

住宅部材国産化緊急対策事業報告書(2)

「大規模ログハウス開発」

平成2年3月

財団法人 日本住宅・木材技術センター

まえがき

我が国の木造住宅は、従来、在来軸組工法が主流を占め、それに対応した木材の供給が行われてきた。近年、住宅に対するニーズの多様化に伴い丸太組構法住宅（ログハウス）が伸長している。

これら、丸太組構法住宅の建設にあたっては、丸太組構法技術基準（昭和61年3月29日建設省告示）に基づき実施しているところであるが、特に丸太組構法の壁体を構成する丸太材等には、原則として継手を設けることは許されていないため、中目材を主体とする国産材の有効利用を図る見地から支障となっている。他方、現行技術基準を上回るログハウスの開発を求める声も高い。

本事業は、こうした状況に対処し、新たな木材需要として注目されているこれらの用途に適した住宅用部材の生産技術の開発等を推進し、もって木材需要の拡大と木材産業の活性化を図ろうとするものである。

事業の実施にあたっては、下記の委員会を設置し事業全体の計画立案、事業の進め方等について御指導をいただき次の事業を行った。

1. 現行の丸太組構法技術基準を上回るログハウスの設計図書類の整備
2. ログハウスの耐力壁を構成する丸太材のフィンガージョイント性能試験
3. ログハウス耐力壁のダボ接合耐力試験

事業の実施に御尽力いただいた委員及び関係各位に深甚なる謝意を表する次第である。

大規模ログハウス開発委員会

委員長	室田達郎	建築研究所 第3研究部長
委員	平嶋義彦	静岡大学農学部助教授
	武田秀雄	日本ログハウス協会 事務局長
	井戸淳次	全国ログハウス協議会 専務理事
	藤居秀男	(株)藤居設計事務所 代表

平成2年3月

(財)日本住宅・木材技術センター

理事長 下川英雄

目 次

第1章 設計図書類の作成

1. はじめに	1-1
2. 設計上のポイント	1-1
3. 設計例 (その1)	1-3
4. 設計例 (その2)	1-37

第2章 ログハウスの耐力壁を構成する丸太材のフィンガージョイント性能試験

1. 予備試験	2-1
1.1. 目 的	2-1
1.2. 試験方法	2-2
1.3. 結 果	2-5
2. フィンガージョイント丸太の性能試験	2-9
2.1. 目 的	2-9
2.2. 供 試 材	2-9
2.3. 試験方法	2-10
2.3.1. フィンガーカッター	2-10
2.3.2. 接 着 剤	2-10
2.3.3. 円柱材縦つぎの製造条件 (嵌合度、圧縮圧)	2-10
2.3.4. 円柱材の縦つぎ	2-10
2.3.5. 円柱材の曲げ強度試験	2-14
2.3.6. 計 算 式	2-18
2.4. 試験結果	2-19

第3章 ダボ接合耐力試験

はじめに	3-1
1. 試 験 体	3-2
2. 試験方法	3-3

3. 試験結果とその検討	3-3
3.1. 耐力とダボ長さ	3-3
3.2. 接合耐力の算定	3-4
3.3. スパイク釘の接合耐力	3-9
4. 結 論	3-11

第1章 設計図書類の作成

1. はじめに

現行の「丸太組構法技術基準」は、国内における設計・施工の実績に基づき策定されており、設計が本来具備すべき地震・風・火災等に対する性能の明確な指標を持たずに仕様書の構成の傾向が強く、規制・制限事項が多く示されたものとなっている。

このため、これ等規制・制限を超えたものを建築しようとするれば当然ながら建築基準法第38条の規定に基づく建設大臣の認定が必要となり、その都度構造計算または実験により安全を確認したうえ申請している。

この場合、事案により具体的にどのような構造計算または実験をすべきかについて定説がないものもあり、多くの検討課題を要しているのが現状である。

このような状況の中で、昭和61年4月～昭和63年12月における法第38条の認定状況を見れば、表1のとおりである。

表1の認定状況から、技術基準を上回る規模として要請の高い項目を見ると、①延べ面積が150 m^2 を超えるもの、②耐力壁相互の距離が6 m を超えるもの、③高さが7 m を超えるもの、④耐力壁線により囲まれた部分の水平投影面積が30 m^2 を超えるものとなっている。

このことから、これ等4項目の総てを超え、かつ、耐力壁の高さ制限を超え2階部分に耐力壁を設けるものの開発を進めるため、これに必要な設計図書類の整備を図った。併せて、技術基準内のものについても整備した。

2. 設計上のポイント

丸太組構法は、61年の技術基準告示（建設省告示第859号）が出される前までは、校倉構法といわれていた。

その名が示す通り、昔から宝物の倉として建てられていた。またインシレーション効果が高いため、寒暖を凌ぐ住居として優れている。そのため、平面計画上およびこの構法上壁の多いことが特徴で、これを如何に克服し快適な建築物とするかに配慮が必要である。

(1) 平面計画上のポイント


この構法は、壁量が多く閉鎖的であるが、その制約を超えいかに明るく、フレキシブルな空間を醸し出すかに工夫をこらしている。

(2) 構法上のポイント

壁量を多く必要とするということと、開口部を多く取りたいということの相矛盾する事項をいかにクリアさせるかにある。

表-1 法第38条認定ログハウスの評定状況

調査件数 18件(昭和61年4月~昭和63年12月)

告示条文の概略	抵触件数	抵触事項の内訳
第1ロ 述べ面積が 150㎡以下	17	180㎡以下:2, 210㎡ :3, 240㎡:1, 270㎡ :1 300㎡:3, 330㎡ :1, 350㎡:1, 350㎡ 以上:5
ハ 高さが 7m以下	14	8m 以下:3, 9m以下:7, 10m 以下:3, 11m 以上:1
第4ニ 2階部分は耐力壁を設けず、小屋としなければ ならない。	4	総2階建て:4
三 丸太の断面積は 120cm ² ~ 700cm ² としなければ ならない。	8	118cm ² :1, 900cm ² :1, 1100cm ² :1, 1300cm ² :3, 1590cm ² :1, 2800cm ² :1
四 耐力壁の高さは 3.2m以下かつ 幅 1m以上	3 1	4m 以下:2, 5m以下:1 0.79 m:1
五 耐力壁相互の距離 6m以下かつ 面積が30㎡以下	15 14	7m 以下:1, 8m以下:3, 9m以下:6, 10m 以下:5 40㎡ 以下:4, 50㎡以下:3, 60㎡以下:2, 70㎡ 以下:3, 80㎡以下:1, 100㎡ 以下:1
六 耐力壁相互の交差部においては、丸太材等を構。 造耐力上有効に組み、 壁面から端部を20cm以上突出させる。	7	 :4 10cm :3
七 外壁の耐力壁交差部においては、直径13mm以上 の通しボルトを設けなければならない。	4	通しボルト無し:4
九 開口部周囲は通しボルト等により補強	2	通しボルト無し:2
十一 耐力壁には、だぼを設けなくてはならない。	2	交点耐力方式:2
イ だぼの材料は、鉄筋9φ以上もしくは25mm以上 の木材	3	8φ 鋼釘:2 24mm木材:1

3. 設 計 例 (その1)

設計概要

1 工事名称	大規模ログハウス開光検討委員会 その1		
2 建築主			
3 建設地			
4 主要用途	店舗		
5 工事種別	新築		
6 用途地域			
7 防火地域			
8 その他の地区			
9 道路幅員			
10 敷地面積			
11 建築面積	168.720 M ²		
12 延面積	216.889 M ²		
13 建ぺい率			
14 容積率			
15 各部の高さ	建築物の高さ(令2条の6)	8.700 m	
	最高軒の高さ	5.0 m	
	階の高さ	3.150 m	
	主階の床高	0.850 m	
16 構造・規模	主体構造 木造	階数 2階 (ロフト建)	
	構造の形式 丸太組構法	建築予定 有・無	
	地 葉 割 栗 地 葉	φ 150 (目つぶし砂利共)	
17 その他	※当該建築物と建設省告示との相違点		
	1. 耐力壁線により囲まれた部分の水平投影面積が40M ² を超え49M ² である。		
	2. 耐力壁の高さ4Mを超え4.15Mである。		
	3. 耐力壁の1階の高さは3.15Mであるが2階部分にさらに1Mの高さが重ねられている。		

床面積表

階数	床面積	備考
1 階	168.720 M ²	暖炉部分0.720M ² 含む。
2 階	48.169 M ²	
合計	216.889 M ²	



外部仕上表

外部仕上		外部建具	
屋根(屋上)	コロニアル葺, アスファルト-ファン72kg, 構造用合板φ12% ₄	窓	木製 木材保護塗料塗
	断熱材 グラスウールφ75% ₄	出入口	木製 木材保護塗料塗
庇		シャッター	
バルコニー		ガラリ	
軒	米松板φ12% ₄ (本末加工) 木材保護塗料塗		
外壁	丸太 180% ₄ φ 丸太組 (CCA加圧処理材) 木材保護塗料塗		
	一部 米松板φ15% ₄ (本末加工) 木材保護塗料塗		
犬走り	砂利敷φ50	外構	
屋外階段	米松板φ50 (CCA加圧処理材) 木材保護塗料塗	造園	
外部廊下		構内舗床	
		門	
		扉	
		テラス	デッキ: 米松板 240 x 36% ₄ 張 (CCA加圧処理材)
	外部金物類	駐車場	
タラップ		館名板	
ルーフトレイン			
横樋			
縦樋			
手摺		工作物・その他	
面格子		看板	
換気孔	床下換気孔: 鋳鉄製 170 x 420	避難器具	
物干		ゴンドラ設備	
丸環			

案内図

式社 藤居設計事務所
WJII ARCHITECTS & CONSULTANTS INC.

一級建築士事務所
東京都知事登録第9017
一級建築士登録番号53600号
藤居 秀男

大規模ログハウス開発検討委員会 その1

設計概要, 面積表, 外部仕上表, 案内図

4月日
14日
14日

内部仕上表

	室	天井高	床	床レベル	巾木
1 階	エントランス		フローリングφ15張, 下地 構造用合板φ15		木製 H=100
	客席-1,2		同 上 暖炉部分: 御影石φ25張		同 上
	厨 房		長尺塩ビシートφ2貼(耐水工法), 下地 構造用合板φ12+15		長尺塩ビシートφ2 H=100
	廊 下		フローリングφ15張, 下地 構造用合板φ15		木製 H=100
	男 便 所		長尺塩ビシートφ2貼(耐水工法), 下地 構造用合板φ12+15		同 上
	女 便 所		同 上		同 上
	階 段		松板φ50 木材保護塗料塗		
2 階	小屋裏		フローリングφ15張, 下地 構造用合板φ15		

特記事項

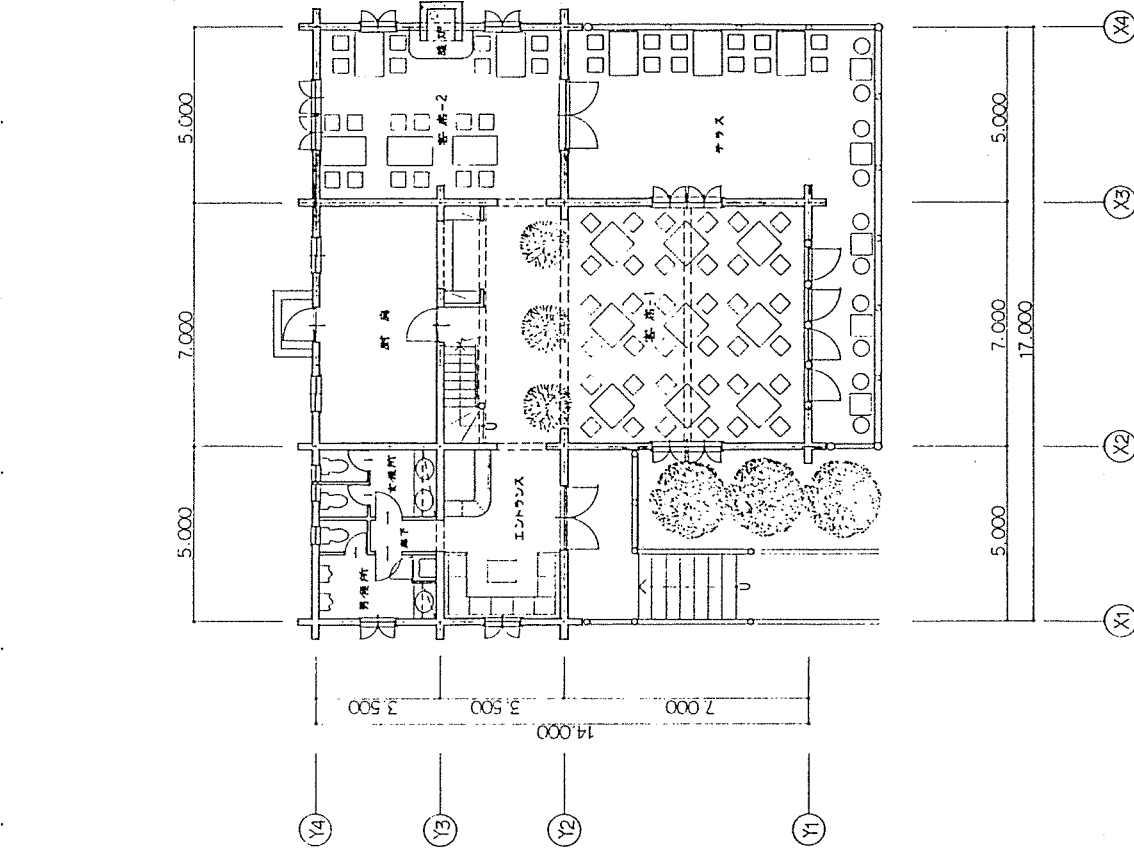
1. 地盤面よりの高さ1Mまでの木部(合板等含む)は全て加圧式防腐防蟻処理材を使用すること。
2. 壁及び天井の内部仕上材の木部は難燃材料及び難燃処理したものとする。
3. 床及び屋根部分には全て断熱材(グラスウール)を充填すること。
4. 接合及び補強金物等構造耐力上有効な部分の金物は全て亜鉛メッキ処理したものを使用すること。

壁	天井	備考
丸太 180φ 覆積 (CCA加工処理材) 木材保護塗料塗	米松板⑩12 木更加工 (CCA加工処理材) 木材保護塗料塗	
同 上	同 上	
暖炉部分：インド砂岩②25張		
手磁器質タイル 100 [#] 貼 下地 シーティングボード⑩12	フレキシブルボード④4 目透シ貼 VP	カウンター：奥灰材⑩36 ウレタン塗
ビニルクロス貼 下地 プラスターボード⑩12	米松板⑩12 木更加工 (CCA加工処理材) 木材保護塗料塗	
丸太 180φ 覆積 (CCA加工処理材) 木材保護塗料塗 一部 ビニルクロス貼 下地 プラスターボード⑩12	同 上	化粧洗面台：マアタイトカウンター 吊戸棚：ポリエスチル化粧合板⑩ フース：ポリエスチル化粧合板フッシュ⑩40
同 上	同 上	同 上
丸太 180φ 覆積 (CCA加工処理材) 木材保護塗料塗	同 上	手摺：丸太 90φ 手摺子：丸太 60φ
丸太 180φ 覆積 (CCA加工処理材) 木材保護塗料塗 一部 米松板⑩12 木更加工 (CCA加工処理材) 木材保護塗料塗	米松板⑩12 木更加工 (CCA加工処理材) 木材保護塗料塗	手摺：丸太 120φ 手摺子：丸太 60φ

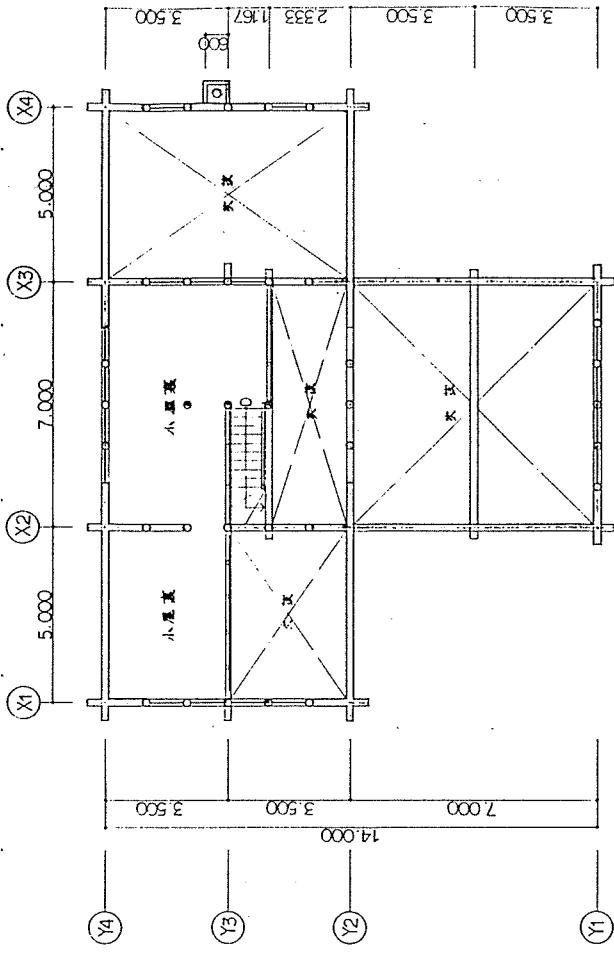


一級建築士事務所
 東京都知事登録第9017
 一級建築士登録番号53600号
 藤居 秀 男

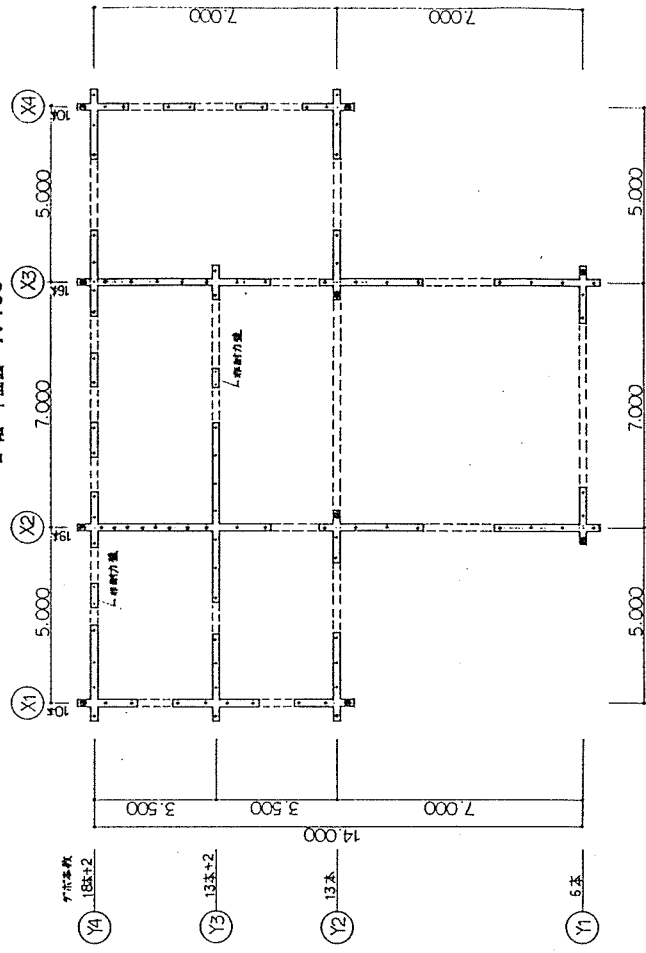
大規模ログハウス開発検討委員会 その1	年月日	図面番号
店舗 内部仕上表	版尺	



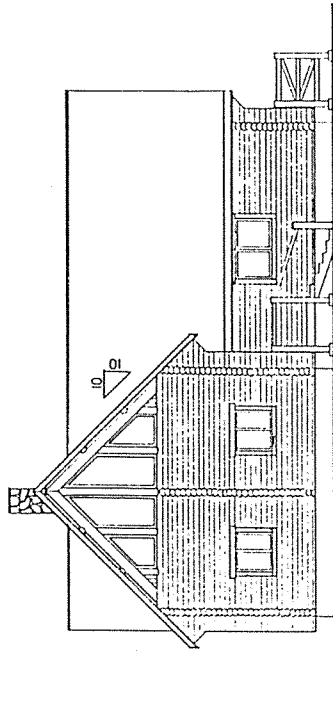
1階平面図 1:100



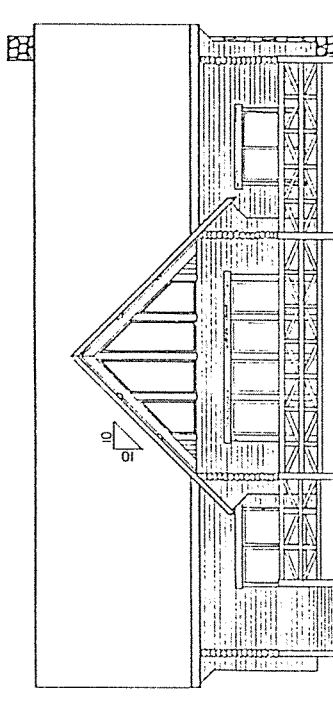
2階平面図 1:100



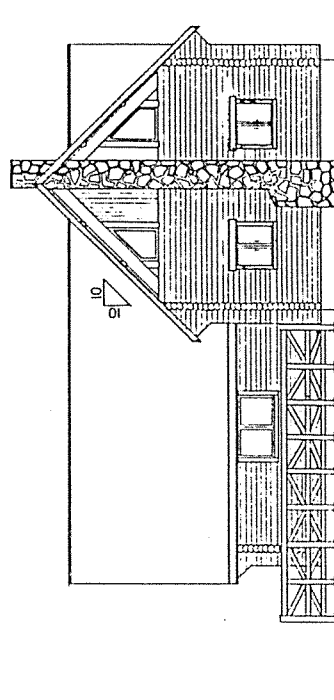
耐力壁休図 1:100



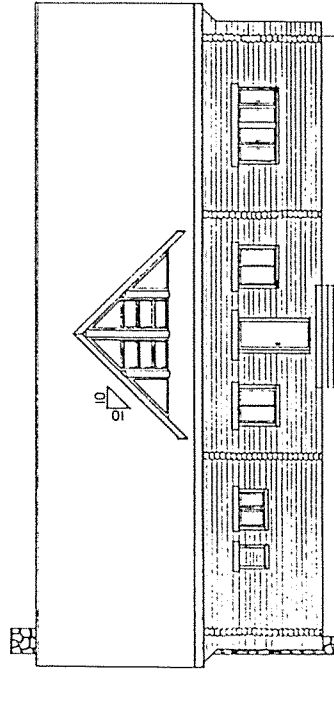
西側 立面図 1:100



南側 立面図 1:100

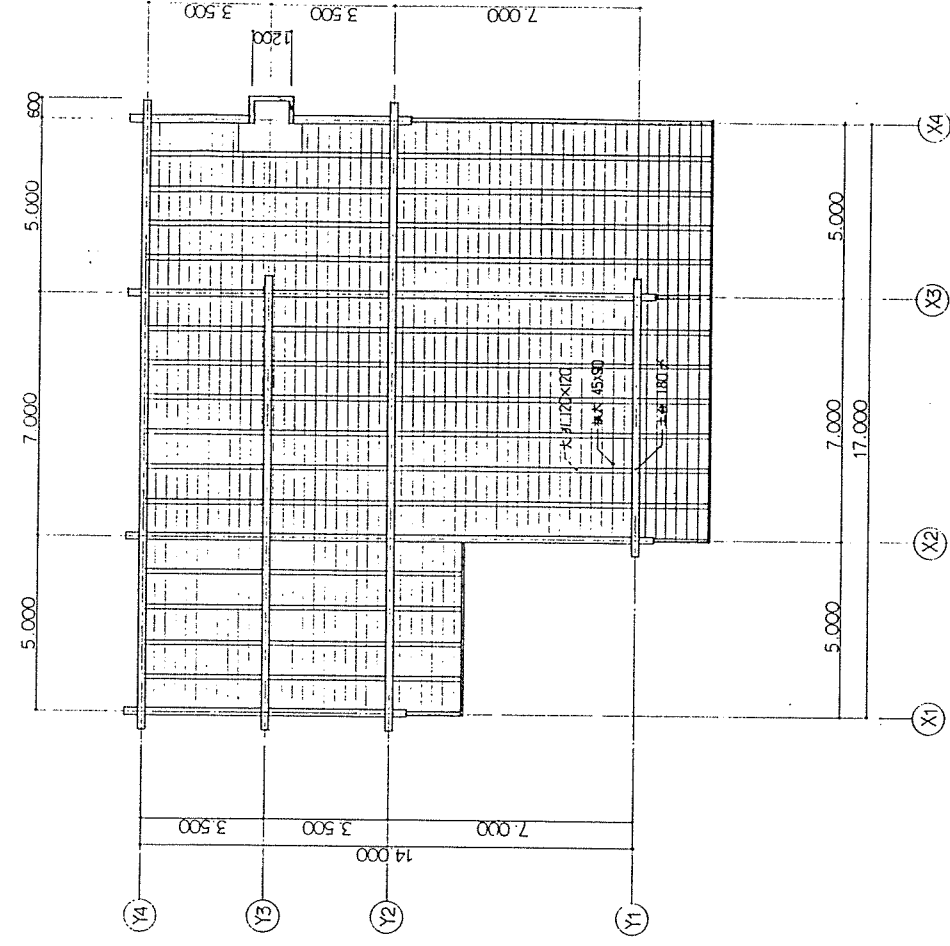


東側 立面図 1:100

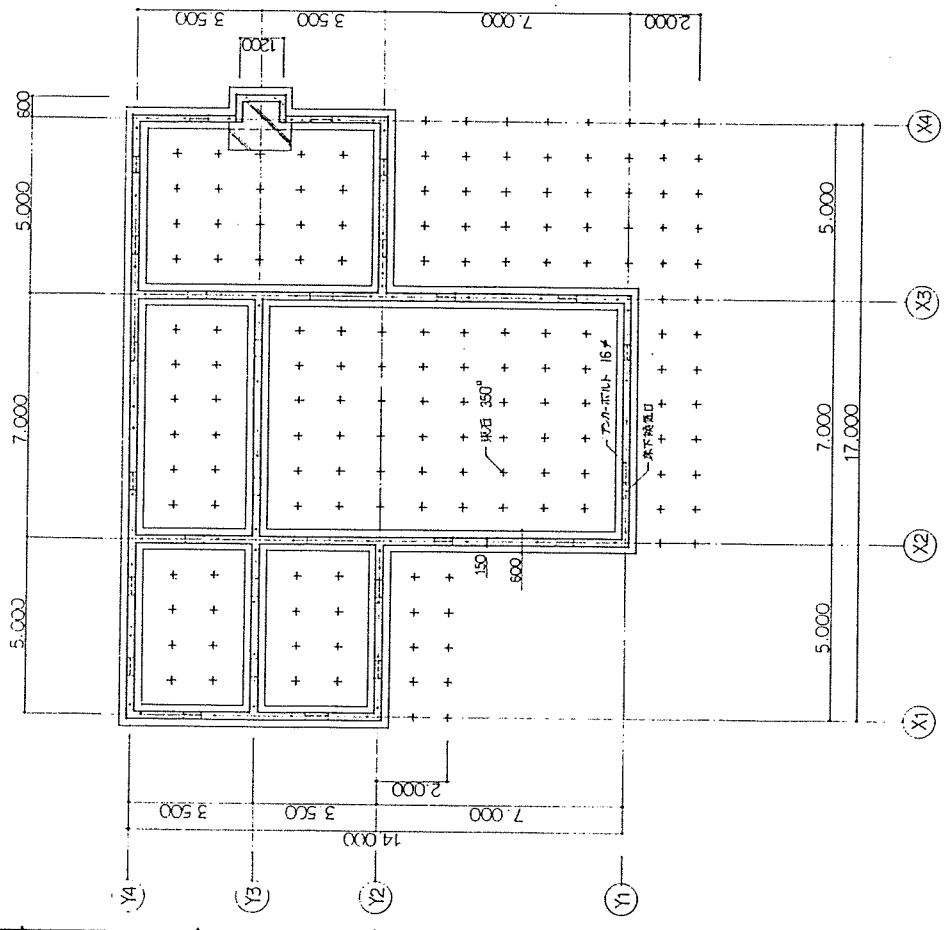


北側 立面図 1:100


一級建築士事務所 株式会社 藤居設計事務所 〒100-0001 東京都千代田区千代田1-1-1 TEL 03-5561-1111 FAX 03-5561-1112 藤居 秀夫	大規模プロジェクト開発検討委員会 701	2018 1:143
--	-------------------------	---------------

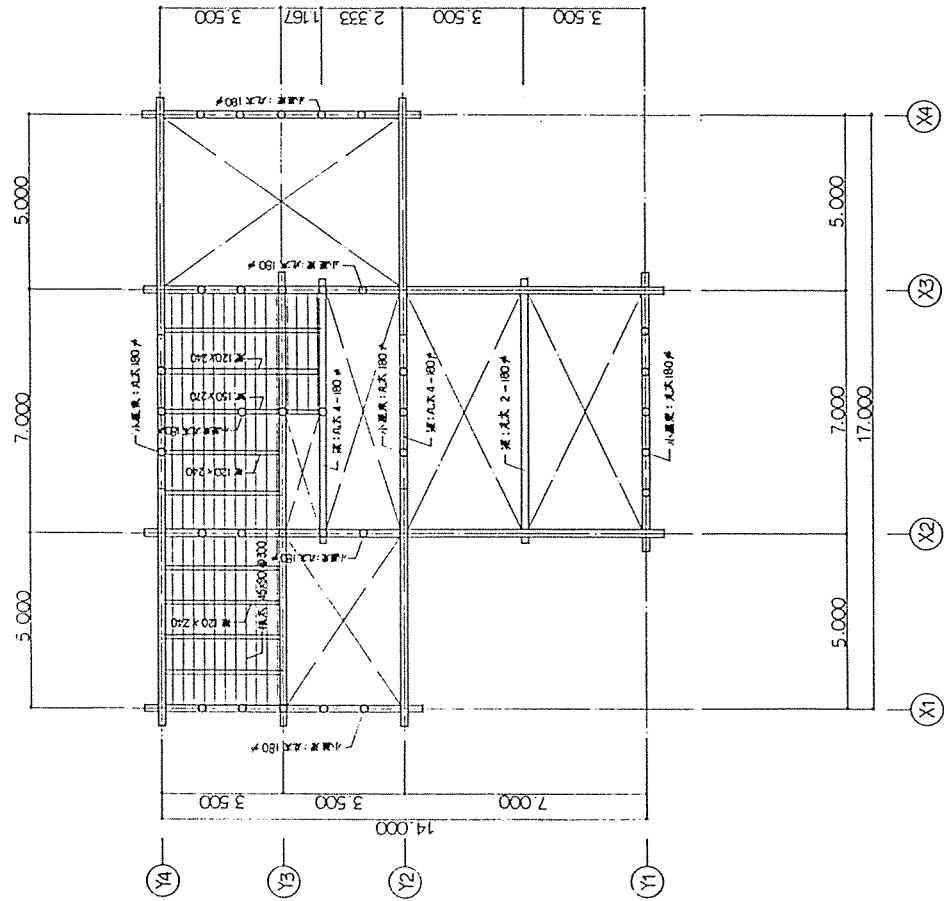


1 階床図 1:100

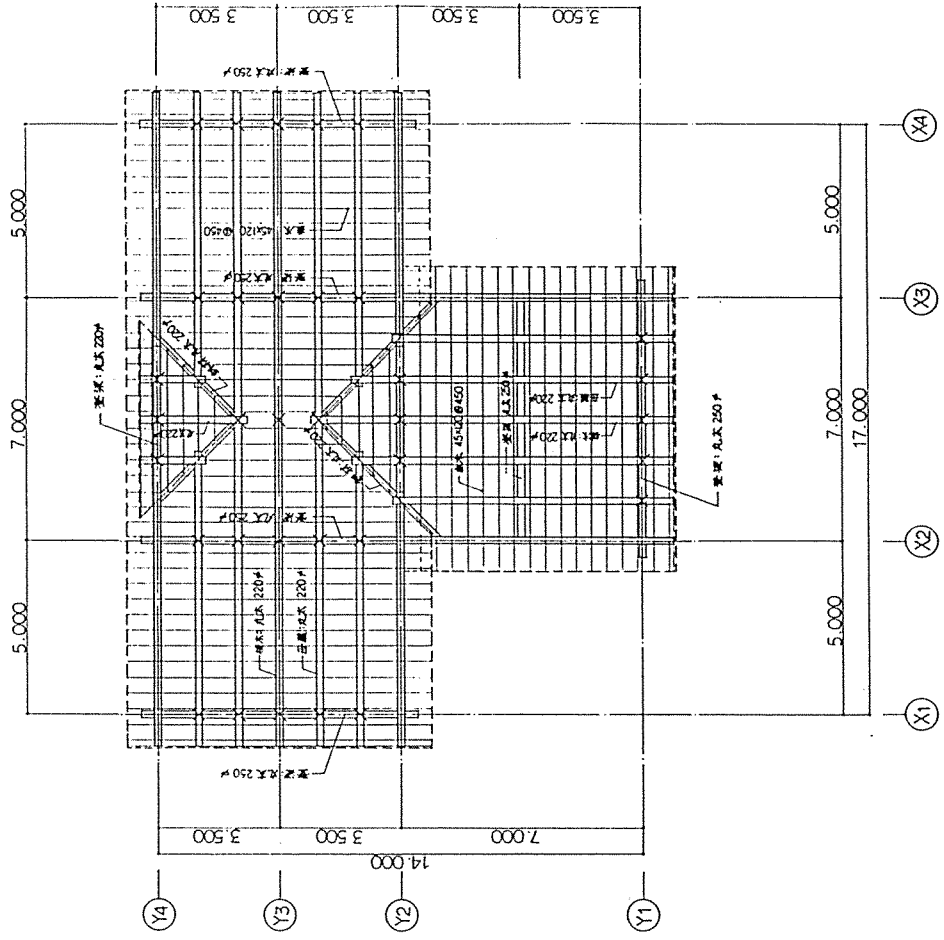


基礎図 1:100

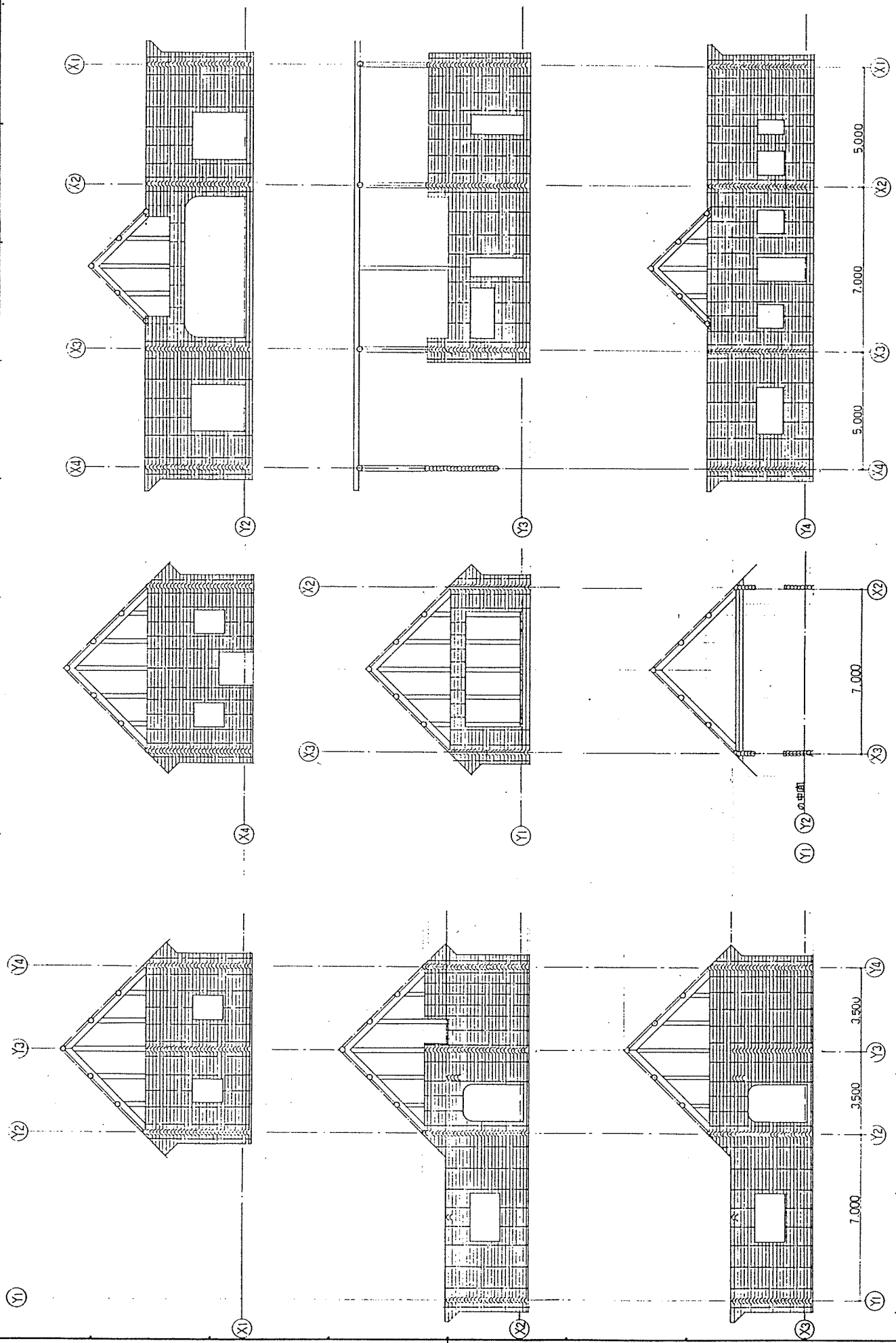
 株式会社 藤居設計事務所 RPUJI ARCHITECTS & CONSULTANTS INC.	一級建築士事務所 東京都知事登録第107号 一級建築士登録番号 333114号	大規模ログハウス開発検討委員会 その1	2014 11:13
	藤居 秀 男	1/1 1:1.13	1/1 1:1.13




2階床伏図 1:100

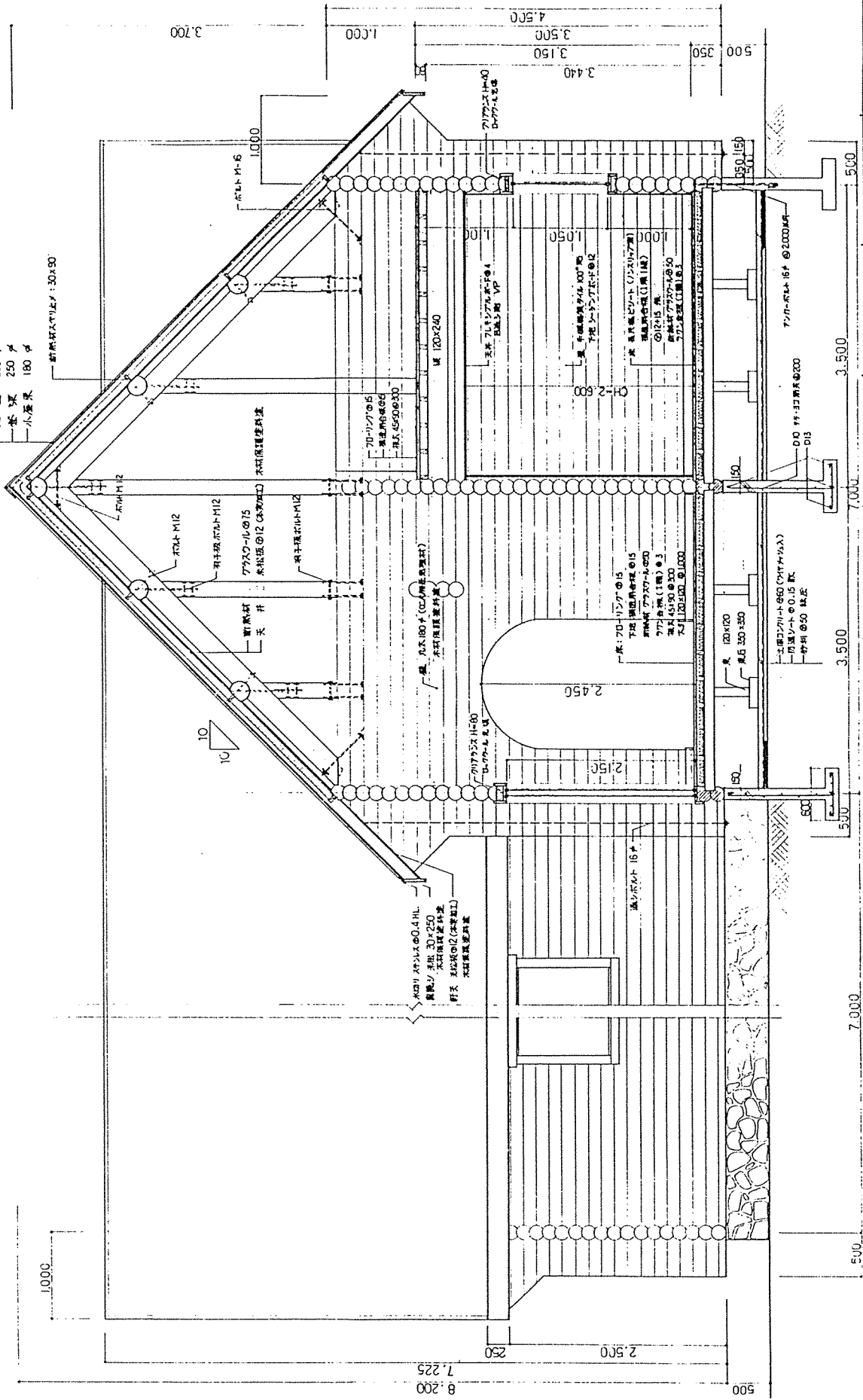


小室伏図 1:100



 株式会社 藤居設計事務所 H. FUJII ARCHITECTS & CONSULTANTS, INC.	一級建築士事務所 東京都中央区銀座区0017号 一級建築士事務所登録第131114号 藤居 秀 男	大規模プロジェクト 大規模プロジェクト委員会・その1 縮尺 1:1/4.3
	縮尺 1:1/4.3	

- コノニアル葺
- アスファルトルーフィング 22材
- 構造用合板 ①2
- 母木 45×120 @450
- 母屋 220材
- 巻瓦 250材
- 小屋根 180材
- 軒天材スリヤダ 30×90



丸太組 構造計算書 (店舗) (1)

1990年告示改正基準を超えるもの



構造計算・木構造研究所 鈴木雄司

目 次

§ 1	一般事項	1-17
§ 2	構造概要	1-24
§ 3	仮定荷重	1-25
§ 4	水平力	1-26
§ 5	部材の設計	1-28
§ 6	雑設計	1-32
§ 7	基礎の設計	1-35

§-1 一般事項

1.1 建物概要

・工事名称・

・所在地・

・用途・ 店舗

・規模・地上 2階 地下 1階 塔屋 1階

・構造概要・主体構造 木組

・基礎形式 布基礎

・仕上概要・屋根

・床

・天井

・外壁

・内壁

竟匠図に依る

1.2 設計方針

・建築基準法及日本建築学会構造計算規準に依る

1.3 材料の許容応度 其他

(1) 鉄筋及コンクリート

(単位kg/cm²)

	長 期						短 期
	コンクリート			鉄筋とコンクリートの付着			
	圧 縮	引 張	剪 断	鉄筋種別	上 端 筋	そ の 他	
$F_c = 180$	60		6	丸 鋼	7.2	10.8	
				異形丸鋼	12.0	18.0	
$F_c = 210$	70		7	丸 鋼	8.4	12.6	
				異形丸鋼	14.0	21.0	
$F_c = 225$	75		7.25	丸 鋼	9.0	13.5	長期の1.5倍 圧縮のみ
				異形丸鋼	15.0	22.5	
$F_c = 240$	80		7.4	丸 鋼	9.0	13.5	2.0倍
				異形丸鋼	15.4	23.1	
$L_c = 210$	70		6.3	丸 鋼	8.4	12.6	
				異形丸鋼	14.0	21.0	

上端筋とは曲げ材にあって、その鉄筋の下に30cm以上の
コンクリートが打込まれる場合の水平鉄筋をいう。

(単位kg/cm²)

鉄筋種別		長 期		短 期	
		引張・圧縮	剪断補強	引張・圧縮	剪断補強
丸 鋼	SR24	1600	1600	2400	2400
異形丸鋼	SD30	2000	2000	3000	3000
高張力鋼	SD35	2200 (2000)	2000	3500	3000
	SD40	2200 (2000)	2000	4000	3000

D29以上の太さの鉄筋に対しては()内の数値とする。

(2) 基礎

	長 期	短 期
地 耐 力	$q_a = 5.0$ t/m ²	$q_a = 10.0$ t/m ²
杭 支 持 力 ()杭	継手による低減率： 細長比による低減率： $\phi =$ $l =$ $R_a =$ t/本	長期の 倍

表 5. 3-4 製材の許容応力度

種類		許容応力度				長期応力に対する許容応力度 (単位kg/cm ²)				短期応力に対する許容応力度 (単位kg/cm ²)			
		圧縮	引張り	曲げ	せん断	圧縮	引張り	曲げ	せん断	圧縮	引張り	曲げ	せん断
針葉樹	あかまつ, くらまつ及びべいまつ	75	60	95	8	長期応力に対する圧縮, 引張り, 曲げ又はせん断の許容応力度のそれぞれの数値の2倍とする。							
	からまつ, ひば, ひのき及びべいひ	70	55	90	7								
	つが及びべいつが	65	50	85	7								
	もみ, えぞまつ, とどまつ, べにまつ, すぎ, べいすぎ及びスプルス	60	45	75	6								
広葉樹	かし	90	80	130	14								
	くり, なら, ぶな及びけやき	70	60	100	10								

表 5. 3-3 木材の繊維に直角方向の許容応力度

集 成 材 の 樹 種		長期応力に対するめりこみの許容応力度 (単位kg/cm ²)	短期応力に対するめりこみの許容応力度 (単位kg/cm ²)
針葉樹	あかまつ, くらまつ及びべいまつ	30	長期応力に対するめりこみの許容応力度の数値の2倍とする。
	からまつ, ひば, ひのき及びべいひ	25	
	つが, べいつが, もみ, えぞまつ, とどまつ, べにまつ, すぎ, べいすぎ, スプルス, ロッジポールバイン及びボンデローサバイン	20	
広葉樹	ラワン	30	
	みずなら, ぶな, けやき, しおじ, たも, かば, いたやかえで, くれ及びアビトン	35	

表 5. 3-7 木材の繊維方向のヤング係数

(単位: 10³kg f/cm²)

樹 種		E
針葉樹	I類 あかまつ, くらまつ及びべいまつ	100
	II類 からまつ, ひば, ひのき及びべいひ	90
	III類 つが及びべいつが	80
	IV類 もみ, えぞまつ, とどまつ, べにまつ, すぎ, べいすぎ及びスプルス	70
広葉樹	I類 かし	100
	II類 くり, なら, ぶな及びけやき	80
	III類 ラワン	70

(注) ・気乾比重0.3以下のすぎに対しては, 表記の値70%をとる。

・なら, けやきについては, 平均年輪幅1mm以上のものとする。

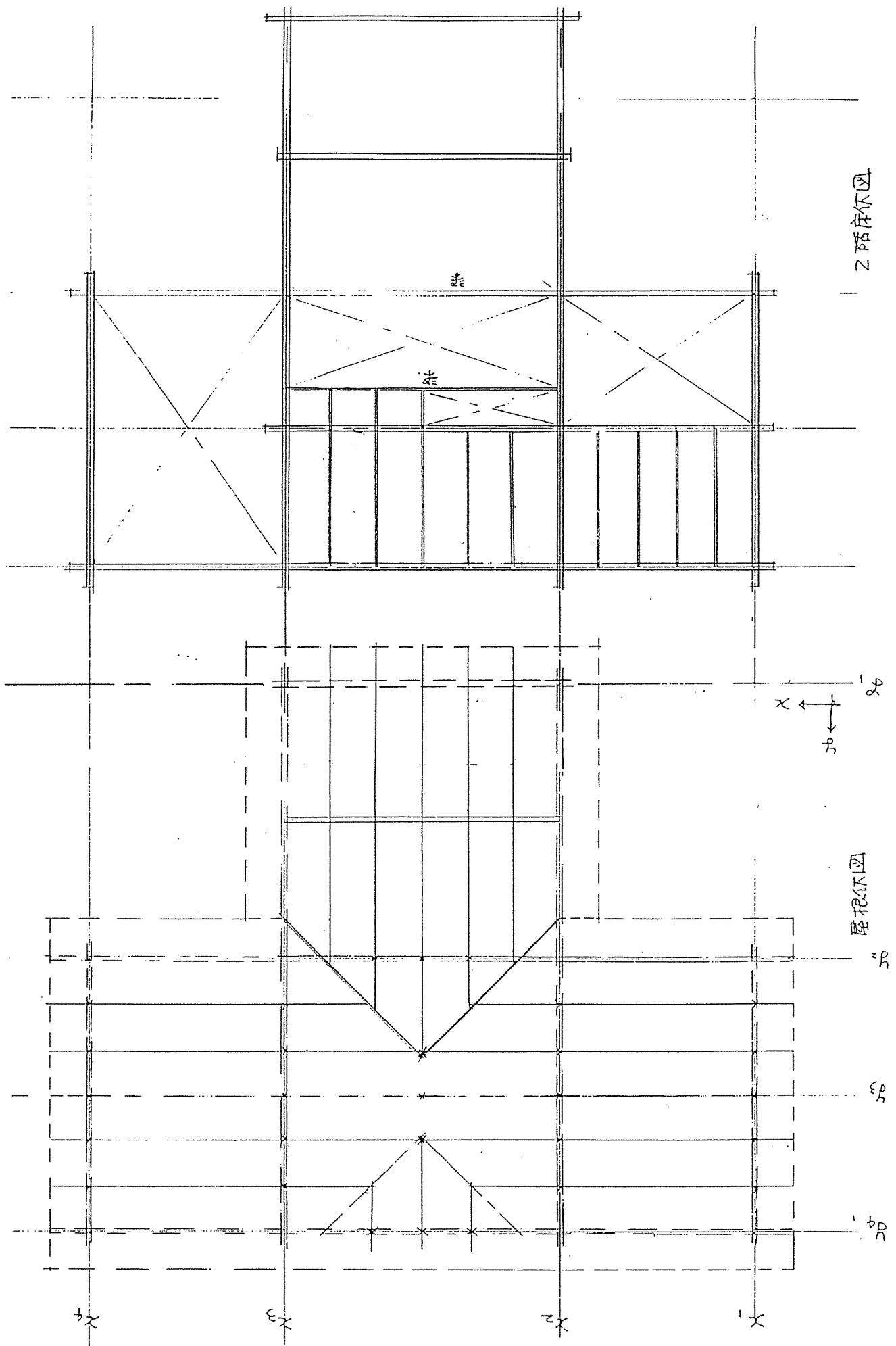
表 5. 3-6 構造用集成材の縦方向のヤング係数

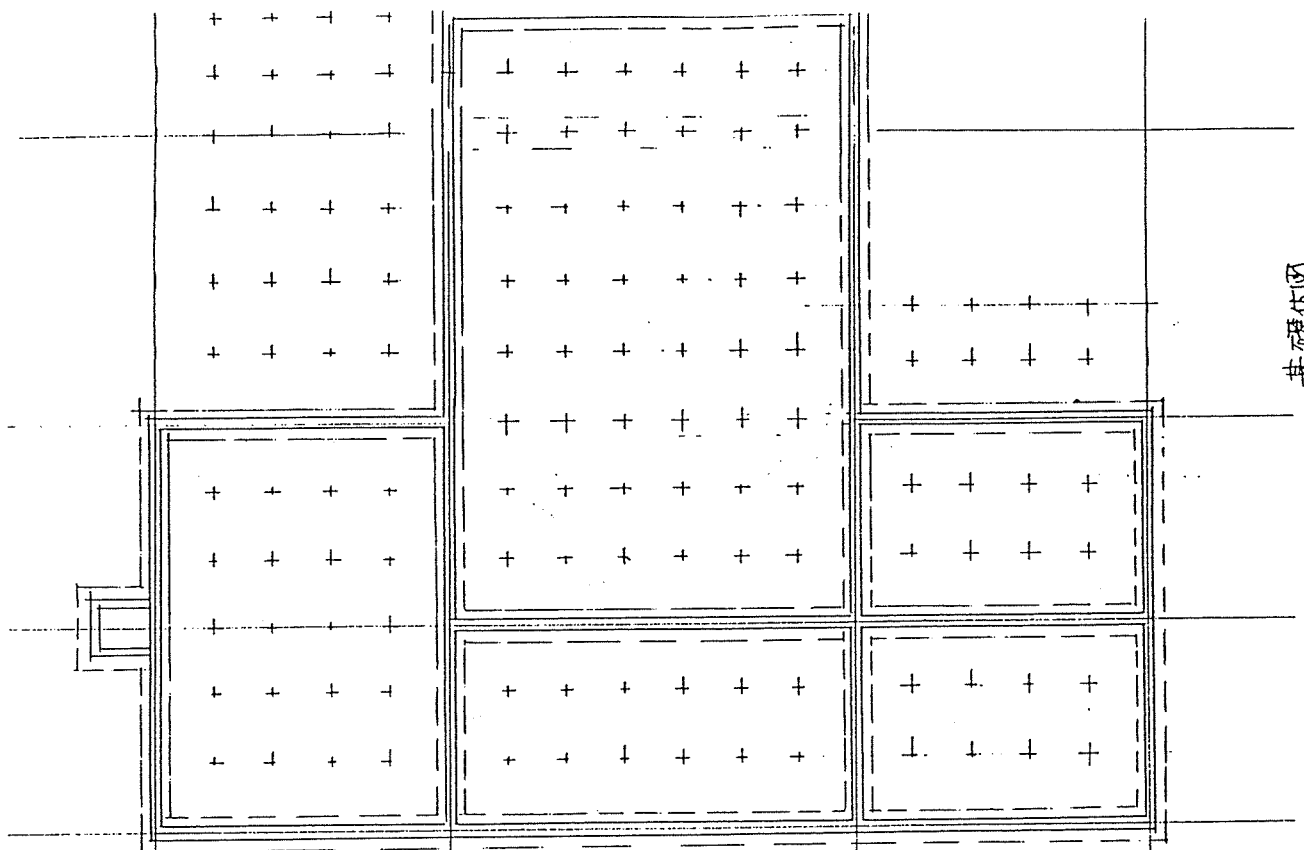
(単位: 10^3kg f/cm^2)

樹		種	等級	E_{x-x}	E_{y-y} **
針 葉 樹	A 1 類	あかまつ, くろまつ及びべいまつ	特級	120	110
			1級	110	105
			2級	100	100
	A 2 類	からまつ, ひば, ひのき及びべいひ	特級	110	100
			1級	100	95
			2級	90	90
	B 1 類	つが及びべいつが	特級	100	90
			1級	90	85
			2級	80	80
			特級	90	80
	B 2 類	もみ, えぞまつ, とどまつ, べにまつ, すぎ, べいすぎ及びスプルス	1級	80	75
			2級	70	70
広 葉 樹	A 類	みずなら, ふな, けやき, しおじ, たも, かば, いたやかえて, にれ及びアビトン	1級	90	85
			2級	80	80
	B 類	ラワン	1級	80	75
			2級	70	70

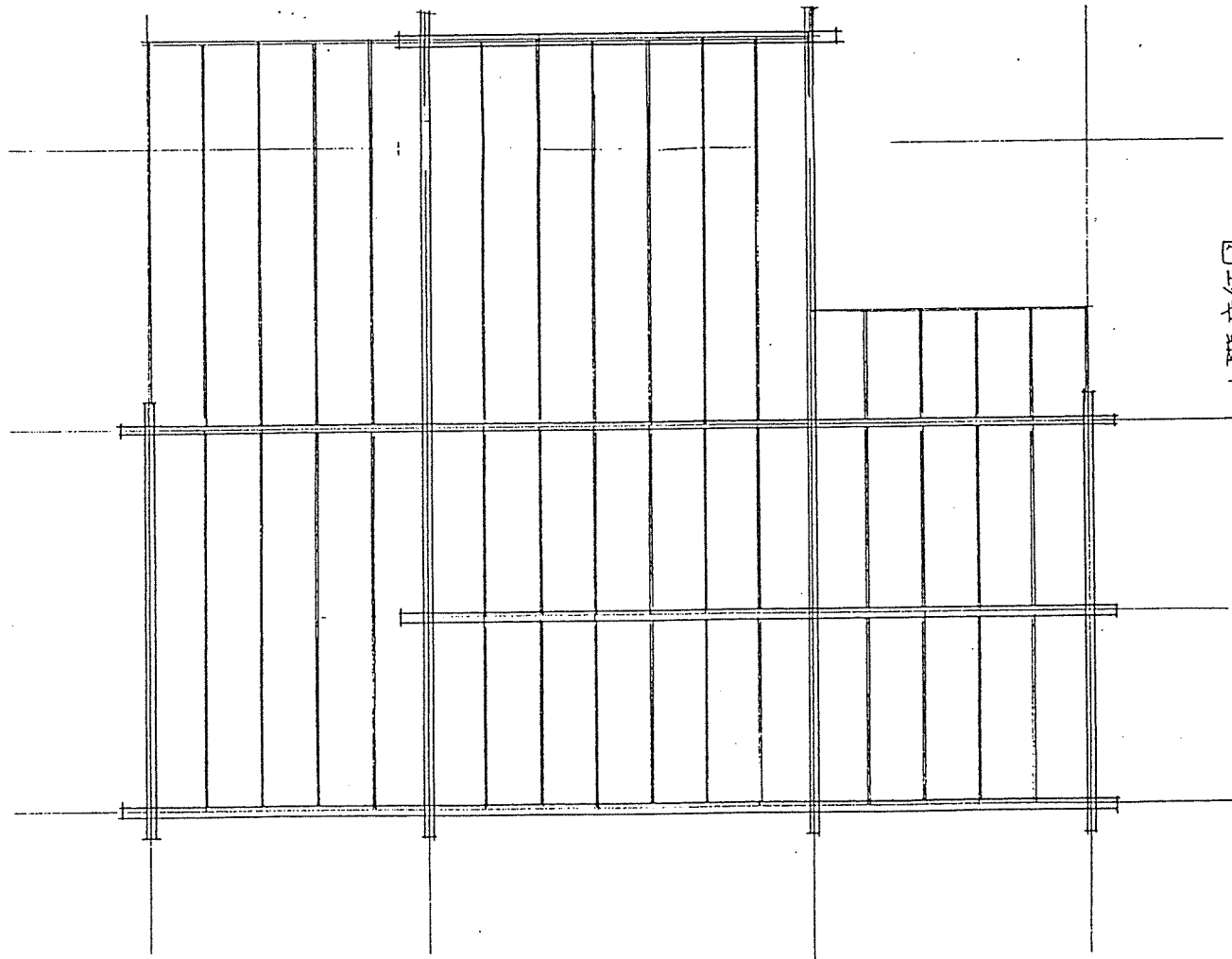
(注) * べいすぎ, ロッジポールポイン, ポンデローサパインは大径が17.5cm以下の小断面の構造用集成材の場合にのみ使用できる。

** 荷重方向またはたわみ方向と, 積層面とが平行な曲げ及び引張り, 圧縮の場合のヤング係数である。

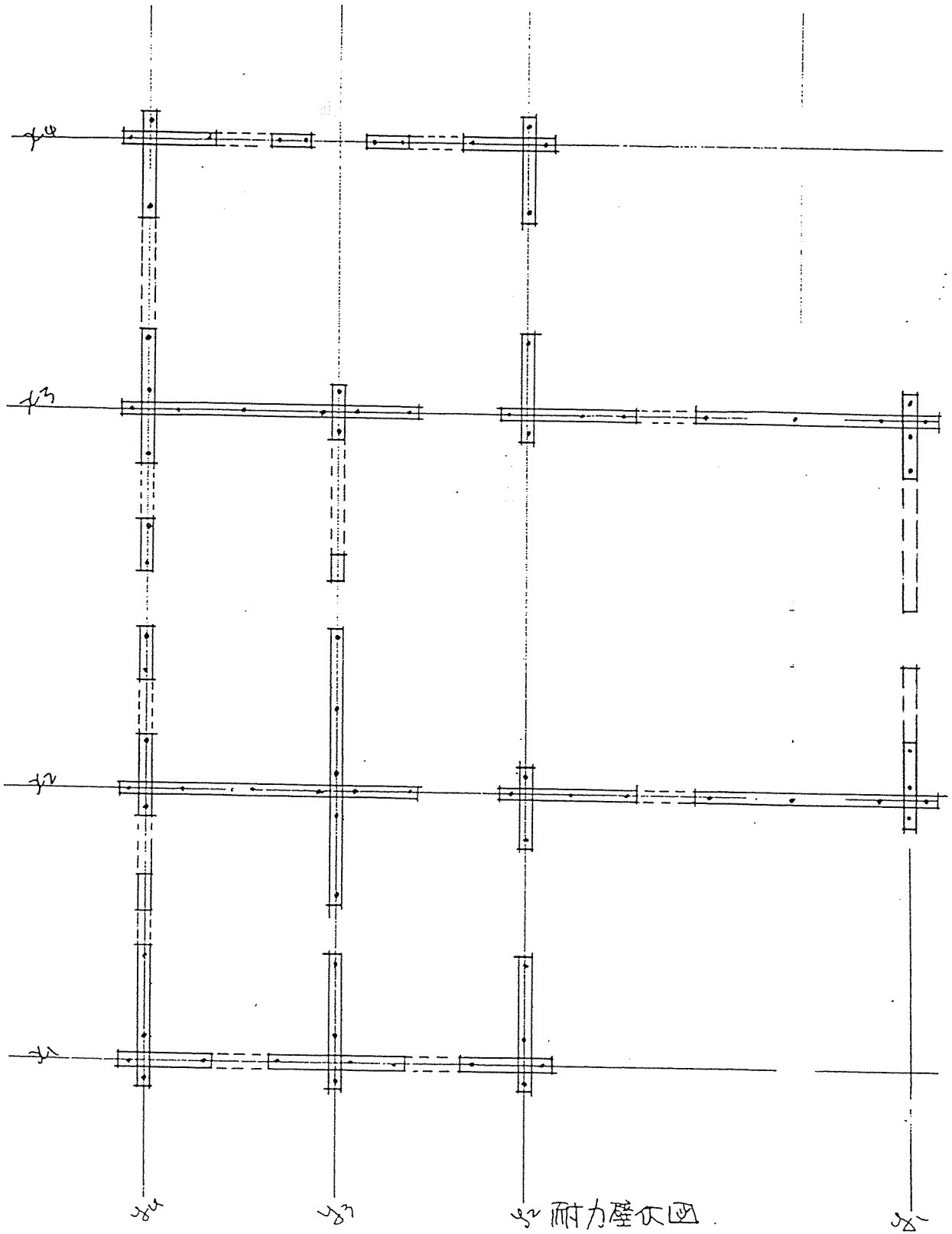




基础区



一楼层板区



§ 2 構造概要

この丸太組建物はロフト建てである。

1階の床面積は 168.0m^2 、2階は 42.0m^2 、延床面積は 210m^2 である。

建物の最高高さは、 $GL + 8.70\text{m}$ である。

耐力壁の1階の高さは、 3.15m である。また2階部分には 1m の高さの立上がり壁が設けられている。

トータルの耐力壁の高さは 4.15m であるため、技術基準に抵触する。

ロフト床面の剛性は一部に床があるものの、他は吹抜けであることにより建物全体の剛性が期待できず、このため丸太組の耐力壁通りの壁体毎に検討を行い、水平応力に対処している。

§3 仮定荷重

固定荷重
屋根

工口 = 2L
梁
天井

35
20
15] 70 kg/m²

床

仕上
梁
天井

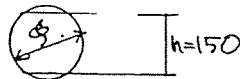
35
20
15] 70 kg/m²

毒壁

50 kg/m²

丸太

$\phi = 180$ $h = 150$



$$W = 0.09^2 \cdot \pi \cdot 0.15 \times 1.0 / 0.15 \times 1.0 = 0.085 \text{ T/m}^2$$

$$= 85 \text{ kg/m}^2$$

積載荷重

(店舗)

床・小梁用 梁・基礎用 地震用
300 kg/m² 240 kg/m² 130 kg/m²

積雪荷重

短期荷重 50 cm

$$W = 50 \times 0.2 = 100 \text{ kg/m}^2$$

風圧力

$$P = C q$$

C: 風力係数

q: 風圧力 60 Jh

地震荷重

$$Q = \sum W C_i$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0 = 0.2$$

$$Z = 1.0$$

$$R_t = 1.0$$

$$A_i = 1.0 \text{ (一層の建築物)}$$

$$C_0 = 0.2$$

・ダボの耐力 鉄筋 $\phi 16$ $h = 150$

$$sf = 0.4 \left\{ 2 \sqrt{1 + 20(16/150)^2} - 1 \right\} 16 \times 150$$

$$= 1167 \text{ kg.}$$

$$= 4.3 \times 16^2 = \underline{1100 \text{ kg.}}$$

$$= 0.81 \times 16 \times 150 = 1944 \text{ kg.}$$

ダボの耐力 1100 kg/本.

§4 水平力

地震力

$$W = 0.070 \times (9.0 \times 19 + 7 \times 9) \times \frac{1}{\cos \theta} \quad \theta = 45^\circ$$

$$+ 0.050 \times 7 \times 3.5 \times 0.5 \times 4$$

$$+ (0.070 + 0.240) \times (4.5 \times 7 + 3.5 \times 5)$$

$$+ 0.085 \times \{ 4.5 \times 67.0 + 3.5 \times 21 \}$$

$$= 23.17 + 2.45 + 15.19 + 31.88$$

$$= 72.69$$

$$Sk = \sum W C_1 = 72.69 \times 0.2 = 14.54$$

$$nk = Sk / sf = 14540 / 1100 = 13.2 \rightarrow 14 \text{ 本}$$

$$ySw = (1.3 \sin \theta - 0.5 + 0.5) \times 17.0 \times 4.5 \times \frac{1}{\cos \theta} \times \sin \theta \times 0.175 \quad \theta = 45^\circ$$

$$+ 7.0 \times 3.5 \times 0.5 \times 1.2 \times 0.175$$

$$+ 3.5 \times 18 \times 1.2 \times 0.125$$

$$= 12.31 + 2.57 + 9.45 = 24.33 \text{ Ton}$$

$$yMw = ySw / sf = 24330 / 1100 = 22.1 \rightarrow 23 \text{ 本}$$

$$xSw = (1.3 \sin \theta - 0.5 + 0.5) \times 9.0 \times 4.5 \times \frac{1}{\cos \theta} \times \sin \theta \times 0.175$$

$$+ 7.0 \times 3.5 \times 0.5 \times 1.2 \times 0.175$$

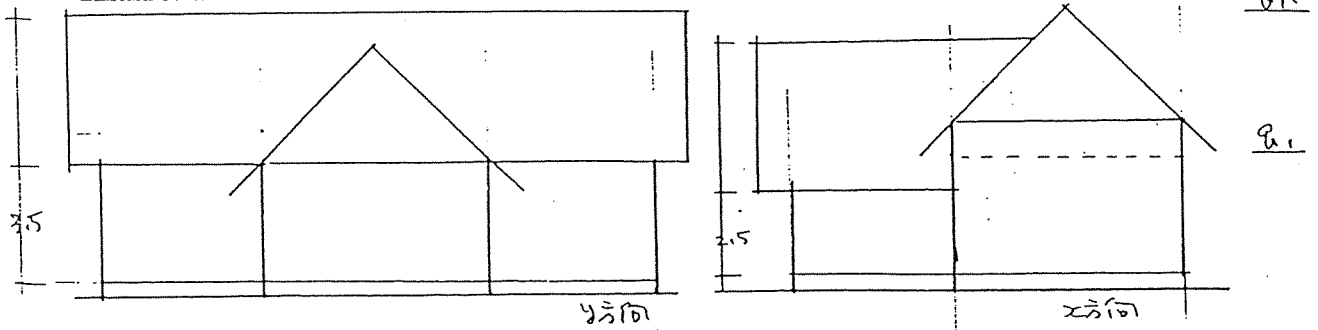
$$+ 2.5 \times 7.5 \times 1.2 \times 0.125 + 4.5 \times 7.5 \times 1.2 \times 0.125$$

$$= 6.52 + 2.57 + 2.81 + 5.06 = 16.96 \text{ Ton}$$

$$xMw = xSw / sf = 16960 / 1100 = 15.42 \rightarrow 16 \text{ 本}$$

風圧力

$\theta = 45^\circ$



$$h_R = 8.5 \quad q_R = 175 \text{ kg/m}^2$$

$$h_1 = 4.0 \quad q_1 = 125 \text{ kg/m}^2$$

√-ン設計による水平力のチェック

地震力については、床面積による設計で行ない。
 風圧力については、見付面積による設計で行なう。

地震力 $Q = 14.54 \text{ Ton}$ $\Sigma A = 210$

y方向 x_1 $Q_{x1} = 14.54 \times 26.25 / 210 = 1.818$
 本数 $n = 1.818 / 1.1 = 1.65 \rightarrow 2 \text{ 本}$

x_2 $Q_{x2} = 14.54 \times 87.5 / 210 = 6.06$
 本数 $n = 6.06 / 1.1 = 5.51 \rightarrow 6 \text{ 本}$

x_3 $Q_{x3} = 14.54 \times 78.75 / 210 = 5.45$
 本数 $n = 5.45 / 1.1 = 4.96 \rightarrow 5 \text{ 本}$

x_4 $Q_{x4} = 14.54 \times 17.50 / 210 = 1.21$
 本数 $n = 1.21 / 1.1 = 1.1 \rightarrow 2 \text{ 本}$

x方向 y_1 $Q_{y1} = 14.54 \times 24.50 / 210 = 1.70$
 本数 $n = 1.70 / 1.1 = 1.54 \rightarrow 2 \text{ 本}$

y_2 $Q_{y2} = 14.54 \times 63.00 / 210 = 4.36$
 本数 $n = 4.36 / 1.1 = 3.97 \rightarrow 4 \text{ 本}$

y_3 $Q_{y3} = 14.54 \times 66.5 / 210 = 4.60$
 本数 $n = 4.60 / 1.1 = 4.19 \rightarrow 5 \text{ 本}$

y_4 $Q_{y4} = 14.54 \times 59.5 / 210 = 4.12$
 本数 $n = 4.12 / 1.1 = 3.75 \rightarrow 4 \text{ 本}$

風圧力 $Q_x = 15.42 \text{ Tom}$ $l = 14.0 \text{ m}$
 $Q_y = 24.33 \text{ Tom}$ $l = 17.0 \text{ m}$

y 方向 x_1 $Q_{x1} = 24.33 \times 2.5/17 = 3.58$
 本数 $n = 3.58/1.1 = 3.25 \rightarrow 4 \text{ 本}$

x_2 $Q_{x2} = 24.33 \times 6.0/17 = 8.59$
 本数 $n = 8.59/1.1 = 7.81 \rightarrow 8 \text{ 本}$

x_3 $Q_{x3} = 24.33 \times 6.0/17 = 8.59$
 本数 $n = 8.59/1.1 = 7.81 \rightarrow 8 \text{ 本}$

x_4 $Q_{x4} = 24.33 \times 2.5/17 = 3.58$
 本数 $n = 3.58/1.1 = 3.25 \rightarrow 4 \text{ 本}$

x 方向 y_1 $Q_{y1} = 15.42 \times 3.5/14 = 3.86$
 本数 $n = 3.86/1.1 = 3.51 \rightarrow 4 \text{ 本}$

y_2 $Q_{y2} = 15.42 \times (5.25 \times \frac{0.9}{1.2}/14 + 7.0 \times \frac{0.3}{1.2}/14) = 6.26$

$Q_{y2} = 15.42 \times (5.25 \times \frac{0.3}{1.2}/14 + 7.0 \times \frac{0.9}{1.2}/14) = 7.23$
 本数 $n = 7.23/1.1 = 6.57 \rightarrow 7 \text{ 本}$

y_3 $Q_{y3} = 15.42 \times 3.5 \times \frac{0.9}{1.2}/14 = 2.89$
 本数 $n = 2.89/1.1 = 2.63 \rightarrow 3 \text{ 本}$

y_4 $Q_{y4} = 15.42 \times (1.75 \times \frac{0.9}{1.2}/14 + 3.5 \times \frac{0.3}{1.2}/14) = 2.41$

$Q_{y4} = 15.42 \times (1.75 \times \frac{0.3}{1.2}/14 + 3.5 \times \frac{0.9}{1.2}/14) = 3.37$
 本数 $n = 3.37/1.1 = 3.07 \rightarrow 4 \text{ 本}$

§5 部材の設計

垂木の設計.

$l = 1.00 \text{ m}$ $@ = 0.45 \text{ m}$ $\theta = 45^\circ$
 $w = 0.070 \times 0.45 \times \frac{1}{100} = 0.0045 \text{ Tom/m}$
 $\sigma_b = 75 \text{ kg/cm}^2$
 $E = 70 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2 \times 0.5$

$M = \frac{1}{8} w l^2 = 0.006 \text{ TM}$ $z = M/\sigma_b = 7.5$
 $b \times D = 4.5 \times 3.2$
 $J = 33.5$
 $b \times D = 4.5 \times 4.5$

庇の設計

$$Q = 1.00$$

$$M = \frac{1}{2} w l^2 = 0.023$$

$$Z = 30.0$$

$$b \times D = 4.5 \times 6.4$$

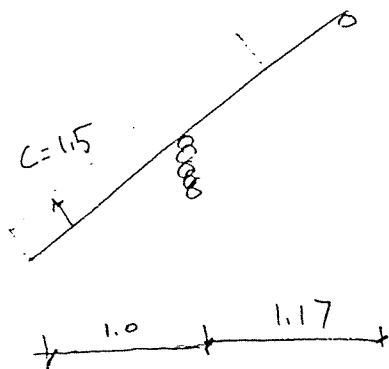
$$f = \frac{w l^4}{8 E J} < \frac{l}{200}$$

$$J = 322$$

$$b \times D = 4.5 \times 9.5$$

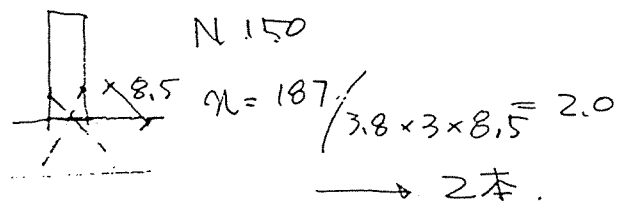
垂木 設計. 4.5 x 12.0 cm

庇の下の工材にたいして



$$Q = 1.5 \times 0.175 \times \left(1.0 + 1.17 \times \frac{1}{2} \right) \times 0.45$$

$$= 187$$



垂木のため 2-N150 以上.

巾屋の設計

$$l = 5.0 \text{ m} \quad @ \quad 1.167 \text{ cm} \quad \theta = 45^\circ$$

$$w = 0.070 \times 1.167 \times \frac{1}{\cos \theta} = 0.115 \text{ ton/m}$$

$$L f_b = 75$$

$$E = 70 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2 \times 0.5$$

$$M = \frac{1}{8} w l^2 = 0.361 \text{ TM}$$

$$Z_c = M / f_b$$

$$= 481$$

$$Z = \frac{\pi d^3}{32} = \frac{\pi R^3}{4}$$

$$b \times D = 12 \times 16$$

$$\phi = 17.0$$

$$f = \frac{5 w l^4}{384 E J} < \frac{l}{200}$$

$$J_e = 10696$$

$$b \times D = 12 \times 22$$

$$\phi = 22.0$$

$$= 2-18$$

$$J = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{\pi R^4}{4}$$

$$\phi = 2-18 \phi$$

または 22 φ

小屋束

$$N = 0.070 \times 1.167 \times \frac{1}{2500} \times (5.0 + 3.5) \times \frac{1}{2} = 0.491$$

$$l = 3.5 \quad b \times D = 10 \times 10 \quad l f_c = 60$$

$$i = 2.887 \quad \lambda = 121 \quad L f_D = \frac{0.3 f_c}{\left(\frac{100}{l}\right)^2} = 12.2$$

$$T = 0.491 \times 10^3 / 10 \times 10 = 4.91 < 12.2$$

OK

設計 10 × 10 以上

屋根を得ける梁の設計 (42 通りの梁)

$$l = 7.0 \quad W = 0.070 \times \frac{1}{2000} \times (5.0 + 3.5) \times \frac{1}{2} = 0.42 \text{ T/m}$$

$$M = \frac{1}{8} w l^2 = 2.577 \text{ TM}$$

$$L f_b = 95$$

$$E = 100 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2 \times 0.5$$

$$Z_e = 2712$$

$$b \times D = 12 \times 36$$

$$15 \times 33$$

$$\delta = \frac{5 w l^4}{384 E J} < l/200$$

$$J_e = 37516$$

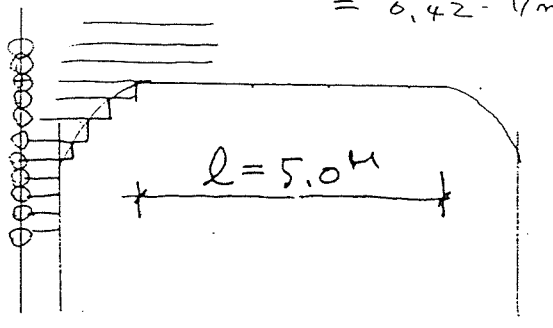
$$b \times D = 12 \times 34$$

$$15 \times 31$$

設計 15 × 35

またこの設計を丸太組で設計をする場合

$$W = \text{屋根} = 0.42 \text{ T/m}$$



$$M = \frac{1}{8} w l^2 = 1.31$$

$$L f_b = 75 \quad E = 70 \times 10^3$$

$$Z_e = 1750$$

$$\phi = 3 - 18$$

$$\delta = \frac{5 w l^4}{384 E J} < l/200$$

$$J_e = 19531$$

$$\phi = 4 - 17.7$$

$\phi = 4 - 18$ (丸太 4 本分)

根大

$$l = 1.167 \quad @ \quad 303$$

$$W = (0.070 + 0.300) \times 0.303 = 0.112 \quad \text{T/m}$$

$$L_f b = 75$$

$$E = 70 \times 10^3$$

$$M = \frac{1}{8} w l^2 = 0.019$$

$$Z_e = M / \sigma_b$$

$$= 25.4$$

$$b \times D = 4.5 \times 5.9$$

$$\delta = \frac{5 w l^4}{384 E J} < l / 300$$

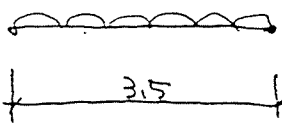
$$J_e = 99.3$$

$$b \times D = 4.5 \times 6.4$$

根大. 4.5×9.0

梁

$$l = 3.5 \quad b = 1.167 \text{ m}$$



$$W = (0.07 + 0.300) \times 1.167 = 0.432 \text{ T/m}$$

$$L_f b = 95$$

$$E = 100 \times 10^3$$

$$M = \frac{1}{8} w l^2 = 0.661$$

$$Z_e = 696$$

$$b \times D = 12 \times 19$$

$$\delta = \frac{5 w l^4}{384 E J} < l / 300$$

$$J_e = 7235$$

$$b \times D = 12 \times 20$$

井持 $a = 1.0 \text{ m}$

$$M = \frac{1}{2} w l^2 = 0.216$$

$$Z_e = 227$$

$$b \times D = 12 \times 12$$

$$\delta = \frac{w l^4}{8 E J} < l / 300$$

$$J_e = 1620$$

$$b \times D = 12 \times 12$$

32 3T 12×24

階段 1 = 通 3 梁

$$l = 7.00$$

$$W = (0.07 + 0.300) \times 0.5 = 0.185 \text{ T/m}$$

$$L_f b = 95$$

$$E = 100 \times 10^3$$

$$M = \frac{1}{8} w l^2 = 1.133$$

$$Z_e = 1193$$

$$b \times D = 12 \times 25$$

$$15 \times 22$$

$$\delta = \frac{5 w l^4}{384 E J} < l / 300$$

$$J_e = 24.787$$

$$b \times D = 12 \times 29$$

$$15 \times 27$$

1階大引

$$l = 1.167 \quad @ \quad 1000 \quad W = (0.070 + 0.300) \times 1.0 = 0.370$$

$$Lfb = 75 \\ E = 70 \times 10^3$$

$$M = \frac{1}{8} w l^2 = 0.063$$

$$Z_e = 83.9$$

$$b \times D = 10 \times 8$$

$$J = \frac{5 w l^4}{384 E J} < l/300$$

$$J_e = 328$$

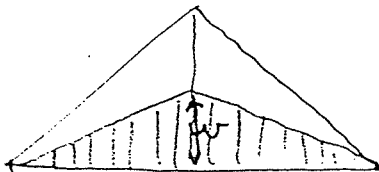
$$b \times D = 10 \times 8$$

設計 12×12

§ 6 雑設計

梁の面外曲げの設計

$$l = 7.00$$



$$W = 0.9 \times 0.175 \times 4.0 / 2 = 0.315 \text{ TM}$$

$$\overline{W} = \frac{w l}{2}$$

$$Lfb = 75$$

$$M = \frac{w l^2}{12} = 1.286$$

$$Z_e = 857$$

$$b \times D = 21$$

$$2-17$$

$$Z = \frac{\pi d^3}{32}$$

2-18φ 以上

束枝の曲げ

$$l = 3.7 \quad W = 0.175 \times 0.9 \times 1.17 = 0.184$$

$$M = \frac{1}{8} w l^2 = 0.315$$

$$Z_e = 210$$

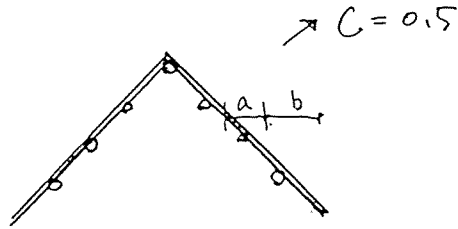
$$b \times D = 12 \times 12$$

$$\phi = 13\phi$$

$$\phi = 18 \text{ cm}$$

屋根ふき上げ

$\theta = 45^\circ$



$l = 5.0 \text{ m}$

b部分

$$W_x = W_y = (0.5 \times 0.175 - 0.06) \times (1.0 + 1.17 \times 1/2) \cos \theta = 0.031$$

ふき上げ"に対して 壁の自重で対応する

壁 0.085 T/m^2

$$0.031 / 0.085 = 0.365$$

$$0.365 / 0.15 = 2.4 \rightarrow 3 \text{ 本丸太}$$

けたの部分は 3本の丸太の自重でふき上げ"に対応する本は 不十分ため。

bの部分の母屋と. 束との接合

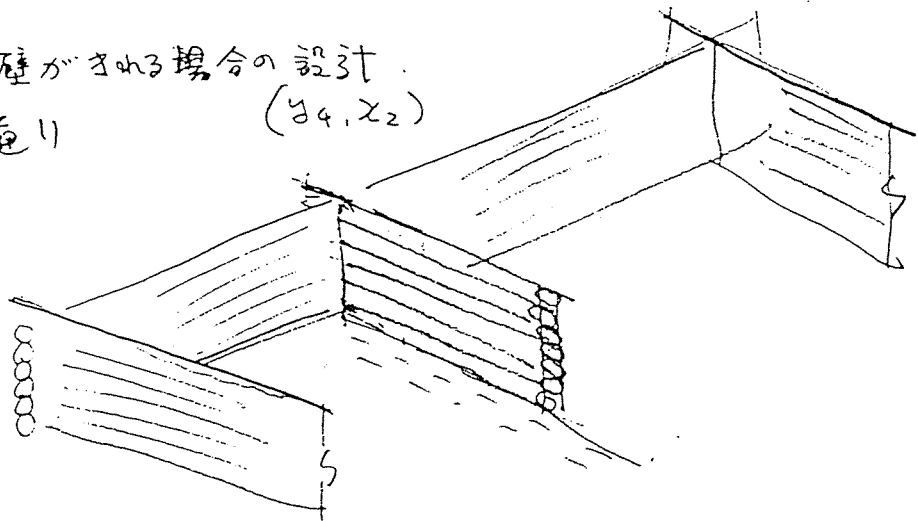
$$W_2 = W_y = (0.5 \times 0.175 - 0.06) \times 1.17 \times \cos \theta = 0.023$$

$$T = 0.023 \times (5 + 3.5) \times 1/2 = 0.098 \text{ kg}$$

羽子板ボルト 12本 (短期耐力 800kg/本)

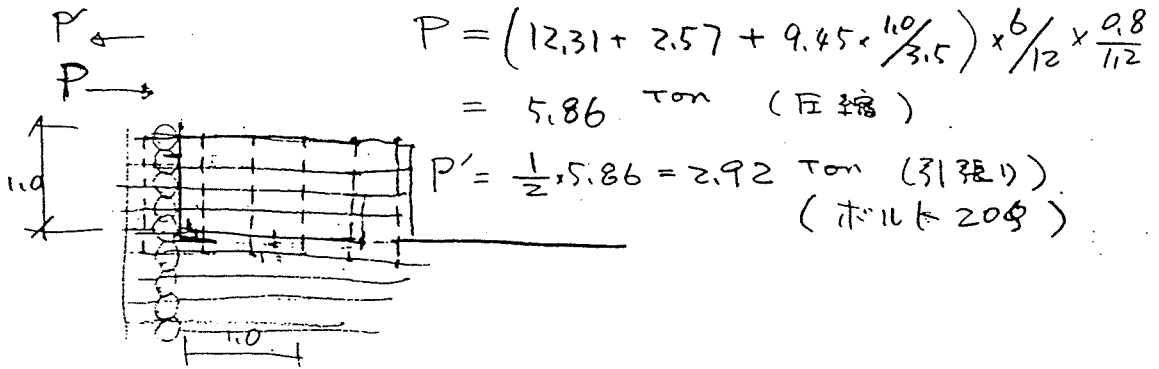
腰高の壁がさかる場合の設計
(y_1, x_2)

x_2 通り



2階丸太の (Y₄・X₂) の 丸太が 切れる部分
の 補強.

see (P16. ysw)



7φ 16φ の場合 $n = 5.86 / 1.1 = 5.3 \rightarrow 6$ 本

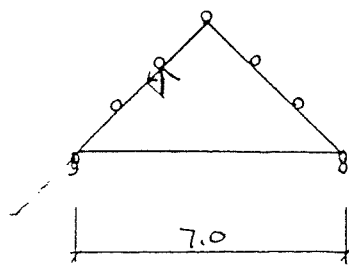
ボルト 16φ $P_s = 140 \times 1.6^2 \times 2 = 716.8 \text{ kg}$

19φ $P_s = 140 \times 1.9^2 \times 2 = 1010. \text{ kg.}$

設計 6 = 19φ ボルト

(X₂ の Y₄ 端の 丸太 組に 設置する)

Y₁ 通り Y₂ 通り 間の 屋根トラス の 設計



$$w = 0.07 \times 3.5 \times \frac{1}{\cos 45} \quad \theta = 45$$

$$= 0.35 \text{ T/m}$$

$$M = \frac{1}{8} w l^2 = 0.53 \text{ TM} \quad l = 3.5$$

$$N = 0.35 \times \frac{1}{\sqrt{2}} \times 3.5 = 0.87$$

φ = 21 mm の 場合

$$i = \frac{D}{4} = 5.25 \quad \lambda = 94$$

$$f_k = f_c (1.3 - 0.001 \lambda) = 23$$

$$\frac{\sigma}{F} = \frac{N}{A f_k} + \frac{M}{z f_b}$$

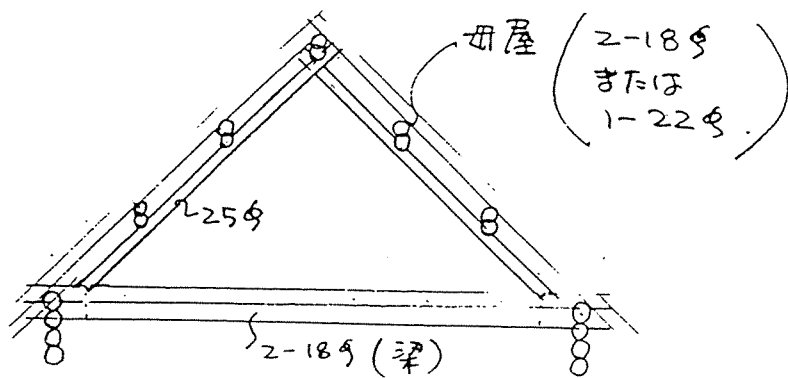
$$= \frac{0.87 \times 10^3}{346 \times 23} + \frac{0.53 \times 10^5}{909.75}$$

$$= 0.104 + 0.777 = 0.882 < 1.0$$

ただし 母屋の 接合の 断面欠損を 考慮して

φ = 25 以上 と する

下弦材 φ = 2 - φ.18



§.7 基礎の設計

$$R_n = 5.0 \text{ Ton/m}^2$$

$$R_e = 5.0 - 2 \times 0.6 = 3.8 \text{ Ton/m}^2$$

布基礎

荷重より最大部分の設計を行なう。

$$\begin{aligned} W/m &= 0.070 \times \frac{1}{0.008} \times 3.5 \\ &+ (0.070 + 0.24) \times 2.75 \\ &+ (0.070 + 0.24) \times 1.17 \\ &+ 0.050 \times 3.5 \\ &+ 0.085 \times 4.5 \\ &= 0.346 + 0.853 + 0.363 + 0.175 + 0.383 \\ &= 2.120 \end{aligned}$$

$$b = 2.12 / 3.8 = 0.558 \rightarrow 60 \text{ cm}$$

$$\text{配筋} \quad M = \frac{1}{2} w l = 0.342 \quad D=15 \quad d=9$$

$$at = 2.1$$

D10-200 @

床石

$$W = (0.070 + 0.24) \times 1.0 \times 1.17 = 0.363$$

$$A = 0.363 / 3.8 = 0.095 = 0.309 \rightarrow 0.35^2$$

床石 35 cm × 35 cm

4. 設 計 例 (その2)

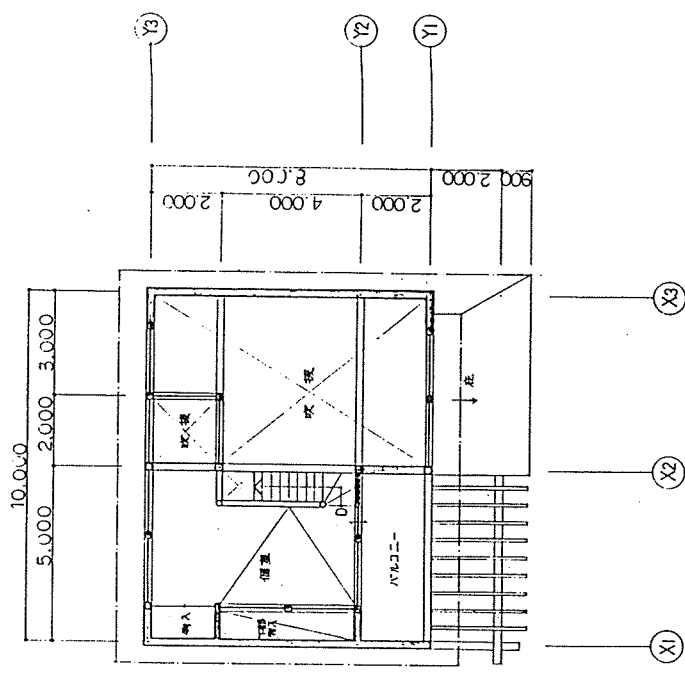
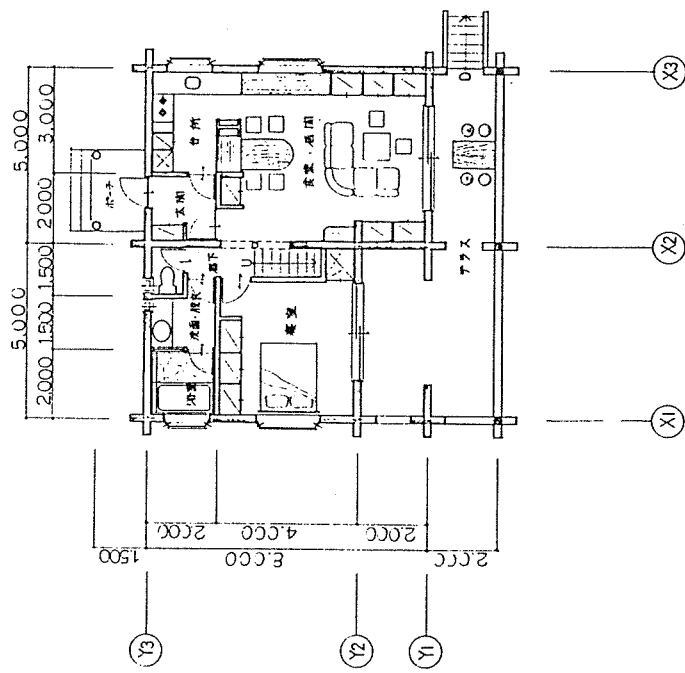
内部仕上表

	室	天井高	床	床レベル	巾木
1 階	玄関		フローリング ϕ 15張, 下地 構造用合板 ϕ 15		木製 H=100
	居間・食堂		同上		同上
	厨房		同上		同上
	寝室		同上		同上
	廊下		同上		同上
	階段		米松板 ϕ 50		
	便所		フローリング ϕ 15張, 下地 構造用合板 ϕ 15		木製 H=100
	洗面・脱衣		同上		同上
	浴室		FRP製 (タイル貼仕様), 下地 構造用合板 ϕ 12+15		
	2 階	小屋裏		フローリング ϕ 15張, 下地 構造用合板 ϕ 15	

特記事項


1. 地盤面より高さ M 及び土台より C 間までの木部 (合板等含む) は全て加圧式防蟻防蟻処理材を使用すること。
2. 床及び屋根部分には全て断熱材 (グラスウール) を充填する。
3. 持合及び補強金物等構造耐力上有効な部分の金物は全て亜鉛メッキ処理したものを使用すること。

備考



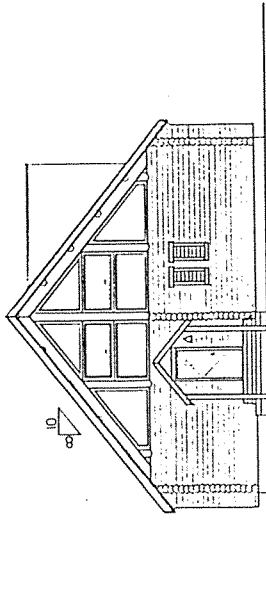
1階平面図 S=1:100

2階平面図 S=1:100

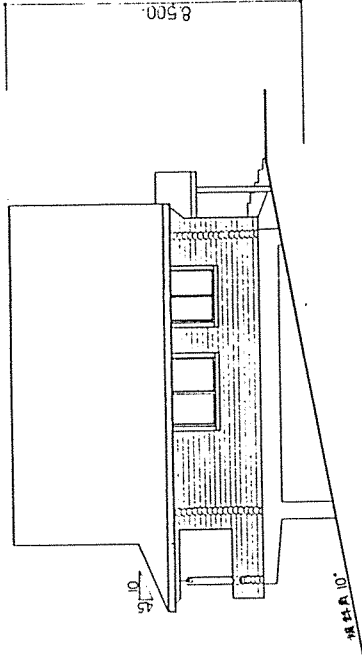

株式会社 藤居設計事務所
 H.P.U.I. ARCHITECTS & CONSULTANTS INC.

一級建築士事務所
 東京都知事登録第3017号
 一級建築士登録番号33111号
 藤居 秀

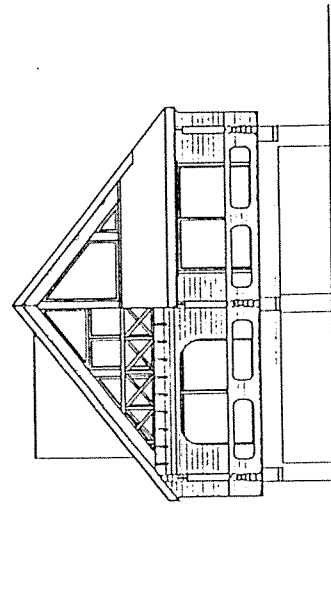
大規模小規模改造委員会・その2
 平面図
 図号 1:143



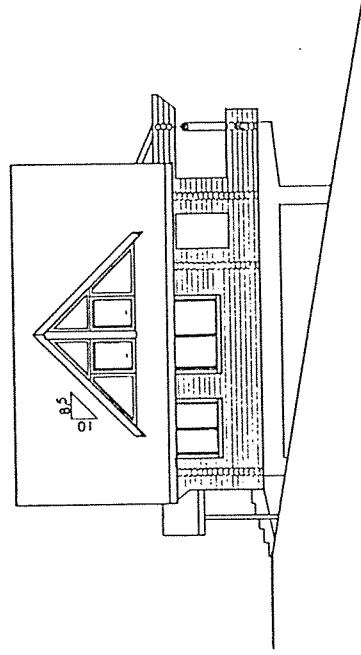
北側立面図 1:100



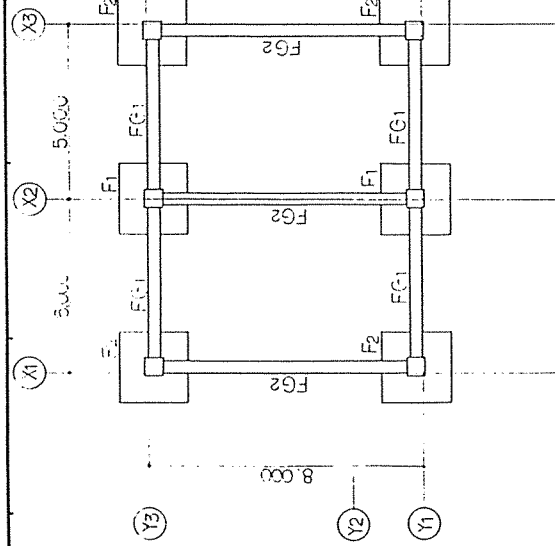
東側立面図 1:100



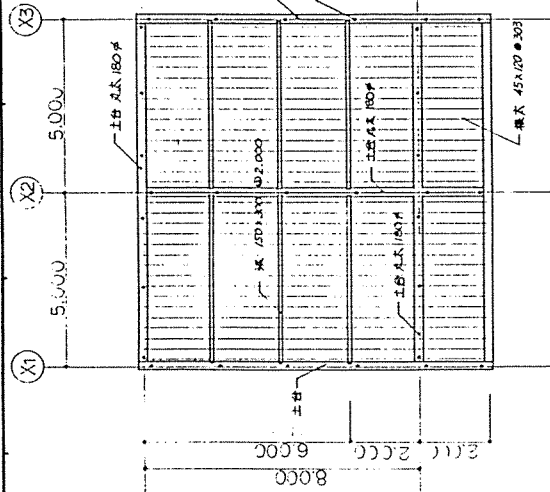
南側立面図 1:100



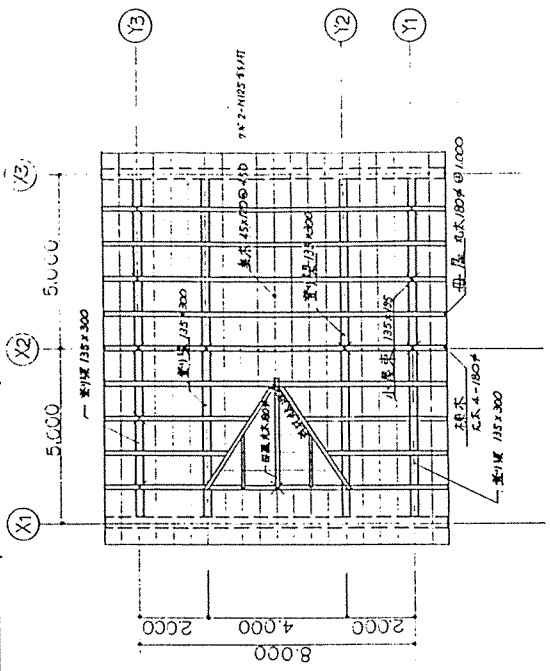
西側立面図 1:100



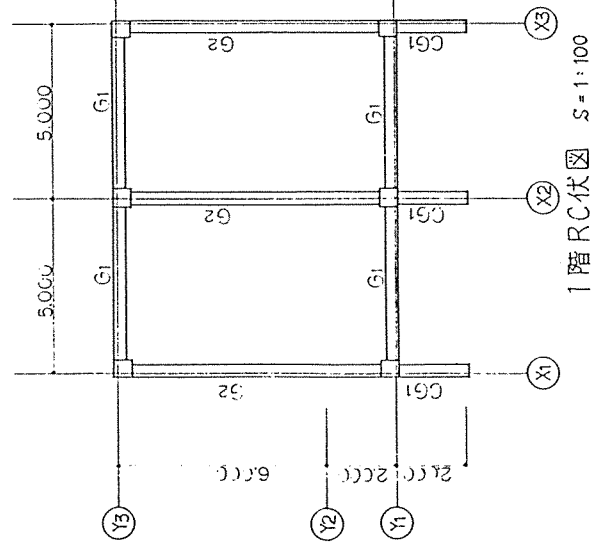
基礎伏図 S = 1:100



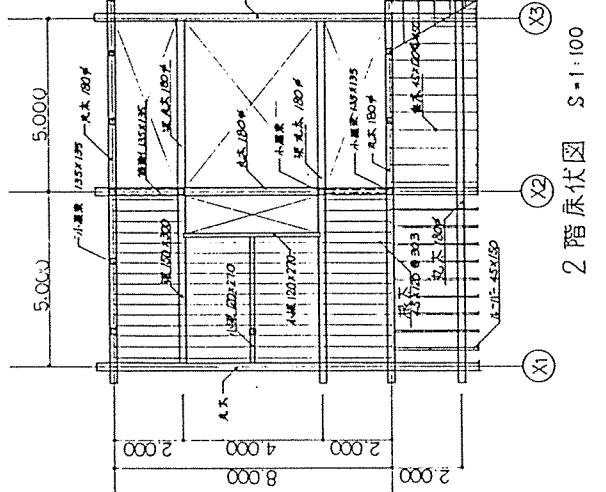
1階床伏図 S = 1:100



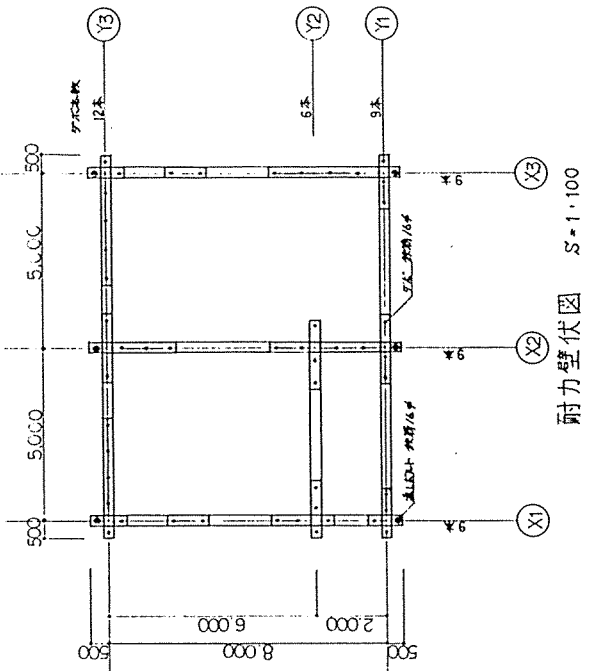
小屋伏図 S = 1:100



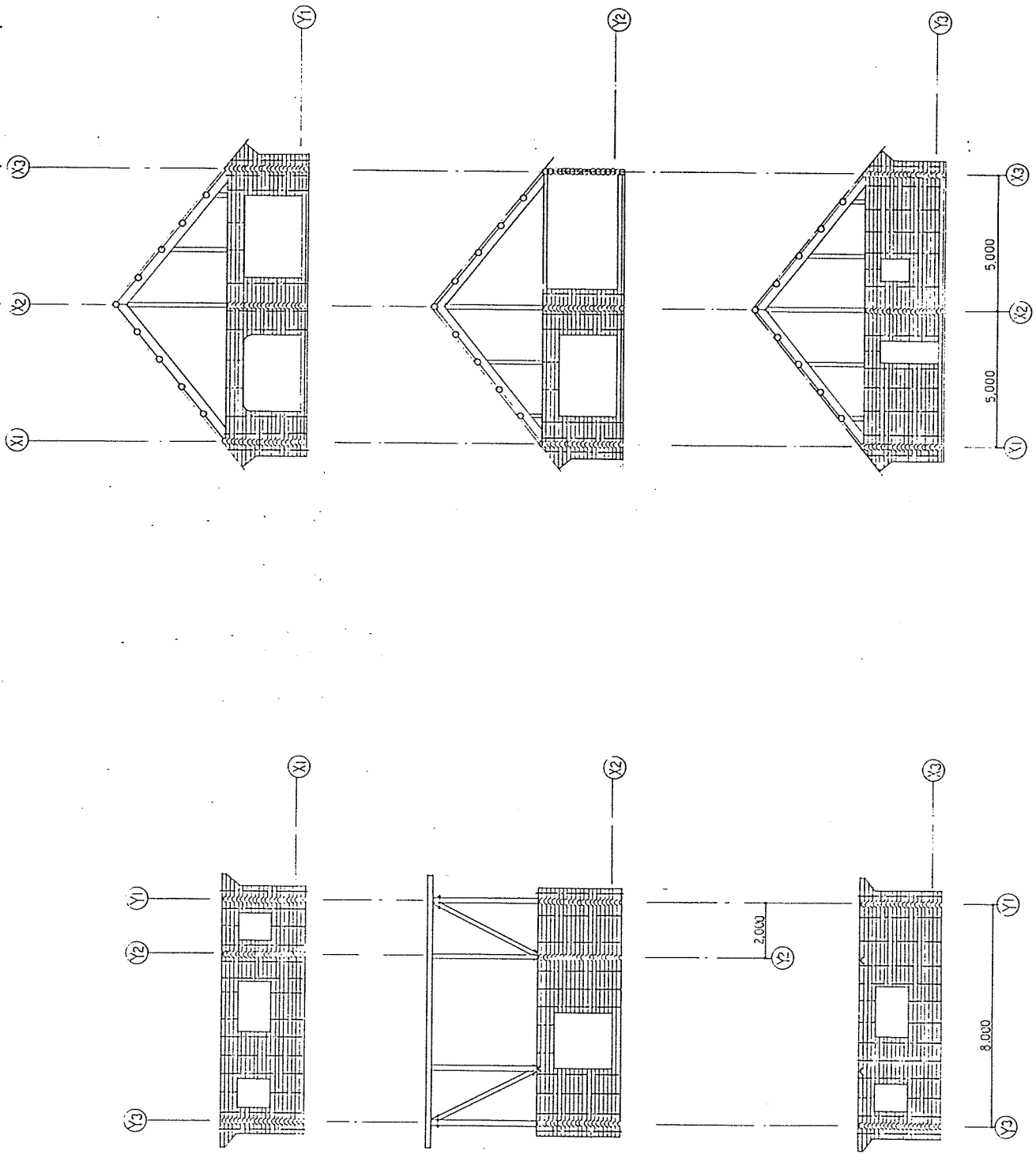
1階RC伏図 S = 1:100




2階床伏図 S = 1:100



耐力壁伏図 S = 1:100



 株式会社 藤居設計事務所 H. FUJII ARCHITECTS & CONSULTANTS INC.	一級建築士事務所 東京都知事登録第30017号 一級建築士登録第3318号	大規模ログハウス開発検討委員会・その2 軸組図	年月日 図式 1:1/4.2
	藤 居 秀 男		

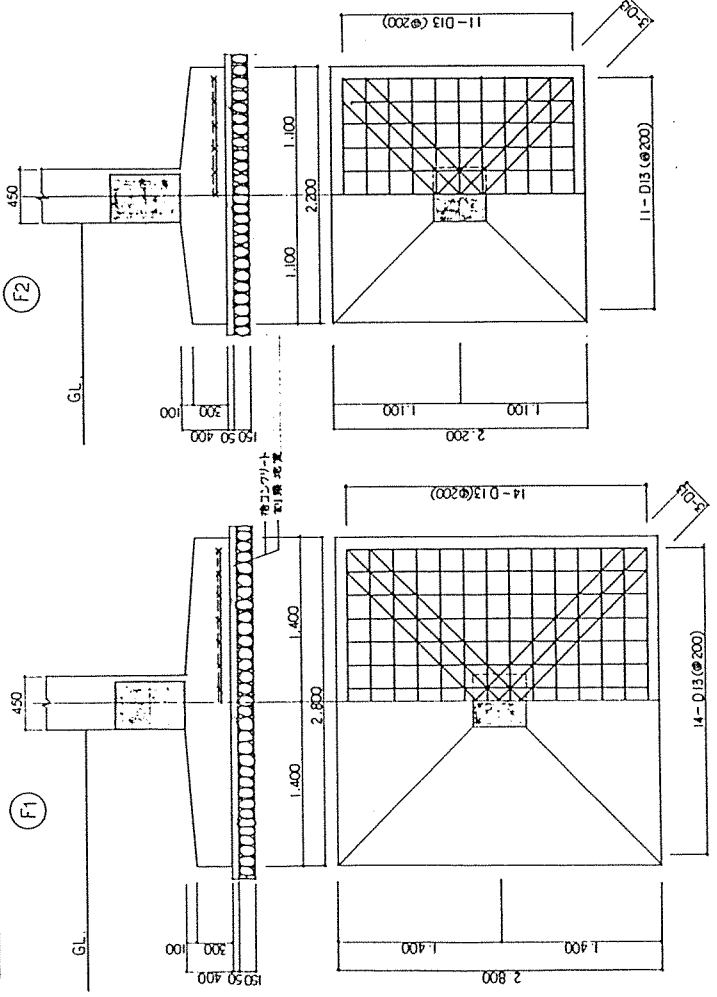
建築物の構造概要

1. 用途 住宅
2. 規模 地上 2 階
3. 主体構造 凡太組
4. 基礎形式 独立基礎
5. 設計方針 建築基準法 及 日本建築学会構造計算規程に依り
6. 使用材料 J2711-1 Fc=210
集約丸鋼 S030
7. 地耐力 表層 $q_{a0} = 5 \text{ t/m}^2$, 埋層 $q_{a0} = 10 \text{ t/m}^2$

基礎梁リスト
補記ナキハ下配二筋
STR D-D10~@200 階第 2-D10 巾上端 D10~@600

番号	FG1	FG2
位置	全断	全断
断面	同左	
上端筋	3-D19	同左
下端筋	3-D19	同左
STR	D-D10~@200	同左

基礎梁リスト



柱リスト

番号	C1
1階	450
主筋	8-D22
HOOP	D-D10~@200

大梁リスト

番号	G1	G2	CG1
位置	全断	全断	全断
断面	同左	同左	同左
上端筋	4-D22	3-D19	同左
下端筋	4-D22	3-D19	同左
STR	D-D10~@200	D-D10~@200	同左

丸太組 構造計算書 (住宅) (2)

新基準

1990年告示改正基準を超えるもの



構造計算・木構造研究所 鈴木雄司

目 次

§ 1	一般事項	1-53
§ 2	構造概要	1-60
§ 3	仮定荷重	1-61
§ 4	水平力	1-62
§ 5	部材の設計	1-64
§ 6	雑設計	1-68
§ 7	軸力	1-72
§ 8	コンクリート架台の設計	1-73
§ 9	基礎の設計	1-76

§ - 1 一般事項

1.1 建物概要

・工事名称・

・所在地・

・用途・ 住宅

・規模・地上 2階 地下 1階 塔屋 1階

・構造概要・主体構造 木組

・基礎形式 独立基礎

・仕上概要・屋根

・床

・天井

・外壁

・内壁

竟匠四に依る

1.2 設計方針

・建築基準法及日本建築学会構造計算規準に依る

1.3 材料の許容応力度 その他

(1) 鉄筋及コンクリート

(単位kg/cm²)

	長期						短期
	コンクリート			鉄筋とコンクリートの付着			
	圧縮	引張	剪断	鉄筋種別	上端筋	その他	
F _c = 180	60		6	丸鋼 異形丸鋼	7.2 12.0	10.8 18.0	
F _c = 210	70		7	丸鋼 異形丸鋼	8.4 14.0	12.6 21.0	
F _c = 225	75		7.25	丸形 異形丸鋼	9.0 15.0	13.5 22.5	長期の1.5倍 圧縮のみ
F _c = 240	80		7.4	丸鋼 異形丸鋼	9.0 15.4	13.5 23.1	
L _c = 210	70		6.3	丸鋼 異形丸鋼	8.4 14.0	12.6 21.0	2.0倍

上端筋とは曲げ材にあって、その鉄筋の下に30cm以上のコンクリートが打込まれる場合の水平鉄筋をいう。

(単位kg/cm²)

鉄筋種別	長期		短期	
	引張・圧縮	剪断補強	引張・圧縮	剪断補強
丸鋼 SR24	1600	1600	2400	2400
異形丸鋼 SD30	2000	2000	3000	3000
高張力鋼	SD35 2200 (2000)	2000	3500	3000
	SD40 2200 (2000)	2000	4000	3000

D29以上の太さの鉄筋に対しては()内の数値とする。

(2) 基礎

	長期	短期
地耐力	q _a = 5.0 t/m ²	q _a = 10.0 t/m ²
杭支持力 ()杭	継手による低減率： 細長比による低減率： φ = ℓ = R _a = t/本	長期の 倍

表 5.3-4 製材の許容応力度

種類		長期応力に対する許容応力度 (単位kg/cm ²)				短期応力に対する許容応力度 (単位kg/cm ²)			
		圧縮	引張り	曲げ	せん断	圧縮	引張り	曲げ	せん断
針葉樹	あかまつ, くらまつ及びべいまつ	75	60	95	8	長期応力に対する圧縮, 引張り, 曲げ又はせん断の許容応力度のそれぞれの数値の2倍とする。			
	からまつ, ひば, ひのき及びべいひ	70	55	90	7				
	つが及びべいつが	65	50	85	7				
	もみ, えぞまつ, とどまつ, べにまつ, すぎ, べいすぎ及びスプルー	60	45	75	6				
広葉樹	かし	90	80	130	14				
	くり, なら, ぶな及びけやき	70	60	100	10				

表 5.3-3 木材の繊維に直角方向の許容応力度

集 成 材 の 樹 種		長期応力に対するめりこみの許容応力度 (単位kg/cm ²)	短期応力に対するめりこみの許容応力度 (単位kg/cm ²)
針葉樹	あかまつ, くらまつ及びべいまつ	30	長期応力に対するめりこみの許容応力度の数値の2倍とする。
	からまつ, ひば, ひのき及びべいひ	25	
	つが, べいつが, もみ, えぞまつ, とどまつ, べにまつ, すぎ, べいすぎ, スプルー, ロッジポールバイン及びボンデローサバイン	20	
広葉樹	ラワン	30	
	みずなら, ぶな, けやき, しおじ, たも, かば, いたやかえで, にれ及びアビトン	35	

表 5.3-7 木材の繊維方向のヤング係数

(単位: 10³kg f/cm²)

樹 種		E
針葉樹	I類 あかまつ, くらまつ及びべいまつ	100
	II類 からまつ, ひば, ひのき及びべいひ	90
	III類 つが及びべいつが	80
	IV類 もみ, えぞまつ, とどまつ, べにまつ, すぎ, べいすぎ及びスプルー	70
広葉樹	I類 かし	100
	II類 くり, なら, ぶな及びけやき	80
	III類 ラワン	70

(注) * 気乾比重0.3以下のすぎに対しては, 表記の値70%をとる。

** なら, けやきについては, 平均年輪幅1mm以上のものとする。

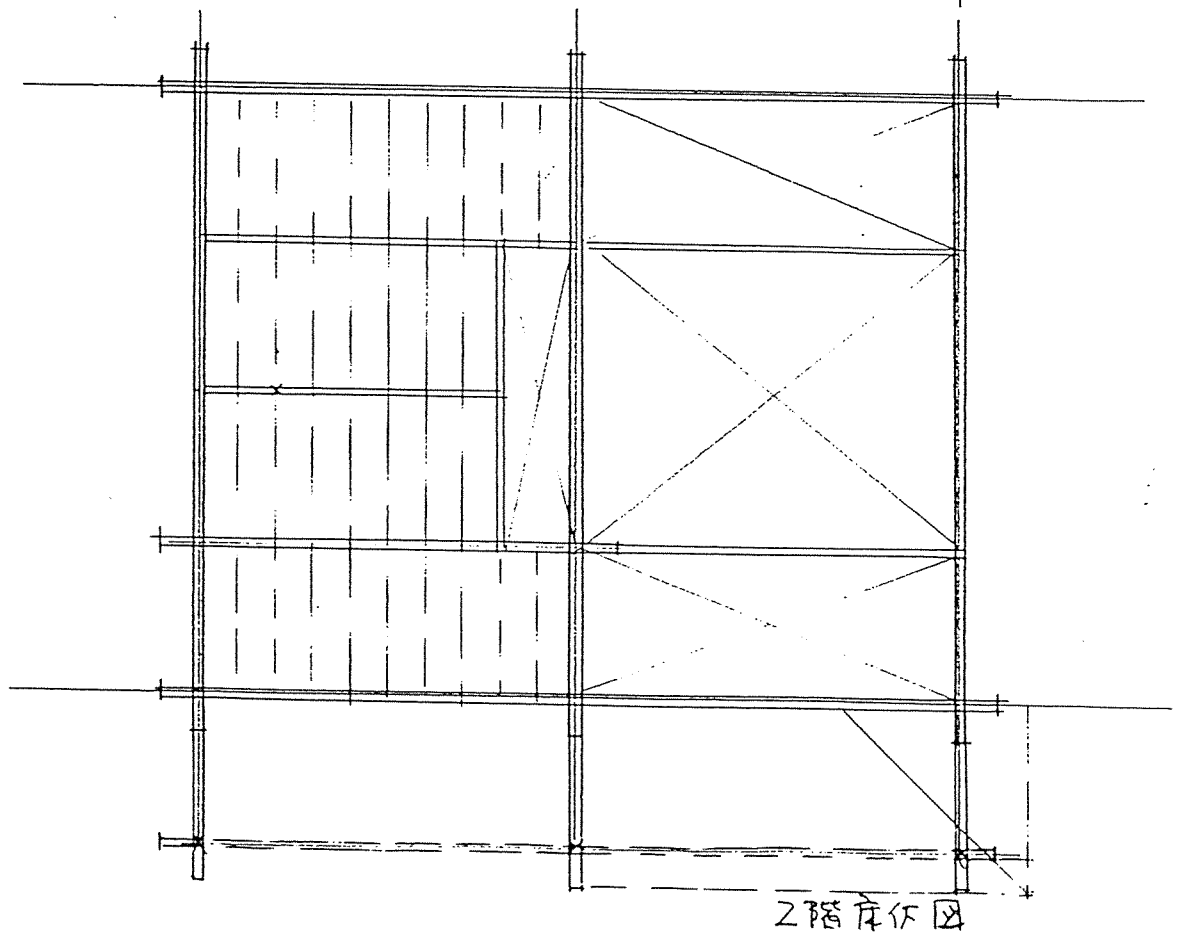
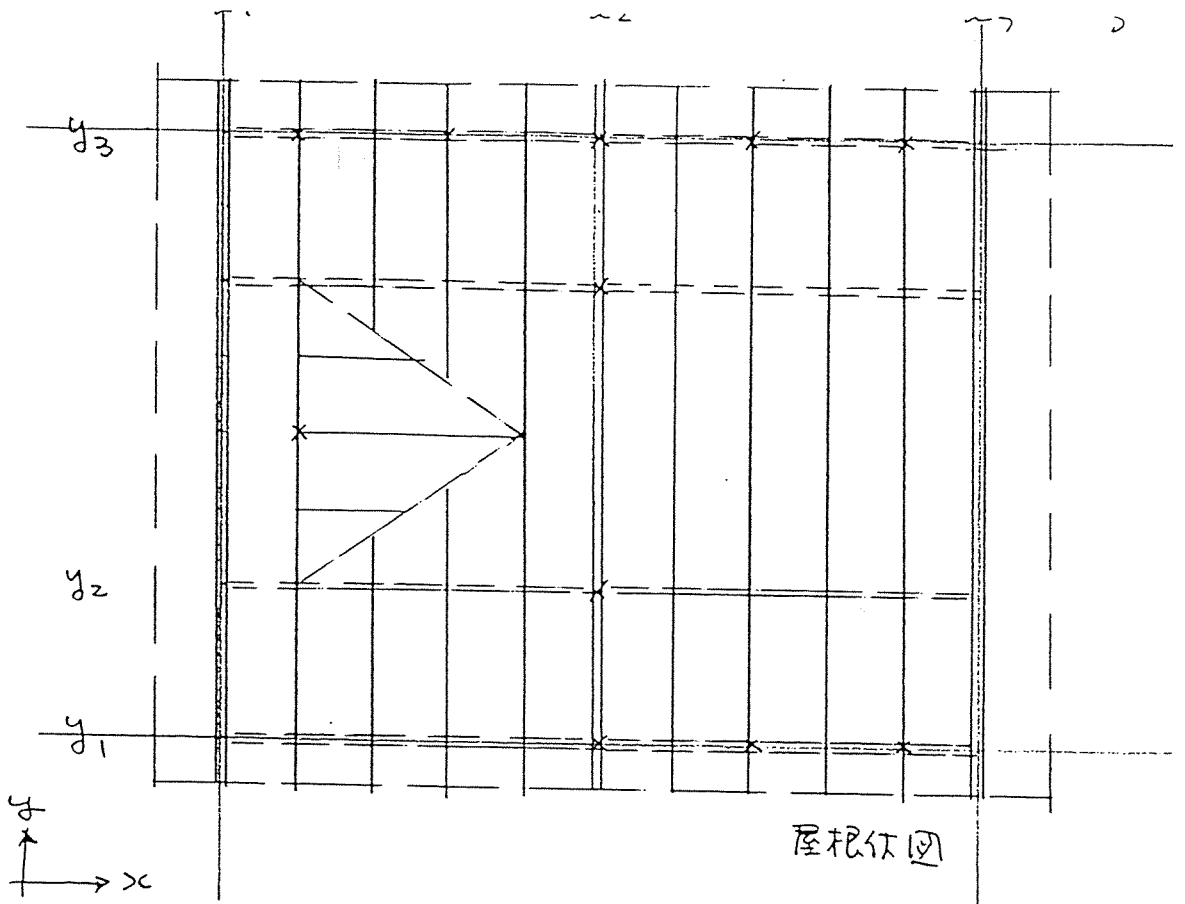
表 5.3-6 構造用集成材の繊維方向のヤング係数

(単位: 10^3kg f/cm^2)

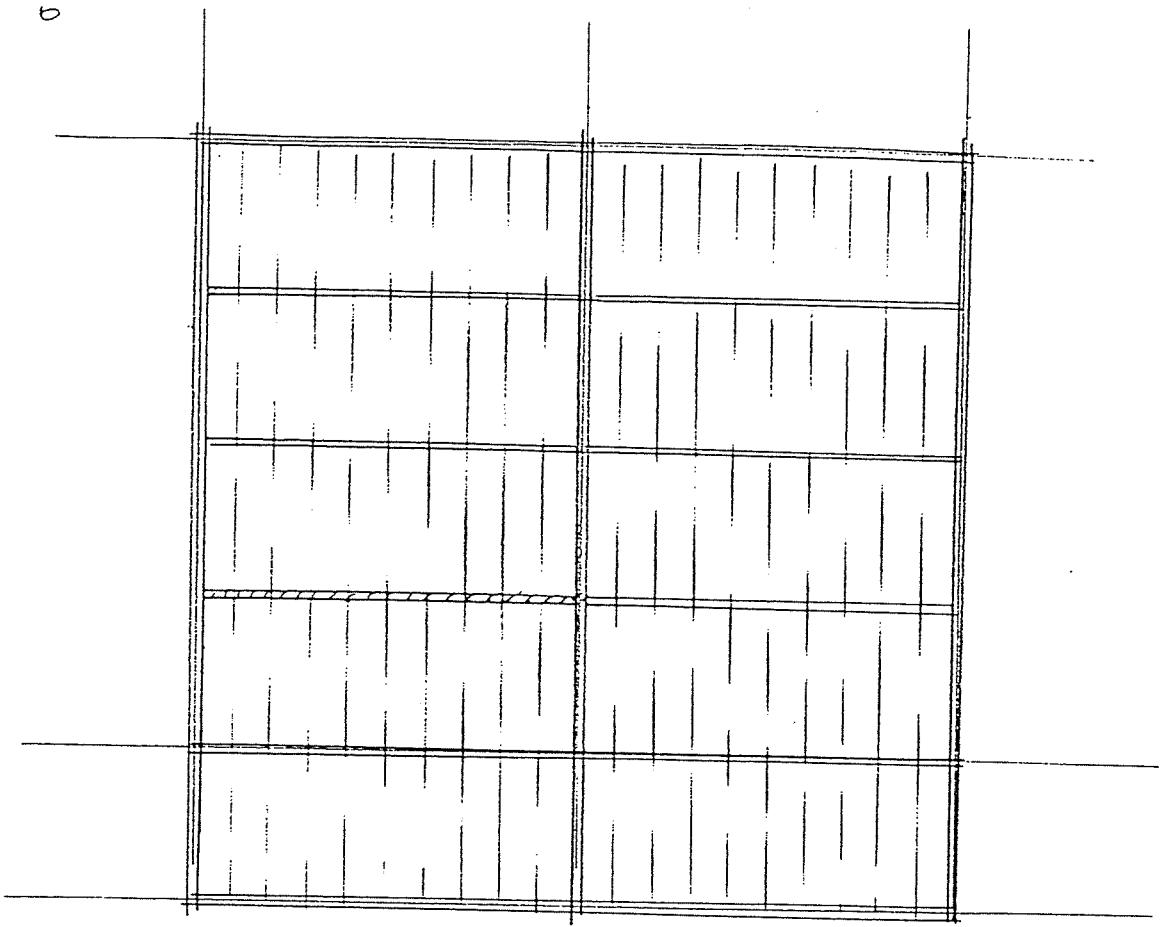
樹		種	等級	E_{x-x}	E_{y-y} **
針 葉 樹	A 1 類	あかまつ, くろまつ及びべいまつ	特級	120	110
			1級	110	105
			2級	100	100
	A 2 類	からまつ, ひば, ひのき及びべいひ	特級	110	100
			1級	100	95
			2級	90	90
樹	B 1 類	つが及びべいつが	特級	100	90
			1級	90	85
			2級	80	80
	B 2 類	もみ, えぞまつ, とどまつ, べにまつ, すぎ, べいすぎ及びスプルー	特級	90	80
			1級	80	75
			2級	70	70
広 葉 樹	A 類	みずなら, ぶな, けやき, しおじ, たも, かば, いたやかえて, になれ及びアビトン	1級	90	85
			2級	80	80
	B 類	ラワン	1級	80	75
			2級	70	70

(注) * べいすぎ, ロッジポールポイン, ポンデローサバインは大径が17.5cm以下の小断面の構造用集成材の場合にのみ使用できる。

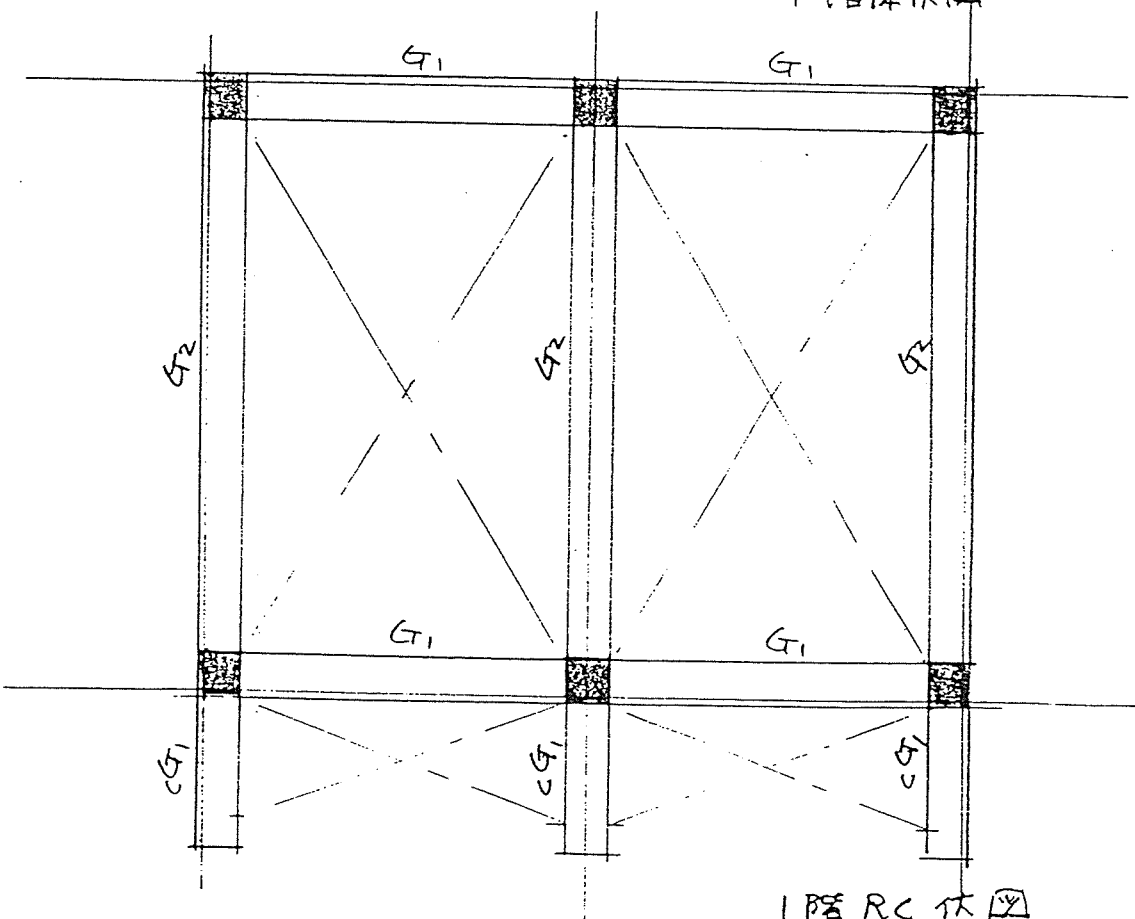
** 荷重方向またはたわみ方向と, 積層面とが平行な曲げ及び引張り, 圧縮の場合のヤング係数である。



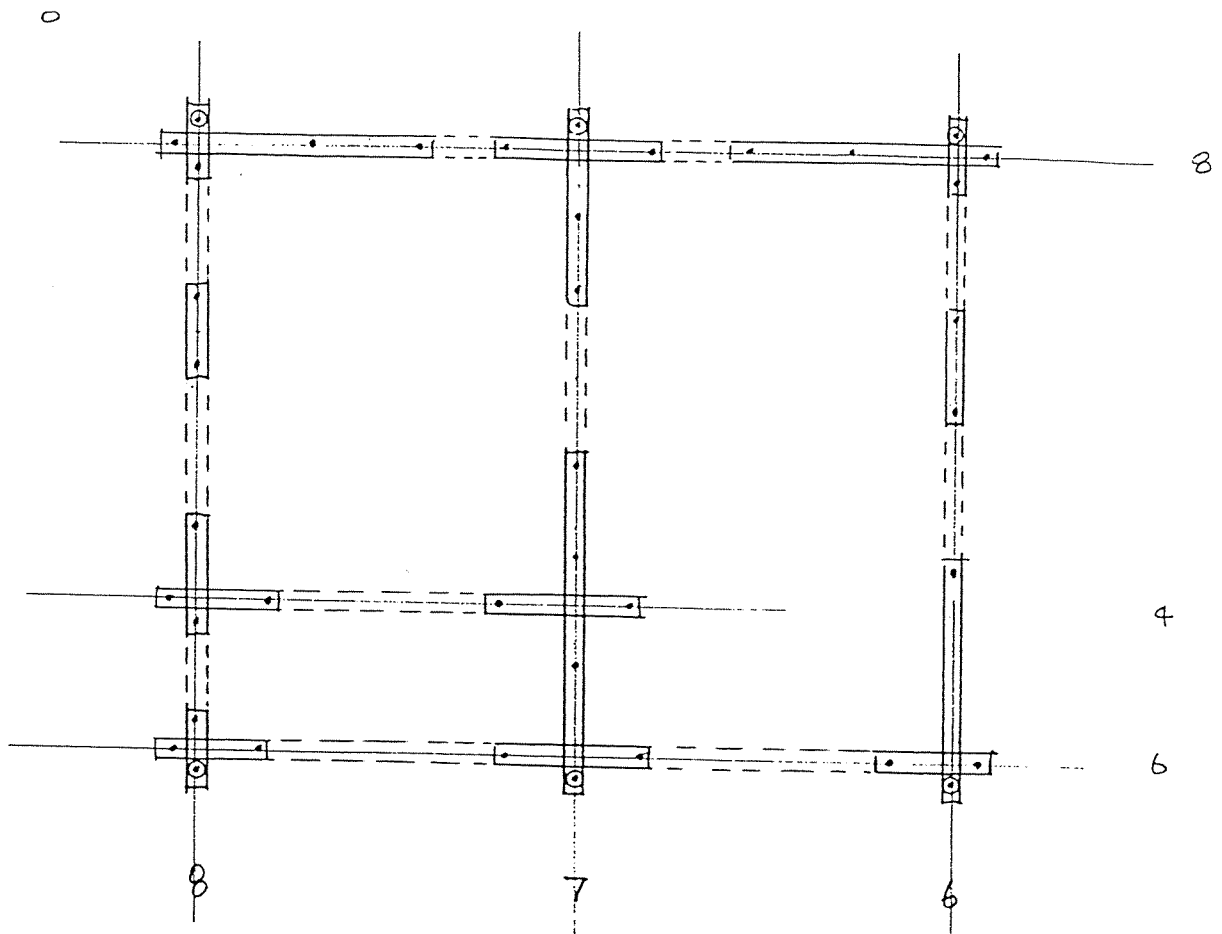
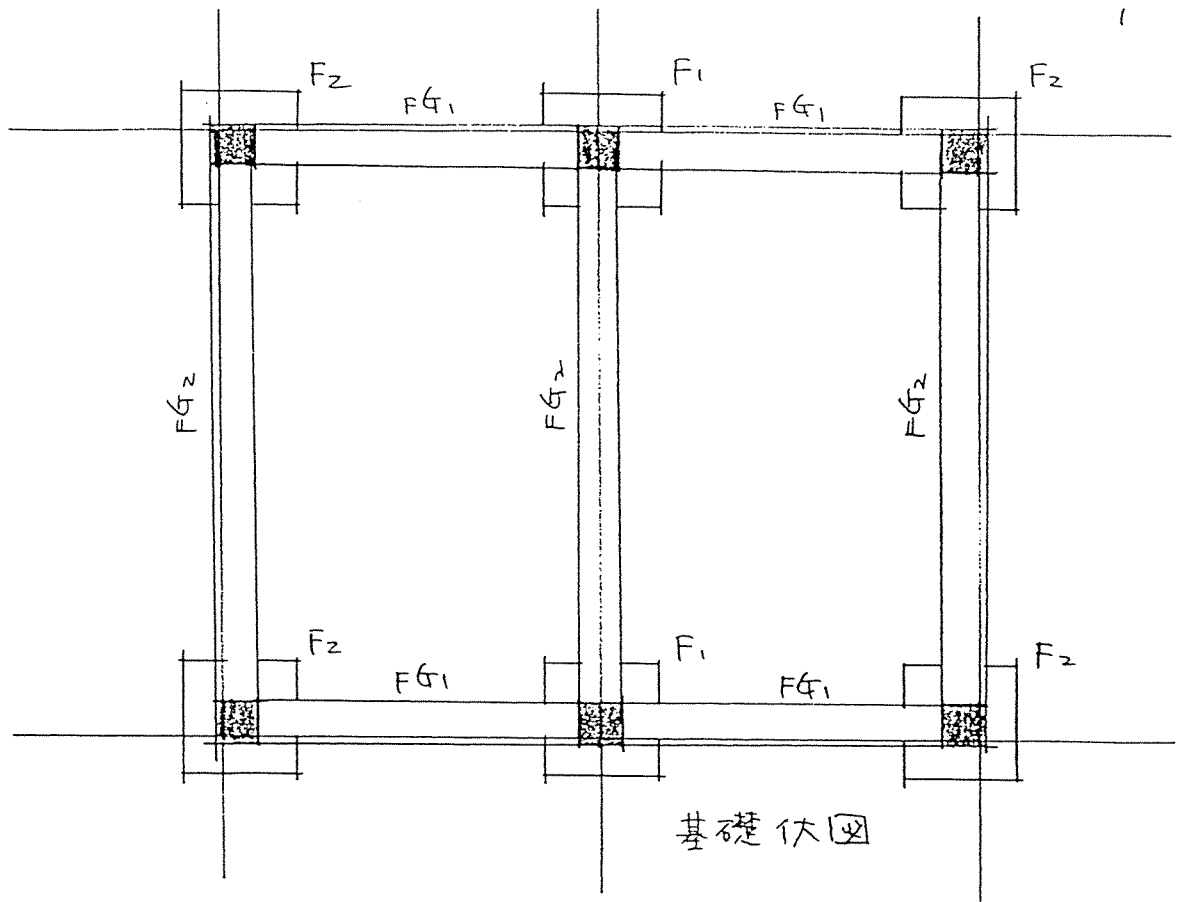
0



1階床鉄図



1階RC鉄図



ダボ・軸ボルト配置図

- : ダボ
- ⊙ : 軸ボルト

§ 2 構造概要

この丸太組建物はロフト建てである。

1階の床面積は 80m^2 、2階は 40m^2 、延床面積は 120m^2 である。
建物の高さは、地盤に勾配がついており平均地盤面からの
最高高さが 8.5m である。

耐力壁の高さは、 2.7m である。

また、構造方法は丸太組構法技術基準に則り行っている。

ロフト床面の剛性は、床がある部分と吹抜の部分とでは
剛性が異なるので、水平剛性は期待できず、このため

丸太組の耐力壁通りの構造壁通りの面単位毎の計算を行い、
水平応力の検討を行っている。

§3 仮定荷重

固定荷重
屋根

工 = 下
梁
天井

35
20
15 } 70 kg/m²

床

仕上
梁
天井

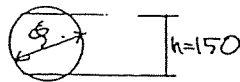
35
20
15 } 70 kg/m²

毒壁

50 kg/m²

丸太

$\phi = 180$ $h = 150$



$$W = 0.09^2 \cdot \pi \cdot 0.5 \times 1.0 / 0.15 \times 1.0 = 0.085 \text{ T/m}^2$$

$$= 85 \text{ kg/m}^2$$

積載荷重

(住宅)

床・小梁用 梁・基礎用 地震用
180 kg/m² 130 kg/m² 60 kg/m²

積雪荷重

短期荷重 50 cm

$$W = 50 \times 0.2 = 100 \text{ kg/m}^2$$

風圧力

$$P = Cq$$

C: 風力係数

q: 風圧力 $60\sqrt{h}$

地震荷重

$$Q = \sum W C_i$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0 = 0.2$$

$$Z = 1.0$$

$$R_t = 1.0$$

$$A_i = 1.0 \text{ (一層の建築物)}$$

$$C_0 = 0.2$$

・ ダボの耐力 鉄筋 $\phi 16$ $h = 150$

$$sf = 0.4 \left\{ 2 \sqrt{1 + 20 \left(\frac{16}{150} \right)^2} - 1 \right\} 16 \times 150$$

$$= 1167 \text{ kg.}$$

$$= 4.3 \times 16^2 = \underline{1100 \text{ kg.}}$$

$$\dots = 0.81 \times 16 \times 150 = 1944 \text{ kg.}$$

ダボの耐力 1100 kg/本.

§4 水平力

地震力

$$\theta = 38.6$$

$$\theta' = 24.2$$

$$W = 0.070 \times 11.2 \times 9.8 \times \frac{1}{\omega \theta}$$

$$+ 0.050 \times 10 \times 4 \times 0.5 \times 2$$

$$+ 0.070 \times 2.9 \times 5.0 \times \frac{1}{\omega \theta'}$$

$$+ (0.070 + 0.060) \times 5.0 \times 8.0$$

$$+ 0.085 \times 3.0 \times (25 + 24)$$

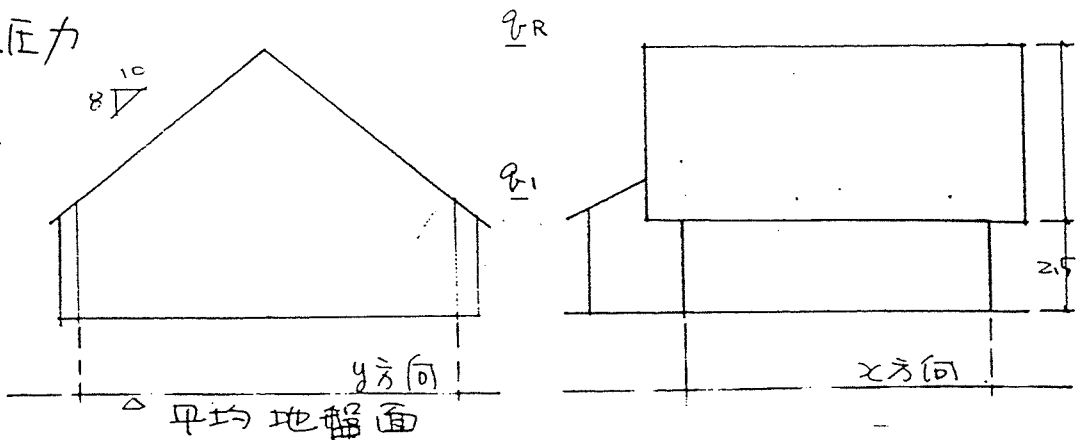
$$= 9.83 + 2.00 + 1.11 + 5.20 + 12.50$$

$$= 30.64$$

$$S_k = \sum W C_1 = 30.64 \times 0.2 = 6.13 \text{ Ton}$$

$$n_k = S_k / sf = 6130 / 1100 = 5.6 \rightarrow 6 \text{ 本}$$

風圧力



$$h_R = 8.5 \text{ m}$$

$$h_I = 4.0 \text{ m}$$

$$q_R = 60 \sqrt{h_R} = 175 \text{ kg/m}^2$$

$$q_I = 60 \sqrt{h_I} = 125 \text{ kg/m}^2$$

$$ySw = 1.2 \times 0.175 \times 10.0 \times 4.0 \times 0.15 \\ + 1.2 \times 0.125 \times 11.0 \times 3.0 = 9.15 \text{ kg} \\ = 4.20 + 4.95$$

$$y m_w = ySw / sf = 9150 / 1100 = 8.3 \rightarrow 9 \text{ 本}$$

ダボ本数

$$xSw = (1.3 \sin \theta - 0.15) \times 5.6 \times 9.8 \times \frac{1}{\cos \theta} \times \sin \theta \times 0.175 \\ + 0.15 \times 5.6 \times 9.8 \times \frac{1}{\cos \theta} \times \sin \theta \times 0.175 \\ + 1.2 \times 3.0 \times 11.0 \times 0.125 = 11.18 \text{ kg} \\ = 6.23 + 4.95$$

$$x m_w = xSw / sf = 11180 / 1100 = 10.16 \rightarrow 11 \text{ 本}$$

ダボ本数

Y-Z設計による水平力のチェック

地震力については、床面積による設計で行なう。
風圧力については、見付面積による設計で行なう。

地震力 $Q = 6.13 \text{ Ton}$ $\Sigma A = 8 \times 10 + 8 \times 5 = 120$

Y方向 x_1 $Q_{x1} = 6.13 \times 40/120 = 2.04$
ダボ $m = 2.04/1.1 = 1.86 \rightarrow 2 \text{ 本}$

x_2 $Q_{x2} = 6.13 \times 60/120 = 3.07$
ダボ $m = 3.07/1.1 = 2.79 \rightarrow 3 \text{ 本}$

x_3 $Q_{x3} = 6.13 \times 20/120 = 1.02$
ダボ $m = 1.02/1.1 = 0.93 \rightarrow 1 \text{ 本}$

X方向 y_1 $Q_{y1} = 6.13 \times 30/120 = 1.53$
ダボ $m = 1.53/1.1 = 1.39 \rightarrow 2 \text{ 本}$

y_2 $Q_{y2} = 6.13 \times 40/120 = 2.04$
ダボ $m = 2.04/1.1 = 1.86 \rightarrow 2 \text{ 本}$

y_3 $Q_{y3} = 6.13 \times 50/120 = 2.55$
ダボ $m = 2.55/1.1 = 2.32 \rightarrow 3 \text{ 本}$

風圧力 $Q_x = 11.18 \text{ Ton}$ $\Sigma l = 8 \text{ m}$
 $Q_y = 9.15 \text{ Ton}$ $\Sigma l = 10 \text{ m}$

y方向 x_1 $Q_{x1} = 9.15 \times 2.5/10 = 2.29$
 $\text{本数 } n = 2.29/1.10 = 2.08 \rightarrow 3 \text{ 本}$

x_2 $Q_{x2} = 9.15 \times 5.0/10 = 4.58$
 $\text{本数 } n = 4.58/1.10 = 4.16 \rightarrow 5 \text{ 本}$

x_3 $Q_{x3} = 9.15 \times 2.5/10 = 2.29$
 $\text{本数 } n = 2.29/1.10 = 2.08 \rightarrow 3 \text{ 本}$

x方向 y_1 $Q_{y1} = 11.18 \times \left(1 \times \frac{0.8}{1.2} + 4 \times \frac{0.4}{1.2}\right) / 8 = 2.80$
 $Q_{y1} = 11.18 \times \left(1 \times \frac{0.4}{1.2} + 4 \times \frac{0.8}{1.2}\right) / 8 = 4.19$
 $\text{本数 } n = 4.19/1.10 = 3.81 \rightarrow 4 \text{ 本}$

y_2 $Q_{y2} = 11.18 \times 3 \times \frac{0.8}{1.2} \times 1/8 = 2.80$
 $Q_{y2} = 11.18 \times 3 \times \frac{0.4}{1.2} \times 1/8 = 1.40$
 $\text{本数 } n = 2.80/1.10 = 2.6 \rightarrow 3 \text{ 本}$

y_3 $Q_{y3} = 11.18 \times \left(3 \times \frac{0.8}{1.2} + 4 \times \frac{0.4}{1.2}\right) / 8 = 4.66$
 $Q_{y3} = 11.18 \times \left(3 \times \frac{0.4}{1.2} + 4 \times \frac{0.8}{1.2}\right) / 8 = 5.13$
 $\text{本数 } n = 5.13/1.10 = 4.66 \rightarrow 5 \text{ 本}$

§5 部材の設計

垂木の設計.

$l = 1.00 \text{ m}$ $@ = 0.45 \text{ m}$ $\theta = 38.6^\circ$
 $w = 0.070 \times 0.45 \times \frac{1}{200} = 0.001575 \text{ Ton/m}$
 $f_s b = 75 \text{ kg/cm}^2$
 $E = 70 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2 \times 0.5$

$M = \frac{1}{8} w l^2 = 0.005 \text{ TM}$

$Z = M / f_b$
 $= 6.7$

$b \times D = 4.5 \times 3.0$

$J = 29.8$

$b \times D = 4.5 \times 4.3$

$\delta = \frac{5 w l^4}{384 E J} < \frac{l}{200}$

底の設計 .

$$Q = 1.00$$

$$M = \frac{1}{2} w l^2 = 0.020$$

$$Z = 26.7$$

$$b \times D = 4.5 \times 6.0$$

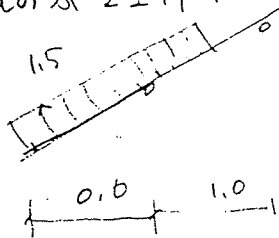
$$\sigma = \frac{w l^4}{8 E J} < l/200$$

$$J = 286$$

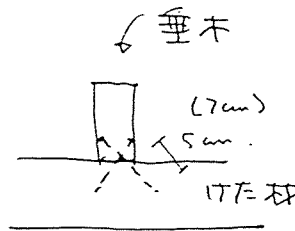
$$b \times D = 4.5 \times 9.1$$

垂木 設計. 4.5 x 12.0 cm

底の寸法を上げたい .



$$Q = 1.5 \times 0.175 \times 0.45 (0.6 + 0.5) = 0.130$$



N90 使用

$$n = 130 / (2.7 \times 3 \times 5) = 3.2$$

→ 4本

N125

$$n = 130 / (3.3 \times 3 \times 7) = 1.9$$

→ 2本

垂木の設計 2-N125 以上

母屋の設計

$$l = 4.0 \text{ m} \quad @ \quad 1.00 \text{ m} \quad \theta = 38.6$$

$$w = 0.070 \times 1.0 \times \frac{1}{\cos \theta} = 0.090 \text{ T/m}$$

$$L f_b = 75$$

$$E = 70 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2 \times 0.5$$

$$M = \frac{1}{8} w l^2 = 0.179 \text{ TM}$$

$$Z_e = M / f_b$$

$$= 239$$

$$b \times D = 12 \times 12$$

$$\phi = 14.0$$

$$Z = \frac{\pi d^3}{32} = \frac{\pi R^3}{4}$$

$$\sigma = \frac{5 w l^4}{384 E J} < l/200$$

$$J_e = 4286$$

$$b \times D = 12 \times 17$$

$$\phi = 17.2$$

$$J = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{\pi R^4}{4}$$

$$\phi = 18 \text{ cm}$$

小屋東

$$N = 0.070 \times \frac{1}{0.008} \times 5.0 \times 3.0 = 1.344$$

$$l = 4.0 \quad b \times D = 12 \times 12 \quad l f_c = 60$$
$$i = 3.46 \quad \lambda = 115 \quad f_k = \frac{0.3 f_c}{\left(\frac{\lambda}{10}\right)^2} = 13.5$$

$$C = \frac{1.344 \times 10^3}{12 \times 12} = 9.3 < 13.5$$

OK

設計 12×12 cm



短期の設計より,

$$13.5 \times 13.5$$

上り梁の設計

$$l = 5.0 \quad b = 6/2 = 3.00 \text{ m}$$
$$W = 0.07 \times 3.0 \times \frac{1}{0.008} = 0.27 \text{ T/m}$$

$$l f_b = 75$$
$$E = 70 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2 \times 0.5$$

$$M = \frac{1}{8} w l^2 = 0.844$$

$$Z_e = 1125$$
$$b \times D = 12 \times 24$$
$$S = 22.6$$

$$\sigma = \frac{5 w l^4}{384 E J} < \frac{1}{200}$$

$$J_e = 25111$$
$$b \times D = 12 \times 30$$
$$S = 26.8$$

上り梁 $S = 27$ cm

根太

$$l = 2.00 \quad @ \quad 303$$
$$W = (0.070 + 0.180) \times 0.303 = 0.076 \text{ T/m}$$
$$l f_b = 75$$
$$E = 70 \times 10^3$$

$$M = \frac{1}{8} w l^2 = 0.038 \text{ TM}$$

$$Z_e = \frac{W}{S b}$$
$$= 50.5$$
$$b \times D = 4.5 \times 8.2$$

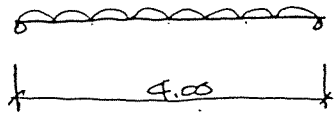
$$\sigma = \frac{5 w l^4}{384 E J} < \frac{1}{300}$$

$$J_e = 339$$
$$b \times D = 4.5 \times 9.7$$

根太 4.5×12.0

梁

$l = 4.0$ $b = 2.0$



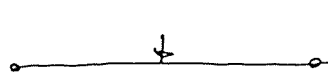
$W = (0.07 + 0.18) \times 2.0 = 0.50 \text{ T/m}$
 $Lfb = 95$
 $E = 100 \times 10^3$

$M = \frac{1}{8} w l^2 = 1.00 \text{ TM}$

$Z_e = 1052$
 $b \times D = 12 \times 23$

$\delta = \frac{5 w l^4}{384 E J} < l/300$

$J_e = 12500$
 $b \times D = 12 \times 24$



$P = \frac{1}{2} w l = 0.5 \times 4.0 \times \frac{1}{2} = 1.0 \text{ Ton}$

$M = \frac{1}{4} P l = 1.0 \text{ Ton}$

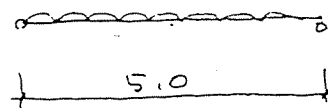
$\delta = \frac{P l^3}{48 E J} < l/300$

$J_e = 10000$
 $b \times D = 12 \times 22$

小梁 (4m. at 0) 12 x 27 cm

$l = 5.0 \text{ m}$

$b = 2.0$



$W = (0.070 + 0.180) \times 2.0 + 0.050 \times 3.0$
 $= 0.65 \text{ Ton/Ton}$
 $Lfb = 95$
 $E = 100 \times 10^3$

$M = \frac{1}{8} w l^2 = 2.031 \text{ TM}$

$Z_e = 2138$
 $b \times D = 12 \times 33$
 15×30

$\delta = \frac{5 w l^4}{384 E J} < l/300$

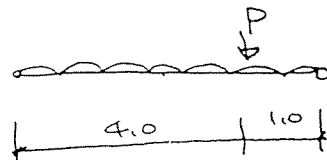
$J_e = 31738$
 $b \times D = 12 \times 32$
 15×30

設計 15 x 30

$l = 5.0 \text{ m}$

$b = 2.0$

集中集重於 11



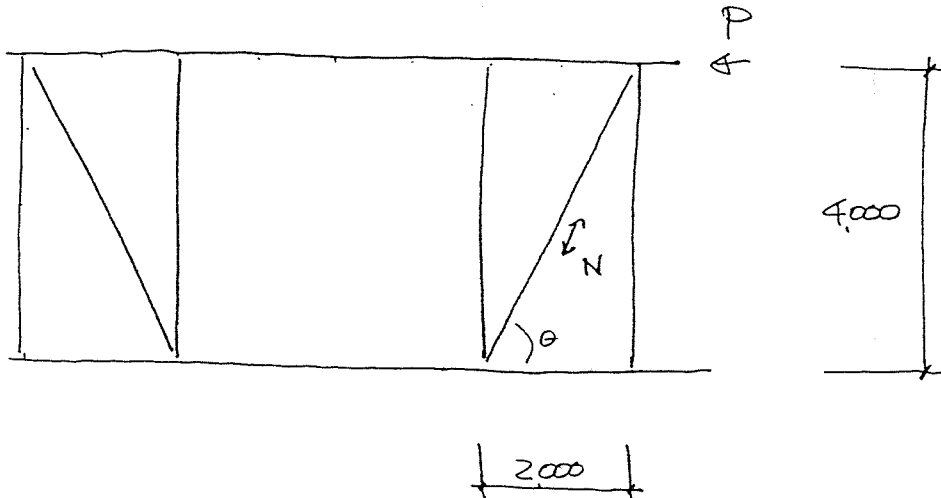
$W = (0.070 + 0.180) \times 2.0 = 0.50$
 $P = 0.5 \text{ Ton}$

$M = \frac{1}{8} w l^2 + P a b / l = 1.56 + 0.40 = 1.96 \text{ TM}$

設計 15 x 30

§6 柱設計
局部風圧力のチェック

2通り屋根にかかる荷重のチェック



$$P = 4.20 \times 1/2 = 2.10 \text{ Ton} \quad (\text{水平力})$$

7L-2のチェック

7L-2 圧縮力

$$N = P \cdot \frac{1}{\cos \theta} = 4.70 \text{ Ton}$$

$$l_k = 4.47, \quad b \times D = 12 \times 12, \quad L_{fc} = 60 \text{ kg/cm}^2$$

$$i = 3.46, \quad \lambda = 129, \quad f_R = \frac{0.3 f_c}{\left(\frac{\lambda}{100}\right)^2} = 10.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = N/A = 4.47 \times 10^3 / 12 \times 12 = 31.0 > 10.8 \times 2$$

OUT

$$i = 3.90, \quad b \times D = 13.5 \times 13.5, \quad L_{fc} = 60 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda = 115, \quad f_R = \frac{0.3 f_c}{\left(\frac{\lambda}{100}\right)^2} = 13.7$$

$$\sigma = N/A = 4.47 \times 10^3 / 13.5 \times 13.5 = 24.5 < 13.7 \times 2$$

OK

7L-2は 13.5 x 13.5 以上

小屋束のチェック

$$sN = P \times \tan \theta = 2.1 \times 2 = 4.2 \text{ Ton}$$

$$TN = L N \pm sN = 1.344 \pm 4.200 = 5.544 \text{ Ton}$$

$$, - 2.856 \text{ Ton}$$

圧縮力 1 = ついでこの部材の設計.

$$N = 5.544 \text{ Ton} \quad b \times D = 12 \times 12 \quad f_k = \frac{0.3 f_c}{\left(\frac{\lambda}{100}\right)^2} = 13.5$$

$$l_k = 4.00 \text{ m} \quad i = 3.46 \quad \lambda = 115$$

$$\sigma = N/A = 5.544 \times 10^3 / 12 \times 12 = 38.5 > 13.5 \times 2 \quad \text{OUT}$$

$$b \times D = 13.5 \times 13.5 \quad f_k = \frac{0.3 f_c}{\left(\frac{\lambda}{100}\right)^2} = 17.1$$

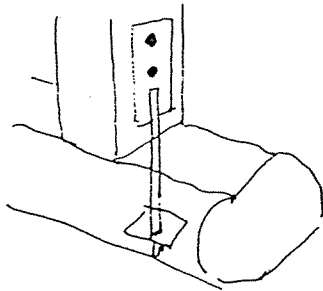
$$i = 3.90 \quad \lambda = 103$$

$$\sigma = N/A = 5.544 \times 10^3 / 13.5 \times 13.5 = 30.4 < 17.1 \times 2 = 34.2 \quad \text{OK}$$

束材 13.5 × 13.5 以上

引張力 1 = 53 接合部のチェック.

$$T = -2.856 \text{ Ton}$$



$$\phi = 20, \quad l = 150, \quad l_d = 7.5$$

$$C_0 = 180$$

$$P_s = 180 \times 2 \times 2 \times 2 = 1440 \text{ kg}$$

$$2 - 20 \phi$$

$$\text{座金 } PA = 2.856 / (20 \times 2) = 71.4$$

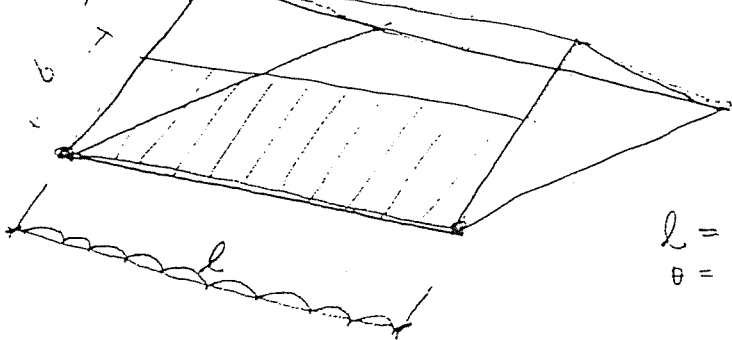
$$= 8.5 \times 8.5$$

$$\rightarrow \text{E-9} \times 100 \times 100$$

座金.

羽子板ボルト $\phi = 2 - 20 \phi$

けた梁の水平力に対するチェック.



$$l = 8.0$$

$$\theta =$$

$$\text{風上方向 } W = (1.3 \sin \theta - 0.5) \times 3.1 \times \frac{\sin \theta}{\cos \theta} \times 0.175 = 0.135$$

$$\text{風下方向 } W'_2 = 0.5 \times 3.1 \times \frac{\sin \theta}{\cos \theta} \times 0.175 = 0.217$$

$$\begin{aligned} \text{風下y方向 } W_y' &= 0.5 \times 3.1 \times \frac{w \rightarrow 0}{w \rightarrow 0} \times 0.175 - 3.1 \times 0.07 \times \frac{1}{w \rightarrow 0} \\ &= 0.271 - 0.217 = 0.054 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} w &= 0.217 \text{ ton/m} \\ M &= \frac{1}{8} w l^2 = 1.736 \text{ TM} & z_e &= 1157 \\ z &= \frac{\pi d^3}{32} = \frac{\pi r^3}{4} & \phi &= 23 \\ & & & \text{又 } 2 - 18 \\ & & & (\text{水平力に對し}) \end{aligned}$$

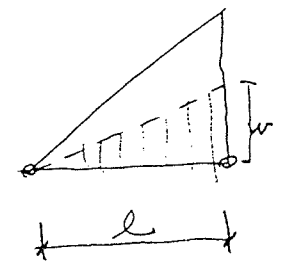
ふり上げ"に對して、おさえ込みの自重を丸太組に負わすと。

$$\begin{aligned} \text{丸太組 } 1\text{m}^2 \text{ の重さは } & 0.085 \text{ ton} \\ 0.054 / 0.085 &= 0.635 \text{ 丸太の高さ} \\ 0.635 / 0.15 &= 4.2 \rightarrow 5 \text{ 本} \end{aligned}$$

丸太組は上段から5段はボルトまたは、組み合わせて、呼り上げ"に對応する

けた丸太は最低3段

張方向梁の水平力のチェック



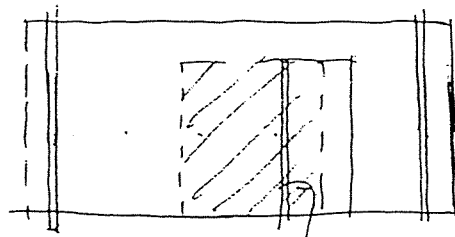
$$\begin{aligned} l &= 5.0 \\ W &= 0.9 \times 0.175 \times 4.0 / 2 = 0.315 \text{ T/m} \\ W &= \frac{wl}{2} \\ M &= 0.1283 W l = 0.505 \text{ TM} & z &= 673 \\ & & \phi &= 19 \phi \\ & & & z - 15 \phi \end{aligned}$$

張向丸太は最小値2段

束材の曲げ"のチェック

$$\begin{aligned} l &= 4.0 & w &= 0.175 \times 0.9 \times 2.0 = 0.315 \\ M &= \frac{1}{8} w l^2 = 0.630 & z_e &= 420 \\ & & \phi &= 17. \\ & & b \times D &= 12 \times 15 \\ & & & \doteq 13.5 \times 13.5 \\ \phi &= 18 \text{ cm} \\ & \text{又は } & & 12 \times 15 \end{aligned}$$

開口部の設計



$$l = 2.0$$

$$b = 2.0$$

$$W = 0.125 \times 0.9 \times 2.0$$

$$= 0.225$$

窓枠の設計

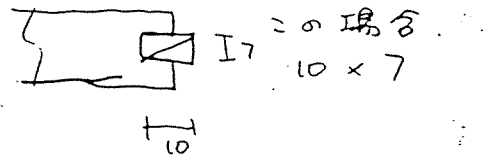
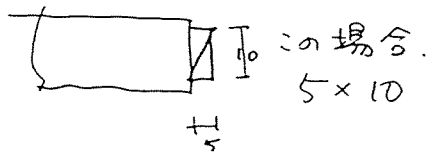
$$Lfb = 75$$

$$M = \frac{1}{8} w l^2 = 0.113$$

$$Ze = 75$$

$$b \times D = 5 \times 9.5$$

$$10 \times 6.7$$

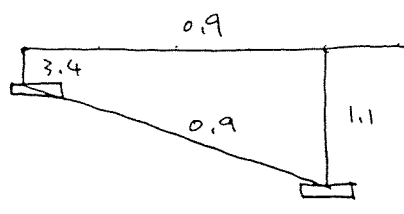


§7 軸力

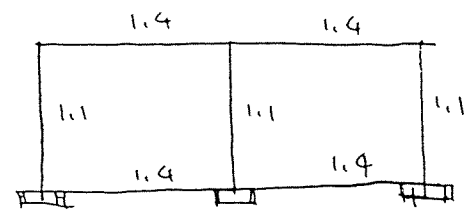
符号	階	項目	単位重量×長さ・面積	P ₀	P	ΣP
X24,		屋根	$0.07 \times 5 \times 6.5 \times \frac{1}{1000}$	2.9		
		壁	$0.05 \times 3 \times (5.0 + 2)$	1.1		
		柱	$0.085 \times 3 \times (5 + 2.5 + 6 + 2)$	4.0		
		2F床	$(0.07 + 0.13) \times 2.5 \times 4$	2.0		
		1F床	$(0.07 + 0.13) \times 5.0 \times 6$	6.0	(16.0)	
		RC梁	$0.72 \times (5 + 6)$	7.9		
		RC柱	0.72×3.0	2.2	26.1	Ton
X14,		屋根	$0.07 \times 3.1 \times 6.5 \times \frac{1}{1000}$	1.8		
		壁	$0.05 \times 1 \times 2.5$	0.1		
		柱	$0.085 \times 3 \times (2.5 + 2.5 + 4)$	2.3		
		2F床	$(0.07 + 0.13) \times 2.5 \times 4$	2.0		
		1F床	$(0.07 + 0.13) \times 2.5 \times 6$	3.0		
		RC梁	$0.72 \times (6 + 2.5)$	6.1		
		RC柱	0.72×3.0	2.2	17.5	Ton

§8 コ=711-ト 架台の設計

図比.



X-Z (面)



Y-Z (面)

	b x D	φ	I _{o, 105}	l	K	k
梁	40 x 60	1.0	7.2	8.0 5.0	0.9 1.4	0.9 1.4
柱	45 x 45	1.0	3.4	3.0 1.0	1.1 3.4	1.1 3.4

鉛直底力

$l = 8.0$
 $w = 0.07 \times \frac{1}{1000} \times 5.0 + (0.07 + 0.13) \times 5.0 + 0.085 \times 3.5 + 0.050 \times 4.0 + 0.72$
 $= 0.45 + 1.00 + 0.30 + 0.20 + 0.72 = 2.67$
 $\theta = 38.7$

$C = \frac{1}{12} w l^2 = 14.27$
 $\sum S_b j = 16.8 \text{ Ton}$

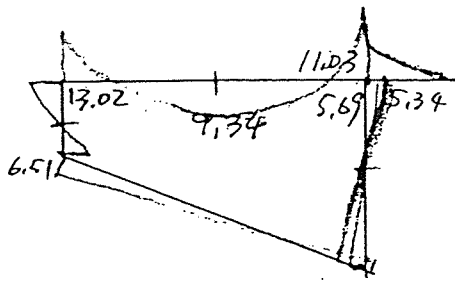
$M = \frac{1}{8} w l^2 = 21.36$

$Q = \frac{w l}{2} = 10.68$

$l = 2.0$
 $M = \frac{w l^2}{2} = 5.34$

DF	0.80	0.9			
		0.20	0.45	0.55	
FEN		-14.27	14.27		-5.34
D ₁	11.42	2.85	-4.02	-4.91	
C ₁	-	-2.01	1.42	-	-
D ₂	1.61	0.40	-0.64	-0.78	
Σ	13.03	-13.03	11.03	5.69	-5.34

3.4 0.9 1.1



水平力

地震力

$$\begin{aligned} \Sigma W &= W + W_{RC} \\ &= 30.64 + (0.07 + 0.13) \times 10 \times 10 \\ &\quad + 0.72 \times (10 \times 3 + 10 \times 3 + 1 \times 3 + 4 \times 3) \\ &= 30.64 + 20.0 + 54.0 = 104.64 \end{aligned}$$

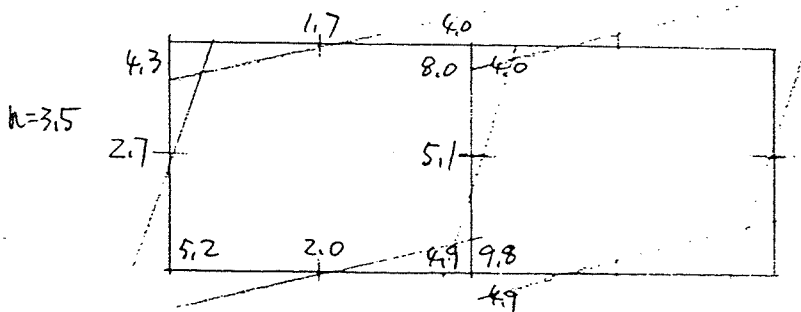
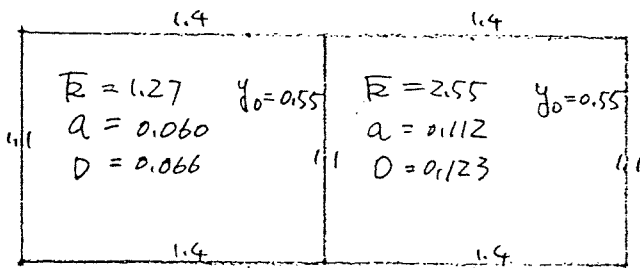
$$\Sigma R' = 20.93 \text{ Ton}$$

圧力 $y \Sigma W = 9.15$

$x \Sigma W = 11.18$

∴ 設計は 地震力 で 行う。

D 値



$$\begin{aligned} Q_1 &= 20.93 \times \frac{1}{\Sigma} \times \frac{0.066}{\Sigma D (0.255)} \\ Q_2 &= 20.93 \times \frac{1}{\Sigma} \times \frac{0.123}{\Sigma D} \end{aligned}$$

梁の設計

$$G_1, M = 13.03$$

$$b \times D = 40 \times 60 \quad d = 55$$

$$at = 13.5 \quad 4/4 - D22$$

$$G_2, M = 4.3$$

$$b \times D = 40 \times 60$$

$$at = 3.0 \quad 3/3 - D19$$

柱の設計

$$\text{柱頭} \quad N = 16.0$$

$$M = 8.0$$

$$N/bD = 7.9 \quad M/bD^2 = 8.8$$

$$Pt = 0.20$$

$$\text{柱脚} \quad N = 26.1$$

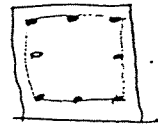
$$M = 9.8$$

$$N/bD = 12.9 \quad M/bD^2 = 10.7$$

$$Pt = 0.35$$

$$at = 7.1$$

$$3 - D22$$



主筋 8-D22

HOOP D10-200@

地中梁の設計

$$M_L = 5.61 \text{ TM} \quad \text{or} \quad M_S = 5.2 \text{ TM}$$

$$b \times D = 40 \times 60$$

$$at = 6.0$$

$$3/3 - D19$$

§9 基礎の設計

$$R_a = 5.0 \text{ Ton/m}^2$$

$$R_e = 5.0 \times 0.6 \times 2.0 = 3.8$$

$$N = 26.1$$

$$A = 26.1 / 3.8 = 6.9 \rightarrow 2.62^2 \rightarrow 2.8^2 - F_1$$

$$N = 17.5$$

$$A = 17.5 / 3.8 = 4.6 \rightarrow 2.15^2 \rightarrow 2.2^2 - F_2$$

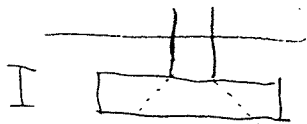
配筋の設計

$$F_1 M = 26.1 / 4 \times \frac{2.8}{2} \times \frac{2}{3} = 6.09$$

$$D = 40 \quad d = 34$$

$$at = 10.2$$

6-D16
(D16-200@)

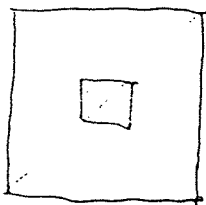


$$F_2 M = 17.5 / 4 \times \frac{2.2}{2} \times \frac{2}{3} = 3.21$$

$$D = 40 \quad d = 34$$

$$at = 5.4$$

5-D13
(D13-200@)



第2章 ログハウスの耐力壁を構成する丸太材のフィンガージョイント性能試験

1. 予備試験

1. 1. 目的

丸太材のフィンガージョイント性能試験を行うにあたって、その縦つぎに適した形状・寸法のフィンガージョイント及びそのフィンガージョイントの嵌合度・圧縮圧など、適正な製造条件を決定する必要がある。また、ジョイントに用いる接着剤の強度性能を予め把握することも併せて以下の予備試験を行った。

予備試験1. フィンガー長さ10mm、20mm、50mmの3種類のフィンガーカッターを用いて切削・接合したフィンガージョイント材の曲げ強度試験

予備試験2. エポキシ樹脂系接着剤及び水性高分子イソシアネート系接着剤を用いて接合したフィンガージョイント材の曲げ強度試験

予備試験3. 長さ20mmのフィンガーで未乾燥の丸太を縦つぎするための適正な嵌合条件圧縮圧を決定するための曲げ強度試験

1. 2. 試験方法

供試材はトドマツ（平均年輪幅4.1mm、容積密度0.33g/cm³）及びカラマツ（平均年輪幅5.6mm、容積密度0.40g/cm³）で未乾燥の5cm角材を用いた。含水率はトドマツが26～90%（平均51%）、カラマツが22～36%（平均30%）であった。

使用したフィンガーカッターは、西ドイツ・ライツ社のフィンガー長さ10mm、20mm、50mmの3種類で、切削されたフィンガーの形状を表-1に示す。

表-1 各供試カッターのフィンガー形状

	カッター		
	10mm	20mm	50mm
スカーフ傾斜比	1:8.2	1:9.9	1:12.9
ピッチ(mm)	3.8	6.2	12.0
底部幅(mm)	0.7	1.0	1.75

接着剤は、エポキシ樹脂系接着剤（コニシボンドE200）、水性高分子イソシアネート系接着剤（コニシボンドKU820）の2種類を用いた。

試験体は180cm長さのたるきからコントロール用、F・J用の部材を1体ずつとることとし、F・J用の部材は中央で横切りし、カッターの主軸回転数1800rpm、送り速度約2m/min.の条件でフィンガー切削を行い接着、圧縮して試験体を作製した（図-1）。各予備試験でのフィンガージョイント材の樹種、フィンガー長さ、接着剤、嵌合条件などの試験条件を表-2に示した。

表-2 試 験 条 件

因子	予備試験 1	予備試験 2	予備試験 3
カッター	3 種類 (10mm, 20mm, 50mm)	20mm	20mm
接着剤	エポキシ	2 種類 (エポキシ, ウレタン)	エポキシ
嵌合度	10mmフィンガー 0.1mm 20mmフィンガー 0.2mm 50mmフィンガー 0.3mm	0.1mm	3 種類 (0.1mm, 0.2mm, 0.3mm)
圧縮圧	60kg/cm ²	60kg/cm ²	3 種類 (40, 60, 80kg/cm ²)
樹種	トドマツ	カラマツ	トドマツ

フィンガージョイント接合後、約 1 週間の養生期間をおいて断面寸法を 4 . 2 × 4 . 2 cm に鉋削仕上げして、コントロール材、F・J 材の曲げ強度試験を行った。なお、養生期間中は試験体が乾燥しないようにビニール袋の中に入れておいた。

曲げ強度試験は 3 等分点 2 点荷重方式で行い、フィンガー形状が現れる面に荷重をかけることとした (図-2)。

図-1 試験体木取

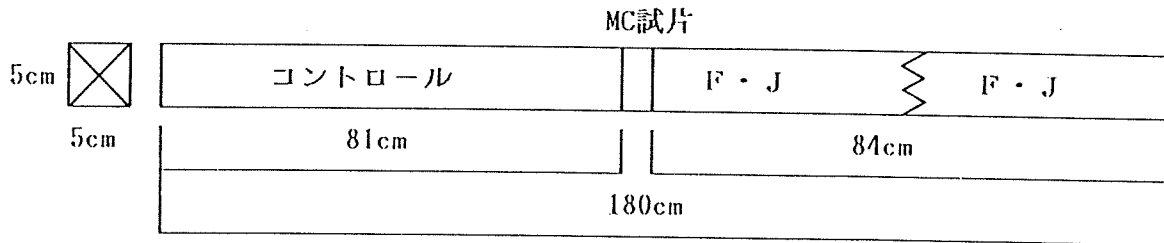
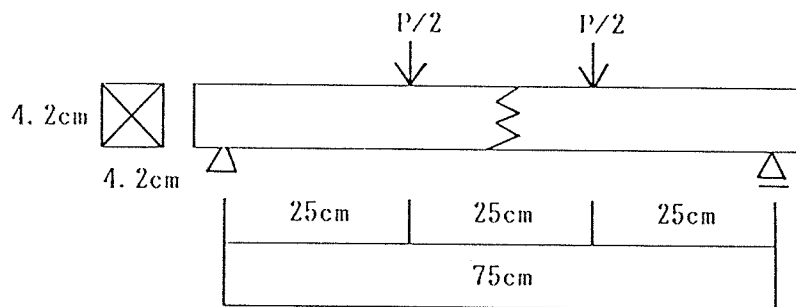


図-2 曲げ試験方法



1. 3. 結果

予備試験1の結果を表-3に示す。フィンガー長さ50mmについては、コントロールが採取できなかつたので、10mm及び20mmでのコントロール材の平均値と比較して接合効率とした。曲げヤング係数、曲げ比例限度、曲げ強度のいずれの接合効率についても3種類の Cutter による差は認められず、構造用として一般に用いられる20mm Cutter を円柱材縦つぎに供試することにした。

予備試験2の結果を表-4に示す。カラマツでの2種類の接着剤による強度効率はエポキシ系接着剤で60%、イソシアネート系接着剤で46%となり、エポキシ系接着剤の方が高い強度を示した。

予備試験3の結果を表-5に示す。フィンガー長20mmのCutterでかん合条件3種類(0.1mm、0.2mm、0.3mm)、圧縮圧3種類(40kg/cm²、60kg/cm²、80kg/cm²)を変えて試験を行った結果、今回の試験では、これらの条件による強度の差は認められなかつたが、丸太を縦つぎするための適正製造条件として、嵌合は生材の縦継ぎであることを考え、ややきつく(トドマツ0.2mm、カラマツ0.1mm)、圧縮圧は圧縮による接合部のすきや割れの発生などから判断して両樹種とも60kg/cm²とした。

表-3 予備試験 1

試験体 NO.	フィンガー 長さ	MC (%)	接 合 体			コントロール			接 合 効 率		
			E	$\sigma_{b.p}$	σ_b	E _o	$\sigma_{b.p.o}$	$\sigma_{b.o}$	1	2	3
1	10mm	67.2	87.7	216.7	285.7	85.1	211.3	374.4	1.03	1.03	0.76
2	"	75.2	93.9	213.1	319.2	92.0	239.6	419.5	1.02	0.89	0.76
3	"		79.9	201.9	290.6	75.0	185.8	353.9	1.07	1.09	0.82
4	"	25.7	83.3	206.2	341.4	73.1	202.0	399.0	1.14	1.02	0.86
5	"	68.6	79.5	205.4	328.7	75.4	195.0	350.2	1.05	1.05	0.94
6	"	26.9	79.0	176.1	329.6	72.8	204.1	302.9	1.09	0.86	1.09
7	"		79.7	216.5	319.9	82.8	211.6	402.0	0.96	1.02	0.80
mean			83.3	205.1	316.5	79.5	207.1	371.7	1.05	0.99	0.86
S.D.			5.20	12.99	19.25	6.78	15.72	36.78	0.053	0.079	0.11
n			7	7	7	7	7	7	7	7	7
8	20mm	73.0	79.1	186.7	281.1	77.6	220.3	332.2	1.02	0.85	0.85
9	"	61.6	84.4	187.0	323.8	82.1	202.2	370.6	1.03	0.92	0.87
10	"	78.0	77.2	177.2	311.0	70.6	188.4	318.3	1.09	0.94	0.98
11	"	46.3	83.4	177.2	322.8	73.8	185.6	345.8	1.13	0.95	0.93
12	"	57.2	89.6	206.7	331.7	86.6	218.1	385.9	1.03	0.95	0.86
13	"	88.1	75.1	196.1	294.1	79.5	235.8	388.3	0.94	0.83	0.76
14	"	49.1	90.7	227.5	342.2	85.8	234.3	373.2	1.06	0.97	0.92
mean			82.8	194.1	315.2	79.4	212.1	359.2	1.04	0.92	0.88
S.D.			5.55	16.71	19.85	5.50	18.97	25.26	0.055	0.050	0.065
n			7	7	7	7	7	7	7	7	7
15	50mm		72.3	163.4	249.2						
16	"		72.7	195.1	317.2						
17	"		81.8	226.4	374.7						
18	"		78.9	196.9	329.0						
19	"		80.0	188.6	327.0						
20	"		81.8	202.0	353.5						
mean			77.9	195.4	325.1	79.4	209.6	365.4	0.98*	0.93*	0.89*
S.D.			3.96	18.61	38.96	6.17	17.6	32.2			
n			6	6	6	14	14	14			

註) * ; 50mmフィンガージョイントについてはコントロールが採取できなかったため、10mmおよび20mm F・Jのコントロール14体の平均値と比較して接合効率とした。
 接合効率1, 2, 3は、それぞれE/E_o, $\sigma_{b.p}/\sigma_{b.p.o}$, $\sigma_b/\sigma_{b.o}$ を表す。
 単位は、E : tonf/cm², σ : kg/cm²

表-4 予備試験 2

試験体 NO.	接着剤	R. W. (mm)	容積密度 (g/cm ³)	MC (%)	接 合 体			コントロール			接 合 効 率		
					E	σ_{bP}	σ_b	E	σ_{bPo}	σ_{bo}	1	2	3
1	エポキシ	6.3	0.41	32.6	56.9	204.3	275.3	55.3	202.0	381.8	1.03	1.01	0.72
2	"	6.3	0.40	29.4	63.1	184.5	250.6	61.0	213.0	457.1	1.03	0.87	0.55
3	"	5.8	0.44	33.9	59.8	214.7	222.5	75.5	195.4	479.2	0.79	1.10	0.46
4	"	5.5	0.43	32.6	47.5	203.8	257.2	78.1	202.6	457.1	0.61	1.01	0.56
5	"	5.5		22.5	87.1	281.7	394.3	80.0	248.1	506.5	1.09	1.14	0.78
6	"	5.9	0.44	33.5	81.4	214.0	272.4	82.0	208.0	498.5	0.99	1.03	0.55
7	"	5.7	0.45	25.4	68.6	224.3	370.5	69.4	282.7	499.9	0.99	0.79	0.74
8	"	4.6	0.44	33.6	88.6	184.5	228.2	89.3	156.7	543.2	0.99	1.18	0.42
mean		5.7	0.43	30.4	69.1	214.0	283.9	73.8	213.6	477.9	0.94	1.02	0.60
S. D.		0.51	0.016	4.03	14.11	28.78	59.78	10.56	35.04	44.85	0.149	0.123	0.125
n		8	7	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
9	ウレタン	5.1		30.0	76.0	170.6	203.8	76.8	162.1	486.8	0.99	1.05	0.42
10	"	6.0	0.39	27.7	71.7	213.5	232.9	53.5	179.9	381.3	1.34	1.19	0.61
11	"	6.1	0.39	31.1	46.6	150.8	203.3	51.1	187.9	388.7	0.91	0.80	0.52
12	"	4.5	0.43	33.0	72.7	155.3	160.1	65.3	191.9	422.5	1.11	0.80	0.38
13	"	5.9	0.40	36.1	52.9	184.4	218.4	48.0	143.0	413.5	1.10	1.29	0.53
14	"			22.0	72.7	184.8	195.5	91.4	238.9	583.7	0.80	0.77	0.33
15	"	6.1	0.39	29.5	66.4	194.6	198.4	74.2	140.0	473.8	0.89	1.39	0.42
mean		5.6	0.40	29.9	65.6	179.1	201.8	65.8	177.7	450.0	1.02	1.04	0.46
S. D.		0.61	0.015	4.09	10.48	20.43	20.84	14.79	31.45	65.86	0.167	0.238	0.091
n		6	5	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7

註) 接合効率1, 2, 3は、それぞれE/E_o, σ_{bP}/σ_{bPo} , σ_b/σ_{bo} を表す。
 単位は、E: tonf/cm², σ : kgf/cm²

表-5 予備試験 3

試験体 NO.	炭合度 (mm)	圧縮圧 (kg/cm ²)	R.W. (mm)	MC (%)	接合体			コントロール			接合効率		
					E	σ_{bp}	σ_b	E	σ_{bpo}	σ_{bo}	1	2	3
1	0.1	40	3.5	71.7	84.6	215.5	340.1	82.4	174.5	354.1	1.03	1.23	0.96
2	"	"	3.3	31.6	56.1	89.4	332.3	55.0	75.2	325.7	1.02	1.19	1.02
3	"	60	5.3	29.2	63.7	169.4	289.9	61.4	138.8	287.4	1.04	1.22	1.01
4	"	"	3.4	69.6	78.3	235.0	341.2	84.7	189.5	384.0	0.92	1.24	0.89
5	"	80	2.5	76.3	77.4	187.5	305.7	81.3	175.7	355.6	0.95	1.07	0.86
6	"	"	4.5	28.3	62.4	158.5	328.1	63.4	125.4	240.8*	0.98	1.26	1.36
7	0.2	40	3.5	69.6	83.5	206.6	357.8	79.4	195.7	376.7	1.05	1.06	0.95
8	"	"	7.3	31.6	60.0	121.1	329.7	48.2	116.6	290.6	1.24	1.04	1.13
9	"	60	5.4	29.9	58.7	158.1	306.0	54.0	143.8	277.4*	1.09	1.10	1.10
10	"	"	4.0	34.3	74.5	121.6	321.9	61.4	125.4	351.2	1.21	0.97	0.92
11	"	80	3.4	80.3	80.5	188.3	343.6	80.4	166.8	350.2	1.00	1.13	0.98
12	"	"	5.5	28.7	59.3	132.2	283.2	57.5	126.3	266.8*	1.03	1.05	1.06
13	0.3	40	3.4	85.9	83.5	186.7	283.8	77.6	190.6	353.1	1.08	0.98	0.80
14	"	"	2.9	69.2	77.0	206.1	322.3	81.1	218.0	385.6	0.95	0.95	0.84
15	"	60	3.8	31.3	60.7	145.6	343.7	62.5	91.7	296.9*	0.97	1.59	1.16
16	"	"	3.4	46.7	71.5	144.5	311.3	57.7	41.8	269.2	1.24	3.46	1.16
17	"	80	4.2	73.1	76.2	168.8	274.8	80.7	210.0	373.0	0.94	0.80	0.74
18	"	"	4.4	28.4	77.3	235.3	327.6	72.3	191.2	353.2	1.07	1.23	0.93
		min.	2.5	28.3	56.1	89.4	274.8	48.2	41.8	240.8	0.92	0.80	0.74
		max.	7.3	85.9	84.6	235.3	357.8	84.7	218.0	385.6	1.24	3.46	1.36
		mean	4.1	50.9	71.4	170.6	319.1	68.9	149.8	327.3	1.05	1.25	0.99
		S.D.	1.13	21.78	9.60	39.65	23.40	11.75	47.44	44.70	0.096	0.560	0.147
		n	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18

註) *; 節から破壊
接合効率 1, 2, 3は、それぞれ E/E_o, σ_{bp}/σ_{bpo} , σ_b/σ_{bo} を表す。
単位は、E: tonf/cm², σ : kgf/cm²

2. フィンガージョイント丸太の性能試験

2. 1. 目的

ログハウスの耐力壁を構成する丸太材等には、原則として継手を設けないことになっており、構造耐力上有効な補強を行った場合のみ認められているが、その補強法は現在確立されていない。

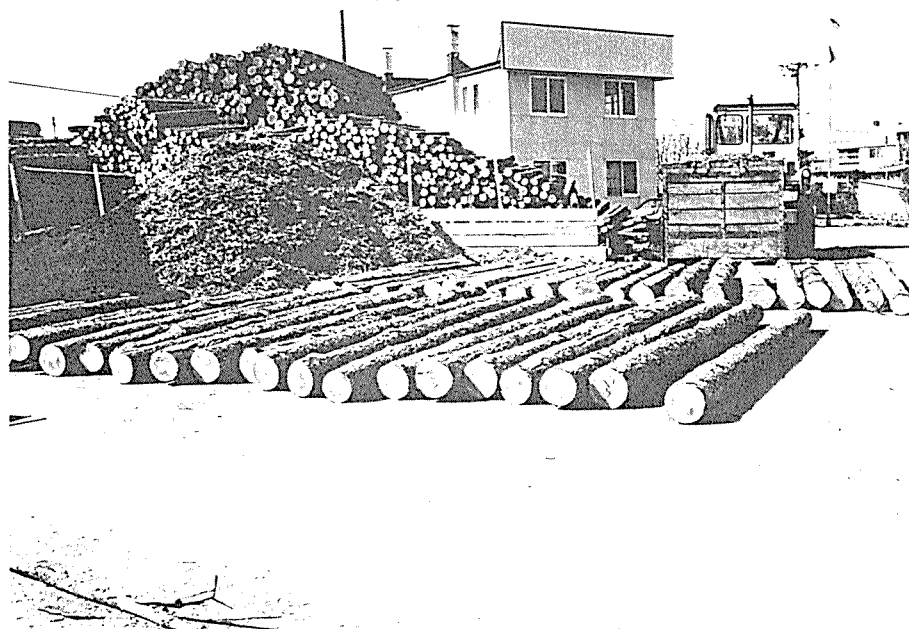
そこでフィンガージョイント技術が開発されれば、今後需要が見込まれる長尺材による耐力壁の施行が容易となり、また資源の有効活用が図れるものと思われる。

そのため、フィンガージョイント材による性能試験を行い、継手効率を調査し、製造技術基準策定のための資料を得る目的で本試験を実施した。

2. 2. 供試材

供試材は、北海道当麻町産のトドマツ（32～34年生）及び旭川市江丹別産のカラマツ（22年生）で、それぞれ30本ずつ計60本の原木を末口径、曲がり測定後、円柱状に加工し直径14cm、長さ約3.6mの形状に仕上げた。供試した丸太の基礎材質を表-6に示す。

写真-1 原木



2.3. 試験方法

2.3.1. フィンガーカッター

供試したフィンガーカッターは、構造用として一般に用いられているフィンガー長さ20mm（西ドイツ・ライツ社）のもので、切削されたフィンガー形状は、スカーフ傾斜比1:9.9、ピッチ6.2mmであった。

2.3.2. 接着剤

円柱材のフィンガージョイントに使用した接着剤は、高含水率の木材に対して適用可能なエポキシ樹脂系接着剤（コニシボンドE200）及び水性高分子イソシアネート系接着剤（コニシボンドKU820）である。

2.3.3. 円柱材縦つぎの製造条件（嵌合度、圧縮圧）

予備試験の結果から、円柱材をフィンガージョイントにより縦つぎする場合の製造条件として、フィンガーの嵌合度はトドマツで0.2mm、カラマツで0.1mmとし、圧縮圧は両樹種とも60kg/cm²とした。

2.3.4. 円柱材の縦つぎ

円柱材のフィンガージョイント位置は節などの有無にかかわらず一定とし、端から115cmの位置で横切し、含水率測定試片を採取して、フィンガー切削した。

フィンガー切削は、円柱を押さえるために作製した治具を取り付けて行い、カッターの主軸回転数は3600rpm、送り速度は約2m/min.とした。フィンガー切削後、接着剤を塗布して圧縮を行った。両樹種とも30体中No.1～No.15をエポキシ樹脂系接着剤、No.16～No.30をイソシアネート系接着剤を塗布することとし、ブラシで両面塗布した。

縦つぎ後、1週間の養生期間をおいて曲げ強度試験を行った。

図-3 丸太木取

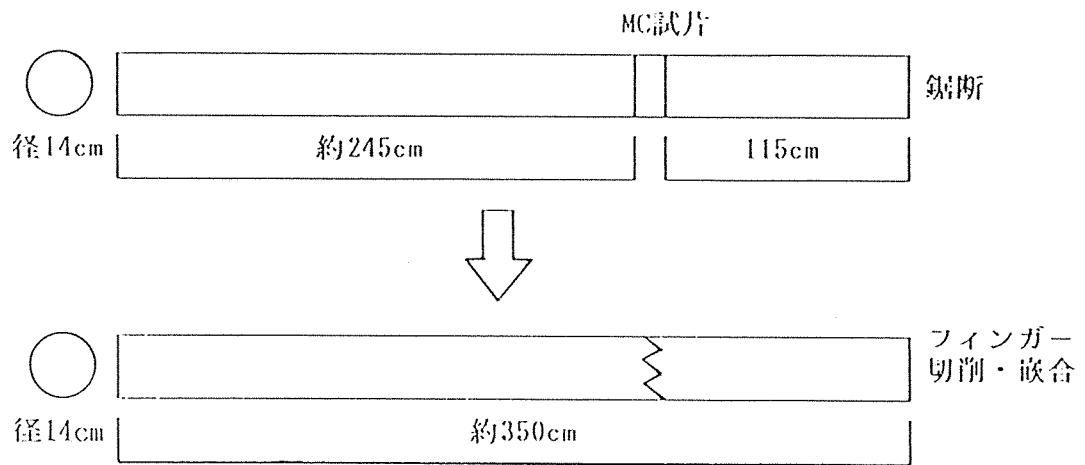


写真-2 フィンガー切削

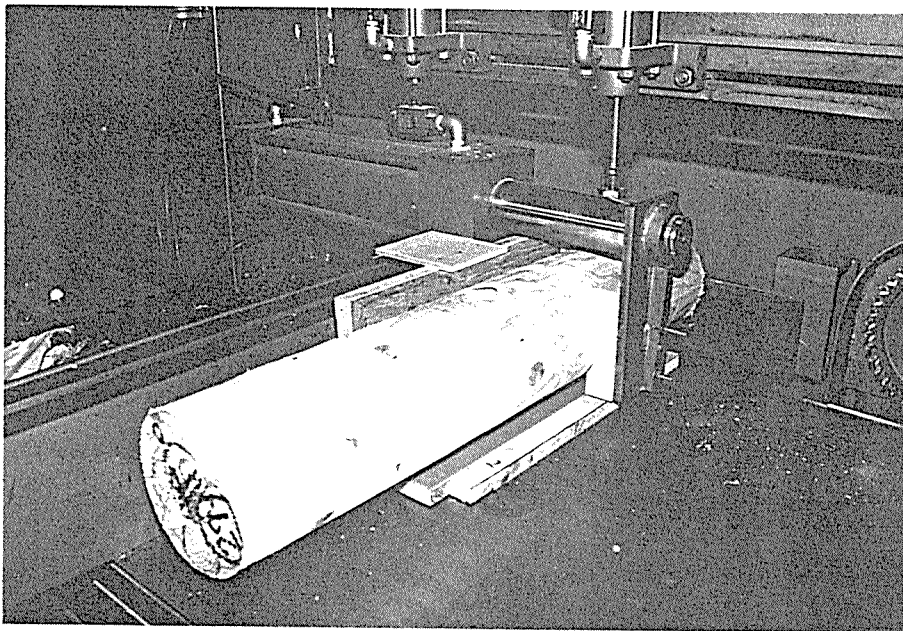


写真-3 圧 縮

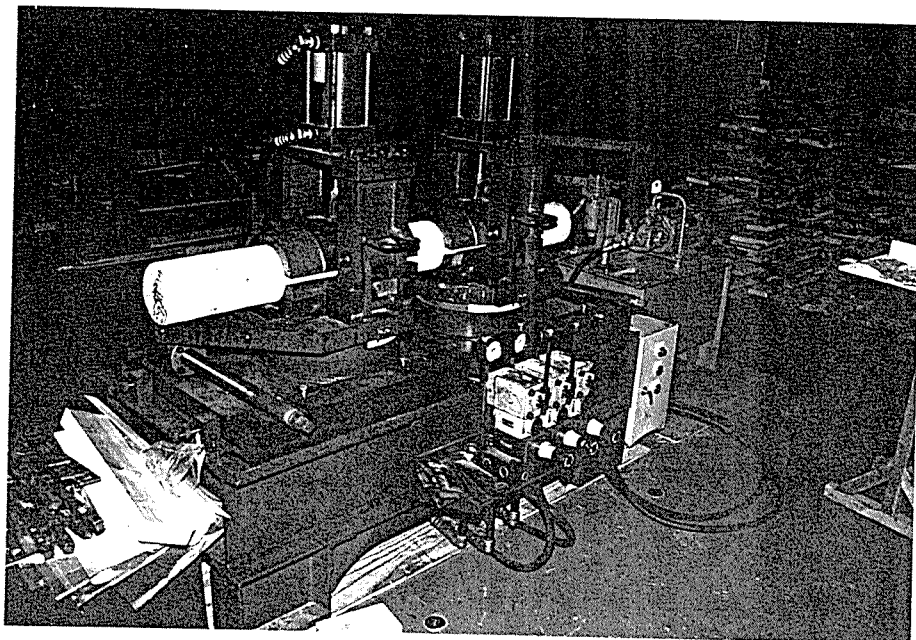


表-6 丸太基礎材質

ト ド マ ツ					カ ラ マ ツ				
NO.	末口径 (cm)	曲がり (mm/3.6m)	フィンガ-部 MC(%)	生材 比重	NO.	末口径 (cm)	曲がり (mm/3.6m)	フィンガ-部 MC(%)	生材 比重
1	19	10	71.1	0.46	1	16	5	38.7	0.55
2	18	20	50.0	0.47	2	19	20	34.3	0.60
3	19	20	58.1	0.50	3	19	25	35.0	0.58
4	18	20	50.7	0.58	4	18	20	32.1	0.57
5	18	25	52.5	0.56	5	18	30	38.1	0.57
6	19	15	82.3	0.60	6	19	30	49.9	0.60
7	18	30	101.4	0.65	7	18	20	35.9	0.62
8	17	25	68.0	0.50	8	18	50	32.9	0.60
9	18	20	89.9	0.56	9	19	20	34.3	0.56
10	17	10	53.5	0.61	10	17	25	35.4	0.56
11	20	25	39.5	0.46	11	17	15	34.1	0.56
12	19	10	60.5	0.49	12	18	25	39.7	0.69
13	19	15	69.2	0.53	13	17	30	39.5	0.56
14	17	10	108.9	0.72	14	17	10	33.2	0.51
15	18	10	47.0	0.47	15	19	15	38.5	0.64
16	20	10	93.9	0.58	16	17	25	43.6	0.60
17	19	30	43.2	0.41	17	18	20	35.2	0.54
18	17	35	37.6	0.48	18	19	45	33.6	0.64
19	18	15	58.3	0.61	19	17	20	38.9	0.57
20	18	25	121.4	0.65	20	19	30	39.5	0.59
21	18	10	56.4	0.48	21	16	40	42.6	0.62
22	17	30	92.7	0.58	22	16	20	43.3	0.65
23	20	15	55.1	0.53	23	16	20	35.0	0.63
24	18	10	66.0	0.49	24	17	15	36.5	0.61
25	19	10	46.0	0.42	25	21	10	31.4	0.58
26	20	25	41.9	0.49	26	19	35	34.7	0.57
27	17	15	69.7	0.57	27	18	25	35.6	0.60
28	19	20	38.7	0.43	28	17.5	40	32.8	0.51
29	19	10	59.2	0.44	29	21	35	35.2	0.56
30	16	35	39.2	0.44	30	17.5	10	33.3	0.63
min.			37.6	0.41				31.4	0.51
max.			121.4	0.72				49.9	0.69
mean			64.1	0.53				36.8	0.59
S. D.			21.99	0.076				4.03	0.040
n			30	30				30	30

2.3.5 円柱材の曲げ強度試験

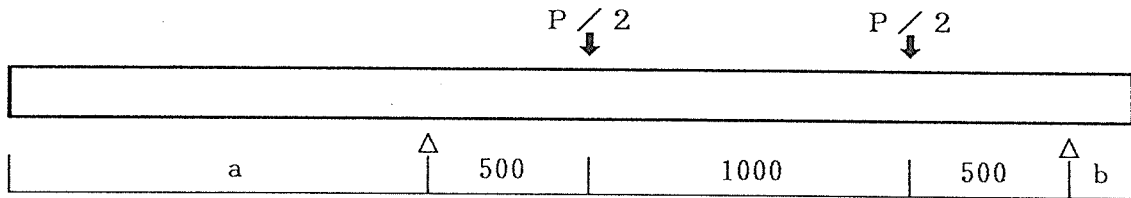
曲げ強度試験の手順は以下の通りである。

(1) 試験体の長さ、直径、および重量の測定

フィンガージョイントされた試験体の長さ、直径（材中央部、両端部の3ヶ所）および重量を測定し、単位長さ当たりの重量 w を算出した。

(2) フィンガー部の曲げ試験

下図のように、スパン2 m、4分点2点曲げ荷重により、フィンガー部の曲げ試験を行った。

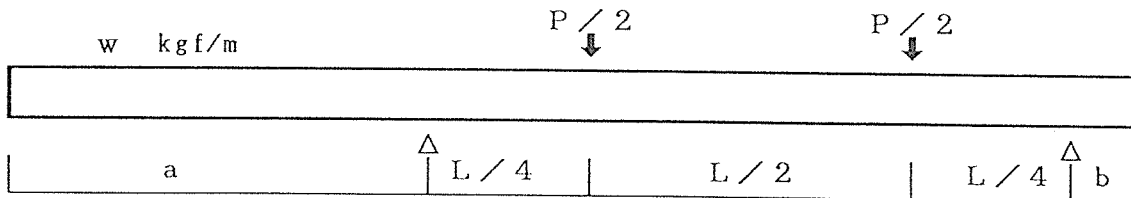


試験には、東京衡機製油圧式強度試験機（容量20 tonf）を用い、荷重25 kgfごとにロードセルおよび電気式変位計で荷重、スパン中央部たわみを計測した。

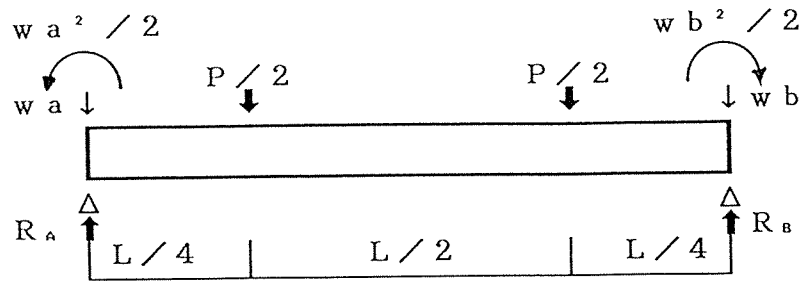
得られた荷重-たわみ曲線から、 E 、 σ_p 、 σ_b を求めた。また、破壊形態を記録した。

試験終了後、ジョイント部の近くから、含水率測定用試験片（厚さ約3 cm）を採取し、ジョイント材の含水率を測定した。

計算式の誘導に当っては、これを次のような張り出し梁として考えた。



これをさらに次のように置き換える。



ここで

$$R_A = P/2 + wL/2 + wa + w(a^2 - b^2)/2L$$

$$0 \leq x \leq L/4$$

$$M_x = Px/2 + wLx/2 + w(a^2 - b^2)x/2L - wa^2/2 - wx^2/2$$

$$dy/dx = Px^2/4 + wLx^2/4 + w(a^2 - b^2)x^2/4L - wa^2x/2 - wx^3/6 + C_1$$

$$\delta = Px^3/12 + wLx^2/12 + w(a^2 - b^2)x^3/12L - wa^2x^2/4 + C_1x + C_2$$

$$L/4 \leq x \leq 3L/4$$

$$M_x = wLx/2 + w(a^2 - b^2)x/2L - wa^2/2 - wx^2/2 + PL/8$$

$$dy/dx = wLx^2/4 + w(a^2 - b^2)x^2/4L - wa^2x/2 - wx^3/6 + PLx/8 + C_3$$

$$\delta = wLx^3/12 + w(a^2 - b^2)x^3/12L - wa^2x^2/4 - wx^4/24 + PLx^2/16 + C_3x + C_4$$

$$3L/4 \leq x \leq L$$

$$M_x = wLx/2 + w(a^2 - b^2)x/2L - wa^2/2 - wx^2/2 - Px/2 + PL/2$$

$$dy/dx = wLx^2/2 + w(a^2 - b^2)x^2/4L - wa^2x/2 - wx^3/6 + PLx/2 + PLx/2 + C_5$$

$$\delta = wLx^3/12 + w(a^2 - b^2)x^3/12L - wa^2x^2/4 - wx^4/24 - Px^3/12 + PLx^2/4 + C_5x + C_6$$

これらの微分方程式を解くと、

$$C_1 = wL(2a^2 + b^2)/12 - wL^3/24 - 3PL^2/64$$

$$C_2 = 0$$

$$C_3 = wL(2a^2 + b^2)/12 - wL^3/24 - PL^2/16$$

2.3.5 円柱材の曲げ強度試験

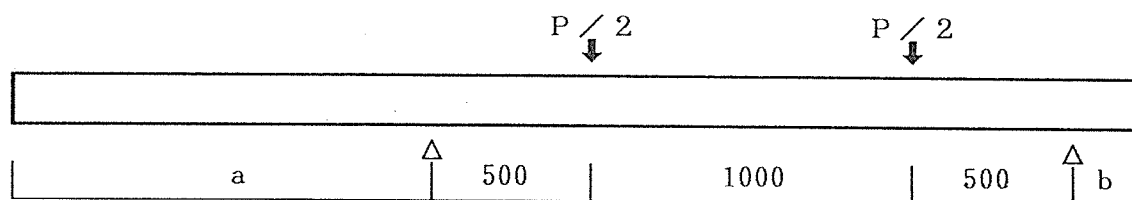
曲げ強度試験の手順は以下の通りである。

(1) 試験体の長さ、直径、および重量の測定

フィンガージョイントされた試験体の長さ、直径（材中央部、両端部の3ヶ所）および重量を測定し、単位長さ当たりの重量 w を算出した。

(2) フィンガー部の曲げ試験

下図のように、スパン2 m、4分点2点曲げ荷重により、フィンガー部の曲げ試験を行った。

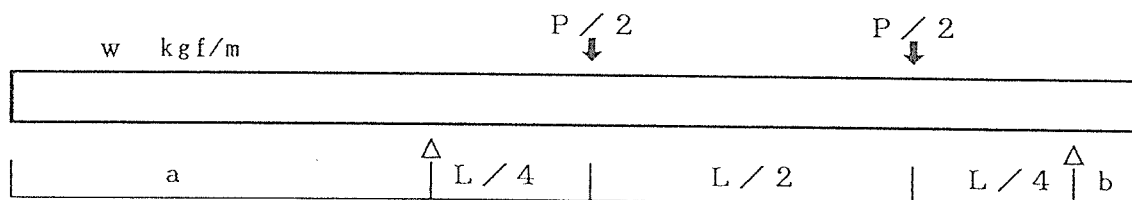


試験には、東京衡機製油圧式強度試験機（容量20 tonf）を用い、荷重25 kgf ごとにロードセルおよび電気式変位計で荷重、スパン中央部たわみを計測した。

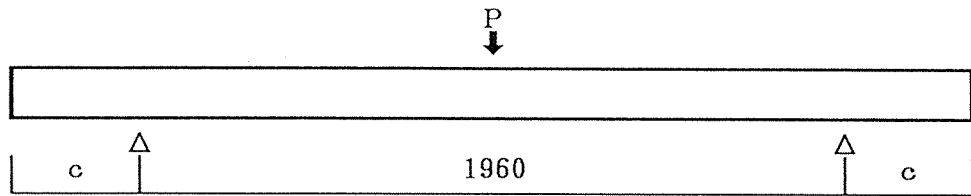
得られた荷重-たわみ曲線から、 E 、 σ_p 、 σ_b を求めた。また、破壊形態を記録した。

試験終了後、ジョイント部の近くから、含水率測定用試験片（厚さ約3 cm）を採取し、ジョイント材の含水率を測定した。

計算式の誘導に当たっては、これを次のような張り出し梁として考えた。



これをさらに次のように置き換える。

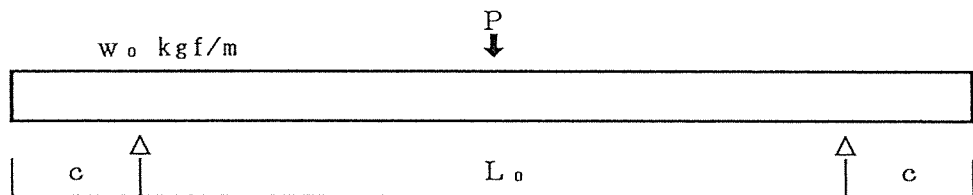


試験には、島津製作所製強度試験機オートグラフDSS-10T-S（容量10tonf）を用い、荷重25kgfごとにロードセルおよび電気式変位計で荷重、スパン中央部たわみを計測した。

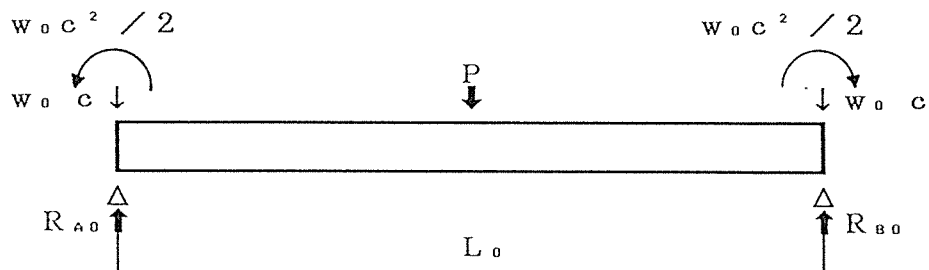
得られた荷重-たわみ曲線から、 E_0 、 $\sigma_{p,0}$ 、 $\sigma_{b,0}$ を求めた。また、破壊形態を記録した。

試験終了後、材中央部付近で破壊ヶ所の近くから、含水率・比重・平均年輪幅測定用試験片（厚さ約3cm）を採取し、それぞれの値を測定した。

上記の試験状態を自重を w_0 kgf/mの等分布荷重とし、次のように考える。



これをさらに次のように置き換える。



これから

$$R_{A0} = P / 2 + w_0 L_0 / 2 + w_0 c$$

$$M(X=L_0/2) = P L_0 / 4 + w_0 L_0^2 / 8 - w_0 c^2 / 2$$

$$E I \delta_0(x=L_0/2) = P L_0^3 / 48 + 5 w_0 L_0^4 / 384 - w_0 c^2 L_0^2 / 16$$

となる。

コントロール材の曲げ試験状態を写真-5に示す。

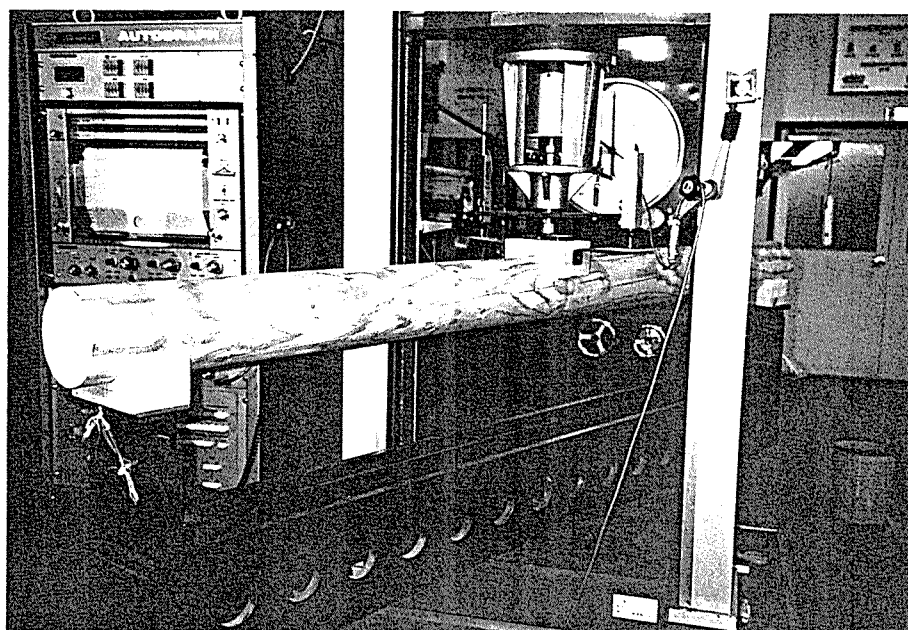


写真-5 コントロール材の曲げ試験状態

2.3.6 計算式

次式から、ジョイント材、コントロール材のヤング係数、比例限曲げ応力度、曲げ破壊係数を求め、接合効率を算出した。

$$E = \frac{8}{\pi d^4 \delta} \left\{ \frac{5}{3} w + \frac{11}{12} P_e - w (a^2 + b^2) \right\} \times 10^3$$

$$\sigma_e = \frac{800}{\pi d^3} \left\{ P_e + 2w - w (a^2 + b^2) \right\}$$

$$\sigma_b = \frac{800}{\pi d^3} \left\{ P_b + 2w - w (a^2 + b^2) \right\}$$

$$E_o = \frac{1}{6 \pi d_o^4 \delta_o} \left\{ 8 P_{e,o} L_o^3 + 5 w_o L_o^4 - 24 w_o c^2 L_o^2 \right\} \times 10^3$$

$$\sigma_{e,o} = \frac{400}{\pi d_o^3} \left\{ 2 P_{e,o} L_o + w_o L_o^2 - 4 w_o c^2 \right\}$$

$$\sigma_{b0} = \frac{400}{\pi d_0^3} \{ 2 P_{b0} L_0 + w_0 L_0^2 - 4 w_0 c^2 \}$$

- ここで
- E : ジョイント材の曲げヤング係数 (tonf/cm²)
 - E₀ : コントロール材の曲げヤング係数 (tonf/cm²)
 - σ_p : ジョイント材の比例限曲げ応力度 (kgf/cm²)
 - σ_{p0} : コントロール材の比例限曲げ応力度 (kgf/cm²)
 - σ_b : ジョイント材の曲げ破壊係数 (kgf/cm²)
 - σ_{b0} : コントロール材の曲げ破壊係数 (kgf/cm²)
 - π : 円周率
 - d : ジョイント材の平均直径 (cm)
 - d₀ : コントロール材の平均直径 (cm)
 - w : ジョイント材の単位長さ当り重量 (kgf/m)
 - w₀ : コントロール材の単位長さ当り重量 (kgf/m)
 - P_p : ジョイント材の比例限荷重 (kgf)
 - P_{p0} : コントロール材の比例限荷重 (kgf)
 - δ : ジョイント材の比例限たわみ (cm)
 - δ₀ : コントロール材の比例限たわみ (cm)
 - P_b : ジョイント材の最大荷重 (kgf)
 - P_{b0} : コントロール材の最大荷重 (kgf)
 - L₀ : コントロール材の曲げスパン (m)
 - a, b : ジョイント材の張りだし部の長さ (m)
 - c : コントロール材の張りだし部の長さ (m)

2.4 試験結果

カラマツ・ジョイント材の曲げ試験結果を表-7に、カラマツ・コントロール材の曲げ試験結果を表-8に、トドマツ・ジョイント材の曲げ試験結果を表-9に、トドマツ・コントロール材の曲げ試験結果を表-10に、カラマツ・ジョイント材の接合効率を表-11に、トドマツ・ジョイント材の接合効率を表-12に示す。

カラマツ、トドマツとも、ジョイント材はほとんど引張側フィンガーの引き抜けで破壊した。そのほか、フィンガー部付近の節から破壊したもの（K-10, T-16, T-25）およびフィンガー部から離れた位置の節から破壊したもの（T-17, T-26）もあった。ジョイント材の破壊状態を写真-6～7に示す。

コントロール材の破壊形態を見ると、節に起因する破壊が約3/4、健全部で破壊したもの（K-01, K-02, K-05, K-13, K-16, K-19, K-22, K-28, K-30, T-08, T-09, T-10, T-15, T-20, T-24, T-26）約1/4であった。コントロール材の破壊状態を写真-8～9に示す。

曲げヤング係数の接合効率では、若干のばらつきはあるものの、カラマツ、トドマツともほぼ1.0に近く、ジョイントによる低減はないと言える。

比例限曲げ応力度および曲げ破壊係数の接合効率は、カラマツの場合にはほぼ同じ傾向にあるが、エポキシ系接着剤によるものが、イソシアネート系接着剤によるものより若干良好な結果が認められた。トドマツの場合は、比例限曲げ応力度の接合効率が曲げ破壊係数の接合効率よりやや良好な結果となったが、接着剤のちがいによる差は認められなかった。

ジョイント材の曲げ破壊係数を建築基準法施行令の材料強度（基準強度）と比較すると、カラマツでは、エポキシ系接着剤によるもののうちの半数およびイソシアネート系接着剤によるものの全数が、トドマツでは、エポキシ系接着剤によるもののうちの5体およびイソシアネート系接着剤によるもののうちの2体が材料強度を下まわった。

カラマツにおいて、イソシアネート系接着剤によるものの強度が特に低かった理由の一つとして、比較的含水率が低かったことが考えられる。

トドマツに対しては、今回使用した接着剤によるたてつぎは実用可能と考えられるが、カラマツに対しては、接着剤を選定しなおす必要があると思われる。

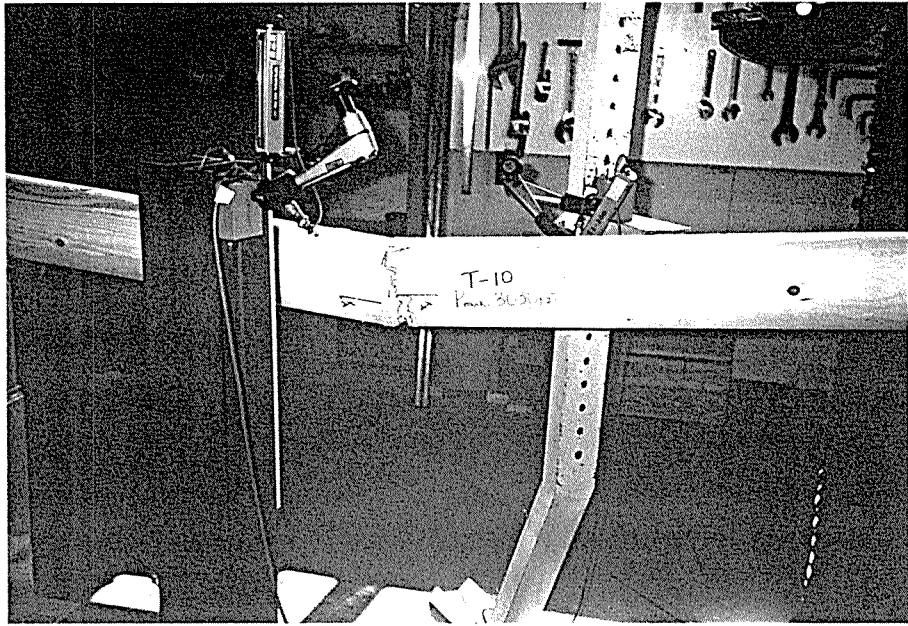


写真-6 ジョイント材のフィンガー部からの破壊状態

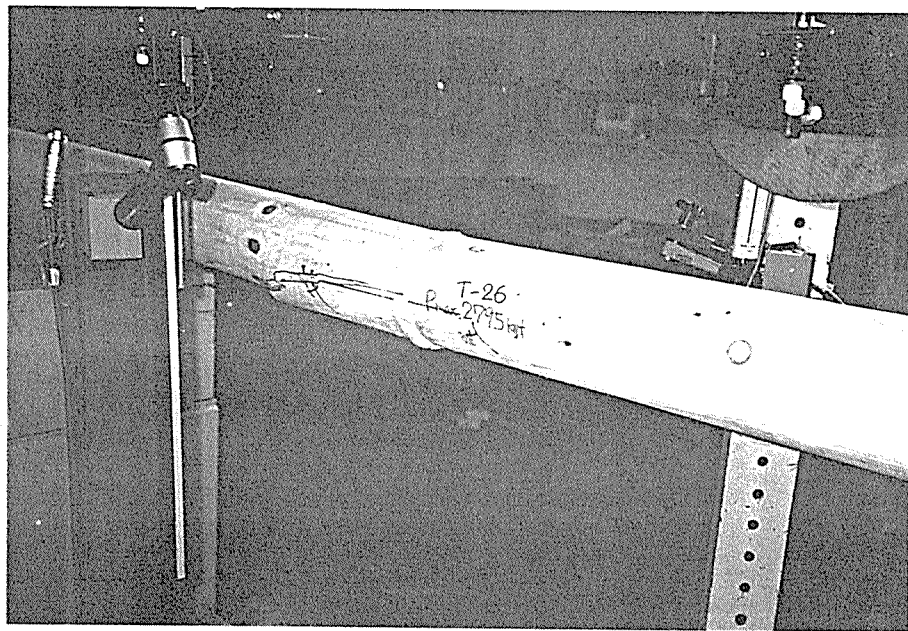


写真-7 ジョイント材の節からの破壊状態

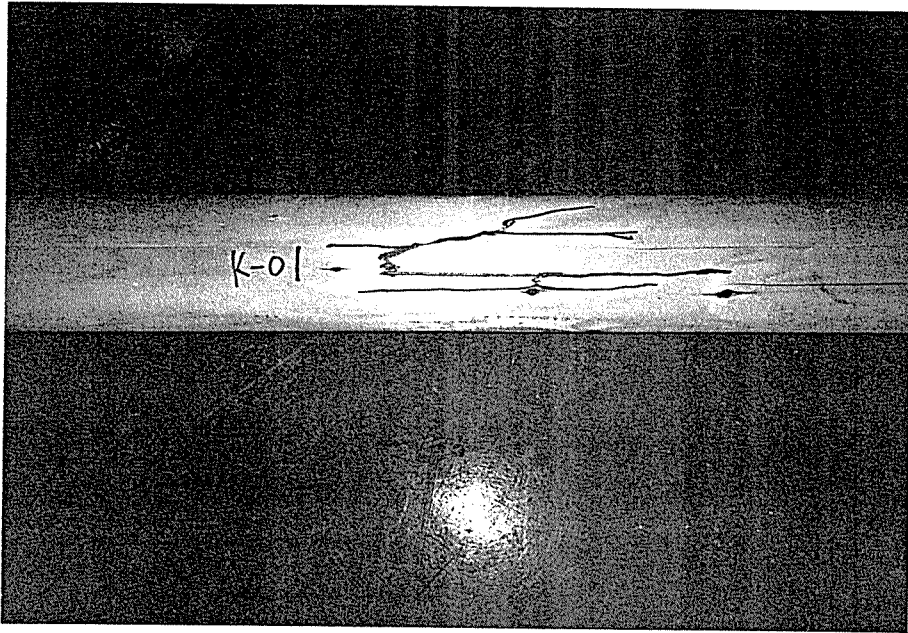


写真-8 コントロール材の健全部引張破壊状態

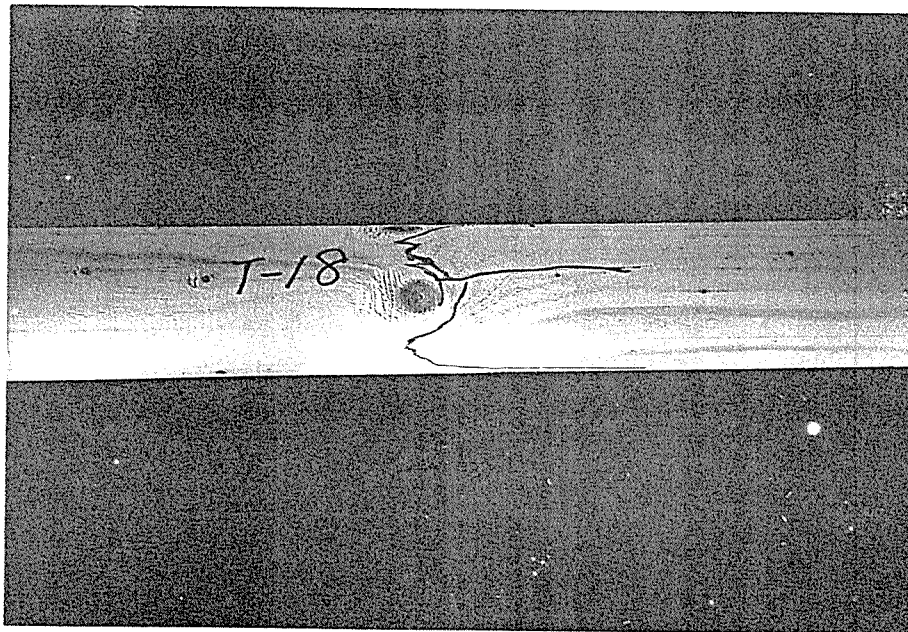


写真-9 コントロール材の節からの破壊状態

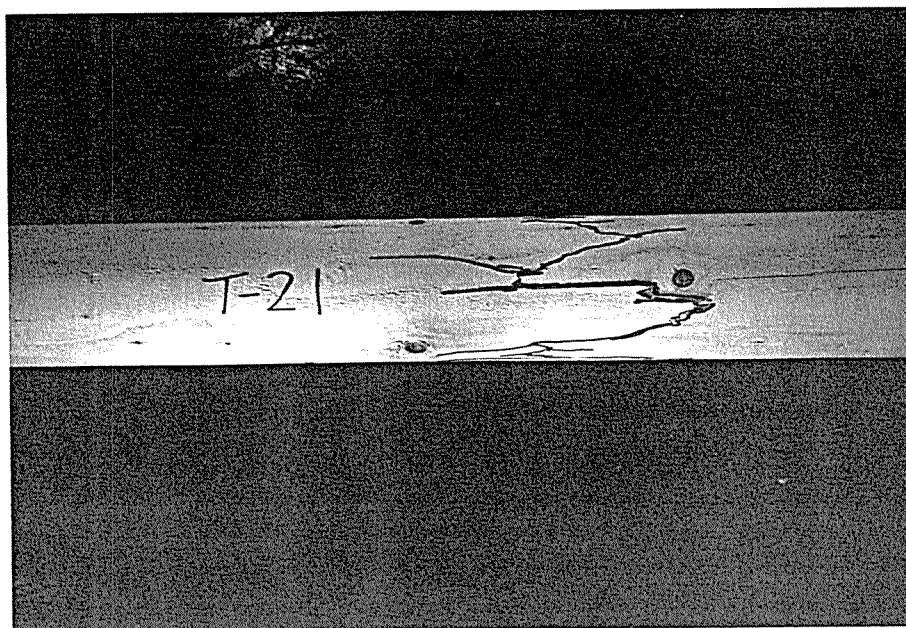


写真-10 コントロール材の節付近の目切れによる破壊状態

表-7

カラマツ・ジョイント材の曲げ試験結果

試験体 No.	径 d cm	比例限荷重 P ₀ kgf	比例限たわみ δ cm	最大荷重 P _b kgf	曲げヤング係数 E tonf/cm ²	比例限曲げ応力度 σ ₀ kgf/cm ²	曲げ破壊係数 σ _b kgf/cm ²	試験時 含水率 %	破壊形態	備考
K-01	13.927	2,640	1.80	2,643	90.8	248	249	28.2	フィンガー部弓張破壊	エポキシ系接着剤
K-02	13.867	1,920	1.20	3,478	100.7	183	332	31.3	フィンガー部弓張破壊	エポキシ系接着剤
K-03	13.892	2,100	1.80	2,103	72.9	199	199	29.8	フィンガー部弓張破壊	エポキシ系接着剤
K-04	13.935	2,040	1.50	3,778	83.9	192	355	28.3	フィンガー部弓張破壊	エポキシ系接着剤
K-05	13.845	2,100	1.50	2,907	88.6	201	279	30.1	フィンガー部弓張破壊	エポキシ系接着剤
K-06	13.943	1,560	1.20	2,043	79.9	146	192	35.4	フィンガー部弓張破壊	エポキシ系接着剤
K-07	13.872	1,860	1.50	2,323	77.8	177	221	31.9	フィンガー部弓張破壊	エポキシ系接着剤
K-08	13.903	2,040	1.60	3,902	79.4	193	369	27.3	フィンガー部弓張破壊	エポキシ系接着剤
K-09	13.883	1,200	1.00	3,210	74.8	114	305	30.6	フィンガー部弓張破壊	エポキシ系接着剤
K-10	13.937	1,320	1.30	1,683	62.5	124	158	30.1	フィンガー部近の節弓張破壊	エポキシ系接着剤
K-11	13.958	1,860	1.60	2,867	71.5	175	269	29.6	フィンガー部弓張破壊	エポキシ系接着剤
K-12	13.932	1,740	1.60	1,747	67.1	164	164	34.8	フィンガー部弓張破壊	エポキシ系接着剤
K-13	13.927	1,800	1.50	3,646	74.1	169	343	32.2	フィンガー部弓張破壊	エポキシ系接着剤
K-14	13.888	2,220	1.90	2,847	73.1	211	270	26.5	フィンガー部弓張破壊	エポキシ系接着剤
K-15	13.953	1,920	1.70	2,499	69.4	180	234	31.7	フィンガー部弓張破壊	エポキシ系接着剤
平均					77.8	178	263	30.5		
最小					62.5	114	158	26.5		
最大					100.7	248	369	35.4		
標準偏差					9.6	32	66	2.4		
K-16	13.897	1,008	1.04	1,223	60.2	95	116	32.0	フィンガー部弓張破壊	イソシアネート系接着剤
K-17	13.922	1,392	1.04	1,687	82.8	131	159	30.0	フィンガー部弓張破壊	イソシアネート系接着剤
K-18	13.887	1,296	1.08	1,507	74.9	123	143	29.5	フィンガー部弓張破壊	イソシアネート系接着剤
K-19	13.932	1,512	1.04	1,763	89.7	142	166	30.8	フィンガー部弓張破壊	イソシアネート系接着剤
K-20	13.892	1,008	1.00	1,247	62.8	95	118	34.9	フィンガー部弓張破壊	イソシアネート系接着剤
K-21	13.885	1,224	0.80	1,419	95.5	116	135	30.6	フィンガー部弓張破壊	イソシアネート系接着剤
K-22	13.907	1,728	1.08	1,871	99.4	163	177	33.4	フィンガー部弓張破壊	イソシアネート系接着剤
K-23	13.968	960	0.88	1,307	66.4	89	122	29.5	フィンガー部弓張破壊	イソシアネート系接着剤
K-24	13.870	1,200	0.92	1,491	81.8	114	142	32.1	フィンガー部弓張破壊	イソシアネート系接着剤
K-25	13.918	1,344	1.12	1,635	74.2	126	154	27.8	フィンガー部弓張破壊	イソシアネート系接着剤
K-26	13.898	1,320	1.00	1,679	82.1	125	159	29.6	フィンガー部弓張破壊	イソシアネート系接着剤
K-27	13.900	936	0.80	1,395	72.0	88	131	30.0	フィンガー部弓張破壊	イソシアネート系接着剤
K-28	13.857	1,032	1.04	1,763	62.6	99	169	28.0	フィンガー部弓張破壊	イソシアネート系接着剤
K-29	13.878	1,296	1.04	1,923	78.1	123	183	30.8	フィンガー部弓張破壊	イソシアネート系接着剤
K-30	13.882	1,440	1.04	1,739	86.6	137	165	28.4	フィンガー部弓張破壊	イソシアネート系接着剤
平均					77.9	118	149	30.5		
最小					60.2	88	116	27.8		
最大					99.4	163	183	34.9		
標準偏差					11.6	21	21	1.9		

表-8

カラマツ・コントロール材の曲げ試験結果

試験体 No.	径 d, cm	比例限荷重 P _{0.0} , kgf	比例限たわみ δ, cm	最大荷重 P _{b0} , kgf	曲げヤング係数 E ₀ , tonf/cm ²	比例限曲げ応力度 σ _{0.0} , kgf/cm ²	曲げ破壊係数 σ _{b0} , kgf/cm ²	試験時 含水率 %	試験時 比重	試験時 平均年輪幅 mm	破壊形態
K-01	13.943	1,888	2.00	2,903	80.2	349	536	31.0	0.47	4.9	健全部引張破壊
K-02	13.883	2,016	2.00	3,140	87.2	378	587	30.8	0.55	5.0	健全部引張破壊
K-03	13.913	1,952	2.32	2,896	72.2	363	538	30.9	0.53	5.0	節周辺の目切れ破壊
K-04	13.930	1,984	2.16	3,020	78.4	368	559	26.9	0.49	3.8	節からの引張破壊
K-05	13.893	1,792	1.92	2,906	80.6	335	543	34.4	0.54	4.2	健全部引張破壊
K-06	13.943	1,472	1.84	1,723	68.1	273	319	38.0	0.49	5.6	節からの引張破壊
K-07	13.905	1,920	2.48	2,703	66.6	358	503	32.6	0.54	4.8	節からの引張破壊
K-08	13.860	1,600	1.92	1,780	72.6	301	335	26.5	0.49	6.1	節からの引張破壊
K-09	13.905	1,952	2.64	2,596	63.6	364	484	31.1	0.53	4.7	節からの引張破壊
K-10	13.958	1,216	1.68	1,860	61.5	225	343	29.9	0.49	6.3	節からの引張破壊
K-11	13.903	1,824	2.00	2,613	78.5	340	487	30.0	0.50	4.8	節周辺の目切れ破壊
K-12	13.923	1,120	1.52	1,896	63.3	209	352	34.7	0.53	5.8	節からの引張破壊
K-13	13.940	1,504	1.76	2,540	72.8	279	469	29.9	0.48	5.2	健全部引張破壊
K-14	13.855	1,600	1.92	2,586	72.7	302	487	27.1	0.49	5.3	節からの引張破壊
K-15	13.935	1,728	2.00	2,603	73.7	320	482	30.7	0.52	4.6	節周辺の目切れ破壊
平均					72.8	318	468	31.0	0.51	5.1	
最小					61.5	209	319	26.5	0.47	3.8	
最大					87.2	378	587	38.0	0.55	6.3	
標準偏差					7.1	50	85	3.0	0.03	0.7	
K-16	13.933	1,632	2.48	2,363	56.2	303	438	33.1	0.50	6.5	健全部引張破壊
K-17	13.920	1,568	1.60	2,356	84.0	292	437	30.7	0.49	4.7	節からの引張破壊
K-18	13.910	1,696	1.84	2,586	79.3	316	481	31.6	0.57	5.8	節からの引張破壊
K-19	13.945	1,888	2.08	2,613	77.2	349	483	32.5	0.52	5.4	健全部引張破壊
K-20	13.905	1,504	2.00	1,840	64.7	281	343	33.9	0.48	6.9	節からの引張破壊
K-21	13.908	1,856	1.84	2,950	86.7	346	549	32.7	0.55	3.8	節からの引張破壊
K-22	13.958	2,080	1.76	3,273	100.0	383	602	35.5	0.52	3.2	健全部引張破壊
K-23	13.948	1,760	2.32	2,563	64.5	325	473	30.6	0.56	6.4	節からの引張破壊
K-24	13.913	1,760	1.84	2,953	82.1	328	549	37.8	0.51	5.2	節からの引張破壊
K-25	13.943	1,952	2.16	2,726	76.9	361	504	28.1	0.54	6.2	節からの引張破壊
K-26	13.893	1,952	1.76	3,020	95.7	365	564	31.3	0.53	4.0	節周辺の目切れ破壊
K-27	13.933	1,024	1.36	1,706	64.5	190	316	29.9	0.49	4.8	節からの引張破壊
K-28	13.875	928	1.44	1,993	56.1	175	374	28.7	0.45	5.0	健全部引張破壊
K-29	13.910	1,792	2.24	2,853	68.7	334	531	28.5	0.50	5.5	節周辺の目切れ破壊
K-30	13.943	1,760	1.76	2,960	85.1	326	547	28.3	0.50	4.7	健全部引張破壊
平均					76.1	312	479	31.5	0.51	5.2	
最小					56.1	175	316	28.1	0.45	3.2	
最大					100.0	383	602	37.8	0.57	6.9	
標準偏差					12.9	57	82	2.7	0.03	1.1	

表-9

トドマツ・ジョイント材の曲げ試験結果

試験体 No.	径 d cm	比例限荷重 P ₀ kgf	比例限たわみ δ cm	最大荷重 P _b kgf	曲げヤング係数 E tonf/cm ²	比例限曲げ応力度 σ ₀ kgf/cm ²	曲げ破壊係数 σ _b kgf/cm ²	試験時 含水率 %	破壊形態	備考
T-01	13.840	1,860	1.80	2,303	65.6	178	221	50.7	フィンガー部引張破壊	エポキシ系接着剤
T-02	13.810	2,340	1.80	2,351	83.3	226	227	33.1	フィンガー部引張破壊	エポキシ系接着剤
T-03	13.825	2,280	1.80	2,623	80.7	219	253	39.7	フィンガー部引張破壊	エポキシ系接着剤
T-04	13.860	2,220	1.70	2,723	82.4	212	260	39.6	フィンガー部引張破壊	エポキシ系接着剤
T-05	13.833	2,460	1.80	3,290	86.9	236	316	38.0	フィンガー部引張破壊	エポキシ系接着剤
T-06	13.865	1,440	1.30	1,475	69.7	137	141	76.7	フィンガー部引張破壊	エポキシ系接着剤
T-07	13.813	1,380	1.20	1,435	73.4	133	138	59.2	フィンガー部引張破壊	エポキシ系接着剤
T-08	13.858	2,460	2.10	2,595	74.0	235	248	45.7	フィンガー部引張破壊	エポキシ系接着剤
T-09	13.898	1,860	1.60	2,623	72.5	176	249	80.3	フィンガー部引張破壊	エポキシ系接着剤
T-10	13.865	2,460	2.00	3,030	77.5	235	289	39.7	フィンガー部引張破壊	エポキシ系接着剤
T-11	13.877	2,580	2.00	3,862	81.1	246	368	36.3	フィンガー部引張破壊	エポキシ系接着剤
T-12	13.862	2,160	1.60	2,159	85.1	206	206	49.3	フィンガー部引張破壊	エポキシ系接着剤
T-13	13.882	2,400	1.80	2,675	83.6	228	254	71.9	フィンガー部引張破壊	エポキシ系接着剤
T-14	13.865	2,040	1.80	2,327	71.4	195	222	78.3	フィンガー部引張破壊	エポキシ系接着剤
T-15	13.865	2,580	1.80	3,114	90.3	246	297	37.9	フィンガー部引張破壊	エポキシ系接着剤
平均					78.5	207	246	51.8		
最小					65.6	133	138	33.1		
最大					90.3	246	368	80.3		
標準偏差					7.1	37	60	17.0		
T-16	13.882	2,184	1.72	3,034	79.6	208	289	83.8	フィンガー部付近の節引張破壊	イソシアネート系接着剤
T-17	13.827	2,496	1.96	3,346	81.1	240	322	45.4	節からの引張破壊	イソシアネート系接着剤
T-18	13.902	1,944	1.60	3,658	75.7	184	346	44.4	フィンガー部引張破壊	イソシアネート系接着剤
T-19	13.892	2,184	1.48	2,751	92.1	207	261	69.5	フィンガー部引張破壊	イソシアネート系接着剤
T-20	13.842	1,992	1.60	2,487	78.9	191	238	104.3	フィンガー部引張破壊	イソシアネート系接着剤
T-21	13.842	2,424	1.88	2,639	81.8	233	253	45.3	フィンガー部引張破壊	イソシアネート系接着剤
T-22	13.872	2,160	1.60	2,475	84.6	205	235	77.4	フィンガー部引張破壊	イソシアネート系接着剤
T-23	13.807	2,544	1.84	3,214	88.7	246	311	39.7	フィンガー部引張破壊	イソシアネート系接着剤
T-24	13.853	2,088	1.80	2,355	73.3	200	225	65.5	フィンガー部引張破壊	イソシアネート系接着剤
T-25	13.852	1,992	1.72	2,915	73.1	190	279	40.8	フィンガー部付近の節引張破壊	イソシアネート系接着剤
T-26	13.832	1,872	1.52	2,795	78.3	180	269	38.7	節からの引張破壊	イソシアネート系接着剤
T-27	13.845	2,376	1.92	2,527	78.4	228	242	42.0	フィンガー部引張破壊	イソシアネート系接着剤
T-28	13.810	2,064	1.44	2,287	91.8	199	221	32.7	フィンガー部引張破壊	イソシアネート系接着剤
T-29	13.797	2,112	1.96	2,375	69.2	204	230	50.9	フィンガー部引張破壊	イソシアネート系接着剤
T-30	13.837	1,512	1.24	1,879	77.4	145	180	28.5	フィンガー部引張破壊	イソシアネート系接着剤
平均					80.3	204	260	53.9		
最小					69.2	145	180	28.5		
最大					92.1	246	346	104.3		
標準偏差					6.7	26	44	21.5		

表-10

トドマツ・コントロール材の曲げ試験結果

試験体 No.	径 d, cm	比例限荷重 P _{0.0} , kgf	比例限たわみ δ, cm	最大荷重 P _b , kgf	曲げヤング係数 E, tonf/cm ²	比例限曲げ応力度 σ _{0.0} , kgf/cm ²	曲げ破壊係数 σ _b , kgf/cm ²	試験時 含水率 %	試験時 比重	試験時 平均年輪幅 mm	破壊形態
T-01	13.850	1,312	1.68	1,673	68.2	248	315	38.4	0.36	4.9	節からの引張破壊
T-02	13.828	1,696	2.00	2,213	74.5	321	419	36.6	0.42	4.2	節からの引張破壊
T-03	13.853	1,600	1.68	2,103	83.1	302	396	41.7	0.42	3.6	節からの引張破壊
T-04	13.838	1,184	1.68	1,683	62.0	225	319	56.2	0.48	4.8	節周辺の目切れ破壊
T-05	13.853	1,664	1.76	2,406	82.6	314	453	48.0	0.46	3.3	節からの引張破壊
T-06	13.868	1,536	1.68	2,183	79.6	289	410	81.4	0.51	4.7	節からの引張破壊
T-07	13.873	1,152	1.52	1,940	66.0	217	364	80.1	0.40	4.0	節周辺の目切れ破壊
T-08	13.810	1,536	1.76	2,140	77.1	292	407	46.8	0.40	3.5	引張破壊
T-09	13.875	1,472	1.84	2,143	69.5	277	402	76.4	0.46	3.9	引張破壊
T-10	13.828	1,440	1.76	1,963	72.0	273	372	30.8	0.40	3.0	引張破壊
T-11	13.908	1,632	1.68	2,296	83.4	304	427	31.3	0.39	4.1	節からの引張破壊
T-12	13.830	1,376	1.44	1,856	84.0	261	352	52.1	0.40	4.2	節からの引張破壊
T-13	13.863	1,536	1.76	2,063	76.0	289	388	46.7	0.41	3.9	節からの引張破壊
T-14	13.880	1,376	1.76	1,843	67.8	258	345	56.4	0.36	3.1	節からの引張破壊
T-15	13.883	1,728	1.68	2,526	89.0	324	473	34.0	0.41	3.0	引張破壊
平均					75.7	280	389	50.5	0.42	3.9	
最小					62.0	217	315	30.8	0.36	3.0	
最大					89.0	324	473	81.4	0.51	4.9	
標準偏差					7.9	33	46	17.0	0.04	0.6	
T-16	13.888	1,344	1.52	1,690	76.6	252	316	63.0	0.49	4.9	節からの引張破壊
T-17	13.858	1,600	1.76	2,256	79.2	301	424	45.1	0.42	3.6	節からの引張破壊
T-18	13.885	1,600	1.68	1,950	82.4	300	365	36.2	0.45	4.3	節からの引張破壊
T-19	13.865	1,600	1.68	2,556	83.0	301	480	71.1	0.57	4.0	節からの引張破壊
T-20	13.848	1,216	1.44	1,943	74.1	230	367	80.4	0.53	5.7	引張破壊
T-21	13.860	1,696	1.92	2,226	76.9	319	418	40.1	0.39	5.1	節周辺の目切れ破壊
T-22	13.848	1,728	1.68	2,220	90.0	327	419	95.3	0.57	3.2	節からの引張破壊
T-23	13.835	1,664	1.92	2,300	76.0	315	435	29.8	0.39	5.8	節からの引張破壊
T-24	13.868	1,504	1.68	2,246	77.9	283	422	66.3	0.48	4.0	引張破壊
T-25	13.860	1,312	1.52	1,956	75.2	247	368	39.7	0.41	4.4	節からの引張破壊
T-26	13.823	1,568	1.76	2,213	78.4	298	419	27.9	0.39	4.5	引張破壊
T-27	13.890	1,536	1.76	2,093	75.4	288	391	43.0	0.45	4.0	節からの引張破壊
T-28	13.843	1,504	1.52	2,166	86.6	284	409	35.5	0.41	4.0	節からの引張破壊
T-29	13.833	1,376	1.84	1,923	65.7	261	364	50.9	0.39	5.7	節からの引張破壊
T-30	13.828	1,536	1.60	1,773	84.4	291	336	29.7	0.42	4.2	節からの引張破壊
平均					78.8	286	396	50.3	0.45	4.5	
最小					65.7	230	316	27.9	0.39	3.2	
最大					90.0	327	480	95.3	0.57	5.8	
標準偏差					5.9	28	43	20.4	0.06	0.8	

表-11

カラマツ・ジョイント材の接合効率

試験体 No.	曲げヤング係数 E/E ₀	比例限曲げ応力度 σ_p / σ_{p0}	曲げ破壊係数 σ_b / σ_{b0}
K-01	1.13	0.71	0.46
K-02	1.15	0.48	0.56
K-03	1.01	0.55	0.37
K-04	1.07	0.52	0.64
K-05	1.10	0.60	0.51
K-06	1.17	0.53	0.60
K-07	1.17	0.49	0.44
K-08	1.09	0.64	1.10
K-09	1.18	0.31	0.63
K-10	1.02	0.55	0.46
K-11	0.91	0.51	0.55
K-12	1.06	0.78	0.46
K-13	1.02	0.60	0.73
K-14	1.00	0.70	0.55
K-15	0.94	0.56	0.48
平均	1.07	0.57	0.56
最小	0.91	0.31	0.37
最大	1.18	0.78	1.10
標準偏差	0.08	0.11	0.18
K-16	1.07	0.31	0.26
K-17	0.98	0.45	0.36
K-18	0.94	0.39	0.30
K-19	1.16	0.41	0.34
K-20	0.97	0.34	0.34
K-21	1.10	0.34	0.24
K-22	0.99	0.42	0.29
K-23	1.03	0.27	0.26
K-24	1.00	0.35	0.26
K-25	0.96	0.35	0.30
K-26	0.86	0.34	0.28
K-27	1.12	0.46	0.41
K-28	1.12	0.56	0.45
K-29	1.14	0.37	0.34
K-30	1.02	0.42	0.30
平均	1.03	0.38	0.32
最小	0.86	0.27	0.24
最大	1.16	0.56	0.45
標準偏差	0.08	0.07	0.06

表-12

トドマツ・ジョイント材の接合効率

試験体 No.	曲げヤング係数 E/E ₀	比例限曲げ応力度 σ_p / σ_{p0}	曲げ破壊係数 σ_b / σ_{b0}
T-01	0.96	0.72	0.70
T-02	1.12	0.70	0.54
T-03	0.97	0.72	0.64
T-04	1.33	0.94	0.82
T-05	1.05	0.75	0.70
T-06	0.88	0.47	0.34
T-07	1.11	0.61	0.38
T-08	0.96	0.80	0.61
T-09	1.04	0.64	0.62
T-10	1.08	0.86	0.78
T-11	0.97	0.81	0.86
T-12	1.01	0.79	0.58
T-13	1.10	0.79	0.65
T-14	1.05	0.76	0.64
T-15	1.01	0.76	0.63
平均	1.04	0.74	0.63
最小	0.88	0.47	0.34
最大	1.33	0.94	0.86
標準偏差	0.10	0.11	0.14
T-16	1.04	0.82	0.91
T-17	1.02	0.80	0.76
T-18	0.92	0.61	0.95
T-19	1.11	0.69	0.54
T-20	1.06	0.83	0.65
T-21	1.06	0.73	0.60
T-22	0.94	0.63	0.56
T-23	1.17	0.78	0.71
T-24	0.94	0.71	0.53
T-25	0.97	0.77	0.76
T-26	1.00	0.60	0.64
T-27	1.04	0.79	0.62
T-28	1.06	0.70	0.54
T-29	1.05	0.78	0.63
T-30	0.92	0.50	0.54
平均	1.02	0.72	0.66
最小	0.92	0.50	0.53
最大	1.17	0.83	0.95
標準偏差	0.07	0.10	0.13

第3章 ダボ接合耐力試験

はじめに

昭和61年に丸太組構法の技術基準が建設大臣告示として世に出されて以来、この基準に従って多くの丸太組構法建物が建てられるようになった。

基準では建物の床面積又は見付面積に応じたダボ本数を耐力壁に配置するよう求めている。鉛直力に対する構造性能はもとより、風圧力、地震力といった水平力に対する建物の構造性能はダボ接合に全面的に依存しており、この構法ではダボ接合は極めて重要なものである。

ところで、この基準ではダボ接合耐力は、接合部構成材料のそれぞれの降伏を考慮して求めるいわゆるEuropean Theoryに基づいている。

この方法は接合部各材料の寸法や弾性定数で耐力を計算することができるので、普遍性のある優れたものであるが、ただ次の点については今後検討しなければならないこととして指摘されよう。

- (1) 降伏モードのなかに、しばしば接合部の最大耐力を決すると思われる割れ裂き応力に対するものが含まれていないこと。
- (2) 接合部の迂りに対する情報がないこと。

(1)は、ダボ接合の最大耐力がどのくらいか、あるいは安全率がどの程度のものか不明であるということであり、建物の保有耐力等を知る上からも是非解決しなければならない問題である。

(2)は建物の変形計算の際大きな障害となる。大規模な丸太組構法建物の設計には、変形計算も必要なものもあると考えられるので、これも又解決しておかねばならない問題であろう。

以上の問題を解析的に解くためには、ダボに接触する木材の応力の分布—木材の異方性とも関連した三次元分布、応力集中—と破壊力学等を用いた破壊現象の解明が不可欠であろう。

しかし、この分野の研究はいまだ緒に着いたばかりの状態とってよく、全面的な解決にはまだまだ時日を要するであろう。

本試験は、ダボ接合に対する以上のような認識の下に、実験的な手法により、設計に

必要な情報を蓄積しようと着手されたものである。

本報の主たる目的は、ダボ接合耐力に与えるダボ長さの影響、及び各種のダボ接合耐力計算法を実験値で検証してみようというものである。

1. 試験体

本試験では一般に最もよく使用される鉄筋コンクリート用棒鋼（丸鋼）とスパイク釘を用いた。

棒鋼は直径 9 mm の鉄筋コンクリート用棒鋼（JIS G 3112 に規定する S R 24）である。

ダボ接合試験体を図-1 に示す。

試験体は側材と中心材より成るが、これらは両側より挿入した二本のダボにより接合されている。

ダボの全長は、側材の幅（図-1 の b）の 2 倍で、 $3.6\text{cm} \times 2$ 、 $7.2\text{cm} \times 2$ 、 $9.0\text{cm} \times 2$ の 3 種類を試験した。試験体は各条件 6 体である。

木材は集成材を使用した。接合耐力への影響を考慮して、無節の材料を使用している。

使用木材の比重を表-1 に示す。

ダボ挿入用の先穴は、ダボ径と同寸の 9 mm の木工用キリであけている。

本試験では、棒鋼ダボの他にスパイク釘も用いている。

試験に供したスパイク釘は、矩形断面の鋼材をねじって作ったもので、胴部はラセンを持っている（図-2）。

接合試験体は、図-3 に示すように、まず中心材から側材に向けて上下千鳥に 2 本打ちつけ、次に他の側材から中心材に向けて位置をズラして釘 2 本を打ち、構成した。

釘の打込み長さは、釘の長さの $1/2$ としている。

釘の打込みに際して、釘頭側の木材には 7 mm の先孔及び深さ 25 mm、直径 17.5 mm の座堀りを行っている。

木材には集成材を使用した、使用した木材の比重を表-2 に示す。

2. 試験方法

棒鋼ダボの一面せん断試験は、図-4に示すような装置を用いて行った。

図-1に示すような試験体の側材を加力フレームに固定し、中心材をブラケットでジャッキに連結し、ジャッキで引張り力を加えた。

加力は単調増加で試験体が破壊するまで行った。

主材と側材との相対ズレを変位計で測定している。スパイク釘の一面せん断試験は、同一の装置を用いて行っているが、加力は中心材をジャッキで押す方法を採用した。

この場合も加力は単調増加で、最大荷重を記録するまで行っている。

3. 試験結果とその検討

3.1 耐力とダボ長さ

棒鋼ダボの一面せん断試験より得た荷重-変位曲線を図-5～図-22に示す。

これらは荷重初期の直線と比例限度を超えた後の直線の二つで構成されているとみることができよう。

破壊は、ダボ長さ72mmのものでは側材の割れ裂き、180mmのものでは中心材の割れ裂きが全てを占め、144mmのものでは側材、中心材の割れ裂きがほぼ半数ずつを占めていた。

ダボ1本あたりの最大荷重を表-3に示す。

この表からみると、ダボ長さの影響は明白でなく、最も長い180mmダボがバラツキは小さいが却って低い値を示している。

これは木材の比重によるものと考えられる。これを明らかにするため、木材比重と最大荷重との関係を図で眺めてみると、図-23のような傾向がみられた。これに回帰直線をあてはめると

$$P_m = 143 + 1074\rho$$

ここに P_m : 最大荷重

ρ : 木材の比重

となり、決定係数 $r^2 = 0.211$ を得た。

全体としてみたとき、比重の幅が狭いため、高い相関関係が得られているとは言えないまでも、両者にその関係が存在することは明らかである。

特にダボ長さ 180mmの試験体は全て全体の比重分布のうち最下位を占めているため、最大荷重の低下を招いていることは明らかと言える。

今回の試験では、木材の比重によるマッチングは行うことができなかったため、比重の偏りが存在している。

そこで最大荷重を比重で除して、規準化を行い比重の影響を除いた値を求めてみると表-3に示すようなものとなった。

この結果、ダボ長さ 180mmのものが最も大きい値となったが、三者の間の差は小さく有意ではない。従って、今回試験したダボ長さ72、144、180mmの間には耐力の差は無かったと結論づけられよう。

3.2 接合耐力の算定

これ以後では、いろいろな方法によりダボ接合耐力を求めこれを実験値と比較してみる。

3.2.1 実験結果を用いた許容耐力の算定

実験結果を直接そのまま用いて、特定の樹種なりロットに対する許容耐力を求める方法は次のようなものである。この方法は、日本建築学会の「木構造計算規準」（以後A I Jという）に接合耐力の誘導目的1の場合として与えられているものである。

耐力分布を対数正規分布とし、その5%下限値を求める。その場合5%下限値は、信頼率75%の95%下側許容限界として求める。

丸鋼ダボの実験値の統計値は次のようになった。

	平均値（自然対数）	標準偏差
$l = 72 \text{ mm}$	6.6204	0.1045
$l = 144 \text{ mm}$	6.6223	0.1565
$l = 180 \text{ mm}$	6.5286	0.0296

(l : ダボ長さ)

5%下限値は

$$\text{EXP}(\bar{\chi} - 2.336 \times \text{SD})$$

これから得た値を安全率2で除し、短期許容耐力として次を得た。

$$\ell = 72 \text{ mm} : 294\text{kgf}$$

$$\ell = 144\text{mm} : 261\text{kgf}$$

$$\ell = 180\text{mm} : 320\text{kgf}$$

ここで安全率は大き目の値を一応採用している。

3.2.2 ドリフトピン接合に対する方法の適用

ドリフトピン接合に対する許容耐力をA I Jでは次のように与えている。

$$\ell / d > 4 \text{ の場合} \quad P = 1040 \alpha \cdot \rho \cdot d^2$$

$$2 \leq \ell / d \leq 4 \text{ の場合} \quad P = 260 \alpha \cdot \rho \cdot d \cdot \ell$$

α = 接合形式による係数でこの場合0.5

ρ : 木材の比重 (J 2では0.37を用いてもよい)

ℓ 、 d : 側材の厚さ (即ちダボ長さの1/2)、ダボ直径

比重に関するデータがない場合には樹種グループに与えられている値を用いてもよいとしているので、まずJ 2の値0.37で許容耐力を求めてみる。

(a) ダボ長さ 7.2cm ($\ell = 3.6\text{cm}$) の場合

$$\ell / d = 3.6 / 0.9 = 4$$

$$\begin{aligned} P &= 260 \times 0.5 \times 0.37 \times 0.9 \times 3.6 \\ &= 156 \end{aligned}$$

(b) ダボ長さ14.4cm ($\ell = 7.2\text{cm}$) の場合

$$\begin{aligned} P &= 1040 \times 0.5 \times 0.37 \times 0.9^2 \\ &= 156 \end{aligned}$$

(c) ダボ長さ18.0cm ($\ell = 9.0\text{cm}$) の場合

$$\begin{aligned} P &= 1040 \times 0.5 \times 0.37 \times 0.9^2 \\ &= 156 \end{aligned}$$

A I Jでは、比重データがある場合には、それを使ってよいことになっているので、次に実測した比重データを用いて耐力を求めてみる。

表-1の比重の標準偏差はいずれも平均値の10%以下であるので、ここでは変動係数を一率に10%とし、比重の5%下限値を信頼率75%の95%下側許容限界として求める。

$$T_L = \bar{x} - k s$$

T_L : 許容限界

$\bar{\chi}$: 平均値

s : 標準偏差

k : 1.956 (試験体数18体として)

$\ell = 3.6\text{cm}$ の場合

$$\begin{aligned} T_L &= 0.566 - 1.956 \times 0.566 \times 0.1 \\ &= 0.455 \end{aligned}$$

$\ell = 7.2\text{cm}$ の場合

$$\begin{aligned} T_L &= 0.573 - 1.956 \times 0.573 \times 0.1 \\ &= 0.461 \end{aligned}$$

$\ell = 9.0\text{cm}$ の場合

$$\begin{aligned} T_L &= 0.509 - 1.956 \times 0.509 \times 0.1 \\ &= 0.409 \end{aligned}$$

(d) $\ell = 3.6\text{cm}$ の場合の耐力

$$\begin{aligned} P &= 260 \times 0.5 \times 0.455 \times 0.9 \times 3.6 \\ &= 192 \end{aligned}$$

(e) $\ell = 7.2\text{cm}$ の場合 (及び $\ell = 9.0\text{cm}$) の耐力

$$\begin{aligned} P &= 1040 \times 0.5 \times 0.461 \times 0.9^2 \\ &= 194 \end{aligned}$$

かくして得た許容耐力で実験より得た最大耐力を除してみると、

$$\ell = 3.6\text{cm} \text{の場合} \quad 754/192 = 3.9$$

$$\ell = 7.2\text{cm} \text{の場合} \quad 759/194 = 3.9$$

$$\ell = 9.0\text{cm} \text{の場合} \quad 685/194 = 3.5$$

といずれも 3.5以上という高い値が得られた。

A I Jの許容耐力は、従来十分な実験データがないため、安全をみてかなり低めに設定しているものであるが、今回の実験結果を照らしてみるとこのことが首肯される。

一般に接合耐力の安全率は 1.5~2.0 の範囲の値が用いられる。

従って今後より広範な検討を経て、ドリフトピン接合に対する許容耐力を上げる必要があるだろう。

3.2.3 ボルト接合に対する方法の適用

ボルトの許容せん断耐力はA I Jによれば次のように与えられる。

$$P_a = 2 \times C \times f_c \times d \times \ell$$

ここで

d = ボルト直径 (ここでは 0.9cm)

ℓ = 主材厚

f_c = 主材の長期許容圧縮応力度(kgf/cm²)

= 100 (特級)

c は次のうち最も小さい値

① $2 \alpha \beta$

② 1

③
$$\sqrt{\frac{8 \alpha^2 \beta^2 (1 + \beta)}{(2 \beta + 1)^2} + \frac{8 \beta \gamma \left(\frac{d}{e}\right)^2}{3 (2 \beta + 1)}} - \frac{2 \alpha \beta}{2 \beta + 1}$$

④
$$\frac{d}{e} \sqrt{\frac{8 \beta \gamma}{3 (1 + \beta)}}$$

ただし

$$\alpha = 1$$

$$\beta = 1$$

$$\gamma = F / 3 \cdot f_c = 2400 / (3 \times 100) = 8.0$$

(SR24のF値2400、 f_c は構造用集成材特級の値とした)

(a) $\ell = 3.6\text{cm}$ の場合

① $2 \alpha \beta = 2$

③
$$\sqrt{\frac{8 (1 + 1)}{(2 + 1)^2} + \frac{8 \times 8.0 \left(\frac{0.9}{3.6}\right)^2}{3 (2 + 1)}} - \frac{2}{2 + 1}$$

④
$$\frac{0.9}{3.6} \sqrt{\frac{8 \times 8.0}{3 (1 + 1)}} = 0.82$$

従って

$$P_a = 2 \times 0.82 \times 100 \times 0.9 \times 3.6$$

$$= 531$$

(b) $\ell = 7.2\text{cm}$ の場合

$$\textcircled{3} \sqrt{\frac{8 \times 2}{3^2} + \frac{8 \times 8.0 \left(\frac{0.9}{7.2}\right)^2}{3(3)}} - \frac{2}{3}$$
$$= 0.71$$

$$\textcircled{4} \frac{0.9}{7.2} \sqrt{\frac{8 \times 8.0}{3 \times 2}} = 0.41$$

$$P_a = 2 \times 0.41 \times 100 \times 0.9 \times 7.2$$
$$= 531$$

(c) $\ell = 9.0\text{cm}$ の場合

$$\textcircled{3} \sqrt{\frac{8 \times 2}{3^2} + \frac{8 \times 8.0 \left(\frac{0.9}{9}\right)^2}{3 \times 3}} - \frac{2}{3}$$
$$= 0.69$$

$$\textcircled{4} \frac{0.9}{9} \sqrt{\frac{8 \times 8}{3 \times 2}} = 0.33$$

$$P_a = 2 \times 0.33 \times 100 \times 0.9 \times 9$$
$$= 535$$

実験で得た最大耐力と許容耐力の比を求めてみると

$$\ell = 3.6\text{cm} \text{の場合} \quad 754/531 = 1.4$$

$$\ell = 7.2\text{cm} \text{の場合} \quad 759/531 = 1.4$$

$$\ell = 9.0\text{cm} \text{の場合} \quad 685/535 = 1.3$$

となった。

この値は安全率と考えられるが、一般に木構造の設計の分野においては、接合強度に対するそれは 2.0を採っており、ここではそれを下回っている。

ボルト接合部で考えている降伏モード以外の破壊モード（ここでは割れ裂きと考えられる）が生じたため低い耐力となったと考えられる。

従って現行A I Jのボルト接合耐力を求める方法をダボ接合にそのまま適用するのは問題があるということになる。

3.2.4 変形を基準にした方法

木構造のドイツ工業規格（D I N）の規定では、接合部耐力は 1.5mm変形時の耐力を上回ってはならないとしている。

このように接合部の変形を基準にして耐力を定める方法もあるが、しかしこの基準は建築物の構法、用途、要求性能などに応じて決めるべきもので一律に基準を課すのは不合理な点が多い。

しかしここでは一応の基準 1.5mm変形を採用し、このときの耐力がどの程度のものか眺めてみることにする。

1.5mm変形時の荷重を表-4に示す。

ここでも前述した方法に準じて75%信頼率の95%下限許容限界値を求めてみる。ただしここでは耐力分布は正規分布としている。

(a) $l = 3.6\text{cm}$ の場合

$$\begin{aligned} T_L &= 278 - 2.336 \times 111.6 \\ &= 17 \end{aligned}$$

(b) $l = 7.2\text{cm}$ の場合

$$\begin{aligned} T_L &= 421 - 2.336 \times 70.0 \\ &= 257 \end{aligned}$$

(c) $l = 9.0\text{cm}$ の場合

$$\begin{aligned} T_L &= 305 - 2.336 \times 43.3 \\ &= 204 \end{aligned}$$

$l = 3.6\text{cm}$ の場合の耐力は、17kgf となり実用的な数値とは言えないものである。これは接合部の加工精度によるものでガタの影響が直接大きく出たためと考えられる。

このように変形を基準にした耐力を考える場合には、データの大きなバラツキを覚悟しなければならない。

3.3 スパイク釘の接合耐力

スパイク釘の荷重-ひり曲線を、図-24~図-27に示す。釘1本あたりの最大荷重を表-5に示す。

この場合の破壊は、丸鋼ダボのような割れ裂きは生じず、釘の木材へのめり込みが目立った程度であった。

スパイク釘の接合耐力を求めてみると次のようになる。

スパイク釘の場合は試験体数が4であるので標準偏差に乗すべき数値は2.680 となり、

$$\begin{aligned} E X P (7.1035 - 2.680 \times 0.0678) \\ = 1014 \end{aligned}$$

を得、これを安全率 2.0で除して耐力507kgfを得る。

スパイク釘についての許容耐力の記述は我が国の設計資料にはなく、アメリカのNDS (National Design Specification) に記載されている。それによると直径 7.9mmのもの又は直径 9.5mmのもので許容耐力は夫々110kgf、145kgf (短期) となっている。

今回使用したスパイク釘はこのうちでどちらにも該当しないものであるが、断面積を等しくした等価断面で考えると直径 8.6mmのものになる。

これにA I Jの釘の許容耐力算定式を適用してみると、

$$\begin{aligned} P &= 400 d^{1.8} \\ &= 305 \end{aligned}$$

となる。

この値及びA I Jの目的1の場合の耐力値507 とNDSの値を比べると、NDSの値が非常に低いことが分る。

表-5に 1.5mm変形時の荷重を示した。この下側許容限界を求めてみると

$$\begin{aligned} T_L &= 288 - 2.680 \times 24.2 \\ &= 223\text{kgf} \end{aligned}$$

となり、やはりこれもNDSの値よりかなり高い値となった。アメリカでは、釘接合あるいはトラスプレート接合の耐力を、0.4mm変形時の耐力を基準にして求めるので、この方法で耐力を算定してみる。

0.4 mm変形時の荷重を表-5に示す。

これを使い下限許容限界を求めてみると

$$\begin{aligned} T_L &= 133 - 2.680 \times 10.3 \\ &= 105 \text{ (kgf)} \end{aligned}$$

となり、NDSの許容耐力に近い値が得られた。NDSのスパイク釘の許容耐力は、0.4 mm変形時の耐力をもとに算定しているものと考えられる。

いまスパイク釘の許容耐力をNDSの値110kgfとすると、実験より得た最大耐力を許容耐力で除した値は平均で11.1となり極めて高い値であった。

変形 0.4mmという値は、トラスなど接合部を多く持つ構造で、たわみなどの変形をある程度制限しようとする場合などに有用な基準となり得ても、これを他の一般的な構造物にまで敷衍するのは疑問である。

NDSの釘に対する許容耐力値は、このような状況をよく理解して使う必要があるだろう。

4. 結 論

今回の実験結果と耐力についての検討をまとめると次のようになる。

- (1) ダボ接合耐力と木材比重の間に相関関係が認められた。
- (2) 直径 9 mmの丸鋼ダボに於ては、ダボ長さ 3.6cm、 7.2cm、 9.0cmの間に耐力の差は存在しなかった。
- (3) ドリフトピン接合耐力算定式から得た耐力は内輪の値を与える。実験結果から耐力値上昇の可能性が指摘された。
- (4) ボルト接合耐力算定式から得た耐力は、実験で得た最大耐力に対して約 1.4の安全率を示したが、これは一般的には不足であることから、この方法をダボ接合に適用するためには、更に検討が必要であることが指摘された。
- (5) 変形を基準にして耐力を求める方法は、データの大きなバラツキを招来することを覚悟しなければならない。
- (6) NDSに与えられるスパイク釘の耐力は、変形を基準にした極めて低い値であり、ダボ接合耐力として考えるには疑問が残る。

表-1 ダボ接合試験体木材の比重

試験体 記号	中心材	側材		各試験体 平均	平均 (標準偏差)
C 0 7 2 1	0.531	0.612	0.608	0.584	0.566 (0.0416)
C 0 7 2 2	0.484	0.575	0.572	0.544	
C 0 7 2 3	0.497	0.589	0.589	0.558	
C 0 7 2 4	0.514	0.593	0.594	0.567	
C 0 7 2 5	0.519	0.594	0.595	0.569	
C 0 7 2 6	0.530	0.598	0.602	0.577	
C 1 4 4 1	0.545	0.547	0.540	0.544	0.573 (0.0281)
C 1 4 4 2	0.551	0.551	0.546	0.549	
C 1 4 4 3	0.562	0.583	0.554	0.566	
C 1 4 4 4	0.554	0.600	0.601	0.585	
C 1 4 4 5	0.560	0.609	0.613	0.594	
C 1 4 4 6	0.562	0.617	0.613	0.597	
C 1 8 0 1	0.548	0.454	0.455	0.486	0.509 (0.0434)
C 1 8 0 2	0.554	0.458	0.461	0.491	
C 1 8 0 3	0.554	0.462	0.465	0.494	
C 1 8 0 4	0.564	0.466	0.515	0.515	
C 1 8 0 5	0.564	0.516	0.518	0.533	
C 1 8 0 6	0.565	0.519	0.520	0.535	

表-2 スパイク釘接合試験体木材の比重

試験体 記号	中心材	側材		各試験体 平均	平均 (標準偏差)
SH1	0.381	0.403	0.391	0.392	0.408 (0.0260)
SH2	0.442	0.451	0.454	0.449	
SH3	0.404	0.391	0.390	0.395	
SH4	0.390	0.412	0.391	0.398	

表-3 最大荷重及び最大荷重/比重

試験体 記号	最大荷重 kgf	平均 (標準偏差)	最大荷重 比重	平均 (標準偏差)
C 0 7 2 1	810		1387	
C 0 7 2 2	652		1199	
C 0 7 2 3	687	754	1231	1329
C 0 7 2 4	718	(77.8)	1266	(109.8)
C 0 7 2 5	820		1441	
C 0 7 2 6	835		1447	
C 1 4 4 1	892		1640	
C 1 4 4 2	562		1024	
C 1 4 4 3	813	759	1436	1327
C 1 4 4 4	763	(110.0)	1304	(205.0)
C 1 4 4 5	785		1322	
C 1 4 4 6	739		1238	
C 1 8 0 1	700		1440	
C 1 8 0 2	680		1385	
C 1 8 0 3	671	685	1358	1348
C 1 8 0 4	717	(20.4)	1392	(77.3)
C 1 8 0 5	679		1274	
C 1 8 0 6	661		1236	

表-4 1.5mm 変形時荷重

(kgf)

試験体 記号	荷重	平均	標準偏差	変動係数 (%)
C 0 7 2 1	111			
C 0 7 2 2	205			
C 0 7 2 3	235	278	111.6	40.1
C 0 7 2 4	363			
C 0 7 2 5	362			
C 0 7 2 6	392			
C 1 4 4 1	474			
C 1 4 4 2	338			
C 1 4 4 3	463	421	70.0	16.6
C 1 4 4 4	382			
C 1 4 4 5	510			
C 1 4 4 6	362			
C 1 8 0 1	325			
C 1 8 0 2	358			
C 1 8 0 3	331	305	43.3	14.2
C 1 8 0 4	307			
C 1 8 0 5	272			
C 1 8 0 6	239			

表-5 最大荷重及び1.5mm変形時又は0.4mm変形時荷重
(kgf)

試験体 記号	最大 荷重	1.5mm時 荷重	0.4mm時 荷重
SH1	1115	282	131
SH2	1244	278	121
SH3	1311	323	146
SH4	1203	268	135
平均	1218	288	133
標準偏差	82.0	24.2	10.3
変動係数	6.7%	8.4%	7.7%

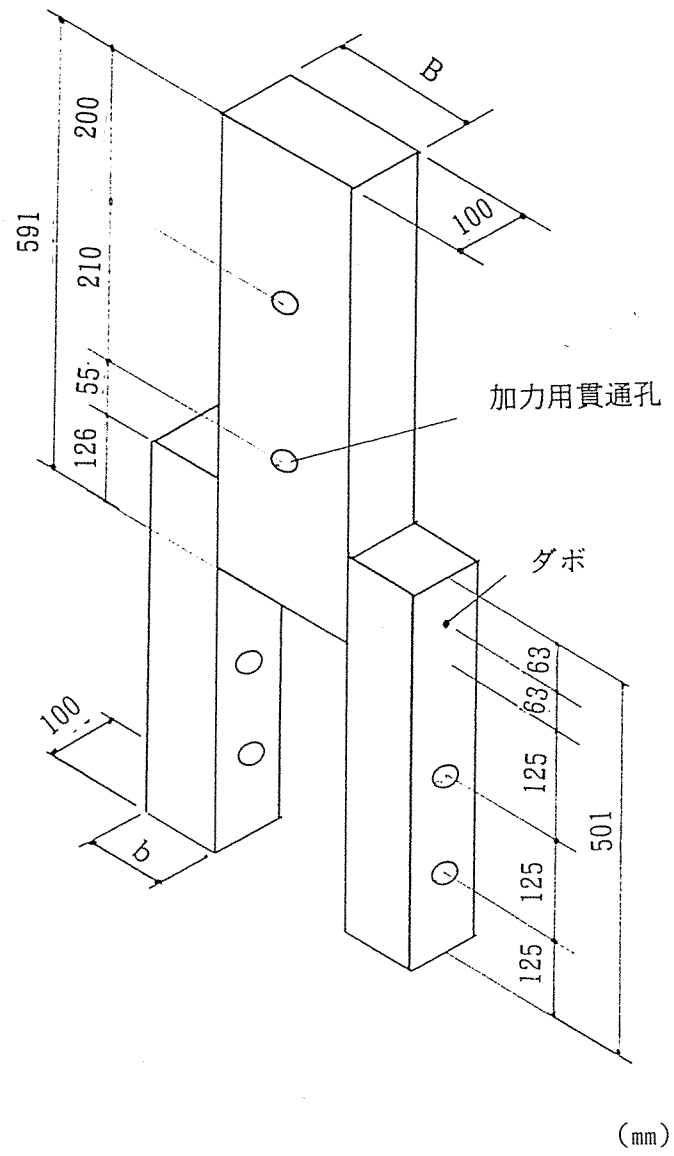


図-1 ダボ接合試験体

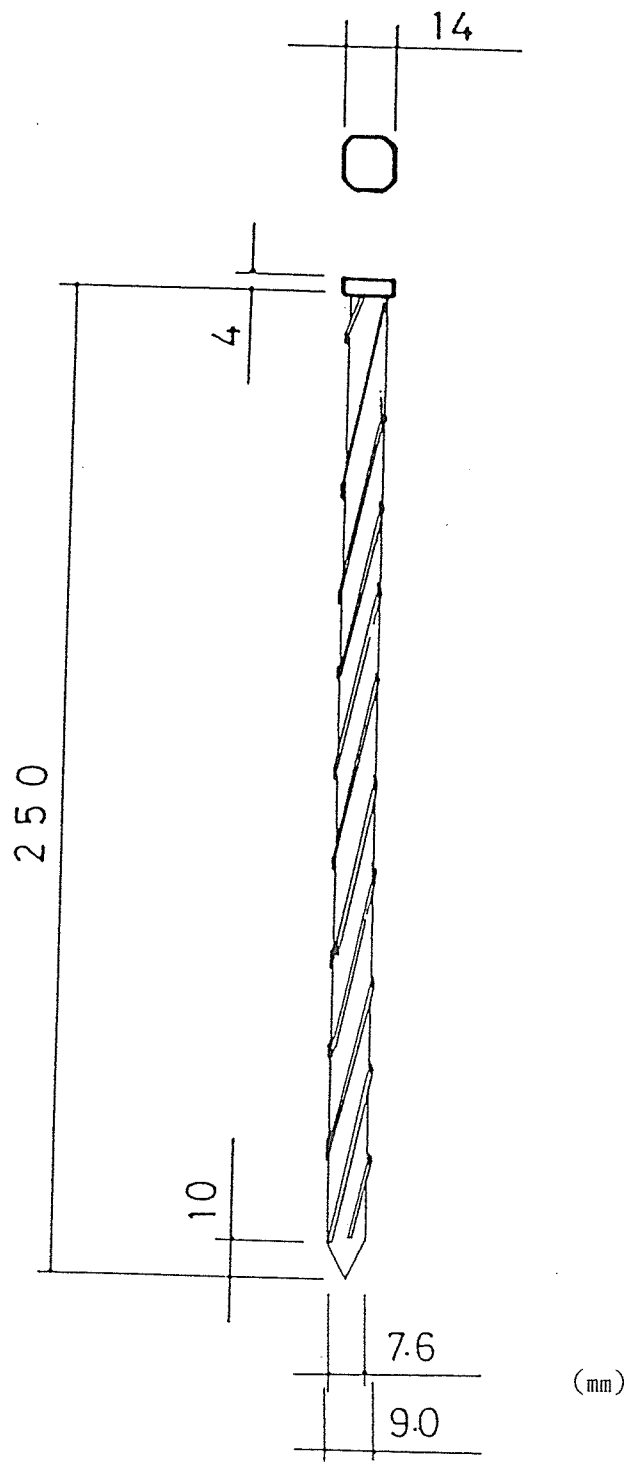
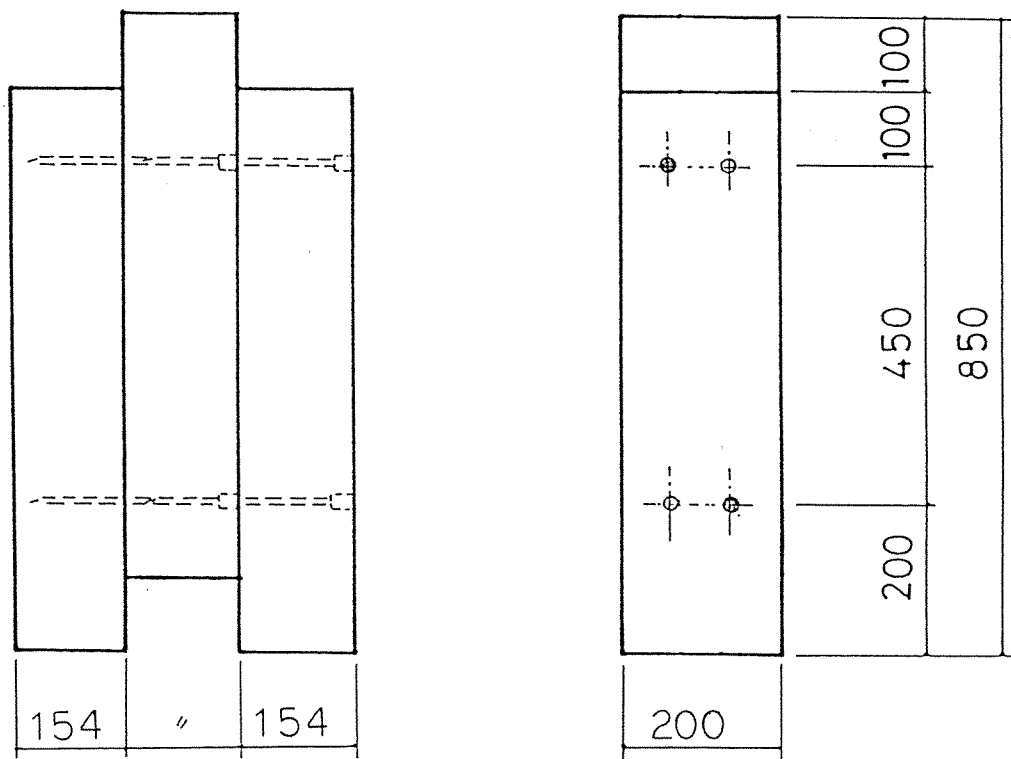


図-2 スパイク釘の形状寸法



(mm)

図-3 スパイク釘接合試験体

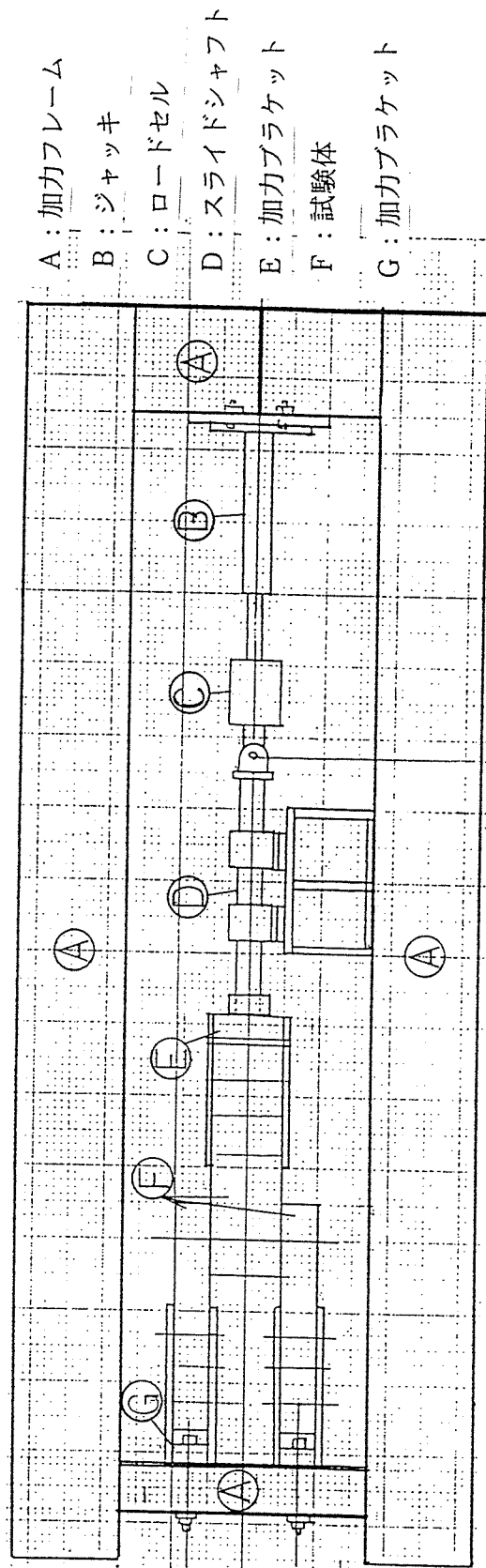


図-4 加力装置

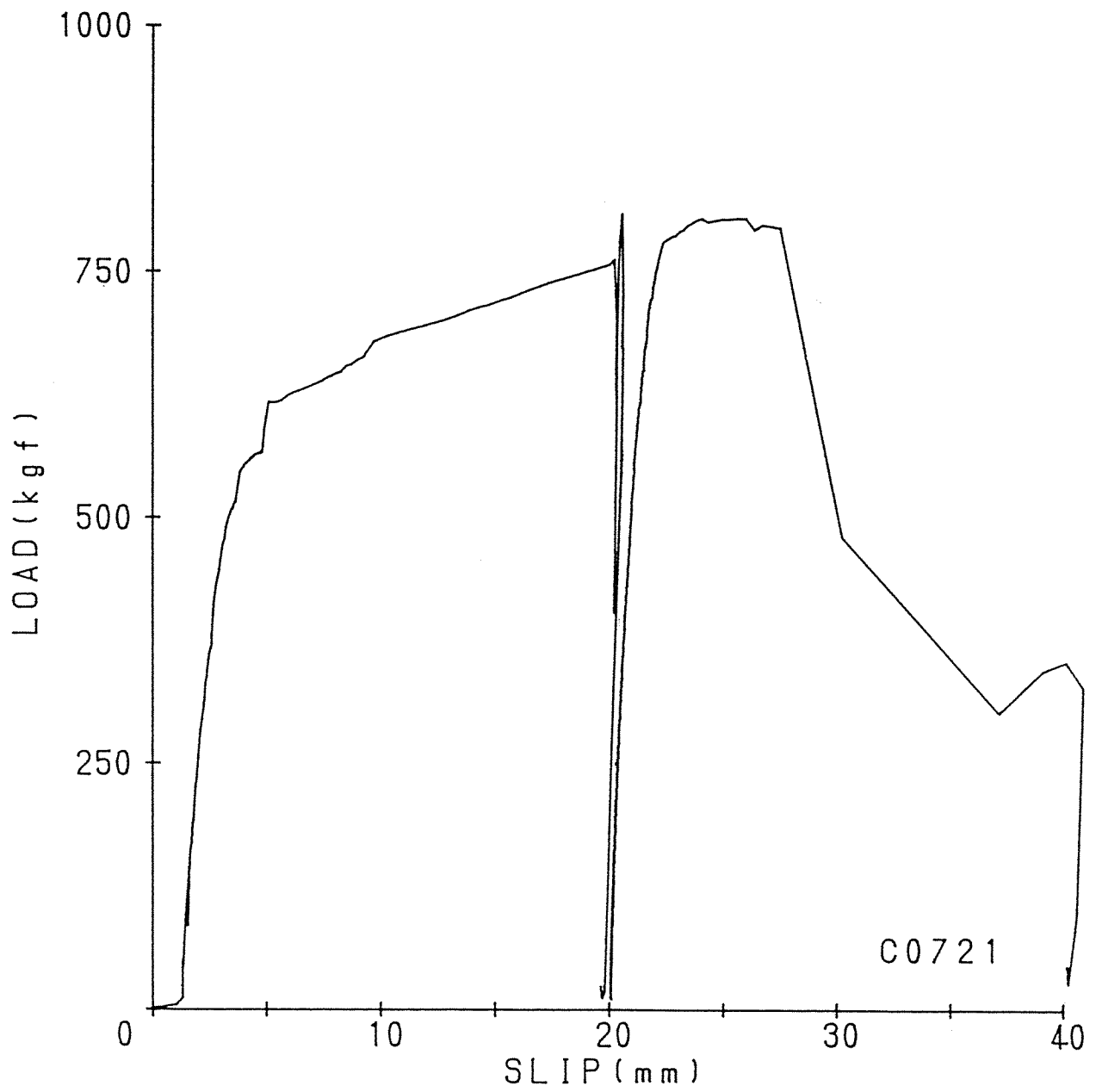


図-5 荷重-すべり曲線 (丸鋼ダボ)

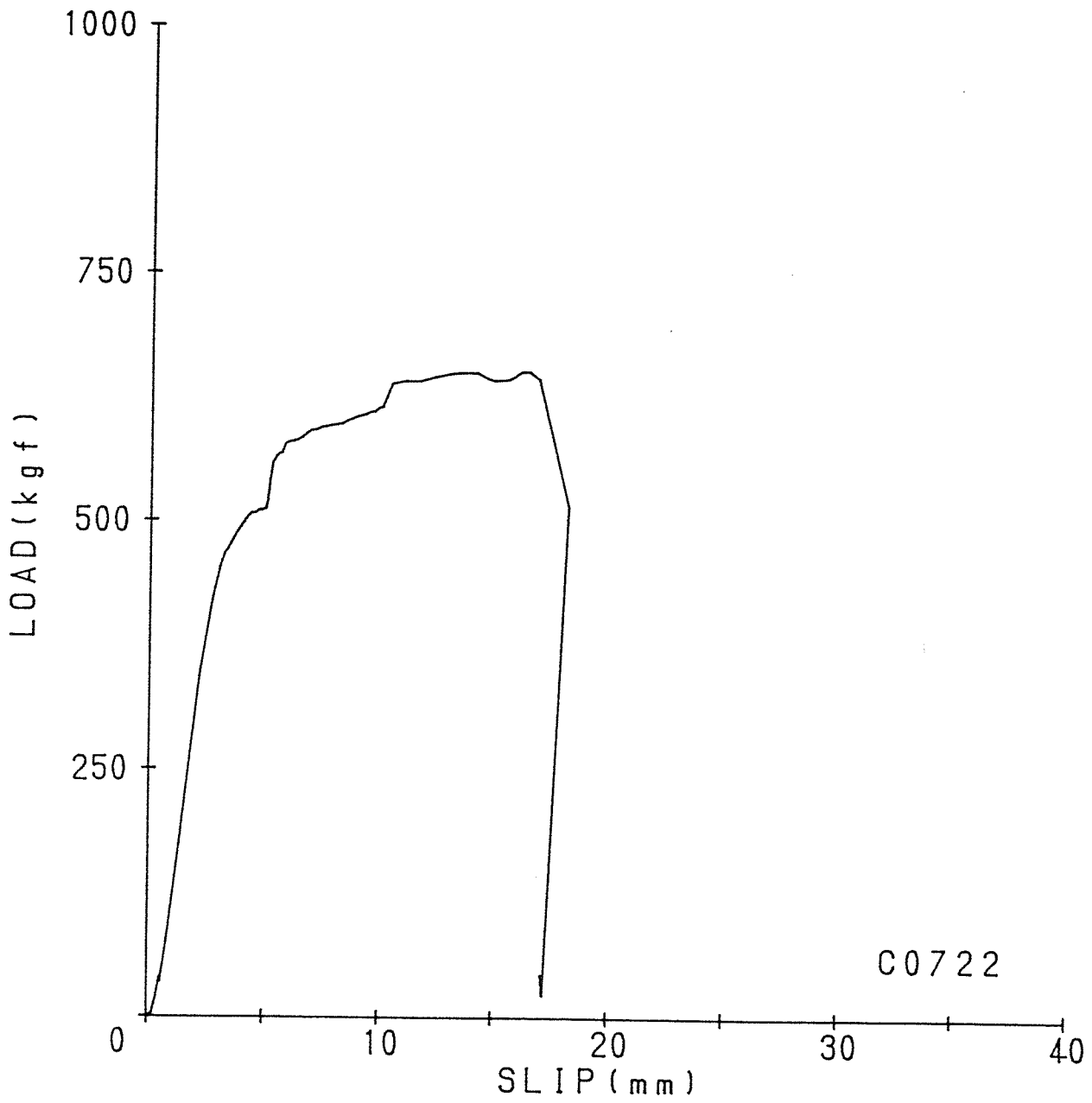


図-6 荷重-すべり曲線 (丸鋼ダボ)

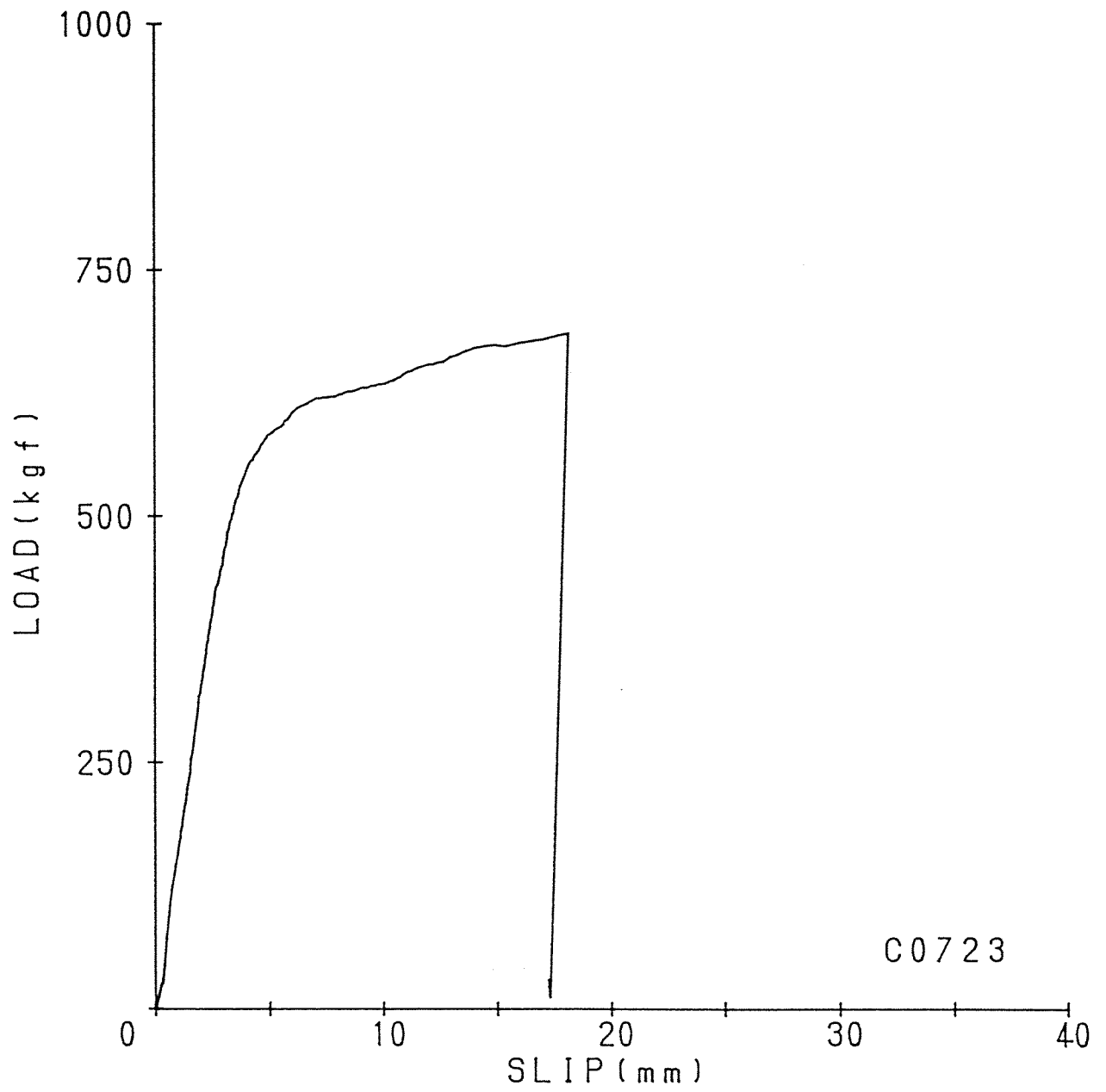


図-7 荷重-すべり曲線 (丸鋼ダボ)

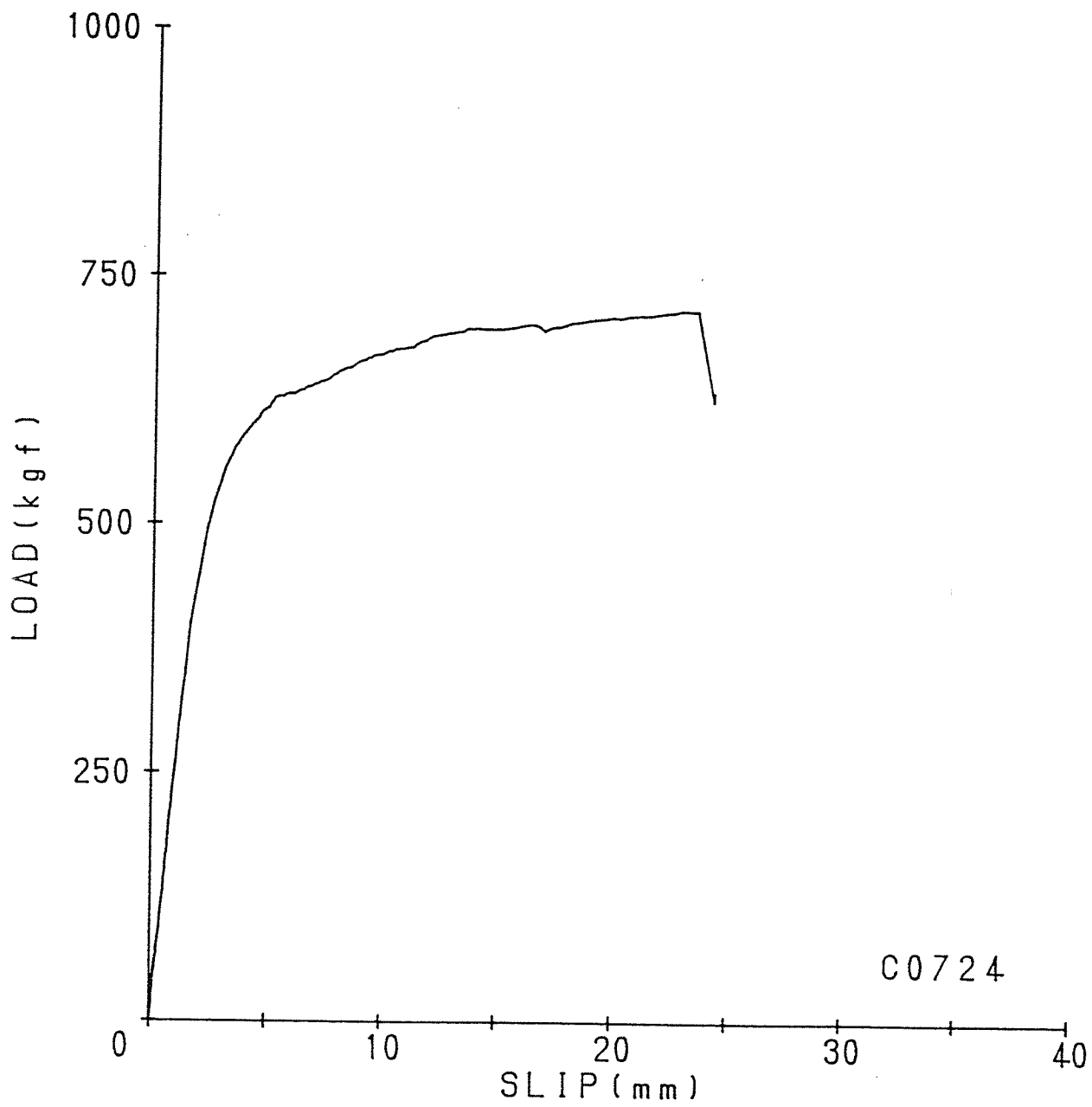


図-8 荷重-すべり曲線 (丸鋼ダボ)

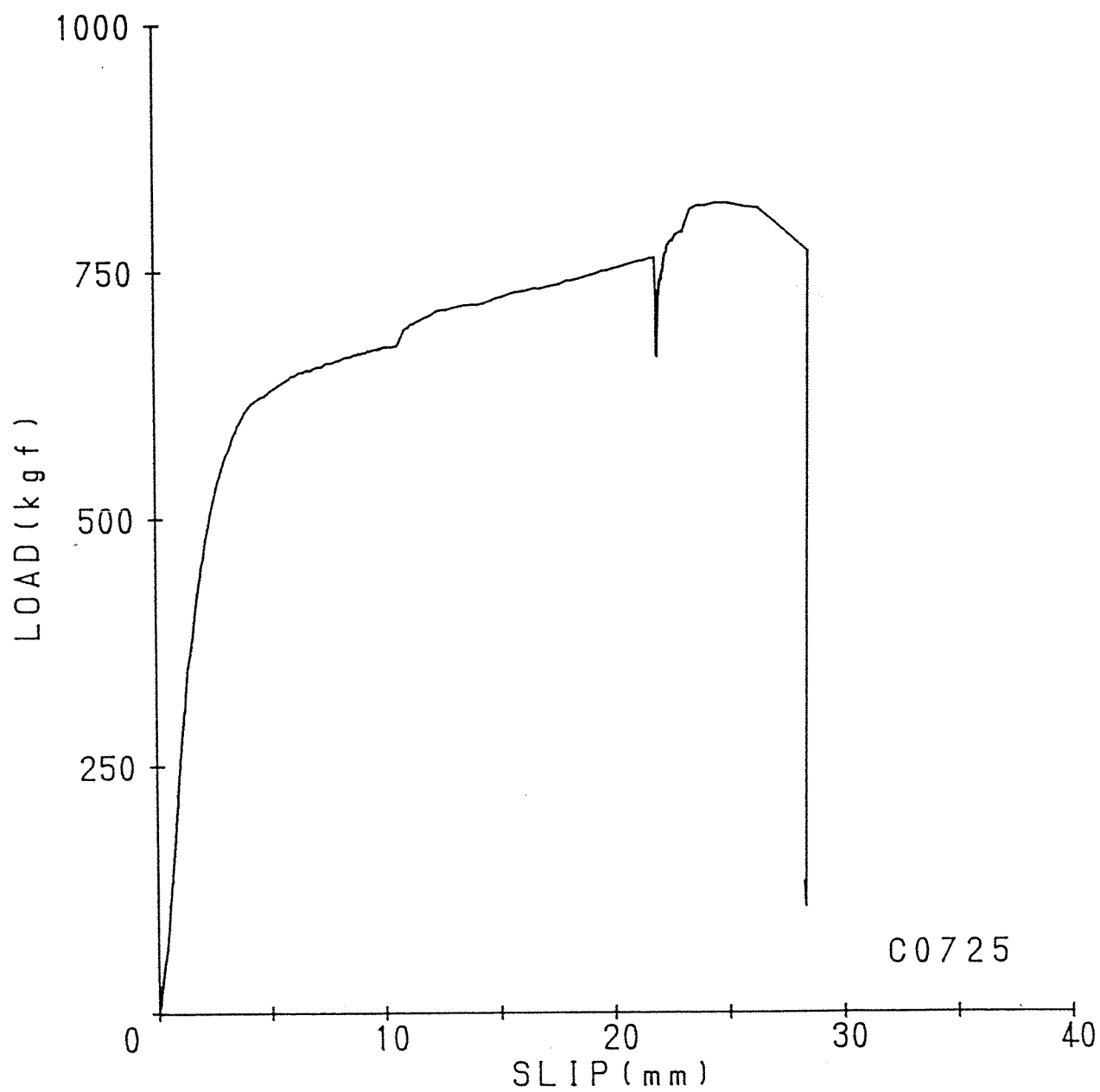


図-9 荷重-すべり曲線 (丸鋼ダボ)

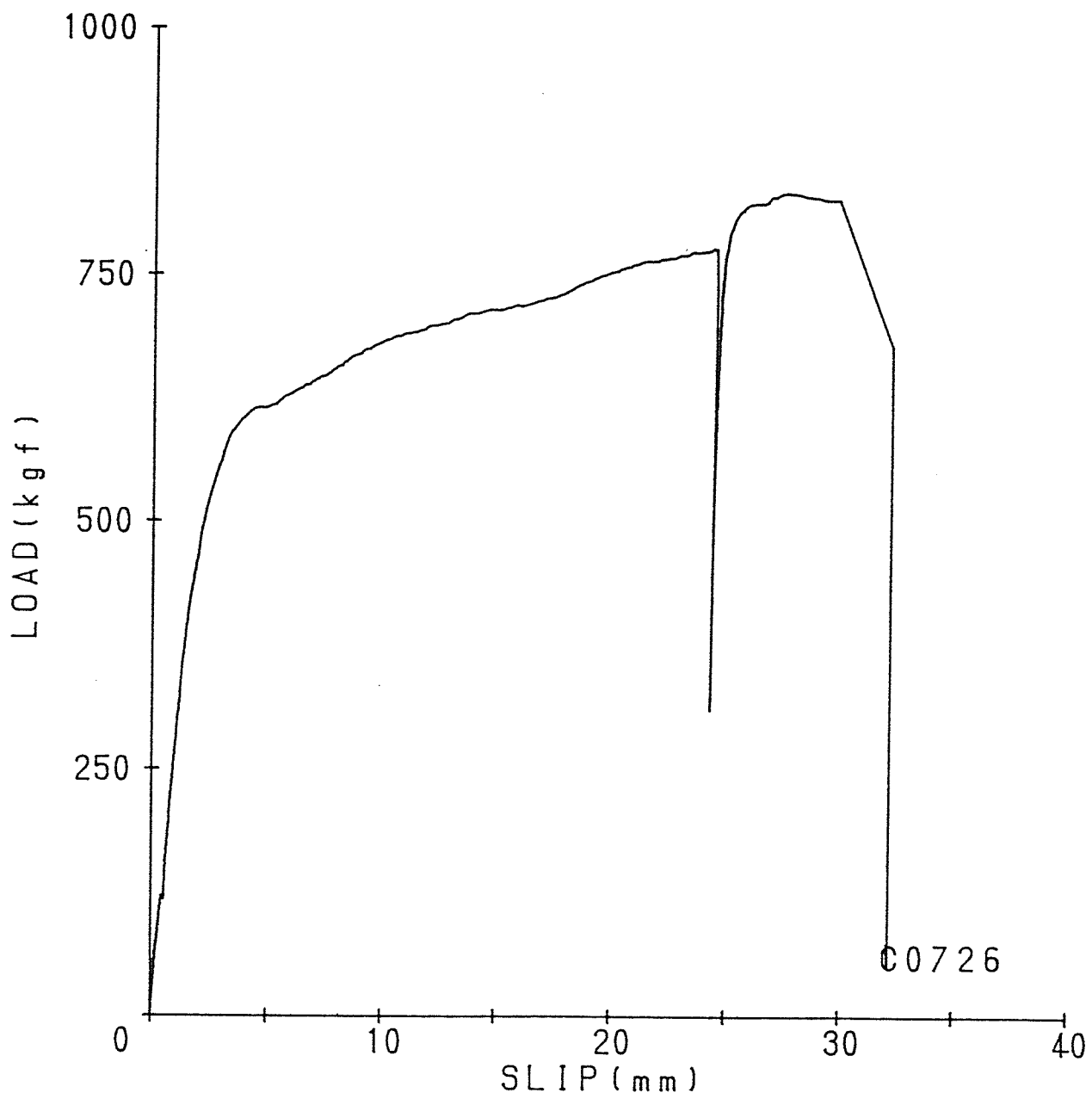


図-10 荷重-すべり曲線 (丸鋼ダボ)

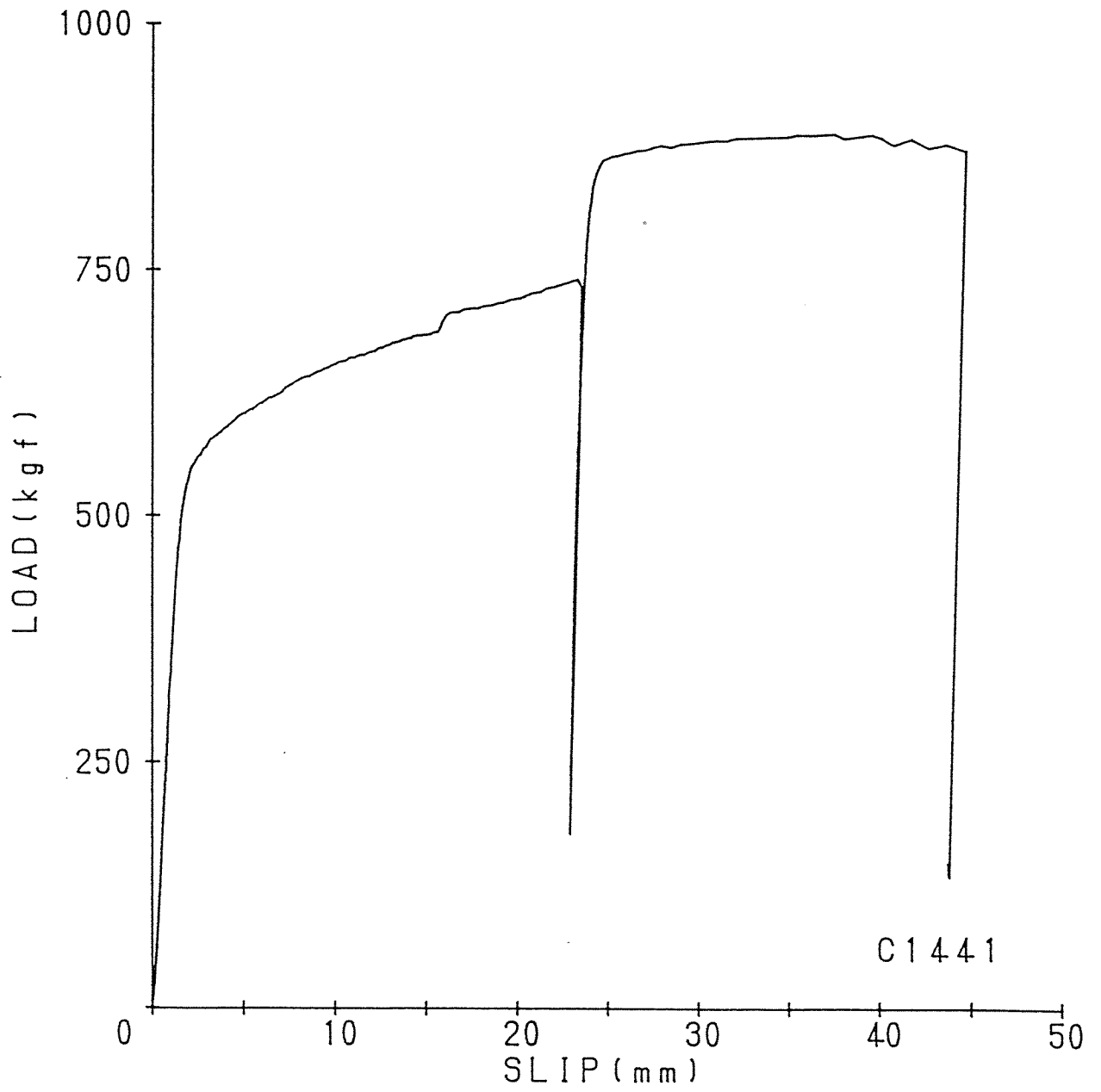


図-11 荷重-すべり曲線 (丸鋼ダボ)

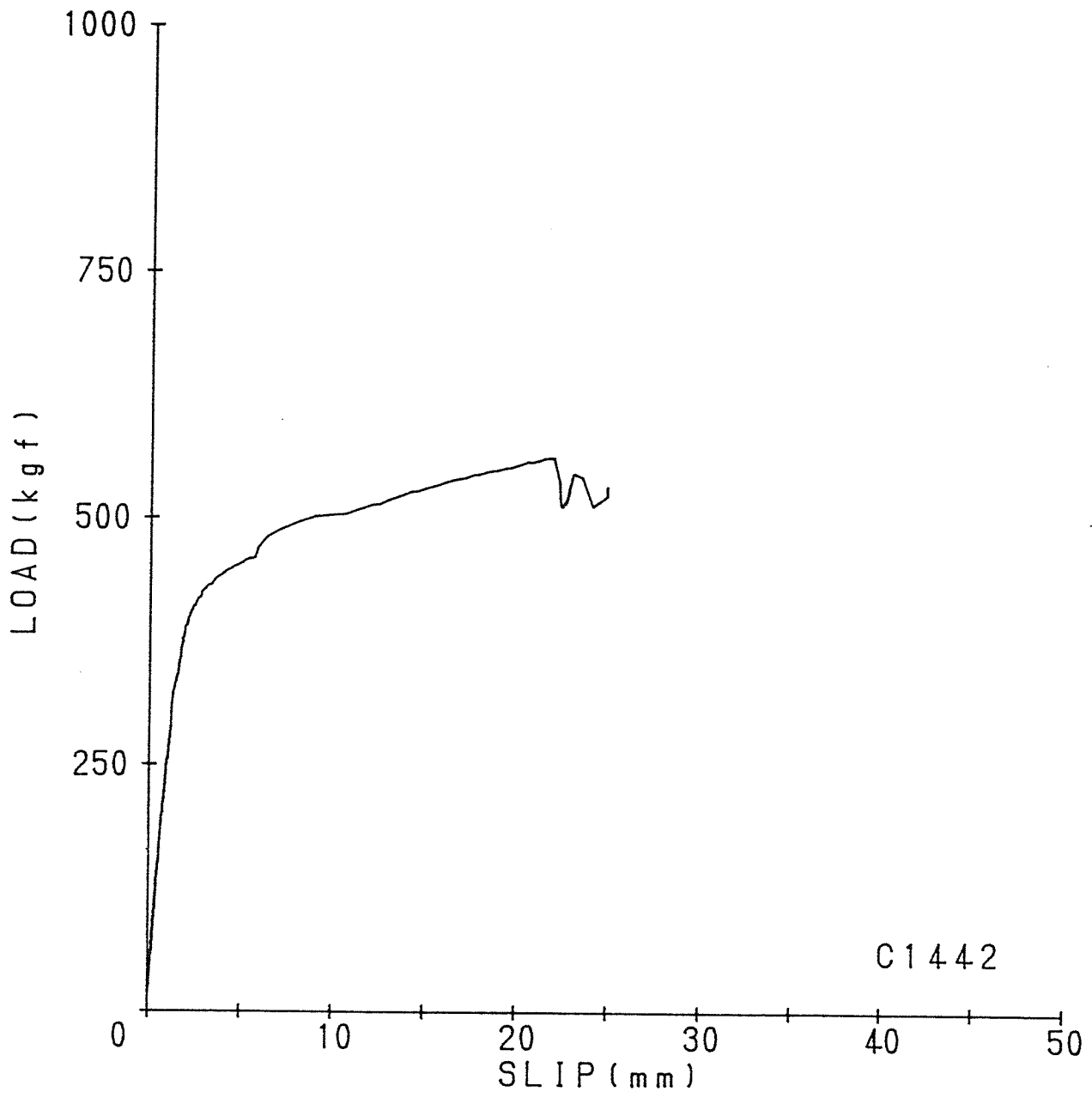


図-12 荷重-すべり曲線 (丸鋼ダボ)

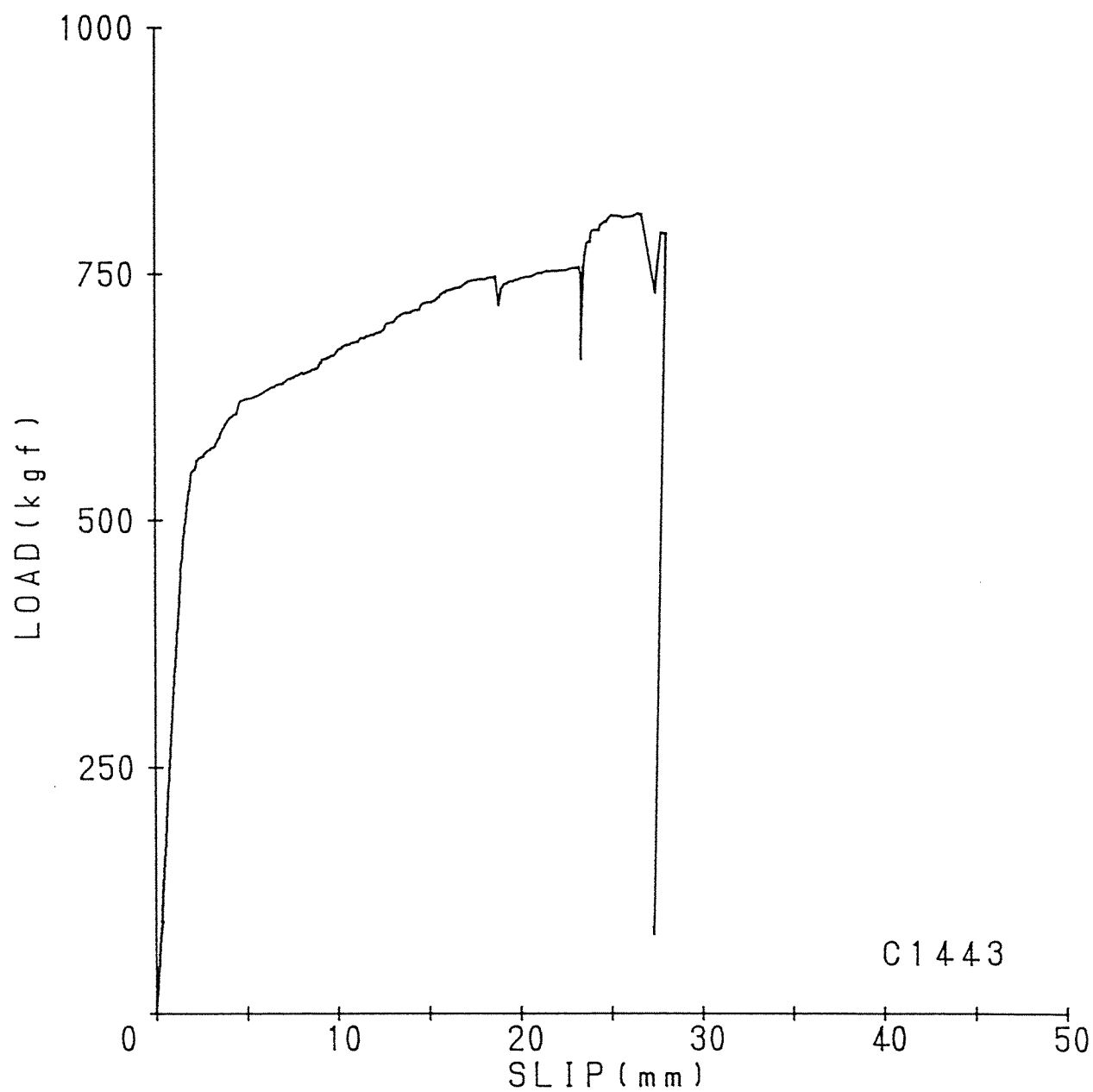


図-13 荷重-すべり曲線 (丸鋼ダボ)

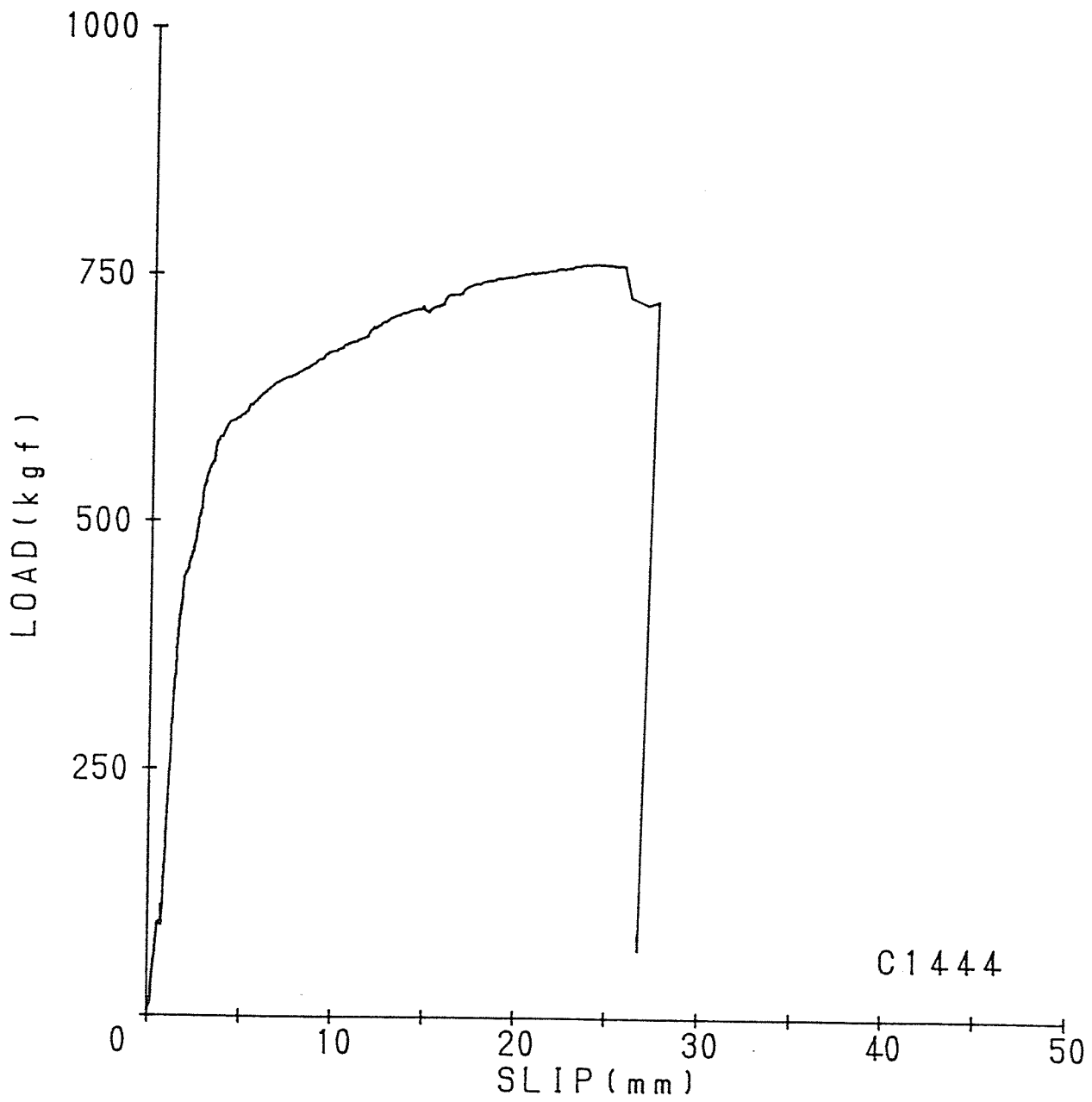


図-14 荷重-すべり曲線 (丸鋼ダボ)

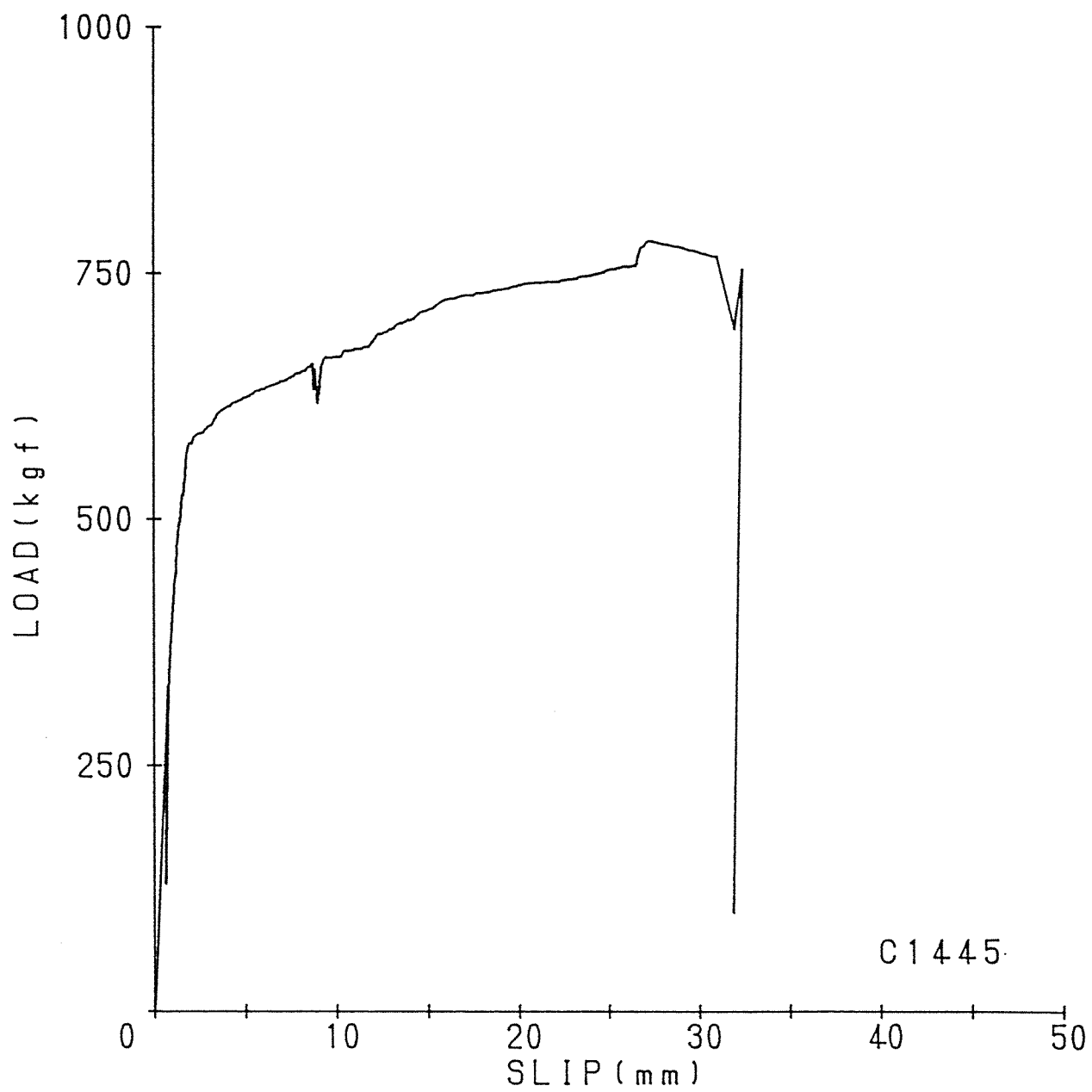


図-15 荷重-すべり曲線 (丸鋼ダボ)

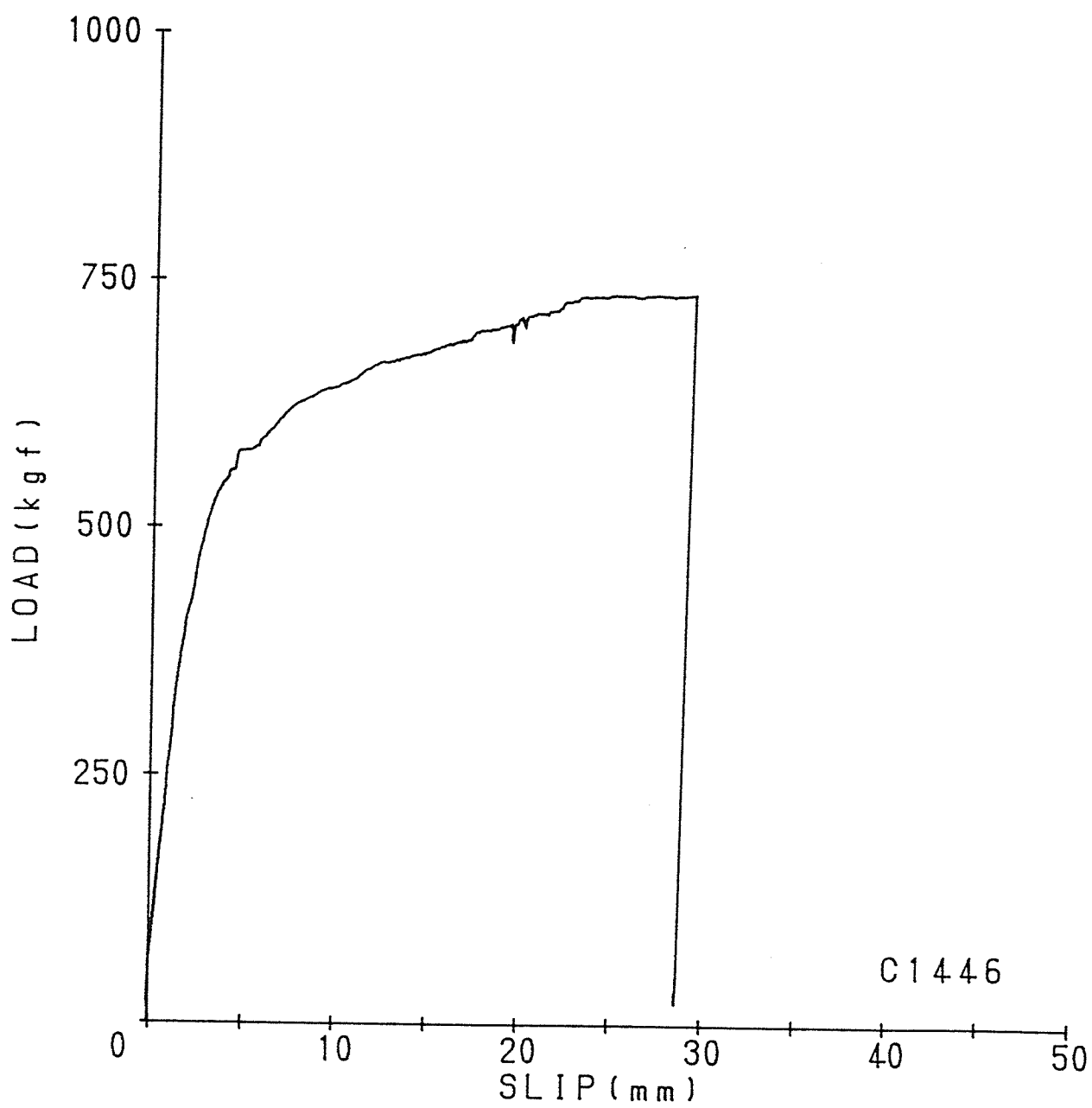


図-16 荷重-すべり曲線 (丸鋼ダボ)

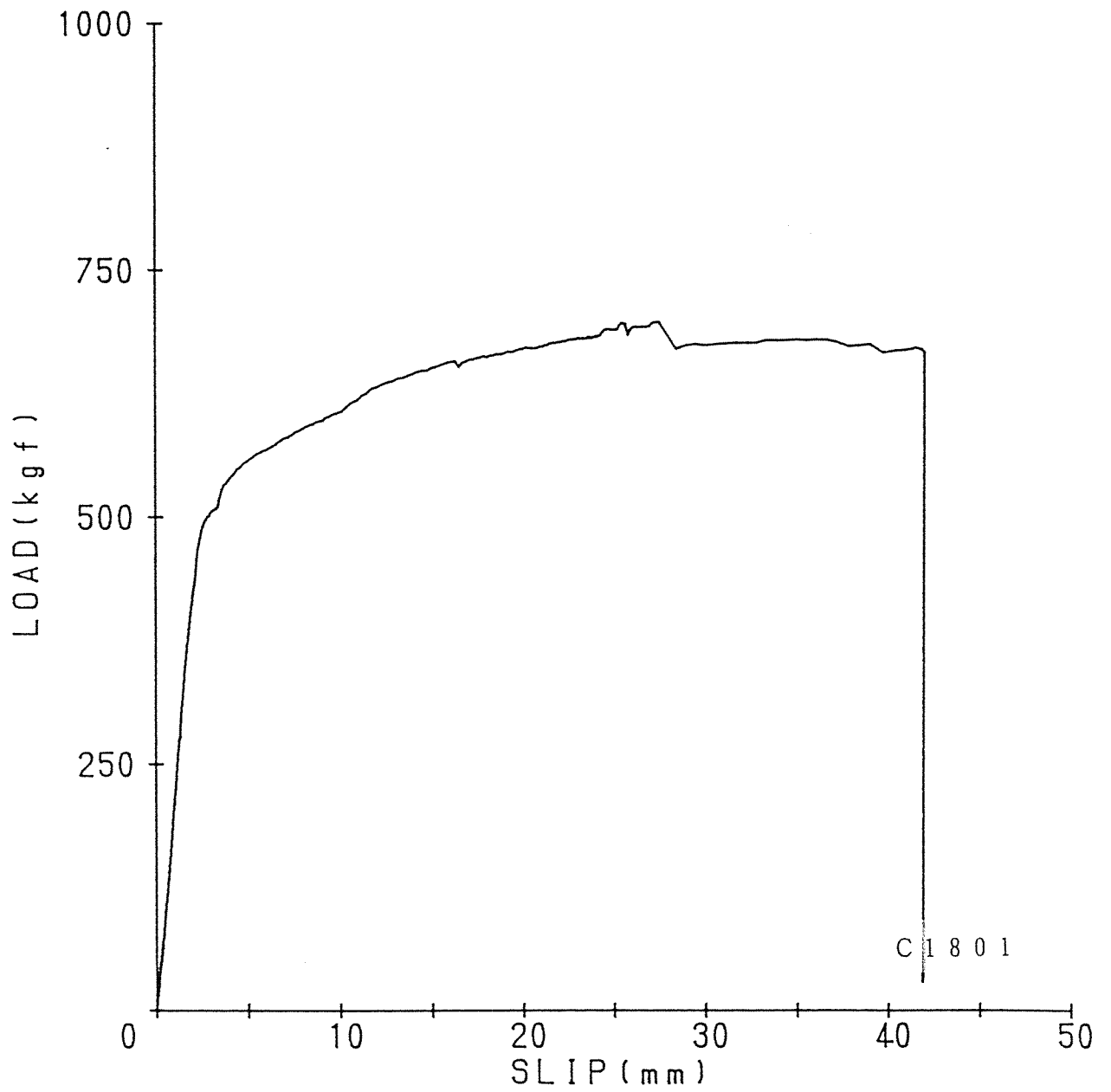


図-17 荷重-すべり曲線 (丸鋼ダボ)

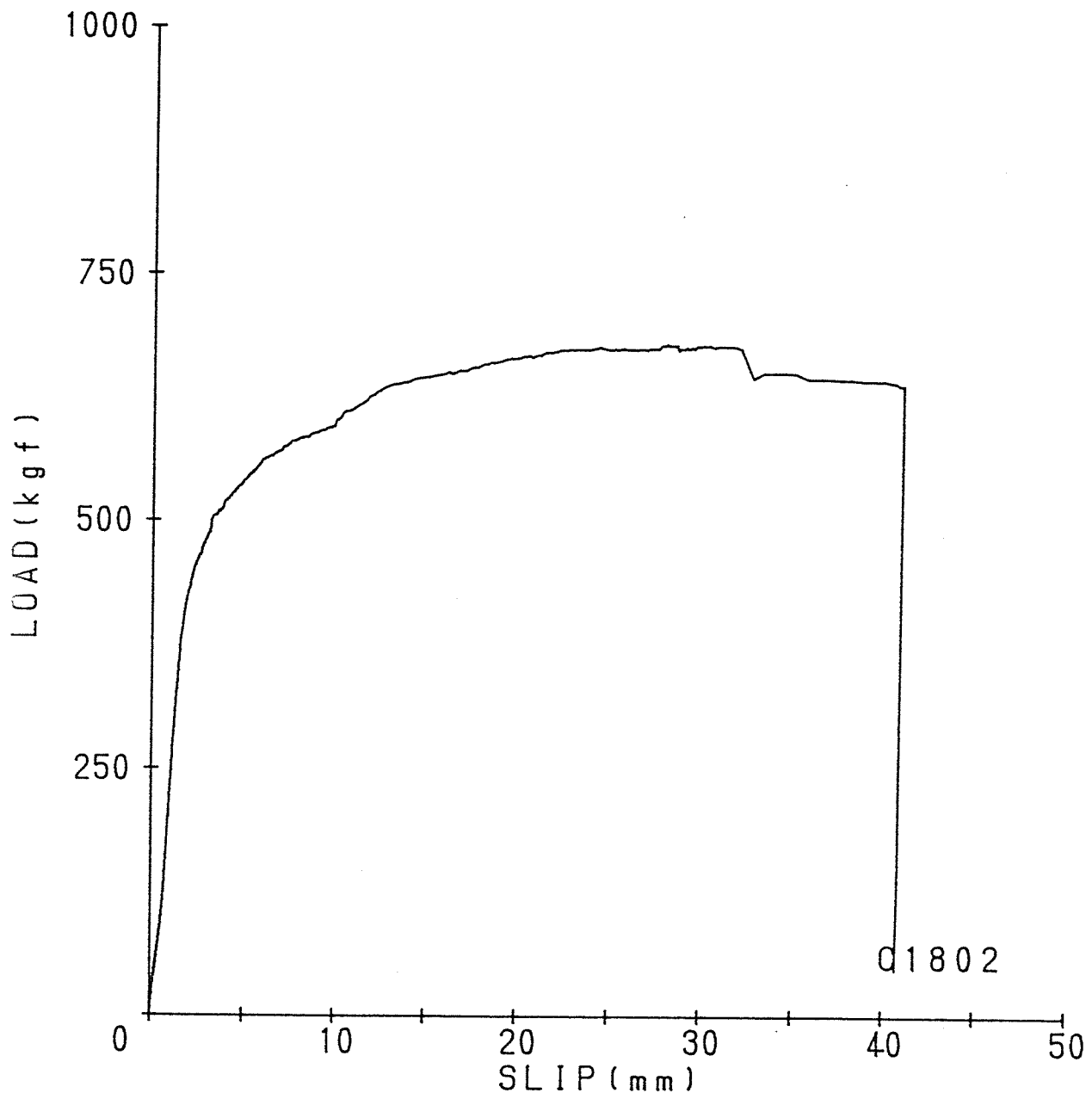


図-18 荷重-すべり曲線 (丸鋼ダボ)

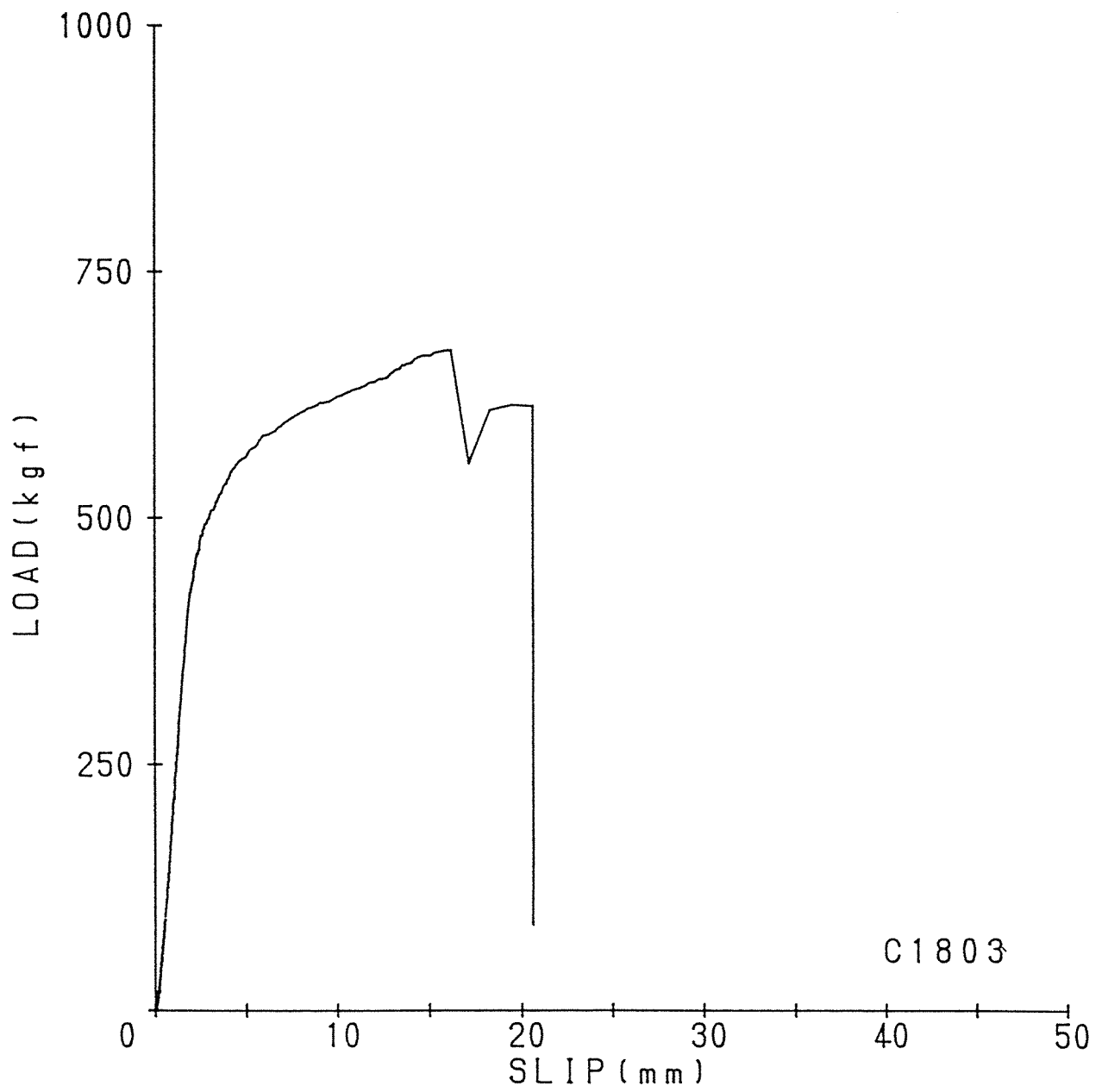


図-19 荷重-すべり曲線 (丸鋼ダボ)

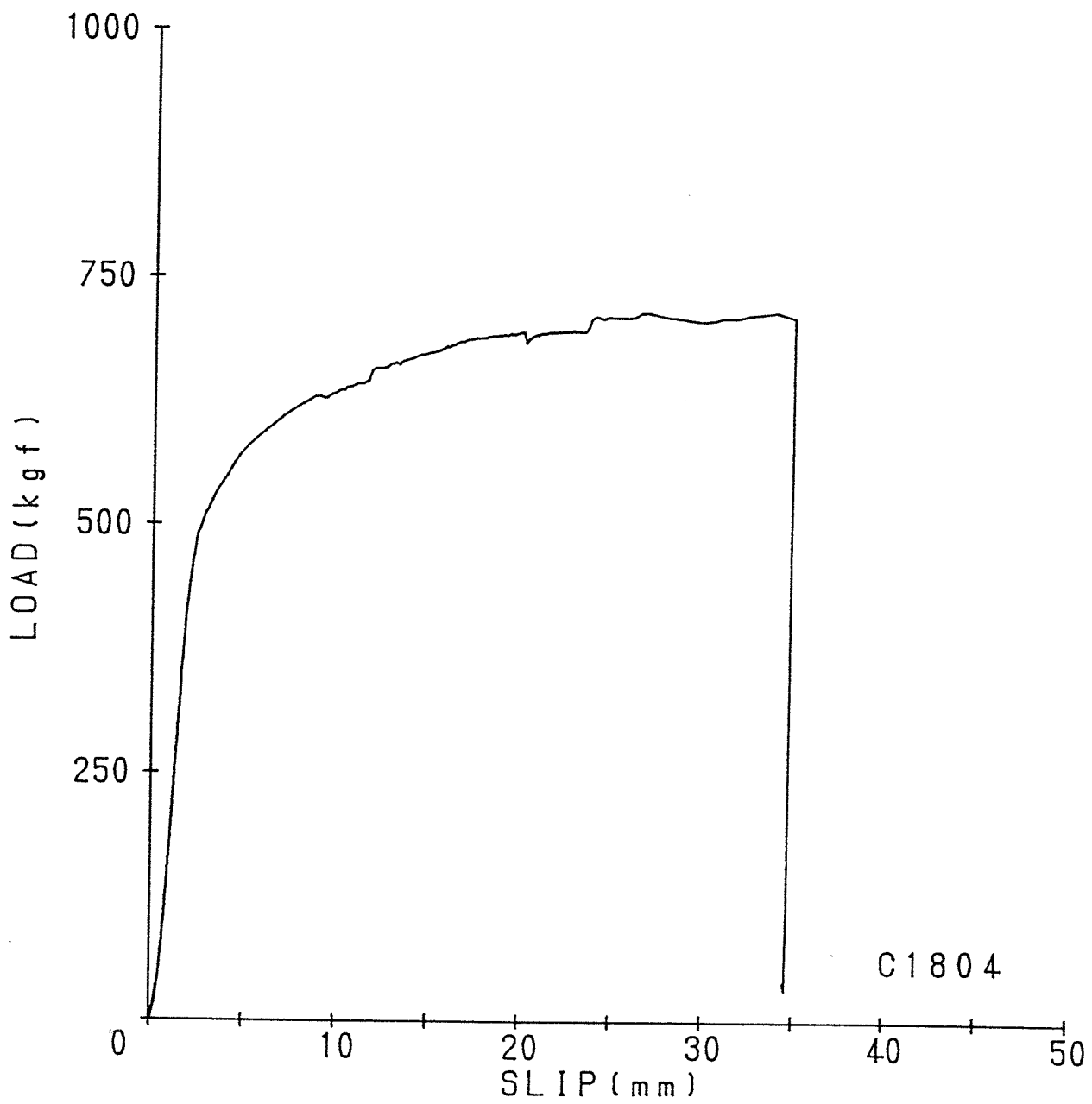


図-20 荷重-すべり曲線 (丸鋼ダボ)

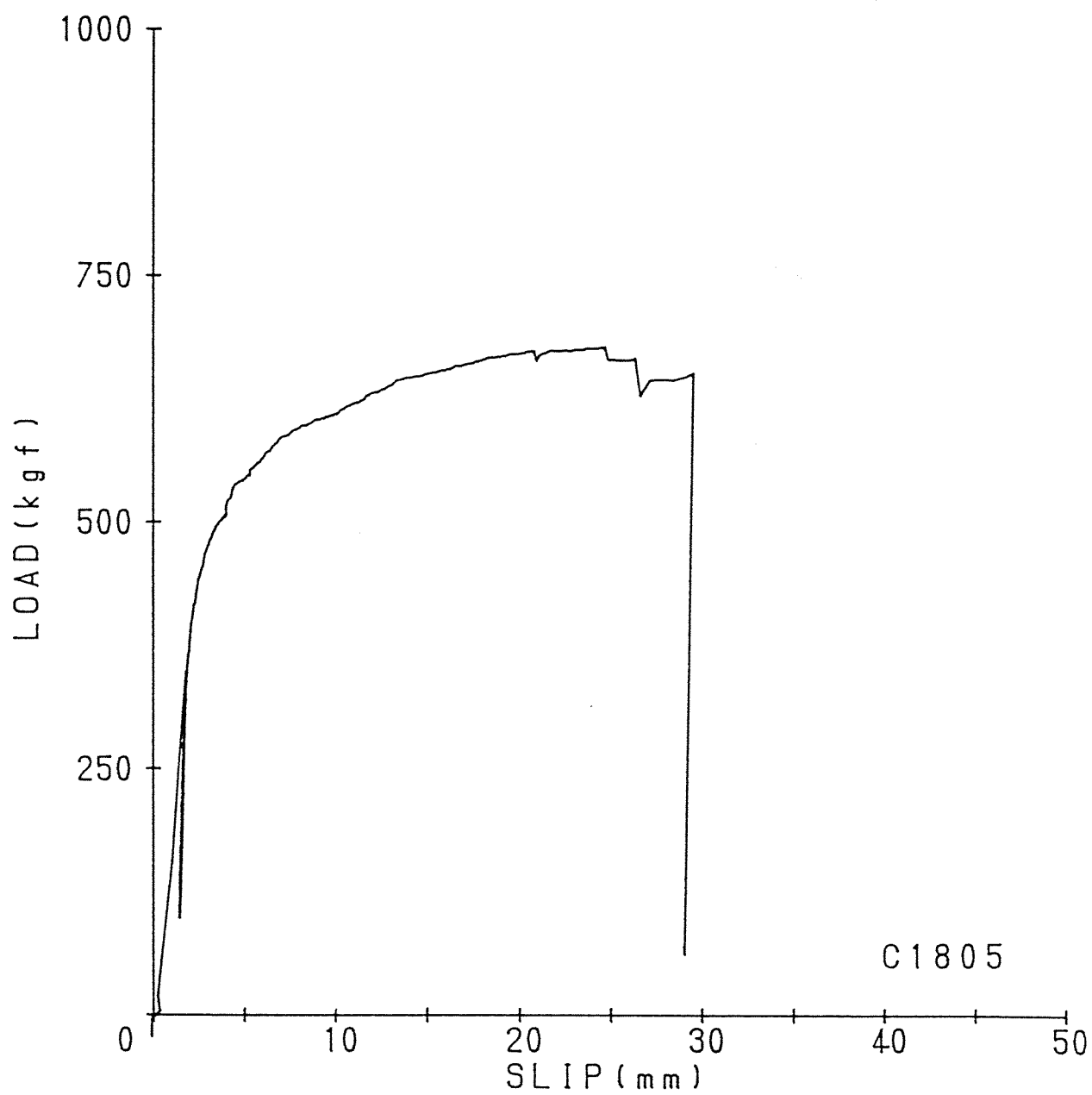


図-21 荷重-すべり曲線 (丸鋼ダボ)

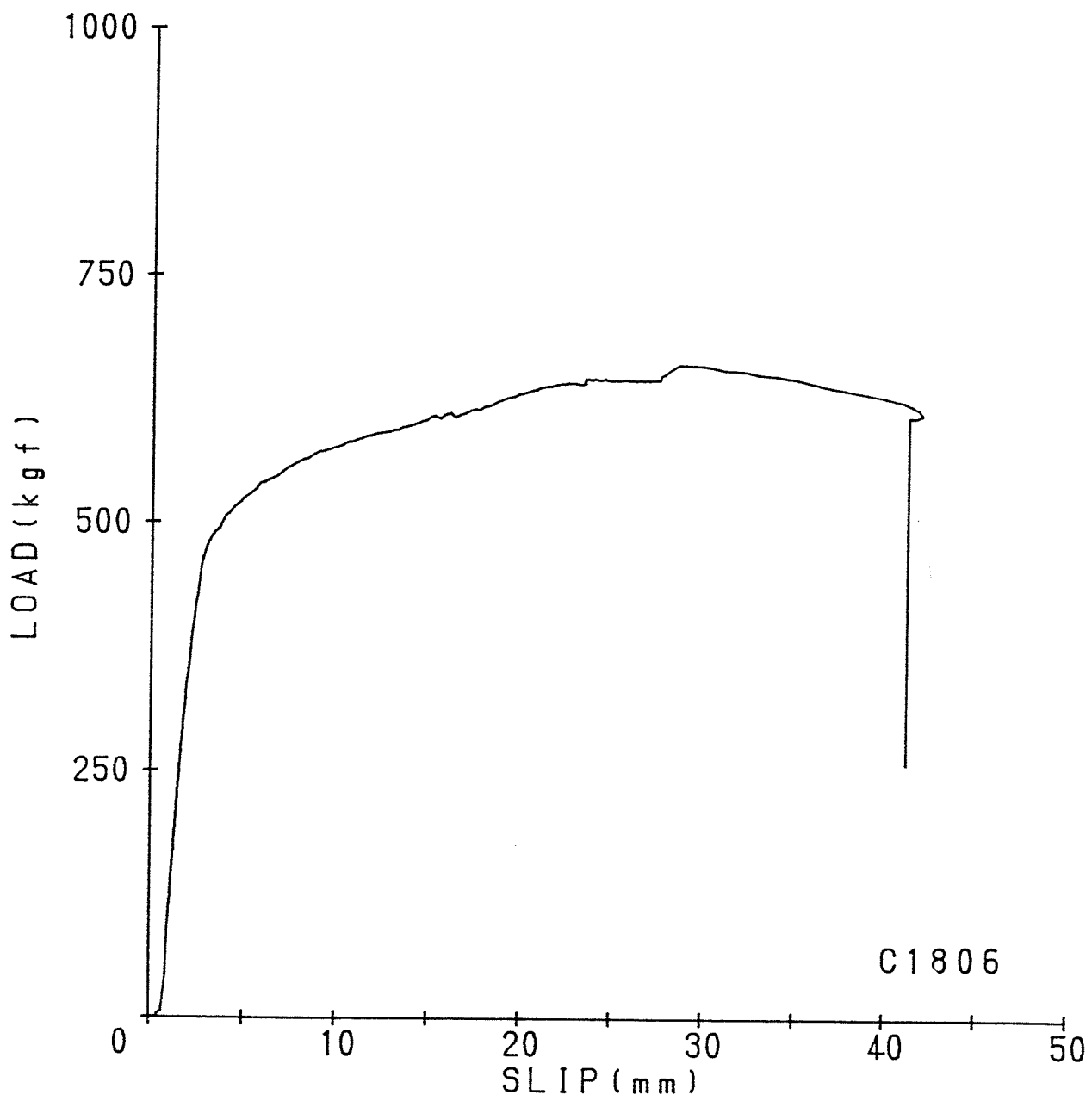


図-22 荷重-すべり曲線 (丸鋼ダボ)

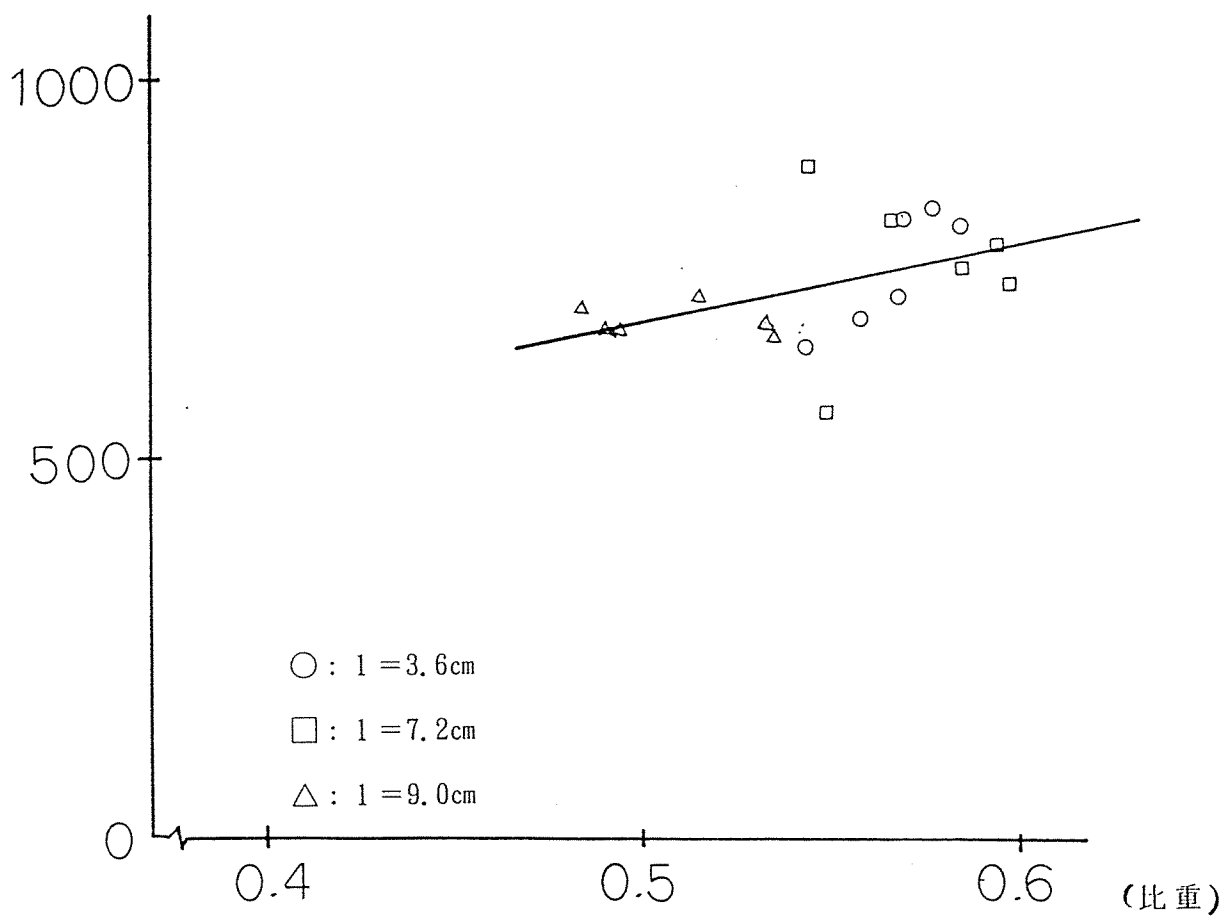


図-23 最大耐力と比重の関係

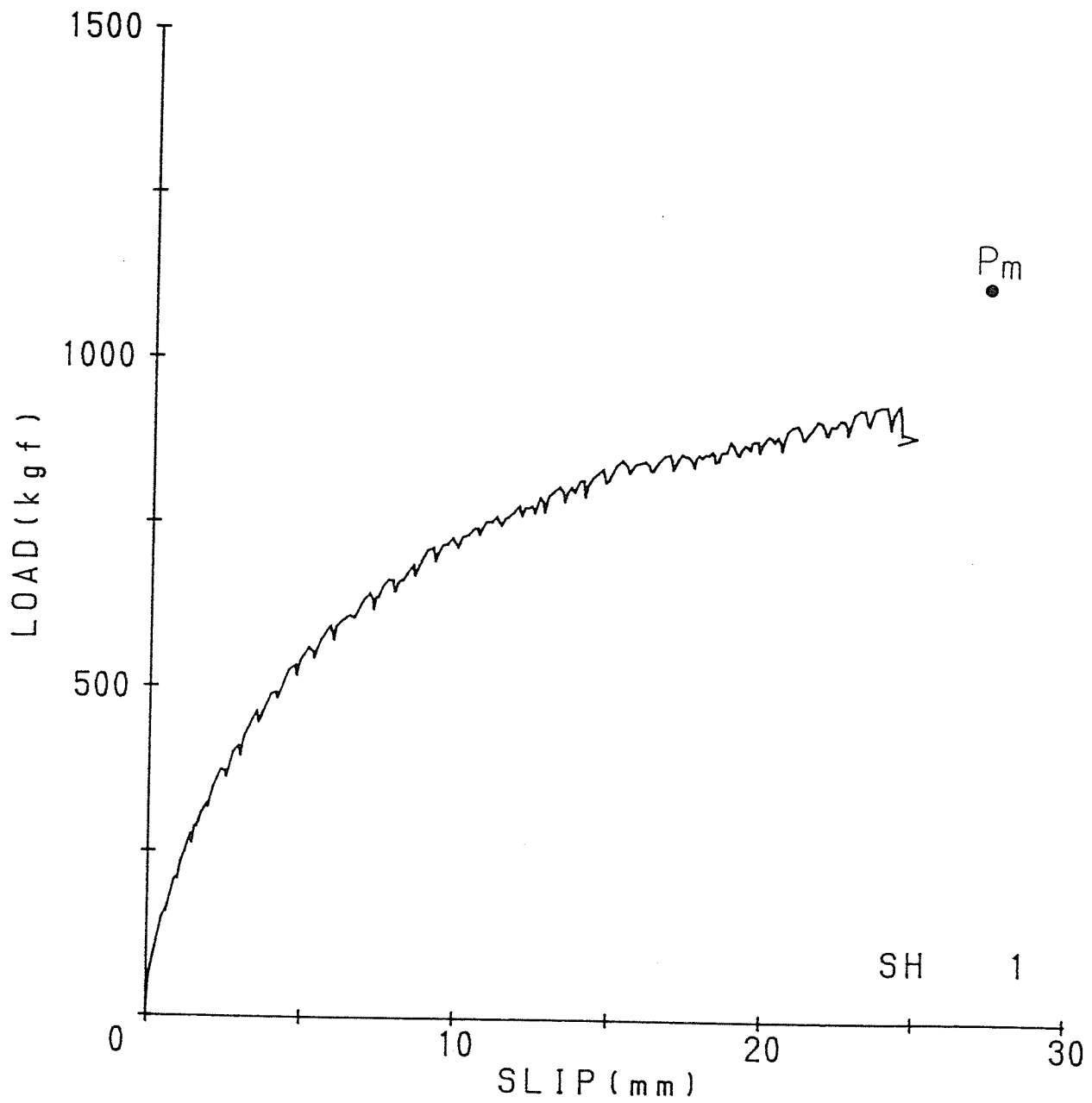


図-24 荷重-すべり曲線 (スパイク釘)

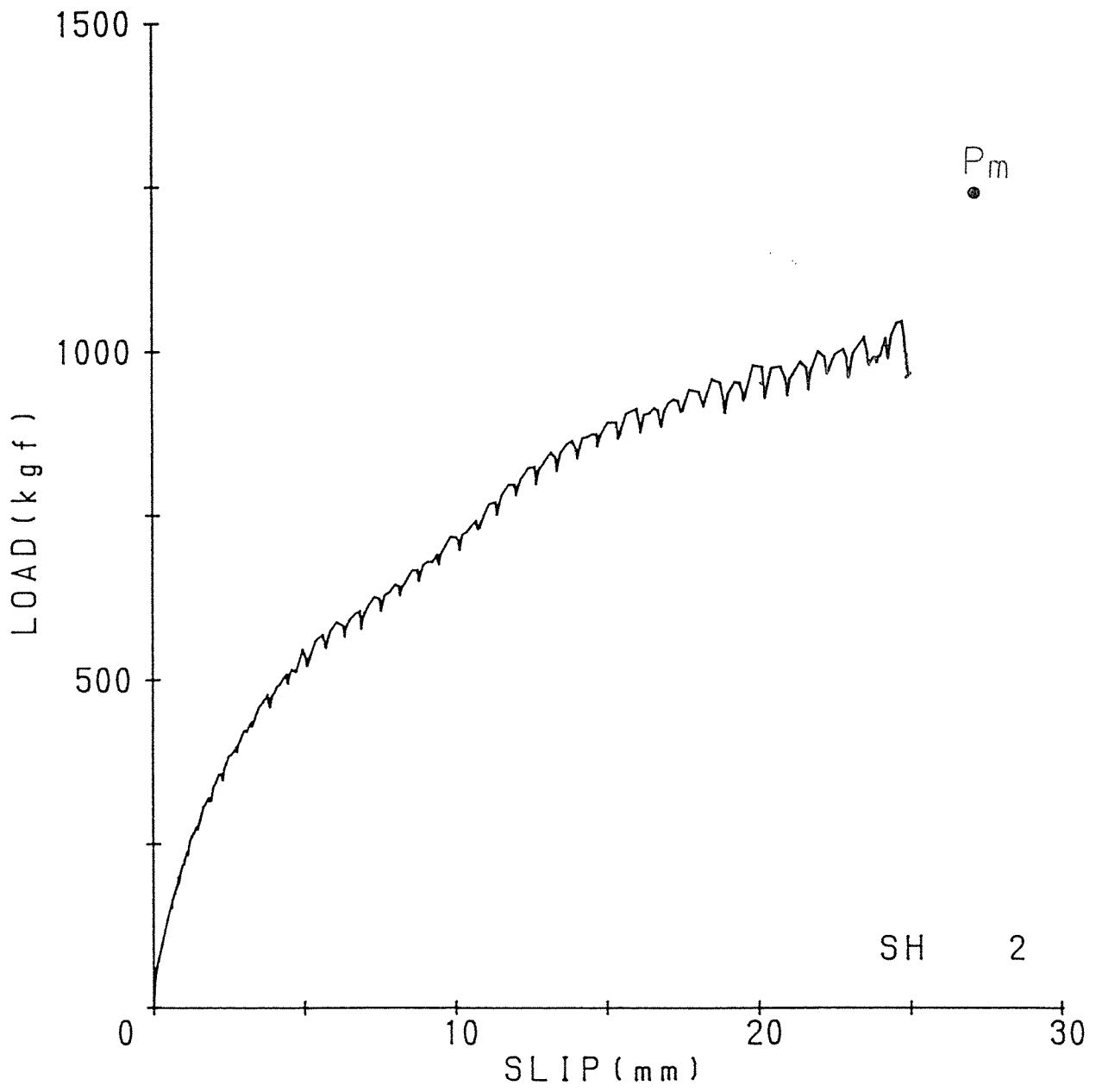


図-25 荷重-すべり曲線 (スパイク釘)

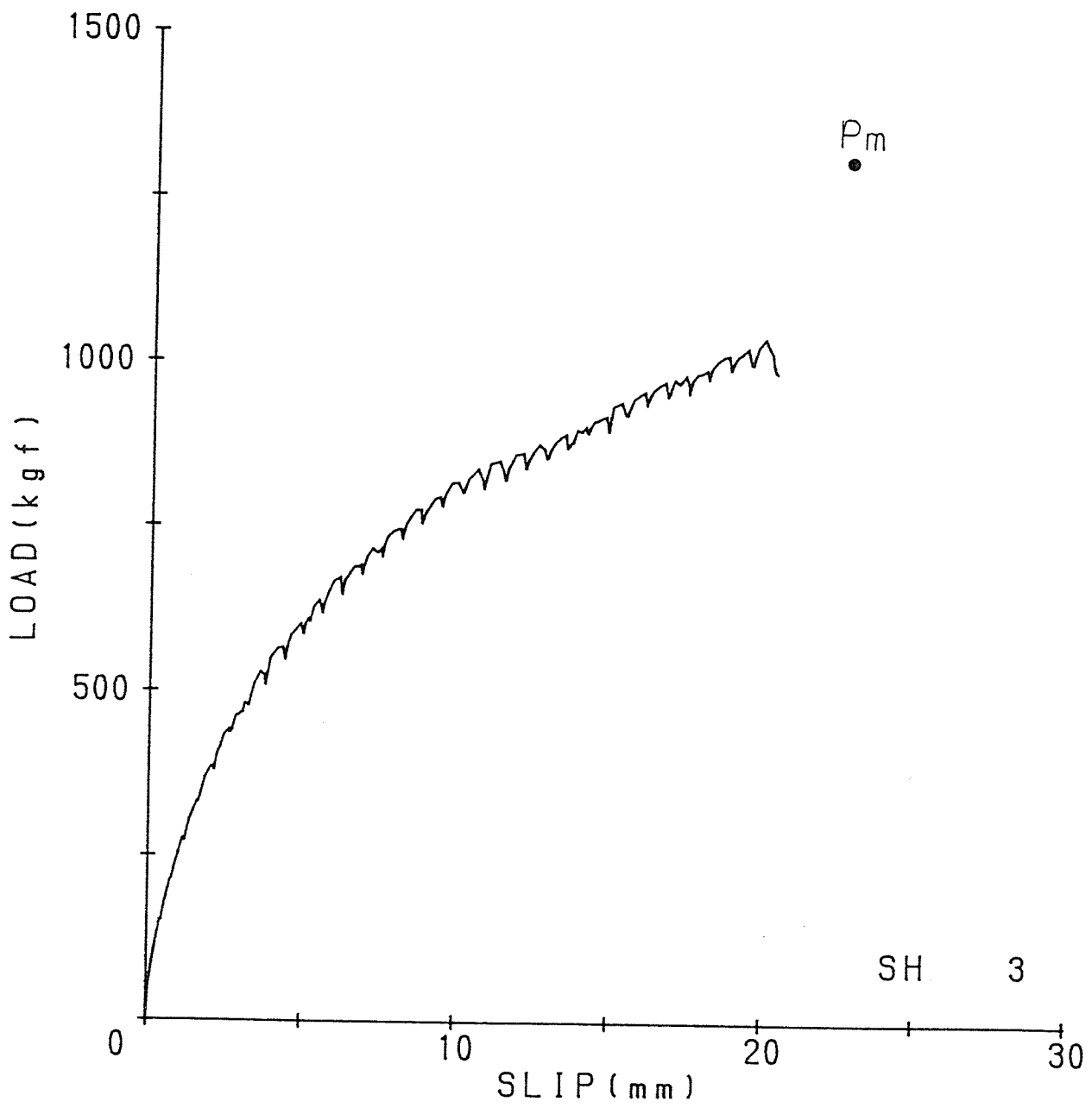


図-26 荷重-すべり曲線 (スパイク釘)

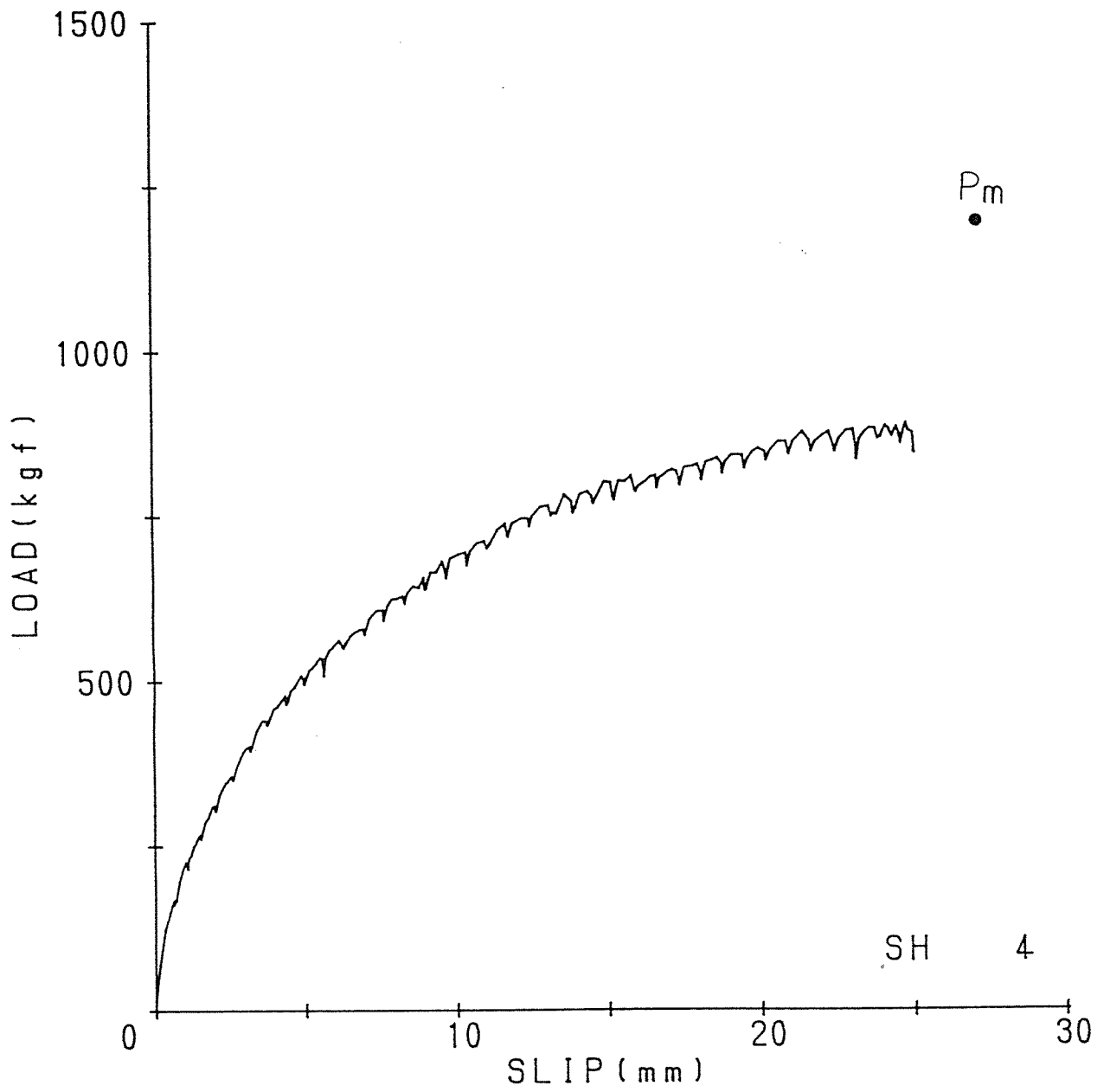


図-27 荷重-すべり曲線 (スパイク釘)