

平成5年度 農林水産省補助事業

(財)日本住宅・木材技術センター事業

# 中層木造住宅部材開発事業報告書

(木造設計のプログラム化)

平成6年3月

財団法人 日本住宅・木材技術センター



## ま え が き

我が国の木材需要の中核は建築用材であり、今後充実してくる国産材資源を有効利用していくためには、木造建築物の振興が緊急の課題となっている。

しかしながら、木造建築物を取り巻く状況は

- ①木造建築の担い手である大工等技能者の減少、技能低下が顕在化していること。
- ②建築基準法の改正、建築基準の合理化の検討を受けて木造3階建て建築物市場の拡大が見込まれる中で、国産材が多く使われる3階建て在来軸組構法建築物の構造計算手法が必ずしも明確でない等の指摘がある。

このような背景の中で、木造建築物にあっても他の構造建築物と同様、木造軸組の構造計算をプログラム化できないかについて検討を加えた検討に当たっては下記の委員会を設置して実施した。木構造が更なる飛躍を図るためには避けて通ることのできない道ではあるが、現時点における問題点を整理すると共に今後の展開を明らかにした。

委員各位の努力に対し、深甚なる感謝の意を表する次第である。

### 構造設計プログラム化委員会 委員名簿

委員長	坂本 功	東京大学工学部	教授
委員	宮澤 健二	工学院大学工学部	助教授
〃	大橋 好光	東京大学工学部	助手
〃	稲山 正弘	(株)稲山建築設計事務所	代表

平成6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

1. 目的と概要 .....	1
1. 1 研究目的 .....	1
1. 2 開発プログラムの位置付け .....	2
1. 3 対象とするプログラムの範囲 .....	3
1. 4 今年度の成果概要 .....	3
2. 荷重の流れ .....	4
2. 1 実例にもとづく軸組架構と鉛直荷重の流れ .....	4
2. 2 鉛直荷重の流れの計算ルールと問題点 .....	1 0 9
2. 3 水平力の流れについての考え方 .....	1 2 5
3. 解析のモデル化 .....	1 2 6
3. 1 プログラム処理の範囲と特徴 .....	1 2 6
3. 2 構造計算フローチャート .....	1 2 8
3. 3 構造体の形状認識 .....	1 3 1
3. 4 構造材料と標準部材断面形状 .....	1 3 7
3. 5 応力解析のモデル化 .....	1 4 2
3. 6 荷重と組み合わせ応力 .....	1 4 6
3. 7 検討部位・判定規準 .....	1 4 8
3. 8 計算書イメージ .....	1 4 9
3. 9 準備すべき標準データ .....	1 5 1
4. 接合部 .....	1 5 2
4. 1 接合部の種類と要求される性能 .....	1 5 2
4. 2 接合部のモデル化と剛性・降伏点強度 .....	1 5 5
4. 3 接合部剛性評価のための文献収集 .....	1 5 7

5. まとめ .....	263
5. 1 在来木造住宅メーカー4社との意見交換 .....	263
5. 2 今後の展開 .....	266

# 1. 目的と概要

## 1. 1 研究目的

建築基準法によれば、建物には、構造計算によりその構造安全性を確認することが要求されている。木造建物も例外でない。木造建物でも、体育館やプールなどで集成材を用いた建物では、「大断面木造建築物設計施工マニュアル」（日本建築センター）などを参考として構造計算が行われている。

一方、住宅などの小規模の建物では、一般に規模が小さいこと、また、大工・工務店など木造建物の生産に関わっている組織が構造計算になじまないこと、などの実状を考慮して、本格的な構造計算に代えて略算的な方法が認められてきた。いわゆる「壁率計算」というもので、単位床面積当たりの必要壁量（耐震）、単位見付け面積当たりの必要壁量（耐風）を検討する方法である。これは、比較的簡単な計算で行うことができることから、一般の2階建てまでの在来木造住宅の構造計算では広く行われてきた。

しかしながら、こうした住宅規模の建物であっても、近年増えつつある3階建ての場合、存在応力に基づいた構造計算が要求されている。そして構造計算に際しては、日本住宅・木材技術センターから発行されている「3階建て木造住宅の構造設計と防火設計の手引き」や「3階建て混構造住宅の構造設計の手引き」が参照されている。これらの手引き書には、手計算による計算手法が述べられており、内容が分かりやすい反面、水平荷重時の柱脚の引き抜きの計算、偏心率、剛性率の計算など、実務者からは手間がかかりすぎるとの意見がある。また、従来の壁率計算と存在応力の計算との整合や、他構造では可能になりつつある立体解析ができな~~い~~など、他の構造の解析の現状に比べると多くの問題点が残っている。

これらを解決する一つの有力な方法は、木造軸組の構造計算をプログラムに乗せることである。そうすることによって、各種のモデル化や解析手法の適用が可能になる。しかし、これまで、木造軸組のプログラム化が遅れていたのは、主に次の3つの点にあると考えられる。

第1は、どんな解析手法を用いればよいかの検討が不十分だったこと。すなわち、解析のモデル化と解析手法に未解明な問題が多かった。

第2は、解析の手法に用いる各種のデータの蓄積が不十分であったこと。例えば、接合部の力学的特性などである。

第3には、たとえプログラムができて、木造軸組は部材点数が極めて多量で、部材を入力する手間がかなりになるだろうと予想されたこと。

これらのうち、第1および第2に関して、近年、かなりの研究実績が発表されている。例えば、軸組構造では、各部材を等価なブレースに置換することで解析ができそうなことが分かってきた。また、接合部の荷重と変位の関係など、プログラムのためのデータも蓄積されつつある。

一方、第3の点に関しても、以下のような現状を鑑みれば、環境は整いつつあると考

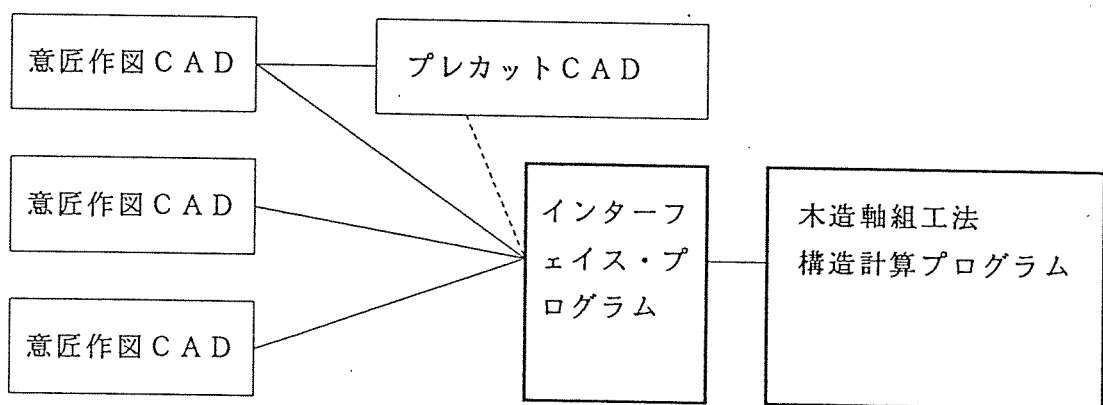
えられる。すなわち、現実の木造軸組の生産においては、プレカット技術が浸透しつつあることが近年の特徴と言える。このプレカットの現場では、建物の平面や立面をコンピュータに入力することによって、部材の割り出し、およびその加工箇所・加工種類などのデータを自動生成している。すなわち、そこでは、構造躯体をはじめ、一部では羽柄材に至るまで、部材の位置・諸元・相互の取り付け方が特定されているのである。これらのデータは、構造計算の観点から見れば、既に部材入力が行なわれているのに等しい。木造建物の構造計算の大きな障害となっている部材入力の煩雑さは、このプレカット用CADの入力部分とのインターフェイスを取ることで、解決される可能性がある。

以上をまとめると、木造軸組構造も、構造計算をプログラム化できる環境が整いつつあると考えられる。プログラム化が可能になれば、これまでいわゆる「壁率計算」で置き換えられていた簡易計算から、存在応力による解析へ変わるばかりでなく、木造では問題とされる床剛性や吹き抜けを考慮した立体解析へとプログラムが進展していく可能性が生まれる。

また、同時に、それは、2階建て以下の住宅にも応用が可能で、これまで不明解とされてきた木構造の解析が大きく前進することになるだろう。

## 1. 2 開発プログラムの位置付け

開発するプログラムは、構造計算を行う本体部分である。部材入力等は既存の意匠作図CADやプレカット用CADで作成されたデータを、インターフェイスを介してコンバートする事を前提とする。従って、入力のデータ構造をオープンにし、種々のCADからこの計算プログラムを利用可能なものとする。



### 1. 3 対象とするプログラムの範囲

- ・ 在来軸組木造3階建を前提とした構造計算プログラムとする。
- ・ パソコン上で作動するプログラムとする。
- ・ 建築確認申請用の構造計算書としての書式を整えた出力をおこなう。
- ・ 伏図入力のみで、断面等は自動設定してくれる。
- ・ 応力と変形の計算を力学的にきちんと説明のつくレベルで行える構造計算プログラムとする。ただし、水平力に対しての3次元解析までは行わない(2次梁の曲げ変形をバネ置換した疑似立体解析程度とする)。

### 1. 4 今年度の成果概要

今年度は、プログラムを作るうえで障害となる種々の問題点の抽出と条件整備等の検討を行った。想定されるプログラムは、宮沢先生がツーバイフォー用に作成した構造計算プログラムと同様の考え方にに基づき、床平面を長方形分割して荷重拾いと下階への荷重伝達を行うものとして検討を行った。そこで明らかとなった問題点およびプログラムの運用範囲について以下の通り列举してみた。

#### ① 在来軸組工法をプログラム化する上での問題点

- ・ 鉛直構面を独立に取り出せない(直交側の梁で桁を受ける)。
- ・ 寄せ棟の隅木の入力。
- ・ 水平力を受ける小屋組をどう解くか?
- ・ 金物2個でも剛性・耐力は2倍にならない。
- ・ 柱脚部のように圧縮と引張で接合部剛性が異なる場合、収束計算が必要。
- ・ 転倒はL型平面はどうするか。

#### ② プログラムの運用範囲

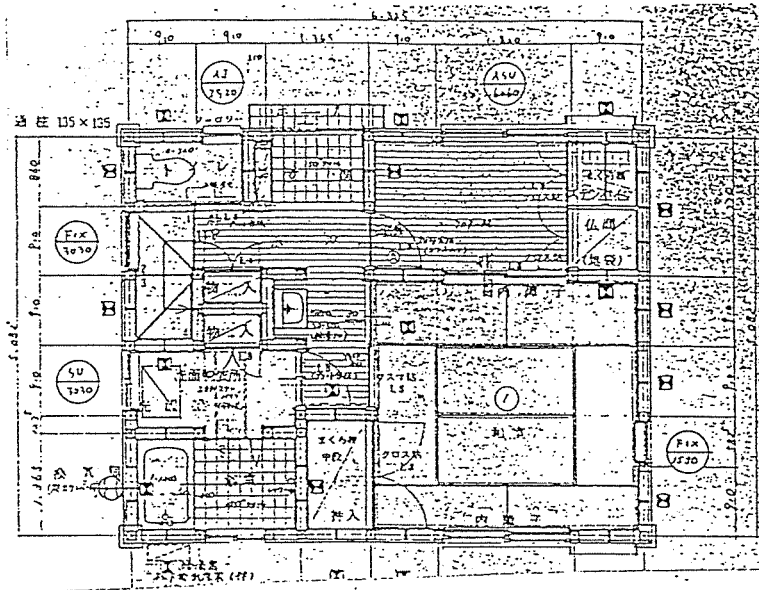
- ・ グリッドは910/6とする。
- ・ 床は剛として扱う。
- ・ 大屋根は扱わない。小屋裏利用はとりあえずは扱わない。
- ・ スキップフロアは扱わない。
- ・ 斜線カットの下り桁はあつかう。
- ・ とりあえず屋根面の荷重は一番近い束へ流したらどうか。
- ・ 基礎は、長期荷重時の検討(接地圧、フーチング、布基礎の曲げ・せん断)を行う。
- ・ 風圧力は表裏の接点に加える。
- ・ 通し柱の曲げ剛性および下屋の上辺の柱の曲げ剛性は考慮しない。
- ・ 1階の局部RC混構造は直接は扱わない。
- ・ ベランダは閉鎖扱い。 ・ 出窓は投影面積に入れる。
- ・ 応力解析は+と-の両方向やる。

## 2. 荷重の流れ

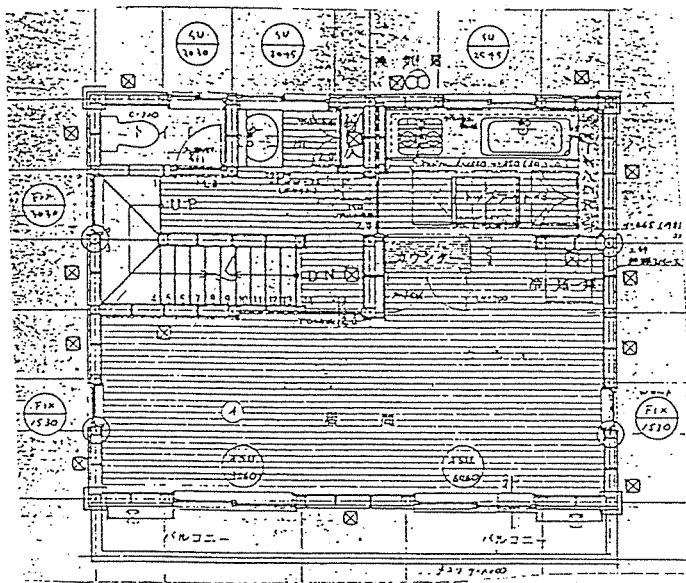
### 2-1 実例にもとづく軸組架構と鉛直荷重の流れ

ここでは、実際の建物の荷重の流れを追うことを目的として、3階建木造住宅の実施プラン3例について軸組図をおこし、屋根から1階柱まで荷重をひろって見た。

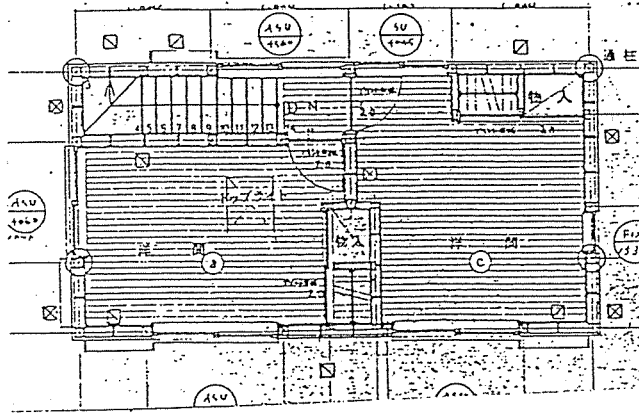
#### (1) プランA



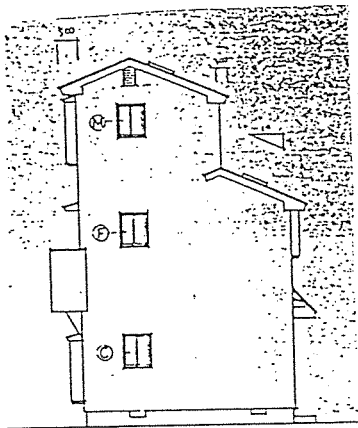
1階平面図 34.68m<sup>2</sup>



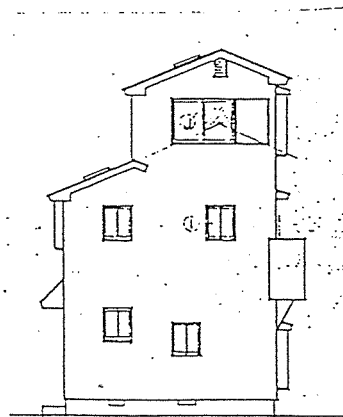
2階平面図 34.68m<sup>2</sup>



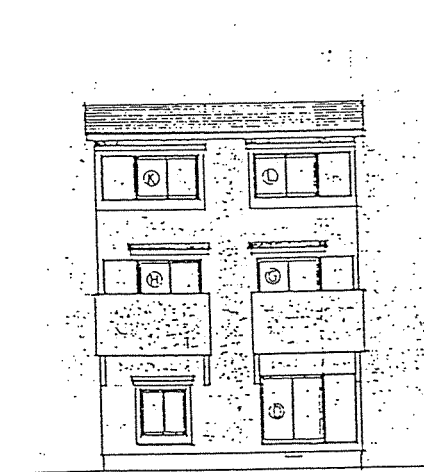
3階平面図 22.60m<sup>2</sup>



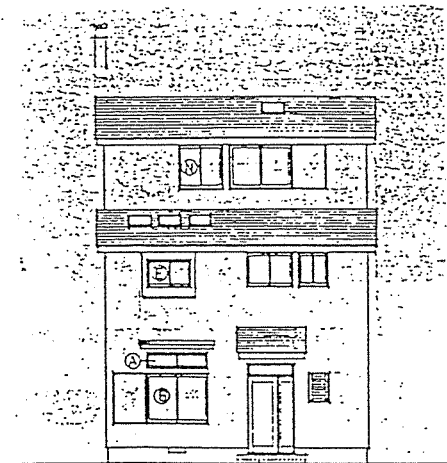
東立面図



西立面図

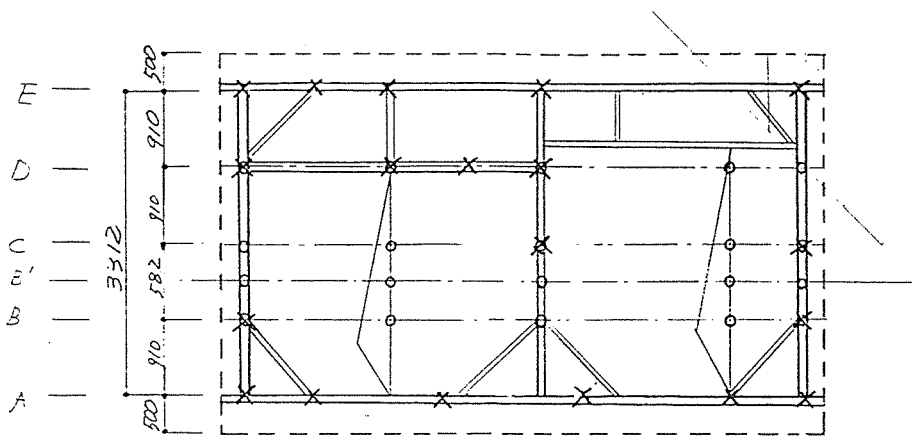


南立面図



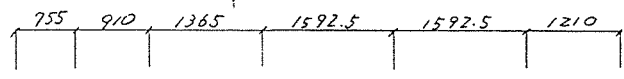
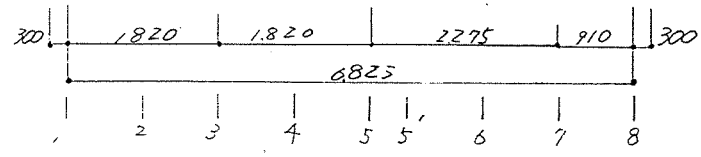
北立面図

A 7°5ニ

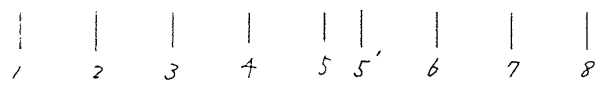
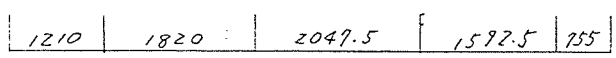
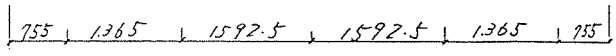


X: 3階柱

小屋伏七四

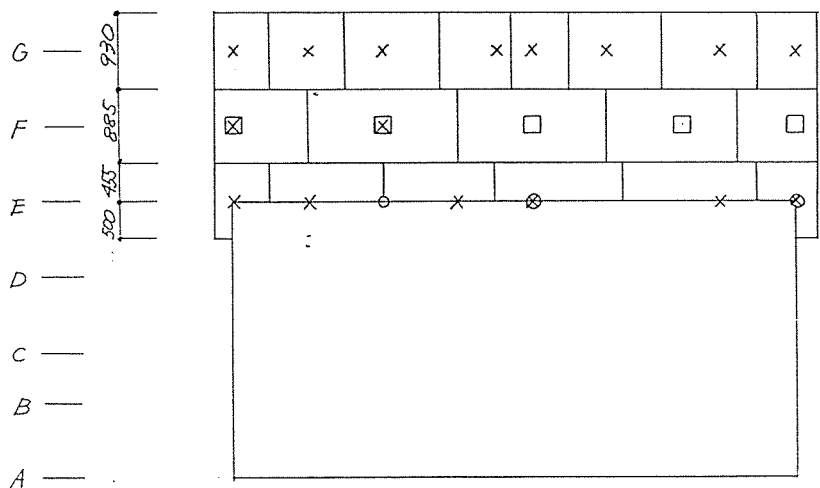
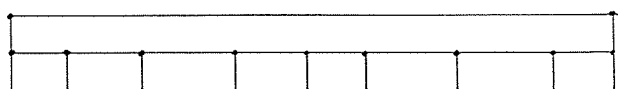
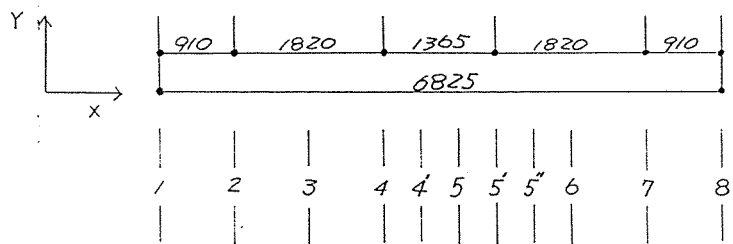
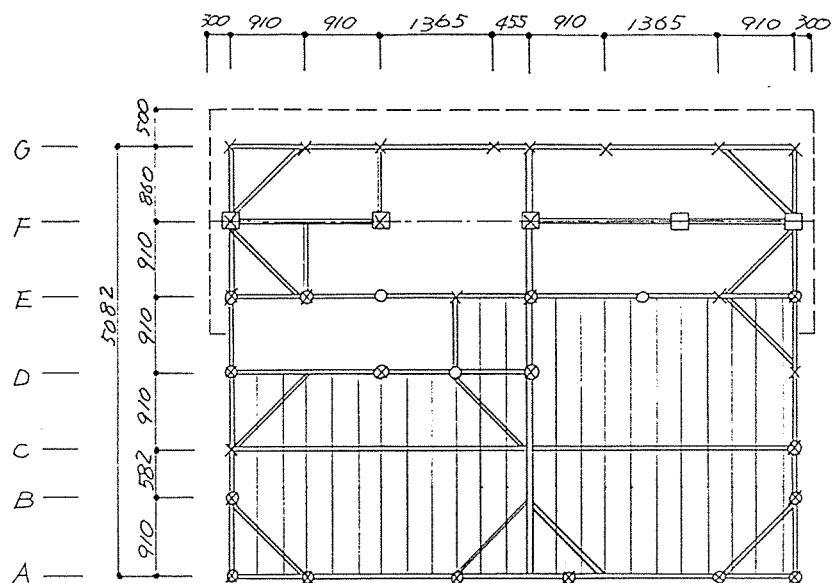


E	955	x	x	x	x	x	x
D	910	o	o	o	o	o	o
C	620.5	o	o	o	o	o	o
B'	271	o	o	o	o	o	o
B	620.5	o	o	o	o	o	o
A	955	x	x	x	x	x	x



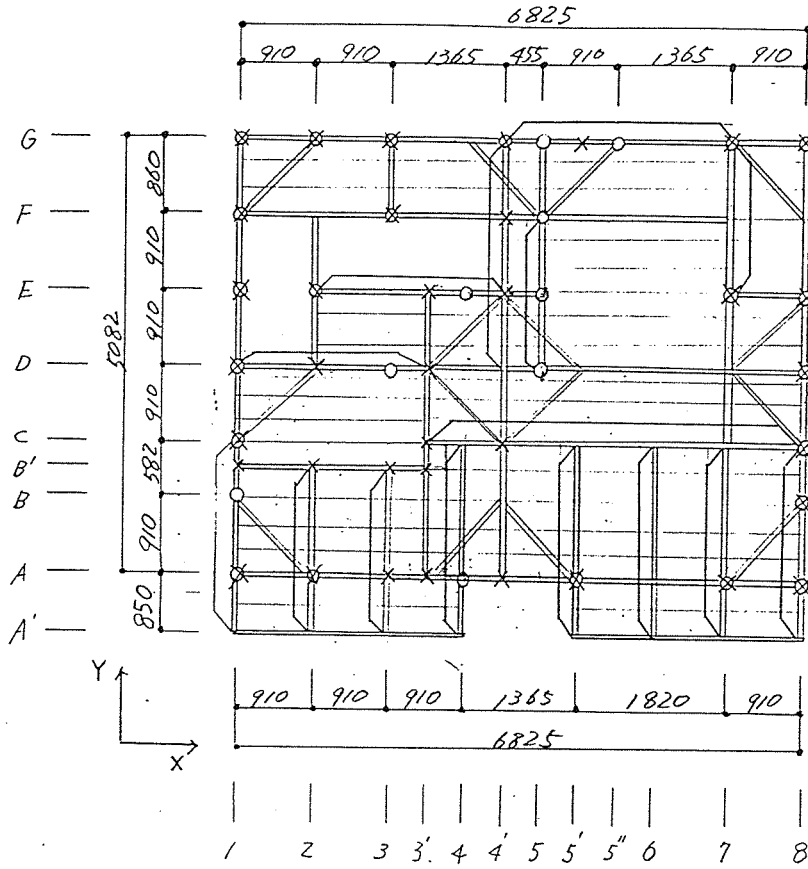


# A プラン



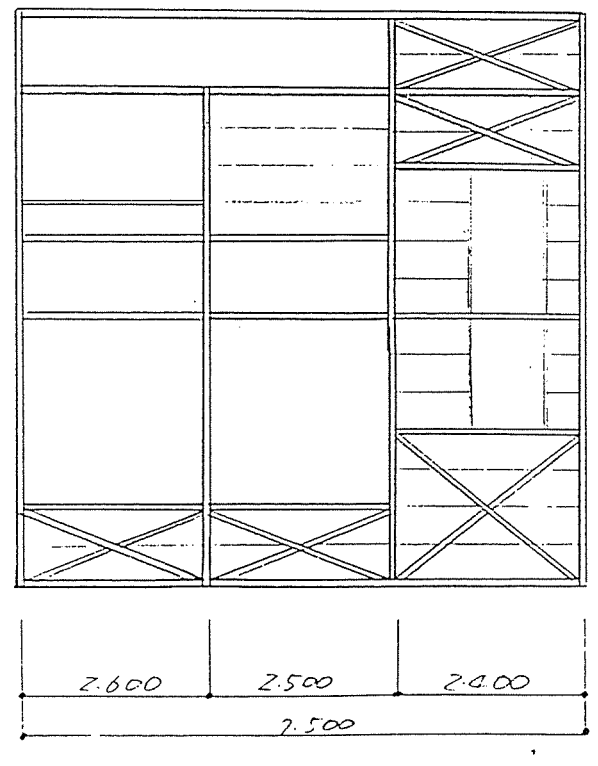
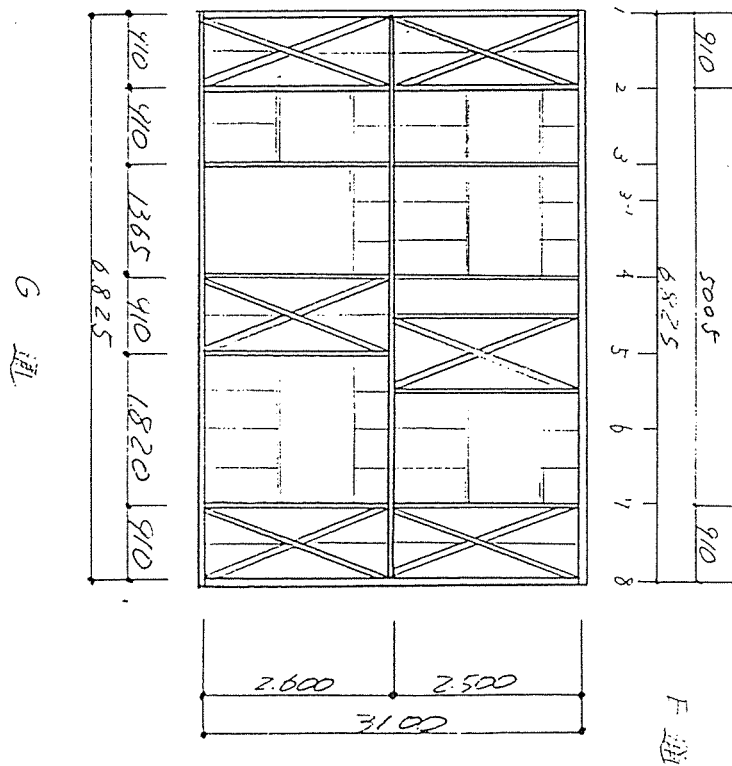
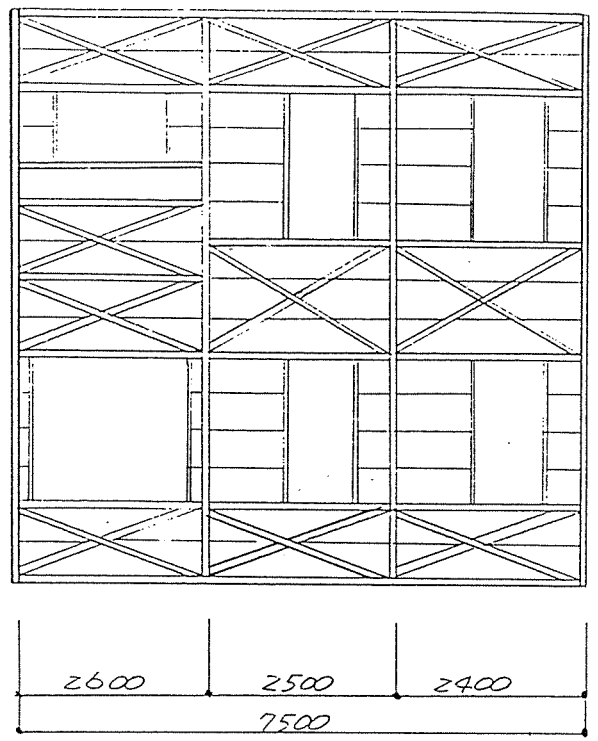
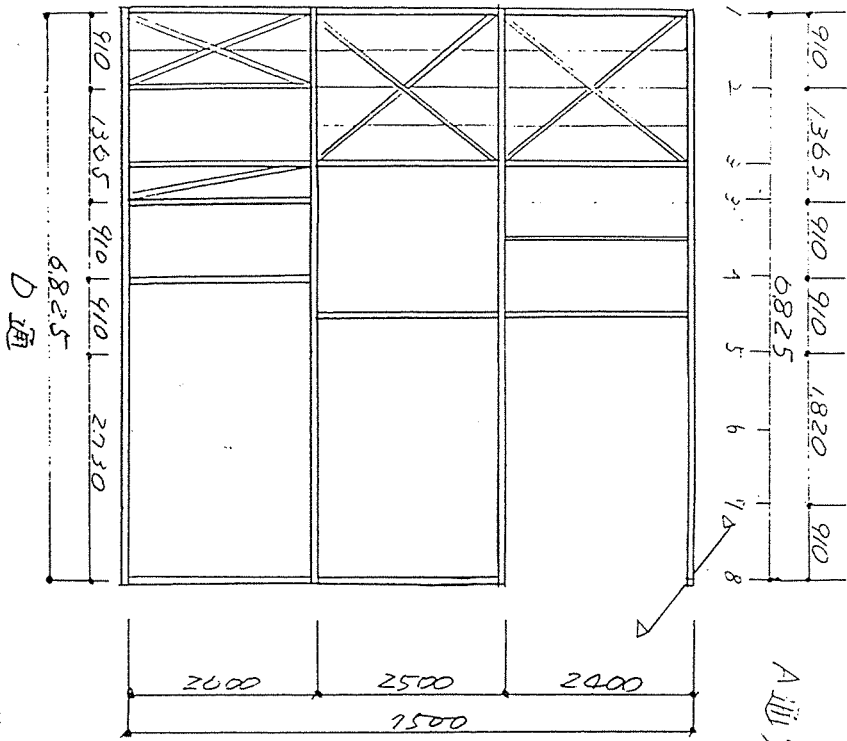
3階床伏せ図

A 7052

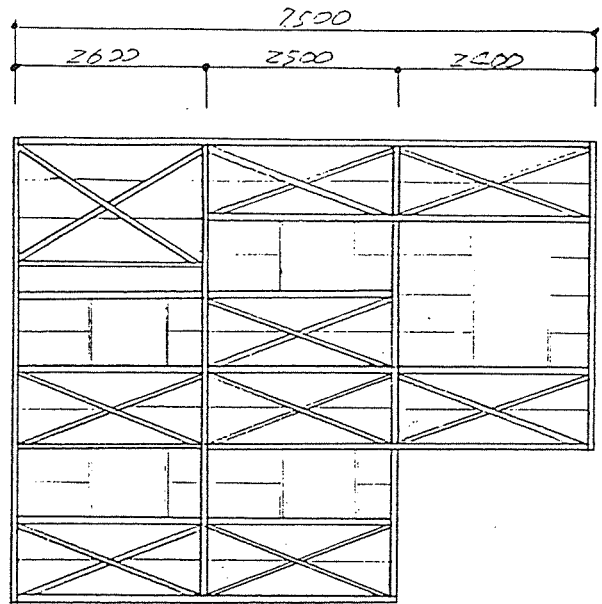
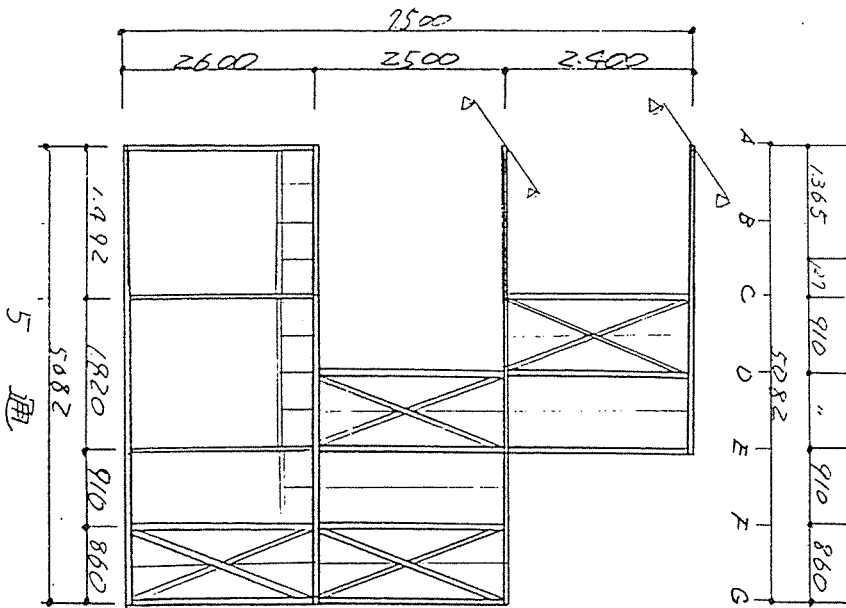


2階床伏七図

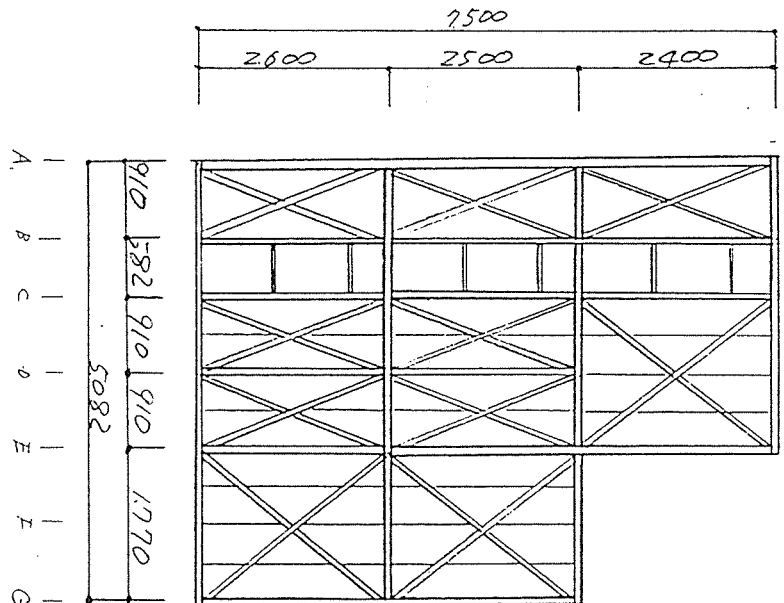
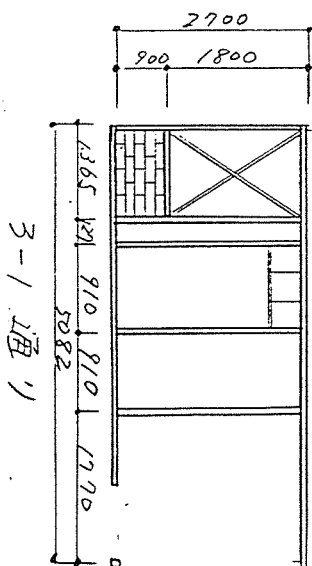
Λプラン



Aプラン



1通



8-1 通

## 3. 各部の検討

## 3.1 柱軸力の算定

(単位: t)

階	柱符号	項目	単位重量 × 面積	柱軸力	伝達先
3 階	柱 E-1	屋根	$0.095 \times 0.755 \times 0.955 \times 1.08$	0.074	
	柱 E-2	"	$0.095 \times 0.91 \times 0.955 \times 1.08$	0.089	
	柱 E-3	"	$0.095 \times 1.365 \times 0.955 \times 1.08$	0.134	
	柱 E-5	"	$0.095 \times 1.5925 \times 0.955 \times 1.08$	0.156	
	柱 E-6	"	$0.095 \times 1.5925 \times 0.955 \times 1.08$	0.156	
	柱 E-8	"	$0.095 \times 1.21 \times 0.955 \times 1.08$	0.119	
	柱 A-1	"	$0.095 \times 0.755 \times 0.955 \times 1.08$	0.074	
	柱 A-2	"	$0.095 \times 1.365 \times 0.955 \times 1.08$	0.134	
	柱 A-4	"	$0.095 \times 1.5925 \times 0.955 \times 1.08$	0.156	
	柱 A-5	"	$0.095 \times 1.5925 \times 0.955 \times 1.08$	0.156	
	柱 A-7	"	$0.095 \times 1.365 \times 0.955 \times 1.08$	0.134	
	柱 A-8	"	$0.095 \times 0.755 \times 0.955 \times 1.08$	0.074	

(単位: t)

階	柱符号	項目	単位重量 × 面積	柱軸力	伝達先
小 屋	東 D-1	屋根	$0.095 \times 1.21 \times 0.91 \times 1.08$	0.113	(柱D-1) 0.113 ✓
	東 D-3	"	$0.095 \times 1.82 \times 0.91 \times 1.08$	0.17	(柱D-3) 0.17 ✓
	東 D-5	"	$0.095 \times 2.0475 \times 0.91 \times 1.08$	0.192	(柱D-5) 0.192 ✓
	東 D-7	"	$0.095 \times 1.5925 \times 0.91 \times 1.08$	0.149	(柱A-7) 0.017 ✓ (柱E-5) 0.0321 ✓ (柱D-5) 0.0622 ✓ (柱F-8) 0.0128 ✓ (柱C-8) 0.0249 ✓
	東 D-8	"	$0.095 \times 0.755 \times 0.91 \times 1.08$	0.07	(柱E-8) 0.035 ✓ (柱C-8) 0.035 ✓
	東 C-1	"	$0.095 \times 1.21 \times 0.6005 \times 1.08$	0.075	(柱D-1) 0.0292 ✓ (柱B-1) 0.0457 ✓
	東 C-3	"	$0.095 \times 1.82 \times 0.6005 \times 1.08$	0.112	(柱D3) 0.0696 ✓ (柱A-2) 0.0212 ✓ (柱A4) 0.0212 ✓
	東 C-5	"	$0.095 \times 2.0475 \times 0.6005 \times 1.08$	0.126	(柱C-5) 0.126 ✓
	東 C-7	"	$0.095 \times 1.5925 \times 0.6005 \times 1.08$	0.098	(柱A-7) 0.0112 ✓ (柱E-5) 0.0082 ✓ (柱D-5) 0.0158 ✓ (柱E-8) 0.0211 ✓ (柱C-8) 0.0409 ✓
	東 C-8	"	$0.095 \times 0.755 \times 0.6005 \times 1.08$	0.047	(柱C-8) 0.047 ✓

(単位: t)

階	柱符号	項目	単位重量×面積	柱軸力	伝達先
小 屋	東 B'-1	屋根	$0.095 \times 1.21 \times 0.291 \times 1.08$	0.036	(柱D-1) 0.007 ✓ (柱B-1) 0.027 ✓
	東 B'-3	"	$0.095 \times 1.82 \times 0.291 \times 1.08$	0.054	(柱D-3) 0.027 ✓ (柱A-2) 0.0135 ✓ (柱A-4) 0.0135 ✓
	東 B'-5	"	$0.095 \times 2.0475 \times 0.291 \times 1.08$	0.061	(柱C-5) 0.0491 ✓ (柱A-4) 0.0184 ✓ (柱A-5) 0.0268 ✓
	東 B'-7	"	$0.095 \times 1.5925 \times 0.291 \times 1.08$	0.048	(柱A-7) 0.0267 ✓ (柱E-5) 0.002 ✓ (柱D-5) 0.0041 ✓ (柱E-8) 0.0102 ✓ (柱C-8) 0.005 ✓
	東 B'-8	"	$0.095 \times 0.755 \times 0.291 \times 1.08$	0.023	(柱B-8) 0.0115 ✓ (柱C-8) 0.0115 ✓
	東 B-1	"	$0.095 \times 1.21 \times 0.6005 \times 1.08$	0.075	(柱B-1) 0.075 ✓
	東 B-3	"	$0.095 \times 1.82 \times 0.6005 \times 1.08$	0.112	(柱D-3) 0.056 ✓ (柱A-2) 0.028 ✓ (柱A-4) 0.028 ✓
	東 B-5	"	$0.095 \times 2.0475 \times 0.6005 \times 1.08$	0.126	(柱C-5) 0.063 ✓ (柱A-4) 0.021 ✓ (柱A-5) 0.042 ✓
	東 B-7	"	$0.095 \times 1.5925 \times 0.6005 \times 1.08$	0.098	(柱A-7) 0.0651 ✓ (柱E-5) 0.0037 ✓ (柱D-5) 0.0062 ✓ (柱E-8) 0.0158 ✓ (柱C-8) 0.0077 ✓
	東 B-8	"	$0.095 \times 0.755 \times 0.6005 \times 1.08$	0.047	(柱B-8) 0.047 ✓

(単位: t)

階	柱符号	項目	単位重量×面積	柱軸力	伝達先	
	柱 E-1		軒 0.074	0.074	柱 E-1 0.074	✓
	柱 E-2		軒 0.089	0.089	柱 E-2 0.089	✓
	柱 E-3		軒 0.134	0.134	柱 E-2 0.067 E-4 0.067	✓ ✓
	柱 E-5		軒 0.156 梁 D-7 0.0321 C-7 0.0082 B'-7 0.0041 B-7 0.0032	0.0476	柱 E-5 0.0476	✓
	柱 E-6		軒 0.156	0.156	柱 E-5 0.0624 E-7 0.0936	✓ /
	柱 E-8		軒 0.119 梁 D-7 0.0128 B-7 0.0158 D-8 0.035 C-7 0.021 B'-7 0.0102	0.2138	柱 E-8 0.2138	✓ /
	柱 D-1		梁 D-1 0.113 C-1 0.0273 B'-1 0.007	0.1493	柱 D-1 0.1493	✓
	柱 D-3		梁 D-3 0.113 C-3 0.0696 B'-3 0.027 B-3 0.056	0.2656	柱 D-3 0.2656	✓
	柱 D-4					
	柱 D-5		梁 D-5 0.192 B-7 0.0026 D-7 0.0622 C-7 0.0158 B'-7 0.0041	0.2767	柱 D-5 0.2767	✓
	柱 C-5		梁 C-5 0.126 B'-5 0.0491	0.1751	柱 C-1 0.0817 C-8 0.0934	✓ ✓
	柱 C-8		梁 D-7 0.0249 梁 B'-7 0.005 D-8 0.035 B'-8 0.0115 C-7 0.0409 B-7 0.0077 C-8 0.047	0.1713	柱 C-8 0.1713	✓



(単位: t)

階	柱符号	項目	単位重量×面積	柱軸力	伝達先
	柱 B-1		軒 B-1 0.075 梁 (C-1 0.0957 B'-1 0.029)	2.1497	柱 (B-1) 0.1497
	柱 B-8		梁 (B'-8 0.0115 B-8 0.047)	0.0585	柱 (B-8) 0.0585
	柱 A-1		軒 0.074	0.074	柱 (A-1) 0.074
	柱 A-2		梁 (C-3 0.0212 軒 0.134 B'-3 0.0135 B-3 0.028)	0.1967	柱 (A-2) 0.1967
	柱 A-4		梁 (C-3 0.0212 B-5 0.042 軒 0.156 B'-3 0.0135 B'-5 0.0184 B-3 0.028)	0.2791	柱 (A-4) 0.2791
3	柱 A-5'		梁 B'-5 0.0368	0.0368	柱 (A-5') 0.0368
	柱 A-7		梁 (D-7 0.017 軒 0.134 C-7 0.0112 B'-7 0.0267 B-7 0.0615)	0.2504	柱 (A-7) 0.2504
	柱 A-8		軒 0.074	0.074	柱 (A-8) 0.074

(単位: t)

階	柱符号	項目	単位重量×面積	柱軸力	伝達先
2	柱 G-1	屋根	$0.095 \times 0.93 \times 0.755 \times 1.08$	0.072	柱 (G-1) 0.072
	G-2	"	$0.095 \times 0.93 \times 0.91 \times 1.08$	0.0868	柱 (G-2) 0.0868
	G-3	"	$0.095 \times 0.93 \times 1.1375 \times 1.08$	0.1085	柱 (G-3) 0.1085
	G-4'	"	$0.095 \times 0.93 \times 0.91 \times 1.08$	0.0868	柱 (G-4) 0.0868
	G-5	"	$0.095 \times 0.93 \times 0.6825 \times 1.08$	0.0651	柱 (G-5) 0.0651
	G-5''	"	$0.095 \times 0.93 \times 1.1375 \times 1.08$	0.1085	柱 (G-5'') 0.1085
	G-7	"	$0.095 \times 0.93 \times 1.1375 \times 1.08$	0.1085	柱 (G-7) 0.1085
	G-8	"	$0.095 \times 0.93 \times 0.755 \times 1.08$	0.072	柱 (G-8) 0.072
	束 F-1	"	$0.095 \times 0.885 \times 1.21 \times 1.08$	0.1099	柱 F-1 0.1099
	F-3	"	$0.095 \times 0.885 \times 1.82 \times 1.08$	0.1653	柱 F-3 0.1653
	F-5	"	$0.095 \times 0.885 \times 1.82 \times 1.08$	0.1653	柱 F-5 0.1653
	F-6'	"	$0.095 \times 0.885 \times 1.5925 \times 1.08$	0.1446	(F-5) 0.062 (G-8) 0.0425 (E-8) 0.0401
	F-8	"	$0.095 \times 0.885 \times 0.9825 \times 1.08$	0.089	柱 (G-8) 0.0459 (E-8) 0.0433

(單位：t)

階	柱符号	項目	單位重量×面積	柱軸力	傳達先	
2	柱 E-1	柱根	$0.095 \times \{(0.455 \times 0.755) + (0.5 \times 0.3)\} \times 1.08$	0.0506	柱 (E-1) 0.0506 ✓	
	E-2	"	$0.095 \times 0.455 \times 1.365 \times 1.08$	0.0637	柱 (E-2) 0.0637 ✓	
	E-4	"	$0.095 \times 0.455 \times 1.365 \times 1.08$	0.0637	柱 (E-4) 0.0637 ✓	
	E-5	"	$0.095 \times 0.455 \times 1.5925 \times 1.08$	0.0743	柱 (E-5) 0.0743 ✓	
	E-7	"	$0.095 \times 0.455 \times 1.5925 \times 1.08$	0.0743	柱 (E-7) 0.0743 ✓	
	E-8	"	$0.095 \times \{(0.455 \times 0.755) + (0.5 \times 0.3)\} \times 1.08$	0.0506	柱 (E-8) 0.0506 ✓	

X方向

梁		(單位: t)			
階	樑符號	項目	單位重量 × 面積	柱軸力	伝達先
	A		床 $0.21 \times 0.91 \times 0.746 = 0.1426$ 外壁 $0.065 \times 0.91 \times 2.6 = 0.1538$	0.2946	(A-1), 0.1473 ✓ (A-2) 0.1473 ✓
	(1~2)				
	A		床 $0.21 \times 1.82 \times 0.746 = 0.2851$ 外壁 $0.065 \times 1.82 \times 2.6 = 0.3076$	0.5927	(A-2), 0.2964 ✓ (A-4) 0.2964 ✓
	(2~4)				
	A		床 $0.21 \times 1.365 \times 0.746 = 0.2138$ 外壁 $0.065 \times 1.365 \times 2.6 = 0.2307$ 内壁 $0.04 \times 0.746 \times 2.6 = 0.0776$	0.5221	(A-4), 0.2611 ✓ (A-5') 0.2611 ✓
	(4~5')				
	A		床 $0.21 \times 1.82 \times 0.746 = 0.2851$ 外壁 $0.065 \times 1.82 \times 2.6 = 0.3076$	0.5927	(A-5') 0.2964 ✓ (A-7) 0.2964 ✓
	(5'~7)				
	A		床 $0.21 \times 0.91 \times 0.746 = 0.1426$ 外壁 $0.065 \times 0.91 \times 2.6 = 0.1538$	0.2946	(A-7) 0.1473 ✓ (A-8) 0.1473 ✓
	(7~8)				
	C		床 $0.21 \times 1.201 \times 3.64 = 0.918$ 内壁 $0.04 \times (0.746 + 0.455) \times 2.6 = 0.1249$	1.0429	(C-1) 0.5215 ✓ (D-5) 0.3239 ✓ (A-4) 0.0658 ✓ (A-5') 0.1317 ✓
	(1~5)				
	C		床 $0.21 \times 1.656 \times 3.185 = 1.1076$ 内壁 $0.04 \times (0.746 + 0.455) \times 2.6 = 0.1249$	1.2325	(C-8) 0.6163 ✓ (D-5) 0.3828 ✓ (A-4) 0.0778 ✓ (A-5') 0.1556 ✓
	(5~8)				
	D		床 $0.21 \times 0.455 \times 1.82 = 0.1739$ 内壁 $0.04 \times 1.82 \times 2.6 = 0.1893$	0.3632	(D-1) 0.1816 ✓ (D-3) 0.1816 ✓
	(1~3)				
	D		床 $0.21 \times 0.455 \times (1.82 + 0.91) = 0.2609$ 内壁 $0.04 \times 1.82 \times 2.6 = 0.1893$	0.4502	(D-3), 0.2251 ✓ (D-5) 0.2251 ✓
	(3~5)				
	E		外壁 $0.065 \times 0.91 \times 2.236 = 0.1323$	0.1323	(E-1) 0.0662 ✓ (E-2) 0.0662 ✓
	(1~2)				
	E		外壁 $0.065 \times 1.82 \times 2.236 = 0.2647$	0.2647	(E-2) 0.1324 ✓ (E-4) 0.1324 ✓
	(2~4)				
	E		外壁 $0.065 \times 0.91 \times 2.236 = 0.1323$ 床 $0.21 \times 0.455 \times 0.91 = 0.087$	0.2193	(E-4) 0.1097 ✓ (E-5) 0.1097 ✓
	(4~5)				
	E		外壁 $0.065 \times 2.275 \times 2.236 = 0.3306$ 床 $0.21 \times 0.91 \times 2.275 = 0.4348$ 内壁 $0.04 \times 0.6 \times 2.236 = 0.0537$	0.8191	(E-5) 0.4076 ✓ (E-7) 0.4076 ✓
	(5~7)				
	E		外壁 $0.065 \times 0.91 \times 2.236 = 0.1323$ 床 $0.21 \times 0.91 \times 0.91 = 0.1739$	0.3062	(E-7), 0.1531 ✓ (E-8) 0.1531 ✓
	(7~8)				

Y方向

梁		(単位: t)			
階	柱符号	項目	単位重量 × 面積	柱軸力	伝達先
	1		外壁 $0.065 \times 0.91 \times 2.6 = 0.1538$		(1-A) 0.0769 ✓ (1-B) 0.0769 ✓
	(A~B)			0.1538	
	1		外壁 $0.065 \times 0.582 \times 2.6 = 0.0984$		(1-B) 0.0492 ✓ (1-C) 0.0492 ✓
	(B~C)			0.0984	
	1		外壁 $0.065 \times 0.91 \times 2.6 = 0.1538$		(1-C) 0.0769 ✓ (1-D) 0.0769 ✓
	(C~D)			0.1538	
	1		外壁 $0.065 \times 0.91 \times 2.418 = 0.143$		(1-D) 0.0715 ✓ (1-E) 0.0715 ✓
	(D~E)			0.143	
	4			0	
	(D~E)				
	5			0	
	(A~C)				
	5		内壁 $0.04 \times 0.91 \times 2.6 = 0.0946$		(D-5) 0.0588 ✓ (A-4) 0.0119 ✓ (A-5) 0.0239 ✓
	(C~D)			0.0946	
	5			0	
	(D~E)				
	8		外壁 $0.065 \times 0.91 \times 2.6 = 0.1538$		(8-A) 0.0769 ✓ (8-B) 0.0769 ✓
	(A~B)			0.1538	
	8		外壁 $0.065 \times 0.91 \times 2.6 = 0.1538$		(8-B) 0.0769 ✓ (8-C) 0.0769 ✓
	(B~C)			0.1538	
	8		外壁 $0.065 \times 0.91 \times 2.6 = 0.1538$		(8-C) 0.0769 ✓ (8-D) 0.0769 ✓
	(C~D)			0.1538	
	8		外壁 $0.065 \times 0.91 \times 2.418 =$		(8-D) 0.0715 ✓ (8-E) 0.0715 ✓
	(D~E)			0.143	

(単位: t)

階	柱符号	項目	単位重量×面積	柱軸力	伝達先	
Z 柱	柱 A-1		梁(A1~2) 0.1473 柱(A-1) 0.074 (1A~B) 0.0769	0.3003	柱 (A-1) 0.3003	✓
	柱 A-2		梁(A2~4) 0.2964 柱(A-2) 0.1967 (A1~2) 0.1473	0.6386	(A-2) 0.6386	✓
	柱 A-4		梁(A2~4) 0.2964 (5C~D) 0.0119 柱(A-4) 0.2791 (A4~5') 0.2611 (C1~5) 0.0658 (C5~8) 0.0778	0.9921	(A-3') 0.4961 (A-4) 0.4961	✓ ✓
	柱 A-5'		梁(A4~5') 0.2611 (5C~D) 0.0239 柱(A-5') 0.0368 (A5~7) 0.2964 (C1~5) 0.1317 (C5~8) 0.1556	0.9055	(A-5') 0.9055	✓
	柱 A-7		梁(A5~7) 0.2964 柱(A-7) 0.2509 (A7~8) 0.1473	0.6941	(A-7) 0.6941	✓
	柱 A-8		梁(A7~8) 0.1473 柱(A-8) 0.074	0.2213	(A-8) 0.2213	✓
	柱 B-1		梁(1A~B) 0.0769 柱(B-1) 0.1497 (1B~C) 0.0492	0.2758	(A-1) 0.0548 (B'-1) 0.222	✓ ✓
	柱 B-8		梁(8A~B) 0.0769 柱(B-8) 0.0585 (8B~C) 0.0769	0.2123	(B-8) 0.2123	✓
	柱 D-1		梁(D1~3) 0.1861 柱(D-1) 0.1493 (1C~D) 0.0769 (1D~E) 0.0715	0.4838	(D-1) 0.4838	✓
	柱 D-3		梁(D1~3) 0.1816 柱(D'-3) 0.2656 (D3~5) 0.2251	0.6723	(D-2) 0.2241 (D-3') 0.4482	✓ ✓
	柱 D-5		梁(C1~5) 0.3239 柱(D-5) 0.2767 (C5~8) 0.3828 (D3~5) 0.2251 (5C~D) 0.0588	1.2673	(D-3') 0.3802 (D-8) 0.8871	✓ ✓
	柱 D-8		梁(8C~D) 0.0796 (8D~E) 0.0715	0.1511	(D-8) 0.1511	✓

(単位: t)

階	柱符号	項目	単位重量×面積	柱軸力	伝達先
2	柱 E-1		梁(E1~2) 0.0662 軒(E-1) 0.0506 柱(E-1) 0.074 (1D~E) 0.0715	0.2623	柱 (E-1) 0.2623 ✓
	柱 E-2		梁(E1~2) 0.0662 軒(E-2) 0.0637 柱(E-2) 0.089 (E2~4) 0.1329 (E-3) 0.067	0.4183	(E-2) 0.4183 ✓
	柱 E-4		梁(E2~4) 0.1329 軒(E-4) 0.0637 柱(E-3) 0.067 (E4~5) 0.1097	0.3728	(E-3') 0.1869 ✓ (E-4') 0.1869 ✓
	柱 E-5		梁(E4~5) 0.1097 軒(E-5) 0.0743 柱(E-5) 0.0796 (E5~7) 0.4096 (E-6) 0.0629	0.7036	(F-4') 0.2932 ✓ (G-7) 0.0285 ✓ (E-7) 0.0301 ✓ (D-3') 0.0156 ✓ (D-8) 0.3362 ✓
	柱 E-7		梁(E5~7) 0.4096 軒(E-7) 0.0743 柱(E-6) 0.0936 (E7~8) 0.1531	0.7306	(E-7) 0.7306 ✓
	柱 E-8		梁(E7~8) 0.1531 軒(E-8) 0.0506 柱(E-8) 0.2138 (8D~E) 0.0715 (F-6') 0.0401 (F-8) 0.0733	0.5724	(E-8) 0.5724 ✓
	柱 C-1		梁(C1~5) 0.5215 柱(C-5) 0.0817 (1B~C) 0.0492 (7C~D) 0.0769	0.7293	(C-1) 0.7293 ✓
	柱 C-8		梁(8B~C) 0.0769 柱(C-5) 0.0934 (8C~D) 0.0769 (C-8) 0.1713 (C5~8) 0.6163	1.0348	(C-8) 1.0348 ✓
	柱 F-1		軒(F-1) 0.1099	0.1099	(F-1) 0.1099 ✓
	柱 F-3		軒(F-3) 0.1653	0.1653	(F-3) 0.1653 ✓
柱 F-5		軒(F-5) 0.1653 (F-6') 1.062	0.2273	(F-4') 0.1899 ✓ (G-7) 0.0195 ✓ (E-7) 0.0189 ✓	

(単位: t)

階	柱符号	項目	単位重量×面積	柱軸力	伝達先
2	柱 G-1		軒(G-1) 0.072	0.072	(G-1) 0.072 ✓
	柱 G-2		軒(G-2) 0.0868	0.0868	(G-2) 0.0868 ✓
	柱 G-3		軒(G-3) 0.1085	0.1085	(G-3) 0.1085 ✓
	柱 G-4'		軒(G-4') 0.0868	0.0868	(G-4') 0.0868 ✓
	柱 G-5		軒(G-5) 0.0651	0.0651	(G-4') 0.0326 ✓ (G-5') 0.0326 ✓
	柱 G-5''		軒(G-5'') 0.1085	0.1085	(G-5') 0.0819 ✓ (G-7) 0.0451 ✓
	柱 G-7		軒(G-7) 0.1085	0.1085	(G-7) 0.1085 ✓
	柱 G-8		軒(G-8) 0.072 (F-6') 0.0425 (F-8) 0.0459	0.1604	(G-8) 0.1604 ✓



X方向

梁			(単位: t)		
階	樑符号	項目	単位重量 × 面積	柱軸力	伝達先
	A				
	1-2				
	A				
	2-3				
	A				
	3-3'				
	A				
	3'-4				
2	A		$9t \ 0.065 \times 0.455 \times 2.8 = 0.0828$		(A-3') 0.0914 ✓
	4-4'			0.0828	(A-4') 0.0914 ✓
	A		$9t \ 0.065 \times 0.91 \times 2.8 = 0.1656$		(A-4') 0.0828 ✓
	4'-5'			0.1656	(A-5') 0.0828 ✓
	A	--			
	5'-6	--			
	B'				
	1-2				
	B'				
	2-3				
	B'				
	3-3'				
	C				
	3'-4'				
	C				
	4'-8				
	A 6-7				
	A 7-8				

梁

(単位: t)

階	接符号	項目	単位重量 × 面積	柱軸力	伝達先
2	D		内壁 $0.04 \times 0.91 \times 2.8 = 0.1019$		(D-1) 0.051 ✓
	1-2			0.1019	(D-2) 0.051 ✓
	D		内壁 $0.04 \times 0.91 \times 2.8 = 0.1019$		(D-2) 0.0679 ✓
	2-3'			0.1019	(D-3') 0.034 ✓
	D				
	3'-8				
	E		内壁 $0.04 \times 1.365 \times 2.8 = 0.1529$		(E-2) 0.0765 ✓
	2-3'			0.1529	(E-3') 0.0765 ✓
	E		内壁 $0.04 \times 0.955 \times 2.8 = 0.051$		(E-3') 0.0383 ✓
	3'-4'			0.051	(E-4') 0.0128 ✓
E					
4'-5					
E		内壁 $0.04 \times 0.91 \times 2.8 = 0.1019$		(E-7) 0.051 ✓	
7-8			0.1019	(E-8) 0.051 ✓	
F					
1-3					
F					
3-4'					
F					
4'-7					

梁

(單位: t)

階	樓符号	項目	單位重量 × 面積	柱軸力	伝達先
	G		外 $0.065 \times 0.91 \times 2.8 = 0.1656$		(G-1) 0.0828 ✓
	1-2			0.1656	(G-2) 0.0828 ✓
	G		外 $0.065 \times 0.91 \times 2.8 = 0.1656$		(G-2) 0.0828 ✓
	2-3			0.1656	(G-3) 0.0828 ✓
	G		外 $0.065 \times 1.365 \times 2.8 = 0.2484$		(G-3) 0.1242 ✓
	3-4'			0.2484	(G-4') 0.1242 ✓
	G		外 $0.065 \times 0.91 \times 2.8 = 0.1656$		(G-4') 0.0828 ✓
	4'-5'			0.1656	(G-5') 0.0828 ✓
	G		外 $0.065 \times 1.22 \times 2.8 = 0.3312$		(G-5') 0.1656 ✓
	5'-7			0.3312	(G-7) 0.1656 ✓
	G		外 $0.065 \times 0.91 \times 2.8 = 0.1656$		(G-7) 0.0828 ✓
	7-8			0.1656	(G-8) 0.0828 ✓
	A'		外 $0.065 \times 0.91 \times 1.1 = 0.0651$		(A-1) 0.0326 ✓
	1-2			0.0651	(A-2) 0.0326 ✓
	A'		外 $0.065 \times 0.91 \times 1.1 = 0.0651$		(A-2) 0.0326 ✓
	2-3			0.0651	(A-3) 0.0326 ✓
	A'		外 $0.065 \times 0.91 \times 1.1 = 0.0651$		(A-3) 0.0326 ✓
	3-4			0.0651	(A-3') 0.0163 ✓
	A'		外 $0.065 \times 0.91 \times 1.1 = 0.0651$		(A-4') 0.0163 ✓
	5'-6			0.0651	(A-5') 0.0488 ✓
	A'		外 $0.065 \times 0.91 \times 1.1 = 0.0651$		(A-7) 0.0163 ✓
	6-7			0.0651	(A-5') 0.0163 ✓
	A'		外 $0.065 \times 0.91 \times 1.1 = 0.0651$		(A-7) 0.0488 ✓
	7-8			0.0651	(A-7) 0.0326 ✓
					(A-8) 0.0326 ✓

Y方向

梁

(單位: t)

階	接符号	項目	單位重量 × 面積	柱軸力	伝達先
	1		床 $0.21 \times 0.455 \times 0.85 = 0.0812$		
	A'-A		外 $0.065 \times 2.8 \times 0.85 = 0.1547$	0.2359	(A-1) 0.2359 ✓
	1		床 $0.21 \times 0.455 \times 1.201 = 0.1148$		(A-1) 0.1667 ✓
	A-B'		外 $0.065 \times 2.8 \times 1.201 = 0.2186$	0.3334	(B'-1) 0.1667 ✓
	1		床 $0.21 \times 0.291 \times 1.1375 = 0.0695$		(B'-1) 0.0613 ✓
	B'-C		外 $0.065 \times 2.8 \times 0.291 = 0.0530$	0.1225	(C-1) 0.0613 ✓
	1		床 $0.21 \times 0.91 \times 1.1375 = 0.2174$		(C-1) 0.1915 ✓
	C~D		外 $0.065 \times 0.91 \times 2.8 = 0.1656$	0.383	(D-1) 0.1915 ✓
	1				(D-1) 0.0828 ✓
	D-E		外 $0.065 \times 0.91 \times 2.8 = 0.1656$	0.1656	(E-1) 0.0828 ✓
	1				(E-1) 0.0828 ✓
2	E-F		外 $0.065 \times 0.91 \times 2.8 = 0.1656$	0.1656	(F-1) 0.0828 ✓
	1		床 $0.21 \times 0.86 \times 0.91 = 0.1643$		(F-1) 0.1609 ✓
	F-G		外 $0.065 \times 0.86 \times 2.8 = 0.1565$	0.3208	(G-1) 0.1609 ✓
	2		床 $0.21 \times 0.91 \times 0.85 = 0.1624$		(A-2) 0.1624 ✓
	A'-A			0.1624	
	2		床 $0.21 \times 0.91 \times 1.201 = 0.2295$		(A-2) 0.1148 ✓
	A-B'			0.2295	(B'-2) 0.1148 ✓
	2		床 $0.21 \times 0.91 \times 0.6825 = 0.1304$		(D-2) 0.0652 ✓
	D-E			0.1304	(E-2) 0.0652 ✓
	2				
	E-F				

梁

(単位: t)

階	接符号	項目	単位重量×面積	柱軸力	伝達先
2	3		床 $0.21 \times 0.91 \times 0.85 = 0.1624$	0.1624	(A-3) 0.1624 ✓
	A'-A				
	3		床 $0.21 \times 0.6825 \times 1.201 = 0.1721$	0.1721	(A-3) 0.0861 ✓ (B'-3) 0.0861 ✓
	A-B'				
	3		床 $0.21 \times 0.88 \times 1.1375 = 0.2054$ 内陸 $0.04 \times 0.86 \times 2.8 = 0.0963$	0.3017	(F-3) 0.1536 ✓ (G-3) 0.1536 ✓
	F-G				
	3'		床 $0.21 \times 1.201 \times 0.6825 = 0.1721$	0.1721	(A-3') 0.0861 ✓ (B'-3') 0.0861 ✓
	A-B'				
	3'		床 $0.21 \times 1.4285 \times 0.291 = 0.0873$	0.0873	(B'-3') 0.0437 ✓ (C-3') 0.0437 ✓
	B'-C				
	3'		床 $0.21 \times 1.5925 \times 0.91 = 0.3043$	0.3043	(C-3') 0.1522 ✓ (D-3') 0.1522 ✓
	C-D				
	3'		床 $0.21 \times 0.91 \times 1.1375 = 0.2174$ --	0.2174	(D-3') 0.1087 ✓ (E-3') 0.1087 ✓
	D-E				
	4		床 $0.21 \times 0.85 \times 0.455 = 0.0812$ 外 $0.065 \times 0.85 \times 2.8 = 0.1547$	0.2359	(A-3') 0.118 ✓ (A-4') 0.118 ✓
	A'-A				
	4'		床 $0.21 \times 0.6825 \times 1.492 = 0.2138$	0.2138	(A-4') 0.1069 ✓ (C-4') 0.1069 ✓
	A-C				
	4'		床 $0.21 \times \{(0.91 \times 1.82) + (0.91 \times 0.6825)\} = 0.4782$	0.4782	(C-4') 0.2391 ✓ (E-4') 0.2391 ✓
C-E					
4'		床 $0.21 \times 0.91 \times 0.2275 = 0.0435$	0.0435	(E-4') 0.0218 ✓ (F-4') 0.0218 ✓	
E-F					
4'		床 $0.21 \times 0.85 \times 0.2275 = 0.0406$	0.0406	(F-4') 0.0203 ✓ (G-4') 0.0203 ✓	
F-G					
7		床 $0.21 \times 1.82 \times 0.91 = 0.3478$	0.3478	(C-4') 0.0435 ✓ (C-8) 0.1304 ✓ (D-8) 0.1304 ✓ (E-4') 0.0435 ✓	
C-D					
4		床 $0.21 \times 0.455 \times 1.492$	0.1426	(A-3') 0.0357 ✓ (A-4') 0.0357 ✓ (C-3') 0.0357 ✓ (C-4') 0.0357 ✓	
A-C					

梁

(單位: t)

階	樑符号	項目	單位重量 × 面積	柱軸力	傳遞先
2	5	床	$0.21 \times 1.82 \times 1.365 = 0.5217$	0.6236	(G-7) 0.0287 ✓ (F-4) 0.2598 ✓ (E-4) 0.1364 ✓ (E-7) 0.0253 ✓ (D-8) 0.039 ✓ (C-4) 0.1364 ✓
	D-F	内壁	$0.04 \times 0.91 \times 2.8 = 0.1019$		
	5	床	$0.21 \times 0.86 \times 1.365 = 0.2465$	0.3428	(G-4) 0.0857 ✓ (G-5) 0.0857 ✓ (F-4) 0.1428 ✓ (G-7) 0.0147 ✓ (E-7) 0.0139 ✓
	F-G	内壁	$0.04 \times 0.86 \times 2.8 = 0.0963$		
	5'	床	$0.21 \times 0.455 \times 0.85 = 0.0812$	0.2359	(A-5') 0.2359 ✓
	A'-A	外	$0.065 \times 0.85 \times 2.8 = 0.1547$		
	5'	床	$0.21 \times 1.492 \times 0.91 = 0.2851$	0.2851	(A-5') 0.1426 ✓ (C-4') 0.1067 ✓ (C-8) 0.0357 ✓
	A-C				
	6	床	$0.21 \times 0.91 \times 2.2342 = 0.427$	0.427	(A-5') 0.1068 ✓ (A-7) 0.1068 ✓ (C-4') 0.1068 ✓ (C-8) 0.1068 ✓
	A'-C				
	7	床	$0.21 \times 0.91 \times 0.85 = 0.1624$	0.1624	(A-7) 0.1624 ✓
	A'-A				
	7	床	$0.21 \times 0.91 \times 1.492 = 0.2851$	0.2851	(C-4') 0.0357 ✓ (C-8) 0.107 ✓ (A-7) 0.1426 ✓
	A-C				
	8	床	$0.21 \times 0.455 \times 0.85 = 0.0812$	0.2359	(A-8) 0.2359 ✓
	A'-A	外	$0.065 \times 0.85 \times 2.8 = 0.1547$		
	8	床	$0.21 \times 0.455 \times 0.91 = 0.087$	0.2526	(A-8) 0.1263 ✓ (B-8) 0.1263 ✓
	A-B	外	$0.065 \times 0.91 \times 2.8 = 0.1656$		
8	床	$0.21 \times 0.455 \times 0.582 = 0.0556$	0.1615	(B-8) 0.0808 ✓ (C-8) 0.0808 ✓	
B-C	外	$0.065 \times 0.582 \times 2.8 = 0.1059$			
8	床	$0.21 \times 0.455 \times 0.91 = 0.087$	0.2526	(C-8) 0.1263 ✓ (D-8) 0.1263 ✓	
C-D	外	$0.065 \times 0.91 \times 2.8 = 0.1656$			
8	床	$0.21 \times 0.455 \times 0.91 = 0.087$	0.2526	(D-8) 0.1263 ✓ (E-8) 0.1263 ✓	
D-E	外	$0.065 \times 0.91 \times 2.8 = 0.1656$			
8	床	$0.21 \times 0.455 \times 1.770 = 0.1691$	0.3391	(E-8) 0.1696 ✓ (G-8) 0.1696 ✓	
E-G	外	$0.065 \times 1.77 \times 2.8 = 0.3221$			

(單位: t)

階	柱符號	項目	單位重量×面積	柱軸力	傳達先
	柱 A-1	柱(A-1) 0.3003 (B-1) 0.0548	梁(A'-2) 0.0326 (1A'-A) 0.2359 (1A'-B') 0.1667	0.7903	
	柱 A-2	柱(A-2) 0.6386	梁(A'-2) 0.0326 (A'-3) 0.0326 (2A'-A) 0.1624 (2A'-B') 0.1148	0.981	
	柱 A-3		梁(A'-2-3) 0.0326 (A'-3-4) 0.0326 (3A'-A) 0.1624 (3A'-B') 0.0861	0.3137	
	柱 A-3'	柱(A-4) 0.4916	梁(A4-4') 0.0414 (4A'-A) 0.118 (A'3-4) 0.0163 (4A'-C) 0.0357 (3'A'-B') 0.0861	0.7891	
	柱 A-4'	柱(A-4) 0.4916	梁(A4-4') 0.0414 (4'A-C) 0.1069 (A4'-5') 0.0828 (4A'-C) 0.0357 (A'3-4) 0.0163 (4A'-A) 0.118	0.8927	
	柱 A-5'	柱(A-5') 0.9055	梁(A4'-5') 0.0828 (5'A-C) 0.1426 (A'5'-6) 0.0488 (6A'-C) 0.1068 (A'6-7) 0.0163 (5'A'-A) 0.2359	1.5387	
	柱 A-7	柱(A-7) 0.6941	梁(A'5'-6) 0.0163 (7A'-A) 0.1624 (A'6-7) 0.0488 (7A'-C) 0.1426 (A'7-8) 0.0326 (6A'-C) 0.1068	1.2036	
	柱 A-8	柱(A-8) 0.2213	梁(A'7-8) 0.0326 (8A'-A) 0.2359 (8A'-B) 0.1263	0.6161	
	柱 B-8	柱(B-8) 0.2123	梁(8A-B) 0.1263 (8B-C) 0.0808	0.4194	
	柱 B'-1	柱(B-1) 0.222	梁(1A-B') 0.1667 (1B'-C) 0.0613	0.45	
	柱 B'-2		梁(2A-B') 0.1148	0.1148	
	柱 B'-3		梁(3A-B') 0.0861	0.0861	
	柱 B'-3'		梁(3'A-B') 0.0861 (3'B'-C) 0.0437	0.1298	

(單位: t)

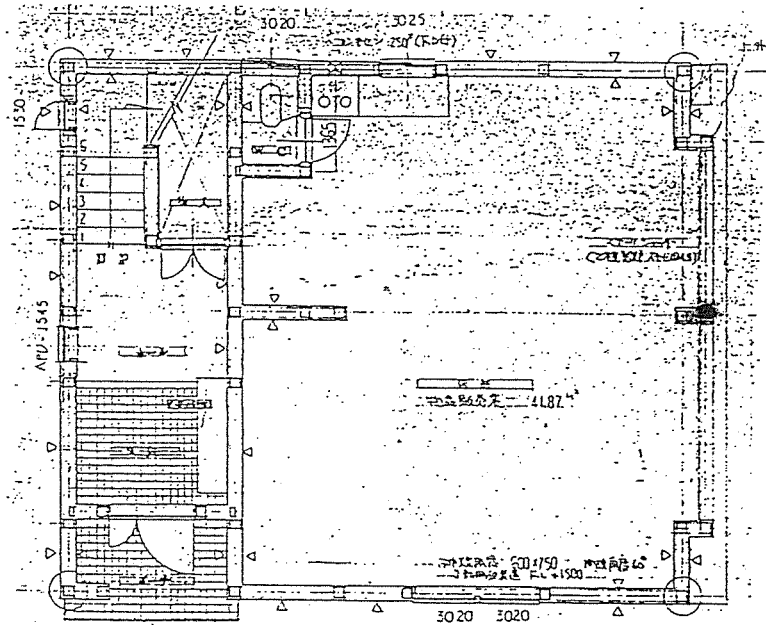
階	柱符號	項目	單位重量×面積	柱軸力	伝達先
	柱 C-1		柱(C-1) 0.7293 梁(1B'-C) 0.0613 (1C~D) 0.1915	0.9828	
	柱 C-3'		梁(3B'-C) 0.0437 (3'C-D) 0.1522 (4A-C) 0.0357	0.2361	
	柱 C-4'		梁(4A-C) 0.1069 (5A-C) 0.1069 (4'C-E) 0.2391 (6A'-C) 0.1068 (7C-D) 0.0435 (7A-C) 0.0357 (4A-C) 0.0357 (5D-F) 0.1364	0.811	
	柱 C-8	柱(C-8) 1.0348	梁(7C-D) 0.1304 (8B-C) 0.0808 (5'A-C) 0.0357 (8C-D) 0.1263 (6A'-C) 0.1068 (7A-C) 0.107	1.6218	
	柱 D-1	柱(D-1) 0.4838	梁(D1-2) 0.051 (1C~D) 0.1915 (1D-E) 0.0828	0.8087	
1	柱 D-2	柱(D-3) 0.2241	梁(D1-2) 0.051 (D2-3') 0.0679 (2D-E) 0.0652	0.4082	
	柱 D-3'	柱(D-3) 0.4482 (D-5) 0.3802 (E-5) 0.0156	梁(D2-3') 0.034 (3'C-D) 0.1522 (3'D-E) 0.1087	1.1387	
	柱 D-8	柱(D-5) 0.8871 (D-8) 0.1511 (E-5) 0.3362	梁(7C-D) 0.1304 (5D-F) 0.039 (8C-D) 0.1263 (8D-E) 0.1263	1.7964	
	柱 E-1	柱(E-1) 0.2623	梁(1D-E) 0.0828 (1E-F) 0.0828	0.4279	
	柱 E-2	柱(E-2) 0.4183	梁(E2-3') 0.0765 (2D-E) 0.0652	0.56	
	柱 E-3'	柱(E-4) 0.1864	梁(E2-3') 0.0765 (E3-4') 0.0383 (3'D-E) 0.1087	0.4099	
	柱 E-4'	柱(E-4) 0.1864	梁(E3-4') 0.0128 (5D-F) 0.1364 (4'C-E) 0.2391 (4'E-F) 0.0218 (7C-D) 0.0435	0.64	
	柱 E-7	柱(E-7) 0.7306 (E-5) 0.0301 (F-5) 0.0184	梁(E7-8) 0.051 (5D-F) 0.0253 (5F-G) 0.0139	0.8693	
	柱 E-8	柱(E-8) 0.5724	梁(E7-8) 0.051 (8D-E) 0.1263 (8E-G) 0.1696	0.9193	



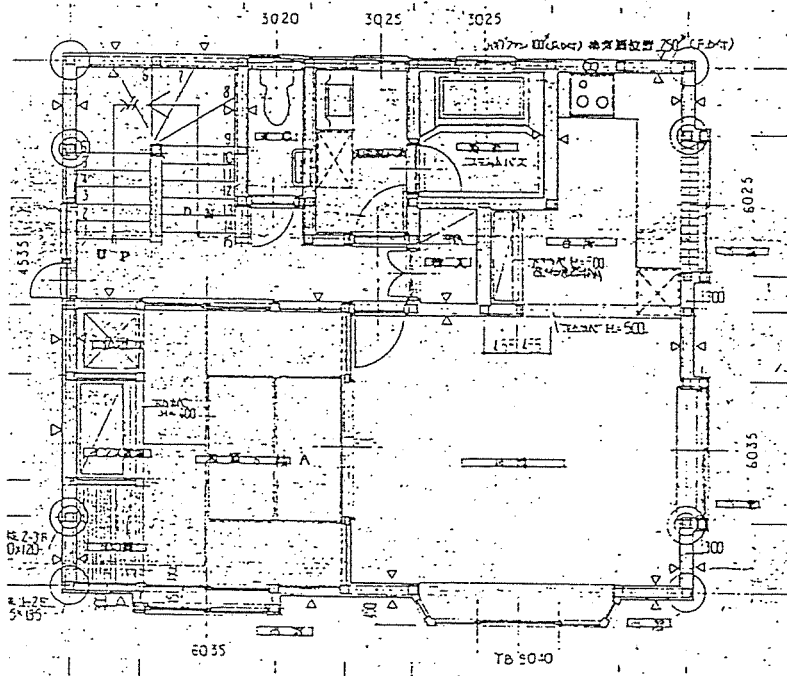
(単位: t)

階	柱符号	項目	単位重量×面積	柱軸力	伝達先
	柱 F-1		柱(F-1) 0.1099 梁(1E-F) 0.0828 (1F-G) 0.1604	0.3531	
	柱 F-3		柱(F-3) 0.1653 梁(3F-G) 0.1536	0.3189	
	柱 F-4'		柱(E-5) 0.2932 梁(4'E-F) 0.0218 (F-5) 0.1894 (4'F-G) 0.0203 (5D-F) 0.2578 (5F-G) 0.1428	0.9273	
	柱 G-1		柱(G-1) 0.072 梁(G1-2) 0.0828 (1F-G) 0.1604	0.3152	
	柱 G-2		柱(G-2) 0.0868 梁(G1-2) 0.0828 (G2-3) 0.0828	0.2529	
1	柱 G-3		柱(G-3) 0.1085 梁(G2-3) 0.0828 (G3-4') 0.1242 (3F-G) 0.1536	0.4691	
	柱 G-4'		柱(G-4') 0.0868 梁(G3-4') 0.1242 (G-5) 0.0326 (G4'-5') 0.0828 (4'F-G) 0.0203 (5F-G) 0.0857	0.4324	
	柱 G-5'		柱(G-5) 0.0326 梁(G4'-5') 0.0828 (G-5') 0.0814 (G5'-7) 0.1656 (5F-G) 0.0857	0.4481	
	柱 G-7		柱(E-5) 0.0285 梁(G5'-7) 0.1656 (F-5) 0.0195 (G7-8) 0.0828 (G-5') 0.0451 (5D-F) 0.0267 (G-7) 0.1085 (5F-G) 0.0147	0.4914	
	柱 G-8		柱(G-8) 0.1604 梁(G7-8) 0.0828 (8E-G) 0.1696	0.4164	

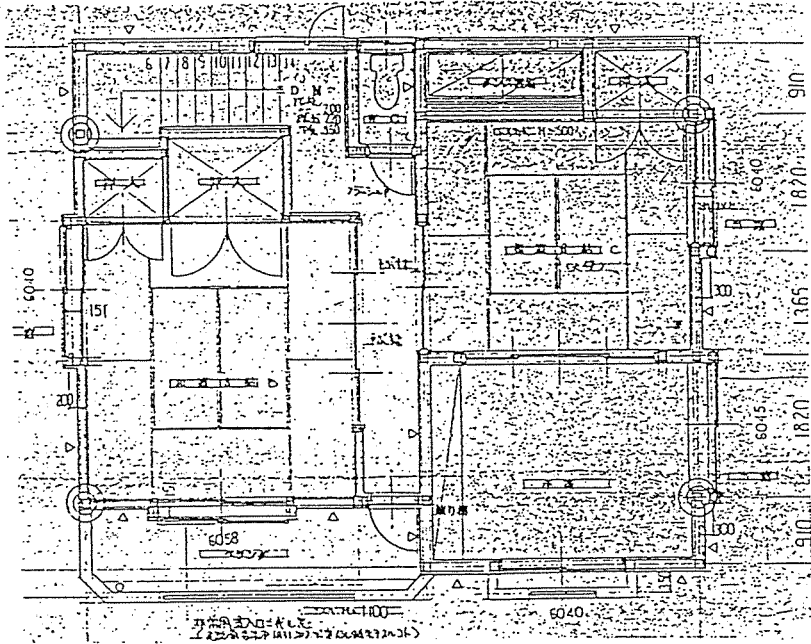
(2) プランB



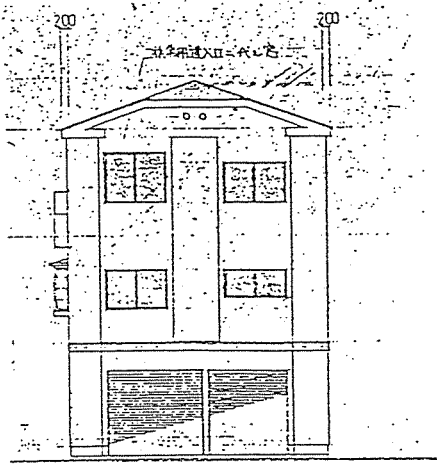
1階平面図 54.98m<sup>2</sup>



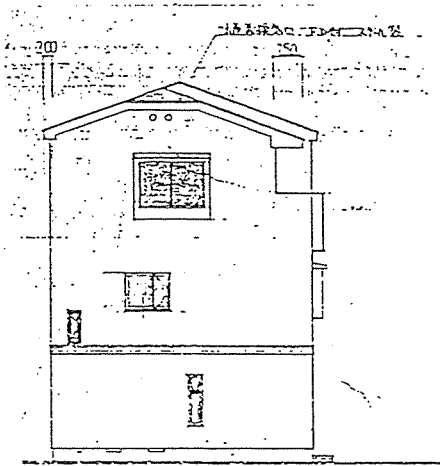
2階平面図 55.89m<sup>2</sup>



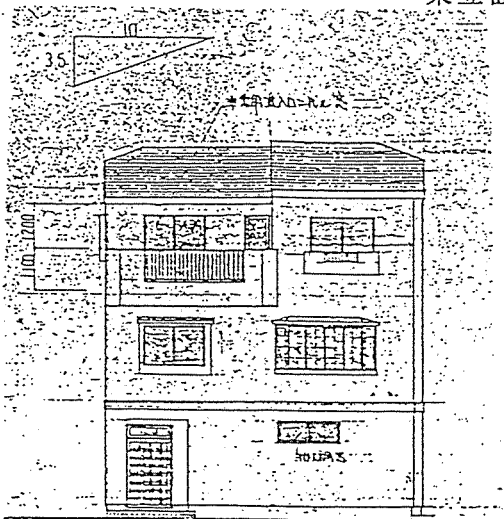
3階平面図 51.75m<sup>2</sup>



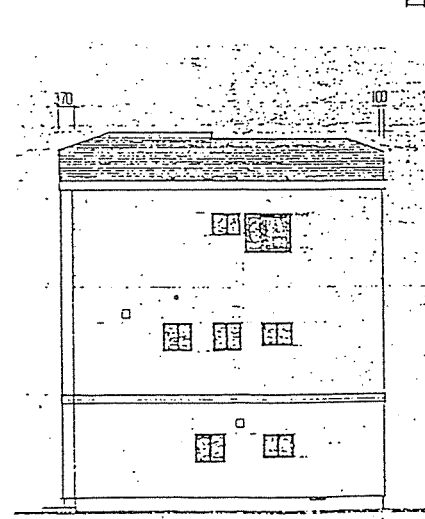
東立面図



西立面図

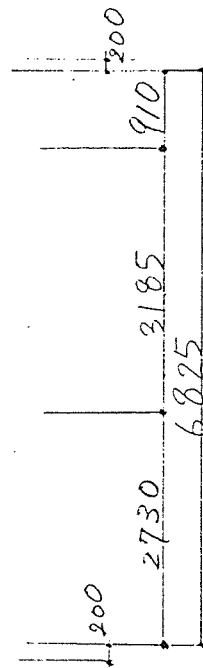
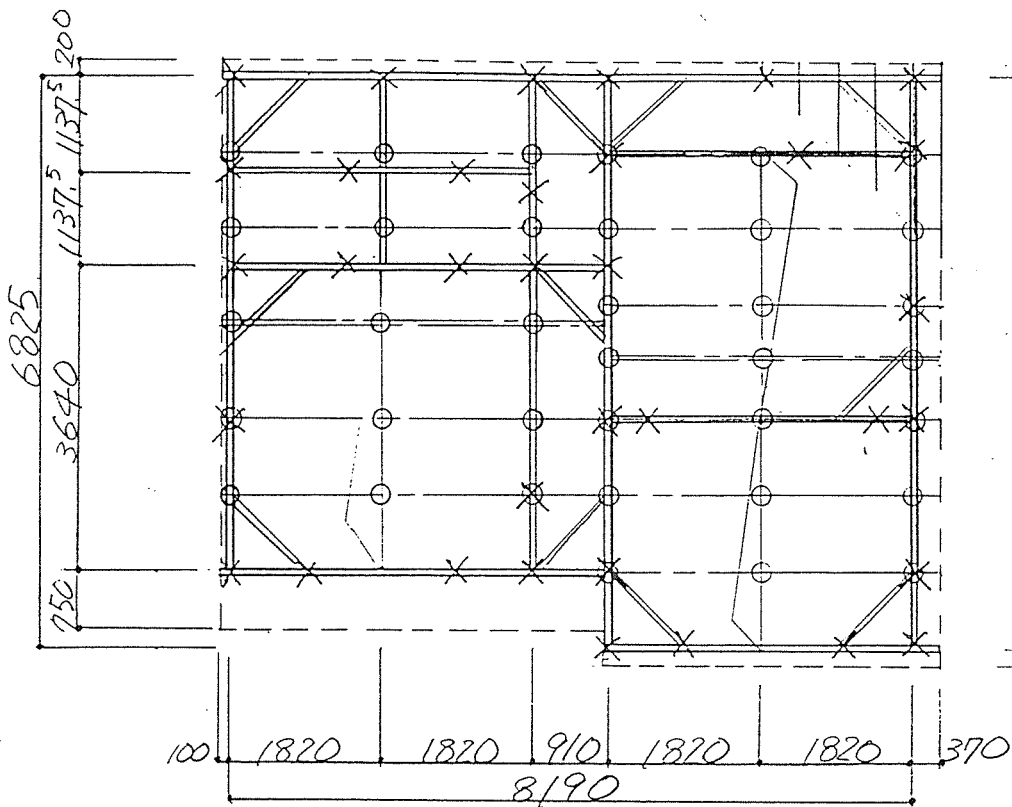


南立面図



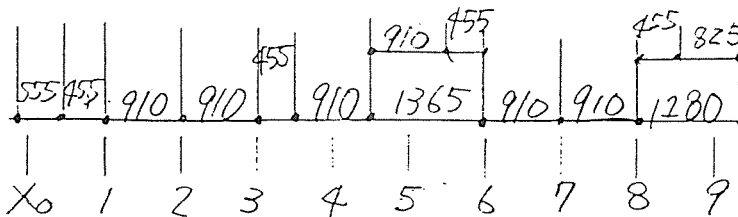
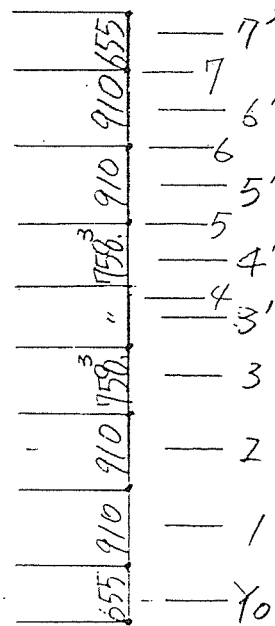
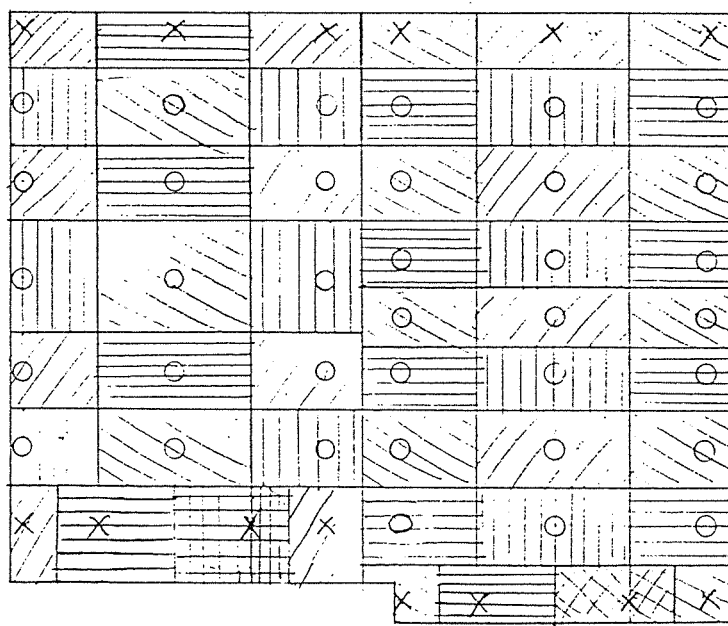
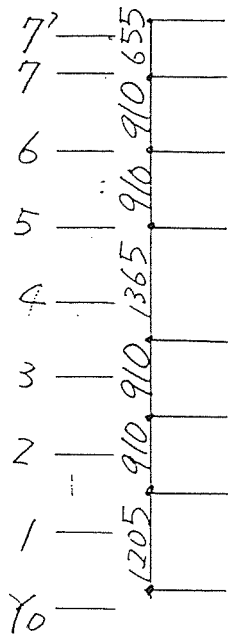
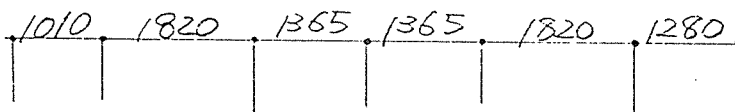
北立面図

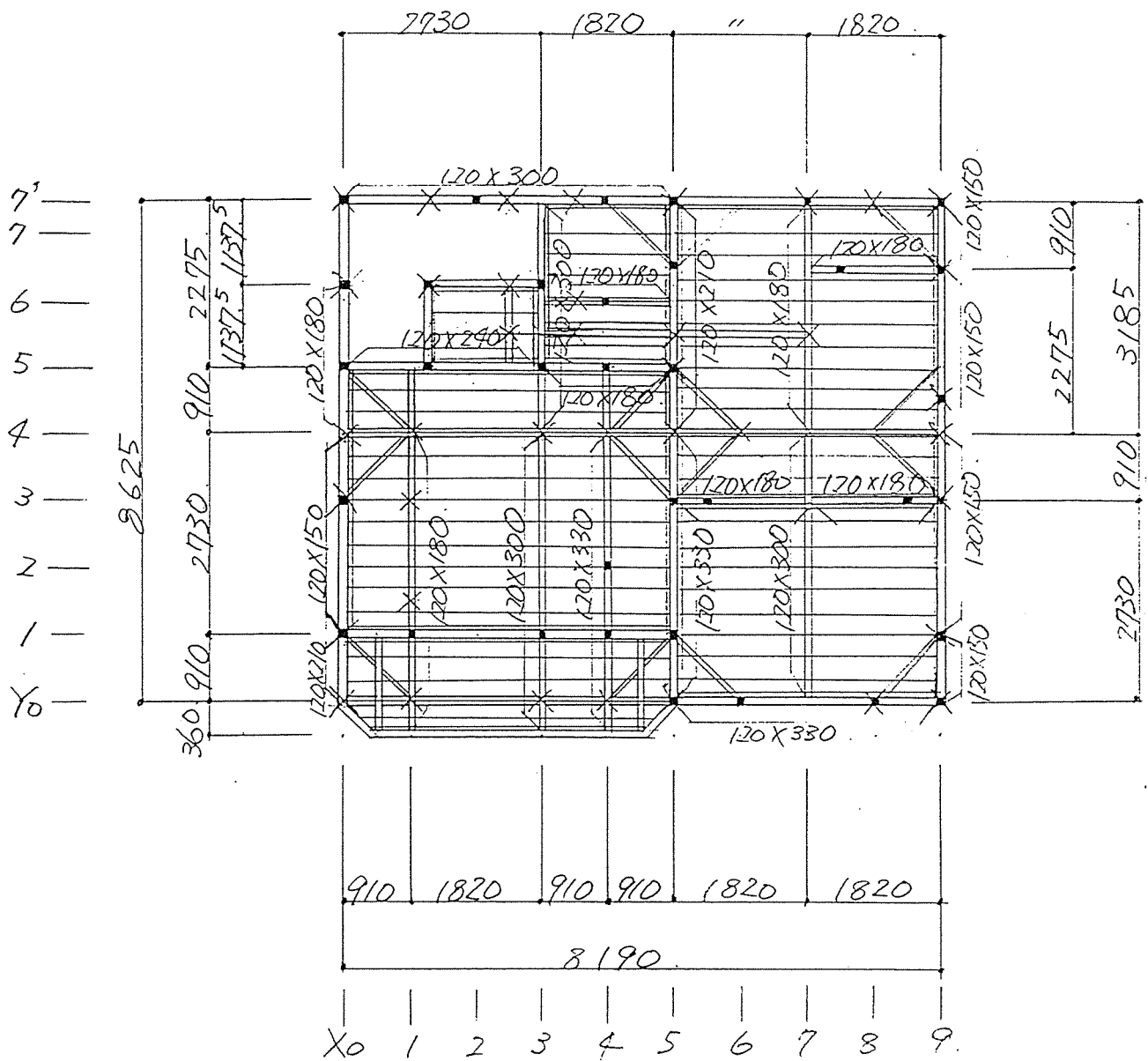
B 917°



川屋伏七図

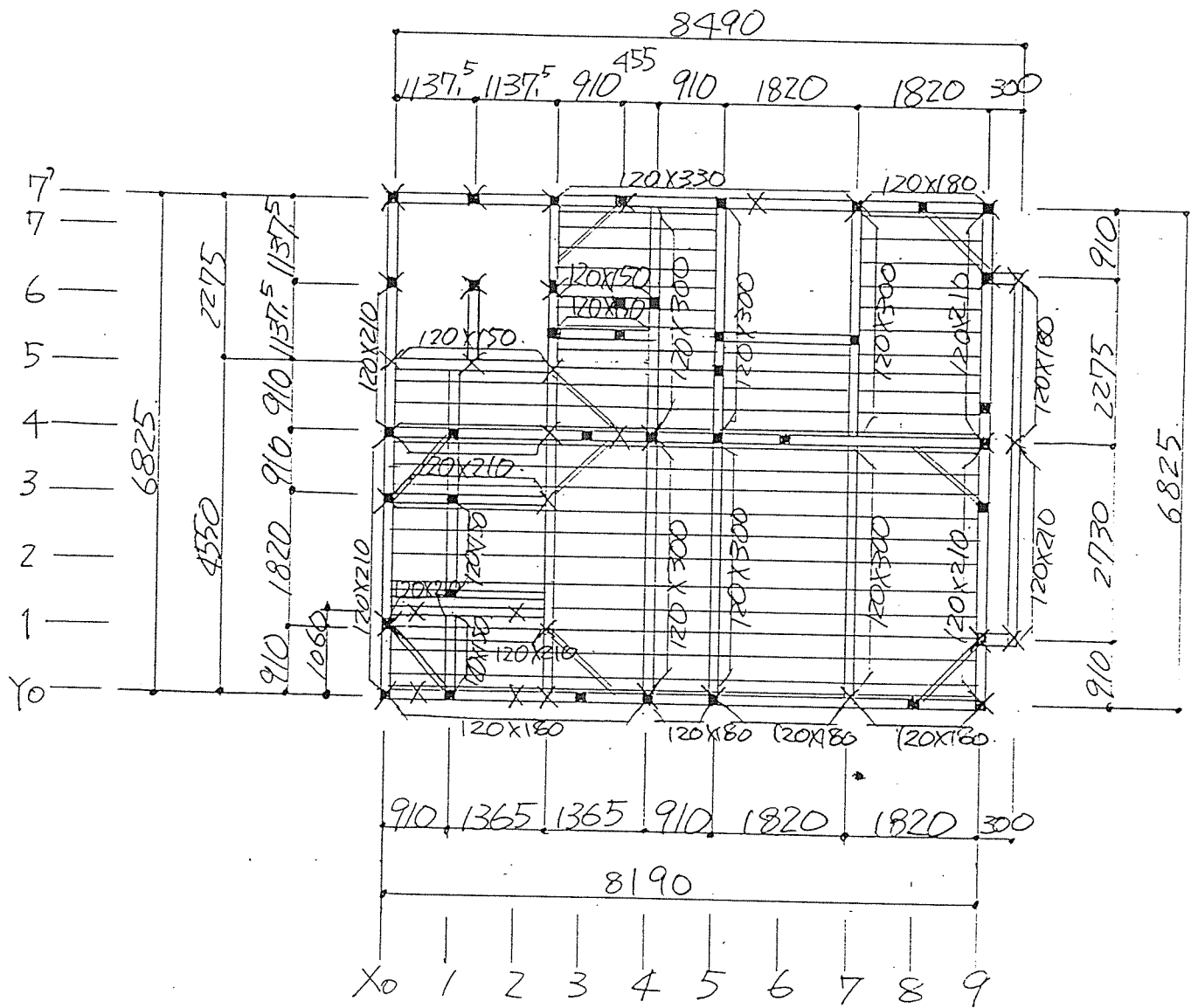
X印ハ3階柱  
O印ハ川屋束





■印は3階柱  
 ×印は2階柱

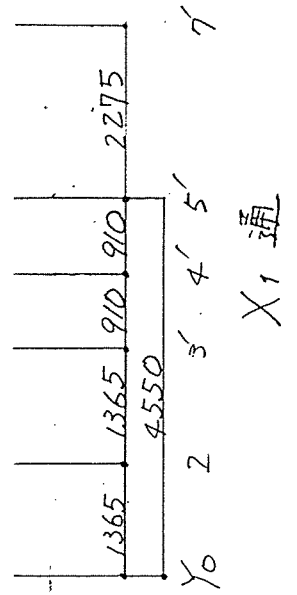
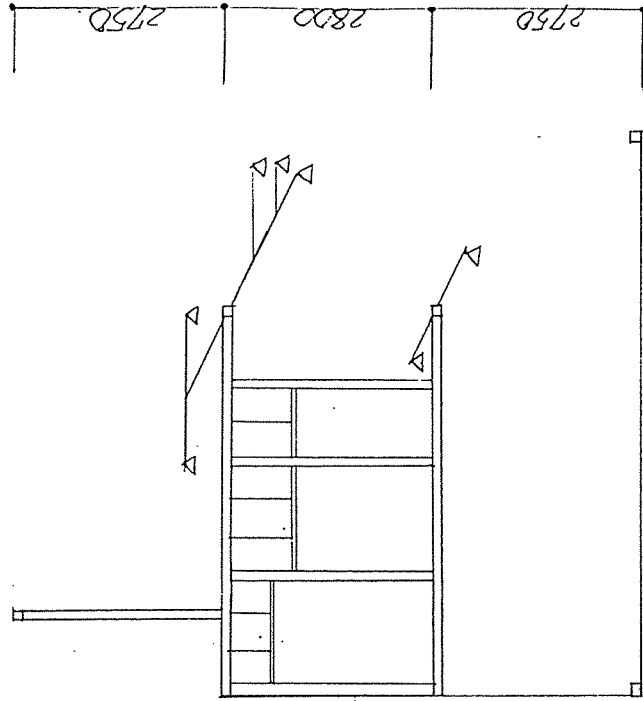
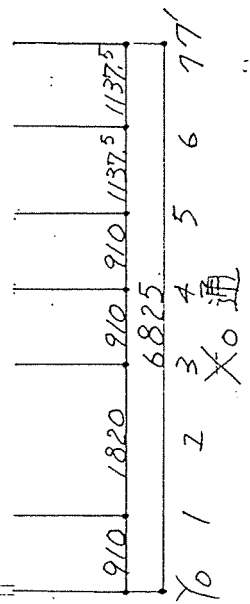
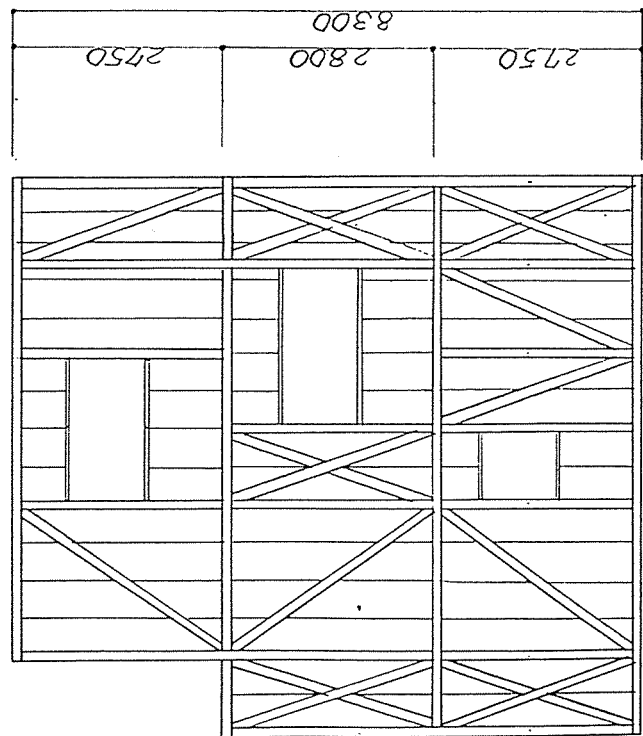
3階床伏せ図



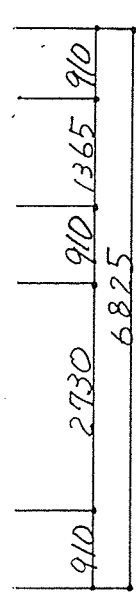
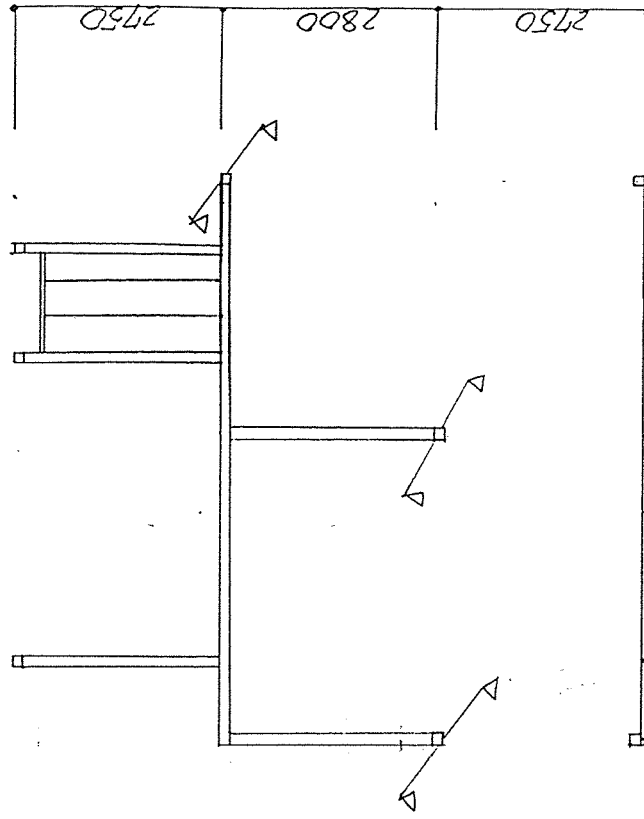
■印は2階柱  
 ×印は1階柱

2階床伏せ図

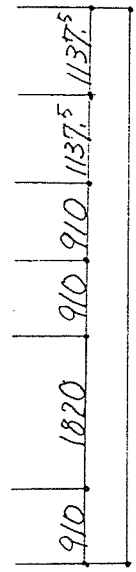
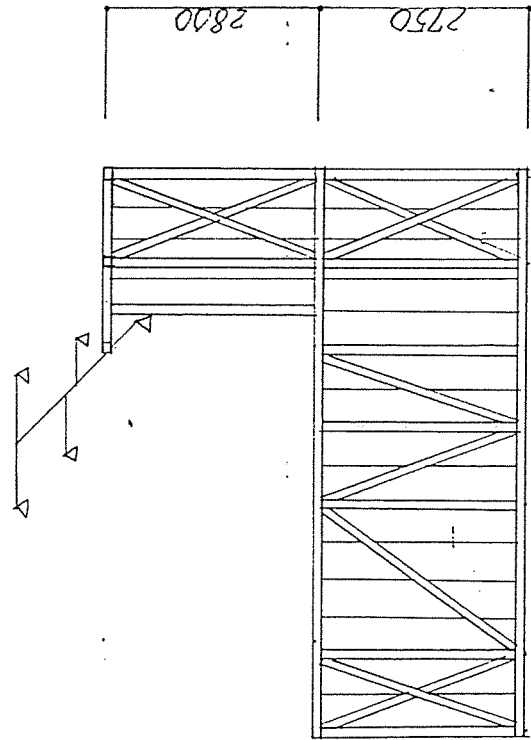
B フラン (1)



B フラニ (2)



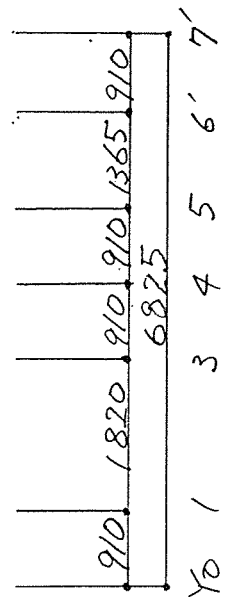
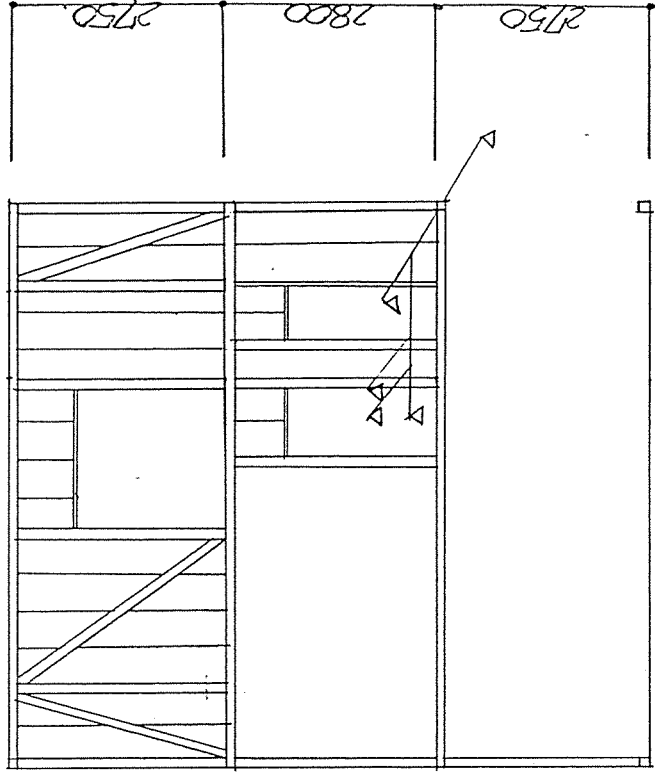
70 1 4 5 6 7  
X3 通



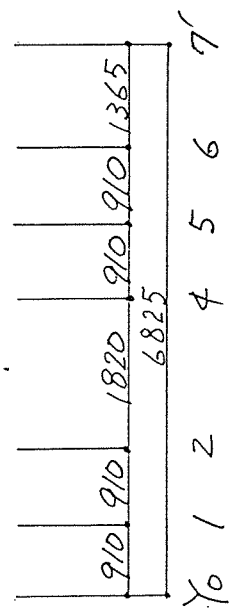
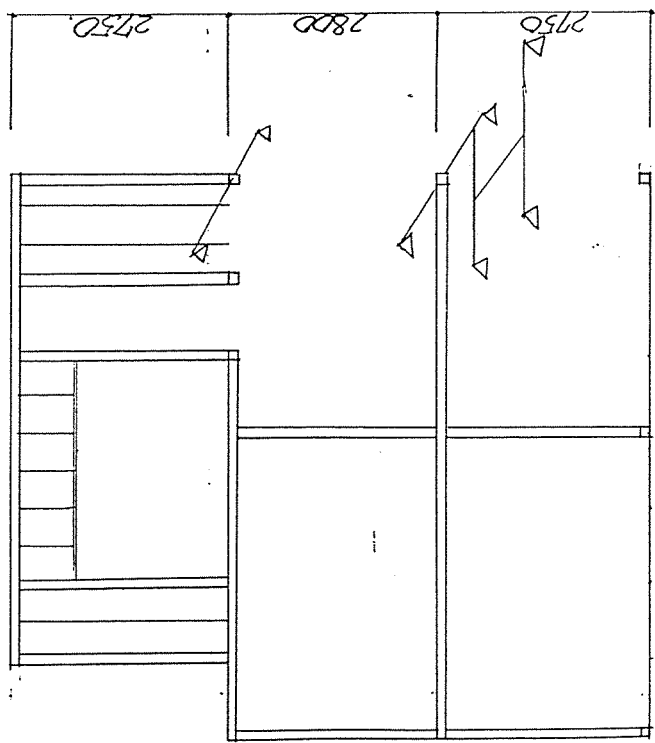
70 1 3 4 5 6 7  
X2 通



B フォラン (3)

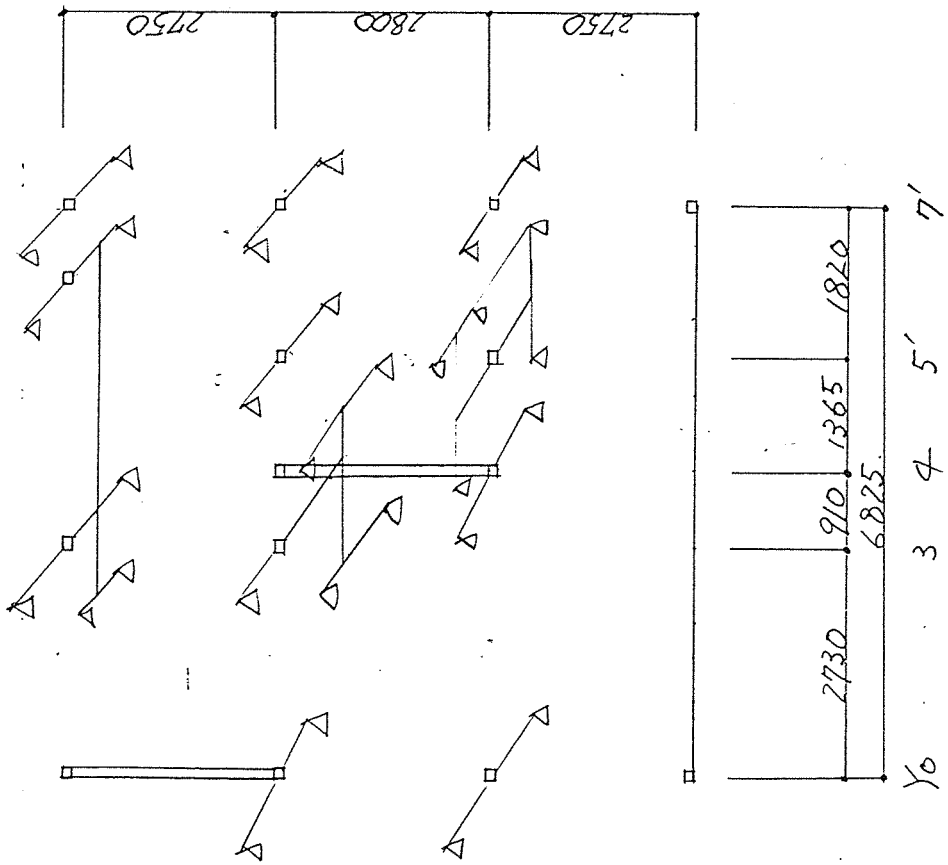


X5 通

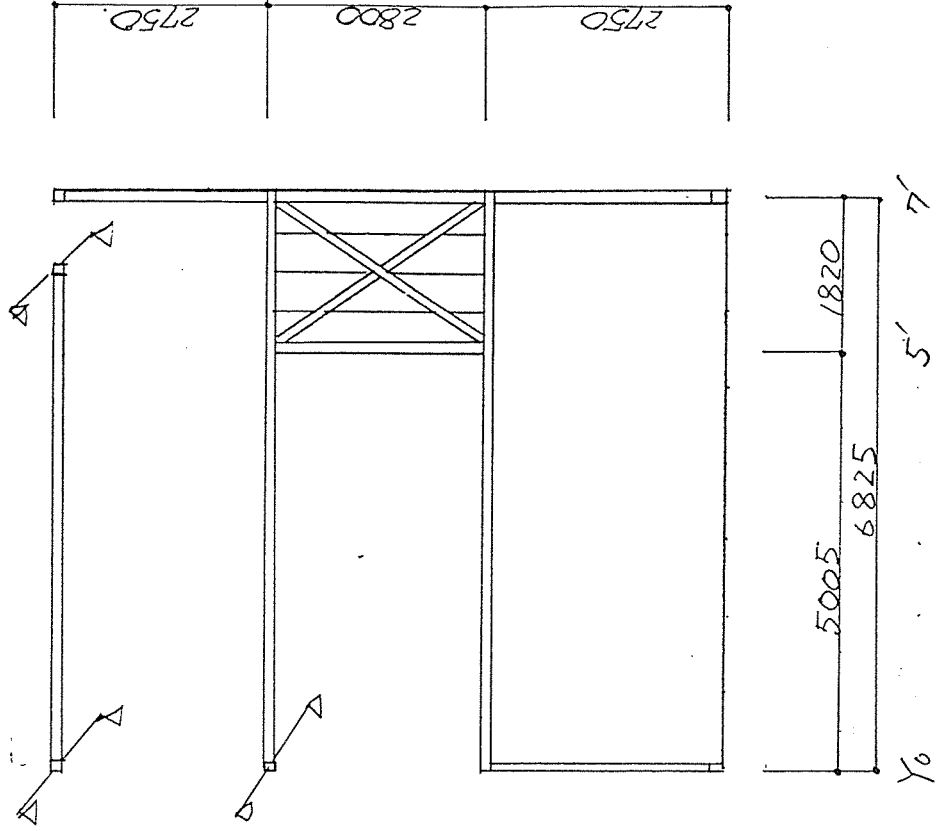


X4 通

B フォラン (4)

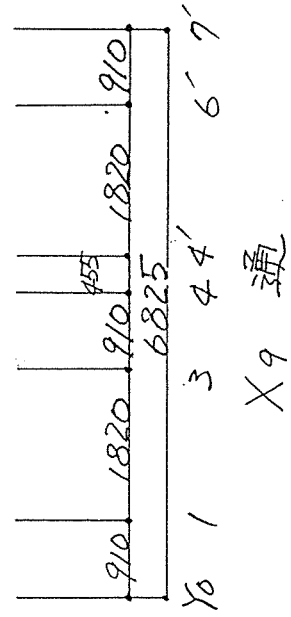
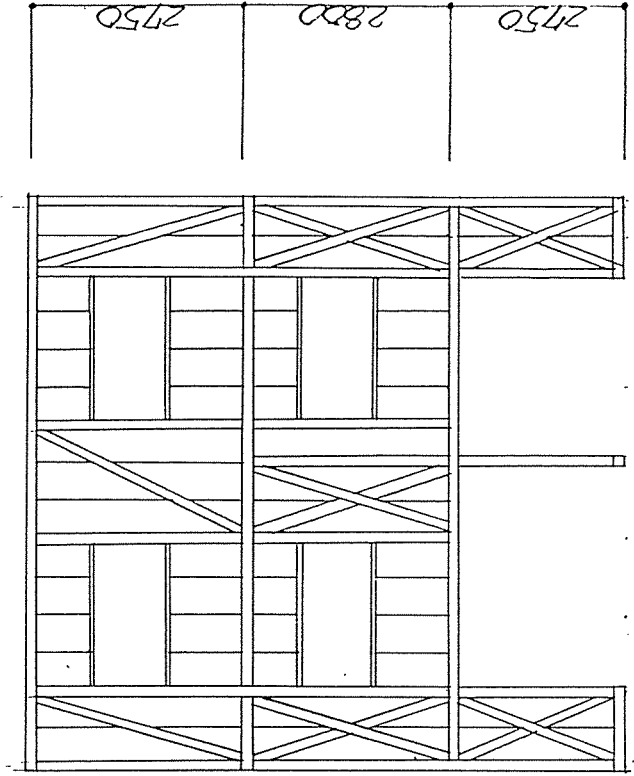
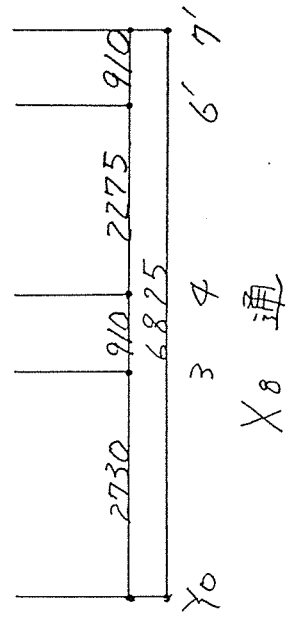
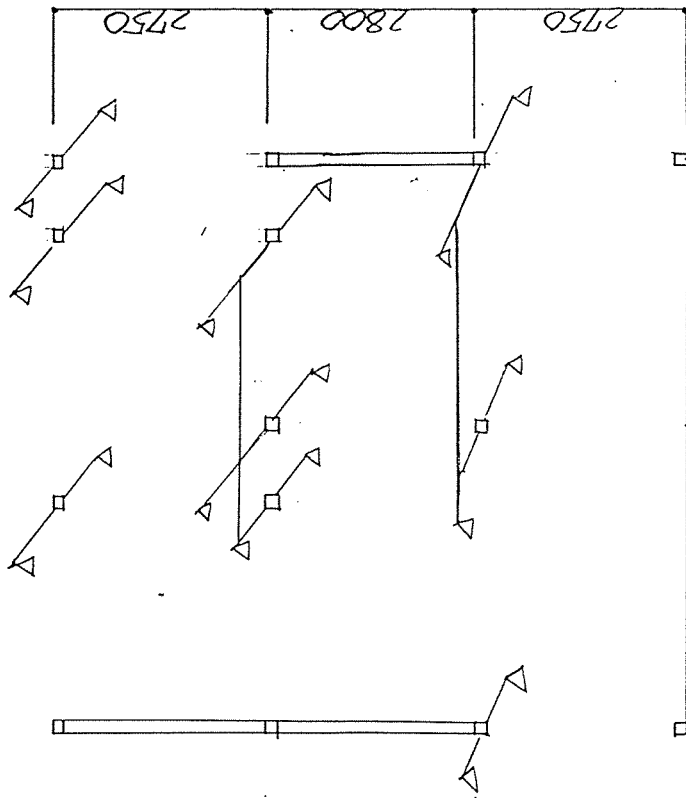


X6 通

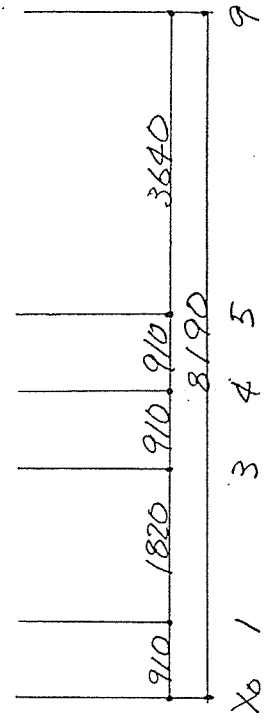
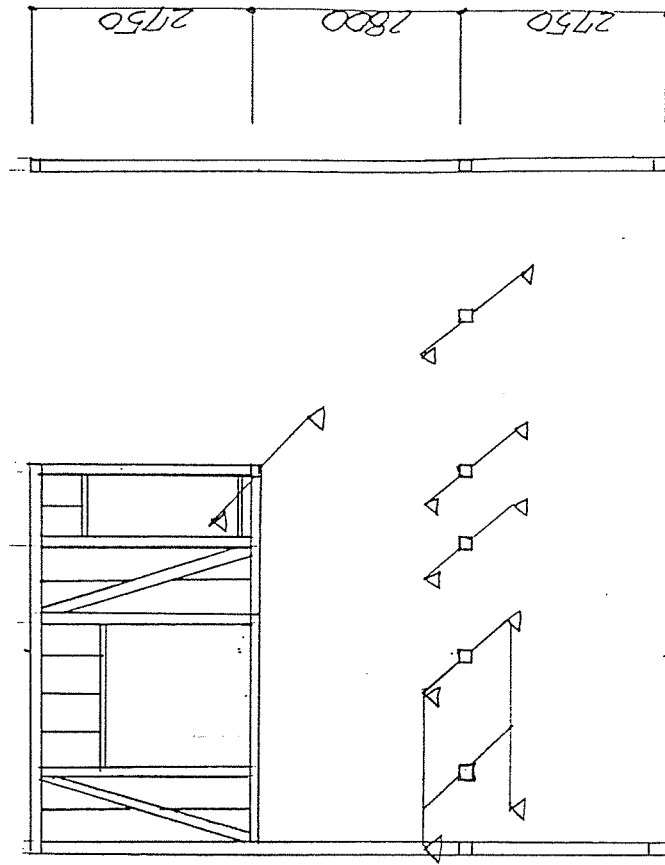


X7 通

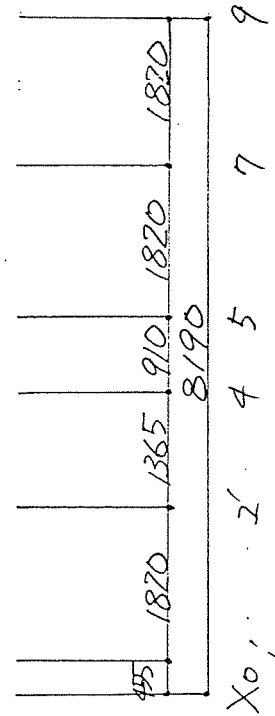
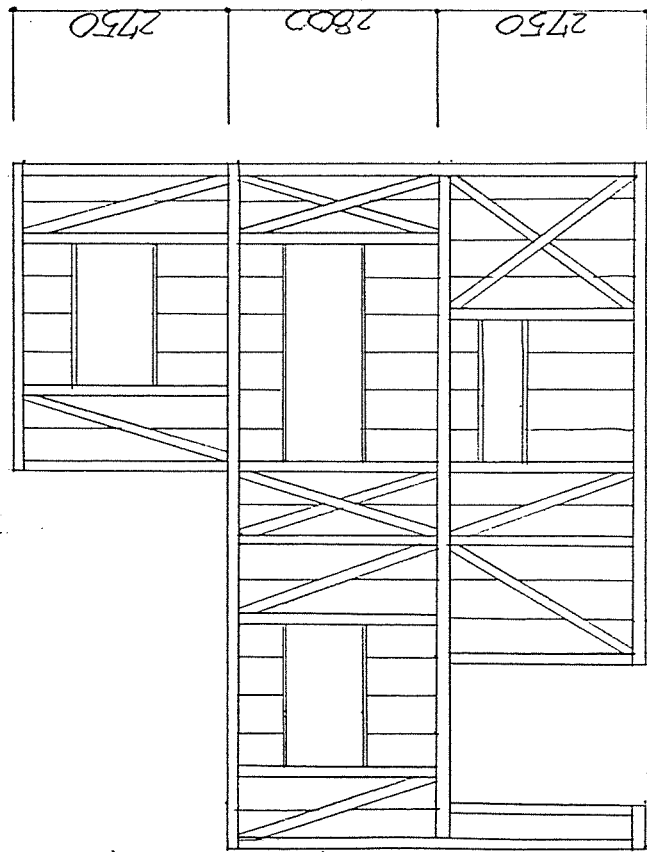
B 7°52 (5)



B プラン (6)



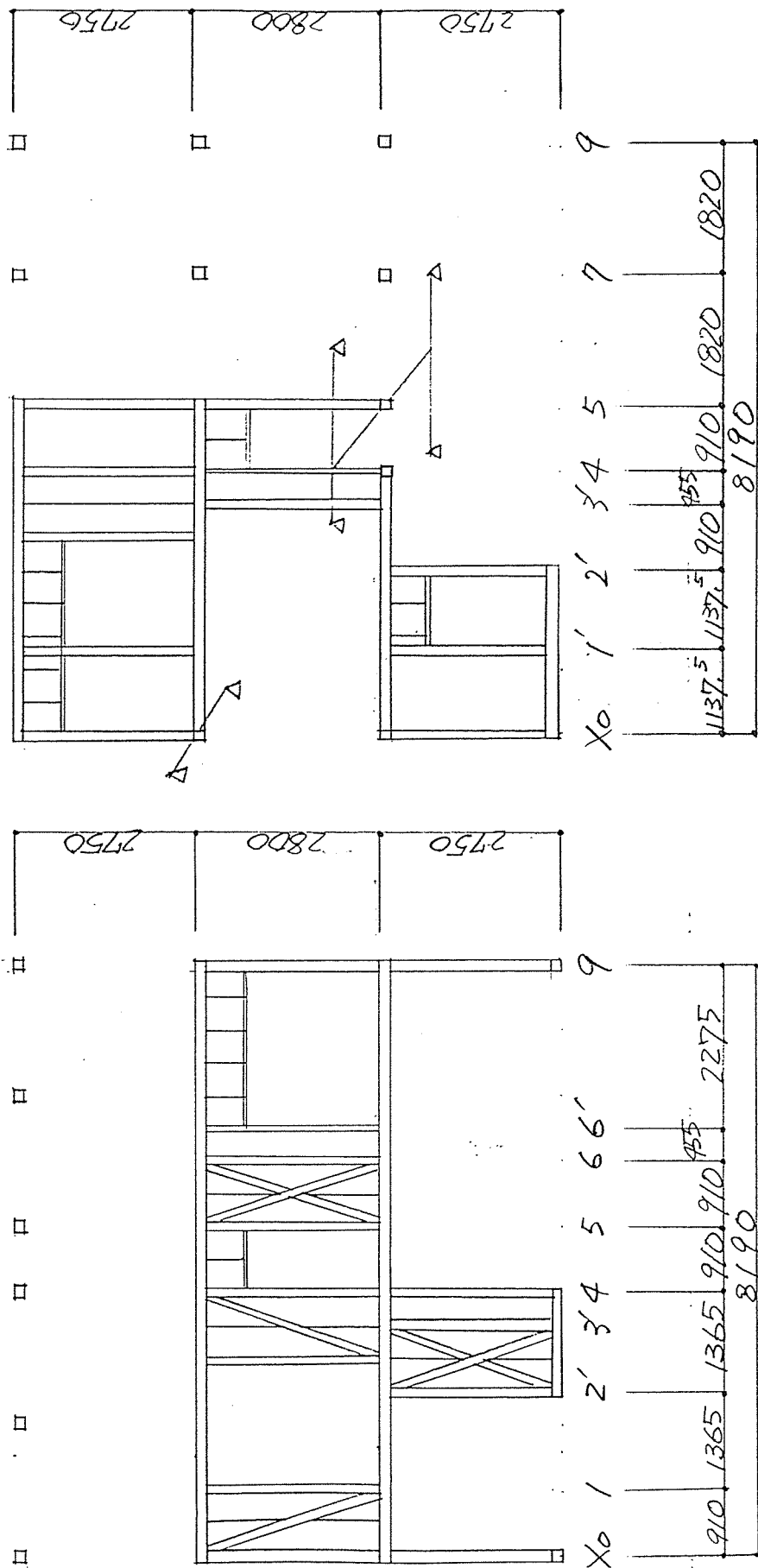
Y1 通



Y0 通



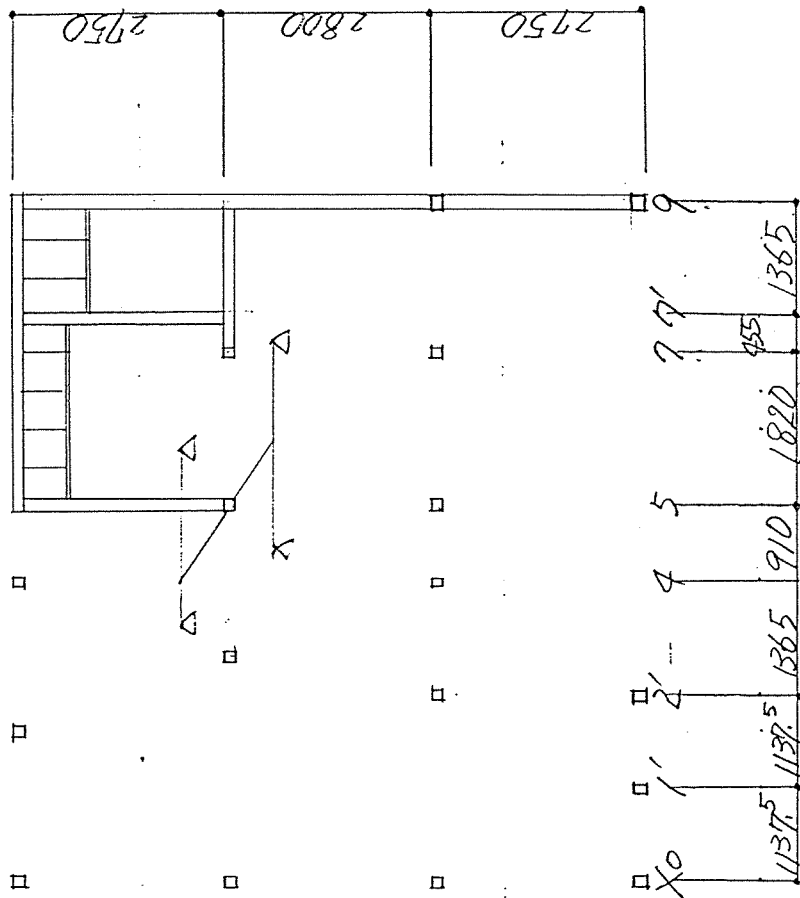
B フォラン (8)



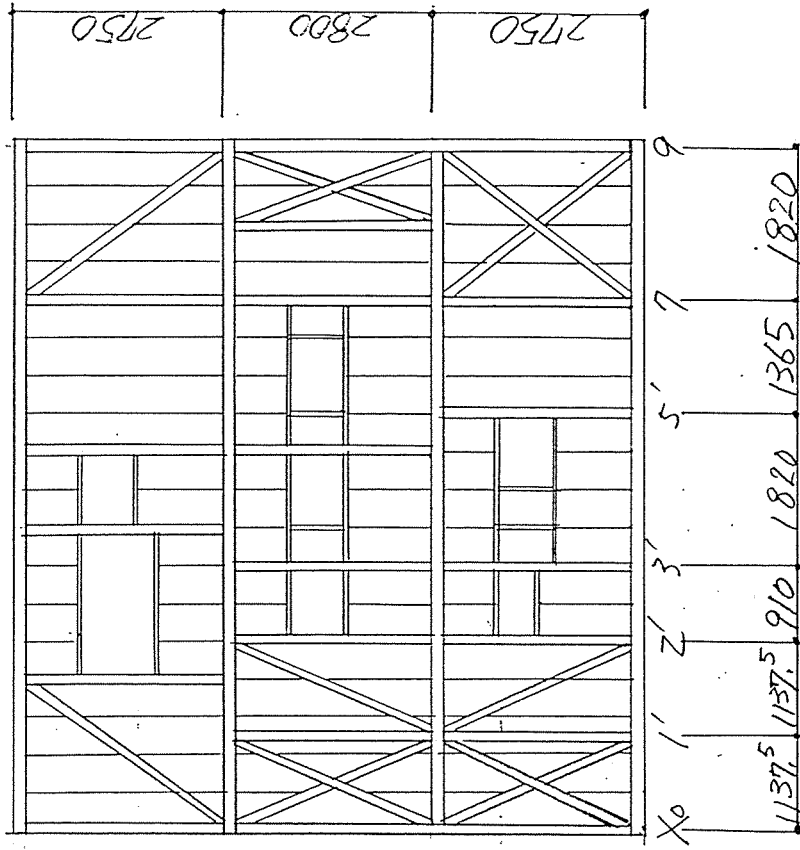
Y5 通

Y4 通

B 757 (9)



Y 6' 通



Y 7' 通

3. 各部の検討 (B 717°)

3.1 柱軸力の算定

(単位: t)

階	柱符号	項目	単位重量 × 面積	柱軸力	伝達先
3階	柱 X <sub>0</sub> Y <sub>1</sub>	屋根	0.06 × 0.555 × 1.205 × 1.06	0.043	—
	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>1</sub>	"	0.06 × 1.365 × 1.205 × 1.06	0.105	—
	柱 X <sub>3</sub> Y <sub>1</sub>	"	0.06 × 1.365 × 1.205 × 1.06	0.105	—
	柱 X <sub>4</sub> Y <sub>1</sub>	"	0.06 × 0.91 × 1.205 × 1.06	0.07	—
	柱 X <sub>5</sub> Y <sub>0</sub>	"	0.06 × (0.455 × 0.655 + 0.455 × 0.295) × 1.06	0.027	—
	柱 X <sub>6</sub> Y <sub>0</sub>	"	0.06 × 1.365 × 0.655 × 1.06	0.057	—
	柱 X <sub>8</sub> Y <sub>0</sub>	"	0.06 × 1.365 × 0.655 × 1.06	0.057	—
	柱 X <sub>9</sub> Y <sub>0</sub>	"	0.06 × 0.825 × 0.655 × 1.06	0.034	—
小 屋	束 X <sub>0</sub> Y <sub>2</sub>	屋根	0.06 × 1.01 × 0.91 × 1.06	0.058	(柱 X <sub>0</sub> Y <sub>1</sub> ) 0.029 (柱 X <sub>0</sub> Y <sub>3</sub> ) 0.029
	束 X <sub>2</sub> Y <sub>2</sub>	"	0.06 × 1.82 × 0.91 × 1.06	0.105	(柱 X <sub>1</sub> Y <sub>1</sub> ) 0.043 (柱 X <sub>5</sub> Y <sub>1</sub> ) 0.043 (柱 X <sub>1</sub> Y <sub>3</sub> ) 0.011 (柱 X <sub>3</sub> Y <sub>3</sub> ) 0.009
	束 X <sub>4</sub> Y <sub>2</sub>	"	0.06 × 1.365 × 0.91 × 1.06	0.079	(柱 X <sub>4</sub> Y <sub>2</sub> ) 0.079
	束 X <sub>5</sub> Y <sub>1</sub>	"	0.06 × 1.365 × 0.91 × 1.06	0.079	(柱 X <sub>5</sub> Y <sub>1</sub> ) 0.079



(單位：t)

階	柱符号	項目	單位重量 × 面積	柱軸力	傳達先
II	東 X5Y2	屋根	$0.06 \times 1.365 \times 0.91 \times 1.06$	0.079	(柱X5Y1) 0.04 (柱X5Y3) 0.04
	東 X7Y1	"	$0.06 \times 1.82 \times 0.91 \times 1.06$	0.105	(柱X6Y1) 0.035 (柱X8Y1) 0.035 (柱X5Y3) 0.018 (柱X8Y3) 0.018
	東 X7Y2	"	$0.06 \times 1.82 \times 0.91 \times 1.06$	0.105	(柱X6Y1) 0.018 (柱X8Y1) 0.018 (柱X5Y3) 0.035 (柱X8Y3) 0.035
	東 X9Y1	"	$0.06 \times 1.28 \times 0.91 \times 1.06$	0.074	(柱X9Y1) 0.074
	東 X9Y2	"	$0.06 \times 1.28 \times 0.91 \times 1.06$	0.074	(柱X9Y1) 0.037 (柱X9Y3) 0.037
	東 X0Y3	"	$0.06 \times 1.01 \times 0.91 \times 1.06$	0.058	(柱X0Y3) 0.058
	東 X2Y3	"	$0.06 \times 1.82 \times 0.91 \times 1.06$	0.105	(柱X1Y1) 0.026 (柱X3Y1) 0.026 (柱X1Y3) 0.03 (柱X3Y3) 0.028
	東 X4Y3	"	$0.06 \times 1.365 \times 0.91 \times 1.06$	0.079	(柱X4Y2) 0.053 (柱X4Y3) 0.026
	東 X5Y3	"	$0.06 \times 1.365 \times 0.7583 \times 1.06$	0.066	(柱X5Y3) 0.066
	東 X7Y3	"	$0.06 \times 1.82 \times 0.7583 \times 1.06$	0.088	(柱X5Y3) 0.044 (柱X8Y3) 0.044
	東 X9Y3	"	$0.06 \times 1.28 \times 0.7583 \times 1.06$	0.062	(柱X9Y3) 0.062
	屋	東 X0Y4	"	$0.06 \times 1.01 \times 1.365 \times 1.06$	0.088
東 X2Y4		"	$0.06 \times 1.82 \times 1.365 \times 1.06$	0.158	(柱X1Y1) 0.015 (柱X3Y1) 0.015 (柱X1Y3) 0.078 (柱X3Y3) 0.055

(単位: t)

階	柱符号	項目	単位重量×面積	柱軸力	伝達先
屋	東 X4Y4	屋根	$0.06 \times 1.365 \times 1.365 \times 1.06$	0.119	(柱X4Y5) 0.089 (柱X4Y2) 0.03
	東 X5Y3'	"	$0.06 \times 1.365 \times 0.7583 \times 1.06$	0.066	(柱X5Y3) 0.041 (柱X5Y5) 0.025
	東 X7Y3'	"	$0.06 \times 1.82 \times 0.7583 \times 1.06$	0.088	(柱X5Y3) 0.037 (柱X8Y3) 0.037 (柱X5Y6) 0.008 (柱X7Y6) 0.011
	東 X9Y3'	"	$0.06 \times 1.28 \times 0.7583 \times 1.06$	0.062	(柱X9Y3) 0.021 (柱X9Y4) 0.021
	東 X5Y4'	"	$0.06 \times 1.365 \times 0.7583 \times 1.06$	0.066	(柱X5Y3) 0.008 (柱X5Y5) 0.058
	東 X7Y4'	"	$0.06 \times 1.82 \times 0.7583 \times 1.06$	0.088	(柱X5Y3) 0.025 (柱X8Y3) 0.025 (柱X5Y6) 0.008 (柱X7Y6) 0.003
	東 X9Y4'	"	$0.06 \times 1.28 \times 0.7583 \times 1.06$	0.062	(柱X9Y4) 0.062
	東 X0Y5'	"	$0.06 \times 1.01 \times 0.91 \times 1.06$	0.058	(柱X0Y5) 0.035 (柱X0Y6) 0.023
	東 X2Y5'	"	$0.06 \times 1.82 \times 0.91 \times 1.06$	0.105	(柱X1Y5) 0.046 (柱X3Y5) 0.021 (柱1Y6) 0.028 (柱X3Y6) 0.014
	東 X4Y5'	"	$0.06 \times 1.365 \times 0.91 \times 1.06$	0.079	(柱X4Y5) 0.04 (柱X4Y6) 0.04
	東 X5Y5'	"	$0.06 \times 1.365 \times 0.91 \times 1.06$	0.079	(柱X5Y5) 0.053 (柱X5Y6) 0.026
	東 X7Y5'	"	$0.06 \times 1.82 \times 0.91 \times 1.06$	0.105	(柱X5Y3) 0.015 (柱X8Y3) 0.015 (柱X5Y6) 0.015 (柱X7Y6) 0.006
	東 X9Y5'	"	$0.06 \times 1.28 \times 0.91 \times 1.06$	0.074	(柱X9Y4) 0.037 (柱X9Y6) 0.037

(単位: t)

階	柱符号	項目	単位重量×面積	柱軸力	伝達先
11	東 X0Y6'	屋根	0.06 × 1.01 × 0.91 × 1.06	0.058	(柱X0Y6') 0.039 (柱X0Y7') 0.019
	東 X2Y6'	"	0.06 × 1.82 × 0.91 × 1.06	0.105	(柱X1Y6') 0.04 (柱X3Y6') 0.03 (柱X2Y7') 0.035
	東 X4Y6'	"	0.06 × 1.365 × 0.91 × 1.06	0.079	(柱X4Y6) 0.053 (柱X4Y7) 0.026
	東 X5Y6'	"	0.06 × 1.365 × 0.91 × 1.06	0.079	(柱X5Y6') 0.079
	東 X7Y6'	"	0.06 × 1.82 × 0.91 × 1.06	0.105	(柱X5Y6') 0.021 (柱X5Y6') 0.084
	東 X9Y6'	"	0.06 × 1.28 × 0.91 × 1.06	0.074	(柱X9Y6') 0.074
3	柱 X0Y7'	"	0.06 × 1.01 × 0.655 × 1.06	0.042	—
	柱 X2Y7'	"	0.06 × 1.82 × 0.655 × 1.06	0.076	—
	柱 X4Y7'	"	0.06 × 1.365 × 0.655 × 1.06	0.057	—
	柱 X5Y7'	"	0.06 × 1.365 × 0.655 × 1.06	0.057	—
	柱 X7Y7'	"	0.06 × 1.82 × 0.655 × 1.06	0.076	—
	柱 X9Y7'	"	0.06 × 1.28 × 0.655 × 1.06	0.053	—

(単位: t)

階	柱符号	項目	単位重量 × 面積		柱軸力	伝達先
3	柱 $X_0Y_1$	軒 束 $X_0Y_2$	0.043 0.029		0.072	柱 $X_0Y_1$ 0.072
	柱 $X_1Y_1$	軒 束 $X_2Y_2$ 束 $X_2Y_3$	0.105 0.043 0.026	束 $X_2Y_4$ 0.015	0.189	柱 $X_1Y_0$ 0.063 柱 $X_1Y_1$ 0.126
	柱 $X_3Y_1$	軒 束 $X_2Y_2$ 束 $X_2Y_3$	0.105 0.043 0.026	束 $X_2Y_4$ 0.015	0.189	柱 $X_3Y_0$ 0.142 柱 $X_3Y_4$ 0.047
	柱 $X_4Y_1$	軒	0.07		0.07	柱 $X_4Y_0$ 0.053 柱 $X_4Y_4$ 0.018
	柱 $X_5Y_0$	軒	0.027		0.027	柱 $X_5Y_0$ 0.027
	柱 $X_6Y_0$	軒 束 $X_7Y_1$ 束 $X_7Y_2$	0.057 0.035 0.018		0.11	柱 $X_5Y_0$ 0.073 柱 $X_8Y_0$ 0.037
	柱 $X_8Y_0$	軒 束 $X_7Y_1$ 束 $X_7Y_2$	0.057 0.035 0.018		0.11	柱 $X_8Y_0$ 0.11
	柱 $X_9Y_0$	軒	0.034		0.034	柱 $X_9Y_0$ 0.034
	柱 $X_5Y_1$	束 $X_5Y_1$ 束 $X_5Y_2$	0.079 0.04		0.119	柱 $X_5Y_0$ 0.089 柱 $X_5Y_4$ 0.03
	柱 $X_9Y_1$	束 $X_9Y_1$ 束 $X_9Y_2$	0.074 0.037		0.111	柱 $X_9Y_1$ 0.111
階	柱 $X_4Y_2$	束 $X_4Y_2$ 束 $X_4Y_3$ 束 $X_4Y_4$	0.079 0.053 0.03		0.162	柱 $X_4Y_0$ 0.081 柱 $X_4Y_4$ 0.081
	柱 $X_0Y_3$	束 $X_0Y_3$ 束 $X_0Y_4$ 束 $X_0Y_2$	0.058 0.055 0.029		0.142	柱 $X_0Y_3$ 0.142
	柱 $X_5Y_3$	束 $X_5Y_2$ 束 $X_5Y_3$	0.04 0.066	束 $X_5Y_3'$ 0.041 束 $X_5Y_4'$ 0.008	0.155	柱 $X_5Y_0$ 0.039 柱 $X_5Y_4$ 0.116

(単位 : t)

階	柱符号	項目	単位重量 × 面積		柱軸力	伝達先		
3階	柱 X5'Y3	束X7Y1	0.018	束X7Y3'	0.037	0.174	柱X5Y4 0.046	柱X9Y4 0.011
		束X7Y2	0.035	束X7Y4'	0.025		柱X5Y6 0.037	
		束X7Y3	0.044	束X7Y5'	0.015		柱X6Y4 0.022 柱X6Y6 0.009	
	柱 X8'Y3	束X7Y1	0.018	束X7Y3'	0.037	0.174	柱X5Y0 0.004	柱X9Y4 0.011
		束X7Y2	0.035	束X7Y4'	0.025		柱X6Y4 0.022	
		束X7Y3	0.044	束X7Y5'	0.015		柱X6Y0 0.007 柱X9Y3 0.131	
	柱 X9Y3	束X9Y2	0.037			0.12	柱X9Y3	
		束X9Y3	0.062				0.12	
		束X9Y3'	0.021					
	柱 X0Y5	束X0Y4	0.033			0.088	柱X0Y4 0.049	
		束X0Y5'	0.035				柱X0Y6' 0.039	
柱 X1'Y5	束X2Y3	0.03	束X2Y5'	0.042	0.156	柱X0Y4 0.051		
	束X2Y4	0.073				柱X0Y6' 0.04		
	束X2Y2	0.011				柱X3Y4 0.046 柱X2Y7 0.009 柱X3Y7 0.009		
柱 X3Y5	束X2Y3	0.023	束X2Y5'	0.021	0.108	柱X3Y4 0.077		
	束X2Y4	0.055				柱X2Y7 0.015		
	束X2Y2	0.009				柱X3Y7 0.015		
柱 X4Y5	束X4Y4	0.089			0.155	柱X3Y4 0.055		
	束X4Y5'	0.04				柱X2Y7 0.011		
	束X4Y3	0.026				柱X3Y7 0.011 柱X5Y5 0.078		
柱 X5Y5	束X5Y3'	0.025			0.136	柱X5Y5		
	束X5Y4'	0.058				0.136		
	束X5Y5'	0.053						
柱 X9Y4'	束X9Y5'	0.037			0.12	柱X9Y4'		
	束X9Y3'	0.021				0.12		
	束X9Y4'	0.062						
柱 X4Y6	束X4Y5'	0.04			0.093	柱X3Y6 0.062		
	束X4Y6'	0.053				柱X5Y5' 0.023		
						柱X5Y7' 0.008		
柱 X0Y6'	束X0Y5'	0.023			0.062	柱X0Y6'		
	束X0Y7	0.039				0.062		
柱 X1'Y6'	束X2Y7	0.04			0.068	柱X1'Y6'		
	束X2Y5'	0.028				0.068		
柱 X3Y6'	束X2Y7	0.03			0.044	柱X3Y4 0.016		
	束X2Y5	0.014				柱X2Y7' 0.014		
						柱X3Y7' 0.014		

(単位: t)

階	柱符号	項目	単位重量×面積		柱軸力	伝達先
3階	柱 X5Y6'		束X7Y3' 0.003	束X7Y5' 0.015	0.152	柱X5Y5' 0.076
			束X7Y4' 0.008	束X5Y6' 0.079		柱X5Y7' 0.076
			束X5Y5' 0.026	束X7Y6' 0.021		
	柱 X7Y6'		束X7Y4' 0.03	束X7Y6' 0.084	0.185	柱X7Y5' 0.023
			束X7Y5' 0.06	束X7Y3' 0.011		柱X7Y7' 0.023 柱X9Y6' 0.139
	柱 X9Y6'		束X9Y5' 0.037		0.111	柱X9Y6' 0.111
			束X9Y6' 0.074			
	柱 X0Y7'		軒 0.042		0.061	柱X0Y7' 0.061
			束X0Y6' 0.019			
	柱 X2Y7'		軒 0.076		0.111	柱X1Y7' 0.044
		束X2Y6' 0.035		柱X2Y7' 0.067		
柱 X4Y7'		軒 0.057		0.083	柱X3Y7' 0.055	
		束X4Y6' 0.026			柱X5Y7' 0.028	
柱 X5Y7'		軒 0.057		0.057	柱X5Y7' 0.057	
柱 X7Y7'		軒 0.076		0.076	柱X7Y7' 0.076	
柱 X9Y7'		軒 0.053		0.053	柱X9Y7' 0.053	

(単位: t)

階	接符号	項目	単位重量×面積	柱軸力	伝達先
3	X <sub>0</sub> Y <sub>0</sub> ~Y <sub>1</sub>	(床) 0.455×0.91×0.32 = 0.132. 0.455×0.36×1/2×0.32 = 0.026.	0.158	(X <sub>0</sub> Y <sub>0</sub> ) 0.092 (X <sub>0</sub> Y <sub>1</sub> ) 0.066	
	X <sub>0</sub> Y <sub>1</sub> ~Y <sub>3</sub>	(床) 0.455×1.82×0.19 = 0.157 (外) 2.75×1.82×0.045 = 0.225	0.382	(X <sub>0</sub> Y <sub>1</sub> ) 0.191 (X <sub>0</sub> Y <sub>3</sub> ) 0.191	
	X <sub>0</sub> Y <sub>3</sub> ~Y <sub>4</sub>	(床) 0.455×0.91×0.19 = 0.079 (外) 2.75×0.91×0.045 = 0.113	0.192	(X <sub>0</sub> Y <sub>3</sub> ) 0.096 (X <sub>0</sub> Y <sub>4</sub> ) 0.096	
	X <sub>0</sub> Y <sub>4</sub> ~Y <sub>6</sub>	(床) 0.455×0.91×0.19 = 0.079 (外) 2.75×2.048×0.045 = 0.253 (内) 1.1375×2.75×0.04×1/2 = 0.063	0.395	(X <sub>0</sub> Y <sub>4</sub> ) 0.219 (X <sub>0</sub> Y <sub>6</sub> ) 0.176	
	X <sub>0</sub> Y <sub>6</sub> '~Y <sub>7</sub>	(外) 2.75×1.1375×0.045 = 0.141	0.141	(X <sub>0</sub> Y <sub>6</sub> ') 0.071 (X <sub>0</sub> Y <sub>7</sub> ') 0.071	
	X <sub>1</sub> (Y <sub>6</sub> ~Y <sub>0</sub> )	(床) 0.36×1.365×0.32 = 0.157	0.157	(X <sub>1</sub> Y <sub>0</sub> ) 0.157	
	X <sub>1</sub> (Y <sub>6</sub> ~Y <sub>1</sub> )	(床) 0.91×1.365×0.32 = 0.397 0.455×1.365×0.19 = 0.118	0.515	(X <sub>1</sub> Y <sub>0</sub> ) 0.298 (X <sub>1</sub> Y <sub>1</sub> ') 0.217	
	X <sub>1</sub> (Y <sub>1</sub> '~Y <sub>3</sub> )	(床) 1.365×1.365×0.19 = 0.354	0.354	(X <sub>1</sub> Y <sub>1</sub> ') 0.177 (X <sub>1</sub> Y <sub>3</sub> ) 0.177	
	X <sub>1</sub> (Y <sub>3</sub> ~Y <sub>4</sub> )	(床) 0.91×1.365×0.19 = 0.236	0.236	(X <sub>1</sub> Y <sub>3</sub> ) 0.118 (X <sub>1</sub> Y <sub>4</sub> ) 0.118	
	X <sub>1</sub> (Y <sub>4</sub> ~Y <sub>5</sub> )	(床) 0.91×1.365×0.19 = 0.236	0.236	(X <sub>1</sub> Y <sub>4</sub> ) 0.118 (X <sub>2</sub> Y <sub>1</sub> ) (X <sub>0</sub> Y <sub>4</sub> ) 0.044 0.00 (X <sub>0</sub> Y <sub>6</sub> ') 0.035 (X <sub>3</sub> Y <sub>1</sub> ) (X <sub>3</sub> Y <sub>4</sub> ) 0.028 0.00	
X <sub>1</sub> ' (Y <sub>5</sub> ~Y <sub>6</sub> )	(床) 0.569×1.1375×0.19 = 0.123 (内) 1.1375×2.75×0.04×1/2 = 0.063	0.186	(X <sub>1</sub> Y <sub>6</sub> ') 0.093 (X <sub>2</sub> Y <sub>1</sub> ) (X <sub>0</sub> Y <sub>4</sub> ) 0.041 0.00 (X <sub>0</sub> Y <sub>6</sub> ') 0.028 (X <sub>3</sub> Y <sub>1</sub> ) (X <sub>3</sub> Y <sub>4</sub> ) 0.022 0.00		
X <sub>2</sub> ' (Y <sub>5</sub> ~Y <sub>5</sub> )	(床) 0.228×0.569×0.19 = 0.025	0.025	(X <sub>2</sub> Y <sub>5</sub> ') 0.013 (X <sub>2</sub> Y <sub>1</sub> ) (X <sub>0</sub> Y <sub>4</sub> ) 0.007 0.00 (X <sub>0</sub> Y <sub>6</sub> ') 0.007 (X <sub>3</sub> Y <sub>1</sub> ) (X <sub>3</sub> Y <sub>4</sub> ) 0.008 0.00		
X <sub>2</sub> ' (Y <sub>5</sub> ~Y <sub>6</sub> )	(床) 0.91×0.569×0.19 = 0.098	0.098	(X <sub>2</sub> Y <sub>5</sub> ') 0.049 (X <sub>2</sub> Y <sub>6</sub> ') 0.049		

梁

(単位: t)

階	種符号	項目	単位重量×面積	柱軸力	伝達先
3階	X3 (Y0~Y4)	(床) $2.73 \times 1.365 \times 0.19 = 0.708$ (内) $0.91 \times 1.365 \times 0.32 = 0.397$		1.105	(X3 Y0) 0.493 (X3 Y4) 0.613
	X3 (Y4~Y7)	(床) $0.91 \times 0.91 \times 0.19 = 0.157$ (内) $0.45 \times 0.91 \times 0.19 = 0.078$ $2.275 \times 0.91 \times 0.19 = 0.393$ $0.228 \times 1.1375 \times 0.19 = 0.049$	(内) $1.1375 \times 2.75 \times 0.4 = 1.251$	1.928	(X3 Y4) 1.101 (X2 Y4) 0.214 (X3 Y7) 0.414
	X4 (Y0~Y4)	(床) $2.73 \times 0.91 \times 0.19 = 0.472$ (内) $0.91 \times 0.91 \times 0.32 = 0.265$ (内) $2.73 \times 2.75 \times 0.04 = 0.3$		1.037	(X4 Y0) 0.482 (X4 Y4) 0.487
	X4 (Y4~Y5)	(床) $0.91 \times 0.91 \times 0.19 = 0.157$ (内) $0.91 \times 2.75 \times 0.04 = 0.1$		0.257	(X4 Y4) 0.129 (X5 Y5) 0.064 (X0 Y4) 0.032
	X5 (Y0~Y4)	(床) $0.455 \times 0.36 \times 0.32 \times \frac{1}{2} = 0.026$ (内) $0.455 \times 0.91 \times 0.32 = 0.132$ $0.455 \times 2.73 \times 0.19 = 0.236$ $0.91 \times 3.64 \times 0.19 = 0.629$	(内) $1.82 \times 2.75 \times 0.04 \times \frac{1}{2} = 0.1$ $2.73 \times 2.75 \times 0.04 = 0.3$ $0.91 \times 2.75 = 2.5075$ $0.045 = 0.113$	0.1	(X5 Y0) 1.425 (X5 Y4) 1.434
	X5 (Y4~Y5)	(床) $1.365 \times 0.91 \times 0.19 = 0.236$ (内) $0.91 \times 2.75 \times 0.04 = 0.1$		0.336	(X5 Y4) 0.168 (X5 Y5) 0.168
	X5 (Y5~Y5')	(床) $0.455 \times 1.365 \times 0.19 = 0.118$ (内) $0.455 \times 2.75 \times 0.04 = 0.05$		0.168	(X5 Y5) 0.084 (X5 Y5') 0.084
	X5 (Y5'~Y5'')	(床) $1.82 \times 1.365 \times 0.19 = 0.472$ (内) $1.82 \times 2.75 \times 0.04 = 0.2$ $1.82 \times 2.75 \times 0.04 \times \frac{1}{2} = 0.1$		0.772	(X5 Y5'') 0.386 (X5 Y7) 0.386
	X7 (Y0~Y4)	(床) $1.82 \times 3.64 \times 0.19 = 1.259$		1.259	(X5 Y0) 0.21 (X8 Y0) 0.42 (X6 Y4) 0.42 (X9 Y4) 0.21
	X7 (Y4~Y5')	(床) $1.82 \times 1.365 \times 0.19 = 0.472$		0.472	(X7 Y5') 0.236 (X6 Y4) 0.157 (X9 Y4) 0.079
	X7 (Y5'~Y7')	(床) $1.82 \times 1.82 \times 0.19 = 0.629$ (内) $1.82 \times 2.75 \times 0.04 \times \frac{1}{2} = 0.1$		0.729	(X7 Y5'') 0.365 (X7 Y7') 0.365
	X9 (Y0~Y1)	(床) $0.91 \times 0.91 \times 0.19 = 0.157$ (内) $0.91 \times 2.75 \times 0.045 = 0.101$		0.168	(X9 Y0) 0.084 (X9 Y1) 0.084
	X9 (Y1~Y3)	(床) $0.91 \times 1.82 \times 0.19 = 0.315$ (内) $1.82 \times 2.75 \times 0.045 = 0.225$		0.54	(X9 Y1) 0.27 (X9 Y3) 0.27



梁

(単位: t)

階	種符号	項目	単位重量 × 面積	柱軸力	伝達先
3	X9 (Y3~Y4)	(内) $0.91 \times 0.91 \times 0.19 = 0.157$ (外) $0.91 \times 2.75 \times 0.045 = 0.123$		0.28	(X9Y3) 0.14 (X9Y4) 0.14
	X9 (Y4~Y4')	(内) $0.455 \times 0.91 \times 0.19 = 0.079$ (外) $0.455 \times 2.75 \times 0.045 = 0.056$		0.135	(X9Y4) 0.068 (X9Y4')
	X9 (Y4'~Y6')	(内) $1.82 \times 0.91 \times 0.19 = 0.315$ (外) $1.82 \times 2.75 \times 0.045 = 0.225$		0.54	(X9Y4') 0.27 (X9Y6')
	X9 (Y6'~Y6'')	(内) $0.91 \times 0.91 \times 0.19 = 0.157$ (外) $0.91 \times 2.75 \times 0.045 = 0.123$		0.28	(X9Y6') 0.14 (X9Y6'')
	X3 (Y6''~Y6''')	(内) $0.36 \times 1.365 \times 0.32 = 0.157$		0.157	(X3Y6'')
	X4 (Y6''~Y6''')	(内) $0.36 \times 0.91 \times 0.32 = 0.105$		0.105	(X4Y6'')
	Y0' (X6~X5)	(手摺) $4.8 \times 1.1 \times 0.045 = 0.238$ --		0.238	(X6Y0') 0.119 (X5Y0')
	Y0 (X6~X1)			0	
	Y0 (X1~X3)			0	
	Y0 (X3~X4)			0	
	Y0 (X4~X5)			0	
	Y0 (X5~X8)	(外) $2.73 \times 2.75 \times 0.045 = 0.339$		0.339	(X5Y0) 0.17 (X8Y0)
Y0 (X8~X9)	(外) $0.91 \times 2.75 \times 0.045 = 0.123$		0.123	(X8Y0) 0.062 (X9Y0)	

梁

(単位: t)

階	経符号	項目	単位重量 × 面積	柱軸力	伝達先
3	Y <sub>1</sub> (X <sub>0</sub> ~X <sub>1</sub> )			0	
	Y <sub>1</sub> (X <sub>1</sub> ~X <sub>3</sub> )			0	
	Y <sub>1</sub> (X <sub>3</sub> ~X <sub>4</sub> )			0	
	Y <sub>1</sub> (X <sub>4</sub> ~X <sub>5</sub> )			0	
	Y <sub>3</sub> (X <sub>5</sub> ~X <sub>7</sub> )	(内) 1.82 × 2.75 × 0.04 = 0.12		0.12	(X <sub>5</sub> Y <sub>4</sub> ) 0.075 (X <sub>5</sub> Y <sub>0</sub> ) 0.033 (X <sub>8</sub> Y <sub>0</sub> ) 0.017 (X <sub>6</sub> Y <sub>4</sub> ) 0.005 (X <sub>9</sub> Y <sub>4</sub> ) 0.005
	Y <sub>3</sub> (X <sub>7</sub> ~X <sub>9</sub> )	(内) 1.82 × 2.75 × 0.04 = 0.12		0.12	(X <sub>5</sub> Y <sub>0</sub> ) 0.008 (X <sub>8</sub> Y <sub>0</sub> ) 0.017 (X <sub>6</sub> Y <sub>4</sub> ) 0.005 (X <sub>9</sub> Y <sub>4</sub> ) 0.005
	Y <sub>4</sub> (X <sub>0</sub> ~Y <sub>1</sub> )			0	(X <sub>9</sub> Y <sub>3</sub> ) 0.11
	Y <sub>4</sub> (X <sub>1</sub> ~Y <sub>3</sub> )			0	
	Y <sub>4</sub> (X <sub>3</sub> ~X <sub>4</sub> )			0	
	Y <sub>4</sub> (X <sub>4</sub> ~X <sub>5</sub> )			0	
	Y <sub>4</sub> (X <sub>5</sub> ~X <sub>7</sub> )			0	
	Y <sub>4</sub> (X <sub>7</sub> ~X <sub>9</sub> )			0	
Y <sub>5</sub> (X <sub>0</sub> ~X <sub>3</sub> )	(内) 1.1375 × 2.75 × 0.04 = 0.125		0.125	(X <sub>0</sub> Y <sub>4</sub> ) 0.035 (X <sub>0</sub> Y <sub>6</sub> ) 0.028 (X <sub>3</sub> Y <sub>4</sub> ) 0.045 (X <sub>2</sub> Y <sub>7</sub> ) 0.009 (X <sub>3</sub> Y <sub>7</sub> ) 0.009	

階	接符号	項目	単位重量 × 面積	柱軸力	伝達先
3	Y5 (X3~X5)		(内) $0.91 \times 2.75 \times 0.04 = 0.1$	0.1	(X3'Y4) 0.054 (X2'Y7) 0.011 (X3'Y7) 0.011 (X5'Y5) 0.025
	Y5'			0	
	Y5'			0	
	Y6 (X3~X5)		(内) $1.82 \times 2.75 \times 0.04 \times \frac{1}{2} = 0.1$	0.1	(X3'Y6) 0.05 (X5'Y5') 0.033 (X5'Y7') 0.017
	Y6' (X1~X2)		(内) $1.1375 \times 2.75 \times 0.04 = 0.125$	0.125	(X1'Y6') 0.063 (X2'Y6') 0.063
	Y6' (X2~X3)		(内) $0.455 \times 2.75 \times 0.063 = 0.05$	0.05	(X2'Y6') 0.025 (X3'Y4) 0.009 (X2'Y7') 0.008 (X3'Y7') 0.008
	Y6' (X7~X9)		(内) $1.82 \times 2.75 \times 0.04 = 0.2$	0.2	(X9'Y6') 0.1 (X7'Y5') 0.05 (X7'Y7') 0.05
	Y7' (X0~X1')		(外) $1.1375 \times 2.75 \times 0.045 = 0.14$	0.14	(X0'Y7') 0.07 (X1'Y7') 0.07
	Y7' (X1~X2)		(外) $1.1375 \times 2.75 \times 0.045 = 0.14$	0.14	(X1'Y7') 0.07 (X2'Y7') 0.07
	Y7' (X2~X3')		(外) $0.91 \times 2.75 \times 0.045 = 0.113$	0.113	(X2'Y7') 0.056 (X3'Y7') 0.056
	Y7' (X3~X5)		(外) $1.365 \times 2.75 \times 0.045 = 0.169$ (内) $1.82 \times 2.75 \times 0.04 \times \frac{1}{2} = 0.1$	0.269	(X3'Y7') 0.152 (X5'Y7') 0.118
	Y7' (X5~X7)		(外) $1.82 \times 2.75 \times 0.045 = 0.225$	0.225	(X5'Y7') 0.113 (X7'Y7') 0.113
	Y7' (X7~X8)		(外) $0.91 \times 2.75 \times 0.045 = 0.113$	0.113	(X7'Y7') 0.056 (X8'Y7') 0.056
	Y7' (X8~X9)		(外) $0.91 \times 2.75 \times 0.045 = 0.113$	0.113	(X8'Y7') 0.056 (X9'Y7') 0.056

外

(單位: t)

階	柱符号	項目	單位重量 × 面積	柱軸力	伝達先	
2階	柱 X <sub>0</sub> Y <sub>0</sub>	梁X <sub>0</sub> (Y <sub>0</sub> ~Y <sub>1</sub> ) 0.092 梁Y <sub>0</sub> (X <sub>0</sub> ~X <sub>5</sub> ) 0.119		0.211	(X <sub>0</sub> Y <sub>0</sub> ) 0.211	
	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>0</sub>	柱X <sub>1</sub> Y <sub>1</sub> 0.063 梁X <sub>1</sub> (Y <sub>0</sub> '~Y <sub>0</sub> ) 0.157 X <sub>1</sub> (Y <sub>0</sub> ~Y <sub>1</sub> ') 0.298		0.518	(X <sub>0</sub> 'Y <sub>0</sub> ) 0.346 (X <sub>2</sub> 'Y <sub>0</sub> ) 0.172	
	柱 X <sub>3</sub> Y <sub>0</sub>	柱X <sub>3</sub> Y <sub>1</sub> 0.142 梁X <sub>3</sub> (Y <sub>0</sub> ~Y <sub>4</sub> ) 0.493 梁X <sub>3</sub> (Y <sub>0</sub> '~Y <sub>0</sub> ) 0.157		0.792	(X <sub>2</sub> 'Y <sub>0</sub> ) 0.528 (X <sub>4</sub> 'Y <sub>0</sub> ) 0.264	
	柱 X <sub>4</sub> Y <sub>0</sub>	柱X <sub>4</sub> Y <sub>1</sub> 0.053 柱X <sub>4</sub> Y <sub>2</sub> 0.081 梁X <sub>4</sub> (Y <sub>0</sub> '~Y <sub>0</sub> ) 0.105 X <sub>4</sub> (Y <sub>0</sub> ~Y <sub>4</sub> ') 0.482	梁Y <sub>3</sub> (X <sub>5</sub> ~X <sub>6</sub> ) 0.033 Y <sub>3</sub> (X <sub>7</sub> ~X <sub>7</sub> ) 0.025	0.779	(X <sub>4</sub> 'Y <sub>0</sub> ) 0.779	
	柱 X <sub>5</sub> Y <sub>0</sub>	柱X <sub>5</sub> Y <sub>0</sub> 0.027 柱X <sub>6</sub> Y <sub>0</sub> 0.073 柱X <sub>5</sub> Y <sub>1</sub> 0.089 柱X <sub>5</sub> Y <sub>3</sub> 0.039	柱X <sub>5</sub> Y <sub>3</sub> 0.037 柱X <sub>6</sub> Y <sub>3</sub> 0.004 梁X <sub>5</sub> (Y <sub>0</sub> ~Y <sub>4</sub> ) 1.425 X <sub>7</sub> (Y <sub>0</sub> ~Y <sub>4</sub> ) 0.21	梁Y <sub>0</sub> (X <sub>0</sub> ~X <sub>5</sub> ) 0.119 Y <sub>0</sub> (X <sub>5</sub> ~X <sub>8</sub> ) 0.117	2.195	(X <sub>5</sub> 'Y <sub>0</sub> ) 2.193
	柱 X <sub>8</sub> Y <sub>0</sub>	柱X <sub>6</sub> Y <sub>0</sub> 0.037 柱X <sub>8</sub> Y <sub>0</sub> 0.11 梁X <sub>7</sub> (Y <sub>0</sub> ~Y <sub>4</sub> ) 0.92 Y <sub>0</sub> (X <sub>5</sub> ~X <sub>8</sub> ) 0.117	梁Y <sub>0</sub> (X <sub>5</sub> ~X <sub>9</sub> ) 0.062 Y <sub>3</sub> (X <sub>5</sub> ~X <sub>7</sub> ) 0.077 (X <sub>7</sub> ~X <sub>9</sub> ) 0.017 柱X <sub>5</sub> 'Y <sub>3</sub> 0.007 柱X <sub>8</sub> 'Y <sub>3</sub> 0.007	0.847	(X <sub>7</sub> 'Y <sub>0</sub> ) 0.424 (X <sub>9</sub> 'Y <sub>0</sub> ) 0.424	
	柱 X <sub>9</sub> Y <sub>0</sub>	柱X <sub>9</sub> Y <sub>0</sub> 0.034 梁X <sub>9</sub> (Y <sub>0</sub> ~Y <sub>1</sub> ) 0.084 Y <sub>0</sub> (X <sub>8</sub> ~X <sub>9</sub> ) 0.062		0.18	(X <sub>9</sub> 'Y <sub>0</sub> ) 0.18	
	柱 X <sub>0</sub> Y <sub>1</sub>	柱X <sub>0</sub> Y <sub>1</sub> 0.072 梁X <sub>0</sub> (Y <sub>0</sub> ~Y <sub>1</sub> ) 0.066 X <sub>0</sub> (Y <sub>1</sub> ~Y <sub>3</sub> ) 1.205		1.343	(X <sub>0</sub> 'Y <sub>1</sub> ) 1.343	
	柱 X <sub>9</sub> Y <sub>1</sub>	柱X <sub>9</sub> Y <sub>1</sub> 0.111 梁X <sub>9</sub> (Y <sub>0</sub> ~Y <sub>1</sub> ) 0.084 X <sub>9</sub> (Y <sub>1</sub> ~Y <sub>3</sub> ) 0.27		0.465	(X <sub>9</sub> 'Y <sub>1</sub> ) 0.465	
	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>1</sub>	柱X <sub>1</sub> Y <sub>1</sub> 0.126 梁X <sub>1</sub> (Y <sub>0</sub> ~Y <sub>1</sub> ) 0.217 X <sub>1</sub> (Y <sub>1</sub> ~Y <sub>3</sub> ) 0.177		0.52	(X <sub>0</sub> 'Y <sub>1</sub> ) 0.254 (X <sub>0</sub> 'Y <sub>3</sub> ) 0.078 (X <sub>2</sub> 'Y <sub>1</sub> ) 0.156 (X <sub>2</sub> 'Y <sub>3</sub> ) 0.052	
	柱 X <sub>0</sub> Y <sub>3</sub>	柱X <sub>0</sub> Y <sub>3</sub> 0.142 梁X <sub>0</sub> (Y <sub>1</sub> ~Y <sub>3</sub> ) 0.197 X <sub>0</sub> (Y <sub>3</sub> ~Y <sub>4</sub> ) 0.096		0.429	(X <sub>0</sub> 'Y <sub>3</sub> ) 0.429	
	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>3</sub>	梁X <sub>1</sub> (Y <sub>1</sub> ~Y <sub>3</sub> ) 0.177 X <sub>1</sub> (Y <sub>3</sub> ~Y <sub>4</sub> ) 0.118		0.295	(X <sub>0</sub> 'Y <sub>3</sub> ) 0.177 (X <sub>2</sub> 'Y <sub>3</sub> ) 0.118	
	柱 X <sub>9</sub> Y <sub>3</sub>	柱X <sub>8</sub> Y <sub>3</sub> 0.131 X <sub>9</sub> Y <sub>3</sub> 0.17	梁X <sub>9</sub> (Y <sub>1</sub> ~Y <sub>3</sub> ) 0.27 X <sub>9</sub> (Y <sub>3</sub> ~Y <sub>4</sub> ) 0.14 Y <sub>3</sub> (X <sub>7</sub> ~X <sub>9</sub> ) 0.1	0.761	(X <sub>9</sub> 'Y <sub>1</sub> ) 0.253 (X <sub>9</sub> 'Y <sub>4</sub> ) 0.508	

(單位: t)

階	柱符号	項目	單位重量 × 面積	柱軸力	伝達先	
2階	X0Y4	柱 X1Y5 0.051 X0Y5 0.049 梁 X0(Y3~Y4) 0.096 X0(Y4~Y6) 0.219	梁 X1(Y4~Y5) 0.044 X1(Y5~Y6) 0.041 X2(Y5~Y5) 0.001 Y5(X0~X3) 0.035	X4(Y4~Y5) 0.032	(X0Y4) 0.568	
	X1Y4	梁 X1(Y3~Y4) 0.118 X1(Y4~Y5) 0.118	Y6(X2~X3) 0.009 Y5(X3~X5) 0.536	柱 X1Y5 0.046	(X0Y4) (X2Y4) <sup>0.142</sup> 0.094	
	X3Y4	柱 X3Y1 0.047 X3Y6 0.016 梁 X1(Y4~Y5) 0.028 X1(Y5~Y6) 0.022	梁 X2(Y5~Y5) 0.008 X3(Y0~Y4) 0.613 X3(Y4~Y7) 1.101 Y5(X0~X3) 0.045	柱 X3Y5 0.054 柱 X2Y5 0.055	(X2Y4) 1.018 (X3Y4) 1.018	
	X4Y4	柱 X4Y1 0.018 X4Y2 0.081 梁 X0(Y0~Y4) 0.487 X4(Y4~Y5) 0.129			(X4Y4) 0.715	
	X5Y4	柱 X5Y1 0.03 X5Y3 0.116 X5Y3 0.098	梁 X5(Y4~Y5) 0.168 X5(Y0~Y4) 1.934 Y3(X3~X7) 0.075		(X4Y4) 1.537 (X4Y4) 0.384	
	X6Y4	梁 X7(Y0~Y4) 0.42 X7(Y4~Y5) 0.157 Y3(X5~X7) 0.05 Y3(X7~X9) 0.05	柱 X5Y3 0.022 X8Y3 0.022		(X4Y4) 0.427 (X4Y4) 0.284	
	X9Y4	梁 X7(Y0~Y4) 0.21 X7(Y4~Y5) 0.079 X9(Y3~Y4) 0.14 X9(Y4~Y4) 0.068	梁 Y3(X5~X7) 0.025 Y3(X7~X9) 0.025 柱 X5Y3 0.011 柱 X8Y3 0.011		(X4Y4) 0.569	
	X9Y4	柱 X9Y4 0.12 梁 X9(Y4~Y4) 0.068 X9(Y4~Y6) 0.217			(X4Y4) 0.366 (X4Y4) 0.092	
	X5Y5	柱 X4Y5 0.078 X5Y5 0.136 梁 X4(Y4~Y5) 0.064 X5(Y4~Y5) 0.168	梁 X5(Y5~Y5) 0.084 Y5(X3~X5) 0.025		(X4Y4) 0.317 (X4Y4) 0.079 (X3Y5) 0.04 (X5Y5) 0.119	
	X3Y5	-			0	
	X5Y5	柱 X4Y6 0.023 X5Y6 0.076 梁 X5(Y5~Y5) 0.084 X5(Y5~Y7) 0.386	梁 Y6(X3~X5) 0.033		(X4Y4) 0.207 (X4Y4) 0.052 (X3Y5) 0.086 (X5Y5) 0.258	
	X7Y5	柱 X7Y6 0.023 梁 X7(Y4~Y5) 0.236 X7(Y5~Y7) 0.365	梁 Y6(X7~X9) 0.05		(X4Y4) 0.116 (X4Y4) 0.173 (X7Y5) 0.385	
	X0Y6	柱 X0Y5 0.039 X1Y5 0.04 X0Y6 0.062	梁 X0(Y4~Y6) 0.116 X6(Y6~Y6) 0.071 X1(Y4~Y5) 0.035 X1(Y5~Y6) 0.028 X2(Y5~Y5) 0.001 X4(Y4~Y5) 0.032 Y5(X0~X3) 0.028		(Y6Y6) 0.512	

(單位: t)

階	柱符號	項目	單位重量 × 面積	柱軸力	伝達先
2	柱 X1'Y6'	柱 X1'Y6' 0.068 梁 X1'(Y5~Y6) 0.093 Y6'(X1~X2) 0.063		0.224	(X1'Y6') 0.224
	柱 X2'Y5'	梁 X2'(Y5~Y6) 0.013 X2'(Y5~Y6) 0.049		0.062	(X2'Y5) 0.031 (X2'Y6) 0.031
	柱 X2'Y6'	梁 X2'(Y5~Y6) 0.049 Y6'(X1~X2) 0.063 Y6'(X2~X3) 0.025		0.137	(X2'Y6') 0.137
	柱 X3'Y6'	柱 X4Y6 0.062 梁 Y6'(X3~X5) 0.105		0.112	(X2'Y5) 0.007 (X2'Y6) 0.03 (X4Y6) 0.027 (X3'Y7) 0.032 (Y5'Y7) 0.016
	柱 X9Y6'	柱 X7Y6' 0.139 X9Y6' 0.111 梁 X9(Y4~Y6) 0.27 X9(Y6~Y7) 0.14 Y6'(X7~X9) 0.11		0.76	(X9Y6') 0.76
	柱 X0Y7'	柱 X0Y7' 0.061 梁 X0(Y6~Y7) 0.071 Y7'(X0~X1) 0.07		0.202	(X0Y7') 0.202
	柱 X1'Y7'	柱 X2Y7' 0.067 梁 Y7'(X0~X1) 0.07 Y7'(X1~X2) 0.07		0.207	(X1'Y7') 0.207
	柱 X2'Y7'	柱 X1'Y5 0.009 X3Y5 0.015 X4Y5 0.011 X3Y6' 0.014 X2Y7' 0.067 梁 X1'(Y4~Y5) 0.006 X1'(Y5~Y6) 0.004 X2'(Y5~Y6) 0.002 X3'(Y4~Y7) 0.414 Y5(X0~X3) 0.009 梁 Y5(X3~X5) 0.011 Y6'(X2~X3) 0.008 Y7'(X1~X2) 0.007 Y7'(X2~X3) 0.056		0.696	(X2'Y7') 0.696
	柱 X3'Y7'	柱 X1'Y5 0.009 X3Y5 0.015 X4Y5 0.011 X3Y6' 0.014 X4Y7' 0.055 梁 X1'(Y4~Y5) 0.006 X1'(Y5~Y6) 0.004 X2'(Y5~Y6) 0.002 X3'(Y4~Y7) 0.414 Y5(X0~X3) 0.009 梁 Y5(X3~X5) 0.011 Y6'(X2~X3) 0.008 Y7'(X2~X3) 0.056 Y7'(X3~X5) 0.152		0.766	(X3'Y7') 0.766
	柱 X5Y7'	柱 X4Y6 0.008 X5Y6' 0.076 X4Y7' 0.028 X5Y7' 0.057 梁 X5(Y5~Y7) 0.386 Y6(X3~X5) 0.017 Y7'(X3~X5) 0.152 Y7'(X5~X7) 0.113		0.837	(X3'Y7') 0.209 (X5'Y7') 0.628
	柱 X7Y7'	柱 X7Y6' 0.023 X7Y7' 0.076 梁 X7(Y5~Y7) 0.365 Y6'(X7~X9) 0.05 Y7'(X5~X7) 0.113 Y7'(X7~X9) 0.056		0.683	(X7Y7') 0.683
	柱 X8Y7'	梁 Y7'(X7~X9) 0.056 Y7'(X8~X9) 0.056		0.112	(X7Y7') 0.056 (X9Y7') 0.056
柱 X9Y7'	柱 X9Y7' 0.053 梁 X9(Y6~Y7) 0.114 Y7'(Y8~X9) 0.056		0.249	(X9Y7') 0.249	

梁

(単位: t)

階	様符号	項目	単位重量×面積	柱軸力	伝達先
2階	X <sub>0</sub> (Y <sub>0</sub> ~Y <sub>1</sub> )	(床) 0.91 × 0.455 × 0.19 = 0.079 (外) 0.91 × 2.8 × 0.045 = 0.115		0.194	(X <sub>0</sub> Y <sub>0</sub> ) 0.097 (X <sub>0</sub> Y <sub>1</sub> ) 0.097
	X <sub>0</sub> (Y <sub>1</sub> ~Y <sub>3</sub> )	(床) 1.82 × 0.455 × 0.19 = 0.157 (外) 1.82 × 2.8 × 0.045 = 0.229		0.386	(X <sub>0</sub> Y <sub>1</sub> ) 0.193 (X <sub>0</sub> Y <sub>3</sub> ) 0.193
	X <sub>0</sub> (Y <sub>3</sub> ~Y <sub>4</sub> )	(床) 0.91 × 0.455 × 0.19 = 0.079 (外) 0.91 × 2.8 × 0.045 = 0.115		0.115	(X <sub>0</sub> Y <sub>3</sub> ) 0.097 (X <sub>0</sub> Y <sub>4</sub> ) 0.097
	X <sub>0</sub> (Y <sub>4</sub> ~Y <sub>5</sub> )	(床) 0.91 × 0.455 × 0.19 = 0.079 (外) 0.91 × 2.8 × 0.045 = 0.115		0.115	(X <sub>0</sub> Y <sub>4</sub> ) 0.097 (X <sub>0</sub> Y <sub>5</sub> ) 0.097
	X <sub>0</sub> (Y <sub>5</sub> ~Y <sub>6</sub> )	(外) 1.1375 × 2.8 × 0.045 = 0.143		0.143	(X <sub>0</sub> Y <sub>5</sub> ) 0.072 (X <sub>0</sub> Y <sub>6</sub> ) 0.072
	X <sub>0</sub> (Y <sub>6</sub> ~Y <sub>7</sub> )	(外) 1.1375 × 2.8 × 0.045 = 0.143		0.143	(X <sub>0</sub> Y <sub>6</sub> ) 0.072 (X <sub>0</sub> Y <sub>7</sub> ) 0.072
	X <sub>1</sub> (Y <sub>0</sub> ~Y <sub>1</sub> )	(床) 1.138 × 1.06 × 0.19 = 0.229 --		0.229	(X <sub>1</sub> Y <sub>0</sub> ) 0.096 (X <sub>1</sub> Y <sub>1</sub> ) 0.096 (X <sub>2</sub> Y <sub>0</sub> ) 0.038 (X <sub>2</sub> Y <sub>1</sub> ) 0.038
	X <sub>1</sub> (Y <sub>1</sub> ~Y <sub>3</sub> )	(床) 1.138 × 1.67 × 0.19 = 0.361		0.361	(X <sub>0</sub> Y <sub>1</sub> ) 0.091 (X <sub>0</sub> Y <sub>3</sub> ) 0.151 (X <sub>2</sub> Y <sub>1</sub> ) 0.042 (X <sub>2</sub> Y <sub>3</sub> ) 0.075
	X <sub>1</sub> (Y <sub>3</sub> ~Y <sub>4</sub> )	(床) 1.138 × 0.91 × 0.19 = 0.197		0.197	(X <sub>0</sub> Y <sub>1</sub> ) 0.066 (X <sub>0</sub> Y <sub>3</sub> ) 0.066 (X <sub>2</sub> Y <sub>1</sub> ) 0.033 (X <sub>2</sub> Y <sub>3</sub> ) 0.033
	X <sub>1</sub> (Y <sub>4</sub> ~Y <sub>5</sub> )	(床) 1.138 × 0.91 × 0.19 = 0.197		0.197	(X <sub>0</sub> Y <sub>4</sub> ) 0.066 (X <sub>0</sub> Y <sub>5</sub> ) 0.066 (X <sub>1</sub> Y <sub>5</sub> ) 0.079 (X <sub>2</sub> Y <sub>4</sub> ) 0.033
	X <sub>1</sub> ' (Y <sub>5</sub> ~Y <sub>6</sub> )			0	
	X <sub>2</sub> ' (Y <sub>0</sub> ~Y <sub>1</sub> )	(床) 1.365 × 0.91 × 0.19 = 0.236		0.236	(X <sub>2</sub> Y <sub>0</sub> ) 0.118 (X <sub>2</sub> Y <sub>1</sub> ) 0.118
	X <sub>2</sub> ' (Y <sub>1</sub> ~Y <sub>3</sub> )	(床) 1.365 × 1.82 × 0.19 = 0.472		0.472	(X <sub>2</sub> Y <sub>1</sub> ) 0.236 (X <sub>2</sub> Y <sub>3</sub> ) 0.236

階	種符号	項目	単位重量 × 面積	柱軸力	伝達先
Z	X <sub>2'</sub> (Y <sub>3</sub> ~Y <sub>4</sub> )	(床)	1.365 × 0.91 × 0.19 = 0.236	0.236	(X <sub>2</sub> 'Y <sub>3</sub> ) 0.118 (X <sub>2</sub> 'Y <sub>4</sub> ) 0.118
	X <sub>2'</sub> (Y <sub>4</sub> ~Y <sub>5</sub> )	(床)	1.365 × 0.91 × 0.19 = 0.236	0.236	(X <sub>2</sub> 'Y <sub>4</sub> ) 0.118 (X <sub>2</sub> 'Y <sub>5</sub> ) 0.118
	X <sub>2'</sub> (Y <sub>5</sub> ~Y <sub>6</sub> )	(床)	0.683 × 1.138 × 0.19 = 0.148	0.148	(X <sub>2</sub> 'Y <sub>5</sub> ) 0.074 (X <sub>2</sub> 'Y <sub>6</sub> ) 0.074
	X <sub>2'</sub> (Y <sub>6</sub> ~Y <sub>7</sub> )	(床)	0.683 × 1.138 × 0.19 = 0.148	0.148	(X <sub>2</sub> 'Y <sub>6</sub> ) 0.074 (X <sub>2</sub> 'Y <sub>7</sub> ) 0.074
	X <sub>4</sub> (Y <sub>0</sub> ~Y <sub>4</sub> )	(床) (内)	1.138 × 3.64 × 0.19 = 0.787 3.64 × 2.8 × 0.04 = 0.401	-1.188	(X <sub>4</sub> Y <sub>0</sub> ) 0.594 (X <sub>4</sub> Y <sub>4</sub> ) 0.594
	X <sub>4</sub> (Y <sub>4</sub> ~Y <sub>7</sub> )	(床)	1.138 × 3.185 × 0.19 = 0.689	0.689	(X <sub>4</sub> Y <sub>4</sub> ) 0.345 (X <sub>3</sub> 'Y <sub>7</sub> ) 0.276 (X <sub>5</sub> 'Y <sub>7</sub> ) 0.066
	X <sub>5</sub> (Y <sub>0</sub> ~Y <sub>4</sub> )	(床)	1.365 × 3.64 × 0.19 = 0.944	0.944	(X <sub>4</sub> Y <sub>4</sub> ) 0.378 (X <sub>4</sub> Y <sub>0</sub> ) 0.472
	X <sub>5</sub> (Y <sub>4</sub> ~Y <sub>7</sub> )	(床) (内)	1.365 × 3.185 × 0.19 = 0.826 3.185 × 2.8 × 0.04 = 0.357	1.183	(X <sub>4</sub> Y <sub>4</sub> ) 0.472 (X <sub>4</sub> Y <sub>4</sub> ) 0.118 (X <sub>3</sub> 'Y <sub>7</sub> ) 0.148 (X <sub>5</sub> 'Y <sub>7</sub> ) 0.444
	X <sub>7</sub> (Y <sub>0</sub> ~Y <sub>4</sub> )	(床)	1.82 × 3.64 × 0.19 = 1.259	1.259	(X <sub>7</sub> Y <sub>0</sub> ) 0.629 (X <sub>4</sub> Y <sub>4</sub> ) 0.252 (X <sub>4</sub> Y <sub>4</sub> ) 0.377
	X <sub>7</sub> (Y <sub>4</sub> ~Y <sub>7</sub> )	(床) (内)	1.82 × 3.185 × 0.19 = 1.101 3.185 × 2.8 × 0.04 = 0.357	1.458	(X <sub>7</sub> Y <sub>7</sub> ) 0.729 (X <sub>4</sub> Y <sub>4</sub> ) 0.292 (X <sub>9</sub> Y <sub>4</sub> ) 0.437
	X <sub>9</sub> (Y <sub>0</sub> ~Y <sub>1</sub> )	(床) (外)	0.91 × 0.91 × 0.19 = 0.157 0.91 × 2.8 × 0.045 = 0.115	0.272	(X <sub>9</sub> Y <sub>0</sub> ) 0.136 (X <sub>9</sub> Y <sub>1</sub> ) 0.136
	X <sub>9</sub> (Y <sub>1</sub> ~Y <sub>4</sub> )	(床) (外)	2.73 × 0.91 × 0.19 = 0.472 2.73 × 2.8 × 0.045 = 0.344	0.816	(X <sub>9</sub> Y <sub>1</sub> ) 0.408 (X <sub>9</sub> Y <sub>4</sub> ) 0.408
X <sub>9</sub> (Y <sub>4</sub> ~Y <sub>6</sub> )	(床) (外)	2.275 × 0.91 × 0.19 = 0.393 2.275 × 2.8 × 0.045 = 0.288	0.681	(X <sub>9</sub> Y <sub>4</sub> ) 0.341 (X <sub>9</sub> Y <sub>6</sub> ) 0.341	



階	符号	項目	單位重量 × 面積	柱軸力	伝達先
2	X9 (Y6~Y7)	(床) $0.91 \times 0.91 \times 0.19 = 0.157$ (外) $0.91 \times 2.8 \times 0.045 = 0.115$	0.272	(X9Y6') 0.136 (X9Y7') 0.136	
	Y0 (X0~X6)	(外) $0.455 \times 2.8 \times 0.045 = 0.057$	0.057	(X6Y0) 0.029 (X0Y0) 0.029	
	Y0 (X0'~X2)	(外) $1.365 \times 2.8 \times 0.045 = 0.172$	0.172	(X0'Y0) 0.086 (X2Y0) 0.086	
	Y0 (X2~X2')	(外) $0.455 \times 2.8 \times 0.045 = 0.057$	0.057	(X2Y0) 0.029 (X2'Y0) 0.029	
	Y0 (X2'~X4)	(外) $1.365 \times 2.8 \times 0.045 = 0.172$	0.172	(X2'Y0) 0.086 (X4Y0) 0.086	
	Y0 (X4~X5)	(外) $0.91 \times 2.8 \times 0.045 = 0.115$	0.115	(X4Y0) 0.057 (X5Y0) 0.057	
	Y0 (X5~X7)	(外) $1.82 \times 2.8 \times 0.045 = 0.229$	0.229	(X5Y0) 0.115 (X7Y0) 0.115	
	Y0 (X7~X9)	(外) $1.82 \times 2.8 \times 0.045 = 0.229$	0.229	(X7Y0) 0.115 (X9Y0) 0.115	
	Y1' (X0~X0')		0		
	Y1' (X0'~X2)		0		
Y1' (X2~X2')		0			
Y1' (X0~X2')		0			
Y3 (X0~X2)		0			

梁

(單位: t)

階	接符号	項目	單位重量 × 面積	柱軸力	伝達先
2	Y4 (X0~X2)		(内) $2.275 \times 2.8 \times 0.04 = 0.254$	0.254	(X0Y4) 0.127 (X2Y4) 0.127
	Y4 (X2~X3)		(内) $0.91 \times 2.8 \times 0.04 = 0.102$	0.102	(X2Y4) 0.051 (X3Y4) 0.051
	Y4 (X3~X4)		(内) $0.455 \times 2.8 \times 0.04 = 0.051$	0.051	(X3Y4) 0.026 (X4Y4) 0.026
	Y4 (X4~X9)		(内) $4.55 \times 2.8 \times 0.04 = 0.508$	0.508	(X4Y4) 0.254 (X9Y4) 0.254
	Y5 (X0~X1)			0	
	Y5 (X1~X2)			0	
	Y5' (X2~X4)			0	
	Y6 (X2~X4)			0	
	Y5 (X5~X7)			0	
	Y7' (X0~X1)		(外) $1.138 \times 2.8 \times 0.045 = 0.143$	0.143	(X0Y7') 0.072 (X1Y7') 0.072
	Y7' (X1~X2)		(外) $1.138 \times 2.8 \times 0.045 = 0.143$	0.143	(X1Y7') 0.072 (X2Y7') 0.072
	Y7' (X2~X3)		(外) $0.91 \times 2.8 \times 0.045 = 0.115$	0.115	(X2Y7') 0.058 (X3Y7') 0.058
Y7' (X3~X5)		(外) $1.82 \times 2.8 \times 0.045 = 0.229$	0.229	(X3Y7') 0.115 (X5Y7') 0.115	

栄

(単位: t)

階	符号	項目	単位重量 × 面積	柱軸力	伝達先
2	Y7' (X5~X7)		(外) $1.365 \times 2.8 \times 0.045 = 0.172$	0.172	(X5Y7) 0.086 (X7Y7) 0.086
	Y7 (X7~X9)		(外) $1.82 \times 2.8 \times 0.045 = 0.229$	0.229	(X7Y7) 0.115 (X9Y7) 0.115
1	X9' (Y1~Y4)			0	
	X9' (Y4~Y6)			0	

(単位: t)

階	柱符号	項目	単位重量 × 面積	柱軸力	伝達先
階	柱 $X_0Y_0$		柱 $X_0Y_0$ 0.211 梁 $X_0(Y_0 \sim Y_1)$ 0.097 $Y_0(X_0 \sim X_0')$ 0.029	0.337	
	柱 $X_0'Y_0$		柱 $X_1Y_0$ 0.246 梁 $X_1(Y_0 \sim Y_1')$ 0.076 $Y_0(X_0' \sim X_2)$ 0.086 $X_1(X_0 \sim X_1')$ 0.076 $Y_0(X_0 \sim X_0')$ 0.029	0.613	
	柱 $X_2Y_0$		柱 $X_1Y_0$ 0.172 梁 $X_1(Y_0 \sim Y_1')$ 0.076 $X_2'(Y_0 \sim Y_1)$ 0.118 $Y_0(X_0' \sim X_2)$ 0.086 $Y_0(X_2 \sim X_2')$ 0.029	0.481	
	柱 $X_2'Y_0$		柱 $X_3Y_0$ 0.528 梁 $Y_0(X_2' \sim X_4)$ 0.086 $Y_0(X_2 \sim X_2')$ 0.029	0.613	
	柱 $X_4Y_0$		柱 $X_3Y_0$ 0.264 $X_4Y_0$ 0.779 梁 $X_4(Y_0 \sim Y_4)$ 0.594 $Y_0(X_2 \sim Y_4)$ 0.086 $Y_0(X_4 \sim X_5)$ 0.057	1.178	
	柱 $X_5Y_0$		柱 $X_5Y_0$ 2.193 梁 $X_5(Y_0 \sim Y_4)$ 0.472 $Y_0(X_4 \sim X_5)$ 0.057 $Y_0(X_5 \sim X_7)$ 0.115	2.807	
	柱 $X_7Y_0$		柱 $X_8Y_0$ 0.427 梁 $X_7(Y_0 \sim Y_4)$ 0.629 $Y_0(X_5 \sim X_7)$ 0.115 $Y_0(X_7 \sim X_9)$ 0.115	1.283	
	柱 $X_9Y_0$		柱 $X_8Y_0$ 0.424 $X_9Y_0$ 0.118 梁 $X_9(Y_0 \sim Y_1)$ 0.136 $Y_0(X_7 \sim X_9)$ 0.115	0.855	
	柱 $X_0'Y_1$		梁 $X_1(Y_0 \sim Y_1)$ 0.076	0.076	
	柱 $X_2Y_1$		梁 $X_1(Y_0 \sim Y_1)$ 0.038 $X_1(Y_1 \sim Y_3)$ 0.042	0.08	
	柱 $X_0Y_1$		柱 $X_0Y_1$ 1.343 $X_1Y_1$ 0.234 梁 $X_0(Y_0 \sim Y_1)$ 0.097 $X_0(Y_1 \sim Y_3)$ 0.193 $X_1(Y_1 \sim Y_3)$ 0.091 $X_1(Y_3 \sim Y_4)$ 0.066	2.024	
	柱 $X_2Y_1$		柱 $X_1Y_1$ 0.156 梁 $X_1(Y_3 \sim Y_4)$ 0.033 $X_2(Y_0 \sim Y_1)$ 0.118 $X_2'(Y_1 \sim Y_3)$ 0.236	0.543	
	柱 $X_9Y_1$		柱 $X_9Y_1$ 0.465 $X_9Y_3$ 0.253 梁 $X_9(Y_0 \sim Y_1)$ 0.136 $X_9(Y_1 \sim Y_4)$ 0.408	1.262	

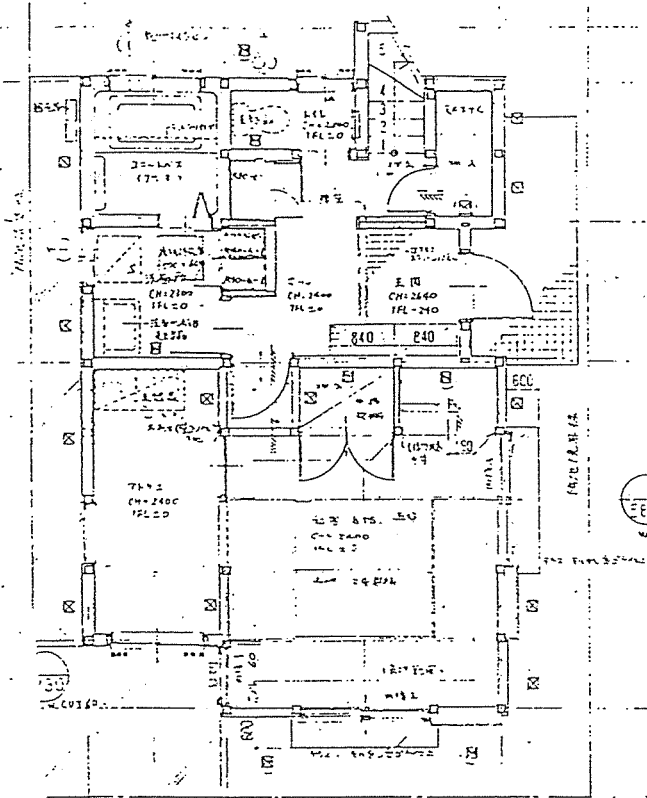
(單位: t)

階	柱符号	項目	單位重量 × 面積	柱軸力	傳達先	
7階	柱 $X_0Y_3$	柱 $X_1Y_1$ 0.1078 $X_0Y_3$ 0.429 $X_1Y_3$ 0.1177	梁 $X_0(Y_1 \sim Y_3)$ 0.193 $X_0(Y_3 \sim Y_4)$ 0.097 $X_1(Y_1 \sim Y_3)$ 0.151 $X_1(Y_3 \sim Y_4)$ 0.066	1,191		
	柱 $X_2Y_3$	柱 $X_1Y_1$ 0.052 $X_1Y_3$ 0.118	梁 $X_1(Y_1 \sim Y_3)$ 0.075 $X_1(Y_3 \sim Y_4)$ 0.033 $X_2'(Y_1 \sim Y_3)$ 0.236	0.514		
	柱 $X_0Y_4$	柱 $X_0Y_4$ 0.568 $X_1Y_4$ 0.142	梁 $X_0(Y_3 \sim Y_4)$ 0.097 $X_0(Y_4 \sim Y_5)$ 0.097 $X_1(Y_4 \sim Y_5)$ 0.066 $X_2'(Y_3 \sim Y_4)$ 0.118 梁 $Y_4(X_0 \sim X_2)$ 0.127	1,121.5		
	柱 $X_2Y_4$	柱 $X_3Y_4$ 1.018	梁 $X_1(Y_4 \sim Y_5)$ 0.033 $X_2'(Y_3 \sim Y_4)$ 0.118 $X_2'(Y_4 \sim Y_5)$ 0.118 $Y_4(X_0 \sim X_2)$ 0.127	1,465		
	柱 $X_3Y_4$	柱 $X_3Y_4$ 1.018	梁 $Y_4(X_2 \sim X_3)$ 0.051 $Y_4(X_3 \sim X_4)$ 0.026 $Y_4(Y_4 \sim Y_5)$ 0.254 $Y_4(Y_5 \sim Y_6)$ 0.1026 $X_7(Y_4 \sim Y_5)$ 0.292	1,109.5		
	柱 $X_4Y_4$	柱 $X_4Y_4$ 0.1715 $X_5Y_4$ 1.557 $X_6Y_4$ 0.427 $X_5Y_5$ 0.317	柱 $X_5Y_5$ 0.1207 $X_7Y_5$ 0.116 $X_3Y_6$ 0.027	梁 $X_4(Y_0 \sim Y_4)$ 0.599 $X_4(Y_4 \sim Y_5)$ 0.345 $X_5(Y_0 \sim Y_4)$ 0.378 $X_5(X_4 \sim Y_5)$ 0.477 $X_7(Y_0 \sim Y_4)$ 0.252	5,98	
	柱 $X_9Y_4$	柱 $X_9Y_3$ 0.508 $X_5Y_4$ 0.384 $X_6Y_4$ 0.284 $X_9Y_4$ 0.569	柱 $X_9Y_4$ 0.366 $X_5Y_5$ 0.079 $X_5Y_5$ 0.052 $X_7Y_5$ 0.385	梁 $X_5(Y_0 \sim Y_4)$ 0.094 $X_5(Y_4 \sim Y_5)$ 0.118 $X_7(Y_0 \sim Y_4)$ 0.377 $X_7(Y_4 \sim Y_5)$ 0.437 $X_9(Y_1 \sim Y_4)$ 0.408	4,71	
	柱 $X_0Y_5$	梁 $X_0(Y_4 \sim Y_5)$ 0.097 $X_6(Y_5 \sim Y_6)$ 0.072 $X_1(Y_4 \sim Y_5)$ 0.02		$X_9(Y_4 \sim Y_5)$ 6.341 $Y_4(X_4 \sim X_9)$ 0.254	0,189	
	柱 $X_1Y_5$	梁 $X_1(Y_4 \sim Y_5)$ 0.079			0,079	
	柱 $X_2Y_5$	柱 $X_2Y_5$ 0.031 $X_3Y_6$ 0.007	梁 $X_2(Y_4 \sim Y_5)$ 0.118 $X_2(Y_5 \sim Y_6)$ 0.074		0,23	
	柱 $X_0Y_6$	柱 $X_6Y_6$ 0.512	梁 $X_0(Y_5 \sim Y_6)$ 0.072 $X_0(Y_6 \sim Y_7)$ 0.072		0,656	
	柱 $X_1Y_6$	柱 $X_1Y_6$ 0.224			0,224	
	柱 $X_2Y_6$	柱 $X_2Y_5$ 0.031 $X_2Y_6$ 0.317 $X_3Y_6$ 0.03	梁 $X_2(Y_5 \sim Y_6)$ 0.074 $X_2(Y_6 \sim Y_7)$ 0.074		0,526	

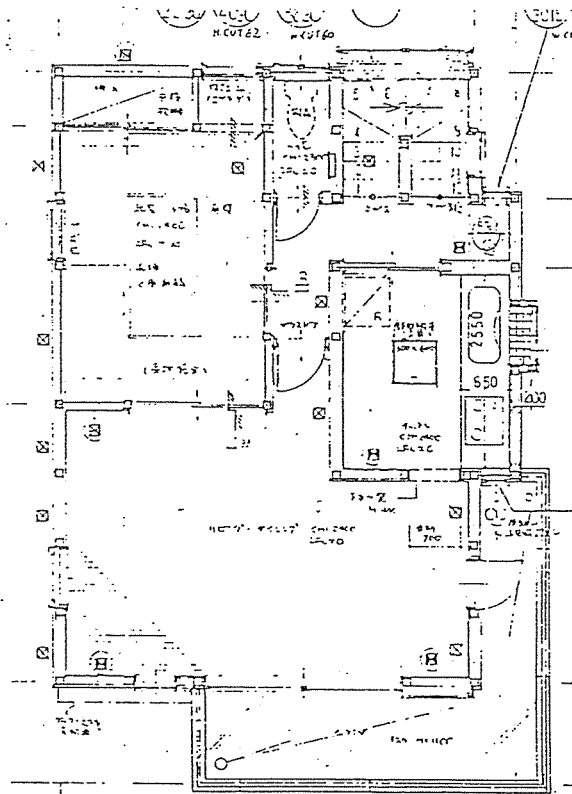
(単位: t)

階	柱符号	項目	単位重量×面積	柱軸力	伝達先	
1	柱 X9Y6'		柱 X9Y4' 0.092 X9Y6' 0.176	梁 X9(Y4~Y6') 0.1341 X9(Y6~Y7') 0.136	1.329	
	柱 X0Y7'		柱 X0Y7' 0.202	梁 X0(Y6~Y7') 0.1072 Y7'(X0~X1') 0.1072	0.346	
	柱 X1Y7'		柱 X1Y7' 0.207	梁 Y7'(X0~X1') 0.1072 Y7'(X1~X2') 0.1072	0.351	
	柱 X2Y7'		柱 X2Y7' 0.696	梁 X2'(Y6~Y7') 0.1074 Y7'(X1~X2') 0.1072 Y7'(X2~X3') 0.1056	0.9	
	柱 X3Y7'		柱 X5Y5 0.344 X5Y5' 0.086 X3Y6 0.032 X5Y7' 0.1766	柱 X5Y7' 0.209 梁 X4(Y4~Y7') 0.276 X5(Y4~Y7') 0.148 Y7'(X2~X3') 0.573 Y7'(X3~X5') 0.115	2.549	
	柱 X5Y7'		柱 X5Y5 0.119 X5Y5' 0.258 X3Y6 0.1016 X5Y7' 0.628	梁 X4(Y4~Y7') 0.1069 X5(Y4~Y7') 0.1444 Y7'(X3~X5') 0.115 Y7'(X5~X6') 0.086	1.735	
	柱 X7Y7'		柱 X7Y5 0.676 X7Y7' 0.683 X6Y7' 0.1056	梁 X7(Y4~Y7') 0.729 Y7'(X5~X7') 0.086 Y7'(X7~X9') 0.115	2.345	
	柱 X9Y7'		柱 X8Y7' 0.056 X9Y7' 0.249	梁 X9(Y6~Y7') 0.136 Y7'(X7~X9') 0.115	0.556	
	柱 X9Y1'				0	
	柱 X9Y4'				0	
柱 X9Y6'				0		

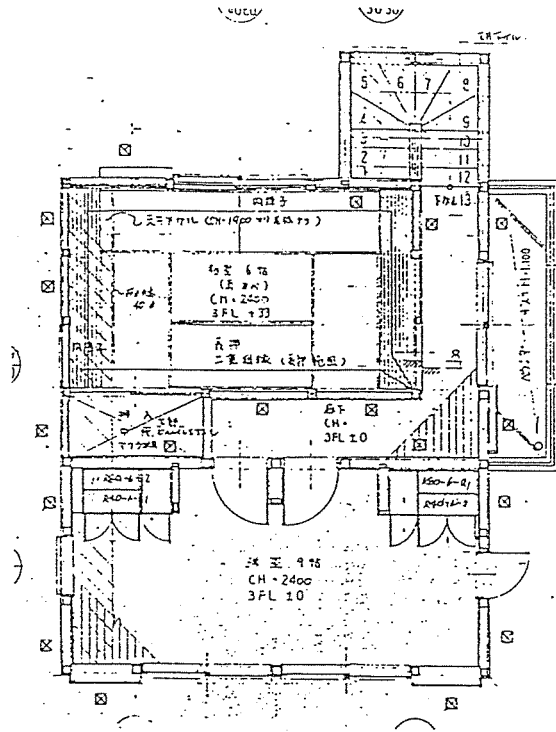
(3) プラン C



1階平面図 43.58m<sup>2</sup>

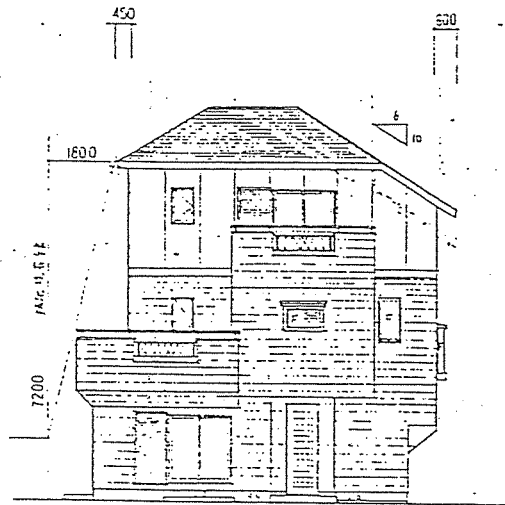


2階平面図 46.64m<sup>2</sup>

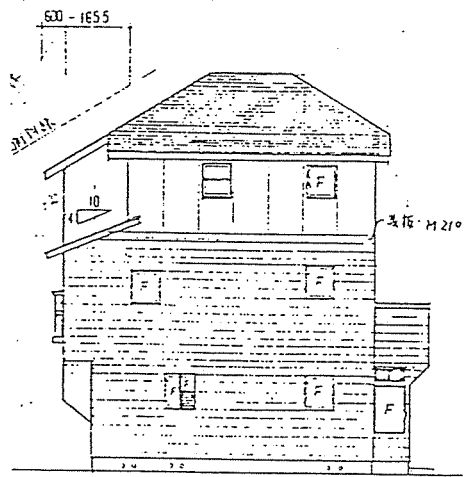


3階平面図

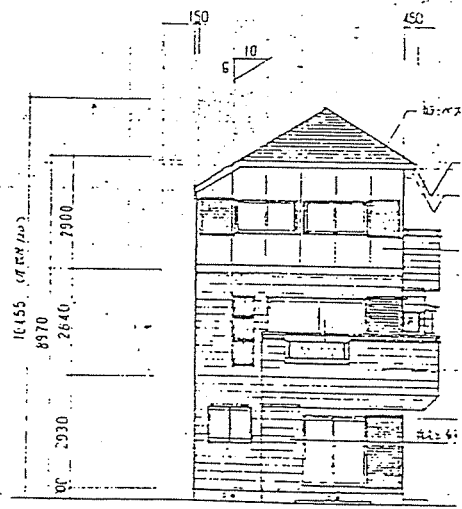
37.79m<sup>2</sup>



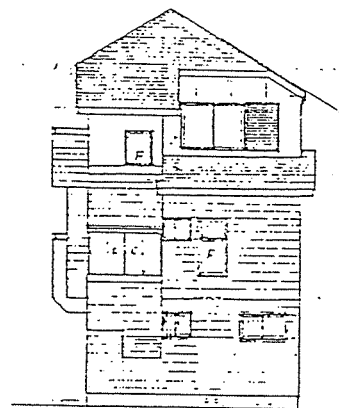
東立面図



西立面図



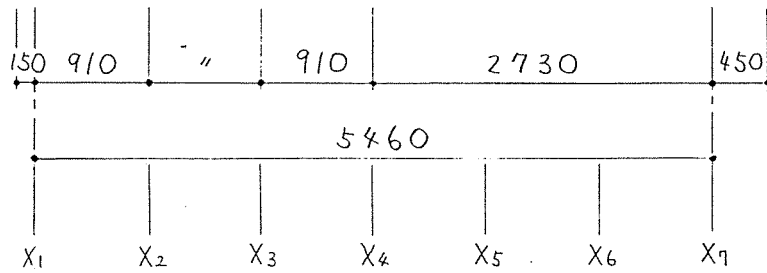
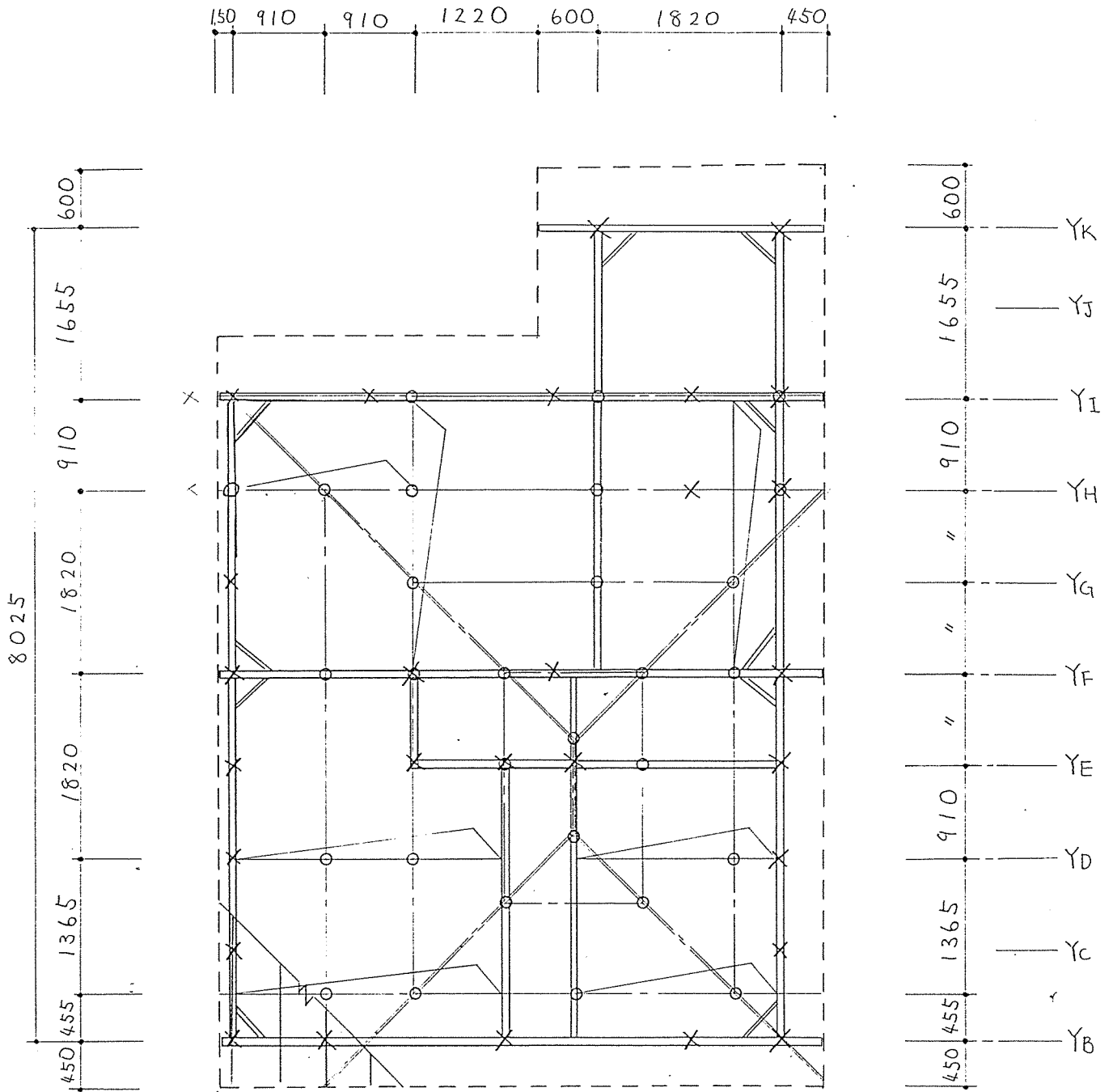
南立面図



北立面図

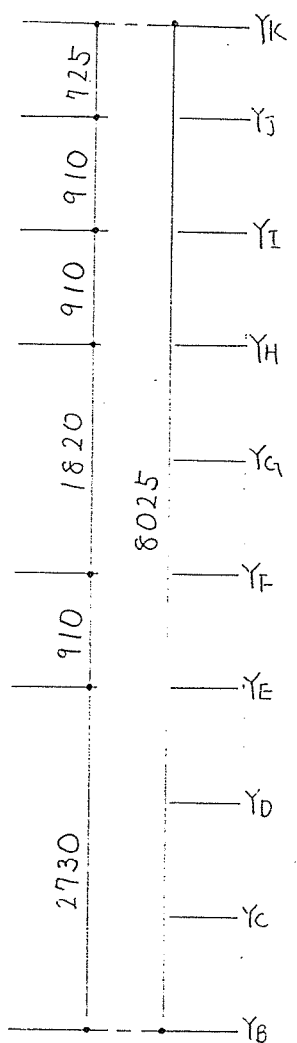
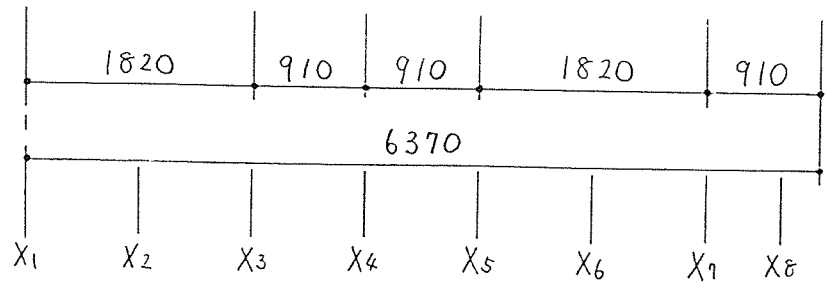
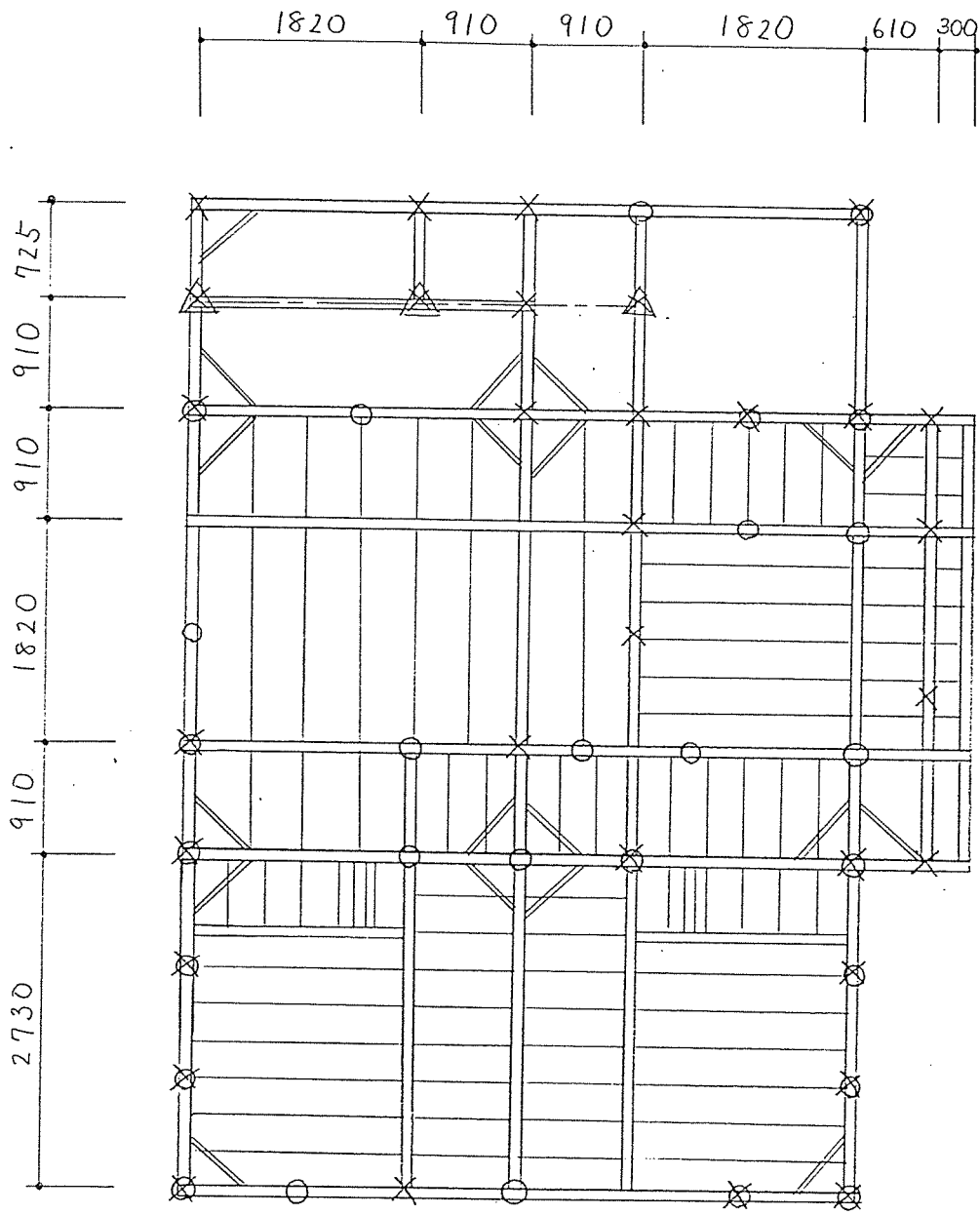


< C 9 1 7 ° >



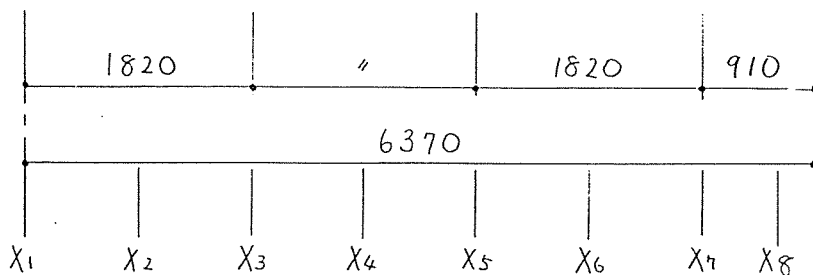
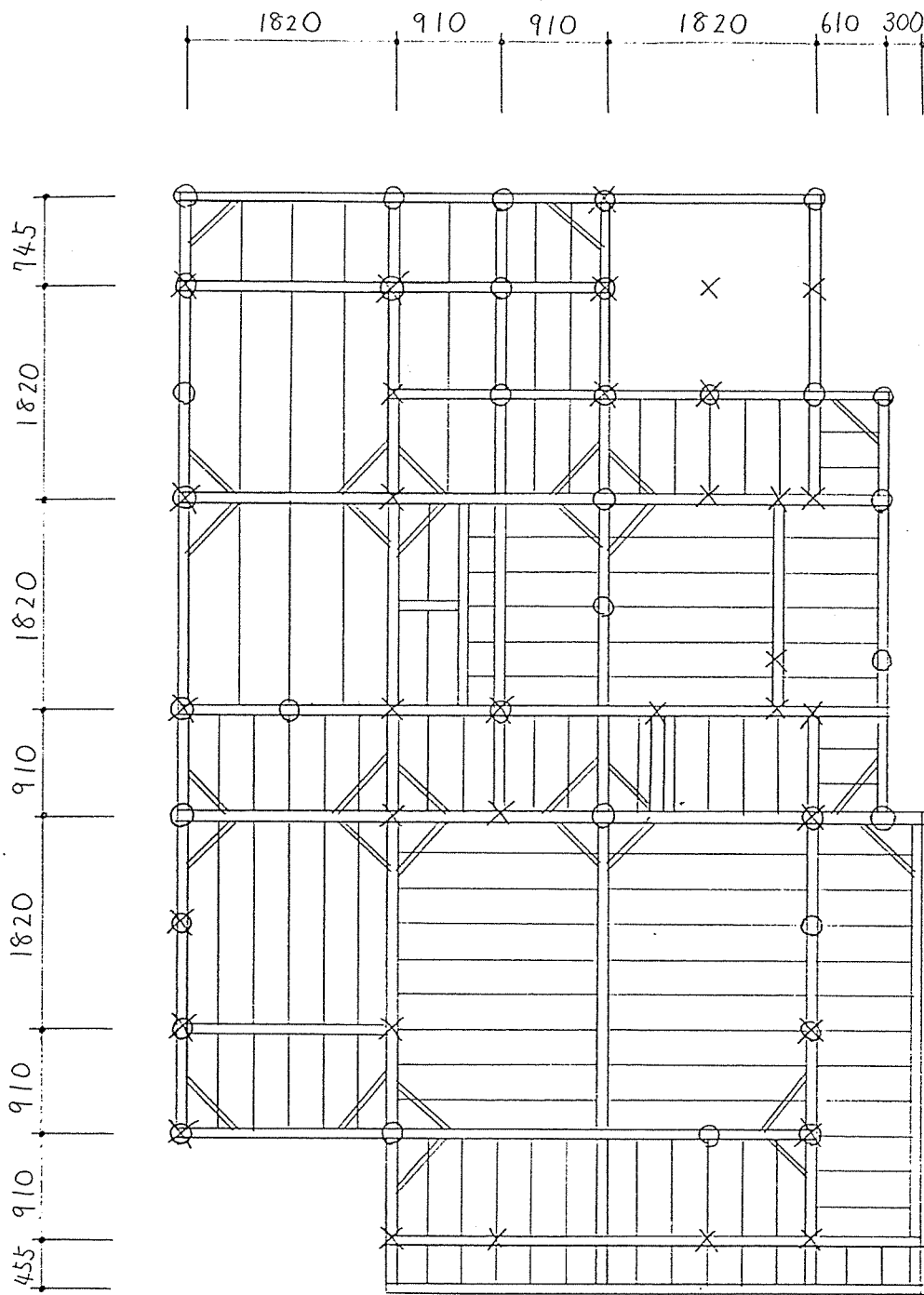
小屋伏せ図

x --- 柱  
o --- 束



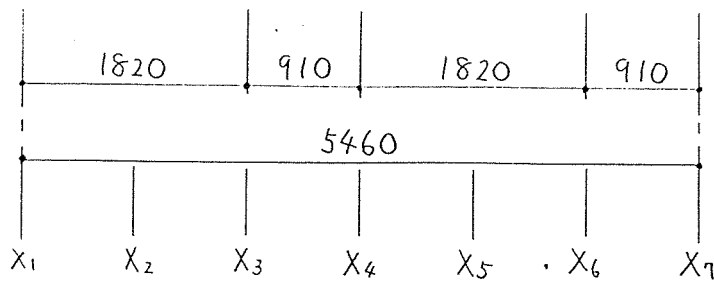
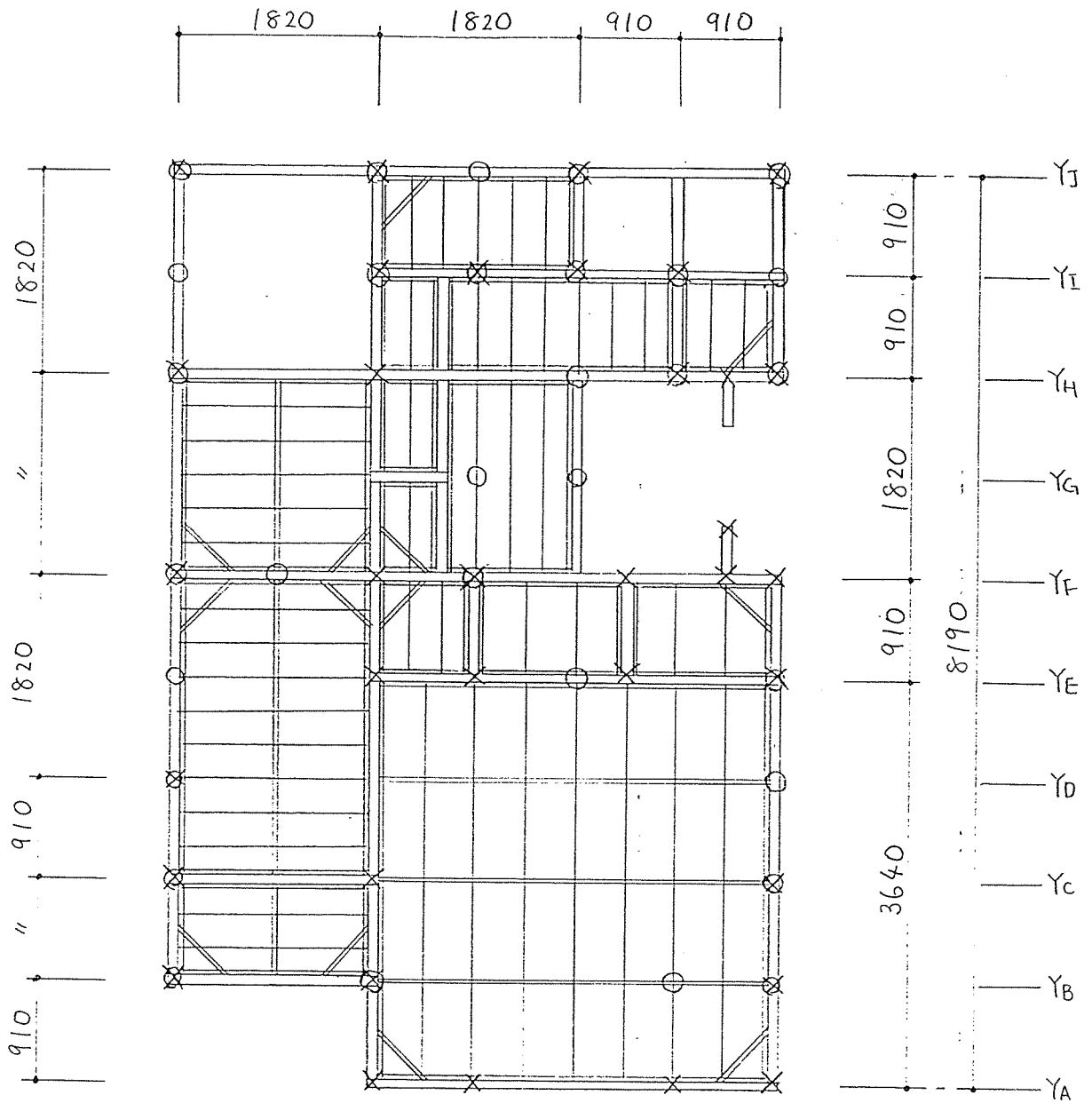
X : 2階柱  
 O : 3階柱  
 Δ : 束

3階床伏せ図・2階小屋伏せ図



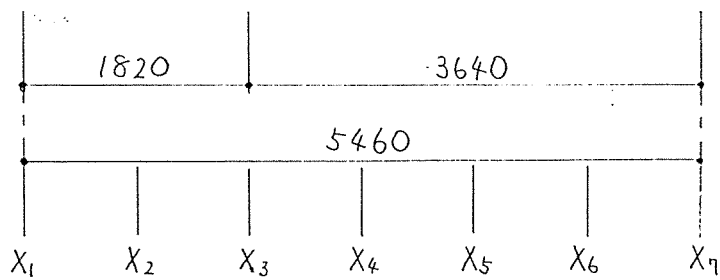
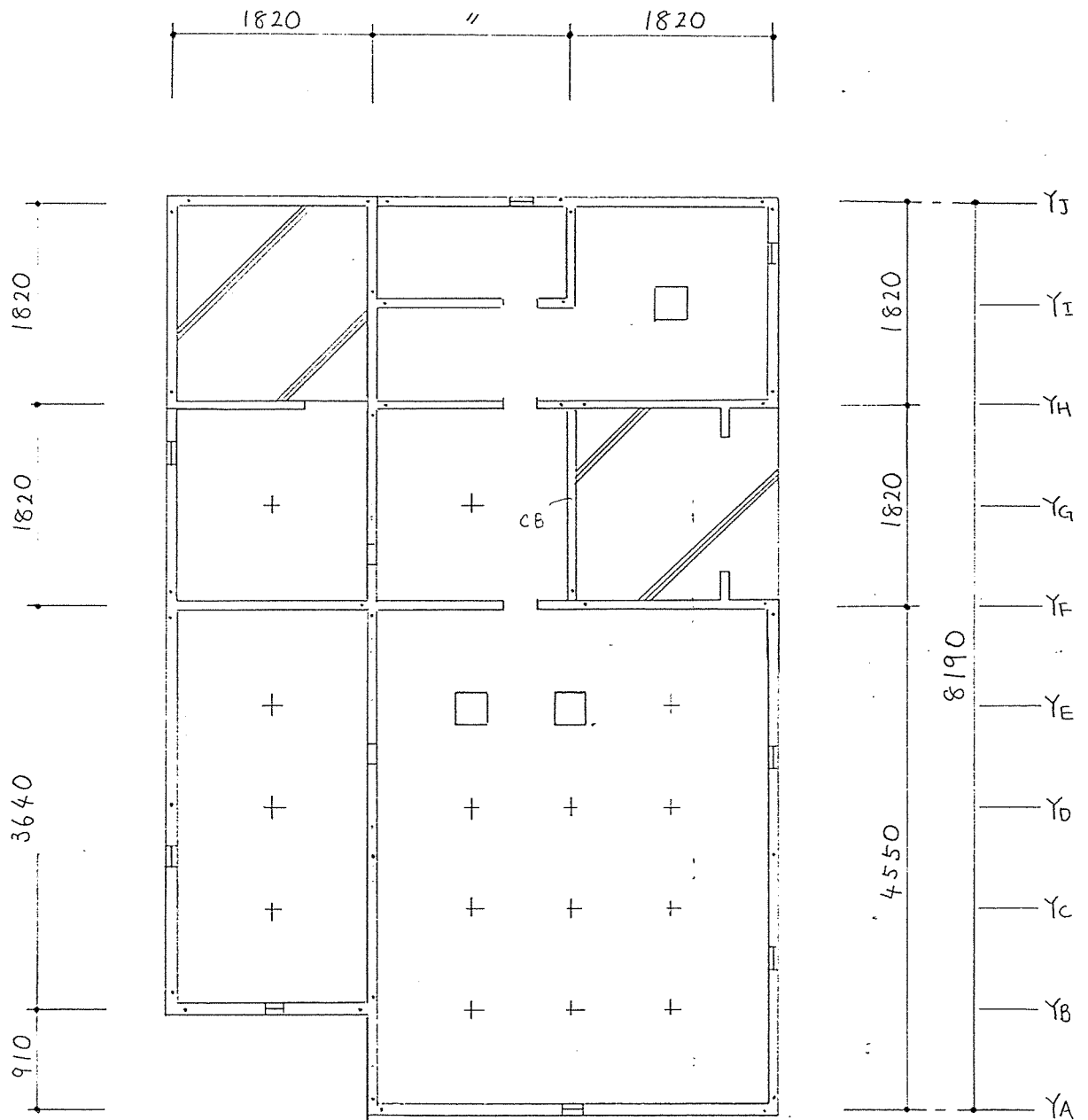
X : 1 階柱  
O : 2 階柱

2 階床伏也図



X : 1階柱  
 O : 2階柱

1階床伏七図

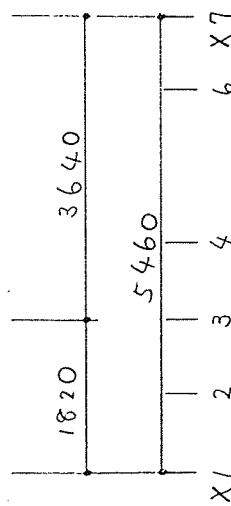
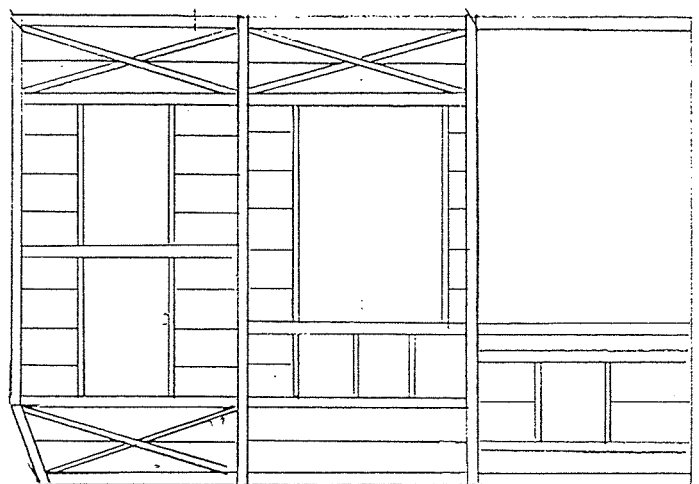
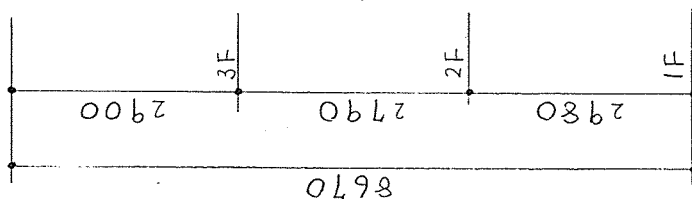
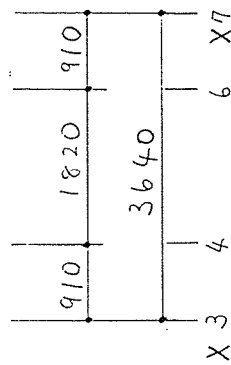
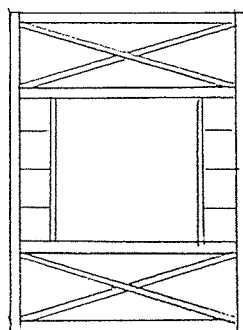
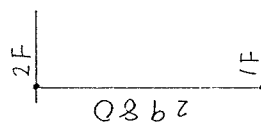


基礎伏七圖

Y A 通り

< C タ イ プ >

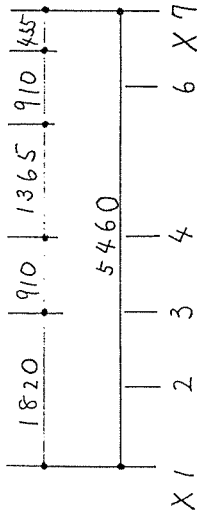
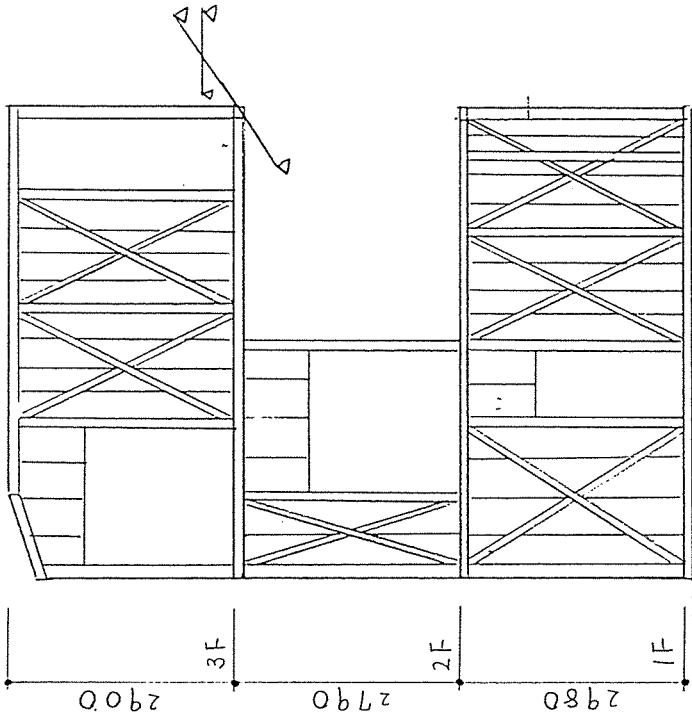
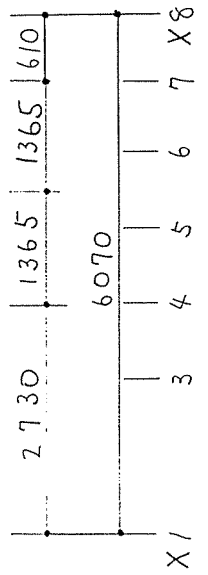
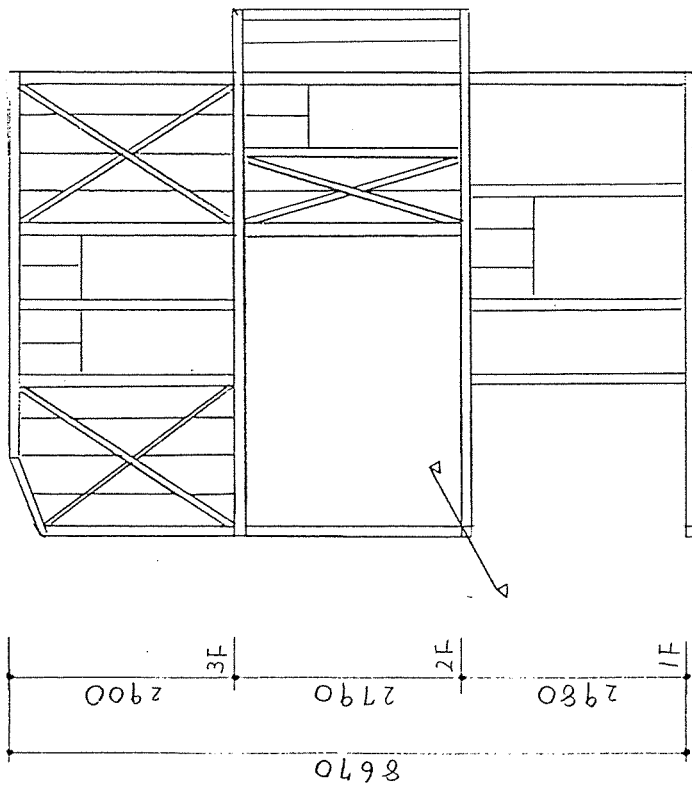
Y B 通り



Y E 通り

< C 9 1 3 >

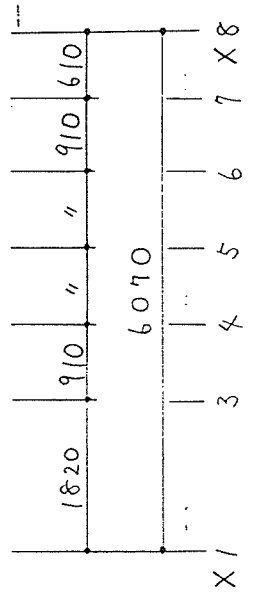
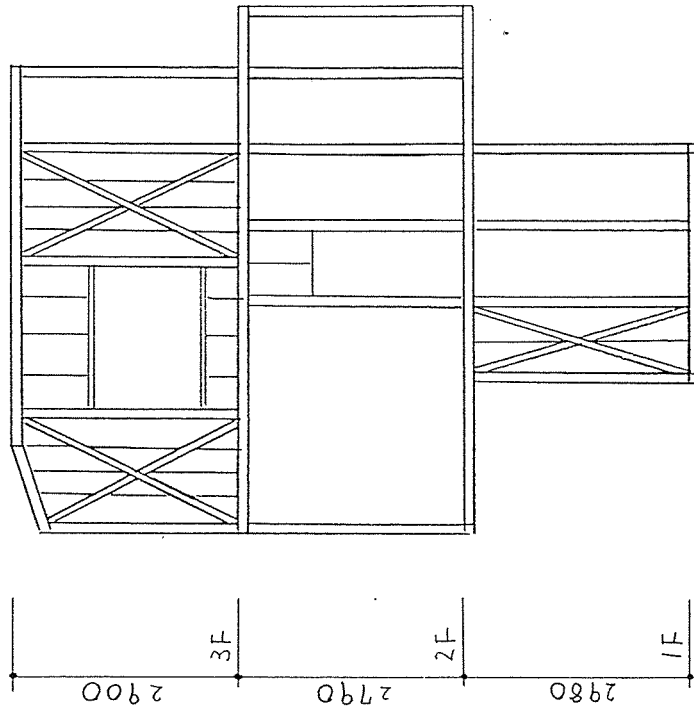
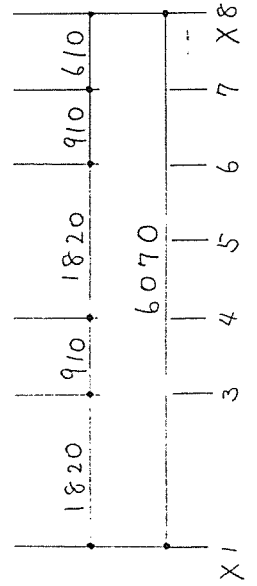
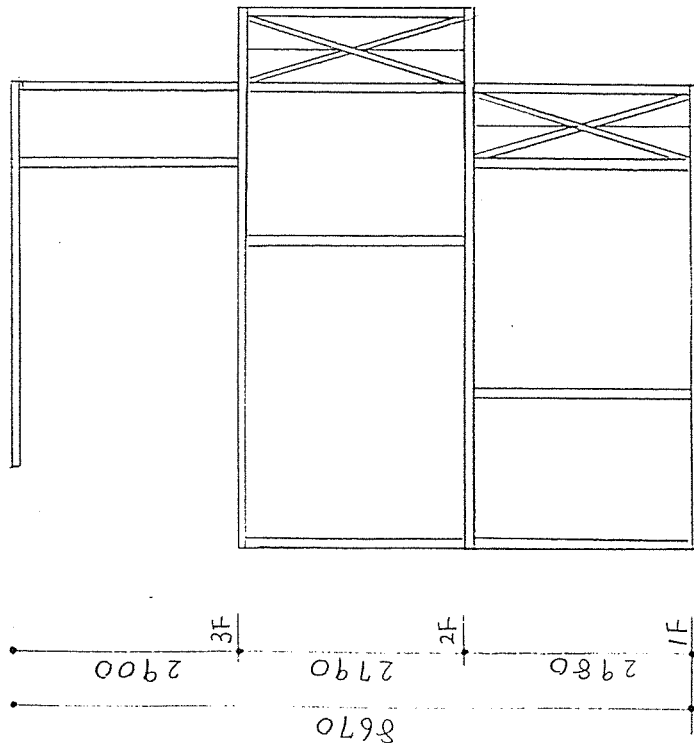
Y F 通り



YH 通り

< C T A J >

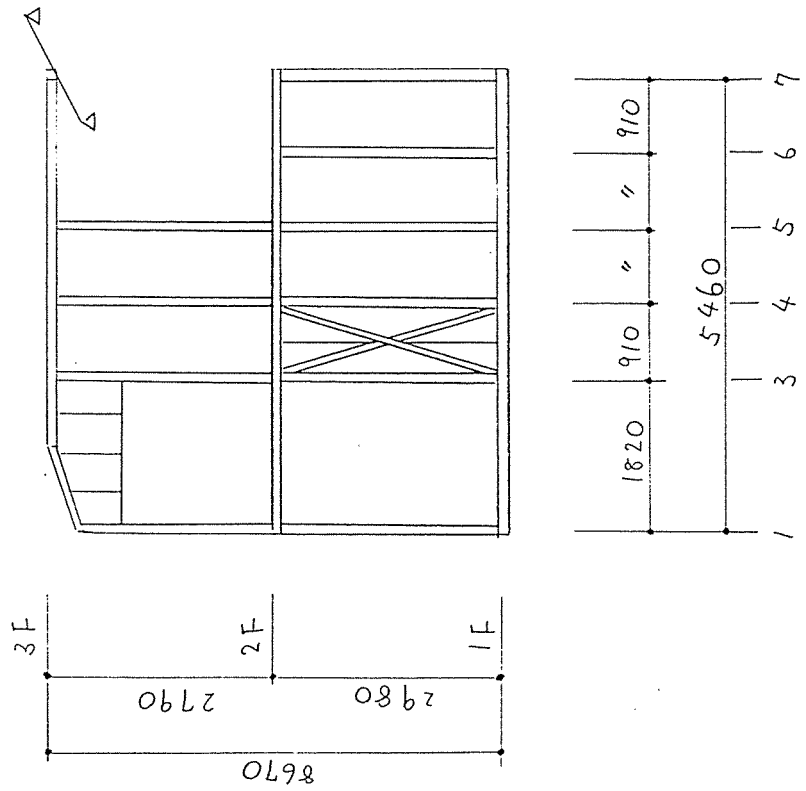
YI 通り





丁通り

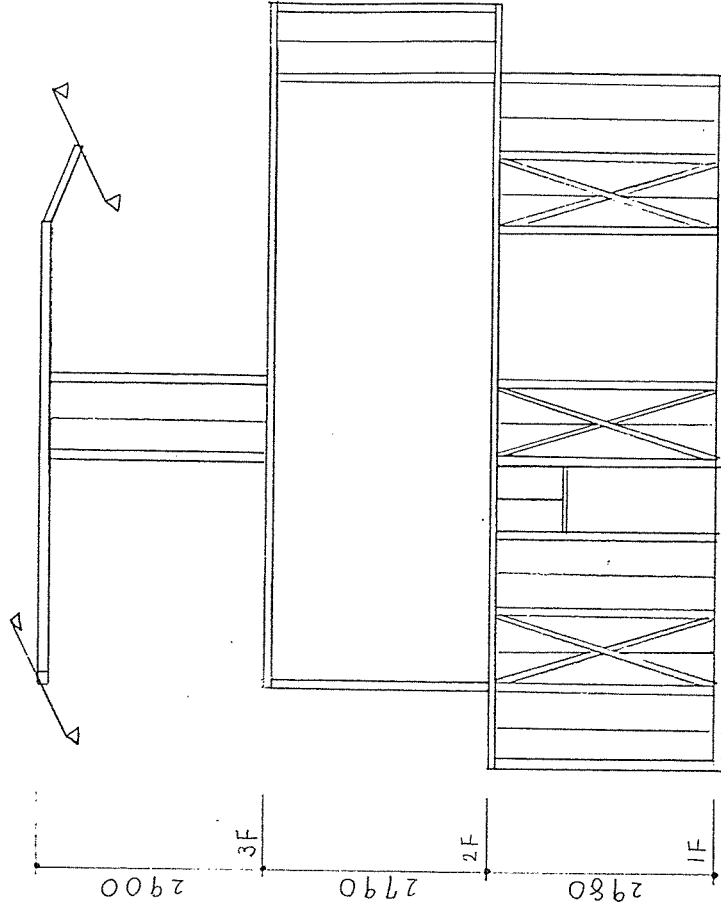
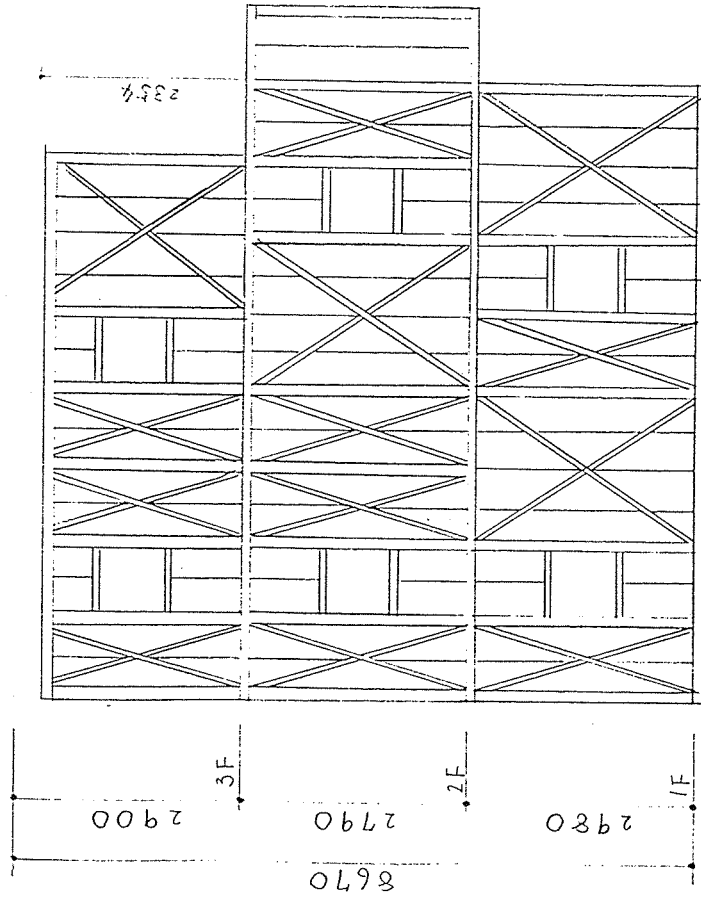
< Cタイゾ >



X / 通)

< C717° >

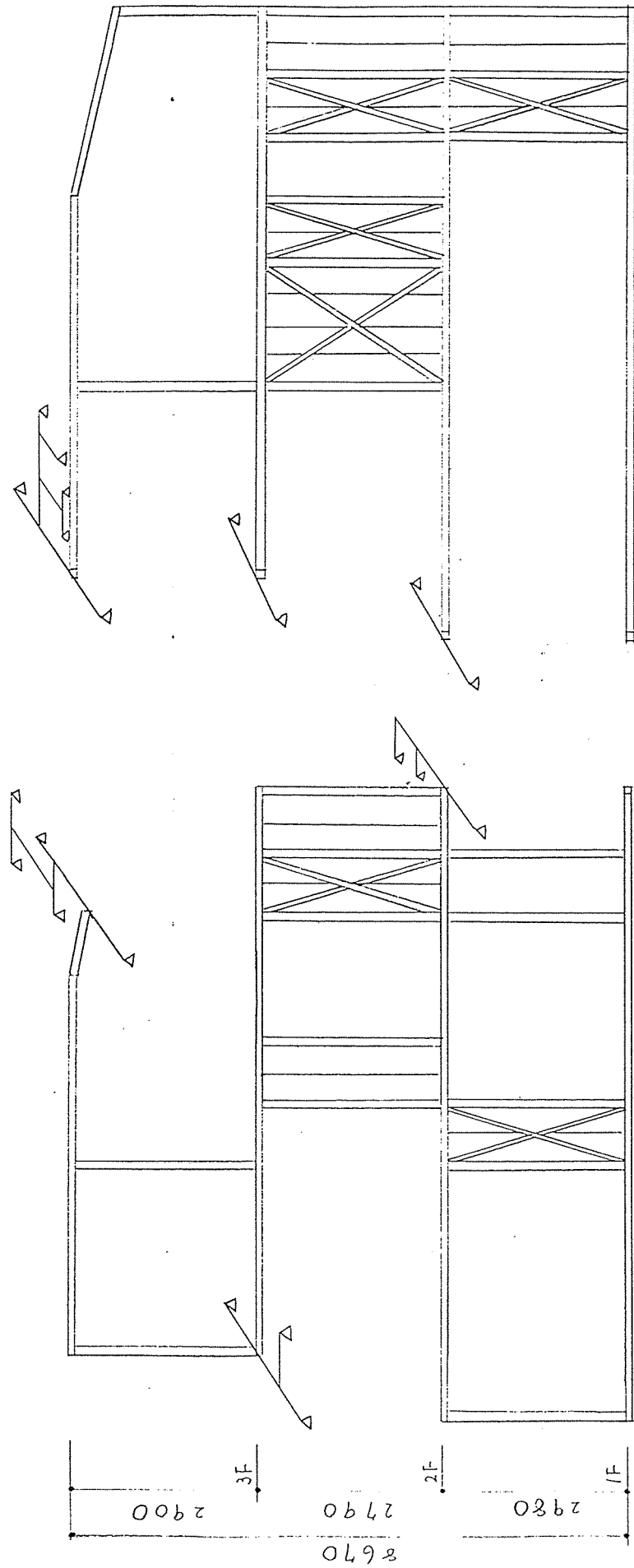
X 3 通)



X 4 通り

< C 9 1 3 ° >

X 5 通り



8670  
2790  
2980  
2900  
3F  
2F  
1F

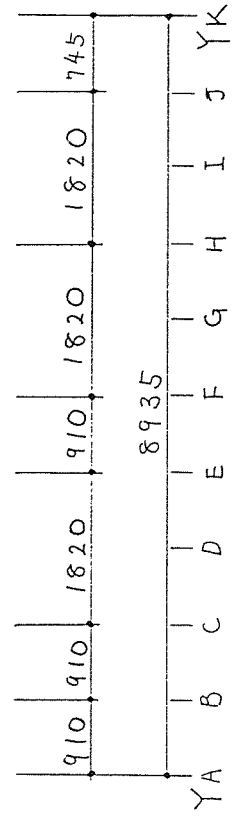
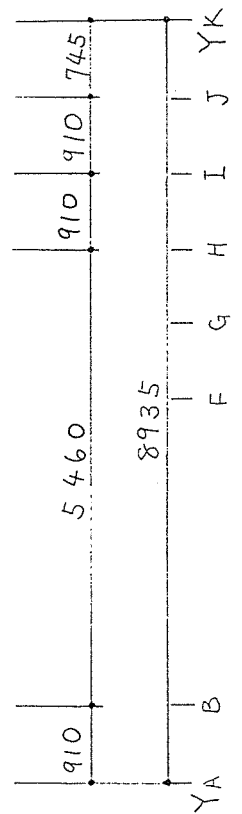
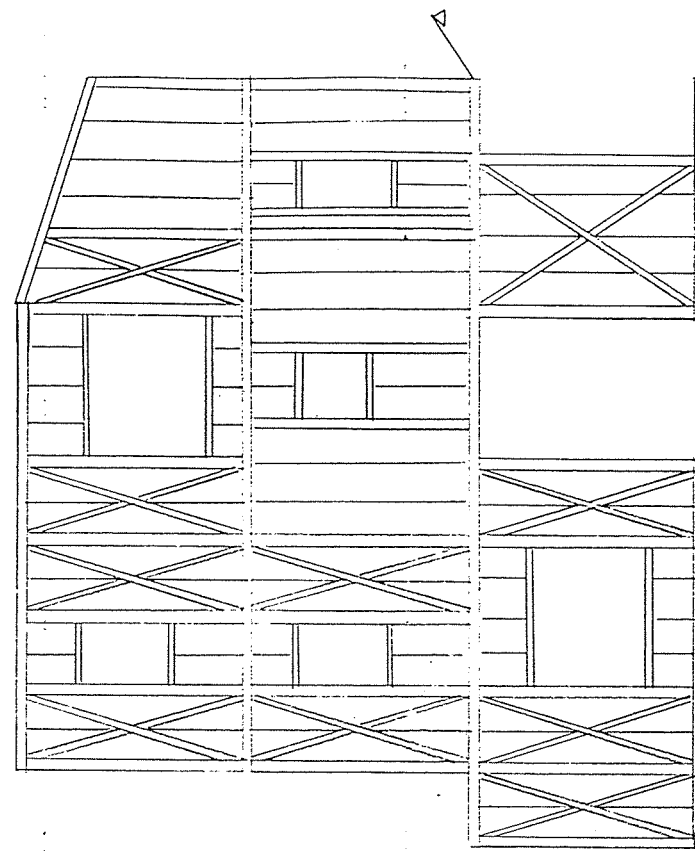
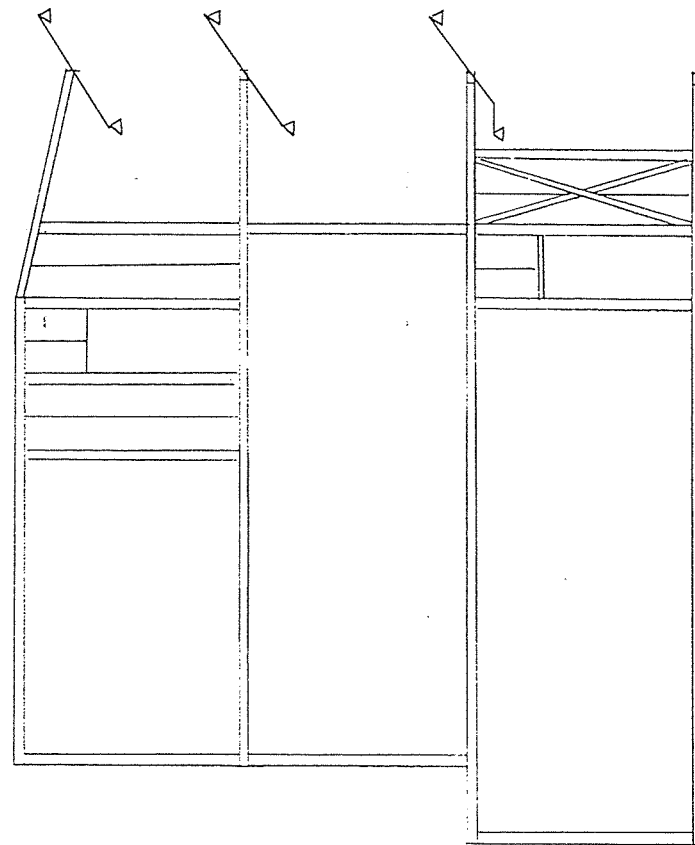
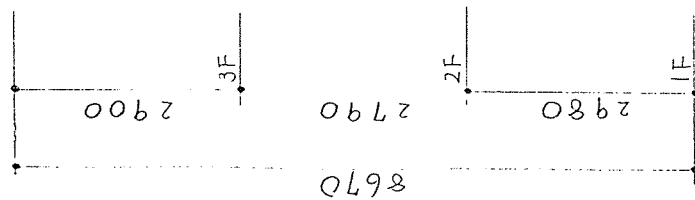
3640 910 2730 910 745  
8935  
YA B E F G H I J YK

910 6370 910 745  
8935  
YA B E G H I J YK

X 6 通り

< C 9 イ フ >

X 7 通り



3. 各部の検討

3.1 柱軸力の算定

(単位: t)

階	柱符号	項目	単位重量×面積	柱軸力	伝達先
3. 階	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>B</sub>	屋根	$0.06 \times 0.605 \times 0.905 \times 1.17$	0.038	
	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>C</sub>	"	$0.06 \times 0.605 \times 0.91 \times 1.17$	0.039	
	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>D</sub>	"	$0.06 \times 0.605 \times 0.91 \times 1.17$	0.039	
	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>E</sub>	"	$0.06 \times 0.605 \times 0.91 \times 1.17$	0.039	
	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>F</sub>	"	$0.06 \times 0.605 \times 0.91 \times 1.17$	0.039	
	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>G</sub>	"	$0.06 \times 1.06 \times 0.905 \times 1.17$	0.067	
	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>I</sub>	"	$0.06 \times 1.06 \times 0.833 \times 1.17$	0.062	
	柱 X <sub>2</sub> Y <sub>B</sub>	"	$0.06 \times 0.91 \times 0.6775 \times 1.17$	0.043	
	柱 X <sub>2</sub> Y <sub>I</sub>	"	$0.06 \times 0.91 \times 1.055 \times 1.17$	0.067	
	柱 X <sub>4</sub> Y <sub>B</sub>	"	$0.06 \times 0.898625 \times 0.905 \times 1.17$	0.057	
	柱 X <sub>4</sub> Y <sub>I</sub>	"	$0.06 \times (0.72 + 0.033) \times 1.17$	0.053	
	柱 X <sub>5</sub> Y <sub>K</sub>	"	$0.06 \times 1.51 \times 1.4275 \times 1.17$	0.151	

(単位: t)

階	柱符号	項目	単位重量 × 面積	柱軸力	伝達先
3階	柱 X <sub>6</sub> Y <sub>B</sub>	屋根	$0.06 \times (0.462 + 0.863) \times 1.17$	0.093	
	柱 X <sub>7</sub> Y <sub>B</sub>	"	$0.06 \times 0.6775 \times 0.905 \times 1.17$	0.043	
	柱 X <sub>7</sub> Y <sub>C</sub>	"	$0.06 \times 0.6775 \times 0.91 \times 1.17$	0.043	
	柱 X <sub>7</sub> Y <sub>D</sub>	"	$0.06 \times 0.6775 \times 0.91 \times 1.17$	0.043	
	柱 X <sub>7</sub> Y <sub>E</sub>	"	$0.06 \times 0.905 \times 0.91 \times 1.17$	0.058	
	柱 X <sub>7</sub> Y <sub>F</sub>	"	$0.06 \times 0.6775 \times 0.91 \times 1.17$	0.043	
	柱 X <sub>7</sub> Y <sub>K</sub>	"	$0.06 \times 1.36 \times 1.4275 \times 1.17$	0.136	
小 屋	束 X <sub>2</sub> Y <sub>C</sub>	屋根	$0.06 \times 0.91 \times 0.91 \times 1.17$	0.058	柱X <sub>1</sub> Y <sub>B</sub> 0.0195 柱X <sub>1</sub> Y <sub>C</sub> 0.0195 柱X <sub>4</sub> Y <sub>B</sub> 0.0161 柱X <sub>4</sub> Y <sub>E</sub> 0.0032
	束 X <sub>2</sub> Y <sub>D</sub>	"	$0.06 \times 0.91 \times 1.5925 \times 1.17$	0.102	柱X <sub>1</sub> Y <sub>D</sub> 0.068 柱X <sub>4</sub> Y <sub>E</sub> 0.046 柱X <sub>4</sub> Y <sub>B</sub> 0.023
	束 X <sub>2</sub> Y <sub>F</sub>	"	$0.06 \times 0.91 \times 1.365 \times 1.17$	0.087	柱X <sub>1</sub> Y <sub>F</sub> 0.044 柱X <sub>3</sub> Y <sub>F</sub> 0.044
	束 X <sub>2</sub> Y <sub>H</sub>	"	$0.06 \times 0.91 \times 0.91 \times 1.17$	0.059	柱X <sub>1</sub> Y <sub>G</sub> 0.015 柱X <sub>1</sub> Y <sub>I</sub> 0.015 柱X <sub>3</sub> Y <sub>F</sub> 0.01 柱X <sub>2</sub> Y <sub>I</sub> 0.014
	束 X <sub>3</sub> Y <sub>B'</sub>	"	$0.06 \times 0.91 \times 1.5875 \times 1.17$	0.101	柱X <sub>1</sub> Y <sub>B</sub> 0.017 柱X <sub>1</sub> Y <sub>C</sub> 0.017 柱X <sub>4</sub> Y <sub>B</sub> 0.055 柱X <sub>4</sub> Y <sub>E</sub> 0.011
	束 X <sub>3</sub> Y <sub>D</sub>	"	$0.06 \times 0.91 \times 1.5925 \times 1.17$	0.102	柱X <sub>1</sub> Y <sub>D</sub> 0.034 柱X <sub>4</sub> Y <sub>E</sub> 0.045 柱X <sub>4</sub> Y <sub>B</sub> 0.023

柱X<sub>4</sub>Y<sub>I</sub>  
0.005

(単位: t)

階	柱符号	項目	単位重量 × 面積	柱軸力	伝達先
小 屋	束 X <sub>3</sub> Y <sub>F</sub>	屋根	0.06 × 0.91 × 1.365 × 1.17	0.087	柱 X <sub>3</sub> Y <sub>F</sub> 0.087
	束 X <sub>3</sub> Y <sub>G</sub>	"	0.06 × 1.82 × 0.91 × 1.17	0.116	柱 X <sub>3</sub> Y <sub>F</sub> 0.077 柱 X <sub>2</sub> Y <sub>I</sub> 0.029 柱 X <sub>4</sub> Y <sub>L</sub> 0.01
	束 X <sub>3</sub> Y <sub>H</sub>	"	0.06 × 1.3593 × 0.91 × 1.17	0.087	柱 X <sub>3</sub> Y <sub>F</sub> 0.029 柱 X <sub>2</sub> Y <sub>I</sub> 0.043 柱 X <sub>4</sub> Y <sub>L</sub> 0.015
	束 X <sub>3</sub> Y <sub>I</sub>	"	0.06 × 0.765 × 1.055 × 1.17	0.057	柱 X <sub>2</sub> Y <sub>I</sub> 0.043 柱 X <sub>4</sub> Y <sub>L</sub> 0.014
	束 X <sub>4</sub> Y <sub>C'</sub>	"	0.06 × 0.8986 × 1.365 × 1.17	0.086	柱 X <sub>4</sub> Y <sub>B</sub> 0.043 柱 X <sub>4</sub> Y <sub>E</sub> 0.043
	束 X <sub>4</sub> Y <sub>E</sub>	"	0.06 × 0.8986 × 1.138 × 1.17	0.072	柱 X <sub>4</sub> Y <sub>E</sub> 0.072
	束 X <sub>4</sub> Y <sub>F</sub>	"	0.06 × (0.8177 + 0.7963) × 1.17	0.113	柱 X <sub>3</sub> Y <sub>F</sub> 0.038 柱 X <sub>4</sub> Y <sub>F</sub> 0.075
	束 X <sub>4</sub> Y <sub>B'</sub>	"	0.06 × 0.7502 × 1.5875 × 1.17	0.084	柱 X <sub>4</sub> Y <sub>E</sub> 0.014 柱 X <sub>4</sub> Y <sub>B</sub> 0.052 柱 X <sub>6</sub> Y <sub>B</sub> 0.018
	束 X <sub>4</sub> Y <sub>D'</sub>	"	0.06 × 0.7502 × 1.1375 × 1.17	0.0599	柱 X <sub>4</sub> Y <sub>E</sub> 0.0399 柱 X <sub>4</sub> Y <sub>B</sub> 0.0153 柱 X <sub>6</sub> Y <sub>B</sub> 0.0097
	束 X <sub>4</sub> Y <sub>E'</sub>	"	0.06 × 0.7502 × 0.7963 × 1.17	0.042	柱 X <sub>4</sub> Y <sub>E</sub> 0.028 柱 X <sub>4</sub> Y <sub>F</sub> 0.012 柱 X <sub>5</sub> Y <sub>F</sub> 0.003
	束 X <sub>5</sub> Y <sub>G</sub>	"	0.06 × 1.609 × 0.91 × 1.17	0.103	柱 X <sub>4</sub> Y <sub>F</sub> 0.0343 柱 X <sub>5</sub> Y <sub>F</sub> 0.0243 柱 X <sub>4</sub> Y <sub>I</sub> 0.0228 柱 X <sub>6</sub> Y <sub>I</sub> 0.0114
	束 X <sub>5</sub> Y <sub>H</sub>	"	0.06 × 1.82 × 0.91 × 1.17	0.116	柱 X <sub>4</sub> Y <sub>F</sub> 0.02 柱 X <sub>5</sub> Y <sub>F</sub> 0.02 柱 X <sub>4</sub> Y <sub>I</sub> 0.052 柱 X <sub>6</sub> Y <sub>I</sub> 0.026
	束 X <sub>5</sub> Y <sub>I</sub>	"	0.06 × 1.14 × 1.2825 × 1.17	0.103	柱 X <sub>4</sub> Y <sub>I</sub> 0.069 柱 X <sub>6</sub> Y <sub>I</sub> 0.034

(単位: t)

階	柱符号	項目	単位重量×面積	柱軸力	伝達先
小 屋	束 X <sub>5</sub> 'Y <sub>C</sub>	屋根	$0.06 \times 0.7616 \times 1.365 \times 1.17$	0.073	柱X <sub>1</sub> Y <sub>C</sub> 0.01 柱X <sub>1</sub> Y <sub>D</sub> 0.01 柱X <sub>4</sub> Y <sub>E</sub> 0.027 柱X <sub>4</sub> Y <sub>B</sub> 0.02 柱X <sub>4</sub> Y <sub>6</sub> 0.007
	束 X <sub>5</sub> 'Y <sub>E</sub>	"	$0.06 \times (0.866 + 0.207) \times 1.17$	0.075	柱X <sub>4</sub> Y <sub>E</sub> 0.017 柱X <sub>4</sub> Y <sub>E</sub> 0.058
	束 X <sub>5</sub> 'Y <sub>F</sub>	"	$0.06 \times (0.693 + 0.3257) \times 1.17$	0.072	柱X <sub>5</sub> 'Y <sub>F</sub> 0.072
	束 X <sub>6</sub> 'Y <sub>B</sub>	"	$0.06 \times 0.6825 \times 0.91 \times 1.17$	0.044	柱X <sub>7</sub> Y <sub>B</sub> 0.018 柱X <sub>7</sub> Y <sub>C</sub> 0.018 柱X <sub>4</sub> Y <sub>E</sub> 0.007 柱X <sub>4</sub> Y <sub>B</sub> 0.002 柱X <sub>6</sub> Y <sub>B</sub> 0.004
	束 X <sub>6</sub> 'Y <sub>D</sub>	"	$0.06 \times 0.6825 \times 1.1325 \times 1.17$	0.054	柱X <sub>4</sub> Y <sub>E</sub> 0.009 柱X <sub>7</sub> Y <sub>D</sub> 0.041 柱X <sub>4</sub> Y <sub>B</sub> 0.003 柱X <sub>6</sub> Y <sub>B</sub> 0.001
	束 X <sub>6</sub> 'Y <sub>F</sub>	"	$0.06 \times 0.6825 \times 0.91 \times 1.17$	0.044	柱X <sub>5</sub> 'Y <sub>F</sub> 0.015 柱X <sub>7</sub> Y <sub>F</sub> 0.029
	束 X <sub>7</sub> Y <sub>H</sub>	"	$0.06 \times 1.36 \times 0.91 \times 1.17$	0.087	柱X <sub>7</sub> Y <sub>H</sub> 0.087
	束 X <sub>7</sub> Y <sub>I</sub>	"	$0.06 \times 1.36 \times 1.2825 \times 1.17$	0.122	柱X <sub>7</sub> Y <sub>I</sub> 0.122
	束 X <sub>1</sub> Y <sub>H</sub>	"	$0.06 \times 0.605 \times 0.91 \times 1.17$	0.039	柱X <sub>1</sub> Y <sub>I</sub> 0.02 柱X <sub>1</sub> Y <sub>G</sub> 0.02



3階

階	柱符号	項目	単位重量 × 面積	柱軸力	伝達先
3階	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>B</sub>		束 X <sub>2</sub> Y <sub>C</sub> 0.0195      軒 0.038 束 X <sub>3</sub> Y <sub>B'</sub> 0.017	0.0745	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>B</sub> 0.0745
	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>C</sub>		束 X <sub>2</sub> Y <sub>C</sub> 0.0195      軒 0.039 束 X <sub>3</sub> Y <sub>B'</sub> 0.017	0.0755	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>C</sub> 0.0755
	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>D</sub>		軒 0.039 束 X <sub>2</sub> Y <sub>D</sub> 0.068 束 X <sub>3</sub> Y <sub>D</sub> 0.034	0.141	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>C</sub> 0.141
	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>E</sub>		軒 0.039	0.039	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>E</sub> 0.039
	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>F</sub>		軒 0.039 束 X <sub>2</sub> Y <sub>F</sub> 0.044	0.083	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>F</sub> 0.083
	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>G</sub>		軒 0.067 束 X <sub>1</sub> Y <sub>H</sub> 0.02 束 X <sub>2</sub> Y <sub>H</sub> 0.015	0.102	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>I</sub> 0.034 柱 X <sub>1</sub> Y <sub>F</sub> 0.068
	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>I</sub>		軒 0.062 束 X <sub>2</sub> Y <sub>H</sub> 0.015 束 X <sub>1</sub> Y <sub>H</sub> 0.02	0.097	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>I</sub> 0.097
	柱 X <sub>2</sub> Y <sub>B</sub>		軒 0.043	0.043	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>B</sub> 0.0215 柱 X <sub>3</sub> Y <sub>B</sub> 0.0215
	柱 X <sub>2</sub> Y <sub>I</sub>		軒 0.067      束 X <sub>3</sub> Y <sub>H</sub> 0.058 束 X <sub>2</sub> Y <sub>H</sub> 0.015      束 X <sub>3</sub> Y <sub>I</sub> 0.043 束 X <sub>3</sub> Y <sub>G</sub> 0.029	0.212	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>I</sub> 0.106 柱 X <sub>4</sub> Y <sub>I</sub> 0.106
	柱 X <sub>3</sub> Y <sub>E</sub>			0	
	柱 X <sub>3</sub> Y <sub>F</sub>		束 X <sub>2</sub> Y <sub>F</sub> 0.044      束 X <sub>4</sub> Y <sub>F</sub> 0.038 束 X <sub>2</sub> Y <sub>H</sub> 0.01 束 X <sub>3</sub> Y <sub>F</sub> 0.087	0.179	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>F</sub> 0.06 柱 X <sub>4</sub> Y <sub>F</sub> 0.119
	柱 X <sub>4</sub> Y <sub>B</sub>		軒 0.057      束 X <sub>3</sub> Y <sub>D</sub> 0.011 束 X <sub>2</sub> Y <sub>C</sub> 0.0161      束 X <sub>4</sub> Y <sub>C'</sub> 0.043 束 X <sub>2</sub> Y <sub>D</sub> 0.023      束 X <sub>4</sub> Y <sub>B'</sub> 0.052	0.2424	柱 X <sub>6</sub> Y <sub>B</sub> 0.081 柱 X <sub>3</sub> Y <sub>B</sub> 0.1614
			束 X <sub>4</sub> Y <sub>D'</sub> 0.0153      束 X <sub>6</sub> Y <sub>B'</sub> 0.002 束 X <sub>5</sub> Y <sub>C'</sub> 0.02      束 X <sub>6</sub> Y <sub>D</sub> 0.003		

3階

2階  
(単位: t)

階	柱符号	項目	単位重量×面積	柱軸力	伝達先
3階	柱 X <sub>4</sub> Y <sub>E</sub>		束 X <sub>2</sub> Y <sub>D</sub> 0.046    束 X <sub>4</sub> Y <sub>C'</sub> 0.043	0.229	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>E</sub> 0.057 柱 X <sub>5</sub> Y <sub>E</sub> 0.172
			束 X <sub>3</sub> Y <sub>B'</sub> 0.011    束 X <sub>4</sub> Y <sub>E</sub> 0.072		
			束 X <sub>3</sub> Y <sub>D</sub> 0.057		
	柱 X <sub>4</sub> Y <sub>E</sub>		束 X <sub>4</sub> Y <sub>B'</sub> 0.014    束 X <sub>5</sub> Y <sub>C'</sub> 0.027	0.178	柱 X <sub>5</sub> Y <sub>E</sub> 0.157 柱 X <sub>1</sub> Y <sub>E</sub> 0.021
			束 X <sub>4</sub> Y <sub>D'</sub> 0.0399    束 X <sub>5</sub> Y <sub>E</sub> 0.058		
			束 X <sub>4</sub> Y <sub>E'</sub> 0.028    束 X <sub>6</sub> Y <sub>B'</sub> 0.002		
			束 X <sub>6</sub> Y <sub>D</sub> 0.009		
	柱 X <sub>4</sub> Y <sub>F</sub>		束 X <sub>4</sub> Y <sub>F</sub> 0.075    束 X <sub>5</sub> Y <sub>H'</sub> 0.02	0.141	柱 X <sub>4</sub> Y <sub>F</sub> 0.071 柱 X <sub>5</sub> Y <sub>E</sub> 0.035 柱 X <sub>5</sub> Y <sub>G</sub> 0.035
			束 X <sub>5</sub> Y <sub>G</sub> 0.0343    束 X <sub>4</sub> Y <sub>E'</sub> 0.012		
	柱 X <sub>4</sub> Y <sub>I</sub>		軒 0.053    束 X <sub>3</sub> Y <sub>H</sub> 0.019	0.245	柱 X <sub>4</sub> Y <sub>I</sub> 0.1225 柱 X <sub>5</sub> Y <sub>I</sub> 0.1225
			束 X <sub>2</sub> Y <sub>H</sub> 0.005    束 X <sub>3</sub> Y <sub>I</sub> 0.014		
			束 X <sub>3</sub> Y <sub>G</sub> 0.01    束 X <sub>5</sub> Y <sub>G</sub> 0.0228		
		束 X <sub>5</sub> Y <sub>H</sub> 0.052 束 X <sub>5</sub> Y <sub>I</sub> 0.069			
柱 X <sub>5</sub> Y <sub>K</sub>		軒 0.151	0.151	柱 X <sub>5</sub> Y <sub>K</sub> 0.151	
柱 X <sub>5</sub> Y <sub>F</sub>		束 X <sub>4</sub> Y <sub>E'</sub> 0.003    束 X <sub>5</sub> Y <sub>F</sub> 0.072	0.144	柱 X <sub>4</sub> Y <sub>F</sub> 0.072 柱 X <sub>7</sub> Y <sub>E</sub> 0.054 柱 X <sub>7</sub> Y <sub>I</sub> 0.018	
		束 X <sub>5</sub> Y <sub>G</sub> 0.034    束 X <sub>6</sub> Y <sub>F</sub> 0.015			
		束 X <sub>5</sub> Y <sub>H</sub> 0.02			
柱 X <sub>6</sub> Y <sub>B</sub>		軒 0.093    束 X <sub>6</sub> Y <sub>B'</sub> 0.004	0.121	柱 X <sub>6</sub> Y <sub>B</sub> 0.121	
		束 X <sub>4</sub> Y <sub>B'</sub> 0.018    束 X <sub>6</sub> Y <sub>D</sub> 0.001			
		束 X <sub>4</sub> Y <sub>D'</sub> 0.005			
柱 X <sub>6</sub> Y <sub>I</sub>			0		
柱 X <sub>6</sub> Y <sub>I</sub>		束 X <sub>5</sub> Y <sub>G</sub> 0.0114	0.071	柱 X <sub>6</sub> Y <sub>I</sub> 0.071	
		束 X <sub>5</sub> Y <sub>H</sub> 0.026			
		束 X <sub>5</sub> Y <sub>I</sub> 0.034			
柱 X <sub>7</sub> Y <sub>B</sub>		軒 0.043	0.061	柱 X <sub>7</sub> Y <sub>B</sub> 0.061	
		束 X <sub>6</sub> Y <sub>B'</sub> 0.018			
柱 X <sub>7</sub> Y <sub>C</sub>		軒 0.043    束 X <sub>6</sub> Y <sub>B'</sub> 0.018	0.071	柱 X <sub>7</sub> Y <sub>C</sub> 0.071	
		束 X <sub>5</sub> Y <sub>C'</sub> 0.01			

3階

2階  
(単位: t)

階	柱符号	項目	単位重量×面積	柱軸力	伝達先
3階	柱 X7YD		軒 0.043 束 X5'Yc' 0.01 束 X6'YD 0.041	0.094	柱X7YD 0.094
	柱 X7YE		軒 0.058 束 X5'YE 0.017	0.075	柱X7YE 0.075
	柱 X7YF		軒 0.043 束 X6'YF 0.029	0.072	柱X7YE 0.054 柱X7YI 0.018
	柱 X7YH		束 X7YH 0.087	0.087	柱X5YH 0.017 柱X8YH 0.07
	柱 X7YI		束 X7YI 0.122	0.122	柱X7YI 0.122
	柱 X7YK			0	

— 3階床伏せ図より —

梁

(単位: t)

階	種符号	項目	単位重量 × 面積	柱軸力	伝達先
	YB (X <sub>1</sub> -X <sub>3</sub> )		(2.9 × 1.82 × 0.045)	0.238	X <sub>1</sub> YB 0.119 X <sub>3</sub> YB 0.119
	YB (X <sub>3</sub> -X <sub>6</sub> )		(2.73 × 2.73 × 0.045)	0.335	X <sub>3</sub> YB 0.168 X <sub>6</sub> YB 0.168
	YB (X <sub>6</sub> -X <sub>7</sub> )		(0.91 × 2.9 × 0.045)	0.119	X <sub>6</sub> YB 0.059 X <sub>7</sub> YB 0.059
	YD' (X <sub>1</sub> -X <sub>3</sub> )		(3.033 × 1.82 × 0.2)	1.104	X <sub>1</sub> YD 0.368 X <sub>1</sub> YE 0.184 X <sub>3</sub> YB 0.12 X <sub>1</sub> YE 0.101 X <sub>5</sub> YE 0.31
	YD' (X <sub>5</sub> -X <sub>7</sub> )		(3.033 × 1.82 × 0.2)	-1.104	X <sub>5</sub> YE 0.42 X <sub>3</sub> YB 0.08 X <sub>6</sub> YB 0.08 X <sub>7</sub> YD 0.36 X <sub>7</sub> YE 0.18
	YE (X <sub>1</sub> -X <sub>5</sub> )		(3.033 × 1.82 × 0.2) + (0.455 × 3.64 × 0.2) + (2.39 × 0.045) + (0.91 × 2.9 × 0.045)	1.662	X <sub>1</sub> YE 0.831 X <sub>5</sub> YE 0.831
	YE (X <sub>5</sub> -X <sub>7</sub> )		(3.033 × 1.82 × 0.2) + (0.455 × 1.82 × 0.2) + (2.9 × 1.82 × 0.045)	1.507	X <sub>5</sub> YE 0.754 X <sub>7</sub> YE 0.754
	YE (X <sub>7</sub> -X <sub>8</sub> )		(0.61 × 1.1 × 0.045)	0.03	X <sub>7</sub> YE 0.015 X <sub>8</sub> YE 0.015
	YE (X <sub>8</sub> -X <sub>8</sub> )		(0.3 × 1.1 × 0.045)	0.015	X <sub>8</sub> YE 0.008 X <sub>8</sub> YE 0.003 X <sub>8</sub> YF 0.005
	YF (X <sub>1</sub> -X <sub>4</sub> )		(0.91 × 2.73 × 0.2) + (0.455 × 2.73) + (0.91 × 2.9 × 0.045)	1.858	X <sub>1</sub> YF 0.429 X <sub>4</sub> YF 0.429
	YF (X <sub>4</sub> -X <sub>8</sub> )		(2.73 × 0.455 × 0.2) + (0.91 × 0.91 × 0.2) = 0.414 - (1.82 × 2.9 × 0.045) = 0.238	0.652	X <sub>4</sub> YF 0.326 X <sub>8</sub> YE 0.217 X <sub>8</sub> YH 0.109
	YI (X <sub>1</sub> -X <sub>4</sub> )		(0.455 × 2.73 × 0.2) + (2.39 × 0.045) + (1.82 × 2.9 × 0.045)	0.593	X <sub>1</sub> YI 0.297 X <sub>4</sub> YI 0.297
	YI (X <sub>4</sub> -X <sub>5</sub> )		(0.455 × 0.91 × 0.2) + (0.91 × 2.354 × 0.045)	0.179	X <sub>4</sub> YI 0.0895 X <sub>5</sub> YI 0.089

— 3階床伏七図より —

梁

(単位: t)

階	梁符号	項目	単位重量 × 面積	柱軸力	伝達先
	YI (X5-X6)		$(0.455 \times 0.91 \times 0.2) + (0.91 \times 2.354 \times 0.045) + (0.59 \times 0.045)$	0.206	X5YI 0.103 X6YI 0.103
	YI (X6-X7)		$(0.455 \times 0.91 \times 0.2) + (0.91 \times 2.354 \times 0.045) + (0.59 \times 0.045)$	0.206	X6YI 0.103 X7YI 0.103
	YI (X7-X8)		$0.61 \times 1.1 \times 0.045$	0.03	X7YI 0.0105 X8YI 0.0105
	YI (X8-X8')		$0.3 \times 1.1 \times 0.045$	0.015	X8YI 0.008 X8'YI 0.008
	YH (X1-X5)		$1.365 \times 3.64 \times 0.2$	0.994	X1YH 0.33 X1YF 0.167 X5YH 0.497
	YH (X5-X8)		$(0.455 \times 1.82 \times 0.2) + (1.18 \times 0.045)$	0.219	X5YH 0.11 X8YH 0.11
	X1 (YB-Yc)		$(0.91 \times 0.91 \times 0.2) + (2.354 \times 0.91 \times 0.045)$	0.262	X1YB 0.131 X1Yc 0.131
	X1 (Yc-Yd)		$(0.91 \times 0.9 \times 0.2) + (2.354 \times 0.91 \times 0.045)$	0.262	X1Yc 0.131 X1Yd 0.131
	X1 (Yd-YE)		$(0.303 \times 0.91 \times 0.2) + (0.91 \times 2.354 \times 0.045)$	0.152	X1Yd 0.076 X1YE 0.076
	X1 (YE-YF)		$(0.91 \times 2.354 \times 0.045)$	0.096	X1YE 0.048 X1YF 0.048
	X1 (YF-YI)		$(2.73 \times 2.354 \times 0.045)$	0.289	X1YF 0.1445 X1YI 0.1445
	X3 (XE-YE)		$(0.91 \times 2.9 \times 0.045)$	0.119	X1YE 0.03 X5YE 0.03 X1YF 0.02 X4YF 0.039
	X3 (YB-YE)		$(0.91 \times 2.123 \times 0.2) + (0.455 \times 2.73 \times 0.2)$	0.635	X3YB 0.318 X1YE 0.159 X5YE 0.159

— 3階床伏せ図5) —

梁

(単位: t)

階	符号	項目	単位重量×面積	柱軸力	伝達先
	X4			0	
	(YE-YF)			0	
	X4			0	
	(YF-YE)			0	
	X5		$(0.455 \times 1.365 \times 0.2) + (0.455 \times 0.606 \times 0.2)$	0.179	X3YB 0.03 X6YB 0.059 X5YE 0.09
	(YB-YE)				
	X5		$(0.91 \times 0.91 \times 0.2)$	0.166	X5YG 0.083 X4YF 0.042 X5YE 0.042
	(YF-YG)				
	X5		$(0.91 \times 0.91 \times 0.2)$	0.166	X5YG 0.083 X5YH 0.083
	(YG-YH)				
	X5			0	
	(YH-YI)			0	
	X5			0	
	(YE-YF)			0	
	X4		$(0.91 \times 2.73 \times 0.2)$	0.497	X3YB 0.166 X6YB 0.083 X1YE 0.062 X5YE 0.187
	(YB-YE)				
	X5'			0	
	(YD'-YE)			0	
	YH		$(0.15 \times 0.91 \times 0.15) + (0.91 \times 1.1 \times 0.045)$	0.066	X8YH 0.033 X8YI 0.026 X4YF
	(X8-X8')				
	X7		$(0.91 \times 0.91 \times 0.2) + (0.91 \times 2.9 \times 0.045)$	0.284	X7YB 0.142 X7YC 0.142
	(YB-YC)				
	X7		$(0.91 \times 0.91 \times 0.2) + (0.91 \times 2.9 \times 0.045)$ +	0.284	X7YC 0.142 X7YD 0.142
	(YC-YD)				
	X7		$(0.303 \times 0.91 \times 0.2) + (0.91 \times 2.9 \times 0.045)$	0.174	X7YD 0.087 X7YE 0.087
	(YD-YE)				

— 3階床伏図より —

梁

(単位: t)

階	符号	項目	単位重量×面積	柱軸力	伝達先
	X7	(Y <sub>E</sub> -Y <sub>F</sub> )	$(0.305 \times 0.91 \times 0.15) + (0.91 \times 2.9 \times 0.045)$ +	0.16	X7Y <sub>E</sub> 0.08 X4Y <sub>F</sub> 0.02 X7Y <sub>I</sub> 0.06
	X7	(Y <sub>F</sub> -Y <sub>H</sub> )	$(0.91 \times 1.82 \times 0.2) + (0.305 \times 1.82 \times 0.15)$ + $(1.82 \times 2.9 \times 0.045)$	0.652	X7Y <sub>E</sub> 0.326 X7Y <sub>I</sub> 0.326
	X7	(Y <sub>H</sub> -Y <sub>I</sub> )	$(0.305 \times 0.91 \times 0.15) + (2.39 \times 0.045)$	0.149	X7Y <sub>I</sub> 0.075 X5Y <sub>H</sub> 0.026 X8Y <sub>H</sub> 0.1
	X8	(Y <sub>F</sub> -Y <sub>F'</sub> )	$(0.455 \times 0.455 \times 0.15) +$	0.031	X4Y <sub>F</sub> 0.003 X8Y <sub>E</sub> 0.012
	X8	(Y <sub>F'</sub> -Y <sub>H</sub> )	$(0.455 \times 1.365 \times 0.15)$	0.093	X8Y <sub>F'</sub> 0.047 X8Y <sub>H</sub> 0.047
	X8	(Y <sub>H</sub> -Y <sub>I</sub> )	$(0.455 \times 0.91 \times 0.15)$	0.062	X8Y <sub>H</sub> 0.031 X8Y <sub>I</sub> 0.031
	X8'	(Y <sub>E</sub> -Y <sub>F</sub> )	$(0.91 \times 1.1 \times 0.045) + (0.15 \times 0.91 \times 0.15)$	0.066	X8Y <sub>E</sub> 0.046 X8Y <sub>F'</sub> 0.02
	X8'	(Y <sub>F</sub> -Y <sub>H</sub> )	$(0.15 \times 1.82 \times 0.15) + (1.82 \times 1.1 \times 0.045)$	0.131	X8Y <sub>H</sub> 0.0655 X8Y <sub>F'</sub> 0.0437 X8Y <sub>E</sub> 0.0218
	X8'	(Y <sub>H</sub> -Y <sub>I</sub> )	$(0.15 \times 0.91 \times 0.15) + (0.91 \times 1.1 \times 0.045)$	0.066	X8Y <sub>H</sub> 0.033 X8Y <sub>I</sub> 0.033
	X8	(Y <sub>E</sub> -Y <sub>F</sub> )	$(0.455 \times 0.91 \times 0.15)$	0.062	X8Y <sub>E</sub> 0.031 X4Y <sub>F</sub> 0.003 X8Y <sub>F'</sub> 0.028

— 一部小屋伏せ図より —

(単位: t)

階	柱符号	項目	単位重量×面積	柱軸力	伝達先
	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>I</sub>	屋根	0.06×1.82×0.45×1.17	0.057	柱X <sub>1</sub> Y <sub>I</sub> 0.057
	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>K</sub>	"	0.06×0.91×0.373×1.17	0.024	柱X <sub>1</sub> Y <sub>K</sub> 0.024
	柱 X <sub>3</sub> Y <sub>K</sub>	"	0.06×1.365×0.373×1.17	0.036	柱X <sub>3</sub> Y <sub>K</sub> 0.036
	柱 X <sub>4</sub> Y <sub>I</sub>	"	0.06×0.455×1.82×1.17	0.058	柱X <sub>4</sub> Y <sub>I</sub> 0.058
	柱 X <sub>4</sub> Y <sub>K</sub>	"	0.06×0.373×0.91×1.17	0.024	柱X <sub>4</sub> Y <sub>K</sub> 0.024
	柱 X <sub>5</sub> Y <sub>I</sub>	"	0.06×0.455×0.455×1.17	0.015	柱X <sub>5</sub> Y <sub>I</sub> 0.015
	柱 X <sub>5</sub> Y <sub>K</sub>	"	0.06×0.373×0.455×1.17	0.012	柱X <sub>5</sub> Y <sub>K</sub> 0.012
	束 X <sub>1</sub> Y <sub>J</sub>	屋根	0.06×0.91×0.828×1.17	0.053	柱X <sub>1</sub> Y <sub>J</sub> 0.053
	束 X <sub>3</sub> Y <sub>J</sub>	"	0.06×1.82×0.828×1.17	0.106	柱X <sub>3</sub> Y <sub>J</sub> 0.106
	束 X <sub>5</sub> Y <sub>J</sub>	"	0.06×0.91×0.828×1.17	0.053	柱X <sub>5</sub> Y <sub>J</sub> 0.053
は り	Y <sub>K</sub> (X <sub>5</sub> -X <sub>1</sub> )		1.82×2.9×0.045	0.238	X <sub>5</sub> Y <sub>K</sub> 0.119 X <sub>1</sub> Y <sub>K</sub> 0.119
	X <sub>5</sub> (Y <sub>I</sub> -Y <sub>J</sub> )		0.91×2.9×0.045	0.119	X <sub>5</sub> Y <sub>I</sub> 0.0595 X <sub>5</sub> Y <sub>J</sub> 0.0595
	X <sub>5</sub> (Y <sub>J</sub> -Y <sub>K</sub> )		0.91×2.9×0.045		X <sub>5</sub> Y <sub>J</sub> 0.0595 X <sub>5</sub> Y <sub>K</sub> 0.0595





2階柱

1階柱

(単位: t)

階	柱符号	項目	単位重量 × 面積	柱軸力	伝達先
	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>B</sub>		㊦ 0.0745 Y <sub>B</sub> (X <sub>1</sub> -Y <sub>3</sub> ) 0.119 " 0.0215 X <sub>1</sub> (Y <sub>B</sub> -Y <sub>C</sub> ) 0.131	0.346	柱X <sub>1</sub> Y <sub>B</sub> 0.346
	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>C</sub>		㊦ 0.0755 X <sub>1</sub> (Y <sub>B</sub> -Y <sub>C</sub> ) 0.131 " 0.141 X <sub>1</sub> (Y <sub>C</sub> -Y <sub>D</sub> ) 0.131	0.479	柱X <sub>1</sub> Y <sub>C</sub> 0.479
	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>D</sub>		X <sub>1</sub> (Y <sub>C</sub> -Y <sub>D</sub> ) 0.131 X <sub>1</sub> (Y <sub>D</sub> -Y <sub>E</sub> ) 0.076 Y <sub>D</sub> (X <sub>1</sub> -X <sub>3</sub> ) 0.368	0.575	柱X <sub>1</sub> Y <sub>D</sub> 0.575
	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>E</sub>		㊦ 0.039 Y <sub>E</sub> (X <sub>1</sub> -X <sub>5</sub> ) 0.831 Y <sub>D</sub> (X <sub>1</sub> -X <sub>3</sub> ) 0.184 " 0.021 X <sub>4</sub> (Y <sub>B</sub> -Y <sub>E</sub> ) 0.062 Y <sub>D</sub> (X <sub>1</sub> -X <sub>3</sub> ) 0.106 " 0.057 X <sub>1</sub> (Y <sub>D</sub> -Y <sub>E</sub> ) 0.076 X <sub>3</sub> (Y <sub>B</sub> -Y <sub>E</sub> ) 0.159 X <sub>1</sub> (X <sub>1</sub> -X <sub>4</sub> ) 0.048 X <sub>3</sub> (Y <sub>E</sub> -Y <sub>F</sub> ) 0.03	1.613	柱X <sub>1</sub> Y <sub>D</sub> 0.105 柱X <sub>1</sub> Y <sub>E</sub> 0.105 柱X <sub>3</sub> Y <sub>E</sub> 0.403
	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>F</sub>		㊦ 0.083 Y <sub>F</sub> (X <sub>1</sub> -X <sub>4</sub> ) 0.429 Y <sub>H</sub> (X <sub>1</sub> -X <sub>5</sub> ) 0.167 " 0.068 X <sub>1</sub> (Y <sub>E</sub> -Y <sub>F</sub> ) 0.048 X <sub>3</sub> (Y <sub>E</sub> -Y <sub>F</sub> ) 0.02 " 0.06 X <sub>1</sub> (Y <sub>F</sub> -Y <sub>I</sub> ) 0.1445	1.02	柱X <sub>1</sub> Y <sub>F</sub> 1.02
	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>I</sub>		㊦ 0.097 Y <sub>I</sub> (X <sub>1</sub> -X <sub>4</sub> ) 0.297 " 0.106 X <sub>1</sub> (Y <sub>F</sub> -Y <sub>I</sub> ) 0.1445 " 0.057 " 0.034 Y <sub>H</sub> (X <sub>1</sub> -X <sub>5</sub> ) 0.33	1.07	柱X <sub>1</sub> Y <sub>H</sub> 0.535 柱X <sub>1</sub> Y <sub>J</sub> 0.535
	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>J</sub>		㊦ 0.053 --	0.053	柱X <sub>1</sub> Y <sub>J</sub> 0.053
	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>K</sub>		㊦ 0.024	0.024	柱X <sub>1</sub> Y <sub>J</sub> 0.018 柱X <sub>3</sub> Y <sub>J</sub> 0.006
	柱 X <sub>3</sub> Y <sub>B</sub>		㊦ 0.1614 Y <sub>B</sub> (X <sub>1</sub> -X <sub>3</sub> ) 0.119 X <sub>5</sub> (Y <sub>B</sub> -Y <sub>E</sub> ) 0.03 " 0.0215 Y <sub>B</sub> (X <sub>3</sub> -X <sub>6</sub> ) 0.168 Y <sub>D</sub> (X <sub>1</sub> -X <sub>3</sub> ) 0.127 X <sub>3</sub> (Y <sub>B</sub> -Y <sub>E</sub> ) 0.318 X <sub>4</sub> (Y <sub>B</sub> -Y <sub>E</sub> ) 0.166 Y <sub>D</sub> (X <sub>5</sub> -X <sub>7</sub> ) 0.042	1.153	柱X <sub>1</sub> Y <sub>B</sub> 0.288 柱X <sub>3</sub> Y <sub>A</sub> 0.433 柱X <sub>3</sub> Y <sub>C</sub> 0.433
	柱 X <sub>3</sub> Y <sub>J</sub>		㊦ 0.106	0.106	柱X <sub>3</sub> Y <sub>J</sub> 0.106
	柱 X <sub>3</sub> Y <sub>K</sub>		㊦ 0.036	0.036	柱X <sub>1</sub> Y <sub>J</sub> 0.006 柱X <sub>3</sub> Y <sub>J</sub> 0.018 柱X <sub>5</sub> Y <sub>K</sub> 0.012
	柱 X <sub>4</sub> Y <sub>F</sub>		㊦ 0.119 Y <sub>F</sub> (X <sub>1</sub> -X <sub>4</sub> ) 0.429 X <sub>8</sub> (Y <sub>F</sub> -Y <sub>F</sub> ) 0.003 " 0.071 Y <sub>F</sub> (X <sub>4</sub> -X <sub>8</sub> ) 0.326 " 0.072 X <sub>7</sub> (Y <sub>E</sub> -Y <sub>F</sub> ) 0.02 X <sub>8</sub> (Y <sub>E</sub> -Y <sub>F</sub> ) 0.003 X <sub>5</sub> (Y <sub>E</sub> -Y <sub>G</sub> ) 0.042 X <sub>5</sub> (Y <sub>F</sub> -Y <sub>G</sub> ) 0.062 X <sub>3</sub> (X <sub>E</sub> -Y <sub>F</sub> ) 0.039	1.186	柱X <sub>4</sub> Y <sub>F</sub> 1.186
	柱 X <sub>4</sub> Y <sub>I</sub>		㊦ 0.106 Y <sub>I</sub> (X <sub>1</sub> -X <sub>4</sub> ) 0.297 " 0.1225 Y <sub>I</sub> (X <sub>4</sub> -X <sub>5</sub> ) 0.0895 " 0.058	0.673	柱X <sub>3</sub> Y <sub>I</sub> 0.3365 柱X <sub>5</sub> Y <sub>I</sub> 0.3365

2階柱

1階柱

(単位: t)

階	柱符号	項目	単位重量 × 面積	柱軸力	伝達先
	柱 X <sub>4</sub> Y <sub>J</sub>		・ヤネ 0.021	0.021	柱X <sub>3</sub> Y <sub>J</sub> 0.0105 柱X <sub>5</sub> Y <sub>J</sub> 0.0105
	柱 X <sub>4</sub> Y <sub>K</sub>		・ヤネ 0.024	0.024	柱X <sub>5</sub> Y <sub>K</sub> 0.012 柱X <sub>3</sub> Y <sub>J</sub> 0.008 柱X <sub>1</sub> Y <sub>J</sub> 0.004
	柱 X <sub>5</sub> Y <sub>G</sub>		・ヤネ 0.035 X <sub>5</sub> (Y <sub>F</sub> -Y <sub>G</sub> ) 0.083 X <sub>5</sub> (Y <sub>G</sub> -Y <sub>H</sub> ) 0.083	0.201	柱X <sub>4</sub> Y <sub>F</sub> 0.0335 柱X <sub>5</sub> Y <sub>F</sub> 0.067 柱X <sub>3</sub> Y <sub>H</sub> 0.0335 柱X <sub>6</sub> Y <sub>H</sub> 0.067
	柱 X <sub>5</sub> Y <sub>H</sub>		・ヤネ 0.017 Y <sub>H</sub> (X <sub>1</sub> -X <sub>5</sub> ) 0.497 Y <sub>H</sub> (X <sub>5</sub> -X <sub>8</sub> ) 0.11 X <sub>5</sub> (Y <sub>G</sub> -Y <sub>H</sub> ) 0.083 X <sub>7</sub> (Y <sub>H</sub> -Y <sub>I</sub> ) 0.026	0.733	柱X <sub>3</sub> Y <sub>H</sub> 0.183 柱X <sub>5</sub> Y <sub>I</sub> 0.275 柱X <sub>6</sub> Y <sub>H</sub> 0.275
	柱 X <sub>5</sub> Y <sub>I</sub>		・ヤネ 0.1225 " 0.015 " 0.0595 Y <sub>I</sub> (X <sub>4</sub> -X <sub>5</sub> ) 0.089 Y <sub>I</sub> (X <sub>5</sub> -X <sub>6</sub> ) 0.103	0.389	柱X <sub>5</sub> Y <sub>I</sub> 0.389
	柱 X <sub>5</sub> Y <sub>J</sub>		・ヤネ 0.012 " 0.053 " 0.0595 " 0.0595	0.184	柱X <sub>5</sub> Y <sub>J</sub> 0.184
	柱 X <sub>5</sub> Y <sub>K</sub>		・ヤネ 0.151 " 0.119 " 0.0595	0.33	柱X <sub>5</sub> Y <sub>K</sub> 0.33
	柱 X <sub>6</sub> Y <sub>B</sub>		・ヤネ 0.121 " 0.081 Y <sub>B</sub> (X <sub>3</sub> -X <sub>6</sub> ) 0.168 Y <sub>B</sub> (X <sub>6</sub> -X <sub>7</sub> ) 0.059 X <sub>5</sub> (Y <sub>B</sub> -Y <sub>E</sub> ) 0.059 Y <sub>D</sub> (X <sub>5</sub> -X <sub>7</sub> ) 0.085 X <sub>4</sub> (Y <sub>B</sub> -Y <sub>E</sub> ) 0.083	0.656	柱X <sub>7</sub> Y <sub>B</sub> 0.394 柱X <sub>4</sub> Y <sub>A</sub> 0.131 柱X <sub>6</sub> Y <sub>A</sub> 0.131
	柱 X <sub>6</sub> Y <sub>I</sub>		・ヤネ 0.071 Y <sub>I</sub> (X <sub>5</sub> -X <sub>6</sub> ) 0.103 Y <sub>I</sub> (X <sub>6</sub> -X <sub>7</sub> ) 0.103	0.277	柱X <sub>6</sub> Y <sub>I</sub> 0.277
	柱 X <sub>7</sub> Y <sub>B</sub>		・ヤネ 0.061 Y <sub>B</sub> (X <sub>6</sub> -X <sub>7</sub> ) 0.059 X <sub>7</sub> (Y <sub>B</sub> -Y <sub>C</sub> ) 0.142	0.262	柱X <sub>7</sub> Y <sub>B</sub> 0.262
	柱 X <sub>7</sub> Y <sub>C</sub>		・ヤネ 0.071 X <sub>7</sub> (Y <sub>B</sub> -Y <sub>C</sub> ) 0.142 X <sub>7</sub> (Y <sub>C</sub> -Y <sub>D</sub> ) 0.142	0.355	柱X <sub>7</sub> Y <sub>C</sub> 0.355
	柱 X <sub>7</sub> Y <sub>D</sub>		・ヤネ 0.094 X <sub>7</sub> (Y <sub>C</sub> -Y <sub>D</sub> ) 0.142 X <sub>7</sub> (Y <sub>D</sub> -Y <sub>E</sub> ) 0.087 Y <sub>D</sub> (X <sub>5</sub> -X <sub>7</sub> ) 0.368	0.597	柱X <sub>7</sub> Y <sub>C</sub> 0.2985 柱X <sub>7</sub> Y <sub>E</sub> 0.2985
	柱 X <sub>7</sub> Y <sub>E</sub>		・ヤネ 0.054 " 0.075 " 0.054 Y <sub>E</sub> (X <sub>5</sub> -X <sub>7</sub> ) 0.754 Y <sub>E</sub> (X <sub>7</sub> -X <sub>8</sub> ) 0.015 Y <sub>D</sub> (X <sub>5</sub> -X <sub>7</sub> ) 0.184 X <sub>7</sub> (Y <sub>D</sub> -Y <sub>E</sub> ) 0.087 X <sub>7</sub> (Y <sub>E</sub> -Y <sub>H</sub> ) 0.326	1.629	柱X <sub>7</sub> Y <sub>E</sub> 1.629

2階柱

1階柱

(単位: t)

階	柱符号	項目	単位重量 × 面積	柱軸力	伝達先
	柱 $X_7Y_I$		$\gamma_1$ 0.018 $Y_I(X_6-X_7)$ 0.103 $X_7(Y_E-Y_F)$ 0.06 $\gamma_1$ 0.018 $Y_I(X_7-X_8)$ 0.0105 $X_7(Y_F-Y_H)$ 0.326 $\gamma_1$ 0.107 $\gamma_1$ 0.122 $X_7(Y_H-Y_E)$ 0.075	0.84	柱 $X_6Y_I$ 0.28 柱 $X_7Y_J$ 0.28 柱 $X_7Y_H$ 0.28
	柱 $X_7Y_K$		$\gamma_1$ 0.107	0.107	柱 $X_5Y_K$ 0.036 柱 $X_7Y_J$ 0.071
	柱 $X_8Y_E$		$Y_E(X_7-X_8)$ 0.015 $Y_E(X_8-X_8')$ 0.008 $X_8'(Y_F-Y_H)$ 0.0218 $Y_F(X_4-X_8')$ 0.217 $X_8'(Y_E-Y_F)$ 0.031 $X_8'(Y_F-Y_E)$ 0.046	0.354	柱 $X_7Y_E$ 0.303 柱 $X_7Y_A$ 0.051
	柱 $X_8Y_{F'}$		$X_8'(Y_E-Y_F)$ 0.02 $X_8'(Y_F-Y_H)$ 0.0437 $X_8'(Y_F-Y_H)$ 0.047 $X_8'(Y_E-Y_F)$ 0.028 $Y_E(X_8-X_8')$ 0.005	0.144	柱 $X_7Y_F$ 0.0864 柱 $X_7Y_H$ 0.0576
	柱 $X_8Y_H$		$\gamma_1$ 0.07 $X_8'(Y_F-Y_H)$ 0.0655 $X_8'(Y_H-Y_I)$ 0.031 $X_7(Y_H-Y_I)$ 0.1 $Y_F(X_4-X_8')$ 0.109 $X_8'(Y_F-Y_H)$ 0.047 $Y_I(X_8-X_8')$ 0.008 $X_8'(Y_H-Y_I)$ 0.033	0.464	柱 $X_7Y_H$ 0.256 柱 $X_6Y_I$ 0.104 柱 $X_7Y_F$ 0.104
	柱 $X_8Y_I$		$Y_H(X_5-X_8)$ 0.11 $X_8'(Y_H-Y_I)$ 0.031 $Y_I(X_7-X_8)$ 0.0105 $X_8'(Y_H-Y_I)$ 0.033 $Y_I(X_8-X_8')$ 0.008	0.193	柱 $X_6Y_I$ 0.115 柱 $X_7Y_H$ 0.039 柱 $X_7Y_J$ 0.039
	柱 $X_5Y_E$		$\gamma_1$ 0.172 $Y_E(X_1-X_5)$ 0.831 $Y_D'(X_1-X_3)$ 0.319 $\gamma_1$ 0.157 $Y_E(X_5-X_7)$ 0.754 $Y_D'(X_5-X_7)$ 0.425 $\gamma_1$ 0.035 $X_5(Y_B-Y_E)$ 0.09 $X_3(Y_B-Y_E)$ 0.159 $X_3(Y_E-Y_F)$ 0.03	3.201	柱 $X_4Y_E$ 1.067 柱 $X_5Y_E$ 2.134
			$X_5(Y_E-Y_G)$ 0.042 $X_4(Y_B-Y_E)$ 0.187		

— 2階床伏せ図より —

梁

1階柱  
(単位: t)

階	梁符号	項目	単位重量 × 面積	柱軸力	伝達先
	X <sub>1</sub> (Y <sub>B</sub> -Y <sub>C</sub> )	(a) (0.91 × 2.79 × 0.045)		0.114	X <sub>1</sub> Y <sub>B</sub> 0.057 X <sub>1</sub> Y <sub>C</sub> 0.057
	X <sub>1</sub> (Y <sub>C</sub> -Y <sub>D</sub> )	(b) (0.91 × 2.79 × 0.045)		0.114	X <sub>1</sub> Y <sub>C</sub> 0.057 X <sub>1</sub> Y <sub>D</sub> 0.057
	X <sub>1</sub> (Y <sub>D</sub> -Y <sub>F</sub> )	(c) (1.82 × 2.79 × 0.045)		0.229	X <sub>1</sub> Y <sub>D</sub> 0.115 X <sub>1</sub> Y <sub>F</sub> 0.115
	X <sub>1</sub> (Y <sub>F</sub> -Y <sub>H</sub> )	(d) (1.82 × 2.79 × 0.045)		0.229	X <sub>1</sub> Y <sub>F</sub> 0.115 X <sub>1</sub> Y <sub>H</sub> 0.115
	X <sub>1</sub> (Y <sub>H</sub> -Y <sub>J</sub> )	(e) (1.82 × 2.79 × 0.045)		0.229	X <sub>1</sub> Y <sub>H</sub> 0.115 X <sub>1</sub> Y <sub>J</sub> 0.115
	X <sub>1</sub> (Y <sub>J</sub> -Y <sub>K</sub> )	(f) (0.745 × 2.79 × 0.045)		0.094	X <sub>1</sub> Y <sub>J</sub> 0.047 X <sub>3</sub> Y <sub>J</sub> 0.031 X <sub>5</sub> Y <sub>K</sub> 0.016
	X <sub>3</sub> (Y <sub>A</sub> -Y <sub>B</sub> )	1 (1.365 × 1.1 × 0.15)	--	0.225	X <sub>3</sub> Y <sub>A</sub> 0.1125 X <sub>1</sub> Y <sub>B</sub> 0.075 X <sub>7</sub> Y <sub>B</sub> 0.0375
	X <sub>3</sub> (Y <sub>B</sub> -Y <sub>C</sub> )	2 (0.91 × 0.91 × 0.2)		0.166	X <sub>3</sub> Y <sub>C</sub> 0.083 X <sub>1</sub> Y <sub>B</sub> 0.055 X <sub>7</sub> Y <sub>B</sub> 0.028
	X <sub>3</sub> (Y <sub>C</sub> -Y <sub>E</sub> )	2 (0.91 × 1.82 × 0.2)		0.331	X <sub>3</sub> Y <sub>C</sub> 0.1655 X <sub>3</sub> Y <sub>E</sub> 0.1655
	X <sub>3</sub> (Y <sub>E</sub> -Y <sub>F</sub> )			0	
	X <sub>3</sub> (Y <sub>F</sub> -Y <sub>H</sub> )			0	
	X <sub>3</sub> (Y <sub>H</sub> -Y <sub>I</sub> )			0	
	X <sub>3</sub> (Y <sub>I</sub> -Y <sub>J</sub> )			0	

— 2階床伏せ図より —

1階柱

(単位: t)

階	符号	項目	単位重量×面積	柱軸力	伝達先
	X3 (YJ-YK)		$0.745 \times 2.79 \times 0.045$	0.094	X3YJ 0.047 X1YJ 0.0157 X5YK 0.0313
	X4 (YE-YF)			0	
	X4 (YF-YH)		$(0.607 \times 1.82 \times 0.2) + (0.91 \times 2.79 \times 0.045)$	0.34	X4YF 0.17 X3YH 0.11 X6YH 0.06
	X3' (YF-YH)		$(0.152 \times 1.82 \times 0.2)$	0.055	X3YF 0.009 X4YF 0.0185 X3YH 0.0215 X6YH 0.006
	X4 (YH-YI)			0	
	X4 (YI-YJ)		$(0.91 \times 2.79 \times 0.045)$	0.114	X3YJ 0.29 X5YJ 0.29 X3YE 0.29 X5YI 0.29
	X4 (YJ-YK)		$(0.91 \times 2.79 \times 0.045)$	0.114	X3YJ 0.029 X5YJ 0.029 X1YJ 0.0114 X5YK 0.0456
	X5 (Y-YA)			0	
	X5 (YA-YB)			0	
	X5 (YB-YE)		$(1.82 \times 2.73 \times 0.2)$	0.994	X4YE 0.331 X7YE 0.166 X7YB 0.2485 X3YA 0.124
	X5 (YE-YF)		$(0.91 \times 2.79 \times 0.045)$	0.114	X4YE 0.019 X5YE 0.038 X4YF 0.019 X5YF 0.038
	X5 (YF-YH)		$(1.365 \times 1.82 \times 0.2) + (1.82 \times 2.79 \times 0.045)$	0.725	X4YF 0.121 X3YF 0.242 X3YH 0.121 X6YH 0.242
	X5 (YH-YI)			0	

X3YC 0.121

1階柱  
(単位: t)

階	構符号	項目	単位重量 × 面積	柱軸力	伝達先
	X5 (YI-YJ)		$(0.91 \times 2.79 \times 0.045)$	0.114	X5YI 0.057 X5YJ 0.057
	X5 (YJ-YK)		$(0.745 \times 2.79 \times 0.045)$	0.094	X5YJ 0.047 X5YK 0.047
	X5' (YE-YF)			0	
	X6' (YF-YF')		$(1.365 \times 0.455 \times 0.2)$	0.124	X6'YF 0.062 X6'YF' 0.062
	X6' (YF'-YH)		$(1.365 \times 1.365 \times 0.2)$	0.372	X6'YF' 0.186 X6'YH 0.186
	X7 (Y-YA)			0	
	X7 (YA-YB)		$(0.455 \times 0.91 \times 0.15)$	0.062	X7YA 0.031 X7YB 0.031
	X7 (YB-YC)		$(0.455 \times 0.91 \times 0.15) + (0.91 \times 0.91 \times 0.2)$ $+ (0.91 \times 2.79 \times 0.045)$	0.342	X7YB 0.171 X7YC 0.171
	X7 (YC-YE)		$(0.91 \times 1.82 \times 0.2) + (0.455 \times 1.82 \times 0.15)$ $+ (1.82 \times 2.79 \times 0.045)$	0.684	X7YC 0.342 X7YE 0.342
	X7 (YE-YE')		$(0.303 \times 0.92 \times 0.2)$	0.056	X7YE 0.028 X7YE' 0.028
	X7 (YH-YI)		$(0.303 \times 0.92 \times 0.2)$	0.056	X7YH 0.042 X7YI 0.014
	X7 (YI-YJ)		$(0.91 \times 2.79 \times 0.045)$	0.114	X7YJ 0.057 X7YH 0.0285 X6'YI 0.0285
	X7 (YJ-YK)		$(0.91 \times 2.79 \times 0.045)$	0.114	X7YJ 0.076 X5YK 0.038

梁

1階柱

(単位: t)

階	欄符号	項目	単位重量×面積	柱軸力	伝達先
	X8 (Y <sub>E</sub> -Y <sub>F</sub> )		$(0.305 \times 0.91 \times 0.2) + (0.91 \times 2.79 \times 0.045)$	0.17	X7Y <sub>E</sub> 0.085 X7Y <sub>F</sub> 0.085
	X8 (Y <sub>F</sub> -Y <sub>H</sub> )		$(0.305 \times 1.82 \times 0.2) + (1.82 \times 2.79 \times 0.045)$	0.34	X7Y <sub>F</sub> 0.17 X7Y <sub>H</sub> 0.17
	X8 (Y <sub>H</sub> -Y <sub>I</sub> )		$(0.305 \times 0.91 \times 0.2) + (0.91 \times 2.79 \times 0.045)$	0.17	X7Y <sub>H</sub> 0.113 X6Y <sub>I</sub> 0.057
	X8' (Y <sub>I</sub> -Y <sub>A</sub> )		$(0.455 \times 1.1 \times 0.045)$	0.023	X3Y <sub>A</sub> 0.0046 X7Y <sub>A</sub> 0.0184
	X8' (Y <sub>A</sub> -Y <sub>E</sub> )		$(0.455 \times 3.64 \times 0.15) + (3.64 \times 1.1 \times 0.045)$	0.429	X7Y <sub>A</sub> 0.2145 X7Y <sub>E</sub> 0.2145
	Y' (X <sub>3</sub> -X <sub>5</sub> )		$(0.228 \times 1.82 \times 0.15) + (1.82 \times 1.1 \times 0.045)$	0.152	X3Y <sub>A</sub> 0.114 X7Y <sub>A</sub> 0.038
	Y' (X <sub>5</sub> -X <sub>7</sub> )		$(0.228 \times 1.82 \times 0.15) + (1.82 \times 1.1 \times 0.045)$	0.152	X3Y <sub>A</sub> 0.038 X7Y <sub>A</sub> 0.114
	Y' (X <sub>7</sub> -X <sub>8</sub> )		$(0.228 \times 0.91 \times 0.15) + (0.91 \times 1.1 \times 0.045)$	0.076	X7Y <sub>A</sub> 0.0608 X3Y <sub>A</sub> 0.0152
	YA (X <sub>3</sub> -X <sub>4</sub> )		$(0.6825 \times 0.91 \times 0.15)$	0.092	X3Y <sub>A</sub> 0.046 X3Y <sub>A</sub> 0.046
	YA (X <sub>4</sub> -X <sub>6</sub> )		$(0.6825 \times 1.82 \times 0.15)$	0.186	X4Y <sub>A</sub> 0.093 X6Y <sub>A</sub> 0.093
	YA (X <sub>6</sub> -X <sub>7</sub> )		$(0.6825 \times 0.91 \times 0.15)$	0.092	X6Y <sub>A</sub> 0.046 X7Y <sub>A</sub> 0.046
	YA (X <sub>7</sub> -X <sub>8</sub> )		$(0.2275 \times 0.91 \times 0.15)$	0.031	X7Y <sub>A</sub> 0.028 X3Y <sub>A</sub> 0.003



— 2階床伏せ図表 —

梁

1階柱

(単位: t)

階	軸符号	項目	単位重量×面積	柱軸力	伝達先
	YB (X <sub>1</sub> -X <sub>3</sub> )		$(0.455 \times 1.82 \times 0.2) + (1.82 \times 2.79 \times 0.045)$	0.394	X <sub>1</sub> YB 0.197 X <sub>3</sub> YA 0.0985 X <sub>3</sub> YC 0.0985
	YB (X <sub>3</sub> -X <sub>7</sub> )		$(0.455 \times 3.64 \times 0.15) + (3.64 \times 2.79 \times 0.045)$	0.705	X <sub>7</sub> YB 0.3525 X <sub>3</sub> YA 0.176 X <sub>3</sub> YC 0.176
	YC (X <sub>1</sub> -X <sub>3</sub> )		$(1.365 \times 1.82 \times 0.2)$	0.497	X <sub>1</sub> YC 0.2485 X <sub>3</sub> YC 0.2485
	YE (X <sub>1</sub> -X <sub>3</sub> )		$(1.365 \times 1.82 \times 0.2)$	0.497	X <sub>1</sub> YD 0.124 X <sub>1</sub> YE 0.124 X <sub>3</sub> YE 0.2485
	YE (X <sub>3</sub> -X <sub>4</sub> )		$(0.455 \times 0.91 \times 0.2)$	0.083	X <sub>3</sub> YE 0.0415 X <sub>4</sub> YE 0.0415
	YE (X <sub>4</sub> -X <sub>5</sub> )		$(0.455 \times 0.91 \times 0.2)$	0.083	X <sub>4</sub> YE 0.055 X <sub>5</sub> YE 0.028
	YE (X <sub>5</sub> -X <sub>5'</sub> )		$(0.455 \times 0.455 \times 0.2) + (0.455 \times 2.79 \times 0.045)$	0.099	X <sub>5</sub> YE 0.066 X <sub>4</sub> YE 0.033
	YE (X <sub>5'</sub> -X <sub>7</sub> )		$(1.365 \times 0.455 \times 0.2) + (0.455 \times 2.79 \times 0.045)$	0.181	X <sub>5</sub> YE 0.0905 X <sub>7</sub> YE 0.0905
	YE (X <sub>7</sub> -X <sub>8'</sub> )		$(0.61 \times 2.79 \times 0.045) + (0.3 \times 1.1 \times 0.045)$	0.091	X <sub>7</sub> YE 0.052 X <sub>7</sub> YF 0.028 X <sub>7</sub> YA 0.011
	YF (X <sub>1</sub> -X <sub>3</sub> )		$(1.365 \times 1.82 \times 0.2) + (0.91 \times 2.79 \times 0.045)$	0.611	X <sub>1</sub> YF 0.306 X <sub>3</sub> YF 0.306
	YF (X <sub>3</sub> -X <sub>3'</sub> )		$(0.91 \times 0.606 \times 0.2)$	0.11	X <sub>3</sub> YF 0.073 X <sub>4</sub> YF 0.037
	YF (X <sub>3'</sub> -X <sub>4</sub> )		$(0.303 \times 0.455 \times 0.2)$	0.276	X <sub>4</sub> YF 0.184 X <sub>3</sub> YF 0.092
	YF (X <sub>4</sub> -X <sub>5'</sub> )		$(1.365 \times 0.455 \times 0.2)$	0.124	X <sub>4</sub> YF 0.062 X <sub>5</sub> YF 0.062

— 2階床伏せ図より —

1階柱

(単位: t)

階	欄符号	項目	単位重量 × 面積	柱軸力	伝達先
	YF (X5'-X6')		(1.062 × 0.455 × 0.2)	0.097	X5-YF 0.0485 X6-YF 0.0485
	YF (X6'-X7)		(0.455 × 0.303 × 0.2)	0.028	X6-YF 0.014 X7-YF 0.014
	YE (X7-X8)			0	
	YG (X3-X3')		(0.91 × 0.606 × 0.2)	0.11	X3-YF 0.018 X4-YF 0.036 X3-YH 0.052 X6-YH 0.013
	YH (X1-X3)		(1.82 × 1.82 × 0.2)	0.66	X1-YH 0.33 X3-YH 0.33
	YH (X3-X3')		(0.91 × 0.606 × 0.2)	0.11	X2-YH 0.098 X6-YH 0.012
	YH (X3'-X6)		(0.455 × 2.123 × 0.2)	0.193	X3-YH 0.0428 X6-YH 0.1502
	YH (X6-X6')		(0.455 × 0.606 × 0.2)	0.055	X6-YH 0.0275 X6'-YH 0.0275
	YH (X6'-X7)		(0.455 × 0.303 × 0.2) + (0.303 × 2.79 × 0.045)	0.067	X6'-YH 0.0335 X7-YH 0.0335
	YH (X7-X8)		(0.61 × 2.9 × 0.045)	0.08	X7-YH 0.04 X7-YF 0.02 X6-YI 0.02
	YI (X3-X5)		(0.91 × 1.82 × 0.2)	0.33	X3-YI 0.165 X5-YI 0.165
	YI (X5-X6)		(0.455 × 0.91 × 0.2)	0.083	X5-YI 0.0415 X6-YI 0.0415
	YI (X6-X7)		(0.455 × 0.91 × 0.2)	0.083	X6-YI 0.0415 X7-YI 0.021

X7-YJ 0.021

1階柱

(単位: t)

梁

階	継符号	項目	単位重量×面積	柱軸力	伝達先
	Y1 (X7-X8)		$(0.61 \times 2.79 \times 0.045)$	0.077	X7YJ 0.0128 X7YH 0.0128 X6YI 0.0128 X7YH 0.0358
	YJ (X1-X3)		$(1.2825 \times 1.82 \times 0.2)$	0.103	X1YJ 0.0515 X3YJ 0.0515
	YJ (X3-X5)		$(0.8275 \times 1.82 \times 0.2)$	0.301	X3YJ 0.1505 X5YJ 0.1505
	YK (X1-X3)		$(0.3725 \times 1.82 \times 0.2) + (1.82 \times 2.79 \times 0.045)$	0.364	X1YJ 0.182 X3YJ 0.182
	YK (X3-X4)		$(0.3725 \times 0.91 \times 0.2) + (0.91 \times 2.79 \times 0.045)$	0.182	X3YJ 0.091 X5YK 0.091
	YK (X4-X5)		$(0.3725 \times 0.91 \times 0.2) + (0.91 \times 2.79 \times 0.045)$	0.182	X5YK 0.121 X3YJ 0.061
	YK (X5-X7)		$(1.82 \times 2.79 \times 0.045)$	0.229	X5YK 0.153 X7YJ 0.076

1階柱

(単位: t)

階	柱符号	項目	単位重量 × 面積	柱軸力	伝達先
	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>B</sub>		1) X <sub>1</sub> (Y <sub>B</sub> -Y <sub>C</sub> ) 0.057   柱 0.346 " X <sub>3</sub> (Y <sub>C</sub> -Y <sub>B</sub> ) 0.075   " 0.288 " X <sub>3</sub> (Y <sub>B</sub> -Y <sub>C</sub> ) 0.055   " Y <sub>B</sub> (X <sub>1</sub> -X <sub>3</sub> ) 0.197	1.018	
	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>C</sub>		1) X <sub>1</sub> (Y <sub>B</sub> -Y <sub>C</sub> ) 0.057 " X <sub>1</sub> (Y <sub>C</sub> -Y <sub>D</sub> ) 0.057 " Y <sub>C</sub> (X <sub>1</sub> -X <sub>3</sub> ) 0.2485 柱 0.479	0.842	
	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>D</sub>		1) X <sub>1</sub> (Y <sub>C</sub> -Y <sub>D</sub> ) 0.057   柱 0.105 " X <sub>1</sub> (Y <sub>D</sub> -Y <sub>E</sub> ) 0.115 " Y <sub>E</sub> (X <sub>1</sub> -X <sub>3</sub> ) 0.124 柱 0.575	0.976	
	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>F</sub>		1) X <sub>1</sub> (Y <sub>D</sub> -Y <sub>E</sub> ) 0.115   柱 0.105 " X <sub>1</sub> (Y <sub>E</sub> -Y <sub>H</sub> ) 0.115   " 1.02 " Y <sub>E</sub> (X <sub>1</sub> -X <sub>3</sub> ) 0.124 " Y <sub>C</sub> (X <sub>1</sub> -X <sub>3</sub> ) 0.306	1.433	
	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>H</sub>		1) X <sub>1</sub> (Y <sub>E</sub> -Y <sub>H</sub> ) 0.115 " X <sub>1</sub> (Y <sub>H</sub> -Y <sub>J</sub> ) 0.115 " Y <sub>H</sub> (X <sub>1</sub> -X <sub>3</sub> ) 0.33 柱 0.535	1.095	
	柱 X <sub>1</sub> Y <sub>J</sub>		1) X <sub>1</sub> (Y <sub>H</sub> -Y <sub>J</sub> ) 0.115   1) Y <sub>J</sub> (X <sub>1</sub> -X <sub>3</sub> ) 0.0515   柱 0.018 " X <sub>1</sub> (Y <sub>J</sub> -Y <sub>K</sub> ) 0.047   " Y <sub>K</sub> (X <sub>1</sub> -X <sub>3</sub> ) 0.182   " 0.006 " X <sub>3</sub> (Y <sub>J</sub> -Y <sub>K</sub> ) 0.0157   柱 0.535   " 0.004 " X <sub>4</sub> (Y <sub>J</sub> -Y <sub>K</sub> ) 0.0114   " 0.535	1.521	
	柱 X <sub>3</sub> Y <sub>A</sub>		1) X <sub>3</sub> (Y <sub>C</sub> -Y <sub>B</sub> ) 0.1125   1) Y <sub>C</sub> (X <sub>3</sub> -X <sub>5</sub> ) 0.038   1) Y <sub>B</sub> (X <sub>1</sub> -X <sub>3</sub> ) 0.0985 " X <sub>5</sub> (Y <sub>B</sub> -Y <sub>E</sub> ) 0.124   " Y <sub>C</sub> (X <sub>3</sub> -X <sub>5</sub> ) 0.0152   1) Y <sub>B</sub> (X <sub>3</sub> -X <sub>5</sub> ) 0.176 " X <sub>8</sub> (Y <sub>C</sub> -Y <sub>A</sub> ) 0.0046   " Y <sub>A</sub> (X <sub>3</sub> -X <sub>4</sub> ) 0.092   柱 0.433 " Y <sub>C</sub> (X <sub>3</sub> -X <sub>5</sub> ) 0.114   " Y <sub>A</sub> (X <sub>3</sub> -X <sub>5</sub> ) 0.003	1.211	
	柱 X <sub>3</sub> Y <sub>C</sub>		1) X <sub>3</sub> (Y <sub>B</sub> -Y <sub>C</sub> ) 0.083   1) Y <sub>B</sub> (X <sub>3</sub> -Y <sub>H</sub> ) 0.176 " X <sub>3</sub> (Y <sub>C</sub> -Y <sub>E</sub> ) 0.1655   " Y <sub>C</sub> (X <sub>1</sub> -X <sub>3</sub> ) 0.2485 " X <sub>5</sub> (Y <sub>B</sub> -Y <sub>E</sub> ) 0.124   柱 0.433 " Y <sub>B</sub> (X <sub>1</sub> -X <sub>3</sub> ) 0.0985	1.329	
	柱 X <sub>3</sub> Y <sub>E</sub>		1) X <sub>3</sub> (Y <sub>C</sub> -Y <sub>E</sub> ) 0.1655 " Y <sub>E</sub> (X <sub>1</sub> -X <sub>3</sub> ) 0.2485 " Y <sub>E</sub> (X <sub>3</sub> -X <sub>4</sub> ) 0.0415	0.456	
	柱 X <sub>3</sub> Y <sub>F</sub>		1) X <sub>3</sub> (Y <sub>E</sub> -Y <sub>H</sub> ) 0.009   1) Y <sub>H</sub> (X <sub>3</sub> -X <sub>3</sub> ') 0.018 " Y <sub>F</sub> (X <sub>1</sub> -X <sub>3</sub> ) 0.306   柱 0.403 " Y <sub>F</sub> (X <sub>3</sub> -X <sub>3</sub> ') 0.073   " Y <sub>F</sub> (X <sub>3</sub> -X <sub>4</sub> ) 0.092	0.901	
	柱 X <sub>3</sub> Y <sub>H</sub>		1) X <sub>4</sub> (Y <sub>F</sub> -Y <sub>H</sub> ) 0.11   Y <sub>H</sub> (X <sub>1</sub> -X <sub>3</sub> ) 0.33   柱 0.183 " X <sub>3</sub> '(Y <sub>F</sub> -Y <sub>H</sub> ) 0.0185   Y <sub>H</sub> (X <sub>3</sub> -X <sub>3</sub> ') 0.098 " X <sub>5</sub> (Y <sub>F</sub> -Y <sub>H</sub> ) 0.121   Y <sub>H</sub> (X <sub>3</sub> -X <sub>6</sub> ) 0.0428 " Y <sub>G</sub> (X <sub>3</sub> -X <sub>3</sub> ') 0.052   柱 0.0335	0.862	
	柱 X <sub>3</sub> Y <sub>I</sub>		1) X <sub>3</sub> (Y <sub>J</sub> -Y <sub>K</sub> ) 0.047 " X <sub>4</sub> (Y <sub>I</sub> -Y <sub>J</sub> ) 0.29 " Y <sub>I</sub> (X <sub>3</sub> -X <sub>5</sub> ) 0.165 柱 0.3365	0.839	
	柱 X <sub>3</sub> Y <sub>J</sub>		1) X <sub>1</sub> (Y <sub>J</sub> -Y <sub>K</sub> ) 0.03   1) Y <sub>J</sub> (X <sub>3</sub> -X <sub>5</sub> ) 0.1505   柱 0.006   柱 0.008 " X <sub>4</sub> (Y <sub>J</sub> -Y <sub>J</sub> ) 0.29   " Y <sub>K</sub> (X <sub>1</sub> -X <sub>3</sub> ) 0.182   " 0.106 " Y <sub>J</sub> (X <sub>1</sub> -X <sub>3</sub> ) 0.515   " Y <sub>K</sub> (X <sub>3</sub> -X <sub>4</sub> ) 0.091   " 0.018 " Y <sub>K</sub> (X <sub>4</sub> -X <sub>5</sub> ) 0.061   " 0.0105	2.018	

1階

(単位: t)

階	柱符号	項目	単位重量×面積	柱軸力	伝達先
	柱 X <sub>4</sub> Y <sub>A</sub>		ハ) Y <sub>A</sub> (X <sub>4</sub> -X <sub>6</sub> )0.093 柱 0.131	0.224	
	柱 X <sub>4</sub> Y <sub>E</sub>		ハ) X <sub>5</sub> (Y <sub>B</sub> -Y <sub>E</sub> )0.331   ハ) Y <sub>E</sub> (X <sub>3</sub> -X <sub>5</sub> )0.033 " X <sub>5</sub> (Y <sub>E</sub> -Y <sub>F</sub> )0.019   柱 1.067 " Y <sub>E</sub> (X <sub>3</sub> -X <sub>4</sub> )0.0415 " Y <sub>E</sub> (X <sub>4</sub> -X <sub>5</sub> )0.055	1.771	
	柱 X <sub>4</sub> Y <sub>F</sub>		ハ) X <sub>4</sub> (Y <sub>F</sub> -Y <sub>H</sub> )0.17   ハ) Y <sub>F</sub> (X <sub>3</sub> -X <sub>3</sub> ')0.037   柱 1.186 " X <sub>3</sub> (Y <sub>F</sub> -Y <sub>H</sub> )0.0185   " Y <sub>F</sub> (X <sub>3</sub> '-X <sub>4</sub> )0.184   " 0.0335 " X <sub>5</sub> (Y <sub>E</sub> -Y <sub>F</sub> )0.019   " Y <sub>F</sub> (X <sub>4</sub> -X <sub>3</sub> )0.062 " X <sub>5</sub> (Y <sub>F</sub> -Y <sub>H</sub> )0.121   " Y <sub>F</sub> (X <sub>3</sub> -X <sub>3</sub> ')0.036	1.867	
	柱 X <sub>5</sub> Y <sub>I</sub>		ハ) X <sub>4</sub> (Y <sub>I</sub> -Y <sub>J</sub> )0.29   柱 0.3365 " X <sub>5</sub> (Y <sub>I</sub> -Y <sub>J</sub> )0.057   " 0.275 " Y <sub>I</sub> (X <sub>3</sub> -X <sub>5</sub> )0.165   " 0.389 " Y <sub>I</sub> (X <sub>5</sub> -X <sub>6</sub> )0.0415	1.554	
	柱 X <sub>5</sub> Y <sub>J</sub>		ハ) X <sub>4</sub> (Y <sub>I</sub> -Y <sub>J</sub> )0.29   ハ) Y <sub>J</sub> (X <sub>3</sub> -X <sub>5</sub> )0.1505 " X <sub>4</sub> (Y <sub>J</sub> -Y <sub>K</sub> )0.029   柱 0.0105 " X <sub>5</sub> (Y <sub>I</sub> -Y <sub>J</sub> )0.057   " 0.184 " X <sub>5</sub> (Y <sub>J</sub> -Y <sub>K</sub> )0.047	0.768	
	柱 X <sub>5</sub> Y <sub>K</sub>		ハ) X <sub>1</sub> (Y <sub>J</sub> -Y <sub>K</sub> )0.016   ハ) X <sub>7</sub> (Y <sub>J</sub> -Y <sub>K</sub> )0.038   柱 0.012 " X <sub>3</sub> (Y <sub>J</sub> -Y <sub>K</sub> )0.0313   " Y <sub>K</sub> (X <sub>3</sub> -X <sub>4</sub> )0.091   " 0.012 " X <sub>4</sub> (Y <sub>J</sub> -Y <sub>K</sub> )0.0456   " Y <sub>K</sub> (X <sub>4</sub> -X <sub>5</sub> )0.121   " 0.23 " X <sub>5</sub> (Y <sub>J</sub> -Y <sub>K</sub> )0.047   " Y <sub>K</sub> (X <sub>5</sub> -X <sub>7</sub> )0.153   " 0.036	0.933	
	柱 X <sub>6</sub> Y <sub>A</sub>		ハ) Y <sub>A</sub> (X <sub>4</sub> -X <sub>6</sub> )0.093 " Y <sub>A</sub> (X <sub>6</sub> -X <sub>7</sub> )0.046 柱 0.131	0.27	
	柱 X <sub>6</sub> Y <sub>H</sub>		ハ) X <sub>4</sub> (Y <sub>F</sub> -Y <sub>H</sub> )0.06   ハ) Y <sub>H</sub> (X <sub>6</sub> -X <sub>6</sub> ')0.0275   柱 0.275 " Y <sub>G</sub> (X <sub>3</sub> -X <sub>3</sub> ')0.013   " X <sub>3</sub> (Y <sub>F</sub> -Y <sub>H</sub> )0.009 " Y <sub>H</sub> (X <sub>3</sub> -X <sub>3</sub> ')0.012   " X <sub>5</sub> (Y <sub>F</sub> -Y <sub>H</sub> )0.242 " Y <sub>H</sub> (X <sub>3</sub> '-X <sub>6</sub> )0.1502   柱 0.067	0.856	
	柱 X <sub>6</sub> Y <sub>I</sub>		ハ) Y <sub>I</sub> (X <sub>5</sub> -X <sub>6</sub> )0.0415   ハ) Y <sub>H</sub> (X <sub>7</sub> -X <sub>8</sub> )0.02   柱 0.104 " Y <sub>I</sub> (X <sub>6</sub> -X <sub>7</sub> )0.0415   " Y <sub>I</sub> (X <sub>7</sub> -X <sub>8</sub> )0.0128   " 0.115 " X <sub>7</sub> (Y <sub>I</sub> -Y <sub>J</sub> )0.0285   柱 0.277 " X <sub>8</sub> (Y <sub>H</sub> -Y <sub>I</sub> )0.057   " 0.28	0.977	
	柱 X <sub>6</sub> 'Y <sub>F</sub>		ハ) X <sub>6</sub> '(Y <sub>F</sub> -Y <sub>F</sub> ')0.062 " Y <sub>F</sub> (X <sub>3</sub> '-X <sub>6</sub> ')0.0485 " Y <sub>F</sub> (X <sub>6</sub> '-X <sub>7</sub> )0.014	0.125	
	柱 X <sub>6</sub> 'Y <sub>F</sub> '		ハ) X <sub>6</sub> '(Y <sub>F</sub> -Y <sub>F</sub> ')0.062 " X <sub>6</sub> '(Y <sub>F</sub> '-Y <sub>H</sub> )0.186	0.248	
	柱 X <sub>6</sub> 'Y <sub>H</sub>		ハ) X <sub>6</sub> '(Y <sub>F</sub> '-Y <sub>H</sub> )0.186 " Y <sub>H</sub> (X <sub>6</sub> -X <sub>6</sub> ')0.0275 " Y <sub>H</sub> (X <sub>6</sub> '-X <sub>7</sub> )0.0335	0.247	
	柱 X <sub>7</sub> Y <sub>A</sub>		ハ) X <sub>7</sub> (Y <sub>A</sub> -Y <sub>B</sub> )0.031   ハ) Y'(X <sub>5</sub> -X <sub>7</sub> )0.114   柱 0.051 " X <sub>8</sub> '(Y'-Y <sub>A</sub> )0.0184   " Y'(X <sub>7</sub> -X <sub>8</sub> ')0.0608 " X <sub>8</sub> '(Y <sub>A</sub> -Y <sub>E</sub> )0.2145   " Y <sub>A</sub> (X <sub>6</sub> -X <sub>7</sub> )0.046 " Y'(X <sub>3</sub> -X <sub>5</sub> )0.038   " Y <sub>A</sub> (X <sub>7</sub> -X <sub>8</sub> ')0.028 " Y <sub>E</sub> (X <sub>7</sub> -X <sub>8</sub> ')0.011	0.3	

1階

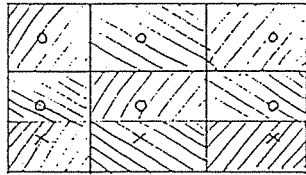
(単位: t)

階	柱符号	項目	単位重量×面積	柱軸力	伝達先
	柱 X7YB		1) X3(Y'-YB) 0.0375   1) X7(YB-YC) 0.171   柱 0.262 " X3(YB-YC) 0.028   " YB(X3-Y7) 0.3525   " X5(YB-YE) 0.2485     " X7(YA-YB) 0.031	1.131	
	柱 X7YC		1) X7(YB-YC) 0.171 " X7(YC-YE) 0.342 柱 0.355 " 0.2985	1.167	
	柱 X7YE		1) X5(YB-YE) 0.166   1) X8'(YA-YE) 0.2145   柱 0.2985 " X7(YC-YE) 0.342   " YE(X5-X7) 0.0905   " 1.629 " X7(YE-YF) 0.028   " YE(X7-X8) 0.052   " 0.303 " X8(YE-YF) 0.085	3.209	
	柱 X7YF		1) X7(YE-YF) 0.028   1) YF(X6-X7) 0.014 " X8(YE-YF) 0.085   " YH(X7-X8) 0.02 " X8(YF-YH) 0.17   柱 0.0864 " YE(X7-X8) 0.028   " 0.104	0.535	
	柱 X7YH		1) X7(YH-YI) 0.042   1) YH(X6-X7) 0.0335   柱 0.28 " X7(YI-YJ) 0.0285   " YH(X7-X8) 0.04   " 0.0576 " X8(YF-YH) 0.17   " YI(X7-X8) 0.0128   " 0.256 " X8(YH-YI) 0.113   " YI(X7-X8) 0.0358   " 0.039	1.108	
	柱 X7YJ		1) X7(YH-YI) 0.014   1) YI(X7-X8) 0.0128   柱 0.039 " X7(YI-YJ) 0.057   " YK(X5-X7) 0.076   " X7(YJ-YK) 0.076   柱 0.28 " YI(X6-X7) 0.042   " 0.71	1.307	
	柱 X5YF		1) X5(YE-YF) 0.038   1) YF(X5'-X6') 0.0485 " X5(YF-YH) 0.242   柱 0.067 " YE(X4-X5) 0.028 " YF(X6-X5) 0.062	0.486	
	柱 X5YE		1) X5(YE-YF) 0.038   柱 2.134 " YE(X5-X5') 0.066 " YE(X5'-X7) 0.0905	2.329	

2-2 鉛直荷重の流れの計算ルールと問題点

(1) 鉛直荷重を流す上で"のルール

① 屋根荷重 → 小屋束 : 3階柱へ



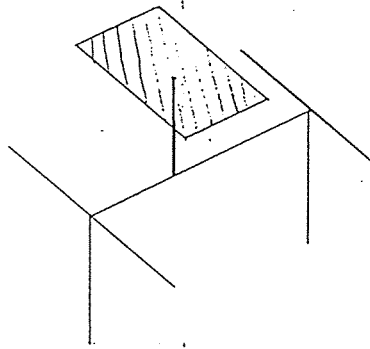
○印 …… 小屋束  
x印 …… 3階柱

・小屋伏図より、小屋束・3階柱の位置を、屋根伏図に書き入れ、小屋束・3階柱の屋根荷重負担面積を求める。

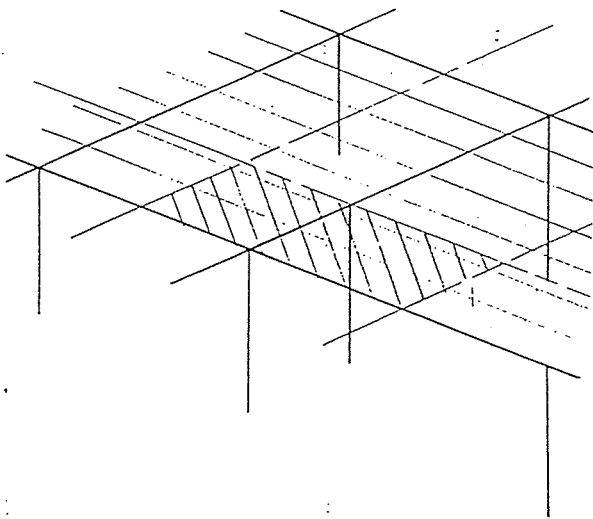
・小屋束(3階柱)1本の負担面積は、その小屋束(3階柱)に隣接する小屋束(3階柱)の距離の $\frac{1}{2}$ までとする。

・1本の小屋束(3階柱)にかかる荷重は、(屋根負担面積 × 屋根固定荷重)により求める。

・荷重は、小屋ばり・軒桁を通り、その小屋ばり・軒桁を支える3階の柱へ伝わる。



② 2・3階床 → 梁 → 下階の柱



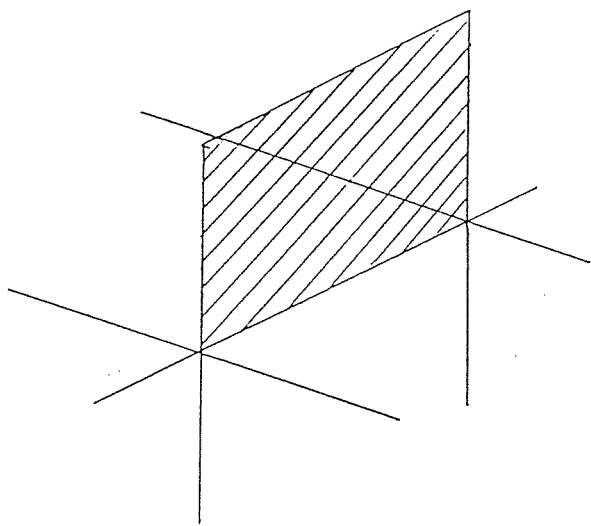
・床荷重は、根太の直角方向の床ばりに伝わるものとし、1本の床ばりが受け持つ面積はその床ばりから隣接する床ばりの距離の $\frac{1}{2}$ までとし、その床梁を支える下階の柱から柱までとする。

・1本の床ばりにかかる荷重は、(負担面積 × (床の固定荷重 + 積載荷重)) で求める。

・床ばりに伝わり、下荷重はその床ばりを支える下階の柱へ $\frac{1}{2}$ まで伝わり、同時に、上階の柱からの荷重も、床ばりを伝わり、下階の柱へとつたわる。

③ 外(内)壁の荷重 → 梁 → 下階の柱

- ・内壁の荷重は、その壁が「乗っている梁が」受け持つものとし、1本の梁が「負担する面積」は、下階の柱から柱までの長さとし、高さは、その階の階高とする。



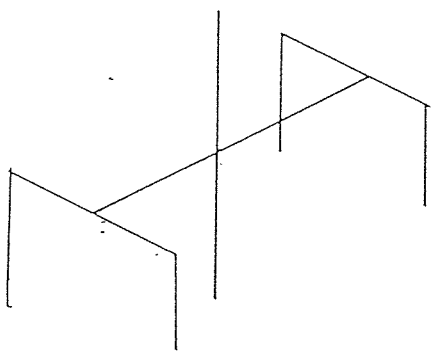
- ・外壁の荷重は、外壁に接する梁が受け持つものとし、1本の梁が「負担する面積」は、下階の柱から柱までの長さとし、高さは、その階の階高とする。

- ・1本の梁にかかる荷重は、 $[\text{負担巾} \times \text{高さ} \times \text{外(内)壁の固定荷重}]$ により求める。

- ・梁に伝われた荷重は、その梁を支える下階の柱へ  $\frac{1}{2}$  ずつ伝わる。

④ 柱 → 柱

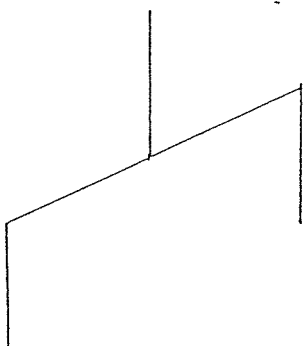
- ・上階の柱と下階の柱が通っている場合は、下階の柱に上階の柱の荷重が「全部」伝わる。



⑤ 柱 → 梁 → 柱

- ・上階の柱から梁に伝わり、下階の柱へ伝わる。

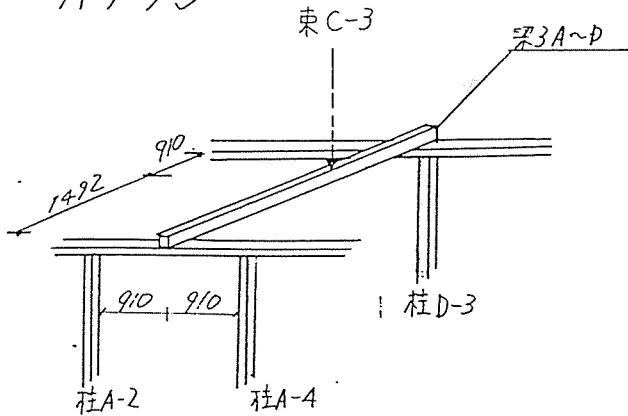
- ・下階の柱に伝わる荷重は、上階の柱が梁のどりに位置するかにより決まる割合を、上階の柱の荷重に乗じて求める。





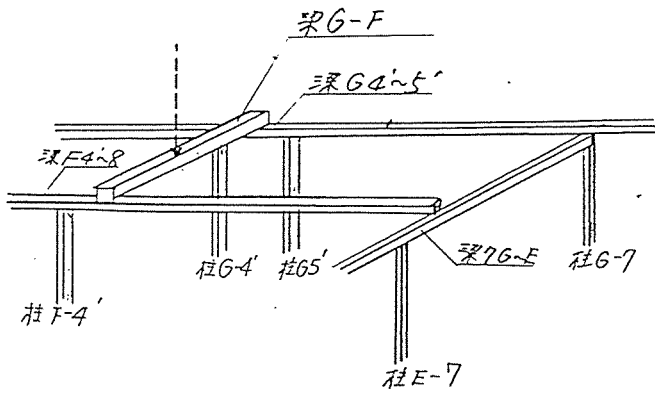
(2) ルールからはずれた時の対応

Aプラン

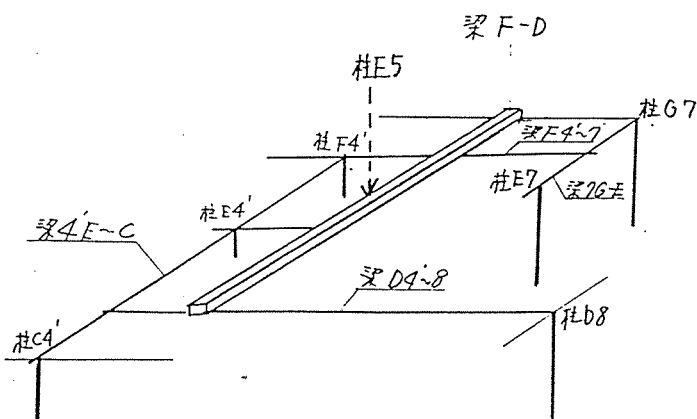


- 小屋束から伝った屋根荷重はその小屋束を支える梁3A-Dに伝わり、小屋束のたっている割合で柱D-3と梁に伝わりその梁より柱A-2、A-4に伝わる。

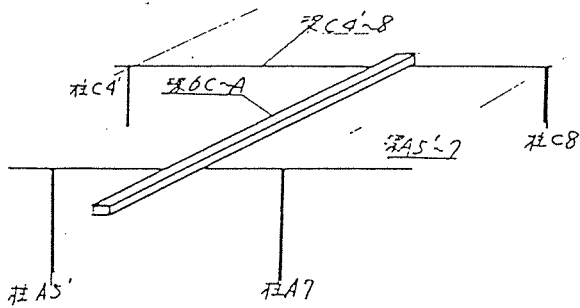
↑



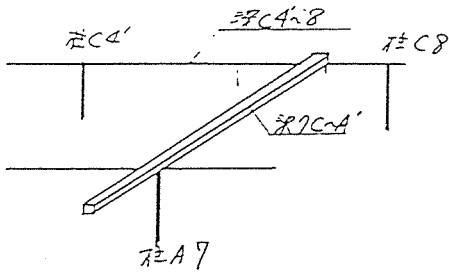
- 床荷重は梁G-Fに伝わり、梁G-Fに伝わった荷重は梁G4-5'と梁4'-8に伝わり、梁G4-5'に伝わった荷重は、柱G4'とG5'に伝わる。  
梁F4'-8に伝わった荷重は、柱F4'と梁7G-Eに伝わりさらに柱G7、E7に伝わる。



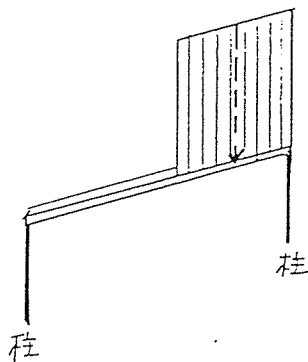
- 柱E5の荷重は、梁F-Dに伝わり梁F-Dより梁F4-7と梁D4'-8に伝わる。  
梁F4'-7に伝わった荷重は、柱F4'と梁F4-7に伝わり、さらに柱E7と柱G7に伝わる。  
梁D4'-Dに伝わった荷重は、梁4'E-Cに伝わりさらに柱C4'と柱E4'に伝わる。



- 梁6C-Aに伝わった荷重は、梁C4'-8と梁A5'-7に伝わり梁C4'-8に伝わった荷重は、柱C4'と柱C8に伝わる。梁A5'-7に伝わった荷重は柱A5'、A7に伝わる。



- 梁7C-Aに伝わった荷重は、柱A7と梁C4'-8に伝わる。梁C4'-8に伝わった荷重は、梁7C-Aの位置の割合によって柱C4'とC8に伝わる。

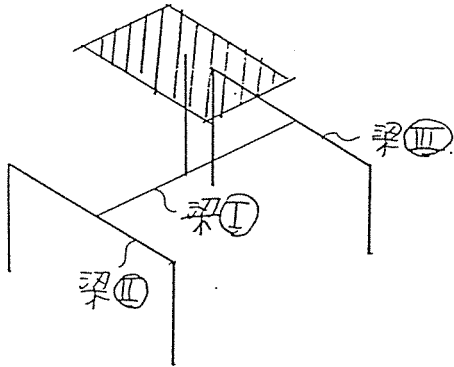


- 内壁荷重を集中荷重に置き換え梁に伝わりさらに柱に伝わる。

# ○ Bプラン

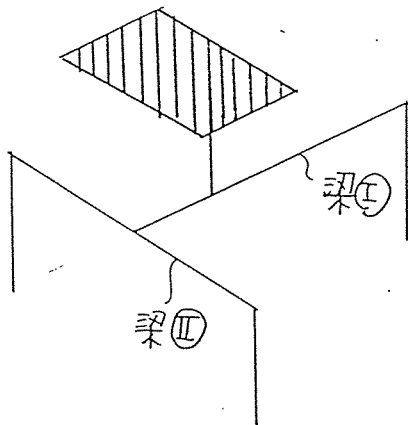
① (a) 小屋束  $X_2 Y_2$  ,  $X_7 Y_4'$   
 $X_7 Y_1$  ,  $X_2 Y_5'$   
 $X_7 Y_2$  ,  $X_7 Y_5'$   
 $X_2 Y_3$  ,  $X_7 Y_3'$   
 $X_2 Y_4$

- 小屋束に伝わった屋根荷重は、その小屋束を支える梁①に伝わり、小屋束のたっている位置により決まる割合で、梁①を支える梁②・③へ伝わる。
- 梁②・③へ伝わった荷重は、梁①が梁②・③のどいにかかっているかによって決まる割合で梁②・③を支える下階の柱へと伝わる。



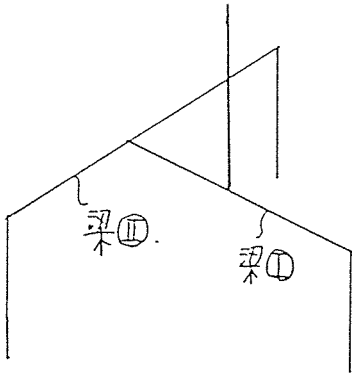
(b) 小屋束  $X_2 Y_6'$

- 小屋束に伝わった屋根荷重は、小屋束がたっている位置によって決まる割合で梁①を支える下階の柱と、梁②に伝わる。
- 梁②に伝わった荷重は、梁①がかかっている位置によって決まる割合で梁①を支える下階の柱へと伝わる。



② 3階柱  $X_3 Y_5$   
 $X_4 Y_6$   
 $X_3 Y_6'$   
 2階柱  $X_7 Y_6'$   
 $X_7 Y_5'$

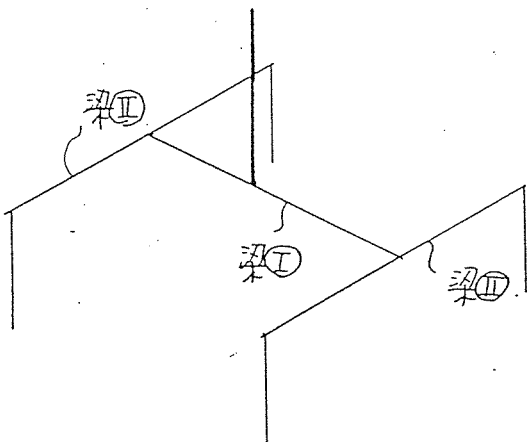
・上階の柱の荷重は、梁①へと伝わり、下階の柱または、梁②へ伝わる。  
 荷重を分配する割合は、上階の柱がそれを支える梁のどいにかたっているかによって決まる。



・梁②に伝わった荷重は、その梁②を支える下階の柱に伝わる。  
 荷重を分配する割合は、梁②のどいにかたに梁①がかかっているかにより決まる。

③ 2階柱  $X_1 Y_1$   
 $X_5 Y_5$   
 $X_5 Y_5'$

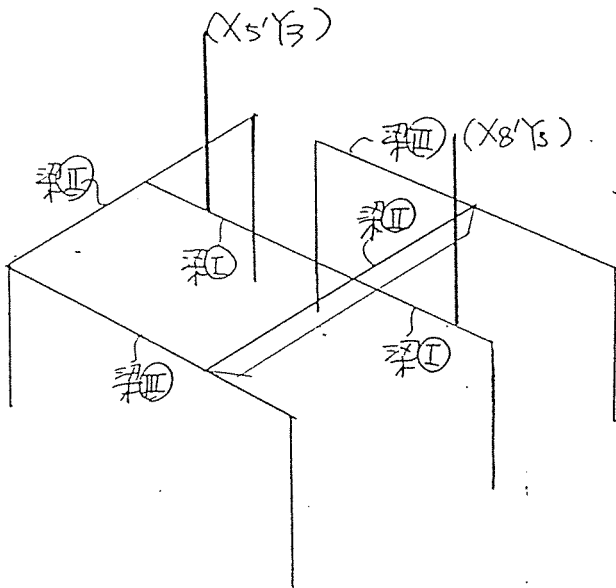
・上階の柱の荷重は、梁①へと伝わり、梁②へと伝わる。  
 荷重を分配する割合は、上階の柱が梁②のどいにかたっているかにより決まる。



・梁②に伝わった荷重は、その梁②を支える下階の柱に伝わる。  
 荷重を分配する割合は、梁②のどいにかたに梁①がかかっているかにより決まる。

④. (a) 3階柱 X5'Y3  
X8'Y3.

- 上階の柱の荷重は、梁Ⅰへ伝わり、梁Ⅰから梁Ⅱまたは下階の柱へ伝わる。

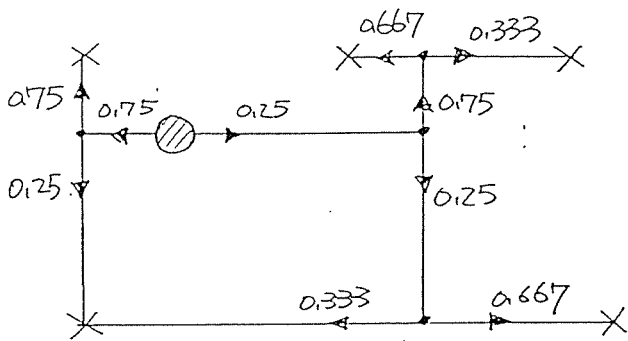


- 梁Ⅱに伝われた荷重は、梁Ⅲまたは下階の柱へ伝わる。

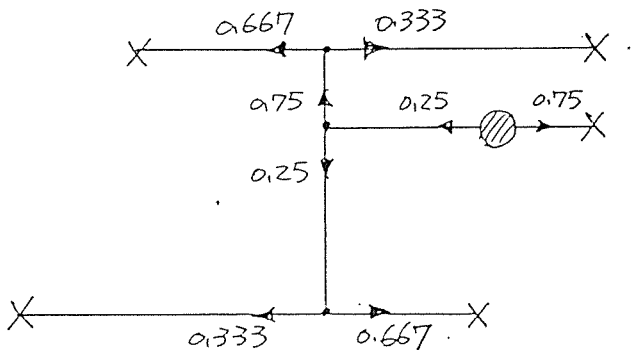
- 梁Ⅲに伝われた荷重は、梁Ⅲを支える下階の柱へと伝わる。

- 荷重を分配する割合は図に示す。

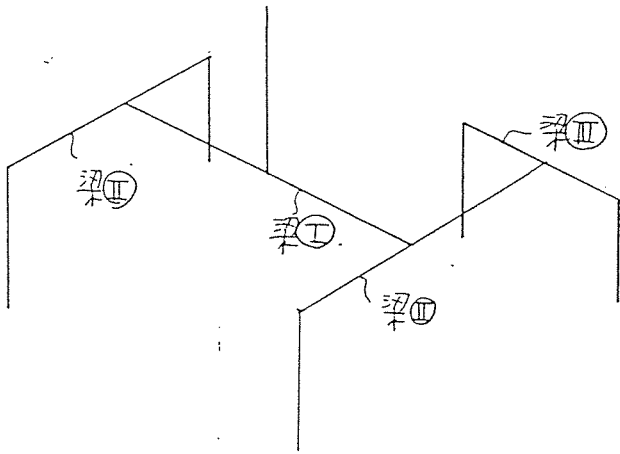
(X5'Y3)



(X8'Y3)

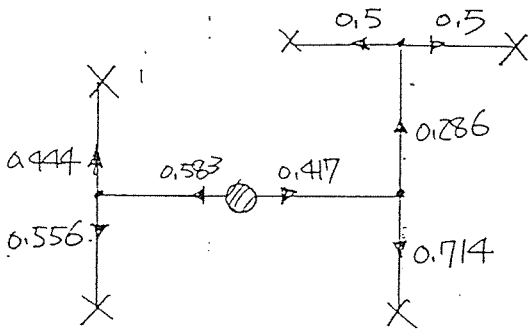


(b) 3階柱 X<sub>1</sub>Y<sub>5</sub>.  
 2階柱 X<sub>3</sub>Y<sub>6</sub>.

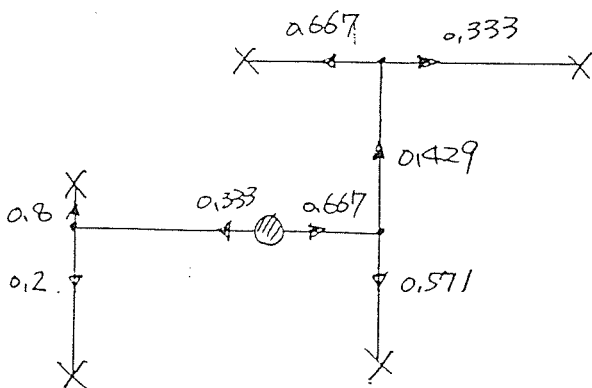


- ・ 上階の柱の荷重は梁①へ伝わる.
- ・ 梁①へ伝わった荷重は梁②へ伝わる.
- ・ 梁②へ伝わった荷重は下階の柱. または. 梁Ⅲへ伝わる.
- ・ 梁Ⅲへ伝わった荷重は. 下階の柱へ伝わる.
- ・ 荷重を分配する割合は図に示す..

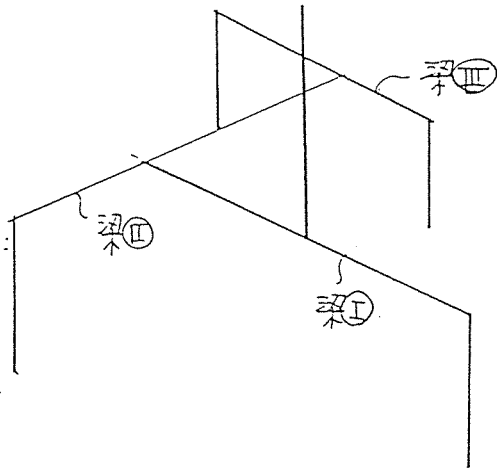
(3階柱 X<sub>1</sub>Y<sub>5</sub>)



(2階柱 X<sub>3</sub>Y<sub>6</sub>)



(c). 3階柱 X<sub>4</sub> Y<sub>5</sub>.

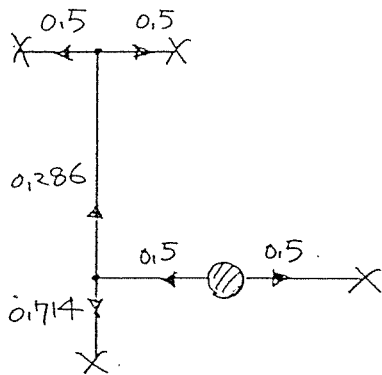


・上階の柱の荷重は、梁Ⅰへと伝わり、梁Ⅰから、下階の柱または、梁Ⅱへと伝わる。

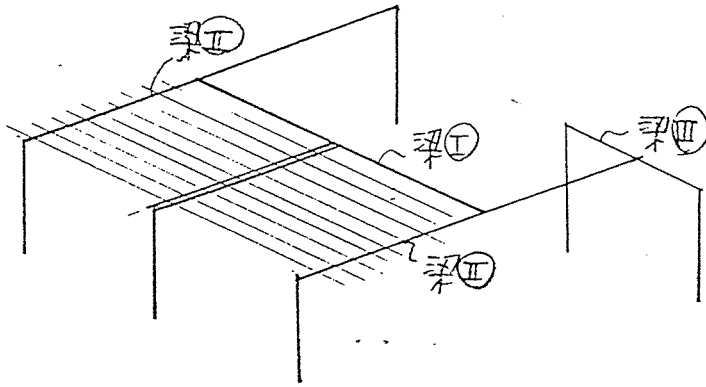
・梁Ⅱへ伝った荷重は、下階の柱または、梁Ⅲへと伝わる。

・梁Ⅲへと伝った荷重は、下階の柱へと伝わる。

・荷重を分配する割合は、図に示す。



⑤ 3階梁  $X_1 (Y_4 \sim Y_5)$   
 $X_2' (Y_5 \sim Y_5')$   
 $(X_1' (Y_5 \sim Y_6'))$



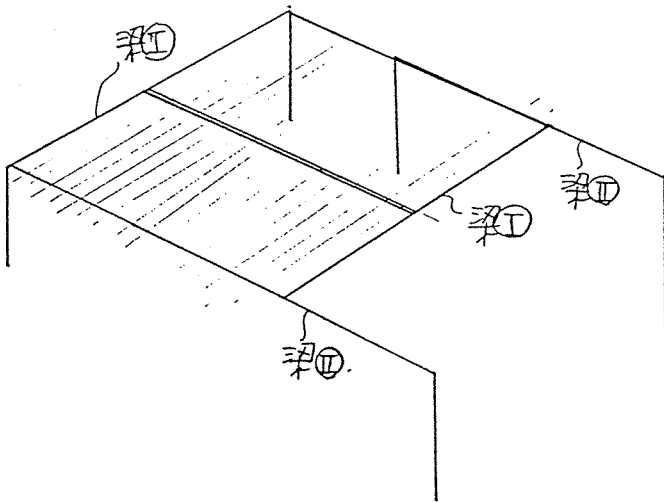
・ 梁にかかる荷重は、梁Ⅰと梁を支える下階の柱に  $1/2$  ずつ伝わる。

・ 梁Ⅰにかかる荷重は、梁Ⅰが梁Ⅱのどこにかかっているかで決まる割合で梁Ⅱに伝わる。

・ 梁Ⅱにかかる荷重は、下階の柱、梁Ⅲに伝わる。梁Ⅲへは、梁Ⅱが梁Ⅲのどこにかかっているかで決まる割合で求める。

・ 梁Ⅲに伝わった荷重は、下階の柱へ伝わる。

⑥ 3階梁  $Y_3 (X_5 \sim Y_7)$   
 $Y_3 (X_7 \sim Y_9)$   
 $Y_5 (X_{10} \sim Y_3)$



・ 梁にかかる荷重は、 $1/2$  ずつ梁Ⅰへ伝わる。

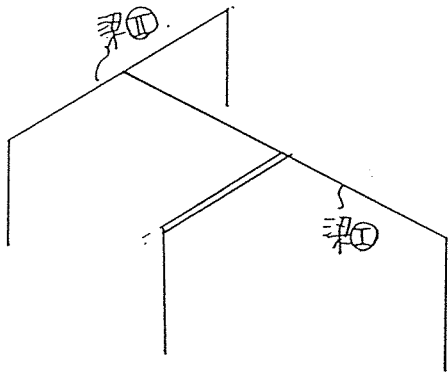
・ 梁Ⅰに伝わる荷重は、下階の柱、梁Ⅱにその位置により決まる割合で伝わる。

・ 梁Ⅱに伝わる荷重は、梁Ⅰが梁Ⅱのどこにかかっているかによって決まる割合で伝わっていく。



⑦ 3階梁  
 $X_4 (Y_4 \sim Y_5)$   
 $X_7 (Y_0 \sim Y_4)$   
 $Y_5 (X_3 \sim X_5)$   
 $Y_6' (X_2' \sim X_3)$

・ 梁にかかる荷重は、梁①と梁Eを支える下階の柱に1/2ずつ伝わる。

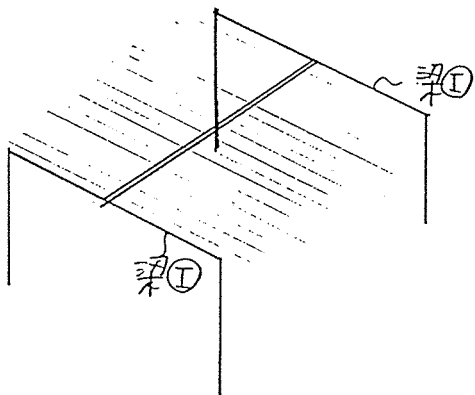


・ 梁①に伝わった荷重は、梁②と梁Iを支える下階の柱に、梁が梁①のどいにかかると決まる割合で伝わる。

・ 梁②に伝わった荷重は、梁①が梁②のどいにかかると決まる割合で下階の柱に伝わる。

⑧ 2階梁  
 $X_1 (Y_0 \sim Y_1)$ ,  $X_1 (Y_4 \sim Y_5)$   
 $X_1 (Y_3 \sim Y_4)$ ,  $X_5 (Y_4 \sim Y_1')$

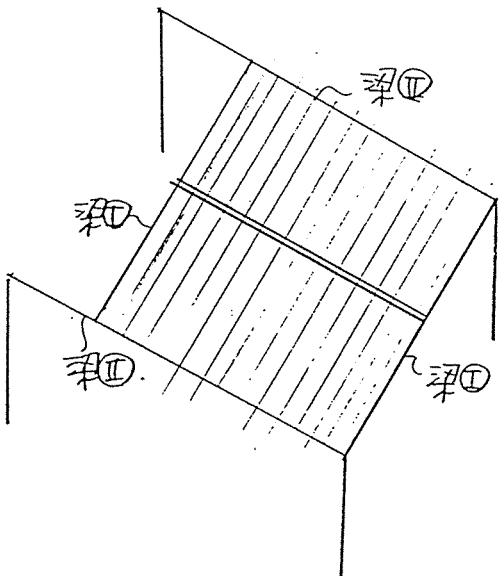
・ 梁にかかる荷重は、梁①へ1/2ずつ伝わる



・ 梁①に伝わった荷重は、梁が梁①のどいにかかると決まる割合で下階の柱に伝わる。

[  $X_1 (Y_1 \sim Y_3)$  ]

(・ 梁①から梁②に伝わった荷重は、梁①が梁②のどいにかかると決まる割合で下階の柱へ伝わる。)

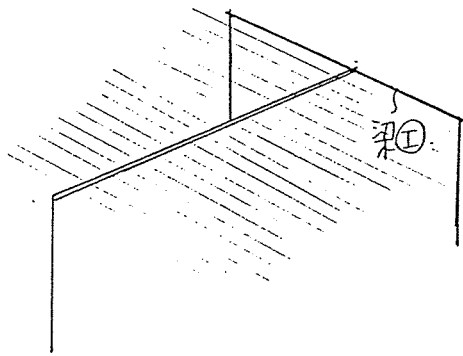


⑨ 3階梁  $X_3 (Y_4 \sim Y_7)$   
 $X_6' (Y_7 \sim Y_9)$   
 $X_7 (Y_4 \sim Y_5)$

2階梁  $X_4 (Y_4 \sim Y_7)$   
 $X_5 (Y_6 \sim Y_9)$   
 $X_7 (Y_6 \sim Y_9)$   
 $X_7 (Y_4 \sim Y_7)$

・ 梁にかかる荷重は、その梁を支える下階の柱と、梁①に1/2ずつ伝わる。

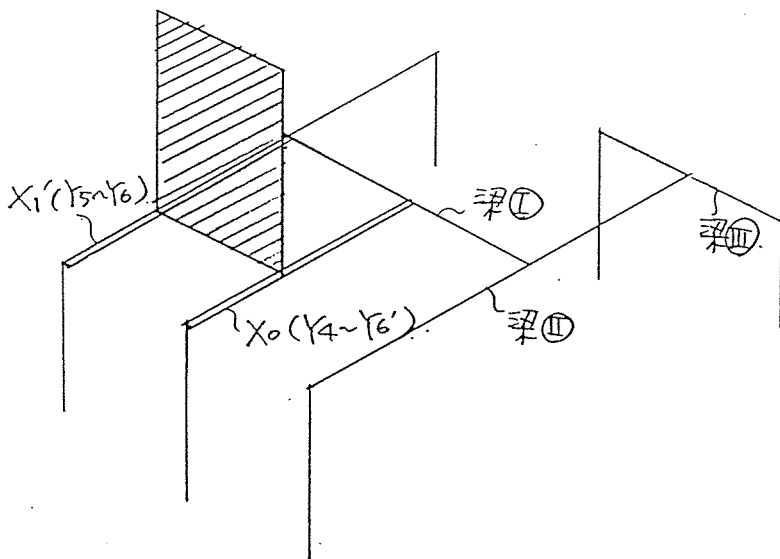
・ 梁①に伝われた荷重は、梁が梁①のどいにかかるかによって決まる割合で、梁Iも支える下階の柱に伝わる。



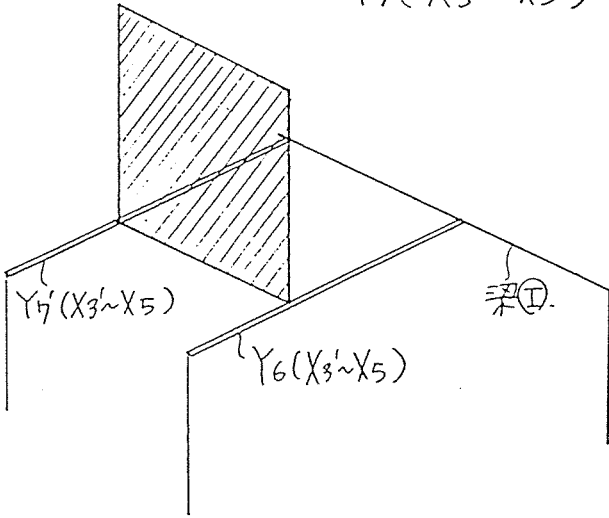
⑩ 3階梁  $X_1' (Y_5 \sim Y_6')$   
 $X_0 (Y_4 \sim Y_6')$

・ 内壁の荷重の1/2ずつ梁に伝わる。

・ 梁に伝われた内壁の荷重は、梁①、②、③に伝わり、下階の柱に伝わっていく。



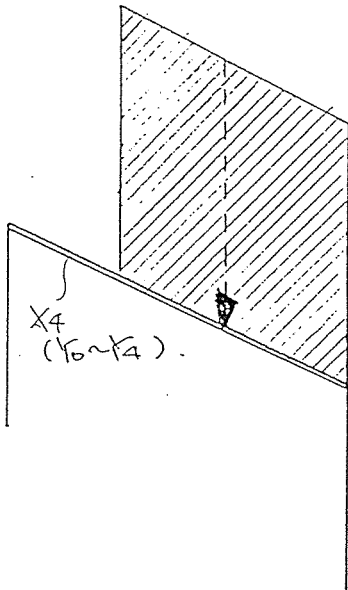
⑪. 3階梁  $Y_6(X_3 \sim X_5)$   
 $Y_7(X_3 \sim X_5)$



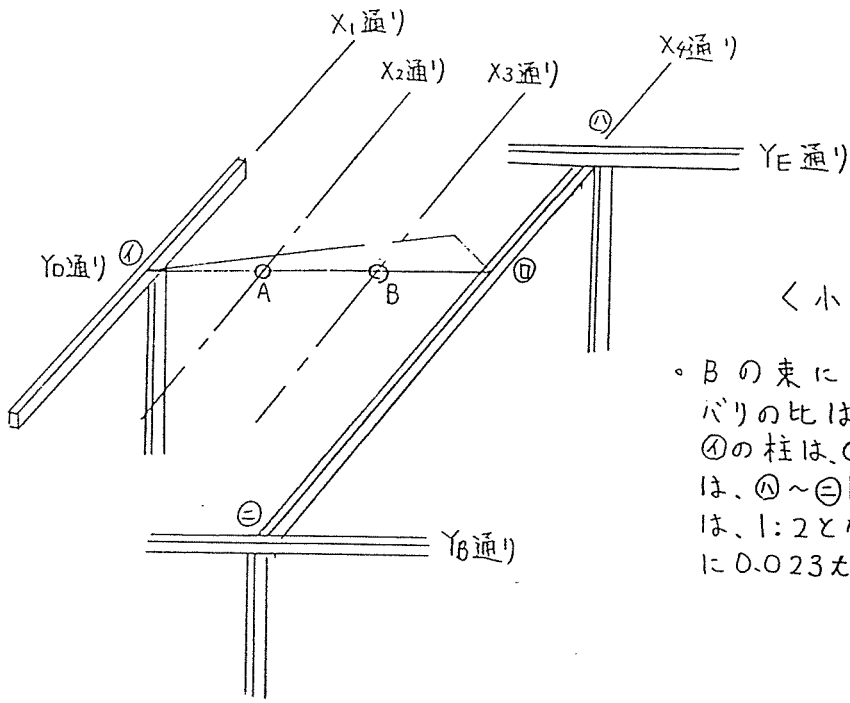
・内壁の荷重の  $1/2$  ずつがそれぞれの梁に伝わる。

・梁に伝われた内壁の荷重は、梁①を伝わり下階の柱に伝わっていく。

⑫. 3階梁  $X_4(Y_0 \sim Y_4)$

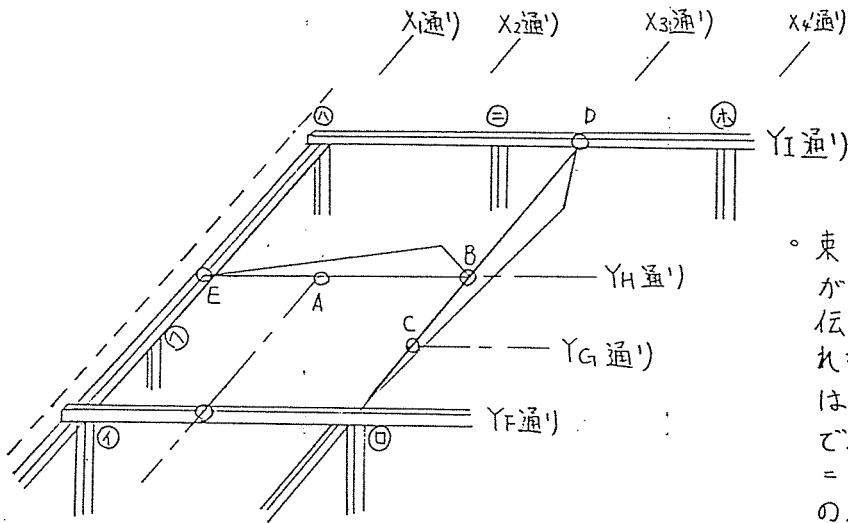


・内壁の荷重を集中荷重に置き換えて下階の柱へ伝える。



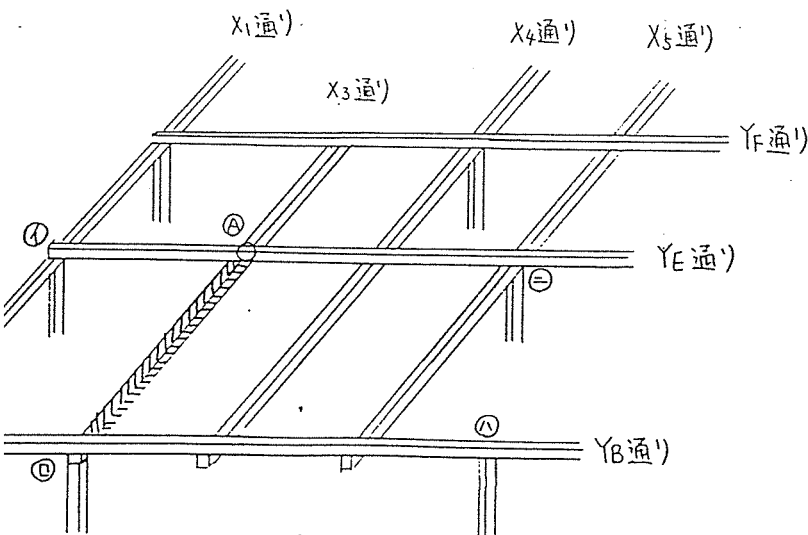
< 小屋伏せ図 >

。B の束に 0.102 丈が加わり、①～④の小屋バリの比は、①～A間：A～④間は 1:2 となる。よって、①の柱は、0.034 丈となる。さらに、残りの 0.068 丈は、④～⑤間の梁を伝わる。④～⑤間：⑤～⑥間は、1:2 となる。だから、④の柱に 0.045 丈、⑤の柱に 0.023 丈の荷重がかかる。



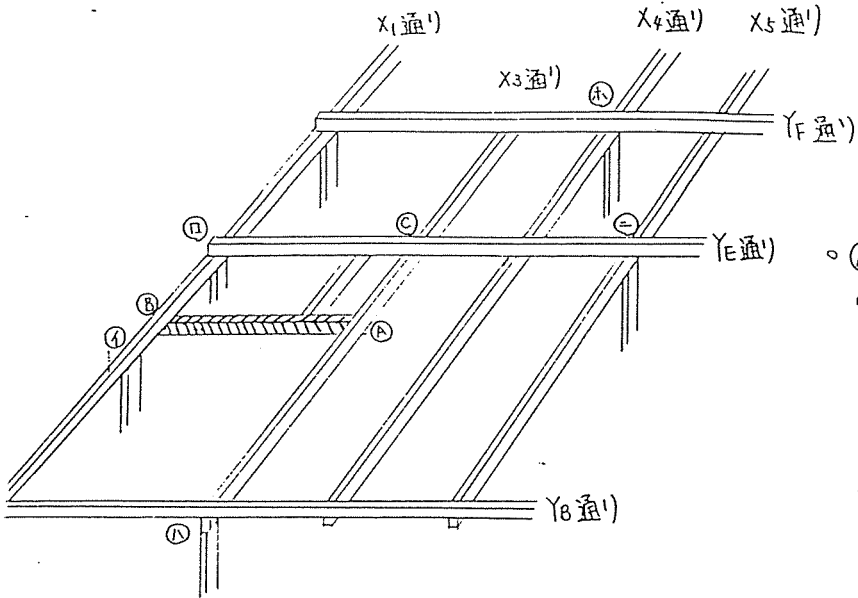
< 小屋伏せ図 >

。束 A の 0.058 丈の 1/2 が ④～⑤の梁へ、さらに 1/2 が小屋バリの D～⑥に流れる。0.029 丈が A→E を伝わる。④～E：E～⑤ = 1:1 なので、④、⑤の柱にそれぞれ 0.015 丈ずつ荷重がかかる。残りの 0.029 丈は、D～⑥の小屋バリをいき、D～B：B～⑥ = 1:2 なので、⑥の柱は、0.01 丈。後の 0.019 丈は ⑤～D：D～⑥ = 1:3 となるので、⑤の柱は 0.014 丈がかかり、⑥の柱には、0.005 丈がかかる。



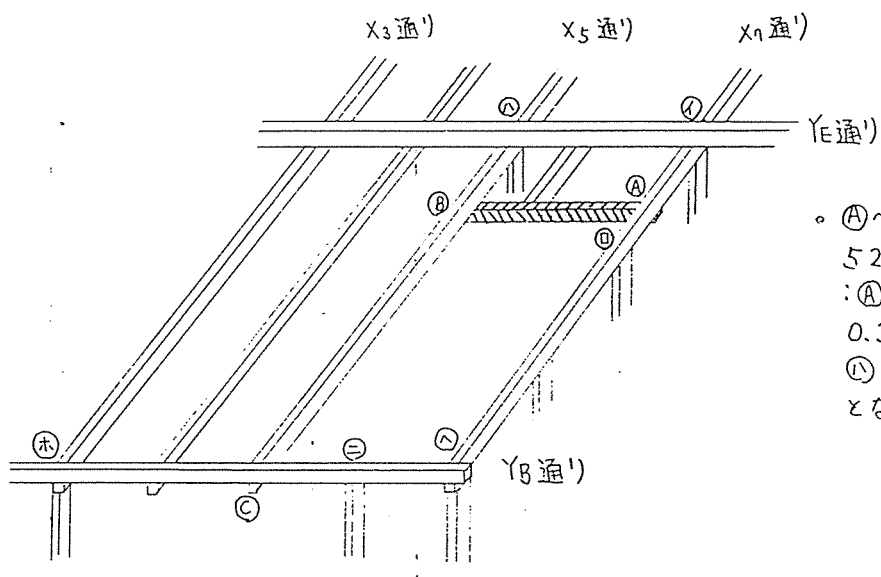
< 3階床伏せ図 >

。梁 ④～⑥を考える。これに、0.635 丈の力が加わり、1/2 の 0.318 が柱 ⑥に伝わる。さらに 1/2 が、梁 ④～⑤を流れ、柱 ④柱 ⑤へと落ちる。梁 ④～⑤：④～⑤ = 1:1 なので、柱 ④ = 柱 ⑤ = 0.159 となる。



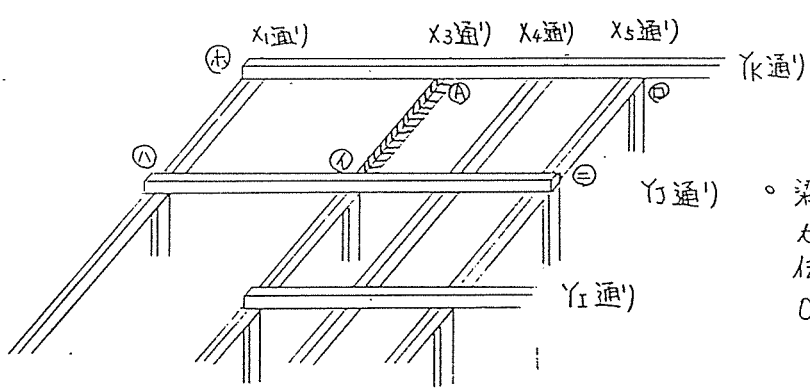
< 3階床伏せ図 >

○ A~Bの梁には、1.104丈の荷重がかかる。その1/2の0.552丈が①~④、①~③に伝わることになる。まず、①~④を考えると、①~③:③~④ = 1:2となる。よって、①の柱に0.368丈、④の柱に0.184丈が加わる。次に、③~④の梁、③~④:④~⑤ = 1:3.25となる。よって、④の柱は0.127丈、⑤の柱0.106丈、⑥の柱0.319丈です。



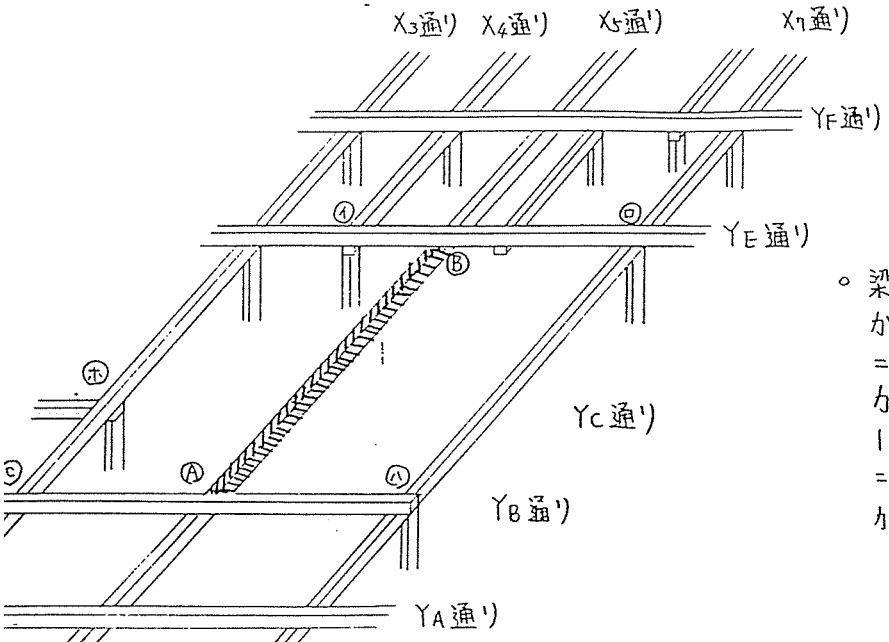
< 3階床伏せ図 >

○ A~Bの梁に、1.104丈がかかる。その内、半分の0.552丈が①~④へ、残りが①~③に伝わる。①~④:④~⑤ = 2:1なので、①の柱に0.184丈、④の柱に0.368丈。次に、④~⑤:⑤~⑥ = 1:3.25なので、⑤は0.425丈となる。最後に、⑤~⑥:⑥~⑦ = 2:1となるので、⑥の柱は0.042丈、⑦の柱は0.085丈となる。



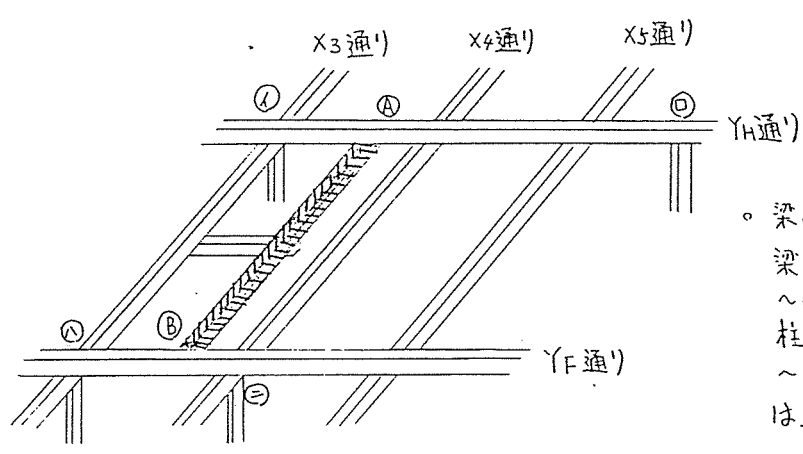
< 2階床伏せ図 >

○ 梁④~⑤に、0.094丈が加わる。その1/2の、0.047丈が柱④に落ちる。さらに半分が④~⑤~⑥の梁へ伝わる。④~⑤:⑤~⑥~⑦ = 1:2なので、柱④に0.0313丈、柱⑤に0.0157丈の荷重がかかる。



< 2階床伏せ図 >

。梁 A ~ B に 0.994 丈の荷重がかかる。その 1/2 が梁 ① ~ ④、⑤ ~ ⑧ に伝わる。① ~ ④ : ⑤ ~ ⑧ = 1 : 2 なので、柱 ④ に 0.331 丈、柱 ⑧ に 0.166 丈がおちる。残りの 0.497 丈が ⑤ ~ ⑧ : ① ~ ④ = 1 : 1 なので、柱 ④ は 0.2485 丈。⑤ ~ ⑧ : ① ~ ④ = 1 : 1 で、柱 ⑤、柱 ⑧ の両方が 0.124 丈の力が加わる。



< 2階床伏せ図 >

。梁 A ~ B に 0.055 丈の力が加わり、その 1/2 が梁 ① ~ ④、⑤ ~ ⑧ ずつ分配される。そして、① ~ ④ : ⑤ ~ ⑧ = 1 : 3.5 なので、柱 ④ に 0.006 丈、柱 ① に 0.0215 丈が加わる。さき① ~ ④ : ⑤ ~ ⑧ = 2 : 1 と求められ、柱 ④ は 0.009 丈、柱 ⑤ は 0.0185 丈となる。

## 2-3 水平力の流れについての考え方

- ・軒桁レベルより上については、剛体とみなして扱う（屋根の勾配面と小屋組の立体解析をしなければ正確なモデル化が不可）。
- ・耐力壁の片足が直交方向の床梁に載っている場合は、直交梁の曲げ剛性をバネ置換して、平面に置き換えて解く。ただし、2次梁までは認めるが、3次梁以上は不可とする。
- ・水平力による応力が左右で異なる場合が多い（引張筋かいと圧縮筋かい、梁受け金物の下向きと上向きの許容せん断耐力の違い等）ので、両方のチェックを行う。
- ・その場合、風圧力に関して、屋根勾配による風力係数の違いを考慮する（南面が切妻で北面が寄棟の場合など、見附面積が同じでも左右の風圧力は異なる）。
- ・風圧力は、正圧を表側の梁レベルに、負圧を裏側の梁レベルにと分けて加える。
- ・バルコニーの腰壁は風圧に対し閉鎖扱いとする（表側0.8、裏側0.4）。檻状の手摺の場合は、風力係数0.5とし、2面の場合は合わせて1.0、3面以上の場合は合わせて1.2の閉鎖扱いとする。
- ・水平構面についての考え方は2とおりに用意する。

①は、床水平構面は剛として扱い、各鉛直構面の剛比に従って水平力を分配する。

②は、水平構面の剛性はゼロとして、各鉛直構面の負担面積による水平力とする。

どちらをとるかは、床構法および吹抜の大きさ等で判断するが、プログラムに載せるためにはその判断規準を定量化する必要がある。合板を横架材に釘打ち貼りした床下地構法の場合は、筋かいの耐力壁に比べて剛性が高いと判断されるため、①が適当と思われる。横架材を火打で固めて、床根太上に小幅板を敷き並べていく構法の場合は、剛性が低い②のほうが適当と思われる。吹き抜けの大きさに関しては、吹き抜けではなく残りの床面の幅と長さ、およびその両側の耐力壁配置バランス等から判断する方法を計算式で示すのが今後の課題である。

判断できたとして、それぞれの鉛直構面と水平構面の許容耐力の検討は、次の手順で行うものとする。

①：鉛直構面に加える水平力は剛床仮定で計算し、負担面積による水平力との差を、床面にかかる移行せん断力として、水平構面の許容せん断耐力以下であることの確認を行う。

②：鉛直構面には負担面積による水平力を加え、許容耐力を越えてしまう構面は隣の構面にオーバ分のせん断力を流す。その移行せん断力が水平構面の許容せん断力以下であることの確認を行う。

### 3. 解析のモデル化

93報告1 1994.5.27

#### 3-1 プログラム処理の範囲と特徴

##### (1) システム概要

###### 1) システム環境

・条件：図形、漢字出力表示、A4出力

・案1：パソコン

PC98、ハードディスク、レーザープリンタ

MS-DOS または MS-WINDOWS

BASIC ビジュアルBASIC 又は C

・案2：EWS以上

EWS、ハードディスク、カセットMT、レーザープリンタ

FORTRAN

###### 2) 対象とする構造と条件

木造軸組工法3階建て

###### 問題点

・地階、半地下は不可 →×

・小屋裏利用どうするか →○

・大屋根どうするか →○

・混構造は不可（鉄骨造梁程度はOK）

接合方法、面材耐力等は出来るだけ広く

・大断面燃え代計算は →別途計算

・パソコンのメモリーおよび

画面やA4出力表示とレイアウトの都合

・独立柱は認める

一般的工法

住宅、共同住宅、店舗併用住宅

建築面積は30m×20m程度目標

平面が長方形ブロック分割出来ること

スキップフロアは不可

平面の最小グリット寸法は 910/6 mm

###### 3) 想定するユーザ

管理建築士の責任で

住宅メーカー

設計事務所、構造設計事務所

若干のコンピュータ知識（DOS、ファイル）

軸組工法の構造基礎知識（手計算の概要が分かる）

###### 4) 予想プログラムサイズ

5～10万行



## (2) 計算処理概要と特徴

### 1) 処理概要

標準データ設定

仕様入力

平面形状入力

構造計算方法・部位指定

準備計算(荷重、壁量、構造モデル)

二次部材の設計

応力と変形の計算

屋根の設計

3階の設計

2階の設計

1階の設計

基礎の設計

計算書出力

画面入力、入力の自動化・省力化

データチェックシステム

ユーザ仕様の設計が実現しやすい

計算部位指定

自動計算

全部材設計

接合部考慮平面応力解析、ねじり補正考慮

最小断面・接合最適設計

(下限値設定または仮定断面、接合入力)

全部材設計(部材、接合部)

### 2) 特徴

・入力作業の省力化、簡略化(標準仕様の設定、画面入力)

・計算出力作業の自動化

・荷重の詳細計算

荷重の力学的な流れに従った厳密計算

・全部材検討

構造部材、接合の全てについて検討

・最適自動設計

最小断面・接合部設定、継ぎ手、自動断面修正(応力解析まで遡る)

・出力を計算書にそのまま使える

・論理的な構造計算と略算法(変形計算、接合部剛性・強度検討)

継ぎ手、接合部剛性の考慮

トラス・ラーメン置換法を主体とし、壁倍率法も選択使用又は同時取り込み表示

ねじり補正を考慮した平面応力解析

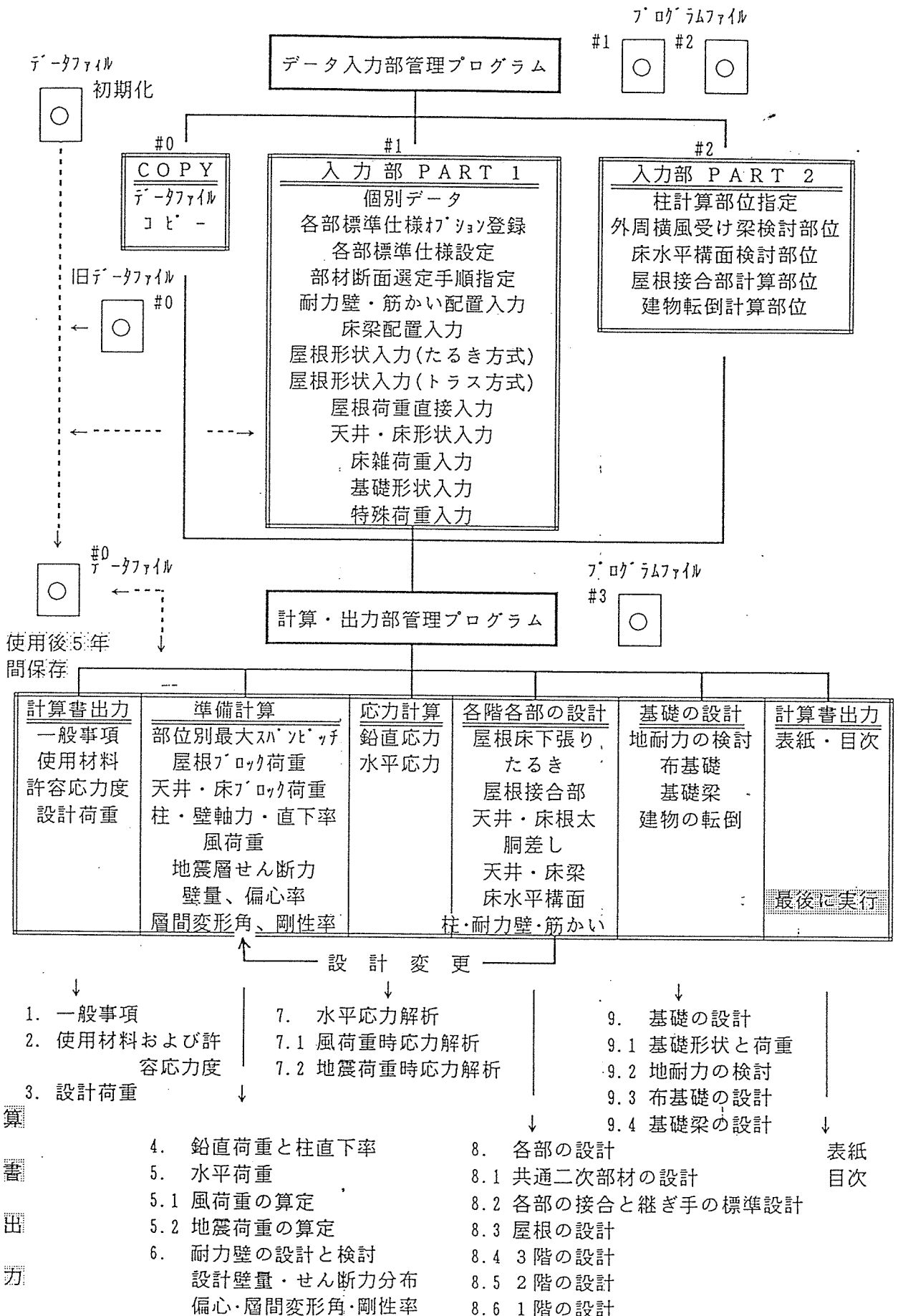
・将来プログラム評定申請が可能なこと

・プログラムの拡張・改良が可能なこと

・屋根も論理的に計算(不可のものは荷重で直接入力)

・プログラムプロテクト機能(開発の直接目標ではない)

・データ保存機能



(2) 各部設計での接合部と断面変更に伴う問題

1) データ蓄積・個別プログラムの整備

接合部特性 (釘、面材、接合金物、接合部)

耐力壁 (剛性、強度)

横架材断面設計 (分布・集中・任意荷重、強度、変形)

2) 設計変更のアルゴリズム

・部材接合部

使用する接合部標準設計を準備する (本委員会又はユーザ)

耐力壁面材、筋違

柱脚部

水平筋違

・個別横架材 (全体応力に関係しないもの)

手順1: 基準断面を指定 (樹種・等級・断面寸法)

手順2: 継ぎ手、接合基準設定

手順3: 断面選定手順ルール決定

手順4: 存在応力により最小必要断面決定

・一般横架材 (全体応力に関係するもの)

手順1: 基準仮定断面を指定 (樹種・等級・断面寸法)

手順2: 継ぎ手、接合基準設定

手順3: 断面選定手順ルール決定

手順4: 架構の応力解析

手順5: 存在応力により最小必要断面決定

手順6: 仮定断面と接合より曲げ剛性がある設定限度 (150%) 以上の場合は  
応力計算まで戻る

・耐力壁

使用する耐力壁標準設計を準備する (本委員会又はユーザ)

手順1: 基準仮定形状・断面を指定 (樹種・等級・断面寸法)

手順2: 接合基準設定

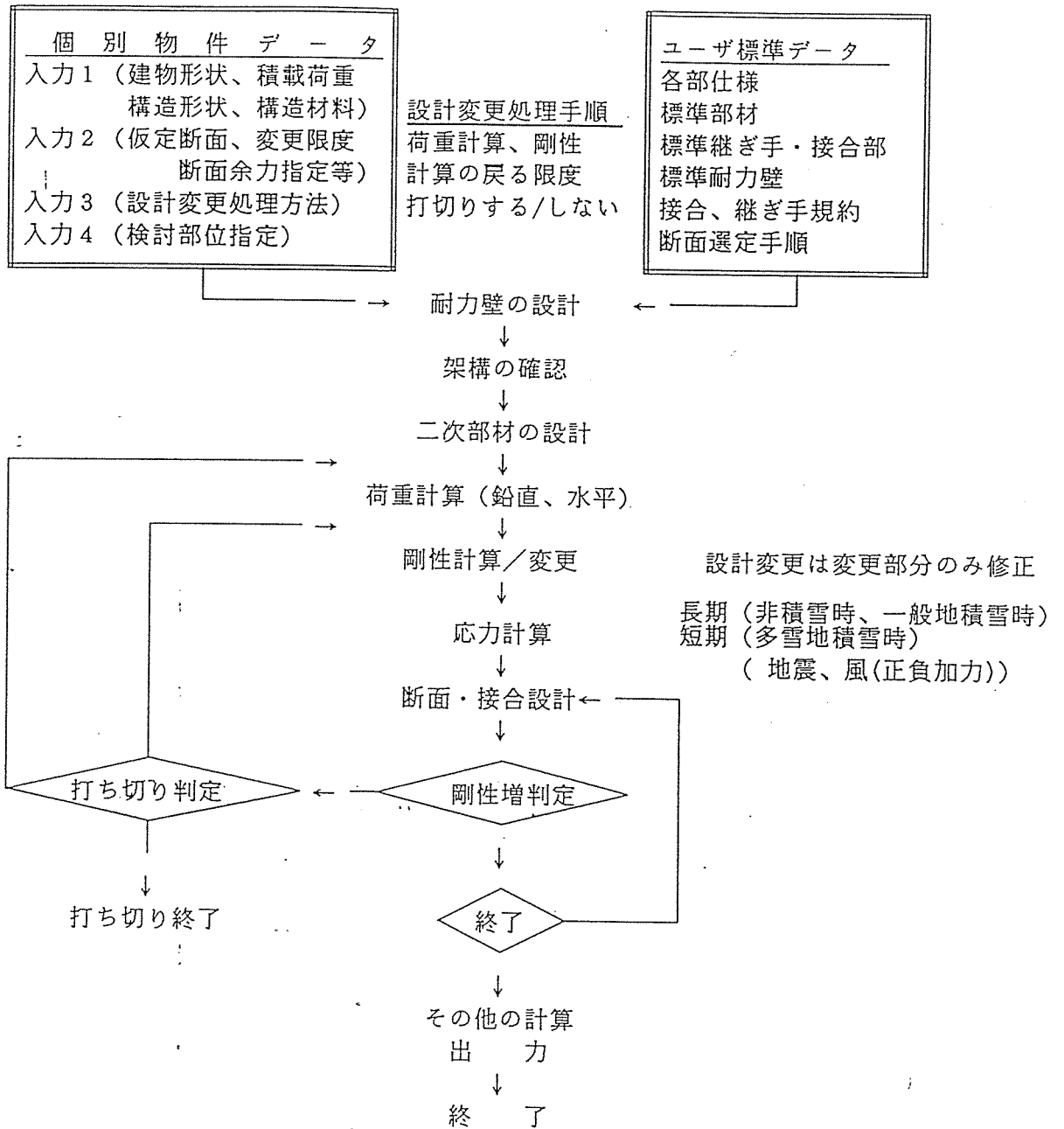
手順3: 断面選定手順ルール決定

手順4: 架構の応力解析

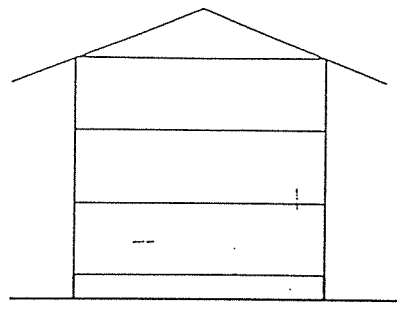
手順5: 存在応力により最小必要断面決定

手順6: 仮定断面と接合より曲げ剛性がある設定限度 (150%) 以上の場合は  
応力計算まで戻る

3) 設計変更のフローチャート



(1) 階位置の認識



Z 5 (最高高さ)

Z 4

Z 3

Z 2

Z 1

Z 0

H 4

H 3

H 2

H 1

H 0

階数 NH : 3

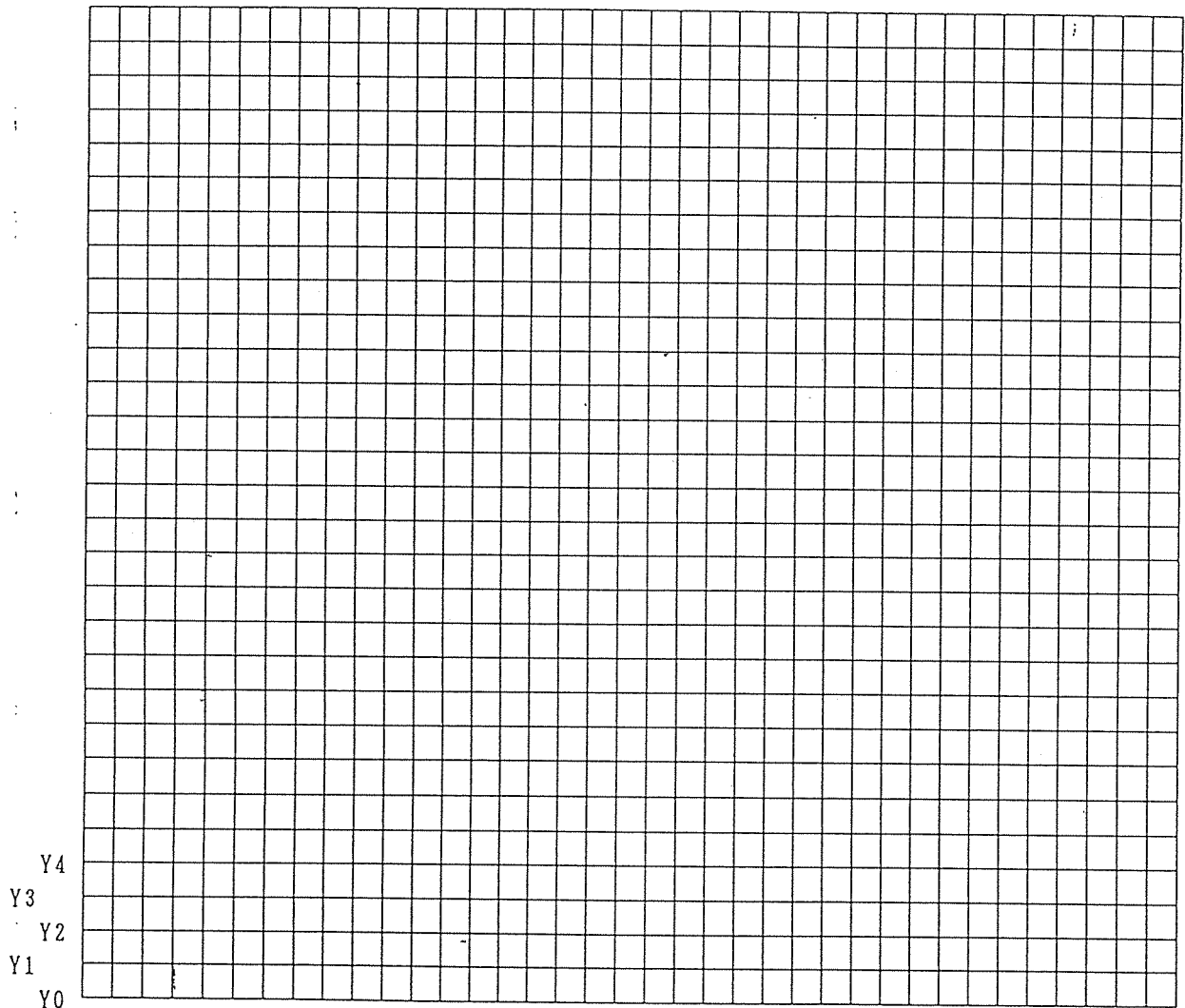
階位置 IH : 0 ~ 4

階高さ HI : mm単位

階高さ位置 ZI : mm単位

各階レベル差なし

(2) 平面位置の認識



X0 X2 X4 X6 (通り心は 910 or 455 か)

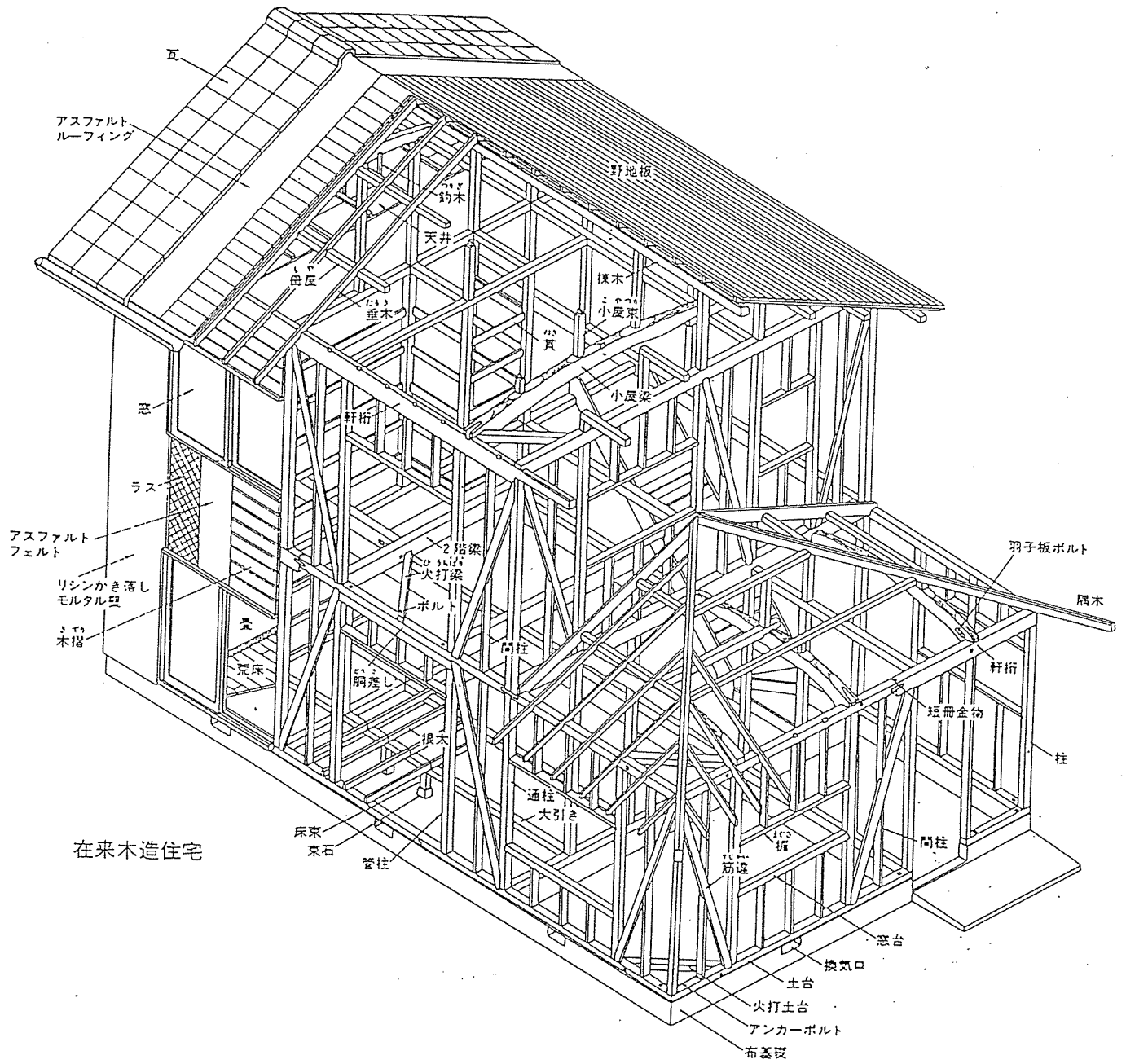
X1 X3 X5

グリット寸法 X方向最小グリット寸法 XUNIT : 標準 910/6 mm ユーザ入力化

Y方向最小グリット寸法 YUNIT : 標準 910/6 mm ユーザ入力化

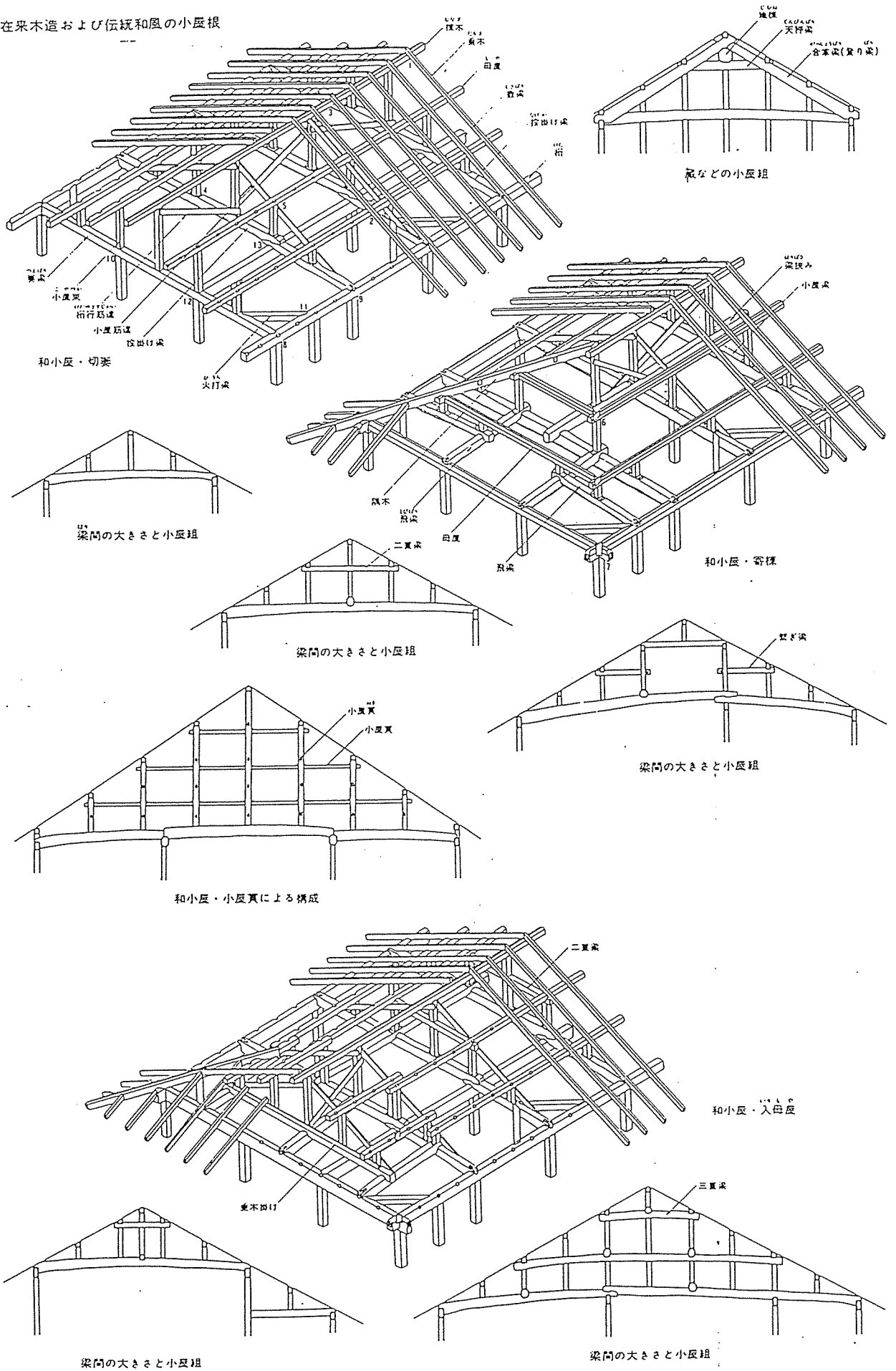
(3) 屋根の形状認識

1) 構造概観



## 2) 小屋組概観

在来木造および伝統和風の小屋根



### 3) 形状認識の方法

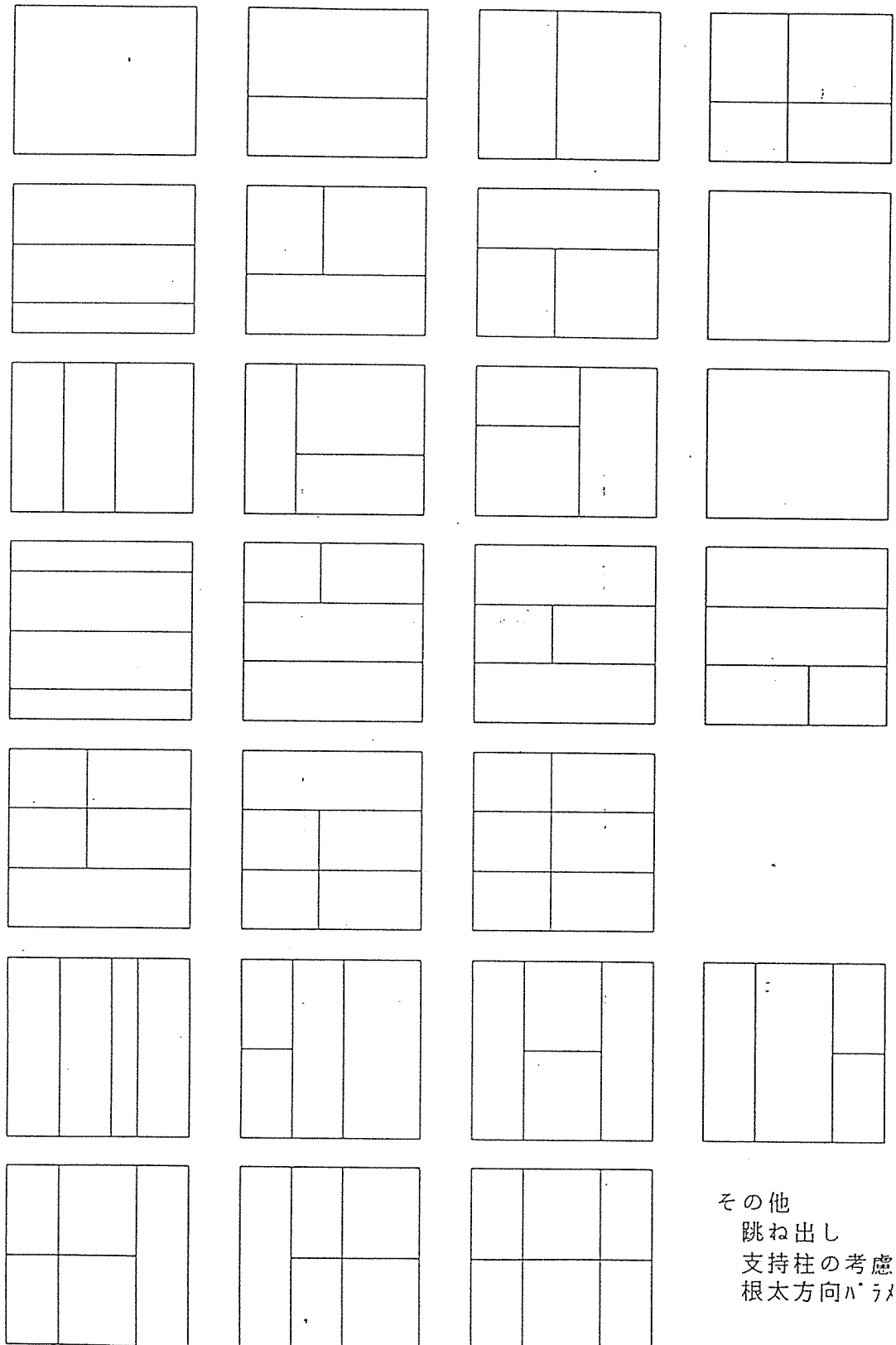
- 認識の対象 : 屋根平面形状、軒先、ブロック形状、棟割り、屋根勾配  
母屋、たるき、面材、仕上げ（固定荷重、仕様）  
小屋束  
棟木、軒桁、小屋梁、妻梁、飛梁、隅木、合掌梁（登り梁）
- 横架材配置レベル : 3～4 レイヤー、色別または線種識別表示
- 横架材の力学種別 : 片持ち、単純、連続  
水平材、斜材
- 入力方法 : 下階通り心を参照し、横架材を平面配置  
横架材と小屋束入力  
部材の相互関係入力
- 部材関係 : 横架材相互の関係  
小屋束、柱との関係認識



(4) 床平面配置

長方形ブロック分割：各階平面は長方形の集まり

標準長方形ブロック：下記事例 上下考慮、オーバーハングあり



その他  
 跳ね出し  
 支持柱の考慮  
 根太方向パラメータ

(5) 柱の認識 (一般に1.0~1.5㎡に1本) 問題点

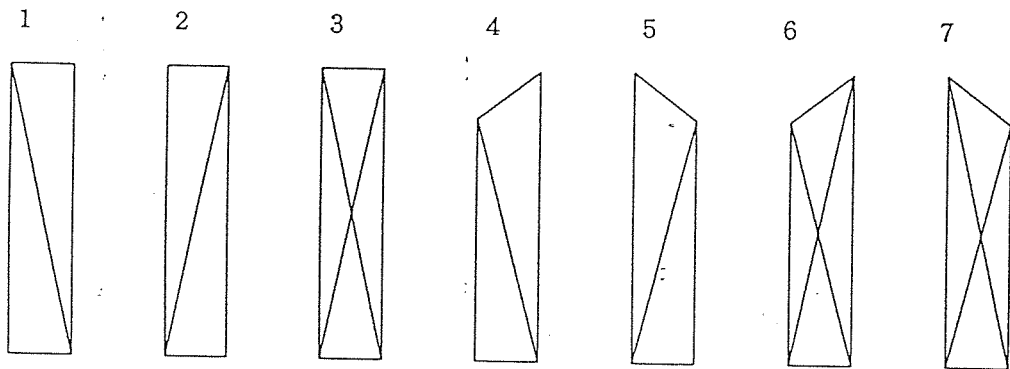
- ・ 通し柱、管柱 (下階あり、下階なし) ・ 上下柱のわずかなズレどうするか
  - ・ 柱脚、柱頭はピン?
  - ・ 間柱、小屋束、真束、天井釣木、床束どうするか
- ・ 独立柱、壁付き柱
  - ・ 軸力時の座屈

(6) 横架材の認識

- ・ 床、屋根下地
- ・ 大引き (母屋)
- ・ 合掌梁 (登り梁)
- ・ 製材、構造用集成材、構造用大断面集成材、構造用単板積層材、MSR製材、軽量鉄骨、木造トラス、普通型钢
- ・ 梁継ぎ手 → 自動設定 → ユーザチェック修正
- ・ 根太 (垂木)
- ・ 床梁 (棟木、隅木、小屋梁、飛梁)
- ・ 胴差し、軒桁、まぐさ

(7) 耐力壁・筋かい

- ・ 筋かい耐力壁 (片方向、両方向)  
木材筋かい等告示記載のもの (鉄筋?)
- ・ 面材耐力壁 (筋かい併用含む)  
面材は木ずり等告示記載のもの及び構造用合板等論理的に可能なもの  
但し、変形計算できるものとできないものに区分明記する
- ・ 置換ブレースの標準形状  
タイプ名



注1) 左側が通り心番号若い番号

注2) 斜材として認識すべき事項

樹種、断面積、接合、圧縮筋かいとしての扱い (無視または計算による)

(8) 土台・基礎

- 1) 基礎形式: 布基礎 (杭基礎、独立基礎は別途計算)
- 2) 認識対象: 基礎梁、基礎小梁、布基礎
- 3) 平面形状: 平面グリットに乗ること

## (1) 木材の樹種・等級、許容応力度と部材標準断面形状

## 1) 構造用木材(上級構造材、普通構造材)

- ・許容応力度：学会規準による
- ・良く使用する断面寸法

柱	105×105	120×120	135×135	150×150	
梁	105×240	105×270	105×300	105×330	105×360
	120×240	120×270	120×300	120×330	120×360
	135×240	135×270	135×300	135×330	135×360
斜材	90×30	90×45	90×90		
	105×35	105×52	105×105		
	120×40	120×60	120×120		

## 2) 構造用集成材

- ・許容応力度：学会規準による
- ・良く使用する断面寸法

柱	105×105	120×120	135×135	150×150	180×180				
梁	105×240	105×270	105×300	105×330	105×360	105×390	~	105×600	@30
	120×240	120×270	120×300	120×330	120×360	120×390	~	120×600	@30
	135×240	135×270	135×300	135×330	135×360	135×390	~	135×600	@30
	150×240	150×270	150×300	150×330	150×360	150×390	~	150×600	@30
斜材	90×30	90×45	90×90						
	105×35	105×52	105×105						
	120×40	120×60	120×120						

3) 構造用 L V L

・許容応力度・その1 (建設省通達住指第120号) (単位 Kg/cm<sup>2</sup>)

曲げヤング 係数区分	等級	長期応力に対する 許容応力度			短期応力に対する 許容応力度		
		圧縮	引張り	曲げ	圧縮	引張り	曲げ
180 E	特級	155	120	195	長期応力に対する圧縮、 引張り又は曲げのそれぞ れの数値の2部とする。		
	1級	150	100	170			
	2級	140	85	140			
160 E	特級	140	105	175			
	1級	135	90	150			
	2級	125	75	125			
140 E	特級	120	90	155			
	1級	120	80	130			
	2級	110	65	110			
120 E	特級	105	80	130			
	1級	100	65	110			
	2級	95	55	95			
100 E	特級	85	65	110			
	1級	85	55	95			
	2級	80	45	80			
80 E	特級	70	50	85			
	1級	65	45	75			
	2級	65	40	65			

(注) 曲げヤング係数区分及び等級は構造用単板積層材規格の定めるところによる。

・許容応力度・その2 (建設省通達住指第120号) (単位 Kg/cm<sup>2</sup>)

水平せん断性能	長期応力に対する せん断の許容応力度	短期応力に対する せん断の許容応力度
65 V - 55 H	13	長期応力に対するせん断 の数値の2倍とする。
60 V - 51 H	12	
55 V - 47 H	11	
50 V - 43 H	10	
45 V - 38 H	9	
40 V - 34 H	8	
35 V - 30 H	7	

(注) 水平せん断性能は構造用単板積層材規格の定めるところによる。

・良く使用する断面寸法

105×150	105×180	105×210	105×240	105×270	105×300	105×330	105×360
120×150	120×180	120×210	120×240	120×270	120×300	120×330	120×360
135×300	135×330	135×360					
150×300	150×330	150×360					

(2) 面材の種別、材厚と許容耐力等

1) 使用する面材の種別と材厚

構造用合板(1級、2級) ラワン合板 厚さ=7.5、9、12、15、18

ベイマツ合板 厚さ=7.5、9、12、15、18

構造用パネル(パーティクルボード、WB、OSB)

硬質木片セメント板

石膏ボード

厚さ=12、15

2) 許容耐力等

材料定数は学会規準及び枠組壁工法建築物構造計算指針

(3) 接合具の種別、形状と許容耐力等

1) 使用する接合具

釘(N、CN、ZN、(GN,SN))

在来軸組構法用金物(通称Zマーク表示金物)

枠組壁工法用金物(通称Cマーク表示金物)

3階建木造住宅用接合金物

2) 許容耐力等

許容耐力と剛性は学会規準及び枠組壁工法建築物構造計算指針

(4) その他の材料

鋼材 SS400

コンクリート  $F_c=150、180、210、240$

鉄筋 SD295、SR235

(5) 木質部材の名称と設計事項

分類	名称	設計変数	条件
屋根          小屋組	野地板	配置、受け材有無、種別、厚さ、接合	仕上げ、積雪、風
	たるき	間隔、樹種等級、断面	
	母屋	間隔、樹種等級、断面	
	棟木	樹種等級、断面	
	隅木	樹種等級、断面	
	合掌梁	樹種等級、断面	
	小屋梁	樹種等級、断面	
	投掛け梁	樹種等級、断面	
	飛梁	樹種等級、断面	
	火打梁	種別、樹種等級、断面、接合	
	屋根トラス	形状、樹種等級、断面、接合	
	小屋束	樹種等級、断面	
	小屋筋違	樹種等級、断面、接合	
	桁行筋違	樹種等級、断面、接合	
横架材	軒桁	樹種等級、断面、継ぎ手	別途対応(風スパン)
	妻梁	樹種等級、断面、継ぎ手	
	胴差し	樹種等級、断面、継ぎ手	
	床根太	間隔、樹種等級、断面	
	(床)小梁	樹種等級、断面、接合	
	(床)梁	樹種等級、断面、継ぎ手、接合	
鉛直部材	まぐさ	樹種等級、断面、接合	別途対応(風スパン)
	通し柱	樹種等級、断面、接合(ほぞ、金物)	
	管柱	樹種等級、断面、接合(ほぞ、金物)	
	支持柱	樹種等級、断面、接合(ほぞ、金物)	
耐力壁関係	間柱	間隔、樹種等級、断面、接合(釘)	別途対応(風スパン)
	壁下地	配置形状、種別、厚さ、接合	
床構面関係	筋違	種別、樹種等級、断面、接合	
	床下地	配置、受け材有無、種別、厚さ、接合	
	火打梁	種別、樹種等級、断面、接合	

(6) 接合の名称と設計項目

分類	名称	設計変数	条件
直接	木材相互	突きつけ、接着	
接合金物 使用せず	木材相互 木-面材	鉄丸釘(N)、太め丸釘(CN) ボルト 太め丸釘(CN) OSB(CN) 石膏ボード用釘(GN) シーリング用釘(SN)	
接合金物	軸組構法用 Zマーク 粋組構法用 Cマーク 3階建用		
鋼構造	鋼-鋼	溶接、中ボルト、高力ボルト	

(1) 各部のモデル

1) 柱

通し柱、管柱、独立柱：トラス材として扱う

上下の柱の平面ずれ9/10/6は無視する

直下に柱がなく、梁で支えている場合→等価支持部材→直交架構に荷重として伝達

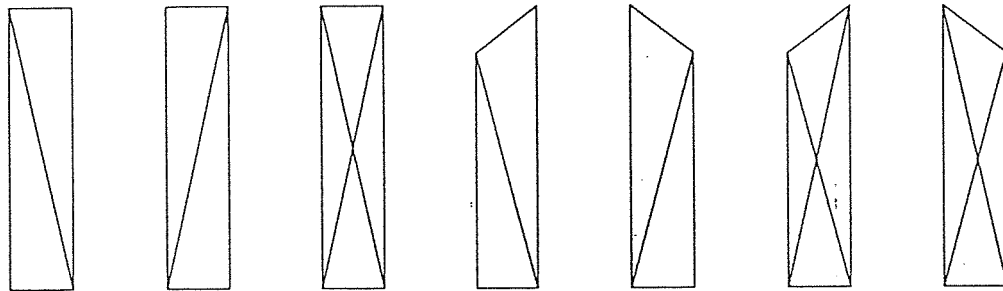
2) 壁

耐力壁と支持壁

筋かい耐力壁と面材釘打ち耐力壁

直下は柱、支持壁又は耐力とする

いづれも接合部変形を考慮しブレースに置換する



3) 梁、桁、胴差し

腰壁、垂れ壁及び床の曲げ効果を考慮したラーメン部材として扱う

継ぎ手を考慮すること

梁の支持は柱、支持壁及び耐力壁とする。

梁で受ける場合は、梁→梁→(柱、支持壁及び耐力壁)

4) 小屋組

問題点

認識：屋根面仕上げ、面構造の構成、小屋束、小屋梁等横架材、天井面

横架材：片持ち、単純梁、連続梁

面内剛性：軒桁水平面を剛として扱う剛

水平荷重：軒桁面で入力

5) 土台・基礎

布基礎

基礎梁

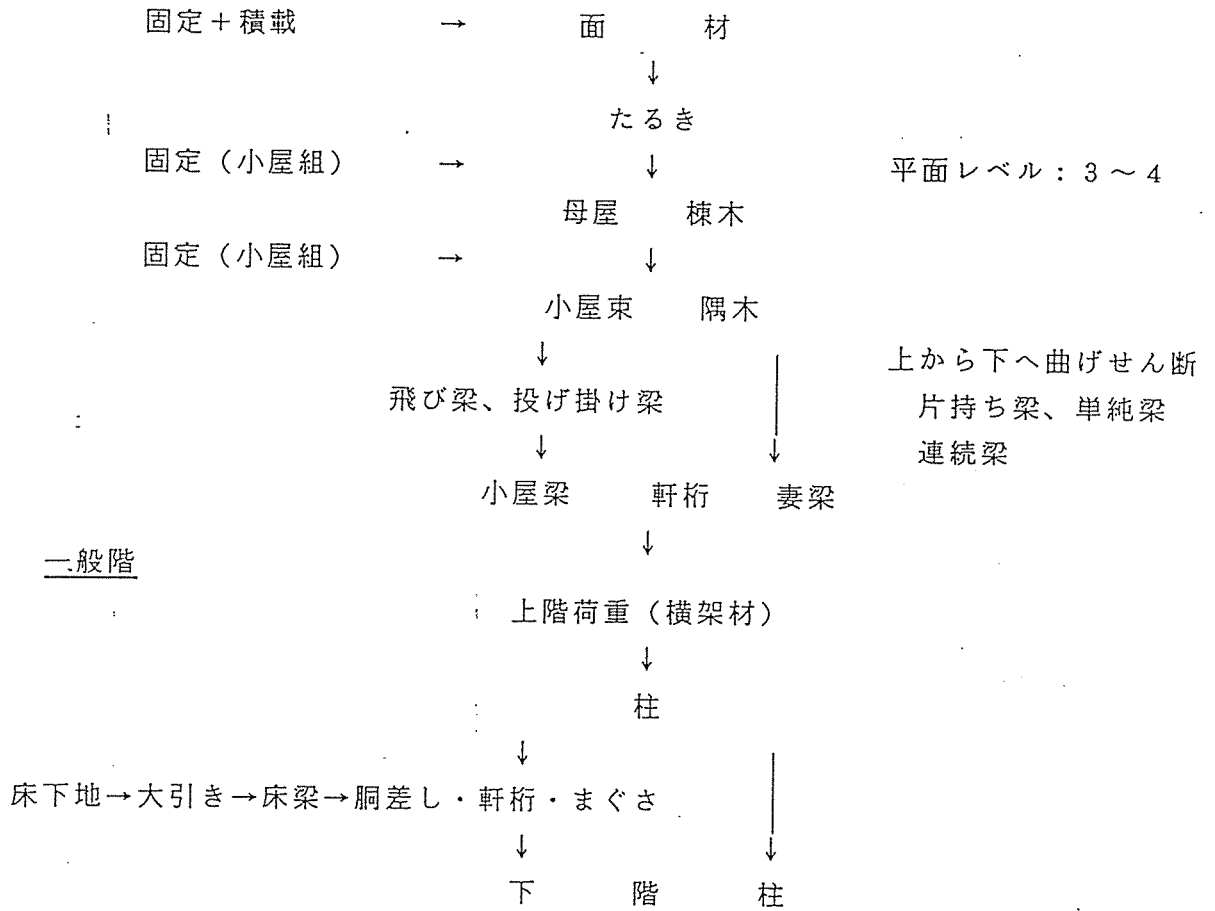
連続梁として扱う



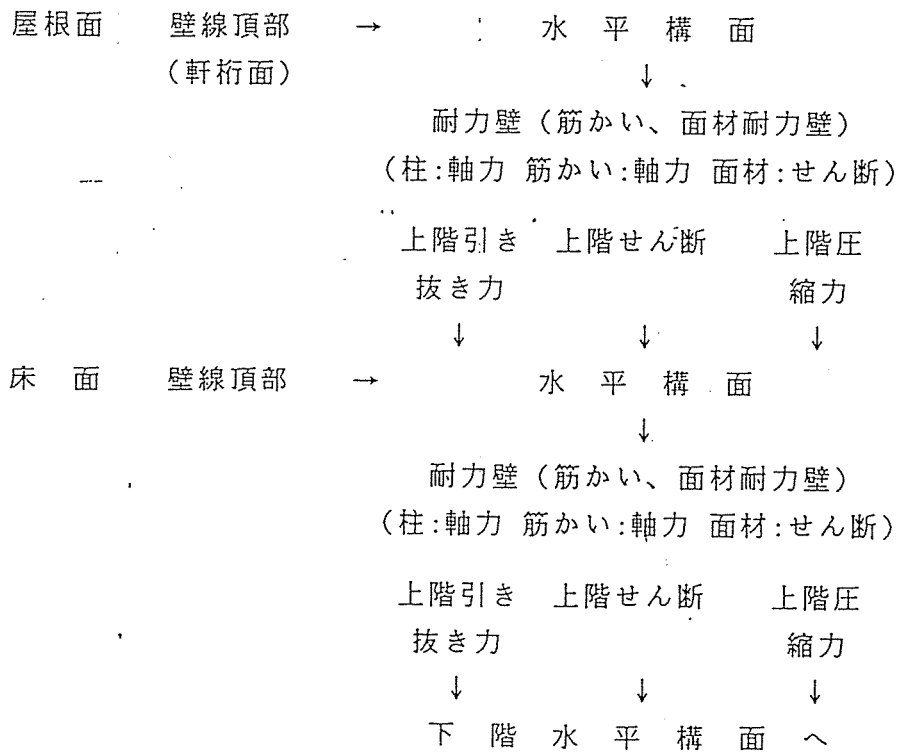
(2) 荷重の流れ

1) 鉛直荷重

屋根・小屋組



2) 水平荷重



(3) 架構のモデル化

1) 概要

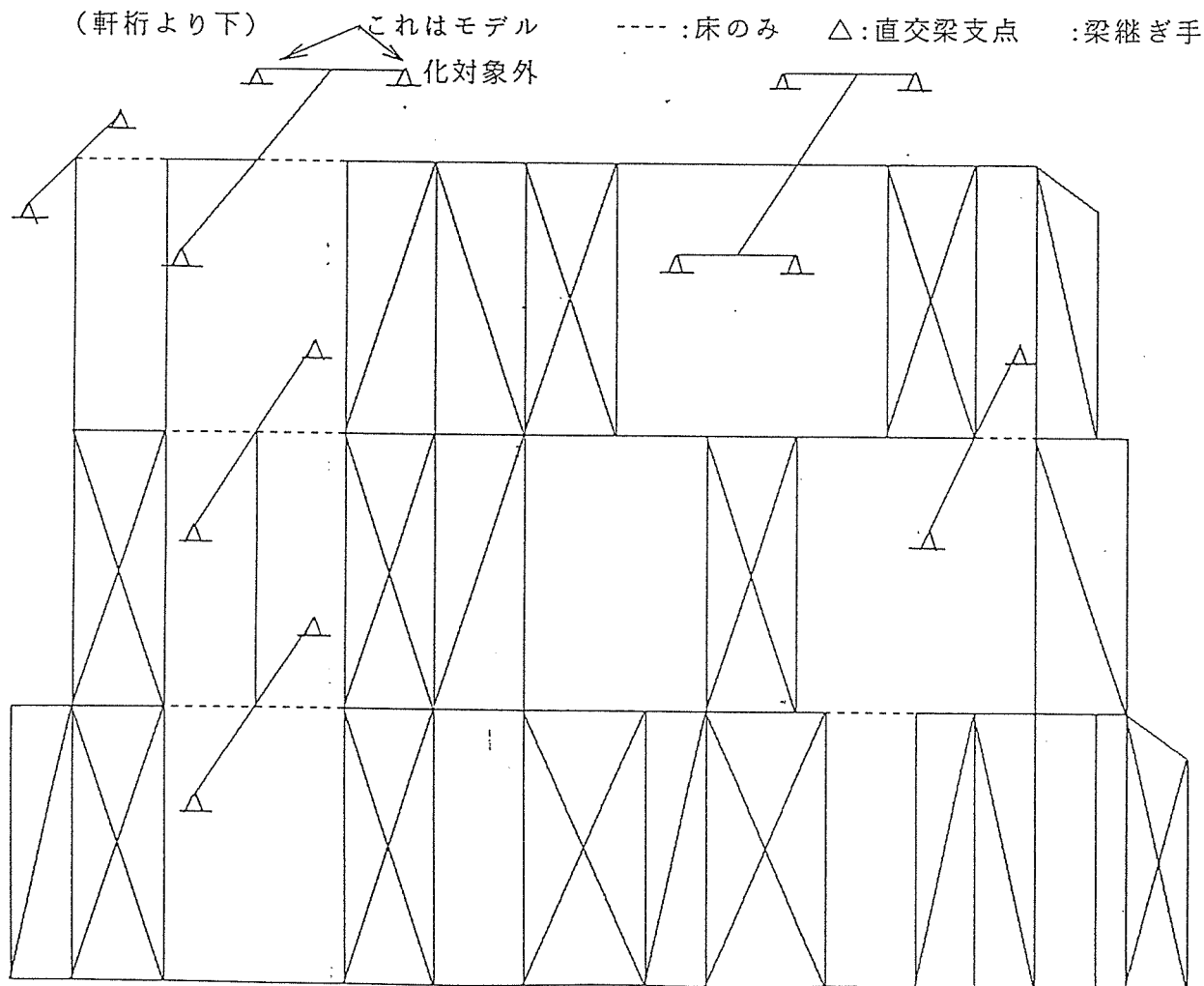
- ・鉛直と水平荷重時同一モデル  
(小屋部分を除く)
- ・接合部剛性と梁継ぎ手を考慮した  
トラス・ラーメンモデル
- ・マトリックス有限要素法平面応力解析  
(直交梁は仮想柱としてモデル化)
- ・架構データ自動生成
- ・各平面架構の荷重負担は剛性比負担

問題点

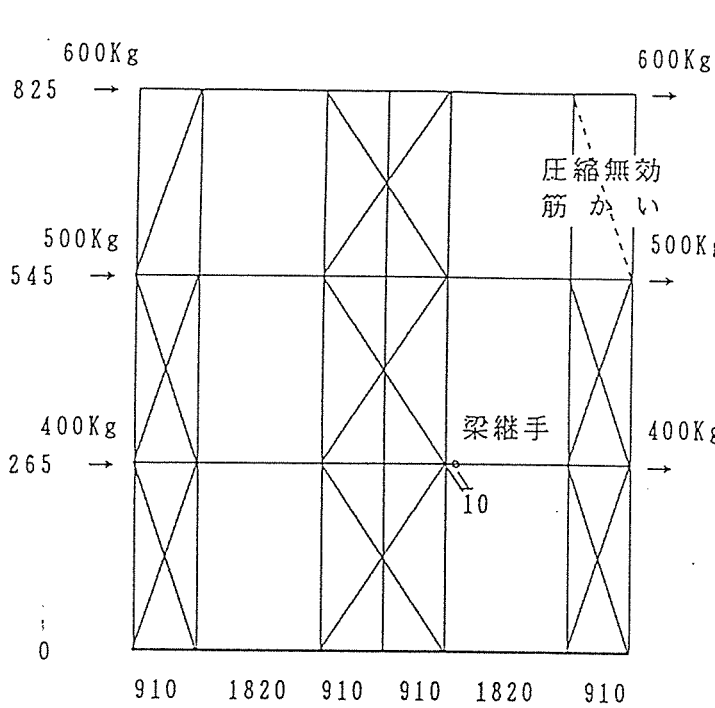
- ・梁でラーメン架構形成できるか
- ・梁の剛性評価と応力処理(断面検討)
- ・梁の継ぎ手(設計時指定できるか?)
- ・通り心のわずかなずれどうするか  
平面的、上下階
- ・直下に柱がない場合  
軸力伝達  
支持梁の剛性・変形と応力
- ・接合部剛性と強度の論理化
- ・耐力壁はブレース置換
- ・平面架構解析の限界
- ・柱を直交梁で受ける場合の処理
- ・剛床仮定
- ・床面積荷重負担もオプションとして  
つけ加える(柔床仮定)

2) モデル化の事例

(軒桁より下)



(4) 架構の応力解析の事例



1) 樹種：べいつが ( $E=80,000\text{Kg/cm}^2$ )

2) 部材断面

2 階梁：120×240

3 階梁：120×240

R 階梁：120×180

1 階柱：105×105

2 階柱：105×105

3 階柱：105×105

筋かい：45×90

3 階X5~X6を除き引張  
り圧縮共有効

3) 接合部等による有効部材剛性

・計算例 A

梁断面二次モーメント=部材の120%

接合部=完全剛接合

・計算例 B

梁断面二次モーメント=部材の120%

柱有効断面=部材の50%

筋かい有効断面=部材の25%

2) 解析結果

計算例 A (接合部完全剛)

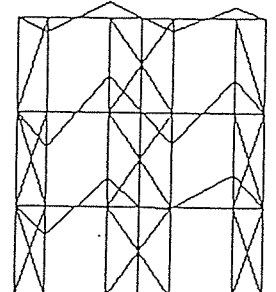
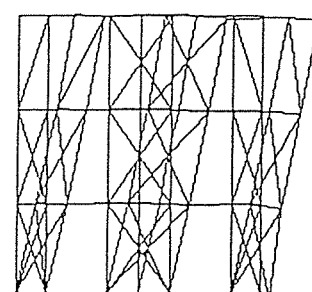
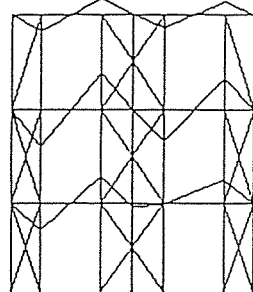
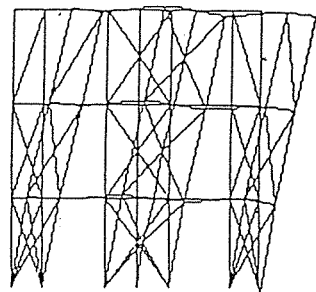
計算例 B (接合部変形考慮)

$\delta_{\text{Max}} = 1.666\text{cm}$

$M_{\text{Max}} = 0.50\text{t}\cdot\text{m}$

$\delta_{\text{Max}} = 4.262\text{cm}$

$M_{\text{Max}} = 0.63\text{t}\cdot\text{m}$

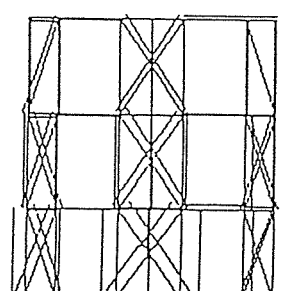
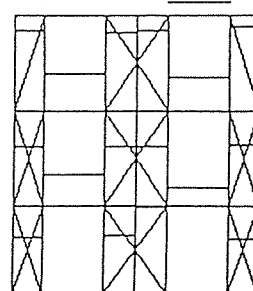
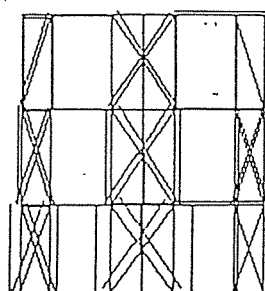
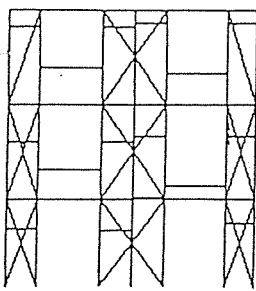


$Q_{\text{Max}} = 0.54\text{t}$

$N_{\text{Max}} = 3.41\text{t}$

$Q_{\text{Max}} = 0.67\text{t}$

$N_{\text{Max}} = 2.72\text{t}$



トラス・ラーメンモデル解析結果

(1) 荷重

1) 固定荷重

一般荷重 : 屋根、床、ベランダ、階段室、壁等

--- 各標準仕様10より5個以内選択+オプション2タイプ以内入力指定

特殊床荷重 : 等分布、集中各階5箇所以内

2) 積載荷重

(単位: Kgf/m<sup>2</sup>)

No	タイプ	床用	架構用(圧縮用)	架構用(引抜用)	地震用
1	標準	180	130	100(?)	60
2	オプション				

3) 積雪荷重

・積雪量と積雪荷重

一般地 積雪量: 30または50cm、長期0 Kgf/m<sup>2</sup>、短期60または100Kgf/m<sup>2</sup>

多雪地 積雪量: 100, 150, 200cm、比重0.3、長期架構用70%、短期架構用35%

・多雪地域での屋根勾配による低減長期積雪荷重

屋根勾配	$\theta \leq 30^\circ$ 58/100以下	$30^\circ < \theta \leq 40^\circ$ 58/100~84/100	$40^\circ < \theta \leq 50^\circ$ 84/100~119/100
低減係数	1.0	0.75	0.5
100	210	157.5	105
150	315	236.3	157.5
200	420	315	210

雪下ろしによる低減は行わない。

4) 風荷重

速度圧 :  $60\sqrt{h}$  (地域指定がある場合は入力( $40\sqrt{h}$ 以下は不可)、計算書明示)

風圧係数: 建築基準法による。

全体水平力は、風上0.8、風下0.4

屋根面局部風圧係数は、

	$2/10 < \tan\theta < 4/10$	
	$4/10 \leq \tan\theta$	

(注) 1) ⇒印は風向を示す。

2) l/10が3mを超えるときは3mとする。

5) 地震荷重

学会規準 標準せん断力係数: 0.2又は0.3

建物固有周期 : 0.03 h 又は入力指定計算書に明示

(2) 応力と変形の計算

		一般地		多雪地		
鉛直荷重時 応力解析	非積雪時	鉛+圧縮積載 $D+L_c$	鉛+引抜積載 $D+L_T$	鉛+圧縮積載 $D+L_c$	鉛+引抜積載 $D+L_T$	
	積雪時			鉛+圧縮積+雪 $D+L_c+S_2$	鉛+引抜積+雪 $D+L_c+S_2$	
水平荷重時 応力解析	風荷重		X方向正加力 $W$	X方向負加力 $W$	X方向正加力 $W$	X方向負加力 $W$
	地 震 荷 重	非積雪時	X方向正加力 $E_1$	X方向負加力 $E_1$	X方向正加力 $E_1$	X方向負加力 $E_1$
積雪時				X方向正加力 $E_2$	X方向負加力 $E_2$	

(3) 組み合わせ応力

部位	長短	一般区域		多雪区域		
横架材	長期	$D+L_c$		$D+L_c+S_2$		
	短期	$D+L_c+W$	$D+L_c+E_1$	$D+L_c+W$	$D+L_c+E_2$	$D+L_c+W+S_2?$
柱	長期	$D+L_c$	$D+L_T$	$D+L_c+S_2$	$D+L_T+S_2$	
	短期	$D+L_c+W$	$D+L_T+W$	$D+L_c+E_1$	$D+L_T+E_1$	$D+L_c+W+S_2$ $D+L_c+E_2+S_2$
壁	長期	$D+L_c$	$D+L_T$	$D+L_c+S_2$	$D+L_T+S_2$	
	短期	$D+L_c+W$	$D+L_T+W$	$D+L_c+E_1$	$D+L_T+E_1$	$D+L_c+W+S_2$ $D+L_c+E_2+S_2$
基礎	長期	$D+L_c$	$D+L_T$	$D+L_c+S_2$	$D+L_T+S_2$	
	短期	$D+L_c+W$	$D+L_T+W$	$D+L_c+E_1$	$D+L_T+E_1$	$D+L_c+W+S_2$ $D+L_c+E_2+S_2$

- D : 固定荷重による応力
- $L_c$  : 圧縮検討用積載荷重による応力
- $L_T$  : 引き抜き検討用積載荷重による応力
- $S_1$  : 一般地積雪荷重による応力
- $S_2$  : 多雪地積雪荷重による応力
- W : 風荷重による応力
- $E_1$  : 非積雪時の地震による応力
- $E_2$  : 積雪時の地震による応力

(1) 検討部位と項目

分類	部 位	検 討 項 目	決 定 事
建物 全体	建物形状、荷重と 柱・耐震要素の配置	柱直下率 壁量又は許容層せん断力 偏心率、ねじり補正 層間変形角、剛性率 転倒	柱、耐震要素 配置の適否
屋根	屋根下張り 軒先、けら場 横架材 たるき 屋根梁 胴差し 桁 屋根小梁	面内強度 吹き上げ 鉛直曲げ、せん断、たわみ 鉛直曲げ、せん断、たわみ 鉛直曲げ、せん断、たわみ、面外荷重 鉛直曲げ、せん断、たわみ、面外荷重 鉛直曲げ、せん断、たわみ	樹種、厚さ、釘 接合仕様 断面 断面、継ぎ手、接合 断面、継ぎ手、接合 断面、継ぎ手、接合 断面、接合
3階	床下張り 横架材 根太 床梁 胴差し 桁 床小梁 柱 耐力壁 筋かい 面材耐力壁	面内強度 鉛直曲げ、せん断、たわみ 鉛直曲げ、せん断、たわみ 鉛直曲げ、せん断、たわみ、面外荷重 鉛直曲げ、せん断、たわみ、面外荷重 鉛直軸力、部材、接合 軸力、部材、接合 せん断力、部材、接合	樹種、厚さ、釘 断面 断面、継ぎ手、接合 断面、継ぎ手、接合 断面、継ぎ手、接合 断面、接合 断面、接合 断面、接合 断面、接合
2階 1階	3階と同様 3階と同様		
基礎	基礎盤 基礎梁	接地圧、盤強度(曲げ、せん断、付着) 曲げ、せん断、付着	盤配置、配筋 梁形状、配筋

(2) 判定規準

項 目	判 定 規 準	
壁量OR層せん断力	46条壁量 OR 計算必要壁量 +マージン指定可	床根太、床梁 まぐさ 長期 L/300 かつ 2cm かつ 指定値 短期 L/150 かつ 2cm かつ 指定値
層間変形角	無指定 OR 1/150 (1/150)+マージン指定可	
偏心率	無指定 OR 0.15 (0.15)+マージン指定可	
剛性率	無指定 OR 0.6 (0.6)+マージン指定可	
応力	許容(規定)耐力 部位種別マージン指定可	
たわみ	慣用値 部位種別マージン指定可 左表参照	天井根太、たるき 屋根根太、屋根梁 長期 L/200 かつ 2cm かつ 指定値 短期 L/100 かつ 4cm かつ 指定値
接地圧	1.0 OR (1.0)+マージン指定可	
転倒安全率	1.0 OR (1.0)+マージン指定可	

目 次	ページ
1. 一般事項	2
1. 1 建物概要	2
1. 2 設計方針	2
1. 3 構造概要略図	3
2. 使用材料および許容応力度	6
3. 設計荷重	7
3. 1 各部仕様と固定荷重	7
3. 2 積載荷重	8
3. 3 積雪荷重	8
3. 4 風荷重	8
3. 5 地震荷重	8
4. 鉛直荷重と柱直下率	9
4. 1 柱配置と柱直下率	9
4. 2 鉛直荷重	11
(1) 非積雪時圧縮検討用	
(2) 非積雪時引抜き検討用	
(3) 積雪時圧縮検討用	
(4) 積雪時引抜き検討用	
5. 水平荷重	15
5. 1 風荷重の算定	15
5. 2 地震荷重の算定	17
6. 耐力壁の設計と検討	19
6. 1 耐力壁標準設計	19
6. 2 有効耐力壁の配置と耐力の算定	20
6. 3 46条の規定の壁量の検討(参考)	22
(1) 地震力に対する所要壁長さ	
(2) 風圧力に対する所要壁長さ	
(3) 令46条に定める所要壁量の判定	
6. 4 偏心、層間変形角と剛性率	25
6. 5 水平力負担	26

7.	水平応力解析	2 8
7. 1	風荷重時応力解析	2 8
7. 2	地震荷重時応力解析	3 0
8.	各部の設計	3 2
8. 1	共通二次部材の設計	3 2
8. 2	各部の接合と継ぎ手の標準設計	3 5
8. 3	屋根の設計	3 7
	(1) 屋根構面の検討	
	(2) 小屋組・軒先の検討	
	(3) もや	
	(4) はり、桁及び胴差の設計	
8. 4	3階の設計	4 5
	(1) 床構面の検討	
	(2) はり、桁及び胴差の設計	
	(3) 耐力壁の設計	
	(4) 柱の設計	
8. 5	2階の設計	6 0
8. 6	1階の設計	7 5
	(1) 床構面の検討	
	(2) はり、桁及び胴差の設計	
	(3) 耐力壁の設計	
	(4) 柱の設計	
	(5) 土台及びアンカーボルトの検討	
9.	基礎の設計	9 0
9. 1	基礎形状と荷重	9 0
9. 2	地耐力の検討	9 1
9. 3	布基礎の設計	9 3
9. 4	基礎梁の設計	9 5
付録		9 6
(1)	柱の許容座屈耐力	9 6
(2)	土台およびはりに対する柱のめり込み耐力	9 7
(3)	梁の断面性能	9 8
(4)	接合部剛性と強度	9 9



種 別	対 象	内 容
各部の標準仕様	屋根 天井 床 壁	構成材料名称、寸法、固定荷重 構成材料名称、寸法、固定荷重 構成材料名称、寸法、固定荷重 構成材料名称、寸法、固定荷重
材 料 定 数	製材 集成材 LVL 面材	樹種、許容応力度、E、Gなど 樹種、許容応力度、E、Gなど 樹種、許容応力度、E、Gなど 樹種、許容応力度、E、Gなど
接 合 具 特 性	突きつけ 釘、ボルト、スクリュー釘 カスクリュー、かすがい 接合金物	剛性、めり込み耐力 種別、呼称、寸法、剛性、強度 種別、呼称、寸法、剛性、強度 種別、呼称、寸法、剛性、強度
継 ぎ 手 仕 様	梁-梁 桁-桁	位置の規約、形状 位置の規約、形状
接 合 部 仕 様 と 構 造 性 能	柱-土台 柱-桁 柱-梁 胴差し-胴差し 桁-梁 貫-柱 小屋組関係	樹種、形状、使用治具、剛性、強度 樹種、形状、使用治具、剛性、強度 樹種、形状、使用治具、剛性、強度 樹種、形状、使用治具、剛性、強度 樹種、形状、使用治具、剛性、強度 樹種、形状、使用治具、剛性、強度 樹種、形状、使用治具、剛性、強度
	筋かい-横架材 筋かい-土台	樹種、形状、使用治具、剛性、強度 樹種、形状、使用治具、剛性、強度
	面材接合	材料、形状、使用治具、剛性、強度
部材構造仕様 と 断 面 性 能	もや たるき 小梁 梁、桁、胴差し	断面性能 断面性能 断面性能、接合 断面性能、継ぎ手、接合
	柱仕様・性能	断面、接合、ほぞ、座屈耐力
	筋かい耐力壁 面材耐力壁	形状、使用治具、剛性、強度 形状、使用治具、剛性、強度
基 礎 関 係	標準布基礎断面 標準基礎梁断面	断面形状、配筋、強度、許容接地圧 断面形状、配筋、強度

## 4. 接合部

3章で述べたように、木造軸組構法を構造解析しようとする場合には、有限要素法などの解析プログラムを使用することになる。また、詳細に計算することは、その強度・耐力だけでなく、変形性能を把握できなければ意味がない。この点が、木造軸組構法の従来の構造設計プロセスで、最も欠けていたところである。

そこで、ここでは、建物の変形を求めるための基礎的なデータを収集して整理した。木材の部材単体は、ヤング係数やせん断弾性係数として、弾性剛性が与えられている。従って、建物の変形を求めるために、現在最も重要なのは、接合部の剛性評価である。ここでは、この、接合部の剛性を評価するための既往の研究文献を中心に、収集整理した。

### 4. 1 接合部の種類と要求される性能

木造軸組構法の骨組みの概要を図に示した。この図には、軸組をはじめとして、各部材が線材として認識可能なことがよく現れている。また、この図では、面材を用いた耐力壁は省略されているが、それらも、線材に置換することが出来ることが、これまでの研究で示されている。

さて、この図には軸組構法の主な接合部が併せて示されている。木造軸組構法では、主に図中のような接合部について、その剛性・降伏点強度が評価できるようにならなければならない。

建物に生じる応力は、常時の荷重状態（主に鉛直荷重）と、台風や地震時の非常時の荷重状態（主に水平荷重）を想定して設計するのが、現在の一般的な設計法であるが、それらを勘案して、その各接合部に生じるであろう応力の種類、およびその必要度を整理したのが次の表である。

これらについては、4. 3において、剛性の分かるような既往の研究データを収集した。その結果は、次節4. 2にまとめて示した。



表 各接合部に生じる応力の種類とその必要度

×；その接合部にはほとんど生じない応力

△；場合によっては生じる応力、または生じても小さい応力

○；主に生じる応力で、解析に際してその剛性が必要な応力

接合部	要求される応力			
	M (曲げモーメント)	Q (せん断)	N (軸方向力) 引張 ・ 圧縮	
柱－土台	×	△	○	○
柱－桁	×	△	○	○
（柱－梁）	×	○	○	○
胴差し－胴差し（継手）	×	○	○	○
桁－桁（継手）	×	○	○	○
桁－梁	×	○	○	○
梁－梁（継手）	×	○	○	○
棟木－棟木（継手）	×	○	○	○
母屋－母屋（継手）	×	○	○	○
（隅木－隅木（継手））	×	○	○	○
束－梁	×	×	○	○
束－桁	×	×	○	○
束－隅木	×	×	○	○
束－母屋	×	×	○	○
筋かい－横架材	×	×	○	○
筋かい－土台	×	×	○	○
貫－柱（貫が大きい場合）	○	×	×	×
間柱－横架材	×	○	×	×
たるき－桁	×	○	×	×
たるき－母屋	×	○	×	×
たるき－棟木	×	○	×	×
たるき－隅木	×	○	×	×

#### 4. 2 接合部のモデル化と剛性・降伏点強度

有限要素法などの解析法によれば、部材は、部材は線材に置き換えられる。そして、接合部の接点は、平面解析の場合は、x, y 及び回転の3成分の拘束条件を有しており、立体解析の場合には、変位に対する剛性3成分と回転に対する剛性3次元の、合計6成分である。詳細な構造解析には、立体解析を行うことが望ましいが、現時点で、木造の軸組にこれを要求するのは酷である。また、他の構造との横並びからも、平面解析で十分である。

さて、それぞれの接合部に生じるであろう応力は、4. 1で示した。木造の場合、それぞれの剛性・耐力が、プラス方向とマイナス方向で異なっている場合が少なくない。4. 1で示したように、軸方向力はほとんどの場合がそれに相当する。

ここでは、4. 1で示した応力のうち、4. 3に示した文献などから、解析に代入するためのデータをまとめた。

これらを概観すると、一般に、耐力壁や柱-土台などの耐力壁に関する部分のデータは、比較的充実しているものの、単なる胴差しの継手など継手系統のデータは少ない。規準・基準の類でも、許容応力度を定めたものは見受けられるが、剛性を求められるものは少ない。釘に関して、「枠組み壁構法建築物構造設計規準」が唯一これに相当する。ただし、この式も、剛性はかなり低めに設定されているという指摘がある。その他の接合具については、皆無と言って良い。

表 各接合部の剛性・降伏強度の値

	剛性のレベル				
	応力の種類	初期剛性	降伏点変位 (変形角)	二次剛性	最大変位 (最大回転角)
柱-土台、柱-桁、柱-梁					
①ほぞ差しT型金物	N (引張)	2000~3000kg/cm	0.5cm	1000~2000kg/cm	2.0cm
	N (圧縮)				
②ほぞ差し釘打ち(2-N90)					
	N (引張)	4000kg/cm	0.1cm	1000kg/cm	1.2cm
	N (圧縮)				
③かすがい(2-C120)					
	N (引張)	1200kg/cm	0.25cm	400kg/cm	1.0cm
	N (圧縮)				
④山形プレート(VP)					
	N (引張)	1500kg/cm	0.1cm	0kg/cm	0.6cm
	N (圧縮)				
⑤山形プレート(VP)					
	N (引張)	1500kg/cm	0.1cm	0kg/cm	0.6cm
	N (圧縮)				

#### 胴差し-胴差し(継手)

##### ①短冊金物添え板

	剛性のレベル				
	応力の種類	初期剛性	降伏点変位 (変形角)	二次剛性	最大変位 (最大回転)
桁-桁 (継手)					
①短冊金物添え板					
桁-梁					
①羽子板ボルト	N (引張) N (圧縮)	1000~2000kg/cm	0.2cm	500~1000kg/cm	1.0cm
梁-梁 (継手)					
棟木-棟木 (継手)、母屋-母屋 (継手)、隅木-隅木 (継手)					
束-梁、束-桁、束-隅木、束-母屋					
①かすがい(C120)	N (引張) N (圧縮)	600kg/cm	0.25cm	200kg/cm	1.0cm
筋かい-横架材、筋かい-土台					
①ほぞ差し釘打ち(2-N90)					
	N (引張) N (圧縮)	4000kg/cm	0.1cm	1000kg/cm	1.2cm
②かすがい(2-C120)	N (引張) N (圧縮)	1200kg/cm	0.25cm	400kg/cm	1.0cm
貫-柱 (貫が大きい場合)					
間柱-横架材					
たるき-桁、たるき-母屋、たるき-棟木、たるき-隅木					
①釘打ち(2-N75T)	N (引抜)	1500~2500kg/cm	0.1cm	500~1000kg/cm	0.5cm
②折り曲げ金物(SF)	N (引抜)	2000kg/cm	0.1cm	1000kg/cm	0.5cm
③ひねり金物(ST-9)	N (引抜)	1000~1500kg/cm	0.2cm	200~400kg/cm	0.7cm
④ひねり金物(ST-12)	N (引抜)	1000~2000kg/cm	0.2cm	200~400kg/cm	1.0cm
⑤ひねり金物(ST-15)	N (引抜)	1500~2500kg/cm	0.2cm	500~1000kg/cm	0.5cm
⑥くら金物(SS)	N (引抜)	500~700kg/cm	1.2cm	200~400kg/cm	1.5cm

#### 4. 3 接合部剛性評価のための文献収集

前節で述べたように、現在の規準・基準には、剛性を求められるような計算式を与えているものはわずかである。しかし、実験段階では、荷重－変形曲線が得られており、実験報告書では、それらの曲線が示されているものも少なくない。本節では、既往の文献の中から、軸組構法の各接合部の剛性が得られるような、荷重－変形曲線の示されている実験データを収集した。文献は、概ね、次の順に並んでいる。

##### ①釘

- ・建築学会「木構造計算基準・同解説 302くぎ接合」
- ・工業調査会「枠組み壁工法建築物構造計算指針」
- ・坪井善勝他「くぎ接合の耐力に関する実験報告」
- ・長沼重「くぎ接合に関する実験報告」日本建築学会論文集代18号
- ・塩原正典「釘の2面せん断結合について」
- ・塩原正典「釘接合について」日本建築学会論文報告集代63号

##### ②ボルト

- ・後藤一雄「羽子板ボルト接合耐力の実験報告」日本建築学会大会、昭和55年
- ・松下清夫他「ボルトの耐力決定に関する試案」日本建築学会
- ・建築学会「木構造計算基準・同解説 304ボルト接合」
- ・建築学会「木構造計算基準・同解説 305ラグスクリュー接合」
- ・建築学会「木構造計算基準・同解説 306ドリフトピン接合」
- ・建築学会「木構造計算基準・同解説 307ジベル接合」
- ・田辺平学他「木造斜材のボルト締め仕口に関する実験」建築雑誌604号
- ・日本住宅・木材技術センター「Zマーク金物仕様の手引き」

##### ③耐力壁関係接合部

- ・平嶋義彦他「既存木造住宅の耐震補強に関する研究」日本建築学会大会、昭和54年
- ・平嶋義彦他「既存木造住宅の耐震補強に関する研究」日本建築学会大会、昭和55年

##### ④和風仕口

- ・後藤一雄「追っかけ大栓継ぎの引張強度について」日本建築学会大会、昭和54年
- ・川島謙一「柱と土台の接合金物の引張耐力について」日本建築学会大会、昭和55年
- ・平野陽子「木造軸組工法のユニット化に関する研究」東京大学修士論文

##### ⑤その他の仕口・接合具・接合部

- ・平野陽子「木構造の継手・仕口に補強金物を使用した場合の強度等」建築技術
- ・河野輝夫「木構造柱梁仕口の強度及び剛節度の実験的研究」建築学会大会論文集、昭和13年4月
- ・飯塚五郎蔵「和風仕口の引張耐力試験」日本建築学会大会、昭和53年

302 くぎ接合

302.1 くぎの品質

くぎは JIS A 5508 (鉄丸くぎ) および JIS A 5551 (太め鉄丸くぎ) の規格による。これ以外のくぎについては試験によって定める。

302.2 くぎの許容せん断耐力

(1) 一面せん断に対する許容耐力

木材の側面(繊維と直角方向)に打たれた一面せん断に対する短期許容耐力は、木材の繊維の方向に対する力の方向にかかわらず(3.3)式を用いて求める。一面せん断に対する長期許容耐力は短期の1/2とする。

$$P = Kd^{1.8} \quad (3.3)$$

記号  $P$ : 一面せん断に対する短期許容耐力 (kgf)

$K$ : 樹種グループによる係数

J1, J2, J3 に対して、それぞれ、510, 460, 400 をとる。

$d$ : くぎ径 (cm)

ただし、側材厚はくぎ径の6倍以上、くぎの長さは側材厚の2.5倍以上を標準とする。

(2) 二面せん断に対する許容耐力

木材の側面に打たれた二面せん断に対するくぎの許容耐力は、一面せん断に対する許容耐力の値の2倍にとることができる。ただし、この場合、各材厚はくぎ径の6倍以上とし、くぎは3材を貫通するか、第3番目の材に対してくぎ径の9倍以上打ち込むものとする。

(3) 許容耐力の増減

(a) 引張材の端におけるくぎの許容せん断耐力は、次の割合に従って低減した値を用いる。

加力の方向に並ぶくぎ1列の数が10以上の場合 10%

加力の方向に並ぶくぎ1列の数が20以上の場合 20%

(b) 側材が鋼板(厚さがくぎ径の0.4倍以上)の場合には許容せん断耐力は25%増加することができる。

(c) 異樹種の材(針葉樹間における)を接合した場合の許容耐力は、耐力の小さい樹種に対する値による。

(d) 施工時や使用状態での木材の含水率が20%以上の場合は、301.6を適用する。

(e) くぎの打ち方(木口打ち・斜め打ち)によって許容耐力に低減係数を乗ずる。

(f) くぎにさびを生じるおそれのある場合には、適当な防せい処理を施す。

(4) 注意事項

(a) くぎ打ち本数

1か所のくぎの本数は2本以上とする。

(b) くぎの配置

板に対するくぎの配置の最小間隔、その他は、表3.2による。この場合、くぎは材の繊維に対して



表 3.2 板に対するくぎ配置の最小間隔, その他

$d$ : くぎ径 (cm)

加力が繊維方向の場合	加力方向	くぎ間隔	$12d$	
		くぎ側圧縮の作用する側の端距離	$15d$	
	加力に直角方向	くぎ列間隔	$5d$	
		縁距離	$5d$	
加力が繊維に直角方向の場合	加力方向	くぎ間隔	$8d$	
		縁距離	$8d$	
	加力に直角方向	同一繊維上くぎ間隔	$10d$	
		端距離	$10d$	

乱に打つものとする。

(c) 割れに対する考慮

繊維方向のくぎ間隔は、板厚が薄いものまたは割れやすい材においては、とくに打込みによって割れを生じないようにその間隔を大きくする。

302.3 合板を側材としたくぎの許容せん断耐力

(1) 一面せん断に対する許容せん断耐力

木材の側面（繊維に直角方向）に打たれた一面せん断に対する短期許容耐力は、木材の繊維または合板表板の繊維に対する力の方向にかかわらず、(3.3) 式または (3.4) 式で求めた値のうち、小さいほうの値とする。一面せん断に対する長期許容耐力は短期の  $1/2$  とする。

$$P = 375 \rho_p^{1.5} \cdot t^{0.75} \cdot d_n^{1.7} \quad (3.4)$$

記号  $P$ : 一面せん断に対する短期許容耐力 (kgf)

$d_n$ : くぎ頭部の直径 (cm)

$\rho_p$ : 合板の比重

$t$ : 合板の厚さ (cm)

ここで  $\rho_p$  の値は、表 3.1 の数値を用いてもよい。ラワン合板は J1 と同等とする。2 以上の樹種で構成された合板については低いほうの数値を用いる。また、主材に打ち込まれるくぎの長さは、くぎ径の 9 倍以上かつ側材厚の 1.5 倍以上とする。なお、ここに定める許容耐力は胴径が 2.7 mm 以上のくぎに適用する。

(2) 二面せん断に対する許容せん断耐力

木材の側面に打たれた二面せん断に対する許容耐力は、一面せん断に対する許容耐力の値の 2 倍にとることができる。ただし、この場合、くぎは合板を貫通し、くぎ径の 5 倍以上の部分折り曲げなければならない。

(3) くぎの配置

くぎの間隔、縁距離、端距離は、短期許容耐力の 2 倍の力が作用しても、木材に割れが生じたり、合板が切れない大きさとする。

(4) 許容耐力の増減

合板を側材とする場合も、302.2(3) に準じて許容耐力を低減する。

### 302.4 許容引抜耐力

#### (1) くぎの許容引抜耐力

繊維に直角方向に打たれた丸くぎの引抜きに対する短期許容耐力は、(3.5)式による。ただし、打ち込まれた木材の厚さはくぎ径の6倍以上であり、打込みによって材に割れを生じないことが必要である。長期許容引抜耐力は、短期の1/2とする。

$$P_w = 300 \rho^{2.5} d \cdot l \quad (3.5)$$

記号  $P_w$ ：短期許容引抜耐力 (kgf)

$\rho$ ：木材の気乾比重 (表3.1の数値を用いてもよい)

$d$ ：くぎ径 (cm)

$l$ ：打ち込まれた長さ (cm)

#### (2) 許容耐力の増減

表面加工あるいは表面処理を施した特殊くぎの引抜きに対する許容耐力は実験によって定める。

#### (3) 注意事項

(a) 構造耐力上主要な部分においてくぎを引抜方向に抵抗させることは避けなければならない。

(b) 木口面に打たれたくぎを引抜力に抵抗させることはできない。

(c) 側材のくぎ頭の貫通に対する抵抗が引抜耐力より小さい場合には、くぎ頭貫通抵抗値をくぎ接合部の耐力とする。

### 302.1 くぎの品質

くぎの製品規格として JIS がある。とくに、接合耐力を期待するくぎに相当するのは JIS A 5508 (鉄丸くぎ、通称 N くぎ)、および枠組壁工法用のくぎとして一般化している JIS A 5551 (太め鉄丸くぎ、通称 CN くぎ) である。また、耐力壁に用いる各種面材料 (ボード類) を木部に接合するためのくぎとして、石膏ボードなどの無機系ボード用の JIS A 5552 (GN くぎ)、シーリングボード用の JIS A 5553 (SN くぎ、SFN くぎ) などの JIS 規格がある。また、接合金物用のくぎとして亜鉛メッキされた ZN くぎがある。そのほかくぎ胴部にリング・スクリュー・バープ状などの溝が施されたもの、特殊な表面処理、先端の特殊な形状のものなどがあるが、試験によって耐力を確認することが必要である。胴径が同じであっても線材の抗張力に差があったり、先端の性状によって耐力に差が生ずることがよくあるからである。

### 302.2 くぎの許容せん断耐力

木材 (主材という) に木材あるいは合板をはじめとするボード類 (側材という) をくぎで接合するとき、くぎが主材を貫通し、反対側の側材にも打ち込まれるような接合を二面せん断といい、主材で止まるものを一面せん断ということにする。

このような接合部にせん断加力したとき、側材であるボードなどの種類や厚さを加えたときの耐力とその破壊形態の区分との定性的位置関係を示すと図 302.1 のようになる。このように破壊形態が異なるから、くぎ頭貫通型を示す合板側材の扱いについては、別途 302.3 の解説でとりあげている。

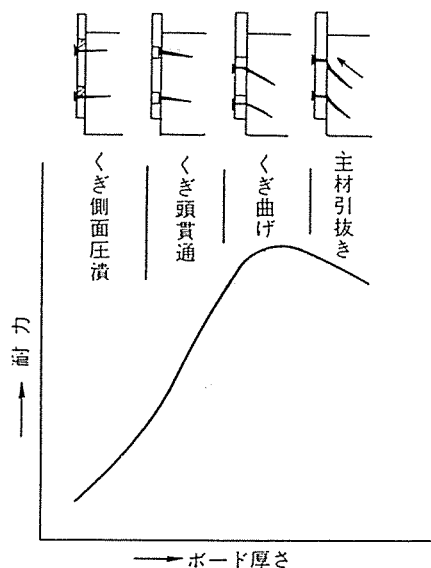


図 302.1 ボード類の厚さと耐力および破壊形態区分

(1) 一面せん断に対する許容耐力

くぎの耐力については、古くは W. Stoy<sup>1)</sup> の広範な実験があり、辻井・後藤<sup>2)</sup>らの実験をもとに現行の「木構造設計規準・同解説」では一面せん断に対する短期許容耐力の式として次式を用いていた。

$${}_sP = F_c \times 1.6 d^{1.8} \quad (302.1)$$

記号  ${}_sP$ ：一面せん断許容耐力 (kgf)

$d$ ：くぎ径 (cm)

$F_c$ ：木材の圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)，針葉樹Ⅰ類で 350，針葉樹Ⅱ類で 250

この式は変位 10 mm の耐力を最大耐力とみなし，これに安全率 2 をとった値で，かつ市販のくぎ径が規格値より細めのことあることを考慮したものである。この式の与える N くぎの耐力における変位は，細いくぎで 1.4 mm 程度，太いくぎで 1.8 mm 程度であることが実験結果から示されている。

ところで，くぎの耐力試験は枠組壁工法の導入以来，わが国で多くの実験が行われ，許容耐力の評価について検討されてきた。そして，実験を基にし，次式が用いられるようになった。

$${}_sP = P_{\max} \times 3/4 \times 1/2 \quad (302.2)$$

$${}_sP = P_{1.00} \times 3/4 \quad (302.3)$$

記号  ${}_sP$ ：一面せん断に対する許容耐力 (kgf)

$P_{\max}$ ：実験によって求めた最大せん断耐力の平均値

$P_{1.00}$ ：実験によって求めた相対変位が 1.00 mm のときのせん断耐力の平均値

3/4：ばらつきを考慮した係数

1/2：安全率 2 をみた安全係数

(302.2, 302.3) 式によって計算した値のいずれか小さいほうを短期許容せん断耐力としている。

米国では相対変位 0.38 mm (0.015 インチ) のときの耐力を基準とし，次式を用いているが，その耐力は最大耐力の 1/3.5 程度といわれている。

$$P = K \times D^{1.5}$$

記号  $K$  : 木材の比重によって決まる定数

$D$  : くぎ径 (インチ)

ドイツでは短期許容耐力は最大耐力の  $1/4$  で、そのときの変位量は約  $1.5 \text{ mm}$  であるとされている。

このようにくぎのせん断に対する短期許容耐力は最大耐力の  $1/3.5 \sim 1/4$  程度となっている。実験時の変位は木材の材質的な変動、くぎの種類あるいは接合のときの条件などで範囲がかなり広くなっている。また耐力・変位とも試験方法による差が影響する。とくにくぎの本数が多いと1本当りの耐力が減少する傾向にあるが、米国での試験はくぎ1本で行っている。

くぎは長期に作用する一定荷重や繰返しの荷重を受ける状態の下で、短期の荷重が作用したとき

- 1) W. Stoy : Tragfähigkeit von Nagelverbindungen im Holzbau, Mitteilungen von Fachausschuss für Holzfragen V. D. I.
- 2) 辻井静二・後藤一雄 : 釘接合の耐力に関する実験的研究, 日本建築学会論文報告集, 第60号, 1958.10

も、その耐力を担保する必要がある。有馬・佐藤ら<sup>1)</sup>の実験によれば長期に作用していた荷重比(負荷した荷重の最大耐力に対する比)が50%程度であったものと無負荷であったものの最大耐力を比較した結果、両者に差異は認められなかった。また、一定荷重や繰返し荷重を受けたとき、荷重比が小さい間は、ある時間経過後の変形が荷重比と比例関係にあるが、荷重比が30~40%以上になると、この比例関係からはずれていくことが認められている。(302.1)式と(302.2)式による数値はこの範囲内にあり、大きな差異はない。

したがって、本計算規準では以上のような点を勘案し、くぎの短期許容耐力は従来の「木構造設計規準・同解説」の(302.1)式を基本にし、最近の実験をもとに樹種区分を細分して、安全を確保する次式によることとした。

$$P = Kd^{1.8}$$

記号  $P$  : 一面せん断に対する短期許容耐力 (kgf)

$d$  : くぎ径 (cm)

$K$  : 樹種グループによる係数で、J1, J2, J3に対してそれぞれ、510, 460, 400をとる。

$K$ は「木構造設計規準・同解説」の(302.1)式の $F_c \times 1.6$ にほぼ相当する係数で、樹種区分を細分化している。

使用上あるいは計算上で、とくに変位が重要で、そのときの耐力の算定が必要とされる場合には、(3.3)式の荷重に対する変位を細いくぎで $1.4 \text{ mm}$ 、太いくぎで $1.8 \text{ mm}$ とし、原点を結ぶ直線補間で耐力を計算すれば安全側で設計できる。ただし、変位の正確さが要求される場合や、変位に対する耐力値を大きくとりたいときは、使用材料についての荷重-変位曲線を用いることが望ましい。なお、最近の実験では許容耐力時の変位が $1.0 \text{ mm}$ より小さい例もみられる。

ただし書で、側材厚がくぎ径の6倍以上、長さが側材厚の2.5倍以上を標準としているが、前者が側材のくぎ側面の抵抗、くぎ頭の貫通抵抗の確保を、後者は母材へのくぎ打込み深さの確保を意図している。このことは、図302.1の破壊機構からも理解されよう。

(3.3)式の値は接合部における木材の繊維方向の組合せによらない。最大耐力では差が少ないが、変位は繊維に直角のほうが若干大きいようであるから変位が問題になるときは実験で確認したほうがよからう。

一面せん断に対する長期許容耐力は短期許容耐力の1/2としたが、従来の「木構造設計規準・同解説」では1/3であった。長期許容耐力はクリープ変形が著しく進行しても、破壊にいたることがない耐力とみなされる。有馬・佐藤らのクリープ実験<sup>1)</sup>によれば荷重比が30～40%以下では、時間経過後の変位はある一定値に落ち着く傾向にあり、その値は負荷直後の変位の2倍程度である。したがって、短期許容耐力の1/2をもって、長期許容耐力としても安全上問題はないと考えられる。

しかしながら、未乾燥の状態で打ち込まれた接合部に負荷された場合には負荷直後の変位の2倍にとどまらず3倍以上になることもあるので、変位が問題になるときには安全側の値をとっておくべきであろう。また、水分の停滞などのある湿度変動の大きいところに使用するときも同様な配慮

1) 有馬孝礼・佐藤雅俊，他：木質材料および部材の長期耐力評価に関する研究，建築研究所報告 No. 95，建築研究所，1981

をしたほうがよい。

(2) 2面せん断の耐力は1面せん断耐力の約2倍であることが既存データから示されている。短期の許容耐力付近の変形時の耐力は2倍をやや下回る傾向があるが、従来の設計規準で2倍を採用しており、本規準でもそれに準じた。板厚や埋込み深さも1面せん断の趣旨に添っている。

### (3) 許容耐力の増減

(i) 力の方向に1列に並ぶくぎの本数が増しても、耐力はその本数に比例しないために、本数によって許容耐力の割引を示したものである。それは端のくぎに応力の集中が起こるためといわれている。米国でのくぎ試験は一本のせん断試験によっており、その耐力が日本で通常行われている多数本のせん断試験結果より大きくなっている。

(ii) 側材が鋼板のときは木材同士の場合と比較すると初期剛性，最大耐力とも1.4～2倍程度増大するといわれ、前規準では施工条件，外国の規準などを参考にして25%の割増しになっていた。その後の実験でもそれとくに支障はないので、厚さがくぎ径の0.4倍以上の場合に適用することにしている。

(iii) 異樹種のときは、それぞれについて(3.3)式で求めた値のうち小さい値のほうを採用する。実験によると初期剛性は側材の性質に支配され、最大耐力は側材，母材の平均強度に比例するが、安全側を採用している。

(iv) 辻井<sup>1)</sup>の試験結果によれば、未乾燥材にくぎ打ちし、乾燥後応力を受けたものの耐力と乾燥材に打ち込み直後の耐力を比較すると、初期剛性では前者が劣るが最大耐力は差が認められない。従来の木構造設計基準ではこの比率を80%としていた。また、湿潤材は乾燥材の75%にしていたが、本規準では以後の実験結果やくぎに対する耐力の期待が高くなっていることに鑑み、本文の301.6に示す施工時、使用状態での木材含水率が20%を超えるときには2/3とし、厳しい評価を与えることとした。

(v) くぎの打ち方の低減係数は状況に応じた実験によって定めることが好ましいが、枠組壁工法用のくぎの場合には実験結果をもとに木口打ちで2/3，斜め打ちで5/6としている。

(vi) くぎは表面処理がなされていないときはさびが生じ、断面欠損によって耐力の低下が生じる。とくに、水がかり部分や高湿度の場所では表面処理をしたくぎを用いる。

### (4) 注意事項

(i) くぎ接合は基本的には数少ない本数で耐力を確保するのではなく、力の分散をはかって耐力を確保するようにする。

(ii) くぎの耐力低下を引き起こすものは木材の割れである。くぎの配列、くぎ間隔に留意し、割れの生じないように、表 3.2 を参照し、最小間隔・端距離・縁距離にゆとりをもたせる。

(iii) 一般に板厚が小さく、くぎ径が大なるほど、また乾燥が十分で、木理が通っているほど割れやすい。また、樹種や木取りにも影響を受けるので、割れやすい材では間隔を適宜変えることが必要である。

1) 辻井静二：くぎ接合の性質二、三に就て、建築学会論文集，第 33 号，1944.1

### 302.3 合板を側材としたくぎの許容せん断耐力

この規定は、合板ガセットトラス、合板をくぎ打ちして構成する組立梁、ストレート・スキンパネル、耐力壁、水平構面などの接合部を対象としている。

側材に合板を用いると、製材品の場合のように割れを生じることはないが、合板が薄い場合、または合板の比重が低い場合には、くぎ頭が合板を貫通する破壊（パンチングシア）を生じ、耐力は低くなる。(3.4) 式はこの場合の許容耐力の算定式で、厚さ 5 mm 以上の構造用合板を対象に行った実験<sup>1)</sup>から誘導されている。

(3.4) 式は、最大耐力の平均値を安全率 2 で割ったもので、算定基礎である合板の比重として下限値（表 3.1 の値）を用いることで、合板の品質のばらつきを考慮している。この結果、最大耐力の平均値の許容耐力に対する比率（中央安全率）は 2.6 となっている。なお、実験式の誤差と比重のばらつきを考慮したモンテカルロシミュレーションによって、最大耐力の 5 % 下限値に対する安全率は 1.54 という結果が得られている。

合板を用いる耐力壁や水平構面は、多数のくぎと部材で構成されるが、そのすべてのくぎ接合部が下限の耐力をもつことはない。したがって、このような構造の設計では、くぎ接合の許容耐力を割り増すことも考えられるが、具体的な割増し率の提案は今後の研究に期待したい<sup>2)</sup>。

合板の比重は原木の比重と同じと考え、表 3.1 の値を用いるが、表にないラワン合板については、これまでの比重のデータから J1 と同等とした。表 302.1 に樹種グループ J1 の合板の CN くぎ接合の許容せん断耐力を示した。

表 302.1 樹種グループ J1（べいまつ・からまつ・ラワンなど）の構造用合板の CN くぎ接合の許容耐力（一面せん断，短期）

くぎ	製材樹種グループ	合板の厚さ (mm)			
		7.5	9	12	15 以上
CN 50	J 1	42	48	54	54
	J 2	42	48	49	49
	J 3	42	42	42	42
CN 65	J 1	46	53	66	71
	J 2	46	53	64	64
	J 3	46	53	55	55
CN 75	J 1	55	63	79	88
	J 2	55	63	79	80
	J 3	55	63	69	69
CN 90	J 1	65	75	93	103
	J 2	65	75	93	94
	J 3	65	75	81	81

[注] 太枠内はパンチングシアで決定

合板を側材とするくぎ接合の最大耐力時の変形は、条件にもよるが、パンチングシアで破壊する場合 5~10 mm 程度、引抜けで破壊する場合 15~30 mm 程度と考えてよい [図 302.2 を参照]。し

1) 神谷文夫・鷲海四郎：未発表

2) 北米では割増し率を 30 % としている。National Design Specification for Wood Construction, National Forest Products Association, 1986 :

たがって、変形能が必要な場合は、合板を厚くするか、主材に比べて比重の高い合板を用いるとよい。短期許容耐力時の変形は 0.1~0.4 mm 程度で、くぎが太いと小さくなる傾向がある。図 302.3 に、樹種グループ J1 の合板に対する CN くぎの標準的な荷重-変形関係を示した。

なお、合板を側材とするようなくぎ接合ではとくにクリープに注意しなければならない。すなわち、20°C、65 % の恒温恒湿条件での 3 か月のクリープ実験から推定した 10 年連続载荷の変形は、初期変形の 1.3~1.7 倍となっている<sup>1)</sup>。しかしながら、雨水と直射日光を受ける屋外でのクリープ実験 (12 mm 厚ラワン合板、べいつが気乾材、くぎ CN 65) では、初期変形約 0.5 mm に対して 1 年後は 2.2 mm に達しており<sup>2)</sup>、このような条件での使用は避けなければならない。

また、その他の注意事項として、自動くぎ打機を使用する場合の空気圧の調整がある。過大な圧力による打込み過ぎは、耐力が低下するので注意が必要である。

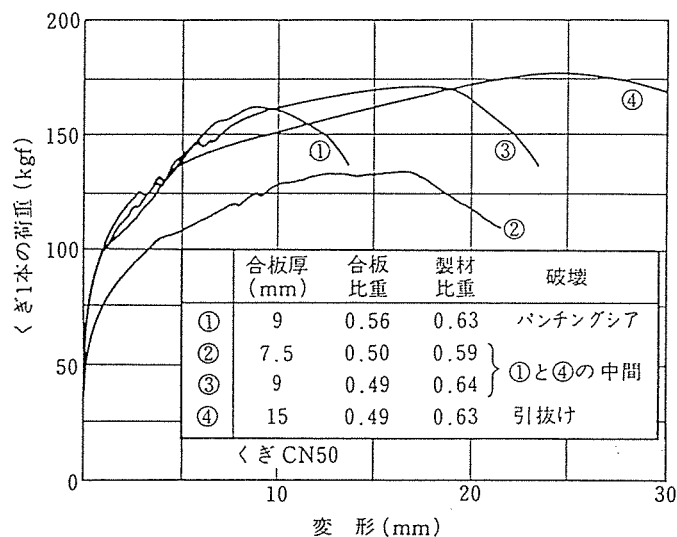


図 302.2 合板の厚さ、合板と製材の比重などによる荷重-変形関係の違い

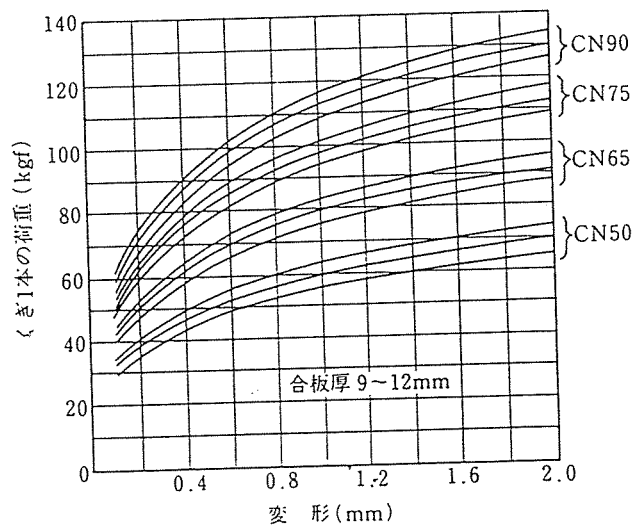
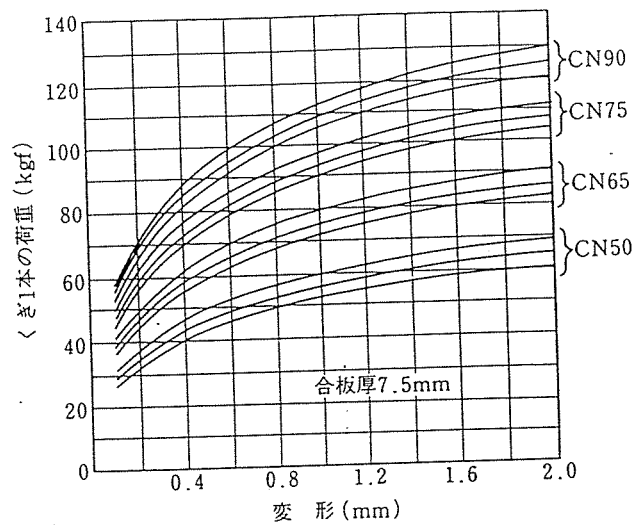


図 302.3 樹種グループ J1 の合板の CN くぎ接合の標準的な荷重変形曲線 (3本の線は上から順に樹種グループ J1, J2, J3 の主材に対応する)

### 302.4 許容引抜耐力

#### (1) くぎの許容引抜耐力

引抜耐力は木材とくぎの間に生ずる摩擦によって生じている。したがって、比重や割れ、あるいはくぎ径、打込み深さ、くぎ先端形状などに影響される。木材に打ち込まれたくぎの引抜き耐力は従来の「木構造設計規準」では実験結果に安全率 1.5 と形状による低減をみて、米国の実験式と類似の式を用いていた。これらは最近の試験結果からも支障が少ないため本規準でも同じ式によっている。

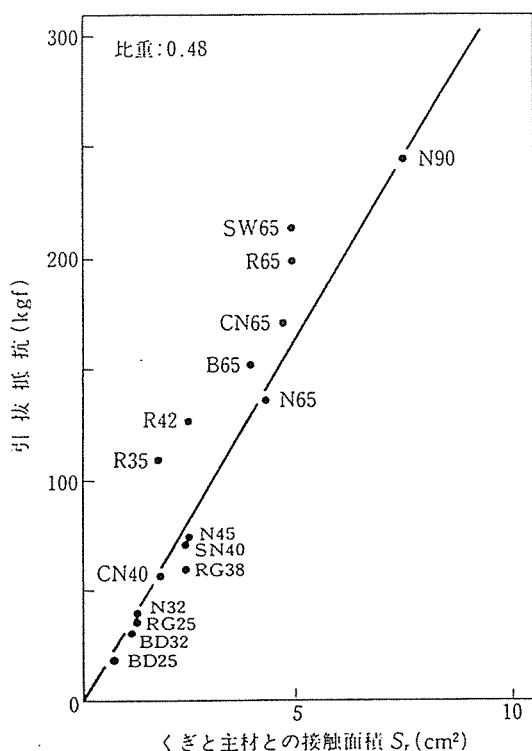
使用する比重については実情に即した数値によることが好ましいが、表 3.1 の数値を用いてもよい。なお、くぎ打ちに際して割れる可能性があるため、木材の最小厚さはくぎ径の 6 倍以上としている。

引抜耐力は木材とくぎの間に生ずる摩擦によって生じているので、初期と比べ一定荷重が作用した時間によって耐力に差が生じることは基本的には考えられない。しかしながら、乾燥・吸湿や湿潤を受けるとき、くぎの胴部形状や表面によって耐力変化がやや異なる。たとえば、有馬<sup>2)</sup>によれ



ばくぎ表面が平滑なときは乾燥時より湿潤時で耐力が低くなり、スクリューやリング状では逆の傾向になる。また、湿潤などによってさびなどが生じると一時的に耐力が上がることもあるが、さびが進行すると耐力が低下することが佐藤らによって明らかにされている<sup>3)</sup>。したがって、短期許容引抜耐力はこれを見越した安全率を採用している。長期荷重によるそれらの影響が増加することはとくに認められていないが、長期許容引抜耐力は若干安全率を高くとる必要から従来の「木構造設計規準」では短期許容引抜耐力の1/3を採用していた。しかし、せん断のクリープ試験の結果なども考慮すると、著しい劣化の生じる状況にないかぎり1/2程度で十分と考えられる。

(2) 表面加工や表面処理を施した特殊くぎの耐力は、それぞれ抵抗の違いがあるので実験に基づいて定めるようにする。ただし、図302.4に示すように耐力が著しく改良されるということは比較的まれであり、改良されたものにあつては標準状態の試験だけでなく、乾湿の繰返しなどを含め、総合的に評価する必要がある。



くぎ胴形状	くぎの種類
スムーズ	N, CN, BD
スクリュー	SW
リング	R
バーブド	B, RG, SN

図 302.4 さまざまなくぎ胴部形状をもったくぎの主材との接触面積  $S_r$  と引抜抵抗との関係<sup>1)</sup>

#### (4) 注意事項

(3.5) 式は木材に打ち込まれたくぎの引抜きの式であり、側材での損傷は対象にしていない。すなわち、側材に直角に加力されたとき、母材に十分打ち込まれ引抜抵抗が大きいと、くぎの頭が側材を貫通し、その貫通抵抗で接合耐力（はく離抵抗）が定まる。図302.5、図302.6に示すように側材の厚さや樹種の比重の組合せで決まってくる。

1) 有馬孝礼・佐藤雅俊・益田恵吾：建築研究報告 No. 95, 1981  
 2) 有馬孝礼：ボード類の釘接合耐力試験，日本建築学会関東支部研究報告集，pp.193-196, 1975  
 3) 佐藤雅俊・宮村雅史：釘接合の高湿度環境下における釘接合部の耐力変化について，日本建築学会大会学術梗概集，pp.2705-2706, 1984  
 1) 有馬孝礼：ボード類の釘接合耐力—はく離抵抗—，日本建築学会関東支部研究報告集，pp.341-344, 1982

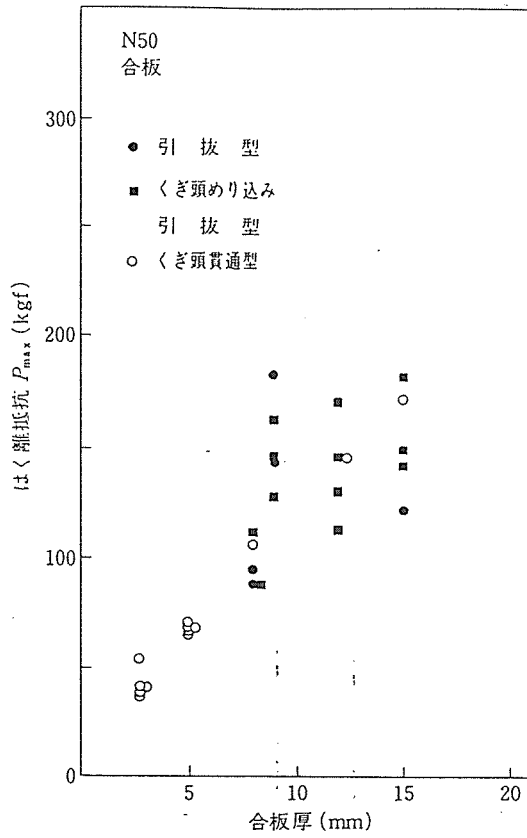


図 302.5 N 50 使用時における合板厚とはく離抵抗との関係

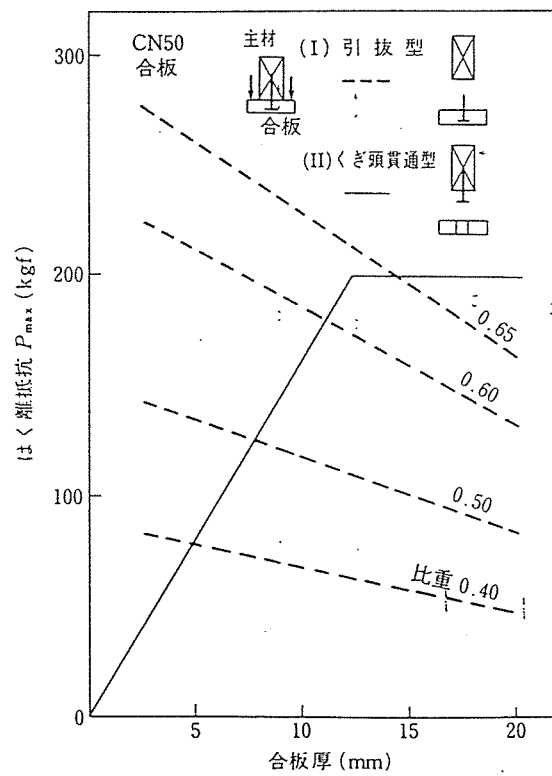


図 302.6 CN 50 使用時における合板厚とはく離抵抗との関係

## 枠組壁工法建築物構造計算指針

### 1.5.5 耐力壁及びダイアフラムの面内せん断剛性算出用の釘のすべり剛性

耐力壁およびダイアフラムの面内せん断剛性算出用の釘の一面せん断すべり剛性は、実験によって求めるか、または適切な力学モデルを用いて推定する。

耐力壁およびダイアフラムの面内せん断剛性算出用の釘の一面せん断すべり剛性は（解 2）式により求められる。

$$k_n = C \frac{k_1 \cdot d}{\lambda} \quad (\text{解 2})$$

ここに、

$$\lambda = 1.5 \frac{k_1^{0.25}}{E^{0.25} \cdot d^{0.75}}$$

によって求めるか、または

$$C = \frac{r(rH + r^{0.75})}{2(rL + r^{0.25})(rH + r^{0.75}) - (rJ - r^{0.5})^2}$$

$$L = \frac{\sinh(\lambda t) \cosh(\lambda t) - \sin(\lambda t) \cos(\lambda t)}{\sinh^2(\lambda t) - \sin^2(\lambda t)}$$

$$J = \frac{\sinh^2(\lambda t) + \sin^2(\lambda t)}{\sinh^2(\lambda t) - \sin^2(\lambda t)}$$

$$H = \frac{\sinh(\lambda t) \cosh(\lambda t) + \sin(\lambda t) \cos(\lambda t)}{\sinh^2(\lambda t) - \sin^2(\lambda t)}$$

ここに、

$d$  : 釘の直径 (cm)

$E$  : 釘のヤング係数 ( $2100000 \text{ kg/cm}^2$ )

$r$  : 枠材と面材のめり込み剛性の比 ( $k_2/k_1$ )

$k_1, k_2$  : 面材および枠材のめり込み剛性 (付録 4 または 5 に示す試験により求めた数値)  
( $\text{kg/cm}^3$ )

表一解 14 木材および各種面材のめり込み剛性 ( $k$ )

木材および面材の種類	めり込み剛性 ( $k$ ) ( $\text{kg/cm}^3$ )
D-Fir	6100
Hem-Fir	
S-P-F	
構造用合板 構造用パネル	7100
硬質木片セメント板	9600
石膏ボード	1100

表一解 15 各種面材を側材とする一面せん断釘接合部のすべり剛性

面材の種類	釘の種類	面材の厚さ (mm)	すべり剛性 (kg/cm)		
			D-Fir	Hem-Fir	S-P-F
構造用合板 構造用パネル	BN 50	9		330	
		12		340	
		15		360	
		18		380	
	BN 65	9		410	
		12		420	
		15		440	
		18		460	
	CN 50	9		410	
		12		420	
		15		440	
		18		460	
	CN 65	9		530	
		12		540	
		15		550	
		18		580	
石膏ボード	GN 40	12		140	
		15		140	
	GN 50	12		150	
		15		150	

上式は、弾性床上の梁の理論を、主材の打ち込み長さが十分に大きい釘接合部に適用したものである。木材および面材のめり込み剛性は、付録4または5に示す試験より求める。参考までに、木材および面材のめり込み剛性の値を表一解14に、これをもとに計算した各種面材を緊結する釘のすべり剛性を表一解15に示す。

また、LW改良法により求めた各種面材のせん断弾性係数およびせん断強度の実験値を表一解16に示す。なお、ここでは材料のバラツキを勘案し、実験より求めたせん断強度の平均値の1/3を暫定的に耐力壁設計用せん断強度とした。

表一解 16 LW改良法により求めたせん断弾性係数およびせん断強度の実験値

ボードの種類	せん断弾性係数 ( $10^3 \text{ kg/cm}^2$ )	せん断強度 ( $\text{kg/cm}^2$ )	
		平均値	耐力壁設計用
構造用合板 (ラワン)	4	98	32
構造用合板 (ベイマツ)	6	98	32
構造用パネル	14	60	20
硬質木片セメント板	13~17	25	8
石膏ボード	9~14	8	2.6

# 1. くぎ接合の耐力に関する実験報告

東大教授 (生研) 工博 坪井善勝  
 ○東大助手 (生研) 矢代秀雄

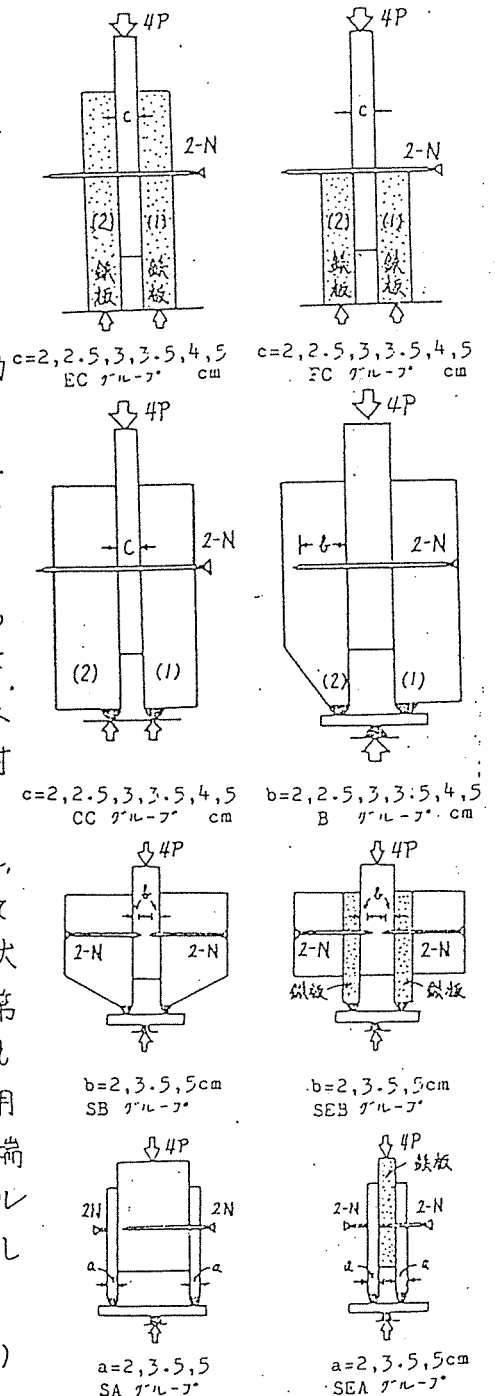
1 まえがき くぎ接合の研究はドイツでは約30年前から系統的にW. Stoy その他に行われ、わが国でも基本的研究は1940年から1944年頃に行われている。これらの研究成果からドイツのDINおよびわが国の木構造計算規準にきりの許容せん断耐力が定められている。その値は各くぎ耐力が最も効果的に出る板厚を各々使用することを前提として各くぎに対して1つ定められている。また2面せん断耐力の値は1面せん断耐力の値の2倍をとっている。しかし、最近ソ連では文献<sup>1)</sup>によると極限状態によって計算する一般規定に基づいた新しい方法を採用しており、それは最近に対しては木材の、曲げに対してはくぎの弾塑性の働を考慮して、B. M. Коченовымの研究によるものである。規準としては2面せん断の側材を例にとると、支圧に対して $80ad$ 、くぎの曲げに対して $250d^2 + a^2$  かつ $400d^2$ 以下 ( $a$ =板厚cm,  $d$ =くぎ径cm) でいずれか小さい値をとることになっていて、板厚は自由にできる。一方ドイツでもMeyerにより塑性状態を考慮したくぎ耐力の理論<sup>2)</sup>が1955年に発表されている。これから報告する実験はこれらを参考として、板厚の変化にともなう破壊状態と耐力とを検討しようとするものである。

2 実験計画 実験はくぎの種類を一定 (N150) とし、側材はすぎを使用し、2面せん断と1面せん断とについて行った。試験体はすべて圧縮試験体とした。試験体の形状は第1図に示す。EC, FC, CCのグループは2面せん断の第2材の厚さの変化と耐力との関係を探るために行ったもので、ECグループは第2材の両側に鉄板 (30mm厚) を使用し両端固定の状態にしたもの、FCグループは第2材の両端に鉄板の上のせ単純支持の状態としたもの、CCグループは第1材と第3材に第2材と同じ種類の木材を使用し

1) В.Ф.Иванов: Деревянные конструкции (1956)

2) Dröge: 25 Jahre Holznagelbau in Versuch und Praxis: Die Bautechnik (1955.2)

Meyer: Die Tragfähigkeit von Nagelverbindungen bei statischer Belastung: Holz als Roh- und Werkstoff (1957.2)



第1図 試験体の形状

たものである。Bグループは2面せん断の第3材にめり込むくぎの長さ（先端部を除く）を変化させたもの。SB, SEAグループは1面せん断の第2材にめり込むくぎの長さを変化させたもので、SEAグループは第1材に鉄板（30mm厚）を使用した。SA, SEAグループは1面せん断の第1材の厚さを変化させたもので、SEAグループは第2材に鉄板を使用した。なお、CC, SA, SEAグループではくぎの頭部の影響は第1材が薄いときと厚いときで差があるので、この差をなくすため頭部は第1材に打込まなかった。

3. 使用材料 くぎはJIS A 5508のB.W.G.寸法のN150（◎製）を使用した。長さは152mm、径5.15mmで、引張強度は $6100 \text{ kg/cm}^2$ である。

木材は千葉県八街産のすぎである。有り合せの市場品（西千葉）を使用したので、品質は全体として一定にできなかった。しかし各グループ内では板厚を変化させた材は5cm厚のものを除いて同一材を使用した。

鉄板は厚さ30mmで、径5.5mmの穴をあけた。

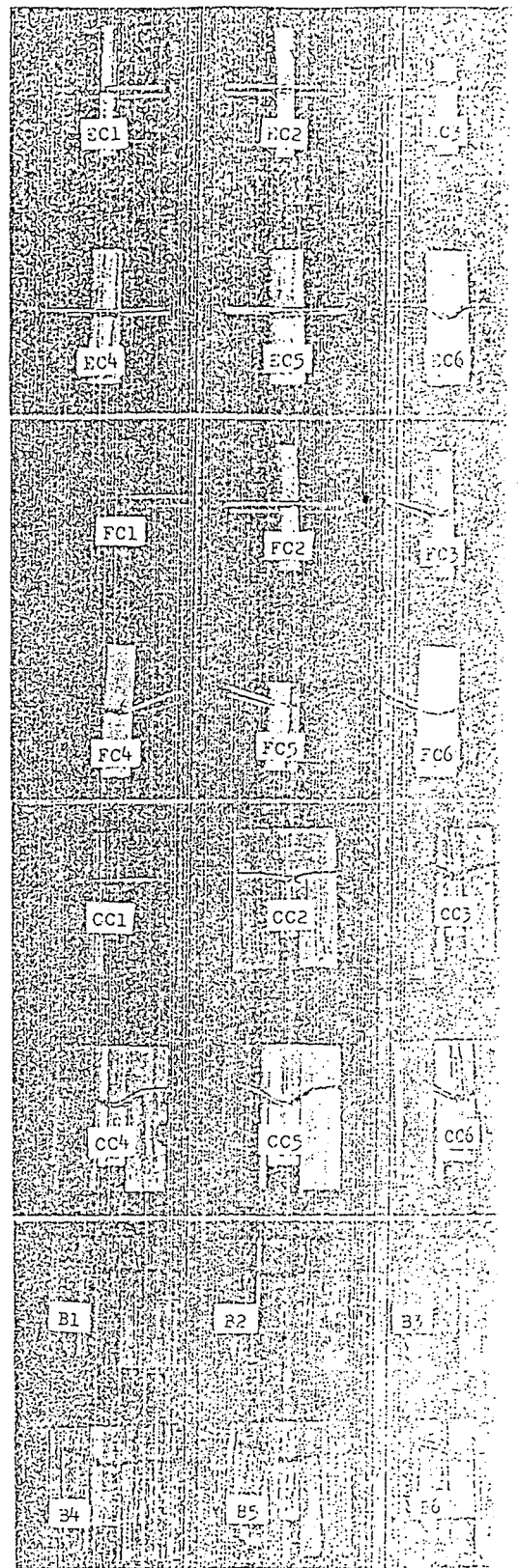
4. 実験方法 木材はかんな仕上げとし、側材は木表が中央材に接するようにした。くぎはきりで約3mmの穴をあけておいて打込んだ。（2本）

試験体の加力はアムスラー型10ton万能試験機で行った。加力方法は第1図に示すようにEC, FC, CCグループを除いて左右の材が別々に変位できるようにした。変位は試験体にビニールテープでスチールスケールを張り、拡大鏡で測定した。荷重は変位1mmまでは変位0.25mmずつ、変位1mm以上では変位0.5mmずつ測定した。

木材の含水率、圧縮強度は実験の終わった直後2X2X4(cm)の資料を試験体から4個採取し、各2個の平均値をとった。含水率は恒温槽で、圧縮強度はアムスラー型10ton万能試験機で測定した。

実験期間は1958年1月から2月である。

5. 実験結果 各試験体の破壊状態は第2図第3図に、荷重変位曲線は第4図に、また実験結



第2図 破壊状態



第3図 破壊状態

果の値は第1表・第2表に示す。  
 6. 耐力の検討 Meyerは接合の際のくぎの応力をはり作用 (Trägerwirkung) による曲げ応力とローフ作用 (Seilwirkung) による引張応力とに分類し、くぎの耐力はそれらの和としている。しかしローフ作用の影響は色々である上に、これを入れた計算値はMeyerの報告では実験値より低くでているので、ここではMeyerの理論の曲げ抵抗だけを考慮して計算する。

1面せん断の耐力は次のようになる。

$$P = Z \cdot \delta$$

Zは釘合の条件から求められる。

記号

P (kg) = はり作用によるくぎの耐力

M (kg·cm) = くぎの曲げ耐力 =  $W_s \cdot \sigma_s$

$W_s$  (cm<sup>3</sup>) = 完全塑性状態のくぎの断面係数 =  $0.167 d^3$

d (cm) = くぎの直径

t (cm) = 木材の厚さ (a, b または c)

$\sigma_s$  (kg/cm<sup>2</sup>) = くぎの降伏引張強度

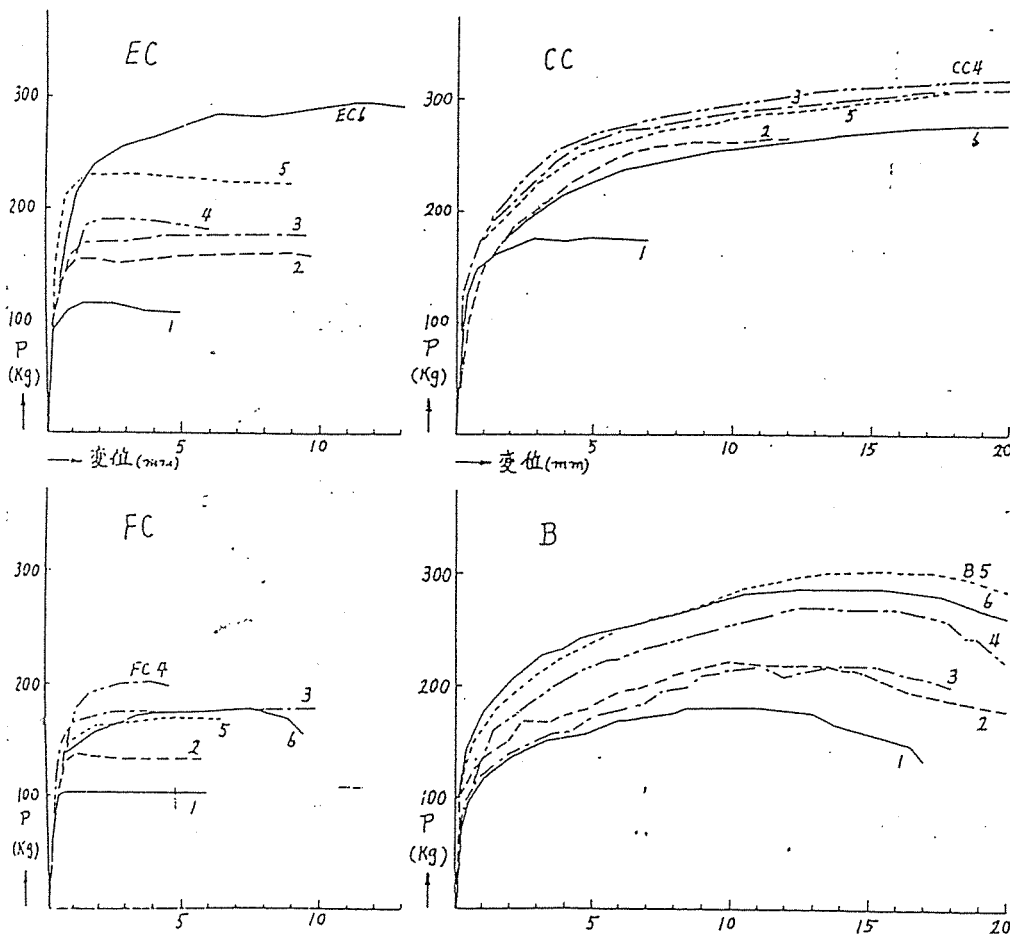
$\sigma_L$  (kg/cm<sup>2</sup>) = 木材の穴の支圧強度

$\sigma_c$  (kg/cm<sup>2</sup>) = 木材の圧縮強度

$$\varphi = \sigma_L / \sigma_c$$

$$q_i \text{ (kg/cm)} = \sigma_L \cdot d$$

$$\beta = \delta_1 / \delta_2, \quad \alpha = t_1 / t_2$$



第4図 荷重・変位曲線

木材と木材との1面せん断接合の破壊図を大別すると第5図 WW1, WW2, WW3 になる。WW1 は両材ともくぎの曲げ応力が曲げ耐力以下の場合; WW2 は第1材のくぎの曲げ応力が曲げ耐力に達した場合; WW3 は両材ともくぎの曲げ応力が曲げ耐力に達した場合で木材の厚さが十分なときになる。最大耐力は WW3 の場合に得られ、この場合の釣合の条件は次のようになる。

$$(WW3) \quad \Sigma V = 0 \quad P = g_2 Z_2 = g_1 Z_1$$

$$\Sigma M = 0 \quad 2M - g_2 Z_2 \left( \frac{Z_2}{2} + \frac{Z_1}{2} \right) = 0$$

$$\therefore Z_2 = 2\sqrt{\frac{\beta}{1+\beta}} \cdot \frac{M}{g_2} \quad \therefore P = 2\sqrt{\frac{\beta}{1+\beta}} \cdot M \cdot g_2$$

WW2 にならって  $g_2 Z_2^2 = M$  とすると

$$b = Z_2 + 2x_2, \quad b_{min} = Z_2 + 2\sqrt{\frac{M}{g_2}} = 2\left(\sqrt{\frac{\beta}{1+\beta}} + 1\right)\sqrt{\frac{M}{g_2}}$$

$$g_1 = g_2 \text{ の場合 } P = \sqrt{2M \cdot g} = 0.58\sqrt{g_1 \cdot g_2} \cdot d^2 \quad b_{min} = 1.4\sqrt{\frac{M}{g_2}} \cdot d$$

同様にして

$$(WF3) P = \sqrt{2M \cdot g} = 0.58\sqrt{g_1 \cdot g_2} \cdot d^2 \quad (WE3) P = 2\sqrt{M \cdot g} = 0.82\sqrt{g_1 \cdot g_2} \cdot d^2$$

$$(WW2) P = \frac{2\beta}{2+\beta} \left[ \sqrt{\frac{4(2+\beta)}{\beta} \frac{M}{g_2} + \frac{2(1+\beta)}{\beta}} - 1 \right] g_2, \quad g_1 = g_2 \text{ のとき } P = \frac{2}{3} \left[ \sqrt{\frac{12M}{g_2} + 4} - 1 \right] g$$

$$(WE2) P = \left[ \sqrt{\frac{4M}{g} + 2b^2} - b \right] g \quad (WW1) g_1 = g_2 \text{ のとき } P = g \left[ \sqrt{\frac{1}{2} + 2x + 3x^2} - \frac{1+\alpha}{2} \right] g$$

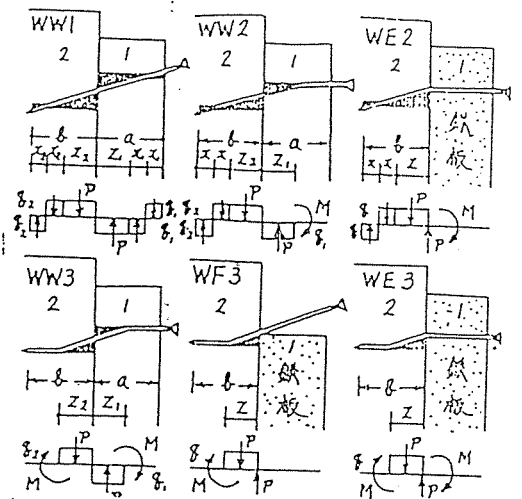
木材の穴の支圧強度を EC1~5, FC1~2, CC1 から  $\sigma_c = \frac{2P}{ca}$  として求め、それと圧縮強度との比  $\varphi$  を求めると第1表のようになる。この場合  $\varphi$  の平均値は 0.8 となる。

次に  $\varphi = 0.8, \sigma_s = 6100 \text{ kg/cm}^2, g_1 = g_2$  として各試験体のくぎ耐力を計算すると第2表のようになる。表中  $\delta$  は実験の最大耐力の  $\frac{2}{3}$  のときの変位である。

7. 結論 くぎ接合の破壊状態は Meyer が分類しているように板厚の変化により第5図 WW1, WW2, WW3 の3種に大別できる。ソ連の規準は Коченовым の研究によるものであるが以上の3種の場合を対照としており合理的である。

$\varphi = 0.8$  として Meyer の理論で計算した耐力の値は全体として実験値とよく合う。ただし材が厚くなるとローブ作用によって実験値の方が曲げ抵抗だけを考慮した計算値よりかなり大きくなる場合がある。

[謝辞] 本実験に際し協力された大野宗右, 山崎泰雄両君に多大の謝意を表す。



第5図 1面せん断接合の破壊図

第1表 木材の穴の側圧強さ

	CC1	EC1	EC2	EC3	EC4	EC5	FC1	FC2
$\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	341	223	248	230	212	222	202	211
$\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	385	308	290	280	297	274	259	257
$\varphi$ (kg/cm <sup>2</sup> )	0.89	0.73	0.85	0.82	0.71	0.81	0.78	0.81

第2表 実験結果の値

	厚さ mm	穴径 mm	変位 %	耐力 kg/cm <sup>2</sup>	耐力 kg/cm <sup>2</sup>	$P_1$ kg	$P_2$ kg	$P_1/P_2$	$\delta$ (mm)	
EC1	c 20	2.1	18.5	308	---	115	127	0.91	0.3	
	2 c 25	2.5	17.6	290	---	160	150	1.07	0.4	
	3 c 30	2.5	18.6	280	---	178	173	1.03	0.4	
	4 c 35	2.5	18.6	297	---	191	214	0.89	0.6	
	5 c 40	2.8	18.1	274	---	229	226	1.01	0.5	
	6 c 50	2.0	26.2	324	---	273	297	0.92	1.1	
FC1	c 20	3.8	15.7	259	---	104	107	0.97	0.3	
	2 c 25	2.3	18.9	257	---	136	132	1.03	0.4	
	3 c 30	2.3	19.5	276	✓	178	178	1.00	0.5	
	4 c 35	2.5	18.4	295	✓	203	184	1.10	0.6	
	5 c 40	2.7	20.8	254	✓	171	171	1.00	0.5	
	6 c 50	1.9	29.0	298	✓	179	185	0.97	0.6	
CC1	c 20	2.9	16.4	385	---	176	159	1.11	0.4	
	2 c 25	2.5	17.9	385	---	266	193	1.34	1.8	
	3 c 30	2.9	18.1	385	---	309	210	1.47	1.9	
	4 c 35	2.8	18.6	356	---	318	203	1.57	1.9	
	5 c 40	3.1	17.2	395	---	310	214	1.45	2.2	
	6 c 50	3.6	25.2	303	---	276	187	1.48	2.2	
B1	b 20	2.0	23.3	331	---	181	150	1.21	1.3	
	2 b 25	2.9	27.6	370	---	223	176	1.27	1.8	
	3 b 30	3.5	27.5	349	---	220	137	1.13	2.8	
	4 b 35	3.5	24.6	370	---	270	206	1.31	2.5	
	5 b 40	3.8	24.0	335	---	303	197	1.54	2.6	
	6 b 50	3.8	21.7	355	---	289	203	1.42	1.6	
SB1	b 20	7.0	22.5	276	---	203	134	1.52	1.5	
	4 b 35	6.7	24.7	305	---	263	162	1.45	1.9	
	6 b 50	6.7	23.7	255	---	310	172	1.60	2.5	
	SEB1	b 20	2.6	21.7	393	---	250	224	1.12	1.3
		4 b 35	3.7	19.2	297	---	349	232	1.50	1.7
		6 b 50	4.0	36.1	274	---	374	252	1.48	1.3
SAL		a 20	2.5	25.8	292	---	183	140	1.31	1.0
		4 a 35	4.0	25.0	345	---	183	155	1.18	1.3
		6 a 50	5.0	30.2	258	---	260	160	1.60	4.9
	4 a 35	3.8	27.5	260	---	305	172	1.77	2.3	
	6 a 50	3.3	28.7	277	---	316	179	1.76	2.1	
	4 a 35	3.1	28.0	285	---	305	151	1.68	2.2	
SEAL	a 20	2.2	18.5	384	---	236	220	1.07	1.0	
	4 a 35	1.5	18.0	368	---	236	215	1.10	0.5	
	6 a 50	1.9	18.0	373	---	339	276	1.23	1.1	
	4 a 35	2.2	16.6	337	---	339	255	1.33	1.6	
	6 a 50	5.0	26.1	306	---	295	267	1.11	1.1	
	4 a 35	5.6	23.8	295	---	295	262	1.12	1.2	



# 釘接合に関する実験報告

正 員 長 沼 重

## 内 容 梗 概

本報告は木材の釘接合部の耐力実験の様相と、実験結果に関する若干の考察を記載したものである。

## 目 次

序

[A] 実験計畫

1. 試験體

    a) 使用材料

    b) 試験體

    c) 試験體の製作

2. 実験方法

[B] 実験結果

3. 荷重變位曲線

4. 残留變位

5. 接合部の變形及び破壊

    a) 試験體の觀察

    b) 變形經過及び破壊機構

6. 許容耐力

    a) 變位及び耐力

    b) 耐力に影響する因子

    c) 許容耐力

7. 耐力増大方法に就いて

結 言

## 序

本実験は筆者が日本萬國博覽會工營部に在任中、上司の近藤伊三郎氏、及び赤川祥之亮氏の御好意によつて行つたものである。実験の動機は、木材接合法として優れた點を持つと考へられた釘接合に関する構造計算上の資料を得んとするにあつた。

元來釘接合は、

- (1) 初期の弛みが存在しない。
- (2) 施行容易である。
- (3) 母材断面を殆んど毀損しない。
- (4) 本數を増す事によつて相當の耐力を發揮し得る。

等の、多くの利點を有して居る。従つて釘接合は従來の補助的な地位に止まる事なく、更に本格的な構造擔當者としての機能を發揮すべきものと考へられるのである。例へば鋼釘と併用して構成せる木造トラスの節點、或は角材と板材による I 型断面の合成梁等の如く。

然るに従來、本邦建築界に於ける釘接合に関する実験としては僅かに田邊博士及び狩野氏による實驗を挙げ得るに止まる。該研究は一定の材(大貫材)と一定の釘(五寸釘)を使用し、釘の本數と排列方法を種々變化せしめたものである。本實驗に於いては方針を變へ、材厚(2種類)と釘(7種類)の種類を變化せしめ、破壊機構をも明かにすることを企圖したのである。但し本

實驗は「萬博」延期決定間際の匆々たる期間に實施したものであつて、材料は有り合せの市場品を使用して、品質の嚴密なる査定等は行はず、又試験體數も少數であつて、不満足な結果しか得られなかつたのは遺憾であつた。

本實驗に就いては、武藤博士の御指導に感謝申上げると共に、筆者に協力されたる松本孝雄、伊藤高、高橋正司、石井若太郎諸君の勞を多とするものである。

## (A) 実験計畫

### 1. 試験體

#### a) 使用材料

##### i) 木 材

種類は杉と松、品質は並材程度である。大きさは中央材として杉の 3 寸 5 分角材、側材としては杉大貫材(1.5cm×10cm)及び松 4 寸敷居木材(4.3cm×10.3cm)の種類とした。

含水率は杉材にては、15 個の試験片に依る結果が 19.4%~37.8% で平均 23.7% であり、松材にては、4 個の試験片に依る結果が 16.4%~28.6% で平均 20.9% であつた。構造材としては稍含水率大と思はれる。

年輪密度は接合面附近に於いて、すべての試験體に就いて測定した結果、杉は大部分 2 内外であり、松材にては平均 2.47 であるが稍區々であつた。

#### ii) 釘 第 1 表の 7 種類を選んだ。(第 2 圖参照)

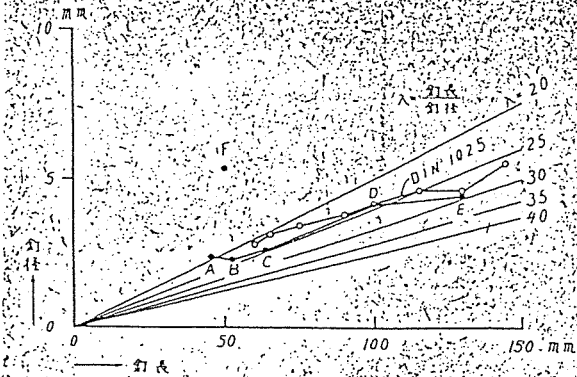
第 1 表 釘の種類

符號	記 號	直徑 mm	長さ mm	釘頭徑 mm	備 考	
A	#13×1 1/2	2.387	45	5	18.9	直徑はダイヤルゲージにより、長さは物差で測つた。λ は長さ l と直徑の比である。
B	#13×2	2.265	52	5	23.0	
C	#11×2 1/2	2.608	63	6	24.2	
D	# 8×4	4.112	99	9	24.0	
E	# 7×6	4.497	130	9	28.9	
F		5.304	50	13	9.4	逆目釘
G						波 釘

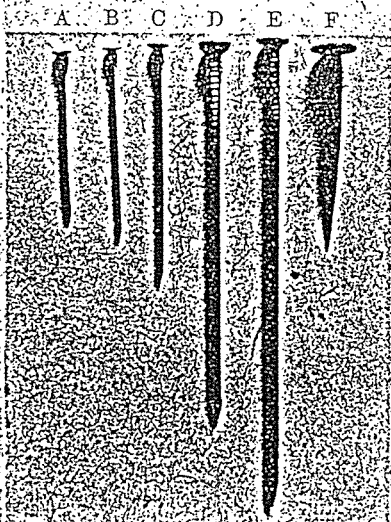
A 乃至 E は普通の型式の釘であつて、其の形状は長年に亘つて、造作用として經驗的に淘汰された結果と考へられる。第 1 圖は本實驗に使用せる釘と、DIN 1052 中に規定せる標準の釘の形状を圖に現はしたもので兩者共略、同じ λ (釘長と釘徑の比) を示してゐる。

## \* 海軍技師

- 1) 新しい木構造の話、建築雜誌 昭和14年5月號、683頁
- 2) John J. Gould: A New Timber Framing Joint. Eng. News-Record 1938-8-4.
- 3) 田中、堀池「木造小學校 2 階梁として小角材より成る合成梁」建築雜誌、昭和14年7月號  
Gaber: Fersparnis von Holz und Stahl durch den neuzeitlichen Holzbau. Bautechnik 1938-8-5.  
E. Schubiger: Eine grosse Halle in Holz-nagelbau. Schweizerische Bauzeitung. 1937-3-27.
- 4) 田邊、狩野「大貫筋道の仕口に関する實驗」建築雜誌、昭和9年10月號
- 5) 森 徹「プロシヤ法規、地上建築木構造施工規則」建築雜誌、昭和14年4月號

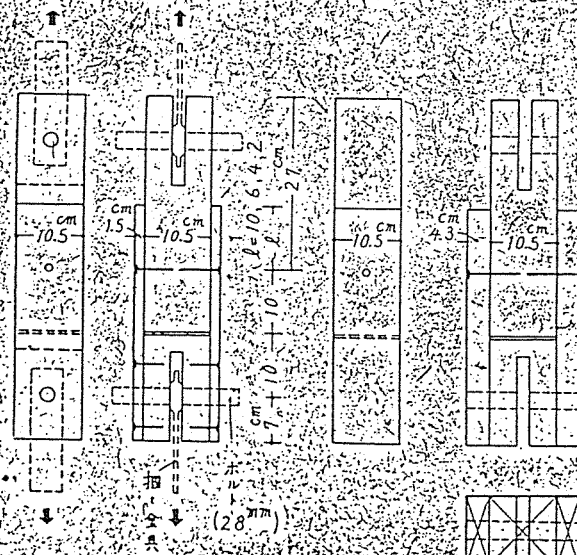


第1圖 釘長及び釘径



Fは逆目釘である。木実験に使用したのは市場品であつて、釘の端部に小突起を有するものである。釘の径に比して長さが短く、釘頭が大である。Gは波釘であつて市場品の中最大のものを選んだ。大きさは約16mm×29mmで、厚は約0.4mm、山の数は6である。普通、

果物包装箱等の製作に使用されるものである。



第3圖 試験體詳細圖

b) 試験體

試験體は總べて引張試験體とした。第3圖は其の形状を示す。即ち1個の中央材と2個の側材を1對の釘で接合し、(G型では2對)、各釘は一面剪斷に抵抗する。又繊維方向と加力方向とは何れも平行とした。繊維に傾斜せる方向に就いても行ひたかつ

たのであるが、餘裕が無かつたので割裂した。尚 DIN 1052によれば釘の許容耐力は繊維方向とは無關係に定めてあり、耐力に及ぼす繊維方向の影響は少いものと考へられる。

釘を單に1對としたのは相互の影響少き純粹の1對の釘接合部の性質を得んとした爲であるが、偏差の大なる木材試験體としては更に本數を増した方がよかつたとも考へられる。

第3圖に於いてlは材端距離を示し、10、6、4、2cmの4種類を選び、耐力と材端距離の關係を求めんと試みた。

上記の側材、{S(杉大真材)}、M(松4寸敷居木材)

釘、(A、B、C、D、E、F、G)

材端距離、{10cm(a)、6cm(b)、4cm(c)、2cm(d)}

第2表 試験體種類

釘	材端距離	S (杉大真材)			
		a(10cm)	b(6cm)	c(4cm)	d(2cm)
A (徑 2.387 mm)		SAA	SAB	SAC	SAD
B (徑 2.265 mm)		SBA	—	—	—
C (徑 2.608 mm)		SCA	—	—	—
D (徑 4.112 mm)		SDA	SDb	SDc	SDd
E (徑 4.497 mm)		—	—	—	—
F (徑 5.304 mm)		SFA	—	—	—
G (波釘)		—	—	—	—

釘	材端距離	M (松4寸敷居木材)			
		a(10cm)	b(6cm)	c(4cm)	d(2cm)
A (徑 2.387 mm)		—	—	—	—
B (徑 2.265 mm)		—	—	—	—
C (徑 2.608 mm)		—	—	—	—
D (徑 4.112 mm)		MDa	MDb	MDc	MDd
E (徑 4.497 mm)		MEa	MEb	MEc	MEd
F (徑 5.304 mm)		—	—	—	—
G (波釘)		MGa	—	—	—

c) 試験體の製作

木材の接觸面は市場品の儘で、鉋削り等は施さなかつた。掴み金具を通すボルトの中心と釘心は、出来るだけ一直線上になる如く努めたが、精密製作でなかつたので理想的には行かなかつたやうである。

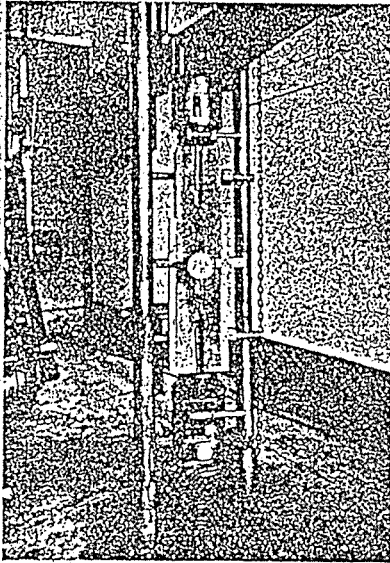
釘は全部金釘を以て、腕力によつて叩き込んだ。叩く回數は略、下記の通りである。

- A 7-8
- B 11-12
- C 9-11
- D 13-18 (Sの場合) 13-15 (Mの場合)
- E 16-18
- F 6-9
- G 48-50

但しSD型及びSF型は側材に強め釘によつて穿孔し、釘打による割裂を防止した。Gは稍打ち難く、慎重に叩き込んだ。

S-2 實驗方法

實驗はすべて東京帝國大學建築科實驗室備付の、Amsler型10噸萬能試験機によつて行つた。何れも引張試験であつて、極



第4圖

力偏心による曲

への加はる

事と避け、第4圖

の如く試験體にキ

ールトを通じ、其の

キールトに連結せる

摺み金具を鐵筋試

験用チャックに聯

ませて引張力を加

へた。

載荷は除々に加

へた。且載荷はす

べて最大荷重を通

過するまで繼續し

た。尚、MDb型2

個、MEb型2個

及びMG型1個た

けは繰返荷重試験

を行つて釘接合部の弾性を検討した。

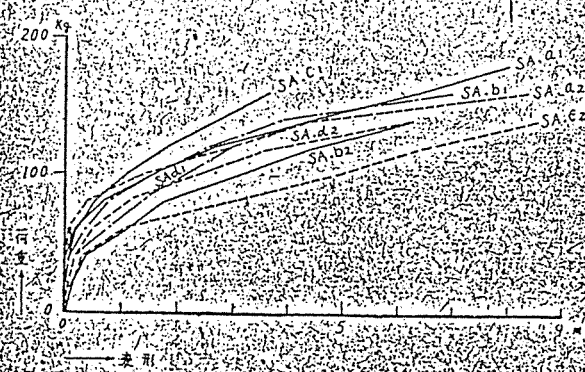
變形はダイヤルゲージ(1/100mm 單位)及び試験機附屬の自記装置に依つて測定した。ダイヤルゲージは試験體の兩側に取付け、釘接合位置に於ける中央材と側材間の相對變位を、荷重20kgを増す毎に記録した。

破壊後の試験體の一部は斷ち割つて接合部の毀損状態を観察した。

(B) 實驗結果

§3. 荷重變位曲線

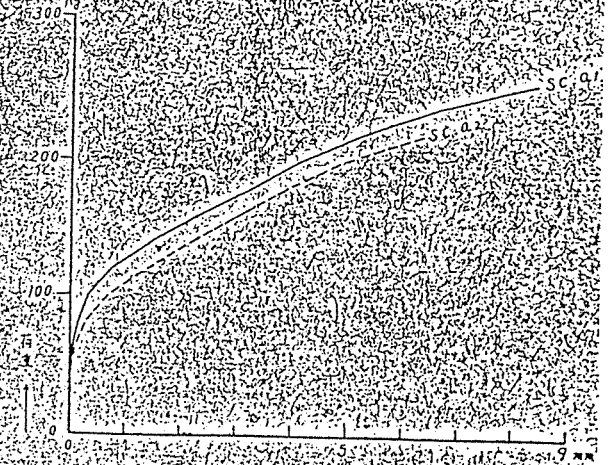
第5~17圖は各試験體の荷重變位曲線であつて、其中5~9圖はS型、10~17圖はM型である。又第11,12,14,15,16圖は繰返荷重試験の結果である。



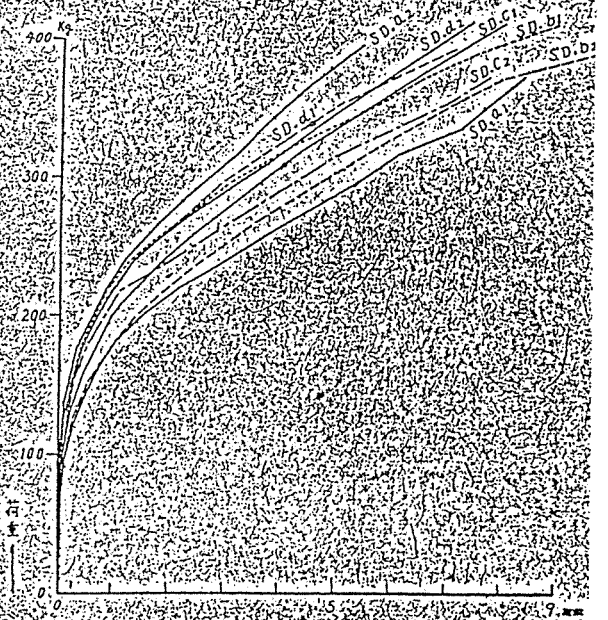
第5圖 SA型



第6圖 SB型



第7圖 SC型



第8圖 SD型

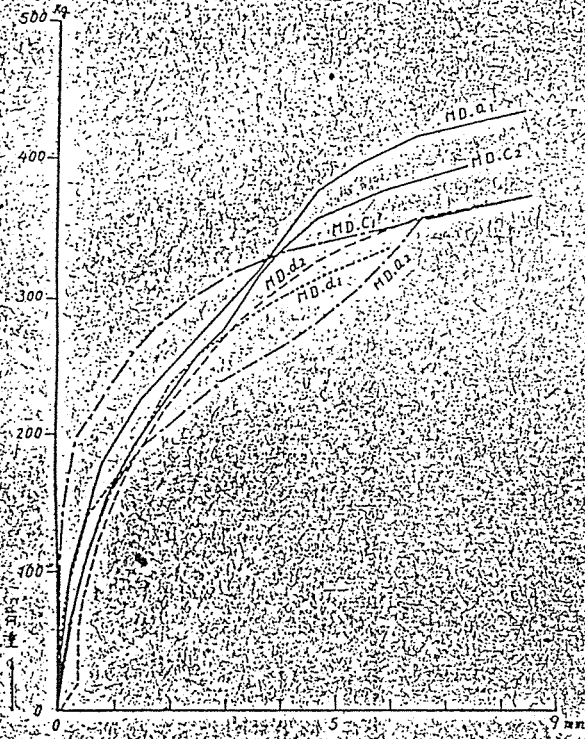


第9圖 SE型

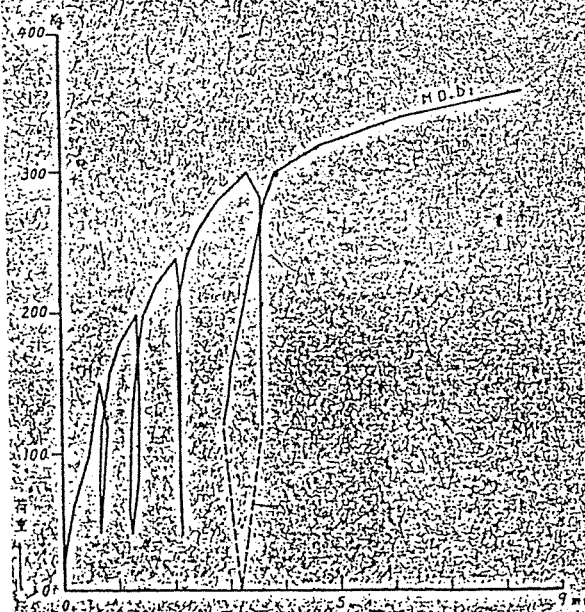


曲線の傾向は A~F 型では、単純な拋物線状をなして最大荷重に達する型式である。先づ最初の 200~300 kg は殆んど変位を生じない。之は釘の叩き込みに依る摩擦力に因るものであらう。変位を開始して暫時にして稍急に曲率の増大する個處があり、之を過ぎると可成直線状となつて遂に破壊荷重に達する。破壊荷重は原則として最初に耐力の低下した點を採つたが、多くは最大荷重か、或はそれに近い荷重であつた。破壊荷重附近に於いては曲線の Zigzag 状を呈する場合があつた。

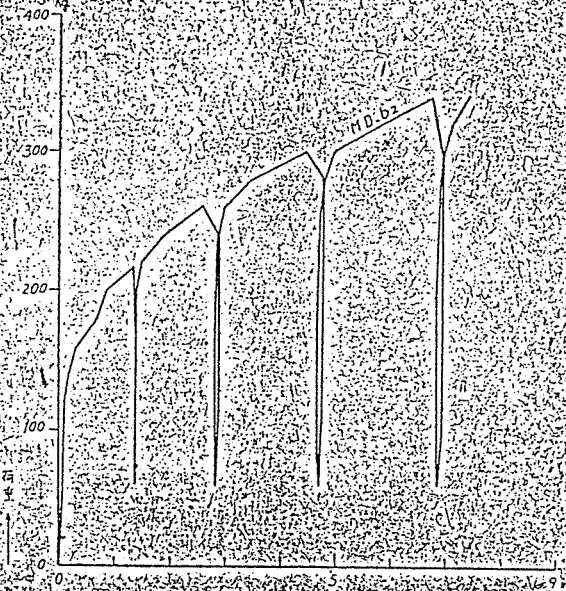
G 型では A~F 型と異り、叩き込みに因る摩擦力が無いので、載荷と同時に変形を始めてゐる。又曲線の型式も一度輕い降伏現象を起した後、再び上昇して最大荷重に達し、突然破壊する。



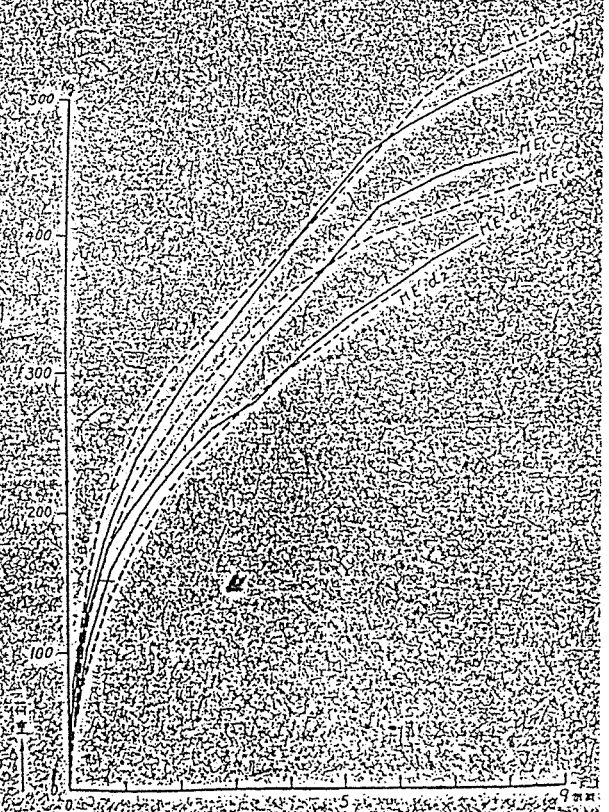
第 10 圖 MD 型



第 11 圖 MD 型 (繰返荷重試験 No. 1)



第 12 圖 MD 型 (繰返荷重試験 No. 2)

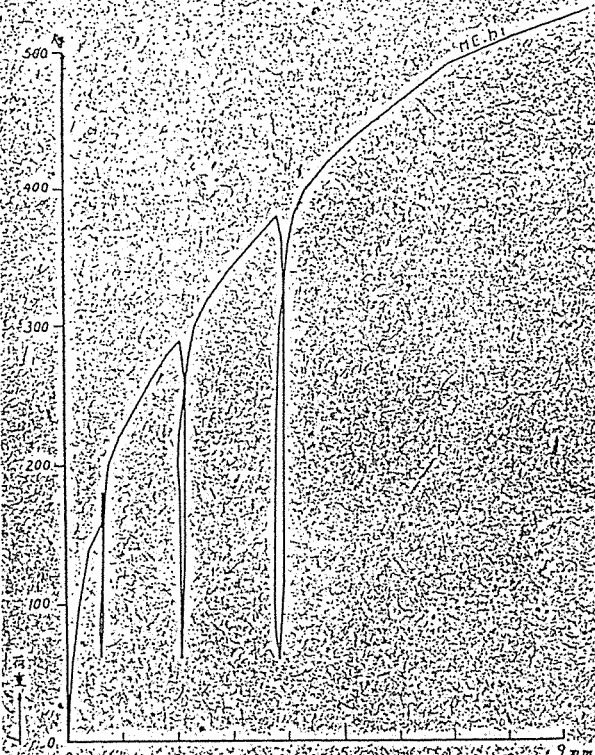


第 13 圖 MB 型

§ 4 残留變位

第 11, 12, 14, 15, 及び 16 圖は繰返荷重試験による結果を示したものであるが、今之から残留變位率を算出すると第 18 圖の如く、範圍は 82~99% で非常に大きく、他の木材接合部と同

様、釘接合部も矢張り弾性に乏しい事を證明して居る。但し之に關しては動力的試験をも行ふ必要があるかも知れない。尚第 19 圖からは變位量の増加と共に、残留變位率も増加すると云ふ事は云へないやうである。



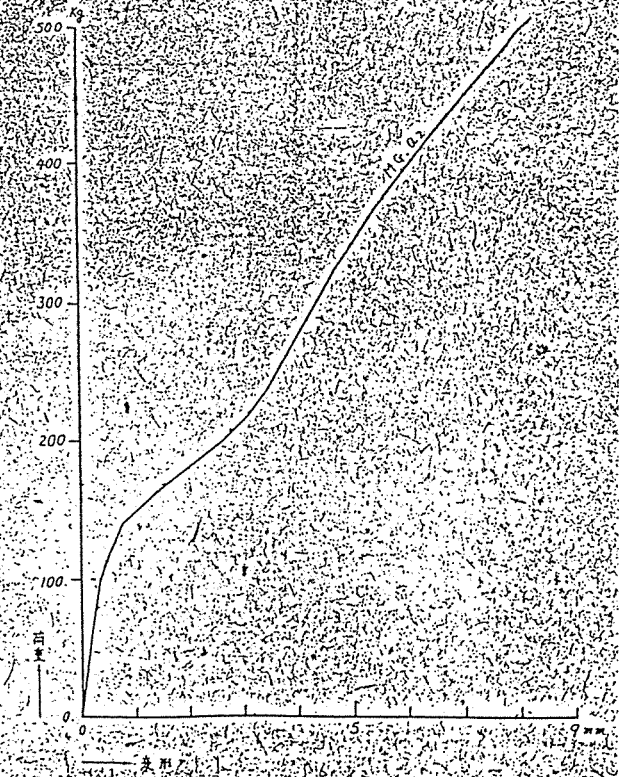
第 14 圖 ME 型 (繰返荷重試験 No. 3)



第 16 圖 MG 型 (繰返荷重試験 No. 5)

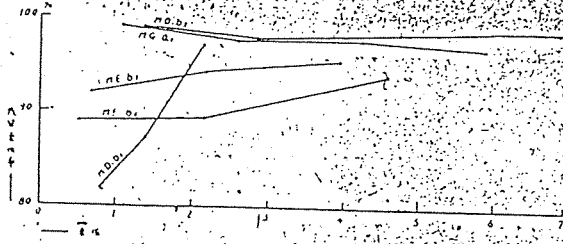


第 15 圖 ME 型 (繰返荷重試験 No. 4)



第 17 圖 MG 型

6) 輪形デベル接合に於いては變位量の増加と共に残留變位率も増加して居る。福田重義「輪形デベルに依る木材接合部の耐力試験」建築學會論文集第 13 號、参照。



第 18 圖 残留変位率

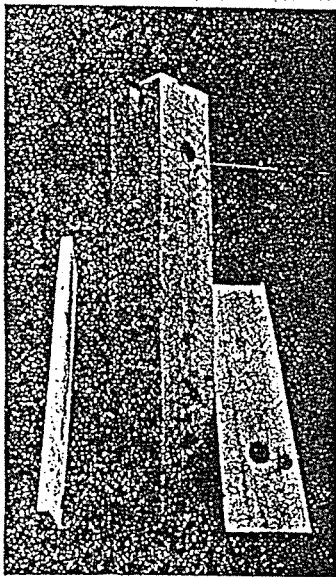
§ 5. 變形及び破壊

試験中及び試験後に於ける観察と、それに基づく變形及び破壊の機構に関する考察を試みる。

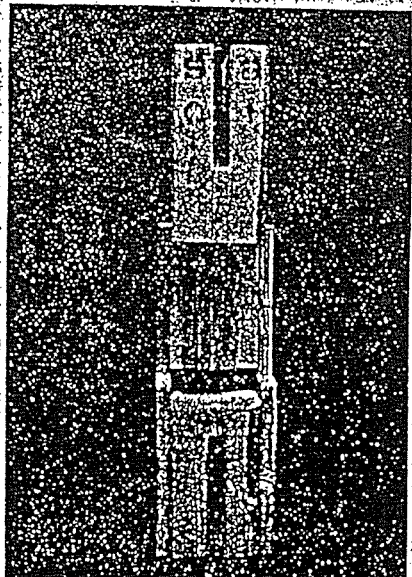
a). 試験體の觀察

i) A~F 型 (圓形断面の釘を使用せるもの)

先づ摩擦力の平衡が破れて、釘胴部の繊維方向への減込が開始し、次第に變位を増すに従つて釘頭部の木材中への減込が起り、破壊に迄到達するが、此の間外側に現はれる變化は、釘頭部の減込と材端距離の短い場合に起る龜裂又は剪斷等に過ぎない。而して破壊時に於いては、SA、SB、SF、MD、ME 型は釘が中央材より離脱し、SC、SD 型では釘が側材より離脱した。



第 19 圖 SA 型破壊状況



第 20 圖 SC 型破壊状況

第 19、20、21、22 圖は夫々 SA 型、SC 型、SD 型、MD 型、試験體の破壊状況を示すものである。

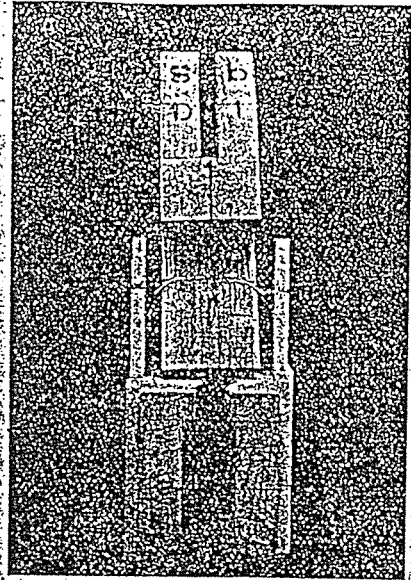
向釘は何れも圖の如く變形して居たが、F (逆目釘) のみは殆んど變形が認められない點が注目された。

ii) G 型 (波釘を使用せるもの)

G 型では載荷中の變形狀態を觀察し得るので便利であつた。接觸面の摩擦力が無いので直ちに變形を開始し、接觸部附近の木材が減込に依つて毀損し、破壊は

波釘の滑脱又は切断によつて起つた。第 23 圖は破壊後の状況を示す。木材の毀損は杉 (中央材) に大で松 (側材) に小であつた。

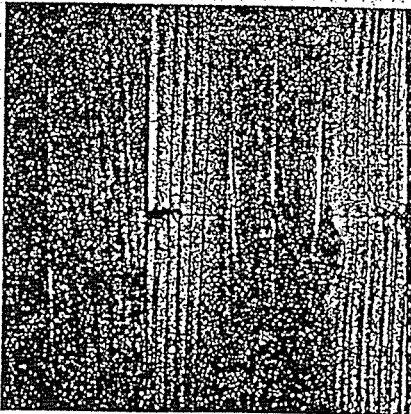
波釘の滑脱又は切断によつて起つた。第 23 圖は破壊後の状況を示す。木材の毀損は杉 (中央材) に大で松 (側材) に小であつた。



第 21 圖 SD 型破壊状況



第 22 圖 MD 型破壊状況



第 23 圖 MG 型破壊状況

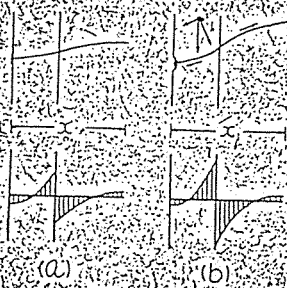
b) 變形經過及び破壊機構

接合部の變形經過及び破壊機構を考察すると、先づ初期に於いては應力状態は第 24 圖 (a) の如く、加力方向の減込應力のみを生ずる。釘自身の變形は未だ微かであつて、又は殆んど釘の長さに等しい變形が進行するに従つて (b) 圖の如くなり、釘軸が傾斜する事と、次に次第に短くなる事に因り、釘に引張力を生ずるに至る。更に變形が進むと釘頭の部分の傾斜も著しくなつて、且 X が愈々短くなつて、側材中に減込む爲、釘頭部に直接減込力が加はり、引張力は愈々大きくなる。而して引張力に平衡するものは、釘と木材の接觸面の摩擦

7) ME 型の中 1 本だけ側材より離脱したものがあつた。

8) SD 型の中 d (材端距離 2cm) は材端の剪斷に因つて破壊した。





第24圖 應力圖

力、釘頭部の減込抵抗である。但し G には前者のみ起り釘頭部の減込抵抗は存在しない。従つて破壊は (a) 釘胴に直角方向の減込應力 (b) 釘顔面の引張應力 (c) 釘頭部の減込應力 (側材) (d) 釘胴と木材接觸部(中央材)の摩擦應力

の何れかの應力の降伏によつて起る事となる。此の中(a)が問題となるのは材端距離が短くて剪斷破壊を起す場合のみであり、(b)はGの場合のみに考慮されるのみであつて、A-F型では結局(c)又は(d)の何れかの降伏によつて破壊に到達するのである。(c)は側材の厚い程大であり、(d)は中央材への埋込長さの長い程大であるから、

側材が薄く、釘の長い程、(c)の降伏によつて

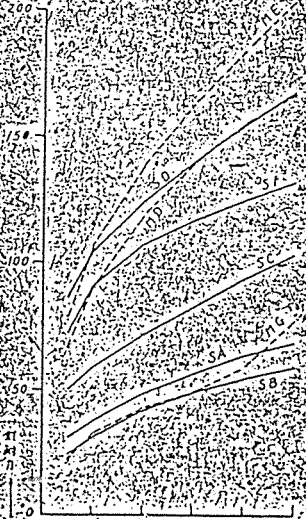
側材が厚く、釘の短い程、(d)の降伏によつて

破壊すると云ふ結論になる。本實驗結果では前述の如く、SC、SD釘は前者、SA、SB、SF、MD、MEは後者の例である。但しSD釘の中、材端距離の最短のものは材端の剪斷によつて破壊して居る。尚、MG釘では(b)又は(d)の降伏によつて破壊して居る。

8.6 許容耐力

a) 變位及び耐力

第3表に示した數値は各試驗體から得られた一本の釘の變位(夫、0.5、1、2、3、4、5mm)に對應する一面剪斷耐力と破壊耐力及び其の平均値であり、



第25圖 平均値による荷重變位曲線

第25圖は平均値による

各試驗體型式の耐力變位曲線である。尚、繰返荷重試驗によるものは上方の包絡線による數値を使用した。

b) 耐力に影響する因子

接合部の耐力に影響を及ぼす因子としては、i)

材端距離、ii) 釘直徑

iii) 側材厚、iv) 中央材への埋込長さ等が考へ

られる。以下本實驗結果

から之等の影響に就いて

考察して見る。

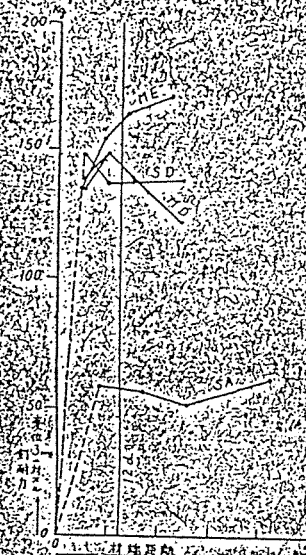
i) 材端距離

DIN 1052 は荷重を受ける側の材端距離を  $12d$  以上と規定してゐる。第26圖は  $1/d$  (材端距離と釘直徑の比) と變位 3mm に對する釘1本の荷重の關係を示したものであるが、ME型のみは  $1/d$  の減少と共に耐力が低下してゐるが、其の他に於いてはかかる傾向は認められない。然し之は含水率が大であるのと、試驗體數の少い事による偏差の大なる事等によるとも考へ

第3表 耐力表 單位kg

試驗體符號	變位						破壞荷重
	0.5mm	1mm	2mm	3mm	4mm	5mm	
SAa1	37.5	43.5	54.0	61.8	67.8	70.3	95.0
SAa2	41.0	45.5	54.0	60.5	66.5	71.0	81.7
SAb1	24.0	32.5	44.5	53.5	60.4	63.6	77.5
SAb2	21.5	28.5	41.5	48.8	56.5	62.9	83.0
SAc1	40.0	48.5	62.0	72.9	83.0	92.5	189.0
SAc2	24.0	29.0	36.0	40.5	45.5	51.0	77.5
SAd1	26.0	33.9	48.3	60.4	67.5	74.0	87.5
SAd2	30.0	37.0	47.0	56.1	62.0	66.3	78.0
SA型平均値	30.5	37.3	48.3	56.4	63.6	68.8	83.7
SBa1	27.0	37.5	50.5	59.5	63.3	66.6	98.0
SBa2	20.0	24.5	33.0	39.0	45.0	50.6	85.3
SB型平均値	23.5	31.0	41.8	49.3	54.1	58.6	84.7
SCa1	64.0	64.0	76.0	87.0	98.0	107.5	135.0
SCa2	45.0	53.5	67.5	78.5	90.0	100.0	115.5
SC型平均値	49.5	58.8	71.8	82.8	94.0	103.8	125.3
SDa1	72.5	90.0	108.0	121.0	133.5	146.0	210.0
SDa2	96.0	115.0	138.5	156.5	176.5	193.5	209.5
SDb1	93.0	113.0	133.0	148.0	161.0	171.5	210.0
SDb2	74.0	90.5	111.5	127.5	141.5	154.0	200.0
SDc1	81.5	101.0	123.5	140.0	156.0	170.0	213.5
SDc2	88.5	106.5	120.5	134.0	147.0	160.0	207.0
SDd1	91.0	111.5	132.5	150.0	164.5	178.0	212.5
SDd2	91.0	111.0	131.5	147.0	160.5	176.0	210.5
SD型平均値	85.9	104.8	124.9	140.5	155.1	168.6	209.1
SFa1	64.0	85.5	102.5	112.5	122.5	130.5	180.0
SFa2	80.0	96.5	113.0	122.0	127.5	133.5	172.5
SF型平均値	72.0	91.0	107.8	117.3	125.0	132.0	176.3
MDa1	69.0	100.0	124.5	147.0	171.0	194.0	280.0
MDa2	64.5	80.0	104.0	121.5	132.5	147.5	260.5
MDb1	50.0	88.0	118.0	143.5	155.0	162.5	232.5
MDb2	84.5	102.5	121.5	135.0	145.5	154.0	221.3
MDC1	103.5	119.0	143.5	158.5	166.0	172.5	242.5
MDC2	54.5	81.0	114.0	139.5	168.0	182.5	234.5
MDD1	67.5	81.5	117.5	137.5	151.0	161.5	223.0
MDD2	46.5	74.0	110.5	137.0	155.0	168.0	232.5
MD型平均値	66.3	90.8	119.2	139.9	155.5	167.8	240.9
MEa1	78.5	109.0	142.5	168.5	193.0	217.5	317.5
MEa2	91.5	119.0	152.5	174.5	195.0	215.0	405.0
MEb1	73.0	109.5	142.5	171.0	192.5	214.5	330.0
MEb2	80.0	108.0	138.5	158.5	175.5	193.5	331.0
MEc1	74.5	98.0	124.0	150.0	172.5	193.5	352.0
MEc2	73.5	101.0	134.0	158.5	177.5	191.5	267.5
MEd1	63.5	88.5	118.0	136.5	152.5	168.0	339.5
MEd2	54.5	80.0	112.5	134.0	151.5	165.0	287.0
ME型平均値	78.5	107.4	139.0	163.5	184.8	204.3	333.8
MGa1	15.0	28.0	40.5	45.0	50.8	71.8	138.3
MGa2	28.8	37.0	45.0	53.5	67.8	83.8	151.8
MG型平均値	21.9	32.5	42.8	49.3	59.3	77.8	145.0

られるのであつて、若し含水率が低下すれば異つた結果、即ち材端距離の減少による耐力の低下が起るものと想像される。破壊状況を観察すると、SDd型は完全に材端割裂によつて破壊して居り、MDd型、MEd型も端部の一部に割裂を生じて居るのである。

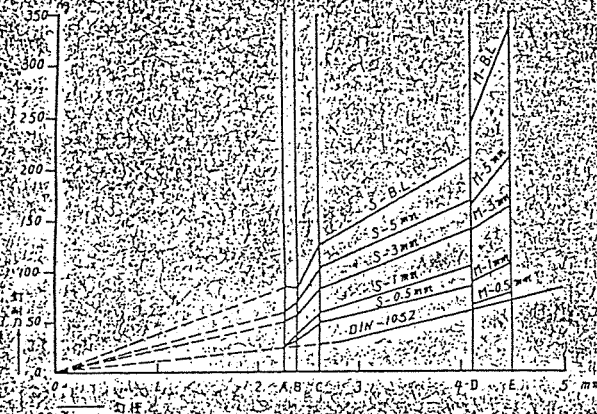


第26圖 釘耐力—材端距離圖

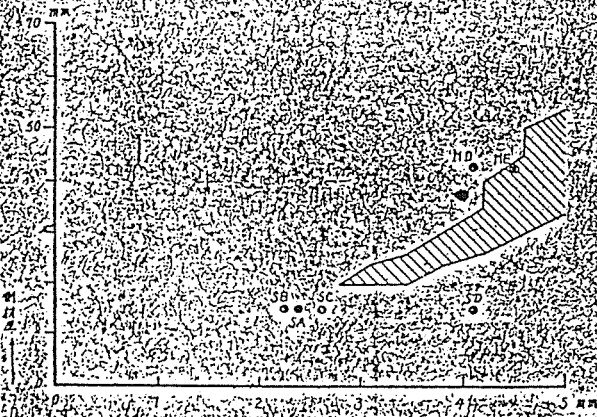
前記第3表の平均値を求めるときに、ME型のみはd型を除いたが、其の他は材端距離の影響無きものとして算出したのである。

ii) 釘直徑

釘直徑が増加すれば耐力も増加する事は容易に想像される。第27圖は釘直徑と耐力の關係を示す圖である。此の結果をDIN 1052に規定された許容耐力と比較すると、違つた傾向を示して居る。今側材厚と釘徑の關係を見ると、DIN 1052によれば、第28圖の如く、



第27圖 釘耐力—釘徑圖

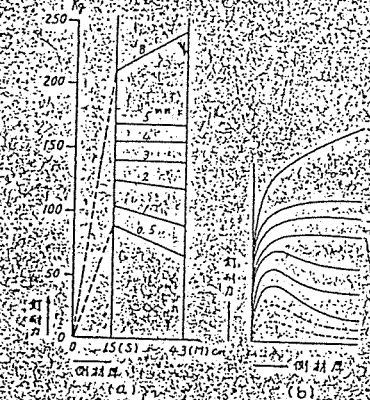


第28圖 釘徑—側材厚—圖

各一定範圍内にあり、本實驗のSDを除くSA、SB、SC、MD、MEは略、此の範圍内に入るから、DIN 1052と比較して論ずる事は差支へない筈である。然し本實驗では試験體數が少いから、此の結果から直ちにDIN 1052の規定を批判する事は出来なからう。

iii) 側材厚

DIN 1052の規定する釘徑と側材厚の關係は第28圖の如くであるが、比較的薄い材に大い釘を打つ場合も必要であらう。例へば大貫材に5寸釘を打つ場合の如く。



第29圖

本實驗に於いては材厚と耐力の關係を與へる資料はSD型とMD型の比較のみであるが、(第25、29圖参照)之から次の事項が觀察される。

- (1) 變位量小なる間は材厚薄き方が耐力大。
- (2) 次第に變位量が増じ3mmに達するとSDもMDも殆んど同耐力を示す。
- (3) 破壊荷重は材厚の大なる方が大である。

Sは厚15mm、Mは厚43mmであつて、此の外方の如何なる範圍まで上記の事項が成立するかは斷言出来ないが、此の範圍内では先づ成立すると考へてよいであらう。之に關して推論を試みると、

(1)には、同一荷重に對しては、載荷初期に於いては、側材厚の薄い方が釘の受ける曲モーメントが小さい爲釘の曲げ變形が少く、側材厚が厚いと釘の曲げ變形が大きくなる事に因るのであらう。(第30圖参照)

(3)に就いては、SD型は側材の薄い爲、釘頭の側材への減込によつて破壊に達するに對し、MD型では側材の厚い爲、更に大なる荷重に耐へて、結局中央材部の摩損抵抗の降伏によつて初めて破壊するからである。即ち破壊荷重に於





ては側材厚の大なる方が上位にある。

而して (1) の因子と (3) の因子の balance した中間部に於いて、(2) の状態、即ち或る範圍内では側材厚に無關係に釘徑によつて耐力が略一定する状態が出現するのであらう。SD、MD 型では此の範圍は、3mm~5mm であつた。

第 20 圖 (b) は釘耐力と側材厚及び變位量の一般的關係を推定せる曲線であつて、右へての曲線は側材厚 = 0、釘耐力 = 0 の原點から出發する。

(iv) 中央材への埋込長さ

従來、釘の長さは側材厚の 2.5 倍以上を要すと匠仕様書に記載されて來た。埋込長さの耐力に及ぼす影響については、本實驗では釘徑と側材厚が同じで、埋込長さの異なる場合が無いので、推定に依らねばならない。

先づ初期に於いては側材厚の影響と同様、或程度迄埋込長さの短い方が耐力大であると考えられるが、之は實證されたわけでは無いので輕々に論斷する事は出来ないであらう。然し變形が進めば埋込長さの長い方が有利である事は斷言出来るであらう。變形に比例して増大する引張力は釘の埋込長さに比例して増大する摩擦抵抗によつて釣合ふからである。例へば SA と SB を比較すると (第 27 圖)、初期に於いては釘徑の大なる SA の方が耐力大であるが、破壊時に於いては、釘徑は小さいが埋込長さの優つて居る SB の耐力の方が大きい。而して SA、SB 共中央材と釘の摩擦抵抗の降伏によつて破壊してゐる。SF は釘徑は大であるが、變位の全長に亘つて SD よりも耐力が劣つてゐる。之は中央材部に於いて釘徑が急に減少してゐる事と埋込長さの少い事に因るものと考えられる。

第 4 表 許容耐力表 (單位 kg)

	(1)	(2)
SA	$27.9 \frac{P_{max}}{3}$	$56.4 P_{3mm}$
SB	$28.2 \frac{P_{max}}{3}$	$49.3 P_{3mm}$
SC	$41.8 \frac{P_{max}}{3}$	$82.8 P_{3mm}$
SD	$69.7 \frac{P_{max}}{3}$	$140.5 P_{3mm}$
SF	$58.8 \frac{P_{max}}{3}$	$117.3 P_{3mm}$
MD	$80.3 \frac{P_{max}}{3}$	$139.9 P_{3mm}$
ME	$107.4 P$	$163.5 P_{3mm}$
MG	$32.5 P$	$49.3 P_{3mm}$

然し若し側材を鋼板とする時は、埋込長さの影響は減少するであらう。

(c) 許容耐力

許容耐力の決定は困難な問題であるが、第 4 表には第 3 表が、下記の條件に依る 2 種類の許容耐力を算出記載した。

(1) 變形 1mm 以下、破壊荷重に對する安全率 3 以上

(2) 變形 3mm 以下、安全率 1.25

(1) は殆んど  $\frac{P_{max}}{3}$ 、(2) は殆んど  $1.25 P_{3mm}$  に依つて與へられて居る。

在來の計算方針に據る場合には (1) に依る許容耐力を、非常時應力に依る直接計算法に於いては (2) の許容耐力を採用し得るであらう。更に例へば釘接合成成梁等にて許容變位量を更に低く限定する必要ある場合は、其の場合に適當した許容耐力を別に決定する事も可能である。

§ 7. 耐力増大方法に就いて

釘接合部の耐力を増大せしむる方法は、

(1) 變位を小ならしめる事

(2) 破壊耐力を大ならしめる事

の 2 點に歸し得る。但し此の場合、釘の機能が充分發揮し得る如く、材端距離、釘間隔等を規定する事が前提條件となる。差當り DIN 1052 の規定に従へば大過無いであらう。

丸釘の場合 (A~F 型)

(1) 變位を小ならしむるには

(a) 釘と木材の接合面積を増大する。

(b) 側材に鋼板を使用する。

の 2 方法が考へられる。(a) は更に

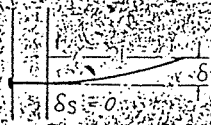
i) 側材厚の増加

ii) 釘徑の増加

が考へられるが、i) の側材厚の増加が必しも有利で無い事は (6b) iii) に於いて既に述べた。終局の破壊耐力は増すかも知れないが、初期耐力は却つて低下してゐるのである。ii) の釘徑を太くする事は實驗結果から有効なりと斷言し得る。A乃至E の釘は徑の増加と共に耐力も増加してゐる。(第 27 圖) 唯 F が徑に比例して耐力が増して無いのは、中央材への埋込長さの短い事と、中央材部に於ける釘徑が急に減少して居る爲であらう。釘徑の増加に際して留意すべき點は、叩き込みに依つて割裂を生ずる虞ある場合は豫め穿孔すべき事である。割裂を生ずるに至る釘徑は、材質の外に材厚に左右されるやうである。薄い種割裂し易く、本實驗では S 型 (大貫材) に D、F の釘を打つ場合にのみ側材に豫備穿孔を行つた。

(b) の側材を鋼板にするのは極めて有効であらう。接合部の

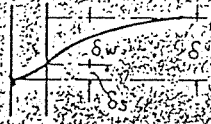
(9) E. Gaber は釘接合部許容耐力として釘徑のみに依つて定まる公式  $N = 350 d^2$  (靜的荷重、一面剪斷の場合) を與へて居る。Kritische Betrachtung der Holzbauvorschriften, (Bauing, 1937, 11, 12) 参照。



相對變位量  $\delta_s$  は、側材に基く  $\delta_w$  と中央材に基く  $\delta_m$  の和である。

(第 31 圖)

$$\delta = \delta_w + \delta_m$$



第 31 圖

若し側材を鋼板とすれば  $\delta_w = 0$  であるから  $\delta = \delta_m$  となり、而も此の場合の  $\delta_m$  は最初の  $\delta_m$  よりは更に小さいのである。従つて初期耐力は少く共 2 倍には達する事が豫想される。DIN 1052 に

於いてはホルト接合に對し、鋼板を側材とする場合、1/4 の許容耐力の増加を認めて居るが、釘接合に對しても許容値を増加すべきであらう。但し豫備穿孔は釘徑と密着する如く施工する事が必要である。尚鋼板を使用すれば中央材への埋込みは大なる必要は無く、むしろ徑の大なる方が効果的であらう。

次に(2)破壊耐力を増大せしめる方法に就いて考察する。

破壊が釘頭部の減込及び中央材との摩擦抵抗の降伏の何れかによつて惹起する事は、(5, b) に於いて述べた通りである。

先づ釘頭部の減込を低下する爲には、(i) 釘頭部にワッシャーを使用するか、或は釘頭部を擴大せしめるのが有効であらう。ワッシャーの效果に就いては田邊博士等の研究がある。此の方法は同時に、 $\delta_w$  を小さらしむる事により、變位量を低下せしむるに多少役立つであらう。

ii) 側材に鋼板を使用する事も本項の目的に搭ふものである。

次に中央材との摩擦抵抗を増大させるには、

- (i) 釘の長さを増す事
  - (ii) 釘の表面に工作を施して摩擦係數を増す事
- が考へられるが、前者は施工上現在の釘の(釘長/釘徑)を増加する事には制限があるであらう。現在行はれて居る釘の形状は、淘汰された施工し易い形状と考へられるからである。後者は例へば小突起等が考へられるのであるが、其の效果は疑問であらう。本實驗の(逆目釘)の先端の小突起は殆んど効果無きものと思はれた。

尚破壊耐力を増大せんとする場合に留意すべき點は、釘頭部の減込抵抗と中央材との摩擦抵抗を略々同程度に強化すべき事である。

波釘の場合(G型)

本實驗に使用した波釘は菓物包装箱等の製作用であつて、製造用としては更に強力なものを製作すべきである。厚さ、釘長等を増加する事によつて耐力を増加し得るであらう。本實

験結果によれば、波釘1個の耐力は略々釘B一本の耐力に等しい。(第 25 圖)

結 言

以上の實驗結果を要約すれば、

- (a) 破壊は A-F 型では、
  - (i) 釘頭部が側材中を減込んで貫通する。(SC, SD 型)
  - (ii) 中央材部より釘が脱け出す。(SA, SB, SF, MD, ME 型)
- (b) 材端の何れかによつて破壊する。但し材端距離の短い場合には、の剪斷によつて破壊する。(SDd 型)
- (c) G 型では、(i) 釘の切斷又は (ii) 釘の脱出によつて破壊する。
- (d) 残留變位率は 82%~99% まで極めて大きく、釘接合部が非弾性的である事を示してゐる。
- (e) 耐力に影響を及ぼす因子に就いて述べると、
  - (i) 釘徑、釘徑の増加と共に耐力は増すが、其の傾向は DIN の規定とは稍異つて居る。
  - (ii) 材端距離、木材の含水率大なる爲か、ME 型を除き、材端距離による耐力の差は顯著で無かつた。
  - (iii) 側材厚、同じ釘に對し中央材への埋込長さの充分な場合、變位初期に於いては側材厚き方が耐力大である。此の中間の變位量に於いては、耐力は側材厚によつて餘り差を生じない。

(d) 各型式の許容耐力は下表で與へられる。(單位は、但し含水率は 20% 内外、釘一本の片面剪斷耐力の場合である。)

	S					M		
	A	B	C	D	Gr	D	B	G
a	27.0	28.2	41.8	69.7	58.3	80.3	107.4	92.5
b	56.4	49.3	62.8	140.5	117.3	139.9	163.5	49.5

- (i) a, b の條件は下記の通りである。
  - (a) 變位量 1mm 以下、安全率 3 以上。
  - (b) 變位量 3mm 以下、安全率 1.25 以上。

以上は 40 個の試験體に依る結果であるが、未解決の問題も多く殘されてゐる。即ち更に異なる釘と側材の場合に付いて、本實驗結果と対比すると同時に、含水率、繊維方向、側材に鋼板を使用する場合等の影響も實驗によつて解決すべき問題である。

(昭和16年6月15日)

(10) 採用を許野上大員筋造の仕口に関する実験、建築雑誌、昭和9年10月

# 釘の2面剪断結合に就いて

福井大学助教授

塩原正典

序 1面剪断結合として釘を使用する場合には薄板  
材に打付けられるのが常であるが2面剪断では打つ  
釘本数の半分ずつを両面から打込んでゐる。又厳密  
の意味の2面剪断である為には向厚の3材では釘はオ  
を貫通してゐなければならぬのであるが釘尖端が  
材から突き出ない方が施工に際し都合のよい事がある

現在の木構造計算規準では2面剪断の釘の許容耐力は  
1面剪断の2倍を採つても宜しいが釘は3材を貫通する  
又はオ3番目の材に対し中央材厚の1.5倍以上打込  
む必要があるとある。ただ持ち打ち方法等には言及してゐない  
DIN 1052では両面から同数ずつ打つとか片面からの  
打つてよびと規定してゐるわけでもない。ただ或寸法  
釘の長さ100mm以上の比較的長い釘に対してのみ特  
定の寸法の材に対してオ3材を貫通しないでも2面剪断  
結合として使用を許可してゐる。若し片面のみから釘打  
込耐力が充分ならば施工が簡単で又或場合にはオ3材  
を貫通しなくてもよいと云ふ結果が出来る。小屋組  
に都合のよい事として、に数個の試験を行ひ報告する  
のである。

## 1. 使用木材

木材はスギとし角材と挽き厚板とした。その含水率は  
108%で繊維方向の圧縮強度は3個の試験体の平均が  
88kg/cm<sup>2</sup>であつた。

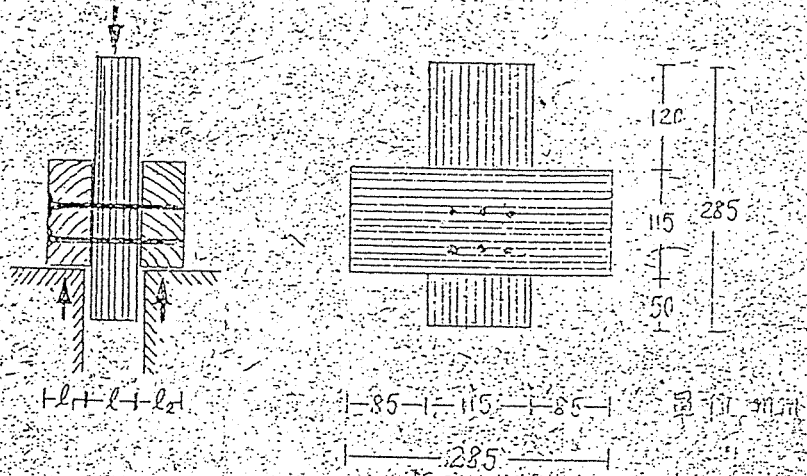
## 2. 試験体及実験方法

試験体はa, b, cの3形式とし釘は何れも6本打つ。その配  
置計算規準に準據した。釘打込は片面打では片側より  
オを両面打の場合には半数の3本ずつを両側より打込  
む。3材は繊維方向を直角に交互に結合しその寸法及び



載荷方法はオ1図及1表に示す如きものである。位は50kg毎に中央材と側材との相対変位を $\frac{1}{100}$  dial gaugeにて測定し大きい部分は試験体に貼り付けて指で讀んだ。

オ1図



オ1表

形式	材厚 (mm)		
	側材 $l_1$	中央材 $l$	側材 $l_2$
a	35	35	35
b	27	27	27
c	15	15	27

釘長さとの3材厚の関係を表にするとオ2表の如くである。

オ2表

形式	a 型		b 型		c 型
	N 100	N 90	N 90	N 75	N 50
釘径 (mm)	4.0	3.5	3.5	3.2	2.3
3材厚の和 (mm)	105	105	81	81	57
釘長さとの3材厚の和との差 (mm)	-5	-15	+9	-6	-7
釘のオ3材への打込長さ (mm) $d$ : 釘径	30 (7.5d)	20 (5.72d)	21 (6.57d)	20 (8.7d)	

註 1 表中(-)の符号は釘長さが3材厚の和より短い事を示す

2 C-N 50は規準によるオ3材への打込長さ $1.5l = 22.5 \text{ mm}$ より2.5 mm短かい

### 8. 実験結果

各試験体に就いて得られた荷重変位曲線は末尾に附したが之から見易い第3表を作成した。

1. b-N90, b-N75の結果から片面打の場合も通常実施される両面打に比較して耐力に於ては変りないが少し初期の変位が両面打より大きい。然し規準の許容耐力附近では勿論問題ではない。之は才3材の密着が良く取れた為であろうから釘打込の際充分注意すべき事柄である。

才3表

結合形式	a 型		b 型				c 型			
	N100 #面打	N90 片面打	N90 #面打	N90 両面打	N75 片面打	N75 両面打	N50 片面打			
試験体番号	NO.1	NO.1 NO.2	NO.1	NO.1 NO.2	NO.1 NO.2	NO.1 NO.2	NO.1 NO.2	NO.1 NO.2 NO.3		
破壊荷重 (kg)	3150	2250 2180	2550 2840	2730	2550 2550	2480 2300	1250 1250	1150		
平均値	3150	2215	2550	2785	2525	2390	1215			
実験値より 求め得られた 許容耐力 P (kg)	変位 2mm に於ける 耐力 (kg)	2200	1830	1430	1895	1785	1965	1153		
破壊荷重の 平均値 P <sub>0</sub> (kg)	2100	1475	1700	1850	1680	1590	810			
木構造計算規準 による短期荷重に 対する許容耐力 P <sub>zul</sub> (kg)	972	720	720	720	672	672	324			
P/P <sub>zul</sub> の値	2.16	2.05	1.98	2.57	2.50	2.39	2.50			

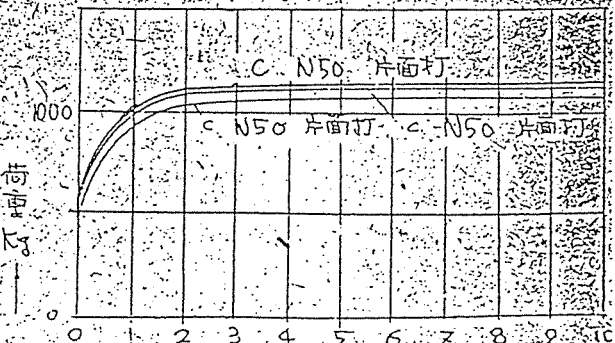
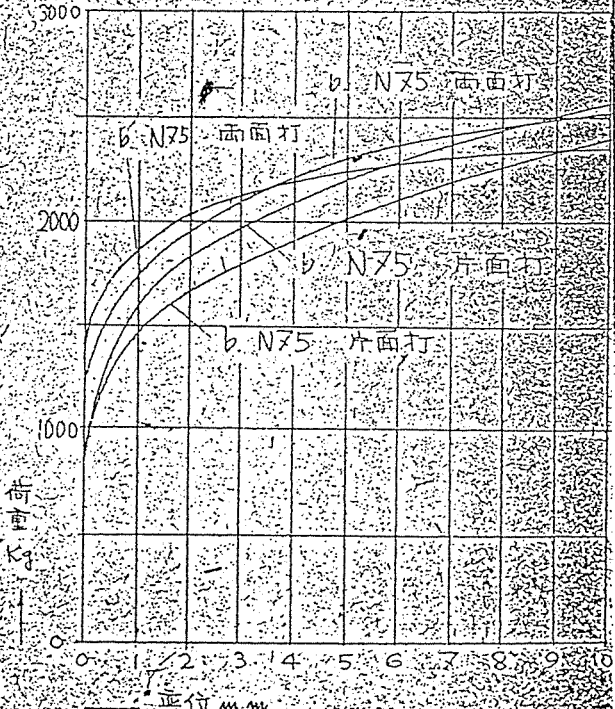
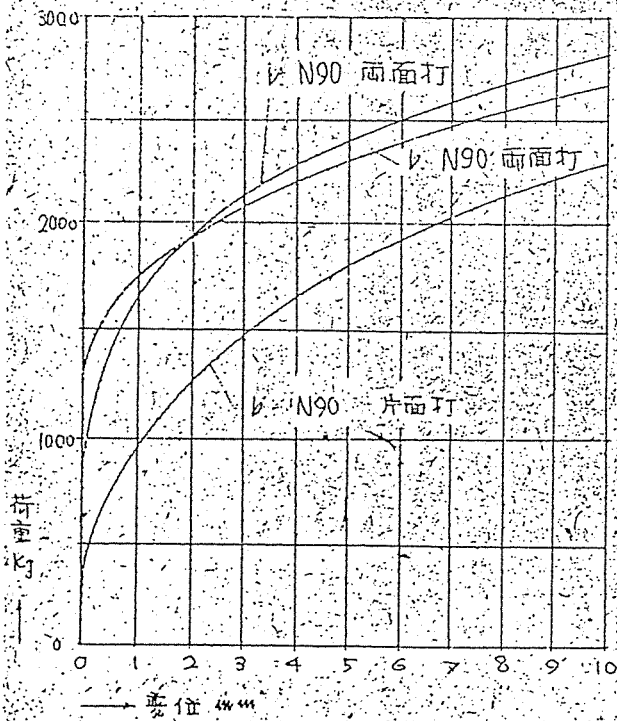
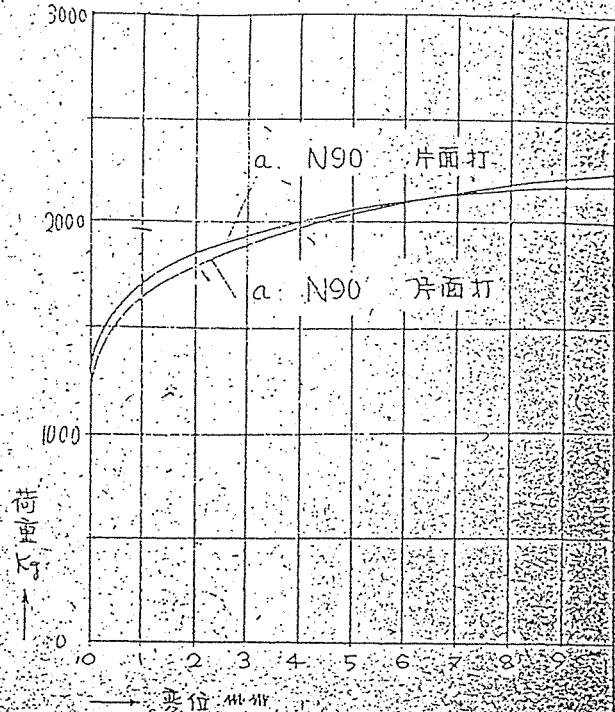
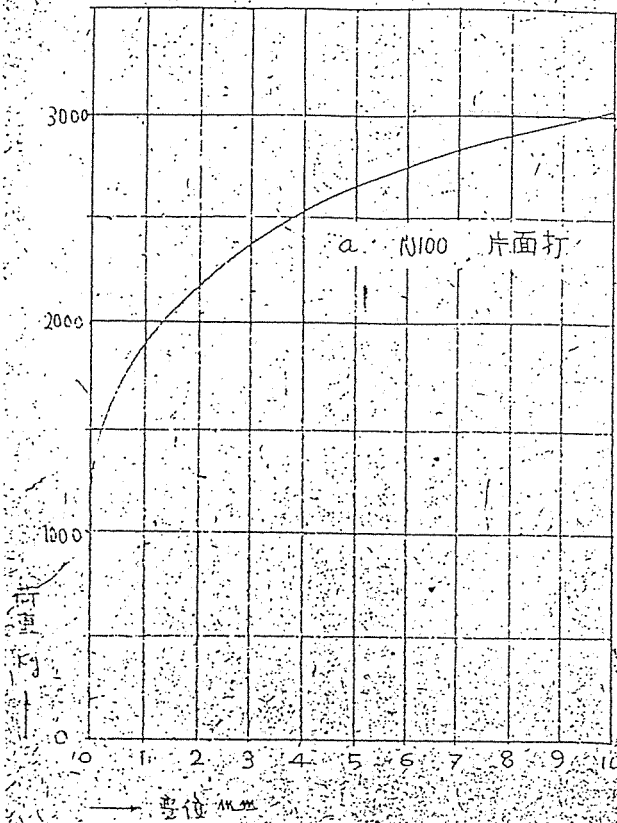
2. a-N100, a-N90 及び b-N75 の試験体には何れも総材厚より釘長が 5mm, 15mm 及び 6mm 短いのであるが P/P<sub>zul</sub> の値は 2.16, 2.05 及び 2.50 (何れも片面打) となり充分余裕がある。従つて釘結合では釘長さが総材厚より 10mm 程度短くても 2面剪断と考へてよいようである。各釘に対して個々の数値は更に検討する要はあらうか此実験からは一般に才3材への打込長さが 6d (d:釘径) 以上あれば差支えないと考へられる。即ち P/P<sub>zul</sub> の値

$\alpha$  程度で 20  $\alpha$  程度で  $\frac{2}{3}$  と云ふ値が出てゐる。之は釘が打込まれる場合には釘長さと總材厚との差は釘頭が材に叩き込まれる為に実際には可成少くなりオ子表に示される程の用ミがなくなる為のよう考へられる。又釘長さも呼称寸法より少し尖端が長い事にもその理由があり。

例として H 50 の結果はオ 3 材この打込長さは規準の値より短いが  $P/P_{zul}$  は 2.5 である。従つて結合される 3 材の許容耐力が異なる場合にもオ 3 材この釘打込長さが 62 以上は差支えないようである。

以上の実験から計算規準の許容耐力は短い釘に対し許容耐力に余裕があり長い釘程所謂安全率が少ないようである。と云ふのは N75 N50 と短い釘にしてのものより N30 の許容耐力を通じて比較すると良好であるといふ事がわかりてある事を耐言したい。

表 2 圖 荷重—變位曲線



## 釘 接 合 に つ い て

正 会 員 塩 原 正 典\*

## §1. ま え が き

材厚の異なる1面剪断接合では薄い材の側から厚い材に向つて一方的に釘打されるが、2面剪断接合では打つべき釘本数の半分づつを両側面から打込むのが普通である。2面剪断接合で片面からのみ釘打ちして耐力、変位に不都合が生ずるであろうか。若し耐力が充分ならば簡単な小屋組などに便利である。又同厚の3材で完全な2面剪断接合であるためには釘は第3材を貫通していなければならない。この突き出た釘は施工中作業の邪魔になり易く、折り曲げておきたいのであるが材面或は耐力を損はずに折り曲げ難いから有効な方法ではない。釘先端が第3材から突き出ないで納められ、而かも所要の強度があれば甚だ都合がよい。耐力的にはどの程度打込まれておればよいであろうか。更には硬い材、年輪巾の小さい材では厚くなると釘の打込みが非常に難しくなるし、反対に薄い材では割裂が起り易く、釘の配置間隔にも影響して可成りな材面積を接合にとられることになる。ボルトの様に予め孔を穿つ工法は材に割裂を生ぜしめないという点で有利である事を考えると、釘にも前以て孔明けしておくことはどうであろうか。これは釘の特色をこそす事でもあるがこれによつて釘間隔がちじめられれば然し材料節約になる。架構形式が種々に発展すれば接合形式の異なるものが出来てくるであろうが、2面剪断接合における釘の片面打の検討、釘の打込深さ、更には予め孔を明けて釘打ちするなどの特殊な場合について、ここに若干の実験的考察を試みこれらに対する資料を得んとした。

## §2. 試 験 体

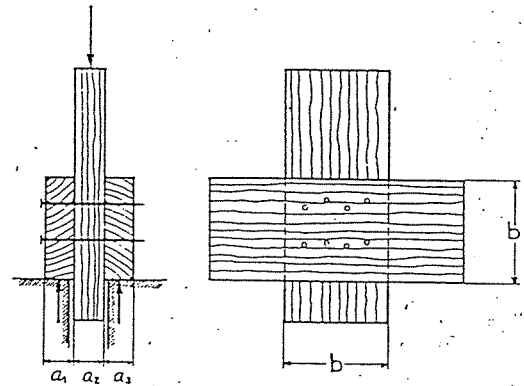
実験は2回に亘り実施したので各実験別に記す。

## 実験 I.

(1) 使用木材 スギとマツの2種で、近くの市場より入手したが、その性質は概略次の如くであつた。即ち含水率は平均 25.68%、せんい方向の圧縮強度が3個の平均値で 298 kg/cm<sup>2</sup> であつた。

(2) 丸釘 釘の種類は N75、及び N90 の2種。

(3) 試験体の形式 第1図の如くせんい方向を互に直角にした同厚3材より成る2面剪断の圧縮試験体とした。各釘に対して材厚は N75、N90何れに対しても 27 mm とし、材巾 b は何れも 115 mm とした。釘本数は各試験体とも3列2段で6本打、その配列は現木構造計算規準に準拠したが、加力と直角な方向では相互間隔に大分余裕がある。釘は片面打では片側より6本を両面打の



第1図 試験体の形式

場合は3本づつを両面より打込んだ。

(4) 試験体の製作 各試験体は側材、中央材とも同一角材から採取し、所定の寸法に挽ぎたてた。試験体の個数は同種のものに対して2個を準備したが N90 片面打だけはただ1個である。釘は腕力でハンマーを以て打込み、釘頭が木材表面に一致するか或はめり込むまで叩き込んだ。

## 実験 II.

(1) 使用木材 スギ及びマツの2種、その圧縮強度はスギで 182 kg/cm<sup>2</sup>~338 kg/cm<sup>2</sup>、マツで 265 kg/cm<sup>2</sup>~430 kg/cm<sup>2</sup> で試験後試験体の種類毎に測定した。含水率も同様に試験したが、最小値最大値でスギでは 16.2%~29.7%、マツで 15.6%~23.0% であつた。

(2) 丸釘 N75、N90、N100、N115、N125、N150 の6種、丸釘の形状寸法については詳しい報告<sup>1)</sup>があるが、実験前に若干のものについて検査した。概して釘の直径については JIS 規格の許容差以上にはそのものも多く、これに反して釘長さは規格寸法より幾分長めであることが認められた。引張強度については N125、N150 に対して各3本づつを抜取り試験したが、その値は 65.0~77.0 kg/mm<sup>2</sup> で JIS 規格値の 55 kg/mm<sup>2</sup> を優に上廻っている。

(3) 試験体の形式 実験 I と全く同様な形式とする。但し材巾 b は 120 mm、各釘に対する材厚は規準に示されている最小厚(但し N115 は最小厚ではない)及び最大厚のものを採り、接合形式を A、B 及び C の3種とした。即ち A、B は厚材2枚と厚材1枚(但し N115 では B は 35 mm の同厚3材)、C は厚材ばかりを3枚とした。釘、材厚及び釘本数等は一括して第1表に示す。

釘の配列は実験 I と同様現規準によつたが、釘本数は3列2段で6本或は4列2段で8本とした。N75、N90

\* 福井大学助教授



第 1 表

釘	釘本数	樹種	A 形式			B 形式			C 形式			備考
			a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	
N 75	6	スギ	21	30	21	21	21	30	30	30	30	N115 の C形式は孔明けせず
N 90	8	マツ	24	30	24	24	24	30	30	30	30	
N100	6	スギ	24	40	24	24	24	40	40	40	40	
N115	6	マツ	35	40	35	35	35	35	35	35	35	
N125	6	スギ	30	45	30	30	30	45	45	45	45	
N150	6	マツ	40	60	40	40	40	60	60	60	60	

注：材厚の単位は mm

及び N100 では間隔は充分であるが、N115、N125 及び N150 では割裂が生ずるのを見込み、予め釘の配列位置に孔を穿ちおき釘打ちした。孔の径は N115 に対しては 2.6 mm、N125 では 2.8 mm、N150 では 3.0 mm とした。釘の打込方法はすべての試験体で片面打ちである。

(4) 供試体の製作 製作方法は実験 I と全然同様である。試験体の個数は A、B 及び C 形式ともどれも 3 個である。

§3. 実験方法

試験は実験 I では 50 t アムスラー型万能試験機、実験 II では 200 t アムスラー型圧縮試験機を使用した。荷重は連続的に加え、中央材と側材の相対的変位は中央材の側面に取付けた 2 個のダイヤルゲージ(目盛 1/100 mm 働き 10 mm) により 9 mm 附近まで測定し、これより大きい変位は中央材に貼付けた物差により読んだ。

§4. 実験結果及びその考察

4.1 釘の片面打、両面打について

実験 I において片面打、両面打の効果を比較した。各試験体の耐力を第 2 表に、N75 について荷重変位曲線を

第 2 表

耐力	N75				N90		
	片面打 (E)		両面打 (Z)		片面打 (E)	両面打 (Z)	
$\frac{1}{2} p_m$ (kg)	1,275	1,250	1,240	1,150	1,275	1,420	1,365
$p_2$ (kg)	1,735	1,835	1,900	2,030	1,430	1,865	1,925

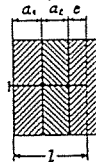
注： $p_m$  は最大耐力、 $p_2$  は変位 2 mm の時の耐力

第 2 図に示す (N90 は省略)。N75 では釘長さは第 3 材を貫通しないで、その差は 5 mm あり、N90 では釘は材を貫通して 8 mm 突き出ている。尚突き出た釘は折り曲げずにそのままとした。同種の試験体の最大耐力はよく一致せる値を示している。ここに最大耐力は荷重がもはや上昇しないで試験機の指針が戻り始める点を以て抑えた。以下の実験においても同様である。N75 では釘が 3 材を貫通していないで、しかも片面打の試験体の最大耐力が両面打の場合を上廻っており、さらに安全率を 2 とした最大耐力の 1/2 における変位は 2 mm より遙に小さい。N90 では片面打の初期変位が多少大きい尚許容変位 2 mm 以内であり、最大耐力では片面打、両面打とも大した差異はない。1 面剪断では常に片面打である事を考えれば 2 面剪断接合で片面打としても、第 3 材への

打込深さが充分に確保されていれば必ずしも不利ではなく。利用されてよい方法と考えられる、N75 では打込深さは 6.48 d であつて標準にはずれるものであるが、最大耐力の 1/2 でも又変位 2 mm の時の耐力でも何れも現標準の許容耐力 612 kg を遙に超えている。

4.2 釘の打込 第 2 図 N75 の荷重変位曲線、Z は両面打、E は片面打を示す

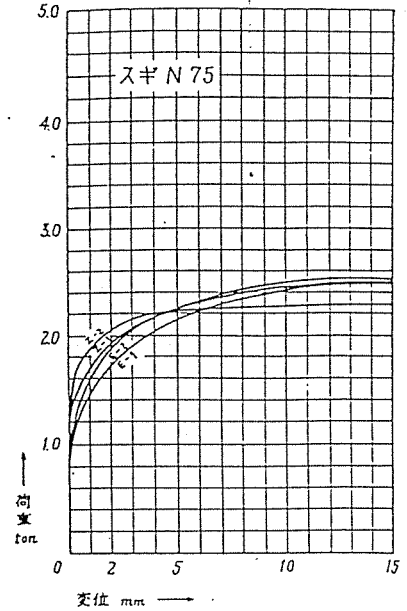
2 面剪断接合に際して重要な事は釘が 3 材を貫通しておれば問題はないが、第 3 材が中央材より厚い場合には釘は第 3 材への程度の打込深さがあればよいのであろうか。ここでいう打込深さというのは第 3 図に示される



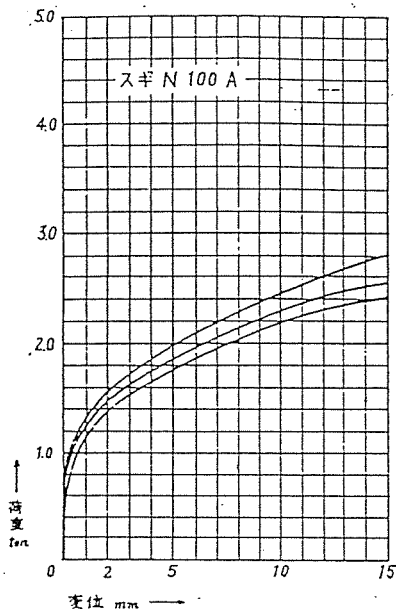
第 3 図

e の長さである。現木構造標準では釘を 2 面剪断接合として使う場合には「釘は第 3 材を貫通するか又は第 3 材に対し、中央材厚の 1.5 倍以上打込むものとする」と指示している。釘の耐力、並びに配置等を使用される釘径で表わそうとする努力がなされている今日、釘の打込深さを材厚で示さなくて、釘径で表わせば好都合である。DIN 1052 ではこれについて特に規定してはいないが、或る釘に対して特定同材厚の 3 材を使用する時に限つて釘長さが総材厚に不足していても (短い釘で 2 mm、長い釘で 5 mm) その使用を許している。釘が第 3 材を貫通して突き出ている事はその取扱い上からいえば危険でもある。危険防止には折り曲げておけばよい事になるが、耐力を害さずに折り曲げる事は非常に難しいし、釘が木材内部で納められれば 2 面剪断も一層利用される事にもなる。実験 II はこの解明のために行われたものである。この結果を極めて第 3 表に示す。荷重変位曲線については N100 のみについて第 4 図に示す (他は省略)。実験 II に用いた樹種はスギ及びマツで各釘と材厚との関係は既に第 1 表に示されている。A 形式では中央材を最も厚くして、B 形式では薄材 2 枚を重ね、さらに厚材を重ねて薄材側から片面釘打とした (但し N115 の B 形式は同厚 3 材である)。C 形式では第 3 材への釘の打込深さは異なるが、すべて釘は第 3 材を貫通していない。尚突き出た釘はそのままとした。

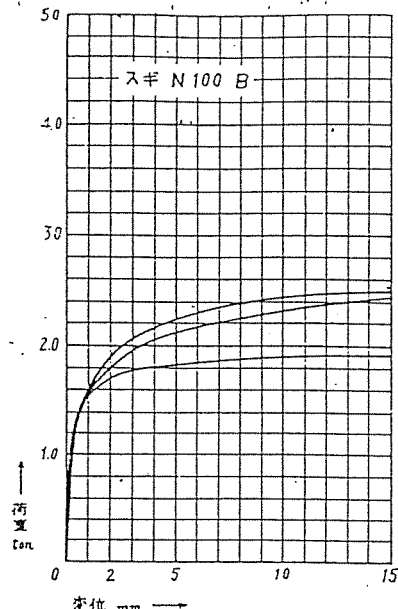
第 3 表について関係事項を整理して示すと第 4 表のようになる。



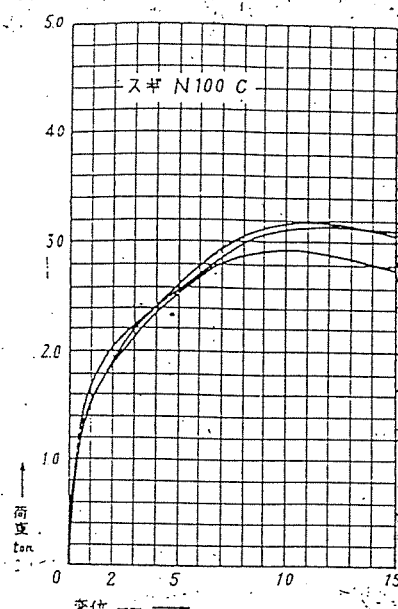
第 2 図 N75 の荷重変位曲線、Z は両面打、E は片面打を示す



第4図-1 N100の荷重変位曲線



第4図-2



第4図-3

第3表

接合形式		A			B			C		
N 75	1/2 $P_m$ (kg)	930	930	760	915	760	780	715	615	740
	$P_2$ (kg)	1,040	1,020	800	1,000	1,050	1,010	990	980	920
	1/2 $P_m$ 時の変位(mm)	1.35	1.43	1.61	1.42	0.46	0.62	0.56	0.41	0.75
N 90	1/2 $P_m$ (kg)	1,265	1,250	1,270	1,025	1,030	950	1,330	1,500	1,375
	$P_2$ (kg)	1,720	1,750	1,640	1,610	1,740	1,570	1,940	1,940	2,020
	1/2 $P_m$ 時の変位(mm)	0.68	0.44	0.80	0.30	0.22	0.21	0.51	0.76	0.51
N100	1/2 $P_m$ (kg)	1,300	1,215	1,470	1,285	1,030	1,300	1,560	1,595	1,465
	$P_2$ (kg)	1,500	1,380	1,560	1,950	1,620	1,880	2,030	1,900	1,860
	1/2 $P_m$ 時の変位(mm)	1.15	1.24	1.56	0.45	0.21	0.44	0.82	1.23	0.92
N115	1/2 $P_m$ (kg)	1,420	1,175	1,530	1,155	1,425	1,465	1,140	1,070	1,150
	$P_2$ (kg)	1,910	1,670	1,710	1,550	1,840	1,700	1,520	1,520	1,820
	1/2 $P_m$ 時の変位(mm)	0.77	0.68	1.46	0.85	0.84	1.10	0.87	0.69	0.49
N125	1/2 $P_m$ (kg)	1,460	1,395	1,260	1,540	1,660	935	1,555	1,505	1,475
	$P_2$ (kg)	1,350	1,560	1,350	1,810	1,950	1,520	1,460	1,620	1,620
	1/2 $P_m$ 時の変位(mm)	2.70*	1.46	1.55	1.09	1.00	0.34	2.36*	1.57	1.40
N150	1/2 $P_m$ (kg)	2,140	2,285	2,170	2,000	1,670	1,825	1,540	1,710	1,580
	$P_2$ (kg)	2,490	2,100	2,500	2,510	2,600	2,730	1,860	1,930	1,950
	1/2 $P_m$ 時の変位(mm)	1.25	2.45*	1.17	0.88	0.54	0.65	1.22	1.38	1.00

注：1.  $P_m$  は最大耐力、 $P_2$  は変位 2mm の時の耐力。

2. \* は規準の短期荷重に対する許容変位 2mm より大きい値であることを示す。

第4表

釘 呼 称	N75	N90	N100	N115	N125	N150	
釘径 d(mm)	3.40	3.76	4.19	4.57	4.88	5.16	
釘長 l(mm)	76	89	102	114	127	152	
樹 種	スギ	マツ	スギ	マツ	スギ	マツ	
耐力比	$P_m$ の時 C/A	0.79	1.11	1.16	0.82	1.19	0.73
	C/B	0.84	1.40	1.28	0.83	1.10	0.88
$P_2$ の時	C/A	1.01	1.15	1.30	0.92	1.10	0.81
	C/B	0.94	1.20	1.06	0.96	0.89	0.73
釘接と3材厚との差 (mm)	-14	-1	-18	-6	-8	-28	
e	4.71 d	7.72 d	5.26 d	7.45 d	7.59 d	6.21 d	
e/8 d	0.59	0.97	0.66	0.93	0.95	0.78	

注：1. 釘径及び釘長は JIS 規格値を示し各数値の算出はこれによる。

2. 表中の (-) は釘長が3材厚の和より短い事を示す。

3. 耐力比には各形式の試験体の最大耐力の平均値、又変位 2mm の時の耐力の平均値を採って求めた。

4. e については第3図参照。

C試験体は耐力に関して樹種による差は認められない、又荷重変位曲線もその性状が A, B 試験体と格別異るところはない。A, B 試験体についていえば初期耐力では B の方が A より大きく、最大耐力については A が B より大きい傾向がある。この事は各試験体の接合形式から考えても推察され既に認められているところでもあるが、初期耐力が木材の孔圧強度で決まるならば側材が厚い方が有利であり、接合部が漸次破壊耐力に近づくに従って、釘がなわ状になり剪断面に応力が集中してくれば中央材の厚い方が効果的になるわけである。N100 においては C が初期耐力、最大耐力共に A, B より大きい。これは C が大きい値というより寧ろ A, B が低い値を示している

と考えるべきであろうが、これを除けば釘の打込深さ e が長い程 C の値は A, B に近づいている。N90 においては釘長と3材厚との差は 1 mm であつて、殆ど釘が貫通していると見做され得る耐力を有している。従つて各釘に対して現行規準に指示される材厚を使用すれば釘が貫通していなくても2面剪断接合と考えて差支えない打込深さ e は第4表から 8d 附近にあるとしてよいであろう。若し打込深さ e が 8d 以下である場合にはどれだけの耐力を期待してよいであろうか。これについては Möhler<sup>2)</sup> の DIN 1052 に対する提案がある。Möhler は 2面剪断の耐力を2つの1面剪断耐力の和と考へて

$$e \geq 8d \quad N_2 = 2N_1$$

$$e < 8d \quad N_2 = N_1 + N_1'$$

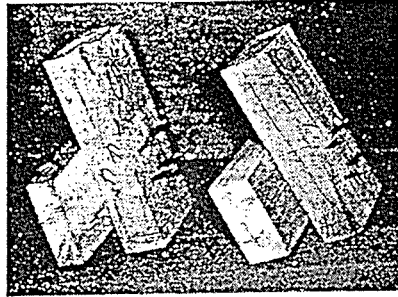
ここに  $N_2$  : 2面剪断許容耐力

$N_1$  : 1面剪断許容耐力

$$N_1' = N_1 \times e/8d$$

即ち一方の1面剪断耐力を打込深さ  $e$  の長さに応じて低減するわけである。第4表から我が国の釘に対して現行規準に示される材厚を使用するならばこの低減率を採用しても妥当であると認められる。第5図は N150 A.C

試験体の破壊状態を示している。左はA右はC試験体でAでは釘がなわ状になつて充分抵抗したことを示しているが、Cでは剪断面から直線的に折れ曲つてい



第5図 N150 A.C 試験体の破壊状態を示す

#### 4.3 釘打による材の割裂について

釘は無理やりに木材へ打込まれるのであるからその附近のせんいは側方へ押しつぶされる。年輪巾の小さい材又非常に乾燥した材に対して、太径の釘を打込むと非常に割れ易く、木材は乾燥したものを使用するのが強度上有利であるのに拘らず、釘打の際の割裂を考慮すれば却つて或る程度の含水量の多いものが都合がよいという矛盾がある。又トラス構造物などで、応力的には部材巾は小さくて済むのに釘接合部のためだけに材巾を大きくしなければならぬような場合にも遭遇する。

この割裂に関連して本実験ではせんいを互に直角とする接合形式を選んだので N115, N125, N150 では釘の打込難さ及び割裂を見込み、予め材にドリルで孔を穿孔しておいた。この孔の径は釘径の6割を標準にとり N115 に対しては 2.6 mm, N125, N150 に対しては夫々 2.8 mm, 3.0 mm とした。この附近でも材に小さな割裂を生ぜしめた釘もあつたが、その割裂はただか 1~2d 程度のもので、耐力を十分に発揮している。さらに N150 に対しては径 4.0 mm の孔を明けたものについても試験したが破壊耐力は 80~95%、変位 2 mm の時の耐力も同程度減少している。材の割裂を避ける意味からでは孔の径は釘径の 6~7 割であろうか。W. STOY<sup>3)</sup> も割裂きし易い材大きな秋材率をもつた材に対して太径の釘を使う際には釘間隔を長くとりか或は前以て孔を明けておくかする事をいつているが、材の割裂を避けるには前以て孔をあけておく事も都合のよい方法である。打込前には何ら加工の必要がないという釘の特色からははずれるが、接合面積を少くし得る点、太径の釘を数枚の材を貫く多面剪断接合として使用し得る点などにその価値は存在する。

さらに釘打による割裂について簡単な実験を試み、釘間隔に対する大体的目安を得る資料にせんとした。使用材は含水率 16~18% の気乾状態に近いものを選び、N75 から N150 に至る釘を規準に示されている材厚に対して打込み、その割裂の模様を調べると、釘は木表から打つても、木裏から打つても割裂が釘頭の側に見られたのは僅かであつて、釘の尖端の側において釘身に近く太く(最大巾 0.3 mm 程度)末端では毛状に生じている。釘頭側に割裂が発見されなくてもこの様に既に裏側に発生しているのであるから注意する必要がある。又割裂(以下何れも裏側のものについて)は樹種によつて異り、硬いマツの方が軟いスギより発生し易く、同種の材でも平均年輪巾の小さい方が割裂が長い。使用材の内マツの平均年輪巾は 1.7~2.4~3.1 mm、スギは 3.1~4.8~6.5 mm で一般にマツの方が年輪巾が小さく割裂に対して不利なように思われる。割裂の長さは厚い材では薄い材に比して若干短いようであるが、その程度は必ずしも判然としない。荷重を受けて後のせんいの割裂は破壊耐力の約 2/3 附近より音をたてて始まり、さらに巾も広くなり又その長さも延びてくる。従つて釘打込の際の割裂を見込んで釘の有効間隔を 10d 程度採つた方がよい事になる。即ち釘直径 3.00 mm を境として細径の釘では従来の 10d 程度でよく、これより太径になればさらに間隔を大きく採るという事である。この実験から求められたその標準を示すと、

N65 以下では 厚い材に対して  $1.5 \cdot \lambda \cdot d$

薄い材  $2 \cdot \lambda \cdot d$

N75 以上では 厚い材に対して  $2 \cdot \lambda \cdot d$

薄い材  $3.5 \cdot \lambda \cdot d$

ここに  $\lambda$  は釘の細長比で材厚(a)に対する釘径の比である。例えば N100 ( $d=4.19$  mm) では

$$\text{厚い材に対して } 2 \cdot \lambda \cdot d = 2 \times \frac{40}{4.19} d = 2 \times 9.55 d = 19.1 d$$

以上は主としてマツに対するもので、スギに対しては若干ちじめ得ると思う。

ソ連の規格<sup>4)</sup> では基盤目打で1本の釘は  $20d \cdot 3d = 60d^2$  の面積に打たれている。若し現行規準でも千鳥打を原則とするならばソ連の 20d と一致することになる。

#### [文 献]

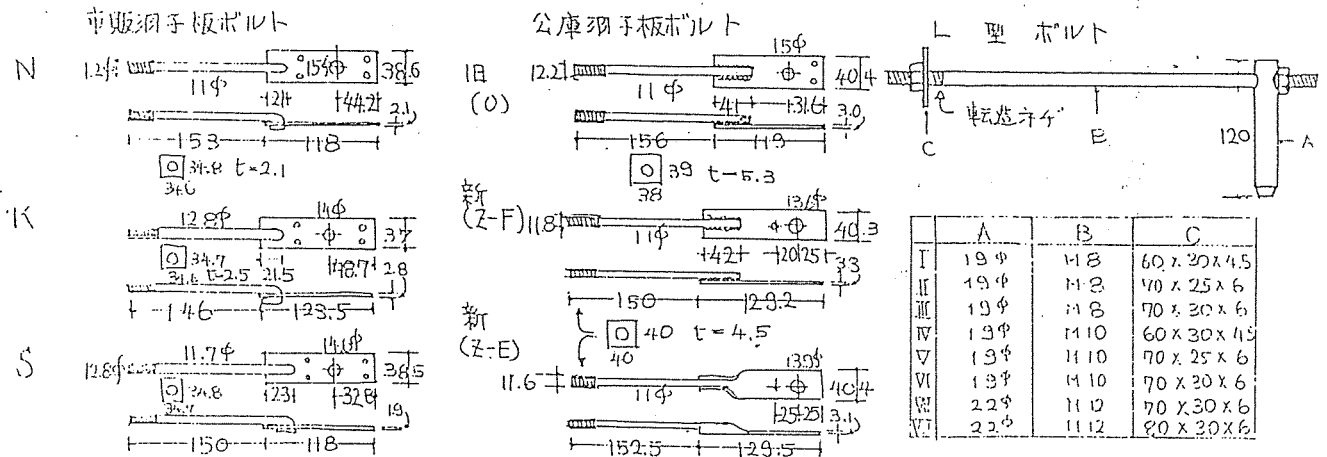
- (1) 辻井静二、後藤一雄：釘接合の耐力に関する実験的研究、日本建築学会論文報告集 第60号 昭33。
- (2) K. Möhler : Kritische Betrachtung der bestehenden Holzbauvorschriften und Vorschläge für ihre Verfassung. Die Bautechnik. Juli. 1958.
- (3), (4) W. Stoy : Der Holzbau. 1950.

# 羽子板ボルト接合耐力の奥験報告 (附. L型ボルト)

正会員 後藤 一 雄<sup>\*)</sup>

羽子板ボルトについては既に金谷紀行氏が研究を行っている<sup>1)</sup>。たまたま平行して私も行っていたので、一応その研究の結果を公表することとした。結果はほとんど金谷氏と同じであるが、細部について多少異なっている。金谷氏の研究に多少附加することが得られている。また羽子板ボルトを改良したL型ボルトについても行った。このボルトは小生および牧子芳正氏<sup>\*)</sup>が工夫した羽子板ボルトに代る結合金物で、羽子板ボルトより簡易で、更に便利で、耐力は同等以上という事を狙ったもので、現在この工業所有権は日本住宅・木材技術センターが所蔵している。市販にもほぼつとまりつつある。

**実験に使われた金物** 大きく分けて、「在来市販のもの」「旧公庫型」「優良推進(新公庫)型」「L型」である。在来市販のもの本販賣店により多少の差があり、購賣地の名称からN, K, S, とした。各金物の寸法は図-1に示す。



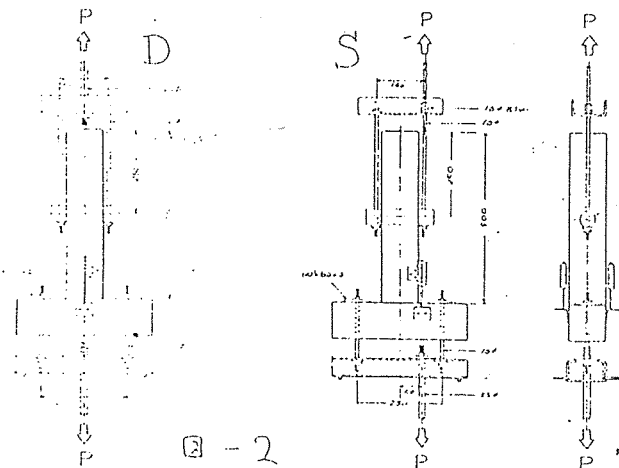
N: 4.6φ K: 4.4φ S: 4.5φ 公庫: 5.0φ

[L型ボルトには両面型もあるが、今回は実験を行なわなかった]

**試験体記号** 羽子板ボルトは片面(S)と両面(D)があり、L型ボルトは総て片面である。市販羽子板ボルトはスクリーク止め付(S)とボルト止め付(B)とがある。公庫はすべてボルトヒスクリーク重用である。

**試験方法** 図-2による。

例 市販N, 片面, スクリーク止 N-S-S



木材	使用材	ドイツ材 105 x 105				
比重	含水率 <sup>φ</sup> %	$\sigma_c$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{CL}$ <sup>φ)</sup> kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_B$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_S$ kg/cm <sup>2</sup>	$E_b$ kg/cm <sup>2</sup> × 10 <sup>3</sup>
0.41	14.5	312	22	593	77	81.5
0.49	16.65					
0.56	20.0					

表-1

φ) 比例限度

φ) 材木屋より搬入された直後

\*) 石川県立理工学部建築学科 教授, 法政大学工学部 兼任教授

1) 金谷紀行: 軸組工法用接合金物の接合耐力試験, 林業試験場木材部資料 52-10

\*) 木材建築設計事務所 所員

**実験結果** 図-3 は片面(S)と両面(D)との比較である。これに判ることはSはDの $\frac{1}{2}$ 以下である。従来SはDの $\frac{1}{2}$ として来たが、これは訂正を要しよう。

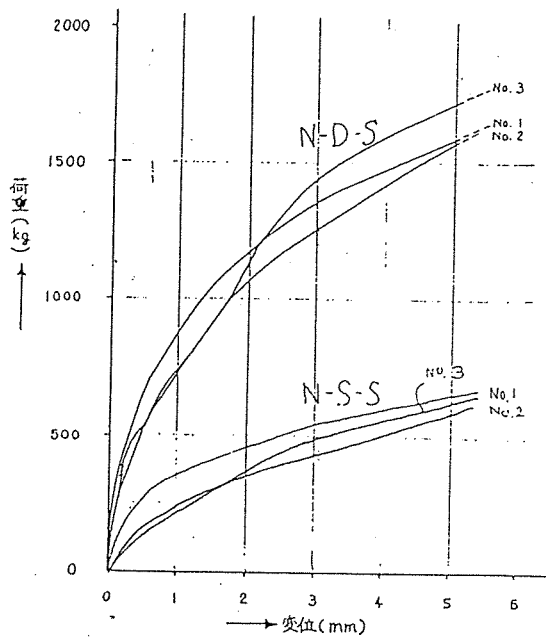


図-3 DとSの差

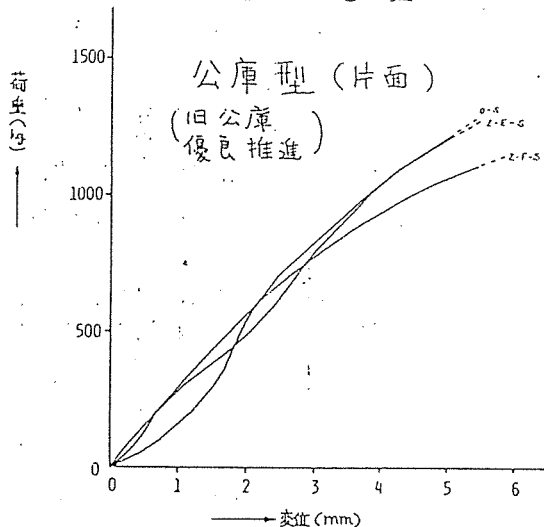


図-4

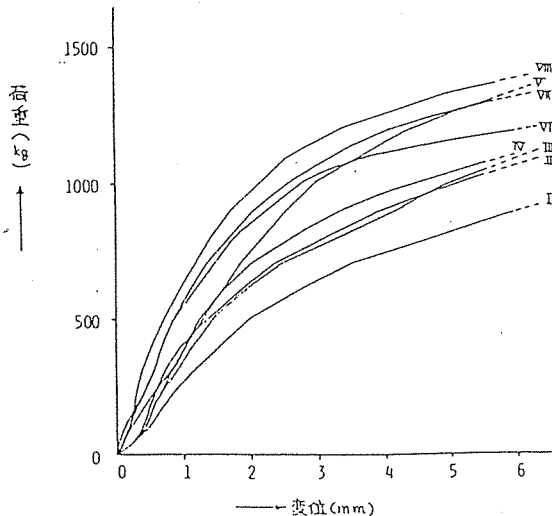


図-6

市販の羽子板ボルトと公庫型のものとは、その差は天然としていた(図-4, 5)。破壊は市販品はすべて板部とボルトとの付け根であり、公庫型は、板の切筋またはボルト部分の木材のメリ込み割れである。なほ市販品ではスクリュークぎ止めも、ボルト止め付も大差なく、変形の多くは羽子板ボルトワッシャーのメリ込み変形で定まる如くである。図-6はL型ボルトのカーブでType Iは公庫型よりやや低目であるが、他は同等か、やや高い。破壊はI, II, III(M8)はネガ山の破壊、IV, V, VI(M10)はボルトの切筋、VII(M12)は木部の破壊で、剛性についてはワッシャーの影響が大きい。最大耐力、2mm変形耐力を表-2に示す。

- まとめ**
- ① 2mm変形では片面は両面の $\frac{1}{2}$ より低い。
  - ② 優良推進型(公庫型)は充分効果を發揮している。
  - ③ L型は、優良型と同等以上と見られる。但しM8はやボルトに不安がある。
  - ④ 羽子板ボルトのワッシャーの影響は大きい。

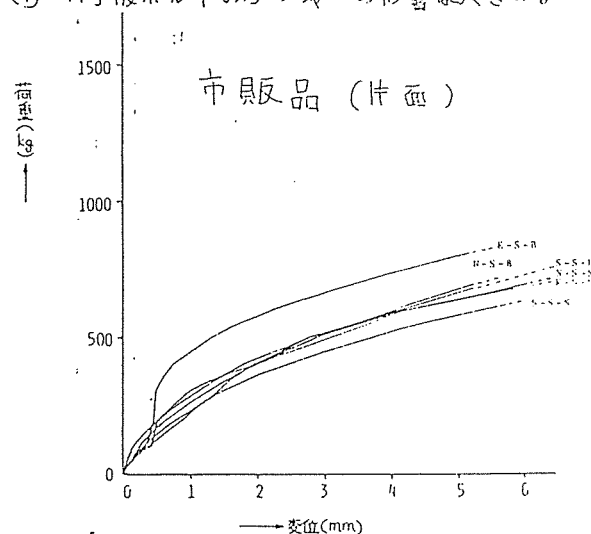


図-5

	2mm変形(kg)	最大(kg)	L型(L) 50E	2mm変形(kg)	最大(kg)
市販(S-S) { N	390	1,222	(I) 613	1,233	
(S-B) { S	459	1,293	(II) 675	1,403	
(D-S) { K	990	2,414	(III) 613	1,360	
(D-B) { 平均	938	2,478	(IV) 692	1,800	
公庫(O-S)	546	2,420	(V) 746	1,903	
(O-D)	1,246	4,343	(VI) 929	2,150	
(Z-F-S)	583	2,293	(VII) 879	1,686	
(Z-F-D)	1,283	3,796	(VIII) 992	2,067	
(Z-E-S)	421	1,717			
(Z-E-D)	1,487	3,903			

表-2

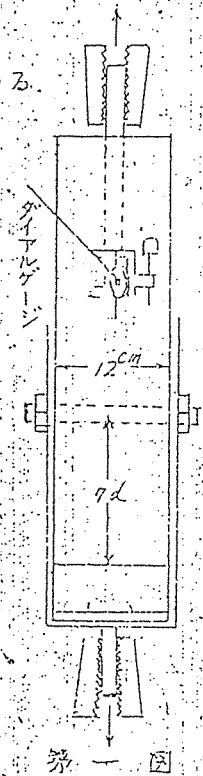
# ボルトの耐力決定に関する試案

松下清彦  
久田俊武  
梅山武男

ボルト接合部の許容耐力には現行計算基準では種々不備な所がある。従つて従来の研究や規程書の検討を試み、併せて新しく太径ボルトの使用法について検討することにした。

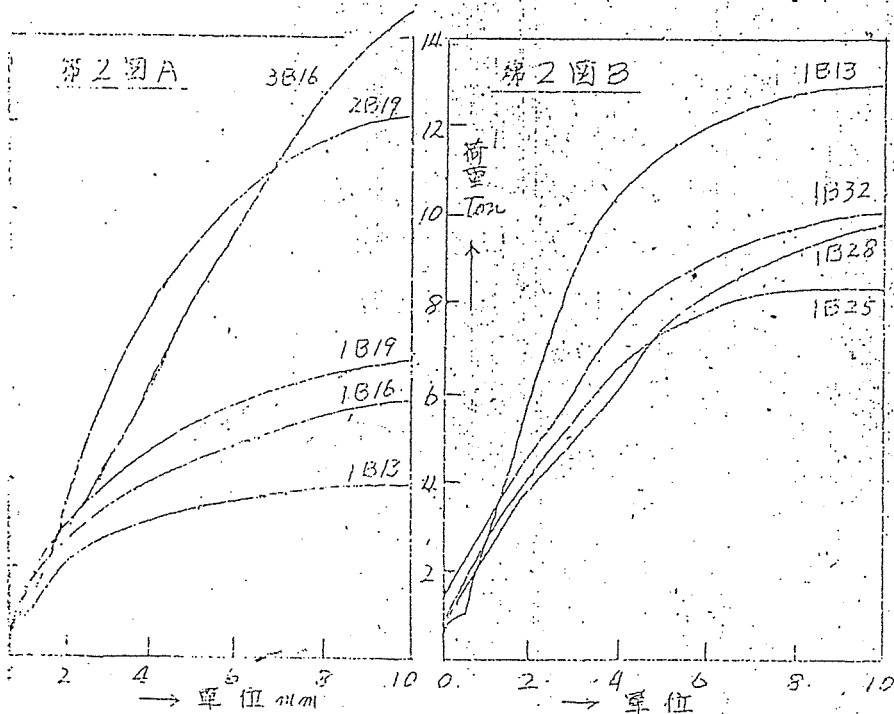
## 1. 試験体及び試験方法

使用木材は杉一等材で、使用鋼材は普通の mild steel である。試験方法はアムスラー型 50ton 引張試験機を用い、第一図の如く行い、変位は円形ダイヤルゲージ (1/100 mm) で測定した。



## 2. 試験結果

各種試験体 5 個の中代表的なもののみを第二図に示す。



## 3. 試験結果に対する考察

細径 2mm 時耐力 ( $P_{S=2mm}$ )、比例限度時耐力 ( $P_{p.l.}$ )、最大耐力 ( $\frac{2}{3} \times P_{max}$ ) と比較すれば、細径ボルトに於ては  $P_{p.l.}$  が最も小さい。太径ボルトでは  $P_{S=2mm}$  が最も小さい。そして両者が大径一致する時は、細径比の 5.5 が所と推定される。更に又  $\frac{2}{3} \times P_{max}$  は  $P_{p.l.}$ 、 $P_{S=2mm}$  の小さい方よりはるかに大きい。従つて前記二者のうち小さい方を許容

耐力として採用すれば、安全率は約2前後と考えられる。

(2) 2本以上のボルトを同一箇所に用いた時の許容耐力を  $P_{p.e.}$  ( $P_s = 2^{1.5}$ ) で採用すれば、同一ボルト一本の耐力にほぼ等しいという結果が得られる。にもかかわらず  $P_{max}$  は遙に高くなることも試験結果よりみとめられた。先づボルト接合の有用性は変形よりむしろ粘り抵抗の強さにあるのであって、この観点から新しい許容耐力算定方法を考えることにした。即ち変形をあまり重視しない接合部に対しては変位に無関係に  $\frac{2}{3} \times P_{max}$  を許容耐力に採用することである。この場合の安全率は總て1.5である。

(3) 本径ボルト一本使用の場合と、それとほぼ同断面積を持つ細径長ボルトを用いた場合との Economical Factor (仮係) の比較

$$X = \frac{\text{ボルトの断面積の和}}{P_s = 2mm}$$

$$X = \frac{\text{ボルトの断面積の和}}{P_{max}}$$

とすれば

	1B.28	2B.19	3B.16
X	1.244	1.320	1.337
X	0.665	0.579	0.354

第3図

Xの比較に於てZは一本が最も有効で、Xは本数の多い程有効であることがわかる。従って変位重視の場合と粘り重視の場合とのボルト許容耐力の算用方法を変えなければならないことが考えられる。

#### 4. ボルト接合部応力の理論的解析

変位  $y = a + bx^2$   $a, b$  は任意常数

応力度  $P_x = cy = c(a + bx^2)$  ----- (1)

$c$  : 円孔減込係数 と仮定すれば

$$M_x = \frac{b}{4} (P - \frac{A}{2} - \frac{B}{16}) - \frac{1}{2} \frac{A}{l} x^2 - \frac{1}{12} \frac{B}{l^3} x^4$$
 ----- (2)

$$A = Cal \quad B = Cl^3$$

$l$  : 中央材厚

(1), (2) より比例限度耐力を算出し、更に Traeger の  $\psi = \frac{P_{p.e.}}{d l F_c}$  (注: 行つた) の式を誘導し、これに両端に生ずる反曲点を考慮して検討を行った。係数の変化は第5図の如し。

第5図	係数		木材種類		
	第1種	第2種	第1種 0.3~0.4	第2種 0.4~0.45	第3種 0.45~0.5
	円孔減込係数	$C$ $kg/cm^2/cm$	5,000	9,000	16,000
	木材圧縮強度	$F_c$ $kg/cm^2$	210	250	300
	ボルトの曲げ降伏耐力	$\sigma_b$ $kg/cm^2$	3,500	3,500	3,500

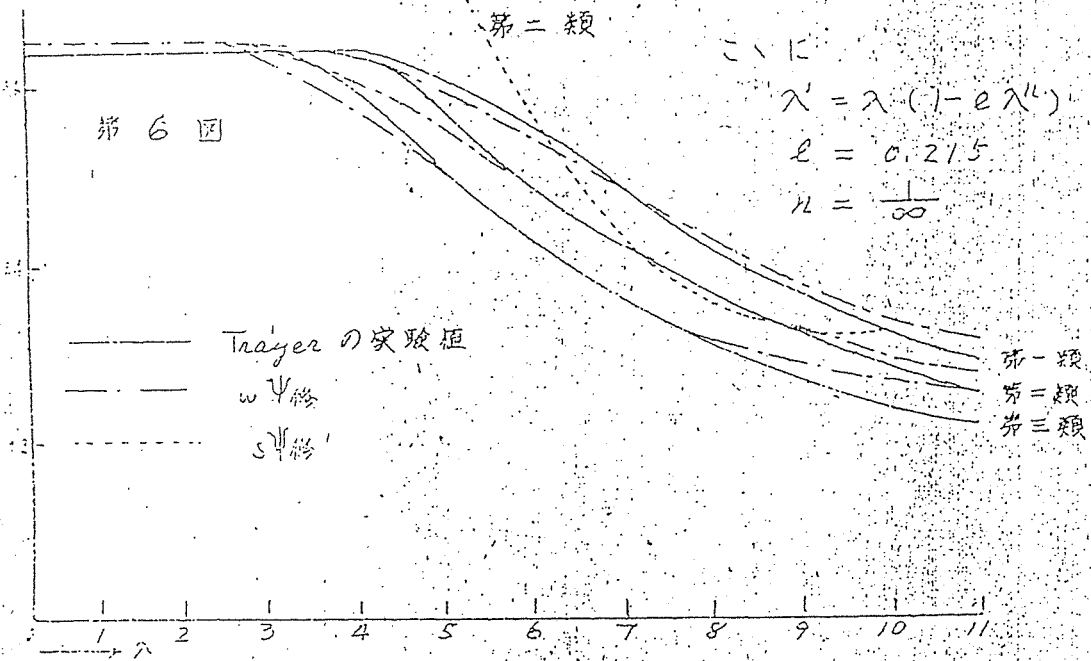
第二種の  $\Psi$  修正の式のみを示せば次の如し。(  $\lambda$  : 細長比 ) 木材の減り率により  $P_{R.L}$  が定まるとすれば

$$w\Psi_{修正} = 0.65 \times \frac{66,000 + 11\lambda^4}{66,000 + \{75(1 - e^{-\lambda^4})^2 - 14\}\lambda^4}$$

別の降伏により  $P_{R.L}$  が定まるとすれば

$$s\Psi_{修正} \lambda < 8.27 = \frac{11}{\lambda^2} \times \frac{66,000 + 11\lambda^4}{66,000 - 1.5\lambda^4}$$

$$s\Psi_{修正} \lambda > 8.27 = \frac{5.5}{\lambda^2} \frac{48 \times 300 \lambda^4 (66,000 + 11\lambda^4)}{48 \times 300 \lambda^4 (66,000 + 11\lambda^4) + 24 \times 300 \lambda^4 (14\lambda^4 - 66,000) + 128(14\lambda^4 - 66,000) - 3 \times (300\lambda^4)^2}$$



5. 結論

① ホルト接合の新容耐力算定式の提案

実験の結果よりホルト新容耐力を (a) と (b) の場合を分けて提案し、これと現行計算規程と比較して見る。

(a) の提案係数の短期荷重に對して

	(a) 変位監視の接合部	(b) 粘り監視の接合部	現行計規
算定式	$740 d^2$ $120 d l$	$130 d l$	$600 d^2$ $115 d l$
註	両者のうち小さい方をとる		両者の小さい方をとる

提案書の條件は、木材の圧縮強度  $200 \text{ kg/cm}^2$  と考え接合部に一半のホル



トを使用した時の耐力である。更に (a) は金物と木材との摩擦を考慮し、ボルト孔とボルトにガタが無いと考えた場合、(b) は摩擦もガタも考慮する必要はない。

### ② 本数に対する考慮

同一箇所に2本以上のボルトを使用する場合には (a) の場合は一本の耐力に等しく、(b) の場合は一本の耐力の和の90%を採用すれば良い。よって粘りを重視する接合部に於てのみ本数の効果があることは特に注意される。

### ③ ボルト径の大小の選択について

(a) の接合部の耐力が細径ボルト一本の耐力を超過する場合は2本以上用いるよりは太径ボルト1本用いた方が有効であり、(b) の場合は2本以上用いる方が有効である。

④ ボルト接合部のたか状態は複雑で現在も尚不明であるが、簡便にたかを二次曲線と仮定し、係数を採り反曲点による修正を行えば、大井 *Trayer* の実験結果に一致することがわかった。

## 304 ボルト接合

### 304.1 ボルト・ナットおよび座金の寸法および品質

#### (1) 品質と寸法

ボルト・ナットは、JIS B 1180 (六角ボルト), JIS B 1181 (六角ナット) の規格による。

ボルトに使用する座金の寸法・厚さは表 3.4 による。

表 3.4 ボルト座金の寸法および厚さ (mm)

座金の大きさ		ボルト径					
		8	10	12	16	20	24
引張を受けるボルト	厚さ	4.5	4.5	6	9	9	13
	角座金の一辺	40	50	60	80	105	125
	丸座金の直径	45	60	70	90	120	140
せん断を受けるボルト	厚さ	3.2	3.2	3.2	4.5	6	6
	角座金の一辺	25	30	35	50	60	70
	丸座金の直径	30	35	40	60	70	80

## (2) 形 状

(a) ボルト頭はボルトと一体につくりだしたものでなくてはならない。

(b) ボルトの働き長さはこれを締め付けたとき、ねじ山が2山以上ナットより突き出していなければならない。

## 304.2 ボルトの許容引張耐力

ボルトの短期許容引張耐力は、(3.8) 式と (3.9) 式のうち、小さいほうの値をとる。ただし、座金は有害な変形を生じないように、十分な厚さを有するものとする。

長期許容引張耐力は、(3.8) 式に 2/3 を乗じた値および (3.9) 式に 1/2 を乗じた値のうちの小さいほうの値とする。

$$P_t = 0.75 F \cdot A_z \quad (3.8)$$

$$P_t = f_e \cdot A_w \quad (3.9)$$

記号  $P_t$  : ボルトの短期許容引張耐力

$F$  : ボルトの鋼材の基準強度 (中ボルトでは 2400 kgf/cm<sup>2</sup>)

$f_e$  : 木材の短期許容めり込み応力度

$A_z$  : ボルトの軸断面積

$A_w$  : 座金の面積

## 304.3 ボルトの許容せん断耐力

(1) せん断を受けるボルトの使用にあたっては、ボルトとボルト孔のすき間の存在により、構造部に支障をきたすすべりを生じないように十分注意する必要がある。

## (2) ボルトの許容せん断耐力

## (a) 算 定 式

ボルトの短期許容せん断耐力は (3.10) 式による。なお、長期許容せん断耐力は短期の 1/2 とする。

$$P_a = 2 \cdot C \cdot f_c \cdot d \cdot l \quad (3.10)$$

記号  $P_a$  : ボルト接合部の短期許容耐力 (kgf)

$f_c$  : 主材の長期許容圧縮応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$l$  : 主材厚 (cm)

$d$  : ボルト径 (cm)

$C$  : 接合形式とその破壊形式によって定まる係数

(b) 係数  $C$  の値

係数  $C$  の値は接合部の形式 [図 3.5 参照] に応じて次の値をとる。ただし、式中の記号は次による。

$\alpha$  : 側材厚/主材厚 ( $l'/l$ )

$\beta$  : 側材と主材の圧縮強度の比 ( $f_c'/f_c$ )

$F$  : ボルトの鋼材の基準強度 ( $\text{kgf/cm}^2$ )

$\gamma$  : ボルトの鋼材の基準強度と主材の圧縮強度の比 ( $F/3f_c$ )

$f_c$  および  $f_c'$  : 主材および側材の長期許容圧縮応力度 (繊維方向については表 1.2 および表 1.6, 繊維直角方向については表 1.3 および表 1.7, 繊維に傾斜する場合においては 103.3 における数値を用いる)

(i) 木材の主材および側材よりなる接合部 (次のうちの小さい値をとる)

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

(ii) 木材の主材および鋼板を添え板とするボルト接合部 (次のうち小さい値をとる)

$$1, \frac{d}{l} \sqrt{\frac{8\gamma}{3}}$$

(iii) 木材の主材の中央部に鋼板を挿入したボルト接合部 (次のうち小さい値をとる)

$$1, \sqrt{2 + \frac{8}{3}\gamma\left(\frac{d}{l}\right)^2} - 1, \frac{d}{l} \sqrt{\frac{8}{3}\gamma}$$

(iv) 1面せん断ボルト (木材と木材) (次のうち小さい値をとる)

$$1, \alpha\beta, \frac{\sqrt{\beta + 2\beta^2(1+\alpha+\alpha^2) + \alpha^2\beta^3} - \beta(1+\alpha)}{1+\beta},$$

$$\sqrt{\frac{2\beta(1+\beta)}{(2+\beta)^2} + \frac{2\beta\gamma\left(\frac{d}{l}\right)^2}{3(2+\beta)}} - \frac{\beta}{2+\beta},$$

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

(v) 1面せん断ボルト (木材と鋼板) (次のうち小さい値をとる)

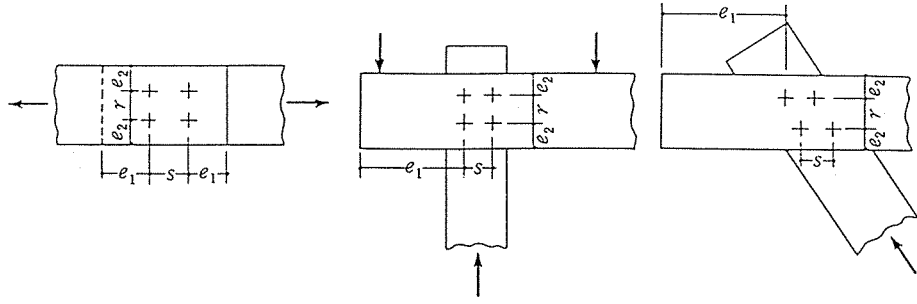
$$1, \sqrt{2 + \frac{2}{3}\gamma\left(\frac{d}{l}\right)^2} - 1, \frac{d}{l} \sqrt{\frac{2}{3}\gamma}$$

#### 304.4 せん断を受けるボルトの配置

(a) せん断を受けるボルトの配置は, 表 3.5 による.

表 3.5 せん断を受けるボルトの配置

	加 力 方 向		
	織 維 方 向	織 維 に 直 角 方 向	中 間 角 度
s	7d 以上	3d ( $l/d=2$ ) 3d~5d ( $2 \leq l/d < 6$ ) 5d 以上 ( $l/d \geq 6$ )	角度に応じて繊維方向と繊維に直角方向の値の中間値をとる
r	3d 以上	4d 以上	
e <sub>1</sub>	7d 以上 (荷重負担側) 4d 以上 (荷重非負担側)	7d 以上, ただし, (3.2) 式によるチェックを行う。	
e <sub>2</sub>	1.5d 以上, $l/d > 6$ のときは 1.5d 以上かつ r/2 以上	4d 以上 (荷重負担側) 1.5d 以上 (荷重非負担側)	



[注]  $d$  : ボルト径  
 $l$  : 主材厚

- (b)  $l/d$  が小さい場合は  $e_1, s$  の値を上記に定める規定よりなるべく大きくとることが望ましい。また、 $e_2, r$  の値は、力の作用条件および使用状況を考慮し、適切な方法をとるものとする。
- (c) 引張を受ける接合部においては、部材の最小正味断面の引張応力度が許容引張応力度を超えてはならない。
- (d) 木材の繊維に平行方向以外から加力を受ける接合部では、(3.2) 式により求めたせん断応力度が部材の許容せん断応力度を超えてはならない。

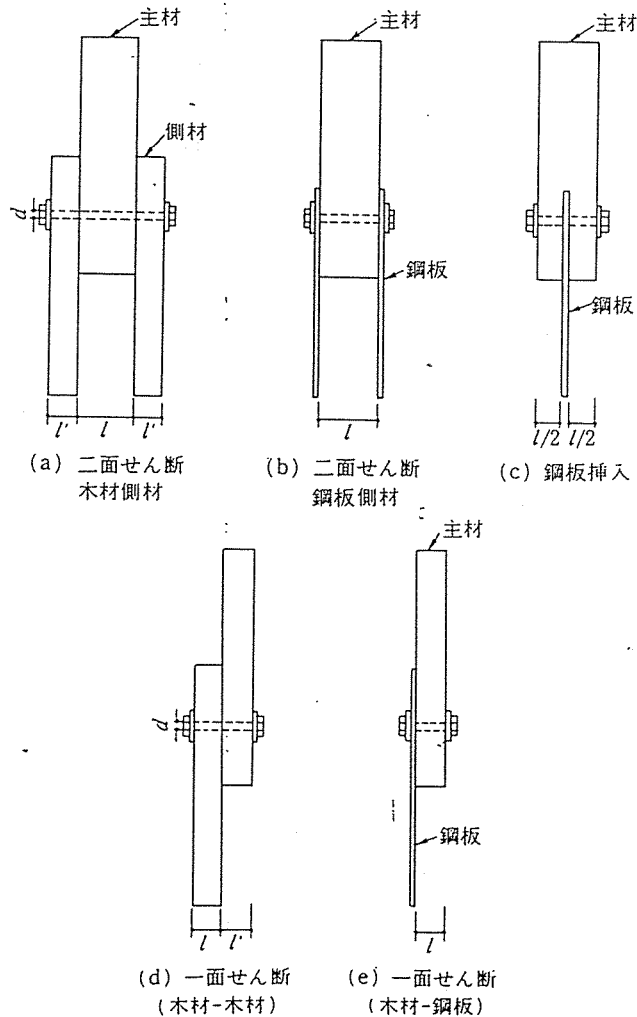


図 3.5 せん断を受けるボルトの接合形式

### 304.5 注意事項

- (1) ボルト接合部付近に節・目切れなどの欠点がある場合は、許容耐力を適当に低減する。
- (2) ボルト接合部では、木材の乾燥に伴い接合部にガタを生ずるおそれがあるので、乾燥した木材を用いる。やむを得ず未乾燥材を使用する場合は、ボルトを常時締め直すなどの措置を講ずるとともに、乾燥による割れが生じないように注意する。
- (3) せん断を受けるボルト接合部においては、次の事項に注意する。
  - (a) 接合部の施工にあたってはできるだけ各材の孔が一致するようにし、かつボルトができるだけ孔に密着するように孔をあける。
  - (b) 2本以上のボルトを接合部に使用した場合は、ボルトがボルト孔に密着するようとくに精密な施工を行った場合にかぎり、各ボルトの許容耐力の和を許容耐力にとることができる。ただし、材厚がボルト径と比べて小さい場合で、多数本のボルトを加力方向に1列に配置する場合は、許容耐力を適当に低減する。
  - (c) ボルトの締付けは、ボルトに適切な引張力が生ずるように行い、通常座金が木材にわずかにめり込む程度とする。
  - (d) 変位が重視される接合部にはなるべく太径のボルトを使用し、終局耐力が重要と考えられる接合部には細径のボルトを使用する。
  - (e) 木材の繊維に直角方向および繊維に傾斜する方向に力が加わる場合は、引きさき（割れ）を生じないように適当な処置を講ずるとともに、状況に応じて許容耐力を低減する。

### 304.1 ボルト・ナットおよび座金の寸法および品質

ボルトの耐力はボルトとナットの工作の精度に大きく支配される。とくに、引張ボルトではねじ山の粗悪なものではねじ部でボルトが破断することがあり、注意が必要である。また、曲げボルトで胴部の径が所定の呼び径より小さいものでは、所定の耐力が期待できないばかりでなく、ボルトとボルト孔とのすき間の存在により初期すべりを生じ、接合部に有害な変形を生ずるおそれがある。このような意味で、ボルトおよびナットの品質および寸法は十分に管理されたものであることが必要である。

一方、引張ボルトでは座金が木材にめり込むことにより、引張力に抵抗するため、めり込みに対して十分な寸法および厚みを有する座金を使用することが必要である。また、曲げボルトでも終局時に座金が木材にめり込むため、所定の寸法の座金を用いることが必要である。

### 304.2 ボルトの許容引張耐力

引張ボルトにおける許容耐力は、ボルトの降伏と座金の木材へのめり込みに基づいて定められている。したがって、座金はボルトの降伏時または木材へのめり込み時に有害な変形を生じてはならず、十分な厚さを有することが必要である。通常は、角座金の一辺の1/10程度の厚さが必要となる。

### 304.3 ボルトの許容せん断耐力

#### (1) 一般事項

せん断を受けるボルト接合では一般にボルトの締付け摩擦による接合効果は期待できないため、

せん断力に対する抵抗はボルトの木材へのめり込みとそれに伴うボルトの曲げによるものと考えべきである。したがって、ボルト孔とボルトの間にすき間があると初期すべりを生ずる。このような初期すべりは、節点の多いトラスやモーメントを受ける接合部などでは有害な変形および2次応力を招き、また多数本ボルトを使用する接合部では、そのことによって耐力が著しく低下することがある。したがって、これらの構造ではボルトがボルト孔壁に密着するよう入念に施工を行うとともに、設計に際しては接合部のすべりが架構の特性に与える影響を考慮することが必要である。

## (2) ボルトの許容せん断耐力

せん断力を受けるボルトの力学特性に関する研究は、実験的研究としては木材または鋼板を添え板とした2面せん断の平行継手と直角継手について比例限度耐力を求めた G. W. Trayer の研究 (1932)<sup>1)</sup> が、また理論的研究としては木材を側材とする1面せん断並びに2面せん断ボルト接合について、ボルトの木材へのめり込み強度とボルトの降伏点より接合部の降伏荷重を求めた Johansen の研究 (1941)<sup>2)</sup>、Möller の研究 (1951)<sup>3)</sup> および Larsen の研究 (1977)<sup>4)</sup> などが有名である。本規準では、Larsen のボルトの降伏の理論を鋼板を添え板とする接合部ならびに鋼板を木材に挿入した接合部について適用し許容せん断耐力を誘導した。

本規準では、図 3.5 に示す接合形式に対して、図 304.2 に示す降伏モードを仮定し、それぞれのモードについて力のつり合いから降伏荷重を求めた。一般にボルトの降伏性状は、材厚とボルト径の比 ( $l/d$ ) に依存し、材厚がボルト径と比べて小さい場合は、木材がめり込みにより降伏にいたるが、材厚がボルト径と比べて大きい場合には木材がめり込みにより降伏すると同時にボルトが曲げにより降伏にいたるものと仮定している。本規準では、木材のめり込み強度として木材の材料強度 (木材の繊維方向にあっては、表 1.2 または表 1.6 における許容圧縮応力度の3倍の値、繊維直角方向にあっては本文表 1.3 または表 1.7 における許容めり込み応力度の3倍の値、中間角度についてはその中間値) を用い、ボルトの降伏点として鋼材の  $F$  値、(SS 41, SM 41 およびその他の中ボルトでは  $2400 \text{ kgf/cm}^2$ ) を用いて各降伏モードについて降伏荷重を求め、その最小値を 1.5 で除した値をボルトの短期許容せん断耐力とした。したがって、本規準で与えられる許容耐力はボルト接合における降伏荷重に基づいており、木材がせん断または割裂などにより破壊するおそれがある場合は、このことを考慮し注意する必要がある。すなわち、 $F$  値の高いボルトを用いる場合、 $f_c$  の高い木材を使用する場合、1接合部に多数本のボルトを使用する場合、木材の繊維に傾斜する方向の加力を受ける場合には、ボルトが降伏する前に木材がせん断または割裂により破壊することがないように計算または実験などにより確認を行うことが必要である。

本節によって、ボルトの許容せん断耐力を求めるための計算図表が付 2 に載せてある。

1) Trayer, G. W. : The bearing strength of wood under bolt, U. S. Dept. Agric. Tech. Bull; No. 332, Oct. 1932  
 2) Johansen, K. W. : Forsog med traeforbindinger, Bygningsstatistiske Meddelelser No. 2, 1941  
 3) Möller, T. : En ny metod foer beraekning av spikfoerband, Chalmers Tekniska Hoegskola Handlingar No. 117, 1951  
 4) Larsen, H. J. : Design of Bolted Joints, Proceedings of CIB-W 18, 12-7-2, 1977

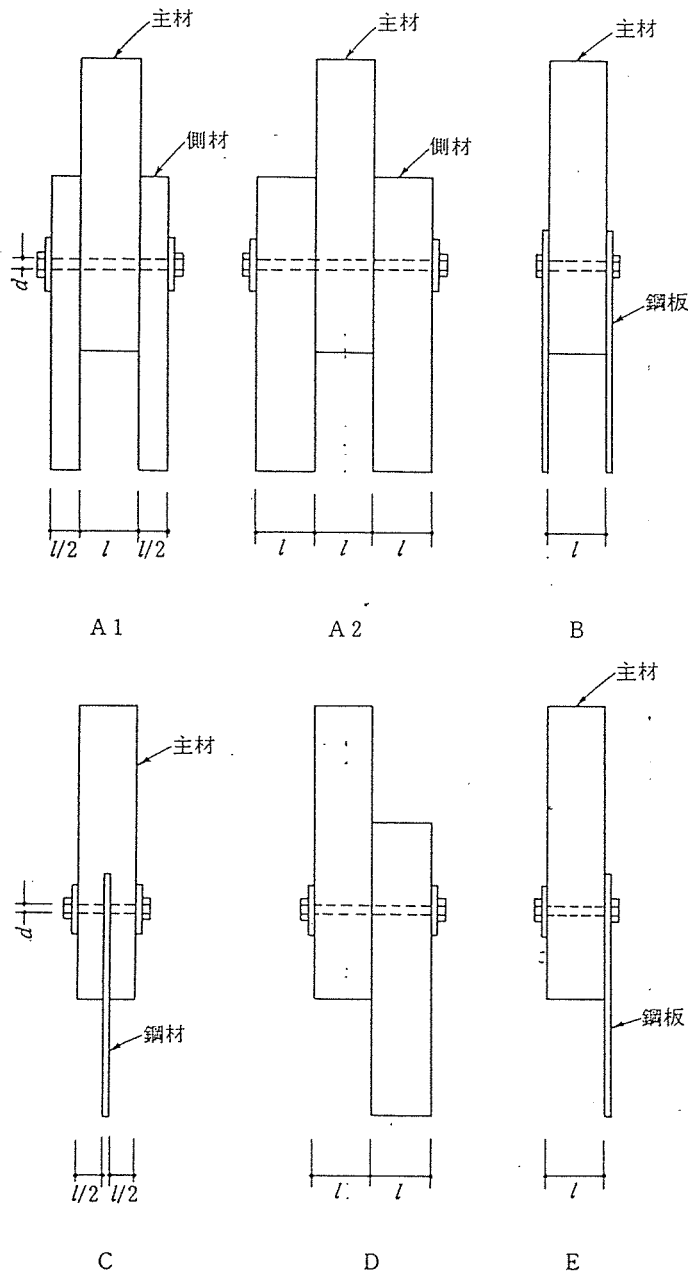


図 304.1 接合部の種類



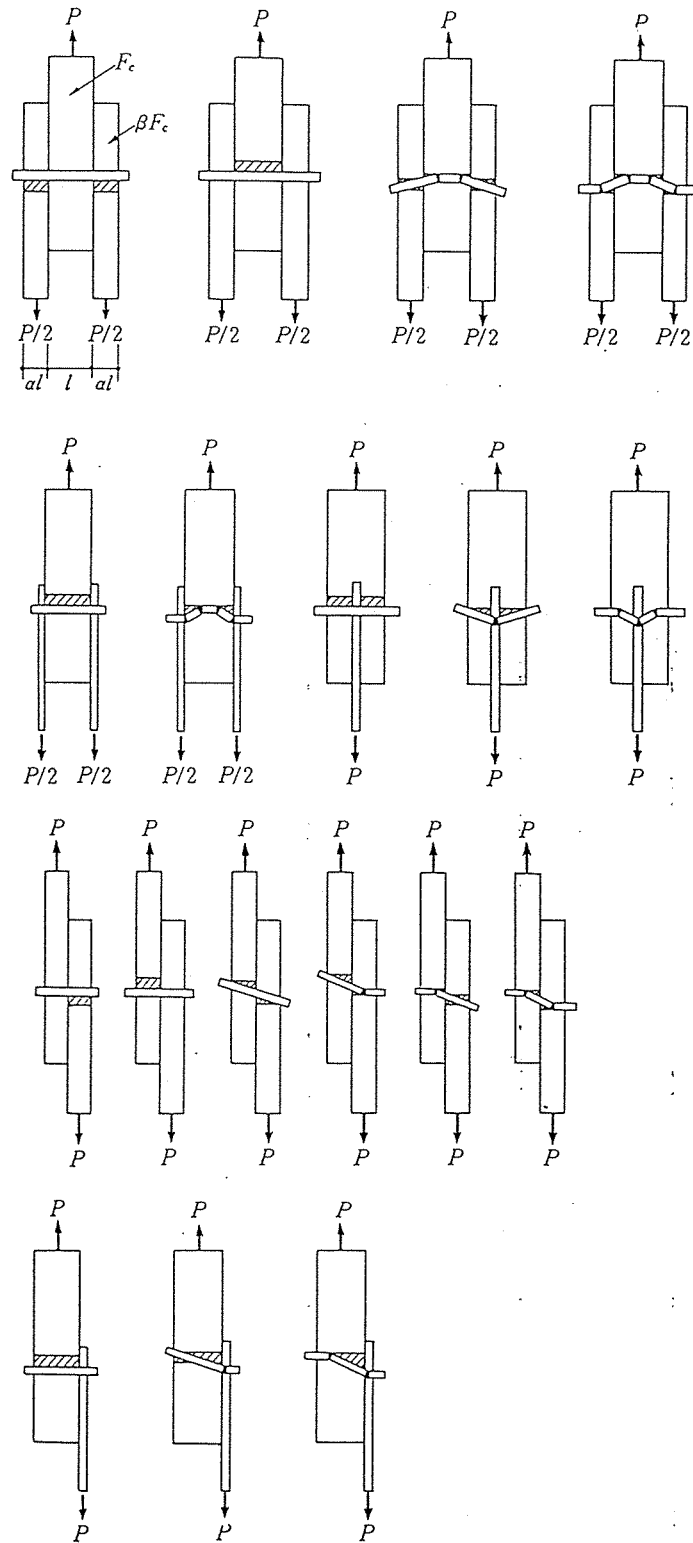


図 304.2 各種接合部におけるボルトの降伏モード

#### 304.4 せん断を受けるボルトの配置

木材の繊維方向の加力を受けるボルト接合部では、終局時に木材が割裂またはせん断により破壊するため、十分な端距離 ( $e_1$ ) をとる必要がある。本規準では端距離 ( $e_1$ ) を荷重負担側でボルト径の7倍 ( $7d$ ) 以上としているが、これは接合部が降伏荷重に達した後に破壊するための最低寸法である。また、ボルト間隔 ( $s$ ) はボルト径の7倍 ( $7d$ ) 以上としたが、これはボルト間隔が  $7d$  を下回ると終局耐力の低下を招くためである。

木材の繊維方向の加力を受ける接合部では、一般にボルト孔の存在により部材の断面が欠損するため、引張を受ける接合部では正味断面（部材断面から欠損部分の断面を差し引いた断面）における引張応力度が部材の許容引張応力度を超えないようにすることが必要である。

木材の繊維に直角方向または傾斜する方向の加力を受ける場合は、荷重負担側の縁距離 ( $e_2$ ) が小さいと、ボルトが木材のめり込みにより降伏する前に部材が横引張応力により破壊する可能性がある。本規準では、縁距離 ( $e_2$ ) の最小値をボルト径の4倍以上 ( $4d$ ) としたが、一般には部材のせいと比べて縁距離が小さいと、耐力が低下する傾向にあり、この傾向は材端距離 ( $e_1$ ) が小さいほど顕著であるので、荷重負担側の縁距離は割りさきに対して十分安全であるよう設計する必要がある。

#### 304.5 注意事項

ボルト接合部付近に節・目切れ・割れなどの欠点があると終局耐力が低下することがあるので、接合部付近には極力このような欠点がないようにすべきであるが、やむを得ずこのような欠点が存在する場合は許容耐力を適当に低減するなどの措置をとる。また、ボルト接合に未乾燥材を用いると材の乾燥にともない接合部にガタを生ずるばかりでなく、乾燥にともない部材に割れを生じて接合部の耐力低下を招くおそれがあるため、ボルト接合に未乾燥材を用いることは原則として避けるべきである。やむを得ず未乾燥材にボルト接合を用いるときは許容耐力を低減して用いるとともに、ボルトを常時締め直すなどの措置を行うことが必要である。

ボルト孔はできるだけボルト径と一致させるようにすることが望ましい。とくに節点の多い架構や変位の重視される架構ではボルト孔とボルトのすき間により初期すべりを生じないようにすることが重要である。また、多数本のボルトを一接合部に用いる場合は、ボルト孔とボルトの間にすき間が存在するとボルトの耐力を加算することができない。とくに、材厚がボルト径と比べて小さい場合は終局耐力が著しく低下するので許容耐力の低減が必要である。

### 305 ラグスクリーク接合

#### 305.1 ラグスクリークの品質

本節は材質および形状が規格化されたラグスクリークを用いた接合に適用する。

#### 305.2 許容せん断耐力

- (1) 側材に鋼板を用いた木材の繊維方向の力を受ける場合のラグスクリークの短期許容せん断耐力は(3.11)式による。長期許容せん断耐力は短期の1/2とする。

$$4 \leq l/d \leq 10 \text{ の場合} \quad P = 125 \rho dl$$

$$l/d > 10 \text{ の場合} \quad P = 1250 \rho d^2 \quad (3.11)$$

記号  $P$  : ラグスクリークの短期許容せん断耐力 (kgf)

$d$  : ラグスクリークの軸径 (cm)

$l$  : ラグスクリークの打込み長さ (cm)

$\rho$  : 木材の気乾比重 (表 3.1 の値を用いてもよい)

上記の許容せん断耐力は鋼板の厚さが 13 mm までのものに適用するがそれ以上の厚さのものについては、ラグスクリークの打込み長さの比で低減する。鋼板の材質は「鋼構造設計規準」による。

- (2) 木材の繊維に直角方向に力を受ける場合のラグスクリークの許容せん断耐力は、繊維方向に力を受ける場合の耐力の 1/2 とする。
- (3) 複数個のラグスクリークを使用する場合の許容せん断耐力  
接合部に複数個のラグスクリークを用いる場合は許容耐力を適当に低減させる。
- (4) 許容せん断耐力の含水率による調整  
ラグスクリークの許容せん断耐力は、木材の含水率に応じ、301.6 に従って調整する。
- (5) 荷重角度が  $0^\circ$  と  $90^\circ$  の間の場合は (3.1) 式を適用する。
- (6) ラグスクリークが木口に打ち込まれた場合の許容せん断耐力は、側面打ちの場合の 2/3 をとる。

### 305.3 許容引抜耐力

- (1) ラグスクリークのねじ部の単位長さ当りの短期許容引抜き耐力  $P_w$  は (3.12) 式で求める。引抜耐力を求める際、ラグスクリークの許容引張応力度を超えないことを確認する。長期許容引抜耐力は、短期の 1/2 とする。

$$P_w = 120 \rho^{0.8} d \quad (3.12)$$

記号  $P_w$  : ラグスクリークの短期許容引抜耐力 (kgf/cm)

$\rho$  : 木材の気乾比重 (表 3.1 の値を用いてもよい)

$d$  : ラグスクリークの直径 (cm)

- (2) 構造耐力上主要な部分においてラグスクリークを引抜方向に抵抗させることはできるだけ避ける。やむを得ず使用する場合は側面打ちの 3/4 を超えない値とする。

### 305.4 せん断と引抜きを同時に受ける場合

荷重が木材の表面にある角度をもって作用し、ラグスクリークがせん断と引抜きを同時に受ける場合、それをせん断と引抜きに分けて検討する。

### 305.5 ラグスクリークの配置および座金

ラグスクリークの配置間隔、縁距離および端距離、使用する座金は同じ胴部径のボルトに対する規準を適用する。

### 305.6 注意事項

- (1) 胴部の先穴は胴部の径と同径とし、その長さも胴部と同寸とする。ねじ部の先穴は、樹種グループ J1 でねじ径の 60~75 %、その他の樹種グループでは 40~70 % とし、その長さは少なくともねじ部の長さと同じにする。
- (2) ラグスクリークはその先穴にレンチなどで回しながら挿入する。ハンマーなどで打ち込んではいない。

挿入を容易にしてラグスクリークを傷めないように石けんまたは他の潤滑剤を用いてもよい。

### 305.1 ラグスクリューの品質

ラグスクリューの形状などについては、製造者団体の規格<sup>1)</sup>あるいはドイツの DIN 規格に準じたものとし〔図 305.1 参照〕、材質は、JIS G 3507 に規定される冷間圧延用炭素鋼線材 SWRCH 10R あるいはそれと同等以上の強度を有するものとする。

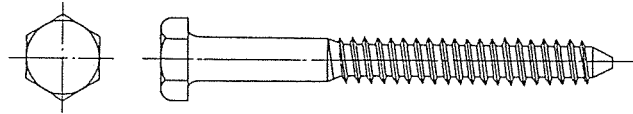


図 305.1

### 305.2 許容せん断耐力

(1) ラグスクリューのせん断耐力に関する実験は、アメリカの Newlin の他にわが国でもいくつか行われている<sup>2),3)</sup>。ここでは、実験範囲が広くかつ最大耐力まで得られている徳田<sup>3)</sup>の実験データに主として基づき、付録 1「接合部試験方法および許容耐力誘導方法」に従って許容耐力を求めている。

実験結果をもとに、ラグスクリューの胴長  $l$  と軸径  $d$  の比  $l/d$  が 10 を超えると耐力は一定になること、また耐力は従来ボルト耐力式に慣用されていたように  $d$  の 2 乗に比例するとした。次に  $l/d$  ごとに比重と最大耐力に関する回帰直線を求め、各樹種グループの比重分布（正規，変動係数 10%）を用いて、モンテカルロシミュレーションでそれぞれの樹種グループの 5% 下限値を求めた。この 5% 下限耐力と  $l/d$ 、比重との関係を求め、最終的に 5% 下限耐力を求める式として次式を得た。

$$P_{0.05} = 250 d^2 \rho \quad (4 \leq l/d \leq 10)$$

$$P_{0.05} = 2500 d^2 \rho \quad (l/d > 10)$$

ここで、 $l/d$  の下限は実験の範囲を考慮して 4 とし、許容せん断耐力  $P_a$ （短期）は安全率 2 を適用して  $P_a = P_{0.05} \times 1/2$  として求めた。

(2) 繊維に直角方向の耐力は、試験方法とくに木材の寸法に大きく影響されることがこれまで内外で指摘されている。事実、わが国の実験結果から<sup>2),3)</sup>十分な余長があれば直角方向耐力は平行方向耐力の 50% 以上はあると思われるのでここでは平行方向耐力の 1/2 としている。

305.3 ラグスクリューの引抜耐力実験は、現在までのところわが国では佐藤ら<sup>4)</sup>によって行われたものだけである。ここでは、比重・軸径と引抜耐力の回帰曲線を求め、ばらつきを考慮した係数として 3/4、安全率 2 を適用して許容耐力を導いている。

なお、ここに与えられている許容耐力は、側材が鋼板である場合に適用するもので、木材側材の場合については、今後の実験などにまつことになる。

1) ラグスクリュー懇話会：ラグコン規格，日本木ネジ工業組合

2) 徳田迪夫：ラグスクリュー接合部のせん断剛性及び強度，木造化推進標準施工マニュアル作成等事業報告書（3），日本住宅木材技術センター，1987

3) 佐藤雅俊，他：ラグボルトの強度特性（I），日本建築学会大会学術講演梗概集，1984

4) 佐藤雅俊：ラグボルトの強度特性（II），引抜き耐力の評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，1984

参考のためラグスクリュー接合部のせん断試験により得られた荷重-すべり曲線の例<sup>2)</sup>を図305.2に示した。図には同一条件で行われた6本の曲線が含まれている。9mmφラグスクリューでは鋼板側材の厚さは6mm, 20φでは12mmで、鋼板にはそれぞれ10φ, 22φの孔があげられている。せん断試験は、ラグスクリューをレンチで締めた後行われており、鋼板と木材との間の減摩はとくに当たっていない。したがって、荷重-すべり曲線には、ガタや摩擦の影響も含まれていると考えられる。

なお、破壊形態は、すぎでラグスクリュー長さの短いものに曲げ降伏による例がみられたほかはおおむね木材のせん断破壊であった。

表305.1には、比例限度内で荷重-すべり曲線に直線をあてはめたときの直線の傾き  $K$  と試験に使用した木材の比重を参考のために載せた。

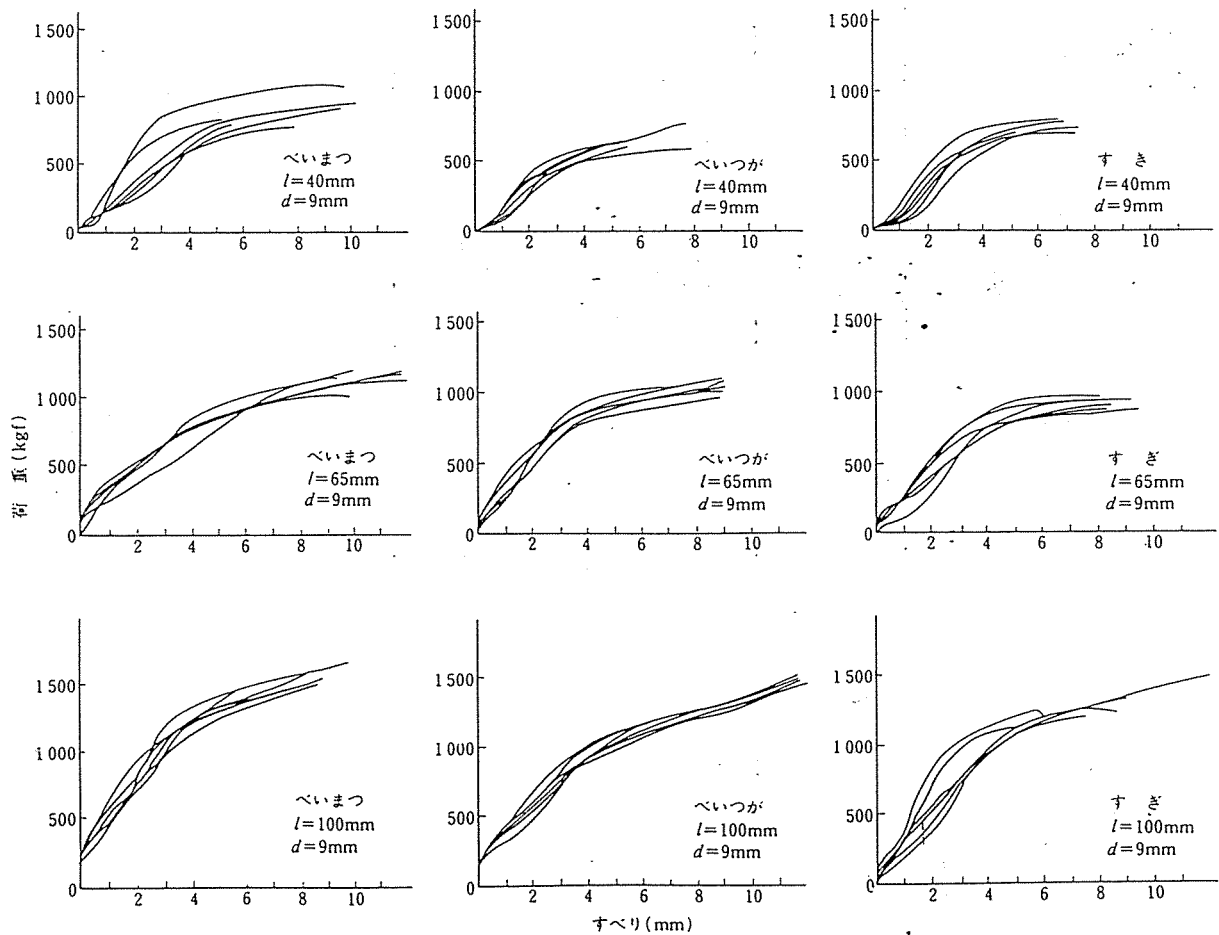


図 305.2 ラグスクリュー接合における荷重-すべり曲線の例

[注]  $l$ : ラグスクリュー長さ,  $d$ : 直径

2) 前出

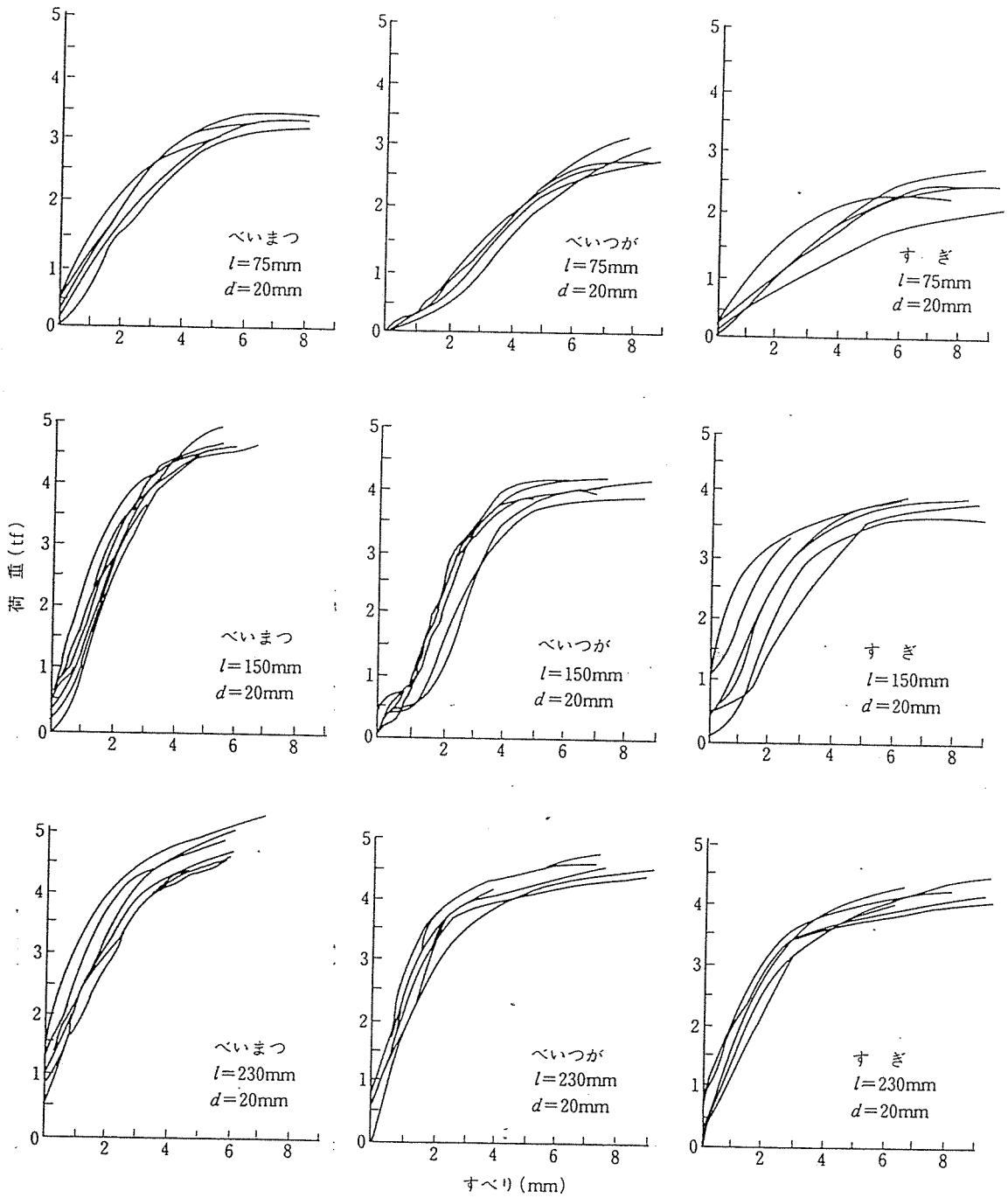


図 305.2 (つづき)

表 305.1 試験体木材の比重\*とスリップ剛性  $K^*$ 

軸 径 (mm)	長 さ (mm)	べいまつ		べいつが		す ぎ	
		比重 (kg/mm)	$K$ (kg/mm)	比重 (kg/mm)	$K$ (kg/mm)	比重 (kg/mm)	$K$ (kg/mm)
9	40	0.61	248	0.45	129	0.44	270
9	65	0.57	154	0.50	241	0.43	240
9	100	0.55	285	0.54	215	0.50	318
20	75	0.61	790	0.54	555	0.45	460
20	150	0.57	1500	0.49	1440	0.42	1480
20	230	0.56	1240	0.50	1680	0.43	1410

〔注〕 \* 6体の平均値

## 306 ドリフトピン接合

## 306.1 ドリフトピンの品質と寸法

ドリフトピンの品質は 304「ボルト接合」に規格化されたボルトの品質と同等以上のものとする。

## 306.2 ドリフトピンの許容せん断耐力

(1) 木材の繊維方向に力を受ける接合部におけるドリフトピンの短期許容せん断耐力は (3.13) 式による。

長期許容せん断耐力は短期の 1/2 とする。

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

$$2 \leq l/d \leq 4 \text{ の場合} \quad P = 260 \alpha \cdot \rho \cdot d \cdot l \quad (3.13)$$

記号  $P$ : ドリフトピンの短期許容せん断耐力 (kgf)

$\alpha$ : 継手形式による係数

$d$ : ドリフトピンの軸径 (cm)

$l$ : 主材厚 (cm)

$\rho$ : 木材の気乾比重 (表 3.1 の値を用いてもよい)

$\alpha$  および  $l$  の値は、表 3.6 による。

(2) 木材の繊維に直角方向に力を受ける場合の許容せん断耐力は、繊維方向の力を受ける場合の 1/2 とする。

(3) 荷重角度が  $0^\circ$  と  $90^\circ$  の間の場合は (3.1) 式を適用する。

(4) 許容せん断耐力の含水率による調整

ドリフトピンの許容せん断耐力は、木材の含水率に応じ、301.6 に従って調整する。

(5) ドリフトピンを加力方向に多数本配置する場合は許容せん断耐力を適当に低減する。

表 3.6  $l$  および  $\alpha$  の値

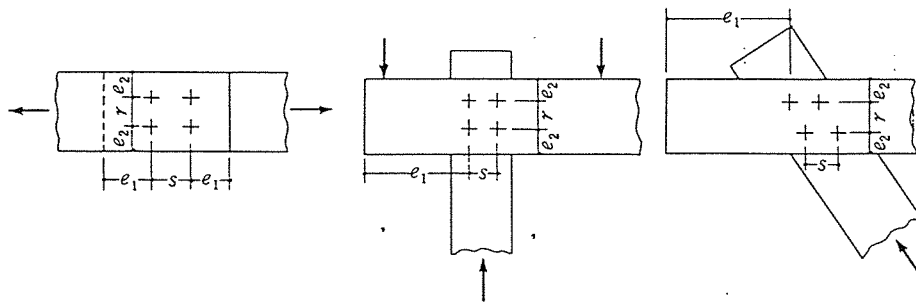
接合形式					
$l$	$l_0 (l_1, l_2 \geq l_0/2)$ $2 \cdot l_1$ $(l_1 \leq l_0/2, l_1 \leq l_2)$	$l_0$	$2 \cdot l_1 (l_1 \leq l_2)$	$l_1$ および $l_2$ の最小値	$l_0$
$\alpha$	1.0	1.0	1.0	0.5	0.5

306.3 ドリフトピンの配置

(1) せん断を受けるドリフトピンの配置は、表 3.7 による。

表 3.7 ドリフトピンの配置

	加 力 方 向		
	織 維 方 向	織 維 に 直 角 方 向	中 間 角 度
$s$	$7d$ 以上	$3d (l/d=2)$ $3d \sim 5d (2 \leq l/d < 6)$ $5d$ 以上 ( $l/d \geq 6$ )	角度に応じて繊維方向と繊維に直角方向の値の中間値をとる
$r$	$3d$ 以上	$4d$ 以上	
$e_1$	$7d$ 以上 (荷重負担側) $4d$ 以上 (荷重非負担側)	$7d$ 以上、ただし、(3.2) 式によるチェックを行う。	
$e_2$	$1.5d$ 以上、 $l/d > 6$ のときは $1.5d$ 以上かつ $r/2$ 以上	$4d$ 以上 (荷重負担側) $1.5d$ 以上 (荷重非負担側) ただし、(3.2) 式によるチェックを行う	



[注]  $d$  : ドリフトピンの径



(2) 接合部に作用する力がその断面における部材の有効断面積と部材の引張許容応力度の積を超えないこと。

(3)  $l/d$  が小さい場合は  $e, s$  の値を上記に定める規定よりなるべく大きくとることが望ましい。

#### 306.4 注意事項

(a) ドリフトピンの使用にあたっては、ドリフトピンとピン孔のすき間の存在により、構造部に支障をきたすすべりを生じないように十分注意する必要がある。

(b) ドリフトピンによる接合部では、木材の乾燥にともない接合部にガタや割れを生じ耐力低下をきたすおそれがあるので、なるべく乾燥した木材を用いる。やむを得ず未乾燥材を使用する場合は、乾燥による割れが生じないように注意する。

(c) 側材を使う形式の接合では側材が脱落しないよう必要に応じてボルトやラグスクリューなどで側材を固定する。

(d) 接合部の施工にあたってはできるだけ各材の孔が一致するようにし、かつできるだけドリフトピンが孔に密着するように孔をあける。

(e) 2本以上のドリフトピンを接合部に使用した場合は、ドリフトピンがその先孔に密着するよう、とくに精密な施工を行った場合にかぎり、各ドリフトピンの許容耐力の和を許容耐力にとることができる。

306.1 ドリフトピンは、図 306.1 に示すような形状をもつものである。

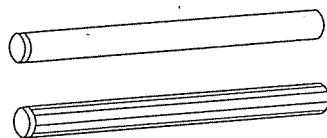


図 306.1

#### 306.2 ドリフトピンの許容せん断耐力

(1) ドリフトピンの接合耐力実験は、わが国では葉多<sup>1)</sup>、前田<sup>2)</sup>らのものがある。

従来用いられていた比例限度を基準にして導かれたボルト接合に対する耐力を参考にして、前田、葉多らの実験データからドリフトピンの耐力を定めることとした。

実験は両者とも、木材にスリットを切り込み、鋼板を挿入した試験体で行われたが、実験から、径が太く長さが短いものについては、従来のボルト耐力をそのまま適用すると安全率 2 を満足できない場合があるということが明らかにされた。そこで、ここでは NDS<sup>3)</sup>の規準なども参考にして、ドリフトピンの許容耐力は従来のボルト耐力の 75 % とし、なおこれでも安全率 2 を満足しないものが現れることを考慮し、許容耐力が一定となる屈折点を従来のボルトのものより増加させ  $l/d = 4$  とおいた。これにより、実験値は安全率 2 をもって許容耐力を満足することになった。

従前のボルト接合の許容耐力は、針葉樹Ⅰ類および針葉樹Ⅱ類の 2 種類の樹種グループに対して与えられていたが、ここでは、J1、J2、J3 の各グループに対して計算できるようにした。従来の

1) 葉多修司・森 和雄・佐藤雅俊：集成材打ち込み鋼棒接合部の強度性状に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，1986。  
 2) 前田典昭：丸鋼ジベルのせん断耐力試験，木造化推進標準値施工マニュアル作成等事業報告書（3），日本住宅・木材技術センター，1987。  
 3) National Design Specification for Wood Construction：National Forest Products Association，1986。

ボルト許容耐力は、木材の圧縮強さをパラメータとして、誘導されていたが、ここでは、他の接合具にならって、木材の比重にかえている。圧縮強さと比重の関係は、中井ら<sup>1)</sup>により与えられている回帰直線を利用し、モンテカルロシミュレーションにより、各樹種グループごとに圧縮強さの5%下限値を求めた。この値と比重の5%下限値の比を樹種グループごとに求め、そしてその平均値をもって、圧縮強さと比重の比とした。

(2) 繊維に直角方向の耐力は、実験方法などにより異なる結果が得られるということが従前より指摘されている。ここでは、NDSなども参考にして、直角方向耐力は平行方向のその50%ということにしている。

ドリフトピン接合の特性を示すため、実験より得られた荷重-すべり曲線の例を、繊維に平行方向加力と直角方向加力それぞれについて図306.2、図306.3に示す。

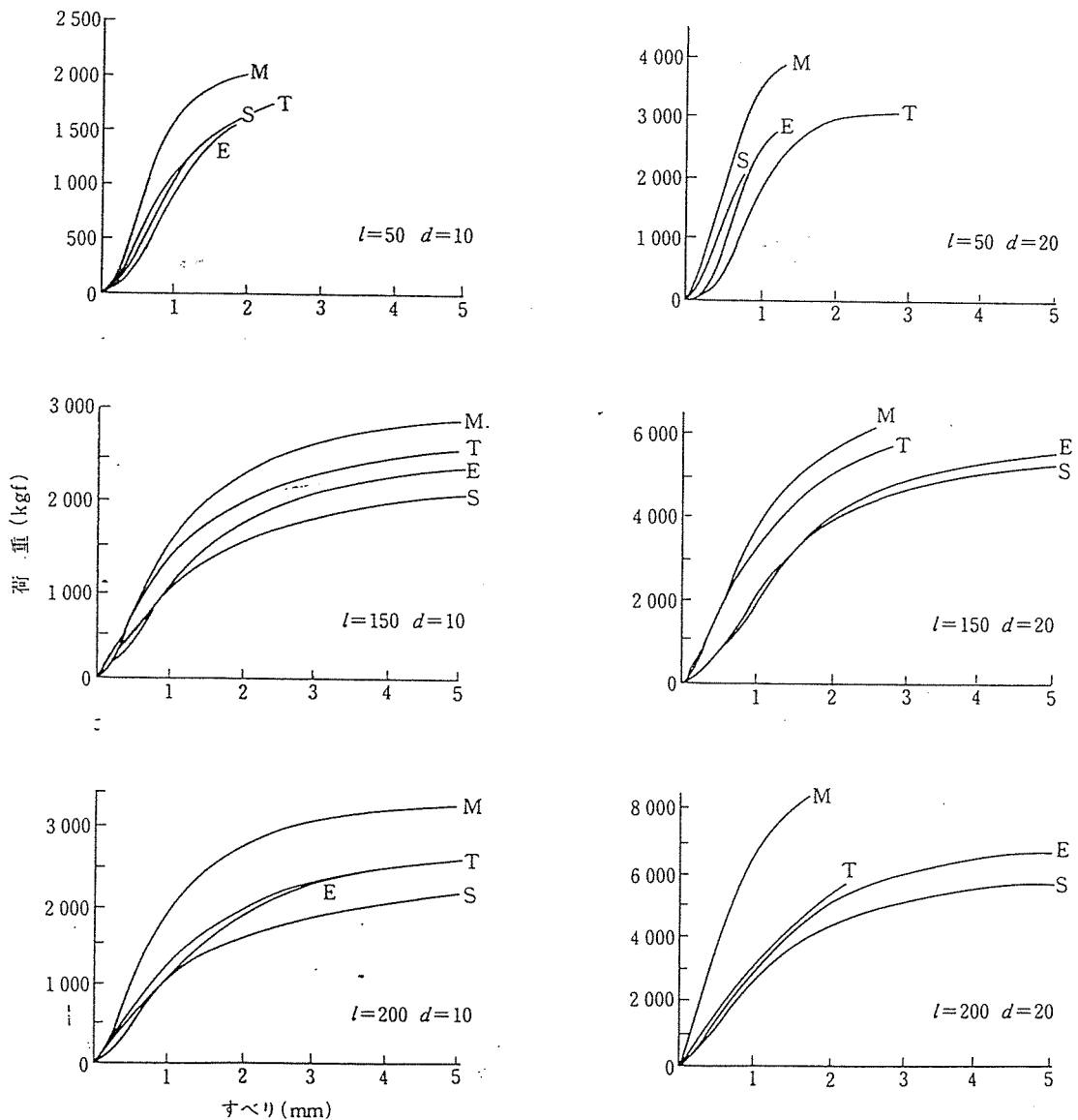


図 306.2 ドリフトピン接合の荷重-すべり曲線例 (繊維方向加力,  
M:べいまつ, T:べいつが, E:えぞまつ, S:すぎ)

[注]  $l$ :ドリフトピン長さ,  $d$ :直径, 単位 mm

1) 中井 孝, 他:日本産主要 35 樹種の強度的性質, 林試研報第 315 号, 1982

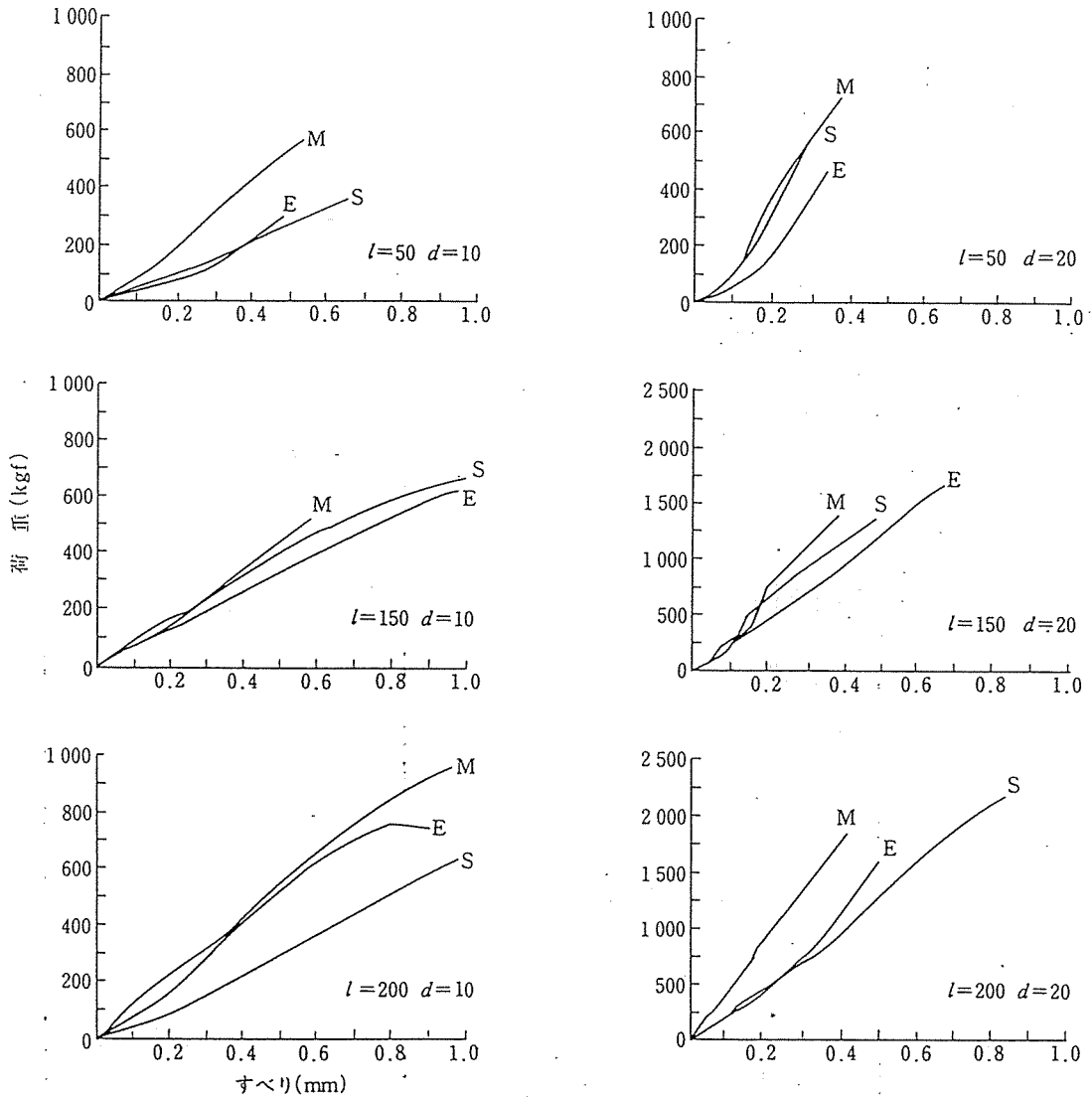


図 306.3 ドリフトピン接合の荷重-すべり曲線例 (繊維方向加力,  
M: べいまつ, T: べいつが, E: えぞまつ, S: すぎ)  
[注]  $l$ : ドリフトピン長さ,  $d$ : 直径, 単位 mm

繊維方向加力の曲線では、ボルト接合と異なり接合部のガタが少ないこと（木材・鋼板ともドリフトピンと同径の孔）、ナットによる締付けの影響がないことなどにより、加力直後から緩やかに立ち上がり直線域を経て降伏していく。同一条件内での最大耐力はほぼ安定しているが、破壊時のスリップ量はばらついており、1.5 mm に達しないうちに破壊するものと見られる。試験体の大半で、ドリフトピン孔上縁あるいは下縁から繊維方向に割裂が進展し、最終的にせん断破壊にいたっている（破壊せん断断面は大多数が2面）。一方、直角方向加力の場合は、初期変形、最大耐力とも同一条件内にあっても大きな変動を示し、一定の傾向をうかがうのは難しい。

### 307 ジベル接合—スプリットリングおよびシアプレート接合

#### 307.1 スプリットリングおよびシアプレートの品質と寸法

材質および形状が規格化されたスプリットリング（直径 64 mm）およびシアプレート（直径 67 mm）を

# 建築雑誌

第49輯 第604號 昭和10年10月

## 論 說

### 木造斜材のボルト締仕口に関する實驗

(木造建築物の耐震構造に関する研究 第2報)

正員	工学博士	田	邊	平	學 <sup>3)</sup>
正員		狩	野	春	一 <sup>3)</sup>
		外	5		名

#### 内 容 梗 概

本研究は特に近來毎年の如く各地に繰返へさるゝ大小の震災又は風害を著者等が親しく調査したる結果に鑑み、木造建築物の構造に關して、猶未研究の儘に残されてゐると認めらるゝ各種の問題に對して、順次實驗的に研究を進め、以て木造建築物の耐震(兼ねて耐風)構造上推奨するに足るべき規準に到達せん事を終局の目的とするものであるが、茲に第2報として公表するものは曩に第1報として報告したる「釘打による大貫筋造の仕口」に關する實驗に引続き、「ボルト締による木造斜材の仕口」に關して試みたる實驗の結果である。

本實驗の主眼とする所は、筋造を始めとして方杖、控柱、小屋組の合掌其他一般にボルト締による木造斜材の仕口に就き、之に引張力が作用したる場合の「破壊經過」、「荷重變形曲線」及び「最大荷重」に及ぼすボルトの位置並に太さの影響を見出さんとするに在る。

尙本實驗は昭和9年度に於て財團法人手島工業教育資金團より研究費の補助を受けて實施されたものであるが、實驗の計畫には表記兩名の外工學士勝田千利、同神谷六美の兩君が參加し、實驗の實施並に結果の取纏めに就ては、當時學生たりし奥田正二、難波政彦の兩工學士が、建築材料研究所雇員渡邊滿太郎君の助力を得て卒業論文の一部として多大の勞を致された。

#### 目 次

- I. 實驗の目的並に範圍
- II. 試驗體の形狀、材料並に製作
  - 1. 試驗體の形狀
  - 2. 試驗體の材料
    - a) 柱材及び斜材
    - b) ボルト
  - 3. 試驗體の製作並に保存
- III. 實驗方法
  - 1. 荷重装置
  - 2. 實驗方法
  - 3. 變形測定装置

#### IV. 實驗結果

- 1. 仕口の破壊經過
- 2. 仕口の荷重變形曲線
  - a) 仕口に於ける角の變化
  - b) 仕口に於ける兩材間の變位
- 3. 仕口の最大荷重
  - a) ボルトの位置に依る影響
  - b) ボルトの徑に依る影響
  - c) 荷物に依る影響

#### V. 結語

1) 東京工業大學教授、建築材料研究所所員  
 2) 東京工業大學講師  
 3) 田邊平學、狩野春一、外4名：「大貫筋造の仕口に関する實驗」建築雑誌、48輯、590號、1057頁(昭和9.10)

## I. 実験の目的並に範圍

昭和5年11月26日の北伊豆地震による建築物の被害状況を詳細に調査したる結果、特に木造建築物に關する實際上の重要な問題として、

1. 筋違、方杖並に控柱の最も有效なるべき配置法、寸法並に仕口の決定
2. 従來慣用の各種継手及び仕口の科學的検討並に其の改良對策、特に補強用鐵物の適當なる形狀並に寸法の決定

等に關して徹底的に研究する事の必要が痛感された所以に就ては、夙に第1報に於て強調した通りであるが、昭和9年9月21日の關西風水害による學校建築其他の慘澹たる被害状況は、果然著者等の豫ての主張に裏書して、従來の木造建築物に於ける構造上の缺陷を遺憾なく暴露せしむるに至つた。

特に仕口の不完全に起因して筋違の効果が著しく殺滅せられ、時として其の効果が全然失はれる場合さへある事に就ては第1報中に北伊豆地震に於ける實例を掲げて注意を喚起した通りであるが關西地方の風害による建築物の被害中にも、部材の仕口に於ける缺陷、殊に引張力に對する準備の缺如若くは補強の不完全が直接又は間接の原因となつて建物を倒潰又は大破せしめたと認められる實例が著しく多く目に付いた。

本研究は之等の事實に鑑み、現在木造建築物に對して最も普通に用ひられつつあるボルト締による斜材（但し角材）の仕口が、引張力を受くる場合に、其の破壊經過、荷重變形曲線及び最大荷重に對して、ボルトの位置並に太さが如何なる影響を與ふべきかを實驗的に見出し、以て實用上最も効果的にして且つ經濟的なるべきボルトの擇び方並にその締め方を見出さん事を試みたるものである。

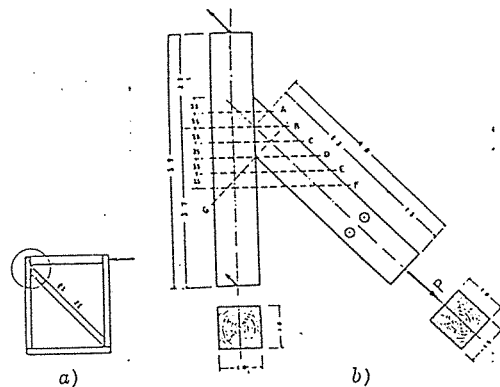
従つて本實驗は之を『筋違』の仕口に關するものと考へれば、第1報に於ける『釘打による大貫筋違の仕口』に引続き、『ボルト締による角材筋違の仕口』を攻究したるものに當つてゐるが、實驗結果の應用は、單に『筋違仕口』としての小範圍に限定さるる事なく、『方杖』『控柱』『合掌尻』其他

一般に引張力を受くる木造斜材のボルト締仕口に對して（少くとも定性的には）廣く當嵌め得べきものと考へられる。

## II. 試験體の形狀、材料並に製作

### 1. 試験體の形狀

本實驗に用ひたる試験體の形狀は第1圖b)に見るが如く、柱及び筋違に相當する材（必ずしも『柱』及び『筋違』に限らず、一般の鉛直材若くは横架材と斜材との仕口に當て嵌まるが、便宜上『柱』及び『筋違』の場合として説明する）は共に、同等の角材を以て作り、其の形狀並に寸法は實際の木造建築物に使用せらるるものと略同等のものとなし、柱と筋違とのなす角度は第1報に於ける實驗と同様に45°とした。加力方向は圖に矢を以て示す如く、柱の兩端を固定し、筋違の中心線上に引張力Pを加へるもので、恰も第1圖a)に示す如き骨組に、地震力又は風壓が矢の如き方向より作用したる場合の接合部（圖中斜線を施せる部分）に相當する形狀に作られて居る。尙筋違に當る材の下端に見る2個の孔（直徑2cm）は試験體を試験機に取付けんが爲のものである。（第3圖の寫眞参照）



第1圖 試験體の形狀、寸法並にボルトの位置（單位cm）

仕口は總てボルト締になつてゐるが、試験體は下記の10種より成り、1種類に就き各5個宛計50個の試験體を製作した。

1) 前頁脚註3) 参照

2) 山邊平學、勝田千利：『風害の特異性並に筋違、控柱の効果』建築雑誌、49輯、594號、1頁（昭和10.1）

3) 狩野泰一、神谷六英：『關西風害より見たる木造構造法に關する二三の考察』建築雑誌、49輯、594號、27頁（昭和10.1）

ボルトが柱材に直交するもの  $\begin{cases} 12\text{ mm } \phi & 1\text{ 種} \\ 16\text{ mm } \phi & 6\text{ 種} \\ 19\text{ mm } \phi & 1\text{ 種} \end{cases}$  各試験體に於けるボルトの位置、直徑等を一覽的に示せば前掲の第1圖及び次に示す第2圖の如くである。

ボルトが斜材に直交するもの  $16\text{ mm } \phi$  1種

仕口に胴物あるもの  $16\text{ mm } \phi$  1種

ボルトの位置	胴物なきもの							胴物あるもの
	ボルトが柱材に直交するもの						ボルトが斜材に直交するもの	
記号	A <sup>12</sup>	D <sup>16</sup>	C <sup>16</sup>	D <sup>12</sup>	E <sup>16</sup>	F <sup>16</sup>	G <sup>16</sup>	E <sup>16</sup>
				D <sup>16</sup>				
				D <sup>19</sup>				

第2圖 試験體一覽圖 (記號の右肩に附したる数字はボルトの徑を示す。單位 mm)

2. 試験體の材料

a) 柱材及び斜材 柱及び斜材には共に内地産、杉上小節、市販品にして、3寸5分角、13尺物所謂『丈三』を用ひ、之を第1圖に示したる如き寸法に切斷し、各面飽削り仕上とした。

木材は大氣乾燥の状態に於て使用し、材質の差が仕口の強度に及ぼす影響を可及的小ならしめんが爲、同一試験體に於ては柱材と斜材とは異つた角材より採り、又同一形式の5個の試験體に於てはなるべく同一の角材より採つた部材を用ひない様に、組合せて工夫した。尙使用木材の強度其他(數十個の試験片による平均値)は第1表に示す如くである。

第1表 使用木材の強度

單位容積の重量 g/cm <sup>3</sup>	壓縮強度 kg/cm <sup>2</sup>	剪斷強度 kg/cm <sup>2</sup>
0.40	347	44.3

備考 上表中の壓縮強度は材縦維に平行なる方向のもの

b) ボルト 仕口の接合に用ひたるボルトは之に附屬する平座鐵、三角座鐵及びナットと共に、現在一般の木造建築物に廣く使用せられつゝあるものを採用した。即ちボルトの徑は12mm, 16mm, 19mm の3種であつて、通稱4分、6分、8分と稱せられる市販品を用ひた。購入に際しては試験體の各形式に應じて、取付けに都合良き様に適當な長さのものを選んだ。

特にボルト用の平座鐵に就ては、其の面積の大小が仕口の強度に及ぼすべき影響を可及的小ならしめんが爲、出来る限り同じ形式のものに就ては、大さの等しいものを選ぶ様に努めた。

尙 E, F の兩形式に就ては、本實驗に必要とする如き徑と長さとを有するものが市場に見當らなかつた爲、特に金物商に注文して製作せしめた。

使用ボルトの品質に就ての試験結果は第2表に示す如くである。

第2表 使用ボルトの品質

ボルト直徑 mm	1本の重量 g	壓縮強度 kg/cm <sup>2</sup>	引張強度 kg/cm <sup>2</sup>	伸率 %
12	584	5550	5560	28
16	1295			
19	1720			

3. 試験體の製作並に保存

試験體の製作には、特に老練なる大工職1名を傭入して之に當たらしめた。製作方法は、1本の木材より所定の長さの材を各1本づつ元の方より順に取り、殘餘は壓縮、剪斷用試験片製作に供し丸味付の部分は一切使用せぬ事にした。穿孔は、使用するボルトの徑に應じて夫々適當なるボルト錐を用ひて行つた。

尙ボルトの締付に當つては、締付け程度の異なる事に依つて生ずべき強度の差違、殊に荷重初期に於ける變形の不規則を除かんが爲、常に同1

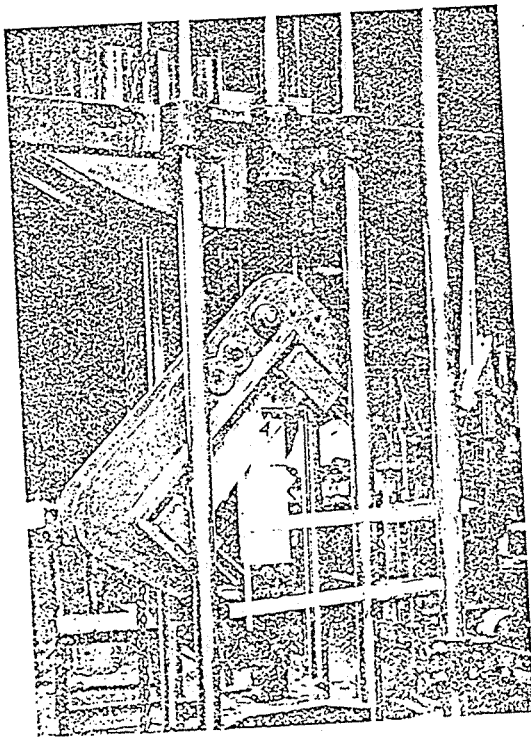
人が之に當り、通常行はるる如く人力にて締付け得る最大限度に English wrench を用ひて締付けた。

試験體の保存に就ては、短期間の實驗であつて材齡の影響を顧慮する必要が餘りなかつたので、單に干割れ、汚損等の防止のみに注意し、實驗室内のモルタル床の一部に藁を置いて其の上に載積し、之を建で覆ひ置く程度に止めた。

### III. 實驗方法

#### 1. 荷重装置

試験體に斜材方向の引張力  $P$  を作用せしむる爲に用ひたる荷重装置は第1報に於けるものと殆んど全く同様である。唯少しく異なる所としては前回は斜材が大貫なりしに反して、今回は角材となれる爲、その加力装置に幾分の工夫を加へた。即ち第3圖に依つても見らるる如く、斜材の下端は直徑 2 cm のボルト 2 本に依つて鐵脊に固着せられ、更に其の鐵脊の先端にある直徑約 3.5 cm の鐵棒は試験機の固定装置に噛ませてある。而して之等の固定装置は、上方下方共に、直交する 2



第3圖 荷重装置全景

方向の Pin に依つて試験機に連結せられ、引張力が正しく斜材の中心線方向に働く様に工夫されてある。

#### 2. 實驗方法

實驗は東京工業大學建築學科實驗室に於て Amsler 型 50 t Universal Testing Machine を使用し、荷重を加ふるに當つては試験機の最大能力を 10t に下げ、 $P=5$  kg を初荷重とし、100 kg 宛階段狀に荷重を高め、荷重速度 10 kg/sec を厳守し各所定荷重階に達する毎に、荷重増加を停止して直に變形を測定し、荷重は繰返す事なくして順次に増加を続け、斯くして遂に試験體を破壊に至らしめた。

#### 3. 變形測定装置

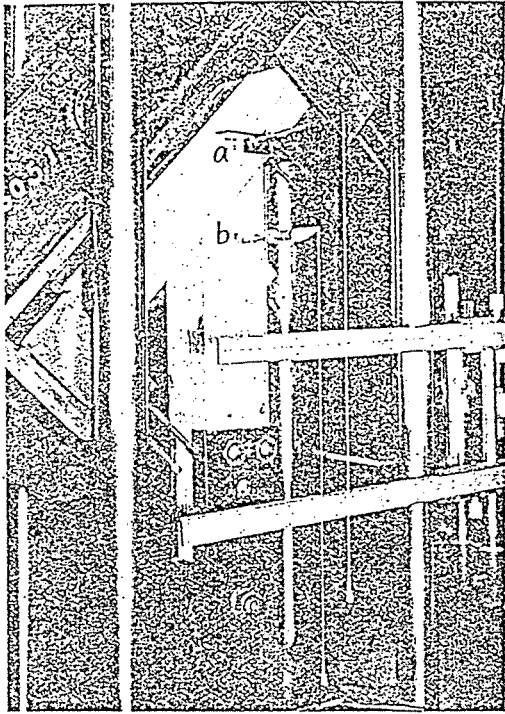
本實驗に用ひたる如きボルト締木造仕口は、斜材方向に引張力が、作用したる場合に極めて複雑なる變形を生じ、殊に仕口の伸びの如きは著しく大に出で、通常の感度 1/100 mm 最大行程 25 mm 程度の Dial gauge では却つて精密に過ぎて使用に適せない。此の點に關して種々豫備的實驗を試みて研究したる結果、本實驗に於ては、ボルト締仕口破壊の最大原因をなすであらうと推測される次の 3 事項に就て測定を行ふ事とした。

- 1) 加力方向に於ける仕口の變位(伸)  $\delta$
- 2) 加力に直角の方向に於ける仕口の變位  $\delta'$   
(曲げモーメントの算出を主たる目的とす)
- 3) 仕口に於ける兩材間の變角  $\alpha$

之等の測定に用ひた装置の詳細は第4圖の寫真に見る通りである。

即ち、上記 1) の測定方法としては、加力線上(鉛直方向)に於て  $a, b$  の 2 點を夫々標點として仕口に於ける柱材と斜材との表面上に設け、此の兩點に丁度中心が一致する様に中央に小なる凹みを有する畫鋸を打ち込んだ。之等の 2 本の畫鋸の中心點間の距離を各荷重階に於て Divider を用ひて測り之を正確なる Scale に當て、伸  $\delta$  として讀んだ。尙嚴密に云へば、之等の讀取數中には 2 點間に於ける木材自身の伸も含まれてゐる譯であるが仕口の著しき伸に比すれば極く僅少なるが故に、之れは無視した。

1) 田邊平學、狩野春一、外 4 名、「大貫筋造の仕口に關する實驗」建築雜誌、48 冊、590 號、1091 頁(昭和 9.10)



第 4 圖 變形測定装置

2) は破壊原因の一つとも見らるべき仕口に作用する曲げモーメントの値を各荷重階に於て算出することを目的としたものであるが、此の測定方法としては第 4 圖に見る如く  $a$ ,  $b$  兩點上より夫々 1 本の arm を突出せしめ、其の尖端より吊したる 2 本の絲が、横架せる 2 本の尺度上に指示する目盛を読み、之れを以て、加力に直角の方向（水平方向）に於ける仕口の變位  $\delta_1$ （柱材に関するもの）及び  $\delta_2$ （斜材に関するもの）とした。

3) の測定方法としては、特に廻轉分度器式の測定器具を真鍮板を用ひて製作し、各荷重階毎に之れを柱材と斜材との間に當て飼ひ、測定器に附せる中心線を分度器の目盛に合せて變角  $(\alpha)$  何度と読み取つた。

之等の測定装置は何れも精度の相當粗いものであるが、變形の著しく大なる試験體を取扱ふ此の種の實驗に於ては、目的を達する上に必要にして且つ充分なる程度のものである事は以下の實驗結果が示す通りである。

## IV. 實驗結果

### 1. 仕口の破壊經過

各種試験體 5 個宛の中より破壊状態の代表的な

ものを選んで一覽的に見せば第 5 圖の如くである。

即ち第 5 圖に於て  $A^{16}$  型はボルトの位置が極端に斜材の末端に近く、引張力に抵抗すべき斜材の有効部分（以下此の部分に餘材と名づけん）が著しく小なる爲、僅かの荷重によつて、斜材末端の木部に所謂“複剪破壊”を生じてゐる。

$B^{16}$  型も  $A$  型と殆ど同様の破壊經過を示すが、 $B$  型に於ては先づ荷重  $1t$  前後に於てパンと稍大なる音響を發し（恐らく此の附近に於て斜材に致命的な龜裂が入りたるものと思はれる）、其後破壊に至る迄ミシツ、ミシツ或はビシツ、ビシツと云ふ小音が繼續する。最後の破壊は  $A$  型と同様に斜材末端の剪斷によつて起り、ボルトに就ては寫真に見る如く彎曲、若くは板座鐵の減込等が全然認められず、其の儘再度使用に供し得る様な状態にある。

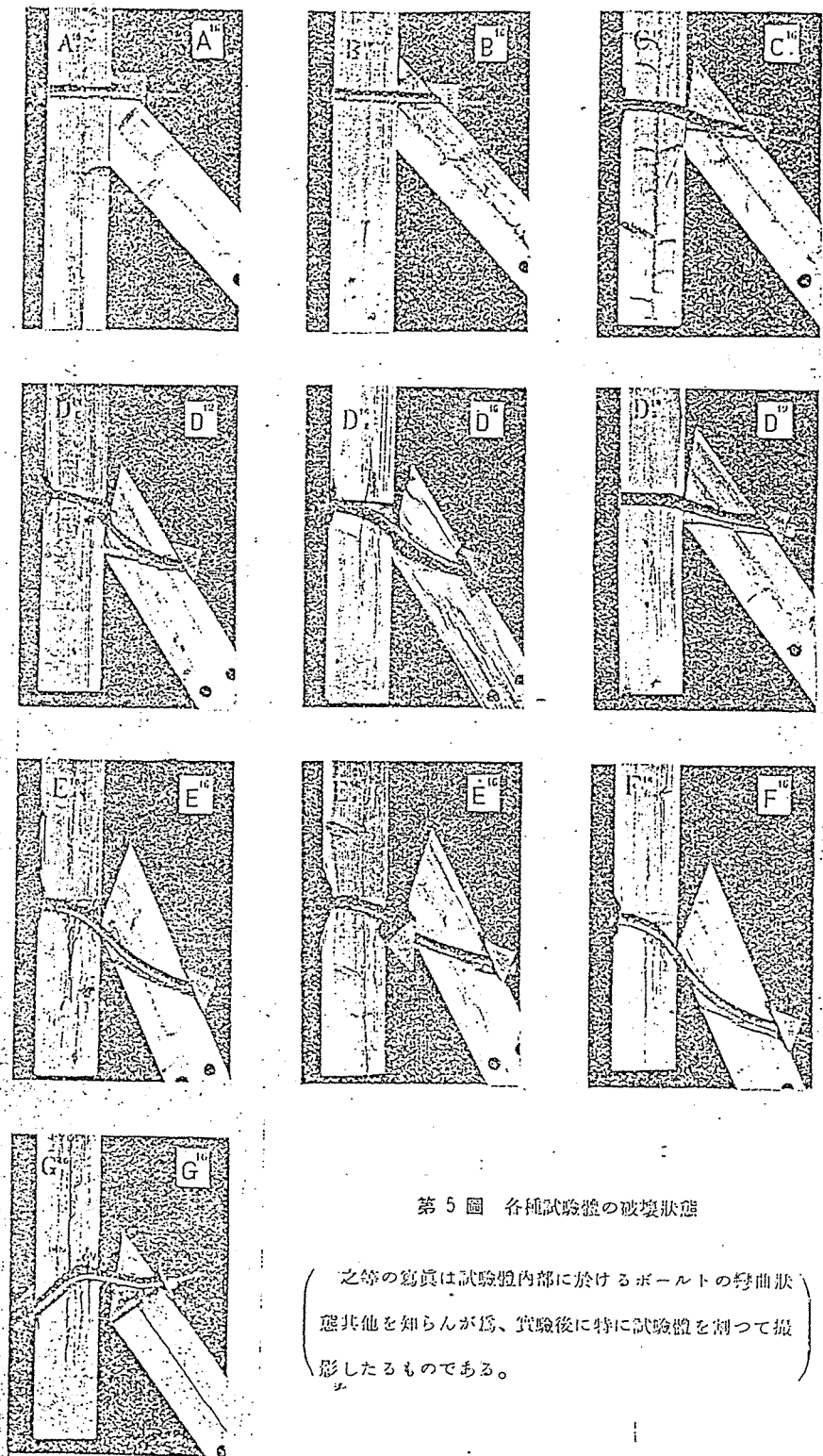
尙特に  $B$  型試験體中には乾燥干割を生じたるものもあつたが、破壊荷重が小なりし爲、最大荷重の値には格別の影響を與へなかつた（後段「最大荷重」の項参照）。

$C^{16}$ ,  $D^{16}$  型に至つて始めてボルトが有効に作用し始め、柱材に板座鐵の減込みが認められる。其の量は  $C$  型に於ては丁度座鐵の厚さ程、 $D$  型に於てはその 2 倍程に當つてゐる。ボルト彎曲の現象も  $C$  型に始めて認められ、 $D$  型に於て特に著しくなる。最初のパンと云ふ音響は  $C$  型に於ては  $1.7t$ 、 $D$  型に於ては  $2t$  前後に起り、それ以後の破壊經過は  $C$  型、 $D$  型共に  $B$  型の場合と殆ど同様であつて、最後の破壊はボルト位置より上部（即ち斜材の末端）へかけての木部の割れ裂けとなつて現れる。此の際斜材に取付けられた三角座鐵は恰も鉋削りをなす如く、斜材の表面を削り乍ら、上方に向つて約  $2\text{cm}$  の移動を生じてゐる。

$D^{12}$  型は上記  $D^{16}$  型に比してボルト細く、従つて板座鐵も亦小なる爲（正方形板座鐵の一邊は  $16\text{mm}\phi$  に於て  $5.1\sim 5.2\text{cm}$ 、 $12\text{mm}\phi$  に於て  $3.8\sim 4.0\text{cm}$ ）必然的結果として、柱材への減込量が大きでボルトの彎曲も甚しく、斜材の損傷も 3 種の  $D$  型中最も甚しい。

$D^{19}$  型はボルトの徑、板座鐵の面積（正方形の一邊  $6.4\sim 6.5\text{cm}$ ）共に大となる爲、板座鐵の減込込、ボルトの彎曲は僅少で、柱材及び斜材の損傷程度も著しく減じてゐるが、最後の破壊は  $C$  型以後の各試験體と同様に、矢張り斜材の部分に起





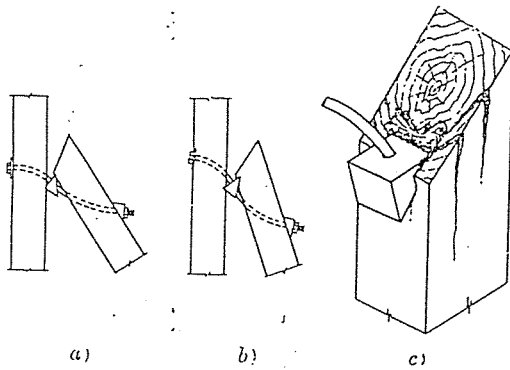
第5圖 各種試験體の破壊状態

之等の寫眞は試験體内部に於けるボルトの撓曲状  
 態其他を知らんが爲、實驗後に特に試験體を割つて撮  
 影したるものである。

り、而もボルトの形状大なるに拘らず最大荷重を増大せず、却つて  $D^{16}$  型に劣つてゐる事實は注目すべき所であらう(後段「最大荷重」の項参照)。

$E^{16}$ ,  $F^{16}$  型は共に、 $C$  及び  $D$  型と同様の破壊傾向を示すが、何れも斜材末端に於いて餘材が増してゐる爲、斜材が良く頭張り、柱材の方が座鐵減入込に依つて著しく損傷を受ける。 $E$  型に就て特に注意すべき點は、荷重の増加に伴ふ斜材の移動である。即ち荷重が増すに従つて先づ柱材と斜材とは相互間が引き離されて、仕口が開き次に斜材は柱材に著しく接近し來つて、遂には相觸るゝに至り、其の後は専ら加力方向の伸に依つて、斜材が引き離さるゝが如きボルトの力を受けて破壊するに至る。而して此の現象は後に記す  $F$  型に於て一層顯著である。

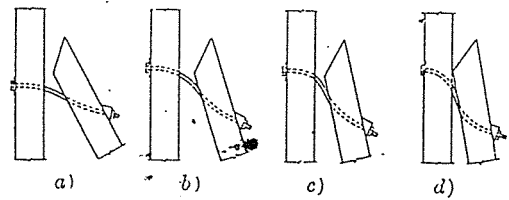
$E$  型に於ては仕口に三角形の飼物を有する爲、第6圖に其の大體を説明する如く、獨特なる破壊經過を示してゐる。



第6圖  $E$  型試験體の破壊經過(説明的に示す)

即ち初期荷重階に於て三角座鐵の飼物は先づ廻轉を起し(a圖参照)次に荷重の増加に伴つて三角座鐵は次第に柱材、斜材の兩方に喰込み(b圖参照)之が爲に斜材には他の試験體に見られなかつた方向の龜裂を生じて(c圖参照)、遂に此の部分にて破壊するに至る。尙  $b$  圖の状態になつた時、 $U$  字形固定装置に兩端を支へられた柱材の中央には肉眼にて認められる程度の撓みを生じた。

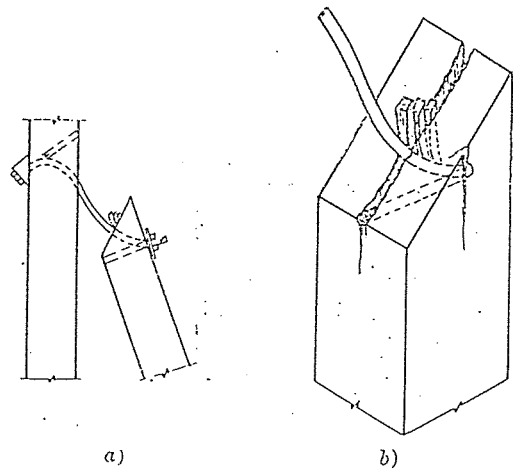
$F^{16}$  型は斜材に於ける餘材が最大であつて、斜材の抵抗力が大なる爲、柱材の方が著しく大なる損傷を受けて居る。同時に又斜材の内部に於てボルト孔を押し擴げてボルトが一樣に上方に移動してゐる事も見逃がせない點である。破壊に至る迄の經過を説明的に圖示すれば第7圖(a)~d)の如くである。圖の  $d$ ) の状態となれば角の變化



第7圖  $F$  型試験體の破壊經過(説明的に示す)

は極めて少くなり、専ら加力方向の伸にて破壊される。これは前記  $E$  型に於ける破壊經過とも一致する所であつて、 $E$  型、 $F$  型の如く斜材と柱材との接觸面を離れたる下方の位置にボルトを配したる場合の破壊の特徴と認められる。

$G^{16}$  型は僅少なる荷重によつて早くも柱材と斜材とは著しく引き離され、續いてボルトは極端に彎曲して、第8圖(a)に見る如き状態となる。以後荷重が増大するに伴つてボルトは斜材末端の木部に主として剪斷力を作用せしめ、 $b$ ) 圖に見る如く木材が順次掘り出されて破壊に到達する。

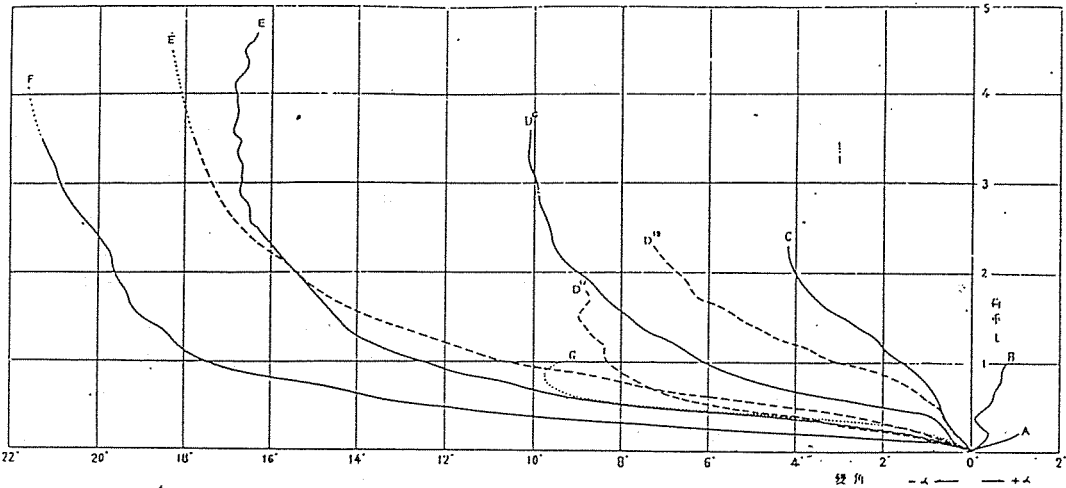


第8圖  $G$  型試験體の破壊經過(説明的に示す)

## 2. 仕口の荷重變形曲線

a) 仕口に於ける角の變化 各種試験體の仕口に於ける柱材と斜材との成す角の荷重増加に伴ふ變化の状態(5個の平均値)を、同一圖上に比較して示せば、第9圖に見る通りである。圖には荷重用前に於ける角  $45^\circ$  より増加せるものを  $+\alpha$ 、減少せるものを  $-\alpha$  にて表した。

即ち第9圖に於て  $A, B$  兩型は荷重増加と共に仕口に於ける角が増加し、 $C, D, E, F, G$  の各型は逆に減少してゐる。換言すれば、ボルト位置が斜材中心線の柱面と交はる點を境に上方に離るゝに従つて順次に角は増大し、下方に離るゝに従つ



第9圖 荷重變角( $\alpha$ )曲線に及ぼすボルトの位置並に徑の影響

(圖中 B, F 兩曲線の最後に破線を以て示せる部分は、角の減少著しく測定不能に陥つた部分である)。

て減少してゐる。B 型曲線が時に荷重初期に於て不安定なる形状を示してゐるのは、上述の如くボルト位置が丁度中立の位置にある爲、初期に於ては何れに向ふべきか、と思案の状態にあるものと説明すべく、荷重が或程度(400 kg 内外)迄増して、變角の方向が定まりたる後は、曲線は安定となり、仕口に於ける角は漸次増加を續けて行くものゝ如くである。

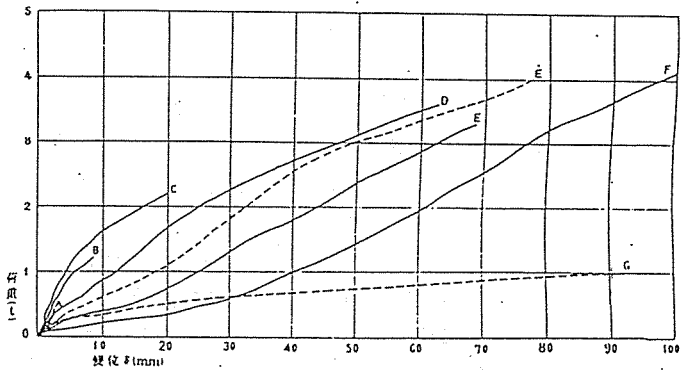
$D^{12}$ ,  $D^{16}$ ,  $E^{16}$ ,  $F^{16}$ ,  $G^{16}$  の諸型に於ては、角の減少量は特に荷重 1t 以下に於て著しく大で、夫れ以後は接合部の剛度を増して曲線は立ち上つて来る。 $D^{12}$ ,  $D^{16}$ ,  $D^{19}$  の 3 曲線に就て比較すれば、 $D^{16}$  型の曲線がよく伸びて、最も標準的な變角過程を見せてゐる。

$G^{16}$  型曲線が、最大荷重に於ては B 型と略同等なるにも關らず、變角が著しく大となつてゐる事實は第 2 圖の試験體形状より直に首肯せらるゝ所であらう。

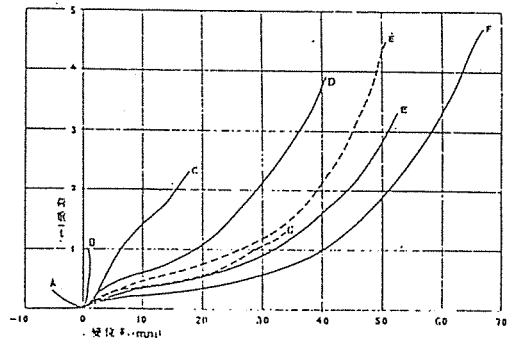
$F^{16}$ ,  $E^{16}$  兩型の曲線が略相似たる形状を示し、特に兩曲線が 2t 附近に於て交つてゐる點は注目し値する。即ち荷重初期に於ては三角座鐵の飼物が相當有効に働いて角の減少が妨げられるが、破壊荷重附近に於ては座鐵が木材に喰込む爲、殆んど何等の効をも奏せなくなる事を示してゐる。

b) 仕口に於ける兩材間の變位 各種試験體の仕口に於ける柱材と斜材との間の變位を夫々の荷重階に對照せしめて示せば第 10, 11, 12, 圖の諸

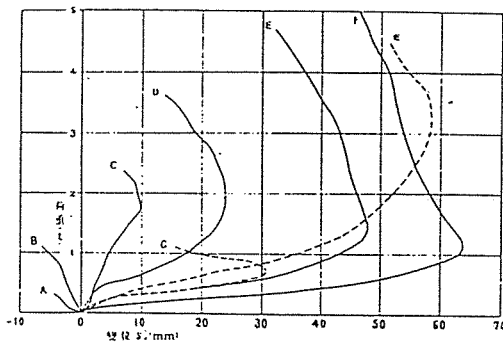
曲線を得る。第 10 圖は加力方向に於ける仕口の伸( $\delta$ )を、第 11 圖は加力に直角の方向に於ける柱材仕口の變位( $\delta_1'$ )を、第 12 圖は加力に直角の方向に於ける斜材仕口の變位( $\delta_2'$ )を表はす。



第 10 圖 荷重變位 ( $\delta$ ) 曲線に及ぼすボルトの位置並に徑の影響



第 11 圖 荷重變位 ( $\delta_1'$ ) 曲線に及ぼすボルトの位置並に徑の影響



第 12 圖 荷重変位(δ<sub>2</sub>)曲線に及ぼすボルトの位置並に徑の影響

第 10, 11, 12 圖を通覧するに、第 10 圖に於ける A, B 兩型の曲線を除く他、ボルトの位置が斜材の中心線と柱面との交點より離るゝに従つて曲線は例外なく下位に下つてゐる。

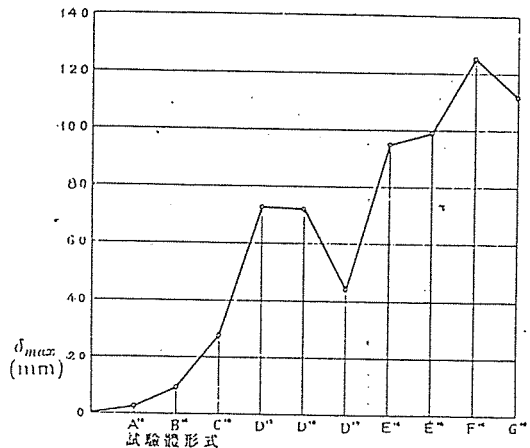
仕口の伸(δ)に関する第 10 圖に於ては、F 及び G 形の如く、荷重の増加に比較して δ が著しく大なるものは例外として、總て正方向に於て X 軸と 45° をなす線の左右約 15° の範圍に曲線は略納つて居る。換言すれば荷重の増加と仕口の伸 δ とは略 1 : 1 に近い比を保つて居る事を示してゐる。

柱材仕口の水平移動(δ<sub>1</sub>)に関する第 11 圖に於て A 形のみ曲線が負の方向にあるは、變角曲線の項にて説明せる所に依り、直に首肯されるであらう。尙圖の曲線の傾向を見るに、一般に荷重初期に於ては變位が比較的大であるが、荷重が増大すると共に次第に變位増加の割合が減じて曲線が立上るを見る。之れは初期に於ては仕口の緩み並にボルトに依る柱材、斜材の損傷によつて一時變位が増大し、後次第に仕口が締め、荷重 300~400

kg 位より漸次剛度を増し來るものと説明されやう。

斜材仕口の水平移動(δ<sub>1</sub>)に関する第 12 圖の曲線は最も特異なる形状を示してゐる。即ち荷重初期に於ては、他の荷重變形曲線と傾向を大體同じうして居るが、荷重 1.3t 内外より逆に變位量を減じて『一度出て直ぐ引込む』と云ふ様な形を示してゐる。尙此の現象は特に E, F, G の諸型に於て顯著であつて、既に述べたる如く、之等の試験體がその破壊經過に於て特殊の形態を示す事とよく一致してゐる。

試みに各種試験體に就て得られたる δ の最大値を同一圖上に比較すれば、第 13 圖に見る如き結果となる。即ち 16mmφ のボルトに就て比較すれば、δ<sub>max</sub> は A, B, C, D, E, F の順に増してゐるが、同じ D 型に於て大なる徑のボルトを用ひ



第 13 圖 各種試験體に於ける仕口の最大伸 δ<sub>max</sub>

第 3 表 各種仕口の最大荷重

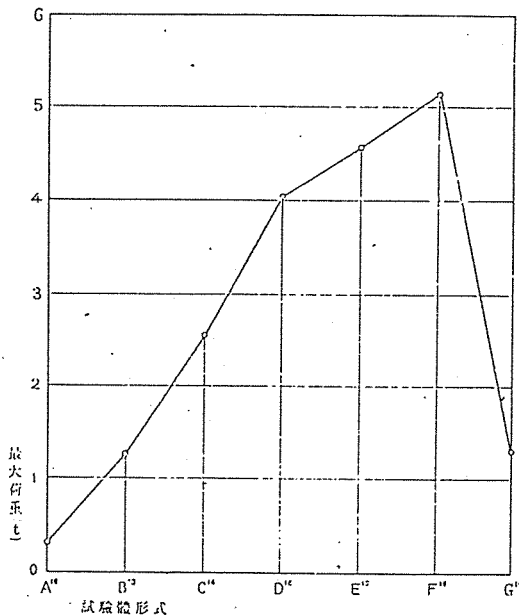
試験體番號	下記試験體形式に於ける最大荷重 kg									
	A <sup>16</sup>	B <sup>16</sup>	C <sup>16</sup>	D <sup>12</sup>	D <sup>16</sup>	D <sup>19</sup>	E <sup>16</sup>	E <sup>16</sup>	F <sup>16</sup>	G <sup>16</sup>
1	200	1093	2562	3860	4156	3080	4910	4000	5930	1136
2	344	1256	2200	2980	3752	2300	4850	5074	4199	1065
3	370	1400	2514	2200	4517	3500	4905	4715	5200	1400
4	250	1230	2686	—	4100	5400	3300	5320	5190	1502
5	403	1315	2800	1878	3599	2295	4889	4000	5165	1338
平均	313.4	1258.8	2552.4	2729.5	4024.8	3395.0	4570.8	4741.8	5136.8	1288.2
A型を基準とせる比率	1.00	4.02	8.14	8.71	12.84	10.83	14.58	15.13	16.39	4.11
D型を基準とせる比率	0.08	0.31	0.63	0.68	1.00	0.84	1.14	1.18	1.28	0.32

たる  $D^{19}$  型の  $\delta_{max}$  が、 $D^{12}$  及び  $D^{16}$  の夫れ等に比して小に出でたる事と、 $E^{16}$  と  $E^{12}$  との間に大差なき事とは、共に注目に値する事實であらう。

### 3. 仕口の最大荷重

仕口の構造を異にする 10 種の試験體に於ける最大荷重の値を一覽的に表せば第 3 表の如くである。表の下欄には特に  $A^{16}$  型及び  $D^{16}$  型を基準とせる兩場合の最大荷重の比率を算出した。

a) ボールトの位置に依る影響 第 3 表中よりボールトの徑を同じくして位置のみを異にせる 7 種の試験體の最大荷重 (平均値) を取出して比較すれば第 14 圖に示す如くである。



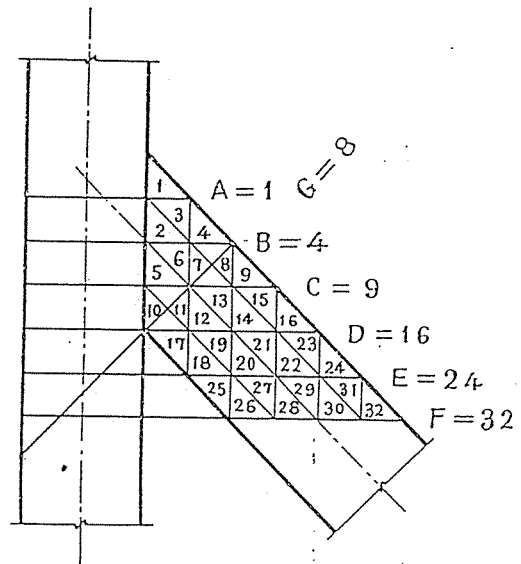
第 14 圖 仕口の最大荷重に及ぼす  
ボールト位置の影響

即ち仕口の最大荷重は、 $A$  型、 $B$  型、 $C$  型、 $D$  型の順に略直線狀に急激に増加して居るが、 $D$  型以後  $E$  型、 $F$  型に於ては、其の増加は比較的緩慢となり、 $D$  型に對して  $E$  型及び  $F$  型は夫々僅かに 14% 及び 28% の増加を示すに過ぎない。而も  $E$  型、 $F$  型に於ては變形が著しく大であつて、仕口の剛度が不充分なる事は既に荷重變形曲線の項に於て述べた通りである。

従つて本實驗の結果によれば、仕口の強度並に剛度の兩點より見て  $D$  型が最も優秀なる成績を示してゐる。之を數量的に示せば  $A$  型の最大荷重が僅かに 313.4 kg に對して、同じ徑のボールト

を用ひ乍ら  $D$  型は 4024.8 kg を示し、實に約 13 倍の大なる強度を示してゐる。

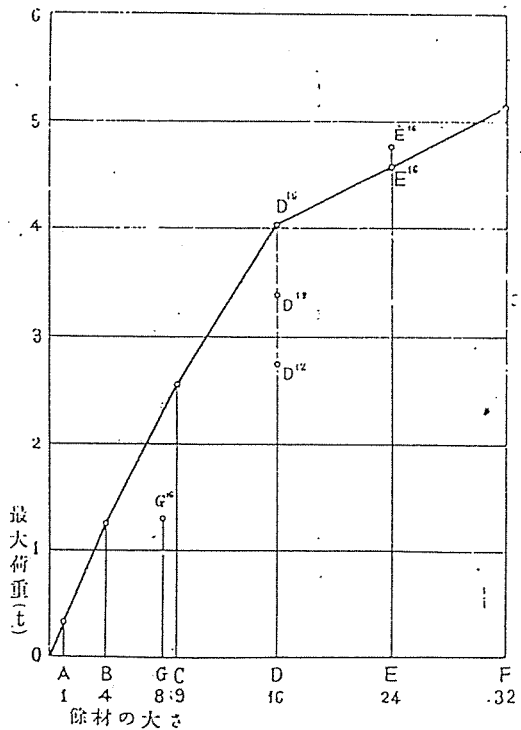
尚ボールトの位置によつて仕口の最大荷重に上記の如き大なる開きを生ぜしむる理由は、下記の



第 15 圖 各種試験體に於ける餘材の大きさ

如く、これを餘材の影響として或程度まで説明する事が出来る。

即ち今回の實驗に用ひたる各種試験體に就て、



第 16 圖 最大荷重と餘材の大きさとの關係

斜材の部分に於けるボルト位置に依る餘材の大きさを一覽的に圖示すれば第 15 圖の如くである。

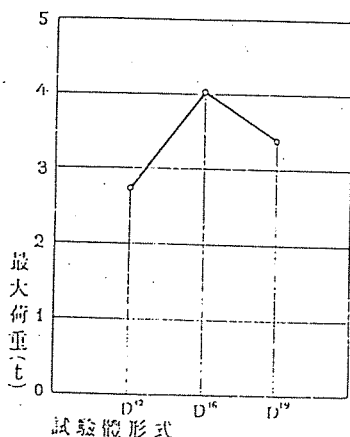
圖に於て A 型に於ける三角形の面積を 1 單位の餘材とすれば B, C, D 等の諸型に於ける餘材は夫々 4, 9, 16 等に當つてゐる。

今各種試験體の最大荷重を夫々の仕口に於ける餘材の大きさと比較して示せば第 16 圖に見る如き關係が得られる。

即ち A 型より D 型に至る迄は最大荷重の増加が餘材の増加に伴ひ、兩者の關係は殆ど直線狀を呈するが、E 型及び F 型に於ては、餘材が略級數的に増して居るにも拘らず、最大荷重の増加は極めて少く、曲線は降下の傾向を表してゐる。

特に注意すべきは G 型である。G 型の餘材は圖に見る如く C 型と略相等しきにも拘らず、其の最大荷重は僅かに C 型の 1/2 を示すに過ぎず、丁度 B 型の最大荷重に等しき程度である。G 型の如きボルトの位置は、木造小屋組に於ける合掌尻其他に對して現在最も普通に使用されつつある所であるが、仕口が引張力を受けた場合の抵抗は斯の如く小であつて、無效果に近い。筋違・方杖・控柱其他一般に斜材の仕口をボルト締とするに當つて、此の種の手法は避くべきであらう。

b) ボルトの徑に依る影響 ボルトの位置より見て最優秀と認められた D 型に就て、最も經濟的にして且つ有効なるボルトの徑を見出すべく、16mm $\phi$  の他に更に 12mm $\phi$  及び 19mm $\phi$  の 2 種を使用して比較實驗を試みた結果は第 3 表中に D<sup>12</sup>, D<sup>16</sup>, D<sup>19</sup> として示す通りである。更に之を圖表を以て示せば、第 17 圖に見る如くである。



第 17 圖 仕口の最大荷重に及ぼすボルト徑の影響

即ち破壊經過の項に於て既に述べたる如く、D<sup>12</sup> 型は、ボルトの彎曲甚しく、爲に木材が著しく大なる損傷を受け、従つて最大荷重も D<sup>16</sup> 型に比して 68% に下る。D<sup>19</sup> 型はボルトの徑を増してゐるにも拘らず、却つて斜材に容易に割れ裂けを生じて仕口を破壊に至らしめる爲、最大荷重に對しては效果を示さず、D<sup>16</sup> 型に比して 84% の強度を示すに過ぎぬ。結局本實驗の結果に於ては D<sup>16</sup> 型が最優秀なる成績を示してゐる。

c) 飼物に依る影響 参考の爲、柱材と斜材との間に三角座鐵を飼物として使用したる E 型試験體の最大荷重の値は第 3 表に見るが如くである。

即ち E 型は飼物無き場合の E 型より幾分最大荷重を増して居るが、其の程度は極めて少く、D<sup>16</sup> 型を標準にとれば、E 型が 14% の増加を示すに對して E 型は僅かに 18% を増して居るに過ぎない。之れを要するに破壊經過、變形、最大荷重の諸點より見て、引張力を受ける此の種の仕口に對しては、三角座鐵程度の飼物では、折角之を使用して見ても、大して效果の無い事が明かにされた。

## V. 結 語

以上各項に亘つて詳述せる實驗結果の要點を列挙すれば次の通りである。

### 1. 仕口の破壊

1. 柱材に斜材をボルト締にした仕口は 1 つの例外もなく、斜材の木部がボルトによつて裂け割れる事によつて破壊する。
2. 同一徑のボルト (16mm $\phi$ ) を使用する時、ボルトの位置に依つて生ずる破壊經過の差異は次の如くである。
  - i) ボルトの彎曲程度は A, B, C, D, E, F 型の順序に漸次に増加し、従つて又ボルトの喰込みによる柱材並に斜材の損傷も A, B, C, D, E, F 型の順に増加する。
  - ii) 三角座鐵の斜材に減込む量も A, B, C, D, E, F 型の順に増すが、三角座鐵が斜材に減込む量よりも、板座鐵が柱材に減込む量の方が大である。
  - iii) G 型に於ては、板座鐵の減込みに依る損傷は極めて小で、ボルトの喰込みの方が甚しく大である。
3. ボルトの位置を同じくして、徑のみを異にせる試験體に於ては 當然豫想される如く、ボ

ールの径が 12, 16, 19mm と増すに従つて、ボルトの彎曲程度も、柱材竝に斜材の損傷も減少する。

4. 三角座鉄を補強用飼物として使用したる E 型に於ては斜材の破壊はボルトの作用によらず、補強に用ひたる此の三角座鉄の作用によつて起る。

此の際飼物の爲に受ける柱の損傷は、飼物なき場合 (E 型) よりも遙かに大である。

## 2. 仕口の變形

1. 同一径のボルト (16mm $\phi$ ) を使用する時、ボルトの位置に依る仕口の變角に就ての差異を列擧すれば次の通りである。
  - i) A, B 型は荷重が増大するに従つて、次第に仕口に於ける角を増大し、C, D, E, F 型は逆に減少する。
  - ii) D, E, F 型は 1t 以下の低き荷重に於て仕口に於ける角の減少が著しく、2t 以上に於ては却つて減少が緩慢となる。
2. ボルトの位置を同じくして径のみを異にせる試験體の仕口に於ける變角は、當然豫想さるゝ如く、ボルトの径が、12, 16, 19 mm と増加するに従つて、順次に減少して仕口の剛度を増大せることを示す。
3. 三角座鉄の飼物を有する E 型と飼物を有せざる B 型との仕口の變角は 2t 附近に於て一致し、2t 以下の低き荷重階に於て E の方が減少量小であるが、2t 以上に於ては反對となる。但し兩者の差は何れにしても著しくない。
4. 仕口の伸 ( $\delta$ ) は、F, G 兩型を除くの外、總て略 1:1 の比にて變形し、伸が外力に略正比例することを示す。
5. 仕口の最大伸 ( $\delta_{max}$ ) は A, B, C, D, E, F 型

の順に増してゐるが、ボルトの径を異にする  $D^{12}$ ,  $D^{16}$ ,  $D^{19}$  に就ては  $D^{12}$ ,  $D^{16}$  は略相等しく、 $D^{19}$  は此の兩者に比して著しく小である。 $E^{16}$  と  $E^{19}$  との間には伸に大差がない。

## 3. 仕口の最大荷重

1. 同一径のボルト (16mm $\phi$ ) を使用する時、仕口の最大荷重はボルトの位置によつて著しく値を異にする。即ち A, B, C, D の諸型に於ては最大荷重は斜材に於ける餘材の大きさに略正比例する。E, F 型も餘材の大きさに伴つて最大荷重を増すが、その増加の割合は A, B, C, D 型の場合に及ばない。  
G 型のみは餘材の大きさに關係なく、略同等の餘材を有する C 型に比して約 1/2 の強度を有するに過ぎない。
2. ボルトの位置を同じくして、径のみを異にせる  $D^{12}$ ,  $D^{16}$ ,  $D^{19}$  の 3 種の中では、 $D^{16}$  型が最大荷重最も高く推奨するに足るべき結果を示してゐる。尙、本實驗の結果によれば  $D^{16}$  型の抵抗し得る最大引張力の値は約  $P=4t$  である。
3. E, B 兩型に於ては、最大荷重に殆ど差を示さず、三角座鉄を補強用飼物として使用しても引張力に對しては殆んど何等の効果も表さない。

終りに研究費を補助せられたる財團法人手島工業教育資金團竝に實驗を援助せられる東京工業大學建築學教室の職員各位に厚く謝意を表する次第である。

(1935年4月12日)

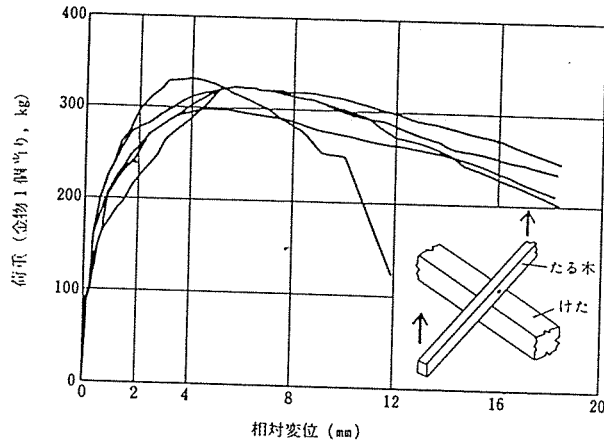
(昭和10年5月2日受附)

Zマーク表示金物は実験によってその強度性能をチェックしています。以下に実験でえた荷重—変位曲線を掲げます。

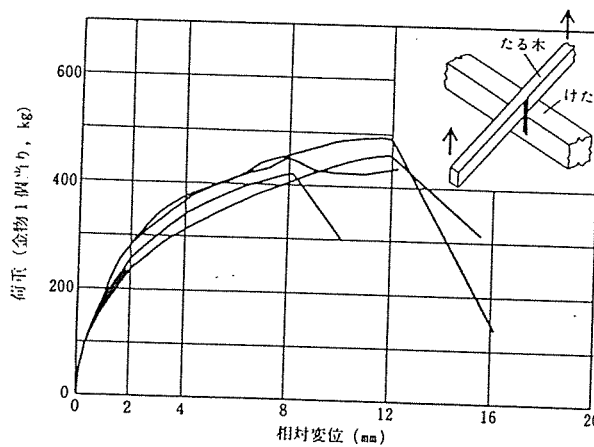
● データの見方

図のたて軸は金物1個当りの荷重 (kg) を、横軸には木材同志の相対変位 (たとえば、柱と横架材間のずれ) を表わしています。図中には5本の曲線がありますが、試験体1個ごとの試験結果を示しています。この結果はベイツ気乾材だけで試験したもので、同じように試験体を作り、同じ試験方法で試験していますが、5本の曲線はみなちがっています。施工の良否、使用される木材のバラツキなどに影響されることを意味していますので注意が必要です。

く き  
(2-N75T)

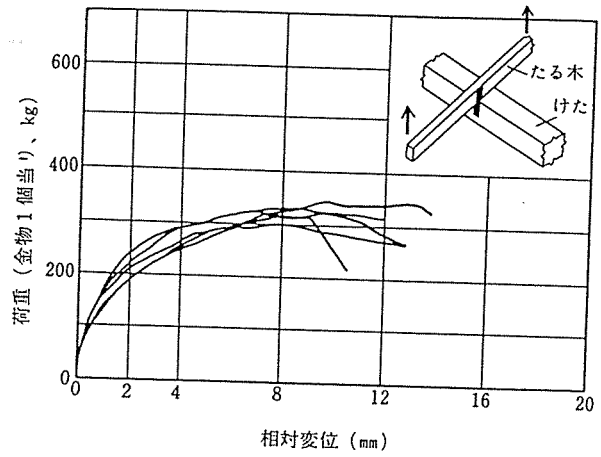


折曲げ金物  
(SF)

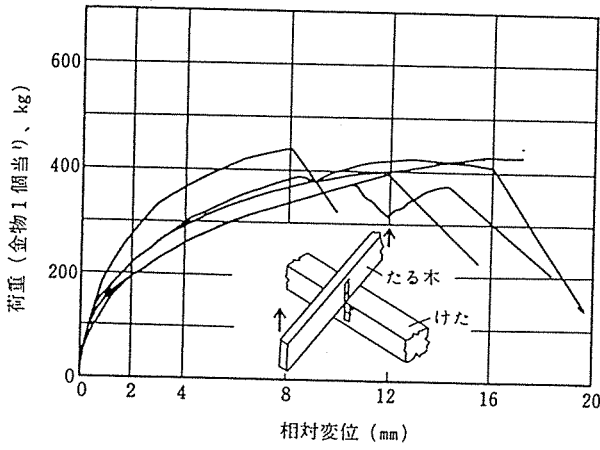




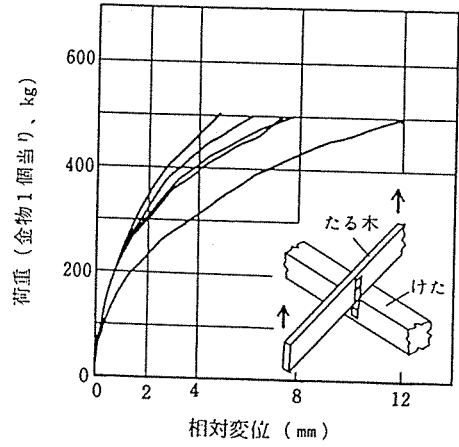
ひねり金物  
(ST-9)



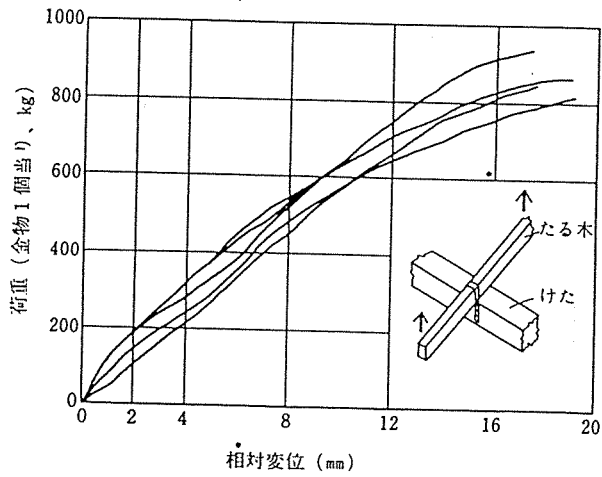
ひねり金物  
(ST-12)



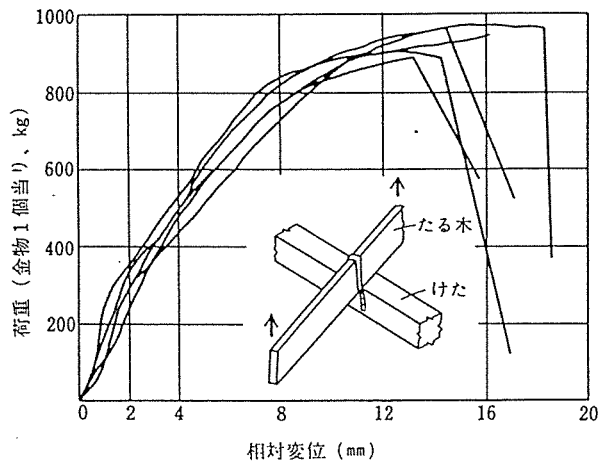
ひねり金物  
(ST-15)



くら金物  
(SS・たる木45×50)

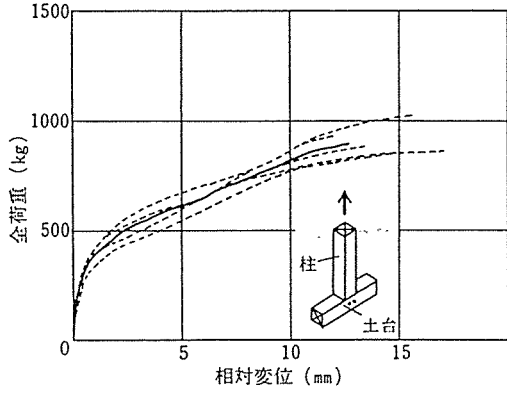


くら金物  
(SS・たる木50×100)



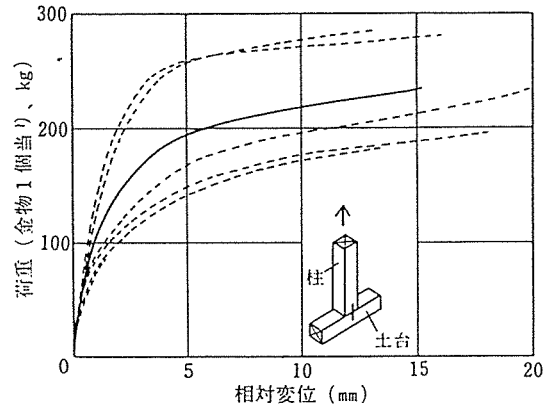
くき

(2-N90)



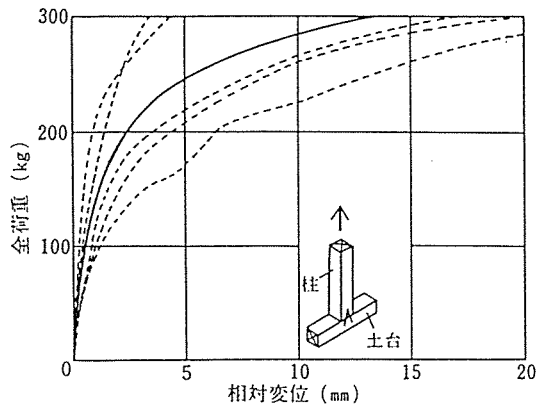
かすがい

(C 120)

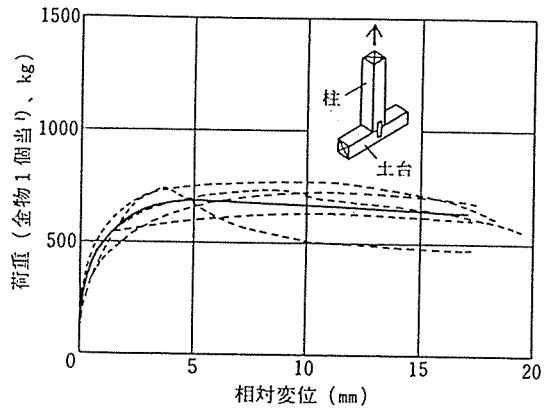


かすがい

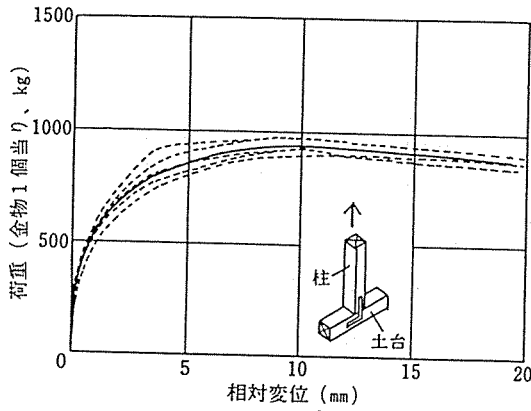
(2-C 120)



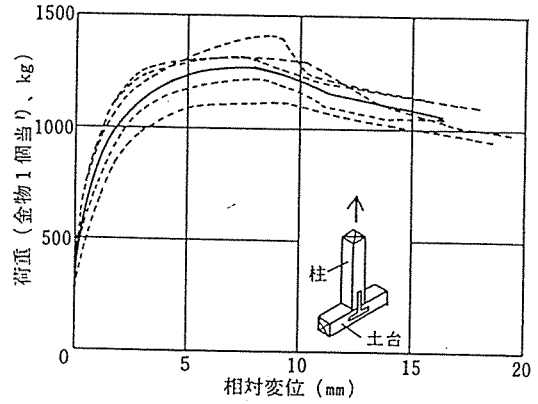
ひら金物  
(SM-12)



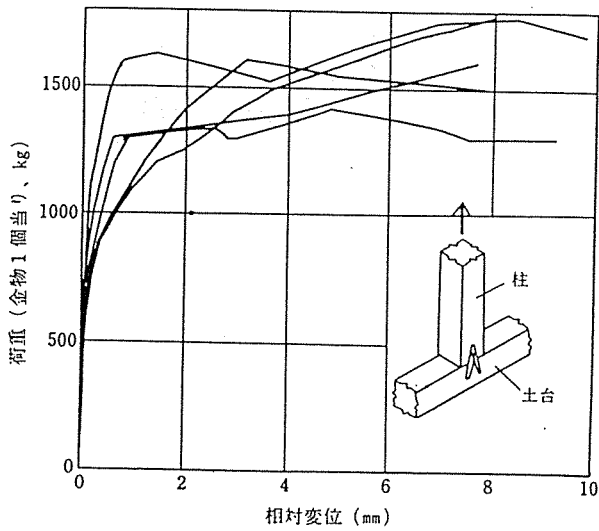
かど金物  
(CP・L)



かど金物  
(CP・T)



山形プレート  
(VP)



## 羽子板ボルト

羽子板ボルトはかつては非常に多種多様なものがあり、羽子板ボルトだけの引張り試験をしたものが図6の結果です。ボルト部と板部をかしめてつないだものは規格のものよりもかなり劣っていることがわかります。

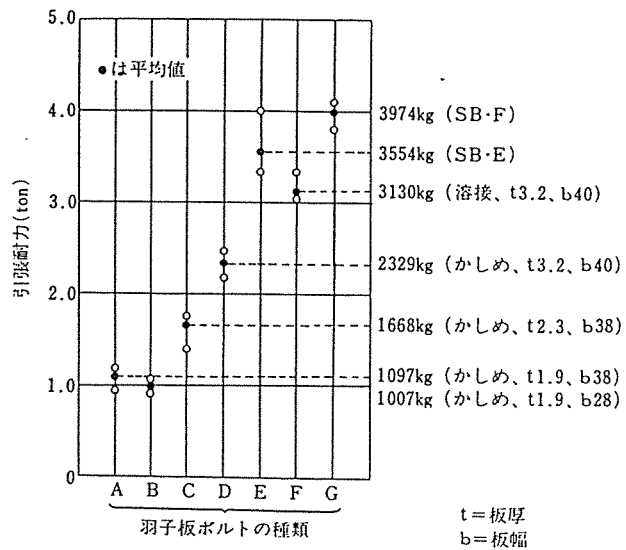


図6 羽子板ボルトの引張耐力

図7は羽子板ボルトの板部の留付け方法をかえた場合の耐力実験の結果です。よく現場で目にするものに太目のスクリークぎだけとか、コーチスクリークだけを打ったものがありますが耐力的には非常に劣っているものであることが図からわかっていただけたと思います。

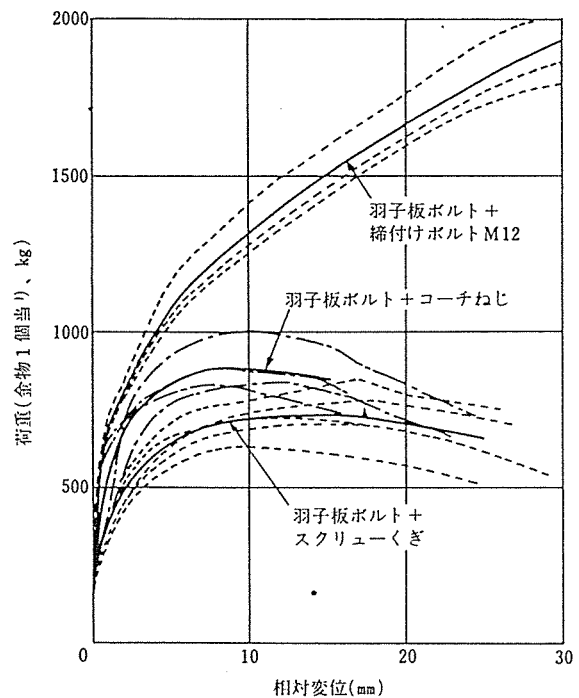


図7 各種接合による羽子板ボルトの荷重-変位曲線

既存木造住宅の耐震補強に関する研究

(第2報 壁体の水平剪断耐力試験)

X1 耐震設計 Y1 木材, ボード類 Z1 荷重, 変形関係  
Y6 耐力壁 Y7 軸組構造 Z2 指定変形時の荷重

○正会員 平嶋 義孝\* 岡 金谷 紀行\*  
同 畑山 儀男\* 同 神谷 文夫\*

1. はじめに 既存木造住宅の壁は奥に様々な工法が採用されている。本試験ではこの様に多様な壁体について、夫々の耐力性能を把握し、第1報で採りあげた補強法を壁に施してその補強効果を見ることを目的とした。

2. 試験体 壁体の種類と筋違とを用いたものと面材を張ったものに分けて表-1, 2 に示した。また標準的の軸組を三ツ筋違を例にとり、図-1 に示した。筋違及び柱の接合方法は第1報のものと同じである。軸組材にはベイツガ(105×105mm)を用い、長1820mm, 壁高2730mm とし全て大壁仕様とした。

3. 試験方法 鋼製フレーム内に壁体を固定し(柱芯より50mm 内側の点で12φボルトをアンカー), 桁中心線上両側に設置した油圧ジャッキにより水平交番荷重を加えた。壁体に一定の鉛直荷重(200kg/m)を加えるために、桁には長さ1820mmの角鋸のおもりが取りつけられている。水平荷重の負荷方法は、予最大荷重の1/5, 2/5, 3/5の各段階で除荷し、最後に壁体が破壊するまで荷重を加える方法をとった。荷重はロードセル, 変位は電気変位計, ひずみはワイヤストレーンゲージを用いて測定した。測定項目は、壁体各部の変位, 接合部のスレそれに筋違のひずみなどである。

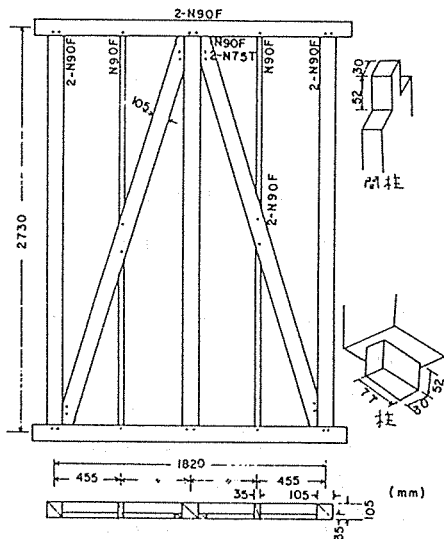


図-1 標準軸組図(三ツ割筋違)

4. 試験結果と検討 試験結果を表-3 に示す。最後の荷重段階時の荷重・変形の関係を図-2 に示す。なおここでは壁体の変形は全て、(桁の変位 - 土台の変位) / 壁高 を用いている。以下はこの試験の範囲内で各壁体の相対的な比較を行っている。三ツ割筋違をもつ壁は、筋違の座圧, 横架材のメリコミおよび柱の浮上りに伴う土台の割れによって破壊している。本試験で採用した柱の納にN90を打つ接合方法は、簡便に柱の浮上りに対しては優れた性能をもっているが、ある程度以上になると土台を割ってしまうため、更に検討が必要であろう。座圧に対しては、座圧長を短くするべく金物を用いて筋違を両柱へ止めつける。

表-1 壁体の種類(筋違)

試験体記号	筋 違	
	種類	接 合 方 法
SM-1	三ツ割	突きつけ, 柱へ2-N75T, N90F
SM-2	三ツ割	土台へ傾ぎ大入れ, 柱へ2-N75T, N90F
SM-3	三ツ割	土台筋違相対差を付与, 5-N65F
SH-1	三ツ割	SM-1に同じ 金物(①) L=300で補強 5-ZN40
SH-2	三ツ割	突きつけ, N90T 筋違金物で補強 4-N50c
SK	三ツ割	SM-1に同じ, 木釘(②) 12×80, 2-N38F)
SF	二ツ割	SM-1に同じ
ST	鉄筋	9φ, 37寸, ③(8φ L=70), 4-N90F
SO	大貫	柱・横架材欠け込み 5-N65F

るべく金物を用いて筋違を両柱へ止めつける。

このうち筋違の耐力上昇が見込まれる。メリコミについては、筋違と横架材の接触面積をできる限り大きくとる必要がある。

傾ぎ大入れによるもの(SM-2)は突きつけのもの(SM-1)と比べて耐力的に大差ない。

筋違が柱に与える水平方向の剪断力は、初め充分抵抗できるようにある。引張にも効くように接合部を補強したもの(SM-3, SH-1)は、圧縮だけが効いている壁と比較して

表-2 壁体の種類(面材)

試験体記号	面 材		釘		備 考
	種類	厚(mm)×寸法	種類	間隔(mm)	
PW	構造用合板	75×3×9	N50	土台50 他は150	胴縁(欠け込み)φ455
HB-1	硬質材(セメント板)	12×3×9	N38 27×12	150	
HB-2	硬質材(セメント板)	12×3×9	N38 27×12	200	胴縁(欠け込み)φ455
HB-3	硬質材(セメント板)	12×1.5×9	N38 27×12	200	胴縁φ303 胴縁上の木釘打
SB	ハードボード	7×1.5×9	カラ-ネ41L 2φ L=33	上下端 100 他は 150	胴縁φ303 胴縁上の木釘打
GB	石膏ボード	12×3×9	GN40	外周100, 内通200	胴縁(欠け込み)φ455
AB	石膏ボード	6×3×6	N38	外周100, 内通200	胴縁(欠け込み)φ455
SHB	石膏ボード	12×3×9	SN40	外周100, 内通200	
DS	ドット見	10×6×14	N38	柱・間柱に2-N38F	

耐力の上昇は明らかである。筋違を引張として評価できるといふことは、この種壁体の構造設計上の信頼性が向上するものと期待される。筋違金物で補強したもの (SH-2) は、釘の引抜げによって抵抗する方式であったため所期の耐力を得るまでに至らなかった。鉄筋筋違 (ST) は引張筋違の接合部2ヶ所のみ耐力を伝達する方式で、壁の限られた点に力を集中させる。本試験の例では土台を持ち上げて曲げ破壊させている。壁としての剛性は高いが、力の集中という構造的に不利な面も有しているといえよう。構造用合板も張った壁 (PW) は、本試験の中で最も高い耐力を示したが、土台の釘打線が一線に並ぶため最終的に土台の割れにより破壊している。他の面材例として HB-1 などと比較して考えると、土台の釘打線と干鳥にするなどの方式で更に耐力が上昇するものと思われる。外装材の止め方として現在一般に行われている方法は、柱に胴縁を打ちつけその上に面材を釘で張るという垂直なものである。この方式によるもの (HB-3, SB) は他の荷重レベルで胴縁端部が割れてしまい、大きな耐力が期待できない。図-3の縦軸は各荷重段階における荷重・変形曲線の傾きを表し、これは荷重の増加に伴いほぼ直線的に減少している。このことは図-2のような荷重・変形曲線は指数関数により近似できることを示している。また図中に一定変形時の荷重を示したが、筋違壁、面材壁ともに固有の指数関数曲線に載っていると思われる。この曲線は面材壁の方が下にあり、従って一定変形時の荷重は面材壁の方が筋違壁より大きいことを示している。

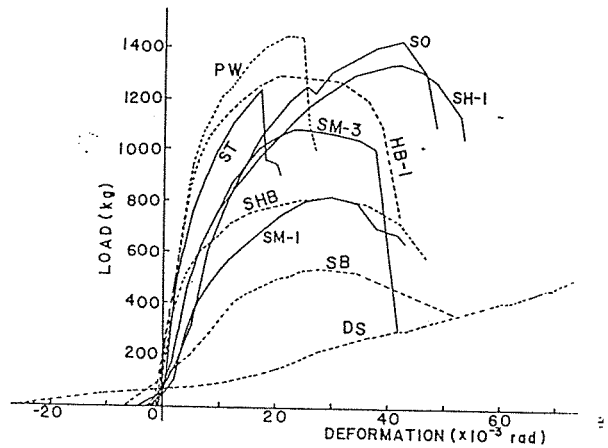


図-2 荷重・変形曲線

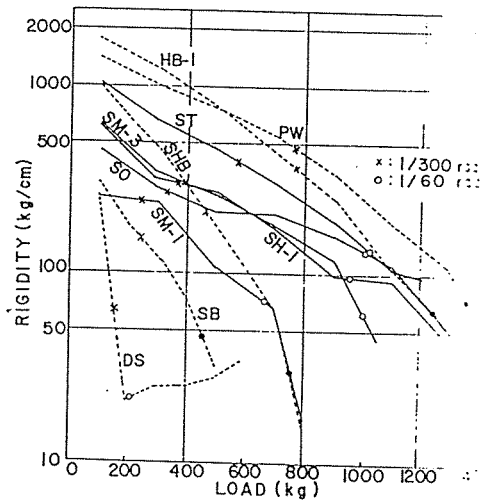


図-3 荷重・剛性曲線

表-3 試験結果

試験体 記号	一定変形角時の荷重 (kg)				最大荷重時		各最大荷重時		±(最大荷重時変形角)		破壊の状況
	1/300	1/200	1/120	1/60	荷重 (kg)	変形角	荷重 (kg)	変形角	荷重 (kg)	変形角	
SM-1	247	336	467	666	822	1/34	548	1/91	629	1/68	筋違座底(部)折損
SM-2	200	283	409	587	765	1/18	643	1/51	765	1/35	筋違の折れ、メリコミ
SM-3	396	503	698	996	1083	1/43	722	1/114	840	1/87	筋違座底
SH-1	372	497	701	958	1346	1/24	897	1/69	1058	1/48	筋違座底折損
SH-2	216	300	434	652	1120	1/15	747	1/47	723	1/29	筋違の土台へのメリコミ、圧潰
SK	257	353	500	732	1122	1/25	748	1/60	802	1/51	柱浮上りに伴う土台の割れ
SF	148	268	463	750	1095	1/27	730	1/63	797	1/55	柱浮上りに伴う土台の割れ
ST	578	724	927	1225	1240	1/58	827	1/56	942	1/16	土台の曲げ破壊
SO	339	447	620	1021	1437	1/24	958	1/67	1156	1/47	筋違接合部の釘抜げ、割れ
PW	763	910	1127	1369	1445	1/46	963	1/198	1219	1/92	土台の割れ(釘打線)
HB-1	770	858	1055	1244	1295	1/49	863	1/230	1111	1/97	柱の抜げ、面材端部の割れ
HB-2	356	400	506	597	794	1/26	529	1/107	651	1/52	面材端部の割れ
HB-3	279	333	427	555	789	1/18	526	1/68	673	1/36	面材端部の割れ
SB	242	289	380	454	538	1/35	358	1/140	425	1/69	ハンチング、胴縁の割れ
GB	634	734	854	1023	1095	1/38	730	1/208	958	1/76	釘抜げ、メリコミ
AB	874	1001	1155	1236	1248	1/66	832	1/345	1132	1/132	柱浮上りに伴う土台の割れ、面材端部の割れ
SHB	463	542	631	756	817	1/33	545	1/198	742	1/66	ハンチング
DS	155	166	189	208	227	1/12	418	1/17	298	1/24	顕著な破壊なし

\* 豊林水産省 林業試験場 木材利用部

既存木造住宅の耐震補強に関する研究

(第3報 接合部の繰返し加力試験)

X1. 耐震設計, X3. 部分実験, Y1. 木材 ○正会員 金谷紀行\* 同 畑山 職男\*  
Y2. 筋かい, 土台, 柱, Y4. くぎ, 接合金物, 同 平嶋 義彦\* 同 神谷 文夫\*

1. はじめに 前報では、筋かい端部の接合形式を変えた部分試験体を作り、それぞれに静的な引張力を加えて荷重-変形の関係と求め、その結果から壁倍率の予測を試み、更に、柱と土台の接合部耐力についても既存の各種接合法や補強について実験的な検討を行った。本報では前報と同様の接合形式をもつ試験体を製作し、これらに繰返し荷重を加えた場合の耐力性能について実験的に検討した。

2. 試験体および試験方法 筋かい端部の接合部試験体は、前報と同様に、3つ割筋かいを中心に取上げ、筋かい端部の取合いおよび接合の種類を表-1に掲げ3ものとした。また、土台と柱の接合の種類は表-2に示すものである。試験体製作に用いた樹種はベイツカ臭散材で、土台、柱部材の断面は10"×10"、筋かいのそれは10"×3.5"で、いずれもプレーナ仕上げしたものである。試験は図-1に示すように鋼製フレームの頂部に取付けられたアクチュエータ(容量±5ton)のシリンダー先端部にロードセル(容量±6ton)を介して結合された荷重棒(偏心防止のためにガイドロウを設けた)先端に試験体を鋼板添板でボルト緊結する方法である。アクチュエータに内蔵された変位計でシリンダーの動きを制御する制御装置(Schenck社製)を用い、今回の試験は変位制御方式を採用した。制御の変位量と決めるに当っては、筋かいの場合で引張り7mm、圧縮3mm(壁の試験における変形角1/60ラジアン時の各筋かい接合部の変形から決定)とし、土台と柱の場合で浮り量3mm(壁の構成によって浮り量口大小採擇で決定しにくい、壁の試験結果から判断)とした。繰返し速度は、いずれの試験も0.1Hzとし、繰返し数50回までとした。荷重-変形の関係をX-Yレコーダに、また、筋かいに取付けた変位計(東京測器社製)によっても筋かい部の動きをペンレコーダに記録した。なお試験体数はいずれも3体である。

3. 試験結果と考察 筋かいの結果については図2,3,4に、土台・柱については図5に示した。図-2は、表-1に示す記号eの接合形式の試験例で、引張りとめり込みに関する荷重-変位のループである。この図からわかるように、引張り側では、繰返し第1回目には非常に高い荷重曲線を示すが、2回目以降では、下に凸の曲線となり、極端な耐力低下を示す。図-2のようなループは、いずれの試験体についても共通して言えることで、接合部の保有耐力は2回目以降は繰返しに対して着しい耐力低下をきたすものと思われる。図-3は筋かい端部のめり込みに関するもので、横軸に対数目盛で繰返し回数(N)をとり、縦軸に荷重低下割合  $P_N/P_1$  (各繰返し回数時の荷重  $P_N$  と第1回目の荷重  $P_1$  で除した比)をプロットしたものである。筋かい端部の取合い、接合形式によって若干荷重低下の性状が異なり、

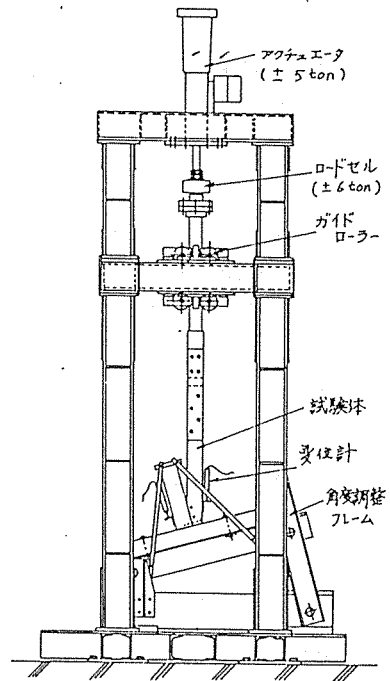


図-1 試験装置

表-1 筋かい端部の接合の種類

記号	取合い	接合形式
a	横入木	柱に 3-N75T 土台に 1-N75T
b	榫添付	土台に 5-N75F
c	突付け	土台に 3-N75T
d	突付け	柱に 2-N75T 柱に 1-N90F
e	突付け	板金埋め込み 5-ZN40F 柱に 2-N75T
f	突付け	柱に 1-01811(1-120) 柱に 3-N75T
g	突付け	金物 柱に 4-N75T 筋かいに 7-ZN40F
h	突付け	合板埋め込み 筋かいに 12-N75F 土台に 6-N75F
i	突付け	金物の埋め込み 柱に 4-N75F 筋かいに 4-N75F
j	突付け	金物の埋め込み 柱に 4-N75T, 筋かいに 4-N75T

筋かい端部の取合い、接合形式によって若干荷重低下の性状が異なり、

表-2 柱と土台の接合の種類

記号	柱と土台の接合形式
1	0寸かい 1才(1-120)
2	0寸かい 2才( )
3	短柱部へ 2-N90 2面のみ挿入
4	金物(1-2.3) 柱、土台各 2-ZN40
5	L型金物 (C.P.L) 柱、土台各 5-ZN65
6	T型金物 (C.P.T) 柱、土台各 5-ZN65
7	羽子板金物 柱へ H12 (113)

土台にかかる筋かい端部の受圧面積を大きくした方が荷重低下は少く、受圧面積の小さいものほど荷重低下を述す。このことから、左端筋かいの場合には、筋かい端部の土台へかかる面積はできるだけ大きくした取合いとす方が有利と考える。図-4は、筋かいに引張力が加えられた場合の結果である。接合形式の差によって荷重低下の性状も異なる。とくに、土台へ斜めの打ちしたものは、2回目の繰返し以降にはほとんど極端な荷重低下を示し、繰返し回数回程度で、初回の耐力の8割も低下する結果となった。くぎ打ちによる場合には斜めの打ちは好ましくなく、できるだけくぎをせん断に効かせるくぎ打ち法をとる必要がある。また、この図から見て取れるように、筋かいを引張りに効かせることは繰返し外力に対してはやや不利であり、単に静的な試験からのみ適否を断定し、接合部耐力をみることは再考する必要がある。

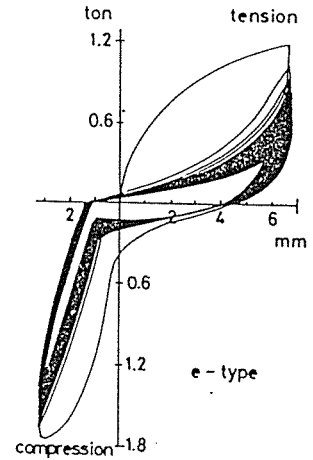


図-2 筋かいの荷重-変位曲線

土台と柱の接合部の繰返し試験結果を図-5に示した。この結果からわかるように、かすがい打ちの場合には、打たれる本数に比例なく、繰返しに対しては非常に不利で、変位量3mmという非常に小さな荷重が繰り返し50回程度行っただけで8割も荷重低下を示した。N90鉄丸くぎを短はせ部に2面せん断に効かせて2本打った場合の荷重低下割合は一番小さく、また、金物とくぎ打ちしたその他の形式の場合でも、ほぼ同様の傾向を示した。かすがいなどの簡便な接合具よりも、補強金物とくぎ打ちした方が有利であることがわかる。

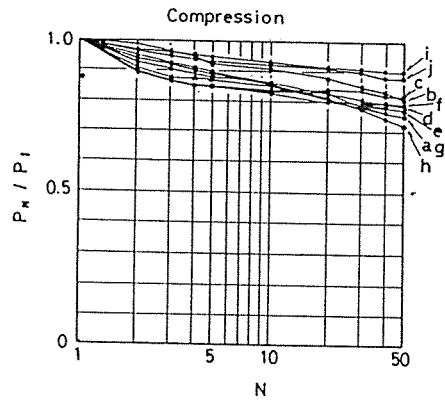


図-3 筋かいのめり込み

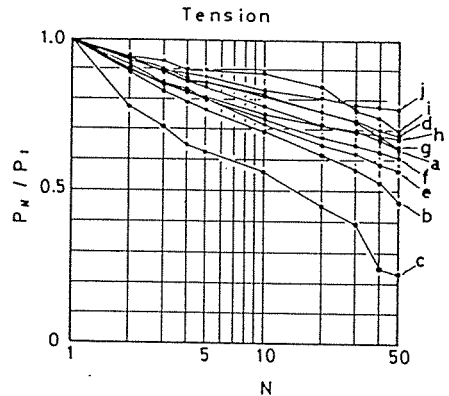


図-4 筋かいの引張り

これらの結果を要約すると、

1. 接合部の保有耐力は全般的にみて、一度外力を受けるとその以降は耐力低下の傾向を示す。
2. 筋かい端部の土台へのめり込みについては、土台へかかる受圧面積を大きくする取合とした方が有利である。
3. かすがいは繰返し外力に対しては不利と考えられ、適切な補強金物またはくぎを用いた方が有効である。
4. 接合設計にあたっては、接合形式、部位等によっては繰返しに対する配慮も必要で、単に静的試験の結果からのみ求める許容耐力では決めるべきではないと考える。
5. 接合部の荷重低下割合は加力繰返し数の対数とほぼ直線関係にある。

なお、この研究は科学技術庁の特別研究促進調整費「既存木造住宅の耐震・耐火震判定法および補強工法に関する総合研究」によって行われたもので、研究推進にあたり御援助いただいた関係者各位に対して感謝の意を表します。

※ 農林水産省林業試験場木材利用部構造利用科



既存木造住宅の耐震補強に関する研究  
(第4報 壁体の水平剪断耐力試験-その2)

○正会員 平嶋 義彦\* 同 畑山 敏男\*  
同 神谷 文夫\* 同 金谷 紀行\*

はじめに 前報(第2報)に引き続き本報では21種類の壁について水平剪断耐力試験を実施し、壁のしつ性能や補強効果について検討した。また筋違、面材壁についてその変形と推定するべく計算式を誘導し、実験の値と比較した。

1. 試験方法 水平剪断耐力試験は前報と全く同じで、壁の幅は1820mm、高さは2730mmとし、壁頂部は200kg/mのウエートを取り付けた状態で正負の水平交差荷重を加えた。また前回試験した壁の筋違接合部をとり出し、引張及び圧縮(減込)試験を行い、夫々の荷重と変形との関係を求めた。面材壁については、その面材を用いた釘剪断試験を行った。

2. 試験結果と検討 水平剪断試験の結果を表-7に示す。結果をまとめると次のようになる。筋違壁では筋違の座度、減込が主たる破壊の因となり、筋違断面積の増加、減込部の受圧面積の増加により耐力上昇が見込める。しかしその

分、柱と横架材の接合部に大きな力が加わることからこの部分の補強も必要となる。筋違接合部を補強し、引張筋違に力も負担させることはかなりの剛性、耐力向上をみた。面材と柱、横架材に直接打ちつけた壁は一般的に高い性能を示した。しかしこの種の壁も柱が土台から浮上り、土台の一部に釘の引裂き力が加わり、そこから破壊するので、高い性能を要求する場合には、柱と土台を緊結し、力も土台全体に流すことが必要である。モルタル塗壁は柱の浮上りに伴い、土台を割ってしまった。これは箱造物を補強したその口種も高い耐力を示した。また真壁造りの壁も同様に柱の浮上りを惹き起している。従って、壁の補強に際しては、筋違や面材接合部を強固にすると同時に、柱と横架材接合部の補強も必要である。

壁の変形を実大試験と省いた簡単なMinor試験から推測できるところが検討した。筋違壁に加わる外力をP、引張及び圧縮筋違に加わる力をそれぞれ $P_t$ 、 $P_c$ 、Pが加わった時の壁の水平方向変位を $\delta$ 、その時の筋違接合部のズレを $2d$ (接合部は上下2ヶ所あること)とすると

$$(P_t + P_c) \sin \alpha = P \quad \text{---(1) } (\alpha: \text{筋違と柱の口角角度})$$

$$\delta = 2d / \sin \alpha \quad \text{---(2)}$$

この関係が存在する。従ってある変位を起すために必要

表-1 壁体の種類(筋違)

試験体記号	筋 違	
	種類	接 合 方 法
SM-4	三ツ割	柱の横架材に大入り、3-N75T
SM-5	"	見込み平使の、U5金物、4-2N65
SM-6	"	横架材のみに使った、3-N75T
SH-3	"	SH-11と同じ筋違造物を補強、柱、横架材筋違に各4-N50
SH-4	"	SH-11と同じ、折曲金物で筋違と面柱を接合(3-2N65)
SD	柱同寸	横架材に使った、2-N90T、2-N90F、かまの横架材と柱と金物で補強
SL	鉄骨鋼	山型(16×25×25)、5-2N65
SN	なし	貫四段

表-2 壁体の種類(面材)

試験体記号	面 材		釘		備 考
	種類	厚(mm)×幅(mm)×高(mm)	種類	間 隔(mm)	
PW-2	構造用合板	7.5 × 3 × 9	N50	±50, 他150	胴縁(欠込み、φ45)に釘打
PW-3	"	"	"	±50, 他150	"
PW-4	"	"	"	全2150	胴縁なし
PB	パネアルボード	12 × 3 × 9	"	"	"
MDH	半硬質繊維板	"	"	"	"
MSP	モルタル下地用合板	7.5 × 3 × 6	"	"	胴縁なし、横張り
MS	金属サイディング	7 × 0.5 × 9	N32	胴縁なし	胴縁(φ30)

表-3 壁体の種類(塗壁)

試験体記号	材 料	塗 厚 (mm)	下 地		備 考
WM-1	モルタル	15	木骨、ポリス、カウ鉄線(φ)		三ツ割筋違付き
WM-2	モルタル	20	モルタル下地用合板(φ7.5)		
WT-1	土		小 舞		裏返しなし、貫四段
WT-2	土		"		裏返しあり、"
WT-3	土		"、漆喰仕上げ		"
WP	石膏ボード	15	石膏ボード(φ7)		真壁

表-4 予測壁倍率

試験体記号	壁 倍 率		予測実測
	予測	実測	
SM-1	1.8	2.0	0.91
SM-2	1.9	1.7	1.11
SM-3	2.6	3.0	0.87
SH-1	2.3	3.0	0.77
SH-2	2.7	1.8	1.50
SF	2.9	2.0	1.45

表-5 釘の変形実験式の係数と誤差 (P=aδ<sup>b</sup>)

面 材	厚さ (mm)	釘	係 数		中央誤差 r
			a	b	
構造用合板	7.5	N50	72.23	0.2863	1.71
硬質木片ボード	12	N38 スリット	60.89	0.3448	3.97
"	"	N38 スリット・27mm	58.36	0.3820	1.96
石膏ボード	"	GN40	28.03	0.3720	1.02
レージンボード	"	SN40	26.67	0.3379	0.45
石膏スレート	6	N38	69.72	0.2353	2.03

な力Pと求めるには、(2)式からdを計算し、この変位dを起す時のP<sub>1</sub>, P<sub>2</sub>を筋違接合部の引張及び圧縮試験結果から求め、これを(1)式に代入可水ばよい。計算例を図-1(SM-1, ニッ割筋違)に示す。この方法を用いて1/60 rad時の荷重を計算し壁倍率を予測した(表-4)。ニッ割筋違を補強と施したものの幾分誤差が大きい分概して傾向を表わしてあるといえるであろう。面材壁の推定のためにニッ割筋違試験から得られた釘の変形曲線と、

$P = a \delta^b$  の式で近似した(変形は3~4mm程度)、係数a, b及び実測値がP±rの間に落ちる確率が1/2となる中央誤差rを示した(表-5)。比較的精度よく表わしてあるといえる。面材壁の変形を推定するために次の仮定を設けた。即ち、面材は土台に加工側より面材の幅に對してcなる比の点を中心に回転し、加工側と反対側の垂直釘打線上の釘及び土台に打った釘のみが変形を起し、釘の水平方向変位成分は無視できるとする。この仮定の下で釘の変形はより良好な木材エネルギーを計算(釘の変形曲線と積分)し、これを外力のPを仕事量Pδ/2に等しく置いて次式を誘導した。

$$P = \frac{a}{2^{1+b}} \sin^{1+b} \alpha \left[ \left( \frac{1}{n(1-c)} \right)^{1+b} \sum_{i=1}^n (nc-i+1)^{1+b} + m \right] \delta^b \quad (3)$$

ここでPは壁に加わす荷重、δは壁の水平方向変位、a, bは釘の変形の実験式の係数、n, mは夫々水平、垂直方向の釘打間隔数、αは面材の討角線と垂直線の傾き角度である。ここに面材の剪断変形による分を加えれば壁全体の変位が求まる。計算例を図-1に示す(PW-4, 合板)。ここで回転中心cは実観視測の結果から0.7とした。他の面材についても比較した(表-6)。比較的よく適合していることが窺える。

ところで式(3)は、本報で採用した試験方法や試験体の範囲内で大膽な仮定から求めたものであるため、これと異なる条件下では、釘の変形性状に肉をこ詳細な検討が必要とならう。

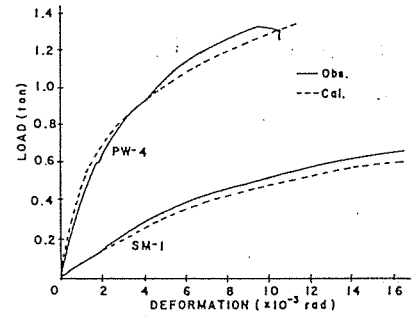


図-1 壁変形の実測値と計算値

表-6 剪断変形計算値の実測値に對する比較

試験体記号	面材	剪断変形(rad)		
		1/300	1/200	1/120
PW-4	構造用合板	0.18	0.97	0.94
HB-1	硬質木片化粧板	1.05	1.09	1.06
HB-2	・	0.99	1.03	0.99
GB	石膏ボード	0.87	0.87	0.91
SHB	シージンボード	1.04	1.05	1.10

表-7 水平剪断試験結果

試験体記号	一定変形角時の荷重(kgf)				最大荷重時		各最大荷重時		最大荷重時の変形角		破壊の状況
	1/300	1/200	1/120	1/60	荷重(kgf)	変形角	荷重(kgf)	変形角	荷重(kgf)	変形角	
SM-4	218	304	430	605	965	1/21	643	1/56	788	1/41	土台の割れ、筋違の土台への減込
SM-5	305	463	708	823	931	1/71	621	1/40	614	1/141	土台の割れ、柱の浮上り
SM-6	200	270	369	567	652	1/33	435	1/93	519	1/67	筋違座層
SH-3	314	427	609	946	1160	1/36	773	1/86	852	1/73	筋違座層
SH-4	190	283	422	589	1078	1/16	719	1/39	807	1/32	筋違座層
SD	419	565	693	1034	1650	1/21	1100	1/53	1028	1/42	桁の割れ
SL	257	274	293	429	743	1/16	495	1/55	620	1/31	釘剪断
SN	71	83	96	126	313以上	1/10	-	-	-	-	換傷なし
PW-2	601	780	1069	1465	1651	1/32	1101	1/113	1445	1/64	土台の割れ
PW-3	608	784	1020	1387	1490	1/53	993	1/31	1068	1/105	土台の割れ
PW-4	681	837	1019	1287	1338	1/53	892	1/77	1082	1/107	パネキング
PB	818	999	1252	1646	1900	1/37	1267	1/20	1523	1/73	土台の割れ、パネキング
MDH	750	893	1098	1398	1600	1/36	1067	1/35	1324	1/71	パネキング
MSP	512	609	787	1017	1218	1/34	812	1/14	957	1/68	土台の割れ
MB	57	61	69	83	210以上	1/9	-	-	-	-	パネキング
WM-1	642	865	1194	1387	1443	1/54	962	1/73	1258	1/108	土台の割れ
WM-1*	634	931	1541	2170	2270	1/56	1513	1/28	1602	1/12	モルタルクラック
WM-2	908	1154	1416	1529	1640	1/84	1093	1/39	1240	1/68	土台の割れ
WM-2*	753	1098	1513	2194	2686	1/31	1791	1/91	2168	1/62	合板のパネキング
WT-1	55	71	101	178	220以上	1/9	-	-	-	-	クラック、土の浮上
WT-2	90	129	193	250	280以上	1/8	-	-	-	-	クラック、土の浮上
WT-3	609	707	803	803	828	1/94	552	1/430	718	1/189	柱の浮上り
WT-3*	857	1196	1567	1528	1680	1/92	1120	1/24	1255	1/85	クラック
WP	541	670	851	1009	1030	1/64	687	1/97	832	1/27	柱の浮上り
WP*	339	389	711	1302	1350	1/58	900	1/101	741	1/17	クラック、ボードのパネキング

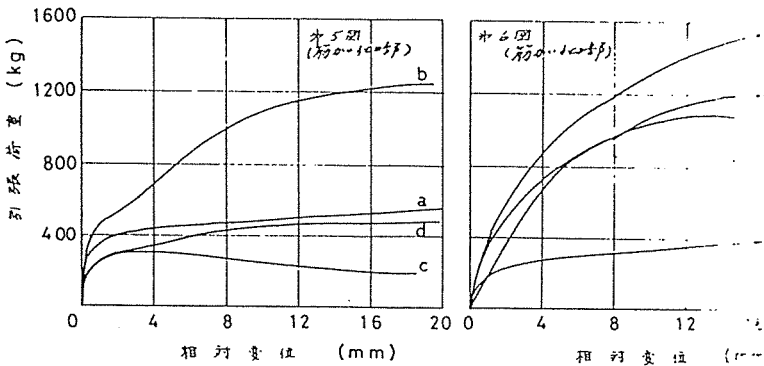
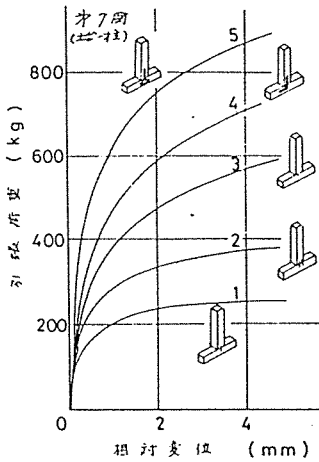
\* 補強材の補強して再度試験に供した。



が予測され、登倍率を試算することができる。

第1表中にそれぞれの接合形式の予測値を示した。

P<sub>1/100</sub>の結果を例にとれば、くぎを柱または土台に斜め打ちする接合形式のもの(a, c, d, f)の予測倍率は0.52~1.33



と比べると、わずかに、筋かい土台と相欠き添え付けくぎ打ちする(せん断かせり)接合形式のものが有効なものとなっている。簡易補強法といわれた金物または合板ガゼット(幅20cm×長さ30cm)を添え付けくぎ打ちする法は2.85~3.96と高い登倍率を期待できるものといえる。

現行のくぎ斜め打ち接合方式はくぎの引抜き耐力によって支配される。3割筋かいを引張り筋かいとしても、また、登倍率1.5以上と確保するにも、くぎのせん断耐力で接合部をもたせる方式をとる必要があると思われる。その意味では本報告で試作した簡便な板金物などによって添え付けくぎ打ちするのも補強法の1つとして有効と言えよう。

土台・柱の接合にfliteでも試験結果からわかるように、現在最も多くみられるかすが12本打ち(第4図.b)を基準としてそれぞれの接合形式のものを比較してみると(第2表)簡便な金物を用いてくぎ打ちしたものが初期耐力、最大耐力ともに2倍を越える程となっている。また、最も簡便な接合形式として短接部にN902本を貫通させ2面せん断に効かせる方式は有効なものといえよう。

4. おわりに 現行の接合形式と補強法について比較検討した結果から現行の

第1表 引張り筋かい土台部の耐力と計算による予測水平せん断耐力および登倍率

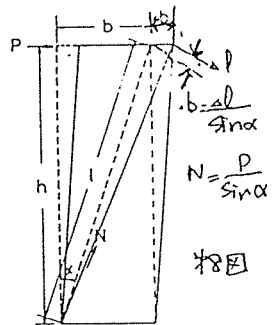
接合部の種類	一定変位時の耐力 (kg)				最大耐力 (kg)	計算による求めた水平せん断耐力 P (kg/m) と予測登倍率			
	相対変位 (mm)					P <sub>1/100</sub>	登倍率	P <sub>1/100</sub>	登倍率
	2.00	4.00	7.19	14.38					
a	388	419	452	498	537	157	1.21	173	1.33
b	537	689	934	1203	1248	324	2.49	418	3.21
c	284	296	268	192	297	93	0.76	67	0.52
d	301	324	409	472	483	142	1.09	164	1.26
e	497	722	923	1066	1096	320	2.47	370	2.85
f	230	269	301	390	450	105	0.81	135	1.04
g	340	653	933	1179	1236	324	2.49	409	3.15
h	603	882	1137	1482	1651	395	3.04	515	3.96

第2表 土台・柱接合部の耐力

記号	接合の種類	一定変位時の耐力と耐力比						最大耐力		破壊性状
		1.0 mm		2.0 mm		4.0 mm		kg	耐力比	
		kg	耐力比	kg	耐力比	kg	耐力比			
1	かすが1本打ち	216	.74	238	.71	255	.68	262	.69	かすがの引抜け
2	かすが2本打ち	292	1.00	337	1.00	373	1.00	380	1.00	かすがの引抜け
3	N902本貫通(2面せん断)	381	1.30	468	1.39	498	1.34	887	2.33	かすがの引抜け
4	L型金物 寸法: 5-20x65	472	1.62	596	1.77	710	1.90	783	2.06	かすがの引抜け
5	T型金物 寸法: 5-20x65	625	2.14	761	2.26	873	2.34	980	2.58	同上

\* L, T型金物の板厚は1.6 mm

接合形式が簡便とは言え補強をするなど接合部の施工強度面から見直す必要があると思われる。



なお、この研究は科学技術庁の「促進調整費」既存木造住宅の耐震判定法および補強工法に関する結果によって行ったもので、研究推進に御助言いただいた関係者各位に感謝を表します。

\* 農林水産省林業試験場 木材利用部構造材料科

追掛大栓継の引張強度について

正会員 後藤 一雄

この継ぎ手の中で代表的なものに追掛大栓継がある。著者は木大戦中にこの試験を行ったが、何分にも戦時中であつたので、改めて実験をやり直した。

追掛大栓の標準的終状は図-1の如くて、かぎ形段(中央)の圧縮応力面(a)と、長い相欠きのせん断応力面(b)と、圧縮応力面の応力中心と引張軸応力との偏心(c)の存在により相欠部分の反り返りを押えろ目(d)とから成立してをり、更に、両材をスベリ込ませて組む時に、かぎ形段の圧縮面が締るようかぎ形段は打ち込み方向にねじが傾斜させ、また両材が抜けぬように大栓が打ち込まれている。大栓の打ち込み方向は、相欠部分の反り返りを押えろ目として図-1に示す如くになっているが、近頃の大工は、これを知らず、反対に打ち込み、両材同一方向にしたりしている。実験の結果では、これは強度的に余り差がないようであつた(試験体数が少ないので、角為値の検討)では行い得なかつた)、標準木割は $a = \frac{1}{8}d$ ,  $l = 3d$ ,  $b$ 及び $c = \frac{1}{4}d$ である。試の面白い点は(圧縮面 $\frac{1}{8}d$ ):(せん断面 $1.5d$ )が日本建築学会で定めた杉の許容応力度( $f_c = 60 \text{ kg/cm}^2$ ):( $f_t = 5 \text{ kg/cm}^2$ )の逆に丁度なっている事である。この結果10.5角の場合には図-4の如く変形能(圧縮面がせん断より先に破損すること)があつたが、12cm, 9cm角では余り生じない事が判つた。それで耐力を多少犠牲にして変形能を尚るようかぎ形段を斜軸に直角でなく、かぎ形段の傾斜面に直角(c),(d)を試みた。また、 $b = \frac{1}{4}d$ のせん断面に引裂応力が加わるのでこれを改めるため $b = \frac{1}{2}d$ (III)(IV)も試みた。なを引裂力の押え込みと、セの出しを目的としてワギ打追掛継(図-2(ハ),(ニ))を試みた。試験体の記号と種類を表-1に示す。

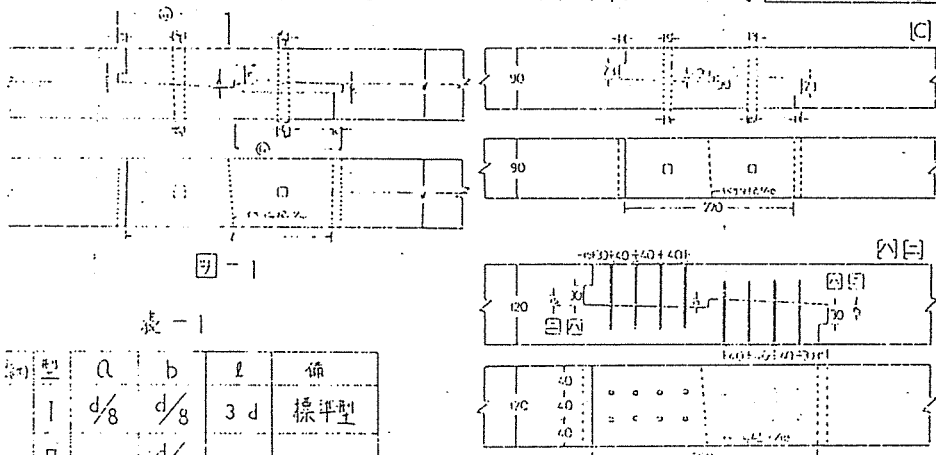


図-1

表-1

型	a	b	l	備
I	$\frac{1}{8}d$	$\frac{1}{8}d$	3d	標準型
II	-	$\frac{1}{4}d$	-	-
III	$\frac{1}{6}d$	$\frac{1}{8}d$	-	-
IV	-	$\frac{1}{4}d$	-	-
B	$\frac{1}{8}d$	$\frac{1}{8}d$	3d	標準型
C	-	$\frac{1}{4}d$	-	a-傾斜
D	$\frac{1}{6}d$	-	4d	-
イ	$\frac{1}{8}d$	$\frac{1}{8}d$	3d	標準型
ロ	-	$\frac{1}{4}d$	-	a-傾斜
ハ	-	-	-	ワギ打
ニ	-	$\frac{1}{8}d$	-	ワギ打

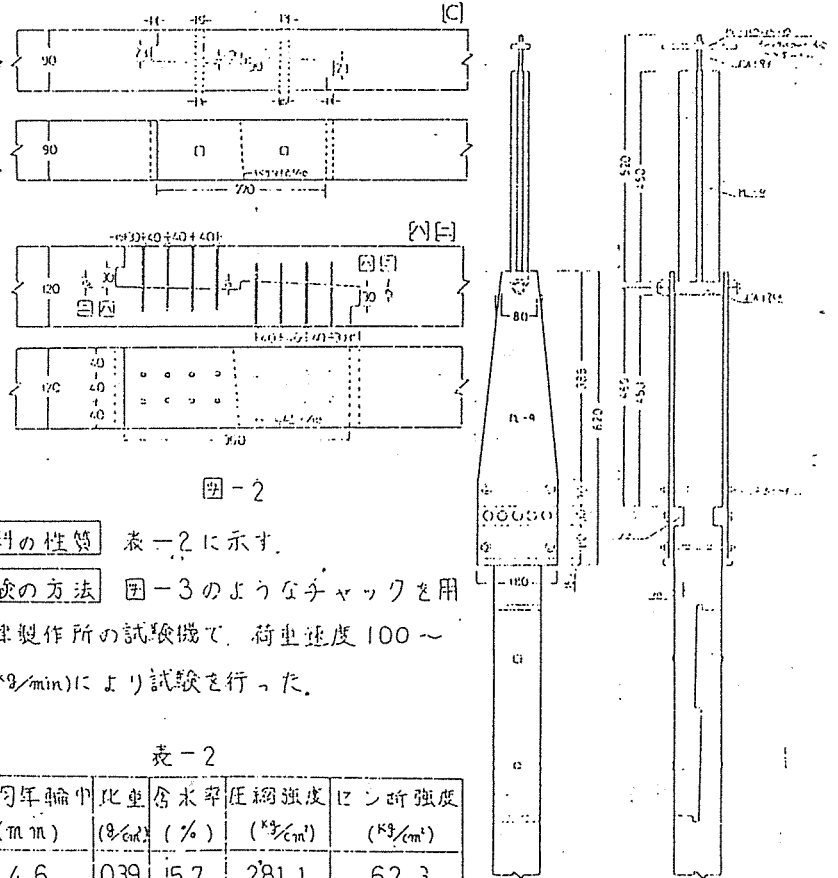


図-2

材料の性質 表-2に示す。

試験の方法 図-3のようなチャックを用い島津製作所の試験機で、荷重速度100~150(kg/min)により試験を行った。

表-2

材質	平均年輪巾 (mm)	比重 (g/cm <sup>3</sup> )	含水率 (%)	圧縮強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	せん断強度 (kg/cm <sup>2</sup> )
杉	4.6	0.39	15.7	281.1	62.3

後藤一雄：特殊木造継ぎ手の実験的研究，建設工事第2冊 昭23.1.15 39頁

図-3

後藤一雄：簡易木造継ぎ手の強度に関する研究，日本建築学会論文集 第33号 第1部 昭19.4 35頁

引裂力がせん断面に加わると、加わらないのとは、せん断耐力に6倍近くの差が生ずる。

実験結果 図-4~7に示す。また、最大耐力は表-3に示す。

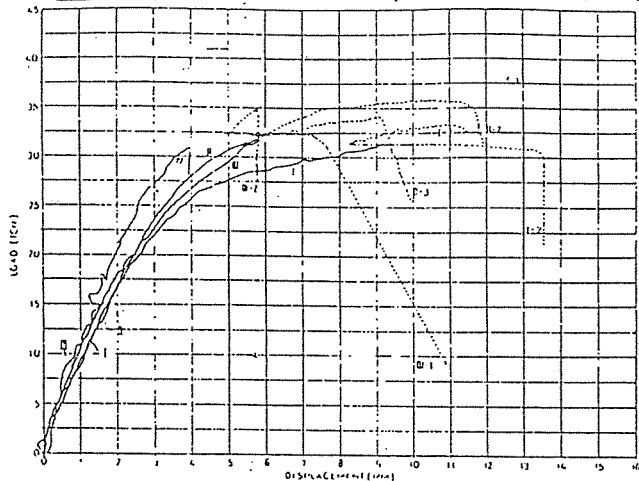


図-4

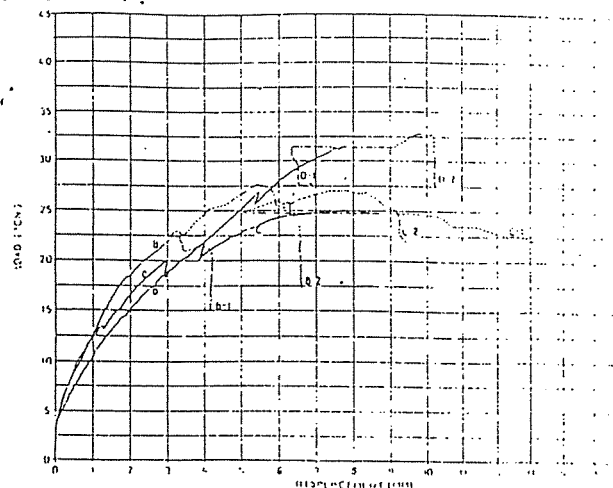


図-5

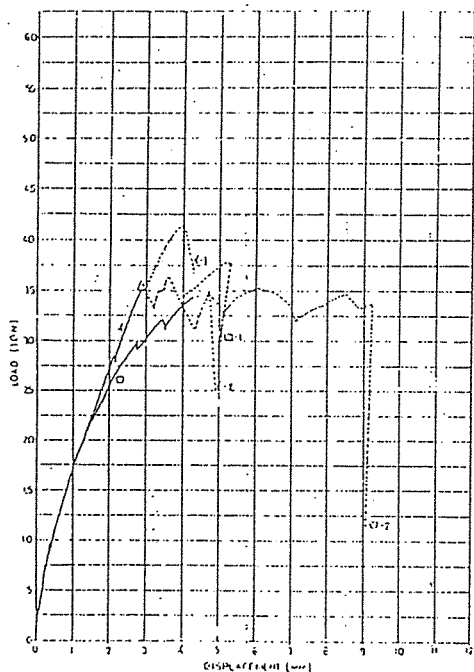


図-6

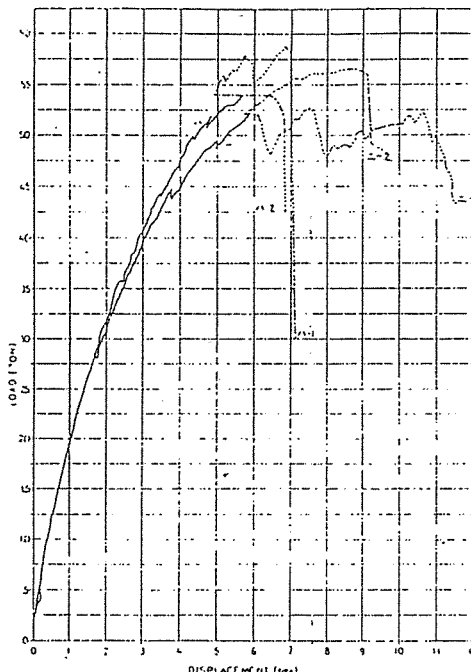


図-7

表-3 (kg)

	1mm 変形	2mm 変形	最大耐力
I	870	1,670	3,110
II	950	1,800	3,400
III	1,050	1,700	3,330
IV	1,100	2,030	3,100
B	1,300	1,870	2,570
C	1,270	1,680	2,590
D	1,170	1,520	3,200
I	1,750	2,750	3,910
□	1,750	2,580	3,530
△	1,970	3,220	5,460
○	1,970	3,170	5,460

結果 実験の結果、次の事が言えよう。

1. かぎ形段を傾斜させることで、ほとんど強度を低下させることなく（低下しても1割以内）、変形能を増大させることができる。（(B)と(C), (I)と(O)）
2. かぎ形段のみを大きくしても、ほとんど耐力が増えず、かえって変形能が減少する。（(III), (IV)）
3. かぎ形段と共にセン断長さを大きくしたもの(D)は、耐力も増大し、変形能も落ちない。しかし大きくした率よりは耐力の増大は小さかった。
4. 目違い (b) を倍に大きくしたものは、耐力が上昇（(I):(II), (二):(三)）大変有効である。
5. クギ打ちの追掛継は大変有効で、2mm 変形で16%、最大耐力で40%も強くなった。
6. 木構造の計算規準による許容耐力は下の如くて、大体2mm変形の値に一致している。

(I)  $10.5 \times 1.3 \times 120 \text{ kg/cm}^2 = 1638 \text{ kg}$

(B)  $9.0 \times 1.13 \times 120 = 1220$

(I)  $12.0 \times 1.7 \times 120 = 2448$

をこの研究には法政大学工学部建築学科の学生高橋孝治君、長島英佐雄君が携わった。ここに両君の謝辞するものである。（名城大・理工・教授、法政大・工・兼任教授）

「柱と土台の接合金物の引張耐力について」

X1. 許容応力度設計 X3. 部分実験 Y1. べいつが Y5. 木造仕口  
Z2. 耐力機構

正会員 川 島 謙 一

1. はじめに 在来工法による木造建築物の柱と土台の接合金物を確保することは、耐力壁の転倒を防ぎ、その保有するせん断耐力を発揮させるという点で、耐震耐風設計の前提条件といわれている。しかし、通常の木造建物では、上記の接合金方法をほぼ差しのみか、あるいはかすがいの1本打ち程度としており、その耐力は、あまり期待することができない。

これらの簡易な接合金方法に代って、施工性、経済性を満足し得る標準的接合金方法の確立が望まれている。

このような主旨により、本報告は、かすがい、三角プレート、及びかど金物の耐力を実験により明らかにするとともに、その許容耐力について検討を加えたものである。

2. 試験体 本試験に用いた接合金の種類、接合金方法、木材の断面等を一括して表-1に、接合金部の代表例を図-1~図-4に示している。接合金部を構成する柱及び土台には、断面100×100(または105×105)のべいつがを使用している。試験時の含水率は12.5%~23.0%である。接合金方法にはかすがい(6φ)を片面のみに2本使用したもの、側面に2本づつ計4本使用したものをベースとし、この他に、かすがいと釘打併用のもの、三角プレート及びかど金物を使用したものがある。

なお、試験体の個数は同一条件のもの各3組(6体)である。

3. 試験方法 加力方法及び測定方法の概要を図-5に示している。試験体は同一条件の接合金部2体を対称に組合せたものである。

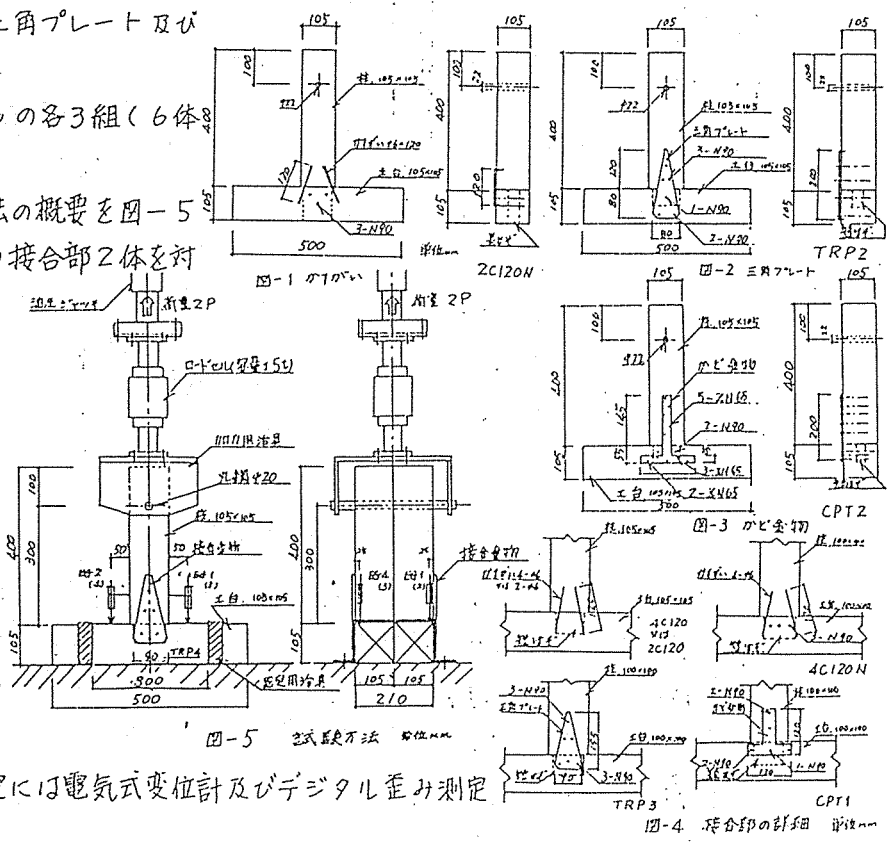
試験体の土台両端部を鋼製治具を用いて緊結した後、柱上部を加力点として、単調増大方式による引張荷重を破壊に至るまで加えている。

また変位測定は、柱脚部と土台のひらきについて行い、この時の加力ピッチは25kg(または50kg)としている。

加力には容量5t(または10t)のロードセルを使用し、変位の測定には電気式変位計及びデジタル歪み測定装置を使用して自動的に行っている。

表-1 試験体

種類	試験体記号	接合金方法の概要	木材の断面寸法 (mm)	
			柱(べいつが)	土台(べいつが)
かすがい	2C120	2-φ6×120(SS41)	105×105 短辺	105×105
	4C120	4-φ6×120(SS41)	同上 短辺	同上
かすがい 及び釘打ち	2C120N	2-φ6×120(SS41) 短辺; 3-N90	同上 短辺	同上
	4C120N	4-φ6×120(SS41) 短辺; 3-N90	100×100 短辺	100×100
三角 プレート	TRP1	155×90×2.0(SS41) 短辺; 3-N75, 柱; 3-N75	105×105 短辺	105×105
	TRP2	200×80×2.3(SS41) 土台; 2-N90 短辺; 1-N90, 柱; 3-N90	同上 短辺	同上
	TRP3	155×90×2.3(SS41) 短辺; 3-N90, 柱; 3-N90	100×100 短辺	100×100
	TRP4	155×90×2.3(SS41) 短辺; 3-N90, 柱; 3-N90	105×105 短辺	105×105
かど金物	CPT1	120×90×2.3(SS41) 土台; 2-N90, 短辺; 1-N90, 柱; 2-N90	100×100 短辺	100×100
	CPT2	200×150×2.3(SS41) 土台; 2-ZN65 短辺; 3-ZN65, 柱; 5-ZN65	105×105 短辺	105×105



4. 試験結果 本試験の結果を一括して表-2に、各試験体の荷重変位曲線を図-6~図-8に示している。表の荷重及び変位は各試験体の平均でありかつ接合部1個所当りの値を表わしている。

5. 試験結果の考察 (1) 破壊状況及び最大荷重  
 イ. かすがいによる接合部 かすがい2本打ちの場合は、かすがいのつめの部分がのびて、荷重717kgで最大耐力に達する。4本打ちの場合は、つめののびと土台の割れにより最大耐力に達するが、図-6併記の表のように2本打ちの約1.6倍の耐力となり、必ずしも本数に比例しない。

かすがい2本と釘(ほぞに3-N90)を併用した場合は、上記と同様の破壊となるが、最大耐力は大きく、かすがい2本打ちの1.8~2.0倍となる。

かすがい4本と釘併用の場合はこれより最大耐力が2割大きくなる程度である。

ロ. 三角プレートによる接合部  
 本接合部の場合は、土台、柱の割れ、釘抜け等により最大耐力に達するが、柱より土台釘打部の破壊が主因となっている。最大耐力は1208kg~1933kgとなり、比較的大きい値となる。(計算値と比較は図-7参照)

ハ. かど金物による接合部  
 形状が小さく、釘打本数の少ないCPT1では、最大耐力は867kgとなり、かすがい2本打ちの約1.2倍となる。これより条件の良いCPT2では、最大耐力は2017kgとなる。

(2) 許容引張耐力 接合部の代表例について、短期許容引張耐力を次の方法で求め、結果を表-3に示している。ここでは、許容耐力を、①最大荷重の2/3の荷重及び②柱と土台のひらき $d=1mm$ 時の荷重のうち小さい方の値にばらつき係数3/4を乗じた値とする。

6. まとめ (1) 2C120Nは効率的な耐力を示す。  
 (2) (1)に比し、TRP2, 3の耐力は、ほぼ等しく、TRP4は大きい。(3) かど金物の形状、釘の本数により耐力の差が大きい。(4) ほぞを貫通する釘の耐力は大きい。

7. おわりに 本報告は、昭和53, 54年に(財)建材試験センターが株式会社「カネシン」より受託した接合部の試験について検討したもので、試験体の提供及び資料の公表を快諾下された依頼者に心から謝意を表す。また試験の実施、データ整理については、播道試験顧問、川上両君の多大な助かりによることを付記する。(財)建材試験センター

表-2 試験結果

種類	試験体記号	$d=2mm$ 一定時の荷重P (kg)	降伏荷重時		最大荷重時		最大荷重時		破壊状況
			荷重P (kg)	変位 $\delta$ (mm)	荷重P (kg)	変位 $\delta$ (mm)	荷重P <sub>max</sub> (kg)	変位 $\delta_{max}$ (mm)	
かすがい	2C120	583	440	0.9	478	1.1	717 (8.8)	9.4	かすがいのつめ
	4C120	910	780	1.2	744	1.1	1117 (6.8)	9.4	土台の割れ
かすがいと釘併用	2C120N	1022	790	1.0	980	1.8	1470 (5.3)	13.0	土台の割れ
	4C120N	1383	1177	1.5	1178	1.5	1767 (6.2)	6.7	土台の割れ
三角プレート	TRP1	896	717	1.1	805	1.5	1208 (11.3)	6.1	土台の割れ
	TRP2	962	907	1.7	967	2.2	1450 (6.1)	17.3	土台の割れ
	TRP3	1210	1110	1.6	933	1.2	1400 (12.9)	4.6	土台の割れ
	TRP4	1369	1060	1.0	1289	1.7	1933 (8.0)	10.8	土台の割れ
かど金物	CPT1	643	467	1.0	578	1.5	867 (21.8)	5.1	土台の割れ
	CPT2	1381	897	0.8	1345	1.9	2017 (9.3)	12.1	土台の割れ

注) ( )内の値は、変動係数を示す。

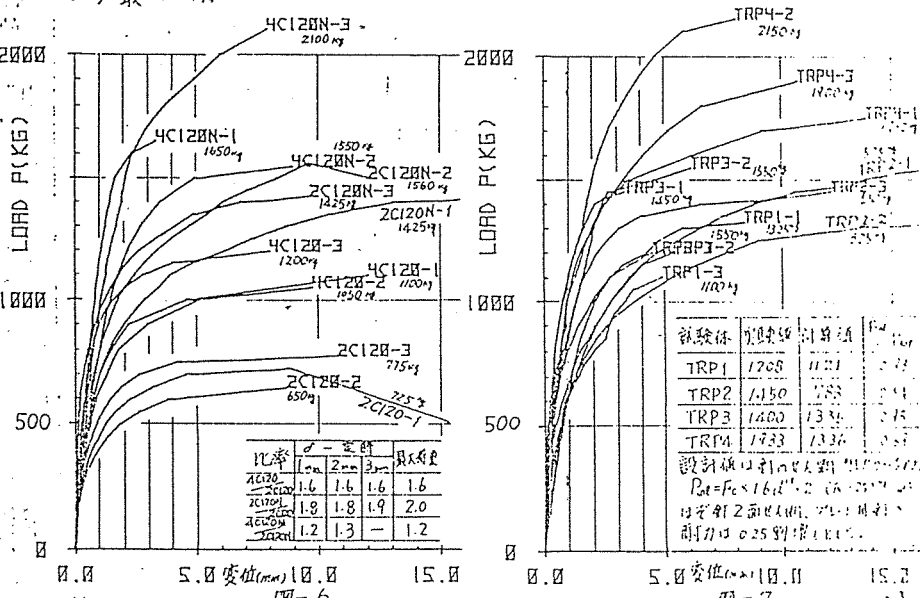


図-6 かすがい(釘打り)の荷重変位曲線

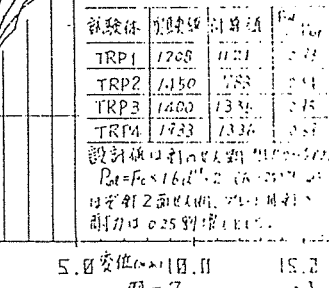


図-7 三角プレートによる接合部の荷重変位曲線

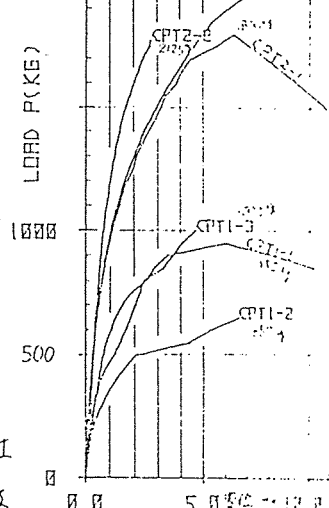


図-8 かど金物による接合部の荷重変位曲線



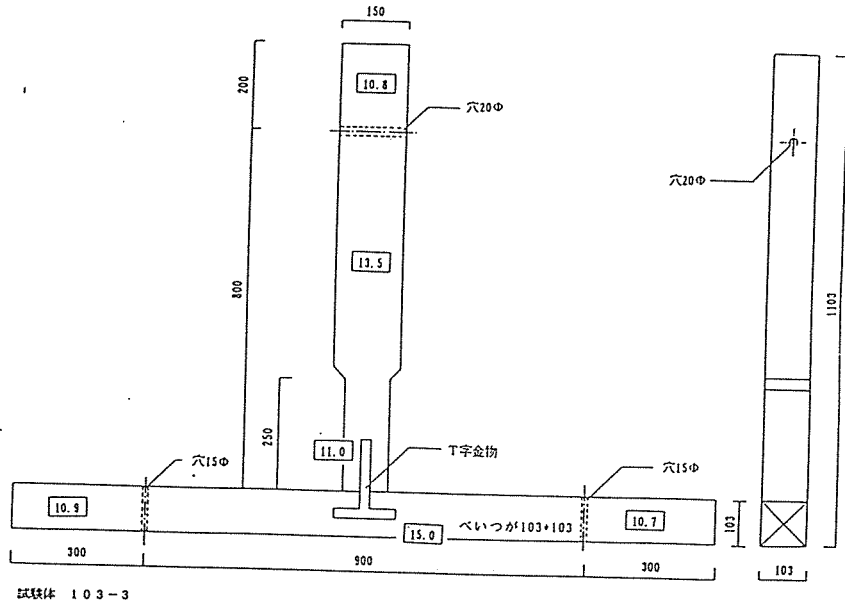


図 2-3-1 試験体、および含水率の図

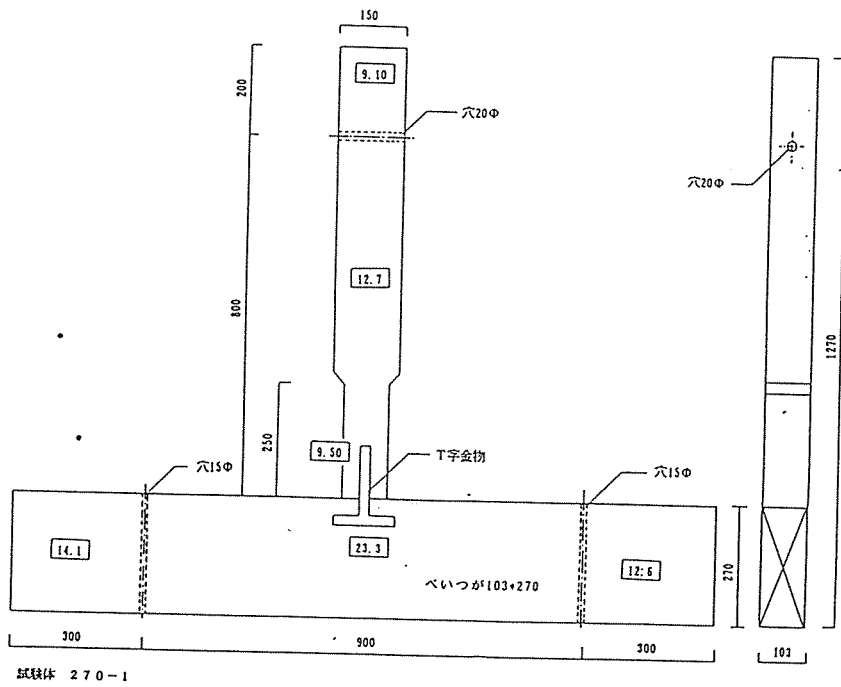


図 2-3-2 試験体、および含水率の図

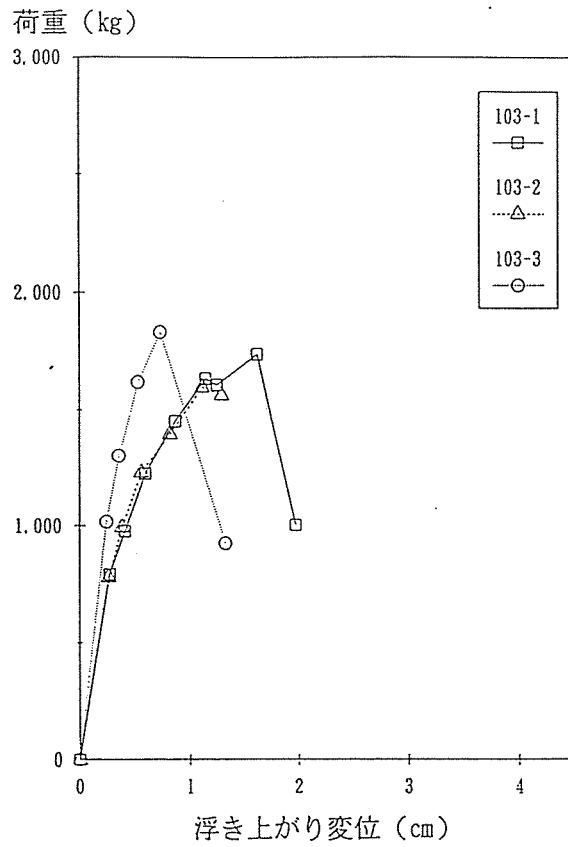


図 2-3-8 103タイプ、荷重-変形曲線の包絡線

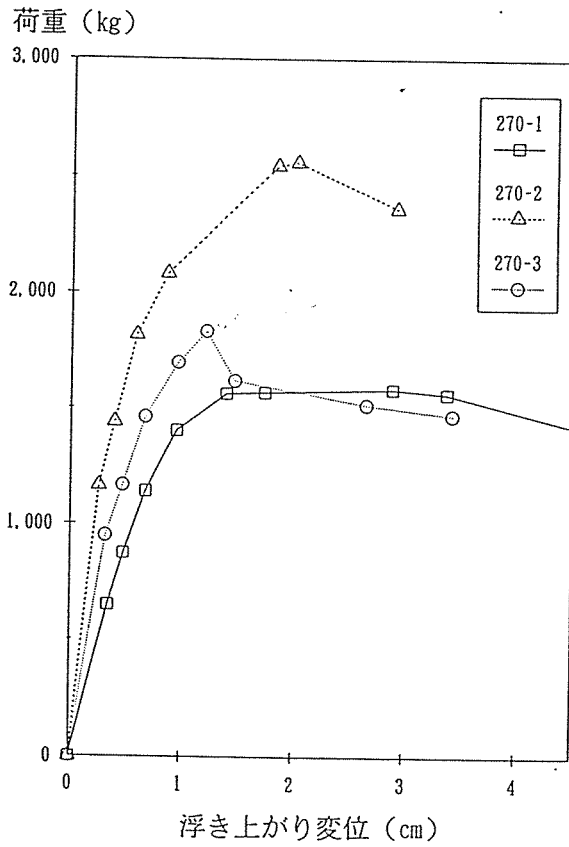


図 2-3-9 270タイプ、荷重-変形曲線の包絡線

木構造の継手・仕口  
に補強金物を使用し  
た場合の強度等

### 質問

在来工法の継手・仕口を簡略化して  
(またはそのまま)補強金物を使用する  
場合の強度等はどのようになりますか

### 回答

実験例がまだ充分ないようですが、二  
つの例を紹介します。

資料

デジタルハウス工業(株)代表取締役の  
諸金次氏が開発した機械加工の4×  
径と、在来工法の仕口(いずれも  
意匠用)の例で、神奈川県工業試験  
所報告書(建築防災科 戸塚学科  
担当)の要約は前ページの図のお  
おです。

資料2

これも仕口の簡略化までは行なわれて  
いませんが、金物補強の効果を知るう  
へ貴重な実験例です。図は横浜国立  
大学点塚五郎蔵教授ほかが行なわれた  
(さび・栓による木造仕口の耐力に関  
する実験研究からの抜粋)です。

(回答者・東京住宅技術研究所主幹  
三川新一)

実例 1

凡例

- $P_{max}$  : 最大荷重値(kg)
- $P_{mean}$  : 最大荷重平均値 (試験体3体の平均値)
- $P_{max}/n$  : 最大荷重平均値の1/n (n:ここでは1.5とした)
- $P_{6=1/400}$  : スパンの1/400に対応する荷重
- $P_{7=1/60}$  : 部材が1/60ラジアン傾斜したときの荷重
- $P_{1/m}$  : 最大変形量~1/2に対応する荷重 (m: 粘りの安全率、ここでは2とした)

図	在来工法 (公庫仕様による)	試験法	試験法
1図			<p>曲げ試験</p> <p>小梁B<sub>2</sub>: 100×200</p> <p>大梁100×300</p> <p>支持台</p>
3図			<p>小梁B<sub>1</sub>: 100×200</p> <p>ダイヤルゲージ</p>
5図			<p>小梁B<sub>1</sub>: 100×200</p> <p>ダイヤルゲージ</p>
7図			<p>小梁B<sub>1</sub>: 100×200</p> <p>ダイヤルゲージ</p>
9図			<p>小梁B<sub>1</sub>: 100×200</p> <p>ダイヤルゲージ</p>
10図			<p>小梁B<sub>1</sub>: 100×200</p> <p>ダイヤルゲージ</p>

実例 2

横浜国立大学飯塚教授は「和風仕口の引張耐力試験」より

試験体	産業工法	金物使用
(5)~(8)	(6) 打抜挿込枠 SHW-18	(8) 打抜挿込枠 SHM-15
(6) SHW-18	(6) SHW-18	(8) SHM-15
(8) SHM-15	(6) SHW-18	(8) SHM-15
(9) SHB-12	(6) SHW-18	(8) SHM-15
(10) CHM-08	(6) SHW-18	(8) SHM-15
(2) KCW-00	(6) SHW-18	(8) SHM-15
(3) KCAW-00	(6) SHW-18	(8) SHM-15

# 木構造柱梁仕口の強度及剛節度の實驗的研究

正員 河野輝夫

## 内 容 梗 概

本實驗の目的とする處は、木構造柱梁の仕口が地震力又は風壓の如く水平力に對して幾何のモーメントに耐え得るものであり、又其仕口は如何なる剛度を有するものであるかを究めんとしたものである。

本論文は管柱と梁、通柱と梁の場合の2部に別ち、共に我が國に於て普通住宅建築等に慣用されてゐる仕口を主とし、之に若干考案を加へたるものを合して管柱の場合は計9種、通柱の場合は計8種に就いて實驗した。

## 目 次

### I 管柱と梁の接合部

#### 第1章 試験體及試験方法

1. 試験體
2. 試験装置
3. 變形測定装置

#### 第2章 試験結果

4. 破壊過程
5. 柱の撓度
6. 仕口強度
7. 仕口剛節度

#### 第3章 結 語

### II 通柱と梁の接合部

#### 第1章 試験體及試験方法

1. 試験體
2. 加力装置
3. 實驗方法

#### 第2章 試験結果

4. 破壊過程
5. 柱の撓度
6. 仕口強度
7. 仕口剛節度

#### 第3章 結 語

### III 總 括

### I 管柱と梁の接合部

#### 第1章 試験體及試験方法

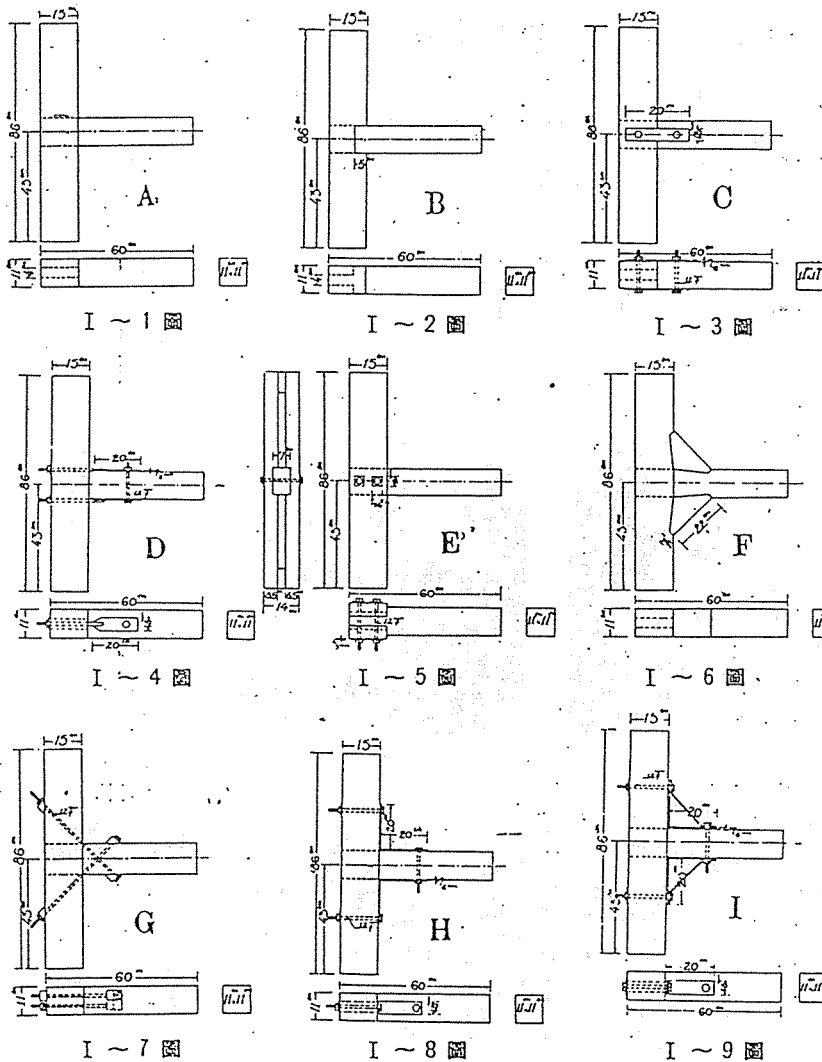
##### 1. 試験體

試験體は米松小節物の心去り挽立材であつて、その形状及び寸法の詳細は第1~9圖に示す如くであり、試験體は總て第1圖のA試験體を基本にとり、之に工作したものであつて、各種類に就き試験體を6個宛作つた。

尙試験體の製作程度は、試験體として特に精密に作つたものではないが、普通の場合よりは入念に工作したものである。

##### 2. 試験装置

加力装置としては、第10圖に示す如くアムスラー型100吨壓縮試験機の臺上に2個の試験體を置き、下部を固定して上部は



支へとし、2個の試験體に同時に加力して、その時の荷重の半分を以て1個の試験體に作用した力と看做した。實驗は交番荷重によることとし、その加力方法としては一度加へたる荷重を零に戻したる時、試験體を倒立せしめて再び加力する操作を繰返し行ふことにしたのである。

此場合當然仕口は緩み、柱は次第に抜け来るものであつて、實際は床の積載荷重及び固定荷重等の爲に斯る現象は起り得るものではないから、本實驗に於ては第11圖に示す如き特殊の締鐵具を用ひて、柄の脱出することを防いだ。此装置の有無によつ

1) 日本大學助教授

て仕口強度及び變形に非常に差異あることは言ふ迄もない。此締鐵具に於て柱の剪斷力により梁の材軸方向に柱が移動するこ

とに對して可及的無抵抗ならしむる爲、柱胴付部分に設けたるピン孔は稍長き孔として置いた。

3. 變形測定裝置

變形の測定は第10圖に示す如く、普通の米尺を鉛直に立て柱胴付より 34 cm の距離の變位を測定したのである。此場合梁と柱の材軸に線を引き此2線の交角によつて既存の變形を最初に測定し之を既存變形として處理した。

第2章 試驗結果

(A) 柄差 先づ梁下端部分の梁と柱とが銳角に變形したる側の柄及柄孔に減込みを生じ、此部分と對角部分の柄先端が壓縮せられ、次に之と反對側柄先端より年輪と略々直角に纖維方向に柄に割を生じ、此割の深さ大なるに従つて内側に再度同様の割を生じ、梁と柱とが鈍角に變形したる側の柄が曲げにより撓折する場合も生じて破壊に至る。(第12圖 a. b. c 参照)

(B) 柄差大入れ 柄及び柄孔の破壊の過程状態は大略前者(A)の場合と同様であるが、場合により寫眞に示す如く大入れ胴部分より梁が纖維方向に割裂するものもあつた。(第13圖 a. b. c 参照)

(C) 柄差短冊鐵物ボルト締 破壊過程は概して前二者と同様ではあるが、異なる點は前二者に於て記述した如き割れが柄に生じた後に、梁に短冊鐵物を締めるに用いたボルトの爲に柄が柄の斷面に於ける短邊に略々平行に眞直ぐに剪斷されたものである。又縦斷面圖に示す如く柱のボルト孔は二つ共相當擴大せられ、共に柄部分のもの大なることを認められる。(第14圖 a. b. c 参照)

(D) 柄差羽子板ボルト締 先づ胴付部分の梁の減込みに始まり、次に羽子板ボルトにより柄孔の減込み座鐵の梁上端の減込みにより破壊となる。その間前同様の柄の割が生じた。(第15圖参照)

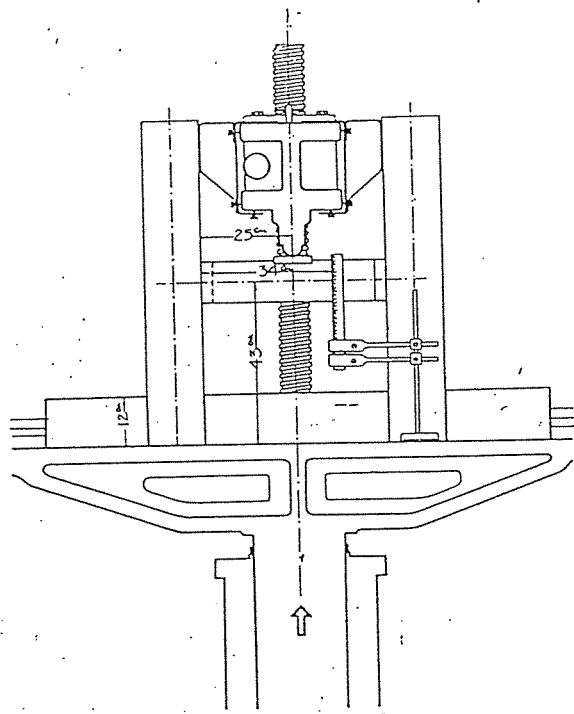
(E) 合せ梁ボルト2本締 破壊は先づ胴付部分の減込みに始まり、次に之と對角線部分の柄先端が凸型に減込み(第16圖 b 参照)柄は(A)の場合の柄差の如く割れないが、(C)の場合と同様に締着けたボルトの爲に剪斷せられて割れるのみで、

最後に柄が引張側で撓折せられて破壊となる。(第16圖 a. c 参照)

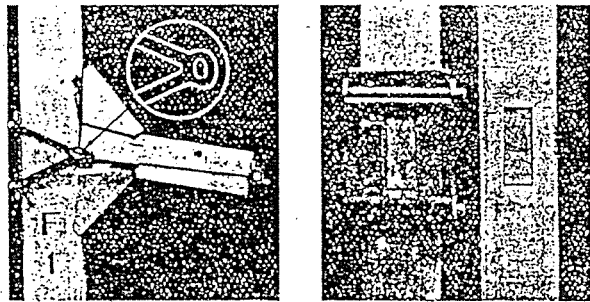
(F) 柄差三角木片至み止 此試驗體の破壊は壓縮側の三角木片が柱及梁に減込み、引張側の三角木片が浮き始めることによつて進行し、柄先端は前數例の如く決して割裂することがない。而して上記の如き破損が次第に顯著になり遂に柱の最小斷面積の部分にて撓折せられた。(第17圖 a. b 参照)

(G) 柄差方杖ボルト締 先づ胴付に於て柱が梁に減込むことは今迄の例と殆ど變りない。次に柱に設けたるボルトの座鐵が稍減込み、柱の柄孔はボルトの爲に擴大せられボルトは甚しく撓曲せられ(第18圖 b 参照)、最後に引張ボルトの座鐵によつて柱が剪斷破壊を起した(第18圖 a 参照)

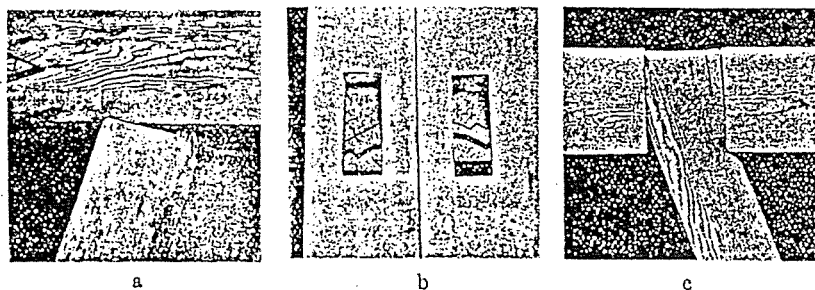
(H) 柄差L型帶鐵補強 此種の破壊過



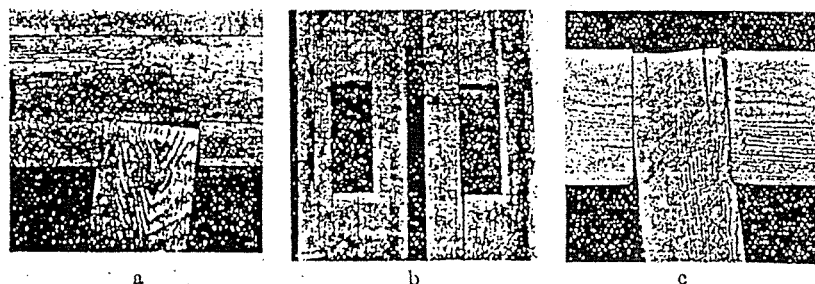
I ~ 10 圖



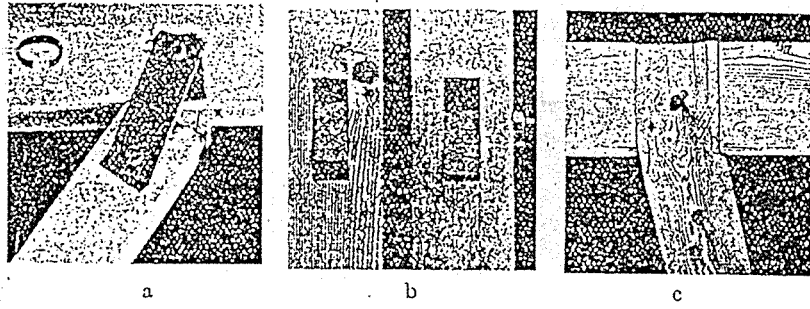
I ~ 11 圖



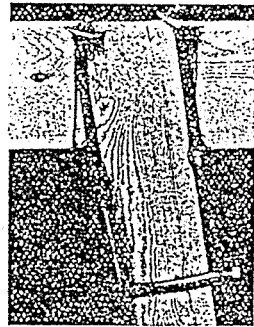
I ~ 12 圖



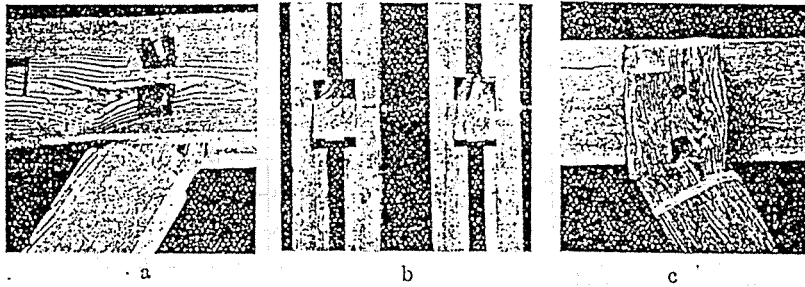
I ~ 13 圖



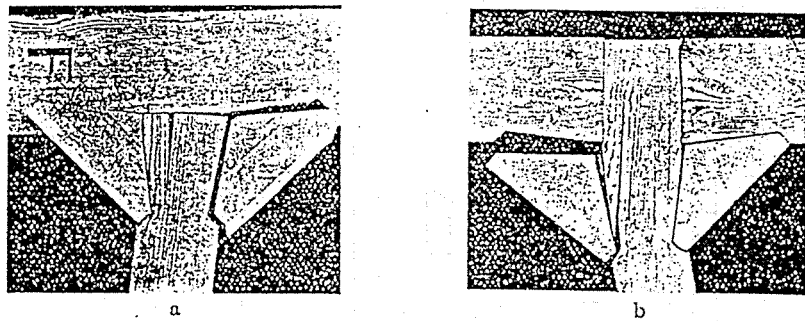
I ~ 14 圖



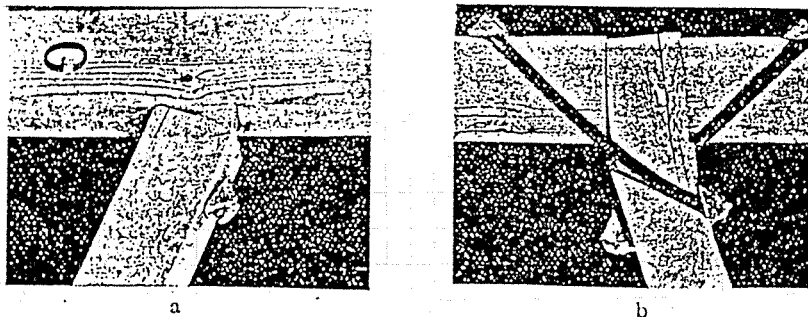
I ~ 15 圖



I ~ 16 圖



I ~ 17 圖



I ~ 18 圖

程は(A)納差の場合と何等異なる點がない。而してL型帯鐵物は仕口の變形と同形に即ち一つは鈍角に他は鋭角となり、鈍角に變形する方は帯鐵物の端部に於て木材に稍々減込み、鋭角に變形する方はL型の隅部分が木材に減込み此方の梁上端のボルト座鐵は減込む。(第19圖 a. b 参照)

(I) 納差L型帯鐵補強方杖帶鐵締 前者の場合に方杖帶鐵を用ひたものであるから、その破壊過程も概略相似たものではあるが、方杖がある爲に前の場合鈍角に變形したL型帯鐵は鈍角に變形し得ず、従つて此側のボルトは非常な引張力と曲げの力の作用を受け梁上端のボルト座鐵の減込みも甚しい。併し最後の破壊はL型帯鐵が鋭角に變形する側の方杖帶鐵が挫屈破壊により起つた。(第20圖 a, b 参照)

### 5. 柱の撓度

モーメントの増減による柱梁兩材間の角變化は之を tangent の値即ち柱の撓度  $R$  で示すことにした。即ち疊に第3項の變形測定装置に於て述べたる如く柱 胴付より 34cm に於ける變位を  $\delta$ cm とし、兩材間の角變化を  $\theta$  とすれば

$$R = \tan \theta = \frac{\delta}{34}$$

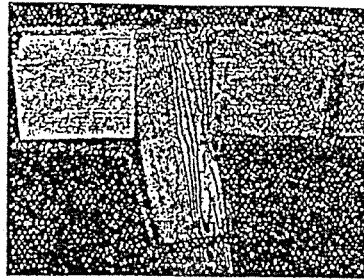
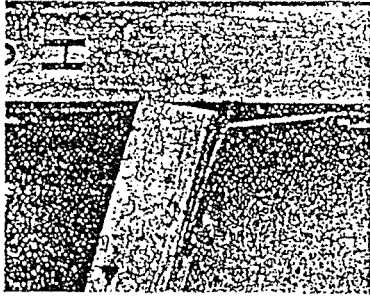
の値で示されることになる。

本實驗に於ては荷重は交番荷重によつたのであるが、その場合の應力歪曲線の envelope を採り、仕口に作用するモーメントと上記撓度  $R$  との関係を各荷重階に就て求め、外力と撓度の曲線を作つた。

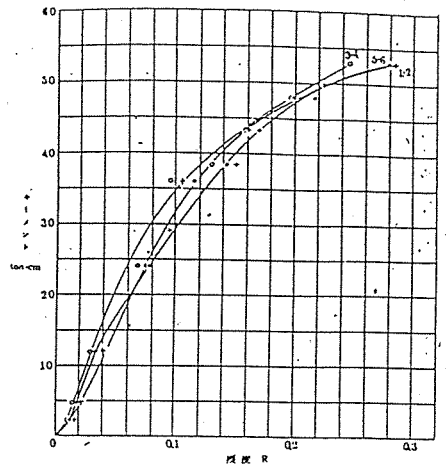
### 6. 仕口強度

今仕口の耐へ得る最大モーメントの値を以て仕口強度とするならば、各種仕口に對する夫等の値及び各仕口間の強度の比較は試験結果表の第 4~6 行の如くなる。仕口強度は胴付より荷重點までの距離を耐へ得た最大荷重の値に乘じたるものを以て示した。

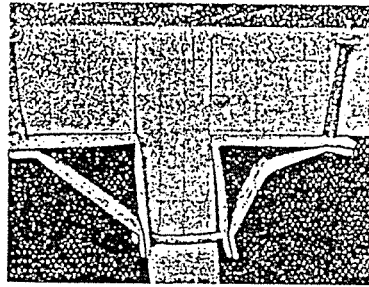
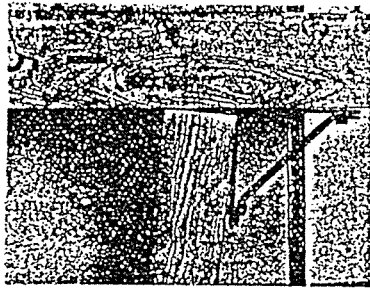
7. 仕口剛節度 仕口強度の約 1/2 程度までは、モーメントと柱の撓度の關係は之を直線と看做して、仕口強度の 1/2 に於ける Secant modulus に基いて 1ton-cm のモーメントに對する柱の撓度  $R$  の値を計算すれば、試験結果表の第 7 行の如くなる。此撓度變化の逆數即ち  $1/R$  の値を以て仕口剛節度を表はすものとすれば仕口剛節度の大きなるは小なるよりも仕口の剛なるを示し實驗結果によれば、F 種仕口が最も剛にして E 種仕口が剛節度最も悪い。



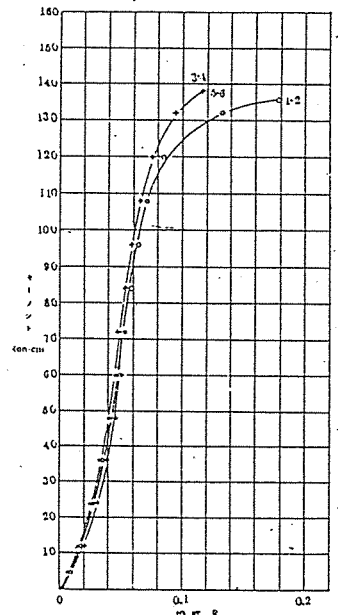
I-19 圖



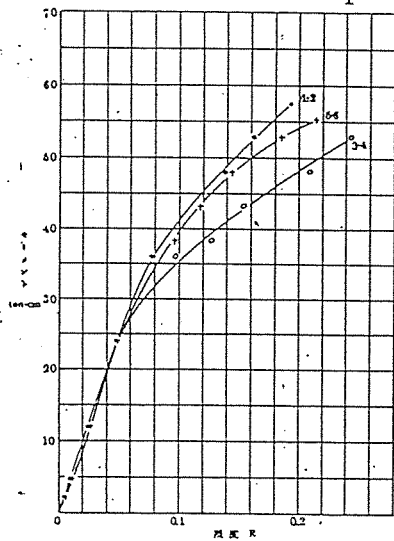
I-25 圖 E 試験體



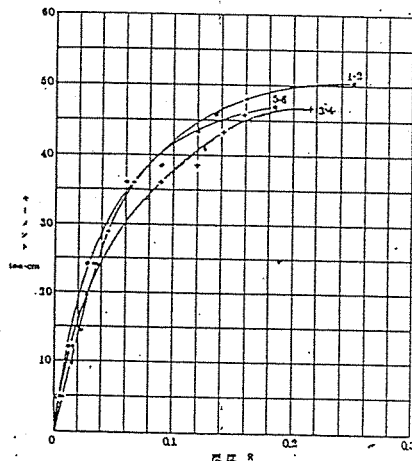
I-20 圖



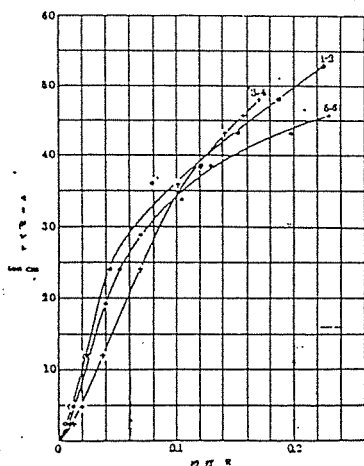
I-26 圖 F 試験體



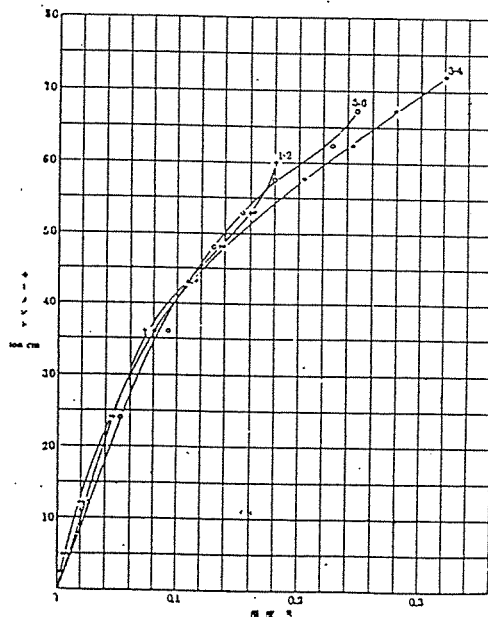
I-21 圖 A 試験體



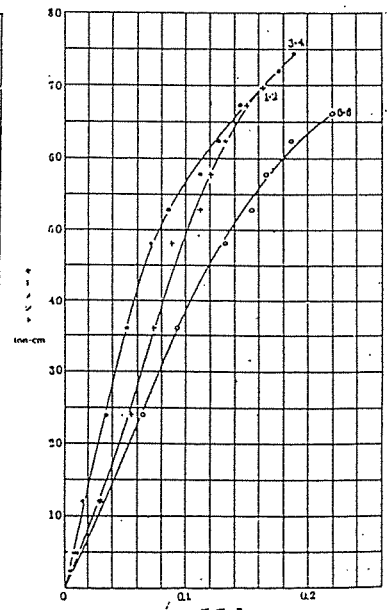
I-22 圖 B 試験體



I-23 圖 C 試験體

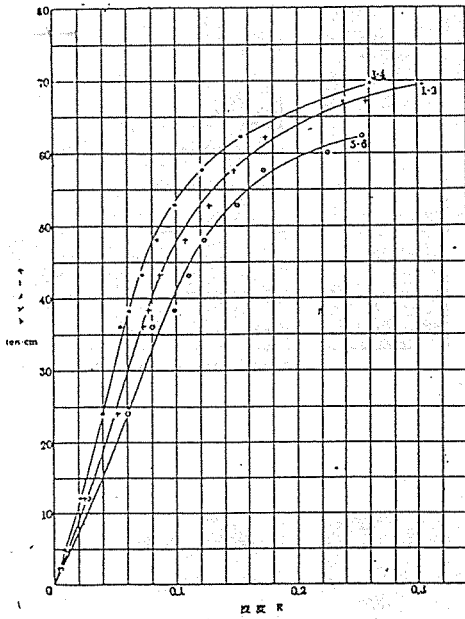


I-24 圖 D 試験體

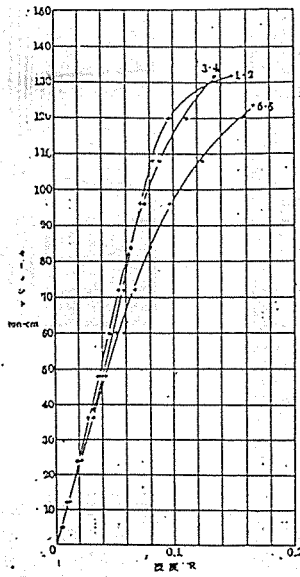


I-27 圖 G 試験體





I-28圖 H試驗體



I-29圖 I試驗體

試驗結果表

種類	番号	最大荷重 (ton)	仕口強度 (ton-cm)	仕口強度比	仕口強度順位	1ton-cmのモーメントに因る柱の撓度(10 <sup>-6</sup> )	仕口剛節度 (ton-cm)	剛節度順位
A	1, 2	2.4	57.6	1.00	6	199	503	6
	3, 4	2.2	52.8			223	449	
	5, 6	2.3	55.2			202	494	
B	1, 2	2.1	50.4	0.87	9	146	683	3
	3, 4	1.95	46.8			144	695	
	5, 6	1.95	46.8			113	883	
C	1, 2	2.2	52.8	0.87	8	184	544	8
	3, 4	2.0	48.0			284	353	
	5, 6	1.9	45.6			206	484	
D	1, 2	2.5	60.0	1.20	5	191	524	7
	3, 4	3.0	72.0			224	447	
	5, 6	2.8	67.2			245	408	
E	1, 2	2.2	52.8	0.96	7	323	310	9
	3, 4	2.2	52.8			278	380	
	5, 6	2.2	52.8			305	327	
F	1, 2	5.65	135.6	2.47	1	76	1316	1
	3, 4	5.75	138.0			71	1418	
	5, 6	5.75	138.0			74	1353	
G	1, 2	2.9	69.6	1.27	3	207	493	5
	3, 4	3.1	74.4			142	704	
	5, 6	2.75	66.0			258	387	
H	1, 2	2.9	69.6	1.22	4	202	494	4
	3, 4	2.9	69.6			152	658	
	5, 6	2.6	62.4			225	443	
I	1, 2	5.5	132.0	2.34	2	83	1213	2
	3, 4	5.5	132.0			76	1320	
	5, 6	5.2	123.6			93	1078	

第3章 結 語

1) 破壊過程 破壊過程の初期に於ては概して何れも同様ではあるが、全過程を通じてA種B種は略同一であり、又H種は稍之等と相似たものであつた。又C種とE種はボルトにより納が剪断破壊したる點全く同様であり、従つて仕口強度も略々同一結果となつてゐる。而してF種とI種は他と全く異なる破壊過程を示した。

2) 仕口強度 仕口の耐へ得た最大モーメントは、試験結果表に見る如く、F種最も強くI種之に次ぎ、G, H, D種その次に強く相似たモーメントに耐へ従つて之等は同程度の金物補強であると謂ひ得られる。B, C, E種は同程度に弱く、ボルト

の類で仕口を締めることは、場合によつては單なる柄差よりも却つて悪結果となることを示し、注意すべき事柄である。

3) 仕口剛節度 試験結果表に見る如く、角變化はF種とI種とは概略相似た結果を示し最小であり、仕口強度も亦最大であり、その結果仕口剛節度は此2種は他に比して遙に優秀である。I種は帯鐵を以てL型及方杖に補強したものであるから、此種のものは優秀なることは想像に難くないが、F種の如く單に三角木片を以て補強したるものが、他のボルト及鐵物類で補強したるものより斷然優秀であることは、注目し値する。之は鐵物と木材を併用する時は鐵物が木部を損傷せしめて、餘り良好なる結果とならないことに起因するもので、F種は木片を以て補強したる爲に、木部の損傷甚しからず良結果を得たのである。

4) 仕口の彈性 これに就いては試験結果の章で記述しなかつたが、交番荷重による試験に於てF, I種は非常に彈性に富み永久變形を殘留すること僅少であり、殊にF種は破壊直前まで充分彈性を保有した。この事は木部が最後まで損傷せられなかつたことに原因してゐる。

II 通柱と梁の接合部

第1章 試験體及試験方法

1. 試験體

試験體は柱は杉(11.5 cm × 11.5 cm) 梁は松(11.5 cm × 23.0 cm) の小節材にして形狀は第3~11圖の寫眞に示す如く實際使用のものと同である。

試験體の數は、I種類に就き各3個宛、計24個製作した。而してその製作程度は試験體として特に精密に作つたものではないが、普通の場合よりは入念に工作した積りである。

2. 加力装置

通常梁は通柱との接合部に於て切斷される爲め、此接合部にモーメントの作用するときは後掲第3圖以下數例にみる如きV字形の隙隙を生じ、其強度並に剛度を減少すること甚大である。

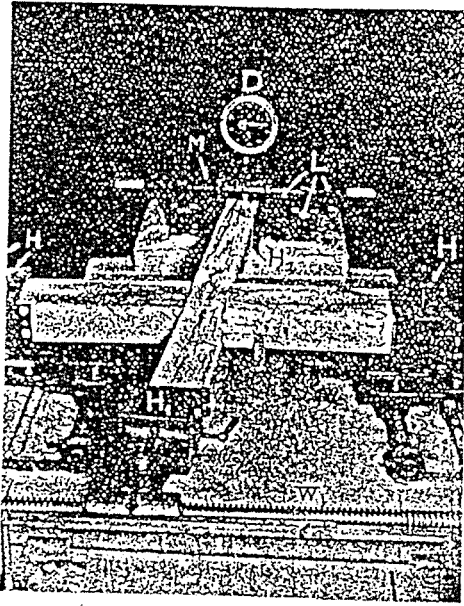
従つて此V字形の隙隙發生に抵抗する如く、梁に軸方向力を作用せしめるが如き加力装置を使用する方が可なることは一應考へられる事項

である。

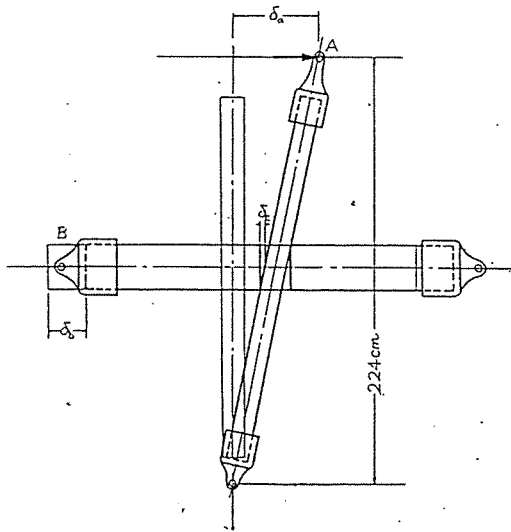
一方實際問題として斯る接合部に於て、上述の如き梁の軸方向力は幾何存在するものであるかは到底求め得られないことであるから、本實驗に於ては斯る梁の軸方向力は零になる如く、加力装置を考案したものである。斯くする時は接合方法の優劣に就いて、定性的に明確なる結果を得る事が出来る。

併し其定量的の事項に關しては、上述の如き梁の軸方向力は多少なりともその存在を否定し得ないから、實際は實驗結果より有効に働き得るものであると謂ふことが出来る。

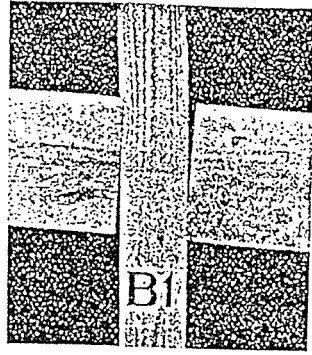
以上の如き見解に基き筆者に於て考案設計せる加力装置の詳細を示せば第1圖の如くである。



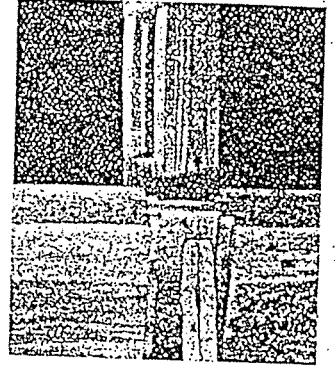
Ⅰ ~ 1 圖



Ⅰ ~ 2 圖

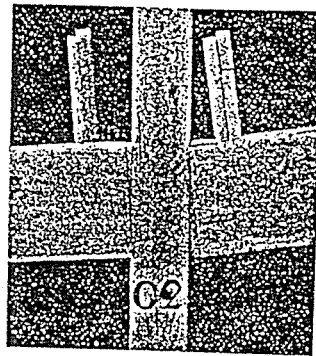


a

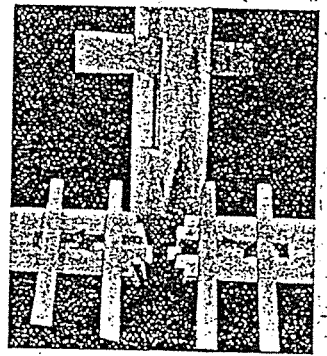


b

Ⅰ ~ 4 圖

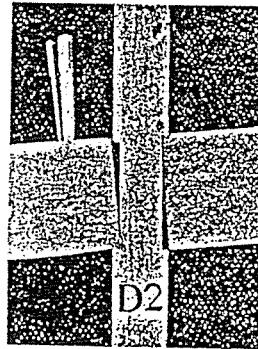


a

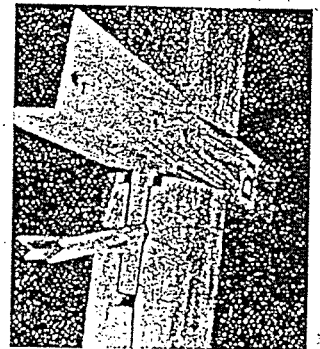


b

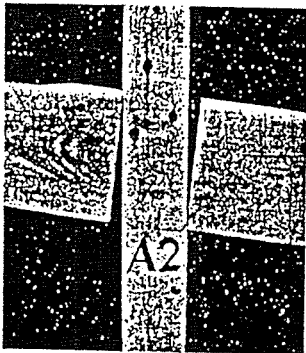
Ⅰ ~ 5 圖



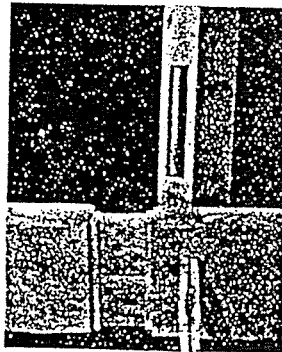
a



b



a



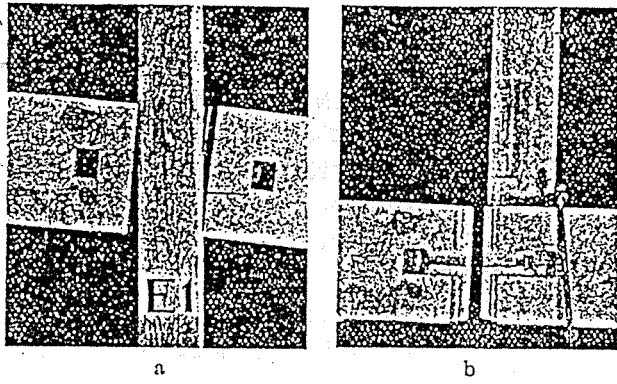
b

Ⅰ ~ 3 圖

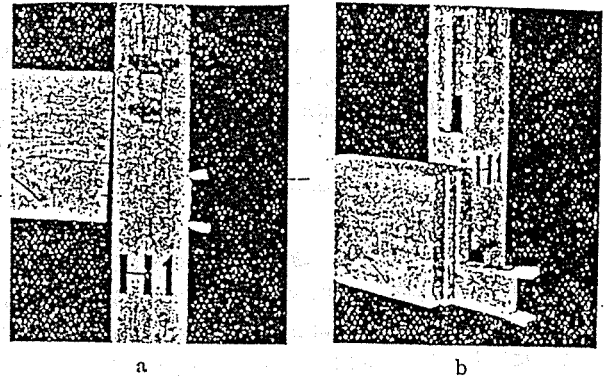


c

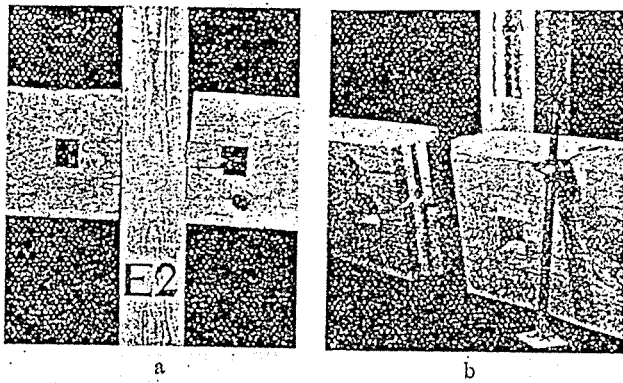
Ⅰ ~ 6 圖



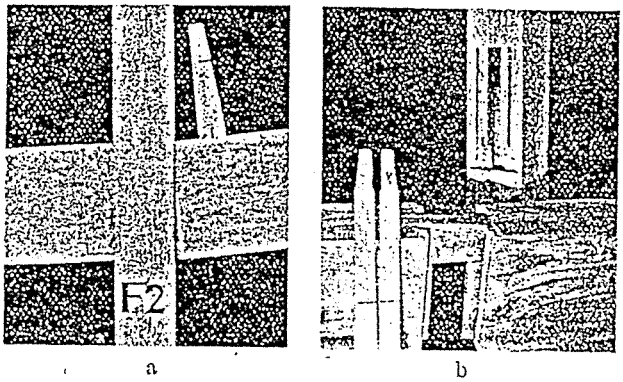
II ~ 7 圖



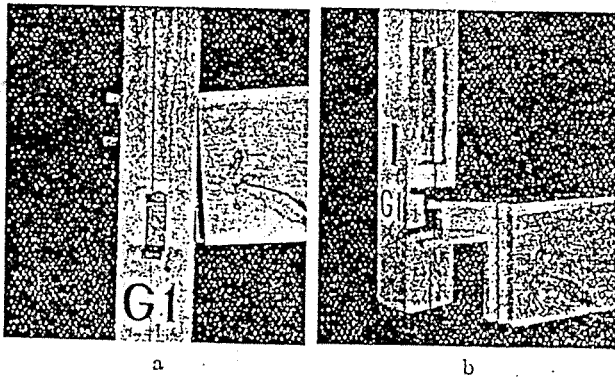
II ~ 1.1 圖



II ~ 8 圖



II ~ 9 圖



II ~ 10 圖

試験體の柱の上下端をホルダー  $H_1$  及  $H_2$  に、梁の両端をホルダー  $H$  に嵌込み緊めつける。ウワームギア  $W$  の廻轉により  $H_1$  は左右に移動し、梁端のホルダー  $H$  はスライドバー  $S$  と緊結されてゐるから、 $H_1$  の移動と共に同方向へ正しく一直線上を移動し得て、試験體の柱梁交點にモーメントを作用せしめる役割を持つてゐる。

荷重の測定には  $H_2$  とピンで聯結されたレバー  $L$  の組合せにより、臺坪  $M$  の目盛盤  $D$  に荷重の  $1/30$  が現はれるのである。

而してホルダー  $H_1$  及  $H_2$  とレバー  $L$  の聯結のピン孔は柱軸方向に長い孔であり、之は試験體の變形に對して上下の方向には無抵抗になる如く考慮したものである。

### 3. 實驗方法

實驗は日本大學工學部 建築學科實驗室に於て、前項記述の如き試験機によつて實施した。荷重は零より單純に増加して、破壊點に達せしめ、變形の測定は第2圖に示す如く、荷重點  $A$  の變位量  $\delta_a$ 、一梁端  $B$  の變位量  $\delta_b$  及梁の材軸に於ける柱梁のV字形の間隙量  $\delta_c$  とし、各荷重階に於ける夫等を普通の尺度によつて讀めるものである。

## 第2章 實驗結果

### 4. 破壊過程

#### a) 込栓打のもの (符號A, B, 第3, 4圖)

梁胴付の壓縮側部分は此部分の柱側面を壓して柱に減込み、同時に桁穴は梁の壓縮側端に於て桁附根を壓して減込み、圖示の如くV字形の間隙は、荷重の増加と共に増大する。

此時込栓は、第3圖 b 及第4圖 b に示す如く彎曲して全く彈性を失ひ、栓穴も亦稍大となつた。此種實驗に於て  $B_1$  は、第4圖 a の示す如く柱が彎折したるを以て、實驗後彎折部分を鋸斷したるに徑約 2.5 cm の死節を發見した。

#### b) 車知栓打のもの (符合C, D, E, 第5, 6, 9圖)

込栓打と全く同様の破壊過程を辿る。此時車知栓は第13圖 b 第6圖 c 第9圖 b の如く變形の増大と共に揉みくたとなり、耐力を失ふに至るも栓穴は殆ど變化を認めない。此種の實驗に於て  $D_1$  の梁は第6圖 b の如く、少しく乾裂のありたる個所より最大荷重近くに於て音響と共に割裂した。

#### c) ボルト締のもの (符合E, 第7, 8圖)

ボルトの直徑は何れも 12.5 mm であつて、 $E_1$  試験體に於ては、最初壓金は直徑 38 mm, ボルト孔の直徑 17 mm, 厚さ 2.5

mm のものを用ひたるに、第 7 圖 b の梁縦断面に示す如く座金は稍皿状に變形して木部に減込み、ボルトを通したる孔は柱梁接合部の角變化の爲、ボルトによつて痛められ梁端部に於て大となつた。

その他柱面の減込みは前二者と同様であり、強度は座金の減込みによつて決定される。

従つて  $E_2$  及  $E_3$  試験體に於ては、座金を直径 50 mm、ボルト孔 15 mm、厚さ 30 mm、のものに替へ減込みを防ぎたる處第 8 圖 a の示す如く變形は他に比して非常に少なく、尙同圖 a 及 b に示す如く、ボルトに作用する引張力によつてボルトのナットを締める爲の穴と梁端間の部分が、座金幅だけ剪斷されて破壊を生じた。

尙梁胴付による柱面の減込み、及座金の稍皿状の變形等何れ

も前同様であつた。

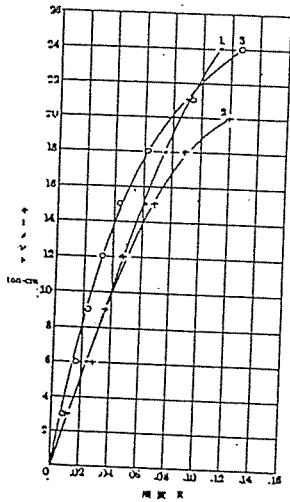
d) 割楔打のもの (符號 G. H. 第10, 11圖)

梁胴付が柱面を壓して減込めることは他のものと全く同様である。柄は梁の壓縮側に近き面はその根元に於て、引張側に近き面はその先端に於て夫々減込み、柄が徐々に抜け去りつゝ變形増大して最大強度に達した。

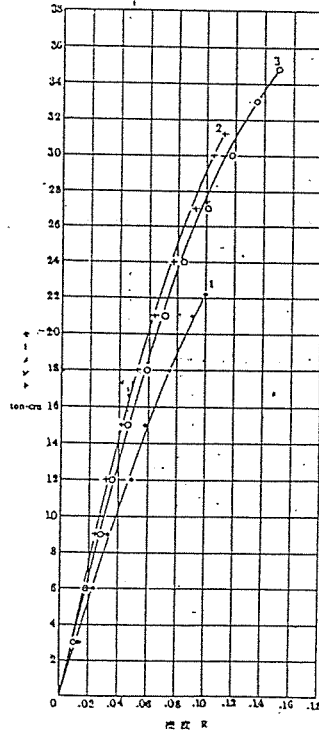
5. 柱の撓度

モーメントの増加による仕口の變形は、之を柱の撓み角、即ち撓度  $R$  として示すことにした。即ち此に變形測定の個所にて述べたる荷重點の變位量  $\delta$  cm を、柱の總長 224 cm にて除したものであつて  $R = \frac{\delta}{224}$  で示される。

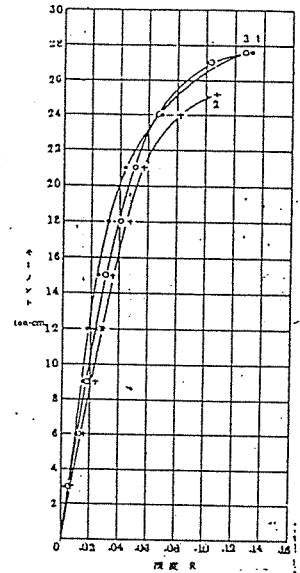
而して此撓度  $R$  と接合部に作用する上下柱のモーメントの和との間の關係を圖示すれば、第12~21圖の如くである。



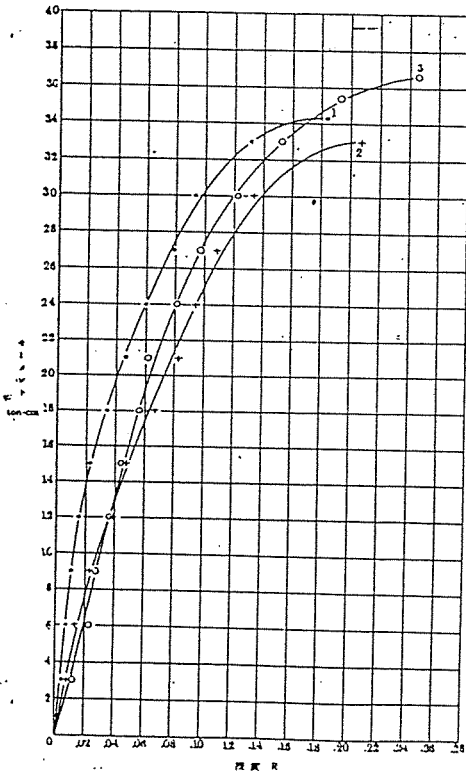
II-12圖 A 試験體



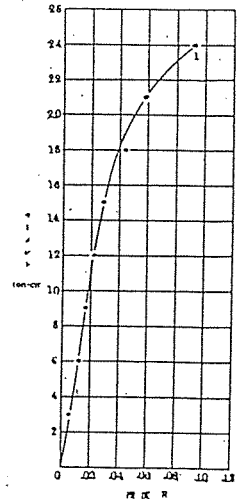
II-14圖 C 試験體



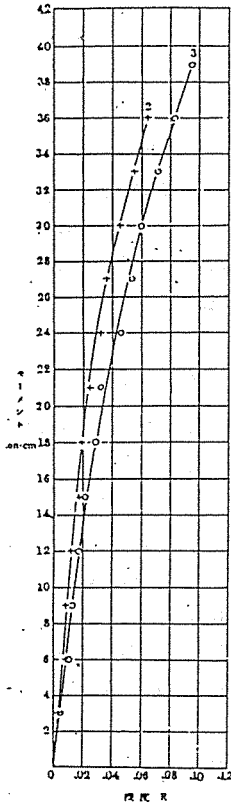
II-15圖 D 試験體



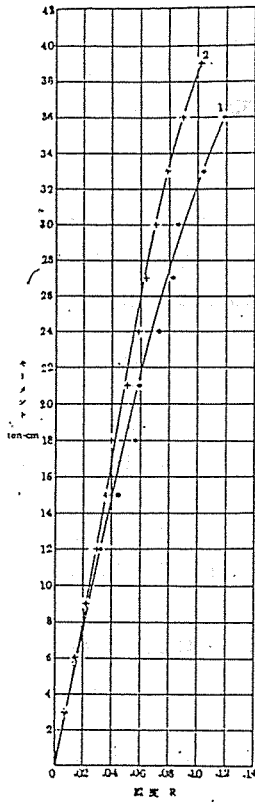
II-13圖 B 試験體



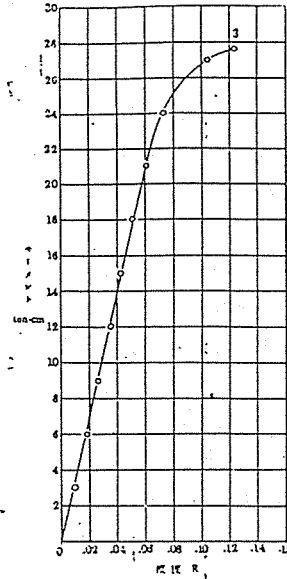
II-16圖 E 試験體



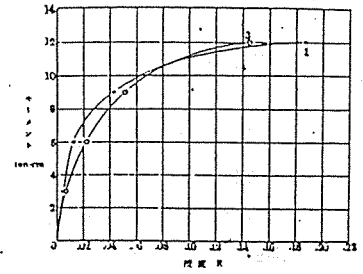
Ⅰ-17圖 E<sub>2,3</sub> 試験體



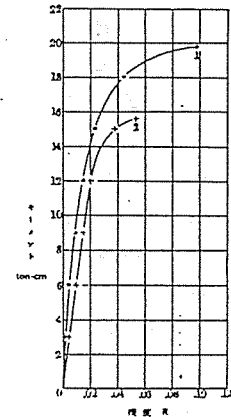
Ⅰ-18圖 F<sub>1,2</sub> 試験體



Ⅰ-19圖 F<sub>3</sub> 試験體



Ⅰ-20圖 G 試験體



Ⅰ-21圖 H 試験體

試験結果表

種類	番 號	最大荷重 (kg)	仕口強度 (ton-cm)	仕口 強度比	強度順位	1 ton-cm のモーメントに因る柱の撓度 (10 <sup>-6</sup> )	仕口剛節度 (ton-cm)	剛節度 順位			
A	1 2 3	120 100 120	24.0 20.0 24.0	22.7	1.000	7	404 400 263	356	248 250 380	292	9
B	1 2 3	171 165 183	34.2 33.0 36.6	34.6	1.524	2	184 327 312	274	544 306 320	390	5
C	1 2 3	111 156 174	22.2 31.2 34.8	29.4	1.295	3	383 275 324	327	202 302 308	311	8
D	1 2 3	138 126 138	27.6 25.2 27.6	26.8	1.181	5	171 238 203	204	588 420 492	500	4
E	1 2 3	120 180 195	24.0 36.0 39.0	24.0 37.5	1.057 1.652	6 1	183 111 161	183 136	546 900 620	546 760	3 1
F	1 2 3	180 195 138	36.0 39.0 27.6	37.5 27.6	1.652 1.216	1 4	297 236 282	267 282	336 424 354	380 354	6 7
G	1 2	60 60	12.0 12.0	12.0	0.528	9	209 358	284	480 280	380	6
H	1 2	99 78	19.8 15.6	17.7	0.780	8	109 170	139	922 588	755	2

### 6. 仕口強度

今梁の耐え得る最大モーメント（柱の兩側に梁のある場合はその合計の値）を以て仕口強度とすれば、各種接合部の夫等の値及各々の間の比較は試験結果表第 4—5 行の如くである。

但し  $E_1$  は  $E_2, E_3$  とボルトの座金を異にする爲、 $F_3$  は  $F_1, F_2$  と車知栓に對して異なる方向に加力せる爲、又  $H_3$  及  $G_3$  は柱に甚しき乾裂を生じたる爲に、夫々試験より除外し、或はその結果を仕口強度の平均値より省いて置いた。

尙 D 種試験體と F 種試験體は共に車知栓打の同種接合方法であるから、D 種に於ては車知栓を打てる側が引張側になる如く加力し、F 種中  $F_1$  及  $F_2$  は車知栓を打てる側が壓縮側となる如く加力した處、試験結果表に示す如く D 種の方が F 種に比較して仕口強度及剛節度に於て相當良好なる成績を挙げたので、 $F_3$  試験體に於ては D 種と同様、車知栓を打てる側が引張側となる如く加力した結果は、D 種と殆ど相似た仕口強度であつた。

### 7. 仕口剛節度

仕口強度の  $\frac{1}{2}$  に於ける Secant modulus に基いて 1 ton-cm のモーメントに對する柱の撓度  $R$  を表はすと、試験結果表中第 7 行の如くなる。

又此値の逆數  $1/R$  を以て仕口の剛度を表すものとすれば、同表第 8 行の如くである。

## 第 3 章 結 語

1) 破壊過程 破壊過程の初期に於ては概して何れも同様ではあるが、全過程を通じては E 種のみ全く異なるものであり、込栓及車知栓を用ひたるものは總て相似たものであつた。

2) 仕口強度 仕口の耐へ得た最大モーメントは、試験結果表に見る如く、E 種 F 種最も強く B 種之に次ぎ G, H 種を除く他は全く同程度のものである。併し E 種は  $E_1$  試験體に示された如く座釦により非常に強度が異なることは注意すべきことであり、又 F 種は  $F_3$  試験體に見る如く加力方向の異なる時は、強度を著しく減少するものであることは優れたる仕口とは謂ひ得ない。故に仕口強度より見たる仕口は E 種 B 種を最良とする

ことが出来る。隅柱仕口の割楔打は強度大ならずして加力方向によつて性質の異なるは注意すべき事柄である。

3) 仕口剛節度 試験結果表に見る如く E 種 H 種は略相似た値を示し最も剛節度大ではあるが、H 種は強度低きが爲に優れたるものではなく、E 種は強度も最大である爲此仕口は他に比して遙に優秀なるものとする事が出来る。D 種は剛節度之に次ぎ、他は概して相似た結果を示してゐる。

## III 總 括

通柱は、管柱に比して仕口強度及仕口剛節度共に良好ではない。管柱に於ては F 種 I 種が他に比して遙に優秀であり、通柱に於ては E 種が最も優れた結果を示してゐる處より、管柱の F 種 I 種は亦通柱に於ても使用可能なる手法であるから、通柱の E 種に管柱に用ひたる F 種の三角木片歪み止め等を使用することは、非常に良結果を招來するものと信ぜられる。

通隅柱の仕口は、又 E 種の手法が使用可能であり、經濟施工兩點より見るも優れたるものであるから、此種の仕口を推賞し度い。

管柱と通柱との兩試験結果より、考察するに、地震力風壓の如き水平荷重に對しては、仕口の強度及剛節度の觀點より見れば通柱は管柱より劣れるものであり、適當なる考慮のもとに於ては止むを得ざる他は通柱の使用を感心すべきものではないと謂ひ得る。

本論文の管柱と梁の接合部の實驗は筆者が昭和 7 年に行つた實驗であつて、當時本學學生であつた平野、佐野、松下、村越四君の卒業論文の一部となつたものであり、永らく未發表の儘になつてゐたのを、通柱と梁の接合部の實驗を完了したので、此機會に整理發表することにしたのである。

後者の通柱と梁の接合部の實驗は、筆者が昭和 10 年度日本學術振興會第 14 小委員會（耐震構造）に於ける研究擔當事項であり、記して感謝の意を表する次第である。

和風仕口の引張耐力試験 (才2報)

— 割楔仕口 —

正会員 飯塚 五郎<sup>※</sup> 岡○ 玄藏<sup>※※</sup>  
同 石井 卓郎<sup>※※</sup>

1. 研究目的 従来の和風仕口は、母合金物を  
用いていはいが、それぞれかほりの耐力を弄つことを  
昨年報告した(大会梗概集 構造系 P.1977)。本報告は、  
その中から“割楔(くさび)締め仕口”をとりあげて、そ  
の耐力機構を解明しようとしたものである。

2. 試験体・試験方法 1) 割楔締めの耐力に影  
響を与える要素を、母材樹種・楔の材質・柾(ほぞ)穴削  
り巾(図1 A)・楔厚(図B) の4つに分け、こゝらを変  
化させた仕口を選び

2) “世裁納差し”とは硬材質だけを變化させ、  
3) 金物拵合の中から、釘打ち拵合を比較対象とした。  
試験体は、1種につき3体を1本の柾穴材に連続して  
造った。製作者は、篠田建設(株) (東京都世田谷区)  
所属の熟練大工である。実験は、引張力を加えて仕口  
の變形(男木と女木の相対変位)と荷重とを記録したが、  
加力順序は0→400kg→0(→800kg→0)→破壊である。  
なお、供試木材はいずれも市販の一等材で、ヒノキ材  
は含水率4.8%・比重0.52・平均年輪幅3.1mm、ベ  
イツガ材は各々18.3%・0.48・3.3mmである。

3. 試験結果・考察

1) 母材樹種の影響 ベイツガ母材では、ヒノキに比  
べ明らかに耐力・剛性とも低下し、硬い楔の仕口ほど  
その差が著しい。滑らかに振れる(図2 d)のは、低い木材  
強度と丈に高い含水率が大きい原因と考えられる。

2) 楔材質の影響 現場では構造材の残材片を利用す  
ることもあるが、一般に使われる堅木(こぞはす)楔に  
比べヒノキ楔の仕口は、かほり耐力が低く小刻み破壊  
を繰り返す。楔材を硬くすれば耐力・剛性が増すが、  
小破壊時の抵抗低下率はいくらか大きくなる。

3) 柾穴削り巾の影響 耐力はあまり差がなく、破壊  
時は削り巾が大きいほど小刻みである。しかし、極端  
に大きく(9mm)すると、柾先が柾穴の奥まで追従できず  
見落し、非常に弱い試験体が現れる(表1はこの値  
を除く)。削り巾9mmは実用としては危険である。

4) 楔厚の影響 削り巾6mmとみると、15mm厚楔は10  
mm厚楔より2割ほど強い。削り巾との関係もあるが、  
楔を厚くした効果は認められる。

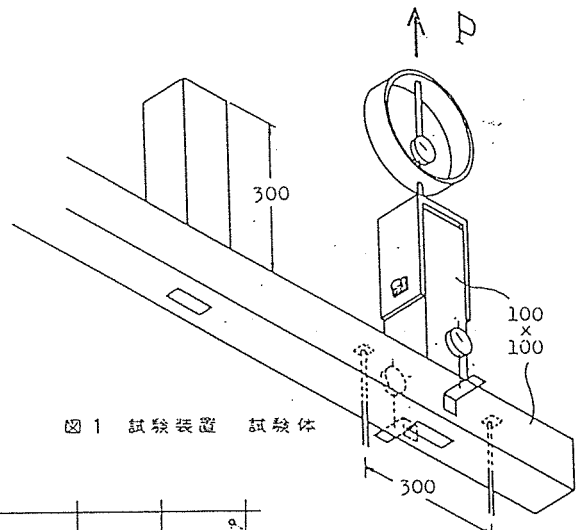


図1 試験装置 試験体

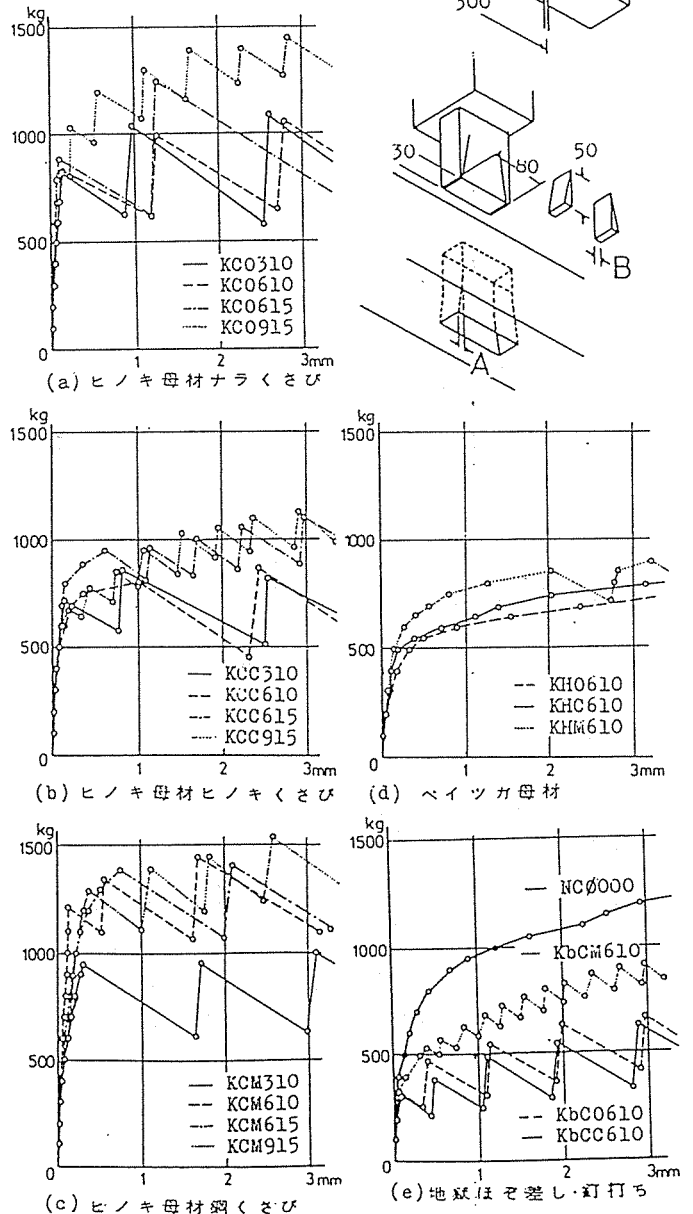


図2 荷重—変形図



5) 地獄納差し 1次破断荷重は割戻縮めの50%以下だが、変形が進むにつれ小刻みの破断を繰り返して母材と割戻との耐力差を縮めていく(図2c, 表1)。小破断があるとはいえ、剛性が低くかつ粘りのある仕口と云えよう。

6) 釘打ち接合 ほぼ割戻に近い値を得るが、打込みにくい長大釘(2-N100)を使用している。さらに、木の削れ、釘頭の腐食等の危険性を考えあわせると、割戻縮めにまいる接合法とは考えらるまい。

#### 4. 引抜耐力計算式

割戻縮め仕口の耐力機構を確認するために、耐力要素として考えらるものを力学的に組み合わせ、引抜耐力計算式を導いた。耐力は、母材(桟材部分)の横圧縮強度に起因すると考えらる。圧縮面に加わる荷重を $P_c$ 、木材の摩擦係数を $\mu$ とすれば、耐力 $P_t$ は

$$P_t = 2P_c (\sin\theta + \mu \cos\theta)$$

桟材部分の応力状態から  $P_c = d \int_0^h \sigma(x) dx$  ( $d$ : 桟材の巾)

ここで、横圧縮応力 $\sigma(x)$ を仕口で測定するのは非常に難しい。そこで $\sigma$ は木材の横圧縮試験で得た $\sigma(\delta)$ (図3)を用い、以上をまとめた

$$P_t = \frac{2dh_0}{\delta_0} (\tan\theta + \mu) \int_0^{\delta_0} \sigma(\delta) d\delta \quad \text{という計算式を得る。} (\delta_0 \text{は } x=h \text{ の部分に生じる最大減り込み量})$$

$\mu$ は数トンの圧力下での摩擦係数で、未知の値である。しかし全仕口で $\mu$ を一定にすると、各仕口耐力の比率が実験値とかなりよく一致するので、逆算により0.3とした。各仕口での計算値を算出して

表1の中に示すが、木材という天然材料のばらつきを考えあわせると、これらの値は実験値とよく一致すると云えよう。地獄納差しと云う差があるのは、桟穴が浅いために桟材に対する抱束力が弱く、横圧縮力による桟材の減り込みよりも、割戻による桟材上端のめくみが先行して引抜るためと考えらる。

#### 5. まとめ

割戻縮め仕口は、加工にさほど高度な技術を必要とせず、鋼製の使用等によって金物接合に匹敵はいしえを上げる耐力を期待できる。組みあがが簡単なことも考えあわせると、木構造軸組構造の中今後とも用いらることが期待される。

表1 実験結果

Code Name	仕口の種類	母材材種	クサビ材材種	a (mm)	b (mm)	1次破断		2mm変形時荷重 (kg)	3mm変形時荷重 (kg)	最大荷重 (kg)	最大荷重時変形(mm)	剛性 (kg/mm)	計算値 (kg)	計算値/実験値
						荷重 (kg)	変形(mm)							
KCO 310	割くさび	ヒノキ	ナラ	3	10	827	14	1075	1123	1167	1071	7500	975	1.16
KCO 610	-	-	-	6	10	838	16	1072	1087	1210	745	7200	961	1.15
KCO 615*	-	-	-	6	15	893	12	1243	1243	1540	1202	9600	1217	1.36
KCO 915**	-	-	-	9	15	845	15	1395	1450	1540	1017	7900	1251	1.48
KCC 310	割くさび	ヒノキ	ヒノキ	3	10	722	14	915	949	949	269	8100	891	1.23
KCC 610	-	-	-	6	10	805	100	890	903	1150	2934	6700	888	1.10
KCC 615	-	-	-	6	15	952	62	1103	1180	1335	1295	9600	1115	1.17
KCC 915	-	-	-	9	15	683	20	1062	1140	1243	610	9500	1140	1.67
KCM 310	割くさび	ヒノキ	鋼材	3	10	945	29	1028	1067	1279	1472	6600	1095	1.16
KCM 610*	-	-	-	6	10	1208	12	1458	1495	1660	1131	12400	1079	0.90
KCM 615*	-	-	-	6	15	1385	75	1455	1500	1725	2419	8400	1396	1.01
KCM 915**	-	-	-	9	15	1295	38	1450	1545	1620	1584	5800	1389	1.07
KCCr610	割くさび	ヒノキ	スギ	6	10	776	12	912	980	1182	2155	9800	-	-
KHO 610	割くさび	ベイツガ	ナラ	6	10	740	801	677	723	795	942	3600	737	1.00
KHC 610	-	-	ヒノキ	6	10	1075	685	830	888	1113	1896	4600	700	0.65
KHM 610*	-	-	鋼材	6	10	858	202	778	843	970	2084	4300	745	0.87
KbCO610	地獄ほぞ	ヒノキ	ナラ	6	10	323	6	610	663	971	1051	7200	961	2.98
KbCC610	-	-	ヒノキ	6	10	308	8	525	595	865	1204	7600	888	2.88
KbCM610	-	-	鋼材	6	10	542	40	820	935	1122	810	5400	1079	1.99
NC0 000	釘打ち	ヒノキ	2-N100	-	-	-	-	1203	1258	1593	1895	7600	468	0.44

\*: 2体平均    \*\*: 1体    \*\*\*: 木構造設計規程より求めた計算値と、1.8mm変形時の荷重平均との比



## 5. まとめ

### 5-1 在来木造住宅メーカー4社との意見交換

#### 在来木造住宅メーカーとの意見交換議事録

◆日時：94年5月30日（月）14時30分～17時

◆場所：東京大学工学部建築学科坂本研究室

◆出席者（敬称略）

：望月仁、小室雅徳 …殖産住宅相互（株）

竹内稔、櫻井一也 …（株）細田工務店

飯山道久 …住友林業（株）

上田弘一 …東日本ハウス（株）

宮澤健二、大橋好光、稲山正弘 …委員

◆議事録

#### ①概要

最初に、大橋委員より本委員会の目的等の説明があり、構造プログラムについての意見、要望などを各企業の方に発言して頂いた。次に、本委員会にて討議されたプログラム内容と範囲等について宮澤委員より説明があり、また、具体例にもとづく軸組架構と鉛直荷重の流れについて稲山委員より説明があった。それらを踏まえて構造プログラムの計算内容に立ち入った意見などが話し合われた。

企業側の意見や構造プログラムについての考え方をまとめると次のようである。

- ・現在の壁量計算法は、設計の自由度が高く、構造上の制約が少ない。構造プログラムで計算するとかえって厳しい制約を受けてしまうのではないか。そうではなく、設計範囲が今より広がるようなプログラムを望む。そうでないと普及しないのではないか。
- ・壁量計算→鉛直荷重計算→梁の断面算定 ができる構造プログラムは、すでに各社で使用している。精算ではないが柱の直下率や偏心を考慮した構造チェックもプログラム内で行われるものがある。簡易なものではあるが、壁量計算法の枠内で各社とも合理的な構造チェックプログラムを活用している。
- ・会社が行っているチェックプログラムが、どの程度効果があるかは、各社とも関心を持っている。

## ②各企業との意見交換の議事録

企業との意見交換の際のより細かな議事録は以下の通りである。

(・は企業出席者の発言、\*は委員の発言)

- ・営業所から上がってくるプランには、壁量は充足しているけれども、よく見ると危険かなというものが多い。
- ・構造プログラムで計算することにより、今はダメなものがOKになるようにしてほしい。
- \*変形計算ができないと、今後、木三共などの大きなものが出てきたときに対応できなくなる。
- ・この例と同じ単純梁ルールでの鉛直荷重計算、梁の曲げ&たわみ→断面算定、柱の座屈、土台のめりこみ、等は既にプログラムで自動計算させている。
- ・3階建は少ない。ほとんど外注の構造設計事務所に依頼している。変更が多いので、いちいち対応するのが難しい。数件/年程度なので、その都度対応している。1階にかなり壁が必要。
- ・細かく計算すると言ってもどの程度なのか。例えば部分的なプラン変更で全体の計算結果が大きく変わってしまうのか。ちょっとしたプラン変更に対応できないと困る。
- ・間仕切り線や柱の直下率などを評価して、最終確認として構造計算に行くようにすればありがたい。
- ・A社では、3次梁はダメとしている。しかし、梁の長さがあまり長くなるよりは、次数を上げて短い部材で対応する方がよいとしている。
- ・接合部の変形は計算に入れていない。一次部材のたわみだけでチェックしている。連続梁で計算してくれるようになると(その分有利になるため)ありがたい。
- ・1辺が5P以内のブロックを作っていく。そのブロックの交点に梁の継手をもってくる。
- ・B社では、意匠CAD→構造(通し柱を手入力するとあとは自動配置)→プレカットCAD→フロッピーで各社に送る。
- ・梁の仕口の断面欠損も考慮して決める。水平力に対しては壁量計算をもとに、偏心も考

慮しながら自動配置する。→ワークステーション上で動く。

- ・プレカットCADは各社共通している。しかし、プレカットCADから構造へという遅すぎる。確認申請前には構造チェックへまわらないとおかしい。
- ・意匠段階で気楽にチェックできるようなプログラムにする。
- ・最大5Pの閉ループの布基礎とする。基礎の計算は、地耐力 $f_c = 3\text{ t or } 5\text{ t}$  → 標準断面 → 建物総重量/底盤面積  $> f_c$  → OK というルートで行う。基礎梁の曲げの検討等は、いちいちやっていない。
- ・構造プログラムは3階建に関してはあったほうがよいが、在来構法の場合、構造上の制約が少ないので、これによって範囲が狭められるようであれば、ほしくない。
- ・木三共はツーバイフォーの方が多。在来のメリットが生かせない。

## 5 - 2 今後の展開

今年度の作業では、プログラムを作るうえでの前提条件の検討、および各種問題点の抽出を行い、最後に住宅メーカーの技術担当者にヒアリングを行った。今後は、これまでの成果を踏まえて、実際のプログラム開発を行うことになる。しかし、それには、まだ未解決の問題も多く、プログラムの作成には多くの問題を残している。その問題点の主なものを以下に列挙して、今年度の報告書を締めくくりとしたい。

- ①床水平構面を剛とみなすか、それとも剛性ゼロとみなすかの判断規準がまだ定量化されていない。
- ②小屋組のルールが各社まちまちで、ひとつのプログラムでは対応しにくい。
- ③寄棟の隅木など、3次元の部材については、鉛直荷重の流れまでは計算できるが、水平力に対するフレームの応力解析にのせることは難しい。したがって、水平力に対しては屋根全体を剛として計算せざるを得ない。軒桁より上のレベルでは、水平力時の応力と変形を力学的に解析できないので、そこから下のレベルだけ精算しても全体としてはあまいさが残ってしまうことになる。小屋組まで含めて水平力時の応力・変形解析ができるようなルール（構法と計算の両方）づくりが必要である。
- ④鉛直荷重の流れについては、シミュレーションの結果、3次部材までで多くの場合はカバーできる収まることが分かった。したがって、耐力壁の片足が直交梁に乗っているときの水平力に対する応力・変形解析についても、3次梁と2次梁をあわせた鉛直方向のバネ置換をすればたいのプランに対応できる。しかし、1本の直交梁に2枚の耐力壁の片足が乗っていて、それぞれ圧縮側と引張側であるような場合には、それを考慮したバネ置換をするのはかなり複雑なアルゴリズムを要するため、どこまで対応できるように作るかをさらに十分検討する必要がある。
- ⑤接合部については、 $P-\delta$  曲線までのデータがそろっていないものが多く、剛性が確定できない。また、それらはディテールにより、施工の程度により大きなバラツキを有している。特定の数値を適用して良いかは、今後の検討が必要である。
- ⑥耐力壁線の梁受け金物などは下向きと上向きの両方のせん断力を受けるため、正負の剛性と許容耐力のデータが必要だが、多くの場合下向のデータしかない。
- ⑦せん断と軸力など、複合応力を受ける場合についての接合部データは全くない。