

# 博士論文

## 軸組工法接合部の接合性能の評価と 施工の合理化

Evaluation of Joint Properties in Conventional Wooden Frame  
Structure and the Rationalization of Construction

平成 28 年 3 月

三重大学大学院生物資源学研究科

内迫 貴幸

## 目 次

1	序論	1
2	実大建物の水平加力試験による構造性能評価	3
2.1	試験体	4
2.2	試験方法	5
2.3	結果と考察	13
2.4	結論	23
3	軸組工法の仕口と継手の接合性能と変形挙動	24
3.1	試験体	25
3.2	試験方法	26
3.3	結果と考察	35
3.4	結論	62
4	木ネジと接着を併用した立体トラス床パネルの強度特性	63
4.1	試験体	65
4.2	試験方法	67
4.3	結果と考察	77
4.4	結論	84
5	ガラス繊維強化ナイロン樹脂を用いたプレート挿入型接合	85
5.1	ドリフトピン接合部のせん断試験	85
5.1.1	試験体	87
5.1.2	試験方法	88
5.1.3	結果と考察	96
5.1.4	まとめ	111
5.2	各種接合部の静的荷重に対する強度特性	112

5.2.1	試験体	113
5.2.2	試験方法	115
5.2.3	結果と考察	120
5.2.3.1	引抜き試験	120
5.2.3.2	せん断試験	122
5.2.4	まとめ	135
5.3	結論	136
6	作業者の生理的負担を考慮した各種接合具の施工性評価	139
6.1	試験体および試験方法	140
6.2	結果と考察	143
6.3	結論	153
7	総括	154
	謝辞	159
	文献	160

## 図一覧

Fig.2.1. 実大水平加力試験体の 1 階平面図

Fig.2.2. 2 階床開口部の位置と水平加力方法

Fig.2.3. 実大試験棟における筋かい位置と局部水平加力方向

Fig.2.4. 耐力壁単体の水平加力試験方法

Fig.2.5. 局部加力試験における各建設ステージの水平力(水平力は加力店変位 3mm 時の値)

Fig.2.6. 建設ステージ 2,3,5 における加力壁線の水平変位と内側壁線の水平変位の関係

Fig.2.7. 建設ステージ 1 と 2 における加力壁線の水平変位に対するその他の壁線の水平変位

Fig.2.8. 局部水平加力試験における 2 階床の変形挙動(破線; ステージ 1, 実線; ステージ 2)

Fig.2.9. 建設ステージ 1,2 における加力壁線 X11 の局部水平加力試験より求めた壁線 X11 のせん断剛性(破線: 単体実験, 実線: 実大試験)

Fig.3.1. 梁-梁仕口試験体(BB24 タイプ)

Fig.3.2. 梁-胴差仕口試験体(PG24 タイプ)

Fig.3.3. 接合部試験における加力方向

Fig.3.4. 梁-梁仕口のせん断試験方法(強軸方向)

Fig.3.5. 梁-梁仕口の加力および変位測定方法(BB タイプ)

Fig.3.6. 柱-胴差仕口のせん断試験方法(強軸方向)

Fig.3.7. 柱-胴差仕口の加力および変位測定方法(PG タイプ)

Fig.3.8. 梁-梁接合部のせん断試験結果(BB15S1~S3)

- Fig.3.9. 梁－梁接合部のせん断試験結果 (BB15S4~S6)
- Fig.3.10. 梁－梁接合部のせん断試験結果 (BB15W1~W3)
- Fig.3.11. 梁－梁接合部のせん断試験結果 (BB15W4~W6)
- Fig.3.12. 梁－梁接合部のせん断試験結果 (BB24S1~S3)
- Fig.3.13. 梁－梁接合部のせん断試験結果 (BB24S4~S6)
- Fig.3.14. 梁－梁接合部のせん断試験結果 (BB24W1~W3)
- Fig.3.15. 梁－梁接合部のせん断試験結果 (BB24W4~W6)
- Fig.3.16. 柱－胴差接合部のせん断試験結果 (PG15S1~S3)
- Fig.3.17. 柱－胴差接合部のせん断試験結果 (PG15S4~S6)
- Fig.3.18. 柱－胴差接合部のせん断試験結果 (PG15W1~W3)
- Fig.3.19. 柱－胴差接合部のせん断試験結果 (PG15W4~W6)
- Fig.3.20. 柱－胴差接合部のせん断試験結果 (PG24S1~S3)
- Fig.3.21. 柱－胴差接合部のせん断試験結果 (PG24S4~S6)
- Fig.3.22. 柱－胴差接合部のせん断試験結果 (PG24W1~W3)
- Fig.3.23. 柱－胴差接合部のせん断試験結果 (PG24W4~W6)
- Fig.4.1. 施工方法
- Fig.4.2. 立体トラス床の構造
- Fig.4.3. 上面骨組の材端部加工形状と接合方法
- Fig.4.4. 下面骨組の材端部加工形状と接合方法
- Fig.4.5. 側面骨組の材端部加工形状と接合方法
- Fig.4.6. 斜材の材端加工形状と接合方法
- Fig.4.7. 面外曲げ試験方法
- Fig.4.8. 面内せん断試験方法
- Fig.4.9. 面外曲げ試験における荷重とたわみの関係

- Fig.4.10. 面外曲げ試験における斜材の軸方向ひずみ
- Fig.4.11. 面内せん断試験における荷重とせん断変形角の関係
- Fig.5.1. ドリフトピン接合部の繊維平行せん断試験体
- Fig.5.2. ドリフトピン接合部の繊維直交せん断試験
- Fig.5.3. ドリフトピンの仕様
- Fig.5.4. 繊維平行せん断試験結果（単調加力）
- Fig.5.5. 主材密度と降伏点荷重の関係
- Fig.5.6. 鋼板と比較した強化樹脂プレートの荷重特性値の比
- Fig.5.7. 繊維直交せん断試験結果（単調加力）
- Fig.5.8. 繊維平行加力と比較した直交加力の荷重特性値の比
- Fig.5.9. 両振り繰り返し加力試験結果
- Fig.5.10. 両振り繰り返し加力における各荷重レベルでの加力回数と相対変位の関係
- Fig.5.11. 繊維直交加力試験における降伏耐力の実験値と計算値の比
- Fig.5.12. 接合具の仕様
- Fig.5.13. 接合部試験体の種類と仕様
- Fig.5.14. 接合部試験方法
- Fig.5.15. 接合部の引抜き試験結果（HDタイプ）
- Fig.5.16. 接合部の引抜き試験結果（OS, SD, OMタイプ）
- Fig.5.17. 接合部のせん断試験結果（OS, OMタイプ）
- Fig.5.18. 比較に用いた接合部の仕様（金物接合, 羽子板ボルト）
- Fig.5.19. 完全弾塑性モデルによるせん断性能の比較
- Fig.5.20. 柱-梁接合部のせん断試験結果
- Fig.5.21. かたぎ大入れほぞ差し接合部の仕様

Fig.5.22. 完全弾塑性モデルによる柱－梁接合部の荷重変位関係

Fig.6.1 釘接合具（上から CN50、ZN65、CN90）

Fig.6.2 木ネジ接合具（上からパーティクルボードビス 45mm（PB45）  
コーススレッド 65mm（CW65）、コーススレッド 90mm（CW90））

Fig.6.3. 作業に用いた部材と接合具の取付け方法

Fig.6.4. 接合具の種類と心拍数増加率の関係（取付け，ベイマツ）

Fig.6.5. 接合具の種類と心拍数増加率の関係（取付け，スギ）

Fig.6.6. 接合具長さとは心拍数増加率の関係（取付け，ベイマツ）

Fig.6.7. 接合具長さとは心拍数増加率の関係（取付け，スギ）

Fig.6.8. 材料樹種の違いとは心拍数増加率の関係（打込み，釘）

Fig.6.9. 材料樹種の違いとは心拍数増加率の関係（取付け，木ネジ）

Fig.6.10. 接合具の種類と作業時間（取付け，スギ）

Fig.6.11. 接合具の種類と作業時間（取付け，ベイマツ）

Fig.6.12. 接合具長さとは作業時間の関係（取付け，スギ）

Fig.6.13. 接合具長さとは作業時間の関係（取付け，ベイマツ）

Fig.6.14. 部材樹種と接合具 1 本当りの作業時間（sec/本）の関係（取付け，  
釘）

Fig.6.15. 部材樹種と接合具 1 本当りの作業時間（sec/本）の関係（取付け，  
木ネジ）

表一覧

Table.2.1. 建設ステージ番号と試験体の仕様

Table.2.2. 各壁線の耐力壁長

Table 3.1. 試験体の種類と仕様

Table 3.2. せん断試験における梁－梁接合部の荷重特性値（BB15；強軸方向）

Table 3.3. せん断試験における梁－梁接合部の荷重特性値（BB15；弱軸方向）

Table 3.4. せん断試験における梁－梁接合部の荷重特性値（BB24；強軸方向）

Table 3.5. せん断試験における梁－梁接合部の荷重特性値（BB24；弱軸方向）

Table 3.6. せん断試験における柱－胴差接合部の荷重特性値（PG15；強軸方向）

Table 3.7. せん断試験における柱－胴差接合部の荷重特性値（PG15；弱軸方向）

Table 3.8. せん断試験における柱－胴差接合部の荷重特性値（PG24；強軸方向）

Table 3.9. せん断試験における柱－胴差接合部の荷重特性値（PG24；弱軸方向）

Table 4.1. 各接合形式ごとのスリップ係数

Table 5.1. 繊維強化樹脂の室温（23℃）における物性

Table 5.2. 単調加力試験における試験体の仕様

- Table 5.3. 正負繰り返し加力試験における試験体の仕様
- Table 5.4. 単調加力試験結果
- Table 5.5. 繰り返し両振り加力試験結果
- Table 5.6. 試験体の種類と仕様
- Table 5.7. 各接合部の完全弾塑性モデルによる荷重特性値
- Table 5.8. せん断試験における柱－梁接合部の荷重特性値
- Table 6.1. 接合具の種類と作業方法
- Table 6.2. 被験者の種類と作業回数
- Table 6.3. 被験者の心拍増加率と作業時間（取付け作業）
- Table 6.4. 被験者の心拍増加率と作業時間（取外し作業）

## 1 序論

太陽エネルギーによる光合成により二酸化炭素の吸収や炭素化合物の炭素固定、炭素の貯蔵を担う生物資源として、森林や木材などの再生産可能な資源の重要性が認識されるようになってきた。森林において固定された炭素を受け継ぎ、木造建築が長期にわたって維持管理されるなら、木材資源を都市に保存する簡易な炭素貯蔵の役割を果たしてくれる。一方、資源に乏しいといわれる日本が、戦後積極的に造成されたスギやヒノキの豊富な人工林を収穫し、再び植林して育成することで、持続的な資源管理が継続することにもつながると考えられる。

木造軸組工法は、枠組み壁工法やプレハブ工法に比べると、明確な工法の基準がなく、部材の種類から接合部の形態まで様々な種類があり、多種多様な形態が存在するため、耐震性を建物全体としてとらえるのは極めて難しい。将来にわたって木材利用を推進するには、木造軸組工法の構造特性を改めて考え直す必要に迫られている。

木造軸組工法の耐震性を評価するには、各接合部および部材個々の負担力に対する弾塑性性能データが必要となってくる。軸組を細分化し、一躯体を接合部や耐力壁など様々なパーツの連続としてとらえ、各々のパーツがどのような剛性、強度および変形能を持つかを実験により確認することが極めて重要である。実験結果は完全弾塑性モデルに置換して解析することにより軸組工法全体の性能（主として耐震性能）にどのような影響を及ぼすかを考察するデータを提供できる。

軸組工法の継手や仕口には、木材または木質材料同士のかん合による接合、金物を用いた接合、接着剤を用いた接合、およびこれらを併用した各種の接合方法が使われる。このうち合理化されたシステムの主流を占めるのが金物

を用いた接合である。この方法は、木材同士のかん合に比べて、剛性、強度の推定が容易で、誰が施工しても一定レベルの性能が確保できるという長所を持っている。中、小規模住宅においても、建築基準法の性能規定化により、様々な接合方法が考案されているが、同時にコストの上昇や施工管理の難しさも指摘されている。

本論文は、住宅レベルの木質構造を対象に、既存の接合部の接合性能を再評価すると同時に、新規材料の導入や解体後の木材の再利用の容易さを考慮した、より合理的な接合方法を開発するための新しい指針を示すことを目的とした。

## 2 実大建物の水平加力試験による構造性能評価

木造住宅の耐震,耐風性を左右する諸因子の中で,最も重要なものは,耐力壁の量と配置,ならびに水平構面の剛性であるが,これらの因子の影響は学問的に必ずしも解明されていない。従って今後に残されている課題としては次の点が挙げられる。

(1)水平力に対する抵抗性における垂れ壁,腰壁などの雑壁の寄与の割合の定量的把握。

(2)水平力の方向に直交して配置された耐力壁の,水平力抵抗性への寄与の割合。

(3)水平力に対するときの耐力壁の単体としての実験室的強度性状と,実大建物の中における強度性状との相関性の把握。

(4)吹抜けが存在する場合の,各耐力壁の水平力負担を明確にするため,水平構面の面内剛性と吹抜け位置の影響の把握。

上述の問題点解決へのアプローチを目指し実大の在来木造住宅の躯体を対象にして,筋かい,外装材の配置,雑壁の有無,床の吹抜けの大きさ等を種々変化させ個々の耐力壁線の2階床レベルに単独に水平力を加えた。

なおこれまでに数度にわたり速報を重ねてきているので<sup>1-4)</sup>,それらを総まとめするための第1報を報告する。

## 2.1 試験体

試験体は機械プレカット加工による在来構法木造2階建てで、1階床面積72.87m<sup>2</sup>、2階床面積65.42m<sup>2</sup>である。Fig.2.1に示すように建物の梁間方向には4つ、桁行方向には2つの耐力壁線(以下「壁線」と略称する)が並び、2階床には位置固定の開口(階段室)がある(Fig.2.2)。筋かいの断面は1階53×105mm、2階33×105mm、間柱は主に120×30mm(1.8m壁の場合に限り中央に12×45mmを一本だけ挿入)で、約45cm間隔、柱は1,2階ともすべて120×120mmであった。なお、4つの梁間方向壁線と2つの桁行方向壁線の交点に位置する8本の柱は通し柱とし、横架材と柱の接合部、全ての筋かいの接合部には緊結金物を用いた。また、建物1階床は全く張らず、2階は227.5mm間隔に配置された根太に12mm構造用合板を釘打ちした。外装材としてはケイ酸カルシウム・サイディング(12mm厚、釘打ち間隔15cm)を用いた。

## 2.2 試験方法

### 2.2.1 実大水平加力試験

実験は建物の建設工程を順次追うかたちで進められ、Table 2.1 に示すように耐力壁と雑壁の構造仕様、2階床の開口面積並びに東南隅の筋かい位置 (Fig.2.1) を色々に変化させた 11 ステージを対象にした。そして、各壁線の水平力分担を検討するため、各ステージにおいて、梁間方向の壁線に単独に水平力を加えた (局部水平加力試験と呼ぶ)。なお水平力は 2 階床の位置に加えた。Fig.2.3 に 4 つの梁間方向壁線の軸組を示す。上記の水平加力は一方向で (北→南)、加力点と土台間のせん断変形角が約  $1/1000\text{rad}$  になるまで変形させた後に除荷し、再び約  $1/500\text{rad}$  まで加力した。また特にスラージ 5 の状態で、局部加力試験の後で Fig.2.2 に示したように建物 2 階床を一体になるよう拘束した状態で、建物全体に正負繰り返しの水平力を加えた (全体水平加力試験と呼ぶ)。この際大きな水平力を加えた (X4 通りの筋かいが折損した) ので、このステージを境に壁線の挙動が変化した。

### 2.2.2 耐力壁単体のせん断試験

実大試験体の各壁線の水平力負担の様子を考察するための資料を得る目的で、1 階の各壁線に配置された 7 種類の耐力壁と同一仕様 (部材および使用した緊結金物類) の壁単体を作成し、せん断試験を行った。この際筋かい入りのものと外装サイディングを張ったものとは、常に別々の新しい試験体とした。試験は Fig.2.4 に示すように鉛直タイロッド (Hold-down Rods) を用いた旧 ASTM 式に準じて行い、試験体の下部 (土台) は直径 13mm のアンカーボルト 4 本で緊結した。加力用水平ロッド (Rods for Loading) は桁に直接取り付け、荷重は正負繰り返しとした。加力は変形制御で行い、押し引きとも順次、見掛けせん断変形角で  $1/1000$ ,  $1/500$ ,  $1/250$ ,  $1/125$ ,  $1/60(\text{rad})$

に達した点で除荷を繰り返し、最後は破壊に至らしめた。測定には電気式ダイヤルゲージを用い、桁と土台の水平変位および全ての柱の鉛直変位を測定した。

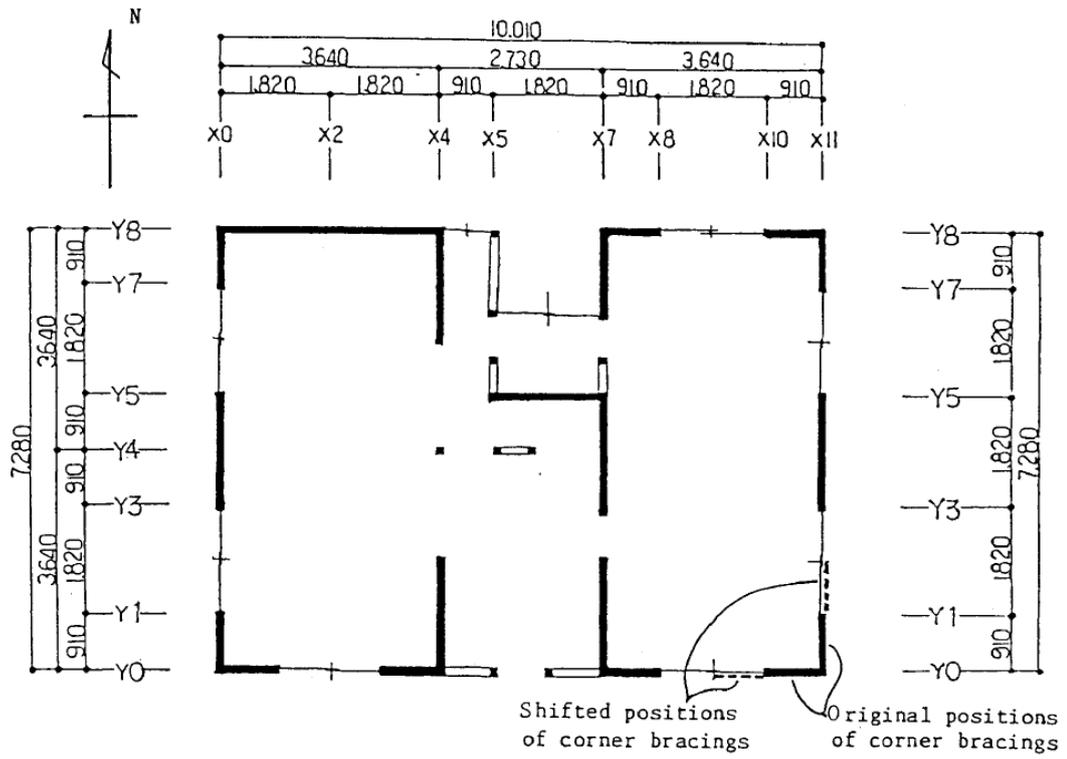


Fig.2.1. 実大水平加力試験体の1階平面図

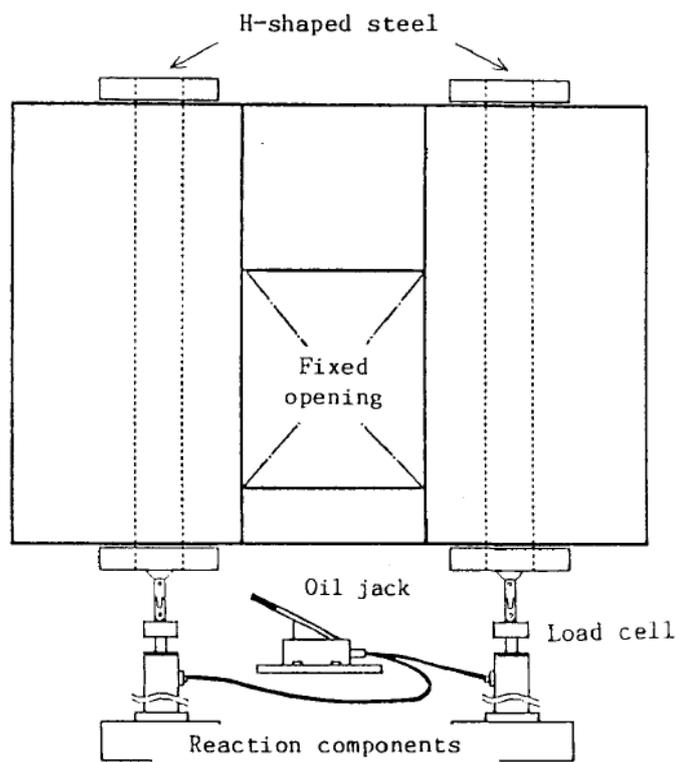
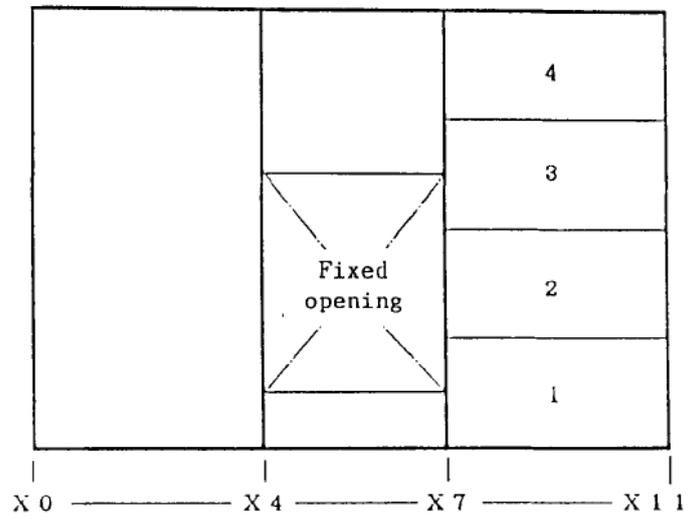


Fig.2.2. 2階床開口部の位置と水平加力方法

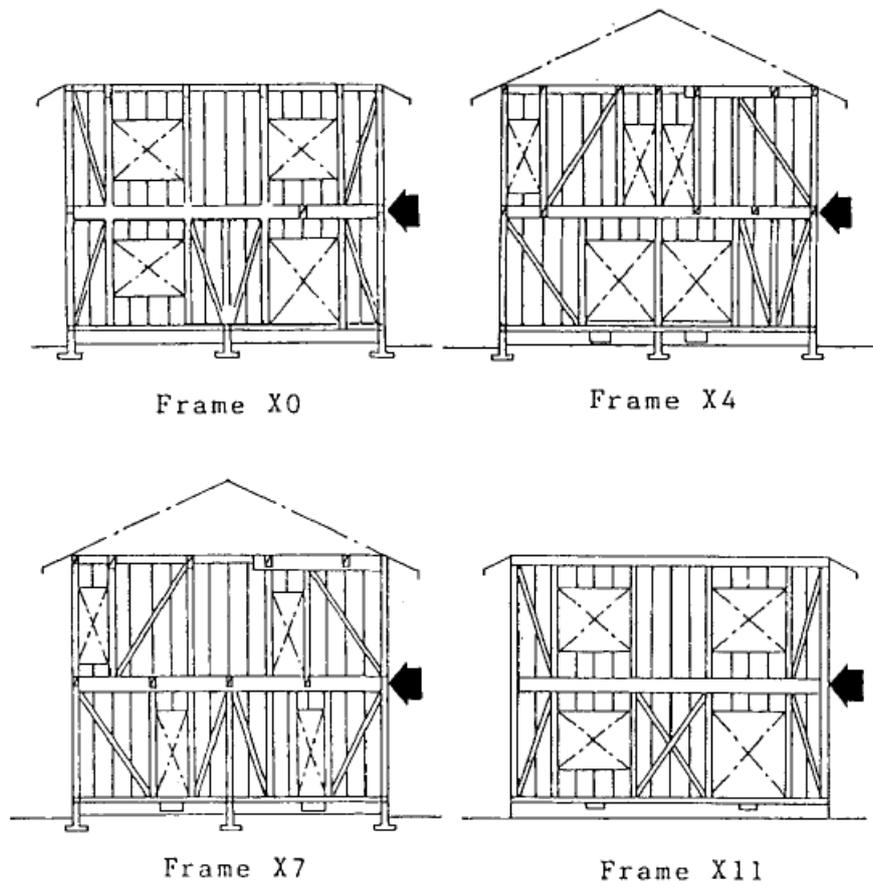


Fig.2.3. 実大試験棟における筋かい位置と局部水平加力方向

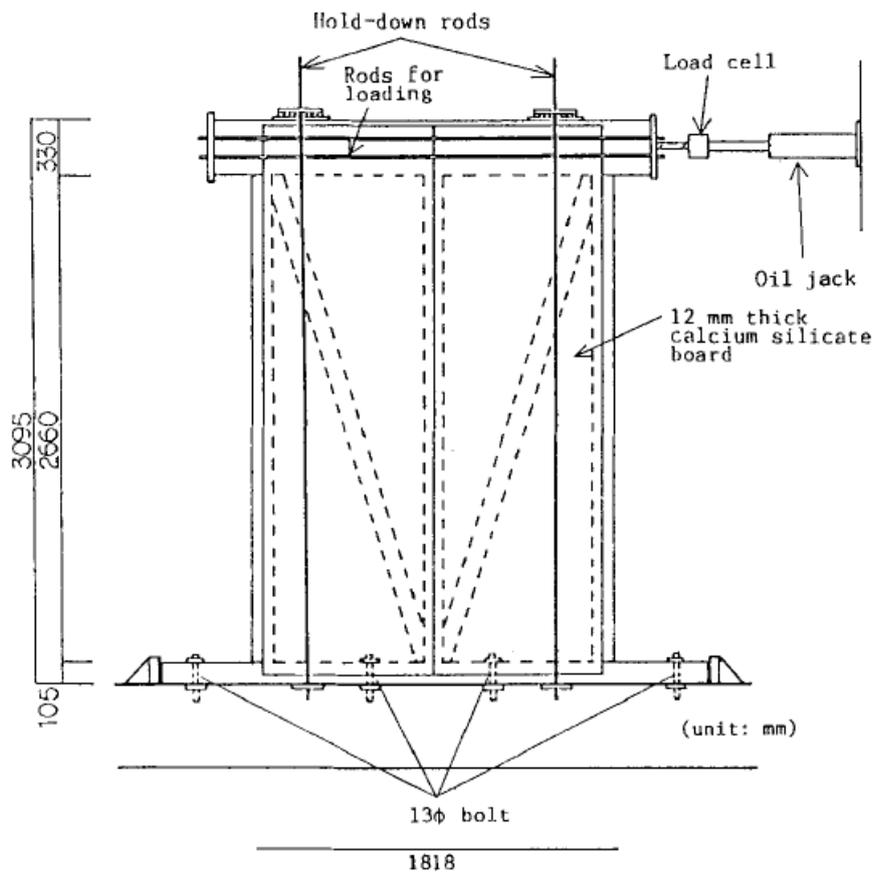


Fig.2.4. 耐力壁単体の水平加力試験方法

Table.2.1. 建設ステージ番号と試験体の仕様

Construction stages	1	2	3	4	5	
Openings of the 2nd floor (See Fig. 2)	Fixed openings Open for Parts 1 and 2	Fixed openings only				
Shear walls	Bracings only		Bracings and siding boards <sup>a)</sup> (for X0, X11)	Bracings and siding boards <sup>a)</sup> (for X0, X11, Y0, and Y8)	Bracings and siding boards <sup>a)</sup> (for X0, X11, Y0, and Y8)	
Siding boards <sup>a)</sup> in the wall parts above and below windows and door openings	Not installed				Installed	
Construction stages	6	7	8	9	10	11
Openings of the 2nd floor (See Fig. 2)	Fixed openings only	Fixed openings	Fixed openings		Fixed openings Open for Parts 1 and 2	Fixed openings only
		Open for Parts 1 and 2	Open for Parts 1, 2, and 3			
Shear walls	Bracings only	Bracings only	Bracings only	Bracings only	Bracings only	Bracings only
Positions of corner bracings (See Fig. 1)	Shifted positions			Original positions	Original positions	Original positions

<sup>a)</sup> 12 mm thick calcium silicate.

Table.2.2. 各壁線の耐力壁長

Frames	Number of shear walls			Total lengths of shear walls
	1 <i>P</i> walls	1.5 <i>P</i> walls	2 <i>P</i> walls	
X0	4	0	0	4 <i>P</i>
X4	2	0	1	4 <i>P</i>
X7	2	1	1	5.5 <i>P</i>
X11	2	0	2	6 <i>P</i>

Legend : *P* indicates the unit length of 91 cm (3 feet).

## 2.3 結果と考察

### 2.3.1 実験建物の局部耐力

局部水平加力試験の結果を Fig.2.5 に示す。横軸には建設ステージ番号、縦軸には加力壁線の加力点変位 3 mm 時（見掛けのせん断変形角約 1/1000rad に相当）の水平力（以下では加力壁線の名前  $X_i$  を冠し「壁線  $X_i$  の 3mm 耐力」と呼ぶことにする）を示している。

#### 2.3.1.1 耐力壁要素が筋かいのみときの 3 mm 変形時耐力

耐力壁要素として筋かいのみが挿入されたステージ 1,2,6~11 における X4 と X7 の 3mm 耐力は、加力壁線の耐力壁量が多かった X0, X11 のそれよりも常に大きい。これは、建物内側に配置された壁線 X4, X7 に水平力を加えた場合、壁線両側の床構面を媒介として両側の耐力壁に力か伝達され易くなるのに対し、妻側に配置された壁線を加力した場合は、床構面が片側のみなので力の伝達がしにくく、負担水平力が大きくなるためと考えられる。なお、建物内側の壁線の 3 mm 耐力を比較すると  $X7 > X4$  で、妻側壁線のそれを比較すると  $X11 > X0$  であるのは、加力壁線自身のせん断剛性の大きさと、隣接する壁線（両側または片側）のせん断剛性の大きさとに関係していると考えられる。かくてステージ 1,2,6~11 を通じ 3mm 耐力が  $X7 > X4 > X11 > X0$  である事情が一応説明できる。次に Fig.2.5 においてステージ 6 から 11 までの実験結果を通覧すると、2階床間口面積の大小や隅角部の筋かいの有無による 3 mm 耐力への顕著な影響は認められなかった。また、3 mm 耐力がステージ 1~5 と比較して一様に小さな値を示していること、同条件でありながらステージ 1 の 3 mm 耐力がステージ 6 のそれより小さい傾向を示したことは、実験の繰り返しにより耐力が低下する傾向を示すものと思われる。

### 2.3.2 3mm 変形時耐力におよぼす外装材の影響

Fig.2.5 を眺めると、X0、X11 の筋かい挿入部分に外装材が張られたステージ 3 における X0、X11 の 3mm 耐力は、筋かいのみ挿入時のステージ 2 におけるそれよりも、ともに 800kgf 前後の著しい増加を示している。増加率でみると X0 で約 88%、X11 で約 66%に達している。外装材を張ったことで、壁綿 X0、X11 のせん断剛性が著しく増力したことがわかる。壁線 X0(または X11)に局部水平力を加えた場合の加力点水平変位と内部の壁線 X4(または X7)の頂部水平変位との関係を比較すると Fig.2.6 の通りである。Fig.2.6 を見るとステージ 2 と 3 において局部加力壁線以外の壁線の変位量(言い換えると負担水平力)は余り変化がなかったことが分かる。このことは、X0、X11 の 3mm 耐力の増加分がほぼ全て加力壁線自身の増大に見合うものであることを示している。またせん断剛性に変化のなかった壁線 X4 と X7 を局部加力した場合、ステージ 2 に対しステージ 3 では、X4、X7 の 3mm 耐力はそれぞれ 35%、18%増加(Fig.2.5)し、全壁線の平均でも約 52%の増加を示した。このことは、X4 と X7 の 3mm 耐力の増加が壁線 X0、X11 のせん断剛性増大に起因していることを示している。

直交壁線の筋かい挿入部分に外装材を張ったステージ 4 を、張ってなかったステージ 3 と比較すると(Fig.2.5)、X7 と X11 の 3mm 耐力は僅かに約 5%の増加率で、X0、X4 の 3mm 耐力にはほとんど変化がなかった。しかし、加力点変位 1/500rad 付近の大きな変位で比較すると、各壁線で約 10%の増加を示しており、直交する桁行方向壁線のせん断剛性の増加が、梁間方向の建物の耐力増加にも貢献するのが認められた。

次に建物外周のすべての壁線の雑壁部分に外装材を張ったステージ 5 を、張ってなかったステージ 4 と比較すると、いずれの壁線(X0、X4、X7、X11)

を加力した場合も加力壁線の 3mm 耐力がかなり増加し(Fig.2.5), 増加率は最大で約 25%, 平均で約 18%を示した。このことは, 垂壁, 腰壁部分に外装材を張ることで妻側壁線 X0, X11 のせん断剛性が増力し,それにより全壁線の 3mm 耐力が増加したこと, 言い換えると建物全体として剛性が上昇したことを物語っている。ステージ 3~5 を通じ各壁線の 3mm 耐力は  $X11 > X7 > X4 > X0$  であるが, これは壁線のせん断剛性の大小順序(Table 2.2)と一致している。これは, 床構面の面内せん断剛性と比べ壁線のせん断剛性が相対的に大きくなったことと関係するものである。なお, Table 2.2 に見るように壁線のせん断剛性が同じであるのに  $X4 > X0$  である理由は, X4 には両側に床構面があるのに対し X0 は片側であることによるものと解される。前述のように耐力壁要素が筋かいのみの場合には 3mm 耐力は  $X7 > X4 > X11 > X0$  であった。Fig.2.6 を見ると, 妻側壁線(X0, X11)に局部加力した時の隣接壁線(X4, X7)の変位がステージ 3 と 5 ではほとんど全く一致している。このことは外装材によりせん断剛性が著増した妻側壁線に局部水平力の負担増分がほとんど吸収されたことを物語っている。

### 2.3.3 内側の耐力壁線の挙動

Fjg.2.5 において, 壁線 X7, X11 間の床面に半分の開口をもつステージ 1 と, 同じ耐力壁要素の状態でのこの部分の床開口を塞いだステージ 2 を比較すると, ステージ 2 では X0, X4 の 3mm 耐力がわずかに減少している。また, X7 と X11 の 3mm 耐力の変化を見ると, ステージ 2 では X7 が 27.6% (約 350kgf), X11 が 4.7%(約 50kgf)増加している。これは, 壁線 X7, X11 間の床構面の面内せん断剛性の増加により局部水平力の伝播が円滑になったためと解される。この様子を詳しく調べるためステージ 1 と 2 において, 壁線 X7 に局部水平力を加えたときの壁縮 X11 と X4 の頂部の水平変位を

Fig.2.7 に示す。この図をみるとステージ 1 と 2 における壁線 X11 と X4 の頂部の水平変位は、加力点水平変位 5mm 位までの範囲ではいずれも加力点の水平変位に対し比例的に増加している。これを加力点の変形量が等しい状態で比較すると、壁線 X4 の変位にはステージ 1 と 2 であまり変化がないのに対し、壁線 X11 の変位ではステージ 2 の方がステージ 1 より 2 倍以上大きい。これは、上記の床構面の面内せん断剛性の増加により壁線のせん断剛性が大きい壁線 X11 に水平力が著しく伝達されたことを示している。

次に、壁線 X11 に加力したときについて同じような比較をしてみると (Fig.2.7)、壁線 X7 の変位は直線的に増加し、その増分の傾きはステージ 2 の方が 1 のほぼ 2 倍であった。なお、このとき壁線 X7 頂部変位量  $\delta$  がステージ 1 と 2 で等しい状態で壁線の動きを比較すると、Fig.2.8 に示すように壁線 X4, X0 の変位はほぼ完全に一致していた。このことは壁線 X11 に局部水平力を加えたとき、加力壁線以外の壁線の水平変位はステージ 1 と 2 で等しい。従って、ステージ 1 と 2 での壁線 X7, X4, X0 の負担水平力はほぼ同じであったと考えられる。このことから X11 の 3mm 耐力において壁線 X11 自身の水平力の負担量は次のように考えられる。

壁線 X11 に加えられた水平力をステージ 1 と 2 に対し  $P_1$ ,  $P_2$ , それに対応してそのときの壁線 X11 の水平変位を  $\delta_1$ ,  $\delta_2$ , 壁線 X11 部分が負担した水平力を  $P_0(\delta_1)$ ,  $P_0(\delta_2)$  とし、残りの壁線 X7, X4, X0 が負担した水平力の和を壁線 X7 の水平変位  $\delta$  の関数として  $P(\delta)$  と表す。ところで壁線 X11 の負担水平力の差  $P_0(\delta_1) - P_0(\delta_2)$  は壁線 X11 に加えた局部水平力の差  $P_1 - P_2$  に等しく、この量は実験結果より求まる。ステージ 2 の実験結果より適当に  $\delta_2$  を選び、これに対応する  $\delta$  および  $P_2$  を求め、この  $\delta$  を与える  $\delta_1$  および  $P_1$  をステージ 1 の実験結果から式(1)を用い計算すると、この値は  $\delta_2$  における

壁線のせん断剛性を示すことになる。

$$[P_0(\delta_1) - P_0(\delta_2)] / (\delta_1 - \delta_2) \quad (1)$$

Fig.2.9 の実線は式(1)を色々な  $\delta_2$  の実測値に対応しプロットしたもので、これらを  $Y=AX^B$  ( $Y$ :せん断剛性,  $X$ :壁線 X11 の変位,  $A,B$ :定数)の形の式で近似すると  $Y=297.8X^{-0.462}$  となる。なお,壁線 X11 に存在する耐力壁単体のせん断試験の結果から荷重-変位曲線を  $Y=AX^B$  で近似し,その微分係数を  $X$  に対し求めると Fig.2.9 の破線となる。Fig.2.9 において実線(実大建物)のせん断剛性は,破線(単体実験)のせん断剛性よりも大きく,加力点変位 3mm 時で約 1.2 倍であった。Fig.2.9 の実線の近似式を加力点の変位で 3mm から 0 まで積分し,加力点 3mm 変位時の荷重を求めると  $P=999.6\text{kgf}$  となる。この値を Fig.2.5 に示した荷重と比較し壁線 X11 の局部水平力(X11 に加わった)の負担率(負担水平力と局部水平力の比)を求めると,ステージ 1 で 91%,ステージ 2 では 87%となる。

#### 2.3.4 床構面の面内せん断剛性

2.3.3 で導いた壁線 X11 の水平力負担率を用い,壁線 X11 に局部水平力を加えたときの壁線 X11 以外の壁線の負担水平力の和を求めるとステージ 1 で 95kgf,ステージ 2 で 146 kgf で,その差はステージ 1 と 2 における X11 の 3mm 耐力の増加分と一致した。また,これらの水平力全てが壁線 X7,X11 間の床構面を通して他の耐力壁線に伝達されたと考えると,両実験におけるこの部分の床構面のせん断剛性係数はステージ 1 と 2 でそれぞれ 360 kgf/m, 351kgf/m であり,ほぼ一致していた。但し,このことは加力点の変形量 3mm 時についてのみ言えることであって,上述した方法で建物内部の耐力壁線単独の荷重を推定する場合,初期剛性が比較的大きくであるため正確な荷重を決定するのは難しいと思われる。

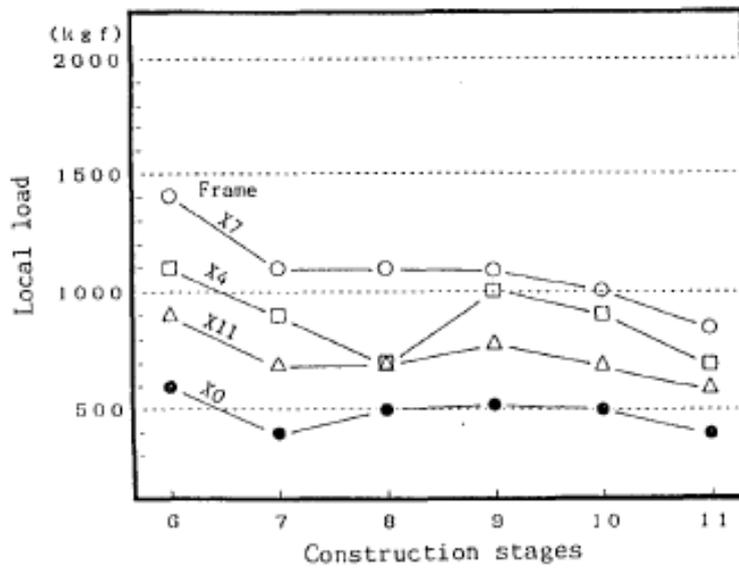
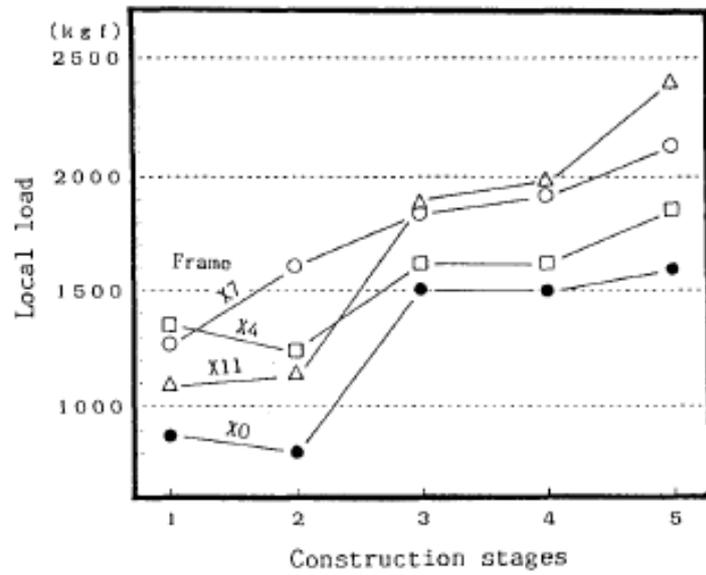


Fig.2.5. 局部加力試験における各建設ステージの水平力  
 (水平力は加力店変位 3mm 時の値)

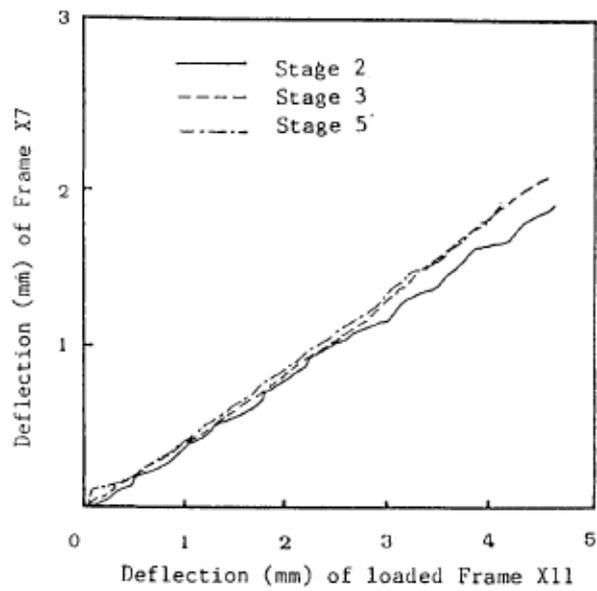
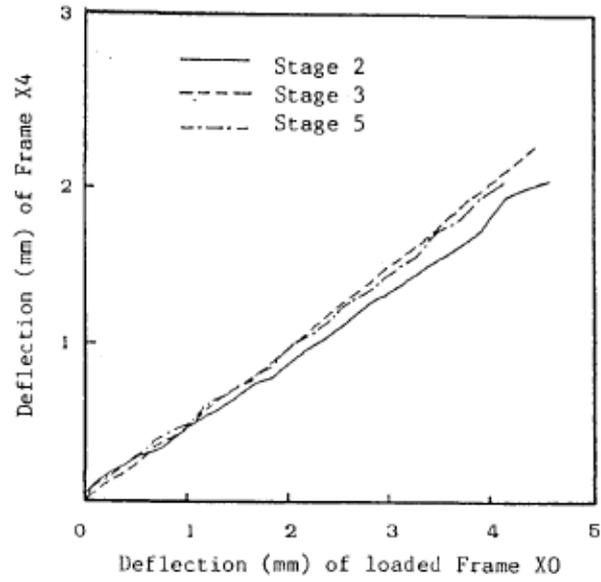


Fig.2.6. 建設ステージ 2,3,5 における加力壁線の水平変位と  
内側壁線の水平変位の関係

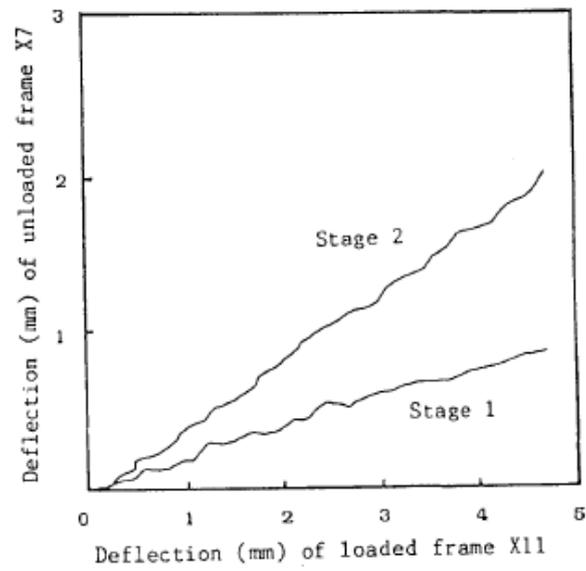
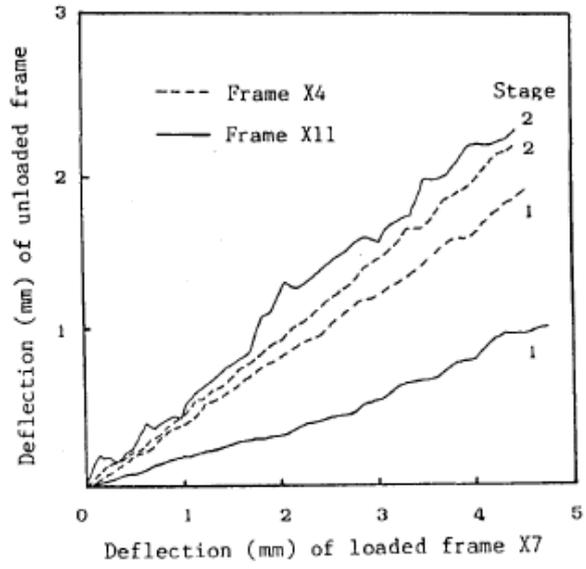


Fig.2.7. 建設ステージ 1 と 2 における加力壁線の水平変位  
 に対するその他の壁線の水平変位

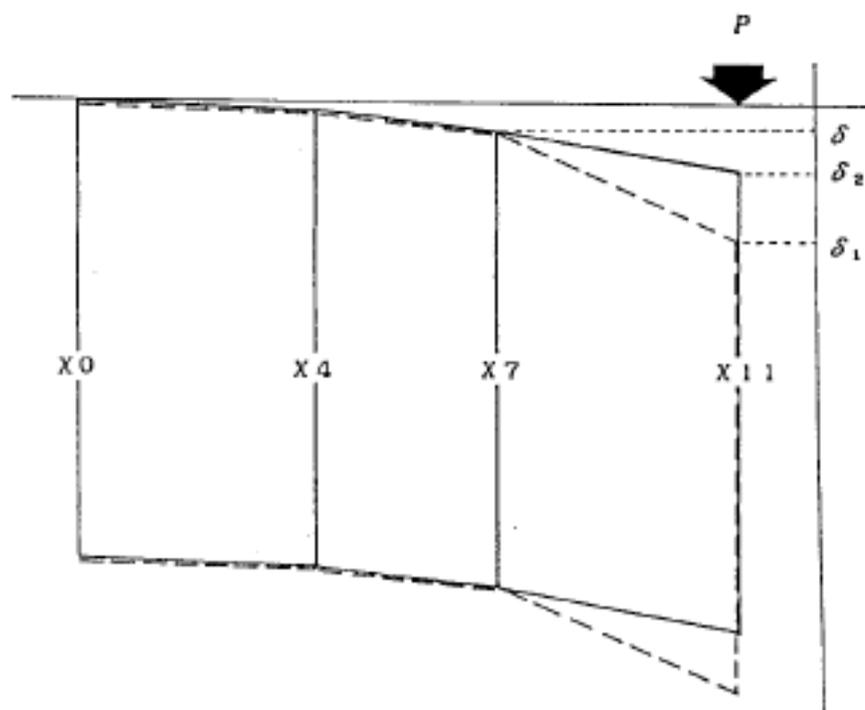


Fig.2.8. 局部水平加力試験における2階床の変形挙動

破線；ステージ1，実線；ステージ2

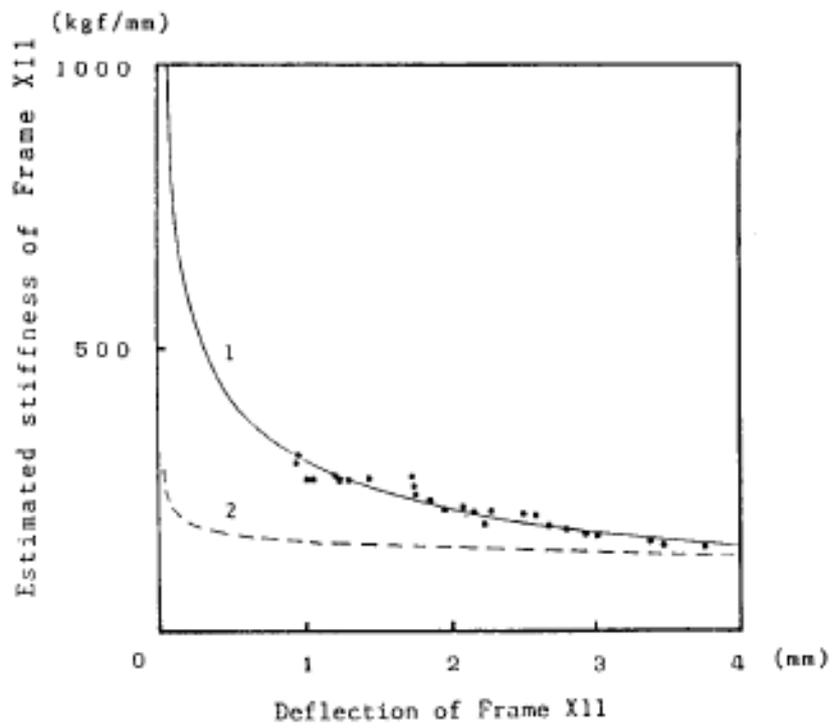


Fig.2.9. 建設ステージ 1,2 における加力壁線 X11 の局部水平  
 加力試験より求めた壁線 X11 のせん断剛性  
 (破線：単体実験，実線：実大試験)

## 2.4 結論

在来構法木造住宅 2 階建の実大建物の躯体を対象に,その個々の耐力壁線(壁線と略称)の 2 階床のレベルに単独に水平力を加えた試験の結果を結論的に纏めると次の通りである。なお水平力を加えた耐力壁線  $i$  の加力点が水平変位 3mm を起こすのに要した水平力の大きさを「壁線  $i$  の 3mm 耐力」と呼ぶことにする。

1) 建物全体の耐力壁要素が筋かいのみに限られるときの 3mm 耐力について述べると,①両側に床構面を持つ壁線の方が片側にしか床構面を持たない壁線より大きい。②2 階床の開口面積の大きさは 3mm 耐力に顕著な影響を及ぼさない。③実験の繰り返しにより 3mm 耐力は低下する。

2) 筋かい挿入部分あるいは雑壁部分(垂れ壁,腰壁)に外装材を張ったときの結果について述べると,①妻側の壁線の筋かい挿入部分に外装材を張ったことによりその壁線の 3mm 耐力は著しく増加した。またそれに伴い外装材を張らなかった(自身のせん断剛性を増強しなかった)建物内部の壁線の 3mm 耐力もかなり増大した。②加力方向に直交する壁線に外装材を張ることにより加力方向の壁線の 3mm 耐力は若干上昇した。③建物外周の雑壁部分に外装材を張ることにより各壁線の 3mm 耐力はかなり上昇した。④ 3mm 耐力は,壁線のせん断剛性の大きいものほど大きい。またせん断剛性が同じ時は両側に床構面を持つ壁線の方が片側にしか床構面を持たない壁線より 3mm 耐力が大きい。

### 3 軸組工法の仕口と継手の接合性能と変形挙動

木造軸組工法は枠組み壁工法やプレハブ工法に比べると、明確な基準がなく、部材の種類から接合部の形態まで様々な種類があり、多種多様な形態が存在するため、耐震性を建物全体としてとらえるのは極めて難しいが、今後の軸組工法の発展のためには、その構造特性を改めて考え直す必要がある。

軸組工法においては、部材同士の接合に各種の継手、仕口が用いられるため、接合部の変形、強度性能が様々である。今まで数多く行われてきた仕口の強度試験は一方向加力がほとんどで、耐震性能評価にとって重要な両振り加力試験は極めて少ない。そこで本試験では、在来軸組工法における代表的な仕口である「腰掛け蟻」および「かたぎ大入れほぞ差し」を取りあげ、この両者に両振りの軸力またはせん断力を強軸方向（通常の荷重がかかる方向）および弱軸方向（強軸と 90 度をなす方向）に加え、その結果を完全弾塑性モデルに置換した。初期剛性、許容耐力、終局耐力、塑性率といった強度特性値を評価することにより、構造計算の際の基礎データの提供を本実験の目的とした。

### 3.2 試験体

試験体は、代表的な仕口である梁－梁仕口および柱－胴差仕口の 2 種類で、それぞれにつき梁せいおよび胴差高さに標準的な 150mm と 240mm の 2 種類を供試した。接合部の形状と寸法を Fig3.1～Fig3.2 に示す。各試験体の呼称は、梁－梁仕口で梁せいが 150mm の試験体を BB15、梁せいが 240mm の試験体を BB24 とした。同様にして、柱－胴差仕口では、胴差高さが 150mm の試験体を PG15、240mm の試験体を PG24 で表した。

部材の樹種は BB タイプにおいては全てベイマツ（平均比重;0.52, 平均含水率;23.0%）を使用し、PG タイプでは、柱にスギ（背割りあり, 平均比重;0.40 , 平均含水率;16.6 %), 胴差にはベイマツ（平均比重;0.48, 平均含水率;16.8 %）を用いた。また、接合にはいずれの試験体も羽子板ボルト（Z 金物 S B - F）を使用した。

### 3.2 試験方法

仕口のせん断試験は、試験体の両側の側材を固定して、中央の材（梁または胴差）を加力して行った。接合部の負担力は、仕口の形状により荷重方向によって差が生じる。Fig.3.3 に示すように、同一仕様の試験体を、加力方向により強軸方向のせん断（通常の荷重方向；記号S）と弱軸方向のせん断（強軸と垂直方向；記号W）に分け、それぞれ6体ずつ供試した。各タイプの試験体の仕様と試験体数を Table 3.1 にまとめて示した。また、試験体記号 PG15S, PG24S, BB15W, BB24W の4タイプの試験体の固定方法および変位測定点を Fig.3.4~Fig.3.5 に、また PG15W, PG24W, BB15S, BB24S の4タイプの試験体の場合を Fig.3.6~ Fig.3.7 に示す。

試験は鉄骨フレームに、試験体の両側材をストッパーで固定し、加力梁中央部（幅約15cm）に水平に力を加えた。変位の測定は各接合部の仕口近傍の加力方向相対変位をとって行い、両接合部の平均を仕口のせん断変形量とみなした。

繰り返し加力は変位制御で行い、予め予備試験体の一方向加力試験を実施して目標降伏点変位  $\delta_{y0}$  を算出し、得られた  $\delta_{y0}$  から、折り返し点を  $\delta_{y0}$  に達するまで、等差数列方式で4回（ $\delta_{y0}/4$ ,  $\delta_{y0}/2$ ,  $3\delta_{y0}/4$ ,  $\delta_{y0}$ ）、その後等比数列方式で  $2\delta_{y0}$ ,  $4\delta_{y0}$ , … の順に変位を増加させ、最大変位 30mm に達した時点でループを終了した。

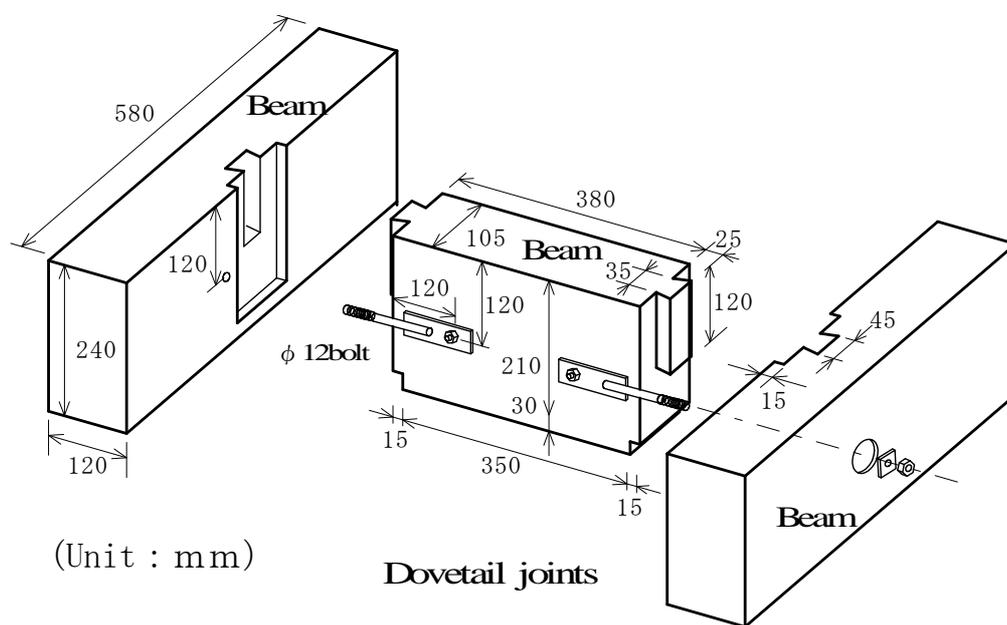


Fig.3.1. 梁－梁仕口試験体（BB24タイプ）



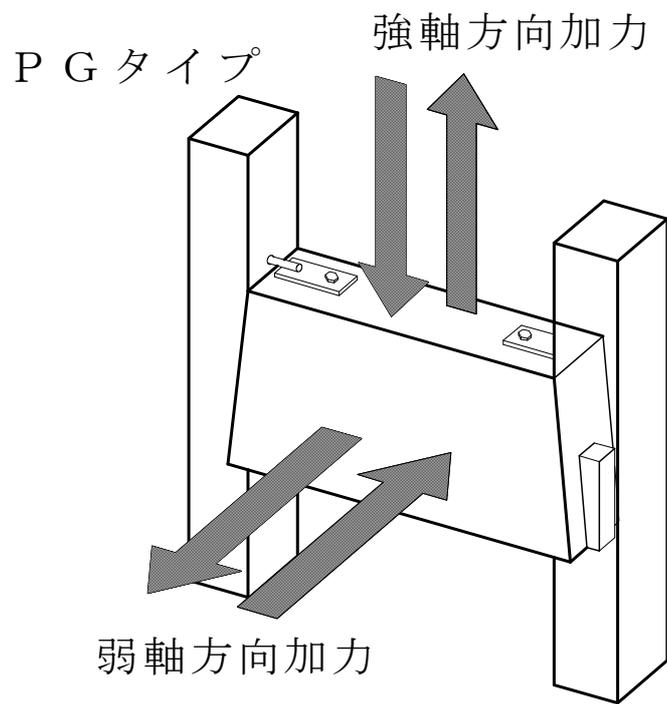
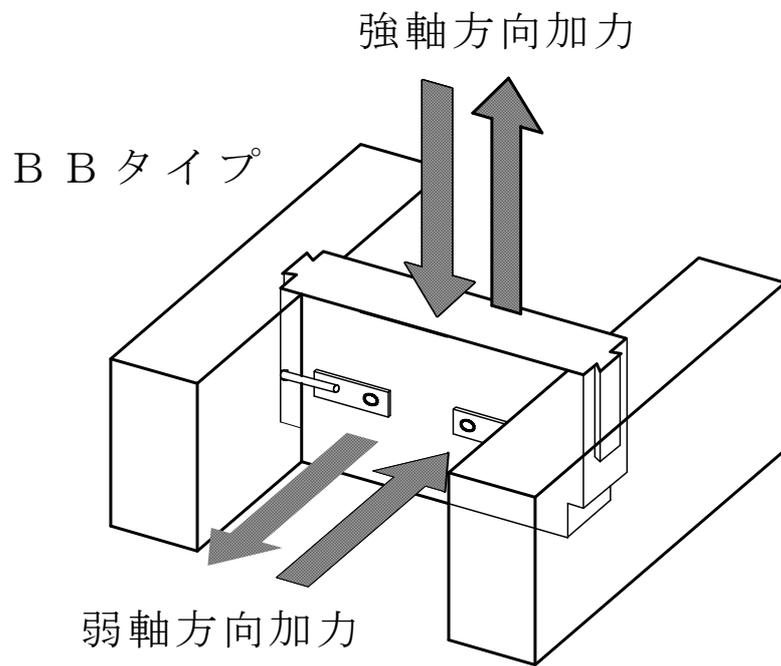


Fig.3.3. 接合部試験における加力方向

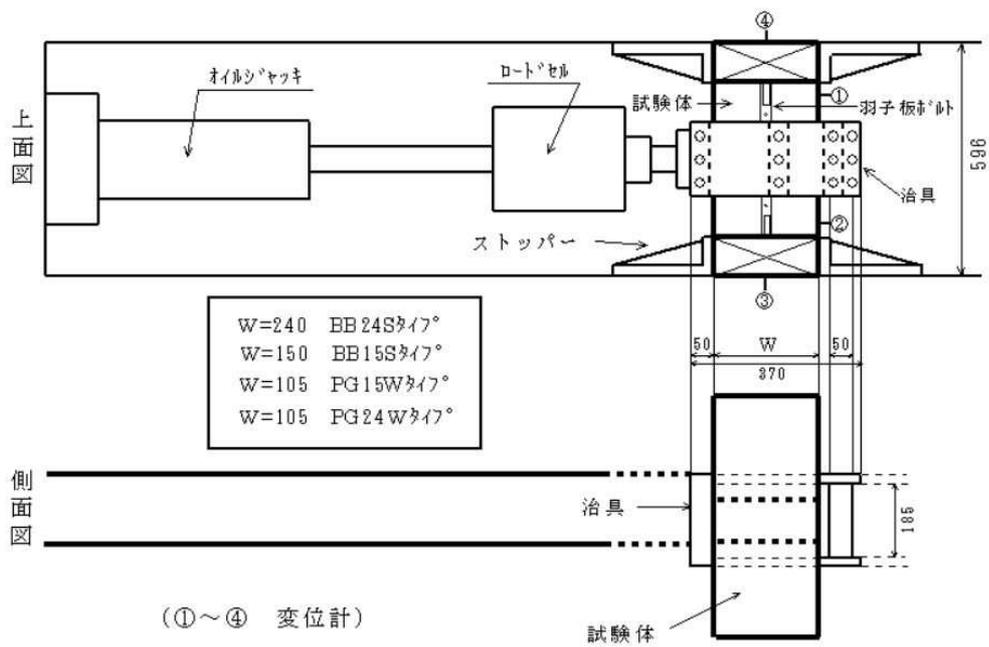


Fig.3.4. 梁-梁仕口のせん断試験方法 (強軸方向)



Fig.3.5. 梁－梁仕口の加力および変位測定方法（BBタイプ）

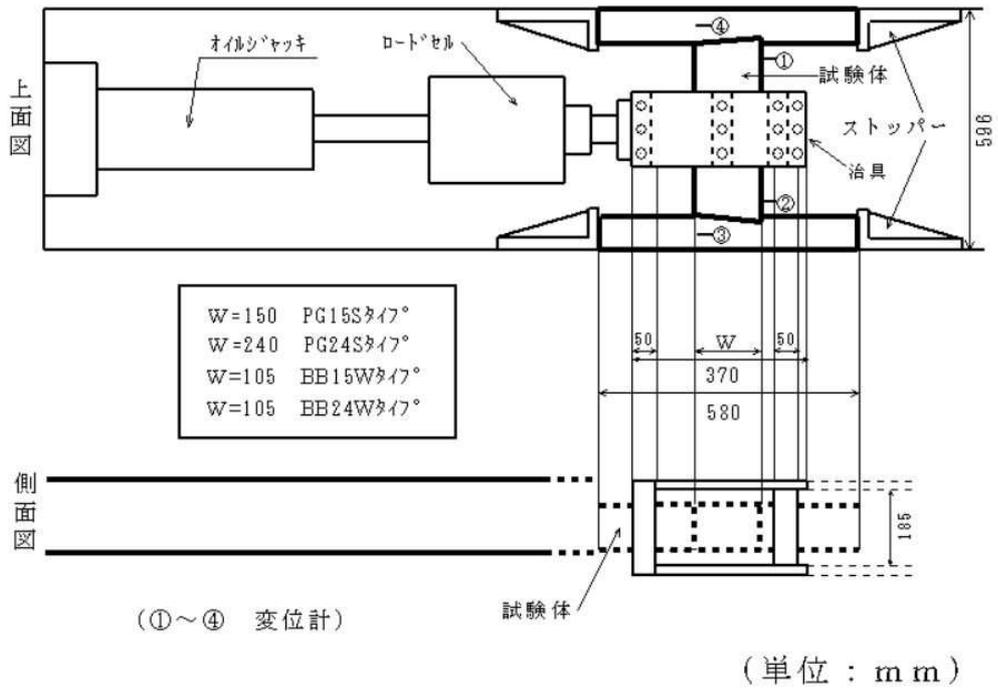


Fig.3.6. 柱-胴差仕口のせん断試験方法 (強軸方向)

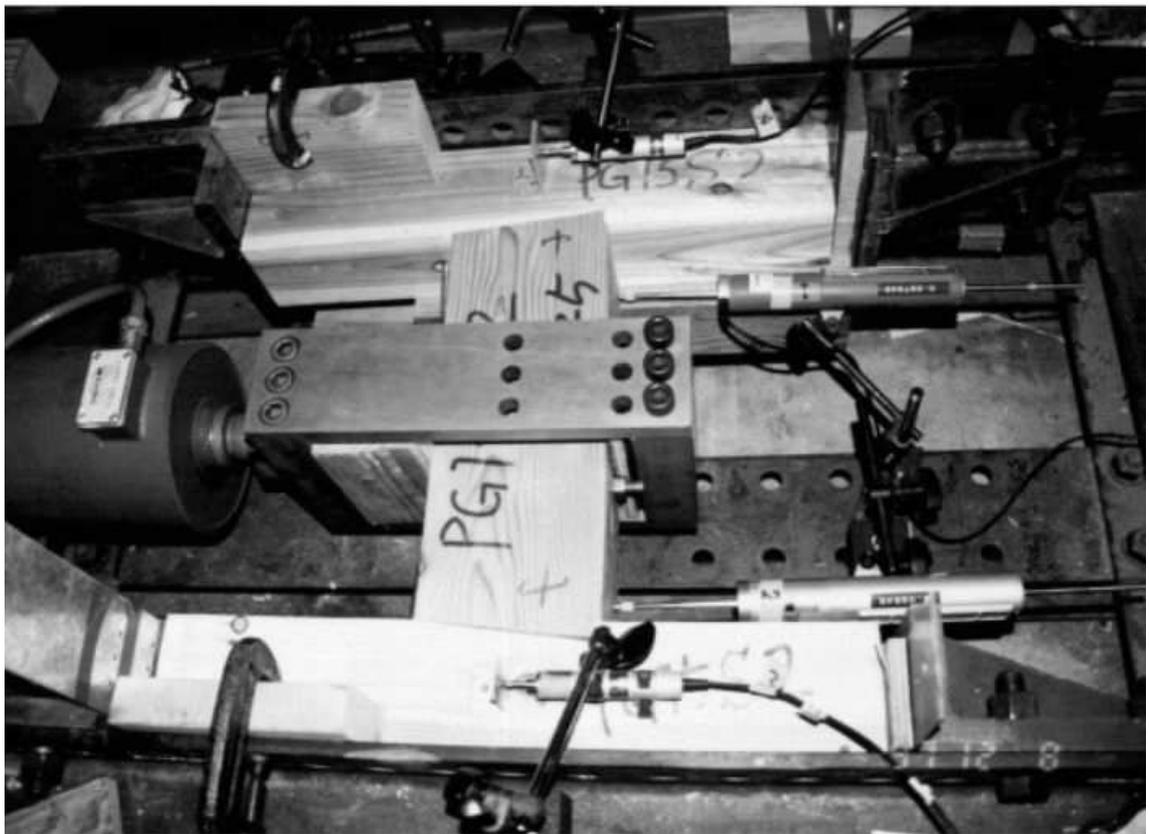


Fig.3.7. 柱一胴差仕口の加力および変位測定方法 (PG タイプ)

Table 3.1. 試験体の種類と仕様

	試験体記号	樹種	仕口の形態	加力方向	試験体数
梁   梁	BB15	ベイマツ	腰掛け蟻 + 羽子板ボルト	強軸 弱軸	1(片振れ)+6(両振れ) 1(片振れ)+6(両振れ)
	BB24	ベイマツ	腰掛け蟻 + 羽子板ボルト	強軸 弱軸	1(片振れ)+6(両振れ) 1(片振れ)+6(両振れ)
柱   胴 差	PG15	胴差し;ベイマツ 柱;スギ	かたぎ大入れほぞ差し + 羽子板ボルト	強軸 弱軸	1(片振れ)+6(両振れ) 1(片振れ)+6(両振れ)
	PG24	胴差し;ベイマツ 柱;スギ	かたぎ大入れほぞ差し + 羽子板ボルト	強軸 弱軸	1(片振れ)+6(両振れ) 1(片振れ)+6(両振れ)

### 3.3 結果と考察

#### 3.3.1 梁－梁接合のせん断性能

せん断試験における荷重と変位の関係を BB タイプ（梁－梁接合）について Fig3.8~Fig.3.15 にまとめて示す。試験結果を主な条件の違いによりまとめると、以下のようになる。

1) 強軸方向加力（通常の荷重がかかる方向；S 方向）の BB15S, BB24S では、押しでは蟻ほぞのめり込みによりサイクル毎に荷重が上がったが、引きではほとんど変化がない。押しでは、割れによる破壊後も荷重が漸増し、最大荷重はいずれも最終の押しの時（変位+30mm）であった。

2) 弱軸方向（強軸と 90 度をなす方向；W 方向）の BB15W, BB24W では、仕口形状が対称のため、押し引きでの差はほとんど見られない。このタイプでは、割れが入ると荷重が一気に低下し、割れが入ったサイクルで、最大荷重を示した。

3) 加力方向の違いで比較すると、弱軸の最大荷重が強軸の最大荷重を大きく上回った。弱軸では梁の曲げや圧縮破壊が主な原因であるのに対し、強軸では側材側にある腰掛けからの割れが進展した。

4) 梁せいの影響を見ると、強軸方向、弱軸方向ともに梁せいが大きくなると最大荷重も大きい。特に、弱軸方向では BB24W が BB15W の 2 倍近い値を示した。弱軸方向における梁せいの影響が強軸方向に比べて大きくなった。これは、強軸方向において腰掛ける部分の面積に差がないのでせいの影響をあまり受けなかったためと考えられる。予備試験体の片振れ加力試験における最大荷重が、繰り返し加力試験における最大荷重を上回ったのは、繰り返しによる仕口の緩みが最大荷重に影響したと考えられる。

### 3.3.2) 柱－胴差接合のせん断性能

せん断試験における荷重と変位の関係をPGタイプ（柱－胴差接合）について Fig3.16~Fig.3.23 にまとめて示した。結果を主な条件の違いによりまとめると、以下のようになる

1) 強軸方向加力のPG15S, PG24Sでは、押しではかたぎ大入れほぞ差しの柱へのめり込みによりサイクル毎に荷重が増加した。引きでも同様に増加したが、増加の割合は、押しの結果に及ばなかった。最大荷重を比較するとPG15SとPG24Sであまり差がみられないが、PG15Sタイプの胴差の平均年輪幅が3.1mmに対し、PG24Sタイプで6.8mmと大きかったことから、部材自身の強度が影響したことが考えられる。

2) 弱軸方向加力では、試験体が対称なため押し引きでの差はほとんどみられない。PG15Wの破壊は、柱の破壊がほとんど認められず、中央部材（胴差）のスリップにより胴差に加工されたほぞの根元から繊維方向へ割れが進展した。一方PG24Wでは、ほぞの根元から繊維方向への割れの他に柱材（スギ）に割れが入る破壊形態が見られた。ほぞの大きさの影響が大きかったと考えられる。荷重－変位曲線における最大荷重後の荷重の低下が小さいのが認められる。

3) 加力方向の違いで比較すると、梁－梁接合では、弱軸が強軸を上回ったのに対し、柱－胴差接合では強軸方向の最大荷重が弱軸の2倍以上を示した。これには、これは、両者の仕口形状の違いの他、腰掛け蟻がはめ込み式の仕口であるため、羽子板ボルトの効果がほとんど期待できないのに対し、かたぎ大入れほぞ差しでは、羽子板ボルトに頼る引き寄せ効果が大きく影響したと考えられる。特に弱軸方向において、仕口部分の破壊後は、ほぼ羽子板ボルトで持ちこたえていた。

4) 梁せいの違いで比較すると、強軸方向の最大荷重には、大きな差がない。柱側の梁を指示する部分（あご）の面積に差がないためと考えられる。弱軸方向でせいが大きくなると最大荷重が大きくなったのは、ほぞにおける荷重の受圧面積の大小が影響したと考えられる。

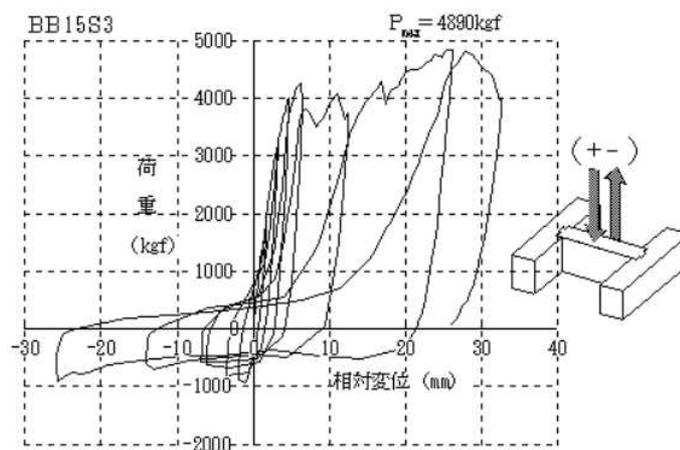
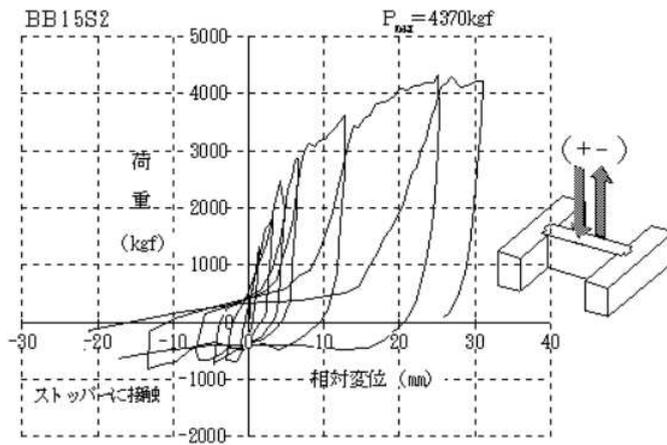
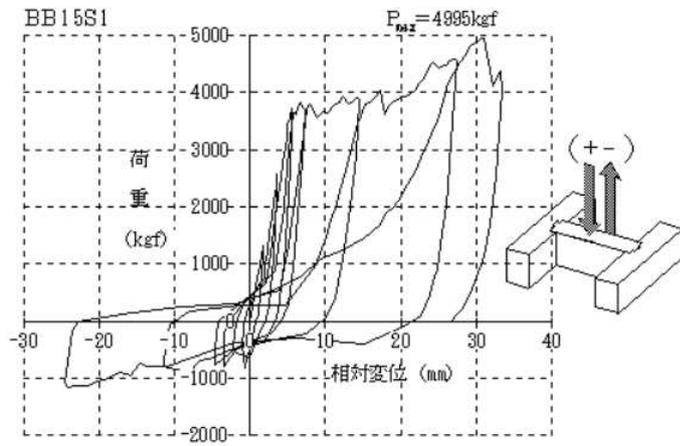


Fig.3.8. 梁-梁接合部のせん断試験結果 (BB15S1~S3)

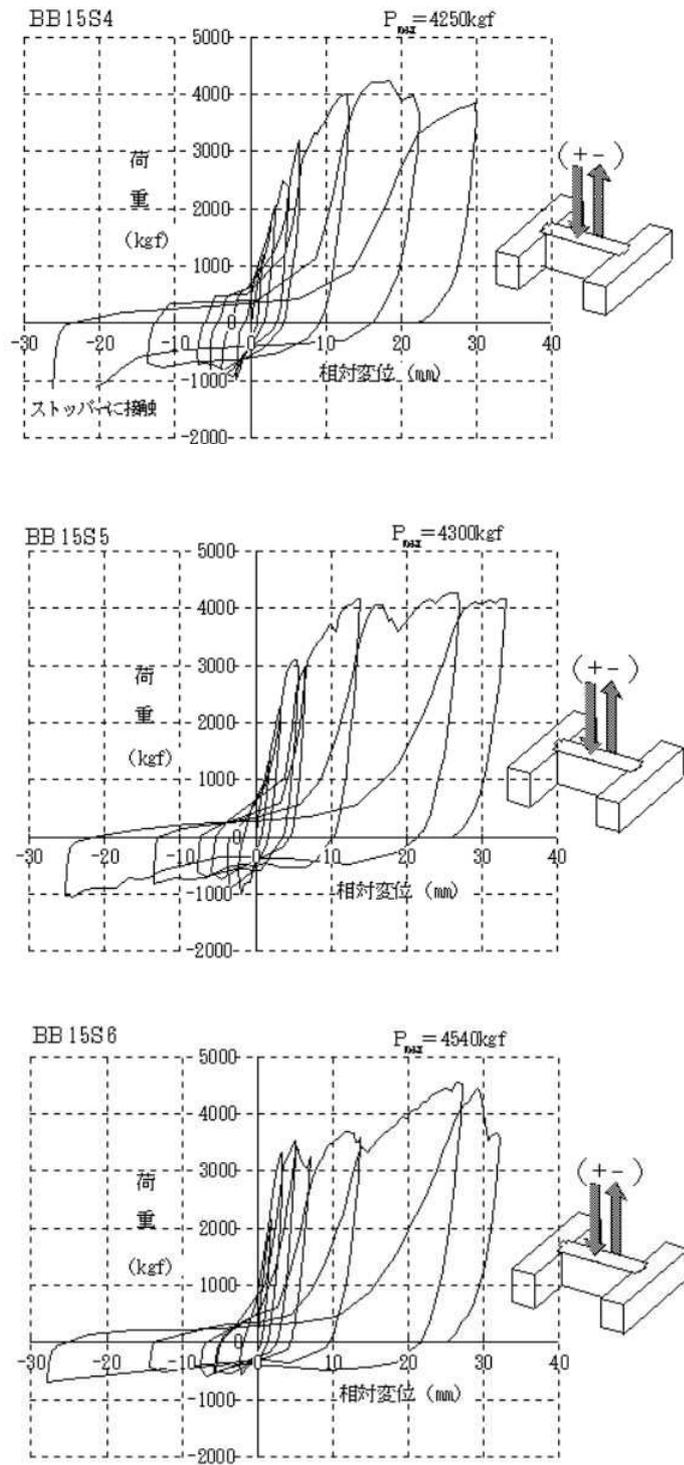


Fig.3.9. 梁-梁接合部のせん断試験結果 (BB15S4~S6)

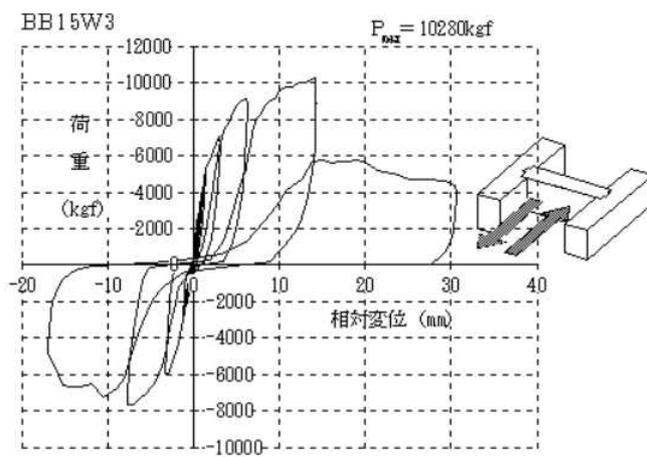
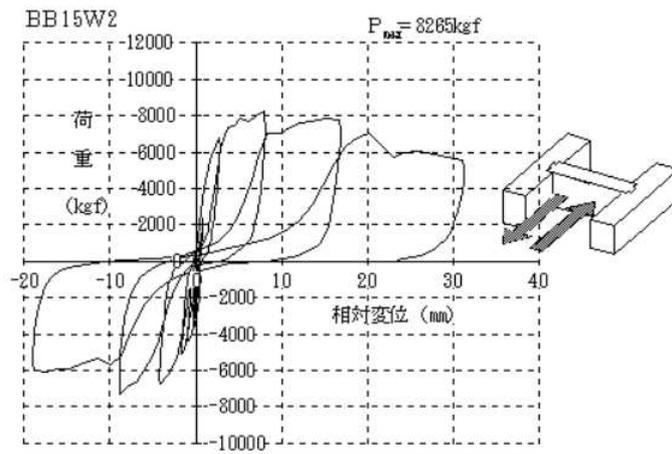
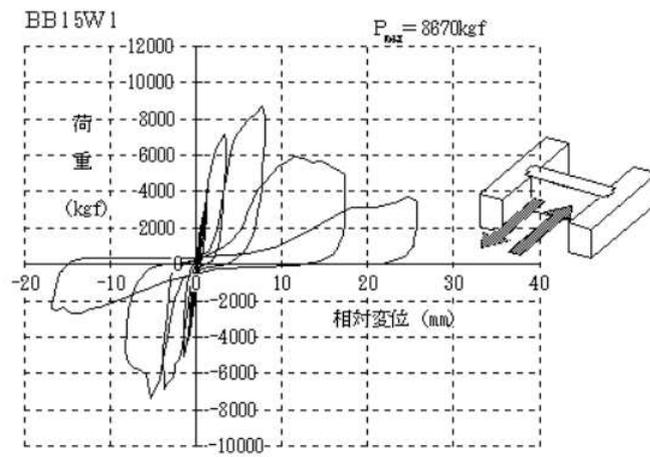


Fig.3.10. 梁-梁接合部のせん断試験結果 (BB15W1~W3)

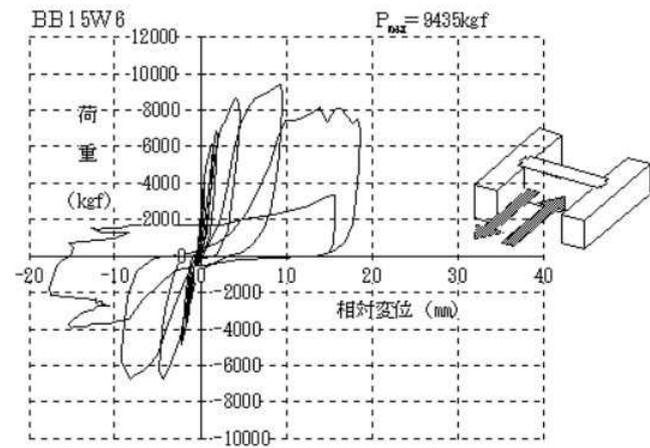
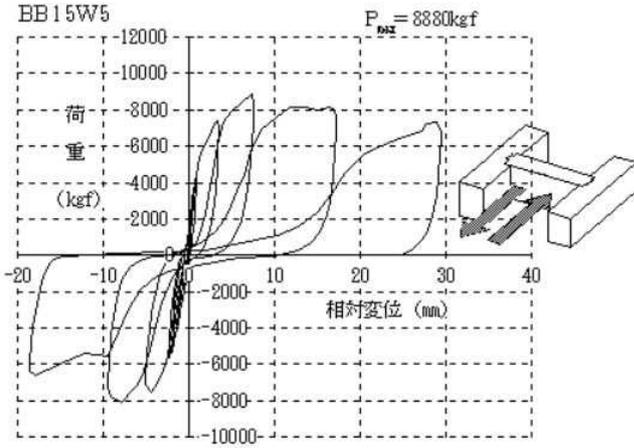
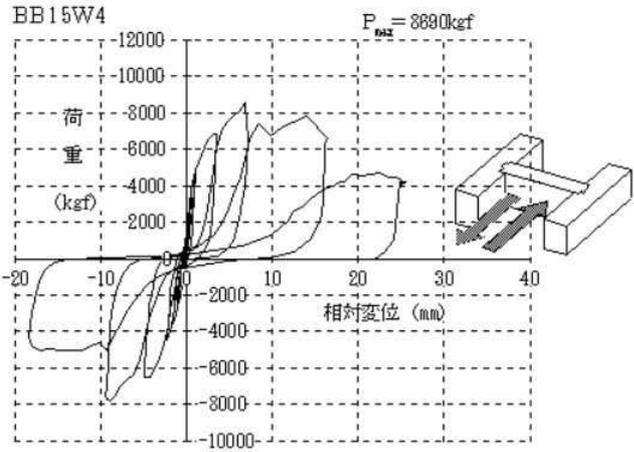


Fig.3.11. 梁-梁接合部のせん断試験結果 (BB15W4~W6)

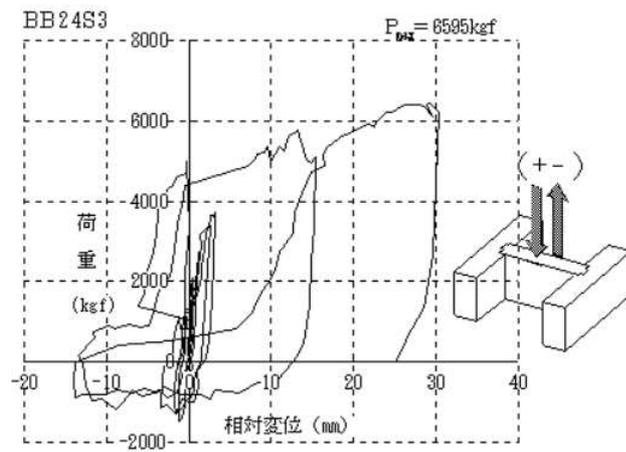
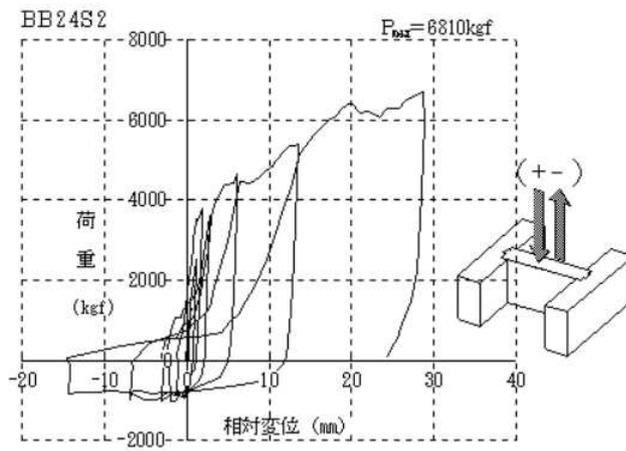
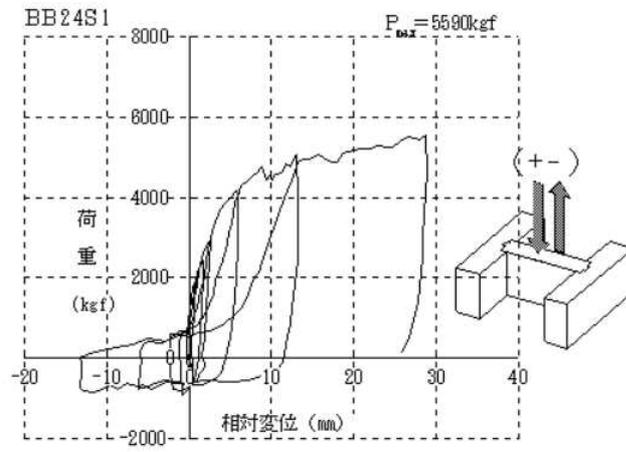


Fig.3.12. 梁-梁接合部のせん断試験結果 (BB24S1~S3)

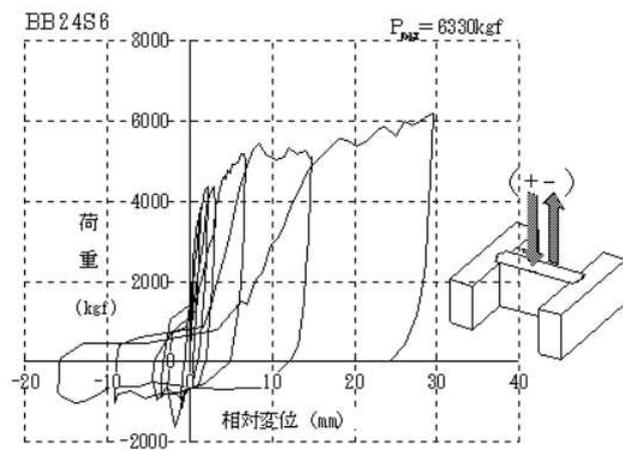
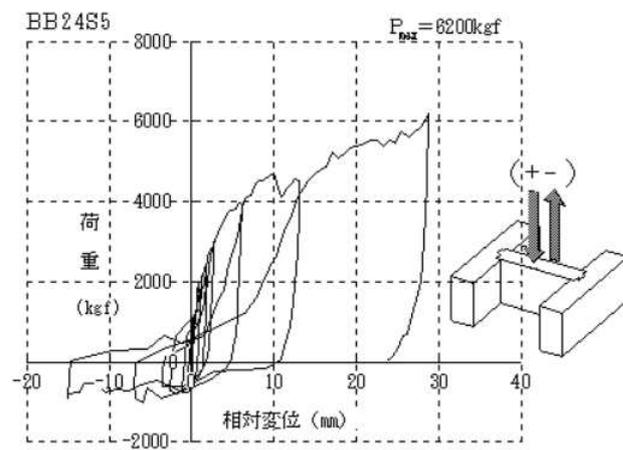
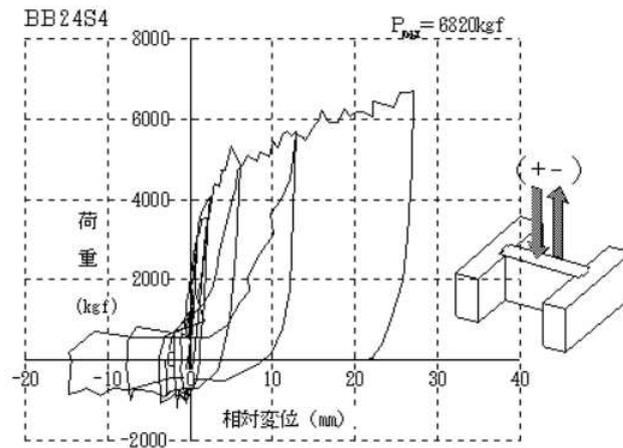


Fig.3.13. 梁－梁接合部のせん断試験結果 (BB24S4~S6)

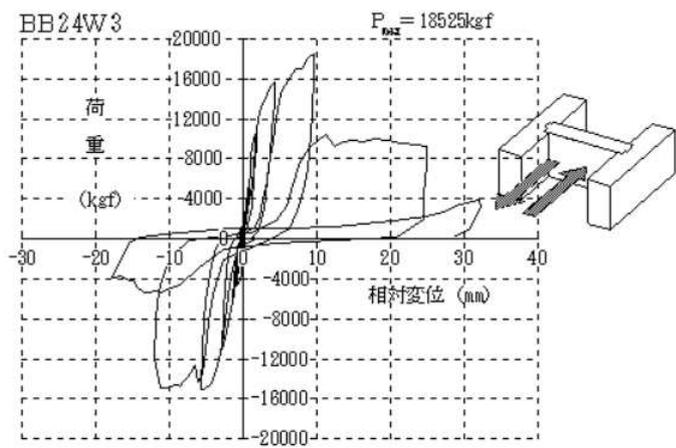
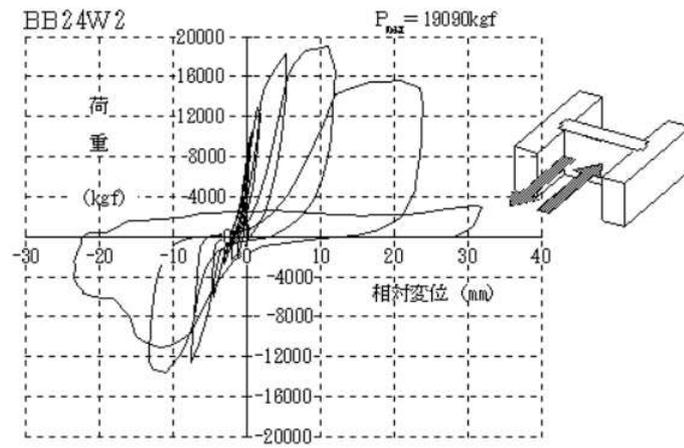
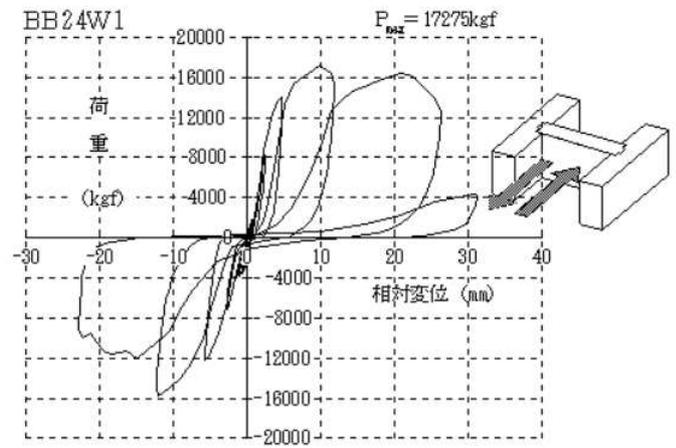


Fig.3.14. 梁-梁接合部のせん断試験結果 (BB24W1~W3)

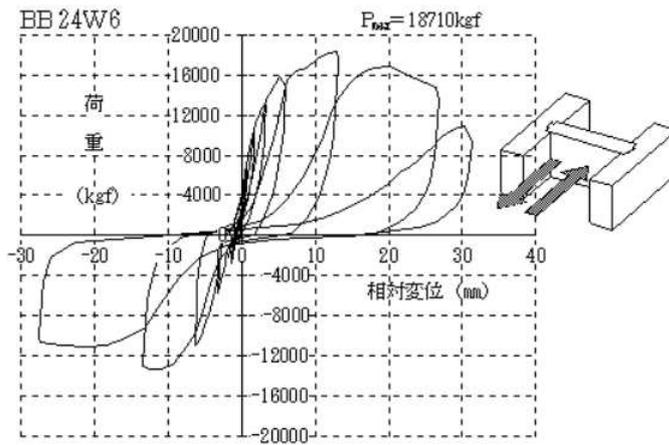
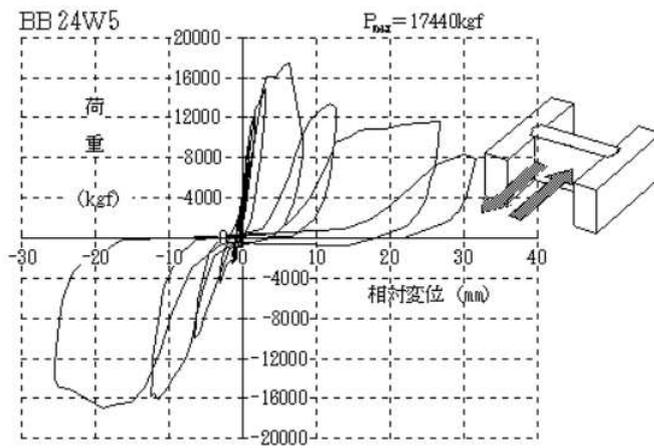
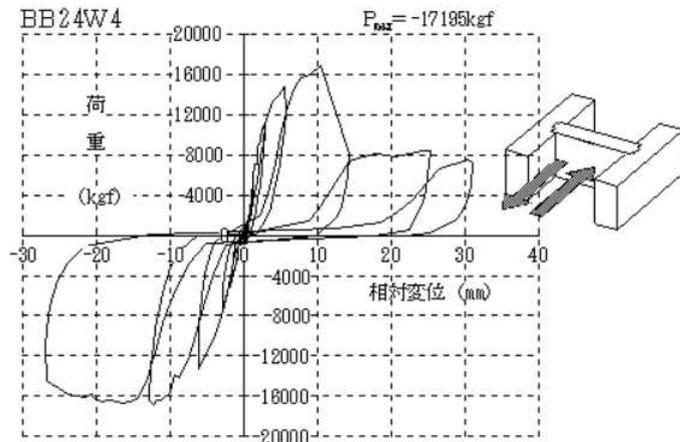


Fig.3.15. 梁-梁接合部のせん断試験結果 (BB24W4~W6)

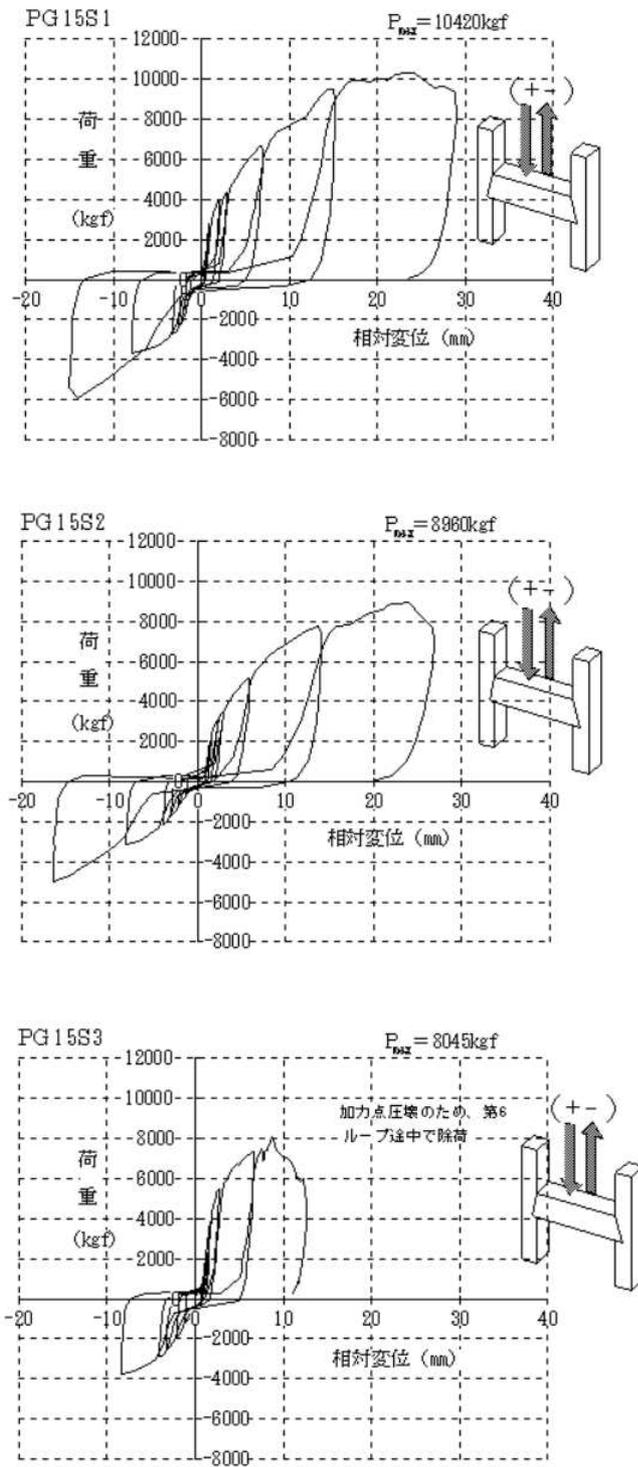


Fig.3.16. 柱-胴差接合部のせん断試験結果 (PG15S1~S3)

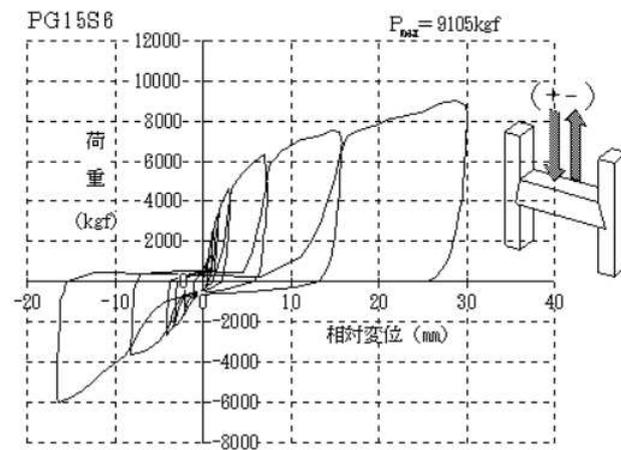
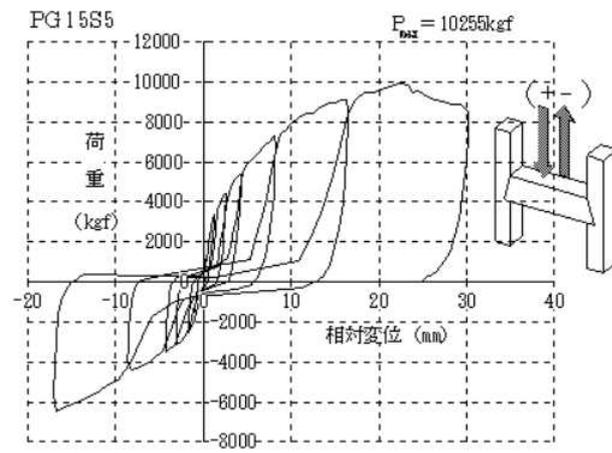
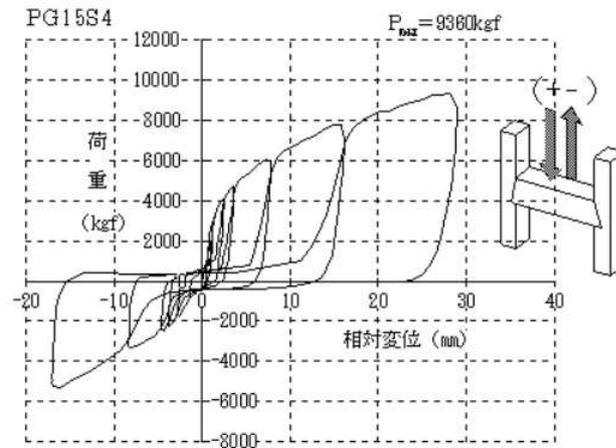


Fig.3.17. 柱-胴差接合部のせん断試験結果 (PG15S4~S6)

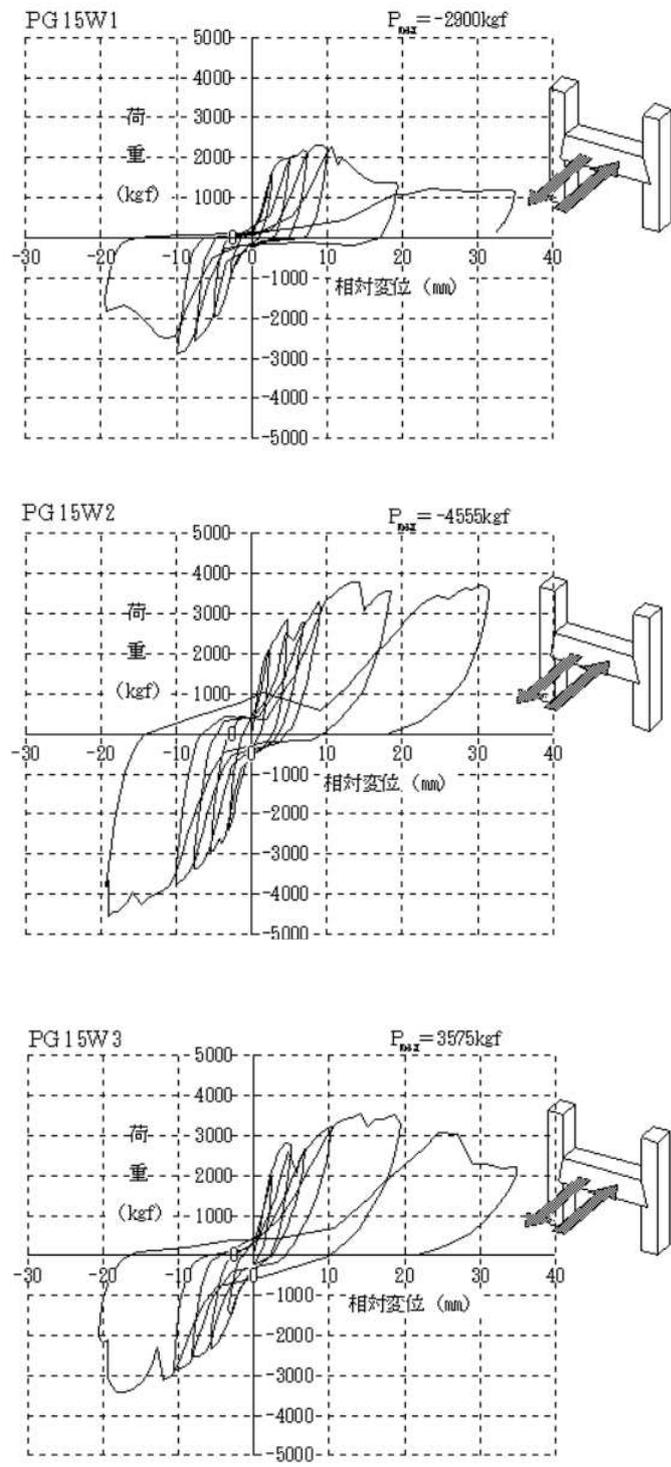


Fig.3.18. 柱-胴差接合部のせん断試験結果 (PG15W1~W3)

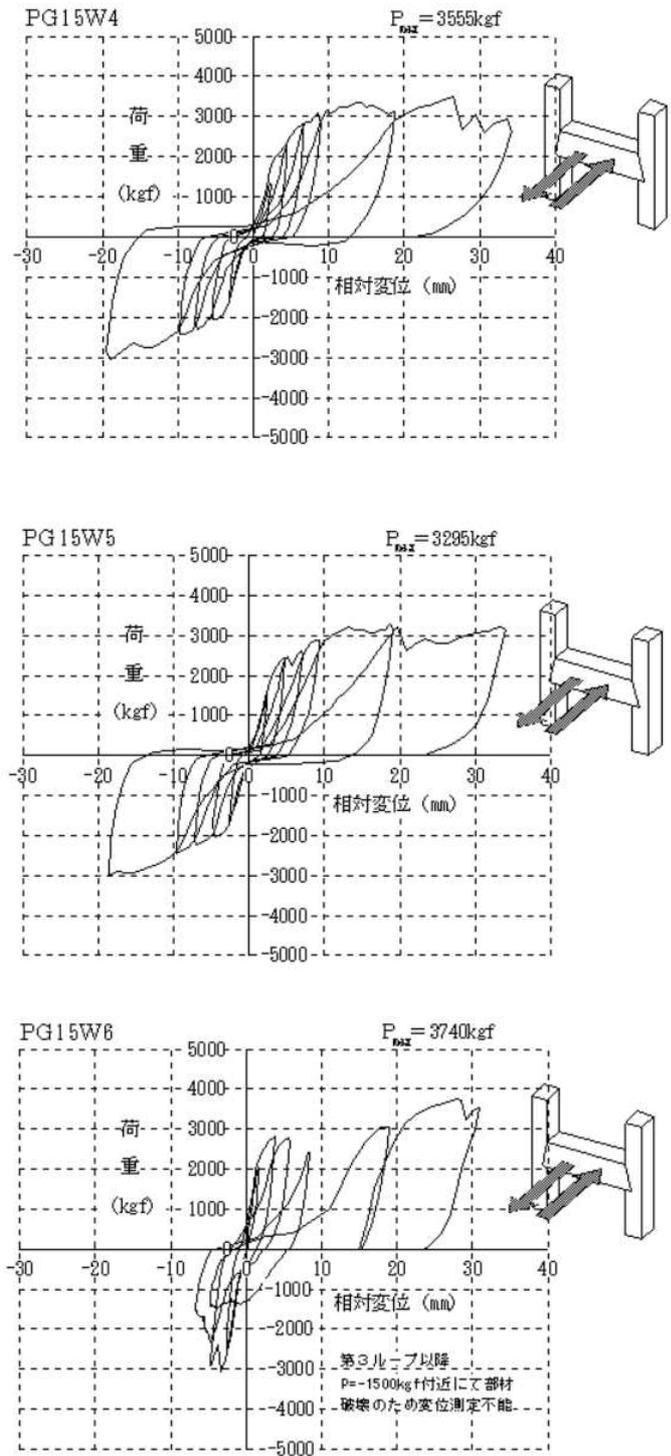


Fig.3.19. 柱-胴差接合部のせん断試験結果 (PG15W4~W6)

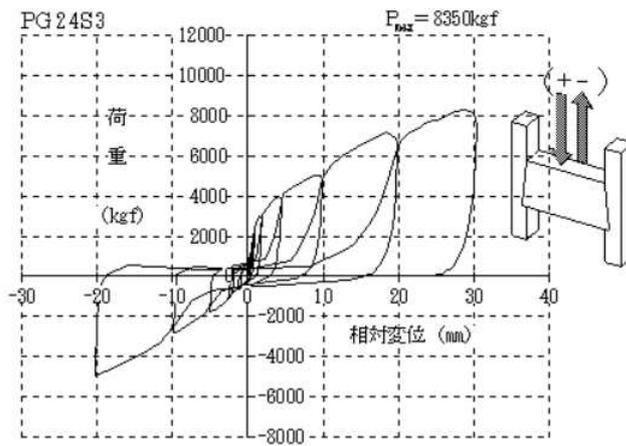
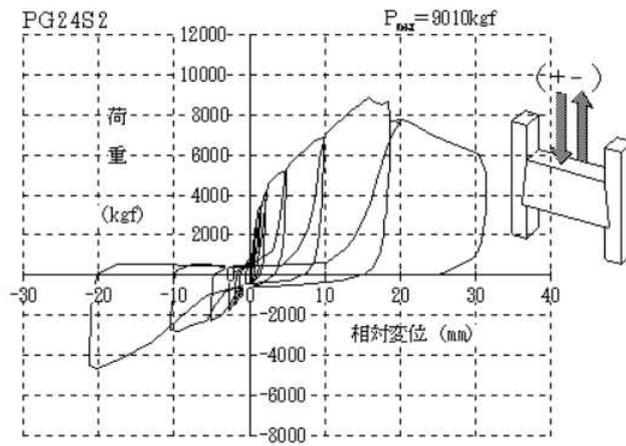
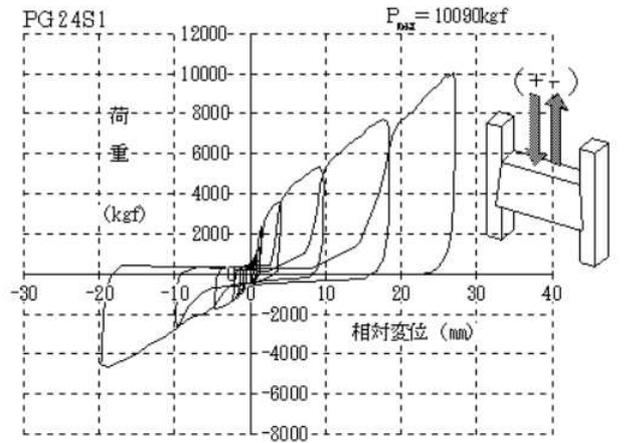


Fig.3.20. 柱-胴差接合部のせん断試験結果 (PG24S1~S3)

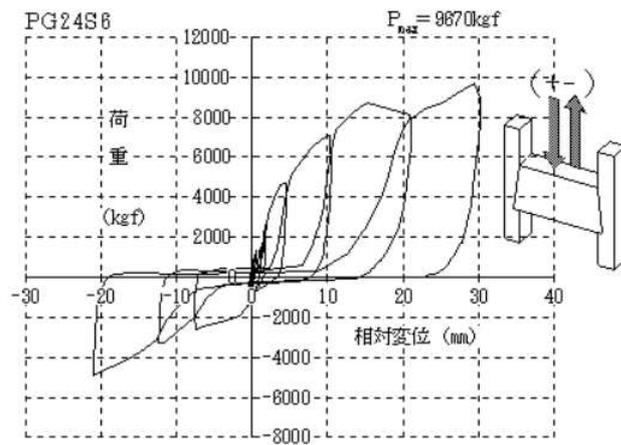
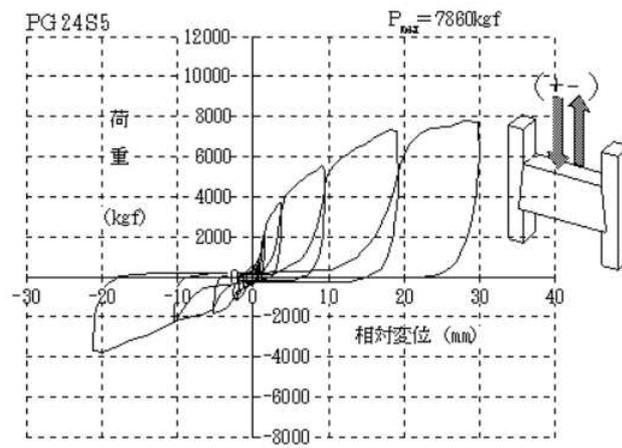
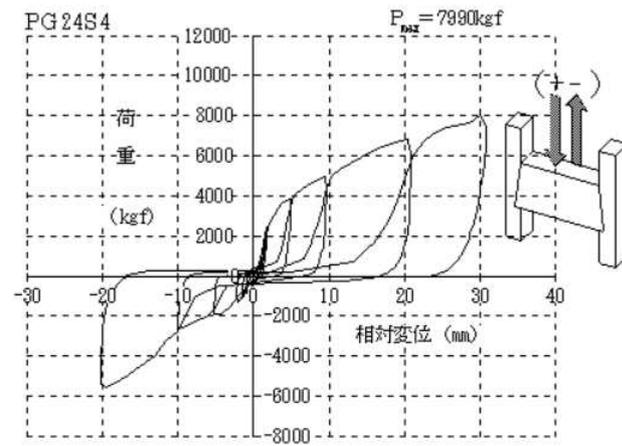


Fig.3.21. 柱-胴差接合部のせん断試験結果 (PG24S4~S6)

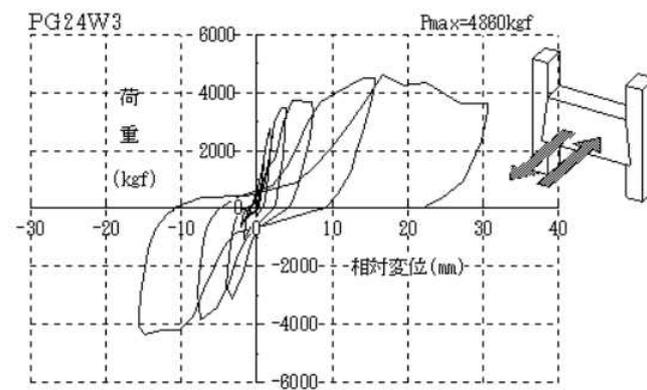
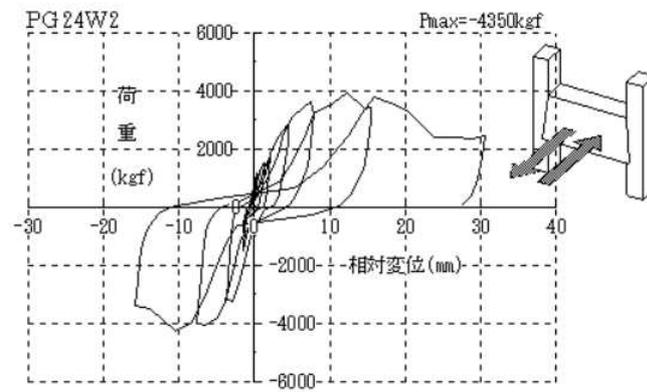
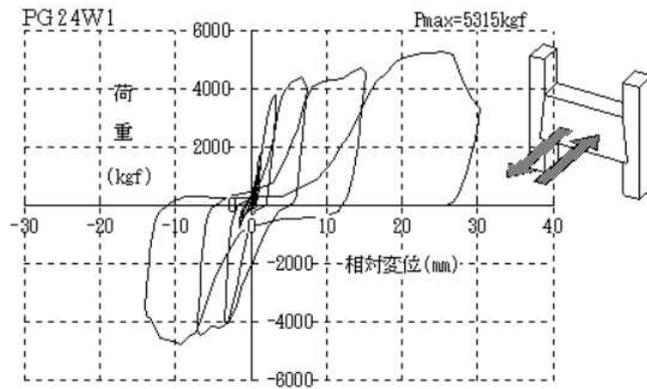


Fig.3.22. 柱-胴差接合部のせん断試験結果 (PG24W1~W3)

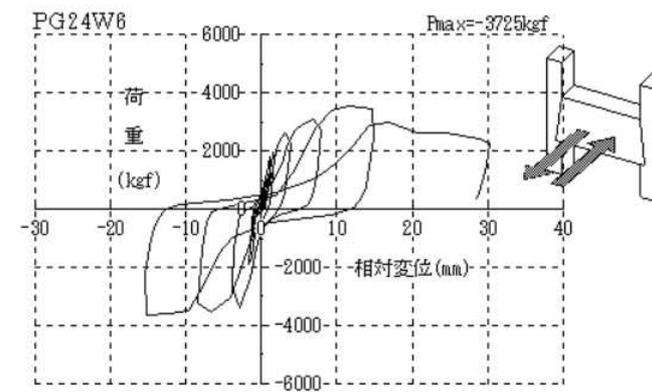
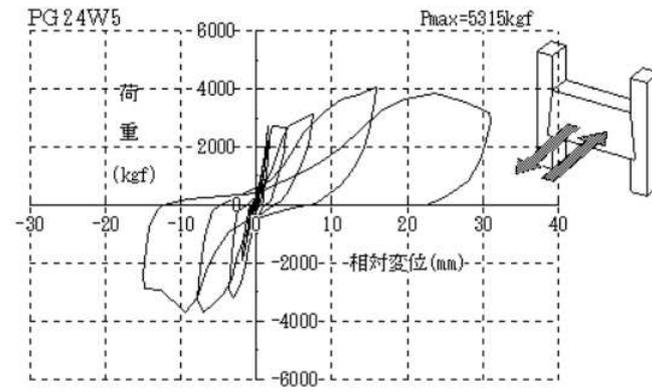
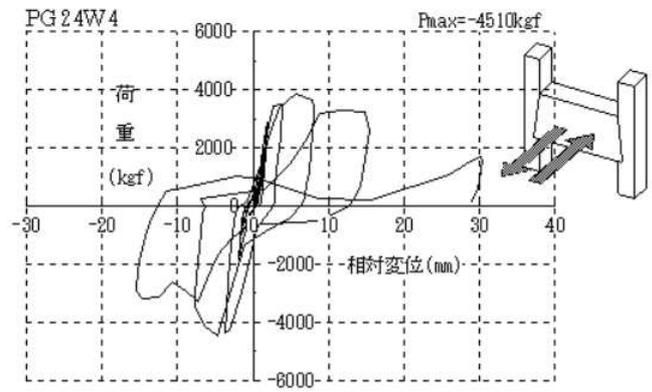


Fig.3.23. 柱-胴差接合部のせん断試験結果 (PG24W4~W6)

Table 3.2. せん断試験における梁-梁接合部の荷重特性値 (BB15 ; 強軸方向)

試験体 No.	荷重 (kgf)			相対変位 (mm)			初期剛性 Kj(kgf/mm)	塑性率 $\mu_j$
	Pmax	2/3Pmax	Pu	$\delta_y$	$\delta_u$	$\delta_v$		
1	4995	3330	4332	5.47	33.52	6.46	671	5.19
2	4370	2913	3918	7.54	31.02	7.54	520	4.11
3	4890	3260	4482	4.28	32.71	5.05	887	6.48
4	4250	2833	3963	4.50	30.17	6.92	573	4.36
5	4300	2867	4081	4.49	33.21	6.58	620	5.05
6	4540	3027	4021	3.30	32.20	4.05	992	7.95
平均	4558	3038	4133	4.93	32.14	6.10	710	5.52

95%信頼区間			
	2/3Pmax	Py	Pu
上限	3259	3681	4368
下限	2817	2558	3897

許容耐力	終局耐力
Fjy (kgf)	Fju (kgf)
2558	3897

Table 3.3. せん断試験における梁-梁接合部の荷重特性値 (BB15 ; 弱軸方向)

試験体 No.	荷 重 (kgf)			相 対 変 位 (mm)			初期剛性 Kj(kgf/mm)	塑性率 $\mu_j$
	Pmax	2/3Pmax	Pu	$\delta_y$	$\delta_u$	$\delta_v$		
1	8670	5780	7977	2.19	10.38	3.10	2571	3.35
2	8265	5510	7822	3.40	22.22	3.82	2049	5.82
3	10280	6853	9294	1.81	14.61	3.04	3061	4.81
4	8960	5973	7848	0.95	16.31	1.57	5012	10.39
5	8880	5920	7988	0.87	28.88	1.48	5382	19.51
6	9435	6290	8670	1.07	14.15	1.71	5081	8.27
平均	9082	6054	8266	1.72	17.76	2.45	3859	8.69

95%信頼区間			
	2/3Pmax	Py	Pu
上限	6544	6360	8888
下限	5564	4637	7645

許容耐力		終局耐力	
	F <sub>jy</sub> (kgf)		F <sub>ju</sub> (kgf)
	4637		7645

Table 3.4. せん断試験における梁-梁接合部の荷重特性値 (BB24 ; 強軸方向)

試験体 No.	荷重 (kgf)			相対変位 (mm)			初期剛性 Kj(kgf/mm)	塑性率 $\mu_j$
	Pmax	2/3Pmax	Pu	$\delta_y$	$\delta_u$	$\delta_v$		
1	5590	3727	5096	2.83	29.07	4.45	1145	6.53
2	6810	4540	5881	3.80	29.04	5.73	1027	5.07
3	6595	4397	6021	3.48	30.90	5.23	1152	5.91
4	6745	4497	6159	3.38	27.49	4.59	1342	5.99
5	6200	4133	5487	4.64	28.83	6.90	795	4.18
6	6330	4220	5690	1.72	29.52	2.26	2522	13.06
平均	6378	4252	5722	3.31	29.14	4.86	1331	6.79

95%信頼区間			
	2/3Pmax	Py	Pu
上限	4569	4440	6130
下限	3936	3469	5315

許容耐力 終局耐力	
Fjy (kgf)	Fju (kgf)
3469	5315

Table 3.5. せん断試験における梁－梁接合部の荷重特性値（BB24；弱軸方向）

試験体 No.	荷重 (kgf)			相対変位 (mm)			初期剛性 Kj(kgf/mm)	塑性率 $\mu_j$
	Pmax	2/3Pmax	Pu	$\delta_y$	$\delta_u$	$\delta_v$		
1	17275	11517	16385	3.96	23.26	5.18	3161	4.49
2	19090	12727	17310	0.61	20.26	1.02	16961	19.86
3	18525	12350	16671	1.97	10.31	2.94	5672	3.51
4	16955	11303	15194	2.75	16.59	3.96	3835	4.19
5	17440	11627	15773	1.32	11.74	1.89	8343	6.21
6	18710	12473	16798	1.70	23.28	2.72	6168	8.56
平均	17999	11999	16355	2.05	17.57	2.95	7357	7.80

95%信頼区間			
	2/3Pmax	Py	Pu
上限	12617	11859	17154
下限	11382	10161	15557

許容耐力		終局耐力	
F <sub>iy</sub> (kgf)	F <sub>iy</sub> (kgf)	F <sub>ju</sub> (kgf)	F <sub>ju</sub> (kgf)
10161	10161	15557	15557

Table 3.6. せん断試験における柱-胴差接合部の荷重特性値 (PG15 ; 強軸方向)

試験体 No.	荷 重 (kgf)			相 対 変 位 (mm)			初期剛性 Kj(kgf/mm)	塑性率 $\mu_j$
	Pmax	2/3Pmax	Pu	$\delta_y$	$\delta_u$	$\delta_v$		
1	10420	6947	9358	4.04	28.98	7.51	1247	3.86
2	8960	5973	7792	4.45	26.83	7.88	989	3.40
3	8045	5363	6935	2.44	10.72	3.34	2076	3.21
4	9360	6240	8413	5.44	29.03	9.23	912	3.15
5	10255	6837	8915	4.09	27.66	6.71	1329	4.12
6	9105	6070	7970	4.78	30.11	7.05	1130	4.27
平均	9358	6238	8230	4.21	25.55	6.95	1280	3.67

95%信頼区間			
	2/3Pmax	Py	Pu
上限	6855	5445	9135
下限	5622	4657	7326

許容耐力 終局耐力	
Fjy (kgf)	Fju (kgf)
4657	7326

Table 3.7. せん断試験における柱-胴差接合部の荷重特性値 (PG15; 弱軸方向)

試験体 No.	荷 重 (kgf)			相 対 変 位 (mm)			初期剛性 Kj(kgf/mm)	塑性率 $\mu_j$
	Pmax	2/3Pmax	Pu	$\delta_y$	$\delta_u$	$\delta_v$		
1	2315	1543	2086	2.74	16.17	3.42	610	4.73
2	3835	2557	3596	3.22	31.56	4.87	738	6.48
3	3575	2383	3253	3.84	29.01	4.78	680	6.07
4	3555	2370	3296	4.15	32.93	6.26	527	5.26
5	3295	2197	3124	4.24	33.93	5.82	537	5.83
6	3740	2493	3116	3.42	30.88	3.98	783	7.76
平均	3386	2257	3079	3.60	29.08	4.86	646	6.02

95%信頼区間			
	2/3Pmax	Py	Pu
上限	2646	2679	3620
下限	1868	1920	2537

許容耐力		終局耐力	
F <sub>iy</sub> (kgf)	1868	F <sub>ju</sub> (kgf)	2537

Table 3.8. せん断試験における柱－胴差接合部の荷重特性値 (PG24 ; 強軸方向)

試験体 No.	荷 重 (kgf)			相 対 変 位 (mm)			初期剛性 Kj(kgf/mm)	塑性率 $\mu_j$
	Pmax	2/3Pmax	Pu	$\delta_y$	$\delta_u$	$\delta_v$		
1	10090	6727	7936	5.72	27.21	10.58	750	2.57
2	9010	6007	7465	2.40	22.21	4.15	1800	5.35
3	8350	5567	6833	3.64	30.41	6.58	1039	4.62
4	7990	5327	6567	4.50	30.80	7.74	848	3.98
5	7860	5240	6843	3.89	29.88	6.94	987	4.31
6	9670	6447	8682	4.91	30.17	8.49	1023	3.55
平均	8828	5886	7388	4.18	28.45	7.41	1074	4.06

95%信頼区間			
	2/3Pmax	Py	Pu
上限	6527	4679	8235
下限	5244	3675	6540

許容耐力	終局耐力
F <sub>y</sub> (kgf)	F <sub>ju</sub> (kgf)
3675	6540

Table 3.9. せん断試験における柱-胴差接合部の荷重特性値 (PG24 ; 弱軸方向)

試験体 No.	荷重 (kgf)			相対変位 (mm)			初期剛性 Kj(kgf/mm)	塑性率 $\mu_j$
	Pmax	2/3Pmax	Pu	$\delta_y$	$\delta_u$	$\delta_v$		
1	5315	3543	4802	3.13	27.96	4.00	1200	6.99
2	4125	2750	3747	2.77	21.18	5.02	747	4.22
3	4860	3240	4378	2.62	27.00	3.55	1235	7.61
4	3850	2567	3633	3.40	13.25	3.42	1062	3.87
5	4060	2707	3585	1.75	28.76	2.26	1586	12.73
6	3565	2377	3075	1.42	20.18	2.22	1386	9.09
平均	4296	2864	3870	2.52	23.06	3.41	1202	7.42

95%信頼区間		
	2/3Pmax	Pu
上限	3325	4518
下限	2402	3221

許容耐力		終局耐力
F <sub>iy</sub> (kgf)	F <sub>ju</sub> (kgf)	F <sub>ju</sub> (kgf)
2100	2100	3221

### 3.4 結論

梁－梁接合部と柱－胴差接合部のせん断試験結果をまとめると以下のようになる。

#### 1) 梁－梁接合部

a) 強軸方向加力では、梁せいが大きい方が剛性と強度のいずれも増加する。せん断剛性は、仕口部の接触面積の大小に大きく依存し、せん断耐力は、腰掛け下部にあるあご部分の面積の大小が影響する。

b) 弱軸方向加力のせん断耐力は梁せいが大きくなると増加する。せん断剛性はほぞの接触面積の大小に依存し、耐力は梁自身の曲げが大きく影響した。

c) 加力方向の違いによる、塑性率を比較すると、強軸方向加力の方が大きかった。

#### 2) 柱－胴差接合

a) 強軸方向加力においては、その仕口の形状から、柱側にある梁を支持する部分の面積に差がないため、せん断剛性および耐力のいずれも大きな差がない。

b) 弱軸において、剛性および強度で 24 タイプが 15 タイプを上回った。これには、ほぞにおける荷重の受圧面積の大小が影響した。

c) 強軸と弱軸方向加力を比較すると、初期剛性において差はなく、耐力は弱軸方向で大きく低下した。ほぞ断面の大小が大きく影響することが分かった。

#### 4 木ネジと接着を併用した立体トラス床の強度特性

木材は軽いわりに比強度が高く、その優れた物理的性質から建築用材料として利用されてきた。特にわが国では住居と木材の関係は密接で、今日でも住宅分野では木造が主流となっている。最近ではコンピュータによる計算技術の進歩や接合金物の開発が進み、大規模な木造建築物も見られるようになった。その中でも細い材を組み合わせて造る格子シェルや立体トラスを取り入れた新しい構造が注目を浴びている。この構造の大きな特徴は、従来剛節に近づけようとされていた接合部をピン節に近づけていることである。これは部材を剛節にした場合、接合部に生ずるモーメントに応じられるように材は十分に太くなければならないが、ピン節に近づければ主に軸力に応じれば良く、細い材でも外力に耐えられることを利用している。現在、手に入れやすい小径規格材を用いて広い単位の空間が安全にかつ安価に造ることができるのはトラス工法しかない。

この特性を生かして立体トラスを用いた新しい住宅工法が考案された。これはわが国が古くから行ってきた在来工法の基本であるはり柱を構造体とし、プレハブ化した立体トラスを床、壁、小屋組に利用した工法である。在来工法の構造形式は大梁を平行に並べて柱にかけるため、各梁の重さは両端の柱にだけしか伝わらない。このためスパンが大きくなればなる程大きい部材が必要となり、自重で梁がたわむといったことになる。また従来のトラス構造は平面トラスを平行に並べてかけただけなので、在来工法の大梁架構で起こるのと同じ問題が生じる。この点 3次元方向の立体トラスにした場合、従来の木造では考えられない程の剛性が出せ、しかも床の反力を分散させることができる。施工方法を Fig,4,1 に示した。これは主として断面 60x60mm の部材で構成されたトラス構造で、接合部に金物を用いていない。

この工法の特徴をまとめると次のようである。

1) プレカット以上にプレハブ化が進んでいる。床，壁，小屋組がパネル化されており，工期も大幅に短縮され，大工の技能をあまり要求しない。

2) 水平構面の剛性が 2×4 工法以上である。その理由は，パネルを構成する部材がトラスで，しかも XY 両方向の立体トラスであるため，従来の一方方向の場合と比べて極めて剛性が高い。通常の立体トラスとは異なり，接点に金属製の接合具を使用しないために接合部をむやみに大きくとる必要がなく，金属のさびの心配もない。

3) 接点部の機衝作用によつて，音響特性が優れていると考えられる。

本工法が実用化されれば，部材に国産の小径木を用いて間伐材の需要拡大に役立てることも考えられる。また，大工職人の不足，住まい方の変化，2×4工法やプレハブ工法との競合によつて先行き不安を持たれる在来工法の改良という点でも意義のある工法である。

本研究ではこのプレハブ化した立体トラスの構造性能を実験と解析によつて調べ，基礎的なデータを得ることを目的とした。具体的には，実物大の床を実験することが場所の関係で難しかったため，3400mm×2550mm の大きさのパネルについて面外曲げと，面内せん断試験を実施した。寸法は実際よりやや小さいが，使用している材料および接合部分は実物大であった。本年度は実験を主とし，解析についてはその手法を述べるに止めた。

## 4.1 試験体

### 4.1.1 試験体の構造

試験体は実際に使用する立体トラス床の一部で、縦 2550×横 3400×高さ 425 (mm)の二層式正方格子トラスである。試験体の構造形式を上下の格子面(弦材),斜材,側面の骨組みに分けて Fig. 4.2 に示した。下弦材は 850mm 四方の格子に組み、斜材 4 本で構成される四角錐型ユニットが縦 3 列横 4 列連続する。ユニットを構成する斜材両端部の加工形状は一定で、弦材の交差部に木ネジ ( $\phi=4.7\text{mm}$ ) および接着剤 (ポリウレタン樹脂系) を用いて接合される。上弦材はこの角錐の頂点を通るように組み、側面にはユニットごとに束材および斜材 (N75 釘 2 本打ち) が渡される。上下の弦材は通し材で、交差部分は相欠き (N75 釘 1 本打ち)、四周の材との接合には上弦材では大入れに釘打ち (N125, 2 本) (Fig.4.3)、下弦材には角ナットボルト ( $\phi 11\text{mm}$ ) が用いられる (Fig.4.4)。また四周の束材には軸ボルト ( $\phi 11\text{mm}$ ) を用いて上下の弦材を強固に固定してある (Fig.4.5)。部材は全てベイマツで、ユニットを構成する 4 本の斜材 (側面を除く) のみ断面 60x60(mm)、その他は断面 65×65(mm)であった。なお、試験前に部材の 30 箇所含水率を測定(高周波型含水率計モコ 2,ケット社)したところ約 15~23%, 平均で 18.7%であった。

### 4.1.2 接合部の接合形式

試験体の各部材は接合部に応じて切り欠きされ、接合には、軸ボルト、木ネジ、接着剤等が併用されている。骨組ごとの接合方法をまとめると次のようになる。

① 上面骨組み;XY 両方向に並ぶ束材はいずれも単一材で、外束は釘 2 本で接合され、内側の格子点の接合は相欠き。

② 側面骨組み;上面と下面を接合している束は、切り欠きが入れられ、軸ボルト( $\phi 12\text{mm}$ )により固定。斜材の接合に釘が 2 本。

③ 斜材骨組み;接着剤(ポリウレタン樹脂系)と木ネジ各 1 本の併用。床側面に渡される斜材端部は接着剤のみ (Fig.4.6)。

④ 下面骨組;XY 両方向に並ぶ枠材はいずれも単一材で、外枠には軸ボルト( $\phi 12\text{mm}$ )で接合。

以上のように、格子を軸ボルトでしつかりと組み、斜材は圧縮のみに効かせるようになっている。元来、木材の接合を引張りに効かせるためには大きな部材断面、あるいは鋼製ボールジョイントのような大がかりな接合形式が必要となる。本工法は斜材にかかる引張り力は圧縮部材が抵抗することでバランスをとる架構形式になっている。

## 4.2 試験方法

### 4.2.1 面外曲げ試験

曲げ試験装置および加力方法を Fig.4.7 に示した。試験体は4隅の束材直下を支点とし、基礎に固定された4本の支柱上に鉄板を介して支持した。支柱頂部には鉄製の半球（直径約120mm）を取り付け、支点での回転を拘束しなかった。加力点は試験体中央の上弦材の交差する2節点とし、H型鋼および加圧板を介して2点に等しい荷重を加えた。加力には油圧ジャッキを用い、H鋼をワイヤロープで鉛直下方に引張った。鉛直たわみの測定は支点を除く下弦材の全節点で行い、一部の斜材については部材中央上下面にゲージを貼付け、S1～S5の斜材で軸方向ひずみを測定した（Fig.4.7）。曲げ試験は前後2回に分けて行い、1回目は初期荷重として約650kgf 载荷した後に除荷し、初期剛性を求めた。2回目の試験ではほぼ設計荷重（約2tonf）を加え、規定たわみ量と比較した。また完全ピン節点トラスとして有限要素法による数値計算を行い、実験結果と比較した。

なお曲げ試験時のたわみ量は、スパン中央で最大約  $L/795$ （ $L$ ：スパン3400mm）であり、ほぼ弾性域内の変形量であった。

### 4.2.2 面内せん断試験

水平構面としてのせん断性能を調べるため、曲げ試験終了後、軸ボルトの締め直しを行い、同一試験体を面内せん断試験に供した。試験体は Fig.4.8 に示すように試験室床上にねかせ、側面（X6ライン）の束材3箇所フレーム（H型鋼）にクランプを用いて固定した。また試験体下面には、床面との摩擦抵抗を減じる目的で直径30mmのローラーを4ヶ所に配した。荷重は一隅の弦材の上下木口面に鉄板を介して水平に加え、各変位の測定は束材の中心位置に設定した。また曲げ試験と同様の方法で Fig.4.8 に示した各斜

材の軸方向ひずみを測定した。試験はせん断破壊に至らしめることを目指したが、荷重約 1ton 付近で基礎部分に滑りを生じ始めたこと、および一部の斜材端部に既に破壊が見られたことからこの荷重を最大荷重と見なし、せん断性能を評価した。

#### 4.2.3 部材の応力解析

木造のトラス構造は鉄骨などのトラスと異なり、仕口や継手部の大きな変形により剛性が著しく支配される。特に立体架構の場合、接合部の力学的挙動は複雑であり、設計上の大きな問題点の一つである。市販の有限要素法による応力解析プログラムでは、一般に部材軸力による接合部スリップの影響が無視されており、そのままでは木造トラスの変形を予測できない。ここでは市販の3次元骨組み解析用プログラムを用い、スリップ量を考慮した計算結果の適合性について検討した。解析モデルは節点数 60、部材数 164 の完全ピン節点トラスとし、部材ヤング率  $125\text{tonf/cm}^2$ 、せん断弾性係数  $7.26\text{tonf/cm}^2$ （ベイマツ）を用いた。試験体の支持条件その他は実際の試験方法に忠実に従い、節点変位および部材応力を算出した。また曲げ試験において得られた節点変位を試験結果と比較し、加力時に生じた付加たわみから仮想仕事法を用いて接合部の仕口部に生じたスリップ量を試算し、斜材端部の接合部剛性を推定した。

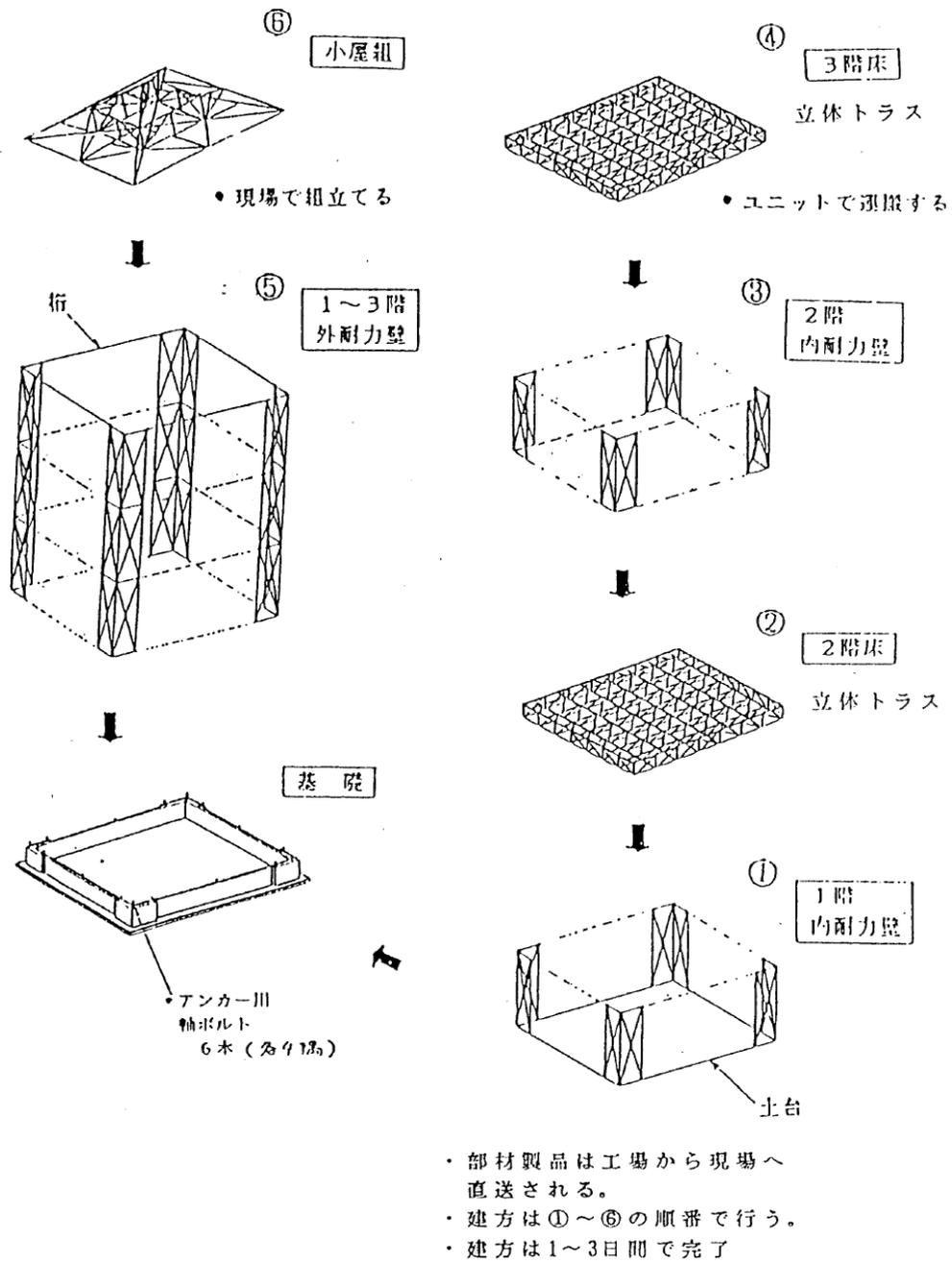


Fig.4.1. 施工方法

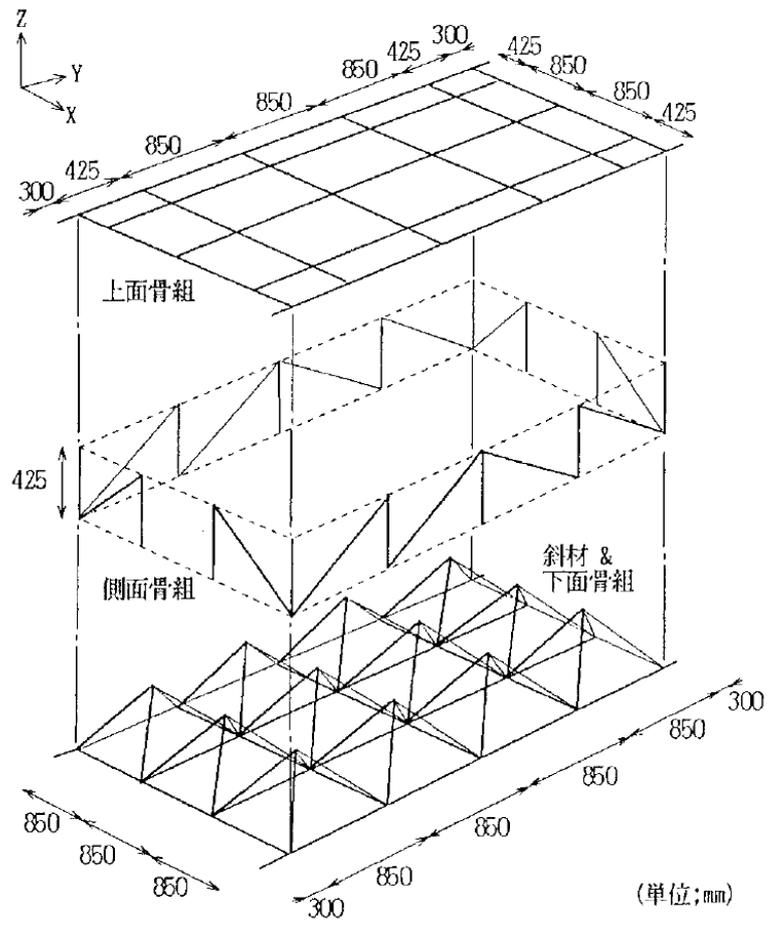
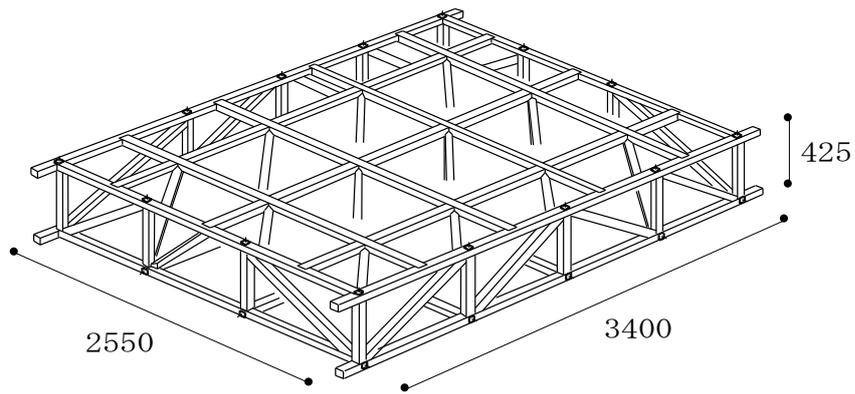


Fig.4.2. 立体トラス床の構造

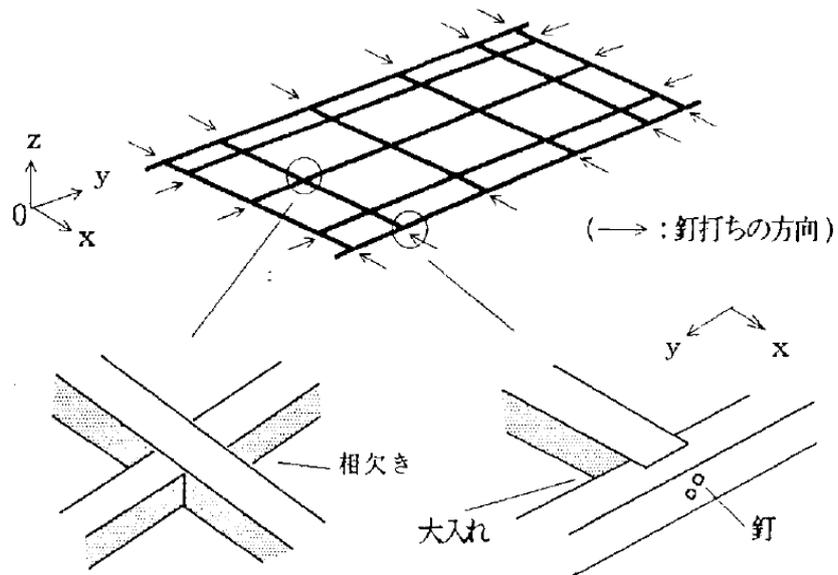


Fig.4.3. 上面骨組の材端部加工形状と接合方法

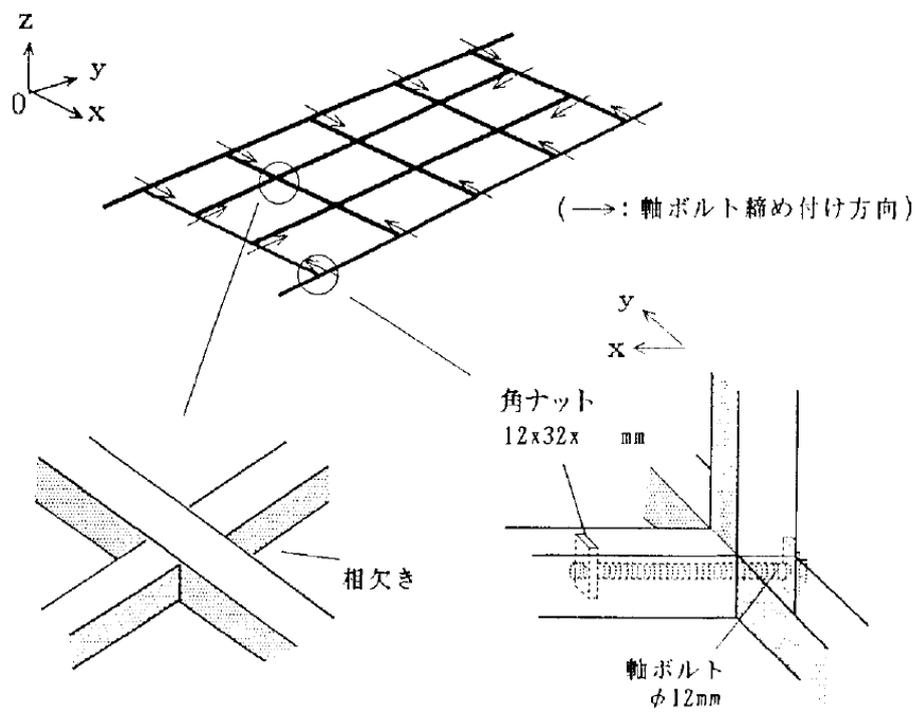


Fig.4.4. 下面骨組の材端部加工形状と接合方法

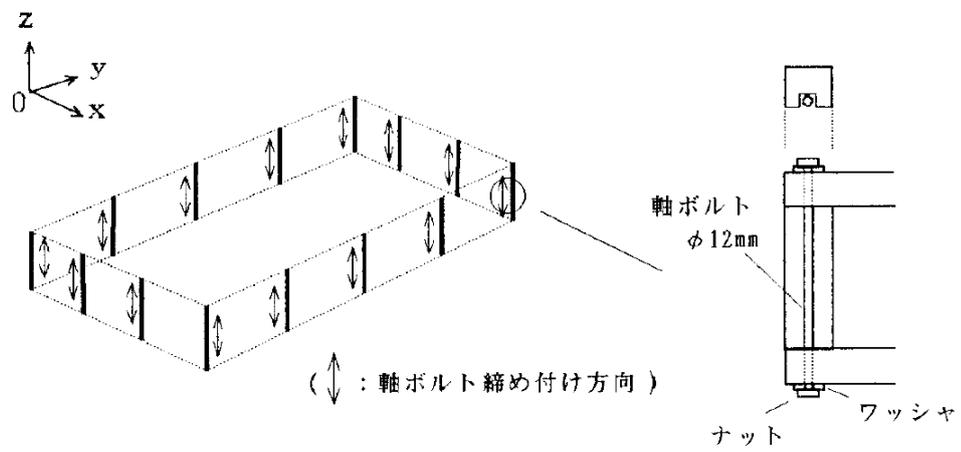


Fig.4.5. 側面骨組の材端部加工形状と接合方法

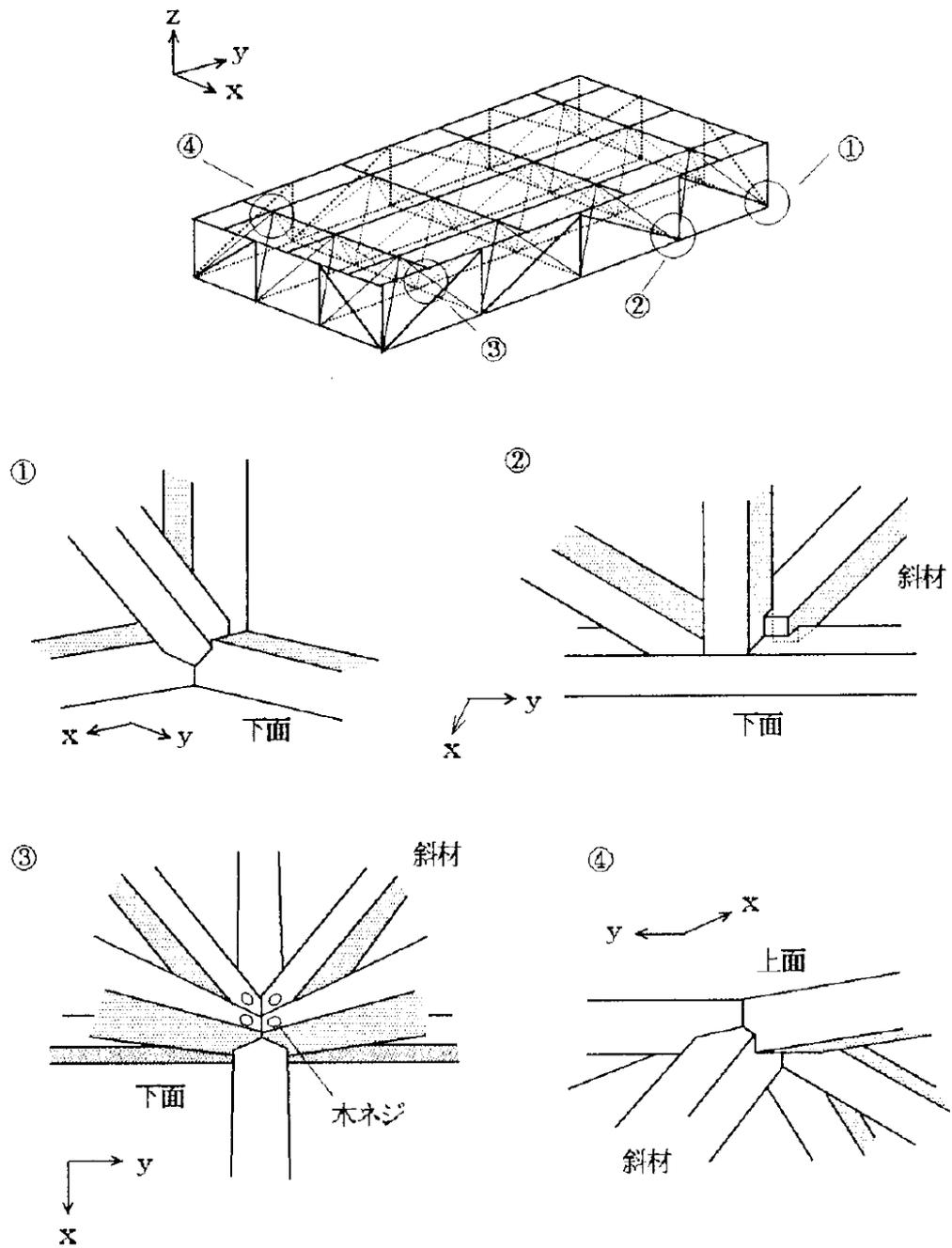


Fig.4.6. 斜材の材端加工形状と接合方法

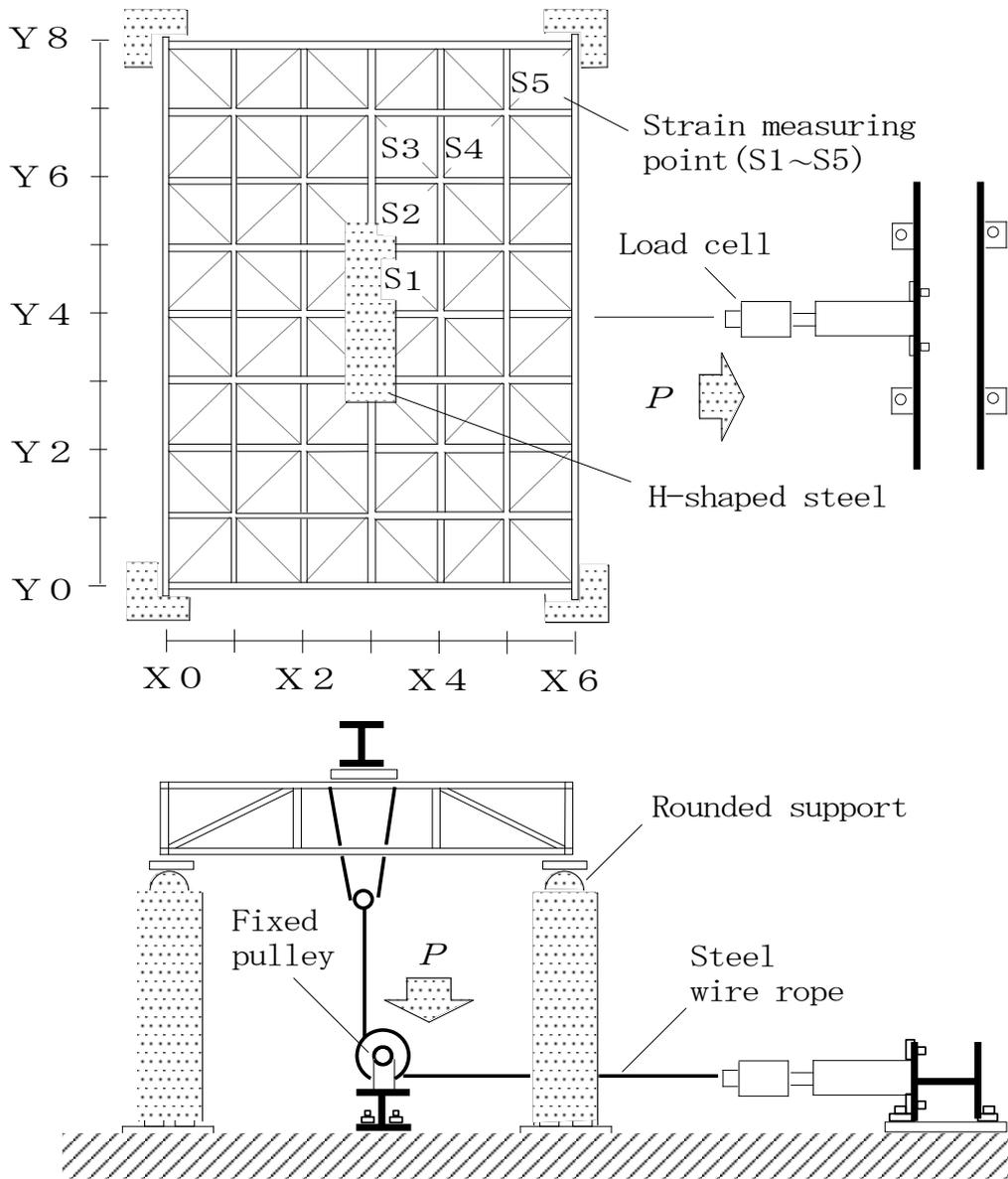


Fig.4.7. 面外曲げ試験方法

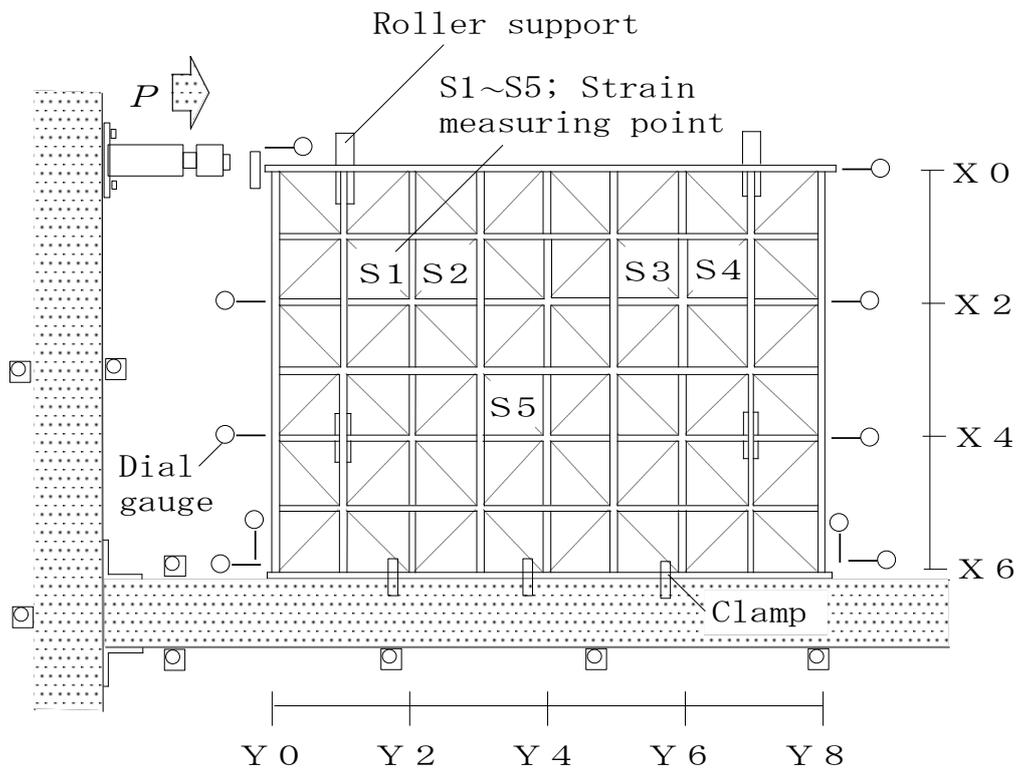


Fig.4.8. 面内せん断試験方法

### 4.3 結果と考察

#### 4.3.1 面外曲げ剛性

設計荷重を加えた2回目の曲げ試験における下弦材のたわみ量(鉛直変位)を Fig. 4.9 に示した。ただし加力点に関し対称位置にある測定点(①③④⑬⑯, ④⑧⑨⑬, ⑤⑦⑩⑫, ②⑮, ⑥⑪)の各平均値で示してある。本試験体に2階建2階床の設計荷重  $240\text{kg/m}^2$  (固定荷重  $60$ +積載荷重  $180\text{ kg/m}^2$ ) を当てはめると約  $2080\text{kgf}$  である。荷重  $2080\text{kgf}$  時のスパン中央平均変位  $\delta_1$  (測定点①) は  $3.9\text{ mm}$  ( $\delta/L=1/872$ :  $L=3400\text{mm}$ ) となり, 許容たわみ量の約  $35\%$  に止まっている。得られた荷重と  $\delta_1$  の関係から, 中央集中荷重, スパン  $3600(\text{mm})$  の単純支持として, 見かけの曲げ剛性  $EI$  を求めると,  $43.5 (\times 10^8\text{ kgf}\cdot\text{cm}^2)$  である。同様に1回目の曲げ試験結果から見かけの初期剛性を求めると  $54.0 (\times 10^8\text{ kgf}\cdot\text{cm}^2)$  が得られる。中村<sup>5)</sup>によれば幅  $910\text{mm}$ , スパン  $3640\text{mm}\sim 7750\text{mm}$  の各種床パネル(いずれも厚さ  $12\text{mm}$  以上の面材張り)の単純曲げ試験の場合, 局部中央集中荷重で  $5\sim 25 (\times 10^8\text{ kgf}\cdot\text{cm}^2)$ , 中央集中線荷重でも  $5\sim 40 (\times 10^8\text{ kgf}\cdot\text{cm}^2)$  の範囲に止まっている。本工法の場合, 実際の施工では  $15\text{mm}$  厚の面材が貼られることを考えると, 骨組み単体で極めて高い曲げ剛性を有することがわかる。一方 Fig. 4.9 に示すように, たわみの実験値は完全ピン節点トラスとして計算した値よりかなり大きい。本工法の場合, 求めた計算上のたわみ形(鉛直変位のみ)が実験結果と一致するためには, 接合部の圧縮, 引張りともにスリップを生じる必要があり, これを部材長あたりに換算した部材の見掛けのヤング率はおよそ  $10\sim 80\text{ tonf/cm}^2$  の範囲であった。

曲げ試験において設計荷重負荷時に斜材 S1~S5 に生じた軸方向ひずみの測定値と, ピン節点トラスとして解いた計算結果を Fig. 4.10 に示した。図

は引張りを正、圧縮を負の値で示してある。実験値と計算値はおおむね一致しているが、引張力の働く S4 では比較的大きな差が見られる。これは本工法の斜材接合部が引張りにはあまり効かないことが原因と考えられる。トラス各部の接合方法をピンまたは剛で様々に変化させたモデルで計算を行ったところ、軸力の計算値はモデルの種類によらずほぼ一定で、既往の結果と一致していた<sup>6)-8)</sup>。

#### 4.3.2 面内せん断剛性

荷重を最大 961kgf まで負荷した時の見かけおよび真のせん断変形角の関係を Fig. 4.11 に示した。試験は荷重 961kgf 付近から基礎部分で滑り始めたため、これ以上荷重が上がらないと見なし、終局耐力を求めるには至らなかった。ただし荷重 876kgf 付近では既に斜材の一部 (S2; Fig. 4.8 参照) に引張りによる破壊が見られたことから、最大荷重としてはこれ以上あまり大きな値は望めないと考えられる。測定結果をもとに荷重 961kgf 時の真のせん断変形角を算出すると約 1/770 (rad) であった。飯塚<sup>9)</sup>らの実験によれば従来型の 3.6m 角の 12mm 厚合板張り床骨組みについて、1/200 (rad) 変形時で約 213kgf/m が得られている。本試験体はこれよりやや寸法が小さいため単純に比較することは出来ないが、1/770 (rad) 変形時で既に約 283kgf/m に達している。曲げ試験同様、面材が張られていないことを考慮すると、極めて大きいせん断剛性を持つと言える。

#### 4.3.3 仮想仕事法による部材接合部変形量の推定

市販の骨組み解析プログラムによるトラス構造の応力、変形の計算には、軸力による接合部変形の影響が考慮されていない。これらの解析プログラムを用いて木造トラスの変形計算を行うには、部材を分割し、接合部にヤング率の異なる部材を仮定する<sup>8)</sup>等の方法が採られる。ここでは曲げ試験結果を

もとにして、仮想仕事法により付加すべきたわみを求め、計算上各部材にどの程度の軸方向スリップが生じるかを検討した。有限要素法による応力解析は完全ピン節点として計算し、部材ヤング率として 125tonf/cm<sup>2</sup> (ベイマツ) を用いた。なお、曲げ試験における荷重-たわみ関係はほぼ直線で、試験結果と計算結果の比較はいずれも設計荷重時 (約 2tonf) の変形量を用いた。付加たわみの応力計算にはスリップを無視した計算結果を用い、Table 4.1 に示す接合形式によって、軸力に比例する 5 種類の比例定数  $\alpha_1 \sim \alpha_5$  を仮定した。たわみ測定結果からそれぞれ接合部スリップによる付加たわみに関して以下の式をたて、これを連立して係数  $\alpha_1 \sim \alpha_5$  を求めた。

$$\delta_{\text{exp}} = \delta_{\text{cal}} + \sum N_i \cdot \Delta$$

$$\sum N_i \cdot \Delta = \sum N_i \cdot (\alpha_1 \cdot N_e) + \sum N_i \cdot (\alpha_2 \cdot N_e) + \sum N_i \cdot (\alpha_3 \cdot N_e) + \sum N_i \cdot (\alpha_4 \cdot N_e) + \sum N_i \cdot (\alpha_5 \cdot N_e)$$

$$= \alpha_1 \cdot (\sum N_i \cdot N_e) + \alpha_2 \cdot (\sum N_i \cdot N_e) + \alpha_3 \cdot (\sum N_i \cdot N_e) + \alpha_4 \cdot (\sum N_i \cdot N_e) + \alpha_5 \cdot (\sum N_i \cdot N_e)$$

ただし

$\delta_{\text{exp}}$ ; 実験結果より求まるたわみ

$\delta_{\text{cal}}$ ; 接合部スリップを無視したたわみ計算値

$N_e$ ; 設計荷重時に生じる軸方向力,  $N_i$ ; たわみを求める位置に仮想荷重 1 を与えたときの部材応力である。

実験値は接合部スリップを無視した計算値よりかなり大きい。本試験体の場合、計算上のたわみ形 (鉛直変位のみ) が実験結果と一致するためには、接合部の圧縮、引張りともにスリップを生じる必要があり、これを部材長あたりに換算した部材の見掛けのヤング率は 10~80 tonf/cm<sup>2</sup> の範囲であった。

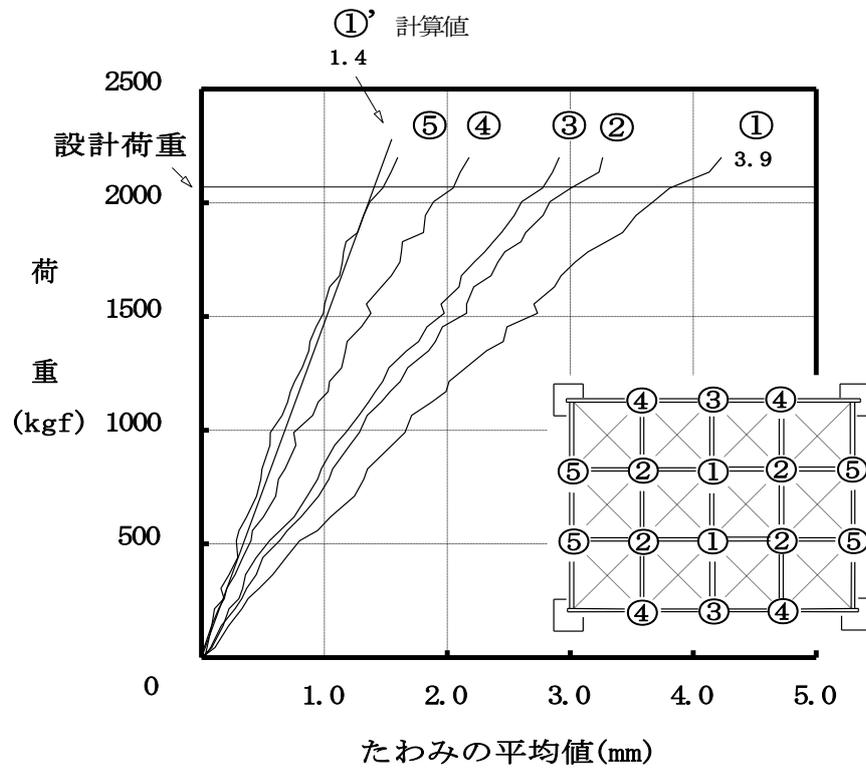
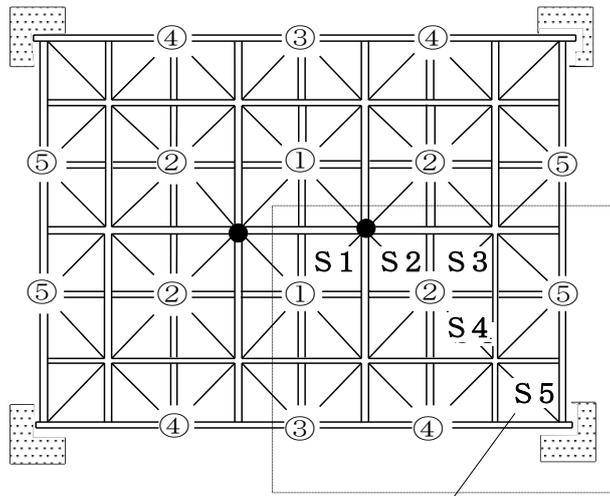


Fig.4.9. 面外曲げ試験における荷重とたわみの関係



軸方向ひずみ測定点

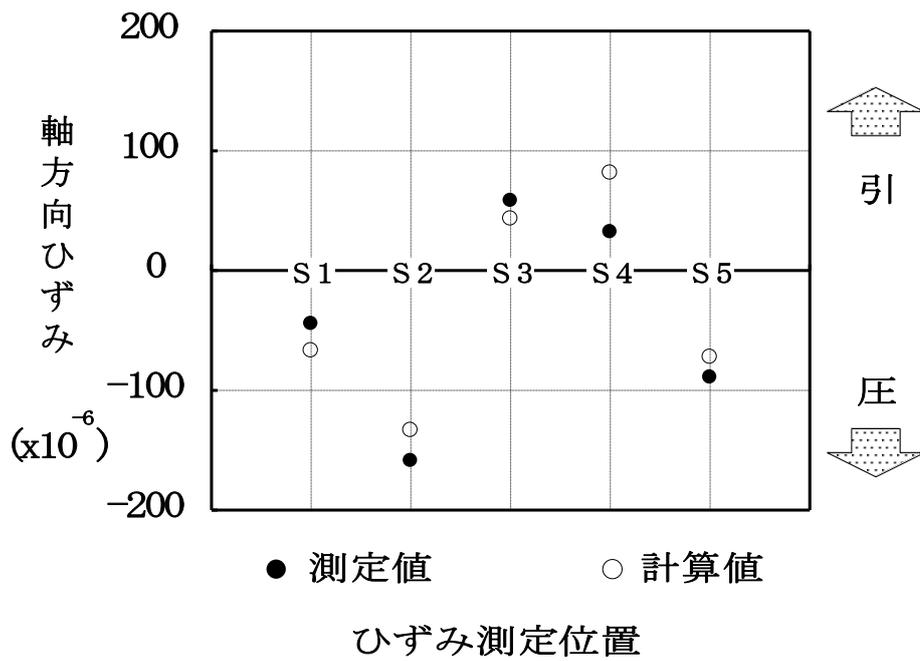


Fig.4.10. 面外曲げ試験における斜材の軸方向ひずみ

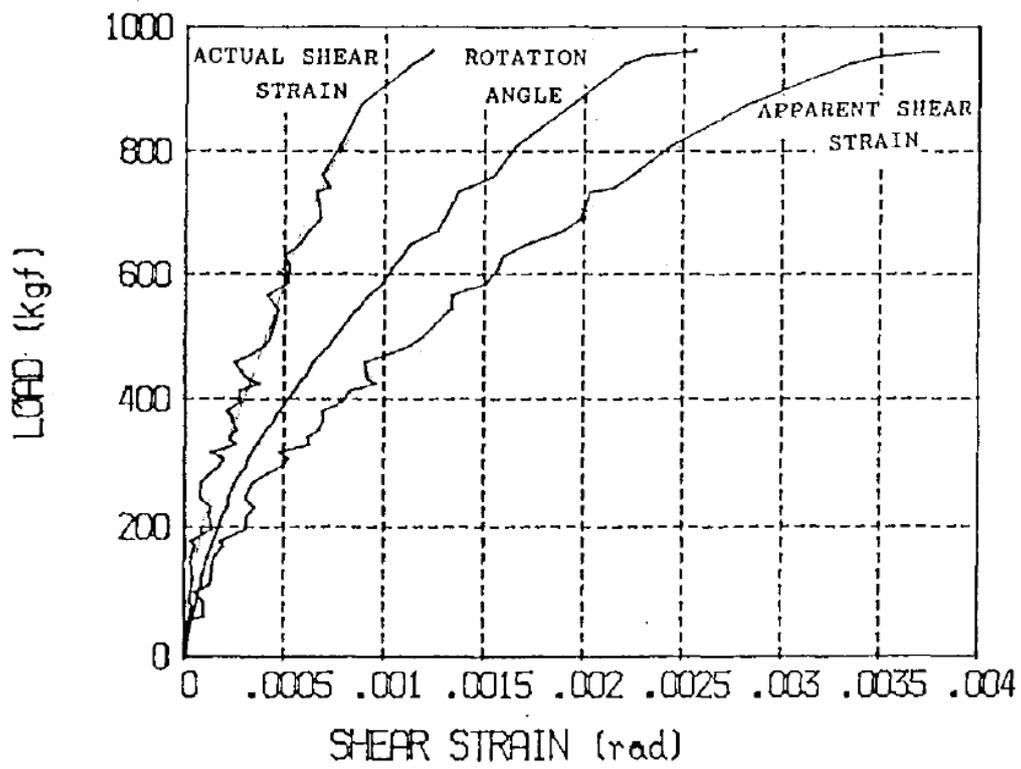


Fig.4.11. 面内せん断試験における荷重とせん断変形角の関係

Table 4.1. 各接合形式ごとのスリップ係数

接合形式	部材種類	引張	圧縮
1	斜材 (内部)	$\alpha 1$	$\alpha 2$
2	突き付け	-	$\alpha 3$
3	軸ボルト	$\alpha 4$	-
4	両端相欠き	$\alpha 5$	$\alpha 5$
係数	cm/kgf	係数	cm/kgf
$\alpha 1$	9.2E-05	$\alpha 4$	4.8E-05
$\alpha 2$	6.5E-05	$\alpha 5$	1.1E-05
$\alpha 3$	8.3E-05		

#### 4.4 結論

立体トラス床パネルの強度性能をまとめると次のようになる。

1) 本試験体の 2 階建ての 2 階床設計荷重, 2080kgf 時の加力点直下のたわみ量は 3.90mm であり, 2 階床に求められる許容たわみ量 1/300 (11.3mm) の約 35%とはるかに小さく, 高い曲げ性能が認められた。

2) ひずみ測定を行った斜材について軸方向力を算出したところ, 加力点と支点を結ぶ線上の斜材で大部分の力を負担していた。

3) せん断試験において一部の斜材は引張り力により接着層がはがされ, 破壊された。この時の軸方向力は 250kgf であつた。

4) 1/300rad 変形時のせん断力は 282.6kgf/m で, 耐力壁の壁倍率に換算すると 2.2 であつた。これは柱二つ割り筋かいと同等の耐力を持つと考えられ, 面材を貼るとさらに増加する。

以上のことから, 本試験に用いた立体トラス床パネルは, 曲げ, せん断の両面で優れた性能を有していることが明らかになった。

## 5 ガラス繊維強化ナイロン樹脂を用いたプレート挿入型接合

### 5.1 ドリフトピン接合部のせん断試験

鉄製金物を接合部に用いた軸組工法の継手や仕口が、数多く開発されているが、新しい素材が現れてきているにもかかわらず、接合部に限って言えば、鉄以外はほとんど使われてこなかった。中には2階建ての小規模住宅でも耐震性向上の名目でかなり大型の過剰設計とも思われる金物もしばしば見られる。軽微な住宅の接合や、仮設住宅の接合部には必ずしも重厚な鉄製の接合は必要ない。しかも2000年の建築基準法の改正で材料、構造等が仕様規定から性能規定へと大幅に変化し、所定の性能を満たせば、新材料や新工法が以前より積極的に利用可能となった。接合部の素材としてはFRP板<sup>13-14)</sup>、強化LVL<sup>15-17)</sup>や圧縮木材<sup>18)</sup>を用いたものがあり、鉄製以外でも要求性能を満たせば十分に使用が可能である。

鉄は剛性、強度、粘りにおいて優れた性質を持っていて、接合に最適である。しかし一方で、重量が大きい、錆びやすい、火災に弱い、複雑な形状を作るにはコストがかかるなどの欠点も有している。本研究は施工が簡便で、コストが安く、かつ性能の優れた2階建て程度の住宅の接合部を対象として、ガラス繊維強化ナイロン樹脂の利用を考えた。これは電気・電子部品や自動車部品など、各種の機械部品として実績のあるもので、熱やクリープに弱いなどの欠点があるものの、軽くて強く、作業性が良い上、大量生産をすることにより低価格で生産できるという利点を有している<sup>19)</sup>。本研究は繊維強化ナイロン樹脂製接合部の実用化を目指して、まず手始めとして、ナイロン製のプレートとドリフトピンを用いたプレート挿入型せん断試験を行い、鉄製の接合具との比較を試みた<sup>20-23)</sup>。

## ガラス繊維強化ナイロン樹脂プレートの物性

本試験で用いたナイロン樹脂は、ナイロン 6 樹脂ガラス繊維 45%強化材（ナイロン樹脂（ポリアミド樹脂）“アミラン” CM1011G-45；東レ（株））である。これは、アミド基（-CONH-）結合を持つ熱可塑性エンジニアリングプラスチックで、ナイロン 6 にガラス繊維を重量比で 45%添加したものである。ナイロン 6 は  $\epsilon$ -カプロラクタムの重合で製造され、融点は 215～225℃であり、吸湿率は大きいが強靱で、物性と価格のバランスがよくとれた樹脂である。しかし、高強度、強靱性のナイロン樹脂でも、そのままでは接合部を構成する材料としては強度面で金属材料に及ばないので、ナイロン樹脂のもつ種々の特性を生かしながら、さらに金属材料に近い特性を付与するためにガラス繊維を混入した。ガラス繊維はナイロンと比べて比強度、ヤング率が 10～20 倍大きく、線膨張率はナイロンの約 1/20 で吸水率はほぼゼロであり、熱、薬品（アルカリを除く）に対する耐性が大きいという特徴がある。これをナイロン樹脂に配合することにより強度が向上し、金属代替用途に使用可能となる。しかし一方でガラス繊維の配合により破断伸びが小さくなり、ガラス繊維自身をもつ強い異方性により成形時に流動配向を起こし、成形品のそりが生じやすいなどの問題を抱えている<sup>19)</sup>。Table 5.1 にナイロンプレートの主な物性値を示した。

### 5.1.1 試験体

主材は 105×105mm のスギ，ベイマツ，ベイマツ集成材（E120-F330）の 3 種類で（両振れ試験はベイマツ集成材のみ），側材プレートには 12mm 厚のナイロン樹脂板と、6mm 厚の鋼板の 2 種類を使った。ドリフトピンは，直径 12mm の丸鋼（SS400）2 種類（SP，DP）と中空の鋼管（STKM11A 相当，肉厚 2.2mm，PP）で，SP と PP タイプには施工時の緩みを防止するためのネジ加工が施されている（Fig.5.3）。一般的なドリフトピンである DP タイプは，試作 SP タイプの数が不足したため，SP の代替として繰り返し試験に用いた。主材には木材の中央部にプレート厚+1mm のスリット加工を施し，ここに繊維強化ナイロン樹脂プレート，または鋼板を挿入してドリフトピン 1 本で接合した。

### 5.1.2 試験方法

実験はプレート挿入型のドリフトピン接合部を使って、静的2面せん断試験と両振り繰り返し2面せん断試験の2種類を行った。前者は木材の繊維方向に平行加力（Fig.5.1）と直交加力（Fig.5.2）を、後者は平行加力のみを行った。3点曲げ型の直交加力には接合部を一端に配置する方法<sup>24-25)</sup>があるが、ここでは柱-土台接合に用いた場合を想定し、両端を単純支持した中央の接合部に加力した<sup>26)</sup>。なお試験体の縁距離、端距離等は木質構造設計規準に準拠した<sup>27)</sup>。

#### 1) 静的2面せん断試験

Table 5.2 に試験体の種類を示した。繊維平行加力は、主材を試験機の治具に固定し、プレートを上方に引っ張った。一方直交加力は主材をスパン240mmで支持し、プレート上端に圧縮力を加えた。いずれも試験機のクロスヘッドスピードを2~5mm/minとし、主材-プレート間の相対変位を測定した。試験は破壊まで行った。

#### 2) 両振り繰り返し2面せん断試験

Table 5.3 に試験体の種類を示す。加力方法は単純繰り返し（試験1）と繰り返し疲労（試験2）の2種類があり、静的2面せん断試験の平行加力で求めた降伏点（ $P_{y0}$ ,  $\delta_{y0}$ ）を基準として、以下のように加力スケジュールを設定した。

1) 試験1（単純繰り返し試験）：加力は変位制御とし、折り返しの変形レベルを徐々に上げながら正負の繰り返しを各1回ずつ行い、繰り返しによる剛性や残存耐力の低下を調べた。すなわち  $\delta_{y0}$  を目標降伏点変位とし、 $0 \rightarrow \pm \delta_{y0}/4 \rightarrow \pm \delta_{y0}/2 \rightarrow \pm \delta_{y0} \rightarrow \pm 2 \delta_{y0} \rightarrow \pm 4 \delta_{y0} \rightarrow \pm 8 \delta_{y0}$  として順次変形レベ

ルを上げながら各 1 回ずつ折り返し、最後に正方向（引張り）で破壊または  $16 \delta_{y0}$  に達するまで加力を続けた。本試験の場合、各試験体の  $\delta_{y0}$  は、Table 5.3 に示した呼称で N-PP=2.11mm , N-DP=1.88mm, S-PP=1.40mm, S-DP=1.26mm とした。

2) 試験 2（繰り返し疲労試験）：加力は荷重制御で行い、目標降伏点荷重  $P_{y0}$  を正負多数回負荷した場合の接合部の疲労特性を調べた。加力スケジュールは 2 種類で、荷重レベル  $P_{y0}$  で正負 50 回の繰り返し、または  $P_{y0}/3, 2 P_{y0}/3, P_{y0}$  の 3 段階で荷重レベルを上げながら正負各 50 回ずつ計 150 回繰り返した。いずれも加力スケジュールの終了後に正方向（引張り）加力で破壊し、残存耐力を求めた。なお目標降伏点荷重は、同一等級のベイマツ集成材を用いた 1 方向せん断試験試験の結果の内、降伏点荷重の最も小さかった試験体に統一し、 $P_{y0}=14.7\text{kN}$ （1500kgf）とした。

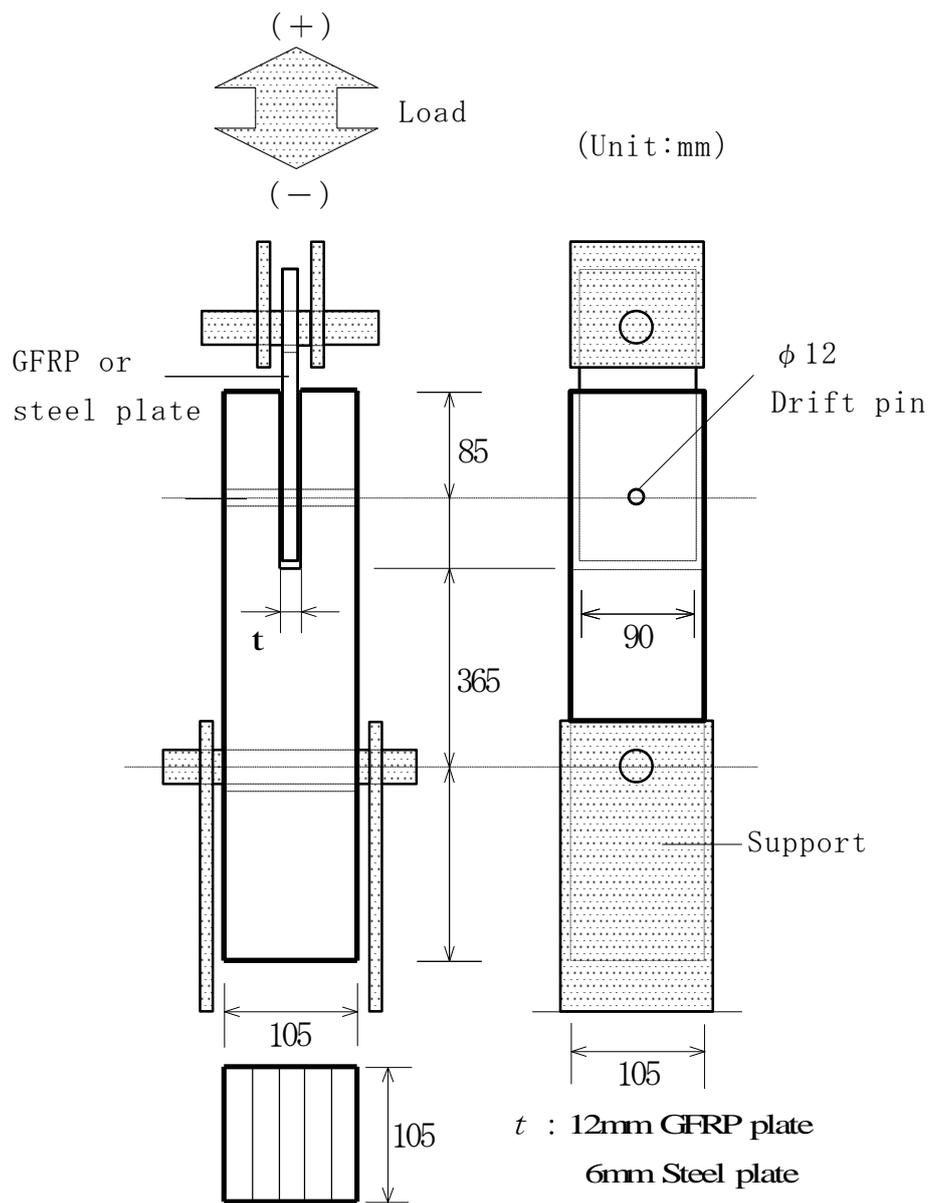


Fig.5.1. ドリフトピン接合部の繊維平行せん断試験体

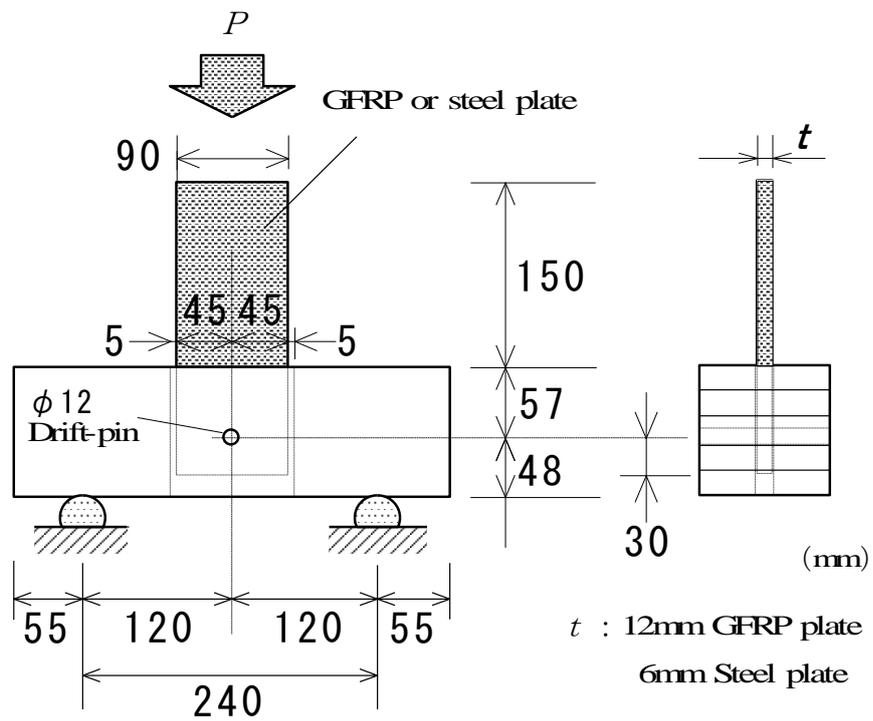


Fig.5.2. ドリフトピン接合部の繊維直交せん断試験

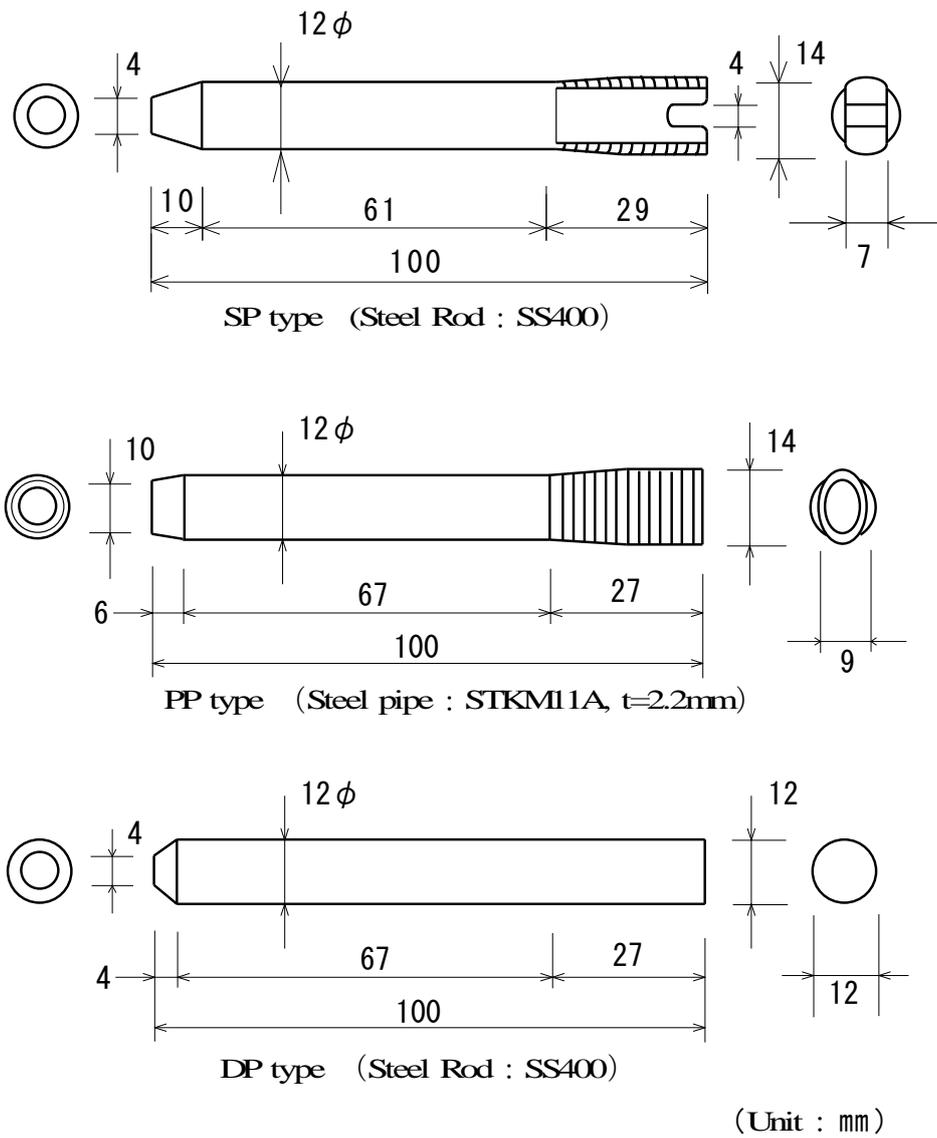


Fig.5.3. ドリフトピンの仕様

Table 5.1. 繊維強化樹脂の室温（23℃）における物性

Properties	Condition	
	dry	1.9%wet
Glass content	45% by weight	
Density	1.5 g/cm <sup>3</sup>	
Melting point	225°C	
Tensile strength(Mpa)	205	130
Bending strength(Mpa)	340	210
Bending elastic modulus(Gpa)	13.8	8.1
Yield strength in compression	190MPa	120MPa
Shear strength	95MPa	75MPa

Table 5.2. 単調加力試験における試験体の仕様

Test specimen	Joint type		Species of timber	Specific gravity	Loading direction	Number of specimen			
	Plate	Drift-pin							
N-SP-SU-//	GFRP	SP	Sugi <sup>a)</sup>	0.43	Parallel to the grain	6			
N-PP-SU-//		PP		0.43					
N-SP-DF-//		SP	Douglas fir <sup>b)</sup>	0.55					
N-PP-DF-//		PP		0.55					
N-SP-GL-//		SP	Glulam (Douglas fir)	0.68					
N-PP-GL-//		PP		0.64					
S-SP-GL-//		Steel		SP			0.61		
S-PP-GL-//			PP	0.61					
N-SP-SU-⊥		GFRP	SP	Sugi <sup>a)</sup>			0.43	Perpendicular to the grain	6
N-PP-SU-⊥			PP				0.46		
N-SP-DF-⊥	SP		Douglas fir <sup>b)</sup>	0.55					
N-PP-DF-⊥	PP			0.52					
N-SP-GL-⊥	SP		Glulam (Douglas fir)	0.63					
N-PP-GL-⊥	PP			0.54					
S-SP-GL-⊥	Steel			SP	0.59				
S-PP-GL-⊥			PP	0.56					

a): *Cryptomeria japonica* D.Don, b) :*Pseudotsuga menziesii* Franco.

Table 5.3. 正負繰り返し加力試験における試験体の仕様

Test specimen (Glulam)	Joint type		Load type		Number of specimens	Density (g/cm <sup>3</sup> )
	Plate	Drift-pin	Number of cycles	Control		
N-DP-C6		DP	6	Yield displacement <sup>a)</sup>	6	0.60
N-PP-C6	GFRP		6		6	0.59
N-PP-C50		PP	50	Yield load <sup>b)</sup>	1	0.58
N-PP-C150			150	Yield load <sup>c)</sup>	1	0.55
S-DP-C6		DP	6	Yield displacement <sup>a)</sup>	3	0.61
S-PP-C6			6		3	0.60
S-PP-C50	Steel	PP	50	Yield load <sup>b)</sup>	1	0.56
S-PP-C150			150	Yield load <sup>c)</sup>	1	0.56

Note:

a): Displacement-controlled loads at six displacement levels ( $\pm 1/4\delta_{y0}$ ,  $\pm 1/2\delta_{y0}$ ,  $\pm \delta_{y0}$ ,  $\pm 2\delta_{y0}$ ,  $\pm 4\delta_{y0}$ ,  $\pm 8\delta_{y0}$ ) were applied, where  $\delta_{y0}$  is yield displacement obtained in monotonic loading test

b): 50 sets of cyclic loads at yield resistance level obtained in monotonic loading test were applied

c): 150 sets of cyclic loads at yield resistance level obtained in monotonic loading test were applied

### 5.1.3 結果と考察

#### 1) 繊維方向 2 面せん断試験

繊維平行方向加力試験体の荷重－相対変位の関係を Fig. 5.4 に、これを完全弾塑性モデル化して求めた特性値の計算結果を Table 5.4 に示した。なお完全弾塑性モデルの誘導は、最大荷重の 10, 40, 90%の荷重値を基準にとる方法に従った<sup>28)</sup>。いずれの試験体も破壊はドリフトピン差し込み穴から材端に達する主材の割裂で、ナイロンプレートの破断は見られなかった。履歴曲線の形状は、プレートの種類によらずほぼバイリニアールに近く、鋼管 (PP) の場合、降伏後の荷重増加率は小さいが、変形能が大きい。特に主材密度の小さいスギでは、ドリフトピン (鋼管) が曲げ降伏とともに主材中にめり込み、割裂破壊を生じにくかったと考えられる。全ての試験体について、主材密度と降伏点荷重 ( $P_y$ ) の関係を見ると (Fig. 5.5), ナイロンプレートを用いた場合、降伏点荷重 ( $P_y$ ) は主材密度にほぼ比例し、ドリフトピンの種類によらず傾きはほぼ一定であった。すなわち、いずれのドリフトピンを用いても主材密度から降伏点荷重を推定することが可能である。なお、主材が集成材の場合について荷重特性値 (平均値) を比較すると、ドリフトピンの種類によらず、ナイロンプレート (12mm 厚) は鋼板 (8mm 厚) より、最大荷重 ( $P_{max}$ ), 降伏点荷重 ( $P_y$ ) とともに約 10%程度低下し、初期剛性 ( $K$ ) は約 60%にとどまった (Fig.5.6)。また、鋼管 (PP) は丸鋼 (SP) に比べ最大荷重で約 20%, 初期剛性では 10~15%程度小さい。ドリフトピンはボルトと比較してロープ効果が期待できないため、最大荷重は降伏耐力とほぼ同じになるが<sup>27)</sup>, 本試験の場合、主材樹種や接合方法によらずおよそ 1.5 倍程度であった。

#### 2) 繊維直交方向 2 面せん断試験

主材の繊維直交方向加力による荷重－相対変位曲線を Fig.5.7 に示した。これをを見ると、繊維平行方向加力と比べ降伏点が不明瞭であるが、同一の接合方法では、主材がスギの場合を除き繊維方向加力と最大耐力に大きな差は認められない (Table 5.4)。スギの場合直交方向は繊維平行加力の約 1.2 倍となり、主材密度の違いによる耐力差に比べ、プレートやドリフトピンの違いによる差は極めて小さかった。特にドリフトピンに鋼管 (PP) を用いた場合、ナイロンプレートは鋼板と同等の性能を示した (Fig.5.6)。破壊はいずれの試験体もドリフトピン差し込み穴で主材が割裂し、ナイロンプレートの破損は見られなかった。加力方向の違いによる強度特性値の大小関係を Fig.5.8 に示す。鋼板に比べナイロンプレートを用いた場合、加力方向の違いによる差が小さい。なお、繊維直交加力の場合、最大荷重は降伏耐力の約 1.7～1.8 倍であった。

### 3) 両振り繰り返し 2 面せん断試験

Fig.5.9 に繊維平行方向加力における正負繰り返し試験の荷重－相対変位関係を示した。図で単純繰り返し試験は、試験結果の包絡線を 3 または 6 体について同一グラフ上に示してある (Table 5.3)。1 方向の繰り返し加力 (試験 1) においては、終局時にドリフトピン取り付け穴から繊維に沿った割れを生じるとともに、鋼管 (PP) では全ての試験体でピン自身の破断が見られた。一方、丸鋼 (DP) は、ナイロンプレートで 6 体中 1 体 (N-DP-C6)、鋼板で 3 体中 1 体 (S-DP-C6) が破断した。ナイロンプレートは繰り返しによる影響で、ドリフトピン差込穴がいずれも数ミリ程度広がり、丸鋼では 6 体中 1 体でナイロンプレートの差込穴付近で破断が見られた (N-DP-C6)。全ての試験体について破壊したループの正方向加力 (引張り) から包絡線を描き、これを完全弾塑性モデル化した特性値を Table 5.5 にまとめて示す。

ナイロンプレートは丸鋼（DP）を使用した場合、鋼板に最大荷重、降伏点荷重、初期剛性ともに及ばないが、鋼管を使用した場合、両プレートは最大荷重や降伏点荷重では同程度の値が得られる。一方鋼管（PP）は、プレートの種類によらず丸鋼の70～90%の耐力しか示さないが、初期剛性では勝った。単調加力におけるドリフトピンには、いずれも端部に同じネジ加工（SP,PP）が施され、繰り返し試験に用いた丸鋼（DP）は加工されていないことを考えると、ネジ加工が加力初期にボルト接合における締付けに似た効果を及ぼしたことが考えられる。丸鋼（DP）を用いた試験体でナイロンプレート自身の破損が認められたことから、ナイロンプレートには鋼管（PP）を用いた方が有利と考えられた。そこでベイマツ集成材（E120-F330）を用いて、種々の組み合わせで降伏点荷重レベルで50サイクル、または降伏点荷重の1/3, 2/3, 1レベルで各50回ずつ計150サイクルの加力を繰り返した（繰り返し疲労試験）。試験体はその後破壊し、残存耐力を鋼板の場合と比較した。Fig.5.10に繰り返し回数とスリップの関係を示した。なお相対スリップ量は、いずれも同一ループにおける正負スリップ量の平均値で表し、降伏点荷重は試験体によらず一定（ $P_{y0}=14.7\text{kN}$ ）とした。繰り返し過程における変形履歴を比べると、降伏点荷重レベルで50回程度の繰り返しでは変形の増加率に大きな差は認められなかった。予め $4.9\text{kN}(P_{y0}/3)$ 、 $9.8\text{kN}(2\cdot P_{y0}/3)$ レベルで各50回の繰り返しを経た場合、ナイロンプレートの変形増加率は鋼板より大きくなった。繰り返し加力後の荷重-変形の履歴を完全断塑性モデル化し、強度特性値を求めた結果をTable 5.5に示した。これを見ると最大荷重や降伏荷重に繰り返しの影響はほとんど見られない。最大荷重は繰り返し回数によらず降伏耐力の約1.5倍で、鋼板と鋼管ドリフトピンを用いた組み合わせのみ約1.2倍にとどまった。すなわちナイロンプレートを用いた接

合部は、降伏点荷重付近の極めて大きな両振れ繰返し荷重を受けても、耐力的には大きな問題はないと考えられる。

#### 4) ヨーロッパ型降伏理論による降伏耐力の検討

木質構造設計基準によれば鋼板挿入型ドリフトピン接合の降伏耐力(以下 EYT 式)は、接合具を完全弾塑性体とみなし、幾何学的な降伏点の数に応じて以下の式で表される  $P_y$  の内、最小値が採用される。

$$P_y = l \cdot d \cdot F_e \quad (\text{Type - I})$$

$$P_y = l \cdot d \cdot F_e \cdot \left[ \sqrt{2 + \frac{16M_y}{l^2 \cdot d \cdot F_e}} - 1 \right] \quad (\text{Type - II})$$

$$P_y = d^2 \cdot F_e \cdot \sqrt{\frac{16M_y}{d^3 \cdot F_e}} \quad (\text{Type - III})$$

ここで、 $P_y$  は接合部の降伏耐力、 $M_y$  はドリフトピンの降伏モーメント、 $F_e$  は主材(木材)の支圧強度、 $l$  は主材厚、 $d$  はドリフトピンの直径である。また降伏モーメント  $M_y$  は、鋼材の基準強度  $F (=235\text{N/mm}^2)$  と塑性断面係数  $Z_p$  (丸鋼)、 $Z_p'$  (鋼管) から以下の式で求めた<sup>29)</sup>。

$$M_y = F \cdot Z_p$$

$$Z_p = \frac{d^3}{6} \text{ (鋼棒)}, \quad Z_p' = Z_p \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \frac{2t}{d} \right)^3 \right] \quad \text{(鋼管; } t \text{ 肉厚)}$$

本試験の場合、主材の支圧強度をスギ  $17.7(\text{N/mm}^2)$ 、ベイマツ  $22.2(\text{N/mm}^2)$ 、ベイマツ集成材  $30(\text{N/mm}^2)$ <sup>30,31)</sup> として降伏耐力を求めると、全ての試験体で TYPE-II の降伏モードであった。なおナイロン樹脂は木材の 2 倍以上の圧縮強さを持つため、計算には鋼板同様プレート自身の変形を無視した。Fig.5.11 に実験結果と計算結果の比の値を示す。これを見ると、完全弾塑性モデルにより求めた降伏点荷重は、降伏理論に基づく EYT 式によって求めた降伏耐力とよく一致することがわかる。特にナイロン樹脂を用いた場合、

繰り返しの有無によらず，実験結果は計算結果とほぼ一致した。鋼板と鋼管製ドリフトピンの組み合わせで一部の計算値が実験結果を少し上回ったが，いずれも最大荷重は降伏耐力の 1.3 倍以上が得られた。木質構造限界状態設計指針（案）・同解説<sup>32)</sup>によれば，終局限界耐力と降伏耐力の比である耐力割り増し係数  $K_w$  は，鋼板挿入型の場合，ボルト接合で  $K_w=1.2$ ，ドリフトピン接合で  $K_w=1.0$ であることを考えると，ナイロン樹脂プレート，鋼管製ドリフトピンともに実用に十分な耐力を有することがわかった。

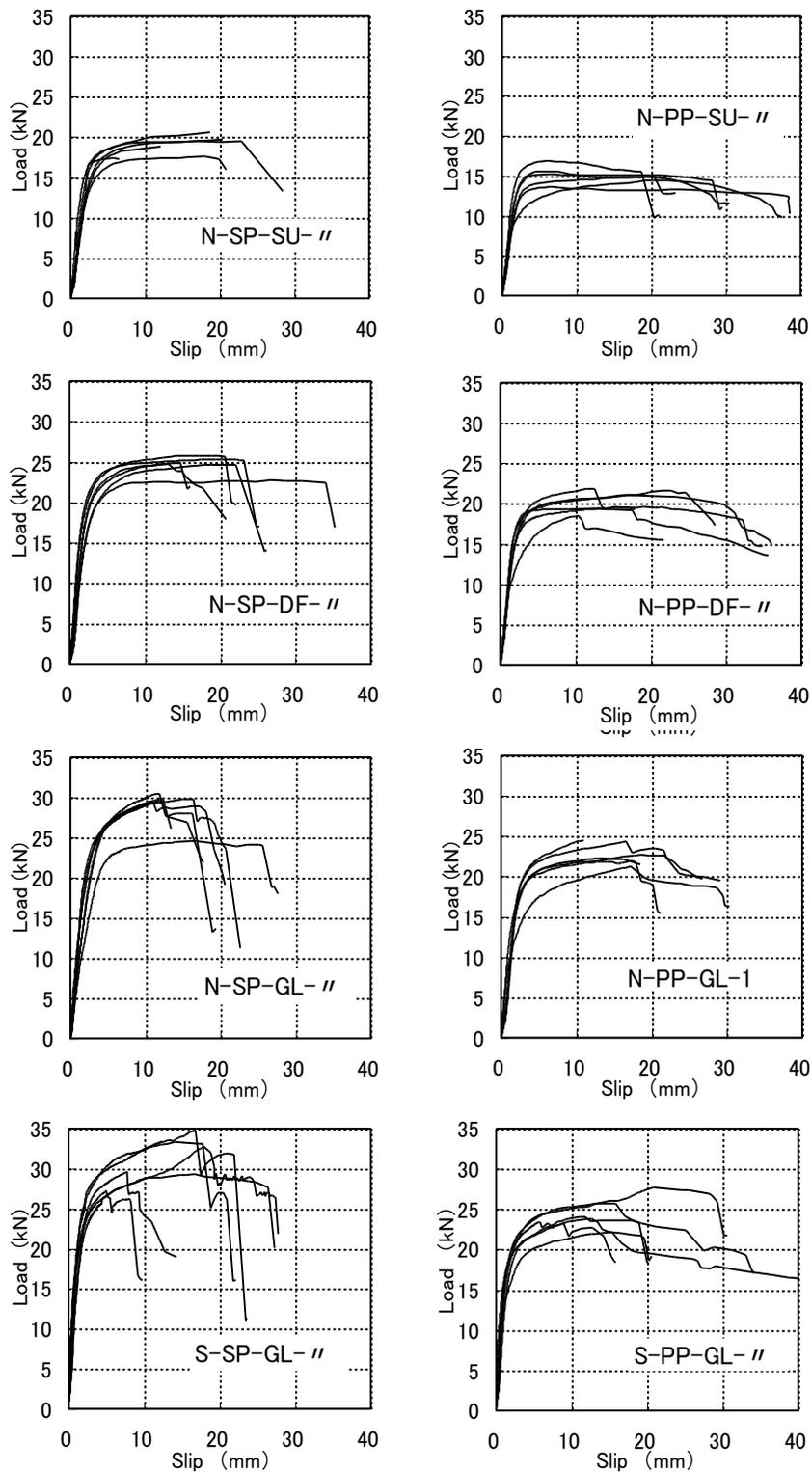


Fig. 5.4. 繊維平行せん断試験結果 (単調加力)

resistance

Table 5.4. 単調加力試験結果

Joint type	$P_{max}$ (kN)		$K$ (kN/mm)		$P_y$ (kN)		$P_u$ (kN)		$\mu$		$P_t$ (kN)
	ave.	C.V.(%)	ave.	C.V.(%)	ave.	C.V.(%)	ave.	C.V.(%)	ave.	C.V.(%)	
N-SP-SU-II	18.92	6.7	7.08	22.0	12.46	5.5	18.45	5.4	7.30	30.6	10.86
N-PP-SU-II	15.07	7.2	6.87	21.8	10.48	15.4	14.67	8.7	12.16	18.7	8.35
N-SP-DF-II	24.67	4.3	9.01	18.4	15.83	6.1	23.94	4.6	8.28	24.7	13.59
N-PP-DF-II	20.33	6.6	8.28	10.0	13.37	13.2	19.14	8.0	11.50	25.0	9.26
N-SP-GL-II	28.94	7.6	8.74	20.7	18.05	12.0	27.33	6.1	5.90	22.4	12.97
N-PP-GL-II	22.81	5.7	8.11	15.7	15.01	11.3	21.36	5.4	8.51	31.4	11.06
S-SP-GL-II	31.17	9.3	15.24	24.3	19.96	16.1	29.48	8.0	9.51	36.8	12.43
S-PP-GL-II	24.43	8.0	12.91	21.6	15.53	13.5	22.92	9.2	13.24	26.7	10.62
N-SP-SU-I	22.39	7.4	4.83	22.6	12.57	7.4	19.53	6.3	3.46	23.2	10.40
N-PP-SU-I	18.41	5.5	4.18	22.5	10.87	5.3	16.38	6.2	7.53	17.0	9.54
N-SP-DF-I	23.72	5.5	6.35	26.3	12.96	6.8	20.63	5.9	4.45	24.3	10.90
N-PP-DF-I	19.78	3.6	4.85	19.3	10.72	13.3	17.64	3.9	7.59	22.6	7.40
N-SP-GL-I	29.10	2.6	7.24	26.3	16.64	2.8	25.05	4.8	6.20	28.4	15.54
N-PP-GL-I	25.19	6.5	7.43	13.6	14.72	3.3	22.23	5.3	9.46	21.1	13.57
S-SP-GL-I	30.53	4.4	10.79	16.2	17.85	5.9	26.58	5.0	7.13	13.6	15.38
S-PP-GL-I	25.43	7.9	7.00	24.2	14.62	7.1	22.34	6.4	7.64	29.5	12.20

Note:  $P_{max}$ : Maximum load,  $K$ : Stiffness,  $P_y$ : Yield strength,  $P_u$ : Ultimate strength,  $\mu$ : Ductility factor,

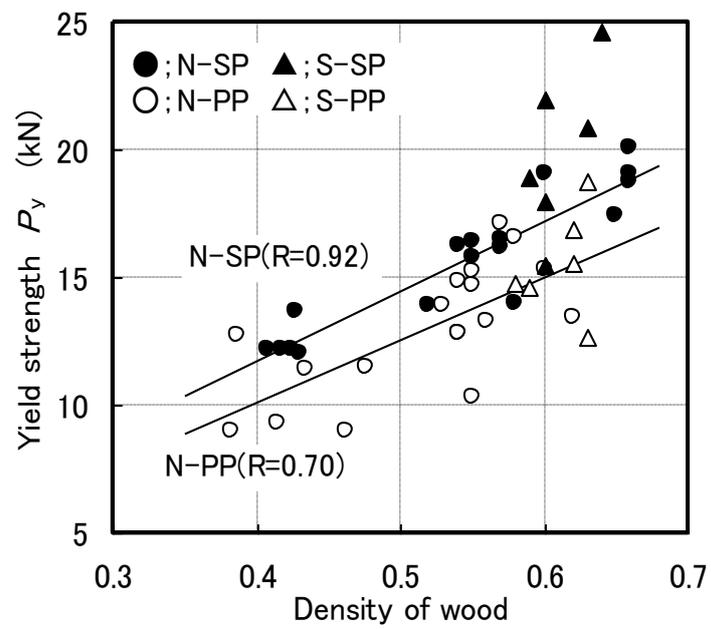
$P_t$ : Allowable strength

Table 5.5. 繰返し両振り加力試験結果

Joint type	$P_{\max}$ (kN)		$K$ (kN/mm)		$P_y$ (kN)		$P_u$ (kN)		$\mu$		$P_t$ (kN)
	ave.	C.V.(%)	ave.	C.V.(%)	ave.	C.V.(%)	ave.	C.V.(%)	ave.	C.V.(%)	
N-DP-C6	28.44	5.7	5.46	22.5	17.68	7.4	25.98	6.0	4.19	29.0	14.63
N-PP-C6	25.31	6.2	7.33	26.3	16.40	7.7	23.53	5.4	4.87	21.7	13.44
N-PP-C50	27.89	-	5.07	-	16.82	-	25.86	-	7.60	-	-
N-PP-C150	27.43	-	5.25	-	17.24	-	26.29	-	5.57	-	-
S-DP-C6	32.30	2.7	7.34	9.6	21.38	16.6	28.77	3.9	3.31	18.5	13.08
S-PP-C6	23.55	3.6	8.87	16.7	14.75	10.6	21.83	4.5	4.93	8.0	11.11
S-PP-C50	25.59	-	9.11	-	19.85	-	23.15	-	2.47	-	-
S-PP-C150	28.66	-	7.14	-	17.42	-	26.97	-	5.21	-	-

Note:  $P_{\max}$ : Maximum load,  $K$ : Stiffness,  $P_y$ : Yield strength,  $P_u$ : Ultimate strength,  $\mu$ : Ductility factor,

$P_t$ : Allowable strength, The values were defined by the monotonic loading test conducted after the end of the last series of cycles.



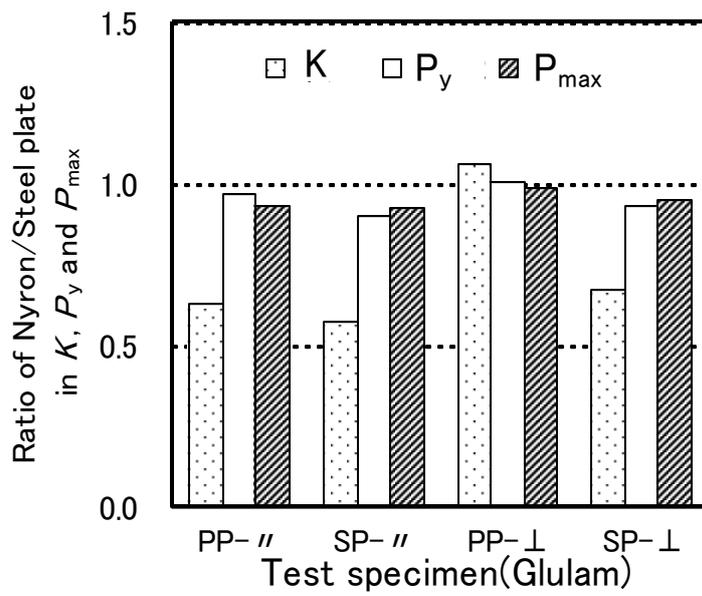


Fig. 5.6. 鋼板と比較した強化樹脂プレートの荷重特性値の比

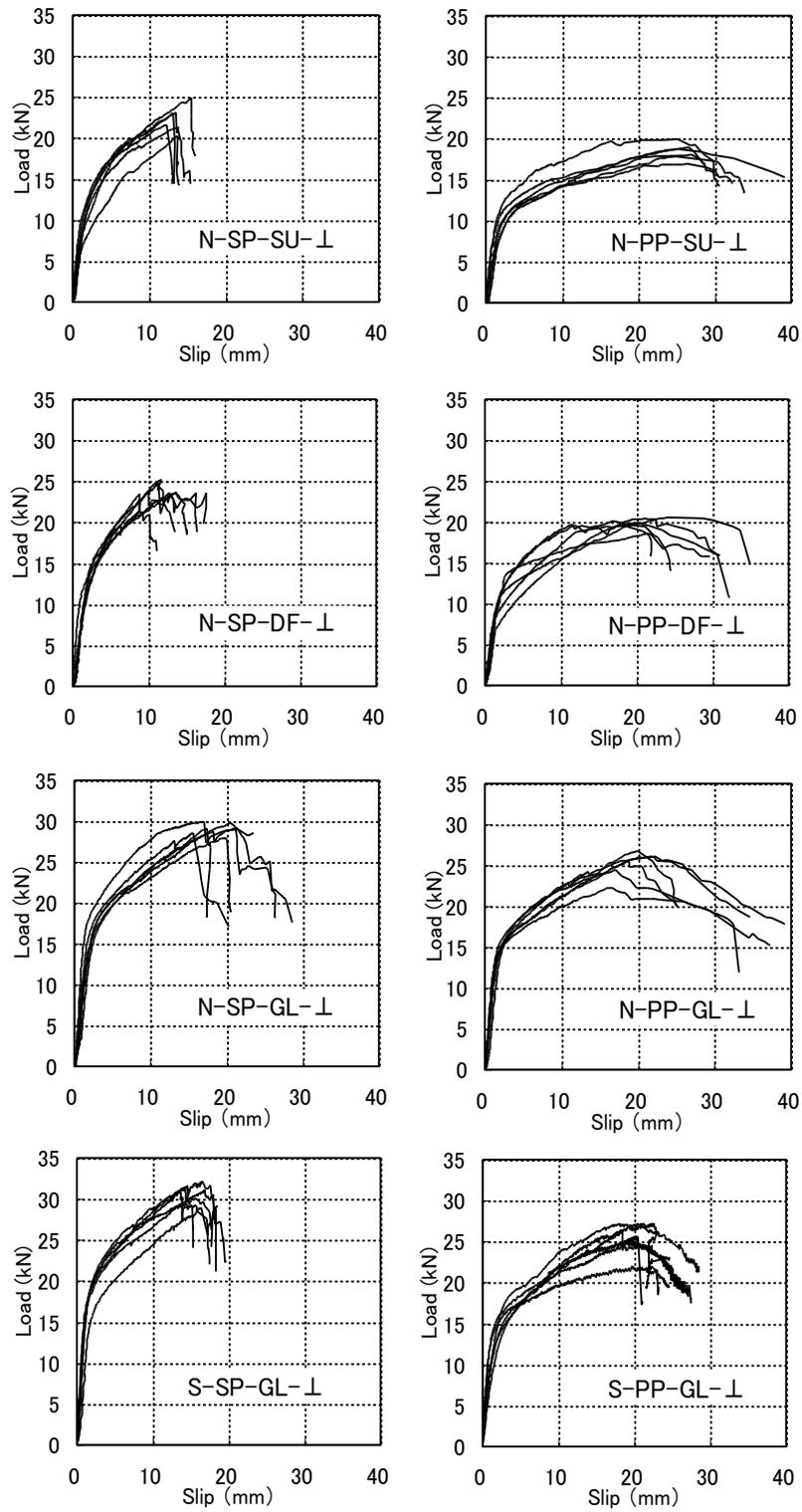


Fig. 5.7. 繊維直交せん断試験結果 (単調加力)

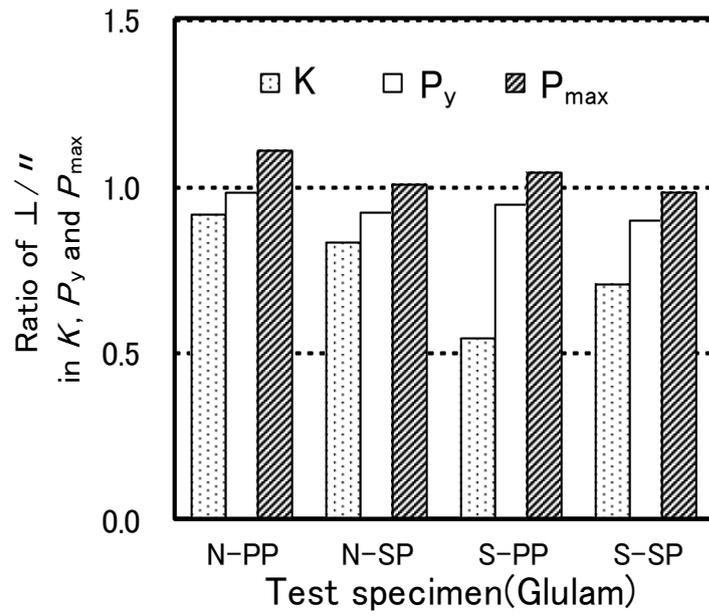


Fig. 5.8. 繊維平行加力と比較した直交加力の荷重特性値の比

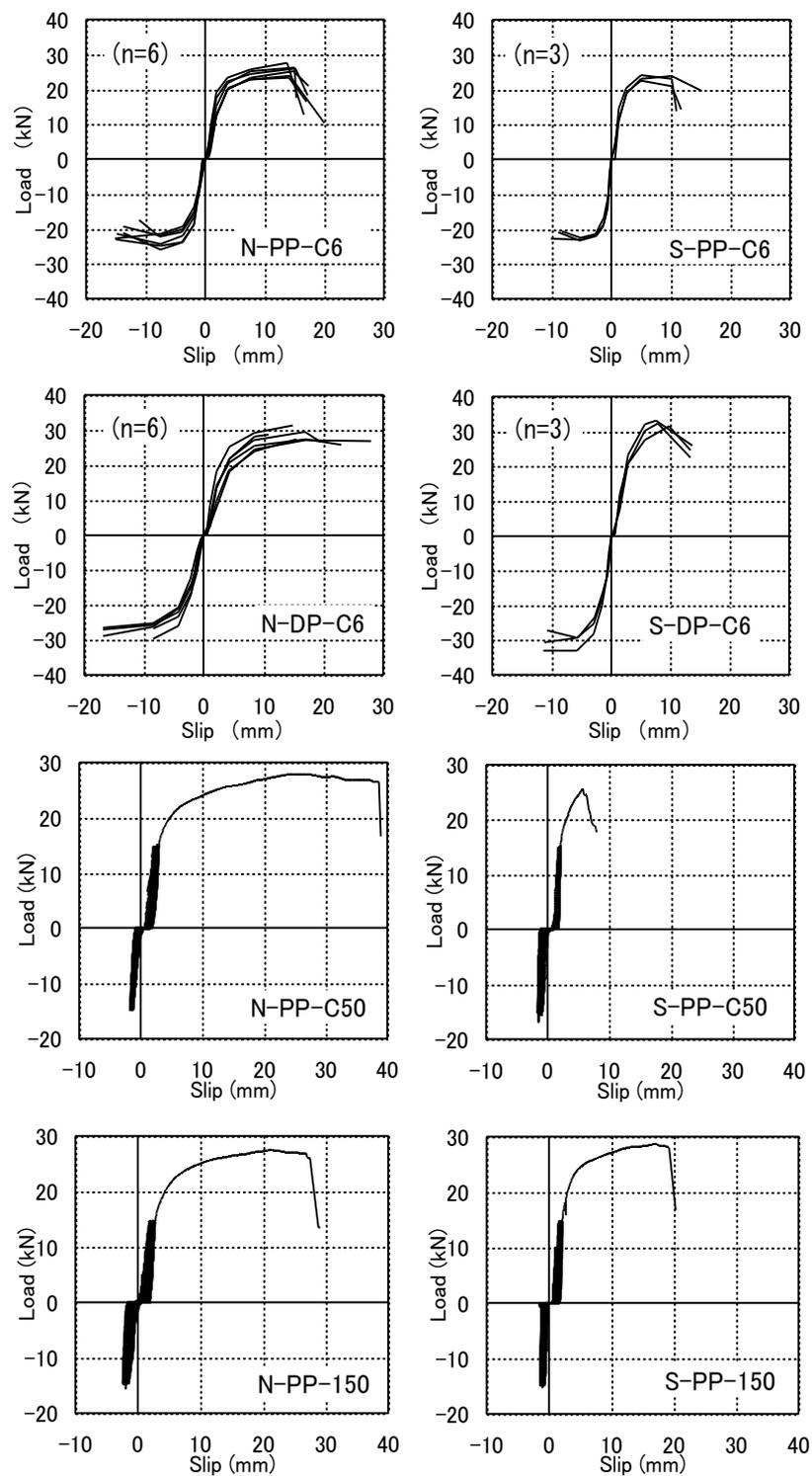


Fig. 5.9. 両振れ繰り返し加力試験結果

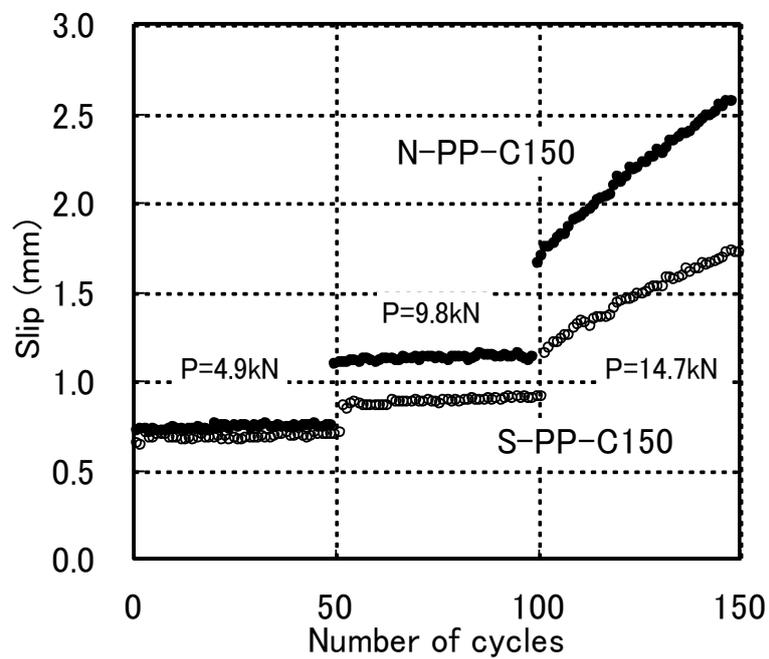
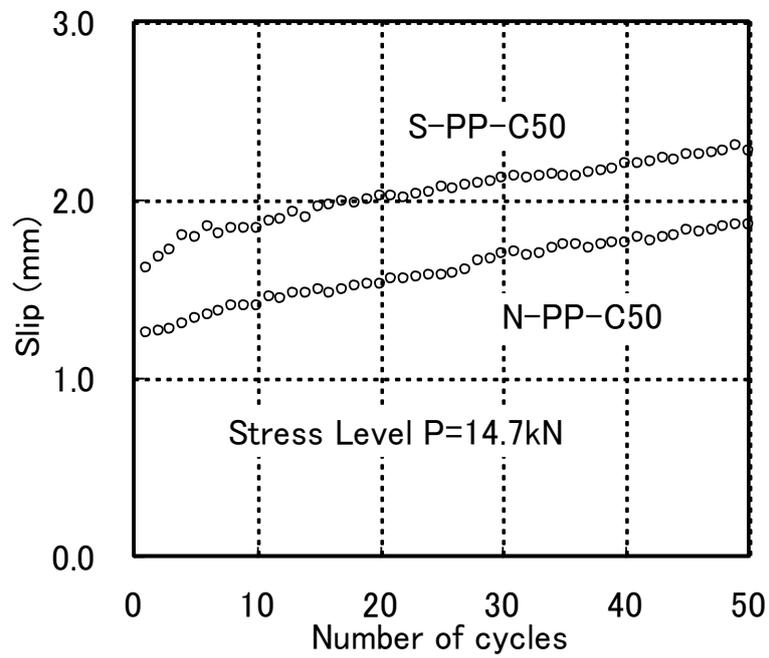


Fig. 5.10. 両振り繰り返し加力における各荷重レベルでの  
加力回数と相対変位の関係

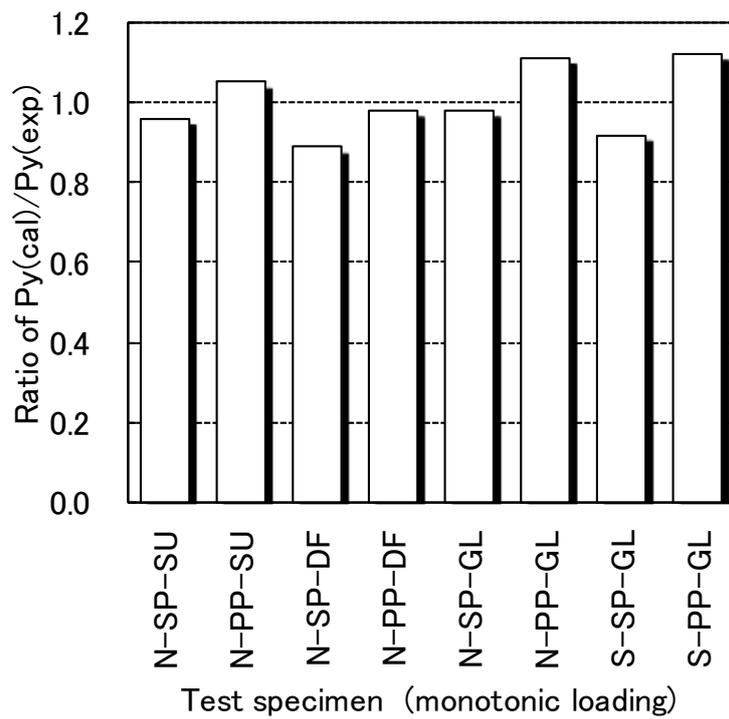


Fig. 5.11. 繊維直交加力試験における降伏耐力の実験値と計算値の比

#### 5.1.4 まとめ

- (1) ナイロンプレート（12mm厚）を用いたドリフトピン接合部のせん断性能は、鋼板（9mm）を用いた接合に比べ初期剛性は劣るものの、強度や降伏点荷重は80～90%に達し、接合部として実用十分な耐力を有する。
- (2) 鋼管製のドリフトピン（ $\phi 12$ ,  $t=2.2\text{mm}$ ）を用いた接合は、同径の丸鋼と比較すると、プレートの種類によらず約80%の程度の耐力をもつ。
- (3) ナイロンプレートを用いたドリフトピン接合は、正負繰り返し加力により、初期剛性、塑性率が低下するが、最大荷重や降伏点荷重には大きな差は認められない。
- (4) ナイロンプレートと鋼管を用いた場合、降伏点荷重レベルの正負繰り返し力を多数回受けても、樹脂プレートは破壊しない。鋼板と丸鋼のの組み合わせよりも強度がやや劣るが、粘り強い接合部を作ることが可能である。

## 5.2 各種接合部の静的荷重に対する強度特性

従来継手仕口には木材または木質材料同士のかん合による接合、金物を用いた接合、接着剤を用いた接合、およびこれらを併用した各種の接合方法が使われてきた。このうち合理化システムの主流を占めるのが金物を用いた接合である。この方法は、木材同士のかん合に比べて、剛性、強度ともに飛躍的に向上するとは言えないが、剛性、強度の推定が可能で、一般に取り付け、解体が容易で、誰が施工しても一定レベルの性能が確保できるという様々な長所を持っている。これまで合理化工法に用いられる金物には、強度が優れた鉄が多く用いられてきたが、重く、木材との接点に結露が生じ易く、錆び易く、木材を腐朽させ易いといった欠点を持つ。自動車の車体への利用が進んでいるエンジニアリングプラスチックは鉄製に比べると軽くて施工性が良く、ガラス繊維で強化したものは強度の面でも優れている<sup>33-38)</sup>。成型の自由度が高く、大量生産によるコストダウンも見込める。また解体の際木材とともに切断が可能であるので、部位によっては鉄製より優れている。そこで本研究では、新しく機械部品として実績のあるナイロン樹脂プレートに注目し、鉄製の接合具の代替品としての可能性を実験によって検討した。5.1では、ナイロン樹脂プレートとドリフトピン1本の組み合わせによるせん断性能を調べた<sup>33)</sup>。今回は構造上重要な柱-土台、柱-梁、土台-大引、梁-梁の4種類の接合部を対象に、接合部に要求される引抜およびせん断抵抗性能を実験によって調べた。本研究はナイロン樹脂接合具の実用性を調べるために、在来軸組工法で用いられている仕口および金物接合との比較を主目的とした。

### 5.2.1 試験体

本試験で用いたプレート挿入型接合具は、5.1 同様、ナイロン 6 樹脂をガラス繊維 45% (重量比) で補強した材料 (東レ (株) 製アミラン; CM1011G-45, 以下ナイロンプレートと呼ぶ) で、熱可塑性 (融点 225°C) のエンジニアリングプラスチックである。接合に用いたナイロンプレートはいずれも基本厚さ 12mm で、止め付けには本接合のために考案された  $\phi$  12mm のネジ付き鋼管 (鉄 SS400, 肉厚 2.2mm) を使用した (Fig.5.12)。

プレート挿入型の主要 4 種類の軸組工法接合部を試作し、それぞれについて引抜およびせん断力に対する抵抗試験を行った (Fig.5.13)。取り上げた接合は、軸組工法で重要な仕口部分である柱-土台接合 (HDタイプ)、梁-梁接合 (OMタイプ)、土台-大引接合 (OSタイプ)、柱-梁接合 (SDタイプ) の 4 種類である。柱-土台接合は柱の引抜耐力が、その他の接合はせん断耐力が主となるが、OM, OS, SDについては水平力が加わった時の引抜を考慮して引抜試験も同時に行った。HDタイプは面材が張られることが多く、せん断は一般に大きな問題とはならないので、引抜のみを行った。試験は合計 7 種類で、それぞれの試験体名の後に引抜は T, せん断は S の文字を添えた。Table 5.6 に試験体の種類と仕様一覧を示した。木材はベイヒバ (*Chamaecyparis nootkatensis*), ベイマツ (*Pseudotsuga menziesii*), オウシュウトウヒ (*Picea abies*) の 3 種類の集成材 (強度等級: E120-F330) を使用し、部材断面は梁材のみ 105×240(mm) で、その他はいずれも 105×105(mm) とした。試験体数は 1 条件 4 体である。各試験体の製造方法と特徴は次の通りである。

(a) 柱-土台接合 (HDタイプ); 柱脚部および土台上面に幅 12mm (深さ 65mm) のスリット加工を施し、ここに樹脂プレートを挿入し、各部材 2 本の

φ12の鋼管で固定した。

(b) 梁－梁接合（OMタイプ）；受け梁側にプレカットされた鍵穴型の溝加工（円形部分φ23mm，深さ115mm）に円柱形のプレート端部を挿入した。梁端部には幅12mm，深さ105mmのスリットを入れ，予め挿入した落とし込み用ドリフトピン1本および固定用ドリフトピン2本の計3本で側面から固定した。これにより腰掛け蟻継ぎより，断面欠損を少なくすることができる。

(c) 土台－大引接合（OSタイプ）；OMタイプと同様の施工方法により，土台側に鍵穴型の溝加工，大引側をドリフトピン2本で固定した。

(d) 柱－梁接合（SDタイプ）；スリットを施した通し柱に，梁背に対応させて樹脂プレート2枚を上下に並べて挿入し，1枚当り柱，梁それぞれドリフトピン2本で固定した。これによって通し柱の断面欠損を最小限に抑え，短ほぞボルト締めによる組み立て作業の手間を省くことができる。なお，鋼管用の先孔はすべて12mmとした。

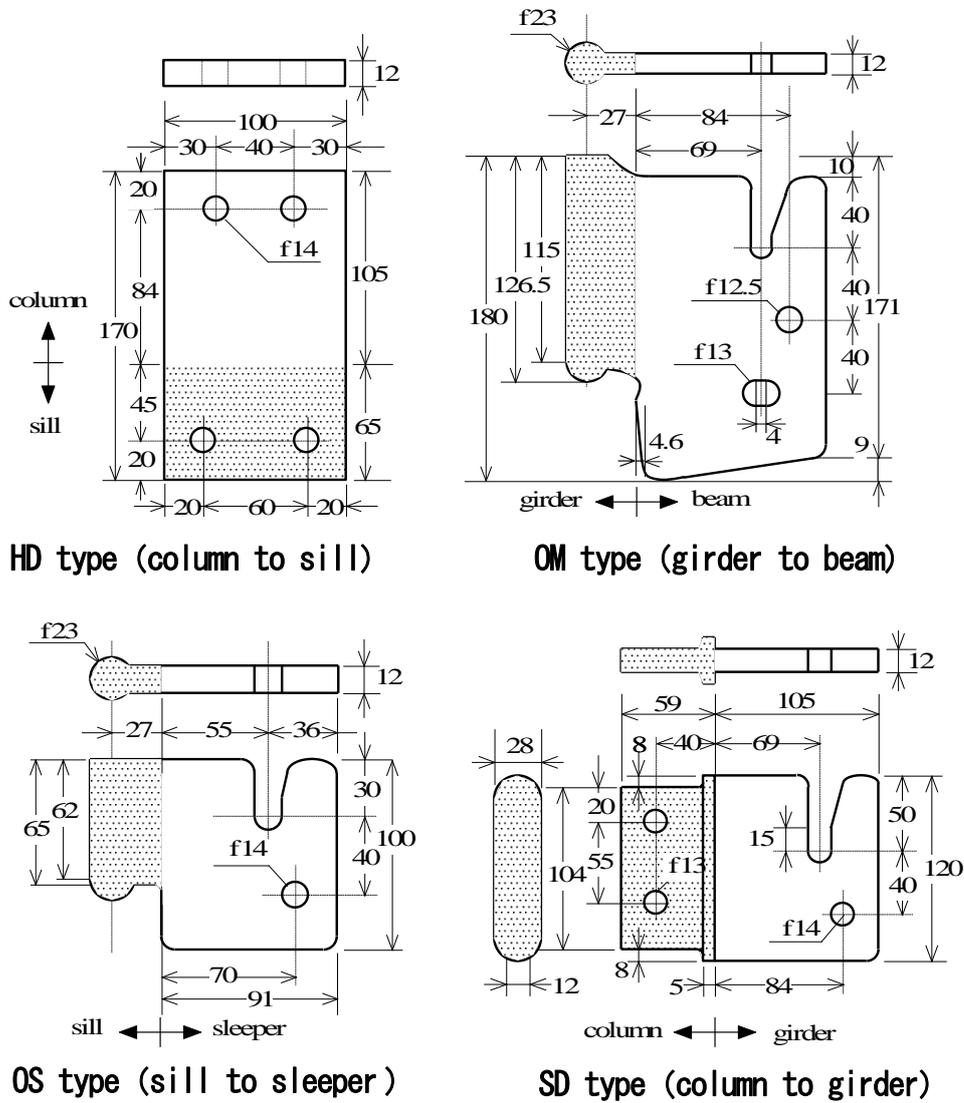
## 5.2.2 試験方法

### 1) 引抜試験

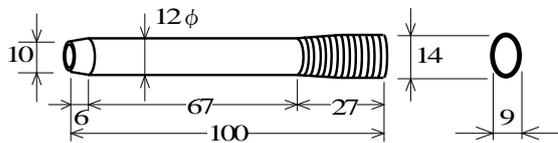
引抜試験はT型で、Fig. 5.2.3に示すように鉄骨フレームに一方の部材をアンカーボルト2本で緊結し、これと直交する部材に万能試験機(容量100kN)を用いて材軸方向に引抜力を加えた。部材間相互の変位の測定は加力材側面の2箇所で行い、これらの平均値を相対変位とした。試験体数は一条件4体で、1体目を単調加力で破壊して最大荷重 $P_{max}$ を求めた後、残り3体はこれを基準として第1ループ； $0 \rightarrow 0.2 P_{max} \rightarrow 0$ 、第2ループ； $0 \rightarrow 0.4 P_{max} \rightarrow 0$ 、第3ループ； $0 \rightarrow 0.6 P_{max} \rightarrow 0$ と順次荷重レベルを上げながら繰返し、最終ループ(4回目)で破壊に至らしめた。いずれの試験体も最大荷重到達後、約80%の荷重レベルに低下した時点で試験を終了した。

### 2) せん断試験

柱-梁タイプ(SD, OM, OS)の3種類のせん断試験を行った。鉛直荷重を受ける部材はいずれもスパン900mmで、SDタイプは柱脚部、OM, OSはスパン300mmの間隔で2つの受け材を4点支持した。なお試験体は図に示す個所にストッパーを設け、柱の横ずれや受け材の回転を拘束した。荷重は万能試験機を用いて加力材中央に150×100mmの鉄板を介して加え、接合部当たり1または2本の変位計を用いて部材間の相対変位を測定した。加力スケジュールは引抜試験と同様で、単調加力試験の結果を基準に、順次荷重レベルを上げながら1方向に繰り返した。



(Unit ; mm)



Steel pipe drift-pin ( $t=2.2$ )

Fig.5.12. 接合具の仕様

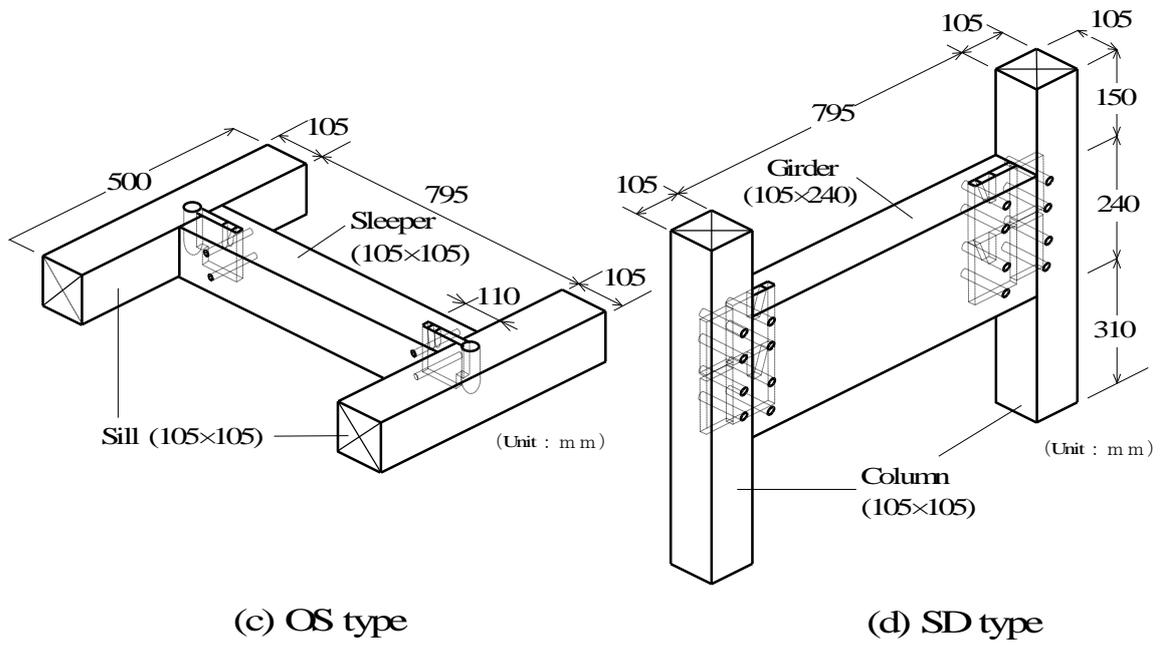
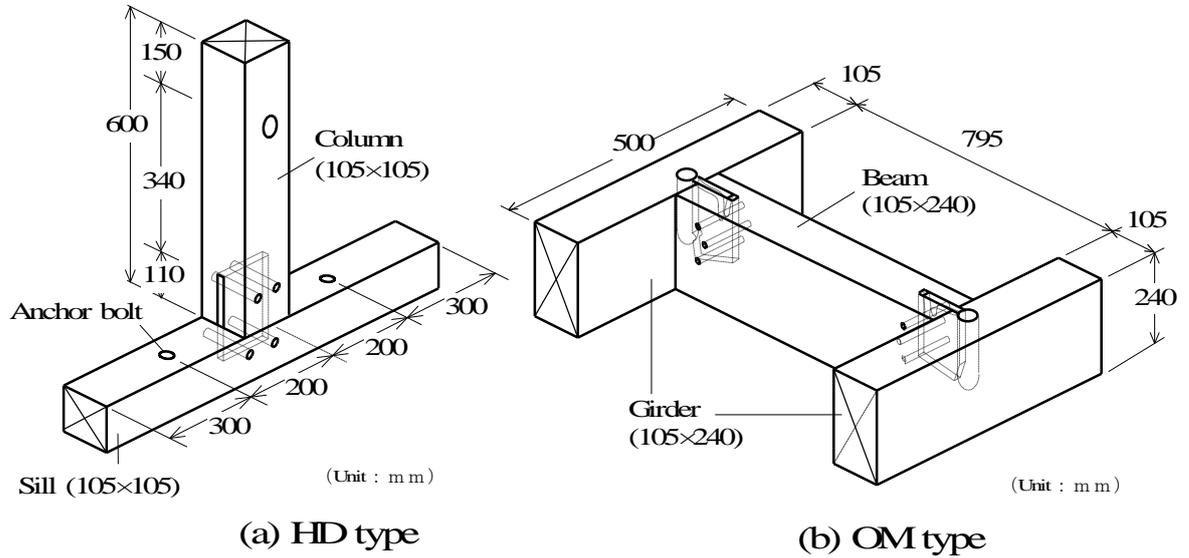
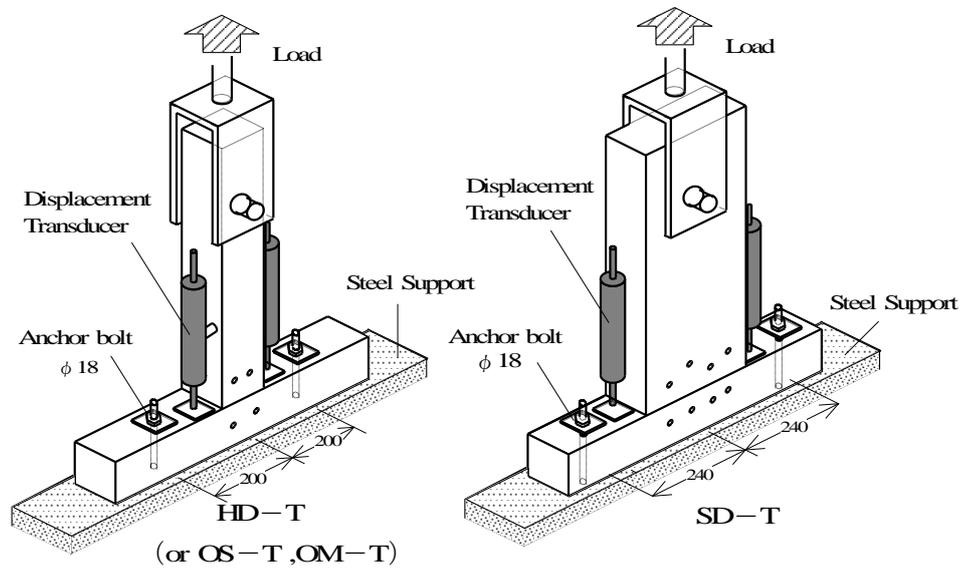
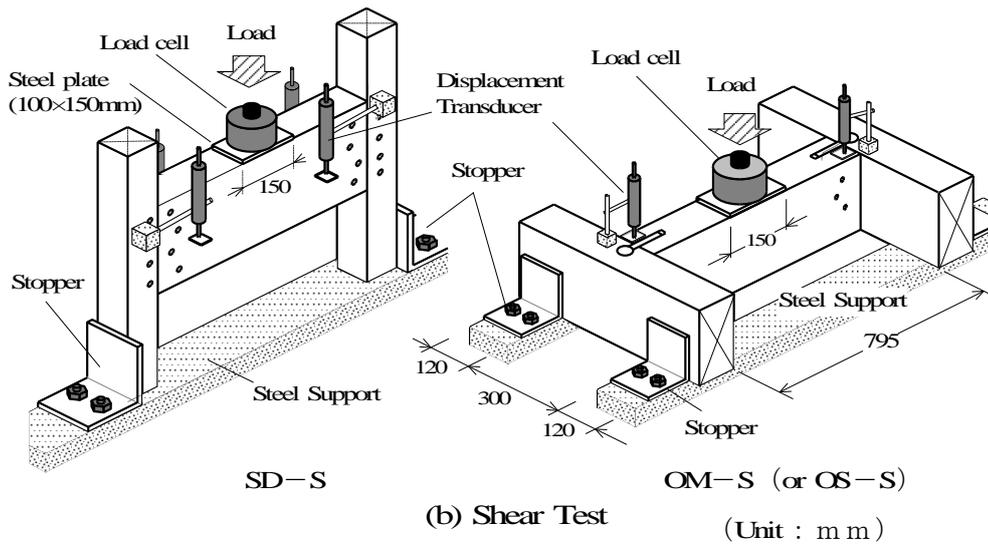


Fig.5.13. 接合部試験体の種類と仕様



(a) Tension Test



(b) Shear Test

Fig.5.14. 接合部試験方法

Table 5.6. 試験体の種類と仕様

Joint type <sup>a)</sup>	Jointed members (cross section;mm)		Test force	Number of Specimen <sup>e)</sup>	
	Species of glulam			specimens	name
HD	Column (105×105)	Ground sill (105×105)	Tension	4	HD-T
	Spruce <sup>b)</sup>	Yellow cedar <sup>c)</sup>			
OM	Beam (105×240)	Beam (105×240)	Tension	4	OM-T
	Spruce	Spruce	Shear	4	OM-S
OS	Ground Sill (105×105)	Sleeper (105×105)	Tension	4	OS-T
	Yellow cedar	Yellow cedar	Shear	4	OS-S
SD	Column (105×105)	Beam (105×240)	Tension	4	SD-T
	Spruce	Douglas fir <sup>d)</sup>	Shear	4	SD-S

### 5.2.3 結果と考察

#### 5.2.3.1 引抜試験

接合部試験で得られた荷重－変位関係を完全弾塑性モデルに変換し，得られた特性値を Table 5.7 にまとめて示した。なお完全弾塑性モデルの誘導は最大荷重の 10, 40, 90%の荷重値を基準にとる方法に従った<sup>39)</sup>。また新規準に基づく許容耐力  $P_t$  は，降伏耐力  $P_y$ ，  $P_{max} \times 2/3$  の各平均値の内小さい値を  $P_e$  とし，  $P_e$  にばらつき係数（1－変動係数×定数  $s$ ）を乗じて求めた。ばらつき係数の算出には，母集団を正規分布とみなした信頼水準 75%の 95%下限許容限界をもとに定数  $s=2.681$ （ $n=4$ ）または  $s=2.336$ （ $n=6$ ）を用いた。

#### 1) 柱－土台接合（HDタイプ）

柱－土台接合には従来短ほぞに Z マーク金物を用いた接合が多く用いられている<sup>40)</sup>。このうち過去に同一条件で行った山形プレート（VP）の特性値を，HDタイプの結果と共に Fig.5.15 に示した<sup>41)</sup>。なお比較に用いたデータは荷重繰返し条件（0.5, 1, 2, 4, 6, 8  $P_{max}$  の 6 ループ）や部材樹種（スギ）が本試験とは異なるが，荷重－変位履歴の特徴と新規準に基づく許容耐力の目安とした。Fig.5.15 を見ると HD は初期剛性では VP に及ばないが，終局耐力が大きい。但し金物の釘打ちによる接合に比べると接合具自身の変形能が小さく，破壊が土台割れ（相対変位 4～5mm）で起こったため脆性的であった。また破壊後のドリフトピンにはほとんど変形は認められなかった。本接合における接合具の縁距離は土台側で 45mm（ $3.75d$ ）しかなく，木質構造設計規準<sup>27)</sup>におけるドリフトピン（ $d=12\text{mm}$ ）の縁距離（ $4d$ ）に充たない。終局時に土台側のドリフトピン孔の 1 か所で，プレートの破損が認められた（1 体/4 体）ことから，プレート側の縁距離（20mm）も不十分であった。ただし柱－土台接合は強度の保証が重要であるため降伏耐力と最大荷重が評価の対

象となる。新規準に基づいて許容耐力を算出すると、HD、VPともに降伏耐力が決定因子となり、HD (15.3kN)、VP (8.9kN) の順であった<sup>41)</sup>。

## 2) OM (梁-梁), OS (土台-大引), SD (柱-梁)

本接合の特徴の一つである鍵穴型の丸溝にプレート端部の円柱部分を落とし込むタイプ (OM, OS) では、全ての試験体が固定部材側面 (丸溝部分から材端方向) の割裂により破壊した (Fig.5.16)。丸溝の差込深さ (割裂長さ) はOM (梁-梁) で 115mm, OS (土台-大引) で 62mm あり、深さの違いがほぼ最大荷重の差に対応していた (Table 5.13)。SD (柱-梁) タイプは柱側のドリフトピン差込孔から割裂破壊した。先孔の縁距離は 40mm (3.3d) で、HDと同じく縁距離が不足している。SDタイプはピンの打ち込み本数がHDの2倍 (4本) になった分剛性は上がるものの、最大荷重は増加せず、ドリフトピンの変形はHDよりも軽微であった。

### 5.2.3.2 せん断試験

せん断試験で得られた荷重－変位関係を引抜試験と同様に完全弾塑性モデル化し、得られた特性値を Table 5.8 にまとめて示した。これらを接合形式別に評価すると次の様になる。

#### 1) OM (梁－梁), OS (土台－大引)

Fig.5.17 に横架材どうしのせん断試験結果を示した。OMタイプとの比較のため、腰掛け蟻に羽子板ボルト (Z 金物; SB-F) を併用したプレカット接合および金物接合 (クレテック製; GK-24) (Fig.5.18) の結果を併せて示してある。なお引用した試験結果<sup>43)</sup> はベイマツ部材 (断面 120×240mm) を用いたスパン 470mm (支持梁間距離) の両振り繰り返し試験で、支持梁下面は全面支持である。本試験とは部材や支持条件で多少異なるが、正方向加力時の包絡線で示した。これを見ると OMタイプはプレカット接合よりも最大荷重、初期剛性、降伏耐力および終局耐力は高くなったが、塑性率および許容耐力は低くなった。また、金物接合よりも初期剛性は高くなったが、その他の性能は低くなった。

破壊はいずれの試験体も加力梁端部のピン差込み穴で割裂したが、OMは金物接合と接合部当りのピン数が同じにも拘らず、最大耐力では及ばなかった。これは金物接合にはボルトが併用され、ピンの端距離や間隔が十分に確保されているため、加力梁側に割裂を生じにくかったことが原因と思われる。また OMタイプは最大変形量でこれらの接合部より小さいが、プレカットの変形能は主に羽子板ボルトに依存しており、塑性率で比較すると金物接合とほぼ同等の値を示している。すなわち金物接合と比べると劣るが、プレカット接合より剛性、強度がやや勝り、粘りが少ないと言える (Fig.5.19)。引抜試験と同様にして許容耐力を求めたところ、全ての接合形式で許容耐力は降

伏耐力により決定され、金物接合（51.9kN）、プレカット（28.2kN）、OM（20.7kN）の順であった。本試験ではOMのばらつきが大きく、試験体数が少ないため許容耐力では低く評価された。一般に鋼管の曲げ変形には断面の扁平化が伴うため、初期剛性や降伏点には不利である。しかし木材側に割れが生じた後は、鋼管自身の変形が進行することで木材の割れの伸展を遅らせることができる。このとき鋼管には引抜き力が生じるが、一端にネジ加工が施された鋼管にはボルト接合におけるロープ効果も期待できるため、ピン孔の配置を改良することで最大耐力や靱性の向上は可能であると考えられる。

## 2) S D（柱－梁）

Fig.5.20にS Dタイプのせん断試験結果をプレカット（かたぎ大入れほぞ差し）に羽子板ボルト（SB-F）を併用した接合部（Fig.5.21）と比較した結果を示す。引用したデータ<sup>41)</sup>は前節と同様の試験方法に基づくもので、部材や試験条件に違いがあるものの、ナイロンプレートを用いたS Dはプレカット接合よりも最大荷重、初期剛性、降伏耐力および終局耐力は高くなったが、塑性率および許容耐力は低くなった。プレカットの場合、羽子板ボルトにより最大変形量が大きく、塑性率で比べるとS Dはプレカットの8割程度である。また降伏耐力で比較するとS Dはプレカットの1.7倍程度の値を示したが、ばらつきが大きかったため新規準に基づく許容耐力では同程度の値にとどまった（Fig.5.22）。本試験の場合、S Dタイプの破壊は最初に木材（梁）側で生じるため最大耐力のばらつきは小さいが、2体の試験体でプレートの破損により脆性破壊したため、降伏耐力がばらついている。プレート厚またはピン孔位置の改良によりプレートの破損を防ぐことができれば、プレカットと同程度の靱性を確保できると思われる。なお梁せいが小さくドリフトピンの端距離が短いOSタイプでは、より割裂を生じやすく極めて脆性

的な破壊を示した。

せん断試験においては、SDはいずれも終局時に梁材側のドリフトピン差込み孔で割裂し、2体は樹脂プレート自身の破損（梁側）のため極めて脆性的な破壊を示した。一方OMは加力梁の中立軸付近に位置する最下段のピン位置で全ての試験体が割裂破壊し、プレートは破壊しなかった。両者の最大耐力はほぼ梁側のドリフトピン数に比例したが、OMの最大荷重のばらつきが大きい。これは割裂を生じたドリフトピンの端距離 ( $5.75d$ ) が不十分で、梁せい中央にあるためせん断応力が影響したものと考えられる。SDタイプでは4本の内最初に割裂するピン孔位置には一定の傾向がなく、最大耐力のばらつきも小さかった。梁側の一部のピン孔に割裂が生じても急に荷重低下することは無かったが、プレートが一体で無いため、変形の進行に伴い残りのドリフトピンでの荷重負担が不均一となり、プレート側の一部のピン差込み孔に過大な力が加わったため破損を招いたと思われる。プレートが破損しなかった2体はいずれも大きな変形能を示した。

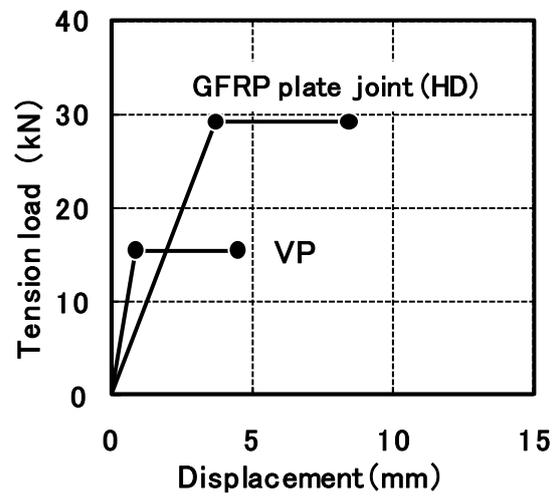
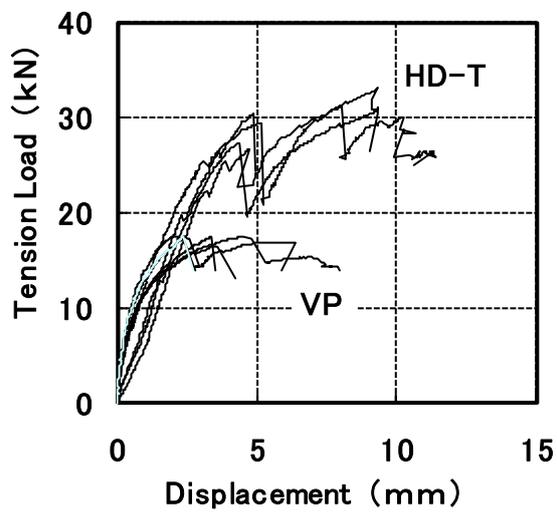


Fig.5.15. 接合部の引抜き試験結果 (HD タイプ)

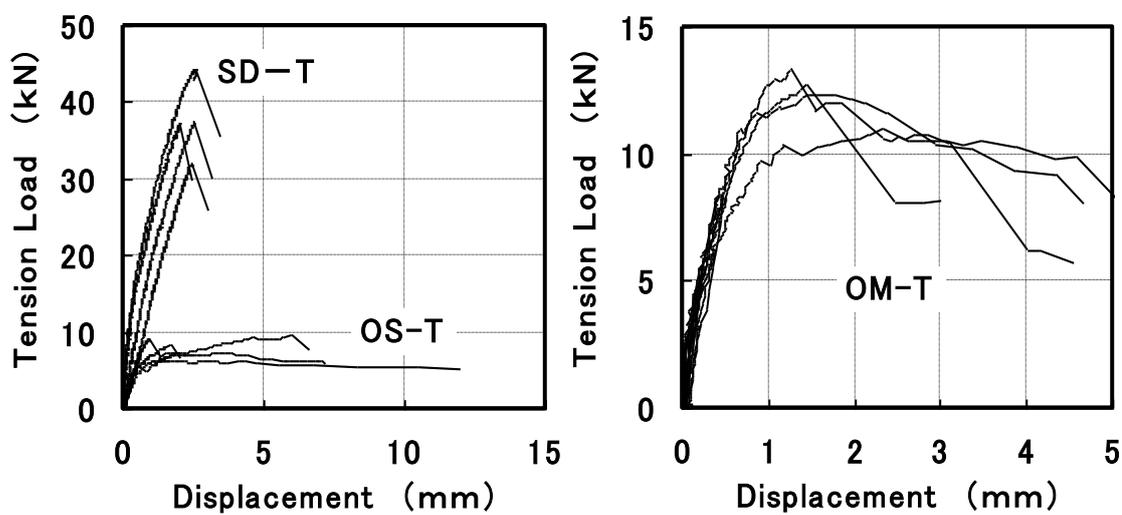


Fig.5.16. 接合部の引抜き試験結果 (OS, SD, OM タイプ)

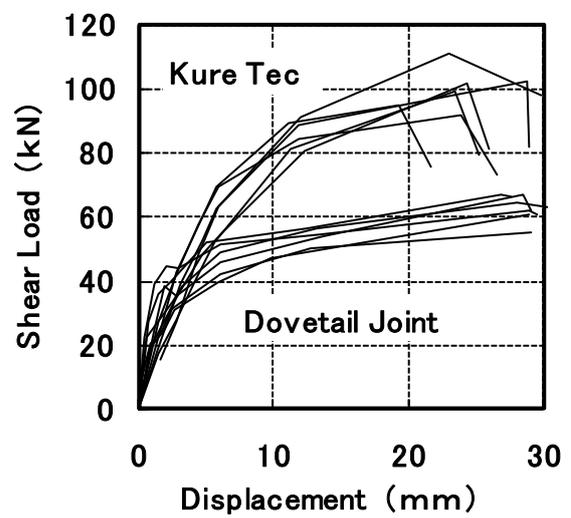
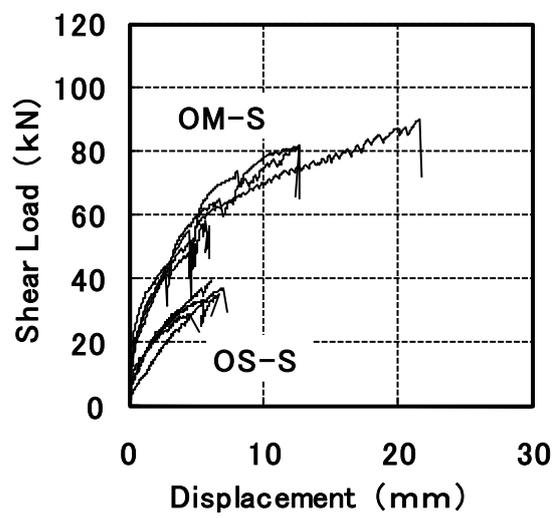
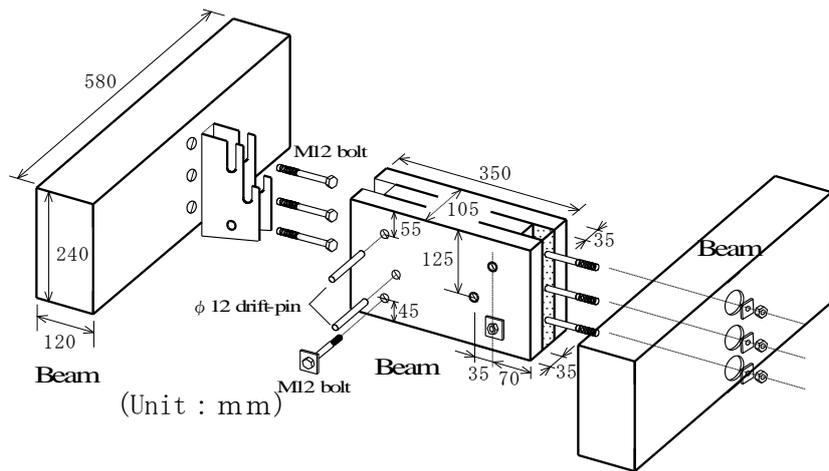
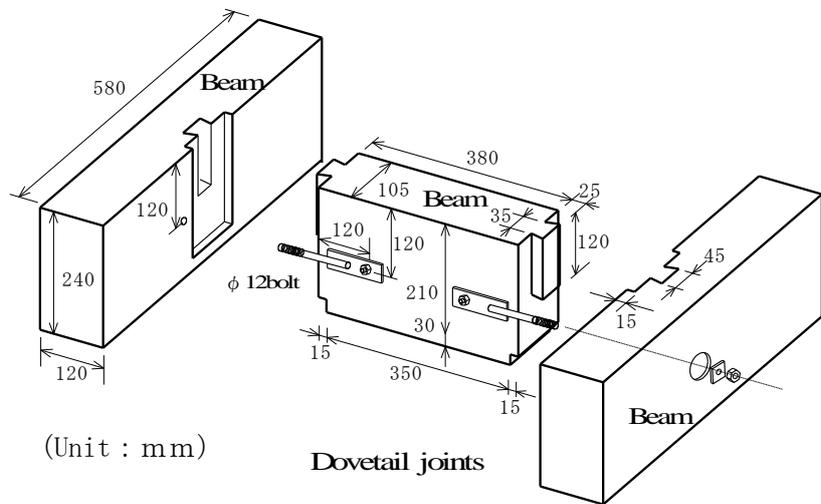


Fig.5.17. 接合部のせん断試験結果 (OS, OM タイプ)



Metal plate joints (KURETEC : GK-24)



Dovetail joints

Fig.5.18. 比較に用いた接合部の仕様 (金物接合, 羽子板ボルト)

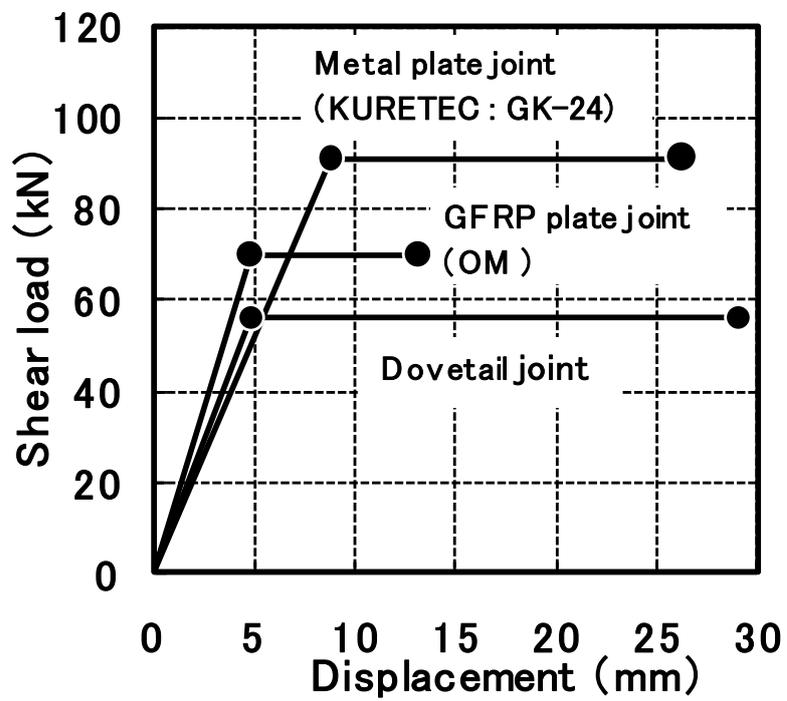


Fig.5.19. 完全弾塑性モデルによるせん断性能の比較

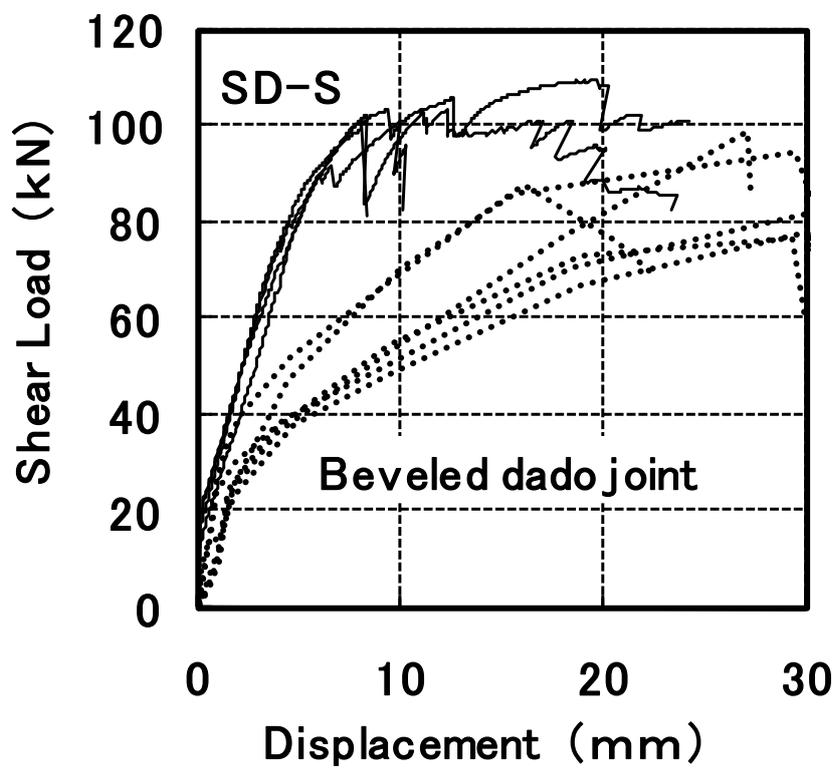


Fig.5.20. 柱－梁接合部のせん断試験結果

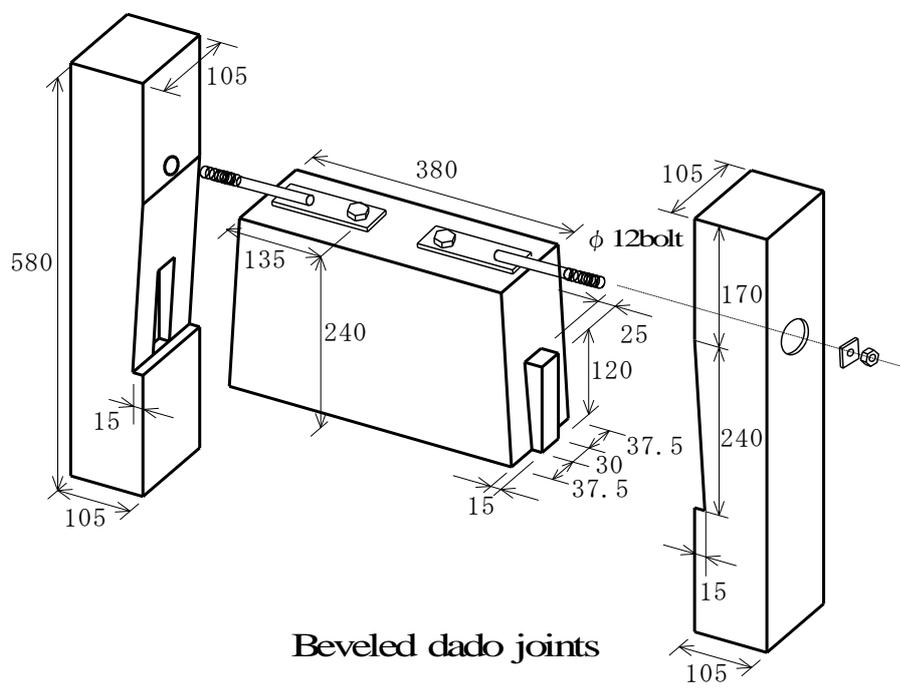


Fig.5.21. かたぎ大入れほぞ差し接合部の仕様

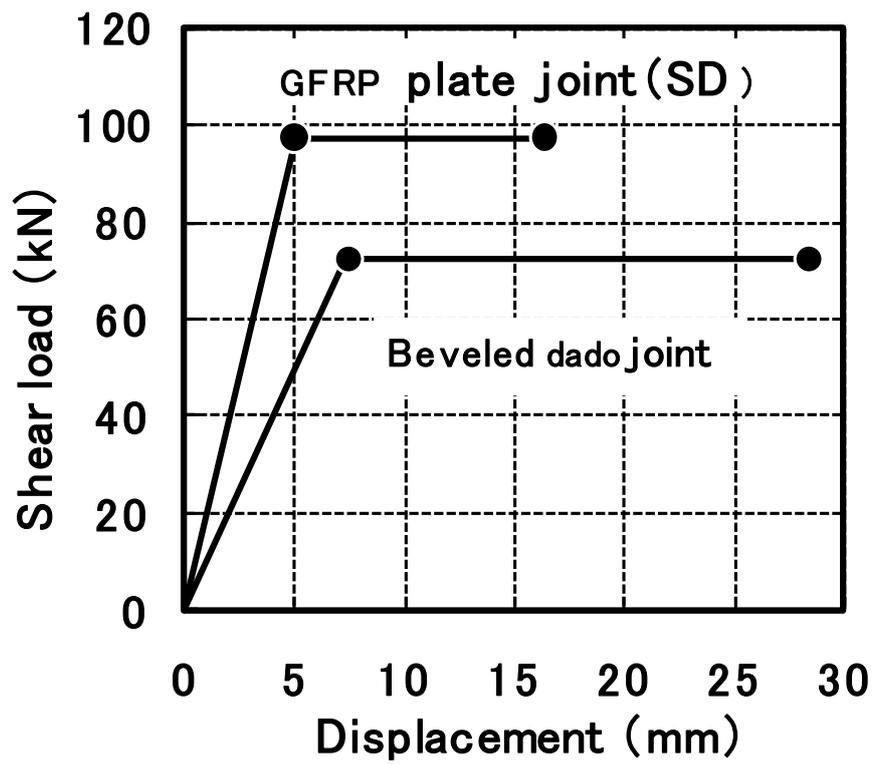


Fig.5.22. 完全弾塑性モデルによる柱-梁接合部の荷重変位関係

Table 5.7. 各接合部の完全弾塑性モデルによる荷重特性値

Joint type	$P_{\max}$ (kN)		$K$ (kN/mm)		$P_y$ (kN)		$P_u$ (kN)		$\mu$		$P_t$ (kN)
	ave.	C.V.(%)	ave.	C.V.(%)	ave.	C.V.(%)	ave.	C.V.(%)	ave.	C.V.(%)	
HD-T	31.4	3.9	8.1	19.3	21.2	10.4	29.1	3.0	2.3	46.0	15.3
OM-T	12.4	7.8	19.4	12.9	6.8	3.8	13.2	14.3	4.6	24.3	6.1
OS-T	7.8	17.2	13.8	21.2	4.8	16.4	7.1	15.5	13.3	53.3	2.7
SD-T	37.8	13.3	25.3	37.7	19.1	9.5	34.3	11.8	2.0	30.8	14.2
OM-S	78.1	17.7	15.8	23.5	43.3	19.5	69.8	17.8	2.7	13.5	20.7
OS-S	35.5	12.9	13.0	38.5	18.7	16.4	31.2	13.0	2.2	46.9	10.5
SD-S	104.8	3.4	19.9	13.6	65.3	21.2	97.3	5.3	3.3	42.5	28.1

Table 5.8. せん断試験における柱－梁接合部の荷重特性値

Joint type	$P_{\max}$ (kN)		$K$ (kN/mm)		$P_y$ (kN)		$P_u$ (kN)		$\mu$		$P_t$ (kN)
	ave.	C.V.(%)	ave.	C.V.(%)	ave.	C.V.(%)	ave.	C.V.(%)	ave.	C.V.(%)	
OM	78.1	17.7	15.8	23.5	43.3	19.5	69.8	17.8	2.7	13.5	20.7
KURE TEC	100.2	6.7	10.7	19.0	59.9	5.7	91.0	5.1	3.1	20.7	51.9
Dovetail	62.5	7.1	13.0	45.9	38.8	11.7	56.1	6.8	6.8	46.9	28.2
SD	104.8	3.4	19.9	13.6	65.3	21.2	97.3	5.3	3.3	42.5	28.1
Beveled dado	86.5	10.4	10.5	34.7	40.9	11.4	72.4	10.9	4.1	23.4	30.0

#### 5.2.4 まとめ

木造の継手仕口における金物接合に代わる接合方法として、ガラス繊維強化ナイロン樹脂プレートと鋼管製ドリフトピンで構成した接合部を考案し、引抜およびせん断試験を行った。得られた結果をプレカット接合や金物接合と比較し、以下の結論を得た。

1) 柱－土台接合 (HD) の引抜試験における許容耐力は 15.3kN であり、山形プレート (VP)<sup>8)</sup>による金物接合部よりも高くなったが、初期剛性は低かった。

2) 梁－梁接合部 (OM) のせん断試験における許容耐力は 20.7kN であり、ボルト併用型の金物接合や腰掛け蟻接合したプレカット接合部に及ばなかった。最大荷重、初期剛性、降伏耐力、終局耐力はいずれもプレカット接合部を上回った。

3) 柱－梁接合部 (SD) のせん断試験では、プレートの破損による脆性的な破壊を生じたため、許容耐力は 28.1kN となり、かたぎ大入れほぞ差し接合したプレカット接合部より低くなった。初期剛性、降伏耐力、終局耐力はプレカット接合部より高かった。

### 5.3 結論

建築基準法が改正され、住宅品質確保促進法が制定されることで木造住宅の構造設計にも大きな変革が訪れた。今後これらの性能規定が広く浸透するにつれ、軸組工法の合理化は益々進んでいくものと思われる。すなわち材料や作り方について細かい規定はなく、必要な性能を満足することが最も重要となる。一般にナイロン樹脂と聞くと耐火性能やクリープ性能に不安を感じるが、既に2,3の実験によればこれらの不安は解消されつつあると言える。また、今後の木造における新しい接合部の開発には解体や再利用の合理化をも考慮することが益々重要になることを考えると、接合部の軽量化（金物接合の約60%程度）と同時に接合具ごと木工機械による切断が可能な樹脂接合の実用化は注目に値する。本接合形式では、木材、ナイロン樹脂、ドリフトピンの三者の変形が複合するため、クリープ性能や耐衝撃性能など更に詳細な実験的検討が必要であるが、システム化した小規模住宅での利用に限定すれば十分実用化が可能であると考えられる。

繊維強化ナイロン樹脂プレートを用いた接合部について、得られた知見をまとめると以下のようなになる。

ドリフトピン接合部のせん断性能

- (1) ナイロンプレート（12mm厚）を用いたドリフトピン接合部のせん断性能は、鋼板（9mm）を用いた接合に比べ初期剛性は劣るものの、強度や降伏点荷重は80～90%に達し、接合部として実用十分な耐力を有する。
- (2) 鋼管製のドリフトピン（ $\phi 12$ ,  $t=2.2\text{mm}$ ）を用いた接合は、同径の丸鋼と比較すると、プレートの種類によらず約80%の程度の耐力をもつ。
- (3) ナイロンプレートを用いたドリフトピン接合は、正負繰り返し加力により、初期剛性、塑性率が低下するが、最大荷重や降伏点荷重には大きな差は

認められない。

(4) ナイロンプレートと鋼管を用いた場合，降伏点荷重レベルの正負繰り返し力を多数回受けても，樹脂プレートは破壊しない。鋼板と丸鋼のの組み合わせよりも強度がやや劣るが，粘り強い接合部を作ることが可能である。

各種接合部の静的荷重に対する強度特性

引抜およびせん断試験を行った。得られた結果をプレカット接合や金物接合と比較し，以下の結論を得た。

1) 柱－土台接合（HD）の引抜試験における許容耐力は 15.3kN であり，山形プレート（VP）<sup>8)</sup>による金物接合部よりも高くなったが，初期剛性は低かった。

2) 梁－梁接合部（OM）のせん断試験における許容耐力は 20.7kN であり，ボルト併用型の金物接合や腰掛け蟻接合したプレカット接合部に及ばなかった。最大荷重，初期剛性，降伏耐力，終局耐力はいずれもプレカット接合部を上回った。

3) 柱－梁接合部（SD）のせん断試験では，プレートの破損による脆性的な破壊を生じたため，許容耐力は 28.1kN となり，かたぎ大入れほぞ差し接合したプレカット接合部より低くなった。初期剛性，降伏耐力，終局耐力はプレカット接合部より高かった。

## 6 作業者の生理的負担を考慮した各種接合具の施工性評価

建築基準法の改正に伴い、木造建築物の主要な接合部には金物を使うことが義務付けられた。木造住宅の解体材を再利用するには、部材を傷付けないように機械によるミンチ解体ではなく手解体が必要である。このため接合具は取り付けだけでなく、解体後の部材に与える損傷や、解体時の作業効率まで考慮したものが求められる。本試験では木質構造で一般的な接合具である釘と木ネジの2種類を用い、スギまたはベイマツを対象に、打込みおよび取外し作業を被験者に依頼し、作業時間および心拍数変化による労働強度の測定を行った。得られた結果から接合具の種類、樹種が作業能率に与える影響について検討した。

## 6.1 試験体および試験方法

調査対象の接合具を Fig.6.1～6.2 に示した。接合具は木質構造で一般的な釘と木ネジの 2 種類で、スギまたはベイマツを対象に、打込みおよび取外し作業を 6 名の作業者に依頼した。接合具が取付く木材はいずれも断面 105×105(mm)、長さ約 1 m の正角材を用い (Fig.6.3)、接合具当たり、長さ方向に 1 列 (約 10cm 間隔) に 10 本取外し、または取付けて 1 回の作業量とした。作業に用いた工具はハンマ (593g) またはインパクトドライバ (最大トルク 135N・m、0～2600 回転/分) で、作業は部材を床面に置いた状態で行った。心拍数の測定には、血圧計 (インテリエンス血圧計 HEM-632 ; オムロン社) を用い、作業開始前に被験者の平常時の心拍数と血圧を測定し、10 本の接合具を取付けまたは取り外し終えるまでの作業時間、および心拍数変化を測定した。心拍数の増加率は以下の式で表した。

$$\text{心拍増加率} = \frac{(\text{作業の後心拍数} - \text{作業前の心拍数})}{\text{作業前の心拍数}} \times 100$$

作業に用いた工具の詳細を Table 6.1 に示す。被験者には本研究室で数回の予備作業を体験した 20 代～30 代の男女を当てた。被験者に依頼した作業の種類と作業回数をまとめたものを Table 6.2 に示した。なお取り外しの際には、釘頭部の潰れや、ネジ頭の破断などによって、与えられた工具のみでは取外せない状況が散見された。この場合、本人の判断で作業は次の接合具の取り外しに移ってもらい、これらの接合具は取り外しの数に入れずに取り残し数としてカウントした。

Table 6.1. 接合具の種類と作業方法

接合具	作業の種類	作業方法と利用工具
釘	取付け	ハンマ(593g)、釘抜き(1kg、腕長さ約45cm)
	取外し	
木ネジ	取付け	インパクトドライバ(1.3kg)、最大トルク(135N・m、0~2600回転/分)
	取外し	

Table 6.2. 被験者の種類と作業回数

作業者No.		1	2	3	4	5	6(女)	
スギ	釘	CN50	3	3	3	1	3	3
		ZN65	3	3	3	1	3	3
		CN90					1	
	木ネジ	PBビス45	3	3	3	1	3	3
		CW57	3	3	3	1	3	3
		Cw90					1	
ベイマツ	釘	CN50	3	3	3	1	3	1
		ZN65	3	3	3	1	3	1
		CN90					1	
	木ネジ	PBビス45	3	3	3	1	3	1
		CW57	3	3	3	1	3	1
		Cw90					1	

- \* 枠内の数字は被験者に依頼した作業回数
- \* それぞれ打込み、取外しの2種類の作業を依頼
- \* 被験者 No. 1~4 ; 20代の男性
- \* 被験者 No. 5 ; 経験者
- \* 被験者 No. 6 : 女性

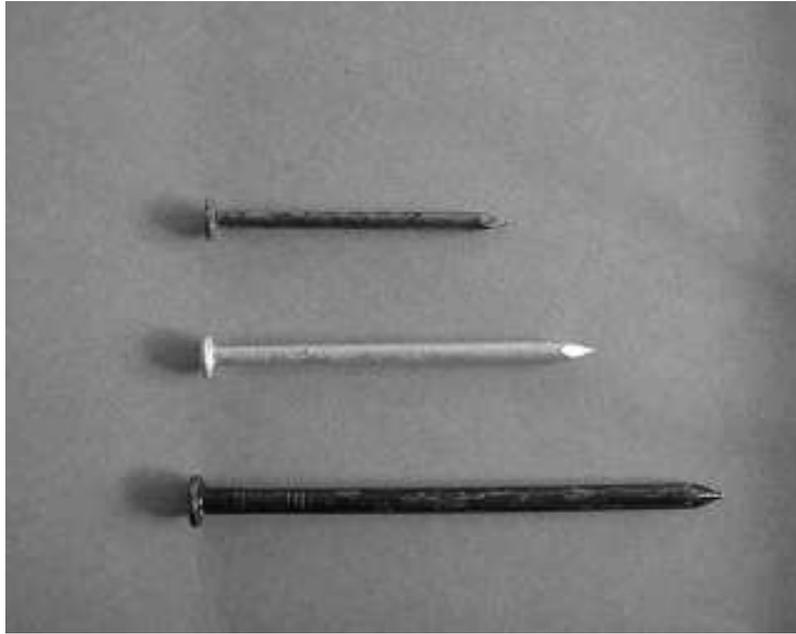


Fig.6.1 釘接合具（上から CN50、ZN65、CN90）



Fig.6.2 木ネジ接合具

上からパーティクルボードビス 45mm (PB45)

コーススレッド 65mm (CW65)

コーススレッド 90mm (CW90)

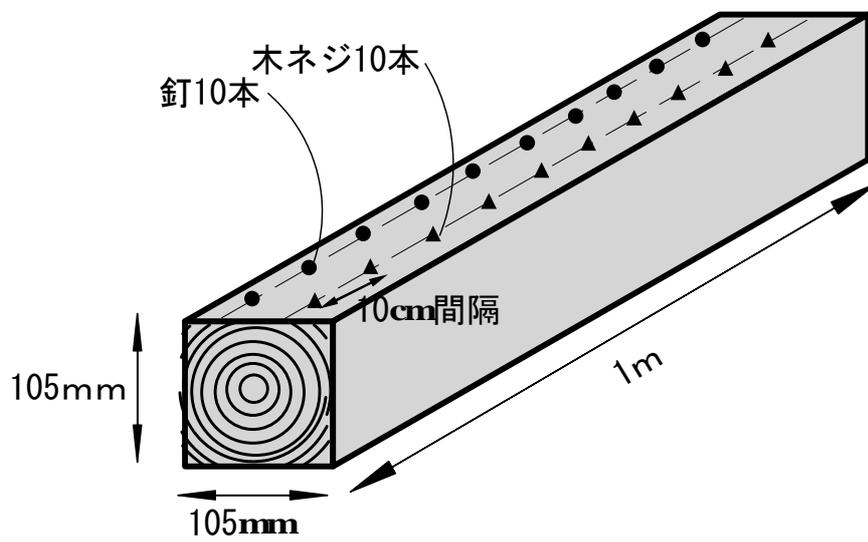


Fig. 6.3. 作業に用いた部材と接合具の取付け方法

## 6.2 結果と考察

被験者 6 人の心拍増加率と接合具 1 本あたりの作業時間の測定結果を、取り付け作業と取外し作業に分けて Table 6.3～6.4 にまとめて示した。得られた結果を、主として ①接合具の種類（釘または木ネジ）、②接合具の長さ、③部材の樹種の違いの 3 通りについて、作業ごと（打込み作業または引抜き作業）に比較し検討した。

### 6.2.1 接合具取り付け作業の作業負担

#### (1) 作業前後の心拍数変化

釘および木ネジの取り付け作業における作業前後の心拍数変化について接合具や部材の種類による違いを比較した結果を Fig.6.4～Fig.6.9 に示した。接合具の種類によってこれらを比較すると、スギでは釘よりも木ネジの方が心拍増加率は高くなる傾向が見られた。ベイマツでは被験者によるばらつきが大きい(Fig.6.4, Fig.6.5)。また、同一接合具による接合具長さで比較するとスギ、ベイマツともに被験者によるばらつきが大きく、顕著な傾向が見られなかった(Fig.6.6, Fig.6.7)。同様に部材の樹種によるばらつきも大きい。(Fig.6.8, Fig.6.9)。

#### (2) 作業に要する時間

接合具の種類で比較すると、スギ、ベイマツ共に長さが 50mm または 45mm の接合具では、釘よりも木ネジの方が作業時間が長い。接合具長さの長い 65mm、90mm では、木ネジより釘での作業時間が多くかかった(Fig.6.10, Fig.6.11)。また、釘では長さが長くなるに従って作業時間が長くなるが、電動工具を用いた木ネジでは、長さによる変化は小さい。この傾向はスギよりもベイマツの方が顕著で、釘ではスギよりベイマツでの作業時

間が長く、木ネジではベイマツよりスギでの作業時間が長くなる傾向が認められた(Fig.6.12, Fig.6.13)。

Table 6.3. 被験者の心拍増加率と作業時間（取付け作業）

部材 樹種	接合具の種類	被験者No.											
		心拍増加率(%)						1本あたりの作業時間(s)					
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
スギ	CN50	5.5	3.5	29.6	8.7	11.8	5.9	6.8	7.5	6.8	4.0	4.4	6.5
	ZN65	17.1	7.3	9.6	2.6	8.8	8.8	7.2	8.8	10.8	6.6	5.0	12.3
	CN90					18.2						8.9	
	PBビス45	9.6	9.3	24.3	23.3	12.1	7.1	6.8	5.8	6.7	6.9	11.7	12.7
	CW57	0.0	6.6	21.1	26.1	1.8	26.8	5.6	4.8	6.2	7.1	5.4	14.7
	CW90					9.4						6.9	
ベイマツ	CN50	-8.4	9.6	26.0	13.9	10.6	1.6	4.8	6.5	7.6	5.2	3.8	7.0
	ZN65	-7.4	7.9	10.8	3.5	20.2	15.4	7.6	8.4	15.0	9.6	9.3	11.1
	CN90					8.5						8.4	
	PBビス45	15.7	3.0	27.0	13.9	13.5	-4.1	6.0	5.6	6.6	11.6	5.8	6.9
	CW57	4.5	6.9	23.5	13.2	13.6	3.3	4.6	3.9	6.6	10.4	4.6	8.0
	CW90					11.8						6.3	

Table 6.4. 被験者の心拍増加率と作業時間（取外し作業）

部材 樹種	接合具の種類	被験者No.													
		心拍増加率(%)						1本あたりの作業時間(s)							
		1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6		
スギ	釘	CN50	21.8	4.7	31.4	18.9	20.7	13.7	7.5	18.0	10.8	5.4	8.3	14.0	
		ZN65	16.1	34.2	22.4	35.7	21.8	15.5	8.3	10.3	14.4	10.2	9.6	14.5	
		CN90					54.8						41.0		
	木ネジ	PBビス45	2.3	22.0	31.0	15.1	12.1	5.7	3.1	6.9	5.1	3.7	3.8	6.5	
		CW57	2.4	4.9	6.2	29.2	8.7	6.7	1.9	3.5	3.2	5.6	3.1	4.8	
		CW90					7.8						6.2		
	ベイマツ	釘	CN50	35.5	31.8	24.7	27.7	24.2	27.7	9.5	14.0	16.5	33.6	11.3	48.8
			ZN65	35.6	41.5	23.6	26.7	38.1	20.0	8.9	15.4	15.0	33.9	23.1	31.3
			CN90					39.3						40.1	
木ネジ		PBビス45	-7.8	4.6	29.3	-2.8	12.5	1.6	2.4	3.2	4.8	8.2	4.4	4.0	
		CW57	10.6	11.3	8.1	8.1	8.9	12.5	2.0	2.8	3.0	5.7	5.0	4.0	
		CW90					12.4						5.9		

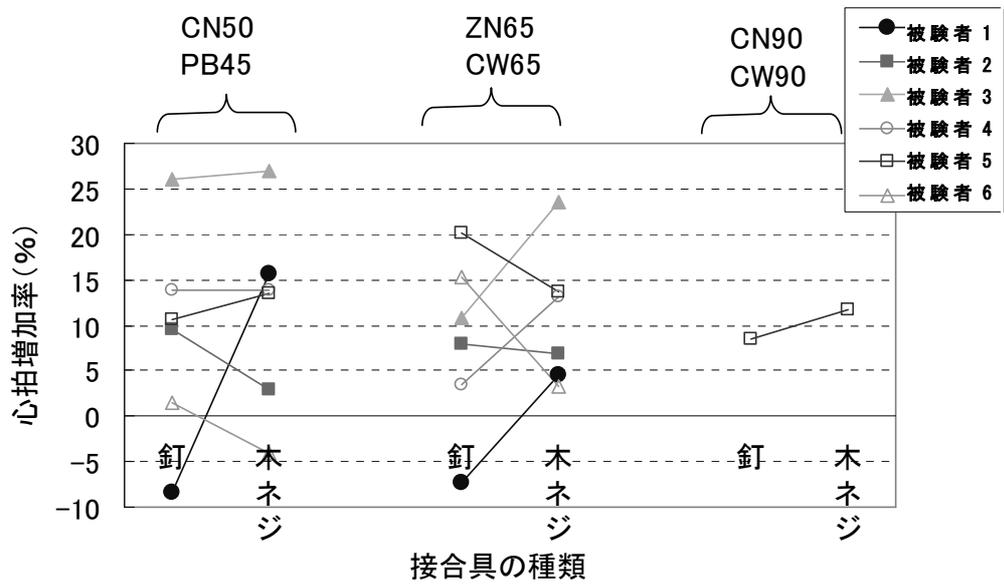


Fig.6.4. 接合具の種類と心拍数増加率の関係（取付け、ベイマツ）

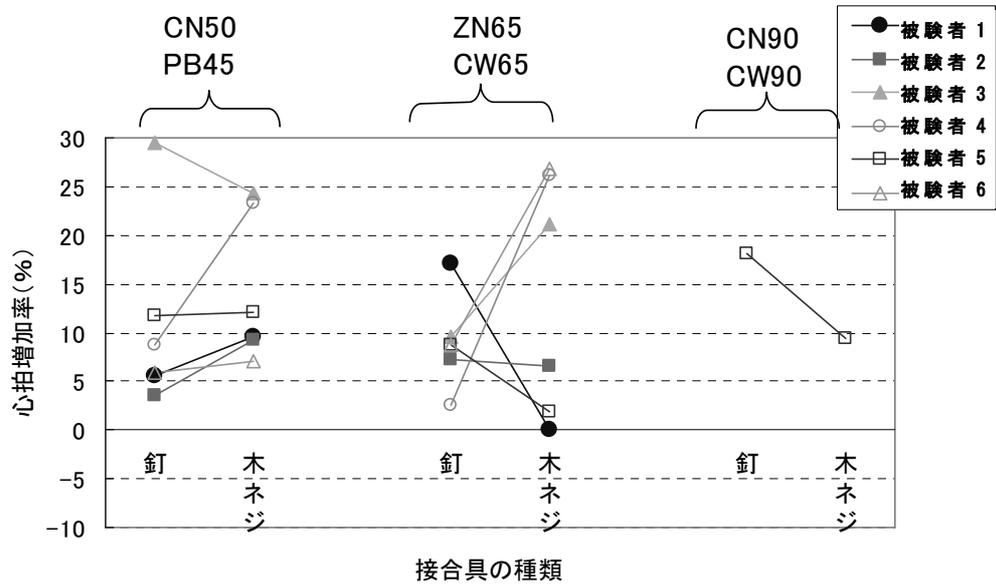


Fig.6.5. 接合具の種類と心拍数増加率の関係（取付け、スギ）

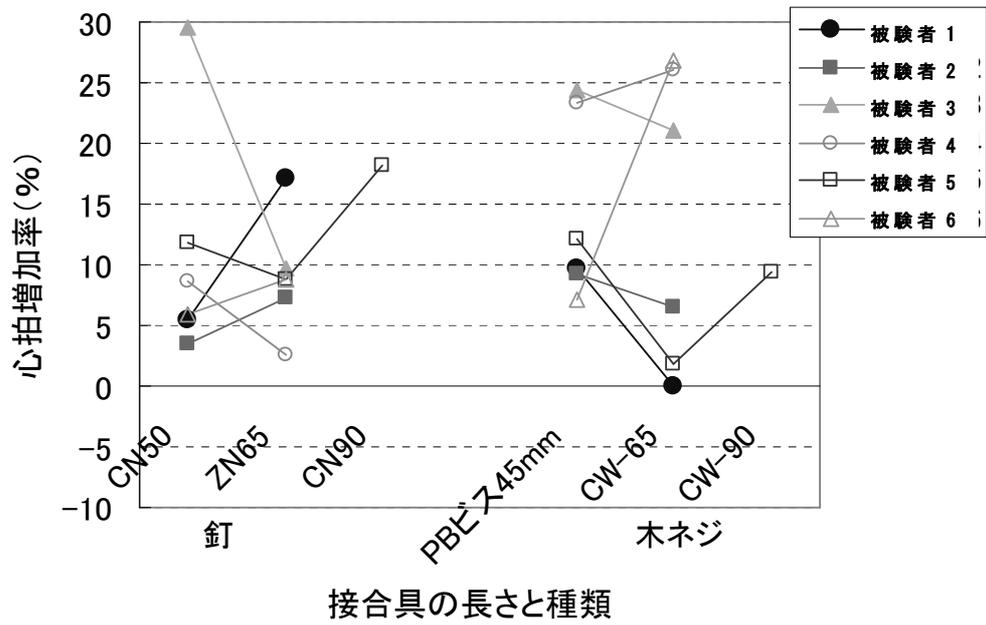


Fig.6.6. 接合具長さ と心拍数増加率の関係 (取付け, ベイマツ)

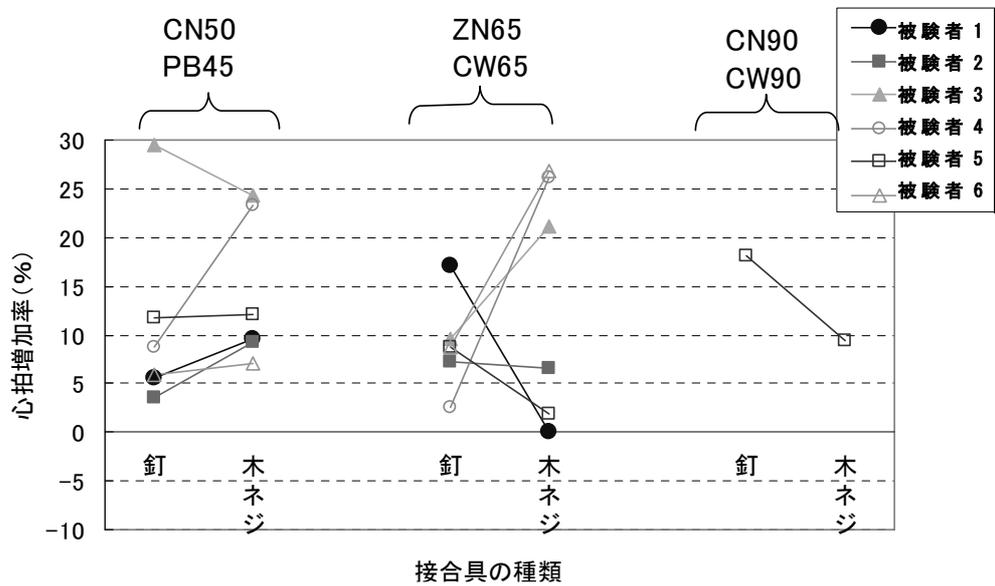


Fig.6.7. 接合具長さ と心拍数増加率の関係 (取付け, スギ)

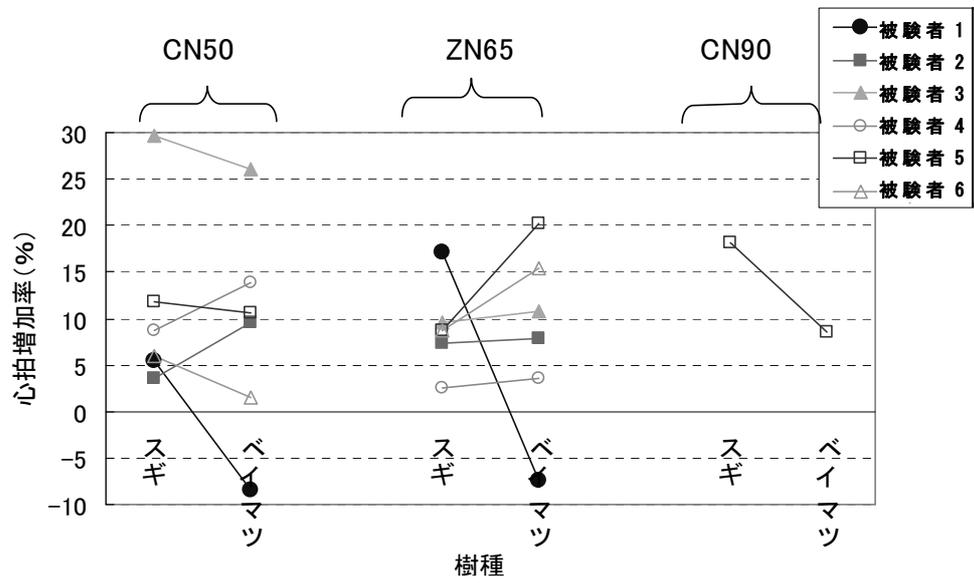


Fig.6.8. 材料樹種の違いと心拍数増加率の関係（打込み，釘）

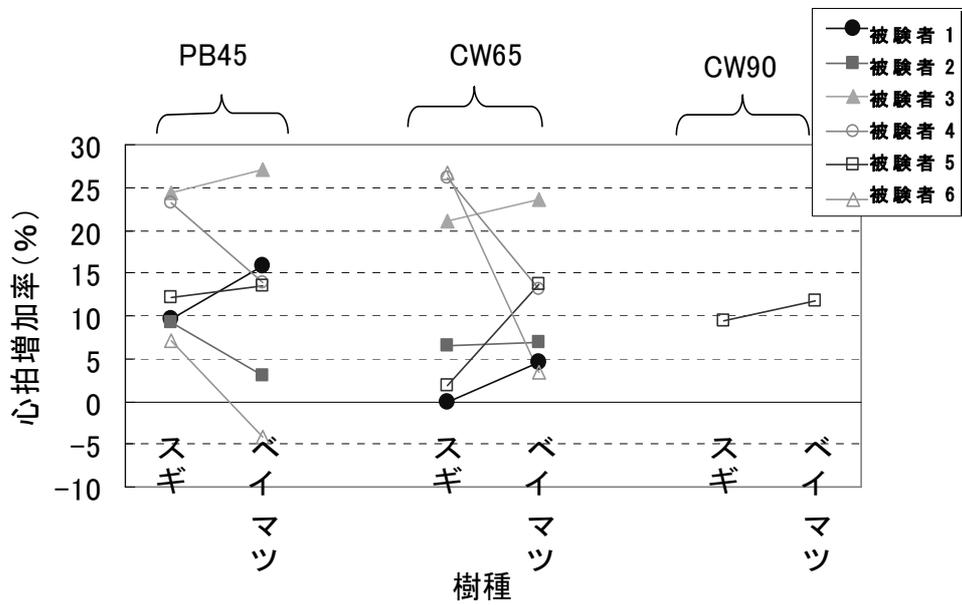


Fig.6.9. 材料樹種の違いと心拍数増加率の関係（取付け，木ネジ）

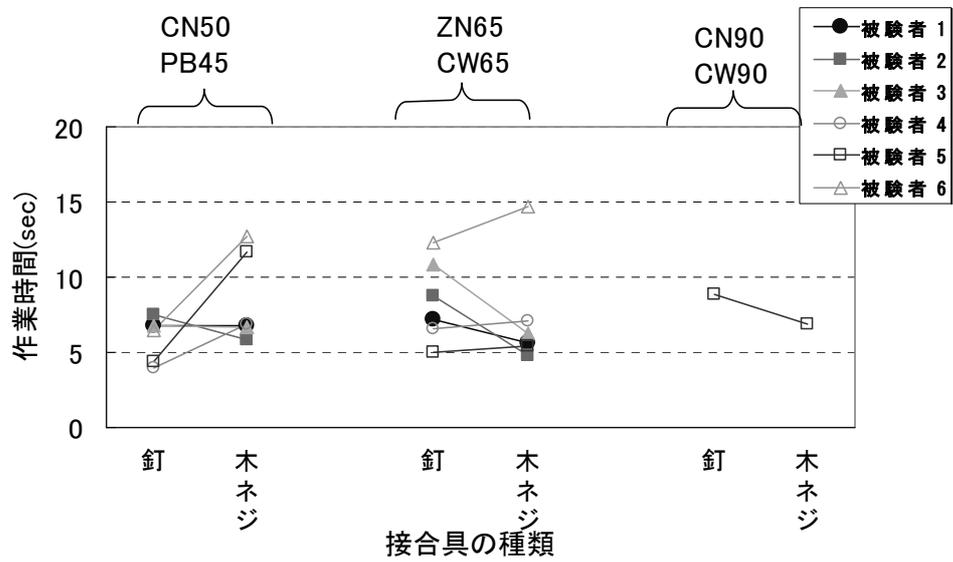


Fig.6.10. 接合具の種類と作業時間（取付け，スギ）

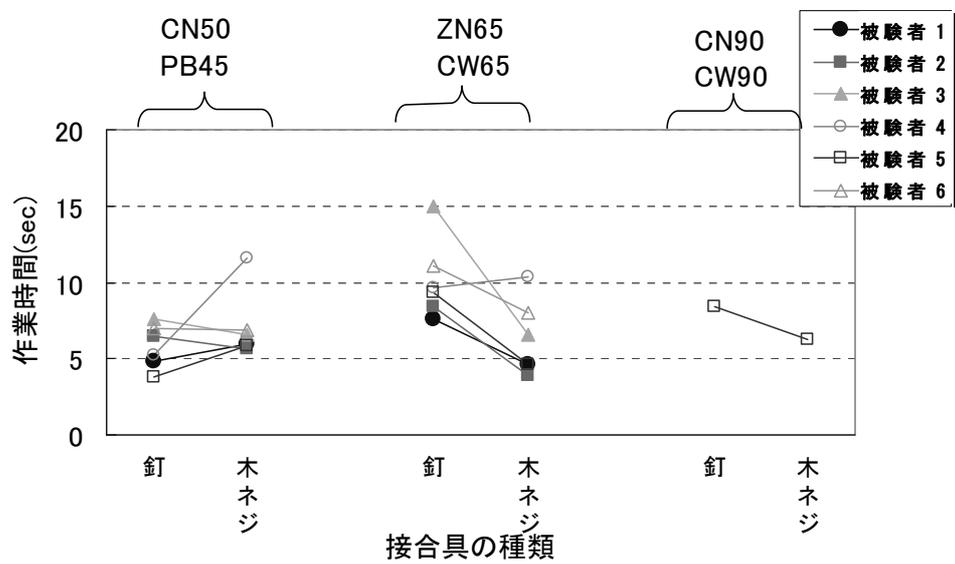


Fig.6.11. 接合具の種類と作業時間（取付け，ベイマツ）

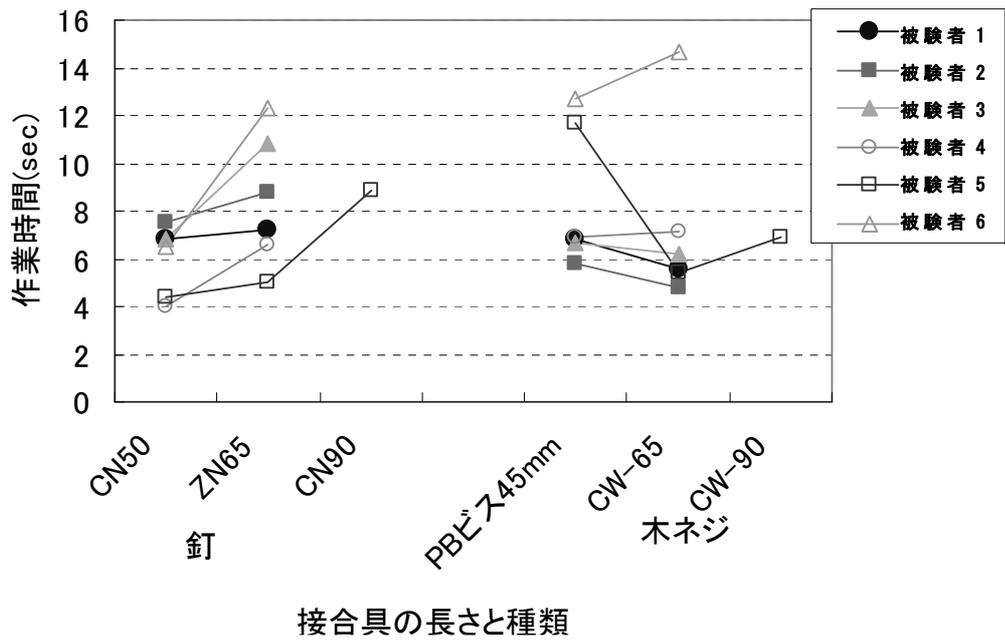


Fig.6.12. 接合具長さ と作業時間の関係 (取付け, スギ)

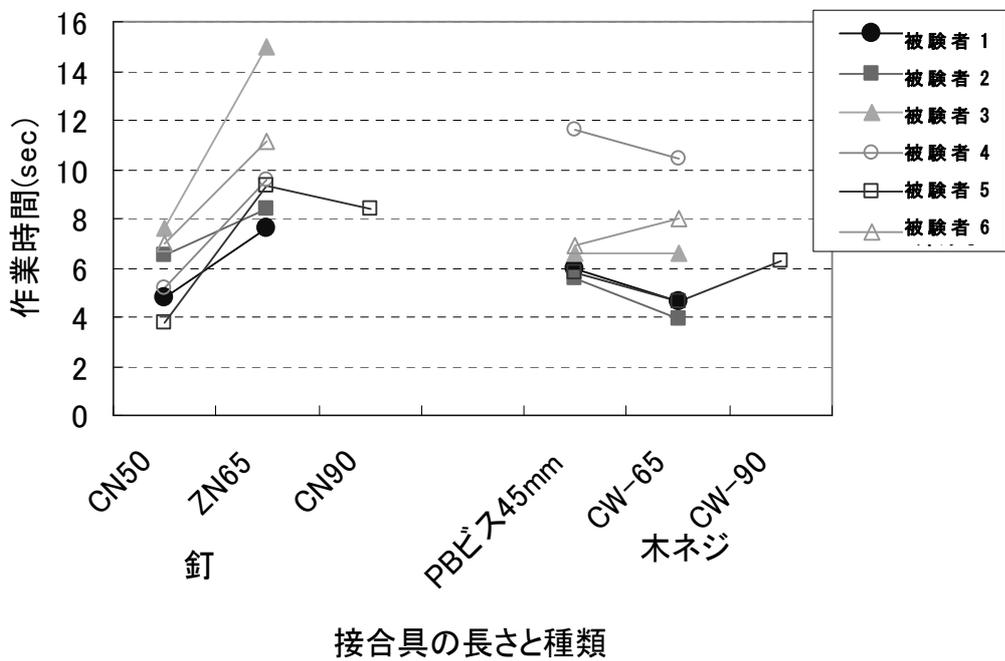


Fig.6.13. 接合具長さ と作業時間の関係 (取付け, ベイマツ)

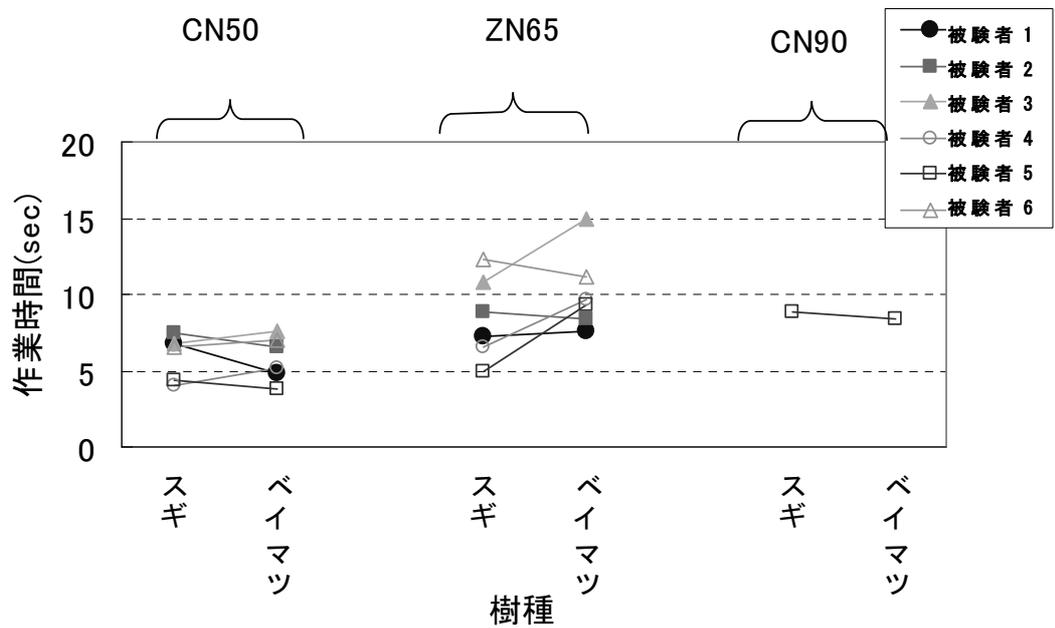


Fig.6.14. 部材樹種と接合具 1 本当りの作業時間 (sec/本) の関係  
(取付け, 釘)

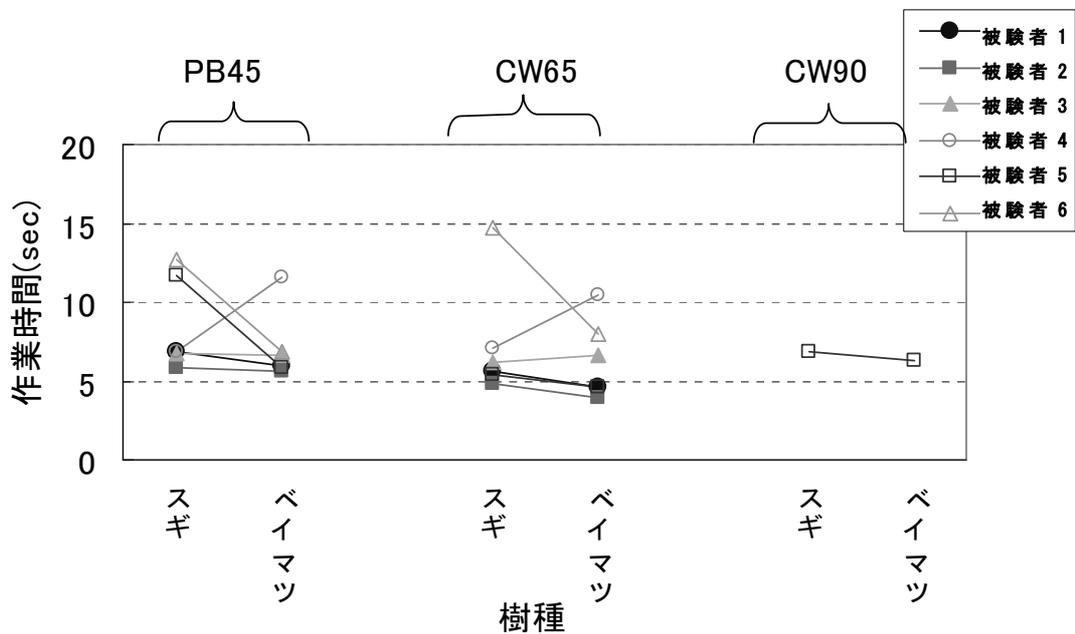


Fig.6.15. 部材樹種と接合具 1 本当りの作業時間 (sec/本) の関係  
(取付け, 木ネジ)

### 6.3 結論

解体や部材の回収が容易な接合方法の開発を目的に、一般的な接合具である種々の長さの釘と木ネジの取り付けや取り外しの作業時間を測定した。同時に部材の再利用を困難にする接合具の取り残し量を調べた。その結果、1) 釘は木ネジに比べ作業時間が長く、釘長が長くなると作業時間も増加することがわかった。2) 全 220 本の内 2.4%の木ネジがネジ頭のつぶれにより残留したが、釘の残留した割合は 1.2%であった。すなわち木ネジは釘よりも取り外しが容易であるが、取り付け時に電動ドライバーにより過剰なトルクを加えると、取り外しの際には容易にネジ山が潰れる。一旦ネジ山が潰れると取り外しが極めて困難であり、この点で注意が必要である。

## 7 総括

本論文は、住宅レベルの木質構造を対象に、既存の接合部の接合性能を再評価すると同時に、新規材料の導入や解体後の木材の再利用の容易さを考慮した、より合理的な接合方法を開発するためのデータ提供を目指し、以下のことを明らかにした。

### 7.1 実大建物の水平加力試験による構造性能評価

在来構法木造住宅 2 階建の実大建物の躯体を対象に、その個々の耐力壁線(壁線と略称)の 2 階床のレベルに単独に水平力を加えた試験の結果を結論的に纏めると次の通りである。なお水平力を加えた耐力壁線  $i$  の加力点が水平変位  $3\text{mm}$  を起こすのに要した水平力の大きさを「壁線  $i$  の  $3\text{mm}$  耐力」と呼ぶことにする。

1) 建物全体の耐力壁要素が筋かいのみに限られるときの  $3\text{mm}$  耐力について述べると、①両側に床構面を持つ壁線の方が片側にしか床構面を持たない壁線より大きい。②2 階床の開口面積の大きさは  $3\text{mm}$  耐力に顕著な影響を及ぼさない。③実験の繰り返しにより  $3\text{mm}$  耐力は低下する。

2) 筋かい挿入部分あるいは雑壁部分(垂れ壁,腰壁)に外装材を張ったときの結果について述べると、①妻側の壁線の筋かい挿入部分に外装材を張ったことによりその壁線の  $3\text{mm}$  耐力は著しく増加した。またそれに伴い外装材を張らなかった(自身のせん断剛性を増強しなかった)建物内部の壁線の  $3\text{mm}$  耐力もかなり増大した。②加力方向に直交する壁線に外装材を張ることにより加力方向の壁線の  $3\text{mm}$  耐力は若干上昇した。③建物外周の雑壁部分に外装材を張ることにより各壁線の  $3\text{mm}$  耐力はかなり上昇した。④  $3\text{mm}$  耐力は、壁線のせん断剛性の大きいものほど大きい。またせん断剛性が同じ時は両側に床構面を持つ壁線の方が片側にしか床構面を持たない壁線

より 3mm 耐力が大きい。

## 7.2 軸組工法の仕口と継手の接合性能と変形挙動

梁－梁接合部と柱－胴差し接合部のせん断性能をまとめると次のようになる。

### 1) 梁－梁接合部

a) 強軸方向加力では、梁せいが大きい方が剛性と強度のいずれも増加する。せん断剛性は、仕口部の接触面積の大きさに大きく依存し、せん断耐力は、腰掛け下部にあるあご部分の面積の大きさが影響する。

b) 弱軸方向加力のせん断耐力は梁せいが大きくなると増加する。せん断剛性はほぞの接触面積の大きさに依存し、耐力は梁自身の曲げが大きく影響した。

c) 加力方向の違いによる、塑性率を比較すると、強軸方向加力の方が大きかった。

### 2) 柱－胴差し接合

a) 強軸方向加力においては、その仕口の形状から、柱側にある梁を支持する部分の面積に差がないため、せん断剛性および耐力のいずれも大きな差がない。

b) 弱軸において、剛性および強度で 24 タイプが 15 タイプを上回った。これには、ほぞにおける荷重の受圧面積の大きさが影響した。

c) 強軸と弱軸方向加力を比較すると、初期剛性において差はなく、耐力は弱軸方向で大きく低下した。ほぞ断面の大きさが大きく影響することが分かった。

## 7.3 木ネジと接着を併用した立体トラス床の強度特性

立体トラス床の強度性能をまとめると次のようになる。

1) 本試験体の 2 階建ての 2 階床設計荷重、2080kgf 時の加力点直下のたわ

み量は 3.90mm であり，2 階床に求められる許容たわみ量 1/300 (11.3mm) の約 35%とはるかに小さく，高い曲げ性能が認められた。

2) ひずみ測定を行った斜材について軸方向力を算出したところ，加力点と支点を結ぶ線上の斜材で大部分の力を負担していた。

3) せん断試験において一部の斜材は引張り力により接着層をはがされ，破壊された。この時の軸方向力は 250kN であった。

4) 1/300rad 変形時のせん断応力は 282.6kgf/m で，耐力壁の壁倍率に換算すると 2.2 であった。これは柱二つ割り筋かいと同等の耐力を持つと考えられ，面材を貼るとさらに増加する。

以上のことから，本試験に用いた立体トラス床パネルは，曲げ，せん断の両面で優れた性能を有していることが明らかになった。

#### 7.4 ガラス繊維強化ナイロン樹脂を用いたプレート挿入型接合

##### 7.4.1 ドリフトピン接合部のせん断性能

(1) ナイロンプレート (12mm 厚) を用いたドリフトピン接合部のせん断性能は，鋼板 (9mm) を用いた接合に比べ初期剛性は劣るものの，強度や降伏点荷重は 80~90%に達し，接合部として実用十分な耐力を有する。

(2) 鋼管製のドリフトピン ( $\phi 12$ ,  $t=2.2\text{mm}$ ) を用いた接合は，同径の丸鋼と比較すると，プレートの種類によらず約 80%の程度の耐力をもつ。

(3) ナイロンプレートを用いたドリフトピン接合は，正負繰り返し加力により，初期剛性，塑性率が低下するが，最大荷重や降伏点荷重には大きな差は認められない。

(4) ナイロンプレートと鋼管を用いた場合，降伏点荷重レベルの正負繰り返し力を多数回受けても，樹脂プレートは破壊しない。鋼板と丸鋼の組み合わせよりも強度がやや劣るが，粘り強い接合部を作ることが可能である。

#### 7.4.2 各種接合部の静的荷重に対する強度特性

木造の継手仕口における金物接合に代わる接合方法として、ガラス繊維強化ナイロン樹脂プレートと鋼管製ドリフトピンで構成した接合部を考案し、引抜およびせん断試験を行った。得られた結果をプレカット接合や金物接合と比較し、以下の結論を得た。

1) 柱－土台接合 (HD) の引抜試験における許容耐力は 15.3kN であり、山形プレート (VP)<sup>8)</sup>による金物接合部よりも高くなったが、初期剛性は低かった。

2) 梁－梁接合部 (OM) のせん断試験における許容耐力は 20.7kN であり、ボルト併用型の金物接合や腰掛け蟻接合したプレカット接合部に及ばなかった。最大荷重、初期剛性、降伏耐力、終局耐力はいずれもプレカット接合部を上回った。

3) 柱－梁接合部 (SD) のせん断試験では、プレートの破損による脆性的な破壊を生じたため、許容耐力は 28.1kN となり、かたぎ大入れほぞ差し接合したプレカット接合部より低くなった。初期剛性、降伏耐力、終局耐力はプレカット接合部より高かった。

#### 7.5 作業者の生理的負担を考慮した各種接合具の施工性評価

解体や部材の回収が容易な接合方法の開発を目的に、一般的な接合具である種々の長さの釘と木ネジの取り付けや取り外しの作業時間を測定した。同時に部材の再利用を困難にする接合具の取り残し量を調べた。その結果、

1) 釘は木ネジに比べ作業時間が長く、釘長が長くなると作業時間も増加することがわかった。

2) 全 220 本の内 2.4%の木ネジがネジ頭をつぶれにより残留したが、釘の残留した割合は 1.2%であった。すなわち木ネジは釘よりも取り外しが容易

であるが、取り付け時に電動ドライバーにより過剰なトルクを加えると、取り外しの際には容易にネジ山が潰れる。一旦ネジ山が潰れると取り外しが極めて困難であり、注意が必要である。

以上の検討により、従来は強度性能のみによって評価された木質接合部の特性を、解体の容易性や作業効率を考慮して再評価することで、今後ますます増加してくることが予想される、より合理的な接合方法の開発が可能となると考える。

## 謝 辞

本論文をまとめるにあたり、ご多忙にも関わらず多大なるご支援を賜りました三重大学教養教育機構教授、鈴木直之先生に心から感謝の意を表します。また、三重大学大学院生物資源学研究科の船岡正光教授、石川知明教授、木佐貫博光教授の各先生からご指導いただきました。ここに厚くお礼申し上げます。

2010年に退官された三重大学名誉教授、徳田迪夫先生には、本論文の実験を進めるにあたり、温かくご指導いただき、貴重なご助言をたまわりました。ここに謹んで感謝の意を表します。

## 文献

- 1) 杉山英男ほか5名: Proceedings of the 1988 International Conference on Timber Engineering, Vol.1, Seattle, 1988, p. 804-810.
- 2) 杉山英男ほか5名: Proceedings of the 1988 International Conference on Timber Engineering, Vol.2, Seattle, 1988, p. 55-61.
- 3) 杉山英男, 安藤直人, 平野 茂, ほか4名: 昭和63年度日本建築学会大会学大会学術講演梗概集, 1988, p. 12.
- 4) 平野 茂ほか5名: 第38回日本木材学会大会要旨集, 旭川, 1988, p. 152.
- 5) 中村昇: 木材学会誌 39, 598-602 (1993)
- 6) 佐々木康寿, 三浦伸二, 竹村富男: 木材学会誌 34, 120-125 (1988)
- 7) 神谷文夫, 河合誠, 畑山敬男, 岡田圭一郎: 木材学会誌 34, 326-332 (1988)
- 8) 神谷文夫, 河合誠, 畑山敬男, 岡田圭一郎: 木材学会誌 34, 682-689 (1988)
- 9) 飯塚五郎蔵著: "住宅デザインと木構造", 丸善, 1982, pp. 231-234
- 10) 神谷文夫, 杉本健一: 日本木材学会 40周年記念大会要旨集, p216-217, 1995
- 11) 枠組壁工法住宅床組の構造耐力試験 (III)  
平嶋義彦, 鴛海四郎: 木材工業, 36(3), 19-20, 1981
- 12) 枠組壁工法住宅床組の構造耐力試験 (IV)  
平嶋義彦, 鴛海四郎: 木材工業, 36(3), 20-25, 1981
- 13) 原田寿郎, 宮武 敦, 上杉三郎, 藤井 毅: 木材学会誌 40(4), 372-379 (1994).
- 14) 宮武 敦, 藤井 毅: 木材学会誌 41(4), 380-386 (1995).
- 15) 中田欣作, 杉本英明, 井上雅文, 川井秀一: 木材学会誌 43(1), 39-45 (1997).

- 16) 中田欣作, 杉本英明, 井上雅文, 川井秀一: 木材学会誌 44(4), 247-254(1998).
- 17) 中田欣作, 杉本英明, 井上雅文, 川井秀一: 木材学会誌 46(1), 37-46(2000).
- 18) 中田欣作, 小松幸平: 木材学会誌 53(6), 313-319 (2007) .
- 19) 福本 修編: ” ポリアミド樹脂ハンドブック” , 日刊工業新聞社, 東京, 1988, pp. 89-122, 199-204.
- 20) 徳田迪夫, 内迫貴幸: 日本建築学会大会学術梗概集, 関東, 2001, pp. 131-132.
- 21) 徳田迪夫: 第 52 回日本木材学会大会研究発表要旨集, 岐阜, 2002, p. 237.
- 22) 徳田迪夫, 内迫貴幸: 木材工業 58(7), 318-321 (2003).
- 23) 徳田迪夫: 平成 13 年度科学研究費補助金 (基盤研究 (C)) 研究成果報告書, 2003, pp. 1-29.
- 24) 川元紀雄, 小松幸平, 金谷紀行: 木材学会誌 38(1), 37-45 (1992) .
- 25) Awaludin A., Smittakorn W., Hirai T., Hayashikawa T.:  
*J. Wood Sci.* 53(3), 204-210(2007).
- 26) 徳田迪夫, 平嶋義彦, 宮越光豊: 木材学会誌 35(6), 482-488 (1989) .
- 27) 日本建築学会: ”木質構造設計規準・同解説”, 日本建築学会, 丸善, 東京, 1995, pp. 266-271.
- 28) 枠組壁工法建築物設計の手引き・構造計算指針編集委員会: ”枠組壁工法構造計算指針”, 枠組壁工法建築物設計の手引き・構造計算指針編集委員会, 東京, 1998, pp. 216-218.
- 29) 黄 権煥, 小松幸平: 木材学会誌 49(4), 275-286(2003).

- 30) 平成 13 年国土交通省告示第 1024 号
- 31) 平成 12 年国土交通省告示第 1452 号
- 32) 日本建築学会：“木質構造限界状態設計指針（案）・同解説”，日本建築学会，丸善，東京，2003，pp. 256-261.
- 33) 内迫貴幸，徳田迪夫：木材学会誌 55(4)，226-234(2009).
- 34) 福本 修編：“ポリアミド樹脂ハンドブック”，日刊工業新聞社，東京，1988， pp. 199-204.
- 35) 徳田迪夫，内迫貴幸：木材工業 58(7)，318-321（2003）.
- 36) 徳田迪夫，内迫貴幸：日本建築学会大会学術梗概集，東海，2003，pp. 67-68.
- 37) 原田寿郎，宮武 敦，上杉三郎，藤井 毅：木材学会誌 40(4)，372-379(1994).
- 38) 宮武 敦，藤井 毅：木材学会誌 41(4)，380-386(1995).
- 39) 枠組壁工法建築物設計の手引・構造計算指針編集委員会：“枠組壁工法構造計算指針”，枠組壁工法建築物設計の手引・構造計算指針編集委員会，東京，1998，pp. 216-218.
- 40) 平成 12 年度建設省告示第 1460 号
- 41) 綿谷大，内迫貴幸，徳田迪夫：第 12 回日本木材学会中部支部大会講演要旨集，名古屋，2002，pp. 50-51.
- 42) 日本建築学会：“木質構造設計規準・同解説”，日本建築学会，丸善，東京，1995， pp. 266-271.
- 43) 中村寛，廣中雅純，徳田迪夫，内迫貴幸：第 48 回日本木材学会大会研究発表要旨集，静岡，1998，p. 226.