

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

木造化推進標準設計施工マニュアル作成等事業報告書

「新木質建材住宅適用技術推進事業」

平成6年3月

財団法人 日本住宅・木材技術センター

はじめに

本委員会は、木造の剛接合いわゆる純ラーメン構造を中心として、木質構造の3階建て程度の架構を普及するためのマニュアルの作成を最終目的として、その構造設計方法の流について検討を進めてきた。研究を進めるにあたり、次のようなスタンスを前提とした。委員会では、最終成果物が実際に設計に携わる実務者の便に供する実用的なものを作成することを目指している。

研究対象

- ・木造集合住宅、事務所建築等の3（4）階建てができるもの。
- ・軸組架構一般で、純ラーメンにはこだわらない。
- ・剛接合を目指すか、剛接軸組+壁（ブレース）についても構造的な解明を行う。
- ・GLT（集成材）、LVLを主要部材とする大断面の構造を主とする。

現状認識

- ・保有耐力設計のためのデータ整備がなされていない。
- ・接合部のめりこみ、せん断、割裂（横引張）の性状が不明確で、その定量化が不可欠である。
- ・接合部のパネルゾーンに関する性状も不明確なところが多い。
- ・構造設計に関しては、直材を用いたものが少なく、その整備が急がれる。

研究の流れ

- ・接合具 接合具の設計は、木質構造計算規準、大断面マニュアルを用いて行うが、十分でないところは、基本的な研究開発を試みる。
- ・接合部 接合方法と接合具の組合せにより、接合部を類型化し、それぞれの計算の流れ、計算式を提案する。
- ・架構 接合部をモデル化して、木質架構としての構造計算方法を検討提案する。実務的な建築物の構造計算を試算する。

平成5年度の実施内容

本年度は、3年計画の最終年度にあたり、昨年までの成果をもとに、接合部の設計法の整備、事務所及び共同住宅の構造計算例の提示、そして剛接合部実験、常時微動測定、剛接軸組+耐力壁の実験と設計、剛床の検討、地震応答解析、新しい接合方法の実験、構造設計モデルプランの各部設計など、坂本委員長、大橋主査を中心に精力的に実施された。

本事業の実施にあたり、御指導、御尽力いただいた委員会各位、行政当局に対し、厚く御礼申し上げます。

平成6年3月

(財)日本住宅・木材技術センター

委員会の構成

「木質架構委員会」は、新木質建材住宅適用推進事業を実施するために下記に示すような委員構成で、本委員会、専門委員会を組織して事業の推進にあたった。

「木質架構委員会の委員構成」

委員長	坂本 功	東京大学工学部建築学科教授
委員○	宮澤 健二	工学院大学工学部建築学科助教授
〃	野口 弘行	明治大学理工学部建築学科講師
〃	平嶋 義彦	静岡大学農学部森林資源学科助教授
〃	◎ 大橋 好光	東京大学工学部建築学科
〃	安村 基	建設省建築研究所第三研究部耐風研究室主任研究員
〃	○ 小松 幸平	農林水産省森林総合研究所木材利用部構造利用科接合研究室長
〃	太田 道彦	(株)竹中工務店東京本店設計部部長(構造担当)
〃	山田 利行	清水建設(株)設計本部構造設計第二部副部長
〃	三原 良樹	鹿島建設(株)設計エンジニアリング総事業本部構造設計部技術長
〃	鈴木 基	集成材協同工業組合(斉藤木材工業(株)大断面事業部長)
〃	颯川 五郎	全国LVL協会(大一ウッド(株)代表取締役)
〃	○ 稲山 正弘	(株)稲山建築設計事務所代表
〃	○ 五十田 博	信州大学工学部社会開発工学科(建築学)
〃	○ 石井 満	(株)東京建築研究所
〃	○ 片岡 泰子	(株)お茶の水設計工房
〃	○ 平野 晋	(株)奥村組つくば研究所
〃	○ 小塚 裕一	(株)竹中工務店東京本店設計部構造課
〃	○ 榎本 秀文	清水建設(株)設計本部構造設計第二部
協力委員	塚田 市朗	林野庁林政部林産課課長補佐
〃	宮澤 俊輔	林野庁林政部林産課
事務局	牧 勉	(財)日本住宅・木材技術センター試験研究部長
〃	篤海 四郎	(財)日本住宅・木材技術センター主任研究員
〃	屋代 栄久	(財)日本住宅・木材技術センター技術主任

(◎：専門委員会主査、○：専門委員会委員)

1. 通直集成材を用いたラーメン構造の設計法	1
1. 0 接合部の設計	1
1. 1 鋼板添板／挿入型接合	2
1. 2 合わせ梁＋シアファスナー型接合	3 5
1. 3 引張ボルト型接合	4 9
1. 4 接合部の回転剛性と耐力のシミュレーション	6 8
2. 通直集成材を用いたラーメン構造の構造設計例	1 0 1
2. 1 3階建て木造事務所モデルプランの構造設計例	1 0 2
2. 2 3階建て共同住宅モデルプランの構造設計例	1 7 5
3. 通直集成材を用いたラーメン構造の接合部実験	2 7 9
4. 木質架構の床剛性について（その2）	3 0 3
5. 木質ラーメン構造の振動測定	3 2 2
6. 剛接軸組＋壁（ブレース）の設計の考え方（その2）	3 4 3
7. ラグスクリー等によるめり込み防止効果の実験・解析	3 7 5
8. 木質ラーメン構造の地震応答解析	3 9 7
9. 新しい接合方法の開発	4 0 9
9. 1 2方向ラーメン柱－梁接合部の正負繰返し加力実験	4 0 9
9. 2 木質耐力壁を含む半剛接集成材架構の静的加力実験	4 4 4
1 0. 構造設計モデルプランの作成と各部位の検討	4 8 6

1. 通直集成材を用いたラーメン構造の設計法

1. 0 接合部の設計

通直材を用いた接合部にはさまざまなタイプが考えられるが、現在比較的使用されていて、構造的にも明確であると思われるつぎの3つの接合部タイプを選択し、それらの接合部の設計方法を提案する。

1. 1 鋼板添板／挿入型接合

最も使用頻度の高い接合部で、鋼板とボルト、ピンなどの接合具を組み合わせた接合部である。挿入型でピンを使用すれば、防火上も有利な接合となる。

1. 2 合わせ梁＋シアファスナー型接合

基本的にはボルトなどの接合具で木材と木材を接合するタイプで、接合具のせん断性能を増加させるため、シアプレートなどのシアファスナーを付加するタイプである。

1. 3 引張ボルト型接合

接合方法としては、古くから用いられているタイプであるが、剛接合という点では問題があった。しかし、木材のめりこみ強度に注目して設計式を提案している。また、めり込み強度を改良することにより剛接合が可能となるが、その改良方法を第7章で提案している。

目 次

1. 1 鋼板添板／挿入型接合

1. 適用範囲
2. ガセット板接合型モーメント抵抗接合部の許容耐力設計
3. 接合具の力学的特性とモーメント抵抗接合への使用上の留意点
4. モーメント抵抗接合部の設計例

1. 2 合わせ梁＋シアファスナー型接合

1. 合わせ梁＋シアファスナー型接合法の概略
2. 合わせ梁＋シアファスナー型接合部の設計
3. 設計例
4. まとめ

1. 3 引張ボルト型接合

1. 引張ボルト型接合の特徴
2. 接合部の構造計画
3. 接合部のモデル化とフレーム計算手順
4. ト字接合部（座金タイプ）の設計法
5. 十字接合部（座金タイプ）の設計法
6. ト字接合部（座金タイプ）の設計例
7. 十字接合部（座金タイプ）の設計例

1. 1 鋼板添板／挿入型接合

1. 適用範囲

本設計法は通直集成材の梁、柱部材を釘やドリフトピンで代表さ機械的接合具と鋼板ガセット板を組み合わせて半剛節に接合する木造ラーメン架構のモーメント抵抗接合部の設計に適用する。

今日まで、集成材構造建築物といえ、3ヒンジ山形ラーメンやラヂアルアーチと呼ばれる湾曲集成材を用いた構造がその大半を占めてきた。しかし、最近ではデザインの多様性、湾曲集成材の製造コストが割り高であること、集成材運搬上の制約等から、これらの点で相対的に有利な通直集成材を多用した構造が見直されている。

通直集成材を利用した一つの構造形式として、通直集成材の梁、柱部材を釘やドリフトピンといった単純な接合具（Mechanical fastener）によって半剛節に接合する木造ラーメン架構も検討され、一部で実用され始めている。木構造の分野では新しい試みと言えるこのラーメン構造においては、幾つかのモーメント抵抗接合法が考案され、実験的、理論的な研究が進められているが、本節では、図1に示すガセット板接合型モーメント抵抗接合の設計法を詳述する。

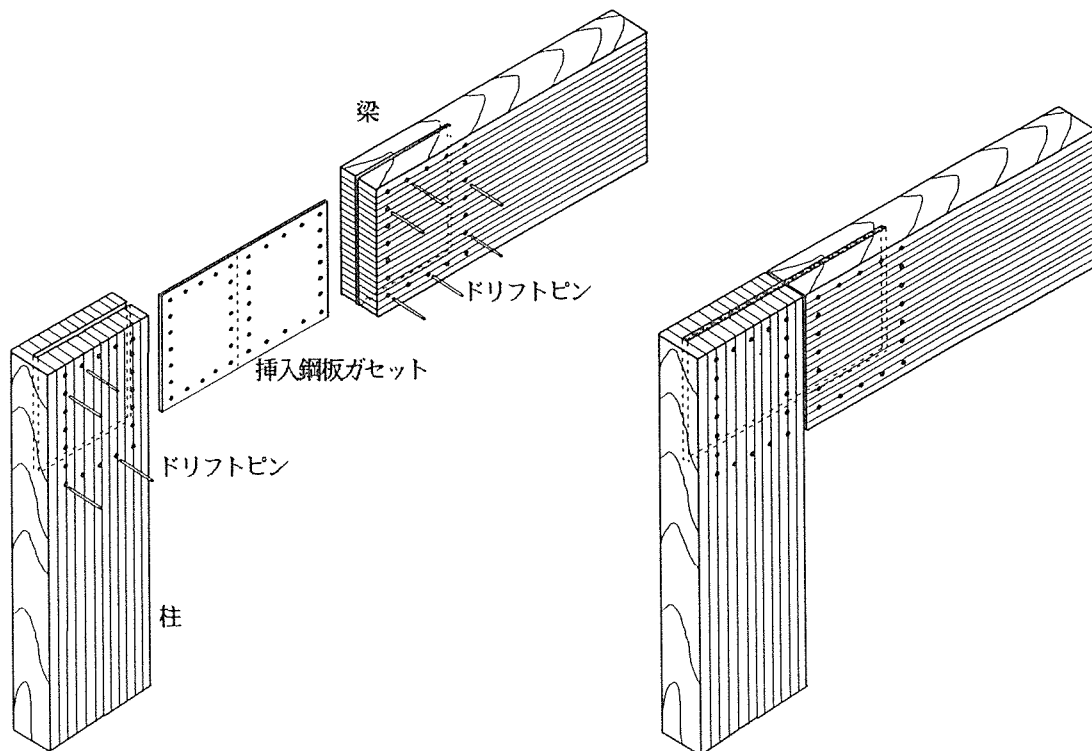


図1 ガセット板接合型（タイプ-1）

2. ガセット板接合型モーメント抵抗接合部の許容耐力設計

2. 1 接合具の許容耐力

表1に示す配列規定を満たしている場合に限って、接合具の短期許容耐力 sP として、その降伏耐力 P_y をとる

釘やドリフトピンのような接合具の場合、表1に示す配列規定を満たしている場合に限って、降伏点が認められ、荷重-変形関係は図2に一例を示す通り粘りのある弾塑性的性状を示す。

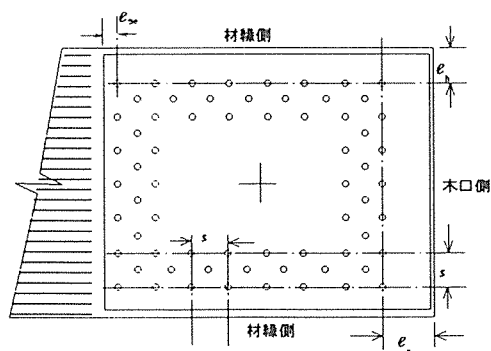
最も厳しい荷重が作用している接合具は真っ先に降伏荷重に達するが、表1の配列条件を満たす限り、弾塑性的変形が期待でき、他の接合具が次々降伏に達する間は、ほぼ一定の荷重（降伏荷重）を保ちながら、塑性変形が更に進展するという状態が期待できる。

このことより、モーメント抵抗接合部に接合具を「多数本」使用する場合、表1に示す配列規定を満たしている場合に限って、接合具の短期許容耐力 sP として、その降伏耐力 P_y をとることとした。

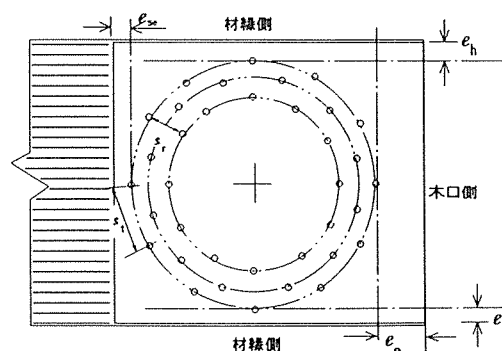
表1 モーメント抵抗接合に使用する接合具の配列規定

配列規定	釘	ドリフトピン（ボルト）
端距離 (e_e)	$\geq 12d$	$\geq 7d$
縁距離 (e_h)	$\geq 4d$	$\geq 4d$
鋼板側端距離 ($e_{s,e}$)	$\geq 2d$	$\geq 2d$
接合具ピッチ (p)	$\geq 9d$	$\geq 7d$
接線方向接合具間隔 (s_t)	$\geq 9d$	$\geq 7d$
半径方向接合具間隔 (s_r)	$\geq 9d$	$\geq 7d$
径長比 (l/d)	$\geq 8d$	$\geq 8d$

a) 矩形配置
接合具の配列は千鳥配列を原則とする



b) 円形配置
接合具の配列においては、千鳥を原則とするが、繊維平行方向に隣合うピンが7d以下の間隔にならないように注意する。



ただし、 l : 接合具の有効長さ（鋼板の厚さを差し引いたもの）
 d : 接合具直径

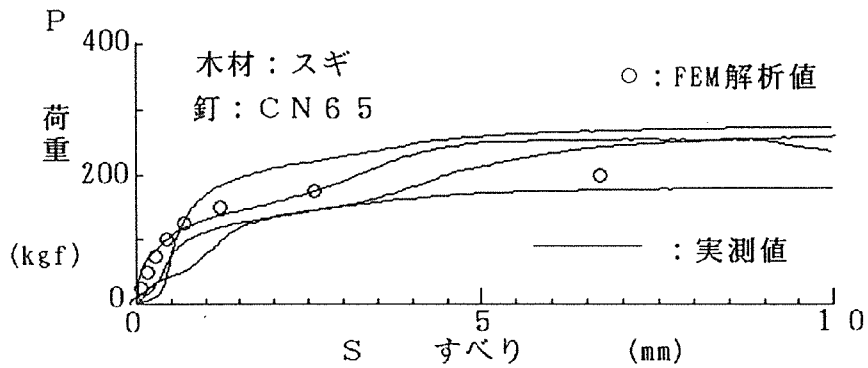
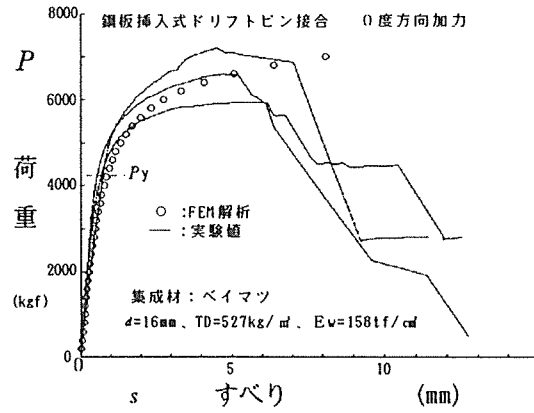


図2 ドリフトピン接合及び釘接合の荷重-変形曲線の例

2. 2 接合具の降伏耐力 P_v

鋼板挿入ドリフトピン接合、鋼板添え板釘打ち接合、または鋼板添え板ボルト接合の降伏耐力 P_v は、ヨーロッパ型剛塑性理論式（E Y T式）で算定する

1) 鋼板挿入式ドリフトピン接合

図3-a)、b)、c)に鋼板挿入式ドリフトピン接合で予想される降伏パターンを示す。

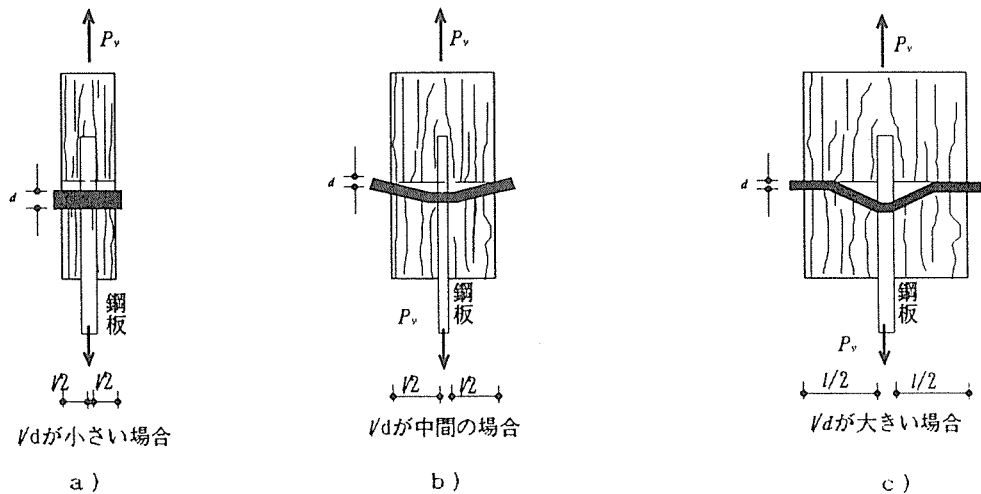


図3 鋼板挿入型ドリフトピン接合部の予想降伏パターン

- ① 図 3 - a) l/d が小さい場合：ドリフトピンの降伏耐力が木材に比べて大きすぎて鋼棒が曲げ降伏せず、木材中でめり込み変形を起こす。繊維直交方向加力の場合は脆性的な破壊となる。

$$P_y = ld\sigma_{ey} \quad \dots 1)$$

- ② 図 3 - b) l/d が中間の場合：鋼板内でドリフトピンが曲げ降伏を起こすが、木材中では鋼棒は曲げ降伏を起こさず木材にめり込む。

$$P_y = ld\sigma_{ey} \left[\sqrt{2 + \frac{16M_y}{l^2 d \sigma_{ey}}} - 1 \right] \quad \dots 2)$$

- ③ 図 3 - c) l/d が大きい場合：ドリフトピンが鋼板および木材双方で曲げ降伏を起こす場合に起こる。粘りがある。

$$P_y = 4 \sqrt{M_y d \sigma_{ey}} \quad \dots 3)$$

2) 鋼板添え板ボルト接合

図 4 - a)、b)に鋼板添え板式ボルト接合で予想される降伏タイプを示す。

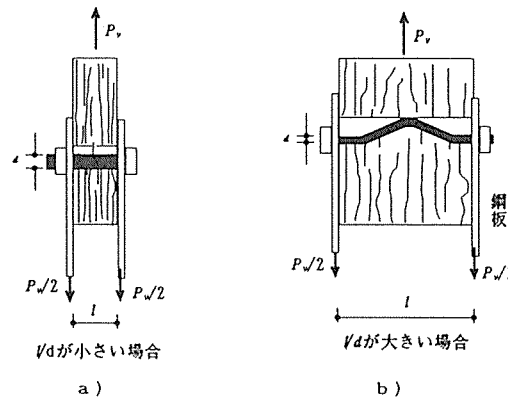


図 4 鋼板添え板式ボルト接合部の予想降伏パターン

- ① 図 4 - a) l/d が小さい場合：ボルトの降伏耐力が木材に比べて大きすぎて鋼棒が曲げ降伏せず、木材中でめり込み変形を起こす。繊維直交方向加力の場合は脆性的な破壊となる。

$$P_y = ld\sigma_{ey} \quad \dots 4)$$

- ② 図 4 - b) l/d が大きい場合：ボルトが鋼板および木材双方で曲げ降伏を起こす場合に起こる。粘りがある。

$$P_y = 4 \sqrt{M_y d \sigma_{ey}} \quad \dots 5)$$

3) 鋼板添え板釘打ち接合

図5-a)、b)に鋼板添え板釘打ち接合で予想される降伏タイプを示す。釘の場合は、種類に拘わらず l/d が十分大きいので、釘が木材中で変形しないタイプの降伏パターンはあえて取り上げなかった。

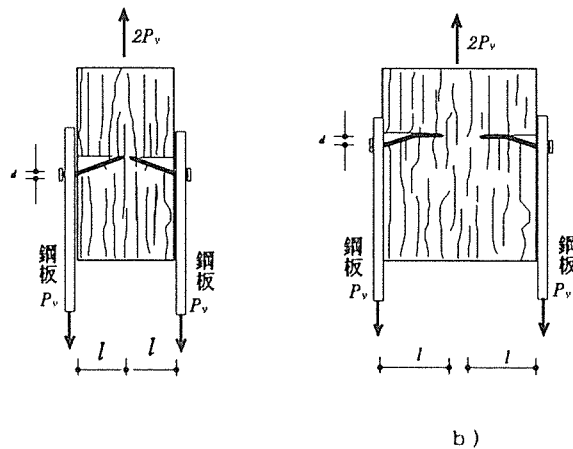


図5 鋼板添え板釘打ち接合で予想される降伏タイプ

- ① 図5-a) 鋼板-木材境界付近で釘が曲げ降伏を起こすが、木材中では釘は曲げ降伏を起こさず木材にめり込む。

$$P_v = \frac{1}{2} l d \sigma_{e,y} \left[\sqrt{2 + \frac{16M_y}{l^2 d \sigma_{e,y}}} - 1 \right] \quad \dots 6)$$

- ② 図5-b) 釘が鋼板-木材境界付近および木材中双方で曲げ降伏を起こす場合に起こる。粘りがある。

$$P_v = 2 \sqrt{M_y d \sigma_{e,y}} \quad \dots 7)$$

以上の諸式において、

M_y : 鋼棒自体の曲げ降伏モーメント = $\sigma_{s,y} \cdot d^3 / 6$

d : 鋼棒の直径(cm)

l : 鋼棒の有効長さ(cm)

$\sigma_{s,y}$: 鋼棒の曲げ降伏応力(kgf/cm²) 多くの場合、実測値 5000 kgf/cm² を採用。

$\sigma_{e,y}$: 円型断面鋼棒の木質材料へのめり込み降伏応力度(kgf/cm²)

適当な面圧実験によって求める。適当な実験データがない場合は次式で推定することも可能である。

$$\sigma_{e,y-0} = (0.93215 \cdot TD - 160.74) / 1.2 \quad (\text{繊維平行方向})$$

$$\sigma_{e,y-90} = (0.25522 \cdot TD - 5.27) d^{-0.4} \quad (\text{繊維直交方向})$$

ここで、 TD : 木質材料の密度 (kg/m³)

2. 3 設計計算式

1) 外力と接合部変形量との比例関係の定義

$$\theta_M = M/R_J \quad : \quad \text{回転角} - \text{モーメントの関係} \quad \dots 8)$$

$$u_N = N/D_J \quad : \quad \text{繊維平行方向変位} - \text{軸力の関係} \quad \dots 9)$$

$$v_Q = Q/S_J \quad : \quad \text{繊維直交方向変位} - \text{せん断力の関係} \quad \dots 10)$$

ただし、 θ_M : モーメント M による接合部回転角

u_N : 軸力 N による繊維平行 (x -軸) 方向の接合部変位

v_Q : せん断力 Q による繊維直交 (y -軸) 方向の接合部変位

2) 接合部剛性の算定

$$R_J = n_s \sum K_{\phi_i} \cdot r_i^2 \quad : \quad \text{接合部回転剛性} \quad \dots 11)$$

$$D_J = n_s \sum K_{0i} \quad : \quad \text{接合部軸方向伸縮剛性} \quad \dots 12)$$

$$S_J = n_s \sum K_{90i} \quad : \quad \text{接合部軸直交方向伸縮剛性} \quad \dots 13)$$

ただし、 Σ は $i=1 \sim n_i$ まで加算の意味

n_i : 一せん断面あたりの接合具の数

n_s : 一接合部あたりのせん断面の数

K_{ϕ_i} : 繊維平行方向 (x -軸) と ϕ 度の角度をなす方向のすべり係数

K_{0i} : 繊維平行方向 (x -軸) に関する接合具のすべり係数

K_{90i} : 繊維直交方向 (y -軸) に関する接合具のすべり係数

ここで、

$$K_{\phi_i} = K_{0i} \cdot K_{90i} / (K_{0i} \cdot \sin^2 \phi_i + K_{90i} \cdot \cos^2 \phi_i) \quad \dots 14)$$

$$\phi_i = \pi/2 - \beta_i = \pi/2 - \tan^{-1}(y_i/x_i) \quad (\text{図 6-a 参照}) \quad \dots 15)$$

$$r_i = \sqrt{x_i^2 + y_i^2}$$

x_i, y_i は i -番接合具の座標で、原点は回転中心とする。

3) 外力 M の作用で i -番接合具の一せん断面が負担する力

$$P_{\phi_i} = K_{\phi_i} \cdot r_i \cdot M/R_J \quad \dots 16)$$

4) 外力 Q の作用で i -番接合具の一せん断面が負担する力

$$P_{90i} = K_{90i} \cdot Q/S_J \quad \dots 17)$$

$$\text{または、} \quad P_{90i} = Q/(n_i \cdot n_s) \quad (K_{90i} \text{ が全て同じと仮定できる場合}) \quad \dots 17)'$$

5) 外力 N の作用で i -番接合具の一せん断面が負担する力

$$P_{0i} = K_{0i} \cdot N/D_J \quad \dots 18)$$

$$\text{または、} \quad P_{0i} = N/(n_i \cdot n_s) \quad (K_{0i} \text{ が全て同じと仮定できる場合}) \quad \dots 18)'$$

6) 3つの力 P_{xi} 、 P_{yi} 、 P_{Ni} の重ね合わせによる合力 F_{res-i} の計算

$$F_{res-i} = \sqrt{F_{xi}^2 + F_{yi}^2} \quad \dots 19)$$

ただし、 $F_{xi} = K_{\phi i} \cdot y_i \cdot M/R_j + N/(n_i \cdot n_s) \quad \dots 20)$

$F_{yi} = -K_{\phi i} \cdot x_i \cdot M/R_j + Q/(n_i \cdot n_s) \quad \dots 21)$

7) 接合具の一せん断面あたりの ω 度方向許容耐力 $P_{\omega i}$ の算定

$$P_{\omega i} = P_0 \cdot P_{90} / (P_0 \sin^2 \omega_i + P_{90} \cos^2 \omega_i) \quad \dots 22)$$

ただし、 $\omega_i = \tan^{-1}(F_{yi}/F_{xi}) \quad \dots 23)$

P_0 : 繊維平行方向 (x -軸方向) 加力時の接合具一せん断面あたりの許容耐力

P_{90} : 繊維直交方向 (y -軸方向) 加力時の接合具一せん断面あたりの許容耐力

8) 合力の検定

$$F_{res-i} \leq P_{\omega i} \quad \dots 24)$$

以上、本設計法では、どの接合具がクリティカルであるかが、接合具配置だけでは分からないので、計算ステップ3)～8)は、 $i=1 \sim n_i$ まで全ての接合具について行う。

(設計式の解説)

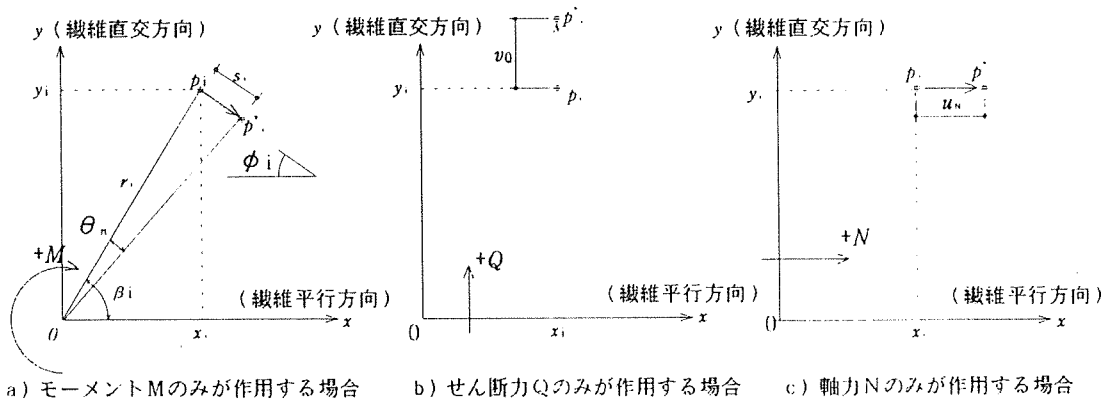


図6 接合部に作用する外力と*i*-番接合具が負担する力

図6-a), b), c)に示すように x - y 座標系を定義する。接合部には、回転モーメント M 、繊維平行方向 (x 軸) に軸力 N 、そして繊維直交方向 (y 軸) にせん断力 Q が作用するものと規定する。

重要な前提条件として、 i -番接合具が最終的に負担する力は、各外力によって独立に i -番接合具が負担する力の「重ね合わせ」として評価できるものと仮定する。

1) モーメントのみが作用する場合

図6-a)を参考に、 i -番接合具 p_i は、 M によって θ_M だけ回転し、点 p_i' に移動したとする。 p_i から p_i' へのすべり変位を s_i とすると、

$$s_i = r_i \cdot \theta_M \quad \dots a)$$

すべり s_i に対応する力を $P_{s,i}$ 、すべり係数を $K_{\phi,i}$ とすると、

$$P_{s,i} = K_{\phi,i} \cdot s_i \quad \dots b)$$

すべりの方向は、繊維平行方向から ϕ_i 度傾いており、その値は

$$\phi_i = \pi/2 - \beta_i = \pi/2 - \tan^{-1}(y_i/x_i) \quad \dots c)$$

荷重角度 ϕ_i 度方向のすべり係数は、既往の実験から Hankinson 式でほぼ算定可能である。

$$K_{\phi,i} = K_{0,i} \cdot K_{90,i} / (K_{0,i} \cdot \sin^2 \phi_i + K_{90,i} \cdot \cos^2 \phi_i) \quad \dots d)$$

各接合具に作用する反力の総和が外力のモーメントと釣り合うから、

$$M = n_s \sum P_{s,i} \cdot r_i = n_s \sum K_{\phi,i} \cdot s_i \cdot r_i = n_s \sum K_{\phi,i} \cdot r_i^2 \cdot \theta_M \quad \dots e)$$

式e)より、モーメントと回転角の関係が次のように定義できる。

$$M = R_J \cdot \theta_M \quad \dots f)$$

$$R_J = n_s \sum K_{\phi,i} \cdot r_i^2 \quad : \text{接合部回転剛性} \quad \dots g)$$

最終的に、式a), b), f), g)より、モーメントの作用によって i -番接合具の一せん断面あたりに作用する反力は次式で算定できる。

$$P_{s,i} = K_{\phi,i} \cdot r_i \cdot M / R_J \quad \dots h)$$

2) せん断力のみが作用する場合

図6-b)を参考に、せん断力 Q によって i -番接合具 p_i は y -方向（繊維直交方向）へ v_Q だけ強制変位して p_i' に移動したとする。すべり v_Q に対応する反力を $P_{Q,i}$ 、繊維直交方向のすべり係数を $K_{90,i}$ とすると、

$$P_{Q,i} = K_{90,i} \cdot v_Q \quad \dots i)$$

各接合具に作用する反力の総和がせん断力 Q と釣り合うから、

$$Q = n_s \sum P_{Q,i} = n_s \sum K_{90,i} \cdot v_Q \quad \dots j)$$

あるいは、簡単に

$$Q = S_J \cdot v_Q \quad \dots k)$$

ここで、

$$S_J = n_s \sum K_{90,i} \quad : \text{接合部せん断剛性}$$

もし、全ての $K_{90,i}$ が同じであると仮定できれば、

$$S_J = n_s \cdot n_i \cdot K_{90} \quad : \text{接合部せん断剛性} \quad \dots k)'$$

ただし、

n_s : 一接合部あたりのせん断面の数

n_i : 一せん断面あたりの接合具の数

最終的に、式 i)、k) より、せん断力 Q の作用によって i -番接合具の一せん断面あたりに作用する反力は次式で算定できる。

$$P_{Qi} = K_{90i} \cdot Q / S_j \quad \dots 1)$$

もし、どの接合具の 90 度方向すべり係数も同じであると仮定できる場合は、

$$P_{Qi} = Q / (n_i \cdot n_s) \quad \dots m)$$

3) 軸力のみが作用する場合

図 6-c) を参考に、せん断力 Q の場合と全く同様にして、軸力 N の作用によって i -番接合具の一せん断面あたりに作用する反力は次式で算定できる。

$$P_{Ni} = K_{0i} \cdot N / D_j \quad \dots n)$$

$$D_j = n_s \cdot \sum K_{0i} \quad : \text{接合部軸力剛性}$$

もし、どの接合具の 0 度方向すべり係数も同じであると仮定できる場合は、

$$P_{Ni} = N / (n_i \cdot n_s) \quad \dots n)$$

以上から、 i -番接合具が負担する 3 つの力、モーメントによる力 = P_{Mi} 、せん断力による力 = P_{Qi} 、軸力による力 = P_{Ni} が決定された。

2. 4 接合具のすべり係数

接合部の回転剛性 R_j 、せん断剛性 S_j 、軸方向伸縮剛性 D_j の算定に必要な接合具のすべり係数は Appendix-C に示す値を使うことができる。より詳細に計算する場合は、別途、弾性床理論等を用いて計算することもできる。

接合具(部)の「すべり係数 K_s : Slip modulus」には、図 7 に模式的に示す「接線係数 (Tangential modulus)」によるものと、「割線係数 (Secant modulus)」によるものの 2 通りがある。

Appendix-1 に掲げたすべり係数は、接合具一本からなる接合部がせん断力 P を受けた場合の非線形挙動を既往の研究データ等に基づいてモデル化し、数値計算(非線形有限要素法)によって計算した荷重 (P) - すべり (s) 関係のデータに基づいている。

非線形 FEM で得られた P - s データから、建築学会計算規準で規定された接合具の短期許容耐力に相当する荷重 P と対応するすべり s を求め、その割線係数 $K_s = P/s$ として求めたものである。

一方、弾性床理論によって得られるすべり係数は接線係数であり、設計に用いるすべり係数としては常に上限に近い値を与える。

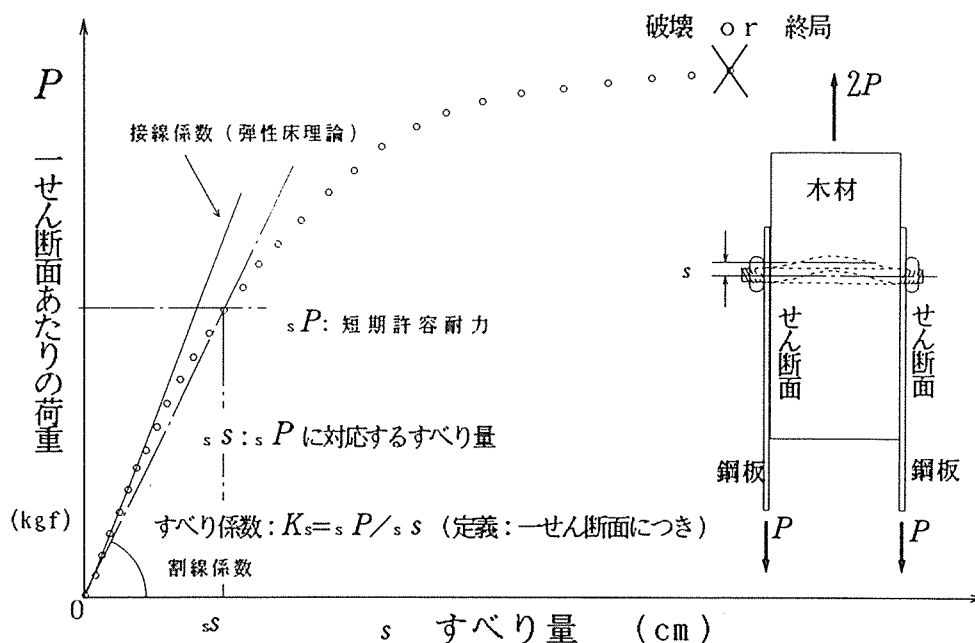


図7 接合具の非線形荷重-すべり関係とすべり係数の定義

3. 接合具の力学的特性とモーメント抵抗接合への使用上の留意点

3. 1 釘接合

1. 荷重 (P) - すべり (s) 関係に明確な直線域は存在しない。
2. 剛性、耐力に関して荷重方向による異方性はほとんどない。
3. 初期ガタが全くないので、接合部の変形を正確に推定できる。

- (1) 図8に一例を示す通り、荷重 (P) - すべり (s) 関係は、荷重の掛かり始めから非線形であって厳密な意味での直線域 (弾性域) は認められない。
- (2) 釘接合においても、厳密には加力方向によって初期剛性、終局耐力は異なる。しかし、図8に一例を示す通りボルト等に比べて異方性の度合いは小さく、材質のパラッキの範囲に入ってしまうので、初期剛性、終局耐力の異方性に関しては統計的な有意差は認められない。
- (3) 初期ガタを一切伴わないため、計算通りの剛性と耐力を発揮することが可能である。
- (4) 接合部の破壊は、鋼板による釘頭部のせん断破断によって起こるのが一般的である。この破断はすべり量が 10mm 以上になって初めて起こり、許容耐力設計で想定される荷重範囲内で釘頭が破断する恐れはない。
- (5) 鋼板が木材の表面に露出するため、そのままでは審美性、防耐火性、耐結露性が悪い。接合部の載荷燃焼実験の結果では表面を被覆しない場合、約 13分で接合部は崩壊したが、鋼板部分を厚さ 30mm の集成材の厚板で接着被覆すると、約 1時間以上の耐火性能

が認められた。従って、審美性、防耐火性、耐結露性が要求される構造に対しては、厚さ 25mm 以上の集成材の厚板で鋼板ガセット部分を接着被覆することが必要である。

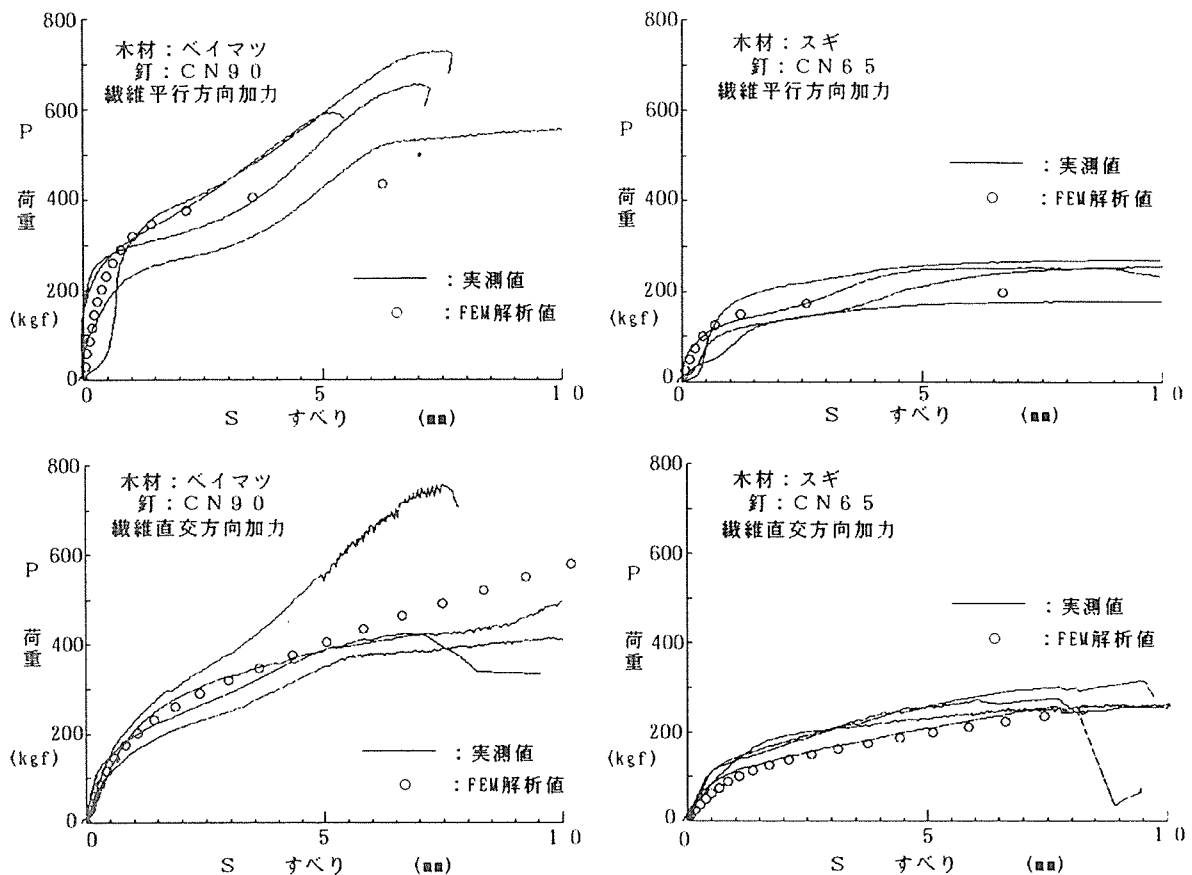


図 8 鋼板添板釘打接合部の荷重－すべり関係の例

3. 2 ドリフトピン接合

1. 剛性、耐力に関して荷重方向による異方性が著しい。
2. 初期剛性は孔明けの精度に依存する。正確に加工されたドリフトピン接合部は初期剛性が高い。
3. 有効長さ l と直径 d の比 l/d の値が小さいと脆性的で、これを 8 ~ 10 以上とると粘り強くなる。

(1)ドリフトピン接合の荷重 (P) -すべり (s) 特性は、加力方向（繊維平行方向、繊維直交方向）、ピン長さ l とピン直径 d の比 l/d （これを径長比という用語で定義する）、端距離や縁距離等の境界条件に著しく影響される。

(2)端距離と縁距離を十分にとったドリフトピン接合の場合、繊維平行方向加力時の荷重 (P) -すべり (s) 関係は、図 9 に一例を示すように、降伏点荷重 P_v までは比較的直線的であるが、 P_v を過ぎると荷重は殆ど増加せず、塑性的挙動を示し、最終的には木材がせん断破壊を起こす。

- (3) 繊維平行方向加力で端距離が十分大きい場合、径長比 l/d が大きい程粘りが大きい。
- (4) 繊維直交方向加力の場合、荷重 (P) - すべり (s) 関係は、図 9 に示すように、脆性的な挙動を示す。従って、繊維直交方向に加力を受けるドリフトピン接合部を設計する場合は、端距離や縁距離を十分取ったうえで、径長比 l/d を少なくとも 8 以上、出来れば 10 以上採る必要がある。
- (5) 鋼板およびドリフトピンの頭は最低 25mm 厚さの木材で埋木したり被覆することによって、接合部の耐火性能はかなり向上する。
- (6) ドリフトピンの打込み側の先端は十分に角を取って打込み易くしておく。
- (7) 木材、鋼板の先孔径はドリフトピンと同径とし、初期ガタをゼロとすることが大切である。

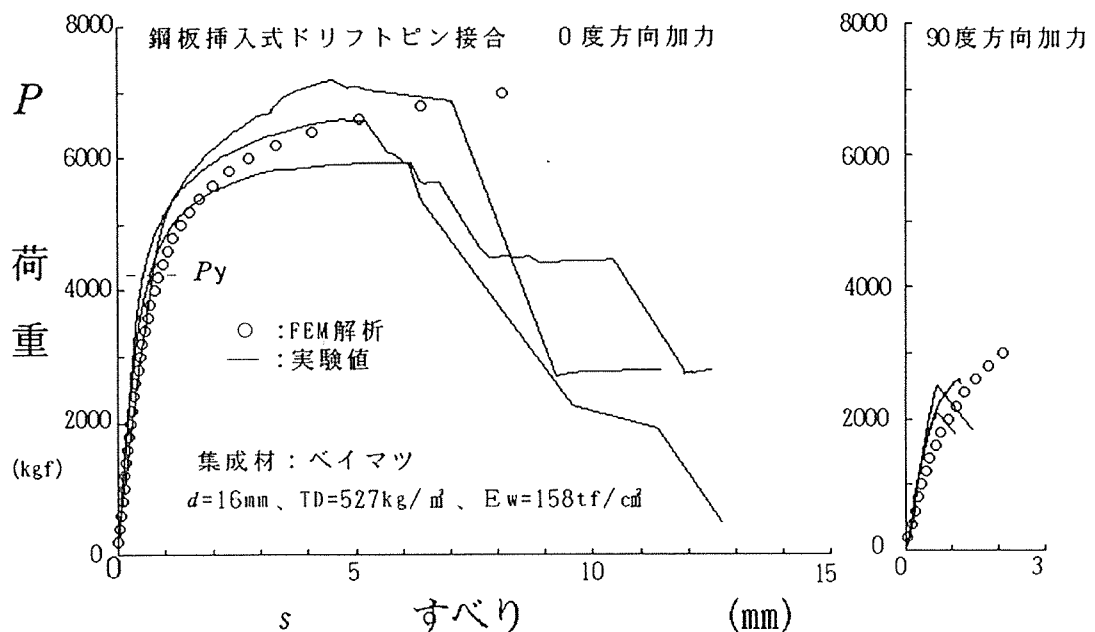


図 9 ドリフトピン接合部（ピン 1 本）の荷重 - すべり曲線の例

3. 3 ボルト接合

1. 剛性、耐力に関して荷重方向による異方性が著しい。
2. 鋼板側の先孔径をボルト径より少し大きめに開ける場合が多いので、初期ガタを生じやすい。
3. 有効長さ l と直径 d の比 l/d の値が小さいと脆性的で、これを 8 ~ 10 以上とると粘り強くなる。
4. 座金とナットが有るため、終局耐力は大きく、同寸法のドリフトピン接合と比較すると終局耐力は 1.5 ~ 2.0 倍程度である。

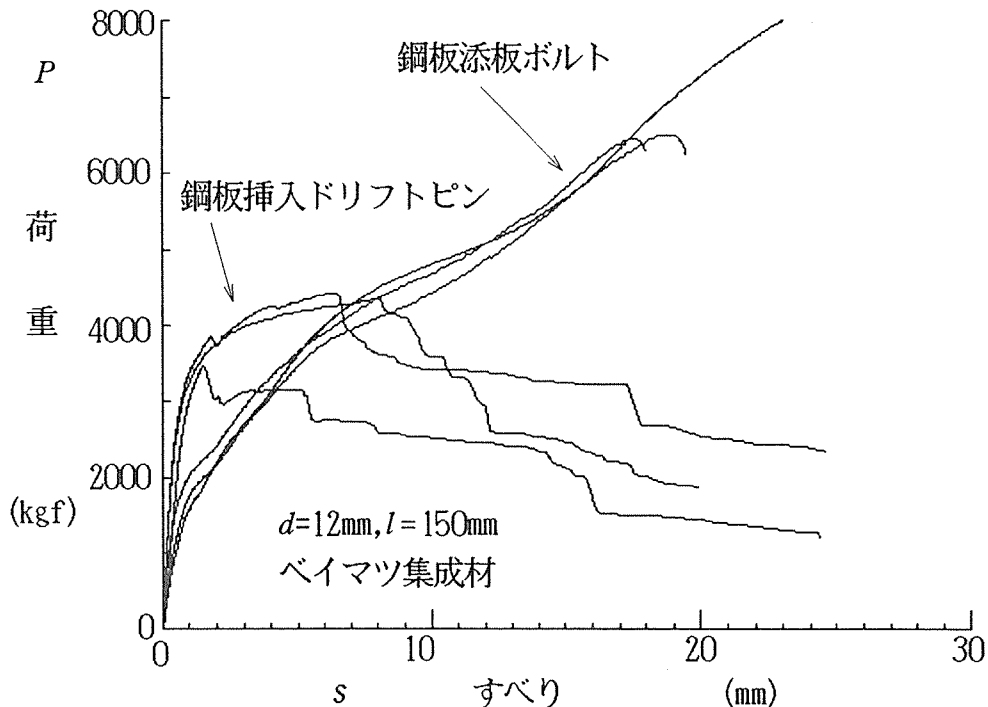


図 1 0 鋼板添え板式ボルト接合とドリフトピン接合の比較

- (1) 鋼板添板ボルト接合と鋼板挿入式ドリフトピン接合を比較すると、図 1 0 に一例を示すように、降伏荷重まではむしろドリフトピン接合の方が剛性が高いが、ボルトの変形が大きくなると、ナット部がボルトの材軸方向の変形を拘束するため耐力の向上が認められる（ロープ効果等と呼ぶ）。材厚や径長比によっても異なるが平均的に鋼板添え板ボルト接合の終局耐力は、同寸法の鋼板挿入ドリフトピン接合の 1.5~2 倍程度となる。
- (2) ボルトを無理に打ち込むとネジ山が傷むので、鋼板側の先孔径をボルト径より少し大きめ（プラス 1mm~2mm）に明けることが多い。そのため、初期ガタを生じ易い。
- (3) ボルトを用いてモーメント抵抗接合部を構成する場合の留意点は、原則的に、ドリフトピンにおける場合と同様である。ボルト径長比が $l/d \geq 8$ となるよう、なるべく小径のボルトを用い、一本一本に作用する力を小さくして、全接合具が一体となってモーメントに抵抗するように接合部を設計することが大切である。
- (4) ボルト接合をモーメント抵抗接合に用いるメリットは、摩擦力の影響で初期剛性が計算以上に大きいことと、終局耐力が大きく、かつ粘り強い点である。しかし、多数のボルト頭が接合部の表面に露出する点が防耐火上また審美性の面で大きなネックとなる。釘の場合は、頭の出が少ないので、集成材の厚板で被覆する事が比較的容易であるが、ボルトの場合は何か特別の対応を考える必要がある。
- (5) 鋼板を材内部に挿入してドリフトピンの代わりにボルトで接合する方式も考えられる。この場合も鋼板先孔をボルト径以上に大きく明けないとネジ山が傷むため、初期ガタが発生しやすい。終局耐力時に鋼板添え板ボルト接合の場合ほどボルトの軸力効果が発揮されないが、ドリフトピンの場合よりは若干粘りが大きくなる。

4. モーメント抵抗接合部の設計例

4. 1 例題と仮定した設計条件

例題として、図 1 1 に示す小学校 2 階建校舎程度の集成材二層門型ラーメン（桁行き方向はブレース）を想定した。

(1) 骨組寸法

スパン	8m
荷重負担幅	3.6m
階高(二階)	3.4m
(R階)	6.8m

(2) 仮定荷重

(kg/m²)

[屋 根] 重い屋根	=100
[床] 固定荷重	= 60
積載大梁計算用	=210
[壁] 窓を含む	= 35
[単位骨組] 集成材等 (TD=480kg/m ³)	= 14
[雪] 一般地 (h _s =50cm)	=100

(3) 設計荷重

(kg/m)

[屋根固定]	$LW_R = 3.6 \times (100 + 13) = 407$	→ 410
[積 雪]	$sW_s = 3.6 \times 100 = 360$	→ 360
[二 階 床]	$LW_f = 3.6 \times (60 + 12 + 210) = 1015$	→ 1020 (大梁計算用：長期)
	$sW_f = 3.6 \times (60 + 12 + 110) = 655$	→ 660 (地震計算用：短期)

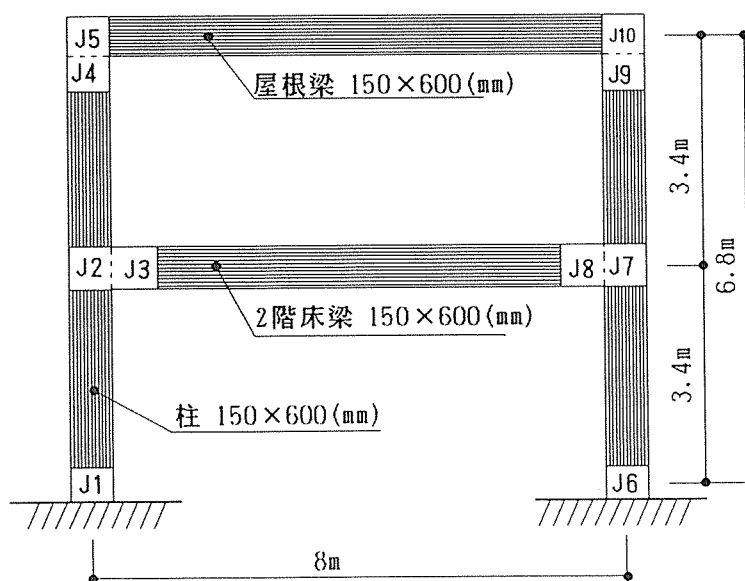


図 1 1 通直集成材による 2 層門型ラーメン架構

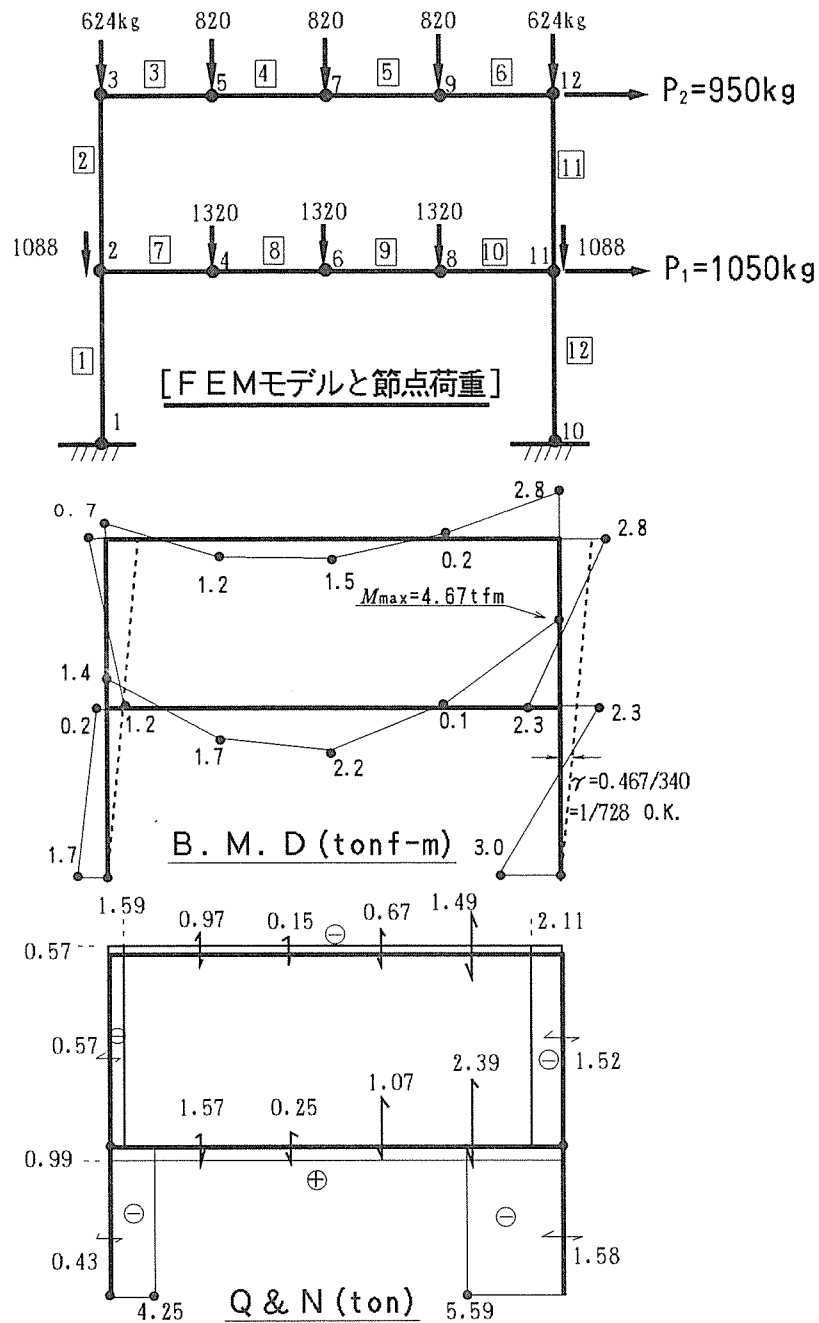


図 1 2 集成材二層門型ラーメン架構（例題）の応力分布

(4) 設計用地震力

[R階重量] $W_2 = 8_m \times W_R + (1.7_m \times 3.6_m) \times W_w \times 2 = 3280 + 429 = 3709 \rightarrow 3800\text{kg}$

[2階重量] $W_1 = 8_m \times W_f + (3.4_m \times 3.6_m) \times W_w \times 2 = 5280 + 857 = 6137 \rightarrow 6200\text{kg}$

[層せん断力]

$$Q_2 = C_2 \times W_2 = 0.25 \times 3800 = 950\text{kgf}$$

$$Q_1 = C_1 \times (W_1 + W_2) = 0.20 \times (3800 + 6200) = 2000\text{kgf}$$

但し、 A_i 分布の精算は省略し、 C_1 、 C_2 はそれぞれ 0.20、0.25 と仮定した

[設計用地震力]

$$\begin{aligned} (2 \text{ 層 or R 層}) \quad P_2 = Q_2 &= 950 \text{ kgf} && \rightarrow 950 \text{ kgf} \\ (1 \text{ 層}) \quad P_1 = Q_1 - P_2 &= 2000 - 950 = 1050 \text{ kgf} && \rightarrow 1050 \text{ kgf} \end{aligned}$$

(5) 使用部材

全部材は、断面15cmx50cm、ヤング係数 $E=97 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$ 、密度 $TD=480 \text{ kg/m}^3$ の集成材（接合グループで J 1 相当）を想定した。

(6) 応力解析

架構の応力・変形解析は、全接合部を完全剛節（柱脚も固定）と仮定し、2次元骨組み構造解析用 FEM プログラムを用いて行った。計算結果は図 1 2 に示す。最大モーメントは節点 11 に生じ、その値は、 $M_{\max} = 4.673 \text{ tfm}$ であった。

4. 2 鋼板挿入ドリフトピン接合による接合部の設計例

例題の集成材二層門型架構を鋼板挿入型ドリフトピン接合法によって設計する。接合部 J 7、J 8 の設計用応力は図 1 3 に示す通りで、そのうちモーメントの大きい J 7 についての値は以下の通り。

- ・回転モーメント $M_{J7} = 467282 \text{ kgfcm}$
 - ・せん断力 $Q_{J7} = 2388 \text{ kgf}$ （繊維直交方向）
 - ・軸力 $N_{J7} = 10088 \text{ kgf}$ （繊維平行方向）
- ただし； $Q_{J7} = N_{J8}$ 、 $N_{J7} = Q_{J8}$

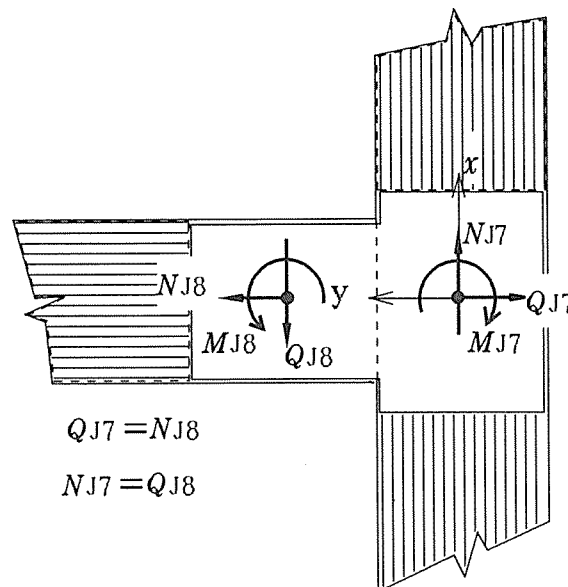


図 1 3 柱-梁接合部 J 7, J 8 設計用応力

4. 3 ドリフトピンの許容耐力の検定

4. 3. 1 接合具配置の決定

厚さ 9mm の鋼板を 1 枚挿入する場合を想定する。 $l/d \geq 10$ を満たすドリフトピンは $l = l' - t = 150 - 9 = 141$ 、 $l/d = 10$ より、 $d = 14.1 \rightarrow 14\text{mm}$ となる。

ドリフトピンの配列に関する表 1 の規準値より、接合具間隔 s が $7d$ 以上となるように $d = 14\text{mm}$ ピンの配置を考えると、一つの仮配置として図 1 4 に示す 2 重円形配置が得られる。

[配列規定]

ドリフトピン直径 $d = 14\text{mm}$

接合具間隔 $s \geq 7d \rightarrow 98\text{mm}$

縁距離 $e_h \geq 4d \rightarrow 56\text{mm}$

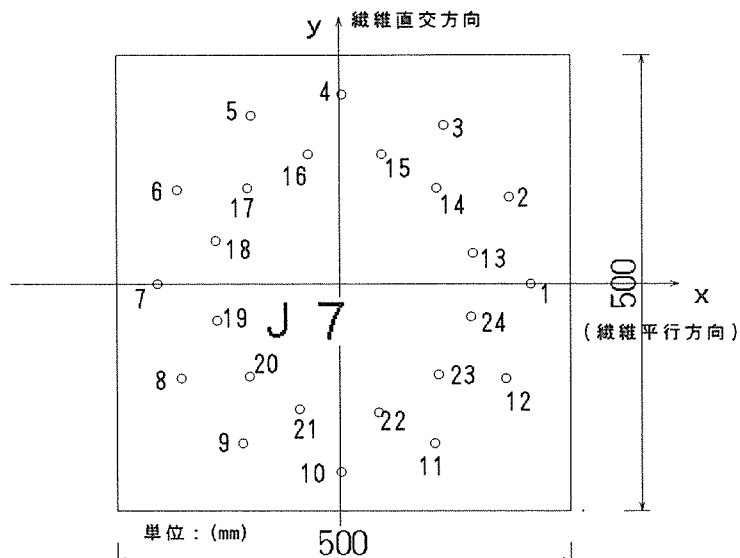
端距離 $e_o \geq 7d \rightarrow 98\text{mm}$

ピン外周半径 $r_1 = 194\text{mm}$

ピン内周半径 $r_2 = 145\text{mm}$

ガセット板外周寸法：

500x500mm



注意：ただし、x軸を常に繊維平行方向、y軸を繊維直交方向に採っている。

図 1 4 接合部 J 7 における $d = 14\text{mm}$ ドリフトピンの配列

4. 3. 2 接合部剛性の計算

先ず接合部の回転剛性 R_j 、軸方向伸縮剛性 D_j 、せん断剛性 S_j を決定する。これらの諸量の決定は、各接合具の座標値とドリフトピンの繊維平行方向 (x軸方向) および繊維直交方向 (y軸方向) のすべり係数 K_o 、 K_{90} から計算できる。

[すべり係数 K_o 、 K_{90} の決定]

Appendicsの附表C-3より、 $TD = 480\text{kg/m}^3$ ($E = 97 \times 10^3\text{kgf/cm}^2$)、 $l' = 150\text{mm}$ 、 $d = 14\text{mm}$ の鋼板 1 枚挿入タイプのドリフトピン接合のせん断面あたりのすべり係数 K_o 、 K_{90} は、 $TD = 450\text{kg/m}^3$ と $TD = 500\text{kg/m}^3$ における値から直線補間によって求める。

$$K_o (TD = 480\text{kg/m}^3) = 22000 + 30 \times (23000 - 22000) / 50 = 22600 \text{ kgf/cm}$$

$$K_{90} (TD = 480\text{kg/m}^3) = 9000 + 30 \times (9500 - 9000) / 50 = 9300 \text{ kgf/cm}$$

ちなみに、これを弾性床理論で計算すると、

$$K_o (TD = 480\text{kg/m}^3) = 25440 \text{ kgf/cm}$$

$$K_{90} (TD = 480\text{kg/m}^3) = 10099 \text{ kgf/cm}$$

となって、やや大きな値となる。

[回転剛性の決定]

回転剛性の計算は全接合具の K_{ϕ_i} と r_i^2 を求めることに帰着する。

図 1 4 を参照して、 $i=1$ の接合具の場合のみ具体的に示す；

$$x_1=19.4\text{cm}, y_1=0.0\text{cm}, r_1=19.4\text{cm}, r_1^2=376.36\text{cm}^2$$

$$\phi_1=\pi/2-\tan^{-1}(y_1/x_1)=\pi/2-\tan^{-1}(0.0/19.4)=1.5708\text{ rad.}$$

ϕ_1 方向のすべり係数 K_{ϕ_i} は Hankinson 式 により、

$$\begin{aligned} K_{\phi_1} &= K_0 \cdot K_{90} / (K_0 \cdot \sin^2 \phi_1 + K_{90} \cdot \cos^2 \phi_1) \\ &= 25440 \cdot 10099 / (25440 \cdot \sin^2 1.5708 + 10099 \cdot \cos^2 1.5708) \\ &= 10099 \text{ kgf/cm (一せん断面あたり)} \\ r_1^2 \cdot K_{\phi_1} &= 376.36 \times 10099 = 3800859.64 \text{ kgf} \cdot \text{cm} \end{aligned}$$

以上の計算を $i=1 \sim 24$ まで行い合計を求めると、接合部 J7 の回転剛性は $n_s=2$ より、

$$R_{J7} = n_s \sum r_i^2 \cdot K_{\phi_i} = 2 \times 112840500 = 225681000 \text{ kgf} \cdot \text{cm/rad.}$$

[軸方向伸縮剛性、軸直交方向伸縮剛性の決定]

軸方向伸縮剛性、軸直交方向伸縮剛性は、全ての接合具 ($i=1 \sim 24$) で K_0 、 K_{90} は共通と仮定して、

$$\begin{aligned} \text{軸方向伸縮剛性: } D_{J7} &= n_i \cdot n_s \cdot K_0 = 24 \times 2 \times 25440 = 1221130 \text{ kgf/cm} \\ \text{軸直交方向伸縮剛性: } S_{J7} &= n_i \cdot n_s \cdot K_{90} = 24 \times 2 \times 10099 = 484752 \text{ kgf/cm} \end{aligned}$$

4. 3. 3 接合具が負担する力と合力の算定

[モーメント M による力]

$i=1$ の場合のみ詳細に説明する。

$$\begin{aligned} M &= 467282 \text{ kgf} \cdot \text{cm} \\ P_{s1} &= K_{\phi_1} \cdot r_1 \cdot M / R_{J7} = 10099 \times 19.4 \times 467282 / 225681000 = 406 \text{ kgf (一せん断面あたり)} \end{aligned}$$

[せん断力 Q による力]

$$\begin{aligned} P_{Q1} &= K_{901} \cdot Q / S_{J7} \\ &= Q / (n_s \cdot n_i) = 2388 / (2 \times 24) = 50 \text{ kgf (一せん断面あたり)} \end{aligned}$$

[軸力 N による力]

$$\begin{aligned} P_{N1} &= K_{01} \cdot N / D_{J7} \\ &= N / (n_s \cdot n_i) = 1008 / (2 \times 24) = 21 \text{ kgf (一せん断面あたり)} \end{aligned}$$

[力の重ね合わせによる合力 F_{res} の算出]

$i=1$ の場合のみ詳細に説明する。設計計算式 (19)~(21) に従って、3つの力を重ね合わせる。

$$\begin{aligned}
 F_{x1} &= K_{\phi i} \cdot y_i \cdot M/R_j + N/(n_i \cdot n_s) \\
 &= P_{s1} \cdot (y_1/r_1) + P_{N1} \\
 &= 406x(0.0/19.4) + 21 = 21 \text{ kgf}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{y1} &= -K_{\phi i} \cdot x_i \cdot M/R_j + Q/(n_i \cdot n_s) \\
 &= -P_{s1} \cdot (x_1/r_1) + P_{Q1} \\
 &= -406x(19.4/19.4) + 50 = -356 \text{ kgf}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{r_{es-1}} &= \{F_{x1}^2 + F_{y1}^2\}^{0.5} \\
 &= \{21^2 + 356^2\}^{0.5} = 357 \text{ kgf (一せん断面あたり)}
 \end{aligned}$$

4. 3. 4 接合具の ω 度方向許容耐力の検定

合力 $F_{r_{es-1}}$ の作用方向は x -軸（繊維平行方向）に対して ω_1 度傾いているから、接合具の ω_1 度方向許容耐力をHankinson式によって算定する。その際、ドリフトピンの許容耐力は本報告の2. 1より求める。

短期許容耐力 sP は 式1)、2)、3)の最小値として算定された。すなわち；

$$\begin{aligned}
 sP_0 &= P_{y0} = 1408 \text{ kgf (1せん断面あたり)} \\
 sP_{90} &= P_{y90} = 821 \text{ kgf (1せん断面あたり)}
 \end{aligned}$$

合力 $F_{r_{es}}$ の作用方向は、

$$\omega_1 = \tan^{-1}(F_{y1}/F_{x1}) = -1.5119 \text{ rad.}$$

角度 ω_1 方向の許容耐力は Hankinson 式より

$$\begin{aligned}
 P_{\omega i} &= P_0 \cdot P_{90} / (P_0 \sin^2 \omega_1 + P_{90} \cos^2 \omega_1) \\
 &= (1408 \times 821) / \{1408 \cdot \sin^2(-1.5119) + 821 \cdot \cos^2(-1.5119)\} \\
 &= 822 \text{ kgf (1せん断面あたり)}
 \end{aligned}$$

$i=1$ についての検定

$$F_{r_{es-1}} = 357 < P_{\omega i} = 822 \quad (\text{一せん断面あたりで検定}) \quad \text{O.K.}$$

上述の検定を $i=1 \sim 24$ まですべての接合具について繰り返し、全ての接合具で $F_{r_{es}} < P_{\omega}$ が満足されていることを確認する。表2はこの検定を一覧表にしたもので、実際の計算は自作の BASIC Program (WSD3.BAS) で実行した。

表2の検定によれば、例題のJ7接合部において最も厳しい接合具は $i=4$ の接合具で、合力と許容耐力との比 $F_{r_{es}}/P_{\omega}$ が 0.743に達している。

表2 接合部J 7に配置されている全接合具の許容耐力検定表

No.	x (cm)	y (cm)	r (cm)	ϕ (rad.)	K_s (kgf/cm)	P_s (kgf)	P_o (kgf)	P_n (kgf)	F_x (kgf)	F_y (kgf)	ω (rad.)	$F_{c.o.}$ (kgf)	P_o (kgf)	$F_{c.o.}/P_o$
1	19.4	0.0	19.4	1.5708	10099	406	50	21	21	-356	-1.5119	357	822	0.434
2	16.8	9.7	19.4	1.0472	11892	478	50	21	260	-364	-0.9508	447	956	0.468
3	9.7	16.8	19.4	0.5236	18438	741	50	21	662	-321	-0.4507	736	1240	0.594
4	-0.0	19.4	19.4	3.1416	25440	1022	50	21	1043	50	0.0477	1044	1405	0.743
5	-9.7	16.8	19.4	2.6180	18438	741	50	21	662	420	0.5652	784	1168	0.671
6	-16.8	9.7	19.4	2.0944	11892	478	50	21	260	463	1.0598	531	912	0.583
7	-19.4	-0.0	19.4	1.5708	10099	406	50	21	21	455	1.5247	456	822	0.555
8	-16.8	-9.7	19.4	1.0472	11892	478	50	21	-218	463	-1.1314	512	888	0.577
9	-9.7	-16.8	19.4	0.5236	18438	741	50	21	-620	420	-0.5952	749	1150	0.652
10	0.0	-19.4	19.4	0.0000	25440	1022	50	21	-1001	50	-0.0497	1002	1405	0.713
11	9.7	-16.8	19.4	2.6180	18438	741	50	21	-620	-321	0.4769	698	1223	0.571
12	16.8	-9.7	19.4	2.0944	11892	478	50	21	-218	-364	1.0314	424	922	0.460
13	14.0	3.8	14.5	1.3090	10524	316	50	21	103	-255	-1.1883	275	872	0.316
14	10.3	10.3	14.5	0.7854	14458	434	50	21	328	-257	-0.6651	417	1107	0.377
15	3.8	14.0	14.5	0.2618	23091	693	50	21	691	-130	-0.1856	703	1374	0.511
16	-3.8	14.0	14.5	2.8798	23091	693	50	21	691	229	0.3204	728	1314	0.554
17	-10.3	10.3	14.5	2.3562	14458	434	50	21	328	357	0.8274	485	1015	0.477
18	-14.0	3.8	14.5	1.8326	10524	316	50	21	103	355	1.2890	370	848	0.436
19	-14.0	-3.8	14.5	1.3090	10524	316	50	21	-61	355	-1.4012	360	831	0.433
20	-10.3	-10.3	14.5	0.7854	14458	434	50	21	-286	357	-0.8950	457	981	0.466
21	-3.8	-14.0	14.5	0.2618	23091	693	50	21	-649	229	-0.3396	688	1304	0.527
22	3.8	-14.0	14.5	2.8798	23091	693	50	21	-649	-130	0.1973	661	1370	0.483
23	10.3	-10.3	14.5	2.3562	14458	434	50	21	-286	-257	0.7325	385	1067	0.361
24	14.0	-3.8	14.5	1.8326	10524	316	50	21	-61	-255	1.3372	263	840	0.313

4. 4 架構の変形計算

接合部の回転剛性、伸縮剛性を評価できる市販の骨組み構造解析プログラムを用いる場合は、式11)、12)、13)によって、それぞれの接合部剛性を計算し、木造ラーメンを半剛節骨組み構造として解析することができる。

半剛節入力機能のない骨組み解析プログラムを用いる場合は、「仮想仕事の方法」によって接合部の変形に起因する架構の変位を近似的に計算することが可能である。木造ラーメンの任意点の変位 δ_{total} は完全剛節ラーメンとして求められる変位 δ_{member} に接合部の変形に起因する架構の変位 δ_{joint} を加算した次式で近似できる。

$$\delta_{total} = \delta_{member} + \delta_{joint}$$

ただし、

$$\delta_{joint} = \sum \frac{M_j \bar{M}_j}{R_j} + \sum \frac{Q_j \bar{Q}_j}{S_j} + \sum \frac{N_j \bar{N}_j}{D_j}$$

(曲げ) (せん断) (軸力)

ただし、

M_j 、 Q_j 、 N_j ：完全剛節ラーメンの接合部に作用する応力。

\bar{M}_j 、 \bar{Q}_j 、 \bar{N}_j ：完全剛節ラーメンの変位を求めたい点に単位荷重を加えた場合に接合部に作用する応力。

R_j 、 S_j 、 D_j ：接合部の回転剛性、せん断剛性、及び軸力剛性で、式4)、5)、6)参照。

完全剛節ラーメンの変位 δ_{member} や接合部応力は通常の有限要素プログラムで簡単に求められるので、上式によって接合部が変形を起こす木造ラーメン架構の変形を半手計算的に計算することができる。以下に、「仮想仕事の方法」による近似解を例示する。

a. 各接合部の剛性

最もモーメントの大きい接合部J7の回転剛性、軸直交方向伸縮剛性、軸方向伸縮剛性は

$$\begin{aligned} R_{J7} &= n_s \sum r_i^2 \cdot K_{\phi i} = 225681000 \text{ kgf}\cdot\text{cm}/\text{rad}. \\ D_{J7} &= n_i \cdot n_s \cdot K_{90} = 1221130 \text{ kgf}/\text{cm} \\ S_{J7} &= n_i \cdot n_s \cdot K_{90} = 484752 \text{ kgf}/\text{cm} \end{aligned}$$

他の接合部の剛性もそれぞれの作用応力に応じて設計されるべきであるが、ここでは便宜上、すべての接合部はJ7と同じパターンで設計されたと仮定して変形計算を行う。

b. 接合部の変形量の計算

節点11での水平変位を検定するため、この点に $P=1$ なる荷重が作用した場合の架構の応力（完全剛節仮定のFEMで計算）を図15に示す。

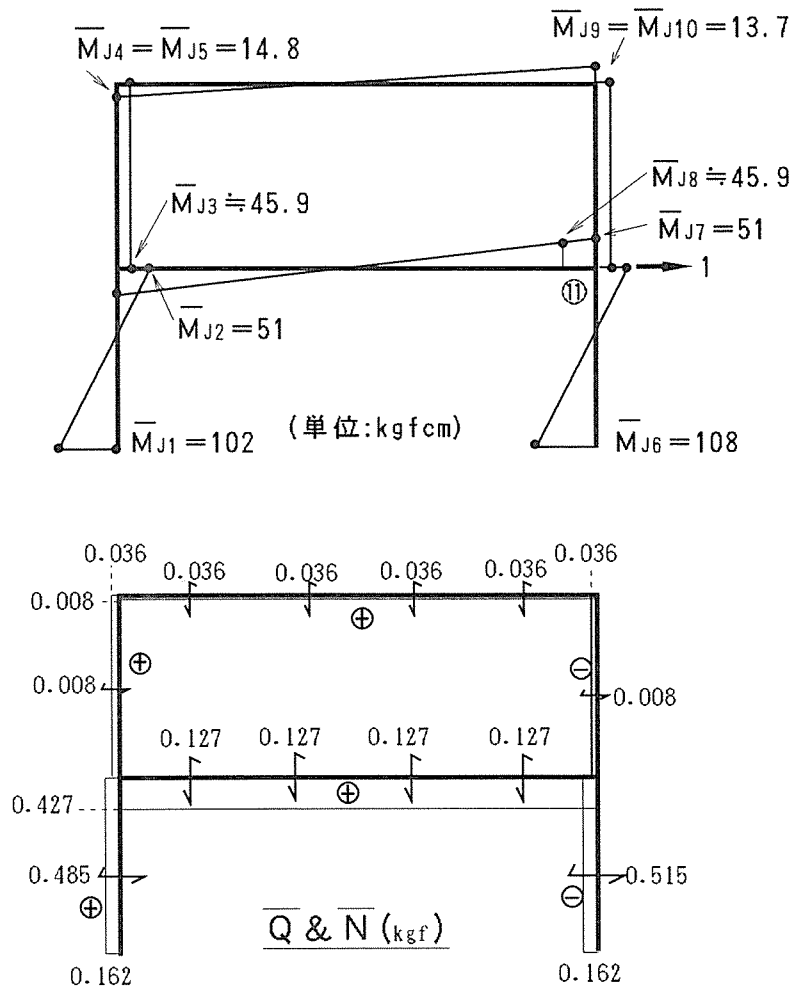


図 1 5 節点 1 1 に $P=1$ が作用した場合の応力分布

モーメントに起因する節点 1 1 の付加たわみ δ_{M11} は、図 1 2 と図 1 5 を参照して、

$$\begin{aligned} \delta_{M11} &= \sum_{j=1}^{j_n} \frac{M_{Jj} \cdot \bar{M}_{Jj}}{R_{Jj}} = \frac{170000 \times 102}{225681000} + \frac{140000 \times 51}{225681000} + \frac{120000 \times 45.9}{225681000} + \frac{70000 \times 14.8}{225681000} \times 2 \\ &\quad + \frac{300000 \times 108}{225681000} + \frac{470000 \times 51}{225681000} + \frac{420000 \times 45.9}{225681000} + \frac{280000 \times 13.7}{225681000} \times 2 \\ &= 0.07683 + 0.03164 + 0.02441 + 0.00434 \times 2 \\ &\quad + 0.14357 + 0.10621 + 0.08542 + 0.01700 \times 2 = 0.511 \text{ cm} \end{aligned}$$

せん断力に起因する節点 1 1 の付加たわみ δ_{Q11} は、図 1 2 と図 1 5 を参照して、

$$\delta_{Q11} = \sum_{j=1}^{j_n} \frac{Q_{Jj} \cdot \bar{Q}_{Jj}}{S_{Jj}} = \frac{425 \times 0.485}{484752} + \frac{991 \times 0.477}{484752} + \frac{1572 \times 0.127}{484752} + \frac{566 \times 0.008}{484752}$$

$$\begin{aligned}
& + \frac{1594 \times 0.036}{484752 (J5)} + \frac{1575 \times 0.515}{484752 (J6)} + \frac{991 \times 0.477}{484752 (J7)} + \frac{2388 \times 0.127}{484752 (J8)} + \frac{1516 \times 0.008}{484752 (J9)} + \frac{2114 \times 0.036}{484752 (J10)} \\
& = 0.00043 + 0.00097 + 0.00041 + 0.00001 + 0.00012 \\
& + 0.00167 + 0.00098 + 0.00063 + 0.00017 + 0.00016 = 0.00555 \text{ cm}
\end{aligned}$$

軸力に起因する節点 1 1 の付加たわみ δ_{N11} は、図 1 2 と図 1 5 を参照して、

$$\begin{aligned}
\delta_{N11} &= \sum_{j=1}^n \frac{N_{Jj} \cdot \bar{N}_{Jj}}{D_{Jj}} = \frac{4254 \times 0.162}{1221130 (J1)} + \frac{1570 \times 0.127}{1221130 (J2)} + \frac{991 \times 0.477}{1221130 (J3)} + \frac{1594 \times 0.036}{1221130 (J4)} \\
& + \frac{566 \times 0.008}{1221130 (J5)} + \frac{5590 \times 0.162}{1221130 (J6)} + \frac{2388 \times 0.127}{1221130 (J7)} + \frac{991 \times 0.477}{1221130 (J8)} + \frac{2114 \times 0.036}{1221130 (J9)} + \frac{1516 \times 0.008}{1221130 (J10)} \\
& = 0.00056 + 0.00016 + 0.00039 + 0.00005 + 0.00000 \\
& + 0.00074 + 0.00025 + 0.00039 + 0.00006 + 0.00001 = 0.00261 \text{ cm}
\end{aligned}$$

全節点を完全剛節として解いた場合の節点 1 1 における水平変位 δ_{e11} は図 1 2 より、

$$\delta_{e11} = 0.467 \text{ cm}$$

よって、ドリフトピン接合を仮定した場合のトータルの水平変位は、

$$\delta_{TOTAL-11} = \delta_{e11} + \delta_{M11} + \delta_{Q11} + \delta_{N11} = 0.467 + 0.511 + 0.006 + 0.003 = 0.987 \text{ cm}$$

$$\text{層間変形角 } \gamma = \frac{0.987}{340} \approx \frac{1}{344} < \frac{1}{200} \quad \text{O.K.}$$

柱脚部をモーメント抵抗接合法で構成することにより、層間変形角のかなり小さいラーメン架構を設計することが可能である。また、実務設計ではモーメントに起因する変形のみを考慮すれば十分であることが分かる。

B 1. 木材と接合具の非線形挙動に関する仮定

木材－接合具の非線形挙動解析のための F E M モデルを図 B 1 に示す¹⁾。

[接 合 具]

釘、ドリフトピン、ボルト等の円形断面鋼棒を対象とする。鋼棒のモーメント M と曲率 C_u の関係は、図 B 1 添図に示すように完全弾塑性と仮定し、次式を用いた。

$$M = f(C_u) \cdot C_u \quad \dots B1)$$

$$0 \leq C_u \leq C_{u0} \quad : \quad f(C_u) = EI = E_s \pi d^4 / 64 \quad \dots B2)$$

$$C_{u0} \leq C_u \quad : \quad f(C_u) = E_s d^4 \{ 3\xi + \phi(5 - 2\phi^2)(1 - \phi^2)^{0.5} \} / 6 \quad \dots B3)$$

ただし、 d = 円形断面鋼棒の直径(cm)

C_u = 鋼棒の曲率 (1/cm)

σ_Y = 3225 kgf/cm² (鋼棒の降伏応力)

E_s = 2041000 kgf/cm² (鋼棒のヤング係数)

C_{u0} = $2\sigma_Y / E_s d$ (鋼棒の弾性限界曲率: 1/cm)

ξ = $\tan^{-1} \{ \phi / (1 - \phi^2)^{0.5} \}$

ϕ = $2\varepsilon_Y / C_u \cdot d$

ε_Y = $\sigma_Y / E_s \quad \dots B4)$

[木 材]

木材は、接合具のめり込み変位に応じて、単軸の反力を発生するウィンクラー型の基礎を仮定し、その挙動を非線形に拡張した。基礎に作用する面圧応力 σ (荷重/接合具の直径×長さ) とめり込み量 e (=鋼棒のたわみ) との関係は、図 B 1 添図に示す以下の 3 パラメータ exp 式を採用した。

(繊維平行方向加力時: サブスクリフト - 0)

$$\sigma = (\sigma_{0-0} + k_{u-0} \cdot e) \{ 1 - \exp(-k_{s-0} \cdot e / \sigma_{0-0}) \} \quad \dots B5)$$

(繊維直交方向加力時: サブスクリフト - 90)

$$\sigma = (\sigma_{0-90} + k_{u-90} \cdot e) \{ 1 - \exp(-k_{s-90} \cdot e / \sigma_{0-90}) \} \quad \dots B6)$$

式B5)、B6)に使われている6個のパラメータについては、実験結果より以下の相互関係を仮定した。

$$k_{s-0} = E_w / (3.16 + 10.9d)$$

$$k_{s-90} = k_{s-0} / 3.4, \quad k_{u-0} = 0, \quad k_{u-90} = k_{s-90} / 8.8$$

$$\sigma_{0-0} = 0.93215 \times TD - 160.74$$

$$\sigma_{0-90} = (0.25522 \times TD - 5.27) d^{-0.4} \quad \dots B7)$$

ただし、

E_w : 木材のヤング係数 (kgf/cm²)
 TD : 木材の密度 (kg/m³)
 d : 接合具の直径 (cm)

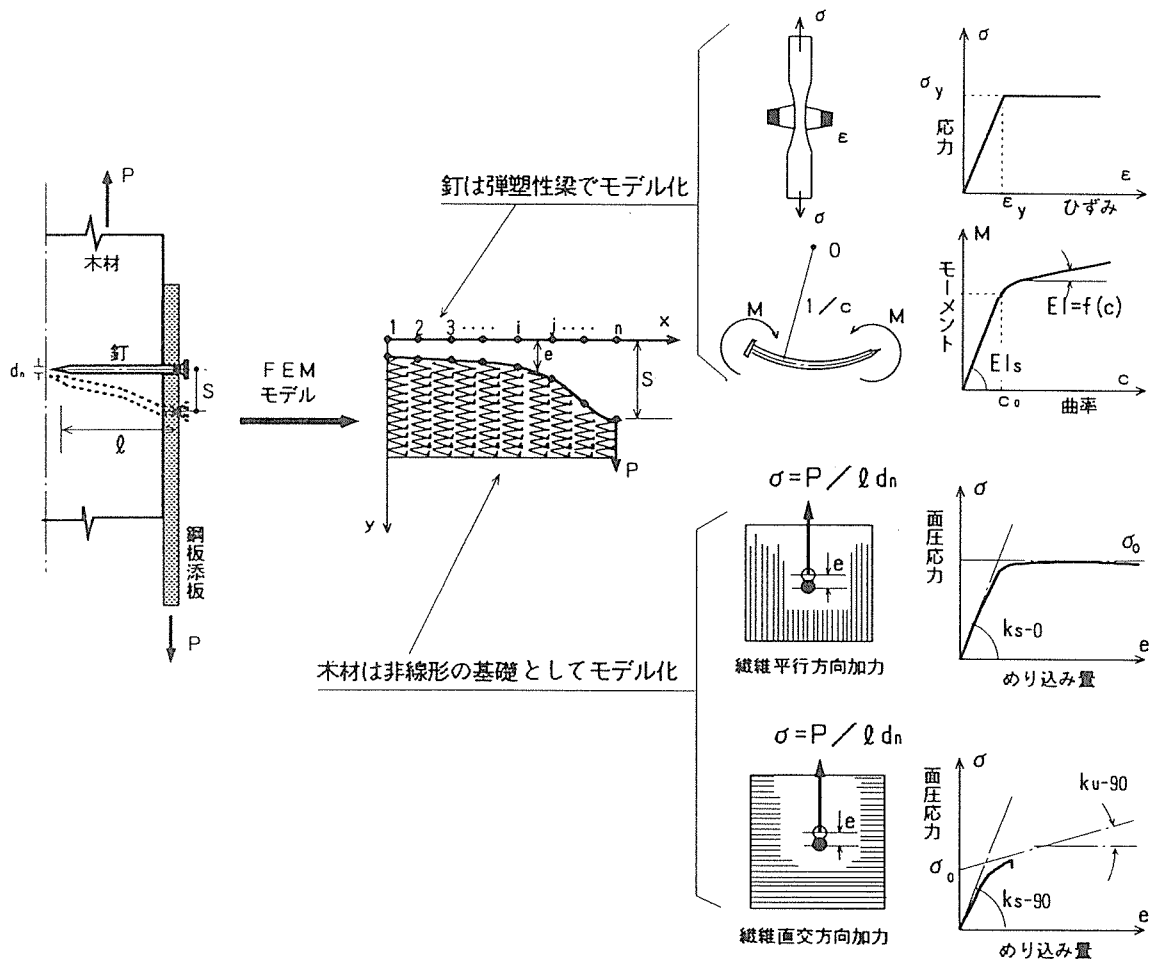


図 B 1 木材と接合具の非線形挙動解析のための FEM モデル

なお、木材のヤング係数または密度のどちらからでも全ての計算ができるように、実験結果に基づいて、以下の直線回帰式を採用した。

[密度 TD からヤング係数 E_w を推定する場合]

$$E_w = 117.161TD + 39029.657 \quad \dots B8)$$

[ヤング係数 E_w から密度 TD を推定する場合]

$$TD = 0.0038499E_w + 106.572 \quad \dots B9)$$

1) 小松幸平：「接合具の非線形特性を考慮に入れた集成材骨組み構造の解析」、木材学会誌、34 (7)、581-589、1988。

B 2. 有限要素法による単一接合具の非線形荷重(P)－すべり(S)の解析

本文で取り上げた3種類の接合具に関する一面せん断試験体を一次元の有限要素に分割した状態と、解析で仮定した境界条件を図B 2に示す。

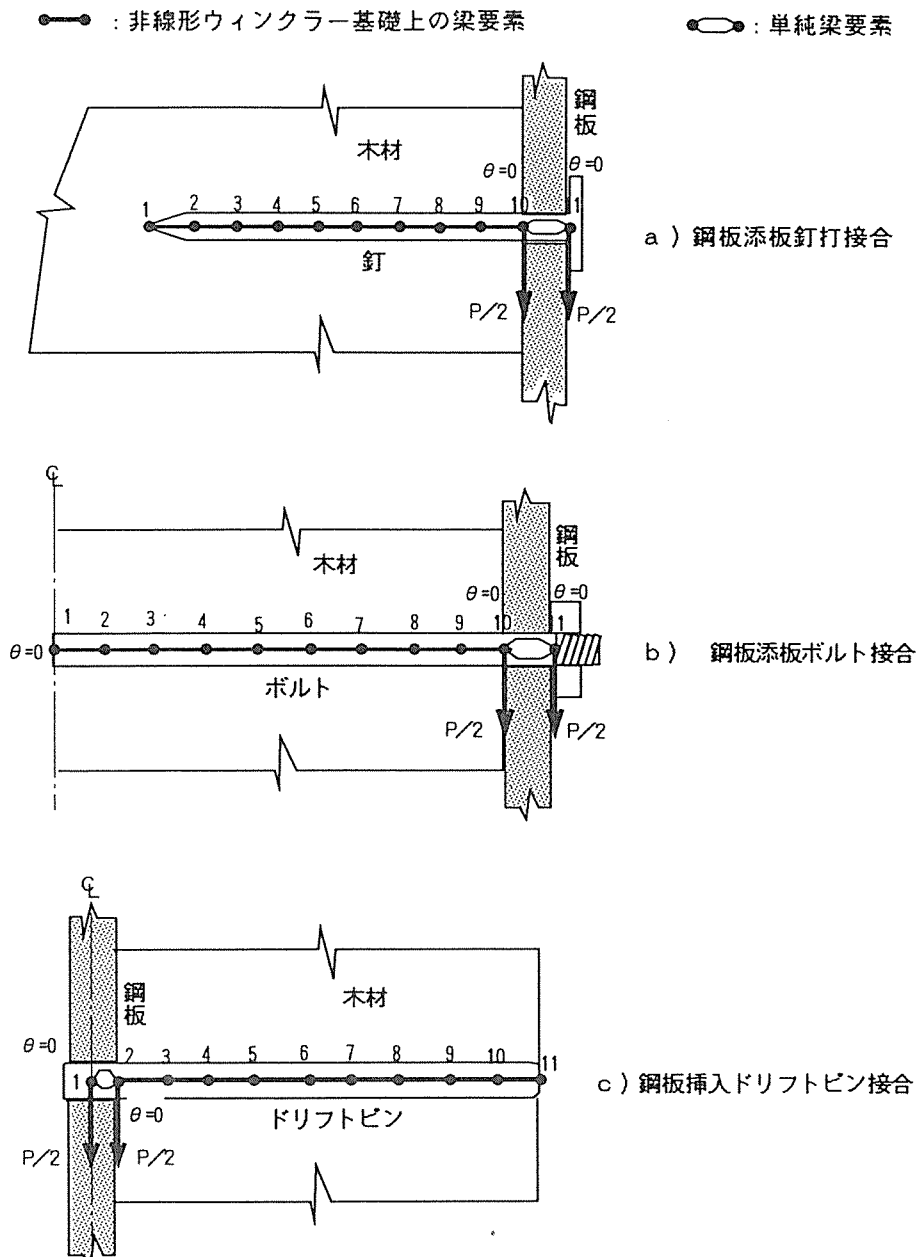


図 B 2 釘、ボルト、ドリフトピンの一次元有限要素モデルの分割並びに境界条件

非線形ウィンクラー基礎上の梁要素の剛性マトリックスとしては式B10)を、また鋼板に接している部分の要素に対しては通常の梁要素の剛性マトリックスを用いた。ただし、大変形や摩擦の影響で生じる軸力の項は考慮されていない。

数値計算は図 B 2 に示すように、接合具の長さ方向に要素を 10～11 程度に分割し、建築学会計算規準で規定されている各接合具の短期許容耐力、 P の 1/4 の外力を単位増分荷重として与え、最大荷重が $2.5P$ になるまで増分計算を行った。非線形計算のアルゴリズムは Newton-Raphson 法によった。

$$\begin{array}{cccc}
 V_1 & \theta_1 & V_2 & \theta_2 \\
 [k_s] = \frac{f(c_u)}{a^2-b^2} \begin{bmatrix} 4\mu^3(ac+bd) & -2\mu^2(a^2+b^2) & -4\mu^3(ab+bc) & -4\mu^2ab \\ & 2\mu(ac-bd) & 4\mu^2ab & -2\mu(ad-bc) \\ \text{対} & \text{称} & 4\mu^3(ac+bd) & 2\mu^2(a^2+b^2) \\ & & & 2\mu(ac-bd) \end{bmatrix} & \bullet\bullet\text{B10)
 \end{array}$$

ただし、 $a = \sinh \mu l$ 、 $b = \sin \mu l$ 、 $c = \cosh \mu l$ 、 $d = \cos \mu l$ 、 l : 要素の長さ
 $\mu = \{dk/4f(C_u)\}^{0.25}$ 、 $k = d\sigma/de$ (式 B5 or B6の微分値)
 $f(c_u)$: 式 B1) or B4)参考、 d : 鋼棒の直径

本文中に 2, 3 の例を示したように、実験結果と FEM 計算結果との適合性は、大変形領域を除いておおむね良好で、少なくとも初期剛性である「すべり係数 K_s 」を決定することに関しては、ここで提案する FEM による方法は有効であると判断した。

B 3. 解析で設定した水準

接合具のすべり係数 K_s の計算に際しては、以下に示す変数の水準を設定した。

【集成材の密度 : TD】

集成材の密度としては、 $TD=300\text{kg/m}^3$ から 700kg/m^3 まで 50kg/m^3 おきに 9 水準を設定した。

【集成材の幅 l 】

集成材の幅としては、構造用集成材の実際の使用状況を考えて、 $l=120\text{mm}$ から $l=240\text{mm}$ まで、 30mm おきに 5 水準を設定した。なお、釘接合の場合は材幅 l は解析に直接関係しない。

【ドリフトピン及びボルトの直径 d 】

ドリフトピン及びボルトの直径 d としては、 $d=8\text{mm}$ から $d=22\text{mm}$ まで 2mm おきに 8 水準を設定した。なお、解析では接合具の直径と鋼板の先孔径は同じで初期ガタは一切存在しないと仮定した。

【釘の種類】

釘としては、JIS A5551 に規定されている太め丸釘 (CN50 から CN140 まで) 8 水準を設定した。

【鋼板】

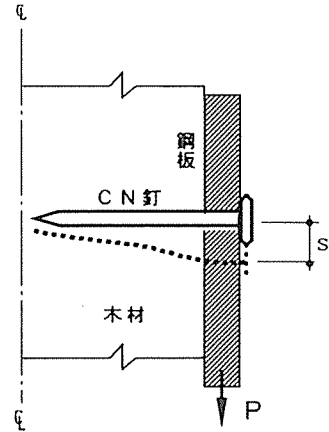
全ての解析を通じて、鋼板の厚さは 9mm とした。

一せん断面あたりのすべり係数 K_s の計算結果一覧表

C1 鋼板添板釘打ち接合

付表-C1 鋼板添板釘打ち接合のすべり係数 K_s (単位: kgf/cm)

釘	K_s (kgf/cm)	集成材 (木材) の密度 TD									解析対象
		300	350	400	450	500	550	600	650	700	
CN50	K_o	970	1300	1400	1500	1600	1700	1700	1700	1800	
	K_{90}	650	680	710	740	760	780	800	810	820	
CN65	K_o	1200	1700	1900	2100	2200	2300	2400	2500	2500	
	K_{90}	760	810	850	890	920	950	980	1000	1000	
CN75	K_o	1400	2000	2300	2600	2800	2900	3100	3200	3300	
	K_{90}	850	910	950	990	1000	1100	1100	1100	1200	
CN90	K_o	1500	2200	2600	3000	3200	3400	3600	3700	3800	
	K_{90}	930	980	1000	1100	1100	1100	1200	1200	1200	
CN100	K_o	1700	2700	3300	3700	4000	4300	4600	4800	5000	
	K_{90}	1100	1200	1200	1200	1300	1300	1300	1400	1400	
CN115	K_o	1900	2900	3500	4000	4400	4700	5000	5300	5500	
	K_{90}	1200	1300	1300	1300	1400	1400	1400	1500	1500	
CN125	K_o	2200	3200	3900	4400	4900	5200	5500	5800	6100	
	K_{90}	1300	1400	1400	1500	1500	1500	1600	1600	1600	
CN140	K_o	2500	3600	4300	4900	5300	5700	6100	6400	6700	
	K_{90}	1400	1500	1600	1600	1700	1700	1700	1700	1700	



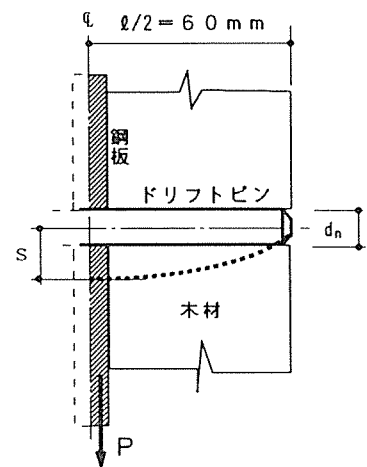
a) 鋼板添板釘打ち接合

C2 鋼板1枚挿入ドリフトピン接合

C2.1 幅 $l = 120\text{mm}$ の場合

付表-C2 鋼板1枚挿入ドリフトピン接合のすべり係数 K_s (単位: kgf/cm)

d (mm)	K_s (kgf/cm)	集成材 (木材) の密度 TD									解析対象
		300	350	400	450	500	550	600	650	700	
8	K_o	10000	10500	11500	12000	13000	13500	14000	14500	15500	
	K_{90}	4050	4300	4550	4800	5000	5000	5500	5500	6000	
10	K_o	12000	13500	14500	15000	16000	17000	17500	18500	19000	
	K_{90}	5000	5500	6000	6000	6500	6500	7000	7000	7500	
12	K_o	15000	16000	17500	18500	19500	20500	21500	22000	23000	
	K_{90}	6500	6500	7000	7500	8000	8000	8500	9000	9000	
14	K_o	17500	19500	20500	22000	23000	24000	25000	26500	27500	
	K_{90}	7000	7500	8000	8500	9000	9500	10000	10000	10500	
16	K_o	20000	22000	23500	25000	26500	28000	29000	30500	31500	
	K_{90}	7500	8000	8500	9000	9500	10000	10500	11000	11500	
18	K_o	22000	24500	26500	28000	29500	31500	33000	34500	35500	
	K_{90}	7500	8500	9000	9500	10000	10500	11000	11500	12000	
20	K_o	23000	26000	28000	30000	32000	34000	35500	37500	39000	
	K_{90}	7500	8500	9000	9500	10000	10500	11000	12000	12500	
22	K_o	23500	27000	29500	31500	34000	36000	38000	40000	41500	
	K_{90}	7500	8000	9000	9500	10000	10500	11000	11500	12500	



b) 鋼板挿入ドリフトピン接合

C2.2 幅 $l = 150$ mm の場合

付表-C3 鋼板1枚挿入ドリフトピン接合のすべり係数 K_s (単位: kgf/cm)

d (mm)	K_s (kgf/cm)	集成材 (木材) の密度 T D									解析対象
		300	350	400	450	500	550	600	650	700 (kg/m ³)	
8	K_o	10000	11000	12000	12500	13000	14000	14500	15000	15500	
	K_{90}	4200	4450	4700	4950	5000	5500	5500	6000	6000	
10	K_o	12500	14000	15000	16000	16500	17500	18500	19000	20000	
	K_{90}	5500	5500	6000	6000	6500	7000	7000	7500	7500	
12	K_o	15000	16500	17500	19000	20000	21000	22000	23000	24000	
	K_{90}	6500	7000	7000	7500	8000	8000	8500	9000	9000	
14	K_o	17500	19500	20500	22000	23000	24500	25500	26500	27500	
	K_{90}	7500	8000	8500	9000	9500	9500	10000	10500	11000	
16	K_o	20500	22500	24000	25500	27000	28000	29500	30500	32000	
	K_{90}	8500	9000	9500	10000	10500	11000	11500	12000	12500	
18	K_o	23500	25500	27500	29000	30500	32000	33500	35000	36000	
	K_{90}	9000	10000	10500	11000	11500	12000	12500	13000	13500	
20	K_o	26000	28500	30500	32500	34000	35500	37500	39000	40500	
	K_{90}	9500	10000	11000	11500	12000	13000	13500	14000	14500	
22	K_o	27500	30500	33000	35000	37000	39000	41000	43000	44500	
	K_{90}	9500	10500	11000	12000	12500	13000	14000	14500	15000	

b) 鋼板挿入ドリフトピン接合

C2.3 幅 $l = 180$ mm の場合

付表-C4 鋼板1枚挿入ドリフトピン接合のすべり係数 K_s (単位: kgf/cm)

d (mm)	K_s (kgf/cm)	集成材 (木材) の密度 T D									解析対象
		300	350	400	450	500	550	600	650	700 (kg/m ³)	
8	K_o	10500	11000	12000	12500	13500	14000	14500	15000	16000	
	K_{90}	4350	4600	4850	5000	5500	5500	6000	6000	6500	
10	K_o	13000	14500	15500	16500	17000	18000	19000	19500	20500	
	K_{90}	5500	5500	6000	6500	6500	7000	7500	7500	8000	
12	K_o	15500	17000	18500	19500	20500	21500	22500	23500	24500	
	K_{90}	6500	7000	7000	7500	8000	8500	8500	9000	9500	
14	K_o	18000	20000	21000	22500	24000	25000	26500	27500	28500	
	K_{90}	7500	8000	8500	9000	9500	9500	10000	10500	11000	
16	K_o	20500	22500	24000	25500	27000	28500	30000	31000	32500	
	K_{90}	9000	9500	10000	10500	10500	11000	11500	12000	12500	
18	K_o	23500	25500	27500	29000	30500	32000	33500	35000	36500	
	K_{90}	10000	10500	11000	11500	12000	12500	13000	13500	14000	
20	K_o	26500	28500	30500	32500	34000	36000	37500	39000	40500	
	K_{90}	10500	11500	12000	12500	13000	14000	14500	15000	15500	
22	K_o	29000	31500	34000	36000	38000	40000	41500	43500	45000	
	K_{90}	11000	12000	12500	13500	14000	15000	15500	16000	17000	

b) 鋼板挿入ドリフトピン接合

C 2. 4 幅 $l = 210\text{mm}$ の場合

付表-C 5 鋼板1枚挿入ドリフトピン接合のすべり係数 K_s (kgf/cm)

d (mm)	K_s (kgf/cm)	集成材 (木材) の密度 TD									解析対象
		300	350	400	450	500	550	600	650	700 (kg/m ³)	
8	K_o	10500	11000	12000	12500	13500	14000	14500	15000	16000	
	$K_{p.o}$	4400	4700	4950	5000	5500	5500	6000	6000	6500	
10	K_o	13500	14500	15500	16500	17500	18000	19000	20000	20500	
	$K_{p.o}$	5500	6000	6000	6500	7000	7000	7500	8000	8000	
12	K_o	16000	17500	19000	20000	21000	22000	23000	24000	25000	
	$K_{p.o}$	6500	7000	7500	8000	8000	8500	9000	9500	9500	
14	K_o	18500	20500	22000	23500	24500	26000	27000	28500	29500	
	$K_{p.o}$	7500	8000	8500	9000	9500	10000	10500	10500	11000	
16	K_o	21000	23000	25000	26500	28000	29500	30500	32000	33500	
	$K_{p.o}$	9000	9500	10000	10500	11000	11000	11500	12000	12500	
18	K_o	23500	26000	27500	29500	31000	32500	34000	35500	37000	
	$K_{p.o}$	10000	10500	11000	11500	12000	12500	13000	13500	14000	
20	K_o	26500	28500	30500	32500	34500	36000	38000	39500	41000	
	$K_{p.o}$	11000	11500	12500	13000	13500	14000	14500	15500	16000	
22	K_o	29000	31500	34000	36000	38000	40000	41500	43500	45000	
	$K_{p.o}$	12000	12500	13500	14000	15000	15500	16000	17000	17500	

b) 鋼板挿入ドリフトピン接合

C 2. 5 幅 $l = 240\text{mm}$ の場合

付表-C 6 鋼板1枚挿入ドリフトピン接合のすべり係数 K_s (kgf/cm)

d (mm)	K_s (kgf/cm)	集成材 (木材) の密度 TD									解析対象
		300	350	400	450	500	550	600	650	700 (kg/m ³)	
8	K_o	10500	11500	12000	12500	13500	14000	14500	15000	16000	
	$K_{p.o}$	4450	4700	5000	5000	5500	5500	6000	6000	6500	
10	K_o	13500	14500	15500	16500	17500	18000	19000	20000	20500	
	$K_{p.o}$	5500	6000	6500	6500	7000	7500	7500	8000	8000	
12	K_o	16500	18000	19000	20500	21500	22500	23500	24500	25500	
	$K_{p.o}$	6500	7000	7500	8000	8500	8500	9000	9500	10000	
14	K_o	19000	21000	22500	24000	25000	26500	27500	29000	30000	
	$K_{p.o}$	8000	8000	8500	9000	9500	10000	10500	11000	11500	
16	K_o	22000	24000	25500	27000	28500	30000	31500	33000	34500	
	$K_{p.o}$	9000	9500	10000	10500	11000	11500	12000	12500	13000	
18	K_o	24000	26500	28500	30000	32000	33500	35000	36500	38000	
	$K_{p.o}$	10000	10500	11000	11500	12000	12500	13500	14000	14500	
20	K_o	26500	29000	31000	33000	35000	37000	38500	40500	42000	
	$K_{p.o}$	11000	11500	12500	13000	13500	14000	14500	15500	16000	
22	K_o	29000	32000	34000	36500	38500	40500	42000	44000	46000	
	$K_{p.o}$	12000	13000	13500	14500	15000	15500	16500	17000	17500	

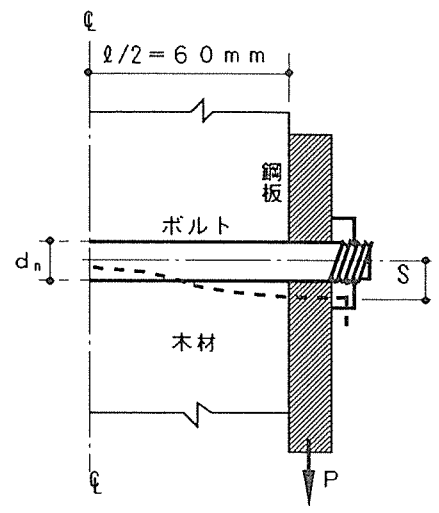
b) 鋼板挿入ドリフトピン接合

C3 鋼板添板ボルト接合

C3.1 幅 $\ell = 120\text{mm}$ の場合

付表-C7 鋼板添板ボルト接合のすべり係数 K_s (kgf/cm)

d (mm)	K_s (kgf/cm)	集成材 (木材) の密度 TD								解析対象	
		300	350	400	450	500	550	600	650		700 (kg/m ³)
8	K_o	7500	9000	10000	11000	12000	12000	13000	14000	14000	d) 鋼板添板ボルト接合
	$K_{p.o}$	4400	4700	4900	5100	5400	5600	5800	6000	6200	
10	K_o	11000	13000	14000	15000	16000	17000	18000	19000	20000	d) 鋼板添板ボルト接合
	$K_{p.o}$	5600	6000	6300	6600	7000	7300	7700	8000	8300	
12	K_o	13000	16000	18000	19000	21000	22000	23000	24000	25000	d) 鋼板添板ボルト接合
	$K_{p.o}$	6500	6600	7000	7500	7900	8400	8800	9300	9700	
14	K_o	12000	18000	20000	23000	25000	26000	28000	29000	31000	d) 鋼板添板ボルト接合
	$K_{p.o}$	7000	7000	7100	7600	8100	8700	9200	9800	10000	
16	K_o	7800	18000	22000	25000	27000	29000	31000	33000	35000	d) 鋼板添板ボルト接合
	$K_{p.o}$	7300	7300	7300	7400	7800	8400	9000	9600	10000	
18	K_o	9500	16000	21000	25000	28000	31000	33000	36000	38000	d) 鋼板添板ボルト接合
	$K_{p.o}$	7400	7400	7400	7500	7600	7700	8300	8900	9600	
20	K_o	4800	12000	20000	25000	28000	32000	34000	37000	40000	d) 鋼板添板ボルト接合
	$K_{p.o}$	7500	7400	7400	7400	7500	7600	7700	8000	8600	
22	K_o	4100	11000	18000	24000	28000	31000	34000	37000	40000	d) 鋼板添板ボルト接合
	$K_{p.o}$	7500	7400	7300	7300	7400	7500	7600	7700	7800	

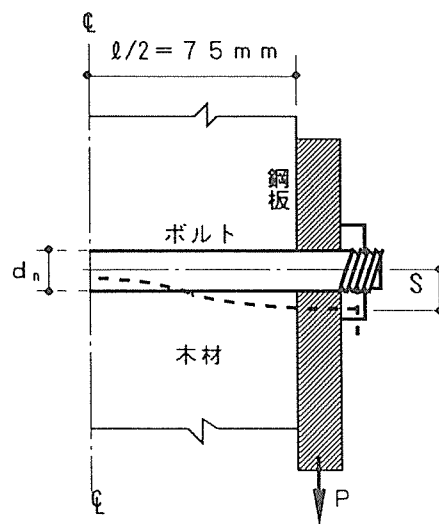


d) 鋼板添板ボルト接合

C3.2 幅 $\ell = 150\text{mm}$ の場合

付表-C8 鋼板添板ボルト接合のすべり係数 K_s (kgf/cm)

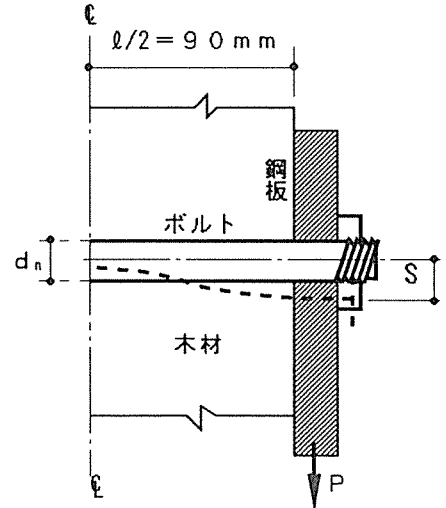
d (mm)	K_s (kgf/cm)	集成材 (木材) の密度 TD								解析対象	
		300	350	400	450	500	550	600	650		700 (kg/m ³)
8	K_o	7100	8700	9800	11000	12000	12000	13000	14000	14000	d) 鋼板添板ボルト接合
	$K_{p.o}$	4200	4400	4600	4800	5100	5300	5500	5700	5900	
10	K_o	9700	12000	13000	14000	15000	16000	17000	18000	19000	d) 鋼板添板ボルト接合
	$K_{p.o}$	5700	6000	6300	6500	6800	7100	7400	7700	8000	
12	K_o	13000	15000	17000	18000	20000	21000	22000	23000	24000	d) 鋼板添板ボルト接合
	$K_{p.o}$	6900	7300	7700	8100	8500	8900	9300	9700	10000	
14	K_o	15000	19000	21000	23000	24000	26000	27000	28000	30000	d) 鋼板添板ボルト接合
	$K_{p.o}$	7800	8100	8600	9100	9600	10000	11000	11000	12000	
16	K_o	17000	21000	24000	27000	29000	31000	32000	34000	36000	d) 鋼板添板ボルト接合
	$K_{p.o}$	8500	8500	8900	9500	10000	11000	11000	12000	13000	
18	K_o	15000	23000	27000	30000	32000	35000	37000	39000	41000	d) 鋼板添板ボルト接合
	$K_{p.o}$	8900	8800	8800	9300	10000	11000	11000	12000	13000	
20	K_o	10000	23000	28000	32000	35000	38000	40000	43000	45000	d) 鋼板添板ボルト接合
	$K_{p.o}$	9100	9000	9000	9000	9400	10000	11000	12000	12000	
22	K_o	15000	21000	28000	32000	36000	39000	42000	45000	48000	d) 鋼板添板ボルト接合
	$K_{p.o}$	9200	9000	9000	9000	9000	9300	10000	11000	12000	



d) 鋼板添板ボルト接合

C3.3 幅 $\ell = 180\text{mm}$ の場合
 付表-C9 鋼板添板ボルト接合のすべり係数 K_s (kgf/cm)

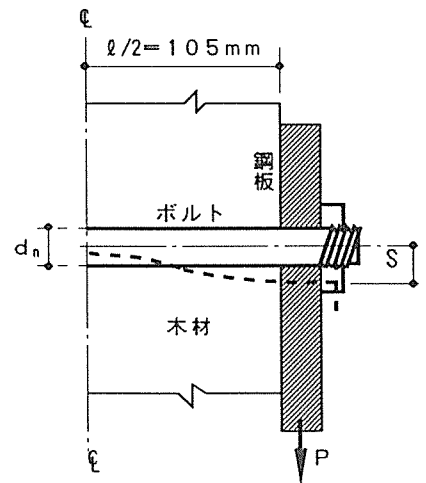
d (mm)	K_s (kgf/cm)	集成材 (木材) の密度 TD									解析対象
		300	350	400	450	500	550	600	650	700	
8	K_o	7100	8700	9900	11000	12000	12000	13000	14000	15000	
	K_{so}	4100	4300	4500	4700	4900	5200	5400	5600	5800	
10	K_o	9200	11000	13000	14000	15000	16000	17000	18000	19000	
	K_{so}	5400	5700	6000	6200	6500	6800	7100	7300	7600	
12	K_o	12000	14000	16000	18000	19000	20000	21000	22000	23000	
	K_{so}	6900	7200	7600	8000	8300	8700	9000	9400	9700	
14	K_o	15000	18000	20000	22000	23000	25000	26000	27000	28000	
	K_{so}	8200	8600	9100	9500	10000	10000	11000	11000	12000	
16	K_o	18000	22000	24000	26000	28000	30000	31000	33000	34000	
	K_{so}	9100	9500	10000	11000	11000	12000	12000	13000	14000	
18	K_o	20000	25000	28000	30000	33000	35000	36000	38000	40000	
	K_{so}	9800	9800	10000	11000	12000	13000	13000	14000	15000	
20	K_o	20000	27000	31000	34000	37000	39000	42000	44000	46000	
	K_{so}	10000	10000	10000	11000	12000	13000	14000	14000	15000	
22	K_o	18000	28000	33000	37000	40000	43000	46000	48000	51000	
	K_{so}	11000	10000	10000	11000	12000	12000	13000	14000	15000	



d) 鋼板添板ボルト接合

C3.4 幅 $\ell = 210\text{mm}$ の場合
 付表-C10 鋼板添板ボルト接合のすべり係数 K_s (kgf/cm)

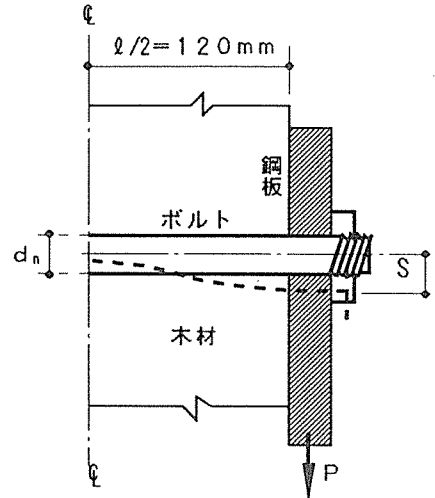
d (mm)	K_s (kgf/cm)	集成材 (木材) の密度 TD									解析対象
		300	350	400	450	500	550	600	650	700	
8	K_o	7200	8800	10000	11000	12000	13000	13000	14000	15000	
	K_{so}	4000	4200	4500	4700	4900	5200	5400	5600	5900	
10	K_o	9200	11000	13000	14000	15000	16000	17000	18000	19000	
	K_{so}	5200	5500	5800	6100	6300	6600	6900	7200	7500	
12	K_o	11000	14000	16000	17000	19000	20000	21000	22000	23000	
	K_{so}	6600	6900	7300	7600	8000	8300	8600	9000	9300	
14	K_o	14000	17000	19000	21000	22000	24000	25000	27000	28000	
	K_{so}	8100	8500	8900	9300	9800	10000	11000	11000	11000	
16	K_o	17000	20000	23000	25000	27000	28000	30000	31000	33000	
	K_{so}	9400	9900	10000	11000	11000	12000	12000	13000	13000	
18	K_o	20000	24000	27000	29000	31000	33000	35000	37000	38000	
	K_{so}	10000	11000	11000	12000	13000	13000	14000	15000	15000	
20	K_o	23000	28000	31000	34000	36000	38000	40000	42000	44000	
	K_{so}	11000	11000	12000	13000	14000	14000	15000	16000	17000	
22	K_o	24000	31000	35000	38000	41000	43000	46000	48000	50000	
	K_{so}	12000	12000	12000	13000	14000	15000	16000	16000	17000	



d) 鋼板添板ボルト接合

C3.5 幅 $l=240$ mmの場合
 付表-C11 鋼板添板ボルト接合のすべり係数 K_s (kgf/cm)

d (mm)	K_s (kgf/cm)	集成材(木材)の密度 TD									解析対象
		300	350	400	450	500	550	600	650	700 (kg/m ³)	
8	K_o	7300	8900	10000	11000	12000	13000	13000	14000	15000	
	K_{so}	4000	4300	4500	4700	5000	5200	5400	5700	5900	
10	K_o	9300	11000	13000	14000	15000	16000	17000	18000	19000	
	K_{so}	5200	5400	5700	6000	6300	6600	6900	7200	7500	
12	K_o	11000	14000	16000	17000	19000	20000	21000	22000	23000	
	K_{so}	6400	6700	7100	7400	7700	8100	8400	8800	9100	
14	K_o	14000	17000	19000	21000	22000	24000	25000	27000	28000	
	K_{so}	7800	8200	8600	9000	9400	9800	10000	11000	11000	
16	K_o	16000	20000	22000	24000	26000	28000	29000	31000	32000	
	K_{so}	9300	9700	10000	11000	11000	12000	12000	13000	13000	
18	K_o	19000	23000	26000	28000	30000	32000	34000	36000	37000	
	K_{so}	11000	11000	12000	12000	13000	13000	14000	15000	15000	
20	K_o	23000	27000	30000	33000	35000	37000	39000	41000	43000	
	K_{so}	11000	12000	13000	14000	14000	15000	16000	16000	17000	
22	K_o	25000	31000	34000	37000	40000	42000	44000	46000	48000	
	K_{so}	12000	13000	13000	14000	15000	16000	17000	18000	18000	



d) 鋼板添板ボルト接合

1. 2. 合わせ梁+シアファスナー型接合

1 合わせ梁+シアファスナー型接合法の概略

1.1 接合部の構成

合わせ梁+シアファスナー接合部は、柱あるいは梁が分割され（2分割とは限らない）、その接触面にシアファスナーと呼ばれる接合具を挿入し、ボルト締めした接合部である。図1.1に接合部の例を示した。シアファスナーにはスプリットリング、シアプレート、ブルドッグジベルなどが使用される。

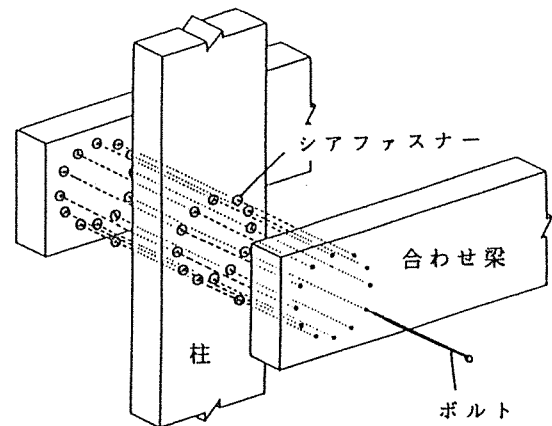


図1.1 合わせ梁+シアファスナー型接合部

1.2 力の伝達

軸力、せん断力、モーメントが接合部に加わった際の力の伝達は、梁の力⇄ファスナーのせん断力⇄柱の力の経路で行われる。また、ファスナーのせん断力はその種類により抵抗形態が異なる。その抵抗形態を表1.1に示した。

表1.1 ボルトとシアファスナーの抵抗形態

	加工	抵抗形態
ボルト	先孔 ボルト径+1~2mm	ボルトのせん断によって起こる木材へのめり込み抵抗
シアプレート	外周+プレート厚彫込み	ボルトのせん断によって起こるシアプレートとボルトの木材へのめり込み抵抗
スプリットリング	リング部分彫込み	ボルトとリングのせん断によって起こる木材へのめり込み抵抗
ブルドッグシベル	プレート厚彫込み	木材にくいこんだ歯の曲げまたはせん断抵抗

1.3 タイプI型接合部との比較

合わせ梁+シアファスナー型接合部は、接合部の力の伝達をファスナーのせん断耐力に依存するという点で、タイプI型の鋼板添え板（挿入）+シアファスナー接合部と類似性を持っている。そのため、設計方法も個々のファスナーの安全性から、接合部全体の許容値を求め、接合部の許容値を決める際には柱と梁の繊維方向を考慮するなど、基本的な点は一致している。しかし、以下に示す理由により、タイプI型とは異なった設計法が必要である。

- ①柱と梁が重なっている部分（パネルゾーンと呼ぶ）が唯一の接合部である。従って、柱－梁接合部の解析のモデル化において、バネ評価される要素は1である。
- ②柱－梁接合部に回転モーメントが加わった場合には、タイプI型では鋼板が変形しないと、回転中心が定義されれば、個々のファスナーの移動量は簡単に求めることができる。しかし、合わせ梁＋シアファスナー型では、回転中心がわかったとしても個々の接合点で荷重－変位関係が異なると考えた場合には、一律には定まらない。その上、ファスナーはその円周上にあるとも限らない。
- ③一般的にシアファスナーの個数が少ない。従って、先孔加工を必要とするファスナーを用いた場合には加工孔とファスナー間のおそびが、ファスナーとボルトが一体になって抵抗する接合ではファスナーとボルトの間のおそびが剛性・強度に多大な影響を与える。接着剤を充填しないかぎり、このおそびは組立上避けられないものなので、おそびによる剛性・強度の低下を考慮する必要がある。
- ④個々のファスナーのせん断要素は、シアファスナーとボルトの2つの要素から成り立っている。シアファスナー、ボルトともに個々の剛性、強度は理論的に明確になりつつある。しかし、シアファスナーとボルトが一体となった接合の剛性、強度についての理論的な研究はこれまでほとんどなされていない。従って、タイプI型では数表または計算式によって剛性・降伏点を求めることが可能になりつつあるが、このタイプについては、実験によりその都度、接合点の性能を決めるのが最も現実的である。

①は、タイプIと比べて有利な点といってよい。タイプI型では外周柱に対してはバネ要素が2、内周柱に対しては3となる。②は設計を行う上で、計算を煩雑にするものである。後述するが、より厳密に接合部の性能を把握しようとする場合には、コンピューターを用いた収束計算を必要とする。③は高い初期剛性を必要とするモーメント負担接合では最大の欠点とも言える。④はこのタイプの今後の研究課題である。

2 合わせ梁+シアファスナー型接合部の設計

合わせ梁+シアファスナー型接合を用いても、木質ラーメン構造の骨組み自体の設計方法は、他のタイプと同様の考え方をすればよいので、ここでは接合部についてのみ検討する。つまり任意に配置されたファスナーに対する剛性の求め方、許容値の決め方について論じることとする。

前述したように、より厳密な解を手計算により求めることは不可能であるが、仮定条件を増すことにより、剛性のみを求めることは可能である。その方法を2.2で取り上げた。2.3ではコンピュータを用いたより厳密な解としての非線形解析手法を示した。また、各々の計算方法についてシアファスナー部分のあそびを考慮した場合の考え方を2.4に示した。

2.1 接合具の配置

木構造計算規準・同解説ではモーメント抵抗接合を意識した配置計画は示されてなく、軸力、せん断力を念頭においた荷重方向と繊維方向がなす角度 θ を変数とする配置計画である。そこでその考え方をもとに、回転モーメントに対する配置に関する間隔を、以下のように考えることとした。

- ①矩形配置の縁端距離は、軸力（P1）、せん断力（P2、P3）が作用した場合の縁端距離の最小値をもって、柱材、梁材とも決定する。
- ②矩形配置の最外周の接合具間隔は、①のP1～P3の3力に対して、柱材、梁材各々の間隔の最小値とする。
- ③矩形配置の最外周以外の接合間隔は、計算規準中の軸角度と間隔の関係式(2.1)をもとに、外周と内周との間隔を決定し、内周の接合具同士の接合間隔は②の数値を用いる。

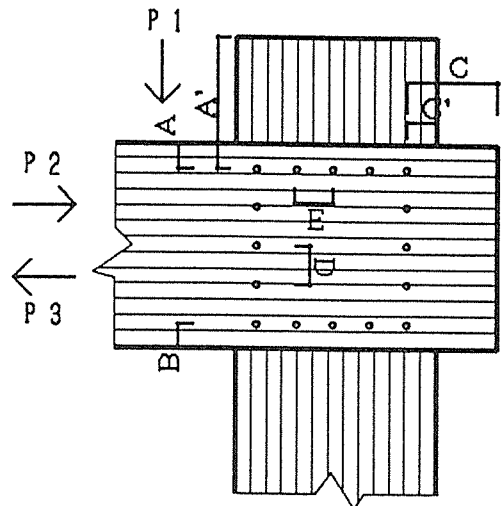


図2.1 接合具の配置計画

$$S_o^2/x^2 + S_{oo}^2/y^2 = 1 \quad \dots (2.1)$$

S_o : 求める繊維平行方向の間隔

S_{oo} : 求める繊維直角方向の間隔

x : 1列配置の繊維平行方向の間隔

y : 1列配置の繊維直角方向の間隔

④円形配置の最外周の縁端距離は、木材の繊維方向を考えずに、最も端あるいは縁の接合点だけ①と同様の考え方で決定する。

⑤円形配置の接合間隔は、式(2.1)を用いて決定する。

⑥同様に円形配置の最外周以外の接合具間隔についても③の考え方をもとに、外周と内周との間隔、内周同士の接合間隔を決定する。

⑦距離に応じて許容耐力の低減があるので、限られた交差面積内で最強となるよう設計をするためには試行計算が必要となる。設計の際には繊維方向を考慮せず、全ての接合点の許容値が同じと考え簡略化する。そして内周は外周で得られた増減値を参考に間隔を決める。計算の際には、低減を含み、接合点の位置により個別に許容値を求め、その合計とする。個数の増加による剛性の低下は考えない。また、許容耐力の100%～最小値までの間の値は直線補間により求める。別途断面欠損を考慮した母材の許容値との比較も必要である。

上記の条件下でのスプリットリングとシアプレートの間隔値をもとにした、柱と梁が直角に交わる場合の柱、梁各々の縁端距離、接合間隔は表2.2で与えられる。柱と梁の最小値のみを整理すると表2.3が得られる。この数表を用いて設計を行う。

表2.2 ①梁に対して

単位：cm

	P 1	P 2	P 3
A	7(100%)～4.4(83%)	4.4(100%)	4.4(100%)
B	4.4(100%)	4.4(100%)	4.4(100%)
C	14(100%)～7(62.5%)	10(100%)～6.4(62.5%)	14(100%)～7(62.5%)
D	11(100%)～9(50%)	9(100%)	9(100%)
E	9(100%)	17(100%)～9(50%)	17(100%)～9(50%)

②柱に対して

	P 1	P 2	P 3
A'	—————	—————	14(100%)～7(62.5%)
C'	4.4(100%)	7(100%)～4.4(83%)	4.4(100%)
D	17(100%)～9(50%)	9(100%)	9(100%)
E	9(100%)	11(100%)～9(50%)	11(100%)～9(50%)

表2.3 設計値

A = B	7(100%)～4.4(83%)
A'	14(100%)～7(62.5%)
C	14(100%)～7(62.5%)
C'	7(100%)～4.4(83%)
D = E	17(100%)～9(50%)

2.2 手計算で可能な接合部の剛性の決定方法

計算にあたり以下の仮定をおいた。

① 繊維平行方向と繊維直角方向のすべり係数が既知の場合、荷重角度 ϕ 度方向のすべり係数は Hankinson 式 (2.2) により与えられる。

$$K_{\phi} = K_0 \cdot K_{90} / (K_0 \cdot \sin^2 \phi + K_{90} \cdot \cos^2 \phi) \quad \dots (2.2)$$

K_{ϕ} : 荷重角度 ϕ のすべり係数
 K_0 : 繊維平行方向のすべり係数
 K_{90} : 繊維直角方向のすべり係数

② モーメント作用時の接合部の回転中心は、接合点の位置を考慮して決めた各接合点の剛性の重心位置とする。

③ モーメント作用時の各接合点は、②の重心位置を回転中心とした円周上に移動する。

④ 木材は梁と柱の交差する部分では変形しない。従って、全ての歪は局所的で、ジベル近傍で発生し、お互いに影響しない。

1) 回転剛性

上記の仮定により、柱と梁各々に対する接合点 i のすべり係数は (2.3)、(2.4) 式で与えられる。また、接合点 i のすべり係数は、梁に対するすべり係数と柱に対するすべり係数が直列に接合されたモデルと考えることができ、(2.5) 式で与えられる。

$${}_b K_{\phi_i} = K_{0i} \cdot K_{90i} / (K_{0i} \cdot \sin^2 {}_b \phi_i + K_{90i} \cdot \cos^2 {}_b \phi_i) \quad \dots (2.3)$$

$${}_c K_{\phi_i} = K_{0i} \cdot K_{90i} / (K_{0i} \cdot \sin^2 {}_c \phi_i + K_{90i} \cdot \cos^2 {}_c \phi_i) \quad \dots (2.4)$$

${}_b K_{\phi_i}$: i 接合点の梁に対するすべり係数
 ${}_c K_{\phi_i}$: i 接合点の柱に対するすべり係数
 K_{0i} : i 接合点の繊維平行方向のすべり係数
 K_{90i} : i 接合点の繊維直角方向のすべり係数

$$K_i = {}_b K_{\phi_i} \cdot {}_c K_{\phi_i} / ({}_b K_{\phi_i} + {}_c K_{\phi_i}) \quad \dots (2.5)$$

接合部の回転剛性 R_j は次式で求めることができる。

$$R_j = n_s \cdot \sum K_i \cdot r_i^2 \quad \dots (2.6)$$

n_s : 1 接合部当たりのせん断面の数 (一般的には 2)
 r_i : 回転中心から接合点までの距離

仮に、柱と梁が直交し、接合点が上下左右で対象の剛性を持ち、接合部の中心を原点として回転する場合には、柱と梁に対するモーメントMによる各接合点の荷重角度方向は、全ての接合点において(2.7)式を常に満たすこととなる。

$$\begin{aligned} \phi_i &= \pi/2 - \phi_i \quad \dots (2.7) \\ (\phi_i &= \pi/2 - \phi_i) \end{aligned}$$

ϕ_i : 梁の繊維方向に対する荷重角度
 ϕ_i : 柱の繊維方向に対する荷重角度

(2.7)、(2.3)、(2.4)式を(2.5)式に代入整理することにより(2.8)式が得られる。

$$K_i = K_{oi} \cdot K_{oi} / (K_{oi} + K_{oi}) \quad \dots (2.8)$$

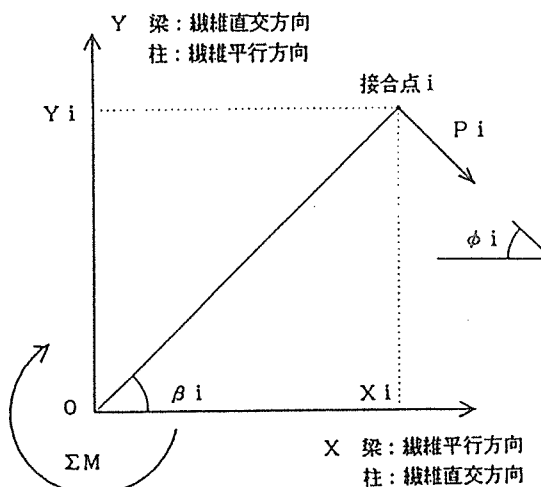


図2.2 柱、梁に対する荷重角度

これは各々の接合点の剛性が、その接合点で繊維平行方向の剛性と繊維直角方向の剛性の直列バネで表現できることを示している。従って、各々の接合点の剛性はその位置での繊維方向を考慮することなく計算できる。

2) 軸力剛性・せん断剛性

軸力N、せん断力Qが作用する場合も、接合点iのすべり係数 K_i は、柱に対するすべり係数と梁に対するすべり係数の直列モデルに置き換えることができる((2.5)式)。そして、接合部のせん断剛性 S_j 、接合部の軸力剛性 N_j は以下の式で表すことができる。

$$S_j = n_o \Sigma K_i \quad (= N_j) \quad \dots (2.9)$$

せん断剛性、軸力剛性についても、柱と梁が直交する場合には、当然、繊維平行方向のすべり剛性と繊維直角方向のすべり剛性が直列に接続されたバネ剛性として評価できる。

2.3 非線形解析の手法

接合点の非線形性と、位置情報より導かれる接合部挙動の非線形解析手法を説明する。

解析にあたり、以下の仮定をおいた。

- ①木材は梁と柱の交差する部分では変形しない。従って、全ての歪は局所的で、ジベル近傍で発生し、お互いに影響しない。
- ②繊維平行方向と繊維直角方向の荷重-変位関係は独立して考えられる。

なお、ここでは、回転に対する挙動、軸方向変形に対する挙動を分けて考えるが、本来はそれらは同時に起こり、木材は異方性を示すため、単純な足し算とはならない点に注意を要する。

1) 回転に対する挙動

接合部に強制回転が加わった場合について検討する。柱座標軸上で考えると、梁の接合点はこの強制回転により a 点から b 点へ移動する。そしてファスナーの接合点では、柱、梁の繊維方向とその位置でのファスナーの荷重-変位関係を考慮にいたした次式の釣合式が成立している。

$$P_{\perp}(X_c) = P_{\parallel}(X_b) \cdots (2.10)$$

$$P_{\parallel}(Y_c) = P_{\perp}(Y_b) \cdots (2.11)$$

$P_{\parallel}(X)$: X 変位での繊維平行方向のファスナーのせん断力

$P_{\perp}(X)$: X 変位での繊維直角方向のファスナーのせん断力

また、接合点の移動量はその位置により容易に求めることができ、

$$X_c + X_b = r \cos(\theta - \gamma) - r \cos \theta \cdots (2.12)$$

$$Y_c + Y_b = r \sin(\theta - \gamma) - r \sin \theta \cdots (2.13)$$

変数は図 2.3 参照

で与えられる。

(2.10) ~ (2.13) 式によりその接合点での P_{\parallel} 、 P_{\perp} を求めることができる。実際に解を求める場合には、ファスナーの荷重-変位関係が関数式で表せるときには、代数的に求めることができるが、折れ線で置換するときには収束計算を必要とする。

上記の要領で求めた P_{\parallel} 、 P_{\perp} に対し、回転中心からの腕の長さを乗じて求めた M_{\parallel} 、 M_{\perp} の合計が強制変位により生じるモーメント M である。これを増分的に解くことにより接合部の回転に対する挙動を明確にすることができる。

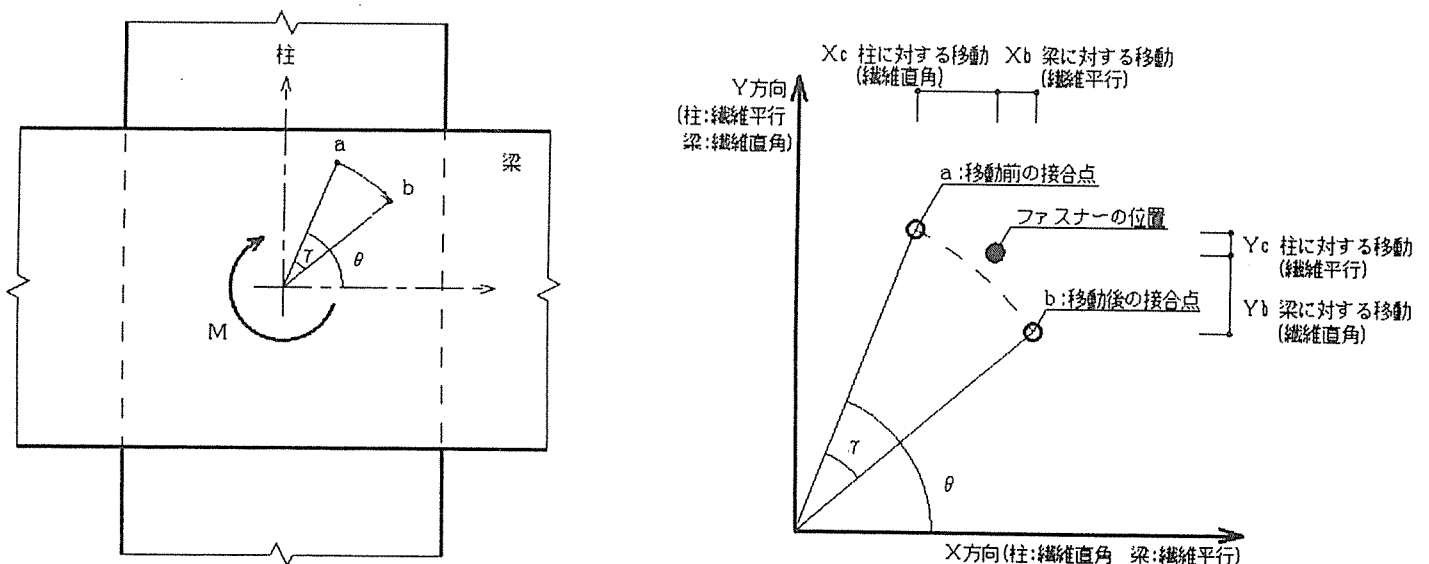


図 2.3 強制回転時の接合点の挙動

2) 回転以外の変形に対する挙動

軸力・せん断力が作用し、1方向に変位する場合は、変位方向を考慮し、柱の荷重-変位関係と梁の荷重変位-関係でのバネ剛性 K が、直列に接続されたものと考えることができる。従って、各々の位置での荷重-変位関係を求めることは容易で、接合部はそれらの加算により求めることができる。

2.4 あそびを考慮にいたれた設計

合わせ梁型の接合部では、接着剤の充填を前提としない限り、ボルトの先穴とボルト間、先孔加工を必要とするファスナーでは、先穴とファスナー間の加工誤差によるあそびが生じる。このあそびにより接合部の剛性は低くなるので、あそびを考慮し剛性を決める必要がある。

以下は、このあそびをパラメータ (μ, σ^2) の正規分布に従うと仮定した場合について検討する。なお、原点からのある荷重までの直線の傾きを”剛性”(図2.4の gK)、あそびを含んだ原点を通らない荷重-変位関係の傾きを”傾き”(同 K)と定義し、論議を進める。

1) 手計算による接合部剛性計算の場合

あそびのない i 接合点の荷重-変位関係を $P_i = K_i \delta_i$ とすると、あそびのある実際の接合点の荷重-変位関係は次式で示される。

$$P_i = K_i (\delta_i - X_i) \quad \dots (2.14)$$

($\delta_i - X_i < 0$ のときは $\delta_i - X_i = 0$)

K_i : i 接合点の傾き

X_i : 正規分布 (μ, σ^2) に従うあそび確率変数

あそびを考慮した i 接合点の剛性 gK_i は(2.11)式のようにになる。

$$gK_i = P_i / (\delta_i - X_i) = K_i (\delta_i - X_i) / \delta_i \quad \dots (2.15)$$

($\delta_i - X_i < 0$ のときは $\delta_i - X_i = 0$)

gK_i : i 接合点のあそびを考慮した剛性

ここで接合部が θ rad. 回転した場合を考える。このときに接合部に生じるモーメントは(2.16)で与えれ、これを θ で除した値があそびを考慮した回転剛性 gR_j ((2.17)式)である。

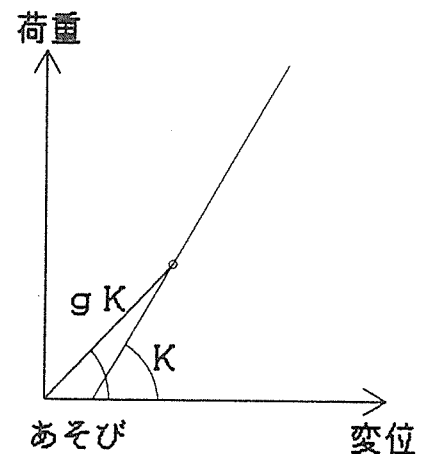


図2.4 あそびの考え方

$$M = n_s \cdot \sum K_i \cdot r_i^2 \cdot \theta - Y \sum K_i \cdot r_i \quad \dots (2.16)$$

Y : 正規分布 ($n_s \cdot \mu$, $n_s \cdot \sigma^2$) に従う確率変数
 (本来は平均値、標準偏差とも n_s を乗じる必要があるが、せん断面が異なったとしてもボルトで一体化されているので、独立の確率変数と取らないとした。)

$$gR_j = R_j - Y \sum K_i r_i / \theta \quad \dots (2.17)$$

同様にしてあそびを考慮したせん断剛性、軸力剛性を求めると(2.18)式となる。あそびを考慮した場合の剛性は、回転角あるいは変位により変動する。

$$gS_j = S_j - Y \sum K_i / \delta (= gN_j) \quad \dots (2.18)$$

δ : せん断(軸力)方向の変位

2) 非線形解析の場合

非線形解析の場合には、あそびを乱数発生させ模擬的に解を求める方法が簡易である。あそびの与え方としては、あそびのないファスナー単体の荷重-変位曲線があそびの分だけ荷重ゼロ時に初期すべりを起こすとし、荷重-変位曲線を単にあそびの分だけ水平移動すると考えることとする。

2.5 各接合点(接合具)のすべり剛性、荷重-変位関係

前述したように、ボルト+ブルドックジベル、ボルト+スプリットリング、あるいは、ボルト+シアプレートなどの荷重-変位関係に対する研究は欠落している部分である。従って現状では実験より諸値を決める必要がある。

2.6 接合部の許容耐力

以上のように接合部の剛性が定義されれば、タイプ-Iと同様に最もクリティカルとなる接合点を求め、その接合点の許容限界点が接合部の許容耐力である。接合点の許容耐力は現状では、木構造計算規準・同解説に値が示されているものについてはそれを用い、示されていないものについては実験により求めることとなる。

荷重角度が $0^\circ \sim 90^\circ$ の間の接合部の許容耐力は、(2.19)式により計算できる。この式により計算した値をもって、許容値とするわけであるが、(2.19)よりわかるように荷重角度が 90° に近づくほど値が小さくなるので、接合部の許容値を求める際には柱、梁で荷重角度が直角に近い方のみ計算を行えばよい。

$$P_\phi = P_o \cdot P_{90} / (P_o \cdot \sin^2 \phi + P_{90} \cdot \cos^2 \phi) \quad \dots (2.19)$$

P_ϕ : 荷重角度 ϕ の許容耐力
 P_o : 繊維平行方向の許容耐力
 P_{90} : 繊維直角方向の許容耐力

3 設計例

柱断面150×500、梁断面150×500について配置、接合部剛性、接合部の許容値を算出する。なお、シアファスナーにはシアプレートを用いる。

1)接合具配置

500×500の接触面で最強の矩形配置計画とする。表2.3より縁端距離は7（100%）～4.4cm（83%）、接合点間隔は17（100%）～9（50%）である。

縁端距離の増減値 a と距離 X_a の関係、および接合点間隔の増減値 b と距離 X_b の関係は次式で示される。

$$\begin{aligned} a &= (100-83) / (7-4.4) \times (X_a-4.4) + 83 \\ &= 6.54 X_a + 54.23 \quad \dots (3.1) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b &= (100-50) / (17-9) \times (X_b-9) + 50 \\ &= 6.25 X_b - 6.25 \quad \dots (3.2) \end{aligned}$$

全て100%とすると1辺の個数 n は

$$\begin{aligned} n &= (50-7 \times 2) / 17 + 1 \\ n &= 3.12 \end{aligned}$$

より3個と計算できる。1辺3個のときに個々の許容値を全て同じ p とすると、接合部の許容値 P_3 は $8 \times p$ となる。これが、1辺3個配置での許容値である

次に1辺4個配置について考えると、接合部の許容値は次式により計算できる。

$$P_4 = 4 p \times a / 100 + 8 p \times b / 100 \quad \dots (3.3)$$

また、 X_a と X_b の関係は次式で示される。

$$2 X_a + 3 X_b = 50 \quad \dots (3.4)$$

(3.1)、(3.2)、(3.3)、(3.4) 式を代入整理することにより(3.5)式が得られる。

$$P_4 = 4/100 \times (205.23 + 2.69 X_b) \quad \dots (3.5)$$

ここで、4個配置での縁短距離、接合間隔の可能な範囲は

$$4.4 \leq X_a \leq 7 \quad 12 \leq X_b \leq 13.7$$

である。Xbは最大13.7なので、それを(3.4)式に代入すると、4個配置での接合部許容値P₄が得られる。計算の結果1辺4個配置の許容値は9.68×pとなった。

上記の流れで可能な限り個数を増し、接合部許容値Pが最大になる配置を最強配置とする。

この例では図3.1に示す1辺5個配置が最強となった。内周の配置については矩形配置より(2.1)式中のS₀とS₉₀を同じと考えると、100%では12cm、50%では6.4cmとなる。最外周の接合具が58.1%に低減していることより、直線補間で内周の間隔を求めると7.3cmが得られ、この値により内周の設計を行うと図3.2となる。

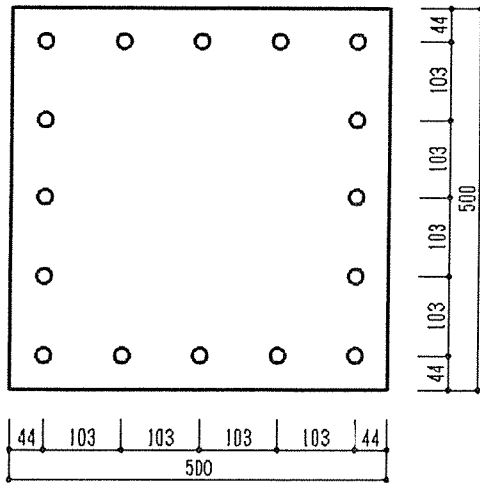


図3.1 配置例1 周矩形

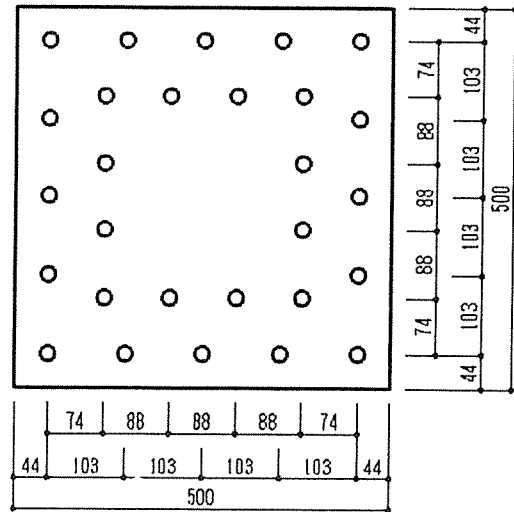


図3.2 配置例2 周矩形

2) 剛性

これまでの実験結果*1 (図3.3) より、全ての剛性を等しくK₀=2667kg/mm、K₉₀=1000kg/mmとする。このバネが直列に接続されたと考え計算すると、バネ剛性K=727kg/mmが得られる。これを(2.6)式、(2.9)式に代入して接合部の剛性を計算する。

$$RJ = 2 (\text{せん断面の数}) \times 727 (K) \times \sum r_i^2 = 1785t \cdot m$$

$$SJ = NJ = 2 \times 28 \times 727 = 40.712t/mm$$

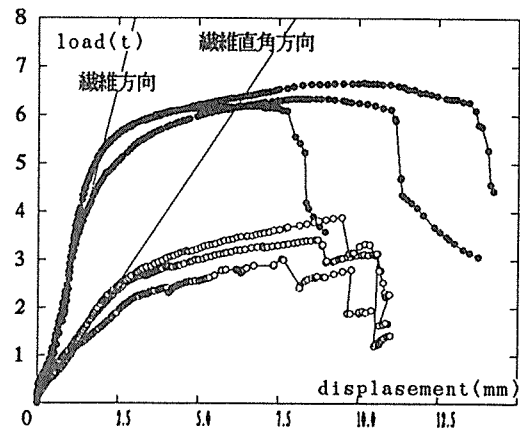


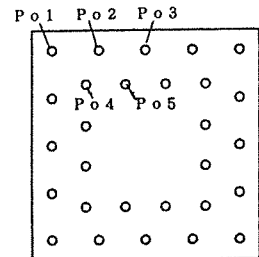
図3.3 シアプレート荷重-すべり関係

3) 許容値

許容値は1せん断面当たり、繊維方向 $P_{y_0} = 2220$ 、 $P_{y_{90}} = 1560$ とする。回転モーメントに対する許容値の計算結果を表3.4に示す。

表3.4 回転モーメントに対する許容値

	個数	回転中心からの距離	90°に近い荷重角度	低減した1個の許容値	Type毎のモーメント
P o 1	4 × 2	291mm	45.0°	1064.6kg	2.47tm
P o 2	8 × 2	230	63.4	831.2	3.05
P o 3	4 × 2	206	90.0	641.4	1.05
P o 4	4 × 2	187	45.0	684.1	1.02
P o 5	8 × 2	139	71.6	446.1	0.99
合計	28				8.58



4) あそびを考慮した非線形解析による接合部挙動

ファスナー単体の荷重-変位曲線は全ての接合点で等しいと考え、図3.3を折れ線に置換したものをを用いる。表3.5に折れ線置換での各剛性を示す。また、あそびは0.5mm、1.0mmについて計算を行った。計算結果を図3.4に示した。

表3.5 折れ線置換した接合点の剛性-変位関係（変位の単位はmm、剛性はkg/mm）

	0~0.125	~0.25	~0.5	~1.0	~2.0	~4.0	~8.0
繊維平行	6824	3000	2500	2138	1654	1000	198
繊維直角	3320	1500	1350	1270	1094	325	-1640

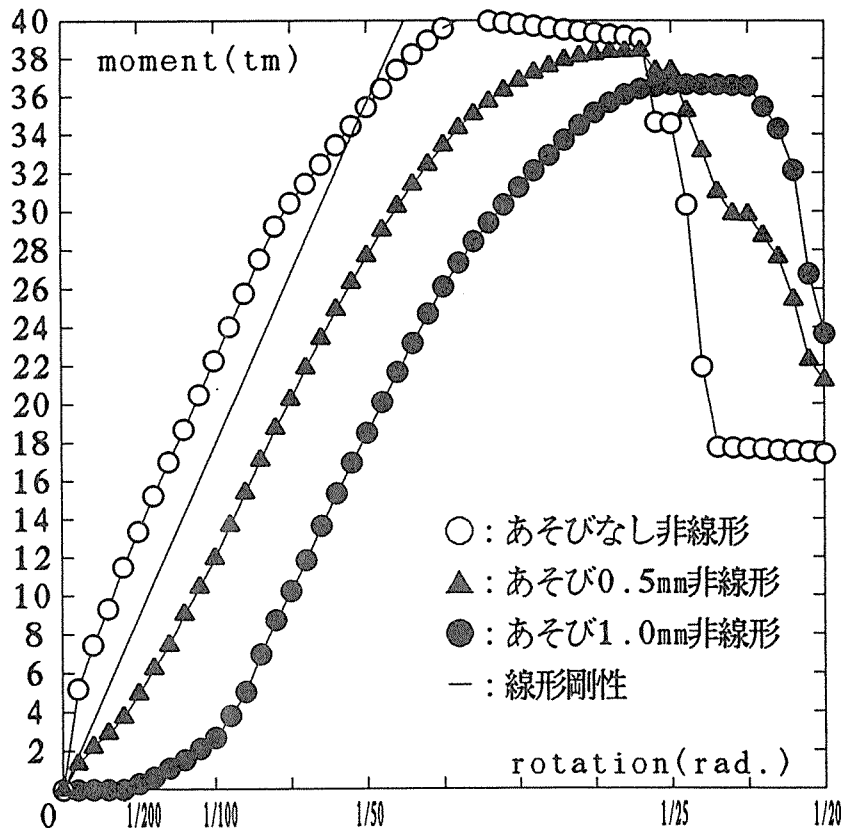


図3.4 接合部の回転挙動

4 まとめ

今回提案した合わせ梁型接合部の設計法は、これまでの実験結果と比較的良好な一致を見せている*2。しかし、それらは、現状の研究・計算規準の範囲内に限定されるものであり、ラーメン構造のための設計法がこの範疇に含まれているとはいえない。それを考慮し、実用化に向け設計法をより厳密かつ現実性のあるものとするためには、いくつか残された課題がある。それらを列記すると

- ①接合具、材厚、位置の違いを含んだ各接合点の剛性、許容値の一般化
- ②モーメント負担接合を前提とした配置間隔の一般化
- ③接合点の間隔が十分満たされない場合まで含めた多数個配置の許容値の計算法
- ④接合部としての剛性、許容値、破壊モード、最大耐力計算法の確立
- ⑤あそび分布の明確化
- ⑥定期的なボルトの締め付けを含んだ材間の摩擦の考慮

などがあげられる。特にラーメン構造を前提とした場合には、非常に多数の接合具が使われるので、これまでの単体あるいは少数を対象とした研究結果により設計を行うことは、甚だ危険であり、設計法の確立のために、これらの早期解決が必要である。

【参考資料】

- *1 安達文男、坂本功、大橋好光、五十田博：通直集成材柱－梁接合部に用いられるジベルのせん断実験 日本建築学会学術講演梗概集 1990年：
- *2 坂本功（代表）：大規模多層木造建築のための木造ラーメンシステムの開発 文部省科学研究補助金試験研究（B）報告書 1991年
木構造計算規準・同解説 日本建築学会
五十田博、坂本功、大橋好光：シアプレートを用いた合わせ梁接合部の強度実験 日本建築学会北陸支部研究報告集 1992年
五十田博、坂本功、大橋好光：彫込みジベルのあそびに関する考察 日本建築学会学術講演梗概集 1992年

1.3. 引張ボルト型接合

1.3.1 引張ボルト型接合の特徴

梁端部の上下の位置に通しボルトを挿入し、ナットを廻して梁と柱を引き寄せて接合する方式である。梁の材端モーメントの引張側はボルトの引張力によって、圧縮側は梁木口が柱面に圧着されることにより、柱に伝達される。梁のせん断力は、梁木口を柱に大入れにしたり、梁木口の中立軸付近にダボを設けたり、あるいはボルトが太い場合は直接ボルトによってせん断力を柱に伝達する。モーメントによるボルトの引張力を梁に伝達する方法を大別すると、図1.3.1のように梁の上下面に座堀をして梁座金を介してナットを締める「座金タイプ」と、図1.3.2のように梁の上下面に帯金物を添えて各種ファスナーで木部に固定する「フランジタイプ」に分けられる。（昨年の報告書2.2では両者を別々の構造形式に分類しているが、ともに引張ボルトを用いることや回転変形において梁木口のめりこみが支配的であることから、ここでは同じ「引張ボルト型接合」として扱う。）

引張ボルト型接合の構造上の利点は、あそびがないためにスリップの無い安定した初期剛性が得られることや、木材の欠点である繊維直交方向の割裂破壊を起こす危険性がないことが挙げられる。さらに、2方向のラーメン架構が可能であることは、設計者にとって最大の魅力であろう。

反面、梁木口および柱座金が柱面にめりこむため、剛性や耐力が十分に上げられないという欠点がある。梁木口は柱側面に三角形変位めりこみを生ずるので、梁の縁応力度で比較してみると、集成材の曲げ許容応力度に対してめりこみ許容応力度は2割程度しかない。これは、許容応力度設計を前提とするかぎり、梁母材強度の2割程度までしか接合部強度を上げられないということを示している。めりこみを抑制する手だてとして、梁木口や柱座金のあたる柱面にラグスクリューを仕込んでおくことによって摩擦杭効果を期待するという方法が稲山により提案されており、めりこみ耐力が5割ほどアップするという実験報告が得られているが、まだ定式化されていない。

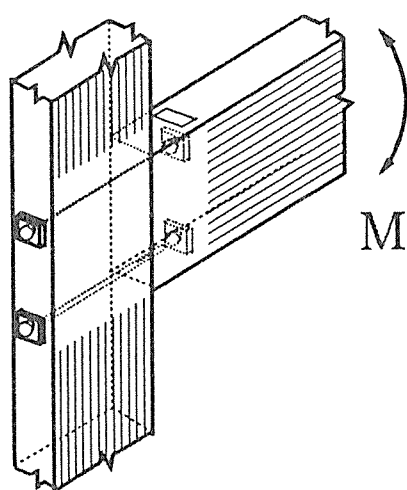


図1.3.1 引張ボルト型（座金タイプ）

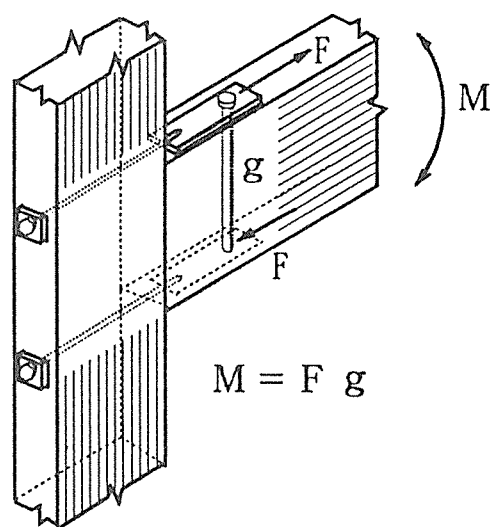


図1.3.2 引張ボルト型（フランジタイプ）

引張ボルト型接合部実験のモーメント・変形角曲線の一例を図1.3.3に示す。これからわかるとおり、非常に粘りのある変形特性をもつことが引張ボルト型の特徴である。この粘り強さはめりこみのもつ特性であり、端距離を十分に有するめりこみは降伏点に達した後も荷重が増加し続ける。前述したように許容応力度設計を前提とした場合には、めりこみ許容応力度の低さがネックとなるが、終局強度型の設計法を前提とした場合には、めりこみの粘り強さが発揮されて、母材以上にエネルギー吸収能の高い接合部とすることが可能である。本節では許容応力度設計を前提として接合部の回転剛性と許容曲げモーメントの誘導式を示すが、引張ボルト型接合部の靱性に優れた性能が評価されるためには、将来的には終局強度型設計法を適用することが必要であるといえる。

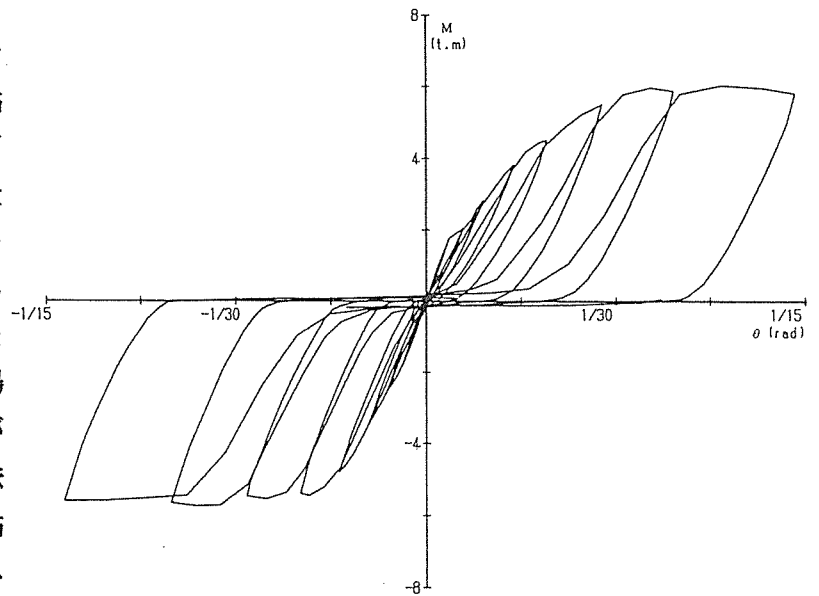


図1.3.3 引張ボルト型接合部のM-θグラフ

1.3.2 接合部の構造計画

引張ボルト型接合部が本来の粘り強さを発揮するためには、十分なめりこみ変形に達する以前に脆性破壊が生じないように、接合部各部の寸法設計を行うことが重要である。そのために、まず各種の破壊モードを知っておく必要がある。

「座金タイプ」の引張ボルト型接合部の場合、以下の5つの破壊モードが想定される。

- ①：めりこみ降伏
- ②：引張ボルト降伏
- ③：柱パネルゾーンのせん断破壊
- ④：梁の断面欠損部の曲げ破壊
- ⑤：梁座金のパンチングシア

「フランジタイプ」の場合、上記①～④までは同じで、⑤の代わりに以下の⑥が加わる。

- ⑥：接合具（ラグスクリュー等）の繊維方向のせん断

靱性期待型の構造計画では、①または②の降伏耐力が、③以降の許容耐力以下となるように設定すべきである。但し②の場合、使用するボルトの材質によっては、降伏点以降の靱性が不足することがあるので、注意を要する。

本節においては、梁木口のめりこみ降伏と、柱座金のめりこみ降伏と、引張ボルトの降伏の3者を比較して、そのうちの最小モーメントをもって接合部の許容曲げモーメントとすることにした。そのうえで、望ましい靱性期待型の接合部設計が優先されることを目的として、許容曲げモーメント時のボルト張力を与えて、その他の破壊モードに対して許容応力度の検討を行い、接合部各部の寸法をチェックするようにしている。

1.3.3 接合部のモデル化とフレーム計算手順

ラーメンを線材置換したフレームモデルとして応力解析する場合の、接合部のモデル化については、本委員会における重要課題のひとつであり、種々の議論が交わされてきた。特に、鋼板添板型接合部においては、実物に忠実なモデル化を考えれば、材端バネだけでなく節点バネの導入が必要不可欠である、とする意見と、節点バネを扱う事のできない市販型構造計算ソフトの使用を前提として、材端バネだけによって近似する方法を採用してもよいのではないかとする意見とで、議論がなされてきた。

鋼板添板型接合部や合せ梁型接合部とは異なり、引張ボルト型接合部においては、そのメカニズムから考えて、とくに節点バネを考える必要はないと思われる。厳密に言えば柱のパネルゾーンのせん断変形分を節点バネとする必要があるのかもしれないが、剛域を考慮しない線材置換モデルであればフェイス端における部材角はその分を考慮した値と同程度と考えられるため、そこまで厳密にモデル化する意味はないと思われる。ト字接合部においては梁の材端モーメントから一義的に回転剛性が定まるため、図1.3.4のような材端バネのみの接合部モデルでよい。

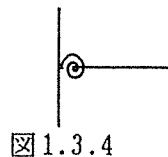


図1.3.4

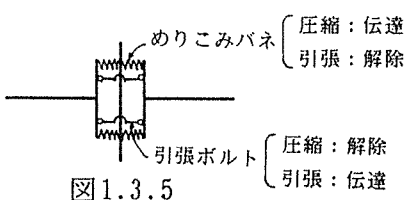


図1.3.5

問題は十字接合部である。左右の梁端モーメントの比によって回転剛性が変化するためである。実物に忠実なモデル化をすると、図1.3.5のようなモデルが考えられるが、圧縮力は伝達するが引張になると解除されるめりこみバネの扱いなど、実用的には不便である。その上、梁木口の柱面への三角形変位めりこみは、左右のモーメント比が変わると中立軸位置も変わるので、このモデルのめりこみバネのバネ定数は一定値というわけにはいなくなる。

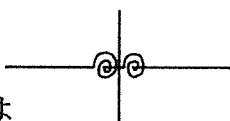


図1.3.6

そこで、本節においては、図1.3.6に示す材端バネだけの単純なモデルを設定し、その回転剛性の計算に際しては、左右のモーメント比が1:1の場合、1:0の場合、1:-1の場合の3パターンについて計算し、左右のモーメント比が任意の場合については直線補間して求める、という方法を用いることとした。従って、引張ボルト型接合の十字接合部を有する木質ラーメンフレームの応力解析をする場合には、まず完全剛接フレームについて解いて、各々の十字接合部の左右のモーメント比をあらかじめ求めておいてやる必要がある。それにもとづいて、個々の十字接合部について回転剛性を計算してやり、それら材端バネを有するフレームモデルによって本番用の応力・変形計算を行う、という少々面倒な手順となる。さらに、長期荷重時と短期荷重時で、十字接合部材端バネの回転剛性が異なる別々のフレームモデルを用意することになるので、通常3倍の手間がかかることになる。実務家の立場からみれば、もう少し簡略な構造計算手順で済まされたいところだが、変形を正しく計算し評価することが重要な木造ラーメンにおいては、やむを得ないものと考えている。

許容曲げモーメントについても、十字接合部の左右のモーメント比によって中立軸変化に伴うめりこみ降伏点の変化が生じるため、モーメント比1:1のとき、1:0のとき、1:-1のときそれぞれについて個別の値が算出される。許容曲げモーメントについても回転剛性と同様に直線補間してよいかどうかについては、議論を要する問題である。いまここで結論づけることは難しいので、本節においては当面のところ許容曲げモーメントについても直線補間によるものとしておく。

1.3.4 ト字接合部（引張ボルト型座金タイプ）の設計法

(1) 各部の寸法 (cm)

- ・ 梁 : $X_h \times Y_p$
- ・ 柱 : $Y_c \times Z_o$
- ・ 梁座金 : $X_s \times Y_s \times t_s$
- ・ 柱座金 : $X_o \times Y_o \times t_o$
- ・ 引張ボルト : 断面積 A_t
引張長さ Z_b
- ・ 梁の圧縮縁からの距離 X_d
- ・ 梁木口の柱との縁距離 : Y_1
- ・ 柱座金の柱との縁距離 : Y_2
- ・ 梁座金のせん断長さ : Z_1
- ・ 梁のスパン : L

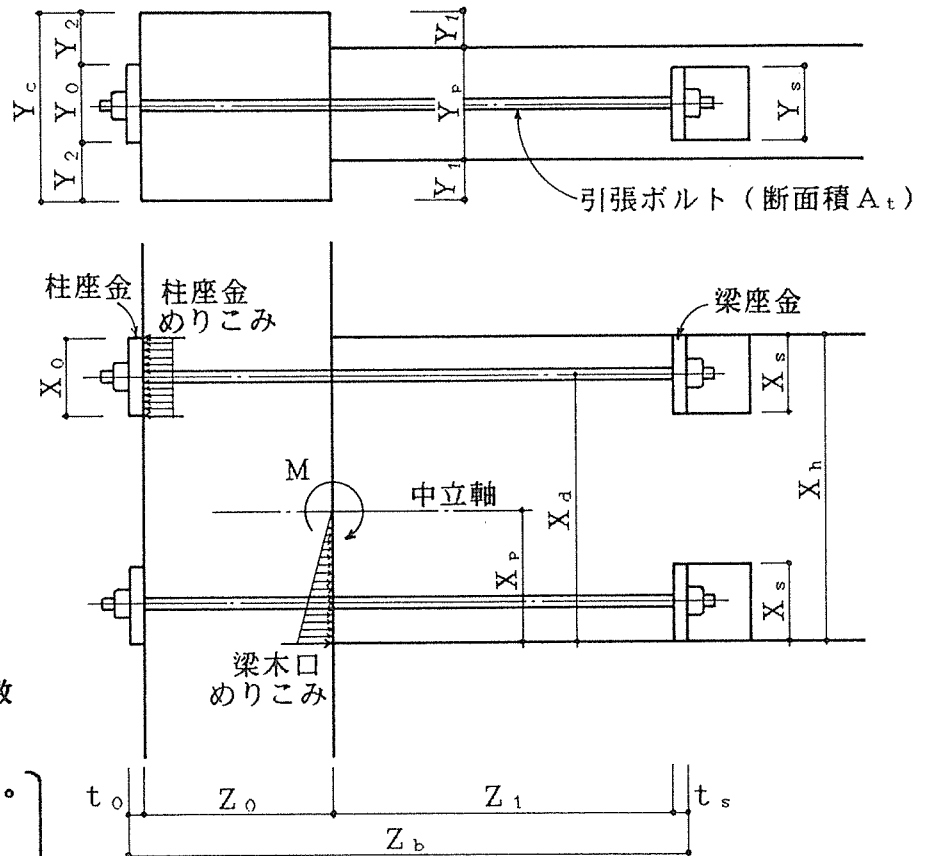


図1.3.7

(2) 材料定数

- ・ 柱材の全面横圧縮ヤング係数 : E_L (kg/cm^2)

〔繊維方向の E_L の1/50とする。木構造計算規準では、 E_L の1/25としているが、実際の圧縮実験では仮道管座屈が生じるため、1/50が妥当。〕

- ・ 鋼材のヤング係数 : $E_s = 2.1 \times 10^6$ (kg/cm^2)
 - ・ 引張ボルトの降伏応力度 : F_y (kg/cm^2)
 - ・ 座金の降伏応力度 : F_{y2} (kg/cm^2)
 - ・ 柱梁材の短期許容せん断応力度 : $s f_s$ (kg/cm^2)
 - ・ 柱梁材の短期許容曲げ応力度 : $s f_b$ (kg/cm^2)
 - ・ 柱材の縁端距離無限大のめりこみ弾性限界応力 : f_m
- 〔 $f_m = 2.4_L f_{lc}$ (kg/cm^2)
 $L f_{lc}$: 木構造計算規準の長期許容めりこみ応力度〕
- ・ 繊維方向に対する繊維直交方向の近似置換倍率 : n
(針葉樹で $n = 5 \sim 7$ 程度。ベイマツ = 7、スギ = 5)

(3) 接合部回転剛性 K_e と接合部許容曲げモーメント M_a の算定

変形計算に際しては、梁木口および柱座金の柱面へのめりこみ変形と引張ボルトの伸びを考慮しており、梁の繊維方向への梁座金のめりこみ変形はそれらに比べて十分小さいと考えて、無視して扱った。

①準備計算

$$C_{v1} = 1 + \frac{4 \cdot Z_0}{3 \cdot n \cdot Y_p} \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{3 \cdot n \cdot Y_1}{2 \cdot Z_0}\right) \right\}, \quad C_{v1m} = 1 + \frac{4 \cdot Z_0}{3 \cdot n \cdot Y_p}$$

$$C_{v2} = 1 + \frac{4 \cdot Z_0}{3 \cdot n \cdot Y_0} \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{3 \cdot n \cdot Y_2}{2 \cdot Z_0}\right) \right\}, \quad C_{v2m} = 1 + \frac{4 \cdot Z_0}{3 \cdot n \cdot Y_0}$$

$$C_{x2m} = 1 + \frac{4 \cdot Z_0}{3 \cdot X_0} \quad \dots\dots\dots(13.1)$$

②中立軸高さ X_p の計算

$$a = Y_p \cdot C_{v1} \left(\frac{Z_b \cdot E_l}{A_t \cdot Z_0 \cdot E_s} + \frac{1}{X_0 \cdot Y_0 \cdot C_{v2} \cdot C_{x2m}} \right), \quad b = 1 + \frac{2 \cdot Z_0}{3} a, \quad c = 2 \cdot X_d$$

$$X_p = \frac{-b + \sqrt{b^2 + a \cdot c}}{a} \quad \dots\dots\dots(13.2)$$

③接合部回転剛性 K_e の計算

$$C_{x1m} = 1 + \frac{4 \cdot Z_0}{3 \cdot X_p}$$

$$K_e = \frac{X_p^2 \cdot Y_p \cdot C_{v1} \cdot E_l}{2 \cdot Z_0} \left(X_d \cdot C_{x1m} - \frac{1}{3} X_p \right) \quad \dots\dots\dots(13.3)$$

④許容曲げモーメント M_a の計算

・梁木口めりこみが弾性限界に達するときのモーメント M_{v1}

$$\delta_{v1} = \frac{Z_0 \cdot f_m}{E_l \cdot C_{x1m} \sqrt{C_{v1} \cdot C_{v1m}}}, \quad \theta_{v1} = \frac{\delta_{v1}}{X_p}, \quad M_{v1} = K_e \cdot \theta_{v1} \quad \dots\dots\dots(13.4)$$

・柱座金が弾性限界に達するときのモーメント M_{v2}

$$\delta_{v2} = \frac{Z_0 \cdot f_m}{E_l \cdot C_{x2m} \sqrt{C_{v2} \cdot C_{v2m}}}, \quad \theta_{v2} = \delta_{v2} / \left(X_d - X_p - \frac{X_p^2 \cdot Y_p \cdot Z_b \cdot C_{v1} \cdot C_{x1m} \cdot E_l}{2 \cdot A_t \cdot Z_0 \cdot E_s} \right)$$

$$M_{v2} = K_e \cdot \theta_{v2} \quad \dots\dots\dots(13.5)$$

・引張ボルト降伏時のモーメント M_{v0}

応力中心間距離： $j = X_d - \frac{X_p}{3 \cdot C_{x1m}}$ 、引張ボルトの降伏張力： $T_1 = A_t \cdot F_y$

$$M_{v0} = T_1 \cdot j \quad \dots\dots\dots(13.6)$$

∴許容曲げモーメント M_a は、 M_{v1} と M_{v2} と M_{v0} のうち最も小さいものとする。

(4) 許容曲げモーメント時の各部の検討

$$T_a = \frac{M_a}{j} \quad : \text{許容曲げモーメント時の引張ボルト張力} \quad \dots\dots\dots(13.7)$$

式(13.8)～式(13.12)に、 $T = T_a$ 、 $M = M_a$ を代入して、各条件式を満足するように、各部の寸法設計を行う。

① 梁座金厚の検討

$$\frac{\beta_s \cdot T}{2 \cdot t_s^2} < F_{y2} \quad (\beta_s : X_s / Y_s \text{ と } Y_s / X_s \text{ のうち小さい方}) \quad \dots\dots\dots(13.8)$$

② 柱座金厚の検討

$$\frac{\beta_o \cdot T}{2 \cdot t_o^2} < F_{y2} \quad (\beta_o : X_o / Y_o \text{ と } Y_o / X_o \text{ のうち小さい方}) \quad \dots\dots\dots(13.9)$$

③ 梁座金のパンチングシアアの検討

大変形時の梁および接合部の曲げ変形に対してボルトがまっすぐのまま
いようとする抵抗力による梁座金の“はねあがり”が割裂効果をもたらす
ことを考慮して、四角柱状にパンチングシアアで抜ける場合のせん断面積
の半分のみ有効と考える。また、梁座金が平面保持したままパンチングシ
アとなるには、式(13.8)を満足していなければならない。

$$\frac{T}{(X_s + Y_s / 2) Z_1} < s f_s \quad \dots\dots\dots(13.10)$$

④ 柱パネルゾーンのせん断の検討

$$\frac{T}{Y_c \cdot Z_o} < s f_s \quad \dots\dots\dots(13.11)$$

⑤ 梁の断面欠損部の曲げの検討

$$I' = \frac{Y_s(X_h - 2 \cdot X_s)^3 + (Y_p - Y_s)X_h^3}{12} \quad : \text{欠損部の断面2次モーメント}$$

$$M' = \left(\frac{L - Z_o - 2 \cdot Z_1}{L} \right) M \quad : \text{欠損部のフェースモーメント (逆対称仮定とした)}$$

$$\frac{X_h \cdot M'}{2 \cdot I'} < s f_b \quad \dots\dots\dots(13.12)$$

1.3.5 十字接合部（引張ボルト型座金タイプ）の設計法

十字接合部は、左右のモーメント比によって、回転剛性および許容曲げモーメントが異なってくる。そこで、左右のモーメント比が1:1の場合、1:0の場合、1:-1の場合の3パターンについて計算し、左右のモーメント比が任意の場合についてはそれらを直線補間して求める。

(1) 逆対称モーメント時 ($M_L : M_R = 1 : 1$) の回転剛性 K_{e^+} と弾性限界モーメント M_{v^+}
 各部の寸法および材料定数は、ト字接合部のときとほぼ同じ。一部異なる寸法記号などについては、図1.3.8を参照のこと。

① 準備計算

$$C_{v1} = 1 + \frac{4 \cdot Z_0}{3 \cdot n \cdot Y_p} \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{3 \cdot n \cdot Y_t}{2 \cdot Z_0}\right) \right\}, \quad C_{v1m} = 1 + \frac{4 \cdot Z_0}{3 \cdot n \cdot Y_p} \quad \dots\dots\dots(13.13)$$

② 左右の中立軸高さ X_{pL} 、 X_{pR} の計算

$$a = \frac{Y_p \cdot C_{v1} \cdot E_l}{Z_0 \cdot E_s}, \quad c = \frac{4 \cdot A_t \cdot X_h}{Z_b}, \quad b = \frac{2}{3} Z_0 \cdot a + \frac{c}{X_h}$$

$$X_{pL} = X_{pR} = \frac{-b + \sqrt{b^2 + a \cdot c}}{a} \quad \dots\dots\dots(13.14)$$

③ 接合部回転剛性 K_{e^+} の計算

$$C_{x1m} = 1 + \frac{4 \cdot Z_0}{3 \cdot X_{pL}}$$

$$K_{e^+} = \frac{X_{pL}^2 \cdot Y_p \cdot C_{v1} \cdot E_l}{2 \cdot Z_0} \left(\frac{1}{2} X_h \cdot C_{x1m} - \frac{1}{3} X_{pL} \right) \quad \dots\dots\dots(13.15)$$

④ 梁木口めりこみが弾性限界に達するときのモーメント M_{v^+}

$$\delta_{vL} = \frac{Z_0 \cdot f_m}{E_l \cdot C_{x1m} \sqrt{C_{v1} \cdot C_{v1m}}}, \quad \theta_{vL} = \frac{\delta_{vL}}{X_{pL}}, \quad M_{v^+} = K_{e^+} \cdot \theta_{vL} \quad \dots\dots\dots(13.16)$$

⑤ そのときの引張ボルト張力 T_{v^+}

$$j = X_h - \frac{2 \cdot X_{pL}}{3 \cdot C_{x1m}}, \quad T_{v^+} = \frac{M_{v^+}}{j} \quad \dots\dots\dots(13.17)$$

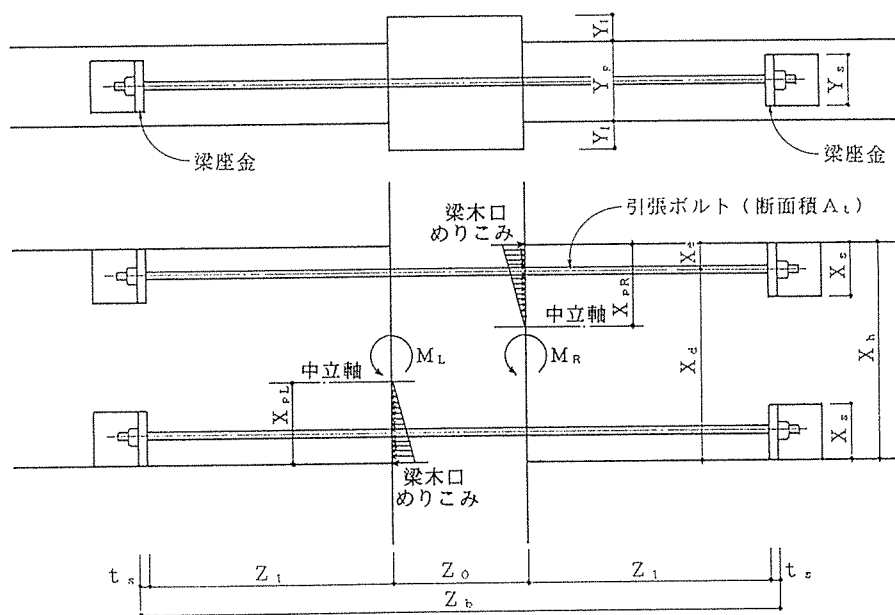


図1.3.8 逆対称モーメント時十字接合部

(2) 片モーメント時 ($M_L : M_R = 1 : 0$) の回転剛性 K_e^0 と弾性限界モーメント M_v^0

② 左右の中立軸高さ X_{pL} 、 X_{pR} の計算

$$X_{pR} = \frac{3}{2}X_0 + \frac{1}{2}\sqrt{9 \cdot X_0^2 + 16 \cdot X_0 \cdot Z_0}$$

$$a = \frac{Y_p \cdot Z_b \cdot C_{v1} \cdot E_L}{6 \cdot A_t \cdot Z_0 \cdot E_s} + \frac{X_{pR} - X_0}{3 \cdot X_{pR}^2 + 4 \cdot X_{pR} \cdot Z_0}, \quad b = \frac{1}{6}(1 + 4 \cdot Z_0 \cdot a), \quad c = \frac{1}{3}X_d$$

$$X_{pL} = \frac{-b + \sqrt{b^2 + a \cdot c}}{a} \quad \dots\dots\dots(13.18)$$

③ 接合部回転剛性 K_e^0 の計算

$$C_{x1m} = 1 + \frac{4 \cdot Z_0}{3 \cdot X_{pL}}$$

$$K_e^0 = \frac{X_{pL}^2 \cdot Y_p \cdot C_{v1} \cdot E_L}{2 \cdot Z_0} \left(X_d \cdot C_{x1m} - \frac{1}{3}X_{pL} \right) \quad \dots\dots\dots(13.19)$$

④ 梁木口めりこみが弾性限界に達するときのモーメント M_v^0

$$\delta_{vL} = \frac{Z_0 \cdot f_m}{E_L \cdot C_{x1m} \sqrt{C_{v1} \cdot C_{v1m}}}, \quad \theta_{vL} = \frac{\delta_{vL}}{X_{pL}}, \quad M_v^0 = K_e^0 \cdot \theta_{vL} \quad \dots\dots\dots(13.20)$$

⑤ そのときの引張ボルト張力 T_v^0

$$j = X_d - \frac{X_{pL}}{3 \cdot C_{x1m}}, \quad T_v^0 = \frac{M_v^0}{j} \quad \dots\dots\dots(13.21)$$

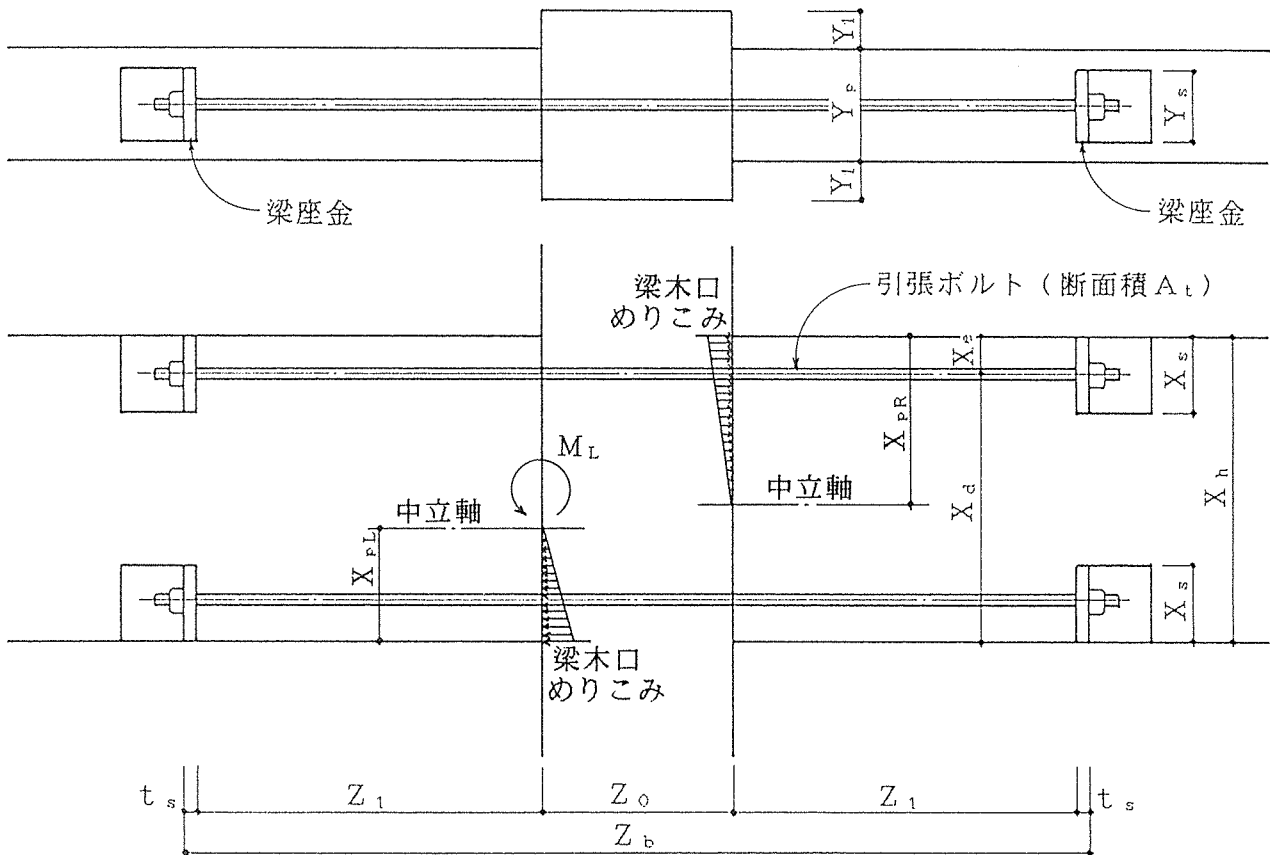


図1.3.9 片モーメント時十字接合部

(3) 対称モーメント時 ($M_L : M_R = 1 : -1$) の回転剛性 K_e^- と弾性限界モーメント M_v^-

② 左右の中立軸高さ X_{pL} 、 X_{pR} の計算

$$a = \frac{Y_p \cdot C_{v1} \cdot E_1}{Z_0 \cdot E_s} \quad , \quad c = \frac{4 \cdot A_t \cdot X_d}{Z_b} \quad , \quad b = \frac{2}{3} Z_0 \cdot a + \frac{c}{2 \cdot X_d}$$

$$X_{pL} = X_{pR} = \frac{-b + \sqrt{b^2 + a \cdot c}}{a} \quad \dots\dots\dots(13.22)$$

③ 接合部回転剛性 K_e^- の計算

$$C_{x1m} = 1 + \frac{4 \cdot Z_0}{3 \cdot X_{pL}}$$

$$K_e^- = \frac{X_{pL}^2 \cdot Y_p \cdot C_{v1} \cdot E_1}{2 \cdot Z_0} \left(X_d \cdot C_{x1m} - \frac{1}{3} X_{pL} \right) \quad \dots\dots\dots(13.23)$$

④ 梁木口めりこみが弾性限界に達するときのモーメント M_v^-

$$\delta_{vL} = \frac{Z_0 \cdot f_m}{E_1 \cdot C_{x1m} \sqrt{C_{v1} \cdot C_{v1m}}} \quad , \quad \theta_{vL} = \frac{\delta_{vL}}{X_{pL}} \quad , \quad M_v^- = K_e^- \cdot \theta_{vL} \quad \dots\dots\dots(13.24)$$

⑤ そのときの引張ボルト張力 T_v^-

$$j = X_d - \frac{X_{pL}}{3 \cdot C_{x1m}} \quad , \quad T_v^- = \frac{M_v^-}{j} \quad \dots\dots\dots(13.25)$$

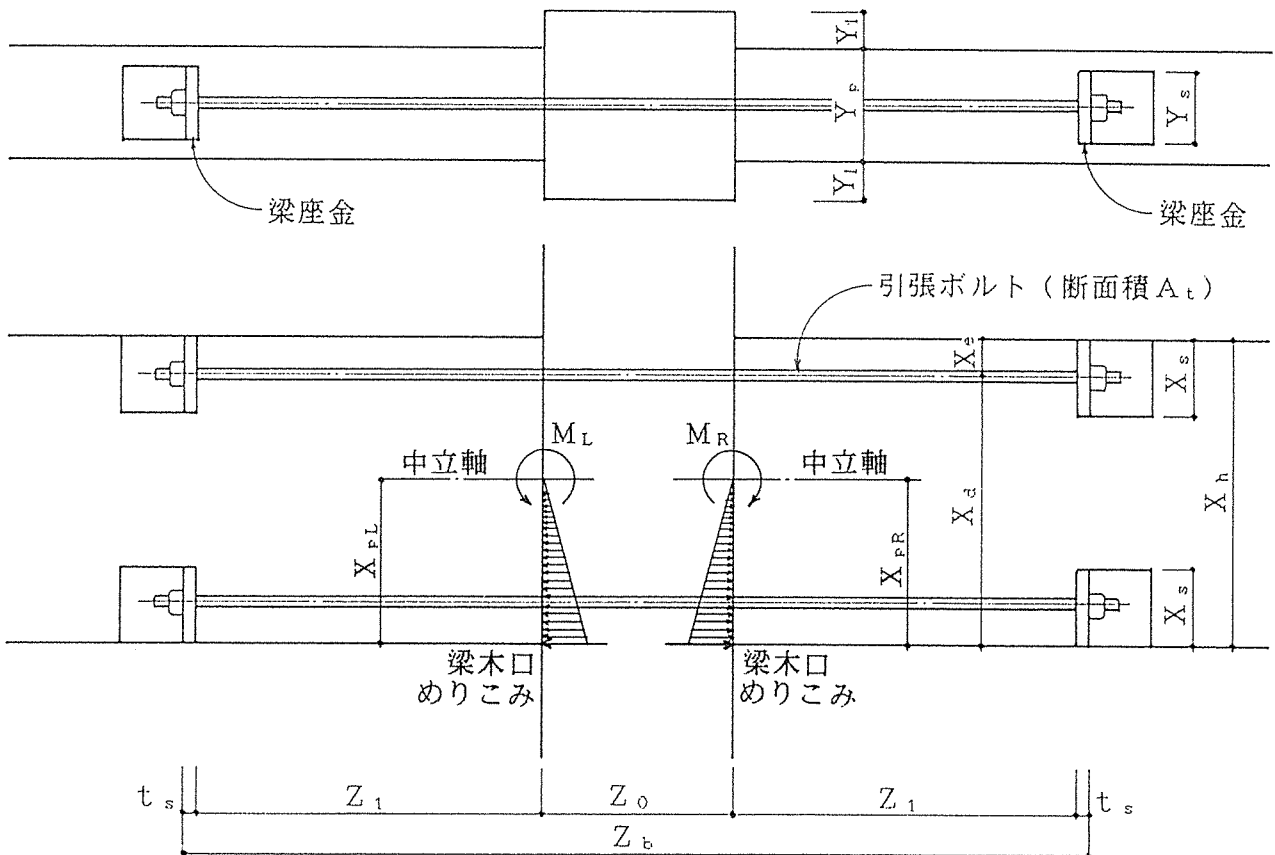


図1.3.10 対称モーメント時十字接合部

(4) 左右のモーメント比が任意の場合の回転剛性 K_e と許容曲げモーメント M_a の計算

ここまでの計算によって以下の値が得られている。

- $M_L : M_R = 1 : 1$ のとき 回転剛性 K_e^+ めりこみ弾性限界時 M_v^+ および T_v^+
- $M_L : M_R = 1 : 0$ のとき 回転剛性 K_e^0 めりこみ弾性限界時 M_v^0 および T_v^0
- $M_L : M_R = 1 : -1$ のとき 回転剛性 K_e^- めりこみ弾性限界時 M_v^- および T_v^-

①左右のモーメント比

$$\alpha = \frac{M_R}{M_L} \quad \text{又は} \quad \frac{M_L}{M_R} \quad : \text{絶対値の大きい方を分母にとること} \quad \dots\dots\dots(13.26)$$

②接合部回転剛性 K_e の計算

$$\left. \begin{array}{l} 0 \leq \alpha \leq 1 \text{ のとき} \quad K_e = \alpha (K_e^+ - K_e^0) + K_e^0 \\ -1 \leq \alpha \leq 0 \text{ のとき} \quad K_e = \alpha (K_e^0 - K_e^-) + K_e^0 \end{array} \right\} \dots\dots\dots(13.27)$$

③許容曲げモーメント M_a の計算

・めりこみ弾性限界時モーメント M_v

$$\left. \begin{array}{l} 0 \leq \alpha \leq 1 \text{ のとき} \quad M_v = \alpha (M_v^+ - M_v^0) + M_v^0 \\ -1 \leq \alpha \leq 0 \text{ のとき} \quad M_v = \alpha (M_v^0 - M_v^-) + M_v^0 \end{array} \right\} \dots\dots\dots(13.28)$$

・めりこみ弾性限界時ボルト張力 T_v

$$\left. \begin{array}{l} 0 \leq \alpha \leq 1 \text{ のとき} \quad T_v = \alpha (T_v^+ - T_v^0) + T_v^0 \\ -1 \leq \alpha \leq 0 \text{ のとき} \quad T_v = \alpha (T_v^0 - T_v^-) + T_v^0 \end{array} \right\} \dots\dots\dots(13.28)$$

・引張ボルト降伏張力との比較

$$\left. \begin{array}{l} T_1 = A_t \cdot F_v \quad : \text{引張ボルト降伏張力} \\ T_v \leq T_1 \text{ の場合} \quad M_a = M_v, \quad T_a = T_v \\ T_v > T_1 \text{ の場合} \quad M_a = \frac{M_v \cdot T_1}{T_v}, \quad T_a = T_1 \end{array} \right\} \dots\dots\dots(13.29)$$

(5) 許容曲げモーメント時の各部の検討

ト字接合部のとき同様、下式に、 $T = T_a$ 、 $M = M_a$ を代入して、各条件式を満足するように、各部の寸法設計を行う。

① 梁座金厚の検討

$$\frac{\beta_s \cdot T}{2 \cdot t_s^2} < F_{v2} \quad (\beta_s : X_s / Y_s \text{ と } Y_s / X_s \text{ のうち小さい方}) \quad \dots\dots\dots(13.8)$$

② 梁座金のパンチングシアアの検討

$$\frac{T}{(X_s + Y_s / 2) Z_1} < s f_s \quad \dots\dots\dots(13.10)$$

③ 柱パネルゾーンのせん断の検討

$$\frac{(1 + \alpha) T}{Y_c \cdot Z_0} < s f_s \quad \dots\dots\dots(13.30)$$

④ 梁の断面欠損部の曲げの検討

$$I' = \frac{Y_s(X_h - 2 \cdot X_s)^3 + (Y_p - Y_s)X_h^3}{12} \quad : \text{欠損部の断面2次モーメント}$$

$$M' = \left(\frac{L - Z_0 - 2 \cdot Z_1}{L} \right) M \quad : \text{欠損部のフェースモーメント (逆対称仮定とした)}$$

$$\frac{X_h \cdot M'}{2 \cdot I'} < s f_b \quad \dots\dots\dots(13.12)$$

1.3.6 ト字接合部（座金タイプ）の設計例

(1) 各部の寸法 (cm)

- ・ 梁: $X_b \times Y_p = 50 \times 15$
- ・ 柱: $Y_c \times Z_0 = 34 \times 34$
- ・ 梁座金: $X_s \times Y_s \times t_s = 8 \times 8 \times 1.9$
- ・ 柱座金: $X_0 \times Y_0 \times t_0 = 8 \times 15 \times 1.9$
- ・ 引張ボルト: 断面積 $A_t = 4.52$
M24 引張長さ $Z_b = 77.8$
梁の圧縮縁からの距離 $X_d = 46$
- ・ 梁木口の柱との縁距離: $Y_1 = 9.5$
- ・ 柱座金の柱との縁距離: $Y_2 = 9.5$
- ・ 梁座金のせん断長さ: $Z_1 = 40$
- ・ 梁のスパン: $L = 600$

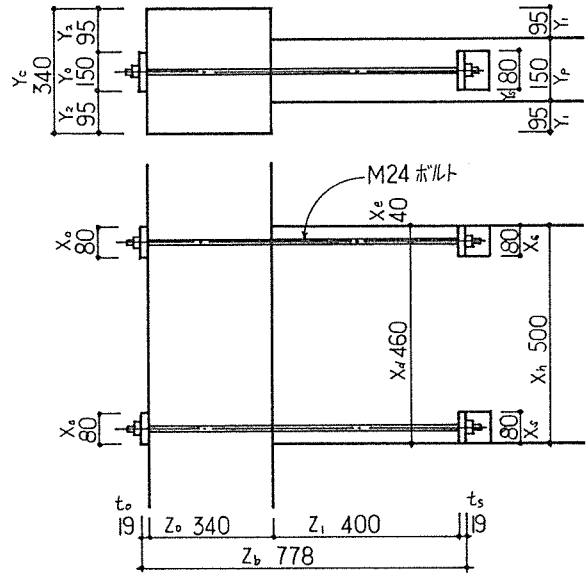


図1.3.11

(2) 材料定数 …柱・梁ともベイマツ1級構造用集成材、引張ボルト・座金ともSS400

- ・ 柱材の全面横圧縮ヤング係数: $E_L = 110000/50 = 2200 \text{ kg/cm}^2$
- ・ 鋼材のヤング係数: $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
- ・ 引張ボルトの降伏応力度: $F_v = 2400 \text{ kg/cm}^2$
- ・ 座金の降伏応力度: $F_{v2} = 2400 \text{ kg/cm}^2$
- ・ 柱梁材の短期許容せん断応力度: $s f_s = 24 \text{ kg/cm}^2$
- ・ 柱梁材の短期許容曲げ応力度: $s f_b = 290 \text{ kg/cm}^2$
- ・ 柱材の縁端距離無限大のめりこみ弾性限界応力: $f_m = 2.4 \times 30 = 72 \text{ kg/cm}^2$
- ・ 繊維方向に対する繊維直交方向の近似置換倍率: $n = 7$

(3) 接合部回転剛性 K_e と接合部許容曲げモーメント M_a の算定

① 準備計算

$$C_{v1} = 1 + \frac{4 \cdot Z_0}{3 \cdot n \cdot Y_p} \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{3 \cdot n \cdot Y_1}{2 \cdot Z_0}\right) \right\} = 1 + \frac{4 \cdot 34}{3 \cdot 7 \cdot 15} \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{3 \cdot 7 \cdot 9.5}{2 \cdot 34}\right) \right\} = 1.41$$

$$C_{v1m} = 1 + \frac{4 \cdot Z_0}{3 \cdot n \cdot Y_p} = 1 + \frac{4 \cdot 34}{3 \cdot 7 \cdot 15} = 1.43$$

$$C_{v2} = 1 + \frac{4 \cdot Z_0}{3 \cdot n \cdot Y_0} \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{3 \cdot n \cdot Y_2}{2 \cdot Z_0}\right) \right\} = 1 + \frac{4 \cdot 34}{3 \cdot 7 \cdot 15} \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{3 \cdot 7 \cdot 9.5}{2 \cdot 34}\right) \right\} = 1.41$$

$$C_{v2m} = 1 + \frac{4 \cdot Z_0}{3 \cdot n \cdot Y_0} = 1 + \frac{4 \cdot 34}{3 \cdot 7 \cdot 15} = 1.43$$

$$C_{x2m} = 1 + \frac{4 \cdot Z_0}{3 \cdot X_0} = 1 + \frac{4 \cdot 34}{3 \cdot 8} = 6.67$$

②中立軸高さ X_p の計算

$$a = Y_p \cdot C_{v1} \left(\frac{Z_b \cdot E_L}{A_t \cdot Z_0 \cdot E_s} + \frac{1}{X_0 \cdot Y_0 \cdot C_{v2} \cdot C_{x2m}} \right) = 15 \cdot 1.41 \left(\frac{77.8 \cdot 2200}{4.52 \cdot 34 \cdot 2100000} + \frac{1}{8 \cdot 15 \cdot 1.41 \cdot 6.67} \right)$$

$$= 0.03, \quad b = 1 + \frac{2 \cdot Z_0}{3} a = 1 + \frac{2 \cdot 34 \cdot 0.03}{3} = 1.68, \quad c = 2 \cdot X_d = 2 \cdot 46 = 92$$

$$X_p = \frac{-b + \sqrt{b^2 + a \cdot c}}{a} = \frac{-1.68 + \sqrt{1.68^2 + 0.03 \cdot 92}}{0.03} = 22.757$$

③接合部回転剛性 K_e の計算

$$C_{x1m} = 1 + \frac{4 \cdot Z_0}{3 \cdot X_p} = 1 + \frac{4 \cdot 34}{3 \cdot 22.757} = 2.992$$

$$K_e = \frac{X_p^2 \cdot Y_p \cdot C_{v1} \cdot E_L}{2 \cdot Z_0} \left(X_d \cdot C_{x1m} - \frac{1}{3} X_p \right) = \frac{22.757^2 \cdot 15 \cdot 1.41 \cdot 2200}{2 \cdot 34} \left(46 \cdot 2.992 - \frac{22.757}{3} \right)$$

$$= 460.85 \text{ tm/rad}$$

④許容曲げモーメント M_a の計算

・梁木口めりこみが弾性限界に達するときのモーメント M_{v1}

$$\delta_{v1} = \frac{Z_0 \cdot f_m}{E_L \cdot C_{x1m} \sqrt{C_{v1} \cdot C_{v1m}}} = \frac{34 \cdot 72}{2200 \cdot 2.992 \sqrt{1.41 \cdot 1.43}} = 0.262$$

$$\theta_{v1} = \frac{\delta_{v1}}{X_p} = \frac{0.262}{22.757} = 0.0115, \quad M_{v1} = K_e \cdot \theta_{v1} = 460.85 \cdot 0.0115 = 5.304 \text{ tm}$$

・柱座金が弾性限界に達するときのモーメント M_{v2}

$$\delta_{v2} = \frac{Z_0 \cdot f_m}{E_L \cdot C_{x2m} \sqrt{C_{v2} \cdot C_{v2m}}} = \frac{34 \cdot 72}{2200 \cdot 6.67 \sqrt{1.41 \cdot 1.43}} = 0.1175$$

$$\theta_{v2} = \delta_{v2} / \left(X_d - X_p - \frac{X_p^2 \cdot Y_p \cdot Z_b \cdot C_{v1} \cdot C_{x1m} \cdot E_L}{2 \cdot A_t \cdot Z_0 \cdot E_s} \right)$$

$$= 0.1175 / \left(46 - 22.757 - \frac{22.757^2 \cdot 15 \cdot 77.8 \cdot 1.41 \cdot 2.992 \cdot 2200}{2 \cdot 4.52 \cdot 34 \cdot 2100000} \right) = 8.073 \times 10^{-3}$$

$$M_{v2} = K_e \cdot \theta_{v2} = 460.85 \times 8.073 \times 10^{-3} = 3.721 \text{ tm}$$

・引張ボルト降伏時のモーメント M_{v0}

$$\text{応力中心間距離} : j = X_d - \frac{X_p}{3 \cdot C_{x1m}} = 46 - \frac{22.757}{3 \cdot 2.992} = 43.465$$

$$\text{引張ボルトの降伏張力} : T_1 = A_t \cdot F_v = 4.52 \cdot 2400 = 10848$$

$$M_{v0} = T_1 \cdot j = 10848 \cdot 43.465 = 4.715 \text{ tm}$$

∴許容曲げモーメント M_a は、 M_{v1} と M_{v2} と M_{v0} のうち最も小さいものとする。

$$M_a = M_{v2} = 3.721 \text{ tm}$$

(4) 許容曲げモーメント時の各部の検討

$$\text{許容曲げモーメント時の引張ボルト張力} : T_a = \frac{M_a}{j} = \frac{3.721 \cdot 10^5}{43.465} = 8560 \text{ kg}$$

① 梁座金厚の検討

$$\frac{\beta_s \cdot T}{2 \cdot t_s^2} = \frac{(8/8) \cdot 8560}{2 \cdot 1.9^2} = 1185 \text{ kg/cm}^2 < F_{v2} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

② 柱座金厚の検討

$$\frac{\beta_o \cdot T}{2 \cdot t_o^2} = \frac{(8/15) \cdot 8560}{2 \cdot 1.9^2} = 632 \text{ kg/cm}^2 < F_{v2} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

③ 梁座金のパンチングシアアの検討

$$\frac{T}{(X_s + Y_s/2) Z_1} = \frac{8560}{(8 + 8/2) \cdot 40} = 17.8 \text{ kg/cm}^2 < s f_s = 24 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

④ 柱パネルゾーンのせん断の検討

$$\frac{T}{Y_c \cdot Z_o} = \frac{8560}{34 \cdot 34} = 7.4 \text{ kg/cm}^2 < s f_s = 24 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

⑤ 梁の断面欠損部の曲げの検討

$$I' = \frac{Y_s(X_h - 2 \cdot X_s)^3 + (Y_p - Y_s)X_h^3}{12} = \frac{8(50 - 2 \cdot 8)^3 + (15 - 8)50^3}{12} = 99119 \text{ cm}^4$$

$$M' = \left(\frac{L - Z_o - 2 \cdot Z_1}{L} \right) M = \left(\frac{600 - 34 - 2 \cdot 40}{600} \right) \cdot 3.721 \cdot 10^5 = 301361 \text{ kgcm}$$

$$\frac{X_h \cdot M'}{2 \cdot I'} = \frac{50 \cdot 301361}{2 \cdot 99119} = 76.0 \text{ kg/cm}^2 < s f_b = 290 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

1.3.7 十字接合部（座金タイプ）の設計例

図1.3.12に示すとおり、さきほどのト字接合部と各部断面寸法が同じものである。なお、左右の梁端モーメント M_L 、 M_R は、あるフレームの特定の1箇所ということで実際にありそうな値として、次のように設定してみた。

長期： $M_L = 1.0 \text{ tm}$ 、 $M_R = -0.8 \text{ tm}$

短期： $M_L = 3.0 \text{ tm}$ 、 $M_R = 1.2 \text{ tm}$

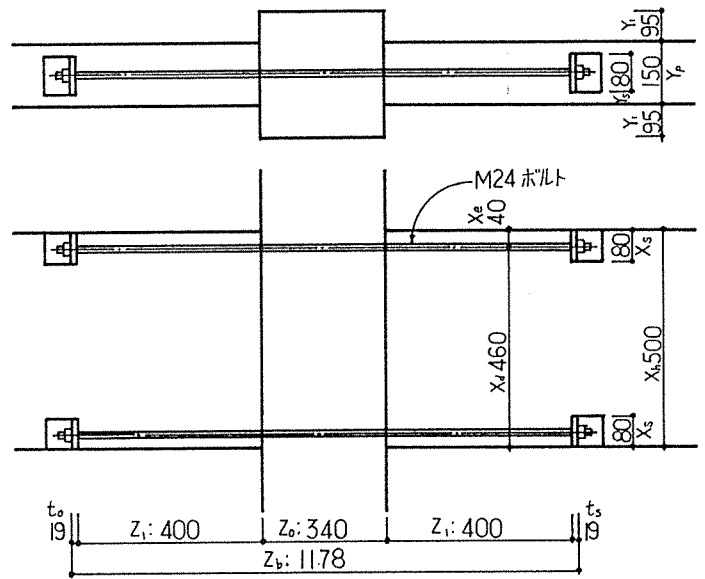


図1.3.12

(1) 逆対称モーメント時 ($M_L : M_R = 1 : 1$) の回転剛性 K_{e^+} と弾性限界モーメント M_{v^+}

①準備計算

$$C_{v1} = 1 + \frac{4 \cdot Z_0}{3 \cdot \pi \cdot Y_p} \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{3 \cdot \pi \cdot Y_l}{2 \cdot Z_0}\right) \right\} = 1 + \frac{4 \cdot 34}{3 \cdot 7 \cdot 15} \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{3 \cdot 7 \cdot 9.5}{2 \cdot 34}\right) \right\} = 1.41$$

$$C_{v1m} = 1 + \frac{4 \cdot Z_0}{3 \cdot \pi \cdot Y_p} = 1 + \frac{4 \cdot 34}{3 \cdot 7 \cdot 15} = 1.43$$

②左右の中立軸高さ X_{pL} 、 X_{pR} の計算

$$a = \frac{Y_p \cdot C_{v1} \cdot E_l}{Z_0 \cdot E_s} = \frac{15 \cdot 1.41 \cdot 2200}{34 \cdot 2100000} = 6.157 \cdot 10^{-4}, \quad c = \frac{4 \cdot A_t \cdot X_h}{Z_b} = \frac{4 \cdot 4.52 \cdot 50}{117.8} = 11.62$$

$$b = \frac{2}{3} Z_0 \cdot a + \frac{c}{X_h} = \frac{2}{3} \cdot 34 \cdot 6.157 \cdot 10^{-4} + \frac{11.62}{50} = 0.247$$

$$X_{pL} = X_{pR} = \frac{-b + \sqrt{b^2 + a \cdot c}}{a} = \frac{-0.247 + \sqrt{0.247^2 + 11.62 \cdot 6.157 \cdot 10^{-4}}}{6.157 \cdot 10^{-4}} = 22.82$$

③接合部回転剛性 K_{e^+} の計算

$$C_{x1m} = 1 + \frac{4 \cdot Z_0}{3 \cdot X_{pL}} = 1 + \frac{4 \cdot 34}{3 \cdot 22.82} = 2.99$$

$$K_{e^+} = \frac{X_{pL}^2 \cdot Y_p \cdot C_{v1} \cdot E_l}{2 \cdot Z_0} \left(\frac{1}{2} X_h \cdot C_{x1m} - \frac{1}{3} X_{pL} \right) = \frac{22.82^2 \cdot 15 \cdot 1.41 \cdot 2200}{2 \cdot 34} \left(\frac{50 \cdot 2.99}{2} - \frac{22.82}{3} \right) = 238.94 \text{ tm/rad}$$

④梁木口めりこみが弾性限界に達するときのモーメント M_{v^+}

$$\delta_{vL} = \frac{Z_0 \cdot f_m}{E_l \cdot C_{x1m} \sqrt{C_{v1} \cdot C_{v1m}}} = \frac{34 \cdot 72}{2200 \cdot 2.99 \sqrt{1.41 \cdot 1.43}} = 0.262$$

$$\theta_{vL} = \frac{\delta_{vL}}{X_{pL}} = \frac{0.262}{22.82} = 0.0115, \quad M_{v^+} = K_{e^+} \cdot \theta_{vL} = 238.94 \cdot 0.0115 = 2.747 \text{ tm}$$

⑤そのときの引張ボルト張力 T_{v^+}

$$j = X_h - \frac{2 \cdot X_{pL}}{3 \cdot C_{x1m}} = 50 - \frac{2 \cdot 22.82}{3 \cdot 2.99} = 44.91, \quad T_{v^+} = \frac{M_{v^+}}{j} = \frac{2.747 \cdot 10^5}{44.91} = 6118 \text{ kg}$$

(2) 片モーメント時 ($M_L : M_R = 1 : 0$) の回転剛性 K_{e^0} と弾性限界モーメント M_{v^0}

② 左右の中立軸高さ X_{pL} 、 X_{pR} の計算

$$X_{pR} = \frac{3}{2}X_e + \frac{1}{2}\sqrt{9 \cdot X_e^2 + 16 \cdot X_e \cdot Z_0} = \frac{3}{2} \cdot 4 + \frac{1}{2}\sqrt{9 \cdot 4^2 + 16 \cdot 4 \cdot 34} = 30.08$$

$$a = \frac{Y_p \cdot Z_b \cdot C_{v1} \cdot E_1}{6 \cdot A_t \cdot Z_0 \cdot E_s} + \frac{X_{pR} - X_e}{3 \cdot X_{pR}^2 + 4 \cdot X_{pR} \cdot Z_0} = \frac{15 \cdot 117.8 \cdot 1.41 \cdot 2200}{6 \cdot 4.52 \cdot 34 \cdot 210000} + \frac{30.08 - 4}{3 \cdot 30.08^2 + 4 \cdot 30.08 \cdot 34} = 5.702 \cdot 10^{-3}$$

$$b = \frac{1}{6}(1 + 4 \cdot Z_0 \cdot a) = \frac{1 + 4 \cdot 34 \cdot 5.702 \cdot 10^{-3}}{6} = 0.296, \quad c = \frac{1}{3}X_d = \frac{46}{3} = 15.33$$

$$X_{pL} = \frac{-b + \sqrt{b^2 + a \cdot c}}{a} = \frac{-0.296 + \sqrt{0.296^2 + 15.33 \cdot 5.702 \cdot 10^{-3}}}{5.702 \cdot 10^{-3}} = 21.47$$

③ 接合部回転剛性 K_{e^0} の計算

$$C_{x1m} = 1 + \frac{4 \cdot Z_0}{3 \cdot X_{pL}} = 1 + \frac{4 \cdot 34}{3 \cdot 21.47} = 3.11$$

$$K_{e^0} = \frac{X_{pL}^2 \cdot Y_p \cdot C_{v1} \cdot E_1}{2 \cdot Z_0} \left(X_d \cdot C_{x1m} - \frac{1}{3}X_{pL} \right) = \frac{21.47^2 \cdot 15 \cdot 1.41 \cdot 2200}{2 \cdot 34} \left(46 \cdot 3.11 - \frac{21.47}{3} \right) = 428.87 \text{ tm/rad}$$

④ 梁木口めりこみが弾性限界に達するときのモーメント M_{v^0}

$$\delta_{vL} = \frac{Z_0 \cdot f_m}{E_1 \cdot C_{x1m} \sqrt{C_{v1} \cdot C_{v1m}}} = \frac{34 \cdot 72}{2200 \cdot 3.11 \sqrt{1.41 \cdot 1.43}} = 0.25$$

$$\theta_{vL} = \frac{\delta_{vL}}{X_{pL}} = \frac{0.25}{21.47} = 0.0117, \quad M_{v^0} = K_{e^0} \cdot \theta_{vL} = 428.87 \cdot 0.0117 = 5.031 \text{ tm}$$

⑤ そのときの引張ボルト張力 T_{v^0}

$$j = X_d - \frac{X_{pL}}{3 \cdot C_{x1m}} = 46 - \frac{21.47}{3 \cdot 3.11} = 43.7, \quad T_{v^0} = \frac{M_{v^0}}{j} = \frac{5.031 \cdot 10^5}{43.7} = 11512 \text{ kg}$$

(3) 対称モーメント時 ($M_L : M_R = 1 : -1$) の回転剛性 K_e^- と弾性限界モーメント M_{y^-}

②左右の中立軸高さ X_{pL} 、 X_{pR} の計算

$$a = \frac{Y_p \cdot C_{v1} \cdot E_L}{Z_0 \cdot E_s} = \frac{15 \cdot 1.41 \cdot 2200}{34 \cdot 2100000} = 6.517 \cdot 10^{-4}, \quad c = \frac{4 \cdot A_t \cdot X_d}{Z_b} = \frac{4 \cdot 4.52 \cdot 46}{117.8} = 10.69$$

$$b = \frac{2}{3} Z_0 \cdot a + \frac{c}{2 \cdot X_d} = \frac{2}{3} \cdot 34 \cdot 6.517 \cdot 10^{-4} + \frac{10.69}{2 \cdot 46} = 0.13$$

$$X_{pL} = X_{pR} = \frac{-b + \sqrt{b^2 + a \cdot c}}{a} = \frac{-0.13 + \sqrt{0.13^2 + 10.69 \cdot 6.517 \cdot 10^{-4}}}{6.517 \cdot 10^{-4}} = 37.34$$

③接合部回転剛性 K_e^- の計算

$$C_{x1m} = 1 + \frac{4 \cdot Z_0}{3 \cdot X_{pL}} = 1 + \frac{4 \cdot 34}{3 \cdot 37.34} = 2.21$$

$$K_e^- = \frac{X_{pL}^2 \cdot Y_p \cdot C_{v1} \cdot E_L}{2 \cdot Z_0} \left(X_d \cdot C_{x1m} - \frac{1}{3} X_{pL} \right) = \frac{37.34^2 \cdot 15 \cdot 1.41 \cdot 2200}{2 \cdot 34} \left(46 \cdot 2.21 - \frac{37.34}{3} \right)$$

$$= 853.00 \text{ tm/rad}$$

④梁木口めりこみが弾性限界に達するときのモーメント M_{y^-}

$$\delta_{yL} = \frac{Z_0 \cdot f_m}{E_L \cdot C_{x1m} \sqrt{C_{v1} \cdot C_{v1m}}} = \frac{34 \cdot 72}{2200 \cdot 2.21 \sqrt{1.41 \cdot 1.43}} = 0.354$$

$$\theta_{yL} = \frac{\delta_{yL}}{X_{pL}} = \frac{0.354}{37.34} = 9.48 \cdot 10^{-3}, \quad M_{y^-} = K_e^- \cdot \theta_{yL} = 853 \cdot 9.48 \cdot 10^{-3} = 8.085 \text{ tm}$$

⑤そのときの引張ボルト張力 T_{y^-}

$$j = X_d - \frac{X_{pL}}{3 \cdot C_{x1m}} = 46 - \frac{37.34}{3 \cdot 2.21} = 40.4, \quad T_{y^-} = \frac{M_{y^-}}{j} = \frac{8.085 \cdot 10^5}{40.4} = 20023 \text{ kg}$$

(4) 左右のモーメント比が任意の場合の回転剛性 K_e と許容曲げモーメント M_a の計算

◆短期荷重時

①左右のモーメント比

$$\alpha = \frac{M_R}{M_L} = \frac{1.2}{3} = 0.4$$

②接合部回転剛性 K_e の計算

$$K_e = \alpha (K_e^+ - K_e^0) + K_e^0 = 0.4(238.94 - 428.87) + 428.87 = 352.90 \text{ tm/rad}$$

③短期許容曲げモーメント ${}_sM_a$ の計算

・めりこみ弾性限界時モーメント M_v

$$M_v = \alpha (M_v^+ - M_v^0) + M_v^0 = 0.4(2.747 - 5.031) + 5.031 = 4.117 \text{ tm}$$

・めりこみ弾性限界時ボルト張力 T_v

$$T_v = \alpha (T_v^+ - T_v^0) + T_v^0 = 0.4(6118 - 11512) + 11512 = 9354 \text{ kg}$$

・引張ボルト降伏張力との比較

$$\text{引張ボルト降伏張力} : T_1 = A_t \cdot F_v = 4.52 \cdot 2400 = 10848 \text{ kg}$$

∴ $T_v < T_1$ なので、 ${}_sM_a = M_v = 4.117 \text{ tm}$ 、 ${}_sT_a = T_v = 9354 \text{ kg}$

◆長期荷重時

①左右のモーメント比

$$\alpha = \frac{M_R}{M_L} = \frac{-0.8}{1} = -0.8$$

②接合部回転剛性 K_e の計算

$$K_e = \alpha (K_e^0 - K_e^-) + K_e^0 = -0.8(428.87 - 853.00) + 428.87 = 768.17 \text{ tm/rad}$$

③長期許容曲げモーメント ${}_LM_a$ の計算

・めりこみ弾性限界時モーメント M_v

$$M_v = \alpha (M_v^0 - M_v^-) + M_v^0 = -0.8(5.031 - 8.085) + 5.031 = 7.474 \text{ tm}$$

$$\text{長期許容値} : {}_LM_v = \frac{M_v}{2} = \frac{7.474}{2} = 3.737 \text{ tm}$$

・めりこみ弾性限界時ボルト張力 T_v

$$T_v = \alpha (T_v^0 - T_v^-) + T_v^0 = -0.8(11512 - 20023) + 11512 = 18321 \text{ kg}$$

$$\text{長期許容値} : {}_LT_v = \frac{T_v}{2} = \frac{18321}{2} = 9161 \text{ kg}$$

・引張ボルト降伏張力との比較

$$\text{引張ボルト降伏張力} : T_1 = A_t \cdot F_v = 4.52 \cdot 2400 = 10848 \text{ kg}$$

$$\text{長期許容値} : {}_LT_1 = \frac{T_1}{1.5} = \frac{10848}{1.5} = 7232 \text{ kg}$$

∴ ${}_LT_v > {}_LT_1$ なので、 ${}_LM_a = \frac{{}_LM_v \cdot {}_LT_1}{{}_LT_v} = \frac{3.737 \cdot 7232}{9161} = 2.950 \text{ tm}$ 、 ${}_LT_a = {}_LT_1 = 7232 \text{ kg}$

(5) 許容曲げモーメント時の各部の検討

これは、ボルトやめりこみの降伏耐力時点で各破壊モードが生じないかをチェックする、いわゆる靱性確保の目的のものであるため、“短期”許容曲げモーメントに対してのみ行う。

① 梁座金厚の検討

$$\frac{\beta_s \cdot T}{2 \cdot t_s^2} = \frac{(8/8) \cdot 9354}{2 \cdot 1.9^2} = 1296 \text{ kg/cm}^2 < F_{y2} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

② 梁座金のパンチングシアアの検討

$$\frac{T}{(X_s + Y_s/2)Z_1} = \frac{9354}{(8+8/2) \cdot 40} = 19.5 \text{ kg/cm}^2 < s f_s = 24 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

③ 柱パネルゾーンのせん断の検討

$$\frac{(1+\alpha)T}{Y_c \cdot Z_0} = \frac{(1+0.4) \cdot 9354}{34 \cdot 34} = 11.3 \text{ kg/cm}^2 < s f_s = 24 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

④ 梁の断面欠損部の曲げの検討

$$I' = \frac{Y_s(X_h - 2 \cdot X_s)^3 + (Y_p - Y_s)X_h^3}{12} = \frac{8(50 - 2 \cdot 8)^3 + (15 - 8)50^3}{12} = 99119 \text{ cm}^4$$

$$M' = \left(\frac{L - Z_0 - 2 \cdot Z_1}{L} \right) M = \left(\frac{600 - 34 - 2 \cdot 40}{600} \right) \cdot 4.117 \cdot 10^5 = 333515 \text{ kgcm}$$

$$\frac{X_h \cdot M'}{2 \cdot I'} = \frac{50 \cdot 333515}{2 \cdot 99119} = 84.1 \text{ kg/cm}^2 < s f_b = 290 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\underline{\text{OK}}}$$

1. 4 接合部の回転剛性と耐力のシミュレーション

目 次

1. 目的

2. 概要

3. 各接合タイプの回転剛性、耐力の比較

4. タイプ①接合部剛性・耐力のシミュレーション

5. まとめ

APPENDIX-1 タイプ②接合

APPENDIX-2 母材耐力の算出

APPENDIX-3 タイプ①接合部 回転剛性、耐力の計算

1. 目的

本報告書において取り扱われている、代表的な3つの接合部

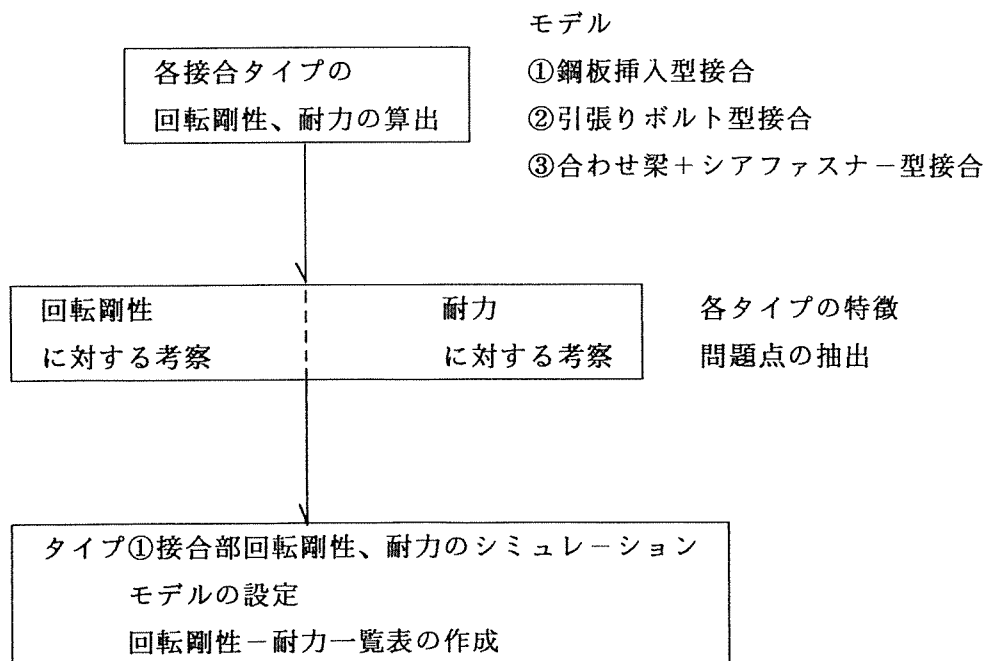
- ① 鋼板挿入型接合
- ② 引張りボルト型接合
- ③ 合わせ梁+シアファスナー型接合

に対して回転剛性、耐力に関して検討を加えその特徴および問題点の抽出を行なう。又そのうち最も回転剛性、耐力の大きい鋼板挿入型接合のタイプにおいて、梁成、梁幅をパラメータとして接合部の回転剛性と耐力のシミュレーションを行ない考察を加えると共に回転剛性-耐力の一覧表を示すことにより、実施設計の参考資料とする事を目的とする。

2. 概要

- 1) 平成4年度の報告書にて検討を行なった層間変形角 $1/120$ をクリアーする接合部に関して追加検討を行ない接合部の種類による特徴を分析する。
- 2) 接合部タイプ①に関して梁幅を120 ~240mm 梁成を400 ~850mm の範囲にて回転剛性、耐力の算出を行ない、結果に対して考察を加えると共に一覧表の作成を行う。

以下に本章の構成をフローにて示す。



3. 各接合タイプの回転剛性、耐力の比較

1) モデルおよび基本条件

ここでは、H4年度報告書2-2の追加考察としてタイプ①に加え、タイプ②③の接合部の剛性と耐力を、算出しその結果に考察をくわえるものとする。剛性耐力の算出の方法は、原則H4年度報告書に示されたものとする。すなわち

タイプ①は小松先生提案

タイプ②は稲山先生提案

タイプ③は五十田先生提案 の方法による

ただしタイプ①の耐力のみは、小松先生提案のA I J木構造設計ノートによる。

■材料定数 (共通)

木	A1類、1級	(構造用集成材)
ヤング係数	110 t/cm ²	
比重	0.55	

■タイプ① 鋼板挿入型ドリフトピン接合

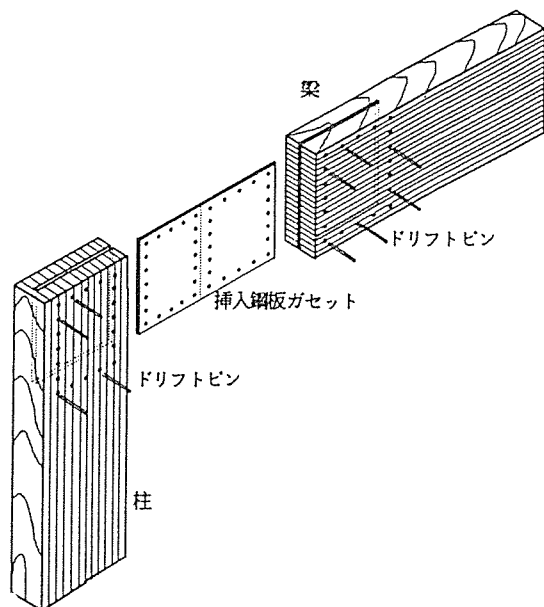


図3.1 鋼板挿入型ドリフトピン接合

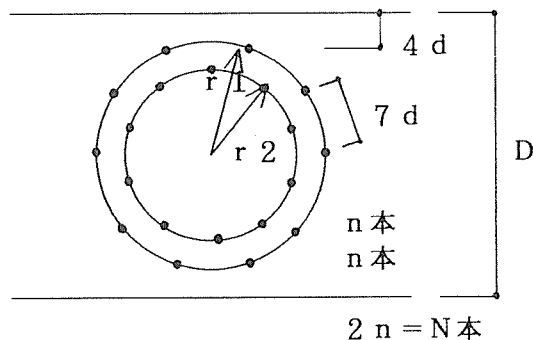


図3.2 ドリフトピン配置

諸元

- ・タイプ : 鋼板挿入型ドリフトピン接合
- ピン配置 : 円形配置 (2周配置)

ドリフトピン : $d = 18\text{mm}$

ピン間隔 : $S \geq 7d$ (最外円円周上にて)

縁距離 : $e_h \geq 4d$

端距離 : $e_e \geq 7d$

円周間隔 : $r_1 - r_2 \geq 7d/2$

- すべり係数 K_{ϕ_i} (FEM 解析をベースとした1面せん断)

$$K_{\phi_i} = K_o K_{90} / (K_o \sin \phi_i + K_{90} \cos \phi_i)$$

$$R = n s \sum r_i^2 K_{\phi_i} \quad n s = 2 \quad (2 \text{面せん断})$$

$$B = 220 \quad d = 18 \quad K_o = 32500 \text{ kgf/cm}$$

$$\rho = 0.55 \quad K_{90} = 12500 \text{ kgf/cm}$$

- ドリフトピンの推定降伏耐力 P_y (2面せん断)

$$M_y = \sigma_y (d^3 / 6)$$

$$P_y = l \cdot d \cdot \sigma_e \{ (2 + 16M_y / l^2 d \sigma_e)^{0.5} - 1 \}$$

ここに、 M_y : ドリフトピンの降伏モーメント

P_y : 鋼板挿入降伏タイプIIの場合の
ドリフトピンの推定降伏耐力

σ_e : 円形断面鋼棒の集生材へのめり込み降伏応力
度(密度に依存する)0.5%オフセット降伏値
採用

σ_y : ドリフトピンの曲げ降伏応力度
(川元先生の資料より推定)

$$l = 21.1 \text{ cm} \quad d = 18 \quad \sigma_y = 4133 \text{ kgf/cm}^2 \quad M_y = 4017 \text{ kgfcm}$$

$$\sigma_e = 290 \text{ kgf/cm}^2 \quad (0) P_{y0} = 5604 \text{ kgf}$$

$$\sigma_e = 108 \text{ kgf/cm}^2 \quad (90) P_{y90} = 2691 \text{ kgf}$$

- ドリフトピンの1せん断断面が負担する力

$$P_{M_i} = K_{\phi_i} \cdot r_i \cdot M / R_j \quad R_j : \text{回転剛性}$$

$$P_{N_i} = K_o \cdot N / D_j \quad D_j : \text{軸剛性}$$

$$P_{Q_i} = K_{90} \cdot Q / S_j \quad S_j : \text{せん断剛性}$$

■タイプ② 引張りボルト型接合

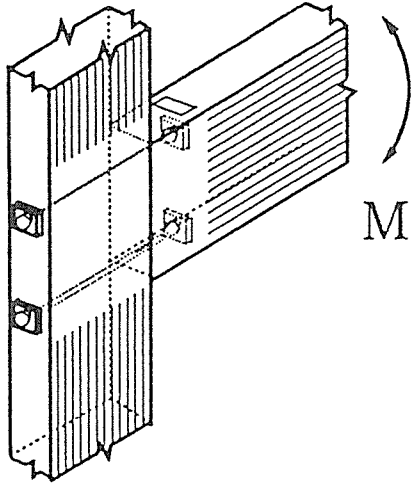


図3.3 引張りボルト型接合

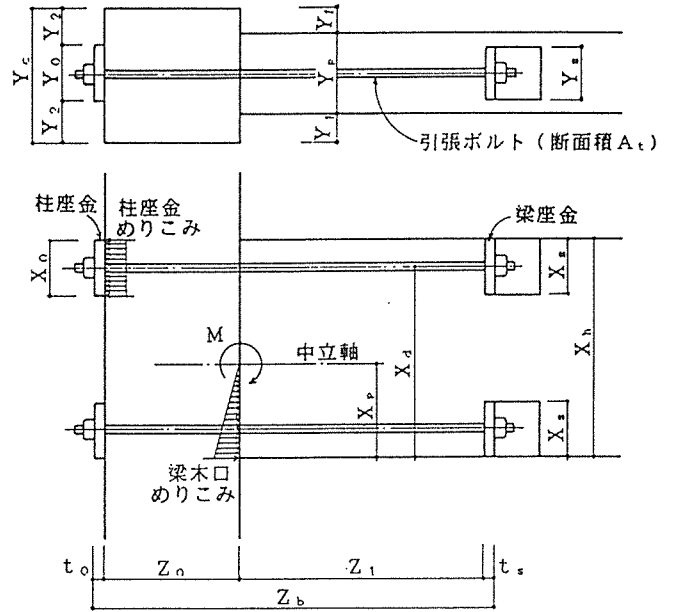


図3.4

諸元

梁	: $X_h \times Y_p$	$X_h = 22\text{cm}$
柱	: $Y_0 \times Z_0$	45*45cm
梁座金	: $X_s \times Y_s \times t_s$	10*10*2.2cm
柱座金	: $X_0 \times Y_0 \times t_0$	10*20*2.2cm
引張りボルト 断面積	: A_t	M30 8.042cm ²
	引張長さ: Z_b	109.4cm
梁の圧縮縁からの距離	: X_d	($Y_p - 5.0\text{cm}$)
梁木口の柱との縁距離	: Y_1	11.5cm
柱座金の柱との縁距離	: Y_2	12.5cm
梁座金のせん断長さ	: Z_1	60cm
梁のスパン	: L	600cm

(共通)

柱材の全面横圧縮ヤング係数	: $E_w = 2200$	kg/cm ²
鋼材の ヤング係数	: $E_s = 2.1 \times 10^6$	kg/cm ²
引張りボルトの降伏応力度	: $F_y = 2400$	kg/cm ²
座金の 降伏応力度	: $F_{y2} = 2400$	kg/cm ²
柱・梁材の短期許容せん断応力度	: $s f_s = 24$	kg/cm ²
柱・梁材の短期許容曲げ断応力度	: $s f_b = 290$	kg/cm ²
柱材の縁端距離無限大のめりこみ弾性限界応力	: $f_m = 72$	kg/cm ²
繊維方向に対する繊維直行方向の近似置換倍率	: $n = 7$	

■タイプ③ 合わせ梁+シアファスナー型接合

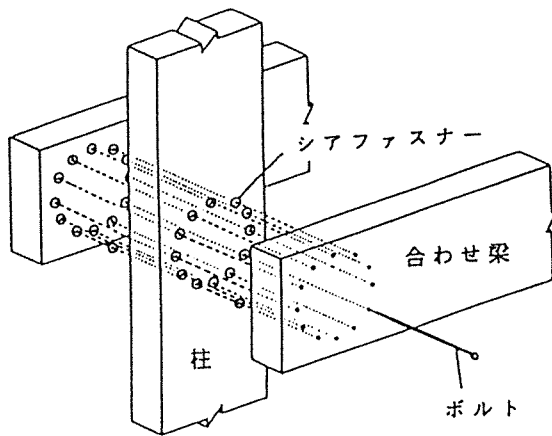


図3.5 合わせ梁+シアファスナー型接合

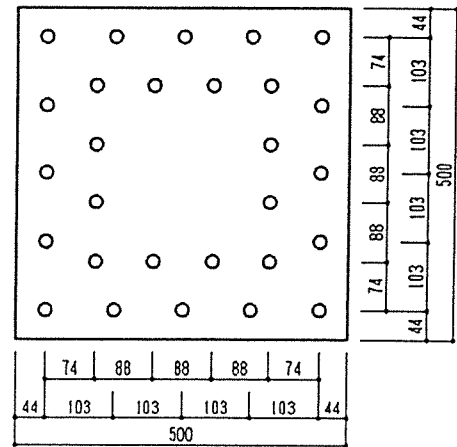


図3.6 シアファスナー配置

諸元

梁幅 $B = 150\text{mm}$

シアプレート

すべり係数

$$K_0 = 2667 \text{ kg/mm}$$

$$K_{90} = 1000 \text{ kg/mm}$$

短期許容耐力

$$P_{V0} = 2220 \text{ kg}$$

$$P_{V90} = 1560 \text{ kg}$$

ここで示すタイプ③の計算値は、五十田先生によるH4年度報告書 P35-P48およびH5年度WG (940113) の資料より抜粋したものであり詳細は、元資料による。

2) 回転剛性および耐力の算定結果

	タイプ-1 タイプ-2 タイプ-3 木造4階建てモデル				
B=	220	220	150	層間変形角1/120以下	
D	Rj1	Rj2	Rj3	Rj	Rj
(mm)	(Kg*cm)	(Kg*cm)	(Kg*cm)	(Kg*cm)	(Kg*cm)
400	4.92E+07	3.42E+07	5.96E+07	1.00E+08	3.00E+08
450	8.91E+07	4.51E+07		1.00E+08	3.00E+08
500	1.45E+08	5.77E+07	1.79E+08	1.50E+08	3.00E+08
550	2.45E+08	7.20E+07		2.00E+08	3.50E+08
600	3.51E+08	8.80E+07	3.94E+08	2.50E+08	4.00E+08
650	4.85E+08	1.06E+08		3.00E+08	4.00E+08
700	6.48E+08	1.25E+08	6.55E+08	4.00E+08	4.50E+08
750	9.05E+08	1.46E+08			
800	1.15E+09	1.69E+08	1.01E+09	4.50E+08	6.00E+08
850	1.43E+09	1.94E+08		5.00E+08	8.00E+08

表3. 1 各タイプ回転剛性および木造4階建てモデルにて層間変形角1/120以下を満たす剛性

B=220	タイプ-1 タイプ-2			B=150	タイプ-3
D	Ma	Maj1/Ma	Maj2/Ma	Ma	Maj3/Ma
(mm)	(Kg*cm)			(Kg*cm)	
400	817000	0.280	0.575	556800	
450	1034000	0.310	0.535	704700	
500	1236000	0.350	0.502	842813	0.510
550	1496000	0.400	0.460	1019803	
600	1780000	0.410	0.424	1213650	
650	2044000	0.450	0.402	1393722	
700	2371000	0.460	0.375	1616388	
750	2721000	0.480	0.351	1855547	
800	3028000	0.530	0.338	2064800	
850	3418000	0.530	0.391	2330966	

表3. 2 各タイプ接合部の母材耐力に対する接合耐力の比率
Ma : 母材耐力 (詳細は、APPENDIX-2による)

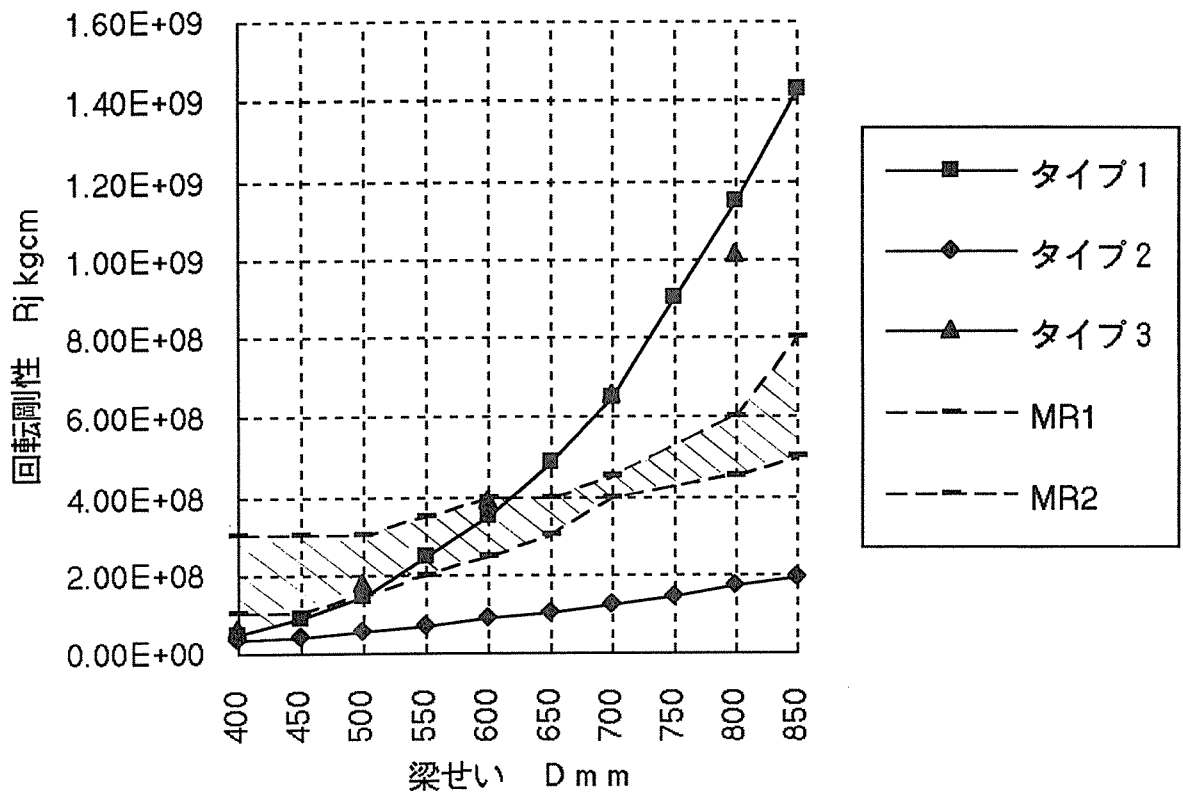


図3. 7

各タイプ回転剛性および木造4階建てモデルにて
層間変形角 $1/120$ 以下を満たす剛性 (MR1 - MR2 にて囲まれる領域)
表3. 1のグラフ化

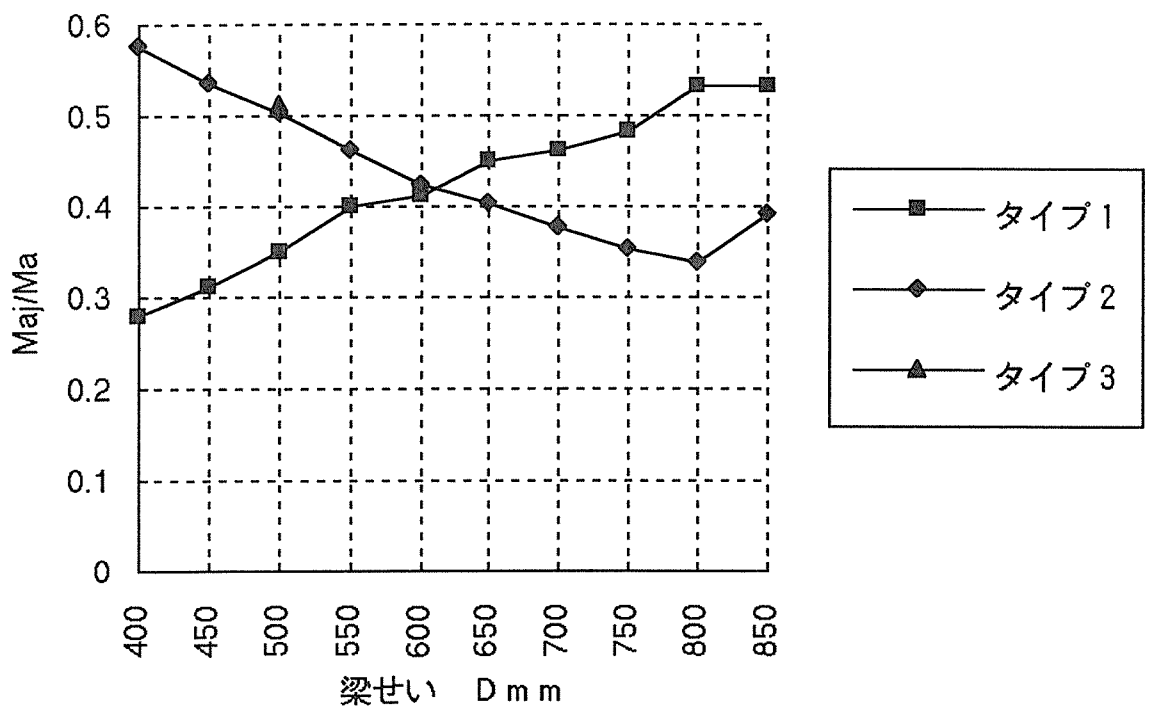


図3. 8

各タイプ接合部の母材耐力に対する接合耐力の比率
Ma : 母材耐力
表3. 2のグラフ化

3) 考察

■回転剛性に関して

図-3.7により、タイプ①、③接合は、ほぼ同程度の剛性を示しており、梁せい600mm以上の領域では、層間変形角 $1/200$ 以下を満たす領域を十分上回る剛性を示している。この事は、剛接架構ラーメンに適用可能であることを示している。

ただしタイプ①は梁はば $B=220\text{mm}$ 、タイプ③は、 $B=150\text{mm}$ の違いがある。一般的に梁はばが小さいほど、その回転剛性は大きくなる傾向があるため、タイプ③は、 $B=110\text{mm}$ をダブルで用いるという前提の基にラーメン架構適用可能と判断できる。またタイプ①とタイプ③の剛性比較としては、タイプ①が $B=220\text{mm}$ であることを考慮すると同じ梁はばであれば高い剛性を得られる事を示す。またタイプ③の剛性評価は、あそび（初期剛性の低い部分）なしの仮定に基づいたものであるため、実際の初期剛性は、プロット値より低い事を考慮する必要がある。

タイプ②は、梁せい400～850mmの全範囲に置いて層間変形角 $1/200$ 以下を満たす領域を下回っており、一般的な引張りボルト接合の剛性の低さを示している。ラーメン架構に適用するには、梁端部の木口のめりこみに対する改善等の対応にて、剛性の確保が必要となると思われる。

ここにあげた層間変形角 $1/200$ 以下を満たす領域は、あくまで4階建て事務所モデル3件に就いてのみスタディーしたものであるため、一般性がある値とは言い難いが、概ねの傾向をつかむには、十分と判断した。

■耐力に関して

表-3.2に各接合タイプの耐力と母材耐力の比率を示す。値はすべて長期で示されている。H3年度にシュミレーションされた木造4階建てモデルの設計用応力と母材耐力の比率は $\alpha=0.2\sim0.6$ (α =設計用応力/母材耐力)を示します。(H4年度報告書p84 参照)

タイプ①は、 $\alpha=M_{aj}/M_a=0.28\sim0.53$ の値を示し、梁せいの大きいほど母材耐力に対する比率が大きくなる傾向があり、 $D=550\text{mm}$ 以上では $\alpha\geq 0.4$ となりドリフトピンが2周配置であることを考慮すると、ピン本数は少なめであるため、ラーメン架構への適用は十分可能と判断される。

またタイプ②は、 $\alpha=0.575\sim0.391$ とタイプ①とは逆にはりせいの大きいものほど α が小さくなっている。これは、ボルトをすべて同じサイズとしたため、接合部耐力（せいDに比例）のアップが母材耐力（せいDの2乗に比例）のアップを下回ったものと考えらる。ボルトサイズの調整によりこのタイプは、全領域に置いて十分な耐力を発揮可能と判断できる。

タイプ③は、H4年度報告書p46の五十田先生の試算値を表-3.2に示す。接合耐力は、 $B=150$ 、 $D=500$ mmの梁の母材耐力の51%を示し、十分なものと思われる。

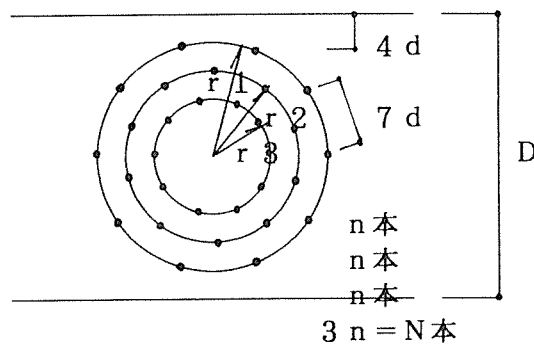
剛性、耐力の検討結果より、耐力は各タイプ共に十分な性能を示しているが、剛性に関しては、タイプ②、③は改良の余地を残していると判断されます。そこで次項以降は、タイプ①のモデルに関してさらにシミュレーションを重ね実施設計の資料とする。

4. タイプ①接合部剛性・耐力のシミュレーション

ここでは、タイプ①の接合法をとりあげ、パラメータとして梁幅、梁せいの2つを設定し剛性、耐力の傾向を考察すると共に、実施設計の資料とする。

算定法は、前項に同様小松先生の提案の方法による。

1) モデルおよび基本条件



■諸元

- ・タイプ : 鋼板挿入型ドリフトピン接合
- ピン配置 : 円形配置 (3周および2周配置)
 r_3 の配置にて円周上のピン間隔が $4d$ 以下となる場合は、2周配置とする。
- ドリフトピン : $d=10, 14, 16, 20$ mm
- ピン間隔 : $S \geq 7d$ (最外円円周上にて)
- 縁距離 : $e_h \geq 4d$
- 端距離 : $e_e \geq 7d$
- 円周間隔 : $r_1 - r_2 \geq 7d/2$ $r_2 - r_3 \geq 7d/2$

表-4.4~4.8にドリフトピン本数を示す。

ドリフトピン 径 d mm	曲げ降伏応力度 Sy Kg/cm ²	面圧特性		降伏モーメント My Kg*cm
		σe 平行 Kg/cm ²	σe 直行 Kg/cm ²	
		8	6633	
10	6216	247	125	1036
12	5799	244	114	1670
14	5244	263	113	2398
16	4688	283	112	3200
18	4133	290	108	4017
20	3577	297	104	4769

アンダーライン部分は実験値をしめす。

表 4. 1

梁幅 B mm	ドリフトピン 径 d mm	面圧特性		降伏モーメント My Kg*cm	すべり係数		ドリフトピン 降伏耐力	
		σe 平行 Kg/cm ²	σe 直行 Kg/cm ²		K0 Kg/cm	K90 Kg/cm	Py0 Kg	Py90 Kg
		120	10		247	125	1036	17000
150	14	263	113	2398	24500	9500	3057	1772
180	16	283	112	3200	28500	11000	4219	2223
210	20	297	104	4769	36000	14000	6238	2949
240	20	297	104	4769	37000	14000	6818	3072

表 4. 2

表 4. 1 に各ドリフトピンの降伏モーメントを示す。

表 4. 2 に各梁幅とドリフトピンの組み合わせによる、すべり係数と降伏耐力を示す。

ト リフト比[°]nd= 14 4d= 56 (mm)
 7d= 98 (mm)

B (mm)	D (mm)	r1 (mm)	r2 (mm)	r3 (mm)	n (本)
150	400	144	95		8
150	450	169	120		10
150	500	194	145		12
150	550	219	170		14
150	600	244	195	146	14
150	650	269	220	171	16
150	700	294	245	196	18
150	750	319	270	221	20
150	800	344	295	246	22
150	850	369	320	271	22

表 4. 4 B = 1 5 0

ト リフト比[°]nd= 16 4d= 64 (mm)
 7d= 112 (mm)

B (mm)	D (mm)	r1 (mm)	r2 (mm)	r3 (mm)	n (本)
180	400	136	80		6
180	450	161	105		8
180	500	186	130		10
180	550	211	155		10
180	600	236	180	124	12
180	650	261	205	149	14
180	700	286	230	174	16
180	750	311	255	199	16
180	800	336	280	224	18
180	850	361	305	249	20

表 4. 5 B = 1 8 0

$\text{ト}^{\circ}\text{リフト比}^{\circ}\text{ノ}d=$
20
 $4d=$
80
(mm)

 $7d=$
140
(mm)

B (mm)	D (mm)	r1 (mm)	r2 (mm)	r3 (mm)	n (本)
210	400	120	50		4
210	450	145	75		6
210	500	170	100		6
210	550	195	125		8
210	600	220	150		8
210	650	245	175		10
210	700	270	200		12
210	750	295	225	155	12
210	800	320	250	180	14
210	850	345	275	205	14

表 4. 6 B = 210

$\text{ト}^{\circ}\text{リフト比}^{\circ}\text{ノ}d=$
20
 $4d=$
80
(mm)

 $7d=$
140
(mm)

B (mm)	D (mm)	r1 (mm)	r2 (mm)	r3 (mm)	n (本)
240	400	120	50		4
240	450	145	75		6
240	500	170	100		6
240	550	195	125		8
240	600	220	150		8
240	650	245	175		10
240	700	270	200		12
240	750	295	225	155	12
240	800	320	250	180	14
240	850	345	275	205	14

表 4. 7 B = 240

2) 算定結果

表4. 8, 4. 9に回転剛性および耐力の算出結果一覧表を示す。図4. 1, 4. 2は各々表4. 8, 4. 9をグラフ化したものである。

表4. 10～4. 14に各梁幅シリーズの剛性耐力一覧表を示す。

またAPPENDIX-3にB = 150シリーズの詳細算定結果を示す。

回転剛性 R_j kgcm

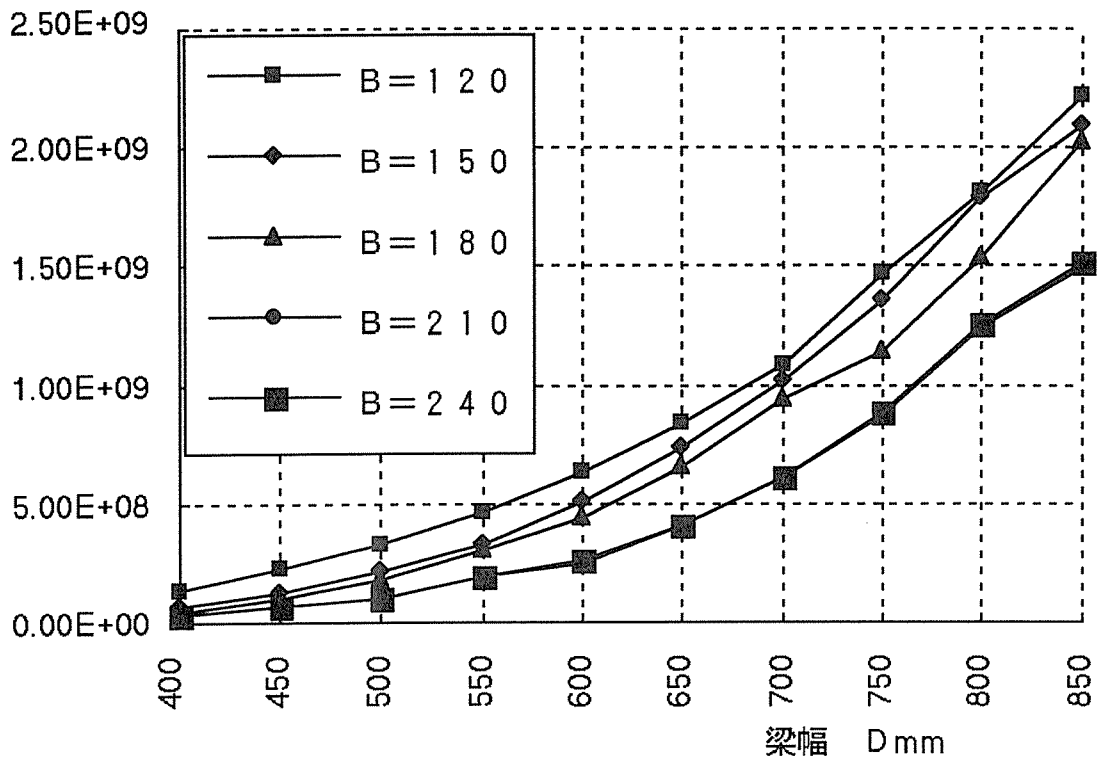


図-4. 1 梁せいと回転剛性

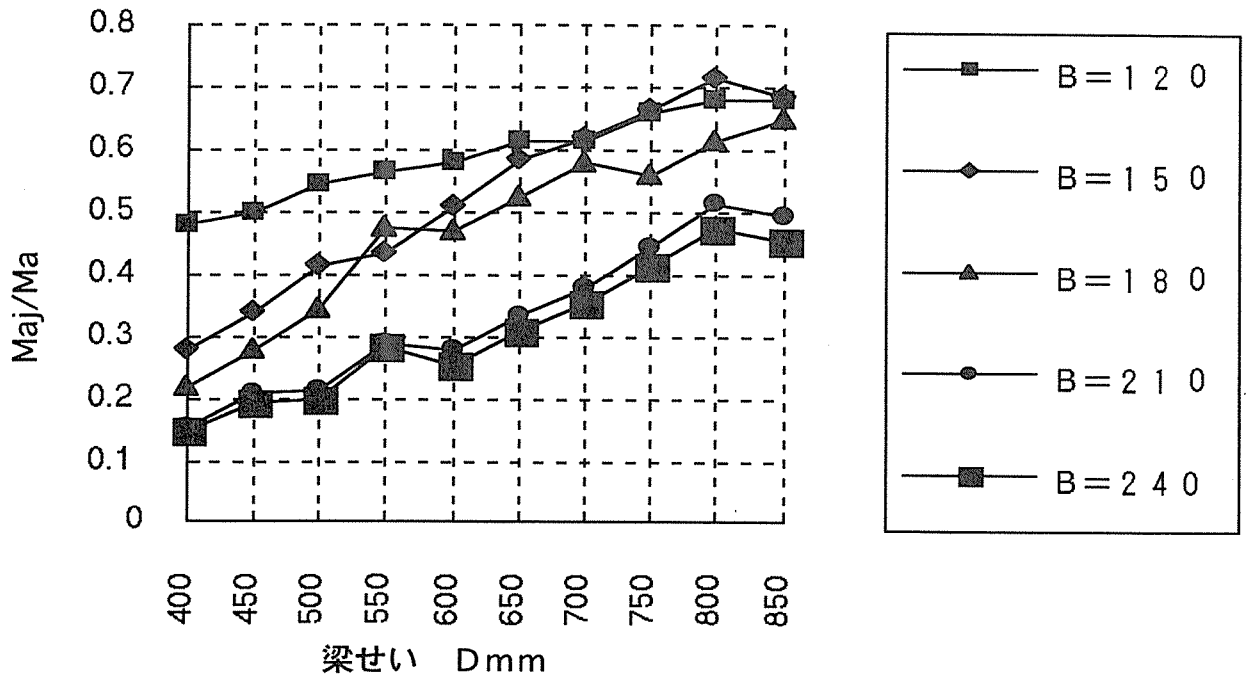


図-4. 2 接合耐力と母材耐力の比率

B=	120	150	180	210	240
D	Rj	Rj	Rj	Rj	Rj
(mm)	(Kg*cm)	(Kg*cm)	(Kg*cm)	(Kg*cm)	(Kg*cm)
400	1.42E+08	7.31E+07	5.16E+07	3.38E+07	3.45E+07
450	2.23E+08	1.31E+08	1.05E+08	7.00E+07	7.08E+07
500	3.29E+08	2.15E+08	1.82E+08	1.02E+08	1.03E+08
550	4.65E+08	3.28E+08	3.07E+08	1.94E+08	1.97E+08
600	6.35E+08	5.08E+08	4.40E+08	2.56E+08	2.60E+08
650	8.42E+08	7.32E+08	6.56E+08	4.06E+08	4.12E+08
700	1.09E+09	1.02E+09	9.35E+08	6.08E+08	6.17E+08
750	1.47E+09	1.36E+09	1.14E+09	8.71E+08	8.83E+08
800	1.81E+09	1.78E+09	1.54E+09	1.24E+09	1.26E+09
850	2.21E+09	2.09E+09	2.02E+09	1.49E+09	1.51E+09

表 4. 8 各梁幅ごとの回転剛性

D (mm)	B=120	B=150	B=180	B=210	B=240
	Maj/Ma	Maj/Ma	Maj/Ma	Maj/Ma	Maj/Ma
400	0.481	0.279	0.219	0.154	0.147
450	0.502	0.340	0.280	0.210	0.195
500	0.544	0.413	0.345	0.214	0.199
550	0.566	0.436	0.474	0.289	0.286
600	0.578	0.512	0.468	0.277	0.256
650	0.614	0.587	0.523	0.332	0.311
700	0.614	0.621	0.582	0.378	0.352
750	0.662	0.665	0.558	0.443	0.413
800	0.680	0.714	0.618	0.513	0.475
850	0.682	0.684	0.653	0.493	0.457

表 4. 9 各梁幅ごとの接合耐力と母材耐力の比率

B= 120

ドリフトピン d = 10mm

D (mm)	Rj (Kg*cm)	Maj (Kg*cm)	Ma (Kg*cm)	Maj/Ma
400	1.42E+08	214326	445440	0.481
450	2.23E+08	283275	563760	0.502
500	3.29E+08	366627	674250	0.544
550	4.65E+08	461582	815843	0.566
600	6.35E+08	560903	970920	0.578
650	8.42E+08	684120	1114978	0.614
700	1.09E+09	793545	1293110	0.614
750	1.47E+09	982656	1484438	0.662
800	1.81E+09	1123510	1651840	0.680
850	2.21E+09	1271684	1864773	0.682

表 4. 10 B = 120

- B : 梁幅
- D : 梁せい
- R j : 接合部の回転剛性
- M a j : 接合部の耐力
- M a : 母材耐力

B= 150 ドリフトピン d = 14mm

D (mm)	Rj (Kg*cm)	Maj (Kg*cm)	Ma (Kg*cm)	Maj/Ma
400	7.31E+07	155480	556800	0.279
450	1.31E+08	239904	704700	0.340
500	2.15E+08	348360	842813	0.413
550	3.28E+08	444425	1019803	0.436
600	5.08E+08	621401	1213650	0.512
650	7.32E+08	817525	1393722	0.587
700	1.02E+09	1003989	1616388	0.621
750	1.36E+09	1233392	1855547	0.665
800	1.78E+09	1474875	2064800	0.714
850	2.09E+09	1594728	2330966	0.684

表 4. 1 1 B = 1 5 0

B= 180 ドリフトピン d = 16mm

D (mm)	Rj (Kg*cm)	Maj (Kg*cm)	Ma (Kg*cm)	Maj/Ma
400	5.16E+07	146618	668160	0.219
450	1.05E+08	237025	845640	0.280
500	1.82E+08	349405	1011375	0.345
550	3.07E+08	579530	1223764	0.474
600	4.40E+08	682298	1456380	0.468
650	6.56E+08	873934	1672466	0.523
700	9.35E+08	1128248	1939665	0.582
750	1.14E+09	1243259	2226656	0.558
800	1.54E+09	1532395	2477760	0.618
850	2.02E+09	1825964	2797159	0.653

表 4. 1 2 B = 1 8 0

B= 210 ドリフトピン d = 20mm

D (mm)	Rj (Kg*cm)	Maj (Kg*cm)	Ma (Kg*cm)	Maj/Ma
400	3.38E+07	120373	779520	0.154
450	7.00E+07	207160	986580	0.210
500	1.02E+08	251921	1179938	0.214
550	1.94E+08	412792	1427724	0.289
600	2.56E+08	470103	1699110	0.277
650	4.06E+08	648459	1951211	0.332
700	6.08E+08	855800	2262943	0.378
750	8.71E+08	1151258	2597766	0.443
800	1.24E+09	1481826	2890720	0.513
850	1.49E+09	1608674	3263352	0.493

表 4. 13 B = 210

B= 240 ドリフトピン d = 20mm

D (mm)	Rj (Kg*cm)	Maj (Kg*cm)	Ma (Kg*cm)	Maj/Ma
400	3.45E+07	130605	890880	0.147
450	7.08E+07	220418	1127520	0.195
500	1.03E+08	268044	1348500	0.199
550	1.97E+08	437560	1631685	0.268
600	2.60E+08	497839	1941840	0.256
650	4.12E+08	693203	2229955	0.311
700	6.17E+08	909715	2586220	0.352
750	8.83E+08	1224938	2968875	0.413
800	1.26E+09	1570735	3303680	0.475
850	1.51E+09	1703586	3729545	0.457

表 4. 14 B = 240

3) 考察

■回転剛性に関して

同じ梁せいであれば梁幅の小さいものほどその剛性は、大きくなる傾向を示している。これは、梁幅の小さいものほどドリフトピンの径の小さいものを採用しているため、ピンを効率良く配置可能となるため、剛性の確保が容易になると言える。

■耐力に関して

表-4.9に各母材および接合部の耐力を梁幅ごとに示す。 $\alpha = M_{aj} / M_a$ の値は、接合耐力と母材耐力の比率を示します。値は、すべて長期の値である。 M_{aj} / M_a に注目すると、部材幅が大きくなるほど M_{aj} / M_a の値は、小さくなる傾向を示す。剛性と同様にピンを効率良く配置可能な細いピンほど、耐力の確保が容易となることを示している。

表-4.9にて破線で囲んだ部分は、 $M_{aj} / M_a > 0.4$ の部分を示しておりラーメン架構に十分用いることのできる部材を示している。

また梁幅の大きな物は、ドリフトピンの径の小さいものを採用し、接合部の耐力を確保することが容易に可能である。

5. まとめ

今回シュミレーションを行った各接合部タイプは、いずれもラーメン架構を成立させる可能性を十分示しており、その中では、タイプ①の接合部は、小松先生提案の剛性・耐力の算定式をベースとすると、現状のディテールで対応可能であると思われる。またタイプ②、③は、ともに回転剛性を改善する課題を残していると思われる。

APPENDIX-1 タイプ②接合

タイプ②接合の詳細計算内容を示す。表AP1. 1～表AP1. 3に接合部の回転剛性、耐力および母材の耐力を示す。また引っ張りボルト降伏時の座金等の安全性の検討を合わせて示す。

柱	45cm*45cm
梁座金	10*10*2.2 (mm)
柱座金	10*20*2.2 (mm)
引っ張りボルト	M30 At=8.042cm ²
梁座金のせん断長さ	Z1=60cm

B= 220

D (mm)	Rj (Kg*cm)	Maj (Kg*cm)	Ma (Kg*cm)	Maj/Ma
400	3.42E+07	470000	817000	0.575
450	4.51E+07	553000	1034000	0.535
500	5.77E+07	621000	1236000	0.502
550	7.20E+07	688000	1496000	0.460
600	8.80E+07	755000	1780000	0.424
650	1.06E+08	822000	2044000	0.402
700	1.25E+08	889000	2371000	0.375
750	1.46E+08	956000	2721000	0.351
800	1.69E+08	1022000	3028000	0.338
850	1.94E+08	1089000	3418000	0.319

表AP1. 1

- B : 梁幅
- D : 梁せい
- Rj : 接合部の回転剛性
- Maj : 接合部の耐力
- Ma : 母材耐力

柱 34cm*34cm
 梁座金 8*8*1.9 (mm)
 柱座金 8*15*1.9 (mm)
 引っ張りボルト M24 At=4.52cm²
 梁座金のせん断長さ Z1=40cm

B= 150

D (mm)	Rj (Kg*cm)	Maj (Kg*cm)	Ma (Kg*cm)	Maj/Ma
400	2.75E+07	293000	556800	0.526
450	3.61E+07	333000	704700	0.473
500	4.61E+07	372000	842813	0.441
550	5.73E+07	412000	1019803	0.404
600	6.99E+07	451000	1213650	0.372
650	8.39E+07	491000	1393722	0.352
700	9.93E+07	530000	1616388	0.328
750	1.16E+08	569000	1855547	0.307
800	1.34E+08	609000	2064800	0.295
850	1.54E+08	648000	2330966	0.278

表A P 1. 2

柱 45cm*45cm
 梁座金 10*10*2.2 (mm)
 柱座金 10*20*2.2 (mm)
 引っ張りボルト M30 At=8.042cm²
 梁座金のせん断長さ Z1=60cm

B= 210

D (mm)	Rj (Kg*cm)	Maj (Kg*cm)	Ma (Kg*cm)	Maj/Ma
400	3.37E+07	455000	779520	0.584
450	4.45E+07	550000	986580	0.557
500	5.69E+07	617000	1179938	0.523
550	7.10E+07	684000	1427724	0.479
600	8.68E+07	750000	1699110	0.441
650	1.04E+08	817000	1951211	0.419
700	1.24E+08	883000	2262943	0.390
750	1.44E+08	949000	2597766	0.365
800	1.67E+08	1016000	2890720	0.351
850	1.92E+08	1082000	3263352	0.332

表A P 1. 3

■ 引っ張りボルト降伏時の各部の安全性の検討

ボルトM30

$$A_t = 8.042 \text{ cm}^2$$

$$T_1 = 2400 \times 8.042 = 19300 \text{ kg/cm}^2$$

・ 梁座金厚の検討

$$\beta_s \cdot T / 2 t_s^2 = 1.0 \cdot 19300 / (2 \cdot 2.2^2) = 1994 < 2400 \quad (F_{Y2}) \text{ OK}$$

β_s : X_s / Y_s と Y_s / X_s のうち小さい方

・ 柱座金厚の検討

$$\beta_o \cdot T / 2 t_o^2 = 0.5 \cdot 19300 / (2 \cdot 1.9^2) = 1336 < 2400 \quad (F_{Y2}) \text{ OK}$$

β_o : X_o / Y_o と Y_o / X_o のうち小さい方

・ 梁座金のパンチングシアアの検討

$$T / (X_s + Y_s / 2) / Z_1 = 19300 / (10 + 10/2) / 60 = 21.4 < 24 \quad (s, f_s) \text{ OK}$$

・ 柱パネルゾーンのせん断の検討

$$T / (Y_c Z_o) = 19300 / 45 / 45 = 9.5 < 24 \quad (s, f_s) \text{ OK}$$

ボルトM24

$$A_t = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$T_1 = 2400 \times 4.52 = 10800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_s \cdot T / 2 t_s^2 = 1.0 \cdot 10800 / (2 \cdot 1.9 \cdot 1.9) = 1496 < 2400 \quad \text{OK}$$

$$\beta_o \cdot T / 2 t_o^2 = 0.5 \cdot 10800 / (2 \cdot 1.9 \cdot 1.9) = 750 < 2400 \quad \text{OK}$$

$$T / (X_s + Y_s / 2) / Z_1 = 10800 / (8 + 8/2) / 40 = 22.5 < 24 \quad \text{OK}$$

$$T / (Y_c Z_o) = 10800 / 34 / 34 = 9.3 < 24 \quad \text{OK}$$

APPENDIX-2 母材耐力の算出

B=	120					
fb=	145					
fs=	12					
D (mm)	I (cm ⁴)	Z (cm ³)	Cf	A (cm ²)	Ma (Kg*cm)	Qa Kg
400	64000	3200	0.96	480	445440	3840
450	91125	4050	0.96	540	563760	4320
500	125000	5000	0.93	600	674250	4800
550	166375	6050	0.93	660	815843	5280
600	216000	7200	0.93	720	970920	5760
650	274625	8450	0.91	780	1114978	6240
700	343000	9800	0.91	840	1293110	6720
750	421875	11250	0.91	900	1484438	7200
800	512000	12800	0.89	960	1651840	7680
850	614125	14450	0.89	1020	1864773	8160

表A P 2. 1

- B : 梁幅
- D : 梁せい
- f b : 長期許容曲げ応力度
- f s : 長期許容せん断応力度
- I : 断面2次モーメント
- Z : 断面係数
- C f : 低減係数
- A : 断面積
- M a : 母材耐力 (曲げ)
- Q a : 母材耐力 (せん断)

B=	150					
fb=	145					
fs=	12					
D (mm)	I (cm ⁴)	Z (cm ³)	Cf	A (cm ²)	Ma (Kg*cm)	Qa Kg
400	80000	4000	0.96	600	556800	4800
450	113906	5063	0.96	675	704700	5400
500	156250	6250	0.93	750	842813	6000
550	207969	7563	0.93	825	1019803	6600
600	270000	9000	0.93	900	1213650	7200
650	343281	10563	0.91	975	1393722	7800
700	428750	12250	0.91	1050	1616388	8400
750	527344	14063	0.91	1125	1855547	9000
800	640000	16000	0.89	1200	2064800	9600
850	767656	18063	0.89	1275	2330966	10200

表A P 2. 2

B=	180					
fb=	145					
fs=	12					
D (mm)	I (cm ⁴)	Z (cm ³)	Cf	A (cm ²)	Ma (Kg*cm)	Qa Kg
400	96000	4800	0.96	720	668160	5760
450	136688	6075	0.96	810	845640	6480
500	187500	7500	0.93	900	1011375	7200
550	249563	9075	0.93	990	1223764	7920
600	324000	10800	0.93	1080	1456380	8640
650	411938	12675	0.91	1170	1672466	9360
700	514500	14700	0.91	1260	1939665	10080
750	632813	16875	0.91	1350	2226656	10800
800	768000	19200	0.89	1440	2477760	11520
850	921188	21675	0.89	1530	2797159	12240

表A P 2. 3

B=	210					
fb=	145					
fs=	12					
D (mm)	I (cm ⁴)	Z (cm ³)	Cf	A (cm ²)	Ma (Kg*cm)	Qa Kg
400	112000	5600	0.96	840	779520	6720
450	159469	7088	0.96	945	986580	7560
500	218750	8750	0.93	1050	1179938	8400
550	291156	10588	0.93	1155	1427724	9240
600	378000	12600	0.93	1260	1699110	10080
650	480594	14788	0.91	1365	1951211	10920
700	600250	17150	0.91	1470	2262943	11760
750	738281	19688	0.91	1575	2597766	12600
800	896000	22400	0.89	1680	2890720	13440
850	1074719	25288	0.89	1785	3263352	14280

表A P 2. 4

B=	240					
fb=	145					
fs=	12					
D (mm)	I (cm ⁴)	Z (cm ³)	Cf	A (cm ²)	Ma (Kg*cm)	Qa Kg
400	128000	6400	0.96	960	890880	7680
450	182250	8100	0.96	1080	1127520	8640
500	250000	10000	0.93	1200	1348500	9600
550	332750	12100	0.93	1320	1631685	10560
600	432000	14400	0.93	1440	1941840	11520
650	549250	16900	0.91	1560	2229955	12480
700	686000	19600	0.91	1680	2586220	13440
750	843750	22500	0.91	1800	2968875	14400
800	1024000	25600	0.89	1920	3303680	15360
850	1228250	28900	0.89	2040	3729545	16320

表A P 2. 5

APPENDIX-3 タイプ①接合部 回転剛性、耐力の計算

梁幅 B = 150 シリーズの算定結果を示す。耐力算定にあたってのモーメント・せん断力・軸力の数値は、以下の仮定により算定を行った。

任意に設定したモーメント (M) に対して

$$Q(t) = M(t) / 1.0 \text{ (m)}$$

$$N(t) = Q(t) / 5$$

としクリティカルとなるドリフトピンの許容耐力時の M, Q, N の数値を求める。結果を一覧表にて以下に示す。

B * D = 150 * 400 ドリフトピン直径 d = 14mm
n = 8

K_{θi} = 24500
K_{90i} = 9500

no	r _i (cm)	β (rad)	x _i (cm)	y _i (cm)	r _i ² (cm ²)	φ _i (rad)	Kφ _i (Kg/cm)	r _i ² *Kφ _i (Kg*cm)
1	14.4	0.0000	14.4	0.0	207.36	1.5708	9500	1969920
2	14.4	0.7854	10.2	10.2	207.36	0.7854	13691	2839002
3	14.4	1.5708	0.0	14.4	207.36	0.0000	24500	5080320
4	14.4	-0.7854	-10.2	10.2	207.36	2.3562	13691	2839002
5	14.4	0.0000	-14.4	0.0	207.36	1.5708	9500	1969920
6	14.4	0.7854	-10.2	-10.2	207.36	0.7854	13691	2839002
7	14.4	-1.5708	0.0	-14.4	207.36	3.1416	24500	5080320
8	14.4	-0.7854	10.2	-10.2	207.36	2.3562	13691	2839002
1	9.5	0.0000	9.5	0.0	90.25	1.5708	9500	857375
2	9.5	0.7854	6.7	6.7	90.25	0.7854	13691	1235629
3	9.5	1.5708	0.0	9.5	90.25	0.0000	24500	2211125
4	9.5	-0.7854	-6.7	6.7	90.25	2.3562	13691	1235629
5	9.5	0.0000	-9.5	0.0	90.25	1.5708	9500	857375
6	9.5	0.7854	-6.7	-6.7	90.25	0.7854	13691	1235629
7	9.5	-1.5708	0.0	-9.5	90.25	3.1416	24500	2211125
8	9.5	-0.7854	6.7	-6.7	90.25	2.3562	13691	1235629

Σ (r_i²*Kφ_i) = 36536004.

回転剛性 R_j = ns * (Σ (r_i²*Kφ_i)) = 73072008. ns = 2

M (kgcm) = 155480 R_j = 73072008. IP₀ (kg) = 1529
Q (kg) = -1555 IP₉₀ (kg) = 886
N (kg) = -311

Psi (Kg)	P _{qi} (Kg)	P _{ni} (Kg)	F _{xi} (Kg)	F _{yi} (Kg)	w _i (rad)	F _{res} (Kg)	P _{wi} /2 (Kg)	F _{res} /(P _{wi} /2)
291	-49	-10	-10	-340	1.5422	340	443	0.767
419	-49	-10	287	-345	-0.8774	449	535	0.839
751	-49	-10	741	-49	-0.0655	743	762	0.974
419	-49	-10	-306	-345	0.8450	462	544	0.849
291	-49	-10	-10	-340	1.5422	340	443	0.767
419	-49	-10	287	-345	-0.8774	449	535	0.839
751	-49	-10	-760	-49	0.0638	762	762	1.000
419	-49	-10	-306	-345	0.8450	462	544	0.849
192	-49	-10	-10	-241	1.5304	241	443	0.543
277	-49	-10	186	-244	-0.9201	307	524	0.586
495	-49	-10	486	-49	-0.0998	488	759	0.643
277	-49	-10	-205	-244	0.8716	319	536	0.595
192	-49	-10	-10	-241	1.5304	241	443	0.543
277	-49	-10	186	-244	-0.9201	307	524	0.586
495	-49	-10	-505	-49	0.0959	507	759	0.668
277	-49	-10	-205	-244	0.8716	319	536	0.595

B=D= 150*450 ドリフトピン直径 d=14mm
n= 10

K ϕ i= 24500
K ρ i= 9500

no	r _i (cm)	β (rad)	x _i (cm)	y _i (cm)	r _i ² (cm ²)	ϕ _i (rad)	K ϕ _i (Kg/cm)	r _i ² *K ϕ _i (Kg*cm)
1	16.9	0.0000	16.9	0.0	285.61	1.5708	9500	2713295
2	16.9	0.6283	13.7	9.9	285.61	0.9425	12049	3441195
3	16.9	1.2566	5.2	16.1	285.61	0.3142	21290	6080631
4	16.9	-1.2566	-5.2	16.1	285.61	2.8274	21290	6080631
5	16.9	-0.6283	-13.7	9.9	285.61	2.1991	12049	3441195
6	16.9	0.0000	-16.9	0.0	285.61	1.5708	9500	2713295
7	16.9	0.6283	-13.7	-9.9	285.61	0.9425	12049	3441195
8	16.9	1.2566	-5.2	-16.1	285.61	0.3142	21290	6080631
9	16.9	-1.2566	5.2	-16.1	285.61	2.8274	21290	6080631
10	16.9	-0.6283	13.7	-9.9	285.61	2.1991	12049	3441195

1	12	0.0000	12.0	0.0	144	1.5708	9500	1368000
2	12	0.6283	9.7	7.1	144	0.9425	12049	1734996
3	12	1.2566	3.7	11.4	144	0.3142	21290	3065757
4	12	-1.2566	-3.7	11.4	144	2.8274	21290	3065757
5	12	-0.6283	-9.7	7.1	144	2.1991	12049	1734996
6	12	0.0000	-12.0	0.0	144	1.5708	9500	1368000
7	12	0.6283	-9.7	-7.1	144	0.9425	12049	1734996
8	12	1.2566	-3.7	-11.4	144	0.3142	21290	3065757
9	12	-1.2566	3.7	-11.4	144	2.8274	21290	3065757
10	12	-0.6283	9.7	-7.1	144	2.1991	12049	1734996

$$\sum (r_i^2 * K\phi_i) = 65452907.$$

$$\text{回転剛性 } R_j = ns * (\sum (r_i^2 * K\phi_i)) = 130905815$$

M(kgcm) = 239904 R_j = 130905815 IP0(kg) = 1529
Q(kg) = -2399 IP90(kg) = 886
N(kg) = -480

Psi (Kg)	Pai (Kg)	Pni (Kg)	Fxi (Kg)	Fyi (Kg)	wi (rad)	Fres (Kg)	Pwi/2 (Kg)	Fres/(Pwi/2)
294	-60	-12	-12	-354	1.5369	354	443	0.800
373	-60	-12	207	-362	-1.0505	417	494	0.844
659	-60	-12	615	-264	-0.4051	669	687	0.974
659	-60	-12	-639	-264	0.3914	691	691	1.000
373	-60	-12	-231	-362	1.0020	429	505	0.851
294	-60	-12	-12	-354	1.5369	354	443	0.800
373	-60	-12	207	-362	-1.0505	417	494	0.844
659	-60	-12	615	-264	-0.4051	669	687	0.974
659	-60	-12	-639	-264	0.3914	691	691	1.000
373	-60	-12	-231	-362	1.0020	429	505	0.851

209	-60	-12	-12	-269	1.5262	269	443	0.607
265	-60	-12	144	-274	-1.0882	310	487	0.636
468	-60	-12	433	-205	-0.4413	479	675	0.710
468	-60	-12	-457	-205	0.4208	501	682	0.735
265	-60	-12	-168	-274	1.0220	322	500	0.643
209	-60	-12	-12	-269	1.5262	269	443	0.607
265	-60	-12	144	-274	-1.0882	310	487	0.636
468	-60	-12	433	-205	-0.4413	479	675	0.710
468	-60	-12	-457	-205	0.4208	501	682	0.735
265	-60	-12	-168	-274	1.0220	322	500	0.643

B=D= 150*500 ドリフトピン直径 d=14mm
n= 12

K θ i= 24500
K θ 0i= 9500

no	ri (cm)	β (rad)	xi (cm)	yi (cm)	ri2 (cm2)	ϕ i (rad)	K ϕ i (Kg/cm)	ri2*K ϕ i (Kg*cm)
1	19.4	0.0000	19.4	0.0	376.36	1.5708	9500	3575420
2	19.4	0.5236	16.8	9.7	376.36	1.0472	11217	4221580
3	19.4	1.0472	9.7	16.8	376.36	0.5236	17566	6611154
4	19.4	1.5708	0.0	19.4	376.36	0.0000	24500	9220820
5	19.4	-1.0472	-9.7	16.8	376.36	2.6180	17566	6611154
6	19.4	-0.5236	-16.8	9.7	376.36	2.0944	11217	4221580
7	19.4	-0.0000	-19.4	0.0	376.36	1.5708	9500	3575420
8	19.4	0.5236	-16.8	-9.7	376.36	1.0472	11217	4221580
9	19.4	1.0472	-9.7	-16.8	376.36	0.5236	17566	6611154
10	19.4	1.5708	-0.0	-19.4	376.36	0.0000	24500	9220820
11	19.4	-1.0472	9.7	-16.8	376.36	2.6180	17566	6611154
12	19.4	-0.5236	16.8	-9.7	376.36	2.0944	11217	4221580
1	14.5	0.0000	14.5	0.0	210.25	1.5708	9500	1997375
2	14.5	0.5236	12.6	7.3	210.25	1.0472	11217	2358346
3	14.5	1.0472	7.3	12.6	210.25	0.5236	17566	3693259
4	14.5	1.5708	0.0	14.5	210.25	0.0000	24500	5151125
5	14.5	-1.0472	-7.3	12.6	210.25	2.6180	17566	3693259
6	14.5	-0.5236	-12.6	7.3	210.25	2.0944	11217	2358346
7	14.5	-0.0000	-14.5	0.0	210.25	1.5708	9500	1997375
8	14.5	0.5236	-12.6	-7.3	210.25	1.0472	11217	2358346
9	14.5	1.0472	-7.3	-12.6	210.25	0.5236	17566	3693259
10	14.5	1.5708	-0.0	-14.5	210.25	0.0000	24500	5151125
11	14.5	-1.0472	7.3	-12.6	210.25	2.6180	17566	3693259
12	14.5	-0.5236	12.6	-7.3	210.25	2.0944	11217	2358346

$\Sigma (ri2 * K\phi i) = 107426840$

回転剛性 $Rj = ns * (\Sigma (ri2 * K\phi i)) = 214853680$

M(kgcm) = 348360 Rj = 214853680 IP0(kg) = 1529
Q(kg) = -3484 IP90(kg) = 886
N(kg) = -697

Psi (Kg)	Pqi (Kg)	Pni (Kg)	Fxi (Kg)	Fyi (Kg)	wi (rad)	Fres (Kg)	Pwi/2 (Kg)	Fres/(Pwi/2)
299	-73	-15	-15	-371	1.5317	372	443	0.838
353	-73	-15	162	-378	-1.1663	411	474	0.868
553	-73	-15	464	-349	-0.6447	581	606	0.958
771	-73	-15	756	-73	-0.0957	760	759	1.000
553	-73	-15	-493	-349	0.6158	604	615	0.981
353	-73	-15	-191	-378	1.1032	424	484	0.875
299	-73	-15	-15	-371	1.5317	372	443	0.838
353	-73	-15	162	-378	-1.1663	411	474	0.868
553	-73	-15	464	-349	-0.6447	581	606	0.958
771	-73	-15	756	-73	-0.0957	760	759	1.000
553	-73	-15	-493	-349	0.6158	604	615	0.981
353	-73	-15	-191	-378	1.1032	424	484	0.875
223	-73	-15	-15	-296	1.5218	296	443	0.668
264	-73	-15	117	-301	-1.1991	323	469	0.689
413	-73	-15	343	-279	-0.6828	442	593	0.746
576	-73	-15	561	-73	-0.1286	566	755	0.749
413	-73	-15	-372	-279	0.6434	465	606	0.767
264	-73	-15	-146	-301	1.1181	335	482	0.695
223	-73	-15	-15	-296	1.5218	296	443	0.668
264	-73	-15	117	-301	-1.1991	323	469	0.689
413	-73	-15	343	-279	-0.6828	442	593	0.746
576	-73	-15	561	-73	-0.1286	566	755	0.749
413	-73	-15	-372	-279	0.6434	465	606	0.767
264	-73	-15	-146	-301	1.1181	335	482	0.695

B*D= 150*550 ドリフトピン直径 d=14mm
n= 14

K ϕ i= 24500
K ρ i= 9500

no	r _i (cm)	β (rad)	x _i (cm)	y _i (cm)	r _i ² (cm ²)	ϕ _i (rad)	K ϕ _i (Kg/cm)	r _i ² *K ϕ _i (Kg*cm)
1	21.9	0.0000	21.9	0.0	479.61	1.5708	9500	4556295
2	21.9	0.4488	19.7	9.5	479.61	1.1220	10738	5149859
3	21.9	0.8976	13.7	17.1	479.61	0.6732	15182	7281231
4	21.9	1.3464	4.9	21.4	479.61	0.2244	22723	10898383
5	21.9	-1.3464	-4.9	21.4	479.61	2.9172	22723	10898383
6	21.9	-0.8976	-13.7	17.1	479.61	2.4684	15182	7281231
7	21.9	-0.4488	-19.7	9.5	479.61	2.0196	10738	5149859
8	21.9	0.0000	-21.9	0.0	479.61	1.5708	9500	4556295
9	21.9	0.4488	-19.7	-9.5	479.61	1.1220	10738	5149859
10	21.9	0.8976	-13.7	-17.1	479.61	0.6732	15182	7281231
11	21.9	1.3464	-4.9	-21.4	479.61	0.2244	22723	10898383
12	21.9	-1.3464	4.9	-21.4	479.61	2.9172	22723	10898383
13	21.9	-0.8976	13.7	-17.1	479.61	2.4684	15182	7281231
14	21.9	-0.4488	19.7	-9.5	479.61	2.0196	10738	5149859
1	17	0.0000	17.0	0.0	289	1.5708	9500	2745502
2	17	0.4488	15.3	7.4	289	1.1220	10738	3103165
3	17	0.8976	10.6	13.3	289	0.6732	15182	4387473
4	17	1.3464	3.8	16.6	289	0.2244	22723	6567072
5	17	-1.3464	-3.8	16.6	289	2.9172	22723	6567072
6	17	-0.8976	-10.6	13.3	289	2.4684	15182	4387473
7	17	-0.4488	-15.3	7.4	289	2.0196	10738	3103165
8	17	0.0000	-17.0	0.0	289	1.5708	9500	2745502
9	17	0.4488	-15.3	-7.4	289	1.1220	10738	3103165
10	17	0.8976	-10.6	-13.3	289	0.6732	15182	4387473
11	17	1.3464	-3.8	-16.6	289	0.2244	22723	6567072
12	17	-1.3464	3.8	-16.6	289	2.9172	22723	6567072
13	17	-0.8976	10.6	-13.3	289	2.4684	15182	4387473
14	17	-0.4488	15.3	-7.4	289	2.0196	10738	3103165

$\Sigma(r_i^2 * K\phi_i) = 164152312$

回転剛性 $R_j = ns * (\Sigma(r_i^2 * K\phi_i)) = 328304622$
ns= 2

M(kgcm) = 444425 R_j = 328304620 IP0(kg) = 1529
Q(kg) = -4444 IP90(kg) = 886
N(kg) = -889

Psi (Ka)	P _{ai} (Ka)	P _{ni} (Ka)	F _{xi} (Ka)	F _{yi} (Ka)	w _i (rad)	F _{res} (Ka)	P _{wi/2} (Ka)	F _{res} /(P _w)
282	-79	-16	-16	-361	1.5268	361	443	0.815
318	-79	-16	122	-366	-1.2486	386	463	0.835
450	-79	-16	336	-360	-0.8198	492	551	0.892
674	-79	-16	641	-229	-0.3435	681	706	0.964
674	-79	-16	-673	-229	0.3285	711	711	1.002
450	-79	-16	-368	-360	0.7747	515	564	0.912
318	-79	-16	-154	-366	1.1727	397	473	0.842
282	-79	-16	-16	-361	1.5268	361	443	0.815
318	-79	-16	122	-366	-1.2486	386	463	0.835
450	-79	-16	336	-360	-0.8198	492	551	0.892
674	-79	-16	641	-229	-0.3435	681	706	0.964
674	-79	-16	-673	-229	0.3285	711	711	1.002
450	-79	-16	-368	-360	0.7747	515	564	0.912
318	-79	-16	-154	-366	1.1727	397	473	0.842
219	-79	-16	-16	-298	1.5176	298	444	0.673
247	-79	-16	91	-302	-1.2771	315	459	0.687
349	-79	-16	257	-297	-0.8573	393	540	0.727
523	-79	-16	494	-196	-0.3773	531	696	0.763
523	-79	-16	-526	-196	0.3564	561	702	0.799
349	-79	-16	-289	-297	0.7993	415	557	0.744
247	-79	-16	-123	-302	1.1838	326	471	0.692
219	-79	-16	-16	-298	1.5176	298	444	0.673
247	-79	-16	91	-302	-1.2771	315	459	0.687
349	-79	-16	257	-297	-0.8573	393	540	0.727
523	-79	-16	494	-196	-0.3773	531	696	0.763
523	-79	-16	-526	-196	0.3564	561	702	0.799
349	-79	-16	-289	-297	0.7993	415	557	0.744
247	-79	-16	-123	-302	1.1838	326	471	0.692

B·D= 150·600 ドリフトピン直径 d=14mm
n= 14

K ϕ i= 24500
K θ i= 9500

no	r _i (cm)	β (rad)	x _i (cm)	y _i (cm)	r _i ² (cm ²)	ϕ _i (rad)	K ϕ _i (Kg·cm)	r _i ² +K ϕ _i (Kg·cm)
1	24.4	0.0000	24.4	0.0	595.36	1.5708	9500	5655920
2	24.4	0.4488	22.0	10.6	595.36	1.1220	10738	6392735
3	24.4	0.8976	15.2	19.1	595.36	0.6732	15182	9038497
4	24.4	1.3464	5.4	23.8	595.36	0.2244	22723	13528619
5	24.4	-1.3464	-5.4	23.8	595.36	2.9172	22723	13528619
6	24.4	-0.8976	-15.2	19.1	595.36	2.4684	15182	9038497
7	24.4	-0.4488	-22.0	10.6	595.36	2.0196	10738	6392735
8	24.4	0.0000	-24.4	0.0	595.36	1.5708	9500	5655920
9	24.4	0.4488	-22.0	-10.6	595.36	1.1220	10738	6392735
10	24.4	0.8976	-15.2	-19.1	595.36	0.6732	15182	9038497
11	24.4	1.3464	-5.4	-23.8	595.36	0.2244	22723	13528619
12	24.4	-1.3464	5.4	-23.8	595.36	2.9172	22723	13528619
13	24.4	-0.8976	15.2	-19.1	595.36	2.4684	15182	9038497
14	24.4	-0.4488	22.0	-10.6	595.36	2.0196	10738	6392735
1	19.5	0.0000	19.5	0.0	380.25	1.5708	9500	3612375
2	19.5	0.4488	17.6	8.5	380.25	1.1220	10738	4082971
3	19.5	0.8976	12.2	15.2	380.25	0.6732	15182	5772790
4	19.5	1.3464	4.3	19.0	380.25	0.2244	22723	8640583
5	19.5	-1.3464	-4.3	19.0	380.25	2.9172	22723	8640583
6	19.5	-0.8976	-12.2	15.2	380.25	2.4684	15182	5772790
7	19.5	-0.4488	-17.6	8.5	380.25	2.0196	10738	4082971
8	19.5	0.0000	-19.5	0.0	380.25	1.5708	9500	3612375
9	19.5	0.4488	-17.6	-8.5	380.25	1.1220	10738	4082971
10	19.5	0.8976	-12.2	-15.2	380.25	0.6732	15182	5772790
11	19.5	1.3464	-4.3	-19.0	380.25	0.2244	22723	8640583
12	19.5	-1.3464	4.3	-19.0	380.25	2.9172	22723	8640583
13	19.5	-0.8976	12.2	-15.2	380.25	2.4684	15182	5772790
14	19.5	-0.4488	17.6	-8.5	380.25	2.0196	10738	4082971
1	14.6	0.0000	14.6	0.0	213.16	1.5708	9500	2025020
2	14.6	0.4488	13.2	6.3	213.16	1.1220	10738	2288826
3	14.6	0.8976	9.1	11.4	213.16	0.6732	15182	3236103
4	14.6	1.3464	3.2	14.2	213.16	0.2244	22723	4843726
5	14.6	-1.3464	-3.2	14.2	213.16	2.9172	22723	4843726
6	14.6	-0.8976	-9.1	11.4	213.16	2.4684	15182	3236103
7	14.6	-0.4488	-13.2	6.3	213.16	2.0196	10738	2288826
8	14.6	0.0000	-14.6	0.0	213.16	1.5708	9500	2025020
9	14.6	0.4488	-13.2	-6.3	213.16	1.1220	10738	2288826
10	14.6	0.8976	-9.1	-11.4	213.16	0.6732	15182	3236103
11	14.6	1.3464	-3.2	-14.2	213.16	0.2244	22723	4843726
12	14.6	-1.3464	3.2	-14.2	213.16	2.9172	22723	4843726
13	14.6	-0.8976	9.1	-11.4	213.16	2.4684	15182	3236103
14	14.6	-0.4488	13.2	-6.3	213.16	2.0196	10738	2288826

$\Sigma (r_i^2 + K\phi_i) = 253886030$

回転剛性 $R_j = ns \cdot (\Sigma (r_i^2 + K\phi_i)) = 507772060$

M(kgcm)= 621401 Rj= 507772060 IP0(kg)= 1529
 Q(kg)= -6214 IP90(kg)= 886
 N(kg)= -1243

Psi (Kg)	Pqi (Kg)	Pni (Kg)	Fxi (Kg)	Fyi (Kg)	wi (rad)	Fres (Kg)	Pwi/2 (Kg)	Fres/(Pwi/2)
284	-74	-15	-15	-358	1.5294	358	443	0.807
321	-74	-15	124	-363	-1.2407	384	463	0.828
453	-74	-15	340	-357	-0.8098	492	554	0.889
679	-74	-15	647	-225	-0.3348	685	709	0.966
679	-74	-15	-676	-225	0.3211	713	713	1.000
453	-74	-15	-369	-357	0.7680	513	566	0.907
321	-74	-15	-154	-363	1.1696	394	473	0.833
284	-74	-15	-15	-358	1.5294	358	443	0.807
321	-74	-15	124	-363	-1.2407	384	463	0.828
453	-74	-15	340	-357	-0.8098	492	554	0.889
679	-74	-15	647	-225	-0.3348	685	709	0.966
679	-74	-15	-676	-225	0.3211	713	713	1.000
453	-74	-15	-369	-357	0.7680	513	566	0.907
321	-74	-15	-154	-363	1.1696	394	473	0.833
227	-74	-15	-15	-301	1.5216	301	443	0.679
256	-74	-15	96	-305	-1.2646	320	461	0.694
362	-74	-15	268	-300	-0.8406	402	545	0.739
542	-74	-15	514	-195	-0.3621	549	701	0.784
542	-74	-15	-543	-195	0.3439	577	706	0.817
362	-74	-15	-298	-300	0.7884	423	560	0.755
256	-74	-15	-126	-305	1.1789	330	472	0.699
227	-74	-15	-15	-301	1.5216	301	443	0.679
256	-74	-15	96	-305	-1.2646	320	461	0.694
362	-74	-15	268	-300	-0.8406	402	545	0.739
542	-74	-15	514	-195	-0.3621	549	701	0.784
542	-74	-15	-543	-195	0.3439	577	706	0.817
362	-74	-15	-298	-300	0.7884	423	560	0.755
256	-74	-15	-126	-305	1.1789	330	472	0.699
170	-74	-15	-15	-244	1.5102	244	444	0.550
192	-74	-15	68	-247	-1.3003	256	457	0.561
271	-74	-15	197	-243	-0.8891	313	532	0.589
406	-74	-15	381	-164	-0.4072	415	686	0.605
406	-74	-15	-411	-164	0.3807	442	695	0.636
271	-74	-15	-227	-243	0.8199	333	551	0.604
192	-74	-15	-98	-247	1.1927	266	470	0.565
170	-74	-15	-15	-244	1.5102	244	444	0.550
192	-74	-15	68	-247	-1.3003	256	457	0.561
271	-74	-15	197	-243	-0.8891	313	532	0.589
406	-74	-15	381	-164	-0.4072	415	686	0.605
406	-74	-15	-411	-164	0.3807	442	695	0.636
271	-74	-15	-227	-243	0.8199	333	551	0.604
192	-74	-15	-98	-247	1.1927	266	470	0.565

2. 通直集成材を用いたラーメン構造の構造設計例

2. 1 3階建木造事務所モデルプランの構造設計例

1. 一般事項
 - 1.1 目的
 - 1.2 建物概要
 - 1.3 構造計画
 - 1.3 使用材料と許容応力度
2. 伏図, 軸組図
3. 設計荷重
 - 3.1 設計荷重
 - 3.2 地震荷重
 - 3.3 風荷重
4. 二次部材の設計
 - 4.1 小梁の設計
 - 4.2 小屋組の設計
5. 柱軸力の算定
6. 主架構のモデル化
 - 6.1 モデル化の方針
 - 6.2 X方向接合部のバネ定数の設定
 - 6.3 Y方向の耐力壁剛性の設定
 - 6.4 荷重の設定
7. 主架構の解析結果
 - 7.1 X方向架構
 - 7.2 Y方向架構
8. 層間変形角, 剛性率, 偏心率の算定
 - 8.1 層間変形角, 剛性率の算定
 - 8.2 偏心率の算定
9. 主架構の設計
 - 9.1 大梁の設計
 - 9.2 柱の設計
10. 接合部の設計
 - 10.1 X方向架構の接合部の検討
 - 10.2 Y方向架構の接合部の検討
11. 床版の設計
 - 11.1 地震力流れ
 - 11.2 床版の設計
12. 耐力壁の設計
 - 12.1 耐力壁の耐力算定
 - 12.2 耐力壁の応力に対する検討
13. 雑部の設計

1. 一般事項

1.1 目的

大型木造建築物普及への研究開発のために、通直集成材を用いた多層木造建築物モデルを検討する。ここでは3階建、3,000m²規模の事務所を取り上げ、モデルプランの構造試設計を行う。部材の検討は木造の主架構について行ない、基礎・基礎梁についてはRC造としここでは省略する。

1.2 建物概要

(1) 建設地 防火無指定の地域

(2) 用途 事務所

3層吹抜けのイベントホールを持つ事務所である。イベントホールと事務所エリアに分かれ、事務所エリアでは階段室とサンタリー等でコア(木造)を形成、イベントホールにはギャラリーとティールームがある。

(3) 規模

a) 地上3階

b) 面積 建築面積 1,049.76 m²

延べ面積 2,760.48 m²

3階床 699.84 m²

2階床 693.36 m²

1階床 881.28 m²

c) 高さ 最高の高さ 13.00 m

軒高 10.30 m

(4) 主な仕上

a) 屋根 金属屋根材葺

b) 外壁 セメント系サイディング張り

c) 建具 アルミサッシ強化ガラス

(5) 防火性能、他

a) 木造準耐火建築物とし、基準の諸性能を満たすものとする。

屋根、非耐力壁 30分耐火

柱、梁、床、耐力壁 1時間準耐火

b) 基準法の他、3階木造における諸制限を満たす。

1.3 構造計画

1階柱から上の主要構造材に構造用大断面集成材を露出のまま使用し、意匠としても利用する。基準スパンを7.20mとし、長辺方向に5スパン、短辺方向に3スパン連続させた構造としている。1階スラブ・基礎梁・基礎はRC造とした。

X方向架構は柱・梁接合部を半剛接合とした純ラーメン構造とし、Y方向架構は主架構の梁端部をピン接合とした木造パネルによる耐力壁構造としている。床は構造用合板により剛床と仮定した。但し鉛直荷重は、ALC版が負担するものとしている。

部材の算定は許容応力度設計とし、架構は層間変形角1/150以下・剛性率0.6以上・偏心率0.15以下を満足するよう計画する。また主要部材において1時間燃えしろ設計を行なっている。

接合部の燃えしろ設計については、長辺方向と短辺方向の考え方が若干異なるので、接合部の設計で述べる。

地盤種別は第2種地盤とし、基礎形式は独立基礎を想定して応力解析した。

主要部材の断面寸法は検討の結果次のようになった。

	柱		大梁	X方向	Y方向
	集成材	3階	220×750	R階	220×600
2階		同上	3階	220×700	220×450～650
1階		同上	2階	220×750	同上
RC	—	—	基礎	500×1000	500×1000

1.4 使用材料と許容応力度

(1)使用材料と使用区分

大断面集成材	柱・大梁・小梁	構造用集成材	べいまつ1級
構造用合板	耐震壁・床・野地板	構造用合板	1級・C種
普通構造材	間柱	S-P-F	1級
製材	根太・小屋組	すぎ	
鋼材	鋼板・ドリフトピン・ボルト	SS400	
	耐震壁	太め丸釘	CN50, CN65

(2)材料の許容応力度

a)木材の許容応力度

材種	樹種	仕様	弾性係数(t/cm ²)		長期許容応力度(kg/cm ²)				
			E(曲げ)	G	圧縮	引張	曲げ	せん断	めり込
構造用集成材(強軸) *1	べいまつ1級		110	7	105	105	145	12	30
構造用集成材(弱軸) *2	べいまつ1級		105	7	105	105	130	10.5	30
構造用合板 *3	1級、C種	t=9	25	4	35	45	40		20
		t=12	35		35	45	50		
普通構造材 *4	S-P-F 1級		80	5	65	55	95	6	20
製材 *1	すぎ		70		60	45	75	6	20

短期許容応力度は長期の2倍とする。

*1 大断面木造建築物設計施工マニュアル (G ≒ E/15)

*2 木構造計算規準・同解説

*3 枠組壁工法建築物構造計算指針(表板の繊維に直角の値を示す)

*4 枠組壁工法建築物構造計算指針

b) 鋼材の許容応力度

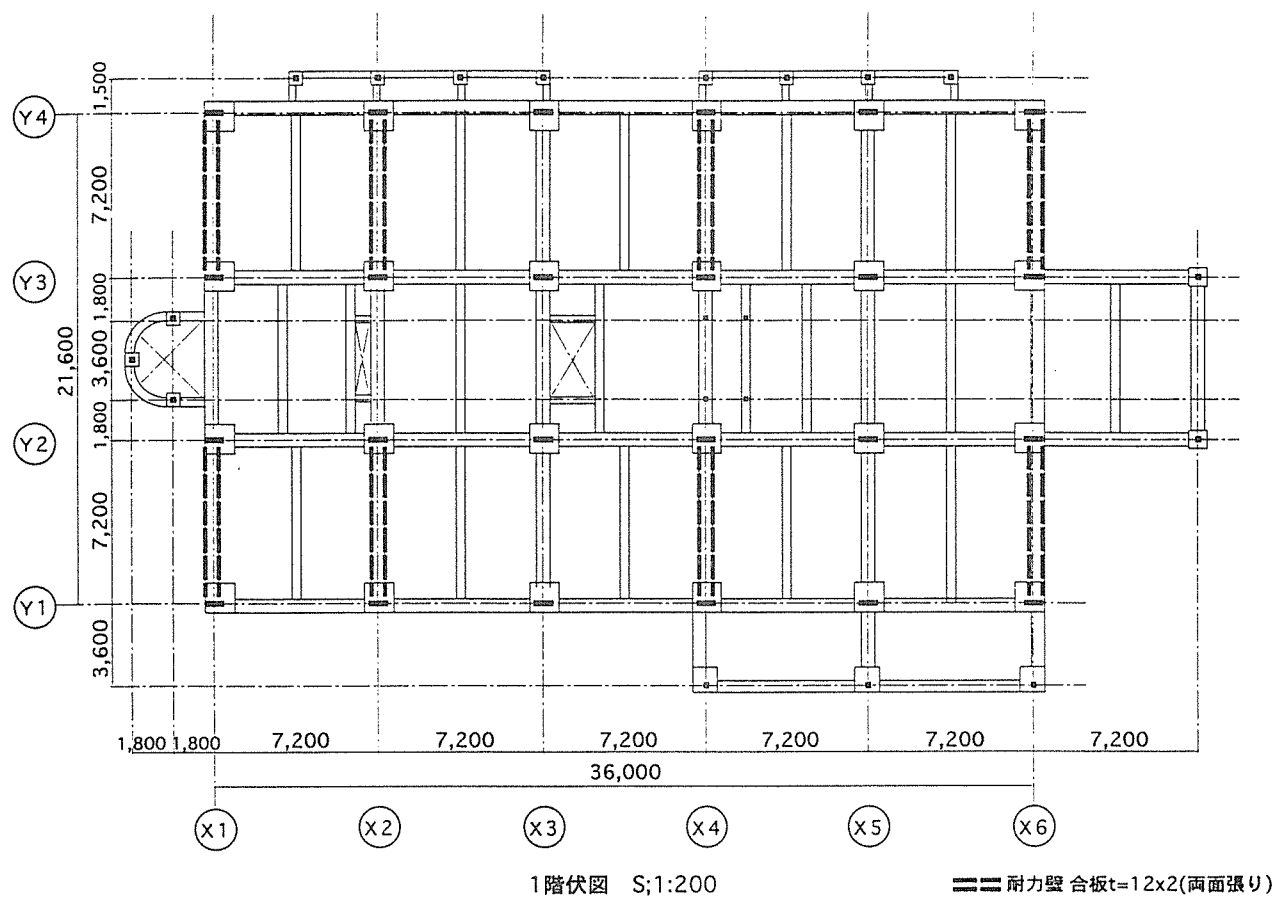
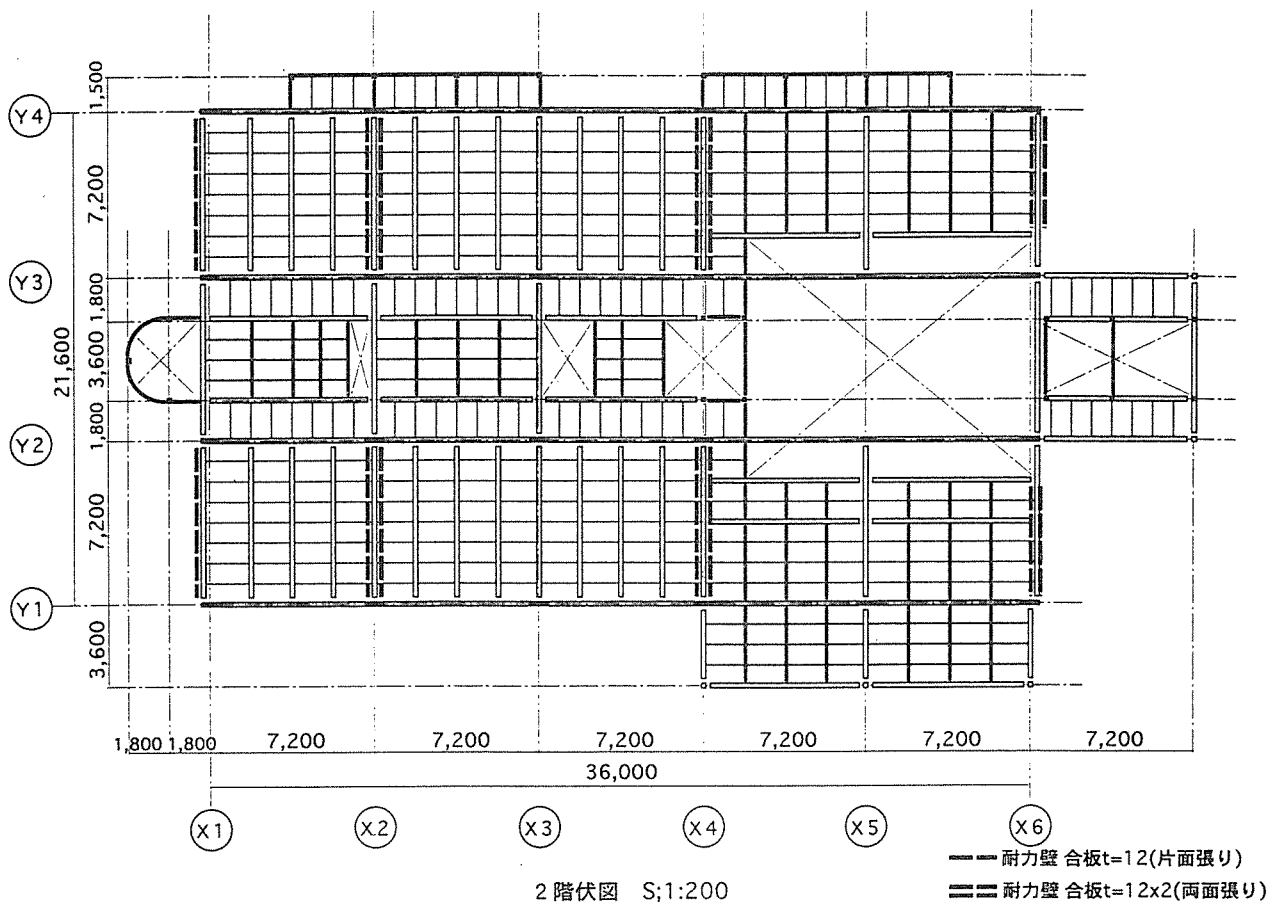
鋼材	弾性係数(t/cm ²)		長期許容応力度(kg/cm ²)			
	E	G	圧縮	引張り	曲げ	せん断
SS400	2100	810	1600	1600	1600	924

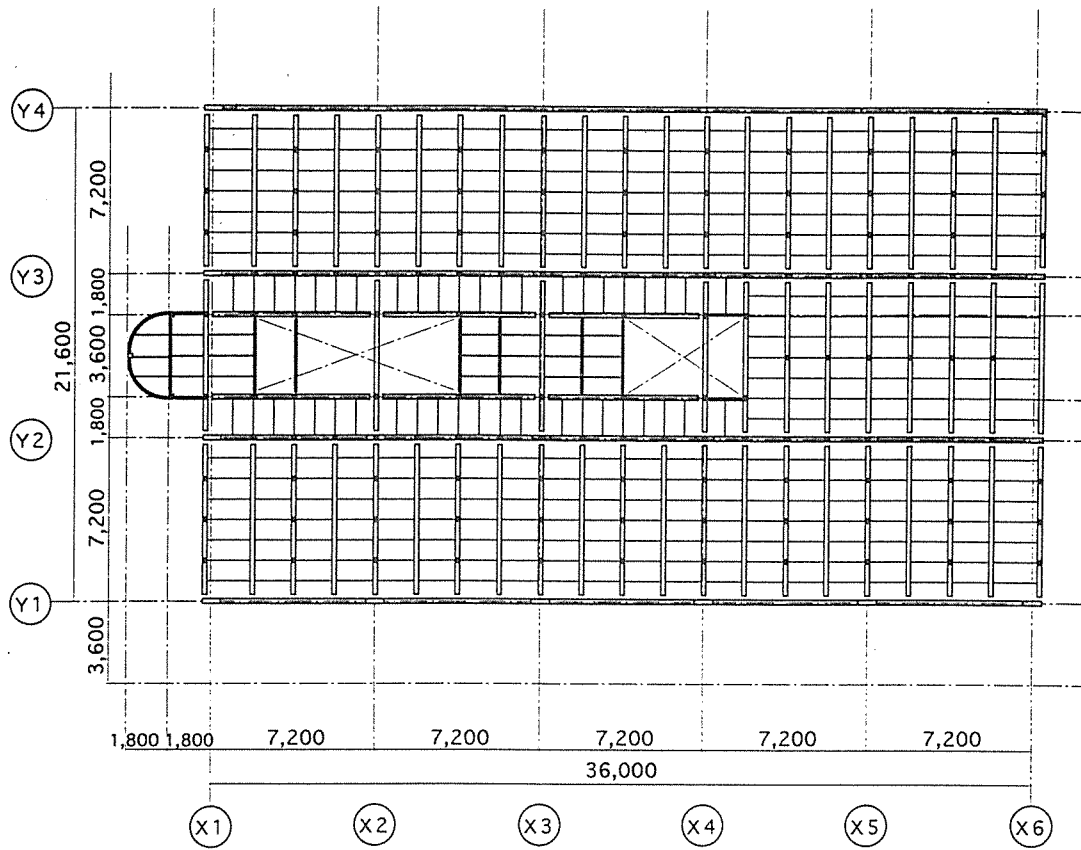
短期許容応力度は長期の1.5倍とする。

くぎ	面材の厚さ (mm)	長期許容一面せん断耐力 (kg)	降伏一面せん断耐力 (kg)	釘接合部すべり剛性 (kg/cm)
		D-Fir	D-Fir	D-Fir
CN50	9	25	62	62
CN65	12	31	83	83

短期許容一面せん断耐力は長期の2.0倍とする。
 枠組壁工法建築物構造計算指針より

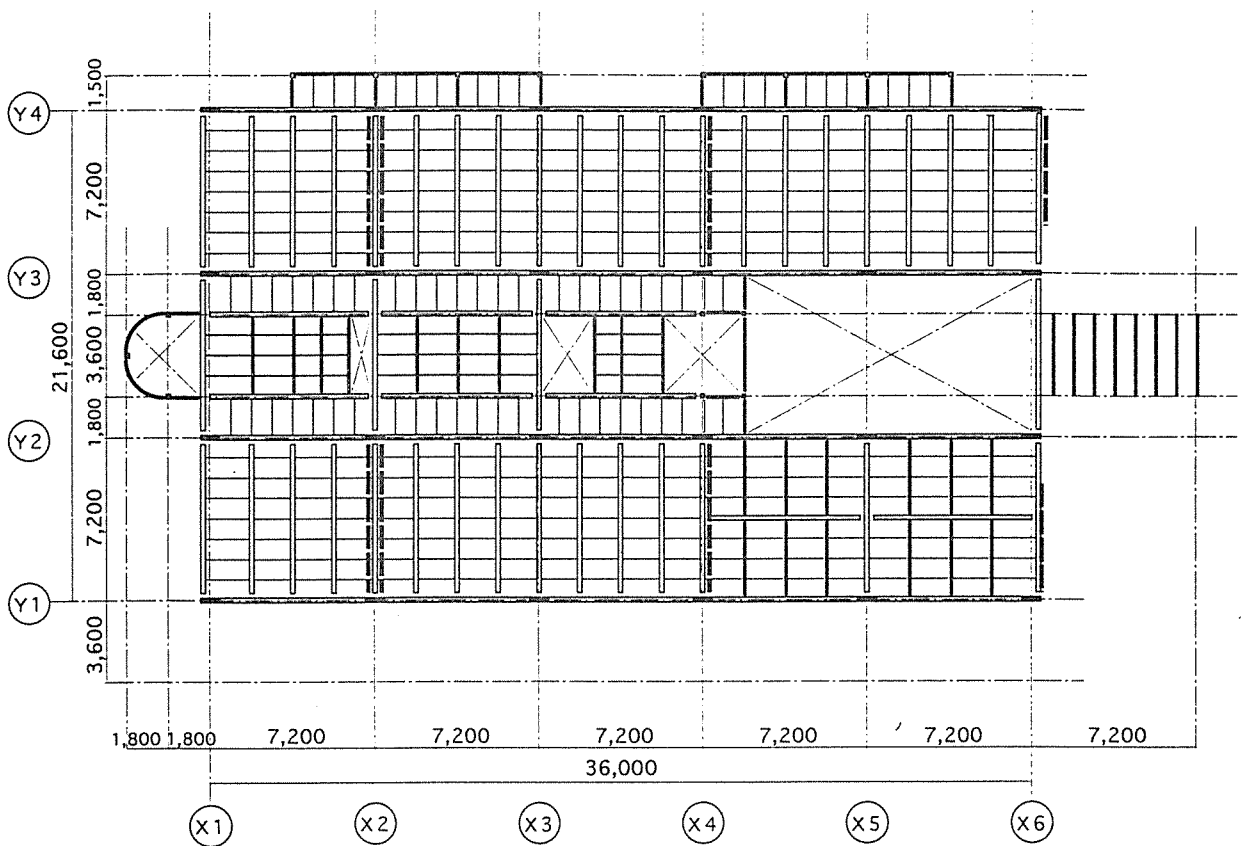
2. 伏図, 軸組図





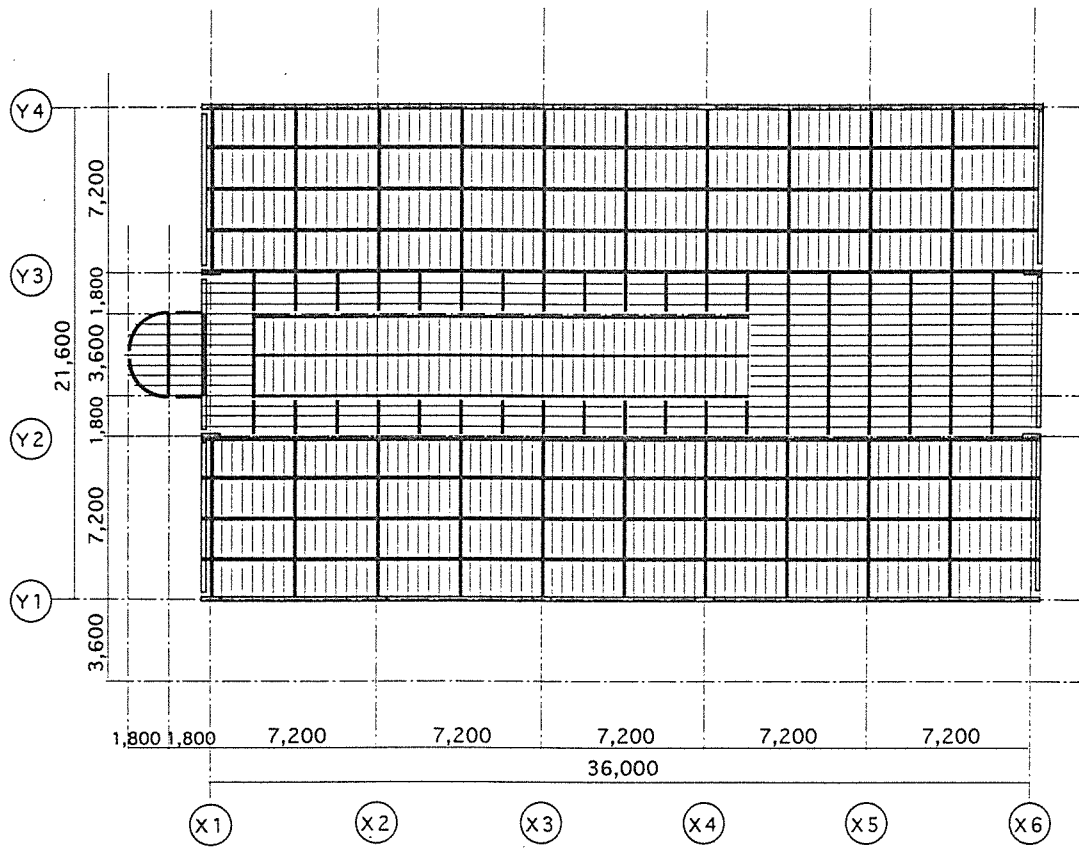
屋根伏図(1Fl+10,000) S;1:200

■ は束材位置を示す

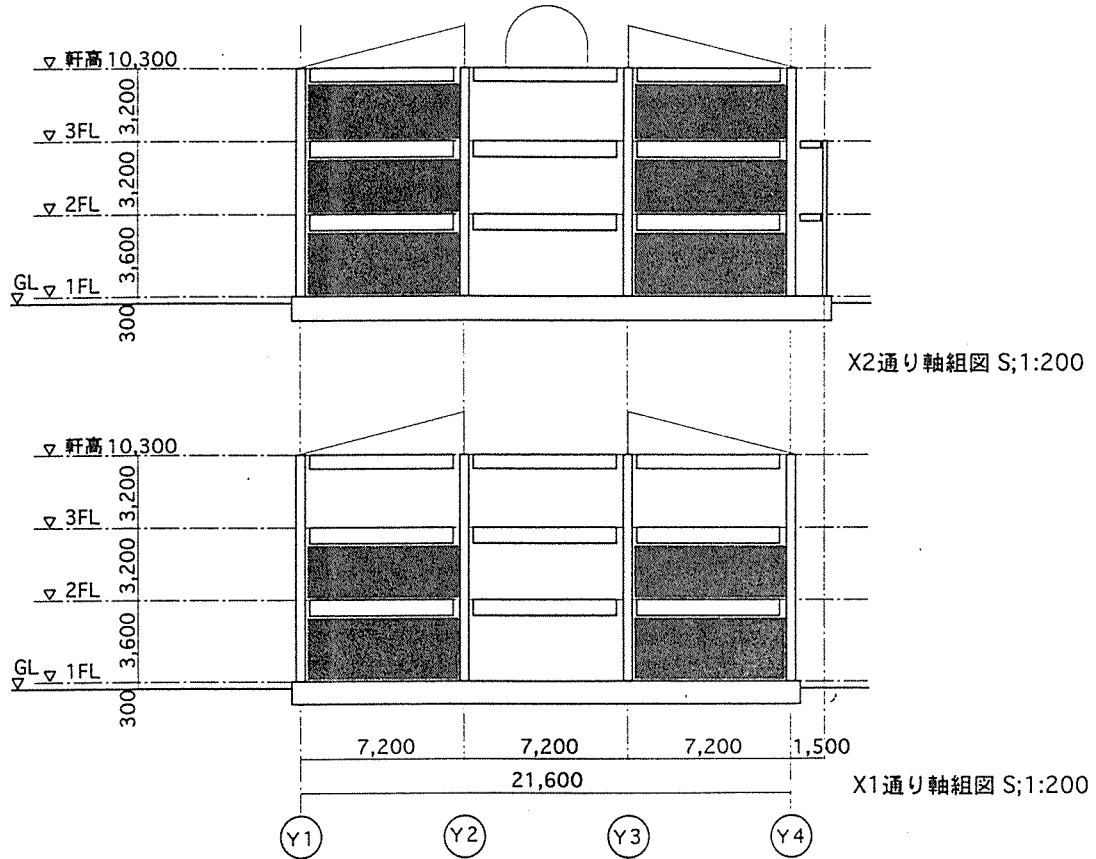
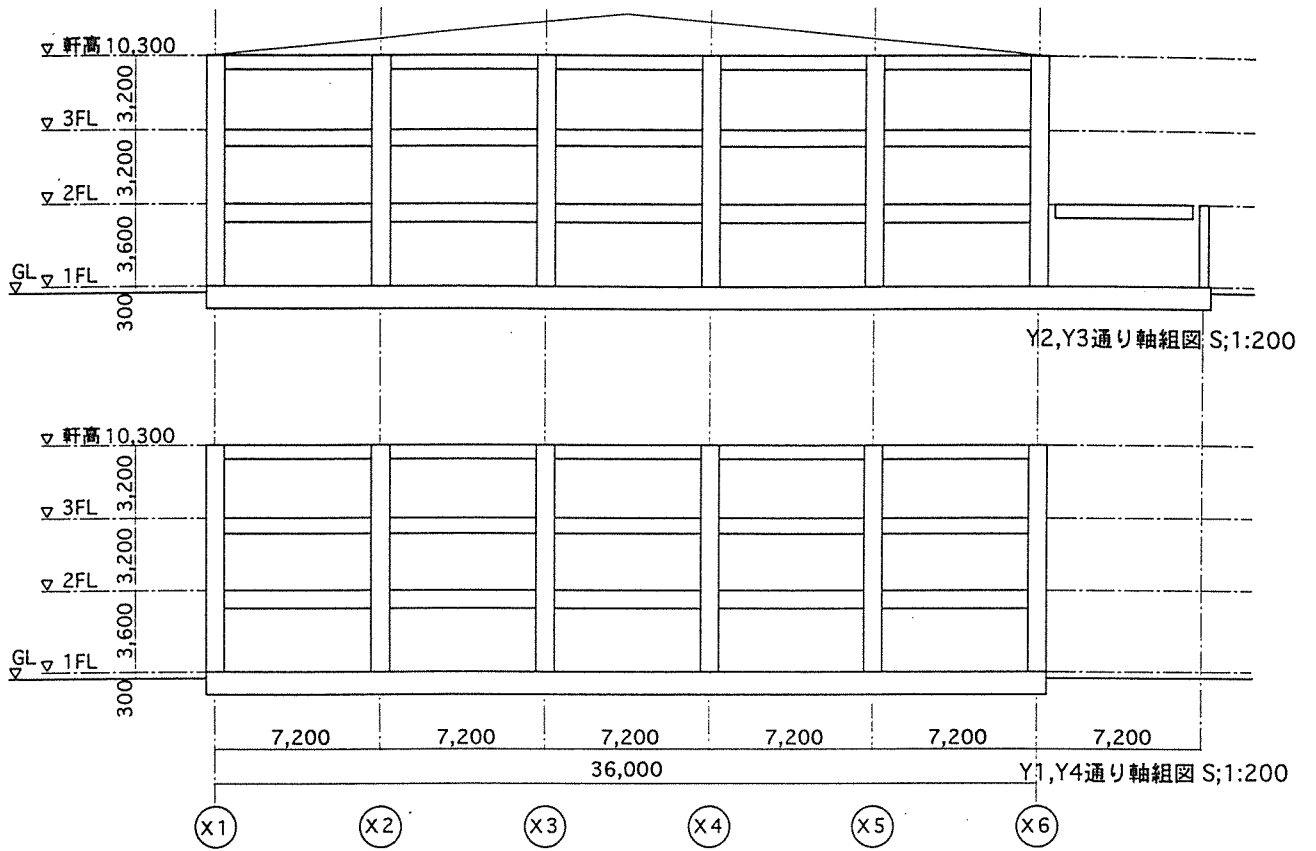


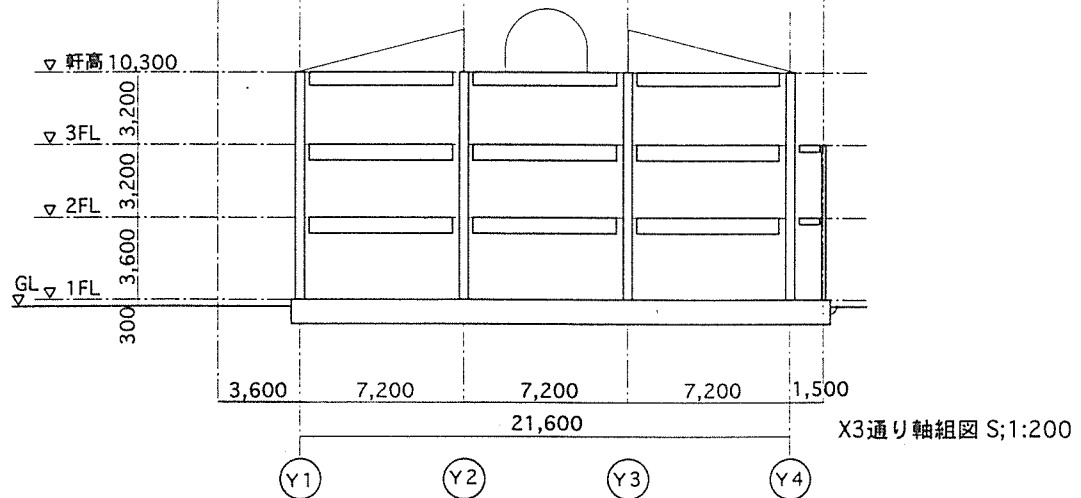
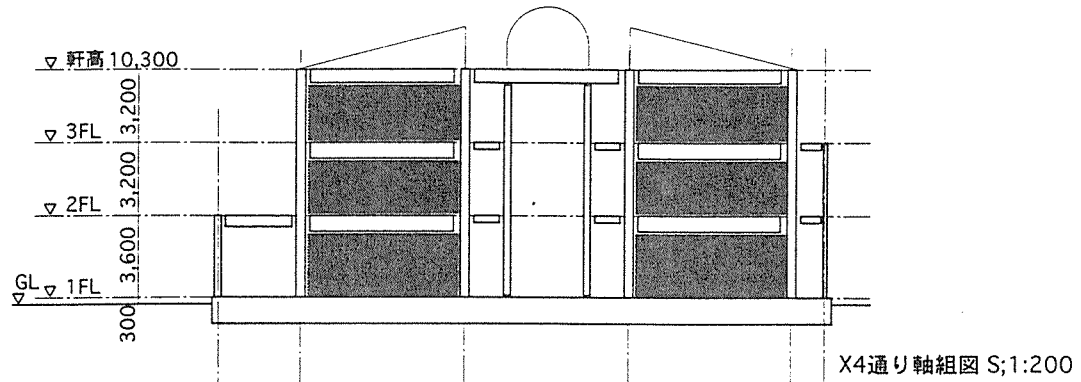
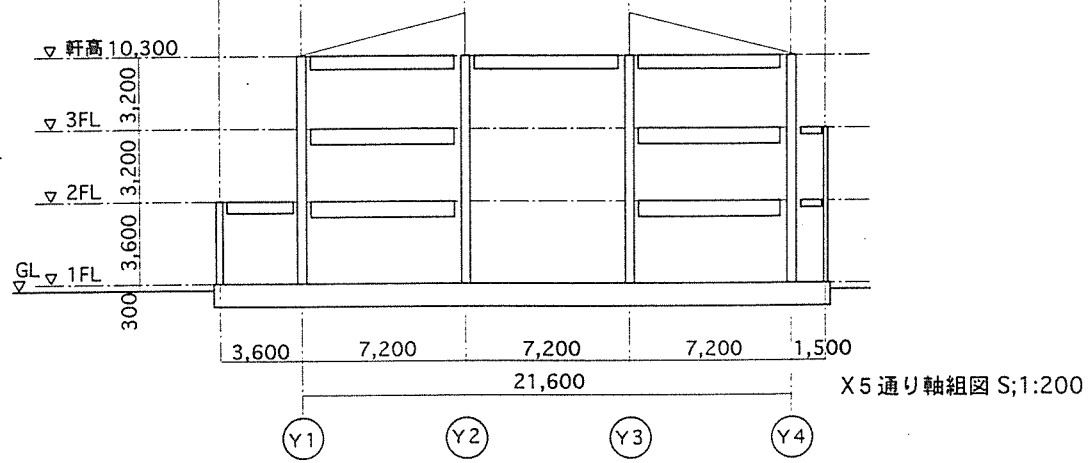
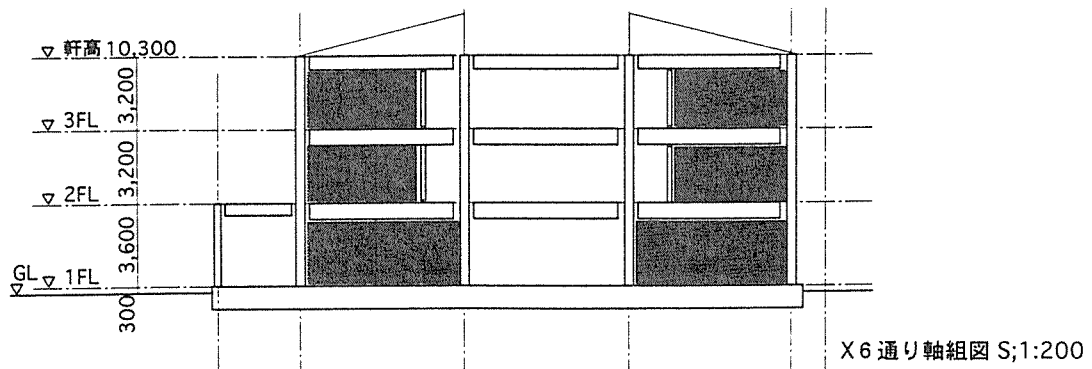
3階伏図 S;1:200

— 耐力壁 合板t=9(片面張り)
 == 耐力壁 合板t=9x2(両面張り)



小屋伏図 S;1:200



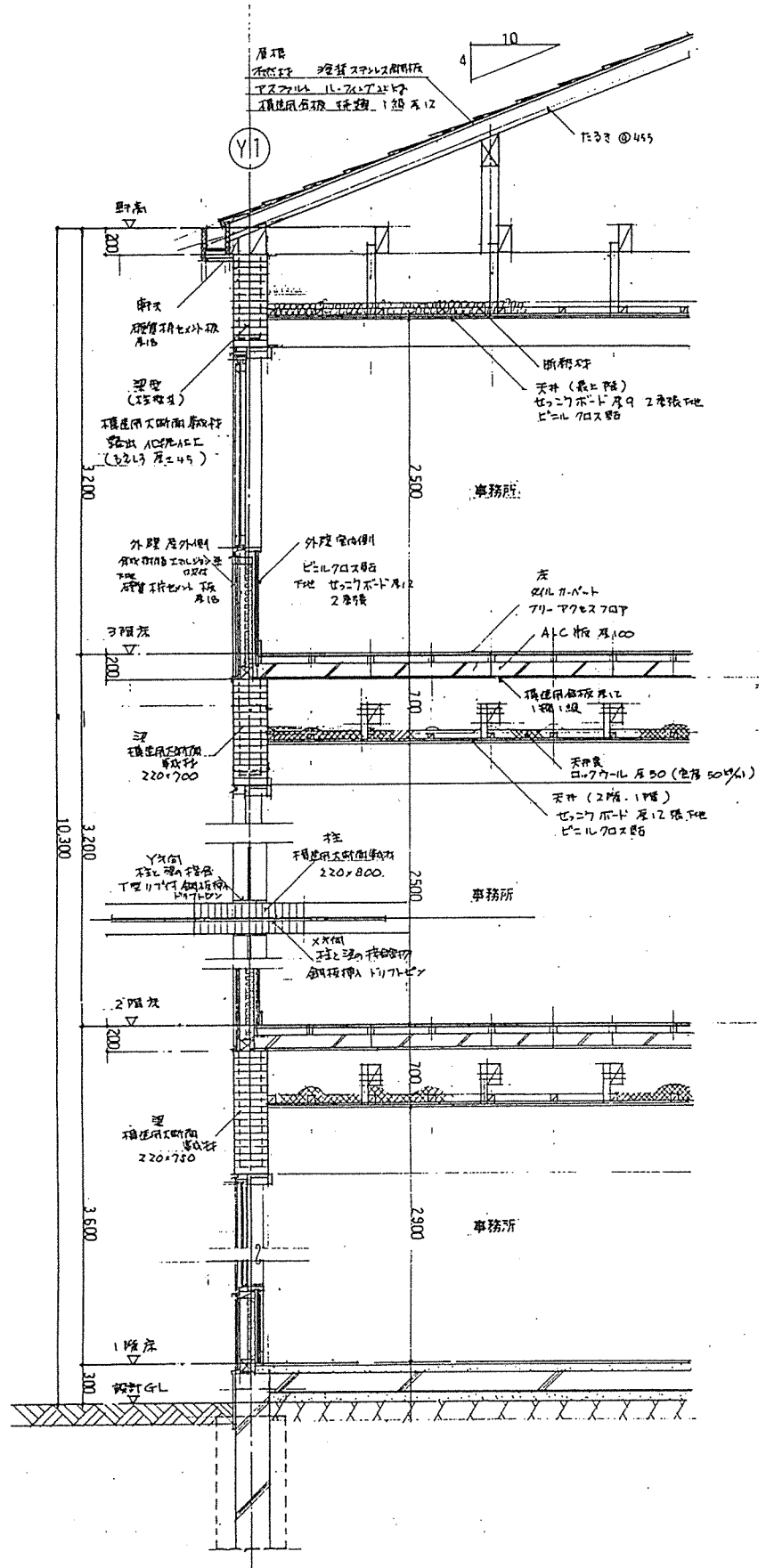


3. 設計荷重

3.1 設計荷重

(1) 断面詳細

断面詳細を示す。



(2) 設計荷重表 (単位: kg/m²)

部 位	名 称	固 定 荷 重	積載 荷重	設 計 荷 重				
				床	小屋組	小梁	架構	地震
屋根 (小屋組)	金属板t=0.5 防水シート(アスファルトフェルト) 強化石膏ボードt=12 構造用合板t=12 小屋組	10 12 8 (30床用) 15 (45小屋組用)	60 60	90	105			
(1FL+10,000)	構造用合板t=12 根太 断熱材t=100×2 天井下地 天井石膏ボードt=12×2 小梁 架構	8 5 10 5 24 35 (87小梁用) 35 (167架構用) (167地震用)	60 50 40 20			137 ↓ 140 (*2)	207 ↓ 210	187 ↓ 190
事務室(2, 3階)	仕上げカーベット 低床式フリーアクセスフロアー ALC板t=12 構造用合板t=12 根太 天井下地 ロックウールt=50(50kg/m ³) 天井石膏ボードt=12×2 小梁 架構 内壁(*1) 外壁(*1)	50 65 (115床用) 8 5 5 3 24 40 (200小梁用) 35 (235架構用) 35 35 (305地震用)	300 300 240 180 80	415		440	415	385
バルコニー	塗布防水 均しモルタル ALC板t=100 構造用合板t=12 根太 天井下地 ロックウールt=50(50kg/m ³) 天井石膏ボードt=12×2 小梁 架構	10 65 (75床用) 8 5 5 3 24 40 (160小梁用) 35 (195架構用) (195地震用)	180 180 155 130 60	255		315	325	255
事務室(1階)	仕上げカーベット 低床式フリーアクセスフロアー RC床版t=150 RC小梁 架構 RC基礎梁 内壁(*1) 外壁(*1)	50 360 (410床用) 90 (500小梁用) 10 370 (880架構用) 35 35 (950地震用)	300 240 180 80	710		740	1060	1030

*1 壁自重は、地震用のみ仮定し、他は別途考慮するものとする。

*2 屋根小梁の設計には、小屋組用固定荷重を別途考慮するものとする。

(3) 壁自重

・外壁(耐力壁)

仕上げ		5	} 80kg/m ²
ケイ酸カルシウム板 t=25		30	
石膏ボード t=12×2		24	
*構造用合板 t=12×2		16	
木下地		5	

$$80\text{kg/m}^2 \times 3.0\text{m} = 240\text{kg/m}$$

・内壁(耐力壁)

石膏ボード t=12×2×2		48	} 69 → 70kg/m ²
*構造用合板 t=12×2		16	
木下地		5	

$$70\text{kg/m}^2 \times 3.0\text{m} = 210\text{kg/m}$$

* ただし構造用合板にはt=9mm、一面張りもある。

3.2 地震荷重

(1) 地震用荷重の算定

各階の床面積を算定すると

- ・R階 (屋根) : $36 \times 21.6 + (1.8 \times 1.8 \times \pi/2 + 3.6 \times 1.8) = 789.2\text{m}^2$
- ・3階 (事務室) : $36 \times 21.6 + (1.8 \times 1.8 \times \pi/2 + 3.6 \times 1.8) - 12.6 \times 7.2 = 698.4\text{m}^2$
- ・3階 (バルコニー) : $10.8 \times 1.5 \times 2 = 32.4\text{m}^2$
- ・2階 (事務室) : $36 \times 21.6 + (1.8 \times 1.8 \times \pi/2 + 3.6 \times 1.8) - 12.6 \times 10.8 = 653.1\text{m}^2$
- ・2階 (屋根) : $7.2 \times 7.2 = 51.8\text{m}^2$
- ・2階 (バルコニー) : $14.4 \times 3.6 + 10.8 \times 1.5 \times 2 = 84.2\text{m}^2$

よって、地震用荷重は、

階	部位	A(m ²)	w(kg/m ²)	w _i (ton)
R階	屋根	789.2	190	149.94
3階	事務室	698.4	385	277.17
	バルコニー	32.4	255	
2階	事務室	653.1	385	282.77
	屋根	51.8	190	
	バルコニー	84.2	255	

(2) 地震荷重の算定

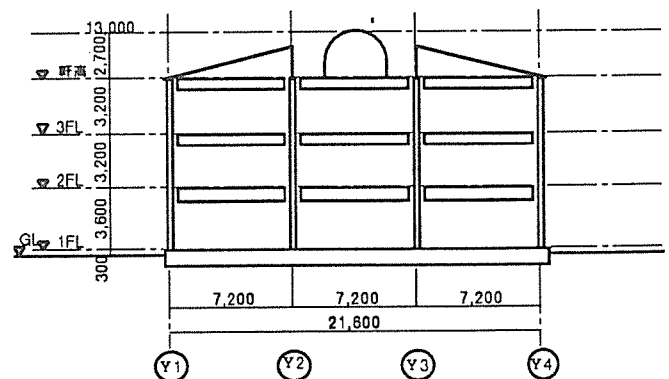
- ・地震時せん断力係数 $C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o$
- ・地域係数 $Z = 1.0$
- ・地盤種別 $T_c = 0.6\text{sec}$ (第2種地盤)
- ・設計用1次固有周期 $T = h \times (0.02 + 0.01\alpha) = 0.309\text{sec}$ ($h = 10.3\text{m}$, $\alpha = 1$)
- ・振動特性係数 $R_t = 1.0$
- ・標準せん断力係数 $C_o = 0.2$

階	w _i	W _i	α _i	A _i	C _i	Q _i	H _i
R階	149.94	149.94	0.2112	1.6301	0.326	48.88	48.883
3階	277.17	427.11	0.6017	1.2205	0.244	104.26	55.374
2階	282.77	709.88	1.0000	1.0000	0.200	141.98	37.719

3.3 風荷重

- 風圧力 $P = q \cdot C \cdot A$
- q : 速度圧 (kg/m²)
 - C : 風圧係数
 - A : 見付け面積 (m²)
- 速度圧 $q = 60\sqrt{h}$ (kg/m²)

h : 地盤面からの高さ (m)



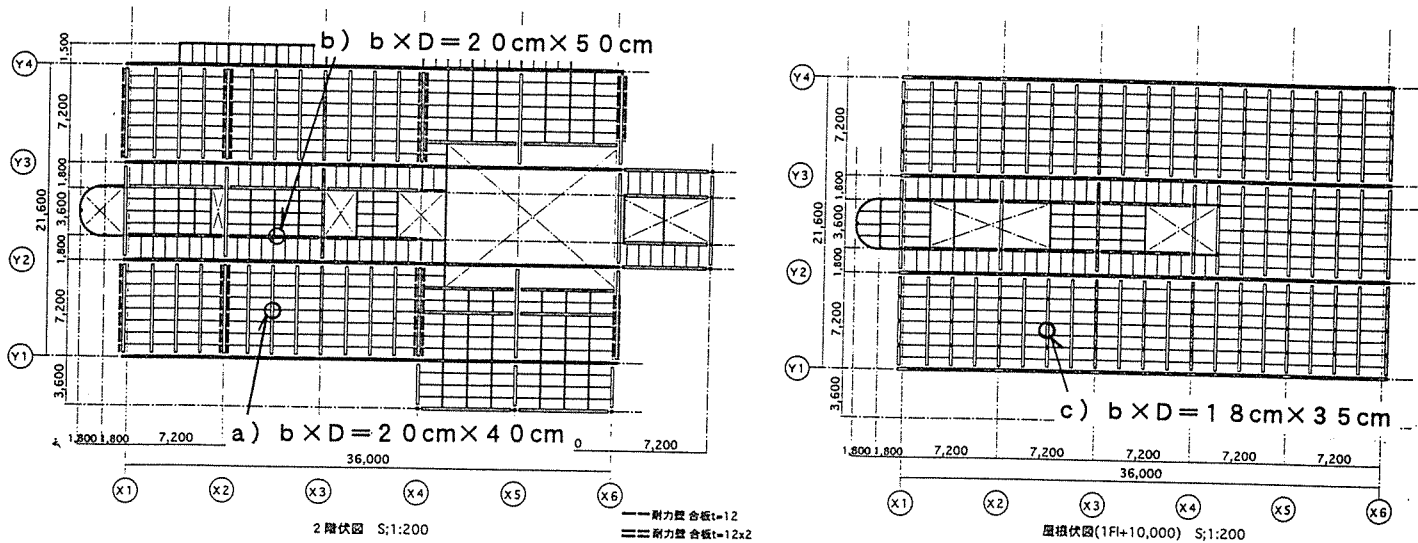
階	h (m)	q (kg/m ²)	C	X方向		Y方向	
				A(m ²)	P _i (ton)	A(m ²)	P _i (ton)
R階	10.30	193	1.2	63.7	14.72	63.4	14.64
3階	7.10	160	1.2	69.1	13.26	126.7	24.31
2階	3.90	118	1.2	79.9	11.36	157.3	22.37

従って水平力は地震荷重にて検討する。

4. 二次部材の設計

4.1 小梁の設計

(1) 設計位置



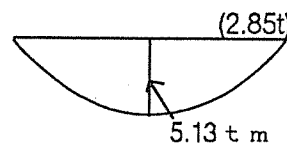
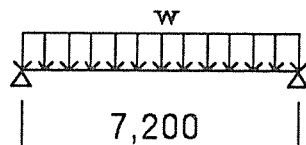
(2) 荷重と使用材料

a) 小梁用設計荷重

- 事務所 → 440 kg/m²
- バルコニー → 315 kg/m²
- 屋根 → 140 kg/m²
- 小屋組用固定荷重 → 45 kg/m²
- 内壁自重 → 210 kg/m

b) 使用構造用集成材 (べいまつ1級) 長期許容応力度 $f_b = 145 \text{ kg/cm}^2$, $f_s = 12 \text{ kg/cm}^2$

(3) 2, 3階事務所部分 (部材 a)



曲げモーメント (せん断力)

支配中 180cmで、荷重が等分布でかかるものと仮定する

$$w = 0.44 \text{ t/m}^2 \times 1.8 \text{ m} = 0.792 \text{ t/m}$$

$$M_0 = 0.792 \times 7.2^2 / 8 = 5.13 \text{ tm} \quad Q = 0.792 \times 7.2 / 2 = 2.85 \text{ t}$$

[使用材部]

$$b \times D = 20 \text{ cm} \times 40 \text{ cm} \quad A = 800 \text{ cm}^2, \quad Z = 5,333 \text{ cm}^3, \quad I = 106,667 \text{ cm}^4$$

部材のせいの増加に伴う低減係数 $C_f = 0.96$

[応力による検討]

$$\text{曲げ応力度} \quad i\sigma_b = M/Z = 5.13 \times 10^5 / 5,333 = 96.19 \text{ kg/cm}^2$$

$$i\sigma_b / (C_f \cdot f_b) = 96.19 / (0.96 \times 145) = 0.69 < 1.0' \quad \text{OK}$$

$$\text{せん断応力度} \quad i\tau = \alpha \cdot iQ / A = 1.5 \times 2.85 \times 10^3 / 800 = 5.34 < 12 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

[たわみの検討]

$$\delta = 5 \times 0.79 \times 10^{-2} \times 720^4 / (384 \times 110 \times 106,667) = 2.36 \text{ cm} = l / 305 < l / 300 \quad \text{OK}$$

[燃えしろ設計]

燃えしろ4.5cmを考慮する。ただし梁上面はALCにより耐火性能があるものとし考慮しない。

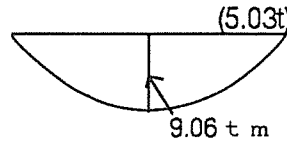
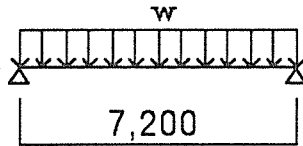
$$b = 20 - 4.5 \times 2 = 11\text{cm}, \quad D = 40 - 4.5 = 35.5\text{cm}, \quad A = 391\text{cm}^2, \quad Z = 2,310\text{cm}^3, \quad C_f = 0.96$$

$$i\sigma_b = iM / Z = 5.13 \times 10^5 / 2310 = 222.03 \text{ kg/cm}^2$$

$$i\sigma_b / (C_f \cdot f_b) = 222.03 / (0.96 \times 145 \times 2) = 0.80 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$i\tau = \alpha \cdot iQ / A = 1.5 \times 2.85 \times 10^3 / 391 = 10.95 < 24 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

(4) 2, 3階事務所 (部材 b))



曲げモーメント (せん断力)

支配巾 270cm

$$w = 0.44\text{t/m}^2 \times 2.7\text{m} = 0.21\text{t/m} = 1.398\text{t/m}$$

$$M_0 = 1.398 \times 7.2^2 / 8 = 9.06\text{tm} \quad Q = 1.398 \times 7.2 / 2 = 5.03\text{t}$$

[使用部材]

$$b \times D = 20\text{cm} \times 50\text{cm} \quad A = 1,000\text{cm}^2, \quad Z = 8,333\text{cm}^3, \quad I = 208,333\text{cm}^4, \quad C_f = 0.93$$

[応力による検討]

$$i\sigma_b = 9.06 \times 10^5 / 8,333 = 108.72\text{kg/cm}^2 \quad i\sigma_b / (C_f \cdot f_b) = 108.72 / (0.93 \times 145) = 0.81 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$i\tau = 1.5 \times 5.03 \times 10^3 / 1,000 = 7.55 < 12\text{kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

[たわみの検討]

$$\delta = 2.13\text{cm} = l / 338 < l / 300 \quad \text{OK}$$

[燃えしろ設計]

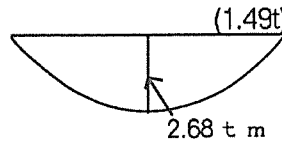
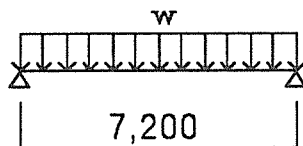
$$b = 11\text{cm}, \quad D = 45.5\text{cm} \quad A = 501\text{cm}^2, \quad Z = 3795\text{cm}^3, \quad C_f = 0.93$$

$$i\sigma_b = iM / Z = 9.06 \times 10^5 / 3795 = 238.71\text{kg/cm}^2$$

$$i\sigma_b / (C_f \cdot f_b) = 238.71 / (0.93 \times 145 \times 2) = 0.89 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$i\tau = 1.5 \times 5.03 \times 10^3 / 501 = 15.07 < 24\text{kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

(5) 屋根 (1FL+10,000)



曲げモーメント (せん断力)

合板面 (1FL+10,000) の荷重 (支配巾180cm) と小屋組からの荷重 (支配巾360cm) より

$$w = 0.14\text{t/m}^2 \times 1.8\text{m} + 0.045\text{t/m}^2 \times 3.6\text{m} = 0.252 + 0.162 = 0.414\text{t/m}$$

$$M_0 = 0.414 \times 7.2^2 / 8 = 2.68\text{tm} \quad Q = 0.414 \times 7.2 / 2 = 1.49\text{t}$$

[使用部材]

$$b \times D = 18\text{cm} \times 35\text{cm} \quad A = 630\text{cm}^2, \quad Z = 3,675\text{cm}^3, \quad I = 64.313\text{cm}^4, \quad C_f = 0.96$$

[応力による検討]

$$i\sigma_b = 2.68 \times 10^5 / 3675 = 72.93 \text{ kg/cm}^2 \quad i\sigma_b / (C_f \cdot f_b) = 72.93 / (0.96 \times 145) = 0.524 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$i\tau = 1.5 \times 1.49 \times 10^3 / 630 = 3.55 < 12 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

[たわみの検討]

$$\delta = 2.05 \text{ cm} = l/351 < l/300 \quad \text{OK}$$

[燃えしろ設計]

燃えしろ 4.5cm を四面考慮する。

$$b = 9 \text{ cm}, D = 26 \text{ cm} \quad A = 234 \text{ cm}^2, Z = 1014 \text{ cm}^3, C_f = 1.00$$

$$i\sigma_b = M/Z = 2.68 \times 10^5 / 1014 = 264.30 \text{ kg/cm}^2$$

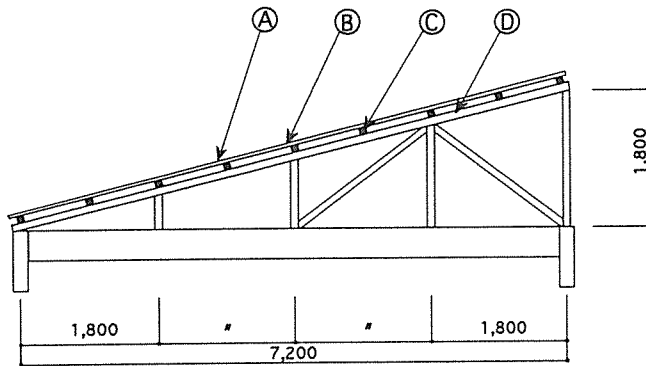
$$i\sigma_b / (C_f \cdot f_b) = 264.30 / (1.00 \times 145 \times 2) = 0.91 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$i\tau = 1.5 \times 1.49 \times 10^3 / 234 = 9.55 < 24 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

4.2 小屋組の設計

(1) 小屋組モデル

代表的な部分について部材断面を求める。



- Ⓐ - 構造用合板 $t = 12$
- Ⓑ - 垂木 50×60 @450
- Ⓒ - 母屋 75×100 @900
- Ⓓ - T.G. 90×140 @3,600

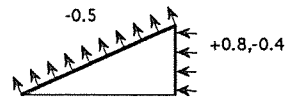
(2) 荷重

a) 長期鉛直荷重

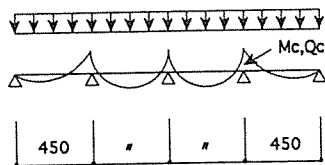
・ 構造用合板 $\rightarrow 90 \text{ kg/m}^2$ ・ 垂木, 母屋, T.G., 束 $\rightarrow 105 \text{ kg/m}^2$

b) 風荷重

・ 速度圧 $q = 60\sqrt{12.1} = 208 \text{ kg/m}^2$ ・ 風圧係数



(3) 野地板Ⓐの検討



$$iW = 90 \text{ kg/m}^2 \text{ (長期鉛直荷重)}$$

$$wW = -74 \text{ kg/m}^2 \text{ (風荷重)}$$

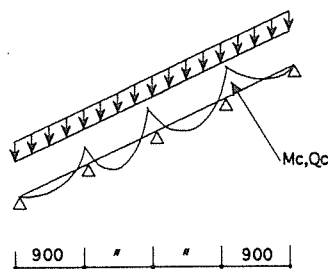
長期鉛直荷重より $M_c = 1.95 \text{ kg} \cdot \text{m}$, $Q_c = 21.69 \text{ kg}$

構造用合板 $t = 12 \text{ mm}$ $A = 120 \text{ cm}^2$ (1m巾あたり), $Z = 24 \text{ cm}^3$

$$i\sigma_b = 1.95 \times 10^2 / 24 = 8.13 \text{ kg/cm}^2 < 50 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

$$i\tau = 21.69 / 120 = 0.181 \text{ kg/cm}^2 < 12.0 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

(4) 垂木⑧の検討



$$W = 47.25 \text{ kg/m} (105 \text{ kg/m}^2 \times 0.45 \text{ m})$$

長期鉛直荷重より

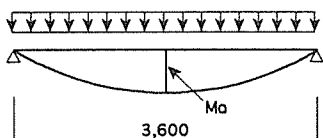
$$M_c = 4.22 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad , \quad Q_c = 25.1 \text{ kg}$$

垂木 50mm×60mm $A = 30 \text{ cm}^2$, $Z = 30 \text{ cm}^3$

$$\sigma_b = 4.22 \times 10^2 / 30 = 14.1 \text{ kg/cm}^2 < 75 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\tau = 25.1 / 30 = 0.9 \text{ kg/cm}^2 < 6.0 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

(5) 母屋⑨の検討



$$W = 105 \text{ kg/m}^2 \times 0.9 \text{ m} = 94.5 \text{ kg/m}$$

(等分布で計算している)

長期鉛直荷重より $M_0 = 153.1 \text{ kg} \cdot \text{m}$ $Q = 170.1 \text{ kg}$

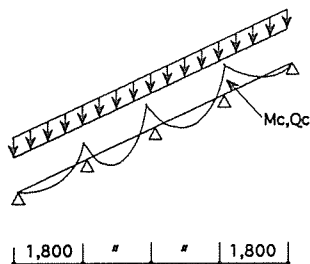
母屋 75×150(スギ) $A = 112.5 \text{ cm}^2$, $Z = 281 \text{ cm}^3$, $I = 2,109 \text{ cm}^4$

$$\sigma_b = 153.1 \times 10^2 / 281 = 54.5 \text{ kg/cm}^2 < 75 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\tau = 1.5 \times 170.1 / 112.5 = 2.3 \text{ kg/cm}^2 < 6 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\delta = \frac{5 \times 94.5 \times 10^{-2} \times 360^4}{384 \times 70 \times 10^3 \times 2,109} = 1.47 \text{ cm} = \frac{l}{257}$$

(6) T.G.⑩の検討



$$W = 378. \text{ kg/m} (105 \text{ kg/m}^2 \times 3.6 \text{ m})$$

(等分布で計算している)

長期鉛直荷重より

$$M_c = 131.0 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad , \quad Q_c = 412.9 \text{ kg}$$

T.G. 90×140 $A = 126 \text{ cm}^2$, $Z = 294 \text{ cm}^3$

$$\sigma_b = 131.0 \times 10^2 / 294 = 44.6 \text{ kg/cm}^2 < 75 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\tau = 1.5 \times 412.9 / 126 = 4.9 \text{ kg/cm}^2 < 6.0 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

5. 柱軸力の算定

(1) 支配面積(各柱の支配面積の算出)

1) R階(3階柱) (単位 ; m²)

通り	X1	X2	X3	X4	X5	X6	合計
Y4	12.96	25.92	25.92	25.92	25.92	12.96	129.60
Y3	31.70	51.84	51.84	51.84	51.84	25.92	264.98
Y2	31.70	51.84	51.84	51.84	51.84	25.92	264.98
Y1	12.96	25.92	25.92	25.92	25.92	12.96	129.60
合計	89.33	155.52	155.52	155.52	155.52	77.76	789.17

2) 3階(2階柱) (単位 ; m²)

通り	X1	X2	X3	X4	X5	X6	合計
Y4	12.96	25.92	25.92	25.92	25.92	12.96	129.60
Y3	31.70	51.84	51.84	45.36	25.92	12.96	219.62
Y2	31.70	51.84	51.84	45.36	25.92	12.96	219.62
Y1	12.96	25.92	25.92	25.92	25.92	12.96	129.60
合計	89.33	166.32	160.92	147.96	114.48	51.84	730.85

3) 2階(1階柱) (単位 ; m²)

通り	X1	X2	X3	X4	X5	X6		合計
Y4	12.96	25.92	25.92	25.92	25.92	12.96		129.60
Y3	31.70	51.84	51.84	42.12	12.96	6.48	25.92	222.86
Y2	31.70	51.84	51.84	42.12	12.96	6.48	25.92	222.86
Y1	12.96	25.92	25.92	25.92	25.92	12.96		129.60
				12.96	25.92	12.96		51.84
合計	89.33	166.32	160.92	154.44	114.48	51.84	51.84	789.17

(2) 床荷重による柱軸力

1) R階(3階柱) (単位 ; ton)

通り	X1	X2	X3	X4	X5	X6	合計
Y4	2.72	5.44	5.44	5.44	5.44	2.72	27.22
Y3	6.66	10.89	10.89	10.89	10.89	5.44	55.65
Y2	6.66	10.89	10.89	10.89	10.89	5.44	55.65
Y1	2.72	5.44	5.44	5.44	5.44	2.72	27.22
合計	18.76	32.66	32.66	32.66	32.66	16.33	165.73

wr(kg/m²)=210

2) 3階(2階柱) (単位 ; ton)

通り	X1	X2	X3	X4	X5	X6	合計
Y4	5.38	14.27	12.51	12.51	14.27	5.38	64.31
Y3	13.16	21.51	21.51	18.82	10.76	5.38	91.14
Y2	13.16	21.51	21.51	18.82	10.76	5.38	91.14
Y1	5.38	10.76	10.76	10.76	10.76	5.38	53.78
合計	37.07	68.05	66.30	60.92	46.54	21.51	300.39

wo(kg/m²)=415
wb(kg/m²)=325

3) 2階(1階柱) (単位 ; ton)

通り	X1	X2	X3	X4	X5	X6	合計
Y4	5.38	14.27	12.51	12.51	14.27	5.38	64.31
Y3	13.16	21.51	21.51	17.48	5.38	8.13	87.18
Y2	13.16	21.51	21.51	17.48	5.38	8.13	87.18
Y1	5.38	10.76	10.76	14.97	19.18	9.59	70.63
合計	37.07	68.05	66.30	62.44	44.20	31.23	309.30

wo(kg/m²)=415
wr(kg/m²)=210
wb(kg/m²)=325

wo: 架構用設計荷重(事務所)

wb: 架構用設計荷重(バルコニー)

wr: 架構用設計荷重(屋根)

(3) 壁の荷重による柱軸力

1) R階(3階柱) (単位 ; ton)

wout(kg/m)=240

win(kg/m) =210

通り	X1	X2	X3	X4	X5	X6	合計
Y4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Y3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Y2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Y1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
合計	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

2) 3階(2階柱) (単位 ; ton)

通り	X1	X2	X3	X4	X5	X6	合計
Y4	1.73	2.48	1.73	2.48	1.73	1.73	11.88
Y3	3.24	3.78	3.02	2.27	0.00	1.73	14.04
Y2	3.24	3.78	3.02	2.27	0.00	1.73	14.04
Y1	1.73	2.48	1.73	3.24	3.24	2.48	14.90
合計	9.94	12.53	9.50	10.26	4.97	7.67	54.86

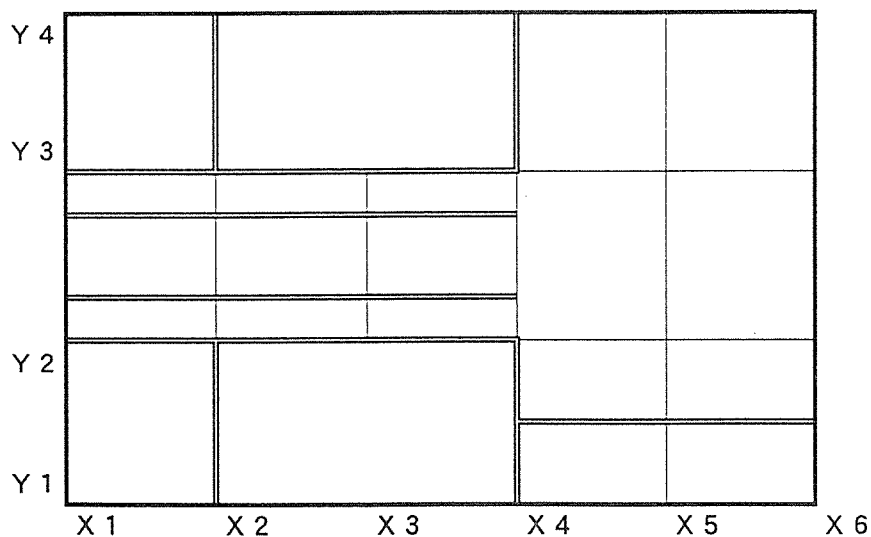
3) 2階(1階柱) (単位 ; ton)

通り	X1	X2	X3	X4	X5	X6	合計
Y4	1.73	2.48	1.73	2.48	1.73	1.73	11.88
Y3	3.24	3.78	3.02	2.27	0.00	1.73	14.04
Y2	3.24	3.78	3.02	2.27	0.00	1.73	14.04
Y1	1.73	2.48	1.73	3.24	3.24	2.48	14.90
合計	9.94	12.53	9.50	10.26	4.97	7.67	54.86

wout : 外壁自重
win : 内壁自重

2, 3階壁配置図

==== 内壁位置
==== 外壁位置



(4) 柱軸力図

(2)と(3)を合計した数値を示す。

1) R階(3階柱) (単位 ; ton)

(Y4)	2.72	5.44	5.44	5.44	5.44	2.72	合計	27.22
(Y3)	6.66	10.89	10.89	10.89	10.89	5.44		55.65
(Y2)	6.66	10.89	10.89	10.89	10.89	5.44		55.65
(Y1)	2.72	5.44	5.44	5.44	5.44	2.72		27.22
合計	18.76 (X1)	32.66 (X2)	32.66 (X3)	32.66 (X4)	32.66 (X5)	16.33 (X6)		165.73

2) 3階(2階柱) (単位 ; ton)

(Y4)	7.11	16.75	14.24	15.00	15.99	7.11	合計	76.19
(Y3)	16.40	25.29	24.54	21.09	10.76	7.11		105.18
(Y2)	16.40	25.29	24.54	21.09	10.76	7.11		105.18
(Y1)	7.11	13.24	12.48	14.00	14.00	7.86		68.69
合計	47.01 (X1)	80.58 (X2)	75.80 (X3)	71.18 (X4)	51.51 (X5)	29.18 (X6)		355.25

3) 2階(1階柱) (単位 ; ton)

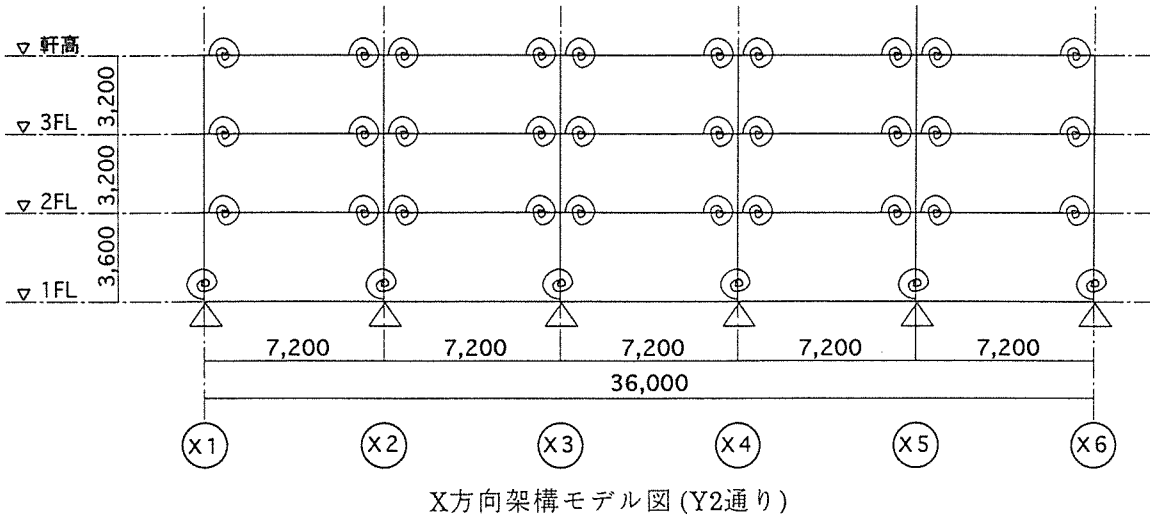
(Y4)	7.11	16.75	14.24	15.00	15.99	7.11	合計	76.19
(Y3)	16.40	25.29	24.54	19.75	5.38	9.86		101.22
(Y2)	16.40	25.29	24.54	19.75	5.38	9.86		101.22
(Y1)	7.11	13.24	12.48	18.21	22.42	12.07		85.54
合計	47.01 (X1)	80.58 (X2)	75.80 (X3)	72.70 (X4)	49.17 (X5)	38.90 (X6)		364.16

6. 主架構のモデル化

6.1 モデル化の方針

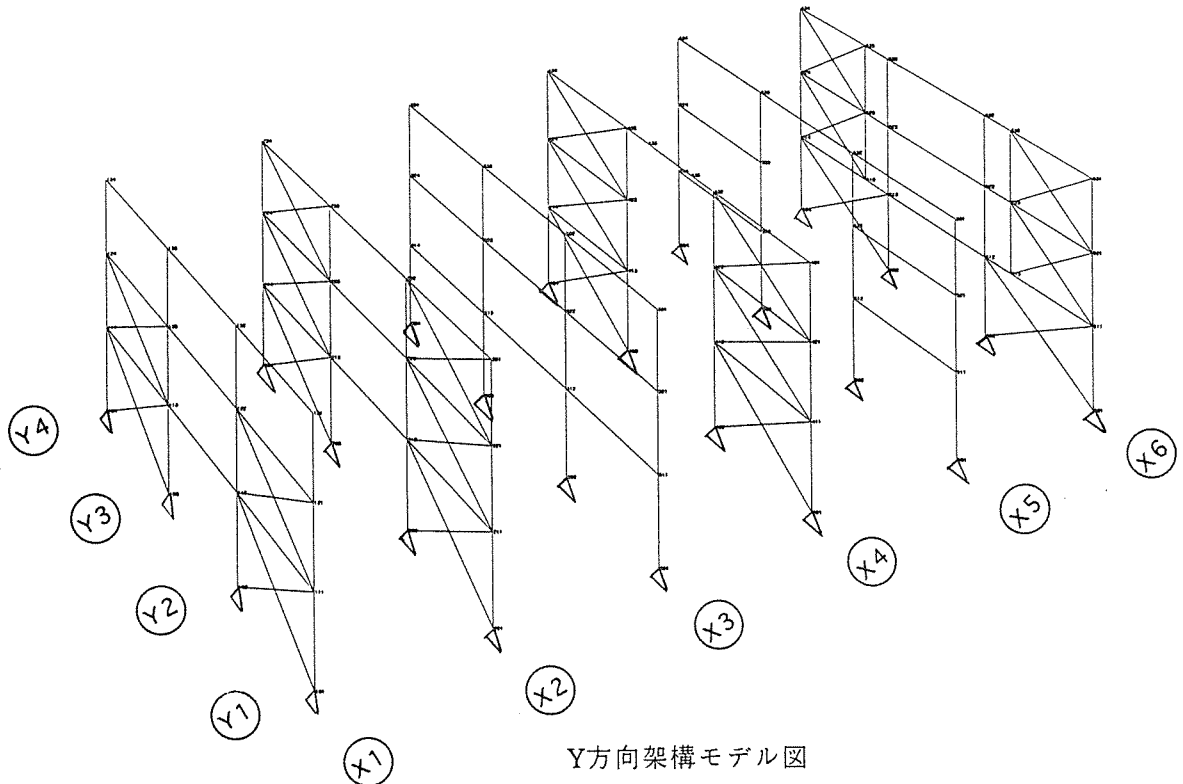
(1) X方向架構のモデル化

柱、梁の接合は鋼板挿入ドリフトピン接合としているので、回転バネ、軸バネ、せん断バネを仮定し半剛接合とした。また、各階とも剛床が成立するものとし、各構面の仮定断面寸法を等しくしていることから、各々の架構が均等に水平力を負担するものとする。ここでは、Y2通りのみを取り出しX方向架構のモデルとする。



(2) Y方向架構のモデル化

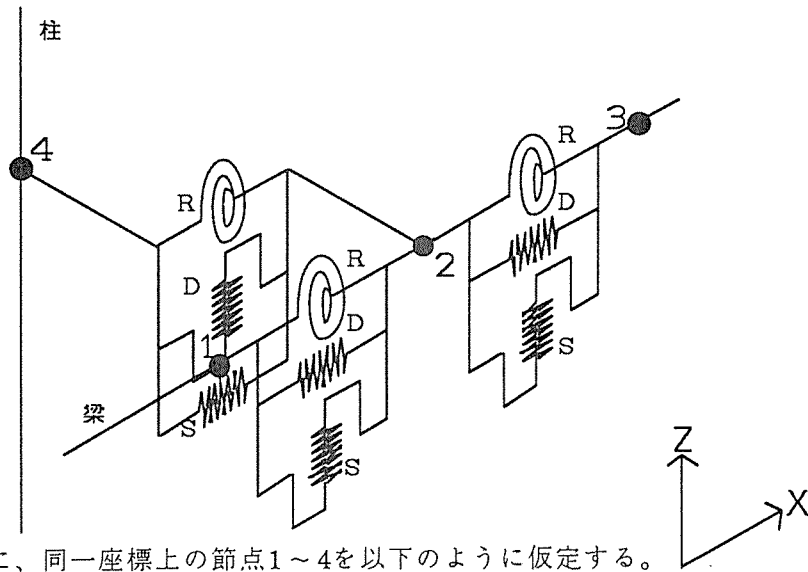
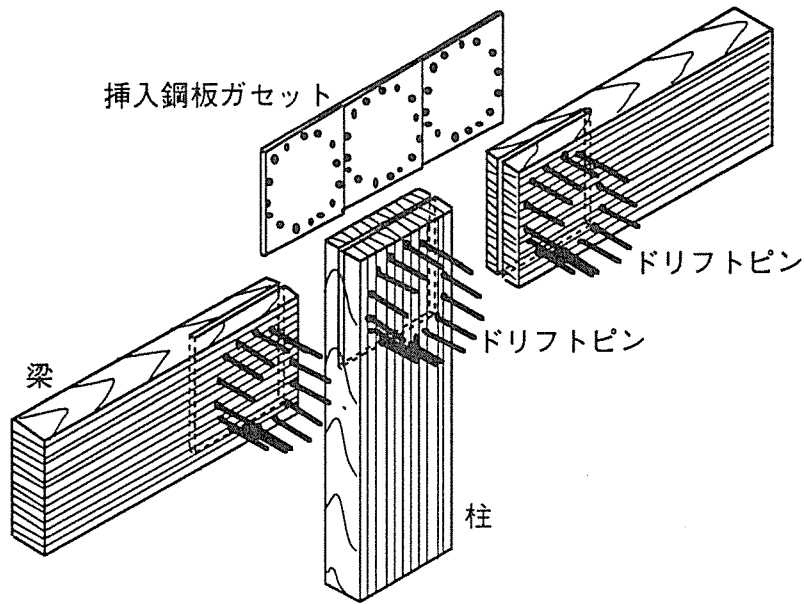
梁端部の接合はピン接合とし、構造用合板を用いた耐力壁が地震時水平力を負担するものとする。耐力壁の剛性は構造用合板と釘の関係から算出(枠組壁工法建築物構造計算指針)し、その剛性を等価なブレースに置換することによりモデル化する。床につて、各階とも剛床が成立するものとしている。この全体モデルをY方向地震時解析用モデルとする。長期荷重については7.2で代表的な大梁のみを別途計算し応力を求めている。



6.2 X方向接合部のバネ定数の設定

(1) バネの設定

X方向架構における鋼板挿入ドリフトピン接合部は、一か所につき部材寸法に合わせた3つのバネ(回転バネ、軸バネ、せん断バネ)を設定することにより評価する。



柱、梁の接合部に、同一座標上の節点1～4を以下のように仮定する。

- | | | | |
|---|------|---|-------|
| [| 1, 3 | : | 梁端節点 |
| | 2 | : | 仮想節点 |
| | 4 | : | 柱上の節点 |

バネは、 $\begin{bmatrix} 1と2 \\ 3と2 \\ 4と2 \end{bmatrix}$ の間に、 $\begin{bmatrix} \text{回転バネ (R)} \\ \text{軸バネ (D)} \\ \text{せん断バネ (S)} \end{bmatrix}$ を設定する。

ここで、回転バネは柱・梁強軸面内、軸バネは繊維平行方向、せん断バネは繊維直交方向とする。ただし、X方向バネは剛床方向なので結果的には解析に反映されない。

またZ方向バネも、解析結果を見ると変形が微小のため無視しうるものと考えられる。従って実際には回転バネだけ考慮すればよいものと考えられる。

解析には汎用ソフトMSC/NASTRANを使用した。

(2) 接合具の剛性の算出

以下に、部材寸法22cm×60cmの場合の回転剛性、軸剛性、せん断剛性の算定を小松先生提案式に従って行なう。

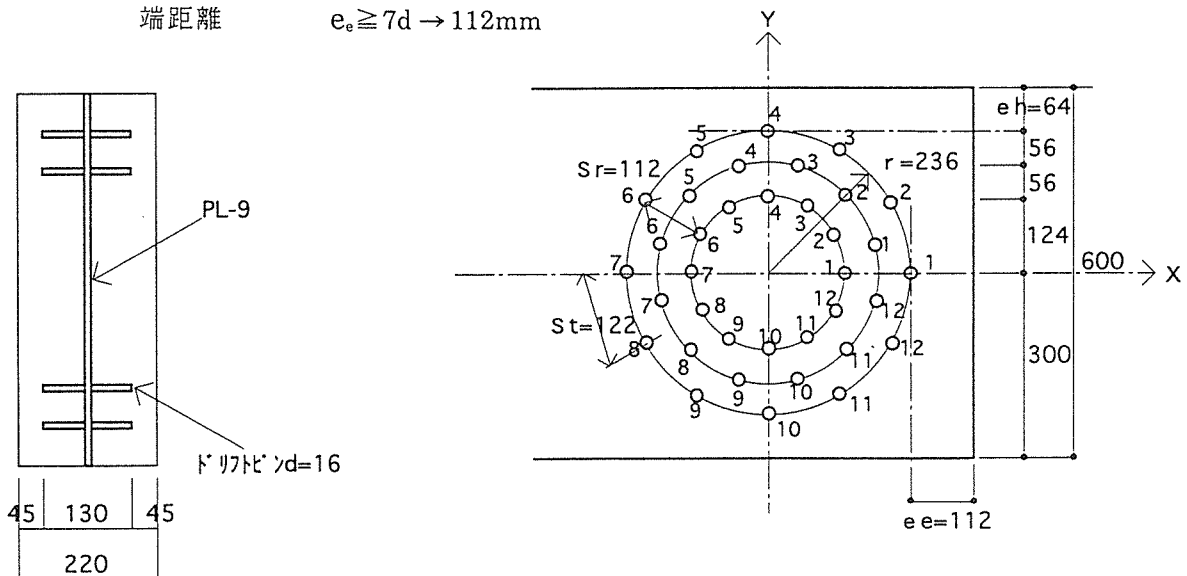
a) 接合具の配置の決定

$l=130\text{mm}$ をドリフトピン長さとする、 $l/d \geq 8$ を満たすドリフトピンはほぼ $d=16\text{mm}$ となる。いま鋼板厚さ $t=9\text{mm}$ としている。ドリフトピン長さを130mmとしたのは、燃えしろぶんの45mm(計90mm)を梁幅の両側から差しひいたことによる。X方向の接合部の評価は火災時以外においても、ドリフトピン長さ130mmとして算定した。したがってピンは梁の中央に埋めこまれるかたちになる。

ピンの配列に関する基準値より、接合具間隔 s が $7d$ 以上となるように $d=16\text{mm}$ ピンの配置を考えると、下図のようになる。

[配列規定]

- ドリフトピン直径 $d=16\text{mm}$
- 接合具間隔 $s \geq 7d \rightarrow 112\text{mm}$
- 縁距離 $e_h \geq 4d \rightarrow 64\text{mm}$
- 端距離 $e_e \geq 7d \rightarrow 112\text{mm}$



注意:ただし、x軸を常に繊維平行方向、y軸を常に繊維直交方向に採っている。

b) 接合具の剛性の計算

接合部の応力と変形量の比例係数である回転剛性 R_j 、軸力剛性 D_j 、せん断剛性 S_j を決定する。これらの諸量の決定は、各接合具の座標値とドリフトピンの繊維平行方向(x軸方向)および繊維直行方向(y軸方向)のすべり係数 K_0 、 K_{90} から計算できる。

[すべり係数 K_0 、 K_{90} の決定]

(参考)より $TD=550\text{kg/m}^3$ ($E=110 \times 10^3\text{kg/cm}^2$)、 $l=130\text{mm}$ 、 $d=16\text{mm}$ の鋼板1枚挿入タイプのドリフトピン接合の一せん断面あたりのすべり係数 K_0 、 K_{90} は、 $l=120\text{mm}$ と $l=150\text{mm}$ における値からの補間によって求める。

$$K_0=28,000\text{kg/cm} \quad K_{90}=10,500\text{kg/cm}$$

[回転剛性の決定]

回転剛性の計算は全接合具の K_{ϕ_i} と r_i^2 を求めることに帰着する。

外側NO.1の接合具の場合のみ具体的に示すと、

$$x_i = 23.6\text{cm}, y_i = 0.0\text{cm}, r_i = (23.6^2 + 0.0^2)^{0.5} = 23.6$$

$$r_i^2 = 23.6^2 = 557.0\text{cm}^2$$

$$\phi_i = \pi/2 - \text{TAN}^{-1}(y_i/x_i) = \pi/2 - \text{TAN}^{-1}(0.0/23.6) = 1.5708\text{rad}$$

また、 ϕ_i 方向のすべり係数 K_{ϕ_i} は、Hankinson式により、

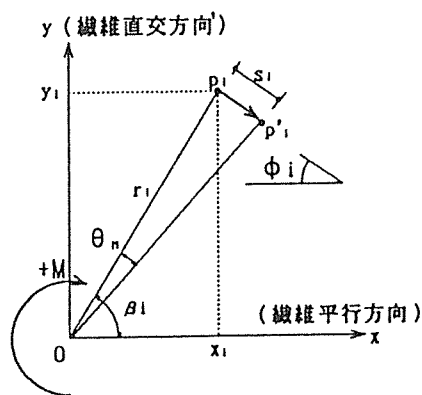
$$\begin{aligned} K_{\phi_i} &= K_0 \cdot K_{90} / (K_0 \cdot \text{SIN}^2 \phi_i + K_{90} \cdot \text{COS}^2 \phi_i) \\ &= 28,000 \times 10,500 / \{28,000 \times \text{SIN}^2(1.5708) + 10,500 \times \text{COS}^2(1.5708)\} \\ &= 10,500\text{kg/cm} \end{aligned}$$

$$r_i^2 \cdot K_{\phi_i} = 557.0 \times 10,500 = 584,080\text{kg}\cdot\text{cm}/\text{rad}$$

以上の計算を全ての接合具について行い合計を求めると、回転剛性はせん断断面数 $n_s = 2$ より

$$R_i = n_s \cdot \sum (r_i^2 \cdot K_{\phi_i}) = 2 \times 212,931,766 = 425,863,532\text{kg}\cdot\text{cm}/\text{rad}$$

となる。



(3) バネ定数計算結果

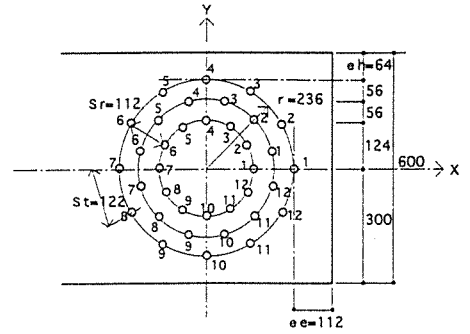
各部材寸法におけるバネ定数計算結果を下表に示す。

計算の詳細は次頁より一覧表にして示す。

部材寸法(cm)	回転剛性 R_j (kg·cm/rad)	軸力剛性 D_j (kg/cm)	せん断剛性 S_j (kg/cm)
22×60	425,863,532	2,016,000	756,000
22×70	678,977,405	2,016,000	756,000
22×75	1,104,770,932	2,688,000	1,008,000

(4) 部材寸法22cm×65cmの場合の接合具剛性計算

[回転剛性の決定]



[b × D = 220 × 600]

K0i = 28000 (kg/cm)

K90i = 10500 (kg/cm)

	NO.	ri (cm)	βi (rad)	xi (cm)	yi (cm)	ri ² (cm ²)	φi (rad)	Kφi (kg/cm)	ri ² · Kφi (kg · cm/rad)
外側	1	23.6	0.0000	23.6	0.0	557.0	1.5708	10500	5848080
	2	23.6	0.5236	20.4	11.8	557.0	1.0472	12444	6931058
	3	23.6	1.0472	11.8	20.4	557.0	0.5236	19765	11008151
	4	23.6	1.5708	0.0	23.6	557.0	0.0000	28000	15594880
	5	23.6	2.0944	-11.8	20.4	557.0	-0.5236	19765	11008151
	6	23.6	2.6180	-20.4	11.8	557.0	-1.0472	12444	6931058
	7	23.6	3.1416	-23.6	0.0	557.0	-1.5708	10500	5848080
	8	23.6	3.6652	-20.4	-11.8	557.0	-2.0944	12444	6931058
	9	23.6	4.1888	-11.8	-20.4	557.0	-2.6180	19765	11008151
	10	23.6	4.7124	0.0	-23.6	557.0	-3.1416	28000	15594880
	11	23.6	5.2360	11.8	-20.4	557.0	-3.6652	19765	11008151
	12	23.6	5.7596	20.4	-11.8	557.0	-4.1888	12444	6931058
中側	1	18.0	0.2618	17.4	4.7	324.0	1.3090	10959	3550656
	2	18.0	0.7854	12.7	12.7	324.0	0.7854	15273	4948364
	3	18.0	1.3090	4.7	17.4	324.0	0.2618	25188	8160875
	4	18.0	1.8326	-4.7	17.4	324.0	-0.2618	25188	8160875
	5	18.0	2.3562	-12.7	12.7	324.0	-0.7854	15273	4948364
	6	18.0	2.8798	-17.4	4.7	324.0	-1.3090	10959	3550656
	7	18.0	3.4034	-17.4	-4.7	324.0	-1.8326	10959	3550656
	8	18.0	3.9270	-12.7	-12.7	324.0	-2.3562	15273	4948364
	9	18.0	4.4506	-4.7	-17.4	324.0	-2.8798	25188	8160875
	10	18.0	4.9742	4.7	-17.4	324.0	-3.4034	25188	8160875
	11	18.0	5.4978	12.7	-12.7	324.0	-3.9270	15273	4948364
	12	18.0	6.0214	17.4	-4.7	324.0	-4.4506	10959	3550656
内側	1	12.4	0.0000	12.4	0.0	153.8	1.5708	10500	1614480
	2	12.4	0.5236	10.7	6.2	153.8	1.0472	12444	1913458
	3	12.4	1.0472	6.2	10.7	153.8	0.5236	19765	3039021
	4	12.4	1.5708	0.0	12.4	153.8	0.0000	28000	4305280
	5	12.4	2.0944	-6.2	10.7	153.8	-0.5236	19765	3039021
	6	12.4	2.6180	-10.7	6.2	153.8	-1.0472	12444	1913458
	7	12.4	3.1416	-12.4	0.0	153.8	-1.5708	10500	1614480
	8	12.4	3.6652	-10.7	-6.2	153.8	-2.0944	12444	1913458
	9	12.4	4.1888	-6.2	-10.7	153.8	-2.6180	19765	3039021
	10	12.4	4.7124	0.0	-12.4	153.8	-3.1416	28000	4305280
	11	12.4	5.2360	6.2	-10.7	153.8	-3.6652	19765	3039021
	12	12.4	5.7596	10.7	-6.2	153.8	-4.1888	12444	1913458
Σ (ri ² · Kφi) =									212931766
(kg · cm/rad)									
ns =									2
回転剛性 Rj = ns · Σ (ri ² · Kφi) =									425863532
(kg · cm/rad)									

[軸力剛性、せん断剛性の決定]

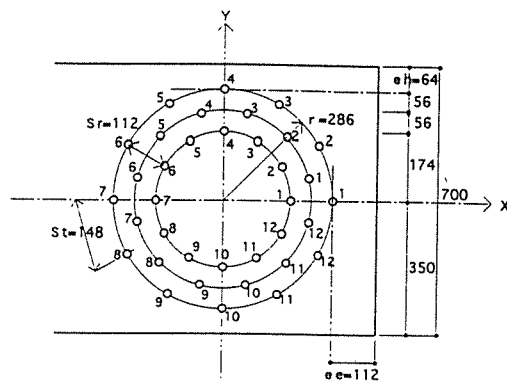
軸力剛性、せん断剛性は、全ての接合具でK₀、K₉₀は共通と仮定して、

軸力剛性 : $D_i = n_i \cdot n_s \cdot K_0 = 2 \times 36 \times 28,000 = 2,016,000 \text{ kg/cm}$

せん断剛性 : $S_i = n_i \cdot n_s \cdot K_{90} = 2 \times 36 \times 10,500 = 756,000 \text{ kg/cm}$

(5) 部材寸法22cm×70cmの場合の接合具剛性計算

[回転剛性の決定]



K0i= 28000 (kg/cm)
K90i= 10500 (kg/cm)

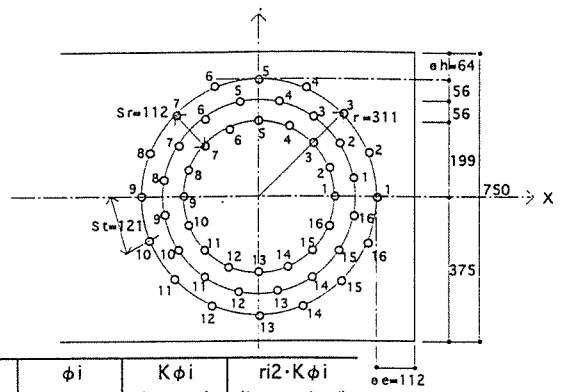
	NO.	ri (cm)	β_i (rad)	xi (cm)	yi (cm)	ri ² (cm ²)	ϕ_i (rad)	K ϕ_i (kg/cm)	ri ² ·K ϕ_i (kg·cm/rad)
外側	1	28.6	0.0000	28.6	0.0	818.0	1.5708	10500	8588580
	2	28.6	0.5236	24.8	14.3	818.0	1.0472	12444	10179058
	3	28.6	1.0472	14.3	24.8	818.0	0.5236	19765	16166739
	4	28.6	1.5708	0.0	28.6	818.0	0.0000	28000	22902880
	5	28.6	2.0944	-14.3	24.8	818.0	-0.5236	19765	16166739
	6	28.6	2.6180	-24.8	14.3	818.0	-1.0472	12444	10179058
	7	28.6	3.1416	-28.6	0.0	818.0	-1.5708	10500	8588580
	8	28.6	3.6652	-24.8	-14.3	818.0	-2.0944	12444	10179058
	9	28.6	4.1888	-14.3	-24.8	818.0	-2.6180	19765	16166739
	10	28.6	4.7124	0.0	-28.6	818.0	-3.1416	28000	22902880
	11	28.6	5.2360	14.3	-24.8	818.0	-3.6652	19765	16166739
	12	28.6	5.7596	24.8	-14.3	818.0	-4.1888	12444	10179058
中側	1	23.0	0.2618	22.2	6.0	529.0	1.3090	10959	5797212
	2	23.0	0.7854	16.3	16.3	529.0	0.7854	15273	8079273
	3	23.0	1.3090	6.0	22.2	529.0	0.2618	25188	13324392
	4	23.0	1.8326	-6.0	22.2	529.0	-0.2618	25188	13324392
	5	23.0	2.3562	-16.3	16.3	529.0	-0.7854	15273	8079273
	6	23.0	2.8798	-22.2	6.0	529.0	-1.3090	10959	5797212
	7	23.0	3.4034	-22.2	-6.0	529.0	-1.8326	10959	5797212
	8	23.0	3.9270	-16.3	-16.3	529.0	-2.3562	15273	8079273
	9	23.0	4.4506	-6.0	-22.2	529.0	-2.8798	25188	13324392
	10	23.0	4.9742	6.0	-22.2	529.0	-3.4034	25188	13324392
	11	23.0	5.4978	16.3	-16.3	529.0	-3.9270	15273	8079273
	12	23.0	6.0214	22.2	-6.0	529.0	-4.4506	10959	5797212
内側	1	17.4	0.0000	17.4	0.0	302.8	1.5708	10500	3178980
	2	17.4	0.5236	15.1	8.7	302.8	1.0472	12444	3767680
	3	17.4	1.0472	8.7	15.1	302.8	0.5236	19765	5983962
	4	17.4	1.5708	0.0	17.4	302.8	0.0000	28000	8477280
	5	17.4	2.0944	-8.7	15.1	302.8	-0.5236	19765	5983962
	6	17.4	2.6180	-15.1	8.7	302.8	-1.0472	12444	3767680
	7	17.4	3.1416	-17.4	0.0	302.8	-1.5708	10500	3178980
	8	17.4	3.6652	-15.1	-8.7	302.8	-2.0944	12444	3767680
	9	17.4	4.1888	-8.7	-15.1	302.8	-2.6180	19765	5983962
	10	17.4	4.7124	0.0	-17.4	302.8	-3.1416	28000	8477280
	11	17.4	5.2360	8.7	-15.1	302.8	-3.6652	19765	5983962
	12	17.4	5.7596	15.1	-8.7	302.8	-4.1888	12444	3767680
$\Sigma (ri^2 \cdot K\phi_i) =$									339488702
(kg·cm/rad)									
ns =									2
回転剛性 Rj = ns · $\Sigma (ri^2 \cdot K\phi_i) =$									678977405
(kg·cm/rad)									

[軸力剛性、せん断剛性の決定]

軸力剛性 : $Di = ni \cdot ns \cdot K_0 = 2 \times 36 \times 28,000 = 2,016,000 \text{ kg/cm}$

せん断剛性 : $Si = ni \cdot ns \cdot K_{90} = 2 \times 36 \times 10,500 = 756,000 \text{ kg/cm}$

(6) 部材寸法22cm×75cmの場合の接合具剛性計算



[回転剛性の決定]

$K_{0i} = 28000$ (kg/cm)
 $K_{90i} = 10500$ (kg/cm)

	NO.	r_i (cm)	β_i (rad)	x_i (cm)	y_i (cm)	r_i^2 (cm ²)	ϕ_i (rad)	$K\phi_i$ (kg/cm)	$r_i^2 \cdot K\phi_i$ (kg·cm/rad)
外側	1	31.1	0.0000	31.1	0.0	967.2	1.5708	10500	10155705
	2	31.1	0.3927	28.7	11.9	967.2	1.1781	11558	11178900
	3	31.1	0.7854	22.0	22.0	967.2	0.7854	15273	14771935
	4	31.1	1.1781	11.9	28.7	967.2	0.3927	22507	21768641
	5	31.1	1.5708	0.0	31.1	967.2	0.0000	28000	27081880
	6	31.1	1.9635	-11.9	28.7	967.2	-0.3927	22507	21768641
	7	31.1	2.3562	-22.0	22.0	967.2	-0.7854	15273	14771935
	8	31.1	2.7489	-28.7	11.9	967.2	-1.1781	11558	11178900
	9	31.1	3.1416	-31.1	0.0	967.2	-1.5708	10500	10155705
	10	31.1	3.5343	-28.7	-11.9	967.2	-1.9635	11558	11178900
	11	31.1	3.9270	-22.0	-22.0	967.2	-2.3562	15273	14771935
	12	31.1	4.3197	-11.9	-28.7	967.2	-2.7489	22507	21768641
	13	31.1	4.7124	0.0	-31.1	967.2	-3.1416	28000	27081880
	14	31.1	5.1051	11.9	-28.7	967.2	-3.5343	22507	21768641
	15	31.1	5.4978	22.0	-22.0	967.2	-3.9270	15273	14771935
	16	31.1	5.8905	28.7	-11.9	967.2	-4.3197	11558	11178900
中側	1	25.5	0.1963	25.0	5.0	650.3	1.3744	10756	6993996
	2	25.5	0.5890	21.2	14.2	650.3	0.9817	13010	8459573
	3	25.5	0.9817	14.2	21.2	650.3	0.5890	18489	12022341
	4	25.5	1.3744	5.0	25.0	650.3	0.1963	26330	17120954
	5	25.5	1.7671	-5.0	25.0	650.3	-0.1963	26330	17120954
	6	25.5	2.1598	-14.2	21.2	650.3	-0.5890	18489	12022341
	7	25.5	2.5525	-21.2	14.2	650.3	-0.9817	13010	8459573
	8	25.5	2.9452	-25.0	5.0	650.3	-1.3744	10756	6993996
	9	25.5	3.3379	-25.0	-5.0	650.3	-1.7671	10756	6993996
	10	25.5	3.7306	-21.2	-14.2	650.3	-2.1598	13010	8459573
	11	25.5	4.1233	-14.2	-21.2	650.3	-2.5525	18489	12022341
	12	25.5	4.5160	-5.0	-25.0	650.3	-2.9452	26330	17120954
	13	25.5	4.9087	5.0	-25.0	650.3	-3.3379	26330	17120954
	14	25.5	5.3014	14.2	-21.2	650.3	-3.7306	18489	12022341
	15	25.5	5.6941	21.2	-14.2	650.3	-4.1233	13010	8459573
	16	25.5	6.0868	25.0	-5.0	650.3	-4.5160	10756	6993996
内側	1	19.9	0.0000	19.9	0.0	396.0	1.5708	10500	4158105
	2	19.9	0.3927	18.4	7.6	396.0	1.1781	11558	4577037
	3	19.9	0.7854	14.1	14.1	396.0	0.7854	15273	6048153
	4	19.9	1.1781	7.6	18.4	396.0	0.3927	22507	8912852
	5	19.9	1.5708	0.0	19.9	396.0	0.0000	28000	11088280
	6	19.9	1.9635	-7.6	18.4	396.0	-0.3927	22507	8912852
	7	19.9	2.3562	-14.1	14.1	396.0	-0.7854	15273	6048153
	8	19.9	2.7489	-18.4	7.6	396.0	-1.1781	11558	4577037
	9	19.9	3.1416	-19.9	0.0	396.0	-1.5708	10500	4158105
	10	19.9	3.5343	-18.4	-7.6	396.0	-1.9635	11558	4577037
	11	19.9	3.9270	-14.1	-14.1	396.0	-2.3562	15273	6048153
	12	19.9	4.3197	-7.6	-18.4	396.0	-2.7489	22507	8912852
	13	19.9	4.7124	0.0	-19.9	396.0	-3.1416	28000	11088280
	14	19.9	5.1051	7.6	-18.4	396.0	-3.5343	22507	8912852
	15	19.9	5.4978	14.1	-14.1	396.0	-3.9270	15273	6048153
	16	19.9	5.8905	18.4	-7.6	396.0	-4.3197	11558	4577037
$\Sigma(r_i^2 \cdot K\phi_i) =$									552385466
(kg·cm/rad)									
$ns =$									2
回転剛性 $R_j = ns \cdot \Sigma(r_i^2 \cdot K\phi_i) =$									1104770932
(kg·cm/rad)									

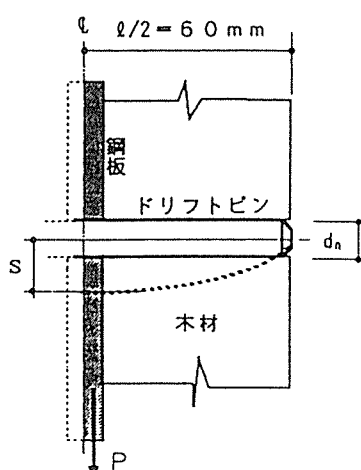
[軸力剛性、せん断剛性の決定]

軸力剛性 : $D_i = n_i \cdot ns \cdot K_0 = 2 \times 48 \times 28,000 = 2,688,000$ kg/cm
せん断剛性 : $S_i = n_i \cdot ns \cdot K_{90} = 2 \times 48 \times 10,500 = 1,008,000$ kg/cm

C2 鋼板1枚挿入ドリフトピン接合

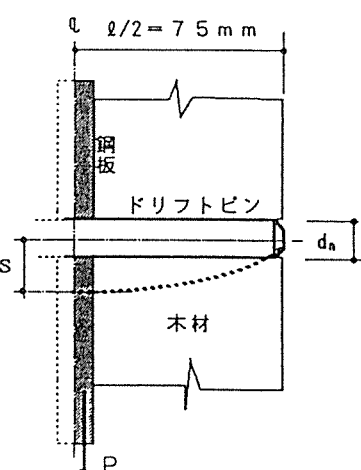
C2.1 幅 $l=120\text{mm}$ の場合

付表-C2 鋼板1枚挿入ドリフトピン接合のすべり係数 Ks (単位: kgf/cm)

d (mm)	Ks (kgf/cm)	集成材(木材)の密度 TD									解析対象
		300	350	400	450	500	550	600	650	700 (kg/m ³)	
8	K ₀	10000	10500	11500	12000	13000	13500	14000	14500	15500	
	K ₉₀	4050	4300	4550	4800	5000	5000	5500	5500	6000	
10	K ₀	12000	13500	14500	15000	16000	17000	17500	18500	19000	b) 鋼板挿入ドリフトピン接合
	K ₉₀	5000	5500	6000	6000	6500	6500	7000	7000	7500	
12	K ₀	15000	16000	17500	18500	19500	20500	21500	22000	23000	
	K ₉₀	6500	6500	7000	7500	8000	8000	8500	9000	9000	
14	K ₀	17500	19500	20500	22000	23000	24000	25000	26500	27500	
	K ₉₀	7000	7500	8000	8500	9000	9500	10000	10000	10500	
16	K ₀	20000	22000	23500	25000	26500	28000	29000	30500	31500	
	K ₉₀	7500	8000	8500	9000	9500	10000	10500	11000	11500	
18	K ₀	22000	24500	26500	28000	29500	31500	33000	34500	35500	
	K ₉₀	7500	8500	9000	9500	10000	10500	11000	11500	12000	
20	K ₀	23000	26000	28000	30000	32000	34000	35500	37500	39000	
	K ₉₀	7500	8500	9000	9500	10000	10500	11000	12000	12500	
22	K ₀	23500	27000	29500	31500	34000	36000	38000	40000	41500	
	K ₉₀	7500	8000	9000	9500	10000	10500	11000	11500	12500	

C2.2 幅 $l=150\text{mm}$ の場合

付表-C3 鋼板1枚挿入ドリフトピン接合のすべり係数 Ks (単位: kgf/cm)

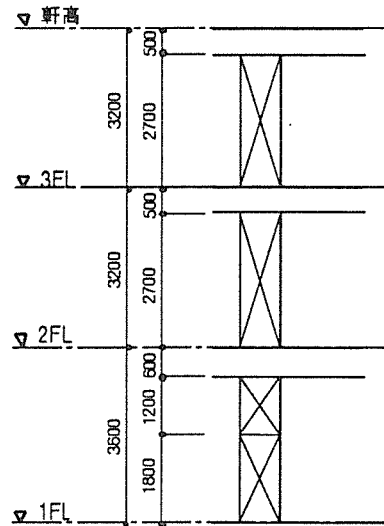
d (mm)	Ks (kgf/cm)	集成材(木材)の密度 TD									解析対象
		300	350	400	450	500	550	600	650	700 (kg/m ³)	
8	K ₀	10000	11000	12000	12500	13000	14000	14500	15000	15500	
	K ₉₀	4200	4450	4700	4950	5000	5500	5500	6000	6000	
10	K ₀	12500	14000	15000	16000	16500	17500	18500	19000	20000	b) 鋼板挿入ドリフトピン接合
	K ₉₀	5500	5500	6000	6000	6500	7000	7000	7500	7500	
12	K ₀	15000	16500	17500	19000	20000	21000	22000	23000	24000	
	K ₉₀	6500	7000	7000	7500	8000	8000	8500	9000	9000	
14	K ₀	17500	19500	20500	22000	23000	24500	25500	26500	27500	
	K ₉₀	7500	8000	8500	9000	9500	9500	10000	10500	11000	
16	K ₀	20500	22500	24000	25500	27000	28000	29500	30500	32000	
	K ₉₀	8500	9000	9500	10000	10500	11000	11500	12000	12500	
18	K ₀	23500	25500	27500	29000	30500	32000	33500	35000	36000	
	K ₉₀	9000	10000	10500	11000	11500	12000	12500	13000	13500	
20	K ₀	26000	28500	30500	32500	34000	35500	37500	39000	40500	
	K ₉₀	9500	10000	11000	11500	12000	13000	13500	14000	14500	
22	K ₀	27500	30500	33000	35000	37000	39000	41000	43000	44500	
	K ₉₀	9500	10500	11000	12000	12500	13000	14000	14500	15000	

6.3 Y方向架構の耐力壁剛性の設定

Y方向架構における構造用合板を用いた耐力壁の剛性を算定する(「枠組壁工法建築物構造計算指針」による)。

(1) パネル剛性の算定

階高とY方向大梁寸法を図のように仮定する。



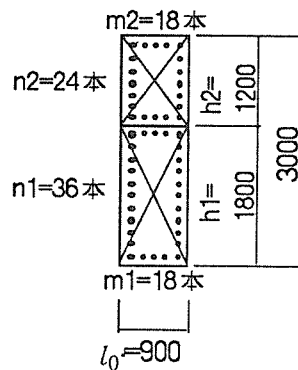
a) 1階 ($l=720\text{cm}$, 両面張り, $t=12\times 2$)]

構造用合板のせん断弾性係数 $G=4,000\text{kg/cm}^2$
釘のすべり剛性

$$K_0=540\text{ kg/cm (使用釘CN65, 面材}t=12)$$

$$K_0=410\text{ kg/cm (使用釘CN50, 面材}t=9)$$

とする。



l_0 : 基準パネル長さ

h : 面材の高さ

m, n : 長さ方向、高さ方向の釘本数

使用釘CN65@50, 面材 $t=12$

$$\begin{aligned} 1/K_1 &= (2 \cdot h_1 / K_0) \times [1 / \{ h_1 (m_1 - 1) \} + h_1 / \{ l_0^2 (n_1 - 1) \}] + h_1 / (G \cdot l_0 \cdot t) \\ &= (2 \times 180 / 540) \times [1 / \{ 180(18 - 1) \} + 180 / \{ 90^2 \times (36 - 1) \}] + 180 / (4,000 \times 90 \times 1.2) \\ &= 1.0578 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 1/K_2 &= (2 \cdot h_2 / K_0) \times [1 / \{ h_2 (m_2 - 1) \} + h_2 / \{ l_0^2 (n_2 - 1) \}] + h_2 / (G \cdot l_0 \cdot t) \\ &= (2 \times 120 / 540) \times [1 / \{ 120(18 - 1) \} + 120 / \{ 90^2 \times (24 - 1) \}] + 120 / (4000 \times 90 \times 1.2) \\ &= 7.8192 \times 10^{-4} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 1/K' &= 1/K_1 + 1/K_2 = 1.0578 \times 10^{-3} + 7.8192 \times 10^{-4} \\ &= 1.8397 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

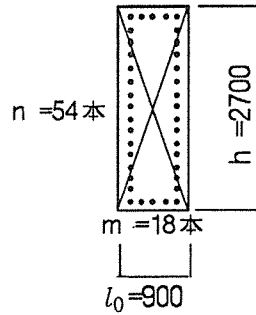
したがって、一面張りの基準パネル長さ ($l_0=90\text{cm}$) 当りの耐力壁の剛性は、

$$K' = 544\text{ kg/cm}$$

1スパン (7.2m) 当りの耐力壁の剛性は、

$$\begin{aligned} K &= K' \times (l / l_0) \times 2 \text{ (面)} \\ &= K' \times (720\text{cm} / 90\text{cm}) \times 2 = 544 \times 8 \times 2 = 8,704\text{ kg/cm} \end{aligned}$$

b) 2階 (l=720cm, 両面張り, t=12×2)



l_0 : 基準パネル長さ
 h : 面材の高さ
 m, n : 長さ方向、高さ方向の釘本数
 使用釘CN65@50, 面材t=12

$$1/K' = (2 \times 270/540) \times [1/\{270(18-1)\} + 270/\{90^2 \times (54-1)\}] + 270/(4,000 \times 90 \times 1.2)$$

$$= 1.4718 \times 10^{-3}$$

$$K' = 680 \text{ kg/cm}$$

$$K = 680 \times (720/90) \times 2 = 10,880 \text{ kg/cm}$$

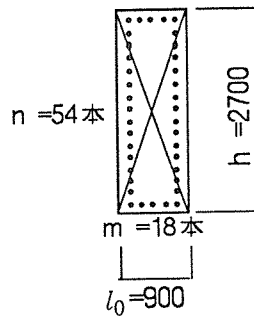
c) 2階 (l=540cm, 両面張り, t=12×2)

使用釘CN65@50, 面材t=12

$$K' = 680 \text{ kg/cm}$$

$$K = 680 \times (540/90) \times 2 = 8,160 \text{ kg/cm}$$

d) 3階 (l=720cm, 片面張り, t=9)



l_0 : 基準パネル長さ
 h : 面材の高さ
 m, n : 長さ方向、高さ方向の釘本数
 使用釘CN65@50, 面材t=12

使用釘CN50@50, 面材t=9

$$1/K' = (2 \times 270/410) \times [1/\{270(18-1)\} + 270/\{90^2 \times (54-1)\}] + 270/(4,000 \times 90 \times 0.9)$$

$$= 1.949 \times 10^{-3}$$

$$K' = 513 \text{ kg/cm}$$

$$K = 513 \times (720/90) = 4,104 \text{ kg/cm}$$

e) 3階 (l=540cm, 片面張り, t=9)

使用釘CN50@50, 面材t=9

$$K' = 513 \text{ kg/cm}$$

$$K = 513 \times (540/90) = 3,078 \text{ kg/cm}$$

(2) ブレース置換

耐力壁をブレース置換するため、等価ブレース断面積 A_s を算定する。なお、構造用合板に相当するブレース材のヤング係数を $E=45t/cm^2$ と仮定する。

a) 1階 ($l=720cm$, 両面張り, $t=12 \times 2$)

$$h=360cm, l_b=805.0cm$$

$$\text{軸変形} \quad \delta_b = N \cdot l_b / E \cdot A_s$$

$$\text{せん断変形} \quad \delta = P/K$$

$$\delta = \delta_b / \cos \psi \text{より}$$

$$P/K = N \cdot l_b / E \cdot A_s \times 1/\cos \psi$$

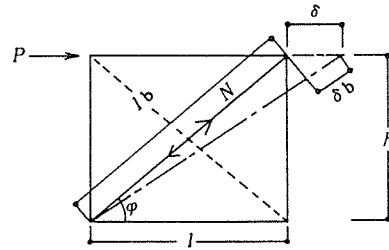
$$N = P/\cos \psi, l_b = l/\cos \psi \text{より}$$

$$P/K = (P/\cos \psi) \cdot (l/\cos \psi) / E \cdot A_s \times 1/\cos \psi$$

$$\therefore A_s = K \cdot l / (E / \cos^3 \psi)$$

ブレース一本当りの等価ブレース断面積は

$$A_s = K \cdot l / (2E \cdot \cos^3 \psi) = 8.704t/cm \times 720 / \{2 \times 45 \times (720/805)^3\} = 97.32cm^2$$



b) 2階 ($l=720cm$, 両面張り, $t=12 \times 2$)]

$$h = 320cm, l_b = 787.9cm \quad K = 10,880kg/cm$$

$$A_s = 10.880 \times 720 / \{2 \times 45 \times (720/787.9)^3\} = 114.06cm^2$$

c) 2階 ($l=540cm$, 両面張り, $t=12 \times 2$)]

$$h = 320cm, l_b = 627.7cm \quad K = 8160kg/cm$$

$$A_s = 8.160 \times 540 / \{2 \times 45 \times (540/627.7)^3\} = 76.90cm^2$$

d) 3階 ($l=720cm$, 片面張り, $t=9$)]

$$h = 320cm, l_b = 787.9cm \quad K = 4104kg/cm$$

$$A_s = 4.104 \times 720 / \{2 \times 45 \times (720/787.9)^3\} = 43.02cm^2$$

e) 3階 ($l=540cm$, 片面張り, $t=9$)]

$$h = 320cm, l_b = 627.7cm \quad K = 3078kg/cm$$

$$A_s = 3.078 \times 540 / \{2 \times 45 \times (540/627.7)^3\} = 29.01cm^2$$

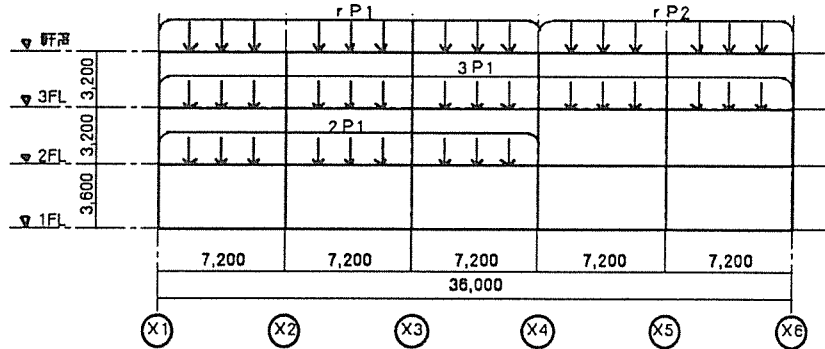
6.4 荷重の設定

(1) X方向の長期鉛直荷重 (Y2通りについて示す)

架構用設計荷重

- ・ 事務所 (1階) → 1,060 kg/cm²
 - ・ 事務所 (2, 3階) → 415 kg/cm²
 - ・ 屋根 → 210 kg/cm²
- 壁自重
- ・ 外壁 → 240 kg/cm²
 - ・ 内壁 → 210 kg/cm²

a) 小梁からの集中荷重



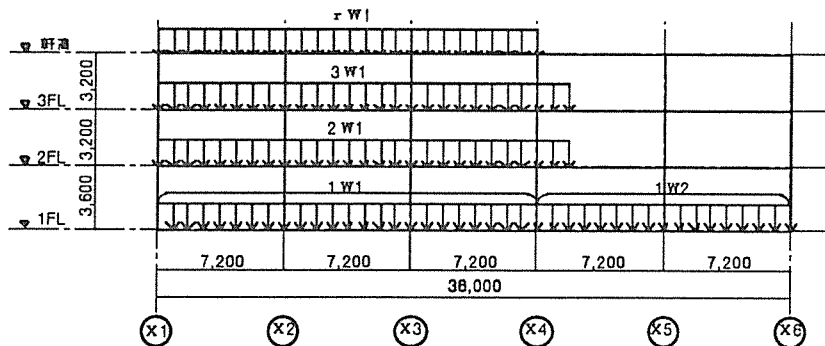
$$rP1 = 0.21\text{t/m}^2 \times 1.8\text{m} \times 3.6\text{m} = 1.361\text{t}$$

$$rP2 = 0.21\text{t/m}^2 \times 1.8\text{m} \times 7.2\text{m} = 2.722\text{t}$$

$$3P1 = 0.415\text{t/m}^2 \times 1.8\text{m} \times 3.6\text{m} = 2.689\text{t}$$

$$2P1 = 2.689\text{t}$$

b) 等分布荷重



$$rW1 = 0.21\text{t/m}^2 \times 0.9\text{m} = 0.189\text{t/m}$$

$$3W1 = 0.415\text{t/m}^2 \times 0.9\text{m} + 0.21\text{t/m} = 0.584\text{t/m}$$

$$2W1 = 0.584\text{t/m}$$

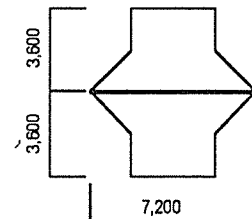
1階は負担荷重を等分布荷重に換算して加えるものとする。

$$\text{支払面積 } A = 3.6\text{m} \times 7.2\text{m} + 3.6\text{m} \times 1.8\text{m} = 32.4\text{m}^2$$

$$\text{支払巾 } w = A/l = 32.4\text{m}^2 / 7.2\text{m} = 4.5\text{m}$$

$$1W1 = 1.06\text{t/m}^2 \times 4.5\text{m} + 0.21\text{t/m} = 4.98\text{t/m}$$

$$1W2 = 1.06\text{t/m}^2 \times 4.5\text{m} = 4.77\text{t/m}$$



(2) Y方向の長期鉛直荷重

7.2の部材算定のところで示す。

(3) X方向の地震荷重

X方向架構(Y2通りについて示す)

$Y_1 \sim Y_4$ 通りの4架構が均等に地震力を負担するものとし、3.3において算定した地震荷重の1/4を入力する。

- ・ R階 $H_r = 48.88t/4 = 12.22t$
- ・ 3階 $H_3 = 55.37t/4 = 13.84t$
- ・ 2階 $H_2 = 37.72t/4 = 9.43t$

(4) Y方向の地震荷重

地震荷重を、長期柱軸力比に応じて各節点に入力するものとする。

1) R階 通り	(単位 ; t)						H _r (t)=48.88
	X1	X2	X3	X4	X5	X6	合計
Y4	0.80	1.61	1.61	1.61	1.61	1.80	8.03
Y3	1.96	3.21	3.21	3.21	3.21	1.61	16.41
Y2	1.96	3.21	3.21	3.21	3.21	1.61	16.41
Y1	0.80	1.61	1.61	1.61	1.61	0.80	8.03
合計	5.53	9.63	9.63	9.63	9.63	4.82	48.88

2) 3階 通り	(単位 ; t)						H ₃ (t)=55.37
	X1	X2	X3	X4	X5	X6	合計
Y4	1.11	2.61	2.22	2.34	2.49	1.11	11.88
Y3	2.56	3.94	3.82	3.29	1.68	1.11	16.40
Y2	2.56	3.94	3.82	3.29	1.68	1.11	16.40
Y1	1.11	2.06	1.95	2.18	2.18	1.23	10.71
合計	7.33	12.56	11.82	11.09	8.03	4.55	55.37

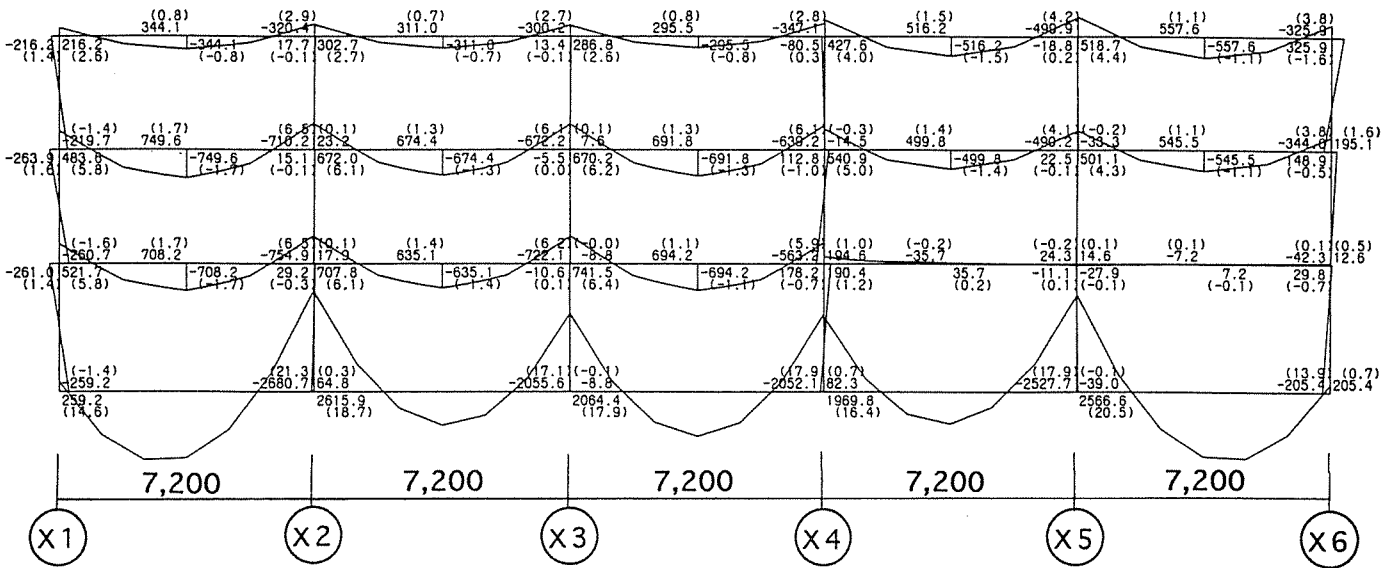
3) 2階 通り	(単位 ; t)						H ₂ (t)=37.72
	X1	X2	X3	X4	X5	X6	合計
Y4	0.74	1.71	1.47	1.55	1.66	0.74	7.89
Y3	1.70	2.62	2.54	2.05	0.56	1.02	10.48
Y2	1.70	2.62	2.54	2.05	0.56	1.02	10.48
Y1	0.74	1.37	1.29	1.89	2.32	1.25	8.86
合計	4.87	8.35	7.85	7.53	5.09	4.03	37.72

7. 主架構の解析結果

7.1 X方向架構

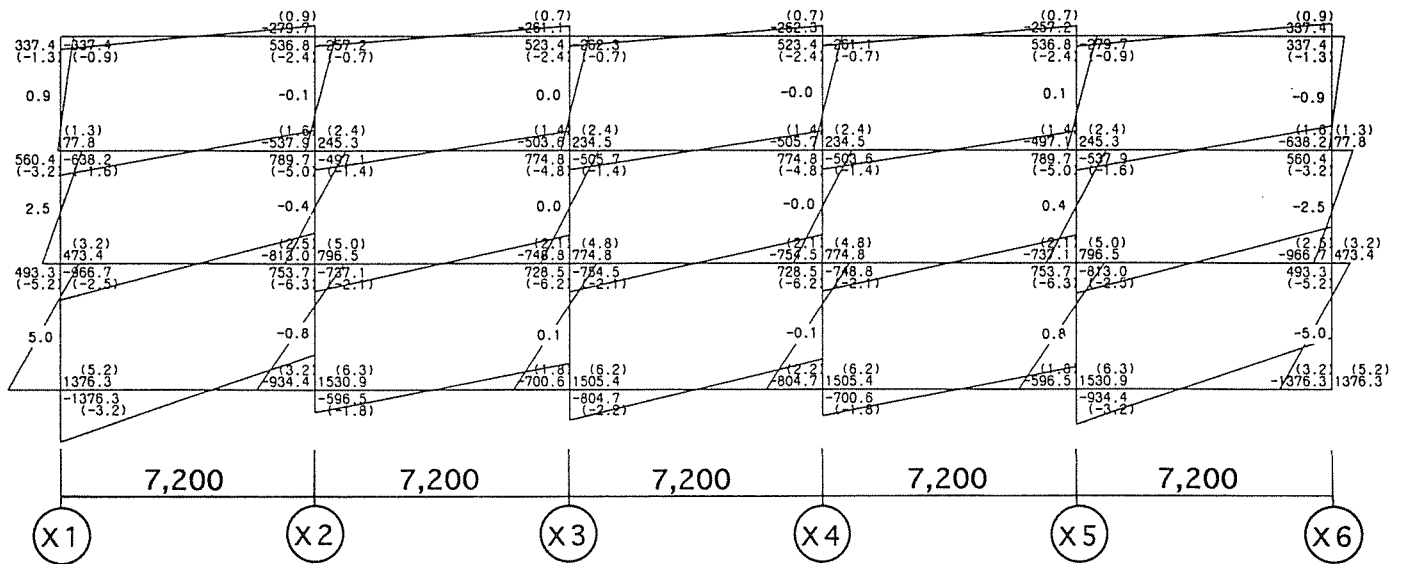
(1) 長期鉛直荷重時応力図

長期鉛直荷重時の応力図をX方向Y2通りについて示す。



(2) 地震時応力図

地震荷重時の応力図をX方向Y2通りについて示す。



梁右端 (Q)	(Q) 柱脚
M	M
柱頭 (Q)	(Q) 梁左端
M	M
(Q)	(Q)
柱 N	

単位 { M : t · cm
Q : t
N : t (+引張り, -圧縮)

7.2 Y方向架構

(1) 長期鉛直荷重時の応力

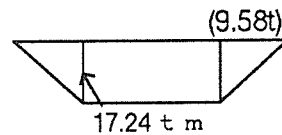
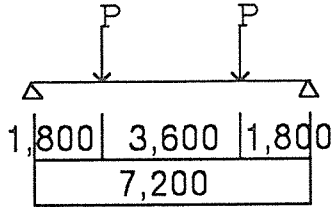
Y方向の長期鉛直荷重時の応力を代表的な所について算出する。Y方向の主架構はおもにこの長期鉛直荷重を負担することになる。

[使用部材]

構造用集成材 (べいまつ1級), $f_b = 145 \text{kg/cm}^2$, $f_s = 12 \text{kg/cm}^2$, $E = 110 \text{t/cm}^2$

a) 2, 3階事務所 (X2通り, Y2 ~ Y3通り間)

$b \times D = 22 \text{cm} \times 65 \text{cm}$, $I_x = 503,479 \text{cm}^4$



曲げモーメント (せん断力) 図

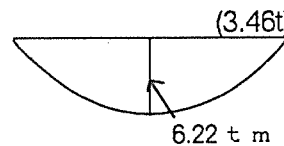
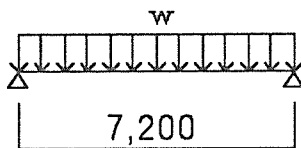
$$P = 0.415 \text{t/m}^2 \times 2.7 \text{m} \times 7.2 \text{m} + 0.21 \text{t/m} \times 7.2 = 8.07 \text{t} + 1.51 \text{t} = 9.58 \text{t}$$

$$M_0 = 9.58 \times 1.8 = 17.24 \text{t} \cdot \text{m} \quad Q = 9.58 \text{t}$$

$$\delta = (9.58 \times 180) \times (3 \times 720^2 - 4 \times 180^2) / (24 \times 110 \times 503,479) = 1.85 \text{cm}$$

b) 2, 3階事務所 (X2通り, Y1 ~ Y2通り間)

$b \times D = 22 \text{cm} \times 45 \text{cm}$, $I_x = 167,063 \text{cm}^4$



曲げモーメント (せん断力) 図

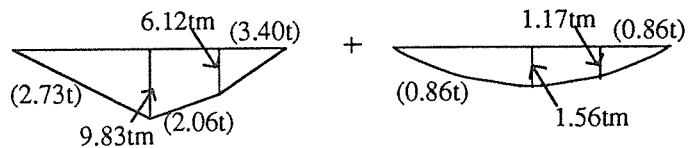
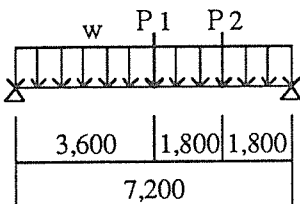
$$w = 0.415 \text{t/m}^2 \times 1.8 \text{m} + 0.21 \text{t/m} = 0.75 \text{t/m} + 0.21 \text{t/m} = 0.96 \text{t/m}$$

$$M_0 = 0.96 \times 7.2^2 / 8 = 6.22 \text{t} \cdot \text{m} \quad Q = 0.96 \times 7.2 / 2 = 3.46 \text{t}$$

$$\delta = (5 \times 0.96 \times 10^2 \times 720^4) / (384 \times 110 \times 167,063) = 1.83 \text{cm}$$

c) 2階事務所 (X6通り, Y1 ~ Y2通り間)

$b \times D = 22 \text{cm} \times 55 \text{cm}$, $I_x = 305,021 \text{cm}^4$



曲げモーメント (せん断力) 図

$$P_1 = 0.415 \text{t/m}^2 \times 2.7 \text{m} \times 3.6 \text{m} + 0.21 \text{t/m} \times 3.6 = 4.03 \text{t} + 0.76 \text{t} = 4.79 \text{t}$$

$$P_2 = 0.24 \text{t/m}$$

$$M_0 = 9.83 \text{t} \cdot \text{m} + 1.56 \text{t} \cdot \text{m} = 11.39 \text{t} \cdot \text{m} \quad M_r = 6.12 \text{t} \cdot \text{m} + 1.17 \text{t} \cdot \text{m} = 7.29 \text{t} \cdot \text{m}$$

$$Q_0 = 2.73 \text{t} + 0.86 \text{t} = 3.59 \text{t}$$

$$Q_r = 3.40 \text{t} + 0.86 \text{t} = 4.26 \text{t}$$

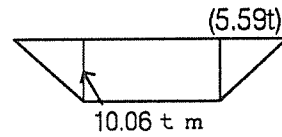
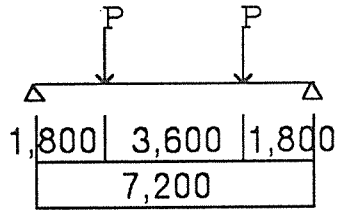
$$\delta_0 = (4.79 \times 720^3) / (48 \times 110 \times 305,021) + [1.34 \times 540 \times 180 \times (540 + 2 \times 180)$$

$$\times \{3 \times 540 \times (540 + 2 \times 180)\}^{0.5}] / (27 \times 110 \times 305,021 \times 720)$$

$$= 1.110 \text{cm} + 0.217 \text{cm} + 0.250 \text{cm} = 1.58 \text{cm}$$

d) 屋根 1FL+10,000 (X2通り, Y2~Y3通り間)

$$b \times d = 22\text{cm} \times 55\text{cm}, I_x = 305,021\text{cm}^4$$



曲げモーメント (せん断力) 図

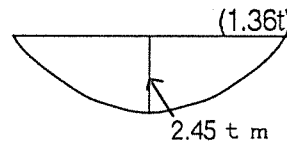
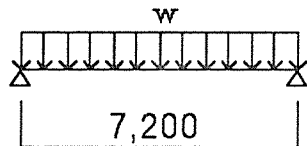
$$P = 0.21\text{ t/m}^2 \times 2.7\text{m} \times 7.2\text{m} + 0.21\text{ t/m} \times 7.2\text{m} = 4.08\text{t} + 1.51 = 5.59\text{ t}$$

$$M_0 = 5.59 \times 1.8 = 10.06\text{ t}\cdot\text{m} \quad Q = 5.59\text{ t}$$

$$\delta = (5.59 \times 180) \times (3 \times 720^2 - 4 \times 180^2) / (24 \times 110 \times 305021) = 1.78\text{ cm}$$

e) 屋根 1FL+10,000 (X2通り, Y1~Y2通り間)

$$b \times d = 22\text{cm} \times 35\text{cm}, I_x = 78,604\text{cm}^4$$



曲げモーメント (せん断力) 図

$$w = 0.21\text{ t/m}^2 \times 1.8\text{m} = 0.378\text{ t/m}$$

$$M_0 = 0.378 \times 7.2^2 / 8 = 2.45\text{ t}\cdot\text{m} \quad Q = 0.378 \times 7.2 / 2 = 1.36\text{ t}$$

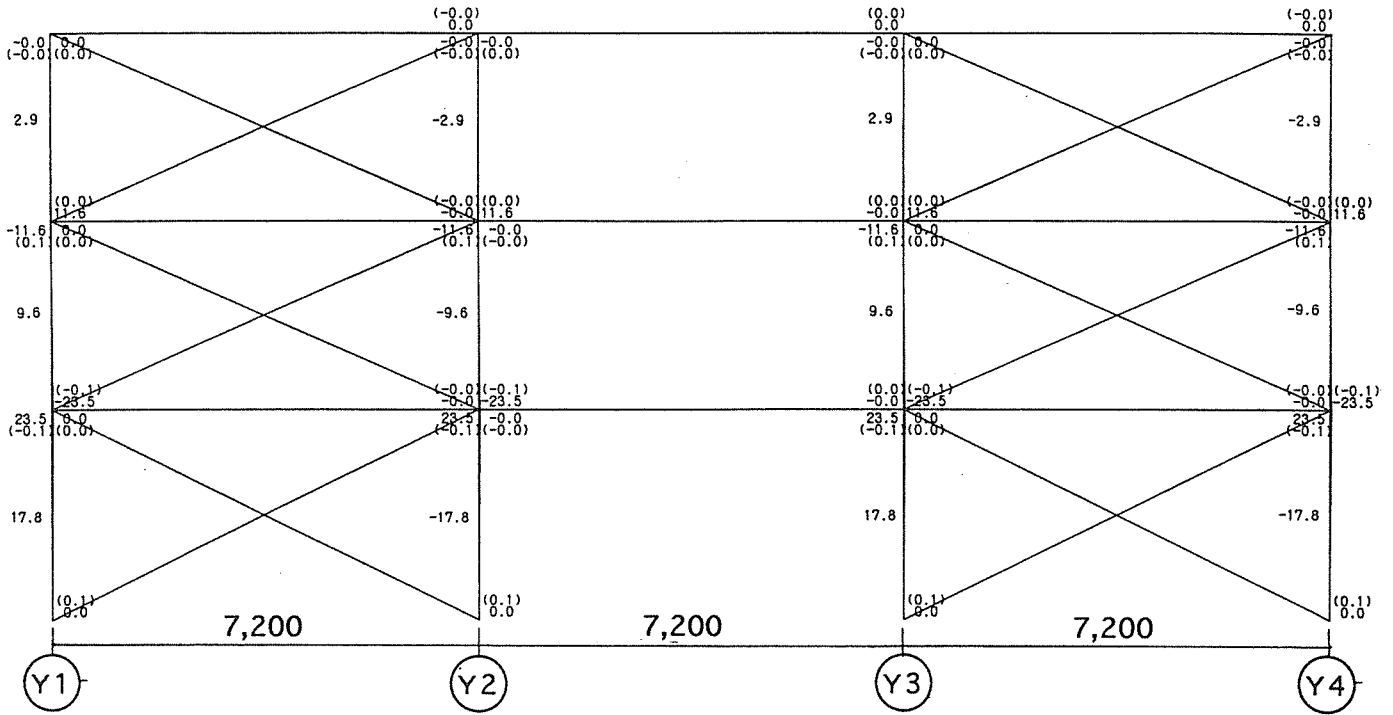
$$\delta = (5 \times 0.378 \times 10^{-2} \times 720^4) / (384 \times 110 \times 78604) = 1.53\text{ cm}$$

(2) 地震時

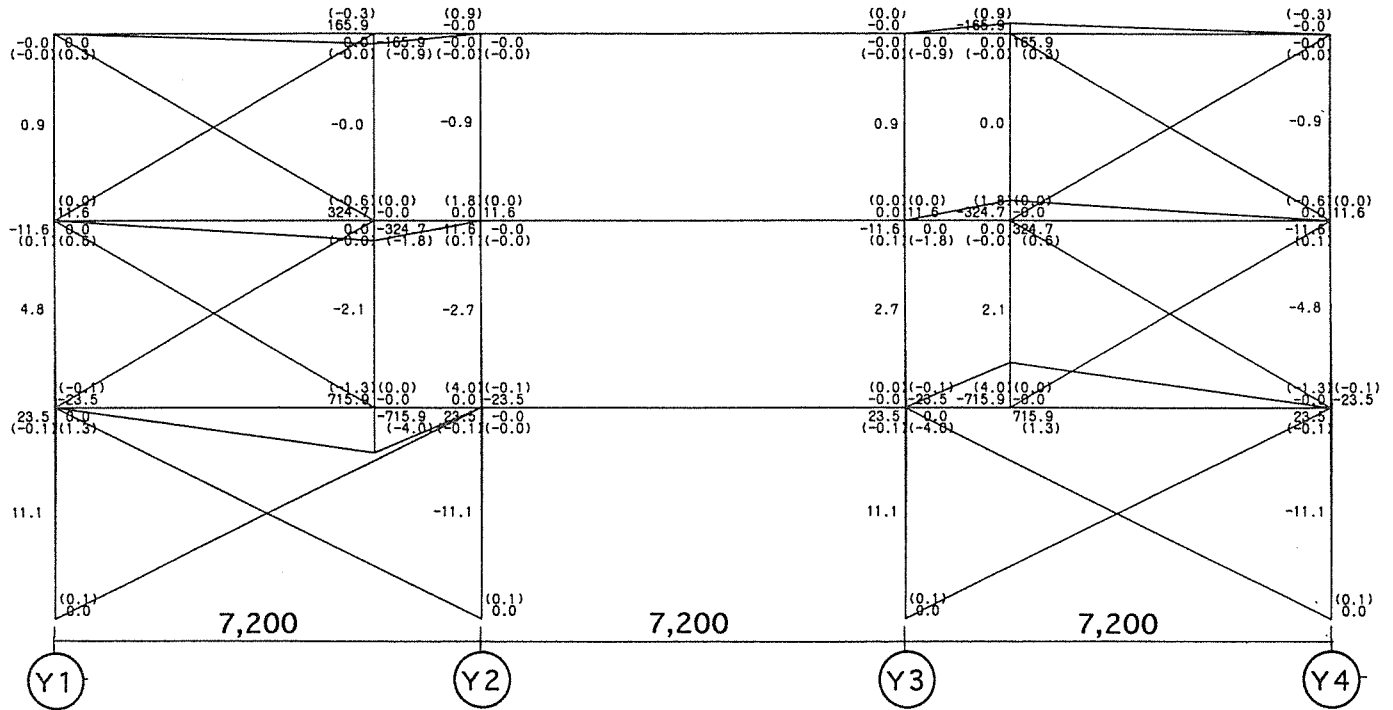
a) 地震荷重時の応力

Y方向の地震時応力を代表的な位置としてX2, X6通りについて示す。

[X2通り]



[X6通り]



梁右端	(Q)	(Q)	柱脚
	M	M	
柱頭	M	M	梁左端
	(Q)	(Q)	
柱	N		

単位 [M : t · cm
Q : t
N : t (+引張り, -圧縮)

b) 地震時せん断力分布

Y方向の地震時せん断力分布を各通り毎に示す。

1) 3階		(単位 ; t)						合計
(Y4)		0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.22
			13.15		6.62		4.24	24.02
(Y3)		0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.22
(Y2)		0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.22
			13.15		6.62		4.24	24.02
(Y1)		0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.22
合計		0.14 (X1)	26.45 (X2)	0.14 (X3)	13.39 (X4)	0.14 (X5)	8.63 (X6)	48.90

2) 2階		(単位 ; t)						合計
(Y4)		-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.66
		8.61	16.97		17.05		10.84	53.46
(Y3)		-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.66
(Y2)		-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.66
		8.61	16.97		17.05		10.84	53.46
(Y1)		-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.11	-0.66
合計		16.78 (X1)	33.50 (X2)	-0.44 (X3)	33.65 (X4)	-0.44 (X5)	21.24 (X6)	104.28

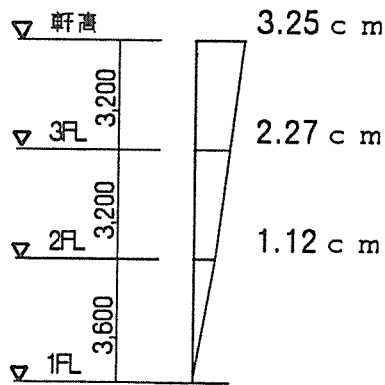
3) 1階		(単位 ; t)						合計
(Y4)		0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.39
		17.60	17.52		17.54		17.57	70.23
(Y3)		0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.39
(Y2)		0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.39
		17.60	17.52		17.54		17.57	70.23
(Y1)		0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.39
合計		35.46 (X1)	35.29 (X2)	0.26 (X3)	35.34 (X4)	0.26 (X5)	35.41 (X6)	142.02

8. 層間変形角, 剛性率, 偏心率

8.1 層間変形角, 剛性率の算定

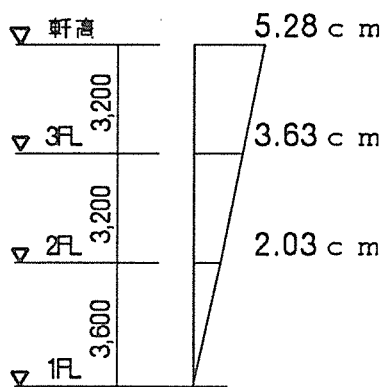
X方向、Y方向共層間変形角 $\delta/h \leq 1/150$ 、剛性率 $R_s \geq 0.6$ となっている。

(1) X方向



階	h(cm)	δ (cm)	rs	R_s
R階	320	0.99	325	1.71
3階	320	1.15	278	1.46
2階	360	1.12	323	1.70
			rs' =	309

(2) Y方向



階	h(cm)	δ (cm)	rs	R_s
R階	320	1.65	194	1.02
3階	320	1.60	200	1.05
2階	360	2.03	177	0.93
			rs' =	190

8.2 偏心率の算定

下式を元に、各階の偏心率を算定する。

・ 重心G(g_x, g_y)

$$g_x = \frac{\sum (W \cdot X)}{\sum W} \quad g_y = \frac{\sum (W \cdot Y)}{\sum W} \quad W: \text{長期荷重による軸力}$$

・ 剛心I(I_x, I_y)

$$I_x = \frac{\sum (D_y \cdot X)}{\sum D_y} \quad I_y = \frac{\sum (D_x \cdot Y)}{\sum D_x}$$

D_x, D_y : 水平剛性

$$D_x = Q_x / \delta_x \quad D_y = Q_y / \delta_y$$

Q_x, Q_y : 負担せん断力 δ_x, δ_y : 層間変位

・ 偏心距離

$$e_x = |I_x - g_x| \quad e_y = |I_y - g_y|$$

・ ねじり剛性

$$K_r = \sum (D_x \cdot Y'^2) + \sum (D_y \cdot X'^2)$$

$$X' = X - I_x \quad Y' = Y - I_y$$

・ 弾性半径

$$r_{ex} = \sqrt{K_r / \sum D_x} \quad r_{ey} = \sqrt{K_r / \sum D_y}$$

・ 偏心率

$$R_{ex} = e_y / r_{ex} \quad R_{ey} = e_x / r_{ey}$$

1) R階

$$\delta y(\text{cm}) = 1.65$$

$$\delta x(\text{cm}) = 0.99$$

通り	X(cm)	W(t)	Q(t)	Dy(t/cm)	W*X	Dy*X	X'(cm)	Dy*X2
X 1	0	18.76	0.14	0.087	0	0	-1629	3.2E+05
X 2	720	32.66	26.45	16.031	23515	11542	-909	1.32E+07
X 3	1440	32.66	0.14	0.087	47029	126	-189	3.11E+03
X 4	2160	32.66	13.39	8.113	70544	17525	531	2.29E+06
X 5	2880	32.66	0.14	0.087	94058	251	1251	1.37E+05
X 6	3600	16.33	8.63	5.230	58787	18829	1971	2.03E+07
合計	-	165.73	48.90	29.636	293933	48273	-	3.62E+07
Y 1	0	27.22	12.22	12.407	0	0	-1080	1.45E+07
Y 2	720	55.65	12.22	12.407	40066	8933	-360	1.61E+06
Y 3	1440	55.65	12.22	12.407	80131	17866	360	1.61E+06
Y 4	2160	27.22	12.22	12.407	58787	26799	1080	1.45E+07
合計	-	165.73	48.88	49.627	178984	53598	-	3.22E+07
方向	重心g	剛心 I	偏心距離e	捻り剛性Kr	弾力半径re	偏心率Re		
X	1774	1629	145	6.84E+07	1174	0.123		
Y	1080	1080	0	6.84E+07	1519	0.000		

2) 3階

$$\delta y(\text{cm}) = 1.60$$

$$\delta x(\text{cm}) = 1.15$$

通り	X(cm)	W(t)	Q(t)	Dy(t/cm)	W*X	Dy*X	X'(cm)	Dy*X2
X 1	0	65.77	16.78	10.485	0	0	-1643	2.83E+07
X 2	720	113.24	33.50	20.935	81531	15073	-923	1.78E+07
X 3	1440	108.46	-0.44	-0.275	156181	-396	-203	1.14E+04
X 4	2160	103.84	33.65	21.033	224287	45431	517	5.62E+06
X 5	2880	84.16	-0.44	-0.275	242393	-792	1237	1.21E+05
X 6	3600	45.51	21.24	13.272	163840	47780	1957	5.08E+07
合計	-	520.98	104.28	65.175	868233	107097	-	1.03E+08
Y 1	0	95.90	26.06	22.625	0	0	-1080	2.64E+07
Y 2	720	160.83	26.06	22.625	115798	16290	-360	2.93E+06
Y 3	1440	160.83	26.06	22.625	231597	32580	360	2.93E+06
Y 4	2160	103.41	26.06	22.625	223366	48870	1080	2.64E+07
合計	-	520.98	104.26	90.501	570761	97741	-	5.86E+07
方向	重心g	剛心 I	偏心距離e	捻り剛性Kr	弾力半径re	偏心率Re		
X	1667	1643	23	1.62E+08	1337	0.017		
Y	1096	1080	16	1.62E+08	1575	0.010		

3) 2階

$$\delta y(\text{cm}) = 2.03$$

$$\delta x(\text{cm}) = 1.12$$

通り	X(cm)	W(t)	Q(t)	Dy(t/cm)	W*X	Dy*X	X'(cm)	Dy*X2
X 1	0	112.77	35.46	17.466	0	0	-1622	4.59E+07
X 2	720	193.82	35.29	17.385	139548	12517	-902	1.41E+07
X 3	1440	184.26	0.26	0.128	265333	184	-182	4.24E+03
X 4	2160	176.54	35.34	17.410	381319	37606	538	5.04E+06
X 5	2880	133.34	0.26	0.128	384010	369	1258	2.03E+05
X 6	3600	84.41	35.41	17.442	303886	62790	1978	5.82E+07
合計	-	885.14	142.02	69.960	1474096	113467	-	1.34E+08
Y 1	0	181.44	35.49	31.833	0	0	-1080	3.71E+07
Y 2	720	262.05	35.49	31.833	188673	22920	-360	4.13E+06
Y 3	1440	262.05	35.49	31.833	377347	45840	360	4.13E+06
Y 4	2160	179.60	35.49	31.833	387945	68760	1080	3.71E+07
合計	-	885.14	141.98	127.333	953965	137519	-	8.25E+07
方向	重心g	剛心 I	偏心距離e	捻り剛性Kr	弾力半径re	偏心率Re		
X	1665	1622	44	2.16E+08	1303	0.033		
Y	1078	1080	2	2.16E+08	1758	0.001		

各階X方向、Y方向共偏心率 $Re \leq 0.15$ となっている。

9. 主架構の設計

9.1 大梁の設計

(1) X方向大梁

X方向架構の2階大梁(X1～X2通り間, X2端)について設計する。

[使用部材]

構造用集成材(べいまつ1級) 長期許容応力度 $f_b = 145\text{kg/cm}^2$, $f_s = 12\text{kg/cm}^2$

$b \times D = 22\text{cm} \times 75\text{cm}$ $A = 1,650\text{cm}^2$, $Z = 20,625\text{cm}^3$

部材のせいの増加に伴う低減係数 $C_f = 0.91$

[応力]

設計用応力は、節点応力(8.1)を用いるものとする。

長期応力 ${}_lM = 7.55\text{ t}\cdot\text{m}$, ${}_lQ = 6.5\text{ t}$

地震時応力 ${}_eM = 8.13\text{ t}\cdot\text{m}$, ${}_eQ = 2.5\text{ t}$

短期応力 ${}_sM = 15.68\text{ t}\cdot\text{m}$, ${}_sQ = 9.0\text{ t}$

[長期応力による検討]

曲げ応力度 ${}_l\sigma_b = {}_lM / Z = 7.55 \times 10^5 / 20,625 = 36.60\text{kg/cm}^2$

${}_l\sigma_b / (C_f \cdot f_b) = 36.60 / (0.91 \times 145) = 0.28 < 1.0$ O.K

せん断応力度 ${}_l\tau = \alpha \cdot {}_lQ / A = 1.5 \times 6.5 \times 10^3 / 1,650 = 5.91 < 12\text{kg/cm}^2$ O.K

[短期応力による検討]

曲げ応力度 ${}_s\sigma_b = {}_sM / Z = 15.68 \times 10^5 / 20,625 = 76.02\text{kg/cm}^2$

${}_s\sigma_b / (C_f \cdot f_b) = 76.02 / (0.91 \times 145 \times 2) = 0.29 < 1.0$ O.K

せん断応力度 ${}_s\tau = \alpha \cdot {}_sQ / A = 1.5 \times 9.0 \times 10^3 / 1,650 = 8.18 < 24\text{kg/cm}^2$ O.K

[たわみの検討]

長期 中央部たわみ $\delta = 0.40\text{cm} = l / 1,800 < l / 300$ O.K

[燃えしろ設計]

燃えしろ4.5cmを四面考慮する。

$b = 22 - 4.5 \times 2 = 13\text{cm}$, $D = 75 - 4.5 \times 2 = 66.0\text{cm}$

$A = 858\text{cm}^2$, $Z = 9,438\text{cm}^3$, $C_f = 0.91$

${}_l\sigma_b = 7.55 \times 10^5 / 9,438 = 79.99\text{kg/cm}^2$

${}_l\sigma_b / (C_f \cdot f_b) = 79.99 / (0.91 \times 145 \times 2) = 0.30 < 1.0$ O.K

${}_l\tau = \alpha \cdot {}_lQ / A = 1.5 \times 6.5 \times 10^3 / 858 = 11.36 < 24\text{kg/cm}^2$ O.K

その他の大梁についても、以下同様に設計する。

*下段は燃えしろ4.5cmを、四面考慮した場合を示す。

位置	IM	IQ	b	A(cm ²) Z(cm ³)	Cf κ	lfb		lfs		lσb		lτ		L	lδ	lδ/L
	sM (tm)	sQ (t)				D (cm)	sfb	sfs	sσb	sτ	sσb/(Cf·sfb)	sτ/sfs	(kg/cm ²)			
X方向,3階	7.10	6.50	22	1540	0.91	145	145	12	39.53	6.33	0.300	0.528	720	0.54	1/	1333
X1~X2, X2端	12.48	8.10	70	17967	1.5	290	290	24	69.47	7.89	0.263	0.329	-	-	-	-
(燃えしろ設計)	-	-	13	793	0.91	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
X方向,R階	7.10	6.50	61	8062	1.5	290	290	24	88.09	12.30	0.334	0.512	-	-	-	-
X5~X6, X5端	5.19	4.40	22	1320	0.93	145	145	12	39.30	5.00	0.291	0.417	720	0.59	1/	1220
(燃えしろ設計)	7.98	5.30	60	13200	1.5	290	290	24	60.48	6.02	0.224	0.251	-	-	-	-
(燃えしろ設計)	-	-	13	663	0.93	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Y方向,2,3階	5.19	4.40	51	5636	1.5	290	290	24	92.04	9.95	0.341	0.415	-	-	-	-
(燃えしろ設計)	17.24	9.58	22	1430	0.91	145	145	12	111.29	10.05	0.843	0.837	720	1.85	1/	389
X2(Y2-Y3)	-	-	65	15492	1.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
(燃えしろ設計)	-	-	13	726	0.93	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Y方向,2,3階	17.24	9.58	56	6795	1.5	290	290	24	253.73	19.74	0.941	0.822	-	-	-	-
(燃えしろ設計)	6.22	3.46	22	990	0.96	145	145	12	83.77	5.24	0.602	0.437	720	1.83	1/	393
X2(Y1-Y2)	-	-	45	7425	1.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
(燃えしろ設計)	-	-	13	466	0.96	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Y方向,2階	6.22	3.46	36	2806	1.5	290	290	24	221.51	11.09	0.796	0.462	-	-	-	-
(燃えしろ設計)	11.39	7.29	22	1210	0.93	145	145	12	102.69	9.04	0.762	0.753	720	1.58	1/	456
X5(Y1-Y2)	16.15	8.24	55	11092	1.5	290	290	24	145.60	10.21	0.540	0.426	-	-	-	-
(燃えしろ設計)	-	-	13	596	0.93	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Y方向,R階	11.39	7.29	46	4585	1.5	290	290	24	248.44	18.29	0.921	0.762	-	-	-	-
(燃えしろ設計)	10.06	5.59	22	1210	0.93	145	145	12	90.70	6.93	0.673	0.577	720	1.78	1/	404
X2(Y2-Y3)	-	-	55	11092	1.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
(燃えしろ設計)	-	-	13	598	0.93	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Y方向,R階	10.06	5.59	46	4585	1.5	290	290	24	219.43	14.02	0.814	0.584	-	-	-	-
(燃えしろ設計)	2.45	1.36	22	770	0.96	145	145	12	54.55	2.65	0.392	0.221	720	1.53	1/	471
X2(Y1-Y2)	-	-	35	4492	1.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
(燃えしろ設計)	-	-	13	338	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
(燃えしろ設計)	2.45	1.36	26	1465	1.5	290	290	24	167.27	6.04	0.577	0.251	-	-	-	-

9.2 柱の設計

(1) 1階柱脚 (X2-Y2通り)

[使用部材]

構造用集成材 (べいまつ1級)

長期許容応力度 $f_c = 105 \text{ kg/cm}^2$, $f_b = 145 \text{ kg/cm}^2$, $f_s = 12 \text{ kg/cm}^2$

$b \times D = 22\text{cm} \times 75\text{cm}$ $A = 1,650\text{cm}^2$, $Z = 20,625\text{cm}^3$, $i_y = 6.35\text{cm}$

部材のせいの増加に伴う低減係数 $C_f = 0.91$

座屈長さ $l_k = 360\text{cm}$ 有効細長比 $\lambda = l_k / i_y = 360 / 6.35 = 56.7$

$30 < \lambda \leq 100$ より

長期許容座屈応力度 $f_k = f_c (1.3 - 0.01\lambda) = 105 \times (1.3 - 0.01 \times 56.7) = 77 \text{ kg/cm}^2$

[応力]

設計用応力は、節点応力 (7.1) を用いるものとする。

長期応力 ${}_lN = -61.47\text{t}$ (圧縮), ${}_lM = 0.65\text{t} \cdot \text{m}$, ${}_lQ = 0.3\text{t}$

地震時応力 ${}_eN = 0.80\text{t}$, ${}_eM = 15.31\text{t} \cdot \text{m}$, ${}_eQ = 6.3\text{t}$

短期応力 ${}_sN = -62.27\text{t}$ (圧縮), ${}_sM = 15.96\text{t} \cdot \text{m}$, ${}_sQ = 6.6\text{t}$

[長期応力による検討]

圧縮応力度 ${}_l\sigma_c = {}_lN / A = 61.47 \times 10^3 / 1650 = 37.26 \text{ kg/cm}^2$

${}_l\sigma_c / f_k = 37.26 / 77.0 = 0.48 < 1.0$ O.K

曲げ応力度 ${}_l\sigma_c = {}_lM / Z = 0.65 \times 10^5 / 20,625 = 3.14 \text{ kg/cm}^2$

${}_l\sigma_c / (C_f \cdot f_b) = 3.14 / (0.91 \times 145) = 0.02 < 1.0$ O.K

せん断応力度 ${}_l\tau = \alpha \cdot {}_lQ / A = 1.5 \times 0.3 \times 10^3 / 1650 = 0.27 < 12 \text{ kg/cm}^2$ O.K

複合応力による検討 ${}_l\sigma_c = f_k + {}_l\sigma_b / (C_f \cdot f_b) = 0.48 + 0.02 = 0.50 < 1.0$ O.K

[短期応力による検討]

圧縮応力度 ${}_s\sigma_c = {}_sN / A = 62.27 \times 10^3 / 1650 = 37.74 \text{ kg/cm}^2$

${}_s\sigma_c / f_k = 37.74 / 77.2 = 0.25 < 1.0$ O.K

曲げ応力度 ${}_s\sigma_b = {}_sM / Z = 16.0 \times 10^5 / 20,625 = 77.37 \text{ kg/cm}^2$

${}_s\sigma_b / (C_f \cdot f_b) = 77.37 / (0.91 \times 145 \times 2) = 0.29 < 1.0$ O.K

せん断応力度 ${}_s\tau = \alpha \cdot {}_sQ / A = 1.5 \times 6.6 \times 10^3 / 1,650 = 6.00 < 24 \text{ kg/cm}^2$ O.K

複合応力による検討 ${}_s\sigma_c = f_k + {}_s\sigma_b / (C_f \cdot f_b) = 0.25 + 0.29 = 0.54 < 1.0$ O.K

[燃えしろ設計]

燃えしろ4.5cmを四面考慮する。

$b = 22 - 4.5 \times 2 = 13\text{cm}$, $D = 75 - 4.5 \times 2 = 66.0\text{cm}$

$A = 858\text{cm}^2$, $Z = 9438\text{cm}^3$, $i_y = 3.75\text{cm}$, $C_f = 0.91$

$l_k = 360\text{cm}$ $\lambda = 360 / 3.75 = 95.9$ $30 < \lambda \leq 100$ より $f_k = 105 \times (1.3 - 0.01 \times 95.9) = 35.8 \text{ kg/cm}^2$

${}_l\sigma_c = 61.47 \times 10^3 / 858 = 71.64 \text{ kg/m}^2$

${}_l\sigma_c / f_k = 71.64 / (35.8 \times 2) = 1.00 > 1.0$ OUT

${}_l\sigma_b = 0.65 \times 10^5 / 9438 = 6.87 \text{ kg/m}^2$

${}_l\sigma_b / (C_f \cdot f_b) = 6.87 / (0.91 \times 145 \times 2) = 0.026 < 1.0$ O.K

$${}_1\sigma_c/{}_s f_k + {}_1\sigma_b/(C_f \cdot {}_s f_b) = 1.00 + 0.026 = 1.03 < 1.0 \quad \text{OUT}$$

$${}_\tau = 1.5 \times 0.3 \times 10^3 / 858 = 0.52 < 24 \text{ kg/m}^2 \quad \text{O.K}$$

・そこで厚さ0.5cm分は柱を板で被覆するものとし、燃えしろ4.0cmのみを考慮すると、

$$b = 22 - 4.0 \times 2 = 14 \text{ cm}, \quad D = 75 - 4.0 \times 2 = 67.0 \text{ cm}$$

$$A = 938 \text{ cm}^2, \quad Z = 10474 \text{ cm}^3, \quad i_y = 4.04 \text{ cm}, \quad C_f = 0.91,$$

$$l_k = 360 \text{ cm} \quad \lambda = 360 / 4.04 = 89.130 < \lambda \leq 100 \text{ より} \quad f_k = 105 \times (1.3 - 0.01 \times 89.1) = 43.0 \text{ kg/m}^2$$

$${}_1\sigma_c = 61.47 \times 10^3 / 938 = 65.53 \text{ kg/m}^2$$

$${}_1\sigma_c / {}_s f_k = 65.53 / (43.0 \times 2) = 0.76 < 1.0 \quad \text{O.K}$$

$${}_1\sigma_b = 0.65 \times 10^5 / 10,474 = 6.19 \text{ kg/m}^2$$

$${}_1\sigma_b / (C_f \cdot {}_s f_b) = 6.19 / (0.91 \times 145 \times 2) = 0.02 < 1.0 \quad \text{O.K}$$

$${}_\tau = 1.5 \times 0.3 \times 10^3 / 938 = 0.48 < 24 \text{ kg/m}^2 \quad \text{O.K}$$

$${}_1\sigma_c / {}_s f_k + {}_1\sigma_b / (C_f \cdot {}_s f_b) = 0.76 + 0.02 = 0.78 < 1.0 \quad \text{O.K}$$

また、1階柱頭(X2-Y2通り)の弱軸方向についても検討する。

[使用部材]

$$b \times D = 75 \text{ cm} \times 22 \text{ cm}, \quad Z = 6050 \text{ cm}^3$$

[応力]

$$\text{長期応力} \quad {}_1N = -61.47 \text{ t (圧縮)}, \quad {}_1M = 0.01 \text{ t} \cdot \text{m}, \quad {}_1Q = 0.0 \text{ t}$$

$$\text{地震時応力} \quad {}_eN = 17.77 \text{ t}, \quad {}_eM = 0.24 \text{ t} \cdot \text{m}, \quad {}_eQ = 0.07 \text{ t}$$

$$\text{短期応力} \quad {}_sN = -79.24 \text{ t (圧縮)}, \quad {}_sM = 0.24 \text{ t} \cdot \text{m}, \quad {}_sQ = 0.07 \text{ t}$$

[短期応力による検討]

$$\text{圧縮応力度} \quad {}_s\sigma_c = 79.24 \times 10^3 / 1,650 = 48.02 \text{ kg/cm}^2$$

$${}_s\sigma_c / {}_s f_k = 48.02 / (77 \times 2) = 0.31 < 1.0 \quad \text{O.K}$$

$$\text{曲げ応力度} \quad {}_s\sigma_b = 0.24 \times 10^5 / 6050 = 3.97 \text{ kg/cm}^2$$

$${}_s\sigma_b / (C_f \cdot {}_s f_b) = 3.97 / (1.0 \times 145 \times 2) = 0.01 < 1.0 \quad \text{O.K}$$

複合応力による検討

$${}_s\sigma_c / {}_s f_k + {}_s\sigma_b / (C_f \cdot {}_s f_b) = 0.31 + 0.01 = 0.32 < 1.0 \quad \text{O.K}$$

$$\text{せん断応力度} \quad {}_s\tau = \alpha \cdot {}_sQ / A = 1.5 \times 0.07 \times 10^3 / 1650 = 0.06 < 24 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{O.K}$$

(2) 1階柱脚(X1-Y2通り)

[使用部材]

$$b \times D = 22 \text{ cm} \times 75 \text{ cm} \quad l_k = 360 \text{ cm}$$

[応力]

$${}_1N = -35.13 \text{ t (圧縮)}, \quad {}_1M = 2.59 \text{ t} \cdot \text{m}, \quad {}_1Q = 1.4 \text{ t}$$

$${}_eN = 5.00 \text{ t}, \quad {}_eM = 13.77 \text{ t} \cdot \text{m}, \quad {}_eQ = 5.2 \text{ t}$$

$${}_sN = -40.13 \text{ t (圧縮)}, \quad {}_sM = 16.36 \text{ t} \cdot \text{m} \quad {}_sQ = 6.6 \text{ t}$$

[長期応力による検討]

$${}_1\sigma_c = 35.13 \times 10^3 / 1650 = 21.29 \text{ kg/cm}^2 \quad {}_1\sigma_c / {}_1 f_k = 21.29 / 77.0 = 0.28 < 1.0 \quad \text{O.K}$$

$${}_1\sigma_b = 2.59 \times 10^5 / 20625 = 12.57 \text{ kg/cm}^2 \quad {}_1\sigma_b / (C_f \cdot {}_1 f_b) = 12.57 / (0.91 \times 145) = 0.10 < 1.0 \quad \text{O.K}$$

$${}_1\sigma_c / {}_1 f_k + {}_1\sigma_b / (C_f \cdot {}_1 f_b) = 0.28 + 0.10 + 0.38 < 1.0$$

$${}_\tau = 1.5 \times 1.4 \times 10^3 / 1650 = 1.27 < 12 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{O.K}$$

[短期応力による検討]

$${}_s\sigma_c = 40.13 \times 10^3 / 1,650 = 24.32 \text{ kg/cm}^2 \quad {}_s\sigma_c / \text{sfk} = 24.32 / (77 \times 2) = 0.16 < 1.0 \quad \text{O.K}$$

$${}_s\sigma_b = 16.36 \times 10^5 / 20,625 = 79.3 \text{ kg/cm}^2 \quad {}_s\sigma_b / (C_f \cdot {}_s f_b) = 79.3 / (0.91 \times 145 \times 2) = 0.3 < 1.0 \quad \text{O.K}$$

$${}_s\sigma_c / \text{sfk} + {}_s\sigma_b / (C_f \cdot {}_s f_b) = 0.16 + 0.30 = 0.46 < 1.0 \quad \text{O.K}$$

$${}_s\tau = 1.5 \times 6.6 \times 10^3 / 1,650 = 6.00 < 24 \text{ kg/cm}^2$$

[燃えしろ]

・燃えしろ4.5cmを四面考慮すると、 $b = 13 \text{ cm}$, $D = 66.0 \text{ cm}$

$${}_l\sigma_c = 35.13 \times 10^3 / 858 = 40.94 \text{ kg/cm}^2 \quad {}_l\sigma_c / \text{sfk} = 40.94 / (35.8 \times 2) = 0.57 < 1.0 \quad \text{O.K}$$

$${}_l\sigma_b = 2.59 \times 10^5 / 9438 = 27.46 \text{ kg/cm}^2 \quad {}_l\sigma_b / (C_f \cdot \text{sfb}) = 27.46 / (0.91 \times 145 \times 2) = 0.1 < 1.0 \quad \text{O.K}$$

$${}_l\sigma_c / \text{sfk} + {}_l\sigma_b / (C_f \cdot \text{sfb}) = 0.57 + 0.10 = 0.67 < 1.0 \quad \text{O.K}$$

$${}_l\tau = 1.5 \times 1.4 \times 10^3 / 858 = 2.45 < 24 \text{ kg/cm}^2$$

10. 接合部の検討

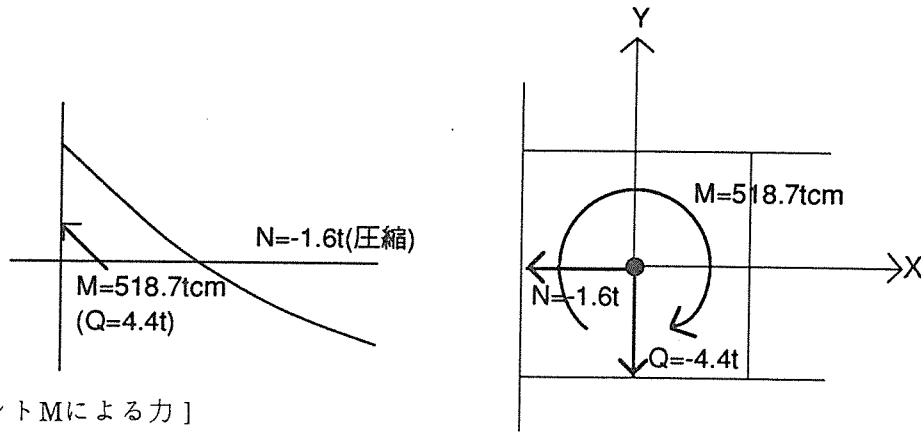
10.1 X方向架構の接合部の検討

X方向架構の鋼板挿入ドリフトピン接合部における接合具の設計を、小松先生提案式を元に、屋根(1EL+10,000)の大梁について示す。

【屋根, Y2通り, X5~X6通り間, X5通り端, 接合具位置外側 No.10】

(1) 接合具が負担する力と合力の算定

接合具の設計用応力は節点応力を用い、力の方向は下図のように仮定する。



[モーメントMによる力]

長期曲げモーメント $iM = 518,700 \text{ kgcm}$

$$Psi = K\phi_i \cdot r_i \cdot M/R_j = 28,000 \times 23.6 \times 518,700 / 425,863,532 = 805 \text{ kg}$$

[せん断力Qによる力]

長期せん断力 $iQ = -4,400 \text{ kg}$

$$Pqi = K90i \cdot Q/S_j = Q/(n_s \cdot n_i) = -4,400 / (2 \times 36) = -61 \text{ kg}$$

[軸力Nによる力]

長期軸力 $iN = -1,600 \text{ kg}$

$$Pni = K0i \cdot N/D_j = N/(n_s \cdot n_i) = -1,700 / (2 \times 36) = -22 \text{ kg}$$

[力の重ね合わせによる合力Fresの算出]

$$Fxi = Psi \cdot \sin\beta_i + Pni = Psi(y_i/r_i) + Pni = 805 \times (-23.6/23.6) - 22 = -827 \text{ kg}$$

$$Fyi = -Psi \cdot \cos\beta_i + Pqi = -Psi(x_i/r_i) + Pqi = -805 \times (0/23.6) - 61 = -61 \text{ kg}$$

$$Fres = (Fxi^2 + Fyi^2)^{0.5} = \{(-827)^2 + (-61)^2\}^{0.5} = 829 \text{ kg} \quad (\text{一せん断面当り})$$

(2) 接合具の降伏耐力の算定

[円形断面鋼棒の集成材へのめり込み降伏応力度 σ_e]

森林総研接合研究室内部資料によると、べいまつ集製材の面圧特性は、

べいまつ比重 $TD = 550 \text{ kg/m}^3$, ドリフトピン $d = 16 \text{ mm}$ とした場合

・ 繊維平行方向…………… $\sigma_{e0} = 282.9 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

・ 繊維直交方向…………… $\sigma_{e90} = 112.0 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

[ドリフトピン降伏モーメント]

$$My = \sigma_y \cdot (d^3/6) = 4,688 \times (1.6^3/6) = 3,200 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

ただし、鋼棒の曲げ降伏応力度 $\sigma_y \doteq 4,688 \text{ kg/cm}^2$ は、 $d = 16 \text{ mm}$ ピンに関する川元先生の実測値。

[ドリフトピン降伏耐力]

・ 繊維平行方向加力時

(鋼板挿入降伏タイプ 1)

$$P_{y0} = l \cdot d \cdot \sigma_{e0} = (13 - 0.9) \times 1.6 \times 282.9 = 5,477 \text{kg}$$

(鋼板挿入降伏タイプ 2)

$$P_{y0} = l \cdot d \cdot \sigma_{e0} [\{ 2 + 16My / (l^2 \cdot d \cdot \sigma_{e0}) \}^{0.5} - 1]$$

$$= 5,477 \times [\{ 2 + 16 \times 3,200 / (12.1^2 \times 1.6 \times 282.9) \}^{0.5} - 1] = 3,643 \text{kg}$$

(鋼板挿入降伏タイプ 3)

$$P_{y0} = 2 \cdot (4My \cdot d \cdot \sigma_e)^{0.5}$$

$$= 2 \times (4 \times 3,200 \times 1.6 \times 282.9)^{0.5} = 4,814 \text{kg}$$

・ 繊維直交方向加力時

(鋼板挿入降伏タイプ 1)

$$P_{y90} = (13 - 0.9) \times 1.6 \times 112.0 = 2,168 \text{kg}$$

(鋼板挿入降伏タイプ 2)

$$P_{y90} = 2,168 \times [\{ 2 + 16 \times 3,200 / (12.1^2 \times 1.6 \times 112.0) \}^{0.5} - 1] = 2,142 \text{kg}$$

(鋼板挿入降伏タイプ 3)

$$P_{y90} = 2 \times (4 \times 3,200 \times 1.6 \times 112.0)^{0.5} = 3,029 \text{kg}$$

以上より、ドリフトピンの降伏耐力は

$$P_{y0} = 3,643 \text{kg}, P_{y90} = 2,142 \text{kg} \quad (\text{二せん断面当り})$$

[合力Fresの作用方向]

$$w_i = \text{TAN}^{-1} (F_{yi}/F_{xi}) = \text{TAN}^{-1} (-61/-827) = 0.0738 \text{rad}$$

[角度wi方向の許容耐力Pwi]

降伏耐力の1/2を長期許容耐力とすると、

$$iP_0 = 3,643/2 = 1,822 \text{kg}, \quad iP_{90} = 2,142/2 = 1,071 \text{kg} \quad (\text{二せん断面当り})$$

$$P_{wi} = iP_0 \cdot iP_{90} / (iP_0 \cdot \text{SIN}^2 w_i + iP_{90} \cdot \text{COS}^2 w_i)$$

$$= (1,822 \times 1,071) / (1,822 \times \text{SIN}^2 (0.0738) + 1,071 \times \text{COS}^2 (0.0738))$$

$$= 1,814 \text{kg} \quad (\text{二せん断面当り})$$

一せん断面当りで検討すると

$$F_{res} / (P_{wi}/2) = 829 / (1,814/2) = 0.91 < 1.0 \quad \text{O.K}$$

以上の検討を他の接合具(ドリフトピン)についても同様に検討した結果を以下に示す。

[R階大梁 (X5 ~ X6通り間, X5通り端) $b \times D = 220 \times 600$

長期 $M(\text{kg}\cdot\text{cm}) = 518,700$

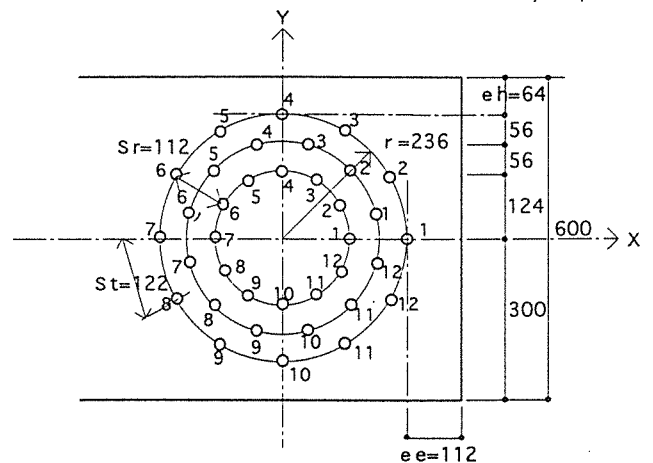
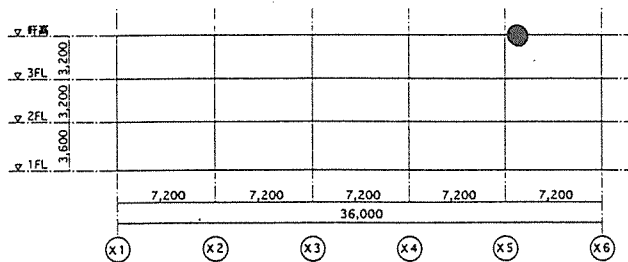
$Q(\text{kg}) = -4,400$

$N(\text{kg}) = -1,600$

長期 $iP_0(\text{kg}) = 1,822$

$iP_{90}(\text{kg}) = 1,071$

	NO.	Psi (kg)	Pqi (kg)	Pni (kg)	Fxi (kg)	Fyi (kg)	wi (rad)	Fres (kg)	Pwi/2 (kg)	Fres /(Pwi/2)
外側	1	302	-61	-22	-22	-363	1.5096	364	536	0.678
	2	358	-61	-22	157	-371	-1.1712	403	571	0.705
	3	568	-61	-22	470	-345	-0.6337	583	731	0.797
	4	805	-61	-22	783	-61	-0.0779	785	907	0.866
	5	568	-61	-22	470	223	0.4431	520	807	0.645
	6	358	-61	-22	157	249	1.0087	294	606	0.485
	7	302	-61	-22	-22	241	-1.4787	242	537	0.450
	8	358	-61	-22	-201	249	-0.8908	320	640	0.500
	9	568	-61	-22	-514	223	-0.4091	560	820	0.684
	10	805	-61	-22	-827	-61	0.0738	829	907	0.914
	11	568	-61	-22	-514	-345	0.5912	619	748	0.828
	12	358	-61	-22	-201	-371	1.0740	422	591	0.714
中側	1	240	-61	-22	40	-293	-1.4353	296	540	0.548
	2	335	-61	-22	215	-298	-0.9466	367	623	0.589
	3	552	-61	-22	511	-204	-0.3798	550	831	0.663
	4	552	-61	-22	511	82	0.1587	518	895	0.578
	5	335	-61	-22	215	176	0.6861	277	711	0.390
	6	240	-61	-22	40	171	1.3412	176	547	0.321
	7	240	-61	-22	-84	171	-1.1122	191	583	0.327
	8	335	-61	-22	-259	176	-0.5960	313	746	0.419
	9	552	-61	-22	-556	82	-0.1462	562	897	0.626
	10	552	-61	-22	-556	-204	0.3519	592	841	0.704
	11	335	-61	-22	-259	-298	0.8551	395	651	0.606
	12	240	-61	-22	-84	-293	1.2905	305	553	0.552
内側	1	159	-61	-22	-22	-220	1.4700	221	538	0.411
	2	188	-61	-22	72	-224	-1.2606	235	557	0.422
	3	299	-61	-22	236	-210	-0.7274	316	695	0.455
	4	423	-61	-22	401	-61	-0.1514	405	896	0.452
	5	299	-61	-22	236	88	0.3570	252	839	0.301
	6	188	-61	-22	72	102	0.9562	124	621	0.201
	7	159	-61	-22	-22	97	-1.3466	100	547	0.183
	8	188	-61	-22	-116	102	-0.7188	154	699	0.221
	9	299	-61	-22	-281	88	-0.3042	294	857	0.343
	10	423	-61	-22	-445	-61	0.1364	449	899	0.500
	11	299	-61	-22	-281	-210	0.6431	351	727	0.482
	12	188	-61	-22	-116	-224	1.0921	252	587	0.430



(3) X方向のその他の接合具

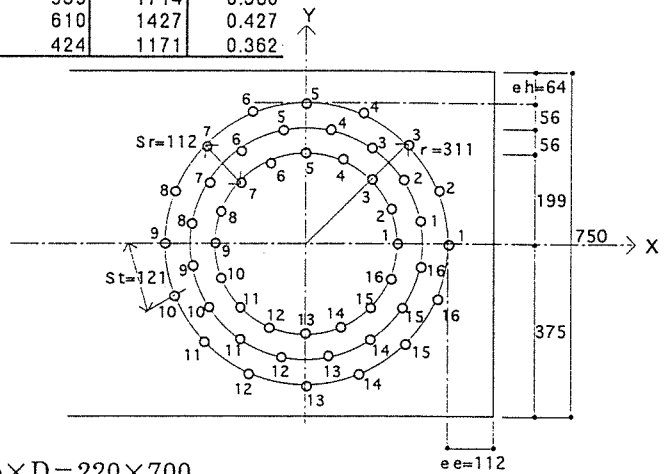
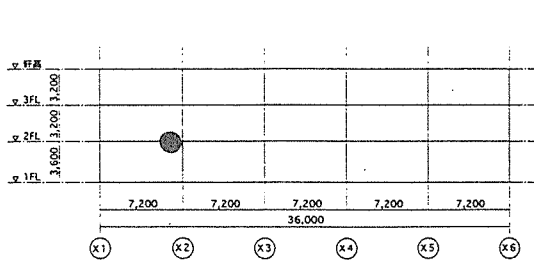
その他の位置については、合力の許容耐力との比 $F_{res}/(P_{wi}/2)$ の厳しい外側の接合具についてのみ結果を示す。

[2階大梁(X1~X2通り間, X2通り端) $b \times D = 220 \times 750$

短期 $M(\text{kg}\cdot\text{cm}) = -1,567,900$
 $Q(\text{kg}) = -9,000$
 $N(\text{kg}) = -200$

短期 ${}_sP_0(\text{kg}) = 3,643$
 ${}_sP_{90}(\text{kg}) = 2,142$

	NO.	Psi (kg)	Pqi (kg)	Pni (kg)	Fxi (kg)	Fyi (kg)	wi (rad)	Fres (kg)	Pwi/2 (kg)	Fres / (Pwi/2)
外側	1	-463	-94	-2	-2	370	-1.5652	370	1071	0.345
	2	-510	-94	-2	-197	378	-1.0892	426	1175	0.363
	3	-674	-94	-2	-479	383	-0.6746	613	1430	0.429
	4	-993	-94	-2	-920	286	-0.3018	963	1715	0.562
	5	-1236	-94	-2	-1238	-94	0.0756	1241	1814	0.684
	6	-993	-94	-2	-920	-474	0.4757	1035	1588	0.652
	7	-674	-94	-2	-479	-570	0.8725	745	1291	0.577
	8	-510	-94	-2	-197	-565	1.2349	599	1121	0.534
	9	-463	-94	-2	-2	-557	1.5671	557	1071	0.520
	10	-510	-94	-2	193	-565	-1.2414	597	1119	0.534
	11	-674	-94	-2	475	-570	-0.8769	742	1288	0.576
	12	-993	-94	-2	916	-474	-0.4776	1031	1587	0.650
	13	-1236	-94	-2	1234	-94	-0.0758	1237	1814	0.582
	14	-993	-94	-2	916	286	0.3031	959	1714	0.560
	15	-674	-94	-2	475	383	0.6789	610	1427	0.427
	16	-510	-94	-2	193	378	1.0980	424	1171	0.362

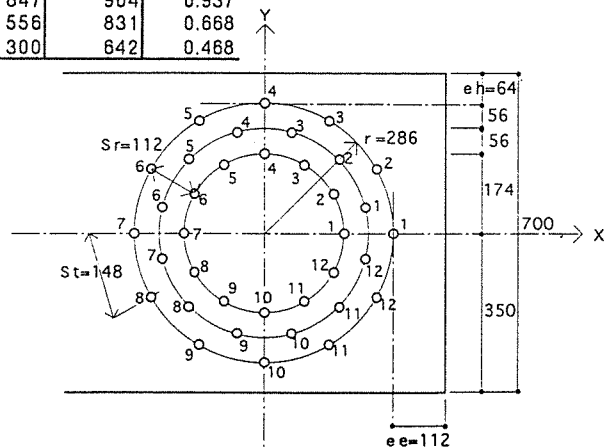
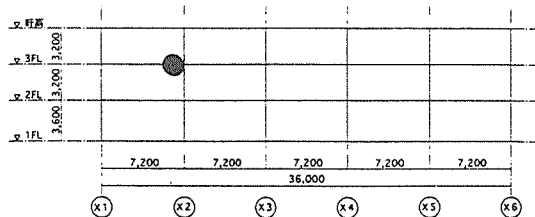


[3階大梁(X1~X2通り間, X2通り端) $b \times D = 220 \times 700$

長期 $M(\text{kg}\cdot\text{cm}) = -710,200$
 $Q(\text{kg}) = -6,500$
 $N(\text{kg}) = 300$

長期 ${}_lP_0(\text{kg}) = 1,822$
 ${}_lP_{90}(\text{kg}) = 1,071$

	NO.	Psi (kg)	Pqi (kg)	Pni (kg)	Fxi (kg)	Fyi (kg)	wi (rad)	Fres (kg)	Pwi/2 (kg)	Fres / (Pwi/2)
外側	1	-314	-90	4	4	224	1.5522	224	536	0.418
	2	-372	-90	4	-182	232	-0.9059	295	635	0.464
	3	-591	-90	4	-508	205	-0.3842	548	829	0.661
	4	-838	-90	4	-833	-90	0.1079	838	903	0.928
	5	-591	-90	4	-508	-386	0.6498	638	725	0.880
	6	-372	-90	4	-182	-413	1.1555	451	574	0.786
	7	-314	-90	4	4	-404	-1.5605	404	536	0.755
	8	-372	-90	4	190	-413	-1.1387	454	577	0.787
	9	-591	-90	4	516	-386	-0.6419	645	728	0.885
	10	-838	-90	4	842	-90	-0.1068	847	904	0.937
	11	-591	-90	4	516	205	0.3786	556	831	0.668
	12	-372	-90	4	190	232	0.8841	300	642	0.468



[1階柱脚(X1通り) $b \times D = 220 \times 750$]

短期 $M(\text{kg}\cdot\text{cm}) = 1,635,500$

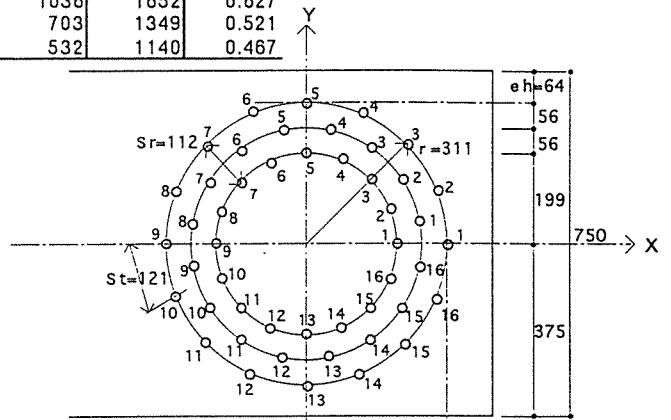
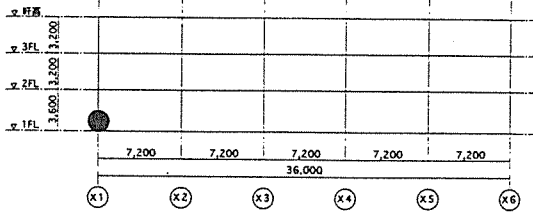
$Q(\text{kg}) = 0$

$N(\text{kg}) = 0$

短期 ${}_sP_0(\text{kg}) = 3,643$

${}_sP_{90}(\text{kg}) = 2,142$

	NO.	Psi (kg)	Pqi (kg)	Pni (kg)	Fxi (kg)	Fyi (kg)	wi (rad)	Fres (kg)	Pwi/2 (kg)	Fres /(Pwi/2)
外圍	1	483	0	0	0	-483	-1.5708	483	1071	0.451
	2	532	0	0	204	-492	-1.1781	532	1140	0.467
	3	703	0	0	497	-497	-0.7854	703	1349	0.521
	4	1036	0	0	957	-397	-0.3927	1036	1652	0.627
	5	1289	0	0	1289	0	0.0000	1289	1822	0.708
	6	1036	0	0	957	397	0.3927	1036	1652	0.627
	7	703	0	0	497	497	0.7854	703	1349	0.521
	8	532	0	0	204	492	1.1781	532	1140	0.467
	9	483	0	0	0	483	1.5708	483	1071	0.451
	10	532	0	0	-204	492	-1.1781	532	1140	0.467
	11	703	0	0	-497	497	-0.7854	703	1349	0.521
	12	1036	0	0	-957	397	-0.3927	1036	1652	0.627
	13	1289	0	0	-1289	0	0.0000	1289	1822	0.708
	14	1036	0	0	-957	-397	0.3927	1036	1652	0.627
	15	703	0	0	-497	-497	0.7854	703	1349	0.521
	16	532	0	0	-204	-492	1.1781	532	1140	0.467



[1階柱脚(X4通り) $b \times D = 220 \times 750$]

短期 $M(\text{kg}\cdot\text{cm}) = 1,876,100$

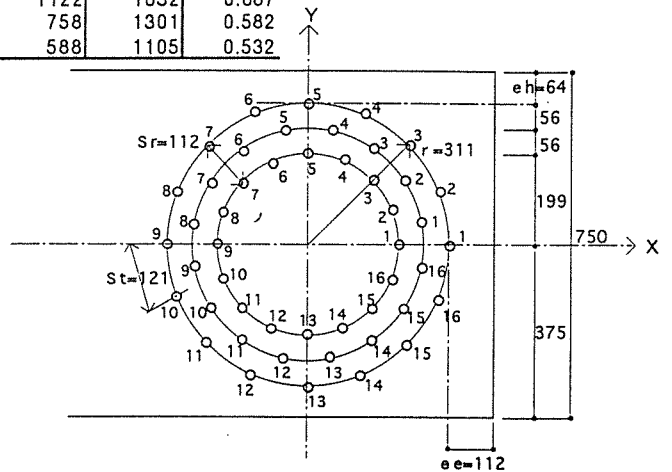
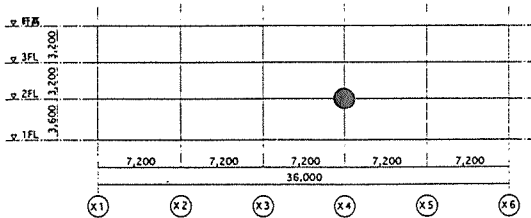
$Q(\text{kg}) = -200$

$N(\text{kg}) = 7100$

短期 ${}_sP_0(\text{kg}) = 3,643$

${}_sP_{90}(\text{kg}) = 2,142$

	NO.	Psi (kg)	Pqi (kg)	Pni (kg)	Fxi (kg)	Fyi (kg)	wi (rad)	Fres (kg)	Pwi/2 (kg)	Fres /(Pwi/2)
外圍	1	555	-2	74	74	-557	-1.4387	562	1079	0.521
	2	610	-2	74	308	-566	-1.0731	644	1182	0.545
	3	807	-2	74	644	-572	-0.7264	862	1391	0.619
	4	1189	-2	74	1172	-457	-0.3717	1258	1667	0.755
	5	1479	-2	74	1553	-2	-0.0013	1553	1821	0.852
	6	1189	-2	74	1172	453	0.3686	1257	1670	0.753
	7	807	-2	74	644	568	0.7228	859	1394	0.616
	8	610	-2	74	308	562	1.0700	641	1183	0.541
	9	555	-2	74	74	552	1.4377	557	1079	0.517
	10	610	-2	74	-160	562	-1.2940	584	1105	0.529
	11	807	-2	74	-496	568	-0.8528	755	1303	0.579
	12	1189	-2	74	-1024	453	-0.4163	1120	1634	0.685
	13	1479	-2	74	-1405	-2	0.0015	1405	1821	0.771
	14	1189	-2	74	-1024	-457	0.4197	1122	1632	0.687
	15	807	-2	74	-496	-572	0.8564	758	1301	0.582
	16	610	-2	74	-160	-566	1.2959	588	1105	0.532



[2階柱脚(X1通り) b×D=220×700]

短期 M(kg·cm) = -1,121,800

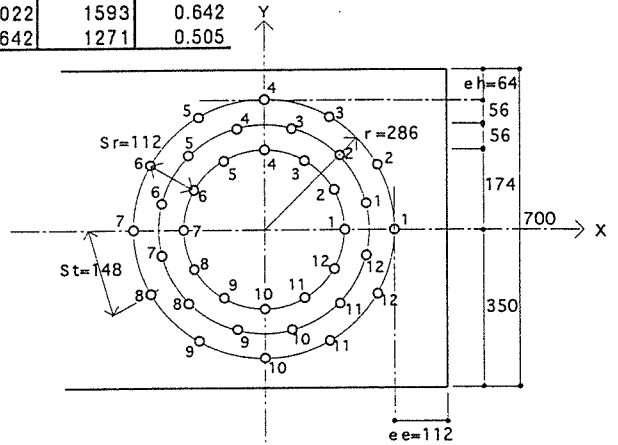
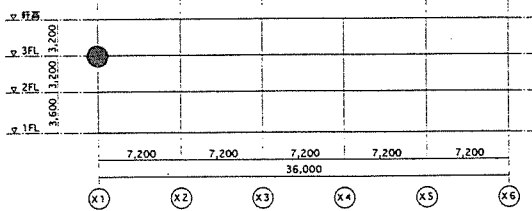
Q(kg) = -300

N(kg) = 7400

短期 sP_0 (kg) = 3,643

sP_{90} (kg) = 2,142

	NO.	Psi (kg)	Pqi (kg)	Pni (kg)	Fxi (kg)	Fyi (kg)	wi (rad)	Fres (kg)	Pwi/2 (kg)	Fres / (Pwi/2)
外側	1	-496	-4	103	103	492	1.3649	503	1090	0.461
	2	-588	-4	103	-191	505	-1.2088	540	1129	0.478
	3	-934	-4	103	-706	463	-0.5802	844	1505	0.561
	4	-1323	-4	103	-1220	-4	0.0034	1220	1821	0.670
	5	-934	-4	103	-706	-471	0.5884	849	1498	0.567
	6	-588	-4	103	-191	-513	1.2142	548	1128	0.486
	7	-496	-4	103	103	-500	-1.3682	511	1089	0.469
	8	-588	-4	103	397	-513	-0.9128	649	1266	0.513
	9	-934	-4	103	912	-471	-0.4770	1026	1587	0.647
	10	-1323	-4	103	1426	-4	-0.0029	1426	1821	0.783
	11	-934	-4	103	912	463	0.4698	1022	1593	0.642
	12	-588	-4	103	397	505	0.9049	642	1271	0.505



[3階柱脚(X6通り) b×D=220×600]

短期 M(kg·cm) = 663,300

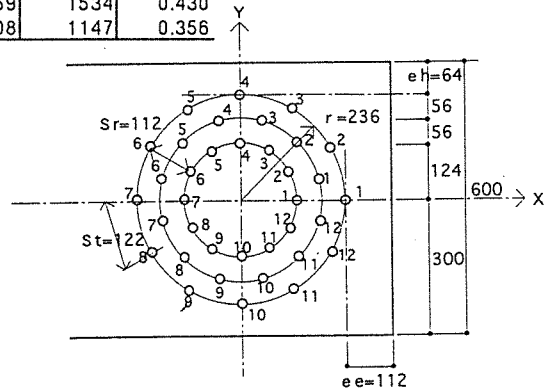
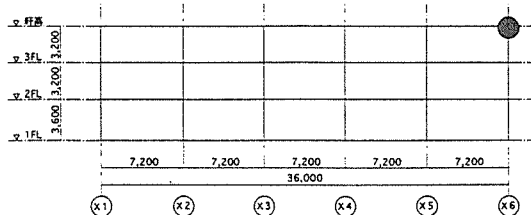
Q(kg) = 1600

N(kg) = 4700

短期 sP_0 (kg) = 3,643

sP_{90} (kg) = 2,142

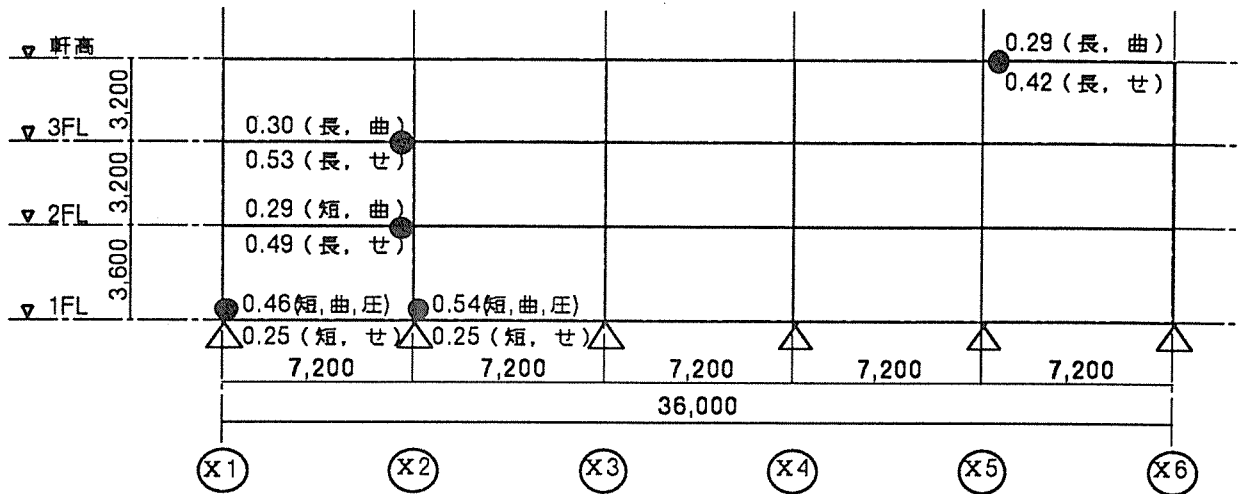
	NO.	Psi (kg)	Pqi (kg)	Pni (kg)	Fxi (kg)	Fyi (kg)	wi (rad)	Fres (kg)	Pwi/2 (kg)	Fres / (Pwi/2)
外側	1	386	22	65	65	-364	-1.3932	370	1085	0.341
	2	457	22	65	294	-374	-0.9045	476	1271	0.374
	3	727	22	65	694	-341	-0.4565	774	1603	0.483
	4	1029	22	65	1095	22	0.0203	1095	1821	0.601
	5	727	22	65	694	385	0.5067	794	1563	0.508
	6	457	22	65	294	418	0.9583	511	1240	0.412
	7	386	22	65	65	408	1.4122	413	1082	0.382
	8	457	22	65	-163	418	-1.1984	449	1133	0.397
	9	727	22	65	-564	385	-0.5996	683	1489	0.459
	10	1029	22	65	-964	22	-0.0230	964	1821	0.530
	11	727	22	65	-564	-341	0.5439	659	1534	0.430
	12	457	22	65	-163	-374	1.1587	408	1147	0.356



(4) X方向各部材・接合部の応力度比

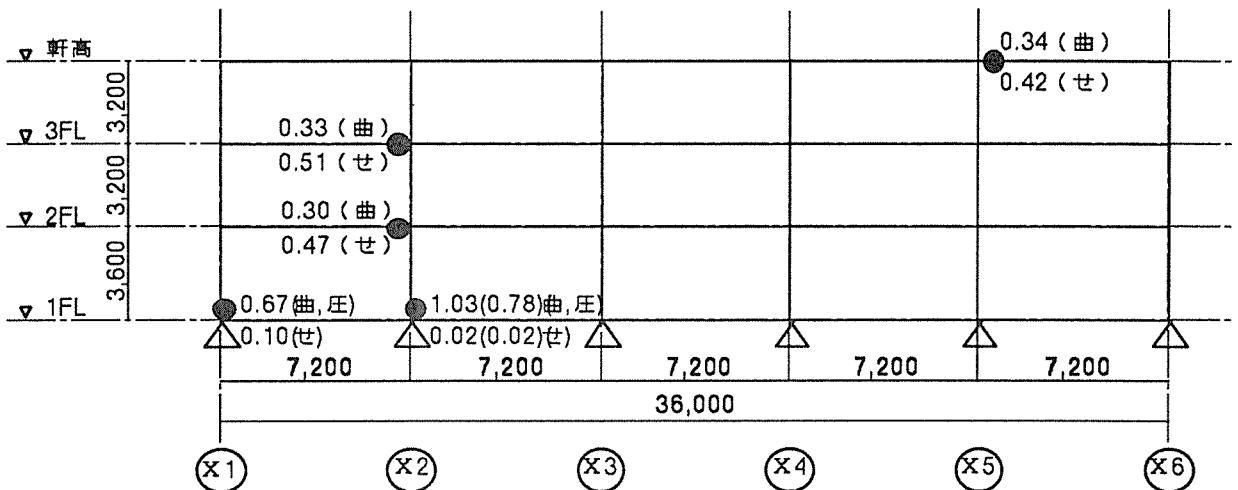
ただし、長は長期、短は短期、曲は曲げ、圧は圧縮、せはせん断による応力度比を示す。

a) 柱・梁部材の応力度比

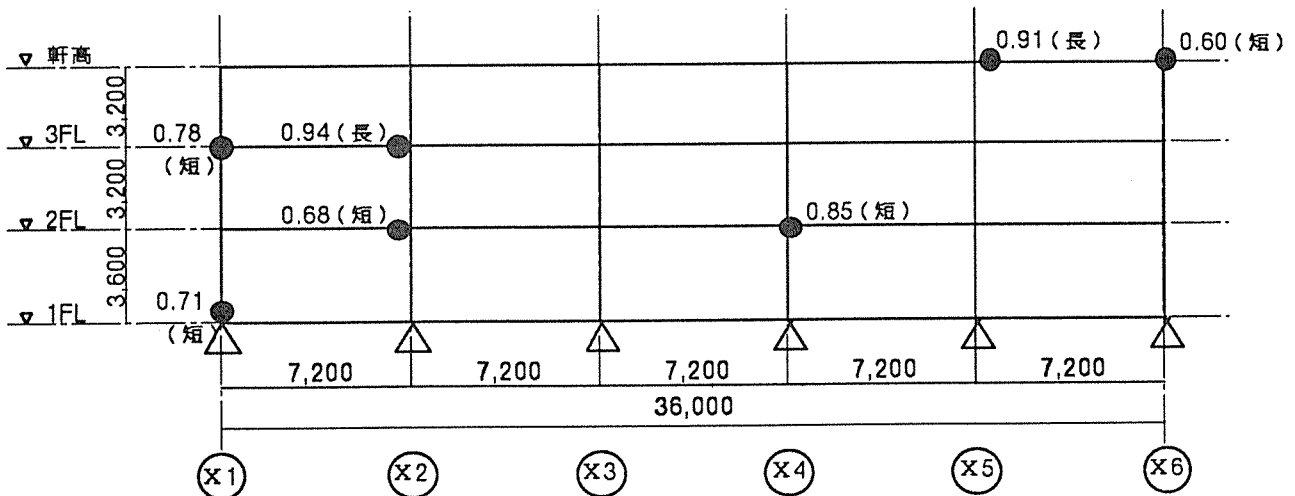


b) 燃えしろ設計 (4.5cm) による柱・梁部材の応力度比

ただし、() 内数値は、燃えしろ4.0cmの場合を示す。



c) 接合部 (ドリフトピン) の応力度比



10.2 Y方向架構の接合部の検討

金物類の防火上の処置として、せん断面を部材の内部に十分入れたディテールとし、ドリフトピン等の頭およびプレートの断面(側面)を被覆しないものとした。

このY方向では長期、短期(地震時)応力に対し、ピン耐力を材巾(梁巾)の全幅で考慮した。火災時は、燃えしろ分の材巾をが欠落したものとしてピン耐力を算定した。

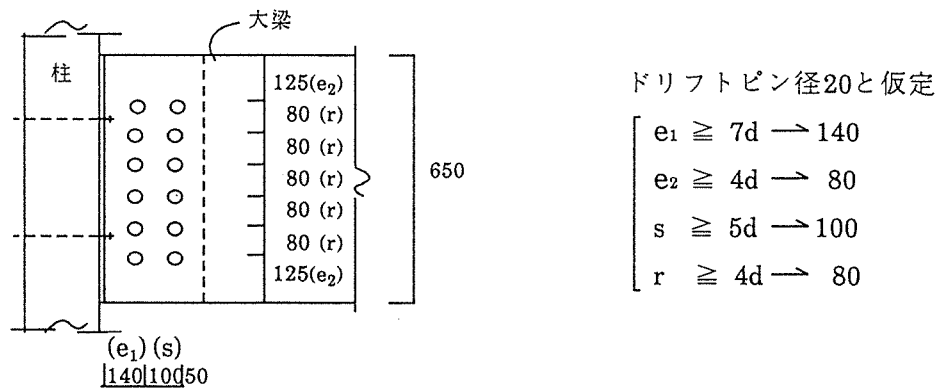
長期荷重においても、燃えしろ分をさしひいてドリフトピンの長さの評価をしたX方向の場合とは考え方を変えている。

代表的な部分として2階のX2通りのY2～Y3間について検討する。

大梁仮定断面 $b \times D = 22\text{cm} \times 65\text{cm}$ 柱 仮定断面 $b \times D = 22\text{cm} \times 75\text{cm}$

大梁長期せん断力 9.58 t

a) 梁端部の検討



•必要ピン本数

ドリフトピン 20φ 2面せん断 $P_s = 200 \times 2.0^2 = 800\text{kg}$ (Type C, \perp , $l/d = 11$)

必要ピン本数 $N = 9,580\text{kg} / 800\text{kg} \doteq 12 = 6 \times 2$

•母材の検討

有効せん断面積 $A_s = (65 - 2.0 \times 6) \times (22 - 0.9) \times 2 = 2,236\text{ cm}^2$

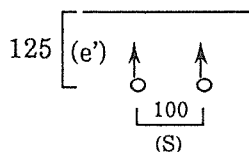
$$\tau = 1.5 \times 9,580 / 2,236 = 6.5 < 12\text{ kg/cm}^2$$

•横引張応力検討

$$s < e' \text{ より } e = e' + s = 12.5\text{cm} + 10\text{cm} = 22.5\text{cm}$$

横引張応力度 $\sigma_{t\perp} = Q / (n \cdot e \cdot l)$

$$= 9,580 / (6 \times 22.5 \times 21.0) = 3.4\text{kg/cm}^2 < 12/3 = 4\text{kg/cm}^2$$



b) 梁端部の燃えしろ設計 (梁巾が4.5cm×2=9cm少なくなったものとして算定)

•必要ピン本数

$$P_s = 180 \times 2.0^2 = 720 \text{kg/本 (Type C, } \perp, l/d = 13/2 = 6.5)$$

$$\text{必要ピン本数 } N = 9,580 \text{kg} / (720 \text{kg} \times 2) = 7 \text{本} < 12 \text{本 O.K}$$

•母材の検討

$$A_o = (65 \text{cm} - 2.0 \text{cm} \times 6 - 9.0 \text{cm}) \times (22 \text{cm} - 0.9 \text{cm} - 9 \text{cm}) \times 2 = 1,064 \text{cm}^2$$

$$\tau = 1.5 \times 9,580 / 1,064 = 13.5 \text{kg/cm}^2 < \overline{24 \text{kg/cm}^2} \quad \text{O.K}$$

•横引張応力検討

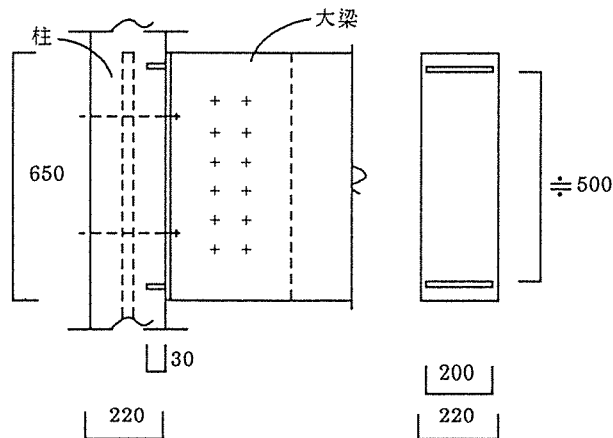
$s > e'$ (仮に $e' = 12.5 \text{cm} - 4.5 \text{cm} = 8 \text{cm}$ とした。実際には大梁上面は燃えないと考えられる。)

$$C = 2s' = 20 \text{cm}$$

$$\sigma_{t\perp} = 9,580 / (6 \times 20 \text{cm} \times 13 \text{cm}) = 6.1 < 8 \text{kg/cm}^2 \quad \text{O.K}$$

c) 柱側の検討

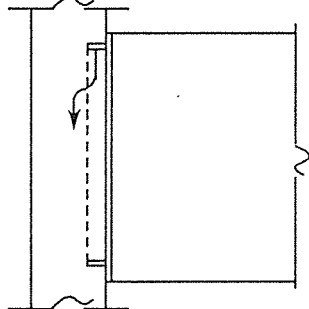
プレートの支圧でせん断力を伝えるものとする。



•柱側支圧の検討

$$\text{支圧面積 } A = 20 \text{cm} \times 3 \text{cm} \times 2 \text{面} = 120 \text{cm}^2$$

$$\text{支圧応力度 (繊維方向圧縮応力度)} \quad \sigma_c = 9,580 / 120 = 79.9 \text{kg/cm}^2 < 105 \text{kg/cm}^2$$



$$\tau = \frac{9,580 \text{kg} \times 1/2}{20 \text{cm} \times 50 \text{cm}} = 4.79 \text{kg/cm}^2 < 12 \text{kg/cm}^2$$

•プレートの検討 (P-12)

$$Mc = 1/2 \times \frac{9580 \text{kg} \times 1/2}{20 \text{cm} \times 3 \text{cm}} \times 3.0^2 = 359 \text{kg} \cdot \text{cm}, \quad Q = 4790 \text{kg}$$

$$Z = 1.0 \times 1.2^2 / 6 = 0.24 \text{cm}^3$$

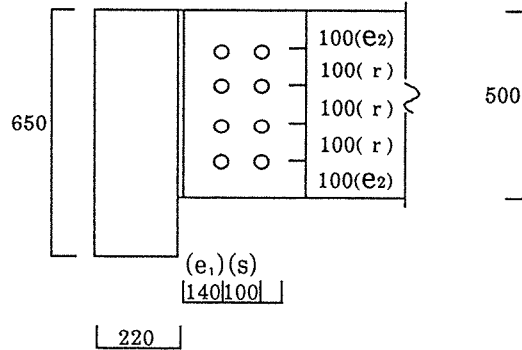
$$\sigma_b = \frac{359}{0.24} = 1495 < 1,663 \text{kg/cm}^2 \quad \text{O.K}$$

$$\tau = 1.5 \times \frac{4,790}{1.2 \times 20} = 299 < 924 \text{kg/cm}^2 \quad \text{O.K}$$

(3) 小梁

小梁断面寸法 $B \times D = 20\text{cm} \times 50\text{cm}$
せん断力 $Q = 5.03\text{ton}$

a) 梁端部の検討



ドリフトピン径 20ϕ と仮定

$$\begin{cases} e_1 \geq 7d \rightarrow 140 \\ e_2 \geq 4d \rightarrow 80 \\ s \geq 5d \rightarrow 100 \\ r \geq 4d \rightarrow 80 \end{cases}$$

•必要ピン本数

$$P_s = 190 \times 2.0^2 = 760\text{kg} \text{ (Typ C, } \perp, \ell/d=10)$$

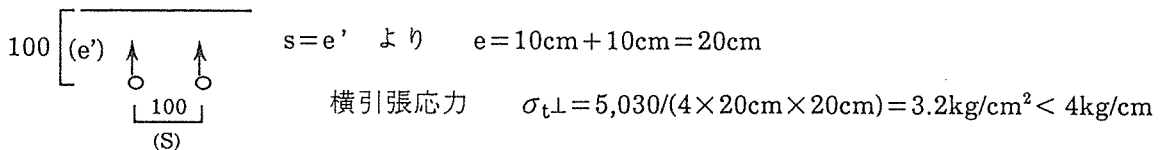
$$N = 5,030/760 = 7 \quad 8\text{本} = 4 \times 2\text{列}$$

•母材

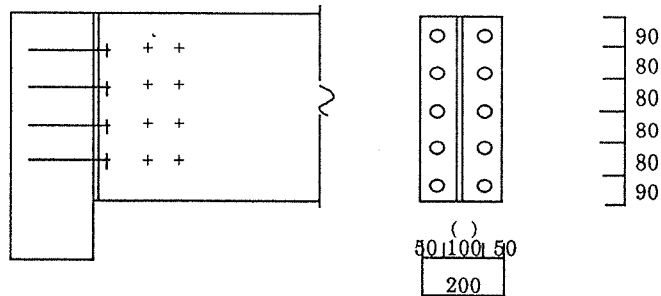
$$A_e = (50 - 2.0 \times 4) \times 20\text{cm} \times 2 = 1,680\text{cm}^2$$

$$\tau = 1.5 \times 5,030/1680 = 4.5\text{kg/cm}^2 < 12\text{kg/cm}^2$$

•横引張応力度の検討



b) 大梁側の検討



•スクリューの必要本数

$$P_s = 130 \times 2.0^2 = 520\text{kg/本} \text{ (Typ E, } \perp, \ell/d=200/2.0=10)$$

$$N = 5,030/520 = 10 \rightarrow 5 \times 2\text{列}$$

11. 床版の設計

11.1 地震力の流れ

鉛直力はALC版が負担する。ここではY方向地震時について検討する。

Y方向地震時に、各フレーム間を流れるせん断力を下図に示す。ただし、X1通りからX6通り方向に流れる場合は(+)符号、逆方向に流れる場合は(-)符号とする。

1) R階床

[入力地震力(t)]	↑ 5.53	↑ 9.63	↑ 9.63	↑ 9.63	↑ 9.63	↑ 4.82
[力の流れ(t)]	Y 4					
	Y 3					
	Y 2	5.41 →	-11.41 ←	-1.92 ←	-5.68 ←	3.81 →
	Y 1					
		X 1	X 2	X 3	X 4	X 5
[分担せん断力(t)]	0.14	26.45	0.14	13.39	0.14	8.63

2) 3階床

[入力地震力(t)]	↑ 7.33	↑ 12.56	↑ 11.82	↑ 11.09	↑ 8.03	↑ 4.55
[力の流れ(t)]	Y 4					
	Y 3					
	Y 2	-9.30 ←	-3.78 ←	8.62 →	-0.56 ←	8.06 →
	Y 1					
		X 1	X 2	X 3	X 4	X 5
[分担せん断力(t)]	16.63	7.04	-0.58	20.27	-0.58	12.61

3) 2階床

[入力地震力(t)]	↑ 4.87	↑ 8.35	↑ 7.85	↑ 7.53	↑ 5.09	↑ 4.03
[力の流れ(t)]	Y 4					
	Y 3					
	Y 2	-13.79 ←	-7.24 ←	-0.09 ←	5.75 →	10.14 →
	Y 1					
		X 1	X 2	X 3	X 4	X 5
[分担せん断力(t)]	18.68	1.80	0.70	1.69	0.70	14.17

11.2 床版の設計（「枠組壁工法建築物構造計算指針」による）

床版は、構造用合板 (D-Fir) : $t=12$ (900×1800)

釘 : CN50@50

長期許容せん断耐力 25kg/本 (釘 : CN50, 合板 : D-Fir)

とする。

(1)より、最大13.8tのせん断力が2階X2通りからX1通り方向に流れる。このせん断力が、耐力壁位置Y1～Y2通り間、Y3～Y4通り間の床を伝わるものとする、構造用合板に流れるせん断力は

$$Q=13.8 \times 10^3 \text{kg} / (720 \text{cm} \times 2) = 9.58 \text{kg/cm}$$

となる。

[釘の許容耐力に対する検討]

合板900mm方向釘本数 $n=900/50=18$ 本

合板900mm方向1cm当りの釘の許容耐力 $f_p=18 \times (25 \text{kg} \times 2) / 90 \text{cm} = 10 \text{kg/cm}$

$$Q=9.58 \text{kg/cm} < f_p \quad \text{O.K}$$

[構造用合板の検討]

$t=12 \text{mm}$ の場合

$$\tau_s = Q/t = 9.58/1.2 = 7.98 \text{kg/cm}^2 < 24 \text{kg/cm}^2 \quad \text{O.K}$$

$t=9 \text{mm}$ の場合

$$\tau_s = 9.58/0.9 = 10.64 \text{kg/cm}^2 < 24 \text{kg/cm}^2 \quad \text{O.K}$$

12. 耐力壁の設計

耐力壁は、構造用合板(D-Fir) : $t=9\text{mm}$ または 12mm

釘 : CN50, 65

面材を側材とする一面せん断釘接合部の降伏せん断耐力は、

$$q=62\text{kg} \text{ (釘 : CN50, 合板 : D-Fir, } t=9)$$

$$q=83\text{kg} \text{ (釘 : CN65, 合板 : D-Fir, } t=12)$$

とする。

12.1 耐力壁の耐力算定(「枠組壁工法建築物構造計算指針」による)

(1) 1階(L=720cm, 両面張り)

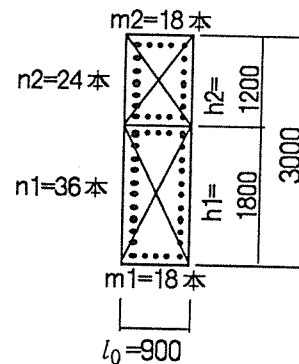
構造用合板(D-Fir) : $t=12 \times 2$, 釘 : CN65@50

$$q=83\text{kg}$$

l_0 : 基準パネル長さ

h : 面材の高さ

m, n : 長さ方向, 高さ方向の釘本数



釘により決まる耐力壁の降伏せん断耐力は、

$$Q_{a1}=q \cdot s \cdot L / l_0$$

釘の本数により定まる数値は、

$$s = \min \{ m - 1, (n_1 - 1) \cdot l_0 / h_1, (n_2 - 1) \cdot l_0 / h_2 \}$$

$$= \min \{ 18 - 1, (36 - 1) \cdot 90 / 180, (24 - 1) \cdot 90 / 120 \}$$

$$= \min \{ 17, 17.5, 17.25 \}$$

$$= 17$$

$$Q_{a1} = 2 \times 83 \times 17 \times 720 / 90 = 22,576\text{kg / 枚}$$

面材により決まる耐力壁の降伏せん断耐力は、

$$Q_{a2} = f_s \cdot L \cdot t = (12 \times 3) \times 720 \times (1.2 \times 2) = 62,208\text{kg / 枚}$$

したがって、耐力壁の降伏せん断耐力 $Q_a = \min(Q_{a1}, Q_{a2}) = 22,576\text{kg / 枚}$

(2) 2階(L=720cm, 両面張り)

構造用合板(D-Fir) : $t=12 \times 2$, 釘 : CN65@50

$$q=83\text{kg}$$

$$Q_a = Q_{a1} = 2 \times 83 \times 17 \times 720 / 90 = 22,576\text{kg / 枚}$$

(3) 2階(L=540cm, 両面張り)

構造用合板(D-Fir) : $t=12 \times 2$, 釘 : CN65@50

$$q=83\text{kg}$$

$$Q_a = Q_{a1} = 2 \times 83 \times 17 \times 540 / 90 = 16,932\text{kg / 枚}$$

(4) 3階(L=720cm, 片面張り)

構造用合板(D-Fir) : $t=9$, 釘 : CN@50

$$q=62\text{kg}$$

$$Q_a = Q_{a1} = 62 \times 17 \times 720 / 90 = 8,432\text{kg / 枚}$$

- (5) 3階 (L=540cm, 片面張り)
構造用合板 (D=Fir) : t=9, 釘 : CN@50
q=62kg
Qa=Qa₁=62×17×540/90=6,324kg/枚

11.2 耐力壁の耐力に対する検討

- (1) 1階, X1通り (L=720cm, 両面張り, t=12×2)
Y方向地震時せん断力 Q_s=17.6t < 22.6t O.K
- (2) 2階, X4通り (L=720cm, 両面張り, t=12×2)
Q_s=17.6t < 22.6t O.K
- (3) 2階, X6通り (L=540cm, 両面張り, t=12×2)
Q_s=10.8t < 16.9t O.K
- (4) 3階, X4通り (L=720cm, 片面張り, t=9)
Q_s=6.6t < 8.4t O.K
- (5) 3階, X6通り (L=540cm, 片面張り, t=9)
Q_s=4.2t < 6.3t O.K

13. 雑部の設計

(1) 間柱の設計

- 2階 × 6通りの間柱を設計する。

[使用部材]

普通構造材 (S-P-F 1級)

長期許容応力度 $f_c = 65 \text{ kg/cm}^2$ 比重 $\rho = 0.43 \text{ t/m}$

$b \times D = 10.5 \text{ cm} \times 10.5 \text{ cm}$

$A = 110 \text{ cm}^2$, $i = 3.03 \text{ cm}$ $l_k = 320 - 50 = 270 \text{ cm}$ $\lambda = 89.1$

$30 < \lambda \leq 100$ より、 $s f_k = 65 \times (1.3 - 0.01 \times 89.1) = 26.6 \text{ kg/cm}^2$

[応力]

自重 $iN = 0.43 \text{ t/m} \times 110 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \times (3.2 \text{ m} - 0.5 \text{ m}) = 0.01 \text{ t}$ (圧縮)

地震時 $iN = 2.10 \text{ t}$

短期 $sN = 2.11 \text{ t}$ (圧縮)

[短期応力による検討]

$$s\sigma_c = \frac{2.11 \times 10^3}{110} = 19.18 \text{ kg/cm}^2$$

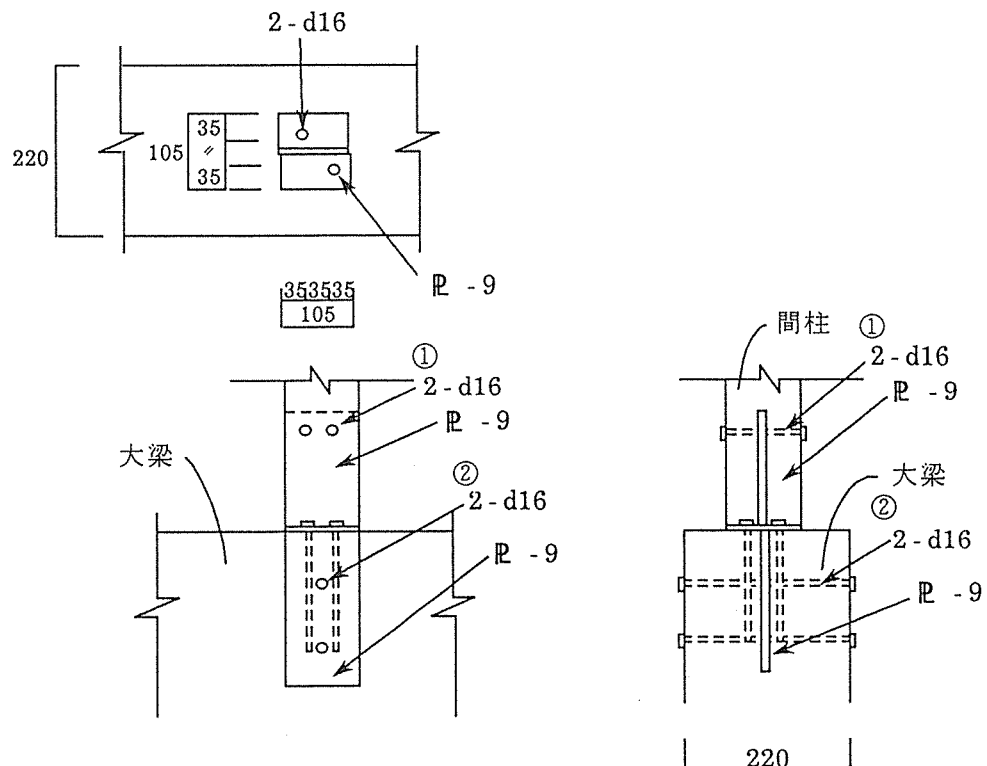
$$\frac{s\sigma_c}{s f_k} = \frac{19.18}{26.6 \times 2} = 0.36 < 1.0 \quad \text{O.K}$$

[大梁のめりこみの検討]

めりこみ応力 $\sigma_c = 2,110 \text{ kg} / (10.5 \text{ cm} \times 10.5 \text{ cm}) = 19.1 \text{ kg/cm}^2 < 60 \text{ kg/cm}^2$
 (圧縮) (短期許容めりこみ応力度)

- 柱脚接合部の検討

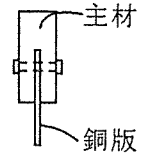
下図のボルト①、②について検討する。



ボルト①の検討

[長期許容せん断耐力の算定]

- ・使用ボルト $d = 16\text{mm}$ ・主材厚/ボルト径 $= 10.5/1.6 = 6.6$
- ・樹種群 S4 (S-P-F) ・接合形式 C

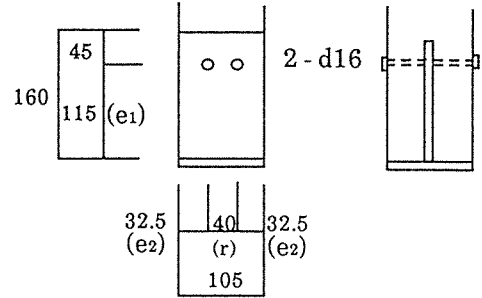


以上より、定数 C_0 (大断面マニュアルより) は、 $C_0 = 266\text{kg/cm}^2$

長期許容せん断耐力 $P_s = C_0 \cdot d^2 = 266\text{kg/cm}^2 \times 1.6^2 = 681.0\text{kg}$

[ボルト配置]

- $e_1 \geq 7d \rightarrow 112$ 以上より
- $e_2 \geq 1.5d \rightarrow 24$
- $s \geq 7d \rightarrow 112$
- $r \geq 2.5d \rightarrow 40$



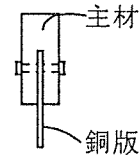
[ボルトの短期許容耐力に対する検討]

$sN/n = 2,110\text{kg}/2 = 1,055\text{kg} < 1,362\text{kg}$ (短期許容せん断耐力) O.K

ボルト②の検討

[長期許容せん断耐力の算定]

- ・使用ボルト $d = 16\text{mm}$ ・主材厚/ボルト径 $= 22/1.6 = 13.75$
- ・樹種群 S1 (べいまつ) ・接合形式 C (繊維直交)

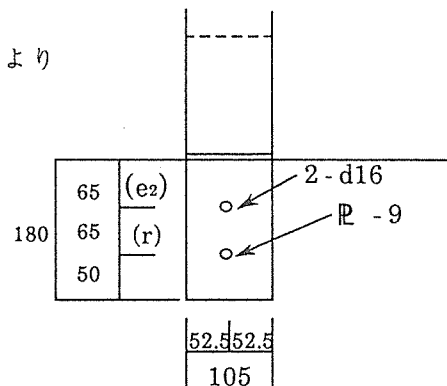


以上より、 $C_0 = 228\text{kg/cm}^2$

長期許容せん断耐力 $P_s = 228\text{kg/cm}^2 \times 1.6^2 = 584\text{kg}$

[ボルト配置]

- $e_1 \geq 7d \rightarrow 112$ 以上より
- $e_2 \geq 4d \rightarrow 64$
- $s \geq 5d \rightarrow 80$
- $r \geq 4d \rightarrow 64$



[ボルトの短期許容耐力に対する検討]

$sN = 0.01t - 2.10t = -2.09t$ (引張り)

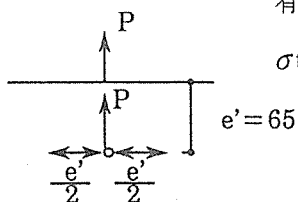
$sN/n = 2,090\text{kg}/2 = 1,045\text{kg} < 1,168\text{kg}$ (短期許容せん断耐力)

[木材の横引張応力度の検討]

加力側最上列のボルトについて検討すると、

有効巾 $e = e' = 6.5\text{cm}$

$\sigma_{tL} = \frac{2.09 \times 10^3\text{kg}}{2 \times 6.5\text{cm} \times 22\text{cm}} = 7.31\text{kg/cm}^2 < 8\text{kg/cm}^2$ (短期横引張応力度)



14. まとめ

試設計を行なった結果を、簡単にまとめておく。

- 柱・梁の鋼板挿入ドリフトピン接合による純ラーメン構造(X方向)の変形性能は、今回の規模では比較的高いものと思える。逆に強度は許容範囲いっぱいである。
- 合板パネルによる耐力壁構造(Y方向)では、耐力の余裕がある割りに剛性が少ないように感じた。これはパネルの釘打ち部の剛性と耐力とのバランスのちがいによるものと思われる。
- 基準スパンが7.2mと比較的大きいことによる応力の増加のため、小梁などの端部接合部の納まりが難しいと感じた。
- 1時間準耐火による4.5cm燃えしろ設計は、部材断面算定および接合部設計をかなり厳しいものとしている。特に接合部の耐力評価や納まりを難しくしている。

構造概要書

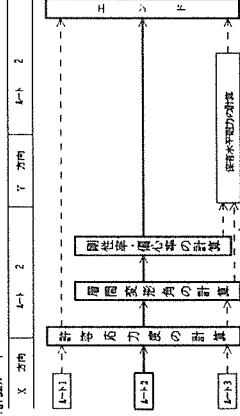
1. 設計概要

1. 設計概要	3階建木造事務所モデルプランの試設計
2. 建築概要	地下1階 地上3階 高さ1階
3. 基礎概要	基礎形式 SRC RC S
4. 構造概要	1.650 m ² 延床面積 2.760 m ²
5. 高さ概要	高さ 10.3 m 階高 3.0 m + 13.0 m
6. 工務概要	地盤 強弱地盤 改築
7. 設計者	〇〇〇 (株) 〇〇〇

2. 構造設計条件

- 1. 基礎設計条件
 - 〇 方向 (ラーン構造) 耐力壁を有するラーン構造 プレース構造
 - 〇 方向 ラーン構造 (耐力壁を有するラーン構造) プレース構造

2. 計画ルート



3. 地震力

一次応答時間	$T_e = 0.300 \text{ sec}$	階層別第2層 $T_p = 0.5 \text{ sec}$
応答特性係数	$\beta = 1.0$	階層係数 $\gamma = 1.0$
設計地震動	$\alpha = 0.2$	設計地震動 (標準)
応答特性係数	$\alpha = 0.2$	設計地震動 $\alpha = 1.0$
設計地震動	$\alpha = 0.2$	設計地震動 $\alpha = 1.0$

4. 土圧及び水圧

土圧係数	地下外壁 $\alpha = 0.5$	埋込土 $\alpha = 1.0$
地下水位	地下水位 0.5 m	設計水位 0.5 m

5. 風圧力

風速	高さ10m以下の部分 50.6	風圧力の係数 0.65
高さ10mを超える部分	120.0	風圧力の係数 1.0

6. 積雪荷重

積雪量	30 mm	積雪荷重 2 kN/m ²	設計積雪量 0	長期積雪 60
-----	-------	--------------------------	---------	---------

7. 積載荷重

場所	フロア	小床	大床・柱	結核	階高
積載荷重	300	240	160	80	

8. 耐力力

場所	基礎形式	基礎長さ	基礎耐力	積雪
基礎	RC-1.20 m	8.0 t/m ²	0.4 m	

5. 鉄筋コンクリート工事

1. コンクリート	鉄筋・品質	コンクリートの種類	鉄筋の種類	鉄筋の径	鉄筋の長さ	鉄筋の位置	鉄筋の形状	鉄筋の位置	鉄筋の形状
		SC400	SC400	SC400	SC400	SC400	SC400	SC400	SC400

2. 鉄筋

鉄筋の種類	鉄筋の径	鉄筋の長さ	鉄筋の位置	鉄筋の形状	鉄筋の位置	鉄筋の形状
SC400	SC400	SC400	SC400	SC400	SC400	SC400

6. 鉄骨工工事

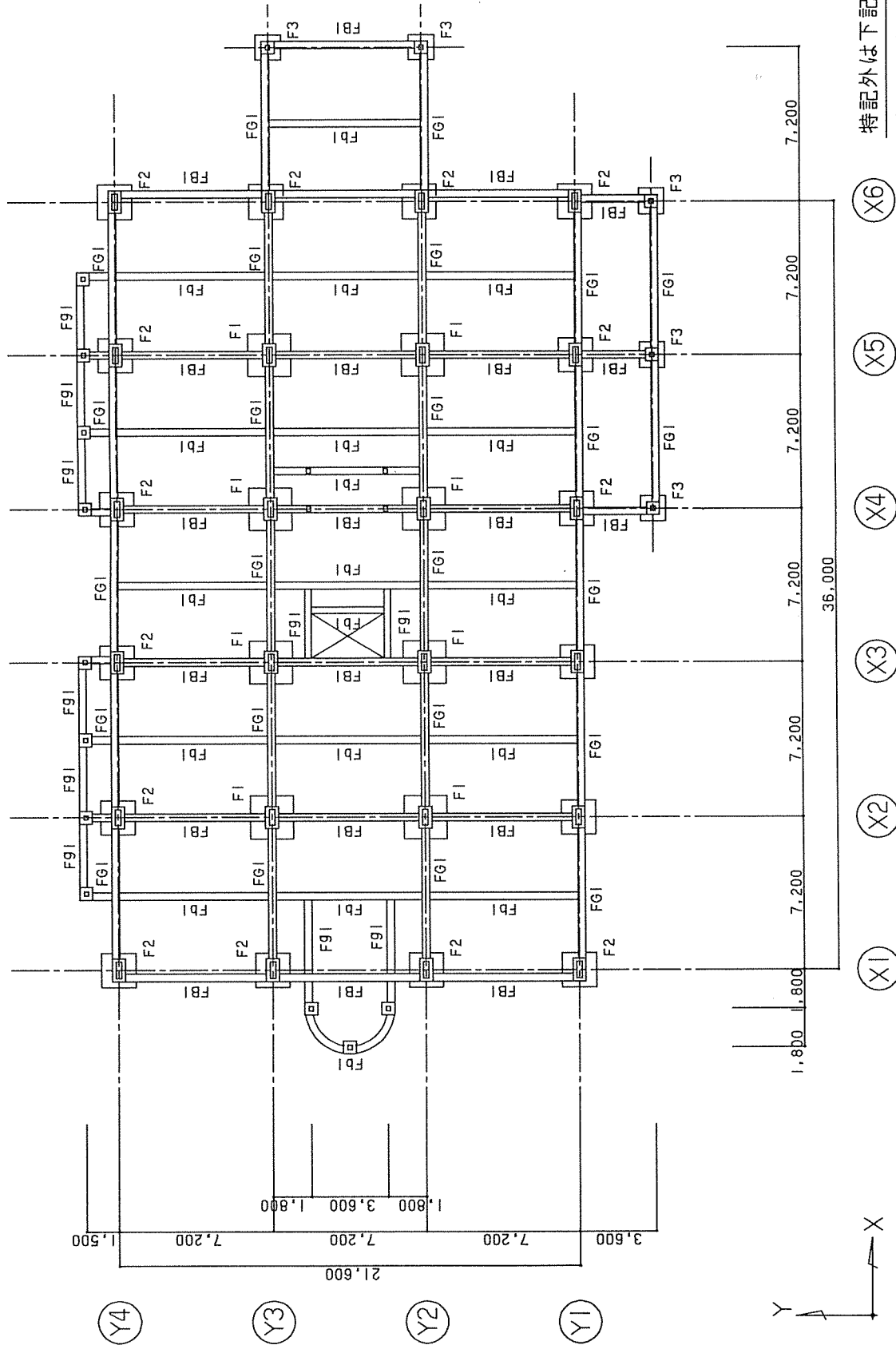
1. 鋼材	鉄筋・品質	鋼材の種類	鋼材の径	鋼材の長さ	鋼材の位置	鋼材の形状	鋼材の位置	鋼材の形状
		SS400	SS400	SS400	SS400	SS400	SS400	SS400

2. 鋼材

鋼材の種類	鋼材の径	鋼材の長さ	鋼材の位置	鋼材の形状	鋼材の位置	鋼材の形状
SS400	SS400	SS400	SS400	SS400	SS400	SS400

木工事

1. 基礎	鉄筋・品質	基礎の種類	基礎の径	基礎の長さ	基礎の位置	基礎の形状	基礎の位置	基礎の形状
		RC-1.20 m	8.0 t/m ²	0.4 m				

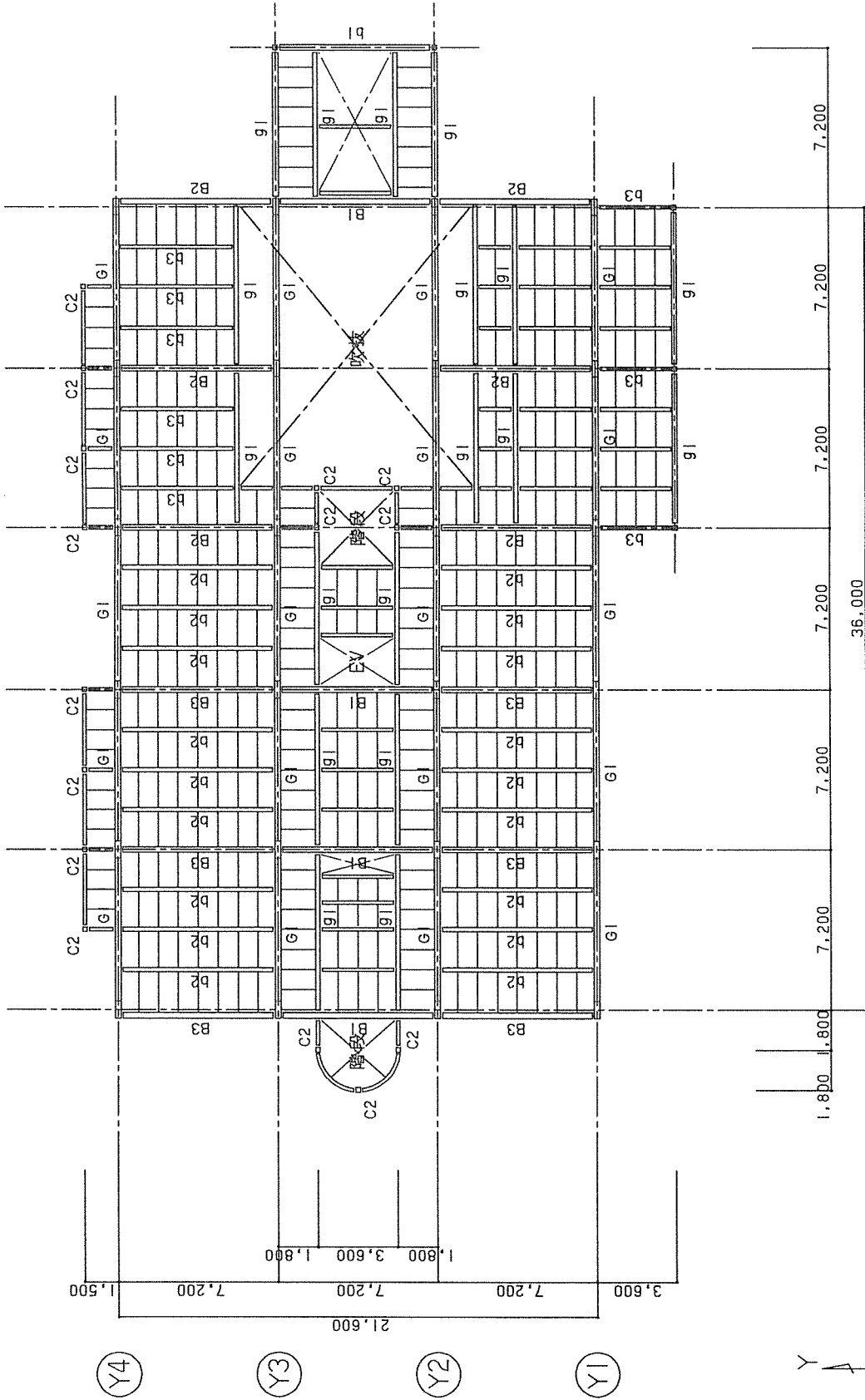


特記外は下記に依る

1. スラブ SI
2. 基礎下端 無印 GL-1,200
3. 基礎梁天端 無印 FL-100
- 4.
- 5.

階伏図 S.1:200

図面名称	階伏図	縮尺	S.1:200	構造-2
件名	3階建木造事務所モデルプランの試設計			

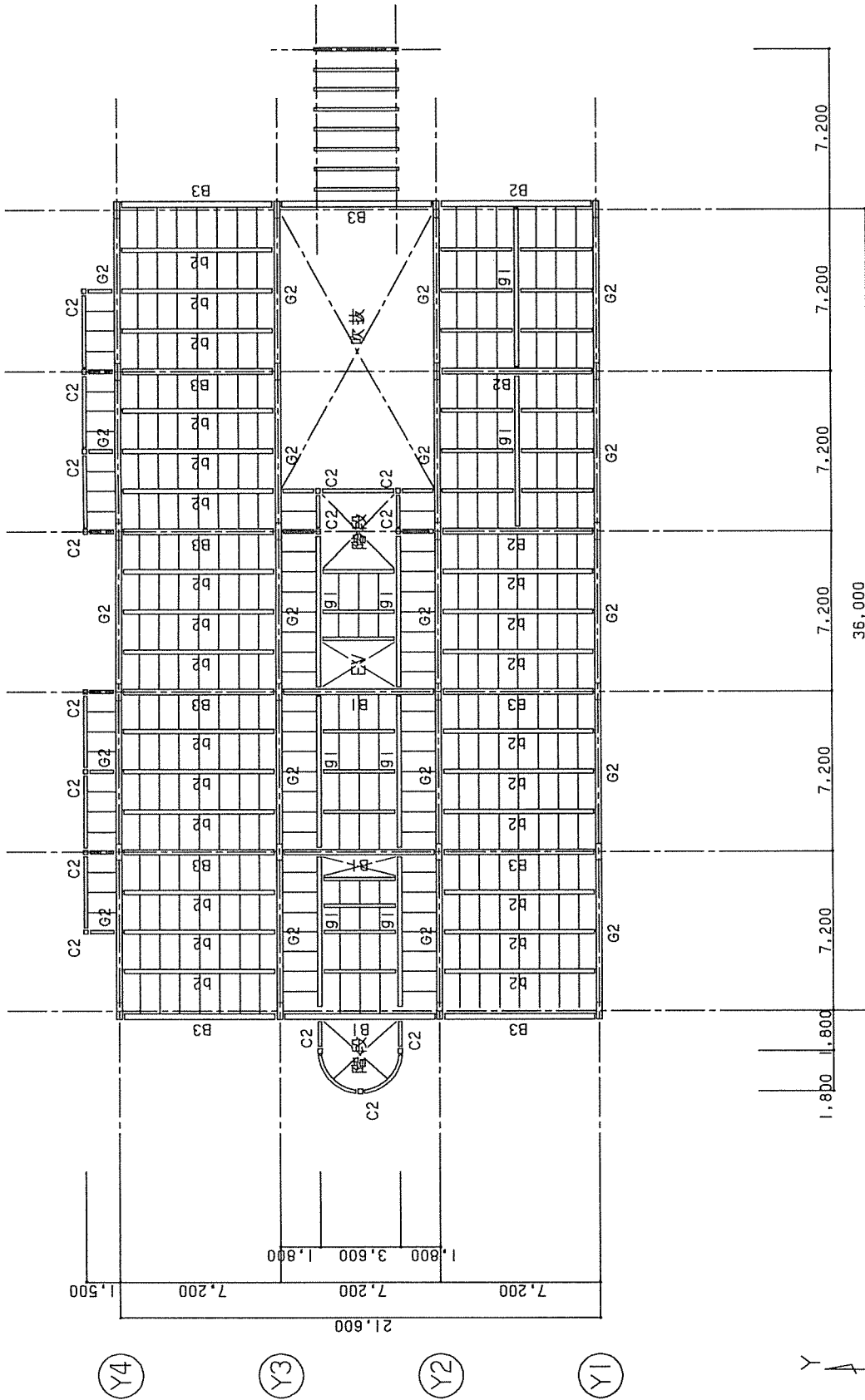


特記外は下記に依る

1. 柱	C1
2. 床版	S1
3. 小梁	94 (X), b4 (Y)
4. 根太	45x105-@800
5. 梁天端	無印 FL-200

(X1) (X2) (X3) (X4) (X5) (X6)

2 階伏図 S.1:200



特記外は下記に依る

1. 柱	C1
2. 床版	S1
3. 小梁	94 (X), b4 (Y)
4. 根太	45x105@900
5. 梁天端	無印 FL-200

3階伏図 S.1:200

件名

3階建木造事務所モデルプランの試設計

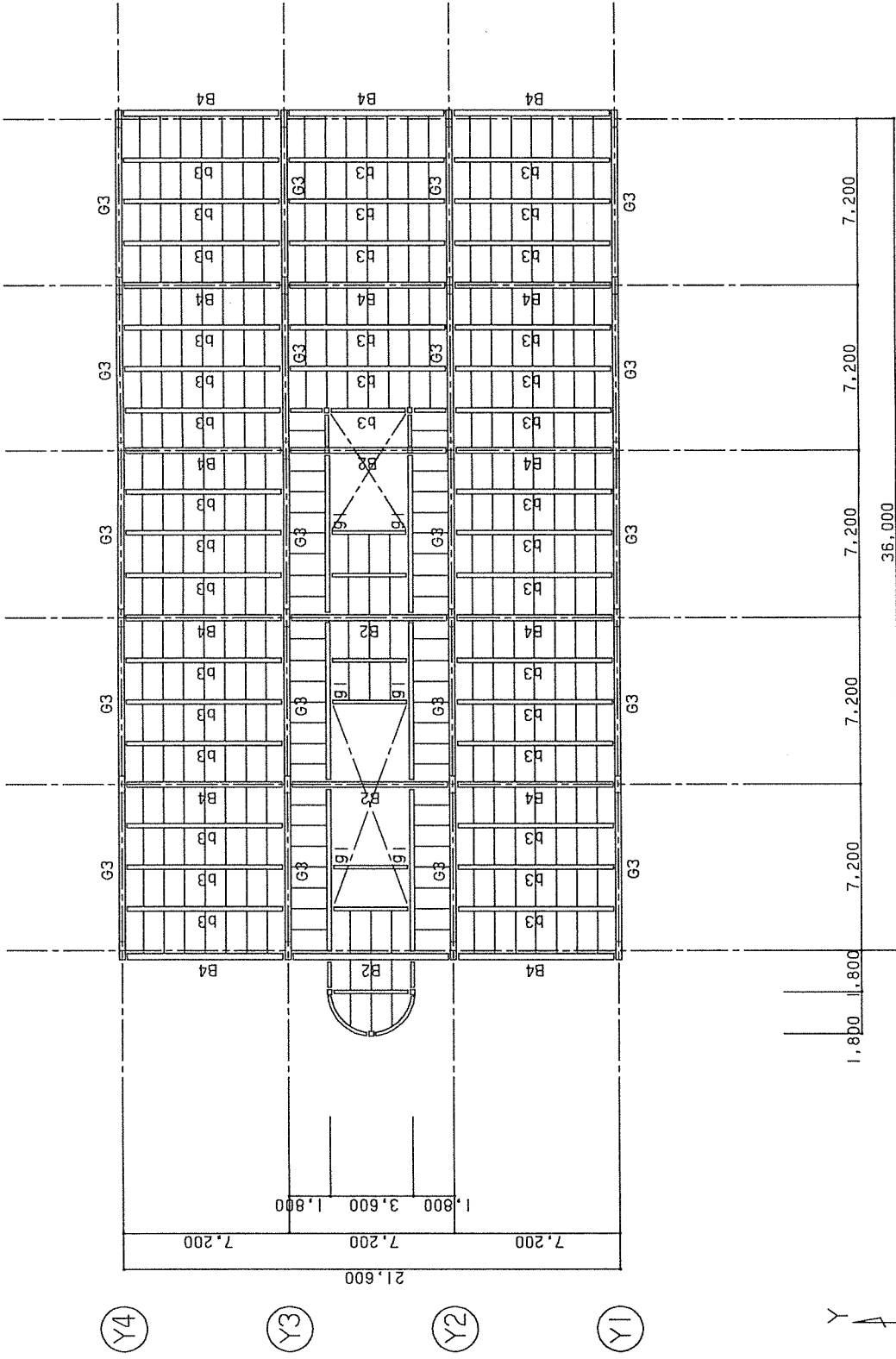
図面名称

3階伏図

縮尺

S.1:200

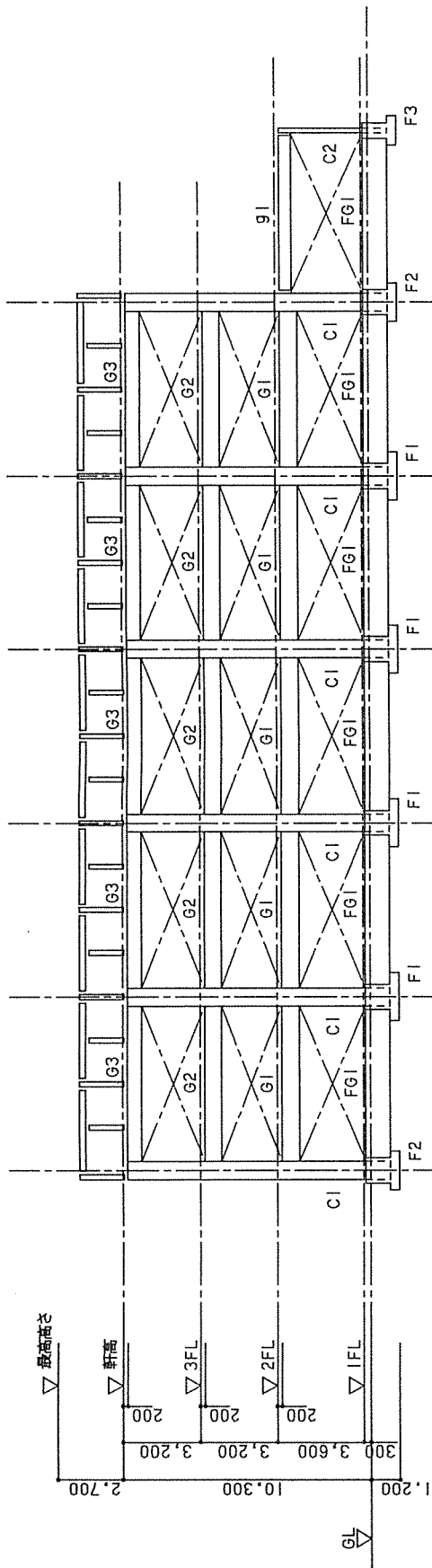
構造-4



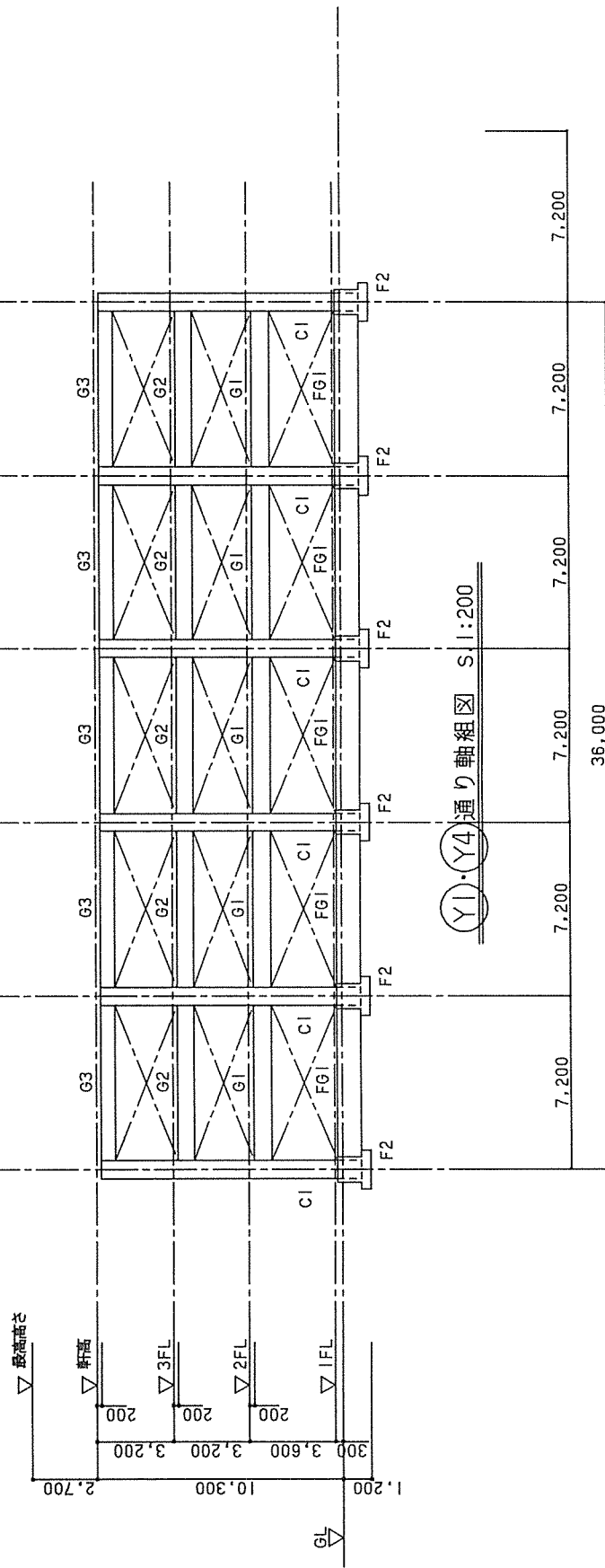
特記外は下記に依る

- | | |
|--------|----------------|
| 1. 柱 | C1 |
| 2. 床版 | S2 |
| 3. 小梁 | 94 (X), b4 (Y) |
| 4. 根太 | 45x105-@900 |
| 5. 梁天端 | 無印 FL-200 |

R階伏図 S.1:200



Y2・Y3 通り軸組図 S:1:200

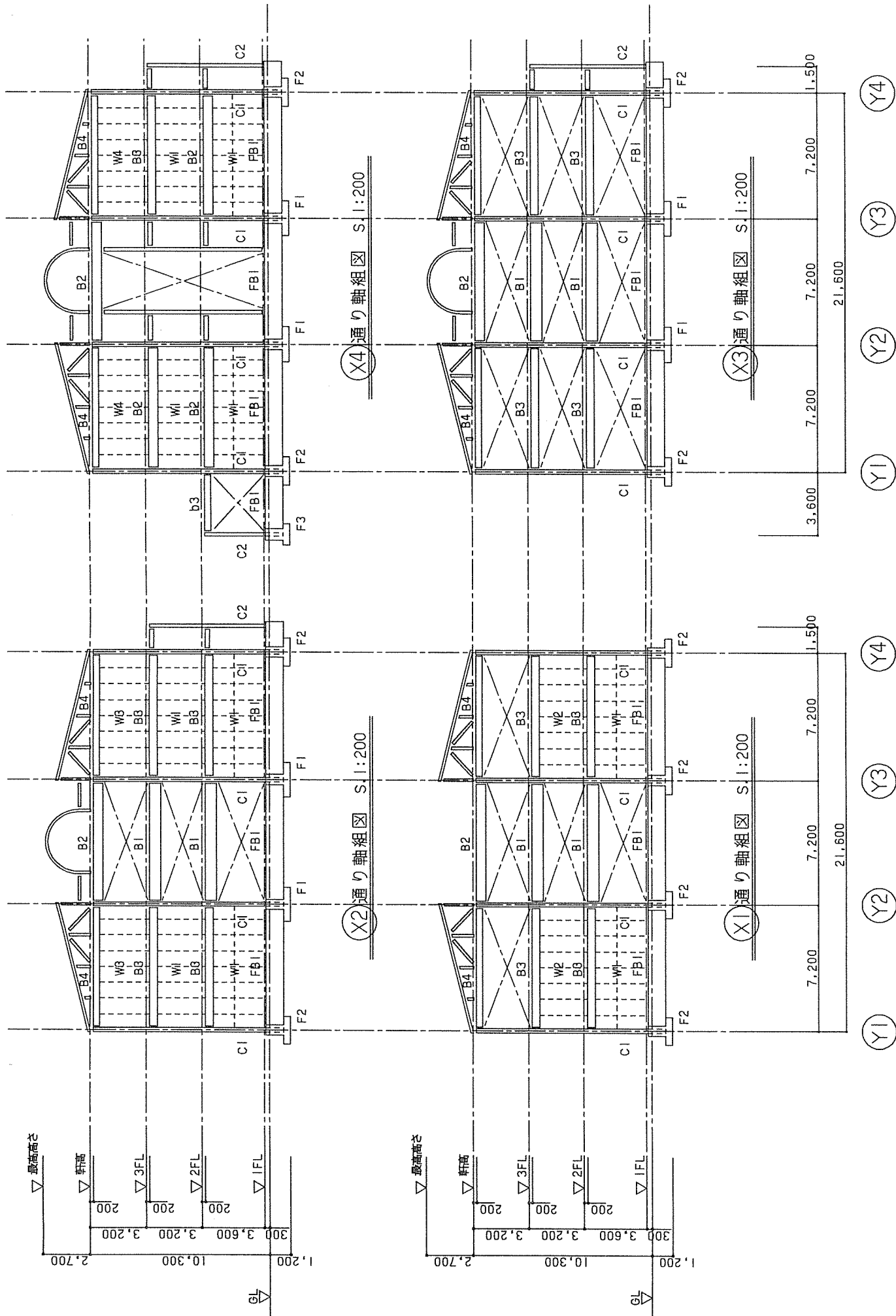


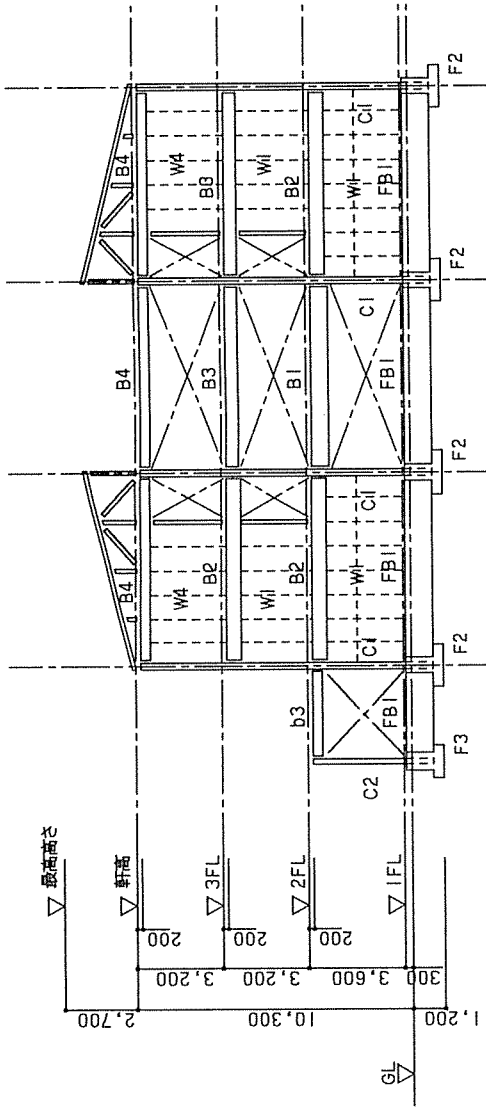
Y1・Y4 通り軸組図 S:1:200

- (X1)
- (X2)
- (X3)
- (X4)
- (X5)
- (X6)

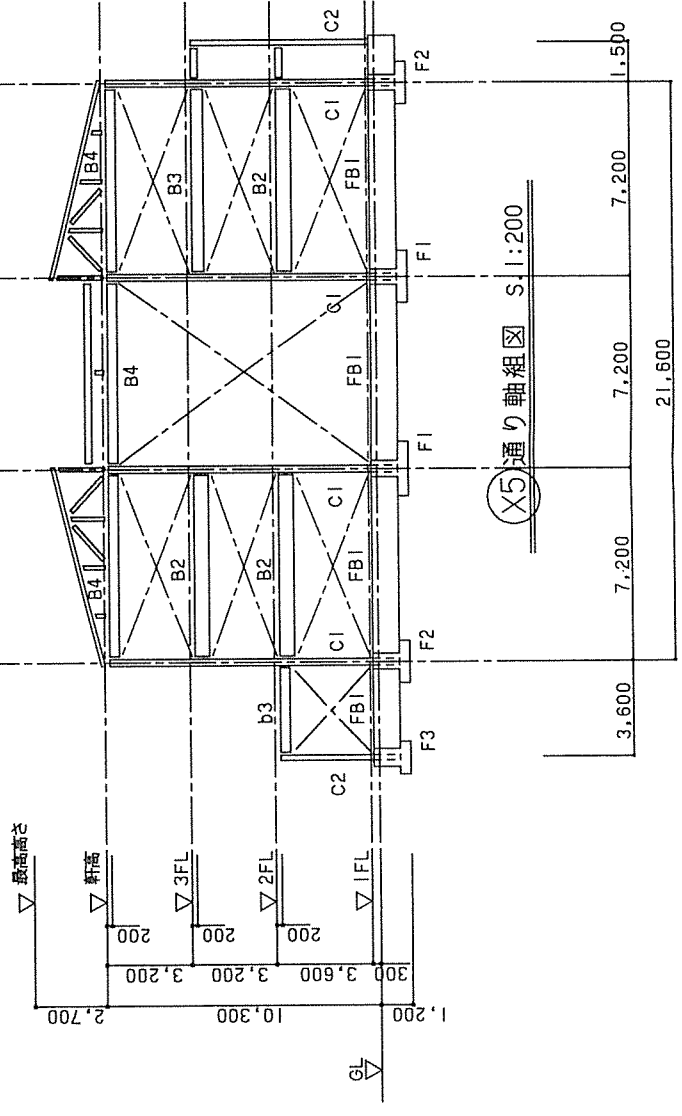
36,000

		図面名称	軸組図 (I)	縮尺 S:1:200	構造-6
3階建木造事務所モデルプランの試設計					
件名					





ⓧ6 通り軸組図 S.1:200



ⓧ5 通り軸組図 S.1:200

- ⓧY1
- ⓧY2
- ⓧY3
- ⓧY4

	図面名称 軸組図 (3)	縮尺 S.1:200	構造-8
	3階建木造事務所モデルプランの試設計		
	Y1 Y2 Y3 Y4		

柱 断面リスト S.1:30

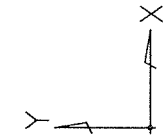
材質：ペイマツ大断面構造用集成材

符号	C1	C2
断面		<p>普通構造材 S-P-F I 級</p>
継手	<p>鋼板 φ9 ドリフトピン 48-16φ (L=130)</p>	<p>鋼板 φ9 ドリフトピン 2-16φ (L=110)</p>

床版 断面リスト S.1:30

合板：構造用合板 I 級 C 種

符号	S1	S2
断面		
合板	t=12 x I	t=12 x I
継手	CN50-φ50	CN50-φ50



壁 断面リスト S.1:30

合板：構造用合板 I 級 C 種

符号	W1	W2	W3	W4
断面				
合板	t=12 x 2	t=12 x I	t=9 x 2	t=9 x I
継手	CN65-φ50	CN65-φ50	CN50-φ50	CN50-φ50

件名

3階建木造事務所モデルプランの試設計

図面名称

柱・床版・壁 リスト

縮尺

S.1:30

構造-9

荷種：べいまつ大断面構造用集成材

鋼材：SS400

梁材断面リスト S.1:30

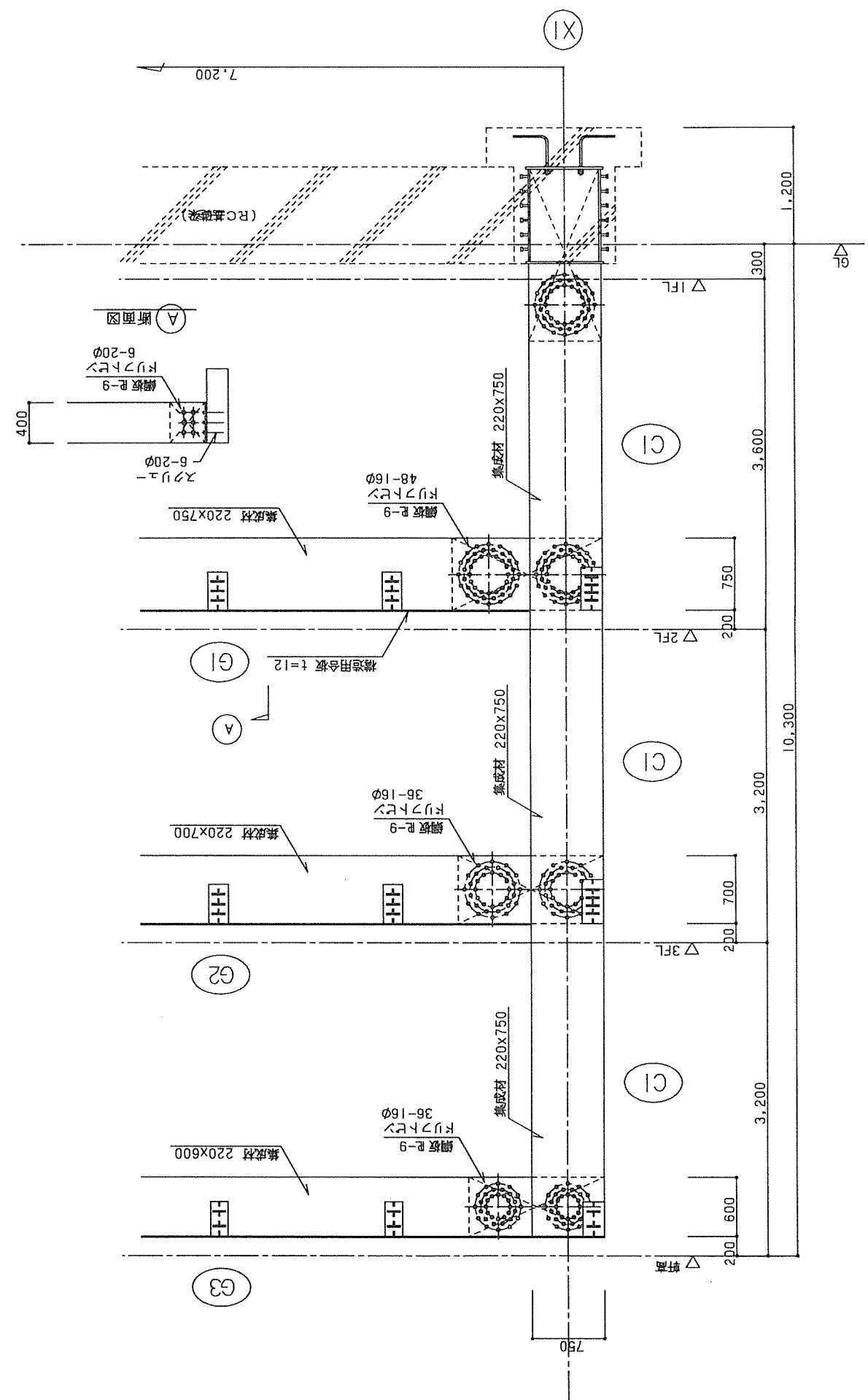
符号	G1	G2	G3	共通事項
断面				ドリフトピン L=130
継手	鋼板 R-9 ドリフトピン 48-16φ	鋼板 R-9 ドリフトピン 36-16φ	鋼板 R-9 ドリフトピン 36-16φ	

符号	B1	B2	B3	B4	共通事項
断面					鋼板 R-9 ドリフトピン L=130
継手	鋼板 R-9 ドリフトピン 12-20φ	鋼板 R-9 ドリフトピン 10-20φ	鋼板 R-9 ドリフトピン 8-20φ	鋼板 R-9 ドリフトピン 4-20φ	

符号	91・b1	92・b2	93・b3	共通事項
断面				鋼板 R-9 ドリフトピン L=110
継手	鋼板 R-9 ドリフトピン 8-20φ	鋼板 R-9 ドリフトピン 6-20φ	鋼板 R-9 ドリフトピン 4-20φ	

図面名称	梁材断面 リスト	縮尺	S.1:30	構造-10
件名	3階建木造事務所モデルプランの試設計			

Y2 通り架構詳細図 S. 1:40



2. 2 3階建共同住宅モデルプランの構造設計例

2. 2. 0 まえがき

1) 木造3階建て共同住宅の位置付け

3階以上を特殊建築物の用途に用いる建築物は、従来、耐火建築物とすることが要求されていたため、3階建て共同住宅の主要構造部を木造とすることは認められていなかった。ところが、平成5年6月25日より建築基準法・同施行令が改正・施行され、3階を共同住宅、下宿または寄宿舎の用途とする特殊建築物については、建築物が各住戸ごとに小規模に区分されていること・在館者が特定の者で避難経路を熟知していることなど、防火上・避難上、他の特殊建築物に比べ有利な条件を有していることから、防火地域および準防火地域以外の区域内に限り、防火上・避難上の一定の措置を施した準耐火建築物とすることにより主要構造部を木造として建設できるようになった。

“防火上・避難上の一定の措置”として、木造3階建て共同住宅に求められる条件は、政令（建築基準法施行令第115条の2の2）で技術的基準として定められている。その要点は、主要構造部である壁・柱・床・梁は1時間以上の耐火性能を有すること、避難上有効なバルコニーを設置すること、消防隊の進入口・建築物周囲の通路の確保の3点である。この技術的基準のうち、構造設計の上で重要なのは、主要構造部の耐火性能である。主要構造部に1時間以上の耐火性能を与えるための具体的な仕様は建設大臣が指定することになっており、建設省告示で示されるが、どの仕様を用いて所定の耐火性能を得るかによって、部材の自重や各部の納まりに影響が出るため、構造設計を開始する前に、耐火性能確保の基本的な方針を決定する必要がある。

本設計例では、政令で定める技術基準を満たした準耐火建築物として木造3階建て共同住宅を取り上げ、柱・梁等の主要構造部に通直大断面集成材を用いた大断面木造建築物として扱う。本章では設計用の外力に対する主架構の応力と変形を求め、接合部と柱・大梁・耐震壁の断面設計を行う。また、二次設計として、層間変形角と剛性率・偏心率を求める。接合部の扱い方等の大断面木造特有の問題点については、その都度、説明を加えることにする。

2) 準拠する法律と参考文献

本設計例は、建築基準法および建築基準法施行令（平成5年6月25日改正・施行）に従う。

また、以下に示す文献に基づいて構造計算を行う。

(財)日本建築センター『構造計算指針・同解説 1991年版』

(財)日本建築センター『大断面木造建築物設計施工マニュアル 1988年版』

(財)日本建築センター他『平成5年6月25日施行 改正基準法・施行令の解説』

- (社) 日本建築学会『木構造設計規準・同解説』
- (社) 日本建築学会『木構造計算規準』
- (社) 日本建築学会『鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説』
- (社) 日本建築学会『鋼構造設計規準』
- (社) 日本建築学会『建築基礎構造設計指針』
- (社) 日本ツーバイフォー建築協会『1992年枠組壁工法建築物構造計算指針』

3) 本章の構成

本章の構成は次のとおりである。

- 2. 2. 0 まえがき
- 2. 2. 1 概 要
 - 1) 建物概要
 - 2) 設計方針
 - 3) 構造計画
 - 4) 伏 図
 - 5) 軸組図
- 2. 2. 2 使用材料と許容応力度
 - 1) 使用材料と使用区分
 - 2) 材料の許容応力度
 - 3) 材料のヤング係数とせん断弾性係数
- 2. 2. 3 仮定荷重
 - 1) 床の固定荷重
 - 2) 部材・壁の固定荷重
 - 3) 床の積載荷重
 - 4) 積雪荷重
 - 5) 床荷重表
 - 6) 床荷重分布
 - 7) 壁配置
- 2. 2. 4 柱直圧
 - 1) 柱直圧一覧
 - 2) 柱直圧の計算
- 2. 2. 5 設計用層せん断力
 - 1) 設計用地震層せん断力
 - 2) 地震力算定用重量の計算
 - 3) 設計用風圧力による層せん断力
- 2. 2. 6 応力解析
 - 1) 応力解析の方針
 - 2) 仮定断面
 - 3) 鋼板挿入ドリフトピン接合を用いた接合部の回転剛性
 - 4) 張間方向耐震壁のせん断剛性

- 5) 応力解析モデル
- 6) 断面リスト
- 7) $C \cdot M_0 \cdot Q_0$ の計算
- 8) 節点荷重
- 9) 各フレームの応力
- 10) 水平荷重時の各階の変形

2. 2. 7 断面設計

- 1) 接合部の設計
- 2) 柱の断面設計
- 3) 大梁の断面設計
- 4) 張間方向耐震壁の設計

2. 2. 8 二次設計

- 1) 層間変形角および剛性率
- 2) 偏心率
- 3) 二次設計のまとめ

2. 2. 9 まとめ

2. 2. 1 概 要

1) 建物概要

名 称：木造3階建て共同住宅

建築場所：防火地域および準防火地域の指定を受けない市街地

用 途：共同住宅

建築面積： 360.00m²

延べ面積：1,080.00m²

各戸面積：住宅Aタイプ(3LDK) 108.0m² × 6戸
住宅Bタイプ(1LDK) 61.2m² × 3戸

階 数：地上3階

高 さ：軒 高 9.50m
最高部 12.10m

構造種別：大断面木造建築物

大断面木造純ラーメン (桁行方向)

耐震壁付き大断面木造ラーメン (張間方向)

基礎構造：布基礎による直接基礎

地盤概要：第2種地盤

2) 設計方針

本建物は、木造3階建ての共同住宅で、柱・梁に通直大断面集成材を用いた大断面木造建築物である。平成5年6月25日より改正・施行された建築基準法ならびに同施行令に従い、主要構造部の耐火時間が1時間以上の耐火性能を持つ準耐火建築物として設計する。また、大断面木造建築物として燃えしろ設計・接合部の防火設計が求められるが、これには、所定の耐火性能を持つ防火被覆材料で部材および接合部を被覆して対応する。

建築場所は、建築基準法に従い、防火地域および準防火地域の指定を受けない市街地とする。

防火被覆材料は、主に石膏ボードを用いる。各部の防火被覆材料を以下に挙げる。

- 柱 : 石膏ボード厚12mm二重張り
- 梁 : 石膏ボード厚12mm二重張り
- 界 壁 : 両面とも石膏ボード厚12mm二重張り
- 外 壁 : 外 側～硬質木片セメント板厚18mm
室 内 側～石膏ボード厚12mm二重張り
- 床 : 上 面～構造用合板厚15mmの上、モルタルまたは軽量コンクリート厚35mm
直下の天井～石膏ボード厚12mm二重張りの上、ロックウール厚50mm
- 階 段 桁 : 梁に倣う。
- 階 段 踏 板 : 床に倣う。

本建物の構造計算の流れは、概ね次のとおりである。

- ・一次設計：許容応力度計算による安全の確認（軒高 $> 9\text{ m}$ ・3階建て・延べ面積 $> 500\text{ m}^2$ ）
- ・二次設計：層間変形角の確認（大断面木造建築物であるため）
剛性率0.60以上・偏心率0.15以下の確認（軒高 9 m 超えの特定建築物であるため）
耐震壁のせん断力負担率 β に応じた水平力の割り増し（張間方向）

図2.2.1に本設計例の構造計算のフローを示す。

層間変形角は、一般には $1/200$ 以下でなければならないが、仕上材が変形に追従でき、建築物の部分に著しい損傷が生じるおそれがない場合には、その許容値を $1/120$ 以下に緩和することが認められている。ところが、改正された建築基準法施行令では、準耐火建築物については、防火被覆の脱落防止の観点から、その許容値を従来より厳しくし、 $1/150$ 以下とすることが求められている。

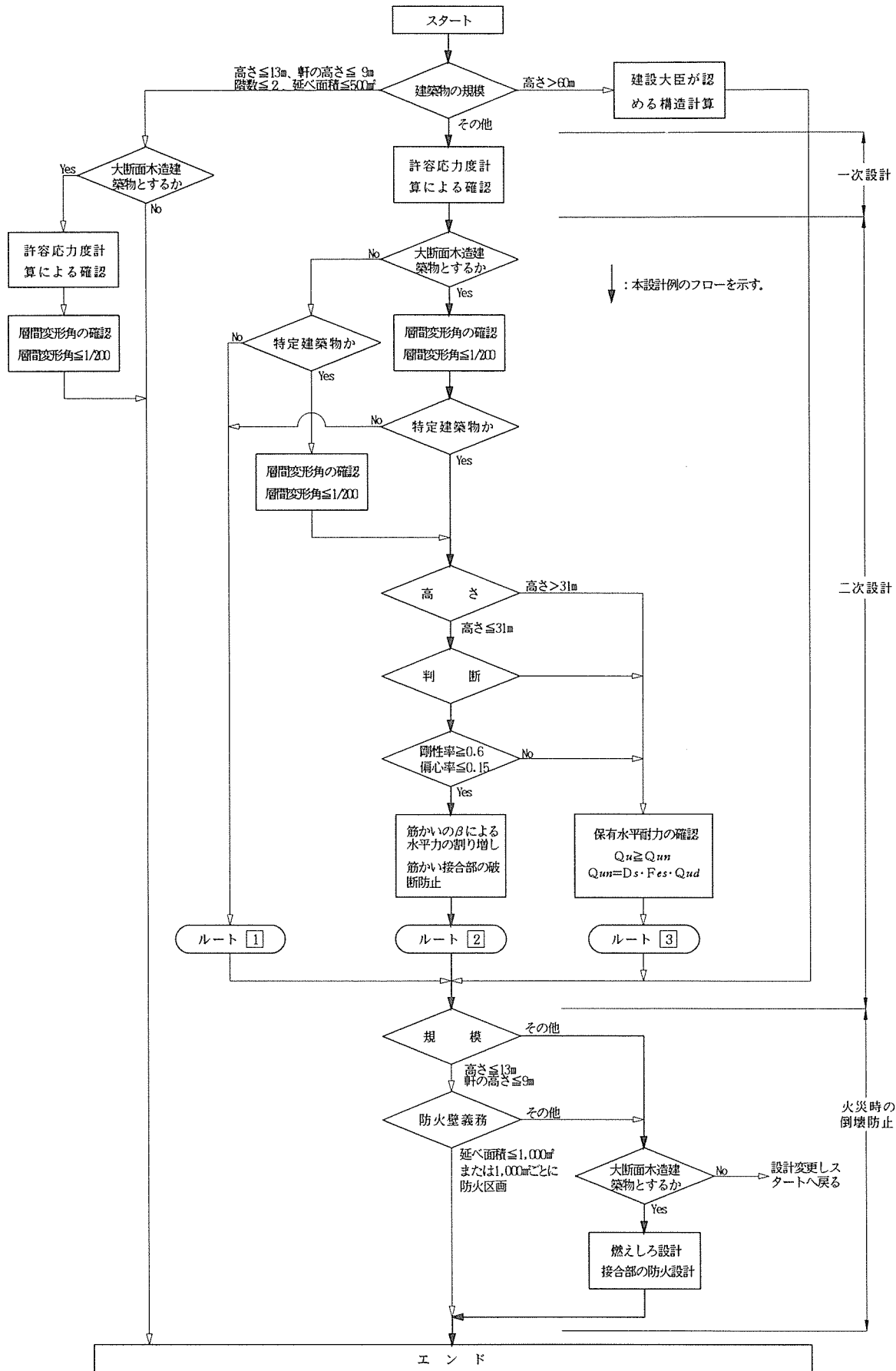


図 2. 2. 1 本設計例の構造計算のフロー

本建物は、その許容値を満たすよう、層間変形角が $1/150$ 以下となるように設計する。

本建物は、軒高が9 mを越えているため、昭和55年建設省告示第1790号（改正昭和62年11月13日建設省告示第1915号）で定められている特定建築物に該当する。したがって、剛性率と偏心率の計算を行い、剛性率0.60以上・偏心率0.15以下であることを確認するか、または保有水平耐力が必要保有水平耐力以上あることを確認する必要がある。本設計では、剛性率0.60以上・偏心率0.15以下となるように設計する。

耐震壁付きラーメンである張間方向については、耐震壁のせん断力負担率がかなり高くなることが見込まれるので、設計用層せん断力を当初より割り増して設計用応力を算出することにする。

3) 構造計画

本建物は、張間方向12.00m、桁行方向30.00m、軒高 9.50m、高さ12.10mの矩形平面を持つ、整形な建物で、スパンは 6.00mを基本とし、張間方向 2 スパン・桁行方向 5 スパンである。基準階高は 3.00mで、3階建てである。各階は3戸に分かれ、戸境の2構面および各戸と廊下の境界に界壁が設けられている。

柱・梁には通直集成材、床・外壁・界壁には、構造用合板を用いる。構造形式は、桁行方向は純ラーメン構造、張間方向は耐震壁付きラーメン構造である。

桁行方向の柱梁接合部には鋼板挿入ドリフトピン接合を用いてモーメント抵抗接合とする。

張間方向は、妻面の外壁と戸境の界壁、各々2面ずつを耐震壁とする。大きな開口部と耐震壁の境界には柱を設け、この柱と各階床レベルに設けた梁との接合部には鋼板挿入ドリフトピン接合を用い、耐震要素の一部とする。耐震壁は、架構内に取り付けられた枠材に構造用合板を面材として両面に釘打ちしたものである。

界床は、12mm石膏ボード二重貼りの天井と、構造用合板上に厚さ35mmのモルタルまたはコンクリートを打設した床で構成する。床面は、モルタルまたはコンクリートの打設によりせん断剛性が高くなるため、剛床として扱う。1階床下には防湿を考慮して土間コンクリートを打設する。1階床は、土間コンクリート上に束材を立てて支持するものとする。

屋根は、小屋組・垂木・野地板の上に石綿スレート葺きとする。軒裏は、床と同様の防火区画を施す。

敷地地盤は第2種地盤を想定し、基礎は布基礎による直接基礎とする。張間方向の布基礎には、柱が取り付く位置に面外方向の布基礎を設け、補剛材とする。

4) 伏圖

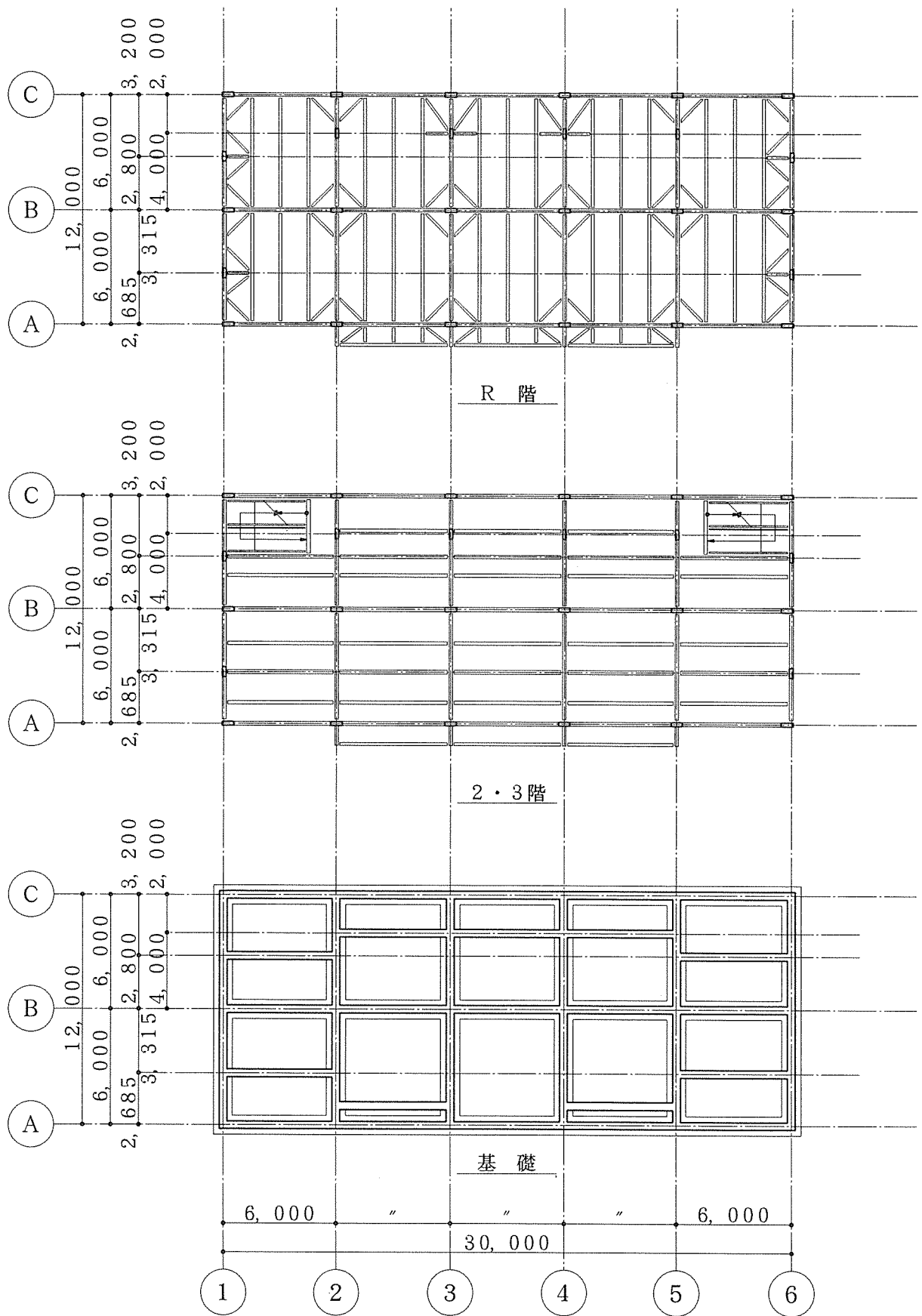


圖 2. 2. 2 各階伏圖 S : 1 / 300

5) 軸組図

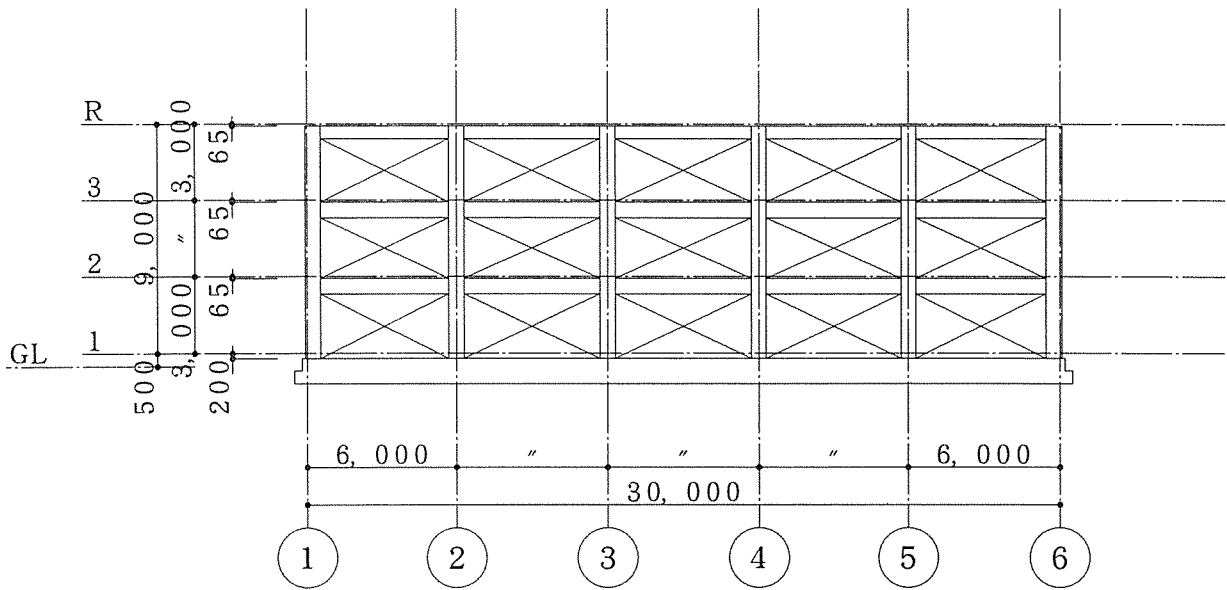


図 2. 2. 3 桁行方向軸組図 S : 1 / 300

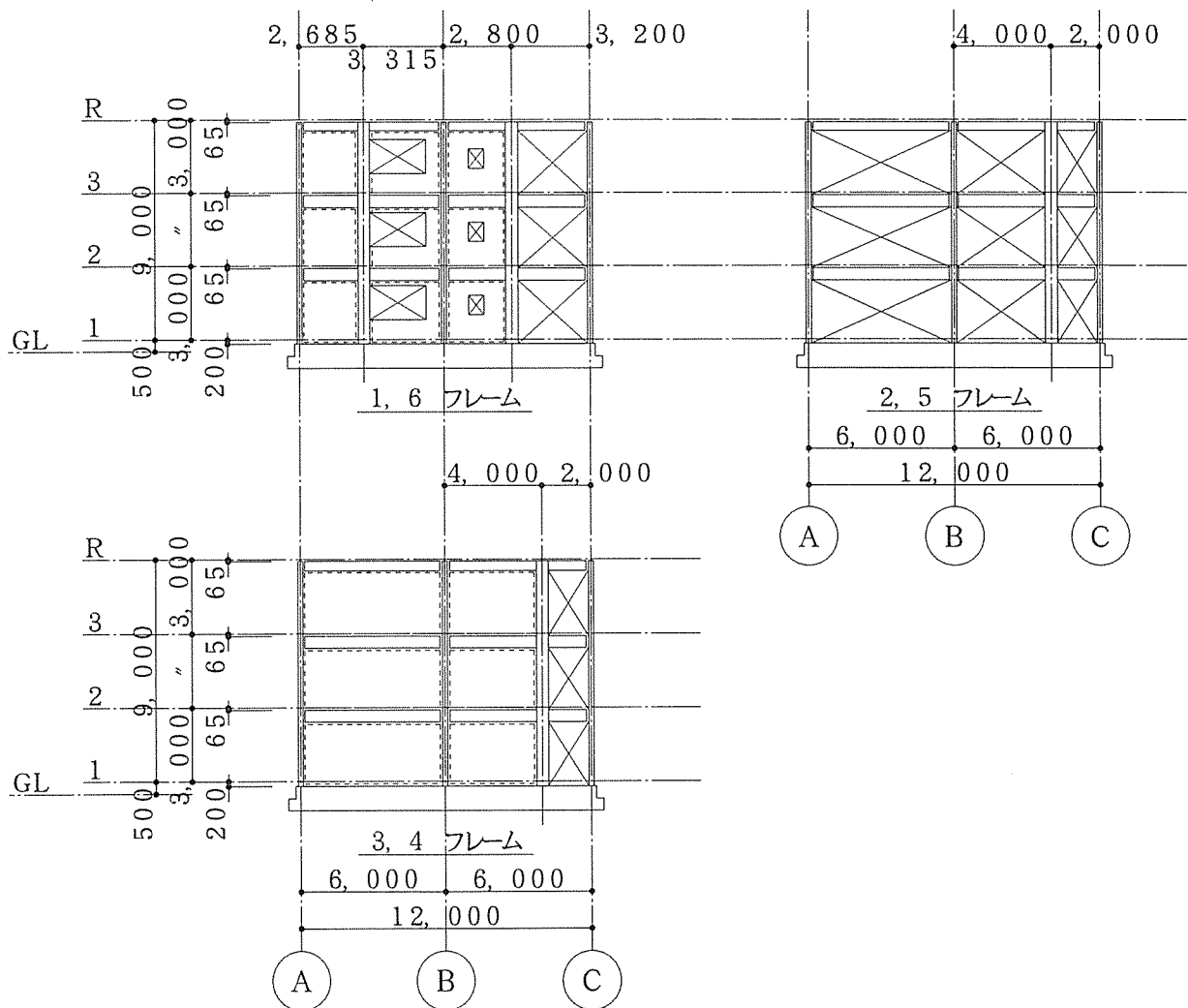


図 2. 2. 4 張間方向軸組図 S : 1 / 300

2. 2. 2 使用材料と許容応力度

1) 使用材料と使用区分

通直集成材	柱	構造用集成材ベイマツ1級	$\gamma = 0.55\text{t/m}^3$
	間柱	構造用集成材ベイマツ1級	$\gamma = 0.55\text{t/m}^3$
	大梁	構造用集成材ベイマツ1級	$\gamma = 0.55\text{t/m}^3$
	小梁	構造用集成材ベイマツ1級	$\gamma = 0.55\text{t/m}^3$
構造用合板	耐震壁	構造用合板1級（日本農林規格の等級C）	
	床	構造用合板1級（日本農林規格の等級C）	
構造用木材	壁たて枠	普通構造材I類	
	根太・大引	普通構造材I類	
	小屋組	普通構造材I類	
コンクリート	基礎	普通コンクリート	基準強度 $F_c = 210\text{kg/cm}^2$ $\gamma = 2.30\text{t/m}^3$
鉄筋	基礎	SD295A (D16以下)	
		SD345 (D19以上)	
	土間コンクリート	溶接金網	
鋼材	挿入鋼板	SS400 ($t \leq 22\text{mm}$)	
	各部金物	SS400 ($t \leq 22\text{mm}$)	
	ドリフトピン	SS400 (丸鋼)	
くぎ	耐震壁	太め丸くぎCN65	

2) 材料の許容応力度

a) 構造用集成材の許容応力度

表2. 2. 1 構造用集成材の繊維方向の許容応力度

単位：kg/cm²

樹種	長期許容応力度						短期許容応力度
	圧縮	引張	曲げ x-x	曲げ y-y	剪断 x-x	剪断 y-y	
ベイマツ1級	105	95	145	130	12	10.5	長期許容応力度の2倍

註) ・曲げと剪断の x-x軸は荷重方向またはたわみ方向とラミナの積層面が直交する場合、 y-y軸は平行の場合。

表2. 2. 2 構造用集成材の繊維に直角方向の許容応力度

単位：kg/cm²

樹種	長期許容応力度			短期許容応力度
	許容めり込み応力度		許容圧縮応力度	
	材中間	材端	全面圧縮	
ベイマツ1級	30	24	9.5	長期許容応力度の2倍

註) ・材端とは、部材の端部から荷重の縁までの距離が部材のせい以下となる場合。

b) 構造用合板1級の許容応力度

表2. 2. 3 構造用合板1級(等級C)の曲げ・引張・圧縮の許容応力度 単位: kg/cm²

厚さ (mm)	長期許容応力度								短期許容 応力度
	等級 C								
	0° 方向			90° 方向			45° 方向		
(積層数)	曲げ	引張	圧縮	曲げ	引張	圧縮	引張	圧縮	長期許容 応力度の2倍
9.0(5)	65	40	30	40	45	35	15	22	
12.0(5)	55	40	30	50	45	35			
15.0(7)	50	30	25	50	55	40			

註) ・各方向は表板の繊維に対する応力の方向を示す。

表2. 2. 4 構造用合板1級(等級C)のめり込み・せん断の許容応力度 単位: kg/cm²

厚さ (mm)	長期許容応力度					短期許容 応力度
	等級 C					
	面に直角	0, 90° 方向		45° 方向		
(積層数)	めり込み	剪断(面内)	剪断(層内)	剪断(面内)	剪断(層内)	長期許容 応 力 度 の 2 倍
9.0(5) 12.0(5) 15.0(7)	20	12	4	24	5	

註) ・各方向は表板の繊維に対する応力の方向を示す。

c) 普通構造材の許容応力度

表2. 2. 5 普通構造材の繊維方向の許容応力度 単位: kg/cm²

樹種	長期許容応力度							短期許容 応 力 度
	繊維方向				繊維に直角方向			
	圧縮	引張	曲げ	せん断	めり込み		全面 圧縮	
材中間					材端			
針葉樹 I 類	75	55	95	8	30	24	9.5	長期許容 応 力 度 の 2 倍

註) ・材端とは、部材の端部から荷重の縁までの距離が部材のせい以下となる場合。

d) コンクリートの許容応力度

表2. 2. 6 コンクリートの許容応力度 単位: kg/cm²

材質	長 期			短 期			備 考
	圧縮	引張	せん断	圧縮	引張	せん断	
普通 Fc=210	70	----	7.00	140	----	10.50	

e) 鉄筋の許容応力度

表2. 2. 7 鉄筋の許容応力度

単位: kg/cm²

材 質	長 期			短 期			備 考
	圧 縮	引 張	せん断補強	圧 縮	引 張	せん断補強	
S D 2 9 5 A	2000	2000	2000	3000	3000	3000	
S D 3 4 5	2200 (2000)	2200 (2000)	2000	3500	3500	3500	() 内は D29以上。

f) 異形鉄筋に対するコンクリートの許容付着応力度

表2. 2. 8 異形鉄筋に対するコンクリートの許容付着応力度

単位: kg/cm²

コンクリート材質	長 期		短 期		備 考
	上 端 筋	そ の 他	上 端 筋	そ の 他	
普 通 Fc=210	14.00	21.00	21.00	31.50	

g) 鋼材の許容応力度

表2. 2. 9 鋼材の許容応力度

単位: kg/cm²

材 質	板厚 (mm)	F	長 期				短 期	備 考
			圧縮	引張	曲げ	剪断		
S S 400	≤22	2400	1600	1600	1600	920	長期に対する値の1.5倍	

h) 溶接継目ののど断面に対する許容応力度

表2. 2. 10 溶接継目ののど断面に対する許容応力度

単位: kg/cm²

材 質	板厚 (mm)	作業 方法	継目の 形 式	長 期		短 期	備 考
				圧縮・引張・曲げ	せん断		
S S 400	≤22	工場	突合せ	1600	920	長期に対する 値の1.5倍	
			突合せ 以 外	920	920		

3) 材料のヤング係数とせん断弾性係数

a) 構造用集成材のヤング係数とせん断弾性係数

表 2. 2. 1 1 構造用集成材の繊維方向の許容応力度

単位 : kg/cm^2

樹 種	ヤ ン グ 係 数			せん断弾性係数
	繊 維 方 向		繊 維 直 角 方 向	
	$E_{//x-x}$	$E_{//y-y}$	E_{\perp}	G
ベイマツ 1 級	110×10^3	105×10^3	4.2×10^3	7.0×10^3

註) ・繊維方向の y-yは荷重方向またはたわみ方向と積層面が平行な曲げ・引張・圧縮の場合のヤング係数。

b) 構造用合板1級のヤング係数とせん断弾性係数

表 2. 2. 1 2 構造用合板1級(等級C)のヤング係数とせん断弾性係数

単位 : kg/cm^2

厚 さ (mm)	等 級 C					
	ヤ ン グ 係 数 E				せん断弾性係数	
	曲 げ		引 張・圧 縮		G	
	0° 方向	90° 方向	0° 方向	90° 方向	0,90° 方向	45° 方向
(積層数)						
9.0(5)	65×10^3	25×10^3	45×10^3	45×10^3	4.0×10^3	25×10^3
12.0(5)	55×10^3	35×10^3	45×10^3	45×10^3		
15.0(7)	50×10^3	40×10^3	35×10^3	55×10^3		

註) ・各方向は表板の繊維に対する応力の方向を示す。

c) 普通構造材のヤング係数とせん断弾性係数

表 2. 2. 1 3 普通構造材のヤング係数とせん断弾性係数

単位 : kg/cm^2

樹 種	ヤ ン グ 係 数		せん断弾性係数
	繊 維 方 向	繊 維 直 角 方 向	
	$E_{//x-x}$	E_{\perp}	G
針葉樹 I 類	100×10^3	4.0×10^3	6.6×10^3

d) コンクリート・鉄筋・鋼材のヤング係数とせん断弾性係数

表 2. 2. 14 コンクリート・鉄筋・鋼材のヤング係数とせん断弾性係数

単位：kg/cm²

材 料	ヤング係数	ポアソン比	せん断弾性係数
	E	ν	G
普通コンクリート Fc=180	199×10^3	1/6	85×10^3
鉄 筋	$2,100 \times 10^3$	-----	-----
鋼 材	$2,100 \times 10^3$	1/3.375	810×10^3

2. 2. 3 仮定荷重

1) 床の固定荷重

(1) 屋 根	石綿スレート	$\gamma = 3.4$	葺厚 6 * 2	43.9	
	野地板	$\gamma = 0.6$	構造用合板特類 厚さ 12	7.8	
	垂 木		1.4kg/m @450	3.3	
	小屋組		10+1=10+12	22.0	
	ロックウール	$\gamma = 0.15$	厚さ 50	7.5	
	貼付用材料			1.0	
	つり木 (つり木受けとも)			5.0	
	野 縁		0.8kg/m @450 および @900	2.7	
	天 井	$\gamma = 0.75$	石膏ボード 厚さ 12	9.0	
				102.2	→ 105 kg/m ²

(2) 居 室	クッション付きフローリング		厚さ 15	17.0	} 1階用 107 → 110 kg/m ²
	モルタルこて仕上げ	$\gamma = 2.0$	厚さ 35	70.0	
	構造用合板	$\gamma = 0.6$	厚さ 15	9.7	
	根 太		1.7kg/m @360	4.7	
	大引き		5.0kg/m @900	5.6	
	ロックウール	$\gamma = 0.15$	厚さ 50	7.5	
	貼付用材料			1.0	
	つり木 (つり木受けとも)			5.0	
	野 縁		0.8kg/m @450 および @900	2.7	
	天 井	$\gamma = 0.75$	石膏ボード 厚さ 12 * 2	18.0	
				141.2	→ 145 kg/m ²

(3) 廊 下	モルタルこて仕上げ 水勾配	$\gamma = 2.0$	厚さ 50	107.7	
	構造用合板	$\gamma = 0.6$	厚さ 15	9.7	
	根 太		1.7kg/m @360	4.7	
	大引き		5.0kg/m @900	5.6	
	ロックウール	$\gamma = 0.15$	厚さ 50	7.5	
	貼付用材料			1.0	
	つり木 (つり木受けとも)			5.0	
	野 縁		0.8kg/m @450 および @900	2.7	
	天 井	$\gamma = 0.75$	石膏ボード 厚さ 12 * 2	18.0	
				161.9	→ 165 kg/m ²

2) 部材・壁の固定荷重

部 材	(床面積あたり)	小梁用		20.0 kg/m ²
		フレーム用・地震用		50.0 kg/m ²
界 壁	石膏ボード	$\gamma = 0.75$	厚さ 12 * 4	36.0
	構造用合板	$\gamma = 0.6$	厚さ 15 * 2	18.0
	ロックウール	$\gamma = 0.15$	厚さ 100	15.0
	貼付用材料			1.0
	スタッド			5.0
				75.0 → 75 kg/m ²
外 壁	セメント系サイディング	$\gamma = 1.1$	厚さ 11	12.1
	硬質木片セメント板	$\gamma = 1.0$	厚さ 18	18.0
	構造用合板	$\gamma = 0.6$	厚さ 15 * 2	18.0
	石膏ボード	$\gamma = 0.75$	厚さ 12 * 2	18.0
	ロックウール	$\gamma = 0.15$	厚さ 100	15.0
	貼付用材料			1.0
	スタッド			5.0
				87.1 → 90 kg/m ²
間仕切	石膏ボード	$\gamma = 0.75$	厚さ 12 * 2	18.0
	スタッド			5.0
				23.0 → 25 kg/m ²
廊下等手摺				25 kg/m

3) 床の積載荷重

表 2. 2. 15 床の積載荷重

単位: kg/m²

室 名	床 用	小 梁 用	フ レーム 用	地 震 用	備 考
(1) 屋 根	60	60	30	0	
(2) 居 室	180	180	130	60	
(3) 廊 下	180	180	130	0	階段・バルコニーも同じ。

4) 積雪荷重

積雪荷重は、短期荷重で 60kg/m² (積雪量30cm) とする。

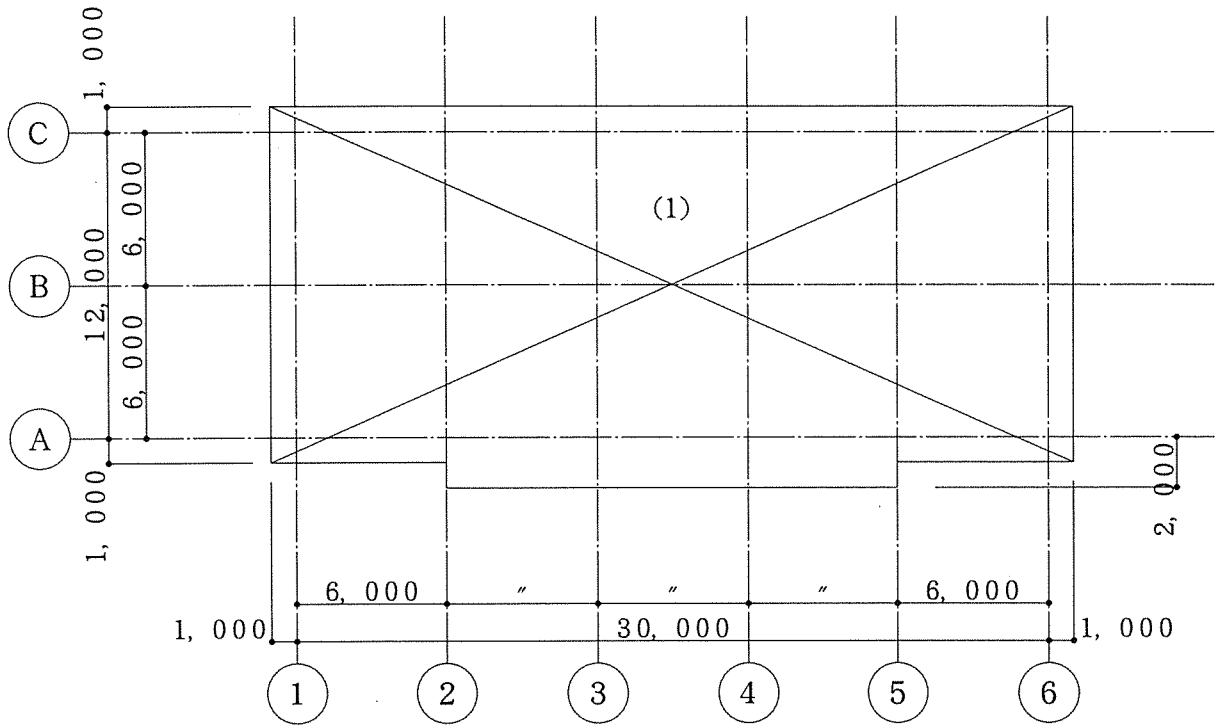
5) 床荷重表

表2. 2. 16 床荷重表

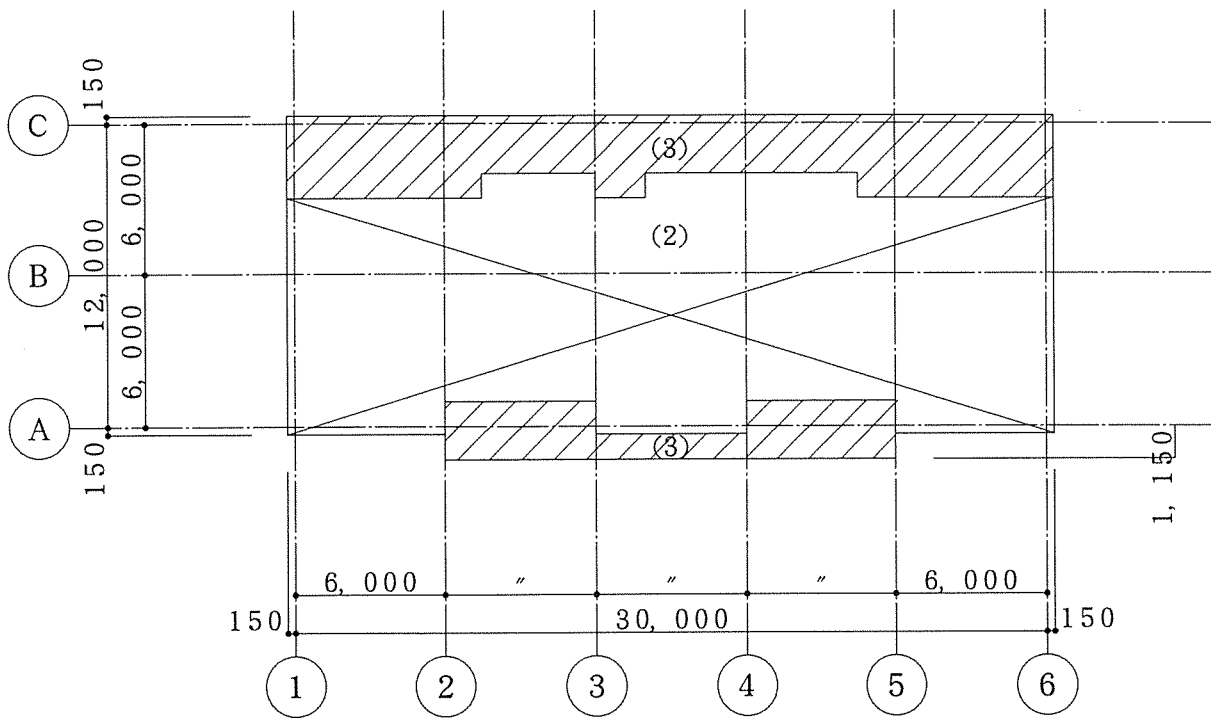
単位: kg/m²

	(1) 屋根				(2) 居室			
	床用	小梁用	フレーム用	地震用	床用	小梁用	フレーム用	地震用
DL1	105	105	105	105	145 (110)	145 (110)	145 (110)	145 (110)
DL2	----	20	50	50	----	20 (0)	50 (0)	50 (0)
LL	60	60	30	0	180	180	130	60
TL	165	185	185	155	325 (290)	345 (290)	325 (240)	255 (170)
備考					() 内は1階用を示す。			
	(3) 廊下							
	床用	小梁用	フレーム用	地震用				
DL1	165	165	165	165				
DL2	----	20	50	50				
LL	180	180	130	0				
TL	345	365	345	215				
備考	階段・バルコニーも同じ。							

6) 床荷重分布



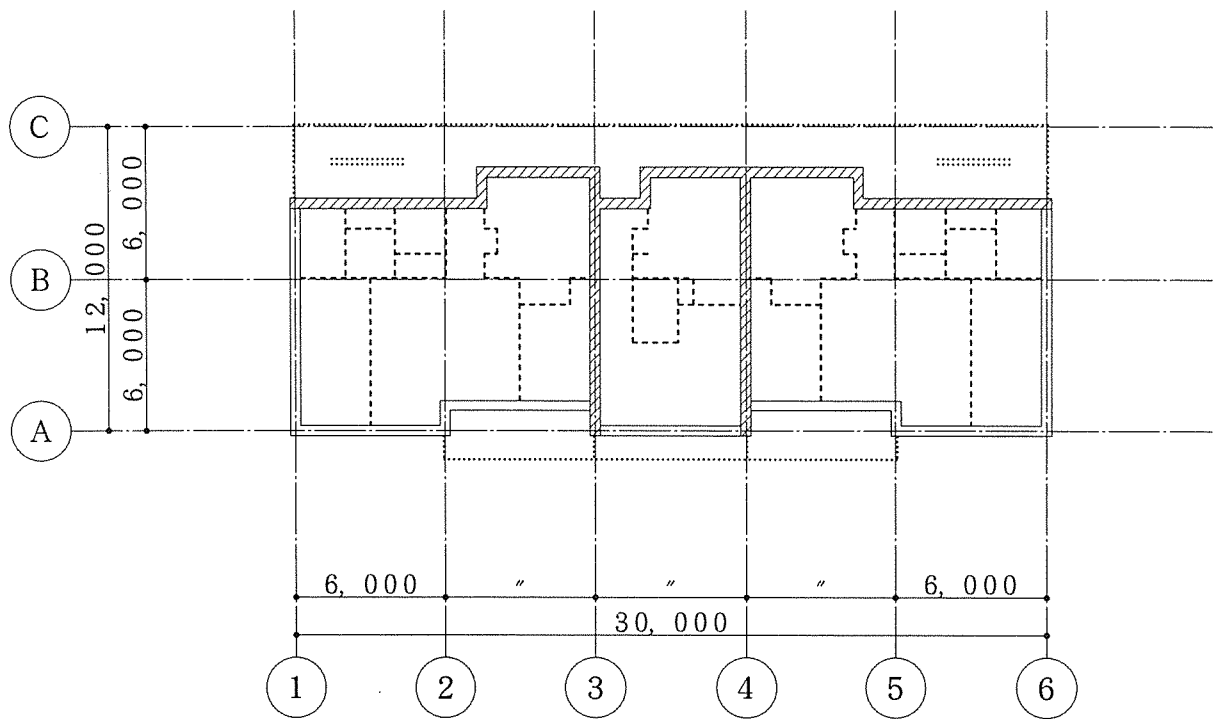
屋根



2~3階

图 2. 2. 5 床荷重分布 S : 1 / 300

7) 壁配置



凡 例





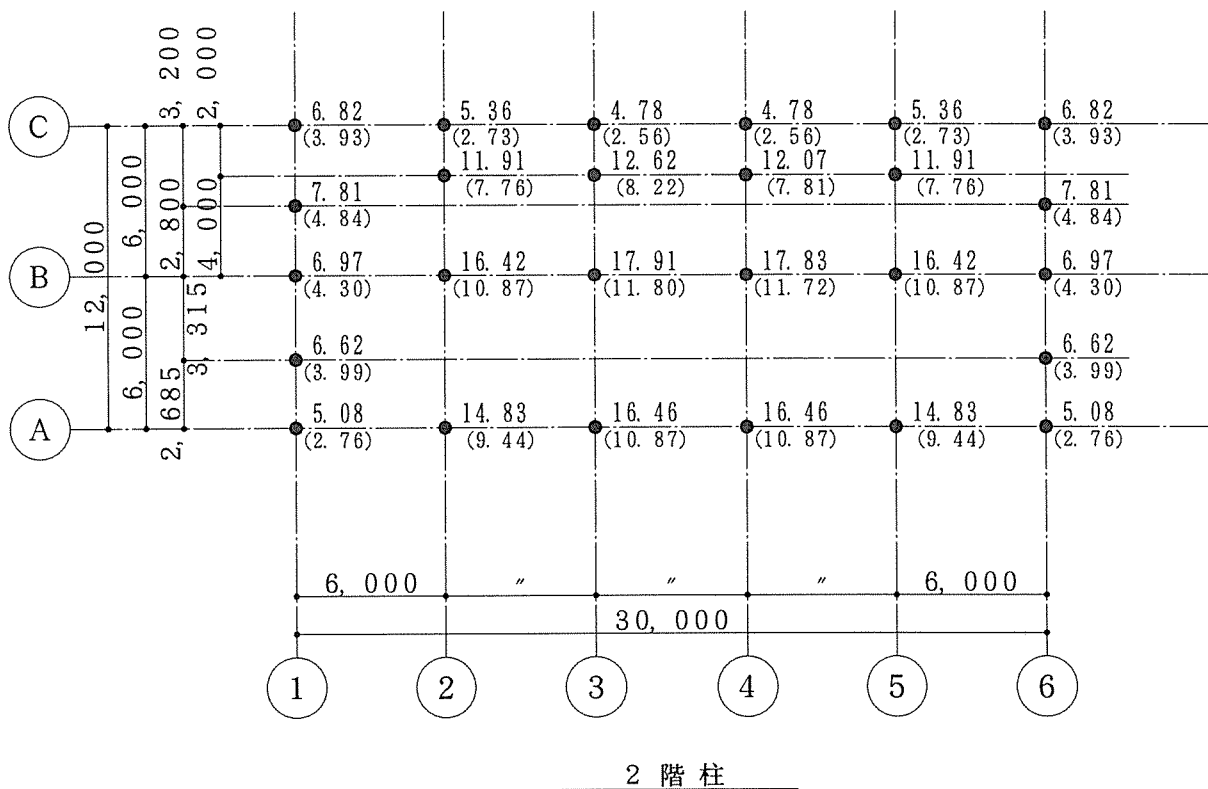
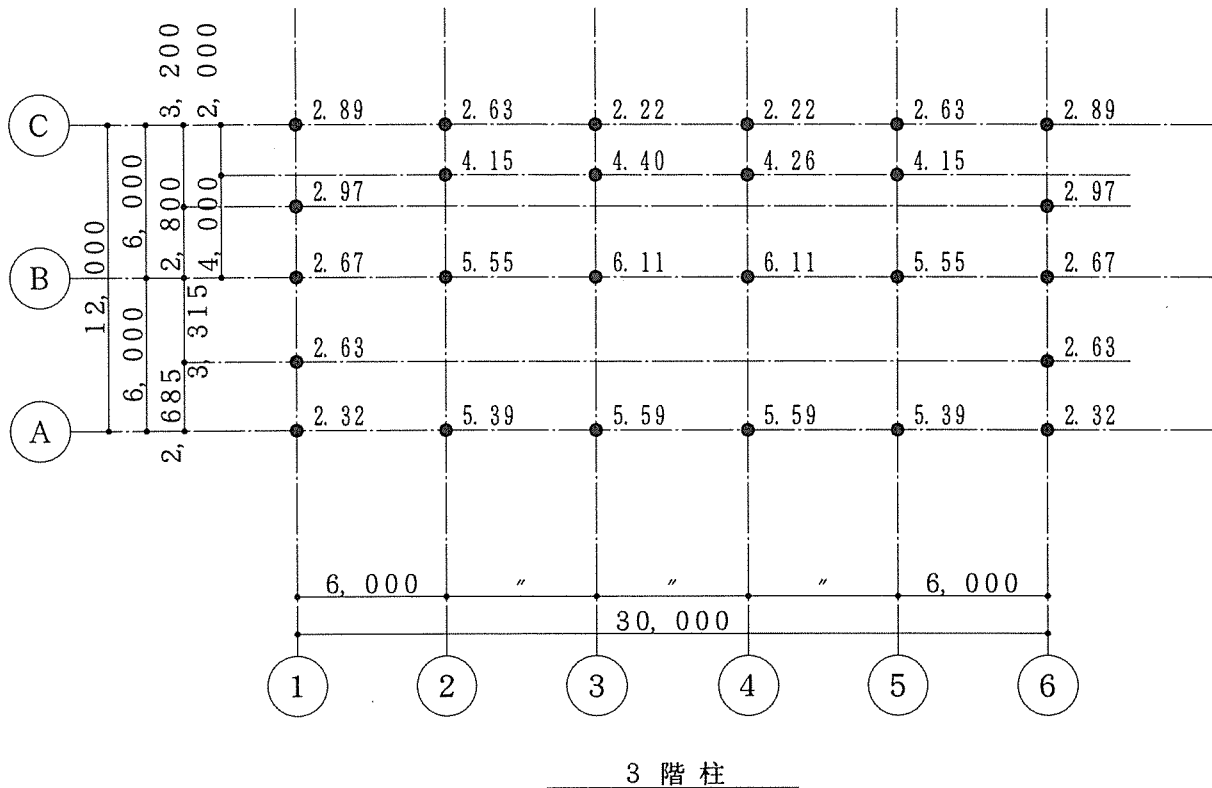
-  : 界 壁
-  : 外 壁
-  : 間仕切
-  : 手 摺

図 2. 2. 6 壁配置図 S : 1 / 300

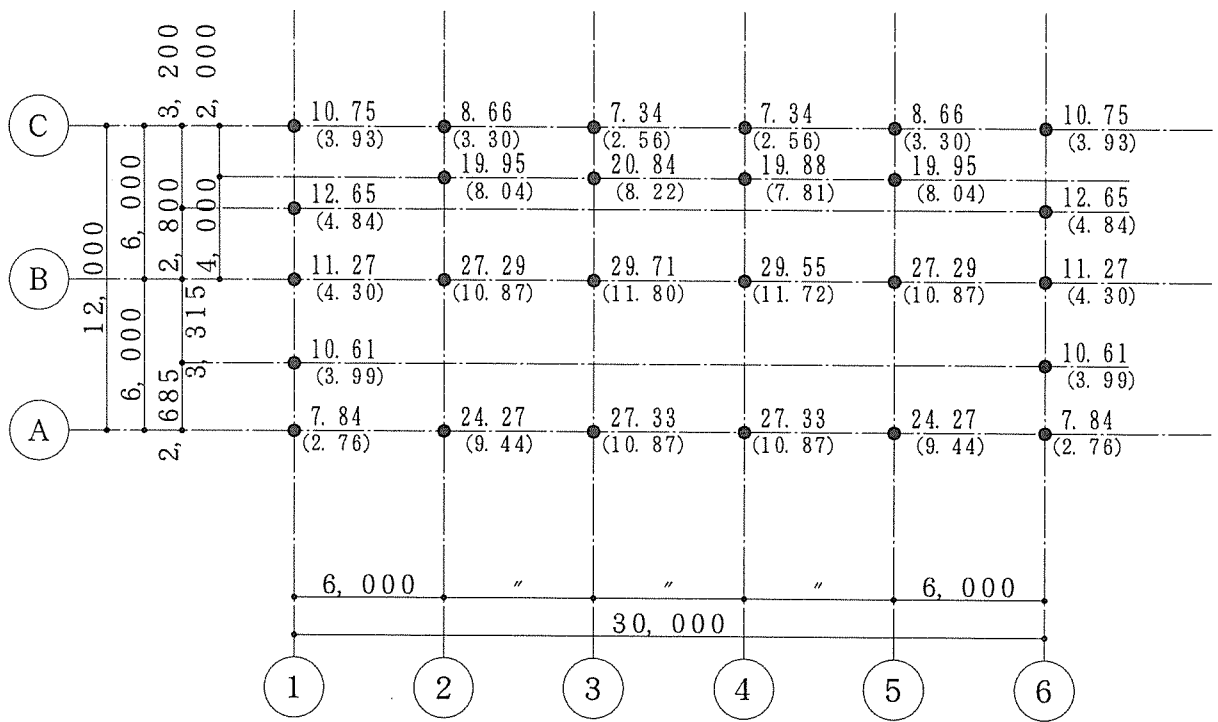
2. 2. 4 柱直圧

1) 柱直圧一覧

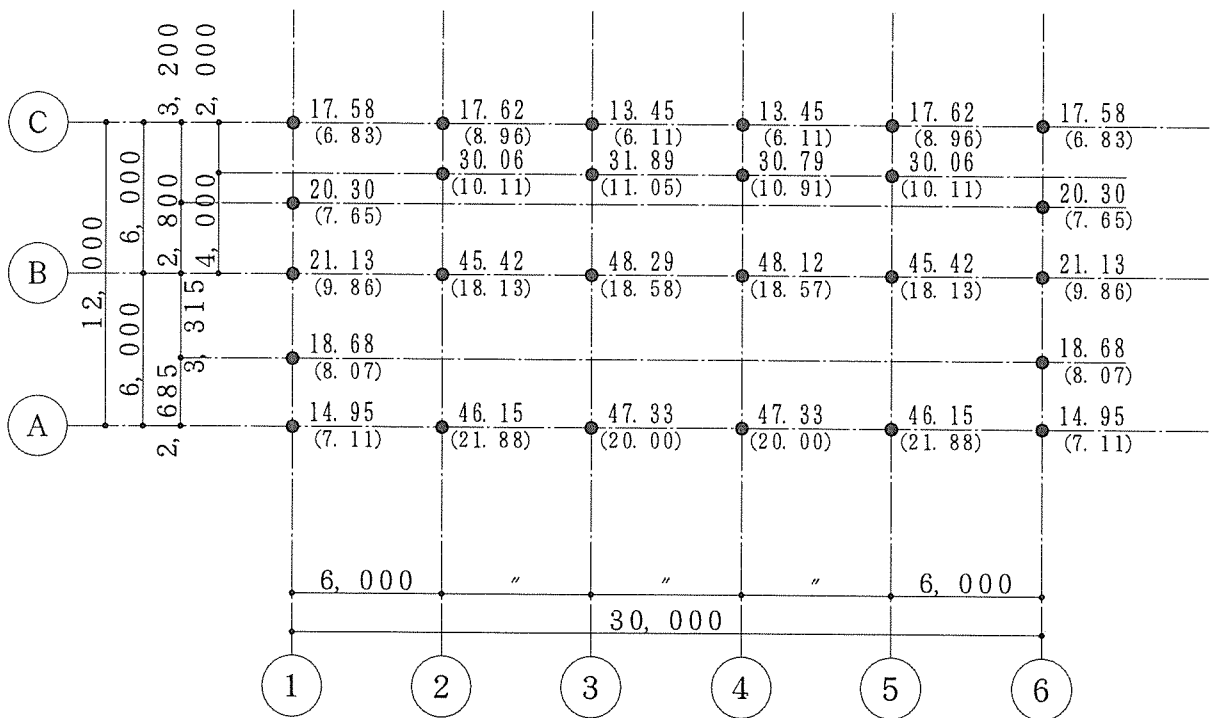


註) ・ () 内は当該階での付加重量を示す。

図2. 2. 7 柱直圧 (3階柱・2階柱)



1 階 柱



基 礎

註) ・ () 内は当該階での付加重量を示す。

図 2. 2. 8 柱直圧 (1階柱・基礎)

2) 柱直圧の計算

位置	階	名称	算 定 式	W(t)	N(t)				
1 A 6 A	3	屋 根 外 壁(下)	0.185 * 4.00 * 2.34	1.73	2.32				
			0.090 * 3.00 * 3.00 / 2	0.41					
			0.090 * 3.00 * 1.34 / 2	0.18					
					2.32				
	2	外 壁(上) 間 仕 切 居 室 外 壁(下)	0.025 * 2.70 * 1.34 / 2	0.59	5.08				
			0.325 * 3.15 * 1.49	0.05					
			0.090 * 3.00 * 3.00 / 2	1.53					
			0.090 * 3.00 * 1.34 / 2	0.41					
			0.090 * 3.00 * 1.34 / 2	0.18					
					2.76				
	1		2階柱に同じ	2.76	7.84				
	基礎	外 壁(上) 間 仕 切 居 室 布 基 礎 土 被 り	0.025 * 2.70 * 1.00 / 2	0.59	14.95				
0.240 * 1.15 * 1.49			0.03						
0.240 * 2.00 * 1.15			0.41						
1.080 * 3.00			0.55						
1.080 * 1.34			3.24						
0.192 * 3.00			1.45						
0.192 * 3.00			0.58						
0.192 * 1.34			0.26						
				7.11					
1 A' 6 A'	3	屋 根 外 壁(下)	0.185 * 4.00 * 3.00	2.22	2.63				
			0.090 * 3.00 * 3.00 / 2	0.41					
							2.63		
	2	外 壁(上) 間 仕 切 居 室 外 壁(下)	0.025 * 2.70 * 3.00 / 2	0.41	6.62				
			0.325 * 3.15 * 3.00	0.10					
			0.090 * 3.00 * 3.00 / 2	3.07					
			0.090 * 3.00 * 3.00 / 2	0.41					
							3.99		
	1		2階柱に同じ	3.99	10.61				
	基礎	外 壁(上) 間 仕 切 居 室 基 礎 梁 布 基 礎 土 被 り	0.025 * 2.70 * 2.00 / 2	0.41	18.68				
			0.240 * 1.15 * 3.00	0.07					
			0.240 * 2.00 * 2.00	0.83					
0.720 * 2.80			0.96						
1.080 * 3.00			2.02						
0.192 * 3.00			3.24						
0.192 * 3.00			0.58						
-0.192 * 0.40 / 2			-0.04						
				8.07					
1 B 6 B	3	屋 根 外 壁(下)	0.185 * 4.00 * 3.06	2.26	2.67				
			0.090 * 3.00 * 3.06 / 2	0.41					
							2.67		
	2	外 壁(上) 間 仕 切 居 室 外 壁(下)	0.025 * 2.70 * 1.66 / 2	0.41	6.97				
			0.025 * 2.70 * 1.40	0.06					
			0.025 * 2.70 * 3.00	0.09					
			0.325 * 3.15 * 3.06	0.20					
			0.090 * 3.00 * 3.06 / 2	3.13					
			0.090 * 3.00 * 3.06 / 2	0.41					
							4.30		

位置	階	名称	算 定 式	W(t)	N(t)	
1 B 6 B (ツツキ)	1		2階柱に同じ	4.30	11.27	
	基礎	外 壁(上)	間 仕 切	0.025 * 2.70 * 1.00 / 2	0.41	
				0.025 * 2.70 * 1.00	0.03	
		居 室		0.025 * 2.70 * 3.00	0.07	
				0.240 * 1.15 * 3.06	0.20	
		布 基 礎		0.240 * 2.00 * 2.00	0.84	
				1.080 * 3.06	0.96	
		土 被 り		1.080 * 2.80	3.30	
				0.192 * 3.06	3.02	
				0.192 * 2.50	0.59	
			-0.192 * 0.40 / 2	0.48		
			-0.04			
			9.86	21.13		
1 B' 6 B'	3	屋 根	0.185 * 4.00 * 3.00	2.22		
		界 壁(下)	0.075 * 3.00 * 3.00 / 2	0.34		
		外 壁(下)	0.090 * 3.00 * 3.00 / 2	0.41		
				2.97	2.97	
	2	界 壁(上)		0.34		
		外 壁(上)		0.41		
		間 仕 切	0.025 * 2.70 * 1.60	0.11		
			0.025 * 2.70 * 1.00	0.07		
		居 室	0.325 * 3.15 * 1.60	1.64		
		階 段	0.345 * 3.15 * 1.40	1.52		
		界 壁(下)	0.075 * 3.00 * 3.00 / 2	0.34		
	外 壁(下)	0.090 * 3.00 * 3.00 / 2	0.41			
				4.84	7.81	
	1		2階柱に同じ	4.84	12.65	
	基礎	界 壁(上)	外 壁(上)		0.34	
間 仕 切			0.025 * 2.70 * 1.20	0.41		
		0.025 * 2.70 * 1.00	0.08			
居 室			0.025 * 2.70 * 1.00	0.07		
			0.240 * 1.15 * 1.60	0.44		
基 礎 梁			0.240 * 2.00 * 1.20	0.51		
			0.720 * 2.80	2.02		
布 基 礎			1.080 * 3.00	2.24		
			1.080 * 3.00	3.24		
土 被 り			0.192 * 3.00	0.58		
		-0.192 * 0.40 / 2	0.58			
			-0.04			
			7.65	20.30		
1 C 6 C	3	屋 根	0.185 * 4.00 * 2.60	1.92		
		界 壁(下)	0.075 * 3.00 * 3.00 / 2	0.34		
		外 壁(下)		0.090 * 3.00 * 3.00 / 2		0.41
				0.090 * 3.00 * 1.60 / 2		0.22
				2.89	2.89	
	2	界 壁(上)		0.34		
		外 壁(上)		0.63		
		手 摺	0.025 * 1.20 * 1.50 * 2	0.09		
		階 段	0.345 * 3.15 * 1.75	1.90		
		界 壁(下)	0.075 * 3.00 * 3.00 / 2	0.34		
外 壁(下)		0.090 * 3.00 * 3.00 / 2	0.41			
		0.090 * 3.00 * 1.60 / 2	0.22			
			3.93	6.82		

位置	階	名称	算 定 式	W(t)	N(t)	
1 C 6 C (77キ)	1		2階柱に同じ	3.93	10.75	
	基礎	界壁(上)		0.34		
		外壁(上)		0.63		
		布基礎	1.080 * 3.00	3.24		
			1.080 * 1.60	1.73		
		土被り	0.192 * 3.00	0.58		
			0.192 * 1.60	0.31		
			6.83	17.58		
2 A 5 A	3	屋根 外壁(下)	0.185 * 6.00 * 4.00	4.44		
			0.090 * 3.00 * 6.00 / 2	0.81		
			0.090 * 3.00 * 1.00 / 2	0.14		
				5.39	5.39	
	2	外壁(上) 間仕切 手摺 居室 バルコニー 外壁(下)	0.025 * 2.70 * 3.00 / 2	0.95		
			0.025 * 2.70 * 2.00 / 2	0.10		
			0.025 * 1.20 * 3.00	0.07		
			0.025 * 1.20 * 1.00	0.09		
			0.025 * 1.20 * 1.00	0.03		
			0.325 * 3.00 * 3.15	3.07		
			0.325 * 3.00 * 2.00	1.95		
			0.345 * 3.00 * 2.15	2.23		
			0.090 * 3.00 * 6.00 / 2	0.81		
			0.090 * 3.00 * 1.00 / 2	0.14		
		9.44	14.83			
	1	基礎	外壁(上) 間仕切 手摺 居室 バルコニー 基礎梁 布基礎 土被り	2階柱に同じ	9.44	24.27
				0.025 * 2.70 * 1.00 / 2 * 2	0.95	
				0.025 * 2.70 * 2.00 / 2	0.03	
				0.025 * 1.20 * 3.00	0.07	
				0.025 * 1.20 * 1.00	0.09	
0.025 * 1.20 * 1.00				0.03		
0.240 * 3.00 * 1.15				0.83		
0.240 * 3.00 * 2.00				1.44		
0.240 * 3.00 * 1.00				0.72		
0.240 * 1.00 * 0.69				0.17		
0.240 * 1.00 * 1.00				0.24		
0.345 * 3.00 * 2.15				2.23		
0.720 * 2.80 * 2				4.03		
1.080 * 6.00				6.48		
1.080 * 2.80				3.02		
0.192 * 6.00	1.15					
0.192 * 2.50	0.48					
-0.192 * 0.40 / 2 * 2	-0.08					
	21.88	46.15				
2 B 5 B	3	屋根	0.185 * 6.00 * 5.00	5.55		
				5.55	5.55	
2	間仕切	0.025 * 2.70 * 3.00 / 2 * 2	0.20			
		0.025 * 2.70 * 2.00 * 4	0.54			
		0.025 * 2.70 * 3.00	0.20			
		0.025 * 2.70 * 1.50	0.10			
		0.025 * 2.70 * 0.50	0.03			
		0.025 * 2.70 * 1.00 / 2	0.03			
		0.025 * 2.70 * 0.50 / 2	0.02			

位置	階	名称	算 定 式	W(t)	N(t)	
2 B 5 B (ツツキ)	2	居 室	0.325 * 6.00 * 5.00	9.75	16.42	
				10.87		
	1		2階柱に同じ	10.87	27.29	
	基礎	間仕切		0.025 * 2.70 * 1.00 / 2 * 2	0.07	
				0.025 * 2.70 * 1.00 * 3	0.20	
				0.025 * 2.70 * 2.00	0.14	
		居 室		0.025 * 2.70 * 1.50	0.10	
				0.240 * 6.00 * 2.00	2.88	
				0.240 * 2.00 * 3.00	1.44	
		布基礎		1.080 * 6.00	6.48	
			1.080 * 4.60	4.97		
土被り			0.192 * 5.60	1.08		
		0.192 * 4.00	0.77			
			18.13	45.42		
2 B' 5 B'	3	屋 根 界 壁(下)	0.185 * 6.00 * 3.00	3.33	4.15	
			0.075 * 3.00 * 6.00 / 2	0.68		
			0.075 * 3.00 * 1.20 / 2	0.14		
				4.15	4.15	
	2	界 壁(上) 間仕切		0.025 * 2.70 * 1.00 * 3	0.82	
				0.025 * 2.70 * 1.00 / 2	0.20	
				0.025 * 2.70 * 0.50 / 2	0.03	
		手 摺		0.025 * 1.20 * 1.50	0.02	
				0.025 * 1.20 * 0.50	0.05	
		居 室		0.325 * 6.00 * 1.00	0.02	
				0.325 * 1.50 * 1.20	1.95	
		階 段 廊 下		0.345 * 1.50 * 1.20	0.59	
				0.345 * 1.50 * 1.50	0.78	
				0.345 * 3.00 * 2.00	2.07	
		界 壁(下)		0.345 * 1.50 * 0.80	0.41	
				0.075 * 3.00 * 6.00 / 2	0.68	
				0.075 * 3.00 * 1.20 / 2	0.14	
			7.76	11.91		
	1	界 壁(上) 間仕切 手摺 居室 階 段 廊 下 界 壁(下)		0.025 * 1.20 * 1.50 * 2	0.82	
					0.25	
				0.09		
				2.54		
				1.04		
		2.48	0.82			
		8.04	19.95			
基礎	界 壁(上) 間仕切 居 室 基 礎 梁 布 基 礎 土 被 り		0.025 * 2.70 * 1.00 * 3	0.82		
			0.240 * 4.00 * 1.00	0.20		
			0.240 * 1.50 * 1.00	0.96		
			0.720 * 5.60	0.36		
			1.080 * 3.00	4.03		
			0.192 * 3.00	3.24		
			0.192 * 3.00	0.58		
			-0.192 * 0.40	-0.08		
		10.11	30.06			
2 C 5 C	3	屋 根 外 壁(下)	0.185 * 6.00 * 2.00	2.22	2.63	
			0.090 * 3.00 * 3.00 / 2	0.41		
				2.63		

位置	階	名称	算 定 式	W(t)	N(t)	
2 C 5 C (ツツキ)	2	外 壁(上)		0.41	5.36	
		手 摺	0.025 * 1.20 * 4.00	0.12		
		廊 下	0.345 * 4.50 * 1.15	1.79		
		外 壁(下)	0.090 * 3.00 * 3.00 / 2	0.41		
					2.73	
	1	外 壁(上)		0.41	8.66	
		手 摺	0.025 * 1.20 * 3.00	0.09		
		階 段	0.345 * 1.50 * 1.15	0.60		
		廊 下		1.79		
					0.41	
				3.30		
基礎	外 壁(上)	布 基 礎	1.080 * 6.00	0.41	17.62	
			1.080 * 0.80	6.48		
		土 被 り	0.192 * 6.00	0.86		
			0.192 * 0.50	1.15		
			0.192 * 0.40 / 2	0.10		
						-0.04
				8.96		
3 A 4 A	3	屋 根	0.185 * 6.00 * 4.00	4.44	5.59	
		界 壁(下)	0.075 * 3.00 * 3.00 / 2	0.34		
		外 壁(下)	0.090 * 3.00 * 6.00 / 2	0.81		
					5.59	
	2	界 壁(上)		0.34	16.46	
		外 壁(上)		0.81		
		間 仕 切	0.025 * 2.70 * 2.00 / 2	0.07		
		手 摺	0.025 * 1.20 * 6.00	0.18		
			0.025 * 1.20 * 1.00	0.03		
		居 室	0.325 * 3.00 * 2.00	1.95		
			0.325 * 3.00 * 3.15	3.07		
		ハ ル コ ニ	0.345 * 3.00 * 2.15	2.23		
			0.345 * 3.00 * 1.00	1.04		
		界 壁(下)	0.075 * 3.00 * 3.00 / 2	0.34		
外 壁(下)	0.090 * 3.00 * 6.00 / 2	0.81				
				10.87		
1		2 階 柱 に 同 じ	10.87	27.33		
基礎	界 壁(上)	外 壁(上)		0.34	47.33	
				0.81		
		間 仕 切	0.025 * 2.70 * 1.00 / 2	0.03		
		手 摺	0.025 * 1.20 * 6.00	0.18		
			0.025 * 1.20 * 1.00	0.03		
		居 室	0.240 * 3.00 * 1.00	0.72		
			0.240 * 3.00 * 1.15	0.83		
			0.240 * 1.00 * 1.00	0.24		
			0.240 * 1.00 * 2.00	0.48		
		ハ ル コ ニ	0.345 * 3.00 * 2.15	2.23		
			0.345 * 3.00 * 1.00	1.04		
		基 礎 梁	0.720 * 2.80	2.02		
		布 基 礎	1.080 * 6.00	6.48		
			1.080 * 2.80	3.02		
土 被 り	0.192 * 6.00	1.15				
	0.192 * 2.50	0.48				
				-0.08		
				20.00		

位置	階	名称	算 定 式	W(t)	N(t)			
3 B	3	屋 根 界 壁(下)	0.185 * 6.00 * 5.00	5.55	6.11			
			0.075 * 3.00 * 5.00 / 2	0.56				
					6.11			
	2	界 壁(上) 間 仕 切	0.025 * 2.70 * 3.00 / 2	0.56	17.91			
			0.025 * 2.70 * 1.00 * 2	0.10				
			0.025 * 2.70 * 4.40	0.14				
			0.025 * 2.70 * 2.00	0.30				
			0.025 * 2.70 * 1.50 * 2	0.14				
			0.025 * 2.70 * 0.50	0.20				
			0.025 * 2.70 * 0.50 / 2	0.03				
			居 室 界 壁(下)	0.025 * 2.70 * 0.50 / 2		0.02		
			0.325 * 6.00 * 5.00	9.75				
			0.075 * 3.00 * 5.00 / 2	0.56				
					11.80			
1		2階柱に同じ	11.80	29.71				
基礎	界 壁(上) 間 仕 切	0.025 * 2.70 * 1.00 / 2	0.56	48.29				
		0.025 * 2.70 * 1.00 * 2	0.03					
		0.025 * 2.70 * 2.00	0.14					
		0.025 * 2.70 * 1.50	0.14					
		居 室	0.025 * 2.70 * 1.50		0.10			
		0.240 * 6.00 * 2.00	2.88					
		0.240 * 2.00 * 3.00	1.44					
		布 基 礎	1.080 * 6.00		6.48			
		1.080 * 4.60	4.97					
		土 被 り	0.192 * 6.00		1.15			
		0.192 * 4.00	0.77					
		-0.192 * 0.40 / 2 * 2	-0.08					
						18.58		
						48.29		
4 B	3	屋 根 界 壁(下)	0.185 * 6.00 * 5.00	5.55	6.11			
			0.075 * 3.00 * 5.00 / 2	0.56				
					6.11			
	2	界 壁(上) 間 仕 切	0.025 * 2.70 * 3.00 / 2	0.56	17.83			
			0.025 * 2.70 * 1.00 * 3	0.10				
			0.025 * 2.70 * 2.40	0.20				
			0.025 * 2.70 * 2.00	0.16				
			0.025 * 2.70 * 2.00	0.14				
			0.025 * 2.70 * 2.80	0.19				
			0.025 * 2.70 * 0.80	0.05				
			0.025 * 2.70 * 0.20	0.01				
			居 室 界 壁(下)	0.025 * 2.70 * 0.20		0.01		
			0.325 * 6.00 * 5.00	9.75				
	0.075 * 3.00 * 5.00 / 2	0.56						
				11.72				
1		2階柱に同じ	11.72	29.55				
基礎	界 壁(上) 間 仕 切	0.025 * 2.70 * 1.00 / 2	0.56	48.29				
		0.025 * 2.70 * 1.00 * 4	0.03					
		0.025 * 2.70 * 0.80	0.27					
		0.025 * 2.70 * 0.80	0.05					
		居 室	0.025 * 2.70 * 0.80		0.05			
		0.240 * 6.00 * 2.00	2.88					
		0.240 * 2.00 * 3.00	1.44					
		布 基 礎	1.080 * 6.00		6.48			
						6.48		

位置	階	名称	算 定 式	W(t)	N(t)	
4 B (ツツキ)	基礎	布基礎 土被り	1.080 * 4.60	4.97	48.12	
			0.192 * 6.00	1.15		
			0.192 * 4.00	0.77		
			-0.192 * 0.40 / 2 * 2	-0.08		
				18.57		
3 B'	3	屋根 界壁(下)	0.185 * 6.00 * 3.00	3.33	4.40	
			0.075 * 3.00 * 2.20 / 2	0.25		
			0.075 * 3.00 * 6.00 / 2	0.68		
			0.075 * 3.00 * 1.20 / 2	0.14		
					4.40	
	2	界壁(上) 居室 廊下 界壁(下)	0.025 * 2.70 * 1.00	1.07	12.62	
			0.325 * 3.00 * 2.20	0.07		
			0.325 * 2.00 * 1.00	2.15		
			0.325 * 1.00 * 2.20	0.65		
			0.345 * 6.00 * 0.80	0.72		
			0.345 * 2.00 * 1.20	1.66		
			0.075 * 3.00 * 2.20 / 2	0.83		
0.075 * 3.00 * 6.00 / 2			0.25			
				0.68		
				0.14		
				8.22		
1		2階柱に同じ	8.22	20.84		
基礎	界壁(上) 居室 基礎梁 布基礎 土被り	0.240 * 6.00 * 1.20	1.07	31.89		
		0.240 * 2.00 * 1.00	1.73			
		0.720 * 5.60	0.48			
		1.080 * 3.00	4.03			
		0.192 * 3.00	3.24			
		-0.192 * 0.40 / 2 * 2	0.58			
				-0.08		
				11.05		
4 B'	3	屋根 界壁(下)	0.185 * 6.00 * 3.00	3.33	4.26	
			0.075 * 3.00 * 2.20 / 2	0.25		
			0.075 * 3.00 * 6.00 / 2	0.68		
					4.26	
	2	界壁(上) 居室 廊下 界壁(下)	0.325 * 6.00 * 2.20	0.93	12.07	
			0.345 * 6.00 * 0.80	4.29		
			0.075 * 3.00 * 2.20 / 2	1.66		
			0.075 * 3.00 * 6.00 / 2	0.25		
					0.68	
					7.81	
	1		2階柱に同じ	7.81	19.88	
	基礎	界壁(上) 居室 基礎梁 布基礎 土被り	0.240 * 6.00 * 1.20	0.93	30.79	
0.240 * 2.00 * 1.00			1.73			
0.720 * 5.60			0.48			
1.080 * 3.00			4.03			
0.192 * 3.00			3.24			
-0.192 * 0.40 / 2 * 2			0.58			
				-0.08		
				10.91		
3 C 4 C	3	屋根	0.185 * 6.00 * 2.00	2.22	2.22	
				2.22		

位置	階	名 称	算 定 式	W(t)	N(t)
3 C 4 C (ツグキ)	2	手 摺 廊 下	0.025 * 1.20 * 6.00 0.345 * 6.00 * 1.15	0.18 2.38 <hr/> 2.56	 4.78
	1		2階柱に同じ	2.56	7.34
	基礎	基 礎 梁 土 被 り	0.720 * 6.00 0.720 * 0.80 0.192 * 6.00 0.192 * 0.50 -0.192 * 0.40 / 2	4.32 0.58 1.15 0.10 <hr/> -0.04 6.11	 13.45

2. 2. 5 設計用層せん断力

1) 設計用地震層せん断力

設計用地震層せん断力は以下による。

$$Q_i = C_i \cdot W_i$$

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

$$A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \cdot \frac{2T}{1+3T}$$

$$R_t : \quad T < T_c \quad ; \quad R_t = 1$$

$$T_c \leq T < 2T_c \quad ; \quad R_t = 1 - 0.2 \left(\frac{T}{T_c} - 1 \right)^2$$

$$T \geq 2T_c \quad ; \quad R_t = \frac{1.6T_c}{T}$$

$$T = 0.03h$$

ここに

Q_i : i 階の地震層せん断力(t)

C_i : i 階の層せん断力係数

W_i : i 階より上部の固定荷重と積載荷重の和(t)

Z : 地震地域係数

R_t : 振動特性係数

A_i : 地震層せん断力係数の分布係数

C_0 : 標準層せん断力係数

α_i : i 階より上部の固定荷重と積載荷重の和と地上部分の全固定荷重と全積載荷重の和の比

T : 設計用1次固有周期(s)

T_c : 基礎の底部の直下の地盤の種別に応じて定めた数値(s)

h : 建物高さ(m)

ただし

$$h = 9.50\text{m}$$

$$T_c = 0.6 \text{ s (第2種地盤)}$$

$$T = 0.03 \times 9.50 = 0.285 \text{ s} \quad 2T/(1+3T) = 0.3073$$

$$R_t = 1.0$$

$$Z = 1.0$$

$$C_0 = 0.2$$

表2. 2. 17に設計用地震層せん断力を示す。

表2. 2. 17 設計用地震層せん断力

階	W(t)	W _i (t)	α_i	A_i	C_i	$Q_i(t)$	$P_i(t)$
3	84.7	84.7	0.2813	1.4929	0.2986	25.3	25.3
2	106.6	191.3	0.6353	1.1903	0.2381	45.5	20.2
1	109.8	301.1	1.0000	1.0000	0.2000	60.2	14.7

2) 地震力算定用重量の計算

階床	名称	算 定 式	W(t)	ΣW(t)
R	屋 根	$0.155 * 32.00 * 14.00$	69.44	
	界 壁(下)	$0.075 * 3.00 * 30.00 / 2$	3.38	
		$0.075 * 3.00 * 10.20 / 2 * 2$	2.30	
		$0.075 * 3.00 * 1.20 / 2 * 3$	0.41	
	外 壁(下)	$0.090 * 3.00 * 6.00 / 2 * 11$	8.91	
		$0.090 * 3.00 * 1.00 / 2 * 2$	0.27	
			84.71	84.7
3	界 壁(上)		6.09	
	外 壁(上)		9.18	
	間 仕 切	$0.025 * 2.70 * 6.00 * 4$	1.62	
		$0.025 * 2.70 * 5.00 * 2$	0.68	
		$0.025 * 2.70 * 3.00 * 8$	1.62	
		$0.025 * 2.70 * 2.00 * 6$	0.81	
		$0.025 * 2.70 * 1.50 * 2$	0.20	
		$0.025 * 2.70 * 1.00 * 6$	0.41	
		$0.025 * 2.70 * 0.50 * 6$	0.20	
		$0.025 * 2.70 * 4.40$	0.30	
		$0.025 * 2.70 * 2.80$	0.19	
		$0.025 * 2.70 * 2.40$	0.16	
		$0.025 * 2.70 * 2.30$	0.16	
		$0.025 * 2.70 * 1.70$	0.11	
	手 摺	$0.025 * 1.20 * 18.00 * 2$	1.08	
		$0.025 * 1.20 * 3.00 * 2$	0.18	
		$0.025 * 1.20 * 1.50 * 2$	0.09	
		$0.025 * 1.20 * 1.00 * 2$	0.06	
	居 室	$0.170 * 6.15 * 9.15 * 2$	19.13	
		$0.170 * 6.00 * 8.00 * 2$	16.32	
		$0.170 * 4.50 * 1.20 * 2$	1.84	
		$0.170 * 6.00 * 9.15$	9.33	
		$0.170 * 4.00 * 1.20$	0.82	
	ハ ル コ ニ ー	$0.215 * 6.00 * 2.15 * 2$	5.55	
		$0.215 * 6.00 * 1.00$	1.29	
	廊 下	$0.215 * 6.00 * 1.95 * 3$	7.55	
		$0.215 * 1.50 * 1.20 * 2$	0.77	
		$0.215 * 2.00 * 1.20$	0.52	
		$0.215 * 1.50 * 3.15 * 2$	2.03	
	階 段	$0.215 * 4.50 * 3.15 / 2 * 2$	3.05	
界 壁(下)		6.09		
外 壁(下)		9.18		
		106.61	191.3	
2	界 壁(上)		6.09	
	外 壁(上)		9.18	
	間 仕 切		6.46	
	手 摺		1.08	
		$0.025 * 1.20 * 3.00 * 4$	0.06	
	居 室		0.36	
			47.44	
	ハ ル コ ニ ー		6.84	
	廊 下		10.87	
	階 段	$0.215 * 4.50 * 3.15 * 2$	6.10	
界 壁(下)		6.09		
外 壁(下)		9.18		
		109.75	301.1	

3) 設計用風圧力による層せん断力

設計用風圧力による層せん断力は以下による。

$$p_i = C \cdot q_i$$

$$q_i = (60\sqrt{h_i}) \times 10^{-3} \quad (h \leq 16\text{mの部分})$$

$$wP_i = p_i \cdot a_i$$

$$wQ_i = \sum_{j=1}^i wP_j$$

$$wC_i = \frac{wQ_i}{W_i}$$

ここに

p_i : i 階の風圧力(t/m^2)

C : 風力係数

q_i : i 階の速度圧(t/m^2)

h_i : i 階の地盤からの高さ(m)

a_i : i 階の見付け面積(m^2)

wP_i : i 階に作用する風による水平力(t)

wQ_i : 風による i 階の層せん断力(t)

wC_i : 風による i 階の層せん断力係数

W_i : i 階より上部の固定荷重と積載荷重の和(t)

ただし

$$C = 1.2$$

表2. 2. 18～表2. 2. 19に設計用風圧力による層せん断力を示す。

表2. 2. 18 設計用風圧力による層せん断力（桁行方向）

階	階高(m)	$a_i(m^2)$	$h_i(m)$	$q_i(t/m^2)$	$p_i(t/m^2)$	$wP_i(t)$	$wQ_i(t)$	wC_i
3	3.00	36.65	10.50	0.200	0.240	8.80	8.80	0.1039
2	3.00	36.90	6.50	0.160	0.192	7.08	15.88	0.0830
1	3.00	36.90	3.50	0.120	0.144	5.31	21.19	0.0704

表2. 2. 19 設計用風圧力による層せん断力（張間方向）

階	階高(m)	$a_i(m^2)$	$h_i(m)$	$q_i(t/m^2)$	$p_i(t/m^2)$	$wP_i(t)$	$wQ_i(t)$	wC_i
3	3.00	57.57	10.50	0.200	0.240	13.82	13.82	0.1632
2	3.00	90.90	6.50	0.160	0.192	17.45	31.27	0.1635
1	3.00	90.90	3.50	0.120	0.144	13.09	44.36	0.1473

桁行方向・張間方向とも、設計用地震層せん断力が設計用風圧力による層せん断力を上回るので、設計用地震層せん断力を設計用層せん断力とする。

2. 2. 6 応力解析

1) 応力解析の方針

木材は、部材接合部あるいは接合金物との接触部分でめり込みが顕著に生じるため、溶接・高力ボルトで一体化できる鋼材や水和反応による硬化で一体化するコンクリートとは異なった扱いをする必要がある。柱梁接合部は曲げ応力・せん断応力を伝達はするが、鉄骨造や鉄筋コンクリート造のラーメン構造における柱梁接合部のように剛接合であるとは言い難く、これを回転ばねを介したモーメント抵抗接合として扱うのが妥当と考えられる。

本設計例では柱梁接合部および1階柱脚を鋼板挿入ドリフトピン接合としている。集成材と挿入鋼板をドリフトピンを介して接合しているため、外力を受けると鋼製のドリフトピンは集成材にめり込む。これを弾性回転ばねで表現する。

鋼板挿入ドリフトピン接合の柱梁接合部は、挿入鋼板を接合部の左右の梁端間（側柱の場合は梁端と柱間）にある梁要素とし、梁端と挿入鋼板間2カ所・挿入鋼板と柱間1カ所の計3カ所（側柱の場合は2カ所）に回転ばねを与えて応力解析モデルとする。

梁端と挿入鋼板間の回転ばねは、梁端または挿入鋼板端の材端回転ばねとする。

挿入鋼板と柱間の回転ばねは、中柱の場合、材端ばねでは表現できない。これは、接合部を示す節点の左右の挿入鋼板と上下の柱が、挿入鋼板同士・柱同士は剛接合にも関わらず、挿入鋼板と柱は互いに回転が可能という条件を満たさねばならないからである。挿入鋼板側と柱側にそれぞれ別個の節点を設け、両節点間を回転ばねで結合すれば、この条件を満足するモデルとすることができる。本章では、挿入鋼板と柱間の回転ばねを特に『仕口内回転ばね』と呼ぶことにする。本解析では、立体フレーム用の応力解析プログラムを用い、仕口内回転ばねを等価な回転剛性を持つねじり棒で表現する。このねじり棒の曲げ剛性とせん断剛性は、他の部材に対して十分に大きな値とし、ねじり棒の曲げ変形・せん断変形の影響を微小なものとする。

側柱の場合は、挿入鋼板端の材端回転ばねで仕口内回転ばねを表現できるが、本解析ではこれも中柱と同じくねじり棒とする。

鋼板挿入ドリフトピン接合の1階柱脚は、柱脚の材端回転ばねで表現し、挿入鋼板は、剛に基礎に緊結されているものとして鋼板の存在を無視する。

床は構造用合板の上にモルタルまたは軽量コンクリートを35mm打設した界床で、剛床と仮定する。

2) 仮定断面

本設計例では、各部材の断面を以下のように仮定する。

柱	:	1～3階	$b \times D = 210 \times 600$
間柱	:	1～3階	$b \times D = 180 \times 500$
大梁	:	桁行方向	2階 $b \times D = 210 \times 600$
			3階 $b \times D = 180 \times 600$
			R階 $b \times D = 180 \times 500$
		張間方向	2～R階 $b \times D = 180 \times 500$
挿入鋼板	:	桁行方向	2～3階 $t = 9 \times 600$
			R階 $t = 9 \times 500$
			張間方向
耐震壁	:	張間方向	1階 構造用合板 $t = 15 \times 2$
			2～3階 構造用合板 $t = 12 \times 2$ または $t = 15 \times 2$

3) 鋼板挿入ドリフトピン接合を用いた接合部の回転剛性

a) 接合具の配置

接合部は、割裂等の脆性的な破壊を生じないように、接合具（ドリフトピン）の長さや直径の比・端距離・縁距離・接合具相互の間隔の制限を守って設計する。本設計例では、ドリフトピンを円形に配置する。接合具に関する制限は次のとおりである。

$$l/d \geq 8 \text{ (10以上が望ましい)}$$

$$e_e \geq 7d$$

$$e_h \geq 4d$$

$$s_t \geq 7d$$

$$s_r \geq 7d$$

ここに

l : 接合具長さ(mm), 梁幅 b に等しい。

d : 接合具直径(mm)

e_e : 端距離 (部材端に最も近い接合具の中心と部材端の距離) (mm)

e_h : 縁距離 (部材の縁に最も近い接合具の中心と部材の縁の距離) (mm)

s_t : 外周の接線方向接合具相互間隔(mm)

s_r : 半径方向接合具相互間隔(mm)

ただし

$$l = 180 \sim 210$$

$$d = 14$$

$$7d = 98$$

$$4d = 56$$

図 2. 2. 9～図 2. 2. 10 に接合具配置を示す。

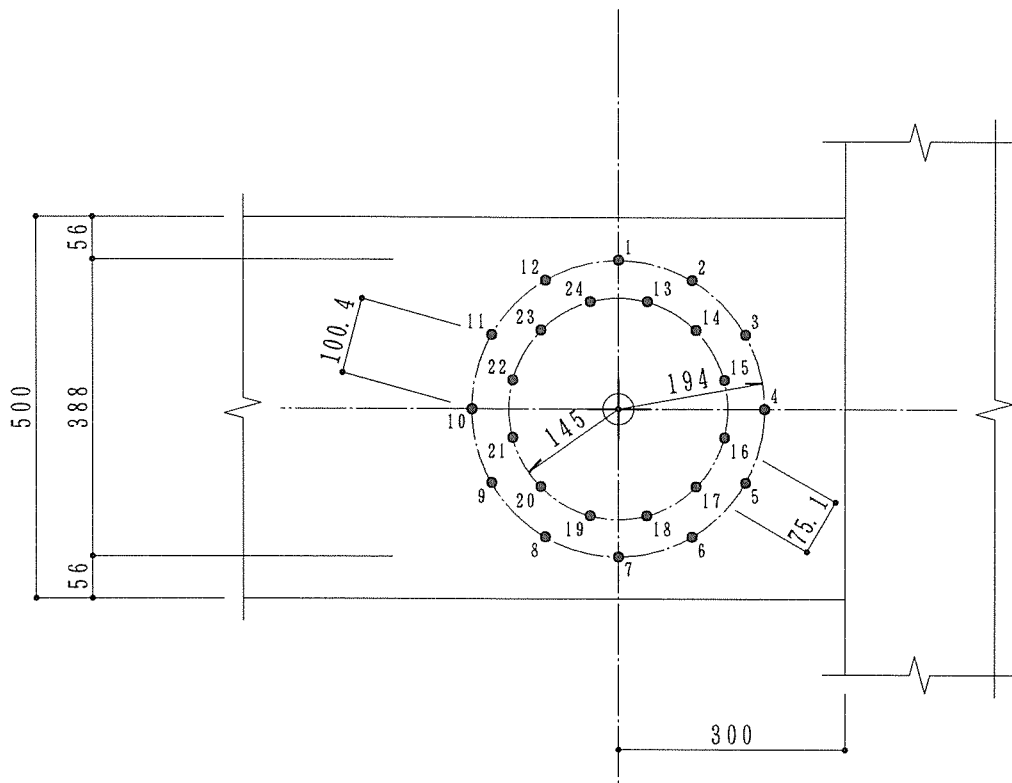


图 2. 2. 9 接合具配置 (D = 500)

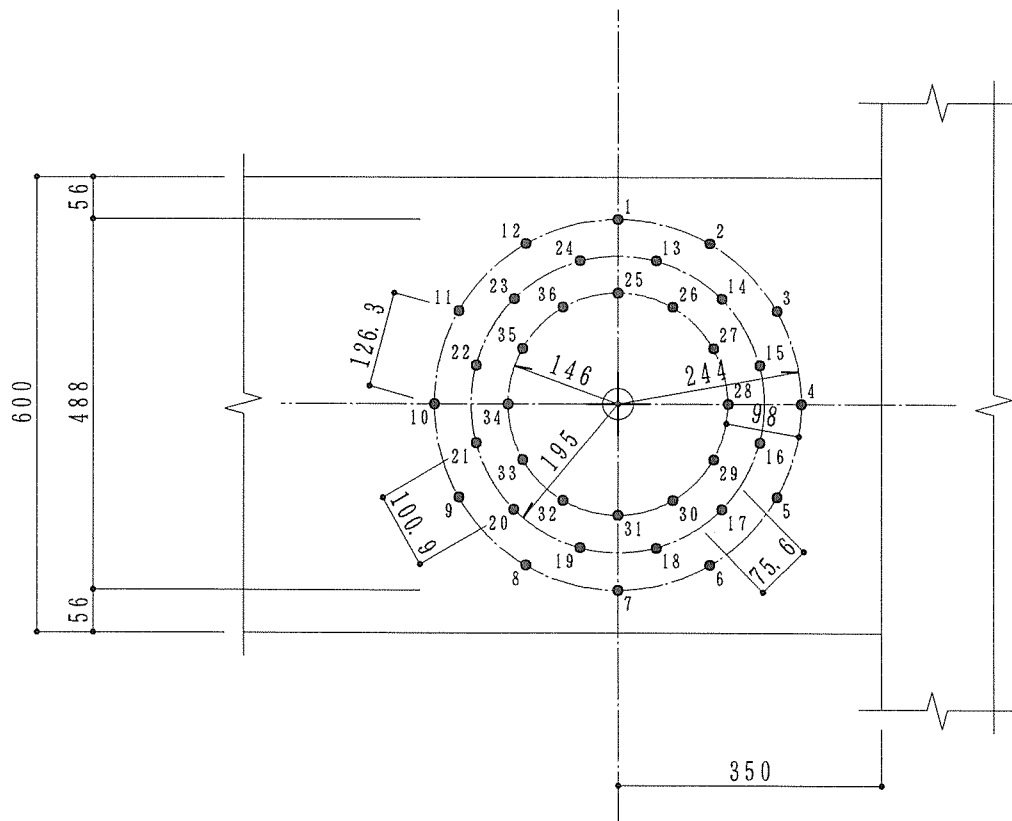


图 2. 2. 10 接合具配置 (D = 600)

b) 回転剛性の計算

鋼板挿入ドリフトピン接合を用いた接合部の回転剛性は以下による。

$$R_j = n_s \sum_{i=1}^{n_i} K_{\phi i} \cdot r_i^2$$

$$K_{\phi i} = \frac{K_o \cdot K_{90}}{K_o \cdot \sin^2 \phi_i + K_{90} \cdot \cos^2 \phi_i}$$

ここに

- R_j : 接合部回転剛性(t・cm/rad)
- n_i : 一せん断面あたりの接合具の数
- n_s : 一接合部あたりのせん断面の数
- K_{φi} : 繊維平行方向(X軸)とφ度の角度をなす方向のすべり係数(t/cm)
- K_o : 繊維平行方向に関する接合具のすべり係数(t/cm)
- K₉₀ : 繊維直交方向に関する接合具のすべり係数(t/cm)
- r_i : 回転中心から接合具までの距離(cm)

ただし

- n_i = 24(D=500), 36(D=600)
- n_s = 2
- K_o = 25.00t/cm(l=180, d=14, γ=0.55), 26.00t/cm(l=210, d=14, γ=0.55)
- K₉₀ = 9.50t/cm(l=180, d=14, γ=0.55), 10.00t/cm(l=210, d=14, γ=0.55)
- r_i = 19.4cmまたは14.5cm(D=500), 24.4cmまたは19.5cmまたは14.6cm(D=600)

K_o、K₉₀は、接合具直径、部材幅、部材密度をパラメーターとし、『木造化推進標準設計施工マニュアル作成等事業報告書(平成5年3月、財団法人日本住宅・木材技術センター)』29～31ページの付表-C2～付表-C6から求める。

本設計例の接合部の回転剛性は次のようになる。

桁行方向	柱	1階柱脚回転ばね	bxD=210x600	: 4,601 tm/rad
		2階仕口内回転ばね	bxD=210x600	: 4,601 tm/rad
		3階仕口内回転ばね	bxD=210x600	: 4,601 tm/rad
		R階仕口内回転ばね	bxD=210x500	: 2,270 tm/rad
		大梁	2階接合部回転ばね	bxD=210x600
		3階接合部回転ばね	bxD=180x600	: 4,397 tm/rad
		R階接合部回転ばね	bxD=180x500	: 2,170 tm/rad
張間方向	間柱	1階柱脚回転ばね	bxD=180x500	: 2,170 tm/rad
		各階仕口内回転ばね	bxD=180x500	: 2,170 tm/rad
		大梁	各階接合部回転ばね	bxD=180x500

表2. 2. 20～表2. 2. 21に接合部回転剛性の計算を示す。

表 2. 2. 20 接合部回転剛性の計算 (1) 単位:cm, deg, t/cm, t·cm/rad

i	b × D = 180 × 500				b × D = 210 × 500			
	K0 = 25.000		K90 = 9.500		K0 = 26.000		K90 = 10.000	
	ri	φi	Kφi	Kφiri ²	ri	φi	Kφi	Kφiri ²
1	19.4	0	25.000	9,409	19.4	0	26.000	9,785
2	19.4	30	17.757	6,683	19.4	30	18.571	6,990
3	19.4	60	11.243	4,231	19.4	60	11.818	4,448
4	19.4	90	9.500	3,575	19.4	90	10.000	3,764
5	19.4	120	11.243	4,231	19.4	120	11.818	4,448
6	19.4	150	17.757	6,683	19.4	150	18.571	6,990
7	19.4	180	25.000	9,409	19.4	180	26.000	9,785
8	19.4	210	17.757	6,683	19.4	210	18.571	6,990
9	19.4	240	11.243	4,231	19.4	240	11.818	4,448
10	19.4	270	9.500	3,575	19.4	270	10.000	3,764
11	19.4	300	11.243	4,231	19.4	300	11.818	4,448
12	19.4	330	17.757	6,683	19.4	330	18.571	6,990
13	14.5	15	22.537	4,738	14.5	15	23.483	4,937
14	14.5	45	13.768	2,895	14.5	45	14.444	3,037
15	14.5	75	9.912	2,084	14.5	75	10.430	2,193
16	14.5	105	9.912	2,084	14.5	105	10.430	2,193
17	14.5	135	13.768	2,895	14.5	135	14.444	3,037
18	14.5	165	22.537	4,738	14.5	165	23.483	4,937
19	14.5	195	22.537	4,738	14.5	195	23.483	4,937
20	14.5	225	13.768	2,895	14.5	225	14.444	3,037
21	14.5	255	9.912	2,084	14.5	255	10.430	2,193
22	14.5	285	9.912	2,084	14.5	285	10.430	2,193
23	14.5	315	13.768	2,895	14.5	315	14.444	3,037
24	14.5	345	22.537	4,738	14.5	345	23.483	4,937
			Σ	108,492			Σ	113,518
			ns	2			ns	2
			Rj(tm/rad)	2,170			Rj(tm/rad)	2,270

表 2. 2. 2 1 接合部回転剛性の計算 (2) 単位:cm, deg, t/cm, t•cm/rad

i	b × D = 180 × 600				b × D = 210 × 600			
	K0 = 25.000		K90 = 9.500		K0 = 26.000		K90 = 10.000	
	ri	φi	Kφi	Kφiri ²	ri	φi	Kφi	Kφiri ²
1	24.4	0	25.000	14,884	24.4	0	26.000	15,479
2	24.4	30	17.757	10,572	24.4	30	18.571	11,057
3	24.4	60	11.243	6,693	24.4	60	11.818	7,036
4	24.4	90	9.500	5,656	24.4	90	10.000	5,954
5	24.4	120	11.243	6,693	24.4	120	11.818	7,036
6	24.4	150	17.757	10,572	24.4	150	18.571	11,057
7	24.4	180	25.000	14,884	24.4	180	26.000	15,479
8	24.4	210	17.757	10,572	24.4	210	18.571	11,057
9	24.4	240	11.243	6,693	24.4	240	11.818	7,036
10	24.4	270	9.500	5,656	24.4	270	10.000	5,954
11	24.4	300	11.243	6,693	24.4	300	11.818	7,036
12	24.4	330	17.757	10,572	24.4	330	18.571	11,057
13	19.5	15	22.537	8,570	19.5	15	23.483	8,929
14	19.5	45	13.768	5,235	19.5	45	14.444	5,493
15	19.5	75	9.912	3,769	19.5	75	10.430	3,966
16	19.5	105	9.912	3,769	19.5	105	10.430	3,966
17	19.5	135	13.768	5,235	19.5	135	14.444	5,492
18	19.5	165	22.537	8,570	19.5	165	23.483	8,929
19	19.5	195	22.537	8,570	19.5	195	23.483	8,929
20	19.5	225	13.768	5,235	19.5	225	14.444	5,493
21	19.5	255	9.912	3,769	19.5	255	10.430	3,966
22	19.5	285	9.912	3,769	19.5	285	10.430	3,966
23	19.5	315	13.768	5,235	19.5	315	14.444	5,492
24	19.5	345	22.537	8,570	19.5	345	23.483	8,929
25	14.6	0	25.000	5,329	14.6	0	26.000	5,542
26	14.6	30	17.757	3,785	14.6	30	18.571	3,959
27	14.6	60	11.243	2,396	14.6	60	11.818	2,519
28	14.6	90	9.500	2,025	14.6	90	10.000	2,132
29	14.6	120	11.243	2,396	14.6	120	11.818	2,519
30	14.6	150	17.757	3,785	14.6	150	18.571	3,959
31	14.6	180	25.000	5,329	14.6	180	26.000	5,542
32	14.6	210	17.757	3,785	14.6	210	18.571	3,959
33	14.6	240	11.243	2,396	14.6	240	11.818	2,519
34	14.6	270	9.500	2,025	14.6	270	10.000	2,132
35	14.6	300	11.243	2,396	14.6	300	11.818	2,519
36	14.6	330	17.757	3,785	14.6	330	18.571	3,959
			Σ	219,868			Σ	230,048
			ns	2			ns	2
			Rj(tm/rad)	4,397			Rj(tm/rad)	4,601

4) 張間方向耐震壁のせん断剛性

a) 面材の配置

張間方向耐震壁は、構造用合板を表裏各1枚ずつ計2枚を枠材に釘打ちして構成する。

図2. 2. 11～図2. 2. 12に面材の配置を示す。また、図2. 2. 13に釘配置と釘本数の数え方を示す。

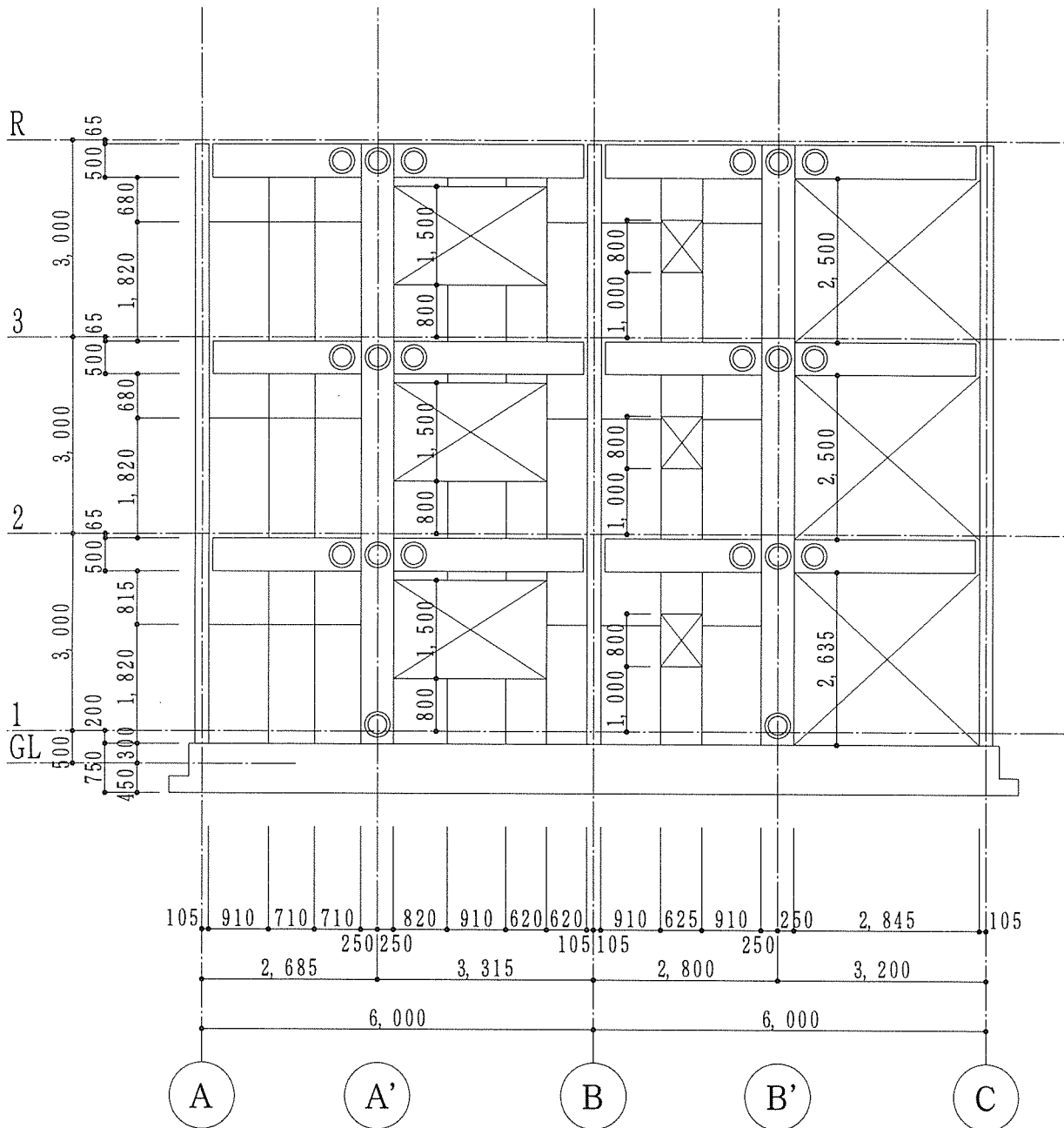


図2. 2. 11 面材の配置 (1) 1フレーム・6フレーム S:1/100

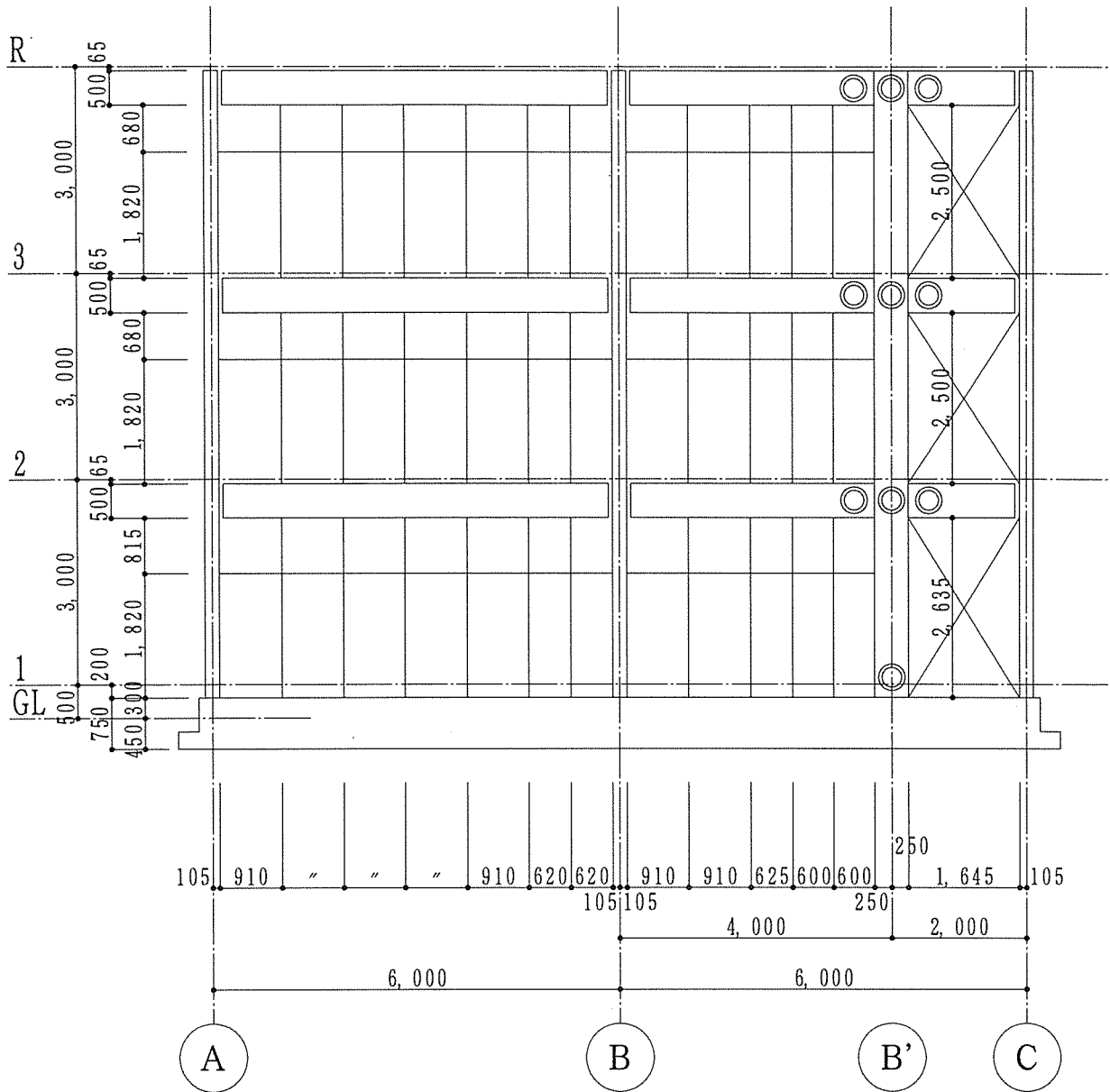


図2. 2. 12 面材の配置(2) 3フレーム・4フレーム S: 1/100

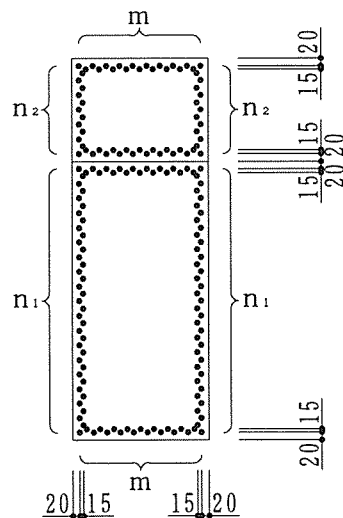


図2. 2. 13 釘の配置と釘本数の数え方

b) 耐震壁のせん断剛性

本設計では、面材に構造用合板を用い、これを枠材に釘打ちして耐震壁とする。定尺長さの下部面材・下部面材と梁の間を塞ぐ上部面材を1組として、図2. 2. 11および図2. 2. 12に示すように、柱と大梁で区分された張間方向のフレームに枠材を介して取り付ける。

1組の面材のせん断剛性は、下部面材と上部面材の面内せん断剛性を直列ばねとして求める。また、耐震壁のせん断剛性は、面材各組の水平方向せん断剛性を並列ばねとして、柱および間柱と大梁で区分された部分に含まれる面材各組の水平方向せん断剛性を累加して求める。このうち、1フレーム・6フレームのA～B間は、開口の占める割合が大きいため、耐震壁としては扱わない。また、同フレームのB～B間は、開口を含む耐震壁として、開口によるせん断剛性の低下を考慮する。

面材の面内せん断剛性、面材1組の水平方向せん断剛性、無開口耐震壁のせん断剛性は以下による。面材の面内せん断剛性は、『1992年枠組壁工法建築物構造計算指針（社団法人日本ツーバイフォー建築協会）』144ページの式による。

$$\frac{1}{k_i} = \frac{2 h_i}{k_n} \left\{ \frac{1}{h_i \cdot (m-1)} + \frac{h_i}{l_o^2 \cdot (n_i-1)} \right\} + \frac{h_i}{G \cdot l_o \cdot t}$$

$$\frac{1}{K_j} = \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2}$$

$$K_o = \sum_{j=1}^n K_j$$

ここに

- k_i : i 番目の面材の面内せん断剛性(kg/cm)
- K_j : j 番目の面材1組の水平方向せん断剛性(kg/cm)
- n : 耐震壁を構成する面材の組数
- K_o : 無開口耐震壁のせん断剛性(kg/cm)
- k_n : 釘のすべり剛性(kg/cm)
- G : 面材のせん断弾性係数(kg/cm²)
- t : 面材の厚さ(cm)
- l_o : 面材の長さ(cm)
- h_i : i 番目の面材の高さ(cm)
- m : 面材の辺の長さ方向の釘本数
- n_i : 面材の辺の高さ方向の釘本数

開口を含む耐震壁のせん断剛性は以下による。

$$K = K_o \cdot \frac{1 - \alpha}{1 - \alpha + \alpha \beta}$$

$$\alpha = \frac{l w}{L}$$

$$\beta = \frac{h w}{H}$$

ここに

K : 開口を含む耐震壁のせん断剛性(kg/cm)

K₀ : 無開口耐震壁のせん断剛性(kg/cm)

L : 耐震壁の長さ(cm)

H : 耐震壁の高さ(cm)

l w : 開口の長さの合計(cm)

h w : 開口の高さの最大値(cm)

表2. 2. 22に、無開口耐震壁のせん断剛性を示す。

表2. 2. 22 無開口耐震壁のせん断剛性

単位:cm, kg/cm

		kn	t= 1.2	:	540 kg/cm (CN65)	G	:	4000 kg/cm ²				
		t= 1.5	:	550 kg/cm (CN65)	釘ピッチ(ナトリ)	:	5 cm 以内					
位置	j	t	l	h1	h2	m	n1	n2	k1	k2	Kj	K0
1・6 フレーム	1	1.5	91.0	182.0	68.0	19	37	15	1064.5	2120.5	708.7	
3階 A-A'	2-3	1.5	71.0	182.0	68.0	15	37	15	740.4	1520.6	497.9	3409.0
1・6 フレーム	1, 3	1.5	91.0	182.0	68.0	19	37	15	1064.5	2120.5	708.7	
3階 B-B'	2	1.5	62.5	182.0	68.0	13	37	15	607.9	1262.9	410.4	3655.6
1・6 フレーム	1	1.5	91.0	182.0	68.0	19	37	15	1064.5	2120.5	708.7	
2階 A-A'	2-3	1.5	71.0	182.0	68.0	15	37	15	740.4	1520.6	497.9	3409.0
1・6 フレーム	1, 3	1.5	91.0	182.0	68.0	19	37	15	1064.5	2120.5	708.7	
2階 B-B'	2	1.5	62.5	182.0	68.0	13	37	15	607.9	1262.9	410.4	3655.6
1・6 フレーム	1	1.5	91.0	182.0	81.5	19	37	17	1064.5	1874.1	678.9	
1階 A-A'	2-3	1.5	71.0	182.0	81.5	15	37	17	740.4	1332.4	475.9	3261.4
1・6 フレーム	1, 3	1.5	91.0	182.0	81.5	19	37	17	1064.5	1874.1	678.9	
1階 B-B'	2	1.5	62.5	182.0	81.5	13	37	17	607.9	1102.8	391.9	3499.4
3・4 フレーム	1-5	1.2	91.0	182.0	68.0	19	37	15	967.2	1964.0	648.1	
3階 A-B	6-7	1.2	62.0	182.0	68.0	13	37	15	553.5	1169.1	375.7	7983.8
3・4 フレーム	1-2	1.5	91.0	182.0	68.0	19	37	15	1064.5	2120.5	708.7	
3階 B-B'	3	1.5	62.5	182.0	68.0	13	37	15	607.9	1262.9	410.4	
	4-5	1.5	60.0	182.0	68.0	13	37	15	575.4	1211.3	390.1	5216.0
3・4 フレーム	1-5	1.2	91.0	182.0	68.0	19	37	15	967.2	1964.0	648.1	
2階 A-B	6-7	1.2	62.0	182.0	68.0	13	37	15	553.5	1169.1	375.7	7983.8
3・4 フレーム	1-2	1.5	91.0	182.0	68.0	19	37	15	1064.5	2120.5	708.7	
2階 B-B'	3	1.5	62.5	182.0	68.0	13	37	15	607.9	1262.9	410.4	
	4-5	1.5	60.0	182.0	68.0	13	37	15	575.4	1211.3	390.1	5216.0
3・4 フレーム	1-5	1.5	91.0	182.0	81.5	19	37	17	1064.5	1874.1	678.9	
1階 A-B	6-7	1.5	62.0	182.0	81.5	13	37	17	601.4	1093.1	388.0	8341.0
3・4 フレーム	1-2	1.5	91.0	182.0	81.5	19	37	17	1064.5	1874.1	678.9	
1階 B-B'	3	1.5	62.5	182.0	81.5	13	37	17	607.9	1102.8	391.9	
	4-5	1.5	60.0	182.0	81.5	13	37	17	575.4	1054.0	372.2	4988.2

表2. 2. 23に開口を含む耐震壁のせん断剛性を示す。

表2. 2. 23 開口を含む耐震壁のせん断剛性 単位:cm, t/cm

フレーム	階	位置	L	H	lw	hw	α	β	K0	K
1・6 フレーム	3	B-B'	244.5	250.0	62.5	80.0	0.2556	0.3200	3655.6	3293.7
	2	B-B'	244.5	250.0	62.5	80.0	0.2556	0.3200	3655.6	3293.7
	1	B-B'	244.5	263.5	62.5	80.0	0.2556	0.3036	3499.4	3169.0

5) 応力解析モデル

a) 仕口内回転ばねのモデル化

仕口内回転ばねは、ねじり棒に置換する。ねじり棒への置換は以下による。

$$K_r = M / \theta \quad \text{--- (1)}$$

$$M = \omega \cdot G \cdot J_p \quad \text{--- (2)}$$

$$\omega = \theta / l \quad \text{--- (3)}$$

(3)式を(2)式に代入して、

$$M / \theta = G \cdot J_p / l \quad \text{--- (4)}$$

(4)式を(1)式に代入して、

$$K_r = G \cdot J_p / l$$

$$\therefore J_p = K_r \cdot l / G$$

ここに

- K_r : 仕口内回転ばね(kg・cm/rad)
- M : ねじりモーメント(kg・cm)
- θ : 仕口内回転ばねに生じる回転角(rad)
- ω : 単位長さあたりの回転角(rad/cm)
- G : せん断弾性係数(kg/cm²)
- J_p : 断面極二次モーメント(cm⁴)
- l : ねじり棒の長さ(cm)

表2. 2. 24に仕口内回転ばねと等価な回転剛性を持つねじり棒の断面極二次モーメントを示す。

表2. 2. 24 仕口内回転ばねと等価な回転剛性を持つねじり棒の断面極二次モーメント

b × D	K _r (kg・cm/rad)	G (kg/cm ²)	l (cm)	J _p (cm ⁴)	備 考
180×500	2.170E+08	8.10E+05	81	21,700	
210×500	2.270E+08	8.10E+05	81	22,700	
180×600	4.397E+08	8.10E+05	81	43,970	
180×600	4.601E+08	8.10E+05	81	46,010	

b) 耐震壁のブレース置換

耐震壁は、等価なせん断剛性を持つX形のブレースに置換して、応力解析を行う。ブレースへの置換は以下による。

$$A = \frac{K \cdot (L^2 + H^2)^{3/2}}{2E \cdot L^2}$$

ここに

- A : 耐震壁と等価なせん断剛性を持つX形ブレースの断面積(cm²)
- E : 耐震壁と等価なせん断剛性を持つX形ブレースのヤング係数(kg/cm²)
- K : 耐震壁のせん断剛性(kg/cm)
- L : 耐震壁の長さ(cm)
- H : 耐震壁の高さ(cm)

ただし

$$E = 2.100 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \text{ (ここでは鋼棒に置換する。)}$$

表2. 2. 25に各耐震壁と等価なせん断剛性を持つX形ブレースの断面積を示す。

表2. 2. 25 各耐震壁と等価なせん断剛性を持つX形ブレースの断面積

フレーム	階	位置	K(kg/cm ²)	L(cm)	H(cm)	E(kg/cm ²)	A(cm ²)	備考
1・6 フレーム	3	A-A'	3409.0	233.0	250.0	2.100E+06	0.597	
	2	B-B'	3293.7	244.5	250.0	2.100E+06	0.561	開口を含む
	1	A-A'	3261.4	233.0	263.5	2.100E+06	0.622	
		B-B'	3169.0	244.5	263.5	2.100E+06	0.586	開口を含む
3・4 フレーム	3	A-B	7983.8	579.0	250.0	2.100E+06	1.422	
	2	B-B'	5216.0	364.5	250.0	2.100E+06	0.807	
	1	A-B	8341.0	579.0	263.5	2.100E+06	1.525	
		B-B'	4988.2	364.5	263.5	2.100E+06	0.813	

c) フレームモデル

本解析では、立体フレームの応力解析プログラムを用いるが、これはフレーム面に直交するねじり棒を扱うため、すべての節点のフレーム面に直交する方向（本解析ではY方向）の変位を拘束し、平面フレームと同等の境界条件を与える。したがって、建物全体の偏心による影響は考慮されていない。桁行方向は各フレームとも同一なので、代表としてBフレームを取り出して解析を行う。また張間方向は1～3フレームを取り出して解析を行う。

図2. 2. 14に桁行方向フレームモデル、表2. 2. 26に桁行方向フレームモデルの節点座標を示す。また、図2. 2. 15～図2. 2. 16に張間方向フレームモデル、表2. 2. 27～表2. 2. 28に張間方向フレームモデルの節点座標を示す。

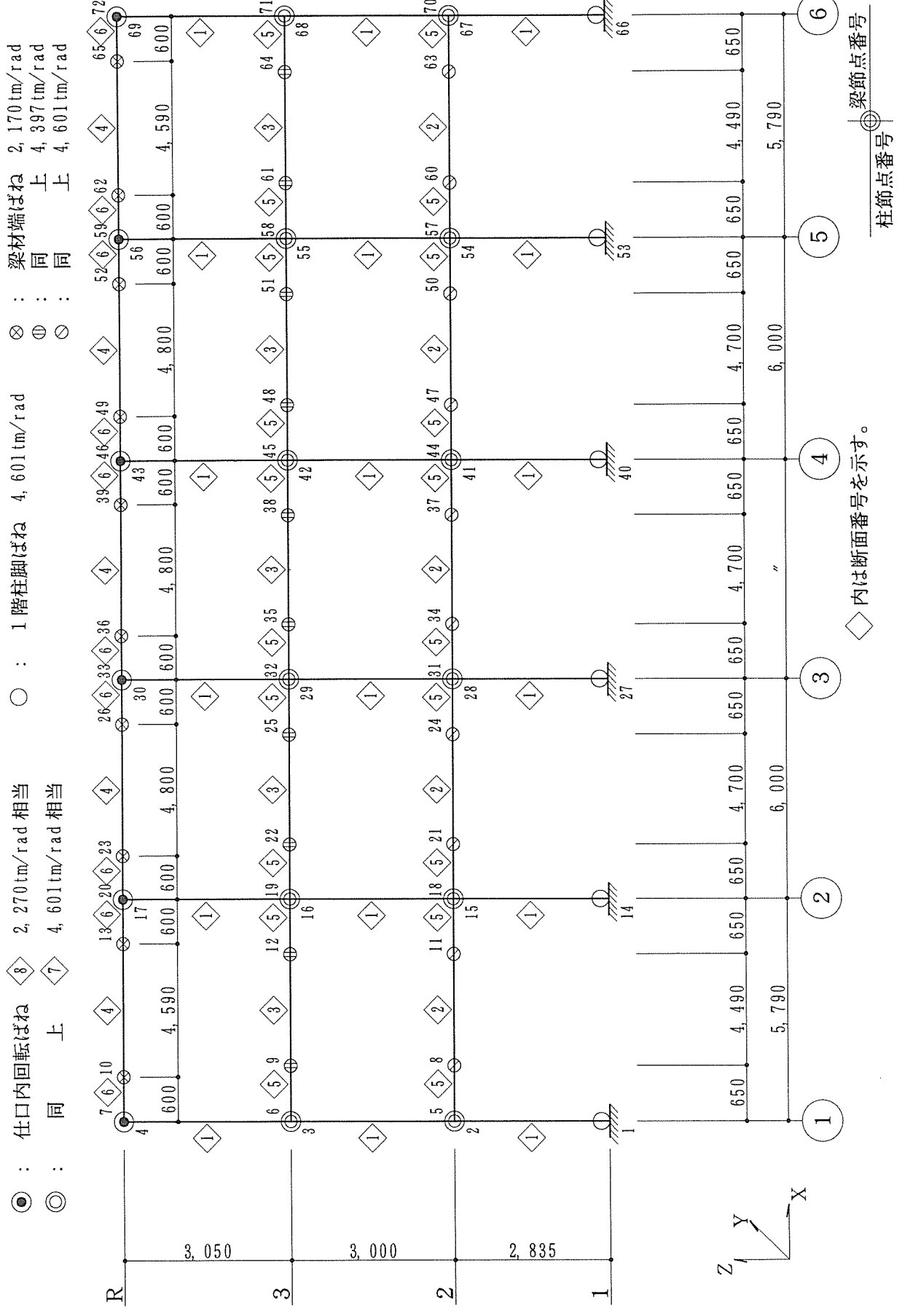


図 2. 2. 14 桁行方向フレームモデル

表2. 2. 26 桁行方向フレームモデルの節点座標

節点 番号	X (m)	Y (m)	Z (m)	備 考	節点 番号	X (m)	Y (m)	Z (m)	備 考
1	0.21	0	0	柱・支点	37	17.35	0.81	2.835	梁
2	0.21	0	2.835	柱	38	17.35	0.81	5.835	梁
3	0.21	0	5.835	柱	39	17.40	0.81	8.885	梁
4	0.21	0	8.885	柱	40	18.00	0	0	柱・支点
5	0.21	0.81	2.835	梁	41	18.00	0	2.835	柱
6	0.21	0.81	5.835	梁	42	18.00	0	5.835	柱
7	0.21	0.81	8.885	梁	43	18.00	0	8.885	柱
8	0.86	0.81	2.835	梁	44	18.00	0.81	2.835	梁
9	0.86	0.81	5.835	梁	45	18.00	0.81	5.835	梁
10	0.81	0.81	8.885	梁	46	18.00	0.81	8.885	梁
11	5.35	0.81	2.835	梁	47	18.65	0.81	2.835	梁
12	5.35	0.81	5.835	梁	48	18.65	0.81	5.835	梁
13	5.40	0.81	8.885	梁	49	18.60	0.81	8.885	梁
14	6.00	0	0	柱・支点	50	23.35	0.81	2.835	梁
15	6.00	0	2.835	柱	51	23.35	0.81	5.835	梁
16	6.00	0	5.835	柱	52	23.40	0.81	8.885	梁
17	6.00	0	8.885	柱	53	24.00	0	0	柱・支点
18	6.00	0.81	2.835	梁	54	24.00	0	2.835	柱
19	6.00	0.81	5.835	梁	55	24.00	0	5.835	柱
20	6.00	0.81	8.885	梁	56	24.00	0	8.885	柱
21	6.65	0.81	2.835	梁	57	24.00	0.81	2.835	梁
22	6.65	0.81	5.835	梁	58	24.00	0.81	5.835	梁
23	6.60	0.81	8.885	梁	59	24.00	0.81	8.885	梁
24	11.35	0.81	2.835	梁	60	24.65	0.81	2.835	梁
25	11.35	0.81	5.835	梁	61	24.65	0.81	5.835	梁
26	11.40	0.81	8.885	梁	62	24.60	0.81	8.885	梁
27	12.00	0	0	柱・支点	63	29.14	0.81	2.835	梁
28	12.00	0	2.835	柱	64	29.14	0.81	5.835	梁
29	12.00	0	5.835	柱	65	29.19	0.81	8.885	梁
30	12.00	0	8.885	柱	66	29.79	0	0	柱・支点
31	12.00	0.81	2.835	梁	67	29.79	0	2.835	柱
32	12.00	0.81	5.835	梁	68	29.79	0	5.835	柱
33	12.00	0.81	8.885	梁	69	29.79	0	8.885	柱
34	12.65	0.81	2.835	梁	70	29.79	0.81	2.835	梁
35	12.65	0.81	5.835	梁	71	29.79	0.81	5.835	梁
36	12.60	0.81	8.885	梁	72	29.79	0.81	8.885	梁

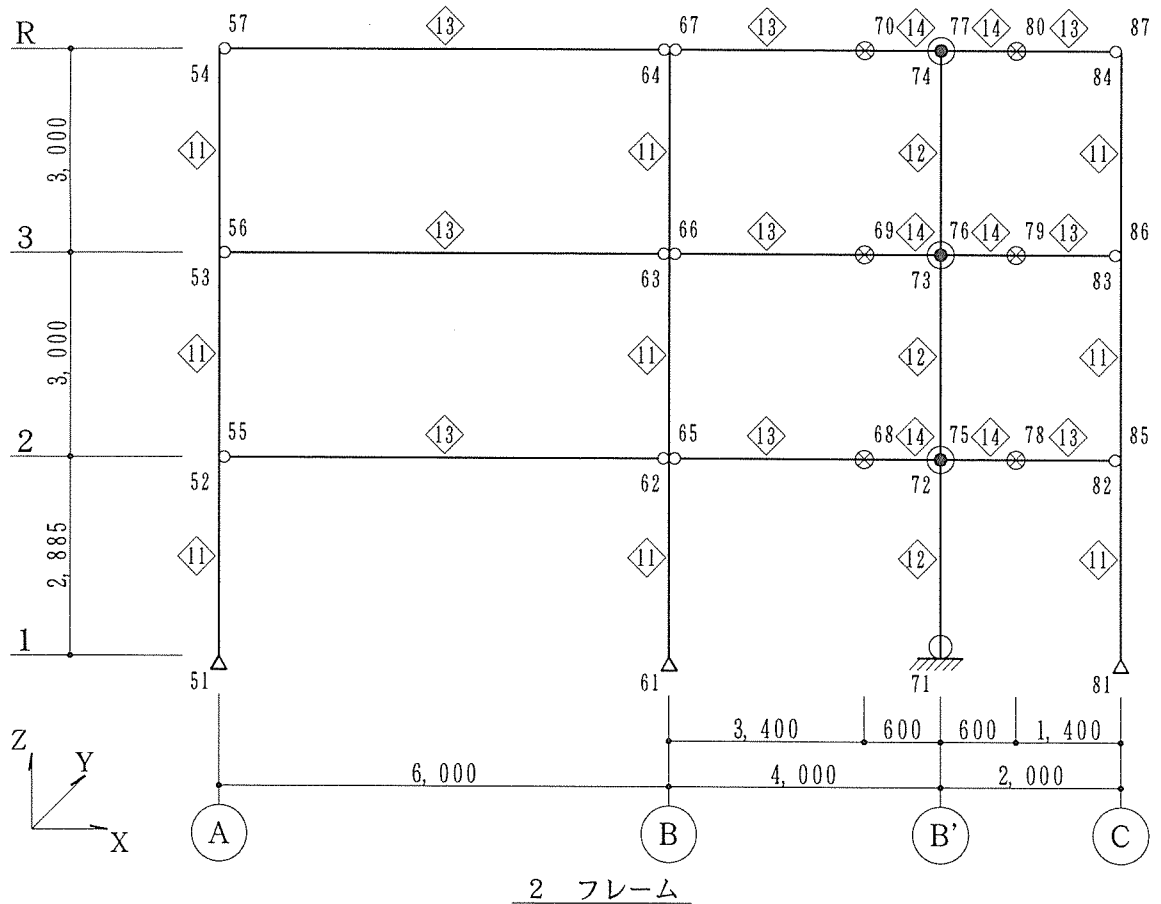
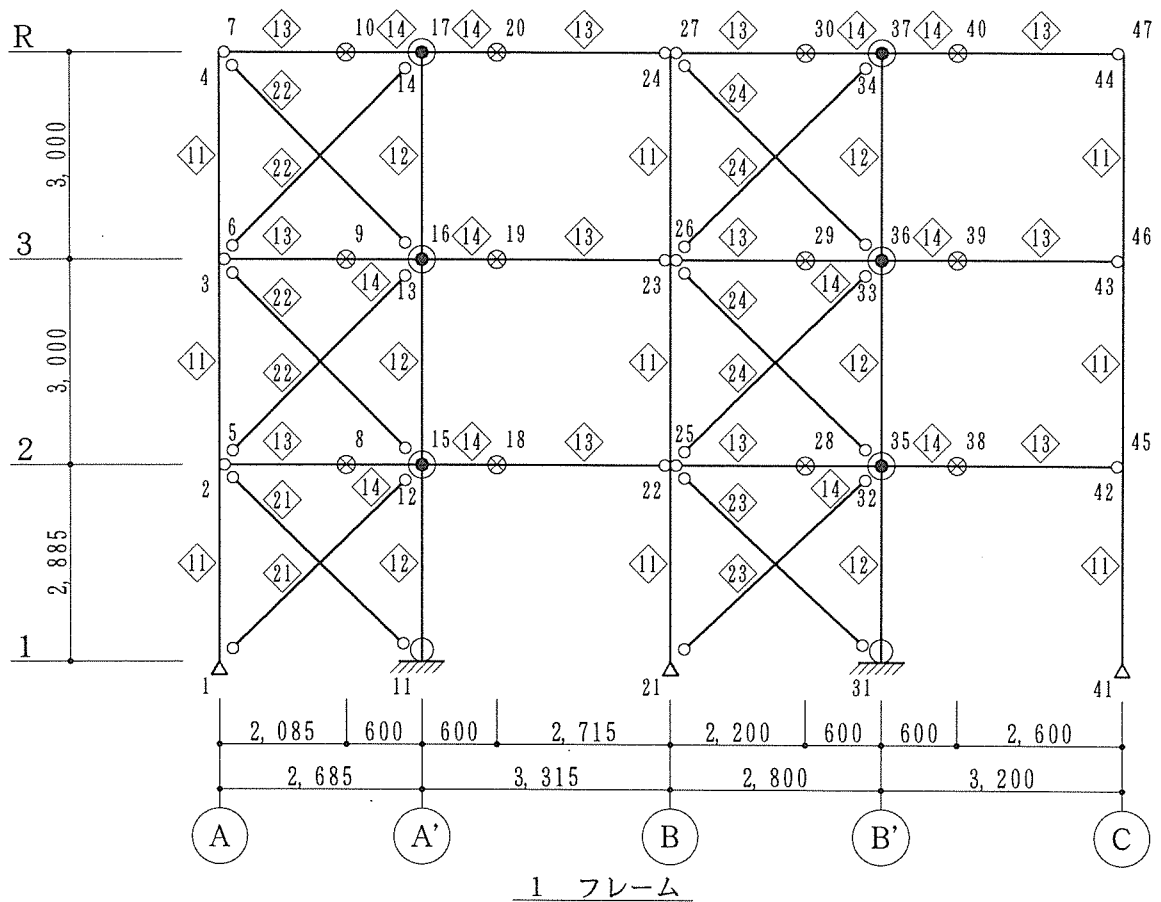
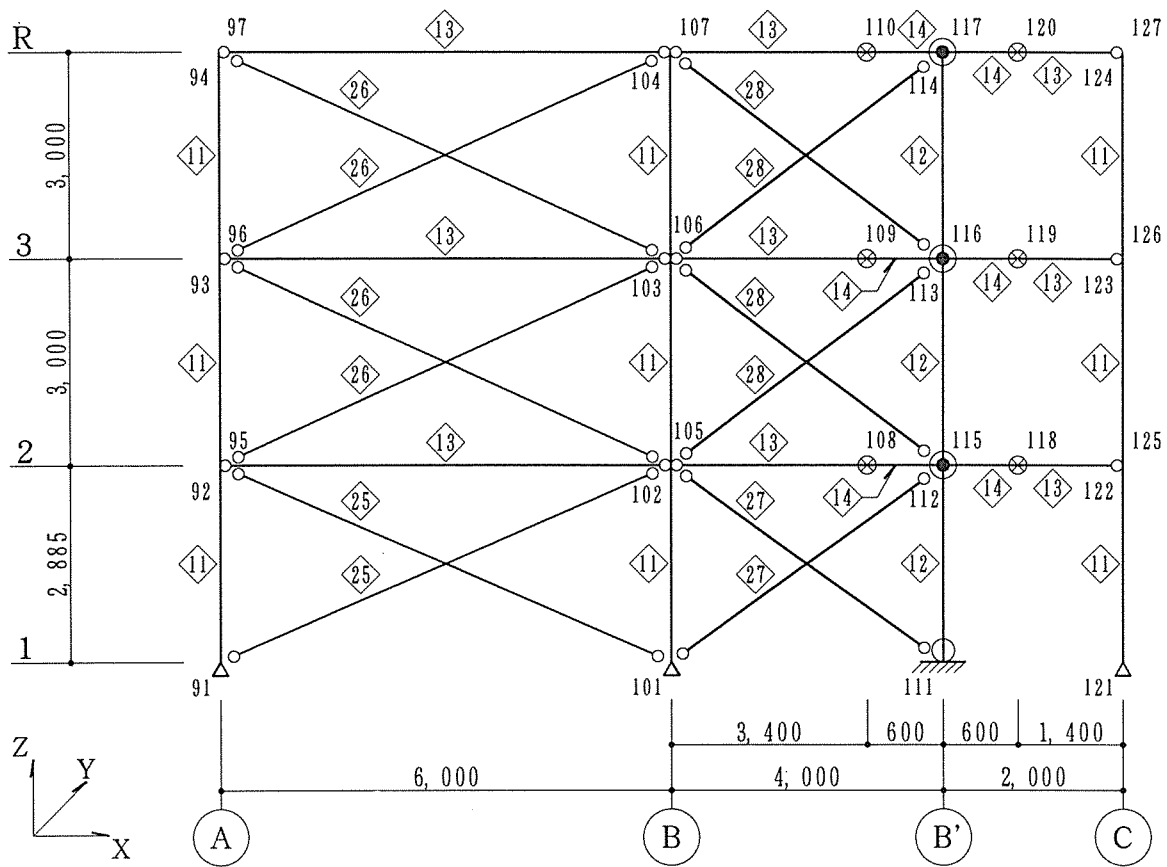


図2. 2. 15 張間方向フレームモデル (1)



3 フレーム

柱節点番号 | 梁節点番号

◇ 内は断面番号を示す。

● : 仕口内回転ばね 15 2,170tm/rad 相当

○ : 1階柱脚ばね 2,170tm/rad

⊗ : 梁材端ばね 2,170tm/rad

図2. 2. 16 張間方向フレームモデル(2)

部材番号は i 端の節点番号に応じて設定する。その要領は次のとおり。

- 柱 : i
- 梁・挿入鋼板 : i
- ブレース : 1階~i+1, 000
2階~i+2, 000
3階~i+3, 000
- ねじり棒 : i+4, 000

表2. 2. 27 張間方向フレームモデルの節点座標(1)～1フレーム

節点 番号	X (m)	Y (m)	Z (m)	備 考	節点 番号	X (m)	Y (m)	Z (m)	備 考
1	0	0	0	柱・支点	37	8.800	0.81	8.885	梁
2	0	0	2.885	柱	38	9.400	0.81	2.885	梁
3	0	0	5.885	柱	39	9.400	0.81	5.885	梁
4	0	0	8.885	柱	40	9.400	0.81	8.885	梁
5	0	0.81	2.885	梁	41	12.000	0	0	柱・支点
6	0	0.81	5.885	梁	42	12.000	0	2.885	柱
7	0	0.81	8.885	梁	43	12.000	0	5.885	柱
8	2.085	0.81	2.885	梁	44	12.000	0	8.885	柱
9	2.085	0.81	5.885	梁	45	12.000	0.81	2.885	梁
10	2.085	0.81	8.885	梁	46	12.000	0.81	5.885	梁
11	2.685	0	0	柱・支点	47	12.000	0.81	8.885	梁
12	2.685	0	2.885	柱					
13	2.685	0	5.885	柱					
14	2.685	0	8.885	柱					
15	2.685	0.81	2.885	梁					
16	2.685	0.81	5.885	梁					
17	2.685	0.81	8.885	梁					
18	3.285	0.81	2.885	梁					
19	3.285	0.81	5.885	梁					
20	3.285	0.81	8.885	梁					
21	6.000	0	0	柱・支点					
22	6.000	0	2.885	柱					
23	6.000	0	5.885	柱					
24	6.000	0	8.885	柱					
25	6.000	0.81	2.885	梁					
26	6.000	0.81	5.885	梁					
27	6.000	0.81	8.885	梁					
28	8.200	0.81	2.885	梁					
29	8.200	0.81	5.885	梁					
30	8.200	0.81	8.885	梁					
31	8.800	0	0	柱・支点					
32	8.800	0	2.885	柱					
33	8.800	0	5.885	柱					
34	8.800	0	8.885	柱					
35	8.800	0.81	2.885	梁					
36	8.800	0.81	5.885	梁					

表2. 2. 28 張間方向フレームモデルの節点座標(2)～2フレーム・3フレーム

節点番号	X (m)	Y (m)	Z (m)	備考	節点番号	X (m)	Y (m)	Z (m)	備考
51	0	6	0	柱・支点	91	0	12	0	柱・支点
52	0	6	2.885	柱	92	0	12	2.885	柱
53	0	6	5.885	柱	93	0	12	5.885	柱
54	0	6	8.885	柱	94	0	12	8.885	柱
55	0	6.81	2.885	梁	95	0	12.81	2.885	梁
56	0	6.81	5.885	梁	96	0	12.81	5.885	梁
57	0	6.81	8.885	梁	97	0	12.81	8.885	梁
61	6.00	6	0	柱・支点	101	6.00	12	0	柱・支点
62	6.00	6	2.885	柱	102	6.00	12	2.885	柱
63	6.00	6	5.885	柱	103	6.00	12	5.885	柱
64	6.00	6	8.885	柱	104	6.00	12	8.885	柱
65	6.00	6.81	2.885	梁	105	6.00	12.81	2.885	梁
66	6.00	6.81	5.885	梁	106	6.00	12.81	5.885	梁
67	6.00	6.81	8.885	梁	107	6.00	12.81	8.885	梁
68	9.40	6.81	2.885	梁	108	9.40	12.81	2.885	梁
69	9.40	6.81	5.885	梁	109	9.40	12.81	5.885	梁
70	9.40	6.81	8.885	梁	110	9.40	12.81	8.885	梁
71	10.00	6	0	柱・支点	111	10.00	12	0	柱・支点
72	10.00	6	2.885	柱	112	10.00	12	2.885	柱
73	10.00	6	5.885	柱	113	10.00	12	5.885	柱
74	10.00	6	8.885	柱	114	10.00	12	8.885	柱
75	10.00	6.81	2.885	梁	115	10.00	12.81	2.885	梁
76	10.00	6.81	5.885	梁	116	10.00	12.81	5.885	梁
77	10.00	6.81	8.885	梁	117	10.00	12.81	8.885	梁
78	10.60	6.81	2.885	梁	118	10.60	12.81	2.885	梁
79	10.60	6.81	5.885	梁	119	10.60	12.81	5.885	梁
80	10.60	6.81	8.885	梁	120	10.60	12.81	8.885	梁
81	12.00	6	0	柱・支点	121	12.00	12	0	柱・支点
82	12.00	6	2.885	柱	122	12.00	12	2.885	柱
83	12.00	6	5.885	柱	123	12.00	12	5.885	柱
84	12.00	6	8.885	柱	124	12.00	12	8.885	柱
85	12.00	6.81	2.885	梁	125	12.00	12.81	2.885	梁
86	12.00	6.81	5.885	梁	126	12.00	12.81	5.885	梁
87	12.00	6.81	8.885	梁	127	12.00	12.81	8.885	梁

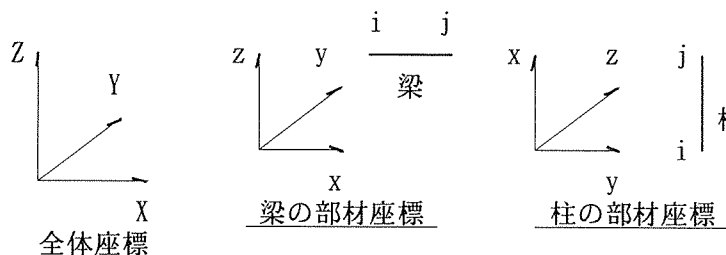
6) 断面リスト

表2. 2. 29に応力解析用断面リストを示す。断面番号1~8までが桁行方向フレーム用、断面番号11~28が張間方向フレーム用である。

表2. 2. 29 応力解析用断面リスト 単位:t/cm², ×10⁴cm⁴, cm²

No	断 面	E	G	I _x	I _y	I _z	A _n	A _{sy}	A _{sz}	備 考
1	b×D=210×600	110	5.5	0.1	1000	37.80	1260	840	1E+4	柱
2	b×D=210×600	110	5.5	0.1	37.80	1000	1260	1E+4	840	2階梁
3	b×D=180×600	110	5.5	0.1	32.40	1000	1080	1E+4	720	3階梁
4	b×D=180×500	110	5.5	0.1	18.75	1000	900	1E+4	600	R階梁
5	㊦-9×600	2100	810	0.02	1.62	50	54	1E+4	36	挿入鋼板D=600用
6	㊦-9×500	2100	810	0.02	0.9375	50	45	1E+4	30	同上 D=500用
7	4601tm/rad相当	2100	810	4.601	1000	1000	1E+4	1E+4	1E+4	ねじり率L=810
8	2270tm/rad相当	2100	810	2.270	1000	1000	1E+4	1E+4	1E+4	同 上
11	b×D=600×210	110	5.5	0.1	1000	4.6305	1260	840	1E+4	柱
12	b×D=180×500	110	5.5	0.1	1000	18.75	900	600	1E+4	柱
13	b×D=180×500	110	5.5	0.1	18.75	1000	900	1E+4	600	2~R階梁
14	㊦-9×500	2100	810	0.02	0.9375	50	45	1E+4	30	挿入鋼板D=500用
15	2170tm/rad相当	2100	810	2.170	1000	1000	1E+4	1E+4	1E+4	ねじり率L=810
16	ピン端用	2100	810	1000	1000	1000	1E+4	1E+4	1E+4	ねじり率L=810
21	t=15×2 L=233.0	2100	810	0.02	0.02	0.02	.622	.466	.466	耐震壁 1階
22	t=15×2 L=233.0	2100	810	0.02	0.02	0.02	.597	.447	.447	同上 2・3階
23	t=15×2 L=244.5	2100	810	0.02	0.02	0.02	.586	.439	.439	同上 1階
24	t=15×2 L=244.5	2100	810	0.02	0.02	0.02	.561	.420	.420	同上 2・3階
25	t=15×2 L=579.0	2100	810	0.02	0.02	0.02	1.52	1.14	1.14	同上 1階
26	t=12×2 L=579.0	2100	810	0.02	0.02	0.02	1.42	1.06	1.06	同上 2・3階
27	t=15×2 L=364.5	2100	810	0.02	0.02	0.02	.813	.609	.609	同上 1階
28	t=15×2 L=364.5	2100	810	0.02	0.02	0.02	.807	.605	.605	同上 2・3階

備
考



Y方向の変形およびX軸、Z軸廻りの回転を拘束し、平面フレーム的に扱う。

7) C・M₀・Q₀の計算

表2. 2. 30～表2. 2. 31に桁行方向フレームのC・M₀・Q₀を示す。また、表2. 2. 32～表2. 2. 34に張間方向フレームのC・M₀・Q₀を示す。

表2. 2. 30 桁行方向フレームのC・M₀・Q₀(1)

T : 1 集中 2 等分布 3 等変分布 4 部分等分布		S : 応力位置							
a, b : 荷重位置または部分等分布荷重の範囲		α : 部分等分布荷重長さとスパンの比							
部材	部材長	T N	a, b	α	項目	荷 重	S C	S M0	S Q0
5, 6 11, 12 18, 19 24, 25 31, 32 37, 38 44, 45 50, 51 57, 58 63, 64	0.650	2 w1			居室 間仕切	$0.325 * 1.500 * 0.650 = 0.317$ $0.030 * 1.500 * 0.650 = 0.029$ $W = 0.346t$	0.019	0.028	0.173
8, 9 60, 61	4.490	2 w1			居室 間仕切	$0.325 * 1.500 * 4.490 = 2.189$ $0.030 * 1.500 * 4.490 = 0.202$ $W = 2.391t$	0.895	1.342	1.196
10	4.590	1 P1	0.690 3.900		屋根	$0.185 * 1.500 * 6.000 = 1.665t$	i) 0.829	1) 0.976	i) 1.415
							j) 0.147	2) 0.601	j) 0.250
		1 P2	2.190 2.400		屋根	$0.185 * 1.500 * 6.000 = 1.665t$	i) 0.997	1) 0.601	i) 0.871
							j) 0.910	2) 1.907	j) 0.794
		1 P3	3.690 0.900		屋根	$0.185 * 1.500 * 6.000 = 1.665t$	i) 0.236	1) 0.225	i) 0.326
							j) 0.968	2) 0.715	j) 1.339
						i) 2.062	1) 1.802	i) 2.612	
						j) 2.025	2) 3.223	j) 2.383	
							3) 2.145		
							C 3.146		
21, 22 34, 35 47, 48	4.700	2 w1			居室 間仕切	$0.325 * 1.500 * 4.700 = 2.291$ $0.030 * 1.500 * 4.700 = 0.212$ $W = 2.503t$	0.980	1.471	1.252
23, 36 49	4.800	1 P1	0.900 3.000 0.900		屋根	$0.185 * 1.500 * 6.000 = 1.665t$ $\times 2$	1.218	1.499	1.665
		1 P2	2.400 2.400		屋根	$0.185 * 1.500 * 6.000 = 1.665t$	0.999	1.998	0.833
							2.217	3.497	2.498

表2. 2. 3 1 桁行方向フレームのC・M₀・Q₀。(2)

T : 1 集中 2 等分布 3 等変分布 4 部分等分布 S : 応力位置															
a, b : 荷重位置または部分等分布荷重の範囲 α : 部分等分布荷重長さとはスパンの比															
部材	部材長	T	N	a, b	α	項目	荷重	S C	S M ₀	S Q ₀					
62	4.590	1	P1	0.900 3.690		屋根	0.185 * 1.500 * 6.000 = 1.665t	i	0.968	i	1.205	i	1.339		
								j	0.236	2	0.715	j	0.326		
										3	0.225				
										C	0.749				
				1	P2	2.400 2.190		屋根	0.185 * 1.500 * 6.000 = 1.665t	i	0.910	i	0.715	i	0.794
		j	0.997							2	1.907	j	0.871		
										3	0.601				
										C	1.823				
				1	P3	3.900 0.690		屋根	0.185 * 1.500 * 6.000 = 1.665t	i	0.147	i	0.225	i	0.250
		j	0.829							2	0.601	j	1.415		
										3	0.976				
										C	0.574				
								i	2.025	i	2.145	i	2.383		
								j	2.062	2	3.223	j	2.612		
										3	1.802				
										C	3.146				

表2. 2. 3 2 張間方向フレームのC・M₀・Q₀。(1)

T : 1 集中 2 等分布 3 等変分布 4 部分等分布 S : 応力位置													
a, b : 荷重位置または部分等分布荷重の範囲 α : 部分等分布荷重長さとはスパンの比													
部材	部材長	T	N	a, b	α	項目	荷重	S C	S M ₀	S Q ₀			
5, 6	2.085	2	w1			外壁	0.090 * 3.000 * 2.085 = 0.563t		0.098	i	0.146		0.282
										C	0.147		
		1	P1	1.000 1.085		居室 間仕切	0.325 * 1.343 * 3.000 = 1.309 0.030 * 1.343 * 3.000 = 0.121 1.430t	i	0.387	i	0.744	i	0.744
								j	0.357	C	0.715	j	0.686
										i	0.485	i	0.890
		j	0.455	C	0.862	j	0.968						
7	2.085	2	w1			屋根	0.185 * 1.750 * 2.085 = 0.675 W = 0.675t		0.117	0.176	0.338		
8, 9 15, 16	0.600	2	w1			外壁	0.090 * 3.000 * 0.600 = 0.162 W = 0.162t		0.008	0.012	0.081		
10, 17	0.600	2	w1			屋根	0.185 * 1.750 * 0.600 = 0.194 W = 0.194t		0.010	0.015	0.097		
18, 19	2.715	2	w1			外壁	0.090 * 3.000 * 2.715 = 0.733t		0.166	i	0.246		0.367
										C	0.249		
		1	P1	1.215 1.500		居室 間仕切	0.325 * 1.658 * 3.000 = 1.617 0.030 * 1.658 * 3.000 = 0.149 1.766t	i	0.655	i	1.185	i	0.976
								j	0.531	C	1.073	j	0.790
										i	0.821	i	1.431
		j	0.697	C	1.322	j	1.157						

表 2. 2. 33 張間方向フレームの C・M₀・Q₀ (2)

T : 1 集中 2 等分布 3 等変分布 4 部分等分布		S : 応力位置											
a, b : 荷重位置または部分等分布荷重の範囲		α : 部分等分布荷重長さとの比											
部材	部材長	T	N	a, b	α	項目	荷重	S	C	S	M ₀	S	Q ₀
20	2.715	2	w1			屋根	$0.185 * 1.750 * 2.715 = 0.879$ W = 0.879t		0.199		0.298		0.440
25, 26	2.200	2	w1			外壁	$0.090 * 3.000 * 2.200 = 0.594$ t		0.109	1	0.142		0.297
		1	P1	1.500 0.700		居室 間仕切	$0.325 * 1.400 * 3.000 = 1.365$ $0.030 * 1.400 * 3.000 = 0.126$ 1.491t	i	0.226	1	0.712	i	0.474
								j	0.485	C	0.522	j	1.017
								i	0.335	1	0.854	i	0.771
								j	0.594	C	0.685	j	1.314
27	2.200	2	w1			屋根	$0.185 * 1.750 * 2.200 = 0.712$ W = 0.712t		0.131		0.196		0.356
28, 29 35, 36	0.600	2	w1			外壁	$0.090 * 3.000 * 0.600 = 0.162$ W = 0.162t		0.008		0.012		0.081
30, 37	0.600	2	w1			屋根	$0.185 * 1.750 * 0.600 = 0.194$ W = 0.194t		0.010		0.015		0.097
38, 39	2.600	2	w1			外壁	$0.090 * 3.000 * 2.600 = 0.702$ W = 0.702t		0.152		0.228		0.351
40	2.600	2	w1			屋根	$0.185 * 1.750 * 2.600 = 0.842$ W = 0.842t		0.182		0.274		0.421
55, 56 95, 96	6.000	1	P1	1.000 5.000		居室 間仕切	$0.325 * 1.343 * 6.000 = 2.619$ $0.030 * 1.343 * 6.000 = 0.242$ 2.861t	i	1.987	1	2.384	i	2.384
								j	0.397	2	1.581	j	0.477
										3	0.715		
										C	1.431		
		1	P2	2.685 3.315		居室 間仕切	$0.325 * 1.750 * 6.000 = 3.413$ $0.030 * 1.750 * 6.000 = 0.315$ 3.728t	i	3.056	1	2.060	i	2.060
								j	2.475	2	5.530	j	1.668
										3	2.502		
										C	5.005		
		1	P3	4.500 1.500		居室 間仕切	$0.325 * 1.658 * 6.000 = 3.233$ $0.030 * 1.658 * 6.000 = 0.298$ 3.531t	i	0.993	1	0.883	i	0.883
								j	2.979	2	2.370	j	2.648
										3	3.972		
										C	2.648		
								i	6.036	1	5.327	i	5.327
								j	5.851	2	9.481	j	4.793
										3	7.189		
										C	9.084		
57, 97	6.000	2	w1			屋根	$0.185 * 1.500 * 6.000 = 1.665$ W = 1.665t		0.833		1.249		0.833
65, 66	3.400	1	P1	1.500 1.900		居室 間仕切	$0.325 * 1.400 * 6.000 = 2.730$ $0.030 * 1.400 * 6.000 = 0.252$ 2.982t	i	1.397	1	2.500	i	1.666
								j	1.103	2	0.789	j	1.316
										3	0.720		
										C	2.237		
		1	P2	2.800 0.600		居室	$0.325 * 0.650 * 6.000 = 1.268$ $0.325 * 1.250 * 3.000 = 1.219$						

表 2. 2. 3 4 張間方向フレームの C・M₀・Q₀ (3)

		T : 1 集中 2 等分布 3 等変分布 4 部分等分布		S : 応力位置										
		a, b : 荷重位置または部分等分布荷重の範囲		α : 部分等分布荷重長さとしパンの比										
部 材	部材長	T	N	a, b	α	項 目	荷 重	S	C	S	M0	S	Q0	
65, 66 ツツキ		4	w1	2.800 0.600 max 2.853 0.547	0.176	廊下 界壁 間仕切	0.345 * 1.600 * 3.000 = 1.656	i j	0.450 2.100	1 2 3 C	1.366 2.550 2.325 1.548	i j	0.911 4.249	
							0.075 * 3.000 * 3.000 = 0.675							
							0.030 * 0.650 * 6.000 = 0.117							
							0.030 * 1.250 * 6.000 = 0.225							
							5.160t							
							0.345 * 0.750 * 0.600 = 0.155	i j	0.005 0.036	1 2 3 C	0.021 0.038 0.039 0.023	i j	0.014 0.141	
							0.155t							
							1.852							
							3.239							
										3.887		2.591		
										3.377		5.706		
										3.084				
										3.808				
67 107	3.400	2	w1			屋根	0.185 * 1.500 * 3.400 = 0.944							
							W = 0.944t	0.267	0.401	0.472				
68, 69 75, 76	0.600	2	w1			廊下	0.345 * 0.750 * 0.600 = 0.155							
							W = 0.155t	0.008	0.012	0.078				
70, 77 110 117	0.600	2	w1			屋根	0.185 * 1.500 * 0.600 = 0.167							
							W = 0.167t	0.008	0.013	0.084				
78, 79	1.400	2	w1			廊下	0.345 * 0.750 * 1.400 = 0.362							
							W = 0.362t	0.042	0.063	0.181				
80 120	1.400	2	w1			屋根	0.185 * 1.500 * 1.400 = 0.389							
							W = 0.389t	0.045	0.068	0.195				
105 106	3.400	1	P1	1.500 1.900		居室 間仕切	0.325 * 1.400 * 6.000 = 2.730	i j	1.397 1.103	1 2 C	2.500 0.789 2.237	i j	1.666 1.316	
							0.030 * 1.400 * 6.000 = 0.252							
									2.982t					
		1	P2	2.800 0.600		居室 間仕切	0.325 * 1.250 * 6.000 = 2.438	i j	0.232 1.084	1 2 C	0.705 1.316 0.799	i j	0.470 2.193	
0.030 * 1.250 * 6.000 = 0.225														
							2.663t							
							1.629			3.205		2.136		
							2.187			2.105		3.509		
										3.036				

8) 節点荷重

設計用地震層せん断力を設計用層せん断力とすることは 2. 2. 5 で述べたとおりである。

各フレームで負担する水平力は、フレームの支配面積に比例するものとする。すなわち、桁行方向は B フレームで全水平力の 1/2、張間方向は 1 ~ 3 フレームで全水平力の 1/2 を負担すると考える。また、張間方向は耐震壁のせん断力負担割合が 5/7 を超えることが明らかなので、あらかじめ

水平力を 1.5倍する。

表 2. 2. 3 5 に桁行方向フレームの節点荷重、表 2. 2. 3 6 に張間方向フレームの節点荷重を示す。

表 2. 2. 3 5 桁行方向フレームの節点荷重

階	Qi(t)	Pi(t)	節点番号	節点荷重(t)	備 考
R	25.3	25.3	36	12.65	$25.3/2=12.65$
3	45.5	20.2	35	10.10	$20.2/2=10.10$
2	60.2	14.7	34	7.35	$14.7/2=7.35$

表 2. 2. 3 6 張間方向フレームの節点荷重

階	Qi(t)	Pi(t)	節点番号	節点荷重(t)	備 考
R	25.3	25.3	27, 67, 107	6.325	$25.3/2 \times 1.5/3=6.325$
3	45.5	20.2	26, 66, 106	5.050	$20.2/2 \times 1.5/3=5.050$
2	60.2	14.7	25, 65, 105	3.675	$14.7/2 \times 1.5/3=3.675$

9) 各フレームの応力

図 2. 2. 1 7 に桁行方向鉛直荷重時応力図、図 2. 2. 1 8 に桁行方向水平荷重時応力図を示す。また、図 2. 2. 1 9 ~ 図 2. 2. 2 1 に張間方向鉛直荷重時応力図、図 2. 2. 2 2 ~ 図 2. 2. 2 4 に張間方向水平荷重時応力図を示す。

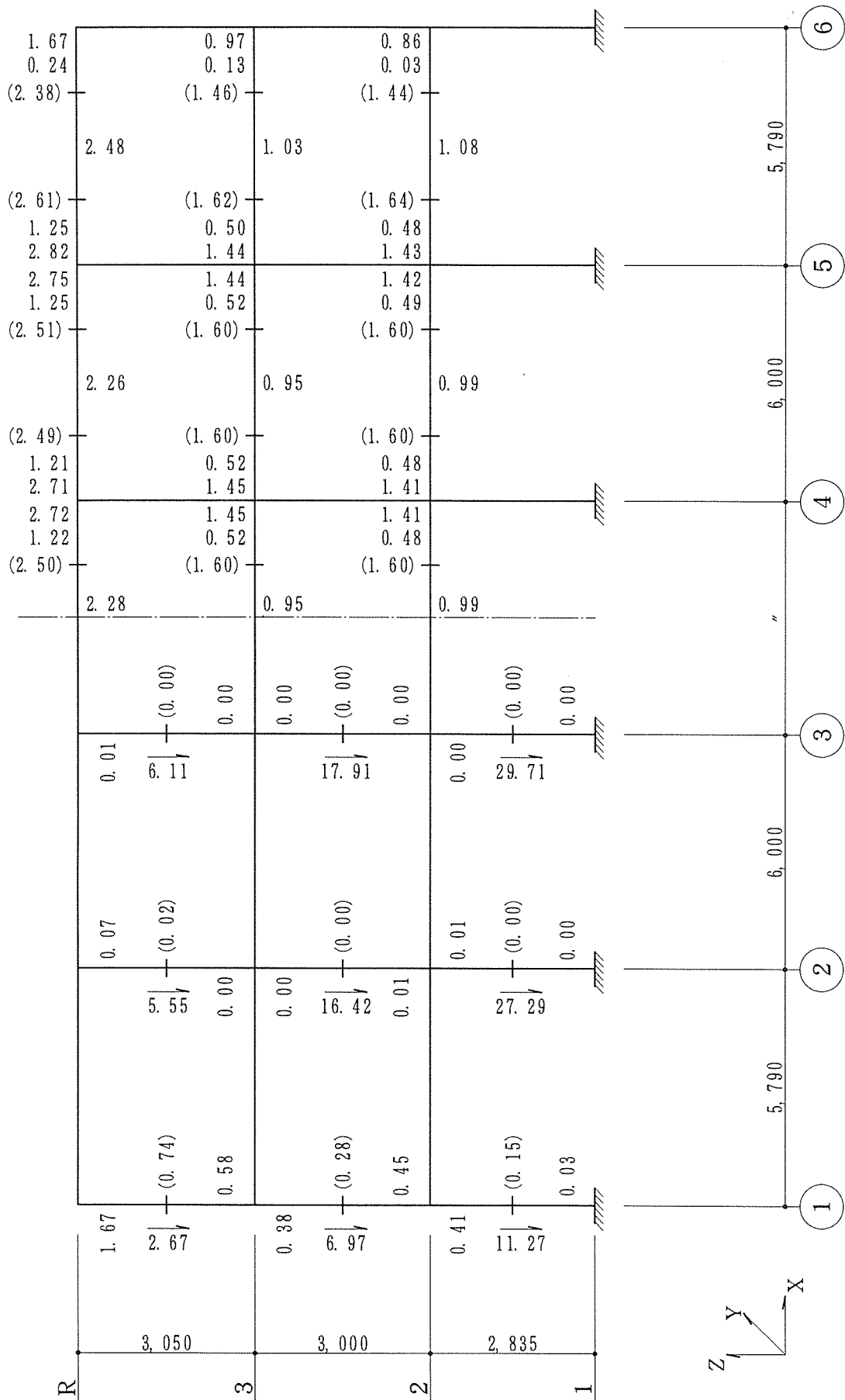


图 2. 2. 17 桁行方向 鉛直荷重時応力図

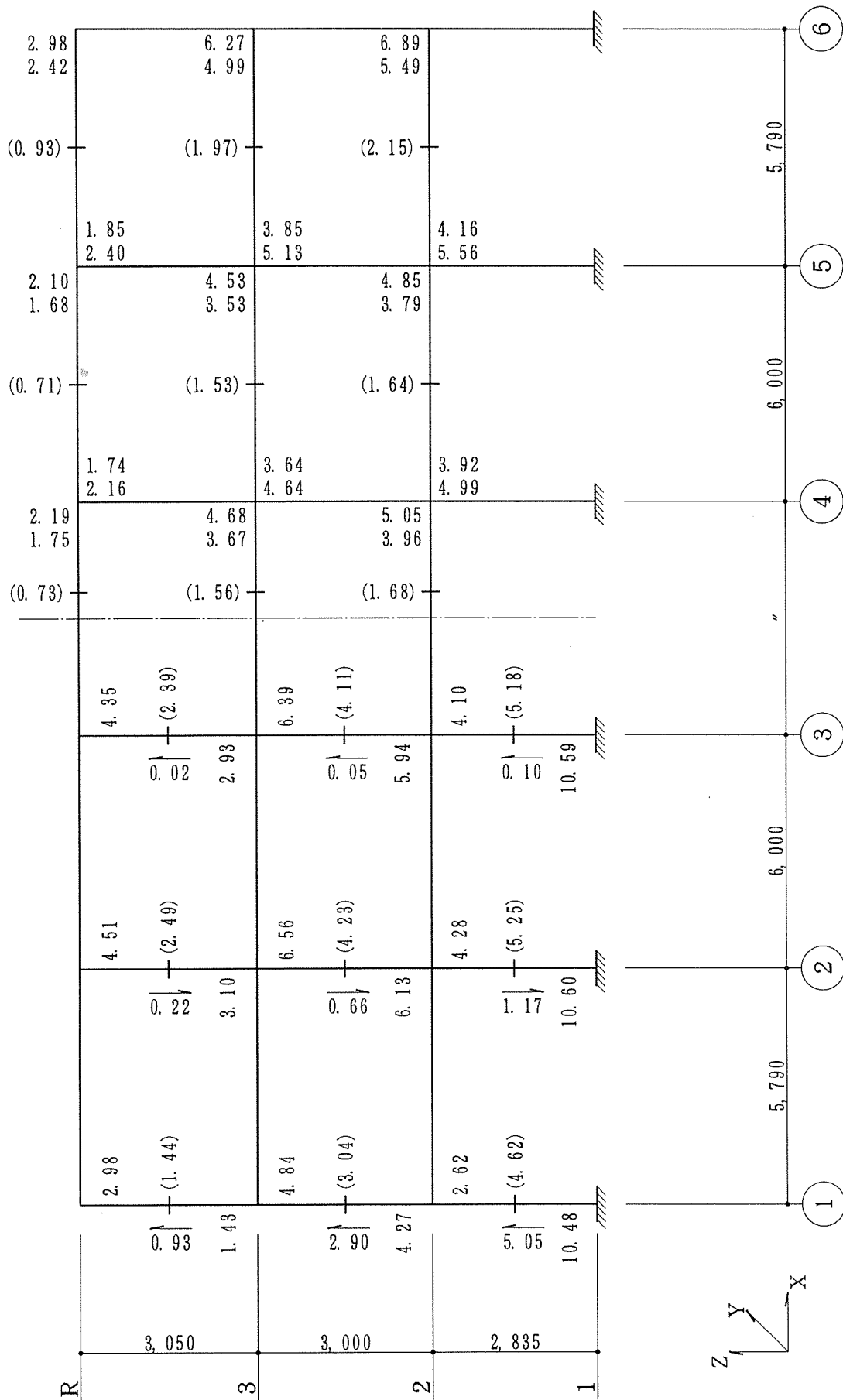


图 2. 2. 18 桁行方向 水平荷重時応力図

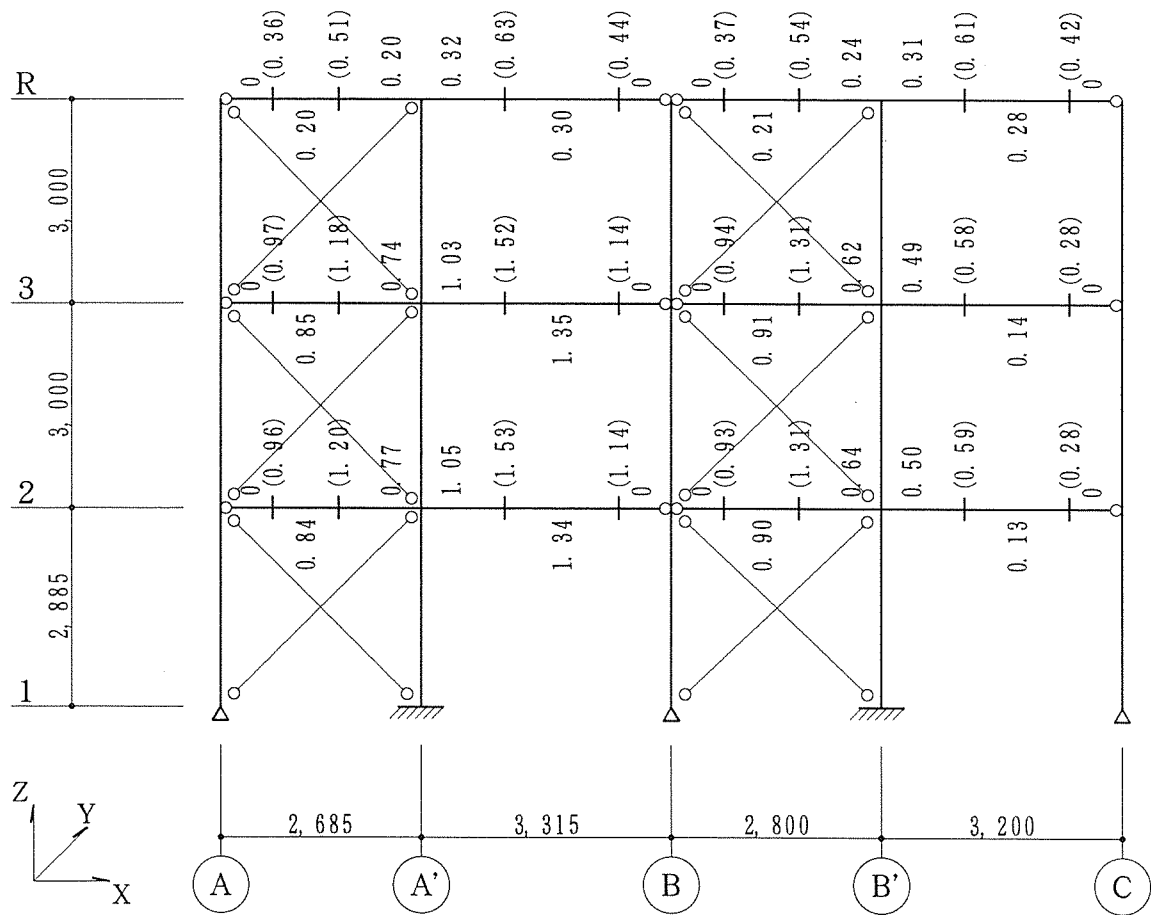
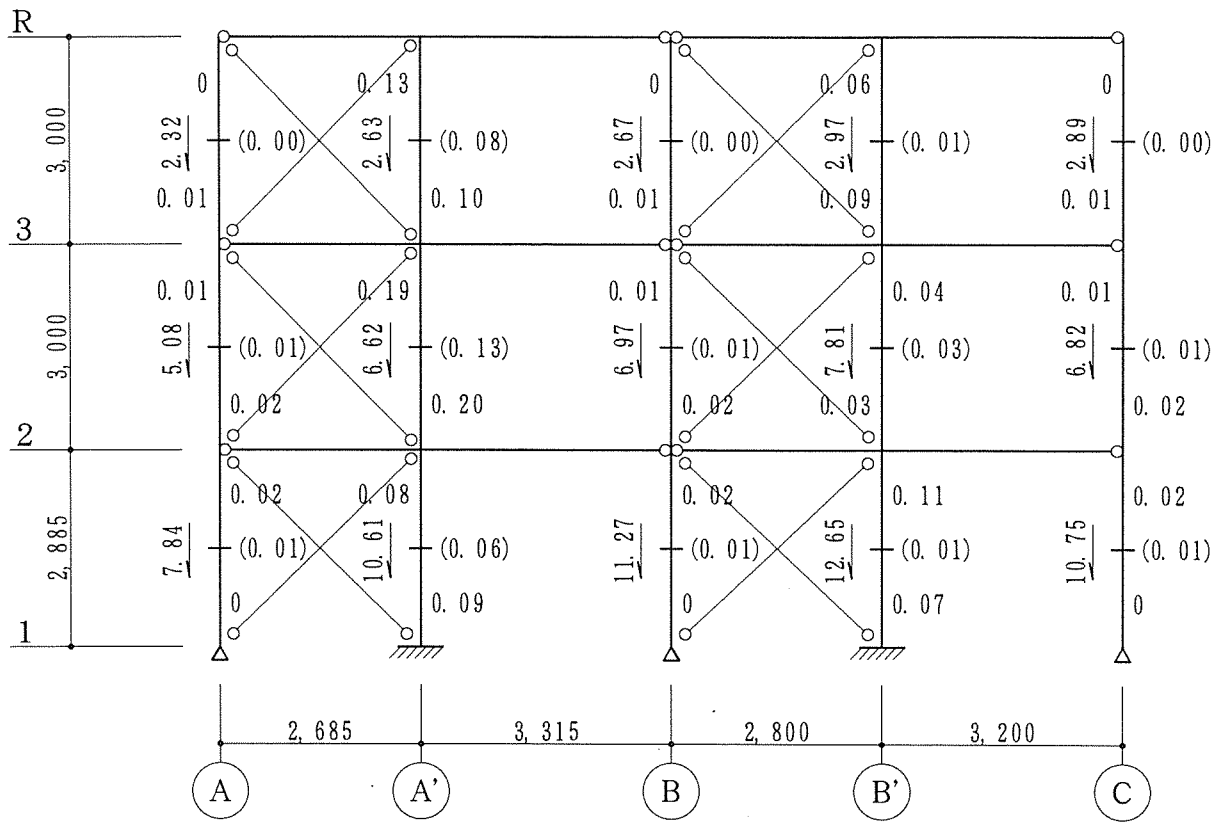


図 2. 2. 19 張間方向 鉛直荷重時応力図 (1)

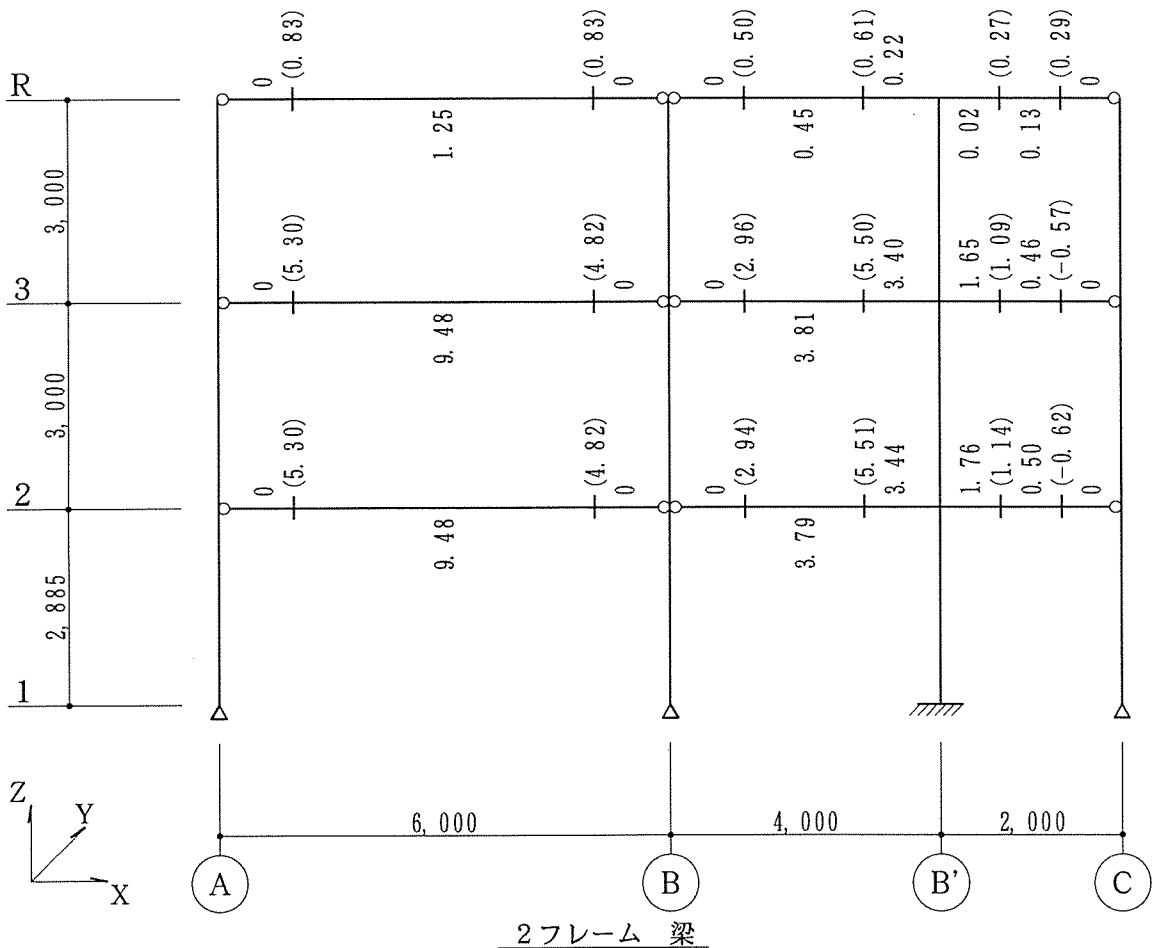
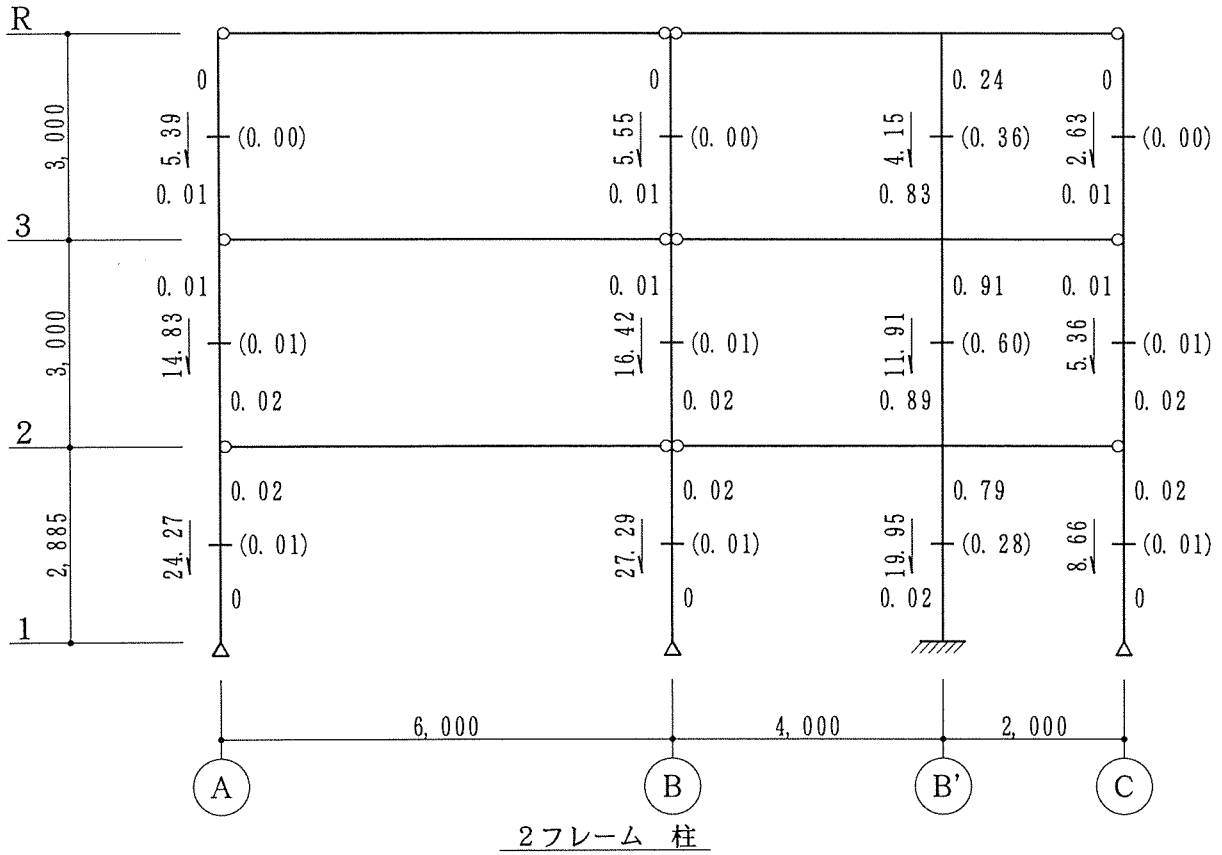


図 2. 2. 20 張間方向 鉛直荷重時応力図 (2)

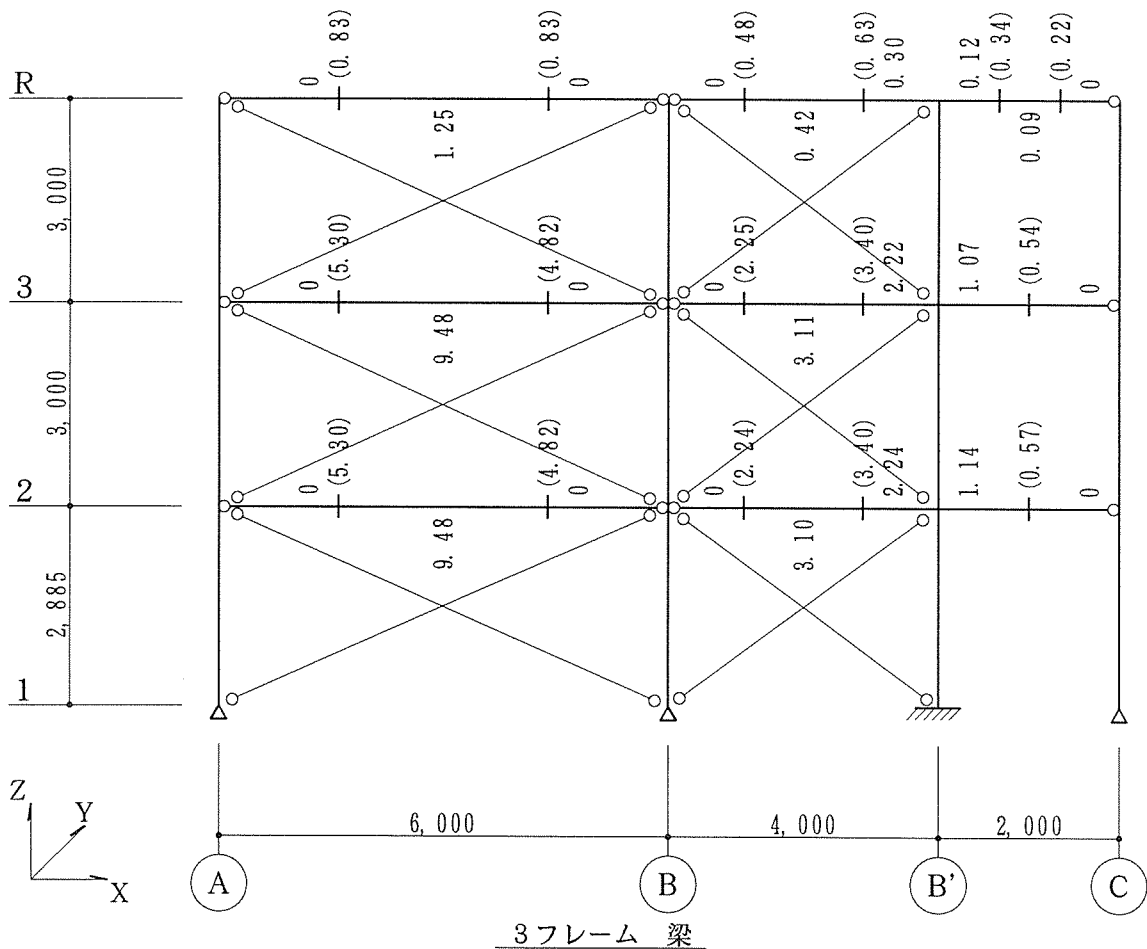
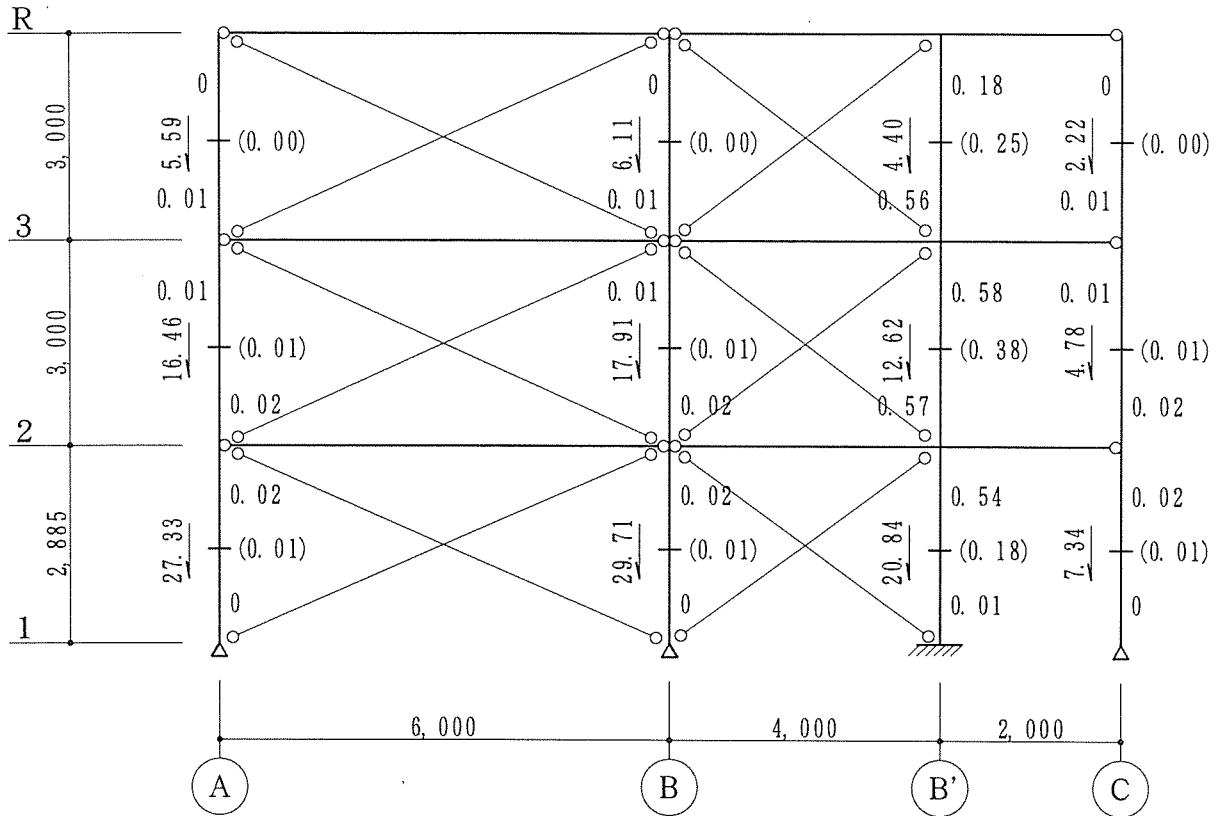


図 2. 2. 21 張間方向 鉛直荷重時応力図 (3)

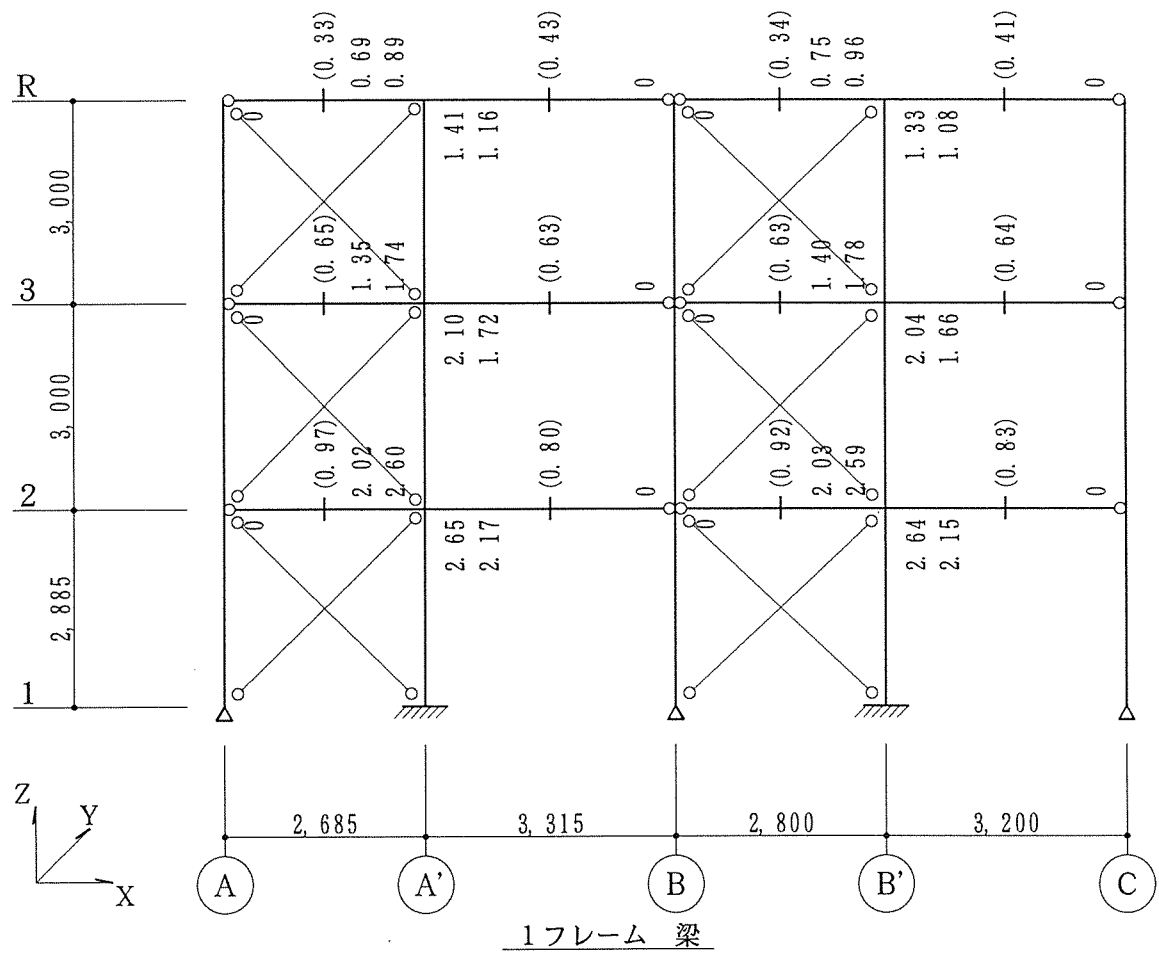
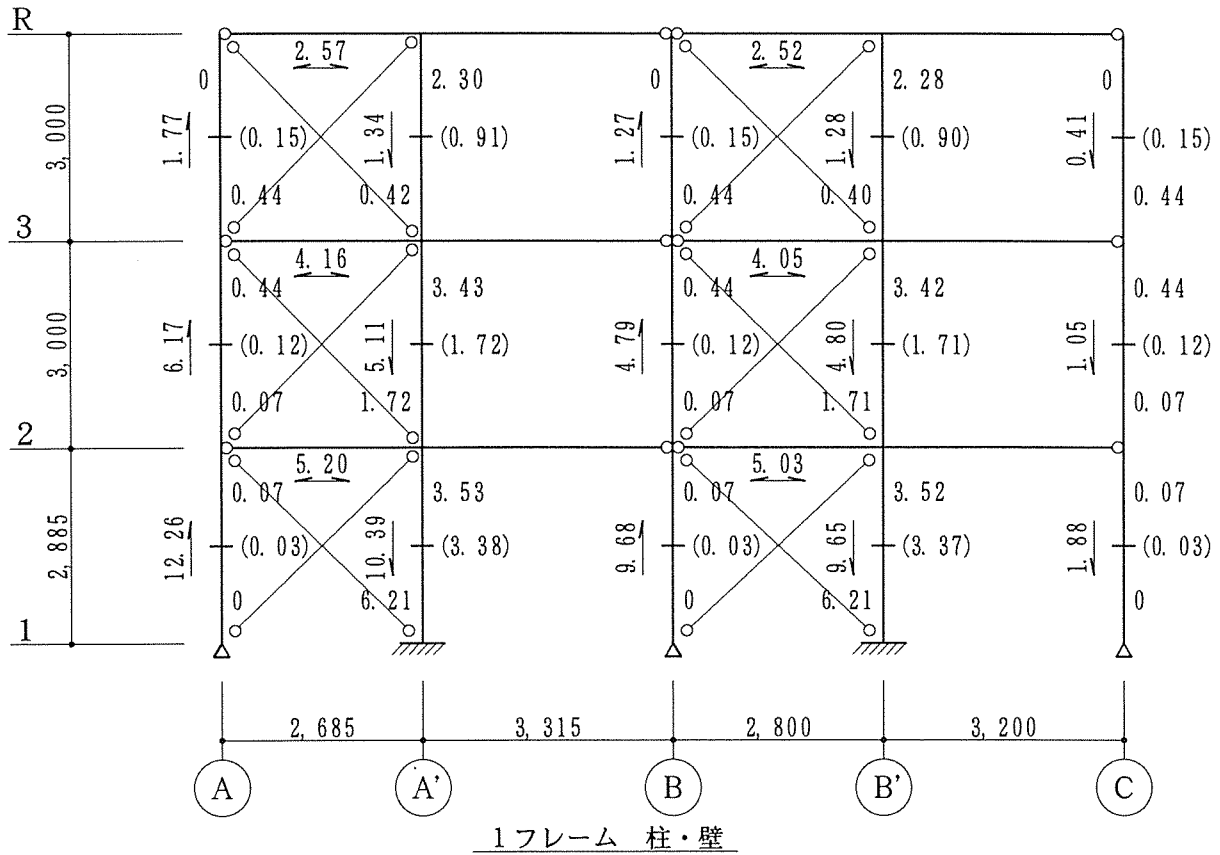


図2. 2. 22 張間方向 水平荷重時応力図 (1)

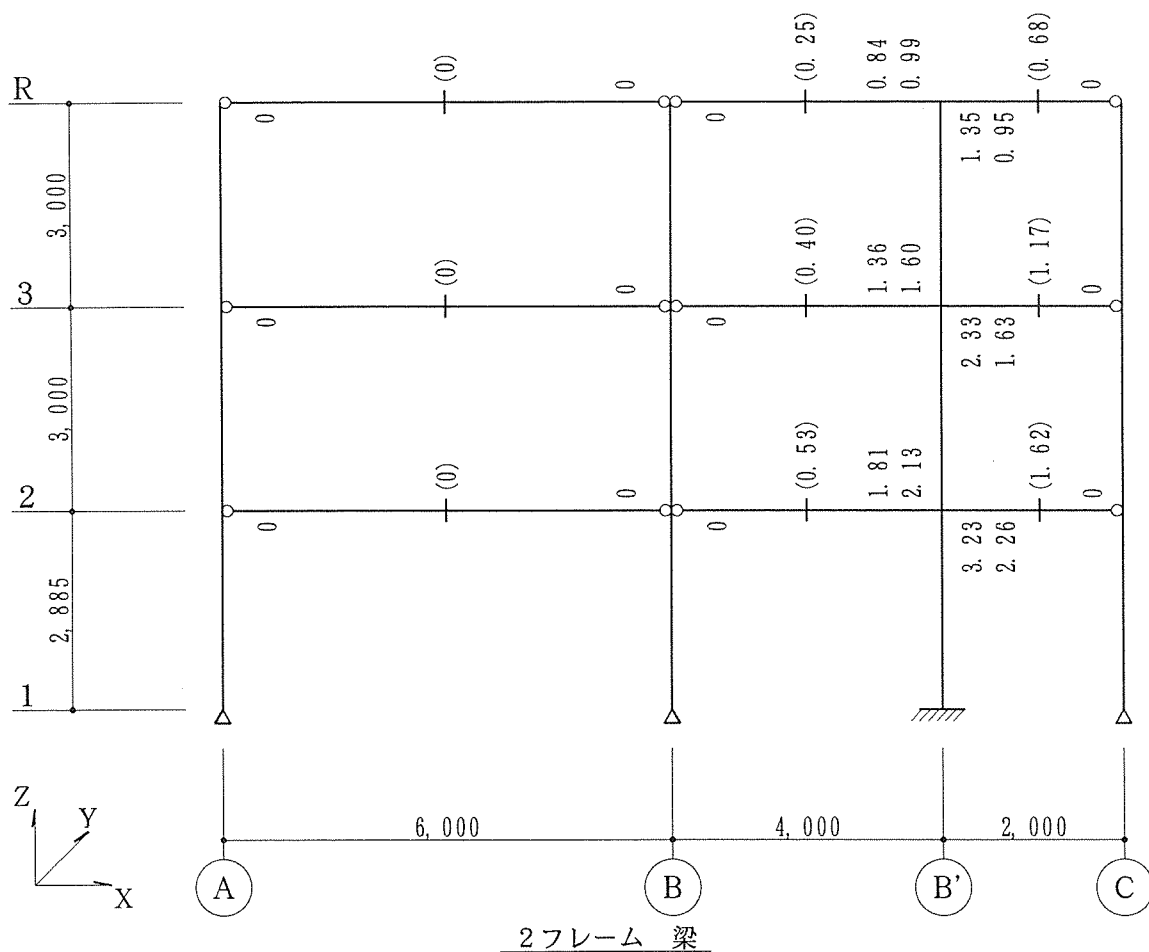
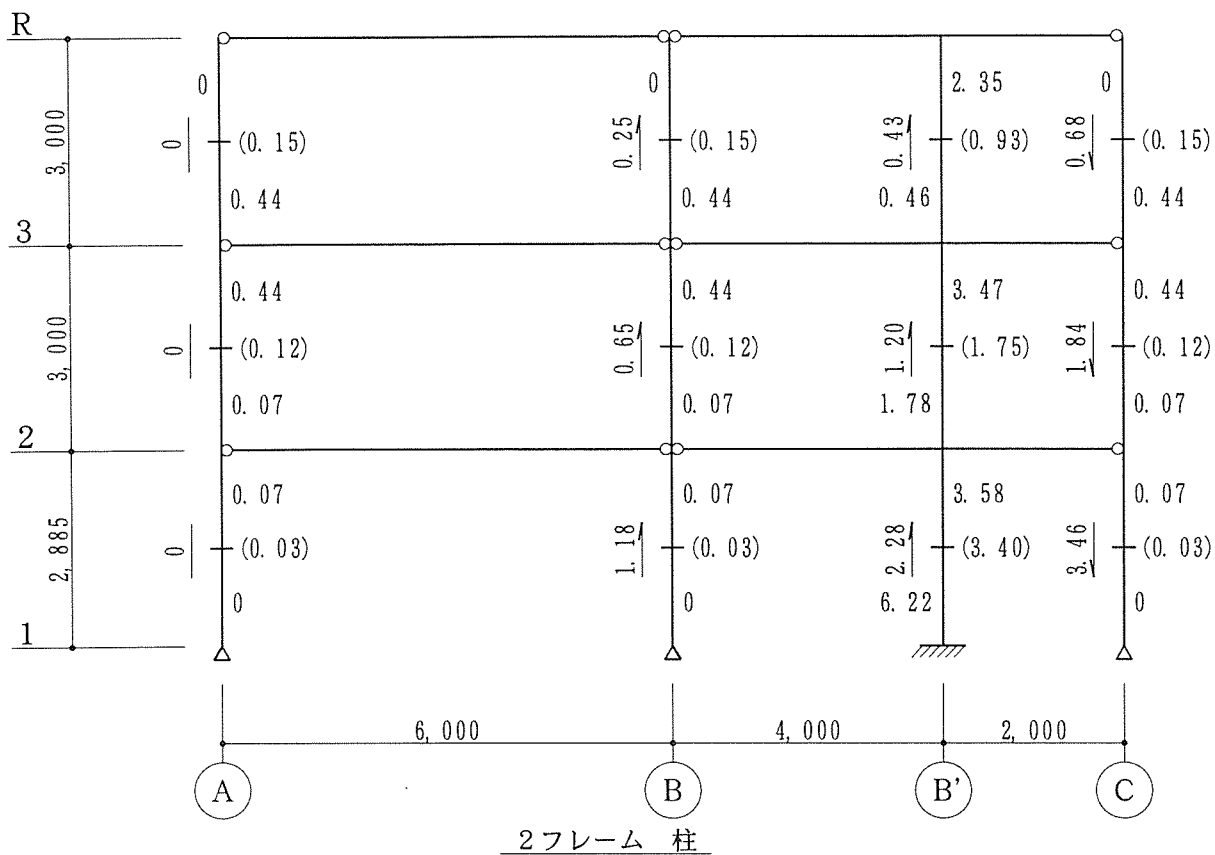
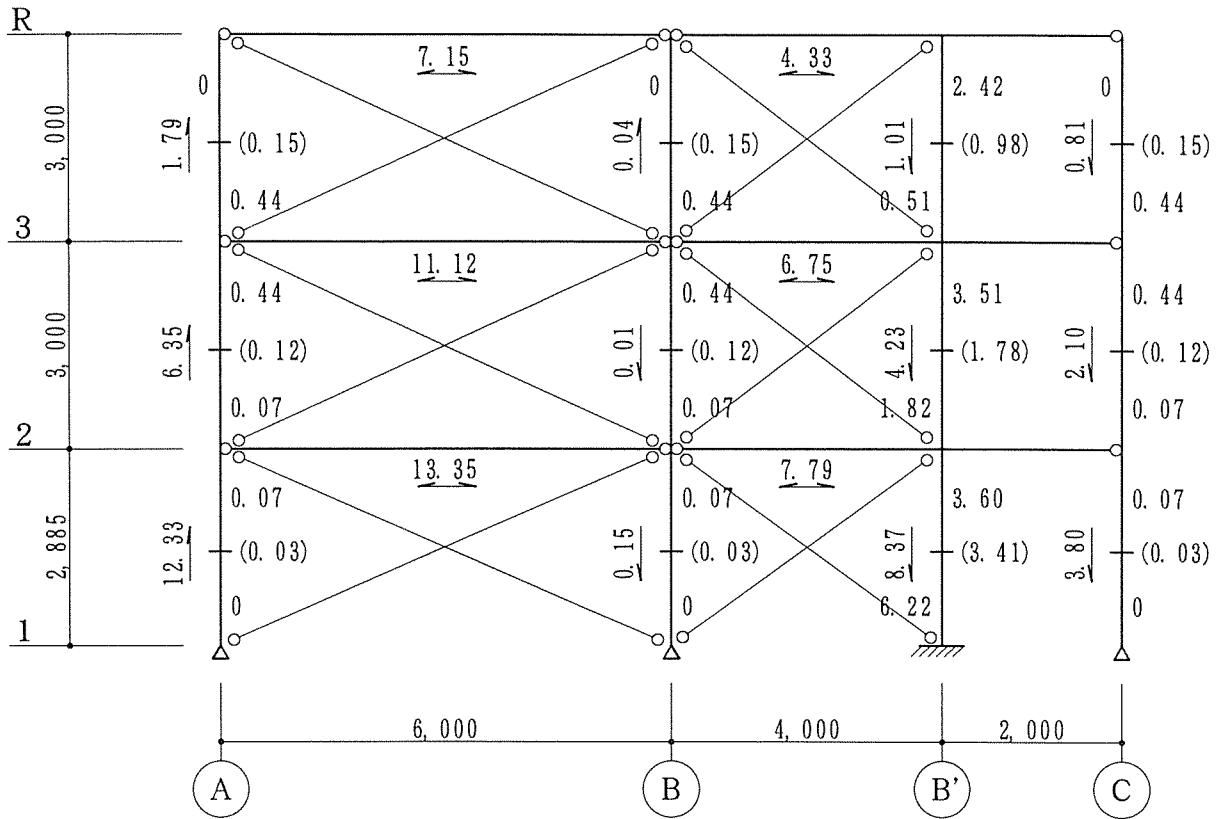
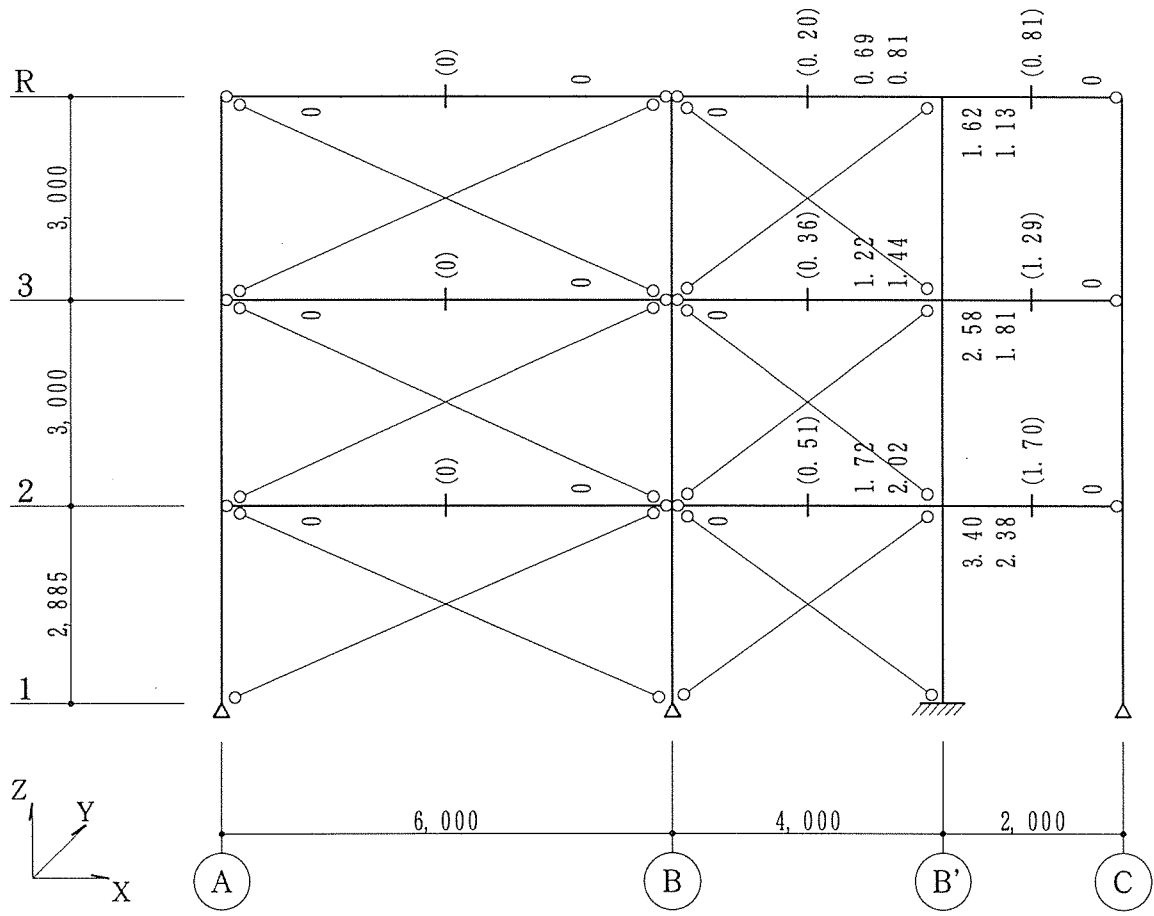


図 2. 2. 23 張間方向 水平荷重時応力図 (2)



3フレーム 柱・壁



3フレーム 梁

図 2. 2. 24 張間方向 水平荷重時応力図 (3)

10) 水平荷重時の各階の変形

表2. 2. 37に水平荷重時の各階の水平変位・層間変形と層間変形角を示す。

張間方向は、水平荷重を1.5倍して応力解析を行ったので、変形は解析結果を1/1.5倍して設計用層せん断力が生じたときの値に補正する。

表2. 2. 37 水平荷重時の各階の水平変位・層間変形と層間変形角 単位：cm

階	桁 行 方 向				張 間 方 向			
	階 高	水平変位	層間変形	層間変形角	階 高	水平変位	層間変形	層間変形角
3	305.0	4.879	1.541	1/197	300.0	2.884	0.684	1/438
2	300.0	3.338	1.818	1/165	300.0	2.200	1.054	1/284
1	283.5	1.520	1.520	1/186	288.5	1.146	1.146	1/251

純ラーメン構造である桁行方向の層間変形角は1/165（2階）～1/197（3階）で、いずれも許容値である1/150以下に収まっている。

耐震壁付きラーメン構造である張間方向の層間変形角は1/251（1階）～1/438（3階）で、一般的な層間変形角の許容値である1/200以下に収まっている。

2. 2. 7 断面設計

1) 接合部の設計

接合部の設計は、柱と柱仕口内の挿入鋼板・梁端部と挿入鋼板・1階柱脚について行う。ここでは、桁行方向はBフレーム2通りの柱・Bフレーム4通り～5通り間の梁、張間方向は3フレームB'通りの柱・2フレームB～B'間の梁の各接合部を代表的なものとして設計する。

表2. 2. 38～表2. 2. 43に桁行方向フレーム接合部の設計、表2. 2. 44に桁行方向フレーム柱脚接合部の設計を示す。また、表2. 2. 45～表2. 2. 50に張間方向フレーム接合部の設計、表2. 2. 51に張間方向フレーム柱脚接合部の設計を示す。

表2. 2. 38 桁行方向フレーム接合部の設計(1) 2B R階 柱-挿入鋼板接合部

i	b × D = 210 × 500				M	Q	N	SP0	SP90	ω_i	Fres	P ω_i	F/P	判定
	K0i = 26.0		K90i = 10.0		4.58	2.51	5.77	3.720	1.947					
	ri	ϕ_i	K ϕ_i	K $\phi_i \cdot r^2$	PSi	PQi	PNi	Fxi	Fyi					
1	19.4	0	26.000	9.785	1.02	0.03	0.08	1.10	0.03	1.82	1.10	3.72	0.59	OK
2	19.4	30	18.571	6.989	0.73	0.03	0.08	0.71	0.40	29.30	0.81	3.05	0.53	OK
3	19.4	60	11.818	4.448	0.46	0.03	0.08	0.31	0.44	54.43	0.54	2.32	0.46	OK
4	19.4	90	10.000	3.764	0.39	0.03	0.08	0.08	0.43	79.35	0.43	1.98	0.44	OK
5	19.4	120	11.818	4.448	0.46	0.03	0.08	-0.15	0.44	-70.86	0.46	2.05	0.45	OK
6	19.4	150	18.571	6.989	0.73	0.03	0.08	-0.55	0.40	-35.94	0.68	2.83	0.48	OK
7	19.4	180	26.000	9.785	1.02	0.03	0.08	-0.94	0.03	-2.13	0.94	3.72	0.50	OK
8	19.4	210	18.571	6.989	0.73	0.03	0.08	-0.55	-0.33	30.88	0.64	3.00	0.43	OK
9	19.4	240	11.818	4.448	0.46	0.03	0.08	-0.15	-0.37	67.55	0.40	2.09	0.38	OK
10	19.4	270	10.000	3.764	0.39	0.03	0.08	0.08	-0.36	-77.33	0.37	1.99	0.37	OK
11	19.4	300	11.818	4.448	0.46	0.03	0.08	0.31	-0.37	-49.58	0.48	2.43	0.39	OK
12	19.4	330	18.571	6.989	0.73	0.03	0.08	0.71	-0.33	-24.84	0.78	3.20	0.49	OK
13	14.5	15	23.483	4.937	0.69	0.03	0.08	0.74	0.21	15.96	0.77	3.48	0.44	OK
14	14.5	45	14.444	3.037	0.42	0.03	0.08	0.38	0.33	41.36	0.50	2.66	0.38	OK
15	14.5	75	10.430	2.193	0.31	0.03	0.08	0.16	0.33	64.23	0.37	2.14	0.34	OK
16	14.5	105	10.430	2.193	0.31	0.03	0.08	0.00	0.33	89.80	0.33	1.95	0.34	OK
17	14.5	135	14.444	3.037	0.42	0.03	0.08	-0.22	0.33	-56.76	0.40	2.27	0.35	OK
18	14.5	165	23.483	4.937	0.69	0.03	0.08	-0.58	0.21	-20.03	0.62	3.36	0.37	OK
19	14.5	195	23.483	4.937	0.69	0.03	0.08	-0.58	-0.14	13.77	0.60	3.54	0.34	OK
20	14.5	225	14.444	3.037	0.42	0.03	0.08	-0.22	-0.26	50.36	0.34	2.42	0.28	OK
21	14.5	255	10.430	2.193	0.31	0.03	0.08	0.00	-0.26	-89.74	0.26	1.95	0.27	OK
22	14.5	285	10.430	2.193	0.31	0.03	0.08	0.16	-0.26	-58.52	0.30	2.24	0.27	OK
23	14.5	315	14.444	3.037	0.42	0.03	0.08	0.38	-0.26	-34.86	0.46	2.87	0.32	OK
24	14.5	345	23.483	4.937	0.69	0.03	0.08	0.74	-0.14	-10.88	0.76	3.60	0.42	OK
	ni	24	Σ	113.514								max	0.59	OK
	ns	2	Rj =	2.270 t·m/rad								min	0.27	

表2. 2. 39 桁行方向フレーム接合部の設計(2) 2B 3階 柱-挿入鋼板接合部

i	b × D = 210 × 600				M	Q	N	SP0	SP90	ω_i	Fres	P ω_i	F/P	判定
	K0i = 26.0		K90i = 10.0		9.66	1.72	11.31	3.720	1.947					
	ri	ϕ_i	K ϕ_i	K $\phi_i \cdot r^2$	PSi	PQi	PNi	Fxi	Fyi					
1	24.4	0	26.000	15,479	1.33	0.02	0.16	1.49	0.02	0.92	1.49	3.72	0.80	OK
2	24.4	30	18.571	11,056	0.95	0.02	0.16	0.98	0.50	26.99	1.10	3.13	0.70	OK
3	24.4	60	11.818	7,036	0.61	0.02	0.16	0.46	0.55	50.01	0.72	2.42	0.59	OK
4	24.4	90	10.000	5,954	0.51	0.02	0.16	0.16	0.54	73.67	0.56	2.02	0.55	OK
5	24.4	120	11.818	7,036	0.61	0.02	0.16	-0.15	0.55	-75.12	0.57	2.01	0.56	OK
6	24.4	150	18.571	11,056	0.95	0.02	0.16	-0.67	0.50	-36.84	0.83	2.80	0.59	OK
7	24.4	180	26.000	15,479	1.33	0.02	0.16	-1.17	0.02	-1.16	1.18	3.72	0.63	OK
8	24.4	210	18.571	11,056	0.95	0.02	0.16	-0.67	-0.45	34.12	0.81	2.89	0.56	OK
9	24.4	240	11.818	7,036	0.61	0.02	0.16	-0.15	-0.50	73.77	0.52	2.02	0.52	OK
10	24.4	270	10.000	5,954	0.51	0.02	0.16	0.16	-0.49	-72.17	0.51	2.04	0.50	OK
11	24.4	300	11.818	7,036	0.61	0.02	0.16	0.46	-0.50	-47.42	0.68	2.49	0.55	OK
12	24.4	330	18.571	11,056	0.95	0.02	0.16	0.98	-0.45	-24.73	1.08	3.21	0.67	OK
13	19.5	15	23.483	8,929	0.96	0.02	0.16	1.09	0.27	14.10	1.12	3.53	0.63	OK
14	19.5	45	14.444	5,492	0.59	0.02	0.16	0.58	0.44	37.54	0.73	2.78	0.52	OK
15	19.5	75	10.430	3,966	0.43	0.02	0.16	0.27	0.44	58.48	0.51	2.24	0.46	OK
16	19.5	105	10.430	3,966	0.43	0.02	0.16	0.05	0.44	83.91	0.44	1.96	0.45	OK
17	19.5	135	14.444	5,492	0.59	0.02	0.16	-0.26	0.44	-59.43	0.51	2.22	0.46	OK
18	19.5	165	23.483	8,929	0.96	0.02	0.16	-0.77	0.27	-19.47	0.82	3.38	0.48	OK
19	19.5	195	23.483	8,929	0.96	0.02	0.16	-0.77	-0.22	16.25	0.80	3.47	0.46	OK
20	19.5	225	14.444	5,492	0.59	0.02	0.16	-0.26	-0.39	56.49	0.47	2.28	0.42	OK
21	19.5	255	10.430	3,966	0.43	0.02	0.16	0.05	-0.39	-83.17	0.39	1.96	0.40	OK
22	19.5	285	10.430	3,966	0.43	0.02	0.16	0.27	-0.39	-55.45	0.47	2.30	0.41	OK
23	19.5	315	14.444	5,492	0.59	0.02	0.16	0.58	-0.39	-34.43	0.70	2.88	0.48	OK
24	19.5	345	23.483	8,929	0.96	0.02	0.16	1.09	-0.22	-11.71	1.11	3.59	0.62	OK
25	14.6	0	26.000	5,542	0.80	0.02	0.16	0.95	0.02	1.43	0.95	3.72	0.51	OK
26	14.6	30	18.571	3,959	0.57	0.02	0.16	0.65	0.31	25.39	0.72	3.19	0.45	OK
27	14.6	60	11.818	2,519	0.36	0.02	0.16	0.34	0.34	44.95	0.48	2.56	0.37	OK
28	14.6	90	10.000	2,132	0.31	0.02	0.16	0.16	0.33	64.57	0.37	2.13	0.34	OK
29	14.6	120	11.818	2,519	0.36	0.02	0.16	-0.02	0.34	-85.92	0.34	1.95	0.35	OK
30	14.6	150	18.571	3,959	0.57	0.02	0.16	-0.34	0.31	-42.57	0.46	2.63	0.35	OK
31	14.6	180	26.000	5,542	0.80	0.02	0.16	-0.64	0.02	-2.14	0.64	3.72	0.34	OK
32	14.6	210	18.571	3,959	0.57	0.02	0.16	-0.34	-0.26	37.82	0.43	2.77	0.31	OK
33	14.6	240	11.818	2,519	0.36	0.02	0.16	-0.02	-0.29	85.26	0.29	1.95	0.30	OK
34	14.6	270	10.000	2,132	0.31	0.02	0.16	0.16	-0.28	-60.94	0.32	2.19	0.29	OK
35	14.6	300	11.818	2,519	0.36	0.02	0.16	0.34	-0.29	-40.60	0.45	2.68	0.33	OK
36	14.6	330	18.571	3,959	0.57	0.02	0.16	0.65	-0.26	-21.86	0.70	3.30	0.42	OK
	ni	36	Σ	230,042								max	0.80	OK
	ns	2	Rj =	4,601 t·m/rad								min	0.29	

表2. 2. 40 桁行方向フレーム接合部の設計(3) 2B 2階 柱-挿入鋼板接合部

i	b × D = 210 × 600				M	Q	N	SP0	SP90	ωi	Fres	Pωi	F/P	判定
	K0i=26.0		K90i= 10.0		10.43	1.02	11.38	3.720	1.947					
	ri	φi	Kφi	Kφi・r ²	PSi	PQi	PNi	Fxi	Fyi					
1	24.4	0	26.000	15.479	1.44	0.01	0.16	1.60	0.01	0.51	1.60	3.72	0.86	OK
2	24.4	30	18.571	11,056	1.03	0.01	0.16	1.05	0.53	26.74	1.17	3.14	0.75	OK
3	24.4	60	11.818	7,036	0.65	0.01	0.16	0.48	0.58	50.12	0.76	2.42	0.62	OK
4	24.4	90	10.000	5,954	0.55	0.01	0.16	0.16	0.57	74.43	0.59	2.02	0.58	OK
5	24.4	120	11.818	7,036	0.65	0.01	0.16	-0.17	0.58	-73.78	0.60	2.02	0.60	OK
6	24.4	150	18.571	11,056	1.03	0.01	0.16	-0.73	0.53	-35.81	0.90	2.84	0.64	OK
7	24.4	180	26.000	15,479	1.44	0.01	0.16	-1.28	0.01	-0.63	1.28	3.72	0.69	OK
8	24.4	210	18.571	11,056	1.03	0.01	0.16	-0.73	-0.50	34.32	0.89	2.88	0.61	OK
9	24.4	240	11.818	7,036	0.65	0.01	0.16	-0.17	-0.55	73.00	0.58	2.03	0.57	OK
10	24.4	270	10.000	5,954	0.55	0.01	0.16	0.16	-0.54	-73.66	0.56	2.02	0.56	OK
11	24.4	300	11.818	7,036	0.65	0.01	0.16	0.48	-0.55	-48.70	0.73	2.46	0.60	OK
12	24.4	330	18.571	11,056	1.03	0.01	0.16	1.05	-0.50	-25.49	1.16	3.18	0.73	OK
13	19.5	15	23.483	8,929	1.04	0.01	0.16	1.16	0.28	13.69	1.19	3.54	0.68	OK
14	19.5	45	14.444	5,492	0.64	0.01	0.16	0.61	0.47	37.38	0.77	2.79	0.55	OK
15	19.5	75	10.430	3,966	0.46	0.01	0.16	0.28	0.46	58.88	0.54	2.23	0.48	OK
16	19.5	105	10.430	3,966	0.46	0.01	0.16	0.04	0.46	85.18	0.46	1.95	0.47	OK
17	19.5	135	14.444	5,492	0.64	0.01	0.16	-0.29	0.47	-57.78	0.55	2.25	0.49	OK
18	19.5	165	23.483	8,929	1.04	0.01	0.16	-0.84	0.28	-18.51	0.89	3.41	0.52	OK
19	19.5	195	23.483	8,929	1.04	0.01	0.16	-0.84	-0.25	16.77	0.88	3.46	0.51	OK
20	19.5	225	14.444	5,492	0.64	0.01	0.16	-0.29	-0.44	56.14	0.53	2.29	0.46	OK
21	19.5	255	10.430	3,966	0.46	0.01	0.16	0.04	-0.43	-84.87	0.43	1.95	0.44	OK
22	19.5	285	10.430	3,966	0.46	0.01	0.16	0.28	-0.43	-57.25	0.51	2.26	0.45	OK
23	19.5	315	14.444	5,492	0.64	0.01	0.16	0.61	-0.44	-35.66	0.75	2.84	0.53	OK
24	19.5	345	23.483	8,929	1.04	0.01	0.16	1.16	-0.25	-12.37	1.19	3.57	0.67	OK
25	14.6	0	26.000	5,542	0.86	0.01	0.16	1.02	0.01	0.80	1.02	3.72	0.55	OK
26	14.6	30	18.571	3,959	0.61	0.01	0.16	0.69	0.32	24.97	0.76	3.20	0.48	OK
27	14.6	60	11.818	2,519	0.39	0.01	0.16	0.35	0.35	44.94	0.50	2.56	0.39	OK
28	14.6	90	10.000	2,132	0.33	0.01	0.16	0.16	0.35	65.40	0.38	2.12	0.36	OK
29	14.6	120	11.818	2,519	0.39	0.01	0.16	-0.04	0.35	-83.93	0.35	1.96	0.36	OK
30	14.6	150	18.571	3,959	0.61	0.01	0.16	-0.37	0.32	-40.66	0.49	2.68	0.37	OK
31	14.6	180	26.000	5,542	0.86	0.01	0.16	-0.70	0.01	-1.16	0.70	3.72	0.38	OK
32	14.6	210	18.571	3,959	0.61	0.01	0.16	-0.37	-0.29	38.07	0.48	2.76	0.34	OK
33	14.6	240	11.818	2,519	0.39	0.01	0.16	-0.04	-0.32	83.41	0.33	1.96	0.33	OK
34	14.6	270	10.000	2,132	0.33	0.01	0.16	0.16	-0.32	-63.49	0.35	2.15	0.33	OK
35	14.6	300	11.818	2,519	0.39	0.01	0.16	0.35	-0.32	-42.55	0.48	2.63	0.37	OK
36	14.6	330	18.571	3,959	0.61	0.01	0.16	0.69	-0.29	-23.01	0.75	3.27	0.46	OK
	ni	36	Σ	230,042								max	0.86	OK
	ns	2	Rj=	4,601 t・m/rad								min	0.33	

表 2. 2. 4 1 桁行方向フレーム接合部の設計(4) B・4-5 4 端 R 階 梁端-挿入鋼板接合部

i	b × D = 180 × 500				M	Q	N	SP0	SP90	ω_i	Fres	P ω_i	F/P	判定
	K0i = 25.0		K90i = 9.5		4.45	3.20	0.00	3.368	1.845					
	r i	ϕ_i	K ϕ_i	K $\phi_i \cdot r^2$	PSi	PQi	PNi	Fxi	Fyi					
1	19.4	0	25.000	9,409	0.99	0.04	0.00	0.99	0.04	2.56	1.00	3.36	0.59	OK
2	19.4	30	17.757	6,683	0.71	0.04	0.00	0.61	0.40	33.02	0.73	2.70	0.54	OK
3	19.4	60	11.243	4,231	0.45	0.04	0.00	0.22	0.43	62.62	0.49	2.04	0.48	OK
4	19.4	90	9.500	3,575	0.38	0.04	0.00	0.00	0.42	90.00	0.42	1.85	0.46	OK
5	19.4	120	11.243	4,231	0.45	0.04	0.00	-0.22	0.43	-62.62	0.49	2.04	0.48	OK
6	19.4	150	17.757	6,683	0.71	0.04	0.00	-0.61	0.40	-33.02	0.73	2.70	0.54	OK
7	19.4	180	25.000	9,409	0.99	0.04	0.00	-0.99	0.04	-2.56	1.00	3.36	0.59	OK
8	19.4	210	17.757	6,683	0.71	0.04	0.00	-0.61	-0.31	26.78	0.69	2.88	0.48	OK
9	19.4	240	11.243	4,231	0.45	0.04	0.00	-0.22	-0.34	56.89	0.41	2.13	0.38	OK
10	19.4	270	9.500	3,575	0.38	0.04	0.00	0.00	-0.33	-90.00	0.33	1.85	0.36	OK
11	19.4	300	11.243	4,231	0.45	0.04	0.00	0.22	-0.34	-56.89	0.41	2.13	0.38	OK
12	19.4	330	17.757	6,683	0.71	0.04	0.00	0.61	-0.31	-26.78	0.69	2.88	0.48	OK
13	14.5	15	22.537	4,738	0.67	0.04	0.00	0.65	0.22	18.60	0.68	3.11	0.44	OK
14	14.5	45	13.768	2,895	0.41	0.04	0.00	0.29	0.33	49.08	0.44	2.29	0.39	OK
15	14.5	75	9.912	2,084	0.29	0.04	0.00	0.08	0.33	76.95	0.34	1.89	0.36	OK
16	14.5	105	9.912	2,084	0.29	0.04	0.00	-0.08	0.33	-76.95	0.34	1.89	0.36	OK
17	14.5	135	13.768	2,895	0.41	0.04	0.00	-0.29	0.33	-49.08	0.44	2.29	0.39	OK
18	14.5	165	22.537	4,738	0.67	0.04	0.00	-0.65	0.22	-18.60	0.68	3.11	0.44	OK
19	14.5	195	22.537	4,738	0.67	0.04	0.00	-0.65	-0.13	11.27	0.66	3.27	0.40	OK
20	14.5	225	13.768	2,895	0.41	0.04	0.00	-0.29	-0.25	40.25	0.38	2.50	0.30	OK
21	14.5	255	9.912	2,084	0.29	0.04	0.00	-0.08	-0.24	72.39	0.25	1.92	0.26	OK
22	14.5	285	9.912	2,084	0.29	0.04	0.00	0.08	-0.24	-72.38	0.25	1.92	0.26	OK
23	14.5	315	13.768	2,895	0.41	0.04	0.00	0.29	-0.25	-40.25	0.38	2.50	0.30	OK
24	14.5	345	22.537	4,738	0.67	0.04	0.00	0.65	-0.13	-11.27	0.66	3.27	0.40	OK
	n i	24	Σ	108,492								max	0.59	OK
	n s	2	Rj =	2,170 t·m/rad								min	0.26	

表 2. 2. 4 2 桁行方向フレーム接合部の設計(5) B・4-5 4 端 3 階 梁端-挿入鋼板接合部

i	b × D = 180 × 600				M	Q	N	SP0	SP90	ω_i	Fres	P ω_i	F/P	判定
	K0i = 25.0		K90i = 9.5		5.09	3.13	0.00	3.368	1.845					
	ri	ϕ_i	K ϕ_i	K $\phi_i \cdot r^2$	PSi	PQi	PNi	Fxi	Fyi					
1	24.4	0	25.000	14.884	0.71	0.04	0.00	0.71	0.04	3.52	0.71	3.36	0.42	OK
2	24.4	30	17.757	10,572	0.50	0.04	0.00	0.43	0.29	34.12	0.52	2.67	0.39	OK
3	24.4	60	11.243	6,694	0.32	0.04	0.00	0.16	0.32	63.50	0.36	2.03	0.35	OK
4	24.4	90	9.500	5,656	0.27	0.04	0.00	0.00	0.31	90.00	0.31	1.85	0.34	OK
5	24.4	120	11.243	6,694	0.32	0.04	0.00	-0.16	0.32	-63.50	0.36	2.03	0.35	OK
6	24.4	150	17.757	10,572	0.50	0.04	0.00	-0.43	0.29	-34.12	0.52	2.67	0.39	OK
7	24.4	180	25.000	14,884	0.71	0.04	0.00	-0.71	0.04	-3.52	0.71	3.36	0.42	OK
8	24.4	210	17.757	10,572	0.50	0.04	0.00	-0.43	-0.21	25.51	0.48	2.92	0.33	OK
9	24.4	240	11.243	6,694	0.32	0.04	0.00	-0.16	-0.23	55.56	0.28	2.16	0.26	OK
10	24.4	270	9.500	5,656	0.27	0.04	0.00	0.00	-0.22	-90.00	0.22	1.85	0.24	OK
11	24.4	300	11.243	6,694	0.32	0.04	0.00	0.16	-0.23	-55.56	0.28	2.16	0.26	OK
12	24.4	330	17.757	10,572	0.50	0.04	0.00	0.43	-0.21	-25.51	0.48	2.92	0.33	OK
13	19.5	15	22.537	8,570	0.51	0.04	0.00	0.49	0.18	19.62	0.52	3.08	0.34	OK
14	19.5	45	13.768	5,235	0.31	0.04	0.00	0.22	0.26	50.14	0.34	2.27	0.30	OK
15	19.5	75	9.912	3,769	0.22	0.04	0.00	0.06	0.26	77.42	0.27	1.89	0.28	OK
16	19.5	105	9.912	3,769	0.22	0.04	0.00	-0.06	0.26	-77.43	0.27	1.89	0.28	OK
17	19.5	135	13.768	5,235	0.31	0.04	0.00	-0.22	0.26	-50.14	0.34	2.27	0.30	OK
18	19.5	165	22.537	8,570	0.51	0.04	0.00	-0.49	0.18	-19.62	0.52	3.08	0.34	OK
19	19.5	195	22.537	8,570	0.51	0.04	0.00	-0.49	-0.09	10.17	0.50	3.28	0.30	OK
20	19.5	225	13.768	5,235	0.31	0.04	0.00	-0.22	-0.18	38.74	0.28	2.55	0.22	OK
21	19.5	255	9.912	3,769	0.22	0.04	0.00	-0.06	-0.17	71.46	0.18	1.93	0.19	OK
22	19.5	285	9.912	3,769	0.22	0.04	0.00	0.06	-0.17	-71.46	0.18	1.93	0.19	OK
23	19.5	315	13.768	5,235	0.31	0.04	0.00	0.22	-0.18	-38.74	0.28	2.55	0.22	OK
24	19.5	345	22.537	8,570	0.51	0.04	0.00	0.49	-0.09	-10.17	0.50	3.28	0.30	OK
25	14.6	0	25.000	5,329	0.42	0.04	0.00	0.42	0.04	5.87	0.42	3.34	0.25	OK
26	14.6	30	17.757	3,785	0.30	0.04	0.00	0.26	0.19	36.67	0.32	2.60	0.25	OK
27	14.6	60	11.243	2,397	0.19	0.04	0.00	0.09	0.21	65.45	0.23	2.00	0.23	OK
28	14.6	90	9.500	2,025	0.16	0.04	0.00	0.00	0.20	90.00	0.20	1.85	0.22	OK
29	14.6	120	11.243	2,397	0.19	0.04	0.00	-0.09	0.21	-65.45	0.23	2.00	0.23	OK
30	14.6	150	17.757	3,785	0.30	0.04	0.00	-0.26	0.19	-36.67	0.32	2.60	0.25	OK
31	14.6	180	25.000	5,329	0.42	0.04	0.00	-0.42	0.04	-5.87	0.42	3.34	0.25	OK
32	14.6	210	17.757	3,785	0.30	0.04	0.00	-0.26	-0.11	22.30	0.28	3.01	0.19	OK
33	14.6	240	11.243	2,397	0.19	0.04	0.00	-0.09	-0.12	51.88	0.15	2.23	0.14	OK
34	14.6	270	9.500	2,025	0.16	0.04	0.00	0.00	-0.12	-90.00	0.12	1.85	0.13	OK
35	14.6	300	11.243	2,397	0.19	0.04	0.00	0.09	-0.12	-51.88	0.15	2.23	0.14	OK
36	14.6	330	17.757	3,785	0.30	0.04	0.00	0.26	-0.11	-22.30	0.28	3.01	0.19	OK
	ni	36	Σ	219,876								max	0.42	OK
	ns	2	Rj =	4,398 t·m/rad								min	0.13	

表2. 2. 4 3 桁行方向フレーム接合部の設計(6) B・4-5 4端 2階 梁端-挿入鋼板接合部

i	b × D = 210 × 600				M	Q	N	SP0	SP90	ω_i	Fres	P ω_i	F/P	判定
	K0i = 26.0		K90i = 10.0		5.33	3.24	0.00	3.720	1.947					
	r _i	ϕ_i	K ϕ_i	K $\phi_i \cdot r^2$	PSi	PQi	PNi	Fxi	Fyi					
1	24.4	0	26.000	15,479	0.73	0.05	0.00	0.73	0.05	3.50	0.74	3.71	0.40	OK
2	24.4	30	18.571	11,056	0.52	0.05	0.00	0.45	0.31	34.07	0.55	2.89	0.38	OK
3	24.4	60	11.818	7,036	0.33	0.05	0.00	0.17	0.33	63.45	0.37	2.15	0.35	OK
4	24.4	90	10.000	5,954	0.28	0.05	0.00	0.00	0.33	90.00	0.33	1.95	0.34	OK
5	24.4	120	11.818	7,036	0.33	0.05	0.00	-0.17	0.33	-63.45	0.37	2.15	0.35	OK
6	24.4	150	18.571	11,056	0.52	0.05	0.00	-0.45	0.31	-34.07	0.55	2.89	0.38	OK
7	24.4	180	26.000	15,479	0.73	0.05	0.00	-0.73	0.05	-3.50	0.74	3.71	0.40	OK
8	24.4	210	18.571	11,056	0.52	0.05	0.00	-0.45	-0.22	25.56	0.50	3.18	0.32	OK
9	24.4	240	11.818	7,036	0.33	0.05	0.00	-0.17	-0.24	55.64	0.30	2.30	0.26	OK
10	24.4	270	10.000	5,954	0.28	0.05	0.00	0.00	-0.24	-90.00	0.24	1.95	0.24	OK
11	24.4	300	11.818	7,036	0.33	0.05	0.00	0.17	-0.24	-55.64	0.30	2.30	0.26	OK
12	24.4	330	18.571	11,056	0.52	0.05	0.00	0.45	-0.22	-25.56	0.50	3.18	0.32	OK
13	19.5	15	23.483	8,929	0.53	0.05	0.00	0.51	0.18	19.58	0.54	3.37	0.32	OK
14	19.5	45	14.444	5,492	0.33	0.05	0.00	0.23	0.28	50.08	0.36	2.42	0.30	OK
15	19.5	75	10.430	3,966	0.24	0.05	0.00	0.06	0.27	77.39	0.28	1.99	0.28	OK
16	19.5	105	10.430	3,966	0.24	0.05	0.00	-0.06	0.27	-77.39	0.28	1.99	0.28	OK
17	19.5	135	14.444	5,492	0.33	0.05	0.00	-0.23	0.28	-50.08	0.36	2.42	0.30	OK
18	19.5	165	23.483	8,929	0.53	0.05	0.00	-0.51	0.18	-19.58	0.54	3.37	0.32	OK
19	19.5	195	23.483	8,929	0.53	0.05	0.00	-0.51	-0.09	10.21	0.52	3.62	0.29	OK
20	19.5	225	14.444	5,492	0.33	0.05	0.00	-0.23	-0.19	38.83	0.30	2.74	0.22	OK
21	19.5	255	10.430	3,966	0.24	0.05	0.00	-0.06	-0.18	71.53	0.19	2.04	0.19	OK
22	19.5	285	10.430	3,966	0.24	0.05	0.00	0.06	-0.18	-71.53	0.19	2.04	0.19	OK
23	19.5	315	14.444	5,492	0.33	0.05	0.00	0.23	-0.19	-38.83	0.30	2.74	0.22	OK
24	19.5	345	23.483	8,929	0.53	0.05	0.00	0.51	-0.09	-10.21	0.52	3.62	0.29	OK
25	14.6	0	26.000	5,542	0.44	0.05	0.00	0.44	0.05	5.84	0.44	3.69	0.24	OK
26	14.6	30	18.571	3,959	0.31	0.05	0.00	0.27	0.20	36.60	0.34	2.81	0.24	OK
27	14.6	60	11.818	2,519	0.20	0.05	0.00	0.10	0.22	65.38	0.24	2.12	0.23	OK
28	14.6	90	10.000	2,132	0.17	0.05	0.00	0.00	0.21	90.00	0.21	1.95	0.22	OK
29	14.6	120	11.818	2,519	0.20	0.05	0.00	-0.10	0.22	-65.38	0.24	2.12	0.23	OK
30	14.6	150	18.571	3,959	0.31	0.05	0.00	-0.27	0.20	-36.60	0.34	2.81	0.24	OK
31	14.6	180	26.000	5,542	0.44	0.05	0.00	-0.44	0.05	-5.84	0.44	3.69	0.24	OK
32	14.6	210	18.571	3,959	0.31	0.05	0.00	-0.27	-0.11	22.39	0.29	3.29	0.18	OK
33	14.6	240	11.818	2,519	0.20	0.05	0.00	-0.10	-0.13	52.04	0.16	2.38	0.14	OK
34	14.6	270	10.000	2,132	0.17	0.05	0.00	0.00	-0.12	-90.00	0.12	1.95	0.13	OK
35	14.6	300	11.818	2,519	0.20	0.05	0.00	0.10	-0.13	-52.04	0.16	2.38	0.14	OK
36	14.6	330	18.571	3,959	0.31	0.05	0.00	0.27	-0.11	-22.39	0.29	3.29	0.18	OK
	n _i	36	Σ	230,042								max	0.40	OK
	n _s	2	R _j =	4,601 t·m/rad								min	0.13	

表 2. 2. 4 4 桁行方向フレーム柱脚接合部の設計 2 B

i	b × D = 210 × 600				M	Q	N	SP0	SP90	ω _i	Fres	P ω _i	F/P	判定
	K0i = 26.0		K90i = 10.0		10.60	5.25	28.46	3.720	1.947					
	r _i	φ _i	K φ _i	K φ _i · r ²	PSi	P Qi	P Ni	F xi	F yi					
1	24.4	0	26.000	15,479	1.46	0.07	0.40	1.86	0.07	2.25	1.86	3.71	1.00	OK
2	24.4	30	18.571	11,056	1.04	0.07	0.40	1.30	0.59	24.60	1.43	3.21	0.89	OK
3	24.4	60	11.818	7,036	0.66	0.07	0.40	0.73	0.65	41.71	0.97	2.65	0.74	OK
4	24.4	90	10.000	5,954	0.56	0.07	0.40	0.40	0.64	58.10	0.75	2.25	0.67	OK
5	24.4	120	11.818	7,036	0.66	0.07	0.40	0.06	0.65	84.44	0.65	1.96	0.67	OK
6	24.4	150	18.571	11,056	1.04	0.07	0.40	-0.51	0.59	-49.46	0.78	2.44	0.64	OK
7	24.4	180	26.000	15,479	1.46	0.07	0.40	-1.07	0.07	-3.91	1.07	3.70	0.58	OK
8	24.4	210	18.571	11,056	1.04	0.07	0.40	-0.51	-0.45	41.43	0.68	2.66	0.51	OK
9	24.4	240	11.818	7,036	0.66	0.07	0.40	0.06	-0.50	-82.84	0.51	1.96	0.52	OK
10	24.4	270	10.000	5,954	0.56	0.07	0.40	0.40	-0.49	-51.06	0.63	2.40	0.52	OK
11	24.4	300	11.818	7,036	0.66	0.07	0.40	0.73	-0.50	-34.63	0.88	2.87	0.62	OK
12	24.4	330	18.571	11,056	1.04	0.07	0.40	1.30	-0.45	-19.07	1.37	3.39	0.81	OK
13	19.5	15	23.483	8,929	1.06	0.07	0.40	1.41	0.35	13.75	1.46	3.54	0.82	OK
14	19.5	45	14.444	5,492	0.65	0.07	0.40	0.85	0.53	31.91	1.01	2.97	0.68	OK
15	19.5	75	10.430	3,966	0.47	0.07	0.40	0.52	0.53	45.49	0.74	2.54	0.58	OK
16	19.5	105	10.430	3,966	0.47	0.07	0.40	0.27	0.53	62.46	0.59	2.17	0.55	OK
17	19.5	135	14.444	5,492	0.65	0.07	0.40	-0.06	0.53	-83.18	0.54	1.96	0.55	OK
18	19.5	165	23.483	8,929	1.06	0.07	0.40	-0.62	0.35	-29.01	0.71	3.06	0.47	OK
19	19.5	195	23.483	8,929	1.06	0.07	0.40	-0.62	-0.20	17.79	0.66	3.43	0.38	OK
20	19.5	225	14.444	5,492	0.65	0.07	0.40	-0.06	-0.39	80.65	0.39	1.97	0.40	OK
21	19.5	255	10.430	3,966	0.47	0.07	0.40	0.27	-0.38	-54.19	0.47	2.33	0.40	OK
22	19.5	285	10.430	3,966	0.47	0.07	0.40	0.52	-0.38	-36.32	0.64	2.82	0.45	OK
23	19.5	315	14.444	5,492	0.65	0.07	0.40	0.85	-0.39	-24.32	0.94	3.22	0.58	OK
24	19.5	345	23.483	8,929	1.06	0.07	0.40	1.41	-0.20	-8.05	1.43	3.65	0.78	OK
25	14.6	0	26.000	5,542	0.87	0.07	0.40	1.27	0.07	3.29	1.27	3.71	0.69	OK
26	14.6	30	18.571	3,959	0.62	0.07	0.40	0.94	0.39	22.37	1.01	3.29	0.62	OK
27	14.6	60	11.818	2,519	0.40	0.07	0.40	0.59	0.42	35.08	0.73	2.86	0.51	OK
28	14.6	90	10.000	2,132	0.34	0.07	0.40	0.40	0.41	46.00	0.57	2.53	0.45	OK
29	14.6	120	11.818	2,519	0.40	0.07	0.40	0.20	0.42	64.78	0.46	2.13	0.43	OK
30	14.6	150	18.571	3,959	0.62	0.07	0.40	-0.15	0.39	-69.28	0.41	2.07	0.40	OK
31	14.6	180	26.000	5,542	0.87	0.07	0.40	-0.48	0.07	-8.65	0.48	3.64	0.27	OK
32	14.6	210	18.571	3,959	0.62	0.07	0.40	-0.15	-0.24	58.68	0.28	2.23	0.25	OK
33	14.6	240	11.818	2,519	0.40	0.07	0.40	0.20	-0.27	-54.09	0.34	2.33	0.29	OK
34	14.6	270	10.000	2,132	0.34	0.07	0.40	0.40	-0.26	-33.68	0.48	2.91	0.33	OK
35	14.6	300	11.818	2,519	0.40	0.07	0.40	0.59	-0.27	-24.55	0.65	3.21	0.41	OK
36	14.6	330	18.571	3,959	0.62	0.07	0.40	0.94	-0.24	-14.34	0.97	3.52	0.55	OK
	n _i	36	Σ	230,042								max	1.00	OK
	n _s	2	R _j =	4,601 t·m/rad								min	0.25	

表2. 2. 45 張間方向フレーム接合部の設計(1) 3 B' R階 柱-挿入鋼板接合部

i	b × D = 180 × 500				M	Q	N	SP0	SP90	ω_i	Fres	P ω_i	F/P	判定
	K0i = 25.0		K90i = 9.5		2.60	1.23	5.41	3.368	1.845					
	ri	ϕ_i	K ϕ_i	K $\phi_i \cdot r^2$	PSi	PQi	PNi	Fxi	Fyi					
1	19.4	0	25.000	9,409	0.58	0.02	0.08	0.66	0.02	1.49	0.66	3.37	0.39	OK
2	19.4	30	17.757	6,683	0.41	0.02	0.08	0.43	0.22	27.32	0.49	2.87	0.34	OK
3	19.4	60	11.243	4,231	0.26	0.02	0.08	0.21	0.24	49.79	0.32	2.27	0.28	OK
4	19.4	90	9.500	3,575	0.22	0.02	0.08	0.08	0.24	72.47	0.25	1.92	0.26	OK
5	19.4	120	11.243	4,231	0.26	0.02	0.08	-0.06	0.24	-77.15	0.25	1.89	0.26	OK
6	19.4	150	17.757	6,683	0.41	0.02	0.08	-0.28	0.22	-38.36	0.36	2.56	0.28	OK
7	19.4	180	25.000	9,409	0.58	0.02	0.08	-0.51	0.02	-1.93	0.51	3.36	0.30	OK
8	19.4	210	17.757	6,683	0.41	0.02	0.08	-0.28	-0.19	33.84	0.34	2.68	0.25	OK
9	19.4	240	11.243	4,231	0.26	0.02	0.08	-0.06	-0.21	75.14	0.22	1.90	0.23	OK
10	19.4	270	9.500	3,575	0.22	0.02	0.08	0.08	-0.20	-69.76	0.22	1.95	0.22	OK
11	19.4	300	11.243	4,231	0.26	0.02	0.08	0.21	-0.21	-45.47	0.29	2.37	0.25	OK
12	19.4	330	17.757	6,683	0.41	0.02	0.08	0.43	-0.19	-23.63	0.47	2.97	0.32	OK
13	14.5	15	22.537	4,738	0.39	0.02	0.08	0.45	0.12	14.64	0.47	3.20	0.29	OK
14	14.5	45	13.768	2,895	0.24	0.02	0.08	0.24	0.19	37.32	0.31	2.58	0.24	OK
15	14.5	75	9.912	2,084	0.17	0.02	0.08	0.12	0.18	56.87	0.22	2.13	0.21	OK
16	14.5	105	9.912	2,084	0.17	0.02	0.08	0.03	0.18	80.54	0.19	1.87	0.20	OK
17	14.5	135	13.768	2,895	0.24	0.02	0.08	-0.09	0.19	-63.22	0.21	2.03	0.21	OK
18	14.5	165	22.537	4,738	0.39	0.02	0.08	-0.30	0.12	-21.34	0.33	3.04	0.21	OK
19	14.5	195	22.537	4,738	0.39	0.02	0.08	-0.30	-0.08	15.54	0.31	3.18	0.20	OK
20	14.5	225	13.768	2,895	0.24	0.02	0.08	-0.09	-0.15	58.27	0.18	2.11	0.17	OK
21	14.5	255	9.912	2,084	0.17	0.02	0.08	0.03	-0.15	-78.43	0.15	1.88	0.16	OK
22	14.5	285	9.912	2,084	0.17	0.02	0.08	0.12	-0.15	-51.27	0.19	2.24	0.17	OK
23	14.5	315	13.768	2,895	0.24	0.02	0.08	0.24	-0.15	-31.90	0.29	2.74	0.21	OK
24	14.5	345	22.537	4,738	0.39	0.02	0.08	0.45	-0.08	-10.53	0.46	3.28	0.28	OK
	ni	24	Σ	108,492								max	0.39	OK
	ns	2	Rj =	2.170 t·m/rad								min	0.16	

表2. 2. 4 6 張間方向フレーム接合部の設計(2) 3 B' 3階 柱-挿入鋼板接合部

i	b × D = 180 × 500				M	Q	N	SP0	SP90	ω_i	Fres	P ω_i	F/P	判定
	K0i = 25.0		K90i = 9.5		5.16	0.93	11.44	3.368	1.845					
	r i	ϕ_i	K ϕ_i	K $\phi_i \cdot r^2$	PSi	P Qi	P Ni	F xi	F yi					
1	19.4	0	25.000	9,409	1.15	0.01	0.16	1.31	0.01	0.56	1.31	3.37	0.78	OK
2	19.4	30	17.757	6,683	0.82	0.01	0.16	0.87	0.42	25.95	0.97	2.91	0.66	OK
3	19.4	60	11.243	4,231	0.52	0.01	0.16	0.42	0.46	47.85	0.62	2.32	0.54	OK
4	19.4	90	9.500	3,575	0.44	0.01	0.16	0.16	0.45	70.60	0.48	1.94	0.49	OK
5	19.4	120	11.243	4,231	0.52	0.01	0.16	-0.10	0.46	-77.74	0.47	1.88	0.50	OK
6	19.4	150	17.757	6,683	0.82	0.01	0.16	-0.55	0.42	-37.50	0.69	2.58	0.54	OK
7	19.4	180	25.000	9,409	1.15	0.01	0.16	-0.99	0.01	-0.74	0.99	3.37	0.59	OK
8	19.4	210	17.757	6,683	0.82	0.01	0.16	-0.55	-0.40	35.77	0.68	2.63	0.52	OK
9	19.4	240	11.243	4,231	0.52	0.01	0.16	-0.10	-0.44	77.03	0.45	1.89	0.47	OK
10	19.4	270	9.500	3,575	0.44	0.01	0.16	0.16	-0.43	-69.52	0.45	1.95	0.46	OK
11	19.4	300	11.243	4,231	0.52	0.01	0.16	0.42	-0.44	-46.21	0.60	2.35	0.51	OK
12	19.4	330	17.757	6,683	0.82	0.01	0.16	0.87	-0.40	-24.55	0.95	2.95	0.65	OK
13	14.5	15	22.537	4,738	0.78	0.01	0.16	0.91	0.21	13.24	0.93	3.23	0.58	OK
14	14.5	45	13.768	2,895	0.47	0.01	0.16	0.49	0.35	35.18	0.61	2.64	0.46	OK
15	14.5	75	9.912	2,084	0.34	0.01	0.16	0.25	0.34	54.21	0.42	2.18	0.39	OK
16	14.5	105	9.912	2,084	0.34	0.01	0.16	0.07	0.34	78.40	0.35	1.88	0.37	OK
17	14.5	135	13.768	2,895	0.47	0.01	0.16	-0.18	0.35	-63.11	0.39	2.03	0.38	OK
18	14.5	165	22.537	4,738	0.78	0.01	0.16	-0.59	0.21	-19.89	0.63	3.07	0.41	OK
19	14.5	195	22.537	4,738	0.78	0.01	0.16	-0.59	-0.19	17.64	0.62	3.13	0.40	OK
20	14.5	225	13.768	2,895	0.47	0.01	0.16	-0.18	-0.32	61.29	0.37	2.06	0.36	OK
21	14.5	255	9.912	2,084	0.34	0.01	0.16	0.07	-0.32	-77.48	0.32	1.89	0.34	OK
22	14.5	285	9.912	2,084	0.34	0.01	0.16	0.25	-0.32	-52.06	0.40	2.23	0.36	OK
23	14.5	315	13.768	2,895	0.47	0.01	0.16	0.49	-0.32	-33.13	0.59	2.70	0.44	OK
24	14.5	345	22.537	4,738	0.78	0.01	0.16	0.91	-0.19	-11.69	0.93	3.26	0.57	OK
	n i	24	Σ	108,492								max	0.78	OK
	n s	2	R j =	2,170 t·m/rad								min	0.34	

表2. 2. 47 張間方向フレーム接合部の設計(3) 3 B' 2階 柱-挿入鋼板接合部

i	b × D = 180 × 500				M	Q	N	SP0	SP90	ω_i	Fres	P ω_i	F/P	判定
	K θ_i = 25.0		K θ_i = 9.5		6.53	1.43	7.40	3.368	1.845					
	r $_i$	ϕ_i	K ϕ_i	K $\phi_i \cdot r^2$	PSi	PQi	PNi	Fxi	Fyi					
1	19.4	0	25.000	9.409	1.46	0.02	0.10	1.56	0.02	0.73	1.56	3.37	0.93	OK
2	19.4	30	17.757	6,683	1.04	0.02	0.10	1.00	0.54	28.28	1.14	2.84	0.80	OK
3	19.4	60	11.243	4,231	0.66	0.02	0.10	0.43	0.59	53.78	0.73	2.19	0.67	OK
4	19.4	90	9.500	3,575	0.55	0.02	0.10	0.10	0.57	79.86	0.58	1.87	0.62	OK
5	19.4	120	11.243	4,231	0.66	0.02	0.10	-0.23	0.59	-69.04	0.63	1.96	0.64	OK
6	19.4	150	17.757	6,683	1.04	0.02	0.10	-0.80	0.54	-34.10	0.96	2.67	0.72	OK
7	19.4	180	25.000	9,409	1.46	0.02	0.10	-1.36	0.02	-0.84	1.36	3.37	0.81	OK
8	19.4	210	17.757	6,683	1.04	0.02	0.10	-0.80	-0.50	32.09	0.94	2.73	0.69	OK
9	19.4	240	11.243	4,231	0.66	0.02	0.10	-0.23	-0.55	67.66	0.59	1.97	0.60	OK
10	19.4	270	9.500	3,575	0.55	0.02	0.10	0.10	-0.53	-79.12	0.54	1.88	0.58	OK
11	19.4	300	11.243	4,231	0.66	0.02	0.10	0.43	-0.55	-51.85	0.70	2.23	0.63	OK
12	19.4	330	17.757	6,683	1.04	0.02	0.10	1.00	-0.50	-26.48	1.12	2.89	0.77	OK
13	14.5	15	22.537	4,738	0.98	0.02	0.10	1.05	0.27	14.61	1.09	3.20	0.68	OK
14	14.5	45	13.768	2,895	0.60	0.02	0.10	0.53	0.44	40.13	0.69	2.51	0.55	OK
15	14.5	75	9.912	2,084	0.43	0.02	0.10	0.21	0.44	63.87	0.49	2.02	0.48	OK
16	14.5	105	9.912	2,084	0.43	0.02	0.10	-0.01	0.44	-88.80	0.44	1.85	0.47	OK
17	14.5	135	13.768	2,895	0.60	0.02	0.10	-0.32	0.44	-54.09	0.55	2.18	0.50	OK
18	14.5	165	22.537	4,738	0.98	0.02	0.10	-0.85	0.27	-17.95	0.89	3.12	0.57	OK
19	14.5	195	22.537	4,738	0.98	0.02	0.10	-0.85	-0.23	15.48	0.88	3.18	0.55	OK
20	14.5	225	13.768	2,895	0.60	0.02	0.10	-0.32	-0.40	51.51	0.52	2.24	0.46	OK
21	14.5	255	9.912	2,084	0.43	0.02	0.10	-0.01	-0.40	88.68	0.40	1.85	0.43	OK
22	14.5	285	9.912	2,084	0.43	0.02	0.10	0.21	-0.40	-61.65	0.45	2.05	0.44	OK
23	14.5	315	13.768	2,895	0.60	0.02	0.10	0.53	-0.40	-37.51	0.67	2.58	0.52	OK
24	14.5	345	22.537	4,738	0.98	0.02	0.10	1.05	-0.23	-12.57	1.08	3.24	0.67	OK
	n $_i$	24	Σ	108,492								max	0.93	OK
	n $_s$	2	R $_j$ =	2,170 t·m/rad								min	0.43	

表 2. 2. 48 張間方向フレーム接合部の設計(4) 2・B-B' R階 梁端-挿入鋼板接合部

i	b × D = 180 × 500				M	Q	N	SP0	SP90	ω_i	Fres	P ω_i	F/P	判定
	K0i = 25.0		K90i = 9.5		1.06	0.86	0.00	3.368	1.845					
	ri	ϕ_i	K ϕ_i	K $\phi_i \cdot r^2$	PSi	PQi	PNi	Fxi	Fyi					
1	19.4	0	25.000	9,409	0.24	0.01	0.00	0.24	0.01	2.89	0.24	3.36	0.14	OK
2	19.4	30	17.757	6,683	0.17	0.01	0.00	0.15	0.10	33.39	0.17	2.69	0.13	OK
3	19.4	60	11.243	4,231	0.11	0.01	0.00	0.05	0.10	62.92	0.12	2.04	0.11	OK
4	19.4	90	9.500	3,575	0.09	0.01	0.00	0.00	0.10	89.99	0.10	1.85	0.11	OK
5	19.4	120	11.243	4,231	0.11	0.01	0.00	-0.05	0.10	-62.93	0.12	2.04	0.11	OK
6	19.4	150	17.757	6,683	0.17	0.01	0.00	-0.15	0.10	-33.40	0.17	2.69	0.13	OK
7	19.4	180	25.000	9,409	0.24	0.01	0.00	-0.24	0.01	-2.89	0.24	3.36	0.14	OK
8	19.4	210	17.757	6,683	0.17	0.01	0.00	-0.15	-0.07	26.36	0.16	2.90	0.11	OK
9	19.4	240	11.243	4,231	0.11	0.01	0.00	-0.05	-0.08	56.45	0.10	2.14	0.09	OK
10	19.4	270	9.500	3,575	0.09	0.01	0.00	0.00	-0.08	-89.99	0.08	1.85	0.08	OK
11	19.4	300	11.243	4,231	0.11	0.01	0.00	0.05	-0.08	-56.44	0.10	2.14	0.09	OK
12	19.4	330	17.757	6,683	0.17	0.01	0.00	0.15	-0.07	-26.35	0.16	2.90	0.11	OK
13	14.5	15	22.537	4,738	0.16	0.01	0.00	0.15	0.05	19.05	0.16	3.10	0.11	OK
14	14.5	45	13.768	2,895	0.10	0.01	0.00	0.07	0.08	49.55	0.11	2.28	0.09	OK
15	14.5	75	9.912	2,084	0.07	0.01	0.00	0.02	0.08	77.16	0.08	1.89	0.09	OK
16	14.5	105	9.912	2,084	0.07	0.01	0.00	-0.02	0.08	-77.18	0.08	1.89	0.09	OK
17	14.5	135	13.768	2,895	0.10	0.01	0.00	-0.07	0.08	-49.56	0.11	2.28	0.09	OK
18	14.5	165	22.537	4,738	0.16	0.01	0.00	-0.15	0.05	-19.06	0.16	3.10	0.11	OK
19	14.5	195	22.537	4,738	0.16	0.01	0.00	-0.15	-0.03	10.79	0.16	3.27	0.10	OK
20	14.5	225	13.768	2,895	0.10	0.01	0.00	-0.07	-0.06	39.59	0.09	2.52	0.07	OK
21	14.5	255	9.912	2,084	0.07	0.01	0.00	-0.02	-0.06	72.00	0.06	1.93	0.06	OK
22	14.5	285	9.912	2,084	0.07	0.01	0.00	0.02	-0.06	-71.97	0.06	1.93	0.06	OK
23	14.5	315	13.768	2,895	0.10	0.01	0.00	0.07	-0.06	-39.58	0.09	2.52	0.07	OK
24	14.5	345	22.537	4,738	0.16	0.01	0.00	0.15	-0.03	-10.78	0.16	3.27	0.10	OK
	ni	24	Σ	108,492								max	0.14	OK
	ns	2	Rj =	2,170 t·m/rad								min	0.06	

表2. 2. 4 9 張間方向フレーム接合部の設計(5) 2・B-B' 3階 梁端-挿入鋼板接合部

i	b × D = 180 × 500				M	Q	N	SP0	SP90	ω_i	Fres	P ω_i	F/P	判定
	K0i = 25.0		K90i = 9.5		4.76	5.90	0.00	3.368	1.845					
	r i	ϕ_i	K ϕ_i	K $\phi_i \cdot r^2$	PSi	PQi	PNi	Fxi	Fyi					
1	19.4	0	25.000	9.409	1.06	0.08	0.00	1.06	0.08	4.40	1.07	3.35	0.64	OK
2	19.4	30	17.757	6.683	0.76	0.08	0.00	0.65	0.46	35.09	0.80	2.65	0.60	OK
3	19.4	60	11.243	4.231	0.48	0.08	0.00	0.24	0.50	64.26	0.55	2.02	0.55	OK
4	19.4	90	9.500	3.575	0.40	0.08	0.00	0.00	0.49	90.00	0.49	1.85	0.53	OK
5	19.4	120	11.243	4.231	0.48	0.08	0.00	-0.24	0.50	-64.27	0.55	2.02	0.55	OK
6	19.4	150	17.757	6.683	0.76	0.08	0.00	-0.65	0.46	-35.09	0.80	2.65	0.60	OK
7	19.4	180	25.000	9.409	1.06	0.08	0.00	-1.06	0.08	-4.40	1.07	3.35	0.64	OK
8	19.4	210	17.757	6.683	0.76	0.08	0.00	-0.65	-0.30	24.33	0.72	2.95	0.49	OK
9	19.4	240	11.243	4.231	0.48	0.08	0.00	-0.24	-0.33	54.26	0.41	2.18	0.38	OK
10	19.4	270	9.500	3.575	0.40	0.08	0.00	0.00	-0.32	-90.00	0.32	1.85	0.35	OK
11	19.4	300	11.243	4.231	0.48	0.08	0.00	0.24	-0.33	-54.26	0.41	2.18	0.38	OK
12	19.4	330	17.757	6.683	0.76	0.08	0.00	0.65	-0.30	-24.33	0.72	2.95	0.49	OK
13	14.5	15	22.537	4.738	0.72	0.08	0.00	0.69	0.27	21.12	0.74	3.04	0.49	OK
14	14.5	45	13.768	2.895	0.44	0.08	0.00	0.31	0.39	51.66	0.50	2.23	0.45	OK
15	14.5	75	9.912	2.084	0.32	0.08	0.00	0.08	0.39	78.08	0.40	1.88	0.42	OK
16	14.5	105	9.912	2.084	0.32	0.08	0.00	-0.08	0.39	-78.08	0.40	1.88	0.42	OK
17	14.5	135	13.768	2.895	0.44	0.08	0.00	-0.31	0.39	-51.67	0.50	2.23	0.45	OK
18	14.5	165	22.537	4.738	0.72	0.08	0.00	-0.69	0.27	-21.12	0.74	3.04	0.49	OK
19	14.5	195	22.537	4.738	0.72	0.08	0.00	-0.69	-0.10	8.51	0.70	3.31	0.42	OK
20	14.5	225	13.768	2.895	0.44	0.08	0.00	-0.31	-0.23	36.33	0.38	2.61	0.29	OK
21	14.5	255	9.912	2.084	0.32	0.08	0.00	-0.08	-0.22	69.87	0.24	1.95	0.24	OK
22	14.5	285	9.912	2.084	0.32	0.08	0.00	0.08	-0.22	-69.86	0.24	1.95	0.24	OK
23	14.5	315	13.768	2.895	0.44	0.08	0.00	0.31	-0.23	-36.33	0.38	2.61	0.29	OK
24	14.5	345	22.537	4.738	0.72	0.08	0.00	0.69	-0.10	-8.51	0.70	3.31	0.42	OK
	n i	24	Σ	108.492								max	0.64	OK
	n s	2	Rj =	2.170 t·m/rad								min	0.24	

表 2. 2. 50 張間方向フレーム接合部の設計(6) 2・B-B' 2階 梁端-挿入鋼板接合部

i	b × D = 180 × 500				M	Q	N	SP0	SP90	ω_i	Fres	P ω_i	F/P	判定
	K0i = 25.0		K90i = 9.5		5.25	6.04	0.00	3.368	1.845					
	r i	ϕ_i	K ϕ_i	K $\phi_i \cdot r^2$	PSi	PQi	PNi	Fxi	Fyi					
1	19.4	0	25.000	9.409	1.17	0.08	0.00	1.17	0.08	4.09	1.18	3.35	0.70	OK
2	19.4	30	17.757	6.683	0.83	0.08	0.00	0.72	0.50	34.74	0.88	2.66	0.66	OK
3	19.4	60	11.243	4.231	0.53	0.08	0.00	0.26	0.54	64.00	0.60	2.02	0.60	OK
4	19.4	90	9.500	3.575	0.45	0.08	0.00	0.00	0.53	90.00	0.53	1.85	0.57	OK
5	19.4	120	11.243	4.231	0.53	0.08	0.00	-0.26	0.54	-64.00	0.60	2.02	0.60	OK
6	19.4	150	17.757	6.683	0.83	0.08	0.00	-0.72	0.50	-34.74	0.88	2.66	0.66	OK
7	19.4	180	25.000	9.409	1.17	0.08	0.00	-1.17	0.08	-4.09	1.18	3.35	0.70	OK
8	19.4	210	17.757	6.683	0.83	0.08	0.00	-0.72	-0.33	24.76	0.79	2.94	0.54	OK
9	19.4	240	11.243	4.231	0.53	0.08	0.00	-0.26	-0.37	54.74	0.46	2.17	0.42	OK
10	19.4	270	9.500	3.575	0.45	0.08	0.00	0.00	-0.36	-90.00	0.36	1.85	0.39	OK
11	19.4	300	11.243	4.231	0.53	0.08	0.00	0.26	-0.37	-54.73	0.46	2.17	0.42	OK
12	19.4	330	17.757	6.683	0.83	0.08	0.00	0.72	-0.33	-24.76	0.79	2.94	0.54	OK
13	14.5	15	22.537	4.738	0.79	0.08	0.00	0.76	0.29	20.70	0.82	3.05	0.53	OK
14	14.5	45	13.768	2.895	0.48	0.08	0.00	0.34	0.43	51.24	0.55	2.24	0.49	OK
15	14.5	75	9.912	2.084	0.35	0.08	0.00	0.09	0.42	77.90	0.43	1.88	0.46	OK
16	14.5	105	9.912	2.084	0.35	0.08	0.00	-0.09	0.42	-77.90	0.43	1.88	0.46	OK
17	14.5	135	13.768	2.895	0.48	0.08	0.00	-0.34	0.43	-51.24	0.55	2.24	0.49	OK
18	14.5	165	22.537	4.738	0.79	0.08	0.00	-0.76	0.29	-20.70	0.82	3.05	0.53	OK
19	14.5	195	22.537	4.738	0.79	0.08	0.00	-0.76	-0.12	8.98	0.77	3.30	0.47	OK
20	14.5	225	13.768	2.895	0.48	0.08	0.00	-0.34	-0.26	37.03	0.43	2.59	0.33	OK
21	14.5	255	9.912	2.084	0.35	0.08	0.00	-0.09	-0.25	70.35	0.27	1.94	0.28	OK
22	14.5	285	9.912	2.084	0.35	0.08	0.00	0.09	-0.25	-70.34	0.27	1.94	0.28	OK
23	14.5	315	13.768	2.895	0.48	0.08	0.00	0.34	-0.26	-37.03	0.43	2.59	0.33	OK
24	14.5	345	22.537	4.738	0.79	0.08	0.00	0.76	-0.12	-8.98	0.77	3.30	0.47	OK
	n i	24	Σ	108.492								max	0.70	OK
	n s	2	R j =	2,170 t・m/rad								min	0.28	

表2. 2. 5 1 張間方向フレーム柱脚接合部の設計 3 B'

i	b × D = 180 × 500				M	Q	N	SP0	SP90	ωi	Fres	P ωi	F/P	判定
	K0i = 25.0		K90i = 9.5		6.23	3.59	24.25	3.368	1.845					
	ri	φi	Kφi	Kφi・r ²	PSi	PQi	PNi	Fxi	Fyi					
1	19.4	0	25.000	9.409	1.39	0.05	0.34	1.73	0.05	1.65	1.73	3.37	1.00	OK
2	19.4	30	17.757	6.683	0.99	0.05	0.34	1.19	0.54	24.52	1.31	2.95	0.89	OK
3	19.4	60	11.243	4.231	0.63	0.05	0.34	0.65	0.59	42.34	0.88	2.45	0.72	OK
4	19.4	90	9.500	3.575	0.53	0.05	0.34	0.34	0.58	59.81	0.67	2.08	0.64	OK
5	19.4	120	11.243	4.231	0.63	0.05	0.34	0.02	0.59	87.71	0.59	1.85	0.64	OK
6	19.4	150	17.757	6.683	0.99	0.05	0.34	-0.52	0.54	-46.33	0.75	2.35	0.64	OK
7	19.4	180	25.000	9.409	1.39	0.05	0.34	-1.06	0.05	-2.70	1.06	3.36	0.63	OK
8	19.4	210	17.757	6.683	0.99	0.05	0.34	-0.52	-0.44	40.55	0.68	2.50	0.55	OK
9	19.4	240	11.243	4.231	0.63	0.05	0.34	0.02	-0.49	-87.25	0.49	1.85	0.53	OK
10	19.4	270	9.500	3.575	0.53	0.05	0.34	0.34	-0.48	-54.90	0.59	2.17	0.54	OK
11	19.4	300	11.243	4.231	0.63	0.05	0.34	0.65	-0.49	-37.15	0.82	2.59	0.63	OK
12	19.4	330	17.757	6.683	0.99	0.05	0.34	1.19	-0.44	-20.44	1.27	3.06	0.83	OK
13	14.5	15	22.537	4.738	0.94	0.05	0.34	1.24	0.29	13.25	1.28	3.23	0.79	OK
14	14.5	45	13.768	2.895	0.57	0.05	0.34	0.74	0.46	31.52	0.87	2.75	0.63	OK
15	14.5	75	9.912	2.084	0.41	0.05	0.34	0.44	0.45	45.31	0.63	2.38	0.53	OK
16	14.5	105	9.912	2.084	0.41	0.05	0.34	0.23	0.45	62.85	0.50	2.04	0.49	OK
17	14.5	135	13.768	2.895	0.57	0.05	0.34	-0.07	0.46	-81.44	0.46	1.86	0.49	OK
18	14.5	165	22.537	4.738	0.94	0.05	0.34	-0.57	0.29	-27.20	0.64	2.87	0.45	OK
19	14.5	195	22.537	4.738	0.94	0.05	0.34	-0.57	-0.19	18.72	0.60	3.10	0.39	OK
20	14.5	225	13.768	2.895	0.57	0.05	0.34	-0.07	-0.36	79.09	0.36	1.88	0.39	OK
21	14.5	255	9.912	2.084	0.41	0.05	0.34	0.23	-0.35	-56.59	0.42	2.14	0.39	OK
22	14.5	285	9.912	2.084	0.41	0.05	0.34	0.44	-0.35	-38.17	0.56	2.56	0.44	OK
23	14.5	315	13.768	2.895	0.57	0.05	0.34	0.74	-0.36	-25.59	0.82	2.92	0.56	OK
24	14.5	345	22.537	4.738	0.94	0.05	0.34	1.24	-0.19	-8.82	1.26	3.30	0.76	OK
	ni	24	Σ	108,492								max	1.00	OK
	ns	2	Rj =	2,170 t・m/rad								min	0.39	

2) 柱の断面設計

柱の断面設計は、各階の柱頭・柱脚の応力に対して行う。設計用応力は、常時荷重（鉛直荷重）、一時荷重（地震荷重・風荷重等）とも、梁芯・1階柱脚の値を用い、端部低減は行わない。

耐震壁のせん断力負担率が大きい張間方向は、水平荷重を 1.5倍して応力を求めているため、応力解析結果による値をそのまま用いる。

表2. 2. 5 2～表2. 2. 5 4に桁行方向フレーム柱の断面設計を示す。また表2. 2. 5 5～表2. 2. 5 8に張間方向フレーム柱の断面設計を示す。

表2. 2. 52 桁行方向フレーム柱の断面設計(1) 1B

柱符号			1B 3C1		1B 2C1		1B 1C1		
方 向			X	Y	X	Y	X	Y	
応力	長	M 柱頭	1.67		0.38		0.41		
		(t・m) 柱脚	0.58		0.45		0.03		
		N (t)	2.67		6.97		11.27		
		Q (t)	0.74		0.28		0.15		
	水	M 柱頭	2.98		4.84		2.62		
		(t・m) 柱脚	1.43		4.27		10.48		
		N (t)	0.93		2.90		5.05		
		Q (t)	1.44		3.04		4.62		
	力	M 柱頭	4.65		5.22		3.03		
		(t・m) 柱脚	2.01		4.72		10.51		
		N (t)	3.60		9.87		16.32		
		Q (t)	2.18		3.32		4.77		
使用	断	B (mm)	210		210		210		
		D (mm)	600		600		600		
		挿入鋼板(mm)	9		9		9		
		トワトビノ(mm)	14		14		14		
	面	トノ位置r1(mm)	194		244		244		
		(柱頭) r2(mm)			146		146		
		トノ位置r1(mm)	244		244		244		
		(柱脚) r2(mm)	146		146		146		
	部材	断	A (cm ²)	1260		1260		1260	
			A vT(cm ²)	58.8		117.6		117.6	
			A eT(cm ²)	1201.2		1142.4		1142.4	
			A vB(cm ²)	117.6		117.6		117.6	
性		A eB(cm ²)	1142.4		1142.4		1142.4		
		α	1.5		1.5		1.5		
		Z (cm ³)	12,600		12,600		12,600		
		Z vT(cm ³)	738		1,585		1,585		
能	Z eT(cm ³)	11,862		11,015		11,015			
	Z vB(cm ³)	1,585		1,585		1,585			
	Z eB(cm ³)	11,015		11,015		11,015			
	i (cm)	6.06		6.06		6.06			
許容応力度	圧縮	h (cm)	305.0		300.0		283.5		
		hk/h	2.0		2.0		2.0		
		hk (cm)	610.0		600.0		567.0		
		λ	100.7		99.0		93.6		
		ω	3.2		3.2		3.2		
		Lfc (kg/cm ²)	105		105		105		
		Lfk (kg/cm ²)	33		33		33		
	曲げ	Lfb (kg/cm ²)	145		145		145		
		剪断	Lfs (kg/cm ²)	12		12		12	
			Lfm (kg/cm ²)	30		30		30	
断面算定	長期	σ _b 柱頭	14.08		3.45		3.72		
		(kg/cm ²) 柱脚	5.27		4.09		0.27		
		σ _c (kg/cm ²)	2.12		5.53		8.94		
		σ _b /f _b 柱頭	0.16		0.19		0.30		
		+σ _c /f _c 柱脚	0.10		0.20		0.27		
		τ (kg/cm ²)	0.97		0.37		0.20		
	τ/fs	0.08		0.03		0.02			
	短期	σ _b 柱頭	39.20		47.39		27.51		
		(kg/cm ²) 柱脚	18.25		42.85		95.42		
		σ _c (kg/cm ²)	2.86		7.83		12.95		
		σ _b /f _b 柱頭	0.18		0.28		0.29		
		+σ _c /f _c 柱脚	0.11		0.27		0.53		
τ (kg/cm ²)		1.91		2.91		4.18			
τ/fs	0.08		0.12		0.17				
判 定			OK		OK		OK		

表 2. 2. 53 桁行方向フレーム柱の断面設計(2) 2B

柱符号		2B 3C1		2B 2C1		2B 1C1		
方 向		X	Y	X	Y	X	Y	
応力	長	M 柱頭	0.07		0.00		0.01	
		(t・m) 柱脚	0.00		0.01		0.00	
		N (t)	5.55		16.42		27.29	
		Q (t)	0.02		0.00		0.00	
	水	M 柱頭	4.51		6.56		4.28	
		(t・m) 柱脚	3.10		6.13		10.60	
		N (t)	0.22		0.66		1.17	
		Q (t)	2.49		4.23		5.25	
	平短	M 柱頭	4.58		6.56		4.29	
		(t・m) 柱脚	3.10		6.14		10.60	
		N (t)	5.77		17.08		28.46	
		Q (t)	2.51		4.23		5.25	
使用	断	B (mm)	210		210		210	
		D (mm)	600		600		600	
		挿入鋼板(mm)	9		9		9	
		トワレ位置(mm)	14		14		14	
	面	ヒツ位置r1(mm)	194		244		244	
		(柱頭) r2(mm)			146		146	
		ヒツ位置r1(mm)	244		244		244	
		(柱脚) r2(mm)	146		146		146	
	部	断	A (cm ²)	1260		1260		1260
			A _v T(cm ²)	58.8		117.6		117.6
			A _e T(cm ²)	1201.2		1142.4		1142.4
			A _v B(cm ²)	117.6		117.6		117.6
面		A _e B(cm ²)	1142.4		1142.4		1142.4	
		α	1.5		1.5		1.5	
		Z (cm ³)	12,600		12,600		12,600	
		Z _v T(cm ³)	738		1,585		1,585	
材	能	Z _e T(cm ³)	11,862		11,015		11,015	
		Z _v B(cm ³)	1,585		1,585		1,585	
		Z _e B(cm ³)	11,015		11,015		11,015	
		i (cm)	6.06		6.06		6.06	
許容	応	h (cm)	305.0		300.0		283.5	
		hk/h	2.0		2.0		2.0	
		hk (cm)	610.0		600.0		567.0	
		λ	100.7		99.0		93.6	
		ω	3.2		3.2		3.2	
		L _f c (kg/cm ²)	105		105		105	
		L _f k (kg/cm ²)	33		33		33	
		力	曲げ	L _f b (kg/cm ²)	145		145	
	剪断		L _f s (kg/cm ²)	12		12		12
	圧縮		L _f m (kg/cm ²)	30		30		30
	引張							
	断	面	長	σ _b 柱頭	0.59		0.00	
(kg/cm ²) 柱脚				0.00		0.09		0.00
σ _c (kg/cm ²)			4.40		13.03		21.66	
σ _b /f _b 柱頭			0.14		0.40		0.66	
+σ _c /f _c 柱脚			0.13		0.40		0.66	
τ (kg/cm ²)			0.03		0.00		0.00	
τ/f _s		0.00		0.00		0.00		
算		短	σ _b 柱頭	38.61		59.56		38.95
			(kg/cm ²) 柱脚	28.14		55.74		96.23
			σ _c (kg/cm ²)	4.58		13.56		22.59
		σ _b /f _b 柱頭	0.20		0.41		0.48	
		+σ _c /f _c 柱脚	0.17		0.40		0.68	
	τ (kg/cm ²)	2.2		3.7		4.6		
τ/f _s	0.09		0.15		0.19			
判定		OK		OK		OK		

表 2. 2. 5 4 桁行方向フレーム柱の断面設計(3) 3 B

柱 符 号			3B 3C1		3B 2C1		3B 1C1	
方 向			X	Y	X	Y	X	Y
応力	長期	M (柱頭)	0.01		0.00		0.00	
		(t・m) (柱脚)	0.00		0.00		0.00	
		N (t)	6.11		17.91		29.71	
		Q (t)	0.00		0.00		0.00	
	中期	M (柱頭)	4.35		6.39		4.10	
		(t・m) (柱脚)	2.93		5.94		10.59	
		N (t)	0.02		0.05		0.10	
		Q (t)	2.39		4.11		5.18	
	短期	M (柱頭)	4.36		6.39		4.10	
		(t・m) (柱脚)	2.93		5.94		10.59	
		N (t)	6.13		17.96		29.81	
		Q (t)	2.39		4.11		5.18	
使用部材	断面	B (mm)	210		210		210	
		D (mm)	600		600		600	
		挿入鋼板(mm)	9		9		9	
		トワトノ(mm)	14		14		14	
		トノ位置r1(mm)	194		244		244	
		(柱頭) r2(mm)			146		146	
	面性	トノ位置r1(mm)	244		244		244	
		(柱脚) r2(mm)	146		146		146	
		A (cm ²)	1260		1260		1260	
		A vT(cm ²)	58.8		117.6		117.6	
		A eT(cm ²)	1201.2		1142.4		1142.4	
		A vB(cm ²)	117.6		117.6		117.6	
性能	A eB(cm ²)	1142.4		1142.4		1142.4		
	α	1.5		1.5		1.5		
	Z (cm ³)	12,600		12,600		12,600		
	Z vT(cm ³)	738		1,585		1,585		
	Z eT(cm ³)	11,862		11,015		11,015		
	Z vB(cm ³)	1,585		1,585		1,585		
許容応力度	圧縮	Z eB(cm ³)	11,015		11,015		11,015	
		i (cm)	6.06		6.06		6.06	
		h (cm)	305.0		300.0		283.5	
		hk/h	2.0		2.0		2.0	
		hk (cm)	610.0		600.0		567.0	
		λ	100.7		99.0		93.6	
		ω	3.2		3.2		3.2	
		Lfc (kg/cm ²)	105		105		105	
	Lfk (kg/cm ²)	33		33		33		
	曲げ剪断	Lfb (kg/cm ²)	145		145		145	
		Lfs (kg/cm ²)	12		12		12	
		Lfm (kg/cm ²)	30		30		30	
σ _b (柱頭)		0.08		0.00		0.00		
断面算定	長期	(kg/cm ²) (柱脚)	0.00		0.00		0.00	
		σ _c (kg/cm ²)	4.85		14.21		23.58	
		σ _b /f _b (柱頭)	0.15		0.43		0.72	
		+σ _c /f _c (柱脚)	0.15		0.43		0.72	
		τ (kg/cm ²)	0.00		0.00		0.00	
		τ/f _s	0.00		0.00		0.00	
	短期	σ _b (柱頭)	36.76		58.01		37.22	
		(kg/cm ²) (柱脚)	26.60		53.93		96.14	
		σ _c (kg/cm ²)	4.87		14.25		23.66	
		σ _b /f _b (柱頭)	0.20		0.42		0.49	
		+σ _c /f _c (柱脚)	0.17		0.40		0.69	
		τ (kg/cm ²)	2.09		3.6		4.53	
τ/f _s	0.09		0.15		0.19			
判定	OK		OK		OK			

表2. 2. 55 張間方向フレーム柱の断面設計(1) 1 A'

柱符号			1A' 3C2		1A' 2C2		1A' 1C2	
方向			X	Y	X	Y	X	Y
応力	長期	M (柱頭)		0.13		0.19		0.08
		(t・m) (柱脚)		0.10		0.20		0.09
		N (t)		2.63		6.62		10.61
		Q (t)		0.08		0.13		0.06
	水	M (柱頭)		2.30		3.43		3.53
		(t・m) (柱脚)		0.42		1.72		6.21
		N (t)		1.34		5.11		10.39
		Q (t)		0.91		1.72		3.38
	平短	M (柱頭)		2.43		3.62		3.61
		(t・m) (柱脚)		0.52		1.92		6.30
		N (t)		3.97		11.73		21.00
		Q (t)		0.99		1.85		3.44
使用部材	断面	B (mm)		180		180		180
		D (mm)		500		500		500
		挿入鋼板(mm)		9		9		9
		ドリルトン(mm)		14		14		14
		ピン位置r1(mm) (柱頭) r2(mm)		194		194		194
		ピン位置r1(mm) (柱脚) r2(mm)		194		194		194
	性能	A (cm ²)		900		900		900
		A _v T(cm ²)		50.4		50.4		50.4
		A _e T(cm ²)		849.6		849.6		849.6
		A _v B(cm ²)		50.4		50.4		50.4
		A _e B(cm ²)		849.6		849.6		849.6
		α		1.5		1.5		1.5
許容応力度	Z (cm ³)		7,500		7,500		7,500	
	Z _v T(cm ³)		759		759		759	
	Z _e T(cm ³)		6,741		6,741		6,741	
	Z _v B(cm ³)		759		759		759	
	Z _e B(cm ³)		6,741		6,741		6,741	
	i (cm)		5.20		5.20		5.20	
断面算定	長期	h (cm)		300.0		300.0		288.5
		hk/h		2.0		2.0		2.0
		hk (cm)		600.0		600.0		577.0
		λ		115.4		115.4		111.0
		ω		3.2		3.2		3.2
		L _f c (kg/cm ²)		105		105		105
	短期	L _f k (kg/cm ²)		33		33		33
		曲げ L _f b (kg/cm ²)		145		145		145
		剪断 L _f s (kg/cm ²)		12		12		12
		圧縮 L _f m (kg/cm ²)		30		30		30
		σ _b (kg/cm ²) (柱頭)		1.93		2.82		1.19
		(kg/cm ²) (柱脚)		1.48		2.97		1.34
算定	σ _c (kg/cm ²)		2.92		7.36		11.79	
	σ _b /f _b (柱頭)		0.10		0.24		0.37	
	+σ _c /f _c (柱脚)		0.10		0.24		0.37	
	τ (kg/cm ²)		0.14		0.23		0.11	
	τ/f _s		0.01		0.02		0.01	
	σ _b (kg/cm ²) (柱頭)		36.05		53.70		53.55	
(kg/cm ²) (柱脚)		7.71		28.48		93.46		
判定	σ _c (kg/cm ²)		4.41		13.03		23.33	
	σ _b /f _b (柱頭)		0.19		0.38		0.54	
	+σ _c /f _c (柱脚)		0.09		0.30		0.68	
	τ (kg/cm ²)		1.17		2.18		4.05	
τ/f _s		0.05		0.09		0.17		
判定				OK		OK		OK

表2. 2. 56 張間方向フレーム柱の断面設計(2) 1 B'

柱符号			1B' 3C2		1B' 2C2		1B' 1C2			
方 向			X	Y	X	Y	X	Y		
応力	長期	M (柱頭)		0.06		0.04		0.11		
		(t・m) (柱脚)		0.09		0.03		0.07		
		N (t)		2.97		7.81		12.65		
		Q (t)		0.01		0.03		0.01		
		短期	M (柱頭)		2.28		3.42		3.52	
			(t・m) (柱脚)		0.40		1.71		6.21	
	N (t)			1.28		4.80		9.65		
	力	平短	Q (t)		0.90		1.71		3.37	
			長期	M (柱頭)		2.34		3.46		3.63
				(t・m) (柱脚)		0.49		1.74		6.28
		N (t)			4.25		12.61		22.30	
		Q (t)		0.91		1.74		3.38		
使用部材		断面	B (mm)		180		180		180	
	D (mm)			500		500		500		
	挿入鋼板(mm)			9		9		9		
	トワビ γ (mm)			14		14		14		
	t° 位置r1(mm)			194		194		194		
	(柱頭) r2(mm)									
	性能	t° 位置r1(mm)		194		194		194		
		(柱脚) r2(mm)								
		断面	A (cm ²)		900		900		900	
			A vT(cm ²)		50.4		50.4		50.4	
			A eT(cm ²)		849.6		849.6		849.6	
		性能	A vB(cm ²)		50.4		50.4		50.4	
A eB(cm ²)			849.6		849.6		849.6			
α			1.5		1.5		1.5			
性能	Z (cm ³)		7,500		7,500		7,500			
	Z vT(cm ³)		759		759		759			
	Z eT(cm ³)		6,741		6,741		6,741			
	Z vB(cm ³)		759		759		759			
	Z eB(cm ³)		6,741		6,741		6,741			
	i (cm)		5.20		5.20		5.20			
許容応力度	圧縮	h (cm)		300.0		300.0		288.5		
		hk/h		2.0		2.0		2.0		
		hk (cm)		600.0		600.0		577.0		
		λ		115.4		115.4		111.0		
		ω		3.2		3.2		3.2		
		Lfc (kg/cm ²)		105		105		105		
	曲げ剪断	Lfk (kg/cm ²)		33		33		33		
		Lfb (kg/cm ²)		145		145		145		
		Lfs (kg/cm ²)		12		12		12		
		Lfm (kg/cm ²)		30		30		30		
		算定	長期	σ_b (柱頭)		0.89		0.59		1.63
				(kg/cm ² ; 柱脚)		1.34		0.45		1.04
σ_c (kg/cm ²)				3.30		8.68		14.06		
短期	σ_b/f_b (柱頭)			0.11		0.27		0.44		
	+ σ_c/f_c (柱脚)			0.11		0.27		0.44		
	τ (kg/cm ²)			0.02		0.05		0.02		
τ/fs		0.00		0.00		0.00				
算定	短期	σ_b (柱頭)		34.71		51.33		53.85		
		(kg/cm ² ; 柱脚)		7.27		25.81		93.16		
		σ_c (kg/cm ²)		4.72		14.01		24.78		
	長期	σ_b/f_b (柱頭)		0.19		0.39		0.56		
		+ σ_c/f_c (柱脚)		0.10		0.30		0.70		
		τ (kg/cm ²)		1.07		2.05		3.98		
τ/fs		0.04		0.09		0.17				
判 定				OK		OK		OK		

表 2. 2. 57 張間方向フレーム柱の断面設計(3) 2 B'

柱符号		2B' 3C2		2B' 2C2		2B' 1C2	
方 向		X	Y	X	Y	X	Y
応力	長 期	M 柱頭	0.24	0.91	0.79		
		(t・m) 柱脚	0.83	0.89	0.02		
		N (t)	4.15	11.91	19.95		
		Q (t)	0.36	0.60	0.28		
	水 平	M 柱頭	2.35	3.47	3.58		
		(t・m) 柱脚	0.46	1.78	6.22		
		N (t)	0.43	1.20	2.28		
		Q (t)	0.93	1.75	3.40		
	短 期	M 柱頭	2.59	4.38	4.37		
		(t・m) 柱脚	1.29	2.67	6.24		
		N (t)	4.58	13.11	22.23		
		Q (t)	1.29	2.35	3.68		
使用部材	断 面	B (mm)	180	180	180		
		D (mm)	500	500	500		
		挿入鋼板(mm)	9	9	9		
		トリアングル(mm)	14	14	14		
		ピン位置r1(mm) (柱頭) r2(mm)	194	194	194		
		ピン位置r1(mm) (柱脚) r2(mm)	194	194	194		
	断 面 性 能	A (cm ²)	900	900	900		
		A _v I (cm ²)	50.4	50.4	50.4		
		A _e I (cm ²)	849.6	849.6	849.6		
		A _v B (cm ²)	50.4	50.4	50.4		
		A _e B (cm ²)	849.6	849.6	849.6		
		α	1.5	1.5	1.5		
許 容 応 力 度	圧縮	Z (cm ³)	7,500	7,500	7,500		
		Z _v I (cm ³)	759	759	759		
		Z _e I (cm ³)	6,741	6,741	6,741		
		Z _v B (cm ³)	759	759	759		
		Z _e B (cm ³)	6,741	6,741	6,741		
		i (cm)	5.20	5.20	5.20		
断 面 算 定	曲げ 剪断 耐力	h (cm)	300.0	300.0	288.5		
		hk/h	2.0	2.0	2.0		
		hk (cm)	600.0	600.0	577.0		
		λ	115.4	115.4	111.0		
		ω	3.2	3.2	3.2		
		L _{fc} (kg/cm ²)	105	105	105		
断 面 算 定	長 期	L _{fk} (kg/cm ²)	33	33	33		
		曲げ L _{fb} (kg/cm ²)	145	145	145		
		剪断 L _{fs} (kg/cm ²)	12	12	12		
		耐力 L _{fm} (kg/cm ²)	30	30	30		
		σ _b 柱頭	3.56	13.50	11.72		
		(kg/cm ²) 柱脚	12.31	13.20	0.30		
	短 期	σ _c (kg/cm ²)	4.61	13.23	22.17		
		σ _b /f _b 柱頭	0.17	0.50	0.76		
		+σ _c /f _c 柱脚	0.23	0.49	0.68		
		τ (kg/cm ²)	0.64	1.06	0.49		
		τ/f _s	0.05	0.09	0.04		
		σ _b 柱頭	38.42	64.98	64.83		
判 定	(kg/cm ²) 柱脚	19.14	39.61	92.57			
	σ _c (kg/cm ²)	5.09	14.57	24.70			
	σ _b /f _b 柱頭	0.21	0.45	0.60			
	+σ _c /f _c 柱脚	0.14	0.36	0.70			
	τ (kg/cm ²)	1.52	2.77	4.33			
	τ/f _s	0.06	0.12	0.18			
判 定		OK	OK	OK			

表2. 2. 58 張間方向フレーム柱の断面設計(4) 3B'

柱符号				3B' 3C2		3B' 2C2		3B' 1C2		
方 向				X	Y	X	Y	X	Y	
応力	長	M 柱頭		0.18		0.58		0.54		
		(t・m) 柱脚		0.56		0.57		0.01		
		N (t)		4.40		12.62		20.84		
		Q (t)		0.25		0.38		0.18		
	水	M 柱頭		2.42		3.51		3.60		
		(t・m) 柱脚		0.51		1.82		6.22		
		N (t)		1.01		4.23		8.37		
		Q (t)		0.98		1.78		3.41		
	平短	M 柱頭		2.60		4.09		4.14		
		(t・m) 柱脚		1.07		2.39		6.23		
		N (t)		5.41		16.85		29.21		
		Q (t)		1.23		2.16		3.59		
使用	断	B (mm)		180		180		180		
		D (mm)		500		500		500		
		挿入鋼板(mm)		9		9		9		
		トリアノ(mm)		14		14		14		
		トノ位置r1(mm)		194		194		194		
		(柱頭) r2(mm)								
	面	トノ位置r1(mm)		194		194		194		
		(柱脚) r2(mm)								
		部	A (cm ²)		900		900		900	
			A _v T(cm ²)		50.4		50.4		50.4	
			A _e T(cm ²)		849.6		849.6		849.6	
			A _v B(cm ²)		50.4		50.4		50.4	
A _e B(cm ²)			849.6		849.6		849.6			
α			1.5		1.5		1.5			
材	Z (cm ³)		7,500		7,500		7,500			
	Z _v T(cm ³)		759		759		759			
	Z _e T(cm ³)		6,741		6,741		6,741			
	Z _v B(cm ³)		759		759		759			
	Z _e B(cm ³)		6,741		6,741		6,741			
	i (cm)		5.20		5.20		5.20			
許容応力度	圧縮	h (cm)		300.0		300.0		288.5		
		hk/h		2.0		2.0		2.0		
		hk (cm)		600.0		600.0		577.0		
		λ		115.4		115.4		111.0		
		ω		3.2		3.2		3.2		
		L _f c (kg/cm ²)		105		105		105		
		L _f k (kg/cm ²)		33		33		33		
	曲げ	L _f b (kg/cm ²)		145		145		145		
		剪断	L _f s (kg/cm ²)		12		12		12	
			L _f m (kg/cm ²)		30		30		30	
	断面	長	σ _b 柱頭		2.67		8.60		8.01	
			(kg/cm ²) 柱脚		8.31		8.46		0.15	
σ _c (kg/cm ²)				4.89		14.02		23.16		
σ _b /f _b 柱頭				0.17		0.49		0.76		
水		+σ _c /f _c 柱脚		0.21		0.49		0.71		
		τ (kg/cm ²)		0.44		0.67		0.32		
		τ/f _s		0.04		0.06		0.03		
		平短	σ _b 柱頭		38.57		60.67		61.42	
(kg/cm ²) 柱脚				15.87		35.45		92.42		
σ _c (kg/cm ²)				6.01		18.72		32.46		
σ _b /f _b 柱頭				0.22		0.49		0.71		
期		+σ _c /f _c 柱脚		0.15		0.41		0.81		
	τ (kg/cm ²)		1.45		2.54		4.23			
	τ/f _s		0.06		0.11		0.18			
	判定		OK		OK		OK			

3) 大梁の断面設計

梁の断面設計は、梁の両端部および中央の応力に対して行う。端部の設計用応力は、常時荷重（鉛直荷重）による応力は柱芯の値、一時荷重（地震荷重・風荷重等）による応力は梁-挿入鋼板接合部の値を用いる。

せん断力に対する検討では、矩形断面の形状係数を考慮し、せん断応力検討用断面積を全断面積の2/3とする。

耐震壁のせん断力負担率が大きい張間方向は、水平荷重を1.5倍して応力を求めているため、応力解析結果による値をそのまま用いる。

表2. 2. 59～表2. 2. 61に桁行方向フレーム梁の断面設計を示す。また表2. 2. 62～表2. 2. 71に桁行方向フレーム梁の断面設計を示す。

表2. 2. 59 桁行方向フレーム梁の断面設計(1) B・3-4

梁符号		B3-4 RGX1			B3-4 3GX1			B3-4 2GX1			
断面位置		3端	中央	4端	3端	中央	4端	3端	中央	4端	
応力	長期	M (t・m)	2.72	2.28	2.72	1.45	0.95	1.45	1.41	0.99	1.41
		Q (t)	2.50		2.50	1.60		1.60	1.60		1.60
	水	M (t・m)	2.19		2.19	4.68		4.68	5.05		5.05
		(t・m) 接合部	1.75		1.75	3.67		3.67	3.96		3.96
	平	Q (t)		0.73			1.56			1.68	
		短期	M (t・m)	4.47		4.47	5.12		5.12	5.37	
使用部材	断面	B (mm)	180	180	180	180	180	180	210	210	210
		D (mm)	500	500	500	600	600	600	600	600	600
		挿入鋼板(mm)	9		9	9		9	9		9
		トリアビツ(mm)	14		14	14		14	14		14
		ビツ位置r1(mm)	194		194	244		244	244		244
		r2(mm)				146		146	146		146
	断面	A (cm ²)	900	900	900	1080	1080	1080	1260	1260	1260
		A _v (cm ²)	50.4	0	50.4	100.8	0	100.8	117.6	0	117.6
		A _e (cm ²)	849.6	900	849.6	979.2	1080	979.2	1142.4	1260	1142.4
		α	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
		Z (cm ³)	7,500	7,500	7,500	10,800	10,800	10,800	12,600	12,600	12,600
		Z _v (cm ³)	759		759	1,359		1,359	1,585		1,585
	性能	Z _e (cm ³)	6,741	7,500	6,741	9,441	10,800	9,441	11,015	12,600	11,015
		許容曲げ	Lfb (kg/cm ²)	145	145	145	145	145	145	145	145
	Sfb (kg/cm ²)		290	290	290	290	290	290	290	290	290
	許容剪断力	C									
		Lfs (kg/cm ²)	12	12	12	12	12	12	12	12	12
	終局	Sfs (kg/cm ²)	24	24	24	24	24	24	24	24	24
断面算定		Mp (t・m)									
	長期	σ _b (kg/cm ²)	40.35	30.40	40.35	15.36	8.80	15.36	12.80	7.86	12.80
算定	長期	σ _b /f _b	0.28	0.21	0.28	0.11	0.06	0.11	0.09	0.05	0.09
		τ (kg/cm ²)	4.41		4.41	2.45		2.45	2.10		2.10
	短期	τ/fs	0.37		0.37	0.20		0.20	0.18		0.18
		σ _b (kg/cm ²)	66.31		66.31	54.23		54.23	48.75		48.75
	判定	σ _b /f _b	0.23		0.23	0.19		0.19	0.17		0.17
		τ (kg/cm ²)	5.70		5.70	4.84		4.84	4.31		4.31
判定	τ/fs	0.24		0.24	0.20		0.20	0.18		0.18	
判定	判定	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

表 2. 2. 60 桁行方向フレーム梁の断面設計(2) B・4-5

梁符号		B4-5 RGX1			B4-5 3GX1			B4-5 2GX1			
断面位置		4端	中央	5端	4端	中央	5端	4端	中央	5端	
応	長期	M (t・m)	2.71	2.26	2.75	1.45	0.95	1.44	1.41	0.99	1.42
		Q (t)	2.49		2.51	1.60		1.60	1.60		1.60
水		M	2.16		2.10	4.64		4.53	4.99		4.85
		(t・m) 接合部	1.74		1.68	3.64		3.53	3.92		3.79
力	平	Q (t)		0.71			1.53			1.64	
	短期	M (t・m)	4.45		4.43	5.09		4.97	5.33		5.21
		Q (t)	3.20		3.22	3.13		3.13	3.24		3.24
使	断	B (mm)	180	180	180	180	180	180	210	210	210
		D (mm)	500	500	500	600	600	600	600	600	600
用	面	挿入鋼板(mm)	9		9	9		9	9		9
		ドリフト角(mm)	14		14	14		14	14		14
部	面	位置r1(mm)	194		194	244		244	244		244
		r2(mm)				146		146	146		146
材	性	A (cm ²)	900	900	900	1080	1080	1080	1260	1260	1260
		A _v (cm ²)	50.4	0	50.4	100.8	0	100.8	117.6	0	117.6
能	能	A _e (cm ²)	849.6	900	849.6	979.2	1080	979.2	1142.4	1260	1142.4
		α	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
許	容	Z (cm ³)	7,500	7,500	7,500	10,800	10,800	10,800	12,600	12,600	12,600
		Z _v (cm ³)	759		759	1,359		1,359	1,585		1,585
度	力	Z _e (cm ³)	6,741	7,500	6,741	9,441	10,800	9,441	11,015	12,600	11,015
		Lfb (kg/cm ²)	145	145	145	145	145	145	145	145	145
終	局	Sfb (kg/cm ²)	290	290	290	290	290	290	290	290	290
		C									
断	面	Lfs (kg/cm ²)	12	12	12	12	12	12	12	12	12
		Sfs (kg/cm ²)	24	24	24	24	24	24	24	24	24
算	定	Mp (t・m)									
		Qu (t)									
期	判	σ _b (kg/cm ²)	40.20	30.13	40.80	15.36	8.80	15.25	12.80	7.86	12.89
		σ _b /f _b	0.28	0.21	0.28	0.11	0.06	0.11	0.09	0.05	0.09
定	期	τ (kg/cm ²)	4.40		4.43	2.45		2.45	2.10		2.10
		τ/f _s	0.37		0.37	0.20		0.20	0.18		0.18
期	判	σ _b (kg/cm ²)	66.01		65.72	53.91		52.64	48.39		47.30
		σ _b /f _b	0.23		0.23	0.19		0.18	0.17		0.16
期	判	τ (kg/cm ²)	5.65		5.69	4.79		4.79	4.25		4.25
		τ/f _s	0.24		0.24	0.20		0.20	0.18		0.18
判定			OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

表 2. 2. 6 1 桁行方向フレーム梁の断面設計(3) B・5-6

梁符号		B5-6 RGX1			B5-6 3GX1			B5-6 2GX1				
断面位置		5端	中央	6端	5端	中央	6端	5端	中央	6端		
応	長期	M (t・m)	2.82	2.48	1.67	1.44	1.03	0.97	1.43	1.08	0.86	
		Q (t)	2.61		2.38	1.62		1.46	1.64		1.44	
水		M (t・m)	2.40		2.98	5.13		6.27	5.56		6.89	
		(t・m) 接合部	1.85		2.42	3.85		4.99	4.16		5.49	
平		Q (t)		0.93			1.97			2.15		
	短期	M (t・m)	4.67		4.09	5.29		5.96	5.59		6.35	
		Q (t)	3.54		3.31	3.59		3.43	3.79		3.59	
使	断	B (mm)	180	180	180	180	180	180	210	210	210	
		D (mm)	500	500	500	600	600	600	600	600	600	
用	面	挿入鋼板(mm)	9		9	9		9	9		9	
		トリアノ位置(mm)	14		14	14		14	14		14	
部	断	トリアノ位置r1(mm)	194		194	244		244	244		244	
		r2(mm)				146		146	146		146	
材	性	A (cm ²)	900	900	900	1080	1080	1080	1260	1260	1260	
		Av(cm ²)	50.4	0	50.4	100.8	0	100.8	117.6	0	117.6	
能	性	Ae(cm ²)	849.6	900	849.6	979.2	1080	979.2	1142.4	1260	1142.4	
		α	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	
能	性	Z (cm ³)	7,500	7,500	7,500	10,800	10,800	10,800	12,600	12,600	12,600	
		Zv (cm ³)	759		759	1,359		1,359	1,585		1,585	
許	容	Ze (cm ³)	6,741	7,500	6,741	9,441	10,800	9,441	11,015	12,600	11,015	
		Lfb (kg/cm ²)	145	145	145	145	145	145	145	145	145	
曲	げ	Sfb (kg/cm ²)	290	290	290	290	290	290	290	290	290	
		C										
剪	断	Lfs (kg/cm ²)	12	12	12	12	12	12	12	12	12	
		Sfs (kg/cm ²)	24	24	24	24	24	24	24	24	24	
終	局	Mp (t・m)										
		Qu (t)										
断	面	長期	σ_b (kg/cm ²)	41.83	33.07	24.77	15.25	9.54	10.27	12.98	8.57	7.81
			σ_b/f_b	0.29	0.23	0.17	0.11	0.07	0.07	0.09	0.06	0.05
算	定		τ (kg/cm ²)	4.61		4.20	2.48		2.24	2.15		1.89
			τ/f_s	0.38		0.35	0.21		0.19	0.18		0.16
期	判	短期	σ_b (kg/cm ²)	69.28		60.67	56.03		63.13	50.75		57.65
			σ_b/f_b	0.24		0.21	0.19		0.22	0.17		0.20
定	判		τ (kg/cm ²)	6.25		5.84	5.50		5.25	4.98		4.71
			τ/f_s	0.26		0.24	0.23		0.22	0.21		0.20
判定			OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

表2. 2. 62 張間方向フレーム梁の断面設計(1) 1・A-A'

梁符号		1A-A' RGY1			1A-A' 3GY1			1A-A' 2GY1			
断面位置		A端	中央	A'端	A端	中央	A'端	A端	中央	A'端	
応	長期	M (t・m)	0.00	0.20	0.20	0.00	0.85	0.74	0.00	0.84	0.77
		Q (t)	0.36		0.51	0.97		1.18	0.96		1.20
力	水	M (t・m)	0.00		0.89	0.00		1.74	0.00		2.60
		Q (t)		0.33	0.69		0.65	1.35		0.97	2.02
部	短期	M (t・m)	0.00		0.89	0.00		2.09	0.00		2.79
		Q (t)	0.69		0.84	1.62		1.83	1.93		2.17
材	断	B (mm)	180	180	180	180	180	180	180	180	180
		D (mm)	500	500	500	500	500	500	500	500	500
用	面	挿入鋼板(mm)			9			9			9
		トリアングル(mm)			14			14			14
部	断	位置r1(mm)			194			194			194
		r2(mm)									
材	面	A (cm ²)	900	900	900	900	900	900	900	900	900
		A _v (cm ²)	0	0	50.4	0	0	50.4	0	0	50.4
性	能	A _e (cm ²)	900	900	849.6	900	900	849.6	900	900	849.6
		α	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
能	能	Z (cm ³)	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500
		Z _v (cm ³)	0		759	0		759	0		759
許	容	Z _e (cm ³)	7,500	7,500	6,741	7,500	7,500	6,741	7,500	7,500	6,741
		Lfb (kg/cm ²)	145	145	145	145	145	145	145	145	145
容	力	Sfb (kg/cm ²)	290	290	290	290	290	290	290	290	290
		C									
度	剪	Lfs (kg/cm ²)	12	12	12	12	12	12	12	12	12
		Sfs (kg/cm ²)	24	24	24	24	24	24	24	24	24
終	局	Mp (t・m)									
		Qu (t)									
断	面	長期	σ _b (kg/cm ²)	2.67	2.97		11.33	10.98		11.20	11.42
			σ _b /f _b	0.02	0.02		0.08	0.08		0.08	0.08
算	期		τ (kg/cm ²)	0.60	0.90	1.62		2.08	1.60		2.12
			τ/f _s	0.05	0.08	0.13		0.17	0.13		0.18
定	期	短期	σ _b (kg/cm ²)		13.20			31.00			41.39
			σ _b /f _b		0.05			0.11			0.14
判	定		τ (kg/cm ²)	1.15	1.48	2.70		3.23	3.22		3.83
			τ/f _s	0.05	0.06	0.11		0.13	0.13		0.16
判定		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

表 2. 2. 6 3 張間方向フレーム梁の断面設計(2) 1・A'-B

梁符号		1A'-B RGY1			1A'-B 3GY1			1A'-B 2GY1			
断面位置		A'端	中央	B端	A'端	中央	B端	A'端	中央	B端	
応	長期	M (t・m)	0.32	0.30	0.00	1.03	1.35	0.00	1.05	1.34	0.00
		Q (t)	0.63		0.44	1.52		1.14	1.53		1.14
水	長期	M (t・m)	1.41		0.00	2.10		0.00	2.65		0.00
		(t・m) 接合部	1.16			1.72			2.17		
力	平	Q (t)		0.43			0.63		0.80		
	短期	M (t・m)	1.48		0.00	2.75		0.00	3.22		0.00
		Q (t)	1.06		0.87	2.15		1.77	2.33		1.94
使	断	B (mm)	180	180	180	180	180	180	180	180	180
		D (mm)	500	500	500	500	500	500	500	500	500
用	面	挿入鋼板(mm)	9			9			9		
		トノリ板(mm)	14			14			14		
部	面	トノリ位置r1(mm)	194			194			194		
		r2(mm)									
材	断	A (cm ²)	900	900	900	900	900	900	900	900	900
		A _v (cm ²)	50.4	0	0	50.4	0	0	50.4	0	0
性	能	A _e (cm ²)	849.6	900	900	849.6	900	900	849.6	900	900
		α	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
能	能	Z (cm ³)	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500
		Z _v (cm ³)	759	0	0	759	0	0	759	0	0
許	容	Z _e (cm ³)	6,741	7,500	7,500	6,741	7,500	7,500	6,741	7,500	7,500
	曲	Lfb (kg/cm ²)	145	145	145	145	145	145	145	145	145
力	度	Sfb (kg/cm ²)	290	290	290	290	290	290	290	290	290
	剪	C									
終	局	Lfs (kg/cm ²)	12	12	12	12	12	12	12	12	12
		Sfs (kg/cm ²)	24	24	24	24	24	24	24	24	24
算	定	Mp (t・m)									
		Qu (t)									
面	期	σ _b (kg/cm ²)	4.75	4.00		15.28	18.00		15.58	17.87	
		σ _b /f _b	0.03	0.03		0.11	0.12		0.11	0.12	
算	短	τ (kg/cm ²)	1.11		0.73	2.68		1.90	2.70		1.90
		τ/f _s	0.09		0.06	0.22		0.16	0.23		0.16
定	期	σ _b (kg/cm ²)	21.96			40.80			47.77		
		σ _b /f _b	0.08			0.14			0.16		
判	定	τ (kg/cm ²)	1.87		1.45	3.80		2.95	4.11		3.23
		τ/f _s	0.08		0.06	0.16		0.12	0.17		0.13
判定			OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

表 2. 2. 64 張間方向フレーム梁の断面設計(3) 1・B-B'

梁符号		1B-B' RGY1			1B-B' 3GY1			1B-B' 2GY1				
断面位置		B端	中央	B'端	B端	中央	B'端	B端	中央	B'端		
応	長期	M (t・m)	0.00	0.21	0.24	0.00	0.91	0.62	0.00	0.90	0.64	
		Q (t)	0.37		0.54	0.94		1.31	0.93		1.31	
力	水	M (t・m)	0.00		0.96	0.00		1.78	0.00		2.59	
	平	(t・m) 接合部 Q (t)		0.34	0.75		0.63	1.40		0.92	2.03	
使	短期	M (t・m)	0.00		0.99	0.00		2.02	0.00		2.67	
		Q (t)	0.71		0.88	1.57		1.94	1.85		2.23	
用	断	B (mm)	180	180	180	180	180	180	180	180	180	
		D (mm)	500	500	500	500	500	500	500	500	500	
	面	挿入鋼板(mm)			9			9			9	
		トリアングル(mm)			14			14			14	
		トリアングル位置r1(mm)			194			194			194	
		r2(mm)										
部	断	A (cm ²)	900	900	900	900	900	900	900	900	900	
		Av(cm ²)	0	0	50.4	0	0	50.4	0	0	50.4	
	面	Ae(cm ²)	900	900	849.6	900	900	849.6	900	900	849.6	
		a	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	
		Z (cm ³)	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	
		Zv (cm ³)	0		759	0		759	0		759	
		Ze (cm ³)	7,500	7,500	6,741	7,500	7,500	6,741	7,500	7,500	6,741	
許容	曲げ	Lfb (kg/cm ²)	145	145	145	145	145	145	145	145	145	
		Sfb (kg/cm ²)	290	290	290	290	290	290	290	290	290	
力	剪断	C										
		Lfs (kg/cm ²)	12	12	12	12	12	12	12	12	12	
度	終局	Sfs (kg/cm ²)	24	24	24	24	24	24	24	24	24	
		Mp (t・m)										
算	期	Qu (t)										
		長	σ_b (kg/cm ²)		2.80	3.56		12.13	9.20		12.00	9.49
定	面		σ_b/f_b		0.02	0.02		0.08	0.06		0.08	0.07
		τ (kg/cm ²)	0.62		0.95	1.57		2.31	1.55		2.31	
		τ/f_s	0.05		0.08	0.13		0.19	0.13		0.19	
	短	σ_b (kg/cm ²)			14.69			29.97			39.61	
		σ_b/f_b			0.05			0.10			0.14	
	期	τ (kg/cm ²)	1.18		1.55	2.62		3.43	3.08		3.94	
τ/f_s		0.05		0.06	0.11		0.14	0.13		0.16		
判	定	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK		

表 2. 2. 6 5 張間方向フレーム梁の断面設計(4) 1・B'-C

梁符号		1B'-C RGY1			1B'-C 3GY1			1B'-C 2GY1				
断面位置		B'端	中央	C端	B'端	中央	C端	B'端	中央	C端		
応	長期	M (t・m)	0.31	0.28	0.00	0.49	0.14	0.00	0.50	0.13	0.00	
		Q (t)	0.61		0.42	0.58		0.28	0.59		0.28	
水		M (t・m)	1.33		0.00	2.04		0.00	2.64		0.00	
		(t・m) 接合部	1.08			1.66			2.15			
力	平	Q (t)		0.41			0.64		0.83			
	短期	M (t・m)	1.39		0.00	2.15		0.00	2.65		0.00	
		Q (t)	1.02		0.83	1.22		0.92	1.42		1.11	
使	断	B (mm)	180	180	180	180	180	180	180	180	180	
		D (mm)	500	500	500	500	500	500	500	500	500	
	面	挿入鋼板(mm)	9			9			9			
		トリアビ°γ(mm)	14			14			14			
		ト°位置r1(mm)	194			194			194			
	r2(mm)											
部	断	A (cm ²)	900	900	900	900	900	900	900	900	900	
		A _v (cm ²)	50.4	0	0	50.4	0	0	50.4	0	0	
	面	A _e (cm ²)	849.6	900	900	849.6	900	900	849.6	900	900	
		α	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	
	材	Z (cm ³)	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	
		Z _v (cm ³)	759	0	0	759	0	0	759	0	0	
		Z _e (cm ³)	6,741	7,500	7,500	6,741	7,500	7,500	6,741	7,500	7,500	
許	曲	Lfb (kg/cm ²)	145	145	145	145	145	145	145	145	145	
		Sfb (kg/cm ²)	290	290	290	290	290	290	290	290	290	
容	力	C										
		剪断	Lfs (kg/cm ²)	12	12	12	12	12	12	12	12	
度	度		Sfs (kg/cm ²)	24	24	24	24	24	24	24	24	
		終局	Mp (t・m)									
局	算		Qu (t)									
		期	長	σ _b (kg/cm ²)	4.60	3.73		7.27	1.87		7.42	1.73
σ _b /f _b	0.03			0.03		0.05	0.01		0.05	0.01		
面	期	短	τ (kg/cm ²)	1.08		0.70	1.02		0.47	1.04		0.47
			τ/f _s	0.09		0.06	0.09		0.04	0.09		0.04
算	期	短	σ _b (kg/cm ²)	20.62			31.89			39.31		
			σ _b /f _b	0.07			0.11			0.14		
定	期	判	τ (kg/cm ²)	1.80		1.38	2.15		1.53	2.51		1.85
			τ/f _s	0.08		0.06	0.09		0.06	0.10		0.08
判定			OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

表 2. 2. 66 張間方向フレーム梁の断面設計(5) 2・A-B

梁 符 号		2A-B RGY1			2A-B 3GY1			2A-B 2GY1			
断面位置		A 端	中央	B 端	A 端	中央	B 端	A 端	中央	B 端	
応	長期	M (t・m)	0.00	1.25	0.00	0.00	9.48	0.00	0.00	9.48	0.00
		Q (t)	0.83		0.83	5.30		4.82	5.30		4.82
力	水	M (t・m) 接合部									
	平	Q (t)									
期	短期	M (t・m)									
		Q (t)									
使	断	B (mm)	180	180	180	180	180	180	180	180	180
		D (mm)	500	500	500	500	500	500	500	500	500
用	面	挿入鋼板(mm)									
		トリアトビ(mm)									
部	断	トビ位置r1(mm)									
		r2(mm)									
材	面	A (cm ²)	900	900	900	900	900	900	900	900	900
		A _v (cm ²)	0	0	0	0	0	0	0	0	0
性	能	A _e (cm ²)	900	900	900	900	900	900	900	900	900
		α	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
許	容	Z (cm ³)	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500
		Z _v (cm ³)	0	0	0	0	0	0	0	0	0
度	曲	Z _e (cm ³)	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500
		Lfb (kg/cm ²)	145	145	145	145	145	145	145	145	145
終	局	Sfb (kg/cm ²)	290	290	290	290	290	290	290	290	290
		C									
断	期	Lfs (kg/cm ²)	12	12	12	12	12	12	12	12	12
		Sfs (kg/cm ²)	24	24	24	24	24	24	24	24	24
算	定	Mp (t・m)									
		Qu (t)									
判	定	σ _b (kg/cm ²)		16.67			126.40			126.40	
		σ _b /f _b		0.11			0.87			0.87	
期	短	τ (kg/cm ²)	1.38		1.38	8.83		8.03	8.83		8.03
		τ/f _s	0.12		0.12	0.74		0.67	0.74		0.67
期	短	σ _b (kg/cm ²)									
		σ _b /f _b									
期	短	τ (kg/cm ²)									
		τ/f _s									
判 定			OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

表 2. 2. 6 7 張間方向フレーム梁の断面設計(6) 2・B-B'

梁符号		2B-B' RGY1			2B-B' 3GY1			2B-B' 2GY1			
断面位置		B端	中央	B'端	B端	中央	B'端	B端	中央	B'端	
応	長期	M (t・m)	0.00	0.45	0.22	0.00	3.81	3.40	0.00	3.79	3.44
	水	Q (t)	0.50		0.61	2.96		5.50	2.94		5.51
力	平	M (t・m) 接合部	0.00		0.99	0.00		1.60	0.00		2.13
		Q (t)		0.25			0.40			0.53	
使	断	B (mm)	180	180	180	180	180	180	180	180	180
		D (mm)	500	500	500	500	500	500	500	500	500
用	面	挿入鋼板(mm)			9			9			9
		トリフトγ(mm)			14			14			14
部	断	ト°位置r1(mm)			194			194			194
		r2(mm)									
材	性	A (cm ²)	900	900	900	900	900	900	900	900	900
		Av(cm ²)	0	0	50.4	0	0	50.4	0	0	50.4
能	性	Ae(cm ²)	900	900	849.6	900	900	849.6	900	900	849.6
		α	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
許	曲	Z (cm ³)	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500
		Zv (cm ³)	0		759	0		759	0		759
容	力	Ze (cm ³)	7,500	7,500	6,741	7,500	7,500	6,741	7,500	7,500	6,741
		Lfb (kg/cm ²)	145	145	145	145	145	145	145	145	145
度	度	Sfb (kg/cm ²)	290	290	290	290	290	290	290	290	290
		C									
終	局	Lfs (kg/cm ²)	12	12	12	12	12	12	12	12	12
		Sfs (kg/cm ²)	24	24	24	24	24	24	24	24	24
算	定	Mp (t・m)									
		Qu (t)									
面	期	σb (kg/cm ²)		6.00	3.26		50.80	50.44		50.53	51.03
		σb/fb		0.04	0.02		0.35	0.35		0.35	0.35
算	期	τ (kg/cm ²)	0.83		1.08	4.93		9.71	4.90		9.73
		τ/fs	0.07		0.09	0.41		0.81	0.41		0.81
定	期	σb (kg/cm ²)			15.72			70.61			77.88
		σb/fb			0.05			0.24			0.27
判	定	τ (kg/cm ²)	1.25		1.52	5.60		10.42	5.78		10.66
		τ/fs	0.05		0.06	0.23		0.43	0.24		0.44
判定			OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

表 2. 2. 68 張間方向フレーム梁の断面設計(7) 2・B'-C

梁符号		2B'-C RGY1			2B'-C 3GY1			2B'-C 2GY1			
断面位置		B'端	中央	C端	B'端	中央	C端	B'端	中央	C端	
応	長期	M (t・m)	0.02	0.13	0.00	1.65	0.46	0.00	1.76	0.50	0.00
		Q (t)	0.27		0.29	1.09		0.57	1.14		0.62
水	平	M (t・m)	1.35		0.00	2.33		0.00	3.23		0.00
		(t・m) 接合部	0.95			1.63			2.26		
力	短期	Q (t)		0.68			1.17			1.62	
		M (t・m)	0.97		0.00	3.28		0.00	4.02		0.00
使	断	B (mm)	180	180	180	180	180	180	180	180	180
		D (mm)	500	500	500	500	500	500	500	500	500
用	面	挿入鋼板(mm)	9			9			9		
		ドリフトγ(mm)	14			14			14		
部	断	ε°位置r1(mm)	194			194			194		
		r2(mm)									
材	面	A (cm ²)	900	900	900	900	900	900	900	900	900
		A _v (cm ²)	50.4	0	0	50.4	0	0	50.4	0	0
性	能	A _e (cm ²)	849.6	900	900	849.6	900	900	849.6	900	900
		α	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
許	容	Z (cm ³)	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500
		Z _v (cm ³)	759		0	759		0	759		0
容	力	Z _e (cm ³)	6,741	7,500	7,500	6,741	7,500	7,500	6,741	7,500	7,500
		Lfb (kg/cm ²)	145	145	145	145	145	145	145	145	145
度	剪	Sfb (kg/cm ²)	290	290	290	290	290	290	290	290	290
		C									
終	局	Lfs (kg/cm ²)	12	12	12	12	12	12	12	12	12
		Sfs (kg/cm ²)	24	24	24	24	24	24	24	24	24
断	期	Mp (t・m)									
		Qu (t)									
算	定	σ _b (kg/cm ²)	0.30	1.73		24.48	6.13		26.11	6.67	
		σ _b /f _b	0.00	0.01		0.17	0.04		0.18	0.05	
判	定	τ (kg/cm ²)	0.48		0.48	1.92		0.95	2.01		1.03
		τ/f _s	0.04		0.04	0.16		0.08	0.17		0.09
期	算	σ _b (kg/cm ²)	14.39			48.66			59.64		
		σ _b /f _b	0.05			0.17			0.21		
定	判	τ (kg/cm ²)	1.68		1.62	3.99		2.90	4.87		3.73
		τ/f _s	0.07		0.07	0.17		0.12	0.20		0.16
判定			OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

表 2. 2. 69 張間方向フレーム梁の断面設計(8) 3・A-B

梁符号		3A-B RGY1			3A-B 3GY1			3A-B 2GY1			
断面位置		A端	中央	B端	A端	中央	B端	A端	中央	B端	
応	長期	M (t・m)	0.00	1.25	0.00	0.00	9.48	0.00	0.00	9.48	0.00
		Q (t)	0.83		0.83	5.30		4.82	5.30		4.82
力	水	M (t・m)									
	平	Q (t)									
短	長期	M (t・m)									
		Q (t)									
使	断	B (mm)	180	180	180	180	180	180	180	180	
		D (mm)	500	500	500	500	500	500	500	500	
用	面	挿入鋼板(mm)									
		トリフト γ (mm)									
部	断	t° 位置r1(mm)									
		r2(mm)									
材	断	A (cm ²)	900	900	900	900	900	900	900	900	
	面	A _v (cm ²)	0	0	0	0	0	0	0	0	
性		A _e (cm ²)	900	900	900	900	900	900	900	900	
		α	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	
能		Z (cm ³)	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	
		Z _v (cm ³)	0	0	0	0	0	0	0	0	
許	容	Z _e (cm ³)	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	
	曲	Lfb (kg/cm ²)	145	145	145	145	145	145	145	145	
度	剪	Sfb (kg/cm ²)	290	290	290	290	290	290	290	290	
	断	C									
終		Lfs (kg/cm ²)	12	12	12	12	12	12	12	12	
		Sfs (kg/cm ²)	24	24	24	24	24	24	24	24	
局		Mp (t・m)									
		Qu (t)									
断	長	σ_b (kg/cm ²)		16.67			126.40		126.40		
		σ_b/f_b		0.11			0.87		0.87		
期		τ (kg/cm ²)	1.38		1.38	8.83		8.03	8.83	8.03	
		τ/f_s	0.12		0.12	0.74		0.67	0.74	0.67	
算	短	σ_b (kg/cm ²)									
		σ_b/f_b									
定		τ (kg/cm ²)									
		τ/f_s									
判定			OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

表 2. 2. 70 張間方向フレーム梁の断面設計(9) 3・B-B'

梁符号		3B-B' RGY1			3B-B' 3GY1			3B-B' 2GY1			
断面位置		B端	中央	B'端	B端	中央	B'端	B端	中央	B'端	
応	長期	M (t・m)	0.00	0.42	0.30	0.00	3.11	2.22	0.00	3.10	2.24
		Q (t)	0.48		0.63	2.25		3.40	2.24		3.40
水		M	0.00		0.81	0.00		1.44	0.00		2.02
		(t・m) 接合部			0.69			1.22			1.72
力	平	Q (t)		0.20		0.36			0.51		
	短期	M (t・m)	0.00		0.99	0.00		3.44	0.00		3.96
		Q (t)	0.68		0.83	2.61		3.76	2.75		3.91
使	断	B (mm)	180	180	180	180	180	180	180	180	180
		D (mm)	500	500	500	500	500	500	500	500	500
用	面	挿入鋼板(mm)			9			9			9
		トリアトビノ(mm)			14			14			14
部	面	位置r1(mm)			194			194			194
		r2(mm)									
材	断	A (cm ²)	900	900	900	900	900	900	900	900	900
		A _v (cm ²)	0	0	50.4	0	0	50.4	0	0	50.4
性	能	A _e (cm ²)	900	900	849.6	900	900	849.6	900	900	849.6
		α	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
能	能	Z (cm ³)	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500
		Z _v (cm ³)	0		759	0		759	0		759
許	容	Z _e (cm ³)	7,500	7,500	6,741	7,500	7,500	6,741	7,500	7,500	6,741
		Lfb (kg/cm ²)	145	145	145	145	145	145	145	145	145
度	曲	Sfb (kg/cm ²)	290	290	290	290	290	290	290	290	290
		C									
力	断	Lfs (kg/cm ²)	12	12	12	12	12	12	12	12	12
		Sfs (kg/cm ²)	24	24	24	24	24	24	24	24	24
終	局	Mp (t・m)									
		Qu (t)									
断	面	σ _b (kg/cm ²)		5.60	4.45		41.47	32.93		41.33	33.23
		σ _b /f _b		0.04	0.03		0.29	0.23		0.29	0.23
算	期	τ (kg/cm ²)	0.80		1.11	3.75		6.00	3.73		6.00
		τ/f _s	0.07		0.09	0.31		0.50	0.31		0.50
定	期	σ _b (kg/cm ²)			14.69			51.03			58.74
		σ _b /f _b			0.05			0.18			0.20
判	定	τ (kg/cm ²)	1.13		1.47	4.35		6.64	4.58		6.90
		τ/f _s	0.05		0.06	0.18		0.28	0.19		0.29
判定			OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

表2. 2. 7 1 張間方向フレーム梁の断面設計(10) 3・B'-C

梁符号		3B'-C RGY1			3B'-C 3GY1			3B'-C 2GY1			
断面位置		B'端	中央	C端	B'端	中央	C端	B'端	中央	C端	
応	長期	M (t・m)	0.12	0.09	0.00	1.07	0.54	0.00	1.14	0.57	0.00
		Q (t)	0.34		0.22	0.54		0.54	0.57		0.57
水	長期	M (t・m)	1.62		0.00	2.58		0.00	3.40		0.00
		(t・m) 接合部	1.13			1.81			2.38		
力	平	Q (t)		0.81		1.29			1.70		
	短期	M (t・m)	1.25		0.00	2.88		0.00	3.52		0.00
		Q (t)	1.15		1.03	1.83		1.83	2.27		2.27
使	断	B (mm)	180	180	180	180	180	180	180	180	180
		D (mm)	500	500	500	500	500	500	500	500	500
用	面	挿入鋼板(mm)	9			9			9		
		トリアビツ(mm)	14			14			14		
部	面	ビツ位置r1(mm)	194			194			194		
		r2(mm)									
材	性	断	A (cm ²)	900	900	900	900	900	900	900	900
		A _v (cm ²)	50.4	0	0	50.4	0	0	50.4	0	0
能	性	A _e (cm ²)	849.6	900	900	849.6	900	900	849.6	900	900
		α	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
能	性	Z (cm ³)	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500	7,500
		Z _v (cm ³)	759	0	0	759	0	0	759	0	0
許	容	Z _e (cm ³)	6,741	7,500	7,500	6,741	7,500	7,500	6,741	7,500	7,500
		Lfb (kg/cm ²)	145	145	145	145	145	145	145	145	145
力	度	Sfb (kg/cm ²)	290	290	290	290	290	290	290	290	290
		C									
終	局	Lfs (kg/cm ²)	12	12	12	12	12	12	12	12	12
		Sfs (kg/cm ²)	24	24	24	24	24	24	24	24	24
算	定	Mp (t・m)									
		Qu (t)									
面	期	σ _b (kg/cm ²)	1.78	1.20		15.87	7.13		16.91	7.60	
		σ _b /f _b	0.01	0.01		0.11	0.05		0.12	0.05	
算	期	τ (kg/cm ²)	0.60		0.37	0.95		0.90	1.01		0.95
		τ/f _s	0.05		0.03	0.08		0.08	0.08		0.08
定	期	σ _b (kg/cm ²)	18.54			42.72			52.22		
		σ _b /f _b	0.06			0.15			0.18		
判	定	τ (kg/cm ²)	2.03		1.72	3.23		3.05	4.01		3.78
		τ/f _s	0.08		0.07	0.13		0.13	0.17		0.16
判定			OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

4) 張間方向耐震壁の設計

張間方向の耐震壁はせん断力の負担率が高いが、応力解析では水平荷重を 1.5倍して応力を求めているため、耐震壁の設計では、応力解析で得られた値をそのまま用いる。

耐震壁は、釘のせん断耐力と面材のせん断耐力を比較し、その小さい方の値をもって耐震壁のせん断耐力とする。本設計例では、全て、釘のせん断耐力で耐震壁のせん断耐力が決まっている。また面材は全て両面貼りなので、2枚の面材が均等に応力を負担するものとしてせん断耐力を計算している。

表2. 2. 7 2に張間方向耐震壁の設計を示す。

表2. 2. 72 張間方向耐震壁の設計

単位:cm, kg

釘 CN65 q t= 1.2 : 81 kg		面材 f s(短期) 24 kg/cm ²												
枠材 Hem-Fi t= 1.5 : 90 kg		釘ピッチ(升り) 5 cm 以内												
位置	j	t	l	h1	h2	m	n1	n2	s	Q0	α, β, L	面材強さ	Q, QA	判定
1 フレーム	1	1.5	91.0	182.0	68.0	19	37	15	18	3,240	0.0		2,570	
A-A' 3F	2-3	1.5	71.0	182.0	68.0	15	37	15	14	2,520	0.0		8,280	
										8,280	233.0	16,776	0.31	OK
1 フレーム	1	1.5	91.0	182.0	68.0	19	37	15	18	3,240	0.0		4,160	
A-A' 2F	2-3	1.5	71.0	182.0	68.0	15	37	15	14	2,520	0.0		8,280	
										8,280	233.0	16,776	0.50	OK
1 フレーム	1	1.5	91.0	182.0	68.0	19	37	15	18	3,240	0.0		5,200	
A-A' 1F	2-3	1.5	71.0	182.0	68.0	15	37	15	14	2,520	0.0		8,280	
										8,280	233.0	16,776	0.63	OK
1 フレーム	1,3	1.5	91.0	182.0	68.0	19	37	15	18	3,240	0.256		2,520	
B-B' 3F	2	1.5	62.5	182.0	68.0	13	37	15	12	2,160	0.320		7,783	
										8,640	244.5	13,097	0.32	OK
1 フレーム	1,3	1.5	91.0	182.0	68.0	19	37	15	18	3,240	0.256		4,050	
B-B' 2F	2	1.5	62.5	182.0	68.0	13	37	15	12	2,160	0.320		7,783	
										8,640	244.5	13,097	0.52	OK
1 フレーム	1,3	1.5	91.0	182.0	81.5	19	37	17	18	3,216	0.256		5,030	
B-B' 1F	2	1.5	62.5	182.0	81.5	13	37	17	12	2,160	0.304		7,778	
										8,591	244.5	13,097	0.65	OK
3 フレーム	1-5	1.2	91.0	182.0	68.0	19	37	15	18	2,916	0.0		7,150	
3階 A-B	6-7	1.2	62.0	182.0	68.0	13	37	15	12	1,944	0.0		18,468	
										18,468	579.0	33,350	0.39	OK
3 フレーム	1-5	1.2	91.0	182.0	68.0	19	37	15	18	2,916	0.0		11,120	
2階 A-B	6-7	1.2	62.0	182.0	68.0	13	37	15	12	1,944	0.0		18,468	
										18,468	579.0	33,350	0.60	OK
3 フレーム	1-5	1.5	91.0	182.0	81.5	19	37	17	18	3,216	0.0		13,350	
1階 A-B	6-7	1.5	62.0	182.0	81.5	13	37	17	12	2,160	0.0		20,399	
										20,399	579.0	41,688	0.65	OK
3 フレーム	1-2	1.5	91.0	182.0	68.0	19	37	15	18	3,240	0.0		4,330	
3階 B-B'	3	1.5	62.5	182.0	68.0	13	37	15	12	2,160	0.0		12,913	
	4-5	1.5	60.0	182.0	68.0	13	37	15	12	2,136				
										12,913	364.5	26,244	0.34	OK
3 フレーム	1-2	1.5	91.0	182.0	68.0	19	37	15	18	3,240	0.0		6,750	
2階 B-B'	3	1.5	62.5	182.0	68.0	13	37	15	12	2,160	0.0		12,913	
	4-5	1.5	60.0	182.0	68.0	13	37	15	12	2,136				
										12,913	364.5	26,244	0.52	OK
3 フレーム	1-2	1.5	91.0	182.0	81.5	19	37	17	18	3,216	0.0		7,790	
1階 B-B'	3	1.5	62.5	182.0	81.5	13	37	17	12	2,160	0.0		12,832	
	4-5	1.5	60.0	182.0	81.5	13	37	17	12	2,120				
										12,832	364.5	26,244	0.61	OK

2. 2. 8 二次設計

1) 層間変形角および剛性率

剛性率 R_s は以下による。

$$R_s = \frac{r_s}{\bar{r}_s}$$

ここに

- R_s : 各階の剛性率
- r_s : 各階の層間変形角の逆数
- \bar{r}_s : 層間変形角の逆数の相加平均

表 2. 2. 73 に水平荷重時の層間変形角と剛性率を示す。

表 2. 2. 73 水平荷重時の層間変形角と剛性率

階	桁 行 方 向				張 間 方 向			
	階 高	層間変形角	r_s	R_s	階 高	層間変形角	r_s	R_s
3	305.0	1/197	197	1.08	300.0	1/438	438	1.35
2	300.0	1/165	165	0.90	300.0	1/284	284	0.88
1	283.5	1/186	186	1.02	288.5	1/251	251	0.77
平均			182.7				324.3	

桁行方向・張間方向とも各階の剛性率は0.60以上である。

2) 偏心率

桁行方向に対する偏心率 R_{ex} および張間方向に対する偏心率 R_{ey} は以下による。

$$R_{ex} = e_y / r_{ex}$$

$$R_{ey} = e_x / r_{ey}$$

$$e_x = |l_x - g_x|$$

$$e_y = |l_y - g_y|$$

$$r_{ex} = \sqrt{\frac{K_r}{\sum K_x}}$$

$$r_{ey} = \sqrt{\frac{K_r}{\sum K_y}}$$

$$K_r = \sum (K_x \cdot Y^2) + \sum (K_y \cdot X^2)$$

$$X = x - l_x$$

$$Y = y - l_y$$

ここに

- Rex : 桁行方向の偏心率
 Rey : 張間方向の偏心率
 ex : X方向の偏心距離(cm)
 ey : Y方向の偏心距離(cm)
 rex : 桁行方向の弾力半径(cm)
 rey : 張間方向の弾力半径(cm)
 lx : 剛心のX座標(cm)
 ly : 剛心のY座標(cm)
 gx : 重心のX座標(cm)
 gy : 重心のY座標(cm)
 Kr : 剛心まわりのねじり剛性(t・cm)
 Kx : 桁行方向の各耐震要素の剛性(t/cm)
 Ky : 張間方向の各耐震要素の剛性(t/cm)
 X : 張間方向の各耐震要素の剛心を座標原点としたときのX座標(cm)
 Y : 桁行方向の各耐震要素の剛心を座標原点としたときのY座標(cm)
 x : 張間方向の各耐震要素のX座標(cm)
 y : 桁行方向の各耐震要素のY座標(cm)

ただし

$$\begin{aligned}
 l_x &= 1,500 \text{ cm} \quad (1 \sim 3 \text{ 階とも同じ}) \\
 l_y &= 600 \text{ cm} \quad (1 \sim 3 \text{ 階とも同じ})
 \end{aligned}$$

表2. 2. 74～表2. 2. 76に各階の重心の座標を示す。

表2. 2. 74 各階の重心の座標(1) 3階

単位:t, cm

3階	1	2	3	4	5	6	y	Σ N	Σ N・y
C	2.89	2.63	2.22	2.22	2.63	2.89	1200.0	15.48	18,576
B'		4.15	4.40	4.26	4.15		1000.0	16.96	16,960
	2.97					2.97	880.0	5.94	5,227
B	2.67	5.55	6.11	6.11	5.55	2.67	600.0	28.66	17,196
A'	2.63					2.63	268.5	5.26	1,412
A	2.32	5.39	5.59	5.59	5.39	2.32	0.0	26.60	0
x	0.0	600.0	1200.0	1800.0	2400.0	3000.0		Σ W	98.90
Σ N	13.48	17.72	18.32	18.18	17.72	13.48		3 gx	1499.58
Σ N・x	0	10,632	21,984	32,724	42,528	40,440		3 gy	600.32

表2. 2. 75 各階の重心の座標(2) 2階

単位:t, cm

2階	1	2	3	4	5	6	y	Σ N	Σ N・y
C	6.82	5.36	4.78	4.78	5.36	6.82	1200.0	33.92	40,704
B'		11.91	12.62	12.07	11.91		1000.0	48.51	48,510
	7.81					7.81	880.0	15.62	13,746
B	6.97	16.42	17.91	17.83	16.42	6.97	600.0	82.52	49,512
A'	6.62					6.62	268.5	13.24	3,555
A	5.08	14.83	16.46	16.46	14.83	5.08	0.0	72.74	0
x	0.0	600.0	1200.0	1800.0	2400.0	3000.0		Σ W	266.55
Σ N	33.30	48.52	51.77	51.14	48.52	33.30		2 gx	1499.29
Σ N・x	0	29,112	62,124	92,052	116,448	99,900		2 gy	585.36

表 2. 2. 76 各階の重心の座標(3) 1階

単位:t, cm

1階	1	2	3	4	5	6	y	Σ N	Σ N・y
C	10.75	8.66	7.34	7.34	8.66	10.75	1200.0	53.50	64,200
B'		19.95	20.84	19.88	19.95		1000.0	80.62	80,620
	12.65					12.65	880.0	25.30	22,264
B	11.27	27.29	29.71	29.55	27.29	11.27	600.0	136.38	81,828
A'	10.61					10.61	268.5	21.22	5,698
A	7.84	24.27	27.33	27.33	24.27	7.84	0.0	118.88	0
x	0.0	600.0	1200.0	1800.0	2400.0	3000.0		Σ W	435.90
Σ N	53.12	80.17	85.22	84.10	80.17	53.12		1 g x	1499.23
Σ N・x	0	48,102	102,264	151,380	192,408	159,360		1 g y	584.10

表 2. 2. 77~表 2. 2. 79に各階のねじり剛性と弾力半径を示す。

表 2. 2. 77 各階のねじり剛性と弾力半径(1) 3階 単位:t・cm, cm

方向	レベル	y	Y= ly-y	Q	δ	Kx	Kx・Y ²
桁行	C	1200.0	600.0	12.65	1.541	8.209	2,955,240
	B	600.0	0.0	12.65	1.541	8.209	0
	A	0.0	600.0	12.65	1.541	8.209	2,955,240
	Σ					24.627	5,910,480
方向	レベル	x	X= lx-x	Q	δ	Ky	Ky・X ²
張間	1	0.0	1500.0	4.30	0.684	6.287	14,145,750
	2	600.0	900.0	0.32	0.684	0.468	379,080
	3	1200.0	300.0	8.01	0.684	11.706	1,053,540
	4	1800.0	300.0	8.01	0.684	11.706	1,053,540
	5	2400.0	900.0	0.32	0.684	0.468	379,080
	6	3000.0	1500.0	4.30	0.684	6.287	14,145,750
	Σ					36.922	31,156,740
					3KR	37,067,220	
					3 r ex	1,227	
					3 r ey	1,002	

表 2. 2. 78 各階のねじり剛性と弾力半径(2) 2階 単位:t・cm, cm

方向	レベル	y	Y= ly-y	Q	δ	Kx	Kx・Y ²
桁行	C	1200.0	600.0	22.75	1.818	12.514	4,505,040
	B	600.0	0.0	22.75	1.818	12.514	0
	A	0.0	600.0	22.75	1.818	12.514	4,505,040
	Σ					37.542	9,010,080
方向	レベル	x	X= lx-x	Q	δ	Ky	Ky・X ²
張間	1	0.0	1500.0	8.00	1.054	7.590	17,077,500
	2	600.0	900.0	1.41	1.054	1.335	1,081,350
	3	1200.0	300.0	13.34	1.054	12.657	1,139,130
	4	1800.0	300.0	13.34	1.054	12.657	1,139,130
	5	2400.0	900.0	1.41	1.054	1.335	1,081,350
	6	3000.0	1500.0	8.00	1.054	7.590	17,077,500
	Σ					43.164	38,595,960
					2KR	47,606,040	
					2 r ex	1,126	
					2 r ey	1,050	

表2. 2. 79 各階のねじり剛性と弾力半径(3) 1階 単位:t・cm, cm

方向	フレーム	y	Y= ly-y	Q	δ	Kx	$Kx \cdot Y^2$
桁行	C	1200.0	600.0	30.10	1.520	19.803	7,129,080
	B	600.0	0.0	30.10	1.520	19.803	0
	A	0.0	600.0	30.10	1.520	19.803	7,129,080
	Σ					59.409	14,258,160
方向	フレーム	x	X= lx-x	Q	δ	Ky	$Ky \cdot X^2$
張間	1	0.0	1500.0	11.38	1.146	9.930	22,342,500
	2	600.0	900.0	2.33	1.146	2.030	1,644,300
	3	1200.0	300.0	16.43	1.146	14.334	1,290,060
	4	1800.0	300.0	16.43	1.146	14.334	1,290,060
	5	2400.0	900.0	2.33	1.146	2.030	1,644,300
	6	3000.0	1500.0	11.38	1.146	9.930	22,342,500
	Σ					52.588	50,553,720
						IKR	64,811,880
						lrex	1.044
						lrey	1.110

表2. 2. 80に各階の偏心率を示す。

表2. 2. 80 各階の偏心率 単位:cm

階	桁行方向					張間方向				
	ly	gy	ey	rex	Rex	lx	gx	ex	rey	Rey
3	600.0	600.3	0.3	1227	0.000	1500.0	1499.6	0.4	1002	0.000
2	600.0	585.4	14.6	1126	0.013	1500.0	1499.3	0.7	1050	0.001
1	600.0	584.1	15.9	1044	0.015	1500.0	1499.2	0.8	1110	0.001

桁行方向・張間方向とも偏心率は0.15以下で、張間方向はほとんど偏心なしと考えてよい値である。

3) 二次設計のまとめ

本建物は、層間変形角 $1/150$ 以下で、剛性率0.60以上・偏心率0.15以下に収まっており、設計方針で定めた目標を満たしている。したがって、図2. 2. 1で示した構造計算のフローに示したルート2の条件も満たしており、構造計算のルートの選択は当初の方針通りでよいと判断した。

2. 2. 9 まとめ

本設計例では、木造3階建て共同住宅を取り上げ、鋼板挿入ドリフトピン接合を用いた大断面木造の構造計画、接合部のモデル化、桁行方向・張間方向主フレームの応力解析、挿入鋼板-集成材接合部・柱・大梁・耐震壁の断面設計、二次設計の例を示した。

通直集成材を構造部材に用い、接合部を鋼板挿入ドリフトピン接合とした大断面木造建築物は、その耐力・剛性が接合部のドリフトピン配置で決まっており、鉄筋コンクリート造や鉄骨造の建物のように、鉄筋を増やしたり鋼板の厚さを厚くするなどの簡便な方法で耐力や剛性を増やすわけにはいかない。接合部に鋼板挿入ドリフトピン接合を用いた場合、部材寸法を決めると同時に接合部の耐力・剛性が一義的に決まってしまうと言っても過言ではないだろう。したがって、接合部の設計の時点で接合部の応力度が許容応力度を超えた場合は、部材断面の設定・ドリフトピンの配置等、設計の最初の部分に立ち返って再び設計を行わねばならない。

本設計例をみると、通直集成材の部材本体は、応力度比が鉄骨造の建築物に比べ小さい値に留まっている。クリティカルなのは接合部で、むしろ部材断面は、各階に求められる耐力・剛性を満たす接合部を支持する部分と言えるだろう。実際の設計では、各種の接合部を設定し、その耐力と剛性を把握して、どの大きさの接合部を用いるかを定めることになると考えられる。接合部が決まればその接合部を支えるべき柱・梁の部材断面が決まり、ここに仮定断面が決まることになる。

本設計例では保有水平耐力については触れなかったが、本設計例で示した構造の場合は、接合部が降伏した時点でメカニズムに達したとするのが靱性を確保する上で妥当と考えられ、接合部を壊さないとする鉄骨造の建築物の場合と大きく異なる点である。しかし、靱性のある破壊モードを求めるという考え方は全く同じで、大断面木造建築物の接合部は、母材の割裂等の脆性的な破壊が生じないように、充分注意してドリフトピン配置等を定める必要がある。

3. 通直集成材を用いたラーメン構造の接合部実験

[目 次]

- 3. 1 試験体・試験方法
- 3. 2 測定方法
- 3. 3 用語の定義
- 3. 4 実験結果
- 3. 5 実験結果の考察
- 3. 6 実験結果と計算結果の比較

本章では、本委員会で2年間に亘って分類・整理した接合部に対し、実大部分実験を行った結果について報告する。

本実験の目的は、

- (1) タイプ別の挙動の違いを明確にする。
- (2) 提案した設計法をキャリブレーションする。
- (3) 地震応答解析のための履歴特性を得る。

である。

3.1 試験体・試験方法

試験体の種類は、分類・整理した3種類の接合法について、基本的なもの(以下、基本形)、初期剛性・最大荷重を上昇させるための補強をしたものの2種類、計6種類である。接合部の詳細を図3.1及び表3.1に示す。

タイプ1は一般的な配置計画をした鋼板挿入ドリフトピン接合と、できる限りの釘を打ちつけた鋼板添え板釘接合である。

タイプ2は基本的な引張ボルト接合と、柱材にめり込み防止ボルトを用い、ボルトを梁に対して金物を介して接合したものである。

タイプ3はシアプレートを用い矩形配置をしたものと、シアプレートの彫り込み加工部分に接着剤を充填しあそびをなくしたものである。

接合形態は図3.2に示す柱の片側からだけ梁が取り付くト字接合部と、両側から梁が柱に取り付く十字接合部を想定した2種類である。部材断面は柱、梁とも150mm×500mmを基本とし、部材が正角断面になる引張ボルトの柱材の場合には、断面係数を合わせ335mm×335mmとした。試験に用いた集成材を構成しているラミナの曲げヤング係数分布を図3.3に示す。なお、タイプ1については、柱と梁の接触をなくし、接合具のせん断性能だけの抵抗性状を見る目的の試験体を各1つつ加えた。試験体数は1試験体種3体(タイプ1の柱はりを接触させない試験体はト字、十字とも1体ずつ)、合計40体である。

試験は、ト字接合部では接合部に曲げモーメント、せん断力が加わり、十字接合部では接合部に曲げモーメントのみが加わる図3.4に示す方法により行った。加力は、全ての試験体とも繰り返し正負交番载荷のみとした。加力サイクルは最初のサイクルを全回転角(後述)で1/480rad.とし、以後 $\sqrt{2}$ 倍ずつ変形量を増加させ、1/20rad.まで加力した。その後引き方向で破壊、またはオイルジャッキのストロークの範囲まで変形を加えた。

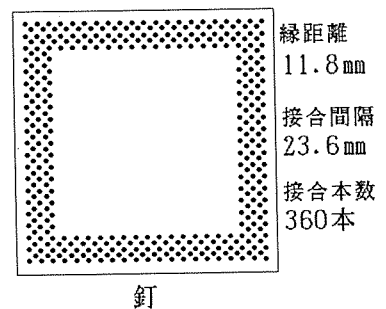
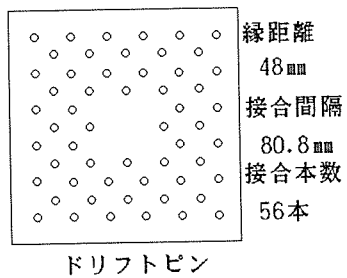
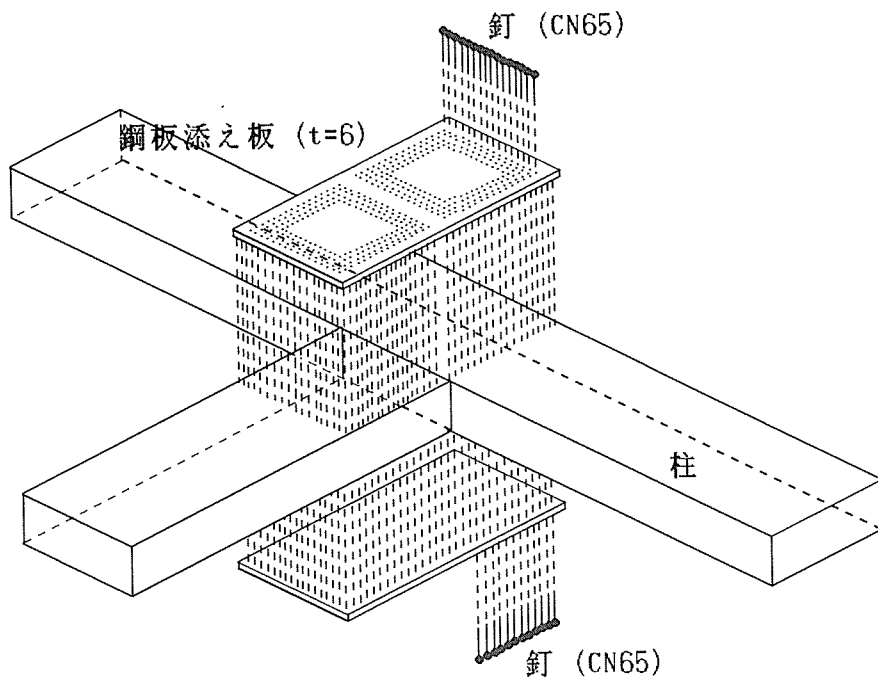
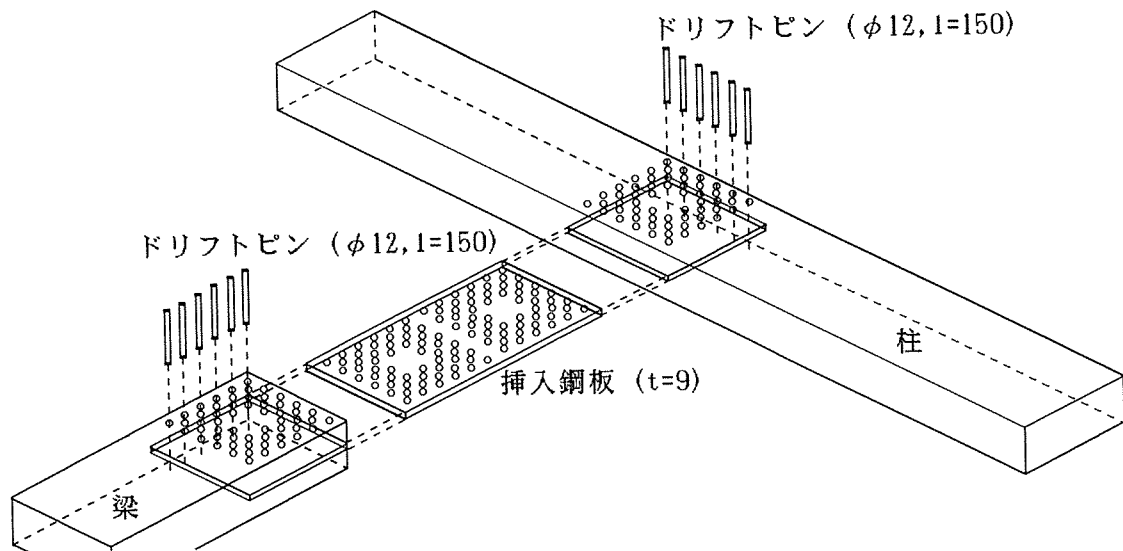


図3.1 接合部の形態 (タイプ1)

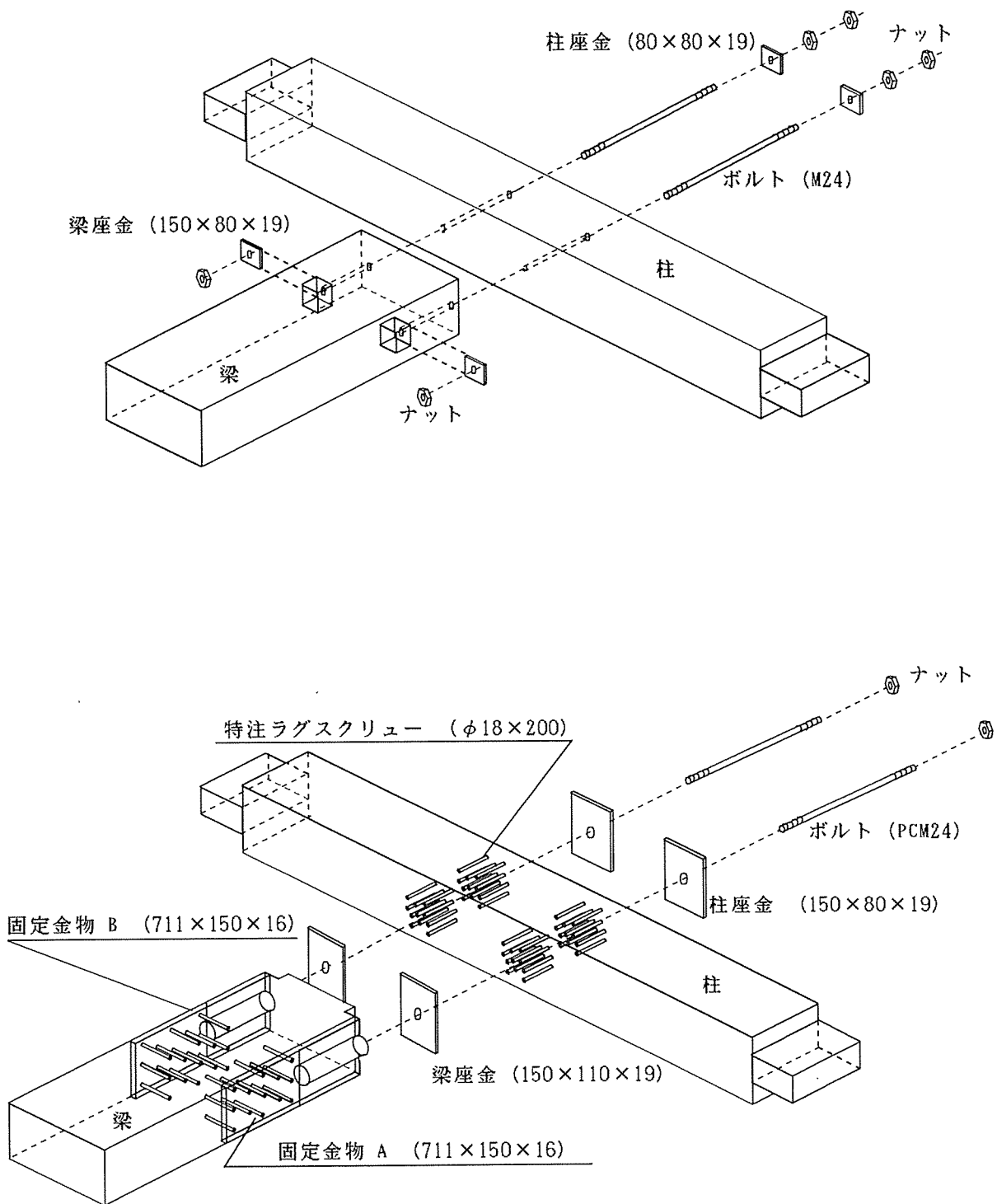


図3.1 接合部の形態 (タイプ2)

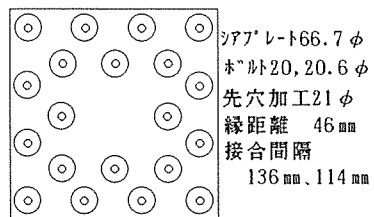
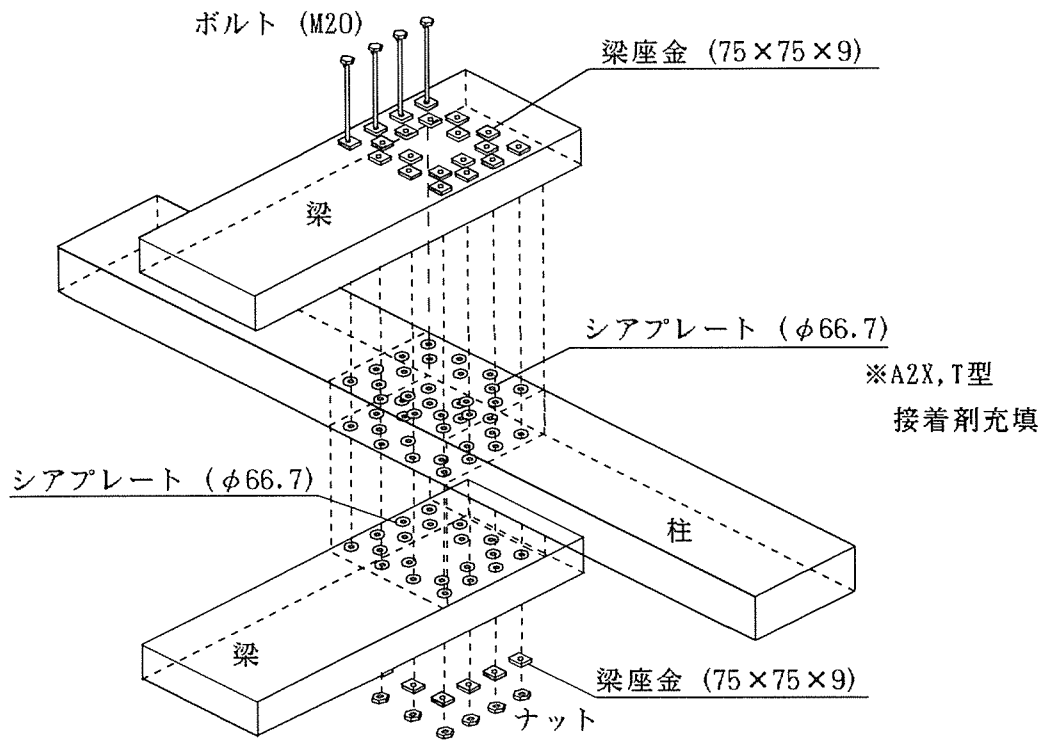


図3.1 接合部の形態 (タイプ3)

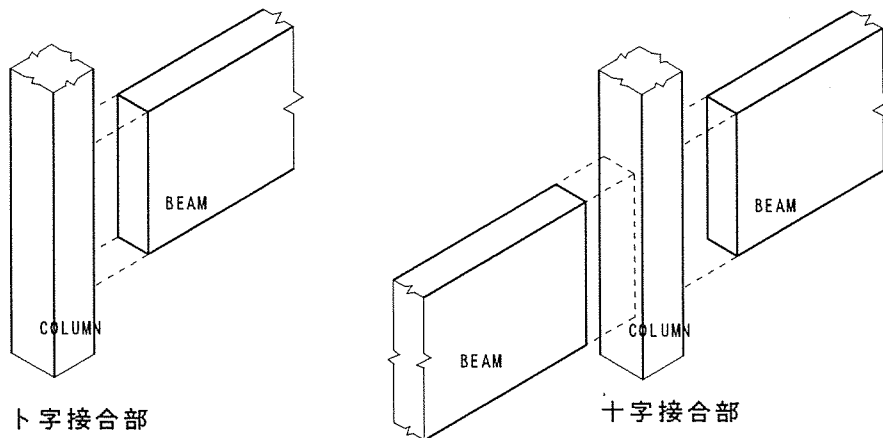


図3.2 接合形態

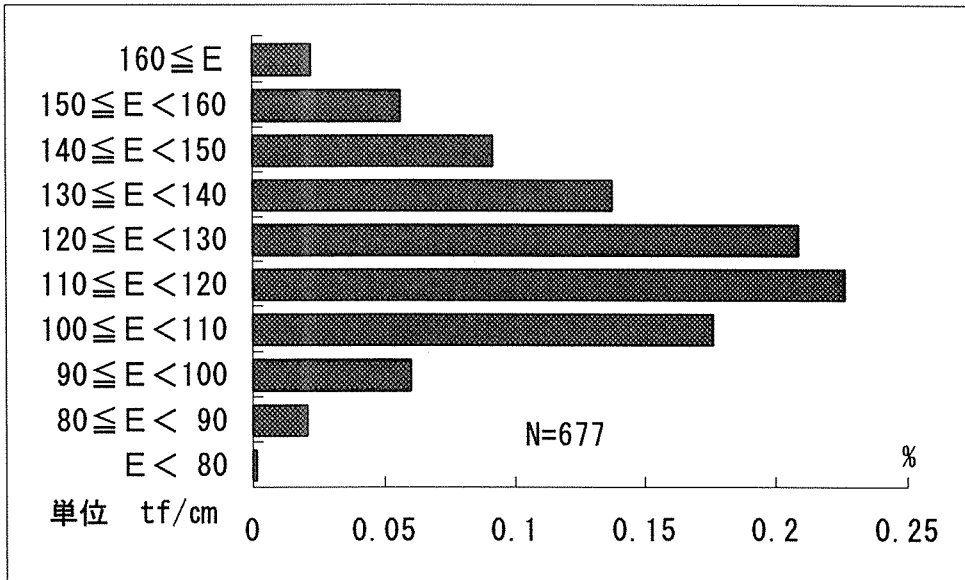


図3.3 ラミナの曲げヤング係数相対度数分布

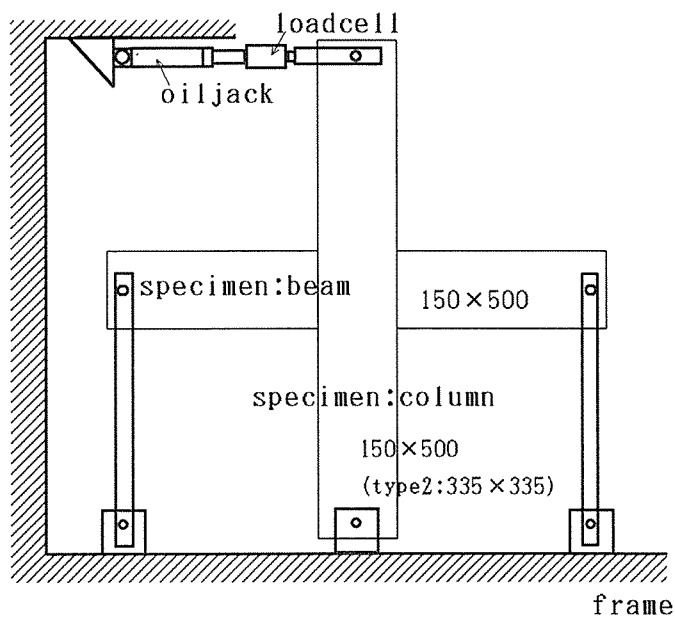


図3.4 試験装置

3.2 測定方法

変位の測定は試験体上にマグネットベースをセットして、そこに電気式変位計（東京測器製、共和電業製）を取り付けて測定した。そのうち全回転角を測定する目的で設けたリール式の変位計は、釣り糸を介して測定した。鋼板の歪み、引張ボルトの歪みはワイヤージージを用いて測定した。

試験体の変位・歪みを測定した位置の一例を図3.5に示す。

荷重の測定は、加力治具と油圧シリンダーの間に取り付けたロードセルにより測定した。

以上のデータをデータロガーを介して、パーソナルコンピュータで制御し、デジタルデータをフロッピーディスクへ収録した。

3.3 用語の定義

本実験結果の整理・考察に使用する用語を以下に定義する。なお、特に断らない限り、試験体数3のものについては、各タイプとも代表的なものについて比較を行う。

(1) モーメント

ト字接合部、十字接合部とも、柱・はりを線材にモデル化した際、梁端に生じるモーメントを指す。

$${}_T M = l \times 2 P$$

$${}_+ M = l \times P$$

${}_T M$: ト字接合部のモーメント

${}_+ M$: 十字接合部のモーメント

l : 接合部中心から加力点までの距離。ここでは1500mm。

P : 加力点の荷重

(2) 接合部回転角

本来垂直であった柱はり接合部に、曲げモーメントが加わり、それにより生じる回転を、ラジアン単位で示したもの。タイプ1の釘接合を例にとれば以下の式で示される（図3.5参照）。

$$\theta_{\text{joint}} = ((7) - (6)) / d_1 + ((5) - (8)) / d_2 + ((9) - (10)) / d_3 / 3$$

θ_{joint} : 接合部回転角

(7)、(6), ... : No.7、No.6、...、の変位計。

d_1 、 d_2 、 d_3 : それぞれの変位計間の距離。ここでは全て650mm。

(3) 全回転角

接合部の回転角に柱と梁の変形を回転角に換算して足したもの。数値的には（全変形量）/（柱の長さ）である。リール式変位計を用いて以下の式で示される（図3.5参照）。

- 1～4: 層間変形用ワイヤーゲージ
 - 5～8: 梁側面から柱側面へ
 - 9～10: 柱側面から梁側面へ
 - 11～18: 鋼板から梁へ
 - 12～13: 鋼板から梁側面へ
 - 14～15: 鋼板から柱へ
 - 16～17: 鋼板から梁側面へ
 - 19～24: 柱から山形鋼側面へ
 - 25～30: 梁から山形鋼側面へ
 - 31～34: 鋼板の柱, 梁の接合部付近
(ストレインゲージ)
- 変位計数 34

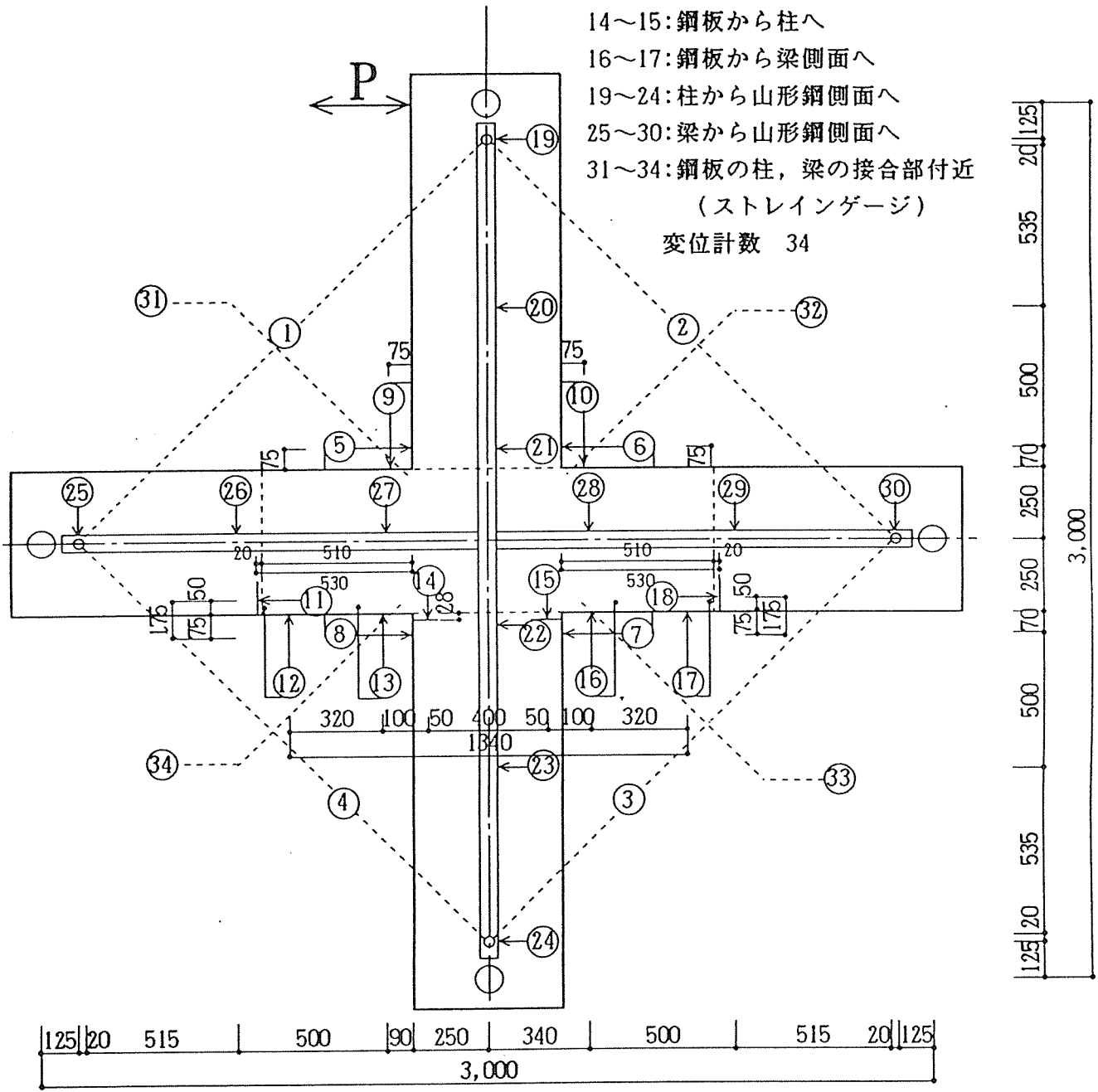


図3.5 測定装置の取り付け位置 (41° 1 鋼板添え板釘接合十字)

$$\begin{aligned} \downarrow \theta_{all} &= (\textcircled{2} - \textcircled{1}) / 2 \times \sqrt{2} / l \\ +\theta_{all} &= (\textcircled{1} + \textcircled{4} - \textcircled{2} - \textcircled{3}) / 4 \times \sqrt{2} / l \end{aligned}$$

$\downarrow \theta_{all}$: ト字接合部の全回転角

$+\theta_{all}$: 十字接合部の全回転角

l : 柱はり接合部の中心から変位計取り付け位置までの距離。ここでは1375mm。

(4) 残留変形率 (図3.6)

各サイクルの正負の最大変位 δ_{max} に対する、その後の除荷により荷重ゼロになったときの残留変位 δ_{rem} の割合をパーセント表示したもの。

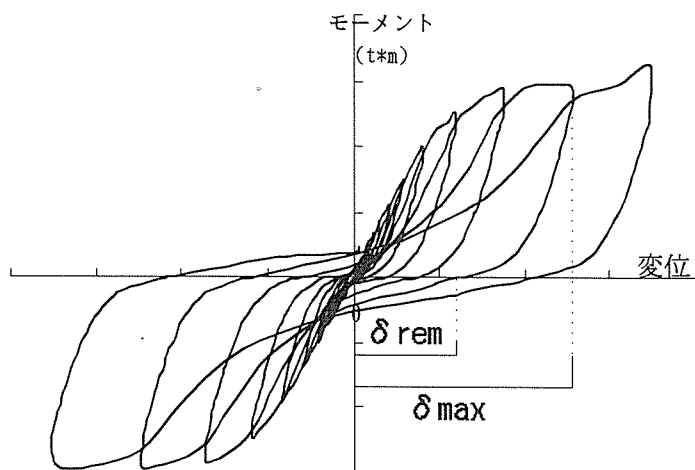


図3.6 残留変形率

(5) 接合部回転剛性 (図3.7)

原点とモーメント-接合部変形角履歴曲線上の任意の点を結ぶ割線剛性。

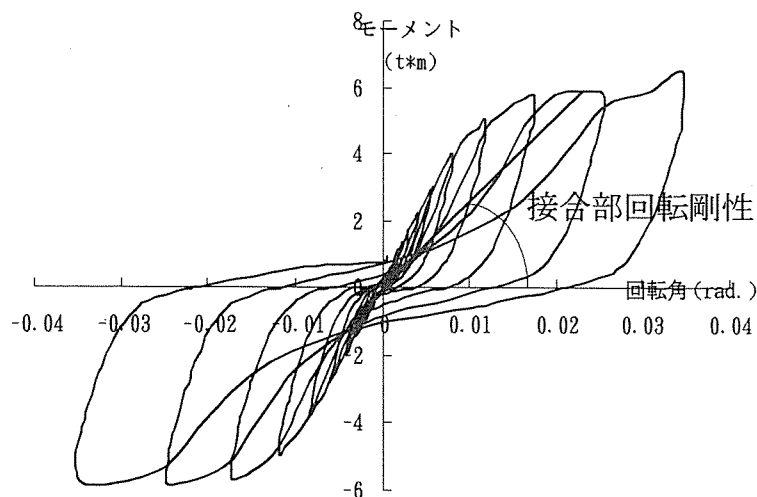


図3.7 接合部回転剛性

(6) 等価粘性減衰定数 (図3.8)

以下の式で表される数値とする。

$$H_{eq} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{1 \text{ サイクルで囲まれる面積}}{\Delta abo + \Delta cdo}$$

H_{eq} : 等価粘性減衰定数

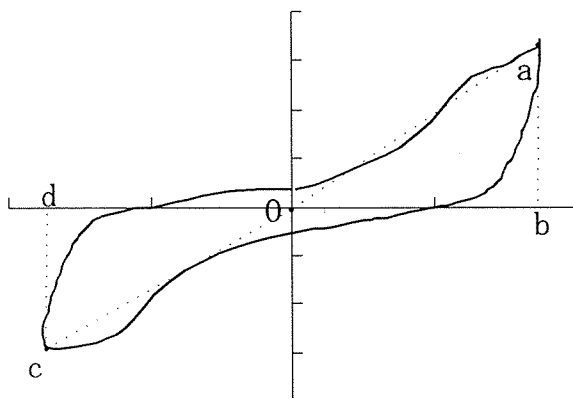


図3.8 等価粘性減衰定数

3.4 実験結果

(1) 履歴特性

各タイプの代表的なモーメント-接合部回転角曲線を図3.9に示す。

①タイプ1

ドリフトピン接合は、若干の初期すべりの後、直線的に荷重が上昇し、その後降伏点に至り、そのままの荷重を保ちながら $1/20\text{rad.}$ まで変形が進む。ループとしては初期はスリップ型を、変形が進んでからはスリップ的な性状がなくなり、第2、第4象現に曲線が膨らむエネルギー吸収能力に富んだ性状を示す。これは、初期には接合具のせん断性能の影響が大きく、その後は挿入鋼板が降伏したことによる歪硬化の影響と思われる。

釘接合は、全く初期すべりがなく、初期には高いモーメントまで線形的な傾向が続き、非線形になってからは、若干スリップを含む紡錘形のループを示す。全体的に履歴吸収エネルギーも大きく、安定したループを描く。これは、釘接合部の剛性・強度とも大きく、添え板鋼板が先に降伏したためと考えられる。十字接合部の押し方向は、試験装置の都合で途中のサイクルで加力を中止しているが、ト字接合部との顕著な違いは見られない。ト字接合部と十字接合部の履歴ループに顕著な違いは見られない。

梁が柱に接触していないドリフトピン接合、釘接合は、鋼板が早期に降伏してしまうため、全体的に荷重が低い以外は、その他は、途中のサイクルで載荷を中止したこともあって、詳細な検討はできないが、ほぼ同様の挙動を示しているといえる。

②タイプ2

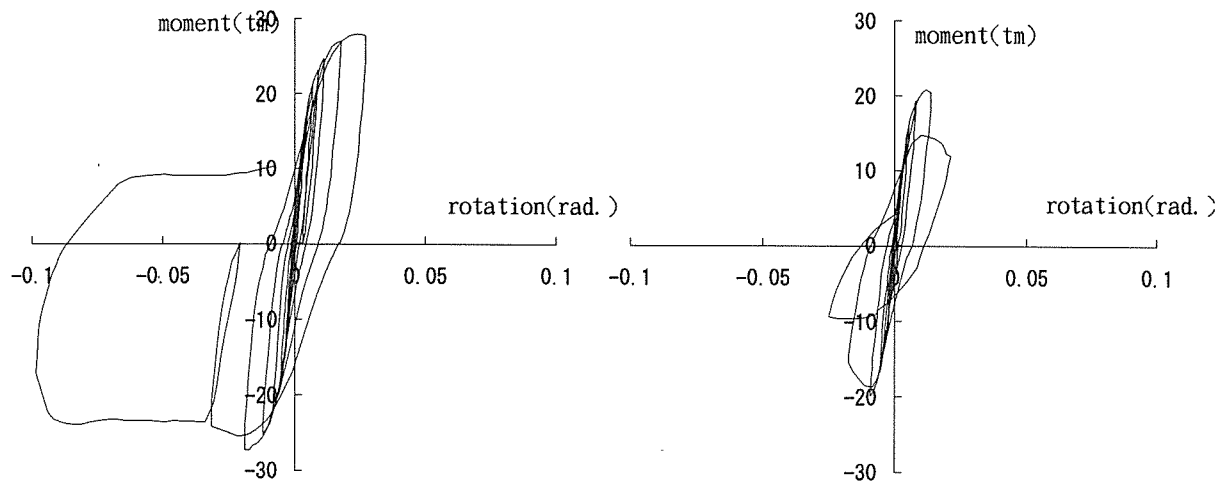
基本形は初期のすべりのない状態で荷重が上昇し始めるが、 5tm に満たないうちに降伏し、そのまま荷重が上昇しないまま $1/20\text{rad.}$ 超まで変形のみが進む。履歴ループとしては典型的なバイリニア+スリップ型の曲線といえる。ト字接合部と十字接合部を比較すると、

モーメントはト字の方が若干大きい。また、履歴ループについては十字接合部では、戻り剛性は十字接合部が緩やかになり、エネルギー吸収が少ない。

補強したものは、直線的に荷重が上昇し、ト字では15tm、十字では8tmを超えるまでその剛性を保って推移する。その後剛性が徐々に低くなり、ト字では14tm、十字では12tm程度で降伏し、そのままのモーメントで1/20rad.程度まで変形が進む。ト字と十字ではモーメントの他、基本形と同様に戻りループ部分でのエネルギー吸収能力の差が顕著な違いとしてあげられる。

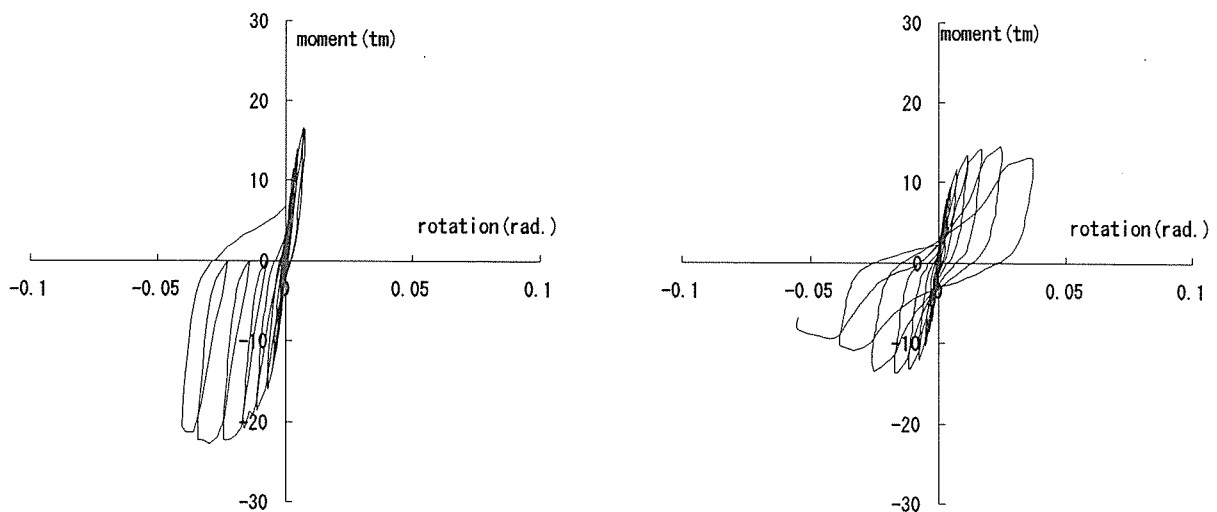
③タイプ3

接着剤を充填していない基本形の場合は、ボルトの締め付けトルクによる柱と梁の摩擦力により、一定荷重まで直線的に荷重が上昇するが、その後初期すべりを生じている。それに対し接着剤を充填すると、初期すべりが少なくなっている。それ以外、接着剤の充填による効果は見られずモーメントの上昇はほとんどない。ループとしては基本形、接着剤充填形とも摩擦力を含んだスリップ型の復元力特性を示している。ト字と十字を比較すると基本形、接着剤充填形ともモーメントの大小以外に顕著な違いは見られない。



(a)タイプ1-釘 (ト字)

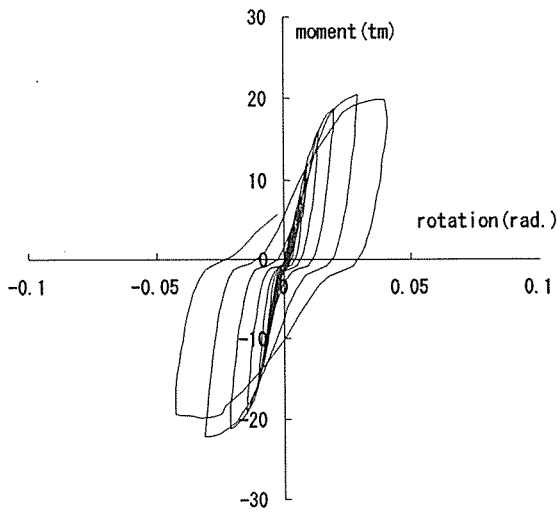
(b)タイプ1-釘 (ト字、離れ)



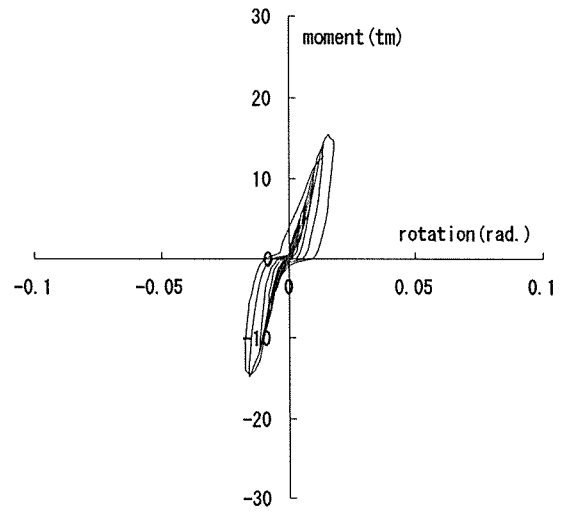
(c)タイプ1-釘 (十字)

(d)タイプ1-釘 (十字、離れ)

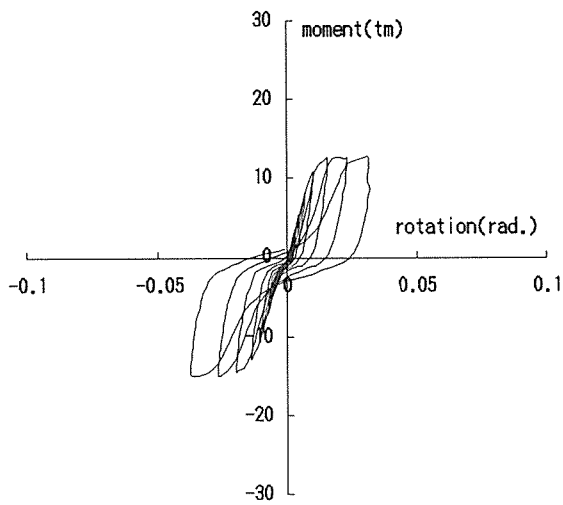
図3.9 モーメント-接合部回転角履歴曲線



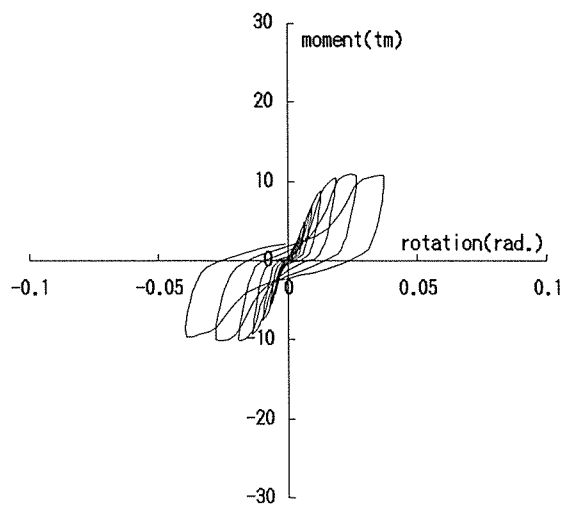
(e)タイプ1-ドリフトピン (ト字)



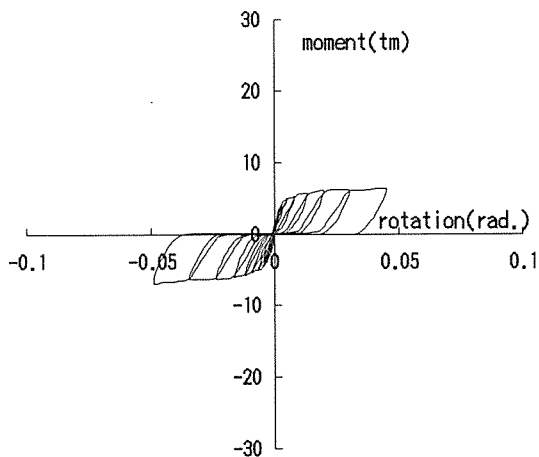
(f)タイプ1-ドリフトピン (ト字、離れ)



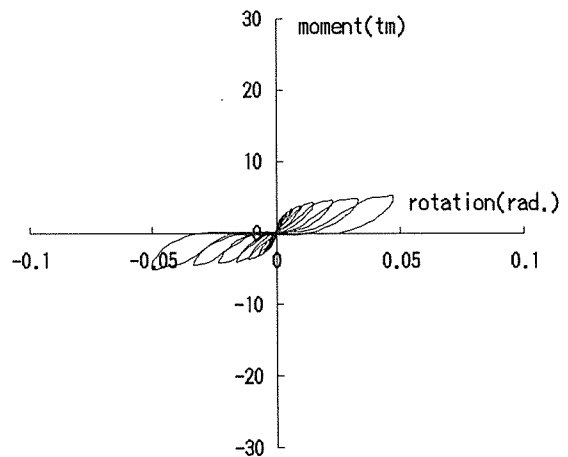
(e)タイプ1-ドリフトピン (十字)



(f)タイプ1-ドリフトピン (十字、離れ)

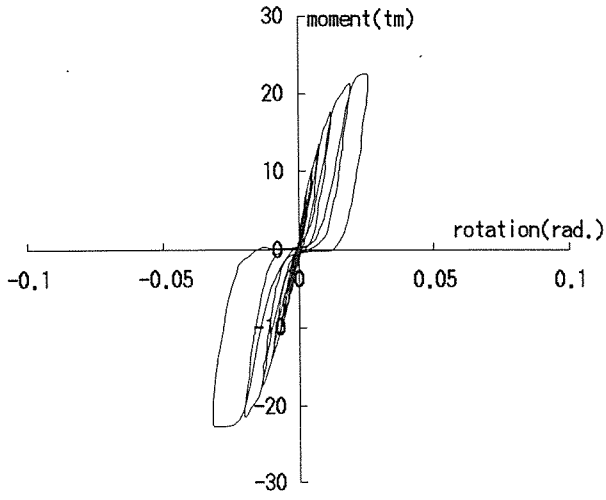


(g)タイプ2-基本形 (ト字)

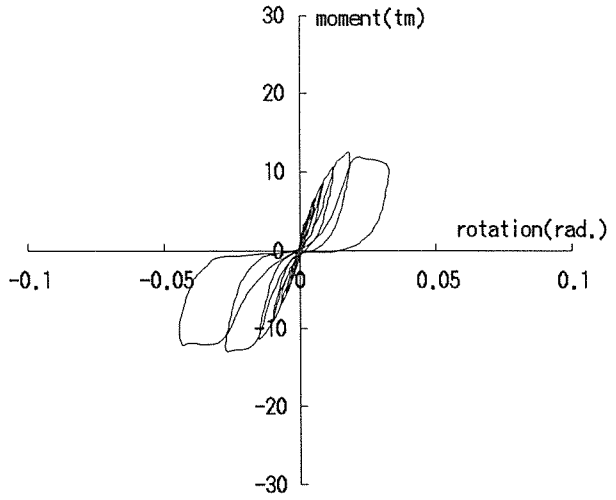


(h)タイプ2-基本形 (十字)

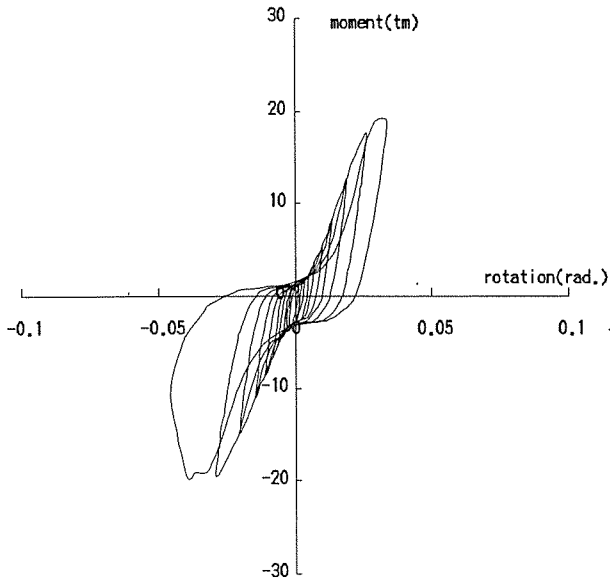
図3.9 モーメント-接合部回転角履歴曲線



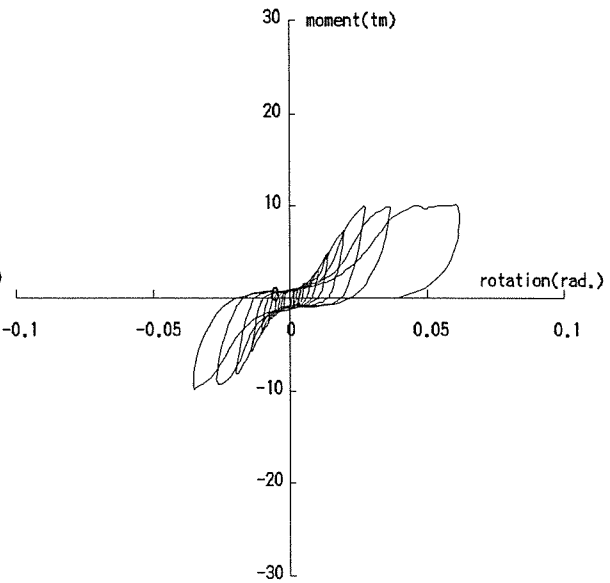
(i)タイプ2-補強形 (ト字)



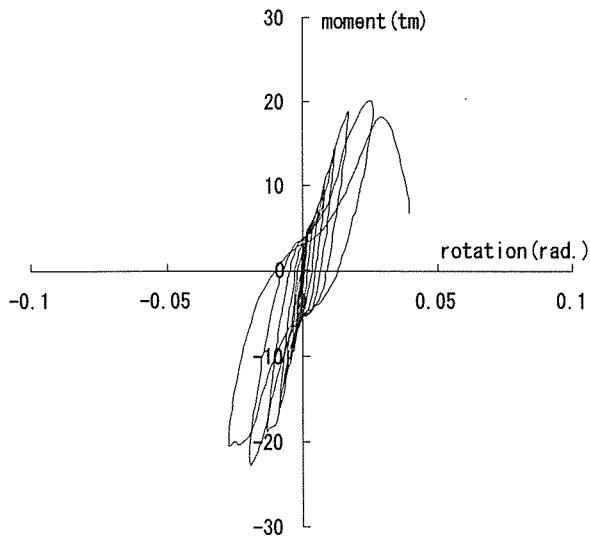
(j)タイプ2-補強形 (十字)



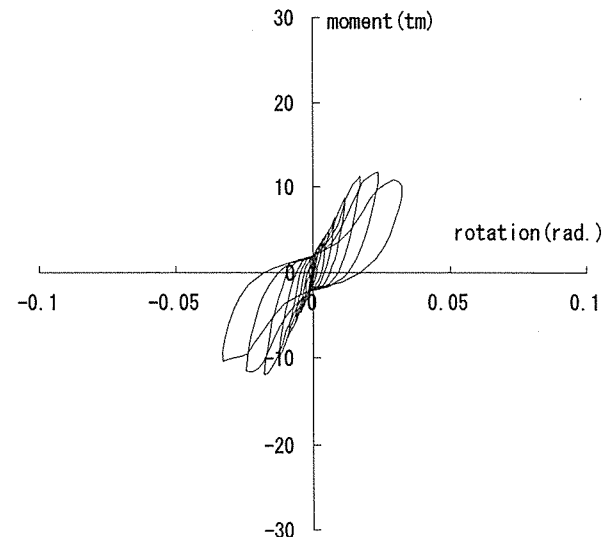
(k)タイプ3-基本形 (ト字)



(l)タイプ3-基本形 (十字)



(m)タイプ3-接着充填 (ト字)



(n)タイプ3-接着充填 (十字)

図3.9 モーメント-接合部回転角履歴曲線

(2) 破壊性状

以下に各タイプにおける典型的に見られた破壊性状を示す。詳細については付録を参照されたい。

①タイプ1

釘接合は、添え板鋼板のため接合部内の破壊は見る事が出来ないが、 $1/45\text{rad.}$ 超で柱に材端へ向かう割裂破壊が見られる。 $1/20\text{rad.}$ ではこの割裂は、接合部中心と柱材の材端の半ばまで達している。ドリフトピン接合は、変形が $1/45\text{rad.}$ 超で柱材のピンの先孔加工位置から繊維に沿った割裂破壊が生じる。この割裂破壊が接合具の先孔加工をつなぐ方向に進み、 $1/20\text{rad.}$ では、接合部内の同じ軸線上の全てのドリフトピン加工孔につながる。両接合とも木部の破壊による急激な荷重の低下は見られない。

②タイプ2

基本形、補強形とも、梁木口と柱座金が柱材にめり込む以外、特に目立った破壊は生じない。

③タイプ3

基本形、接着剤充填形とも、タイプ1と同様に、接合具の先孔加工位置から繊維に沿った割裂破壊が、 $1/30\text{rad.}$ 超で生じる。しかし、タイプ1と異なり、梁材での割裂が顕著である。これは梁材の断面が柱材に比べて薄いためと考えられる。

3.5 実験結果の考察

(1) 骨格曲線

図3.10に各タイプの骨格曲線を示す。ほとんどのタイプが、明確な降伏点を持たない、初期から非線形性の性状を示している。特に、タイプ1の釘接合は、釘単体の曲線に酷似した性状を示している。タイプ3のファスナーであるシアプレートでは、単体では明確な直線域を示すが、接合部ではその傾向がほとんど見られない。原因は様々な繊維方向のせん断性能の重ね合わせとなったためと思われる。全体的にはタイプ1の釘接合が剛性、最大モーメントとも大きいこと、タイプ2の基本形は、それに対し、ほとんど耐力が得られていないこと、タイプ3の基本形は、初期すべりが大きいことが見てとれる。

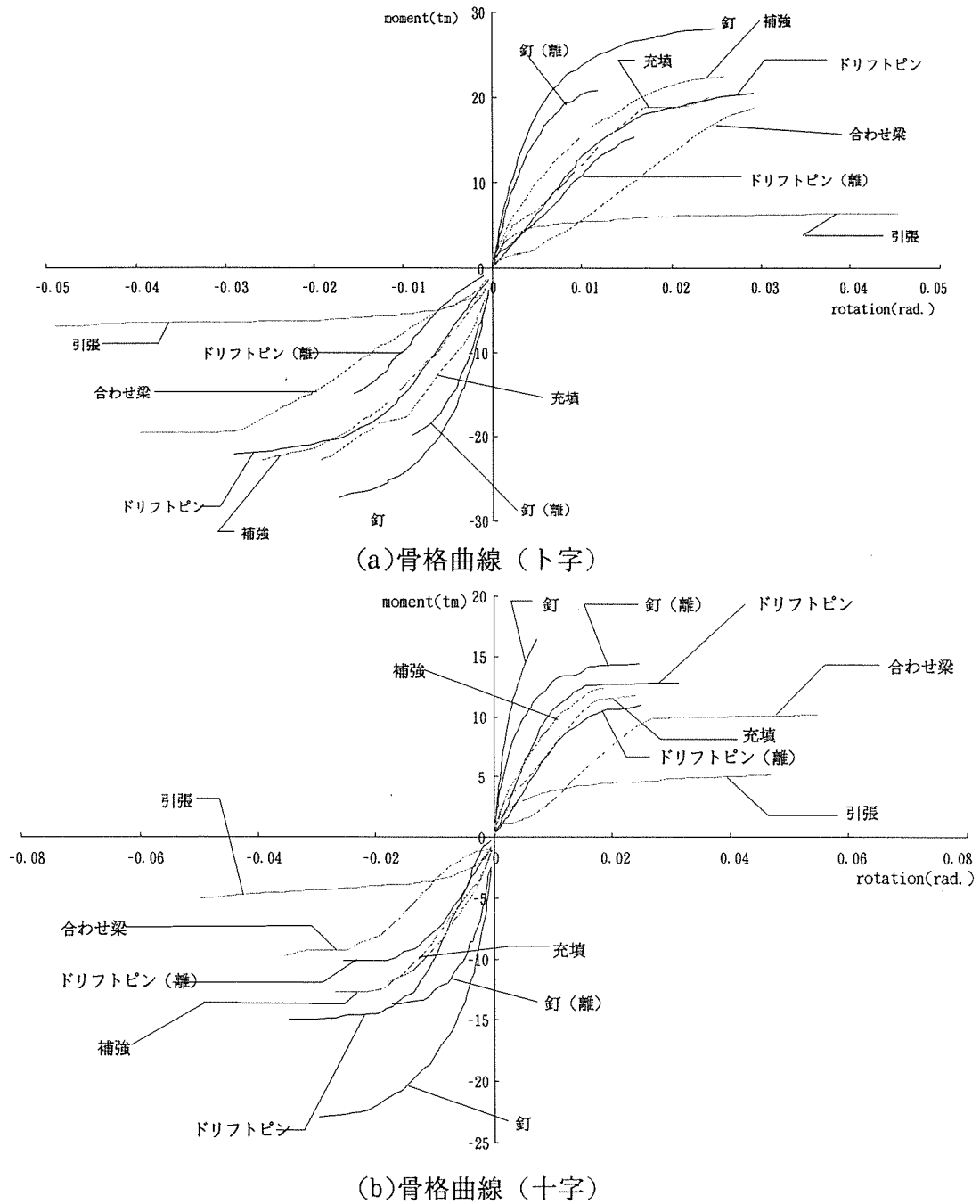
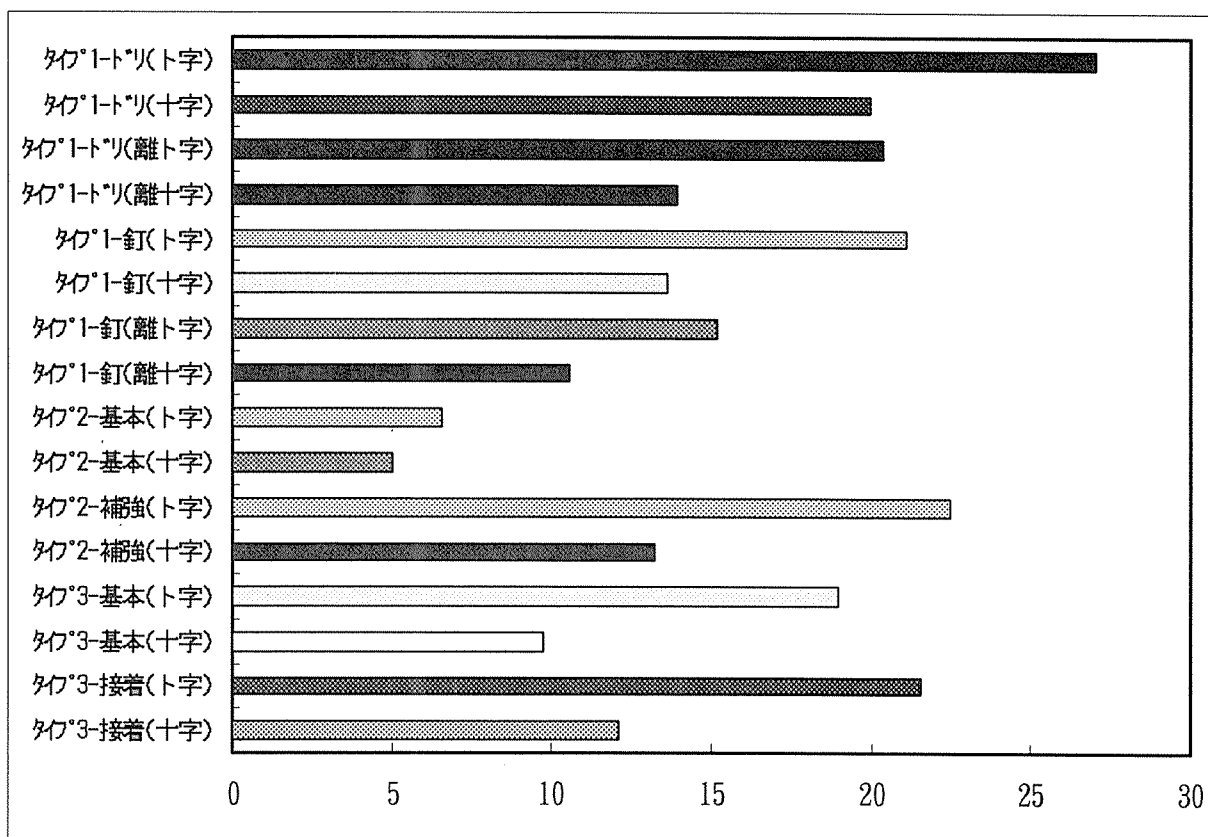


図3.10 モーメント-接合部回転角骨格曲線

(2) 最大モーメント

図3.11に最大モーメントの比較（試験体数3のものについては平均値）を示す。梁母材の曲げ耐力は、約30tm（長期曲げ許容応力度×3として算出）と考えられる。タイプ2の基本形をのぞく他のト字接合部では、母材の7割程度もしくはそれ以上の値が得られている。特に釘接合ではほぼ母材耐力に近い値を示している。タイプ2の基本形が低いのは、梁の木口の柱へのめり込みと引張ボルトの降伏が早期に起こるため、変形のみが進み耐力が上昇しないことが原因である。十字接合部は、ト字接合部に比べて耐力が低い。特にタイプ3接合部は、約1/2の値である。



*ドリフトピン、離→柱と梁が離れているタイプ

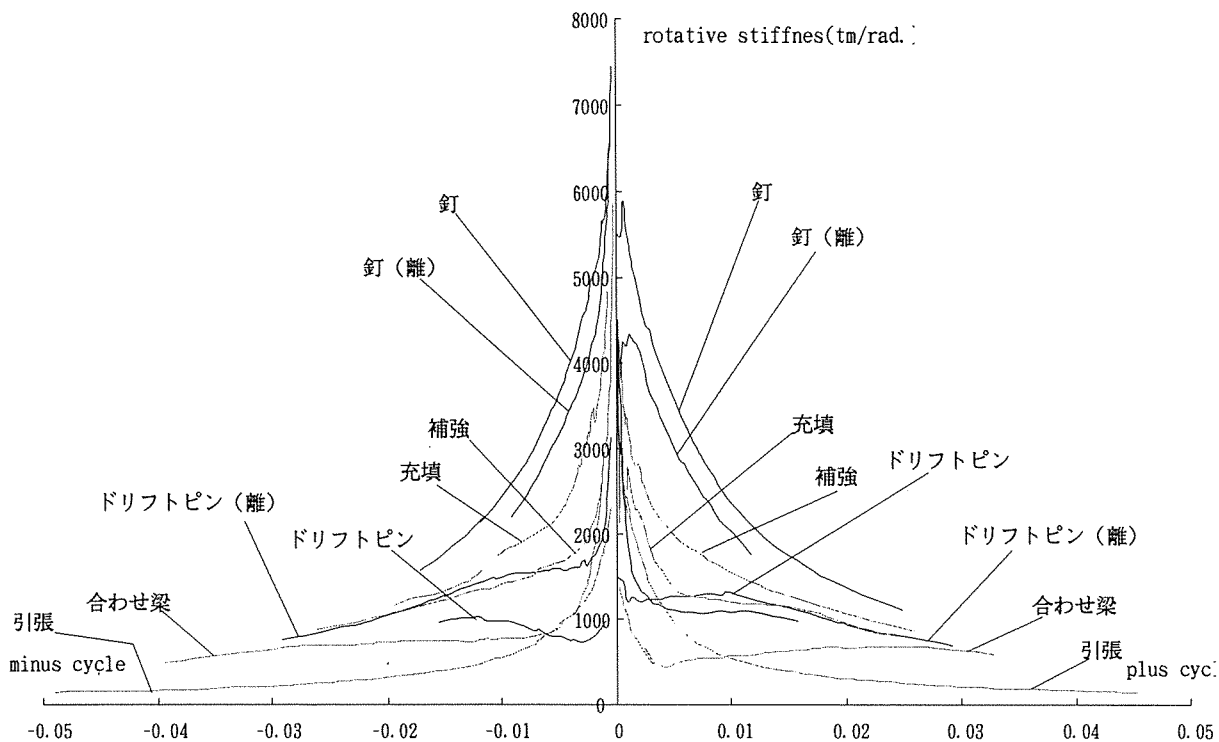
図3.11 各タイプの最大モーメント（3体のものについては平均）

(3) 接合部回転剛性

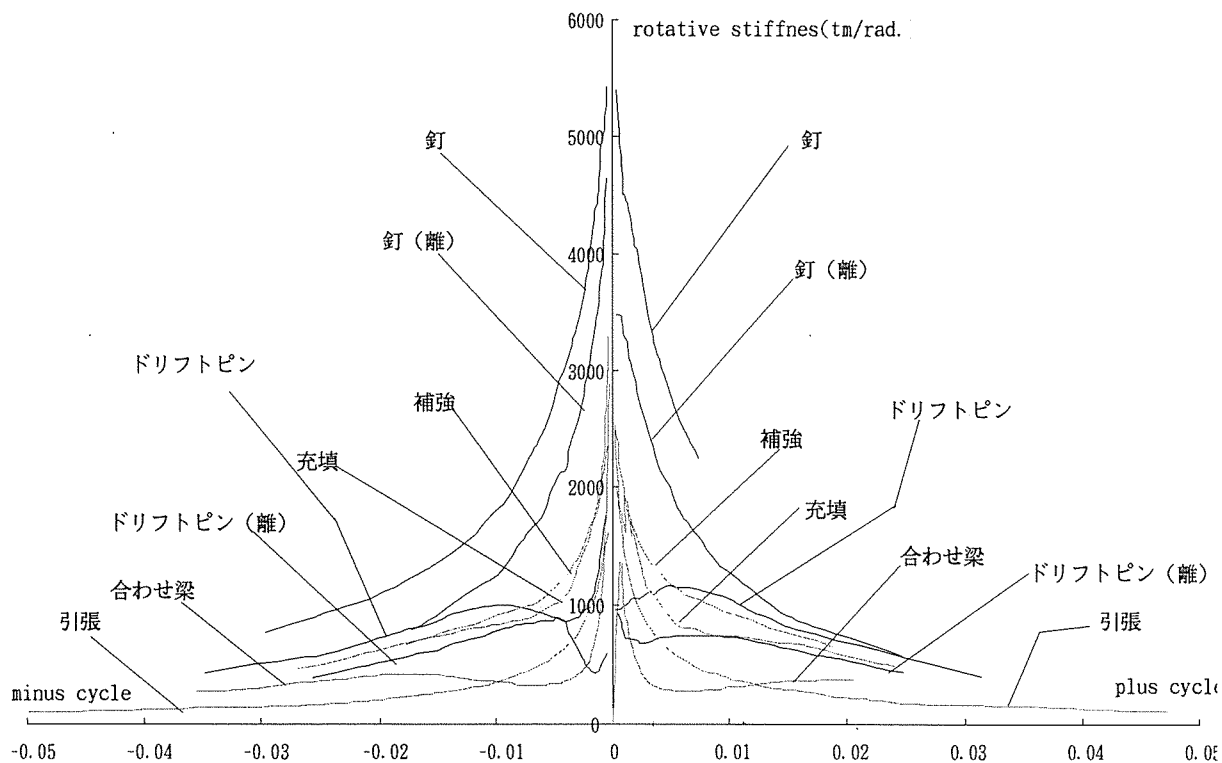
図3.12に各タイプの接合部回転剛性－接合部回転角曲線を示す。初期剛性についてみると、ト字接合部、十字接合部とも釘接合が突出して高く、5000tm/rad.を超える値を示す。続いてタイプ3の接着剤充填、タイプ2の補強型が高い値を示し、3000tm/rad.程度である。逆に低いのがタイプ1のドリフトピン接合とタイプ3の基本形で1500tm/rad.程度である。ともに先孔加工を施し、接合具と加工孔の間にあそびの生じる可能性のある接合方法である。次に変形が進むことによる剛性の変化についてみると、タイプ1以外は1/200rad.程度まで急激に剛性が低下し、その後緩やかな減少もしくは一定値に近づくような傾向が見られる。それに対しタイプ1の釘接合は変形角を問わずほぼ直線的に減少し、ドリフトピン接合は、ほぼ低剛性で一定という結果を示している。

ト字接合部と十字接合部を比較すると、剛性についてもト字接合部が最大モーメントと同様に高い値を示している。

なお、ドリフトピン接合については、先孔加工をドリフトピン径と同寸とし、“型”を取って挿入鋼板を製造しており、加工誤差については最大限の努力を払っている。



(a)接合部回転剛性 (ト字)



(b)接合部回転剛性 (十字)

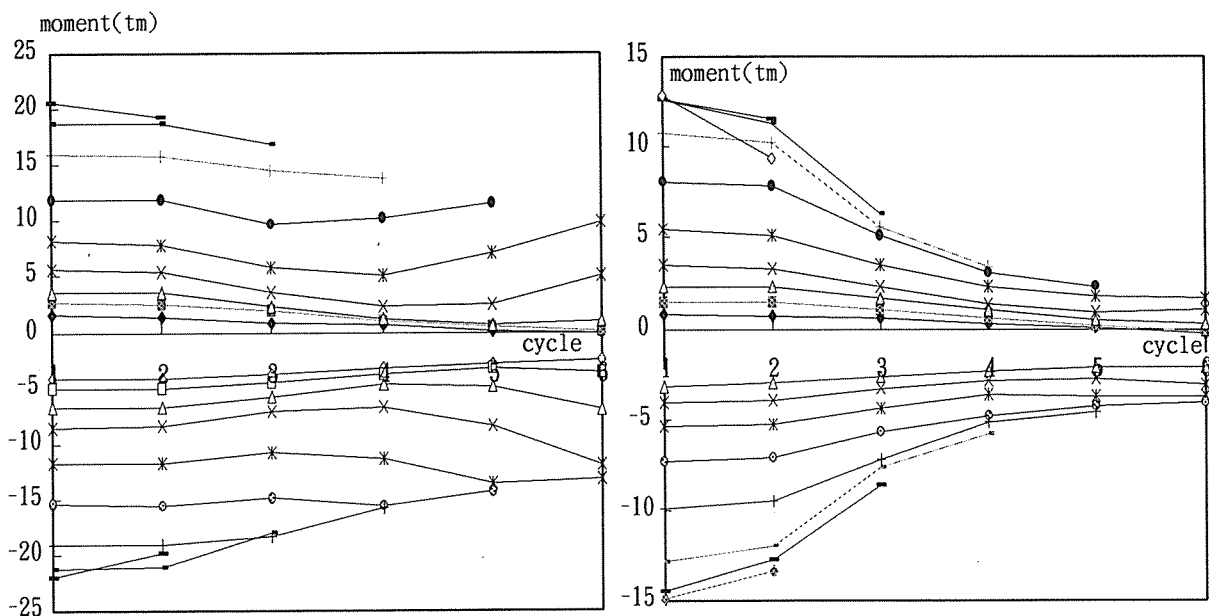
図3.12 接合部の回転剛性—接合部回転角曲線

(4) 繰り返しによる劣化

図3.13に各サイクルの頂点荷重に対して、その荷重の経験回数による低下の様子を示す。タイプ1は正負どちらのサイクルでもモーメント8 tm程度までは、繰り返しによるモーメントの低下はほとんど見られない。モーメントが上昇すると2回目はほとんど低下しないが、3回目以降急激に低下する傾向が看取できる。

タイプ2では2.5tmまでは繰り返しによる低下がほとんど見られないが、それ以上のモーメントとなるとモーメントが大きいくほど繰り返しにより急激な低下を示し、4 tm超の経験回数3では半分以下の荷重になる場合が多く、低下の甚だしい場合は2割以下まで低下する。

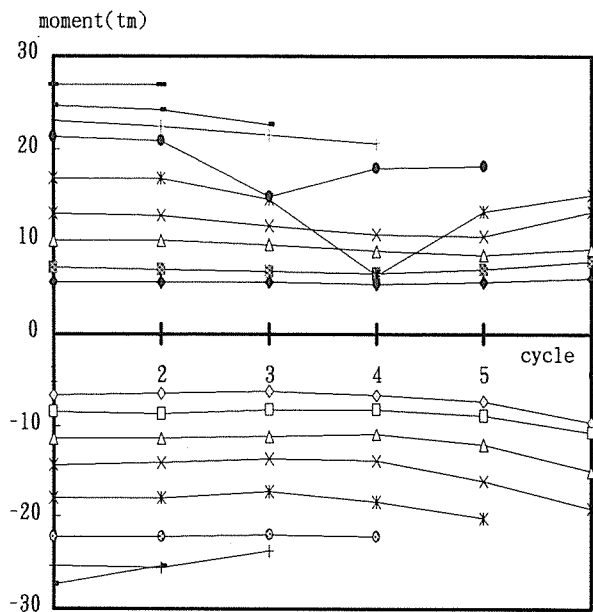
タイプ3は3 tm程度まではほとんど繰り返しによる低下は見られないが、他のタイプと同様にモーメントが大きくなると低下が大きくなり、10tmでは経験回数3で半分程度まで低下する。



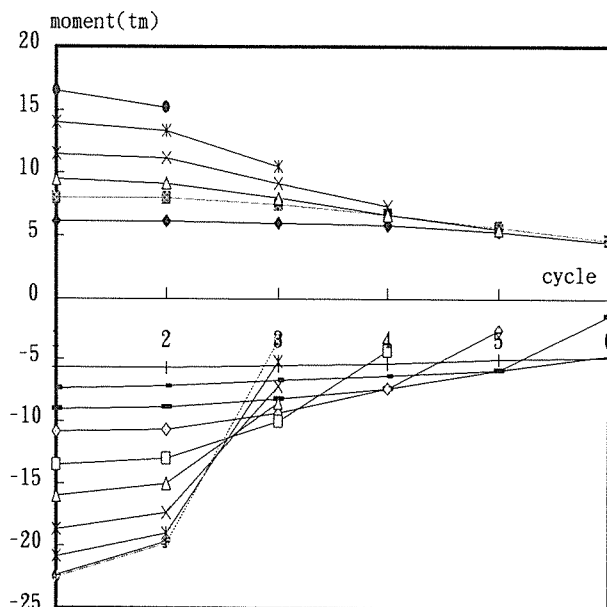
(c)タイプ1-ドリフトピン (ト字)

(d)タイプ1-ドリフトピン (十字)

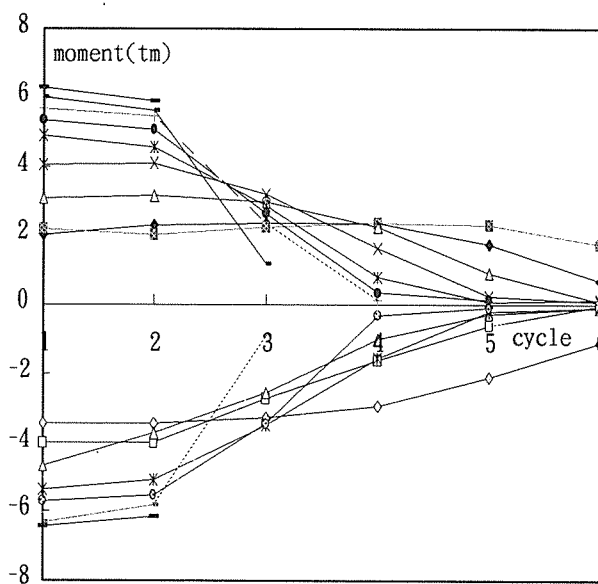
図3.13 繰り返しによるモーメントの増減



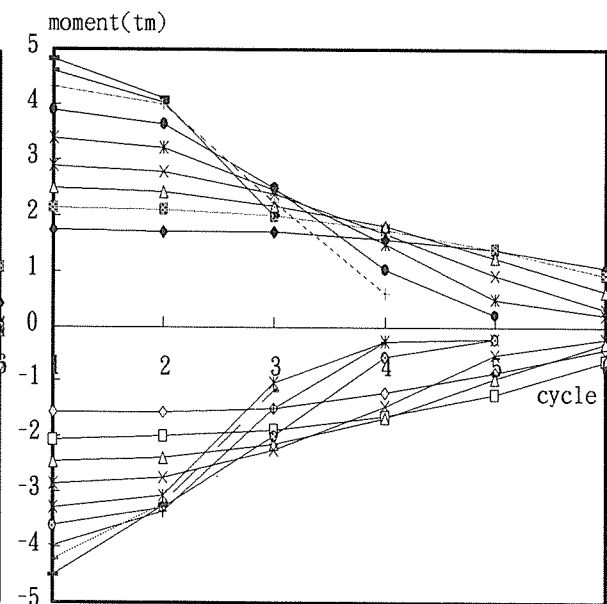
(a)タイプ1-釘(ト字)



(b)タイプ1-釘(十字)

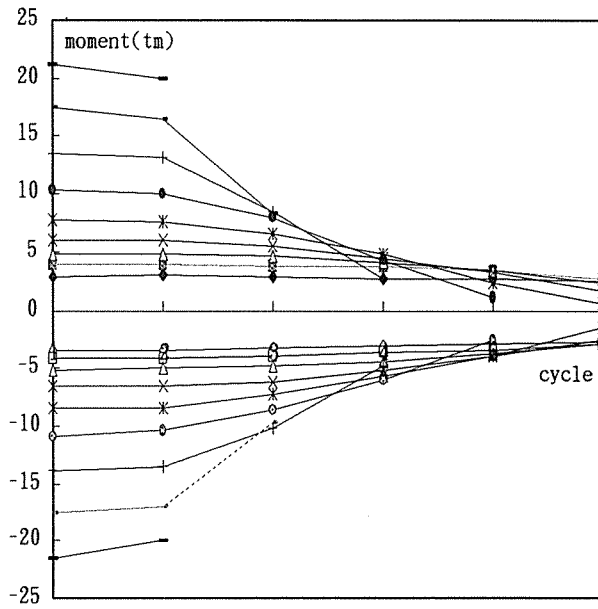


(e)タイプ2-基本(ト字)

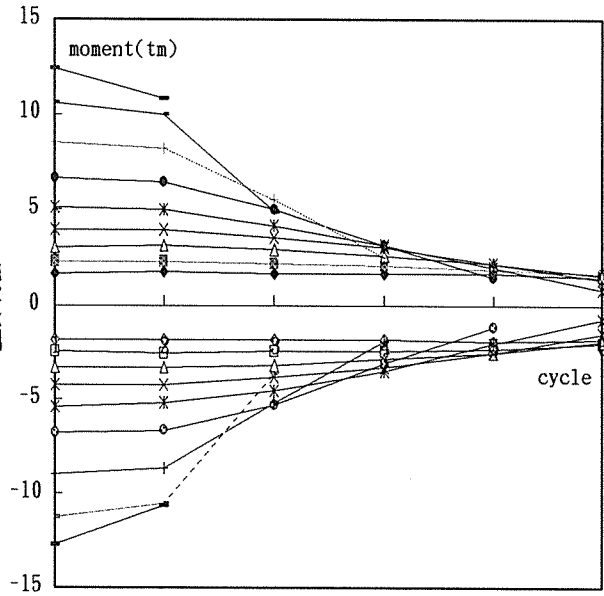


(f)タイプ2-基本(十字)

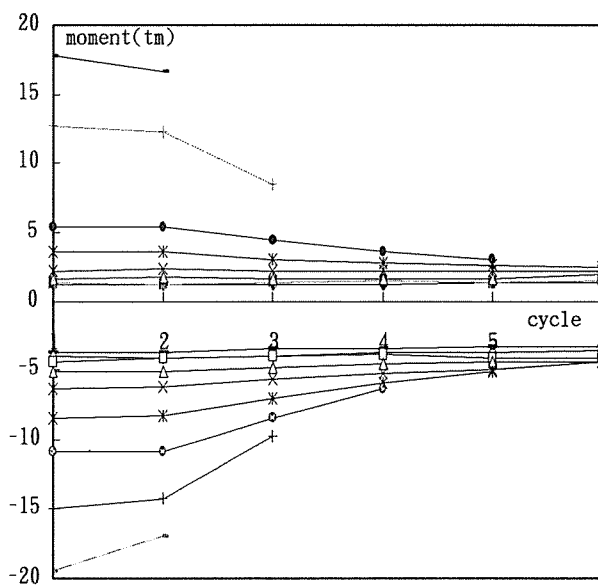
図3.13 繰り返しによるモーメントの増減



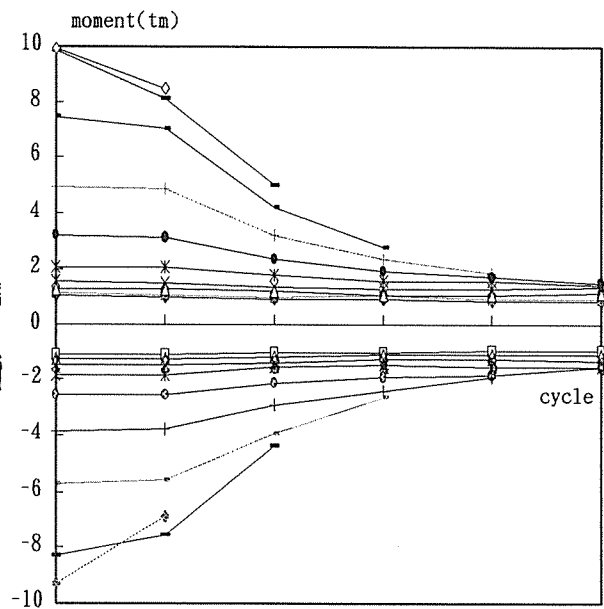
(g)タイプ2-補強 (ト字)



(h)タイプ2-補強 (十字)

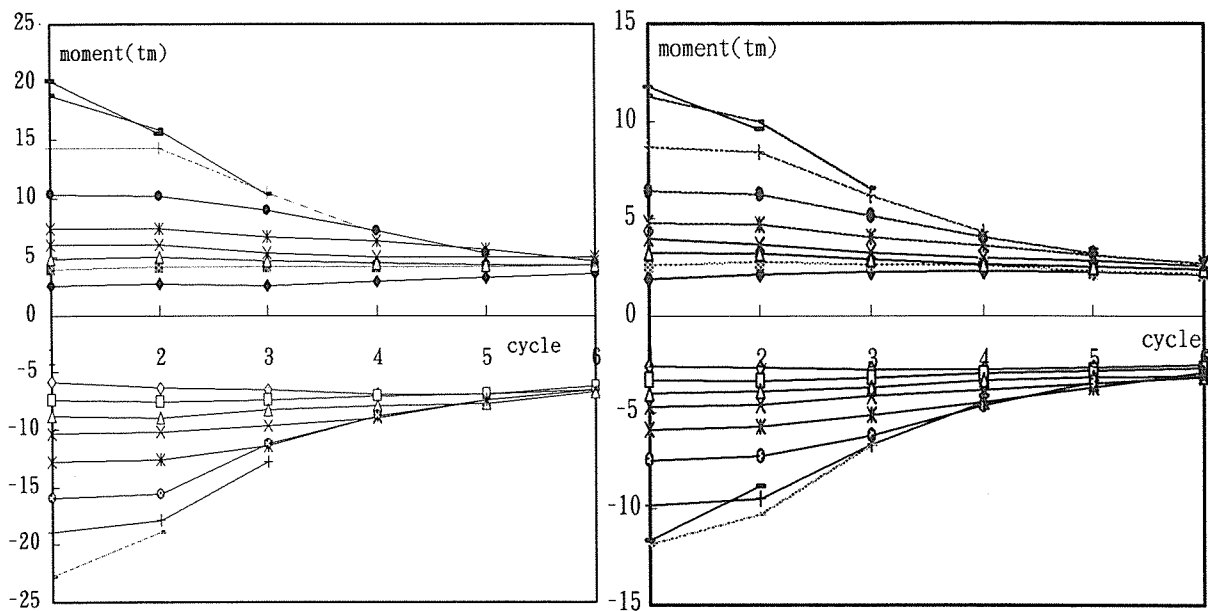


(i)タイプ3-基本 (ト字)



(j)タイプ3-基本 (十字)

図3.13 繰り返しによるモーメントの増減



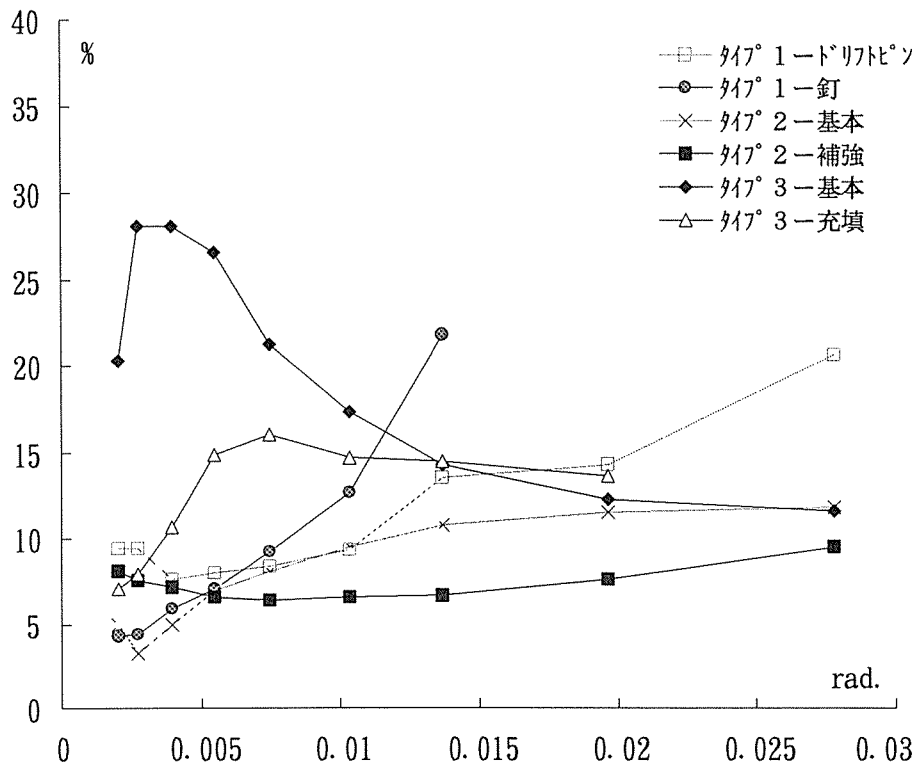
(k)タイプ3-接着(ト字)

(1)タイプ3-接着(十字)

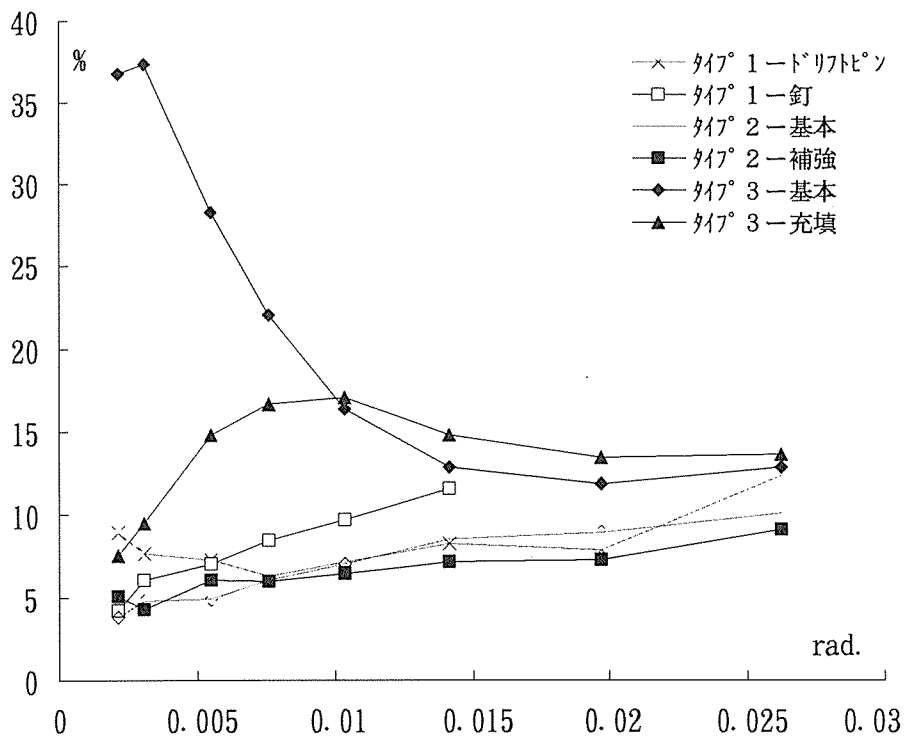
図3.13 繰り返しによるモーメントの増減

(5) 履歴減衰

図3.14に各タイプの等価粘性減衰定数を比較したものを示す。初期のサイクルではタイプ3の履歴吸収エネルギーが大きく、30%以上の値である。これは、初期では柱はりの接触部分での摩擦力が吸収エネルギーに大きく寄与しているものと思われる。それに対しタイプ2は初期で履歴吸収エネルギーが小さく、徐々に増加するが最終サイクルでも10%程度の値である。タイプ1は初期が5%程度で徐々に増加し10%超まで緩やかに上昇し、その後急激に吸収エネルギーが増加している。この原因は添え板(挿入)鋼板が降伏である。ファスナーの吸収エネルギーや、木材のめり込み変形に伴う履歴吸収エネルギーはあまり大きくなく、20%以下と思われる。



(a)等価粘性減衰定数 (ト字)



(b)等価粘性減衰定数 (十字)

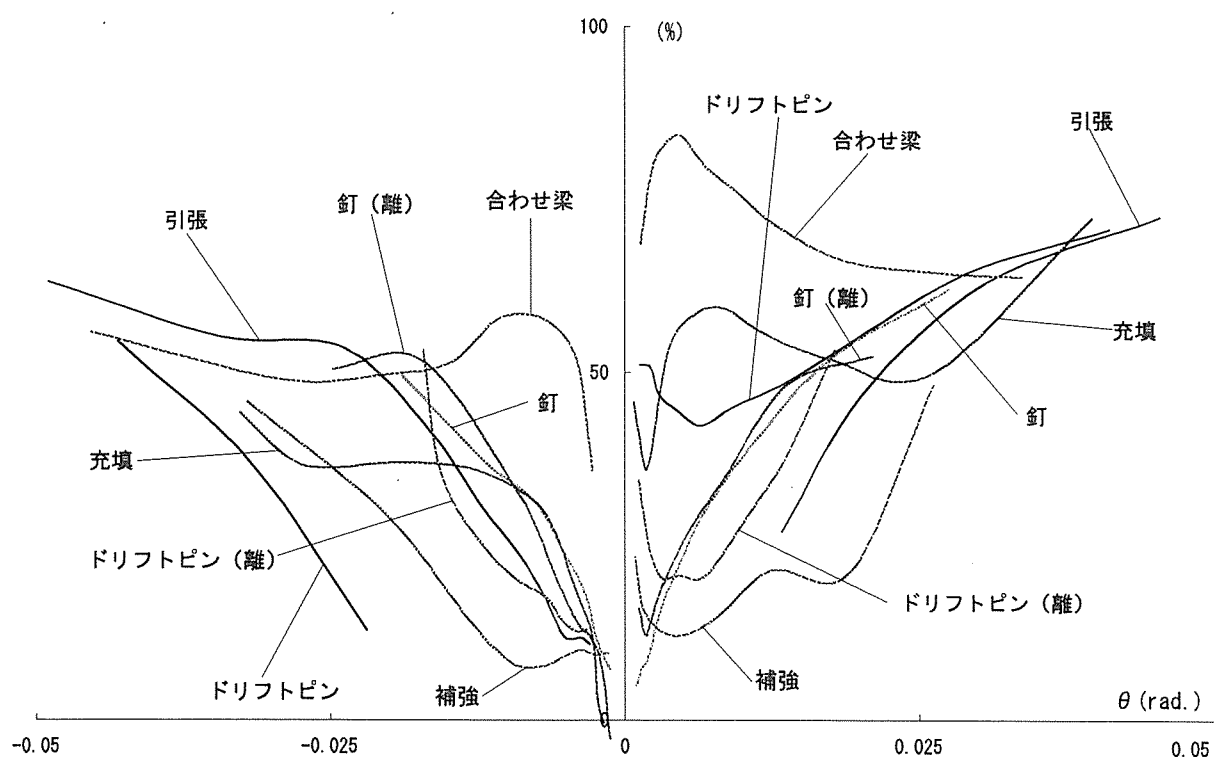
図3.14 等価粘性減衰定数

(6) 残留変形率

図3.15に各タイプの残留変形率を示す。変形角の小さい範囲についてみると、変形角が微小な線形挙動を示すうちは残留変形率は小さな値を示すはずであるが、タイプ1のドリフトピン接合、タイプ3の基本形は初期から30%もしくはそれ以上となっている。特にタイプ3の基本形は、その他のタイプが変形角が大きくなってから残留変形率が増加するのに対し、変形が進むにつれ、残留変形率が減少するという結果を示している。この原因としては接合具とその加工孔の間の加工誤差と集成材間の摩擦力が考えられる。タイプ1のドリフトピンの初期で数値が大きいのは、前者の加工誤差が原因である。

変形が進む段階では、タイプ2の1/50rad.程度まで残留変形がほとんどないのを除いて、急激に残留変形が進むことがわかる。数値的には1/100rad.でタイプ1とタイプ3の接着剤充填が30%前後、タイプ3の基本形が65%前後である。タイプ2については履歴ループを見るとわかるように、荷重がゼロになる直前に急激に変形が戻っており、1/50rad.まで線形的な挙動を示しているわけではない。荷重がゼロになる直前に変形が戻る原因としては、十字接合部の場合、ボルトの座金部分でめり込み変形が微小のため、引張ボルトの初期張力が作用することによると思われる。

変形が進んでからは、タイプ1、2が、進行的に残留変形が進み50%を超える値になるのに対し、タイプ3は50%前後に収束する傾向が見られる。



(a)残留変形率(ト字)

図3.15 残留変形率

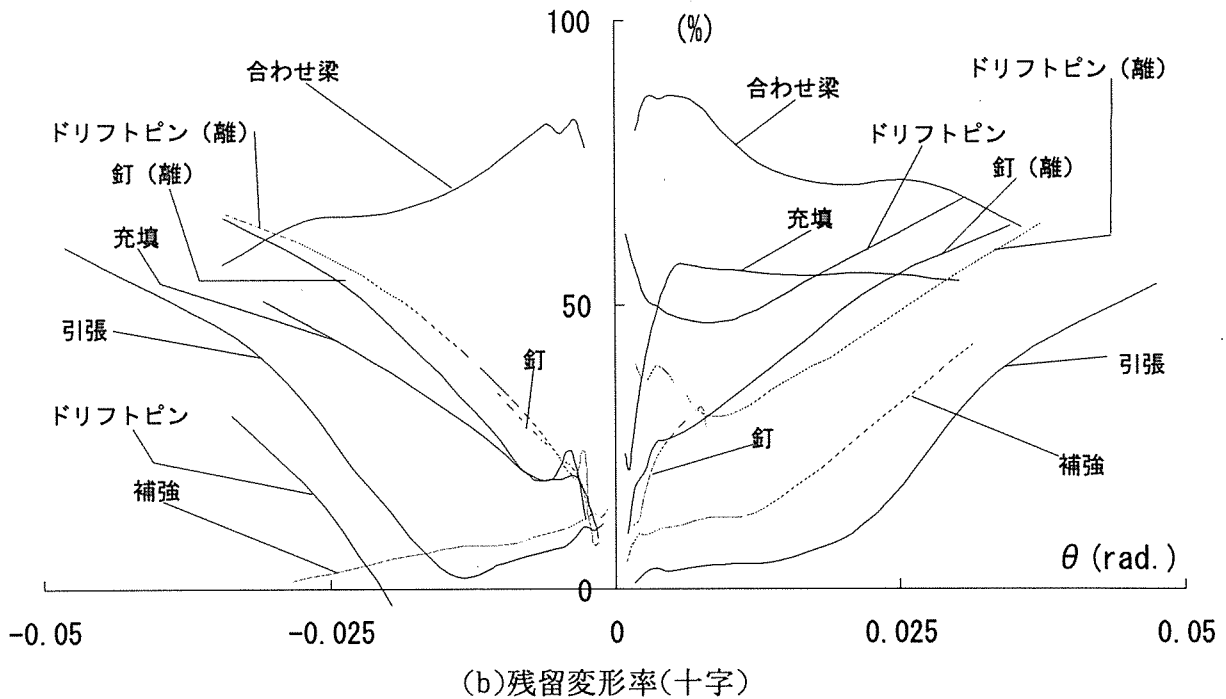


図3.20 残留変形率

3.6 実験結果と計算結果の比較

(1) 計算の仮定

これまで提案した各タイプの剛性の計算方法にもとづき、接合部の回転剛性を計算し、実験結果と比較する。計算はト字接合部を対象に行う。この計算にあたり、以下の仮定をおいている。

- ・タイプ1、タイプ3の接合部の回転中心は矩形に配置された接合具の中心とする。
- ・任意繊維方向の接合点のすべり剛性はHankinson式により与えられる。
- ・接合点の繊維方向のすべり剛性、繊維直角方向のすべり剛性は、接合具が同じ場合、全て同じとする。
- ・タイプ2において梁木口の変形は無視でき、梁は柱に対して三角形にめり込む。
- ・タイプ1の挿入（添え板）鋼板は変形しない。
- ・タイプ3の各接合点は同心円上を移動する。
- ・タイプ1のト字型の剛性は、1つの回転剛性を S_j とすると、接合部の回転剛性 R_j は次式により与えられる。

$$R_j = 1 / (1 + \gamma) \times S_j$$

γ : (梁端の接合部に生じるモーメント) / (柱中心に生じるモーメント)

- ・集成材のヤング係数は繊維平行方向を 110 t/m^2 、直交方向を平行方向の $1/50$ とする。
- ・接合点の剛性はタイプ1については、木材密度（ヤング係数に置き換える）をパラメータとするデータベースを用いる。

(2) 計算結果の比較

計算の結果、以下に示す数値が得られた（単位：tm/rad）。

タイプ1（釘）	: 6073
タイプ1（ドリフトピン）	: 1217
タイプ2（基本）	: 463
タイプ3	: 1248

実験での回転剛性と比較すると、タイプ2を除いて初期剛性としてほぼ妥当な数値が算出されている。タイプ2については、引張ボルトの初期張力が計算には含まれておらず、めり込み式が設計を主眼としているため低めの値を示すという理由により、低い値が算出されたと思われる。

4. まとめ

実験により以下の結果が得られた。

①履歴ループは、タイプ1がスリップから紡錘形、タイプ2がスリップ形、タイプ3が摩擦を含んだスリップ形を示す。履歴による消費エネルギーは、鋼材の歪硬化を除くと、等価減衰定数で、初期変形時5%、最大変形時10%程度である。タイプ1は鋼材の降伏により安定したループを描き、その値は30%以上となる。タイプ2では引張ボルトの降伏の影響は見られない。

②最大荷重は母材比でタイプ1が0.9、タイプ2が0.75、タイプ3が0.7程度である（釘、補強、接着剤充填で比較）。

③回転剛性は最大モーメントの1/3時の割線剛性で、タイプ1が5000tm/rad、タイプ2、タイプ3が2000tm/rad.程度の剛性を示す（釘、補強、接着剤充填で比較）。

接合部実験及び接合部剛性の計算より得られた結果は、以下の通りである。

④タイプ1と3については、精度よく剛性が計算できる。タイプ2については、計算値は実験値に比べかなり低い値となる。

4. 木質架構の床剛性について（その2）

目 次

1. はじめに
2. 剛床仮定成立の条件
3. 床の規模をパラメーターとした解析
4. 合板厚、根太の曲げ剛性、釘接合部剛性をパラメーターとした解析
5. 床の面内剛性の計算方法（有限要素解析を用いた計算）
6. まとめ
7. 参考文献

1. はじめに

近年、木質建築物の大規模化・多層化にともない、これまで構造設計上留意されつつも十分に検討されていなかった項目として、床の面内剛性に関するものがある。この項目は行政上の制限もなく、鉄筋コンクリート造や鉄骨造では一般的なディテールを用い、建物の平面形状が極端に細長いとかいわゆる”いびつ”でなければ、面内剛性は充分にあると考えられており、その時には剛床仮定が成立するとしている。剛床仮定は構造設計上の必要条件ではないが、この仮定が成立するときには『耐震設計時の各架構に作用する荷重の分担率は、幾何学的に単純に求めることができる。』とされ、実務設計において、ごく一般的に用いられている構造計算上の仮定である。しかしながら、木造においては以下の理由のため、剛床仮定が成立しないのではないかと考えられている現状がある。

- ① 弾性定数そのものが他材料よりも小さい。
- ② 接合部変形が大きくなりやすい。

床の面内剛性に関する研究は多数あるが、どの程度面内剛性があれば剛床仮定が成立するのか等に関する定量的な研究は少ないのが現状である。

そこで昨年度はケーススタディとしてモデルプランを設定し、鉄筋コンクリート造、鉄骨造、木造の3種類の構造材料を選定した上で、有限要素法を用い以下の2項目について検討を行った。

- ① 各構造における一般的なディテールを用いた床（床の大きさは1タイプ）をそれぞれ解析し、各構造の床の面内剛性がどの程度あるかを把握すると共に、壁の水平剛性を計算し、床面内剛性と壁（フレーム）剛性の比を比較した（図-1）。

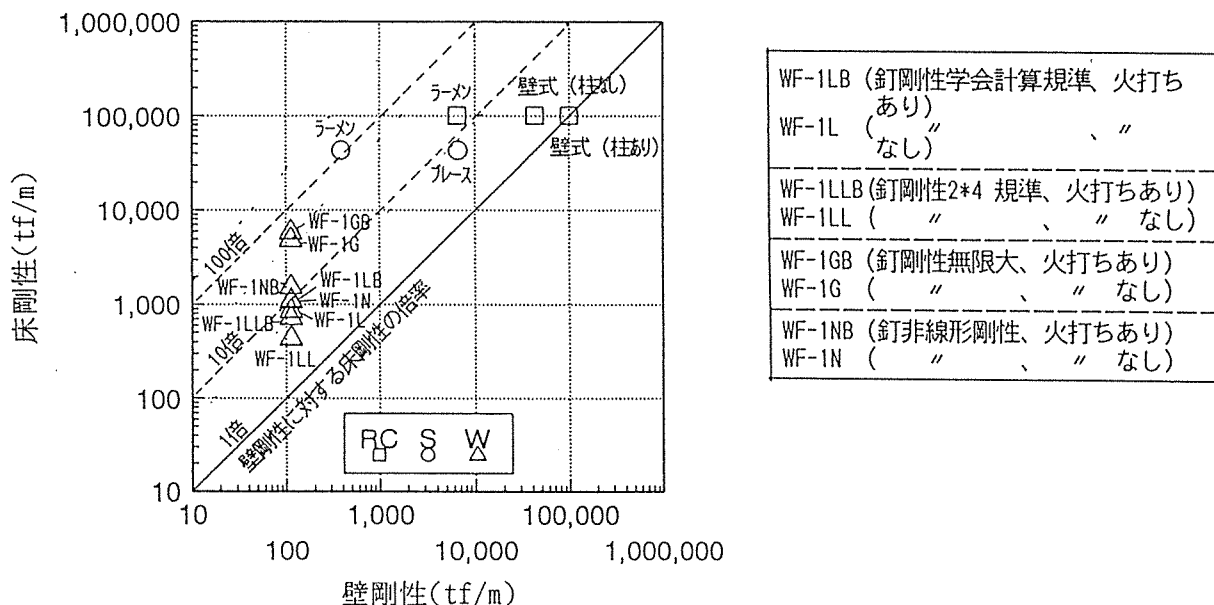


図-1 各構造の床剛性と壁剛性の相関

② 木造においては釘接合部の非線形剛性を考慮し、床の非線形増分解析を行い、既存の実験データと比較し、解析方法の有効性を検討確認した。

さらに、剛床仮定成立の条件を下記のように仮定し、

『木造における床面の面内剛性と壁（フレーム）などの水平剛性の比が、鉄筋コンクリート造や鉄骨造の床面の面内剛性と壁（フレーム）などの水平剛性の比と、同程度であれば剛床仮定は成立する。』

ケーススタディ木造モデルにおいて、この条件が満足する事を確認した。

しかしながら、ケーススタディとして取り扱った床の大きさは1タイプのみであり、この剛床仮定成立の条件がどの程度の床面の大きさを対象とするのか定義しておらず、また床のプロポーシオン（縦横比など）も考慮に入れていないなどの問題があった。

そこで今回は、剛床仮定成立の条件を新たに設定しなおし、昨年度解析に用いた床の大きさを基準モデルとして、縦横比が基準モデルの0.5倍（床の長さ）×0.5倍（床の幅）から2倍（床の長さ）×1倍（床の幅）まで変化させた7タイプの形状について解析を行い、各タイプの床剛性と壁（フレーム）剛性の比を計算し、設定した剛床仮定の条件が成立するかを検討した。また、床面内剛性に大きな影響を及ぼすと思われる3つの条件（床合板厚さ、釘接合部剛性、根太断面2次モーメント）についてパラメトリックスタディを行い、各項目が床構面内剛性に及ぼす影響を検討した。さらに、昨年度および本報告で、床面内剛性解析に用いた2次元有限要素法解析方法について概説した。

2. 剛床仮定成立の条件

昨年度設定した剛床仮定成立の条件は、下記2項目の問題点があった。

- ① 木造建築物実設計の際には、木造以外の構造材料の床面内剛性または壁（フレーム）等の水平剛性の数値がない。
- ② 床の規模、プロポーシオン等に対する定義がない。

そこで今回の剛床仮定成立の条件では、上記問題点を以下のように設定した。

① 木造と木造以外の床構面剛性の比較は昨年度の検討結果より、S造、RC造床の概略の床剛性をつかむことができた。同時に壁（フレーム）剛性との比較も行い、RC造ラーメンの床剛性と壁（フレーム）剛性の比は約10倍程度あることがわかった。木造床についてもRC造ラーメンの比と同程度確保している結果が得られ、この比率を今後の目安とし（図-1）、剛床仮定成立の条件に盛り込む。

② 床構面の規模はその階全体の床構面とする。

以上の項目を考慮した上で、床剛性が壁（フレーム）剛性の10倍程度あれば、本当に剛床仮定が成立するかを以下の方法で検討した。

検討方法は、簡略化した架構を用い、床剛性と壁（フレーム）剛性の比をパラメーターに、架構の最大層せん断力と剛床仮定時の層せん断力の比を比較するものである。

- 1) 水平荷重を受ける建築物を簡略化し、図-2のように線材置換した。

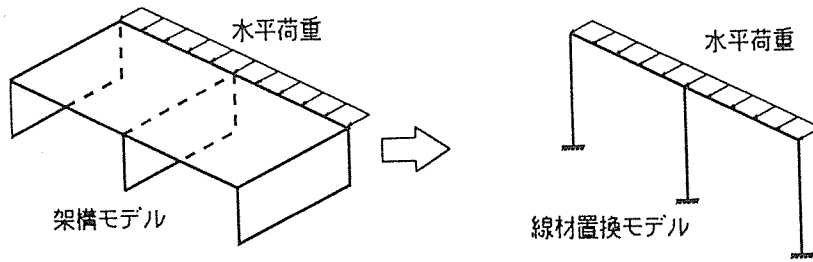


図-2 建築物の簡略化モデル

(簡略化の条件)

- ・床は単純梁とする。また、水平荷重は単純梁に作用する等分布荷重とする。
- ・壁、フレームなどは片持ち梁とする。
- ・いずれも曲げ変形のみを考慮する。

2) 床、壁（フレーム）の荷重に対する変形量は弾性曲線方程式より以下の通り。

$$\delta_f = \frac{Pl_f^3}{3EI} \quad (\text{壁、フレーム}) \quad \delta_s = \frac{5wl_s^4}{384EI} \quad (\text{床})$$

同時に剛性は、前式を変更して以下の通りとなる。

$$K_f = \frac{3EI}{l_f^3} \quad (\text{壁、フレーム}) \quad K_s = \frac{384EI}{5l_s^3} \quad (\text{床})$$

3) ヤング係数および断面2次モーメントが床、壁（フレーム）とも同じとすると、それぞれの剛性の比率は以下の通り、一意的に計算できる。

床剛性と壁（フレーム）などの層せん断剛性の比を10:1（床剛性が壁剛性（フレーム）の10倍）とすると、

$$K_s : K_f = 10 : 1 \quad \frac{384EI}{5l_s^3} : \frac{3EI}{l_f^3} = 10 : 1 \quad \frac{l_f^3}{l_s^3} = \frac{1}{2.56} \quad \therefore \frac{l_f}{l_s} \cong \frac{1}{1.368}$$

よって、EIが同じで床のスパン方向の長さとして壁（フレーム）の高さの比が1.368ならば、壁（フレーム）に対する床剛性は10倍となる。

4) 上記比率を守り、壁（フレーム）の存在する位置によりケース分けした3種類の架構（図-3）に、水平荷重を作用させ、床のヤング係数を操作して床剛性と壁（フレーム）剛性の比率を1/100倍から100倍まで変化させ、床の変形量および、壁（フレーム）の負担せん断力を計算した。剛床仮定設定時における、壁（フレーム）の負担せん断力は以下の式により計算できる。

$$Q_f = Q_t / N_f \quad (\text{壁（フレーム）の長さがどの断面でも同じ場合})$$

- ここで、 Q_f :各壁（フレーム）の負担せん断力
 Q_t :床に作用する水平荷重の合計
 N_f :壁（フレーム）数

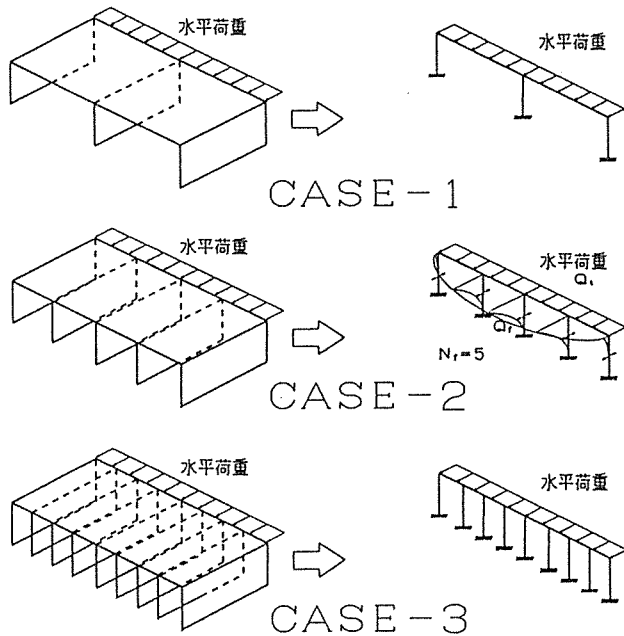


図-3 検討モデル

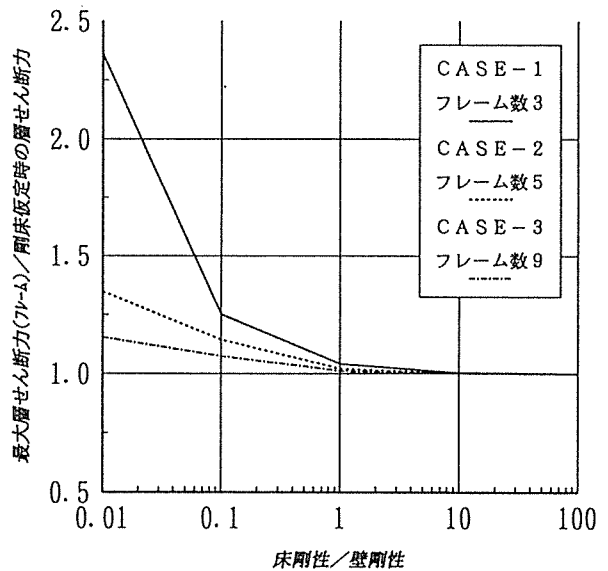


図-4 剛性比と負担せん断力比の相関

5) 横軸に床剛性と壁（フレーム）剛性の比を、縦軸に床剛性を考慮した時の各壁（フレーム）の最大せん断力と、剛床仮定設定時のせん断力の比を描いたものが図-4である。

床剛性と壁（フレーム）剛性の比が10倍以下の場合、実際の壁（フレーム）に作用するせん断力は、剛床仮定設定時の負担せん断力よりも大きな荷重が作用しているのに比べ、10倍以上では剛床仮定設定時の負担せん断力とほとんど差がなかった。

よって、床剛性が層せん断剛性の10倍程度あれば、剛床仮定が設定すると思われる。

なお、図-4を見ると1倍程度でもその差は小さいので、実用上は1倍程度でも問題無いと考えられるが、ここでは安全を考慮して10倍を剛床仮定成立の境界値とする。

ただし、今回の検討ではせん断変形の影響が考慮されておらず、架構形状等によってはせん断変形が支配的になる場合もあるので、留意する必要がある。

上記検討結果より、新たな剛床仮定成立の条件を下記のように設定した。

『木質架構における剛床仮定は、建物全体の床の面内剛性が、壁やラーメンなどの層せん断剛性の10倍程度あれば成立する。』

3. 床の規模をパラメータとした解析

昨年度の解析に用いたケーススタディモデル（長さ7.28m×幅3.64m）を図-5に示す。この大きさを基準モデル・基準スペックとし、形状を変化させ、どの程度の縦横比まで、設定した剛床仮定成立の条件が満足するのか検討した。また、縦横比を変更することで、床剛性／壁（フレーム）剛性の比がどの程度変化するのも検討した。

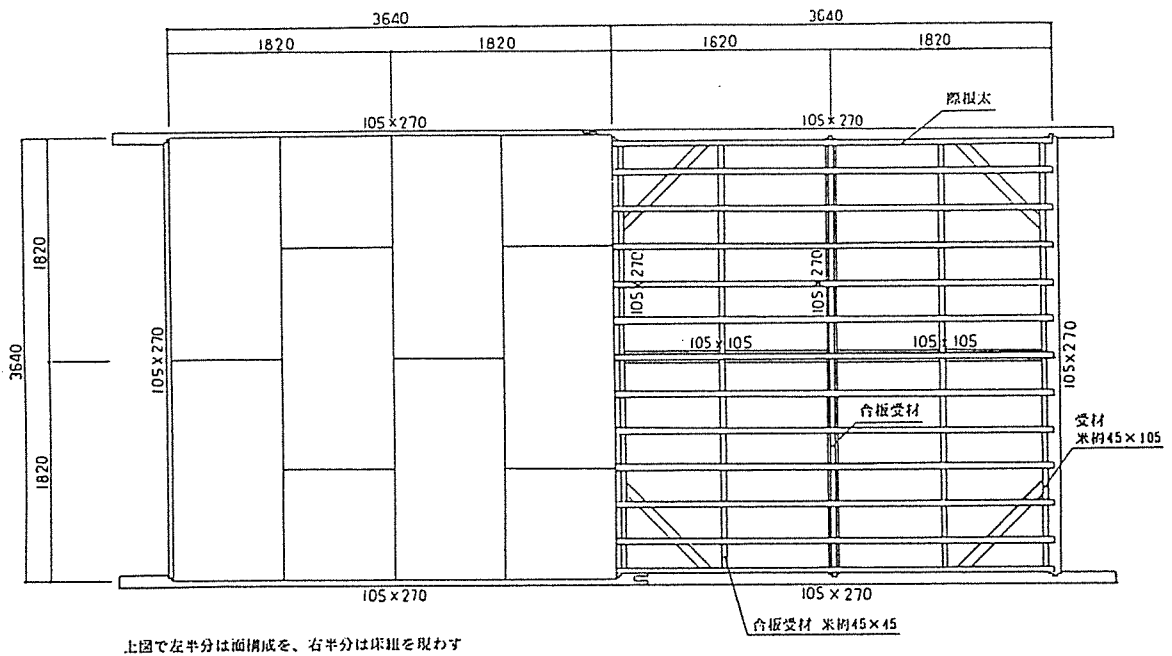


図-5 昨年度用いたケーススタディモデル

解析に用いたモデルは全7タイプであり、境界条件、荷重条件と併せて表-1に示す。床剛性算出のための変形量は、床中央部の加力点反対側の根太の変形を用いた。また、壁（フレーム）剛性については、昨年度の壁モデルを使用した。幅の違うモデルについては、新たに長さのみを変化させた壁（フレーム）モデルを作成し、壁（フレーム）剛性を計算し直した。解析は5章で記述する計算方法を用いた。

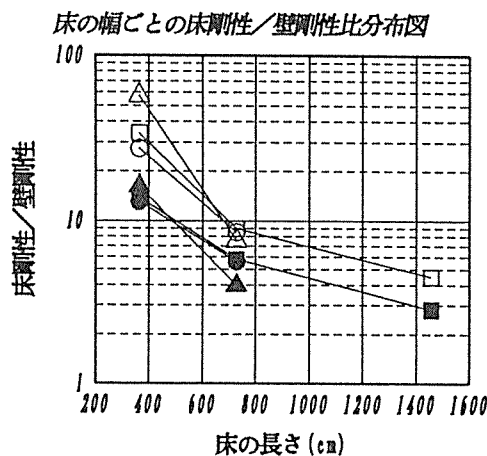
解析結果より算出した床剛性および壁（フレーム）剛性を床の長さごとにまとめたものを図-6に示す。図-7は同じ縦横比の解析ケースを線で結んだものである。

これらの結果より以下の考察を得た。

表-1 床の規模をパラメーターとした解析モデル一覧

ケース名	ブレース	長さ(cm)	幅(cm)	荷重条件	境界条件
hb0.5_0.5	ブレースなし	364	182	3点荷重 total 12ton	単純梁支持
hb0.5_1.0		364	364		
hb0.5_2.0		364	728		
hb1.0_0.5		728	182		
hb1.0_1.0		728	364		
hb1.0_2.0		728	728		
hb2.0_1.0	1456	364			
hd0.5_0.5	ブレースあり	364	182		
hd0.5_1.0		364	364		
hd0.5_2.0		364	728		
hd1.0_0.5		728	182		
hd1.0_1.0		728	364		
hd1.0_2.0		728	728		
hd2.0_1.0		1456	364		

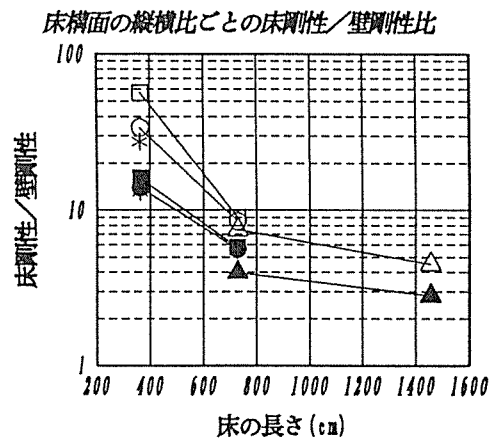
- ① すべてのタイプの傾向として、ブレース（火打ち）のあるものとなないものでは、ブレース（火打ち）のないタイプが、ブレース（火打ち）のあるタイプに比べ、1/2倍程度剛性が低下した（図-6）。
- ② 基準モデル（ブレース付き）の床長さが倍になると（図-6：床の長さ1456cmで□、基準モデルの2倍）、その比は1/2程度程度低下した。低下率の一般的傾向は、床長さが長くなればなるほど、緩やかになり、反対に床長さが短くなればなるほど、極端に剛性は増加した。
- ③ 同じプロポーション（縦横比）でも大きさが異なれば、床剛性に対する壁（フレーム）剛性の比は異なった。（図-7：同じマーク同士）
- ④ 長さが同じなら、幅の変化は剛性比にあまり影響しなかった（図-6：床の長さ728cmで□△○など）。



182cm (Bあり)	364cm (Bあり)	728cm (Bあり)
182cm (Bなし)	364cm (Bなし)	728cm (Bなし)

Bあり：プレスあり
 Bなし：プレスなし
 凡例の数値は床の幅

図-6 床の長さとの床壁剛性比の相関 (床の幅ごと)



0.25 (Bあり)	0.5 (Bあり)	1.0 (Bあり)	1.0 (Bあり)
0.25 (Bなし)	0.5 (Bなし)	1.0 (Bなし)	1.0 (Bなし)

Bなし：プレスなし
 Bあり：プレスあり
 *凡例の数値は床構面の縦横比を示す。

図-7 床の長さとの床壁剛性比の相関 (床の縦横比ごと)

4. 合板厚、根太の曲げ剛性、釘接合部剛性をパラメーターとした解析

床面内剛性に大きな影響を及ぼすと思われる3つのパラメーター (合板厚、根太の曲げ剛性、釘接合部剛性) を設定し、これらの変化の影響が床面内剛性にどれだけ影響を及ぼすのかを検討した。

解析モデルは前章の解析ケースのうち、一番剛性比が低かったhd(b)2.0_1.0、基準モデルであるhd(b)1.0_1.0および一番剛性比の高かったhd(b)0.5_0.5とした。解析方法は各パラメーターをそれぞれ1/1000倍から10000倍まで変化させ、床の変形量、床剛性/壁剛性比を算出した。

根太の曲げ剛性は、根太の断面2次モーメントを変化させることで、曲げ剛性変化を表現した。変化させたパラメーター以外の2つのパラメーターは1倍を保持させた。解析は5章で記述する解析方法を用いた。

hd(b)0.5_0.5、hd(b)1.0_1.0、hd(b)2.0_1.0の解析結果をそれぞれ、図-8、図-9、図-10に示す。3つのケースの解析結果は基本的傾向が同じであったので、これら共通の考察を以下に記す。

① 床合板 (□または■) 厚さを変化させると、基準値近傍 (0.1倍~10倍付近) の変化が一番大きく、それ以上では頭打ち、それ以下では下げ止まりの傾向があった。このパラメーターを変化 (0.001倍から10000倍まで) させることにより、hd(b)0.5_0.5タイプで約2倍、そのほかのタイプで約10倍程度の床剛性の変化があった。

床合板厚さを増しても頭打ちがあるのは、厚さを増し床合板が剛体に近づいても、釘接合部による床合板の剛体的回転があるためと思われる。一方、下げ止まりもあるのは、根太と合板受け材の曲げ抵抗によるためと思われる。

② 釘剛性 (△または▲) を変化させたときの床剛性の変化は、床合板厚さを変化させたときと同様の傾向であり、1.0倍以下の傾向はほぼ同様の形状だった。一方10倍以上では、釘剛性を変化させたタイプ (△または▲) の方が床合板厚さを変化させたタイプ (□または■) よりも剛性比が若干高い結果が得られた。釘接合部剛性の上昇が、床剛性の上昇に寄与していると思われる。

また、釘接合部剛性を増しても床壁剛性比に頭打ちがあるのは、床合板の弾性変形と根太の曲げによる変形があるためと思われる。また、下げ止まりがあるのは、床合板厚さの比率を下げたときに生じる現象と同様に、根太と合板受け材の曲げ抵抗が存在するためと思われる。パラメーターの比率が1倍以下において、床壁剛性比が、床合板の厚さを変化させたものとほぼ同じ数値なのは、この同じ効果によるものと思われる。このパラメーターを変化(0.001倍から10000倍まで)させることにより、hd(b)0.5_0.5タイプで約2倍、そのほかのタイプで約10倍程度の床剛性の変化があった。

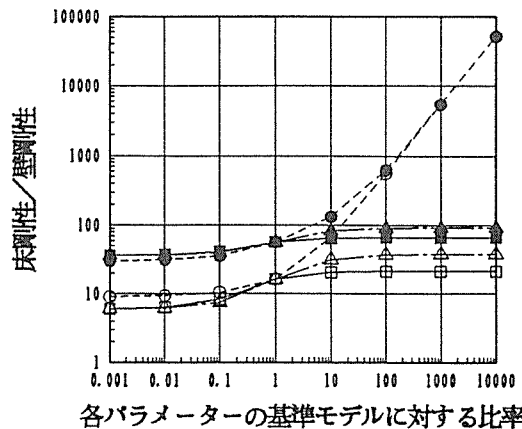
③ 根太の断面2次モーメント (○または●) を変化させたときの床壁剛性比の変化は、1倍以下では下げ止まりの傾向があるのに比べ、1倍以上では、根太の曲げ剛性の上昇に比例して、床壁剛性比も上昇する結果となった。1倍以下に下げ止まりがあるのは、床構面の変形が合板の弾性変形と釘接合部の変形からなっているためと思われる。一方1倍以上において、根太の曲げ剛性に比例して床剛性も上昇するのは、床構面の変形が根太の曲げ変形に依存しているためと思われる。

④ プレース (火打ち) の有無による各パラメーター解析結果を比較すれば、各パラメーターの基準値に対する比率が下がると、プレースの有無による床壁剛性比の差が大きくなった。これは各パラメーターの剛性が低いときに、プレース (火打ち) の効果が大きいと思われる。また、根太の断面2次モーメントをパラメーターとしたタイプ (○または●) では、そのパラメーターの比率が基準値の1倍以上の時、プレース (火打ち) の有無による差がほとんどなくなっている。これは前述したように床剛性の変形が、根太の曲げ変形のみ依存するモードになっているためと思われる。

以上のような考察および図-8、図-9、図-10より、床剛性が低く床剛性/壁剛性比が10倍に満たないhd2.0_1.0等も床合板の厚さ、釘接合部剛性、根太の曲げ剛性を操作することにより、10倍以上の剛性を得ることができ、先に設定した剛床仮定成立の条件を満足させることが出来る。

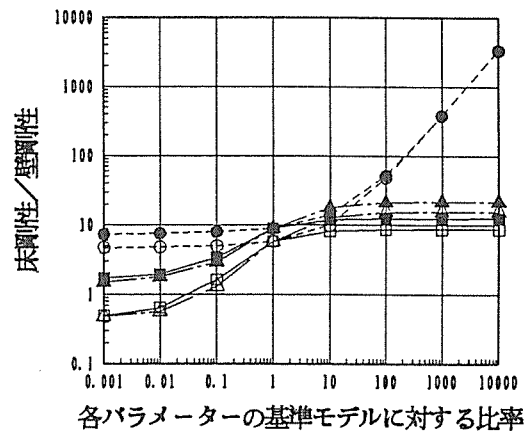
また、今回のパラメーター解析の結果、床合板の厚さ、釘接合部剛性、根太の曲げ剛性の3つのパラメーターのうち、床剛性の上昇に最も寄与するのは、根太の曲げ剛性 (○または●) で、次に釘接合部剛性 (△または▲)、最後に床合板の厚さという結果が得られた。

hb0.5_0.5
長さ364cm×幅182cm



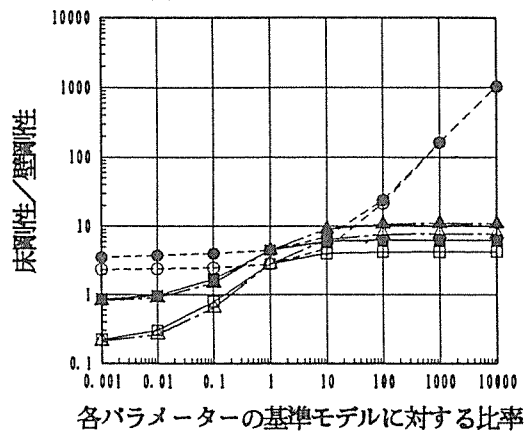
各パラメーターの基準モデルに対する比率
図-8 各パラメーターの変化と床壁剛性比の相関
(364cm×182cm)

hb1.0_1.0
長さ728cm×幅364cm



各パラメーターの基準モデルに対する比率
図-9 各パラメーターの変化と床壁剛性比の相関
(728cm×364cm)

長さ1456cm×幅364cm



床合板厚さ (Bなし) 釘接合部剛性 (Bなし) 根太断面2次剛性 (Bなし)
床合板厚さ (Bあり) 釘接合部剛性 (Bあり) 根太断面2次剛性 (Bあり)

Bなし：プレースなし
Bあり：プレースあり

図-10 各パラメーターの変化と床壁剛性比の相関
(1456cm×364cm)

5 床の面内剛性の計算方法（有限要素法を用いた計算）

5-1. 概要

この床構面の解析法は、床構面を根太、胴差し、合板、合板受け材、釘、軸材の接合部、という部位からなる構造とし、それぞれを有限要素によりモデル化して、根太に直交する面内方向の荷重に対する変形・応力を解析する方法で、下記項目を考慮することができる。

- 1) 合板の張り付け方法と合板どうしのぶつかりあいによる面内剛性の上昇
- 2) 合板と根太、受け材の接合部（釘）の変形
- 3) 釘の非線形すべり剛性
- 4) 胴差しの継ぎ手

図-11に解析のフローチャートを示す。図-12(a)のような床構面例のモデル化に際し、根太の割り付け間隔、合板受け材の割り付け間隔及び合板を基本的なグリッドとし、合板は必要に応じてさらに細かくグリッド分けを行い、グリッド交点に節点を配置し、それぞれの部材を接続していくことによって、図-12(b)のような床構面のモデル化を行う。

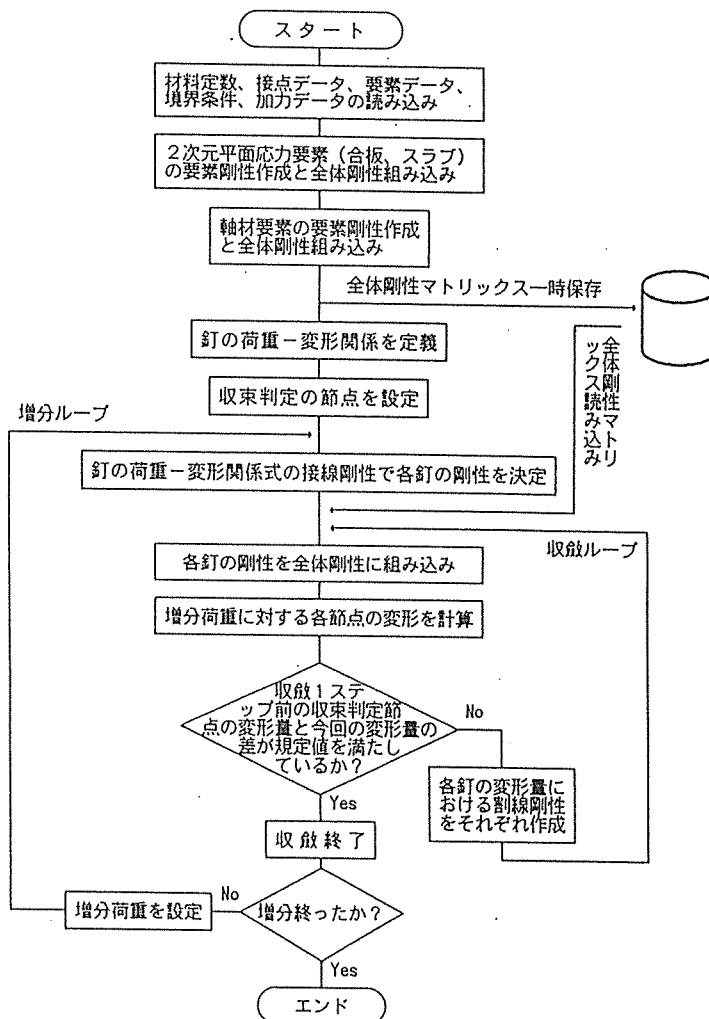
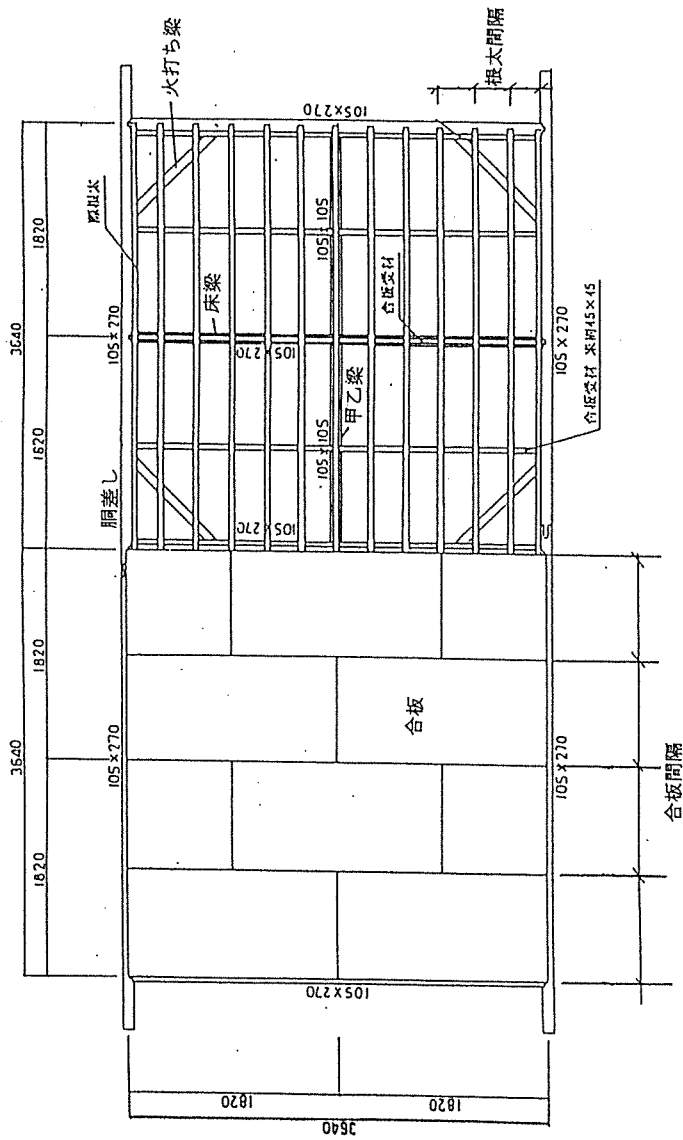


図-11 FEM解析フローチャート



- 材種**
- ・胴差し、床梁：米松 105*270 mm
 - ・甲乙梁：米樺 105*105 mm
 - ・根太：米樺 45*105mm
 - ・火打ち梁：米樺 90*90 mm
 - ・合板：構造用合板1類 2級厚12mm
- 胴差しの継手**
腰掛け有り継ぎ(腰掛け幅30mm)
- 胴差し、床梁の仕口**
大入れ継ぎ、羽子板ボルト締め (SB-F.L=310)
- 根太納まり**
・渡りあご掛けとしてそれぞれN75 #12.本締め打ちとする。
・床梁は胴差等にN90 釘を303mm 間隔で平打ちする。
・根太に直交する胴差し等の際には、根太の間に受け材(45*105)を設け、各々N90 釘2 本で留め付ける。
- 床の合板張り**
・板の長手方向が根太と直交するよう、うに乱に張り、根太心で突きつけ、接着剤を使用の上、間隔150mm 内外で、根太及び受け材当たりN50 釘を平打ちする。

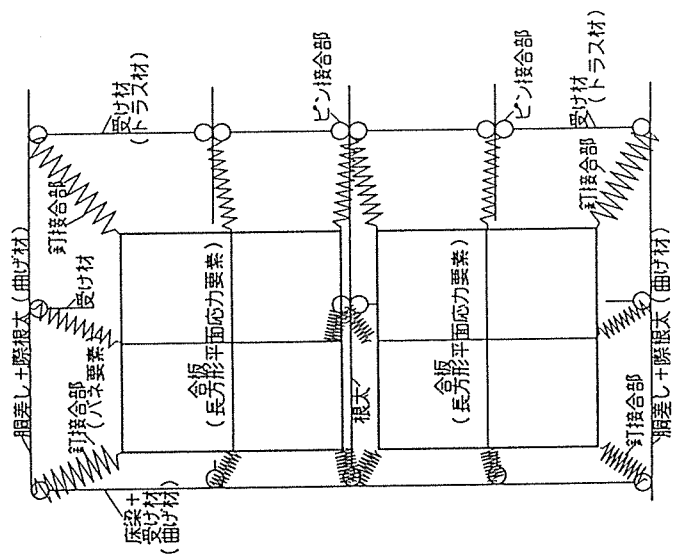
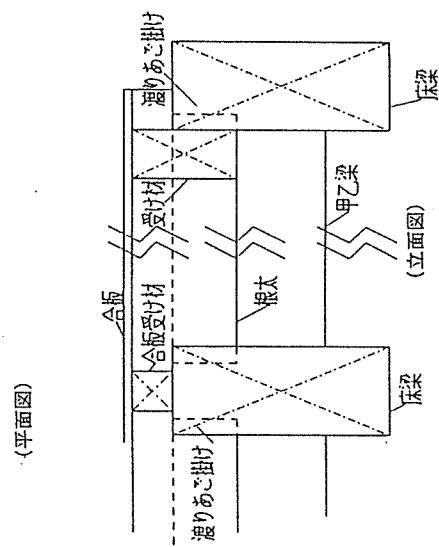


図-12(a) 床構面の例

図-12(b) モデル化の例

5-2. 床合板のモデル化

床合板は直交異方性長方形要素を用いてモデル化を行う。直交異方性を考慮した床合板要素の要素剛性マトリックスは以下の通り。

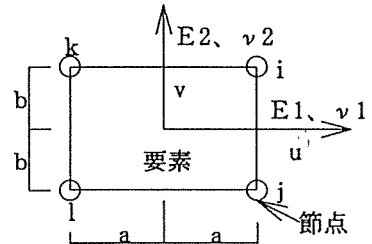
$$\frac{t^*a^*b}{16(1-\nu_1^*\nu_2^*)} \begin{pmatrix} \frac{16}{3}(A+B) & 4(C+D) & \frac{8}{3}(A-2B) & 4(-C+D) & \frac{8}{3}(-2A+B) & 4(C-D) & \frac{8}{3}(-A-B) & 4(-C-D) \\ & \frac{16}{3}(A'+B') & 4(C-D) & \frac{8}{3}(-2A'+B') & 4(-C+D) & \frac{8}{3}(A'-2B') & 4(-C-D) & \frac{8}{3}(-A'-B') \\ & & \frac{16}{3}(A+B) & 4(-C-D) & \frac{8}{3}(-A-B) & 4(C+D) & \frac{8}{3}(-2A+B) & 4(-C+D) \\ & & & \frac{16}{3}(A'+B') & 4(C+D) & \frac{8}{3}(-A'-B') & 4(C-D) & \frac{8}{3}(A'-2B') \\ & & & & \frac{16}{3}(A+B) & 4(-C-D) & \frac{8}{3}(A-2B) & 4(C-D) \\ & & & & & \frac{16}{3}(A'+B') & 4(-C+D) & \frac{8}{3}(-2A'+B') \\ & & & & & & \frac{16}{3}(A+B) & 4(C+D) \\ & & & & & & & \frac{16}{3}(A'+B') \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_i \\ v_i \\ u_j \\ v_j \\ u_k \\ v_k \\ u_l \\ v_l \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} P_{u_i} \\ P_{v_i} \\ P_{u_j} \\ P_{v_j} \\ P_{u_k} \\ P_{v_k} \\ P_{u_l} \\ P_{v_l} \end{pmatrix}$$

SYM.

$$A = \frac{E_1}{a^2}, B = \frac{(1-\nu_1^*\nu_2^*)}{b^2} * G, C = \frac{E_1^*\nu_2}{a^*b}, D = \frac{(1-\nu_1^*\nu_2^*)}{a^*b} * G$$

$$A' = \frac{E_2}{b^2}, B' = \frac{(1-\nu_1^*\nu_2^*)}{a^2} * G, E_1^*\nu_2 = E_2^*\nu_1$$

ここで、 E_1, ν_1 : 主方向のヤング係数、ポアソン比
 E_2, ν_2 : 直交方向のヤング係数、ポアソン比
 G : せん断弾性係数



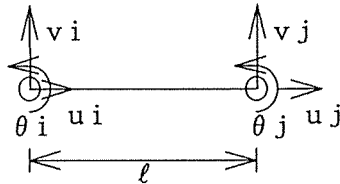
5-3. 根太、火打ち、合板受け材等の軸材のモデル化

各部材は線材置換を行い、各部材端もモデル化に応じてトラス材、または曲げ材としてモデル化する。

曲げ材の要素剛性マトリックスは以下の通り。

$$\begin{pmatrix} \frac{EA}{\ell} & 0 & 0 & -\frac{EA}{\ell} & 0 & 0 \\ & \frac{12EI}{\ell^3} & \frac{6EI}{\ell^2} & 0 & -\frac{12EI}{\ell^3} & -\frac{6EI}{\ell^2} \\ & & \frac{4EI}{\ell} & 0 & \frac{6EI}{\ell^2} & \frac{2EI}{\ell} \\ & & & \frac{EA}{\ell} & 0 & 0 \\ & & & & \frac{12EI}{\ell^3} & \frac{6EI}{\ell^2} \\ & & & & & \frac{4EI}{\ell} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_i \\ v_i \\ \theta_i \\ u_j \\ v_j \\ \theta_j \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} N_i \\ Q_i \\ M_i \\ N_j \\ Q_j \\ M_j \end{pmatrix}$$

SYM.



5-4. 軸組の接合部のモデル化

図-12に見られるような床構面例の場合、想定される軸組の接合部は以下の通り。

- ① 胴差しと床梁
- ② 床梁と甲乙梁
- ③ 根太と胴差し、床梁、甲乙梁
- ④ 受け材と床梁、甲乙梁

- ⑤ 根太と受け材、合板受け材
- ⑥ 胴差しの継ぎ手
- ⑦ 火打ち梁と床梁、胴差し

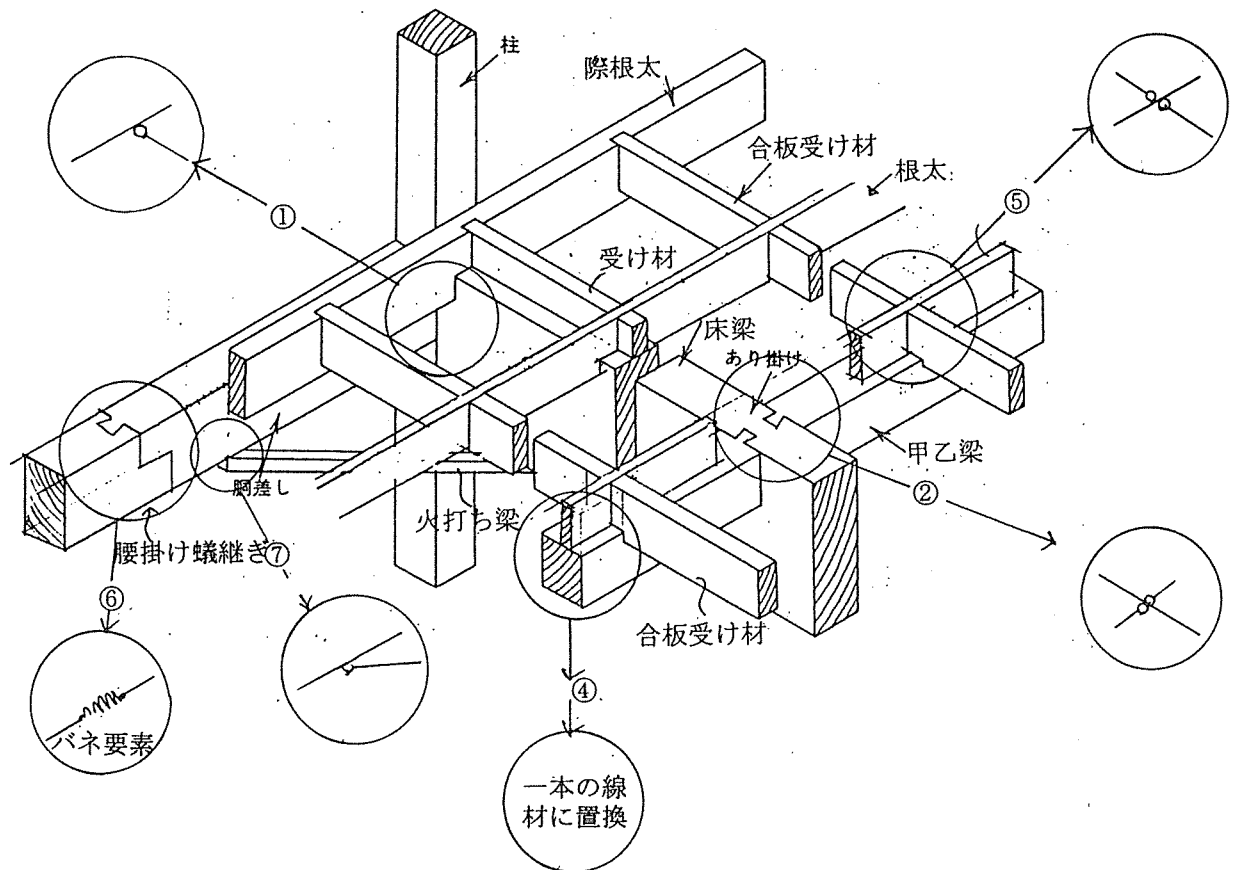


図-13 床構面軸組のモデル化

これらの接合部については、剛性等の既存データが少なく、また仕口等のモデル化も難しいので、床構面に対する荷重条件等に応じて、接合部を消去、または、ピン接合部等にモデル化して計算する。

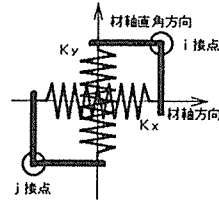
床構面の根太方向に直交するような面内荷重を考えた場合には以下のようなモデル化を行う。(図-13)

- ・①②⑤⑦については、ピン接合とする。
- ・③④については、根太及び受け材の断面積、及び断面2次モーメントに胴差し、床梁、甲乙梁等の断面積、断面2次モーメントを足し込んで、1つの線材としてモデル化を行う。
- ・⑥については、一般在来構法特有の接合部形状になることを考慮すると、引っ張りには抵抗せず、圧縮には抵抗する非線形な剛性を持った接合部モデルとなる。なお、せん断方向には、十分大きな剛性を持たせるものとする。軸方向の接合部剛性を KX 、軸直交方向の接合部剛性を KY とすると継ぎ手

接合部の要素剛性マトリックスは以下の通り。

$$\begin{pmatrix} k_x & 0 & -k_x & 0 \\ & k_y & 0 & -k_y \\ & & k_x & 0 \\ SYM. & & & k_y \end{pmatrix} \begin{pmatrix} i_x \\ i_y \\ j_x \\ j_y \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} P_{ix} \\ P_{iy} \\ P_{jx} \\ P_{jy} \end{pmatrix}$$

$$k_y \gg k_x$$

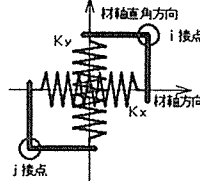


5-5. 合板と軸組の接合部および合板相互のモデル化

合板は釘により、根太又は受け材などの軸組に固定される。釘の変形による床構面の面内剛性への影響は比較的大きいので、釘接合部剛性を考慮してモデル化を行う。

合板の繊維方向に加力される釘接合部の剛性をKX、繊維直交方向に加力される釘接合部の剛性をKYとすると、釘接合部の要素剛性マトリックスは以下の通り

$$\begin{pmatrix} k_x & 0 & -k_x & 0 \\ & k_y & 0 & -k_y \\ & & k_x & 0 \\ SYM. & & & k_y \end{pmatrix} \begin{pmatrix} i_x \\ i_y \\ j_x \\ j_y \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} P_{ix} \\ P_{iy} \\ P_{jx} \\ P_{jy} \end{pmatrix}$$



なお、剛性Kx、Kyは一本の釘の剛性をK0x、K0y、釘のピッチをa、接点のグリッド間隔をbとすると、

$$K_x = K_{0x} * b/a$$

$$K_y = K_{0y} * b/a$$

となる。(図-14)

また、合板の張り付け方法を考慮して、図-15のように、隣り合う合板相互の辺上の節点は、合板それぞれに設け、それぞれの節点から別々に、釘を介して根太・受け材に接続されるものとする。

さらに、変形により床合板相互が重なり合わないよう、別々にもうけた合板辺上の接点相互を距離が0になったら、剛性が十分に大きくなるようなバネ要素で接続する。(図-16)

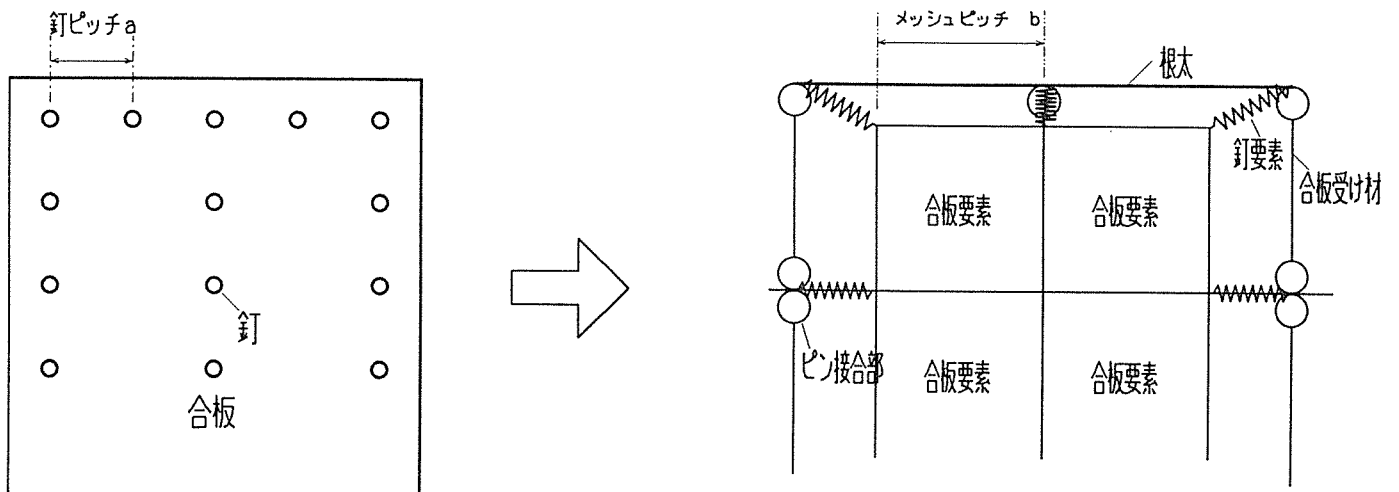


図-14 釘要素のモデル化

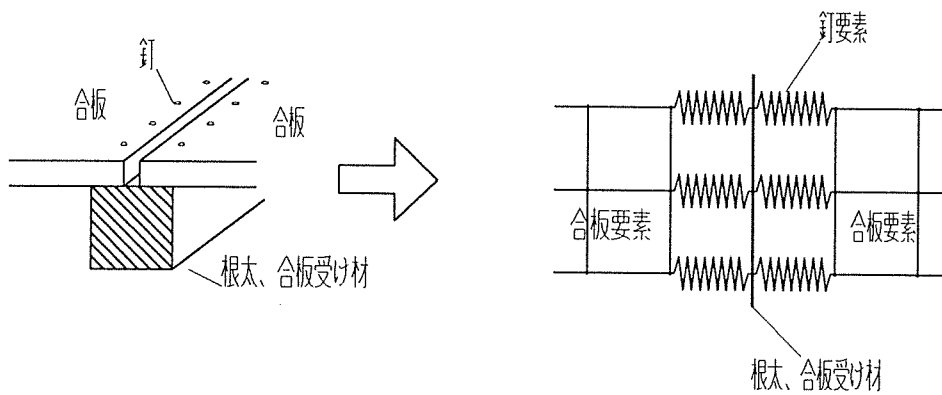


図-15 合板の張り付けのモデル化

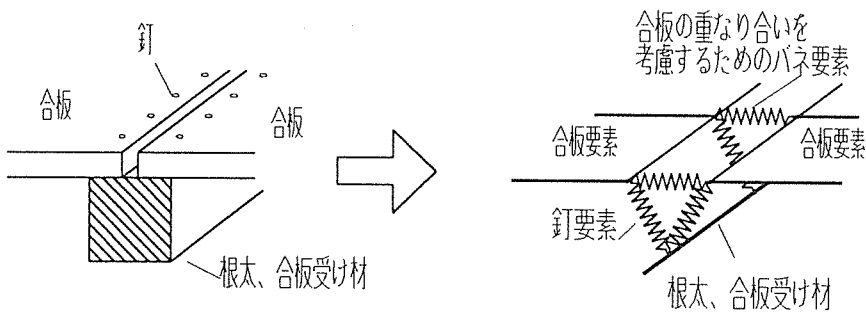


図-16 合板の重なり合いのモデル化

5-6. 解析例

軸組床FEM解析の例を以下に示す。

解析対象は図-12(a)の床構面例を使用する。床構面に図-17のような境界条件を与え3点に加力する。

このような床構面は図-18のようにモデル化される。なお、合板要素の接点と軸材の各接点は釘接合部をモデル化したバネ要素でそれぞれ結ばれるが、今回はそのバネ要素の荷重と変形が、図-19のような曲線により表現できると仮定しモデル化を行った。解析の際に用いた材料定数等を表-2に示す。

解析結果の荷重-変形曲線を図-20に示す。また、図-21に合板要素および軸材の変形図を示す。

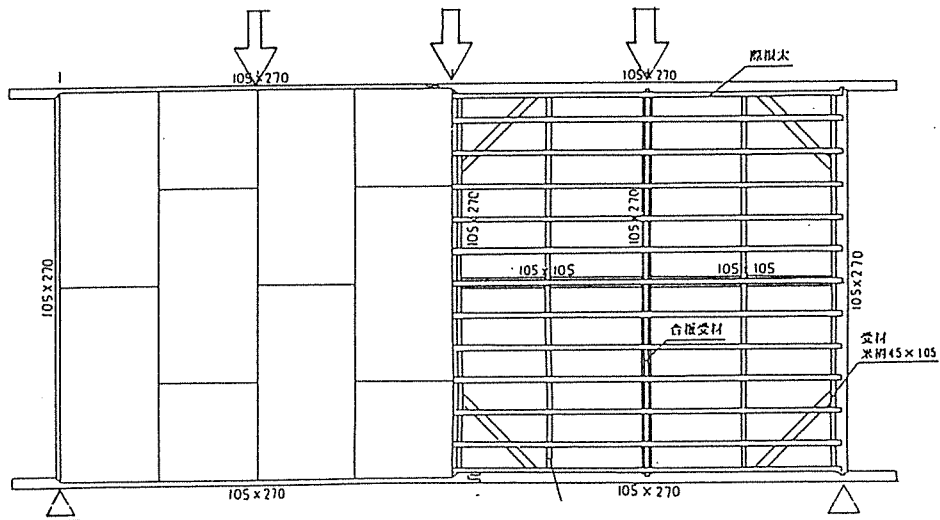


図-17 床構面解析例題、

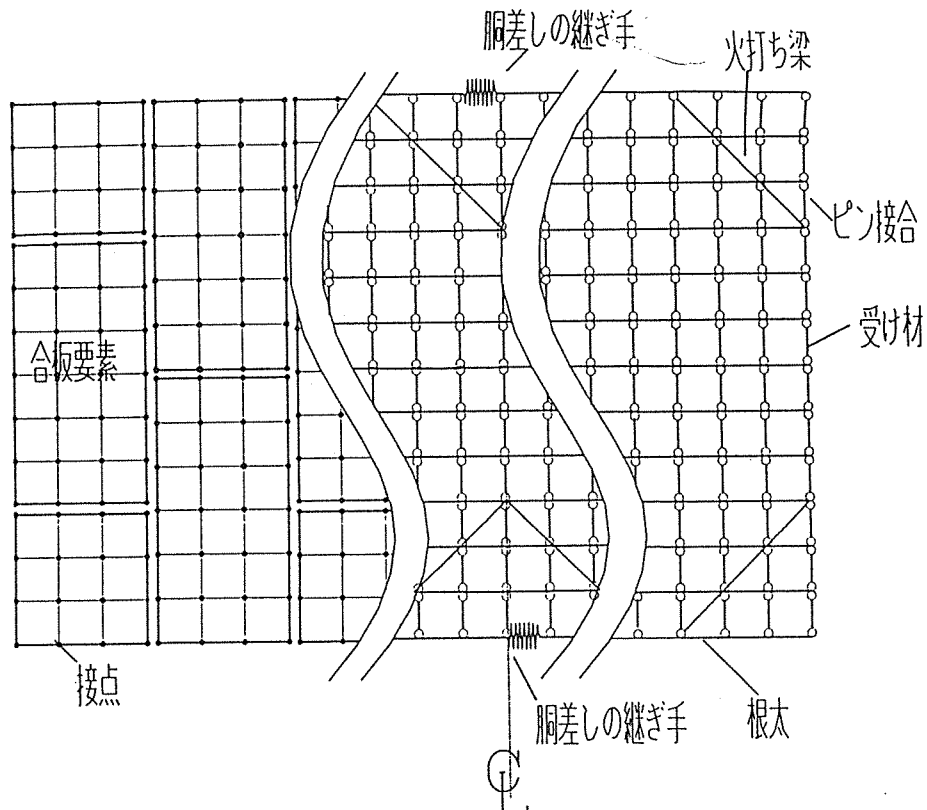
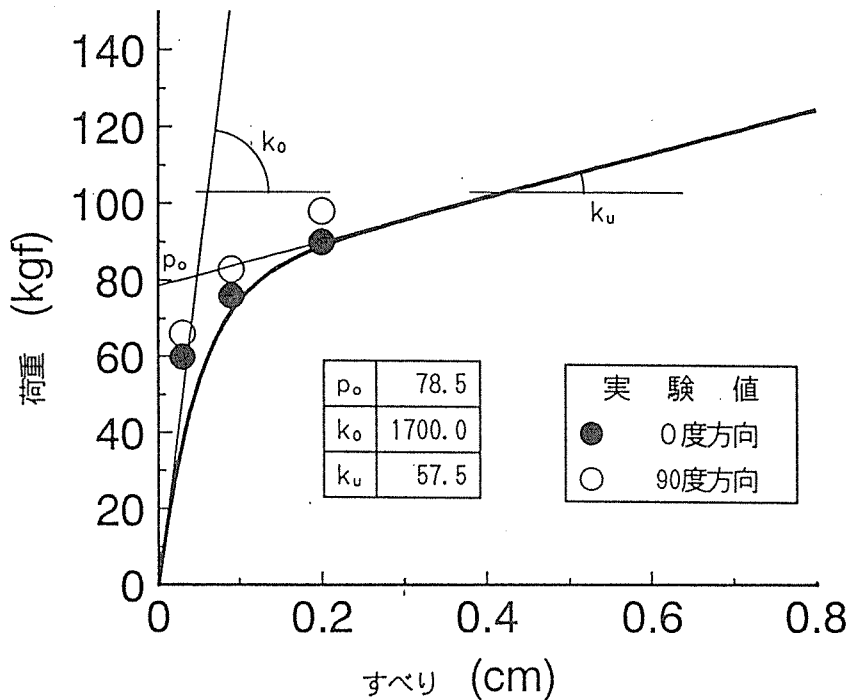


図-18 例題のモデル化

表一 2 材料条件一覧

構造	構面	部位	材料、種類	ヤング係数、せん断弾性係数、その他	モデル化
木造	水平	床面	構造用合板、	$E_x=E_y=50000\text{kg/cm}^2$ 、 $G=4500\text{kg/cm}$ 面材張りつけ考慮	2次元矩形平面応力要素、等方性
		軸材	胴差、床梁	$E=90000\text{kg/cm}^2$	曲げ材
			甲乙梁		トラス材
			根太、際根太		トラス材
			火打ち梁		トラス材
継ぎ手	胴差の継ぎ手	引張-胴差長さ7280mmの軸剛性の1/100 $K=35048\text{kg/cm}$ (一か所のみ) 圧縮-考慮しない。	等価線形剛性		
接合部	合板と根太、受け材との釘接合部	非線形剛性	荷重変形関係 $P_0=(p_{0-0}+k_{u-0}\delta)(1-\exp(-\frac{k_{0-0}}{p_{0-0}}\delta))$ 0度方向 $P_{90}=(p_{0-90}+k_{u-90}\delta)(1-\exp(-\frac{k_{0-90}}{p_{0-90}}\delta))$ 90度方向	荷重-変形関係の接線剛性	



図一 19 釘の荷重-すべり曲線

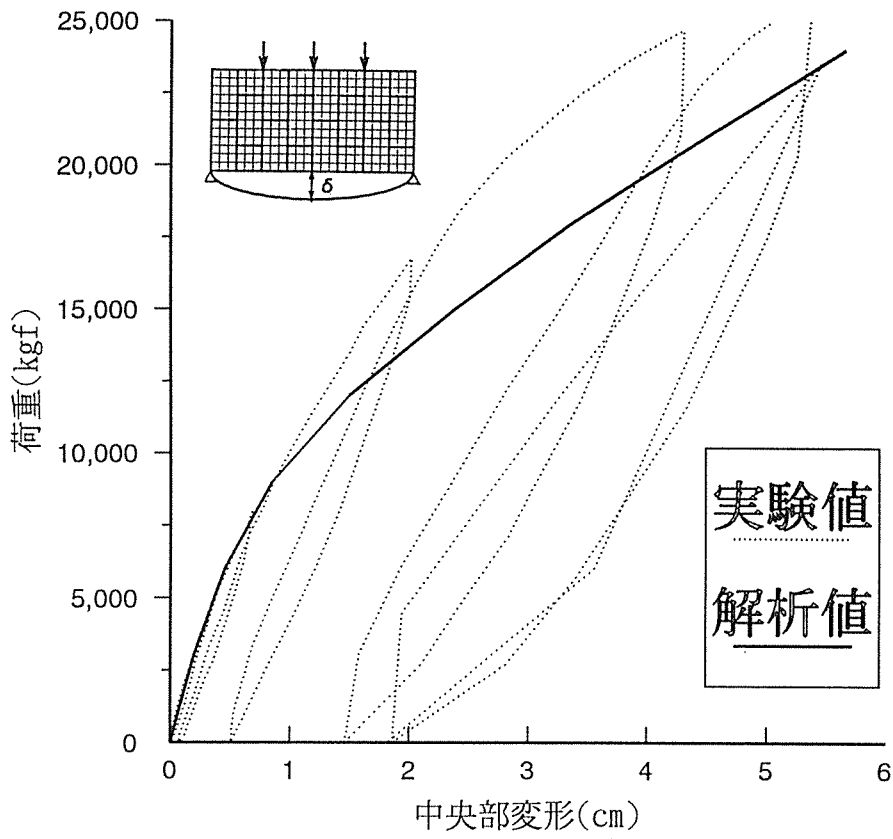
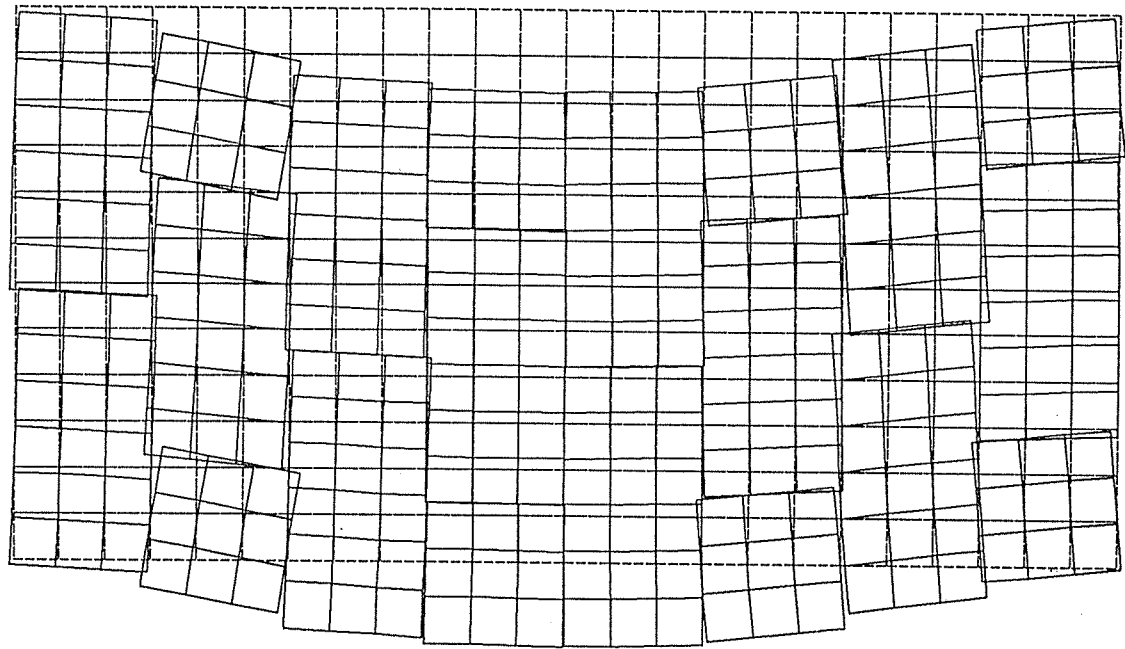
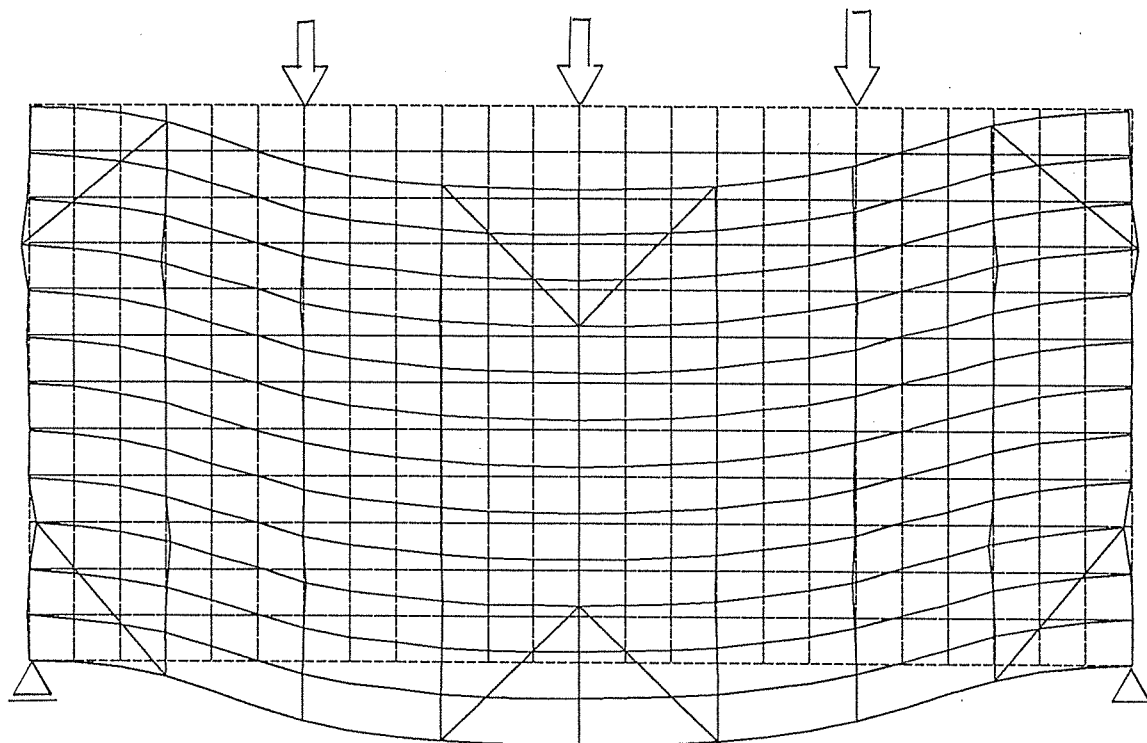


図-20 荷重-変形曲線



① 合板



② 車軸組

図-21 木造床の変形図 (火打ち梁あり)
加力12ton時

6. まとめ

昨年度に引き続き『木質構造において剛床仮定は成立するか?』という命題に対し、木質架構の床構面について有限要素法解析を行い、床剛性の検討を以下の通り行った。

① 木質架構において剛床仮定成立の条件を設定し、略解析モデルを用いてその条件の妥当性を確認した。

② 昨年度の床剛性の検討で用いたモデルプランを基準モデルとし、その形状（縦横比、大きさ等）をパラメーターとした解析を行い、パラメーターごとに剛床仮定成立の条件が満たされるかどうかを検討した。その結果、基準モデルにおいても床構面の長さが大きくなると、床剛性が小さくなり、剛床仮定成立の条件が満たされないものあることがわかり、床剛性は床の幅にはあまり左右されず、床の長さに反比例することがわかった。

③ 上記と同様に昨年度のモデルプランを基準モデルとし、床合板厚さ、釘接合部剛性、根太の曲げ剛性をパラメーターとして、各パラメーターが床剛性に及ぼす影響を検討した。その結果、3つのパラメーターのうち、根太の曲げ剛性が床の曲げ剛性に与える影響が一番大きく、ついで釘接合部剛性であることが判明した。

④ 昨年度および今年度床構面の解析に用いた有限要素解析法について、木造特有のモデル化を概説するとともに、解析方法解析方法、解析例題を含め解説した。

7. 参考文献

- 1) 日本住宅・木材技術センター、木造化推進標準設計施工マニュアル作成等事業報告書、「新木質建材住宅適用技術推進事業」、1993, 3
- 2) 武藤 清、建築学大系14 構造設計法、彰国社
- 3) 日本建築学会、「鉄筋コンクリート構造 計算規準・同解説」、1991

5. 木質ラーメン構造の振動測定

目 次

5. 1 測定建物の概要

5. 2 測定概要

5. 3 振動特性の解析方法

5. 4 振動特性の解析結果

5. 5 設計図書からの計算による振動特性の推定

5. 6 振動モデルのパラメータ

5. 7 結果の考察

5. 8 まとめ

5 木質ラーメン構造の振動測定

5-1 測定建物の概要

測定建物は、図1に示す木造ラーメン構造で建設された2階建てと3階建てが並立する建物である。主要骨組には構造用集成材を用いている。接合部はめり込み防止ボルトを施した引張ボルト接合である。この接合部については別途試験を行っており、結果は、平成5年3月の本事業報告書に記載されているので、詳細はそちらを参照願いたい。各部の仕上げ、部材断面を表1に示す。

測定は骨組のみの架構（以下、骨組架構時）と完成し仕上げがなされた状態（以下、完成時）の2度行った。骨組架構時は3階建ての1スパン架構と、2階建ての2スパン架構が、軽微な方法で接合されているのみで、振動特性としては独立な建物とみなすことができると思われる。完成時は、両架構を掛け渡す床が張られ、壁もあり、変動挙動は一体と思われる。

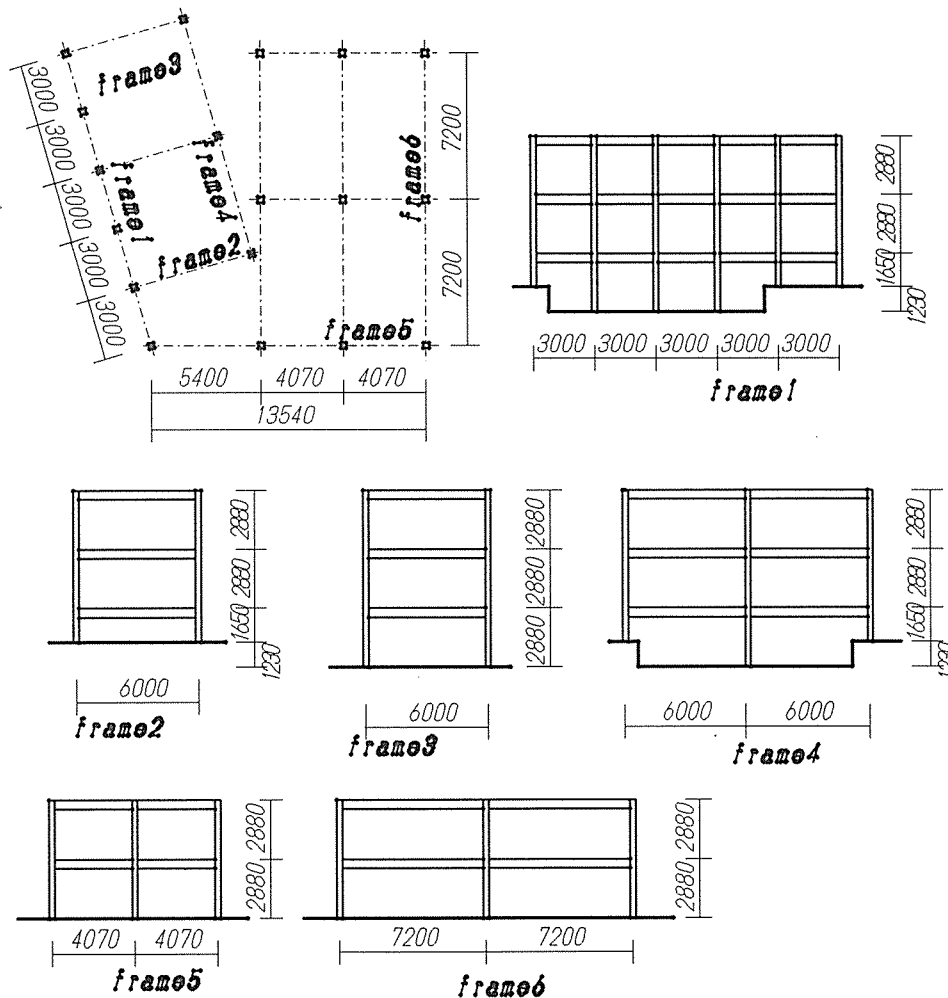


図 1. 調査建物概要

表 1. 各部の仕上げ・主要構造材

屋根	合板下地垂鉛鉄板葺き、母屋 120×120@1500、タルキ 30×120@450
外壁	波形スレート、木軸下地（室内側石膏ボード 12 mm）
間仕切り壁	木軸下地両面石膏ボード張り 12 mm
外回り建具	ガラスはめ殺し、アルミサッシュ上げ下げ窓
床	206 材@300、構造用合板上面 9 mm、下面 12 mm
主要構造材	柱 270×270、梁 180×450

5-2 測定概要

測定は、常時微動試験、自由振動試験を梁間方向、桁行き方向について別々に行った。測定には、常時微動計（固有周期 1 秒、測定周波数域 1.4~30Hz）を用いた。データは変位データを収録した。振動計の配置は、骨組架構時については図 2 に示すとおりである。完成時については、3 階建ての建物で、2 階建ての建物に近い中央部分に各階 1 台と 3 階の梁上に 1 台計 4 台とした。

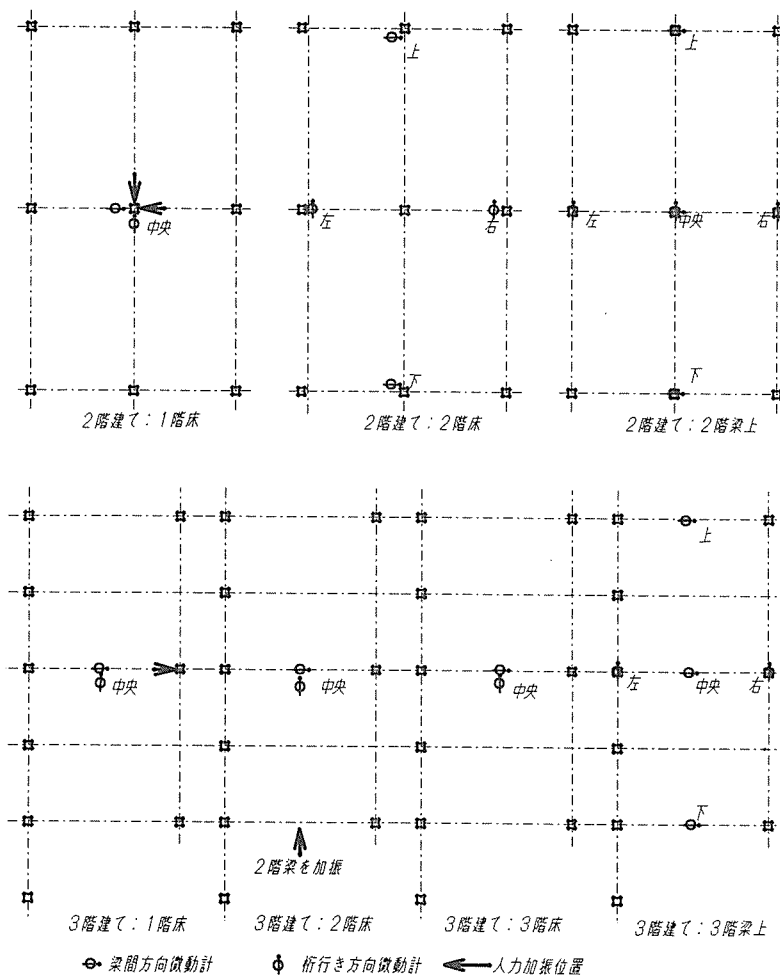


図 2 微動計の配置、人力加振の位置

常時微動試験は、前面道路（国道3号線）の交通量の少ない頃合を見計らって行った。自由振動試験は、人力により加振し、減衰振動を測定した。骨組架構時の自由振動実験における加振位置を図2に併せて示す。完成時の加振位置は、層により綺麗に減衰機構を示す箇所が異なり、位置を幾度と変え試行錯誤的に数回繰り返した。常時微動試験、自由振動試験ともにサンプリング周波数は200Hzであり、収録時間は常時微動については40.98秒である。

5-3 振動特性の解析方法

固有周波数は、常時微動試験を元にしたフーリエスペクトル及び1階床部分（骨組時にはべた基礎部分）に対する建物各部での記録のスペクトル比と位相差によって推定する。振動モードはスペクトル比と位相差により推定する。減衰定数は、自由振動試験で得られた波形をもとに、1/2周期毎の波の振幅から振幅比を求め、次式から推定する。なお、振幅比は*i*番目の振幅を*Y*、*i+1*を*X*とした散布図より、最小2乗法により直線回帰したときの傾きとした。

$$h = \frac{1}{2\pi n} \times \log a$$

$$n = \frac{1}{2} \quad (1/2 \text{ 周期の場合})$$

$$a = \text{振幅比}$$

なお、スペクトルは状況に応じ、Hamming ウィンドウにより平滑化を加えた。

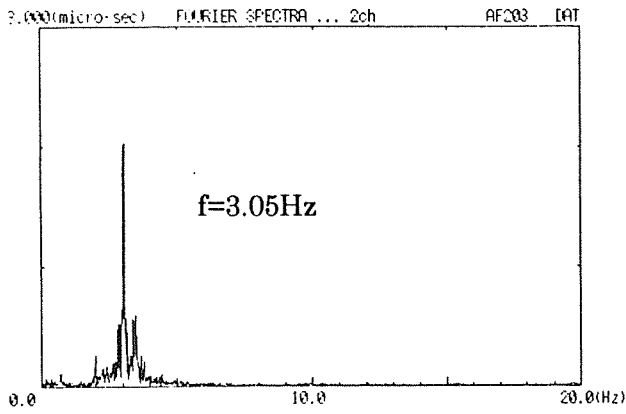
5-4 振動特性の解析結果

5-4-1 骨組架構時

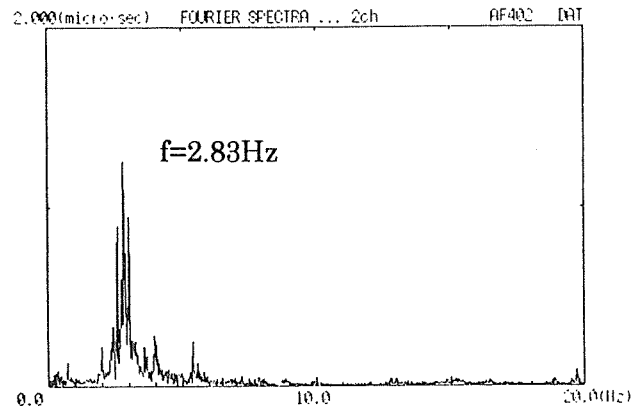
5-4-1-1 常時微動測定

図3に各架構、各方向のフーリエスペクトルの一例を示す。図4にはスペクトル比、位相差の一例を示す。表2には主なピークにおける周期、スペクトル比、位相差を示す。なお、数値は幾つかの測定値の平均値である。

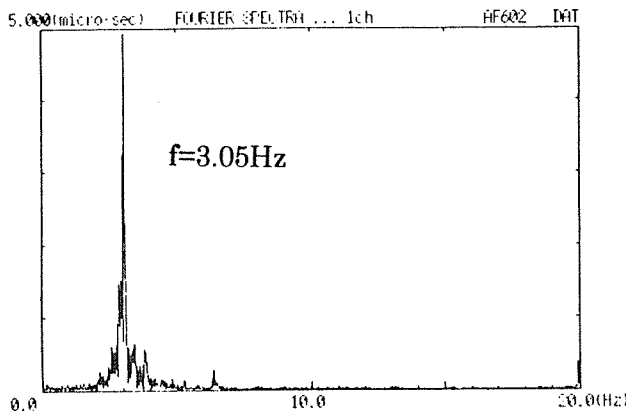
フーリエスペクトルと主なピークにおける数値に着目すると、当然のことながらフーリエスペクトルの一番のピークが、並進1次に対応していることが見て取れる。これは各層における位相が一致していることから明らかである。並進1次固有周波数は、2階建ての桁行き方向3.04Hz (T=0.33s)、梁間方向2.88Hz (T=0.35s)、3階建て桁行き方向3.08Hz (T=0.32s)、梁間方向2.88Hz (T=0.35s)である。また、並進1次を除いた主なピークに注目すると、位相差より2階建てでは桁行き方向9.98Hz (T=0.10s)が並進2次と思われる。同様に3階建てでは桁行き方向10.60Hz (T=0.09s)、梁間方向8.11Hz (T=0.12s)で並進2次が見て取れる。その他のピークはねじれによるものと思われる。



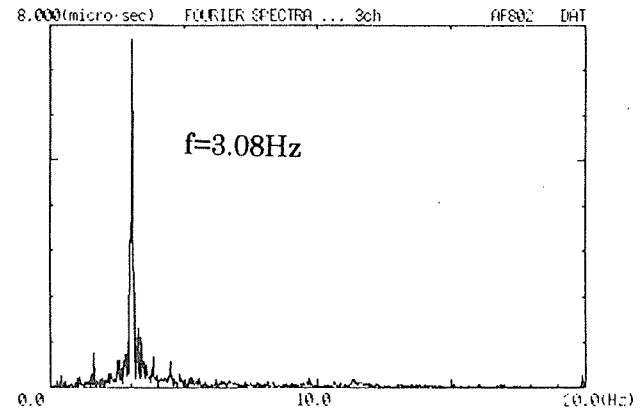
2階建て2階梁上中央桁行き方向測定



2階建て2階梁上中央梁間方向測定

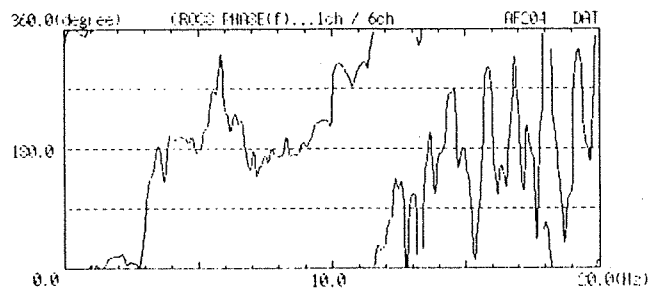
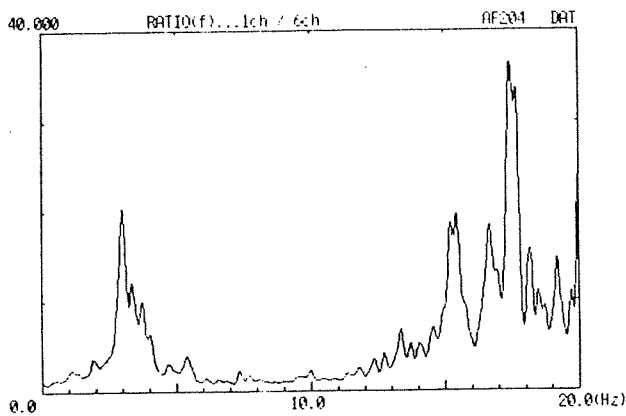


3階建て3階梁上右桁行き方向測定

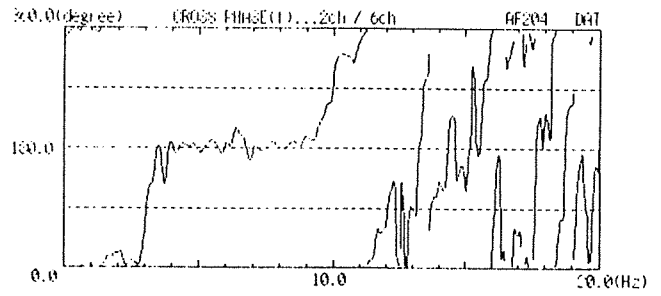
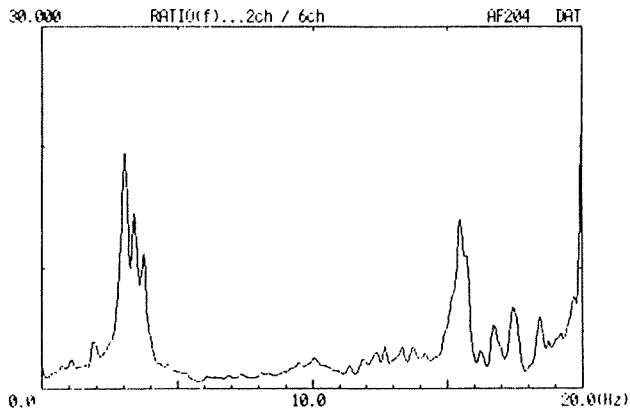


3階建て3階梁上中央梁間方向測定

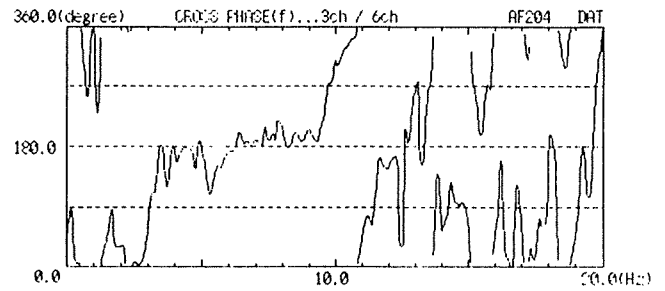
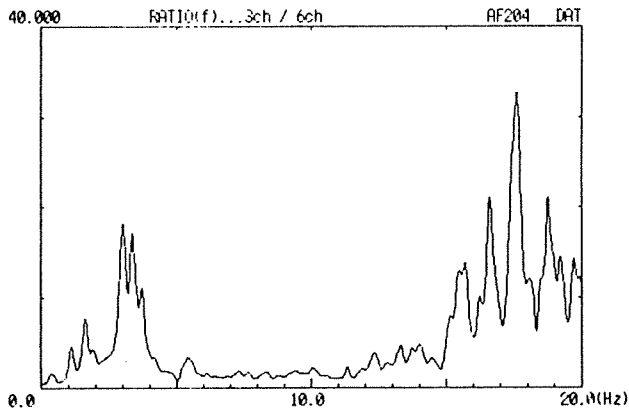
図3 フーリエスペクトルの一例



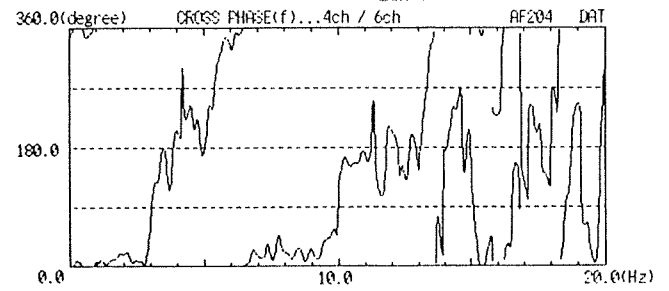
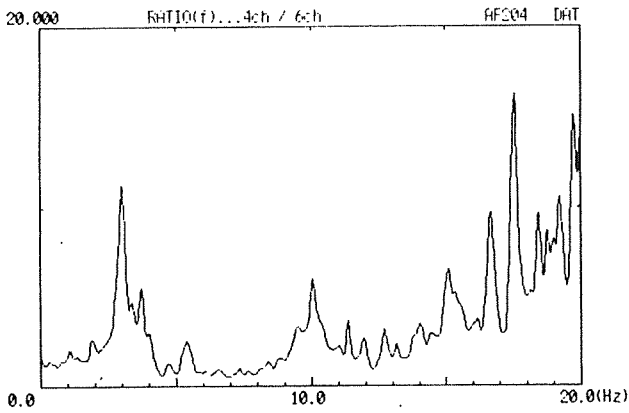
2階建て桁行き2階梁上左 (右: スペクトル比 左: 位相差)



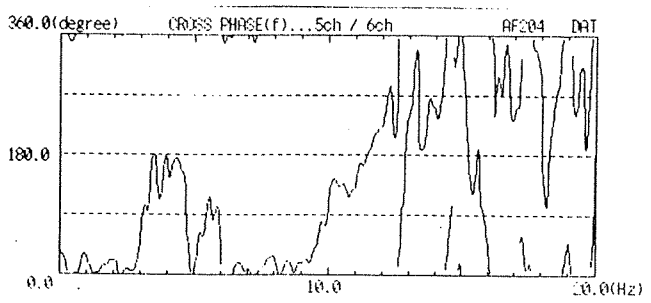
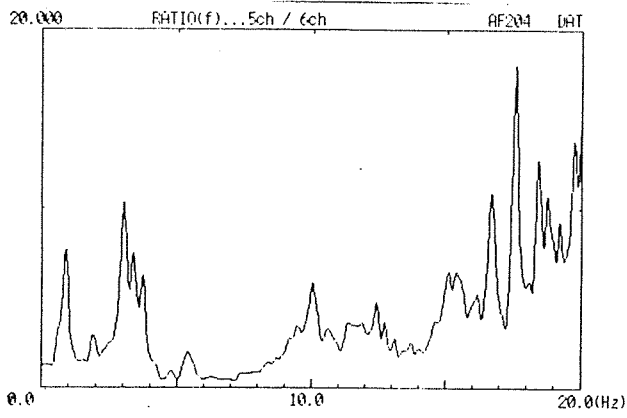
2階建て桁行き2階梁上中央 (右: スペクトル比 左: 位相差)



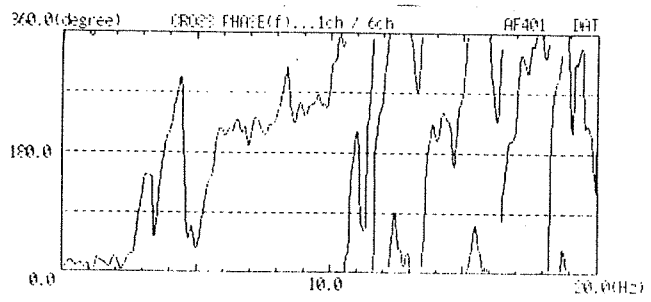
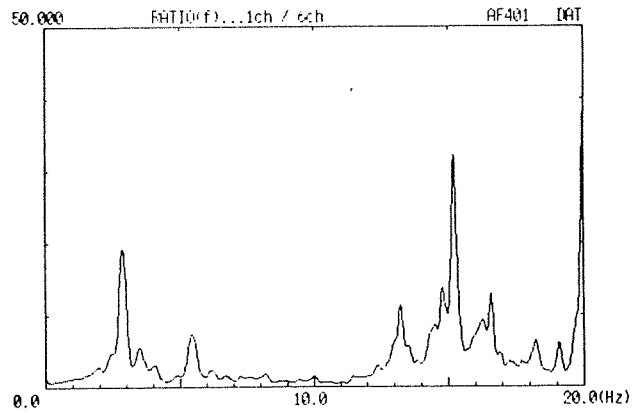
2階建て桁行き2階梁上右 (右: スペクトル比 左: 位相差)



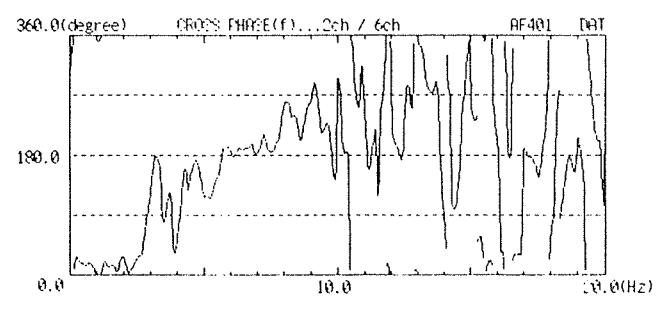
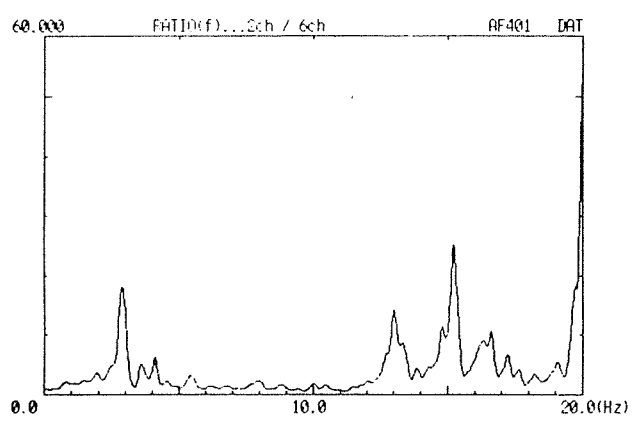
2階建て桁行き2階床左 (右: スペクトル比 左: 位相差)



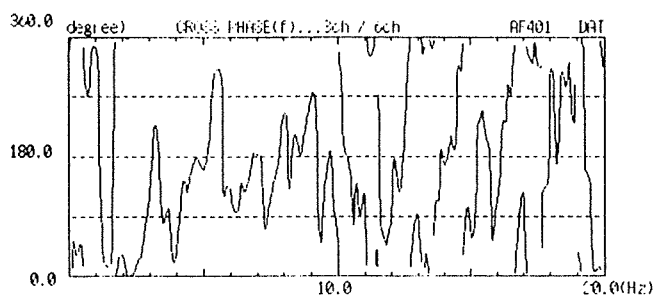
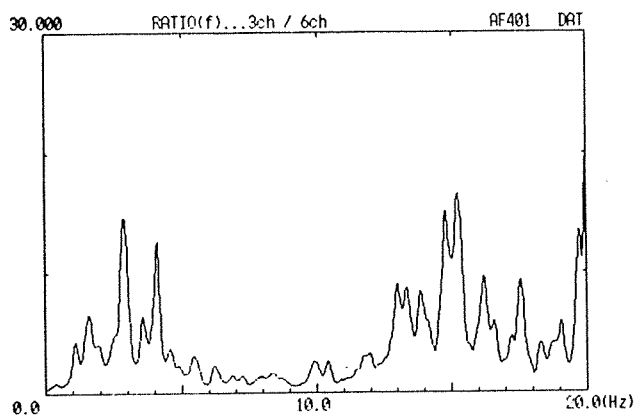
2階建て桁行き2階床右 (右: スペクトル比 左: 位相差)



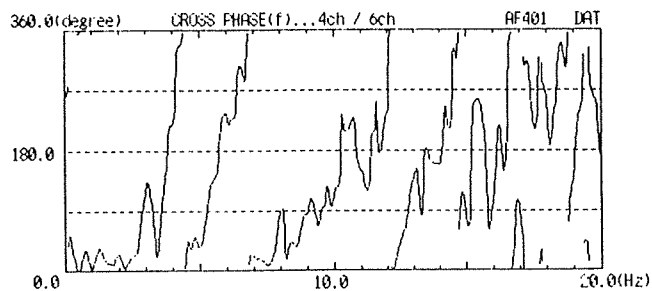
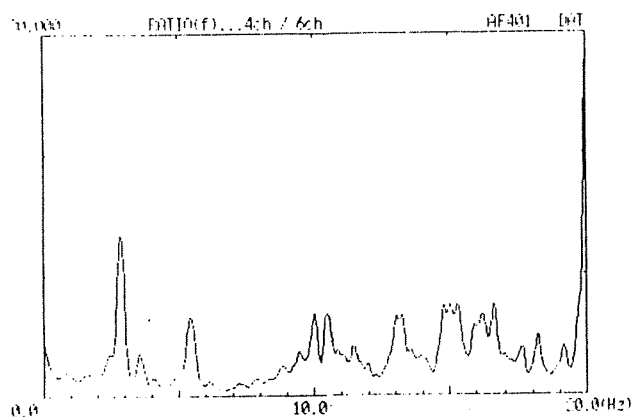
2階建て梁間2階梁上上 (右: スペクトル比 左: 位相差)



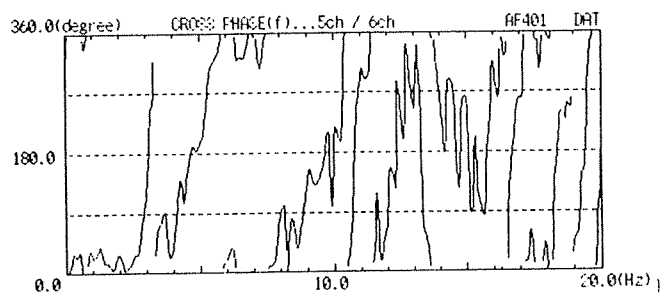
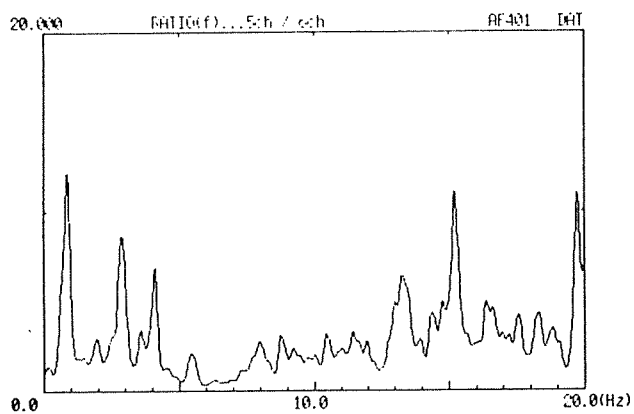
2階建て梁間2階梁上中央 (右: スペクトル比 左: 位相差)



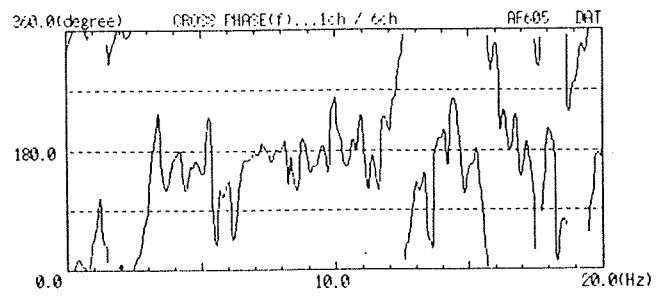
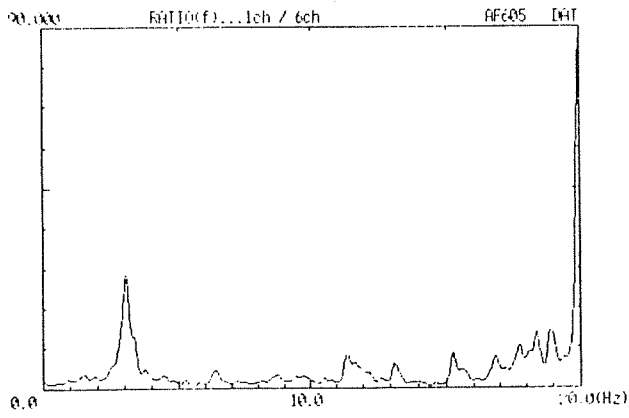
2階建て梁間2階梁上下 (右:スペクトル比 左:位相差)



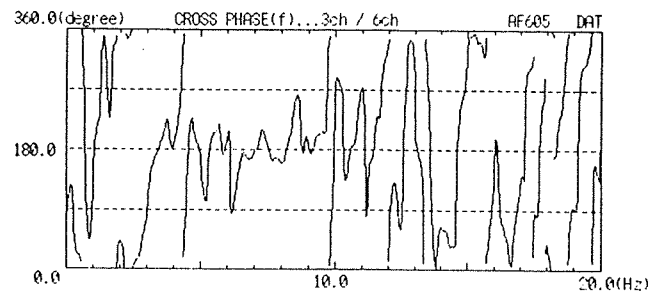
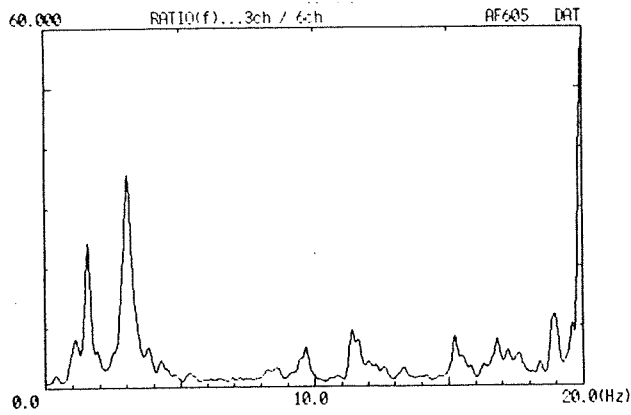
2階建て梁間2階床上 (右:スペクトル比 左:位相差)



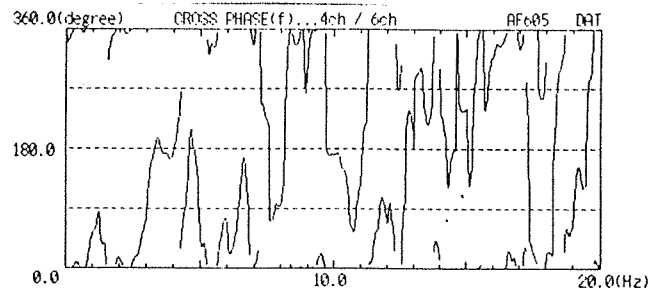
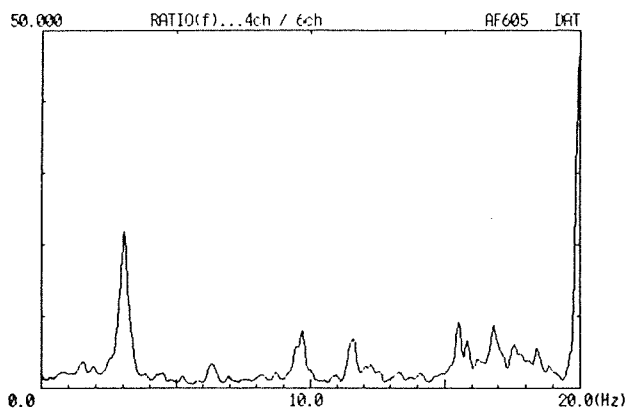
2階建て梁間2階床下 (右:スペクトル比 左:位相差)



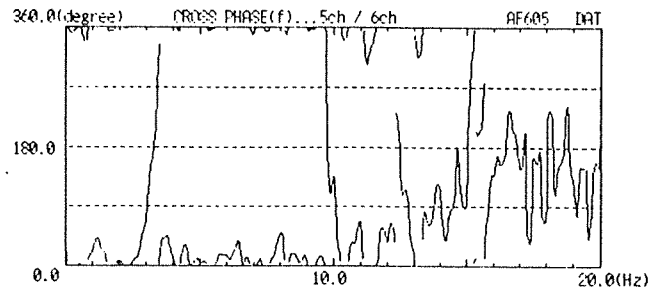
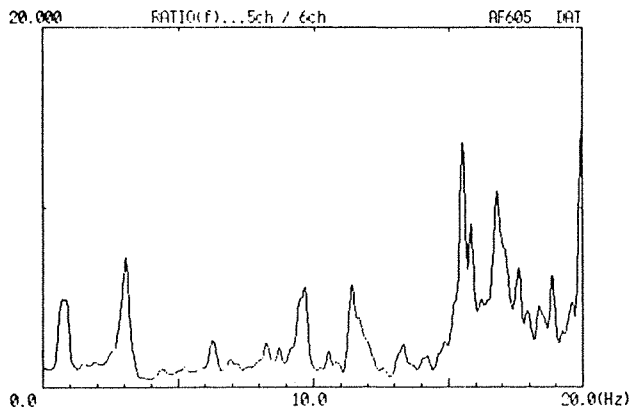
3階建て桁行き3階梁上左 (右: スペクトル比 左: 位相差)



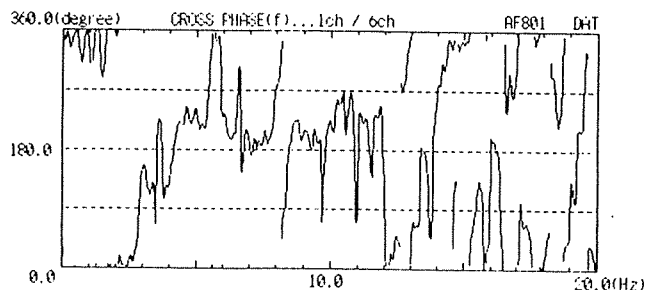
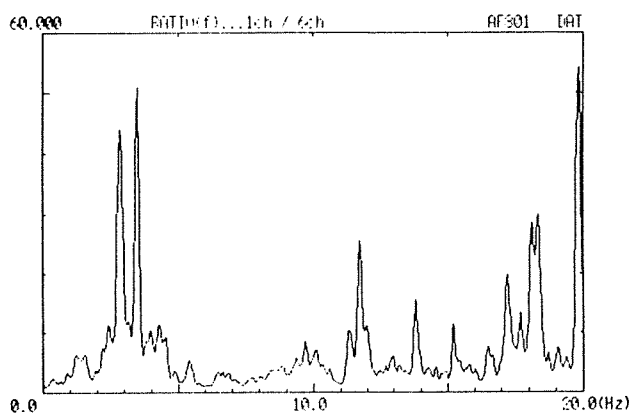
3階建て桁行き3階梁上右 (右: スペクトル比 左: 位相差)



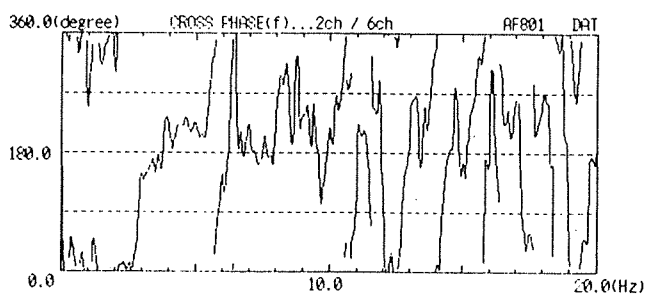
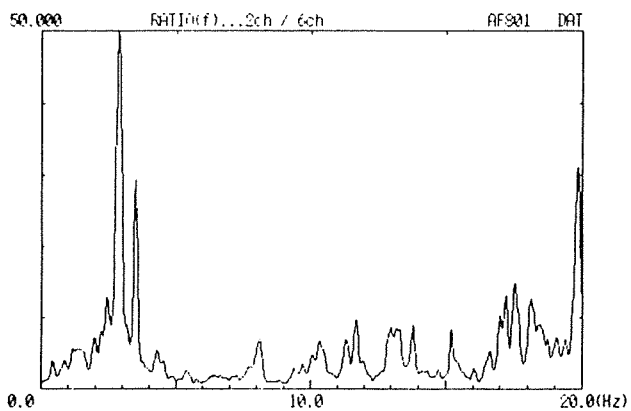
3階建て桁行き3階床 (右: スペクトル比 左: 位相差)



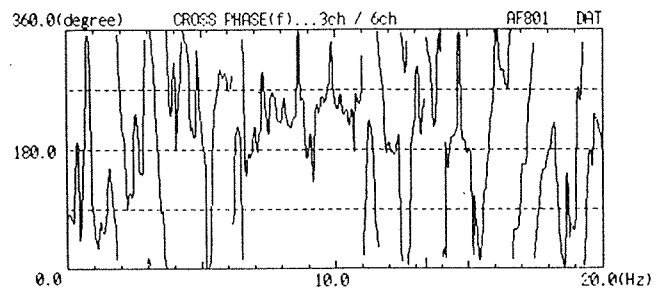
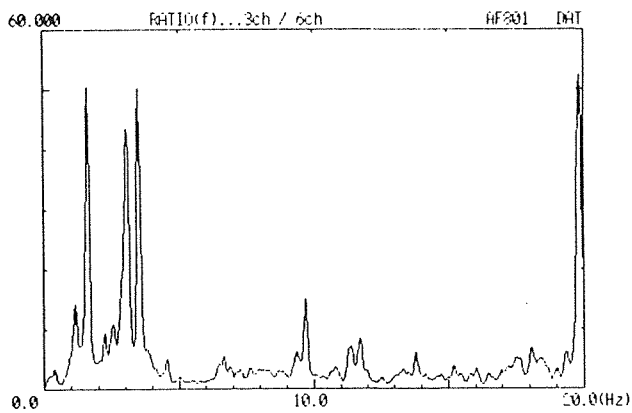
3階建て桁行き2階床上 (右: スペクトル比 左: 位相差)



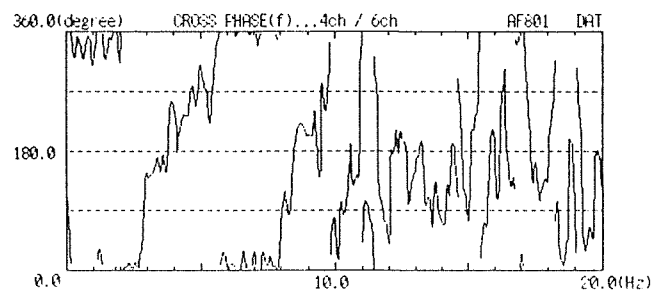
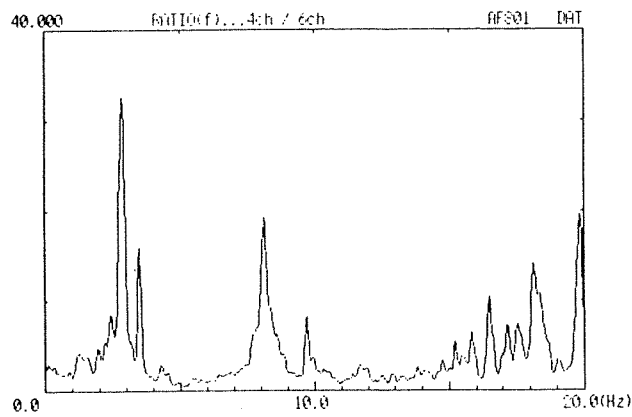
3階建て梁間3階梁上上 (右: スペクトル比 左: 位相差)



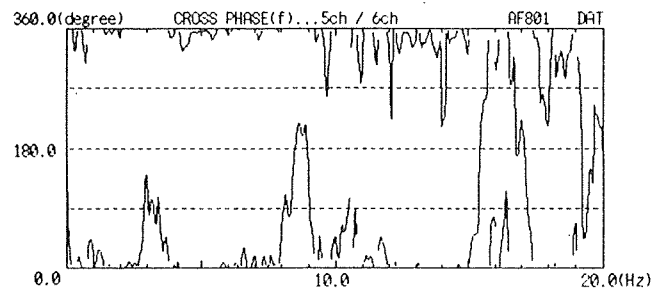
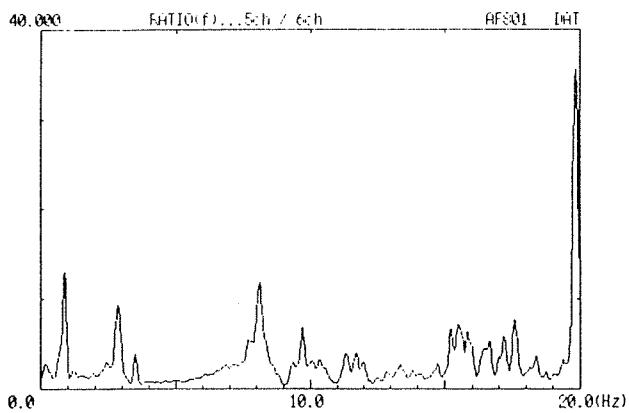
3階建て梁間3階梁上中央 (右: スペクトル比 左: 位相差)



3階建て梁間3階梁上下 (右: スペクトル比 左: 位相差)



3階建て梁間3階床 (右: スペクトル比 左: 位相差)



3階建て梁間2階床 (右: スペクトル比 左: 位相差)

図 4 スペクトル比、位相差

表 2 主なピークにおける固有周波数、スペクトル比、位相差

2階建て桁行き方向						
2階梁上右	固有周波数(Hz)	3.04	9.94	15.36	16.65	17.48
	スペクトル比	26.16	2.49	22.43	17.35	36.37
	位相差(°)	62.94	226.77	141.35	160.54	183.72
2階梁上中央	固有周波数(Hz)	3.04	9.98	15.37	16.75	17.48
	スペクトル比	25.37	3.36	15.69	5.19	6.69
	位相差(°)	59.75	275.16	197.38	323.05	345.22
2階梁上左	固有周波数(Hz)	3.04	9.99	15.47	16.65	17.63
	スペクトル比	23.93	2.87	15.15	20.99	32.57
	位相差(°)	56.57	268.47	250.76	356.82	42.71
2階床左	固有周波数(Hz)	3.04	9.98	15.19	16.7	17.58
	スペクトル比	14.40	7.01	13.48	9.68	16.23
	位相差(°)	59.59	107.80	23.94	152.91	207.43
2階床右	固有周波数(Hz)	3.04	9.96	15.16	16.72	17.60
	スペクトル比	13.71	6.81	13.71	10.86	18.00
	位相差(°)	51.74	95.12	190.45	346.39	14.83

2階建て梁間方向						
2階梁上右	固有周波数(Hz)	2.86		5.42	10.03	15.23
	スペクトル比	16.57		6.71	1.37	24.95
	位相差(°)	72.62		115.51	294.09	137.76
2階梁上中央	固有周波数(Hz)	2.86	3.98	5.42	10.03	15.23
	スペクトル比	14.92	6.06	2.51	1.74	18.08
	位相差(°)	69.52	69.19	134.11	295.11	187.60
2階梁上左	固有周波数(Hz)	2.89	3.98	5.42		15.27
	スペクトル比	11.48	13.07	3.18		13.00
	位相差(°)	72.32	61.69	280.95		113.78
2階床左	固有周波数(Hz)	2.86		5.42	10.05	15.32
	スペクトル比	10.62		4.81	5.43	5.84
	位相差(°)	69.37		108.42	116.15	168.17
2階床右	固有周波数(Hz)	2.87	3.96	5.42	10.60	15.23
	スペクトル比	6.77	7.08	1.90	2.89	9.02
	位相差(°)	62.78	54.21	300.92	349.65	200.58

3階建て桁行き方向						
3階梁上右	固有周波数(Hz)	3.07	10.60	15.25	17.17	
	スペクトル比	36.52	6.21	10.76	12.01	
	位相差(°)	89.70	220.03	87.20	196.99	
3階梁上左	固有周波数(Hz)	3.08	10.59	15.230	17.16	
	スペクトル比	46.17	7.61	11.75	10.17	
	位相差(°)	93.23	238.34	245.39	57.62	
3階床中央	固有周波数(Hz)	3.08	10.67	15.49	17.22	
	スペクトル比	27.99	7.7	9.00	8.87	
	位相差(°)	90.42	88.18	144.13	26.75	

2階床中央	固有周波数(Hz)	3.07	9.69	15.51	17.16
	スペクトル比	9.39	5.88	13.85	10.14
	位相差(°)	77.81	95.97	153.41	218.95

3階建て桁行き方向						
3階梁上右	固有周波数(Hz)	2.88		9.74	15.23	
	スペクトル比	43.86		8.54	11.33	
	位相差(°)	65.22		89.91	357.40	
3階梁上中央	固有周波数(Hz)	2.88	8.11	10.45	15.25	17.75
	スペクトル比	43.01	6.97	6.30	6.37	8.55
	位相差(°)	77.32	240.04	303.14	174.18	243.93
3階梁上左	固有周波数(Hz)	3.04	8.08	10.17	15.20	
	スペクトル比	40.87	3.42	8.30	2.71	
	位相差(°)	92.46	227.36	200.85	135.07	
3階床中央	固有周波数(Hz)	2.88	8.12	10.10	15.49	
	スペクトル比	26.44	17.60	4.71	4.51	
	位相差(°)	73.91	70.54	203.62	113.83	
2階床中央	固有周波数(Hz)	2.88	8.11	10.10	15.56	17.75
	スペクトル比	7.52	11.46	4.30	6.32	3.31
	位相差(°)	59.77	57.95	211.63	191.00	189.60

5-4-1-2 自由振動試験

図5に自由振動試験における減衰までの波形の一例を示す。表3に幾つかの測定記録の減衰定数の平均値を示す。骨組架構時では減衰はほとんどなく、1%未満である。

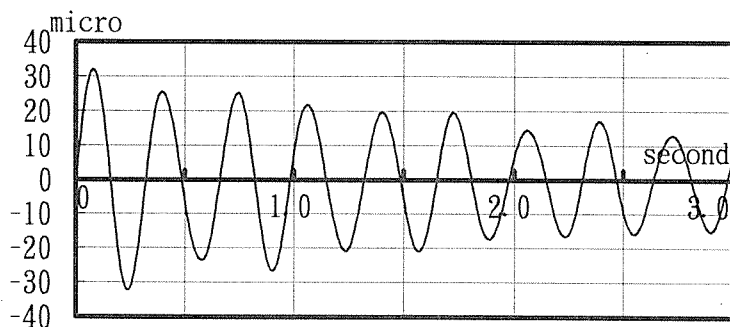


図5 自由振動の波形例

表3 減衰定数

2階建て桁行き	2階建て梁間	3階建て桁行き	3階建て梁間
0.73%	0.00%	0.14%	0.70%

5-4-2 完成時

5-4-2-1 常時微動測定

図6に各方向のフーリエスペクトルの一例を示す。図7にはスペクトル比、位相差の

一例を示す。表4には主なピークにおける周期、スペクトル比、位相差を示す。数値は幾つかの測定値の平均値である。

フーリエスペクトルに注目すると、ノイズがかなりみられるが、突出した並進1次が桁行き方向で6.24Hz (T=0.16s)、梁間方向で5.25Hz (T=0.19)に見て取れる。この値は、スペクトル比、位相差より明らかである。並進2次は位相差より、桁行き方向で8.77Hz (T=0.11s)、梁間方向で10.49Hz (T=0.10s)と思われる。梁間方向の位相差が、180° から並進1次付近で0° へ位相するという、他の位相と比較して-180° ずれた挙動を示している。原因は不明である。

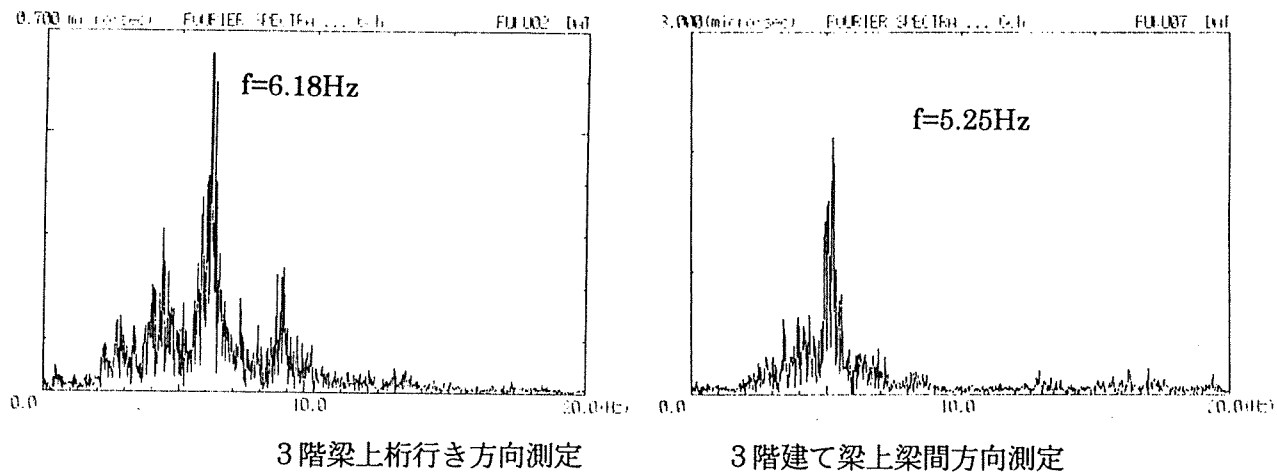
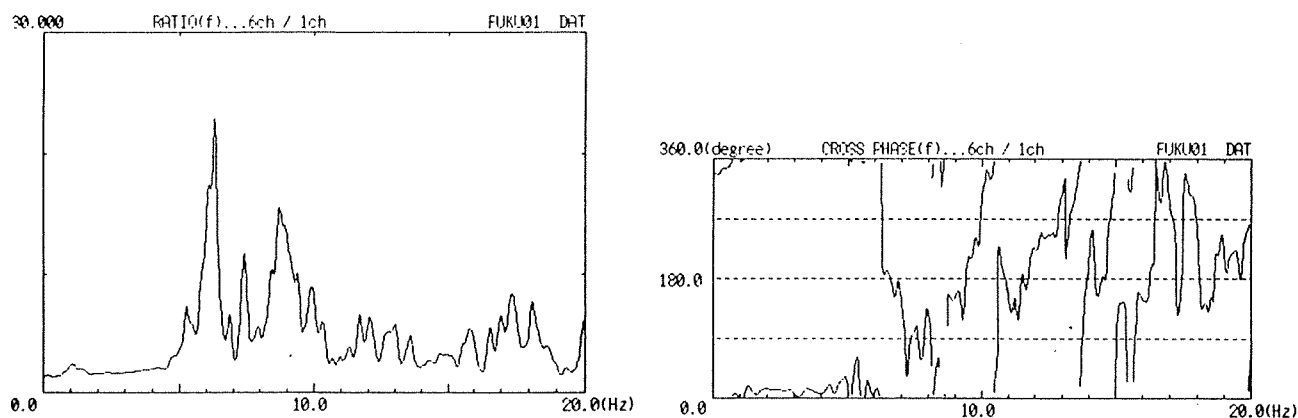
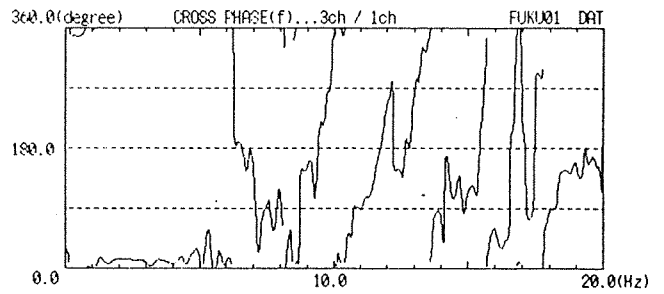
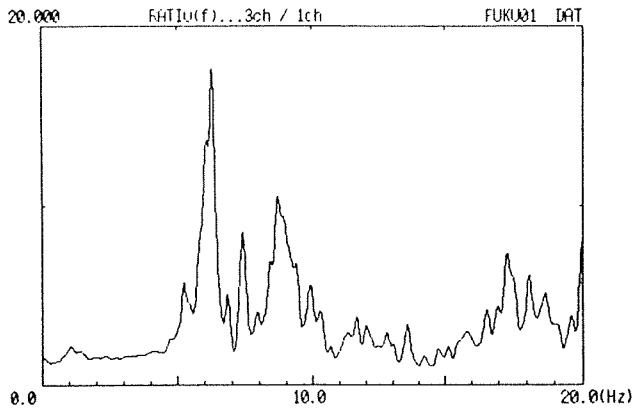


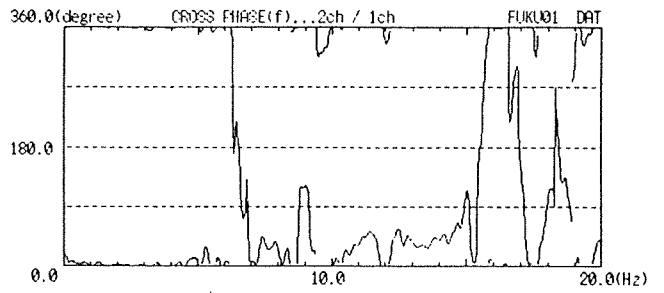
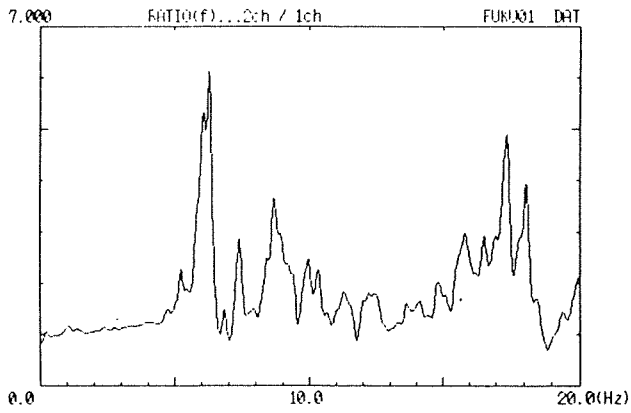
図6 フーリエスペクトルの一例



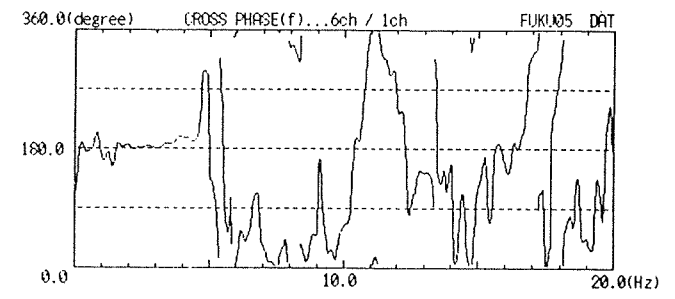
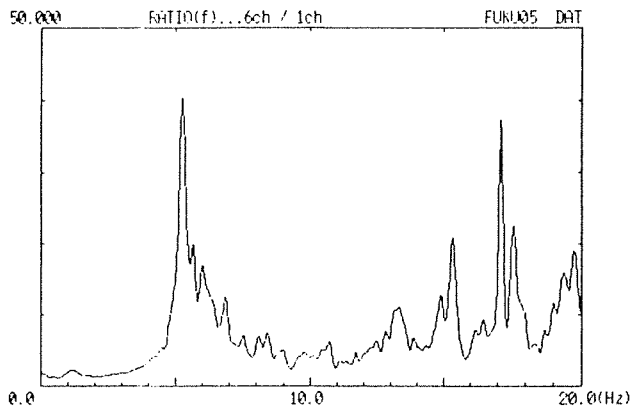
桁行き3階建て3階梁上 (右: スペクトル比 左: 位相差)



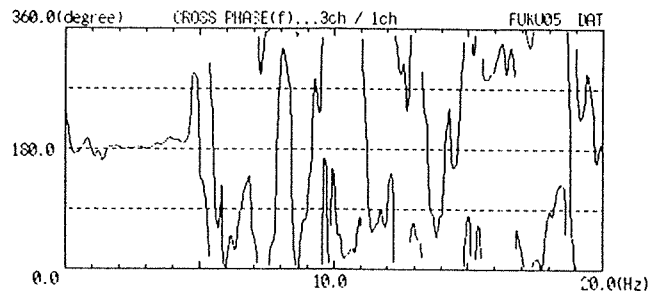
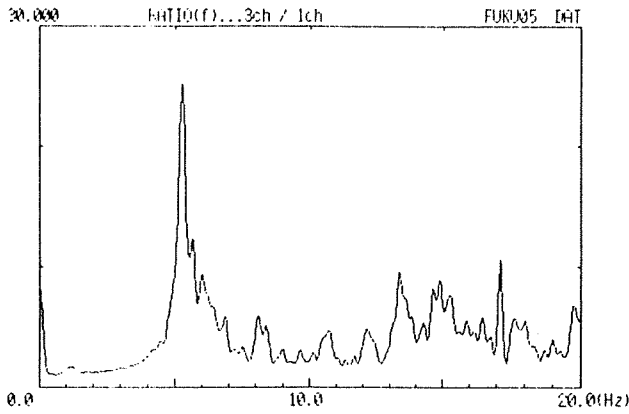
桁行き3階建て3階床 (右: スペクトル比 左: 位相差)



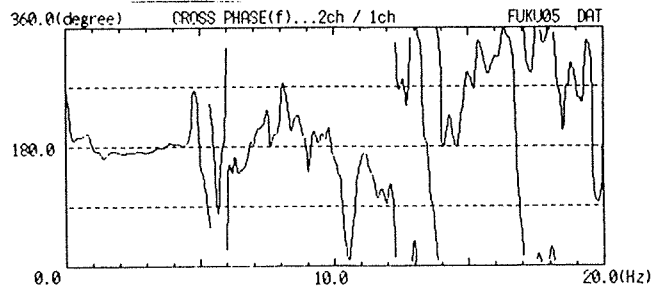
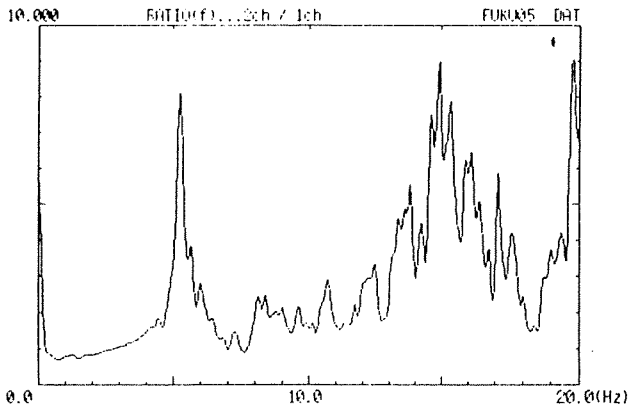
桁行き3階建て2階床 (右: スペクトル比 左: 位相差)



梁間3階建て3階梁上 (右: スペクトル比 左: 位相差)



梁間3階建て3階床 (右: スペクトル比 左: 位相差)



梁間3階建て2階床 (右: スペクトル比 左: 位相差)

図7 スペクトル比、位相差

表4 主なピークにおける固有周波数、スペクトル比、位相差

3階建て桁行き方向			
3階梁上	固有周波数(Hz)	6.24	8.77
	スペクトル比	24.5	17.83
	位相差(°)	140.01	128.52
3階床	固有周波数(Hz)	6.24	8.77
	スペクトル比	19.22	11.96
	位相差(°)	143.14	98.68
2階梁	固有周波数(Hz)	6.24	8.74
	スペクトル比	7.15	4.30
	位相差(°)	203.99	230.44

3階建て梁間方向						
3階梁上	固有周波数(Hz)	5.25	8.15	10.47	13.39	30.74
	スペクトル比	37.57	6.96	7.71	42.98	105.97
	位相差(°)	152.72	303.69	33.26	227.74	285.42
3階床	固有周波数(Hz)	5.25	8.15	10.51	13.51	30.43
	スペクトル比	25.08	5.61	6.34	36.36	26.29

	位相差(°)	158.32	237.83	314.79	181.88	524.71
2階梁	固有周波数(Hz)	5.25	8.13	10.49	13.68	15.24
	ス°トル比	8.73	2.46	3.88	22.61	21.78
	位相差(°)	156.03	206.61	261.01	76.68	587.57

5-4-2-2 自由振動試験

図8に自由振動試験における減衰までの波形の一例を示す。表5に減衰定数を示す。なお、片振幅からの算出が困難であったので、1周期の平均値より減衰定数を求めた。数値は幾つかの測定の平均値である。減衰定数は3%前後であった。

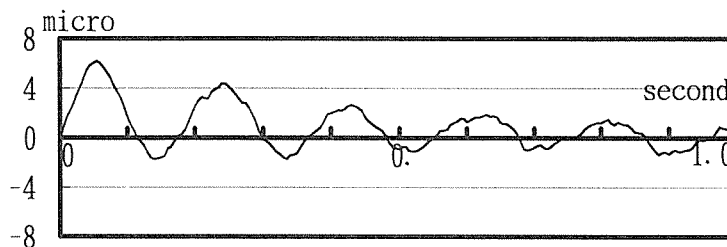


図8 自由振動実験の波形例

表5 完成時の減衰定数

桁行き方向	梁間方向
2.65%	3.84%

5-5 設計図書からの計算による振動特性の推定

5-5-1 振動モデルの設定

計算による振動特性の推定は、骨組時における測定についてのみ実施した。モデル化は柱梁部材を線材置換し、各々の方向の構面全てを回転端で接合し、立体架構を平面架構モデルへ置換した。梁が直交方向の梁に接続される架構の3階建て梁間方向については、その架構の梁端を回転端と考え、全体を構築した。部材の変形は軸方向変形と、せん断変形、曲げ変形を、接合部は回転剛性を考慮し、モデルはそれらを部材端の弾性ヒンジに集約する方法とした。架構モデルの一例を図9に示す。

層剛性マトリクスは、このモデル化された架構に対し、各層に単位荷重を加え、各層の変位より撓性マトリクスを求め、その逆行列から求めた。

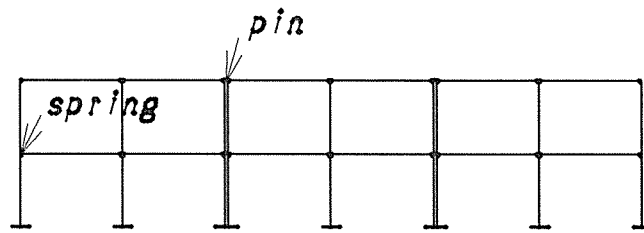


図 9. 振動モデルの一例

5-6 振動モデルのパラメータ

モデル化した部材、接合部の弾性係数、回転剛性を表6に示す。接合部の回転剛性は接合部実験における結果をもとに決定した。回転剛性は、ごく初期のバラツキのある部分を除いて、初期剛性と思われる回転角で1/1000radの平均値を用いている。

表7に各層の固定荷重を示す。固定荷重は測定時の状況より算出している。具体的には、壁はなく、床には天井付きの床パネルが設置され、そのうえに床下地の構造用合板が置かれた状態である。

表 6. 振動モデルの部材のヤング係数、接合部の回転剛性

柱、梁部材	米松1級構造用集成材 $E=110 \times 10^3 \text{ kg f/cm}^2$ $G=5.5 \times 10^3 \text{ kg f/cm}^2$
接合部	外柱接合部 : $1271 \times 10^3 \times 10^2 \text{ kg f cm/rad}$ 内柱接合部 : $1667 \times 10^3 \times 10^2 \text{ kg f cm/rad}$ 柱脚接合部 : $6901 \times 10^3 \times 10^2 \text{ kg f cm/rad}$

表 7 骨組架構時固定荷重

2階建て：屋根

部材名	材質	断面等	負担面積、長さ	部材数	単位重量	重量
亜鉛鉄板	亜鉛鉄板	#28	9.14×15.4m		10kg/m ²	1408
下地	構造用合板	t=12mm	9.14×15.4m		8kg/m ²	1126
	石膏ボード	t=12mm	9.14×15.4m		12kg/m ²	1689
母屋	杉	120×120mm	15400mm	7	0.5	776
タルキ	杉	30×120mm	9140mm	35	0.5	576
束	杉	90×90mm	1239、1484mm	各24	0.5	265
張弦	PC鋼線	直径7.4mm	14300、14942mm	12	7.85	118
その他鋼材	角鋼、接合金物等		8.14m	4	3kg/m	98
梁	米松構造用集成材	180×450mm	3800、6930mm	6、10	0.5	3730
計						9786

2階建て：2階床

床パネル	構造用合板	t=9+12mm	8.14×14.4m		14kg/m ²	1641+115
	206材		1.855m	184	5kg/m	1707
梁	米松構造用集成材	180×450mm	3800、6930mm	6、10	0.5	3730

柱	米松構造用集成材	270×270mm	2880mm	9	0.5	945
計						8137

3階建て：屋根

部材名	材質	断面等	負担面積	単位重量		重量
亜鉛鉄板	亜鉛鉄板	#28	7×13m	10kg/m ²		910
下地	構造用合板	t=12mm	7×13m	8kg/m ²		728
	石膏ボード	t=12mm	7×13m	12kg/m ²		1092
母屋	杉	120×120mm	13000mm	5	0.5	468
タルキ	杉	30×120mm	7000mm	30	0.5	378
束	杉	90×90mm	1466mm	12	0.5	71
張弦	PC鋼線	直径7.4mm	1650.5mm	12	7.85	70
その他鋼材	角鋼、接合金物等		12m	2	3kg/m	72
梁	米松構造用集成材	180×450mm	5730、2730mm	7、4	0.5	2067
計						5856

3階建て：2、3階床

部材名	材質	断面等	負担面積、長さ	部材数	単位重量	重量
床パネル	構造用合板	t=9+12mm	7×13m		14kg/m ²	1274+115
	206材		2.82m	76	5kg/m	1072
梁	米松構造用集成材	180×450mm	5730、2730mm	7、4	0.5	2067
柱	米松構造用集成材	270×270mm	2880m	8	0.5	840
計						5367

NOTE：床には構造用合板が所定量より5枚程度多く載っていたので、それ（115 kg）を加えた。その他鋼材は主に張弦PC鋼線の接合部分の角鋼分である。

5-7 結果の考察

5-7-1 計算結果と測定値の比較

表8には計算値と測定値の固有周期の比較を示す。3階建ての梁間方向を除いて計算値が若干小さく、計算では建物を堅めに評価している。原因として、部材のヤング係数、接合部の回転剛性の取り方等も考えられるが、主たる原因は柱脚部分のアンカーがむき出しであったため、固定端とは見なせないところにあると思われる。3階建ての梁間方向については、モデル化の方法が主たる原因と思われるが、詳細は不明である。

図11には振動モードの比較を示す。計算値はほぼ妥当な結果を与えているといえる。

表8 固有周期の比較（単位：秒）

	2階建て桁行き		2階建て梁間	
	1次	2次	1次	2次
計算値	0.315	0.108	0.302	0.104
測定値	0.329	0.106	0.350	—

	3階建て桁行き			3階建て梁間		
	1次	2次	3次	1次	2次	3次
計算値	0.313	0.101	0.063	0.366	0.111	0.066
測定値	0.326	0.094	—	0.347	0.123	—

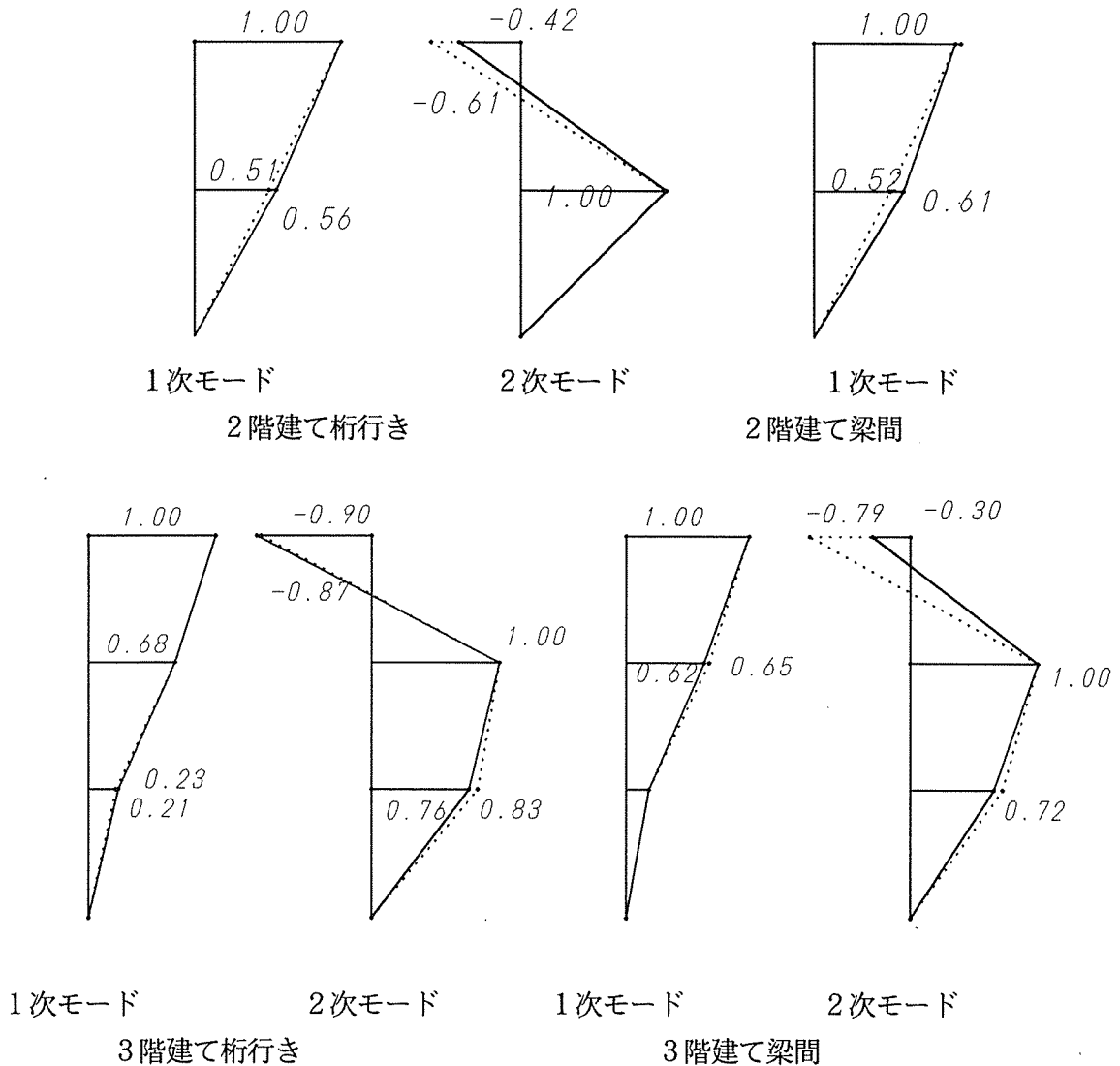


図 10 振動モード (実線が測定値 点線が計算値)

5-7-2 骨組架構時と完成時の比較

表 9 に固有周期と減衰定数に関する比較を示す。固有周期に注目すると、完成は骨組架構時の約 1/2 になっている。これは、常時微動レベルの振動では、非構造部分と考えている仕上げが建物の堅さに寄与しているためと考えられる。固定荷重を 50% 増しと考えると、剛性は 6 倍であり、非構造部材の影響は非常に大きい。

減衰定数についても、当然のことながら、非構造部材の影響は大きく、ほとんど 0%であったものが、3%程度となっている。

表 9 骨組架構時と完成時の固有周期及び減衰定数

	骨組架構時	完成時	
		桁行き	梁間
固有周期(s)	0.326 - 0.350	0.160	0.191
減衰定数(%)	0.00 - 0.73	2.65	3.84

5-8 まとめ

常時微動測定及び自由振動試験を通して以下の結果が得られた。

- 1.固有周期は、骨組架構時では2階建て3階建てとも0.33~0.35秒、完成時では0.16~0.19秒であり、仕上げがされたことにより、周期は約1/2となる。
- 2.減衰定数は、骨組架構時では1%未満で、方向によってはほとんど減衰はない。完成時では2.65~3.84%である。
- 3.骨組架構時について、部材の変形のほかに、柱梁接合部の回転剛性、柱脚接合部の回転剛性を考慮して計算した固有周期は、実測値より若干小さい値を示す。同様にして計算した振動モードは、測定より求めたモードとほぼ一致している。

6. 剛接軸組+壁（ブレース）の設計の考え方（その2）

- 6. 1 目的
- 6. 2 木質架構+耐力壁構造の特徴と問題点
- 6. 3 木質架構+耐力壁構造の構造計画と計算手順
- 6. 4 合板釘打ち接合部の釘せん断耐力及びすべり剛性について
- 6. 5 鋼板釘打ち耐力壁の性質とブレース置換法に関する基礎的検討
- 6. 6 半剛接木質架構の応力解析法
- 6. 7 木質架構+耐力壁構造の応力解析事例
- 6. 8 鉄筋コンクリート構造から学ぶ
- 6. 8 まとめ

6. 1 目的

近年大規模木造建築の建設が盛んとなり、また一方接合部の研究成果により新しい構造設計手法の開発も行われている。そして剛接ラーメン構造による事務所建築等の可能性も高まってきた。また、枠組壁工法や在来工法の3階建て共同住宅の理論的な新しい構造計算法が整備されつつある。

この二つの流れ、即ち集成材の剛接合構造、軸組+筋かい構造のいわゆる在来工法の構造及び面材釘打ち耐力壁の壁式構造は、従来別々のものとして捉えられていた。しかしながらこれらの構造の構造特性の研究と統一的な形での応力解析手法の開発が重要である。そして実際の建物においては、これらを上手に融合させることが効果的であり、今後の新しい構造形式として極めて重要なものと思われる。

このような背景のもとで、本研究の目的は3、4階建ての共同住宅や事務所建築の木質構造として、木質架構+耐力壁の新しい構法をタイプ別に整理しその構造設計法を提案する。そして架構と耐力壁からなる構造の特徴、問題点の整理、設計法の考え方を検討する。

今年度は昨年を検討を基に、別途行った実大実験を参考に、剛接架構+面材釘打ち耐力壁構造の解析と設計法の検討を行う。特に問題となる合板釘接合の検討、耐力壁の解析法及びブレース置換略算法の検討、そしてこの架構の耐力と応力性状について検討し、計算手順と資料を提供することを目的とする。

6. 2 木質架構+耐力壁構造の特徴と問題点

これらの構法の実績は少なくその問題点を明らかにすることが重要である。ここでは考えられる構法の特徴を示す。

6. 2. 1 想定される構造形式

(1) 主架構

- | | |
|---------------------------|----------------|
| ・軸組(トラス的)+ブレース | 柱-梁ピン接合、接合部変位 |
| ・軸組(トラス的)+耐力壁 | 柱-梁ピン接合、改良在来構法 |
| ・ラーメン+非耐力壁(無視して良いか、変形追随性) | 正確な変形解析が必要 |
| ・ラーメン+耐力壁(主架構を拘束しない) | ディテール、解析と施工好都合 |
| ・ラーメン+耐力壁(耐力より減衰を期待) | 変形性能、減衰性 |
| ・ラーメン+耐力壁(耐力を主に期待) | 剛性と変形性能の違い |
| ・ラーメン+ブレース | 応力負担率、破壊性状の問題 |
| ・壁式ラーメン構造 | 構造計算法の整備が必要 |

(2) 耐力壁の構造形式

木質構造では、筋かい耐力壁と面材耐力壁は詳細な力学特性は異なるものの構造計画上はほぼ同様な扱いが可能と考えられる。そしてその構法的な分類は以下のようになる。

		木 質 系	そ の 他
筋かい耐力壁		製材、集成材	鉄筋、鉄骨
面材耐力壁	面 材	構造用合板、OSB パーティクルボード他、製材+LVL等複合壁	ソガブロック、木摺りラモルタル アースメント、ALC大型パネル
	中 間 的	羽目板	A L C
	線 材	小径木、角材、丸太	
上記二つの併用		同 上	同 上

(3) 床構面の構造

- ・面材張り(合板等)床 ・ALC ・ブレース併用

(4) 壁の構造処理形式と問題点

非耐力、脆性壁(石膏ボード等)の扱いをどうするか

耐力/非耐力/減衰要素/剛性と変形性能のコントロールの可能性(設計技術)

耐力壁がラーメン系の変形に与える影響(一体型、分離型)

6. 2. 2 構造制御の観点から見た木質架構+耐力壁の構造形式とその特性

(1) 耐力壁の構法分類と力学的特徴

1) 面材張りしたもの

構造仕様：間柱を300～450程度間隔とし、構造用合板のような面材を釘打ちしたもの。

構造特性：面構造の耐力壁の剛性と強度が高くなりやすく、ラーメン架構のせん断負担率はかなり小さなものとなる。

寧ろ高い強度と剛性を期待し、建物の要所要所に適切に配置し、RC構造の耐震壁のような役割を持たせる。このとき周辺架構、特に柱は耐力壁による付加軸力の抵抗要素と考える。ラーメンと耐力壁の混構造であるから、正確な剛性計算と高強度域での破壊性状を考慮する必要がある。

特性制御：

方法1 面材厚、釘径や釘間隔を調整し、耐力壁の剛性と強度を調整する。しかしながら、現実には周辺架構と同程度の剛性にするのはかなり困難である。

方法2 耐力壁と周辺架構の接合部に、面内変位に対するクリアランスを設ける。外壁では、雨仕舞のためのディテールが問題となるが、構造的には剛性制御が可能で、終局強度を持たせることも考えられる。

2) 格子状の間柱+受け材を設けるもの

構造仕様：格子架構に面材を取り付ける

構造特性：剛性の調節が可能である。

特性制御：高い剛性にするには、面材に期待せざるを得ない。面材を細かくすることにより剛性を抑えることも可能。

方法1 面材と格子部材の断面、接合の調整

方法2 周辺架構との接合部に、面内変位に対するクリアランスを設ける。

3) 間柱耐力壁（ALCたて張りも）

構造仕様：1)の間柱より大きな断面寸法の部材を間柱として配置する。面材の張り方によっては1)と同じようになる。ALC板で端部を固定したり、相互のすべりをダボ筋などで防止する方法もあろう。

構造特性：相互のすべりを防止しない限り剛性は期待できない。1階の支持部がしっかりしていれば、梁の曲げ変形を拘束するから、水平変位も若干小さくできる。

特性制御：方法1 接合部の剛接合化

方法2 周辺架構との接合部に、面内変位に対するクリアランスを設ける。

4) 水平小梁（ALC横張り）

構造仕様：水平な小梁を数本設ける

構造特性：水平剛性を期待しない方法。上下の小梁のせん断すべりを鉄筋ダボ等で拘束したり、すべりによる減衰性を期待することも考えられる。

特性制御：方法1 ダボ鉄筋によるせん断すべりの拘束

方法2 短スパンの場合には端部剛接合により柱の変形防止も可能

5) 間柱+筋かい耐力壁

構造仕様：3)の間柱に必要な筋かいを設けたもの

構造特性：筋かいの角度を調節し、剛性を制御することが可能。

特性制御：方法1 間柱間隔と筋かいの角度を調節する

方法2 筋かいの接合部に適当なクリアランスを設ける

6) 合成面構造又は面材重ね張り

構造仕様：204程度の心材に裏表に構造用合板（必要に応じて数枚）をとり付けたもの。

構造特性：高い剛性と強度が可能。

特性制御：接合部剛性または耐力壁周辺のクリアランスで行う。

(2) 建築架構としての分類と構造のねらい

1) 木質架構+非耐力壁

構造的には架構だけに期待し、壁は非耐力扱いとするもの。架構への変形追随性が問題となる。

2) 木質架構+耐力壁 (建築計画的)

構造的には主に木質架構に期待し、建築計画上壁となる部分を耐力壁とするもの。場合によっては非耐力壁扱いとする場合もある。

3) 木質架構+耐力壁 (構造計画的)

鉄筋コンクリート構造における耐震壁と同様、構造計画的に適切な位置に計画的に配置する。架構は寧ろ鉛直力の伝達と建て方時の架構形成を主目的とする構造。

構造計画的には次の使用方法があろう。

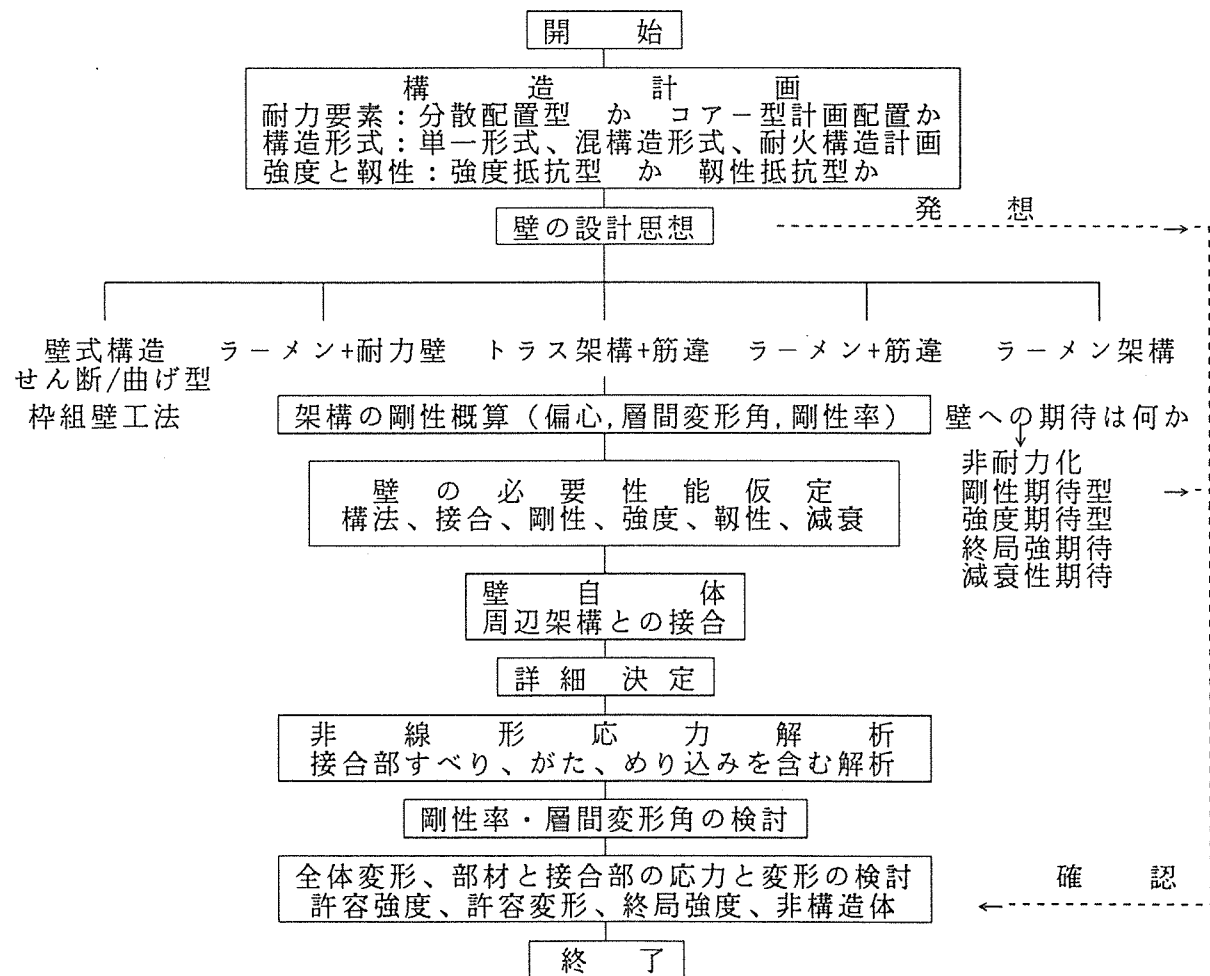
- ・ 建物の要所要所に分散配置
- ・ 連層耐震壁
- ・ 工業製品化し、接合部に粘弾性材料を充填
- ・ 構造コア的な配置
- ・ 市松模様配置

6.3 木質架構+耐力壁構造の構造計画と計算手順

6.3.1 木質架構+耐力壁構造の構造計画

(1) 木質構造の構造計画

木質耐力壁と非耐力壁に関わる構造の構造設計の流れは以下のようになる。



6.3.2 木質架構+耐力壁構造の構造計算手順と関連資料

- (1) 構造計画、構造計算方針
 - 1) 鉛直荷重に対する構造計画
 - 2) 水平荷重に対する構造計画
- (2) 構造概算
 - 1) 鉛直、水平荷重概算
 - 2) 架構と耐力壁の荷重負担比仮定
 - 3) 応力概算
 - 4) 架構断面仮定
 - 5) 架構の接合部仮定
 - 6) 耐力壁の面材及び釘接合の仮定
 - 7) 偏心の検討
 - 8) 変形の予測・検討
- (2) 応力解析
 - 1) 架構のモデル化
 - ・部材剛性の評価
 - ・接合部剛性の評価
 - 接合具
 - 方法1 (線形、規準値等を使用する) 日本建築学会
 - 方法2 (弾性床板上の梁理論直接又はFEM解析) 「木構造計算規準・同解説」
 - 接合部
 - 方法1 (線形、手計算、鋼板剛体仮定) 日本建築センター
 - 方法2 (非線形、コンピュータ解析、鋼板剛体仮定) 「大断面木造建築物設計施工マニュアル」
 - ・必要に応じ
 - 接合部剛性考慮した等価部材置換 (接合バネ消去) 日本ツーバイフォー建築協会
 - 2) 面材耐力壁のモデル化
 - ・面材のせん断剛性の評価
 - ・釘の短期許容、降伏耐力計算
 - ・釘のせん断すべり剛性の評価
 - 方法1 (線形計算、弾性床板上の梁理論解)
 - 方法2 (非線形計算、コンピュータ解析、弾性床板上の梁理論FEM解析)
 - ・耐力壁の層せん断剛性の評価
 - 面材1枚張り/上下2枚張り、無開口/開口考慮
 - ・耐力壁の降伏耐力の計算
 - 無開口/開口
 - ・必要に応じて
 - 等価ブレース置換
 - 3) 応力解析

	方法1	方法2	方法3	方法4
鉛直	架構のみで負担		鉛直、水平共混構造として	
水平	架構と耐力壁で個別負担			
部材	接合部考慮等価部材置換	材端ハネトラス・ラーメン	接合部詳細モデルトラス・ラーメン	
壁解析	耐力壁等価せん断剛性固定法、D値法、FEM	→ 等価ブレース FEM	平面要素+釘接合 FEM	釘接合 FEM

- (3) 層間変形角、剛性率の判定
 - 変形制限 $\leq 1/150$ or $1/120$ ($1/200$)
 - 剛性率 ≥ 0.6
- (4) 各部の設計
 - 1) 部材断面及び接合部強度の検討
 - 2) 面材耐力壁及び接合部強度の検討

6.4.1 検討目的

木材釘接合の許容耐力については、古くからの実験研究により学会規準として規定されている。しかしながらこれは、製材-製材、製材-鋼板と製材-ラワン合板を前提したものであり、かつ剛性や降伏力については規定していない。即ち合板以外の面材釘打ち耐力壁については規定していない。

合板釘打ち耐力壁のせん断剛性と強度は、釘のせん断すべり特性に大きく依存する。しかしながら、そのすべり剛性に関するデータは少ない。近年岡部、安村らの実験と弾性床板上の梁理論解の研究から、「枠組壁工法建築物構造計算指針」に合板釘打ち耐力壁の釘接合に関する耐力と剛性が掲載され、枠組壁工法の実務計算に共されている。

しかしながら理論解の実験との比較が明快でなく、掲載されている数表が必ずしも適切でない。また、学会規準や耐力壁に実際適用された場合についても十分な検討がなされていない。そのためここでは構造用合板について改めて実験を行い、実験値や学会規準との比較・検討を行う。

6.4.2 合板釘打ち接合部の釘せん断すべり実験

せん断試験供試体を図4.1に、実験概要を図4.2に示す。合板厚は、実測値である。

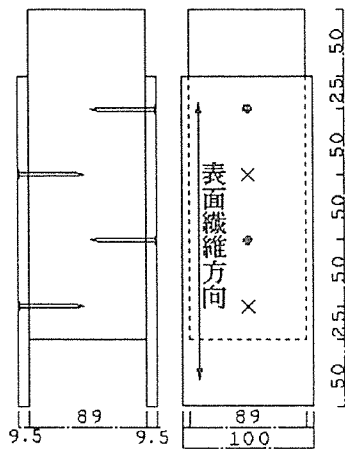
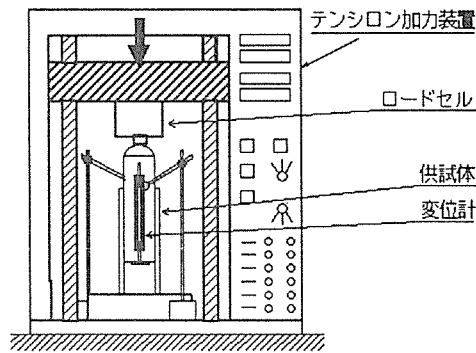


図4.1 合板釘打ち接合部試験供試体



加力速度：1.0 (mm)/min

すべり：主材下降量をそれとする

図4.2 合板釘打ち接合部実験概要

6.4.3 実験結果

釘接合の実験は前述のように4本で行ったが、以下に1本分に換算し表示する。

加力実験はすべり変位25mmで打ち切っている。この範囲内ではほぼ最大耐力が観測されている。またこの範囲では、破壊形式は釘のめり込みで、パンチングは起こらなかった。

図4.3に荷重-変位関係を、また表4.1に、相対変位における荷重 P_x 、及び最大荷重 P_{max} 、最大荷重時のすべり変位 $\delta_{P_{max}}$ を示す。

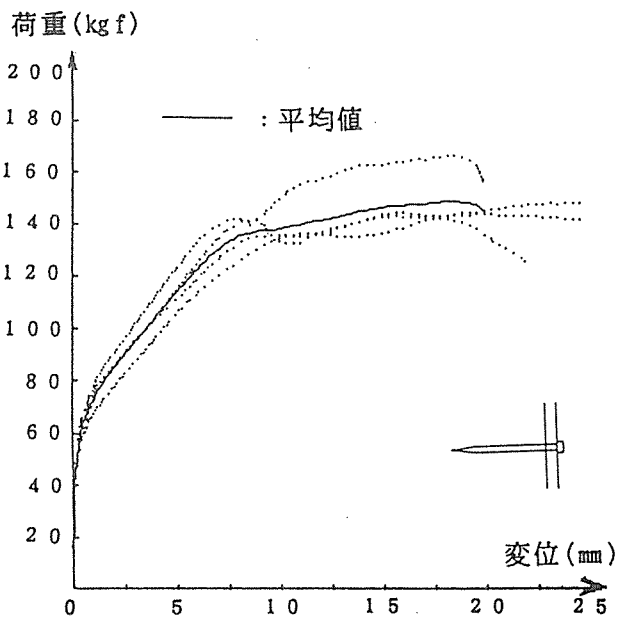


図4.3 荷重-すべり変位関係(釘1本分)

表 4. 1 合板釘打ち接合部実験結果 (単位(Kgf), (mm))

テスト・スNo	P _{0.38}	P _{0.5}	P _{1.0}	P _{2.0}	P _{5.0}	P _{max}	δ _{Pmax}
1	56.46	59.91	71.39	84.51	110.5	142.3	15.5
2	63.94	66.67	74.91	85.22	114.6	143.7	15.9
3	54.88	57.91	66.77	77.08	105.3	147.5	24.5
4	62.62	66.57	77.53	89.97	122.2	165.9	18.2
平均	59.47	62.77	72.65	84.19	113.2	150.0	20.0

6. 4. 4 考察

(1) 日本建築学会「木構造計算規準規準」(製材-ラワン合板の許容せん断耐力)

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せん断耐力は、木材の繊維または合板表板の繊維に対する力の方向に関わらず、下式で求められる。

$$P = \min(P_1, P_2)$$

ここで、

$$P_1 = K d^{1.8} \quad (M-1) \text{ 式}$$

$$P_2 = 375 \rho_p^{1.5} \cdot t^{0.7} \cdot d_h^{1.7} \quad (M-2) \text{ 式}$$

記号

K : 樹種グループに対する係数 (J1=510, J2=460, J3=400)

d : 釘の直径 (cm)

d_h : 釘頭部の直径 (cm)

ρ_p : 合板の比重

t : 合板の厚さ (cm)

(M-1) 式 : 主材と側材の樹種が異なる場合は、それぞれについて計算し小さい方を用いる。初期剛性は側材の性質に支配され、最大耐力は主材と側材の平均強度に比例するが、安全側を採用している。

(M-2) 式 : 側材に合板を用いると、製材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、釘頭が合板を貫通する破壊を生じ耐力は低くなる。(M-2) 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から誘導されている。また主材に打ち込まれる釘の長さは、釘径の 9 倍以上かつ側材厚の 1.5 倍以上とする。尚、この (M-2) 式は胴径が 2.7 mm 以上の釘に適用する。

(2) 「枠組壁工法建築物構造計算指針」の規定

「枠組壁工法建築物構造計算指針」の各種面材と釘に対する耐力、すべり剛性と面材のせん断剛性とせん断耐力を示す。この指針では、めり込み剛性を実験で求め耐力については降伏理論、剛性については弾性床上の梁理論の線形理論式を使用している。

耐力については、長期・短期許容耐力と降伏耐力を規定している。そして面材耐力壁の短期の検討には、降伏耐力を採用することになっている。これは、耐力壁では多くの数の釘が一行に打たれることを考慮し高い耐力を認めることにしている。

1) 長期・短期許容耐力

(1) 一面せん断接合における釘の打ち込み長さは、釘の直径の9倍以上としなければならない。

(2) 製材または面材を釘打ちによって接合した部分の長期許容一面せん断力は、次式により求めた基準値に、表-Aに示す釘の打ち方に応じた低減率を乗じて得られる数値とする。

$$P = \frac{1}{3} C \cdot F_{e1} \cdot d \cdot t$$

ここに、

$$C = \min \left[\begin{array}{l} \sqrt{\frac{1}{\frac{2\beta(1+\beta)}{(2+\beta)^2} + \frac{2\beta\gamma(d/t)^2}{3(2+\beta)}} - \frac{\beta}{2+\beta}} \\ \frac{d}{t} \sqrt{\frac{2\beta\gamma}{3(1+\beta)}} \end{array} \right]$$

ここで、P：一面せん断耐力基準値 (Kg)

t：側材の厚さ (cm)

d：釘径 (cm)

β ：主材と降伏強度と側材のめり込み強度の比 (F_{e2}/F_{e1})

γ ：釘の降伏強度と側材のめり込み強度の比 (F_y/F_{e1})

F_y ：釘の降伏強度の基準値 (表-Bに示す数値) (Kg/cm²)

F_{e1} 、 F_{e2} ：側材および主材のめり込み強度の下限值 (木材については表-Cに示す数値。面部材についてはめり込み試験により求めた数値(表-D)) (Kg/cm²)

(3) 短期許容せん断耐力は、長期許容せん断耐力の2倍の数値とする。

表-A 釘の打ち方による低減率

打ち方	低減率	
平打ち	F	1
斜め打ち	T	5/6
木口打ち	E	2/3

表-B 釘の降伏強度の基準値 (F_y)

釘径 (mm)	基準値 (Kg/cm ²)
2.15以下	7,500
2.15を超え3.05以下	7,000
3.05を超え3.75以下	6,000
3.75を超えるもの	5,500

表-C 木材のめり込み強度の下限值

樹種	めり込み強度の下限值 (Kg/cm ²)
D. Fir-L	360
Hem-Fir	320
S-P-F	280

表-D 面材のめり込み強度の下限值

面材の種類	めり込み下限強度
構造用合板、パネル	310 Kg/cm ²
硬質木片セメント板	260
石膏ボード	90

2) 降伏耐力

「桝組壁工法建築物構造計算指針」では、面材釘打ち耐力壁の釘接合耐力に降伏耐力を規定している。

耐力壁及びダイヤフラムを構成する面材を緊結する釘の降伏せん断耐力は、次式により求める。

$$q = C \cdot F_{e1} \cdot d \cdot t$$

ここに、

$$C = \min \left[\begin{array}{l} \frac{1}{\sqrt{\frac{2\beta(1+\beta)}{(2+\beta)^2} + \frac{2\beta\gamma(d/t)^2}{3(2+\beta)}} - \frac{\beta}{2+\beta}} \\ \frac{d}{t} \sqrt{\frac{2\beta\gamma}{3(1+\beta)}} \end{array} \right]$$

ここで、 q : 釘の一面せん断降伏耐力 (Kg)

t : 面材の厚さ (cm)

d : 釘径 (cm)

β : 桝材と降伏強度と面材のめり込み強度の比 (F_{e2}/F_{e1})

γ : 釘の降伏強度と側材のめり込み強度の比 (F_y/F_{e1})

F_y : 釘の降伏強度の基準値 (表-Aに示す数値) (Kg/cm^2)

F_{e1} 、 F_{e2} : 面材および桝のめり込み強度の下限値 (木材については表-Bに示す数値。面部材については、めり込み試験により求めた数値(表-C)) (Kg/cm^2)

(3) 短期許容せん断耐力は、長期許容せん断耐力の2倍の数値とする。

表-A 釘の降伏強度の基準値 (F_y)

釘径 (mm)	基準値 (Kg/cm^2)
2.15以下	7,500
2.15を超え3.05以下	7,000
3.05を超え3.75以下	6,000
3.75を超えるもの	5,500

表-B 耐力壁計算用の木材のめり込み強度 (F_{e2})

木の樹種	めり込み強度 (Kg/cm^2)
D.Fir-L	450
Hem-Fir	400
S-P-F	350

表-C 面材のめり込み強度 (F_{e1})

面材の種類	めり込み強度
構造用合板、パネル	410 Kg/cm^2
硬質木片セメント板	350
石膏ボード	110

3) すべり剛性

耐力壁およびダイヤ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。

耐力壁およびダイヤ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、次式により求められる。

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

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

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

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

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

ここに、

d : 釘の直径 (cm)

r : 枠材と面材のめり込み剛性の比 (k_2/k_1)

E : 釘のヤング係数 ($2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$)

k_1, k_2 : 面材および枠材のめり込み剛性 (kg/cm^3)

表-A 木材および各種

表-B 各種面材を側材とする一面

面材のめり込み剛性 (k)

せん断釘接合部のすべり剛性

木材および 面材の種類	めり込み 剛性 (k) (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

上式は、弾性床の上の梁の理論を、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強度は、実験により求める。参考までに、木材および面材のめり込み剛性の値を表-A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-Bに示す。

面材の	釘の 種類	面材 厚さ (mm)	すべり剛性 (kg/cm)			宮澤 計算	
			D-Fir	Hem-Fir	S-P-F		
構造用 合板	BN50	9		330		325	
		12		340		327	
		15		360		339	
		18		380		357	
	BN65	9		410		410	
		12		420		414	
		15		440		429	
		18		460		452	
	構造用 パネル	CN50	9		410		410
			12		420		414
			15		440		429
			18		460		452
GN50	GN50	9		530		532	
		12		540		537	
		15		550		557	
		18		580		586	
石 膏 ボ ー ド	GN50	12		140		162	
		15		140		162	
	GN65	12		150		176	
		15		150		176	

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-C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-C 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 kg/cm^2)	せん断強度 (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	13~14	25	8
石 膏 ボ ー ド	9~14	8	2.6

6. 4. 5 実験値との比較検討

今回行った4体の実験で得られた平均荷重-すべり曲線を学会規準値、「桝組壁工法建築物構造計算指針」の規定、住宅金融公庫のスパン表作成で使用している値及び建設省建築研究所で行われた実験値と比較すると図4.4のようになる。

「桝組壁工法建築物構造計算指針」と建築学会規準値は、ラワン合板9mm（樹種グループJ1同等とみなす）、主材はS-P-Fとして計算したものである。次ページ以降のプログラムで計算すると便利である。

この比較から次のことが言える。

- ・今回の実験では、比較的線形な初期線形域、第二勾配域と最大耐力域の明確な3個の部分となった。そして、3つの実験結果は降伏直後まで極めて良い一致を示した。
- ・各種の規定により、許容強度が色々である。
- ・桝組壁工法では、合板釘打ちのような多数本の場合は降伏強度を短期許容値使用している。
- ・「桝組壁工法建築物構造計算指針」の降伏の計算式は、実験結果と比較し値そのものは妥当と思われる。ただし、これをそのまま短期許容値として良いかどうかは議論が必要と思われる。短期許容値（釘数本以下で使用する場合に用いる）は、低めな値となっている。
- ・釘の終局耐力は、降伏耐力の2倍以上ある。
- ・「桝組壁工法建築物構造計算指針」で規定している線形すべり剛性は、実験から判断しかなり高い値となっている。

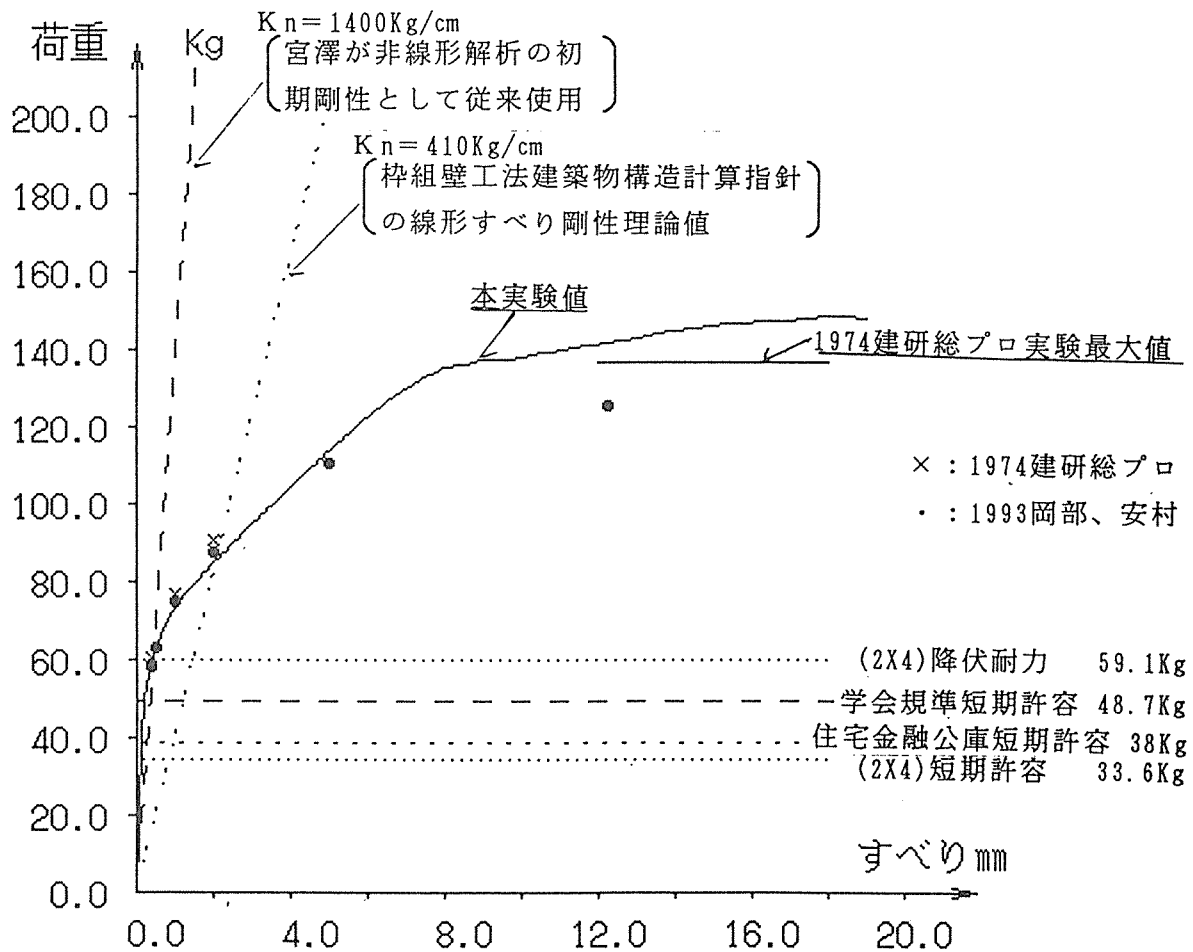


図4.4 実験、学会規準、住宅金融公庫及び「桝組壁工法建築物構造計算指針」の比較
 (9mm合板、CN50釘)

```

1 'SAVE "E:NAILK.BAS",A
100 '*****
110 '***** F.NAME = NAILK *****
120 '***** 釘打接合の釘せん断すべり剛性計算 *****
130 '***** 1994.5.21 宮澤健二 *****
140 '*****
150 DEFDBL A-H,0-Z :DEFINT I-N :SCREEN 3 :CLS 3 :CONSOLE 0,24,0,0
160 LOCATE 18,1 :PRINT "木 - 木 接 合 釘 す べ り 剛 性 計 算" :LOCATE 7,2
170 PRINT "-----"
180 DIM DKEI(17),GKW(7)
190 FOR I=1 TO 17 :READ DKEI(I) :NEXT I '釘径
200 FOR I=1 TO 7 :READ GKW(I) :NEXT I 'めり込み剛性
210 READ E '釘ヤング
220 LOCATE 14,4:PRINT " 1 :BN50 2 :BN65 3 :BN75 4 :BN90"
230 LOCATE 14,5:PRINT " 5 :CN50 6 :CN65 7 :CN75 8 :CN90"
240 LOCATE 14,6:PRINT " 9 :GN40 10 :GN50"
250 LOCATE 14,7:PRINT "11 :N50 12 :N65 13 :N75 14 :N90"
260 LOCATE 14,8:PRINT "15 :ZN40 16 :ZN65 17 :ZN90"
270 LOCATE 12,3:INPUT"***** 釘 種 別 入 力 下 記 番 号 で *****";I
280 D=DKEI(I) :LOCATE 11,11
290 PRINT "4 :合板 5 :パネル 6 :セメント板 7 :石膏ボード"
300 LOCATE 12,10:INPUT "***** 面 材 種 別 入 力 下 記 番 号 で *****";
I
310 GKW1=GKW(I)
320 LOCATE 12,13:INPUT "***** 面 材 厚 さ 入 力 数 値 (mm) で *****";
T :T=T/10
330 LOCATE 17,16:PRINT "1 :D-Fir 2 :Hem-Fir 3 :S-P-F"
340 LOCATE 12,15:INPUT "***** 枠 材 種 別 入 力 下 記 番 号 で *****";
I
350 GKW2=GKW(I) :R=GKW2/GKW1 :RAM=1.5*GKW1^.25/E^.25/D^.75 :RT=R*T
360 EX1=EXP(RT) :EX2=EXP(-RT)
370 S=SIN(RT) :C=COS(RT) :SH=(EX1-EX2)/2 :CH=(EX1+EX2)/2
380 CL=(SH*CH+S*C)/(SH^2-S^2) :CJ=(SH^2+S^2)/(SH^2-S^2)
390 H=(SH*CH+S*C)/(SH^2-S^2) :C=2*(R*CL+R^.25)*(R*H+R^.75)-(R*CJ-R^.5)^2
400 C=R*(R*H+R^.75)/C :GKN=C*GKW1*D/RAM :LOCATE 7,18
410 PRINT "-----"
420 LOCATE 5,20 :PRINT USING "釘径 #.### cm 面めり込み ####Kg/cm
枠めり込み ####Kg/cm";D,GKW1,GKW2
430 LOCATE 5,21:PRINT USING"釘ヤング #.##^ ^Kg/cm2 面材厚さ ####mm";E,10*T
440 LOCATE 25,23:PRINT USING"すべり剛性 = #### Kg/cm";GKN, :LOCATE 0,0
450 END
460 '+++++ DATA +++++
470 '直径 BN50 BN65 BN75 BN90 CN50 CN65 CN75 CN90 GN40 GN50
480 DATA 0.251,0.287,0.325,0.343,0.287,0.333,0.376,0.411,0.234,0.245
490 '直径 N50 N65 N75 N90 ZN40 ZN65 ZN90
500 DATA 0.275,0.305,0.340,0.375,0.333,0.333,0.411
510 ' D-Fir Hem-Fir S-P-F 構造用合板、パネル セメント 石膏
520 DATA 6100, 6100, 6100, 7100, 7100, 9600, 1100
530 ' 釘ヤング係数
540 DATA 2100000

```



```

1 'SAVE "E:NAILP.BAS",A
100 '*****
110 '***** F.NAME = NAILP *****
120 '***** 釘打ち接合の短期許容/降伏1面せん断耐力の計算 *****
130 '***** 1994.5.21 宮澤健二 *****
140 '*****
150 DEFDBL A-H,0-Z :DEFINT I-N :SCREEN 3 :CLS 3 :CONSOLE 0,24,0,0 :LOCATE 12,0
160 PRINT "木 - 木 接 合 釘 短 期 許 容 / 降 伏 耐 力 計 算" :LOCATE 7,1
170 PRINT "-----"
180 OPTION BASE 1 :DIM DKE(17),TKE(17),FY(17),FE(7),FEY(7),CKJ(3),RO(3)
190 FOR I= 1 TO 10:READ DKE(I):NEXT I:FOR I= 1 TO 10:READ TKE(I):NEXT I'釘頭胴
200 FOR I=11 TO 17:READ DKE(I):NEXT I:FOR I=11 TO 17:READ TKE(I):NEXT I'釘頭胴
210 FOR I=1 TO 17 :READ FY(I) :NEXT I '釘降伏強度
220 FOR I=1 TO 7 :READ FE(I) :NEXT I 'めり込み強度下限値 許容値計算用
230 FOR I=1 TO 7 :READ FEY(I) :NEXT I 'めり込み強度 降伏耐力計算用
240 FOR I=1 TO 3 :READ CKJ(I) :NEXT I '合板樹種グループ
250 FOR I=1 TO 3 :READ RO(I) :NEXT I '合板密度
260 LOCATE 14,3:PRINT " 1 :BN50 2 :BN65 3 :BN75 4 :BN90"
270 LOCATE 14,4:PRINT " 5 :CN50 6 :CN65 7 :CN75 8 :CN90"
280 LOCATE 14,5:PRINT " 9 :GN40 10 :GN50"
290 LOCATE 14,6:PRINT "11 :N50 12 :N65 13 :N75 14 :N90"
300 LOCATE 14,7:PRINT "15 :ZN40 16 :ZN65 17 :ZN90"
310 LOCATE 12,2:INPUT"***** 釘 種 別 入 力 下 記 番 号 で *****";I
320 D=DKE(I) :TD=TKE(I) :FYY=FY(I)
330 LOCATE 14, 9:PRINT "4 :合板 5 :パネル 6 :セメント 7 :石膏"
340 LOCATE 12, 8:INPUT "***** 側 材 種 別 入 力 下 記 番 号 で *****";
IP
350 IF IP<>4 THEN 390
360 LOCATE 13,11:PRINT " 1 : J1(㍻㍻) 2 : J2 3 : J3" :LOCATE 12,10
370 INPUT "***** 合板樹種グループ 下記番号で *****";JTYP
380 CK=CKJ(JTYP) :RO=RO(JTYP)
390 FE1=FE(IP) :FEY1=FEY(IP) :LOCATE 12,12
400 INPUT "***** 側 材 厚 さ 入 力 数 値 (mm) で *****";T :T=T/10
410 LOCATE 14,14:PRINT "1 :D-Fir 2 :Hem-Fir 3 :S-P-F" :LOCATE 12,13
420 INPUT "***** 主 材 種 別 入 力 下 記 番 号 で *****";I
430 '----- 計算 -----
440 IF IP<>4 THEN 460 ELSE PA1=CK*D^1.8 :PA2=375*RO^1.5*T^.7*TD^1.7 '学会短期
450 IF PA1<PA2 THEN PA=PA1 ELSE PA=PA2
460 FE2=FE(I) :FEY2=FEY(I)
470 B=FE2/FE1 :R=FYY/FE1 :C=1 :C1=1
480 C2=2*B*(1+B)/(2+B)^2+2*B*R*(D/T)^2/3/(2+B)
490 C2=SQR(C2)-B/(2+B) :IF C>C2 THEN C=C2
500 C3=2*B*R/3/(1+B) :C3=SQR(C3)*D/T :IF C>C3 THEN C=C3
510 SPA=C*FE1*D*T^2/3
520 B=FEY2/FEY1 :R=FYY/FEY1 :CY=1 :C1Y=1
530 C2Y=2*B*(1+B)/(2+B)^2+2*B*R*(D/T)^2/3/(2+B)
540 C2Y=SQR(C2Y)-B/(2+B) :IF CY>C2Y THEN CY=C2Y
550 C3Y=2*B*R/3/(1+B) :C3Y=SQR(C3Y)*D/T :IF CY>C3Y THEN CY=C3Y
560 SPY=CY*FEY1*D*T :LOCATE 5,15
570 PRINT "-----"

```

```

580 PRINT USING " 釘 胴径=#.###cm 釘 頭 径=#.###cm 釘降伏強度=###Kg/cm
2";D,TD,FYY
590 PRINT USING" 側材 厚=#.###cm";T :LOCATE 20,17
600 IF IP<>4 THEN 620
610 PRINT USING "樹種グループ = #          接合用係数 = ###          比重=#.## ";JTYP,
CK,RO
620 LOCATE 20,18:PRINT USING "下限めり込み強度=### Kg/cm2          めり込み強度=###
Kg/cm2";FE1,FEY1
630 PRINT USING " 主材          下限めり込み強度=### Kg/cm2          めり込み強度
=### Kg/cm2";FE2,FEY2
640 IF IP<>4 THEN 660
650 LOCATE 5,21 :PRINT USING"学会短期許容耐力          =####.# Kg ( 式1####.#
式2####.# ) ";PA,PA1,PA2
660 LOCATE 5,22:PRINT USING"枠組壁 短期許容耐力=####.# Kg ( 係数 C1=#.## C2=
#.## C3=#.##) ";SPA,C1,C2,C3, :LOCATE 0,0
670 LOCATE 5,23:PRINT USING"指針 降伏耐力          =####.# Kg ( 係数 C1=#.## C2=
#.## C3=#.##) ";SPY,C1Y,C2Y,C3Y, :LOCATE 0,0
680 END
690 '+++++ DATA +++++
700 '直径 BN50 BN65 BN75 BN90 CN50 CN65 CN75 CN90 GN40 GN50 胴/頭
710 DATA 0.251,0.287,0.325,0.343,0.287,0.333,0.376,0.411,0.234,0.245
720 DATA 0.676,0.754,0.792,0.874,0.676,0.714,0.792,0.874,0.754,0.754
730 '直径 N50 N65 N75 N90 ZN40 ZN65 ZN90
740 DATA 0.275,0.305,0.340,0.375,0.333,0.333,0.411
750 DATA 0.660,0.730,0.790,0.880,0.714,0.714,0.874
760 '降伏 BN50 BN65 BN75 BN90 CN50 CN65 CN75 CN90 GN40 GN50
770 DATA 7000, 7000, 6000, 6000, 7000, 6000, 5500, 5500, 7500, 7000
780 '降伏 N50 N65 N75 N90
790 DATA 7000, 7000, 6000, 6600, 6000, 6000, 5500
800 'めり込み強度 D-Fir Hem-Fir S-P-F 構造用合板、パネル セメント 石膏 許/降
810 DATA 360, 320, 280, 310, 310, 260, 90
820 DATA 450, 400, 350, 410, 410, 350, 110
830 '合板樹種グループに対する係数K/比重 (ラワン:J1同等)
840 DATA 510,460,400
850 DATA 0.42,0.37,0.32

```

6. 5 鋼板釘打ち耐力壁の性質とブレース置換法に関する基礎的検討

6. 5. 1 研究目的

近年、枠組壁構造は接合部の研究成果と解析技術の向上により、コンピュータによる応力解析である程度の変形挙動と応力特性が把握できつつある。また、実務設計においても、経験から構造計算による方法へと変わりつつある。このような背景の下で、接合部の非線形挙動を含む更に正確な変形と応力計算法の確立と実務設計用の略算法が必要である。そこで本研究では、枠材の断面積、釘間隔をパラメータに実験と非線形解析を行い、その特性を明らかにし、応力計算法の確認及び実務設計向けのブレース置換法の検討を目的とする。

6. 5. 2 実験方法

実験方法は、ホールダウン金物で縦枠材を緊結する方法とする (Fig.1)。また、供試体と加力方法については次のとおりである。

- ・ 供試体:高さ2.43m 幅1.82m 9mm厚合板張り耐力壁、ラワン合板2級
- ・ 枠材:①204材 ②404材 ③204/2材
- ・ 釘・釘間隔(外周部):CN50 ①@100 ②@200 ③@50
- ・ 鉛直荷重:鉛直荷重はなしとする。
- ・ 加力方法:アクチュエーターによる静的加力で、正負交番繰り返し加力とし、見掛けせん断変形角が1/600、1/300、1/150、1/100、1/60、1/40、1/30の変位で制御した。

表5. 1 実験供試体

解析モデル名	実験供試体名	外周部釘間隔 (mm)	枠材寸法型式・形状 (cm)
W20410PAN, BR	W204-100a~b	@100	204 (8.9cm×3.8cm)
W20420PAN, BR	W204-200a~b	@200	204 (8.9cm×3.8cm)
W20405PAN, BR	W204-50a~b	@50	204 (8.9cm×3.8cm)
W20210PAN, BR	W202-100a~b	@100	204×1/2 (3.8cm×3.8cm)
W40410PAN, BR	W404-100a~b	@100	404 (8.9cm×8.9cm)

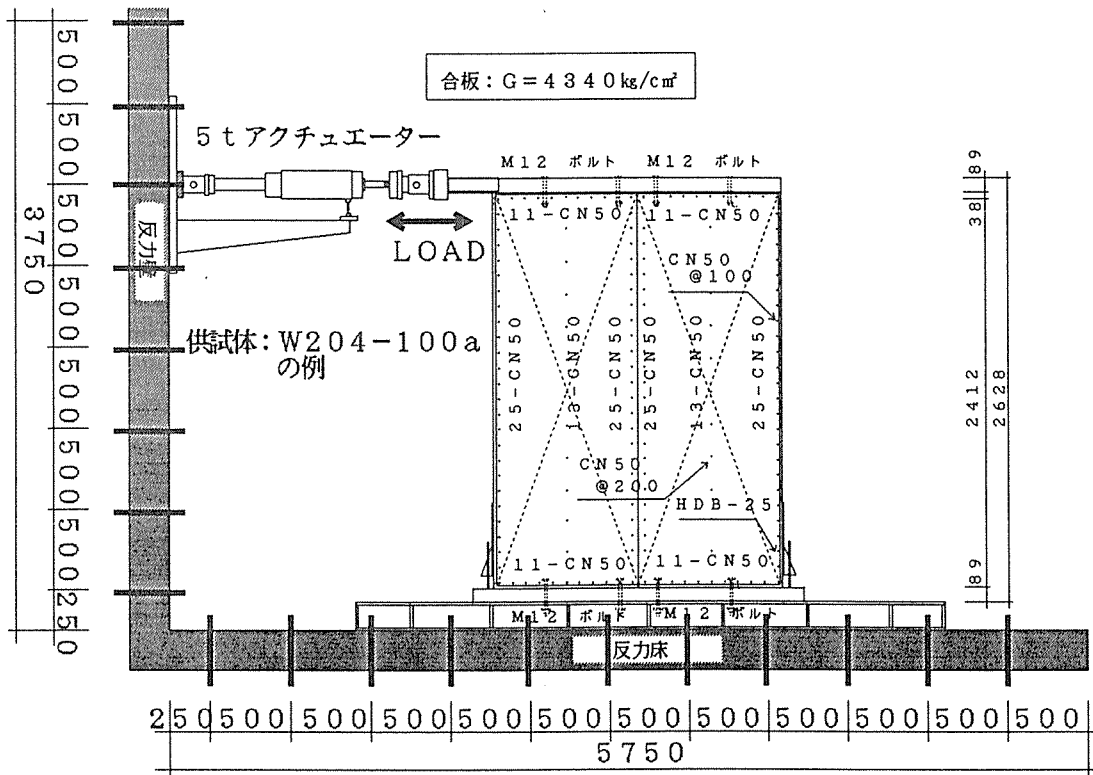


図5. 1 実験概要図

6. 5. 3 実験結果

・耐力性状

9mm厚2級構造用合板を用いた面材釘打ち耐力壁では、枠組壁工法技術告示で壁倍率3相当の耐力があると規定されている。しかし、本年度の実験において、枠材に204材を用いた供試体では、若干釘の縁距離が不足していたため、壁倍率が低めの値となったと思われる。

・釘間隔の影響

面材の釘打間隔@100を基準とし、釘打ち間隔を@50とすると終局耐力は約50~100%上昇する。

破壊性状については、釘間隔が@100の耐力壁は釘の滑りにより終局破壊となるのに対し、釘間隔が@50の耐力壁は、ホールダウン金物の枠材への緊結ボルトによる断面欠損による軸引っ張り亀裂が生じ、これが耐力低下の要因となった。釘打間隔を@200とすると終局耐力は約40%減少、破壊性状は釘間隔@100の時と同じ、釘のせん断すべりであった(Table 1)。

・枠材断面積の影響

枠材に204材の二つ割りをを用いたとき水平加力が大きくなると、縦枠材が座屈破壊する。また、404材を用いると204材を用いたときより、最大耐力は40%程上がるが、壁倍率が3程度であるためむしろW204-100が低かったものと思われる。

表5. 2 実験結果一覧

供試体名	荷重係 (t f)							壁倍率	破壊性状
	1/300 rad	P _{MAX}		δ _{MAX} /2		P _{MAX} ×2/3			
		押し	引き	押し	引き	押し	引き		
W204-100a	985	1741	1865	1505	1634	1160	1243	2.87	N NW
W204-100b	841	1592	1736	1372	1488	1061	1157	2.67	N NW
W204-200a	484	998	967	744	846	665	645	1.53	N NW
W204-200b	463	935	950	803	820	623	633	1.47	N NW
W204-50a	1174	2730	3212	1743	1711	1820	2141	3.72	W NW
W204-50b	1524	3622	3249	2422	1881	2415	2166	4.83	W NW
W202-100a	659	1178	1359	989	974	785	906	2.09	W
W202-100b	647	1282	1383	942	797	855	922	2.05	W
W404-100a	985	2079	2148	1625	1629	1329	1432	3.12	N NW
W404-100b	1181	2789	2691	1874	1961	1859	1794	3.75	N NW

主破壊性状 N:釘のすべり NW:釘のめり込み W:枠材の割裂 B:枠材座屈

6. 5. 4 せん断パネル理論とその適用限界

・方法: 2000mm×1000mm単位耐力壁(釘間隔@100、面材厚5, 10, 20mm、釘すべり剛性 $K_n=1400\text{kg/cm}$)について枠材断面積の影響を次式のせん断パネル理論と接合部を含む線形解析を比較し、せん断パネル理論の適用限界を検討する。但し、面材厚が変わると釘のすべり剛性も変化するが、ここでは一定とした。

$$\frac{1}{K} = \frac{2h}{K_n} \left(\frac{1}{h(m-1)} + \frac{h}{L^2(n-1)} \right) + \frac{h}{G \cdot L \cdot t}$$

K:層剛性 K_n :釘の剛性 G:合板のせん断弾性係数 t:合板厚

m:水平外周釘本数、n:鉛直周辺釘本数 (n-1)→n (m-1)→m とすることもある

・結果: 枠材の断面積が、著しく小さくない限り(枠材断面積が50cm²以上であれば)、せん断パネル理論式は成立する。枠材の断面積が著しく小さくなると、軸変形による曲げ変形の影響が顕著に現れせん断パネル理論が成立しなくなる(図5. 2)。

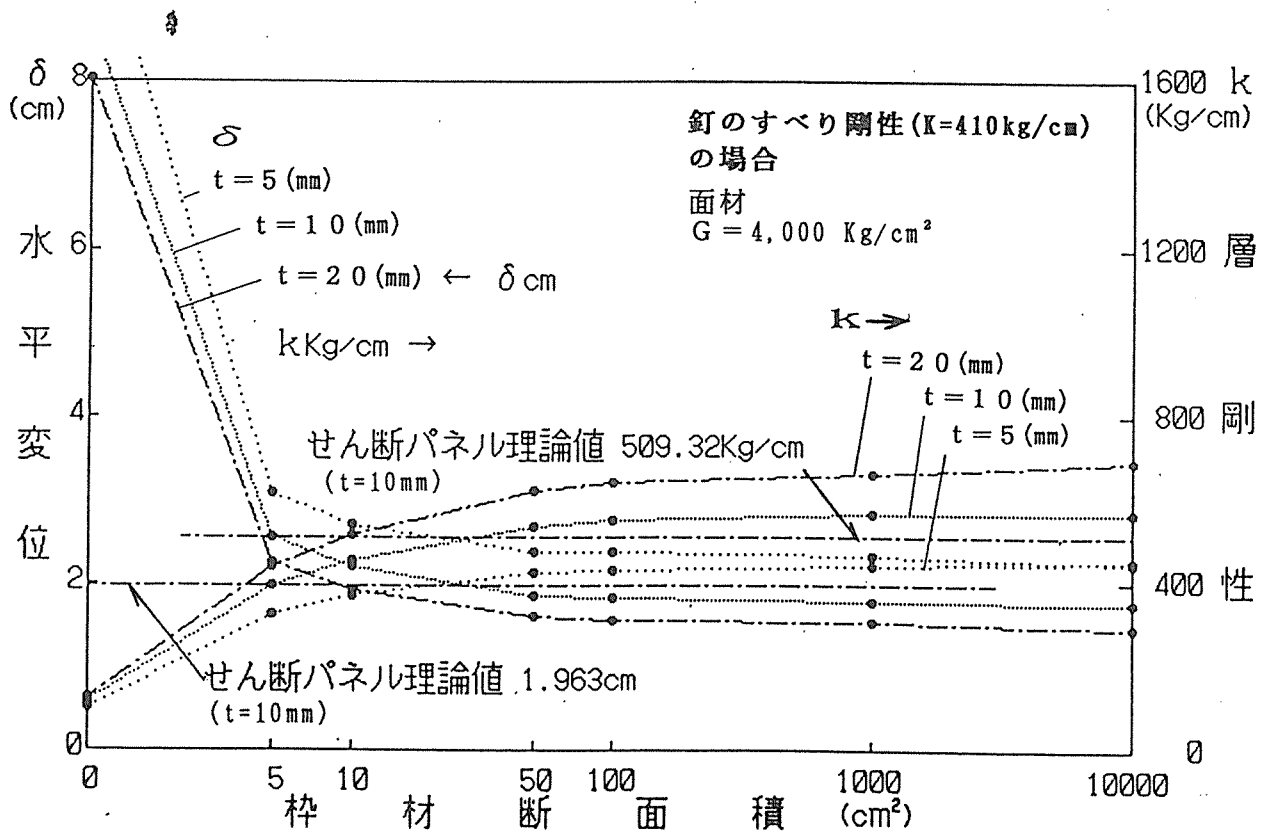
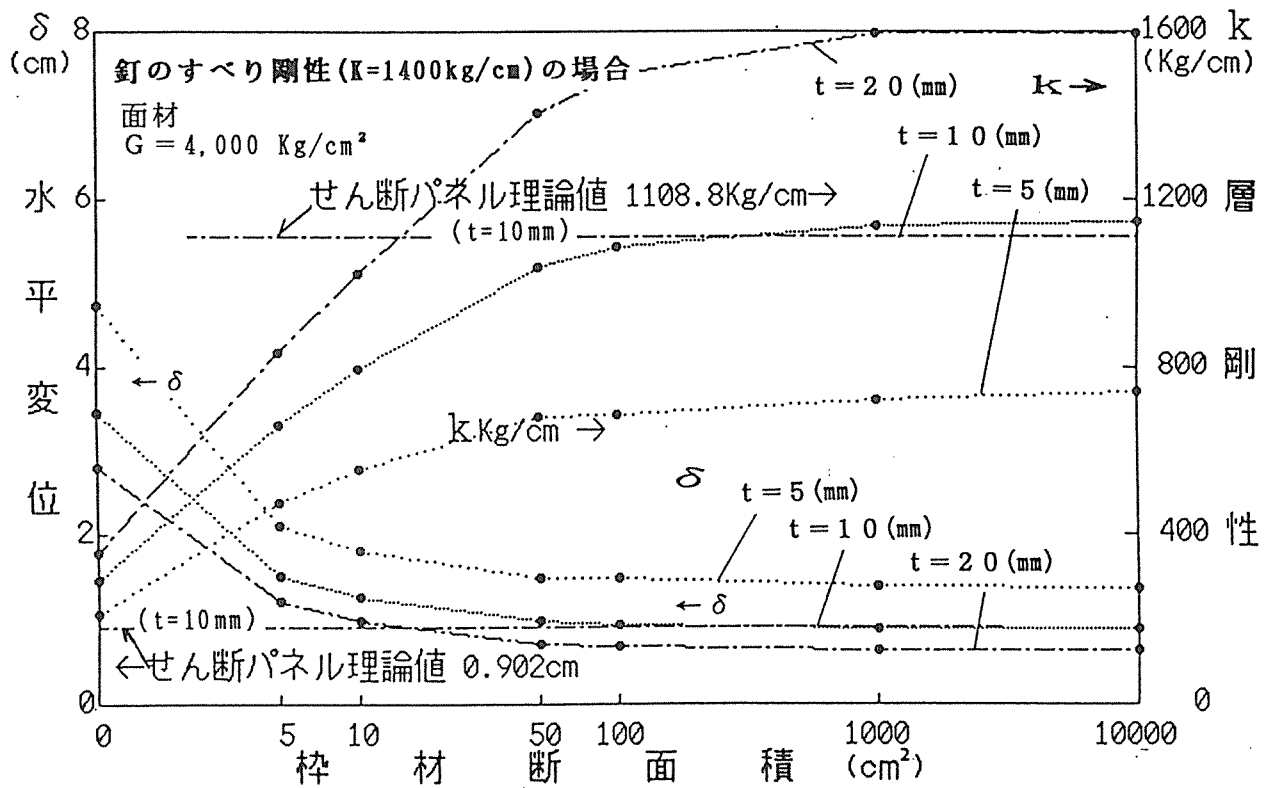


図 5. 2 せん断パネル理論とその適用限界

6. 5. 5 解析方法

- ・**面要素解析 (PL)** : 解析は、枠材をラーメン要素、面材を等方性平面応力要素、釘は集中バネ要素、ホールダウン金物は Y 方向のみの集中バネ要素とし、非線形有限要素法解析とする。また、釘のモデルは、岡部・安村の実験値を参考に図 5. 3 で示すものとする。
- ・**ブレース置換解析 (BR)** : 解析は、面材が弾性変形し、釘のみ非線形であるとして耐力壁を等価ブレース置換しブレース材として扱う。又枠材はトラス要素、ホールダウン金物は Y 方向のみの集中バネ要素とし、非線形有限要素法解析を行う。

$$A_B = K_q \frac{(L^2 + h^2)^{3/2}}{2 L^2 \cdot E_c}$$

ここで、 A_B : 置換ブレース断面積
 K_q : 耐力壁のせん断剛性
 E_c : 置換ブレースのヤング係数

L : 耐力壁の幅
h : 耐力壁の高さ

枠材 :	ヤング係数	$E = 100000 \text{ kg/cm}^2$	枠材
	せん断弾性係数	$G = 55000 \text{ kg/cm}^2$	PL : ラーメン要素
面材 :	ヤング係数	$E_x = 45000 \text{ kg/cm}^2$	BR : トラス要素
		$E_y = 45000 \text{ kg/cm}^2$	
	せん断弾性係数	$G = 4000 \text{ kg/cm}^2$	釘
	ポアソン比	$\nu_x = \nu_y = 0.40$	PL : 集中バネ要素
ブレース材 :	ヤング係数	$E = 100000 \text{ kg/cm}^2$	合板
	せん断弾性係数	$G = 55000 \text{ kg/cm}^2$	PL : 面要素

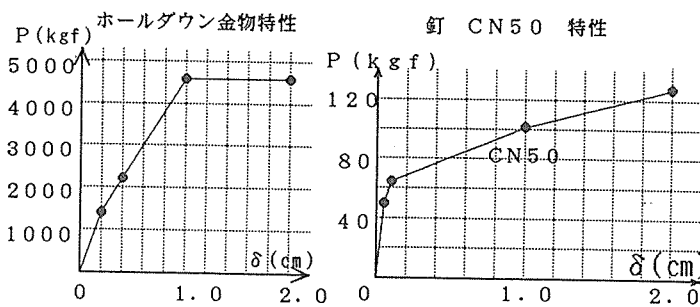
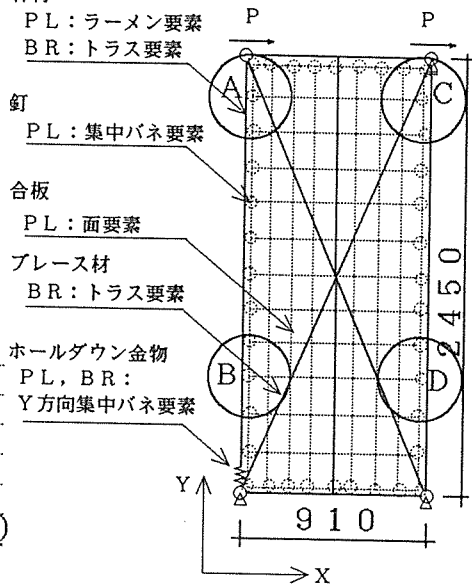


図 5. 3 解析モデル図

6. 5. 6 解析結果及び実験結果との比較

図 5. 4 に実験と解析の荷重-変位関係を、表 5. 3 に W204-100 の解析と実験の釘すべりを示す。表中の *印の数値は隣合う合板の相対すべり量で、釘のすべりはこの 1/2 となる。A、B、C、D は図 5. 3 の図中に示す。

6. 5. 7 考察

- ・**枠材の断面積の影響** : 枠材に 204 材、404 材を用いたタイプでは、軸断面積の影響はほとんどない。204/2 材については、実験において釘が枠材を突き抜けていたこともあり釘のせん断耐力が十分発揮されなかった。そのため他の供試体より耐力はかなり小さい。
- ・**釘間隔の影響** : 釘間隔 @100 を基準に @200 にすると耐力は約半分に、@50 にすると破壊性状の関係から供試体によってばらつきがあるが、約 1.5~2.0 倍の耐力とになる。
- ・**面要素解析** : 荷重-変位関係は、終局耐力までの追跡が可能である。又、釘のすべりについて、C、D 部分では実験とよく一致するが、A、B 部分では実験において釘の縁距離が足りなかった為、実験の方が大きくなる。
- ・**ブレース置換の有効性** : 荷重-変位関係について、線形域では実験、面要素解析とよく一致する。非線形域においては、実験、面要素解析と比較すると、15% 程低く評価されるが、剛性の低下する傾向はよく捕らえている。

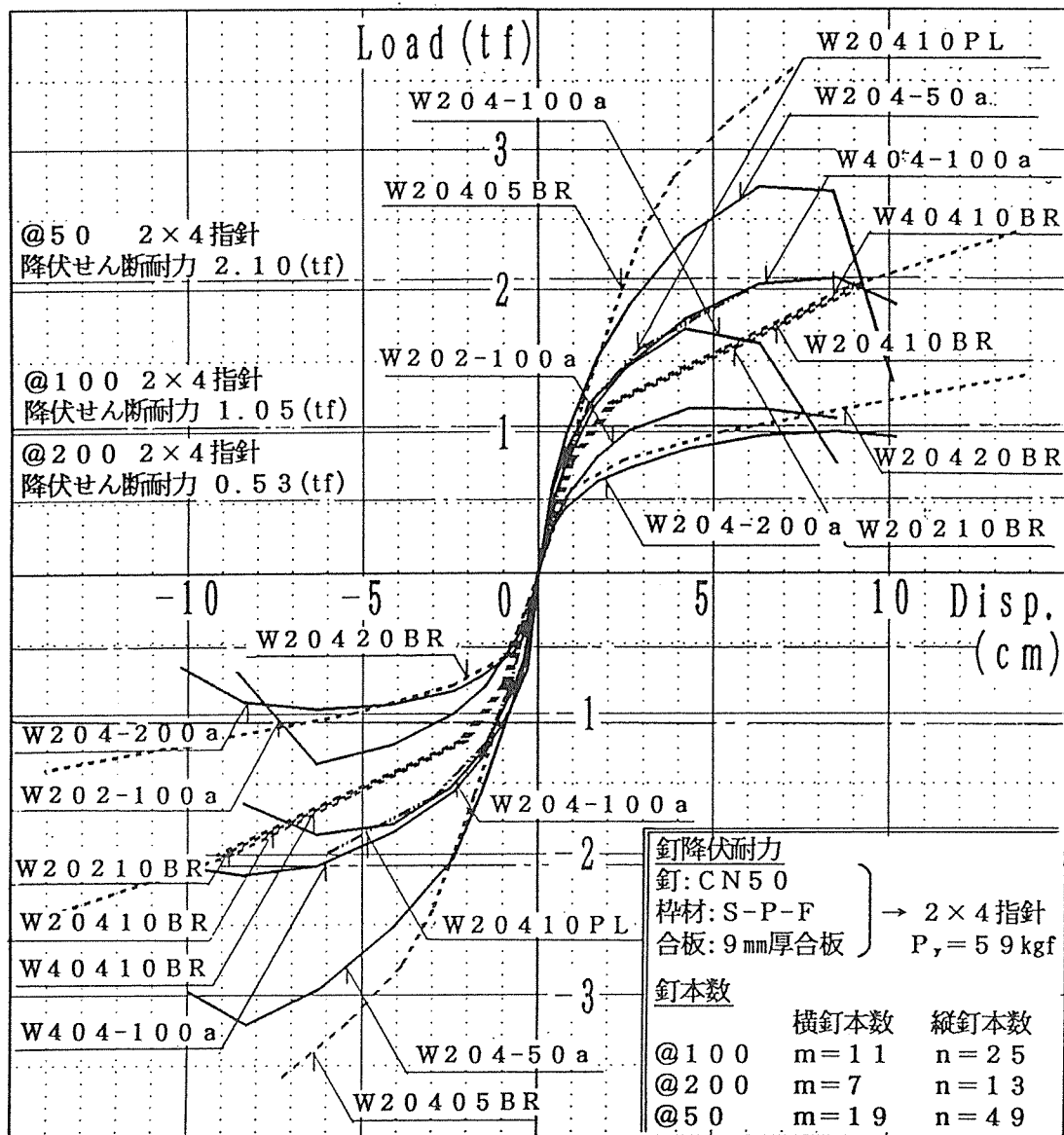


図5. 4 荷重-変位関係 (実験値と解析値)

表5. 3 W20410PL(解析)とW204-100(供試体 a 及び b の実験)の釘すべり

線形域 (荷重)	観測位置	解析 実験	釘すべり量 (mm)		非線形域 (荷重)	測位置	解析 実験	釘すべり量 (mm)	
			X方向	Y方向				X方向	Y方向
線形域 P=400kgf	A	解析	0.098	0.022	非線形域 P=1600 kgf	A	解析	0.983	0.177
		実験	0.180	0.110			実験	5.570	1.050
		実験	0.140	0.150			実験	7.140	1.990
	B	解析	0.088	0.004		B	解析	1.434	0.028
		実験	0.190	0.020			実験	5.640	1.611
		実験	0.200	0.014			実験	6.960	1.600
	C	解析	0.186	0.015		C	解析	3.560	0.123
		実験	*0.440	*0.020			実験	*7.140	*-0.26
		実験	*0.350	*0.030			実験	*7.750	*-0.42
	D	解析	0.184	0.001		D	解析	3.610	0.012
		実験	*0.420	*0.020			実験	*6.890	*0.057
		実験	*0.420	*-0.01			実験	*7.680	*0.030

2) 材端接合部を含むラーメン部材

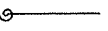
・両端回転バネ



$$\begin{Bmatrix} EA/L \\ 0 & 3(EI(K_1+K_2)+LK_1K_2)/L^3K_0 \\ 0 & 3K_2(LK_1+2EI)/2L^2K_0 & K_2(LK_1(4+\phi)+12EI)/4LK_0 \\ -EA/L & 0 & 0 & EA/L \\ 0 & -3(EI(K_1+K_2)+LK_1K_2)/L^3K_0 & -3K_2(LK_1+2EI)/2L^2K_0 & 0 & 3(EI(K_1+K_2)+LK_1K_2)/L^3K_0 \\ 0 & 3K_2(LK_1+2EI)/2L^2K_0 & K_1K_2(2-\phi)/4K_0 & 0 & -3K_2(LK_1+2EI)/2L^2K_0 & K_2(LK_1(4+\phi)+12EI)/4LK_0 \end{Bmatrix} \text{ Symmetric}$$

ここで $K_0 = LK_1K_2/4EI + K_1 + K_2 + 3EI/L + \phi(LK_1K_2/2EL + K_1 + K_2)/4$ とする

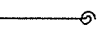
・1 節点回転バネ、2 節点固定



$$\begin{Bmatrix} EA/L \\ 0 & 12(EI+LK_1)\alpha/L^3 \\ 0 & 6K_1\alpha/L & K_1(4+\phi)\alpha \\ -EA/L & 0 & 0 & EA/L \\ 0 & -12(EI+LK_1)\alpha/L^3 & -6K_1\alpha/L & 0 & 12(EI+LK_1)\alpha/L^3 \\ 0 & 6(2EI+LK_1)\alpha/L^2 & K_1(2-\phi)\alpha & 0 & -6(2EI+LK_1)\alpha/L^2 & [LK_1(4+\phi)+3EI]\alpha/L \end{Bmatrix} \text{ Symmetric}$$

ここで $\alpha = EI / (LK_1 + 4EI + \phi/2(LK_1 + 2EI))$ とする

・1 節点固定、2 節点バネ



$$\begin{Bmatrix} EA/L \\ 0 & 12(EI+LK_2)\alpha/L^3 \\ 0 & 6(2EI+LK_2)\alpha/L^2 & 6(2EI+3LK_2)\alpha/L \\ -EA/L & 0 & 0 & EA/L \\ 0 & -12(EI+LK_2)\alpha/L^3 & -6(2EI+LK_2)\alpha/L & 0 & 12(EI+LK_2)\alpha/L^3 \\ 0 & -6K_2\alpha/L & -K_2(2+\phi)\alpha & 0 & 6K_2\alpha/L & K_2(4+\phi)\alpha \end{Bmatrix} \text{ Symmetric}$$

ここで $\alpha = EI / (LK_2 + 4EI + \phi/2(LK_2 + 2EI))$ とする

(2) 集中バネ

$$\begin{Bmatrix} K_x \\ 0 & K_y & \\ 0 & 0 & K\theta \\ -K_x & 0 & 0 & K_x \\ 0 & -K_y & 0 & 0 & K_y \\ 0 & 0 & -K\theta & 0 & 0 & K\theta \end{Bmatrix} \text{ Symmetric}$$

(3) 直交異方性面要素

・要素剛性マトリックス

$$\alpha \times \begin{Bmatrix} \begin{matrix} u_1 & v_1 & u_2 & v_2 \\ \{E_x b^2 + (1-\nu_{xy})a^2G\}/ab & \{E_y a^2 + (1-\nu_{xy})b^2G\}/3ab & \{E_x b^2 + (1-\nu_{xy})a^2G\}/ab & \{E_y a^2 + (1-\nu_{xy})b^2G\}/3ab \\ \{E_x \nu_y + (1-\nu_{xy})G\}/4 & \{E_x \nu_y - (1-\nu_{xy})G\}/4 & \{E_x \nu_y + (1-\nu_{xy})G\}/4 & \{E_x \nu_y - (1-\nu_{xy})G\}/4 \\ \{E_x b^2 - 2(1-\nu_{xy})a^2G\}/6ab & \{E_x \nu_y - (1-\nu_{xy})G\}/4 & \{-2E_y a^2 + (1-\nu_{xy})G\}/6ab & \{-E_x \nu_y + (1-\nu_{xy})G\}/4 \\ \{-E_x \nu_y + (1-\nu_{xy})G\}/4 & \{-2E_y a^2 + (1-\nu_{xy})G\}/6ab & \{E_x b^2 + (1-\nu_{xy})a^2G\}/6ab & \{E_y a^2 + (1-\nu_{xy})b^2G\}/3ab \\ \{-2E_x b^2 + (1-\nu_{xy})a^2G\}/6ab & \{-E_x \nu_y + (1-\nu_{xy})G\}/4 & \{E_x b^2 + (1-\nu_{xy})a^2G\}/6ab & \{E_x \nu_y + (1-\nu_{xy})G\}/4 \\ \{E_x \nu_y - (1-\nu_{xy})G\}/4 & \{E_y a^2 - 2(1-\nu_{xy})b^2G\}/6ab & \{E_x \nu_y + (1-\nu_{xy})G\}/4 & \{-E_y a^2 + (1-\nu_{xy})b^2G\}/6ab \\ \{E_x b^2 + (1-\nu_{xy})a^2G\}/6ab & \{-E_x \nu_y + (1-\nu_{xy})G\}/4 & \{-2E_x b^2 + (1-\nu_{xy})a^2G\}/6ab & \{E_x \nu_y - (1-\nu_{xy})G\}/4 \\ \{-E_x \nu_y + (1-\nu_{xy})G\}/4 & \{-E_y a^2 + (1-\nu_{xy})b^2G\}/6ab & \{-E_x \nu_y + (1-\nu_{xy})G\}/4 & \{E_y a^2 - 2(1-\nu_{xy})b^2G\}/6ab \end{matrix} \\ \begin{matrix} u_3 & v_3 & u_4 & v_4 \\ \{E_x b^2 + (1-\nu_{xy})a^2G\}/ab & \{E_y a^2 + (1-\nu_{xy})b^2G\}/3ab & \{E_x b^2 + (1-\nu_{xy})a^2G\}/ab & \{E_y a^2 + (1-\nu_{xy})b^2G\}/3ab \\ \{-E_x \nu_y + (1-\nu_{xy})G\}/4 & \{E_y a^2 + (1-\nu_{xy})b^2G\}/3ab & \{E_x b^2 + (1-\nu_{xy})a^2G\}/ab & \{E_y a^2 + (1-\nu_{xy})b^2G\}/3ab \\ \{E_x b^2 + (1-\nu_{xy})a^2G\}/6ab & \{-E_x \nu_y + (1-\nu_{xy})G\}/4 & \{E_x b^2 + (1-\nu_{xy})a^2G\}/ab & \{E_y a^2 + (1-\nu_{xy})b^2G\}/3ab \\ \{E_x \nu_y + (1-\nu_{xy})G\}/4 & \{-2E_y a^2 + (1-\nu_{xy})G\}/6ab & \{E_x \nu_y + (1-\nu_{xy})G\}/4 & \{E_y a^2 + (1-\nu_{xy})b^2G\}/3ab \end{matrix} \end{Bmatrix} \text{ Symmetric}$$

※以下に示す

ここで $\alpha = t / (1 - \nu_{xy})$ とする

・応力マトリックス

$$\alpha \times \begin{Bmatrix} \begin{matrix} u_1 & v_1 & u_2 & v_2 & u_3 & v_3 & u_4 & v_4 \\ E_x/a & E_x \nu_y/b & E_x/a & -E_x \nu_y/b & -E_x/a & E_x \nu_y/b & -E_x/a & -E_x \nu_y/b \\ E_y \nu_x/a & E_y/b & E_y \nu_x/a & -E_y/b & -E_y \nu_x/a & E_y/b & -E_y \nu_x/a & -E_y/b \\ (1-\nu_{xy})G/b & (1-\nu_{xy})G/a & -(1-\nu_{xy})G/b & (1-\nu_{xy})G/a & (1-\nu_{xy})G/b & -(1-\nu_{xy})G/a & -(1-\nu_{xy})G/b & -(1-\nu_{xy})G/a \end{matrix} \end{Bmatrix}$$

ここで $\alpha = 1/4(1 - \nu_{xy})$ とする

6. 7 木質架構+耐力壁構造の応力解析事例

純ラーメン:FR-1S 壁付き:FW-1S

(1) 解析対象構造

解析対象構造は、木質耐力壁を含む半剛接集成材架構とし、図7. 1にその形状と枠材-架構の接合を示す。

供試体や実験に関する詳細は、別途実験報告「9. 3 木質耐力壁を含む半剛接集成材架構静的加力実験」を参照。

(2) 構造要素のモデル化と材料定数

・集成材架構(梁、柱)

集成材はJAS1級べいまつで、曲げと軸変形を考慮した線形ラーメン要素とし、応力解析する。また材料定数については、材料試験を行った結果、以下の値を用いる。

表7. 1 集成材の材料特性

	断面寸法	材料特性
梁材	120×400	MOE=85,700(kg/cm ²)
柱材	120×300	MOR= 467(kg/cm ²)

*MOEの算定はせん断変形を無視した値。

$G=1/15 \cdot E$ としてせん断変形を考慮すると、 $E=125,000\text{Kg/cm}^2$ 、 $G=8,330\text{Kg/cm}^2$ となる。

・構造用合板

面材は、9mm厚針葉樹構造用合板で、2次元長方形平面応力要素とした。

また材料定数については、材料試験を行った結果 $G=3,700(\text{kg/cm}^2)$ を用いる。

・釘接合

面材-枠材の接合にはCN50、枠材-架構にはCN75やCN90と接着併用接合が用いられている(図7. 1B参照)。解析では、耐力低下の主因と考えられる面材-枠材の接合部のCN50釘のみを、X及びY方向の集中バネ要素として扱う。せん断荷重-すべり変位特性は、一面せん断試験4体の平均値を折れ線化して用いた(表7. 2)。

表7. 2 CN50の解析モデル

δ mm	0.38	0.5	1.0	2.0	5.0	7.5
P kg	59.5	62.8	72.7	84.2	113	134

$P_{MAX}=150\text{kg}$ $\delta_{MAX}=20.0\text{mm}$

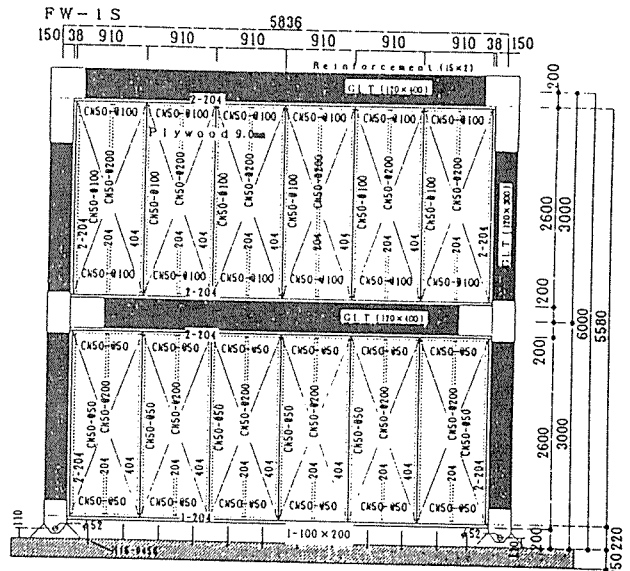


図7. 1A 構造形状(他に純ラーメンも)

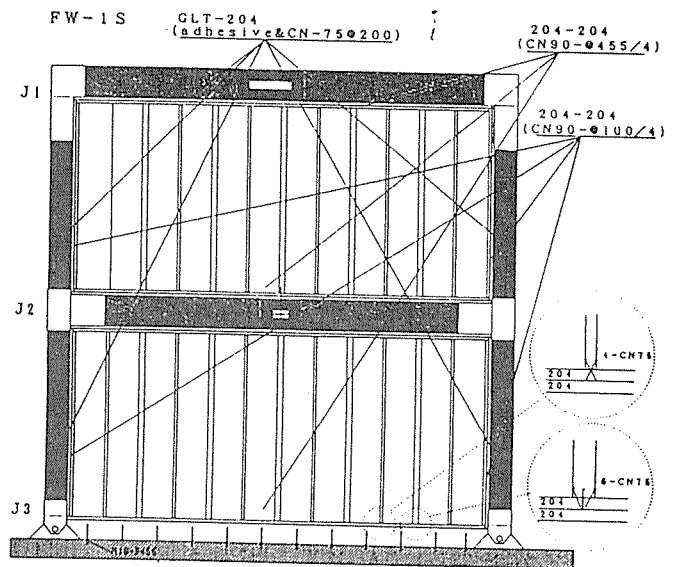


図7. 1B 枠材-架構の接合

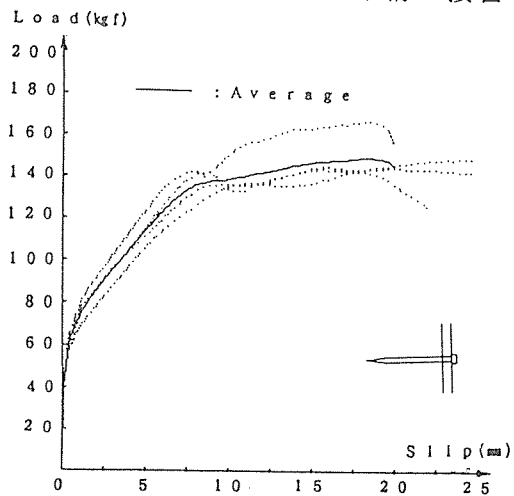


図7. 2 CN50釘のせん断特性(P-δ)

・ボルト接合

鋼板 $t=9\text{mm}$ 木材 $t=120$ 、 $\rho=0.40$ \bullet \bullet \bullet $d=10\text{mm}$ 、 $\sigma_y=3,225\text{Kg/cm}^2$

直径10mmのボルトの鋼板添板接合の非線形せん断特性は、弾性床板の梁理論により求めた。結果を図7. 3に示す。

ボルト端部の鋼板との境界条件は、回転拘束と自由を計算し、以後の計算には平均値を使用した。木材のめり込み剛性は、密度0.40として小松の提案に従って計算した。

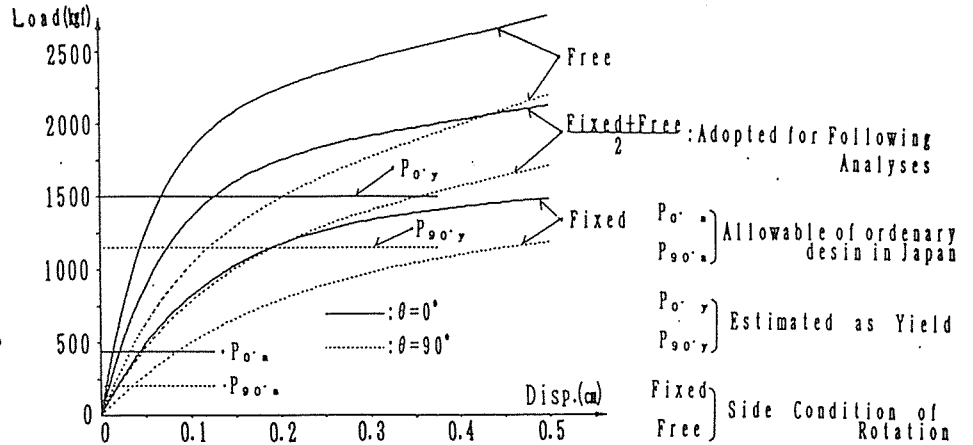


図7. 3 ボルト接合のせん断特性(弾性床上の梁理論)

・鋼板添板ボルト接合

鋼板-梁・柱部材の接合部の非線形特性は、鋼板を剛体と仮定し小松の提案による有限要素法解析を行った。曲げモーメント荷重だけの場合の結果を図7. 4に示す。

この理論を釘の破断も考慮出来るように改良し、実験と比較したものを図7. 5に示す。この結果より、有限要素法の解析と実験結果は比較的良好一致することが確認された。

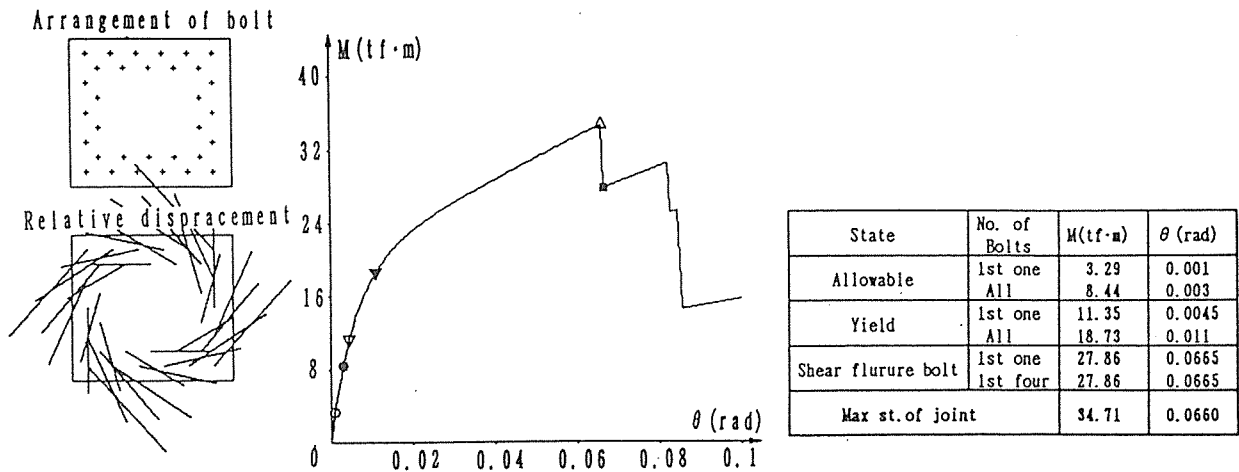


図7. 4 鋼板添板ボルト接合部曲げモーメント荷重の非線形特性(解析結果)

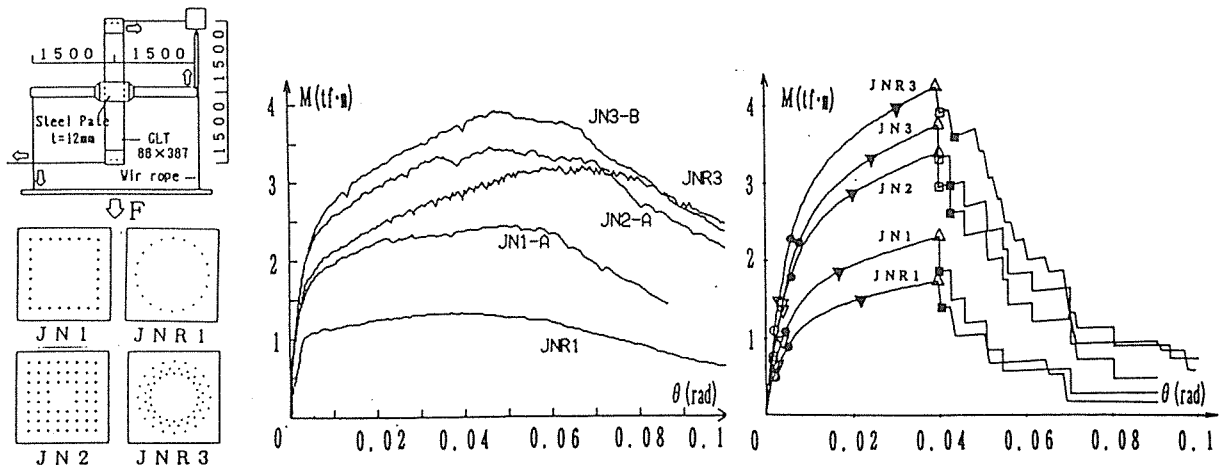


図7. 5 鋼板添板釘接合部曲げモーメント荷重の非線形特性(接合部モデルの確認)

(3) 解析モデル

解析モデルは、以下の3タイプとする。

・ Model JB

架構--柱、梁：線形ラーメン要素

接合部：弾性床板の梁理論より求めた
集中バネ要素

耐力壁-----：線形等価ブレース要素

・ Model SB

架構--柱、梁：線形ラーメン要素

接合部：鋼板添板ボルト接合部の解析
より求めた、集中バネ要素

耐力壁-----：非線形等価ブレース要素

・ Model SP

架構--柱、梁：線形ラーメン要素

接合部：鋼板添板ボルト接合部の解析
より求めた、集中バネ要素

耐力壁--面材：平面応力要素

釘：集中バネ要素

(4) 解析方法

有限要素法解析のフローチャートは、図7.10に示す。また、以下に上述の解析モデル要素の内、代表的なものを、いくつかまとめる。

・ 鋼板添板ボルト接合の剛性マトリックス

$$K_j = \begin{bmatrix} K_x & 0 & K_x & -K_x & 0 & -K_x \\ K_x & -K_x & 0 & -K_x & K_x & K_x \\ K_x & -K_x & K_x & K_x & -K_x & -K_x \\ \text{Symatric} & & K_x & 0 & K_x & K_x \\ & & & K_x & -K_x & K_x \end{bmatrix}$$

$$K_x = E K_x \quad K_y = E K_y$$

$$K_x = E K_x \cdot Y \quad K_y = E K_y \cdot X$$

$$K_x = E K_y \cdot X^2 + K_x \cdot Y^2$$

K_x = Tangential stiffness of X direction

K_y = Tangential stiffness of Y direction

X: Distance of X direction from center to each bolt

Y: Distance of Y direction from center to each bolt

・ 非線形等価ブレース置換の計算方法

面材の面内せん断剛性の計算

$$\frac{1}{K} = \frac{2h}{K_0} \left(\frac{1}{h(m-1)} + \frac{h}{L^2(n-1)} \right) + \frac{h}{G \cdot L \cdot t}$$

K: 層剛性 Kn: 釘の剛性 G: 合板のせん断弾性係数 t: 合板厚
m: 横釘本数、n: 縦釘本数

置換ブレース断面積算定

軸変形が小さい時には、せん断剛性置換は次式のようにになる。

$$A_0 = K_0 \frac{(L^2 + h^2)^{3/2}}{2L^2 \cdot E}$$

A_0 : 置換ブレースの断面積 (cm^2) h: 置換前の面材の高さ (cm)

E: 置換後の柱のヤング係数 (kg/cm^2) L: 置換前の面材の幅 (cm)

K_0 : 面材の面内せん断剛性

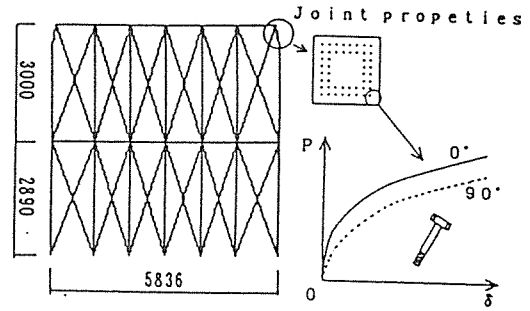


図7.7 Model JB

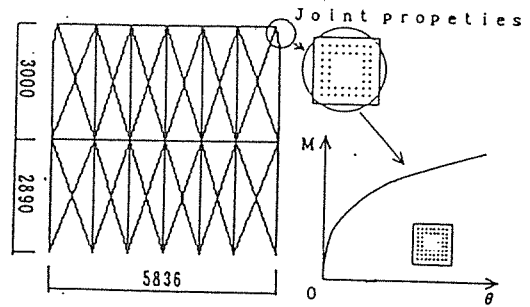


図7.8 Model SB

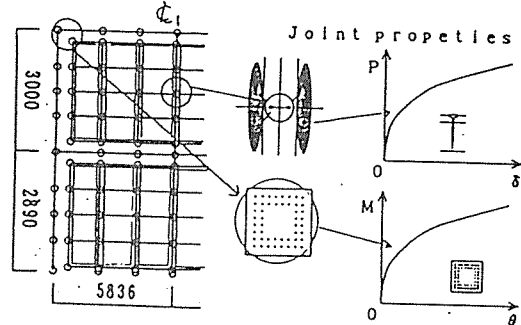


図7.9 Model SP

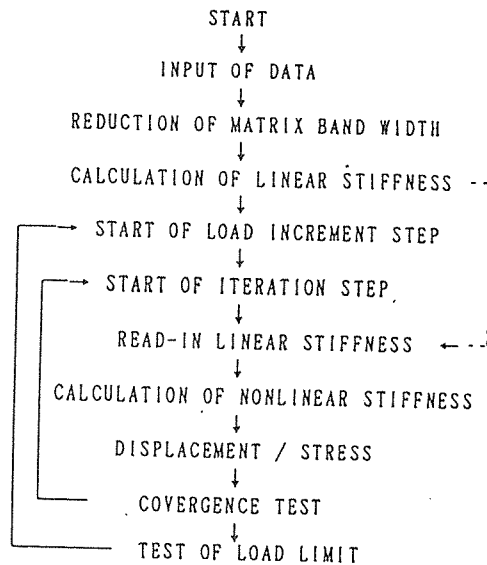


図7.10 フローチャート

(5) 解析結果

図7.11～図7.14に各モデルの解析結果（応力状況、変形状況、荷重－変位関係）を示す。図7.11と図7.12は、Model JBの解析結果であるが、図7.11においては耐力壁を含まない架構のみのモデルの解析結果である。また、図7.11～図7.13にボルト接合部の変位状況、図7.14に合板の相対すべり状況も示す。

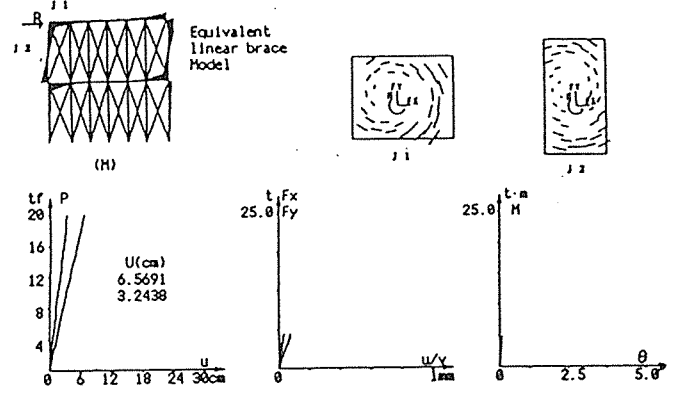
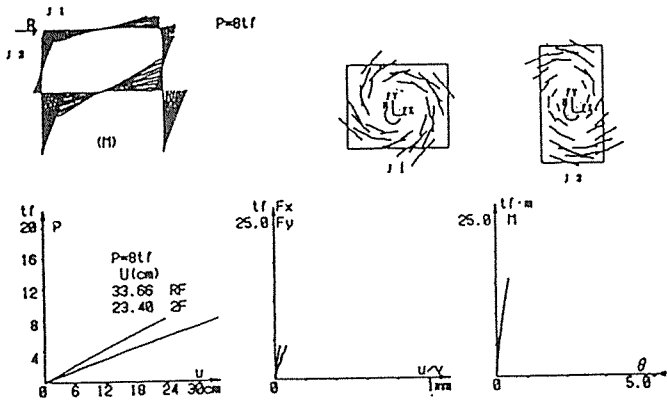


図7.11 Model JB (架構のみ)

図7.12 Model JB (耐力壁含む)

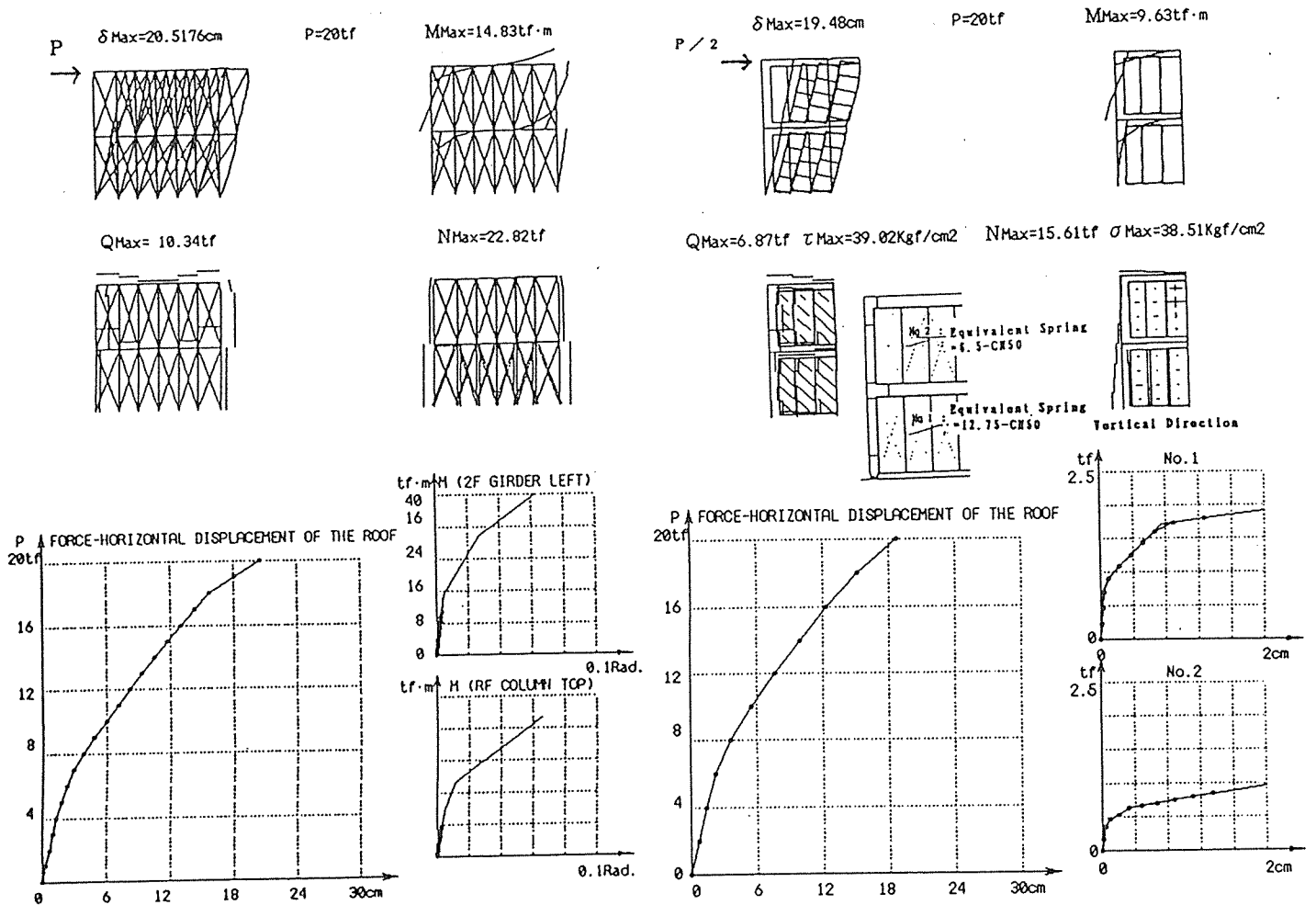


図7.13 Model SB

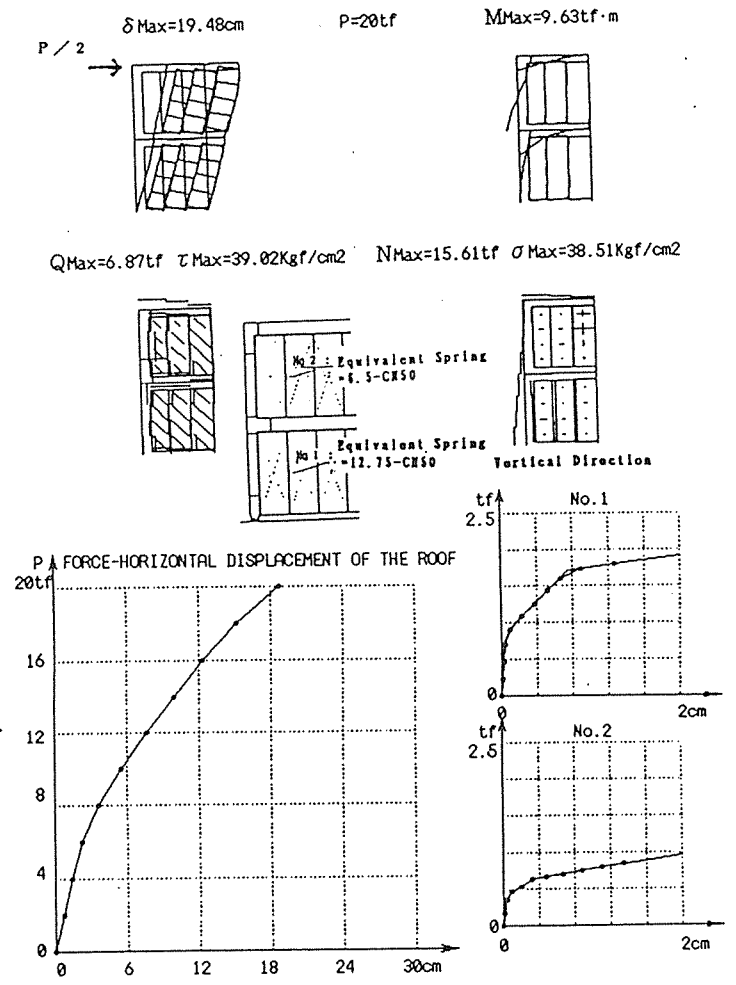


図7.12 Model SP

(6) 解析と実験の比較

・荷重-変位関係

実験と解析における、荷重-変位関係の比較を図7. 15に示す。

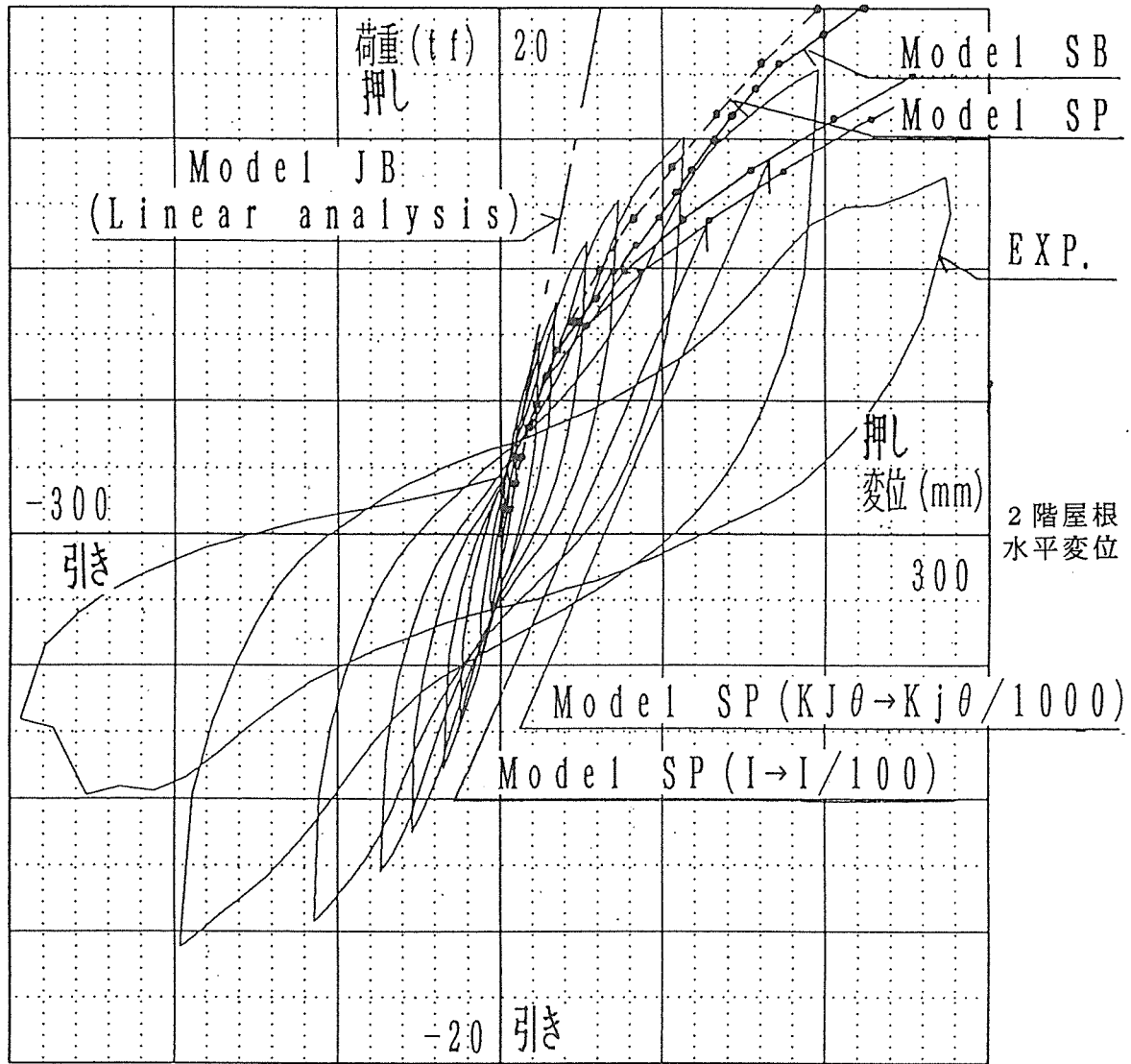


図7. 15 FW-1S 荷重-変位関係

・釘、ボルト接合部の変形

図7. 16、図7. 17に合板の相対すべりを示す。図7. 16に示した合板の相対すべりは、荷重が低い段階のものである。

水平方向の合板の相対すべり（図7. 16の D_4 ）は、鉛直方向（図7. 16の D_1 ）に比べ十分小さく、又耐力壁端部の合板の相対すべり（図7. 16の D_1 、 D_2 ）では、耐力壁中央部（図7. 16の D_3 ）と比べ十分小さい。

また、ボルト接合部の変形は、解析値、実験値共に小さい。

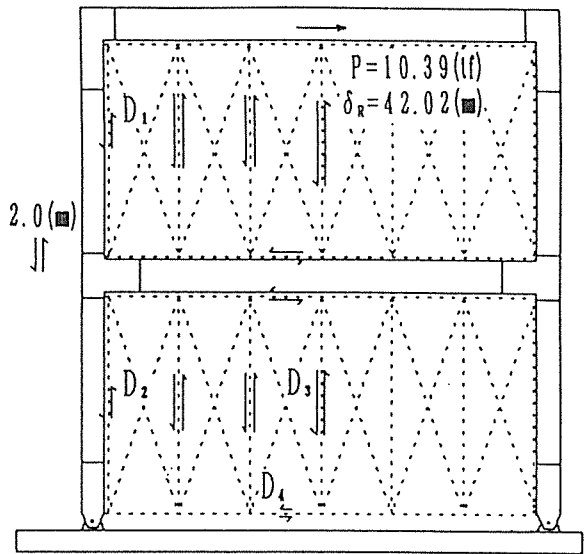
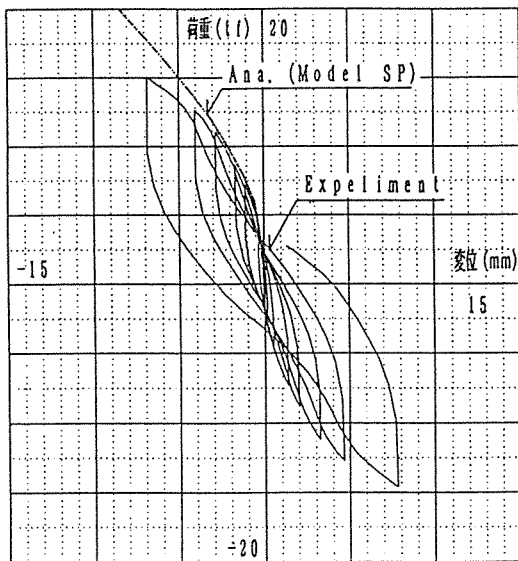
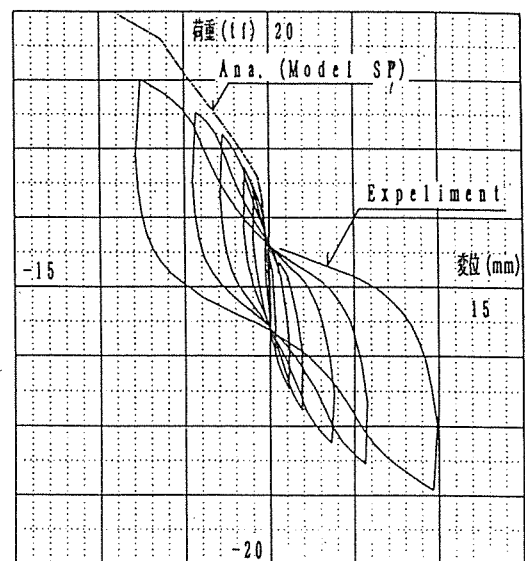


図7. 16 合板の相対すべり

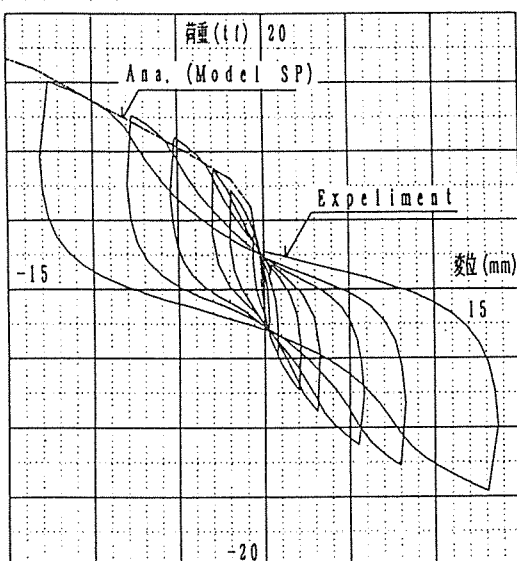
合板相対すべり(D1)



合板相対すべり(D2)



合板相対すべり(D3)



合板相対すべり(D4)

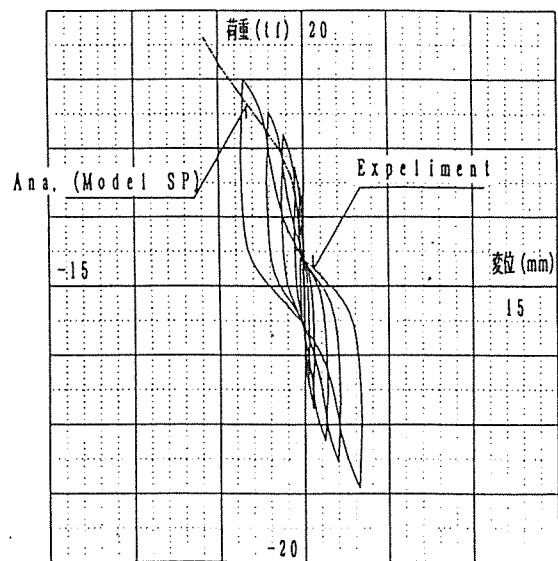


図7. 17 合板の相対すべり（荷重－変位）

・ 応力分布状況

図7. 18に集成材架構における曲げモーメントの分布を示す。一点鎖線がModel SPの解析値より求めたもので、実線は実験値より求めたものである。この結果より、解析と実験の応力分布は、極めてよく一致することが分かる。

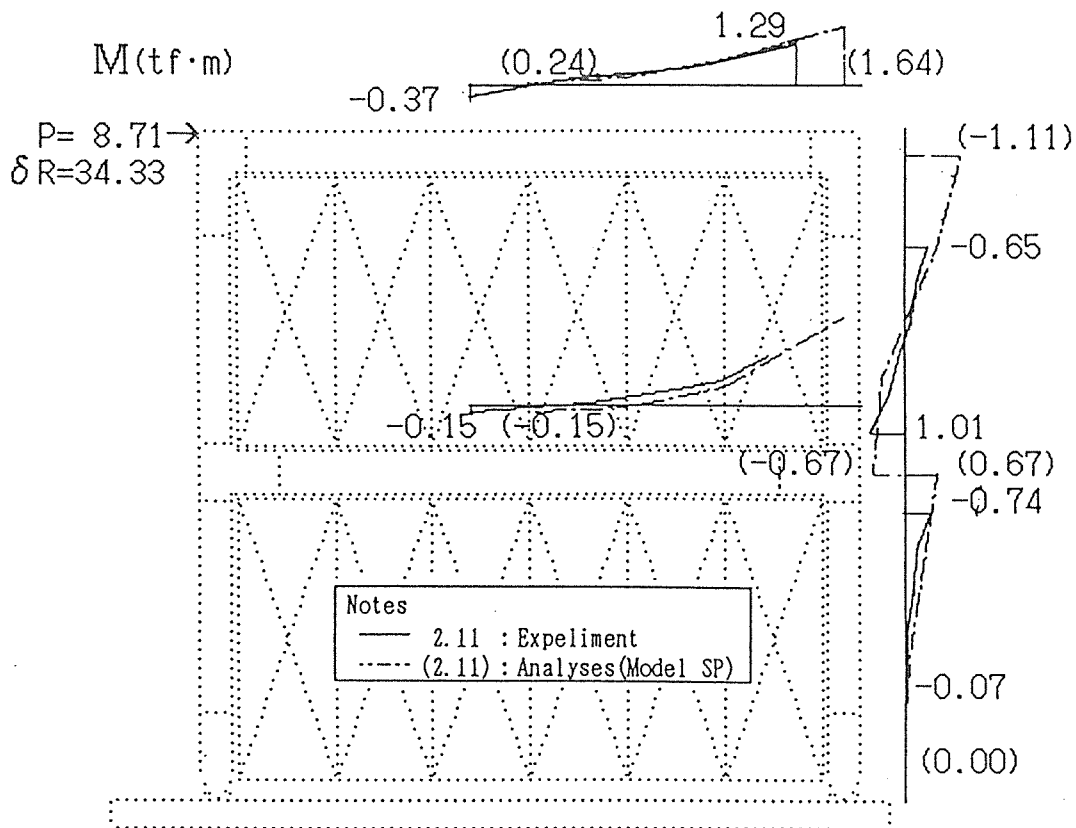


図7. 18 FW-1S 応力分布状況

(7) 考察

架構の鋼板添板半剛接合部と面材釘打ち耐力壁について、厳密解法及び簡略解法のモデル化と実際の計算方法を示した。

そして、純ラーメンと耐力壁付き架構各1体の実大実験を行い、解析結果との比較検討を行った。その結果下記の結論を得た。

- 1) 変形及び応力について、提案した解析方法は、最大耐力近傍までいづれの方法も実験と良い一致を示した。
- 2) 耐力壁の変形は殆ど釘のすべりによるものであり、ほぼ純せん断変形を示す。釘のすべりはたて枠の平面的位置に関係せずほぼ一定である。水平枠材と面材の接合部の水平すべりは、たて枠と面材の接合部の鉛直すべりより小さかった。
- 3) 架構の曲げ応力分布も解析で把握可能で、曲げ分布性状は梁の方が柱より影響を受け易い。梁はたて枠の軸剛性の影響を強く受けている。
- 4) 提案する解析方法は妥当と考えられる。
- 5) この解析方法で、架構の梁-柱接合部剛性や部材の断面二次モーメントを変えて解析した結果、架構の曲げ剛性より軸剛性が重要なのではないかと推測される。

6. 8. 1 概要

耐力壁+架構の構造は、他の構造形式では多くの事例があり、鉄筋コンクリート構造では極一般的なものとして、実務設計でも殆ど問題なく処理されている。

また鉄筋コンクリート造における、耐震壁の配置を主体とした構造計画には学ぶべきところが大きい。

しかしながら鉄筋コンクリート構造の場合は、架構の水平抵抗性能に比べ耐力壁の剛性と強度が極めて大きく、耐力壁のせん断亀裂に伴う耐力壁の体積膨張を防止すべく柱・梁の軸剛性と強度の効果、架構と一体となった耐力壁全体のせん断と曲げ破壊防止が主に架構に期待されており、架構自体の詳細な応力分布特性には比較的着目されていない。

6. 8. 2 鉄筋コンクリート付帯ラーメン耐震壁の架構応力分布

九州大学・富井研究室の研究報告から架構の応力分布等を示す。

- ・ 単一耐震壁（弾性応力解析）

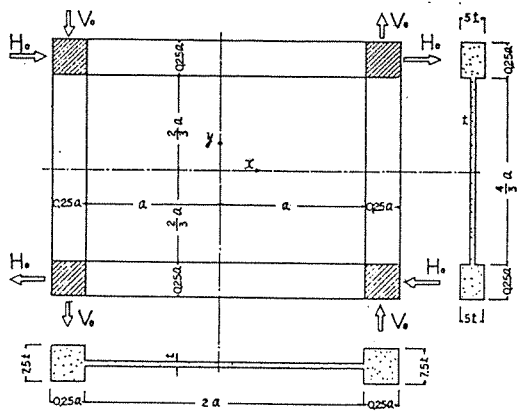


Fig. 2.5 Definitions of the example

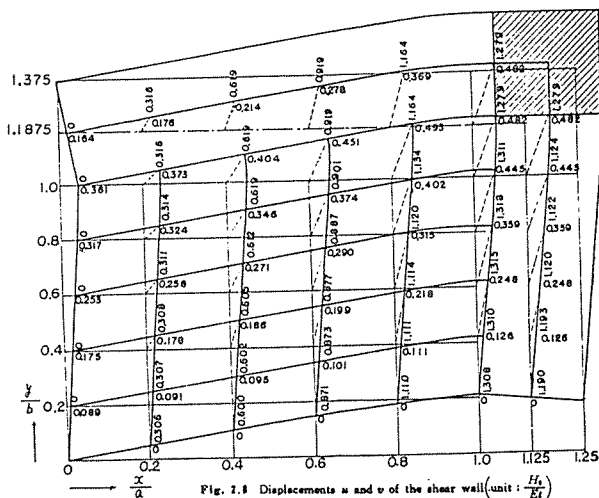


Fig. 2.8 Displacements u and v of the shear wall (unit: $\frac{H_0}{EI}$)

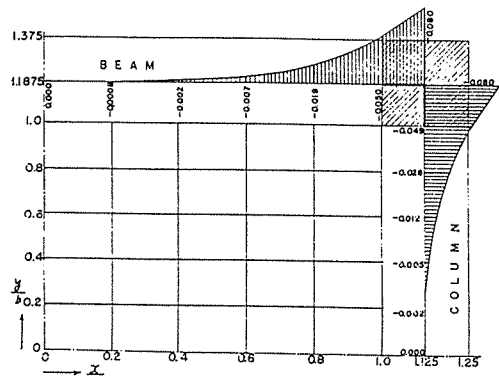


Fig. 2.11 Bending moment M in the frame (unit: $H_0 \cdot a$)

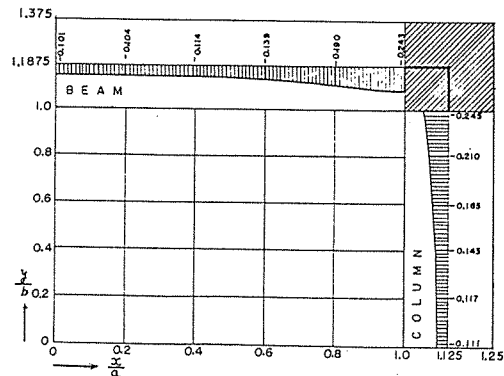


Fig. 2.12 Shearing force Q on the cross section of the frame (unit: H_0)

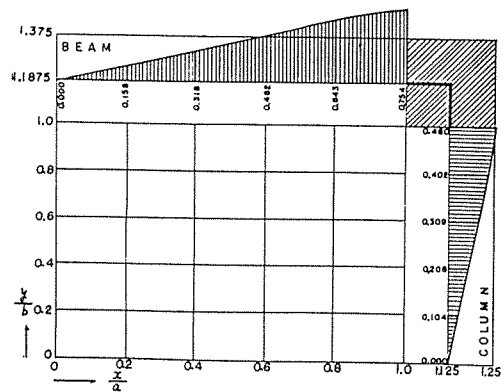


Fig. 2.13 Axial tensile force N on the cross section of the frame (unit: H_0)

・ 2 層 1 スパン (45° せん断クラック考慮、弾性応力解析)

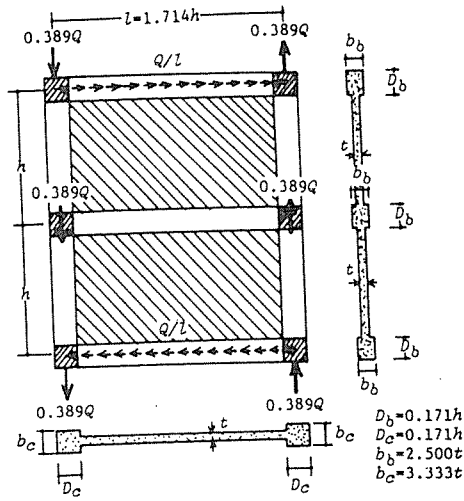


Fig. 3 The external forces and the definitions of two-story duplex shear walls

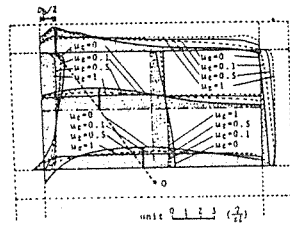


Fig. 4 Shearing stress distributions of the wall

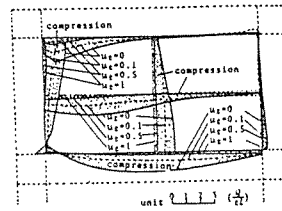


Fig. 5 Normal stress distributions of the wall

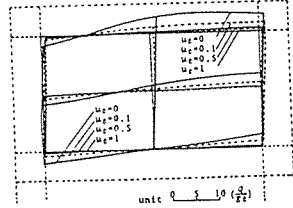


Fig. 6 Deformations of the wall

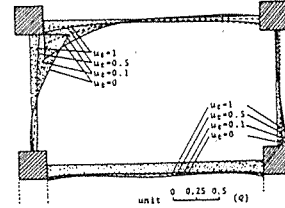


Fig. 7 Shearing force diagrams of the frame

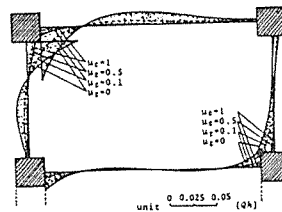


Fig. 8 Bending moment diagrams of the frame

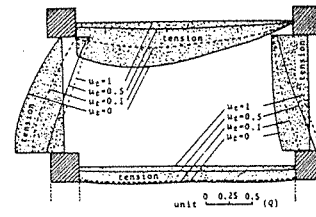


Fig. 9 Axial force diagrams of the frame

・ 1 層 2 スパン (45° せん断クラック考慮、弾性応力解析)

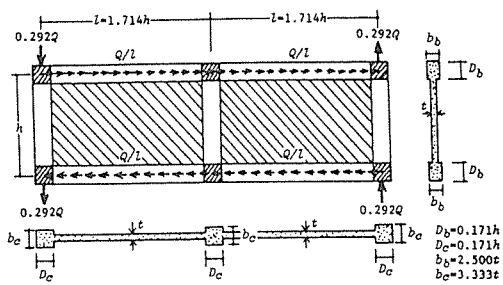


Fig. 11 The external forces and the definitions of two-bay duplex shear walls

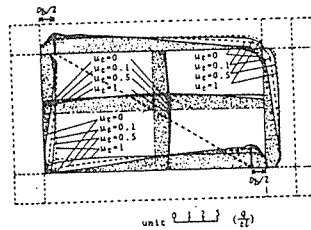


Fig. 12 Shearing stress distributions of the wall

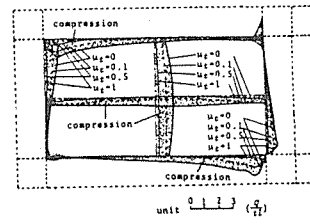


Fig. 13 Normal stress distributions of the wall

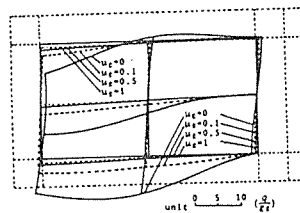


Fig. 14 Deformations of the wall

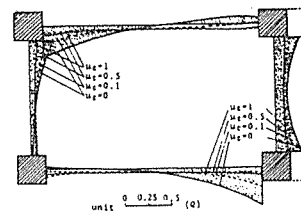


Fig. 15 Shearing force diagrams of the frame

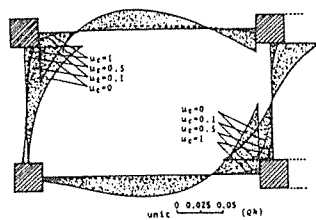


Fig. 16 Bending moment diagrams of the frame

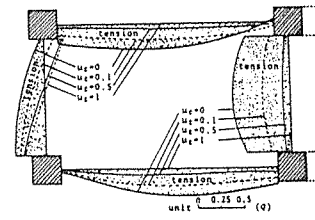


Fig. 17 Axial force diagrams of the frame

6. 8. 3 鉄筋コンクリート造と木質構造の比較・検討

どちらの構造についても、応力分布についてはまだ確たる研究成果は少ないが、大凡次のようなことがいえよう。

1) 鉄筋コンクリート構造

- ・ 架構の応力分布は複雑であり、純ラーメン架構の応力分布とはかなり異なったものとなる。
- ・ 架構の構成（スパンと階数）と考察位置により、応力分布特性は大きくことなる。
- ・ 架構の耐震壁拘束効果と耐力壁を含む架構全体のせん断と曲げ破壊防止性能が、架構に期待されている。
- ・ 耐震壁の初期剛性は極めて大きいですが、亀裂の発生により大きく低下する。実務設計では、この剛性低下後の検討を行っている。
- ・ 実務設計では、架構の曲げ応力分布には着目されていない。
- ・ 構造計画では、建物平面上釣合良く配置することが重視されている。架構と耐震コアの構造が効果的である。

2) 木質構造について

- ・ 架構の応力分布性状は比較的単純であり、純ラーメン架構の応力分布性状に近いものである。
- ・ 柱より梁の曲げ応力分布の方が、耐力壁の影響を受け易い。これは、今回の実験の枠材が鉛直方向だけ（一般にそであるが）であるからであろう。
- ・ 架構の水平剛性とせん断力負担は大きい。
- ・ 耐力壁の釘接合の設計により、耐力壁の靱性を制御可能である。
- ・ 構造全体の変形と応力分布が、簡単なブレース置換などで解析可能である。
- ・ 架構＋耐力壁の構造形式は構造的に有効で、簡単な実務レベルで設計可能である。

6. 9 まとめ

木質架構＋耐力壁の構造形式の検討、応力解析法の検討と必要な要素剛性等の提示、特に耐力壁のブレース置換法、そして実験と共に構造解析事例を示し、これらの構造の優位性と簡単に設計可能であることを示した。

今後は、開口耐力壁の問題や鋼板添板接合以外の架構の接合形式に対する検討が必要と思われる。

7. ラグスクリュー等によるめり込み防止効果の実験・解析

目 次

7. 1 釘打ちめり込み実験報告

7. 2 頭無しコーチスクリューのめり込み実験報告

7. 3 めり込み防止ボルトの強度特性

7. 1 釘打ちめり込み実験報告

(1) 実験の目的

引張ボルト型柱梁接合部は、2方向ラーメンが可能という利点をもつ反面、梁木口が柱面にめりこむことによる剛性および最大耐力の不足、柱パネルゾーンのせん断耐力不足、という2つの問題点がある。この両者に対する補強方法として、梁木口があたる柱面4方向からラグスクリューあるいはスクリュー釘を打ち込むことにより、摩擦杭と同様の効果でめりこみ圧縮耐力・剛性をUPさせ、さらにフープ筋と同様に柱パネルゾーンのせん断補強効果を狙おうと考えた。

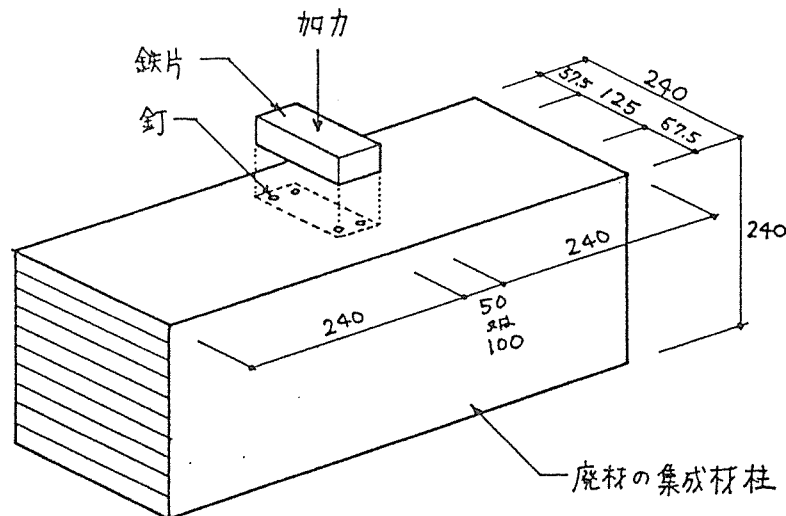
この釘打ちめりこみ実験は、スクリュー釘によってめりこみ圧縮耐力・剛性がどの程度UPするかを確かめ、パネルゾーン釘補強方式の引張ボルト型柱梁接合部の設計に必要な基礎データを取得のを目的として行った。

(2) 実験方法および試験体

下図のように、ベイマツ集成材の試験体に、釘を打ち込んだ上に鉄辺を載せて、その上から単調載荷した。変化させるパラメータは、①加圧面の大きさ、②集成材のラミナ方向、③釘の種類と本数、とした。その内容と、組み合わせの種類は、下記のとおりとした。1種類につき3体ずつ実験を行った。

試験体寸法は、材厚は240mmとし、端距離は両側とも材厚と等しくとった。縁距離は両側とも端距離の約1/6とした。

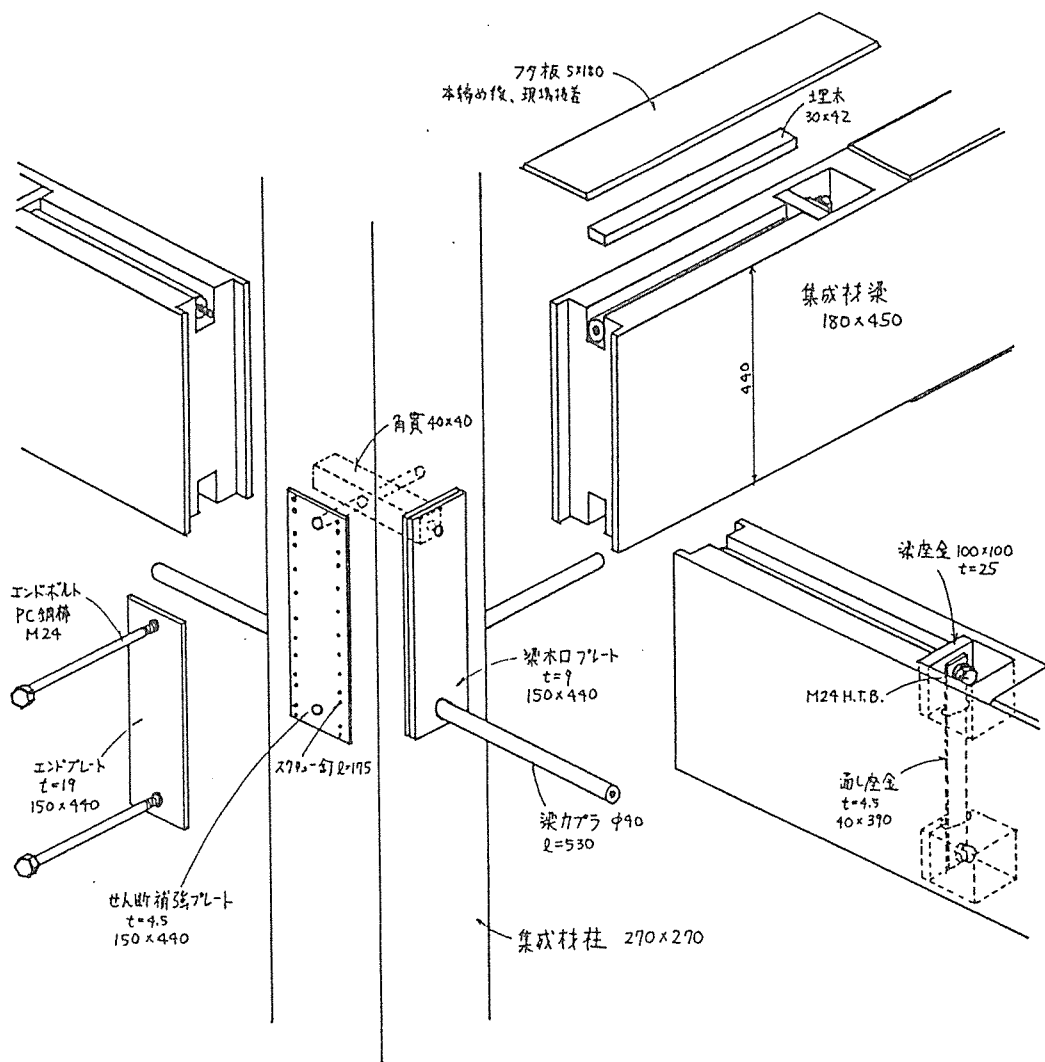
載荷は、変位20mmまたは荷重20tを越えた時点でうちきった。



試験体の種類 …以下の3者の組み合わせとした(試験体記号も下記参照。例:A2d)

加圧面の大きさ (繊維方向×繊維直交方向)	ラミナ方向	釘の種類と本数
A : 50mm×125mm	1 : 加圧面に平行	a : なし
B : 100mm×125mm	2 : 加圧面に垂直	b : スクリュー釘 (SN175) × 4本
		c : 丸釘 (N150) × 4本
		d : スクリュー釘 (SN175) × 8本
		e : 丸釘 (N150) × 8本

※加圧面Bと釘c d eとの組合せは行わなかった。



パネルゾーン釘補強方式の引張ボルト型柱梁接合部

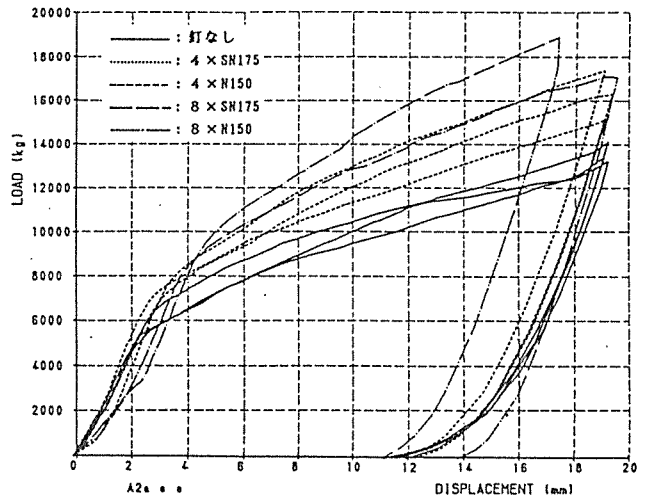
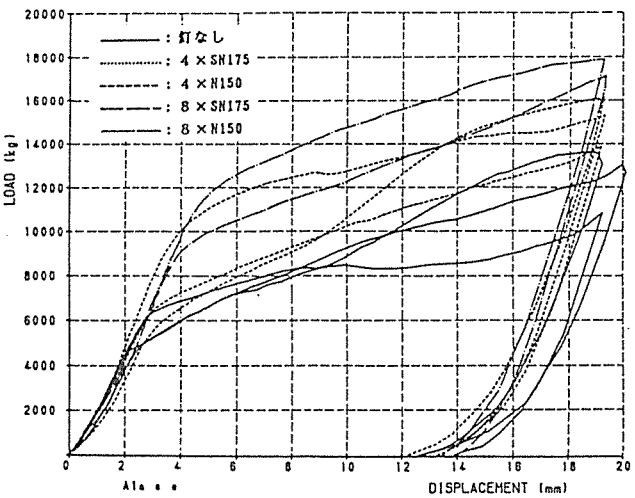
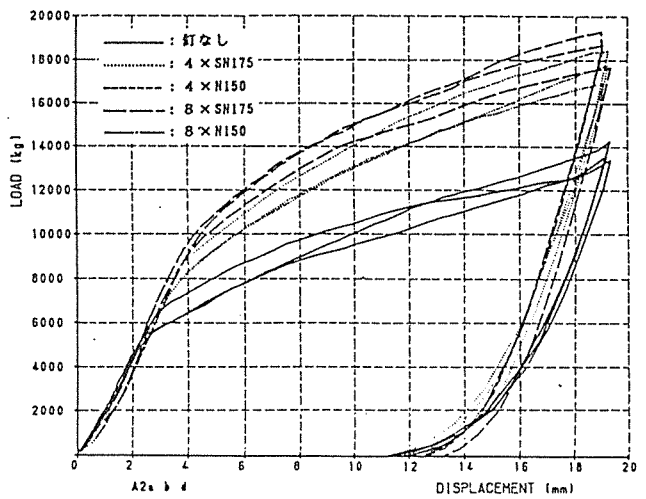
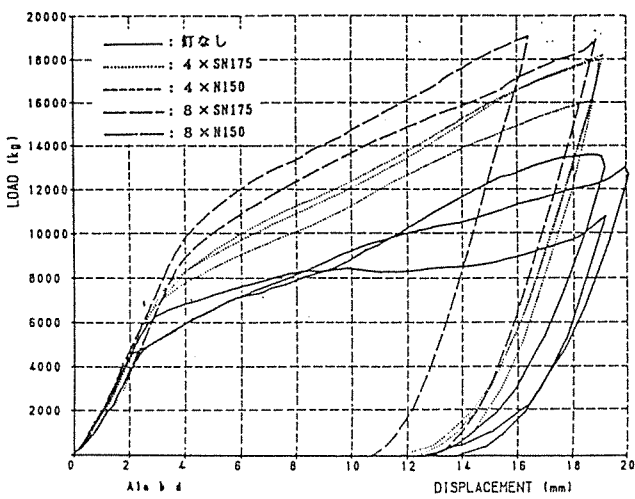
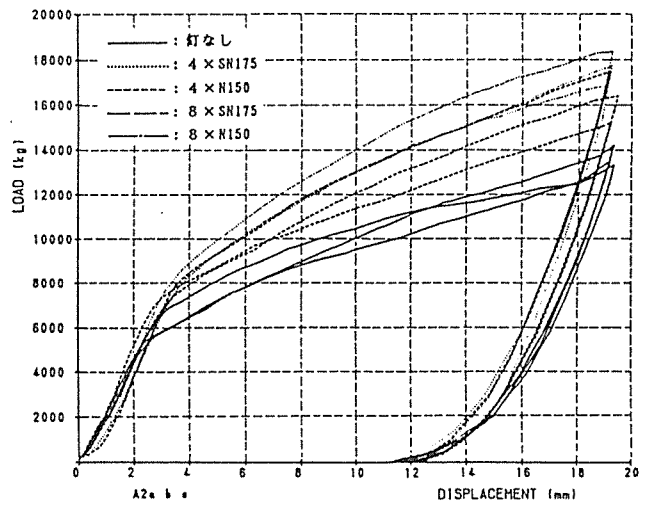
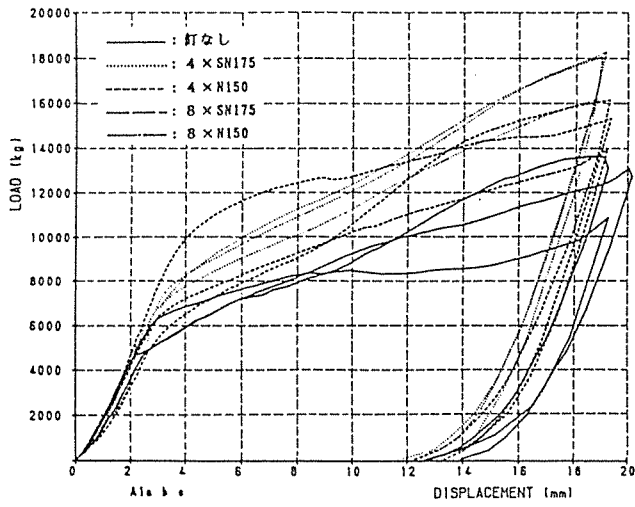
(3) 実験結果の概括

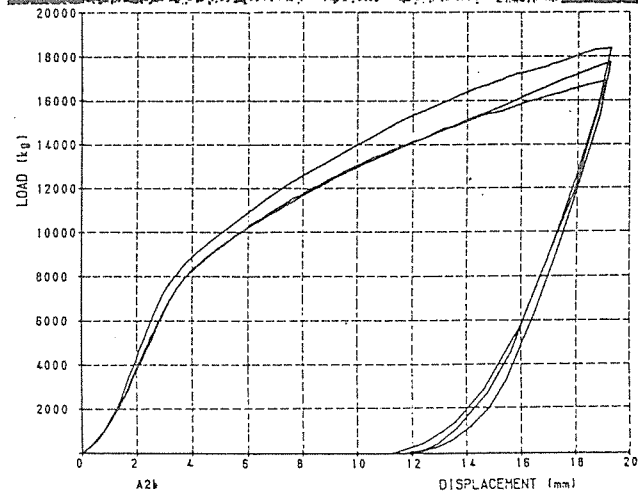
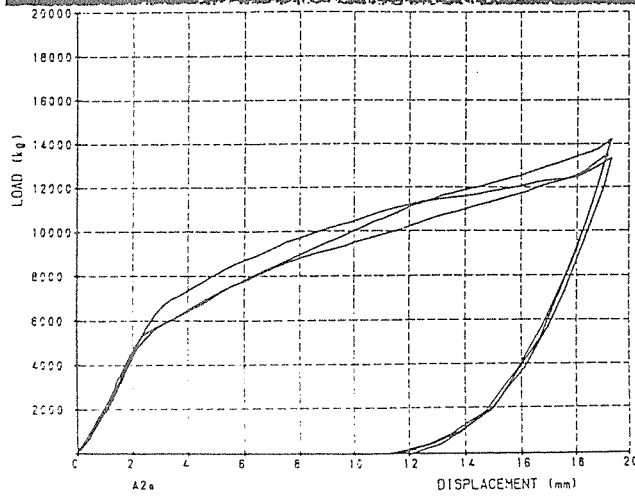
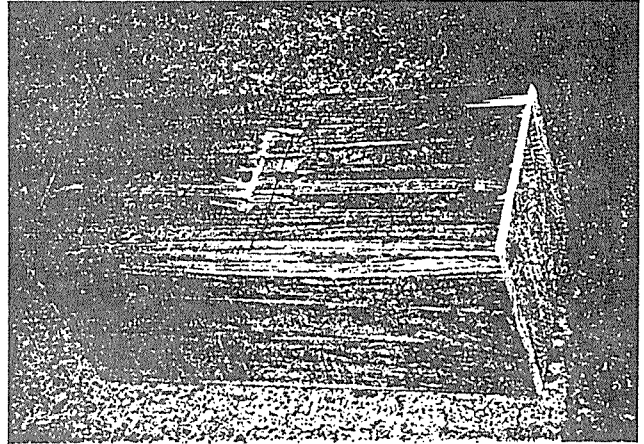
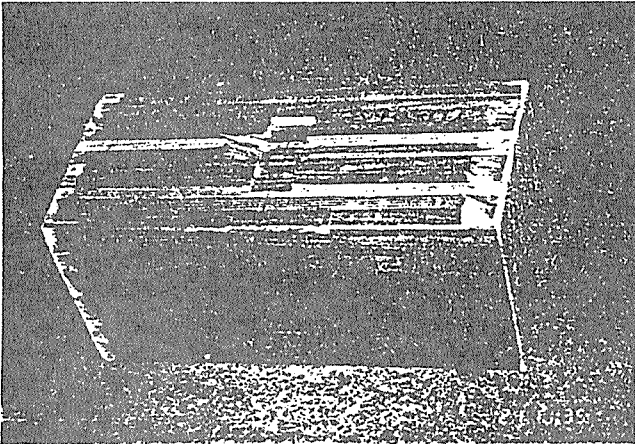
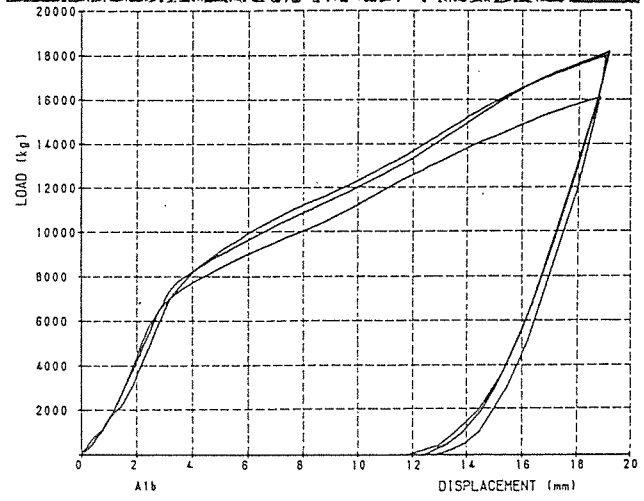
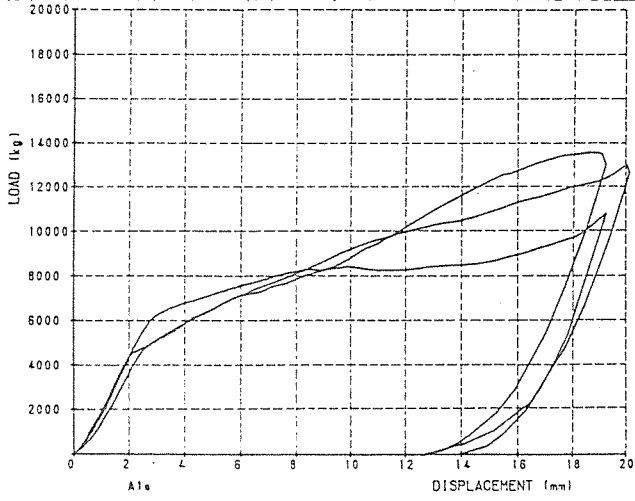
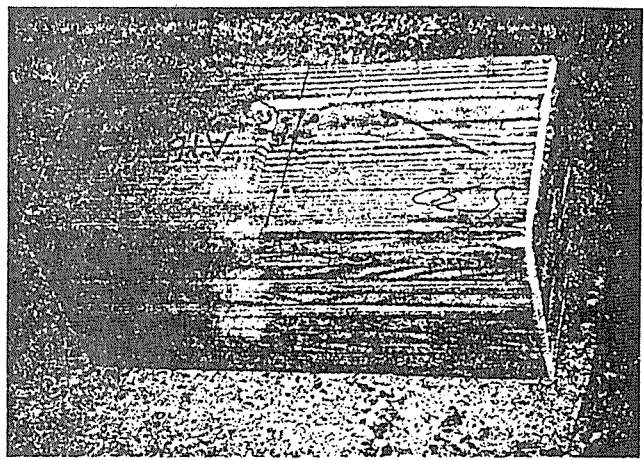
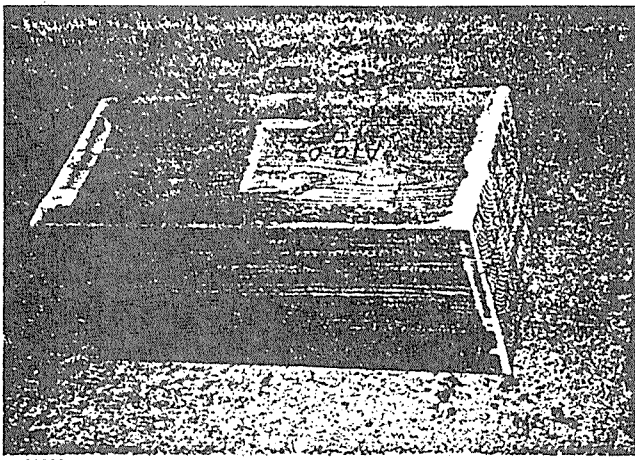
P- δ グラフからわかるとおり、弾性限界は、釘なしに比べて、3~8割増の効果がみられ、その荷重増加分の1.5~2倍ほど最大耐力もUPした。しかし、初期剛性の割増効果はあまりみられない。

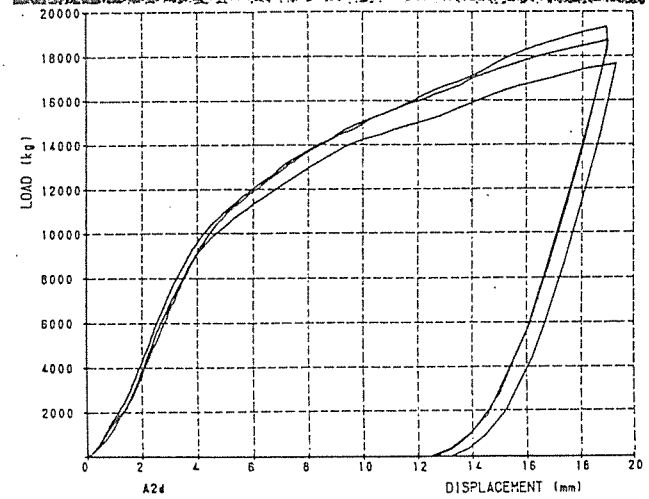
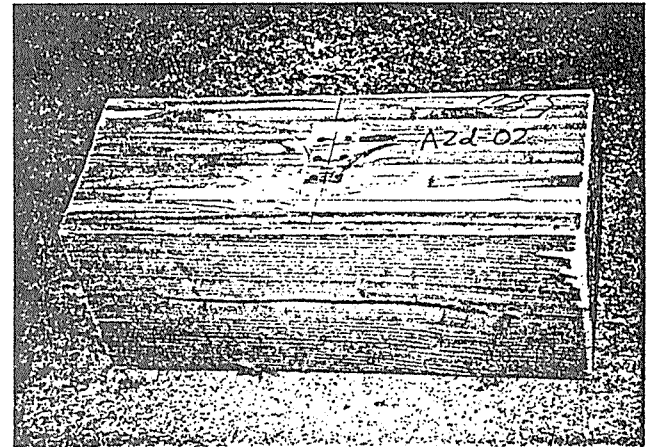
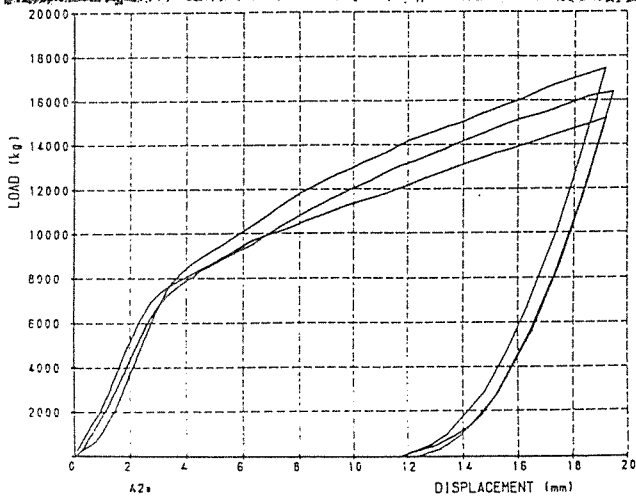
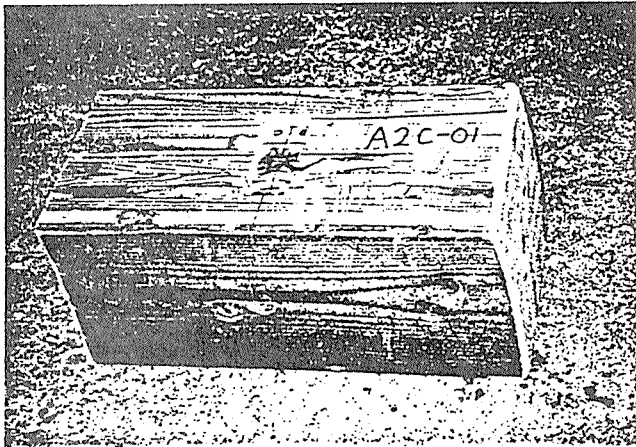
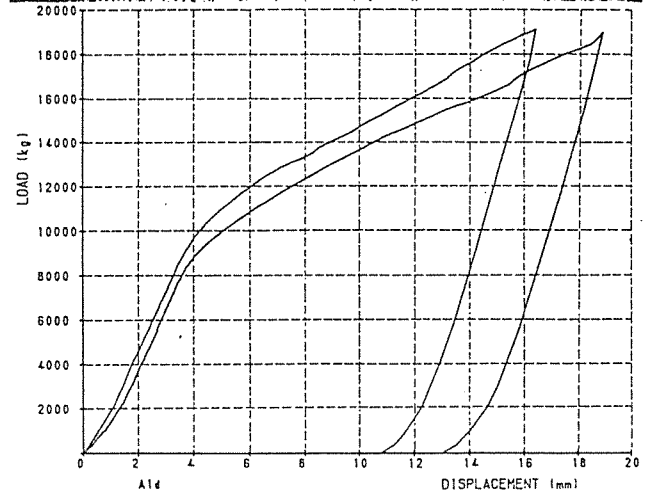
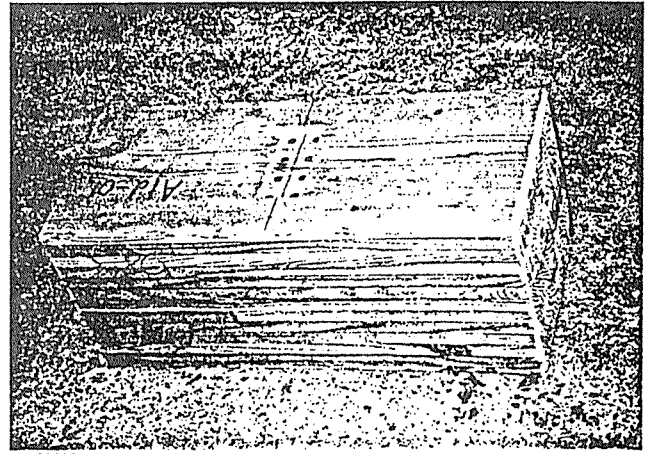
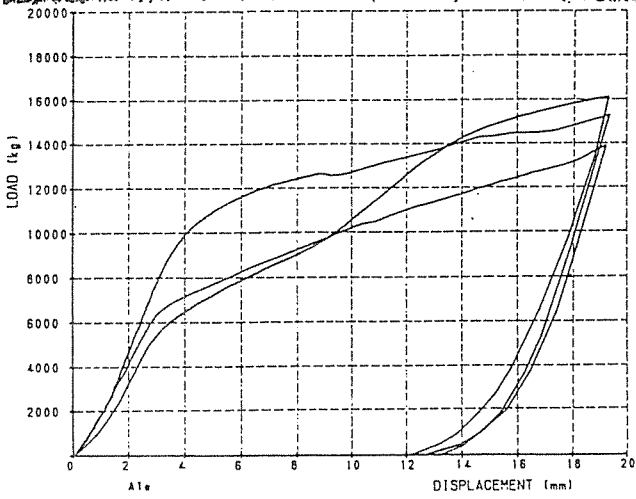
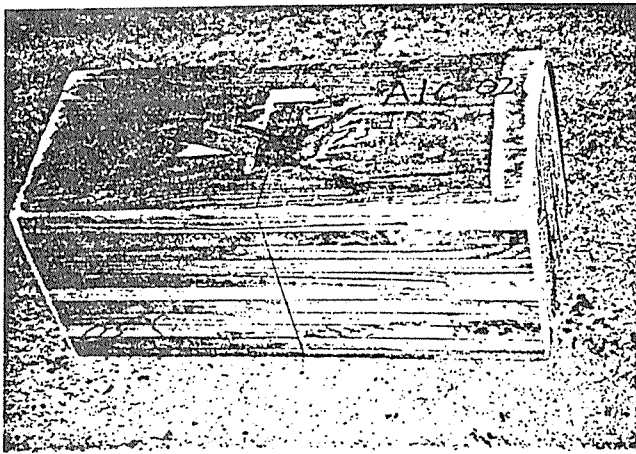
丸釘とスクリュー釘を比較した場合、弾性限界に関してはほとんど差がなく、塑性勾配に入ってからスクリュー釘のほうがやや剛性が高い。

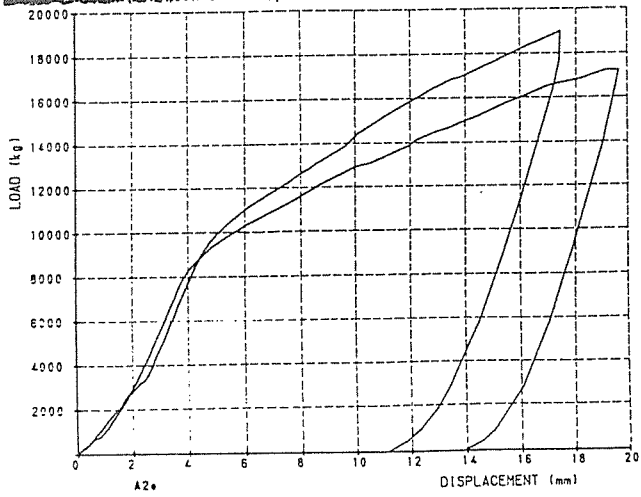
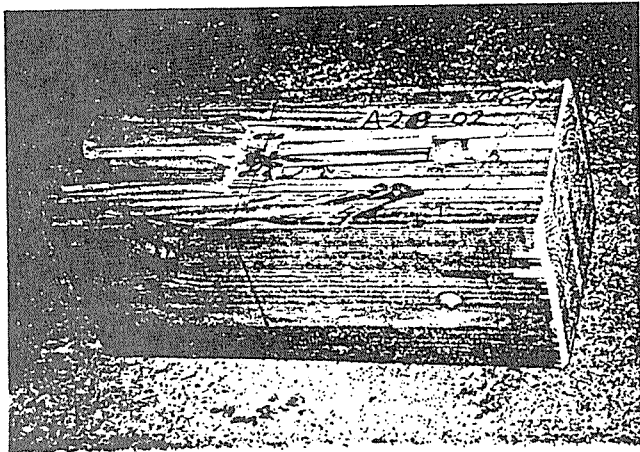
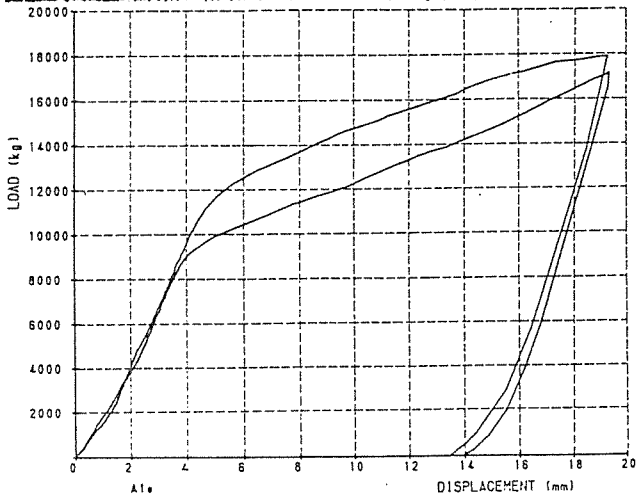
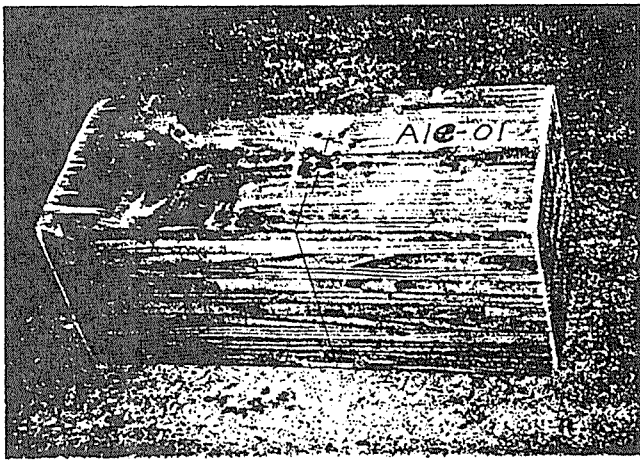
釘の本数による比較では、釘なしを基準にしたときの弾性限界UPの効果が、4本の場合には約4割、8本の場合には約7割となった。

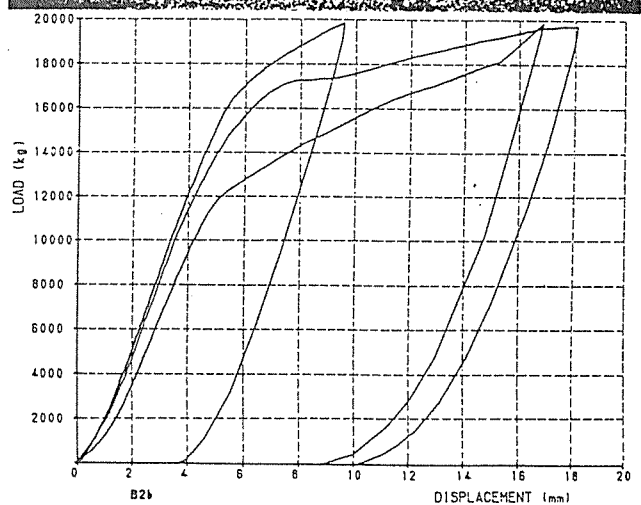
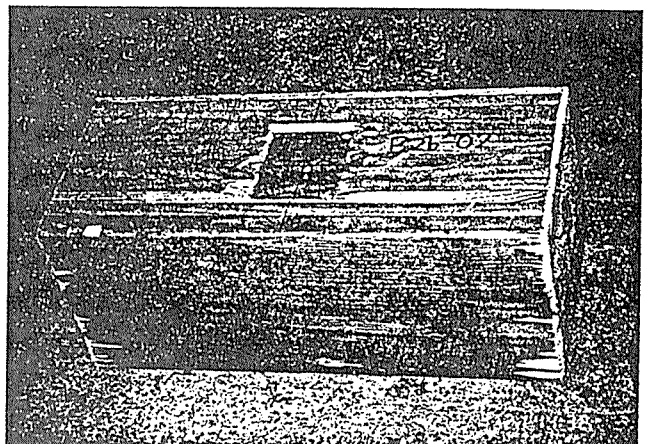
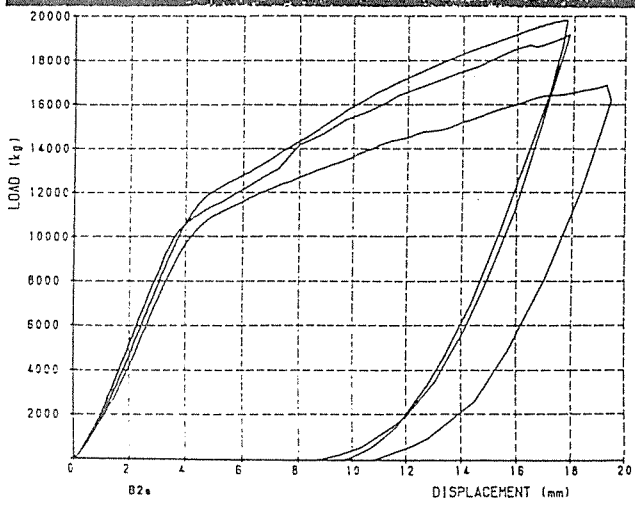
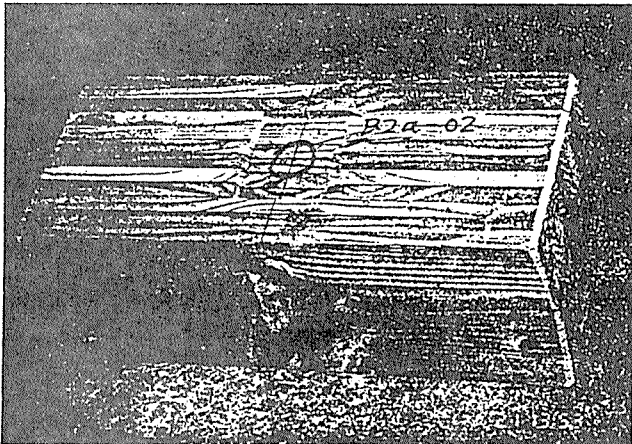
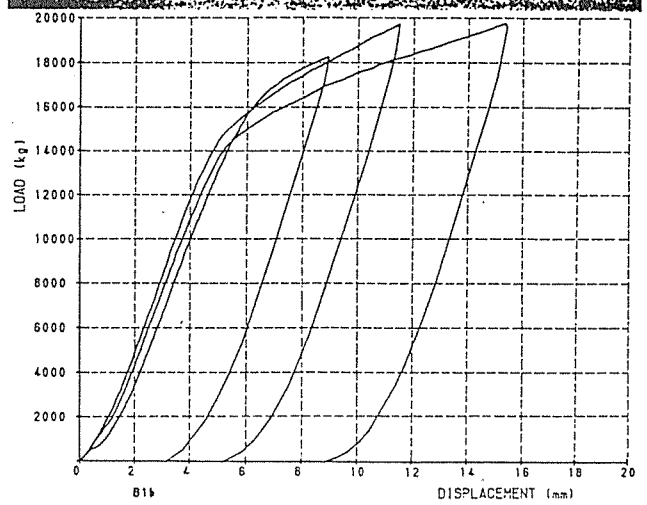
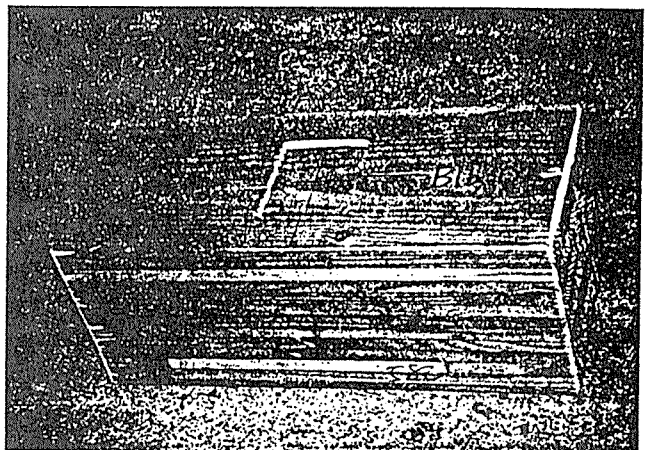
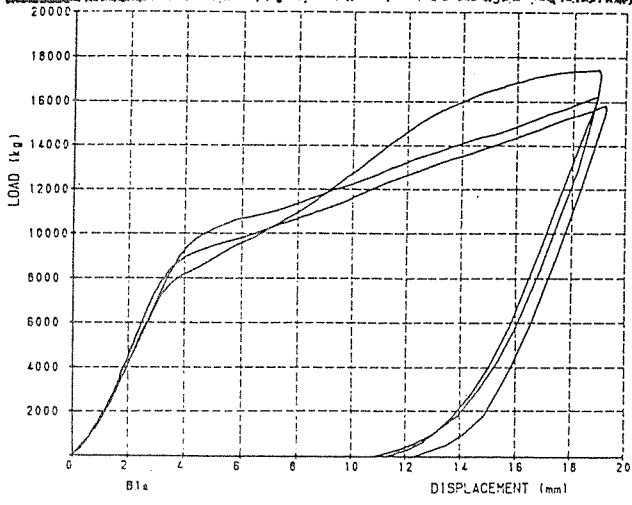
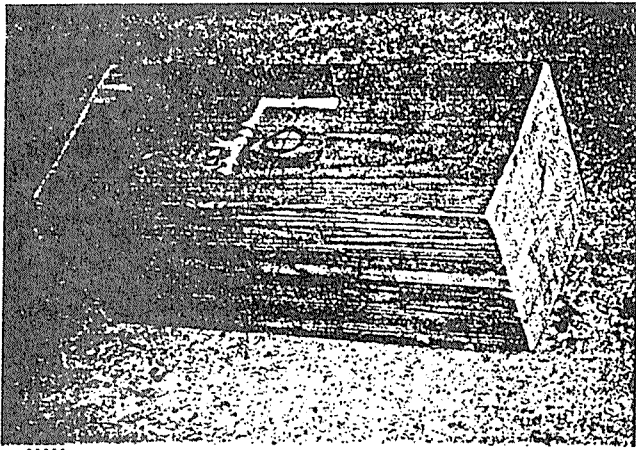
加圧面積を2倍にすると、釘なし同士の比較では、弾性限界が6~8割増になっており、みかけの弾性限界応力は加圧面積の増加に伴い減少する傾向を示す。加圧面積2倍のときのほうが、スクリュー釘4本打った場合の弾性限界荷重の増加分が大きい。釘1本あたりの弾性限界荷重の増加分は、釘の支配面積と関係があるものと推定される。











釘打ちめりこみ試験

		初期剛性 (t/cm)	弾性限界 (t)	塑性剛性 (t/cm)	弾性限界 変位(mm)	σ_y (kg/cm ²)	ϵ_y	E1 (kg/cm ²)	E2 (kg/cm ²)
A1a	1	23.52	4.55	5.38	1.93	72.80	0.0081	9031.68	2065.92
	2	23.82	6.35	3.64	2.67	101.60	0.0111	9146.88	1397.76
	3	21.02	4.90	5.69	2.33	78.42	0.0097	8071.68	2184.96
		22.79	5.27	4.90	2.31	84.27	0.0096	8750.08	1882.88
A1b	1	25.69	7.07	5.71	2.75	113.18	0.0115	9864.96	2192.64
	2	23.92	7.99	6.46	3.34	127.90	0.0139	9185.28	2480.64
	3	22.89	8.36	6.98	3.65	133.82	0.0152	8789.76	2680.32
		24.17	7.81	6.38	3.23	124.97	0.0135	9280.00	2451.20
A1c	1	19.36	6.15	6.11	3.18	98.35	0.0132	7434.24	2346.24
	2	27.43	10.01	5.43	3.65	160.22	0.0152	10533.12	2085.12
	3	22.89	6.53	5.24	2.85	104.51	0.0119	8789.76	2012.16
		23.23	7.56	5.59	3.26	121.03	0.0136	8919.04	2147.84
A1d	1	25.77	9.84	8.44	3.82	157.41	0.0159	9895.68	3240.96
	2	24.70	9.20	7.88	3.72	147.14	0.0155	9484.80	3025.92
		24.57	8.87	7.30	3.61	141.86	0.0150	9433.17	2804.91
A1e	1	23.36	9.61	4.90	4.11	153.71	0.0171	8970.24	1881.60
	2	25.84	11.71	5.75	4.53	187.34	0.0189	9922.56	2208.00
		24.59	10.06	5.98	4.09	160.97	0.0170	9441.99	2298.17
A2a	1	23.65	5.45	6.19	2.31	87.25	0.0096	9081.60	2376.96
	2	23.11	5.43	6.44	2.35	86.85	0.0098	8874.24	2472.96
	3	23.37	6.70	6.02	2.87	107.25	0.0120	8974.08	2311.68
		23.38	5.86	6.22	2.51	93.78	0.0104	8976.64	2387.20
A2b	1	23.60	8.38	7.77	3.55	134.11	0.0148	9062.40	2983.68
	2	23.77	8.07	8.52	3.40	129.18	0.0142	9127.68	3271.68
	3	27.15	8.45	9.16	3.11	135.20	0.0130	10425.60	3517.44
		24.84	8.30	8.48	3.34	132.83	0.0139	9538.56	3257.60
A2c	1	26.59	8.33	8.30	3.13	133.30	0.0131	10210.56	3187.20
	2	26.61	7.26	6.12	2.73	116.10	0.0114	10218.24	2350.08
	3	24.39	7.21	7.10	2.96	115.36	0.0123	9365.76	2726.40
		25.86	7.60	7.17	2.94	121.58	0.0122	9931.52	2754.56
A2d	1	25.04	9.61	8.38	3.84	153.81	0.0160	9615.36	3217.92
	2	24.27	10.61	9.07	4.37	169.78	0.0182	9319.68	3482.88
	3	26.13	10.03	9.18	3.84	160.54	0.0160	10033.92	3525.12
		25.15	10.09	8.88	4.01	161.38	0.0167	9656.32	3408.64
A2e	1	20.48	10.90	8.38	5.32	174.38	0.0222	7864.32	3217.92
	2	22.30	9.46	6.53	4.24	151.38	0.0177	8563.20	2507.52
		22.64	10.15	7.93	4.48	162.38	0.0187	8694.61	3044.69
B1a	1	25.21	9.71	3.70	3.85	77.66	0.0160	4840.32	710.40
	2	26.72	7.62	6.86	2.85	60.98	0.0119	5130.24	1317.12
	3	27.94	8.41	4.22	3.01	67.27	0.0125	5364.48	810.24
		26.62	8.58	4.93	3.22	68.63	0.0134	5111.68	945.92
B1b	1	29.37	14.51	6.88	4.94	116.04	0.0206	5639.04	1320.96
	2	28.92	16.52	7.77	5.71	132.12	0.0238	5552.64	1491.84
	3	31.88	14.70	8.89	4.61	117.58	0.0192	6120.96	1706.88
		30.06	15.24	7.85	5.07	121.91	0.0211	5770.88	1506.56
B2a	1	30.11	10.37	8.03	3.44	82.94	0.0143	5781.12	1541.76
	2	28.27	11.71	7.40	4.14	93.70	0.0173	5427.84	1420.80
	3	25.95	10.65	5.64	4.10	85.17	0.0171	4982.40	1082.88
		28.11	10.91	7.02	3.88	87.27	0.0162	5397.12	1348.48
B2b	1	32.35	16.24	9.46	5.02	129.90	0.0209	6211.20	1816.32
	2	29.63	14.59	8.40	4.92	116.73	0.0205	5688.96	1612.80
	3	26.41	12.13	7.70	4.59	97.06	0.0191	5070.72	1478.40
		29.46	14.32	8.52	4.86	114.56	0.0203	5656.96	1635.84

7. 2 頭無しコーチスクリーのめり込み実験報告

(1) 実験の目的

めり込み防止のために用いるコーチスクリーは、頭部を柱面と面一にするための加工に手間がかかる。そこで、ボルト頭の無いズン胴形のタッピンネジに六角穴をあけた下図のような頭無しコーチスクリーを考案した。この頭無しコーチスクリーを柱面に打ち込んだとき、めり込み圧縮剛性や弾性限界荷重がどのくらいアップするか、普通のコーチスクリーに比べて遜色無いかどうかを確認する。

(2) 実験日時

1993年6月24日 パネ協中央試験場にて実施

(3) 実験方法

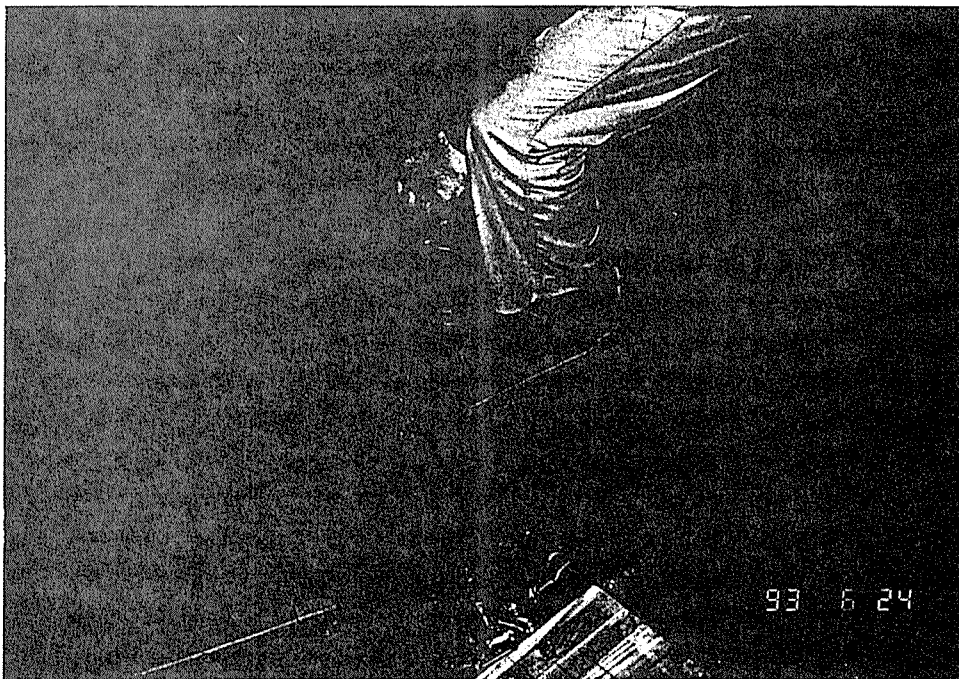
ベイマツ集成材の残材から頭部を数mm突出させた試験体の上部に鉄片をのせ、上から加力した。

(4) 試験体

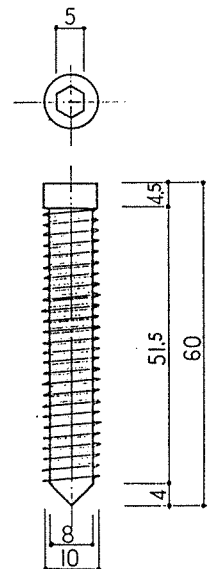
ベイマツ集成材 (L×W×H=300×240×240) にコーチスクリーを頭部5mmほど突出させた状態に打ち込んだもので、次ページに示す9種類の配置について、それぞれ集成材の積層面 (A) と板目面 (B) に打ち込んだ場合の両方を実験した。なお、配置1と2については、市販のコーチスクリー-M9首下65を用いたもの (試験体記号の頭にKをつけた) も実験した。

(5) 実験結果

試験体の写真とP- δ グラフ (実線が積層面側のAで、破線は板目面側のB) を次々ページ以降に示す。

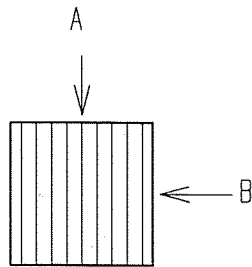
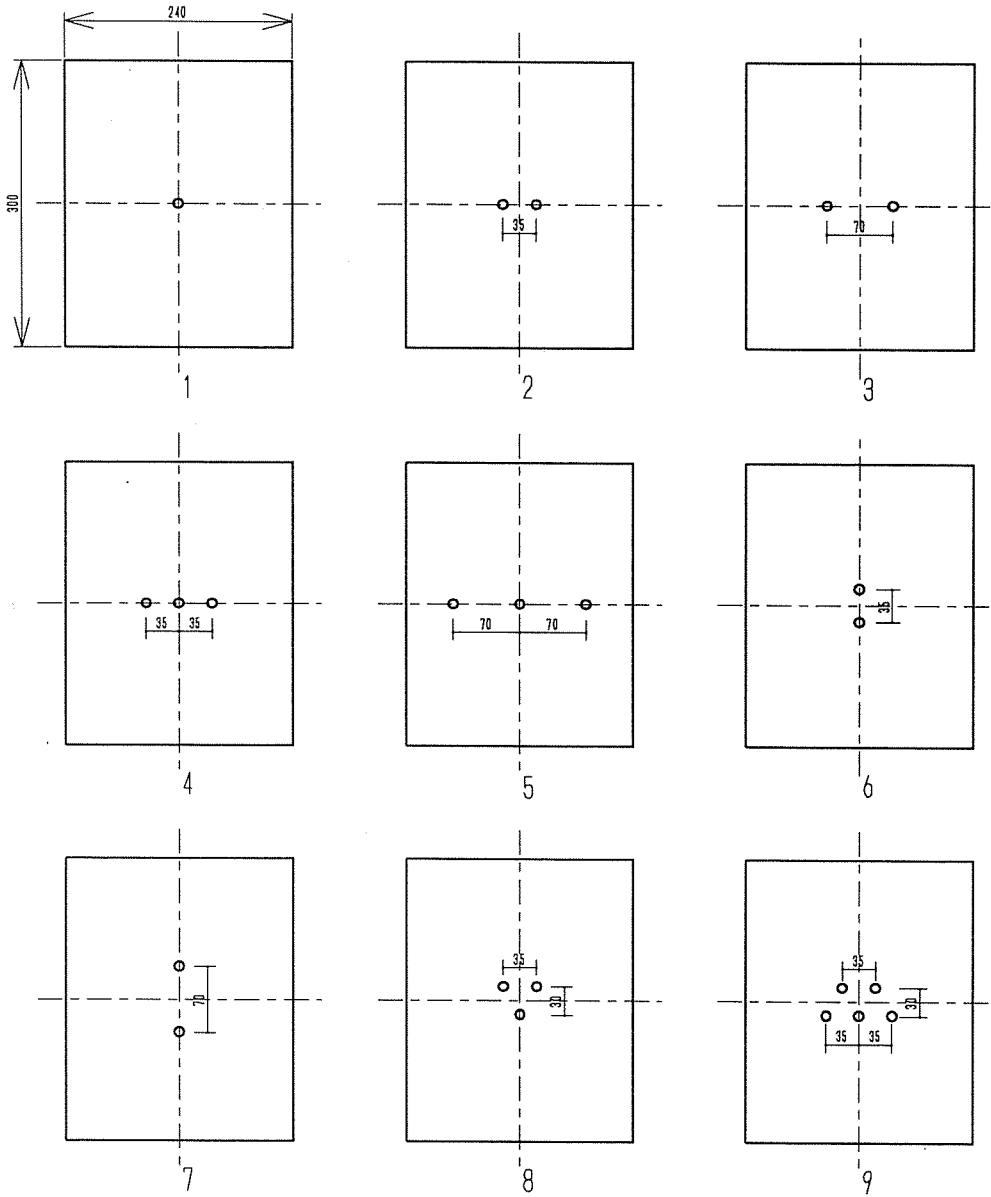


頭無しコーチスクリーの打ち込み作業



頭無しコーチスクリー詳細図

コーチスクリーアの配置の種類 : 下記の9種類とする



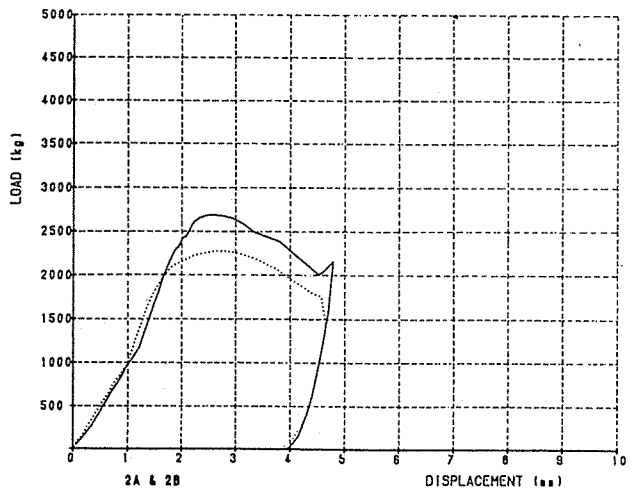
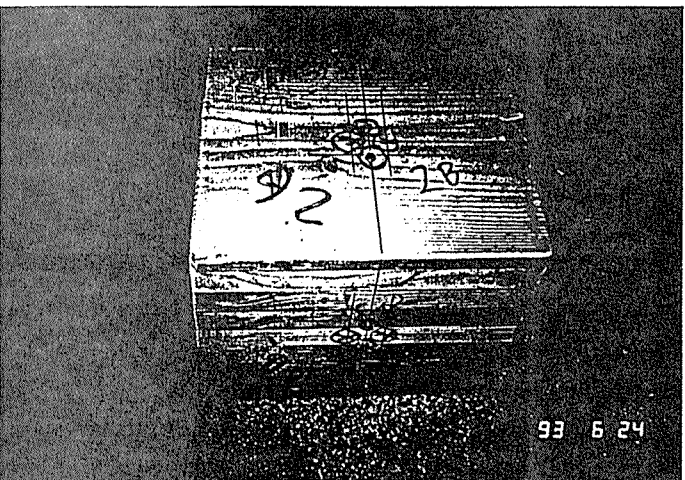
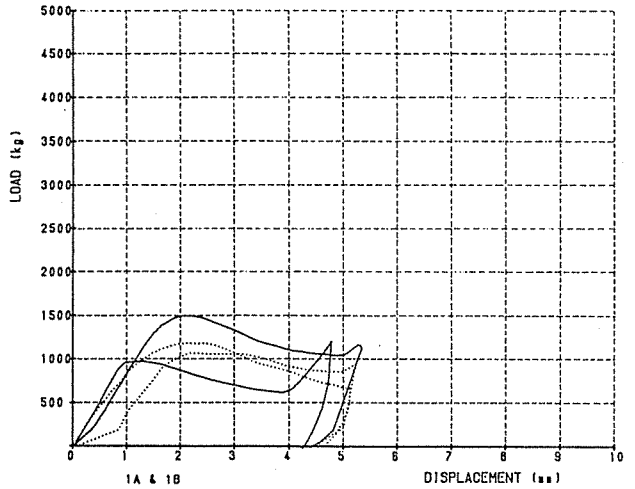
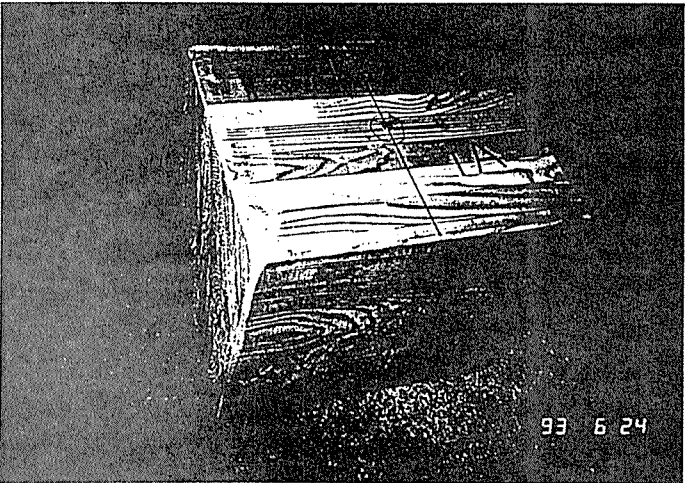
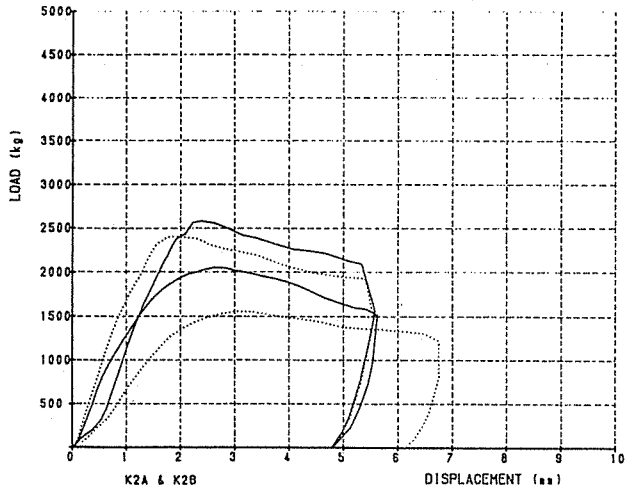
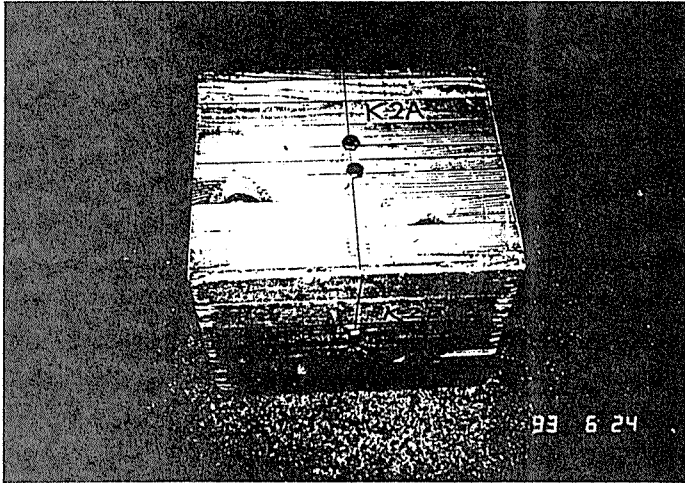
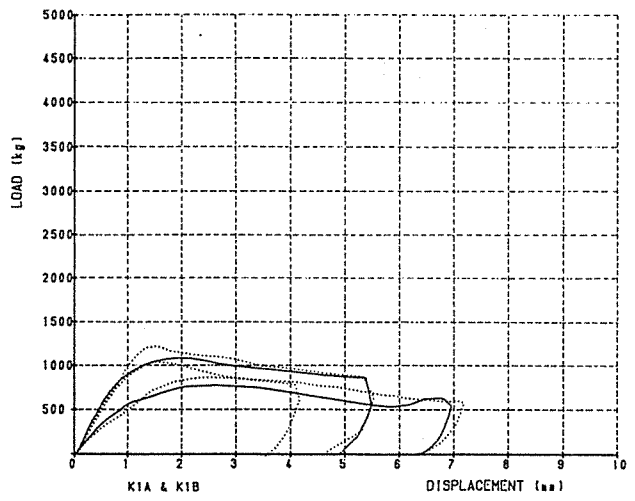
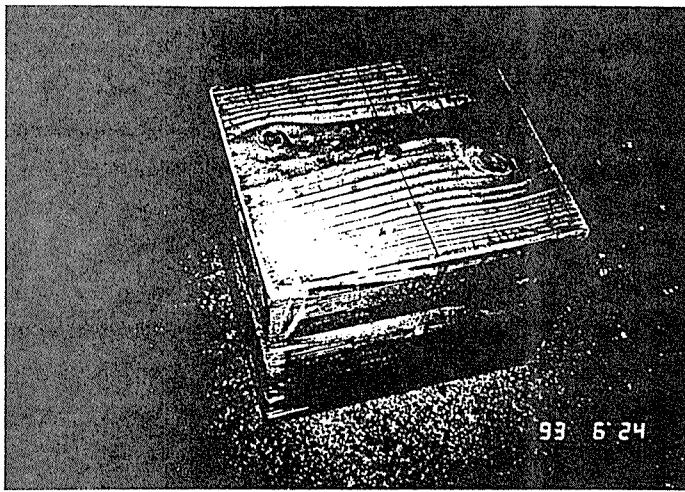
集成材断面

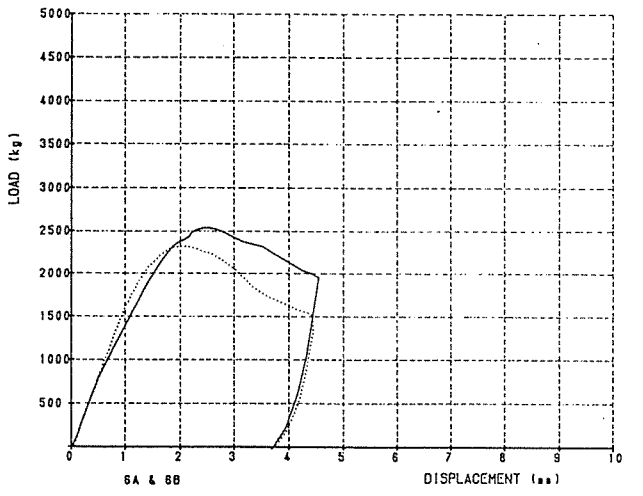
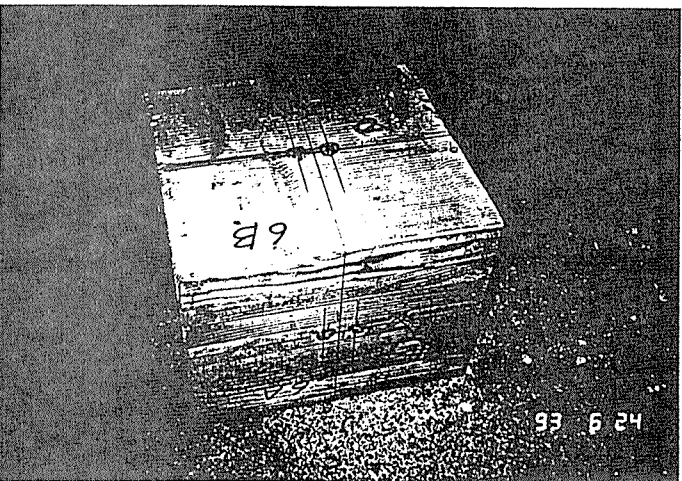
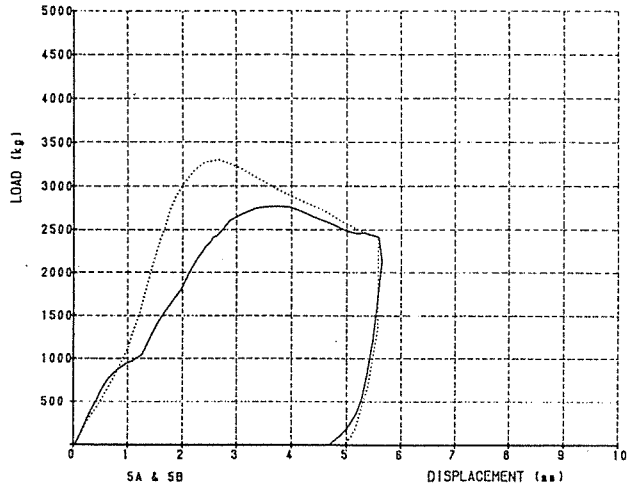
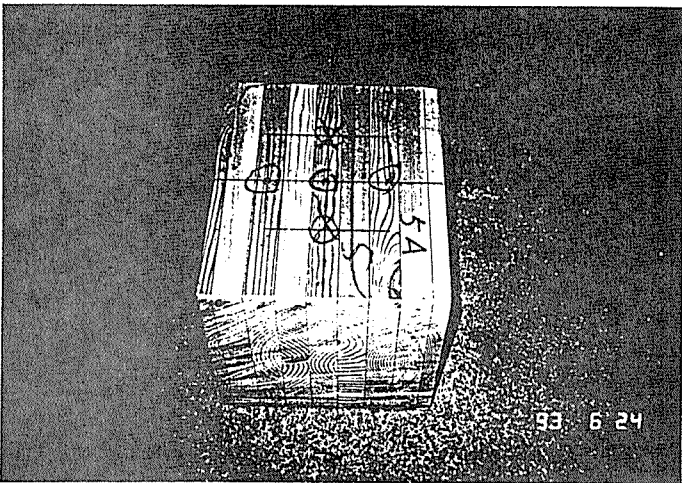
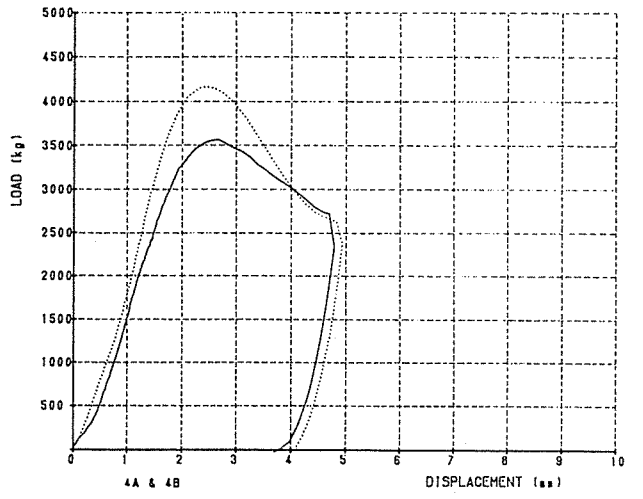
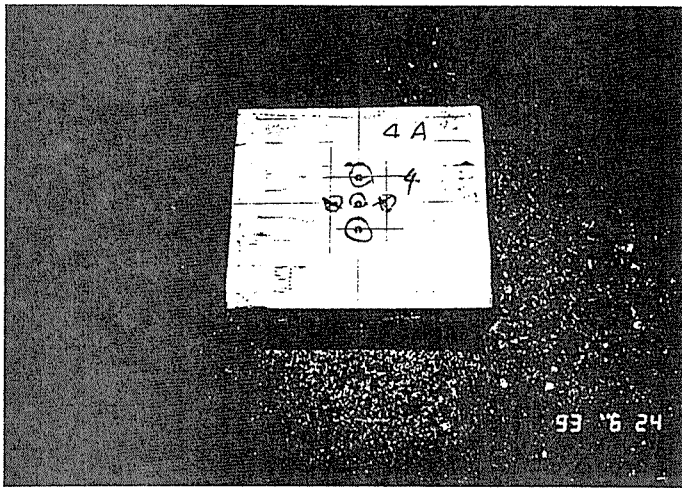
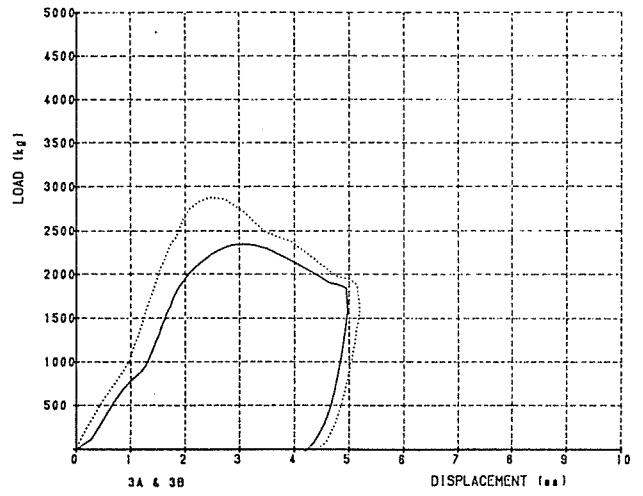
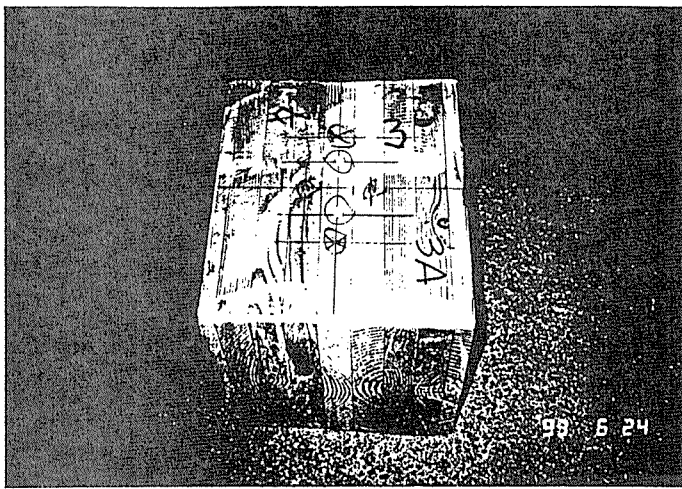
いずれも、上記A面、B面の2面に打つ。

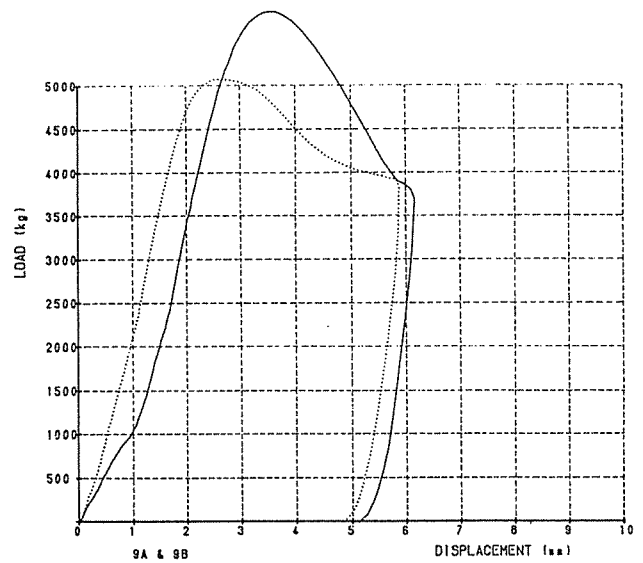
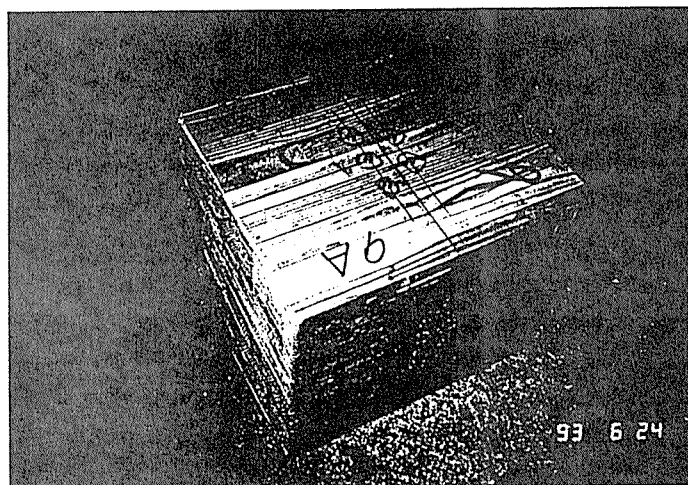
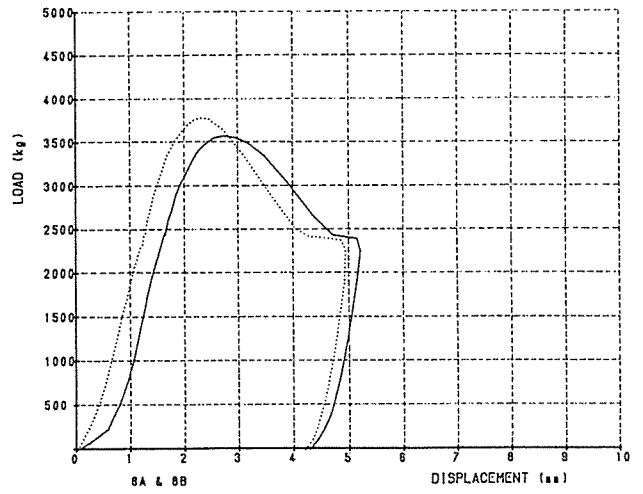
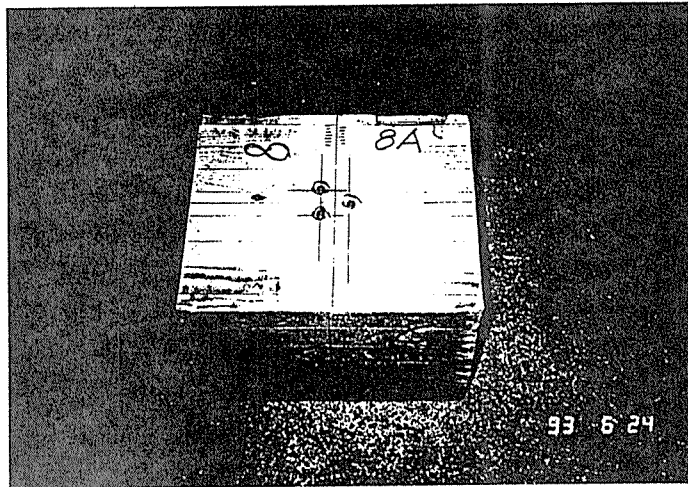
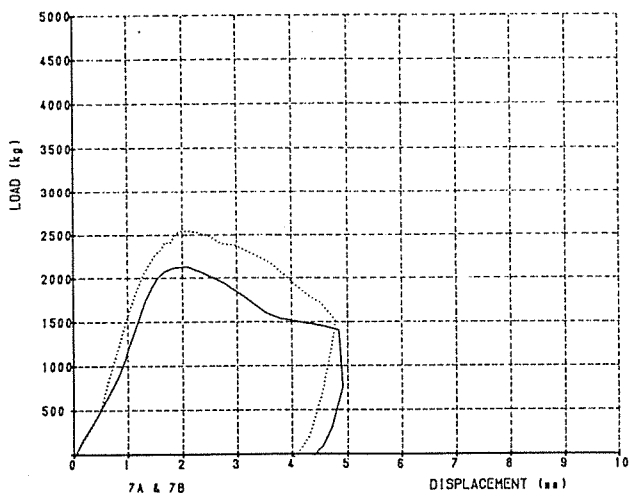
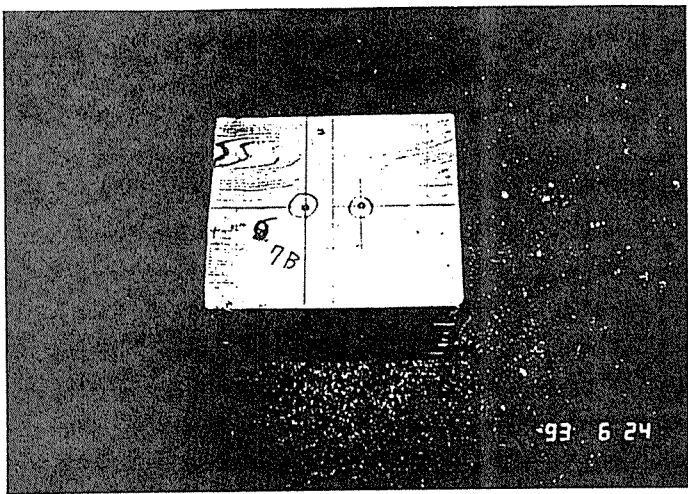
試験体記号の説明

例：2 A …頭なしコーチスクリーアを上記2の配置でA面に打ったもの

例：K1 B …市販のコーチスクリーアM9首下65を上記1の配置でB面に打ったもの







7. 3 むり込み防止ボルトの強度特性

(1) 実験の目的

2方向ラーメンの柱梁接合部は、梁の木口またはエンドプレートを柱面に引張ボルト接合する構造となる。ここにモーメントが作用すると、柱の繊維に直行方向のむりこみが生じて、十分な剛性と耐力が得られないという問題がある。この問題を解決する手段として、柱に全ネジボルトをねじ込んでむりこみに抵抗して面圧強度を高めるという方法が考案され、柱梁接合部の曲げ実験等でその効果が極めて有効であることが実証されており、すでに木質ラーメン建築物として実用化された例もある。しかし、このむりこみ防止ボルトを用いて一般的な接合部の設計ができるほどの十分な基礎データや計算式は、まだ全く整備されていない。そこで、目標とする初期剛性と最大耐力に必要なボルト径および本数を設計できるようにすることを目的として、板目面から全ネジボルトをねじ込む方式の基礎的実験を行った。

(2) 実験実施日・場所

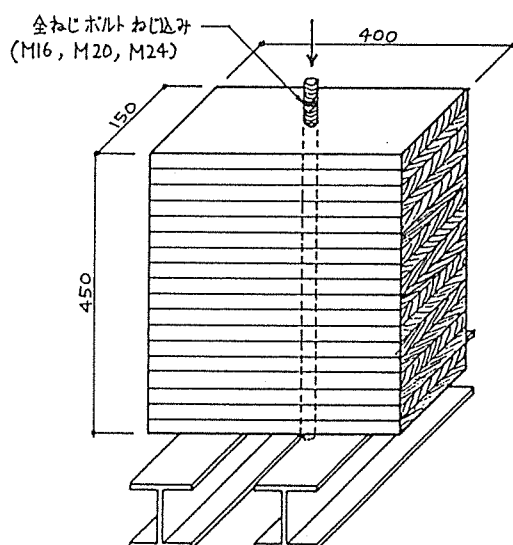
1994年1月6日および1月11日

日本住宅パネル工業協同組合中央試験場にて20tパネル試験機を用いて行った。

(3) 実験方法および試験体

下図に示す試験を、矢印部分に加力する方法で実験した。

B：板目面ねじ込み全ネジボルト（むりこみ防止用、M16, M20, M24）の付着強度試験である。Bはボルト径を3種類（M16, M20, M24）変化させて実験を行った。1種類につき5体ずつ試験したが、集成材の材料のばらつきをみるために、5本の異なる集成材を製造して、試験体を切り出した。



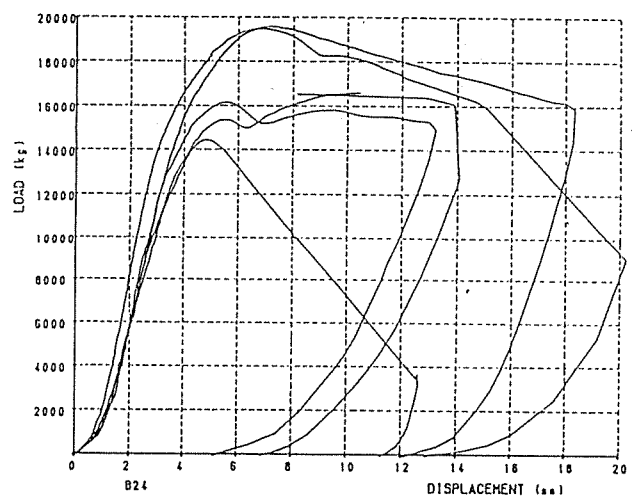
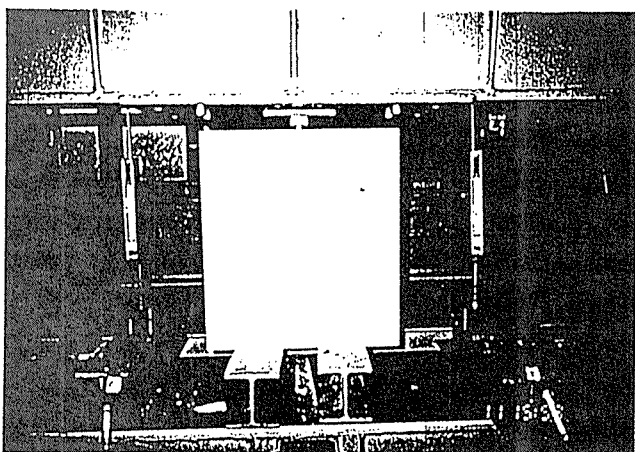
B：板目面ねじ込みボルト試験

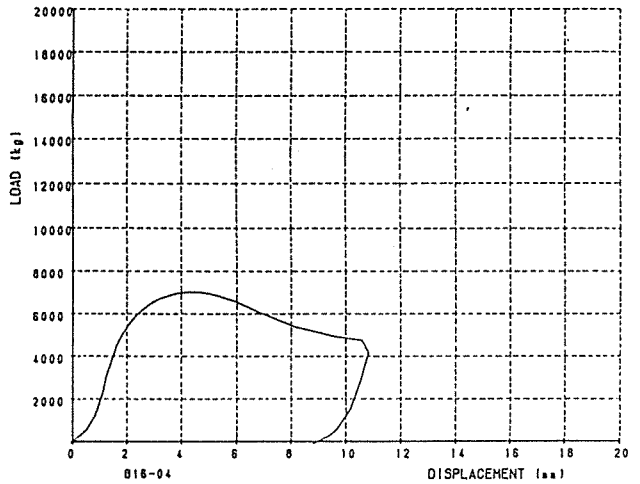
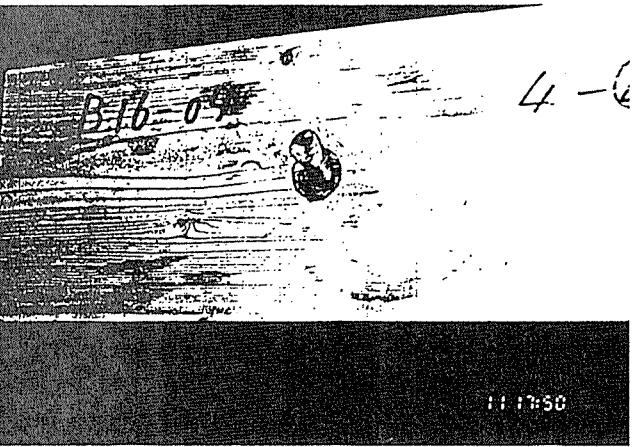
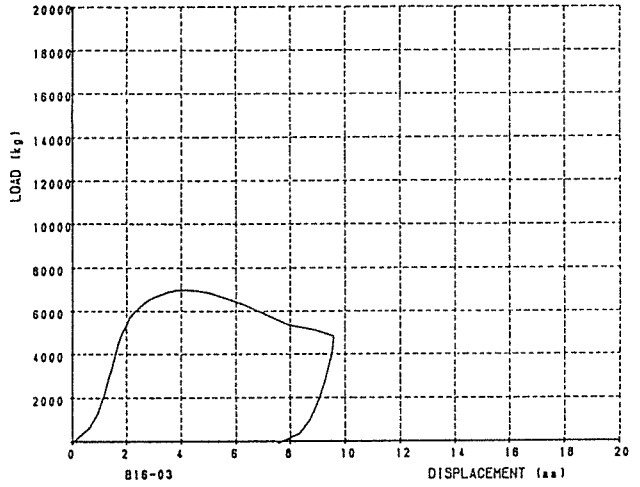
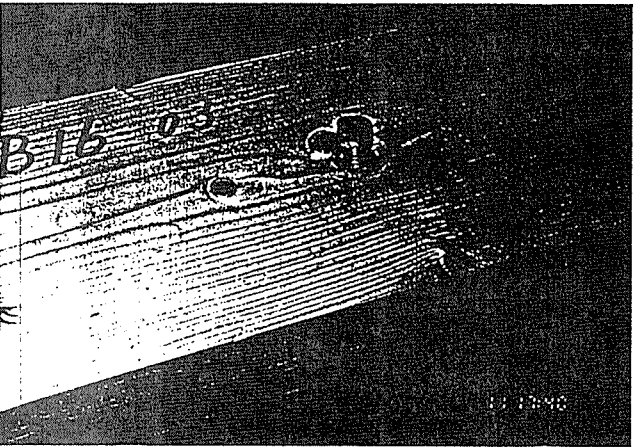
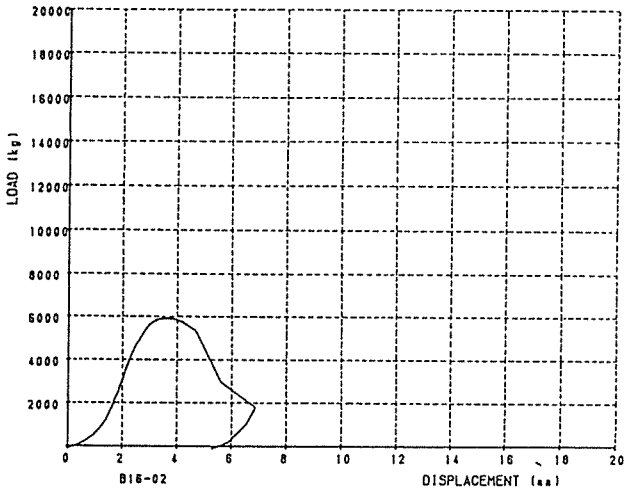
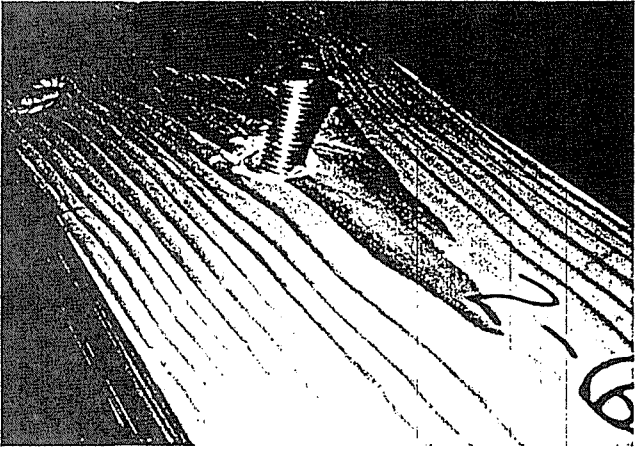
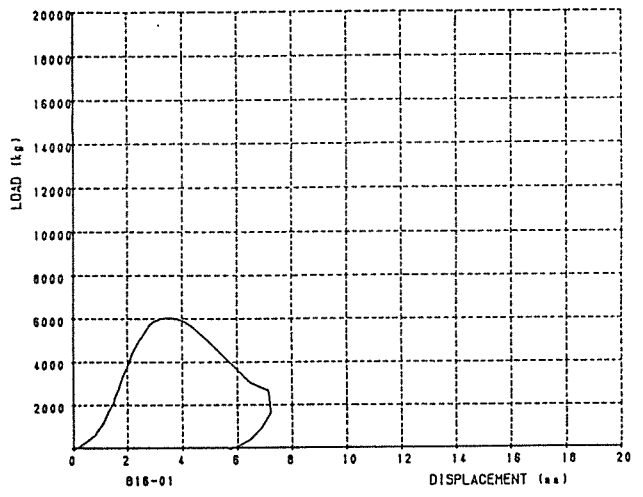
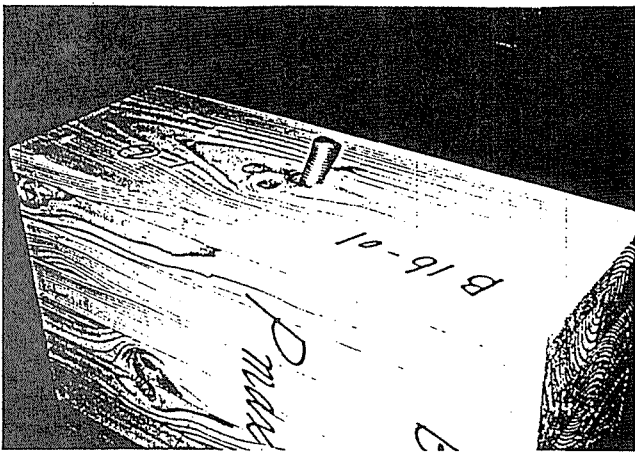
(4) 実験結果

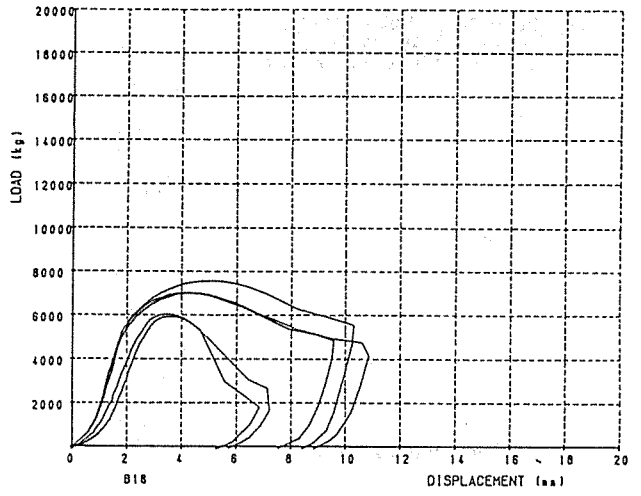
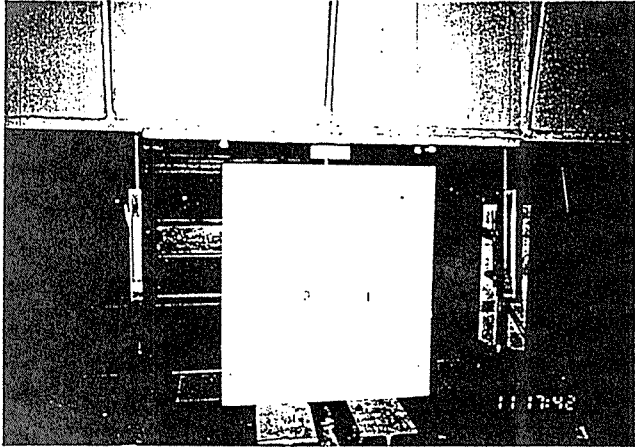
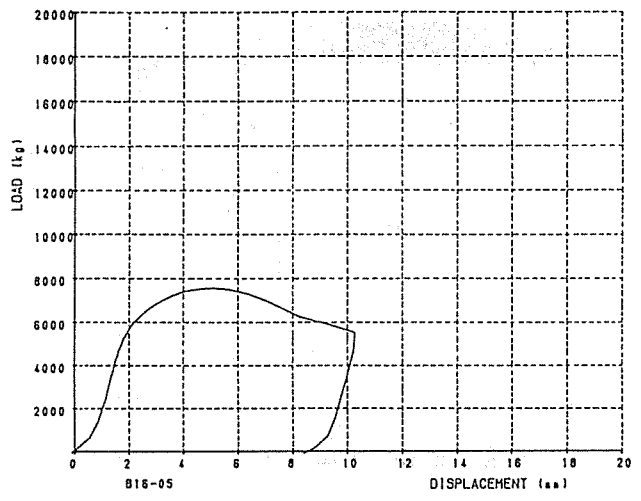
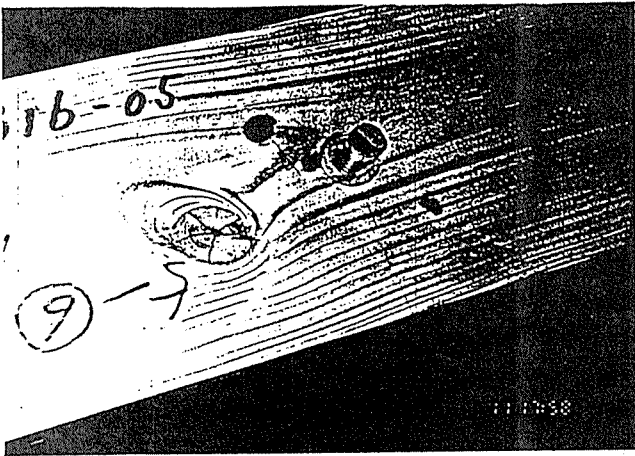
本実験の最大耐力、初期剛性、および破壊性状の一覧表を下記に示す。また、P- δ グラフと試験体写真を次ページ以降に示す。

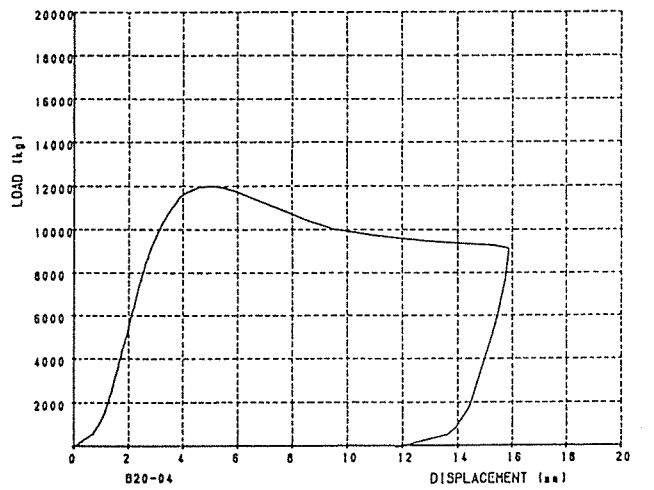
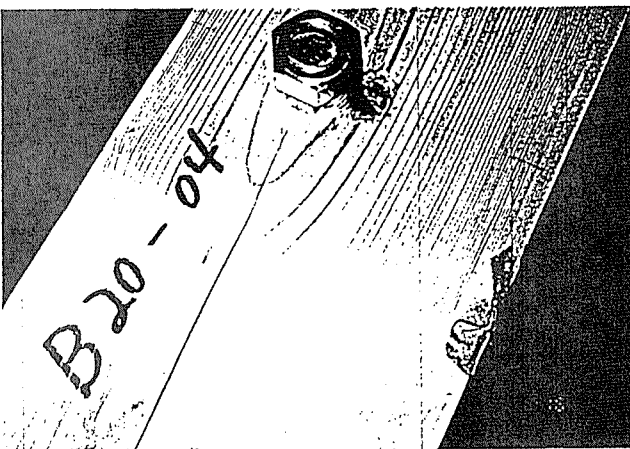
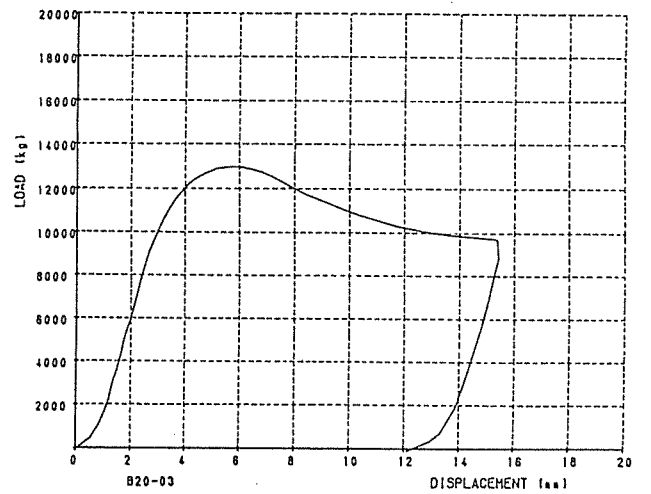
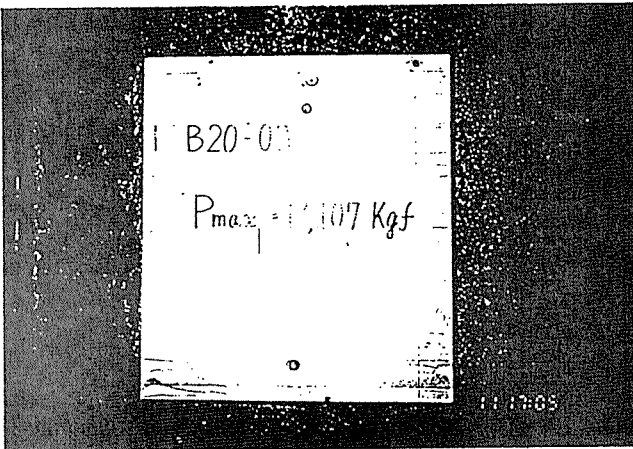
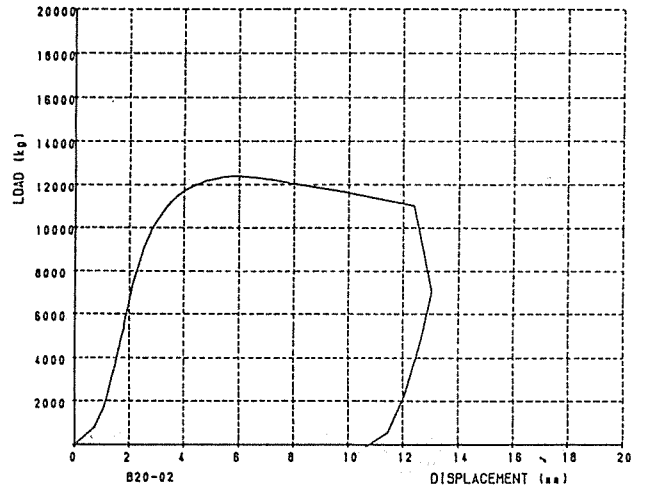
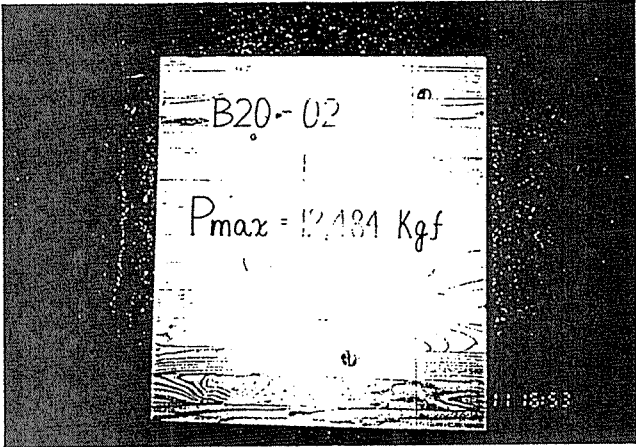
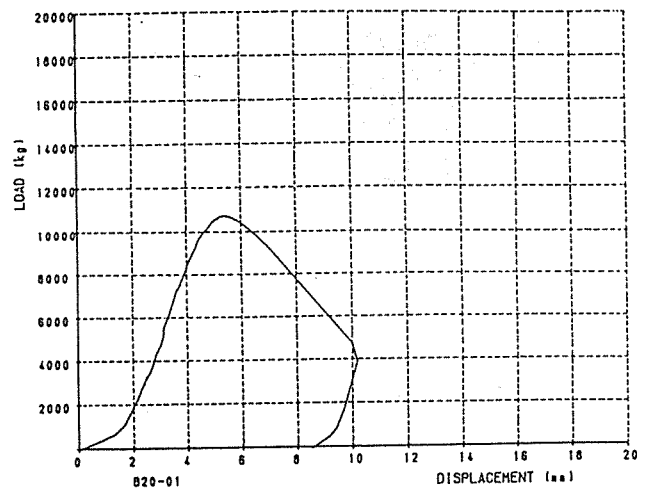
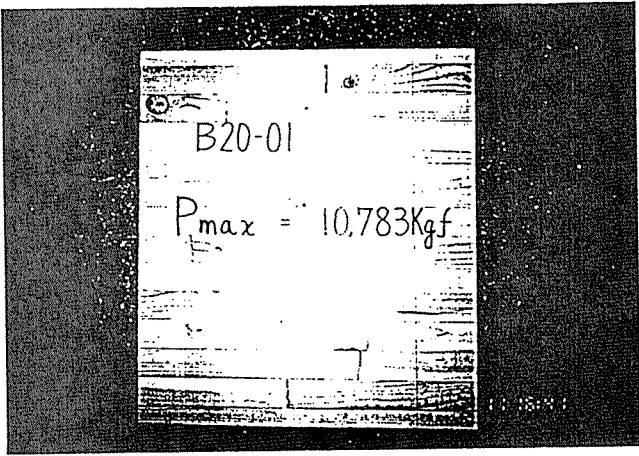
最大耐力、初期剛性、破壊性状の一覧表

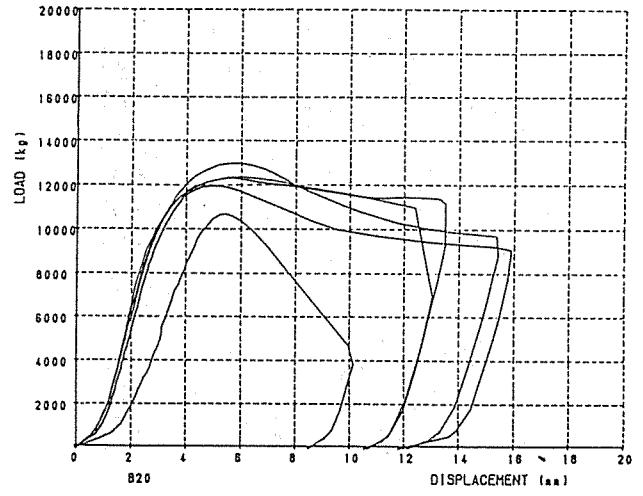
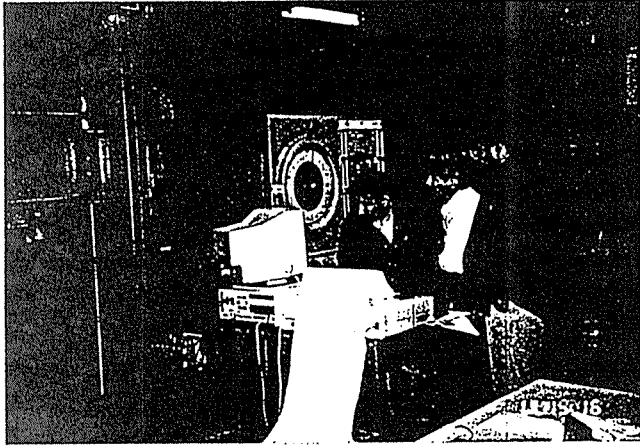
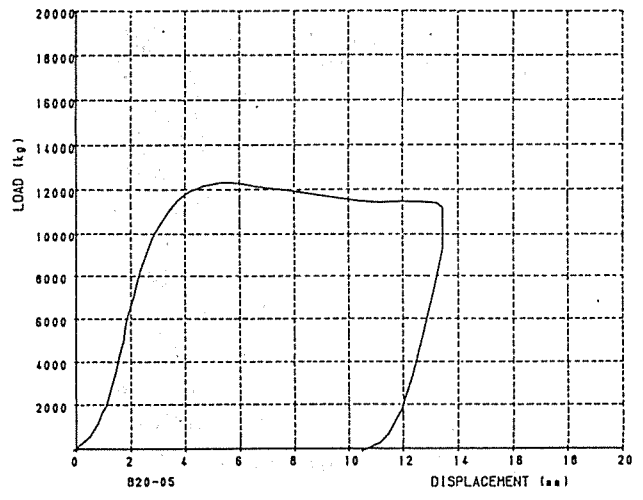
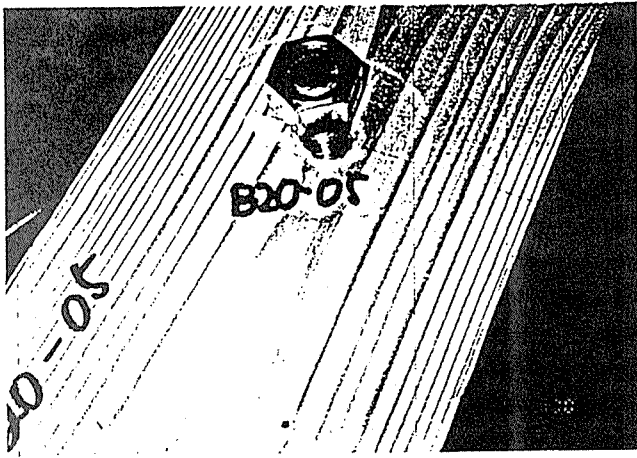
試験体	Pmax (kgf)	初期剛性 (t/cm)	破壊状況	備考
B16-01	6135	28.54	M16ボルトの座屈	下穴 Φ 13.5
B16-02	5995	31.41		
B16-03	7097	39.79		
B16-04	7087	40.14		
B16-05	7631	40.78		
平均	6789	36.13		
B20-01	10783	30.80	M20ボルトの座屈	下穴 Φ 16.5
B20-02	12484	50.04		
B20-03	13107	44.06		
B20-04	12065	42.79		
B20-05	12424	49.76		
平均	12173	43.49		
B24-01	16693	44.61	03と04はM24ボルトの座屈 他はM24ボルトの ずる抜け	下穴 Φ 20
B24-02	14524	43.16		
B24-03	19571	60.75		
B24-04	19671	42.44		
B24-05	16249	53.10		
平均	17342	48.81		

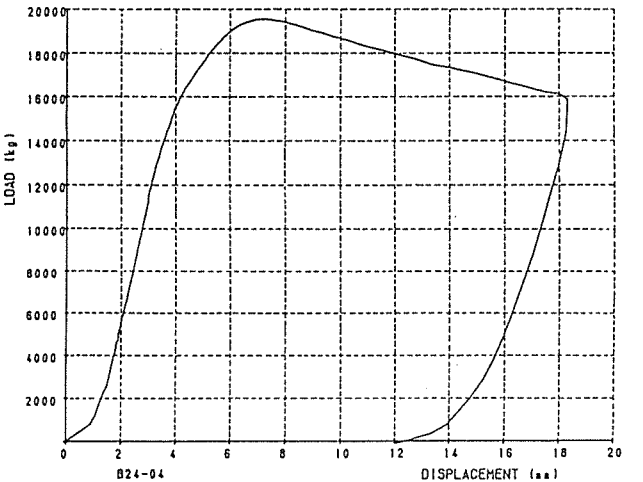
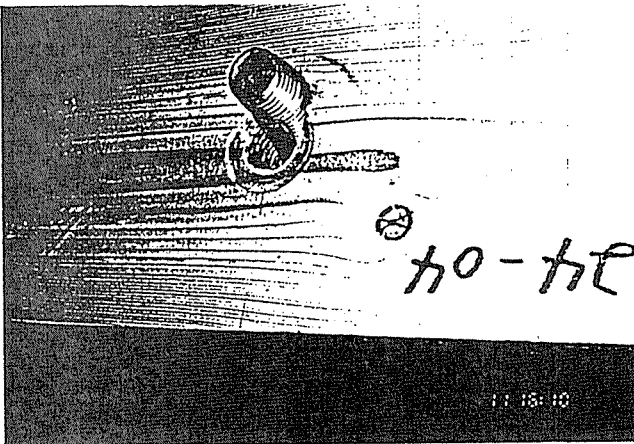
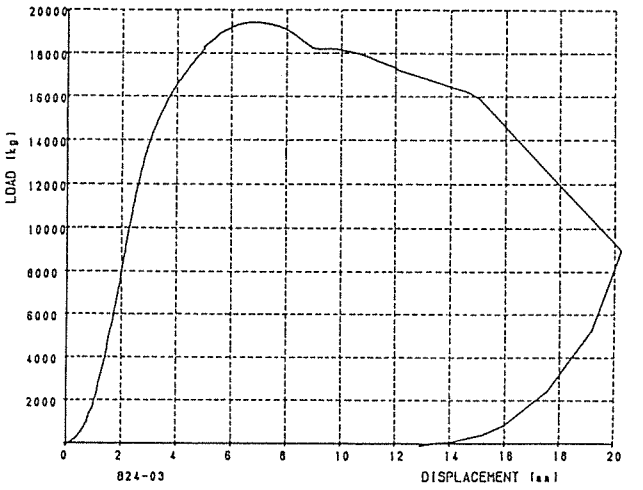
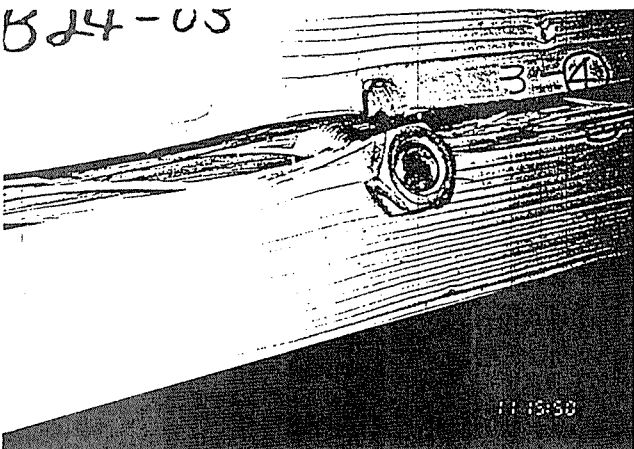
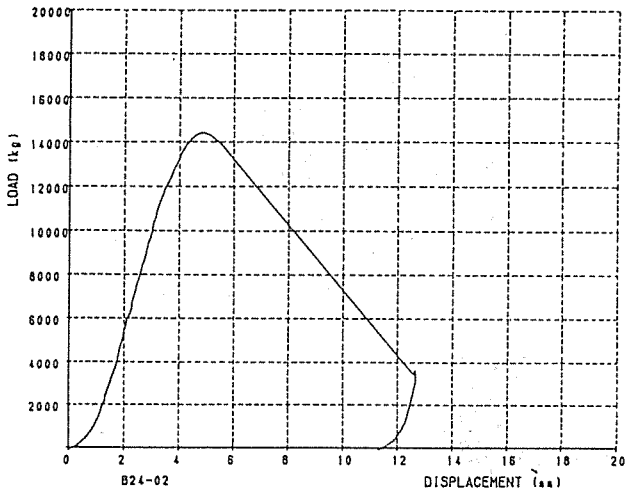
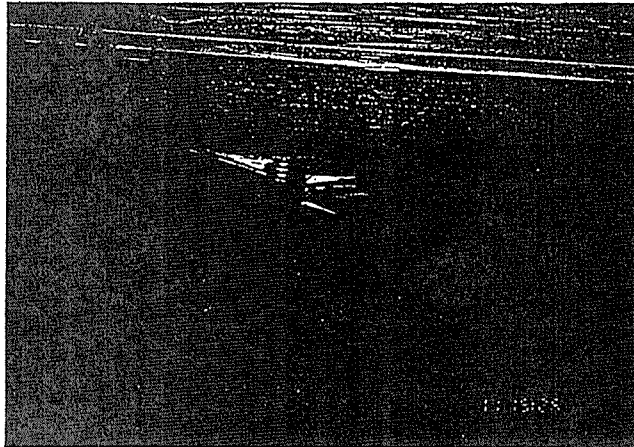
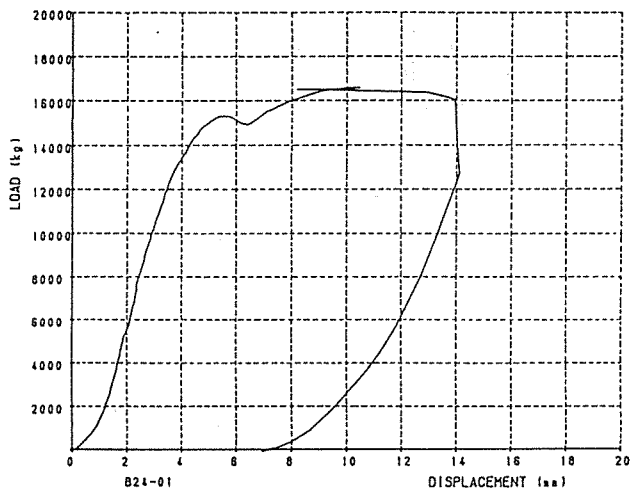
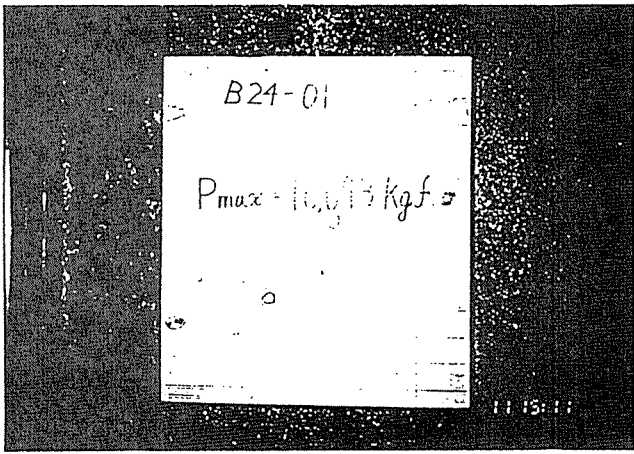


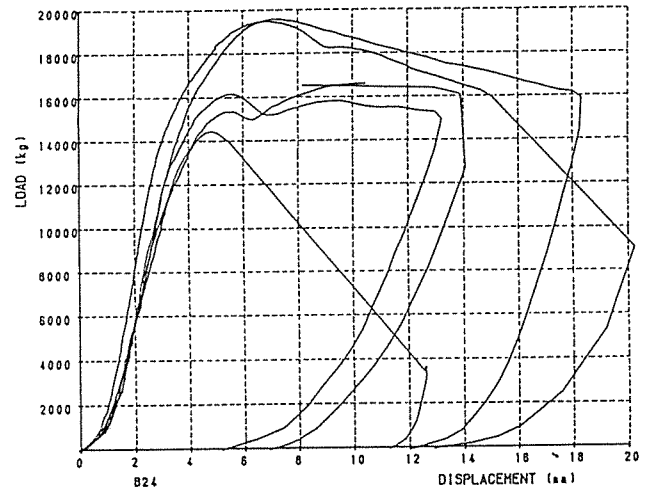
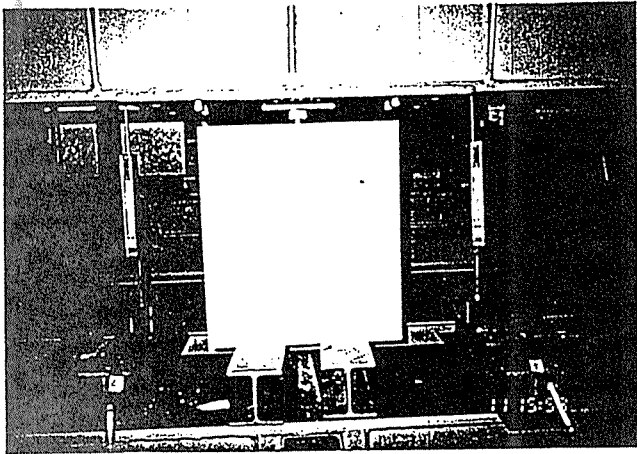
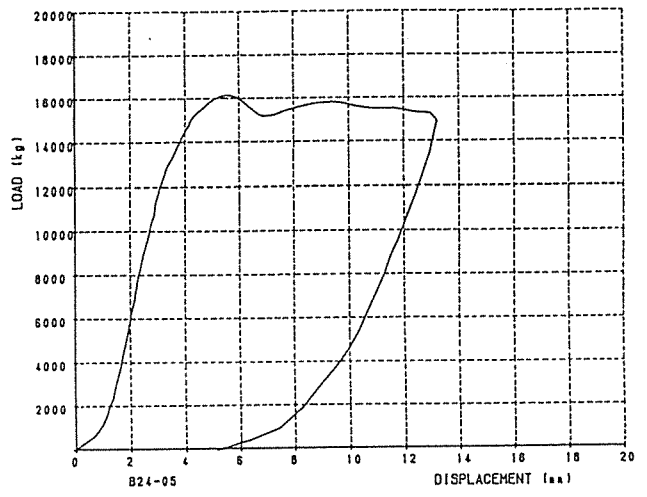
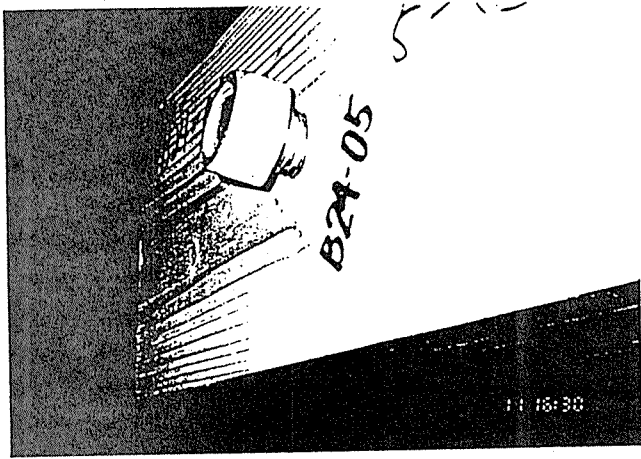












(5) 実験結果の解析

B：板目面ねじ込み全ネジボルト（めりこみ防止用、M16, M20, M24）の付着強度試験

実験結果より、M16, M20, M24全ネジボルトの付着強度を求めると次のようになる。

$$M16: 6789 \div (1.6 \times 3.14 \times 45) = 30.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$M20: 12173 \div (2.0 \times 3.14 \times 45) = 43.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$M24: 17342 \div (2.4 \times 3.14 \times 45) = 51.1 \text{ kg/cm}^2$$

M16およびM20は、最大耐力が全て座屈による値なので、本来の付着強度はもっと高くなる。これより、板目面ねじ込みボルトの付着強度は、 50 kg/cm^2 程度と考えられる。

また、実験結果より、付着面積あたりの初期剛性を求めると次のようになる。

$$M16: 36.13 \div (1.6 \times 3.14 \times 45) = 0.159 \text{ t/cm}^3$$

$$M20: 43.49 \div (2.0 \times 3.14 \times 45) = 0.154 \text{ t/cm}^3$$

$$M24: 48.81 \div (2.4 \times 3.14 \times 45) = 0.144 \text{ t/cm}^3$$

これより、めりこみ防止ボルトによって、 $\Delta K = 0.15 \text{ t/cm}^3$ の初期剛性UP効果が期待できる。この結果を利用して、梁せい45cmの柱梁接合部について、 $K_{\theta} = 1000 \text{ tm/rad}$ の初期回転剛性UPのために必要なめりこみ防止ボルトの付着面積A (cm^2)を計算してみると、以下のようなになる（応力中心間距離 $j = 35 \text{ cm}$ とした）。

$$K_{\theta} = \Delta K \times A \times j^2 \quad \text{より、}$$

$$A = K_{\theta} \div (\Delta K \times j^2) = 100000 \div (0.15 \times 35^2) = 544 \text{ cm}^2$$

M24全ネジボルトを用いた場合、必要となる埋め込み長さL (cm)は、

$$L = 544 \div (2.4 \times 3.14) = 72 \text{ cm}$$

これより、M24全ネジボルトをめりこみ防止に用いた場合、柱せい45cmの集成材の板目面に2本貫通させるだけで十分効果が上がるものと期待できる。

8. 木質ラーメン構造の地震応答解析

目 次

8. 1 解析対象モデル

8. 2 地震応答解析法と途中計算及びその考察

8. 3 解析結果と考察

8 木質ラーメン構造の地震応答解析

接合部の回転剛性を考慮し、半剛節接合部を持つ骨組構造の地震応答解析を試みる。接合部の回転剛性は、部分実大実験により得られたデータを折れ線に置換して仮定している。

この解析は以下の2項目を把握することを主たる目的としている。

- ① 半剛節接合部を持つ木質ラーメン構造の動的荷重に対する挙動の把握
- ② 接合タイプ別の挙動の違いに対する考察

8-1 解析対象モデル

8-1-1 骨組架構のモデル

対象とした骨組はスパン6 m、階高3 mの3階建て1柱間架構である(図1)。用途としては事務所を想定した。部材断面は以下の条件を満足するように決めた。

接合部を剛節と仮定して設計用地震層せん断を受けたとき

- ・各階の層間変形角が $1/200\text{rad}$ 以内
- ・柱と梁で部材の曲げ許容値に対する負担応力の割合が等しい。

表1には地震力算定用重量を、表2にはそれにより算出された設計用地震層せん断力を、表3には決定された部材断面を示した。なお部材のヤング係数は 110t/cm^2 とし、部材の軸方向変形、せん断変形(せん断剛性はと)は材端の弾性ヒンジとして考慮した。

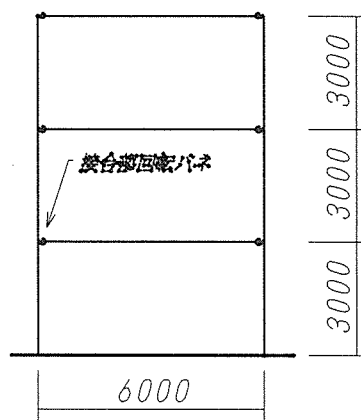


図1. 架構モデル

表1. 地震力算定用重量

階	部材名	単位荷重×負担面積	$W(t)$	$W_i(t)$
R階	屋根	$0.10 \times (6.0 \times 6.0)$	3.60	
	部材荷重	$0.05 \times (6.0 \times 6.0)$	1.80	
	雑荷重	$0.08 \times (6.0 \times 6.0)$	1.44	
	計		6.84	6.84
3階	事務所	$0.24 \times (6.0 \times 6.0)$	8.64	
	部材荷重	$0.05 \times (6.0 \times 6.0)$	1.80	
	雑荷重	$0.08 \times (6.0 \times 6.0)$	2.88	
	計		13.32	20.16
2階	計	3階に同じ	13.32	33.48

表 2. 設計用地震層せん断力

階	$W(t)$	$W_i(t)$	a_i	A_i	C_i	$Q_i(t)$	$Q(t)$
R階	6.84	6.84	0.204	1.915	0.380	2.6	2.6
3階	13.32	20.16	0.602	1.313	0.260	5.2	2.6
2階	13.32	33.48	1.000	1.00	0.198	6.6	1.4

表 3. 部材断面

柱	R階梁	3階梁	2階梁
32×32	20×40	20×53	20×60

単位：cm

8-1-2 接合部のモデル

解析にあたって、接合部はモーメントに対しての回転バネのみを考慮し、軸方向変形、せん断変形ないとみなした。回転剛性の数値は、接合部の接合形態（使用ファスナーの種類、ファスナー数、配置、断面等）に応じて計算が可能であるが、降伏モーメントが不明であること、現在の計算法では剛性の算出基準がタイプ別で異なること（タイプ1ではファスナーの短期許容値をもとにすべり剛性を決めている。タイプ2では降伏点をもとに、タイプ3では実験値の初期の直線域を回帰して決めている）という理由から、各タイプ間で断面を揃えた実験で得られた結果を用いることとした。なお、実験時と解析の断面、各階の断面が異なるが、解析では、全て実験時の断面で得られた結果をもとに解析を進めた。

接合部の回転挙動として、完全弾塑性型の骨格曲線を想定した。弾性剛性は実験結果で1/120rad.を通る直線とし、全塑性モーメントは1/60rad.のモーメントとした。計算された各タイプの剛性、全塑性モーメントを表4に示した。図2に各タイプで、主な回転角におけるモーメントをもとにしたモーメント-接合部回転角曲線を示した。なお、タイプ1として鋼板添え板釘接合の結果を、タイプ2としてめり込み防止ボルトを用いた補強形の結果を、タイプ3としてシアプレートの加工孔に接着剤を充填したものの結果を用いた。

表 4. 接合部の回転剛性と全塑性モーメント

	弾性回転剛性(tm/rad.)	全塑性モーメント(tm)
タイプ1：鋼板添え板釘接合	2386	23.81
タイプ2；めり込み補強	1321	16.18
タイプ3：接着剤充填	1231	15.99

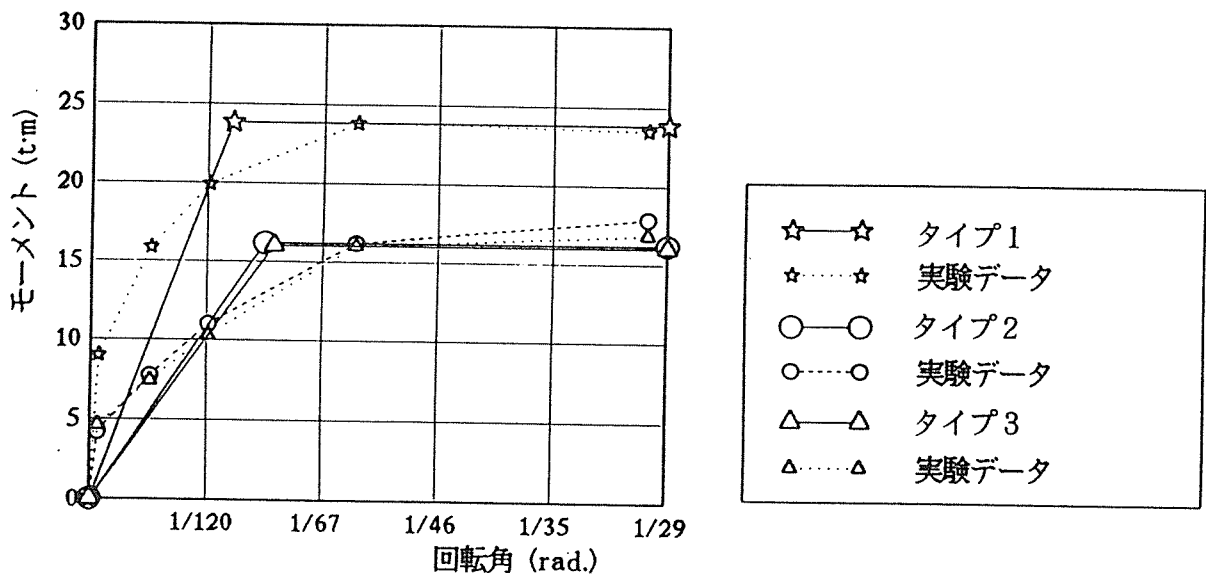


図 2. 接合部のモデル曲線

8-2 地震応答解析法と途中計算及びその考察

接合部の半剛節挙動を考慮に入れた地震応答解析は以下の手順により行った。

- ① 決定した断面、接合部回転挙動を持つ骨組架構に静的漸増荷重を与え、崩壊状態に至るまでの、各層のせん断力と層間変位の関係、及び塑性ヒンジの形成過程結果を得る。水平力ベクトルは、1次のモードと一致するように設定する。1次のモードは塑性ヒンジが形成される毎に計算し直し、与える水平力ベクトルを調整する。
- ② 得られた各層のせん断力と層間変位の関係を、最初の折れ点、5番目の折れ点で降伏し、最終剛性が5番目の折れ点と最終折れ点を結ぶ直線としたトリリニア型の骨格曲線に単純化する。
- ③ 上記で求めた骨格曲線を持つ、繰り返しによる剛性低下を考慮した「トリリニア+スリップ型の復元力モデル¹⁾」を用いて、純せん断型の3質点系の地震応答解析を行う。地震波は EL CENTRO NS, TAFT EW, HACHINOHE EW の3波を最大速度が 25kine、と 50kine になるように係数を乗じたものを用いる。また、減衰定数は 1% とする。

図3に各タイプの層せん断力と層間変位の関係を示した。図4に崩壊過程における各次の固有周期、水平力ベクトル、及び塑性ヒンジの形成箇所を示した。なお、部材の降伏荷重は各長期許容値×3をもとにしている。1次の固有周期はタイプ1で0.81秒、タイプ2で0.94秒、タイプ3で0.96秒である。崩壊型は、タイプ2、3では接合部が1階から2階、3階へと崩壊し、見かけ上梁端降伏型となっているのに対し、タイプ1ではR階梁端接合部が降伏する以前に2階柱が降伏する柱降伏型である。

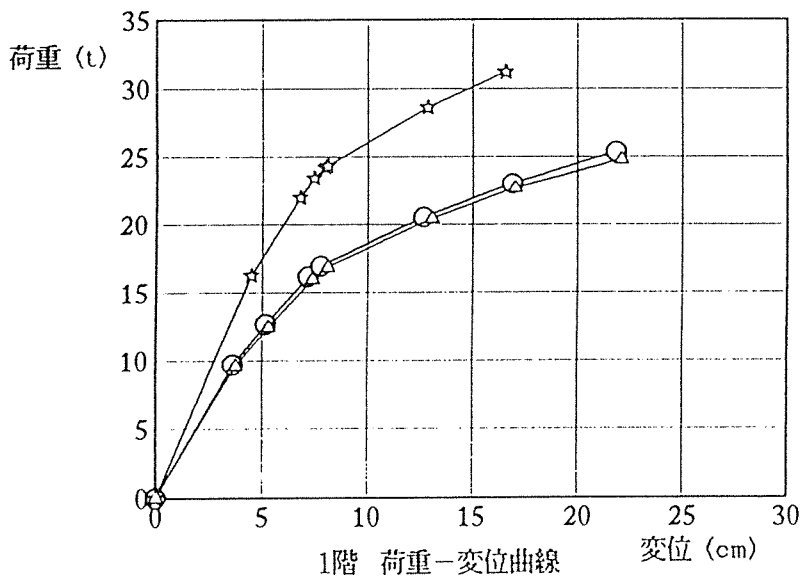
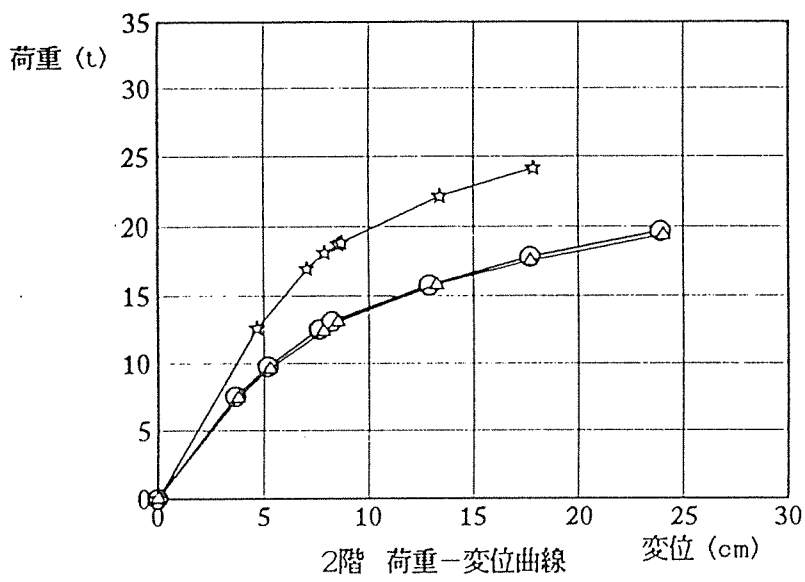
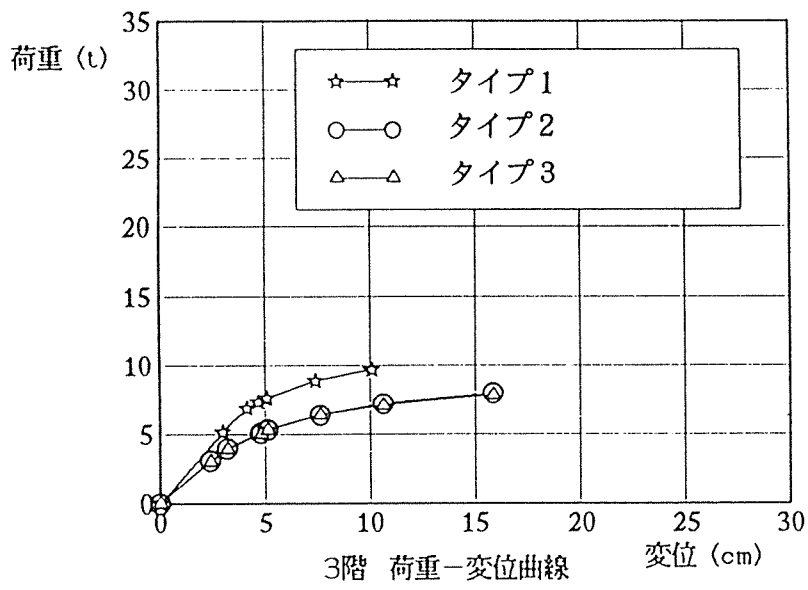


図 3. 層せん断力と層間変位の関係

換性マトリックス			剛性マトリックス				
[α]	0.217	0.287	0.302	[K]	13.281	-8.283	1.644
	0.287	0.600	0.706		-8.283	11.603	-5.080
	0.302	0.706	1.121		1.644	-5.080	3.650
固有振動数と固有モード							
...	1	次	固有振動数 : $\omega = 7.76$	固有周期 : $T = 0.809$ (sec)			
			固有ベクトル : (U) = (1.00 2.04 2.70)				
...	2	次	固有振動数 : $\omega = 23.86$	固有周期 : $T = 0.263$ (sec)			
			固有ベクトル : (U) = (1.00 0.41 -1.32)				
...	3	次	固有振動数 : $\omega = 41.52$	固有周期 : $T = 0.151$ (sec)			
			固有ベクトル : (U) = (1.00 -1.06 0.84)				

----- 1次水平力モード -----
(P) = (1.00 2.04 1.39)
1) --- 降伏箇所は部材 1 の節点 3
1階 Q = 16.24t δ = 4.48cm
2階 Q = 12.57t δ = 4.66cm
3階 Q = 5.09t δ = 2.96cm

----- 1次水平力モード -----
(P) = (1.00 2.27 1.51)
5) --- 降伏箇所は部材 2 の節点 2
1階 Q = 24.32t δ = 8.07cm
2階 Q = 18.85t δ = 8.70cm
3階 Q = 7.57t δ = 5.09cm

----- 1次水平力モード -----
(P) = (1.00 2.04 1.31)
2) --- 降伏箇所は部材 4 の節点 5
1階 Q = 21.95t δ = 6.78cm
2階 Q = 16.97t δ = 7.05cm
3階 Q = 6.81t δ = 4.13cm

----- 1次水平力モード -----
(P) = (1.00 1.99 1.27)
6) --- 降伏箇所は部材 4 の節点 4
1階 Q = 28.57t δ = 12.84cm
2階 Q = 22.10t δ = 13.40cm
3階 Q = 8.84t δ = 7.39cm

----- 1次水平力モード -----
(P) = (1.00 2.30 1.60)
3) --- 降伏箇所は部材 1 の節点 1
1階 Q = 23.43t δ = 7.44cm
2階 Q = 18.14t δ = 7.90cm
3階 Q = 7.29t δ = 4.67cm

----- 1次水平力モード -----
(P) = (1.00 2.20 1.50)
7) --- 降伏箇所は部材 3 の節点 4
1階 Q = 31.15t δ = 16.54cm
2階 Q = 24.13t δ = 17.83cm
3階 Q = 9.66t δ = 10.05cm

----- 1次水平力モード -----
(P) = (1.00 2.27 1.51)
4) --- 降伏箇所は部材 0 の節点 0
1階 Q = 24.16t δ = 7.96cm
2階 Q = 18.72t δ = 8.55cm
3階 Q = 7.52t δ = 5.01cm

----- 1次水平力モード -----
(P) = (1.00 2.25 1.47)
8) --- 降伏箇所は部材 5 の節点 5
1階 Q = 31.17t δ = 16.56cm
2階 Q = 24.14t δ = 17.86cm
3階 Q = 9.66t δ = 10.06cm

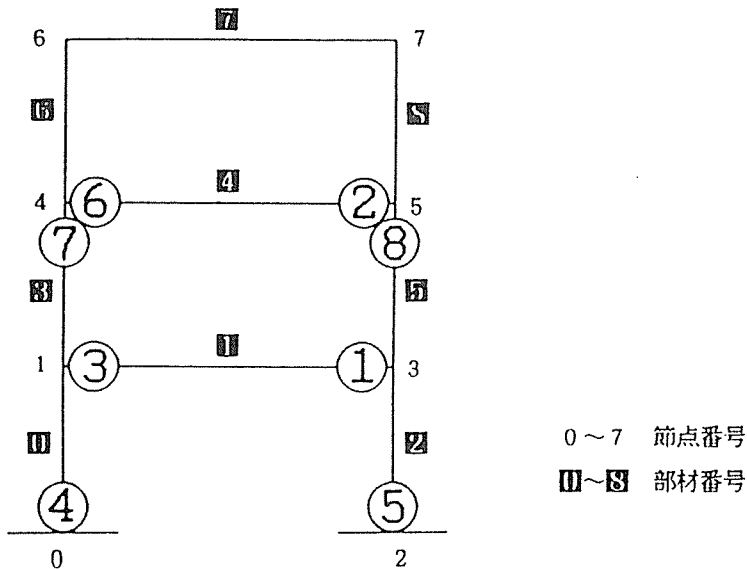


図4. 崩壊機構 (タイプ1 : 鋼板添え板釘接合)

損性マトリックス			剛性マトリックス				
[α]	0.282	0.389	0.418	[K]	11.991	-8.000	1.762
	0.389	0.793	0.952		-8.000	10.865	-4.730
	0.418	0.952	1.480		1.762	-4.730	3.221

固有振動数と固有モード

1次	固有振動数: $\omega = 6.71$	固有周期: $T = 0.937$ (sec)
	固有ベクトル: $\{U\} = (1.00, 2.01, 2.66)$	
2次	固有振動数: $\omega = 21.81$	固有周期: $T = 0.288$ (sec)
	固有ベクトル: $\{U\} = (1.00, 0.40, -1.32)$	
3次	固有振動数: $\omega = 40.28$	固有周期: $T = 0.156$ (sec)
	固有ベクトル: $\{U\} = (1.00, -1.07, 0.84)$	

1次水平力モード

(P) = (1.00, 2.01, 1.37)

1階	Q = 9.73t	$\delta = 3.63$ cm
2階	Q = 7.51t	$\delta = 3.67$ cm
3階	Q = 3.04t	$\delta = 2.38$ cm

1次水平力モード

(P) = (1.00, 1.97, 1.32)

1階	Q = 16.94t	$\delta = 7.77$ cm
2階	Q = 13.12t	$\delta = 8.22$ cm
3階	Q = 5.30t	$\delta = 5.15$ cm

1次水平力モード

(P) = (1.00, 2.01, 1.31)

1階	Q = 12.66t	$\delta = 5.15$ cm
2階	Q = 9.76t	$\delta = 5.20$ cm
3階	Q = 3.93t	$\delta = 3.20$ cm

1次水平力モード

(P) = (1.00, 1.96, 1.26)

1階	Q = 20.55t	$\delta = 12.65$ cm
2階	Q = 15.87t	$\delta = 12.89$ cm
3階	Q = 6.38t	$\delta = 7.61$ cm

1次水平力モード

(P) = (1.00, 2.22, 1.55)

1階	Q = 16.15t	$\delta = 7.15$ cm
2階	Q = 12.52t	$\delta = 7.63$ cm
3階	Q = 5.06t	$\delta = 4.78$ cm

1次水平力モード

(P) = (1.00, 2.13, 1.46)

1階	Q = 23.01t	$\delta = 16.88$ cm
2階	Q = 17.80t	$\delta = 17.69$ cm
3階	Q = 7.17t	$\delta = 10.60$ cm

1次水平力モード

(P) = (1.00, 1.97, 1.32)

1階	Q = 16.16t	$\delta = 7.16$ cm
2階	Q = 12.53t	$\delta = 7.64$ cm
3階	Q = 5.07t	$\delta = 4.79$ cm

1次水平力モード

(P) = (1.00, 2.26, 1.70)

1階	Q = 25.34t	$\delta = 21.84$ cm
2階	Q = 19.66t	$\delta = 23.93$ cm
3階	Q = 7.96t	$\delta = 15.83$ cm

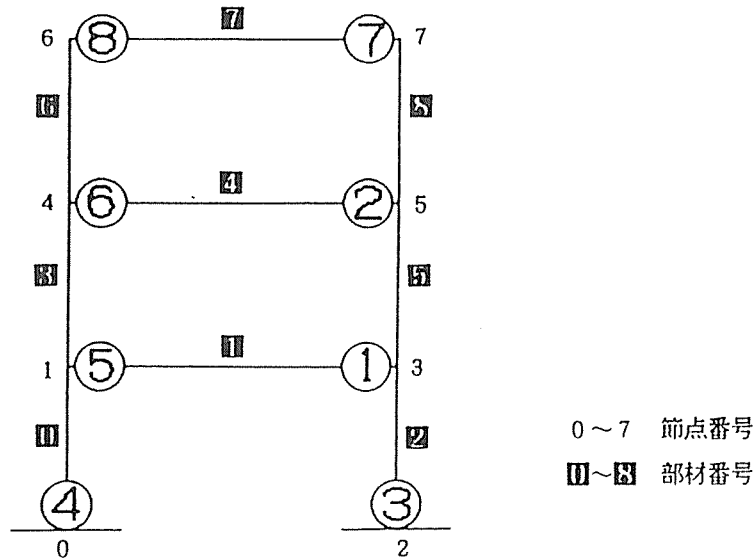


図4. 崩壊機構 (タイプ2: めり込み補強引張ボルト接合)

慣性マトリックス				剛性マトリックス			
[α]	0.292	0.406	0.437	[K]	11.832	-7.961	1.774
	0.406	0.824	0.992		-7.961	10.769	-4.683
	0.437	0.992	1.539		1.774	-4.683	3.165

固有振動数と固有モード

1次
固有振動数: $\omega = 6.57$ 固有周期: $T = 0.956$ (sec)
固有ベクトル: $\{U\} = (1.00 \ 2.01 \ 2.66)$

2次
固有振動数: $\omega = 21.55$ 固有周期: $T = 0.292$ (sec)
固有ベクトル: $\{U\} = (1.00 \ 0.40 \ -1.32)$

3次
固有振動数: $\omega = 40.11$ 固有周期: $T = 0.157$ (sec)
固有ベクトル: $\{U\} = (1.00 \ -1.07 \ 0.84)$

1次水平力モード

$\{P\} = (1.00 \ 2.01 \ 1.37)$

1階 降伏箇所は部材 1 の節点 3
1階 $Q = 9.58t$ $\delta = 3.73cm$
2階 $Q = 7.39t$ $\delta = 3.75cm$
3階 $Q = 2.99t$ $\delta = 2.44cm$

1次水平力モード

$\{P\} = (1.00 \ 1.96 \ 1.32)$

5階 降伏箇所は部材 1 の節点 1
1階 $Q = 16.84t$ $\delta = 8.07cm$
2階 $Q = 13.03t$ $\delta = 8.50cm$
3階 $Q = 5.27t$ $\delta = 5.36cm$

1次水平力モード

$\{P\} = (1.00 \ 2.00 \ 1.31)$

2階 降伏箇所は部材 4 の節点 5
1階 $Q = 12.42t$ $\delta = 5.25cm$
2階 $Q = 9.57t$ $\delta = 5.28cm$
3階 $Q = 3.86t$ $\delta = 3.27cm$

1次水平力モード

$\{P\} = (1.00 \ 1.95 \ 1.26)$

6階 降伏箇所は部材 4 の節点 4
1階 $Q = 20.40t$ $\delta = 13.02cm$
2階 $Q = 15.75t$ $\delta = 13.22cm$
3階 $Q = 6.34t$ $\delta = 7.86cm$

1次水平力モード

$\{P\} = (1.00 \ 2.21 \ 1.54)$

3階 降伏箇所は部材 2 の節点 2
1階 $Q = 15.92t$ $\delta = 7.33cm$
2階 $Q = 12.33t$ $\delta = 7.79cm$
3階 $Q = 4.99t$ $\delta = 4.91cm$

1次水平力モード

$\{P\} = (1.00 \ 2.13 \ 1.46)$

7階 降伏箇所は部材 7 の節点 7
1階 $Q = 22.65t$ $\delta = 16.99cm$
2階 $Q = 17.51t$ $\delta = 17.68cm$
3階 $Q = 7.05t$ $\delta = 10.67cm$

1次水平力モード

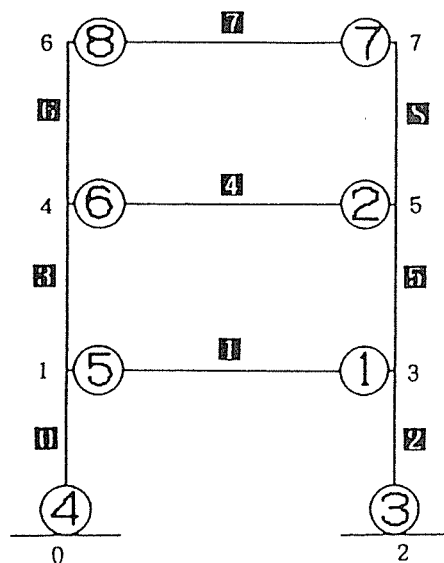
$\{P\} = (1.00 \ 1.96 \ 1.32)$

4階 降伏箇所は部材 0 の節点 0
1階 $Q = 15.95t$ $\delta = 7.35cm$
2階 $Q = 12.36t$ $\delta = 7.81cm$
3階 $Q = 5.00t$ $\delta = 4.93cm$

1次水平力モード

$\{P\} = (1.00 \ 2.25 \ 1.69)$

8階 降伏箇所は部材 7 の節点 6
1階 $Q = 24.97t$ $\delta = 22.09cm$
2階 $Q = 19.36t$ $\delta = 24.05cm$
3階 $Q = 7.85t$ $\delta = 16.01cm$



0~7 節点番号
1~8 部材番号

図4. 崩壊機構(タイプ3: 接着剤充填合わせ梁接合)

8-3 解析結果と考察

表5に解析結果一覧を示した。図5に各地震波における層せん断力と層間変位の最大応答値の関係を示した。どの波形においても25kine相当の地震では、各階の変形が4cm前後の第1折れ点を過ぎた程度で、層間変形角としては大きいですが、骨組における損傷はほとんど起きていない。50kineでも、層間変形角で1/100（最大1/37）を超える変形を生じているが、崩壊までは至らない。タイプ別の比較ではタイプ2とタイプ3は、仮定した接合部の挙動がほぼ同じであるので、当然ながら結果も似通っている。それに対し、接合部の剛性・崩壊荷重とも大きいタイプ1は、50kine相当の地震では、柱が降伏する2階柱部分に層せん断力が集中し、2階部分の変形が他の階より極端に大きくなっている。しかし、タイプ相互の比較においては、他のタイプとほぼ同程度の変形角である。

<参考文献>

*1 大橋好光：非耐力部分考慮した在来木造住宅の耐震性に関する研究、東京大学提出博士論文 1984年3月

表 5. 地震応答計算結果 一覽

鋼板添え板型接合部				引張ボルト型接合部				合わせ梁型接合部						
地震波	階	最大応答 層間変位 (cm)	最大応答 層せん断力 (t)	最大応答 層せん断力 係数	地震波	階	最大応答 層間変位 (cm)	最大応答 層せん断力 (t)	最大応答 層せん断力 係数	地震波	階	最大応答 層間変位 (cm)	最大応答 層せん断力 (t)	最大応答 層せん断力 係数
EL CENTRO NS 25kine	1	3.18	11.53	0.38	EL CENTRO NS 25kine	1	3.82	10.28	0.30	EL CENTRO NS 25kine	1	3.58	10.28	0.30
	2	3.01	8.45	0.41		2	3.39	7.04	0.34		2	4.72	7.04	0.34
	3	2.91	4.63	0.66		3	3.16	3.73	0.53		3	4.23	3.73	0.53
EL CENTRO NS 50kine	1	4.19	15.20	0.50	EL CENTRO NS 50kine	1	7.07	19.03	0.56	EL CENTRO NS 50kine	1	5.19	19.03	0.56
	2	6.98	19.59	0.95		2	7.33	15.23	0.74		2	6.65	15.23	0.74
	3	4.36	6.93	0.99		3	5.35	6.32	0.91		3	5.65	6.32	0.91
TAFT EW 25kine	1	4.34	15.74	0.52	TAFT EW 25kine	1	3.52	9.48	0.28	TAFT EW 25kine	1	3.30	9.48	0.28
	2	4.25	11.93	0.58		2	3.40	7.06	0.34		2	3.18	7.06	0.34
	3	3.19	5.07	0.73		3	3.47	4.10	0.59		3	3.60	4.10	0.59
TAFT EW 50kine	1	5.14	18.64	0.61	TAFT EW 50kine	1	6.27	16.88	0.49	TAFT EW 50kine	1	7.21	16.88	0.49
	2	7.98	22.40	1.09		2	6.39	13.28	0.65		2	7.33	13.28	0.65
	3	5.46	8.68	1.24		3	4.93	5.82	0.83		3	6.92	5.82	0.83
八戸 EW 25kine	1	3.65	13.24	0.43	八戸 EW 25kine	1	4.32	11.63	0.34	八戸 EW 25kine	1	5.01	11.63	0.34
	2	3.75	10.53	0.51		2	4.03	8.37	0.28		2	4.44	8.37	0.28
	3	2.98	4.74	0.68		3	2.93	3.46	0.50		3	3.86	3.46	0.50
八戸 EW 50kine	1	6.16	22.34	0.73	八戸 EW 50kine	1	7.27	19.57	0.57	八戸 EW 50kine	1	8.02	19.57	0.57
	2	5.34	15.08	0.73		2	7.18	14.92	0.73		2	7.42	14.92	0.73
	3	3.30	5.25	0.75		3	4.52	5.34	0.77		3	5.86	5.34	0.77

☆—☆タイプ1 ○—○タイプ2 △—△タイプ3

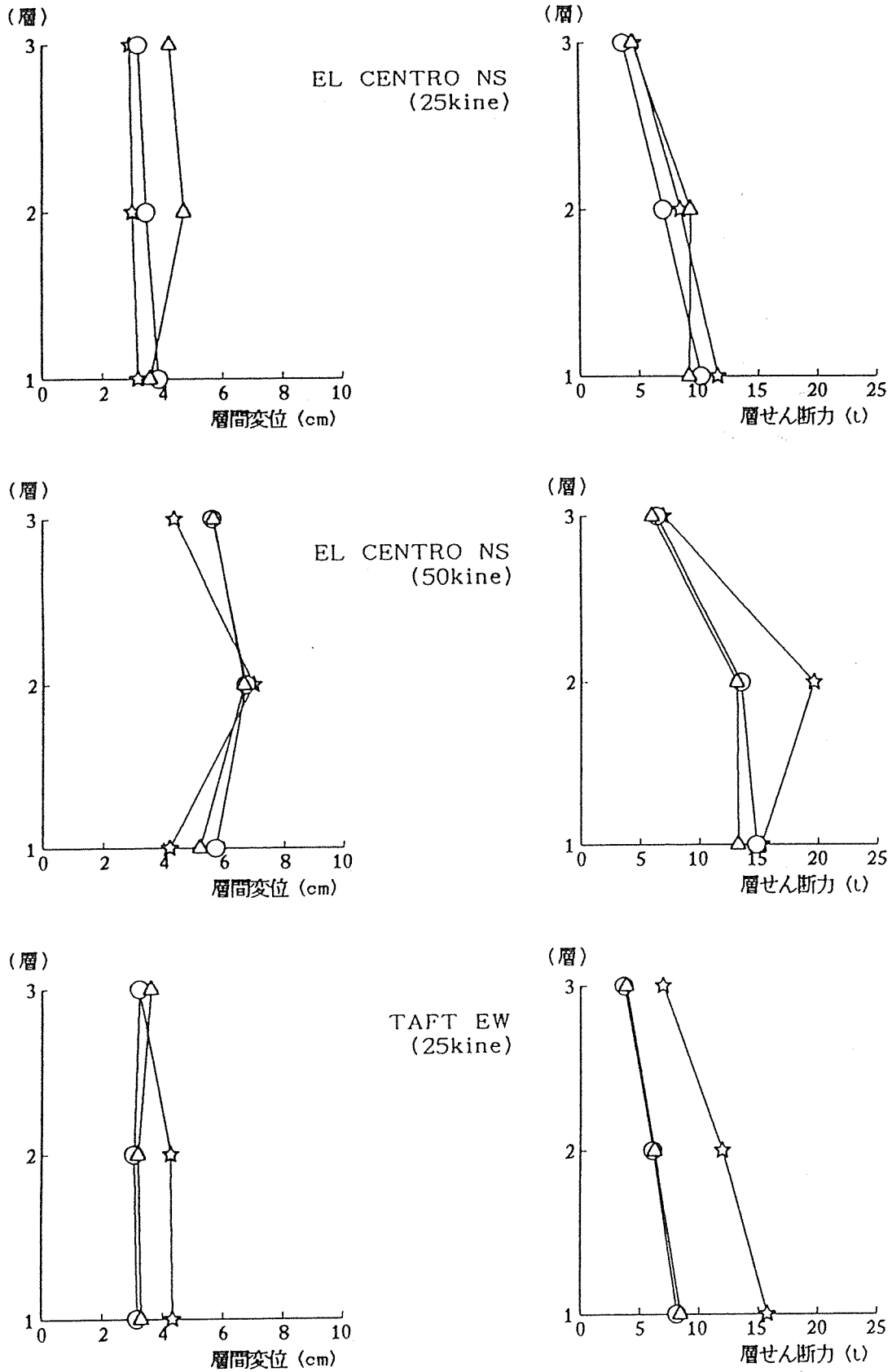


図 5. 層せん断力と層間変位の最大応答値

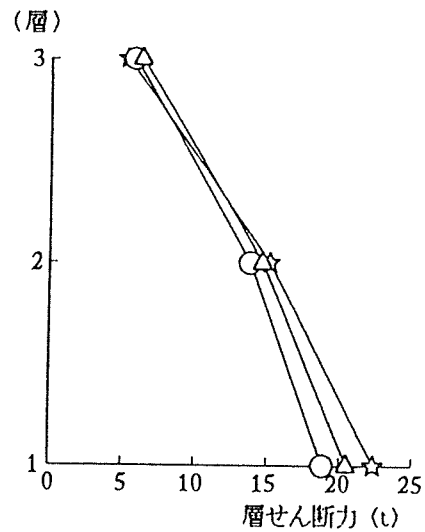
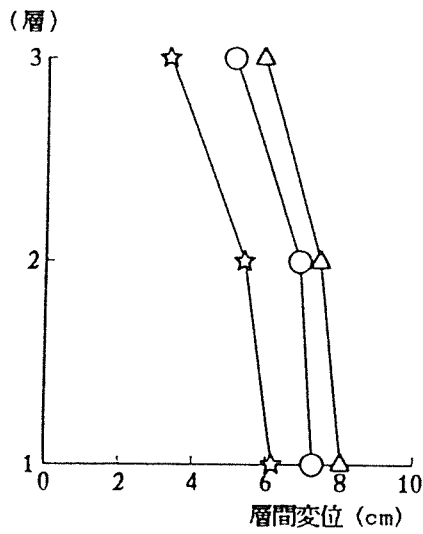
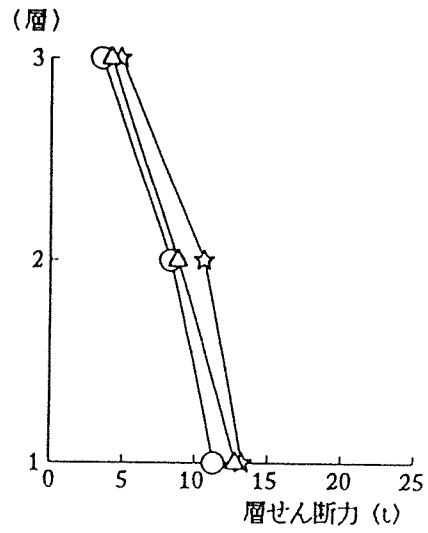
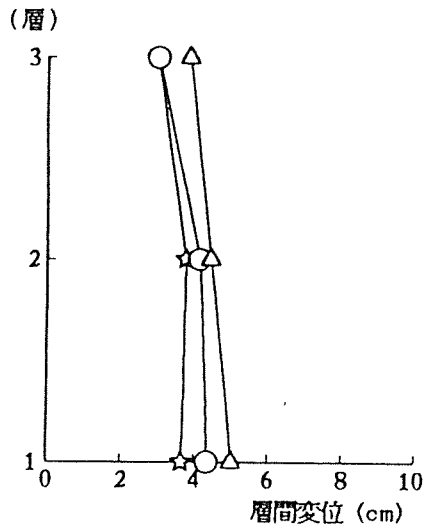
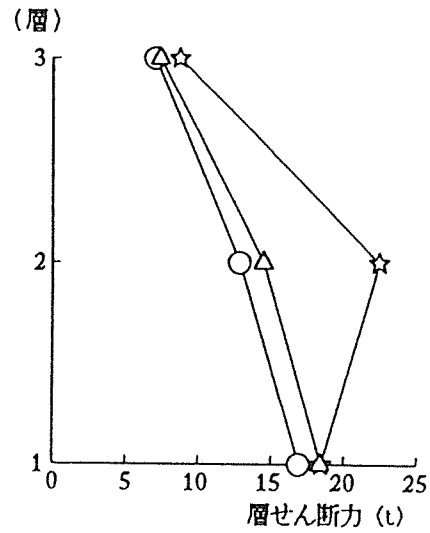
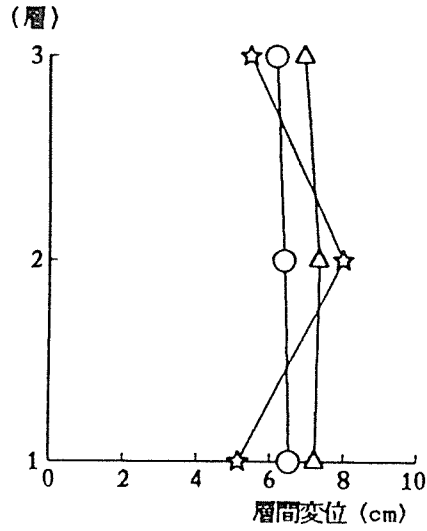
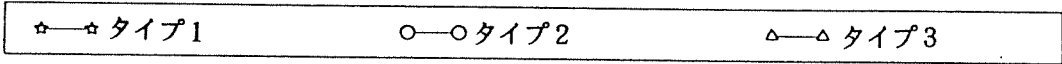


図 5. 層せん断力と層間変位の最大応答値

9. 新しい接合方法の開発

9. 1 二方向ラーメン柱-梁接合部の正負繰返し加力実験

目 次

1. 研究の目的

2. 柱-鋼板ガセット間の接合法の概要

3. 梁側接合部

4. 実験方法

5. 結果および考察

2方向ラーメン柱-梁接合部の正負繰り返し加力実験

1. 研究の目的

これまでの一連のモーメント抵抗接合法に関する研究を通じて、通直集成材の柱、梁を釘、ボルト、ドリフトピン等の接合具と鋼板ガセット板を用いて比較的剛に（半剛節）接合する技術を提案してきた。提案してきた接合法は、意匠的な面やコストの点等、改善すべき多くの問題を含んだ未完成なものではあるが、必要な剛性と強度を比較的容易な方法で確保することができる現実的な一面を有しているため、実際に一部の大規模木造ラーメン架構に使われるようになってきた。

次の研究課題として、このモーメント抵抗接合法を2方向純ラーメン架構に拡張することを目標に、図1に概念を示すエンドプレート式接合法を考案した。

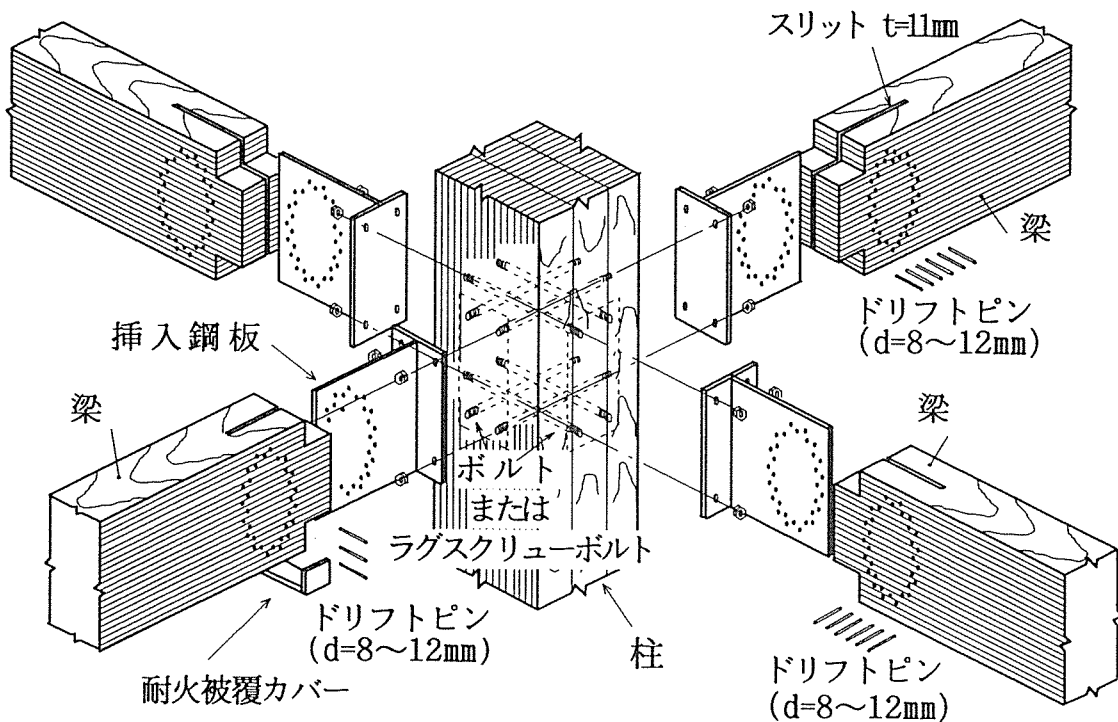


図1 2方向純ラーメン用柱-梁接合部のイメージ

今回提案する接合法において、梁-鋼板ガセット間の接合には、これまで研究を続けてきた「鋼板挿入式ドリフトピン接合法」を引き続き採用した。また、柱-鋼板ガセット間の接合には、2節で詳述する2種類の接合法、すなわち「ラグスクリュー補強法」と「ラグスクリューボルト法」を採用した。

本報告では、接合方法の違いによる剛性・耐力の違いを比較検討するために、実大十字型柱-梁接合試験体を用いて静的正負繰り返し実験を行った結果について報告する。

2. 柱-鋼板ガセット間の接合法の概要

2. 1 ラグスクリー補強法¹⁾

引張ボルトタイプの柱-梁接合部は、梁が柱に対して回転変形を起こすと、圧縮側の梁端部（木口面）が柱側面へめり込んで圧縮力を生じ、一方引張側はボルトにより引張力を受け、一对の偶力としてモーメントに抵抗するメカニズムを有する。しかし、木材のめり込みに対する剛性が低いため、柱-梁回転剛性が予想以上に低下する傾向が強い。この低いめり込み剛性を向上させるため、多数本のラグスクリーを柱側面に打ち込んで面圧耐力を増加させる「稲山氏提案の方法¹⁾」（図2参照）を第1の方法として試みた。

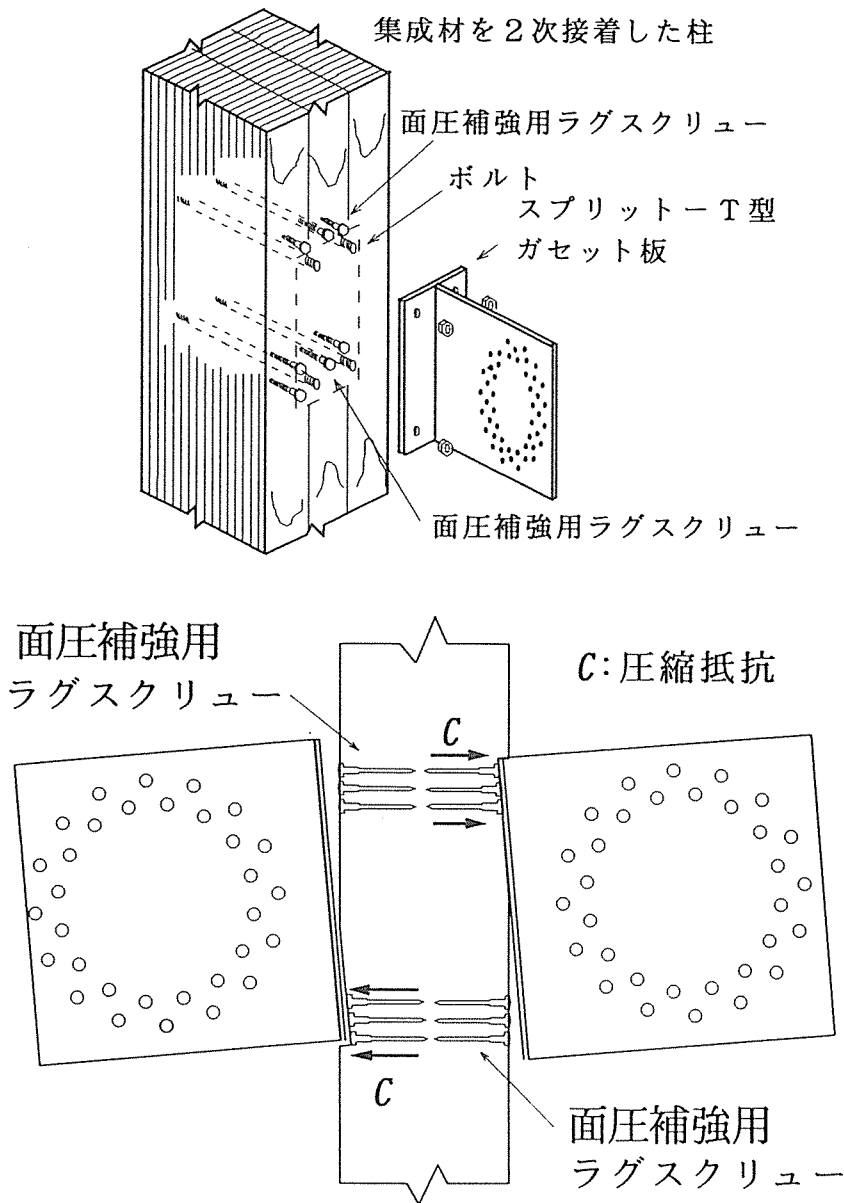


図2 ラグスクリー補強法¹⁾の概念

1) 稲山正弘：住木センター木質架構委員会報告、1993。（未発表）

実験計画当初予定した6体の試験体の内、「接着層面加力タイプ」の3体について、 $\phi-12$ 、有効打ち込み長さ $l_e=180\text{mm}$ のラグスクリューを柱の引張ボルト孔周辺に電動式トルクレンチで打ち込んで、面圧耐力を補強した。図3に $\phi 12$ ラグスクリューの打ち込み位置と本数を示す。

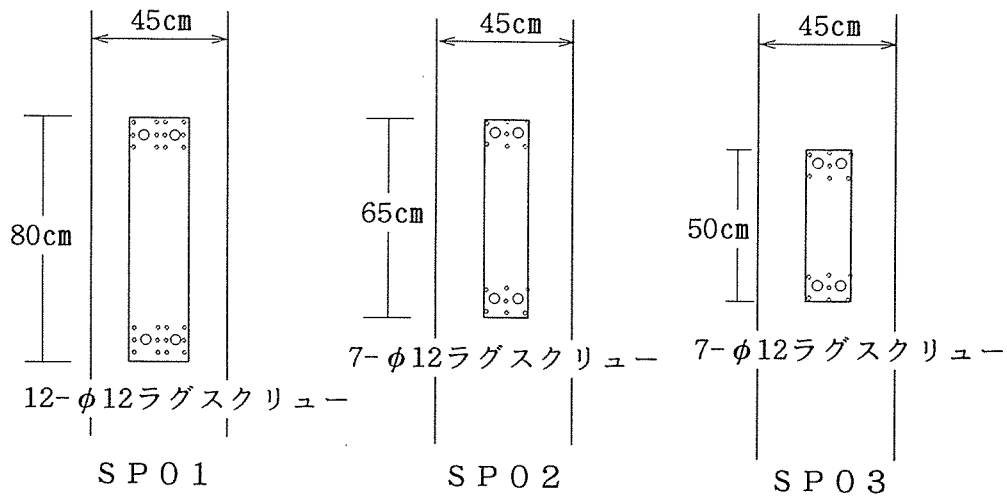


図3 面圧補強用 $\phi 12-l_e=180\text{mm}$ ラグスクリューの打ち込み位置と本数

写真1に面圧補強用のラグスクリューを集成材のボルト孔周辺に打ち込んでいる様子を示す。写真の試験体は本報告と直接関係のないものであるが、基本操作としては全く同じである。打ち込みには、電動のトルクレンチを用い、トルクレンチのソケットがネジ山を回せる限界まで埋め込んだ。その結果は、ラグスクリューの六角ボルト山が1~2mm程度集成材表面に突出する程度であった。

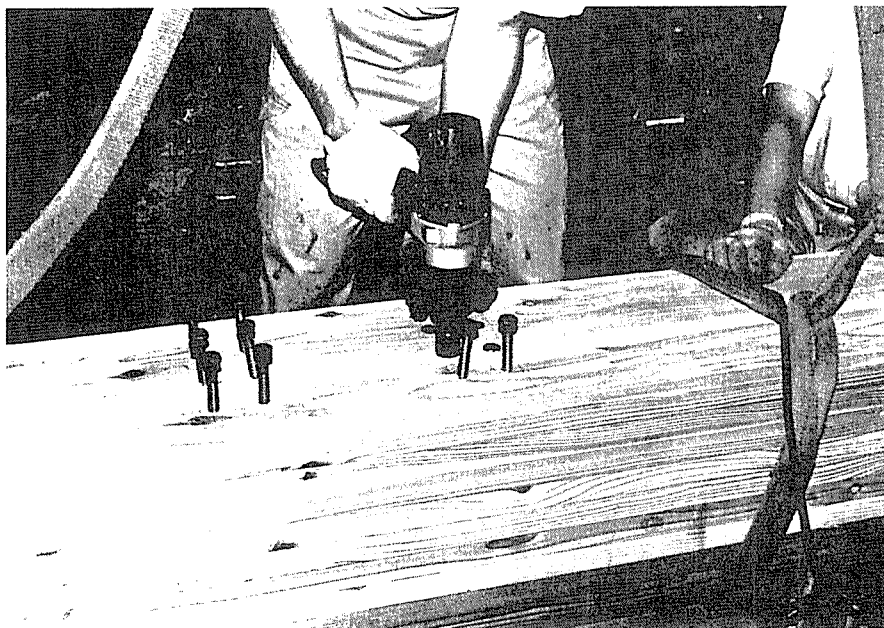


写真1 ラグスクリューの埋め込み状況 (CN-C40297/15A)

2. 2 ラグスクリューボルト法

既往の引張ボルト法が、基本的にめり込み剛性に依存した剛性は低いが延性に富んだ接合法であるのに対し、新たに提案する「ラグスクリューボルト法」は、基本的にラグスクリューの引張力に依存した正反対の接合法である。

「ラグスクリューボルト」とは、図4-aに示すように、通常の高切りボルトの軸部にラグスクリューと同じ螺旋状の切り込みを設けた新考案の接合具である。これを用いる接合では、柱-鋼板間の抵抗モーメントは、図4-bに示すように、ラグスクリューボルトの軸部に分布するせん断応力 q の合力 T （引き抜き抵抗能力）に依存する。

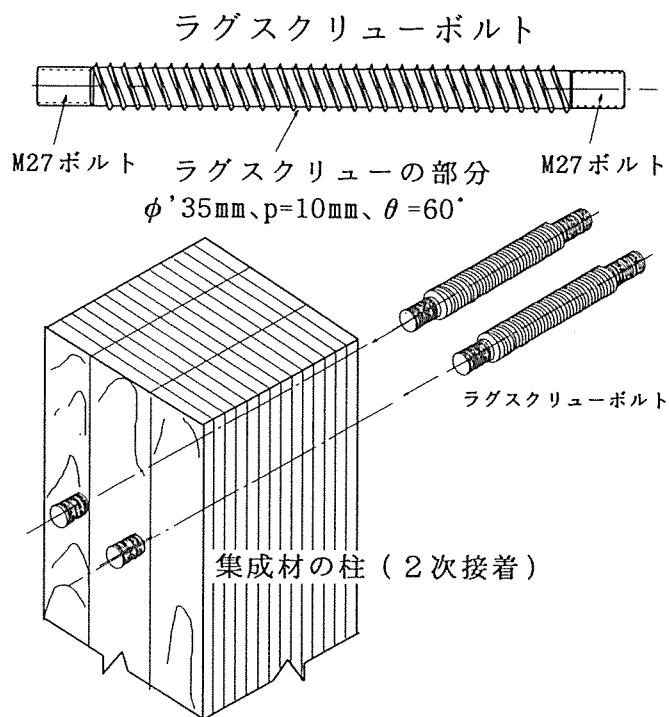
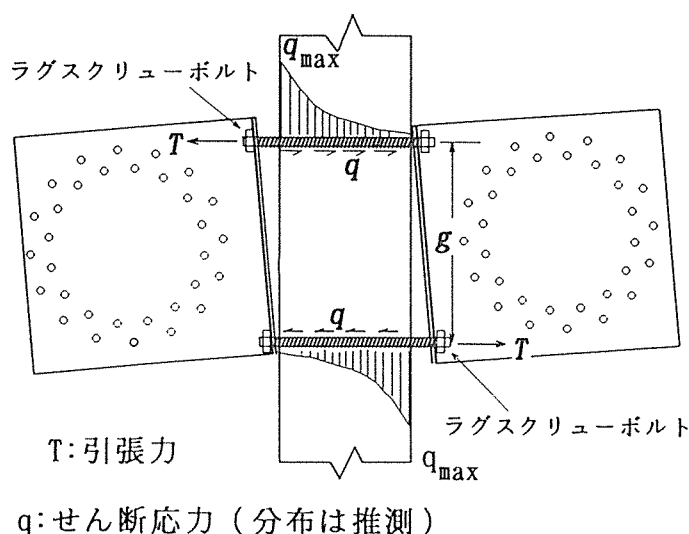


図4-a ラグスクリューボルトのイメージ



q :せん断応力 (分布は推測)

図4-b ラグスクリューボルト法によるモーメント抵抗の概念

合力 T とせん断応力 q との関係は、集成材中における q の厳密な分布が分からなければ厳密には定義できない。すなわち、

$$T = A \int q(s) ds$$

しかし、終局耐力の状態になると、 q のボルト軸方向分布はほぼ均一に近づくと考えられ、近似的には次式で推定可能と考えられる。

$$T_{\max} = \pi r^2 \cdot \tau_w \cdot l$$

ただし

- r : ラグスクリューボルトの山側半径
- τ_w : 集成材のせん断強度
- l : ラグスクリューボルトの埋め込み長さ

写真2に実際にラグスクリューボルトを大型の電動トルクレンチで集成材の柱側面に打ち込んでいる様子を示す。今回試作したラグスクリューボルトの場合、ボルト山径35mmに対し、先孔径を27mmとした(約75%)。

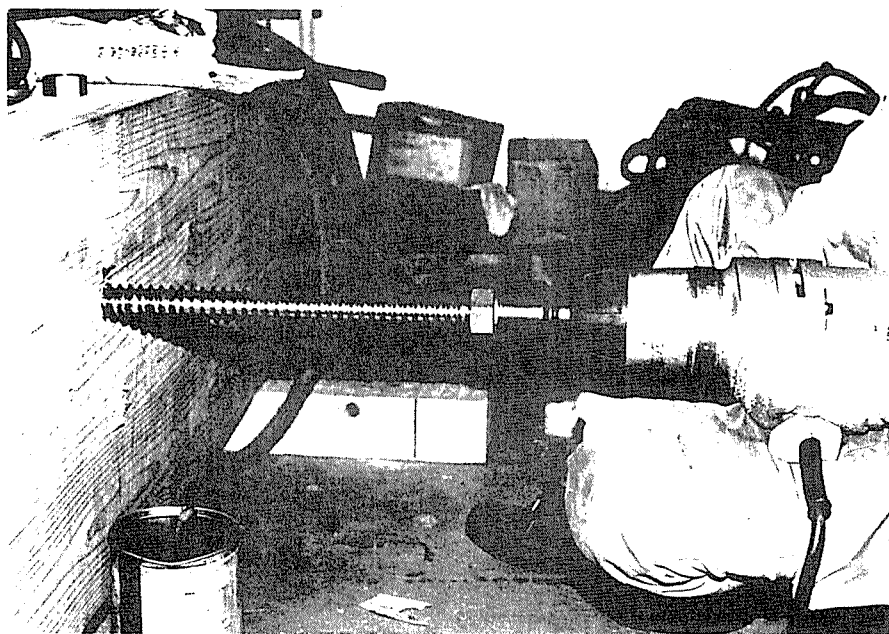


写真2 ラグスクリューボルトの打ち込み状況 (CN-B70150/16)

3. 梁側接合部

3. 1 概要

梁側接合部には、従来から研究を続けてきた鋼板挿入式ドリフトピン接合(円形配置)によるモーメント抵抗接合法を採用した。部材としては、梁、柱ともベイマツJAS1級集成材とし、柱に関しては3材を2次接着して45cm角の柱とした。図5、図6、図7に梁側接合部の詳細を示す。

① 梁部材

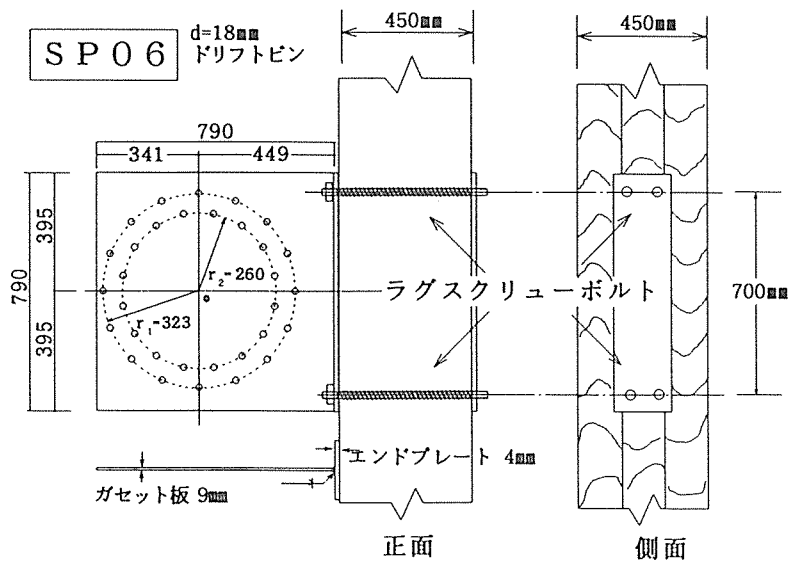
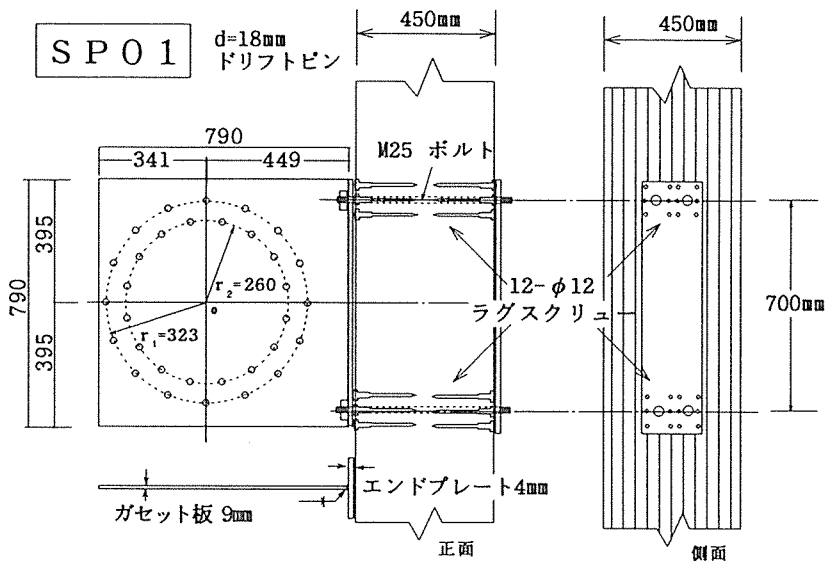
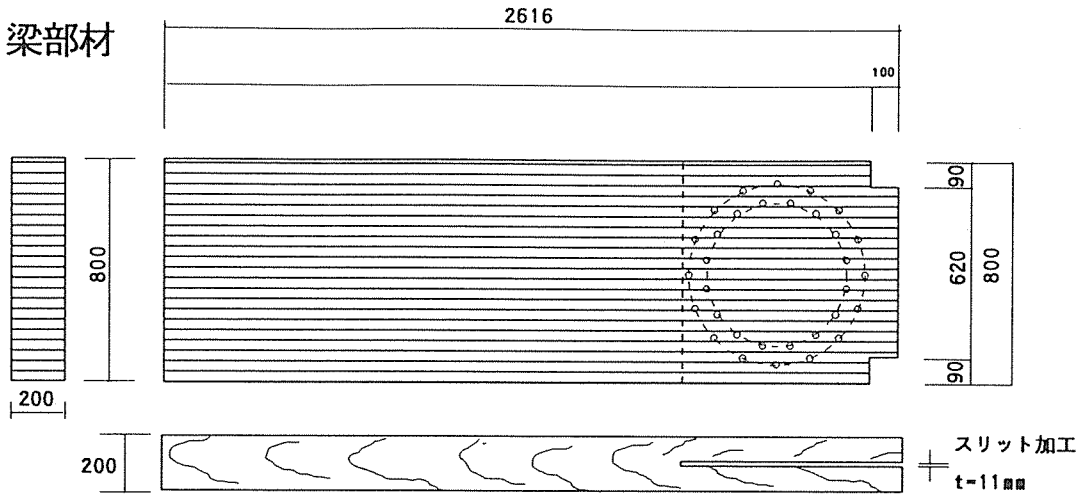


図5 梁せい h=80cm のタイプ (SP01とSP06)

① 梁部材

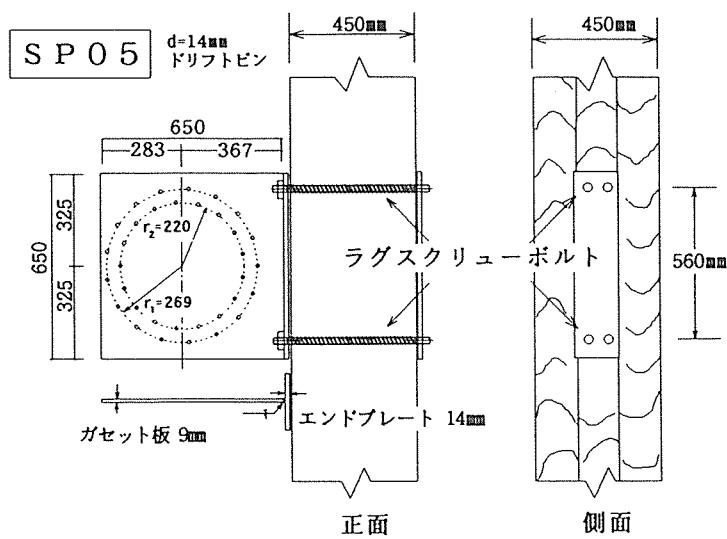
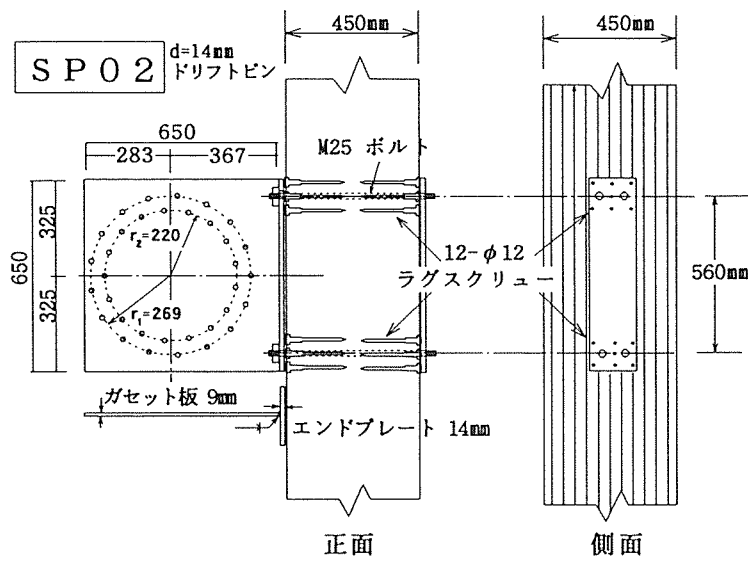
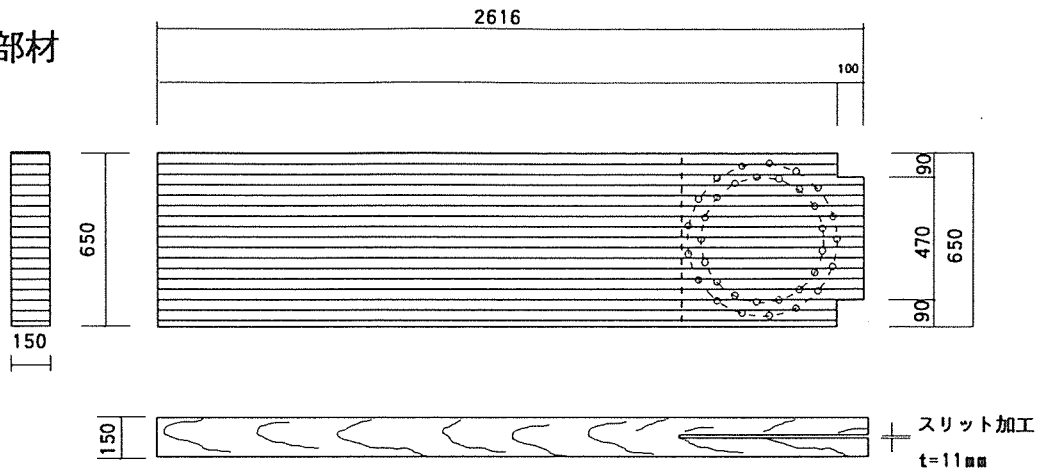


図6 梁せい h=65cm のタイプ (SP02とSP05)

① 梁部材

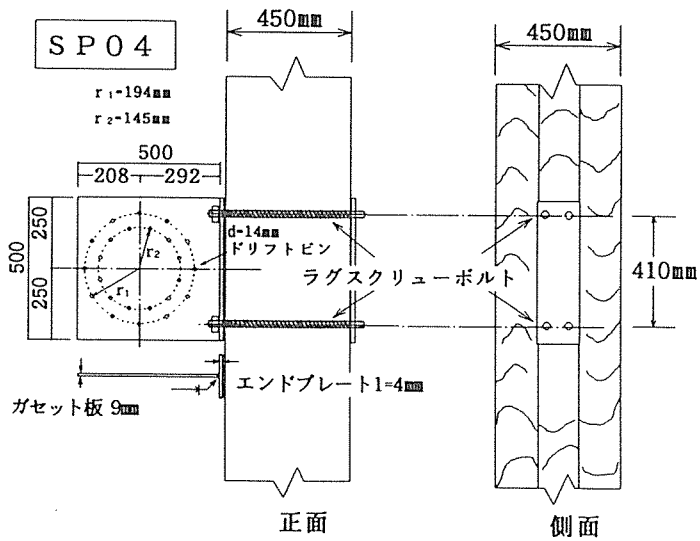
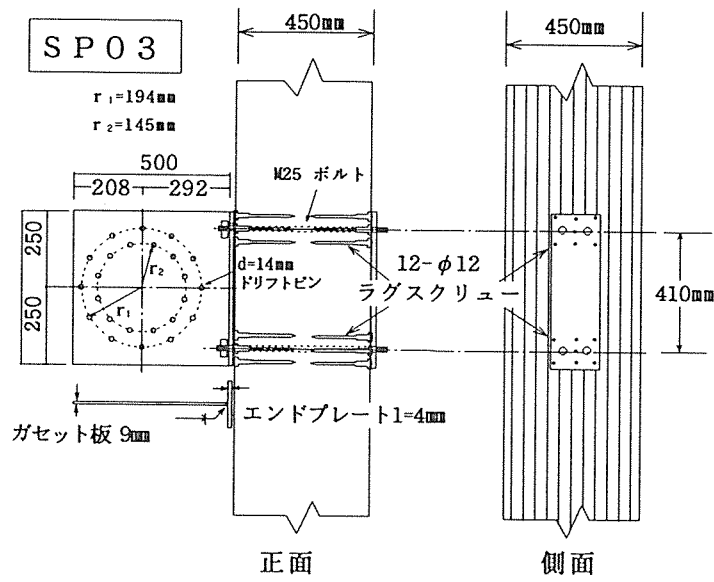
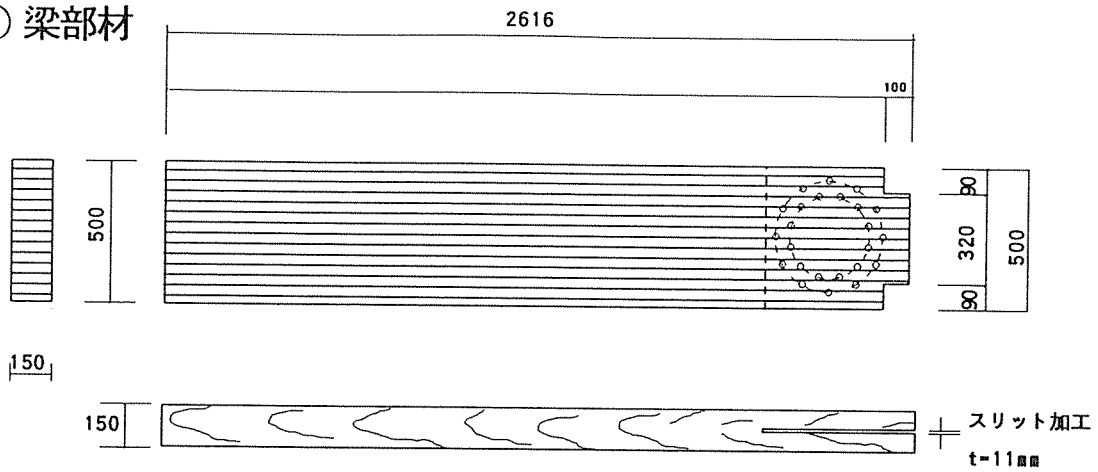


図7 梁せい h=50cm のタイプ (SP03 と SP04)

表1に全供試試験体の仕様をまとめて示す。

表1 供試試験体の仕様

試験体呼称	柱-梁接合法	梁せい h (mm)	梁幅 b (mm)	梁接合部ドリフトピン	加力面
SP01	ラグスクリュー補強	800	200	d=18mm 2周 n=32本	接着層
SP02	ラグスクリュー補強	650	150	d=14mm 2周 n=34本	接着層
SP03	ラグスクリュー補強	500	150	d=14mm 2周 n=24本	接着層
SP04	ラグスクリューボルト	500	150	d=14mm 2周 n=24本	板目面
SP05	ラグスクリューボルト	650	150	d=14mm 2周 n=34本	板目面
SP06	ラグスクリューボルト	800	200	d=18mm 2周 n=32本	板目面

柱：ベイマツJAS1級集成材（150mmx450mm）3材を2次接着して450mmx450mm角に仕上げた
 梁：ベイマツJAS1級集成材：集成材の密度は520kg/m³と仮定

4. 実験方法

4.1 加力方法

反力床の上に試験体をフラットワイズに寝せた状態で、図8に示す50tf容量の電動ジャッキによって、静的正負繰り返し力実験を行った。

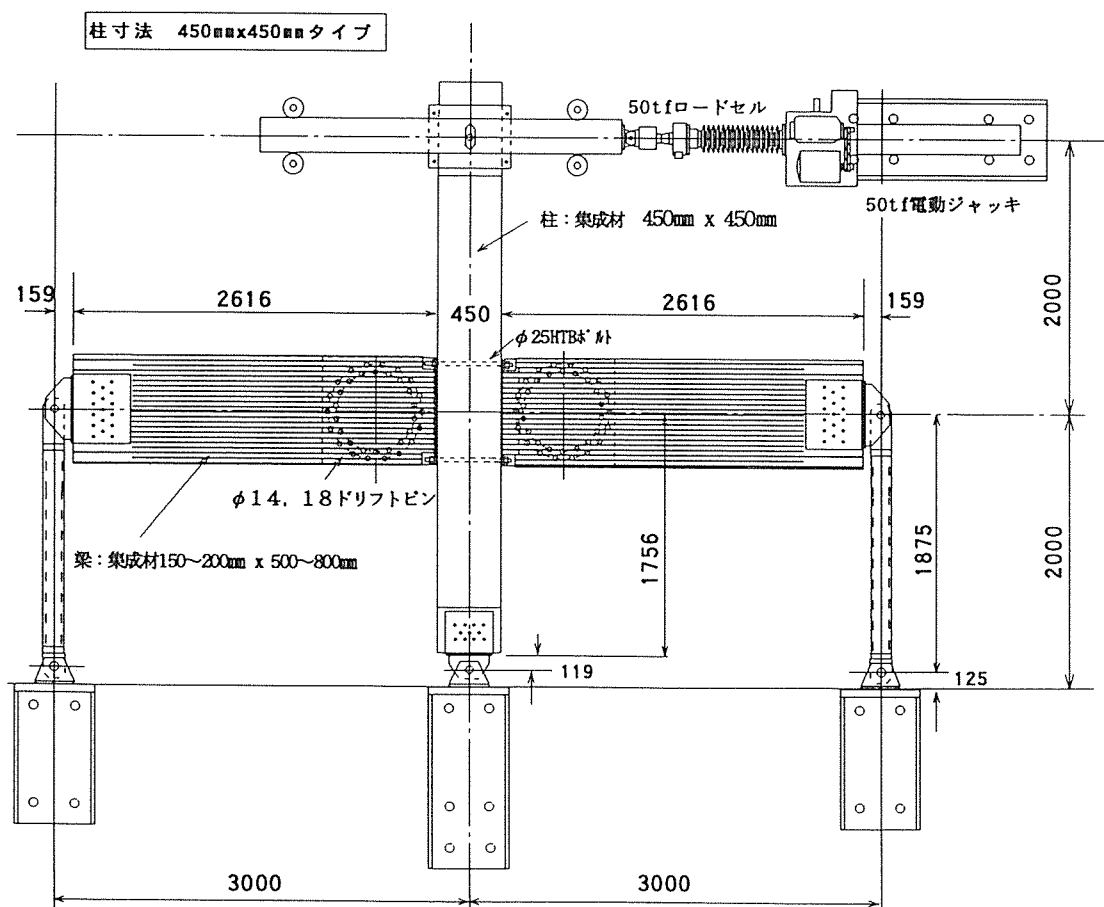


図8 柱-梁モーメント接合部静的正負繰り返し加力試験方法

4. 2 加力スケジュール

加力ロットの変位を制御する方法で、以下に示す8サイクルの正負繰り返し加力試験を行った。

ループ	加力ロットの変位	見かけの層間変位
第1ループ：	± 20.0mm	± 1/200 radian
第2ループ：	± 28.3mm	± 1/141 radian
第3ループ：	± 40.0mm	± 1/100 radian
第4ループ：	± 56.7mm	± 1/70 radian
第5ループ：	± 80.0mm	± 1/50 radian
第6ループ：	± 113.14mm	± 1/35 radian
第7ループ：	± 160.0mm	± 1/25 radian
第8ループ：	± 245.0mm	± 1/16 radian

4. 3 測定機器の配置

図9に最終的に有効なデータを採取できた変位計の取り付け位置とその番号を示す。実際には、柱回転支点を不動点とするアルミアングルに幾つかの変位計受けを取り付けて柱のせん断変形角や、梁の部材角等を測定しようとしたが、試験機（50tf電動ジャッキ）の振動の影響が大きく、得られたデータは使いものにならなかった。

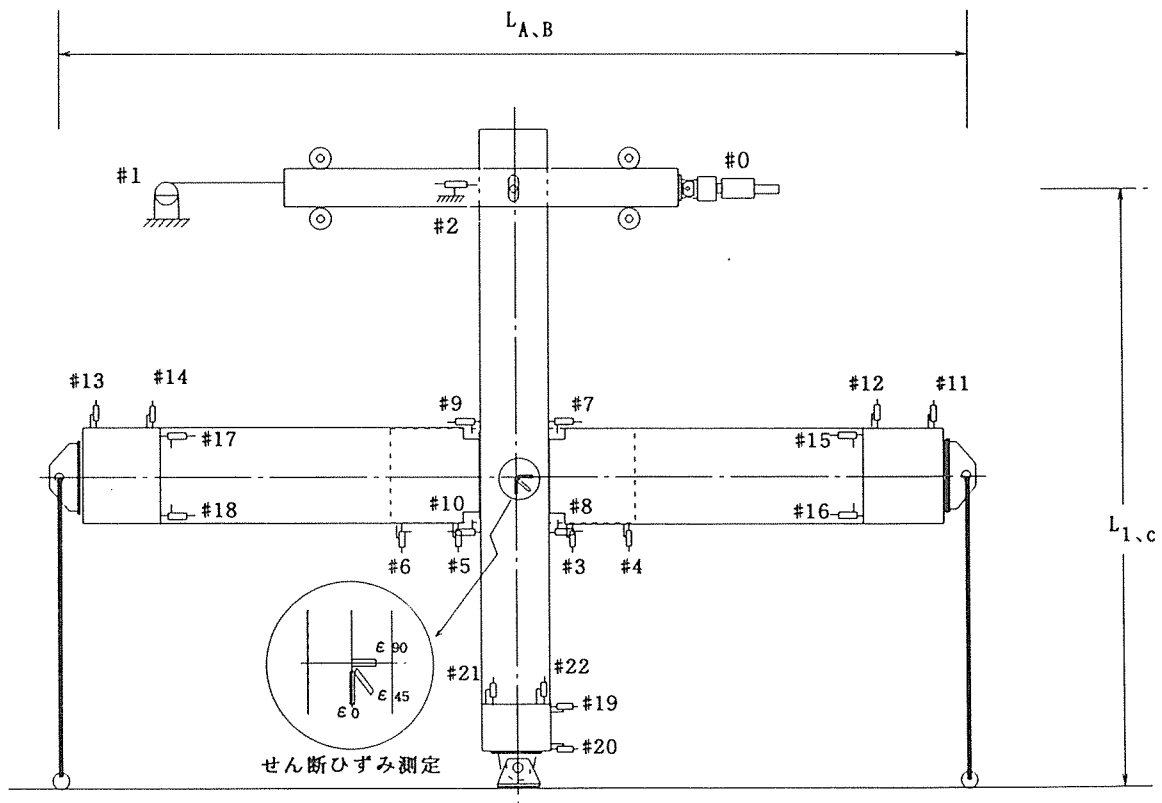


図9 変位計の取り付け位置とその番号

図10に試験体の変形と各接合部や回転支点の金物の予想される変形状態の模式図を示す。

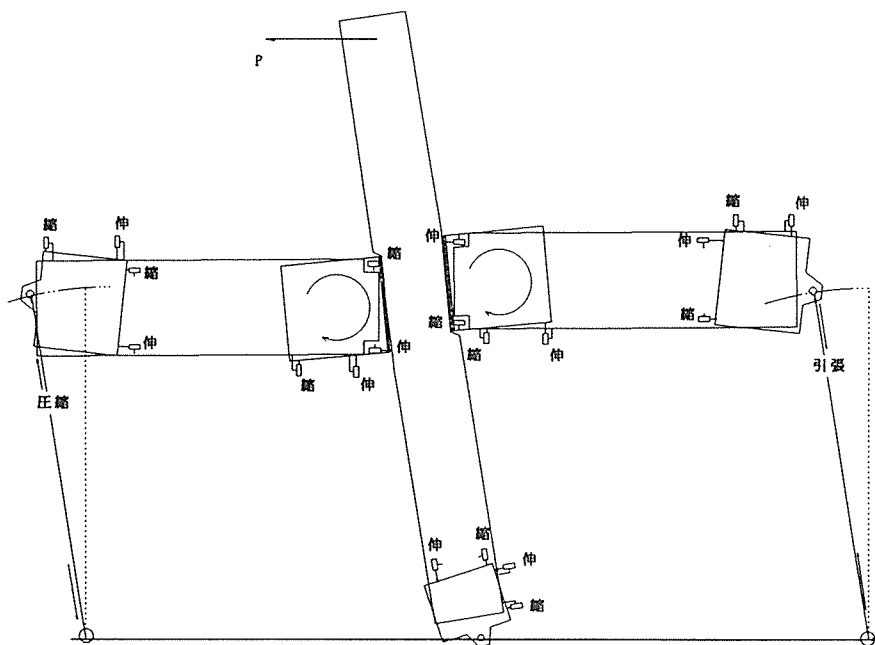


図10 試験体の変形と各接合部や回転支点の金物の予想される変形状態

図9、図10の関係から、十字型柱-梁接合試験体の各種変形量は以下の式を用いて算出した。

①層間変形角
$$\gamma = (\delta_1 - \delta_c) / L_{1,c} - (\delta_A - \delta_B) / L_{A,B}$$

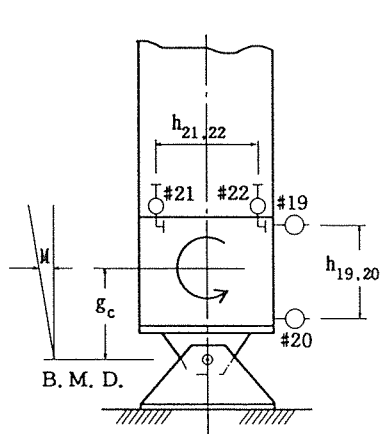
ただし、

$$\delta_1 = \#1 - \#2 \quad (\text{図9})$$

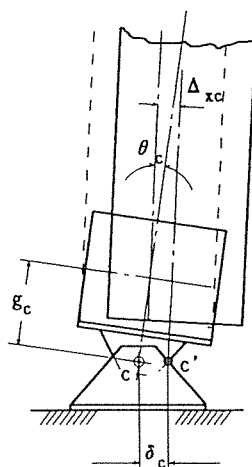
$$\delta_c = \theta_c \cdot g_c + \Delta_{xc} \quad (\text{参考図1})$$

$$\theta_c = 0.5 \{ (\#21 - \#22) / h_{21,22} + (\#19 - \#20) / h_{19,20} \}$$

$$\Delta_{xc} = 0.5(\#19 + \#20)$$



変形前



変形後

[参考図1]

$$\theta_c = M / K_{\theta_c}$$

$$\Delta_{xc} = Q / K_{xc}$$

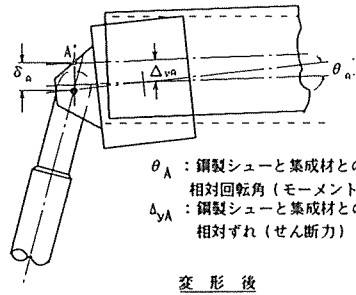
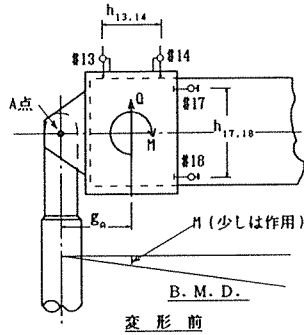
θ_c : 鋼製シューと集成材との相対回転角

Δ_{xc} : 鋼製シューと集成材

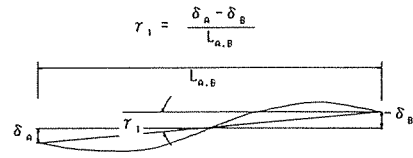
$$\delta_A = \theta_A \cdot g_A + \Delta_{yA} \quad (\text{参考図 2})$$

$$\theta_A = 0.5 \{ (\#13 - \#14) / h_{13,14} + (\#17 - \#18) / h_{17,18} \}$$

$$\Delta_{yA} = 0.5(\#13 + \#14)$$



[参考図 2]



$$\delta_B = \theta_B \cdot g_B + \Delta_{yB} \quad (\text{参考図 2 と同様の考え方})$$

$$\theta_B = 0.5 \{ (\#11 - \#12) / h_{11,12} + (\#15 - \#16) / h_{15,16} \}$$

$$\Delta_{yB} = 0.5(\#11 + \#12)$$

② 鋼板ガセットー集成材梁間相対回転角

A-サイド (図 9 の左側) $\theta_{RA} = (\#6 - \#5) / h_{6,5}$

B-サイド (図 9 の右側) $\theta_{RB} = (\#4 - \#3) / h_{4,3}$

③ エンドプレートー柱側面間のめり込み回転角

A-サイド (図 9 の左側) $\theta_{eA} = (\#9 - \#10) / h_{9,10}$

B-サイド (図 9 の右側) $\theta_{eB} = (\#7 - \#8) / h_{7,8}$

④ 柱パネルゾーンのせん断ひずみ

$$\gamma_{ps} = 2\varepsilon_{45} - (\varepsilon_0 + \varepsilon_{90})$$

⑤ 柱パネルゾーンのせん断応力度 (新都市型集合住宅システム報告書、S62年3月p.42より)

パネルゾーンに作用するせん断力を Q_P とすると、

$$Q_P = 2M' / g - Q \quad \dots a)$$

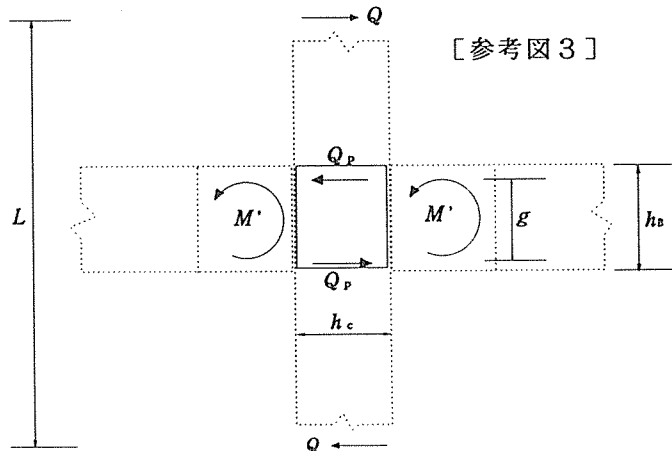
$$M' = Q(L - h_B) / 2 \quad \dots b)$$

梁せい h_B の $2/3$ が M' の作用距離と仮定すれば、

$$g \doteq 2/3 h_B \quad \dots c)$$

a), b), c) より、

$$Q_P \doteq Q (1.5L/h_B - 2.5)$$



5. 結果および考察

5. 1 柱-梁回転剛性の実測値と設計用回転剛性の算定

供試接合試験体の柱-梁間相対回転変形角 θ_J は図 1 1 に模式的に示すように、集成材-鋼板ガセット間の相対回転変形角 θ_{DP} と、鋼板エンドプレート-集成材柱間の相対めり込み回転変形角 θ_{eP} の和と考えることができる。

$$\theta_J = \theta_{DP} + \theta_{eP} \quad \dots a)$$

一方、モーメント M と各回転角 θ_{DP} 、 θ_{eP} との関係は

$$\text{集成材-鋼板ガセット間} \quad : \quad M = R_{DP} \cdot \theta_{DP} \quad \dots b)$$

$$\text{鋼板エンドプレート-集成材柱間} \quad : \quad M = R_{eP} \cdot \theta_{eP} \quad \dots c)$$

ここで、

R_{DP} : 集成材-鋼板ガセット間の相対回転剛性

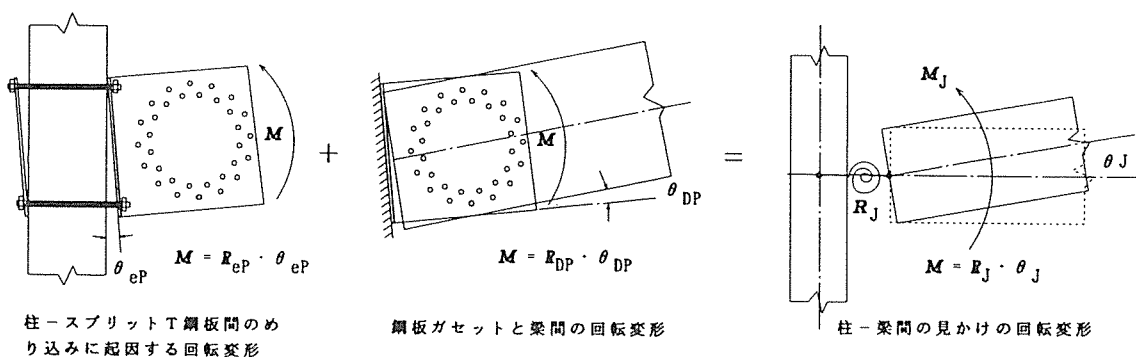
R_{eP} : 鋼板エンドプレート-集成材柱間の相対めり込み回転剛性

b), c) を a) に代入すると

$$\begin{aligned} \theta_J &= \theta_{DP} + \theta_{eP} \\ &= M/R_{DP} + M/R_{eP} \\ &= M(1/R_{DP} + 1/R_{eP}) \\ &= M/R_J \end{aligned}$$

以上より、柱-梁間の見かけの回転剛性は

$$R_J = R_{DP} \cdot R_{eP} / (R_{DP} + R_{eP})$$



$$\theta_J = \theta_{eP} + \theta_{DP} = M/R_{eP} + M/R_{DP} = M(1/R_{eP} + 1/R_{DP}) = M/R_J$$

ただし、 $R_J = R_{DP} \cdot R_{eP} / (R_{DP} + R_{eP})$

図 1 1 2つの回転剛性の直列結合による見かけの柱-梁相対回転剛性の合成

図12、図13、図14、図15に、各試験体のモーメント-回転角の関係を
 示す。回転剛性 R_{DP} 、 R_{EP} はこれらの $M-\theta$ 関係の初期傾きとして決定した。

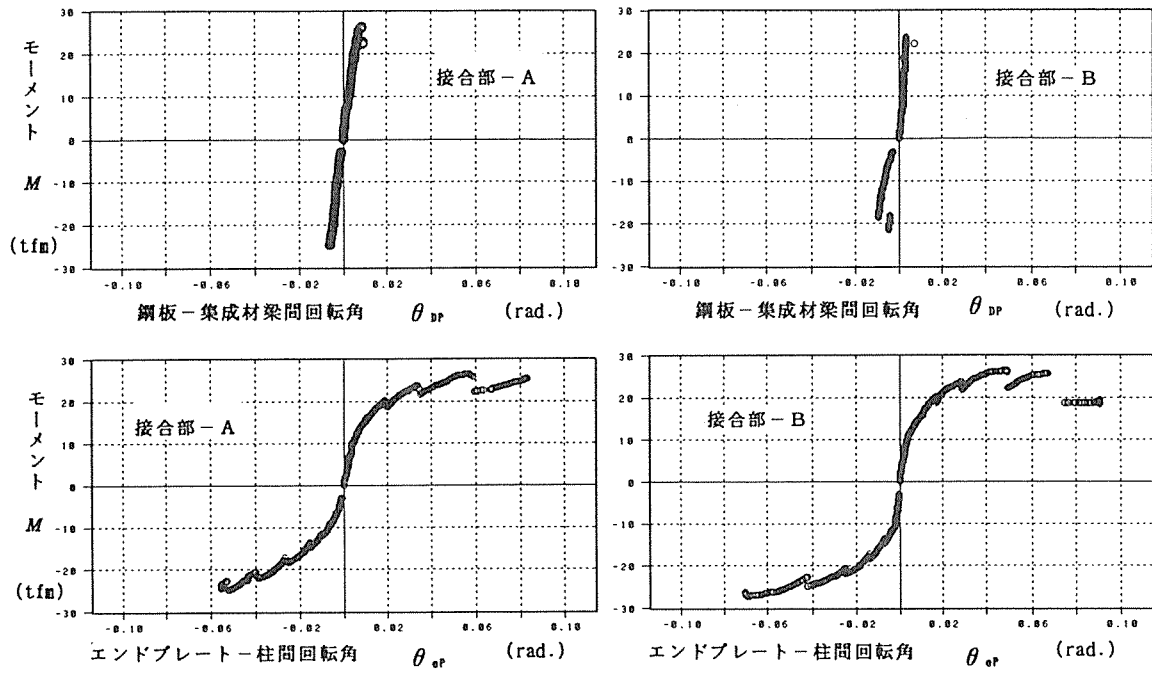


図12 試験体-1 (h=80cm、ラグスクリュー補強法) の $M-\theta$ 関係

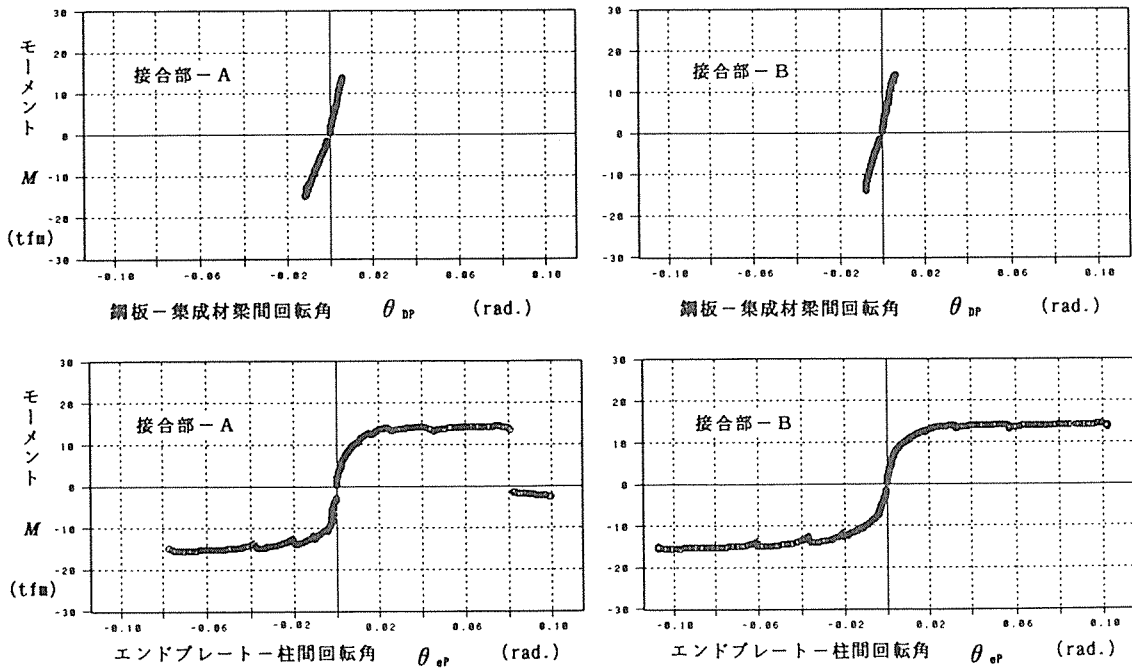


図13 試験体-2 (h=65cm、ラグスクリュー補強法) の $M-\theta$ 関係

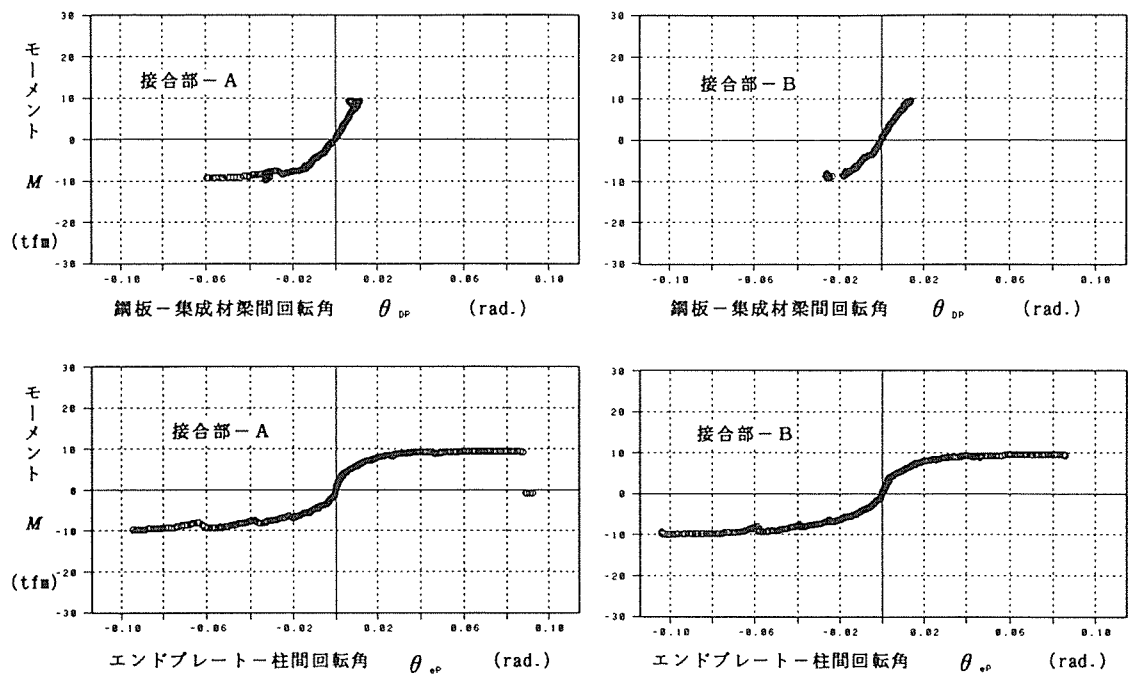


図 1 4 試験体 - 3 (h=50cm、ラグスクリュー補強法) の M-θ 関係

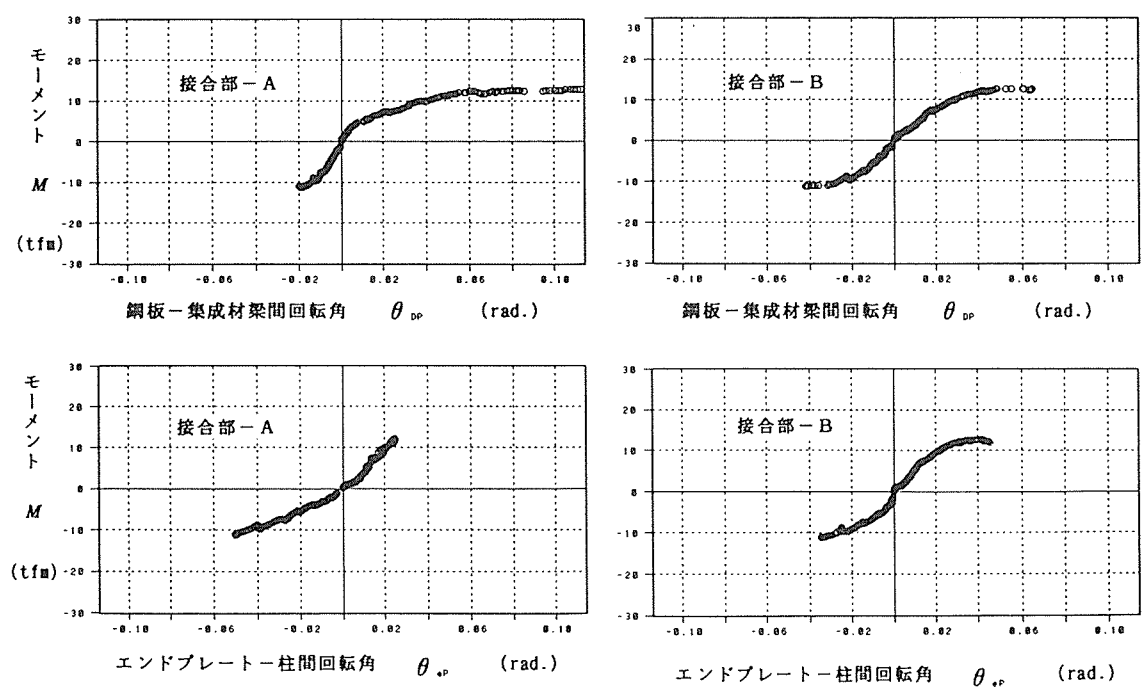


図 1 5 試験体 - 4 (h=50cm、ラグスクリューボルト法) の M-θ 関係

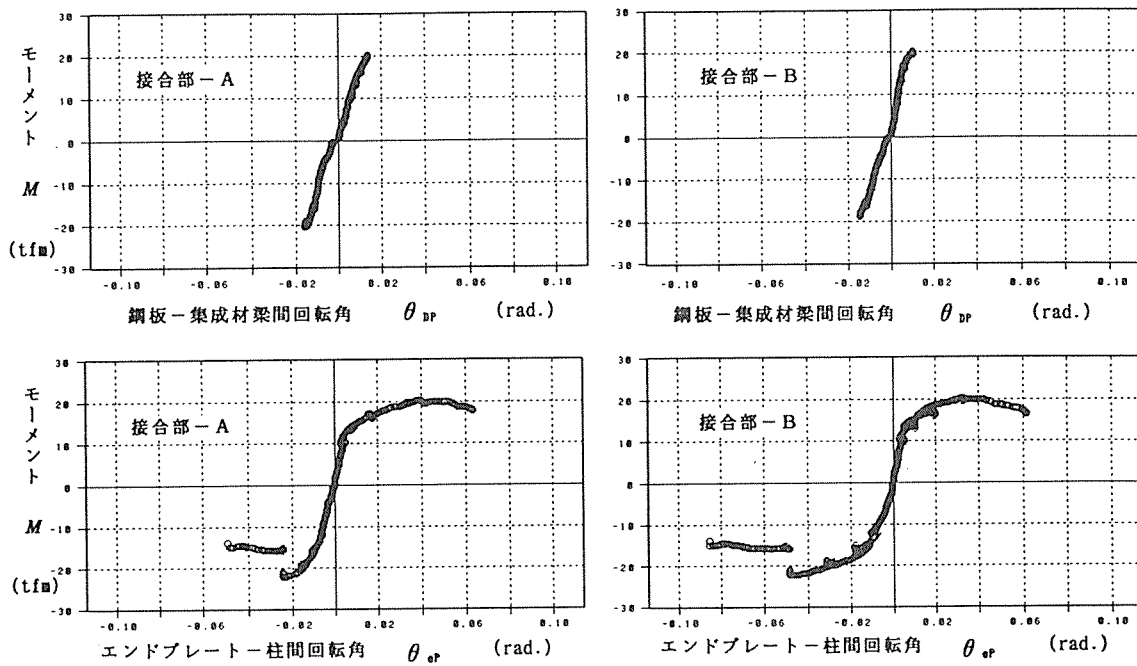


図 16 試験体 - 5 ($h=65\text{cm}$ 、ラグスクリューボルト法) の $M-\theta$ 関係

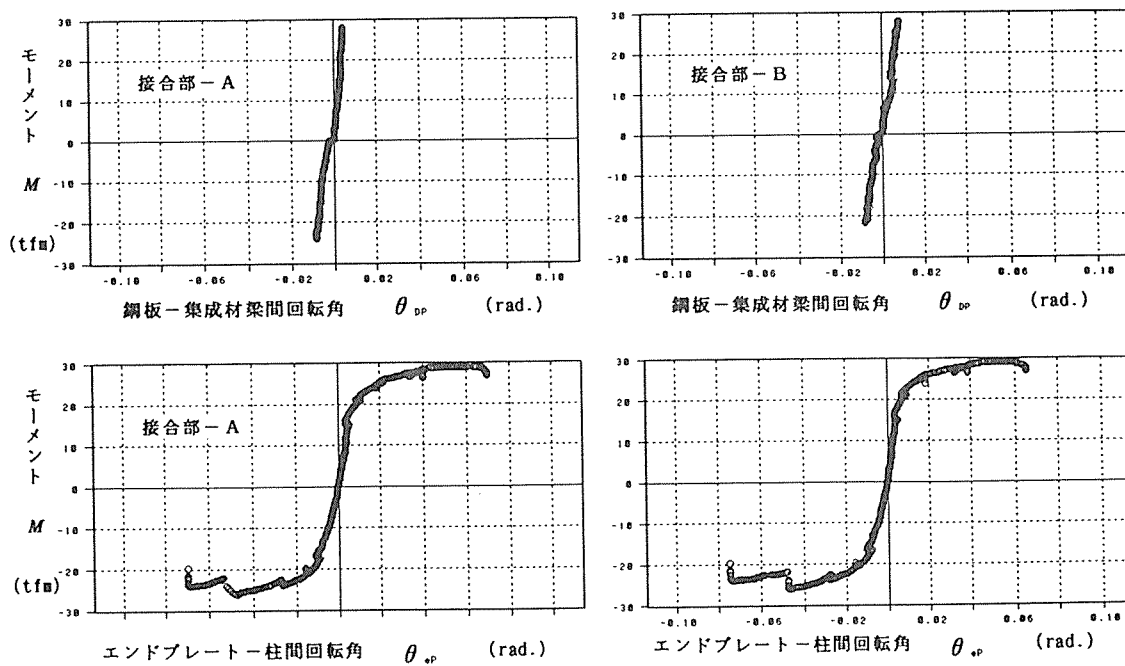


図 17 試験体 - 6 ($h=80\text{cm}$ 、ラグスクリューボルト法) の $M-\theta$ 関係

表2に、図12～図17の各包絡線の初期傾きから決定した回転剛性の一覧を示す。

表2 木質架構2方向ラーメン回転剛性実測値

試験体	梁せい	接合法	押し側						引き側					
			R_{DP-A}	R_{DP-B}	R_{EP-A}	R_{EP-B}	R_{J-A}	R_{J-B}	R_{DP-A}	R_{DP-B}	R_{EP-A}	R_{EP-B}	R_{J-A}	R_{J-B}
			(tfm/rad.)						(tfm/rad.)					
SP03	500	a	953	1473	2025	1620	648	772	600	1246	1473	900	426	523
SP02	650	a	4050	4050	4050	3240	2025	1800	3240	2700	2492	3240	1409	1473
SP01	800	a	8100	9720	4050	5400	2700	3471	4860	4418	4050	5400	2209	2430
SP04	500	b	810	810	810	868	405	419	935	593	-	1279	0	405
SP05	650	b	1928	3115	3375	3115	1227	1558	1620	2250	2025	2025	900	1066
SP06	800	b	8100	6075	4050	5400	2700	2859	4860	6075	2430	2314	1620	1676

a : ラグスクリュー補強法、b : ラグスクリューボルト法

下添字A : 十字型接合部 - A (左側) の値

下添字B : 十字型接合部 - B (右側) の値

下添字DP : 鋼板ガセット板と集成材梁との相対回転

下添字EP : T字エンドプレートと柱との相対回転

以上より、2方向ラーメン架構の許容耐力設計を行う場合の柱-梁間の見かけの回転剛性は表2の値を平均したものとして、表3の値が得られた。

表3 2方向ラーメン架構の柱-梁間設計用回転剛性

	ラグスクリュー補強法	ラグスクリューボルト法	
$h=500\text{mm}$	$R_J = 710$	$R_J = 412$	(単位)
$h=650\text{mm}$	$R_J = 1913$	$R_J = 1392$	tfm/rad.
$h=800\text{mm}$	$R_J = 3086$	$R_J = 2779$	

今回の実験結果では、ラグスクリューボルト法の初期剛性が以外と低かった。これは、ラグスクリューボルトと先端のM27仕様のボルトとの境界にある第1番目の螺旋溝を木材に食い込み易いようにシャープにかつ薄く仕上げたため、少しの力で鋼板エンドプレートに押しつぶされて、その点を回転支点としてエンドプレートが回転したためと考えられる。今後は、ラグスクリューボルトの材質をダクタイル鉄に改め、かつ螺旋形状を改良する等が必要である。

5. 2 荷重 P と層間変形角 γ の関係

図18、図19、図20、図21、図22、図23に十字型試験体の荷重 P とせん断変形角 γ の関係を示す。

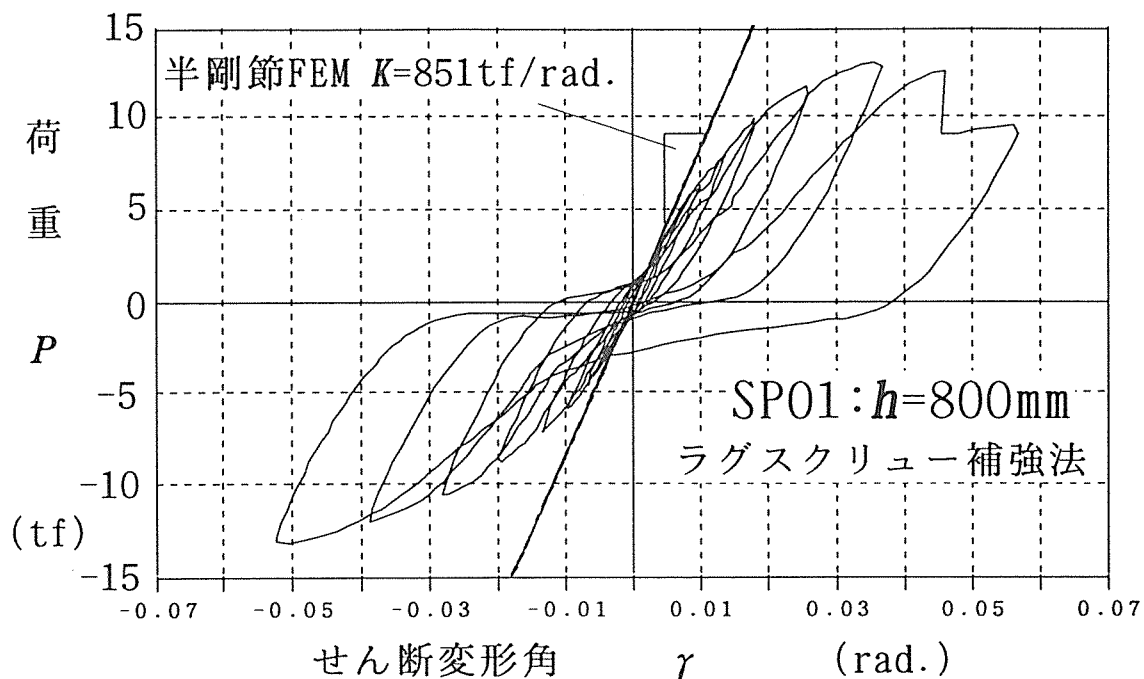


図18 試験体-1 (ラグスクリュー補強法) のモーメント-層間変形角の関係

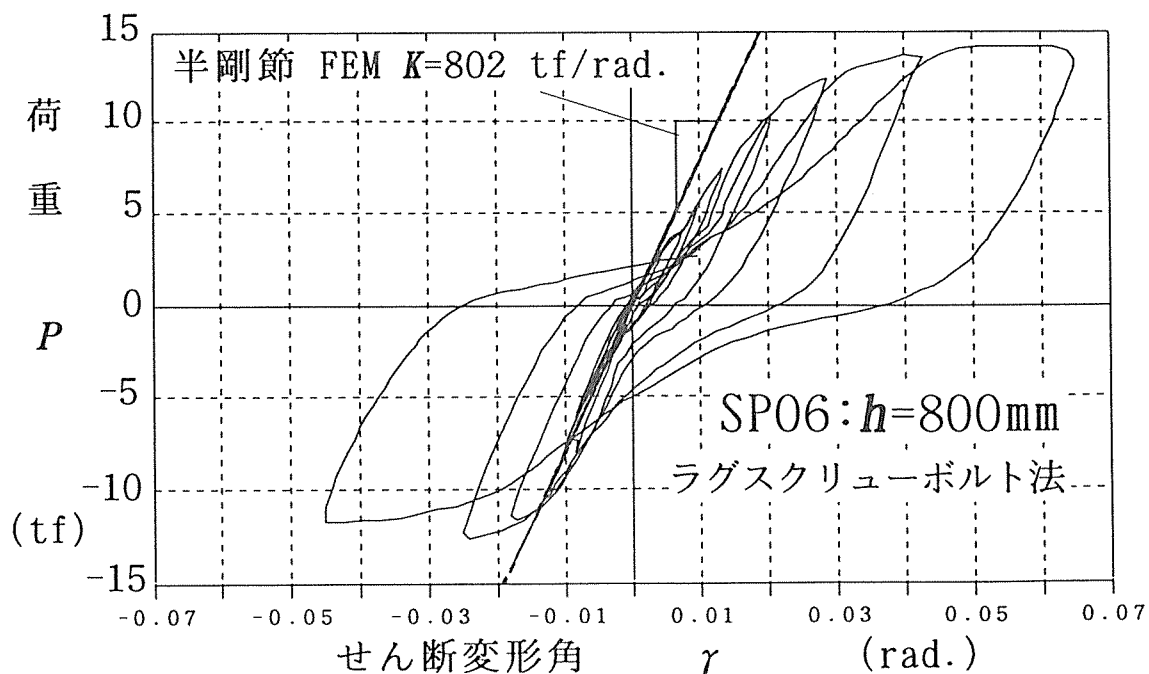


図19 試験体-6 (ラグスクリューボルト法) のモーメント-層間変形角の関係

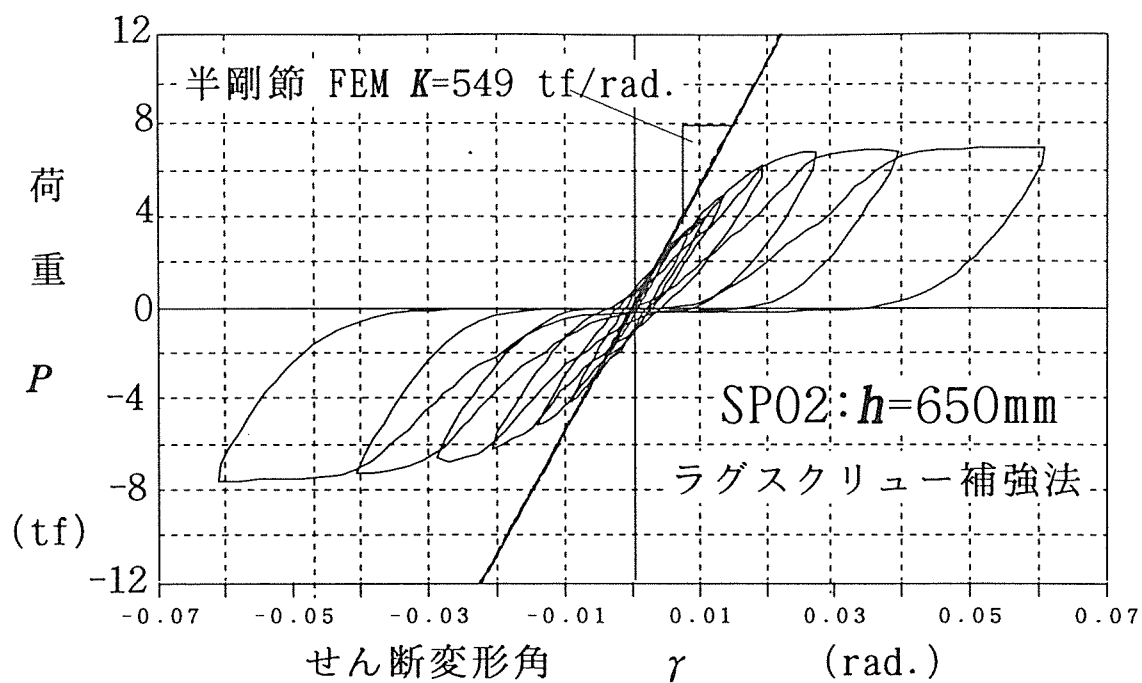


図 2 0 試験体 - 2 (ラグスクリュー補強法) のモーメント - 層間変形角の関係

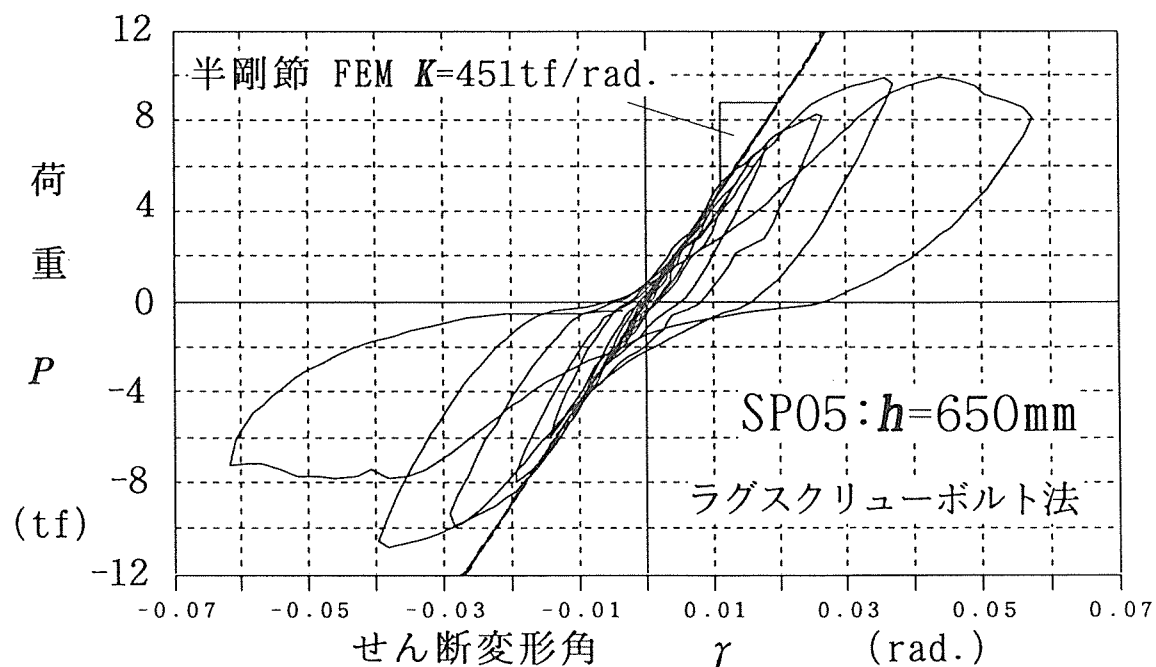


図 2 1 試験体 - 5 (ラグスクリューボルト法) のモーメント - 層間変形角の関係

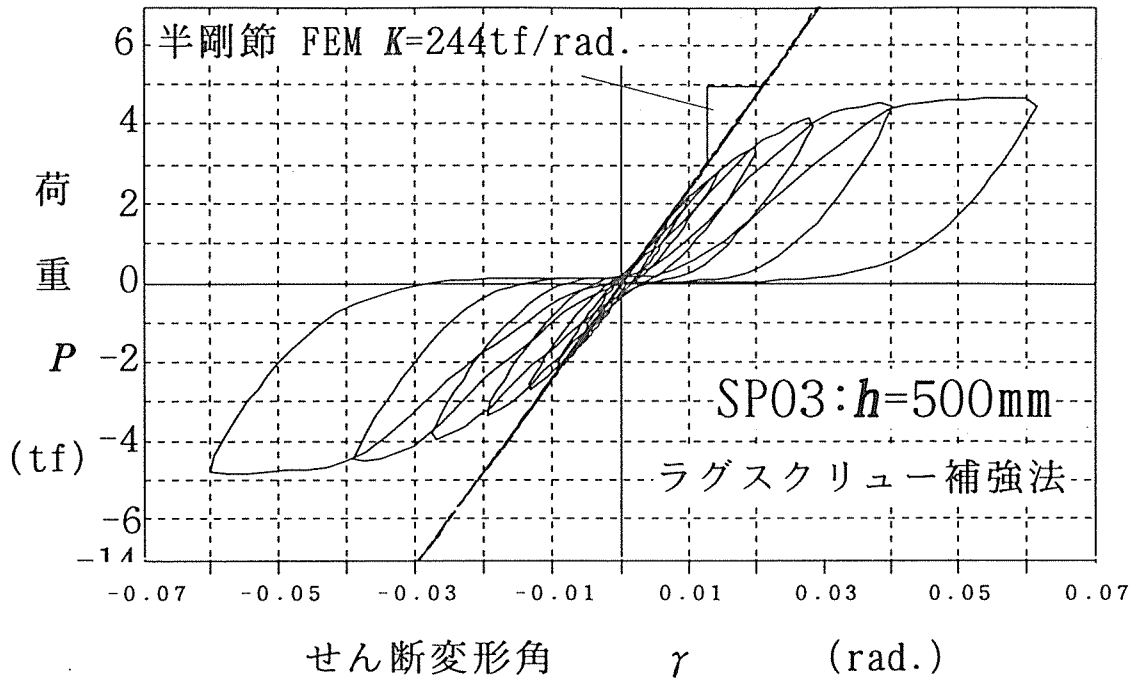


図 2 2 試験体 - 3 (ラグスクリュー補強法) のモーメント-層間変形角の関係

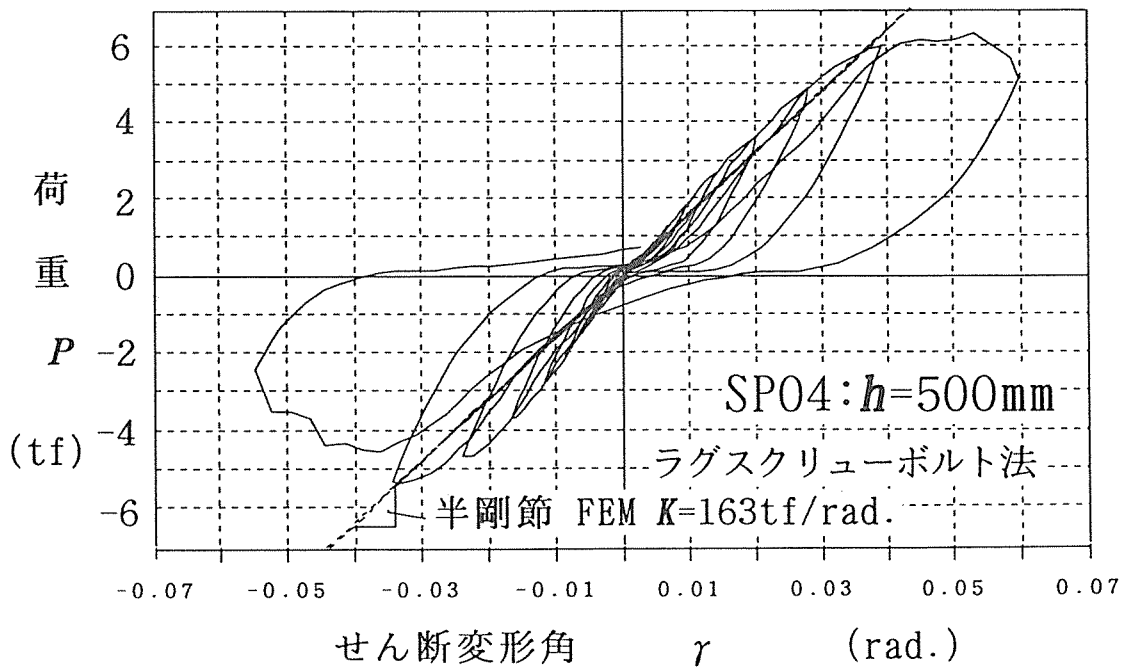


図 2 3 試験体 - 4 (ラグスクリューボルト法) のモーメント-層間変形角の関係

上の $P-\gamma$ 関係の図において、原点を通る直線で示した勾配 K は、供試試験体を図 2 4 に模式的に示すような柱-梁が回転剛性 R_j なる線形バネで接合された線形半剛節フレームであると仮定して場合によって計算によって求められる $P-\gamma$ 関係の傾き（剛性）を示す。半剛節フレームの計算には自作の BASIC プログラム（線形半剛節解析用 FEM）を用い、柱-梁の回転剛性 R_j には表 3 に示した半実測値（合成した設計用回転剛性値）を用いた。

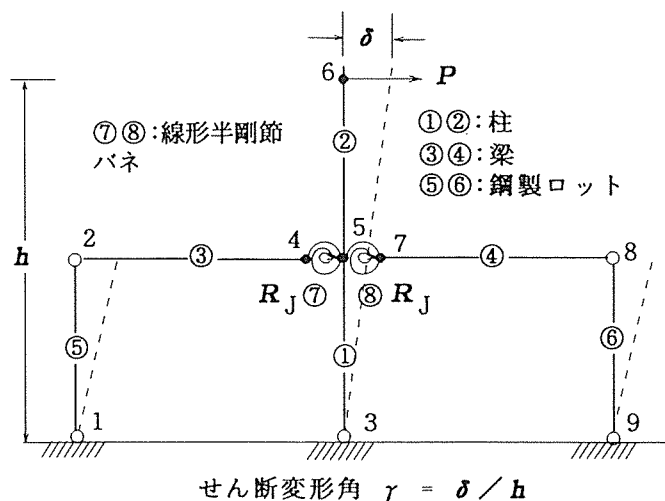


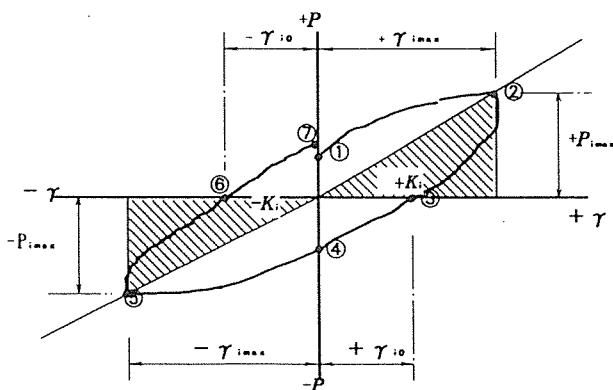
図 2 4 十字型柱-梁接合試験体の線形半剛節 FEM 解析モデル

鋼板-集成材梁間の実測回転剛性 R_{0P} 、とエンドプレート-集成材柱間のめり込み回転剛性 R_{eP} の実測値を使って合成した見かけの回転剛性 R_j を用いて計算しているの、実測 $P-\gamma$ 関係の初期剛性と計算剛性 K がいずれもよく一致するのは当たり前である。

しかし、この実験によって、今回提案したモーメント抵抗接合法の剛性が、2つの回転バネの直列配列と仮定して、一個の見かけの回転バネ剛性に置換したものに等しいことが示されたので、実際の設計においても材端バネしか入力できない市販の半剛節 FEM プログラムを利用して、便利である。

5. 3 ループ特性

表 4 ~ 表 9 に、正負 8 回の繰り返し加力実験で得られた各試験体の荷重 (P) - せん断変形角 (γ) のヒステリシスループの特性を示す。各特性値の定義は参考図 4 に示す。



[参考図 4]

$$h_{ss} = \frac{(1/2\pi) \{ \text{①} \sim \text{⑦} \text{で囲まれた面積} \}}{\{ \Delta 0a \text{②} + \Delta 0b \text{⑤} \}}$$

(等価減衰常数)

$$K_1 = P_{max} / \gamma_{max} \quad (\text{最大点剛性})$$

$$r_r = \gamma_r / \gamma_{max} \quad (\text{残留変形率})$$

表4 試験体-1のループ特性(FILE=D:\Ypgam01.TXT)

ループ	1	2	3	4	5	6	7	8
+最大点変形角(rad.)	472E-05	684E-05	976E-05	136E-04	183E-04	260E-04	368E-04	568E-04
-最大点変形角(rad.)	-486E-05	-712E-05	-979E-05	-137E-04	-202E-04	-284E-04	-393E-04	-522E-04
平均値	479E-05	698E-05	977E-05	136E-04	193E-04	272E-04	380E-04	545E-04
+最大点荷重(kgf)	3585	4970	6425	8125	10105	11920	13340	12810
-最大点荷重(kgf)	-3520	-4790	-6080	-7325	-9155	-10965	-12395	-13650
平均値	3553	4880	6253	7725	9630	11443	12868	13230
+最大点剛性(kgf/rad.)	760E+03	727E+03	659E+03	596E+03	551E+03	459E+03	363E+03	225E+03
-最大点剛性(kgf/rad.)	724E+03	672E+03	621E+03	536E+03	452E+03	387E+03	315E+03	261E+03
平均値	742E+03	699E+03	640E+03	566E+03	502E+03	423E+03	339E+03	243E+03
+残留変形(%)	17.6	16.7	17.4	17.2	17.5	24.6	33.6	67.8
-残留変形(%)	17.1	19.1	19.4	25.6	32.8	40.1	-2.6	-0.0
平均値	17.4	17.9	18.4	21.4	25.1	32.4	15.5	33.9
等価減衰定数(%)	8.1	6.7	6.9	8.2	9.7	11.5	12.8	17.2

表5 試験体-2のループ特性(FILE=D:\Ypgam02.TXT)

ループ	1	2	3	4	5	6	7	8
+最大点変形角(rad.)	497E-05	826E-05	109E-04	139E-04	198E-04	275E-04	394E-04	612E-04
-最大点変形角(rad.)	-464E-05	-542E-05	-945E-05	-142E-04	-209E-04	-290E-04	-407E-04	-616E-04
平均値	481E-05	684E-05	102E-04	141E-04	203E-04	282E-04	400E-04	614E-04
+最大点荷重(kgf)	2445	3425	4205	5205	6380	6945	7065	7165
-最大点荷重(kgf)	-2585	-3165	-4375	-5390	-6380	-6985	-7535	-7815
平均値	2515	3295	4290	5298	6380	6965	7300	7490
+最大点剛性(kgf/rad.)	491E+03	415E+03	384E+03	373E+03	323E+03	253E+03	179E+03	117E+03
-最大点剛性(kgf/rad.)	557E+03	584E+03	463E+03	378E+03	305E+03	241E+03	185E+03	127E+03
平均値	524E+03	500E+03	424E+03	376E+03	314E+03	247E+03	182E+03	122E+03
+残留変形(%)	15.9	26.2	24.3	21.5	21.5	32.5	45.8	56.5
-残留変形(%)	7.4	-1.2	13.6	16.6	16.6	1.4	-4.3	-0.0
平均値	11.6	12.5	19.0	19.1	19.0	16.9	20.7	28.2
等価減衰定数(%)	7.6	9.2	8.4	8.6	9.7	12.3	15.2	19.1

表6 試験体-3のループ特性(ILE=D:Ypgam03.TXT)

ループ	1	2	3	4	5	6	7	8
+最大点変形角(rad.)	688E-05	989E-05	143E-04	203E-04	285E-04	401E-04	615E-04	612E-04
-最大点変形角(rad.)	-677E-05	-971E-05	-140E-04	-198E-04	-280E-04	-391E-04	-601E-04	-616E-04
平均値	683E-05	980E-05	141E-04	201E-04	283E-04	396E-04	608E-04	614E-04
+最大点荷重(kgf)	1620	2225	2895	3595	4300	4670	4790	7165
-最大点荷重(kgf)	-1745	-2245	-2825	-3420	-4110	-4640	-4970	-7815
平均値	1683	2235	2860	3508	4205	4655	4880	7490
+最大点剛性(kgf/rad.)	236E+03	225E+03	203E+03	177E+03	151E+03	116E+03	779E+02	117E+03
-最大点剛性(kgf/rad.)	258E+03	231E+03	201E+03	173E+03	147E+03	119E+03	827E+02	127E+03
平均値	247E+03	228E+03	202E+03	175E+03	149E+03	118E+03	803E+02	122E+03
+残留変形(%)	13.8	11.4	12.2	15.8	14.0	3.1	-1.2	56.5
-残留変形(%)	15.3	14.0	14.9	20.4	28.5	36.2	46.5	-0.0
平均値	14.5	12.7	13.6	18.1	21.3	19.6	22.6	28.2
等価減衰定数(%)	9.1	6.8	7.0	8.9	10.2	13.0	17.3	19.1

表7 試験体-4のループ特性(FILE=D:Ypgam04.TXT)

ループ	1	2	3	4	5	6	7	8
+最大点変形角(rad.)	453E-05	670E-05	958E-05	140E-04	203E-04	282E-04	392E-04	601E-04
-最大点変形角(rad.)	-463E-05	-640E-05	-889E-05	-119E-04	-168E-04	-238E-04	-347E-04	-549E-04
平均値	458E-05	655E-05	924E-05	130E-04	186E-04	260E-04	369E-04	575E-04
+最大点荷重(kgf)	855	1310	1905	2760	3720	5025	6170	6430
-最大点荷重(kgf)	-1155	-1600	-2225	-2910	-3900	-4920	-5615	-4690
平均値	1005	1455	2065	2835	3810	4973	5893	5560
+最大点剛性(kgf/rad.)	189E+03	196E+03	199E+03	198E+03	183E+03	178E+03	157E+03	107E+03
-最大点剛性(kgf/rad.)	249E+03	250E+03	250E+03	244E+03	231E+03	207E+03	162E+03	854E+02
平均値	219E+03	223E+03	225E+03	221E+03	207E+03	192E+03	160E+03	962E+02
+残留変形(%)	14.1	1.5	1.2	0.9	7.9	6.1	11.6	28.5
-残留変形(%)	17.2	17.0	18.6	20.2	24.6	29.4	35.1	68.4
平均値	15.7	9.3	9.9	10.5	16.3	17.7	23.3	48.4
等価減衰定数(%)	9.6	6.8	7.0	7.6	9.3	10.1	11.9	19.0

表8 試験体-5のループ特性(FILE=D:Ypgam05.TXT)

ループ	1	2	3	4	5	6	7	8
+最大点変形角(rad.)	476E-05	608E-05	892E-05	129E-04	181E-04	267E-04	372E-04	573E-04
-最大点変形角(rad.)	-479E-05	-701E-05	-946E-05	-147E-04	-201E-04	-294E-04	-399E-04	-616E-04
平 均 値	478E-05	655E-05	919E-05	138E-04	191E-04	281E-04	385E-04	595E-04
+最大点荷重(kgf)	2180	2810	3735	5230	7100	8620	10165	10050
-最大点荷重(kgf)	-2350	-3245	-4355	-6205	-8270	-10135	-11125	-8080
平 均 値	2265	3028	4045	5718	7685	9378	10645	9065
+最大点剛性(kgf/rad.)	458E+03	462E+03	419E+03	406E+03	392E+03	323E+03	273E+03	175E+03
-最大点剛性(kgf/rad.)	490E+03	463E+03	460E+03	421E+03	412E+03	345E+03	279E+03	131E+03
平 均 値	474E+03	462E+03	440E+03	414E+03	402E+03	334E+03	276E+03	153E+03
+残留変形(%)	13.2	20.9	18.0	15.8	28.8	31.0	42.7	45.5
-残留変形(%)	8.5	13.0	11.9	18.5	10.4	14.5	14.2	41.2
平 均 値	10.9	17.0	15.0	17.1	19.6	22.7	28.5	43.3
等価減衰定数(%)	6.3	8.1	7.1	7.7	10.2	11.5	13.7	17.3

表9 試験体-6のループ特性(FILE=D:Ypgam06.TXT)

ループ	1	2	3	4	5	6	7	8
+最大点変形角(rad.)	479E-05	721E-05	992E-05	137E-04	208E-04	285E-04	427E-04	650E-04
-最大点変形角(rad.)	-462E-05	-652E-05	-899E-05	-106E-04	-126E-04	-182E-04	-254E-04	-455E-04
平 均 値	470E-05	686E-05	946E-05	121E-04	167E-04	234E-04	341E-04	553E-04
+最大点荷重(kgf)	3265	4065	5590	7715	10650	12665	14045	14465
-最大点荷重(kgf)	-3580	-4940	-6545	-8290	-10470	-12000	-13010	-12020
平 均 値	3423	4503	6068	8003	10560	12333	13528	13243
+最大点剛性(kgf/rad.)	682E+03	564E+03	564E+03	564E+03	512E+03	444E+03	329E+03	223E+03
-最大点剛性(kgf/rad.)	775E+03	758E+03	728E+03	782E+03	832E+03	659E+03	512E+03	264E+03
平 均 値	728E+03	661E+03	646E+03	673E+03	672E+03	551E+03	420E+03	243E+03
+残留変形(%)	15.2	27.4	23.1	22.0	30.6	37.9	50.3	57.3
-残留変形(%)	7.6	9.9	12.0	-10.2	1.5	18.5	32.5	55.6
平 均 値	11.4	18.6	17.6	5.9	16.0	28.2	41.4	56.4
等価減衰定数(%)	6.2	7.9	7.0	7.8	9.6	12.9	16.6	20.9

5. 4 ドリフトピンの降伏荷重に基づいた試験体降伏耐力の推定

図 25 に外力 $P=10\text{tf}$ が作用する時に十字型試験体の内部に発生するモーメント、せん断力等を示す。

$$V = (L_c/L_B)P = N = Q_B$$

$$\therefore Q_B = (L_c/L_B)P$$

$$= (2/3)10 = 6.67 \text{ tf}$$

(梁に働くせん断力)

$$M_B = Q_B L_B$$

$$= (L_c/L_B)P \cdot L_B$$

$$= L_c P$$

$$= 2 \times 10 = 20 \text{ tfm}$$

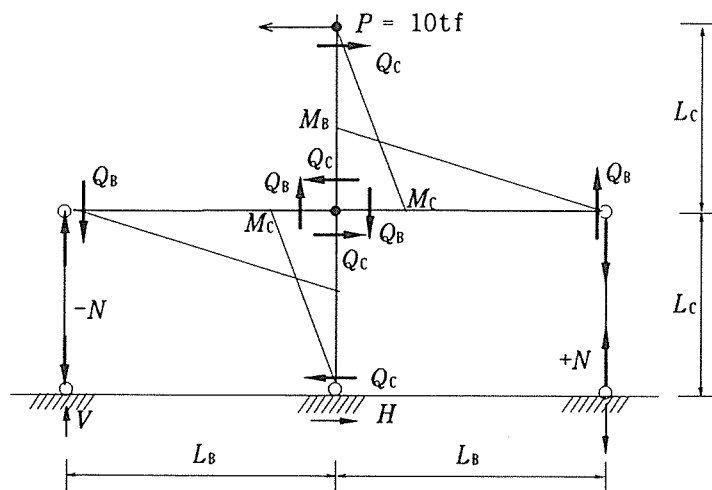


図 25 十字型試験体における応力分布

よって、 $P=10\text{tf}$ なる外力が作用する場合、梁端部接合部には

$$M_B = 20 \text{ tfm}$$

$$Q_B = 6.67 \text{ tf}$$

なる力が作用しているとして接合部の設計を行えばよい。以下に梁端部の鋼板挿入型ドリフトピン接合部の降伏耐力の推定過程を述べる。計算方法は本報告で別途提案中のガセット板接合型モーメント抵抗接合部の設計法による。

5. 4. 1 試験体-1、試験体-6の場合

ガセット板の寸法とドリフトピンの配置を図 26 に示す。

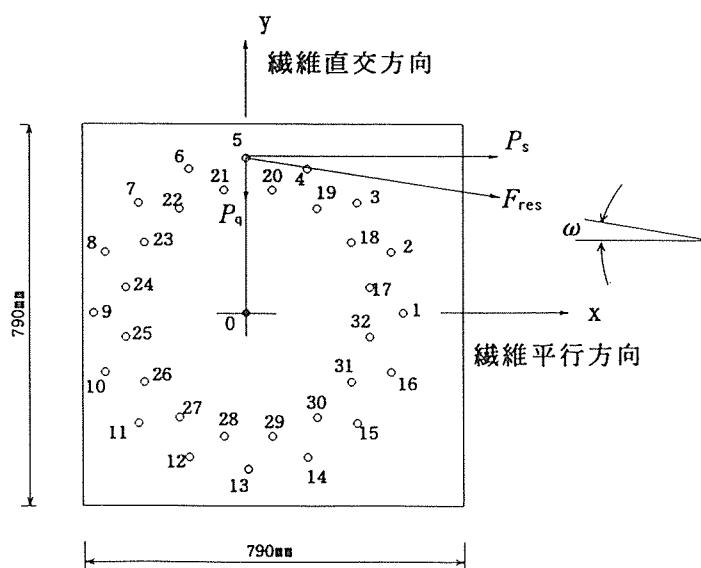


図 26 試験体-1、-6の梁端部接合部におけるドリフトピンの位置と番号

a. 鋼板挿入ドリフトピン接合の降伏耐力

図 27 の 3 通りの降伏パターンから最小の P_y を選択する。

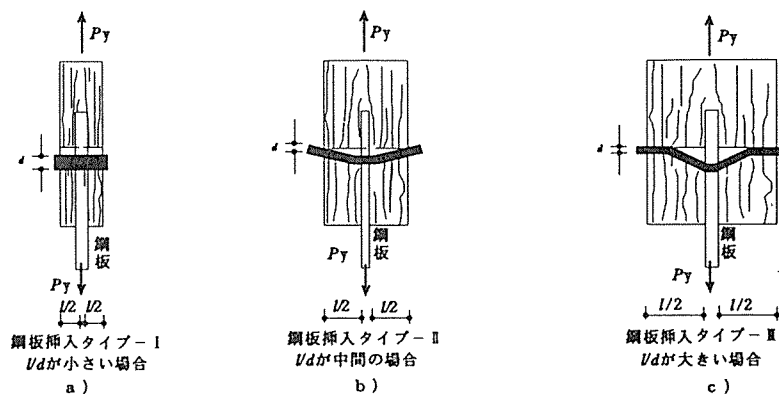


図 27 鋼板挿入ドリフトピン接合の降伏パターン

- ① 鋼板挿入降伏タイプ - I (図 27 - a) : ドリフトピンの降伏耐力が木材に比べて大きすぎて鋼棒が曲げ降伏せつ、木材中でめり込み変形を起こす。

$$P_y = l d \sigma_{ey} \quad \dots a)$$

- ② 鋼板挿入降伏タイプ - II (図 27 - b) : 鋼板内でドリフトピンが曲げ降伏を起こすが、木材中では鋼棒は曲げ降伏を起こさず木材にめり込む。

$$P_y = l d \sigma_{ey} \left\{ \sqrt{2 + \frac{16M_y}{l^2 d \sigma_{ey}}} - 1 \right\} \quad \dots b)$$

- ③ 鋼板挿入降伏タイプ - III (図 27 - c) : ドリフトピンが鋼板および木材双方で曲げ降伏を起こす場合に起こる。

$$P_y = 2 \sqrt{4M_y d \sigma_{ey}} \quad \dots c)$$

ここで、

M_y : ドリフトピン自体の曲げ降伏モーメント = $\sigma_{ey} \cdot d^3 / 6$

d : ドリフトピンの直径 (cm)

l : ドリフトピンの有効長さ (cm)

σ_{ey} : 鋼棒の曲げ降伏応力で実測値として 5000kgf/cm^2 を採用した。

σ_{ey} : 円型断面鋼棒の集成材へのめり込み降伏応力度で密度に依存する。

本報告では、以下の木材密度 (TD) -めり込み最大応力 (σ_{max}) の回帰式より降伏面圧応力を推定する。

(繊維平行方向加力) $\sigma_{o-max} = 0.93215TD - 160.74 \quad \dots d)$

(繊維直交方向加力) $\sigma_{90-max} = (0.25522TD - 5.27)d^{-0.4} \quad \dots e)$

また、最大面圧応力と降伏面圧応力 (5% オフセット応力) との関係は、

$$\sigma_{0-ey} \cong \sigma_{0-max}/1.2 \quad \dots f)$$

$$\sigma_{90-ey} \cong \sigma_{90-max} \quad \dots g)$$

以上より、供試した $TD = 520\text{kg/m}^3$ (ベイマツ集成材)、ドリフトピンの長さ $l = b = 20\text{cm}$ 、ドリフトピンの直径 $d = 1.8\text{cm}$ 、鋼板厚さ $t = 9\text{mm}$ のドリフトピン接合の場合、その一せん断面あたりの降伏耐力は、

$$P_{y-0} = 2606\text{kgf}$$

$$P_{y-90} = 1354\text{kgf}$$

b. 最も厳しいドリフトピンの耐力計算

先ず接合部の応力と変形量の比例係数である回転剛性 R_j 、軸方向伸縮剛性 D_j 、軸直交方向伸縮剛性 S_j を決定する。これらの諸量の決定は、各接合具の座標値とドリフトピンの繊維平行方向 (x軸方向) および繊維直交方向 (y軸方向) のすべり係数 K_0 、 K_{90} から計算できる。

[すべり係数 K_0 、 K_{90} の決定]

$TD=520\text{kg/m}^3$ 、 $l=191\text{mm}$ 、 $d=18\text{mm}$ の鋼板1枚挿入タイプのドリフトピン接合の一せん断面あたりのすべり係数 K_0 、 K_{90} は弾性床理論より、

$$K_0 = 35112 \text{ kgf/cm}$$

$$K_{90} = 13894 \text{ kgf/cm}$$

[回転剛性の決定]

回転剛性の計算は全接合具の K_{ϕ_i} と r_i^2 を求めることに帰着する。専用の計算プログラム (WSD3.BAS) を用いた予備計算より、最も厳しい力が作用していた $i = 5$ 番ドリフトピンの場合 (図 2.6 参照) を例にとって、検定経過を具体的に示す。

$$x_5 = 0.0\text{cm}, y_5 = 32.3\text{cm}, r_5 = \{ 0^2 + 32.3^2 \}^{0.5} = 32.3\text{cm}$$

$$r_5^2 = 32.3^2 = 1043.29\text{cm}^2$$

$$\phi_5 = \pi/2 - \tan^{-1}(y_5/x_5) \rightarrow \pi = 3.1416\text{rad.} \quad (x=0 \text{ の場合})$$

ϕ_5 方向のすべり係数 K_{ϕ_5} は Hankinson 式 により、

$$K_{\phi_5} = K_0 \cdot K_{90} / (K_0 \cdot \sin^2 \phi_5 + K_{90} \cdot \cos^2 \phi_5)$$

$$= 35112 \cdot 13894 / (35112 \cdot \sin^2 3.1416 + 13894 \cdot \cos^2 3.1416)$$

$$= 35112 \text{ kgf/cm} \quad (\text{一せん断面あたり})$$

$$r_5^2 \cdot K_{\phi_5} = 1043.29 \times 35112 = 36631998.48 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$$

以上の計算を $i=1 \sim 32$ まで行い合計を求めると、接合部の回転剛性はせん断面の数 $n_s=2$ より、

$$R_j = n_s \cdot \sum r_i^2 \cdot K_{\phi_i} = 2 \times 607585000 = 1215170000 \text{ kgf}\cdot\text{cm/rad.}$$

[軸方向伸縮剛性、軸直交方向伸縮剛性の決定]

軸方向伸縮剛性、軸直交方向伸縮剛性は、全ての接合具 ($i=1\sim n_i$, $n_i=32$) で K_0 、 K_{90} は共通と仮定すると、

$$\begin{aligned} \text{軸方向伸縮剛性:} & \quad D_j = n_i \cdot n_s \cdot K_0 = 32 \times 2 \times 35112 = 2247160 \text{ kgf/cm} \\ \text{軸直交方向伸縮剛性:} & \quad S_j = n_i \cdot n_s \cdot K_{90} = 32 \times 2 \times 13894 = 889200 \text{ kgf/cm} \end{aligned}$$

c. 接合具が負担する力と合力の算定

[モーメント M による力]

$$M = 2000000 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$$

$$P_{s5} = K_{\phi 5} \cdot r_5 \cdot M / R_j = 35112 \times 32.3 \times 2000000 / 1215170000 = 1867 \text{ kgf}$$

(一せん断面あたり)

[せん断力 Q による力]

$$Q = 6670 \text{ kgf}$$

$$P_{Q5} = K_{90-5} \cdot Q / S_j$$

$$= Q / (n_s \cdot n_i) = 6670 / (2 \times 32) = 104 \text{ kgf (一せん断面あたり)}$$

[軸力 N による力]

$$N = 0 \text{ kgf}$$

$$P_{N5} = K_{0-5} \cdot N / D_j$$

$$= N / (n_s \cdot n_i) = 0 \text{ kgf}$$

[力の重ね合わせによる合力 F_{res} の算出]

3つの力を重ね合わせる。

$$\begin{aligned} F_{x5} &= P_{s5} \sin \beta_5 + P_{N5} \\ &= P_{s5} \cdot (y_5 / r_5) + P_{N5} \\ &= 1867 \times (32.3 / 32.3) + 0 = 1867 \text{ kgf} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{y5} &= -P_{s5} \cos \beta_5 + P_{Q5} \\ &= -P_{s5} \cdot (x_5 / r_5) + P_{Q5} \\ &= 1867 \times (0 / 32.3) + 104 = 104 \text{ kgf} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{res-5} &= \{F_{x5}^2 + F_{y5}^2\}^{0.5} \\ &= \{1867^2 + 104^2\}^{0.5} = 1870 \text{ kgf (一せん断面あたり)} \end{aligned}$$

d. 接合具の ω 度方向降伏耐力の検定

合力 F_{res-5} の作用方向は、

$$\omega_5 = \tan^{-1}(F_{y5} / F_{x5}) = 0.0558 \text{ rad.}$$

力 F_{res-5} の作用方向が x -軸 (繊維平行方向) に対して ω_5 度傾いている接合具の降伏耐力は Hankinson 式 によって算定する。

$$\begin{aligned}
 P_{\omega 5} &= P_0 \cdot P_{90} / (P_0 \sin^2 \omega_5 + P_{90} \cos^2 \omega_5) \\
 &= (2606 \times 1354) / \{2606 \cdot \sin^2(0.0558) + 1354 \cdot \cos^2(0.0558)\} \\
 &= 2599 \text{ kgf (一面せん断について)}
 \end{aligned}$$

作用応力と降伏耐力を比較すると、

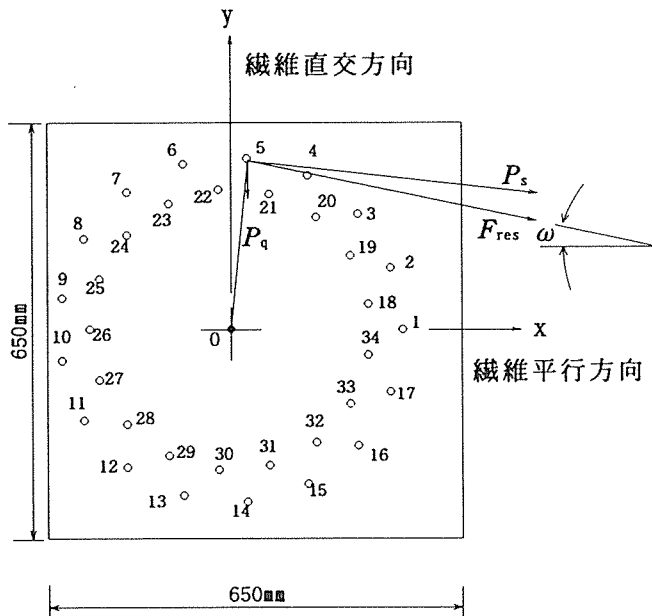
$$F_{res-5} / P_{\omega 5} = 1870 / 2599 = 0.719 \text{ kgf}$$

外力が 10tf の時、比が0.719であるから、逆にこの比が1.0となる外力、すなわち予想される降伏耐力は

$$P_{y-DP} = 10 / 0.719 = 13.91 \text{ tf}$$

となる。

5. 4. 2 試験体-2、試験体-5の場合



5. 4. 1 と全く同じ要領で検討する。ただし、この場合 (図 28) はドリフトピン直径や集成材の材幅が異なる。以下に計算結果のみ示す。

図 28 試験体-2、-5 の場合のドリフトピンの位置と番号

[ドリフトピンの一せん断あたり降伏耐力]

TD = 520kg/m³ (ベイマツ集成材)、ドリフトピンの長さ $l' = b = 15\text{cm}$ 、ドリフトピンの直径 $d = 1.4\text{cm}$ 、鋼板厚さ $t = 9\text{mm}$ のドリフトピン接合の場合、その一せん断あたり降伏耐力は、

$$P_{y-0} = 1538\text{kgf}$$

$$P_{y-90} = 861\text{kgf}$$

[一せん断あたりのすべり係数 K_0 、 K_{90}]

$$K_0 = 26392 \text{ kgf/cm}$$

$$K_{90} = 10476 \text{ kgf/cm}$$

[接合部の回転剛性、軸方向伸縮剛性、軸直交方向伸縮剛性]

$$\begin{aligned}
 n_s &= 2 & n_i &= 34 \\
 R_J &= n_s \sum r_i^2 \cdot K_{\phi_i} = 682721000 \text{ kgf}\cdot\text{cm}/\text{rad}. \\
 D_J &= n_i \cdot n_s \cdot K_0 = 1794650 \text{ kgf}/\text{cm} \\
 S_J &= n_i \cdot n_s \cdot K_{90} = 71383 \text{ kgf}/\text{cm}
 \end{aligned}$$

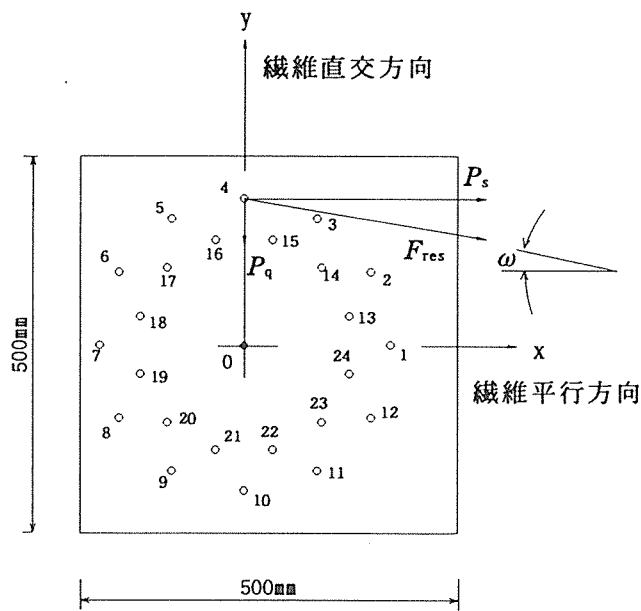
[最大応力と降伏耐力の比]

$$F_{res-s}/P_{ws} = 2046/1535 = 1.333 \text{ kgf}$$

外力が 10tf の時、比が 1.333 であるから、逆にこの比が1.0となる外力、すなわち予想される降伏耐力は

$$P_{y-DP} = 10/1.333 = 7.50 \text{ tf}$$

5. 4. 3 試験体-3、試験体-4の場合



5. 4. 1 と全く同じ要領で検討する。ただし、この場合 (図 29) はドリフトピン直径や集成材の材幅が異なる。以下に計算結果のみ示す。

図 29 試験体-3、-4 の場合のドリフトピンの位置と番号

[ドリフトピンの一せん断面あたりの降伏耐力]

TD = 520kg/m³ (ベイマツ集成材)、ドリフトピンの長さ $l = b = 15\text{cm}$ 、ドリフトピンの直径 $d = 1.4\text{cm}$ 、鋼板厚さ $t = 9\text{mm}$ のドリフトピン接合の場合、その一せん断面あたりの降伏耐力は、

$$\begin{aligned}
 P_{y-0} &= 1538\text{kgf} \\
 P_{y-90} &= 861\text{kgf}
 \end{aligned}$$

[一せん断面あたりのすべり係数 K_0 、 K_{90}]

$$\begin{aligned}
 K_0 &= 26392 \text{ kgf}/\text{cm} \\
 K_{90} &= 10476 \text{ kgf}/\text{cm}
 \end{aligned}$$

[接合部の回転剛性、軸方向伸縮剛性、軸直交方向伸縮剛性]

$$n_s = 2 \quad n_i = 24$$

$$R_j = n_s \cdot \sum r_i^2 \cdot K\phi_i = 234116000 \text{ kgf}\cdot\text{cm}/\text{rad}.$$

$$D_j = n_i \cdot n_s \cdot K_o = 1266810 \text{ kgf}/\text{cm}$$

$$S_j = n_i \cdot n_s \cdot K_{s0} = 502858 \text{ kgf}/\text{cm}$$

[最大応力と降伏耐力の比]

$$F_{res-s}/P_{os} = 4376/1535 = 2.849 \text{ kgf}$$

外力が 10tf の時、比が 2.849 であるから、逆にこの比が1.0となる外力、すなわち予想される降伏耐力は

$$P_{y-dp} = 10/2.849 = 3.51 \text{ tf}$$

5. 5 最大耐力と終局状態

表 10 に実測最大耐力と推定された最大荷重の比較を示す。

表 10 最大耐力等の一覧

試験体 - 接合仕様 梁せい h (cm)	1	2	3	4	5	6
	- ラグスクリュー補強 -			- ラグスクリューイボルト -		
	80	65	50	50	65	80
(1) P_{max} (tf)	13.65	7.82	4.97	6.43	11.12	14.47
(2) P_{y-dp} (tf)	13.91	7.50	3.51	3.51	7.50	13.91
(1)/(2)	0.981	1.04	1.42	1.83	1.48	1.04
最終 破壊 状況	エンドプレートが破断。	めり込みが大きく、ドリフトピンからの破壊はなし	めり込みが大きく、ドリフトピンからの大きな破壊はなし	ドリフトピンから破壊が発生	ドリフトピンから破壊。同時に柱のせん断破壊も発生	ラグスクリューボルトの引き抜け

(1) P_{max} : 実測最大荷重

(2) P_{y-dp} : 5. 4 節で検討した鋼板挿入ドリフトピン接合部が降伏耐力に達する時の外力

5. 6 終局状態の写真

[試験体-1 : $h=80\text{cm}$ 、ラグスクリュー補強法]

第5ループまでは大きな変化はなく、第5ループの $+P=6.5\text{tf}$ 付近で荷重がやや低下し、非線形域に入った。ドリフトピン接合部からの破壊は観察されず。

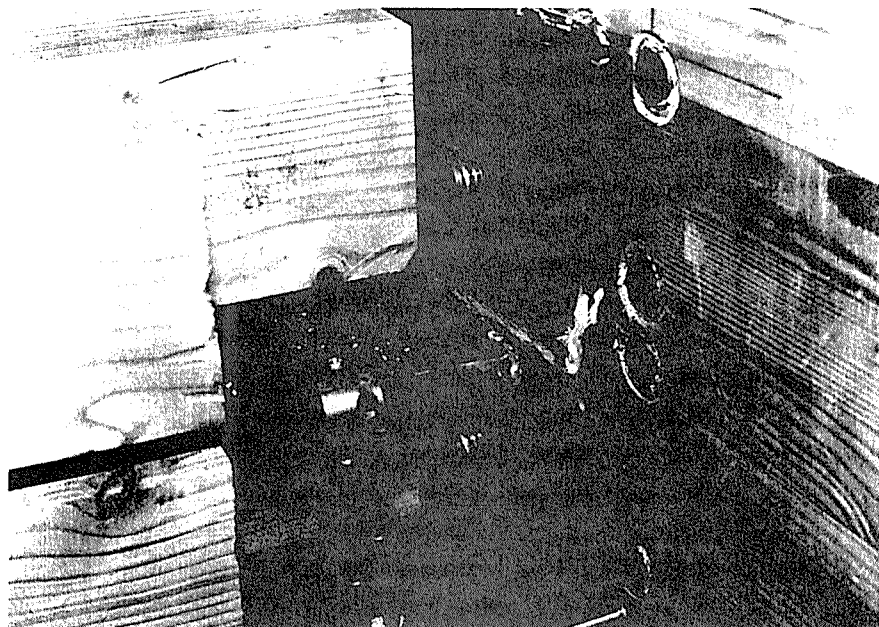


写真3 試験体-1 エンドプレート鋼板の隅肉溶接破断 (CN-B54673/9)

[試験体-2 : $h=65\text{cm}$ 、ラグスクリュー補強法]

第5ループまでほとんどダメージなし、第6ループ以後降伏点を迎え、荷重の上昇はほとんどなく、横一線に変位のみ増加する。ドリフトピン接合部に破壊は認められず。

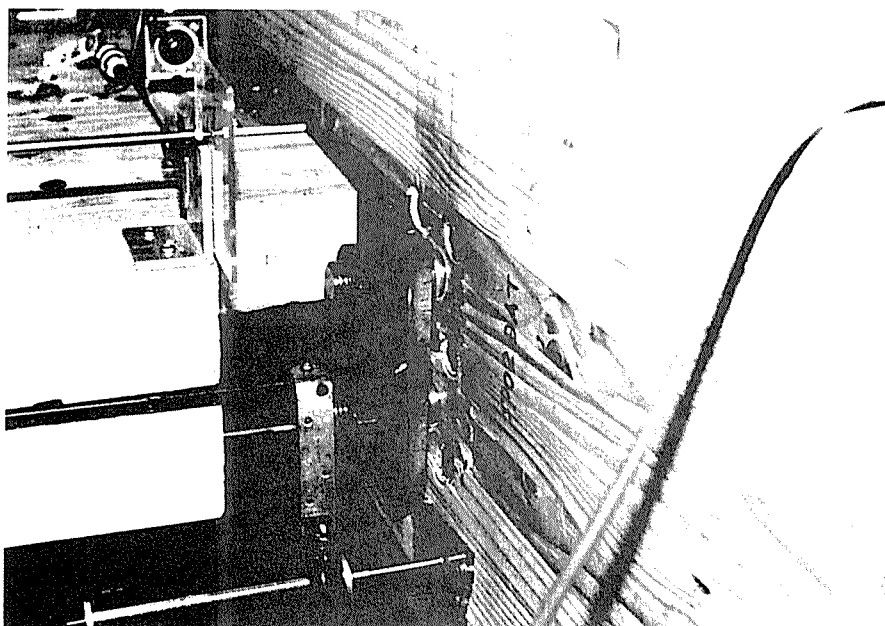


写真4 試験体-2 エンドプレートの柱への過度のめり込み (CN-B54673/23)

[試験体-3 : $h=50\text{cm}$ 、ラグスクリュー補強法]

第3ループまでは弾性的な挙動が観察された。第4ループ以降、エンドプレートの柱側面へのめり込みが目立つ。第6ループの $-P=4.6\text{tf}$ あたりで梁側に小規模な破壊が起こったが大破壊には至らず。

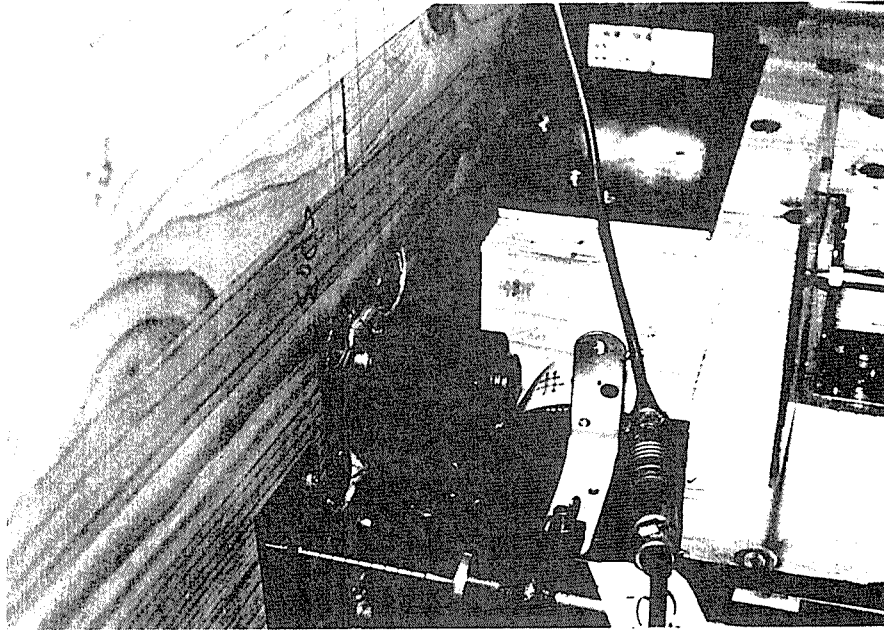


写真5 試験体-3 引き側エンドプレートの遊び。約2cm程度浮く (CN-B62822/9)

[試験体-4 : $h=50\text{cm}$ 、ラグスクリューボルト法]

第6ループの $+P=4.4\text{tf}$ 付近で引張側90度欠き込み付近からクラック発生。 $-P=5\text{tf}$ 付近で逆の欠き込み部分からもクラック発生。第7ループに至って、4隅ともクラック発生し、ドリフトピン部分につながる。

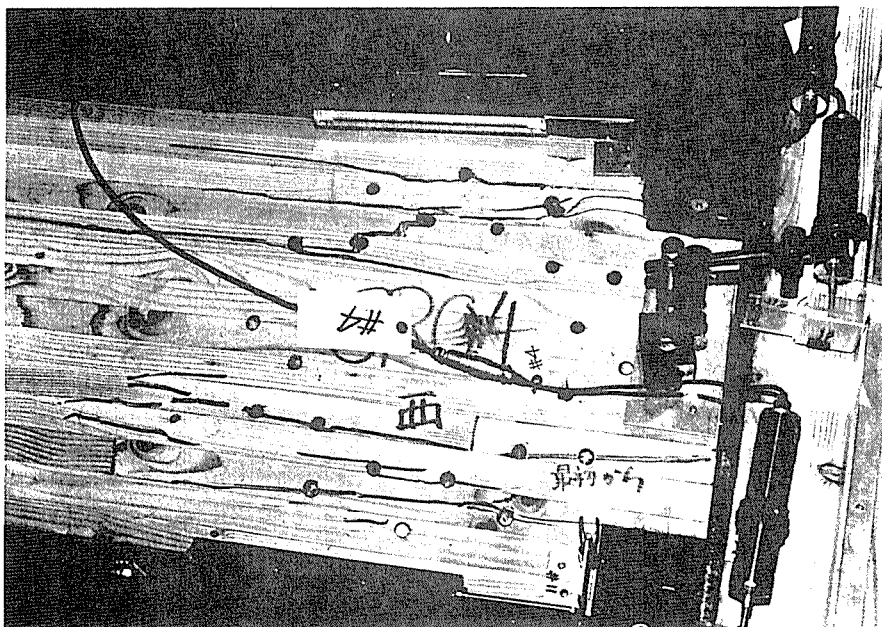


写真6 試験体-4 ドリフトピン接合部での横引張破壊 (CN-B88732/18)

[試験体-5 : $h=65\text{cm}$ 、ラグスクリューボルト法]

第5ループまでは全く異常なし。第6ループ以後エンドプレートの面外曲げ変形が目立つ。鉄特有のループ。第7ループの $-P=10\text{tf}$ でドリフトピンから破壊。最終ループの $+P=10\text{tf}$ 付近で柱の2次接着面から中央部の柱が引き抜ける。

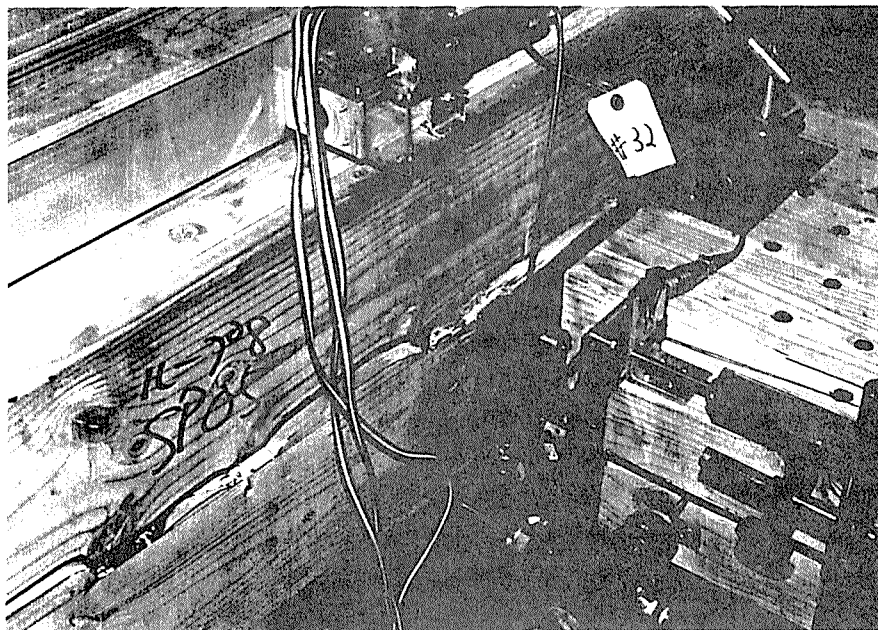


写真7 試験体-5 2次接着した柱が接着層に沿って抜け出す (CN-B70150/10)

[試験体-6 : $h=80\text{cm}$ 、ラグスクリューボルト法]

第5ループまでは異常なし。第6ループ以降、エンドプレートの面外曲げ変形が顕著となる。第8ループの $+P>14.4\text{tf}$ でラグスクリューボルトが抜け出す。最初に抜け出したのは、ボルト孔を開け直してダボ埋めされていた箇所、本来なら耐力はもっとでたはず。2次接着した柱が引き割られた形跡もある。

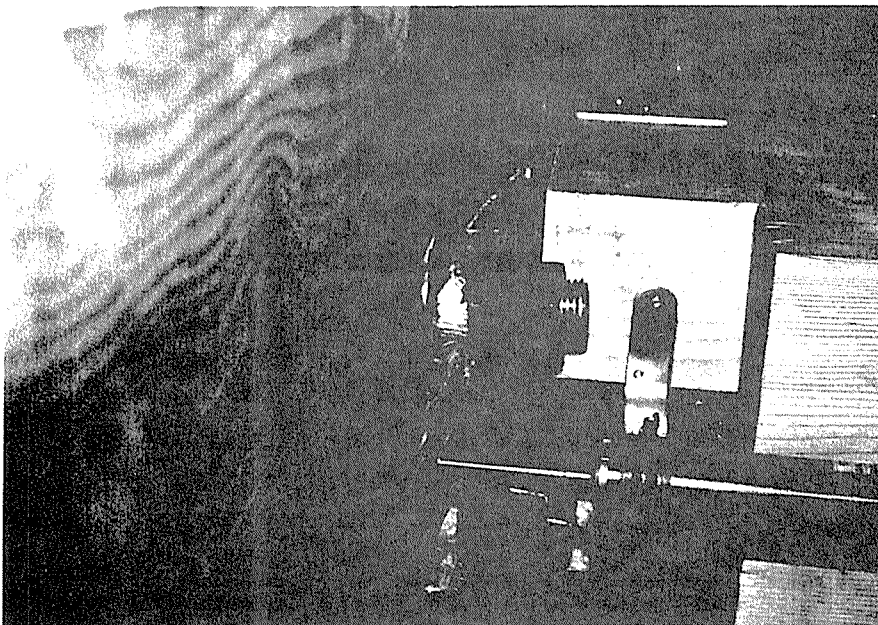


写真8 試験体-6 ラグスクリューボルトの柱からの抜けだし (CN-A02293/3A)

9. 2 木質耐力壁を含む半剛接集成材架構の静的加力実験

目 次

1. 研究概要
2. 実験方法
3. 材料試験
4. 実験結果
5. 考 察

木質耐力壁を含む半剛接集成材架構 静的加力実験

1. 研究概要

1.1 研究目的

集成材の剛接合法の研究開発により、近年通直集成材による剛接ラーメン（実際には半剛接）構造が注目されるようになり、実際の建設も行われるようになってきた。これは、これらの接合法が実験的検証だけでなく、構造計算が可能となったからである。

しかしながら3、4階建ての建物にこの構造形式を採用しようとするとき水平剛性の不足が決定的な弱点となる。ところが、筋かいや耐力壁で十分な水平剛性が確保できること、また筋かいは靱性不足になりがちであることは構造力学が教えるところである。

建設実績と研究成果が大なる鋼構造や鉄筋コンクリート構造では、構造計画と構造計算により架構と筋かいや耐力壁を上手に平面配置し、耐震性と構造コスト的に適切な構造形式が可能となっている。

一方木質構造では、木質耐力壁が剛性、強度及び靱性に優れていることが実験的に示されている。また近年の研究により、面材の特性や釘打ち仕様をパラメータとしてその耐力性状が明らかになり、合理的な構造計算による設計が可能となってきた。また石膏ボードによる防耐火性能の実験的検証も行われ、設計技術として確立された。そして更に、生産コストと合理化のためパネル化の手法が多く住宅メーカーで行われつつある。また枠組壁工法や軸組工法でも、集成材のラーメン構造を併用したいとの要望もある。

木質架構では前述の剛性不足、構法及び防耐火の面から、木質耐力壁の併用が適切と思われる。そのためには、木質ラーメン架構と木質耐力壁構造の両者及び相互作用の問題として、その非線形域を含む構造性状の研究が必要である。

本研究では実験及び解析的手法により、これらの木質耐力壁を含む半剛接の木質架構の構造性状と耐震特性を明らかにすることを目的とする。

1.2 実験研究範囲

(1) 研究対象構造

2層1スパン集成材架構構造、鋼板添え板ボルト接合、合板釘打ち耐力壁

(2) 実験的研究

目的：強度耐力特性、変形挙動、履歴特性

加力形式：静的残増繰り返し水平加力実験、2階頂部水平加力、変位制御

測定：荷重、水平変位、その他各部の絶対変位

半剛接部及び面材釘打ち接合部の相対変位、集成材各部のひずみ

観察：合板のすべり変位、破壊状況

供試体：2層1スパン木質純ラーメン架構 1体

2層1スパン木質耐力壁を含むラーメン架構 1体

その他：供試体に伴う材料試験

(3) 解析的研究

非線形有限要素法（精算およびブレース置換解析法）

2. 実験方法

2. 1 実験供試体

TYPE FR-1 S

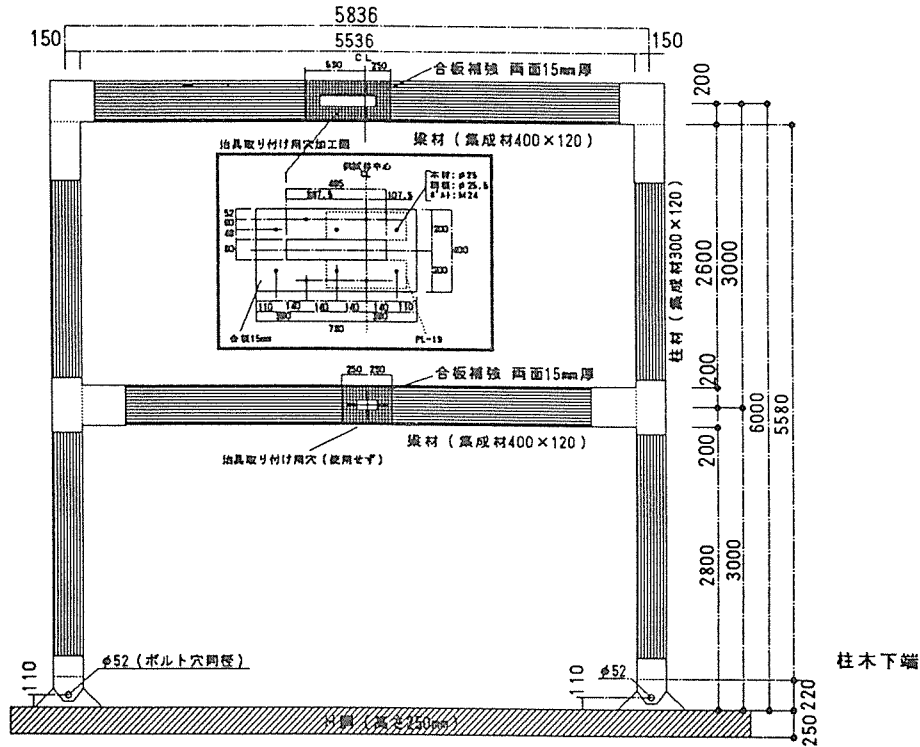


図 2. 1 FR-1 S : 2 層 1 スパン木質純ラーメン架構図

TYPE FW-1 S

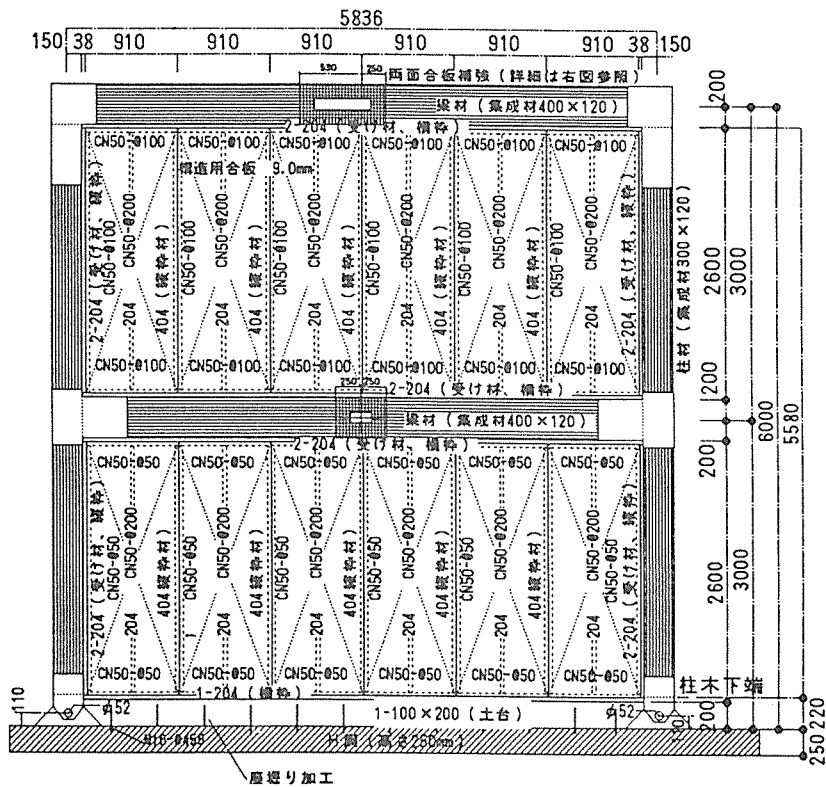


図 2. 2 FW-1 S : 2 層 1 スパン木質耐力壁を含むラーメン架構図

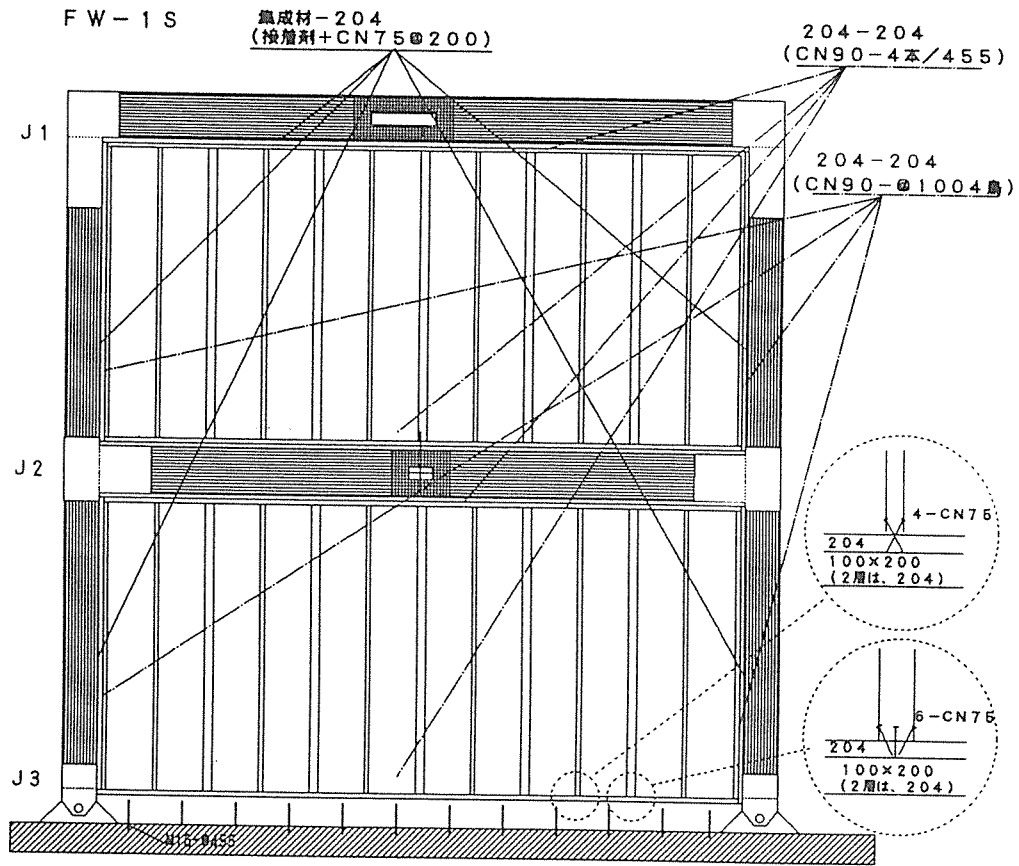


図 2. 3 FW-1S 供試体における枠組み図

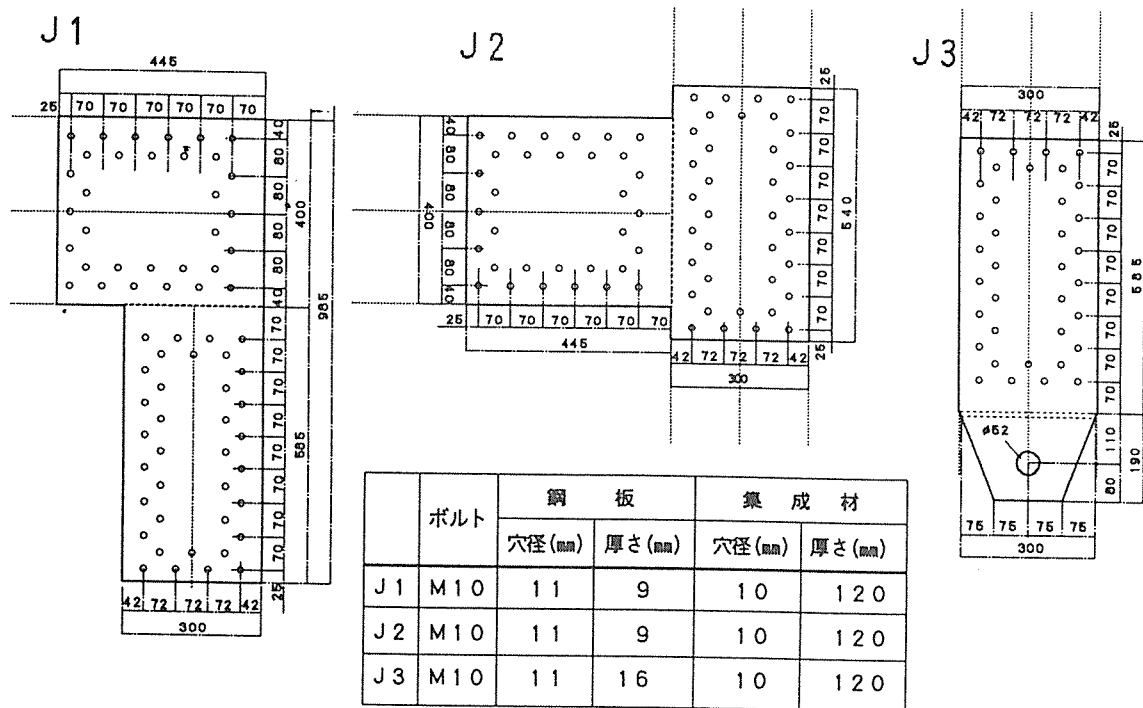


図 2. 4 供試体剛接合部の詳細図

2. 2 供試体材料

表 2. 1 集成材断面性能表 (参考: 木構造計算基準・同解説)

	幅 cm	高 cm	断面積 cm ²	断面係数 cm ³	断面二次 モーメントcm ⁴	繊維方向ヤング 係数kg/cm ²	せん断弾性 係数Kg/cm ²
梁材	12	40	480	3200	64000	110000	一般に E / 1.5
柱材	12	30	360	1800	27000		

注) ヤング係数度は別途材料試験を行った。

剛接ラーメン架構----- 柱、梁 : べいまつ集成材 JAS1級2種

耐 力 壁----- { 梲材 : S-P-F
構造用合板: 針葉樹合板 t=9.0(mm) (実測9.5(mm))
釘 : CN50、CN75、CN90

2. 3 架構耐力

1) 単位荷重時状態

架構耐力を算定するため、単位荷重時の架構応力状態を図 2. 5 に示す。

(接合部は完全剛接とする)

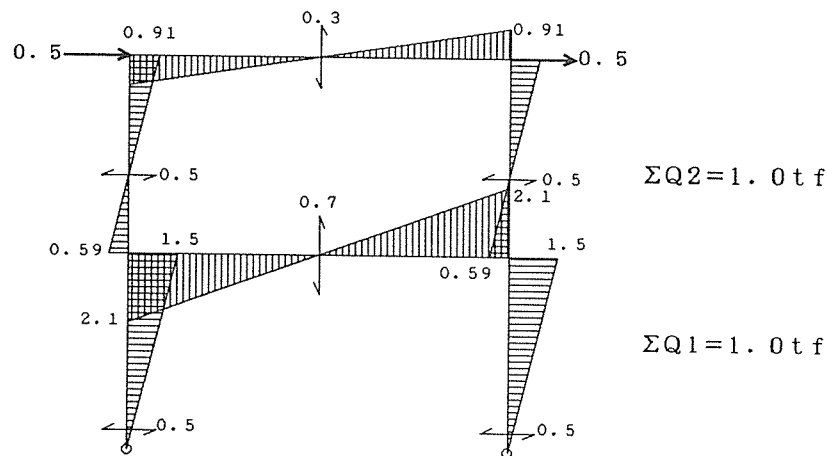


図 2. 5 単位荷重時応力

2) 集成材部材より決定される架構耐力

集成材の短期許容応力度を表 2. 2 に、架構部材短期許容値を表 2. 3 に示す。

表 2. 2 集成材の短期許容応力度 (参考: 木構造計算基準・同解説)

樹 種	圧縮 kg/cm ²	引張 kg/cm ²	曲げ kg/cm ²	せん断 kg/cm ²
べいまつ1級	250	220	300	12

注) 曲げ強度は別途材料試験を行った。

表 2. 3 集成材架構部材短期許容値

	圧縮力 kgf	曲げモーメント kgf・cm	せん断力 kgf
梁材	95400	892800	5760
柱材	54648	502200	1320

後述の部材実験によれば、柱部材の終局曲げモーメントは8.41tf・mであった。

注) 寸法調整係数 0.93を用いた。

図2.5で示した単位荷重時応力と比較すると、架構耐力は1階柱頭の曲げモーメントで決定される。部材耐力より決定される架構耐力を以下に示す。

短期許容せん断耐力

$$P_s = 5.02 / 1.5 = 3.35 \text{ (tf)}$$

また予想終局耐力は

$$P_{MAX} = 2 \times P_s \times 4 / 3 = 8.93 \text{ (tf)}$$

（後述の部材実験の曲げ強度から
計算すると、5.60 (tf)）

3) 接合部より決定される架構耐力

図2.5で示した単位荷重時応力状態より、最初に許容値に達する接合部は、1階梁一柱（J2）の接合部耐力より決定される。このときの架構耐力を求めた。

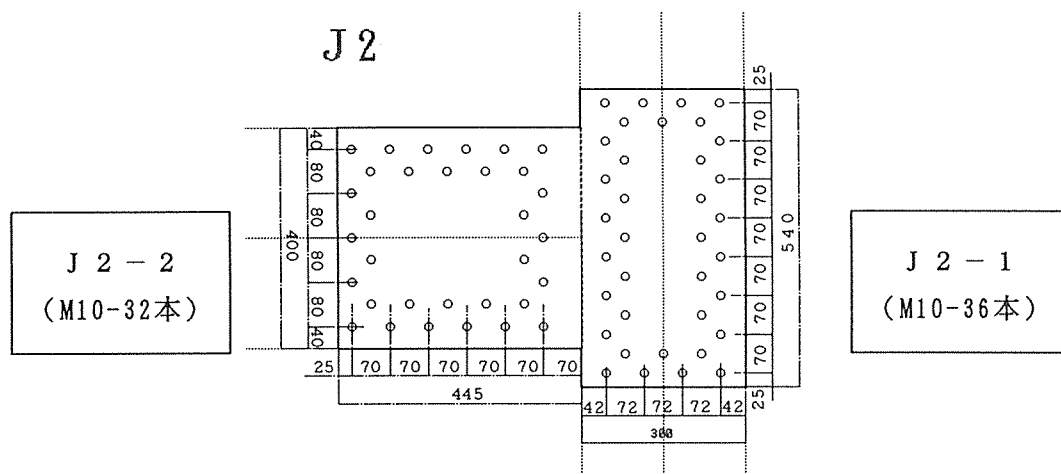


図2.6 J2接合部（左側J2-2、右側J2-1）

M10ボルトの、短期の許容2面せん断耐力を、表2.4に示す。

表2.4 M10ボルト短期許容2面せん断耐力（参照：木構造計算基準・同解説）

	繊維方向（0度）	繊維直交（90度）
せん断耐力	1,033 (kg)	506 (kg)

回転中心より最も遠い位置のボルトについて ω 方向の、単位荷重時状態に受ける荷重及びボルト短期許容2面せん断耐力の値を表2.5に示す。またこれらの計算の詳細は、後述の〔付録〕に示す。

表2.5 ω 方向にかかる荷重

	ω (rad.)	単位荷重時 (kg)	許容耐力 (kg)
J2-1	10.8/24.5	437.60	551.76
J2-2	17.5/16.0	424.27	540.84

表2.5より接合部耐力から決定する架構短期許容耐力は

$$J2-1 : P_s = 1.0 \times 551.75 / 473.60 = 1.165 \text{ (tf)}$$

$$J2-2 : P_s = 1.0 \times 540.84 / 424.24 = 1.275 \text{ (tf)}$$

よって接合部（J2-1）より決まる架構短期許容耐力は

$${}_s P_j = 1.165 \text{ (tf)}$$

また予想終局耐力は

$${}_s P_{jMAX} = 2 \times SP_j \times 4 / 3 = 3.11 \text{ (tf)}$$

4) 耐力壁のせん断耐力

枠組壁工法建築物構造計算指針より求めた1階及び2階の6P耐力壁におけるせん断耐力を、次に示す。またCN50釘合板接合部の許容耐力及び降伏耐力を、表2.6に示す。

2階(φ100)の耐力壁について 単位(tf)

短期せん断耐力	降伏せん断耐力	予想終局せん断耐力
1.24	3.32	6.64

1階(φ50)の耐力壁について 単位(tf)

短期せん断耐力	降伏せん断耐力	予想終局せん断耐力
2.47	6.64	13.28

※予想終局せん断耐力は降伏耐力の2倍とした。

表2.6 合板釘打ち接合部の耐力特性

	短期許容せん断耐力	降伏せん断耐力
CN50	22(kg)	59(kg)

木質ラーメンと耐力壁のそれぞれのせん断耐力より、パネルを含む木質架構の許容せん断耐力及び予想終局耐力を単純和として計算したものを表2.7に示す。ただし()内は部材強度より決定したものである。

表2.7 単純和による耐力壁を含む架構耐力

	2階	1階
許容せん断耐力 P_s (tf)	2.40 (4.59)	3.64 (5.82)
予想終局耐力 P_{MAX} (tf)	9.75 (15.57)	16.39 (22.21)

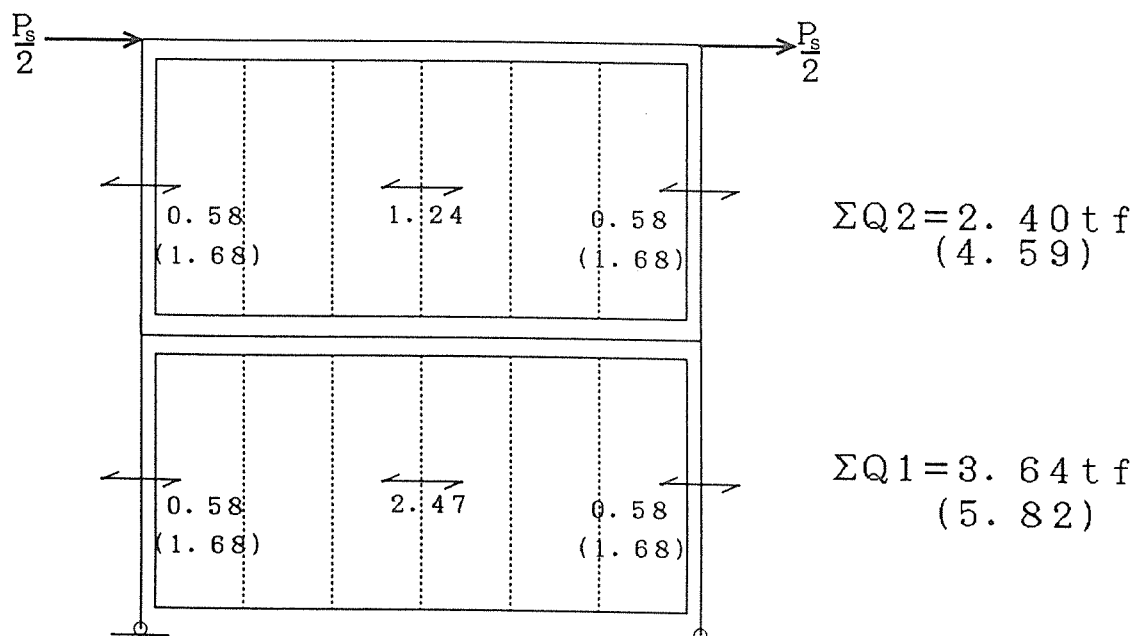


図2.7 木質耐力壁を含むラーメン架構の短期許容耐力図

2.4 実験加力方法

供試体が、実大モデルであるため、以下のような加力方法で実験を行った（図2.8）。

1) 天秤加力方式

- ・ アクチュエーターと加力治具の鉛直支持部、加力ビームと座屈止めの摩擦を除去するようローラー支持とした。
- ・ アクチュエーター変位と供試体部変位はそれぞれ若干異なる、このためアクチュエーター変位により制御を行なった。データ整理では供試体部で測定した変位を用いる。
- ・ 荷重はアクチュエーター頭部のロードセルで計測した、以後は天秤加力を考慮し、供試体に実際に作用する荷重（アクチュエーター計測値に675/725を乗じたもの）を用いる。

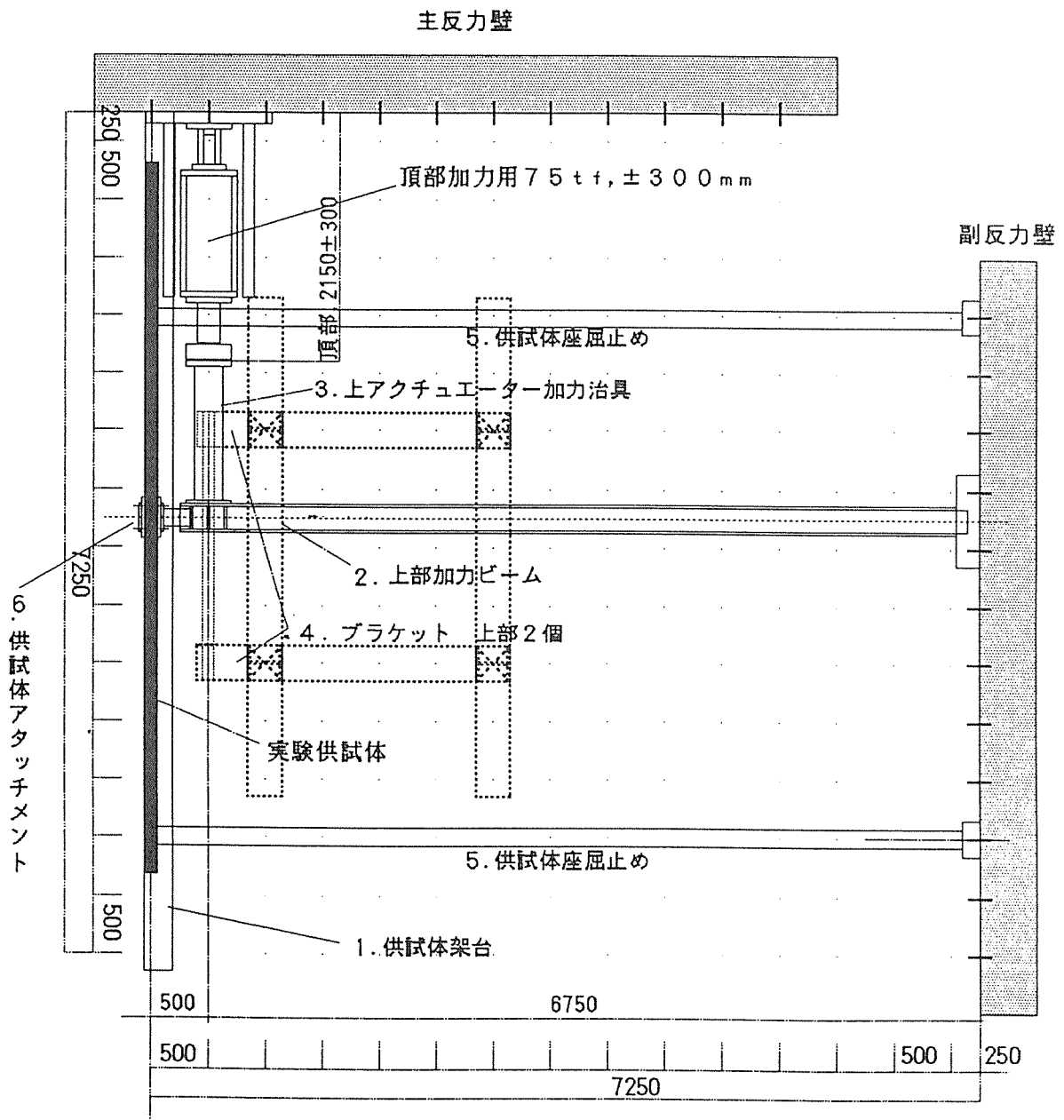


図2.8 実験外観図－平面配置図

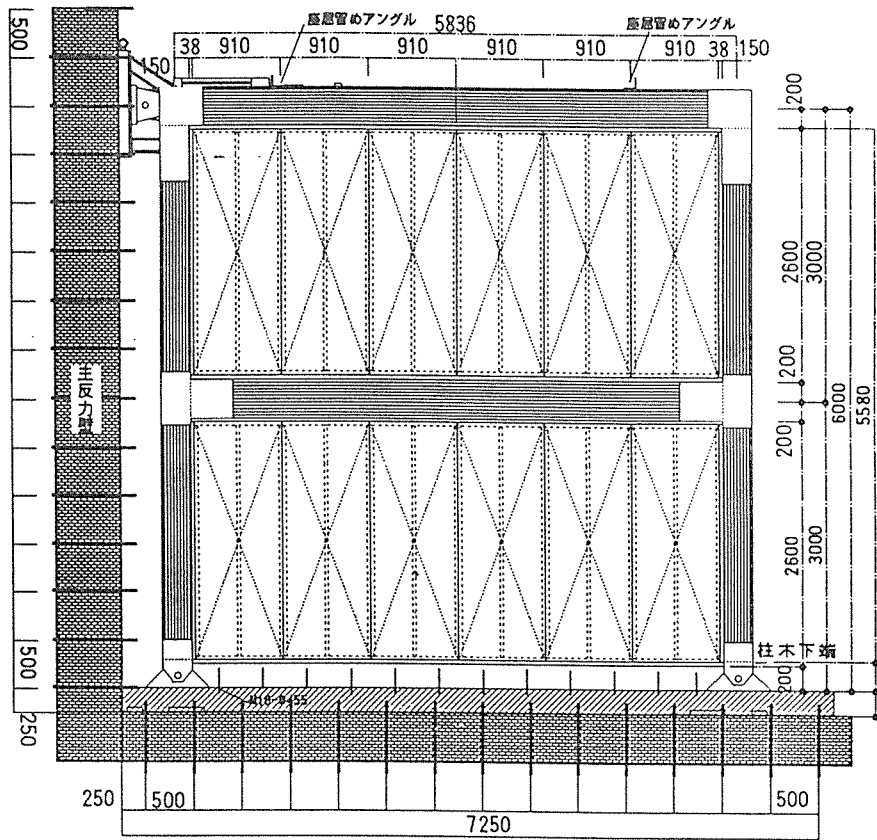


図 2. 9 実験外観図－立面図（合板側）

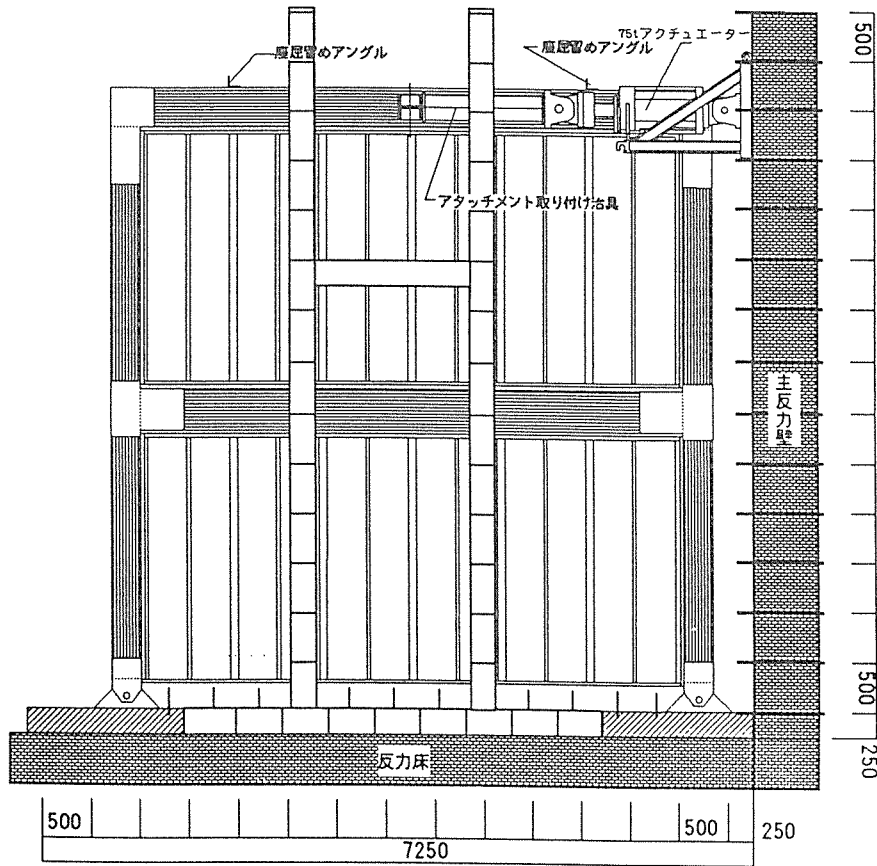


図 2. 10 実験外観図－立面図（枠材側）

2. 5 加力・計測制御方法

加力は75 tアクチュエーターの変位制御で行い、荷重と制御変位及びその他の計測値をCPU（パソコン）を通して、フロッピーディスクに入力する。

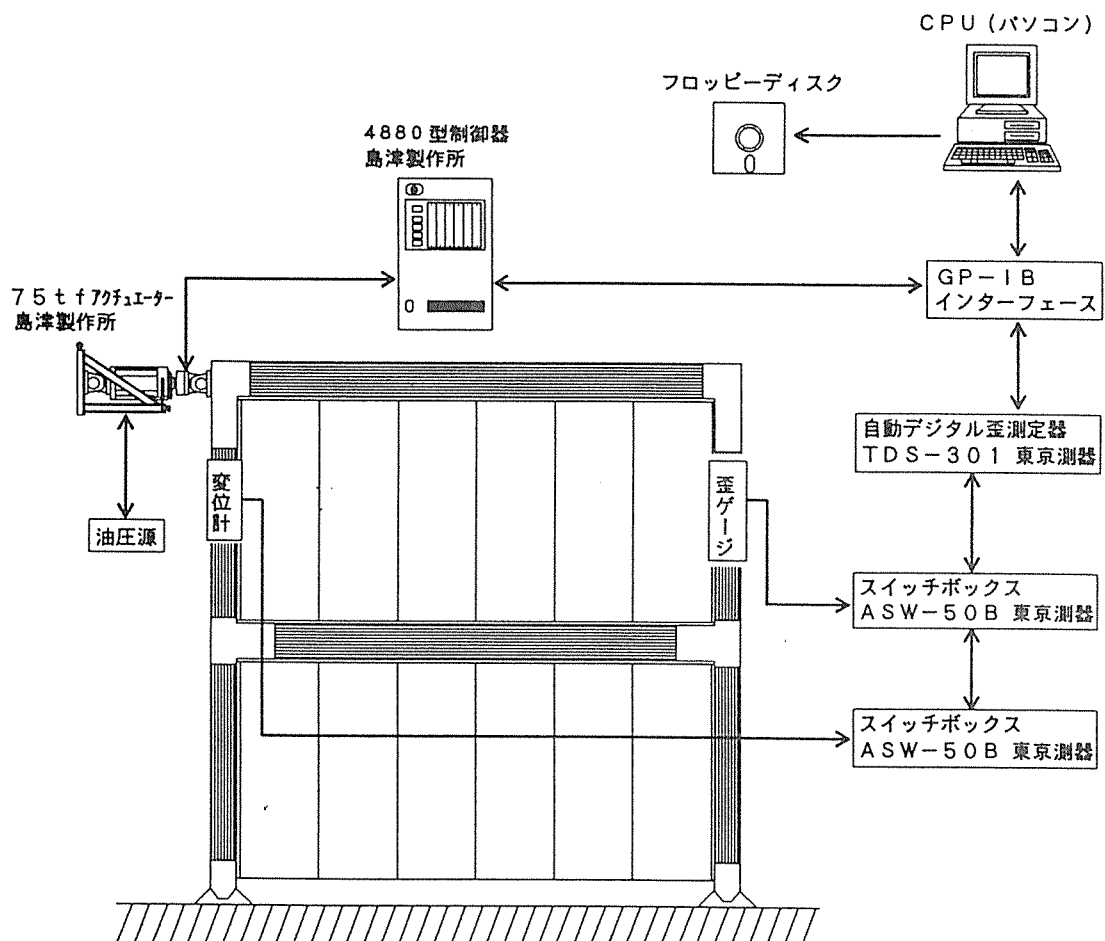
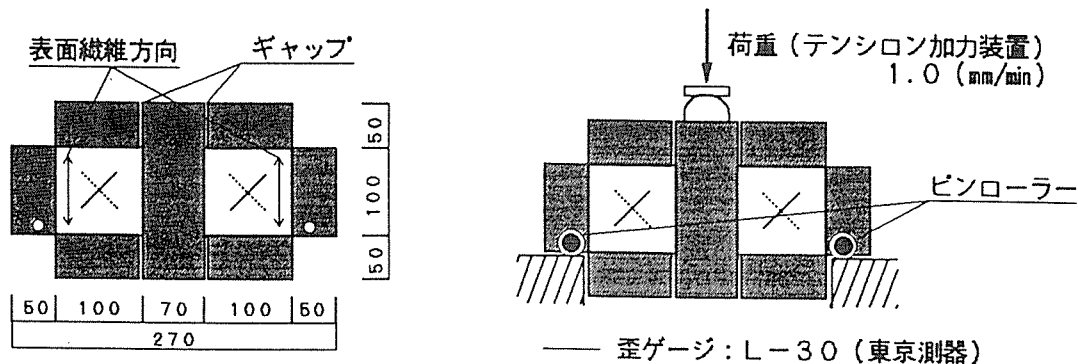


図 2. 1 1 加力・測定システム概要

3. 材料試験

3.1 構造用合板

本実験において用いた構造用合板（針葉樹合板、公称9.0(mm)、実測9.5(mm)）のせん断試験の供試体を、図3.1(a)に、実験概要図を図3.1(b)に示す、またその結果を表3.1に示す。



合板厚実測 = 9.5 (mm) (以後データ整理はこれで行なう)

図3.1(a) 供試体寸法

図3.1(b) 実験概要

表3.1 構造用合板せん断試験結果

テストピースNo	せん断弾性係数 (kg/cm ²)
1	4 4 7 9
2	3 0 7 9
3	3 5 0 0
平均	3 6 8 6

3.2 合板釘打ち接合部

1) 実験概要

合板釘打ち接合部の、せん断試験供試体を図3.2に、実験概要を図3.3に示す。(ただし合板厚は、実測値である)

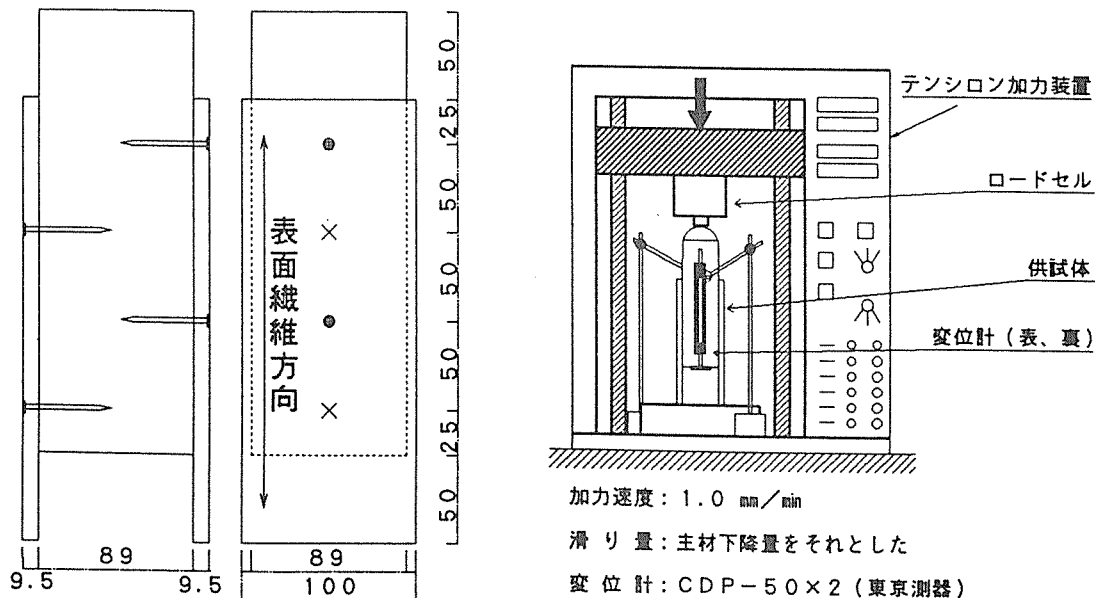


図3.2 合板釘打ち接合部試験供試体

図3.3 合板釘打ち接合部実験概要

2) 実験結果

表3. 2に、相対変位における荷重 P_x 、及び最大荷重 P_{max} 、最大荷重時の変位 δ_{Pmax} を、図3. 4に荷重-変位関係を示す。

表3. 2合板釘打ち接合部実験結果 (単位(kgf/本), (mm))

テストピースNo	$P_{0.33}$	$P_{0.5}$	$P_{1.0}$	$P_{2.0}$	$P_{5.0}$	P_{max}	δ_{Pmax}
1	56.46	59.91	71.39	84.51	110.5	142.3	15.5
2	63.94	66.67	74.91	85.22	114.6	143.7	15.9
3	54.88	57.91	66.77	77.08	105.3	147.5	24.5
4	62.62	66.57	77.53	89.97	122.2	165.9	18.2
平均	59.47	62.77	72.65	84.19	113.2	150.0	20.0

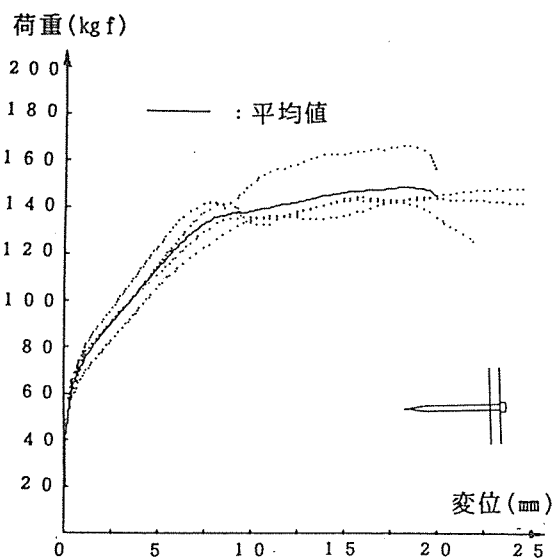
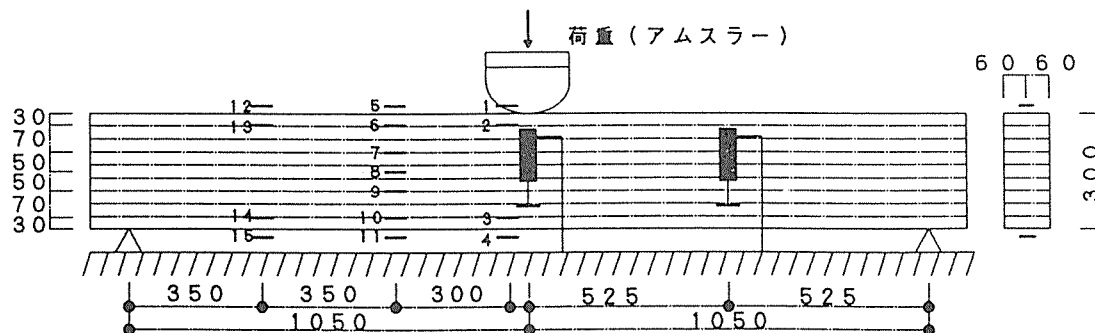


図3. 4 荷重-変位関係

3. 3 集成材曲げ試験

1) 実験方法

本実験における集成材架構供試体FR-1Sの加力実験後、まったく破壊が見られなかった、非アクチュエータ側柱の2層部分を用い、曲げ試験を行った。供試体寸法、変位測定位置を図3. 4に示す。



歪ゲージ: L-30 (東京測器)、表のみ15ヶ所

高感度型変位計: CDP-50 (東京測器)、2台

図3. 4 供試体寸法、変位測定位置

2) 実験結果

荷重-中央部たわみ曲線を図3.5に、 $P = 5.0$ (tf)時の歪分布を図3.6に示す。ただし加力点が適切でなかった為、めり込みが大きくなってしまったが、ここでは特に考慮していない。

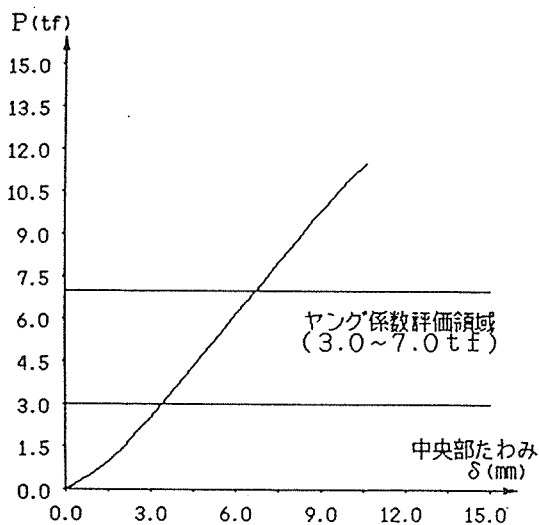


図3.5 P- δ 曲線

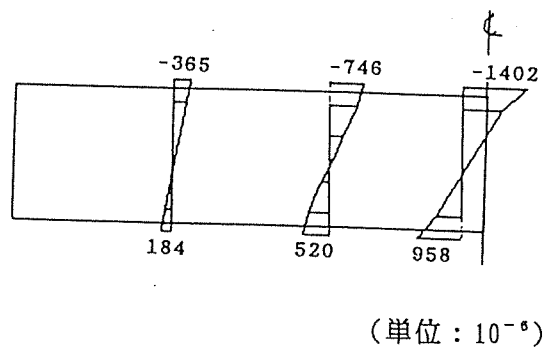


図3.6 歪分布図 ($P = 5$ (tf))

図3.5に示す、評価領域 ($3.0 \sim 7.0$ (tf)) より求めた、ヤング係数と、最大荷重、及びその時の最大たわみを、表3.2に示す。また最終破壊状況を図3.7に示す。

表3.2 ヤング係数、最大荷重、最大たわみ

ヤング係数 (tf/cm ²)	最大荷重 (tf)	最大曲げ応力度 (kg f/cm ²)	最大たわみ (mm)
85.7	16.0	467	12.4

但しこのたわみから求めたヤング係数は、せん断変形を考慮していない為木構造計算規準で示される値より、かなり小さな値となった。せん断変形を考慮した値を以下に示す。

$$E = 125.0 \text{ (tf/cm}^2\text{)} \quad G = 8.830 \text{ (tf/cm}^2\text{)}$$

(ここで $G = E / 15$ とした、詳細については後述付録に示す)

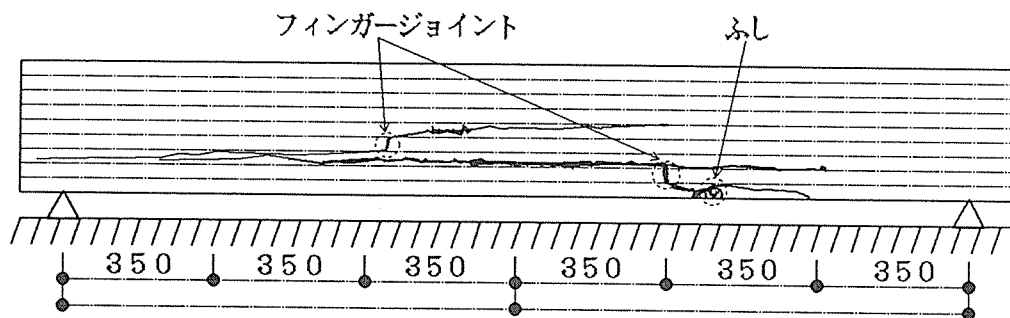


図3.7 最終破壊状況

4. 実験結果

4.1 観察記録

ここで示した測定荷重は、各サイクルにおける最大荷重でアクチュエーターで測定された値に、天秤加力を考慮し(675/725)を乗じたものを示す。(以後換算完荷重と呼ぶ)

供試体名 : FR-1 S

実験日時 : 1994年3月2日

制御形式 : アクチュエーター変位制御

使用アクチュエーター : 75(tf)

使用レンジ : 荷重±15(tf) (20%) 変位±300(mm) (100%)

制御スピード : 1.0(mm/sec)

荷重履歴 : 押し=+ 引き=-

サイクル	アクチュエーター変位 (mm)	換算完荷重(tf)	供試体観察記録
1	+15.0	0.85	
	-15.0	-0.88	
2	+19.9	1.09	
	-19.9	-1.12	
3	+29.9	1.60	
	-29.9	-1.62	
4	+58.9	2.84	
	-58.9	-2.89	
5	+119.6	4.58	左側1層柱頭接合部鋼板滑り1(mm)程度 左右1層柱頭接合部鋼板滑り1(mm)程度
	-119.6	-4.15	
6	+280.0	5.02	加力中 +150(mm)程度において大きな亀裂が生じ、最大耐力を記録。 亀裂大きさは、左右1層柱頭接合部下1200(mm)程度

供試体名 : FW-1 S

実験日時 : 1994年3月9日

制御形式 : アクチュエーター変位制御

使用アクチュエーター : 75(tf)

使用レンジ : 荷重±37.5(tf) (50%) 変位±300(mm) (100%)

制御スピード : 1.0(mm/sec)

荷重履歴 : 押し=+ 引き=-

サイクル	アクチュエーター変位 (mm)	換算完荷重(tf)	供試体観察記録
1	+7.5	2.69	
	-7.5	-3.02	
2	+15.0	4.37	
	-15.0	-4.80	
3	+30.0	7.21	釘の頭が傾き始める。(各耐力壁角部が比較的大) 釘の頭の傾き徐々に伸展。
	-30.0	-7.36	
4	+40.0	8.71	
	-40.0	-8.86	
5	+60.0	11.07	合板の相対滑り。(全体的に5(mm)程度)
	-60.0	-11.26	
6	+80.0	12.64	
	-80.0	-12.74	
7	+120.0	15.06	1層耐力壁右側合板に面材座屈。 2層柱頭接合部ボルトが緩み始める。2層右側合板釘のめり込み2(mm)
	-120.0	-14.63	
8	+200.0	17.70	1層耐力壁それぞれにおいて、合板左下部及び右下部に面材座屈。 合板の釘が抜ける。2層柱頭左右接合部の鉄板が回転(1/100rad)程度。
	-200.0	-15.60	
9	+290.0	13.58	最終破壊。1層左右柱頭接合部に亀裂(最大左130(mm)右113(mm))。
	-290.0	-9.86	

4. 2 変位測定位置

図4. 1 に変位計位置及び番号を示す。変位計番号は、スイッチボックスに接続チャンネル番号を示した、以後この番号を用いて示す。

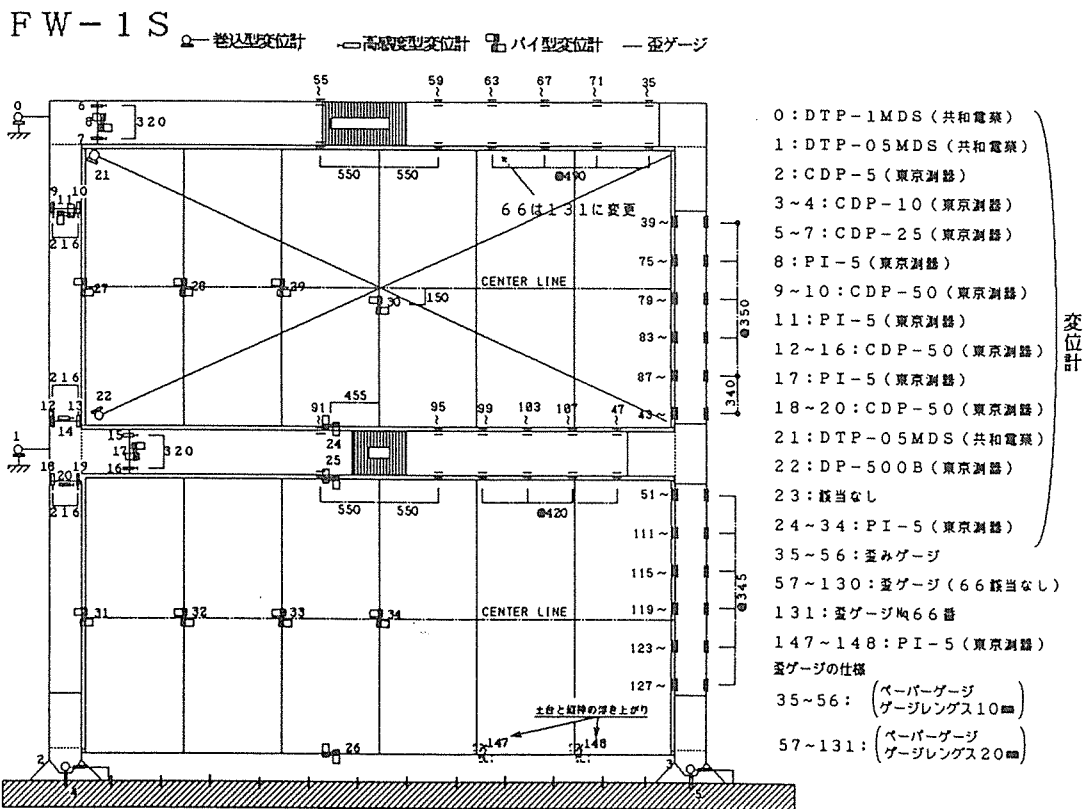
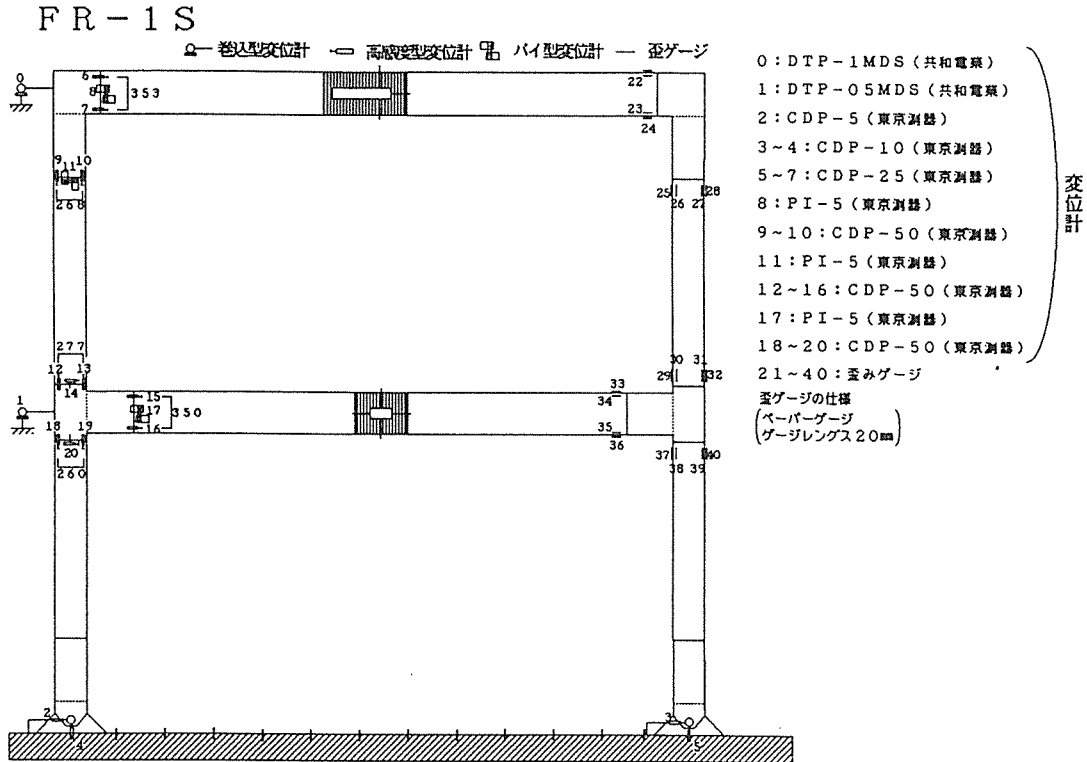


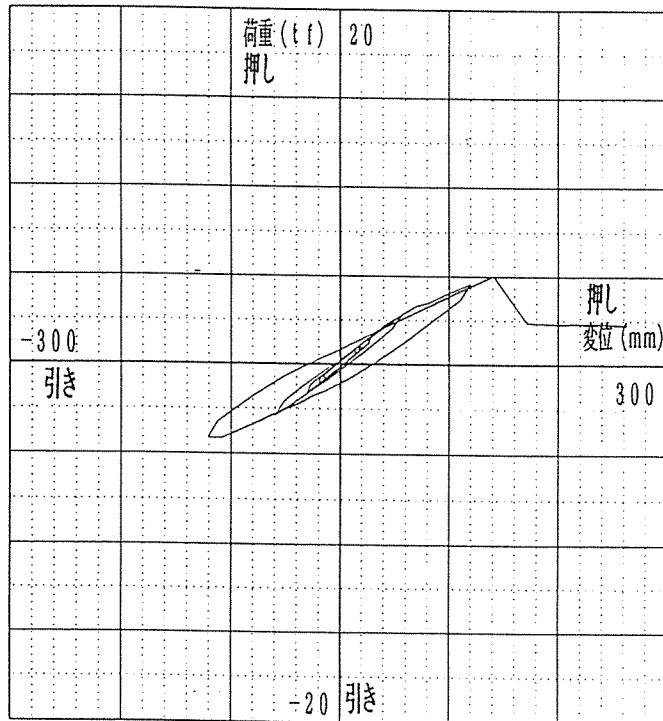
図4. 1 変位計及び歪ゲージ設置位置、番号

4. 3 水平変位-荷重曲線

本実験では天秤加力方式を採用した為、荷重はアクチュエーター先端のロードセルの値を天秤の寸法比換算した荷重を示す、また各層水平変位はアクチュエーターではなく、供試体位置の変位計で測定した物を示す。

(1) 図4. 2にFR-1Sの各層水平変位を示す。

2階屋根梁



2階床梁

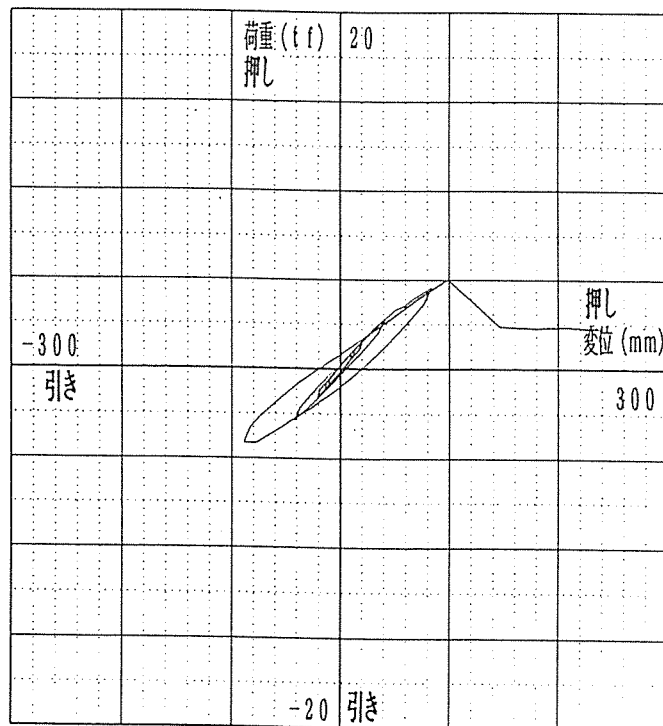
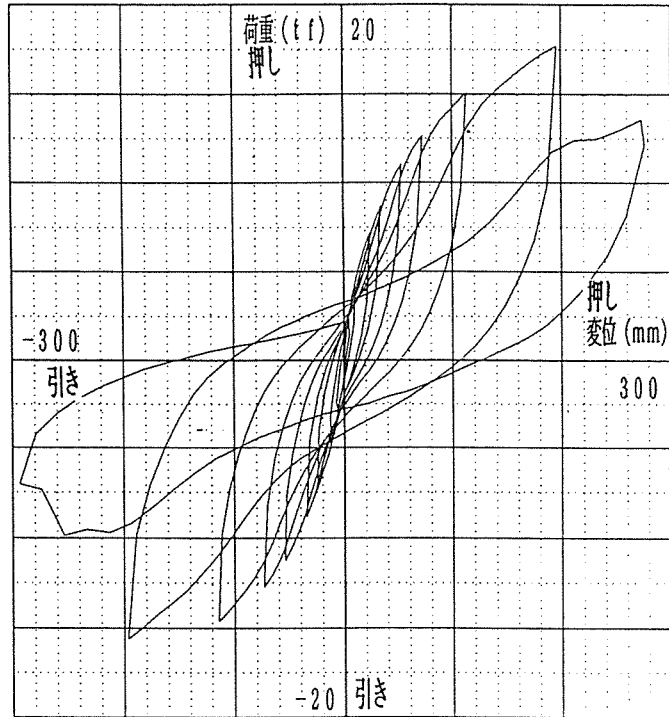


図4. 2 FR-1S : 各層水平変位

(2) 図4. 3にFW-1S各層水平変位を示す。

2階屋根根梁



2階床梁

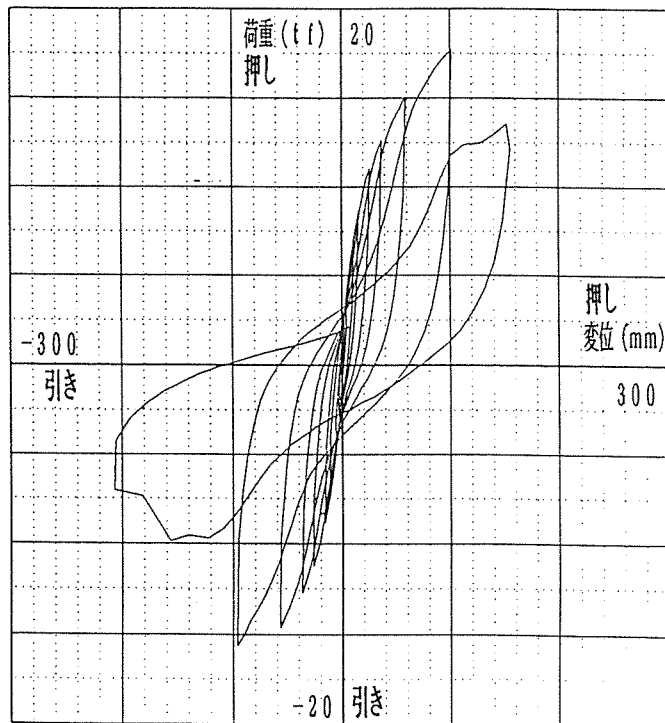


図4. 3 FW-1S : 各層水平変位

4. 4 鋼板と集成材の相対変位及び回転変位履歴

(1) 計測方法

図4. 4に鋼板と集成材間に設置した変位計から、鋼板と集成材の相対変位（水平相対滑り（ u ）、垂直滑り（ v ）、相対回転角（ θ ））を評価した。

接合部鋼板の相対回転角は次式で定義式した。式中の番号は、図4. 1で示した変位計番号である。

1) FR-1S 接合部 J 1

梁部	$\theta \text{ (rad)} = \{ [\text{No } 7] \text{ (mm)} - [\text{No } 6] \text{ (mm)} \} / 353 \text{ (mm)}$
2層柱頭部	$\theta \text{ (rad)} = \{ [\text{No } 9] \text{ (mm)} - [\text{No } 10] \text{ (mm)} \} / 268 \text{ (mm)}$

接合部 J 2

2層柱脚部	$\theta \text{ (rad)} = \{ [\text{No } 13] \text{ (mm)} - [\text{No } 12] \text{ (mm)} \} / 277 \text{ (mm)}$
梁部	$\theta \text{ (rad)} = \{ [\text{No } 16] \text{ (mm)} - [\text{No } 15] \text{ (mm)} \} / 350 \text{ (mm)}$
1層柱頭部	$\theta \text{ (rad)} = \{ [\text{No } 18] \text{ (mm)} - [\text{No } 19] \text{ (mm)} \} / 260 \text{ (mm)}$

2) FW-1S

接合部 J 1

梁部	$\theta \text{ (rad)} = \{ [\text{No } 7] \text{ (mm)} - [\text{No } 6] \text{ (mm)} \} / 320 \text{ (mm)}$
2層柱頭部	$\theta \text{ (rad)} = \{ [\text{No } 9] \text{ (mm)} - [\text{No } 10] \text{ (mm)} \} / 216 \text{ (mm)}$

接合部 J 2

2層柱脚部	$\theta \text{ (rad)} = \{ [\text{No } 13] \text{ (mm)} - [\text{No } 12] \text{ (mm)} \} / 216 \text{ (mm)}$
梁部	$\theta \text{ (rad)} = \{ [\text{No } 16] \text{ (mm)} - [\text{No } 15] \text{ (mm)} \} / 320 \text{ (mm)}$
1層柱頭部	$\theta \text{ (rad)} = \{ [\text{No } 18] \text{ (mm)} - [\text{No } 19] \text{ (mm)} \} / 216 \text{ (mm)}$

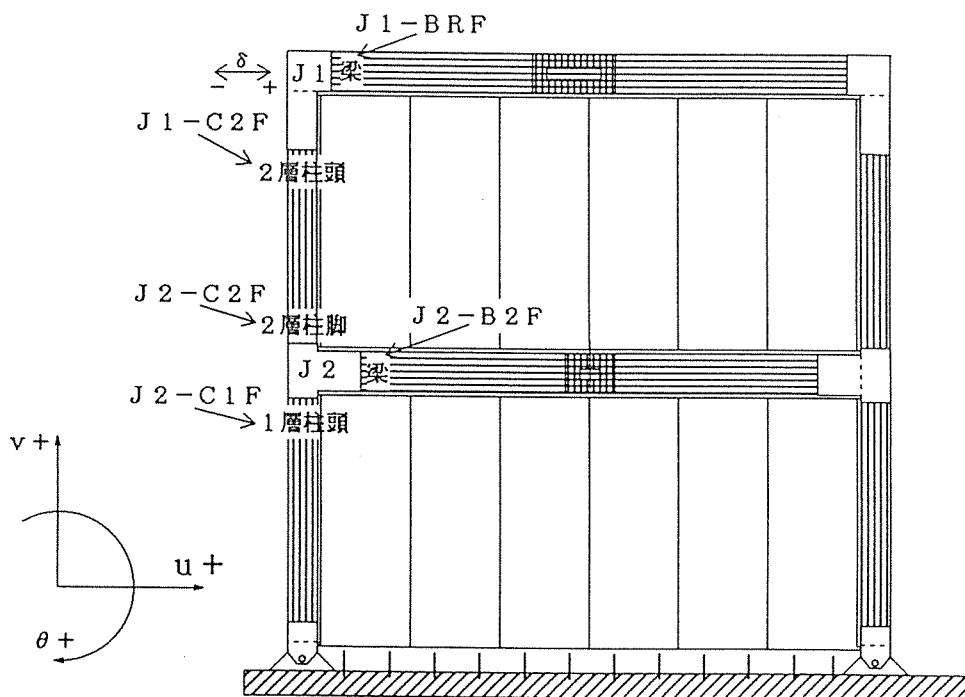
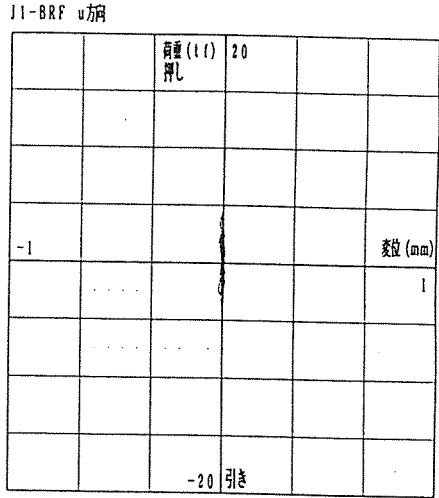


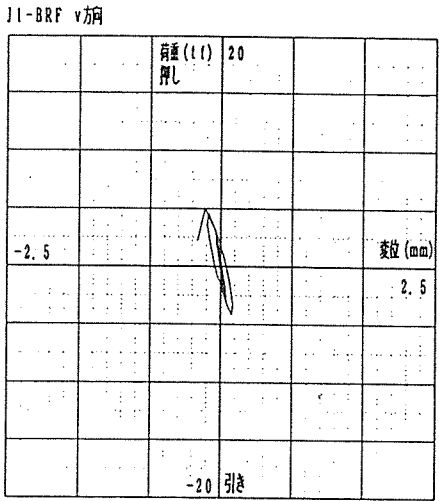
図4. 4 接合部鋼板記号 (FR-1S、FW-1S共通)

(2) 鋼板と集成材の相対変位

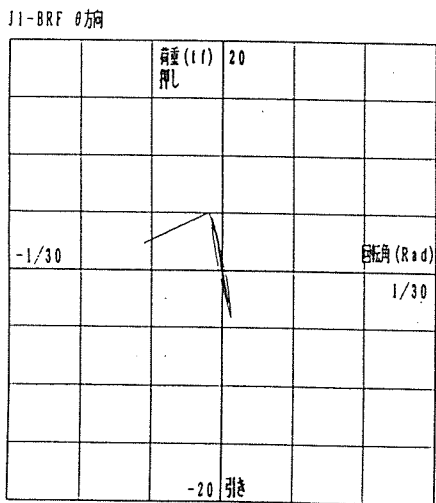
1) 図4.4に示すJ1-BRFに於ける変位 u 、 v 、及び θ を、図4.5(a)に示す。



水平 (u) 方向変位

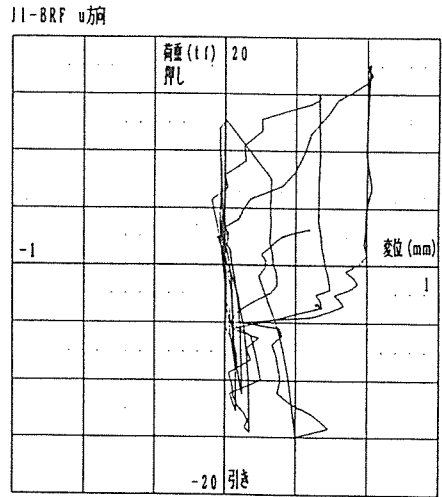


垂直 (v) 方向変位

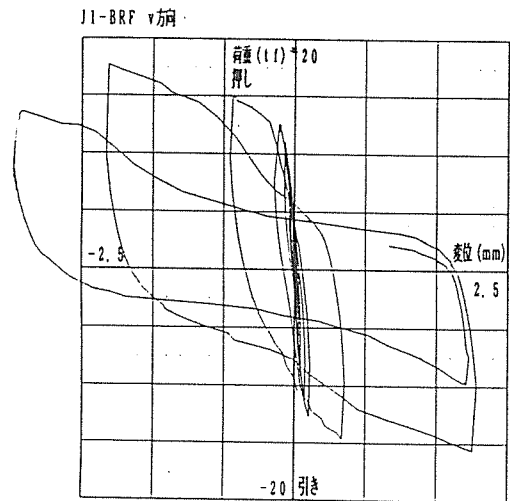


回転 (θ) 方向変位

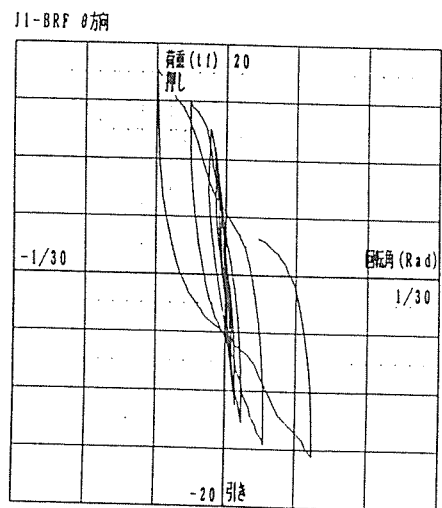
TYPE : FR-1S



水平 (u) 方向変位



垂直 (v) 方向変位



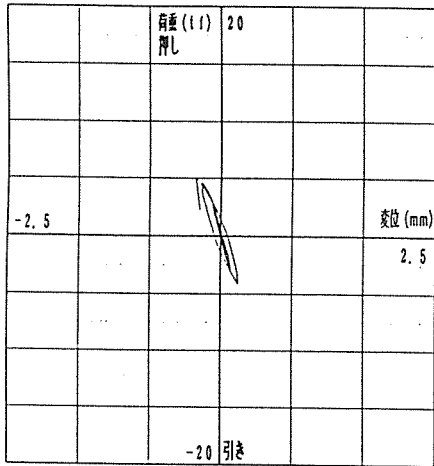
回転 (θ) 方向変位

TYPE : FW-1S

図4.5(a) J1-BRFの相対変位

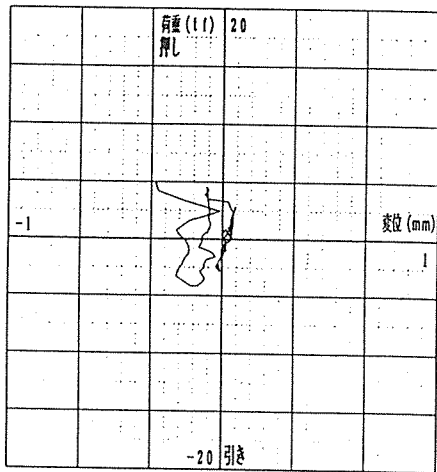
2) 図4. 4 に示す J1-C2F に於ける変位 u 、 v 、及び θ を、図4. 5 (b) に示す。

J1-C2F u 方向



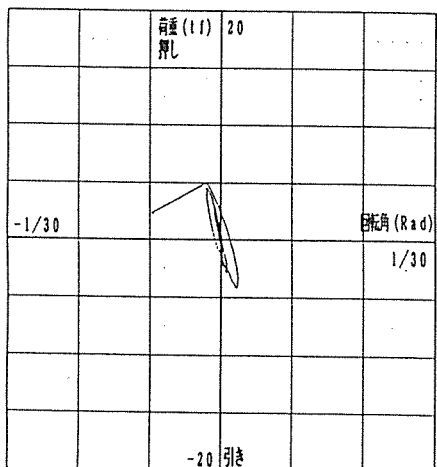
水平 (u) 方向変位

J1-C2F v 方向



垂直 (v) 方向変位

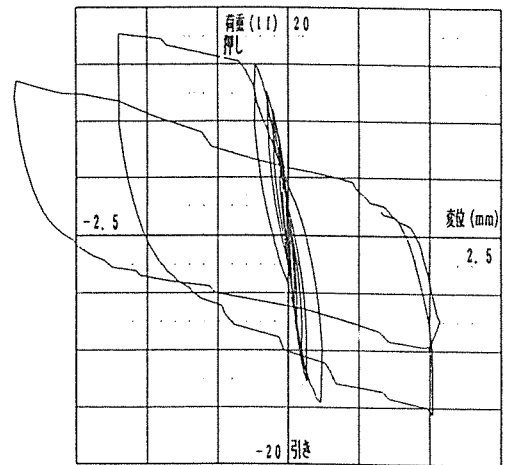
J1-C2F θ 方向



回転 (θ) 方向変位

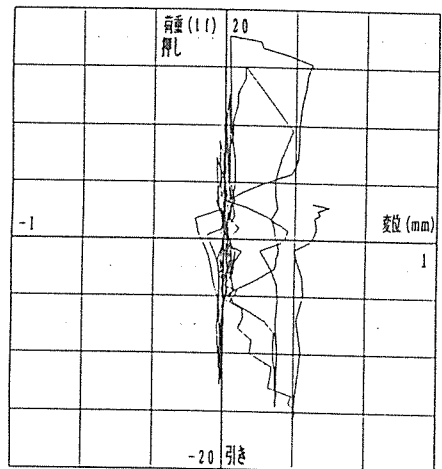
TYPE : FR-1S

J1-C2F u 方向



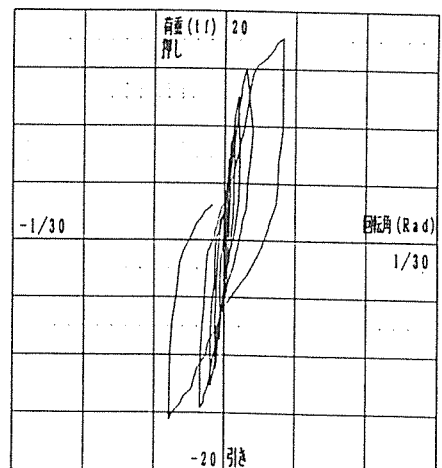
水平 (u) 方向変位

J1-C2F v 方向



垂直 (v) 方向変位

J1-C2F θ 方向



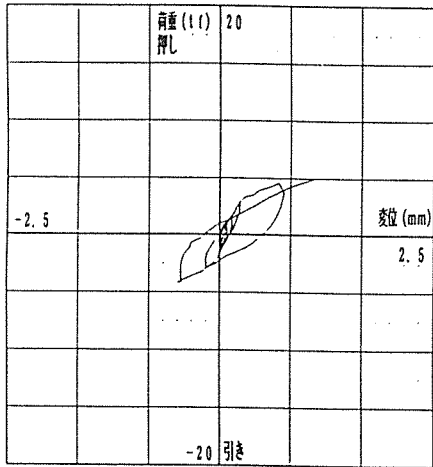
回転 (θ) 方向変位

TYPE : FW-1S

図4. 5 (b) J1-C2F の相対変位

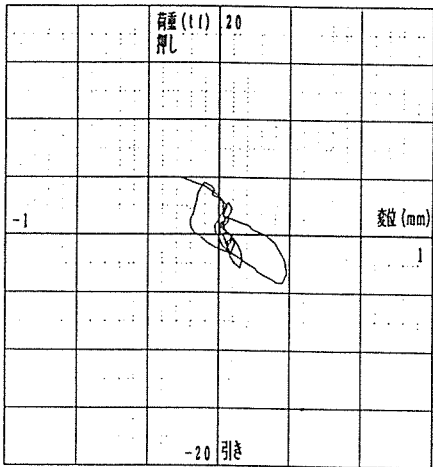
3) 図 4. 4 に示す J 2 - C 2 F に於ける変位 u 、 v 、及び θ を、図 4. 5 (c) に示す。

J2-C2F u方編



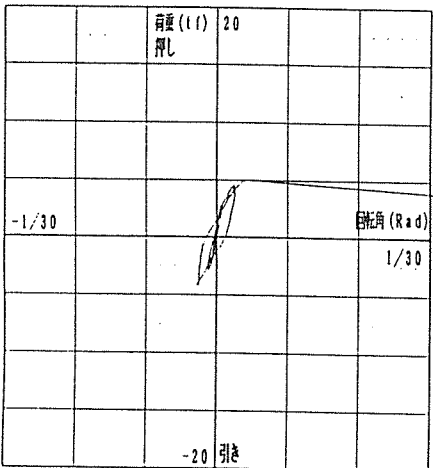
水平 (u) 方向変位

J2-C2F v方編



垂直 (v) 方向変位

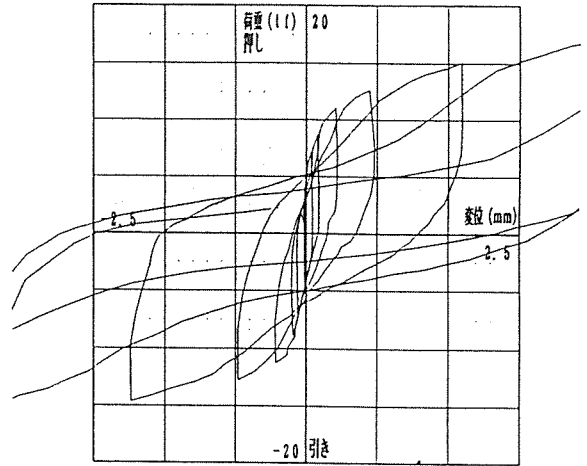
J2-C2F θ 方編



回転 (θ) 方向変位

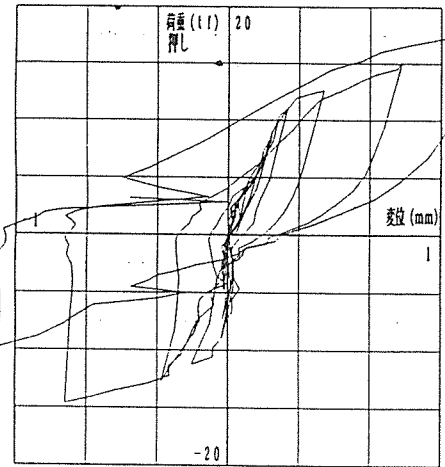
TYPE : FR - 1 S

J2-C2F u方編



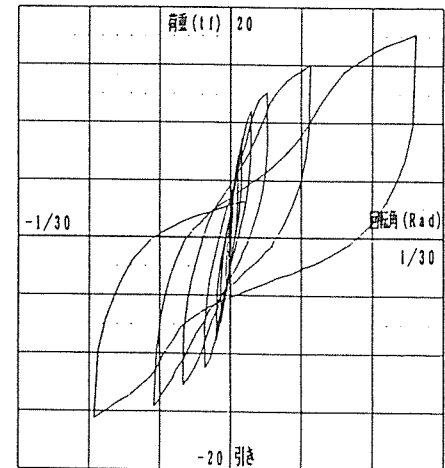
水平 (u) 方向変位

J2-C2F v方編



垂直 (v) 方向変位

J2-C2F θ 方編



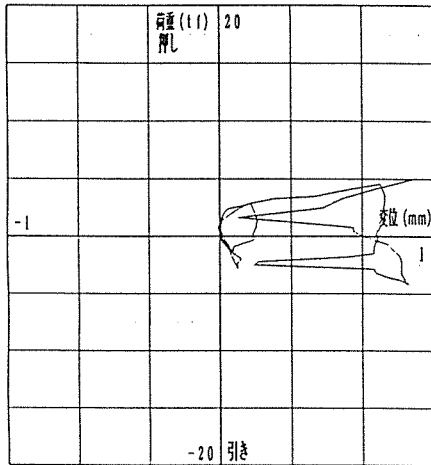
回転 (θ) 方向変位

TYPE : FW - 1 S

図 4. 5 (c) J 2 - C 2 F の相対変位

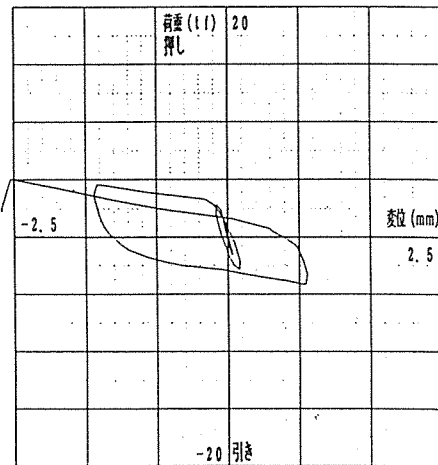
4) 図4. 4に示すJ2-B2Fに於ける変位 u 、 v 、及び θ を、図4. 5(d)に示す。

J2-B2F u 方向



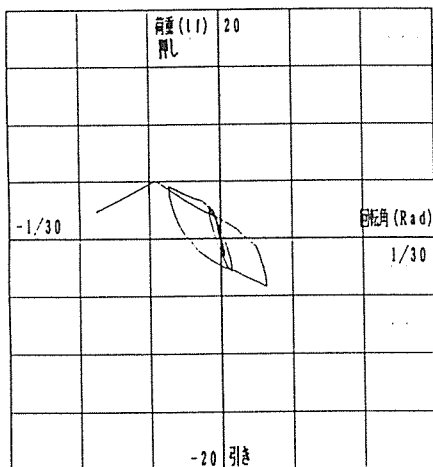
水平 (u) 方向変位

J2-B2F v 方向



垂直 (v) 方向変位

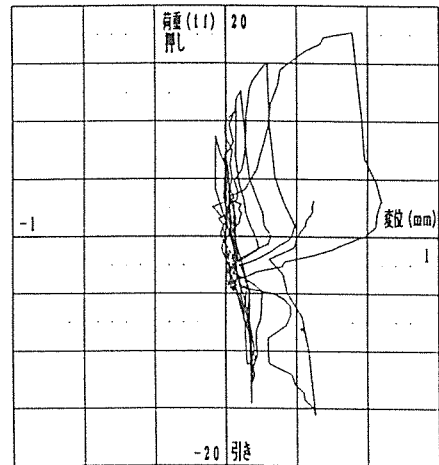
J2-B2F θ 方向



回転 (θ) 方向変位

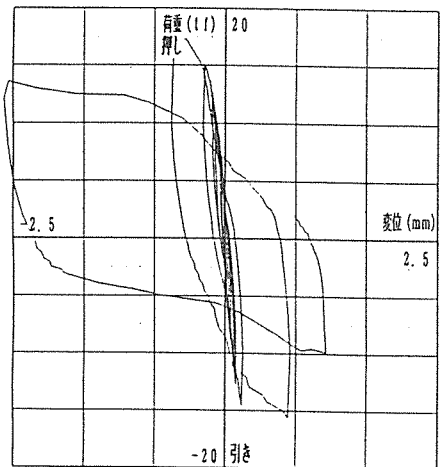
TYPE: FR-1S

J2-B2F u 方向



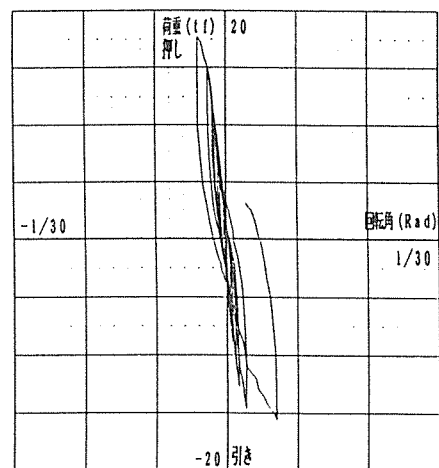
水平 (u) 方向変位

J2-B2F v 方向



垂直 (v) 方向変位

J2-B2F θ 方向

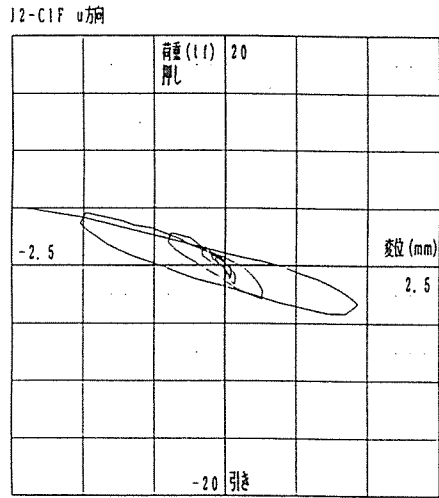


回転 (θ) 方向変位

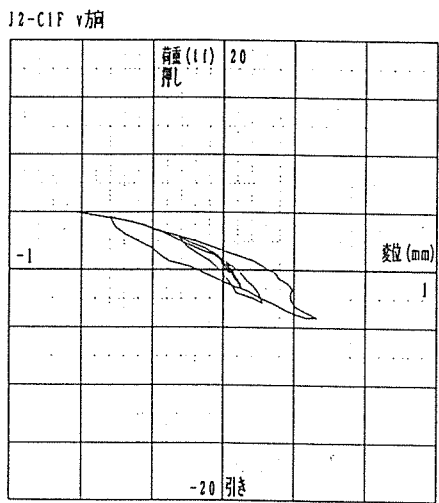
TYPE: FW-1S

図4. 5(d) J2-B2Fの相対変位

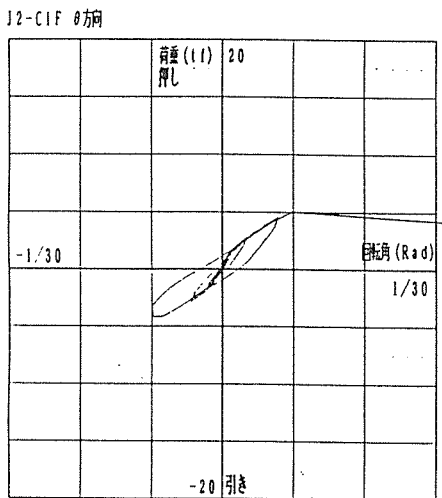
5) 図4. 4に示すJ2-C1Fに於ける変位u、v、及び θ を、図4. 5(e)に示す。



水平 (u) 方向変位

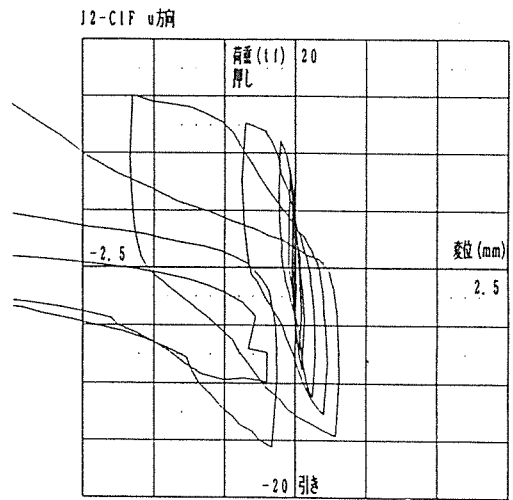


垂直 (v) 方向変位

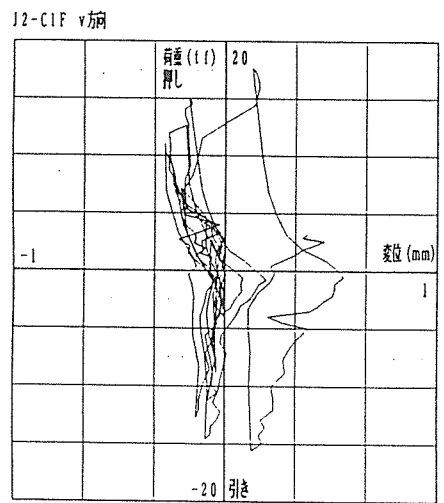


回転 (θ) 方向変位

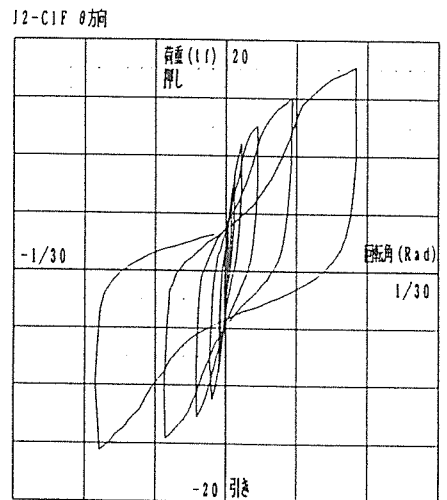
TYPE : FR-1S



水平 (u) 方向変位



垂直 (v) 方向変位



回転 (θ) 方向変位

TYPE : FW-1S

図4. 5 (e) J2-C1Fの相対変位

4. 5 合板の相対すべり変位

(1) 計測方法

変位計： 図4. 6に示すように合板と合板、または合板と集成材架構との相対すべりをパイ型変位計で計測した。図4. 6に変位測定位置記号を示した。

目測： 図4. 7に目測位置及び番号を示す。測定は1 (mm)きざみのスケールを左右に取り付け、各サイクのルピーク制御変位時に、その変位量を目測で測定した。

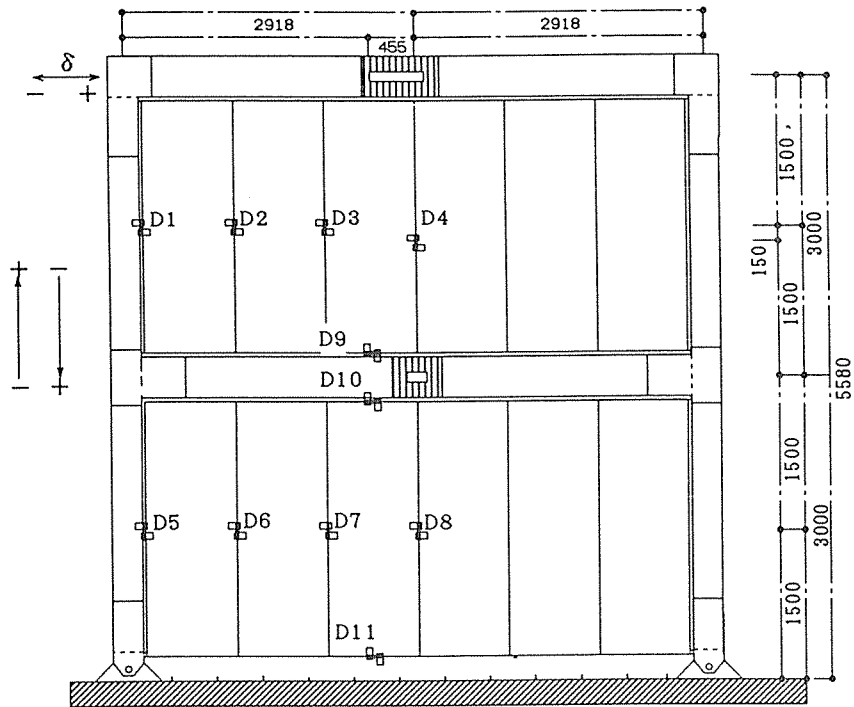


図4. 6 変位計測定位置及び番号

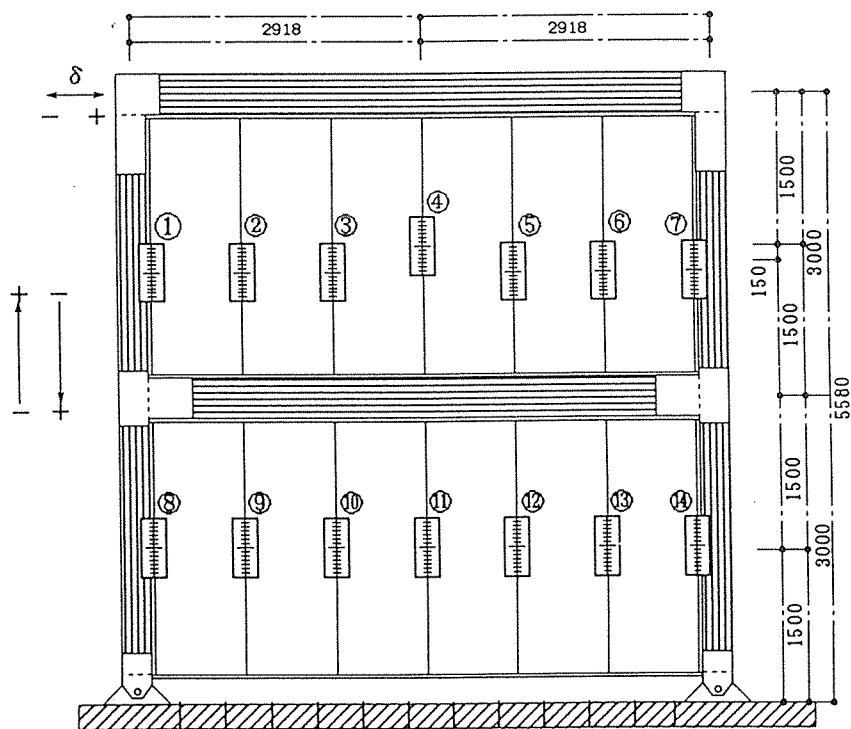
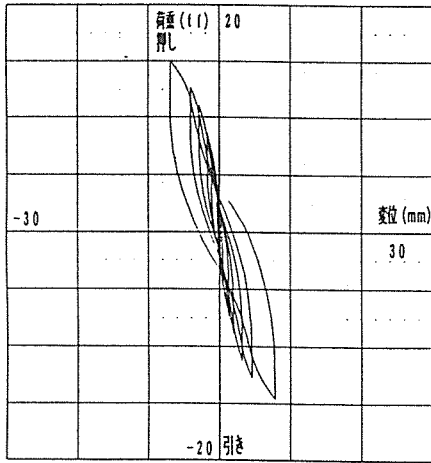


図4. 7 目測スケール位置及び番号

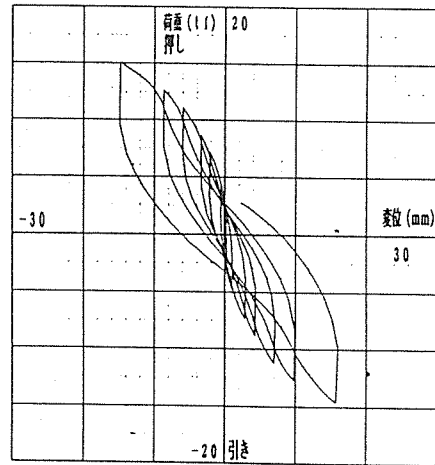
(2) 合板すべり変位

1) 図4.8(a)及び図4.8(b)に、変位計で測定された、合板の相対すべり-荷重履歴曲線を示す。

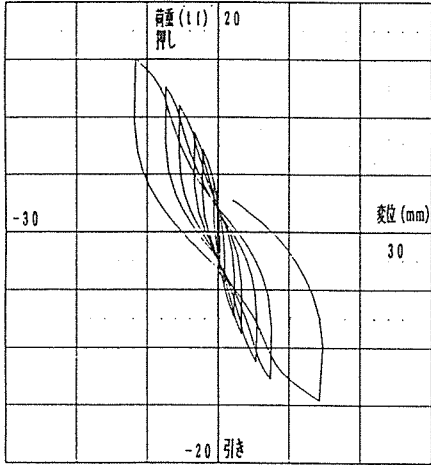
合板すべり (D1)



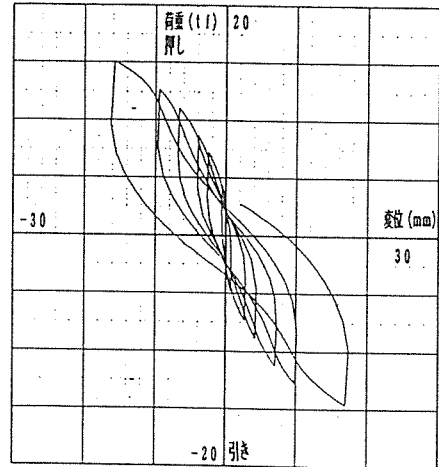
合板すべり (D2)



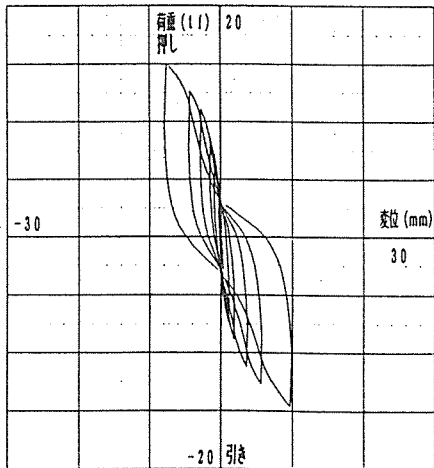
合板すべり (D3)



合板すべり (D4)



合板すべり (D5)



合板すべり (D6)

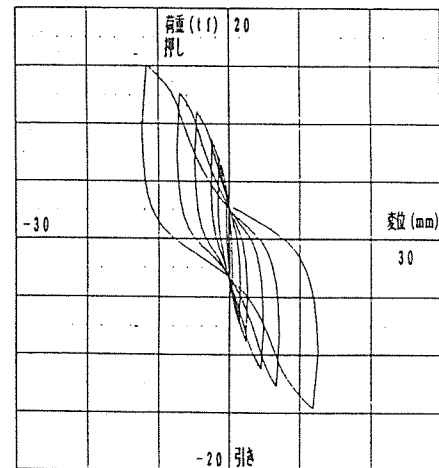
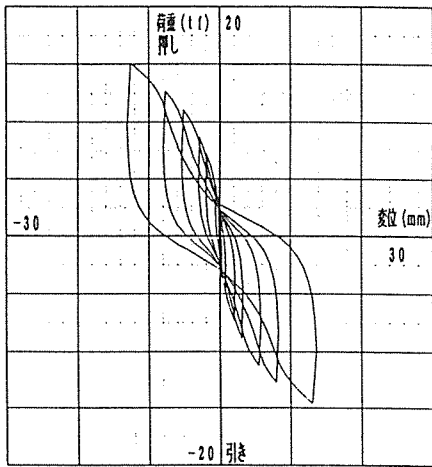
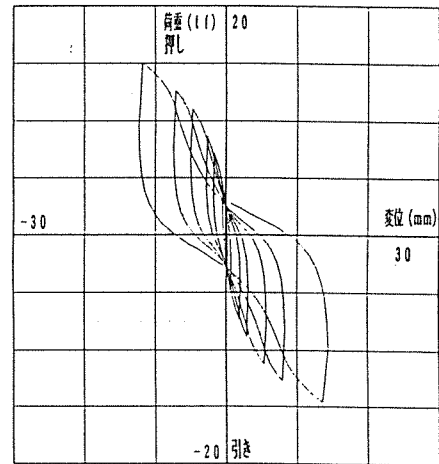


図4.8(a) 合板の相対すべり-荷重履歴 (D1~D6)

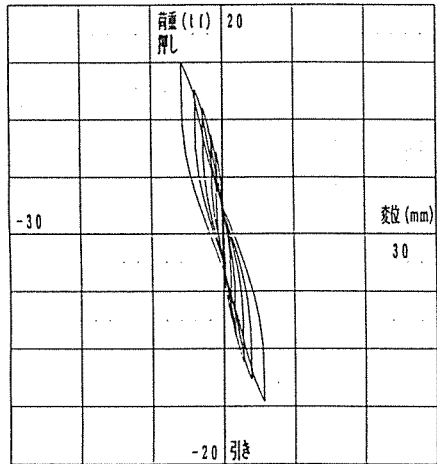
合板すべり (D8)



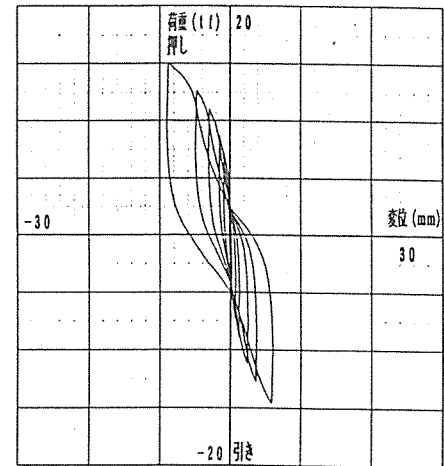
合板すべり (D7)



合板すべり (D9)



合板すべり (D10)



合板すべり (D11)

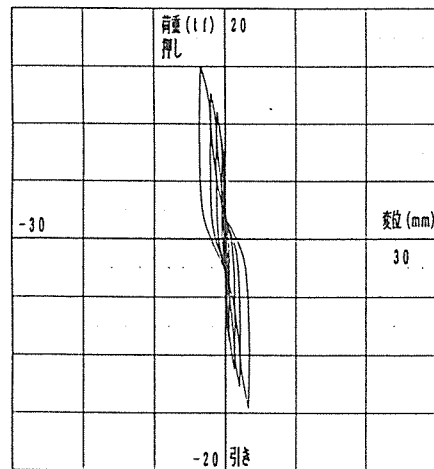
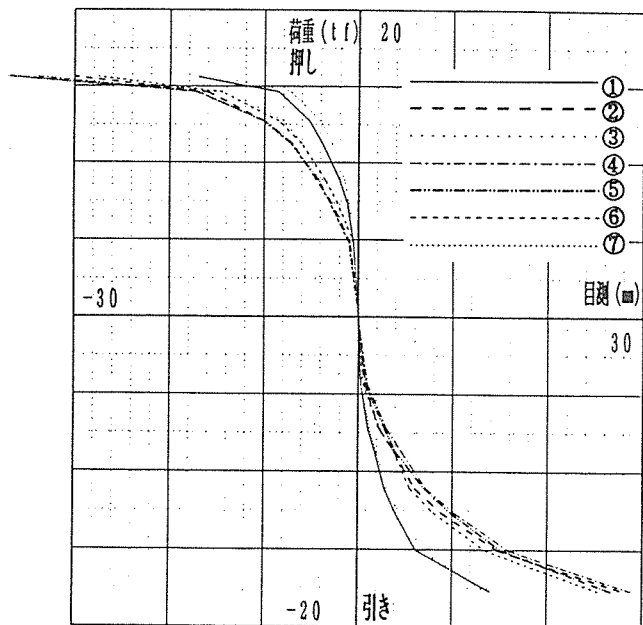


図 4. 8 (b) 合板の相対すべり - 荷重履歴 (D7 ~ D11)

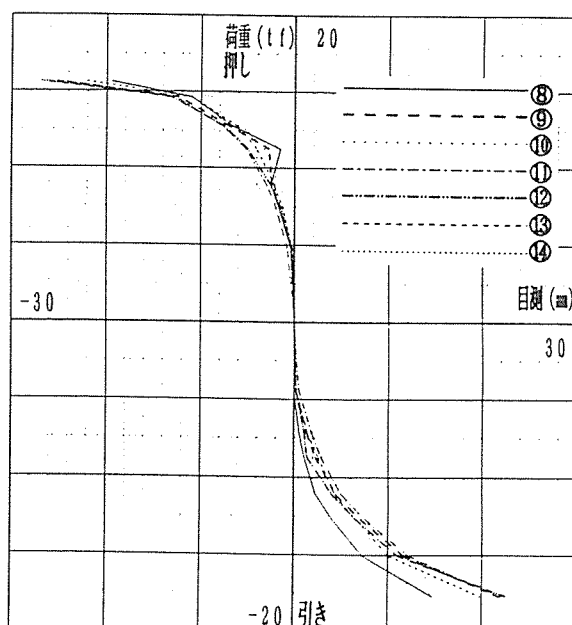
2) 目測による合板の相対すべりの記録を、表4. 1に示す。図4. 9に目測記録を、各サイクルでの制御変位ピーク時における荷重でプロットしたものを示す。

表4. 1 目測スケールによる記録

サイクル	制御変位 (mm)	目 測 位 置 及 び 記 録 (mm)													
		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭
1	-7.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	7.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	-15.00	-0.3	-0.7	-0.8	-1.0	-0.8	-0.5	-0.5	-0.0	-0.2	-0.3	-0.5	-0.2	-0.2	-0.2
	15.00	+0.5	+0.9	+0.9	+1.0	+1.0	+0.5	+0.2	+0.4	+0.4	+0.8	+0.7	+0.3	+0.2	+0.1
3	-30.00	-1.0	-2.2	-2.4	-3.0	-2.8	-2.2	-1.2	-0.6	-1.4	-1.1	-1.9	-1.1	-1.5	-1.2
	30.00	+1.2	+2.8	+2.5	+3.0	+3.0	+2.2	+1.0	+1.6	+1.4	+2.0	+1.9	+1.4	+1.2	+0.8
4	-40.00	-1.8	-3.8	-3.5	-4.6	-4.0	-3.8	-2.0	-1.1	-2.3	-3.0	-2.9	-1.4	-2.6	-2.0
	40.00	+2.0	+4.5	+3.8	+4.5	+4.2	+3.5	+1.5	+2.5	+2.4	+4.0	+2.9	+2.5	+2.1	+1.5
5	-60.00	-2.8	-6.0	-5.2	-7.2	-7.0	-5.5	-3.0	-2.3	-4.4	-4.9	-5.0	-4.0	-4.3	-3.9
	60.00	+3.8	+7.0	+6.0	+7.2	+7.2	+6.0	+2.8	+1.5	+2.7	+5.5	+5.2	+5.0	+4.0	+3.2
6	-80.00	-4.0	-8.8	-7.8	-10.2	-9.8	-8.0	-4.5	-4.0	-7.0	-7.2	-7.5	-6.5	-6.5	-6.0
	80.00	+5.2	+10.0	+8.0	+10.2	+10.0	+8.5	+4.0	+6.6	+7.0	+8.1	+7.7	+7.5	+6.1	+5.6
7	-120.00	-6.2	-14.8	-12.5	-16.0	-15.2	-13.5	-7.0	-7.3	-11.7	-12.1	-12.2	-11.0	-10.1	-9.8
	120.00	+8.5	+16.0	+13.8	+17.0	+17.2	+14.5	+7.2	+11.0	+12.4	+14.0	+12.8	+13.2	+11.0	+8.9
8	-200.00	-14.0	-28.2	-24.0	-29.0	-26.8	-25.5	-13.5	-14.7	-21.8	-23.8	-22.0	-22.7	-19.8	-17.5
	200.00	+17.0	+30.0	+36.0	+34.0	+37.2	+27.5	+15.0	+19.5	+25.5	+26.5	+24.8	+26.8	+22.2	+16.2
9		合板による供試体破壊大のため、測定不可													



2 階耐力壁目測



1 階耐力壁目測

図4. 9 合板の相対すべり (目測) - ピーク荷重

4. 6 その他の変位

(1) 変位計測位置

FW-1Sにおける2階耐力壁の対角方向変位及び、たて枠脚部の浮き上がり変位の計測位置を図4.10に示す。

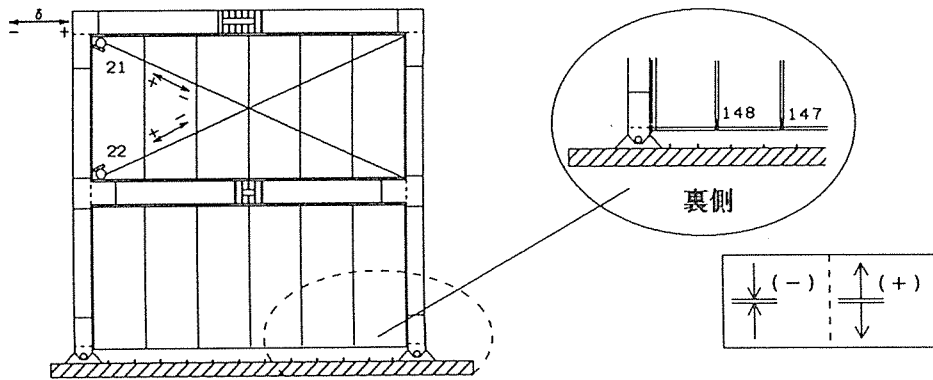
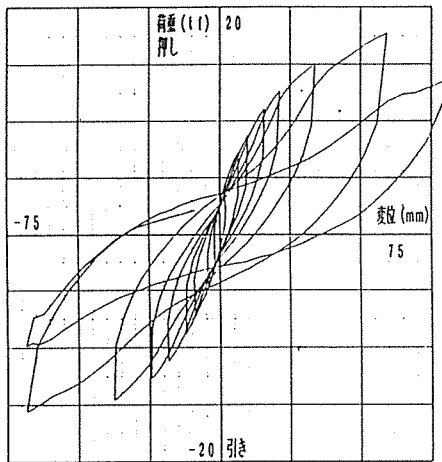


図4.10 変位計測位置

(2) 2階耐力壁の対角変形

2階耐力壁対角変形 (No.21)



2階耐力壁対角変形 (No.22)

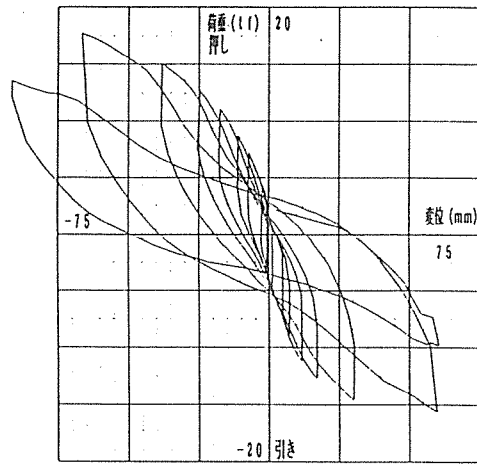
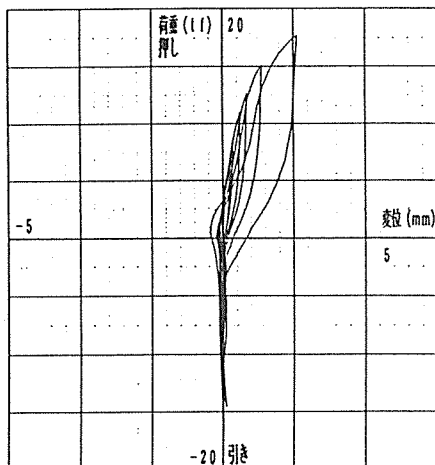


図4.11 荷重-対角変位曲線 (2層耐力壁)

(3) たて枠脚部浮き上がり

縦枠浮き上がり (No.148)



縦枠浮き上がり (No.147)

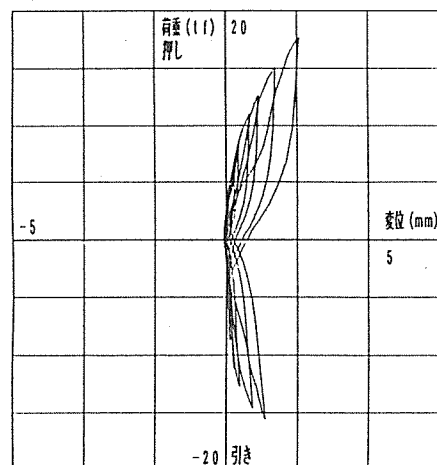


図4.12 荷重-浮き上がり曲線 (たて枠脚部)

4. 7 ひずみゲージによる測定

図4. 1で示したひずみゲージの計測値より、曲げ応力を算定する。ここでは曲げ応力の算定に当たり、前述3. 3において部材の曲げ試験により求めたヤング係数を用いた(表4. 2)。FR-1Sは、歪の測定を行ったが信頼性が低いため(接続ミス)、記載していない。

表4. 2 曲げ応力算定用パラメーター

	E = ヤング係数 (tf/cm ²)	Z = 断面係数 (cm ³)
梁	85.7 ※	3200
柱		1800

※) ここでのヤング係数は、せん断変形を無視したものとす。

(1) 曲げ応力の算定方法

図4. 13に歪ゲージの基準位置を示す。基準位置が、材の節や縦つぎ等と重なる場合は、適宜ずらし測定に影響のないようにした。

またこれらのゲージを用いて曲げ応力は、式4. 1により求めたものを集成材架構負担曲げ応力とした。

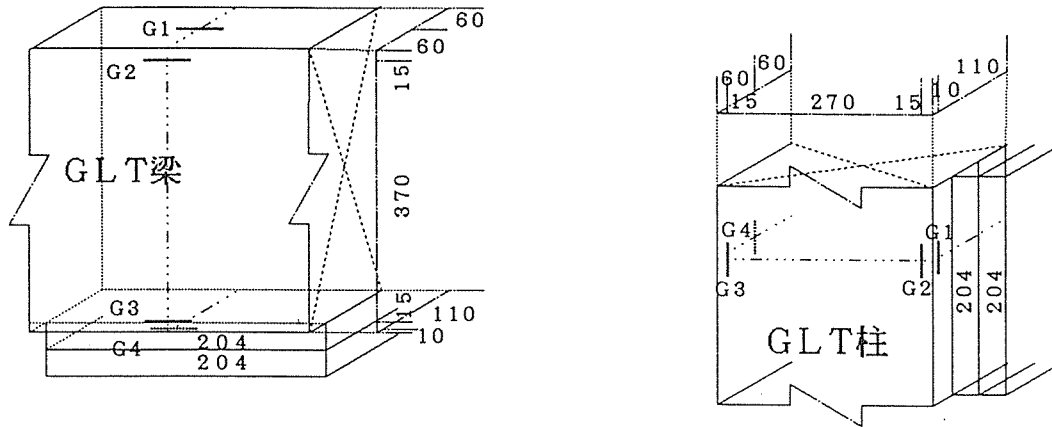


図4. 13 歪ゲージ基準位置

$$M(t \cdot m) = \frac{\{(G4+G3)/2 - (G1+G2)/2\}}{2} \times E \times Z$$

式4. 1 曲げモーメント算定式

(2) 曲げ応力分布図

図4. 14 (a) に各サイクル押しピーク時における曲げ応力を示す。

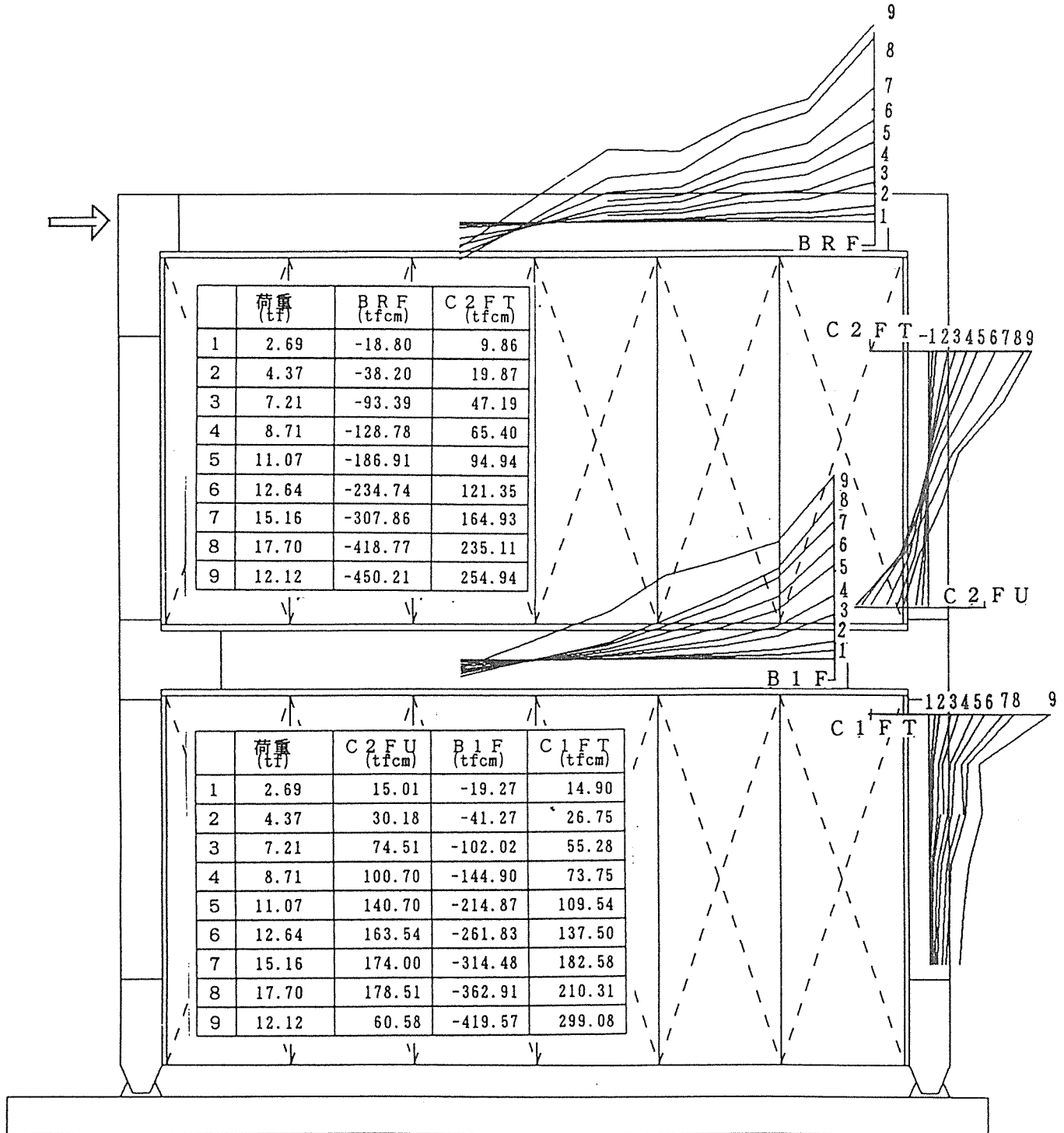


図4. 14 (a) 押しピーク時曲げ応力

図4. 14 (b) に各サイクル引きピーク時における曲げ応力を示す。

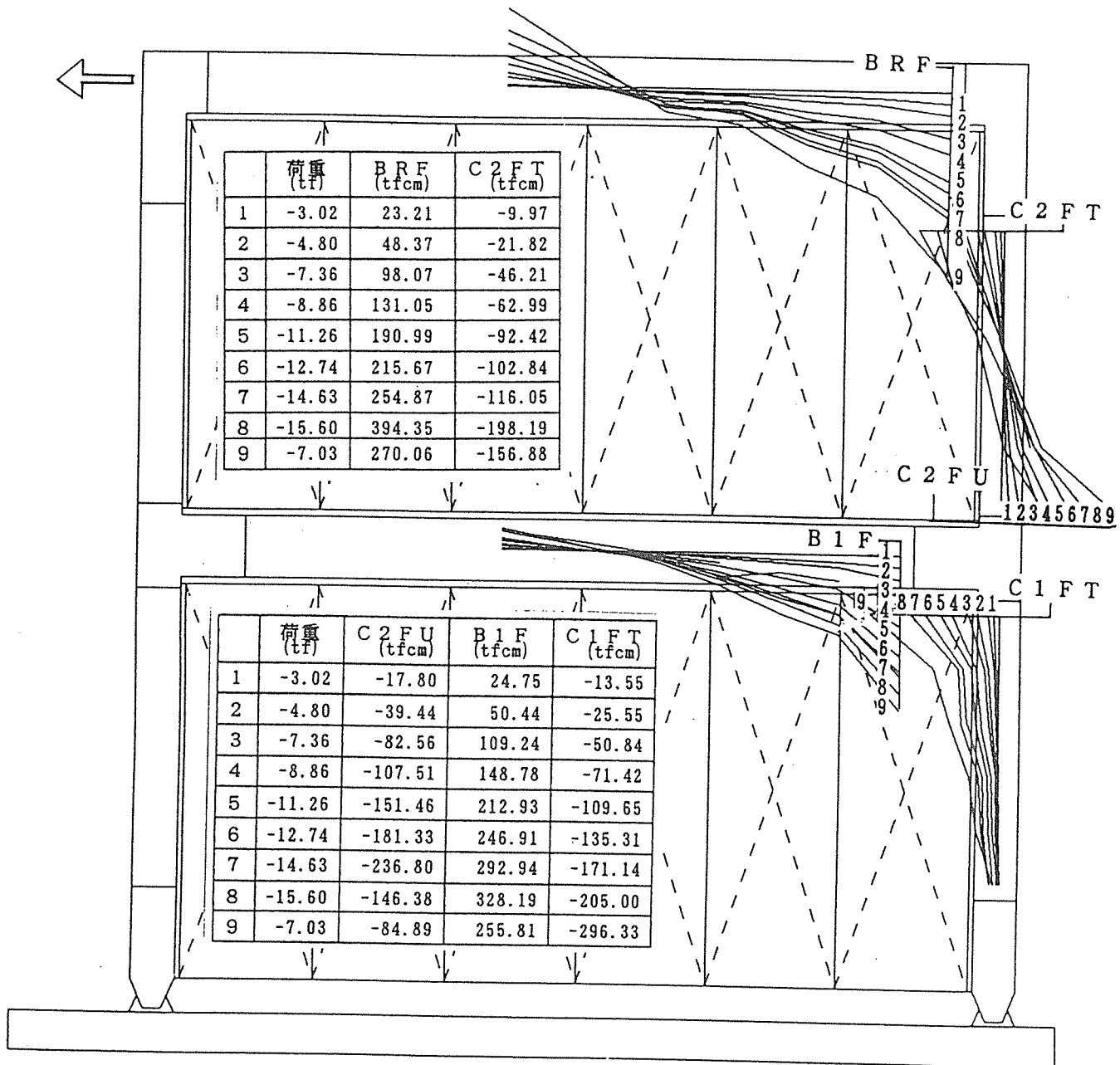
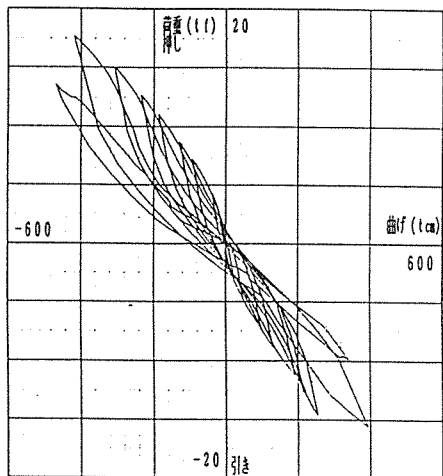


図4. 14 (b) 引きピーク時曲げ応力

(3) 部材端曲げ応力-荷重曲線

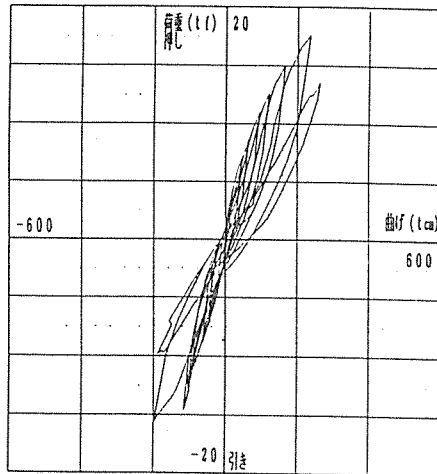
ひずみゲージから算定した部材端曲げ応力-荷重曲線及び部材曲げ短期許容値を、図4.15に示す。

2階屋梁右端最大曲げモーメント



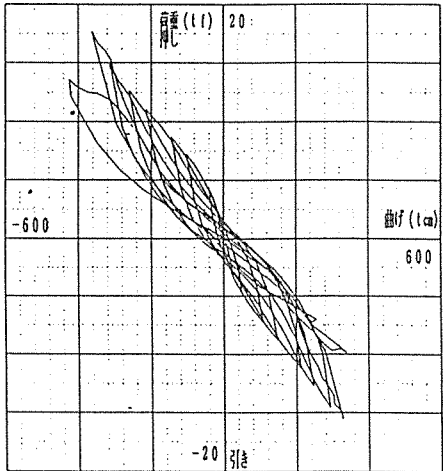
B R F

2階柱頭曲げモーメント



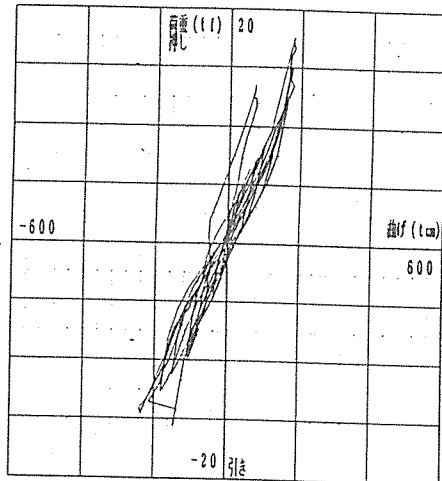
C 2 F T

2階床梁右端最大曲げモーメント



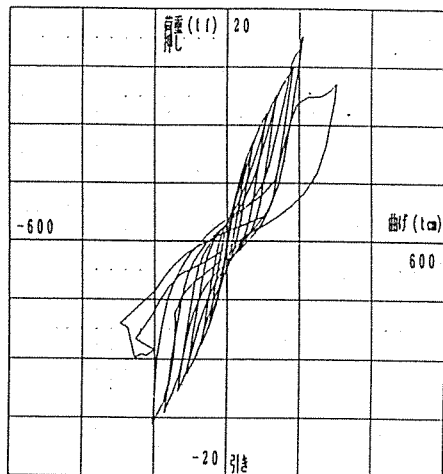
B 1 F

2階柱脚曲げモーメント



C 2 F U

1階柱頭曲げモーメント



C 1 F T

部材曲げ短期許容値 (tf·cm)

梁材	892.8
柱材	502.2

図4.15 部材端曲げ応力-荷重曲線

4. 8 破壊性状

(1) FR-1S 供試体

FR-1Sにおける破壊性状を図4. 16 (a)に示す、また詳細については、写真4. 1にて示した。破壊は、梁-柱の接合耐力が集成材と比較して大きかったため、1階柱頭の曲げによる柱部材の脆性的破壊により終局となった。

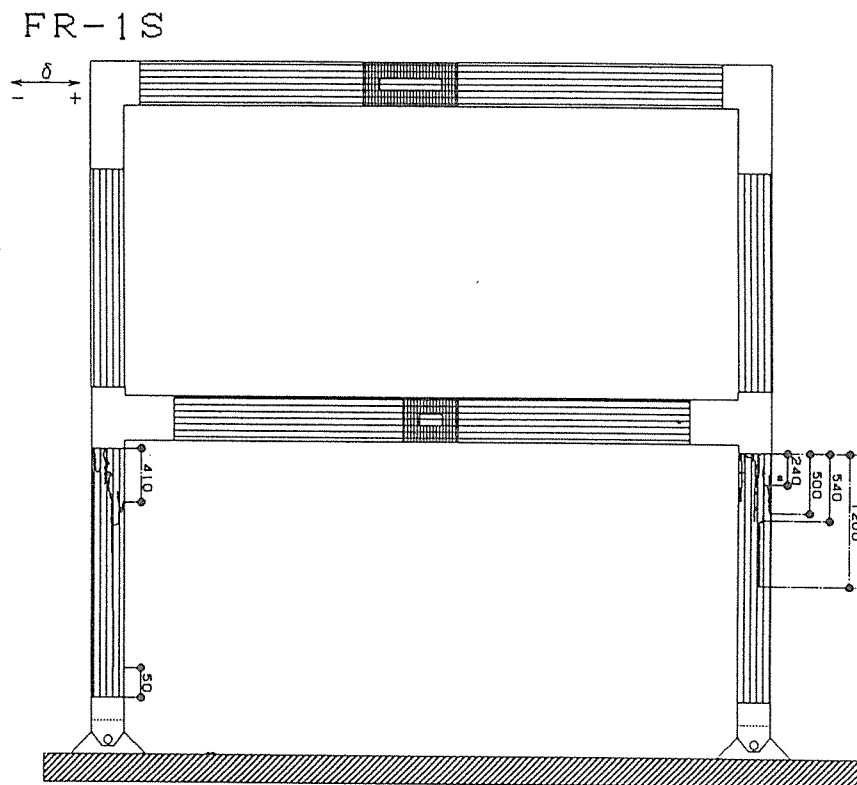


図4. 16 (a) FR-1S 破壊性状 (終局時)

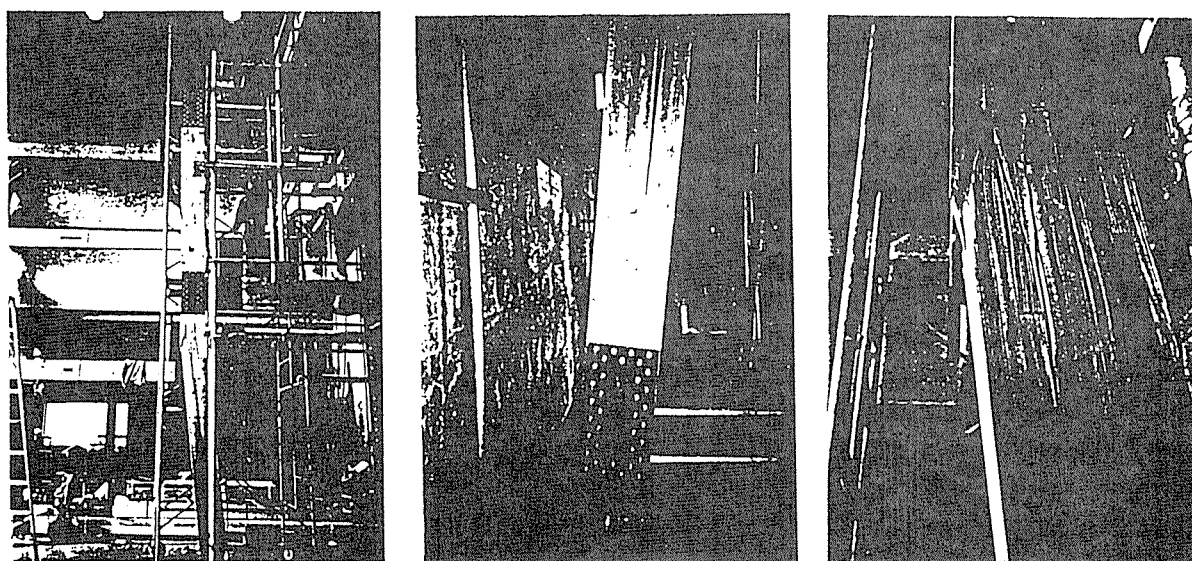


写真4. 1 FR-1S 破壊性状詳細

(2) FW-1S 供試体

FW-1Sにおける破壊性状を図4.16(b)に示す、また詳細については、写真4.2(a)、(b)にて示した。破壊は、耐力壁の釘すべりと合板の面外座屈により、安定した靱性破壊となり、7サイクル($\delta = \pm 120\text{mm}$)あたりから1階の破壊が顕著となり、約1.7tで供試体の終局となった。その後、集成材架構の1階柱頭の部材曲げによる脆性的な破壊となった。

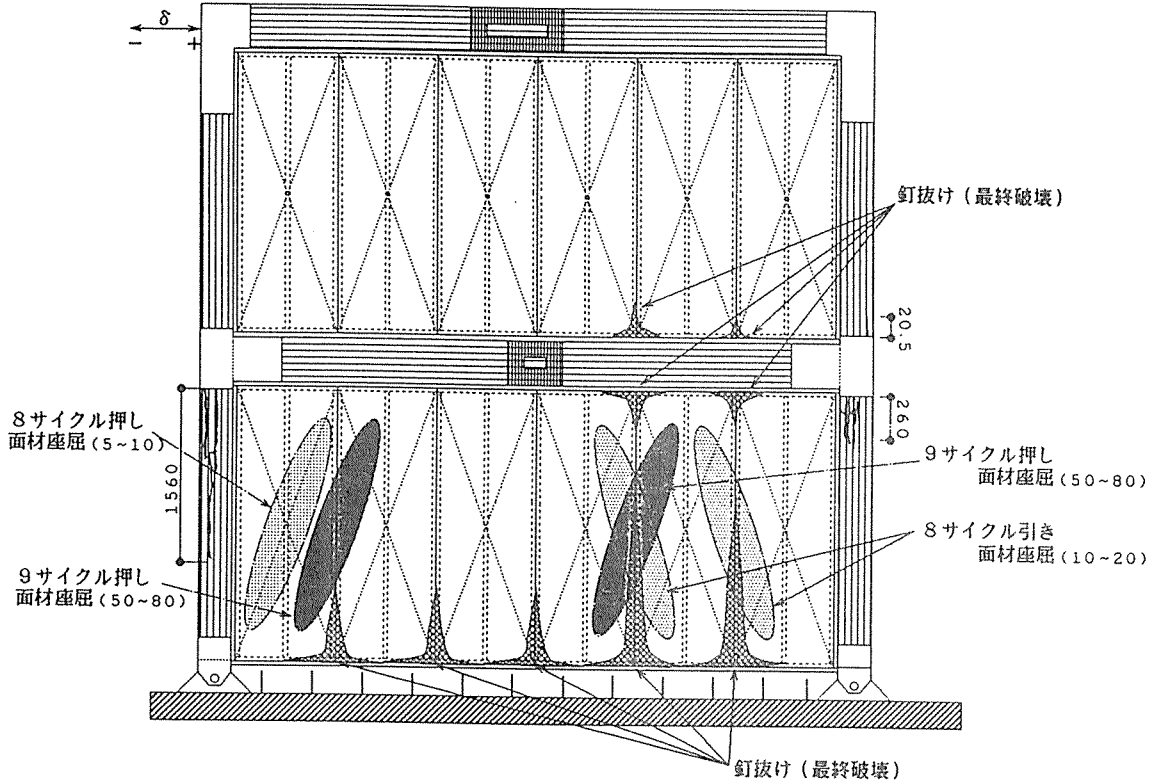


図4.16(b) FW-1S 破壊性状

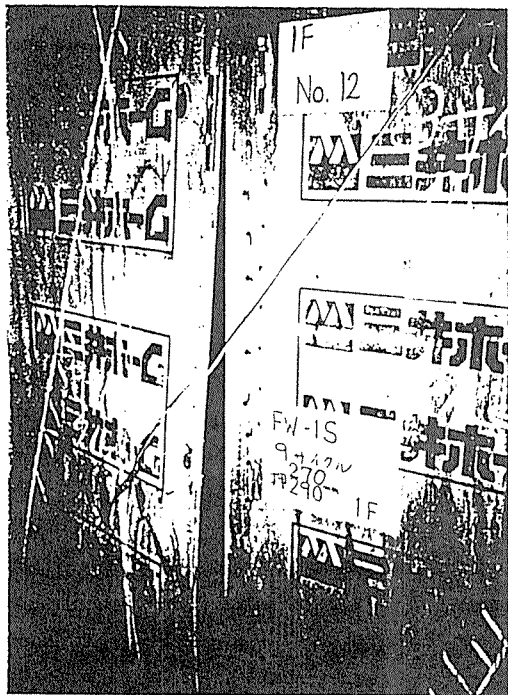
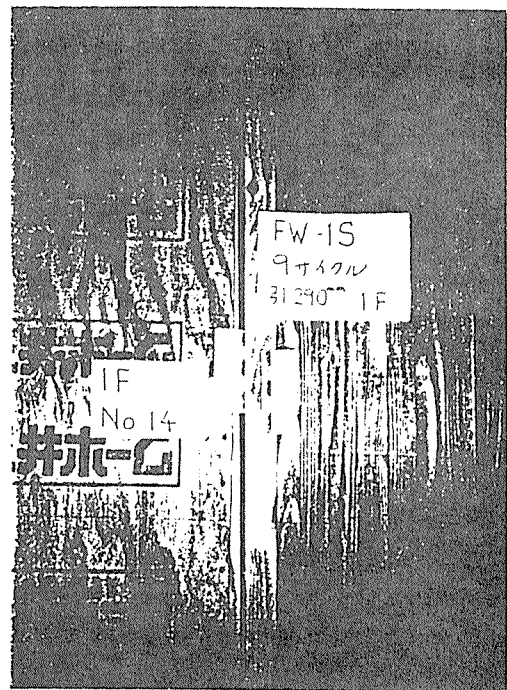


写真4.2(a)



FW-1S 破壊性状詳細

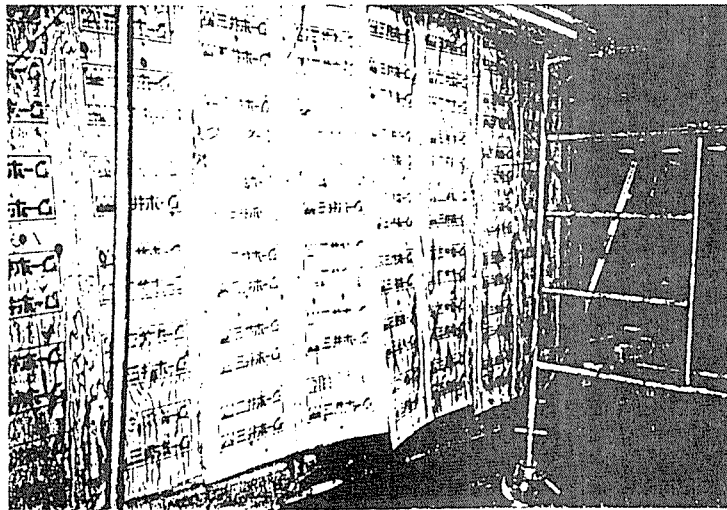
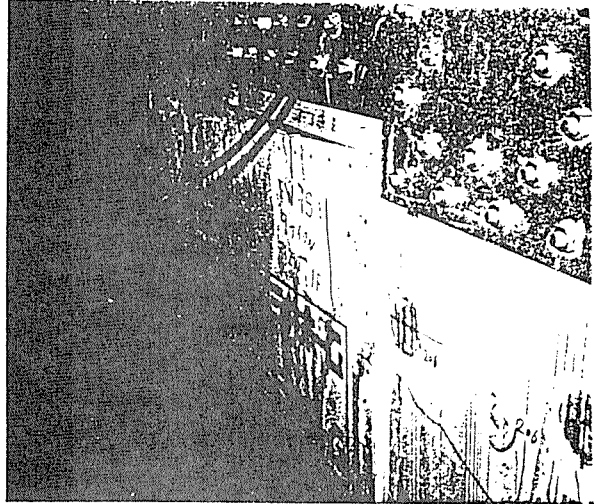
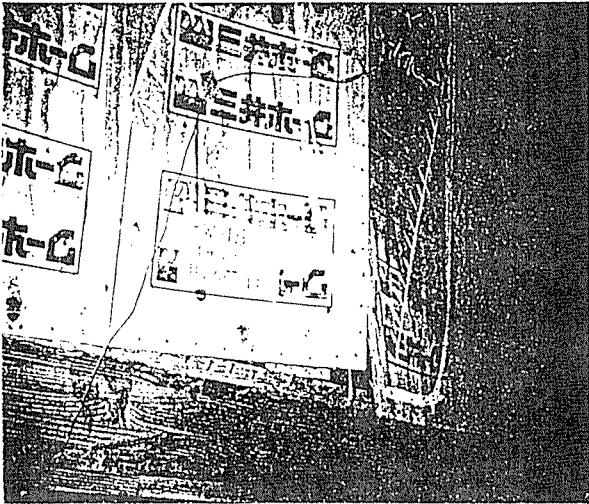
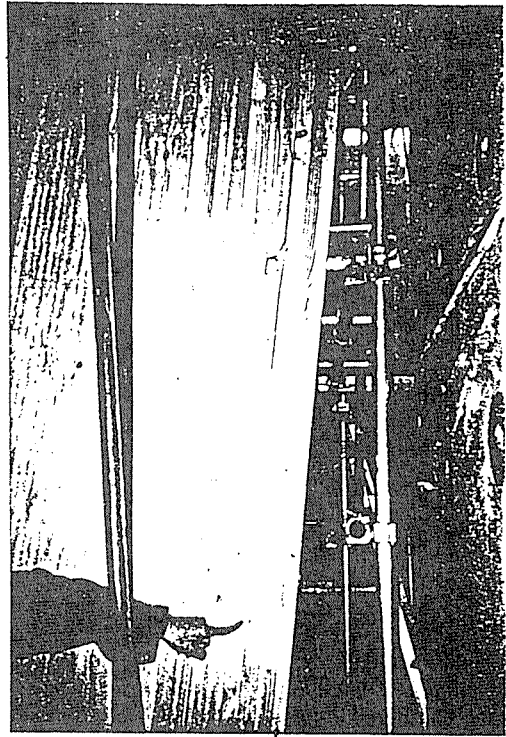
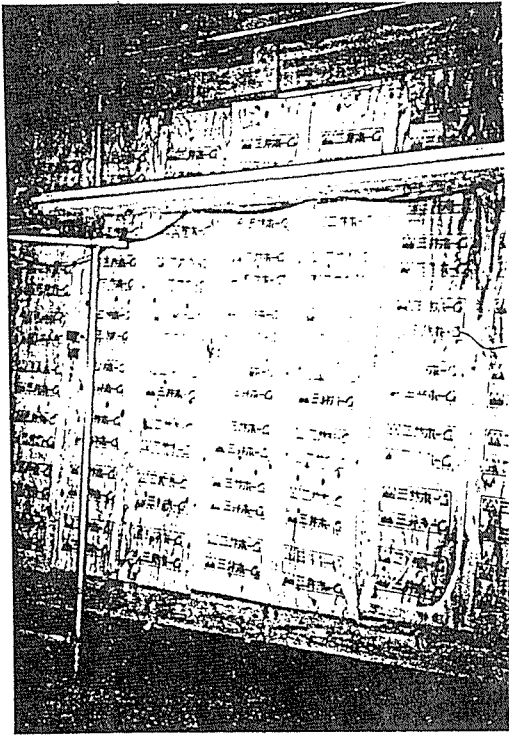


写真4. 2 (b) FW-1S破壊性状詳細

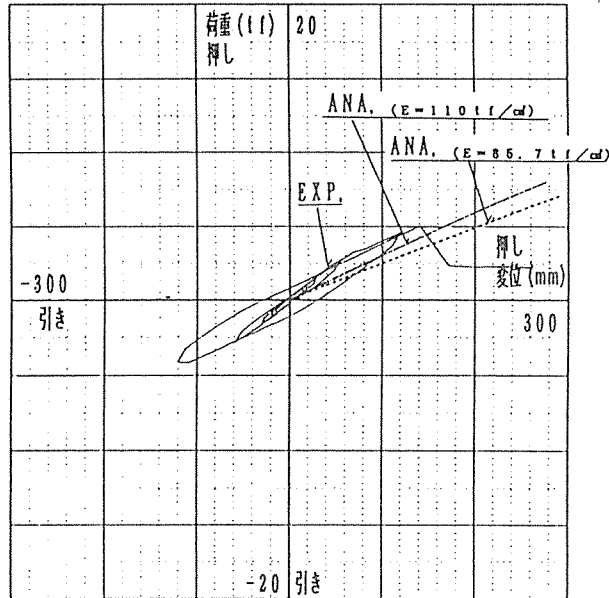
5 考察

5.1 解析との比較

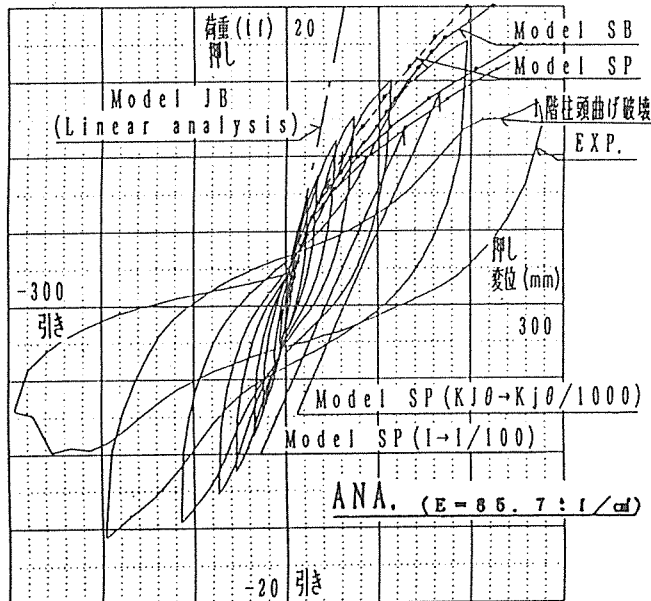
有限要素法解析による詳細は、同報告 [6. 剛接軸組+壁 (ブレース) の設計の考え方 (その2)] に示したため、ここでは省略した。

荷重-頂部水平変位関係を図5.1に示す。FR-1Sではヤング係数を材料試験より求めたものと木構造規準に示されている値を用いて解析したもの、FW-1Sにおいては、更に参考のため集成材架構と、梁柱の断面2次モーメントを1/100にしたもの、及び鋼板接合部の回転剛性を1/1000にしたものも載せた。

FR-1S



FW-1S



	集成材架構 梁-柱接合	耐力壁、釘
model JB	接合モデル	等価線形ブレース
model SB	等価モデル	等価ブレース
model SP	等価モデル	面要素、等価バネ

図5.1 解析値及び実験値の荷重-頂部水平変位関係

5. 2 架構と耐力壁の性状

集成材架構及び、耐力壁+集成材架構の2種類の試験体による水平加力実験より、以下に述べる結果を得た。

- 1) 集成材純ラーメン架構が、線形的な大変形の後に1階柱頭の脆性的な曲げ破壊をするのに対し、耐力壁を加えた架構では、高い剛性と強度及び靱性が認められた。
- 2) 釘のすべりは、最大耐力近傍まで耐力壁の位置に関わらずほぼ一定で、高いエネルギー吸収性能を保持している。
- 3) 梁・柱部材の曲げモーメント分布は耐力壁の影響を受けるが、鉄筋コンクリート構造の場合ほど顕著ではない。梁部材はたて枠材により変形拘束を受けたと思われる分布性状を示す。
- 4) 合板の座屈防止補剛材を水平に配置すれば、更に耐力の向上及び靱性が期待される。
- 5) 耐力壁の釘のすべりと釘抜けは、短期許容値の約2倍の荷重までは2階の方が若干大きかったが、終局近くでは1階の釘抜けとパンチング及び合板の面外座屈が顕著となり、1階では合板が一部剥がれる程の状態終局となり、耐力壁の剛性が低下した。その後1階柱のせん断負担が大きくなり、経験最大耐力より低い荷重で、1階柱頭の脆性的な曲げ破壊で更に剛性を失った。しかしこの段階でも耐力壁は、靱性を保持していた。
- 6) 表5. 1に実験終局耐及び短期許容値、予想終局耐力を示す。参考のため短期許容値及び前述の「2. 3 架構耐力」で計算した接合部から決まる値と部材耐力から決まる値を示した。
これより、架構接合部の許容耐力及び予想終局強度は過小評価と思われが、略算として、架構耐力と耐力壁の耐力の単純和と考えても良い。
- 7) 別途行った非線形解析法は、実験結果を良くシミュレートしている。

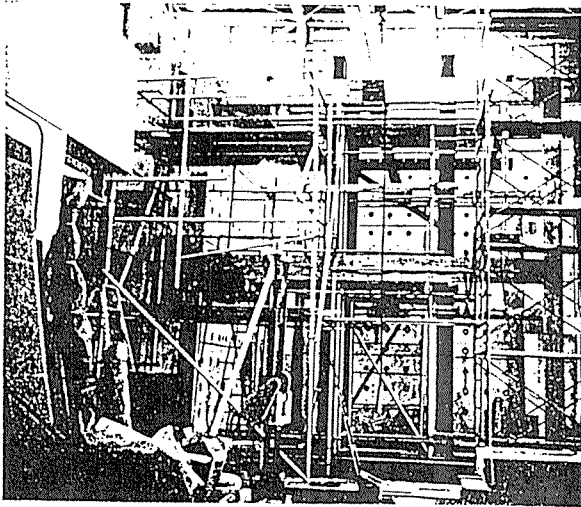
表5. 1 実力及び短期許容値、予想終局耐力

TYPE	加力実験 終局耐力 (tf)	短期許容値(tf) (学会規準による)		予想終局耐力 (tf) (学会規準による)		
		接合部	部材	接合部	部材	部材 (材料試験)
FR-1S	5. 0 2	1. 1 7	3. 3 5	3. 1 1	8. 9 3	5. 6 0
FW-1S	17. 7 0	2. 4 0	4. 5 9	9. 7 5	15. 5 7	12. 2 4

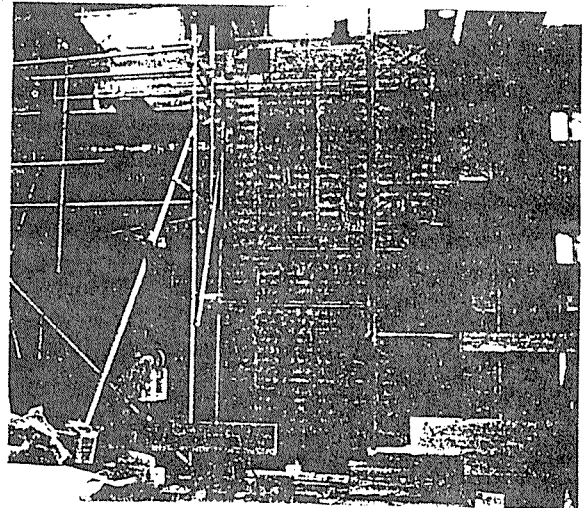
注) (材料試験)は、集成材柱部材の材料試験による曲げ破壊強度から計算した架構の終局予想耐力と耐力壁の降伏耐力の和として、評価したもの。

[付録]

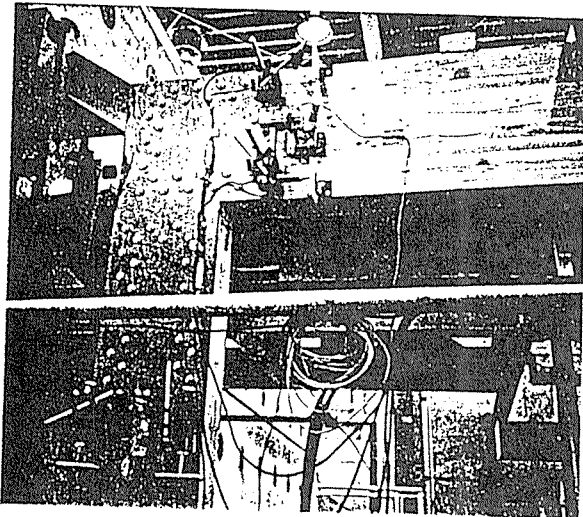
付録 1. 実験状況、変位形設置状況



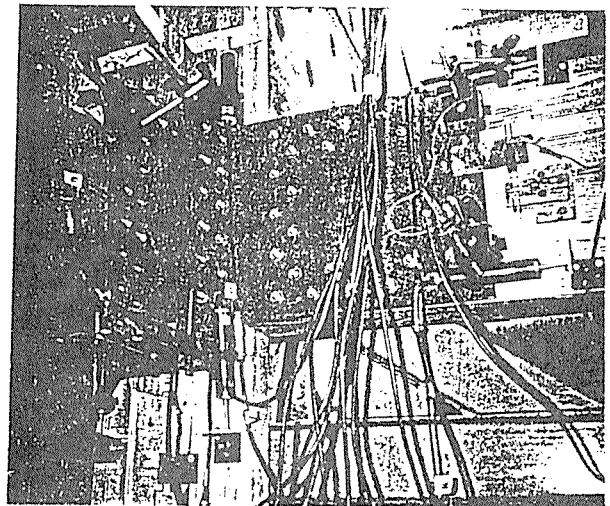
FR-1 設置状況



FW-1S 設置状況

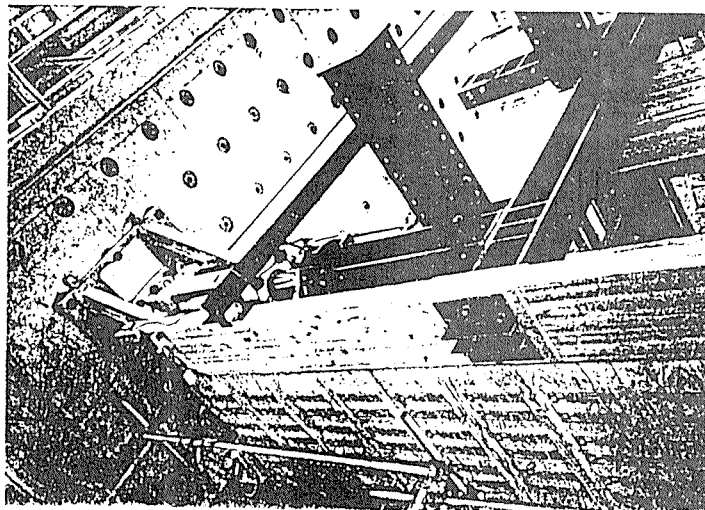


J 1



J 2

接合部変位形設置状況



天秤加力状況

付録 2. 接合部強度からの架構耐力計算

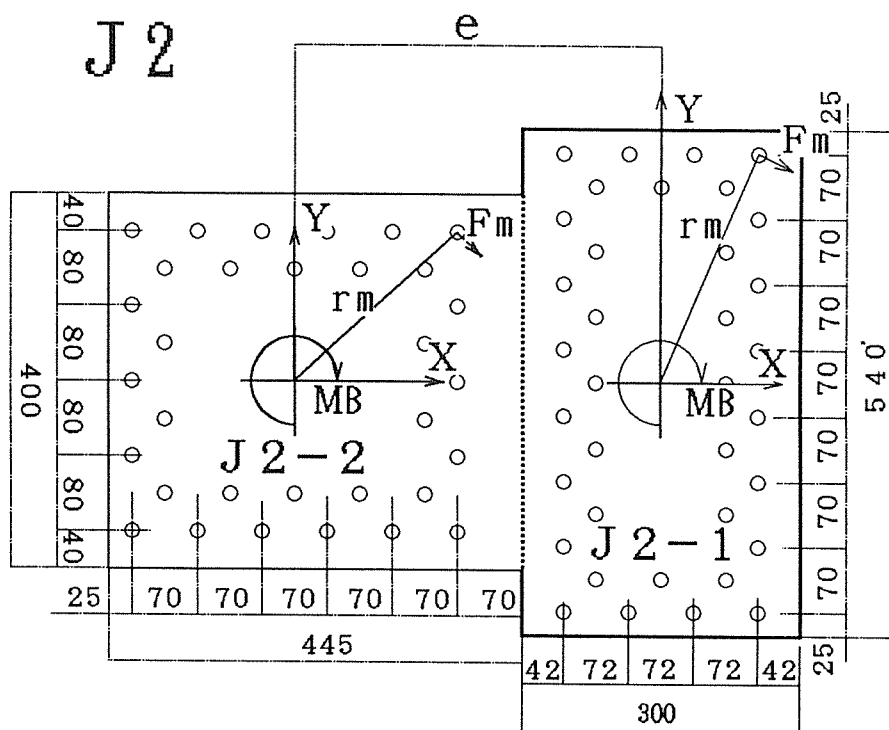


図 1 ・ 回転中心から最も遠い位置のボルトについての検定

(1) ボルト耐力

ボルトの短期許容耐力は木構造計算規準式により。

$$s f = 2 \times C \times \text{lf c} \times d \times \ell$$

$$C = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ d / \ell \sqrt{8 \gamma / 3} \end{array} \right.$$

$$\gamma = F / (3 f c)$$

ボルトの基準強度： $F = 2400 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$

[0° 方向]

とどまつ集成材の長期許容圧縮応力度は、

$$\text{lf c} = 125 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$s f_0 = 1032.8 \text{ (kgf)}$$

[90° 度方向]

とどまつ集成材の長期許容圧縮応力度は、

$$\text{lf c}' = 30 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$s f_{90} = 505.96 \text{ (kgf)}$$

① J 2 - 1

・単位荷重時応力

$$\Sigma M = 208950 \text{ (kgf}\cdot\text{cm)}$$

$$x = 10.8 \text{ (cm)} \quad y = 24.50 \text{ (cm)} \quad r_m = 26.77 \text{ (cm)}$$

$$\Sigma r_i^2 = 12786.80 \text{ (cm}^2\text{)}$$

・形状係数

$$S_p = \Sigma r_i^2 / r_m = 12786.8 / 26.77 = 477.57 \text{ (cm)}$$

$$\text{本数 } m = 36 \text{ (ボルト)}$$

・モーメントによる力

$$F_m = \Sigma M / 2 S_p = 208950 / (2 \times 477.57) = 218.76 \text{ (kgf)}$$

・X方向分力

$$F_x = F_m (y / r_m) = 218.76 (24.5 / 26.77) = 200.21 \text{ (kgf)}$$

・Y方向分力

$$F_y = F_m (x / r_m) = 218.76 (10.8 / 26.77) = 88.26 \text{ (kgf)}$$

・合力

$$F_{res1} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 218.8 \text{ (kgf)}$$

(片側の添え板一枚につき)

添え板2枚についての力はこれを2倍するので

$$F_{res} = 2 \times F_{res1} = 437.60 \text{ (kgf)}$$

・許容耐力

$$F_{res} \text{ の作用方向は } \omega = \tan^{-1} (F_x / F_y) = 1.15561 \text{ (rad.)}$$

となり、Hankinson式より ω 方向の許容耐力は

$$\begin{aligned} s_{f\omega} &= s_{f0} \cdot s_{f90} / (s_{f0} \cdot \sin^2 \omega + s_{f90} \cdot \cos^2 \omega) \\ &= 551.755 \text{ (kgf)} \end{aligned}$$

したがって接合部短期許容時に達する時の荷重は

$$P_j = 551.755 / 437.60 = 1.261 \text{ (tf)}$$

また 接合部へかかるモーメントは

$$M_j = 2.1 \times 551.755 / 437.60 = 2.65 \text{ (tf}\cdot\text{m)} \text{ となる。}$$

試験体の接合部 J 2-1 が終局荷重を迎える時の外力は次のようになる。

$$P_{jmax} = 2 \times P_j \times 4 / 3 = 3.363 \text{ (tf)}$$

$$M_{jmax} = 2 \times M_j \times 4 / 3 = 7.06 \text{ (tf}\cdot\text{m)}$$

② J 2 - 2

・木質部材短期許容耐力時の接合部応力

$$2.1 - (2.1 + 2.1) / 5.836 \times 0.395 = 1.82 \text{ (tf}\cdot\text{m)}$$

・短期木質部材許容時応力

$$\Sigma M = 181573 \text{ (kgf}\cdot\text{cm)}$$

$$x = 17.5 \text{ (cm)} \quad y = 16.0 \text{ (cm)} \quad r_m = 23.71 \text{ (cm)}$$

$$\Sigma r_i^2 = 10148.5 \text{ (cm}^2\text{)}$$

・形状係数

$$S_p = \Sigma r_i^2 / r_m = 10148.5 / 23.71 = 428.026 \text{ (cm)}$$

$$\text{本数 } m = 32 \text{ (ボルト)}$$

・モーメントによる力

$$F_m = \Sigma M / 2 S_p = 181573 / (2 \times 428.026) = 212.11 \text{ (kgf)}$$

・X方向分力

$$F_x = F_m (y / r_m) = 212.11 (16.0 / 23.71) = 143.14 \text{ (kgf)}$$

・Y方向分力

$$F_y = F_m (x / r_m) = 212.11 (17.5 / 23.71) = 156.56 \text{ (kgf)}$$

・合力

$$F_{res1} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 212.13 \text{ (kgf)}$$

(片側の添え板一枚につき)

添え板2枚についての力はこれを2倍するので

$$F_{res} = 2 \times F_{res1} = 424.265 \text{ (kgf)}$$

・許容耐力

$$F_{res} \text{ の作用方向は } \omega = \tan^{-1} (F_x / F_y) = 0.74065 \text{ (rad.)}$$

となり、Hankinson式より ω 方向の許容耐力は

$$\begin{aligned} sf_w &= sf_{90} \cdot sf_0 / (sf_{90} \cdot \sin^2 \omega + sf_0 \cdot \cos^2 \omega) \\ &= 540.837 \text{ (kgf)} \end{aligned}$$

したがって接合部短期許容時に達する時の荷重は

$$P_j = 540.837 / 424.265 = 1.275 \text{ (tf)}$$

また 接合部へかかるモーメントは

$$M_j = 2.1 \times 540.837 / 424.265 = 2.68 \text{ (tf}\cdot\text{m)} \text{ となる。}$$

試験体の接合部 J 2-2 が終局荷重を迎える時の外力は次のようになる。

$$P_{jmax} = 2 \times P_j \times 4 / 3 = 3.4 \text{ (tf)}$$

$$M_{jmax} = 2 \times M_j \times 4 / 3 = 7.14 \text{ (tf}\cdot\text{m)}$$

付録3： 集成材部材試験による曲げヤング係数の算定

加力実験終了後、破壊のダメージを比較的受けていない2階の柱より、単純梁供試体を作成し、加力試験を行い曲げ強度、曲げヤング係数及びせん断弾性係数を以下のように求めた。

実験による荷重 ΔP 、最大たわみ $\Delta \delta$ 及び試験体パラメーターを表付. 1 に示す。

表付. 1 実験パラメーター

荷重 ΔP (tf)	たわみ $\Delta \delta$ (cm)	梁長 l (cm)	断面積 A (cm ²)	断面二次モーメント I (cm ⁴)
4. 0	0. 334	210	360	27、000

(1) せん断変形を考慮しない場合

$$\Delta \delta = \frac{\Delta P \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot I}$$

よって

$$E = 85. 7 \text{ (tf/cm}^2\text{)}$$

(2) せん断変形を考慮した場合

$$\Delta \delta = \frac{\Delta P \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot I} + \frac{3 \cdot \Delta P \cdot l}{8 \cdot A \cdot G}$$

ここでせん断弾性係数 (G) は一般に $E/15$ より

$$\Delta \delta = \frac{\Delta P \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot I} + \frac{45 \cdot \Delta P \cdot l}{8 \cdot A \cdot E} = \frac{1}{E} \cdot \left(\frac{\Delta P \cdot l^3}{48 \cdot I} + \frac{45 \cdot \Delta P \cdot l}{8 \cdot A} \right)$$

よって

$$E = \frac{28. 58 + 13. 125}{0. 334} = 125. 0 \text{ (tf/cm}^2\text{)}$$

$$G = E/15 = 8. 3 \text{ (tf/cm}^2\text{)}$$

曲げたわみ $\Delta \delta_M$ (cm)	せん断たわみ $\Delta \delta_Q$ (cm)
0. 229	0. 105

べいまつ集成材の公称ヤング係数は $110 \text{ (tf/cm}^2\text{)}$ (木構造計算基準) で、部材試験によるヤング係数の算定はせん断変形を考慮した方が近い値となった。そしてそのせん断力によるせん断変位は約30%であった。

10. 構造設計モデルプランの作成と各部位の検討

目次

1・方針

2・モデルプランの作成と各部位の検討

1) 設計条件の検討と設定

2) 基本設計

3) 構造、防災の検討

(実施にあたっての検討はこの中で行う)

4) 作成図面 (A3サイズにまとめる。)

A・3階建共同住宅

(1) 概要

(2) 各階平面図 (S=1/200)

(3) 立面図 (S=1/200)

(4) 断面図 (S=1/200)

(5) 矩形図 (S=1/30)

B・3階建事務所

(1) 概要

(2) 各階平面図 (S=1/200)

(3) 立面図 (S=1/200)

(4) 断面図 (S=1/200)

(5) 矩形図 (S=1/200)

5) 応用例 (3階建共同住宅)

3・実施設計にあたっての留意点

1・方針

現在、大型木造建築が建築家や研究者の手によって次々に実現され、木質構造の範囲が急速に広がっています。一方、建築基準法などの改訂で、木質の性能評価により、木材利用の制限が緩和されてきました。しかしながら大型木造建築物の一般への普及には、木質構造の特性を生かした工法の基盤整備が必要です。当委員会では特に、通直材の集成材、単板積層材（LVL）などを用いた多層木造建築の建設促進を目指し、今まで、明確化されていなかった架構接合研究がなされていますが、本業務は、構造計算業務と連携して、延べ面積1000㎡程度の木造3階建共同住宅及び、2000㎡程度の木造3階建事務所のモデルプランの試設計を行い、大型木造建築物建設促進の技術資料とするものです。

2・モデルプランの作成と各部位の検討

1) 設計条件の検討と設定

本業務における設計は、構造計算業務に対するモデルプランである。建築法規及び技術基準に基づき、現状での実現可能な建築物とする。建設地は準防火地域外の市街地を設定し、なお、建築物と敷地境界は5 m以上の間隔を取り、延焼の恐れを無くする。構造計算に主眼を置くために、建築物は単体規定以外の法的条件を少なく設定した。

工法は構造用大断面集成材を使用し、架構形式は一方向ラーメン（剛接合）及び一方向は面材による耐力壁とする。剛接合部の接合方法等は構造計算の中で表示するものとする。

2) 基本設計

A・木造3階建共同住宅

□ 平面計画

企業の社宅をイメージした賃貸形式の共同住宅である。1フロアに3住戸配置し、住戸の種類は3タイプとする。住宅Aは家族（夫婦と子供2、3人又は高齢者同居）向けの比較的ゆとりある、プランとした。住居B、Cは夫婦又は単身者向けを想定した。居室天井高さを2.5mをとり、階高を3.0mにする。従って軒高は9.0mを越え、9.5mとなる。

□ 構造計画

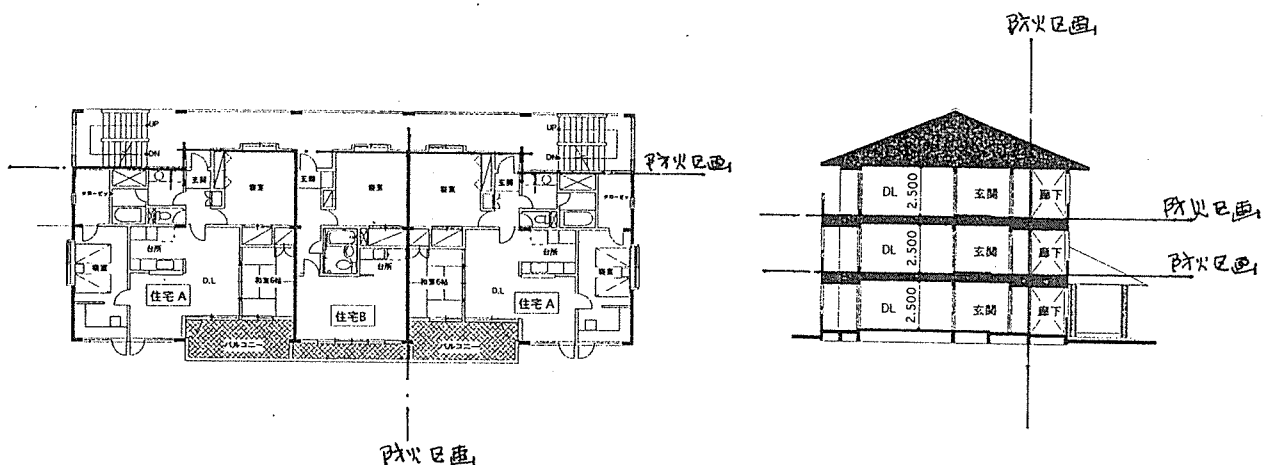
主要構造材は構造用大断面集成材を用いる。外壁材等で被覆するものとし、露出しない。スパンは縦横とも6mとし、縦に2、横に6スパン連続させる。横方向は外壁の開口部、又、フリープランを重要視して架構は剛接合のラーメンとする。縦方向は各戸間の界壁を利用して耐力壁とする。床は構造用合板による剛床とする。

構造計画の詳細は構造計算業務による。

□ 防災計画

木造3階建共同住宅技術基準（建築基準法第27条令第115条2の2の2）に適合するものとする。

- ・性能は1時間耐火を有する準耐火構造とする。
- ・各住戸にバルコニーを設置して2方向避難を確保する。
- ・共通廊下及び各住戸間の壁は界壁、2、3階床は界床とする。
- ・道路面以外の敷地内通路は5mとする。
- ・防火区画については次のように検討する。



B・木造3階建事務所

□ 平面計画

ハウスメーカー企業及び同関連会社が同居する事務所建築を想定した。玄関ホールは展示、イベント等の催しを考慮し、3層吹抜のホールとした。1階コーナーにティールームを設け、来客との打ち合せ、社員の厚生施設として利用する。事務所エリアとホールエリアは防火区画により、分けている。事務所エリアでは水周り及階段室をコアに配置し、事務所を外壁周りに配置した。事務所は耐力壁以外は自由な空間とする。

高さは居室天井高さが2.5m以上欲しいため、階高は2、3階を3.2m、1階は3.6mを設定する。

□ 構造計画

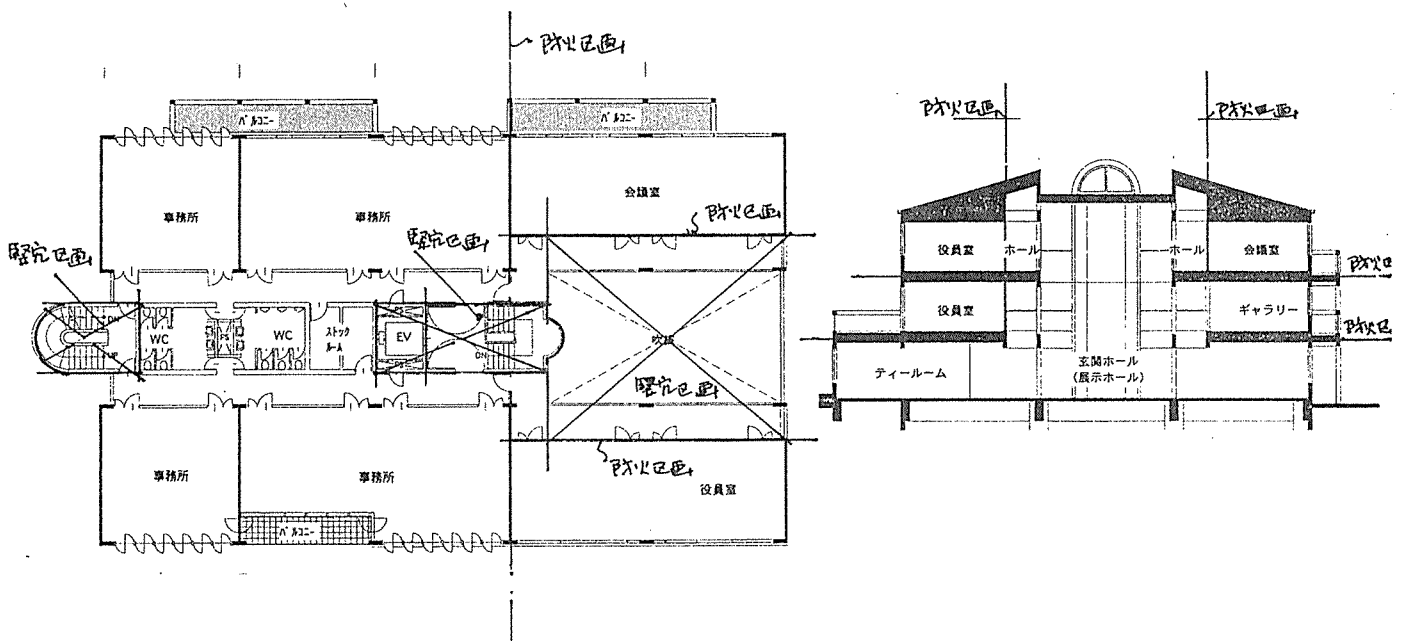
主要構造材は大断面集成材を使用し、柱、梁は化粧露出とし構造計算では燃えしる設計を行う。スパンは縦横ともに7.20mとし、張間3、桁行5スパン連続させる。事務所建築においては、間仕切壁の自由さを考えると張間、桁行きともに剛接合の純ラーメン構造が理想的であるが、ここでは桁行方向はラーメン、張間方向は面材耐力壁の軸組構造とする。床はALC版で構成するが水平剛性は構造用合板による。

□ 防災計画

軒の高さが9.0mを越えるため、建築基準法施行令第129条の2により、主要構造部は準耐火1時間構造とする。

建物周囲について道路面以外の敷地内通路は5m確保する。

防火区画については次のように検討する。



3) 構造・防災の検討

(1) 構造の検討

- 構法の検討
- 柱と梁のとりあい - 1
- 柱と梁のとりあい - 2

(2) 防災の検討

- 木造3階建共同住宅と同事務所摘要の建築基準法及技術基準の解説
- 準耐火建築物の構造
- 準耐火建築物の防火仕様
- 主な防火材料
- 界壁の例
- 界床の例
- 床防音工法の例
- 壁の防火被覆材の工法例
- 壁、軒天の防火おさまり例
- 外壁耐久性の検討

参考及抜粋資料

建築法規の手引

木造住宅（共同住宅）特記仕様書

住宅と木材 ' 9 3.8

木造3階建パーフェクトマニュアル

新日本法規

(財)住宅金融普及協会

(財)住木センター

建築知識別冊

(1) 構造の検討

□ 構法の検討

モデルプランにおける構造の検討は構造計算業務にて行うため、ここでは構法の種類を5年度木造化推進標準設計施工マニュアル作成等事業報告書より、抜粋する。

a) 想定される構法とその特徴

(1) 主架構

- | | |
|---------------------------|----------------|
| ・軸組（トラス的）+ブレース | 柱-梁ピン接合、接合部変位 |
| ・軸組（トラス的）+耐力壁 | 柱-梁ピン接合、改良在来構法 |
| ・ラーメン+非耐力壁（無視して良いか、変形追随性） | 正確な変形解析が必要 |
| ・ラーメン+耐力壁（主架構を拘束しない） | ディテール、解析と施工好都合 |
| ・ラーメン+耐力壁（耐力より減衰を期待） | 変形性能、減衰性 |
| ・ラーメン+耐力壁（耐力を主に期待） | 剛性と変形性能の違い |
| ・ラーメン+ブレース | 応力負担率、破壊性状の問題 |
| ・壁式ラーメン構造 | 構造計算法の整備が必要 |

(2) 耐力壁の構造形式

木質構造では、筋かい耐力壁と面材耐力壁は詳細な力学特性は異なるものの構造計画上はほぼ同様な扱いが可能と考えられる。そしてその構法的な分類は以下のようになる。

		木 質 系	そ の 他
筋かい耐力壁		製材、集成材	鉄筋、鉄骨
面材耐力壁	面 材	合板(2×4的、ハネ化、斜め張り) ハネパネルボード他、製材+LVL等複合壁	レガブロック、木摺りラスモルタル アスベストセメント、ALC大型ハネ
	中 間 的	羽目板	ALC
	線 材	小径木、角材、丸太	
上記二つの併用		同 上	同 上

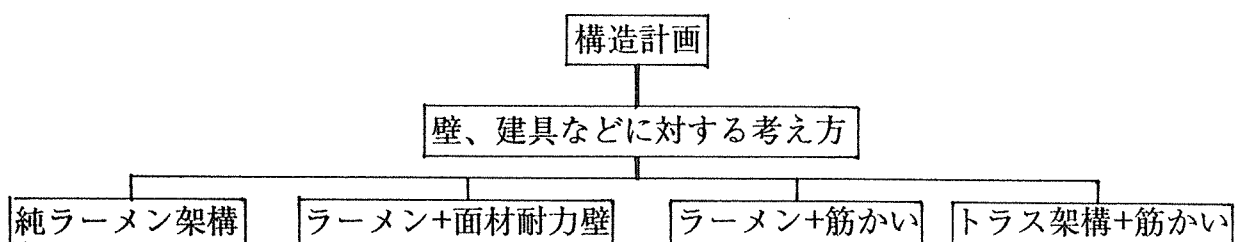
(3) 床構面の構造

- ・面材張り（合板等）床 ・ALC ・ブレース併用

b) ラーメン構造の接合方法

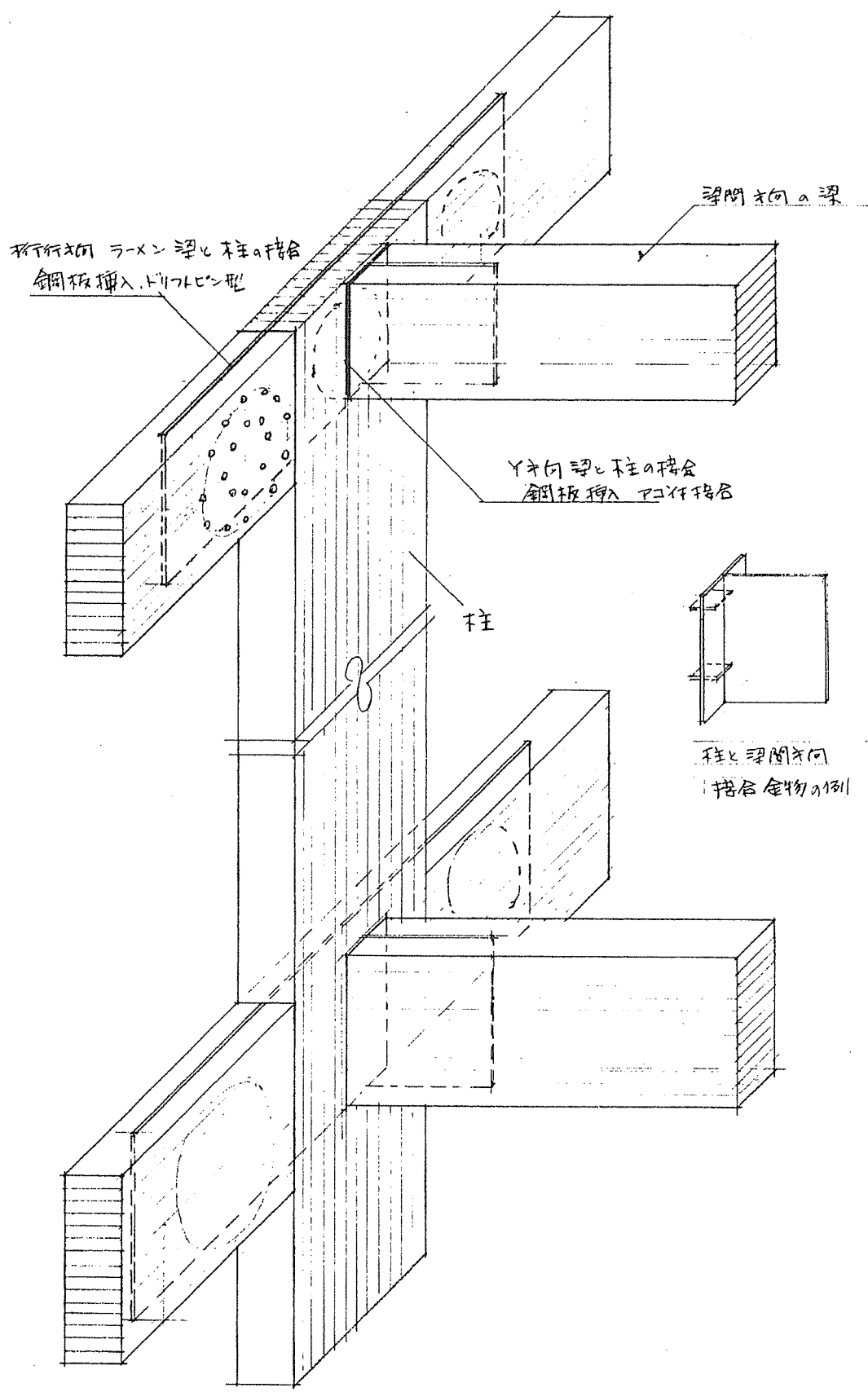
- (1) 鋼板添板・鋼板挿入型接合
- (2) 合わせ梁+シアファスナー型接合
- (3) 引張ボルト型接合

c) 構造設計の考え方

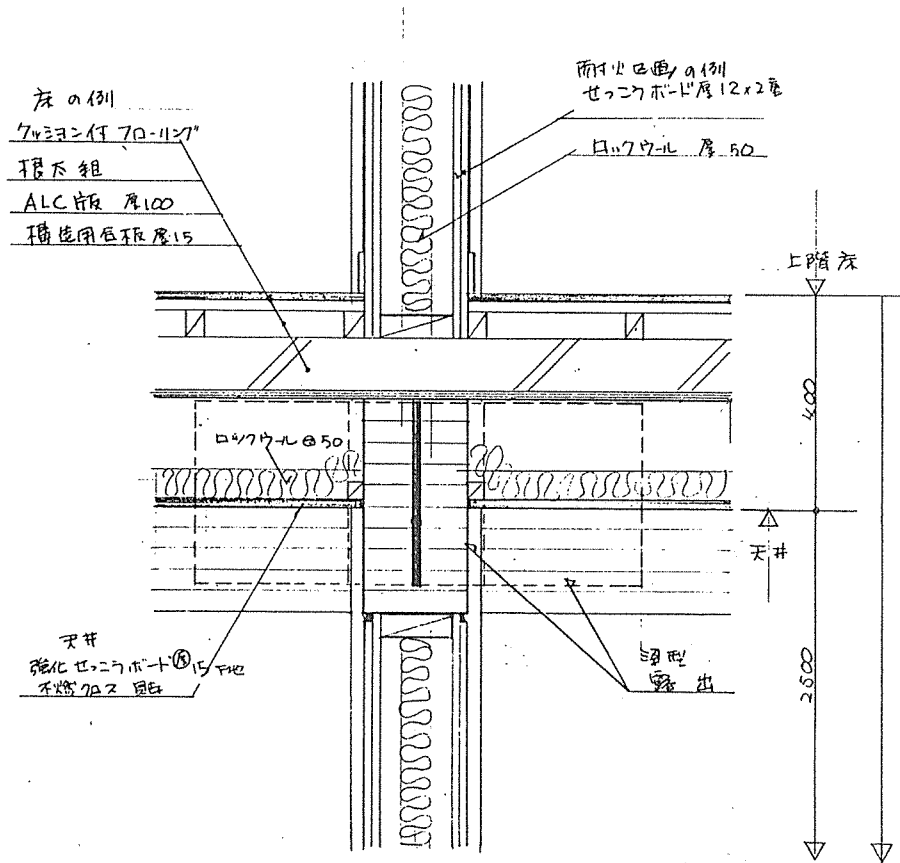


□ 柱と梁のとりあい -1

柱と梁のとりあい

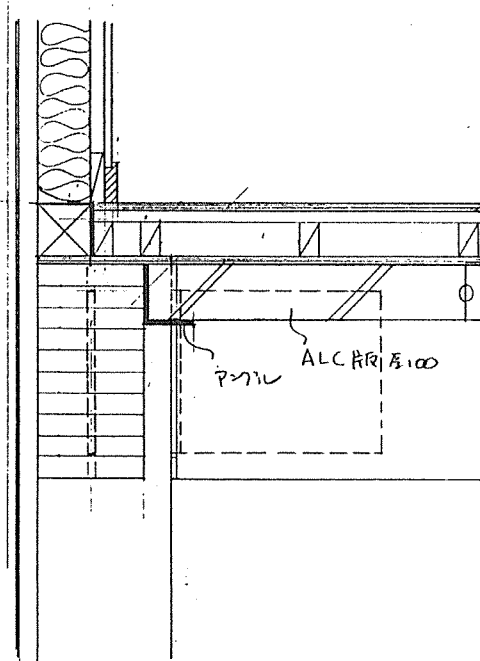


□ 柱と梁のとりあい - 2



柱と梁のとりあい。
 (十型の場合)

梁の上に ALC 圧板を設置した例



柱と梁のとりあい
 (T型の場合)

梁先端と ALC 圧板が同一レベルの例

□ 木造3階建共同住宅と同事務所摘要の建築基準法及技術基準の解説

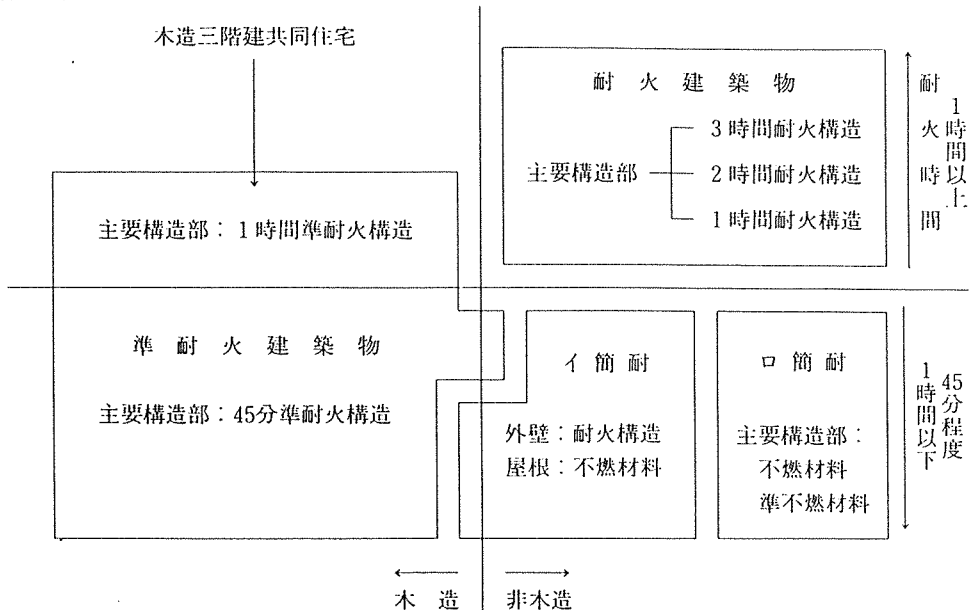
第115条の2の2による耐火時間

壁	間仕切壁	1時間
	耐力壁	1時間
	非耐力壁の延焼のおそれのある部分	1時間
	柱	1時間
	床	1時間
	はり	1時間

- (1) 準耐火構造の耐火性能等（第一〇七条の二）
 準耐火構造の有する耐火性能は、建築物の部分の種類ごとに通常の火災時の加熱に一定時間耐える性能とするともに、建設大臣は、当該性能を有すると認められる構造を準耐火構造として指定するものとする。
- (2) 主要構造部を準耐火構造等とした建築物の層間変形角（第一〇九条の二）
 主要構造部を準耐火構造等とした建築物の地上部分の層間変形角は、原則として、一五〇分の一以内でなければならぬものとする。
- (3) 準耐火建築物の技術的基準（第一〇九条の三）
 主要構造部を準耐火構造等とした建築物と同等の耐火性能を有する建築物に係る技術的基準として、改正前の建築基準法第二条第九号の三イまたはロに該当する簡易耐火建築物に相当する構造を定める。

- (4) 木造三階建共同住宅等の技術的基準（第一一五条の二の二）
 準耐火建築物とすることができる木造三階建共同住宅等の技術的基準を以下のとおり定める。
 ① 主要構造部が耐火構造または一時間準耐火構造であること。
 ② 原則として、各住戸等に避難上有効なバルコニー等が設けられていること。
 ③ 三階の各住戸等の外壁面に道または道に通ずる幅員四m以上の道路等に面する開口部が設けられていること。
 ④ 原則として、建築物の周囲に幅員三m以上の通路が設けられていること。
 (5) 高さ制限が緩和される木造建築物に係る技術的基準の追加（第一一九条の二）
 高さが一三mまたは軒の高さが九mを超えて建築することができる木造建築物として、次に掲げる技術的基準に適合するものを追加する。
 ① 地階を除く階数が三以下であること。
 ② 主要構造部が耐火構造または一時間準耐火構造であること。
 ③ 原則として、建築物の周囲に幅員三m以上の通路が設けられていること。
 (6) その他
 防火・避難規定等において、準耐火構造及び準耐火建築物をその性能に応じて適切に位置づける。

耐火建築物、イ簡耐、ロ簡耐及び準耐火建築物（法第二条第九号の三イ該当）の関係

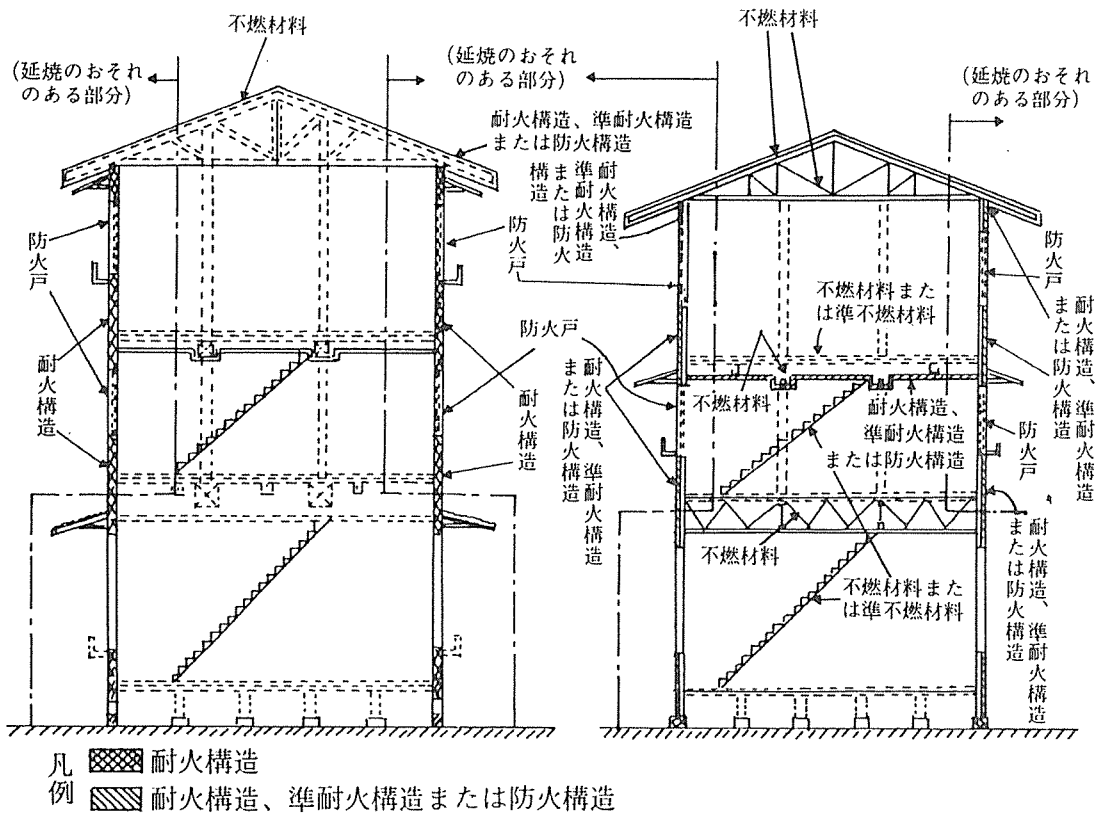


□ 準耐火建築物の構造

準耐火建築物の構造

外壁耐火構造建築物（口準耐-1）

不燃構造建築物（口準耐-2）



イ準耐は、主要構造部を準耐火構造とする。または、準耐火構造および耐火構造とする。

□ 準耐火建築物の防火仕様

準耐火構造の住宅の防火仕様

仕様		防火被覆材の種類		防火被覆材の留め付け方法等 (1時間、45分準耐火共通)	
部位		1時間準耐火構造の防火仕様	45分準耐火構造の防火仕様		
壁	界壁以外の内壁	両側に次のいずれかの防火被覆 ①厚さ12mm以上のせっこうボード+厚さ12mm以上のせっこうボード ②厚さ8mm以上のスラグせっこう系セメント板+厚さ12mm以上のせっこうボード ③厚さ16mm以上の強化せっこうボード ④厚さ12mm以上の強化せっこうボード+厚さ9mm以上のせっこうボードまたは難燃合板 ⑤厚さ9mm以上のせっこうボードまたは難燃合板+厚さ12mm以上の強化せっこうボード ⑥厚さ15mmの強化せっこうボード張り(※)	両側に次のいずれかの防火被覆 ①厚さ15mm以上のせっこうボード ②厚さ12mm以上のせっこうボード+厚さ9mm以上のせっこうボードまたは難燃合板 ③厚さ9mm以上のせっこうボードまたは難燃合板+厚さ12mm以上のせっこうボード ④厚さ7mm以上のせっこうラスボード+厚さ8mm以上のせっこうプラスター塗り ⑤厚さ12mmの強化せっこうボード(※)	<ul style="list-style-type: none"> ・屋内側の部分 防火被覆材の周辺部は150mm以下、中間部は200mm以下の間隔で長さ40mm以上のGN釘、ステーブル、タッピングビスまたはこれらに類する留め金具で留め付ける。 ただし、防火被覆材を2枚張りとする場合、2枚目に張る防火被覆材は長さ50mm以上の留め金具で留め付ける ・屋外側の部分 防火被覆材の周辺部および中間部を200mm以下の間隔で長さ40mm以上のGN釘、ステーブル、タッピングビスまたはこれらに類する留め金具で留め付ける ただし、防火被覆材を2枚張りとする場合、2枚目に張る防火被覆材は長さ50mm以上の留め金具で留め付ける ・防火被覆の取合い部分、目地の部分は裏側に受け材を設ける等内部への炎の侵入を有効に防止できる構造とする 	
	住戸相互	両側に厚さ12mm以上のせっこうボード2枚張りの防火被覆(1時間準耐火構造、かつ遮音構造を満たす仕様とする)			
	住戸と共用部分	屋外側(共用部分に面する側)に次のいずれかの防火被覆 ①厚さ18mm以上の硬質木片セメント板 ②厚さ20mm以上の鉄網モルタル塗り 屋内側(住戸に面する側)の防火被覆 1時間準耐火構造の界壁以外の内壁の防火被覆と同じ			
	耐力壁・非耐力壁で延焼部分	屋外側に次のいずれかの防火被覆 ①厚さ18mm以上の硬質木片セメント板 ②厚さ20mm以上の鉄網モルタル塗り	屋外側に次のいずれかの防火被覆 ①厚さ12mm以上のせっこうボード+金属板または石綿スレート張り ②木毛セメント板またはせっこうボード+厚さ15mm以上のモルタルまたはしゅくい塗り ③モルタルの上にタイルを張ったもので厚さの合計が25mm以上のもの ④セメント板の上にモルタル塗りで厚さの合計が25mm以上のもの ⑤厚さ25mm以上のロックウール保温板+金属板または石綿スレート張り ⑥厚さ25mm以上の木毛セメント板+厚さ6mm以上の石綿スレート張り ⑦石綿スレートまたは石綿バラライト板を2枚以上張り、厚さの合計が15mm以上のもの ⑧厚さ12mmの本繊維セメント板張り(※) ⑨厚さ12mmの繊維補強セメント板張り(※) ⑩厚さ12mmの繊維混入セメント・石灰・けい酸カルシウム板張り(※) ⑪厚さ15mmの繊維混入セメント・けい酸カルシウム板張り(※)		<ul style="list-style-type: none"> ・防火被覆の取合い部分、目地の部分は裏側に受け材を設ける等内部への炎の侵入を有効に防止できる構造とする
	非耐力壁の延焼部分以外	屋外側の防火被覆 45分準耐火構造の外壁の耐力壁の屋外側の防火被覆と同じ	屋内側の防火被覆 界壁以外の内壁の欄と同じ		
注	次のいずれかとする ①界壁以外の内壁の欄に掲げる防火被覆を設ける(壁の内部にあるものを除く) ②一定の燃えしろ部分を確保した大断面集成材を用いる	次のいずれかとする ①界壁以外の内壁の欄に掲げる防火被覆を設ける(壁の内部にあるものを除く) ②一定の燃えしろ部分を確保した大断面集成材を用いる	壁の欄の防火被覆材の留め付け方法等と同じ		

仕様 部位		防火被覆材の種類		防火被覆材の留め付け方法等 (1時間、45分準耐火共通)
		1時間準耐火構造の防火仕様	45分準耐火構造の防火仕様	
床	界床以外の床	床の表側の部分に次のいずれかの防火被覆 ①たたみ敷きの床(ポリスチレンフォーム畳床を除く) ②厚さ12mm以上の構造用合板、木材、構造用パネルもしくはパーティクルボードまたはデッキプレート(以下「合板等」といふ)＋厚さ12mm以上のせっこうボード、硬質木片セメント板または軽量気泡コンクリート張り ③厚さ12mm以上の合板等＋厚さ12mm以上のモルタル、コンクリート、軽量コンクリート、シンダーコンクリートまたはせっこう塗り ④厚さ40mm以上の木材(木材荒床の厚さを含む)	床の表側の部分に次のいずれかの防火被覆 ①たたみ敷きの床(ポリスチレンフォーム畳床を除く) ②厚さ12mm以上の構造用合板、木材、構造用パネルもしくはパーティクルボードまたはデッキプレート(以下「合板等」といふ)＋厚さ9mm以上のせっこうボードもしくは軽量気泡コンクリートまたは厚さ8mm以上の硬質木片セメント板張り ③厚さ12mm以上の合板等＋厚さ9mm以上のモルタル、コンクリート、軽量コンクリート、シンダーコンクリートまたはせっこう塗り ④厚さ30mm以上の木材(荒床の厚さを含む)	・裏側の部分または直下の天井の留め付け方法 防火被覆材の周辺部は150mm以下、中間部は200mm以下の間隔で長さ40mm以上のGN釘、ステーブル、タッピングビスまたはこれらに類する留め金具で留め付ける ただし、防火被覆材を2枚張りとする場合、2枚目に張る防火被覆材は長さ50mm以上の留め金具で留め付ける ・防火被覆の取合い部分、目地の部分は裏側に受け材を設ける等、内部への炎の侵入を有効に防止できる構造とする
	界床	重ね建の場合および共同建でマイホーム新築融資等を受ける場合：遮音構造の制限なし 1時間準耐火構造の界床以外の床の防火被覆と同じ 共同建(賃貸住宅)の場合：遮音構造の制限あり。次のいずれかとする ①厚さ12mm以上のせっこうボード2枚張り＋厚さ50mm以上のロックウール(密度40kg/m ³ 以上)敷き ②厚さ15mm以上の強化せっこうボード張り＋厚さ50mm以上のロックウール(密度40kg/m ³ 以上)敷き		
梁		次のいずれかとする ①床の裏側の部分または直下の天井の欄に掲げる防火被覆を設ける(床の内部にあるものを除く) ②一定の燃えしろ部分を確保した大断面集成材を用いる	次のいずれかとする ①床の裏側の部分または直下の天井の欄に掲げる防火被覆を設ける(床の内部にあるものを除く) ②一定の燃えしろ部分を確保した大断面集成材を用いる	界床以外の床の裏側の部分または直下の天井の欄の防火被覆材の留め付け方法等と同じ
屋根	天井または直下の部分	次のいずれかの防火被覆 ①厚さ12mm以上の強化せっこうボード ②厚さ9mm以上のせっこうボード＋厚さ9mm以上のせっこうボード ③厚さ12mm以上のせっこうボード＋厚さ50mm以上のロックウール(密度40kg/m ³ 以上)張り ④45分準耐火構造の外壁の耐力壁の屋外側の防火被覆材		・留め付け方法 防火被覆材の周辺部は150mm以下、中間部は200mm以下の間隔で長さ40mm以上のGN釘、ステーブル、タッピングビスまたはこれらに類する留め金具で留め付ける ただし、防火被覆材を2枚張りとする場合、2枚目に張る防火被覆材は長さ50mm以上の留め金具で留め付ける ・防火被覆の取合い部分、目地の部分は裏側に受け材を設ける等、内部への炎の侵入を有効に防止できる構造とする
	表側	不燃材で造り、またはふかされているもの		
階段		木造で造る場合、次のいずれかに該当するもの ①段板、段板を支えるけたの厚さ6cm以上 ②段板、段板を支えるけたの厚さ3.5cm以上とし、これに一定の防火被覆を設けたもの ③段板、段板を支えるけたに一定の防火被覆を設けたもの		———
その他の防火措置		①地上部分の層間変形角を、1/150以下とすること ②壁の内部に3m間隔ごとにファイヤーストップ材を設けること ファイヤーストップ材の種類は次のいずれかとする イ、小径35mm以上の木材 ロ、厚さ12mm以上のせっこうボード ハ、厚さ8mm以上のスラグせっこう系セメント板 ニ、厚さ50mm以上のロックウール(密度40kg/m ³ 以上) ホ、厚さ50mm以上のグラスウール(密度40kg/m ³ 以上) ③壁と床、屋根の接合部および階段と床の接合部にファイヤーストップ材を設けること ファイヤーストップ材の種類は②と同じ ④防火被覆に照明器具、天井換気口、コンセントボックス、スイッチボックス等を取りつける場合は、防火上支障がないように措置すること		———

* 1 ※印は、建設大臣による準耐火構造の通則指定。

* 2 「界壁以外の内壁」の部分の、1時間準耐火構造の防火仕様④と⑤、および45分準耐火構造の防火仕様②と③は、それぞれ内容が同じであるが、これは張る順序が逆でも同性能となるということである。

□ 主な防火材料

主な防火材料

窯業系防火材

材料名称	特徴	関連規格	関連団体
セメントモルタル	セメント、砂、混和材などを水練り硬化させた不定形で、建築防火を達成する基礎材である。火災熱で乾燥収縮亀裂、割れなどが発生するから、必要場合は無機繊維や鋼製ラスで補強して使う	JIS R 5210	セメント協会(03-3583-8541)
A.L.C.板	セメント、砕い砂、生石灰、アルミ粉などを水で混練成形し、約180℃、10気圧で蒸気養生して製造したもので、中低層鉄骨造の外壁や床材として主に使用される	JIS A 5416	A.L.C.協会 (03-5256-0132)
繊維強化セメント板	セメントに石綿、バルブ、化学繊維などを混入し、抄造、押出し、モールドイングなどで製造される板	JIS A 5403	スレート協会(03-3571-1359)
GRC板	セメントモルタルに耐アルカリガラス繊維をノズル口先で混入しながら、型枠にダイレクトスプレーしたり、混練し型枠に流し込んで製造される板。曲面板など各種形状の板がある	建設大臣認定不燃番号第1005号	日本GRC工業会 (03-5820-8457)
繊維混入型軽カルシウム板	砕い燐質原料、石灰質原料、繊維を混入し、抄造やプレスで製造される板。鋼構造の耐火被覆、準耐火構造の防火被覆、内装下地などに使用される	JIS A 5403、不燃1、2種	スレート協会(03-3571-1359) 耐火被覆板協会(03-3541-4584)
せっこうボード	コンパーストを流れるボード用原紙の間にせっこうを流し込み製板したもので、準耐火構造の防火被覆、内装下地、天井などに使用される	JIS A 6901	財団法人石膏ボード工業会 (03-3591-6774)
網入りガラス	溶融ガラス中に金網を封入し成形した板ガラス。乙種防火戸に使われる	JIS R 3204	板ガラス協会(03-3212-8631)、アルミニウム製乙種防火戸認定推進協議会(03-3499-0634)
ロックウール	玄武岩、高炉スラグを溶解し、細ノズルから垂下させ、飛散冷却させて製造されるウール。吹付けロックウールとしての耐火被覆、準耐火構造の断熱、配管などの耐火保温断熱、防火区画貫通部の充填など使用される。また、ロックウールにフェノール樹脂接着剤などを加えて成形されたロックウール吸音板、ロックウール保温材などは壁、天井の仕上げや断熱材として使用される	JIS A 9504	ロックウール工業会(03-3564-0106)
グラスウール	ガラス質を溶解し、細ノズルから垂下冷却させて製造するウール。用途はロックウールとはほぼ同じ	JIS A 9505	硝子繊維協会(03-3591-5406)
セラミックファイバー	シリカおよびアルミナ材料を溶解し、細ノズルから垂下冷却させ製造したウール。高耐火性に鋼材への耐火被覆帯、耐火がのれんが保護材などに使われる	JIS R 3311	財団法人セラミック協会(03-3362-5231)

金属系防火材

材料名称	特徴	関連規格	関連団体
亜鉛めっき鋼板	亜鉛めっきしたり、溶融亜鉛を付着させた鋼板。屋根葺き材や外壁材として使用される	JIS G 3302、3312	亜鉛鉄板会 (03-3669-5331)
塩化ビニル樹脂被覆金属板	亜鉛めっき鋼板、冷間圧延鋼板、アルミニウム板に塩化ビニル樹脂を塗布した板。内外装材などに使用される	JIS K 6744	塩ビ鋼板会 (03-3669-5331)
カラーアルミ	合成樹脂を塗装したアルミニウム板で、内外装材などに使用される	JIS H 4001	ステンレス協会 (03-3669-4431)

せっこうボードの種類と特徴

種類	規格	特徴と概要	主な適用部位	
せっこうボード(普通ボード・平ボード)	JIS A 6901	不燃 第1003号 準不燃 第2015号	普通ボード、平ボードとも呼ばれるせっこうボードの代表製品。化粧ボードや孔あきボードの原板ともなる	内壁・天井下地
シージングせっこうボード(防水せっこうボード)	せっこうボード製品	準不燃 第2018号	芯と両面の紙に防水処理を行ったもので、平ボードが使えない多湿な部位、水まわり、軒天井などに使用される	外壁・屋根・浴室下地
無機繊維強化せっこうボード(強化ボード)		不燃 第1008号	芯材に無機繊維材料を混入し、防火性能を向上させたもの	内壁・天井下地
化粧せっこうボード		不燃 第1007号 準不燃 第2016号	表面紙にプリントした普通品、紙やプラスチックの化粧加工シートを貼り合わせた特殊品である	内壁・間仕切・天井仕上げ
せっこうラスボード(ラスボード)		不燃 第1015号 準不燃 第1016号	平ボードを切断加工したラスボード、へこみをつけた型押しボードがある	せっこうプラスター塗り壁下地
吸音孔あきせっこうボード(吸音せっこうボード)	JIS A 6301	準不燃 第2019号	ボード表面に、裏面に貫通する孔をあけたもので、不燃性シートを裏貼りしたものもある	天井仕上げ
化粧せっこう吸音ボード	吸音材料	準不燃 第2017号	吸音孔あきせっこうボードと同様、平ボードに吸音用の孔をあけたもので、表面は化粧加工を施されている	天井仕上げ
特殊せっこう吸音ボード			吸音孔あきせっこうボードと同様、平ボードに吸音用の孔をあけたもので、裏面にロックウールまたはフェルトグラスウールを貼ってあるもの	天井仕上げ
不燃せっこう積層板		不燃 第1004号	ボードの表紙に不燃性ボード用原紙を用いたもので、表面を化粧加工していないものがある	内壁・間仕切・天井仕上げ

木毛セメント板と木片セメント板の用途

種類	用途	
木毛セメント板(JIS A 5404)	難燃板(防火用)	屋根下地、内壁・外壁下地用
	断熱板(断熱・吸音用)	天井、内壁・外壁下地、床下地、パネル芯材用
木片セメント板(JIS A 5417)	硬質板	屋根野地、内壁・外壁、軒天井用 特長: 防火、遮音、断熱、強度、耐久性
	普通板	屋根野地、内壁、天井、床下地用
	鉄筋補強板	母屋のスパンが大きい鉄骨造の屋根下地に用いられる
	仕上補強板	鉄筋補強板の片面にモルタル仕上げのもの 防音壁、屋根下地、外壁用

準不燃材料

材料名称	特徴	関連規格	関連団体
木毛セメント板	セメントに木毛を加え混合した板。屋根の断熱下地などに使用される	JIS A 5404	全国木毛セメント板工業組合(03-3945-9047)
木片セメント板	セメントに木片を加え混練した板。外壁や床下地などに使われる	JIS A 5417	日本木片セメント板協会(0474-72-2131)
バルブセメント板	無機質繊維をセメントに混入し抄造した板。内装天井、軒先などに使われる	JIS A 5414	セメントファイバーボード工業組合(03-3541-3049)

難燃材料

材料名称	特徴	関連規格	関連団体
難燃合板	合板に難燃薬剤を減圧加圧注入した合板。内装制限を受ける屋内、準耐火構造の防火被覆の構成などに使用される	JIS 1、2類、難燃	日本合板組合連合会(03-3591-9246)
難燃パーティクルボード	難燃薬剤を加えた木製チップに合成樹脂接着剤をスプレーし熱圧成形した板。内装制限の要求される壁などに使われる	JIS A 5908	日本繊維板工業会(03-3271-6883)

準難燃材料

材料名称	特徴	関連規格	関連団体
難燃処理FRP	ガラス繊維、難燃薬剤を混入した不飽和ポリエステル樹脂をハンドレイアップ、コールドプレス、レジンインジェクション法などで成形した板		強化プラスチック協会(03-3408-1531)
網入り硬質ビニル板	溶解した塩化ビニル樹脂中に金網を入れ成形した板。屋根の一部に採光用として使用される	JIS A 5702	硬質塩化ビニル板協会(03-3408-4342)
ポリカーボネイト板	耐衝撃性に優れた材料で屋根の一部に採光用として使用される	光線透過率 JIS K 6735、荷重たわみ温度 JIS K 6735	ポリカーボネイト工業会(鋼筋ガラス機能ガラス事業部自主建材)(03-3218-5673)

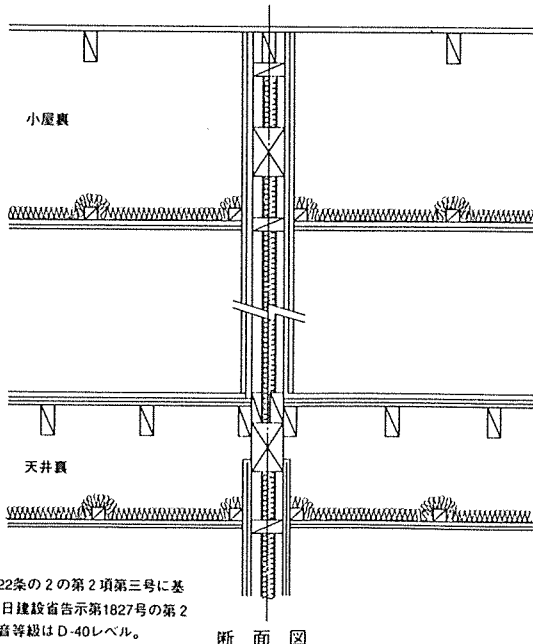
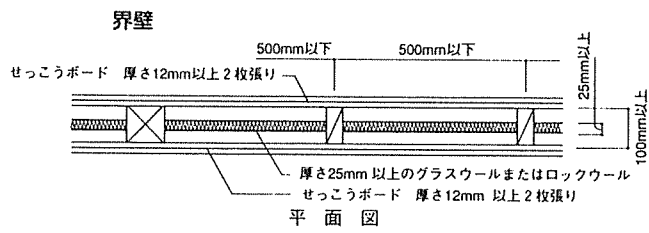
不燃材料(屋根用)

材料名称	特徴	関連規格	関連規格
樹脂塗装金属板	耐久性かつ不燃性を確保し得る板。ただし、発熱性が表面試験判定値を超えない塗布厚とする	JIS A 6774	塩ビ鋼板会(03-3669-5331)
断熱亜鉛板	亜鉛めっき鋼板、塗装亜鉛めっき鋼板、塩ビ鋼板などにポリエチレンなどの高分子発泡材(厚さ4mm以下)、ガラス繊維帯などを裏打ちしたもの	不燃第1131、2024、2025号	断熱亜鉛鉄板工業会(03-3669-5331)

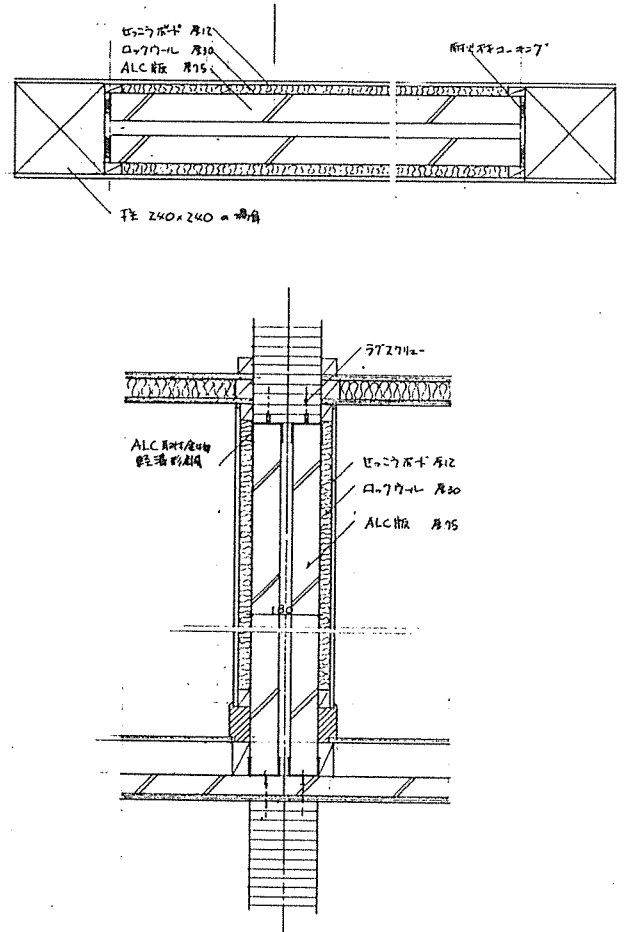
基材同等防火材料

特徴	関連規格	関連団体
ある基材に鋼合ペイント、フタル酸樹脂エナメル、アルミニウムペイント、塩化ビニルエナメル、合成樹脂エマルジョンペイントをJASS18塗装工事に従って塗装した場合は、塗装品はその基材の防火性能と同等である。	JIS K 5511、5516、5572、5582、2639、5663	財団法人塗装工業会(03-3770-9901) 財団法人塗料工業会(03-3478-3451)

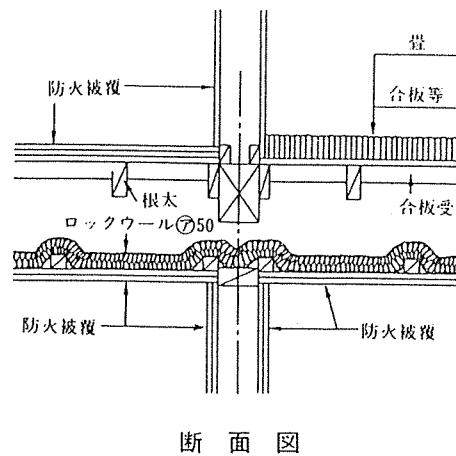
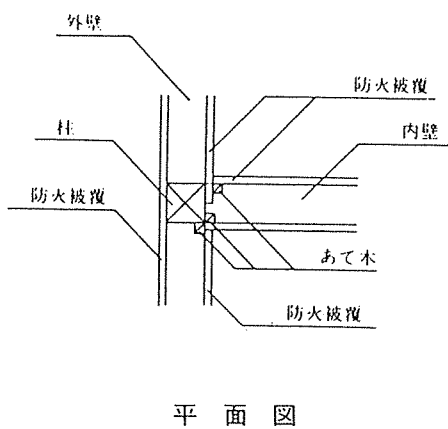
□ 界壁の例



※建築基準法施行令第22条の2の第2項第三号に基づき昭和45年12月28日建設省告示第1827号の第2の第1項によるしゃ音等級はD-40レベル。

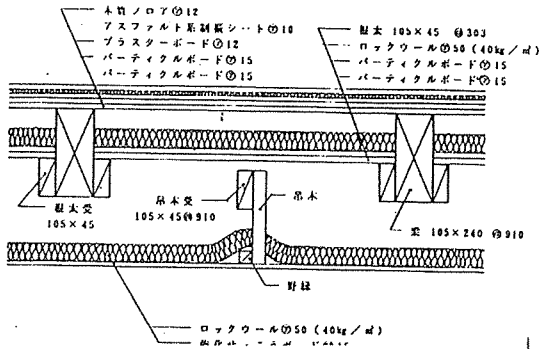
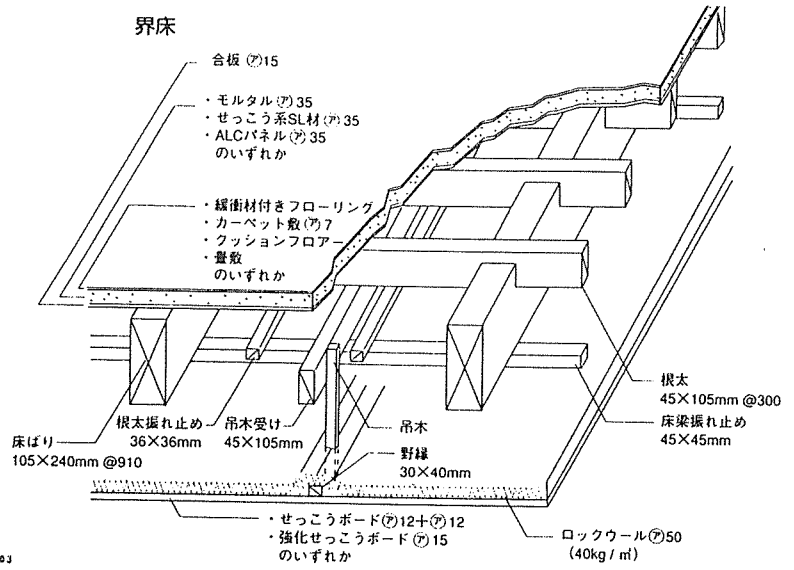


参考図 1.6.4 界壁以外の内壁

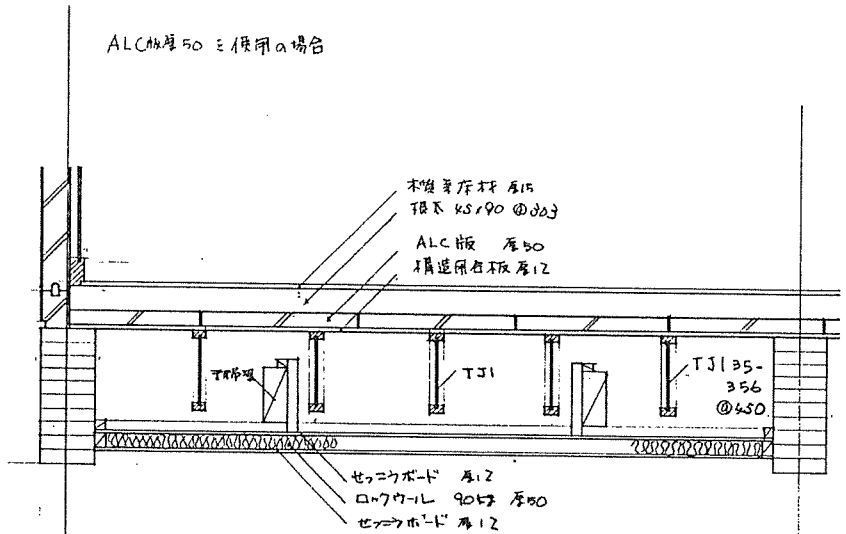


□ 界床の例

界床

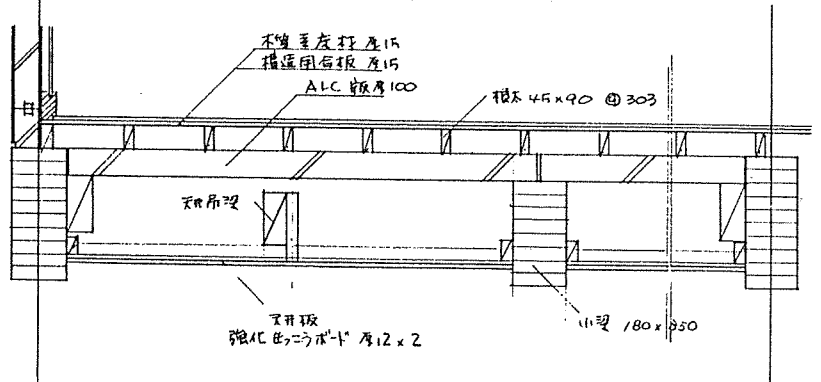


ALC版厚50を使用の場合



設計例 2

ALC版厚100を使用の場合



□ 床防音工法の例

表1 重畳・中畳・軽畳床衝撃音レベルに関する遮音等級

受音室	重畳 (L _w)		中畳 (L _w)		軽畳 (L _w)
	第1回	第2回	第3回	第3回	第3回
① TYPE C (1F) LD	L-70 (63Hz)	L-68 (63Hz)	L-66 (63Hz)	L-66 (63Hz)	L-64 (250Hz)
② TYPE C (1F) MBR	L-71 (63Hz)	L-69 (63Hz)	L-70 (63Hz)	L-71 (125Hz)	L-49 (63Hz)
③ TYPE D (2F) D	L-64 (63Hz)	L-64 (63Hz)	L-63 (63Hz)	L-66 (63Hz)	L-67 (250Hz)
④ TYPE D (2F) MBR	—	—	L-87 (63Hz)	—	L-49 (63Hz)

(注) 遮音等級はJIS A 1419に基づくL値を1dBステップで示した。
()内の数字は、遮音等級の決定オクターブバンド。

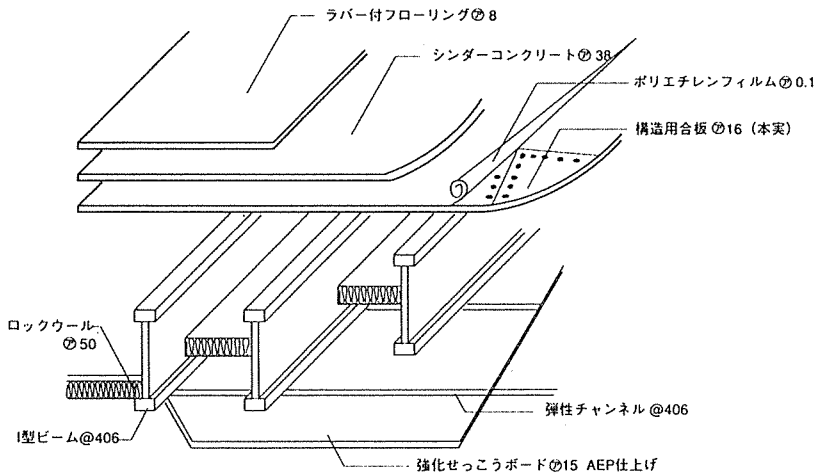
表2 室間平均音圧レベル差に関する遮音等級

項目	音源	受音室	遮音等級
界壁	④ TYPE D(2F) MBR	TYPE E(2F) BR	D-40
界床	④ TYPE D(2F) MBR	TYPE D(3F) MBR	D-41

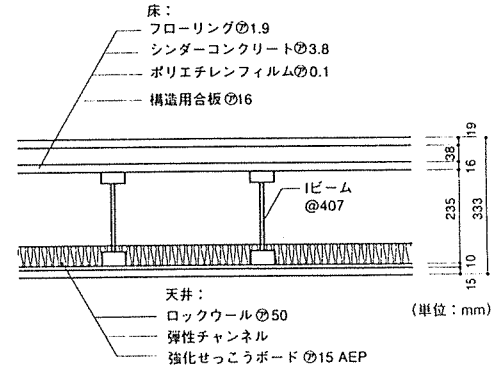
(注) JIS A 1419に基づく値を1dBステップで表示した。

各室の床仕様は、
①上階床フローリング
②上階床カーペット
③上階床フローリング
④上階床カーペット
である。

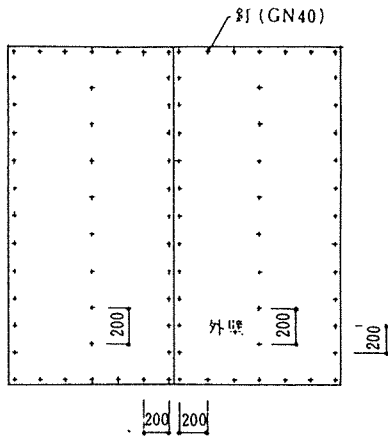
図19 木造3階建の防音構法



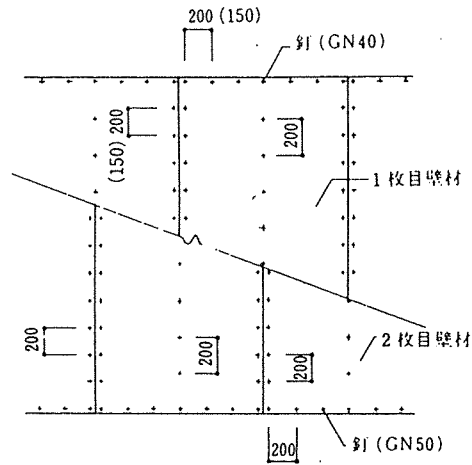
事例仕様 (L-60~65)



□ 壁の防火被覆材の工法例



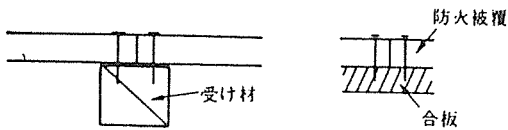
屋外側防火被覆材の留付詳細



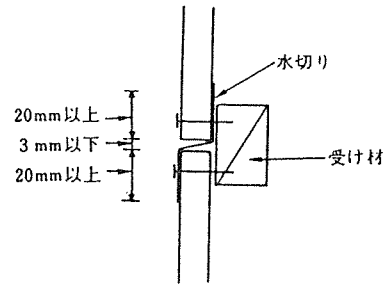
屋外側防火被覆材の留付詳細

防火被覆材の目地処理 防火被覆の目地部分は、防火被覆の内部への炎の侵入を有効に防止できる構造とすることが必要であり、参考例として、次の方法が考えられる。

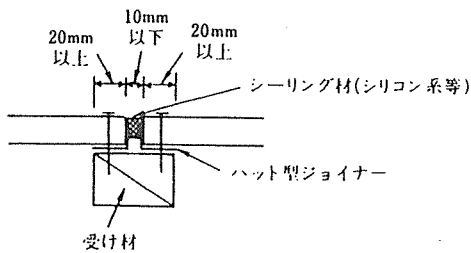
イ. 突きつけ目的



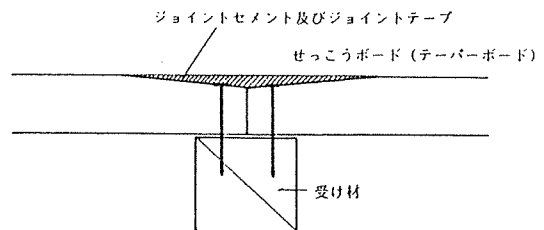
ロ. 水切り目地



ハ. シーリング目地



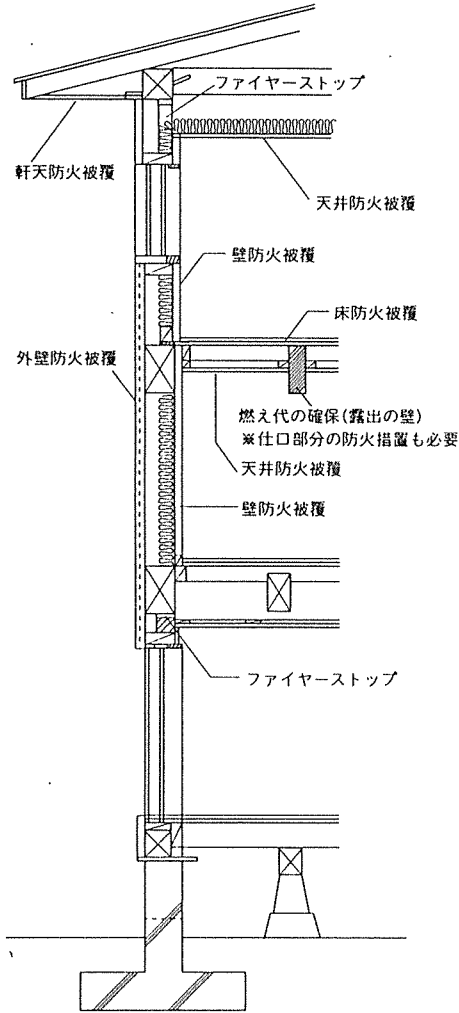
ニ. テーピング処理



防火被覆材の取合部 防火被覆の取合部は、防火被覆の内部への炎の侵入を有効に防止できる構造とすることが必要であり、あて木等により有効に防火被覆を補強することが重要である。

□ 壁、軒天の防火おさまり例

図16 軸組工法の防火被覆



軒裏換気口の防火措置

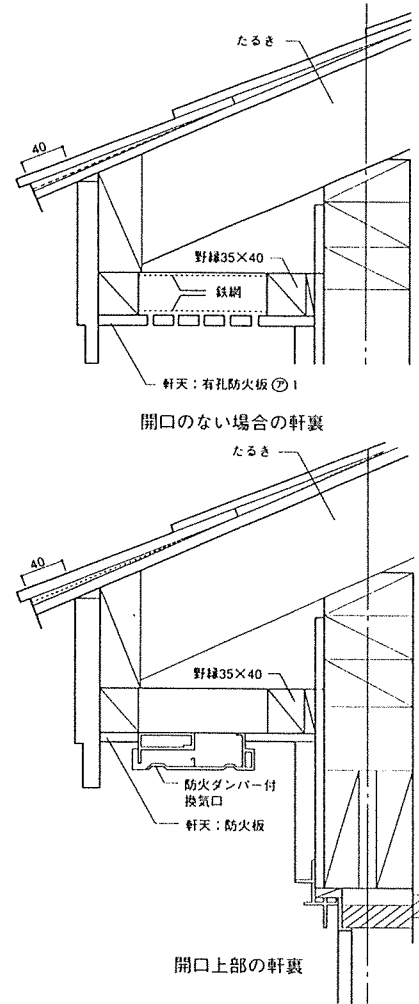
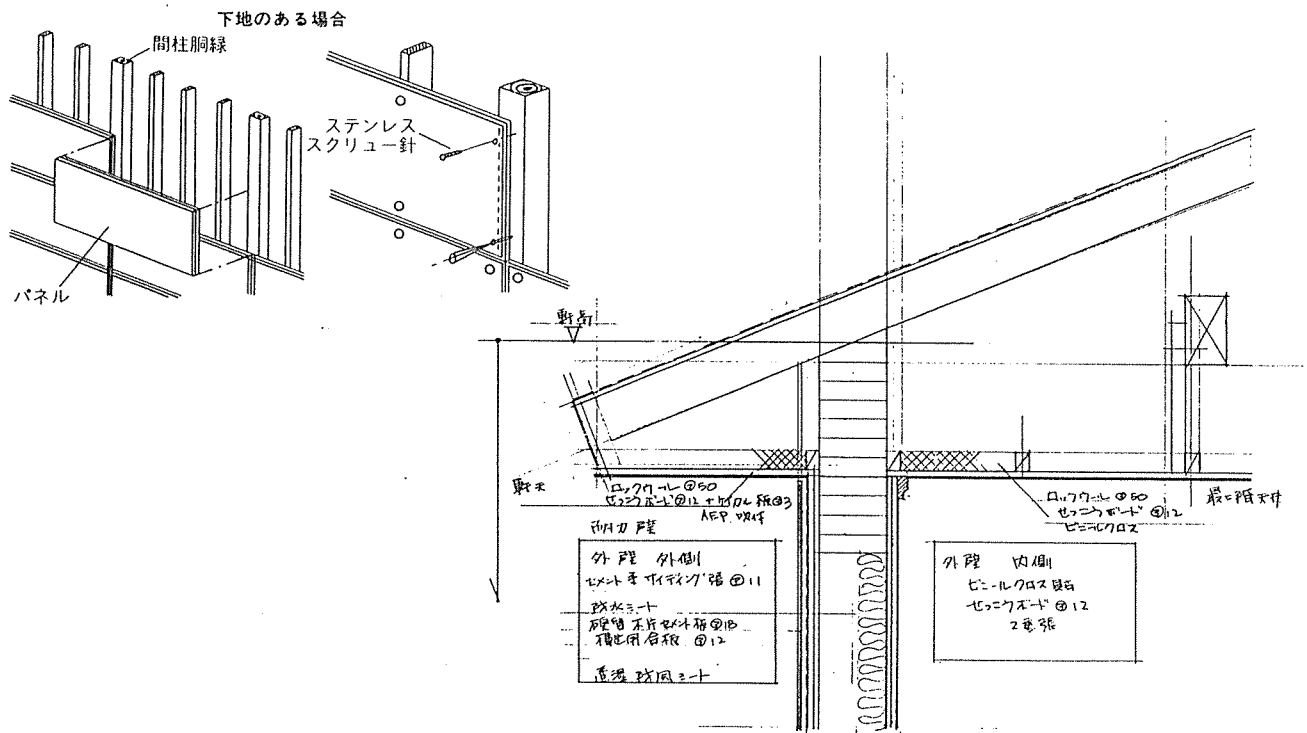
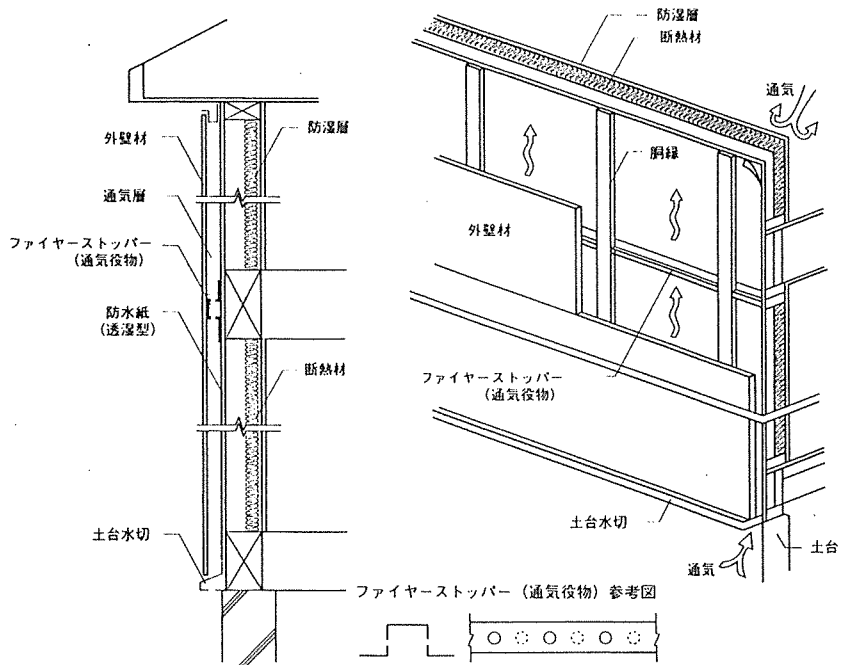


図4 ALCパネルの取付構法

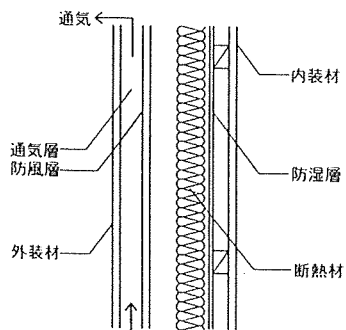


□ 外壁耐久性の検討

耐久性に配慮した外壁通気工法



外壁内通気措置の例



4) 作成図面 (A3サイズにまとめる。)

A・3階建共同住宅

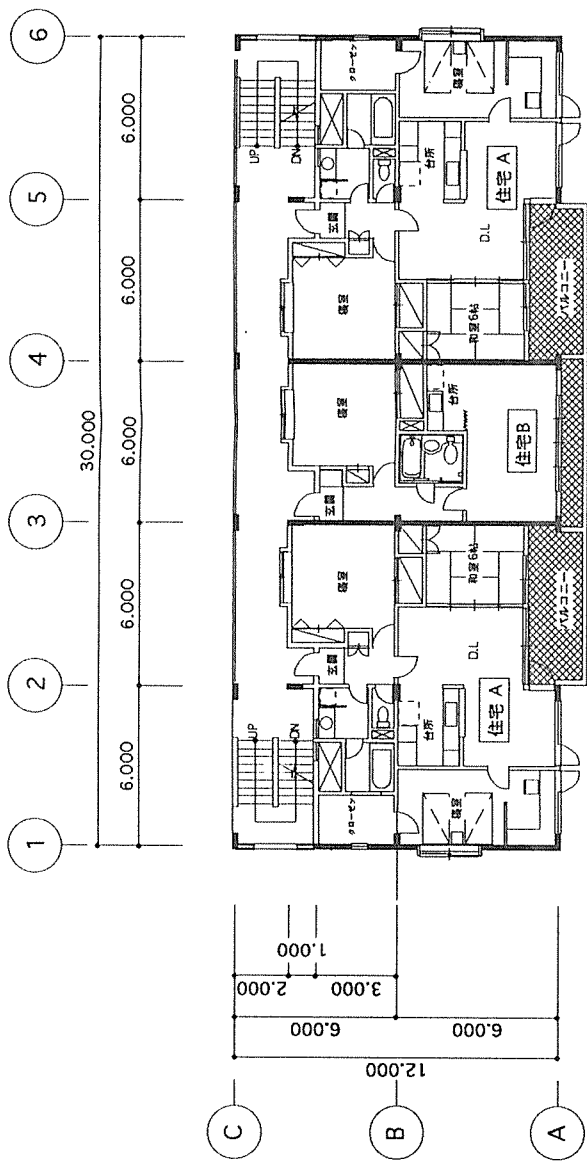
- (1) 概要
- (2) 各階平面図 (S=1/200)
- (3) 立面図 (S=1/200)
- (4) 断面図 (S=1/200)
- (5) 矩形図 (S=1/30)

B・3階建事務所

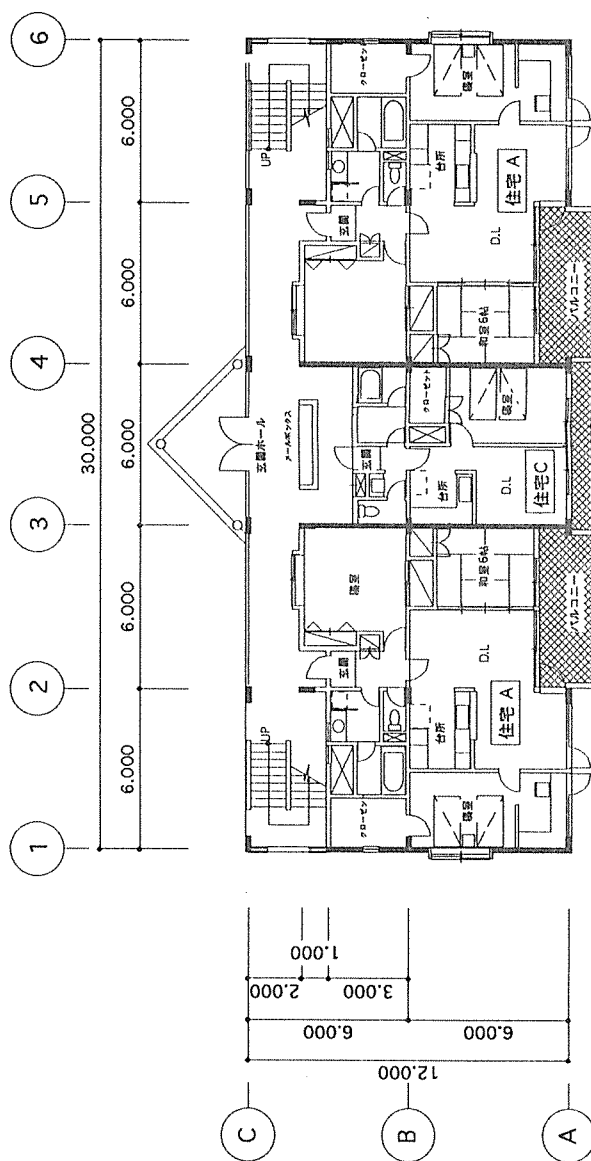
- (1) 概要
- (2) 各階平面図 (S=1/200)
- (3) 立面図 (S=1/200)
- (4) 断面図 (S=1/200)
- (5) 矩形図 (S=1/200)

(A) 3階建共同住宅の概要

- 1) 用途 等：当建築物は賃貸形式の共同住宅である。
住戸はA、B、Cタイプ3種類、8戸とした。
- 2) 建設 地：市街地。防火、及び準防火以外の地域。
延焼の恐れのある部分は無し。
- 3) 規 模：面積
建築面積 379.3 m²
延べ面積 1,044.0m²(外廊下算入)
3階床 348.0m²(外廊下算入)
2階床 348.0m²(外廊下算入)
1階床 348.0m²(外廊下算入)
(住宅A108.0m²・住宅B60.0m²・住宅C48.0m²)
高さ 最高の高さ 12.10m
軒高 9.50m
- 4) 仕 様：準耐火構造とする。(建築基準法第27条ただし書き同令第115条の2の2に於ける技術的基準による。)
壁(外壁、間仕切壁)、床、柱、はり—耐火性能1時間準耐火
屋根—耐火性能30分準耐火
主な仕上：屋根 屋根ふき用石綿スレート葺き
外壁 硬質木片セメント板(厚18)の上サイディング張り
内壁 せっこうボード(厚12)二重張りの上ビニルクロス張り
天井 同上+ロックワール(厚50)
床 軽量コンクリート(厚30)の上仕上げ材
- 5) 構造計画： 基準寸法を6.0mとし、X方向に5スパン、Y方向に2スパン連続させた。X方向架構は純ラーメンとし、Y方向架構は、面材耐力壁による壁式とする。床は構造用合板による剛床とする。



2階.3階 平面図



1階 平面図

年月日 名称 3階建住宅モデルプラン

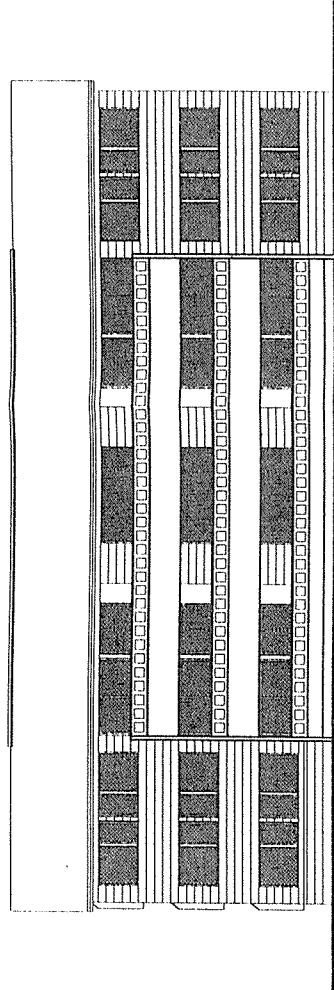
1994/3/30

作成

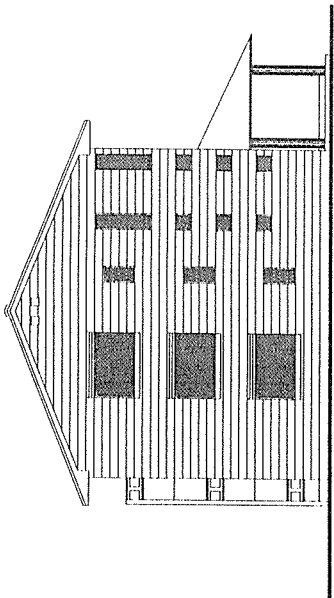
平面図 縮尺 1/200

図面No.

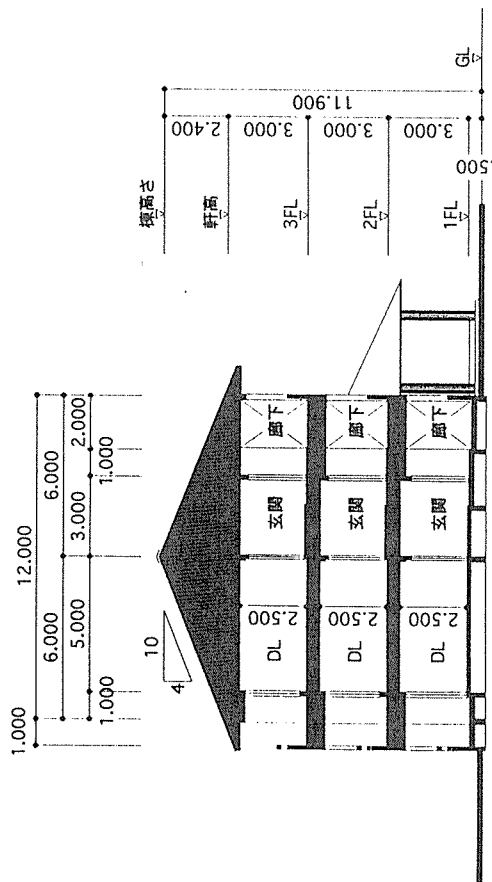
22



南側立面図

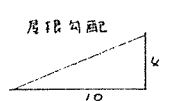
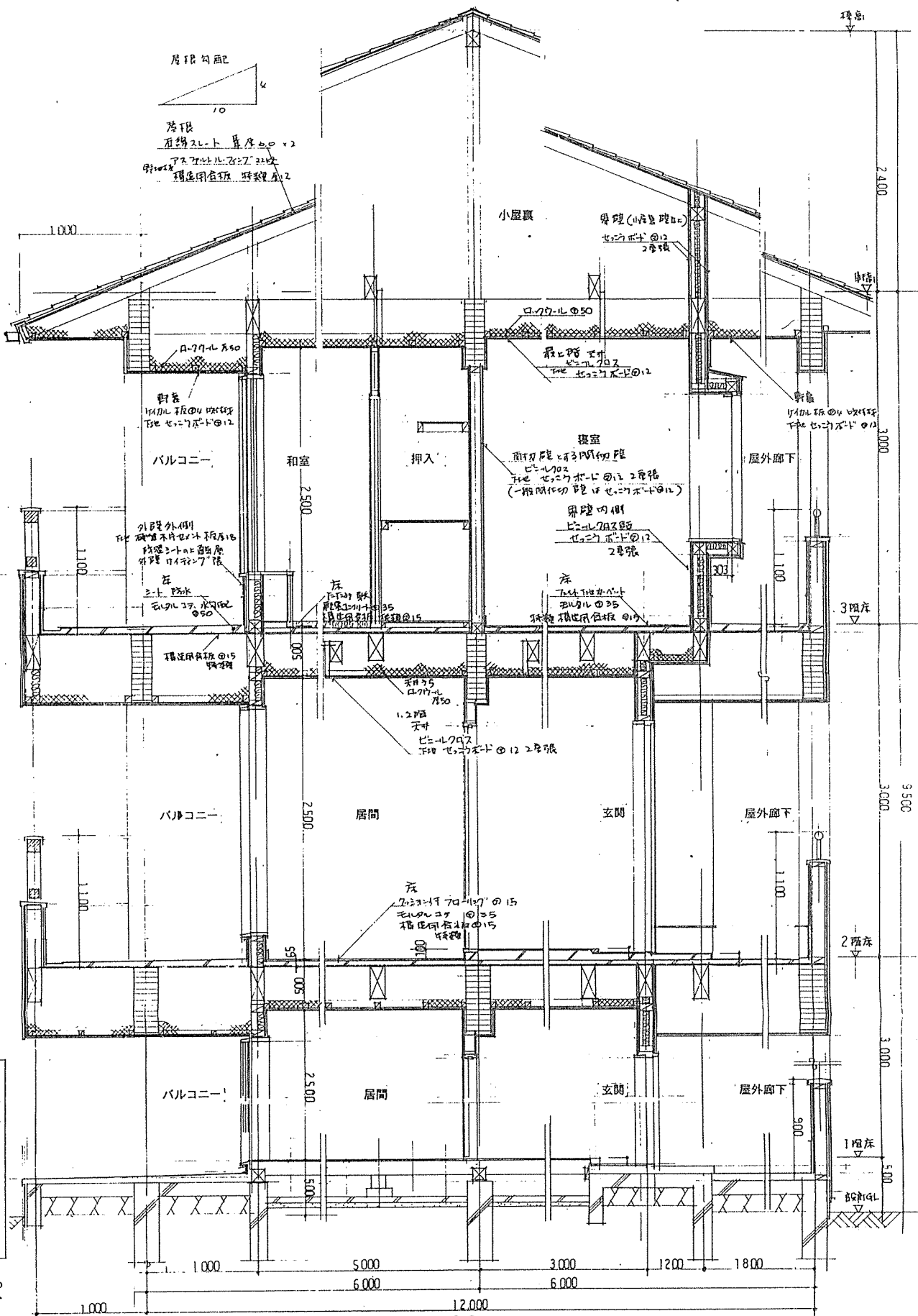


東側立面図



断面図

年月日	1994/3/30	名称	3階建住宅モジュールプラン	図面No.	23
作成		立面図	断面図	縮尺	1/200



屋根勾配
 片流れ
 石綿スレート厚さ60×2
 下地 2×2寸木×27 2枚
 構造用合板 厚さ12

小屋裏

昇降(小屋裏階)
 センチ木12 2枚張

軒巻
 1/4寸板厚さ4 4枚張
 下地 センチ木12 2枚張

バルコニー

和室

押入

畳室
 直付畳 4寸厚切畳
 ビニル702
 下地 センチ木12 2枚張
 (一般階切畳はセンチ木12 2枚張)

屋外廊下

外壁外側
 1/2寸板厚さ4 4枚張
 下地 センチ木12 2枚張
 左
 三土防水
 センチ木12 2枚張
 厚さ15 4枚張

左
 下地 2×2寸木 35
 構造用合板 厚さ15

昇降内側
 ビニル702張
 センチ木12 2枚張

左
 下地 2×2寸木 35
 構造用合板 厚さ15

1.2階
 下地
 ビニル702張
 下地 センチ木12 2枚張

バルコニー

居間

玄関

屋外廊下

左
 2×2寸木 70×70 厚さ15
 センチ木12 厚さ15
 構造用合板 厚さ15
 4枚張

バルコニー

居間

玄関

屋外廊下

断面図

(B) ・ 3階建事務所の概要

1) 用途 等：当建築物は企業の自社ビルとして設定した。(特殊建築物外)
3層吹抜けのある玄関ホールと事務所エリアがある。

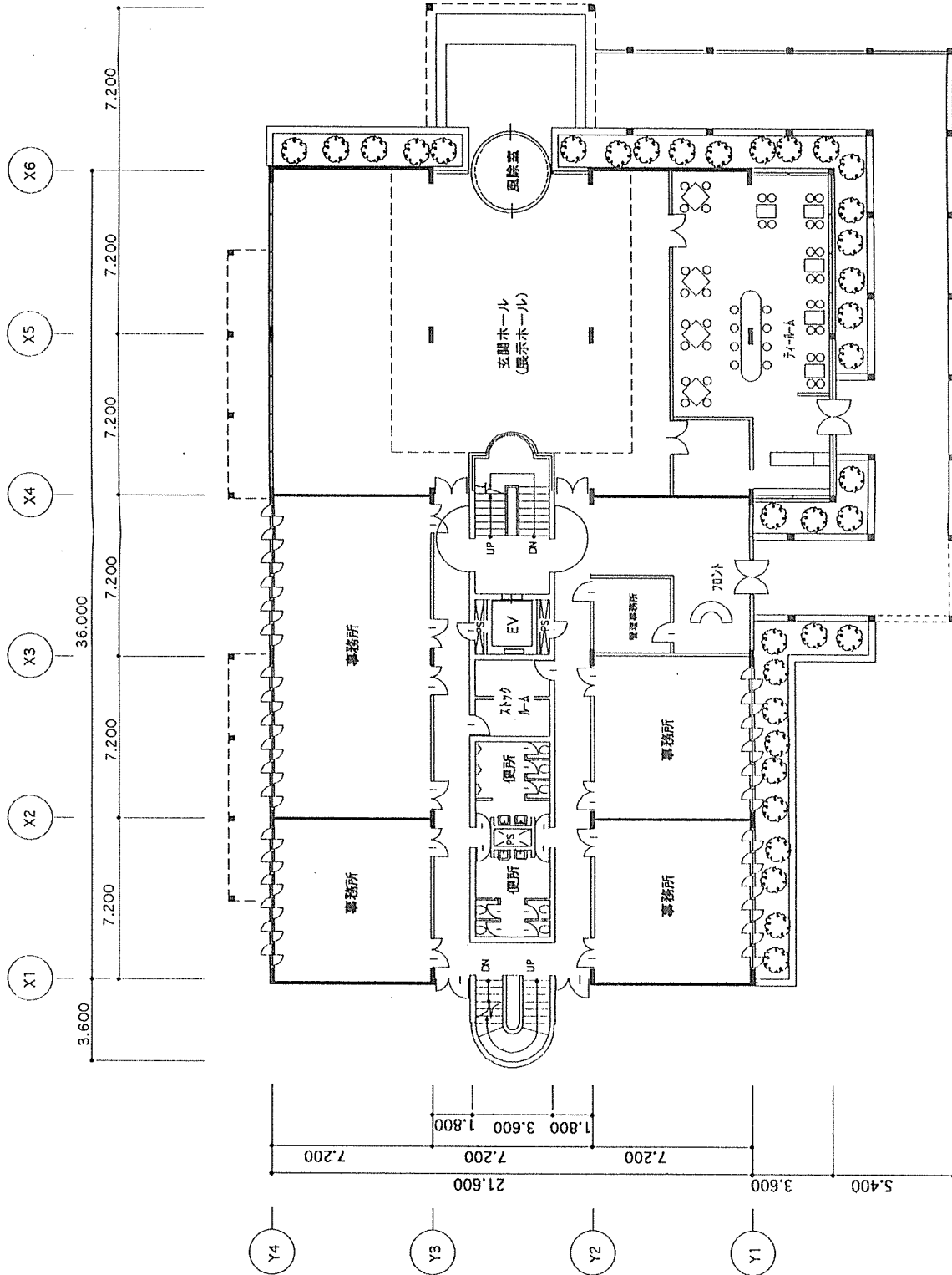
2) 建設 地：市街地。防火及び準防火以外の地域。
延焼の恐れのある部分は無し。

3) 規 模：面積 建築面積 1,014.89㎡
延べ面積 2,197.64㎡
3階床 698.45㎡
2階床 653.09㎡
1階床 846.10㎡
高さ 最高の高さ 13.00m
軒高 10.30m

4) 仕 様：準耐火構造(建築基準法第21条ただし書き・同令第129条の2による)とする。ホールエリアと事務所エリアは防火区画を行う。
壁(外壁、間仕切壁)、床、柱、はり— 耐火性能1時間準耐火
屋根— 耐火性能30分準耐火

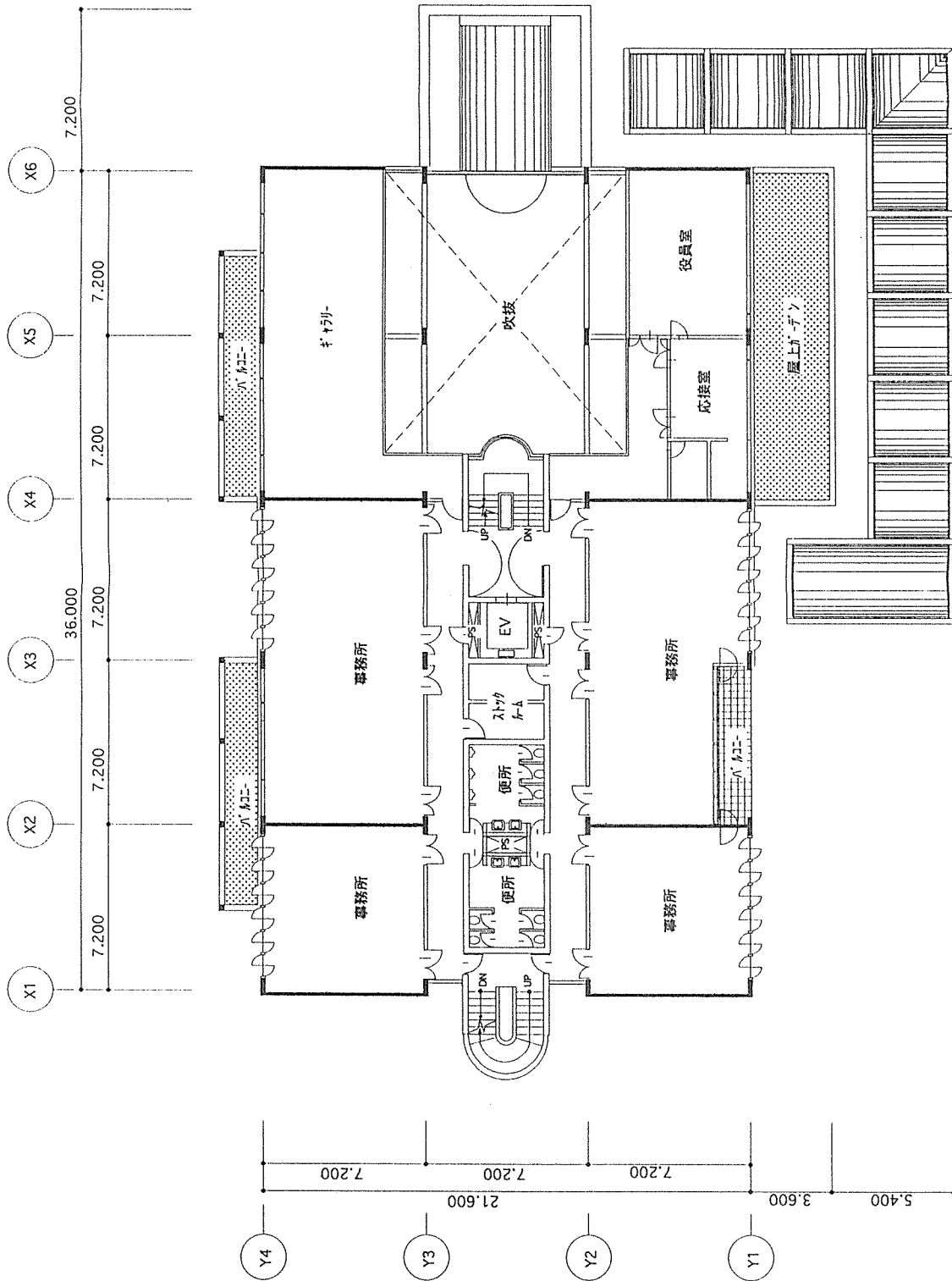
主な仕上：屋根 不燃材 金属屋根材葺き
柱・はり 構造用大断面集成材化粧露出(もえしろ45mm)
外壁屋外側 硬質木片セメント板(厚18)の上不燃材吹付材
屋内側 せっこうボード(厚12)二重張りの上ビニルクロス
床 ALC板(厚100)下地フリーアクセスフロア
天井 せっこうボード(厚12)二重張りビニルクロス
建具 アルミサッシ強化ガラス

5) 構造計画：基準寸法を7.20mとし、X方向に5スパン、Y方向に3スパン連続させた。X方向架構は純ラーメン構造とし、Y方向は面材の耐力壁により、水平力を負担するものとする。床は構造用合板による剛床とした。



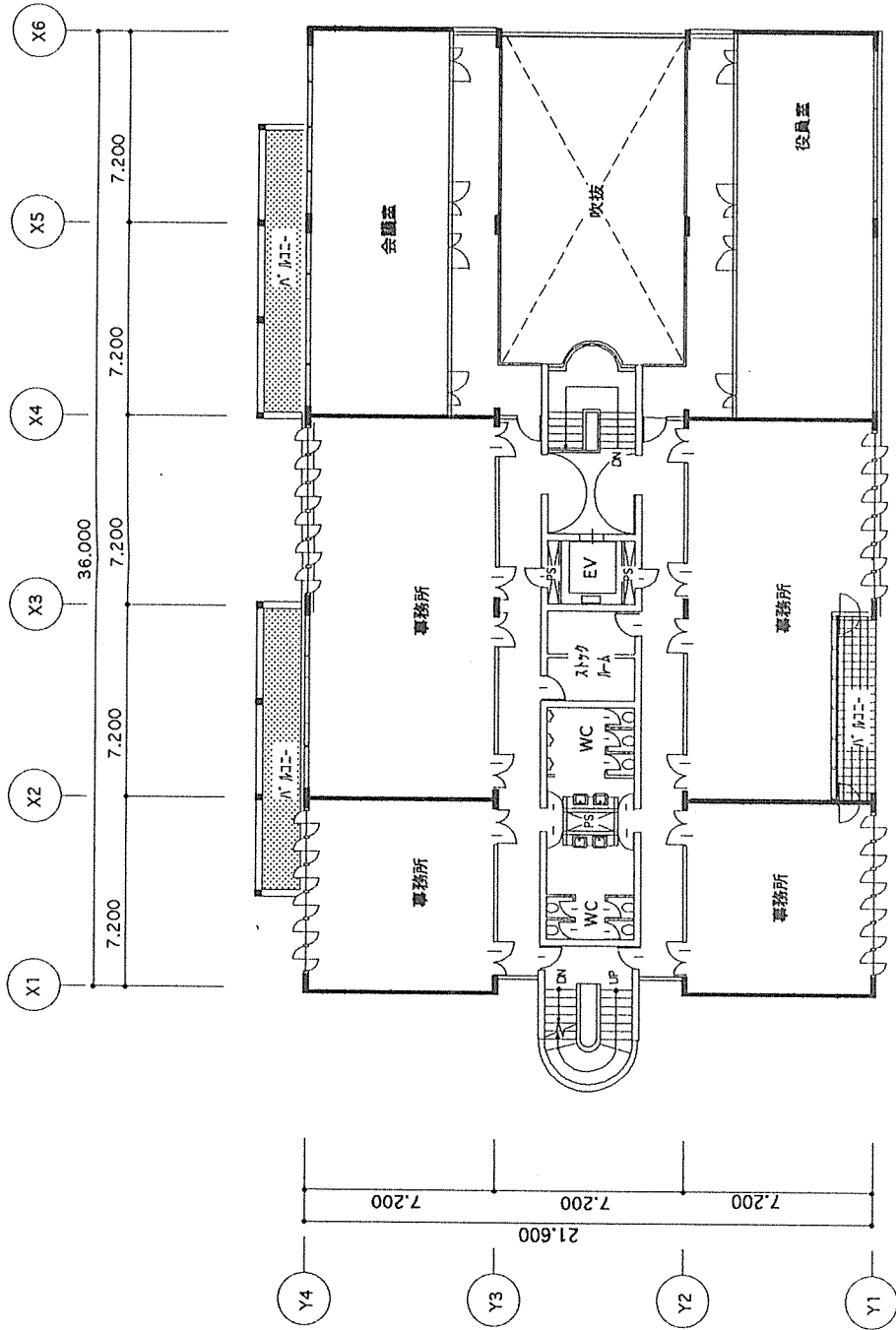
1階平面図

年 月 日	1994/3/30	名 称	3階建事務所モデルプラン	図面No.	25
作 成		縮 尺	1/200	1階平面図	



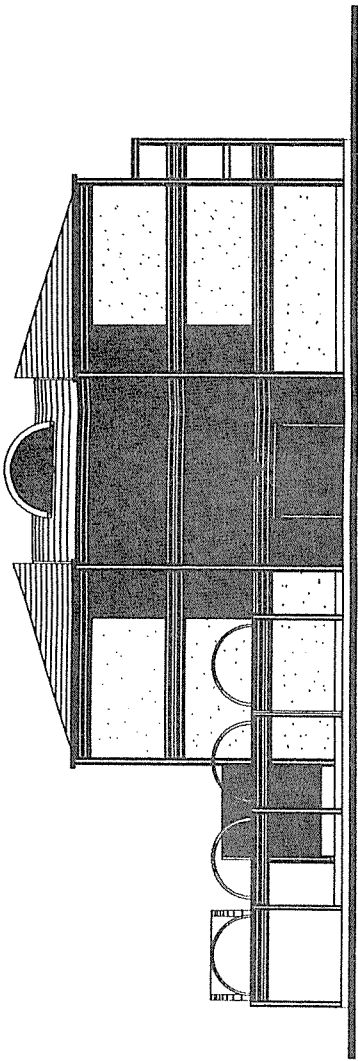
2階平面図

年 月 日	1994/3/30	名 称	3階建事務所モデルプラン	図面No.	27
作 成			2階平面図	縮 尺	1/200

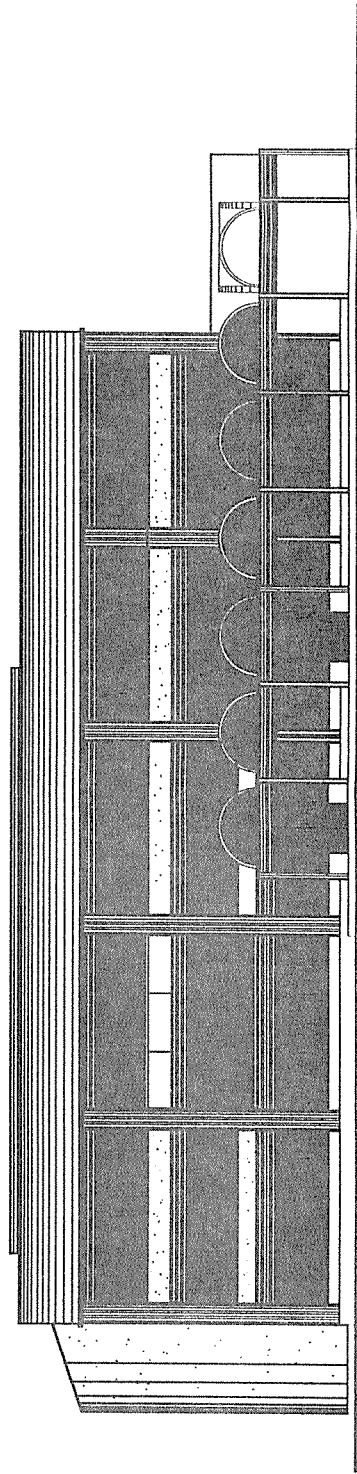


3階平面図

図面No.		28	
年月日	1994/3/30	名称	3階建事務所モデルプラン
作成		縮尺	1/200
		3階平面図	

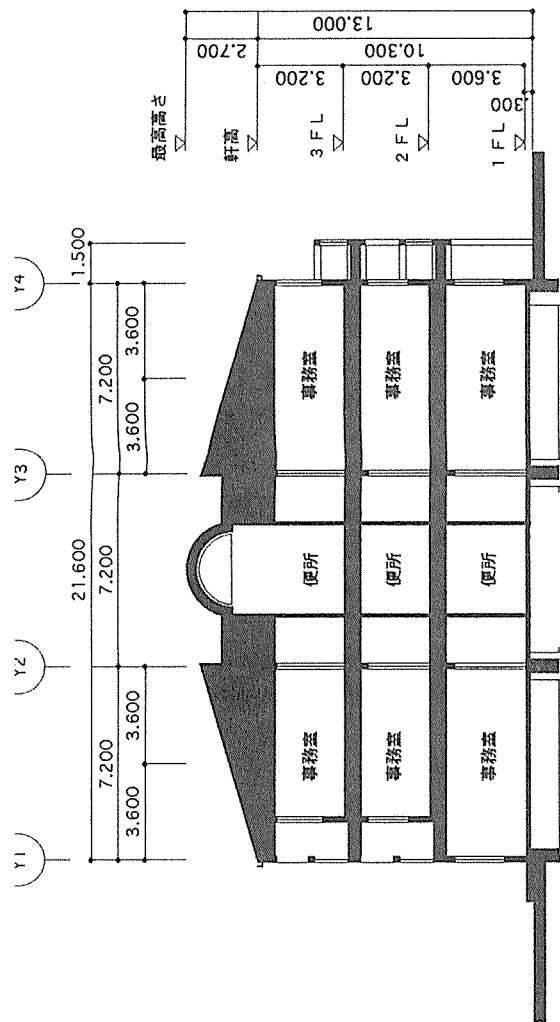


南側立面図

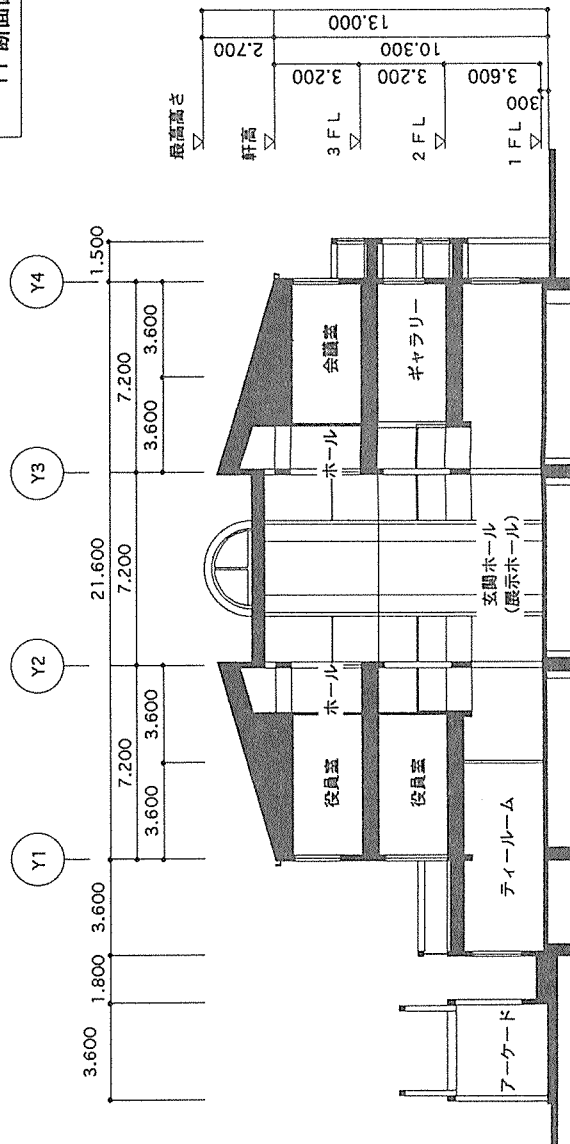


東側立面図

	年月日	1994 /	名称	3階建事務所モデルプラン	図面No.	29
	作成		立面図		縮尺	1/200

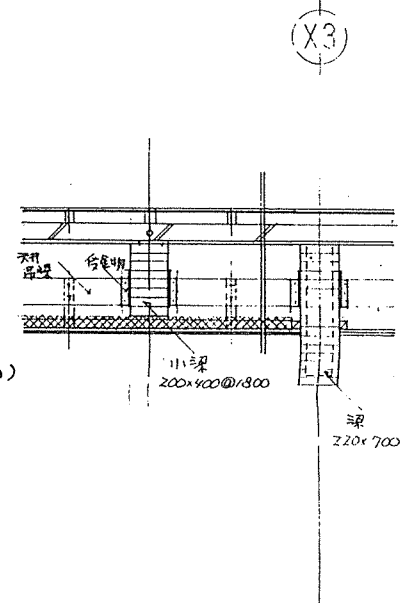
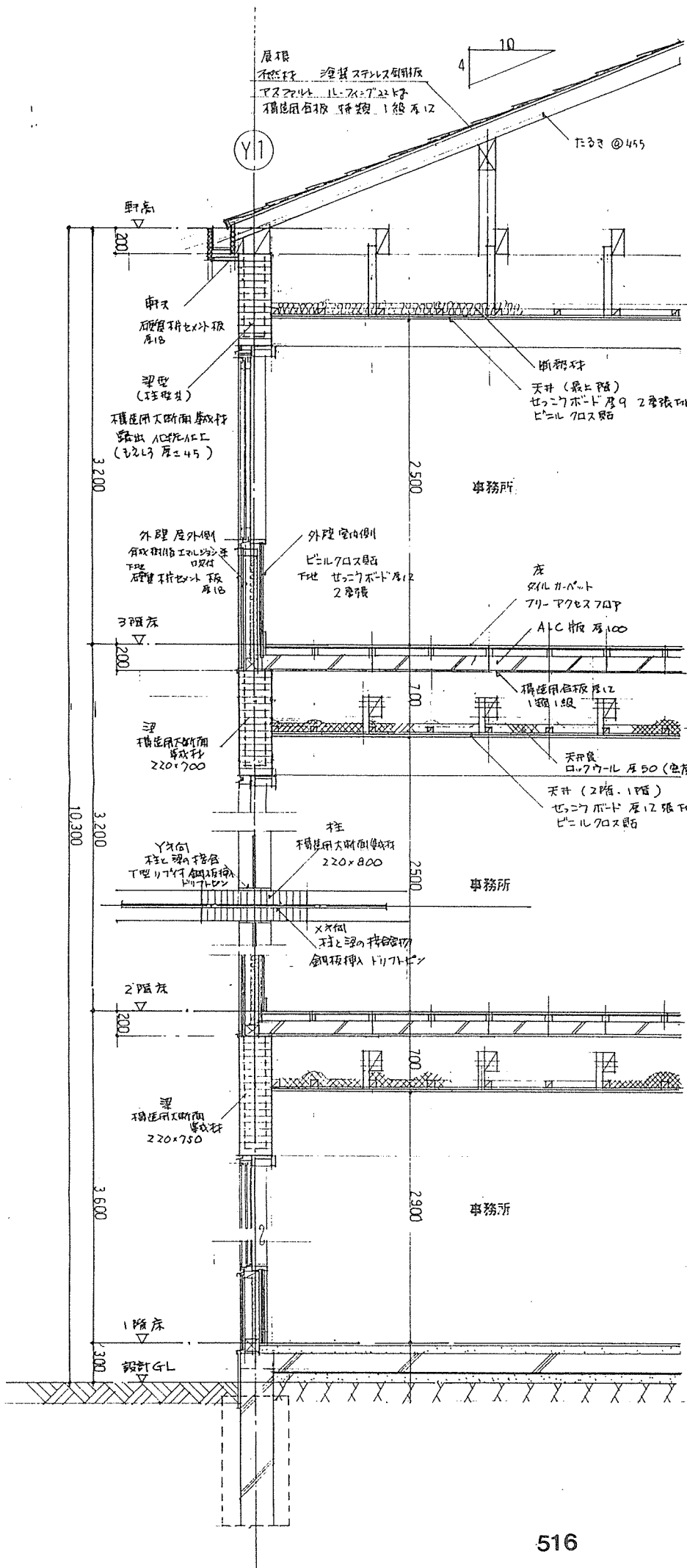


Y1 断面図



Y2 断面図

図面No. : 0	
年月日 1994/3/30	名称 3階建事務所モデルプラン
作成	断面図 縮尺 1/200



516

5) 応用例

(1) 概要

1000m²規模の賃貸形式木造3階建共同住宅である。スパンを3～5mにおさえ、柱、梁の材寸を小さく（柱200*200）設定した。桁行方向はラーメン構造、張間方向は筋かい耐力壁とした。

床面積、高さは図面による。

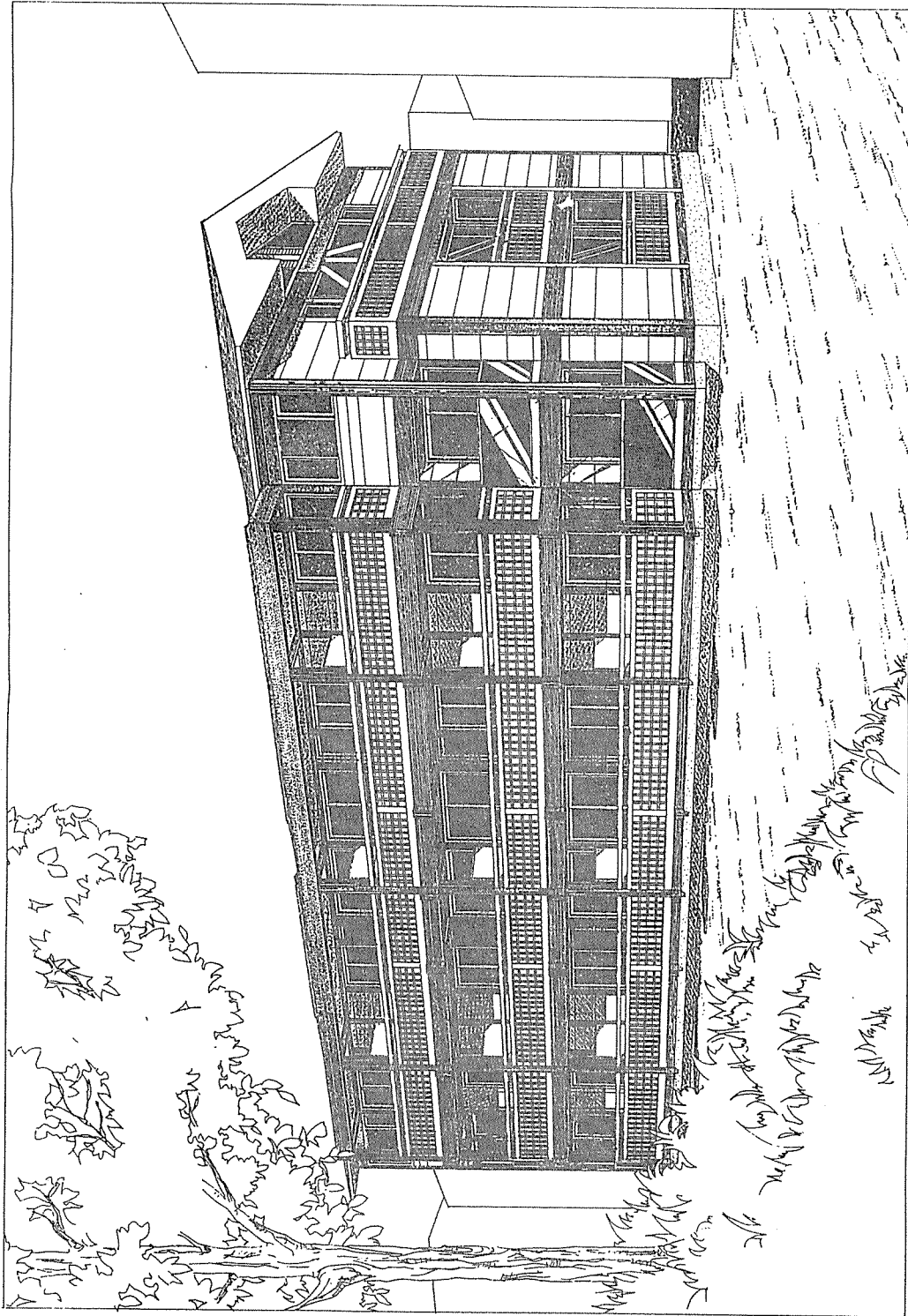
(2) 図面

外 観 図

各階平面図

立 面 図

断 面 図



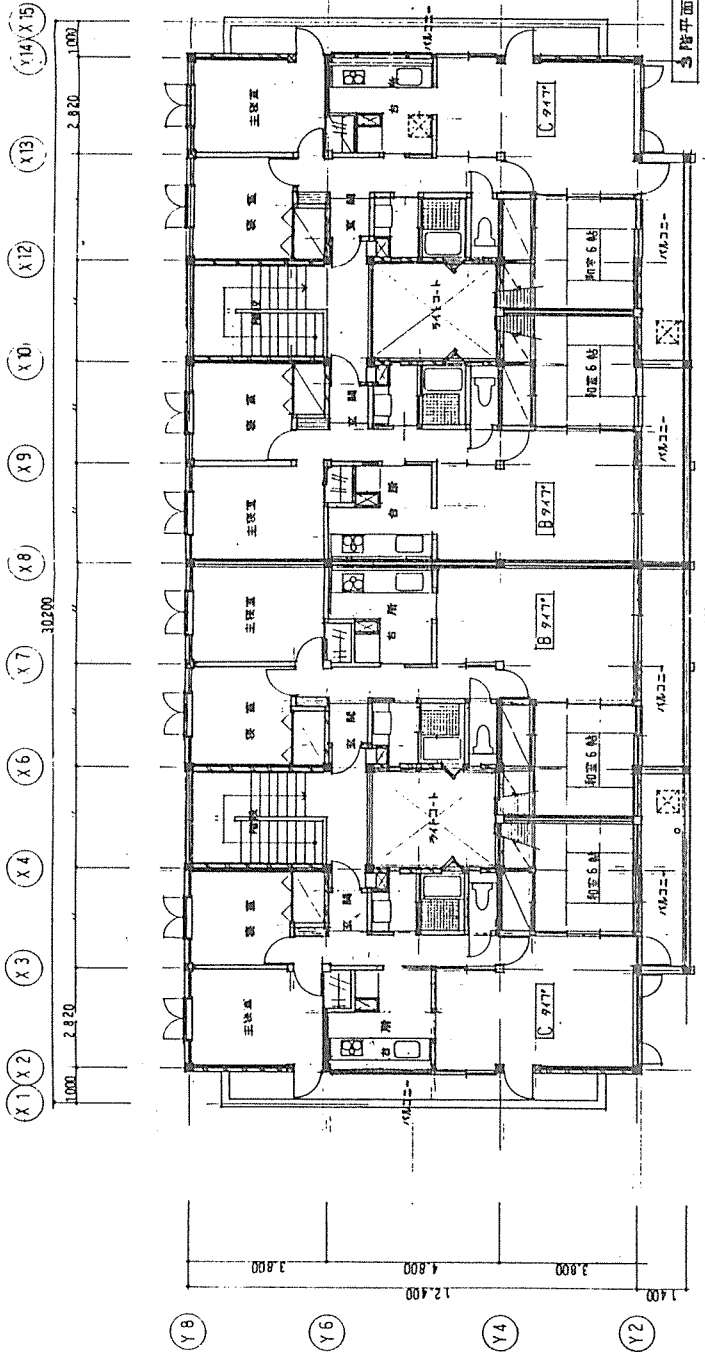
图面NO.

33

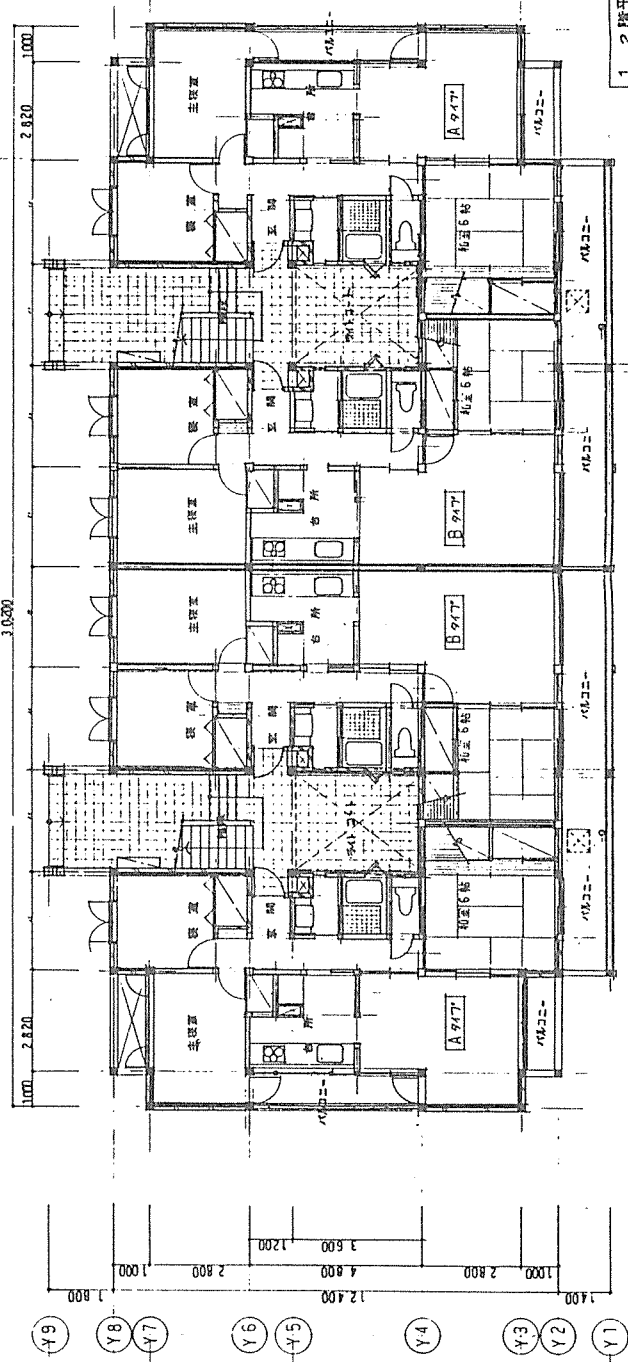
名称 3 階建て共同住宅
 新築工事設計図
 縮尺

外觀図

年月日
 作成



5階平面図 1/100



1.2階平面図 1/100

建築面積	375.56 m ²
延床面積	908.11 m ²
床 1階	329.38 m ²
床 2階	329.38 m ²
床 3階	329.38 m ²

各戸の床面積

A	床面積	74.86 m ²
	バルコニー	13.48 m ²
B	床面積	74.86 m ²
	バルコニー	9.80 m ²
C	床面積	74.86 m ²
	バルコニー	16.28 m ²
共通面積		29.94 m ²

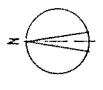
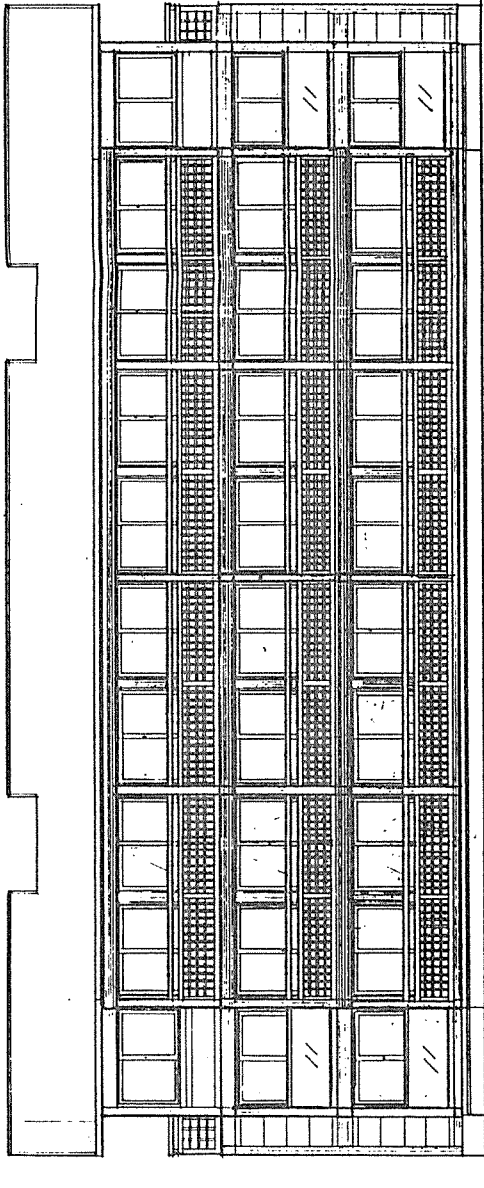
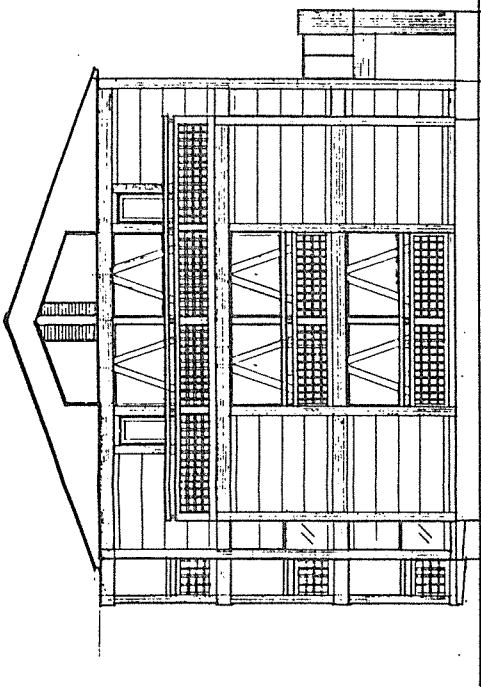


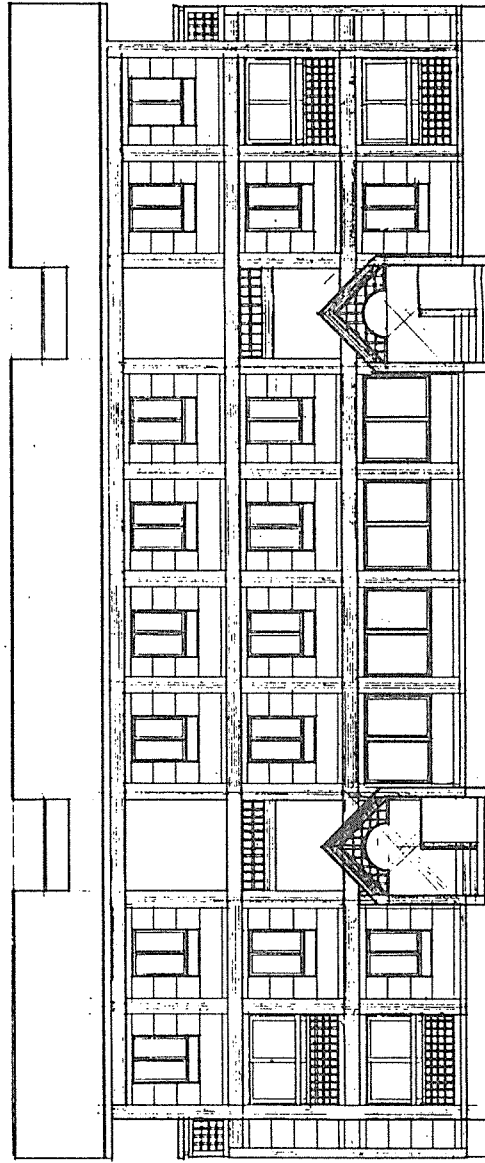
図	通注	完成図	2007.200	外装 ALC 断熱工	年月日	3 階竣工計画図	3 階竣工計画図 (家)	平面図	34
口	通注	完成図	2007.200	外装 ALC 断熱工	年月日	3 階竣工計画図	3 階竣工計画図 (家)	平面図	34



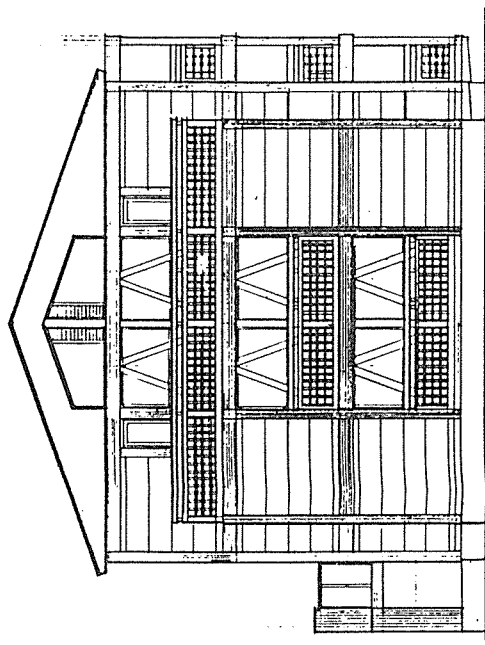
南侧立面图



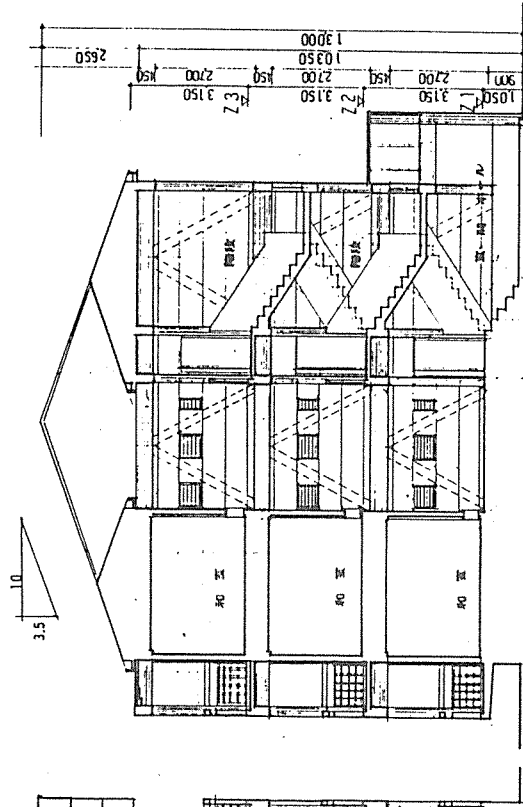
东侧立面图



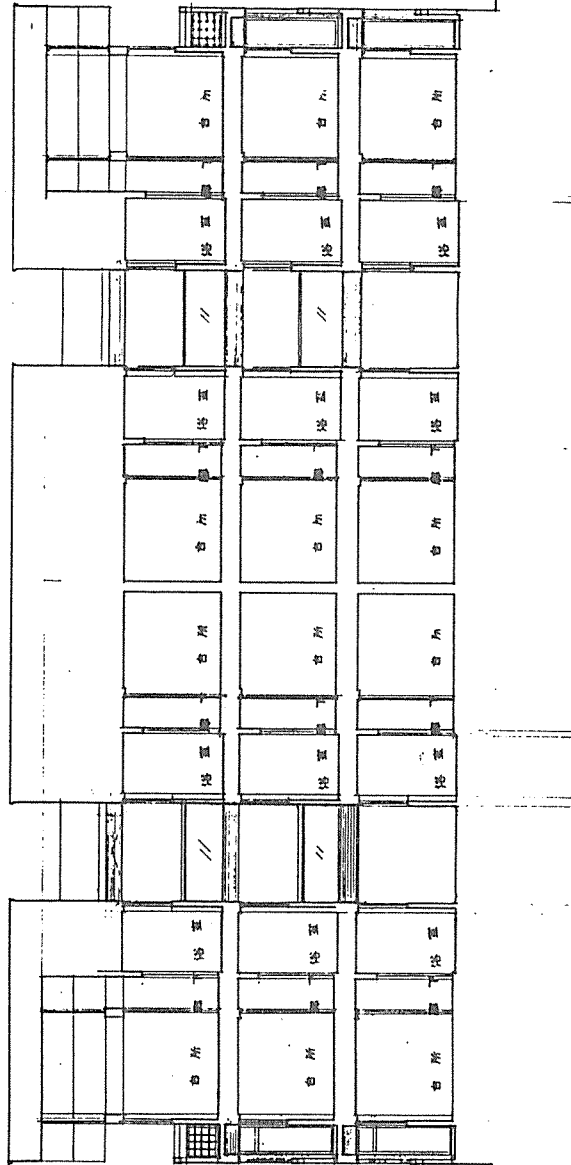
北侧立面图



西侧立面图



Y 断面图 1/100



X 断面图 1/100

年月日 1990.8. 作图	工程名称 3 层住宅(案)	图名 断面图	图号 36
----------------------	------------------	-----------	----------

3・実施設計にあたっての留意点

-木造3階建共同住宅、木造3階建事務所共通事項-

モデルプランでは建物単体について基本的な事項を述べ、検討している。実施にあたっては、法令の遵守はもちろんであるが、建設地に見合った安全な居住環境の提案、経済的な建設コスト、施工精度の確保など各部の詳細な検討が必要になってくる。次ぎに主な検討内容を列挙した。

(a) 建設地条件に合わせた関連法規の再検討。

モデルプランでは単体規制に重点を置いているので、特に都市区域内における集団規制についてのチェックが必要になる。

(b) 予算と建物コストの検討

建設費概算の検討を行う。

(c) 主要構造材の材料の選択

経済設計のために大断面集成材等の木質材料の入手しやすい材寸の検討や構造金物等の選択。

(d) 仕上材の選択。

(e) おさまり等の検討

- ・準耐火構造（1時間耐火）に対する性能確保のディテール
- ・木造耐久性に対する検討（ 通気工法、耐水性能、防水性能 ）
- ・遮音、床衝撃音に対する検討

(f) 設備との取合いの検討

(g) その他