

# 1998年度秋期研究会

物性・強度・構造の研究現場から

## Part-2



1998年10月

日本木材学会

木材強度・木質構造研究会

# 日本木材学会 木材強度・木質構造研究会

## 1998 年度秋期研究会

■テーマ：物性・強度・構造の研究現場から Part-2

■日時：1998年10月19日（月）

■場所：麻布グリーン会館

東京都港区六本木 1-9-11

TEL.03-3583-6861

■主催：日本木材学会 木材強度・木質構造研究会

■司会：農林水産省森林総合研究所 田中 俊成 氏

### ■スケジュールと目次

13:00～13:30

木材セル構造の変形挙動 . . . . 1

王子製紙（株）森林資源研究所 中井 毅尚

13:30～14:00

県産材を使った構造用集成材の製造に関する考察 . . . . 8

鳥取県林業試験場 川上 敬介

14:00～14:30

スギ、ヒノキの立木材質評価とエンジニアードウッド（EW）開発 . . . . 14

静岡県林業技術センター 池田 潔彦

14:30～15:00

木材のめり込み . . . . 20

農林水産省森林総合研究所 原田 真樹

15:00～15:15

休憩

15:15～15:45

非耐力壁の面内せん断性能 . . . . 28

農林水産省森林総合研究所 杉本 健一

15:45～16:15

木造軸組構法による実大建物の変形挙動とその推定および破壊挙動 . . . . 38

東京大学大学院農学生命科学研究科 槌本 敬大

16:15～16:45

木橋の現状と課題 . . . . 52

秋田県立農業短期大学木材高度加工研究所 佐々木貴信

16:45～17:00

討 論

## 講演者の略歴（講演順）

### 中井 毅尚

- 1995年 名古屋大学大学院農学研究科博士課程修了
- 1995年 科学技術振興事業団科学技術特別研究員（森林総研）
- 1998年 秋田県立農業短期大学木材高度加工研究所流動研究員
- 1998年 科学技術振興事業団研究員  
（王子製紙（株）森林資源研究所）

### 川上 敬介

- 1991年3月 鳥取大学農学部卒業
- 1993年3月 鳥取大学大学院農学研究科修士課程修了
- 1993年4月 鳥取県日野地方農林振興局林業振興課
- 1995年4月 鳥取県林業試験場木材加工研究室

### 池田 潔彦

- 1984年3月 静岡大学農学部林産学科卒業
- 1986年3月 静岡大学大学院農学研究科修士課程修了
- 1986年4月 静岡県入庁 林業試験場技師（造林担当）
- 1988年4月 林業技術センターに改称（木材加工スタッフ）
- 1998年4月 林業技術センター主任研究員（利用開発スタッフ）

### 原田 真樹

- 1989年3月 京都府立大学農学部林学科卒業
- 1990年3月 京都府立大学大学院農学研究科修士課程中退
- 1990年4月 農林水産省森林総合研究所・接合研究室

### 杉本 健一

- 1989年3月 東京農工大学農学部林産学科
- 1989年4月 農林水産省森林総合研究所・構造性能研究室

### 槌本 敬大

- 1990年3月 東京大学農学部林産学科卒業
- 1992年3月 東京大学大学院農学系研究科林産学専攻修士課程修了
- 1994年7月 東京大学大学院農学系研究科林産学専攻博士課程中退
- 1994年8月 東京大学助手（農学部林産学科）
- 1996年4月 東京大学助手（大学院農学生命科学科生物材料学専攻）

### 佐々木貴信

- 1995年3月 秋田大学大学院修士課程修了（土木工学専攻）
- 1995年4月 秋田県立農業短期大学木材高度加工研究所

# 木材セル構造の変形挙動

(秋田木材高度加工研究所) 中井毅尚<sup>1</sup>

## 1 はじめに

材料の破壊現象を説明するために最弱リンクモデルと繊維束モデルが、確立モデルとしてよく用いられている<sup>1)</sup>。前者は試料の構成要素がすべて直列に接続され、最小強度要素の破壊が全体の破壊を意味する。この場合、試料全体の破壊強度は構成要素の個数の大きさ、すなわち試験体の大きさの影響を受けるため、試料の寸法効果が認められる。また、強度分布は一般に正規分布に従わず、ワイブル分布、あるいは指数分布で表される。一方、繊維束モデルでは、各構成要素が並列に結合されており、試験体全体が破壊するのは、構成要素すべてが破壊するときである。また、各構成要素の破壊強度を独立な確立変数とすると、系全体の強度は独立変数の和となる。強度分布は正規分布に従い、試料の寸法効果は殆ど認められないことが知られている。

国内においては、これら木材の材料強度に及ぼす寸法効果に関する研究は、1950年代後半から1960年代にかけて角谷等<sup>2-3)</sup>により、また1980年代には大河平、鈴木、増田等<sup>4-6)</sup>により精力的に行われてきた。後者の報告によると、繊維に平行方向の圧縮破壊強度には寸法効果は認められるが、引張破壊強度には寸法効果が認められないこと、加えて曲げ破壊強度はそれらの中間的な傾向を示すことを実験より明らかにしている。それらの報告の中にある木材の曲げ破壊強度に及ぼす寸法効果について増田は、試料の寸法が小さくなるにつれ予想した寸法効果が認められなかった理由の一つとして、木材セルの大きさの影響を挙げている。周知の通り、木材はセル構造を有しているため、試料の寸法の減少に伴い、セル構造それ自体の構造形態に、試料の破壊挙動が大きく影響されることは容易に推測できる。近年では、測定機器、及び技術の進歩により、フーリエ変換による木材の組織構造画像の一般化も可能なレベルなまでに達しつつある<sup>7)</sup>。渡辺はこの手法を応用して、木材セル構造とそれらの弾性特性について詳しく調べている<sup>8)</sup>。また、師岡等により有限要素法による木材セル構造の自動モデル化<sup>9)</sup>、あるいは増田等による画像相関法によるひずみ分布の予測<sup>10)</sup>等、斬新な手法も木材セル構造解析に適用されている。

一方、中井等は以下のような手法で木材セル構造の変形挙動を捉える試みを行っている。材料試験機を組み込んだ走査電子顕微鏡を用いることによって、木材セル構造の変形挙動を直接可視化し、その画像をもとにセル壁の変形を材料力学的な手法により数値化している。またこれに加え、木材自身が直接応力、ひずみに応答する現象、すなわち電氣的応答であるがために高速現象も把握可能な圧電現象を用いることにより、木材セル構造の変形挙動を明確にすることも試みている。周知の通り、木材の圧電現象は、主に木材中のセルロース結晶に起因して起こる現象である。しかし、セルロース分子は木材中において単体で存在しているわけではなく、多数のセルロース分子鎖がヘミセルロースとリグニン

<sup>1</sup> 〒016-0861 秋田県能代市海詠坂11-1, 秋田県立農業短期大学附属木材高度加工研究所,  
Tel. : (0185)52-6987, Fax : (0185)52-6975, e-mail : jaja@iwt.apca.ac.jp

\*現住所 : 〒519-0212 三重県亀山市能褒野町24-9, 王子製紙株式会社, 原材料本部, 森林資源研究所,  
亀山研究室, Tel. : (05958)5-0122, Fax : (05958)5-1528, e-mail : fvbd0291@mb.infoweb.or.jp (共通)

等と共に繊維状構造物，すなわちマイクロフィブリルを構成している．また，セル壁はこれらマイクロフィブリルの骨組構造物である．つまり，木材の変形過程における圧電気出力の増減は，セル壁の動的な変形に起因して発生するものと予想できる．以下にこれまでの研究成果の一部を紹介する<sup>11)</sup>．

## 2 実験

Fig. 1 に示すように，試験体の外形寸法は長さ；6.0 cm，幅；0.5 cm，厚さ；1.0 cm のヒノキ (*Chamaecyparis obtusa* Endl.) 材を用いた．試験体の長軸方向と繊維方向とのなす角度が  $45^\circ$  のまさ目面を電極面とし，観察面は電極面の側面とした．電極は試験体の相対するまさ目面の中央に，白金を  $0.75 (1.5 \times 0.5) \text{ cm}^2$  の面積に真空蒸着し，この電極にリード線として長さ 4 cm，幅 0.2 cm，厚さ 0.01 cm の銀箔を導電性樹脂材料により接着した．これらの試験体は 24 hr. 真空乾燥を行い， $\text{P}_2\text{O}_5$  入りのデシケータ内で調整し，測定に供した．観察直前，及び観察直後の含水率はそれぞれ 5.7 %，3.5 % であり，試験体の比重の平均値は 0.43 であった．

電極から検出した圧電気出力は，1/3 オクターブ，バンドパスフィルター（入力インピーダンス； $10 \text{ M}\Omega$ ）により余分なノイズを取り除き，AC-DC コンバーター内蔵の微小交流電圧計に出力した．得られた圧電気出力（荷重，変位）のデータは，積分時間 100 ms のデータアクイジションコントローラーに取り込み，さらにパーソナルコンピューターへ記憶した．なお，試験体への負荷，および変形過程の観察には，油圧制御式材料試験機（サーボパルサー，最大容量： $\pm 500 \text{ kgf}$ ）を組み込んだ走査電子顕微鏡（WET-SEM）を用いた．試験体へは下式に示すような複合応力を負荷した．すなわち，初期荷重として  $F_0 = 2 \text{ kgf}$  を負荷し，続いて，周波数  $f = 30 \text{ Hz}$ ，振幅  $a = 2 \text{ kgf}$  の振動荷重を負荷し，最後に負荷速度  $a_0 \approx 0.1 \text{ kgf/s}$  の静的圧縮荷重を負荷した．

$$F = F_0 + a \sin(\omega t) + a_0 t, \quad (1)$$

ただし， $t$ ；負荷後の経過時間， $\omega$ ；角速度 ( $2\pi f$ ) である．

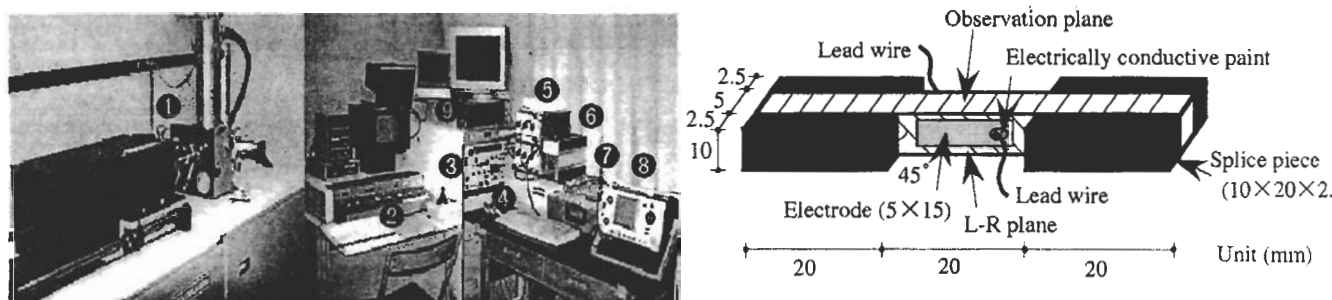


Fig. 1. The measurement system of piezoelectric voltage (load, displacement) and example of the mounting of a test specimen.

Legend: ①: Testing machine (Servo pulser), ②: Controlled panel of SEM, ③: Controlled panel of the testing machine, ④: Personal computer for recording the output values, ⑤: 1/3 octave band pass filter of input impedance  $10 \text{ M}\Omega$ , ⑥: Highly sensitive alternating current voltmeter built-in AC-DC converter, ⑦: Data acquisition controller, ⑧: Stagescope, ⑨: Video recorder.

Note: The observation plane of the SEM is on the side plane of the L-R plane.

### 3 結果と考察

実験より得られた典型的な圧電気出力 ( $P$ )、荷重 ( $L$ ) - 変形 ( $D$ ) 曲線を Fig. 2 (A), (B) に例示した. 図から明らかなように,  $P-D$  曲線は変形量の大小により 2 つの領域 (Zone A, Zone B) に大別される. さらに Zone A は 3 つの領域,  $A_1$ ,  $A_2$ ,  $A_3$ , に大別される. すなわち初期直線領域 ( $A_1$ ), それに続く上に凸な曲線増加部 ( $A_2$ ), および減少部 ( $A_3$ ) である. それ以降は試験体が破断するまで漸減するもの (A) と, 幾つかのピークを示すもの (B) とに分けられる. 以下に  $P-D$  曲線の線形弾性領域, および非線形領域について各々 SEM 観察画像, Photo (a)~(e), をもとに詳しく述べる.

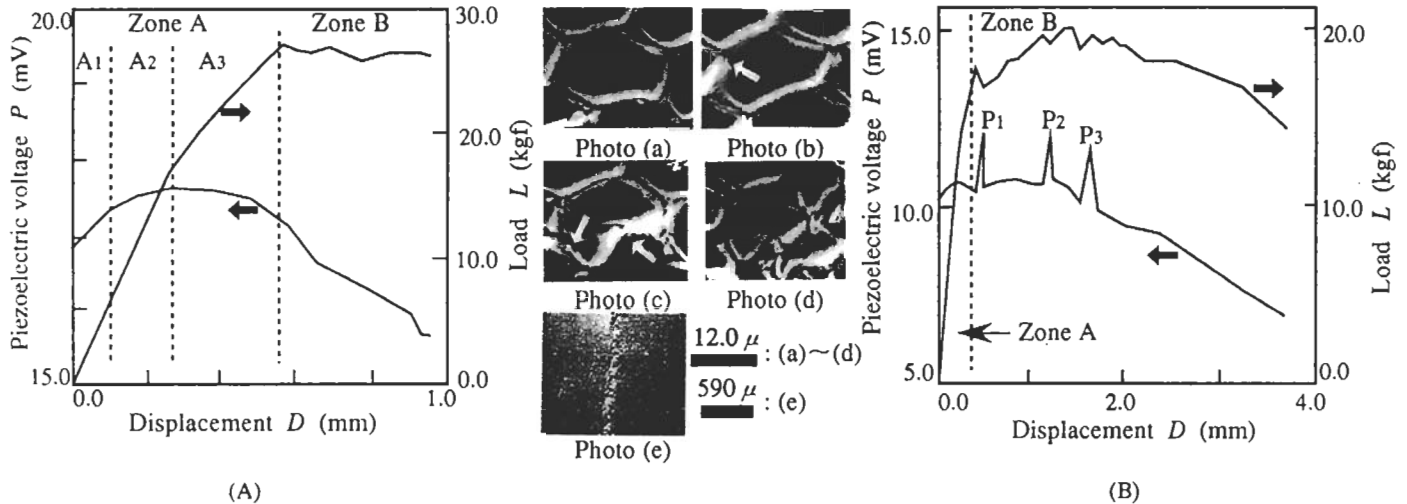


Fig. 2. Examples of piezoelectric voltage and load - displacement curves and SEM images of a cross-section of tracheid deformed after applying the combined compression and vibration stresses.

#### 3.1 線形弾性領域

$P-D$  曲線の初期直線部を近似的に直線とみなして直線回帰を行い, 比例限度圧電気出力を決定し, そのときの荷重の値を  $L_{P-D}$  とした. また,  $L-D$  曲線に対しても同様な操作を行い, 得られた比例限度荷重を  $L_{L-D}$  とした. これらをプロットすると Fig. 3 が得られ, それらの間には次式

$$L_{P-D} = 0.58 \cdot L_{L-D}. \quad (2)$$

が成り立った. すなわち,  $P-D$  曲線の比例限度荷重は,  $L-D$  曲線のその60%に過ぎず, それ以降,  $L-D$  曲線の比例限度点まで曲線的に増加することが明らかとなった. この間でのSEM画像を例示すると Fig. 2 の Photo. (a) の通りである. すなわち複合応力を受けることにより仮道管断面壁は曲げの力を受け, 座屈変形を起こすが, き裂や破壊は認められない.

ここで, 仮道管断面壁の線形弾性座屈応力を概算することを試みた. SEM観察の結果から, 本研究で用いた試験体の仮道管の断面形状は, 六角形が支配的で, 四角形がわずかに観察できた. 従来の研究では仮道管の断面形状を表す細胞モデルとしては, 円形, 四角形, 六角形モデル等が提案されてきた. 本研究では, SEM観察の結果をもとに, また解析をより簡単にするために, 仮道管断面形状は六角形のみとした. すなわち, Fig. 4(a) に

示すように、試験体の仮道管をすべて六角柱と仮定した。本研究で用いた試験体のSEM観察画面では、Fig. 4(a)に示す六角柱の断面(T-R面)に対して45度の角度をもった面が、観察されている。ここではFig. 4(b)に示すような六角形の断面で近似した。試験体に圧縮-振動複合応力 $\sigma$ を加えると、仮道管の断面壁がFig. 4(c)に示すように主に半径壁においてのみ変形した。Fig. 4(c)を模式的に示すとFig. 4(d)の通りである。複合応力 $\sigma$ により、長さ $l_1$ 、および $l_2$ の各々の一組の半径壁が曲げの力を受ける。複合応力 $\sigma$ を受けた半径壁の拡大図をFig. 4(e)に示した。つり合い条件より、半径壁に垂直な応力成分は零でなければならない。一方、接線壁に垂直な応力成分 $P$ は次式

$$P = \frac{A}{2} \cdot \sigma = (h \cdot \cos\theta_3 + 2 \times l_1 \cdot \sin\theta_1) \cdot w \cdot \sigma \quad (3)$$

$$\left( l_1 \cdot \sin\theta_1 = l_2 \cdot \sin\theta_2 \right)$$

で表される。ここで、 $A$ はFig. 4(b)に示したモデルの側面積であり、 $l$ と $h$ は半径壁および接線壁の長さであり、 $t$ と $w$ は半径壁の厚さと幅(六角柱の高さ)の長さである。また、Fig. 4(e)に示すように、半径壁に作用する応力 $P$ の分力 $P'$ は次式

$$P' = \frac{P}{\cos\theta} \quad (4)$$

で表される。もし、Fig. 4(e)に示す半径壁がFig. 4(f)に示すような両端を固定された柱であると仮定すると、弾性線法を用いて得られるオイラーの座屈応力は次式

$$P_{\text{Euler}} = \frac{n^2 \pi^2 E_t I}{l^2} \quad (5)$$

で定義される。ここで、 $E_t$ は次式

$$E_t \simeq \frac{E}{\rho^k} \simeq \frac{E}{1.50^{0.997}} \quad (6)$$

から算出された半径壁のヤング率である<sup>12)</sup>。ただし、 $k$ : 山井の実験結果<sup>13)</sup>をもとに大釜<sup>12)</sup>が算出した形状係数である。

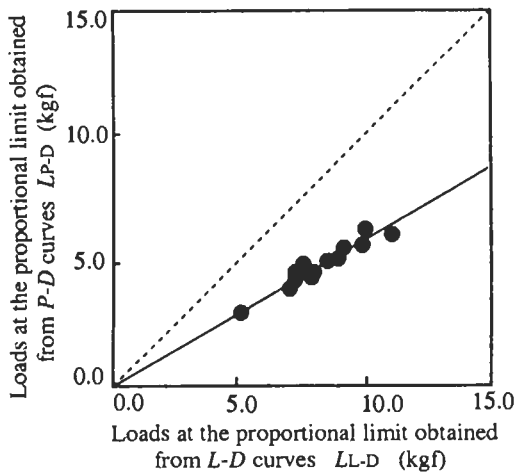


Fig. 3. Comparison of LP-D and LL-D.  
Legend: — : Regression line,  $LP-D = 0.58 \times LL-D$  ( $R = 0.98$ ).

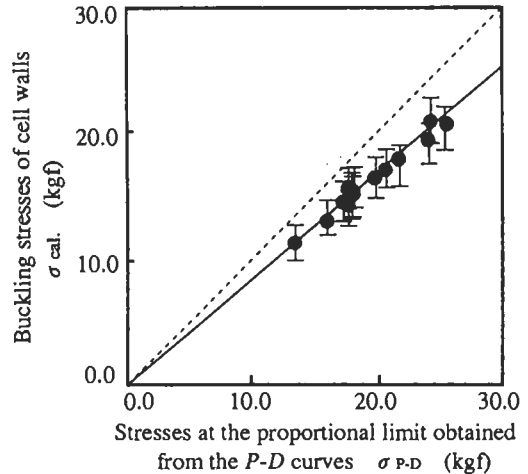


Fig. 5. Comparison of  $\sigma_{\text{cal}}$  and  $\sigma_{P-D}$ .  
Legend: ● : Averaged value of one test specimen,  
┆ : Upper and lower values of the standard deviation,  
— : Regression line,  $\sigma_{\text{cal}} = 0.83 \times \sigma_{P-D}$  ( $R = 0.97$ ).

また、近隣細胞間の拘束条件を与える、端部拘束因子  $n$  は次式<sup>14)</sup>

$$n = \frac{2\psi^*}{\pi} \quad (7)$$

によって定義されている。なお、 $\psi^*$  は次式

$$\tan\psi = \frac{2h}{l\psi} \quad (8)$$

の解である。すなわち、以下の関係式

$$\frac{2h}{l} = \psi \tan\psi \simeq \psi \cdot \frac{\psi - \frac{\psi^3}{3!} + \frac{\psi^5}{5!}}{1 - \frac{\psi^2}{2!} + \frac{\psi^4}{4!}} = \frac{120\psi^2 - 20\psi^4 + \psi^6}{120 - 60\psi^2 + 5\psi^4} \quad (8)'$$

から  $\psi$  を算出することになる。ただし得られた解は上記の 6 次方程式から求めた近似解である。これらの関係から弾性座屈応力  $\sigma_{cal.}$  は次式

$$\sigma_{cal.} = \frac{n^2 \pi^2 t^3 \cos\theta_1}{12l_1^2 (h \cos\theta_3 + 2l_1 \sin\theta_1)} \cdot \frac{E}{1.50^{0.997}} \quad (9)$$

で算出できる。この式を用いて算出した  $\sigma_{cal.}$  を  $P-D$  曲線の比例限度点における応力  $\sigma_{P-D}$  に対してプロットしたところ Fig. 5 が得られた。なお、(9) 式中の各係数には NIHImage 1.55 によって測定した仮道管断面形状の実測値を代入している。Fig. 5 から明らかなように、これらの間には直線関係が成り立ち、近似的に次式

$$\sigma_{cal.} = 0.83 \cdot \sigma_{P-D} \quad (10)$$

で表せる。(2) および (10) 式より、 $L-D$  曲線における比例限度荷重の約半分の値で半径壁は弾性座屈を起こしていることが分かる。また (10) 式から、半径壁の弾性座屈応力は  $\sigma_{P-D}$  の 8 割程度であることが分かる。すなわち、半径壁が座屈して間もなく  $P-D$  曲線は線形弾性領域から上に凸な曲線領域へと移行すると予測される。

なお、放射柔細胞の座屈が仮道管半径壁の座屈の引き金になる、という顕微鏡観察結果をもとにした仮定のもとに、木材セル構造の変形を数値化した解析も安藤等<sup>15)</sup>により行われている。報告の中で安藤等は、今後さらにデータの蓄積が望まれるものの放射柔細胞の影響は、仮道管半径壁の座屈変形同様無視できない、と結論づけている。本研究では放射柔細胞の影響は便宜的に無視して解析を進めたが、今後、より顕微鏡観察結果にもとづいた変形挙動の数値化をする場合には、それらの影響も十分検討しなければならない。

### 3.2 非線形領域

前項の計算より明らかなように、Fig. 2 の  $A_1$  の領域では、この領域の約 8 割程度で仮道管半径壁は弾性座屈を起こすが、 $P-D$  曲線はなおも直線領域であることが分かった。その後  $A_2$  の領域に入り、Fig. 2 の Photo (a) に示すように半径壁の変形がさらに進み、 $P-D$  曲線は直線領域から上に凸な曲線領域へと移行し、極大点へ到達する。この極大点付近は、 $L-D$  曲線ではちょうど曲線の比例限度点にあたる。その後  $A_3$  の領域に入

ると、Fig. 2 の Photo (b) の矢印で示すように、コーナ一部においてき裂が認められ始める。このとき  $P$  は変形の進行と共に徐々に漸減傾向となる。またこの時  $L-D$  曲線は曲線的に増加する。さらに Fig. 2 の Photo (c), (d) に示すように半径壁の変形が進行し、半径壁が押しつぶされる。このとき各々の曲線は Zone B へと移行する。すなわち  $L-D$  曲線ではプラト一部となる。この破壊が Fig. 2 の Photo (e) に示すように、年輪界に沿って試験体幅方向全体に進行する場合には、Fig. 2(B) に示すように明確なピーク（例えば  $P_1$ ）が現れる。このピークの発現理由としては以下の不均一場の音波の伝播理論<sup>16-17)</sup> から説明できる。すなわち、圧電効果は線形効果であり、力学量と電気量の双 1 次結合が結合エネルギーを与えている。つまり、無限小ひずみ

$$u_{jk} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_k}{\partial a_j} + \frac{\partial u_j}{\partial a_k} \right) \quad (11)$$

を考えて、分極は次式

$$P_i = \alpha_{ijk} \cdot u_{jk} \quad (12)$$

で定義される。一方、力学量と電気量とが各々のべきの積で結合項が表されている場合には、高次の電気・力学結合が生じる。すなわち、非線形効果を考慮に入れ、ひずみに関して一次の効果のみならず高次の効果を加味する必要が現れる。つまり、有限ひずみ

$$u_{jk} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_k}{\partial a_j} + \frac{\partial u_j}{\partial a_k} + \frac{\partial u_l}{\partial a_j} \cdot \frac{\partial u_l}{\partial a_k} \right) \quad (13)$$

を用いて分極は次式

$$P_i = \alpha_{ijk} \cdot u_{jk} + \beta_{ijkl} \cdot \frac{\partial^2 u_l}{\partial a_j \cdot \partial a_k} \quad (14)$$

で表される。従って、対称中心がある材料（近似的に木材はそうみなされている）においても、不均一なひずみが発生すれば上式の第 2 項が残るため圧電分極が生じることになり、本研究のピークのような形で現れたと解釈できる。

## 4 おわりに

木材研究の中で最も基礎的知見として把握しなければならない木材セル構造と力学挙動との関係に関する研究は、木材組織構造の複雑さ、及び破壊形態の複雑さから、一般解的な結論が出しづらいため単発的なものが多く、非常に研究が遅れていた。しかし近年、測定機器等ハード面の進歩に伴い、上記のような試みも可能になり、より理論計算との相関性を確認する手法が確立されつつある。今後これらの成果をもとに、木材セル構造の変形挙動をより明確に把握すると共に、試料の寸法効果をも含めた微小変形から大変形までの広範囲に及ぶ変形挙動、およびその発現機構が明確にされていくと思われる。

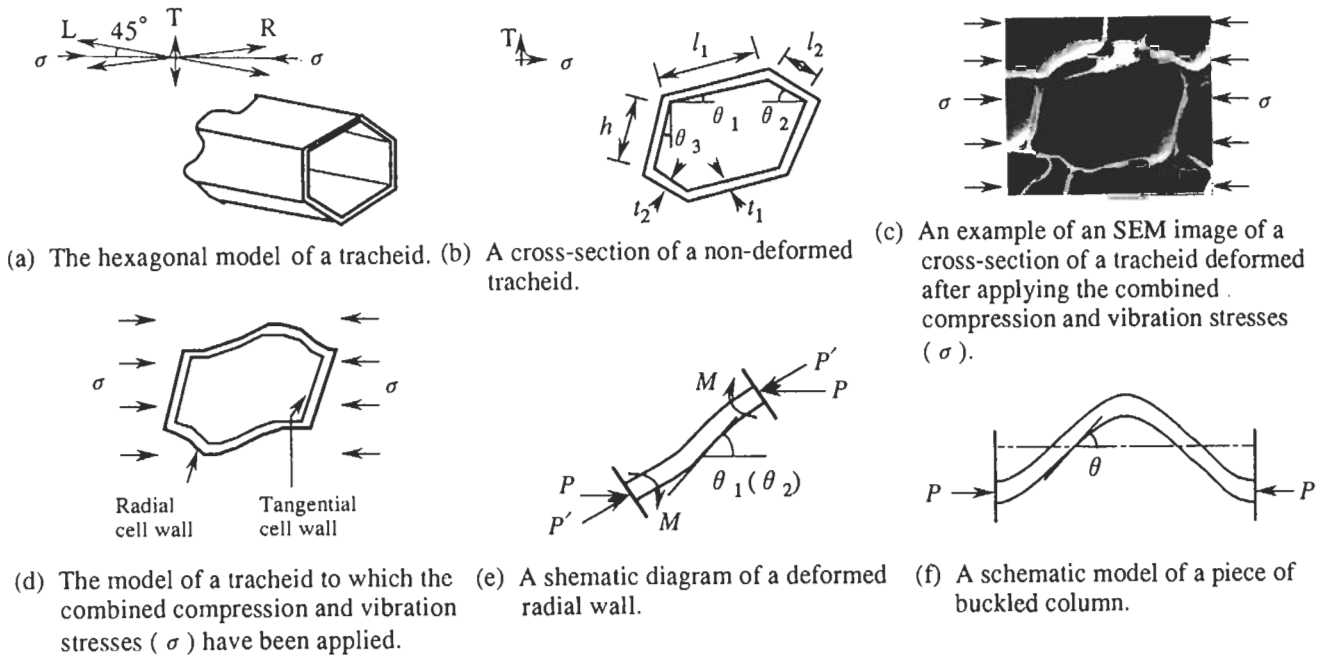


Fig. 4. The deformation of a cross-section of a tracheid.

Legend:  $l$  and  $h$ : Lengths of the radial and tangential cell wall, respectively,  $t$ : Thickness of the cell wall,  $P$ : Compression load,  $P'$ : Component force of  $P$ ,  $M$ : Bending moment.

## 参考文献

- 1) 堀素夫 (1973): 破壊現象におけるランダムネス, 数理科学, 122 : 22-28.
- 2) 角谷和男, 杉原彦一 (1957): 木材の引張および曲げ破壊強度における寸法効果について, 木材学会誌, 3(5) : 168-173.
- 3) 角谷和男, 川越信哉, 杉原彦一 (1960): ヒノキ圧縮強度における寸法効果, 木材研究, 24 : 43-48.
- 4) 例えば, 大河平行雄 (1985): 木材強度の寸法効果に関する研究, 昭和59年度科研費一般研究(B) 研究成果報告書.
- 5) 例えば, 鈴木直之, 大河平行雄 (1984): 木材のねじりせん断強さにおける寸法効果, 三重大学農学報, 70 : 45-53.
- 6) 例えば, 増田稔, 大河平行雄 (1985): 木材の曲げにおける寸法効果, 三重大学農学報, 71 : 61-69.
- 7) 藤田稔 (1997): フーリエ変換による組織構造画像の一般化, 平成9年度レオロジー研究会講演会講演要旨集, つくば : 1-4.
- 8) Watanabe, U. (1998): Shrinking and Elastic Properties of Coniferous Wood in Relation to Cellular Structure, A thesis for a doctor's degree in Kyoto University.
- 9) 本多幸子, 師岡淳郎, 則元京 (1998): 湿潤木材の横圧縮変形, 第48回日本木材学会大会研究発表要旨集, 静岡 : 90.
- 10) 例えば, 市丸美幸, 増田稔, 村田功二 (1998): 画像相関法による早晚材の半径方向ヤング率測定, 第48回日本木材学会大会研究発表要旨集, 静岡 : 99.
- 11) Nakai, T., Ando K. (1998): Piezoelectric Behavior of Wood under Combined Compression and Vibration Stresses II. The effect of the deformation of cross-sectional wall of tracheid on changes in piezoelectric voltage in linear-elastic region, *Journal of Wood Science*, 44(4) : 255-259.
- 12) 大釜敏正, 山田正 (1971): 木材の多孔体構造と緩和弾性率, 材料, 20(218) : 1194-1200.
- 13) 山井良三郎 (1955): 木材の圧縮異方性に関する研究, 林業試験場研究報告, 113 : 69-70
- 14) Gibson, L. J., Ashby, M. F. (1993): Cellular Solids -Structure and properties, Cambridge University Press, UK : 101-110.
- 15) 安藤幸世 (1998): ハニカム細胞構造体としての木材の横圧縮変形挙動, 第47期日本材料学会学術講演会講演梗概集, 名古屋 : 129-130.
- 16) Kogan, Sh. M. (1963): Piezoelectric Effect during Inhomogeneous Deformation and Acoustic Scattering of Carriers in Crystals, *Soviet Physics -Solid state*, 5 (10) : 2069-2070.
- 17) 池田拓郎 (1984): 圧電材料学の基礎, オーム社, 東京 : 21-23.

# 県産材を使った構造用集成材の製造に関する考察

鳥取県林業試験場 川上敬介

## 1 はじめに

鳥取県では、県産材に関する様々な情報の蓄積やあらたな利用方法の提案、企業の技術向上などをめざし、平成7年11月、鳥取県林業試験場に「木材加工研究棟」を開設した。若手(?)の研究員が、持ち込まれる相談に冷や汗をかきながらも、地元業者が「地元の素材でメシが食える」ことを願い、日夜奮闘を続けている。

悪戦苦闘の毎日の中で最近特に感じるのは、地元の生産者が、自らが扱う素材(木材)の物理的性格をどこまで把握できているかが、消費者に地域材を販売していく上で重要になっているということである。私にとって物理的性格の把握というのは当たり前のようでも、日々の生産活動に専念しておられる地元業者の方々にとって、それは手間のかかる非常に困難なことである。しかし、その手間を惜しんでいるわけにはいなくなってきた。確かな品質への要求が高まりをみせている中で、生産者側は、木材を消費する側に対して何らかの答えを示さなければならない。そしてそれは他の企業より一歩前に出るチャンスでもある。例えば構造用集成材の製造では、ラミナに明確な強度性能が要求されるため、県産材を使いたいと考えた場合、ラミナの強度性能や製造に関するノウハウを持っているかどうか、産地間競争を勝ち抜く上できわめて重要な要素の一つである。それぞれの企業が抱える、人、設備、経費の制約のなかで最大の効果をあげるためには、私たちは試験研究機関としてなにができるか、地元企業のみなさんと一緒になって考える毎日が続いている。

本報告では、鳥取県に平成9年に建設された「夢みなとタワー」で使用された構造用集成材について、その製造に至るまでの地元製材業者の取組みを中心に、それをきっかけに始まろうとしている起業化の動きについて報告する。

## 2 鳥取県における森林・林業と素材生産量の状況

鳥取県の森林面積は259千ha(民有林226千ha、国有林33千ha)で、県土の約74%を占めている。県東部は古くからの林業地で、杉大径木生産で知られる智頭、若桜があり、中部から西部の大山山麓はアカマツの産地として有名であ

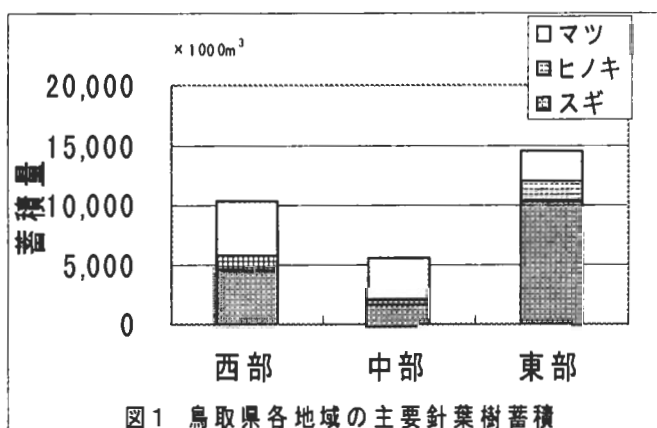


図1 鳥取県各地域の主要針葉樹蓄積

る。さらに西部には、新興林業地域である日野、日南があり、それぞれの特徴を生かした林業を展開している。図1は、県内各地域における主要樹種の蓄積量であるが、各地域の特徴がおわかりいただけると思う。

ところで図2は、県内民有林における主要樹種の素材生産量を表している。

鳥取県においても戦後の造林木が充実期を迎えており、21世紀初頭には、これらが木材生産の主役になろうとしている。しかし、ここ数年針葉樹素材生産量は横ばいが続いているものの、主力のスギは毎年減少傾向である。今こそ県産材にとって、あらたな需要を呼び起こす「きっかけ」が必要になっている。

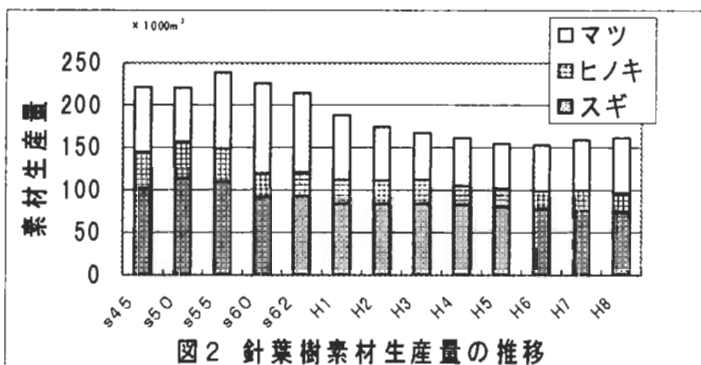


図2 針葉樹素材生産量の推移

### 3 県産スギ材と構造用集成材

#### 3.1 きっかけは「夢みなとタワー」

##### 3.1.1 「夢みなとタワー」の概要

「夢みなとタワー」は、平成9年7月から9月にかけて開催された「ジャパンエキスポ鳥取'97「山陰夢みなと博覧会」のシンボルタワーとして、鳥取県境港市に建設された建物である。このタワーは最高高さ42.7mで、平面形はひょうたん型をしている。「主要部分は全て木造」と言いたいところだが、鉄骨との複合構造で、構造用集成材はカーテンウォール・マリオンとして使用されており、外力は主として風圧である。柱材は高さ34.6mで、集成材を長さ方向に3本接合している。構造用集成材を直材として使用した事例としては、国内でも指折りの高さではないだろうか。また、梁材は、ひょうたん型の平面形に合わせた湾曲集成材で構成されている。それぞれについての寸法、使用量については表1のとおりである。

表1 「夢みなとタワー」に使用した構造用集成材

使用部位	寸法				本数
	曲率半径 mm	幅 mm	厚さ mm	長さ mm	
柱材	-	200	530	10,800	30
柱材	-	200	530	12,200	60
横材	R=6,000	200	400	2,400	88
横材	R=9,000	200	400	2,400	176
横材	R=13,500	200	400	2,400	66

### 3.1.2 「夢みなとタワー」を地元材で

このタワーの構想が浮上したとき、設計者側には「高さの高い建物を木造で」というテーマがあった。コストや強度性能、使用実績からベイマツという案も出てきたが、多くの林業関係者からの強い要望により、県産スギ材を使用することになった。今回県産材を使用することの意義・効果は次のとおりである。

- ① 県産材を使って全国に誇れる大規模建築物を建設することで、全国に「林業県とっとり」をアピールする。
- ② 地域で生産される木材の強度性能に関する情報を蓄積する。
- ③ ラミ生産や集成材製造、集成材を用いた建築に関する技術を地域企業に還元する。

## 3.2 地元企業の挑戦

### 3.2.1 製材工場の選定

ラミの生産は、鳥取県日野郡日南町の「ウッドカンパニーニチナン」を中心に行うことになった。ここが選ばれた理由としては、①タワーの建設地と同じ鳥取県西部地域②岡山の集成材製造工場に近い③交通の便がいい④人工乾燥機を保有⑤工場の隣に原木市場がある、などである。

### 3.2.2 原木の調達基準

ラミの仕上がり寸法が幅 200 × 厚 30 × 長 4,000mm であることから、製材時のラミの寸法は幅 230 × 厚 36 × 長 4,000mm で計画した。幅の広いラミが必要なため、末口直径で 26 ~ 38cm 程度、樹齢にして 40 ~ 60 年生程度の原木を中心に調達することにした。

### 3.2.3 ラミの性能目標

製造する構造用集成材の強度性能目標は旧 JAS 2 級 (MOE70,000kgf/cm<sup>2</sup>、MOR285kgf/cm<sup>2</sup>) であった。したがって、生産されるラミは、外層用として品質基準 3 等以上、MOE75,000kgf/cm<sup>2</sup> 以上のものが必要である。

ところで旧規格では、集成材のせいに対する外層の割合が片側 12.5% 以内 (両側で 25%) であった。今回一本の集成材に必要なラミは直材用として 18 枚必要で、このうち外層には、枚数で 6 枚が必要となる。したがって製材後のラミは、少なくとも全体の 34% が外層基準をクリアしなくてはならないことになる。

### 3.2.4 選別の必要性を実感

とにかく原木を製材してみることにして、ラミがある程度の枚数になったところで、その中から 100 枚抜き出し、業者が独自に曲げヤング係数の調査をおこなってみることにした。なお、曲げヤング係数の算出は JAS の曲げ B 試験に準じて、重すい载荷によるたわみ量の測定で行った。また、乾燥が十分でなかったため、含水率 12% 時を想定した補正值とした。

その結果を図 3 に示すが、1 等から 3 等までに該当するラミは、全体の 7% しか存在しないという、非常に厳しい結果となった。林業試験場でも製材所からの依頼を受け、平均含水率 11% (MOCO 2 による) まで人工乾燥したラミ 30 枚について同様の試験を行ってみた。しかし、1 等から 3 等までの割合は 20%

であったが、これも目標に達することが出来なかった。

この状態では必要な強度性能を持ったラミが確保できないため、関係者が相談の上、原木の段階から選別を行うことになった。

選別基準については以下のとおりである。

#### (原木の選別)

原木は目視検査およびハンマーによる打撃音聞き取り検査により選別。

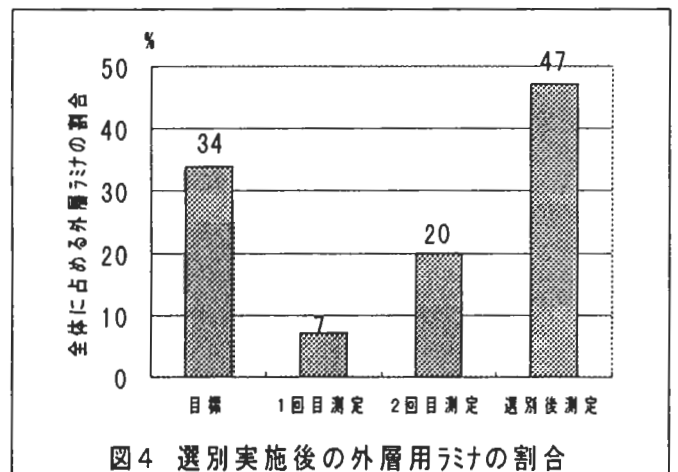
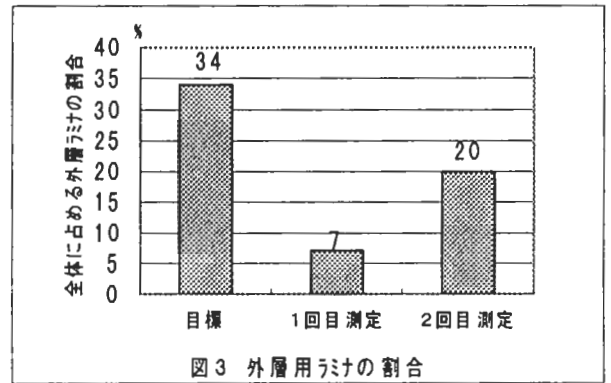
- ① 2番玉を中心に入手する。1番玉の場合はバチの部分はずし、木目の流れの少ない部分を使用する。
- ② 大径木は、芯に近い、木目の広い部分はさける。
- ③ ハンマーによる打撃音聞き取り検査を行う。目的とする原木の木口にハンマーによる打撃を与えてその打撃音を聞き、音の高い、低いは関係なく「鈍い」音のする原木は除外する。

※この製材工場に動的ヤング係数を測定するための装置はなく、また短期間に大量のラミを生産する作業のため、原木の重量や周波数測定を行う時間的余裕は全くなかった。したがって、苦肉の策として、「人間の耳」を頼ることにしたのである。ところが、これが以外に効果的で、試験的に集成材製造工場からサウンドアナライザーを借り、実際に原木を叩いてみて、良さそうなものを抜き出し動的ヤング係数を算出してみたところ、動的ヤング係数は約 70,000 ~ 110,000kgf/cm<sup>2</sup>と、おおむね良好な結果を得ることが出来たのである。

#### (ラミの選別)

ラミの検査は目視検査とし、芯持ち材、丸み付き材、虫食い・腐れ材を含むものは除外する。ただし、仕上がり時に切除されるようなものについては問題ないものとする。

以上のような基準を設け、製材・人工乾燥したラミについて、再び林業試験場で曲げヤング係数の測定を行ったところ、図4のように、1等から3等のラミの割合が飛躍的に向上した。



### 3.2.5 製材・木取り計画

製材木取りは、図5のように計画された。

- ① ラミは芯を外す。
- ② 最外部30mm厚は、上小節なら広小舞を採る。
- ③ 中取りからは40×40mmあるいは40×45mm野縁を採る（ただし芯は外す）。
- ④ 厚物は栈木または胴縁を採る。

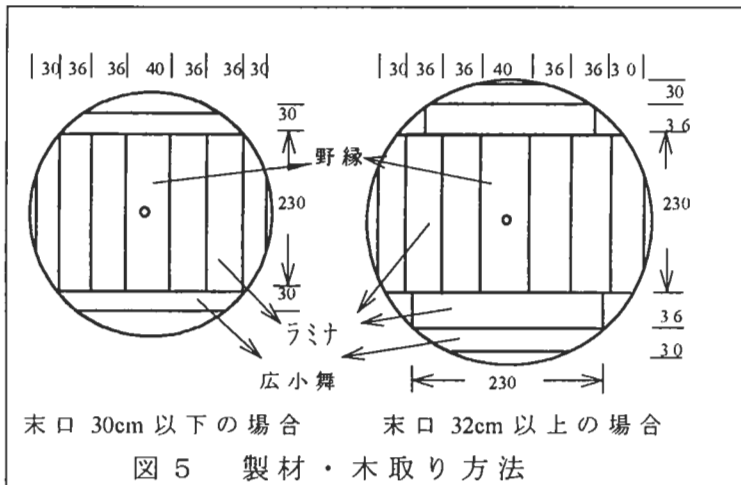


図5 製材・木取り方法

また、製材時の歩留まりは、

ラミのみで約25%～50%、総歩留まりで55%～65%である。

最終的な原木消費量は約700m<sup>3</sup>、ラミの生産量は約280m<sup>3</sup>（約8,300枚）であった。

## 4 ラミ生産をふりかえって ～今さらながら考えさせられたこと～

このようにしてラミは無事に生産された。ラミの生産を本格的におこなったのは今回が初めてであったので、製材所の職員をはじめ、私ども試験場にとっても大いに勉強になった。その一方で、県産材を使った構造用集成材の生産は外国産材に比べて、まだまだ多くの課題を抱えていることをあらためて実感した。そのいくつかを以下にあげる。

### ① 価格

価格のみで判断すれば、従来から言われているように集成材ラミとしてスギ材を用いることは非常に厳しい状況であった。以下のことも最終的に価格に結びつくことは言うまでもない。

### ② 原木選別

今後定期的にもラミの注文を受けることを考えれば、今回のような選別方法では、製材所の限られた人数での対応が難しい。

### ③ 曲げ性能の高いラミの確保

現行の構造用集成材 JAS でスギの異等級（対象構成）で E65-F225 を製造しようとするれば、最外層には L80（曲げヤング係数 80,000kgf/cm<sup>2</sup>）以上のラミが必要である。今回おこなった 30 枚の曲げ試験では、L80 以上に該当するのは全体の 30% 程度であった。しかしこのグレード以上の集成材を製造することになると、スギの場合、ラミの確保が難しくなる。安定的に生産しようとするれば、最外層や外層に使える曲げ性能の高いラミを、いかに効率よく集めるかが問題になる。

### ④ 小径木の利用

今回生産に用いた原木は、末口直径 26cm 以上のものを中心に扱った。しかし県産材の現状を考えると、小径木の利用も視野に入れたい。そのためには、各地域で生産される原木の材質や年数・径級別の強度性能、木取り方法などについて検討し、その地域の実状にあった生産計画をたてる必要がある。

## 5 豊富な県産材資源の活用をめざして

今回のタワー建設の取組み以降、鳥取県西部地域では、新たな動きが始まっている。鳥取県西部地域の製材業者、木材市場などが協同組合を設立し、地域のスギやアカマツを使った構造用集成材を製造すべく、現在工場の建設を計画しているところである。また、今回ラミを製造したウッドカンパニーニチナンでは、地元建築業者と協力して地域の素材を活かした住宅の建築を展開しているのを始め、母体である日南町森林組合が鳥取県ではじめて人工乾燥 JAS を取得し、乾燥材生産を積極的に行うようになった。タワー建設で得た技術は、県内製材業界のさらなるステップアップのきっかけになったものと素直に評価したい。豊富な県産材資源の活用に向けた新たな取組みに対し、大いに期待するところである。

## 謝辞

本報告をとりまとめるにあたり、(株)ウッドカンパニーニチナン 浅川三郎氏、日南町森林組合 入澤宏氏、三井木材工業(株) 飯村豊氏、銘建工業(株) 坂本多加雄氏、その他関係者の皆様から貴重な資料の提供を頂いた。ここに深謝いたします。

## (参考資料)

川上敬介ほか：“県産スギ材を用いた構造用集成材の製造 ～山陰夢みなと博覧会における使用事例～”，日本木材学会中国・四国支部第9回研究発表会要旨集，p40～41，1997

川上敬介ほか：“鳥取県産スギ材を使った構造用集成材 ～「夢みなとタワー」での取組み～”，木材工業 Vol.53，No.1，1998

# スギ、ヒノキの立木材質評価とエンジニアードウッド(ED)開発

静岡県林業技術センター 池田潔彦

## 1, はじめに

静岡県をはじめ我が国の各地域では、戦後植栽された針葉樹人工林等の木材資源が成熟期を迎えつつあり、それらを有効活用するための新たな技術開発や利用システムの構築が急務の行政課題となっている。一方、建築基準法改正が答申(1997年3月)され従来の仕様規定から性能規定への対応が図られ、その背景について部材レベルでみると、新しい技術開発や低コスト化への取り組み意欲誘発と国際間の規格相互認定への促進が大きな柱になっている。加えて、性能規定化には規制緩和の裏付けとして供給側の自己管理責任が必要となり、現在、県産材需用の多くを占めている在来軸組木造住宅サイドから部材供給サイドに向けて、製品の強度性能等における信頼性向上への要求が高まることが予想される。

このような背景から、地域の針葉樹資源の有効活用を図ると共に、地域の消費者に高品質な木造住宅を提供するには、材料側は木造軸組工法住宅に対して強度性能や品質が明確な製品(エンジニアードウッド:ED)を供給すると共に、材料需要側は材料特性を活かし安全性が高く居住性に優れた木造住宅等の施工供給を行っていく必要があると思われる。

これまでに、国産材から効率良くエンジニアードウッド製造を行うため、原料丸太の材質評価を行いその情報を製品の製造に生かす提案がなされており<sup>1)</sup>、具体例としてスギ構造用集成材への検討がなされている。この考え方をより進めて、林業の現場である”裏山”に生育している立木の材質情報が得られれば、地域の林業生産(川上)と木材工業(川下)との関係強化に繋がり、地域針葉樹資源をより有効活用する新しいシステム構築の可能性があると思われる。ここでは、これまで当センターにおいて実施した、立木の材質評価に関する関連技術や立木材質と製品性能との関連性を調査した事例について記す。

## 2, 立木材質の評価手法について

### 2, 1 応力波伝播法による材質評価

これまで、立木材質の評価指標としてヤング係数の測定が試みられ、主に曲げモーメントの負荷による方法<sup>2)</sup>と、応力波伝播速度(音速や超音波)と密度から計測する方法<sup>3,4)</sup>について基礎的な研究が行われている。また、計測した立木のヤング係数を基に林地評価への適用も試みられている。当センターでは、応力波伝播法による立木材質評価に関する研究に取り組み、それに必要な伝播速度計測機器の開発を行い、それにより次代検定林等に生育しているスギ精英樹について材質評価を行っている<sup>5)</sup>。

応力波伝播法による立木のヤング係数は、立木中を応力波が伝播する速度と立木の密度を計測することにより次式で算出される。

$$\text{立木ヤング係数} = (\text{応力波伝播速度})^2 \times \text{密度} / \text{重力加速度} (=980\text{cm/s}^2)$$

しかし、立木の密度は成長錘等により測定することが可能であるが測定精度等に問題点があることや、個体間や個体部位における含水率変動に伴う密度のバラツキ、含水率が伝播速度に及ぼす影響等について定性化が難しいこと、更に、実用化を想定した場合には作業性等の点から立木密度を1本1本計測することが困難である。

このため、名波ら<sup>6)</sup>は、実験結果等から立木の伝播速度の2乗とみかけの密度を用いた立木ヤング係数と丸太の動的ヤング係数等との相関関係に有意な差が認められないことや、密度は林分内に関してほぼ一定とした場合伝播速度のみによる相対比較による評価においても可能であり、伝播速度が材質指標となりえることが報告されている。更に、伝播速度と林分内の立木数本の密度を用い立木のみかけのヤング係数を推定できることや、林分間の相対比較もある程度可能なことを明らかにしている。

## 2.2 応力波伝播法による立木の計測方法

応力波伝播速度は、当センターでは図-1に示すように、2つの加速度ピックアップを木ねじ（長さ2cm）を用いて根本高50cmと150cmの各位置に取り付け、根本高45cmの位置に斜めに打ち込んだ釘（CN90）をハンマで軽く打撃した際に生じる応力波を独自に開発した波形読み取り装置（電源はノート型パソコン:PC 9801NS/Eのバッテリーを使用）に集録している。なお、インパルスハンマーの利用やモバイルPC等による波形読み取り装置の小型軽量化を図ることにより測定の作業性は向上すると思われる。また、波形集録には市販されている携帯型のデジタルオシロスコープ（例えば VC-5470:日立電子(株)等）でも可能であるが、計測波形のメモリ保存に限界がある（立木本数で10～25本）。

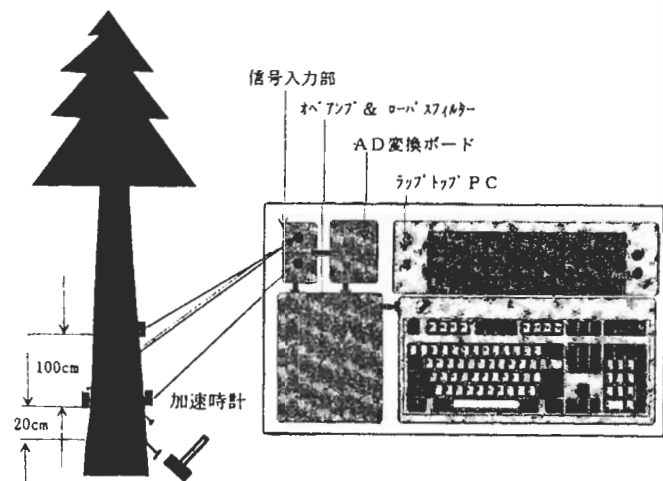


図-1 立木応力波伝播速度計測の概要

## 2.3 立木伝播速度の季節変動および日変動

応力波伝播速度は含水率の変化に伴い減少することや、その変化点が試験体により異なることが明らかにされている<sup>7)</sup>。しかし、立木の含水率やその季節変動および日変動に関するデータは乏しく、伝播速度のみによる材質評価に際してそれらの影響について検討する必要があると思われる。このため、同一の立木について伝播速度の季節変動や日変動を測定し、立木の含水率変動と伝播速度との関係について調査を行っている。

伝播速度の季節変動は、当センター採種園内に植栽されているスギ立木（25～30年生）10本を1997年2月～1998年1月までの1年間、毎月同一木について同一箇所でも測定した。日変動は、1995年5月9日の午前5時から午後9時まで1時間毎に林業技術センター内に植栽されているスギとヒノキの立木各1本の伝播速度を計測した（天候はいずれも晴れ）。伝播速度は、立木の繊維方向と根元の半径方向について5回ずつ計測した。

図-2に測定月別の伝播速度を示す。伝播速度は5回計測した平均値でありその変動係数はいずれも1～5%の範囲であった。伝播速度は各個体でバラつきがあるが、生長活動期（4月～9月）と休止期（10月～3月）とに明確な差異が見られず年間を通じて大きな変動が現れなかった。同様に日変動についても、スギおよびヒノキの立木伝播速度は繊維方向、半径方向ともに変動係数が4%未満と小さく、午前と午後など測定時刻の違いによる伝播速度の計測値への明確な影響は認められなかった。

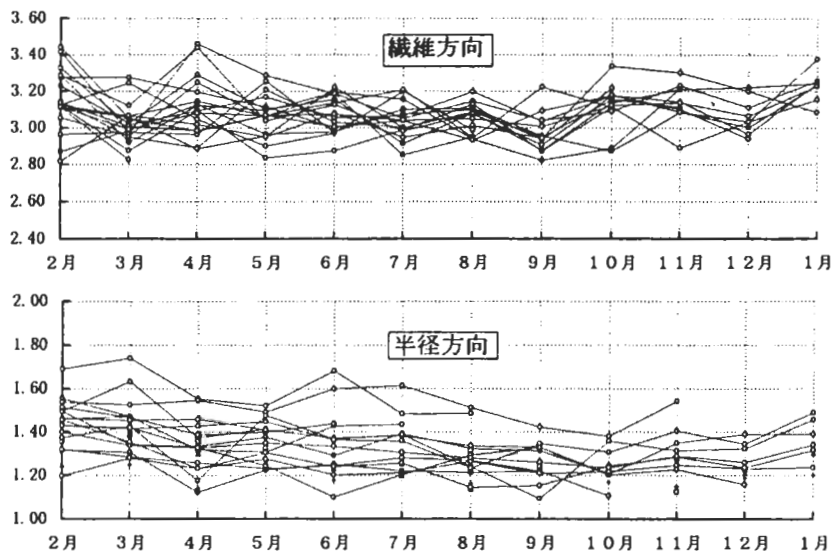


図-2 スギ立木（30年生）応力波伝播速度の季節変動

## 3. スギの立木材質評価と機械等級区分平角製材の製造

### 3.1 目的

天竜地域の林齢が異なる2箇所のスギ林分（生長量が大きくと小）で、立木の応力波伝播速度による材質評価を行い、立木→丸太→平角製材（生材）→平角製材（人工乾燥と機械等級区分）に至る各段階のヤング係数等との関係を把握すると共に、天竜地域における機械等級区分スギ平角製材の製造の可能性について検討した。

### 3.2 調査林分と調査木

調査林分は、天竜地域において生長が早い林分と遅い林分、1番玉より平角が採材できること、間伐搬出の予定があることを選択条件とした。地元の山林部を有する製材工場の協力によって、春野町において前記の条件がほぼ満足する、林齢が40年（試験地A）と70年（試験地B）の2箇所を調査林分とした。

静岡県では、地位、年齢別に人工林収穫予想表・林分材積表が作成されており、地位は図-3に示す上層樹高と林齢の関係に基づき1（生長が早い）～5（生長が遅い）に分類されており、天竜地域の地位は概ね1～3に属している。天竜地域は、植栽されているスギの大半が在来系の実生苗木（最近ではほぼ100%が精英樹の実生もしくは挿し木である）であり、生産目標別の施業体系は大半が植栽密度3000本/ha～3500本/haの一般（並）材生産を行っている。スギ並材生産における地位別の胸高直径は、人工林収穫予想表によれば図-4に示すようになる。調査林分で予め測定した立木胸高直径の平均値をそれに当てはめると、林齢40年の試験地Aは地位1に、同70年の試験地Bは地位3の予想値と概ね一致している。このため、大まかに天竜地域の裏山に生育している立木材質とそれを伐倒搬出加工した平角製品の強度性能との関係を把握することにより大まかに天竜地域の裏山から生産される平角製品の強度性能が推定可能と考えられた。

### 3.3 立木の材質調査

立木材質の調査本数は、過去の試験データ等から林分内の変動係数を0.15～0.20と仮定し、ASTM D-2915による式を用いて算出すると、36～64本となるため、1林分あたり50本とした。各林分から1番玉より中目材が採材できるスギ立木各50本を選びそれらの胸高直径を林尺で、応力波伝播速度を前述した方法で計測した。

### 3.4 丸太と平角の材質調査

立木調査後、直ちに伐倒し製材土場に搬出された丸太について、年輪数、直径、みかけの比重、FFTアナライザーを用いた縦振動法による動的ヤング係数を測定した。スギ丸太は、製材工場において、幅10.5cm、厚15cm～21cm、長さ3.8mの平角に製材した。製材した段階で、腐れ等著しい欠点が認められた平角は試験体から除いた。平角は、乾燥前後において縦振動法による動的ヤング係数を測定した。平角の乾燥は蒸気式乾燥機を用いて仕上がり目標含水率を2.0%とした（初期の乾球温度85℃、乾湿球温度差5℃）。

### 3.5 スギ平角の実大曲げ試験

乾燥後に養生した平角は、実大強度試験機を用いてスパン360cm、3等分点荷重方式により曲げ試験を行った。

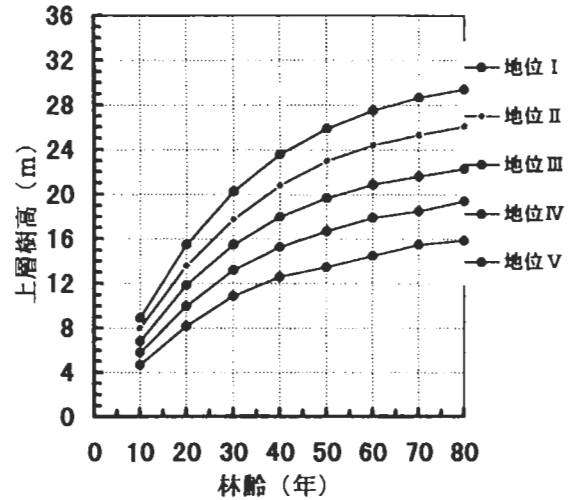


図-3 静岡県スギ 地位別上層樹高曲線

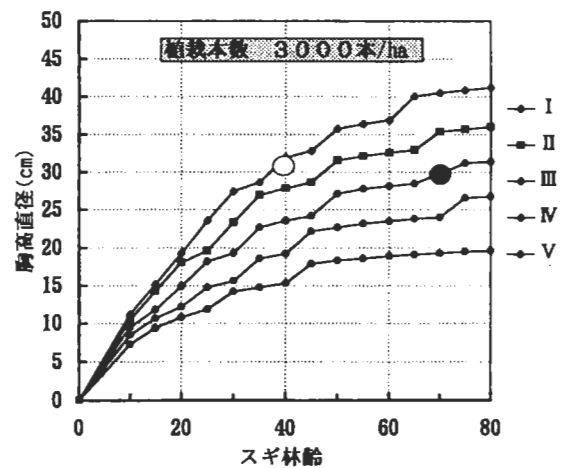


図-4 静岡県の地位指数別スギ林分の林齢と胸高直径  
○：試験地A，●：試験地B  
人工林 収穫予想表，林分材積表より作成

### 3, 6 結果および考察

#### 3, 6, 1 2林分における立木の伝播速度と胸高直径

図-5にスギ立木伝播速度の度数分布を示す。各林分における伝播速度は、平均値および正規分布を仮定した場合の5%下限値が林齢40年で3.0m/sec、2.5m/sec, 同70年で3.4m/sec、2.9m/secであり、両者間には有意差が認められ、生長の遅い試験地Bの立木の方が伝播速度が早い結果となっている。一方、伝播速度および胸高直径の林分内における個体間のバラツキは、2林分ともに変動係数が8~9%であった。

伝播速度の平均値および両林分におけるみかけの密度を0.8と仮定し立木ヤング係数の推定値を算出すると、40年の林分では75tonf/cm<sup>2</sup>、同70年では95tonf/cm<sup>2</sup>となる。これらの値を針葉樹構造用製材の日本農林規格で規定される機械等級区分製材の等級と比較すると、2つの林分間には1ランクの差異が現れる。

図-6に胸高直径と伝播速度との関係を示す。両者の相関は個々の林分による評価では認められず、2つの林分を併せた場合でも相関係数が0.24と低い。このことは、生長形質とヤング係数とは相互に独立性の高い因子であるとするスギ精英樹クローンを用いた藤澤ら<sup>9)</sup>の結果と相反しない結果になった。

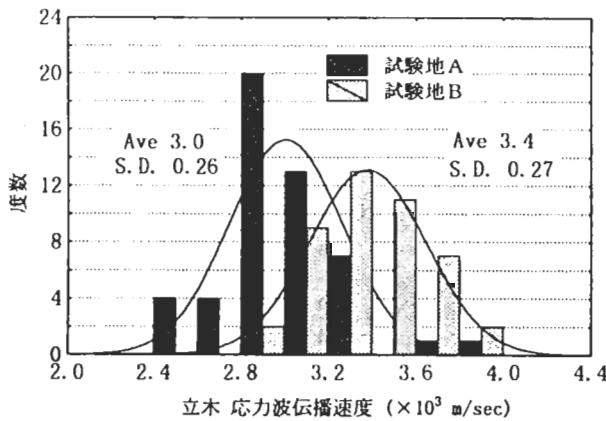


図-5 スギ立木応力波伝播速度の度数分布

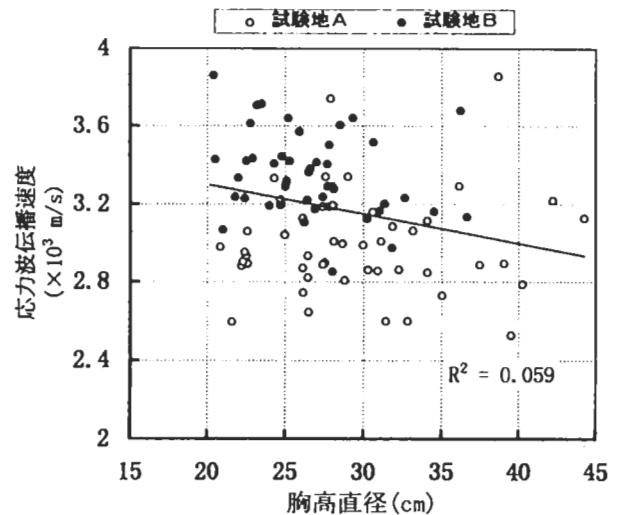


図-6 胸高直径と応力波伝播速度との関係

#### 3, 6, 2 丸太材質および立木伝播速度との関係

図-7に2林分における丸太の丸太縦振動法によるヤング係数(Efr)の度数分布を、図-8に立木伝播速度との関係を示す。丸太元口年輪数の平均値は、試験地Aで38、試験地Bで71となり林齢と概ね一致しているが、補植裁等により同一林分内に多少のバラツキがみられた。丸太Efr (tonf/cm<sup>2</sup>)の平均値は70, 84となり、変動係数(%)は13, 19であった。丸太のEfrは丸太全体の平均値であり、立木伝播速度は樹皮から1.5cm程度の極所的な辺材部の値である

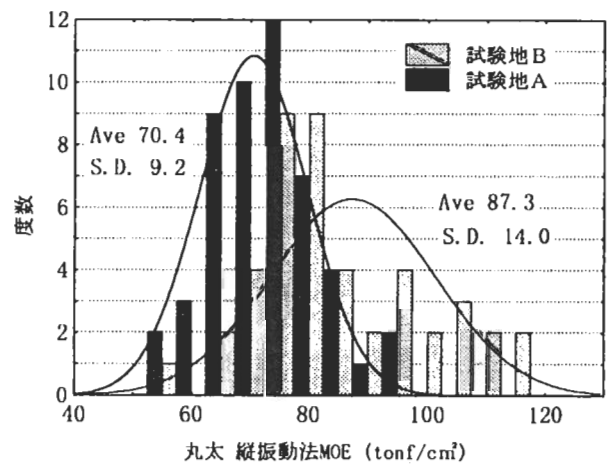


図-7 丸太縦振動法MOEの度数分布

ため測定対象が同一で無いものの、両者の決定係数は試験地Aで0.46、試験地Bで0.37であり、有意な相関関係が認められた。このため、伝播速度より丸太のEfrの推定は可能であり、立木の材質評価を行う指標として伝播速度が有効であることが示された。

### 3.6.3 平角製品の曲げ強度性能と立木伝播速度との関係

人工乾燥した試験地AとBの実大曲げ試験による、スギ平角の曲げヤング係数（以下、「MOE」）と曲げ強度（以下「MOR」）の度数分布を図-9と図-10に示す。平角は、乾燥後において仕上がり含水率のバラツキがあったため、ASTM D-2915により含水率

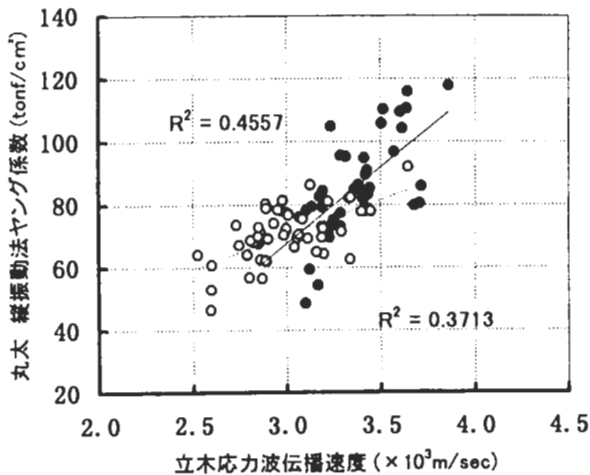


図-8 立木伝播速度と丸太縦振動法ヤング係数との関係  
○:試験地A, ●:試験地B

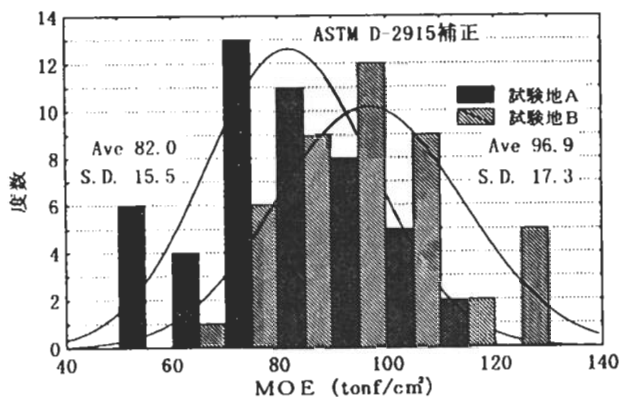


図-9 スギ平角曲げ試験によるMOE度数分布

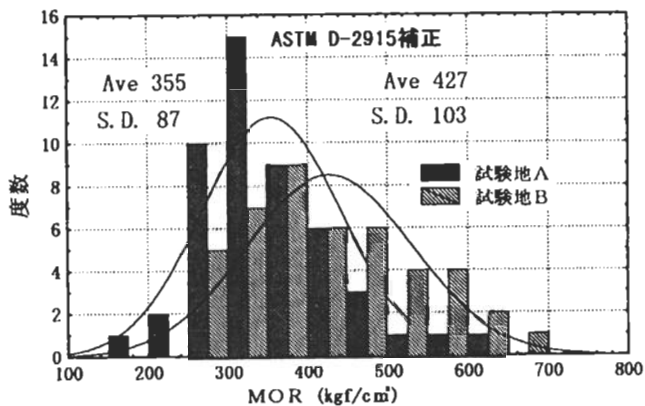


図-10 スギ平角のMOR度数分布

表-1 スギ平角 乾燥後におけるMORの統計的下限值

	5%下限値(kgf/cm <sup>2</sup> )		75%許容限界値(kgf/cm <sup>2</sup> )	
	試験地A	試験地B	試験地A	試験地B
正規分布	208	253	196	238
3P-ワイブル分布	218	270	208	262
ノンパラメトリック	241	269	223	268

(全乾法による値)による強度補正を行った結果である。また、表-1に正規分布、3パラメータワイブル分布およびノンパラメトリックによる5%下限値および75%許容限界値を示す。

人工乾燥した平角のMOE平均値は、試験地AおよびBともに木質構造計算規準における上級構造材の基準値80 tonf/cm<sup>2</sup>とほぼ同等もしくは上回っている。MORの平均値は、試験地Bが355 kgf/cm<sup>2</sup>、試験地Cが427 kgf/cm<sup>2</sup>であった。MORの分布に対する確率密度曲線の当てはめは、正規分布に比べて3パラメータワイブル分布の適合性が良い。3パラメータワイブル分布による5%下限値は試験地Bが218 kgf/cm<sup>2</sup>、試験地Cが270 kgf/cm<sup>2</sup>となった。それらはスギ上級構造材および普通構造材の材料強度(長期許容応力度の3倍)285、225 kgf/cm<sup>2</sup>と比較すると、試験地Bが上級構造材の材料強度と、試験地Aが普通構造材のそれとほぼ同等な値となる。図-11に人工乾燥した試験地Aと試験地BのMOEとMORとの関係を示すが、試験地Aが試験地Bに比べて高い相関関係を示した。図中のラインはJAS構造用製材の機械等級区分に規定されるヤング係数値および曲げ長期許容応力度を3倍した値(材料強度)であるが、両試験地共にいくつかの試験体で材料強度を下回るものが見られる。

立木の伝播速度と平角のMOEおよびMORとの関係を図-12, 図-13に示す。MOEでは図-8に示した丸太に比べて両者の相関はやや低くなっているものの、立木の伝播速度から平角製品のMOEが推定可能である。以上の結果より、天竜地域において生長が早く立木伝播速度が遅い林分からはE70、E90、同地域で生長が遅く立木伝播速度が遅い林分からはE90、E110の等級を中心としたスギ平角製品の製造できる可能性が推定された。

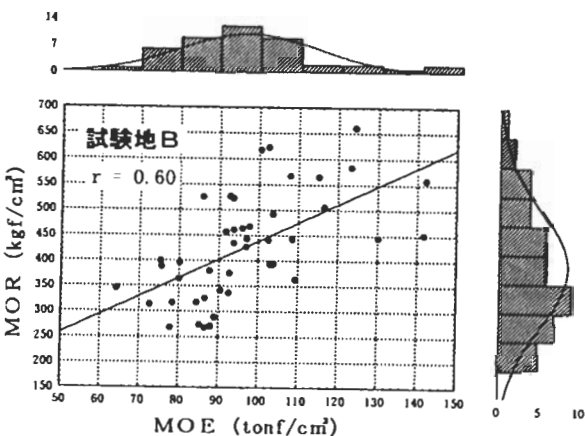
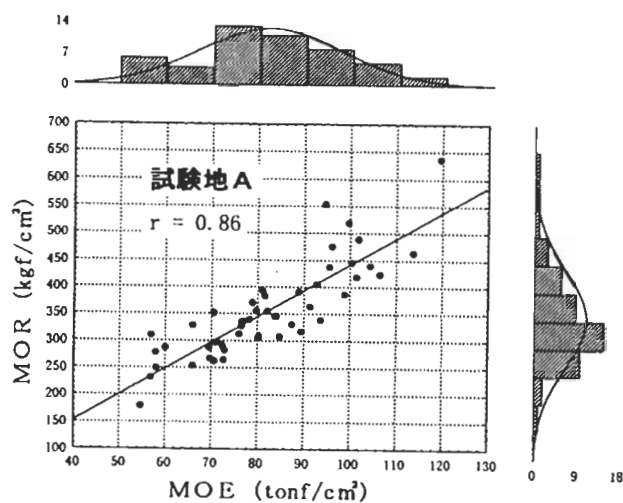


図-11 スギ平角MOEとMOR (ASTM補正)との関係

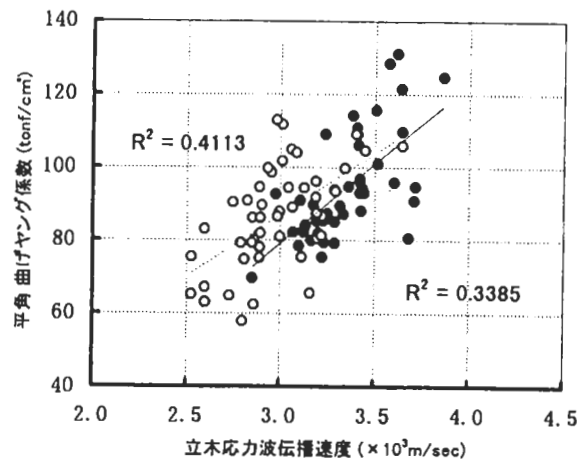


図-12 立木伝播速度と平角曲げヤング係数との関係  
○:試験地A, ●:試験地B

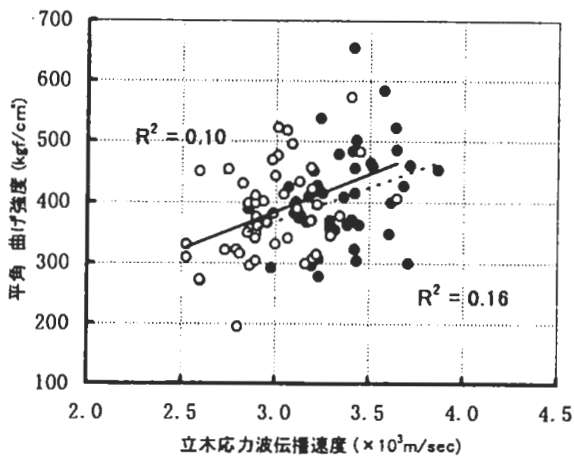


図-13 立木伝播速度と平角曲げ強度との関係  
○:試験地A, ●:試験地B

#### 4 おわりに

本研究は、地域(裏山)に生育している立木情報からどのようなエンジニアードウッド(ED)の製造出来るのか検討した1事例に過ぎない。今後、国産材時代を迎えそれらの有効活用を効率的に実施するためには、現在あるいは将来における針葉樹資源について量の情報に質の情報を併せてどのように活用すべきかを検討する事が必要であろう。

#### 4 文献

- 1) 有馬考禮他4名:材料42(473), 141-146(1993).
- 2) 小泉章夫:北大農演研報:44(4), 1329-1415(1987).
- 3) 名波直道他2名:木材学会誌38(8), 747-752(1992).
- 4) 小玉泰義:木材学会誌36(11), 997-1003(1990).
- 5) 池田潔彦:木材工業50(1), 144-147(1995).
- 6) 名波直道他2名:木材学会誌38(12), 15-26(1995).
- 7) 祖父江信夫:木材学会誌39(3), 271-276(1992).
- 8) 藤澤義武他3名:木材学会誌38(7), 638-644(1992).

# 木材のめり込み

## — 円形断面鋼棒を用いた木材のめり込み挙動 —

農林水産省森林総合研究所 原田真樹

### 1. はじめに

釘、ボルト、ドリフトピン等の機械的接合具を用いた接合部は、木質構造物の性能を規定する重要な要素である。したがって、木質構造物を設計する場合、応力下にある接合具と木材の関係を明らかにすることが不可欠である。しかしながら接合具による木材のめり込み挙動に影響を与える因子は数多く、今までに多くの研究が行われてきているが、個々の因子に関するものが多く、整理する必要があると思われる。

本資料は、木材のめり込み挙動を総合的に評価する第一歩として、代表的な影響因子について、これまでの研究成果を整理したものである。

### 2. 木材のめり込み挙動に影響を与える因子とこれまでの研究成果

#### 2. 1 比重

Wilkinson は、含水率 12% の木材における、面圧強度と比重との関係について下記の実験式を提案した<sup>1)</sup>。

$$F_c = (1.25)(16.7 G_{12}^{1.55})$$

また、Winistorfer は、Southern pine, Douglas-fir/Larch, Spruce-Pine-Fir に対する直径 3.33 mm の釘の面圧試験結果に対して上式を適用し、適合性を確認した<sup>2)</sup>。

#### 2. 2 年輪幅・方向

Winistorfer は、Southern pine, Douglas-fir/Larch, Spruce-Pine-Fir に対する直径 3.33 mm の釘の面圧試験を行い、以下の結論を得た<sup>2)</sup>。

- ・面圧強度について、R 方向と T 方向の相関は強かった。
- ・面圧強度は樹種に依存した。
- ・面圧強度と年輪数および晩材率との相関は弱かった。

#### 2. 3 接合具の位置（端・縁距離）

ここで、端距離とは接合具の中心から部材の端までの距離を、縁距離とは接合具の中心から部材の最も近い縁までの距離を指す<sup>3)</sup>。

平井は、アカマツ材およびエゾマツ材を用いたボルト（直径 3 mm～15 mm）による引張型めり込み試験（繊維平行方向加力）を行い、以下の結論を得た<sup>4)</sup>。

- ・端部寸法が不足すると、耐力が低下するだけでなく接合部が脆性的な破壊を起こし、ボルト接合部の長所である粘り強さを引き出すことができなくなった。
- ・上記のような性能低下を防ぐための端部寸法は、実験結果から判断して、縁距離はボルト径の 1.5 倍以上、端距離はボルト径の 5 倍以上が必要であろう。

また、川元らは、スギ集成材およびベイマツ集成材を用いた鋼板挿入式ドリフトピン接合部（ドリフトピン直径 8、12、16 mm）の曲げ型めり込み試験（繊維直交方向加力）を行い、以下の結論を得た<sup>5)</sup>。

- ・縁距離、端距離と最大荷重との間には顕著な相関が認められ、直径、長さ、挿入鋼板枚数が同一のときの最大荷重 ( $P_{max}$ ) は、以下の式で縁距離 ( $h$ : mm)、端距離 ( $e$ : mm) から推定できた。

$$P_{\max} = c \cdot h^{\beta_1} \cdot e^{\beta_2} \quad (c, \beta_1, \beta_2 \text{ は係数})$$

- ・実験に用いた直径、有効長さの範囲内のドリフトピン接合について、木構造計算基準<sup>6)</sup>に従い、縁距離を 4d、端距離を 7d とした時の最大荷重 ( $P_{\max}$  : kgf) は、ドリフトピン直径 ( $d$  : mm)、有効長さ ( $L$  : mm)、気乾比重 ( $\rho$ ) を説明変数とする次式で推定できた。

$$P_{\max} = 5.887 \cdot d^{1.2773} \cdot L^{0.6732} \cdot \rho^{0.8752}$$

- ・初期剛性（直線域の傾き）と縁距離、端距離の間には全く相関が認められなかった。

## 2. 4 荷重角度

平井は、アカエゾマツとトドマツ材を用いたボルト面圧試験（ボルト直径 10mm）を、荷重角度を 0° から 90° まで 15° 刻みで変化させて行った結果、以下の結論を得た<sup>7)</sup>。

- ・初期の急激なめり込み変位は荷重方向が木材の繊維方向に近いほど大きかった。
- ・除荷、再負荷時のループは荷重方向が繊維に垂直方向に近いほどふくらんだ。
- ・再負荷時に現れる荷重のはね上がりは荷重方向が繊維方向に近い程大きかった。
- ・めり込み抵抗は荷重方向が繊維方向から離れるに従い減少したが、その低下の度合は全面圧縮に見られる異方性に比べるとかなり小さかった。
- ・見かけの比例限度以下では、荷重方向が繊維方向から離れるにつれ変位回復能が増す傾向が見られた。
- ・荷重-めり込み変位曲線から弾性変位部分を差し引いた曲線について、初期直線域の傾きは荷重方向の影響をあまり受けず、荷重方向が繊維方向に近づくにつれその直線域の長さが増して行く傾向を示した。

また、ベイマツ集成材を用いたボルト接合部（ボルト直径 8.8 mm）についても、荷重角度（荷重方向と繊維方向とがなす角度）を 0 度から 90 度まで 15 度ずつ変化させて引張型めり込み試験行ない、以下の結論を得た<sup>8)</sup>。

- ・見かけの比例限耐力とすべり抵抗（＝見掛けの比例限耐力／見掛けの比例限すべり量）は、荷重方向が繊維方向から離れるにつれ低下し、繊維に垂直方向では繊維方向の 2/3 程度となった。
- ・最大耐力はより大きく低下し、繊維に垂直方向では繊維方向の約 27% となった。
- ・上記 2 例の低下率の相違により、見掛けの比例限度は荷重方向が繊維方向から離れるにつれ高くなり、ねばり強さが減じていくことがわかった。
- ・見掛けの比例限度以下では、荷重方向が繊維方向から離れるにつれ、すべり回復能が向上する傾向が認められた。

原田らの行った実験の概要を付録 1 に示す。

## 2. 5 先孔径（釘の場合）

若島らは、北米産スプルース材を用いて釘（CN75）のめり込み試験を行い、以下の結論を得た<sup>9)</sup>。

- ・繊維垂直方向負荷の場合、初期面圧定数は先孔径の影響を大きく受け、特に初期応力の生じない先孔径 100%（釘と同寸の先孔径）で低い値を示した。しかし、繰り返し負荷を加えた時の除荷時の面圧定数は、除荷変位がある程度大きくなると先孔径に関わらずほぼ一定の値を示した。また、最大面圧応力も先孔径による差はほとんど見られなかった。
- ・繊維平行方向負荷の場合、初期面圧定数は先孔径 75% で高い値を示した。しかし先孔径がそれ以下になると、繊維垂直方向負荷と異なり初期面圧定数が徐々に減少し、先孔径 0%、すなわち

通常の釘打ち条件では、初期応力の生じない先孔径 100%とはほぼ同程度の値となった。除荷時の面圧定数及び最大面圧応力は初期条件の影響をほとんど受けなかった。

- ・上記のような負荷方向による傾向の違いから、繊維平行方向の初期面圧定数と繊維垂直方向の初期面圧定数の比は、初期応力の生じない先孔径 100%では約 3 : 1 となったのに対し、通常の釘打ち条件に相当する先孔径 0%では約 1.4 : 1 程度となった。

## 2. 6 試験方法（加力形式）

川元らは、スギ集成材を用いた鋼板挿入式ドリフトピン接合部（ドリフトピン直径 8、12、16 mm）の曲げ型と横引張型のめり込み試験（繊維直交方向加力）を行い、以下の結論を得た<sup>10)</sup>。

- ・接合部が中央または材端の曲げ型、および横引張型の何れの加力形式でも、縁距離、端距離は最大荷重に影響を及ぼすが、曲げ型では縁距離の影響が顕著であったのに対し、横引張型では縁距離よりむしろ端距離の方が最大荷重に顕著な影響を及ぼした。
- ・最大荷重は接合部中央の曲げ型が最も高く、横引張型が最も小さくなった。また、端距離が十分大きい場合には、接合部が中央の場合と材端の場合の最大荷重がほぼ等しく、端距離が 7d 以上であれば、曲げ型の負荷を受けるドリフトピン接合部の最大荷重は、接合部材端型でも接合部中央型でもほぼ同じ値になると推定された。一方、曲げ型と横引張型の最大荷重は、ドリフトピンの直径が大きくなるほどひらき、縁距離を 4d、端距離を 7d とした場合の横引張型の最大荷重は、直径 8 mm では接合部材端の曲げ型より 10%程度低くだけだったものが、直径 16 mm になると 30% 以上も低くなった。

## 2. 7 径長比

ここで「径長比」とは接合具における直径に対する長さの比であり、この値が大きいほど接合具は細長くなる。

平井は、前田が行なった 4 樹種（Douglas-fir, Hemlock, Ezomatsu, Sugi）を用いた丸鋼（直径 10 mm、20mm）のめり込み試験の結果に対して弾性床上の梁理論を適用し、接合部の応力状態や破壊条件を考慮して、弾性耐力有効率、弾塑性耐力有効率、破壊耐力有効率という 3 種類の指標を導入し、径長比の評価に関して以下の提案を行なった<sup>11)</sup>。

- ・弾性耐力有効率は終局耐力に関して適合性が低く、弾塑性耐力有効率を用いると誤差が減少し、破壊耐力有効率を用いると比較的高い適合性が得られることがわかった。
- ・上記の計算結果に基づき、ボルト・ドリフトピン接合部の耐力評価法について考察を行った結果、長期荷重（使用限界状態に対応）に対しては弾性耐力有効率を、短期荷重（終局限界状態に対応）に対しては破壊耐力有効率を適用するのが合理的であるとの結論を得た。
- ・上記結論と併せ、現時点における実用的な耐力評価法として、弾性耐力有効率と短期有効率調整係数を用いる方法を提案した。

## 2. 8 荷重（変形）速度

最近の傾向として、荷重速度単独に関する研究は少なく、繰り返し荷重における周波数の影響等、負荷履歴を絡めた研究が多くなっているように見受けられる<sup>12)</sup>。

小川らは、ベイツガ材を用いたボルト（ボルト孔直径 16.5 mm）のめり込み試験を荷重速度 0.01 mm/min から 100 mm/min まで変化させて実施した結果、以下の結論を得た<sup>13)</sup>。

- ・破壊時の応力には速度依存性が認められなかった
- ・破壊時変位は速度の増加とともにやや減少した。
- ・破壊性状は何れも脆性的であった。

原田らの行った実験の概要を付録2に示す。

### 3. 参考文献

- 1) Wilkinson, T.L. 1991. "Dowel bearing strength." Res. Pap. FPL-RP-505. USDA Forest Serv., Forest Prod. Lab., Madison, Wis. 9pp.
- 2) Winstofer, S. G. 1995. "Practical Considerations of Dowel Bearing Strength and Annular Ring/Fastener Orientation." Forest Prod. J. 45(7/8). pp64-68.
- 3) 日本建築学会編：“木質構造設計基準・同解説”、日本建築学会、p.227(1995)
- 4) 平井卓郎、沢田稔：“木材のボルト接合せん断耐力に及ぼす端部寸法影響”、木材誌 28(3),p.137-142(1982)
- 5) 川元紀雄、小松幸平、金谷紀行：“ドリフトピン接合部の繊維に直交する方向のせん断耐力（第1報）”、木材誌 38(1),p.37-45(1992)
- 6) 日本建築学会編：“木構造計算規準・同解説”、日本建築学会、p.44-47(1988)
- 7) 平井卓郎：“木材のボルト面圧特性に及ぼす荷重方向の影響”、木材誌 30(12),p.959-964(1984)
- 8) 平井卓郎、堀江和美：“側材として鋼板を用いたボルト接合部の剪断耐力”、木材誌 30(12),p.965-972(1984)
- 9) 若島嘉朗、平井卓郎：“木材と釘の面圧性能（第1報）”、木材誌 42(6), p.574-580(1996)
- 10) 川元紀雄、小松幸平、原田真樹：“ドリフトピン接合部の繊維に直交する方向のせん断耐力（第2報）”、木材誌 38(12),p.1111-1118(1992)
- 11) 平井卓郎：“木材のボルト・ドリフトピン接合耐力に及ぼす径長比影響の評価法について”、木材誌 41(5),p.459-466(1995)
- 12) 例えば、Y. H. Chui and C. Ni 1997. "Load-Embedment Response of Timber to Reversed Cyclic Load." Wood and Fiber Science, 29(2), pp.148-160.
- 13) 小川真貴、祖父江信夫：“き裂を有する構造材の破壊におよぼす負加速度の影響”、第47回 日本木材学会大会研究発表要旨集、p.131(1997)

【付録1】

ドリフトピンによる木材のめり込み挙動  
 (既報の木材学会要旨および建築学会梗概集を元に作成)

原田真樹、小松幸平、川元紀雄

1. はじめに

本研究は、荷重角度  $\theta$  (繊維方向と荷重方向とがなす角度)、割裂長さ  $c$  (繊維方向に割裂が生じると仮定した際の接合具中心から繊維方向の材端までの距離)、密度  $\gamma$  をパラメータとしてめり込み試験を行い、最大めり込み応力の変化を検討したものである。

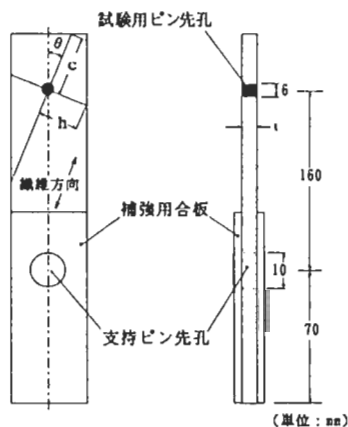
2. 実験方法

試験体の形状を図1に示す。前年度までは、荷重角度  $\theta$  を  $0^\circ$ 、 $30^\circ$ 、 $60^\circ$ 、 $90^\circ$  の4種類、割裂長さ  $c$  をドリフトピン直径  $d$  ( $=6\text{ mm}$ ) の2倍、

4倍、6倍、8倍の4段階、樹種をスギ、ベイツガ、サザンパイン系、ベイマツの4種類に変化させた試験体に対して、図2に示す治具を用いてドリフトピンを介して引張荷重を与えた。

3. 結果

3.1 荷重角度の影響(図3)  
 全体的に角度の増加に伴って最大応力は減少するが、その傾向は直線的ではなく、逆S字状に減少した。この傾向は上記の既往の結果と同様、Hankinson式により表現することができた。



(単位: mm)  
 $c$ : 割裂長さ... $2d, 4d, 6d, 8d$  ( $d=6\text{ mm}$ )  
 $h$ :  $c$ に直交する方向の距離... $4d$   
 $t$ : 試験体厚さ... $2d$   
 $\theta$ : 荷重角度... $0^\circ, 30^\circ, 60^\circ, 90^\circ$

図1 試験体の形状

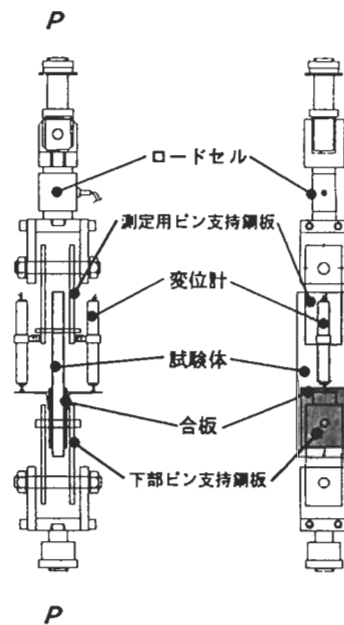


図2 試験方法

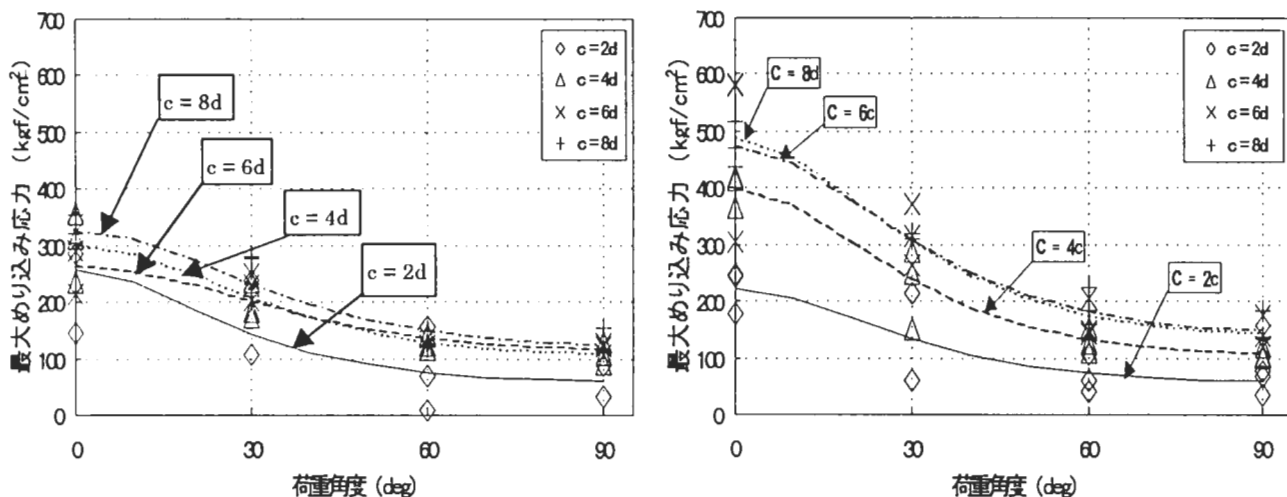


図3 荷重角度による最大めり込み応力の変化 (ベイマツの場合)

### 3. 2 割裂長さ $c$ の影響 (図4)

割裂長さの増加とともに最大応力も増加する傾向が見られたが、その変化量はわずかであり、 $\theta$  よりも影響力は弱かった。ここで導入した  $c$  は、 $\theta = 0^\circ$  のときは木質構造設計基準における「端距離」に相当する。図5より、 $c$  が  $6d$  の場合と  $8d$  の場合とで  $\sigma_{\max}$  に変化は無く、上記設計基準で端距離を  $7d$  としていることは妥当といえる。

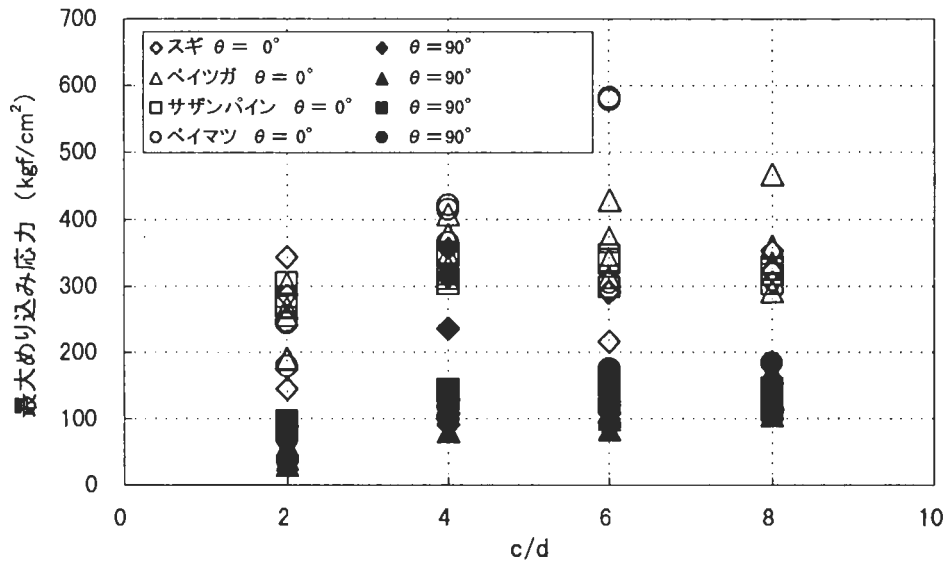


図4 割裂長さによる最大めり込み応力の変化

### 3. 3 密度による最大めり込み応力 $\sigma_{\max}$ との関係 (図5)

割裂長さに関係なく密度の増加に伴って最大応力も増加する傾向が認められたが、顕著なものではなかった。

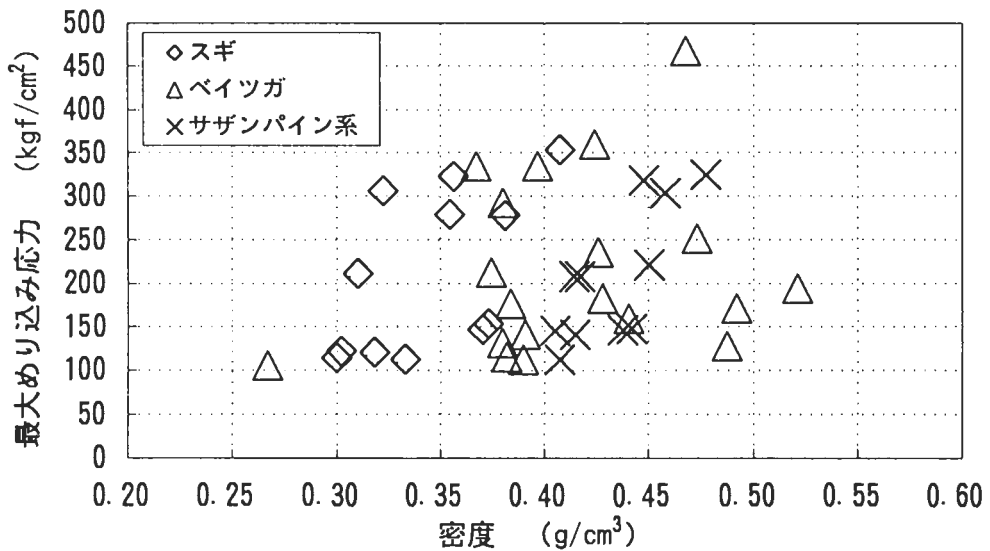


図5 樹種による最大めり込み応力の変化 ( $c=8d$  の場合)

【付録 2】

LVLを用いたドリフトピン接合部のめり込み性能に及ぼす変形速度の影響  
 (日本木材加工技術協会 創立50周年記念年次大会要旨より転載)

森林総合研究所  
 原田真樹、林知行、軽部正彦

1. はじめに

本研究は、ドリフトピンを用いた接合部の性能に及ぼす変形速度の影響を明らかにするために、LVLに対するドリフトピンのめり込み試験を、変形速度を変化させて行ったものである。

2. 試験方法

ラジアータパイン、アカマツ、ベイモミのLVL（アカマツ：平均積層数 6、平均ラミナ厚 3mm、ラジアータパイン、ベイモミ：平均積層数 7、平均ラミナ厚 2.6mm、全てフェノール系接着剤）を用い、図1に示すように試験体の上部に試験用ドリフトピン（直径 12mm）の先孔を、下部に支持用ピン（直径 30mm）の先孔をそれぞれ加工した。先穴の直径は各ピンの直径と同じ寸法とした。この試験体に試験用、支持用のピンを打ち込み、単調加力引張型めり込み試験を行った。変形速度は、クロスヘッド移動速度を試験機側で設定し、0.05mm/min、0.5mm/min、5mm/min、50mm/min、500mm/min の 5 種類とした。なお、試験体は、各条件につき 3 体、計 15 体とした。

得られた、めり込み応力-すべり量曲線の模式図を図2に示す。この曲線から、最大めり込み応力 ( $\sigma_{max}$ )

時のすべり量 ( $s_{\sigma_{max}}$ )、最大すべり量 ( $s_{max}$ )、初期すべり係数 ( $k_i$ )、靱性エネルギー ( $E_\alpha$ ) およびめり込みエネルギー ( $E$ ) を求めた。なお、靱性エネルギーは、最大応力を示した後のエネルギー吸収量であり、ねばり (靱性) の指標として定義したものである。この値が大きいほど最大耐力を経験した後も接合部が崩壊するまでにエネルギー吸収量が大きいことを示す。

3. 試験結果

3.1 最大めり込み応力と変形速度の関係 (図3)

全樹種において変形速度の増加とともに最大応力が増加する傾向が認められた (図3)。しかし分散分析の結果、変形速度間に有意差が認められたのはラジアータパインのみであった。ラジアータパイン以外の樹種で有意差が認められなかったのは、裏割れの接合強度に対する影響が変形速度の影響よりも大きくなったためと推測される。

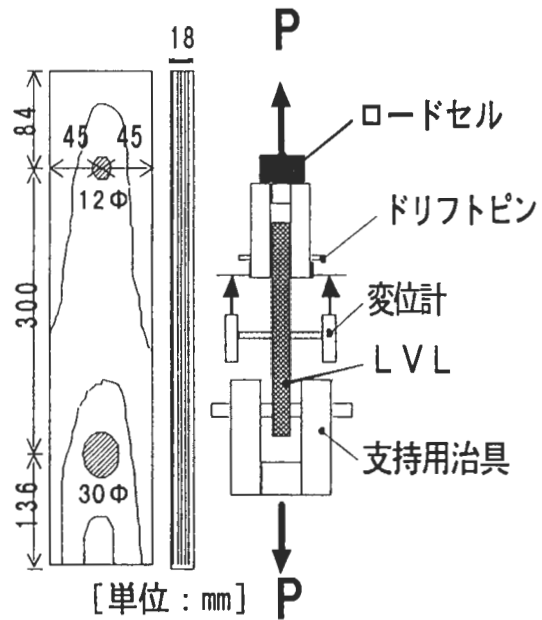
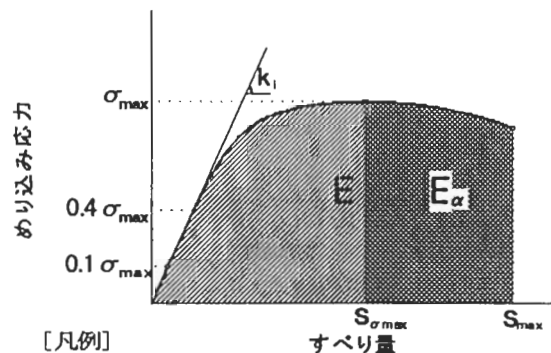


図1 試験体および試験方法 およびその



[凡例]  $\sigma_{max}$ : 最大面圧応力,  $k_i$ : 初期すべり係数  
 $s_{\sigma_{max}}$ : 最大応力時すべり量,  $s_{max}$ : 終局すべり量  
 $E$ : めり込みエネルギー,  $E_\alpha$ : 靱性エネルギー

図2 めり込み応力-すべり量曲線の解析方法

### 3. 2 初期すべり係数と変形速度の関係

初期すべり係数については変形速度の影響は認められなかった。

### 3. 3 最大すべり量と変形速度の関係 (図4)

変形速度の増加に伴ってわずかに減少傾向を示したが、有意差は認められなかった。

### 3. 4 り込みエネルギーと変形速度の関係 (図5)

全ての樹種について、変形速度が5mm/minのときに最大値を示すような、上に凸の傾向を示した(図5)。この理由については更に検討を要するが、木材のエネルギー吸収能が、ある変形速度において最大値を示すという点は、大変興味深い。

### 3. 5 全体エネルギーに対する靱性エネルギーの比と変形速度の関係 (図6)

最大応力後の変形に着目し、靱性エネルギーの、り込みエネルギーに対する比について検討した(図6)。アカマツのエネルギー吸収量が顕著に大きくなった。分散分析の結果、5%で有意差が認められた。この傾向がアカマツに特有のものであるのか、更に樹種を増やして検討する必要がある。

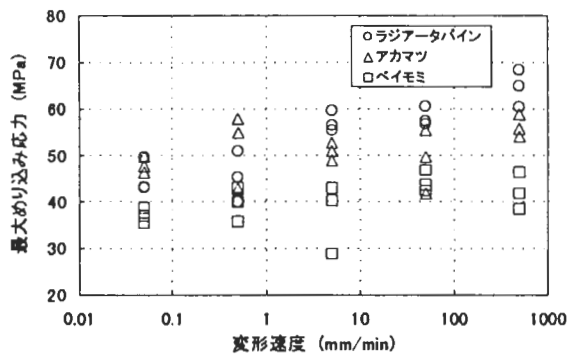


図3 最大り込み応力と変形速度の関係

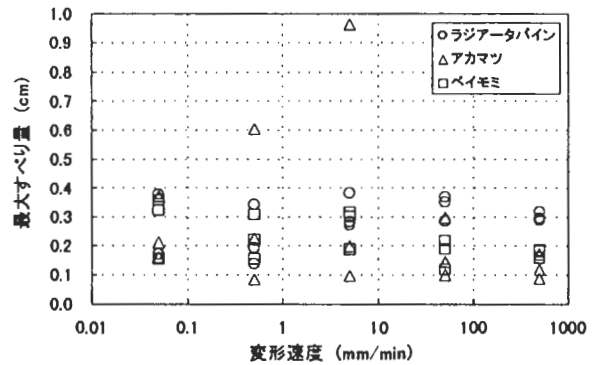


図4 最大すべり量と変形速度の関係

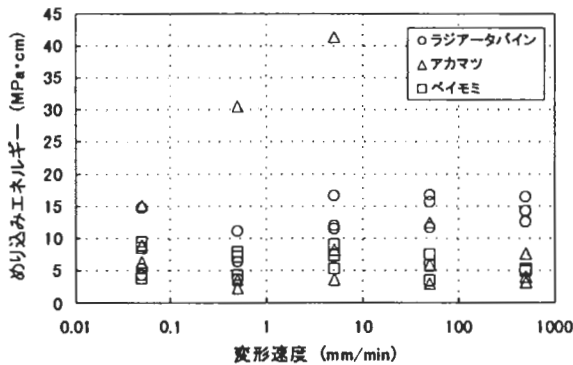


図5 り込みエネルギーと変形速度の関係

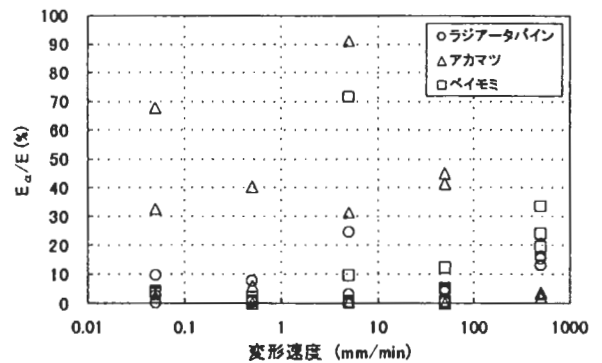


図6 エネルギー比( $E_a/E$ )と変形速度の関係

# 非耐力壁の面内せん断性能

森林総合研究所 木材利用部 構造性能研究室 杉本 健一

## 1 はじめに

木造住宅では、垂れ壁、腰壁などの雑壁や内装材や外装材などの非構造部材が、耐力や剛性にかなり寄与していることが知られているが、定量的にはまだよくわかっていないのが実状である。本稿では、当研究室で実施した石膏ボードおよびサイディングボードを張った非耐力壁の面内せん断試験結果について述べる。

## 2 建築基準法における非耐力壁の耐力の考え方

建築基準法施行令第 46 条に示されている必要壁量は、木造建物が受ける水平外力に対して、その 2/3 を耐力壁が負担し、残りの 1/3 を非耐力部分が負担するという仮定に基づいて算出されている。非耐力部分が 1/3 を負担するという仮定は、「実大実験の結果などによりおおまかに定められた」<sup>1)</sup>ものである。ボード下地やモルタルを主体とする在来構法の住宅の実大実験によれば、実大建物の水平耐力は耐力壁単体の耐力の総和に対して約 1.5 倍以上あり、非耐力壁部分の耐力が余力となっていると考えられている<sup>2,3)</sup>。ただし、この仮定は、延べ面積 120m<sup>2</sup>以下の一般的な間取りで、筋かい、ボード類を使用した標準的な倍率の壁からなる木造住宅の実験結果から導き出されたものであり、この条件から離れた木造住宅に適用する場合には注意しなければならないと指摘されている<sup>4)</sup>。

1981 年の建築基準法施行令の改正以前には、非耐力部分の負担率は 20%とされていた。非耐力壁の負担率が 20%から 33.3%(1/3)に改正された背景には、壁が従来の下見板張りやしつくい塗りから面材を多用する構法に移行してきたということがある。1980 年以来、非耐力壁の負担率の仮定は 1/3 のまま変わらないが、この間、新しい内外装材が次々と開発されたり、木造住宅の高気密化、高断熱化が進む中で、非耐力壁の耐力・剛性への寄与がさらに大きくなっていると予想される。

阪神淡路大震災では、多数の木造住宅が倒壊している一方で、最大加速度が 600~800gal もの地震動を受けながら被害が軽微だった木造住宅も存在した。その要因の一つとして、内外装材が余力として寄与し、耐力壁だけの耐力に対して 3~5 倍の耐力をもっていたことが指摘されている<sup>5-18)</sup>。

余力がどれくらいあるかを定量的に把握することは、建築基準法が性能規定化に向けて動きはじめている今、特に求められていることである。そのため、筆者が所属する研究室でもデータの蓄積を急いでいる。

## 3 石膏ボードを張った非耐力壁の面内せん断試験<sup>19)</sup>

石膏ボードを張った壁が耐力壁として扱われるのは、在来構法では厚さ 12mm 以上の石膏ボードに GNF40 または GNC40 またはこれと同等以上の品質を持つ釘を 150mm 以下の間隔で柱・間柱および横架材に打った場合(昭和 56 年建設省告示 1100 号、倍率 1.0)である。しかしながら、在来構法の場合、天井を施工したり床を張り上げると、石膏ボードを横架材に留めつけられなくなってしまうことから、柱・間柱のみに留め付けることが多い。このような壁は非耐力壁となる。ここでは、石膏ボードを張った非耐力壁について、石膏ボードの種類・張り方、柱・間柱の樹種、接合具の種類(ビス、釘)を変えて行った面内せん断試験の結果を報告する。

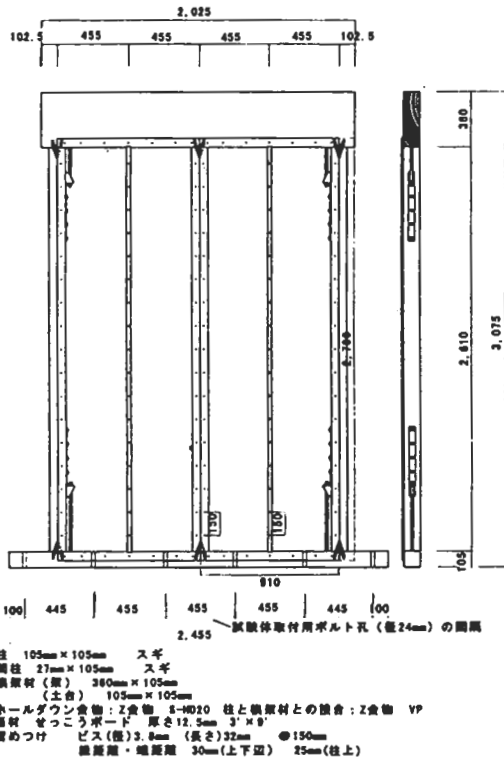
### 3.1 試験体

試験体は長さ 1820mm (2 P)、高さ 3075mm の軸組に 910×2730mm の石膏ボードを 2 枚縦張り、または 910×1820mm の石膏ボードを 3 枚横張りしたものである。軸組は、910mm 間隔に配置した 105mm 角の柱および柱の中間に配置した 27×105mm の間柱(スギあるいはベイツガ)、105mm 角の土台(ベイツガ防腐処理材)、105×240mm あるいは 105×360mm の胴差し(ベイツガ)からなる。柱は、プレカットにより単ほぞ加工し、横架材とは N90 釘および山形プレート(VP)を併用して接合した。さらに、両側 2 本の柱と横架材とはホールダウン金物(S-HD20)を用いて緊結した。試験体の一覧を表 1 に示す。柱の樹種、ビスの留め付け方(四辺打ち、柱・間柱打ち)、接合具の種類(径・長さの異なるビス、GN40 釘)、ビス間隔、石膏ボードの種類(普通の石膏ボード(GB-R)、強化石膏ボード(GB-F))、石膏ボードの張り方(2 枚縦張り、3 枚横張り)を変化させて試験体を構成した。試験体数は各 1 体である。試験体の例として、ビスを四辺に打ったもの(樹種スギ)とビスを柱・間柱のみに打ったもの(樹種スギ)を図1に示す。ビス四辺打ちと柱・間柱打ちとで胴差しのせいが異なるのは、軸組の寸法が同じになるようにしたかったためである。

表1 試験体一覧

No.	柱・間柱の樹種	ビス・釘の打付け位置	留め付け方 ビス・釘の種類、 @打付け間隔(単位:mm)	石膏ボードの種類・張り方
1	スギ	ボードの四辺	ビス(径)3.8(長さ)32@150	GB-R 3'×9' 12.5mm厚 2枚縦張り
2	ベイツガ	"	"	"
3	スギ	柱・間柱のみ	"	"
4	ベイツガ	"	"	"
5	スギ	"	ビス(径)3.8(長さ)32@75	"
6	"	"	ビス(径)3.5(長さ)32@150	"
7	"	"	ビス(径)3.5(長さ)25@150	"
8	"	"	ビス(径)3.8(長さ)41@150	"
9	"	"	釘GN40@150	"
10	"	"	ビス(径)3.8(長さ)32@150	GB-F(強化石膏ボード) 3'×9' 12.5mm厚 2枚縦張り
11	"	"	"	GB-R 3'×6' 12.5mm厚 3枚横張り(受材付)

◎ 試験体 No. 1



◎ 試験体 No. 3

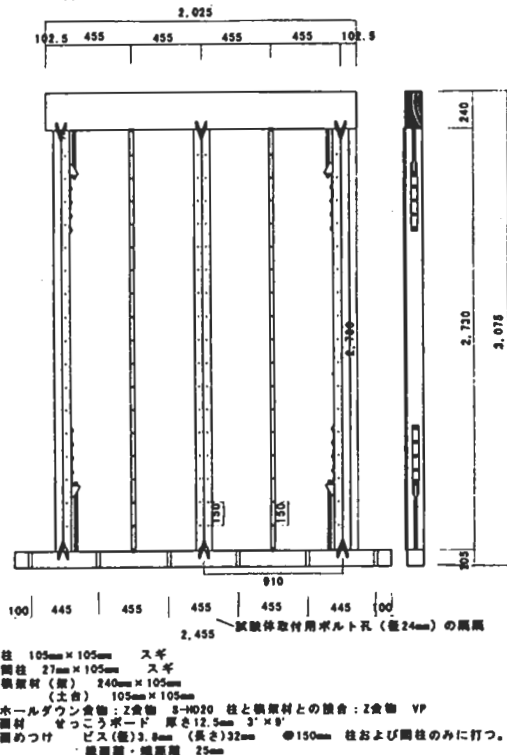


図1 試験体の例

### 3.2 試験方法

加力にはアクチュエータを用い、変位制御(速度 50mm/sec)により行った。加力スケジュールを図2に示す。試験体とアクチュエータとの接続は治具を介して行っている(写真1参照)。試験体の土台は径 24mm の六角穴付ボルト 6 本により治具に緊結している。胴差しはピンとローラーにより支持した。

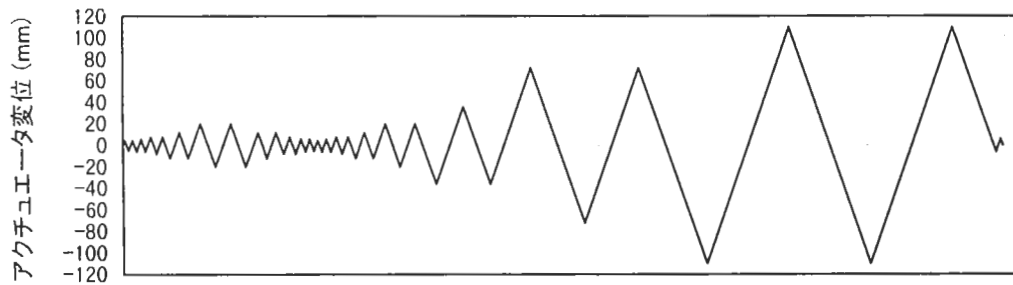
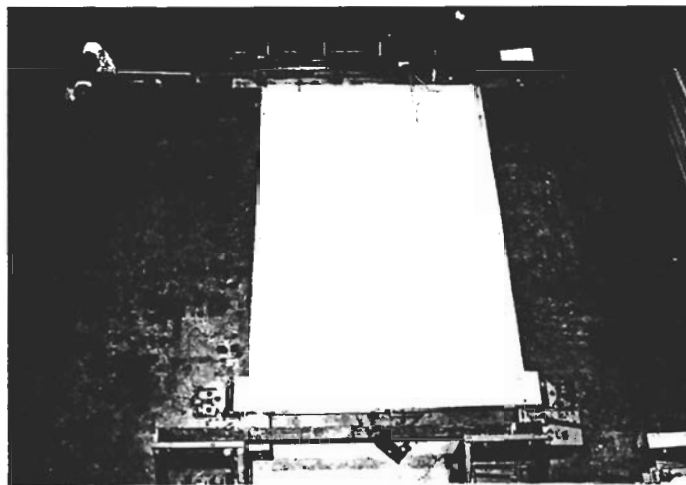
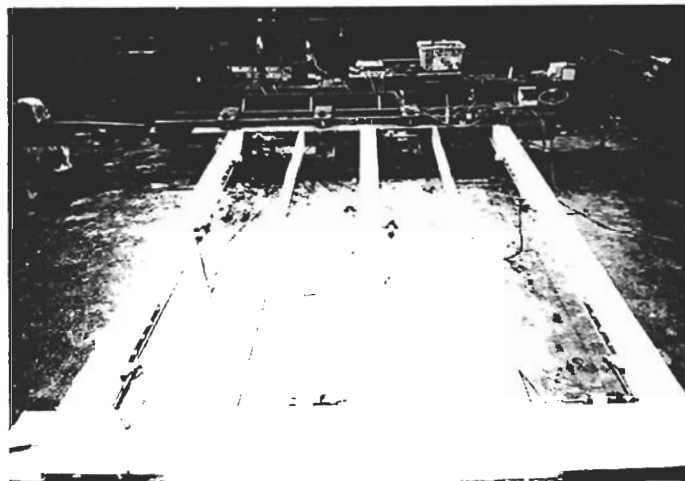


図 2 加力スケジュール



(写真上)  
上方より  
試験体を見  
下ろした  
ところ



(写真下)  
胴差し側  
より、土台  
側を見た  
ところ

写真1 試験装置および試験体

### 3.3 結果および考察

試験結果を表2に示す。

表2 試験結果

試験体No.		P(1/300) (kgf)	P(1/200) (kgf)	P(1/120) (kgf)	P(1/60) (kgf)	Pmax (kgf)	$\gamma$ (Pmax) (rad)	2/3Pmax (kgf)	P(1/2( $\gamma$ (Pmax))) (kgf)	P <sub>0</sub>	壁倍率 (/m)
1	+	447	532	556	750	955	0.0248	637	665	577	1.8
	-	-571	-572	-598	-641	-741	-0.0248	-494	-709		
	平均	509	552	577	696						
2	+	540	639	622	807	897	0.0248	598	744	598	1.9
	-	-552	-568	-625	-661	-771	-0.0124	-514	-646		
	平均	546	604	623	734						
3	+	417	492	480	633	718	0.0234	479	580	479	1.5
	-	-454	-504	-551	-532	-691	-0.0124	-461	-427		
	平均	435	498	516	582						
4	+	472	564	534	750	794	0.0248	529	655	529	1.7
	-	-523	-541	-594	-641	-724	-0.0124	-482	-609		
	平均	498	553	564	696						
5	+	638	913	919	1215	1377	0.0235	918	1089	918	2.9
	-	-671	-896	-1043	-1055	-1298	-0.0123	-865	-1007		
	平均	654	904	981	1135						
6	+	444	526	529	687	750	0.0248	500	647	500	1.6
	-	-474	-523	-580	-569	-724	-0.0124	-482	-580		
	平均	459	524	555	628						
7	+	414	479	470	670	765	0.0234	510	485	485	1.5
	-	-445	-469	-523	-521	-671	-0.0358	-447	-542		
	平均	429	474	496	595						
8	+	423	512	515	686	765	0.0247	510	635	510	1.6
	-	-413	-454	-506	-563	-642	-0.0124	-428	-521		
	平均	418	483	510	624						
9	+	377	445	438	582	694	0.0248	463	527	463	1.5
	-	-466	-497	-523	-518	-647	-0.0124	-432	-559		
	平均	422	471	480	550						
10	+	451	553	557	755	935	0.0249	623	677	623	2.0
	-	-680	-698	-765	-766	-920	-0.0124	-613	-768		
	平均	565	625	661	760						
11	+	282	408	457	663	765	0.0379	510	672	496	1.6
	-	-434	-498	-534	-497	-847	-0.033	-564	-495		
	平均	358	453	496	580						
s	+	319.48	388	474	659	918	0.0365	612	699	464	1.5
	-	-298.2	-357	-454	-604	-910	-0.0379	-607	-647		
	平均	308.82	373	464	631						

注: P(1/300)は「みかけのせん断変形角が1/300radの時の荷重」を表わす

$\gamma$ (Pmax)は「Pmax時のみかけのせん断変形角」を表わす

P(1/2( $\gamma$ (Pmax)))は「Pmax時のみかけのせん断変形角の、1/2のせん断変形角での荷重」を表わす

P<sub>0</sub>はP(1/120)、2/3Pmax、P(1/2( $\gamma$ (Pmax)))のうちの最小値

壁倍率=P<sub>0</sub>×3/4×1/130×1/1.82

試験体の仕様の違いが面内せん断性能にどう影響しているかについて、以下に考察する。

四辺打ちと柱・間柱打ちの違いによる影響 試験体1と3、試験体2と4の結果を比較する。図3に柱・間柱がスギの場合の、図4に柱・間柱がベイツガの場合の荷重-みかけのせん断変形角関係を示す。柱がスギの場合、柱・間柱打ちは四辺打ちに対してP(1/300)、P(1/200)、P(1/120)、P(1/60)でそれぞれ0.85、0.90、0.89、0.84倍となり、Pmaxでは0.75倍となった。一方、柱がベイツガの場合、柱・間柱打ちは四辺打ちに対してP(1/300)、P(1/200)、P(1/120)、P(1/60)でそれぞれ0.91、0.92、0.91、0.95倍となり、Pmaxでは0.89倍となった。

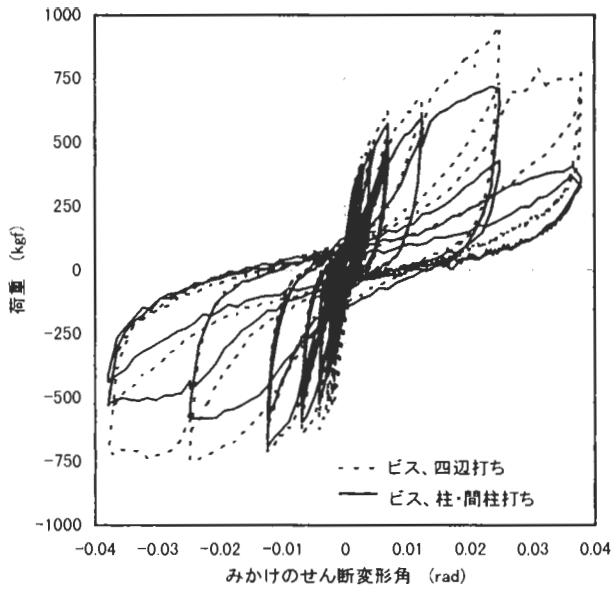


図3 荷重-みかけのせん断変形角関係  
 ビス: 径3.8mm、長さ32mm、150mm間隔  
 柱・間柱の樹種: スギ

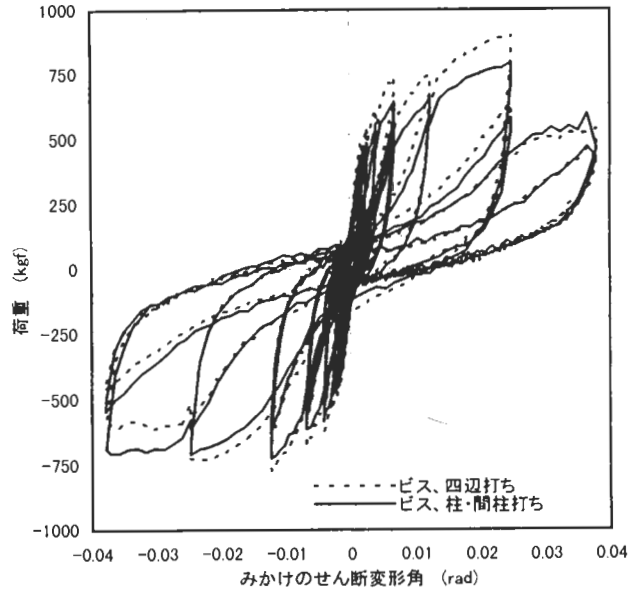


図4 荷重-みかけのせん断変形角関係  
 ビス: 径3.5mm、長さ32mm、150mm間隔  
 柱・間柱の樹種: ベイツガ

接合具の種類の違いによる影響 試験体3、6~9の結果を比較する。ビスを用いた壁の荷重-みかけのせん断変形角関係を図5に示す。また、GN40釘の荷重-みかけのせん断変形角関係を、2種類のビスの荷重-せん断変形角関係と合わせて図6に示す。0.25(1/40)rad までの変形ではビスの違いによる差はみられないが、0.25rad を超えるとビスの径の小さい方が高い耐力を示した。GN40釘を用いたものの荷重-変形角曲線をビスを用いたものの曲線と比較すると、繰り返し荷重を受けて再度荷重が上がっていくときの曲線の立ち上がり方が、ビスに比べてGN40の方がやや大きいようである。

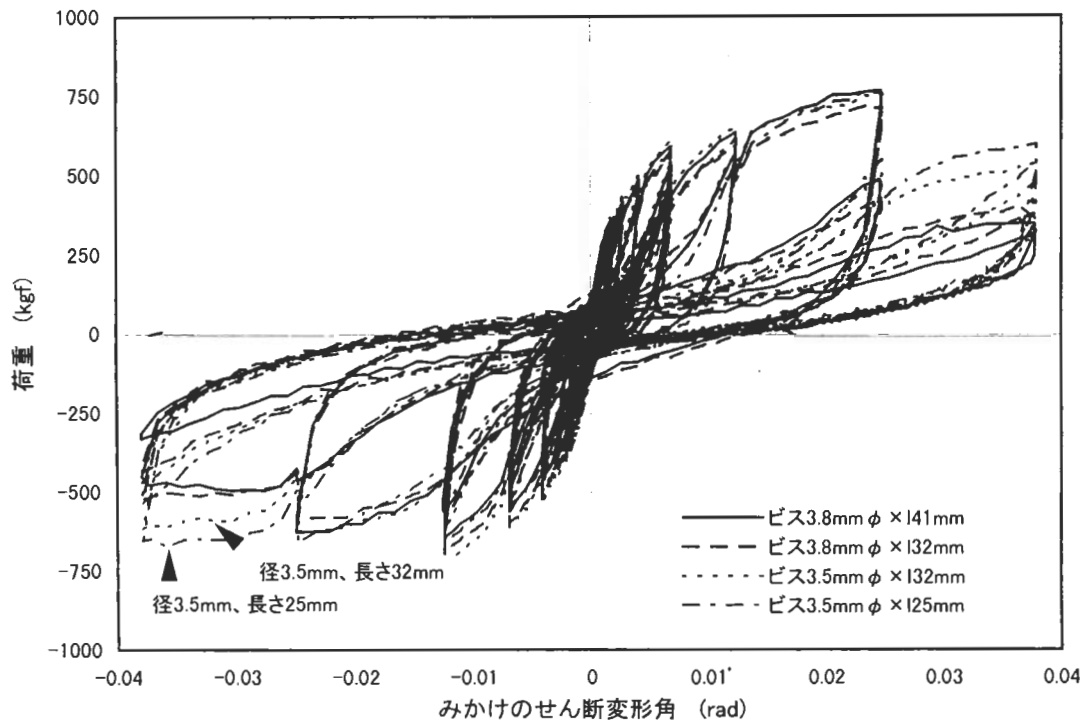


図5 荷重-みかけのせん断変形角関係  
 柱・間柱打ち、柱・間柱の樹種: スギ

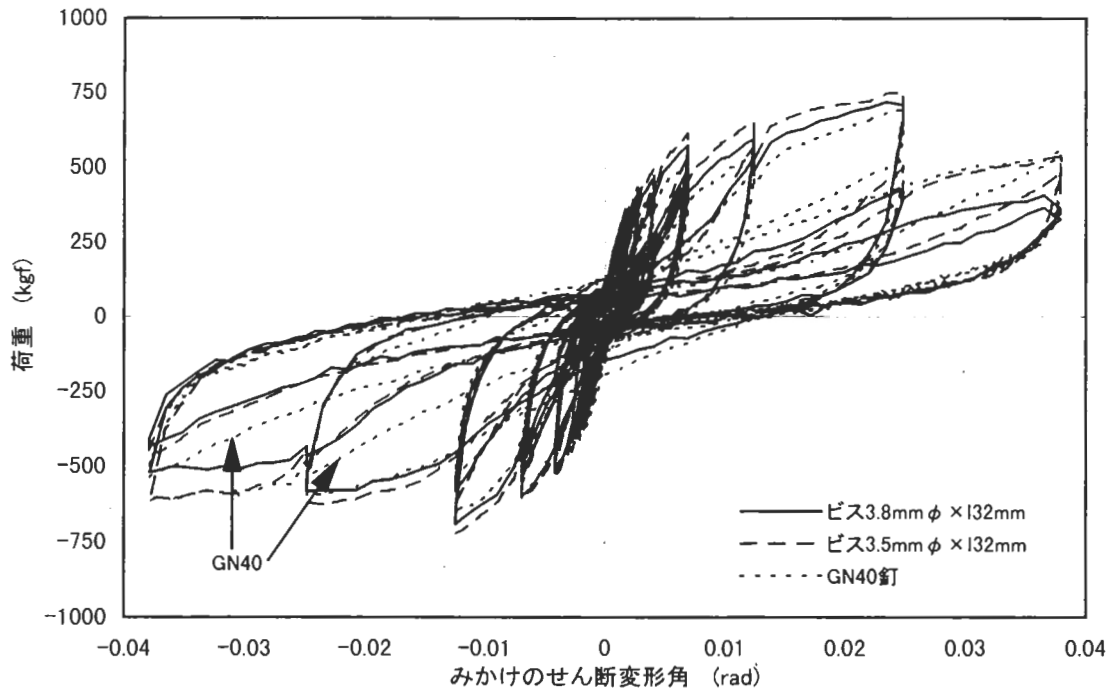


図6 荷重-みかけのせん断変形角関係  
ビスとGN40との比較  
柱・間柱打ち、柱・間柱の樹種:スギ

柱の樹種の影響 試験体1と2、試験体3と4の結果を比較する。四辺打ちの荷重-みかけのせん断変形角関係を図7に、柱・間柱打ちの荷重-みかけのせん断変形角関係を図8に示す。四辺打ちの場合、柱がベイツガのものは、柱がスギのものに対してP(1/300)、P(1/200)、P(1/120)、P(1/60)でそれぞれ1.07、1.09、1.08、1.05倍となり、Pmaxでは0.94倍となった。柱・間柱打ちの場合、柱がベイツガのものは、柱がスギのものに対して、P(1/300)、P(1/200)、P(1/120)、P(1/60)でそれぞれ1.14、1.11、1.09、1.20倍となり、Pmaxでは1.11倍となった。面内せん断試験を終えた試験体を解体してスギとベイツガの密度を求めると、スギは0.35~0.52g/cm<sup>3</sup>(平均値0.47g/cm<sup>3</sup>)、ベイツガは0.49~0.53g/cm<sup>3</sup>(平均値0.51g/cm<sup>3</sup>)であった。四辺打ちの場合のPmaxを除き、ほぼ柱の密度に比例して大きくなっている。

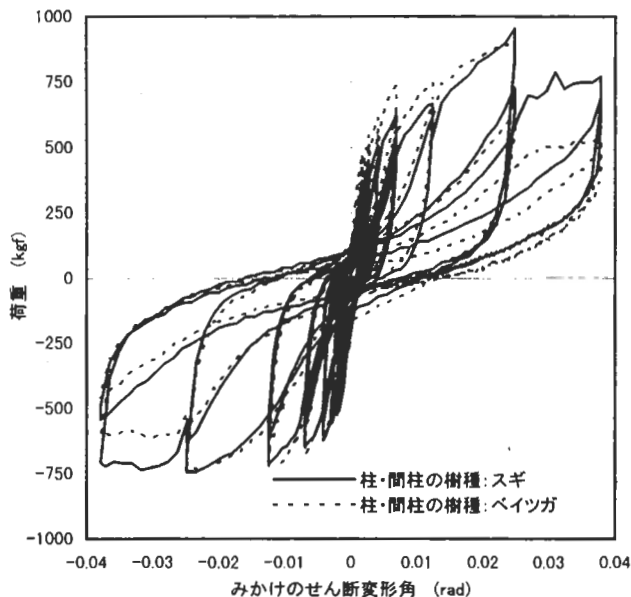


図7 荷重-みかけのせん断変形角関係  
樹種の違いによる影響  
ビス:径3.8mm、長さ32mm、150mm間隔 四辺打ち

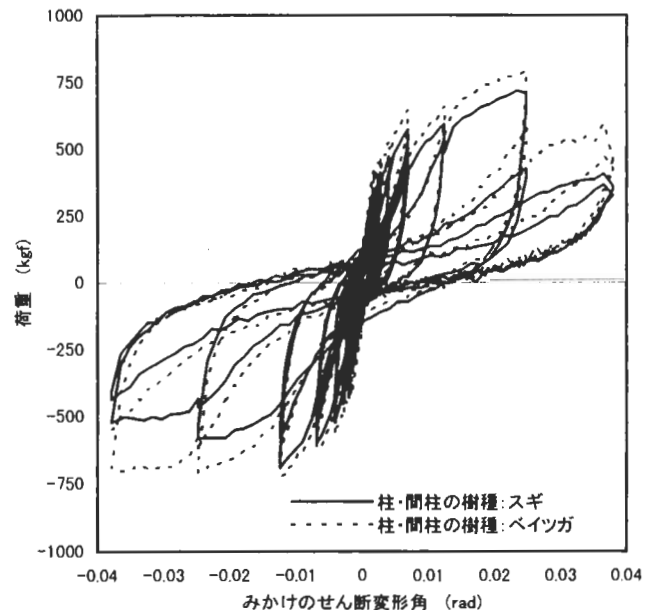


図8 荷重-みかけのせん断変形角関係  
樹種の違いによる影響  
ビス:径3.8mm、長さ32mm、150mm間隔 柱・間柱打ち

ビス本数の影響 試験体3と試験体5の結果を比較する。荷重-みかけのせん断変形角関係を図9に示す。ビス間隔75mmのものは、ビス間隔150mmのものに対し、P(1/300)、P(1/200)、P(1/120)、P(1/60)ではそれぞれ1.50、1.82、1.90、1.95倍、Pmaxでは1.88倍となった。ビス間隔を1/2にすることによって釘本数が1.95倍になっており、P(1/300)を除き、釘本数に比例して大きくなっている。

ボードの種類の影響 試験体3と試験体10の結果を比較する。荷重-みかけのせん断変形角関係を図10に示す。GB-Fを張ったものは、GB-Rを張ったものに対し、P(1/300)、P(1/200)、P(1/120)、P(1/60)ではそれぞれ1.3、1.26、1.28、1.31倍、Pmaxでは1.32倍となった。GB-Fの密度(0.79g/cm<sup>3</sup>)はGB-Rの密度(0.64g/cm<sup>3</sup>)の1.25倍であり、ほぼ密度に比例して大きくなっている。

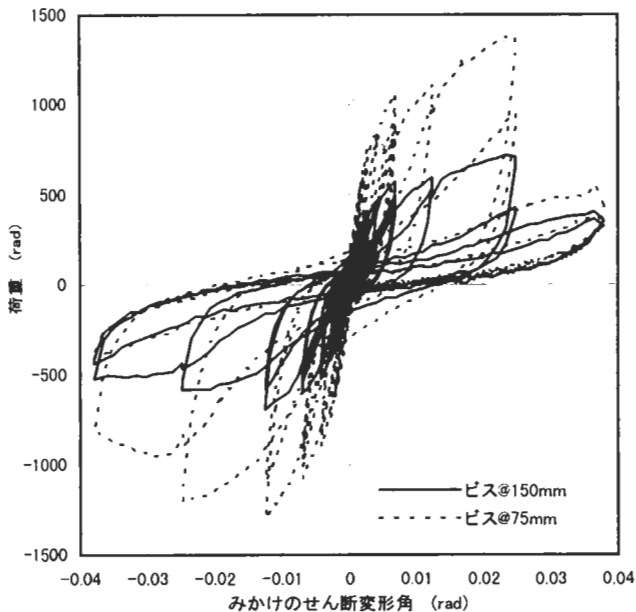


図9 荷重-みかけのせん断変形角関係  
ビス本数の影響

ビス:径3.8mm、長さ32mm 柱・間柱打ち、樹種:スギ

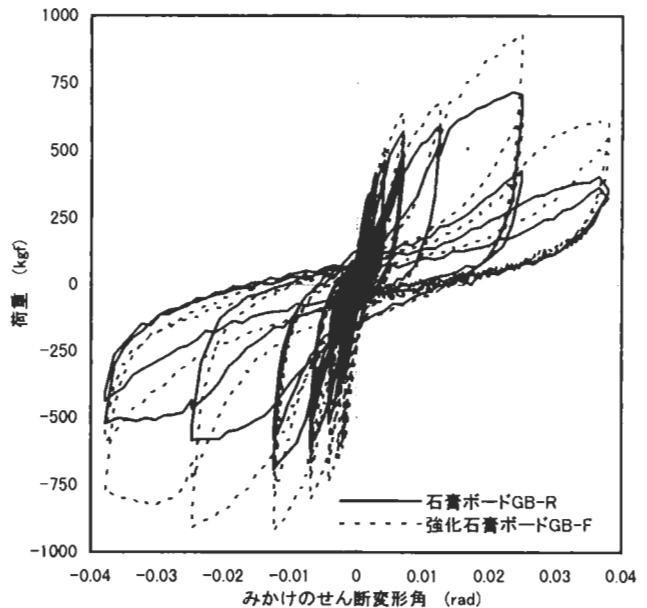


図10 荷重-みかけのせん断変形角関係  
ボードの種類の違いによる影響

ビス:径3.8mm、長さ32mm、150mm間隔、柱・間柱打ち

ボードの張り方の影響 試験体3と試験体11の結果を比較する。荷重-みかけのせん断変形角関係を図11に示す。3'×6' 3枚横張りは、3'×9' 2枚縦張りに対してP(1/300)、P(1/200)、P(1/120)、P(1/60)でそれぞれ0.82、0.91、0.96、1.00倍、Pmaxでは1.12倍となっている。3枚横張りタイプは初期剛性は低い、最大耐力は高い傾向を示した。3枚横張りタイプは石膏ボードの長辺が接する部分に受材を設け、そこにビスを打っているので中段の石膏ボードは四辺打ちとなる。3枚横張りの場合、変形が大きくなると、中段の石膏ボードが上段、下段の石膏ボードの動きを拘束しようとするため、2枚縦張りより最大耐力が高くなったものと思われる。

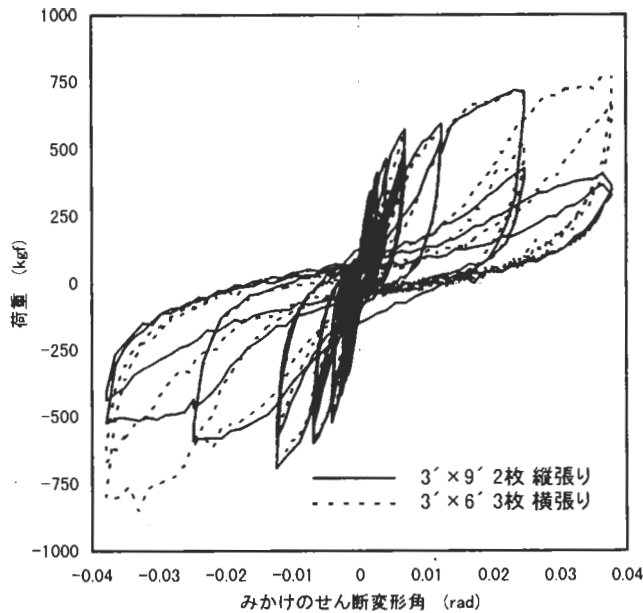


図11 荷重-みかけのせん断変形角関係  
ボードの張り方の影響  
ビス: 径3.8mm、長さ32mm、150mm間隔

### 3. 4 石膏ボードを張った非耐力壁の面内せん断試験のまとめ

実験に供した壁の倍率を求めてみると、四辺打ち(耐力壁)で1.8~1.9、ビス・釘間隔150mmの柱・間柱打ちで1.7~1.9、GB-Fを張ったもので2.0、ビス間隔を75mmにしたもので2.9、3' x 6'を3枚横張りしたもので1.6となった。非耐力壁の仕様でも、耐力壁の84~160%の耐力を有することがわかった。現在、石膏ボードを真壁仕様や2重張り仕様にした場合の面内せん断性能を明らかにする実験と、せん断耐力を予測する解析法の検討を行っている。

## 4 サイディングボードを張った壁の面内せん断試験<sup>16)</sup>

筆者が所属する研究室では、1995年12月に香川県の(財)原子力発電技術機構・多度津工学試験所において実大建物の振動実験を行っている<sup>7)</sup>。この試験家屋に外壁として使用したサイディングボード(硬質木片セメント板)を柱・間柱に直打ちした軸組(長さ1820mm、高さ3075mm)の面内せん断試験を行ったので、その結果を紹介する。

### 4. 1 試験体

試験体は、長さ1820mm(2P)、高さ3075mmの軸組に厚さ14mm、長さ2880mm、幅455mmの硬質木片セメント板(三井木材工業(株)、センチュリーボード)を横張りしたものである。軸組は、105mm角の柱(ホワイトウッド集成材)3本および27 x 105mmの間柱(ベイマツ集成材)2本、105mm角の土台(ベイツガ防腐処理材)、105 x 240mmの梁(ベイマツ)からなる。柱と横架材とはN90釘および三角プレートを併用して接合した。さらに、3本の柱と横架材とはパイプ引き寄せ金物を用いて緊結した。軸組への留めつけは、専用ステンレス釘SUS304(胴部径2.3mm、長さ41mm(実測値))を用いて、柱・間柱に150mm間隔で(ボード1枚につき幅方向に3本)打ち付けた。

## 4.2 試験方法

3.2の試験方法と同じである。

## 4.3 結果および考察

表2の末尾に「S」とあるのがサイディングボードを張った壁の試験結果である。サイディングを張った壁の耐力は、石膏ボードの試験体 No.3(柱・間柱打ち、樹種:スギ)に対し、P(1/300)、P(1/200)、P(1/120)、P(1/60)でそれぞれ0.71、0.75、0.90、1.08倍、Pmaxでは1.28倍となっている。図12は石膏ボードを張った壁とサイディングを張った壁の荷重-みかけのせん断変形角関係である。サイディングを張った壁は初期剛性は低いですが、最大耐力が石膏ボードを張った壁に比べて高い。また、みかけのせん断変形角が0.25(1/40)radを超えても石膏ボードのように耐力は低下しなかった。

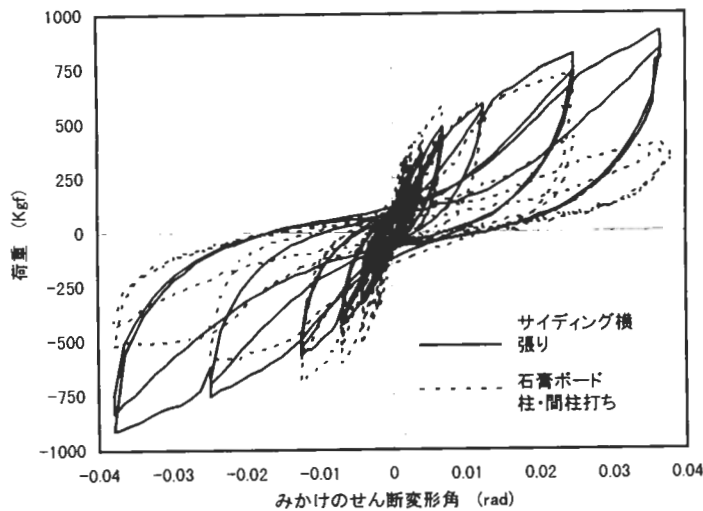


図12 荷重-みかけのせん断変形角関係  
サイディングを張った壁と石膏ボードを張った壁  
(柱・間柱打ち)との比較

## 4.4 サイディングボードを張った壁の面内せん断試験のまとめ

壁倍率を求めると1.5となり、柱・間柱打ちの石膏ボード張り壁と同程度の値を示した。

## 5 おわりに

石膏ボードを張った非耐力壁の実験では、面材の種類を絞り、施工方法をいろいろと変えて面内せん断性能を求めた。今後は、内外装材として多用される種々の材料を集めて、面内せん断性能を評価する実験を行う予定である。

## 6 文献

- 1) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1981)
- 2) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)
- 3) 有馬孝禮: ボード類を釘打ちした耐力壁の倍率の認定と最近の在来木造住宅の構造特性, 木材工業, 37(5), 213-220(1982)
- 4) 鈴木秀三: 建築技術, 8, 104-123(1998) 「特集 木質住宅の意匠と構造 架構と構造設計」

- 5)坂本 功:転機に立つ木造住宅構法、日本建築学会大会(九州)建築計画部門パネルディスカッション資料, 1998, 3-12「主題解説1 建築基準法の性能規定化と木造住宅」
- 6)坂本 功, 大橋好光, 田中裕樹, 宮澤健二:軸組構法住宅の実大振動実験(A棟)(その1:試験体、計測計画、実験スケジュール), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), 1996, C-1 構造Ⅲ, 129-130
- 7)田中裕樹, 坂本 功, 大橋好光, 宮澤健二:軸組構法住宅の実大振動実験(A棟)(その2:損傷状況), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), 1996, C-1 構造Ⅲ, 131-132
- 8)大橋好光, 田中裕樹, 坂本 功, 宮澤健二:軸組構法住宅の実大振動実験(A棟)(その3:実験結果の解析), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), 1996, C-1 構造Ⅲ, 131-132
- 9)北野志乃, 宮澤健二, 大橋好光, 坂本 功:軸組構法住宅の実大振動実験(B棟)(その1:応答概要と破壊状況), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), 1996, C-1 構造Ⅲ, 137-138
- 10)宮澤健二, 大橋好光, 坂本 功:軸組構法住宅の実大振動実験(B棟)(その2:各部の応答挙動), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), 1996, C-1 構造Ⅲ, 139-140
- 11)難波蓮太郎, 坂本 功, 宮澤健二, 池本 孝, 田辺英男, 上田善規, 飯鉢 整, 栗山留美子:軸組構法住宅の実大振動実験(B棟)(その3ラスモルタル外壁仕上げの耐震性付与), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), 1996, C-1 構造Ⅲ, 141-142
- 12)相原庸夫, 新居健二, 神谷文夫, 杉本健一, 三井信宏:軸組構法住宅の実大振動実験(D棟)(その1.試験体及び試験方法), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), 1996, C-1 構造Ⅲ, 143-144
- 13)新居健二, 神谷文夫, 杉本健一, 三井信宏, 相原庸夫:軸組構法住宅の実大振動実験(D棟)(その2.各フェーズとその損傷), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), 1996, C-1 構造Ⅲ, 145-146
- 14)三井信宏, 神谷文夫, 杉本健一, 相原庸夫, 新居健二:軸組構法住宅の実大振動実験(D棟)(その3.加速度応答と固有振動数), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), 1996, C-1 構造Ⅲ, 147-148
- 15)杉本健一, 神谷文夫, 三井信宏, 相原庸夫, 新居健二:軸組構法住宅の実大振動実験(D棟)(その4.筋かいに生じた歪・応力および建物の変形), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), 1996, C-1 構造Ⅲ, 149-150
- 16)神谷文夫, 杉本健一, 三井信宏, 新居健二, 相原庸夫:軸組構法住宅の実大振動実験(D棟)(その5.各フェーズにおける層剪断力), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), 1996, C-1 構造Ⅲ, 151-152
- 17)岸川聡史, 小原勝彦, 宮澤健二:軸組構法住宅の実大振動実験(F棟)(その1.応答概要と破壊状況), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), 1996, C-1 構造Ⅲ, 153-154
- 18)小原勝彦, 岸川聡史, 宮澤健二:軸組構法住宅の実大振動実験(F棟)(その2.各部の応答挙動), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), 1996, C-1 構造Ⅲ, 155-156
- 19)杉本健一, 三井信宏, 神谷文夫:石膏ボードを張った非耐力壁の面内せん断性能、日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), 1998, C-1 構造Ⅲ, 111-112

# 木造軸組構法によるの実大建物の変形挙動とその推定および破壊挙動

東京大学大学院農学生命科学研究科 植本敬大

## 1. はじめに

戸建て住宅においては南面からの採光を求めて開口部を比較的大きくとることが要求される。これによって南面の耐力壁は自ずと少なくなり、必要壁量を満たすためには耐力壁は北側に比較的多く配され、バランスとしては不均衡になる。また店舗併設住宅やガレージ付き住宅のなかには1階間口は全面開口であるものも数多くみられ、それらの被災例は実に多かったことが報告<sup>1,2)</sup>されている。1995年の阪神淡路大震災で木造家屋がこのように甚大な被害を受けた原因は「耐力壁の不足」、「材料選択の不当」、「構造計画の不備」、「維持管理の不徹底」、「不用意な増改築」など多岐に渡るが、以前よりさらにクローズアップされた問題の1つである「耐力壁の配置のバランスが耐震性能に与える影響」について着目し、考察を与えた。

この耐力壁配置の不均衡は通常の住宅構造に多かれ少なかれ存在すること、さらに厳しい土地事情から上下階の耐力壁線が一致していない住宅が多いことが杉山ら<sup>3)</sup>によって以前より指摘されてきた。耐力壁配置の不均衡を偏心率、上下階耐力壁が一致する割合を直下率と称するが、これらが木造住宅の耐震性能に与える影響は少なくないと考えられる。

従来の研究から、床の水平構面は完全な剛体ではなく、吹き抜け開口等によりせん断変形を生じる<sup>4,5)</sup>ため、耐力壁の配置によっては水平力に対してねじれ変形を引き起こす<sup>6)</sup>ことが知られている。また、偏心は振動下において回転振動を誘発<sup>7,8)</sup>し、耐力壁の配置によって固有振動数や減衰定数が異なった値を示す<sup>9,10)</sup>ことが示唆されている。しかし、偏心率を多段階に変化させて軸組構法実大住宅を構造実験に供した例は少ない。また、直下率について実験的考察を与えた研究は皆無といっても過言ではないであろう。

実験の概要は木造軸組構法による実大2階建て住宅の耐力壁の配置に偏りを与え、これ

に対して静的水平荷重を加えるものである。震災以降、積極的に行われてきた振動台による振動実験に比して静的試験では建物の変形、破壊が緩やかに進み、その観察・記録が比較的容易であるという利点を有する。

## 2. 供試実大住宅の概要と各ステージの仕様

### 2.1 供試実大住宅の概要

建築面積 146.7 m<sup>2</sup>、延べ床面積 220.8 m<sup>2</sup>の木造軸組構法による2階建て住宅(図1)に対して構造実験を実施した。柱にスギ 105 mm 角、梁にベイマツ 105 × (主に) 240 ~ 300 mm、土台にベイツガ 105 mm 角を使用した。筋違いにはベイマツ 2ツ割材を用い、ボルト併用箱型金物を用いて柱、梁、土台にビスで緊結した。図2に耐力壁が偏在する実大住宅の平面概略図、および耐力壁(筋違い)の配置を示した。図中上部が北の方位を示し、東西方向耐力壁(筋違い壁:太線)が比較的多く配されており、2重線は雑壁、間仕切り壁等を示している。また東西方向耐力壁のうち「□」、「◇」、「×」は図中左から載荷したときにそれぞれ圧縮筋違い、引張筋違い、圧縮・引張筋違いの両方が施工されていることを示している。また、記号の幅はその壁長を示す。圧縮、引張筋違いは各階それぞれにおいて各壁線ほぼ同数になるように、配置されている。Stage 1~6で両者の合計は1階部分が26 p分(1 p = 909 mm:倍率2を乗じて、有効壁量は52 p)で、建築基準法施行令第46条に定める必要壁量を満たす最低の壁量である。また、この2階部分には1階部分同様建築基準法施行令第46条に定める必要壁量を満たす最低の10.5 p分の筋違い(同、有効壁量は21 p)が比較的バランス良く配置されている。しかし、1階部分との位置関係は図2に示す破線部分が2階外壁線であり、東西南北の4方向すべてが(1部を除いて)セットバックしており、2階の外壁線は四方ともほとんど1階外壁線と一致して

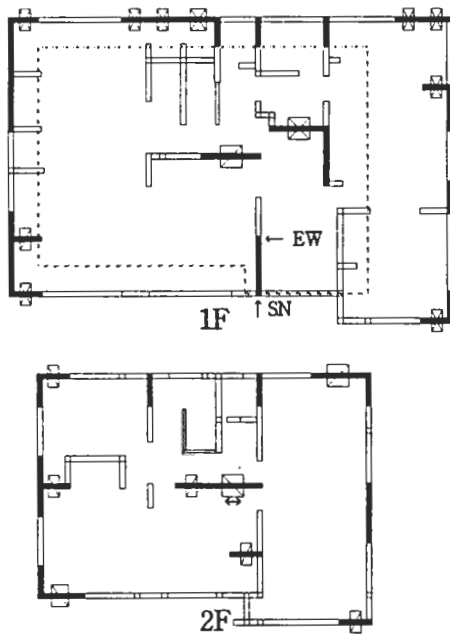


図2 偏心を有する供試実大住宅の平面概略図および筋違いの配置 (Stage 2 ~ 6)

いないことも今回の供試建造物の特徴である。なお、南北方向の耐力壁は1階、2階を通じて比較的バランスよく配置されており、1階には25.5 p分 (同、有効壁量は51 p)、2階には10 p分の筋違い (同、有効壁量は20 p) が配されている。

さらに、建築基準法施行令第46条に定める必要壁量の約1.5倍の筋違いを比較的バランスよく配置した場合 (Stage 7 ~ 12) の1、2階部分の平面概略図および耐力壁の配置を図3に示した。1階には東西、南北方向それぞれ37 p, 54 p分の筋違い (倍率2を乗じて、有効壁量はそれぞれ74 p, 108 p) が、2階には東西、南北方向にそれぞれ15.5 p, 17 p分の筋違い (同、有効壁量は31 p, 34 p) が施工されている。

## 2.2 各ステージの建物の仕様

前述の耐力壁が偏在する仕様と比較するために壁量は等しいまま、1階部分の耐力壁を可能な限り均等に配置した場合 (Stage 1: 略) についても試験を行った。前述のStage 1, 2では耐力要素は軸組だけであるが、水平構面 (2階床)、外壁サイディング、石膏ボード等を順次施工していった場合 (Stage 3 ~ 6) について試験を実施した。各Stageの施工状態をまとめて表1に示した。なお水平構面に

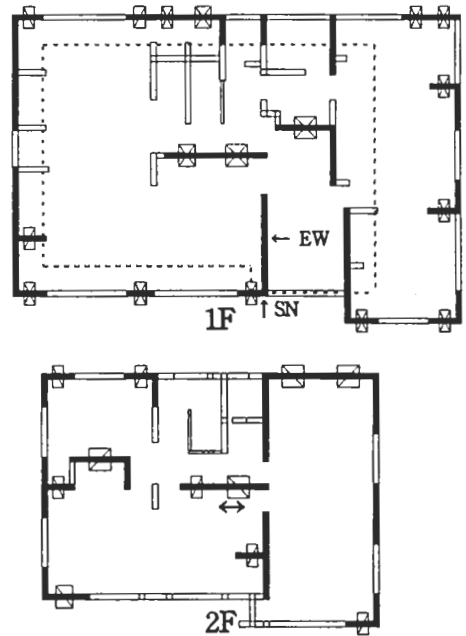


図3 耐力壁を1.5倍多く配した供試実大住宅の平面概略図と筋違いの配置 (Stage 7 ~ 12)

はベイマツ材根太を303 mm間隔で配し、Stage 3 ~ 7では面材に15 mm厚のフローリング板を使用 (以降、「単床」と称する) した。Stage 8 ~ 12では根太に12 mm厚構造用合板を釘打ちし、その上に12.5 mm厚石膏ボードを施工し、さらに15 mm厚フローリング板にて仕上げ (以降、「三重床」と称する) た。また、屋根には約60 kgf/m<sup>2</sup>の日本瓦を葺いた。

表1 各ステージにおける供試住宅の施工状態

Stage	筋違いの配置及び壁量比*	2階床施工状態**	耐力壁部分		雑壁部分		石膏ボード施工(方向)
			瓦	サイディング施工(方向)***	サイディング施工(方向)		
1	均等・1倍	無	無	—	—	—	—
2	偏心・1倍	無	無	—	—	—	—
3	偏心・1倍	単床	有	—	—	—	—
4	偏心・1倍	単床	有	東西	—	—	—
5	偏心・1倍	単床	有	東西	東西	—	—
6	偏心・1倍	単床	有	東西	東西	東西	東西
7	1.5倍	単床	有	—	—	—	—
8	1.5倍	三重床	有	—	—	—	—
9	1.5倍	三重床	有	東西	—	—	—
10	1.5倍	三重床	有	東西, 南北	—	—	—
11	1.5倍	三重床	有	東西, 南北	東西, 南北	—	—
12	1.5倍	三重床	有	東西, 南北	東西, 南北	東西, 南北	東西, 南北

\* 建築基準法施行令第46条に定められる必要壁量に対するを示す。  
 \*\* 2階床のうち、「単床」は15mm厚フローリング板を示し、「三重床」は12mm厚合板+12.5mm厚石膏ボード+15mm厚フローリング板を示す。  
 \*\*\* 1階は土台から床梁まで、2階は屋根上面から小屋梁まで施工し得る部分を含むが、そのうち通常戸袋等で施工されない部分を除く

### 3. 偏心率と直下率

#### 3.1 算出方法

建築基準法施行令第 82 条では、構造計算を行う場合には各階の偏心率  $Re$  を以下のように計算するように規定されている。

各階の重心を  $(G_x, G_y)$ 、剛心を  $(K_x, K_y)$  とすると、東西 (EW) 方向、南北 (SN) 方向それぞれの偏心率  $Re_x, Re_y$  は次式で表せる<sup>1)</sup>。

$$Re_x = e_x \sqrt{\frac{\sum D_x}{K_r}} \dots\dots\dots (1)$$

$$Re_y = e_y \sqrt{\frac{\sum D_y}{K_r}} \dots\dots\dots (2)$$

ただし、 $e_x = K_x - G_x, e_y = K_y - G_y$  } 偏心距離  
 $K_r = \sum D_x \bar{Y}^2 + \sum D_y \bar{X}^2$  (捻り剛性)  
 $\bar{X}, \bar{Y}$  : 重心を原点とする座標

また直下率は 2 階の耐力壁のうち、1 階の耐力壁にある割合を方向別に定義したもので<sup>3)</sup>、次式によって示される。2 階の有効壁量を  $D_{x2}, D_{y2}$  とし、1 階耐力壁にある有効壁量を  $D'_{x2}, D'_{y2}$  とするとそれぞれ各方向の直下率  $Rax, Ray$  は次のように表せる。

$$Rax = \frac{\sum D'_{x2}}{\sum D_{x2}}, Ray = \frac{\sum D'_{y2}}{\sum D_{y2}} \dots\dots\dots (3)$$

以上に基づき今回の供試構造物 1 階、2 階部分の偏心率および直下率を算出した。なお、自重、積載荷重、固定荷重等はほぼ均等に分布しているものとみなし、偏心距離を得る際、重心の代わりに図心を使用した。また、剛心周りのねじり剛性に床の剛性は考慮されていない。

#### 3.2 供試建物の偏心率

以上の偏心率を各ステージ毎に比較して図 4 に示した。東西方向の耐力壁配置に依存する南北方向の偏心率を Stage 1 では極めて小さくするよう耐力壁を均等に配置し得たといえる。Stage 2 ~ 5 では 1 階部分の偏心率は 0.26 を越え、構造計算を行う場合に基準法施行令に定められている 0.15 (以降、基準値と称する) を大きく上回り、非常にバランスの悪い建物といえる。サイディングを施工

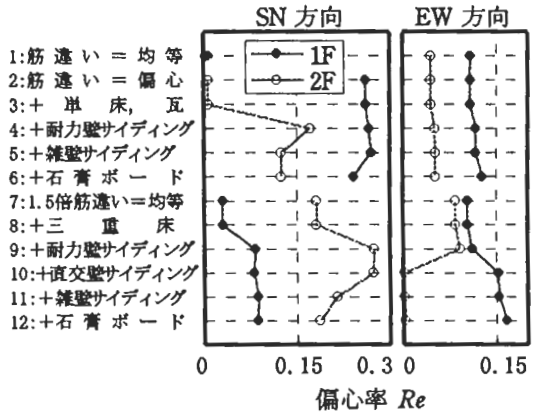


図4 各ステージの偏心率の比較

していくと偏心率は徐々に上昇し 0.27 に達する。しかし、石膏ボードを施工することによって偏心は緩和され、Stage 2 の軸組のみの状態より低い 0.24 程度になった。

#### 3.3 供試建物の直下率

また各ステージ毎の耐力壁の直下率を方向別に比較して比較して図 5 に示した。いずれのステージにおいても施工状態によって若干の大小はあるものの、Stage 1 ~ 6 の南北方向の直下率が 0 であるのをはじめとして総じて極端に低く、0.15 前後である。概ね東西方向の上下階耐力壁は中通りのみ、南北方向は Stage 7 ~ 12 では南中央西 (玄関左) のみで一致するもので、上下階が一致する外壁は殆どない。そのため外壁サイディングの施工とともに総有効壁量が増加して直下率は低下し、内壁の石膏ボード施工とともに多少回復する傾向にある。この直下率が 0.5 を下回ると構造的に問題がある<sup>3)</sup>とされるが、本実験

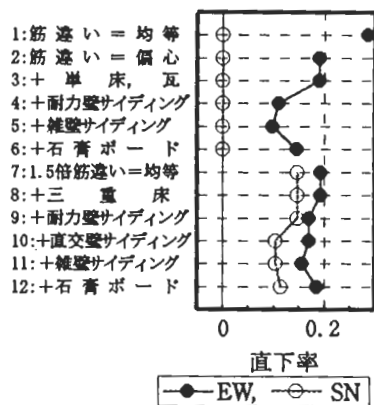


図5 各ステージにおける耐力壁直下率の比較

棟においてはそれを大きく下回り、上下階の不均衡さは強調し得たといえる。しかも、杉山らの調査(1987)<sup>3)</sup>では対象物件の半数以上がこれをクリアしていないことからしても、阪神の被災地にはこのような建物は数多く存在していたであろうし、国内各地に現存しているに違いない。そこでこれらのバランスの悪い住宅の力学的挙動を知ることによって今回の実大構造実験の意義がある。

#### 4. 静的水平載荷試験方法

各ステージ(図6)に対して、2階小屋梁(R)および2階床梁(F)に東西(EW)方向水平荷重を与えることによって静的加力試験を行った。荷重は図2のように南北方向中心線から南北方向に2pずれた2点に幅2pの加力桁を介して与えた。またStage 1~8の一部については南北方向中心線上の1点に加力する場合についても試験を実施した。以上をまとめて以降、加力方式をそれぞれR2, R1, F2, F1加力と称する。荷重は建物に対して圧縮力(+)及び引張力(-)を与えた。

測定は耐力壁部分を中心に水平変位60点、鉛直変位65点、筋違いのひずみを30(Stage 7以降は42)点、柱のひずみを43(同50)点で行った。なお、ひずみは部材の4面に曲げ相殺方式で歪ゲージを貼ることによって測定した。

載荷スケジュールは各水平変位測定点のうち最大値を示した点の見かけのせん断変形角(rad)で制御し、+1/480, -1/480, +1/240, -1/240, +1/120, -1/120 radのサイクルを基本とした。ただし、Stage 6, 12ではさらに±1/60 radまで加力し、Stage 9~11では±1/240 radまでで加力を止めた。

#### 5. 耐力壁の偏在と静的変形挙動

##### 5.1 変形量分布と下屋部分の変形

建物全体に与えた荷重Pと各壁線の変位δの関係から比例限度内で回帰係数δ/Pを求め、F2, R2加力時の2階床梁レベルの変形形状を各Stageで比較してそれぞれ図6, 図7に示した。比較的バランスよく耐力壁を配したStage 7~12では南北端壁線の変形量に多少の差はあるものの、各壁線はほぼ均等に変形したのに対し、耐力壁が偏在するStage 2

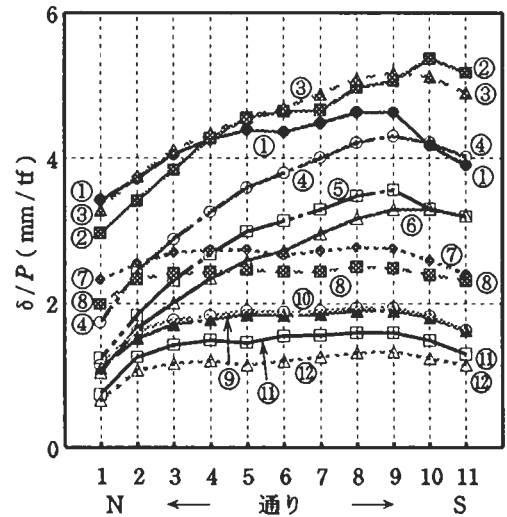


図6 F2加力時の変形形状  
(丸内数字はStage No.)

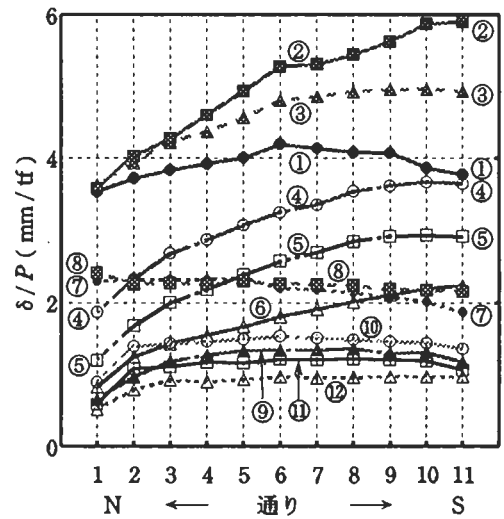


図7 R2加力時の変形形状  
(丸内数字はStage No.)

~6では南北端壁線の変形量の差が大きく、南端壁線(11)から北端壁線(1)へと各壁線毎に変形量が一部の場を除外して減少した。

南端壁線周辺(10, 11)の変形量をそのすぐ内側の壁線(9)と比較すると、2階小屋梁を加力した際(R2)には、大きいかもしれないがほぼ等しくなった。これに対して2階床梁を加力した際(F2)にはこれは小さくなり、とくにStage 1~7(①~⑦)では顕著で、変形形状も不連続であった。これは水平構面(2階床)が南北端壁線まで達しておらず、荷重を伝達するのが下屋部分の小屋組であることに由来しているためと考えられる。R2加力時には2階壁組から下屋の小屋組を介して南北端壁線の1階壁組に荷重が伝わる。こ

れに対して F2 加力時には下屋の小屋組は 2 階床梁より上部に位置し、反力がない上方へ向かって荷重は伝達されないため、壁線 9 の変形に壁線 10, 11 は追従しないと考えられる。これは 2 階床レベルにかかる水平外力は南側の壁線には伝達されにくい可能性を示唆するものである。

### 5.2 偏心率と変形量分布の関係

各 Stage の偏心率と各壁線  $\delta/P$  の差異を示す標準偏差 (図8) および変動係数 (標準偏差を変形の平均変位で除したもの: 図9) を比較した。なお、図中の数字は Stage No. を示すものである。ここで変形量の標準偏差とは各壁線の変形量が均等であるか否かを示すもので、変形量の変動係数とは標準偏差の大小が変形量の絶対値に依存しているのではないかという危惧を取り除くものである。

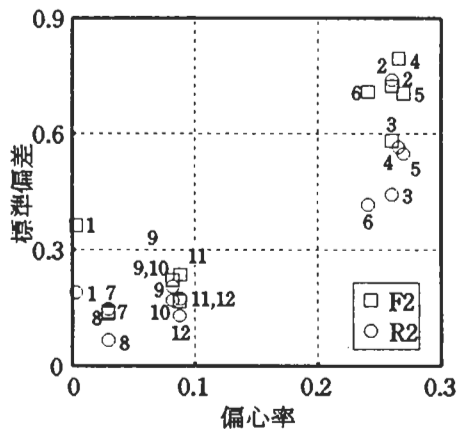


図8 偏心率と壁線変形量の標準偏差の関係 (図中の数字は Stage No. を示す)

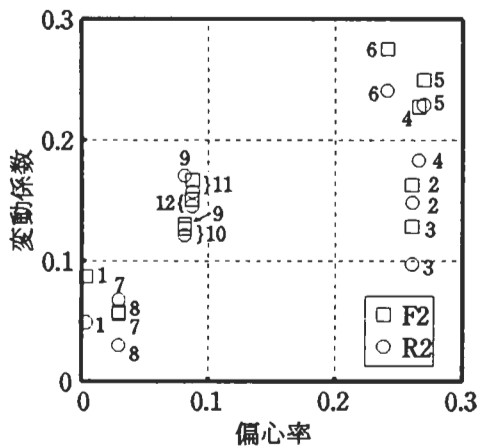


図9 偏心率と壁線変形量の変動係数の関係 (図中の数字は Stage No. を示す)

偏心率の大小は各壁線の変形量の標準偏差、変動係数に対して Stage 2~6, Stage 7, 8, Stage 9~12 を巨視的に比較すれば正の相関関係にある。これは偏心率の上昇が壁線変形量に差異を与えることを示すものである。しかし、偏心率の算出に水平構面剛性、雑壁の影響を考慮に入れていないため、各々のグループ内で微視的には相関関係にあるとはいえない。特に Stage 2~5 では標準偏差は大差ないのに対し、変動係数には比較的大きな差が表れた。これは Stage 2, 3 における絶対変形量が大きいため、Stage 4~8 と Stage 9~12 のグループ内しか一概に比較できないことを示すものでもある。しかし、Stage 4~8 では巨視的に偏心率と各壁線変形量の標準偏差、変動係数の大小関係は一致した。

以上より偏心率の大小はその差が大きいときには各壁線変形量の差異の大小に依存するものの、変形量分布の詳細まで決定するものではないといえる。

### 6. 直下率と柱脚の浮沈

本供試体は前述の通り上下階の壁線の不一致が強調されたもので、東西方向の耐力壁で上下階が一致した箇所は中央通りの 2 p (1 p = 909 mm) のみである。これに着目し、中央通りの 2 階に耐力壁が存在する 1 階耐力壁、およびこのすぐ隣の壁線で 2 階に耐力壁が存在しない 1 階耐力壁における F2 加力時および R2 加力時の見かけのせん断変形角と真のせん断変形角を比較してそれぞれ図10, 図11 に示した。中央通り (C6) とその 1 p 北側の通りの耐力壁 (C5) の見かけのせん断変形角はほぼ等しいのに対し、真のせん断変形角は 2 階に耐力壁が存在する C6 が 2 階に耐力壁がない C5 よりも大きな値を示した。これは直上に耐力壁がない 1 階耐力壁の見かけのせん断変形のうち、回転変形の占める割合が大きいことを示すものである。F2 加力時には建物の自重が 2 階の管柱を通じて 1 階の柱の引抜きを拘束しているといえる。

R2 加力時にはそれに加えて 1 階耐力壁直上の 2 階耐力壁に隣接する壁に入ったせん断力が 1 階柱の引き抜き拘束力となっていると考えられる。これらは 1 階柱脚部浮上りの低減係数  $\beta$  においても同様に評価された<sup>12)</sup>。

また、1階南北端壁線 (S, N) の見かけのせん断変形角に対する真のせん断変形の割合は中央壁線の C<sub>5</sub>, C<sub>6</sub> の中間的な値を示した。これより、下屋部分の自重および1階小屋組を通じて1階耐力壁に入る鉛直荷重は両者の中間であることが推察し得る。

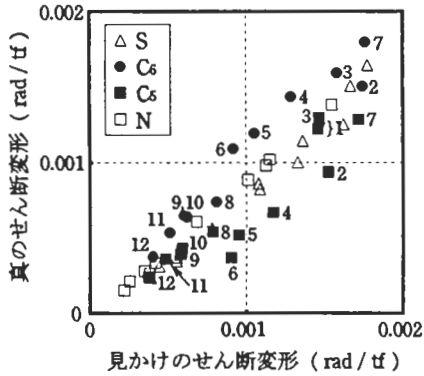


図10 F2 加力時の見かけのせん断変形と真のせん断変形の関係 (数字は Stage No.)

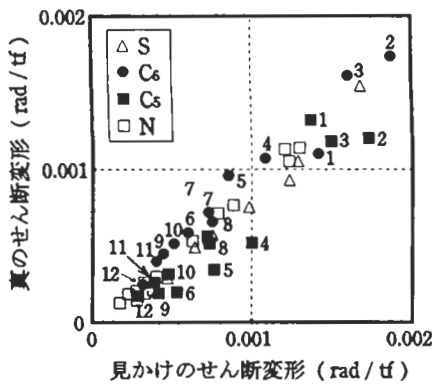


図11 R2 加力時の見かけのせん断変形と真のせん断変形の関係 (数字は Stage No.)

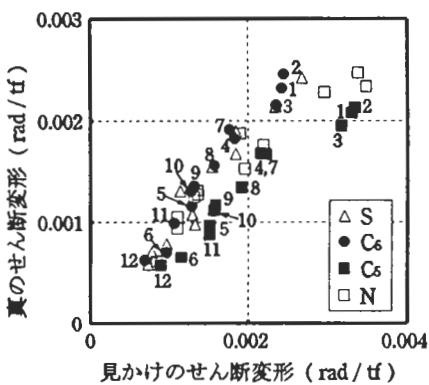


図12 2階部分の見かけのせん断変形と真のせん断変形の関係 (数字は Stage No.)

また、2階部分の見かけのせん断変形角と真のせん断変形角を比較して図12に示した。C<sub>5</sub>, C<sub>6</sub>, S, Nの大小関係は1階部分と等しく、2階部分の転倒防止にも上下階耐力壁の一致は有効であることがわかった。

さらに見かけのせん断変形角を $\gamma$ 、真のせん断変形角を $\gamma_0$ として、それぞれの C<sub>5</sub> に関する値の C<sub>6</sub> の値に対する比 (見かけのせん断変形比:  $\gamma(C_5)/\gamma(C_6)$ , 真のせん断変形比:  $\gamma_0(C_5)/\gamma_0(C_6)$ ) を直下率と比較して図13 (F2 加力時)、図14 (R2 加力時) に示した。前述のように見かけのせん断変形比は直上耐力壁の有無に関わらず、各ステージともほぼ同じで1に近く、C<sub>5</sub>とC<sub>6</sub>の見かけのせん断変形量はほぼ等しいといえる。これに対して真のせん断変形比はF2加力時、R2加力時と

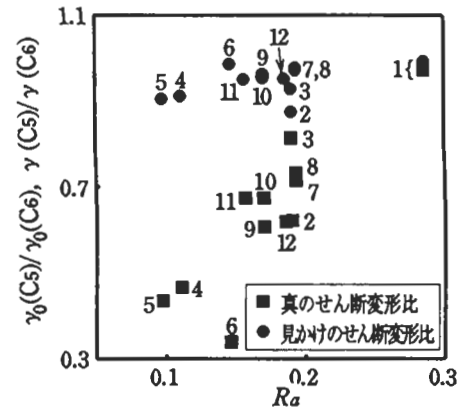


図13 F2 加力時の直下率と直上の耐力壁の有無が与える真と見かけのせん断変形比の関係 (数字は Stage No.)

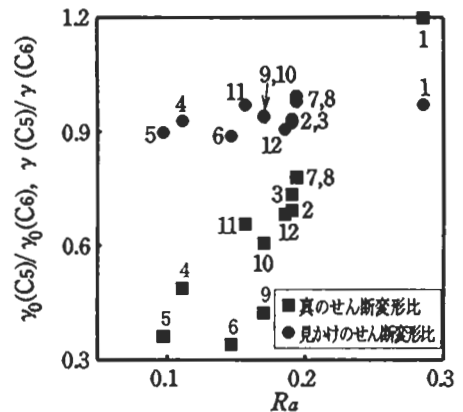


図14 R2 加力時の直下率と直上の耐力壁の有無が与える真と見かけのせん断変形比の関係 (数字は Stage No.)

もに直下率に対して有為な正の相関が認められた。これは上下階の壁が一致した C<sub>6</sub> の壁量の総耐力壁量に対する比、つまり直下率が低いと C<sub>5</sub> では回転変形の割合が高くなることを示すもので、柱脚の引き抜けが起こり易くなることを意味する。柱脚部が浮き上がることがどれだけの危険を生むかは周知の通りで、その危険性が直下率の低下とともに増大することを示唆する。

また「3.3」で述べたように、Stage 6で石膏ボード施工により直下率が改善されたものの、C<sub>6</sub> の倍率上昇とともに柱脚の引き抜けは進んだ。これより、直上に耐力壁を有する1階耐力壁の倍率を闇雲に上げればよいというものでもないことがわかる。やはり慎重な構造計画が必要なことは言うまでもない。

さらに、杉山ら<sup>2)</sup>は直下率 0.5 を下回ることが耐震性能に問題があるとしているが、本実験の結果より Stage 1 では東西方向直下率は 0.3 程度で、直上の耐力壁の有無による見かけのせん断変形と真のせん断変形の差は非常に小さなものとなった。ただしこれより直下率 0.3 で安全であると結論づけるには、Stage 1 の耐力壁が筋違いのみによって構成されている点、その配置が他と異なる点等を考慮すると余りに早計である。これには今後更なる検討が必要不可欠である。

## 7. 水平構面の影響

本実験では2階床構面の施工状態を根太のみで床面材料無し (Stage 1, 2)、フローリング板のみ (Stage 3~7)、三重床 (Stage 8~) の3通りに変化させた。フローリング板の施工は変形の絶対量には大きな変化を与えないものの、各壁線の変形量のバラツキを F2 加力時には僅かながら、R2 加力時には比較的大きく低減した (前報<sup>1)</sup> 図 3, 4 参照)。フローリング板への構造用合板および石膏ボードの付与は、付与しない場合と比較して、F2 加力時は変形量を小さくするが、変形量の分布には殆ど変化を与えない。これに対して、R2 加力時には変形量のバラツキは僅かながら低減するものの、変形の絶対量には変化を与えないことがわかった。2階床梁に荷重を与えた場合、Stage 7, 8 では1階の耐力壁配置は均等であるため、変形量分布も水平構面剛性の大小に関わらず均等である。これ

に対して R2 載荷時は2階の偏心率が高いため、2階壁の荷重分担割合が不均衡であり、1階の各壁線に伝わる荷重も不均等であるが、水平構面の高剛性化がこれを均等化するものである。以上より、負担荷重の不均衡を水平構面の施工は大きく改善するが、三重床による床面材料の多層化 (高剛性化) の寄与は若干であり、面材料だけでなく落とし根太などの床根太施工方法からの抜本的な改善が望まれる。

## 8. 許容耐力、最大荷重と余力

### 8.1 許容耐力

各 Stage における 1/120 rad および 1/240 rad 変形時の荷重を1階部分、2階部分について比較してそれぞれ図15, 図16に示した。Stage 2が Stage 1 に比して耐力が低下した理由として耐力壁の偏在、Stage 1 の加力試験による疲労があげられる。しかし、本実験と並行して行われた振動実験<sup>13, 14)</sup> や、本試験体を 1/10 スケール模型によって再現した振動実験において固有振動数の低下が確認された<sup>15)</sup> ので、疲労剛性低下分を差し引いても耐力壁の偏在は剛性を低下させると結論づけても良いと考えられる。

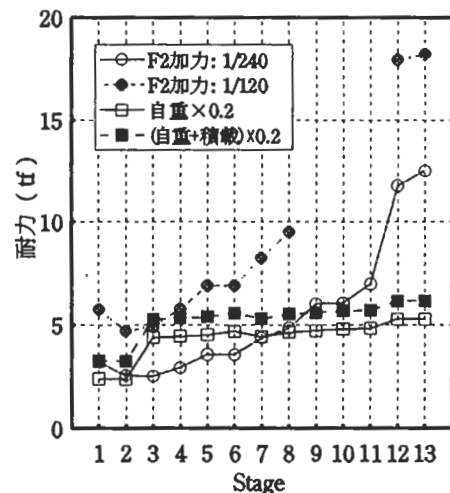


図15 各ステージの2階の所定変形時の耐力

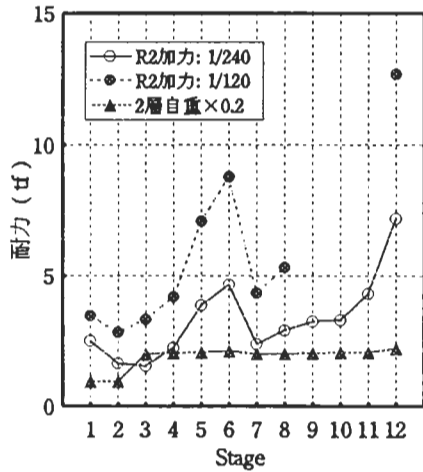


図16 各ステージの2階の所定変形時の耐力

### 8.2 最大荷重と建物の余力

各 Stage の総重量（1 階下半分は除く）またはそれに積載荷重（ $60 \text{ kgf/m}^2 \times 2 \text{ 階床面積} : 74.1 \text{ m}^2$ ）<sup>16)</sup>を加えたもの 0.2 G をかけたものを図 15 にあわせて示した。各 Stage の 2 階総重量（2 階床、下半分は除く）に 0.2 G をかけたものを図 16 に示した。F2 加力に対して最大変形を有する壁線が 1/120 rad に達したときの荷重はいずれも上回っており、その上回っている分が余力といえる。筋違いのみを考慮した設計耐力に対して内外壁のボード施工は、40%以上（積載荷重を考慮に入れると 24%以上）の余力を有する（Stage 6）ことは明白である。また、2 階部分は 1 階部分以上に大きな余力を有する。

また Stage 12 では破壊するまで荷重を与えたが、最大変形を有する壁線の見かけのせん断変形角が約 1/40 rad で最大荷重 36.2 tf に達し、その後 1/10 rad まで変形させても倒壊はしなかった<sup>17)</sup>。6 箇所にホールダウン金物を用いた Stage 13<sup>18)</sup>でも柱脚部の浮き上がりが減ったこと以外、上記の最大荷重やその時の変形角から破壊挙動に至るまで大きな相違はなかった<sup>17)</sup>。これはこのような間口の広い建物に対しては、ホールダウン金物は決定的な効果を示さないことを意味していると考えられる。この 1.5 倍の筋違と内外壁の面材施工（Stage 12）は最大変形を有する壁線が 1/120 rad に達したときの許容耐力だけで約 3.4 倍（積載荷重を考慮しても 2.9 倍）、破壊最大荷重では約 6.8 倍（同 5.8 倍）の耐力を有

することになる。2 階部分については 1 階部分以上に余力がある。1995 年の兵庫県南部地震では 0.2 G の約 4 倍の加速度が入力されたが、このように筋違いを多めに配し、内外壁を面材施工すればそれにも充分耐え得ることが明らかになったといえる。

### 9. 破壊挙動

本供試体に与えた静的水平荷重と南端壁線（ $\delta_s$ ）、中通り壁線（ $\delta_c$ ）、北端壁線（ $\delta_N$ ）変形量の関係を図 17 に示した。またその際生じた損壊の箇所および様子を順を追って表 2 に示す。

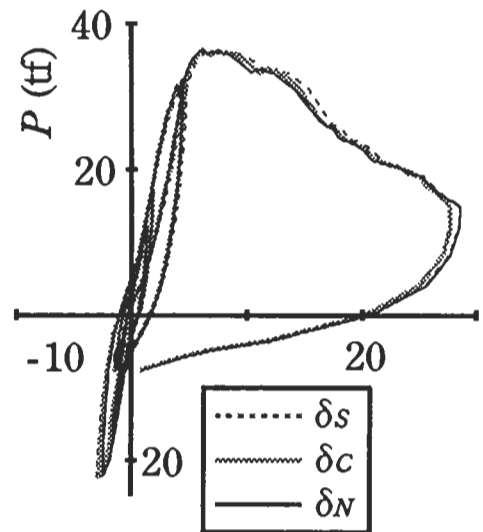


図17 実大建物破壊時の荷重－変位曲線

機械的接合部のスリップや「あそび」領域の摩擦などに由来するであろうと思われる「ミシミシ」という音は、微小荷重時から断続的に確認された。視覚的に変化が確認されたのは、各壁線の最大変位点の変形角が約 1/240 rad に達したころ、壁下地の継ぎ目に沿ってクロスにヨジレ、シワが、建具の障子には斜めのシワが確認された。これだけでは構造体にダメージが与えられたとは考えにくい。許容変形量の 1/120 rad に達した頃、内装下地の石膏ボードは継ぎ目の箇所で水平方向に 2~3 mm、鉛直方向に約 1 mm のズレが観察された。それと同時にクロスは入隅部でシワが発生し、鉛直方向では一部亀裂がはいった。柱脚部においてはわずかな浮き上がりが

表2 損壊箇所およびその発生順

見かけのせん断 定形角 (rad) (t)	荷重 (t)	筋違いの損壊			クロス (内装仕上げ)	石膏ボード (内装下地)	サイディング (外装仕上げ)	その他
		S	C	N				
1/ 480	5.40							
1/ 240	10.50				・下地縦ざ目 ヨジレ、シワ	・縦ざ目 ヨジレ、シワ		・建具の障子に斜めのシワ
1/ 120	18.00				・入隅部 シワ ・鉛直方向一部亀裂	・縦ざ目 水平方向 2~3 mmズレ 鉛直方向約 1 mmズレ		・N : 柱脚部浮き上がり確認 ・S : サイディング部柱脚浮上確認
1/ 110								・障子外倒
1/ 60	33.20				・鉛直方向亀裂 ・壁-壁、壁-天井 入隅部亀裂	・隅部クラック ・ビスのパンチングアウト ・縦ざ目 水平方向 10 mmズレ	・回転変形 ・開口部および端部クラック	
1/ 48	34.98		抜2,座2			・筋違い座屈により面外押出		
1/ 45	36.00		抜3					
<b>最 大 荷 重</b>								
1/ 42	36.23							
	36.00		座2 抜1					・面外に割れ
	36.18	抜1	抜2					
1/ 30	35.70				・C, S : 筋違い座屈による剥落5箇所			・S : サッシュ外倒、柱引抜け顕著
	33.05	抜1	抜1,座1					
	31.73	抜2						
	31.03	座1	座1					
	28.38	座1			・クラック大	・クラック大		・柱引抜け大
1/ 20	25.05							
	19.05		座1					
	17.80		座1					・腰壁、垂壁柱折損
1/ 10	13.40							・最大変位→以降除荷

確認された。1/ 110 radに達した頃、建具の障子が面外に倒れた（写真1）。

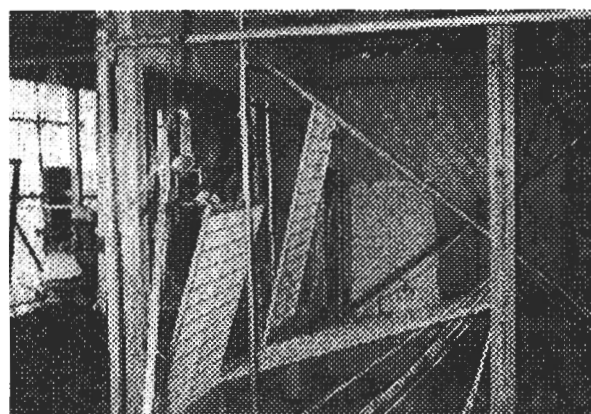


写真1 障子の外倒

ード切り込みによる開口部の隅部には亀裂が入り（写真3）、端部にはクラックが入った。

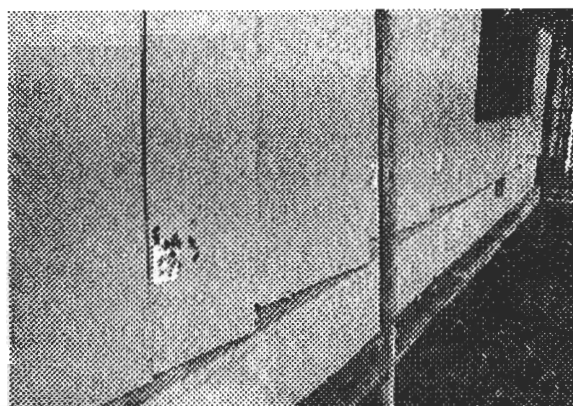


写真2 外壁サイディングの回転変形

さらに、1/ 60 radに達した頃には、石膏ボードの隅部にクラックが入り、ビスはパンチングアウトするものがみられた。なお、このときの石膏ボードの水平方向のズレは約 10 mm に達していた。さらにクロスは鉛直方向の亀裂が大きくなり、壁-壁および壁-天井の入隅部には亀裂が確認された。このとき、外壁のサイディングは土台~梁まで全面にはったものは回転変形（写真2）し、南側のポ

そして、中央付近の壁線が各壁線の内最も大きく変形し、1/ 48 radに達した際には筋違いの引き抜け（2箇所）と座屈破壊（2箇所）がほぼ同時に発生した。筋違いの引き抜けには2種類存在し、土台から抜けるものの柱とは一体のままであるもの（写真4）、土台からも柱からも抜けてしまうもの（写真5）が存在した。これは恐らく、積載荷重による鉛直方向拘束力が大きいと両方か

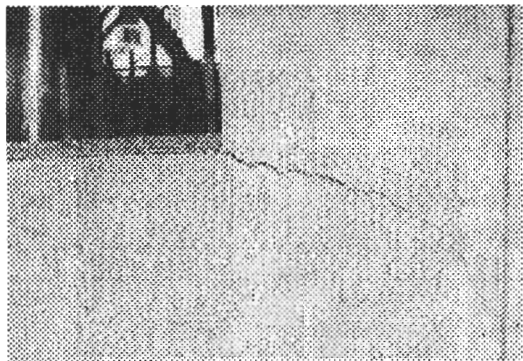


写真3 サイディング開口隅部の亀裂

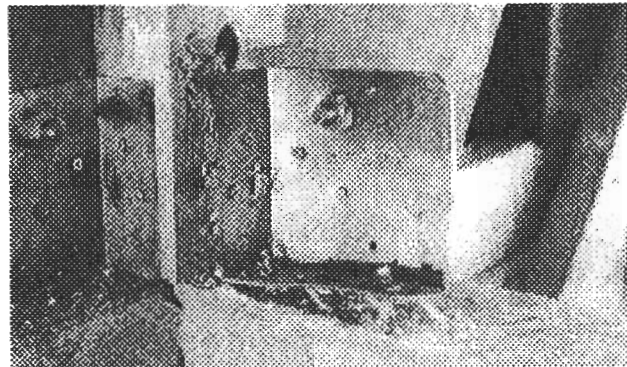


写真5 柱・土台から引け抜けた筋違い金物

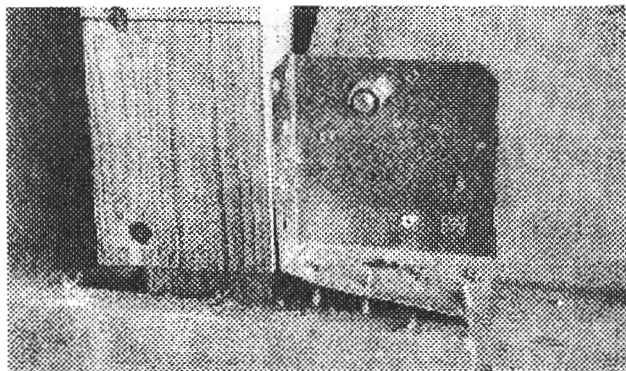


写真4 柱とは一体のまま引き抜けた金物

ら引き抜け、小さいと柱が筋違いに追従するためであるか、もしくは引き抜け防止を目的とした角金物があれば、両方から引き抜けることになり、カスガイのみでは柱が筋違いに追従して抜けるためと推測される。

また、筋違いの座屈は必ずしも材の長軸方向中央で座屈破壊するとは限らず（写真6）、無欠点箇所でも曲げ破壊のモードが観察されるのは極稀であった（写真7）。ほとんどは軸方向中央付近の節もしくはそれによる目切れによって破壊した（写真8）。なお、このとき石膏ボードは筋違いの座屈によって面外へ押し出された。

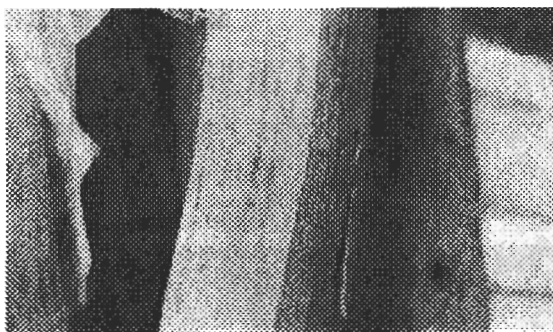


写真7 極稀な無欠点箇所での座屈曲げ破壊

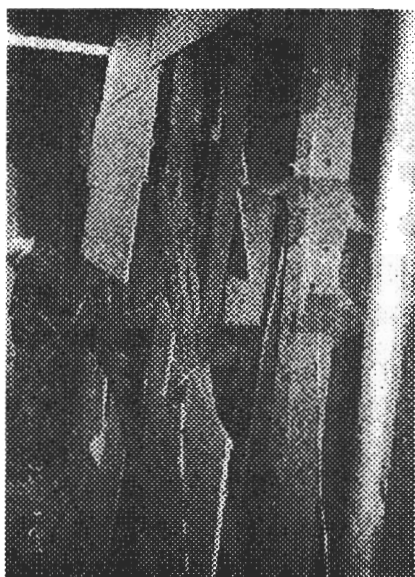


写真6 石膏ボードを面外に押し出して座屈した筋違い

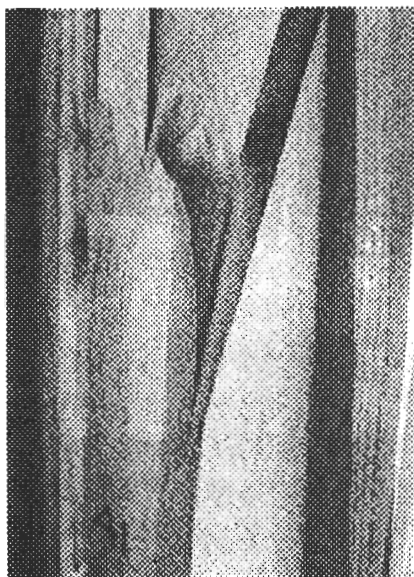


写真8 目切れで座屈破壊した筋違い

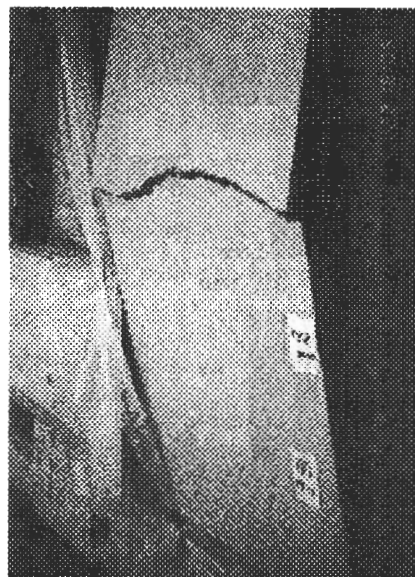


写真9 筋違い座屈により面外に押し出されたサイディング

最大荷重 36.23 tf に達したとき、C が最大変形で  $1/42$  rad、S、N がそれぞれ  $1/46$ 、 $1/76$  rad の変形角を示した。北端壁線の変形量が極端に少ないことが確認された。

中央壁線変形角約  $1/35$  rad までに、中央壁線の筋違いは殆どすべて引き抜けもしくは座屈破壊によって、機能しなくなった。それと同時に外壁サイディングの面外に座屈割れが観察された（写真9）。応力が集中していた中央付近の壁線がせん断抵抗力を失ったため、外周部に大きな負担荷重が増大したことに起因すると考えられる。

最大荷重以降、荷重は低下する傾向にあるものの、中央壁線変形角  $1/30$  rad、南端壁線変形角  $1/33$  rad に達した際、窓枠サッシが面外に倒れ（写真10）、柱の引き抜けはより顕著であることが確認された。

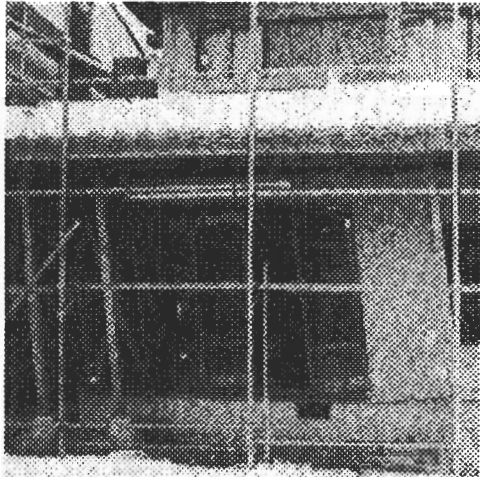


写真10 窓枠サッシの外倒

さらにせん断変形角  $1/20$  rad 付近に達したとき、内装石膏ボード、外壁サイディングはかなり大きなものとなり、特に柱の引き抜けは短ほぞがほぞ孔から完全に抜け、荷重の正負を繰返しているうちに踏み外したものが確認された（写真11）。

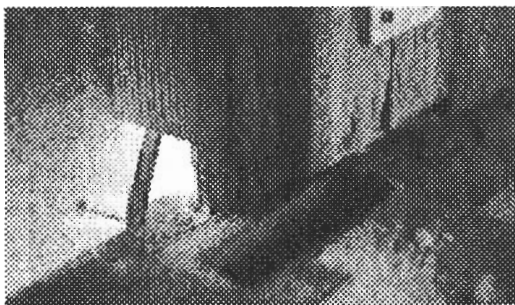


写真11 短ほぞが完全に抜けて踏み外した

最後にせん断変形角  $1/10$  rad まで荷重を続けると、荷重は最大荷重の  $1/3$  程度まで低下し、腰壁、垂れ壁付近の柱に、窓台、まぐさ等によって曲げ応力が入り、折損した（写真12、写真13）ことが確認された。

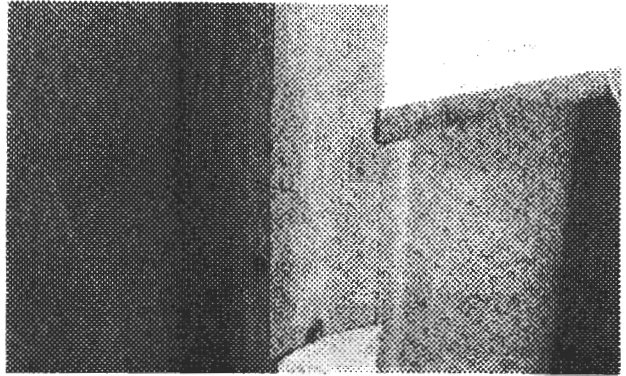


写真12 腰壁部の柱の折損

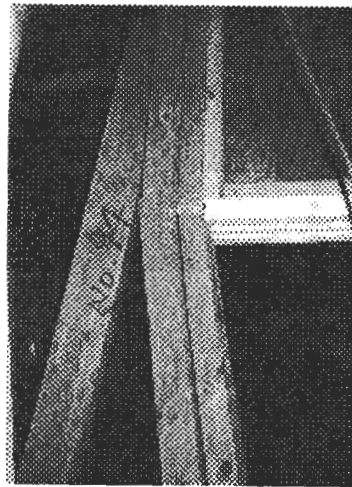


写真13 垂れ壁部の柱の折損

また、荷重試験後、建物内部を注意深く観察すると、前述以上に破壊箇所が発見された。通し柱が折損しているのが確認された（写真14、写真15）。さらに、圧縮筋違いが働いた箇所で、幾つかの土台や梁が圧壊して

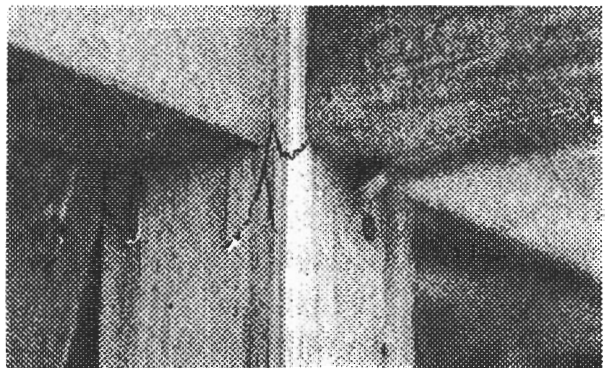


写真14 通し柱の折損

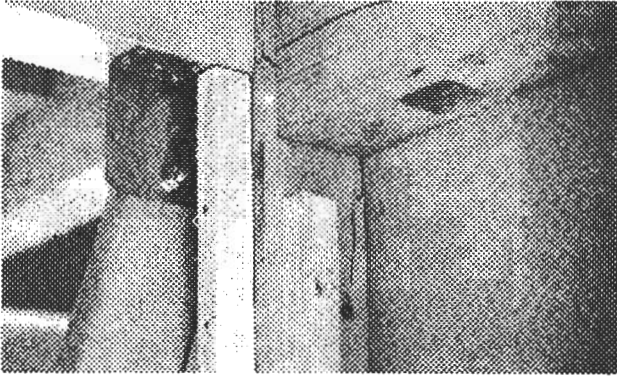


写真15 通し柱の折損（梁も割れ）

おり、それによって最初に施工した位置から踏み外しているものも確認された（写真16）。

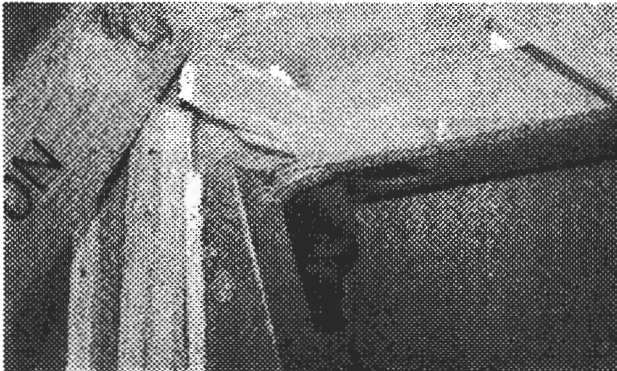


写真16 筋違いの踏み外し

## 10. 荷重分担挙動の解析

### 10.1 モデル化

図18のように種々の仕様の壁体から構成される上下階各壁線のバネ定数をそれぞれ  $k_i$  ( $i = 2, 3, \dots, 10$ )、 $K_i$  ( $i = 1, 2, \dots, 11$ )とし、 $i$  壁線と  $i+1$  壁線間の上下階の水平構面のバネ定数をそれぞれ  $g_i$  ( $i = 1, 2, \dots, 10$ )、 $G_i$  ( $i = 2, 3, \dots, 9$ )、 $G_i$  ( $i = 1, 2, \dots, 10$ )とし、壁線の釣合い方程式をたてた。

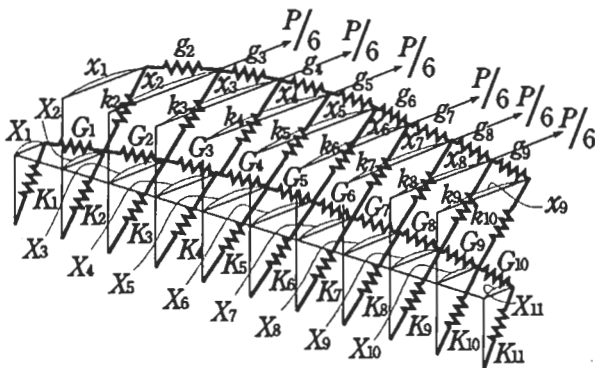


図18 R2加力時の弾性モデル（F2 加力時は  $P/6$  が1階の6点に作用する）

$$K_i X_i - k_i (x_i - X_i) - G_i (X_{i+1} - X_i) + G_{i-1} (X_i - X_{i-1}) = P_i \dots (3)$$

$$k_i (x_i - X_i) - g_i (x_{i+1} - x_i) + g_{i-1} (x_i - x_{i-1}) = p_i \dots (4)$$

これを上下階全壁線階 11 壁線と 2 階 9 壁線について併記すると、剛性マトリックス  $[K]$  と変位ベクトル  $\{\delta\}$  の積として表せ、次式のようにになる。

$$[K] \{\delta\} = \{P\} \dots \dots \dots (5)$$

ここで、

$\{P\}$  :  $i$  壁線に作用する水平外力ベクトルであり、载荷した 2 点に均等に作用し、さらにそれが 3 つの壁線に均等に入力されたと仮定した。

$$\{\delta\} = \{X_1, X_2, \dots, X_i, \dots, X_{11}, x_2, x_3, \dots, x_i, \dots, x_{10}\}$$

### 10.2 入力データ

各壁線のバネ定数  $k_i$  は壁線内の種々の耐力壁単体の水平せん断加力試験<sup>3)</sup>から得られた真のせん断剛性値（表3）の和を用いた。

水平構面のバネ定数  $K_i$  は種々の仕様の水平構面に対して実施した水平せん断加力試験<sup>19)</sup>から得られた真のせん断剛性値（表4）

を耐力要素ごとに分割し、各壁線間の要素配置を考慮した積和を用いた。ここで軸組のみ試験体の変形は 2 本の桁の片持梁としての変形量がほとんどを占め、梁、桁接合部の変形は僅かであることがわかった。これにより 3636 mm 四方の供試体上端の変形量に対して、下端梁から 909 mm の地点の変形は材料力学的に 11 / 128 であることは既知なので、剛性値にはそれを除いたものを用いた。

表3 種々の仕様の単体壁の真のせん断剛性値

試験体	耐力要素			真のせん断剛性値 (tf/cm)
	筋違い (本)	サイデインド (枚)	石膏ボード (枚)	
A	1			115.3
B	2			230.7
SB	1	1		399.3
S		1		168.6
SPB	1	1	1	369.8
PPB	1		2	377.5
FP			2	206.8
SP		1	1	282.7

表4 種々の仕様の水平構面のせん断剛性値

試験体	耐力要素					真のせん断剛性値 (kgf/cm)
	軸組	火打ち	転がし根太	フロアーリング	合板捨てばり	
軸組	○					69.94
火打ち	○	○				207.3
根太	○	○	○			213.5
単床	○	○	○	○		1473
三重床	○	○	○	○	○	1615

10.3 解析結果

各壁線の単位荷重あたりの変形量の推定値を得、その平均値と実大実験より得られた各壁線変形量の平均値を比較して図19に示し

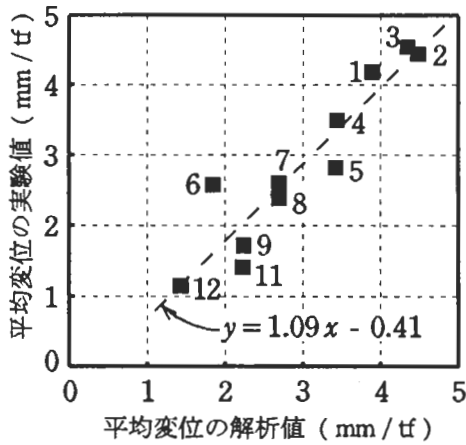


図19 各壁線変位の平均値の解析値と実験値の比較

た。両者は Stage 6, 11 などを除き、よく一致した。このことから、各壁線のバネ定数の設定がほぼ妥当であったことが明白である。Stage 6 は石膏ボードの過大評価、Stage 11 はその前の Stage 10 の直交壁施工を考慮に入れなかったことによるものと考えられる。

また、各壁線の変形量を Stage ごとに比較して図20、図21に示した。Stage 1~4, 7 などにおいて両者はほぼ一致、または近い値を示し、荷重分担挙動は本解析手法によってほぼ推定され得ることが明らかになった。

Stage 5, 11 では両者の値に多少開きがあるが、開口部を含む雑壁に施工したサイディングの剛性を考慮に入れなかったために計算値が実験値を上回ったもので、種々の開口部剛

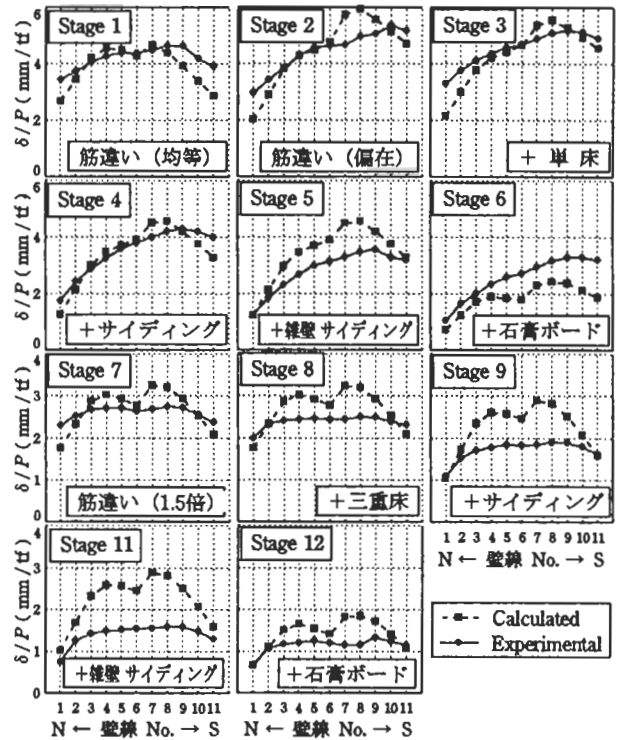


図20 各壁線変形量分布の解析結果と実験値の比較 (F2 加力)

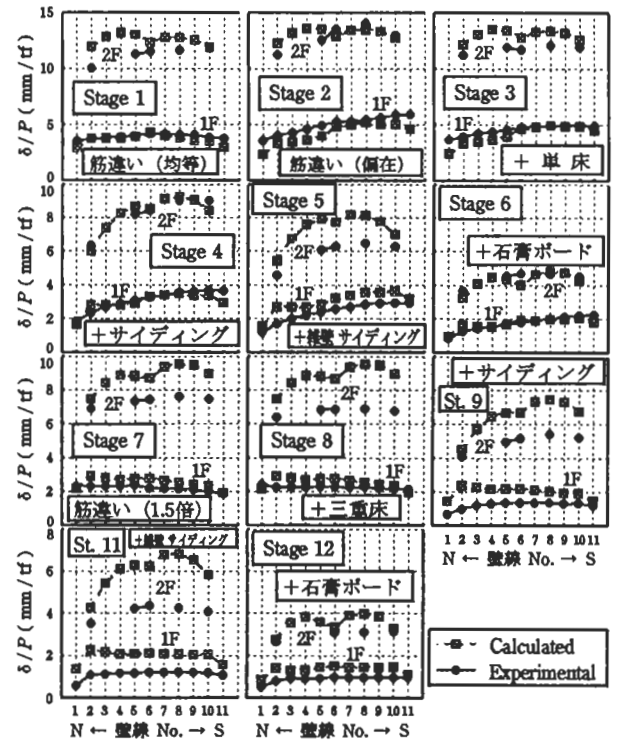


図21 各壁線変形量分布の解析結果と実験値の比較 (R2 加力)

性推定法を適用すれば改善されると思われる。また、Stage 12においては、前述の石膏ボード壁の過大評価による変位の過小が認められはらずであるが、直交壁を評価しなかったために計算値が過大である Stage 11 と相殺した。

## 11. まとめ

南面に開口を多く設け、四面に下屋を有する軸組構法実大住宅に静的水平力を与え、各部位・部材の変形量・ひずみを測定して得られた結果と弾性モデルを適用して得られた結果を纏めると、以下のことが明らかになった。

- ①耐力壁の偏在が著しい場合、許容せん断耐力低下は認められるものの、壁量から推定される許容せん断耐力は保有している。
- ②各壁線変形量の差異は偏心率の大小に巨視的には依存するものの、その詳細は偏心率では評価されない。
- ③筋違いが偏在する建物に外壁サイディングを施工すると各壁線変形量の不均衡は助長されるが内装石膏ボードはこれを緩和する。
- ④ 2階床梁レベルに入力される水平力が下屋の部分を通じて最外壁線に伝達される割合はきわめて少ない。
- ⑤直下率の低下とともに直上に耐力壁がない1階壁の柱脚部の浮き上がりは大きくなる。
- ⑥直上に耐力壁を有する1階の耐力壁の高剛性化は直下率を改善するものの、柱脚部の浮き上がりを低減しない。
- ⑦水平構面の有無は変形量分布の均等化に大きく影響するが、床面材料の複層化の寄与は小さく、軸組構法においては根太施工方法等からの抜本的な高剛性化が望まれる。
- ⑧筋違いを基準法施行令の必要壁量の1.5倍配し、内装用・外装用面材等を施工すると、許容耐力で3倍前後、最大荷重で5～6倍の余力を有する。
- ⑨実験のために単純化されていない複雑な形状を有する建物の変形挙動も比較的簡易な弾性モデルで推定し得る。
- ⑩サイディングボードを施工した腰壁や垂れ壁などのせん断剛性は無視し得ない。
- ⑪加力方向に直交する壁に施工したサイディングボードの建物のせん断抵抗力への寄与は少なくない。
- ⑫下屋のせん断剛性は本報における単床仕様のせん断剛性の半分以下である。

## 文 献

- 1) 有馬孝礼：Timber Engineering News, 木質構造研究会, No. 23, 22-28, (1995).
- 2) 有馬孝礼, 槌本敬大ほか3名：森林文化研究, No. 16, 191-208 (1995).
- 3) 杉山英男, 河合直人：日本建築学会大会学術講演梗概集, 1987, p. 1385-1386.
- 4) 平野 茂ほか4名：同, 1990, p. 209-210.
- 5) 杉山英男, 内迫貴幸：木材学会誌, 37 (7), 598-604 (1991).
- 6) 安村 基ほか2名：日本建築学会大会学術講演梗概集, 1988, p. 9-10.
- 7) 山口修由ほか5名：同, 1988, p. 11-12.
- 8) 河合直人ほか：同, 1988, p. 13-14.
- 9) 中島史郎, 有馬孝礼：木材学会誌, 38 (5), 433-411 (1992).
- 10) 鈴木秀三ほか2名：日本建築学会大会学術講演梗概集, 1988, p. 23-24.
- 11) (財)日本住宅・木材技術センター：“3階建て混構造住宅の構造設計の手引き”, p.175-186, 1993.
- 12) 西山誕生ほか6名：日本建築学会大会学術講演梗概集, 1996, C-1, P. 123-124.
- 13) 槌本敬大ほか3名：1995年度日本建築学会関東支部研究報告集, 1996, P. 105-108.
- 14) 槌本敬大ほか6名：日本建築学会大会学術講演梗概集, 1996, C-1, P. 125-126.
- 15) 鈴木兼二ほか6名：同, 1996, C-1, P. 127-128.
- 16) 日本建築センター編：“建築物の構造規定—建築基準法施行令第3章の解説と運用—”, 1994, P. 90.
- 17) 平野 茂ほか6名：日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, P. 119-120.
- 18) 槌本敬大：“木造住宅の耐震性—地震被害と実大実験からわかったこと—”, 日本建築学会構造委員会、木質構造運営委員会編, p.57-68, 1996.
- 19) 大石照美, 寒竹信ら：第46回日本木材学会大会研究発表要旨集, p. 235-236, 1997.

## 謝 辞

本研究は(株)一条工務店と共同で行った。同社研究部の平野茂氏、古沢信氏をはじめとする諸氏、ならびに測定に尽力して頂いた東京大学大学院農学生命科学研究科（当時修士課程）鈴木兼二氏、西山誕生氏に深謝する。

# 木橋の現状と課題

秋田県立農業短期大学  
木材高度加工研究所  
佐々木 貴信

## 1. はじめに

ここ数年、木橋の架設事例が急速に増加している。今のところ大部分は、公園等のコミュニティー施設内に架けられる歩道橋であるが、主に林道に架設される道路橋としての木橋も 14 橋架設されている(表1)<sup>1,2)</sup>。その他にも、現在いくつかの林道橋の建設が計画されている<sup>3)</sup>。近年の、集成材に関する製造技術、接合技術、あるいは防腐技術の向上により、木橋の構造形式も多様化し、規模も長大化する傾向にある。ここではとくに、道路橋を対象として、木橋の現状と課題について検討すると共に、最近の木橋の研究について紹介する。

## 2. 最近の事例

平成 5 年 11 月に、道路構造令の設計自動車荷重の改正に伴い、道路橋示方書<sup>4)</sup>の設計活荷重に関わる規定が改定されたが、この規定により、従来の一  
等橋(TL-20)、二等橋(TL-14)の区分がなくなり、設計活荷重は一律 25tf になった(第 35 条)。木橋では、「木のかけはし」を始めとして、「みどりばし」と「杉の木

橋」の 3 橋が新設計荷重の 25tf(A 活荷重)で設計されている。ここで A 活荷重とは、活荷重の区分を表したものである。設計活荷重は、大型車の交通の状況に応じて、A 活荷重と B 活荷重の二つに区分される。両者の違いは、荷重の載荷方法が異なるという点で、高速道路や一般国道などの主要道路の設計にあたっては B 活荷重が適用される。その他の道路橋の設計にあたっては、大型自動車の交通状況に応じて、A 活荷重、または B 活荷重が適用されるが、木橋の場合一般に大型車の交通量が少ないので、A 活荷重で設計される場合が多い。

## 3. 現状と課題

近代木橋と呼ばれる、最近の我が国の木橋技術は、世界的にみてもトップレベルの位置にあると思われる。しかしながら、その設計・施工・維持管理に関する規準・マニュアル等については、未だ整備されていないのが現状であり、その早急な整備が期待されている。その他の主な課題はコストに関するもので、木橋の建設コストは、同橋梁形式の鋼橋や RC 橋、

表 1 道路木橋(平成 10 年 5 月現在)

橋名	架設地	構造形式	橋長	設計荷重	架設年月
坊川林道2号橋	秋田県鷹巣町	単純桁橋	6m	TL-14	昭和 62 年 10 月
鶴養橋	秋田県河辺町	単純桁橋	14m	TL-14	昭和 63 年 8 月
湯の又橋	秋田県五城目町	タイドアーチ橋(下路)	13.5m	TL-14	平成 2 年 3 月
赤城橋	福島県田島町	3径間単純桁橋	18m	TL-14	平成 3 年 7 月
用倉大橋	広島県本郷町	3径間連続斜張橋	145m	TL-14	平成 4 年 10 月
中央橋	広島県本郷町	上路ローゼ桁橋	34m	TL-14	平成 5 年 3 月
善入寺橋	広島県本郷町	3径間単純桁橋	23m	TL-14	平成 5 年 3 月
広草田橋	広島県本郷町	単純桁橋	10m	TL-14	平成 5 年 3 月
揚の沢橋	秋田県鷹巣町	プレストレス床版橋	8m	TL-14	平成 5 年 10 月
粟飯戸橋	奈良県黒滝村	タイドアーチ橋(下路)	24m	TL-20	平成 6 年 2 月
神の森大橋	愛媛県広田村	2ヒンジアーチ橋(下路)	26m	TL-20	平成 6 年 5 月
木のかけはし	長野県木曾福島町	4径間連続プレストレス床版橋	40.5m	A 活荷重	平成 8 年 10 月
みどりばし	長野県三岳村	π 型ラーメン橋	30m	A 活荷重	平成 8 年 12 月
杉の木橋	宮崎県小林市	2ヒンジアーチ橋(上路)	38.6m	A 活荷重	平成 9 年 3 月

PC 橋と比較した場合、割高であることが常に指摘されている。これは、先に述べたような規準・マニュアル等が整備されていないこと、積算資料が少ないこと、あるいは工事の発注システムの問題などに起因するものである。ここでは、主にこのコスト問題を検討すると共に、低コスト木橋に関する研究例について紹介していく。

### 3.1 設計

鋼橋や RC、PC 橋の場合、先に示した日本道路協会が編集する道路橋示方書に準拠して、構造計算が進められる。一方、木橋の場合には、このような設計の際に準拠すべき規準が、現段階では存在しないことは周知の事実である。したがって、実際の設計では木質構造設計規準<sup>5)</sup>や、アメリカあるいはカナダの木橋設計規準<sup>6),7)</sup>などを参考にしながら、一つ一つの木橋において試行錯誤を重ねている段階であり、この設計計算に膨大な時間とエネルギーを費やしている。最近になって、建設省を中心に木橋の設計・施工に関する規準を制定するという動きもある。また、土木学会においても木橋技術委員会が設置され、木橋の設計・施工基準の整備に向けて動き始めた。

### 3.2 積算

公共事業においては価格の積算が最も重要であるが、木橋建設に対しての積算資料や積算基準は殆ど整っていない。鋼材やボルト類、あるいはアスファルト舗装といった一般の橋梁にも使用される材料については、一般の資料を参考に積算できるが、集成材や製材の積算は難しく、発注者泣かせである。集成材の場合には、断面の形状や寸法、長さによって製作コストが異なるであろう。また、防腐処理やボルト孔や挿入鋼板のスリット加工といった2次加工の必要によっても単価は変わってくると思われる。ところが、積算をする際には結局、材積単位での価格になってしまい、明確な価格の算出がされていないように思える。

設計の場合と同様に、いまのところ参考資料が少ないので、明確にコストを算出することは難しいが、

将来的にはボルトの孔径と長さに対していくら、スリットの幅と面積に対していくらなどの細部に渡って価格が示されることが望まれる。また、集成材についても、例えば、梁背や材幅に対して、あるいは強度等級に対しての価格設定のようなものをメーカーサイドで示していく必要があると思われる。

### 3.3 施工

橋梁工事の場合、建設工事が、橋台や橋脚の下部工と、橋梁本体の上部工に分けられて、それぞれ発注されるシステムになっている。鋼橋や PC 橋の場合、上部工事を受注するのはいわゆる橋梁メーカーになるが、木橋の場合には、専門の木橋メーカーというものがなく、また、集成材メーカー自体も橋梁施工の資格を有していないため、直接受注するケースは極めて少なく、大部分が下請けになっている。この発注システムもまた、木橋のコストを高くしている要因であると言われている。

長野県では、「木のかけはし」と「みどりばし」の工事を、橋梁工事の資格を持たない集成材メーカーに直接発注するために、建築工事として発注することを試みた。その結果、この2橋の建設コストは、従来の木橋より低く抑えられ、同スパン同橋梁形式の鋼橋と PC 橋の建設コストに対してもそれぞれ 116%、114%にとどまっている<sup>8)</sup>。こういった方式も一つの方法として、将来的にはやはり木橋工事を専門とする、木橋メーカーが認知されることが期待される。

## 4. 低コスト木橋の開発

現時点での木橋はシンボリックな構造物として扱われているため、経済性よりも景観やデザインが重視されがちである。このような状況において、コスト削減などのような議論は難しく、とくに景観を重視するような木橋においては、逆にコスト高でも構わないのではないかという意見もある。

機能性と経済性の両面で鋼橋やコンクリート橋と同等に競争するとしたら、今のところ林道や農道に架けるような短スパンの道路橋を対象にするしかない。短

スパンの木橋で最も実績があるのはプレストレス工法を用いた床版橋であると思われる。

#### 4.1 プレストレス床版橋

プレストレス工法とは幅員方向に敷き並べた製材あるいは集成材を床版厚の中心を貫通する複数のプレストレス鋼棒(PS 鋼棒)で緊張し一体化するものである。プレストレス工法は安価で施工期間も短く、耐荷重も大きいためアメリカやカナダでは道路橋として一般道に広く利用されている<sup>9)</sup>。わが国では、1993年に秋田県内の林道に初めてプレストレス工法を採用した床版橋(揚の沢橋)が架設された<sup>10)</sup>。また、1997年には長野県の広域基幹林道に橋長40.4mの4径間連続プレストレス木床版橋(木のかげはし)が架設されている<sup>11)</sup>。そのほか、表1に示した「神の森大橋」、「みどりばし」、および「杉の木橋」の床版としても採用されている。これらは、何れも集成材を材料としているが、最近、LVLやPSLを用いた同形式の木橋の開発がアメリカを中心に行われている。

#### 4.2 プレストレスLVL床版橋

LVLは集成材に比べて生産コストが低く、国産材の利用を促進する上で最近注目されている木質構造材である。国外ではLVLを用いた木橋の試みは数例あるが、最近では、アメリカにおいて、プレストレスT桁橋が試験的に6橋同時期に架設され、供用環境下における性能が評価されている<sup>12)</sup>。

著者ら<sup>13)</sup>は、スギLVLを使用したプレストレス床版の開発を目的として、一連の研究を行っている。ここでは、その研究内容について紹介したい。

##### 4.2.1 モデル試験体

対象とする橋梁は橋長10m、幅員4.4m、設計荷重25tfの林道橋である。試験体はこれら全体の寸法を1/2したものでその一般図を図1に示す。それぞれ幅員両端部にはアンカープレートのめり込みを考慮して剛性の高い80×220mm断面のベイマツLVLを配置し、内層に40×220mm断面のスギLVLを51層配置している。φ13mmのPS鋼棒は600mm間隔で8本配置している。

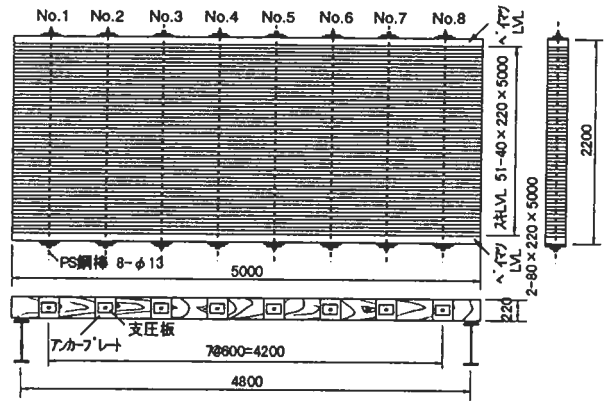


図1 プレストレスLVL床版橋1/2モデル一般図

##### 4.2.2 PS鋼棒の緊張力

プレストレス床版の構造は、図2に示すように幅員方向に敷き並べた材(製材、集成材、LVL等)を床版厚の中心を貫通する複数のPS鋼棒で緊張し一体化するものである。幅員方向の曲げモーメントによって床版下面に引張応力が生じないこと、およびせん断力によって隣接するラミナが滑らないことの2条件より、鋼棒間隔と鋼棒径および設計プレストレス力を定める。このときプレストレス力は橋梁の耐用年数経過時には初期導入プレストレス力(Initial stress)の60%が失われるものとする<sup>14)</sup>。プレストレス力の損失は鋼棒のリラクゼーションと木質材のクリープによって生じる。また、木質材の含水率が平衡含水率以上の場合には、このクリープの他に材料の乾燥収縮による損失が加わる。これらの損失に対し、定期的に再プレストレス(Restress)を行う必要がある。

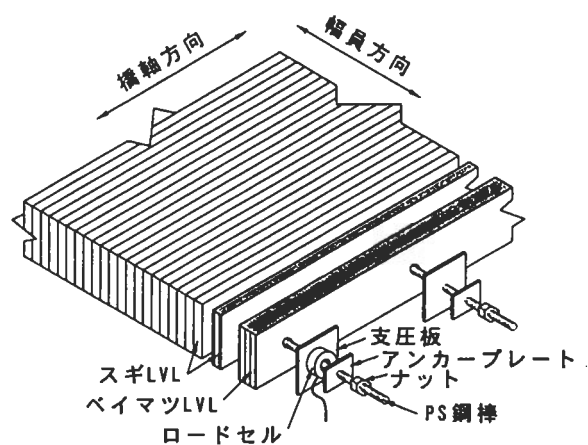


図2 プレストレスLVL床版の構造

### 4.2.3 実験

前項で述べた PS 鋼棒の緊張力の変動は、プレストレス床版の構造特性に大きな影響を及ぼすことが知られている。したがって、PS 鋼棒の緊張力の経時変動挙動、およびプレストレス損失が構造特性に及ぼす影響を把握しておく必要がある。本研究では、これらの特性を確認することを目的とした、曲げ荷重試験、せん断試験、面内クリープ試験、面外荷重クリープ試験などの一連の試験を行った。以下にその概要と結果を示す。

#### (1) 曲げ荷重試験

後輪モデル荷重を支間中央で、かつ幅員中央に荷重したときの、支間中央の変位図を図 3 に示す。本試験体の PS 鋼棒の設計緊張力は 6.5tf であるが、その 20%、40%および 100%の緊張力の条件でそれぞれ荷重試験を行った。設計緊張力の 40%の条件、すなわち初期緊張力の 60%が失われた状態までは、最大変位に及ぼす影響は実用上無視できる程度であった。この結果は、スギ集成材を用いたプレストレス木床版の場合<sup>15)</sup>と同様の結果であった。

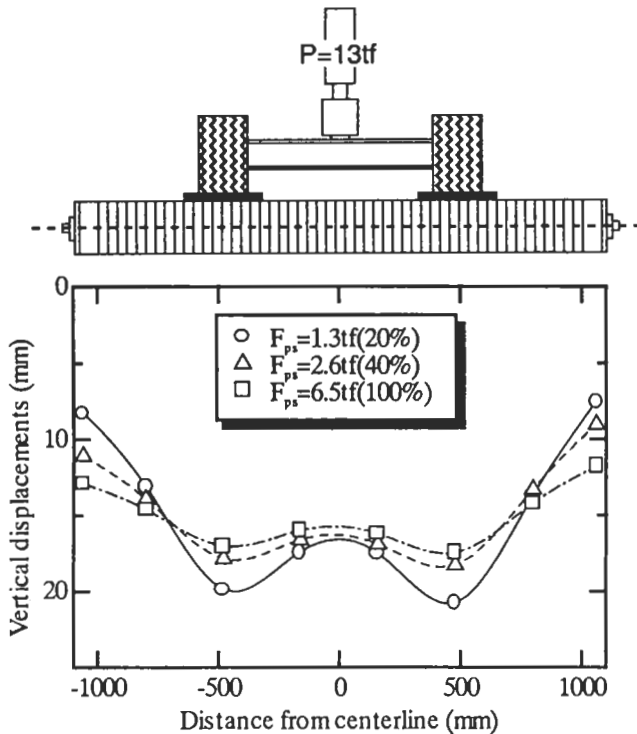


図 3 支間中央の変位分布

#### (2) せん断試験

直交異方性板としてのせん断弾性係数を求めるために、プレートせん断試験を行った。試験は図 4 に示すように試験体を一つの対角線の両端で水平に支え、他方の対角線の両端に集中荷重を作用させた。このときせん断弾性係数 ( $G$ ) は次式で計算した。

$$G = \frac{3l^2}{2t^3} \cdot \frac{P}{w} \quad (1)$$

ここで、 $l$ : 対角線長さ、 $t$ : 床版厚、 $P$ : 荷重、 $w$ : 荷重点のたわみである。

図 4 は設計緊張力  $F_{ps}=6.5tf$  での、たわみ曲面を示している。このたわみ量を用いて(1)式から  $G$  を算出した。図 5 に緊張力を 3.3tf から 6.5tf まで変化させたときの、 $G$  の実験値を示す。 $F_{ps}=6.5tf$  では、集成材の設計計算で一般に用いられている  $G$  の値<sup>5)</sup> ( $E_x/15=6,100kgf/cm^2$ )と同程度の値となっている。ここで、 $E_x$  は橋軸方向のヤング係数で、試験体のスギ LVL の平均値 ( $E_x=91,000kgf/cm^2$ )を用いている。設計緊張力の 50%の条件では、 $G$  の値は  $F_{ps}=6.5tf$  に対する値より 30%程度小さくなった。図中の破線はベイマツを使用したプレストレス木床版の簡易設計法<sup>14)</sup>で用いられる関係式  $G=0.03E_x$  を示している。

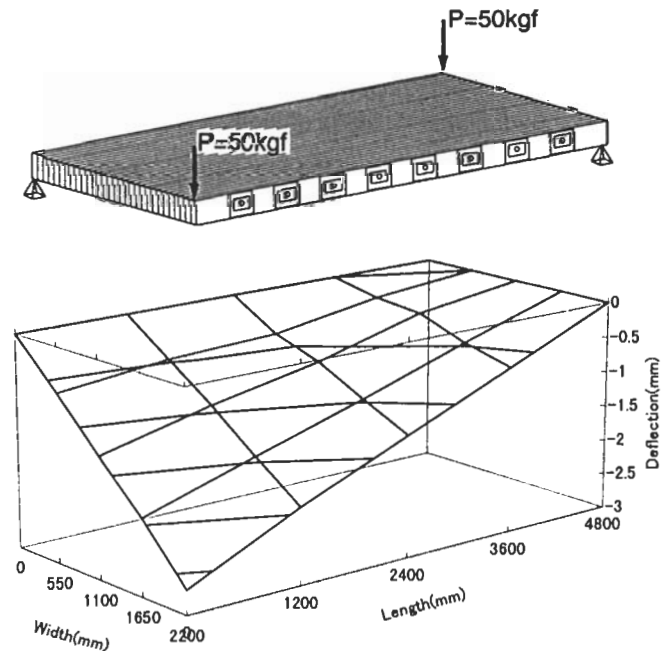


図 4 たわみ図 ( $F_{ps}=6.5tf$ )

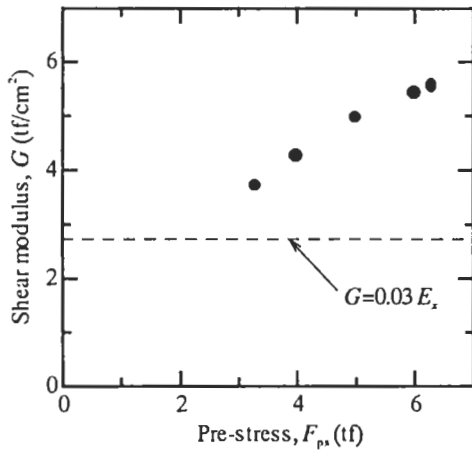


図5 プレストレス力と  $G$

### (3) 面内クリープ試験

前述のように、鋼棒のリラクゼーションと木質材のクリープによってプレストレス力の損失が生じる。これらの損失に対し、定期的に再プレストレス(Re-stress)を行う必要がある。また、プレストレス力の損失が、床版の構造特性に影響を及ぼすことは前述の実験結果からも確認できる。したがって、PS 鋼棒の緊張力の経時変動を評価することは、長期間にわたる構造性能を解明する上で、極めて重要である。

本研究では、図 6 に示した部分モデル試験体を用いた面内クリープ試験を行った。面内クリープ試験では、図 2 の試験体をまず、実験室内に設置し、Initial stress 以降のプレストレス力の経時変動を測定した。ついで、温湿度変動の影響を評価するために、同試験体を恒温恒湿室内に設置し、わが国の代表的な気候を想定した温湿度環境変動下での PS 鋼棒の緊張力の経時変動を測定した。各試験では同時に試験体周辺の温湿度変動を緊張力の測定と同期させ

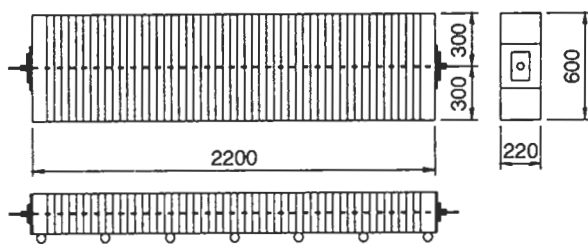


図6 面内クリープ試験体

て測定した。PS 鋼棒の緊張力の測定には、図 2 に示したように支圧板とアンカープレート間にセンターホール型のロードセルを挿入して行った。PS 鋼棒の設計緊張力は 6.5tf であり、初期プレストレス導入から 72 時間後(3 日後)に 6.5tf まで再プレストレスを行っている。

図 7 に Initial stress から 600 時間(25 日)までの PS 鋼棒の緊張力の経時変動(Initial stress に対する割合(%))、および同時に測定した試験体周辺の温湿度変動を示す。PS 鋼棒の緊張力は Initial stress 時から 200 時間経過後でほぼ一定な緊張力を保持している。それ以降の微小な変動は湿度変動に対応していることが認められる。すなわち、木質材料のクリープ特性である水分非定常状態における Mechano-sorptive 変形<sup>16)</sup>を示すことが確認された。実橋の使用環境下における、温湿度の変動が PS 鋼棒の緊張力に及ぼす影響すなわち Mechano-sorptive クリープを評価するために、恒温恒湿室内において同様のクリープ試験を行った。

このとき、公表されている各地の月別平年温度および相対湿度データ<sup>17)</sup>から、年間の湿度変動が大きい東京都の年間の変動を設定値として与えた。図 8 に

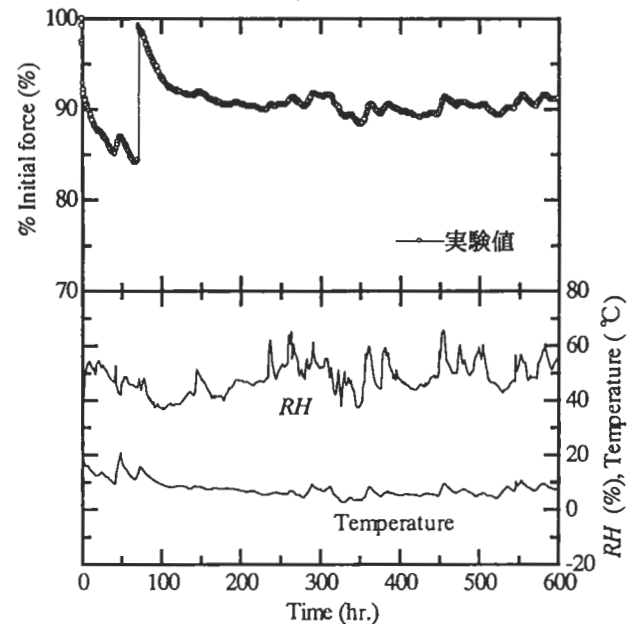


図7 緊張力と温湿度の変動(実験室内)

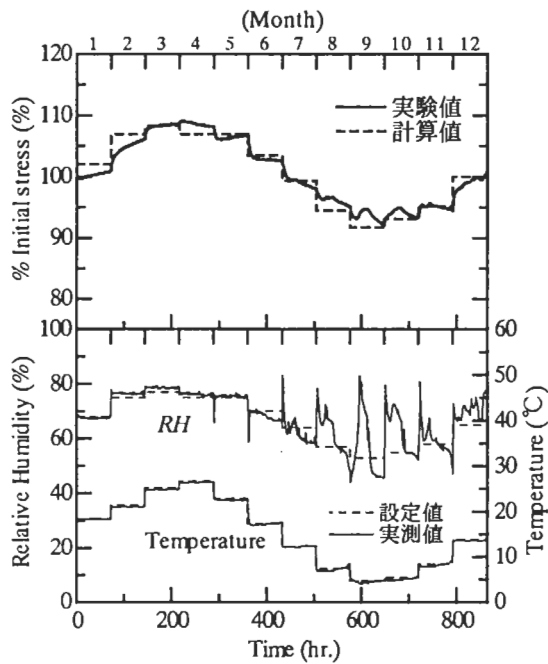


図8 緊張力と温湿度の変動(恒温恒湿室内)

PS 鋼棒の緊張力の経時変動と恒温恒湿室内の温湿度の変動を示す。図中の上軸は想定した月を表している。同図から相対湿度と緊張力は正の関係を示すことが確認された。すなわち、吸湿の過程では緊張力は増加の傾向に、放湿の過程では減少の傾向を示す。冬季間の設定では、Initial stress の約 10% が減少している。これらの結果は、実橋においても、周辺湿度の測定を続けることで、PS 鋼棒の緊張力の変動を評価できることを示唆している。

スギ LVL を使用したプレストレス床版の開発を目的とした本研究ではこの他、死荷重および雪荷重に対するクリープ挙動を評価した実験等<sup>17)</sup>も行っている。

#### 4.3 今後の研究

ここで述べたような模型実験も重要であるが、実橋の供用環境下における、現場実験も言うまでもなく重要である。実橋における載荷試験や振動試験、あるいは耐久成調査を実施することによって、データを蓄積することは、木橋の設計規準、設計・施工および維持管理のマニュアル等を整備するために必要不可欠

である。

現在著者らは、実橋のプレストレス床版に対して、長期的な PS 鋼棒の緊張力測定実験を実施する計画を検討している。アメリカやカナダでは、多くのプレストレス形式の木橋に対して、長期的に同様の測定調査を実施し、データを蓄積することで、そのクリープ挙動の評価を行っている。また、それらの結果に基づいた、プレストレス導入スケジュールのマニュアルなども提案されている<sup>14)</sup>。一方、わが国における同様の研究報告は、前述の「揚の沢橋」に関するもの<sup>10)</sup>が唯一であり、今後の研究報告が期待されている。

PS 鋼棒の緊張力測定の方法としては、現場で直接測定を行うか、あるいは現場で自動測定されたデータを収集することが一般的であるが、何れの方法も架設現場までの交通条件や気象条件等を考慮すると、測定回数は限られてしまう。これらの環境条件に左右されず、常時測定データをモニタリングすることを目的に本研究では、電話回線を使用して遠隔地から現場にリモートアクセスすることで、これら測定データの収集を行うシステムを検討した。システムの概略を図9に示す。このような測定システムは土木構造物や災害地などの監視システムなどにおいて既に導入

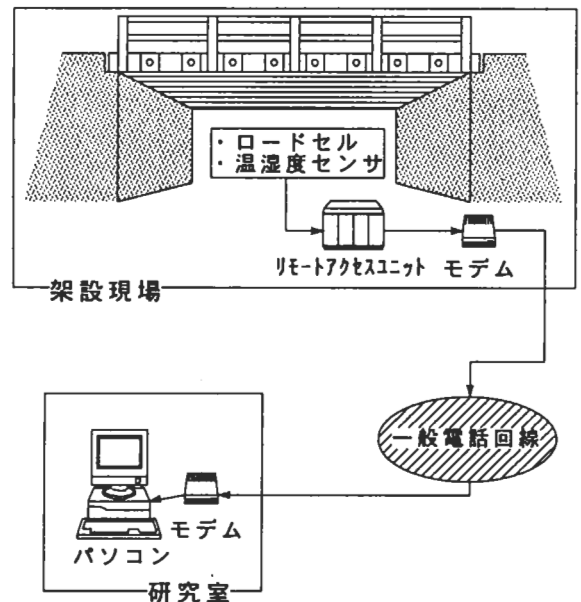


図9 遠隔モニタリングシステム

されており、本システムへの応用も比較的容易である。今回まず始めに、秋田県内に今年度中の建設が予定されている、プレスとレス床版を橋床とするタイドアーチ橋を対象として、準備を進めている。将来的には、今後架設される木橋に同システムを導入することで、各地の木橋のデータを一度に収集していくことを検討したい。

## 5. おわりに

木橋が最も普及しているアメリカでは、郡や州の比較的短スパンの道路橋を中心に、低コスト・高耐久性の木橋を多数架設している。このような背景には産学官が一体となって進めている木橋に関する多くのプロジェクトが存在する。Timber Bridge Initiative と呼ばれるプロジェクトで建設される木橋は、Demonstration Bridge と呼ばれ、新しく開発された技術などをここで試すことができる。わが国の場合にも、建設省がモデル木橋というプロジェクトを進めており、その第1号として鹿児島県串木野市にアーチ橋が2橋建設されている<sup>19)</sup>。これは林野庁によるモデル木造事業のような事業であり、大規模木構造が広く普及したように近代木橋が今後一般に普及することが期待される。

設計規準や施工・維持管理マニュアルなど整備されていないなど、様々な課題があげられているわが国の木橋の現状で、最も必要とされているものは、多くの実験的研究であろう。しかしながら、木橋に携わる研究者が少ないというのも事実である。木橋に興味を持つ研究者が一人でも増え、研究が盛んになることを期待したい。

## 参考文献

- 1) 牧 勉：“現代木橋の現況と技術的課題”，土木施工，Vol.38, No.5, 1997.
- 2) 薄木征三：“現代木橋技術”，土木学会誌，Vol.82, April, 1997.
- 3) 須藤 晟：“秋田県における木橋の最新事例”，近代木橋セミナーin 秋田・資料，1998.

- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1994.
- 5) 日本建築学会：木質構造設計規準・同解説，1995.
- 6) AASHTO: Standard Specifications for Highway Bridges, 16<sup>th</sup> edition., 1996.
- 7) Ministry of Transportation and Communications: Ontario Highway Bridge Design Code, 1983.
- 8) 日経 BP 社：日経コンストラクション，3-14, 1997, pp.87-93.
- 9) Williamson, T. G.: Timber Highway Bridge Construction Practices in The United States, National Conference on Wood Transportation Structures, pp.1-9, 1996.
- 10) 薄木征三，清水功雄，長谷部薫：プレストレス木床版橋の力学的物理的諸性状の経時変動，構造構学論文集，Vol.42A, pp.1021-1030, 1996.
- 11) 佐々木貴信，飯島泰男，薄木征三，本田秀行，吉田孝久：一等木造車道橋「木のかけはし」の車両走行試験，第47回日本木材学会大会講演要旨集，p.234, 1997.
- 12) Ritter, M. A., Lee, P. D. H., Kainz, J. and Meyer, C.: Evaluation of Stress-Laminated T-Beam Bridges Constructed of Laminated Veneer Lumber, National Conference on Wood Transportation Structures, pp.92-103, 1996.
- 13) 薄木征三，古村崇，佐々木貴信，長谷部薫：プレストレス LVL 床版橋の弾性およびクリープ挙動に関するモデル実験，構造構学論文集，Vol.43A, pp.1111-1120, 1997.
- 14) Ritter, M. A.: Timber Bridges - Design, Construction, Inspection, and Maintenance, USDA, 1990.
- 15) 長谷部薫，薄木征三：プレストレス LVL 床版の構造特性，構造構学論文集，Vol.44A, pp.1125-1131, 1998.
- 16) 荒武志朗，有馬孝禮：湿度変動過程におけるスギ大断面材のクリープ，木材学会誌，Vol.41, No.4, pp.359-366, 1995.

- 17)文部省国立天文台編:理科年 CD-ROM97,1997.
- 18)佐々木貴信, 飯島泰男, 小泉章夫, 岡崎泰男,  
薄木征三:スギ LVL を用いたプレストレス床版橋の  
1/2 モデルクリープ試験( I ), 第 46 回日本木材学会  
大会講演要旨集, p.229,1996.
- 19) 佐々木幸久:木材工業 Vol.53 No.5, 223-226  
1998.

1998年度秋期研究会  
物性・強度・構造の研究分野から  
Part-2

平成10（1998）年10月発行

日本木材学会 木材強度・木質構造研究会  
幹事

農林水産省森林総合研究所

長尾 博文

岡山県木材加工技術センター

小玉 泰義