

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of

National Institute for Land and Infrastructure Management

No.168

March 2004

崩壊土砂の衝突に対する間伐材を用いた緩衝材の効果評価に関する研究

危機管理技術研究センター 砂防研究室

寺田秀樹

岩男忠明

白川健二

内田太郎

国土交通省 砂防部

近藤浩一

Methods of Evaluating of Effects of Wooden Barrier on Buffering of Soil Collapse Impacts

Erosion and Sediment Control Division

Research Center for Disaster Risk Management

Hideki TERADA

Tadaaki IWAO

Kenji SHIRAKAWA

Taro UCHIDA

Sabo Department, Ministry of Land, Infrastructure and Transport

Koichi KONDO

国土交通省 国土技術政策総合研究所

National Institute for Land and Infrastructure Management

Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Japan

崩壊土砂の衝突に対する間伐材を用いた緩衝材の効果評価に関する研究

寺田秀樹* 岩男忠明** 白川健二**** 内田太郎** 近藤浩一***

Methods of Evaluating Effects of Wooden Barriers on Buffering of Soil Collapse Impacts

Hideki Terada*, Tadaaki IWAO**, Kenji SHIRAKAWA**** Taro UCHIDA**, Koichi KONDO***

概要

本研究は、間伐材等を用いた崩壊土砂に対する緩衝効果の評価手法を取りまとめたものである。急傾斜地崩壊対策に用いる待受け構造物には崩壊土砂の衝撃力が作用する。緩衝材により、衝撃力を緩和することができれば、構造物を経済的な規模で、崩壊土砂を待受けすることができる。しかしながら、崩壊土砂の衝撃力緩和に果たす緩衝材の効果は十分に明らかにされておらず、緩衝作用の定量的な評価手法が確立されていないのが現状である。そこで、本研究では、崩壊土砂の衝突に対する緩衝材の効果进行明らかにする目的で、室内実験を行った。その結果を基に、崩壊土砂の衝突に対する緩衝材の効果の定量化手法を提案し、緩衝材の設計手法を提示した。また、本論ではその活用を期待されている間伐材を緩衝材の部材として検討した。

キーワード：間伐材、崩壊土砂、急傾斜地、待受け擁壁、室内実験

Synopsis

This report is summary of methods of evaluating effects of wooden barriers made by thinned out trees on buffering soil collapse impacts. It can be thought that wooden barriers might contribute to reduce impact force of soil collapse to constrictions for prevention of shallow landslide on steep hillslopes. However, to date, we don't have enough information about effects of wooden barriers on buffering of soil collapse impacts and methods of evaluating its effects. In this study, to clarify effects of wood barriers on buffering of soil collapse impacts, laboratory experiments were conducted. Based on the results of laboratory experiments, we propose a manual for the design of wood barrier for reduction of soil collapse impacts.

Keywords: Wood Barriers, Soil collapse, Steep hillslopes, retaining wall, laboratory experiments,

* 危機管理技術研究センター砂防研究室長, Head, Erosion and Sediment Control Division Research Center for Disaster Risk Management

** 危機管理技術研究センター砂防研究室, Erosion and Sediment Control Division Research Center for Disaster Risk Management

*** 国土交通省 砂防部 Sabo Department, Ministry of Land, Infrastructure and Transport

**** 現 東興建設 Current address Tokko Corporation

目次

1. はじめに	1
2. 崩土流下実験	2
2.1 実験方法	
2.2 実験結果	
2.3 崩土流下実験結果に基づく崩土の有効質量の算出	
3. バルサ材の静的載荷試験	19
3.1 試験方法	
3.2 実験結果と考察	
4. 緩衝材評価手法の提案	25
4.1 手法の提案	
4.2 崩土の有効質量の設定	
5. 間伐緩衝材の設置に関する手引きの提案	32
5.1 間伐緩衝材の設置に関する手引き	
5.2 緩衝材の設置が崩土の擁壁への衝突速度に及ぼす影響に関する計算	
6. おわりに	72

資料

資料1 計測装置の詳細	73
資料2 計測機器の校正試験	80
資料3 崩土の有効質量算出の詳細	104
資料4 杉材、コナラ材の材料試験結果(参考)	114



1. はじめに

急傾斜地崩壊防止施設のうち、待受け擁壁工は斜面の森林等植生を保護できるなどのメリットがある。一方で、崩壊土砂の衝撃力、作用エネルギーを考慮した場合、長大な急傾斜地斜面においては、待受け擁壁の規模を大きくする必要が生じると考えられる。このとき、急傾斜地下端から待受け擁壁までの間に、崩土の流下速度を低減させる緩衝材を設置することによって、構造物に作用する崩土の衝撃力が低減し、構造物の規模を小さくすることが期待される。しかしながら、崩壊土砂の衝撃力緩和に果たす緩衝材の効果は十分に明らかにされておらず、緩衝作用の定量的な評価手法が確立されていないのが現状である。

一方、近年、環境や景観に配慮し、木材を利用した構造物の設置が試みられている(例えば、谷口・清水、2003)。特に、資源の有効活用などの観点から間伐材を利用した構造物の設置が試みられている(例えば、谷口、2002)。さらに、これまでに木材には、土石流等の衝撃力を緩和する作用があることが明らかにされてきている(矢澤ら、1987;水山ら、1989)。

そこで、本研究では、はじめに 2 章において国土技術政策総合研究所地すべり模型実験施設にある崩土流動実験装置に、間伐緩衝材模型を設置した上で、崩土の流下実験を行い、崩土の流下速度、衝撃力を測定した。その結果をもとに、緩衝材の効果について検討した。続いて、3 章において、間伐緩衝材模型に用いる木材の部材定数を明らかにする目的で、静的載荷実験を行った。その上で、2 章、3 章の結果をもとに、間伐緩衝材の効果評価手法を 4 章において提案した。さらに、4 章において提案した間伐緩衝材の効果評価手法を用いて、実際に間伐緩衝材の設計が可能となるよう間伐緩衝材の設計に関する手引きを 5 章において提案した。

(参考文献)

水山高久、栗原淳一、鈴木浩之：樹木の衝撃エネルギー吸収能に関する試験 報告書(II)、土木研究所資料第 2737 号、1989

谷口義信、清水 収：木製流路工の植生導入効果と腐朽度評価、砂防学会誌、56 巻、1 号、25-30、2003

谷口靖雄：間伐材の土木用資材商品化について、砂防学会誌、54 巻、6 号、25-30、2002

矢澤昭夫、水山高久、鈴木浩之：樹木の衝撃エネルギー吸収能に関する基礎実験報告書、土木研究所資料第 2430 号、1987

2. 崩土流下実験

2.1 実験方法

2.1.1 実験の概要

崩土流下実験は、国土技術政策総合研究所地すべり模型実験施設にある崩土流動実験装置を用いて実施した。崩土流動実験装置の上端に設けられた土砂供給装置から、川砂と礫を混合した試料を勾配 45° の水路斜面に流下させる方法で行った。流下する試料の流動深が一定となるよう土砂供給装置から 3.0m、4.5m の地点に流動深調整板を設置した（図 2.1、2.2）。また、土砂供給装置から 1.0m の地点から 5.5m の地点にかけて流路幅を狭め、崩土が横方向に広がらず、受荷台に均等に作用するよう調整した（図 2.3）。

また、平坦部に設置した衝突荷重計測装置またはエネルギー計測装置を用いて、崩土の衝突荷重、作用エネルギーを測定した。勾配変化点から衝突荷重計測装置またはエネルギー計測装置の受荷台までの距離は 25cm とした。なお、衝突荷重計測装置およびエネルギー計測装置に関する詳細は 2.1.3 および資料 1 に示した。

また、荷重受荷台面に衝突する直前の崩土流速を計測するため、高速ビデオカメラ（400・500 コマ/秒）の撮影を上空・側面方向から行うとともに、崩土の流下・堆積状況を確認するため、デジタルビデオカメラの撮影を行った。なお、ビデオ撮影の詳細は 2.1.3 および資料 1 に示した。

間伐緩衝材の効果を検討する目的で緩衝材模型を平坦部に設置した実験と設置しない実験を行った。

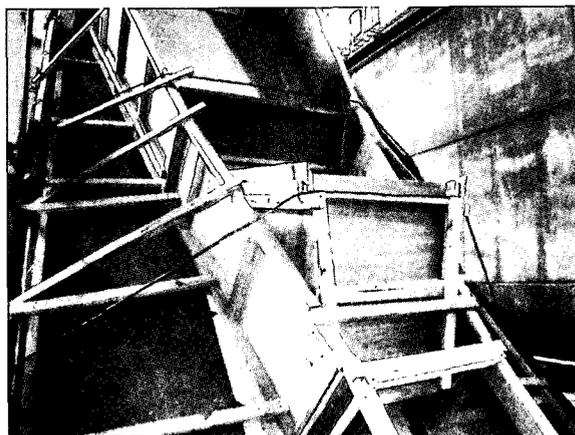


図 2.1 流動深調整板の設置状況

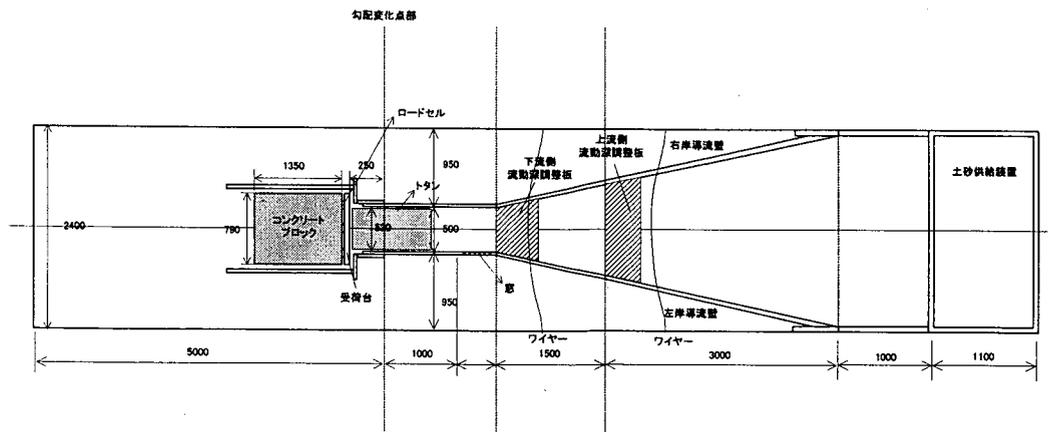
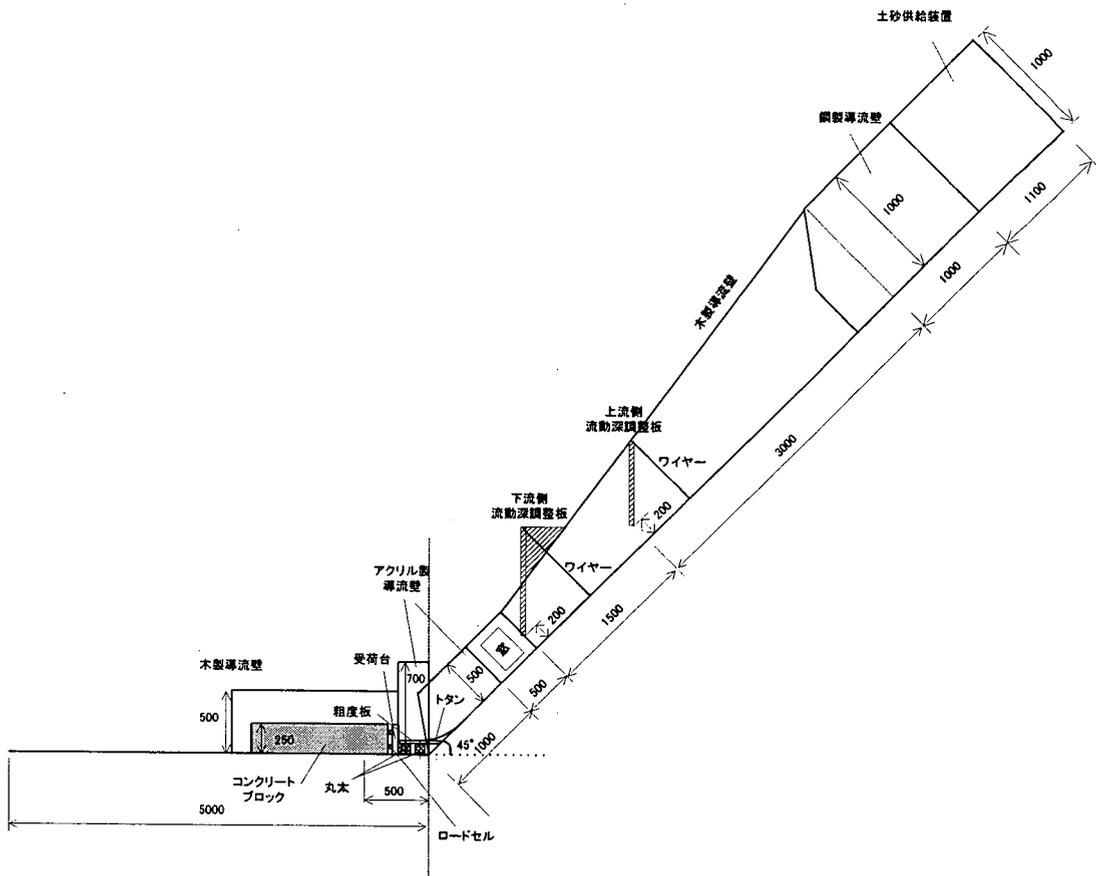


図2.2 崩土流動実験装置側面図および平面図（計測装置としてロードセルを用いた場合）

2.1.2 試料砂

用いた試料は実験棟内の自然湿潤状態で使用した。用いた試料の土粒子の密度は 2.673g/cm^3 である。また、用いた試料の粒径分布は図 2.4 に示すとおりで最大粒径 19.0mm、50%粒径 2.3mm である。

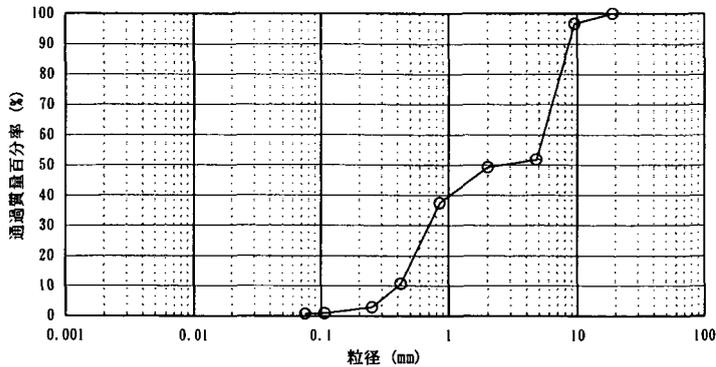


図2.3 砂礫の粒径加積曲線

2.1.3 測定装置

使用した計測機器および計測項目を表 2.1 に示す。また、計測機器の配置は図 2.5 に示す。また、各装置の詳細は資料 1 を参考にされたい。

表2.1 測定項目および測定方法

計測機器	計測項目	規格	数量
圧縮型ロードセル	・衝突荷重	サンプリング周波数 1kHz 容量 20kN/台	3 台
エネルギー計測装置	衝突エネルギー	容量 1.5kN/ハネ 1 本	1 台
高速度ビデオカメラ (FASTCAM-Net)	上空より。 ・場所的・時間的な衝突速度 ・緩衝材の移動速度、緩衝材挙動	サンプリング周波数 500Hz 白黒映像 256 × 240 画素	1 台
高速度ビデオカメラ (RGB-rabbit)	側面より。 ・場所的・時間的な流動深・衝突角度 ・崩土の静止・流動境界の判別 ・堆積過程	サンプリング周波数 400Hz カラー映像 160 × 60 画素	2 台
DVカメラ(SHARP)	上空より、衝突過程・実験状況	サンプリング周波数 30Hz	1 台
DVカメラ(SHARP)	側面より。 ・堆積過程 ・崩壊箱ゲート部(数ケース) ・斜面部流動深(数ケース)	サンプリング周波数 30Hz	1 台
DVカメラ(SONY)	側面より。 ・高速度ビデオカメラ(RGB-rabbit)で撮影できない範囲の補足	サンプリング周波数 30Hz	1 台

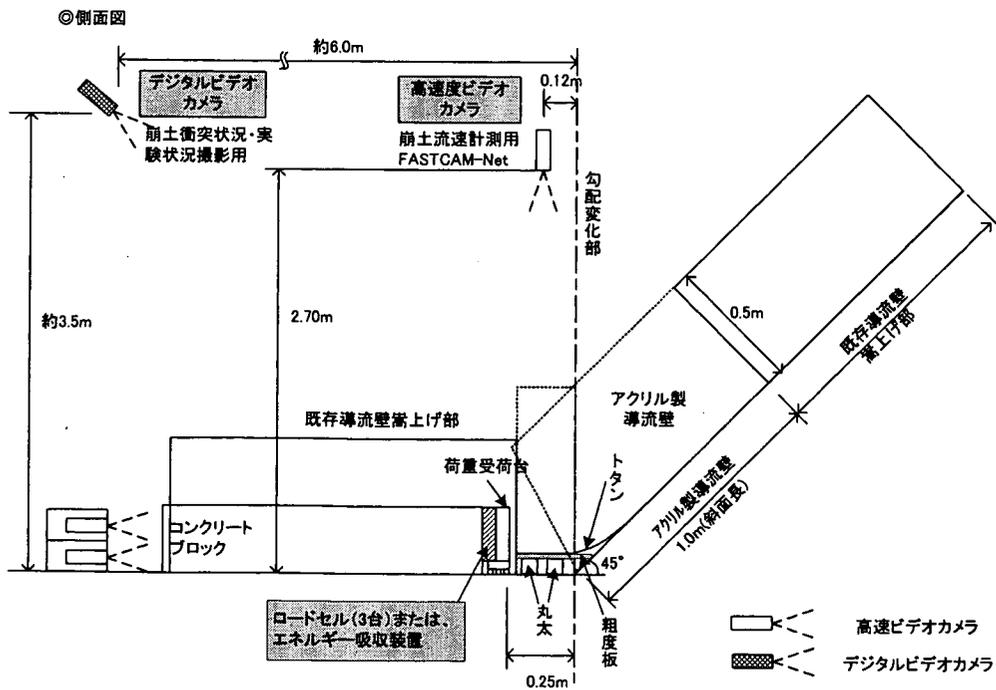
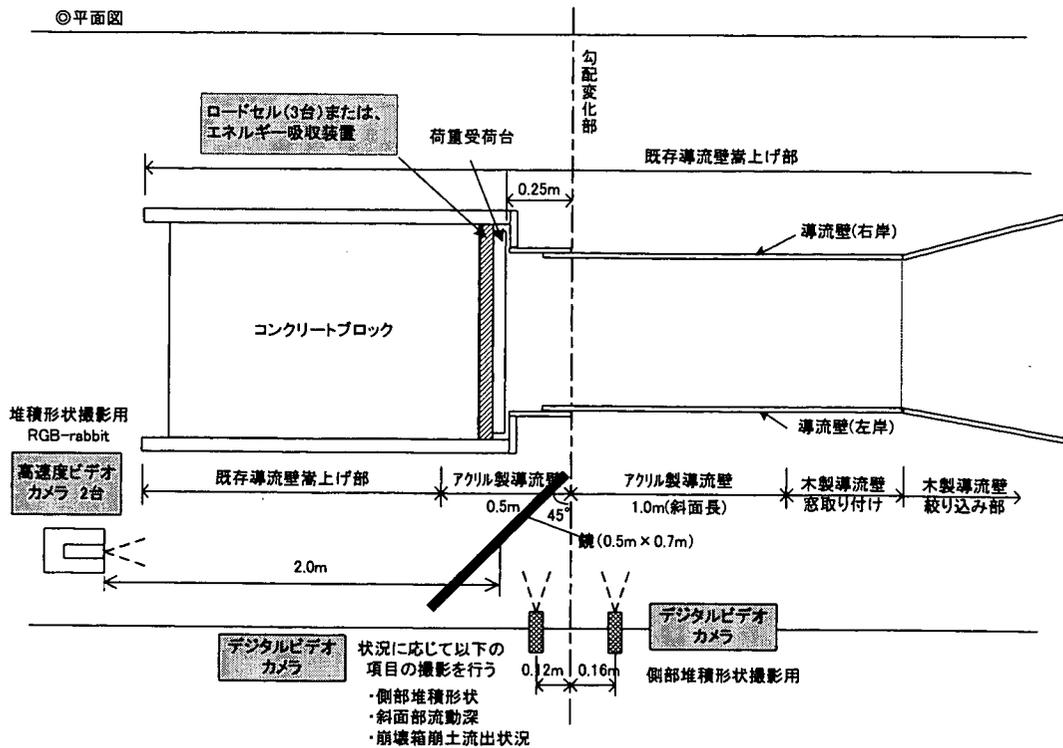


図2.4 計測装置配置図

2.1.4 緩衝材

緩衝材は、横梁材と鋼製のフレームからなる模型を用いた。横梁材背面から計測装置受荷台までの距離は 15cm とした。横梁材の選定は、事前に数種類の部材について静的載荷試験を行い、吸収エネルギー量を求め、崩土の衝突荷重は等分布で横梁材に作用し、たわみ破壊することを考慮して、バルサ材φ25mm を用いた。

フレームは、フレーム自体が変形しエネルギーを吸収しないよう一般構造用鋼材 (SS400) を使用する。また、フレーム自体が崩土の流動の妨げとならないように、フレームは水路の外側に設置する。図 2.6 に緩衝材の設置状況を示す。

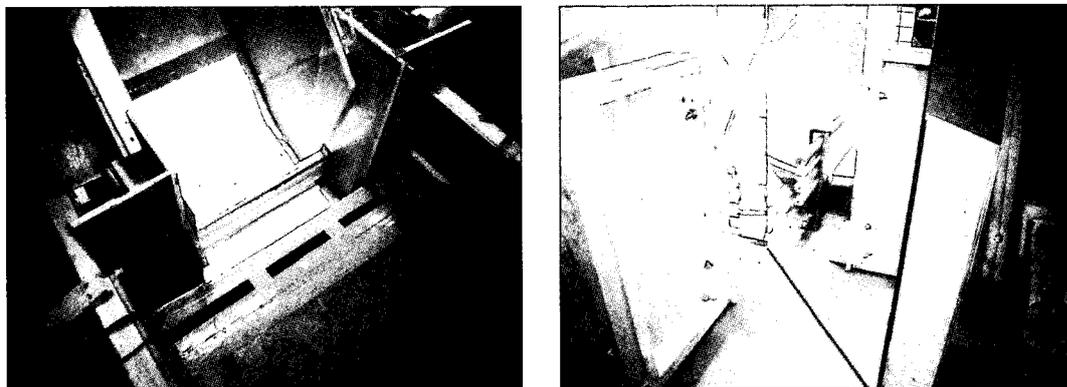


図 2.5 緩衝材模型の設置状況

2.1.5 実験ケース

本資料において報告する、実験ケースの諸元を表 2.2 にまとめた。

表 2.2 各実験ケースの諸元

実験ケース名	緩衝材の有無	緩衝材の平均質量 (g)	崩土量 (m ³)	測定装置
L-流20-3	無し	-	0.75	ロードセル
L-流20-4	無し	-	0.75	ロードセル
L-流20-5	無し	-	0.75	ロードセル
L-バ25-1	有り	71	0.75	ロードセル
L-バ25-2	有り	93	0.75	ロードセル
L-バ25-3	有り	57	0.75	ロードセル
E-流20-2	無し	-	0.75	エネルギー測定装置
E-流20-3	無し	-	0.75	エネルギー測定装置
E-バ25-1	有り	52	0.75	エネルギー測定装置
E-バ25-2	有り	75	0.75	エネルギー測定装置

2.2 実験結果

2.2.1 波形の測定結果

(1) 荷重波形の測定結果

ロードセルによる荷重ならびにエネルギー計測装置による荷重($P=K\delta$ 、バネ定数 $K=1.116\text{kgf/mm}$ 、 δ :ひずみ計から換算したバネ変位量)の測定結果を図 2.5 に示す。ロードセル波形は高周波の波形を示しているのに対し、エネルギー計測装置による波形は、振動が見られなかった。また、ロードセル波形は、衝突開始から 0.2 および 0.4sec 付近に 2 回荷重のピークが見られるが、エネルギー計測装置では、衝突開始から 0.2~0.3sec 付近に 1 回のピークしか見られなかった(図 2.5)。

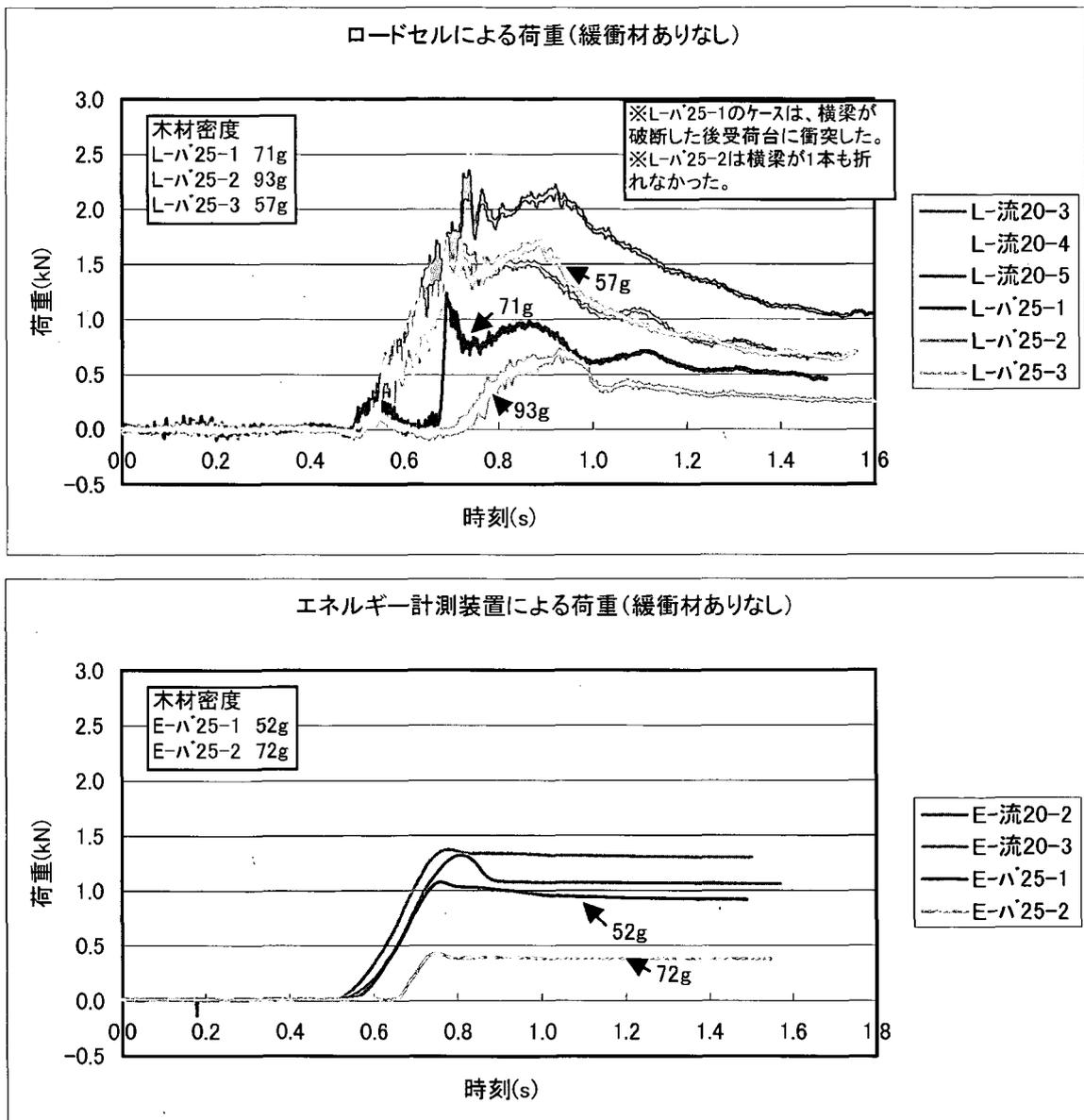


図 2.6 ロードセルならびにエネルギー計測装置による荷重波形に関する実験結果

また、エネルギー計測装置による荷重は、緩衝材ありなしのケースともロードセルによる荷重と比べて小さい傾向を示した。最大衝撃力は、緩衝材なしのケースで 1.7~2.8kN である。緩衝材ありのケースでは、横梁の密度の違いによって異なり、密度が大きい方が緩衝効果が大きいことが分かった。

(2) 力積評価

「2.2.1(1) 荷重波形の測定結果」に基づき、力積を算出する。算出方法は、荷重～時間曲線より、衝突開始からある時刻までの面積より求める。

この結果、力積は緩衝材なしのケースでは、L-流 20-3 を除き、ほぼ同じ波形を示す。緩衝材ありのケースでは、横梁の密度の違いによって異なり、密度が大きい方が緩衝効果が大きいことが分かった。

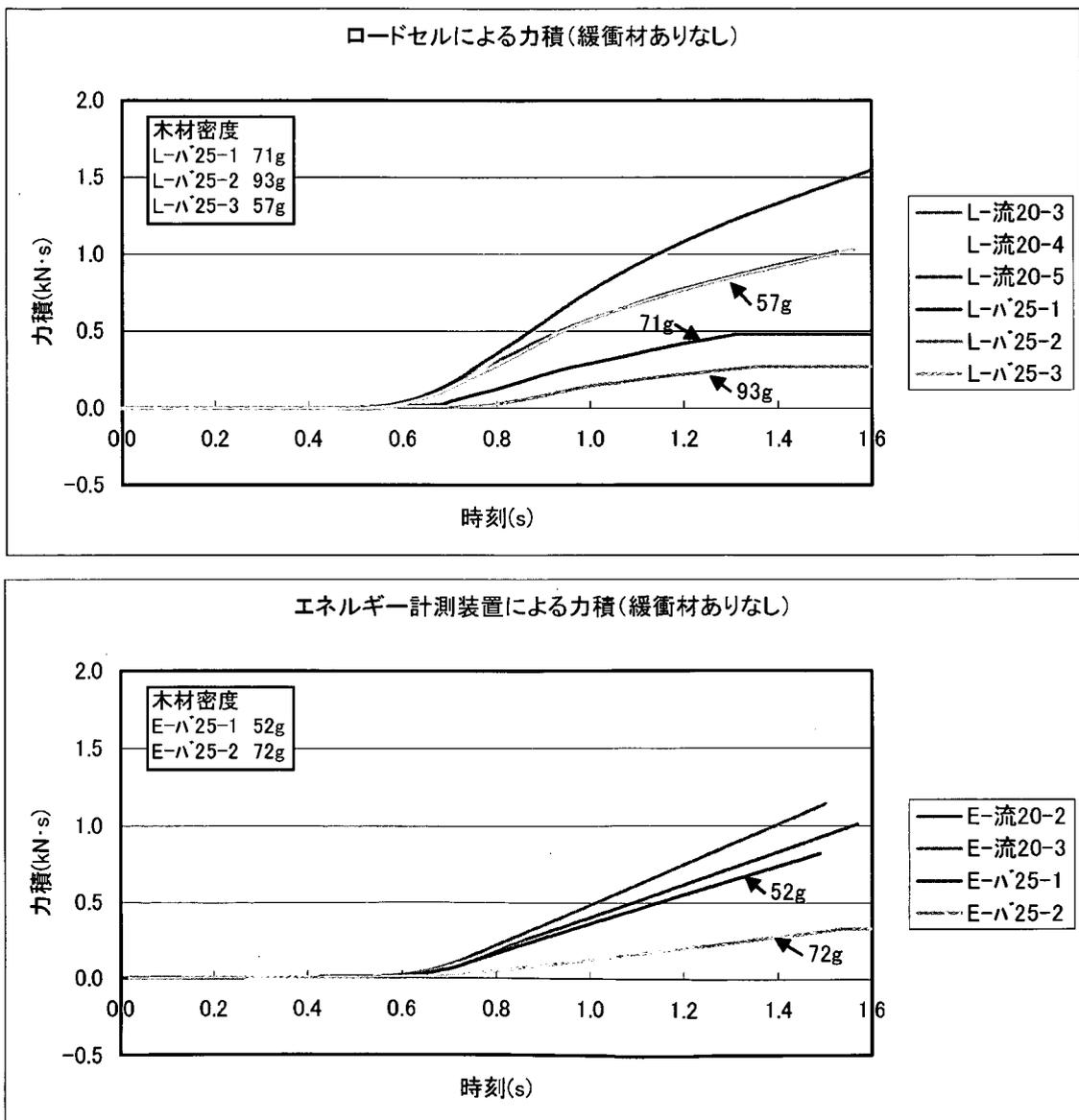


図 2.7 ロードセルならびにエネルギー計測装置による力積波形

(3) エネルギー評価

エネルギー計測装置によるエネルギー波形を示す。算出方法は、荷重 P ($P=k\delta$) ~変位 δ 曲線からの面積より求めた。緩衝材ありのケースでは約 20 (kN・m)、緩衝材なしのケースでは、横梁の密度の違いによって異なり、密度が大きい方が緩衝効果が大きいことが分かった。

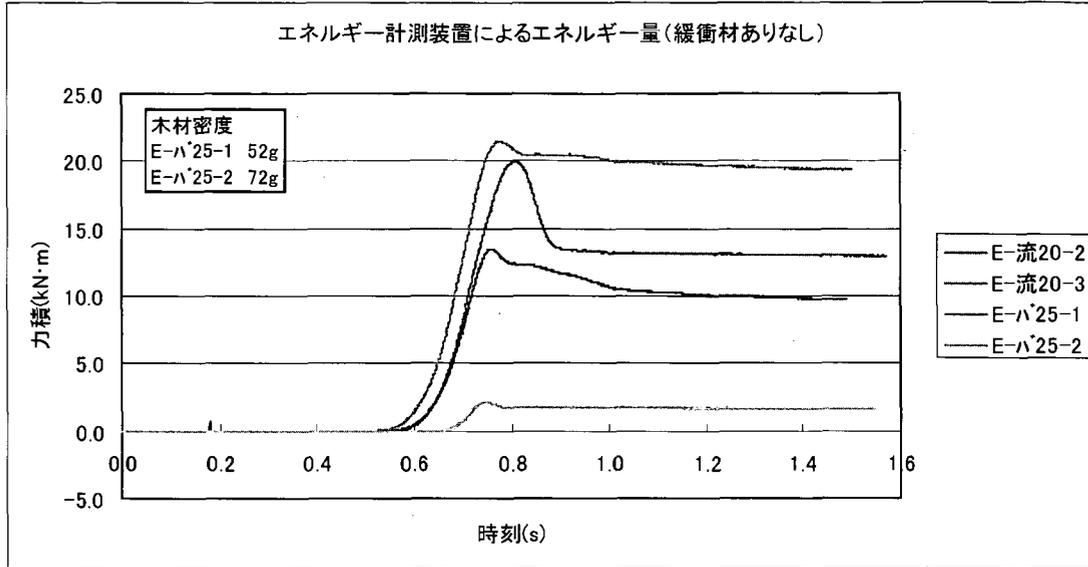


図 2.8 エネルギー計測装置によるエネルギー波形

2.2.2 荷重およびエネルギーのピーク時刻

図にあるように、ロードセル波形に 2 箇所のピーク値が見られる。このため、ピーク荷重を(1)と(2)に分類し、それぞれに対して整理した。

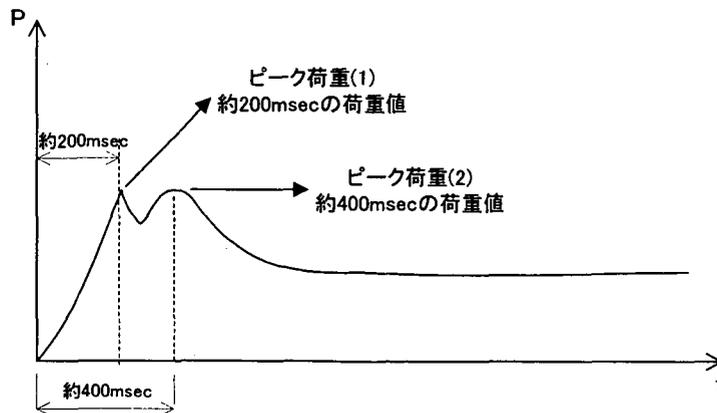


図 2.9 ピーク荷重値の定義

この結果、図 2.10 から 2.12 に示すよう、①ピーク荷重(1)は、衝突開始から 200msec 程度に集中していること、②ピーク荷重(2)は、衝突開始から 400msec 程度に集中していること、③最大エネルギーは、衝突開始から 300msec 程度に集中していることがわかった。

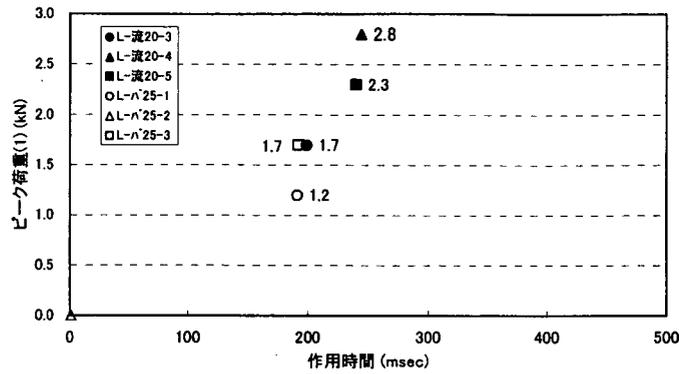


図 2.10 作用時間とピーク荷重(1)の関係

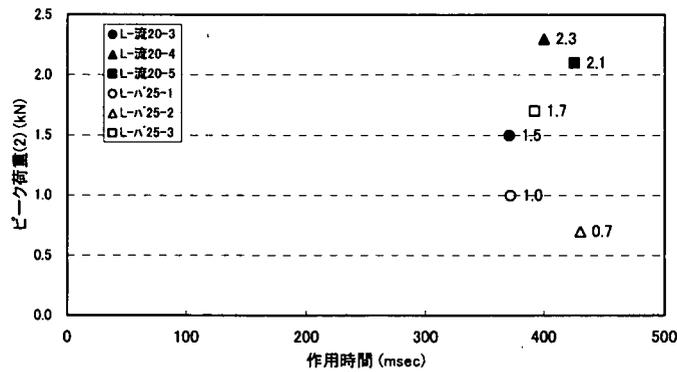


図 2.11 作用時間とピーク荷重(2)との関係

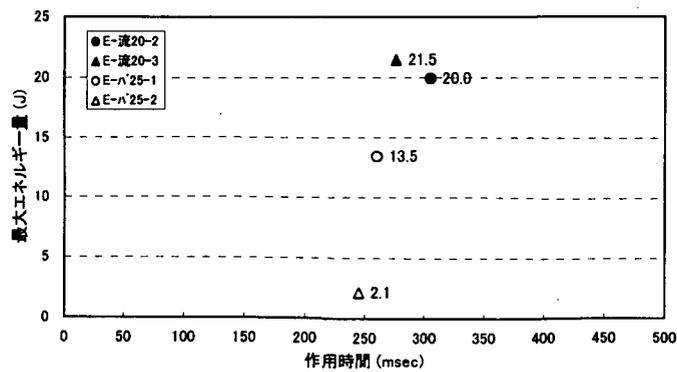


図 2.12 作用時間と最大エネルギー量の関係

2.2.3 単位体積重量

流下時の単位体積重量は、予備実験（E-1、L-発30-1）の2ケースについて、以下に示す方法で求めた。本実験では、水路幅を80cm→50cmとしたことにより、堆積が上流まで及んだため計測不可であった。したがって、本実験結果の整理では、以下の予備実験結果を用いた。

流下時の単位体積重量は、流下前体積(0.75m³)／流下時体積×流下前単位体積重量で計算し、求めた。流下時の体積は、デジタルビデオカメラ(30コマ/1秒)から、斜面部に取り付けられたアクリル板を通過する崩土流動深を時系列で計測する(図2.13)と同時に、斜面部を流下する崩土の平均流速をデジタルビデオカメラにより計測し、平均流速×流動深から崩土の流下時体積を算出する。

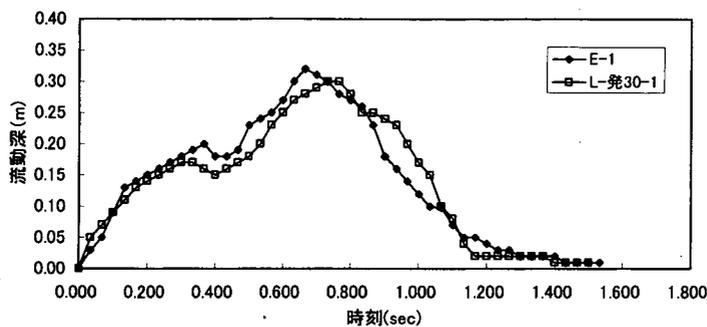


図 2.13 流下時刻と流動深の関係

図 2.14 に流下前・流下時・流下後の崩土の単位体積重量を示す。また、表 2.3 にそれぞれの平均値を示した。

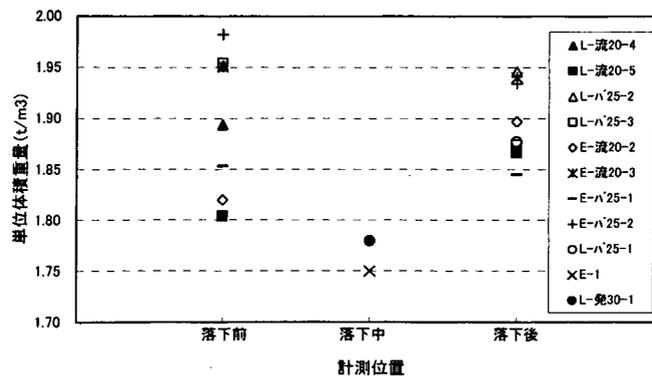


図 2.14 崩土単位体積重量の関係

表 2.3 崩土単位体積重量の平均値(t/m³)

落下前	落下中	落下後
1.901	1.765	1.897

2.2.4 緩衝材の効果

(1) 速度低減比

はじめに、緩衝材通過後の崩土速度について、①緩衝材突き破り直後、②崩土受架台衝突時、③ピーク荷重時について計測を行った結果を図 2.15 に示す。ただし、速度計測位置は受架台直前とした。

この結果、崩土は①突き破り直後から②衝突時にかけて速度は大きくなることがわかった。②衝突時から③ピーク荷重時までは大きくなったり小さくなったりと傾向ははっきりしないが、ほぼ一定であるといえる。そこで、速度低減比 α を求めるにあたり、 V_1 は②衝突時と③ピーク荷重時の平均値を用いることとした。

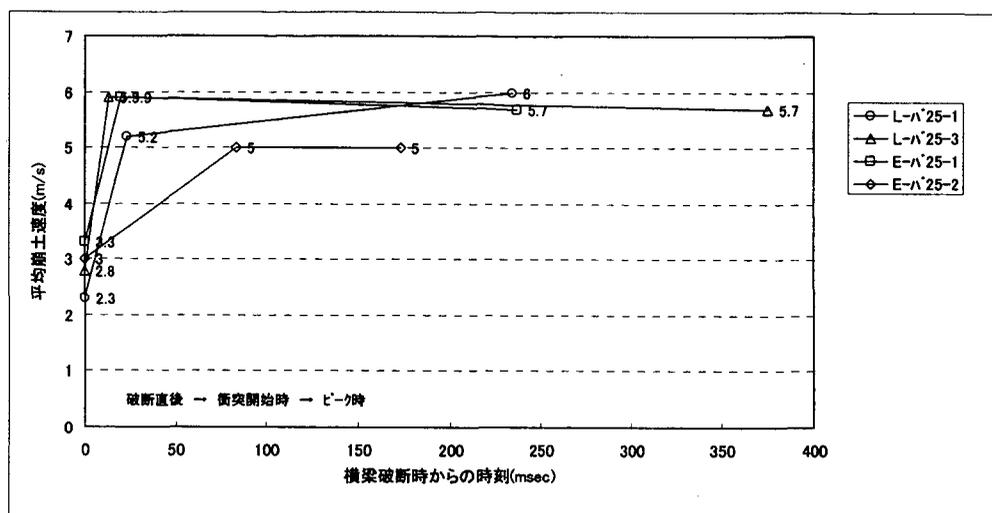


図2.15 緩衝材通過後の崩土速度 V_1 の計測値

緩衝材による速度低減比を衝突前崩土流速(図2.16)および横梁の平均質量(図2.17)により整理した。この結果、速度低減比は0.36~0.52(平均0.44)である。衝突前崩土流速の違いによる速度低減比の違いは顕著ではない。横梁質量の場合では、横梁質量が増えるに従い低減効果は大きくなる傾向を示す。

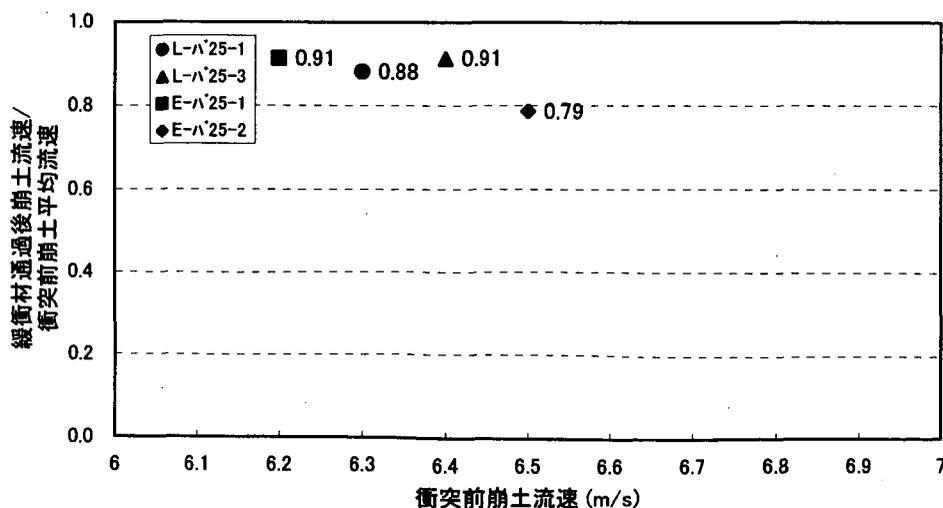


図 2.16 衝突前崩土流速と速度低減比の関係

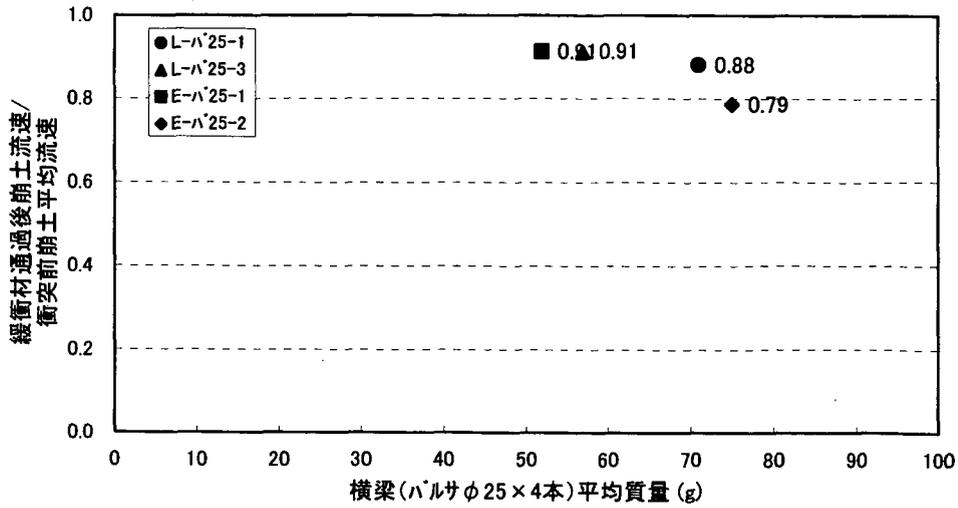


図 2.17 横梁の平均質量と速度低減比の関係

(2) 荷重およびエネルギー低減比

緩衝材による荷重およびエネルギー低減比について横梁の平均質量により整理した。

この結果、荷重・エネルギー低減比は、横梁質量の違いによって異なり、荷重低減効果、エネルギー低減効果は、横梁質量に比例する可能性が高いことが分かった。

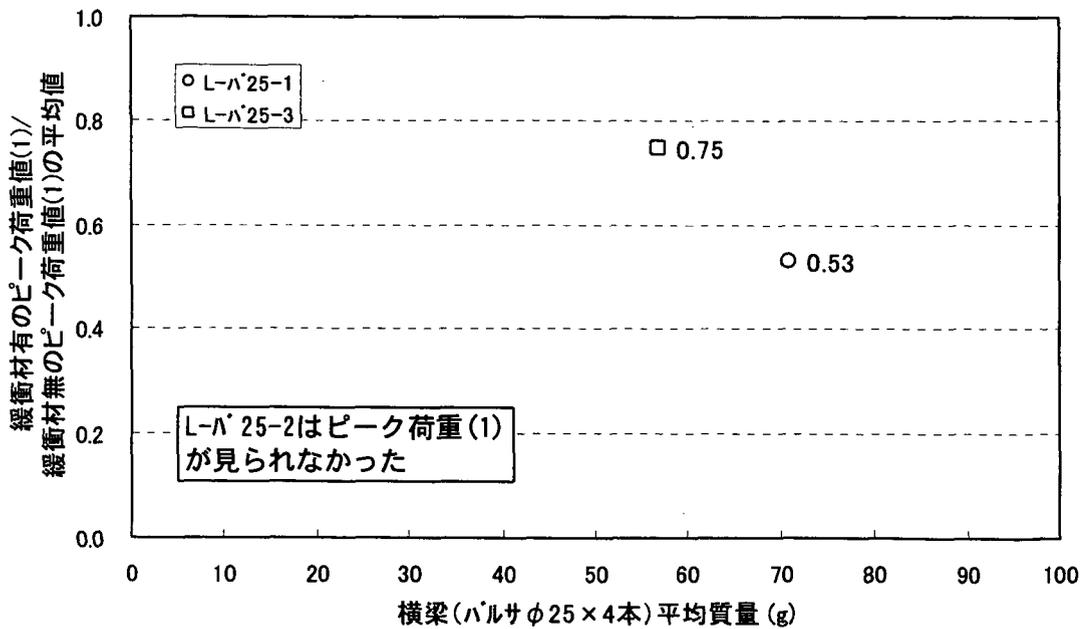


図 2.18 横梁平均質量とピーク荷重(1)低減比の関係

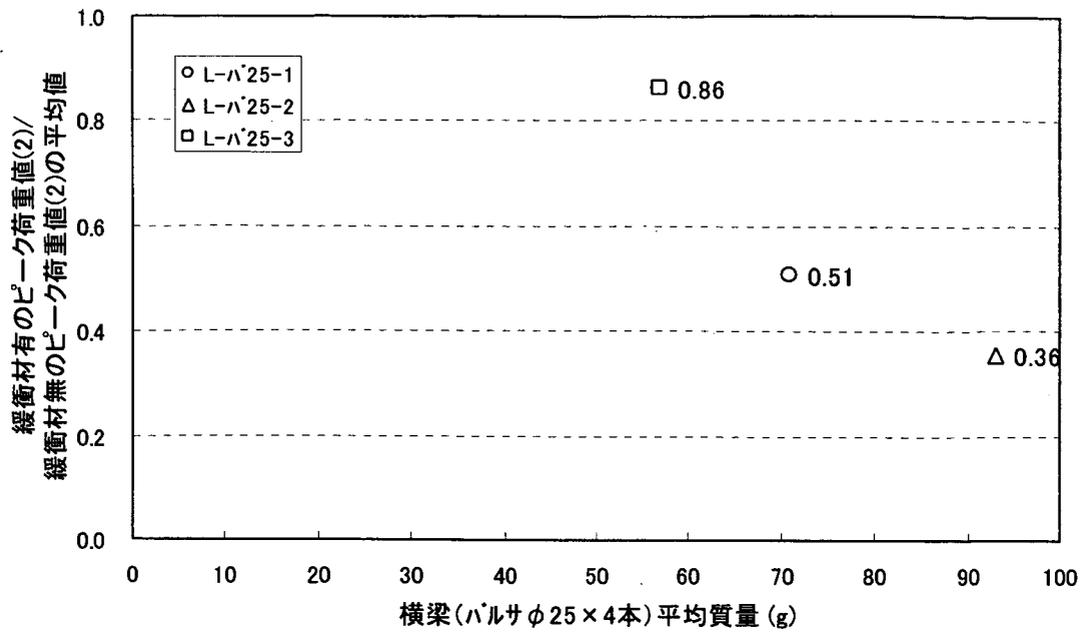


図 2.19 横梁平均質量とピーク荷重(2)低減比の関係

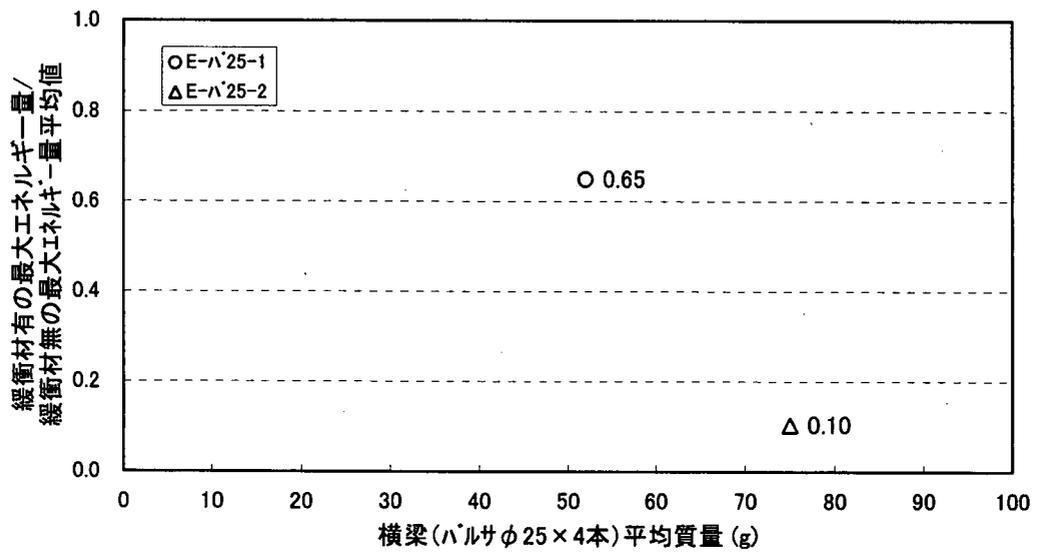


図 2.20 横梁平均質量とエネルギー低減比の関係

2.3 崩土流下実験結果に基づく崩土の有効質量の算出

はじめに、崩土の有効質量を定義する。

崩土の衝突時のメカニズムとしては、図 2.21 に示すように考える。崩土が一様な流動深で受荷台に衝突したと仮定する。衝突後、一部崩土はスプラッシュするものの、残りは受荷台前に堆積し、後続流の力を受けて圧縮する。圧縮中は受荷台前に堆積した崩土を媒質として後続流の衝撃力が伝達される。

堆積した崩土が圧縮強度に達したところでせん断面が形成される。このとき、有効質量も最大となると仮定する。せん断面形成後、崩土は流体としての挙動に変わり、受荷台前に堆積した崩土を媒質として受荷台に一定の荷重が作用する。

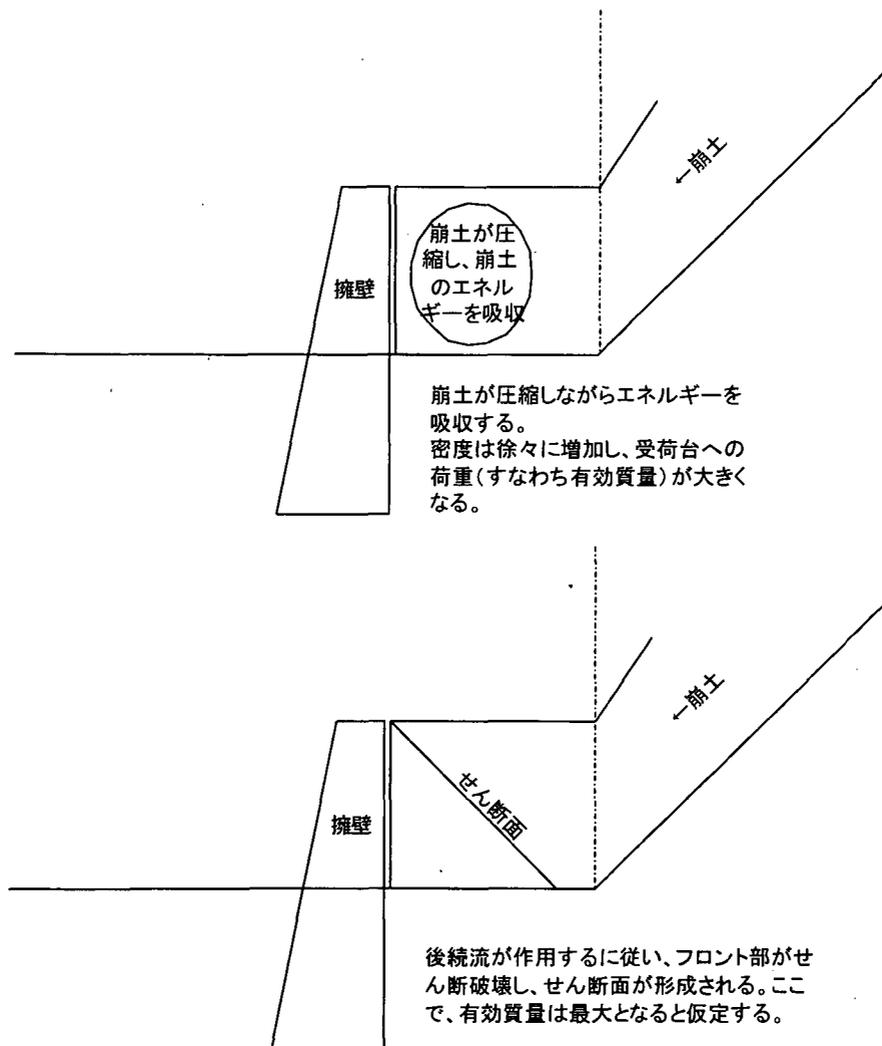


図 2.21 崩土有効質量の考え方

ただし、本実験は、図に示すように先頭部の流動深が小さく、衝突が一様でない。したがって、せん断面形成時の判断が難しくなっている。

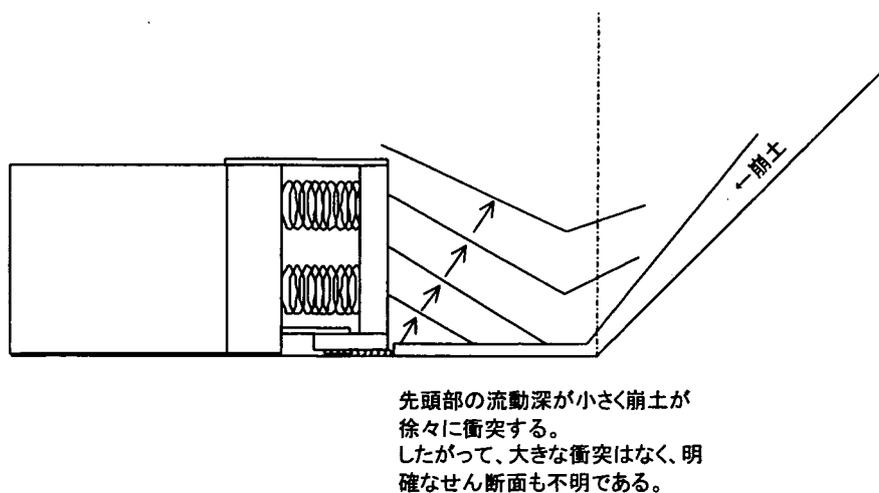


図 2.22 本実験の衝突状況の模式図

したがって、崩土有効質量を表 2.4 に示す 8 方法で求めた。ここに、緩衝材がない場合を m_0 、緩衝材がある場合を m_1 とする。なお、算出過程の詳細は資料 3 にまとめた。

表 2.4 崩土有効質量の算出方法

方法	説明	概要図	備考	対象時間	対象とする質量
方法 1	ピーク荷重時までに勾配変化点を通過した崩土量を有効質量とする方法		方法1は、単なる通過量で有効に作用している質量を示すものではない。	衝突 ～ ピーク荷重	全体質量
方法 2	ピーク荷重時における全層の崩土堆積量を有効質量とする方法		方法2は、単なる堆積量で有効に作用している質量を示すものではない。	"	"
方法 3	ピーク荷重時における静止層の崩土堆積量を有効質量とする方法		方法3は、ピーク荷重時に静止している層の体積が、衝突開始からピーク時まで受荷台に作用したと仮定した方法。静止層の体積が一度に受荷台に作用したとする考え方。	"	有効質量
方法 4	エネルギー計測装置で計測される崩土の衝突エネルギーと崩土の衝突速度より逆算して求める方法	<p>(緩衝材無しの場合)</p> $E = \frac{1}{2} m_0 v_0^2 \quad m_0 = \frac{2E}{v_0^2}$ <p>(緩衝材有りの場合)</p> $E = \frac{1}{2} m_1 v_1^2 \quad m_1 = \frac{2E}{v_1^2}$	方法4は、エネルギー計測装置の動的校正試験で検証されていない方法。	"	"
方法 5	エネルギー計測装置ならびにロードセルで計測される崩土の力積と崩土の衝突速度より逆算して求める方法	<p>(ロードセルの場合)</p> <ul style="list-style-type: none"> 緩衝材無し $U = m_0 v_0 \quad m_0 = \frac{U}{v_0}$ 緩衝材有り $U = m_0 v_0 \times 1.5 \quad m_0 = \frac{U}{1.5 v_0}$ <p>(エネルギー計測装置の場合)</p> <ul style="list-style-type: none"> 緩衝材無し $m_1 = \frac{U}{v_1}$ 緩衝材有り $m_1 = \frac{U}{1.5 v_1}$ 	方法5は、エネルギー計測装置の動的校正試験で検証されている方法で、補正值として、実験で得られた力積を1.5倍したものを用いる。	"	"
方法 6	横梁が破断するまでの崩土通過量を m_0 とする方法	<p>$U = m_0 v_0 \times 1.5 \quad m_0 = \frac{U}{1.5 v_0}$</p>	方法6は、横梁衝突から横梁破断時までに流下したと考えられる崩土量を有効質量とした考え方。(斜面部窓から計測)	衝突 ～ 横梁破断	全体質量
方法 7	横梁が破断するまでの崩土通過量を m_0 とする方法		方法7は、横梁衝突から横梁破断時までに流下したと考えられる崩土量を有効質量とした考え方。(水平部により計測)	"	有効質量
方法 8	横梁が破断するまでの緩衝材上流の堆積量を m_0 とする方法		方法8は、緩衝材上流の堆積形状を線形で近似する考え方。	"	"

算出結果を表 2.5 にまとめる。この結果、手法によらず、 m_0 と m_1 はほぼ同じであることがわかる。

方法 3 による値は方法 1, 2 の 1/18~1/3 程度であり、方法 5 による値は方法 3 の 1/6 程度である。これは、方法 3 が静止層の塊が一度に衝突したとする考え方で、方法 5 は、実験値そのもので図 2.21 に示すように崩土が徐々に衝突した現象を反映したことによるものと考えられる。

ちなみに、ポケット満砂時の崩土質量は、約 65kg である。

表 2.5 崩土有効質量 m_0 、 m_1 の算出結果

実験ケース	方法 1		方法 2		方法 3		方法 4		方法 5		方法 6		方法 7		方法 8		備考
	m_0 (kg)	m_1 (kg)															
L-流20-3	91	—	58	—	—	—	—	—	6.1	—	—	—	—	—	—	—	
L-流20-4	110	—	94	—	—	—	—	—	7.4	—	—	—	—	—	—	—	
L-流20-5	108	—	106	—	19	—	—	—	7.3	—	—	—	—	—	—	22	
E-流20-2	131	—	137	—	61	—	1.1	—	8.9	—	—	—	—	—	—	—	
E-流20-3	125	—	144	—	—	—	1.0	—	8.4	—	—	—	—	—	—	—	
L-N' 25-1	—	85	—	71	—	19	—	—	—	3.4	—	151	—	35	—	—	
L-N' 25-2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	木材折れない
L-N' 25-3	—	87	—	99	—	—	—	—	—	3.4	—	94	—	—	—	—	
E-N' 25-1	—	114	—	112	—	46	—	3.2	—	4.5	—	108	—	—	—	—	
E-N' 25-2	—	112	—	146	—	—	—	0.5	—	4.5	—	133	—	—	—	—	
平均値	113	99	108	107	40	33	1.1	1.8	7.6	3.9	—	122	—	35	—	22	
m_0, m_1 平均値	107		107		36		1.5		5.75		122		35		22		

3 バルサ材の静的載荷試験

3.1 試験方法

(1) 測定項目と測定方法

本実験で使用した緩衝材横梁(バルサφ25)について、静的載荷試験(単純梁、集中載荷)を行い、静的吸収エネルギーを調べた。

図に示すような載荷装置を作成した。スパン長は 500mm である。横梁のスパン中央からロープにより大型バケツ(約 50リットル)を吊り下げる。載荷方法は、1リットル用の軽量カップでバケツに水を投入する。横梁のたわみ量は、スパン中央に設置したダイヤルゲージ(図)により 1/100mm 単位で計測した。

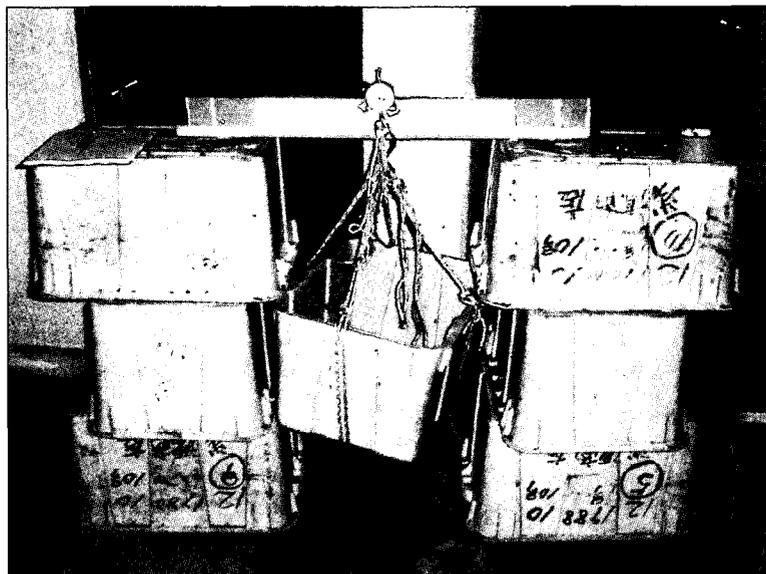


図3.1 試験装置

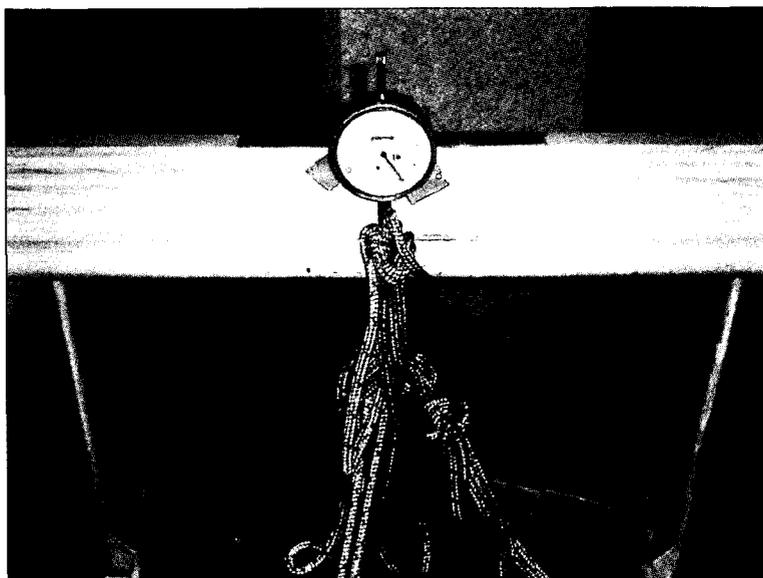


図3.2 ダイヤルゲージ

(2) 試験供試体

試験ではバルサφ25×910mmを使用した。また、バルサの密度にばらつきがあるため、各供試体の質量を事前に計測した。それらを表に示す。

表3.1 試験供試体とその質量

供試体番号	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7
質量 (g)	44	50	51	66	76	78	102

3.2 実験結果と考察

(1) 荷重－変位の関係

測定された荷重－変位関係を図 3.3.に示す。

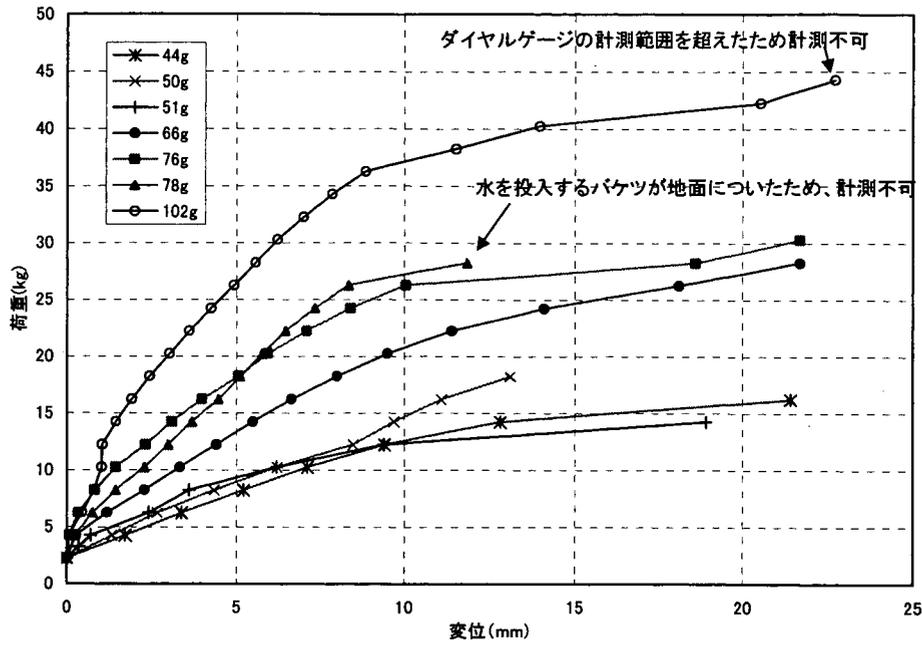


図3.3 各供試体の荷重－変位曲線

(2) 供試体質量と吸収エネルギー量の関係

吸収エネルギーは、終局変位までの面積とし、供試体質量と吸収エネルギー量の関係を図 3.4 に示した。

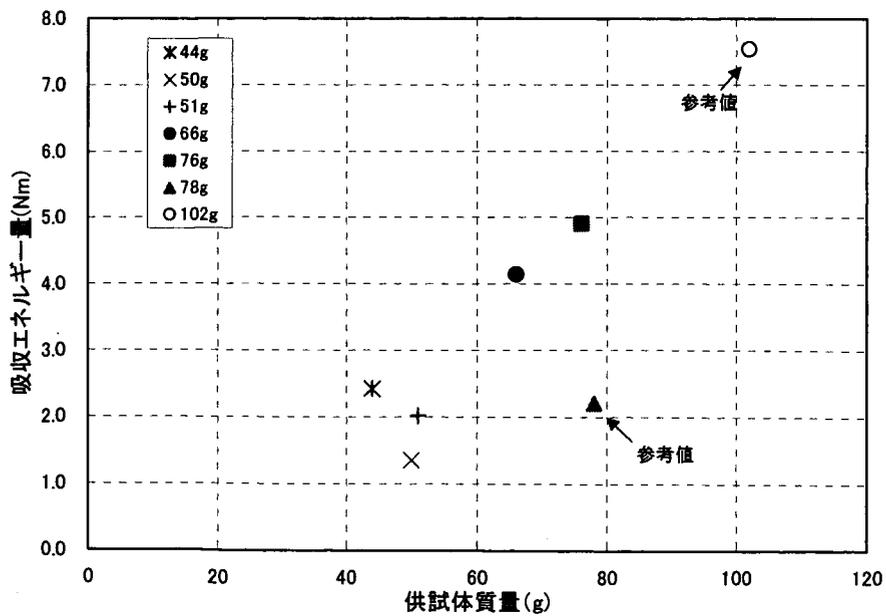


図 3.4 供試体質量と吸収エネルギーの関係

(3) 材料特性の算出

載荷方法の問題から、横梁の軟化を計測することができない。実際はある降伏点から、軟化が生じていると考えられる。したがって、変位が著しく増加した時点を降伏点とした。

各供試体の軟化を考慮した材料特性を表 3.2 に示す。なお、次章における解析に用いる横梁の材料特性はこれらの値とした。なお、供試体 6、7 は、図 3.3 に示したように、測定上の問題から参考値扱いとした。

表 3.2 各供試体の材料特性

No.	木材	質量 (g)	径 (mm)	支間長 (mm)	断面積 (mm ²)	断面係数 (mm ³)	断面2次モ (mm ⁴)	最大荷重 (N)	比例限度荷重 (N)	最大荷重変位 (mm)	比例限度変位 (mm)	終局変位 (mm)	曲げ強度 (N/mm ²)	比例限度曲げ応力 (N/mm ²)	曲げ弾性係数 (N/mm ²)	ハネ定数 (N/mm)	工材料・吸収能 (N・mm)	備考
1	ハ材	44	25	500	491	1534	19175	140.1	81.3	12.8	5.2	21.4	11.4	6.6	2124	15.6	1131	
2	ハ材	50	25	500	491	1534	19175	120.5	81.3	8.5	4.3	13.1	9.8	6.6	2569	18.9	628	
3	ハ材	51	25	500	491	1534	19175	120.5	81.3	9.4	3.6	18.9	9.8	6.6	3069	22.6	794	
4	ハ材	66	25	500	491	1534	19175	238.1	159.7	14.1	6.7	21.7	19.4	13.0	3238	23.8	2086	
5	ハ材	76	25	500	491	1534	19175	257.7	198.9	10.1	5.9	21.7	21.0	16.2	4579	33.7	1639	
6	ハ材	78	25	500	491	1534	19175	257.7	218.5	8.3	6.5	11.8	21.0	17.8	4566	33.6	1165	参考値
7	ハ材	102	25	500	491	1534	19175	375.3	296.9	11.5	6.2	22.7	30.6	24.2	6505	47.9	2801	参考値

- 注
- 1 比例限度荷重は、荷重～変位曲線から読みとった。
 - 2 最大荷重は、変位速度が著しく大きくなる点として、荷重～変位曲線から読みとった。
 - 3 エネルギ―吸収能は、終局変位までの仕事量として求めた。
 - 4 曲げ強度=最大荷重×支間長/(4×断面係数)
 - 5 曲げ弾性係数=比例限度荷重×支間長³/(48×比例限度荷重時変位×断面2次モメント)

次に、算出した材料特性と横梁の質量の関係を図 3.5 に示す。

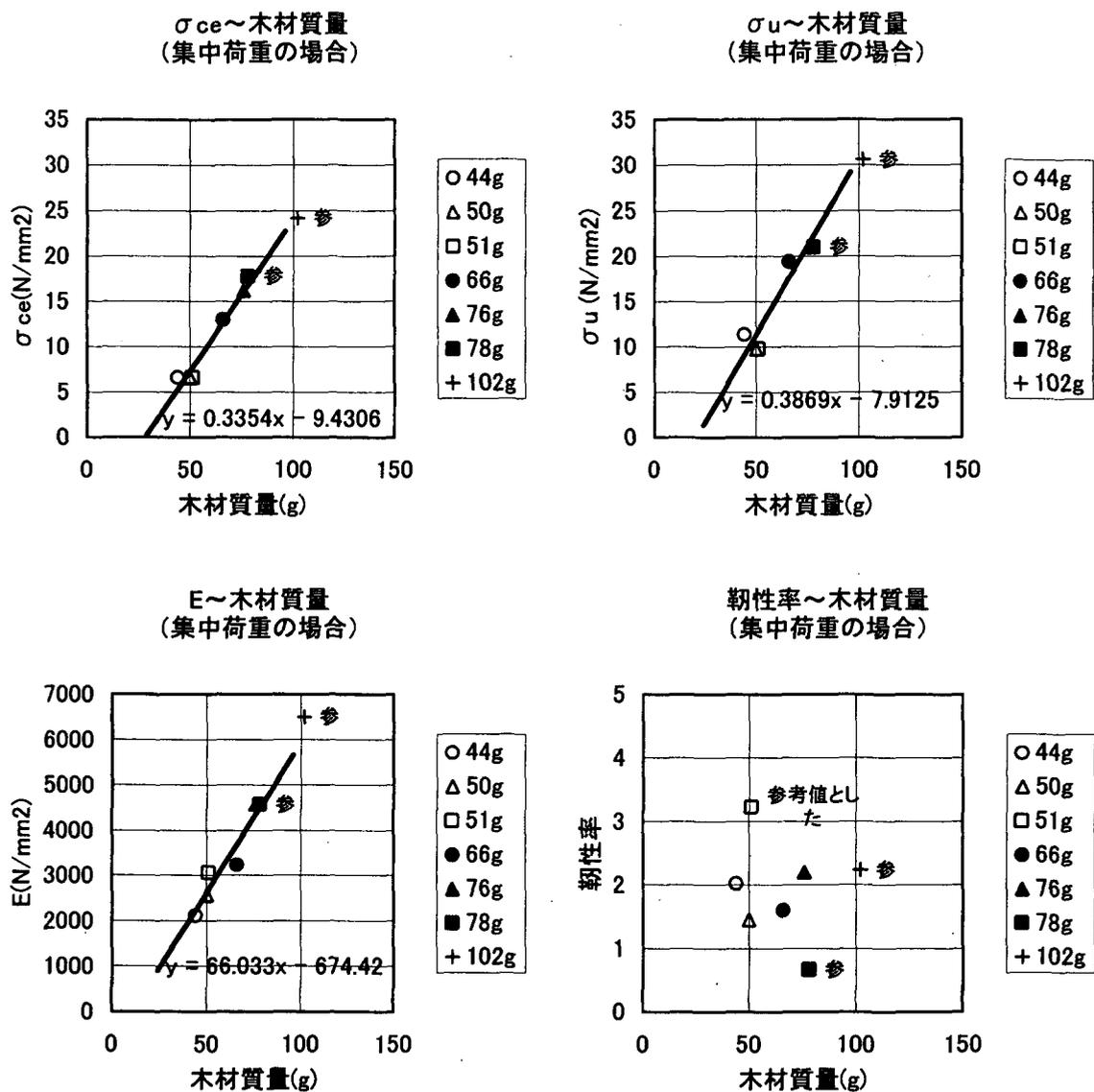


図 3.5 バルサφ25の静的載荷試験結果による木材質量と木材定数との関係

以上の結果、木材定数と木材質量の関係式は以下のとおりである。

- | | |
|--------|------------------------------|
| 比例限度応力 | $\sigma_{ce}=0.3354m-9.4306$ |
| 降伏強度 | $\sigma_u=0.3869m-7.9125$ |
| ヤング率 | $E=66.033m-674.42$ |
| 靱性率 | 一律 1.8 |

また、各供試体を質量ごとに 50g 台、70g 台、100g 台に分類し、それらの材料特性の平均値を表 3.3 に示した。

表3.3 バルサφ25の質量別における材料特性の平均値

定数	単位	50g台	70g台	100g台
ヤング係数	N/mm ²	2587	3909	6505
曲げ強度	N/mm ²	10.4	20.2	30.6
最大荷重変位	mm	10.2	12.1	11.5
終局変位	mm	17.8	21.7	22.7
最大荷重	N	127.1	247.9	375
断面係数	mm ³	1534	1534	1534
パネ定数	N/mm	19.1	28.8	47.9
静的吸収エネルギー	N・mm	851	1863	2801
備考			78gの値は除く	参考値

4. 緩衝材評価手法の提案

4.1 評価手法の提案

緩衝効果評価式は、崩土の運動エネルギーと横梁の吸収エネルギーに着目した力学的エネルギー保存則に基づいて定式化したものであり、崩土条件と横梁条件から崩土の速度低減比を求めるものである。

間伐緩衝材設置位置における力学的エネルギー保存則のつり合い式は、式 4.1 に示すとおりである。同式は1支間長あたりにおける、間伐緩衝材衝突前後での崩土の運動エネルギーの差が、横梁の全吸収エネルギーであるとして定式化している。

式中の k は、静的吸収エネルギーに対する動的吸収エネルギーの比を表し、「樹木の衝撃エネルギー吸収能に関する基礎実験報告書(土研資料第 2430 号)」より、 $k=1$ とする。

$$\frac{1}{2}m_0Lv_0'^2 - \frac{1}{2}m_1LV_1'^2 = Es \cdot k \cdot n \quad \text{式4.1}$$

$\frac{1}{2}m_0Lv_0'^2$: 崩土の衝突エネルギー($N \cdot m$)

m_0 : 衝突前の崩土の有効質量(kg/m)

v_0' : 衝突前の崩土の速度(m/s)

$\frac{1}{2}m_1LV_1'^2$: 間伐緩衝材通過後の崩土の運動エネルギー($N \cdot m$)

m_1 : 間伐緩衝材通過後の崩土の有効質量(kg/m)

V_1' : 間伐緩衝材通過後の崩土の速度(m/s)

$Es \cdot k \cdot n$: 間伐緩衝材の吸収エネルギー($N \cdot m$)

Es : 間伐材1本あたりの吸収エネルギー($N \cdot m$)

n : 間伐材設置本数(本)

k : k 値 (=動的吸収エネルギー/静的吸収エネルギー)

α : 崩土の速度低減比

また、間伐緩衝材衝突前後での崩土の速度低減比(α_b)は式 4.2 のとおり定義し、

$$\alpha_b = \frac{V_1}{v_0} \quad \text{式4.2}$$

式 4.1 より、崩土の速度低減比(α_b)は式 4.3 に示すとおりである。

$$\alpha_b = \sqrt{\frac{m_0 - \frac{2Es \cdot k \cdot n}{m_1 \cdot L \cdot v_0'^2}}{m_1}} \quad \text{式4.3}$$

間伐材1本あたりの吸収エネルギー(E_s)は、図4.1に示すハッチング部分の面積で表すこと

ができる。同図は、横梁を単純梁、崩土荷重を等分布荷重としたときの、横梁の荷重～変位曲線より求められる。また、単純化のため、横梁の応力～ひずみ関係を完全弾塑性とし、塑性変位を $\delta_p(x) = (1 + \mu) \times \delta_e(x)$ (μ : 靱性率) で表している。

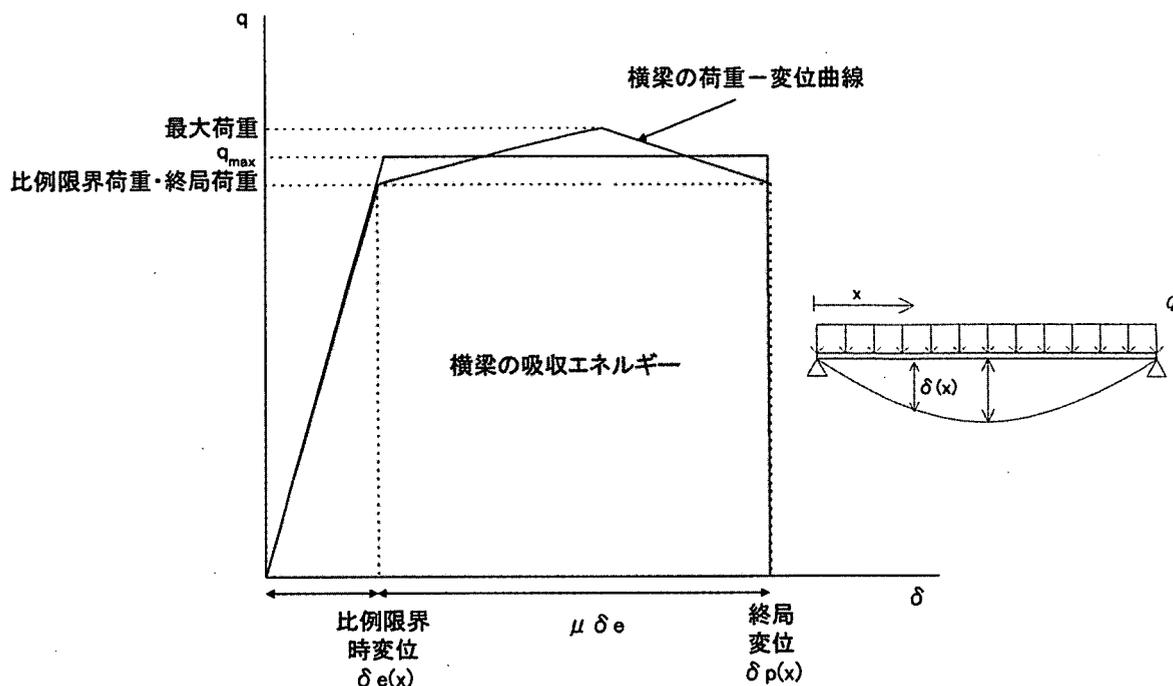


図 4.1 横梁の吸収エネルギー

図 4.1 のハッチング面積より、間伐材 1 本あたりの吸収エネルギー (E_s) は式 4.4 で表すことができる。

$$E_s = \int_0^L \left(\frac{1}{2} q_{\max} \delta_e(x) + q_{\max} \delta_p(x) \right) \cdot dx = \int_0^L q_{\max} (0.5 + \mu) \delta_e(x) \cdot dx \quad \text{式 4.4}$$

- ここに、
- E_s : 吸収エネルギー (N・mm)
 - L : 支間長 (mm)
 - d : 径 (mm)
 - σ_u : 降伏強度 (N/mm²)
 - σ_{ce} : 比例限度応力 (N/mm²)
 - E : 弾性係数 (N/mm²)
 - μ : 靱性率
 - $\delta_e(x)$: x 位置における横梁の比例限界時変位 (mm)
 - n : 設置本数

また、 $\delta_e(x)$ は、単純梁に等分布荷重が作用するときの梁理論より、式 4.5 で表すことができる。

$$\delta_e(x) = \frac{q_{\max} L^4}{24EI} \left\{ \left(\frac{x}{L} \right) - 2 \left(\frac{x}{L} \right)^3 + \left(\frac{x}{L} \right)^4 \right\} \quad \text{式 4.5}$$

ここで、 I は横梁の断面 2 次モーメント。また、 q_{\max} は、図 4.1 より、式 4.6 で表すことができる。

$$q_{\max} = \frac{8Z\sigma}{L^2} = \frac{8Z}{L^2} \frac{\sigma_u + \sigma_{ce}}{2} = \frac{\pi d^3}{4L^2} \frac{\sigma_u + \sigma_{ce}}{2} \quad \text{式 4.6}$$

ここで、 Z は横梁材の断面係数 (mm^2) で、式 4.5、式 4.6 を式 4.4 に代入して整理すると式 4.7 が得られる。

$$E_s = \int_0^L q_{\max} (0.5 + \mu) \delta_e(x) \cdot dx = \frac{(0.5 + \mu) \cdot \pi \cdot d^2 \cdot (\sigma_u + \sigma_{ce})^2 \cdot L}{120E} \quad \text{式 4.7}$$

1 支間長あたりの緩衝効果評価式 (式 4.8) が得られる。

$$\alpha_b = \sqrt{\frac{m_0}{m_1} \frac{(\mu + 0.5)(\sigma_u + \sigma_{ce})^2 \pi \cdot d^2 \cdot k \cdot n}{60Em_1v_0}} \quad \text{式 4.8}$$

また、最大変位量 ($\delta_{e,\max}$) は、式 4.9 であらわすことができる。

$$\delta_{e,\max} = (1 + \mu) \delta_e \left(\frac{L}{2} \right) \quad \text{式 4.9}$$

ここで、式 4.5 を式 4.9 に代入して、

$$\delta_{e,\max} = (1 + \mu) \frac{5q_{\max}L^4}{384EI} \quad \text{式 4.10}$$

式 4.6 を式 4.10 に代入して、整理すると式 4.11 が得られる。

$$\delta_{e,\max} = (1 + \mu) \frac{5L^2(\sigma_u + \sigma_{ce})}{48Ed} \quad \text{式 4.11}$$

4.2 崩土の有効質量の設定

式 4.3 に示した緩衝効果評価式について、今回実験結果を代入し、有効質量の算出方法に関して検討を行う。

横梁吸収エネルギーは 3 章に示した、バルサ材の静的載荷試験結果(図 3.4)に基づき算出した部材の定数を用いて、等分布荷重に対する横梁の可能吸収エネルギー(E_s)と横梁の質量の関係(図 4.2、表 4.1)を近似した直線式(式 4.12)より求めた。

$$E_s = 166.4m - 4976.5$$

式 4.12

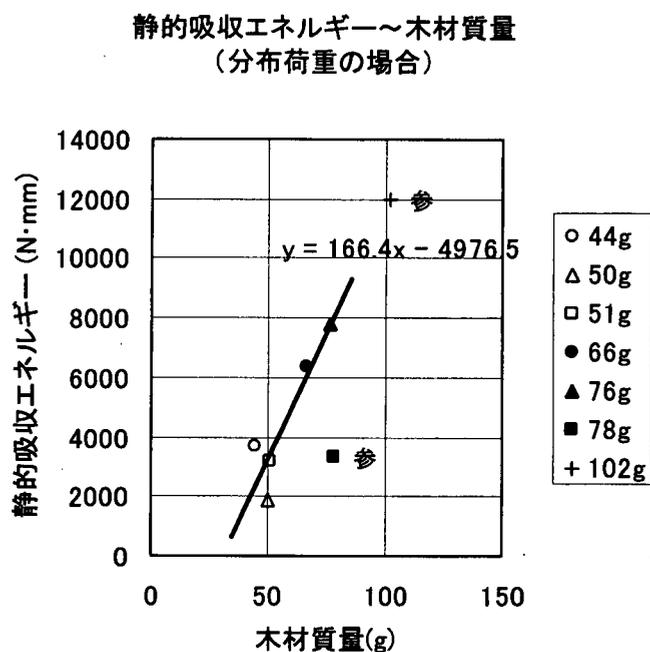


図4.2 バルサ材φ25における木材質量と吸収エネルギーとの関係

表4.1 木材静的載荷試験結果に基づく等分布荷重に対する横梁の可能吸収エネルギー(E_s)の算出結果

木種	m (g)	d (mm)	$(\sigma_s + \sigma_{cs})/2$ (N/mm ²)	qmax L (N)	δ_e (mm)	μ (= δ_p / δ_e)	δ_p (mm)	E_s (N·mm)	備考
バルサ	44	25	9.0	221	9.8	1.19	11.6	3658	
バルサ	50	25	8.2	202	7.4	0.78	5.7	1902	
バルサ	51	25	8.2	202	6.2	2.07	12.7	3194	
バルサ	66	25	16.2	398	11.5	0.89	10.2	6344	
バルサ	76	25	18.6	457	9.3	1.32	12.4	7777	
バルサ	78	25	19.4	476	9.8	0.21	2.0	3294	参考値
バルサ	102	25	27.4	672	9.7	1.34	13.0	12007	参考値

ここで、式 4.3 中の k は、既往の「樹木の衝撃エネルギー吸収能に関する基礎実験報告書(土研資料第 2430 号)」より、 $k=1$ とした。また、有効質量は $m_0=m_1$ と仮定した。さらに、検証する崩土流下実験の横梁の平均質量(g)は表 4.1 の通りである。

表 4.1 横梁の平均質量

実験ケース名	横梁平均質量(g)
L-ハ 25-1	71
L-ハ 25-3	57
E-ハ 25-1	52
E-ハ 25-2	75

以上の値及び 2.3 で算出した崩土の有効質量(表 2.5)を式 4.3 に代入し、実測の速度低減比と式 4.3 を用いた速度低減比の関係を図 4.3 に示した。また、算出結果の詳細は表 4.2 に示した。

この結果、 m_0 の方法 5 を用いた場合において比較的良い一致を示している。しかしながら、崩土量、斜面勾配などから崩土の力積を精度よく推定する手法は現時点においては開発されていない。

一方、方法 4 を除く手法はいずれも、評価式による速度低減比は、実際の速度低減比より大きいことがわかった。また、ポケット満砂時の崩土質量(約 65kg)は方法 5 で求めた有効質量(3.4~8.9kg)より大きく、ポケット満砂時の崩土質量を有効質量とした場合、速度低減比は、実際の速度低減比より過大に評価される(実際よりも速度が低減しないように評価される)と考えられる。

以上の結果、現時点では、有効質量を精度よく予測することは困難であるが、ポケット満砂時の崩土質量を有効質量として用いた場合、緩衝材による速度低減比は安全側に計算されることがわかった。そこで、次章の緩衝材の設計計算事例においては、ポケット満砂時の崩土質量を有効質量として用いることとする。

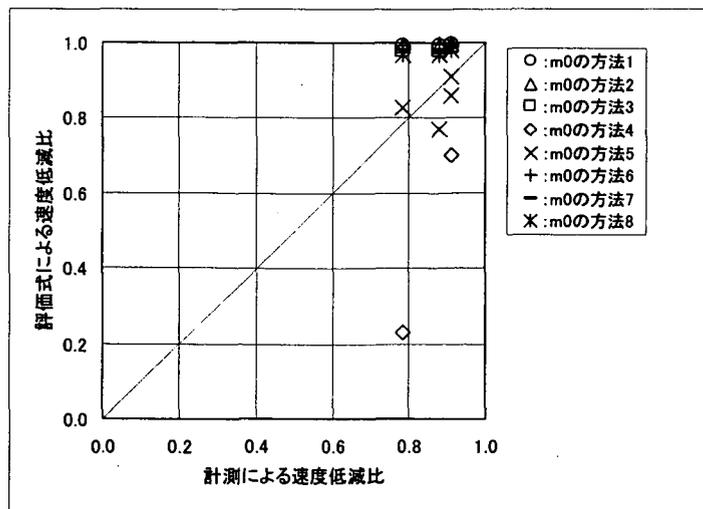


図 4.3 緩衝効果評価式の検証結果

表 4.2 緩衝効果評価式の検証結果(その1)

m0方法1

ケース名	木材条件						崩土条件			速度低減比		備考
	L (mm)	m (g)	d (mm)	k	Es (N・m)	n (本)	V ₀ (m/s)	V ₁ (m/s)	m ₀ , m ₁ (kg)	$\alpha = V_1/V_0$	評価式 α	
L-流20-3	—	—	—	—	—	—	6.5	—	—	—	—	
L-N 25-1	500	71	25	1.0	6.8	4	6.3	5.6	107	0.88	0.99	
L-流20-4	—	—	—	—	—	—	6.4	—	—	—	—	
L-N 25-2	500	93	25	1.0	10.5	0	6.4	—	—	—	—	横梁破断せず
L-N 25-3	500	57	25	1.0	4.5	4	6.4	5.8	107	0.91	1.00	
L-流20-5	—	—	—	—	—	—	6.4	—	—	—	—	
E-流20-1	—	—	—	—	—	—	6.3	—	—	—	—	けめくれ, 未考慮
E-流20-2	—	—	—	—	—	—	6.1	—	—	—	—	
E-N 25-1	500	52	25	1.0	3.7	4	6.2	5.8	107	0.91	1.00	
E-流20-3	—	—	—	—	—	—	6.4	—	—	—	—	校正精度が低い
E-N 25-2	500	75	25	1.0	7.5	4	6.5	5.0	107	0.79	0.99	〃
平均値							6.4	5.6				

m0方法2

ケース名	木材条件						崩土条件			速度低減比		備考
	L (mm)	m (g)	d (mm)	k	Es (N・m)	n (本)	V ₀ (m/s)	V ₁ (m/s)	m ₀ , m ₁ (kg)	$\alpha = V_1/V_0$	評価式 α	
L-流20-3	—	—	—	—	—	—	6.5	—	—	—	—	
L-N 25-1	500	71	25	1.0	6.8	4	6.3	5.6	107	0.88	0.99	
L-流20-4	—	—	—	—	—	—	6.4	—	—	—	—	
L-N 25-2	500	93	25	1.0	10.5	0	6.4	—	—	—	—	横梁破断せず
L-N 25-3	500	57	25	1.0	4.5	4	6.4	5.8	107	0.91	1.00	
L-流20-5	—	—	—	—	—	—	6.4	—	—	—	—	
E-流20-1	—	—	—	—	—	—	6.3	—	—	—	—	けめくれ, 未考慮
E-流20-2	—	—	—	—	—	—	6.1	—	—	—	—	
E-N 25-1	500	52	25	1.0	3.7	4	6.2	5.8	107	0.91	1.00	
E-流20-3	—	—	—	—	—	—	6.4	—	—	—	—	校正精度が低い
E-N 25-2	500	75	25	1.0	7.5	4	6.5	5.0	107	0.79	0.99	〃
平均値							6.4	5.6				

m0方法3

ケース名	木材条件						崩土条件			速度低減比		備考
	L (mm)	m (g)	d (mm)	k	Es (N・m)	n (本)	V ₀ (m/s)	V ₁ (m/s)	m ₀ , m ₁ (kg)	$\alpha = V_1/V_0$	評価式 α	
L-流20-3	—	—	—	—	—	—	6.5	—	—	—	—	
L-N 25-1	500	71	25	1.0	6.8	4	6.3	5.6	36	0.88	0.98	
L-流20-4	—	—	—	—	—	—	6.4	—	—	—	—	
L-N 25-2	500	93	25	1.0	10.5	0	6.4	—	—	—	—	横梁破断せず
L-N 25-3	500	57	25	1.0	4.5	4	6.4	5.8	36	0.91	0.99	
L-流20-5	—	—	—	—	—	—	6.4	—	—	—	—	
E-流20-1	—	—	—	—	—	—	6.3	—	—	—	—	けめくれ, 未考慮
E-流20-2	—	—	—	—	—	—	6.1	—	—	—	—	
E-N 25-1	500	52	25	1.0	3.7	4	6.2	5.8	36	0.91	0.99	
E-流20-3	—	—	—	—	—	—	6.4	—	—	—	—	校正精度が低い
E-N 25-2	500	75	25	1.0	7.5	4	6.5	5.0	36	0.79	0.98	〃
平均値							6.4	5.6				

m0方法4

ケース名	木材条件						崩土条件			速度低減比		備考
	L (mm)	m (g)	d (mm)	k	Es (N・m)	n (本)	V ₀ (m/s)	V ₁ (m/s)	m ₀ , m ₁ (kg)	$\alpha = V_1/V_0$	評価式 α	
L-流20-3	—	—	—	—	—	—	6.5	—	—	—	—	
L-N 25-1	500	71	25	1.0	6.8	4	6.3	5.6	—	—	—	
L-流20-4	—	—	—	—	—	—	6.4	—	—	—	—	
L-N 25-2	500	93	25	1.0	10.5	0	6.4	—	—	—	—	横梁破断せず
L-N 25-3	500	57	25	1.0	4.5	4	6.4	5.8	—	—	—	
L-流20-5	—	—	—	—	—	—	6.4	—	—	—	—	
E-流20-1	—	—	—	—	—	—	6.3	—	—	—	—	けめくれ, 未考慮
E-流20-2	—	—	—	—	—	—	6.1	—	—	—	—	
E-N 25-1	500	52	25	1.0	3.7	4	6.2	5.8	1.5	0.91	0.70	
E-流20-3	—	—	—	—	—	—	6.4	—	—	—	—	校正精度が低い
E-N 25-2	500	75	25	1.0	7.5	4	6.5	5.0	1.5	0.79	0.23	〃
平均値							6.4	5.6				

表4.2 緩衝効果評価式の検証結果(その2)

m0方法5

ケース名	木材条件						崩土条件			速度低減比		備考
	L (mm)	m (g)	d (mm)	k	Es (N・m)	n (本)	V ₀ (m/s)	V ₁ (m/s)	m ₀ , m ₁ (kg)	$\alpha = V_1/V_0$	評価式 α	
L-流20-3	—	—	—	—	—	—	6.5	—	—	—	—	
L-ハ' 25-1	500	71	25	1.0	6.8	4	6.3	5.6	3.4	0.88	0.77	
L-流20-4	—	—	—	—	—	—	6.4	—	—	—	—	
L-ハ' 25-2	500	93	25	1.0	10.5	0	6.4	—	—	—	—	横梁破断せず
L-ハ' 25-3	500	57	25	1.0	4.5	4	6.4	5.8	3.4	0.91	0.86	
L-流20-5	—	—	—	—	—	—	6.4	—	—	—	—	
E-流20-1	—	—	—	—	—	—	6.3	—	—	—	—	けじめくれ,未考慮
E-流20-2	—	—	—	—	—	—	6.1	—	—	—	—	
E-ハ' 25-1	500	52	25	1.0	3.7	4	6.2	5.8	4.5	0.91	0.91	
E-流20-3	—	—	—	—	—	—	6.4	—	—	—	—	校正精度が低い
E-ハ' 25-2	500	75	25	1.0	7.5	4	6.5	5.0	4.5	0.79	0.83	〃
平均値							6.4	5.6				

m0方法6

ケース名	木材条件						崩土条件			速度低減比		備考
	L (mm)	m (g)	d (mm)	k	Es (N・m)	n (本)	V ₀ (m/s)	V ₁ (m/s)	m ₀ , m ₁ (kg)	$\alpha = V_1/V_0$	評価式 α	
L-流20-3	—	—	—	—	—	—	6.5	—	—	—	—	
L-ハ' 25-1	500	71	25	1.0	6.8	4	6.3	5.6	122	0.88	0.99	
L-流20-4	—	—	—	—	—	—	6.4	—	—	—	—	
L-ハ' 25-2	500	93	25	1.0	10.5	0	6.4	—	—	—	—	横梁破断せず
L-ハ' 25-3	500	57	25	1.0	4.5	4	6.4	5.8	122	0.91	1.00	
L-流20-5	—	—	—	—	—	—	6.4	—	—	—	—	
E-流20-1	—	—	—	—	—	—	6.3	—	—	—	—	けじめくれ,未考慮
E-流20-2	—	—	—	—	—	—	6.1	—	—	—	—	
E-ハ' 25-1	500	52	25	1.0	3.7	4	6.2	5.8	122	0.91	1.00	
E-流20-3	—	—	—	—	—	—	6.4	—	—	—	—	校正精度が低い
E-ハ' 25-2	500	75	25	1.0	7.5	4	6.5	5.0	122	0.79	0.99	〃
平均値							6.4	5.6				

m0方法7

ケース名	木材条件						崩土条件			速度低減比		備考
	L (mm)	m (g)	d (mm)	k	Es (N・m)	n (本)	V ₀ (m/s)	V ₁ (m/s)	m ₀ , m ₁ (kg)	$\alpha = V_1/V_0$	評価式 α	
L-流20-3	—	—	—	—	—	—	6.5	—	—	—	—	
L-ハ' 25-1	500	71	25	1.0	6.8	4	6.3	5.6	35	0.88	0.98	
L-流20-4	—	—	—	—	—	—	6.4	—	—	—	—	
L-ハ' 25-2	500	93	25	1.0	10.5	0	6.4	—	—	—	—	横梁破断せず
L-ハ' 25-3	500	57	25	1.0	4.5	4	6.4	5.8	35	0.91	0.99	
L-流20-5	—	—	—	—	—	—	6.4	—	—	—	—	
E-流20-1	—	—	—	—	—	—	6.3	—	—	—	—	けじめくれ,未考慮
E-流20-2	—	—	—	—	—	—	6.1	—	—	—	—	
E-ハ' 25-1	500	52	25	1.0	3.7	4	6.2	5.8	35	0.91	0.99	
E-流20-3	—	—	—	—	—	—	6.4	—	—	—	—	校正精度が低い
E-ハ' 25-2	500	75	25	1.0	7.5	4	6.5	5.0	35	0.79	0.98	〃
平均値							6.4	5.6				

m0方法8

ケース名	木材条件						崩土条件			速度低減比		備考
	L (mm)	m (g)	d (mm)	k	Es (N・m)	n (本)	V ₀ (m/s)	V ₁ (m/s)	m ₀ , m ₁ (kg)	$\alpha = V_1/V_0$	評価式 α	
L-流20-3	—	—	—	—	—	—	6.5	—	—	—	—	
L-ハ' 25-1	500	71	25	1.0	6.8	4	6.3	5.6	22	0.88	0.97	
L-流20-4	—	—	—	—	—	—	6.4	—	—	—	—	
L-ハ' 25-2	500	93	25	1.0	10.5	0	6.4	—	—	—	—	横梁破断せず
L-ハ' 25-3	500	57	25	1.0	4.5	4	6.4	5.8	22	0.91	0.98	
L-流20-5	—	—	—	—	—	—	6.4	—	—	—	—	
E-流20-1	—	—	—	—	—	—	6.3	—	—	—	—	けじめくれ,未考慮
E-流20-2	—	—	—	—	—	—	6.1	—	—	—	—	
E-ハ' 25-1	500	52	25	1.0	3.7	4	6.2	5.8	22	0.91	0.98	
E-流20-3	—	—	—	—	—	—	6.4	—	—	—	—	校正精度が低い
E-ハ' 25-2	500	75	25	1.0	7.5	4	6.5	5.0	22	0.79	0.97	〃
平均値							6.4	5.6				

5 間伐緩衝材の設置に関する手引きの提案

本章では、前章までの検討に基づき、待ち受け式擁壁に作用する崩土の衝突エネルギーを低減するための緩衝材として用いる間伐材を利用した間伐緩衝材の設計に関する手引きを提案する。

5.1 間伐緩衝材の設置に関する手引き

次ページ以降に示す。

1. 設計手法

1.1 総則

(1) 適用の範囲

- ・ 本資料は、待ち受け式擁壁に作用する崩土の衝突エネルギーを低減するための緩衝材として用いる間伐材を利用した間伐緩衝材の設計に適用する。

間伐緩衝材は、間伐材を利用した「横梁」と横梁を支持する「横梁を除く他部材」で構成される。間伐緩衝材の効果は、崩土衝突エネルギーの一部を横梁の吸収エネルギーで吸収し、待ち受け式擁壁に作用する崩土衝突エネルギーを低減するものである。このとき、主柱等の吸収エネルギーは考慮しないものとする。

なお、本資料は横梁として間伐緩衝材の活用を念頭に検討したものであるが、評価法は横梁に他の素材を用いた場合にも適用可能となる。

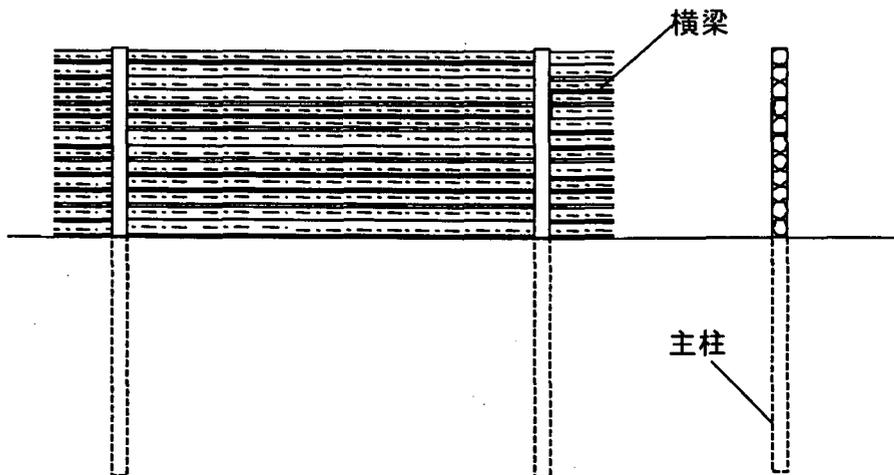


図1.1 間伐緩衝材の構造

間伐緩衝材設置に関する手引き（案）

(2) 設計の基本

- ・「横梁」の設計は、崩土の速度低減比（＝緩衝材がある場合の衝突速度／緩衝材がない場合の衝突速度）に着目し、待ち受け式擁壁の設計上、必要とされる速度低減比を確保するように横梁の材料、設置方法を決定する。
- ・「横梁を除く他部材」の設計は、全ての横梁が破断するときに作用する荷重に対して、降伏しないようにしなければならない。

設計法のフローは図1.2に示すとおりである。本資料では、「横梁を除く他部材」として、主柱構造と主柱＋支柱構造の2つについて設計例を示す。

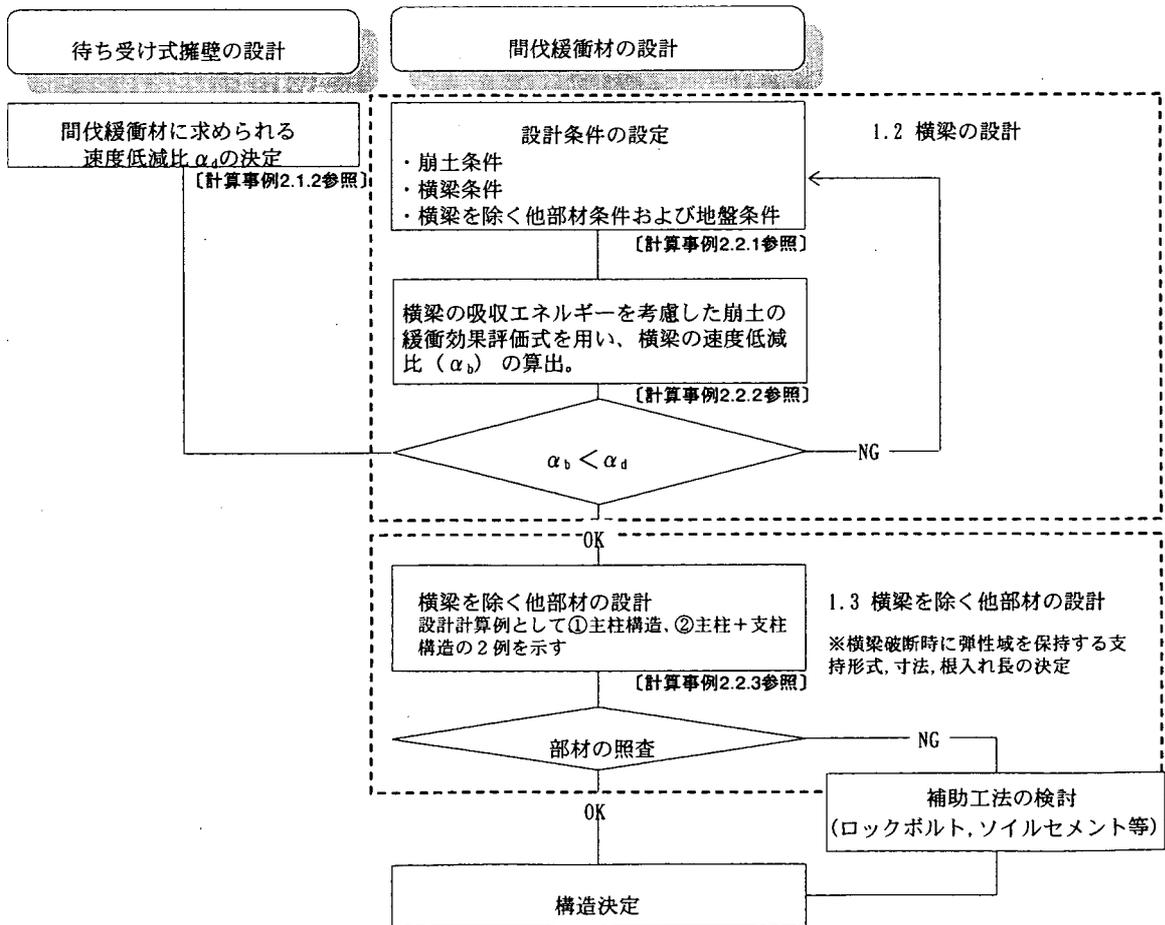


図1.2 間伐緩衝材の設計フロー

1.2. 横梁の設計

(1) 崩土の条件

- ・ 横梁の設計において必要となる崩土の条件は、崩土の有効質量及び崩土の衝突速度である。
- ・ 崩土の有効質量は、緩衝材背面のポケット容量とする。
- ・ 崩土の衝突速度は、既往の算定式を用いて求める。

<崩土の有効質量の算出>

崩土の有効質量とは、流下する全崩土量の内、間伐緩衝材の破断に有効に寄与していると想定される部分の崩土量の質量をいう。崩土の有効質量は、崩土の性質やポケット容量等の緩衝材の条件によって変化するものと考えられるが、今のところ明らかとなっていない。有効質量の評価については、十分には解明されていないため、現時点では便宜的に、緩衝材は、緩衝材に衝突する崩土の速度が遅くなるように横梁の最大変位量以上を確保した上で、擁壁の近傍に設置するものとする。その上で、本設計では、崩土が満砂した後ではそれ以上の荷重は作用しないと考え、崩土の有効質量を図1.3に示すように緩衝材背面のポケット容量とした。

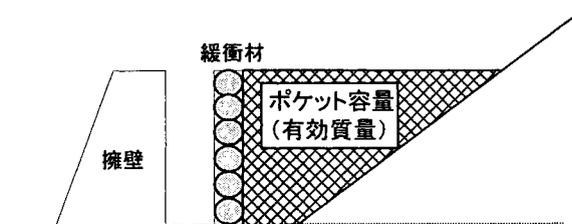


図1.3 崩土の有効質量

<崩土の衝突速度の算出>

崩土の速度の算定式は、式1.1を用いることができる。

$$v_0 = \sqrt{\left\{ \frac{b_u}{a} \left(1 - \exp\left(\frac{-2aH}{h_{sm} \sin \theta_u} \right) \right) \cos^2(\theta_u - \theta_d) \right\} \exp\left(\frac{-2aX_s}{h_{sm}} \right) + \frac{b_d}{a} \left(1 - \exp\left(\frac{-2aX_s}{h_{sm}} \right) \right)} \quad \text{式 1.1}$$

v_0 : 崩土の衝突速度 (m/s)

ρ_m : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の密度 (t/m³)

g : 重力加速度 (m/s²)

h_{sm} : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の移動の高さ (m)

X_s : 急傾斜地の下端から当該緩衝材までの水平距離 (m)

間伐緩衝材設置に関する手引き (案)

b_u : 次の式によって計算した係数

$$b_u = \cos\theta_u \left\{ \tan\theta_u - \frac{(\sigma-1)c}{(\sigma-1)c+1} \tan\phi \right\} \quad \text{式 1.2}$$

θ_u : 急傾斜地の傾斜度(度)

σ : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の比重

c : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の容積濃度

ϕ : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の内部摩擦角(度)

a : 次の式によって計算した係数

$$a = \frac{2}{(\sigma-1)c+1} f_b \quad \text{式 1.3}$$

f_b : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の流体抵抗係数

H : 急傾斜地の高さ(m)

θ_d : 急傾斜地の下端に隣接する急傾斜地以外の土地の傾斜度(度)

b_d : 次の式によって計算した係数

$$b_d = \cos\theta_d \left\{ \tan\theta_d - \frac{(\sigma-1)c}{(\sigma-1)c+1} \tan\phi \right\} \quad \text{式 1.4}$$

(2) 横梁の条件

- ・ 横梁の条件は、待受け式擁壁の設置位置の崩土の衝突速度を求め、待受け式擁壁の安定計算から求められる崩土の必要速度低減比(α_d)を求める。横梁のを設置した場合の速度低減比(α_b)が、崩土の必要速度低減比(α_d)を下回るよう、横梁の材料、設置方法を設定しなければならない。
 - ・ 横梁の速度低減比は、横梁の条件(使用する間伐材の設置本数、径、支間長、降伏強度、比例限度応力、弾性係数、靱性率)から算出できる。
 - ・ 設計にあたり、後述する「1.3 横梁を除く他部材の設計」における支柱への作用荷重を小さくするためには、横梁はできるだけ径を小さくかつ支柱間隔を大きくすることが望ましい。

<許容衝突速度 v_d の算出>

許容衝突速度 v_d は、待受け擁壁が崩土の衝撃力作用時に擁壁が不安定とならない条件とする。なお、崩土の衝突速度が v_0 のときの単位幅当たりの擁壁に作用する衝撃力(F)は以下の式で求められる。

$$F = \alpha \rho_m h_{sm} v_0^2 \quad \text{式 1.5}$$

- F : 待受け式擁壁に作用する衝撃力(kN/m²)
 α : 待受け擁壁における衝撃力緩和係数 ($\alpha = 0.5$)
 ρ_m : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の密度(t/m³)
 g : 重力加速度(m/s²)
 h_{sm} : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の移動の高さ(m)

式1.5で求めた F を用いて、「崩壊土砂による衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待受け擁壁の設計計算事例」に基づき、擁壁の安定性の検討を行い、擁壁が安定となる許容衝突速度 v_d を求める。

<擁壁の安定に必要な崩土の速度低減比(α_d)の算出>

擁壁の安定に必要な崩土の速度低減比 α_d は式1.6を用いて求めることができる。

$$\alpha_d = v_d / v_0 \quad \text{式 1.6}$$

<横梁の速度低減比(α_b)の算出>

横梁を設置した場合の速度低減比(α_b)は式1.7を用いて求めることができる。式1.7の導出の詳細は4.1に示す。横梁に衝突時の崩土の衝突速度を v_0' とする。なお、緩衝材が擁壁に近接して(横梁材の最大変位量程度の間隔)設置される場合は、緩衝材通過後の崩土の速度と擁壁衝突時の崩土の速度は等しいものとする。

$$\alpha_b = \sqrt{\frac{m_0 - \frac{(\mu + 0.5)(\sigma_u + \sigma_{ce})^2 \pi \cdot d^2 \cdot k \cdot n}{60Em_1 v_0'^2}}{m_1}} \quad \text{式 1.7}$$

- m_0 : 間伐緩衝材衝突前の崩土の有効質量(kg/m)
 m_1 : 間伐緩衝材通過後の崩土の有効質量(kg/m)
 μ : 間伐材の靱性率
 σ_u : 間伐材の降伏強度(N/mm²)
 σ_{ce} : 間伐材の比例限度応力(N/mm²)
 d : 間伐材の径(mm)
 n : 設置本数
 k : k 値 (=動的吸収エネルギー/静的吸収エネルギー)
 E : 間伐材の弾性係数(N/mm²)

崩土の有効質量 m_0 、 m_1 については、現在のところ根拠となる資料はなく、 $m_0=m_1$ とする。式中の k は、静的吸収エネルギーに対する動的吸収エネルギーの比を表し、既往の「樹木の衝撃エネルギー吸収能に関する基礎実験報告書(土研資料第2430号)」より、 $k=1$ とする。

使用する間伐材によってそれぞれ材料特性(間伐材の靱性率、降伏強度、比例限度応力、

間伐緩衝材設置に関する手引き (案)

弾性係数)が異なるため、予め、材料試験等によりその特性を把握しておく必要がある。なお、「樹木の衝撃エネルギー吸収能に関する基礎実験報告書(土研資料第2430号)」に基づき、スギ、コナラの材料特性に関する参考値を資料4に示した。

参考として、間伐材の径と崩土の間伐材への衝突速度、速度低減比(α_b)の算出結果を図1.4に示す。ただし、 $m_0=m_1=2160$ (kg)、 $L=3$ (m)、 $E=4070$ (N/mm²)、 $\sigma_u=35.7$ (N/mm²)、 $\sigma_{ce}=29.2$ (N/mm²)、 $k=1$ 、 $\mu=2.33$ 、 $n=10$ とした。これらの条件は「2.設計計算事例」で用いる条件と同じである。

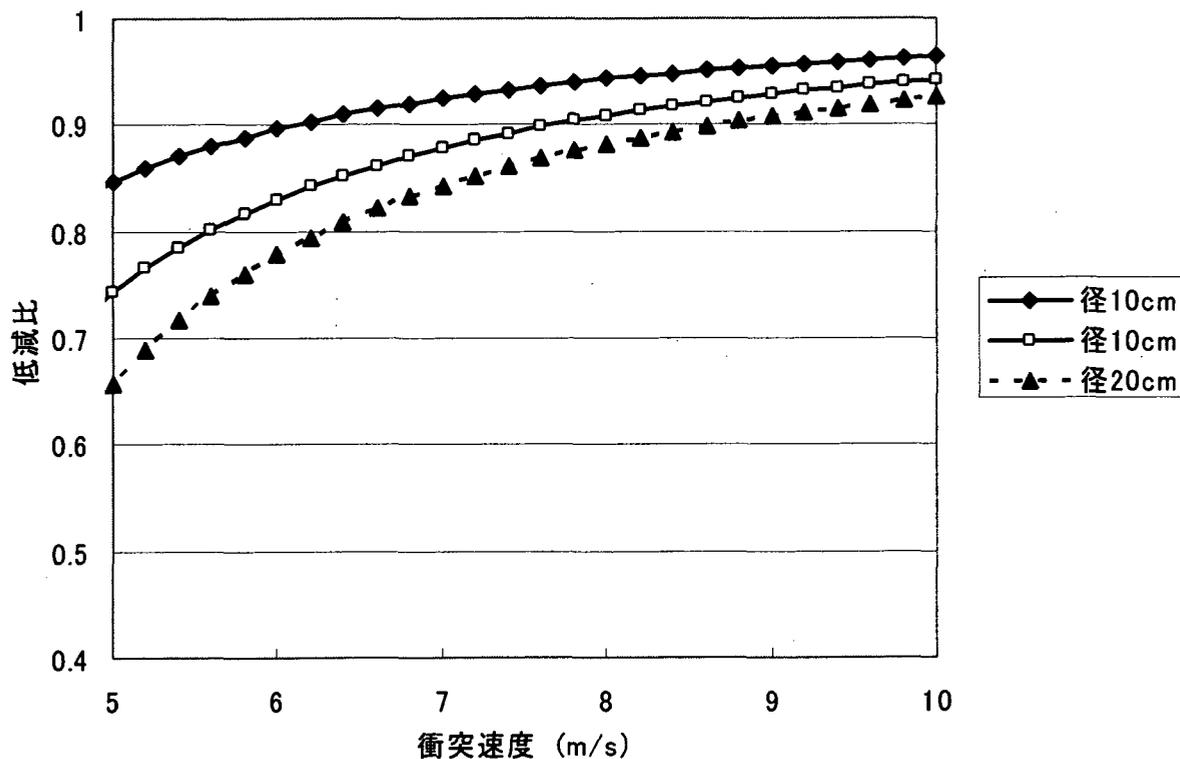


図1.4 間伐材の径と崩土の間伐材への衝突速度、速度低減比(α_b)の関係に関する計算結果

(3) 横梁の設置位置

・ 横梁は横梁の最大変位量以上擁壁から離すようにする。

横梁は横梁の最大変位量($\delta_{e.max}$)は、式1.8で求めることができる。なお、式1.8の導出の詳細は4.1に示す。

$$\delta_{e.max} = (1 + \mu) \frac{5L^2(\sigma_u + \sigma_{ce})}{48Ed} \quad \text{式1.8}$$

また、参考として、間伐材の径、支間長と最大変位量($\delta_{e.max}$)の関係の算出結果を図1.5に示す。計算条件は、図1.4の算出に用いた条件と同じである。

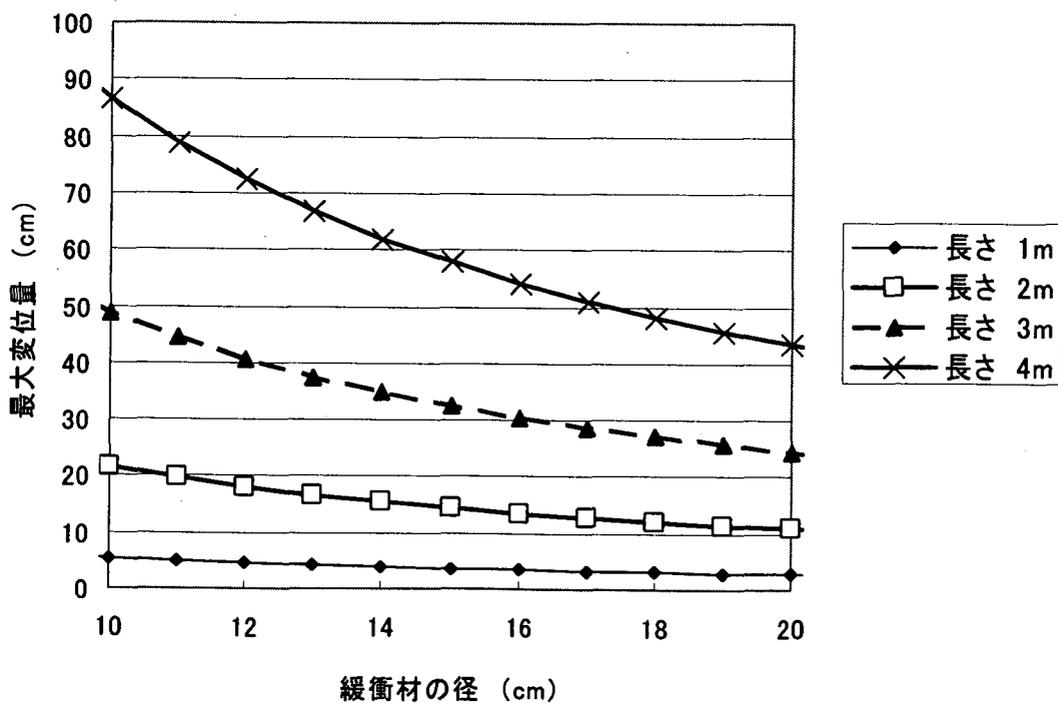


図1.5 間伐材の径、支間長と最大変位量($\delta_{e.max}$)の関係に関する計算結果

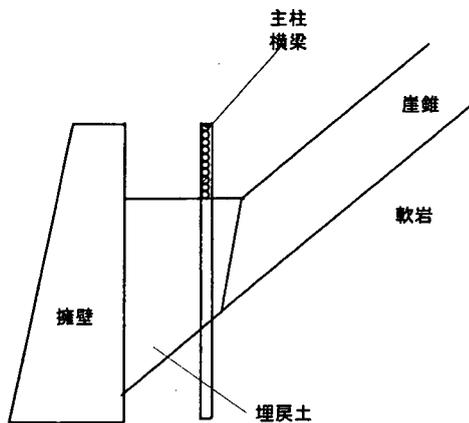
1.3 横梁を除く他部材の設計

横梁を除く他部材の条件及び地盤条件

- ・ 横梁を除く他部材とは、横梁を支持する部材を指し、現地の状況に合わせて、施工性、経済性を含めて最適な構造を設計する。
- ・ 横梁を除く他部材は、横梁が最大限吸収エネルギーを発揮するよう、全ての横梁が破断するときに作用する荷重に対して、降伏しないようにしなければならない。
- ・ 地盤とは、現地盤、埋戻土を指し、それぞれ現地の状況に合わせて設定を行う。

設計計算事例では、図1.6に示す主柱構造と主柱+支柱構造の2つを示している。主柱構造は、横梁から作用する荷重を埋戻土と軟岩の水平地盤反力で抵抗する構造であり、空間的余裕がない場合などに用いることができる。主柱+支柱構造は、横梁から作用する荷重を埋戻土の鉛直及び水平地盤反力で抵抗する構造であり、空間的余裕が比較的ある場合に用いることができる。両者とも主柱はH形鋼とし、横梁はH形鋼のウェブに接して落とし込むようにして設置している。

(a) 主柱構造



(b) 主柱+支柱構造

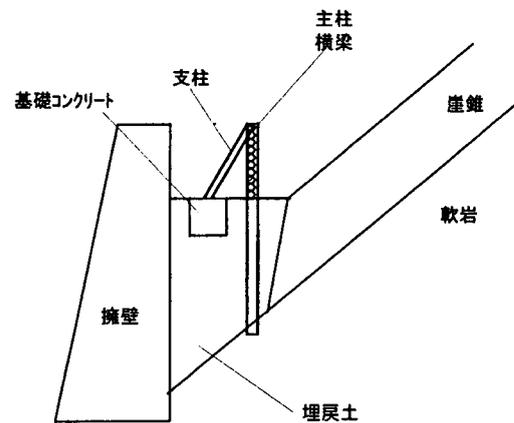


図1.6 横梁を除く他部材の設計例

1.3.1 主柱構造の設計

(1) 概要

- ・ 主柱の設計は、(社)日本道路協会「道路土工 仮設構造物指針 H11.4」の弾塑性法による土留め壁の設計に基づいて設計を行う。

本構造は図1.4に示すように、主柱を軟岩地盤内に根入れした構造である。主柱に作用する荷重に対し、埋戻土と軟岩の水平地盤反力で抵抗する。

(2) 主柱の設計

1) 設計荷重

- ・ 主柱の設計荷重は横梁が破断するときに作用する荷重とする。

主柱に作用する荷重は、横梁破断時の荷重、すなわち、横梁の耐荷力とする。主柱1本に作用する設計荷重(R)は、1支間長あたりの全本数分の横梁耐荷力とし、式1.9で示せるものとする。設計荷重(R)は、主柱の地表突出部の中央位置(主柱高の $1/2$)に集中荷重として作用するものとする。

横梁耐荷力は、横梁条件(径、支間長、本数、強度)によって異なるため、使用する間伐材の条件に合わせて設定する必要がある。

$$R = q_m L n \quad \text{式 1.9}$$

q_m : 最大荷重(N/mm)

L : 支間長(m)

n : 間伐材の本数(本)

また、 q_m は式1.10により算出できる。横梁耐荷力は、横梁条件(径、支間長、本数、強度)によって異なるため、使用する間伐材の条件に合わせて設定する必要がある。

$$q_m = \frac{8Z\sigma_u}{L^2} = \frac{\pi d^2 \sigma_u}{4L^2} \quad \text{式 1.10}$$

Z : 横梁材の断面係数(mm²)

間伐緩衝材設置に関する手引き（案）

2) 設計土圧

・ 弾塑性法の計算に用いる設計土圧は受働土圧とする。主動土圧は、崩土荷重に比べて著しく小さいことにより見込まないものとする。

受働土圧は式1.11より算出する。

$$P_p = K_p \cdot \left(\sum rh \right) + 2c\sqrt{K_p} \tag{式1.11}$$

ここに、 P_p : 受働土圧 (kN/m²)

K_p : 受働側地盤の受働土圧係数 $K_p = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2})$

$\sum \gamma h$: 受働側地盤の有効土かぶり圧 (kN/m²)

h : 受働側地盤の各層層厚 (m)

c : 受働側地盤の粘着力 (kN/m²)

γ : 受働側地盤の湿潤重量 (kN/m³)、地下水位以下は水中重量を用いる。

ϕ : 受働側地盤の内部摩擦角

主柱の根入れ部における受働土圧の作用幅は表1.1に示す値とする。

表1.1 主柱根入れ部の土圧の作用幅

土質		土圧作用幅
砂質土	N値10以下	フランジ幅
	N値>10	フランジ幅の2倍 ただし、杭間隔以下
粘性土		フランジ幅

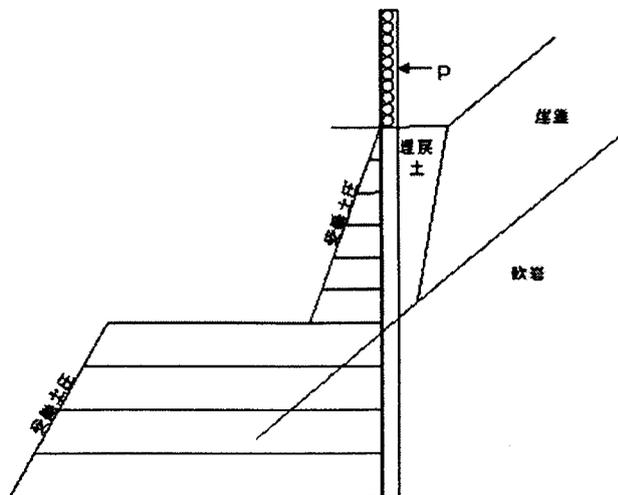


図1.7 主柱に作用する荷重と受働土圧

3) 部材定数

- 主柱の断面二次モーメントおよび断面係数は、全断面有効として求める。

4) 水平方向地盤反力係数

- 水平方向地盤反力係数は、平板載荷試験結果を載荷幅補正した式を用いる。

水平方向地盤反力係数 (k_H) は、(社)日本道路協会「道路土工 仮説構造物指針 H11.4」に基づき、以下の式により求める。

$$k_H = \eta \cdot k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}} \quad \text{式 1.12}$$

ここに、 k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)

η : 壁体形式にかかわる係数 $\eta = B_0/B_f$ ただし、 $\eta \leq 4$

B_0 : 主柱中心間隔 (m)

B_f : 主柱のフランジ幅 (m)

k_{H0} : 直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)

B_H : 換算載荷幅

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha_g \cdot E_0 = \frac{1 \cdot 2800 \cdot 30}{0.3} = 2.8 \times 10^5 \quad \text{式 1.13}$$

ここに、 E_0 : 表 1.2 に示す方法で測定または推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kN/m^2)

α_g : 表 1.2 に示す地盤反力係数の推定に用いる係数

表 1.2 E_0 と α_g の関係

次の試験方法による変形係数 E_0 (kN/m^2)	α_g
ボーリング孔内で測定した変形係数	4
供試体の一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	4
標準貫入試験のN値より $E_0=2800\text{N}$ で求めた変形係数	1

5) 断面力の計算

- ・ 主柱に作用する荷重に対して、弾塑性解析を実施し、主柱に発生する断面力を求める。

主柱に生じる断面力（最大曲げモーメント(M_0)と最大せん断力(S_0))を求める。受働バネ反力の和が受働土圧以下となる部分を弾性領域、受働土圧以上となる部分を塑性領域とする。塑性領域は受働土圧以上の荷重は作用しないとする。

6) 応力度照査

- ・ 主柱の曲げ応力度、せん断応力度が許容応力度以内であることを確認する。

許容応力度は次のようにしてよい。

許容曲げ応力度 235 N/mm² 許容せん断応力度 135 N/mm²

<曲げ応力度照査>

以下の条件を満たすようにする。

$$\sigma_s = \frac{M_0}{Z_0} < 235 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{式 1.14}$$

ここに、 M_0 : 最大曲げモーメント(kN・m)

Z_0 : 主柱断面係数(m³)

<せん断応力度照査>

以下の条件を満たすようにする。

$$\sigma_s = \frac{S_0}{A_0} < 135 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{式 1.15}$$

ここに、 S_0 : 最大せん断力(kN)

A_0 : 主柱断面積(m²)

1.3.2 主柱＋支柱構造の設計

(1) 概要

- ・ 主柱の設計は、(社)日本道路協会「道路土工 仮説構造物指針 H11.4」の弾塑性法による土留め壁の設計に基づいて設計を行う。
- ・ 支柱の設計は、軸方向の圧縮応力度の照査を行う。
- ・ 基礎コンクリートの設計は、滑動に対する照査を行う。

本構造は図1.4に示すように、主柱上端部を支柱で支持する構造である。主柱に作用する荷重に対し、埋戻土の鉛直・水平地盤反力で抵抗する。

(2) 主柱の設計

1) 設計荷重

- ・ 主柱の設計荷重は横梁が破断したときに作用する荷重とする。

設計荷重は、「1.3.1 主柱構造の設計 (2)主柱の設計 1)設計荷重」と同様とする。

2) 設計土圧

- ・ 弾塑性法の計算に用いる設計土圧は受働土圧とする。主働土圧は、崩土荷重に比べて著しく小さいことにより見込まないものとする。

設計土圧は「1.3.1 主柱構造の設計 (2)主柱の設計 2)設計土圧」と同様とする。受働土圧は式1.11により算出する。また、主柱の根入れ部における受働土圧の作用幅は表1.2に示すとおりである。

3) 部材定数

- ・ 主柱の断面二次モーメントおよび断面係数は、全断面有効として求める。

間伐緩衝材設置に関する手引き（案）

4) 水平方向地盤反力係数

- ・ 水平方向地盤反力係数は、平板載荷試験結果を載荷幅補正した式を用いる。

水平方向地盤反力係数は、「1.3.1 主柱構造の設計 (2)主柱の設計 4)水平方向地盤反力係数」と同様とする。

5) 断面力の計算

- ・ 主柱に作用する荷重に対して、弾塑性解析を実施し、主柱に発生する断面力を求める。

主柱に生じる断面力（最大曲げモーメント (M_0) と最大せん断力 (S_0)）および支柱への反力 (R_b) を求める。断面力の計算方法は、「1.3.1 主柱構造の設計 (2)主柱の設計 5)断面力の計算」と同様とする。ただし、支柱取付け部は支点としてモデル化を行う。

6) 応力度照査

- ・ 主柱の曲げ応力度、せん断応力度が許容応力度以内であることを確認する。

許容応力度は次のようにしてよい。

許容曲げ応力度 235 N/mm² 許容せん断応力度 135 N/mm²

応力度照査は、「1.3.1 主柱構造の設計 (2)主柱の設計 6)応力度照査」と同様に、曲げ応力度照査およびせん断応力度照査を実施する。

(3) 支柱の設計

1) 設計荷重

- ・ 支柱に作用する設計荷重は、「1.3.2 主柱+支柱構造の設計 (2)主柱の設計 5)断面力の計算」による支点反力とする。
- ・ 支柱の断面二次モーメントおよび断面係数は、全断面有効として求める。

支柱に作用する軸力は式1.16を用いて計算する。

$$N_b = R_b \sec \theta_b \quad \text{式 1.16}$$

ここに、 R_b : 支柱に作用する反力。「1.3.2 主柱+支柱構造の設計 5」断面力の計算」より求める。

N_b : 支柱に作用する軸力(kN)

θ_b : 支柱と水平とのなす角(°)

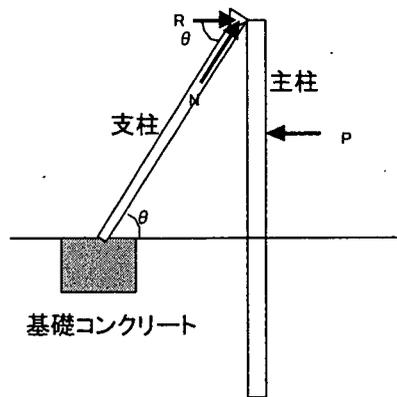


図1.8 支柱に作用する反力と軸力

2) 応力度照査

- 支柱の圧縮応力度が許容応力度以内であることを確認する。

許容応力度は次のようにしてよい。

許容圧縮応力度 235 N/mm^2

<圧縮応力度照査>

以下の条件を満たすようにする

$$\sigma_b = \frac{N_b}{A_b} < 235 \quad (\text{N/mm}^2) \quad \text{式 1.17}$$

ここに、 σ_b : 支柱の発生応力度(kN/m²)

A_b : 支柱断面積(m²)

支柱が軸方向圧縮力の支配的な部材としたとき、支柱の細長比(λ_b)が「道路橋示方書・

間伐緩衝材設置に関する手引き（案）

同解説」等に示す条件を満たすことを確認することにより、柱に座屈が生じることがないことを確認する。このとき、柱の有効長さは、軸線の長さとする。

$$\lambda_b = l_b / r_b \quad \text{式 1.18}$$

l_b : 支柱の有効長さ(m)
 r_b : 支柱の断面二次半径(m)

(4) 基礎コンクリートの設計

1) 設計荷重

・ 基礎コンクリートに作用する設計荷重は、「1.3.2主柱＋支柱構造の設計 1」設計荷重」による支柱軸方向力とする。

基礎底面に働く滑動力 (P_{bh})ならびに抵抗力 (P_{br})は、以下に示すとおりである。

$$P_{bh} = N_b \cos \theta_b \quad \text{式 1.19}$$

$$P_{br} = \mu_c (N_b \sin \theta_b + W_b) \quad \text{式 1.20}$$

ここに、 W_b : コンクリート重量 (kN)
 θ_b : 支柱と水平とのなす角 (°)
 μ_b : コンクリートと土の摩擦係数で $\tan \phi$ と 0.6 の小さい方とする。

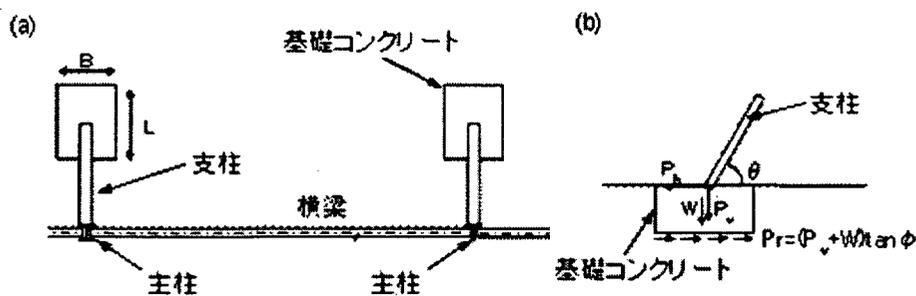


図 1.9 支柱から基礎に作用する荷重 ((a) 平面図、(b) 側面図)

2) 滑動照査

・ 滑動の安全率 (F_s) が許容安全率以上であることを確認する。

許容安全率は1としてよい。

滑動の安全率(F_s)が、以下の条件を満たすようにする。

$$F_s = \frac{P_{br}}{P_{bh}} > 1$$

式 1.21

1.4 防腐処理

- ・ 横梁の防腐処理は、薬剤等を用いて適切に処理を行うものとする。薬剤は使用者との協議により選択する。

1.5 維持管理

- ・ 横梁が腐朽等した場合には著しく強度が低下するため、横梁材は定期的に交換を行うものとする。
- ・ 点検により腐朽等が確認された場合は、その都度、交換を行うものとする。

点検は、目視検査を中心とする通常点検と、測定器具を使用する定期点検、および地震、台風災害又は事故等の偶発的に行われる臨時点検などがある。点検項目としては、表に示すものがある。

表 1.3 点検項目例

項目	確認事項
線形	設置された線形に異常がないか観察する。
腐朽被害度	腐朽や蟻害がないか観察する。
干割れ	貫通する程度の干割れがないか観察する。
固定部の緩み	固定部の金具の緩みがないか観察する。
その他の損傷	汚物の付着、部分的破損の有無を観察する。

2. 設計計算事例

ここでは、既設の重力式擁壁において、緩衝材を設置することを想定し、緩衝材の効果により擁壁の安定性が確保されるか否かを検討する。

2.1 擁壁安定性の検討

2.1.1 計算条件

(1) 地形条件

地形の計算条件は下記のとおりとした(図2.1)。

斜面下端から擁壁までの距離	$X=1.0\text{ m}$
斜面高	$H_s=18\text{ m}$
斜面勾配	$\theta_u=50^\circ$

(2) 擁壁条件

擁壁の計算条件は下記のとおりとした(図2.1)。

構造形式	重力式擁壁
擁壁高	$H_w=4.0\text{ m}$
天端幅	$b_w=0.5\text{ m}$
表法勾配	1:0.5
空ポケット高さ	$H_p=1\text{ m}$
コンクリートの単位体積重量	$\gamma_c=23.0\text{ kN/m}^3$

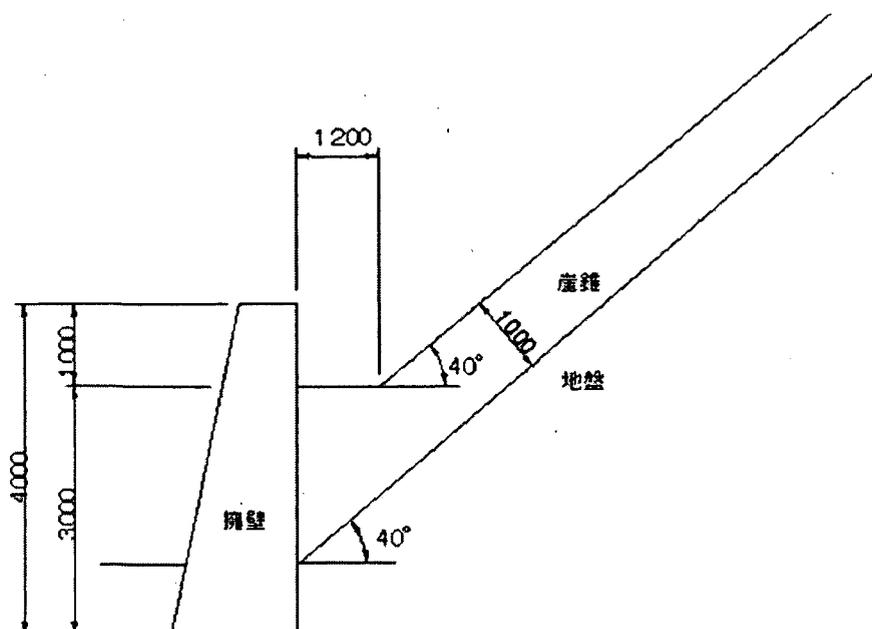


図2.1 設計計算事例に用いる擁壁の側面図

(3) 基礎、裏込め土の条件

基礎及び裏込め土は砂質土と仮定し、「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」より、設計定数は下記のとおりとする。

裏込め土の単位体積重量 $\gamma_{ud} = 18.0 \text{ kN/m}^3$

裏込め土の内部摩擦角 $\phi_u = 36^\circ$

裏込め土のN値 30

基礎地盤の粘着力 $C_B = 0 \text{ kN/m}^2$

基礎地盤の許容支持力度 $q_a = 300 \times 1.5 = 450 \text{ kN/m}^2$

原地盤 軟岩

原地盤内部摩擦角 37度

原地盤粘着力 200 kN/m^2

(4) 崩土の条件

崩土の流下に関する条件は「土砂災害防止に関する基礎調査の手引き」に示される標準値として下記の値を用いることにする。

土石等の密度 $\rho_m = 1.8 \text{ t/m}^3$

土石等の比重 $\sigma = 2.6 \text{ t/m}^3$

土石等の内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$

土石等の容積濃度 $c = 0.5$

土石等の移動時の流体抵抗係数 $f_b = 0.025$

なお、ここでは移動の高さ(h_{sm})は $h_{sm} = 1.0 \text{ m}$ とする。

間伐緩衝材設置に関する手引き（案）

2.1.2 衝撃力作用時の擁壁の安定計算

(1) 土圧及び躯体自重

裏込め土の土圧 (P_u) の算定は試行くさび土圧 (切土部土圧) とし、背面土の勾配は水平とする。

$$P_u = \frac{W_u \sin(\omega_s - \delta_s')}{\cos(\omega_s - \delta_s' - \alpha_u - \delta_u)} \quad \text{式 2.1}$$

- ここで、 W_u : 土くさびの質量 (kN/m³)
 ω : 仮定したすべり面と水平面がなす角 (°)
 α_u : 壁背面と鉛直面がなす角 (°) (=0°)
 δ_u : 壁面摩擦角 (°)
 δ_s' : 切り土面におけるすべり摩擦角 (°)

ここで、図 2.1 に示すよう、 $\delta_s' = 50^\circ$ と仮定し、 $\delta_u = \frac{2}{3}\phi_u$ とする。結果を表 2.1 に示す。

表 2.1 試行くさび法による裏込め土圧合力の計算結果

すべり角 ω °	土重 W_u kN/m	土圧合力 P_{ud} kN/m
58.00	53.47	20.030
59.00	51.44	20.094
60.00	49.42	20.090

最大値

以上の結果、単位擁壁幅当たりの裏込め土の土圧は $P_u = 20.0$ (kN/m) とする。

さらに、裏込め土の土圧の水平成分 (P_{uh})、鉛直成分 (P_{uv}) はそれぞれ、式 2.2、式 2.3 となる。

$$P_{uh} = P_u \cos(\alpha_u + \delta_u) = 18.4 \quad (\text{kN/m}) \quad \text{式 2.2}$$

$$P_{uv} = P_u \sin(\alpha_u + \delta_u) = 8.17 \quad (\text{kN/m}) \quad \text{式 2.3}$$

また、単位幅の躯体自重 (W_0) は、138 (kN)、作用位置 (X_w) は擁壁底板つま先から 1.64 m である。

(2) 崩土の衝撃力作用時の擁壁安定計算

1) 滑動に対する安定

滑動に対する安定条件は式 2.4 を満たすことである。

$$F_s = \frac{\mu \Sigma V + C_B B}{\Sigma H} > 1.0 \quad \text{式 2.4}$$

- ここに ΣV : 底版下面における全鉛直力 (kN/m) ($= P_{uv} + W_0$)
 ΣH : 底版下面における全水平力 (kN/m) ($= P_{uh} + \alpha F_{sm}$)
 μ : 擁壁底版と支持地盤との間の摩擦係数
 C_B : 擁壁底版と支持地盤の間の粘着力 (kN/m²)
 B : 擁壁の底版幅 (m)

式2.4より、

$$F_{sm} < \frac{\mu(P_{uv} + W_0) - P_{uh}}{\alpha} \quad \text{式2.5}$$

ここで、 F_{sm} は待受け式擁壁に作用する衝撃力(kN/m²)である。

$$F_{sm} = \alpha \rho_m h_{sm} v^2 \quad \text{式2.6}$$

- α : 待受け擁壁における衝撃力緩和係数 ($\alpha = 0.5$)
 ρ_m : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の密度 (t/m³)
 h_{sm} : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の移動の高さ (m)
 v : 土石等の衝突速度 (m/s)

となる。これより、滑動に対する安定条件を満たす最大崩土衝突速度 ($v_{d,s}$)は式2.6のようになる。

$$v_{d,s} = \sqrt{\frac{\mu(P_{uv} + W_0) - P_{uh}}{\alpha h_{sm} \rho_m}} = 8.8 \text{ (m/s)} \quad \text{式2.7}$$

2) 転倒に対する安定

転倒に対する安定条件は式2.8を満たすことである。

$$|e| = \left| \frac{B}{2} - d \right| < \frac{B}{3} \quad \text{式2.8}$$

- ここに e : 合力の作用点の底版中央からの距離
 B : 底版幅
 d : 擁壁底版のつま先からの合力の作用点までの距離

d は次式により求まる。

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_0}{\Sigma V} \quad \text{式2.9}$$

- ここに ΣM_r : 擁壁底版つま先回りの抵抗モーメント (kN・m)
 ΣM_0 : 擁壁底版つま先回りの転倒モーメント (kN・m)

式2.8に式2.9を代入すると、

間伐緩衝材設置に関する手引き (案)

$$\left| \frac{B}{2} - \frac{W_0 x_w + P_{uv} B - P_{uh} y_p - \alpha F_{sm} y_{sm}}{P_{uv} + W_0} \right| < \frac{B}{3} \quad \text{式 2.10}$$

ここに y_p : 擁壁底版からの裏込め土圧の作用位置の高さ(m) $(= \frac{1}{3}(H_w - H_p))$

y_{sm} : 擁壁底版からの崩土の作用位置の高さ(m) $(= \frac{1}{2} h_{sm} + H_w - H_p)$

となる。式2.8～2.10及び式2.6より、転倒に対する安定条件を満たす最大崩土衝突速度($v_{d,r}$)は以下のようになる。

$$v_{d,r} = 7.3 \text{ m/s}$$

3) 支持地盤の支持力に対する安定

合力の作用点が底版中央の底版幅2/3の中にある場合かつ底版中央の底版幅1/3(ミドルサード)の外にある場合(本計算事例において崩土の衝突速度が5.4m/s以上である場合)、支持地盤の支持力に関する安定では、式2.11を満足しなければならない。

$$q_1 = \frac{2\Sigma V}{3d} < q_a \quad \text{式 2.11}$$

式2.11は、

$$\frac{2(W_0 + P_{uv})^2}{3(W_0 x_w + P_{uv} B - P_{uh} y_p - \alpha F_{sm} y_{sm})} \leq q_a \quad \text{式 2.12}$$

となり、支持地盤の支持力に対する安定条件を満たす最大崩土衝突速度($v_{d,g}$)は7.8(m/s)である。

4) 許容衝突速度(v_d)の算出

許容衝突速度 v_d は、式2.13で求めることができる。

$$v_d = \min(v_{d,s}, v_{d,r}, v_{d,g}) \quad \text{式 2.13}$$

「2.1.2 衝撃力作用時の擁壁の安定計算 (2)崩土の衝撃力作用時の擁壁安定計算」の1)～3)の結果に基づき、 $v_d = 7.3 \text{ m/s}$ である。

2.2 緩衝材の設計

2.2.1 設計条件

- ・ 横梁の設計において必要となる崩土の条件は、崩土の有効質量及び崩土の衝突速度である。
 - ・ 崩土の有効質量は、緩衝材背面のポケット容量とする。
 - ・ 崩土の衝突速度は、既往の算定式を用いて求める。

擁壁から当該緩衝材までの距離は0.5mとした。崩土の有効質量を図2.2に示すようにポケット容量とし、本設計計算例として、緩衝材単位幅当たりの崩土の有効質量 $m_0=m_1=18.0\text{kN}$ を用いる。崩土の緩衝材への衝突速度の算定には、急傾斜地の下端から当該緩衝材までの水平距離(X_s)は0.4mとして、式1.1を用いると、崩土の衝突速度 $v_0'=7.8\text{m/s}$ が求まる。

$$\begin{aligned} \text{ポケット容量} &= \text{断面積} \times \text{単位幅} \times \text{単位重量} \\ &= 1.0\text{m}^2 \times 1\text{m} \times 18\text{kN/m}^3 = 18.0\text{kN} \end{aligned}$$

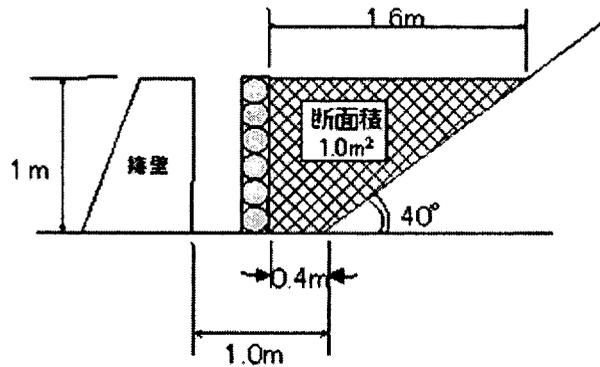


図2.2 崩土の有効質量

間伐緩衝材設置に関する手引き（案）

2.2.2 横梁の設計

(1) 横梁の条件

- ・ 横梁の条件は、待受け式擁壁の設置位置の崩土の衝突速度を求め、待受け式擁壁の安定計算から求められる崩土の必要速度低減比(α_d)を求める。横梁のを設置した場合の速度低減比(α_b)が、崩土の必要速度低減比(α_d)を下回るよう、横梁の材料、設置方法を設定しなければならない。
 - ・ 横梁の速度低減比は、横梁の条件(使用する間伐材の設置本数、径、支間長、降伏強度、比例限度応力、弾性係数、靱性率)から算出できる。
 - ・ 設計にあたり、後述する「1.3 横梁を除く他部材の設計」における支柱への作用荷重を小さくするためには、横梁はできるだけ径を小さくかつ支柱間隔を大きくすることが望ましい。

<横梁の条件>

ここでは、横梁の条件を下記のように仮定した。なお、降伏強度、比例限度応力、弾性係数、靱性率は、間伐材として杉材を使用することを仮定し、「立木の衝撃緩衝効果に関する試験報告書(II)(土研資料第2737号)」を参照した(資料4参照)。

設置本数	$n=100/d$	(設置高100cmとする。)
径	$d=10$ cm	
支間長	$L=3$ m	
弾性係数	$E=4070$ N/mm ²	
降伏強度	$\sigma_u=35.7$ N/mm ²	
比例限度応力	$\sigma_{ce}=29.2$ N/mm ²	
靱性率	$\mu=2.33$	

<許容衝突速度 v_d の算出>

「2.1.2 衝撃力作用時の擁壁の安定計算 (2) 崩土の衝撃力作用時の擁壁安定計算 4) 許容衝突速度(v_d)の算出」で求めたように $v_d=7.3$ m/sである。

<擁壁の安定に必要な崩土の速度低減比(α_d)の算出>

擁壁の安定に必要な崩土の速度低減比 α_d は式1.6を用いて、 $\alpha_d = \frac{7.3}{7.8} = 0.93$ である。

< 横梁の速度低減比 (α_b) の算出 >

横梁を設置した場合の速度低減比 (α_b) は式 1.7 を用いて求める。

$$\alpha_b = \sqrt{\frac{m_0}{m_1} - \frac{(\mu + 0.5)(\sigma_u + \sigma_{ce})^2 \pi \cdot d^2 \cdot k \cdot n}{60Em_1v_0}} = 0.92 < 0.93 (= \alpha_d) \quad \text{OK!}$$

横梁の速度低減比 (α_b) が必要な崩土の速度低減比 (α_d) が以下であることから、横梁は条件を満たしているので、横梁の設置位置に関する検討に進む。

(2) 横梁の設置位置

- ・ 横梁は横梁の最大変位量以上、擁壁から離すようにする。

横梁は横梁の最大変位量 ($\delta_{e,max}$) は、式 1.8 で求めることができる。

$$\delta_{e,max} = (1 + \mu) \frac{5L^2(\sigma_u + \sigma_{ce})}{48Ed} = 49 < 50 \text{ (cm)} \quad \text{OK!}$$

横梁の設置位置は条件を満たしているので、横梁を除く他部材の設計に進む。

間伐緩衝材設置に関する手引き（案）

2.2.3 横梁を除く他部材の設計

横梁を除く他部材の条件及び地盤条件

- ・ 横梁を除く他部材とは、横梁を支持する部材を指し、現地の状況に合わせて、施工性、経済性を含めて最適な構造を設計する。
- ・ 横梁を除く他部材は、横梁が最大限吸収エネルギーを発揮するよう、全ての横梁が破断するときに作用する荷重に対して、降伏しないようにしなければならない。
- ・ 地盤とは、原地盤、埋戻土を指し、それぞれ現地の状況に合わせて設定を行う。

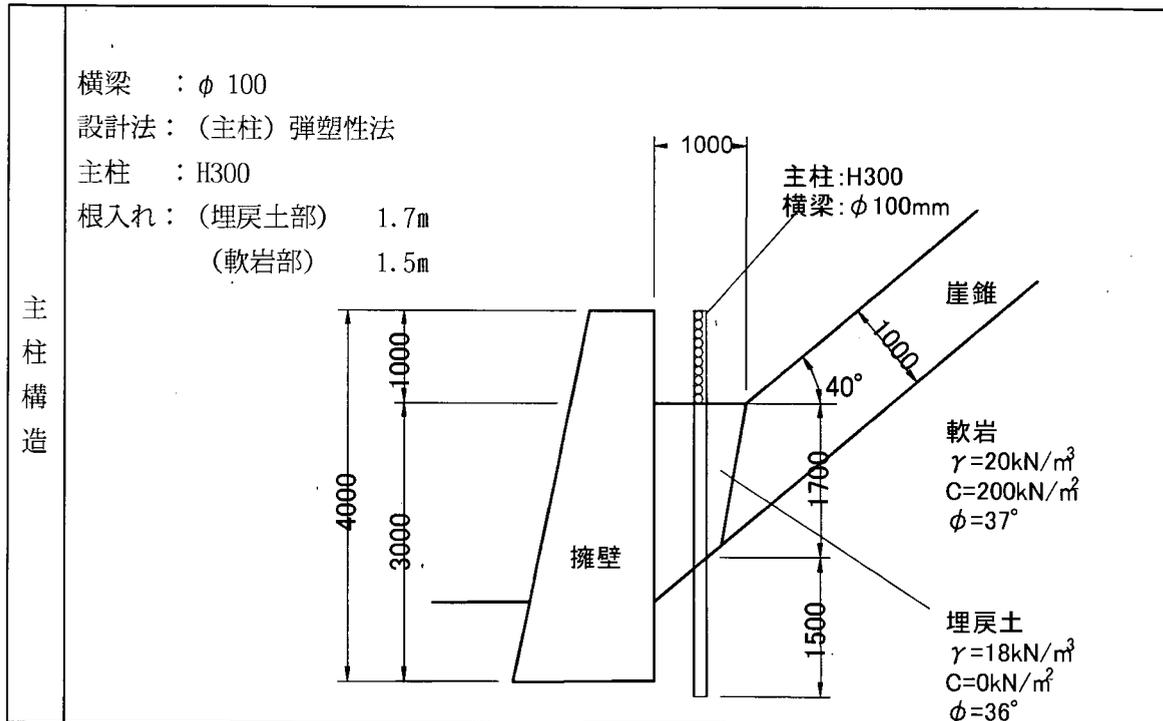
本設計計算例では、(1)主柱構造、(2)主柱＋支柱構造について検討する(図1.4参照)。

(1)主柱構造

- 主柱の設計は、(社)日本道路協会「道路土工 仮設構造物指針 H11.4」の弾塑性法による土留め壁の設計に基づいて設計を行う。

主柱、地盤の条件は表2.2にまとめたとおりである。

表2.2 主柱構造の設計条件



1)主柱の設計

A) 設計荷重

- 主柱の設計荷重は横梁が破断したときに作用する荷重とする。

設計荷重は式1.9より求める

$$R = q_m L_n = 92 \text{ (kN)}$$

間伐緩衝材設置に関する手引き（案）

B) 設計土圧

- 弾塑性法の計算に用いる設計土圧は受動土圧とする。主動土圧は、崩土荷重に比べて著しく小さいことにより見込まないものとする。

受動土圧は式1.10より算出する。この結果、弾塑性法の計算に用いる土圧は図2.3のようになる。

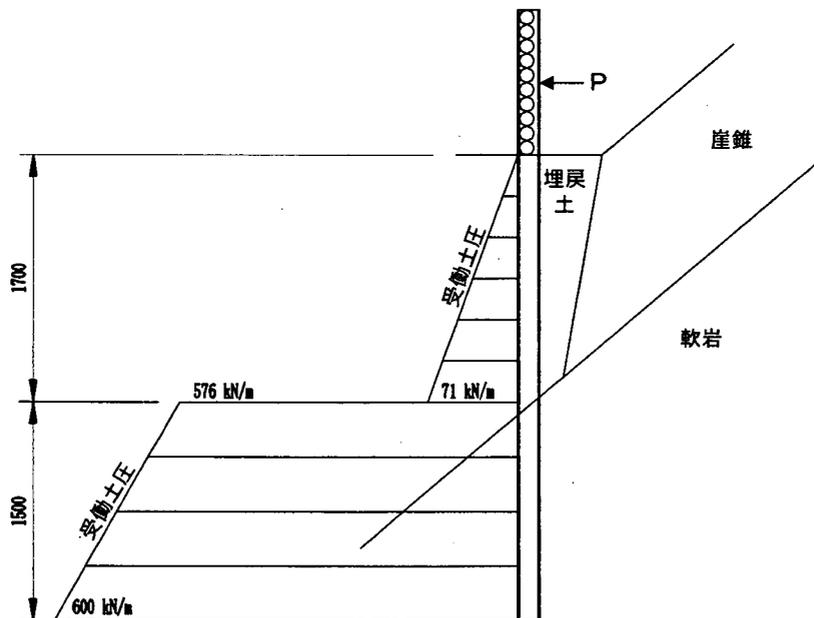


図2.3 弾塑性法の計算に用いる設計土圧

C) 部材定数

- 主柱の断面二次モーメントおよび断面係数は、全断面有効として求める。

設計計算例で用いる主柱の断面二次モーメント(I_0)および断面係数(Z_0)は表2.3に示すとおりである。

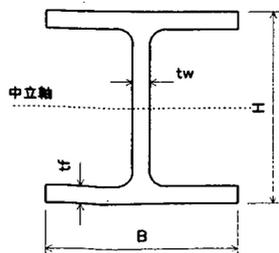


図2.4 主柱の断面図

表2.3 主柱の設計条件

呼称寸法	H×B	tw	tf	I_0 (cm ⁴)	Z_0 (cm ³)	A_0 (cm ²)
300	300×300	10	15	20200	1350	118.4

D) 水平方向地盤反力係数

- 水平方向地盤反力係数は、平板載荷試験結果を載荷幅補正した式を用いる。

水平方向地盤反力係数は、(社)日本道路協会「道路土工 仮設構造物指針 H11.4」に基づき、以下の式により求める。設計計算例では、以下の値を用いる。

$$k_H = \eta \cdot k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}} = 4 \cdot 2.8 \times 10^5 \left(\frac{10}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}} = 8.07 \times 10^4$$

ここに、 k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

η : 壁体形式にかかわる係数。 $\eta = B_0/B_f$ 、ただし、 $\eta \leq 4$ 、とし、 B_0 : 主柱中心間隔 (m)、 B_f : 主柱のフランジ幅 (m) とする。

k_{H0} : 直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

B_H : 換算載荷幅 (=10m)

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha_g \cdot E_0 = \frac{1 \cdot 2800 \cdot 30}{0.3} = 2.8 \times 10^5$$

ここに、 E_0 : 表1.2に示す方法で測定または推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kN/m²)

α_g : 表1.2に示す地盤反力係数の推定に用いる係数

E) 断面力の計算

- 主柱に作用する荷重に対して、弾塑性解析を実施し、主柱に発生する断面力を求める。

受働バネ反力の和が受働土圧以下となる部分を弾性領域、受働土圧以上となる部分を塑性領域とする。塑性領域は受働土圧以上の荷重は作用しないとする。図2.5に弾塑性法による主柱のモデル図と断面力図を示す。

計算の結果、主柱に生じる断面力は以下のとおりである。

最大曲げモーメント $M_0 = 168.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$

間伐緩衝材設置に関する手引き (案)

最大せん断力

$$S_0 = 175.8 \text{ kN}$$

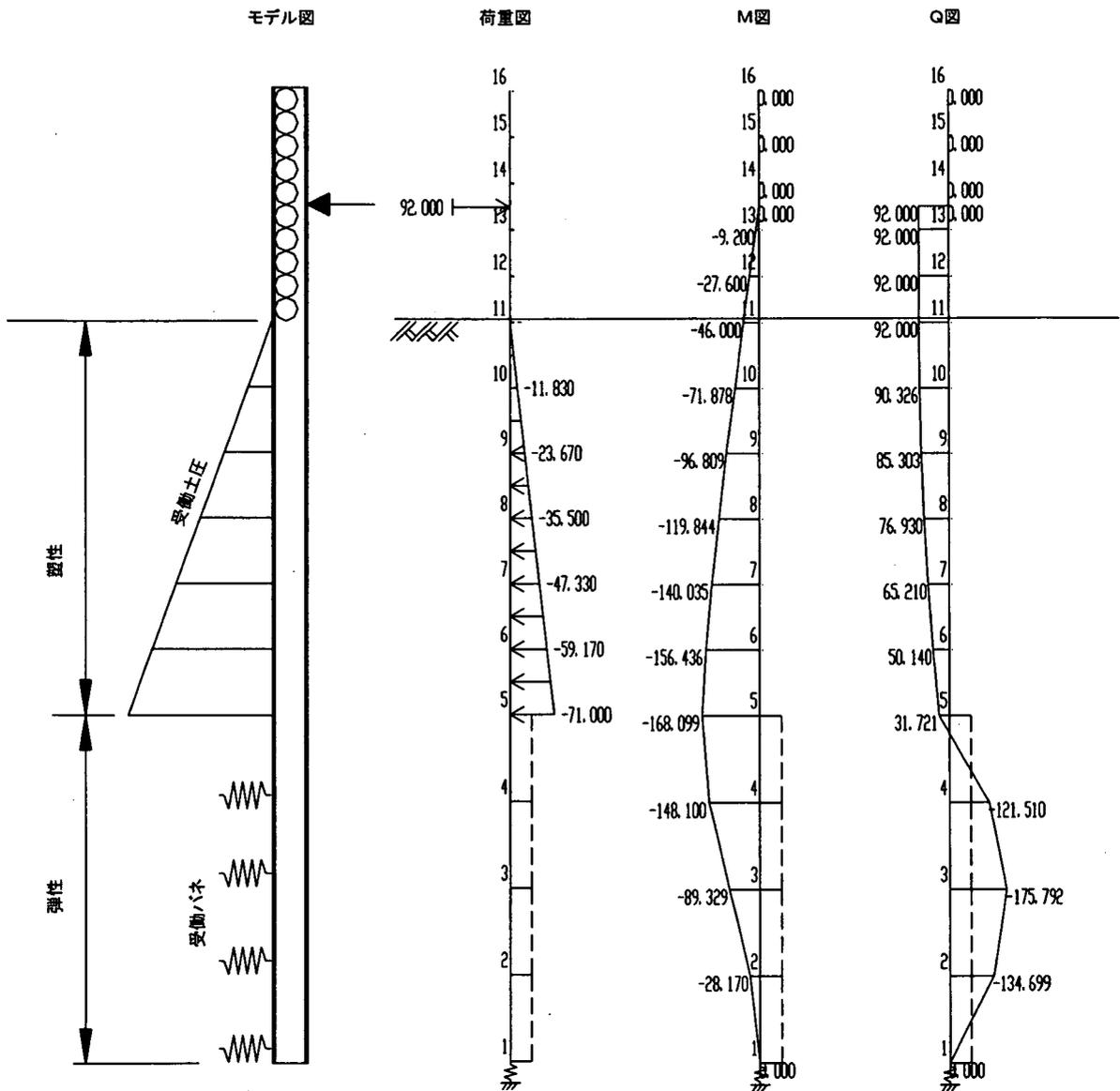


図2.5 弾塑性法の計算モデルと断面力計算結果

F) 応力度照査

- ・ 主柱の曲げ応力度, せん断応力度が許容応力度以内であることを確認する。

設計計算の結果, 曲げ応力度, せん断応力度は以下の通りである。

<曲げ応力度照査>

$$\sigma_s = \frac{M_0}{Z_0} = \frac{168.1}{1530 \times 10^{-6}} = 1.1 \times 10^{-5} \text{ kN/m}^2 = 110 \text{ N/mm}^2 < 235 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK!}$$

ここに、 M_0 : 最大曲げモーメント(kN・m)
 Z_0 : 主柱断面係数(m³)

<せん断応力度照査>

$$\sigma_s = \frac{S_0}{A_0} = \frac{175.8}{118.4 \times 10^{-4}} = 1.5 \times 10^{-4} \text{ kN/m}^2 = 15 \text{ N/mm}^2 < 135 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK!}$$

ここに、 S_0 : 最大せん断力(kN)
 A_0 : 主柱断面積(m²)

以上の結果、全ての横梁が破断するときに作用する荷重に対して、主柱は降伏しないことがわかった。

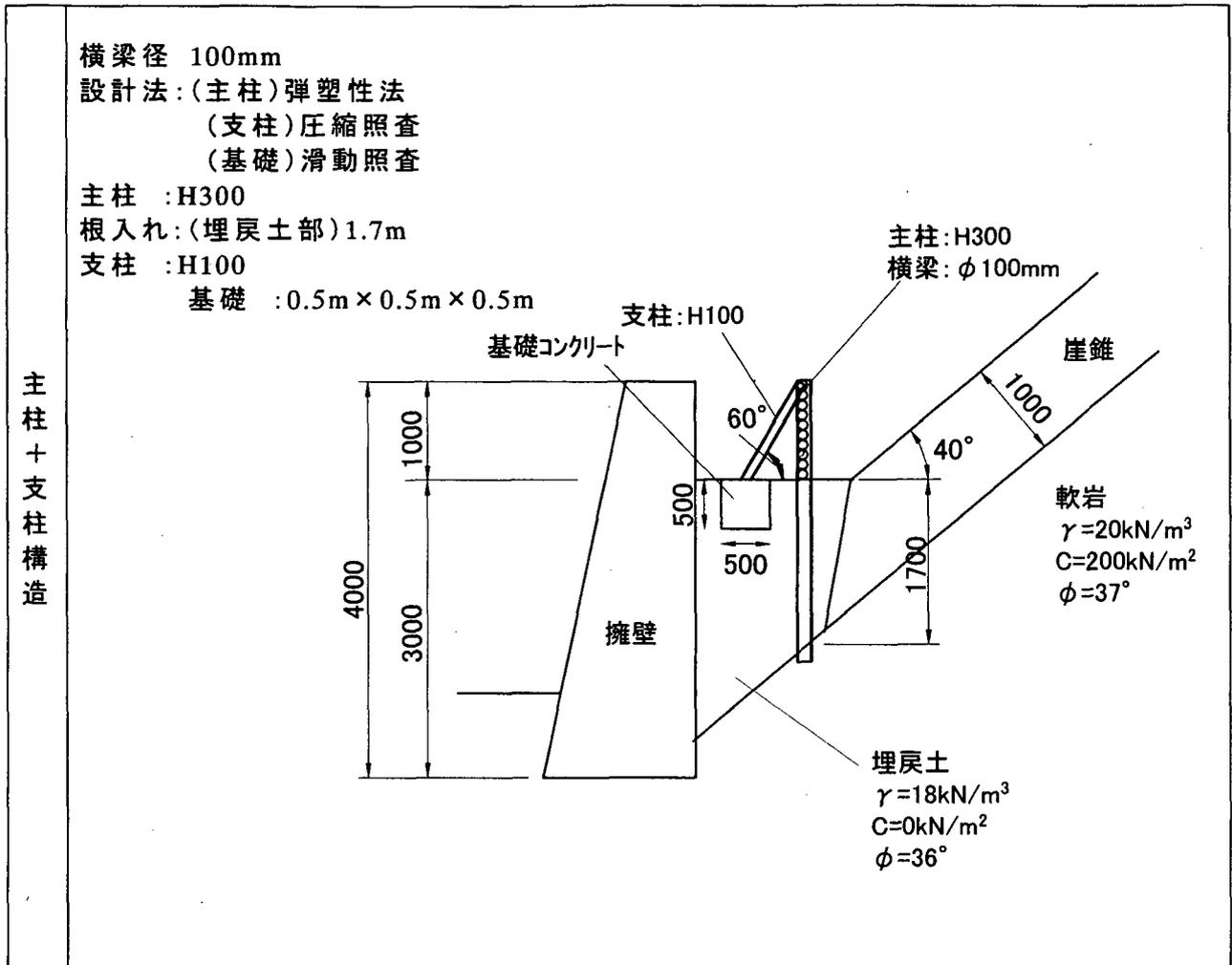
→構造決定。

間伐緩衝材設置に関する手引き (案)

〈2〉主柱＋支柱構造の設計

主柱、支柱、地盤の条件は表2.4にまとめたとおりである。

表2.4 主柱＋支柱構造の設計条件



1) 主柱の設計

A) 設計荷重

・ 主柱に作用する設計荷重は横梁が破断したときの荷重とする。

設計荷重は、「(1)主柱構造の設計 1)主柱の設計 A)設計荷重」と同様とし、R=92kNを用いる。

B) 設計土圧

- ・ 弾塑性法の計算に用いる設計土圧は受働土圧とする。主働土圧は、崩土荷重に比べて著しく小さいことにより見込まないものとする。

設計土圧は、「(1)主柱構造の設計 1)主柱の設計 B)設計土圧」と同様とする。

設計計算例で使用する埋戻土の地盤定数は表2.4に示すとおりである。また、主柱の根入れ部における受働土圧の作用幅は表1.1に示すとおりである。

この結果、弾塑性法の計算に用いる土圧は図2.6に示すとおりである。

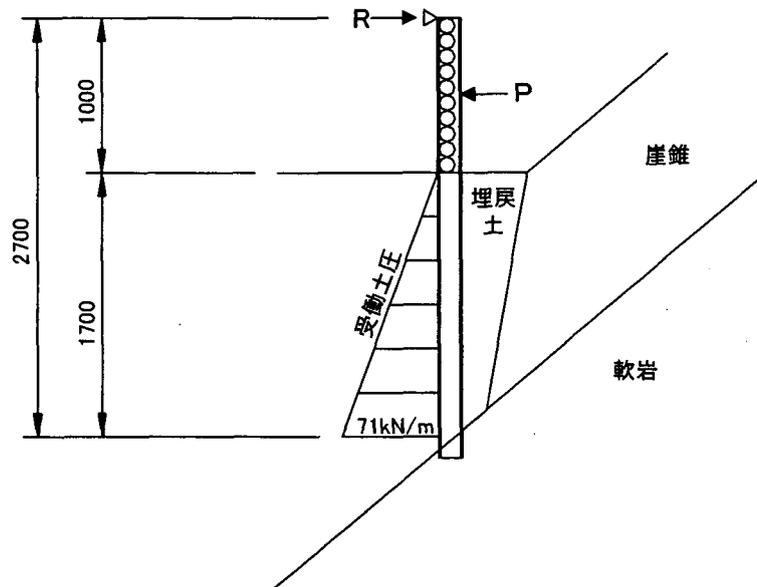


図2.6 弾塑性法の計算に用いる設計土圧

C) 部材定数

- ・ 主柱の断面二次モーメントおよび断面係数は、全断面有効として求める。

部材定数は、「(1)主柱構造の設計 1)主柱の設計 C)部材定数」と同様とする。

D) 水平方向地盤反力係数

- ・ 水平方向地盤反力係数は、平板載荷試験結果を載荷幅補正した式を用いる。

水平方向地盤反力係数は、「(1)主柱構造の設計 1)主柱の設計 D) 水平方向地盤反力係数」と同様とする。

間伐緩衝材設置に関する手引き (案)

E) 断面力の計算

- 主柱に作用する荷重に対して、弾塑性解析を実施し、主柱に発生する断面力を求める。

受働バネ反力の和が受働土圧以下となる部分を弾性領域、受働土圧以上となる部分を塑性領域とする。塑性領域は受働土圧以上の荷重は作用しないとす。支柱取付け部は支点としてモデル化を行う。図2.7に弾塑性法による主柱のモデル図と断面力図を示す。

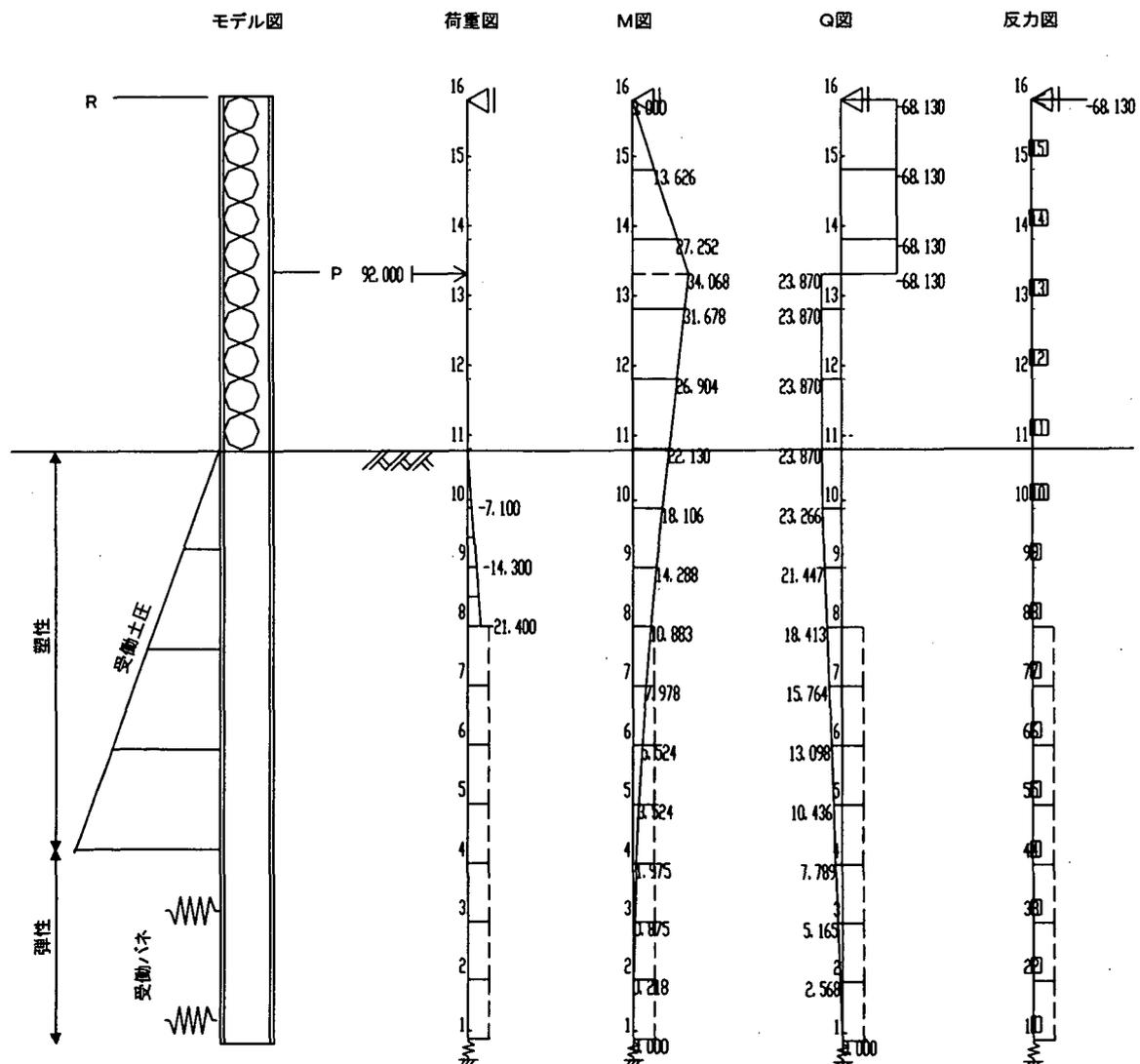


図2.7 弾塑性法の計算モデルと断面力計算結果

計算の結果、主柱に生じる断面力は以下のとおりである。

最大曲げモーメント $M_0=34.1 \text{ kN}\cdot\text{m}$

最大せん断力 $S_0=68.1 \text{ kN}$

支柱への反力 $R_b=68.1 \text{ kN}$

F) 応力度照査

- ・ 主柱の曲げ応力度，せん断応力度が許容応力度以内であることを確認する。

設計計算の結果，曲げ応力度，せん断応力度は以下の通りである。

<曲げ応力度照査>

$$\sigma_s = \frac{M_0}{Z_0} = \frac{34.1}{1530 \times 10^{-6}} = 2.2 \times 10^{-4} \text{ kN/m}^2 = 22 \text{ N/mm}^2 < 235 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK!}$$

ここに， M_0 : 最大曲げモーメント(kN・m)

Z_0 : 主柱断面係数(m³)

<せん断応力度照査>

$$\sigma_s = \frac{S_0}{A_0} = \frac{68.1}{118.4 \times 10^{-4}} = 6.0 \times 10^{-3} \text{ kN/m}^2 = 6 \text{ N/mm}^2 < 135 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK!}$$

ここに， S_0 : 最大せん断力(kN)

A_0 : 主柱断面積(m²)

以上の結果、全ての横梁が破断するときに作用する荷重に対して、主柱は降伏しないことがわかった。そこで、支柱の設計に進む。

間伐緩衝材設置に関する手引き（案）

2) 支柱の設計

A) 設計荷重

・ 支柱に作用する設計荷重は、「(2)主柱+支柱構造の設計 1)主柱の設計 E) 断面力の計算」による支点反力とする。

支柱に作用する反力は、「(2)主柱+支柱構造の設計 1)主柱の設計 E) 断面力の計算」より、 $R_b = 68.1$ kNである。

支柱に作用する軸力は次式を用いて計算する。

$$N_b = R_b \sec\theta = 68.1 \cdot \sec 60 = 136.2 \text{ kN}$$

ここに、 N_b : 支柱に作用する軸力(kN)

θ_b : 支柱と水平とのなす角(=60°)

B) 部材定数

・ 支柱の断面二次モーメントおよび断面係数は、全断面有効として求める。

設計計算例で用いた支柱の部材定数は表2.4に示すとおりである。支柱材の断面定数は全断面有効とする。

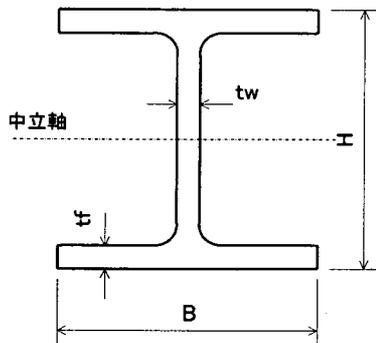


図2.8 支柱の断面図

表2.4 支柱の設計条件

呼称寸法	H×B	tw	tf	I_b (cm ⁴)	Z_b (cm ³)	A_b (cm ²)
100	100×100	6	8	378	75.6	21.59

C) 応力度照査

- ・ 支柱の圧縮応力度が許容応力度以内であることを確認する。

設計計算の結果、圧縮応力度は以下の通りである。

<圧縮応力度照査>

式 1.17 に基づき照査する。

$$\sigma = \frac{N_b}{A_b} = \frac{136.2}{21.59 \times 10^{-4}} = 6.3 \times 10^4 \text{ kN/m}^2 = 63 \text{ N/mm}^2 < 235 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

ここに、 σ : 支柱の発生応力度 (kN/m²)

A_b : 支柱断面積 (m²)

支柱が軸方向圧縮力の支配的な部材としたとき、柱の細長比は $\lambda < 18$ (SS400 の場合の許容細長比「道路橋示方書・同解説」より) となり、柱に座屈が生じることはない。このとき、柱の有効長さは、軸線の長さとする。

$$\lambda = \frac{l}{r} = \frac{170}{17.51} = 9.7 < 18 \quad \text{OK!}$$

λ : 細長比

l : 柱の有効長さ

r : 断面二次半径

3) 基礎コンクリートの設計

A) 設計荷重

- ・ 基礎コンクリートに作用する設計荷重は、「
- ・ 1.3.2 主柱+支柱構造の設計
- ・ (3) 支柱の設計 1) 設計荷重」による支柱軸方向力とする。

設計計算歴では、基礎コンクリートの大きさを 0.5m × 0.5m × 0.5m とする。

基礎底面に働く滑動力 P_{bh} ならびに抵抗力 P_{br} は、以下に示すとおりである。

$$P_{bh} = N_b \cos \theta_b = 136.2 \times \cos 60 = 68.2 \text{ (kN)}$$

間伐緩衝材設置に関する手引き (案)

$$P_{bv} = N_b \sin \theta_b = 136.2 \times \sin 60 = 118.0 \text{ (kN)}$$

$$P_{br} = \mu_c (P_v + W_b) = (118.0 + 2.9) \times 0.6 = 72.5 \text{ (kN)}$$

コンクリート単位体積重量は 23.5 kN/m^3 とし、コンクリート重量(W_b)は 2.9 kN ($= 23.5 \times 0.5 \times 0.5 \times 0.5$)である。また、コンクリートと土の摩擦係数(μ)は、 $\tan \phi$ と 0.6 の小さい方であり、ここでは 0.6 を採用した。

B) 滑動照査

- ・ 滑動の安全率が許容安全率以上であることを確認する。

$$\text{式 2.27 } F_s = \frac{P_{br}}{P_{bh}} = \frac{72.5}{68.2} = 1.06 > 1 \quad \text{OK!}$$

この結果、滑動は生じない。

→構造決定。

5.2 緩衝材の設置が崩土の擁壁への衝突速度に及ぼす影響に関する計算

ここでは、緩衝材の設置が崩土の擁壁への衝突速度に及ぼす影響に関する計算結果を示す。基礎、裏込め土の条件、崩土の条件は「2. 設計計算事例 2.1 擁壁安定性の検討 2.1.1 計算条件」で示したものと同一とする。また、斜面の高さをのぞく、地形条件も、「2. 設計計算事例 2.1 擁壁安定性の検討 2.1.1 計算条件」と同一条件を想定する。また、擁壁の条件のうち、天端幅、表法勾配、空ポケット高さも「2. 設計計算事例 2.1 擁壁安定性の検討 2.1.1 計算条件」と同一とした。

また、緩衝材の横梁の条件は「2. 設計計算事例 2.2 緩衝材の設計 2.2.2 横梁の設計(1) 横梁の条件」と同様なものを用いることを想定する。

計算手法は「1. 設計手法」に示した手法に従って行った。ただし、崩土の許容衝突速度を求めるにあたっては、「2. 設計計算事例 2.1 擁壁安定性の検討 2.1.2 衝撃力作用時の擁壁の安定計算」に示したよう、待受け擁壁における衝撃力緩和係数 ($\alpha=0.5$) を考慮して行った。

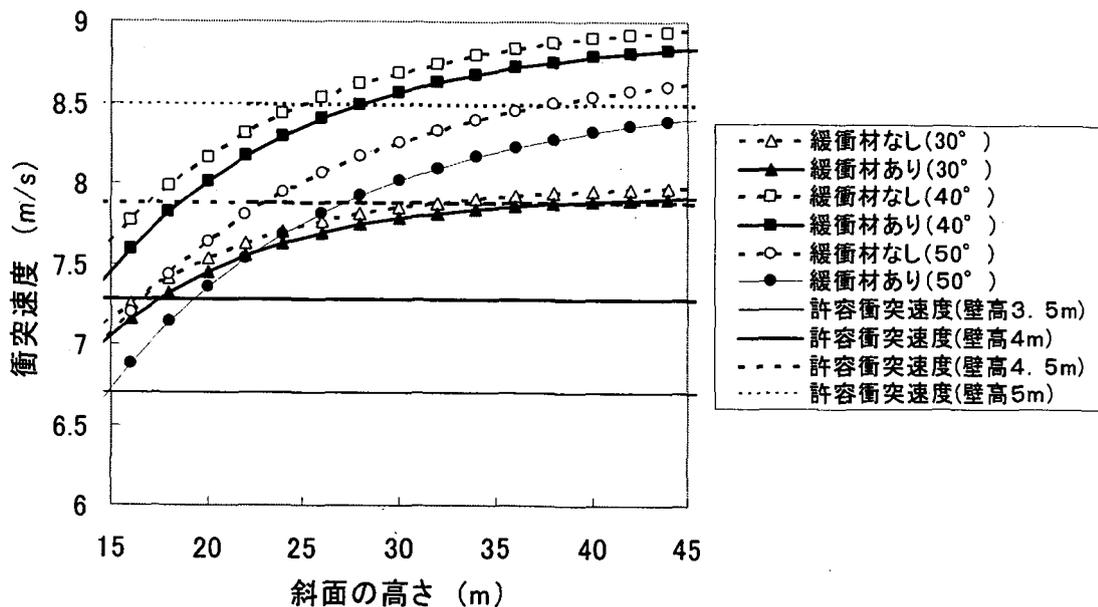


図 5.1 斜面高と崩土の衝突速度の関係

6 おわりに

本研究では、国土技術政策総合研究所地すべり模型実験施設にある崩土流動実験装置に間伐緩衝材模型を設置した上で、崩土の流下実験を行い、崩土の流下速度、衝撃力を測定した(2章)。その結果、緩衝材の吸収可能エネルギーは、木材の質量に依存することが示された。

3章において、間伐緩衝材模型に用いる木材の部材定数を明らかにする目的で、静的載荷実験を行った上で、2章、3章の結果をもとに、間伐緩衝材の効果評価手法を4章において提案した。提案した間伐緩衝材の効果評価式は、緩衝材衝突前の崩土の運動エネルギーが緩衝材の吸収エネルギーと緩衝材衝突後の崩土の運動エネルギーに割り振られるとするエネルギー保存則に依拠している。提案した評価式を用いるにあたっては、崩土の有効質量を推定する必要性が生じた。そこで、崩土流動実験装置における実験結果から、崩土の有効質量に関する考察を行い(4.2及び資料3参照)、その結果、空きポケット満砂時に崩土の質量を有効質量として用いた場合、緩衝材の効果を安全側に評価していることがわかった。

そこで、5章において、提案した間伐緩衝材の効果評価式と有効質量の算定手法を用いた、間伐緩衝材の設計に関する手引きを提案した。

最後にはなりますが、本研究を遂行するにあたっては、京都大学農学研究科 水山高久教授に貴重な御助言を頂いた。また、八千代エンジニアリング株式会社、松田義則、吉川修一、亀田信康の各氏の多大な協力を得た。記して謝意を表します。

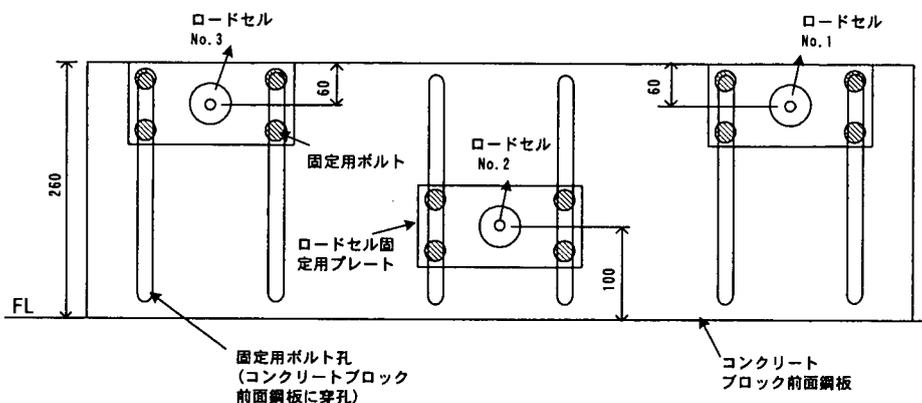
資料

- 資料 1 計測装置の詳細
- 資料 2 計測機器の校正試験
- 資料 3 崩土の有効質量算出の詳細
- 資料 4 杉材、コナラ材の材料試験結果(参考)

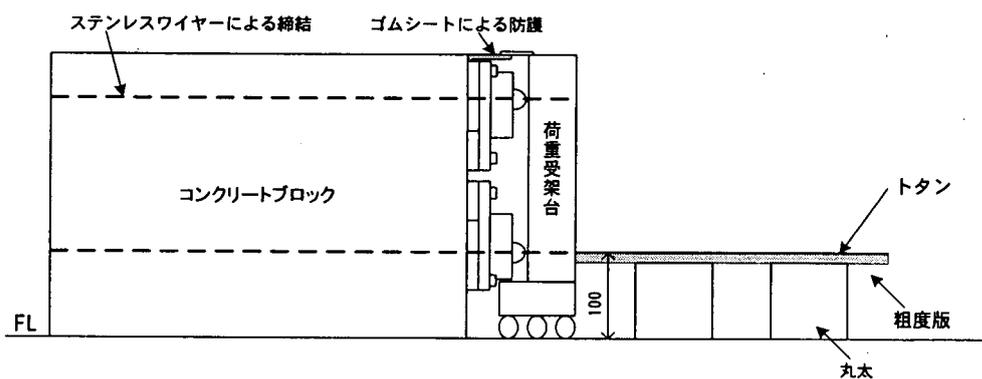
資料1 計測装置の詳細

A1.1 圧縮型ロードセル

圧縮型ロードセルは表 A1.1 に示す3台を用い、3台のロードセルの配置位置を図 A1.1 に示す。



正面図 (荷重受架台背後よりロードセル、コンクリートブロック方向視)



側面図

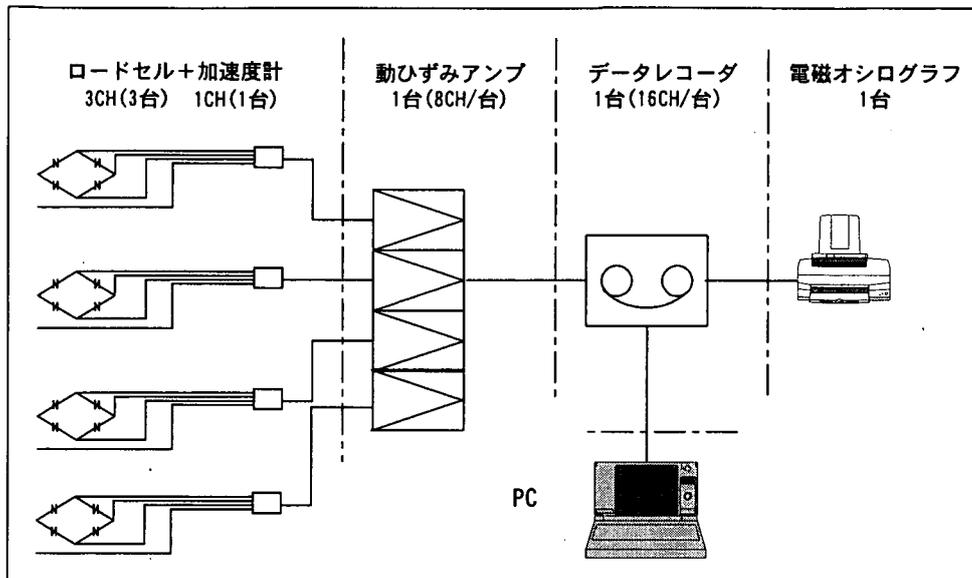
図A1.1 ロードセル配置図

表 A1.1 圧縮型ロードセルの仕様

型番	CLA-NA(東京測器研究所)
容量	20kN
周波数	12kHz(実験上 1kHz)
最小荷重値	20kN × 1/3000=0.007kN
最大荷重値	20kN
精度保証温度範囲	0°C~+45°C
使用可能温度範囲	-10°C~+60°C

※ 横ずれ等による計測の誤差はない。

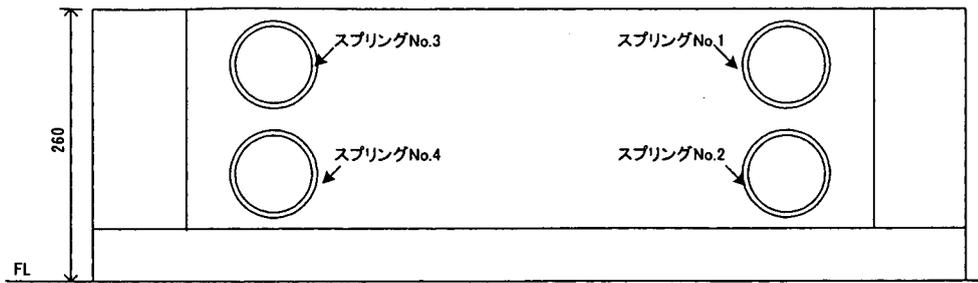
- ・ 受架台とコンクリートブロックとの隙間に土砂が混入しないよう防砂カバーを設置する。
- ・ ロードセルと受荷台との間に隙間が生じないように適切に設置する。
- ・ 計測システムは図 A1.2 に示すとおりとする。



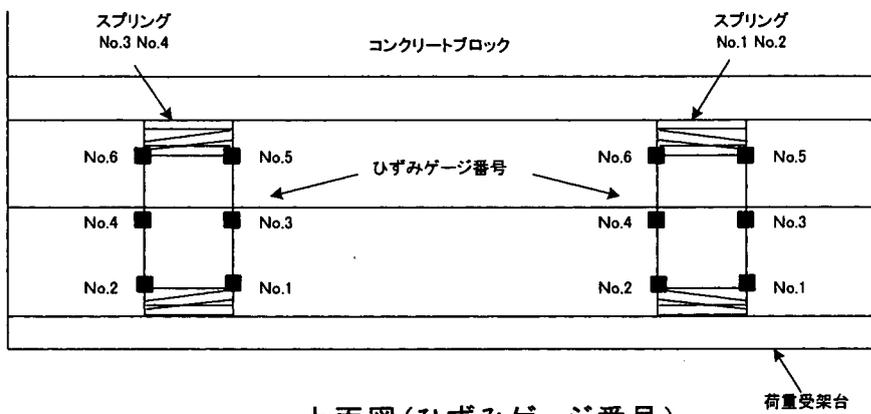
図A1.2 圧縮型ロードセルの計測システム

A1.2 エネルギー計測装置

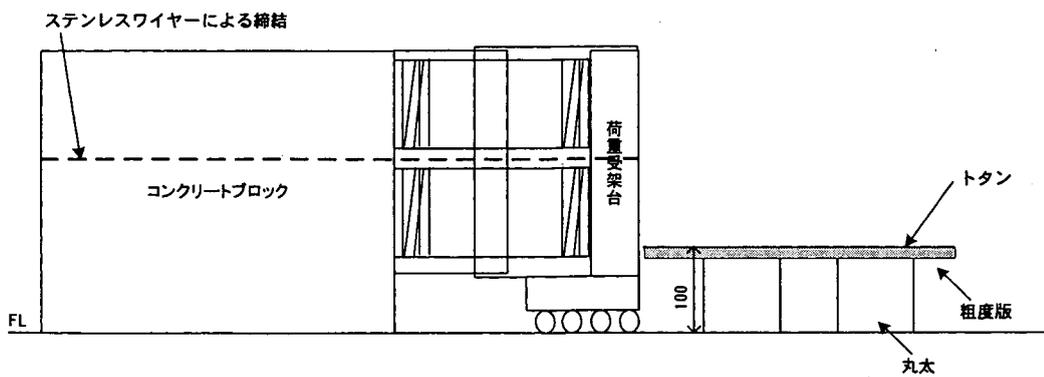
- ・ エネルギー計測装置は、図 A1.3 に示すものを製作する。
- ・ 装置の仕組みは、以下のとおりとする。
 - 1) コンクリートブロックと受荷台の間にバネ定数が既知であるバネを4本設置し、崩土の衝突に伴うバネの伸縮量から衝突エネルギーを計測する。
 - 2) 計測は、各スプリングに貼り付けたひずみゲージ(クロスゲージ)により行う。ひずみゲージは曲げがキャンセルされるようにバネ両面に貼り付け、バネ1本あたり6カ所貼り付ける。ゲージ貼り付け位置を図 A1.3 に示す。エネルギー計測装置、スプリング、ひずみゲージの取り付け位置および番号を図 A1.3 に示す。
 - 3) バネが一方向に変位するようにオス・メス型のガイドレールを取り付ける。崩土撤去の際に、ガイドレール内に砂が付着しないように十分注意する。崩土撤去方法は、以下に示す。
 - 4) 装置内に土砂が混入しないように防砂カバーを設置するバネ定数は製作工場にて求める。その際、実験で予定している位置にひずみゲージを貼り付けておき、荷重～変位～バネひずみの関係を、細かい荷重ピッチで把握しておく。
 - 5) 計測システムは図 A1.4 に示すとおりとする。



正面図(荷重受架台背後よりスプリング、コンクリートブロック方向視)
スプリング番号



上面図(ひずみゲージ番号)



側面図

図 A1.3 エネルギー計測装置、スプリング、ひずみゲージ取り付け位置

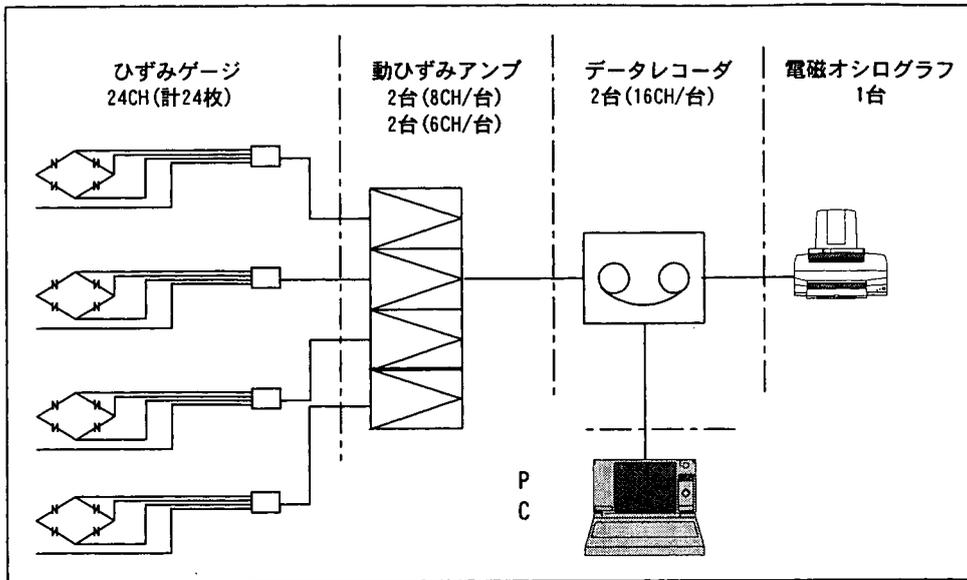


図 A1.4 エネルギー計測装置の計測システム

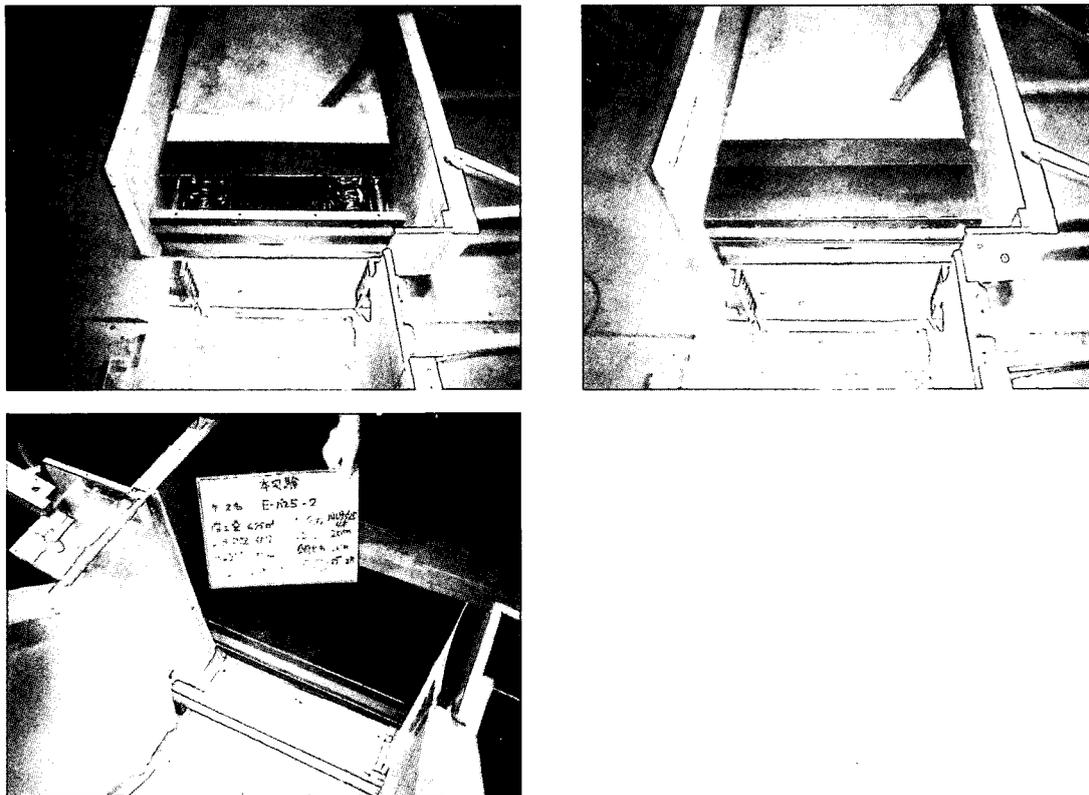


図 A1.5 エネルギー計測装置の設置状況

エネルギー計測装置の設置手順は以下に示すとおりとした。

① 取り付けの場合

スペーサーと受架台のボルト孔に六角穴付ボルトを挿入し、スプリングベースプレートをそれぞれに取り付ける。ボルトは六角レンチを使用して固定する。

コンクリートブロック前面とスペーサーを六角穴付ボルトにより固定する。

受架台のフックにワイヤーを通し 10cm 程度上空につり上げ、底面に鋼球を敷き詰める。

スペーサー前面のベースプレートと受架台背面のベースプレートにスプリングをはめ込み、バネが自然長を保つ形状で受架台を下流側へ移動させる。その際、4本のガイドレール・メスにオスが水平に挿入されていることを確認し、30mmラップした状態とする。

スプリングに取り付けられたひずみゲージのリード線をスペーサーの孔に通し、コンクリートブロックの背面へ伸ばし結線する。

受架台上端と防砂カバーをボルトにより固定する。また、L型金具を使用して受架台下端と防砂カバーをボルトにより固定する。

衝突時にガイドレールが引っ掛からないように、少しバネに緊張を与えておく。バネの緊張は、ワイヤーを通しコンクリートブロックの下流側でターンバックルを用いて固定する。

② 取り外しの場合

土砂供給装置に投入された試料砂を落下させ、エネルギー計測装置前面の受架台に衝突させる。

防砂カバー、保護プレートの上面に堆積した砂を撤去する。

受架台の上下端にあるボルトをはずし、防砂カバーを受架台から取り外す。

ベースプレートにはめ込まれたバネを取り外し、受架台を上流側へ移動させる。バネに付着した砂は除去する。

保護プレート、スペーサーの内部に進入した砂を送風機により除去する。また、ガイドレール内部に進入した砂については、布等を用いて除去する。

受架台をクレーンによりつり上げ、鋼球を取り除く。さらに、底面につまった砂を送風機により取り除き、再度鋼球を敷き詰める。

A1.3 高速度ビデオカメラ

- 1) 高速度ビデオカメラは3台使用する。
- 2) 表 2.2 に示す計測を行う。
- 3) 撮影範囲は図 A1.6 に示すように、受荷台前全域とする。被写体距離を確保するために、鏡を使用する。高速ビデオカメラをもう1台追加した場合、被写体距離の関係で撮影範囲を確保できない。したがって、不足分についてはDVカメラで補う。
- 4) 堆積状況が斜面部に及ぶため、斜面部アクリル版にもスケールを貼りつける。
- 5) 大容量データを扱うため記憶容量の確認を行う。
- 6) 崩土衝突速度の算出は、Photoron 社製の画像－速度変換ソフト「Movie Ruler」を用いる。

A1.4 デジタルビデオカメラ

- 1) デジタルビデオカメラは3台使用する(図 A1.6)。
- 2) 表 2.2 に示す計測を行う。
- 3) 斜面部流動深を計測する場合は、流動深が 0cm から計測できるように計測窓を大きくする。

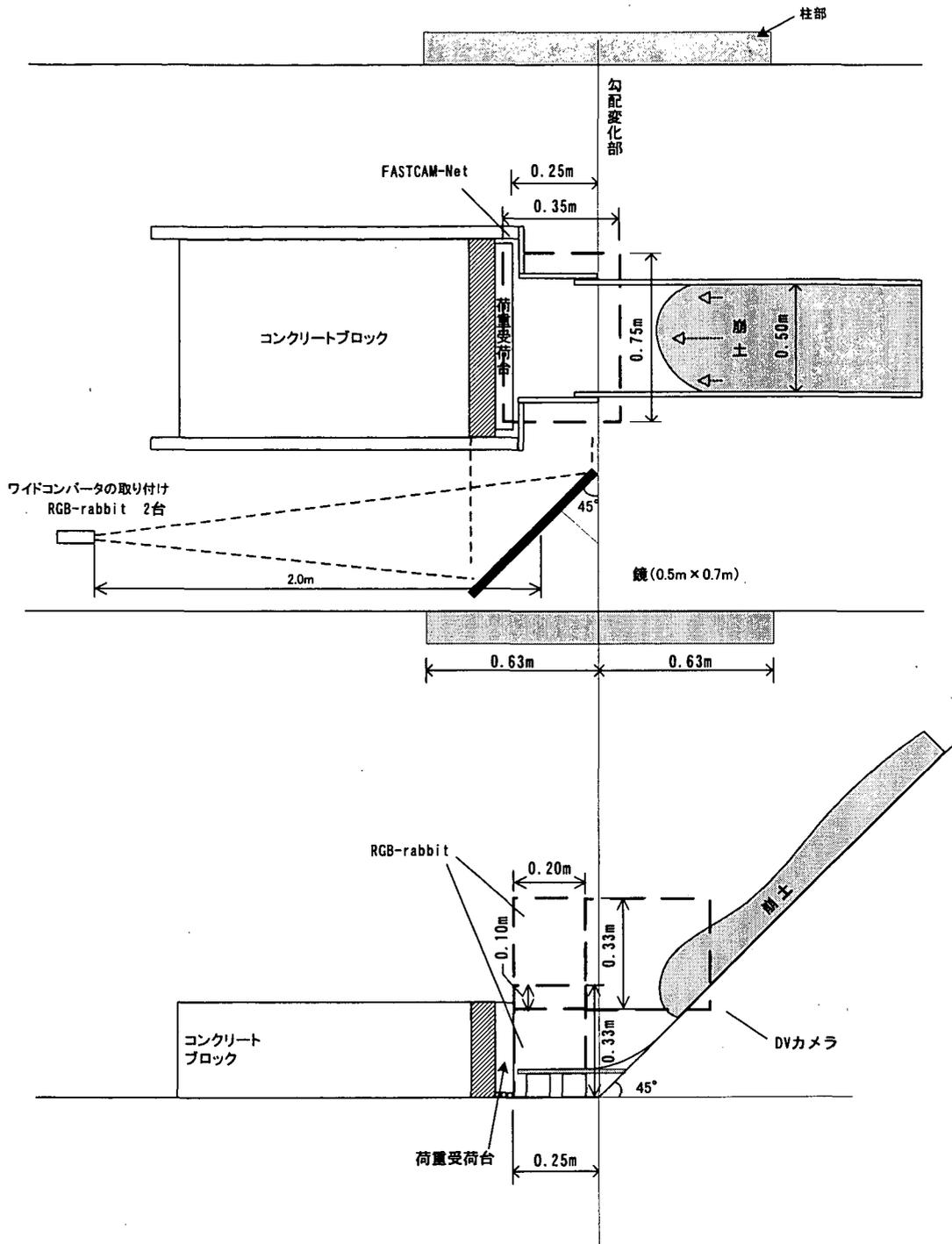


図 A1.6 高速度ビデオカメラ・DVカメラ撮影範囲

資料 2 計測機器の校正試験

計測装置の精度を確認するため、圧縮型ロードセル及びエネルギー計測装置について校正試験を行った。校正試験の内容は、表 A2.1 に示すとおりである。

表 A2.1 校正実験ケース

計測器	目的	衝突物	実施時期	頻度
ロードセル	静的性能の確認	土のう	本実験前	2回
	動的性能の確認	鋼球	〃	3回
		土のう	〃	3回
エネルギー計測装置	静的性能の確認	土のう	本実験の各ケース前	6ケース各1回
	動的性能の確認	鋼球	本実験前	6回
		土のう	〃	3回

A2.1 ロードセルの静的校正実験

<実験方法>

- 1) 受架台前面にロープを通し、背面に回して束ねる。
- 2) 背面で束ねたロープを実験装置底版に取り付けた重量戸車に通す。
- 3) 重量戸車に通したロープの先端に受け箱(重量役 30kg)を吊し、計測値をゼロクリアーする。
- 4) 受け箱の中に土のう袋(1袋 10kg)を載せて荷重を加えていく。荷重は 20kg、40kg、60kg の 3 ステージとする。
- 5) 各荷重ステージのロードセル荷重値を計測する。
- 6) ロードセル荷重値と土のう袋重量とを比較する。

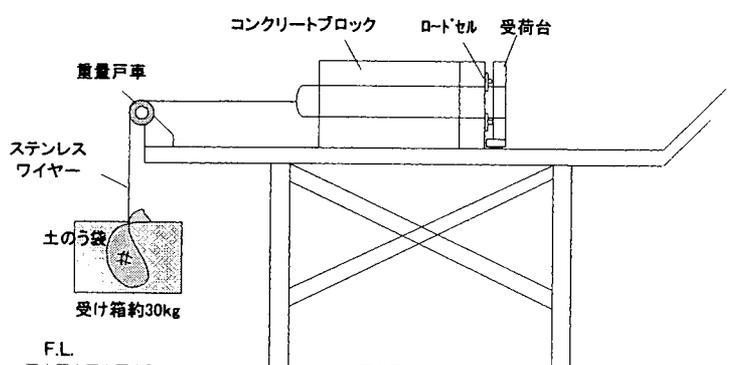


図 A2.1 ロードセルの静的校正実験方法

<実験結果>

・各荷重増分ごとの計測値は、理論値の86%~96%(平均0.91)である。

表A2.2 ロードセルの静的校正実験結果

No	日付	全荷重					
		20 kgの場合		40 kgの場合		60 kgの場合	
		計測値	計測値/理論値	計測値	計測値/理論値	計測値	計測値/理論値
1	12月19日	19.1	0.95	37.8	0.95	57.0	0.95
2	12月19日	17.2	0.86	34.5	0.86	52.0	0.87

No	日付	荷重増分					
		0~20kg時		20~40kg時		40~60kg時	
		計測値	計測値/理論値	計測値	計測値/理論値	計測値	計測値/理論値
1	12月19日	19.1	0.95	18.8	0.94	19.2	0.96
2	12月19日	17.2	0.86	17.3	0.87	17.5	0.88

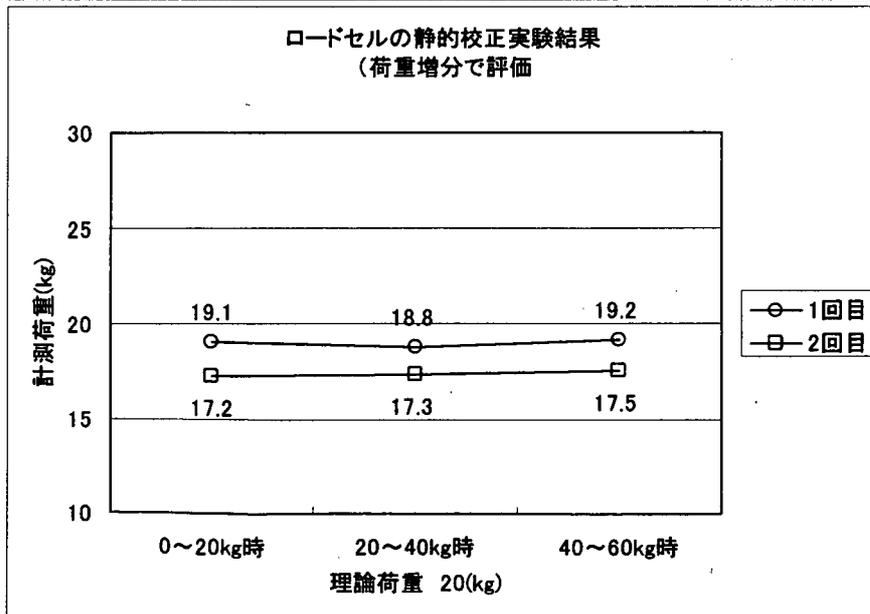
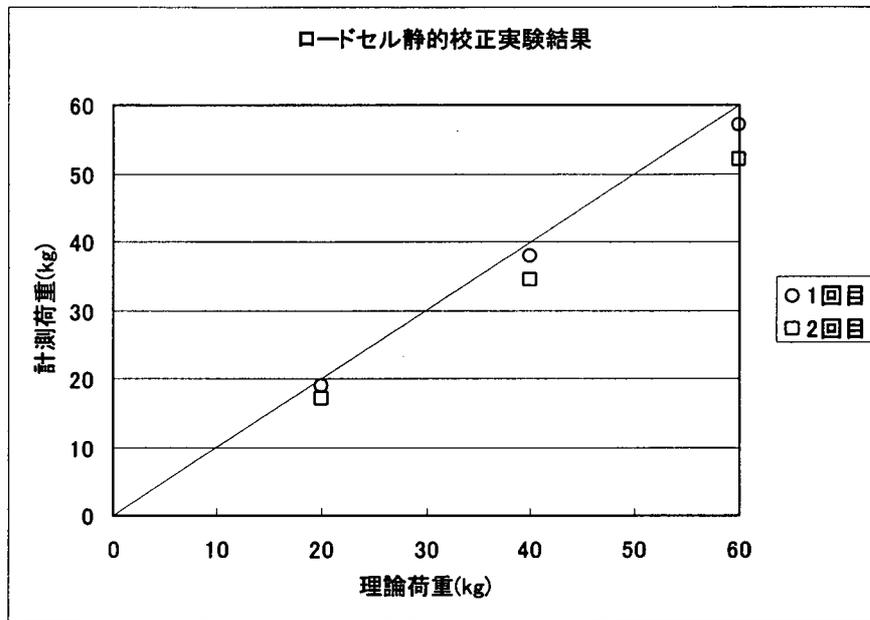
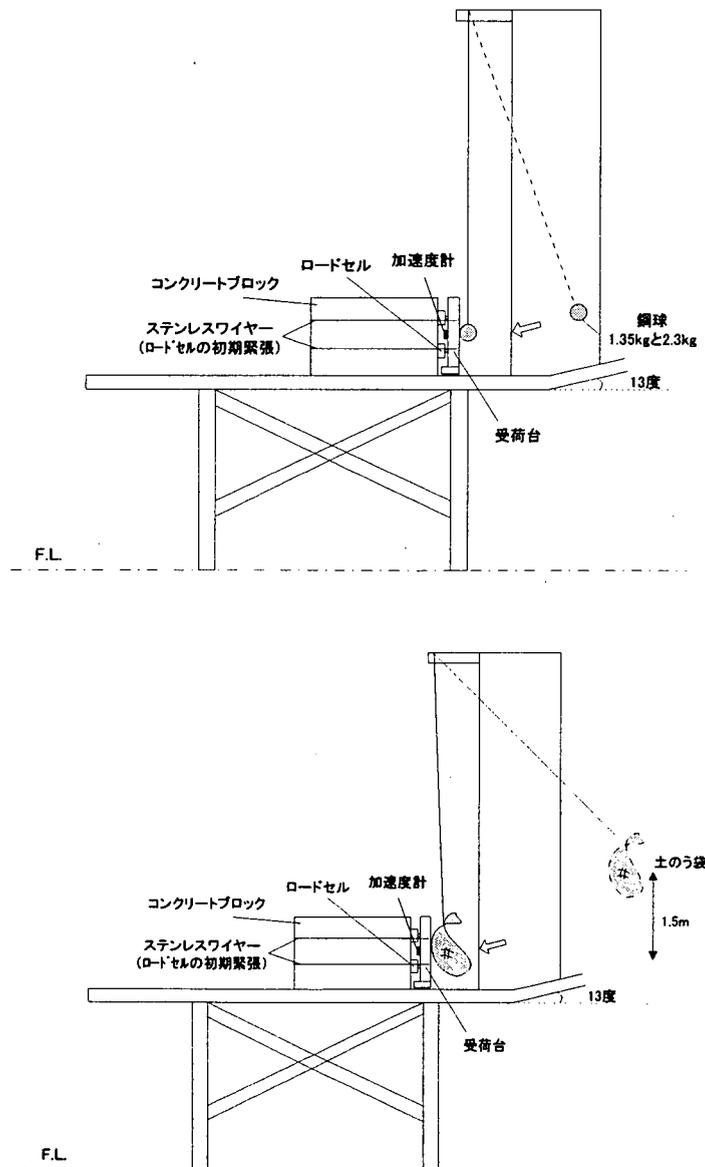


図 A2.2 ロードセルの静的校正試験結果

A2.2 ロードセルの動的校正実験

<実験方法>

- 1) 崩土流動実験装置の勾配変化点の柱部上端に取り付けた金具の先にワイヤーを通す。
- 2) ワイヤーの先端に、鋼球 1.35kg または土のう 20kg を取り付ける。
- 3) 初速度を持たせないように、所定の高さで衝突物を固定する。
- 4) 衝突物を振り子状態で落下させ、受架台前面に衝突させる。(圧縮型ロードセルの最大容量 20kN を超えないように注意する。)
- 5) 受架台背面に取り付けた加速度計とロードセル荷重値を計測する。
- 6) 加速度計により計測された加速度 a と衝突物+受荷台の質量から衝突荷重を算出する。
- 7) ロードセル荷重値と加速度から算出した荷重値とを比較する。



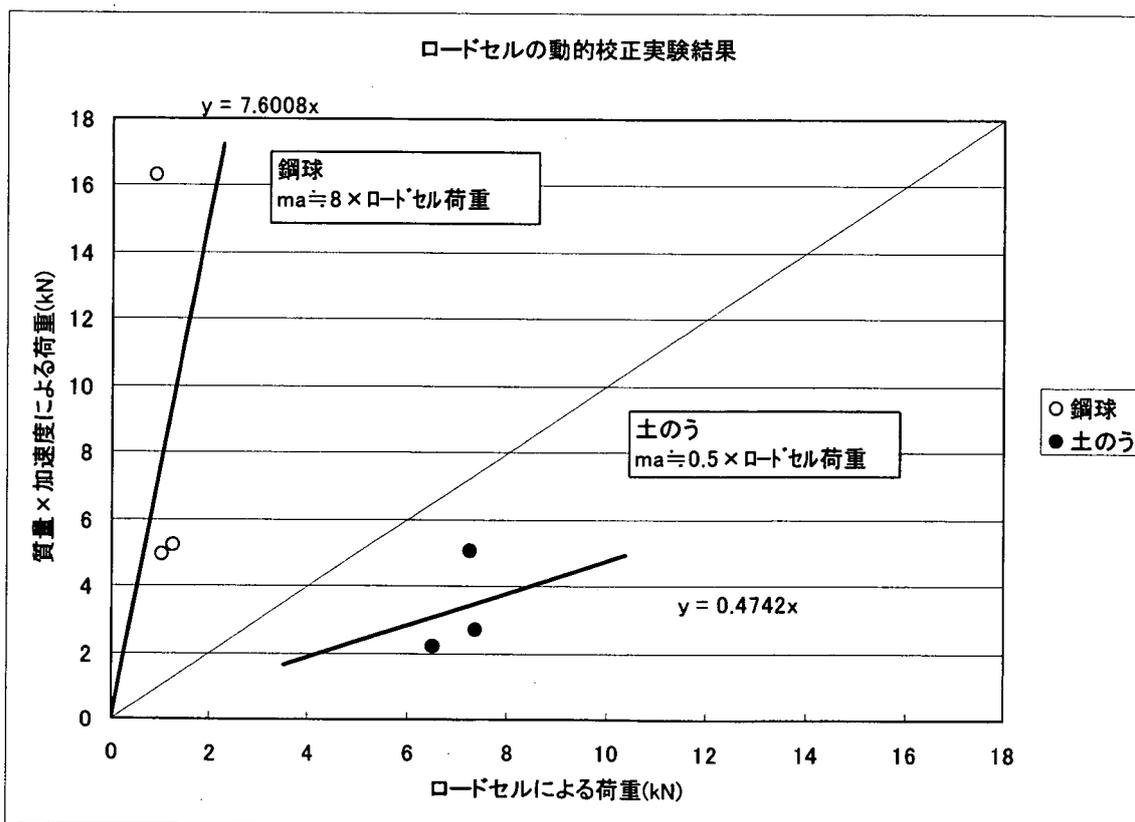
図A2.3 ロードセルの動的校正実験方法

<実験結果>

- ・ 鋼球の場合、ロードセル荷重は、質量×加速度から求めた荷重値の約 1/8 倍となった。
- ・ 土のうの場合、ロードセル荷重は、質量×加速度から求めた荷重値の約 2 倍となった。
- ・ ロードセル荷重、加速度ともに高周波の波形が生じ、精度は低い。

表A2.3 ロードセルの動的校正実験結果

No.	日付	衝突物	衝突物+受荷台重量 m(kg)	最大荷重時の加速度 a(m/s ²)	最大荷重(kN)	
					ロードセル荷重	ma
1	12月19日	鋼球	41.35	394.0	0.9	16.3
2	12月19日	鋼球	41.35	125.4	1.3	5.2
3	12月19日	鋼球	41.35	119.6	1.0	4.9
4	12月15日	土のう	60	83.9	7.2	5.0
5	12月15日	土のう	60	36.4	6.5	2.2
6	12月15日	土のう	60	45.2	7.4	2.7



図A2.4 ロードセルの動的校正実験結果

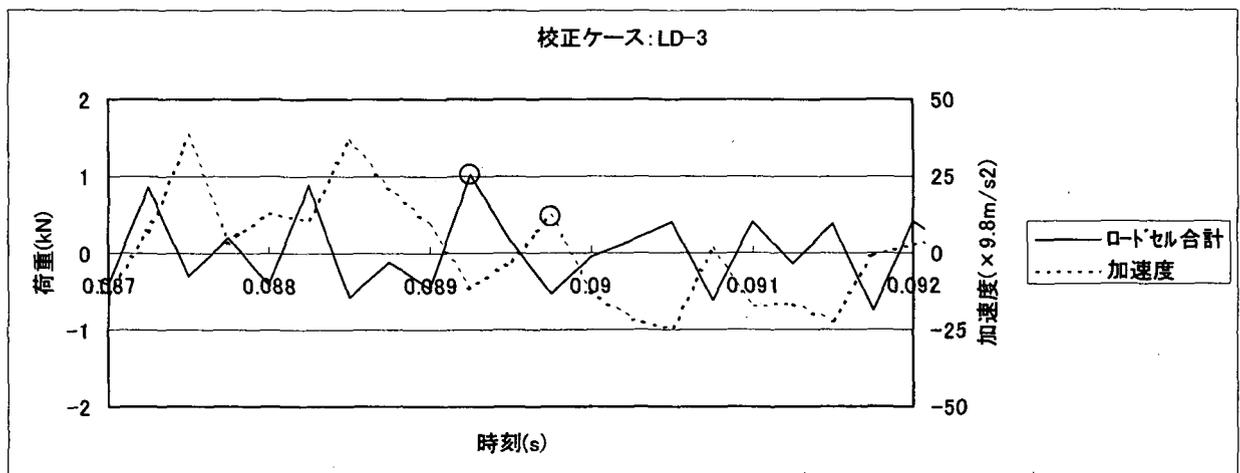
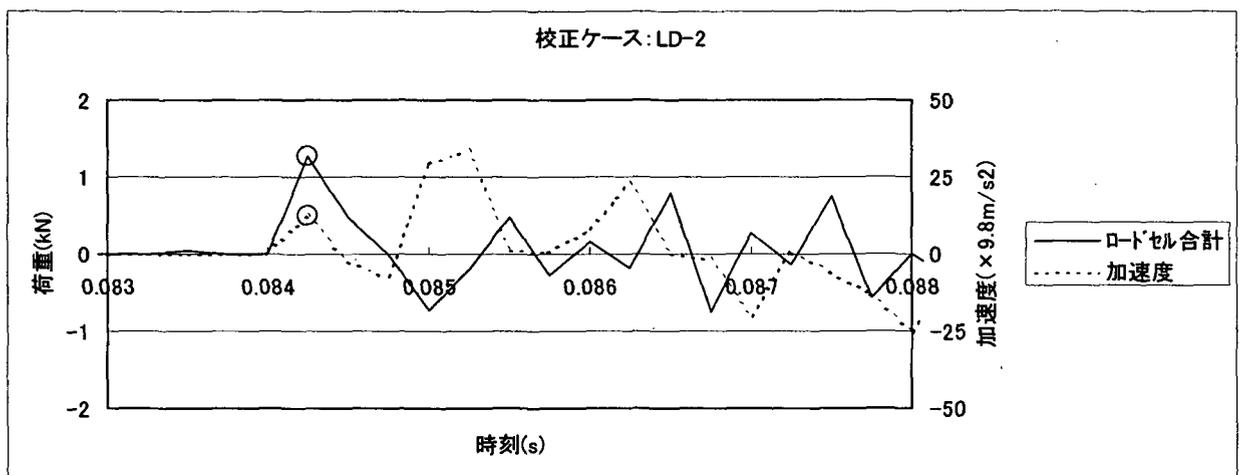
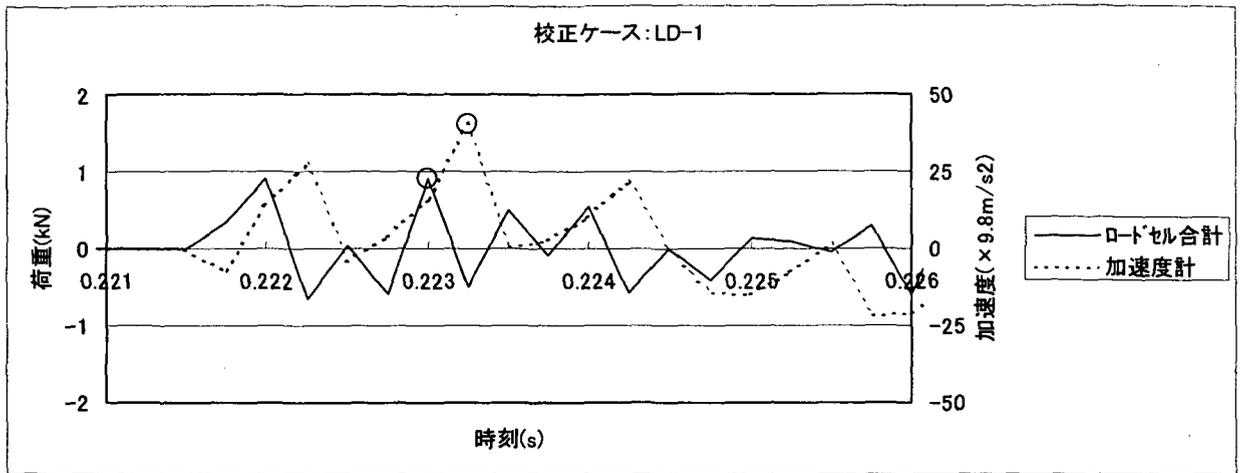


図 A2.5 鋼球の場合におけるロードセル波形と加速度波形(衝突開始時の拡大図)
○: 照査位置

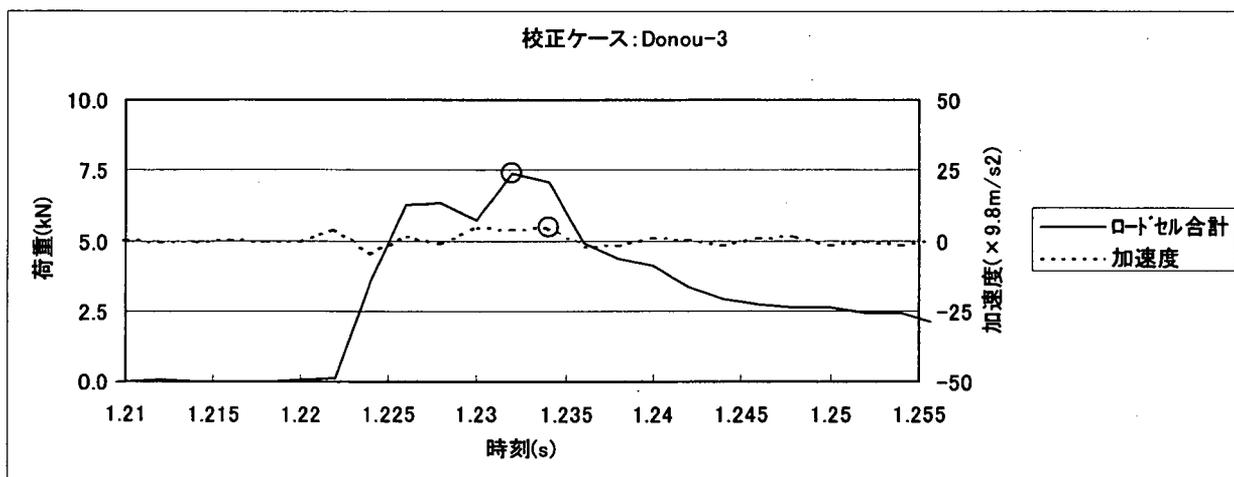
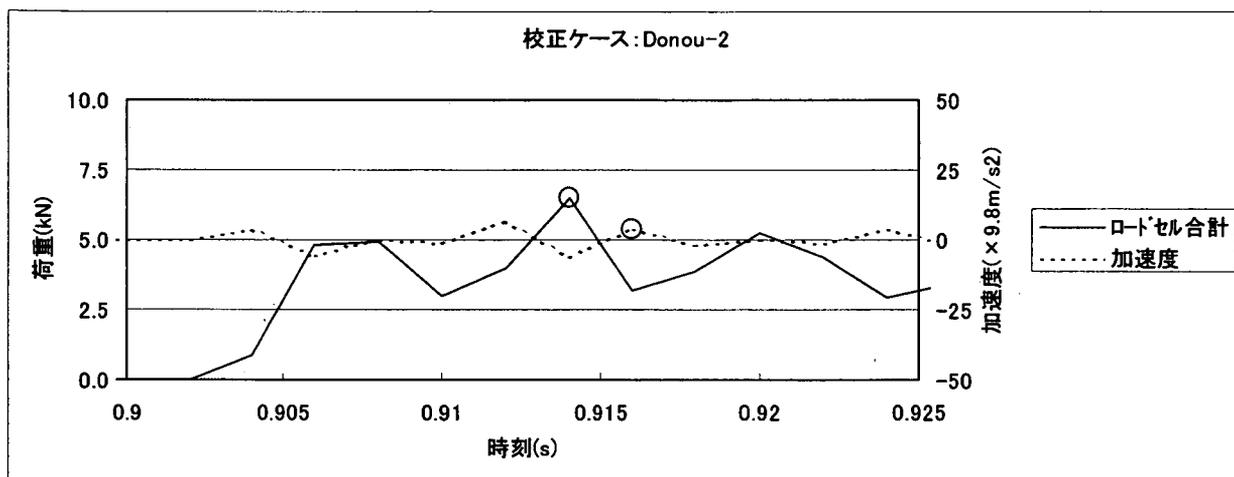
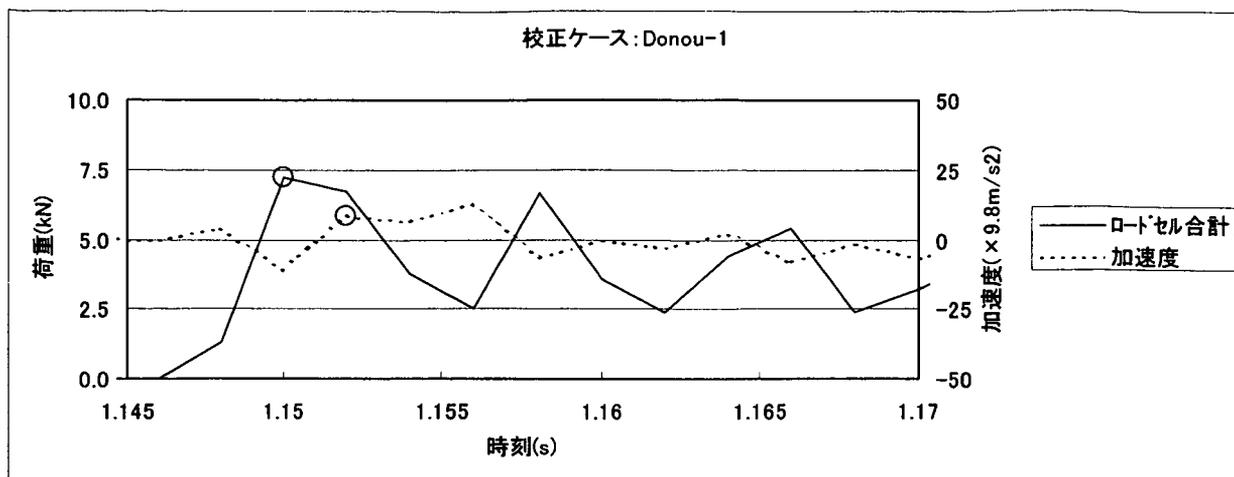
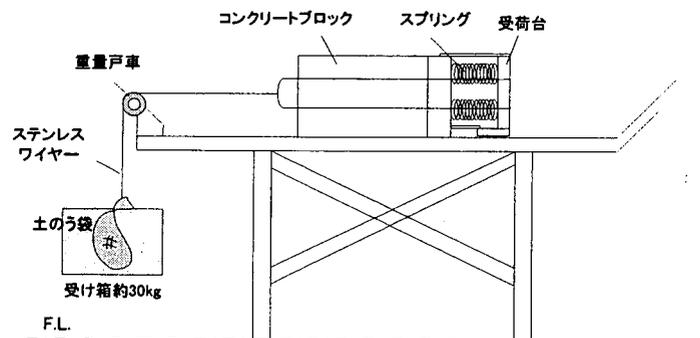


図 A2.6 土のうの場合におけるロードセル波形と加速度波形(衝突開始時の拡大図)
○: 照査位置

A2.3 エネルギー計測装置の静的校正実験

<実験方法>

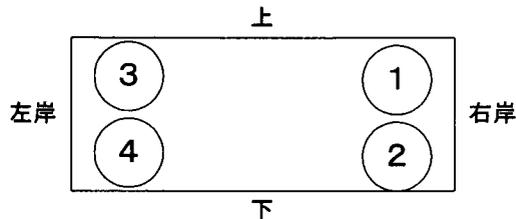
- 1) 受架台前面にロープを通し、背面に回して束ねる。
- 2) 背面で束ねたロープを実験装置底版に取り付けた重量戸車に通す。
- 3) 重量戸車に通したロープの先端に受け箱(重量役 30kg)を吊し、計測値をゼロクリアーする。
- 4) 受け箱の中に土のう袋(1袋 10kg)を載せて荷重を加えていく。荷重は20kg、40kg、60kgの3ステージとする。
- 5) バネに生じたひずみからバネの変位量を求める。バネ変位量とバネ定数から荷重値を計算する。
- 6) バネ定数から算出した荷重と土のう袋の荷重とを比較する。



図A2.7 エネルギー計測装置の静的校正実験方法

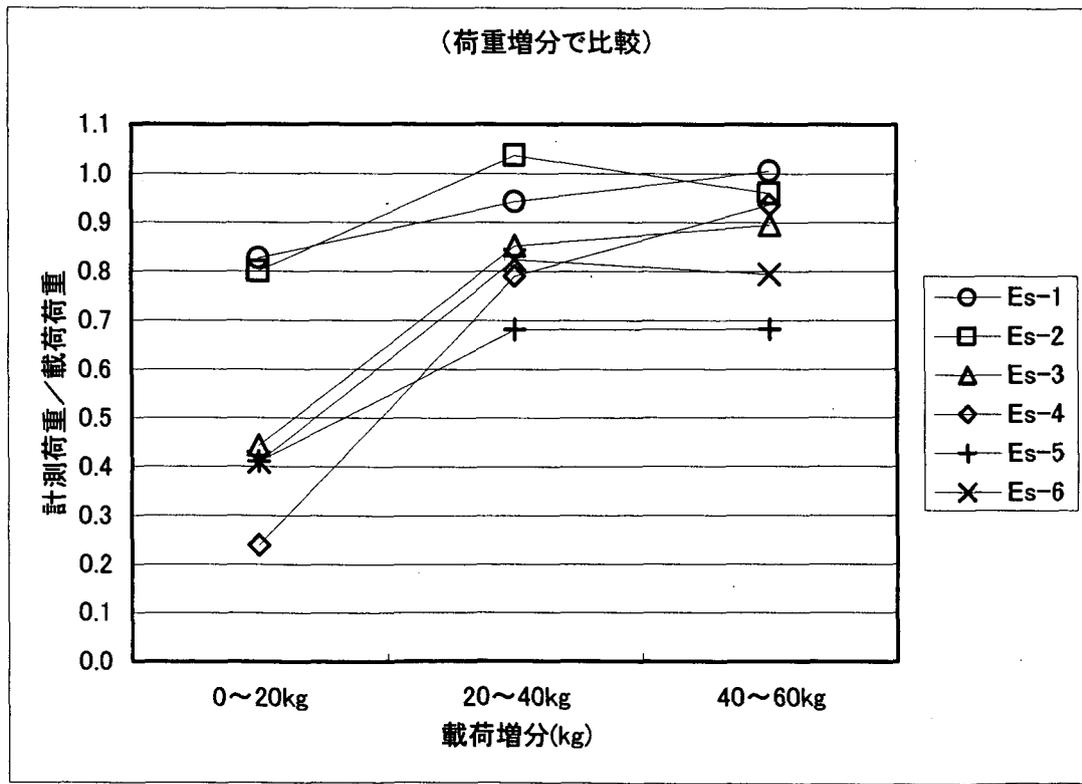
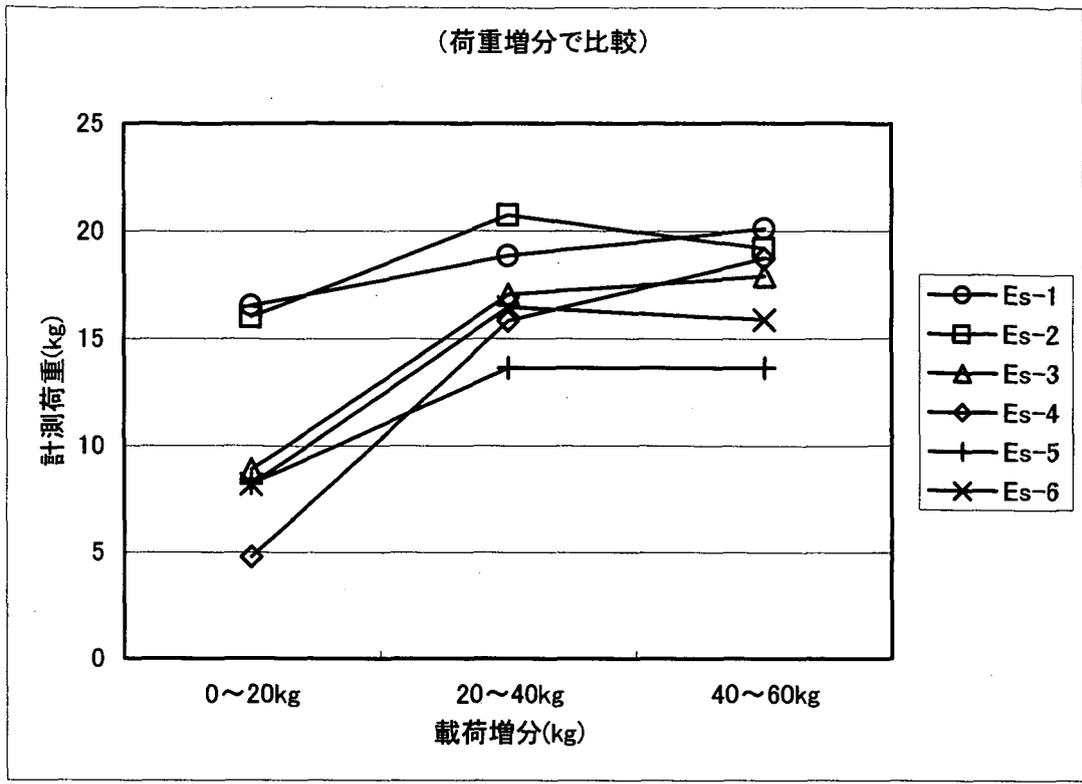
<実験結果>

- ・ 荷重増分で比較した結果、0～20kg までの精度が非常に低い。これは、バネの非線形性によるものと考えられる。このため、全荷重評価よりも、荷重増分評価を行うことの方が良いと考えられる。
- ・ 荷重増分で評価した場合、Es-1～Es-4 までは補正值 0.9 以上である。
- ・ Es-5～Es-6 は精度が低い。この原因として、次頁に示すようにバネ3, 4の変位量が小さく荷重が不均等であったことが挙げられる。



表A2.4 エネルギー計測装置の静的校正実験結果

No.	日付	本実験 ケース	荷重増分 (kg)						計測値/ 載荷値 の平均値
			0～20kg		20～40kg		40～60kg		
			計測値	計測値/載荷値	計測値	計測値/載荷値	計測値	計測値/載荷値	
1	1月8日	E-流20-1	16.6	0.83	18.9	0.94	20.1	1.01	1.01
2	1月8日	E-流20-1	16.0	0.80	20.7	1.04	19.2	0.96	0.96
3	1月9日	E-流20-2	8.9	0.44	17.1	0.85	17.9	0.90	0.90
4	1月9日	E-ハ 25-1	4.8	0.24	15.8	0.79	18.7	0.94	0.94
5	1月9日	E-流20-3	8.2	0.41	13.6	0.68	13.6	0.68	0.68
6	1月9日	E-ハ 25-2	8.2	0.41	16.5	0.82	15.9	0.79	0.79

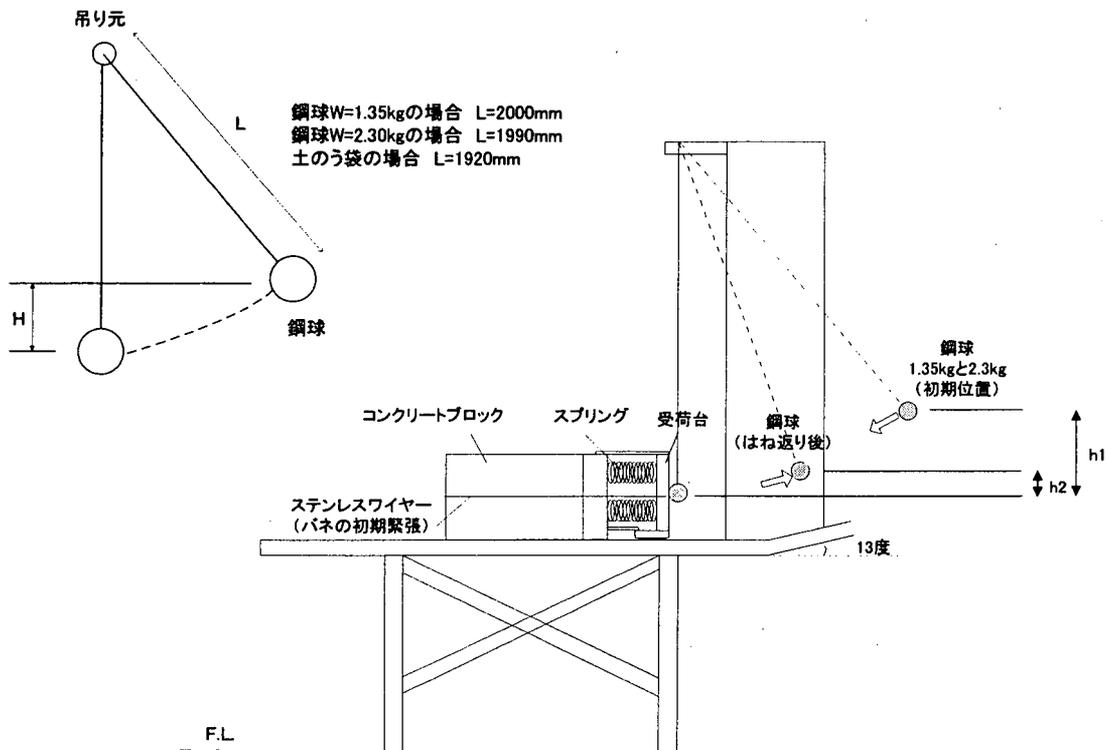


図A2.8 エネルギー計測装置の静的校正実験結果

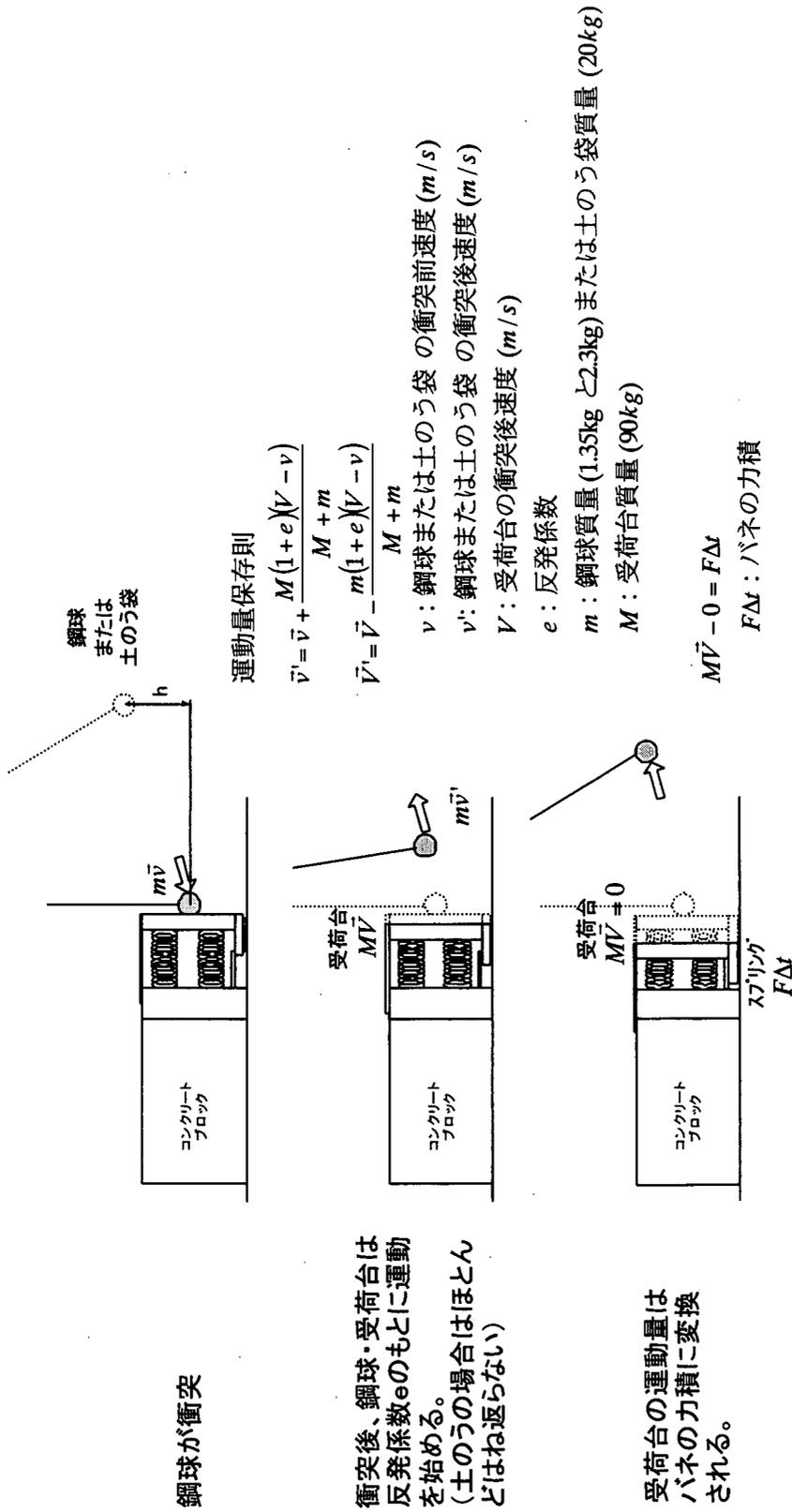
A2.4 エネルギー計測装置の動的校正実験

<実験方法>

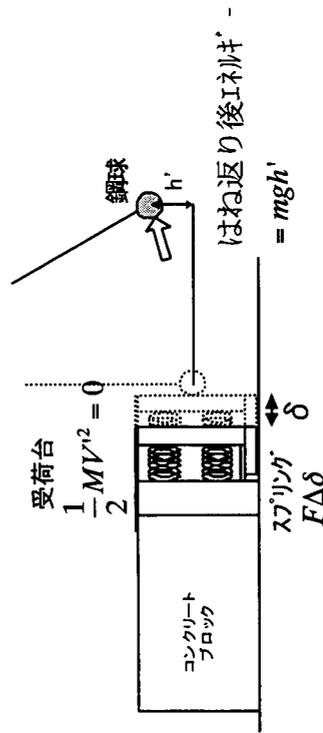
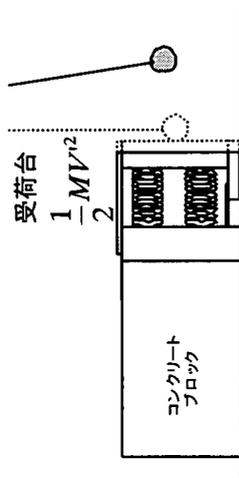
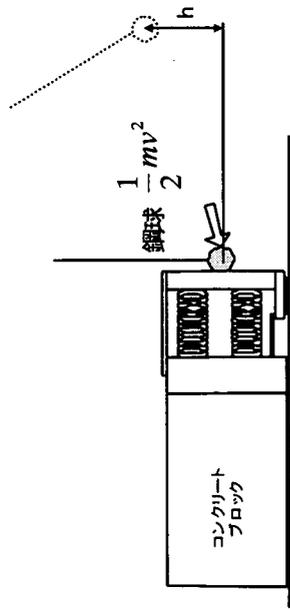
- 1) 勾配変化点の柱部上端に取り付けた金具の先にワイヤーを通す。
- 2) ワイヤーの先端に、1.35kg(または 2.3kg)の鋼球を取り付ける。
- 3) 初速度を持たせないように、鋼球を固定する。
- 4) 鋼球を振り子状態で落下させ、受架台前面に衝突させる。
- 5) 鋼球の衝突前後の速度、受荷台の衝突後の速度から反発係数を求める。
土のうの場合は、ほぼ、はね返らないので求めない。
- 6) 土のうおよび鋼球の場合それぞれについて、図に示す運動量保存則、にしたがって、衝突後の受荷台の運動量、バネの力積を求めて比較する。受荷台の運動量／バネの力積を補正值として整理する。
- 7) 土のうおよび鋼球の場合それぞれについて、図に示すエネルギー保存則にしたがって、衝突後の受荷台の運動エネルギー、バネのエネルギーを求めて比較する。受荷台の運動エネルギー／バネのエネルギーを補正值として整理する。



図A2.9 エネルギー計測装置の動的校正実験方法



図A2.10 運動量保存則の考え方



エネルギー保存則

$$\vec{v}' = \vec{v} - \frac{M(1+e)(V-v)}{M+m}$$

v : 鋼球衝突前速度(m/s)

v' : 鋼球衝突後速度(m/s)

V : 受荷台衝突後速度(m/s)

e : 反発係数

m : 鋼球質量(1.35kg と2.3kg)または土のう袋(20kg)

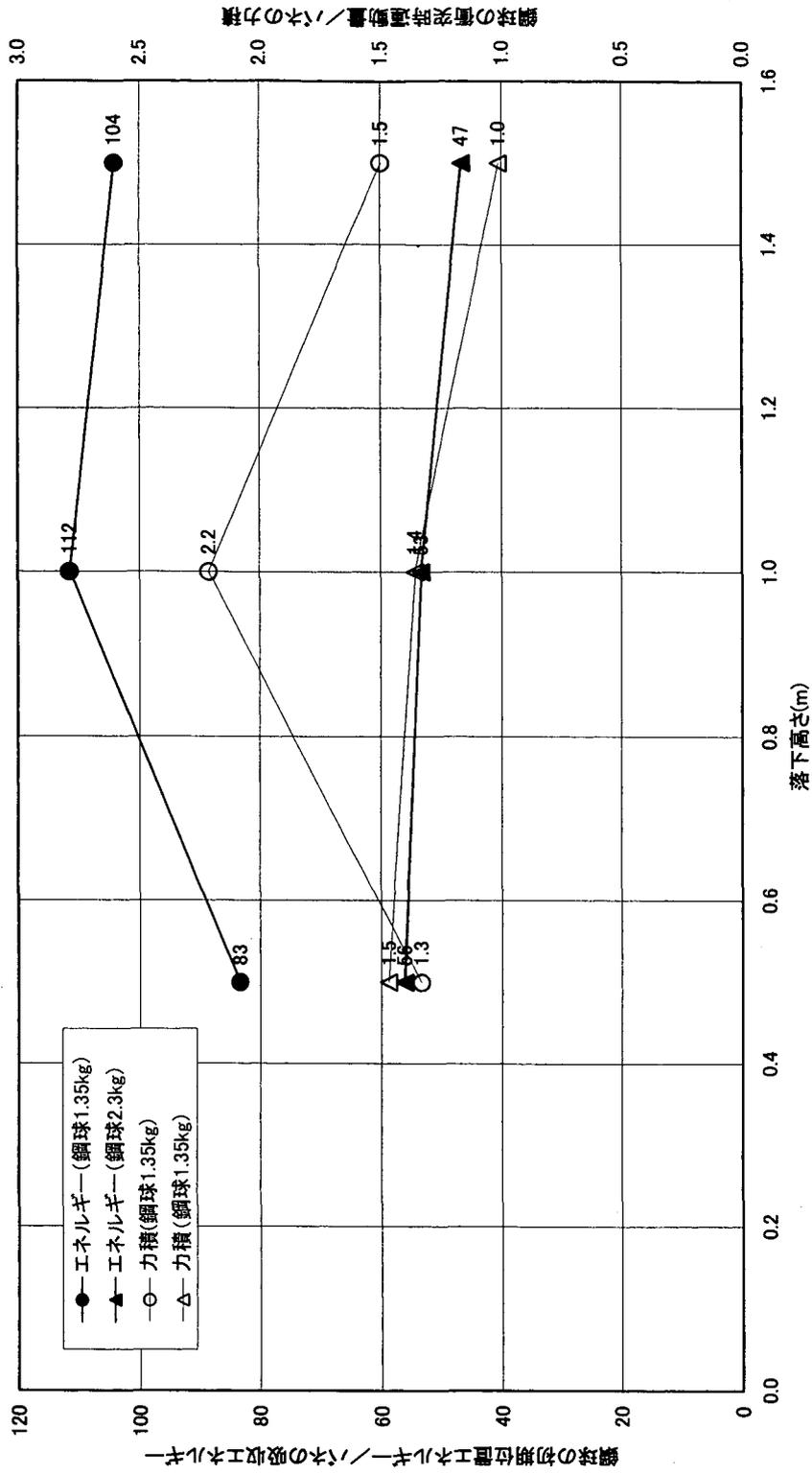
M : 受荷台質量(90kg)

$$\frac{1}{2}M\vec{V} = F\Delta\delta$$

$F\Delta\delta$: バネのエネルギー

図 A2.11 エネルギー保存則の考え方

エネルギー計測装置の校正実験結果(鋼球の場合)



図A2.12 エネルギー計測装置の校正実験結果(鋼球の場合)

エネルギー計測装置の校正実験結果(土のう袋の場合)

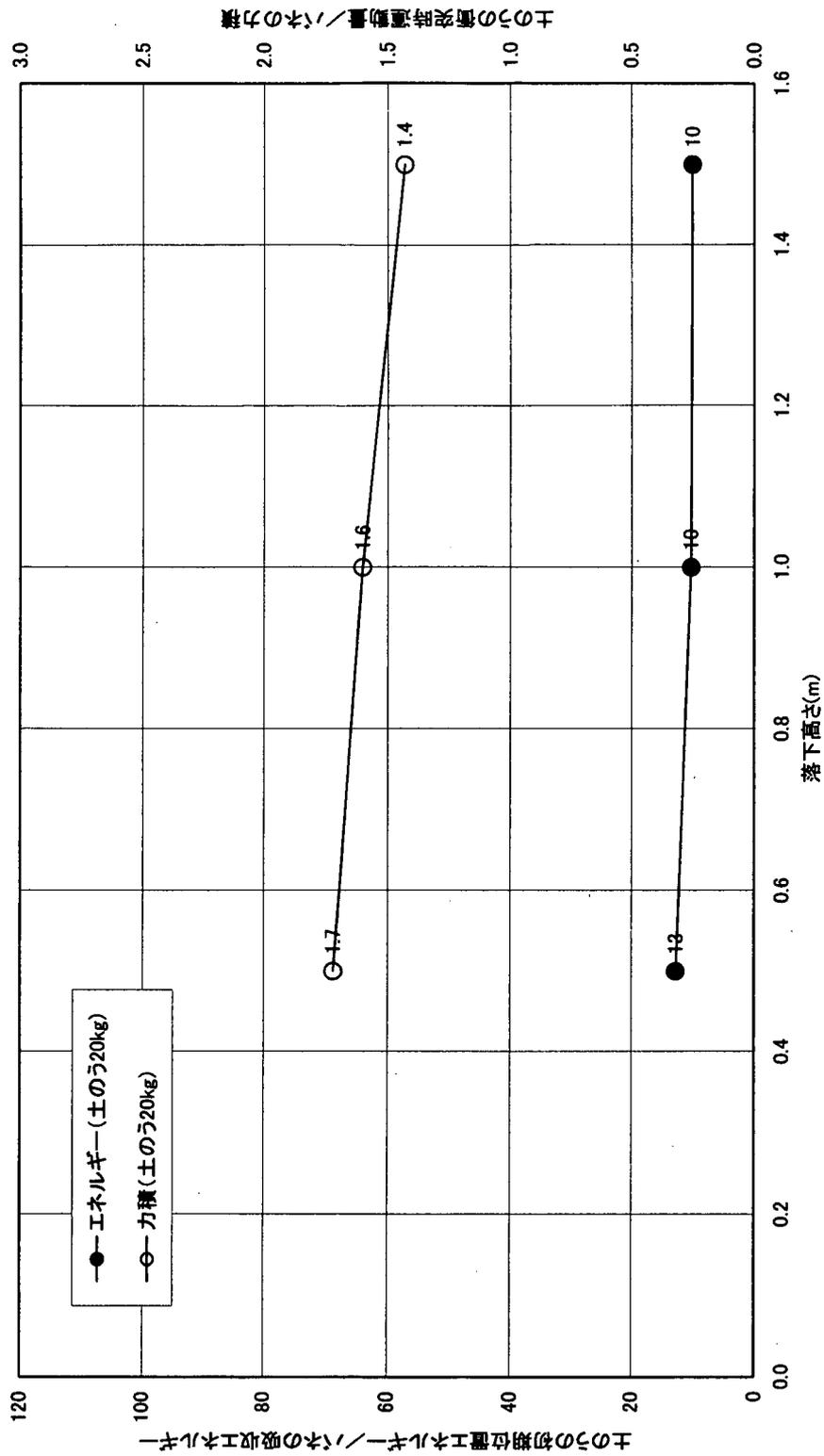


図 A2.13 エネルギー計測装置の校正実験結果(土のう袋の場合)

1) 土のう袋ケースの実験結果

土のう袋の衝突前、衝突後の運動は以下に示すとおりである。土のう袋は衝突後ほとんどはね返らなかったため、運動はゼロとした。このとき反発係数は求めていない。

衝突前

ケース	h (m)	g	m (kg)	v (m/s)	E ₀ (Nm)	U ₀ (Ns)
ED-D-H050	0.5	9.8	20	3.190	101.761	63.800
ED-D-H100	1.0	9.8	20	4.585	210.222	91.700
ED-D-H150	1.5	9.8	20	5.415	293.222	108.300

※計測値

衝突後

ケース	h (m)	g	m (kg)	v' (m/s)	E' (Nm)	U' (Ns)
ED-D-H050	0.5	9.8	20	0.000	0.000	0.000
ED-D-H100	1.0	9.8	20	0.000	0.000	0.000
ED-D-H150	1.5	9.8	20	0.000	0.000	0.000

※ゼロとした

ここに、

h:土のう袋の初期高(m)

m:土のう袋質量(20kg)

v:土のう袋衝突前速度(m/s)

v':土のう袋衝突後速度(m/s)

E₀:衝突前での土のう袋のエネルギー E₀=0.5mv²

E':衝突後での土のう袋のエネルギー E'=0.5mv'²

U₀:衝突前での土のう袋の運動量 U₀=mv

U':衝突後での土のう袋の運動量 U'=mv'

衝突直後の受荷台の運動は以下に示すとおりである。受荷台速度 V' は高速ビデオカメラより計測した。ただし、ED-D-H050 のケースは、受荷台速度が他より小さく、計測精度が比較的低い。

ケース	h (m)	M (kg)	V' (m/s)		E_j (Nm)	U_j (Ns)
ED-D-H050	0.5	90	0.675	←比較的精度低い	20.503	60.750
ED-D-H100	1.0	90	0.700		22.050	63.000
ED-D-H150	1.5	90	0.900		36.450	81.000

※計測値

ここに、
 M : 受荷台質量 (90kg)
 V' : 衝突後の受荷台速度 (m/s)
 E_j : 衝突直後の受荷台のエネルギー $E_j = 0.5MV'^2$
 U_j : 衝突直後の受荷台の運動量 $U_j = MV'$

最大変位時までエネルギー計測装置のバネに蓄えられたエネルギーは以下に示すとおりである。バネ変位 δ は各バネの平均変位量である。

ケース	h (m)	δ (m)	K (kgf/m)	E_k (Nm)	U_k (Ns)
ED-D-H050	0.5	0.02103	1116	9.669	40.870
ED-D-H100	1.0	0.03243	1116	22.997	60.698
ED-D-H150	1.5	0.03598	1116	28.309	74.458

※計測値

ここに、
 δ : 各バネの合計変位 / 4 (m)
 K : バネ定数 (4本とも同じ) (1116 kgf/m)
 E_k : バネの最大変位時まで蓄えられたエネルギー $E_k = 0.5k\delta^2$
 U_k : バネの最大変位時までの力積 $U_k = \sum F\Delta t$

受荷台の衝突直後の運動エネルギーとバネの最大変位時までにバネに蓄えられたエネルギーとの比、および受荷台の衝突直後の運動量とバネの最大変位時までのバネの力積との比を以下に示す。

この結果、衝突直後の受荷台の運動エネルギーと運動量は、ほぼ、バネに伝えられていることが分かる。ただし、ED-D-H050 のケースは、受荷台速度の精度が比較的低いと思われ、比が若干大きくなっている。

したがって、エネルギー計測装置の計測精度は、良好といえる。また、崩土実験でのバネ変位量は、土のう袋のケースと同じ 40mm 前後であることから、変位量の違いによる結果の補正は行う必要がないと考える。

ケース	h (m)	E_j/E_k	U_j/U_k
ED-D-H050	0.5	2.1	1.5
ED-D-H100	1.0	1.0	1.0
ED-D-H150	1.5	1.3	1.1

ここに、 E_j : 衝突直後の受荷台の運動エネルギー (Nm)

U_j : 衝突直後の受荷台の運動量 (Ns)

E_k : バネの最大変位時までに蓄えられたエネルギー (Nm)

U_k : バネの最大変位時までの力積 (Ns)

土のう袋の初期位置エネルギーとバネの最大変位時までにバネに蓄えられたエネルギーとの比、および土のう袋の衝突直前の運動量とバネの最大変位時までのバネの力積との比を以下に示す。

この結果、バネに蓄えられたエネルギーは、土のう袋の初期エネルギーの1/10程度まで減衰している。この原因として考えられることは、受荷台の慣性力、土のう袋の塑性変形エネルギー、また少しではあるが受荷台底面の摩擦損失エネルギー等が考えられる。

また、バネに蓄えられた力積は、土のう袋の初期運動量の 1/1.4~1/1.7 程度であり、比較的良好に計測が行われていると言える。後述する実験結果の解析において、エネルギー計測装置の力積の結果を用いる場合、補正值として平均 1.5 を見込むものとする。

ケース	h (m)	E_0/E_k	U_0/U_k
ED-D-H050	0.5	12.7	1.7
ED-D-H100	1.0	10.2	1.6
ED-D-H150	1.5	10.0	1.4

ここに、 E_0 : 土のう袋の初期位置エネルギー (Nm)

U_0 : 衝突直前の土のう袋の運動量 (Ns)

E_k : バネの最大変位時までに蓄えられたエネルギー (Nm)

U_k : バネの最大変位時までの力積 (Ns)

2) 鋼球ケースの実験結果

鋼球の衝突前、衝突後の運動は以下に示すとおりである。鋼球の衝突前後の速度は高速度ビデオカメラで計測を行った。

衝突前

ケース	h (m)	g	m (kg)	v (m/s)	E ₀ Nm	U ₀ Ns
ED-SS-H050	0.5	9.8	1.35	3.190	6.869	4.307
ED-SS-H100	1.0	9.8	1.35	4.585	14.190	6.190
ED-SS-H150	1.5	9.8	1.35	5.415	19.793	7.310
ED-SL-H050	0.5	9.8	2.3	3.315	12.638	7.625
ED-SL-H100	1.0	9.8	2.3	4.705	25.458	10.822
ED-SL-H150	1.5	9.8	2.3	5.413	33.689	12.449

※計測値

衝突後

ケース	h (m)	g	m (kg)	v' (m/s)	E' Nm	U' Ns
ED-SS-H050	0.5	9.8	1.35	-2.025	2.768	-2.734
ED-SS-H100	1.0	9.8	1.35	-1.650	1.838	-2.228
ED-SS-H150	1.5	9.8	1.35	-1.950	2.567	-2.633
ED-SL-H050	0.5	9.8	2.3	-1.175	1.588	-2.703
ED-SL-H100	1.0	9.8	2.3	-1.650	3.131	-3.795
ED-SL-H150	1.5	9.8	2.3	-2.200	5.566	-5.060

※計測値

ここに、

h: 鋼球の初期高(m)

m: 鋼球質量(20kg)

v: 鋼球衝突前速度(m/s)

v': 鋼球衝突後速度(m/s)

E₀: 衝突前での鋼球のエネルギー E₀=0.5mv²

E': 衝突後での鋼球のエネルギー E'=0.5mv'²

U₀: 衝突前での鋼球の運動量 U₀=mv

U': 衝突後での鋼球の運動量 U'=mv'

衝突直後の受荷台の運動は以下に示すとおりである。受荷台速度 V' は、バネ変位量が小さいため、計測できなかった。したがって、運動量保存則により受荷台速度を求めた。

この結果、鋼球の運動量保存則で鋼球の衝突前後での速度 v 、 v' と鋼球質量 m 、受荷台質量 M より、反発係数は $e=0.4$ である。

$e=0.4$ を計測結果として、受荷台の運動量保存則に適用すると、衝突後における受荷台の速度 V' が求められる。

<鋼球の運動量保存則>

$$v' = v + M(1 + e)(V - v) / (m + M)$$

ケース	h (m)	v (m/s)	V (m/s)	m (kg)	M (kg)	e	v' (m/s)	v' (m/s)
ED-SS-H050	0.5	3.190	0	1.35	90	0.66	-2.025	-2.027
ED-SS-H100	1.0	4.585	0	1.35	90	0.38	-1.650	-1.649
ED-SS-H150	1.5	5.415	0	1.35	90	0.38	-1.950	-1.947
ED-SL-H050	0.5	3.315	0	2.3	90	0.39	-1.175	-1.178
ED-SL-H100	1.0	4.705	0	2.3	90	0.39	-1.650	-1.649
ED-SL-H150	1.5	5.413	0	2.3	90	0.44	-2.200	-2.187

※計測値

※計測値

※計算値

<受荷台の運動量保存則>

$$V' = V - m(1 + e)(V - v) / (m + M)$$

ケース	h (m)	v (m/s)	V (m/s)	m (kg)	M (kg)	e	V' (m/s)
ED-SS-H050	0.5	3.190	0	1.35	90	0.66	0.0783
ED-SS-H100	1.0	4.585	0	1.35	90	0.38	0.0935
ED-SS-H150	1.5	5.415	0	1.35	90	0.38	0.1104
ED-SL-H050	0.5	3.315	0	2.3	90	0.39	0.1148
ED-SL-H100	1.0	4.705	0	2.3	90	0.39	0.1624
ED-SL-H150	1.5	5.413	0	2.3	90	0.44	0.1942

※計測値

※計算値

ここに、

e : 反発係数

m : 鋼球質量 (20kg)

M : 受荷台質量 (90kg)

v : 鋼球の衝突前速度 (m/s)

v' : 鋼球の衝突後速度 (m/s)

V' : 衝突後の受荷台速度 (m/s)

この結果、受荷台の運動エネルギーおよび運動量は以下の通りである。

ケース	h (m)	E _j (Nm)	U _j (Ns)
ED-SS-H050	0.5	0.276	7.043
ED-SS-H100	1.0	0.393	8.416
ED-SS-H150	1.5	0.549	9.939
ED-SL-H050	0.5	0.593	10.334
ED-SL-H100	1.0	1.187	14.614
ED-SL-H150	1.5	1.697	17.480

ここに、 E_j: 衝突直後の受荷台の運動エネルギー (Nm)

U_j: 衝突直後の受荷台の運動量 (Ns)

最大変位時までにはエネルギー計測装置のバネに蓄えられたエネルギーは以下に示すとおりである。バネ変位 δ は各バネの平均変位量である。

ケース	h (m)	δ (m)	K (kgf/m)	E _k (Nm)	U _k (Ns)
ED-SS-H050	0.5	0.00150	1116	0.049	1.179
ED-SS-H100	1.0	0.00225	1116	0.111	1.792
ED-SS-H150	1.5	0.00275	1116	0.165	3.125
ED-SL-H050	0.5	0.00300	1116	0.197	3.352
ED-SL-H100	1.0	0.00438	1116	0.419	5.173
ED-SL-H150	1.5	0.00525	1116	0.603	7.297

ここに、 δ : 各バネの合計変位 / 4 (m)

K: バネ定数 (4本とも同じ) (1116 kgf/m)

E_k: バネの最大変位時までには蓄えられたエネルギー $E_k = 0.5k \delta^2$

U_k: バネの最大変位時までの力積 $U_k = \sum F \Delta t$

鋼球の場合、エネルギー量が小さいため、受荷台底面の摩擦損失エネルギーを考慮する。摩擦損失エネルギーは以下の式で計算する。

計算した結果を以下に示す。

$$E_r = \mu \cdot Mg \cdot \delta$$

ここに、 E_r : 受荷台底面の摩擦損失エネルギー (Nm)

μ : 摩擦係数 (=0.05 とする)

M: 受荷台質量 (90kg)

g: 重力加速度 (9.8m/s^2)

δ : バネ変位置 (m)

ケース	h (m)	μ	m (kg)	g (m/s^2)	δ (m)	E_r (Nm)
ED-SS-H050	0.5	0.05	90	9.8	0.00150	0.066
ED-SS-H100	1.0	0.05	90	9.8	0.00225	0.099
ED-SS-H150	1.5	0.05	90	9.8	0.00275	0.121
ED-SL-H050	0.5	0.05	90	9.8	0.00300	0.132
ED-SL-H100	1.0	0.05	90	9.8	0.00438	0.193
ED-SL-H150	1.5	0.05	90	9.8	0.00525	0.232

※計測値

以上より、衝突直後の受荷台の運動エネルギーは、バネのエネルギーならびに受荷台底面の摩擦損失エネルギーに変わるとして、衝突直後の受荷台の運動エネルギーから受荷台底面の摩擦損失エネルギーを引いたものを以下に示す。

ケース	h (m)	$E_j - E_r$ Nm
ED-SS-H050	0.5	0.209
ED-SS-H100	1.0	0.294
ED-SS-H150	1.5	0.428
ED-SL-H050	0.5	0.461
ED-SL-H100	1.0	0.994
ED-SL-H150	1.5	1.466

受荷台の衝突直後の運動エネルギーとバネの最大変位時までにバネに蓄えられたエネルギーとの比、および受荷台の衝突直後の運動量とバネの最大変位時までのバネの力積との比を以下に示す。

この結果、バネに蓄えられたエネルギーは、衝突直後の受荷台の運動エネルギー（摩擦考慮）と運動量の約 1/2.3～1/6 程度しか伝えられていないことが分かる。

この原因として考えられるのは、衝突直後の受荷台の速度が計算値と同じでない可能性がある。

ケース	h (m)	$(E_j - E_r)/E_k$	U_j/U_k
ED-SS-H050	0.5	4.3	6.0
ED-SS-H100	1.0	2.7	4.7
ED-SS-H150	1.5	2.6	3.2
ED-SL-H050	0.5	2.3	3.1
ED-SL-H100	1.0	2.4	2.8
ED-SL-H150	1.5	2.4	2.4

- ここに、
- E_j : 衝突直後の受荷台の運動エネルギー (Nm)
 - E_r : 受荷台底面の摩擦損失エネルギー (Nm)
 - U_j : 衝突直後の受荷台の運動量 (Ns)
 - E_k : バネの最大変位時までに蓄えられたエネルギー (Nm)
 - U_k : バネの最大変位時までの力積 (Ns)

鋼球の初期位置エネルギーとバネの最大変位時までにバネに蓄えられたエネルギーとの比、および鋼球の衝突直前の運動量とバネの最大変位時までのバネの力積との比を以下に示す。

この結果、バネに蓄えられたエネルギーは、鋼球の衝突前後の運動エネルギーの差の 1/47～1/112 程度まで減衰している。この原因として、受荷台の重量が大きいことによる慣性力の影響、土のう袋の塑性変形エネルギー、また少しではあるが受荷台底面の摩擦損失エネルギー等が考えられる。

また、バネに蓄えられた力積は、鋼球の初期運動量の 1/1.0～1/2.2 程度であり、比較的良好に計測が行われていると言える。実験結果の解析において、エネルギー計測装置の力積の結果を用いる場合、補正值として平均 1.5 を見込むものとする。

ケース	h (m)	$(E_0 - E')$ / E_k	$(U_0 - U')$ / U_k
ED-SS-H050	0.5	83.3	1.3
ED-SS-H100	1.0	111.5	2.2
ED-SS-H150	1.5	104.1	1.5
ED-SL-H050	0.5	56.1	1.5
ED-SL-H100	1.0	53.3	1.4
ED-SL-H150	1.5	46.6	1.0

- ここに、
- E_0 : 鋼球の初期位置エネルギー (Nm)
 - U_0 : 衝突直前の鋼球の運動量 (Ns)
 - E' : 衝突直後の鋼球の運動エネルギー (Nm)
 - U' : 衝突直後の鋼球の運動量 (Ns)
 - E_k : バネの最大変位時までに蓄えられたエネルギー (Nm)
 - U_k : バネの最大変位時までの力積 (Ns)

資料3 崩土の有効質量算出の詳細

A3.1 ピーク荷重時までの崩土通過量を m_0 とする方法(方法1)

荷重またはエネルギーがピーク値を示すまでに勾配変化点を通じた崩土の質量を有効質量とする方法である。ピーク時までの崩土の流動深、衝突速度、流下中の単位体積重量は一定とする。

$$m_0 = \gamma \times V$$

$$V = B \times h \times v_0 \times t$$

γ : 流下中の崩土の単位体積重量(1.765t/m³)

V : 衝突開始～ピーク荷重時までに勾配変化点を通じた崩土量(m³)

B : 水路幅(0.5m)

h : 衝突開始～ピーク荷重時までの平均流動深(0.08m)

v_0 : 衝突開始～ピーク荷重時までの平均崩土速度(m/s)

t : 崩土衝突開始～ピーク荷重時までの時間(s)

表A3.1 m_0 、 m_1 の算出結果(方法1)

	γ (t/m ³)	V_0 (m/s)	B (m)	h (m)	t (sec)	m_0 (kg)	m_1 (kg)	備考
L-流20-3	1.765	6.5	0.5	0.08	0.199	91	—	
L-流20-4	1.765	6.4	0.5	0.08	0.244	110	—	
L-流20-5	1.765	6.4	0.5	0.08	0.240	108	—	
E-流20-2	1.765	6.1	0.5	0.08	0.305	131	—	
E-流20-3	1.765	6.4	0.5	0.08	0.276	125	—	
L-ハ 25-1	1.765	6.3	0.5	0.08	0.191	—	85.0	木材折れない
L-ハ 25-2	1.765	—	—	—	—	—	—	
L-ハ 25-3	1.765	6.4	0.5	0.08	0.192	—	86.8	
E-ハ 25-1	1.765	6.2	0.5	0.08	0.260	—	113.8	
E-ハ 25-2	1.765	6.5	0.5	0.08	0.245	—	112.4	
平均値						113	99	

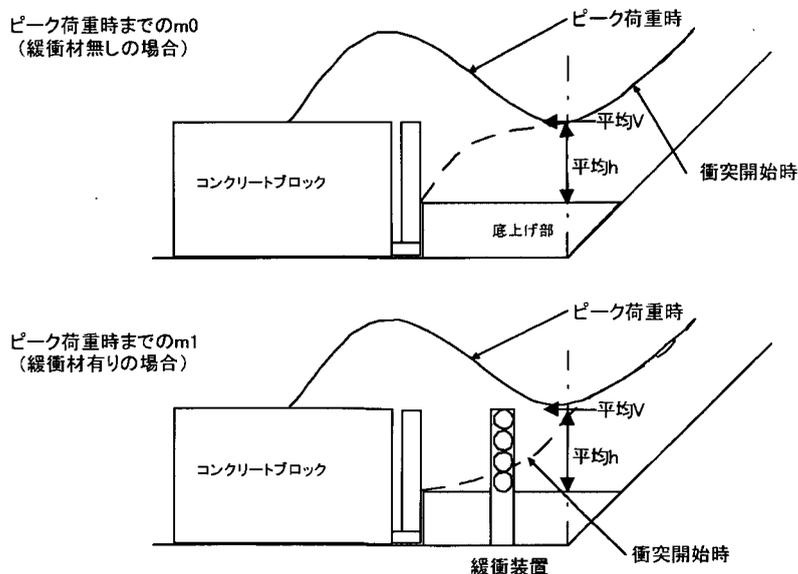


図 A3.1 方法1の模式図

A3.2 ピーク荷重時における全層の堆積量を m_0 とする方法(方法2)

荷重またはエネルギーがピークのときの堆積量を有効質量とする方法である。堆積形状を高速ビデオカメラより求め、堆積量を計測する。

$$m_0 = \gamma \cdot V$$

- γ : 流下後の崩土の単位体積重量(1.9t/m³)
- V : 全層の堆積量(m³)

表A3.2 m_0 、 m_1 の算出結果(方法2)

	γ (t/m ³)	B (m)	A (m ²)	m_0 (kg)	m_1 (kg)	備考
L-流20-3	1.9	0.5	0.06	58	—	
L-流20-4	1.9	0.5	0.10	94	—	
L-流20-5	1.9	0.5	0.11	106	—	
E-流20-2	1.9	0.5	0.14	137	—	
E-流20-3	1.9	0.5	0.15	144	—	
L-ハ [*] 25-1	1.9	0.5	0.08	—	71	木材折れない
L-ハ [*] 25-2	1.9	—	—	—	—	
L-ハ [*] 25-3	1.9	0.5	0.10	—	99	
E-ハ [*] 25-1	1.9	0.5	0.12	—	112	
E-ハ [*] 25-2	1.9	0.5	0.15	—	146	
平均値				108	107	

※A：全層の堆積形状の側面積

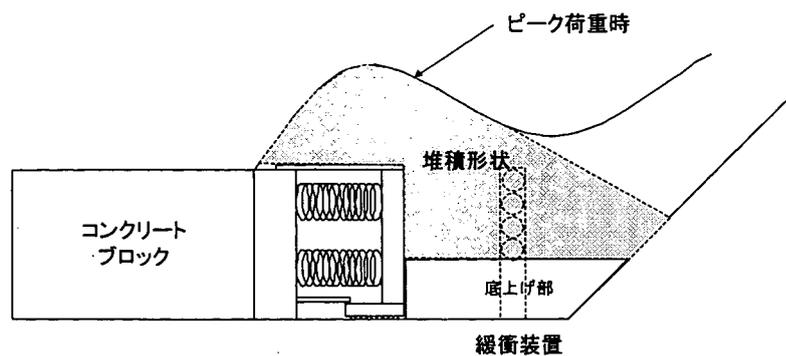


図 A3.2 方法2の模式図

A3.3 ピーク荷重時における静止層の堆積量を m_0 とする方法(方法3)

荷重またはエネルギーがピークのときの静止層の堆積量を有効質量とする方法である。静止層の堆積形状を高速ビデオカメラより求め、堆積量を計測する。

$$m_0 = \gamma \cdot V$$

γ : 流下後の崩土の単位体積重量(1.9t/m³)

V : 静止層の堆積量(m³)

表 A3.3 m_0 、 m_1 の算出結果(方法3)

	γ (t/m ³)	B (m)	A (m ²)	m_0 (kg)	m_1 (kg)	備考
L-流20-3	1.9	0.5	—	—	—	
L-流20-4	1.9	0.5	—	—	—	
L-流20-5	1.9	0.5	0.020	19	—	
E-流20-2	1.9	0.5	0.065	61	—	
E-流20-3	1.9	0.5	—	—	—	
L-ハ 25-1	1.9	0.5	0.020	—	19	
L-ハ 25-2	1.9	—	—	—	—	木材折れない
L-ハ 25-3	1.9	0.5	—	—	—	
E-ハ 25-1	1.9	0.5	0.048	—	46	
E-ハ 25-2	1.9	0.5	—	—	—	
平均値				40	33	

※A：静止層の堆積形状の側面積

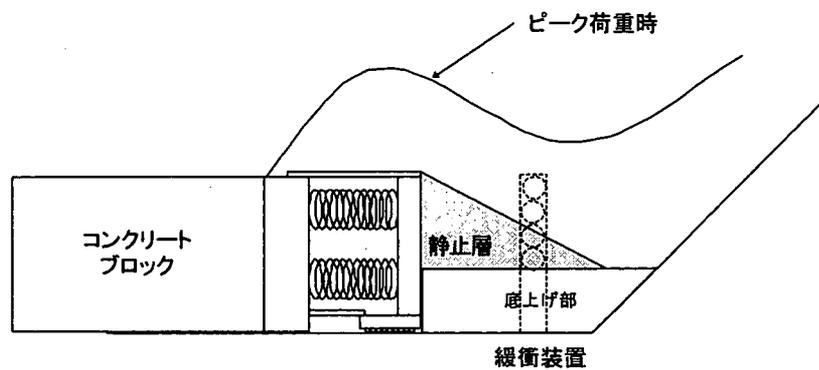


図 A3.3 方法3の模式図

A3.4 エネルギー計測装置で計測されるエネルギー量より求める方法(方法4)

エネルギー計測装置で得られたエネルギー計測値Eと崩土の運動エネルギーを緩衝材なしの場合($E = \frac{1}{2}m_0v_0^2$)、緩衝材ありの場合($E = \frac{1}{2}m_1v_1^2$)として、 m_0 、 m_1 を逆算して求める方法である。

$$E = \frac{1}{2}m_0v_0^2 \quad m_0 = \frac{2E}{v_0^2}$$

$$E = \frac{1}{2}m_1v_1^2 \quad m_1 = \frac{2E}{v_1^2}$$

- v_0 : 崩土の衝突前平均速度(m/s)
 v_1 : 崩土の衝突後平均速度(m/s)
 E : エネルギー計測装置によるエネルギー量(N・m)

表A3.4 m_0 、 m_1 の算出結果(方法4)

	E (N・m)	v_0 (m/s)	v_1 (m/s)	m_0 (kg)	m_1 (kg)	備考
L-流20-3	—	—	—	—	—	
L-流20-4	—	—	—	—	—	
L-流20-5	—	—	—	—	—	
E-流20-2	20	6.1	—	1.1	—	
E-流20-3	21.5	6.4	—	1.0	—	
L-ハ 25-1	—	—	—	—	—	
L-ハ 25-2	—	—	—	—	—	
L-ハ 25-3	—	—	—	—	—	
E-ハ 25-1	17.6	6.2	3.3	—	3.2	
E-ハ 25-2	2.1	6.5	3.0	—	0.5	
平均値				1.1	1.8	

A3.5 エネルギー計測装置で計測される力積より求める方法(方法5)

ロードセルならびにエネルギー計測装置で得られたピーク荷重時までの累積力積の計測値 U と崩土の運動量を緩衝材なしの場合($U = m_0 v_0$)、緩衝材ありの場合($U = m_1 v_1$)として、 m_0 、 m_1 を逆算して求める方法である。

エネルギー計測装置による力積は、動的校正実験の結果から補正值として、計測値 $\times 1.5$ 倍とする。

$$\text{(ロードセルの場合)} \quad U = m_0 v_0 \quad m_0 = \frac{U}{v_0}$$

$$\text{(ロードセルの場合)} \quad U = m_1 v_1 \quad m_1 = \frac{U}{v_1}$$

$$\text{(エネルギー計測装置の場合)} \quad U = m_0 v_0 \times 1.5 \quad m_0 = \frac{U}{1.5 v_0}$$

$$\text{(エネルギー計測装置の場合)} \quad U = m_1 v_1 \times 1.5 \quad m_1 = \frac{U}{1.5 v_1}$$

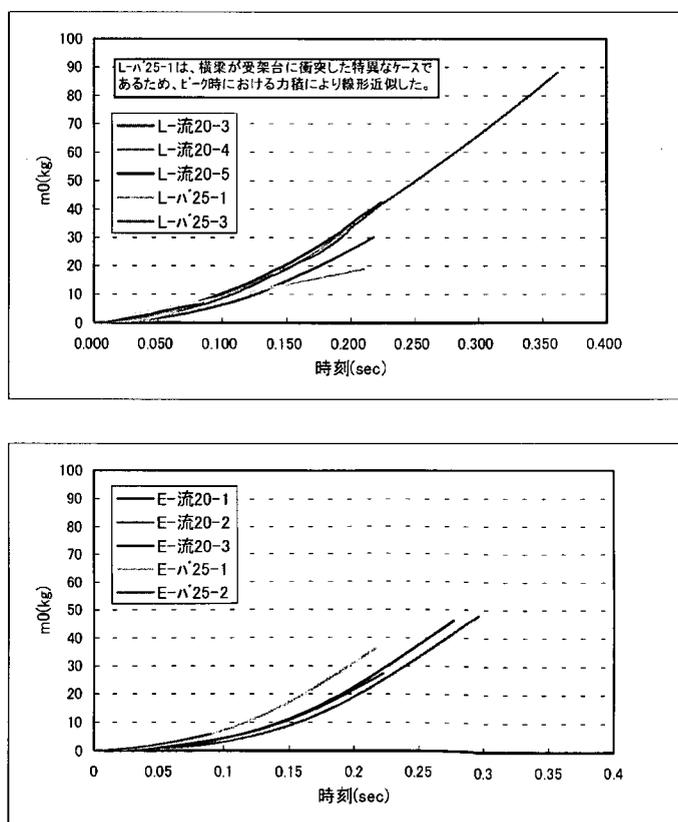
v_0 : 崩土の衝突前平均速度(m/s)

v_1 : 崩土の衝突後平均速度(m/s)

U : ロードセル、エネルギー計測装置によるピーク荷重時の運動量(N·s)

1.5 : エネルギー計測装置の動的校正試験による補正值

それぞれのケースにおける、力積と時刻との関係を図A3.4に示す。



図A3.4 各ケースにおける時刻と力積の関係

力積から求めた有効質量と通過した崩土質量との割合を求めるために、時刻 0.025(sec)の計測値を用いる。すなわち、0.025(sec)時の画像から求めた崩土質量のうち、力積に作用している有効質量の割合を求める。

$$\beta_0 = M_0 / m'_0$$

$$\beta_1 = M_1 / m'_1$$

M_0 : 0.025(sec)時の崩土通過量(画像)から算出した崩土質量(緩衝材無し)

M_1 : 0.025(sec)時の崩土通過量(画像)から算出した崩土質量(緩衝材有り)

m'_0 : 0.025(sec)時の力積から算出した崩土質量(緩衝材無し)

m'_1 : 0.025(sec)時の力積から算出した崩土質量(緩衝材有り)

β_0 : 0.025(sec)時の崩土通過量にしめる有効質量の割合(緩衝材無し)

β_1 : 0.025(sec)時の崩土通過量にしめる有効質量の割合(緩衝材有り)

0.025(sec)における崩土通過量にしめる有効質量の割合を方法1で算出した全通過量に乗じることにより、有効質量を算出する。

$$m_0 = (\text{方法1による} m'_0) \times \beta_0$$

$$m_1 = (\text{方法1による} m'_1) \times \beta_1$$

m_0 : 方法5による有効質量(緩衝材無し)

m_1 : 方法5による有効質量(緩衝材有り)

算出結果を表 A3.5 に示す。

表 A3.5 m_0 、 m_1 の算出結果(方法5)

	M_0 (kg)	U (N・s)	v_0 (m/s)	V_1 (m/s)	m'_0 (kg)	m'_1 (kg)	β_0	β_1	方法1 による m'_0 (kg)	方法1 による m'_1 (kg)	m_0 (kg)	m_1 (kg)	備考
L-流20-3	9.2	2.9	6.5	-	0.44	-	0.05	-	92	-	6.1	-	
L-流20-4	10.9	6.0	6.4	-	0.94	-	0.09	-	111	-	7.4	-	
L-流20-5	9.4	9.2	6.4	-	1.44	-	0.15	-	110	-	7.3	-	
E-流20-2	9.3	1.1	6.1	-	0.18	-	0.02	-	133	-	8.9	-	
E-流20-3	9.5	1.6	6.4	-	0.25	-	0.03	-	126	-	8.4	-	
L-N 25-1	計測不可	11.7	-	5.2	-	2.26	-	-	-	86	-	3.4	
L-N 25-2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	木材折れない
L-N 25-3	9.3	2.0	-	4.5	-	0.44	-	0.05	-	88	-	3.4	
E-N 25-1	17.7	2.9	-	5.4	-	0.54	-	0.03	-	115	-	4.5	
E-N 25-2	計測不可	4.3	-	6.4	-	0.67	-	-	-	114	-	4.5	
平均値							0.07	0.04			7.6	3.9	

A3.6 横梁が破断するまでの崩土通過量を m_0 とする方法(方法 6)

崩土が横梁の前面に衝突した時点から横梁が破断するまでに通過した質量を崩土有効質量とする考え方である。

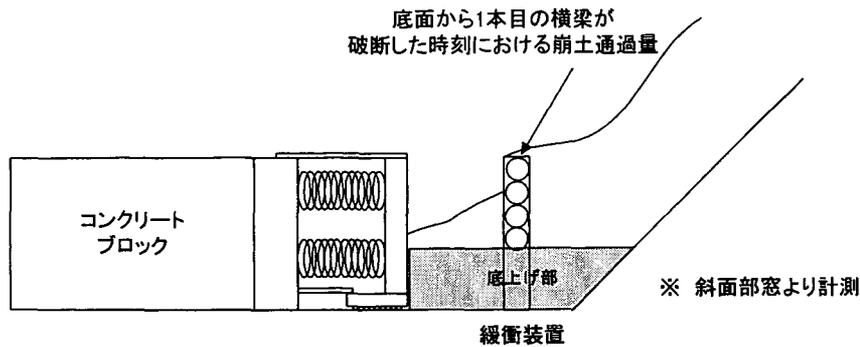


図 A3.5 方法 6 の模式図

通過した崩土量は、斜面部に取り付けられた窓を流下する崩土流動深を計測することによって算出する。

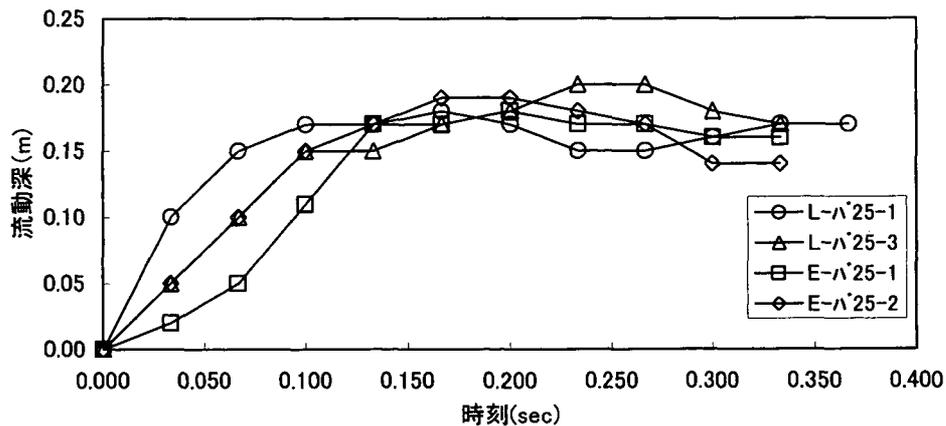


図 A3.6 横梁が破断するまでの斜面部流動深

図 A3.6 から破断するまでに通過した崩土量 (m^3) を算出する。ただし、斜面部を流下する崩土流速を全て $6.0(m/s)$ として算出した。通過した崩土量に流下時の単位体積重量を掛け合わせて有効質量を得る。算出結果を表 A3.6 にまとめる。

$$m_1 = \gamma \cdot V$$

$$V = \int h \cdot v_0 t \cdot B$$

- m_1 : 崩土有効質量(kg)
- γ : 流下時の崩土の単位体積重量($1.765t/m^3$)
- V : 崩土通過量(m^3)
- h : 平均流動深(斜面部窓において計測)(m)
- v_0 : 斜面部を流下する崩土流速 (m/s)
- t : 崩土が通過した時刻(sec)

表 A3.6 流下した崩土量と有効質量

L- λ 25-1

t(sec)	v0(m/s)	h(m)	B(m)	V(m ³)	γ (t/m)	m1(kg)	破断状況
0.000	6.0	0.00	0.5	—	1.765	—	
0.033	6.0	0.10	0.5	0.005	1.765	9	
0.067	6.0	0.15	0.5	0.018	1.765	31	
0.100	6.0	0.17	0.5	0.034	1.765	59	
0.133	6.0	0.17	0.5	0.050	1.765	89	
0.167	6.0	0.18	0.5	0.068	1.765	120	
0.200	6.0	0.17	0.5	0.086	1.765	151	1本目破断
0.233	6.0	0.15	0.5	0.102	1.765	179	
0.267	6.0	0.15	0.5	0.117	1.765	206	2本目破断
0.300	6.0	0.16	0.5	0.132	1.765	233	3本目破断
0.333	6.0	0.17	0.5	0.149	1.765	262	
0.367	6.0	0.17	0.5	0.166	1.765	292	4本目破断

L- λ 25-3

t(sec)	v0(m/s)	h(m)	B(m)	V(m ³)	γ (t/m)	m1(kg)	破断状況
0.000	6.0	0.00	0.5	—	1.765	—	
0.033	6.0	0.05	0.5	0.003	1.765	4	
0.067	6.0	0.10	0.5	0.010	1.765	18	
0.100	6.0	0.15	0.5	0.023	1.765	40	
0.133	6.0	0.15	0.5	0.037	1.765	66	
0.167	6.0	0.17	0.5	0.054	1.765	94	1本目破断
0.200	6.0	0.18	0.5	0.071	1.765	125	
0.233	6.0	0.20	0.5	0.090	1.765	159	2本目破断
0.267	6.0	0.20	0.5	0.110	1.765	194	3本目破断
0.300	6.0	0.18	0.5	0.129	1.765	228	
0.333	6.0	0.17	0.5	0.147	1.765	259	4本目破断

E- λ 25-1

t(sec)	v0(m/s)	h(m)	B(m)	V(m ³)	γ (t/m)	m1(kg)	破断状況
0.000	6.0	0.00	0.5	—	1.765	—	
0.033	6.0	0.02	0.5	0.001	1.765	2	
0.067	6.0	0.05	0.5	0.005	1.765	8	
0.100	6.0	0.11	0.5	0.013	1.765	22	
0.133	6.0	0.17	0.5	0.026	1.765	47	
0.167	6.0	0.17	0.5	0.044	1.765	77	
0.200	6.0	0.18	0.5	0.061	1.765	108	1本目破断
0.233	6.0	0.17	0.5	0.078	1.765	139	2本目破断
0.267	6.0	0.17	0.5	0.096	1.765	169	
0.300	6.0	0.16	0.5	0.112	1.765	198	3本目破断
0.333	6.0	0.16	0.5	0.128	1.765	226	4本目破断

E- λ 25-2

t(sec)	v0(m/s)	h(m)	B(m)	V(m ³)	γ (t/m)	m1(kg)	破断状況
0.000	6.0	0.00	0.5	—	1.765	—	
0.033	6.0	0.05	0.5	0.003	1.765	4	
0.067	6.0	0.10	0.5	0.010	1.765	18	
0.100	6.0	0.15	0.5	0.023	1.765	40	
0.133	6.0	0.17	0.5	0.038	1.765	68	
0.167	6.0	0.19	0.5	0.057	1.765	100	
0.200	6.0	0.19	0.5	0.076	1.765	133	1本目破断
0.233	6.0	0.18	0.5	0.094	1.765	166	2本目破断
0.267	6.0	0.17	0.5	0.112	1.765	197	3本目破断
0.300	6.0	0.14	0.5	0.127	1.765	224	
0.333	6.0	0.14	0.5	0.141	1.765	249	4本目破断

※横梁番号は、底面からのものとする。

表 A3.6 の値から、各横梁が破断した時点での崩土有効質量が分かる。ここでは、底面から1本目の横梁が破断した時点での質量(kg)を有効質量と考える。これらの値を表 A3.7 に示す。

表A3.7 m_1 算出結果(方法6)

m0方法6

	v_0 (m/s)	γ (t/m ³)	B (m)	V (m ³)	m_1 (kg)	備考
L-流20-3	—	—	0.5	—	—	
L-流20-4	—	—	0.5	—	—	
L-流20-5	—	—	0.5	—	—	
E-流20-2	—	—	0.5	—	—	
E-流20-3	—	—	0.5	—	—	
L- Λ 25-1	6.0	1.765	0.5	0.086	151	
L- Λ 25-2	6.0	—	—	—	—	木材折れない
L- Λ 25-3	6.0	1.765	0.5	0.054	94	1本目が破断した時点
E- Λ 25-1	6.0	1.765	0.5	0.061	108	1本目が破断した時点
E- Λ 25-2	6.0	1.765	0.5	0.076	133	1本目が破断した時点
平均値					122	

A3.7 横梁が破断するまでの崩土通過量を m_0 とする方法(方法7)

崩土が横梁の前面に衝突した時点から横梁が破断するまでに通過した質量を崩土有効質量とする考え方である。方法6では、斜面部に取り付けられた窓から崩土通過量を計測したが、ここでは水平部を通過した崩土量をデジタルビデオカメラにより計測した値を示す。

$$m_1 = v_0 \cdot t \cdot h \cdot B \cdot \gamma$$

- γ : 流下中の崩土の単位体積重量(1.765t/m³)
- v_0 : 衝突開始～横梁が破断するまでの平均崩土速度(m/s)
- t : 崩土衝突開始～横梁が破断するまでの時間(s)
- h : 衝突開始～横梁が破断するまでの平均流動深(0.08m)
- B : 水路幅(0.5m)

表A3.8 m_1 算出結果(方法7)

m0方法7

	v_0 (m/s)	γ (t/m ³)	t (s)	B (m)	h (m)	m_1 (kg) (kg)	備考
L-流20-3	—	—	—	0.5	—	—	
L-流20-4	—	—	—	0.5	—	—	
L-流20-5	—	—	—	0.5	—	—	
E-流20-2	—	—	—	0.5	—	—	
E-流20-3	—	—	—	0.5	—	—	
L-Λ 25-1	6.3	1.765	0.18	0.5	0.035	35	1本目が破断した時点 木材折れない
L-Λ 25-2	—	—	—	—	—	—	
L-Λ 25-3	—	1.765	—	0.5	—	—	
E-Λ 25-1	—	1.765	—	0.5	—	—	
E-Λ 25-2	—	1.765	—	0.5	—	—	
平均値						35	

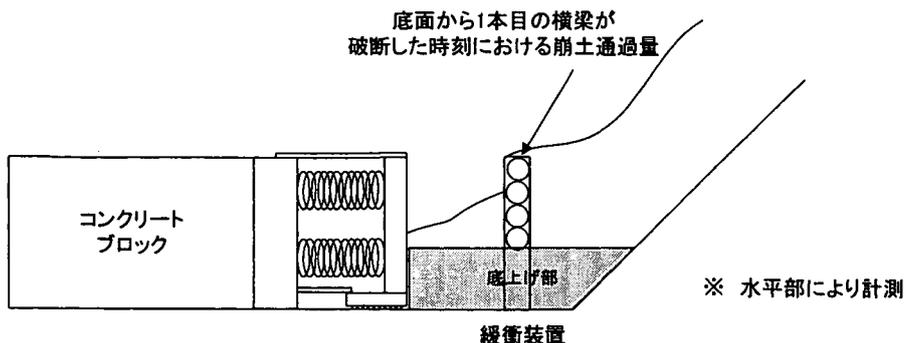
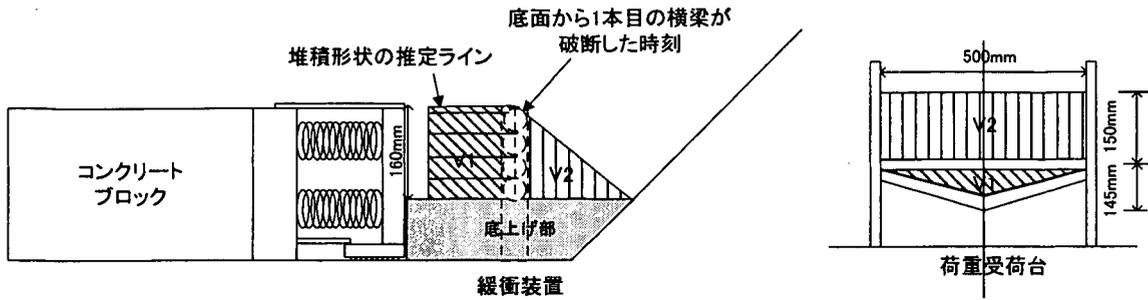


図 A3.7 方法7の模式図

A3.8 横梁が破断するまでの緩衝材上流の堆積量を m_0 とする方法(方法 8)

崩土が横梁の前面に衝突した時点から横梁が破断するまでに堆積した質量を崩土有効質量とする考え方である。



- γ : 流下後の崩土の単位体積重量(1.9t/m³)
- V_1 : 緩衝材支柱より下流側の崩土堆積量(m³)
- V_2 : 緩衝材支柱より上流側の崩土堆積量(m³)

図 A3.8 方法 8 の模式図

表 A3.9 m_1 算出結果(方法8)

m0方法 8						
	γ (t/m ³)	V_1 (m ³)	V_2 (m ³)	V (m ³)	m_0 (kg)	備考
L-流20-3	1.9	—	—	—	—	
L-流20-4	1.9	—	—	—	—	
L-流20-5	1.9	0.0058	0.006	0.0118	22	
E-流20-2	1.9	—	—	—	—	
E-流20-3	1.9	—	—	—	—	
L-ハ 25-1	—	—	—	—	—	1本目が破断した時点
L-ハ 25-2	—	—	—	—	—	木材折れない
L-ハ 25-3	—	—	—	—	—	1本目が破断した時点
E-ハ 25-1	—	—	—	—	—	1本目が破断した時点
E-ハ 25-2	—	—	—	—	—	1本目が破断した時点
平均値					22	

資料 4 杉材、コナラ材の材料試験結果(参考)

設計計算値として、「立木の衝撃緩衝効果に関する試験報告書(II)(土研資料第 2737 号)」の結果を示す。本試験は支間長2mの中央集中載荷である。本試験結果の適用範囲は、木材径 10～20cm 程度である。

表A4.1 緩衝材設置にかかわる杉材、コナラ材の物性値 (「立木の衝撃緩衝効果に関する試験報告書(II)(土研資料第2737号)」の実験結果より作成)

No.	木材	載荷点径 (cm)	断面積 (cm ²)	断面係数 (cm ³)	断面2次モーメント (cm ⁴)	含水比 (%)	最大荷重 (kgf)	比例限度荷重 (kgf)	最大荷重変位 (cm)	比例限度変位 (cm)	終局変位 (cm)	曲げ強度 (kgf/cm ²)	比例限度曲げ応力 (kgf/cm ²)	曲げ弾性係数 (kgf/cm ²)
1	コナラ	11.0	95.0	130.6	718.8	8.0	780	575	22.0	7.5	31.0	298.6	220.1	17800
2	コナラ	10.8	91.6	128.7	668.0	8.5	590	445	22.0	7.0	29.0	229.2	172.9	15900
3	コナラ	14.0	154.0	269.5	1888.5	9.0	1770	1380	12.0	5.0	16.5	328.4	256.0	24400
4	コナラ	17.5	240.5	526.1	4009.4	8.0	3670	3200	12.5	7.0	15.5	348.8	304.1	19000
5	杉	11.0	95.0	130.7	718.7	-	990	815	7.9	4.2	12.0	378.8	311.9	45000
6	杉	13.8	149.6	258.0	1780.3	-	1930	1540	6.6	3.1	11.7	374.0	298.4	46500
7	杉	17.5	240.5	526.2	4603.9	-	3340	2800	8.0	3.3	12.0	317.4	266.1	30700

- 注 1 比例限度荷重は、荷重～変位曲線から読みとった。
 2 終局変位は、軟化後に比例限度荷重の大きさまで荷重が低下したときの変位とする。
 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= $P \times L / (4 \times Z)$
 5 曲げ弾性係数=比例限度荷重 $\times L^3 / (48 \times$ 比例限度荷重時変位 \times 断面2次モーメント)
 6 木材スパン長 200 cm

また、図4.1に示す荷重～変位曲線にしたがい靱性率 μ を求めると図A4.1に示すとおりである。ただし、集中載荷と等分布載荷における木材の靱性率の違いについては明らかでないが、本設計では集中載荷時の靱性率を用いている。5章で示した間伐緩衝材設置に関する手引きにおける設計計算例では $\mu = 2.33$ を用いる。

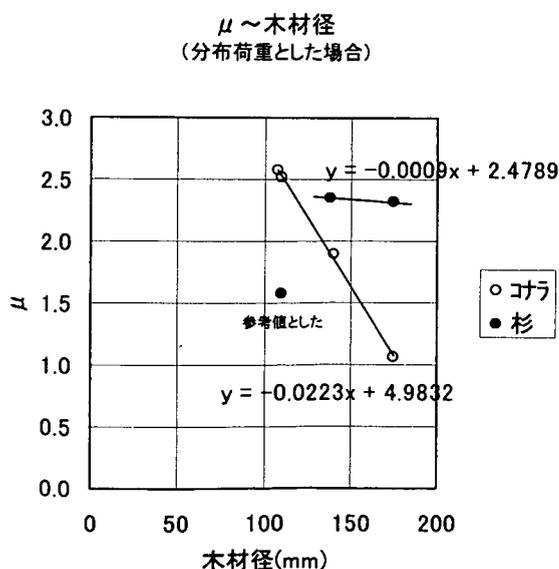


図 A4.1 靱性率に関する試験結果のまとめ



国土技術政策総合研究所資料
TECHNICAL NOTE of N I L I M
No.168 March 2004

編集・発行 © 国土技術政策総合研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは
〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地
企画部研究評価・推進課 TEL 029-864-2675