

木ダボを接合具に用いた柱脚柱頭接合部（仕口）の モーメント抵抗性能*¹

小泉章夫*^{2,3}, 佐々木貴信*², ヨルゲン・イェンセン*²,
飯島泰男*², 小松幸平*⁴

Moment-resisting Properties of Post-to-sill Joints Connected with Hardwood Dowels*¹

Akio KOIZUMI*^{2,3}, Takanobu SASAKI*², Jørgen L. JENSEN*²,
Yasuo IJIMA*² and Kohei KOMATSU*⁴

Moment-resisting properties of post-to-sill joints made with glued-in hardwood dowels were studied. Dowels of 12 mm in diameter made of hard maple (*Acer saccharum*) are glued into post and sill members of sugi (*Cryptomeria japonica*) glulam with polyurethane adhesives to make joint specimens. Assuming that joints fail by withdrawal of dowels, moment-resisting strength and stiffness of joints were predicted by considering withdrawal force of dowels and compressive stress perpendicular to the grain in a sill members. Withdrawal strength and stiffness of single dowels were derived from previous reports. Tests of joint specimens showed the possibility of controlling moment-resisting strength and stiffness by choosing proper arrangements of dowels in the joint area. The greatest strength was obtained by arranging dowels in the outer section of the joint area. In this case, predictions of strength and stiffness agreed well with experimental results. For example, the joint of 105-mm squares with 6 dowels in the outer section showed a maximum moment of 3.49 kNm at a rotation angle of 38.9×10^{-3} radian, compared to a calculated strength and stiffness of 3.69 kNm and 38.6×10^{-3} radian, respectively. However, strength and stiffness for joints with dowels in the inner section were overestimated by the calculations. The reason may be explained as follows: The compressive stress at the edge of the joint area exceeded the elastic limit and the neutral axis moved toward the tension side, which caused a larger pull-out force for the dowels than calculated assuming elastic behavior on the compression side. Furthermore, bending forces would act on dowels when a joint rotated significantly. Racking tests of dowel-connected frames were conducted to verify their performance as shear walls. The test results of frame specimens without braces showed good agreement between experimental strengths and calculated estimations based on moment distribution among joints assuming rigid-joint frames. Test specimens with braces failed by buckling of the braces, which showed sufficient withdrawal strength of the dowels comparable to metal fasteners for post-to-sill joints.

Keywords: hardwood dowel, polyurethane adhesive, post-to-sill joint, moment-resistance, shear wall.

*¹ Received December 10, 1999; accepted August 1, 2000. この報告の一部は第49回および第50回日本木材学会大会（1999年4月，東京，および2000年4月，京都）において発表した。

*² 秋田県立大学木材高度加工研究所 Institute of Wood Technology, Akita Prefectural University, Noshiro 016-0876

*³ Present address 北海道大学農学部 Faculty of Agriculture, Hokkaido University, Sapporo 060-8589

*⁴ 京都大学木質科学研究所 Wood Research Institute, Kyoto University, Uji 611-0011

木ダボ挿入接着接合を用いた柱脚柱頭接合部のモーメント抵抗性能について、研究を行った。解析には木ダボの引抜力と横架材の横圧縮応力に着目した仮定を用い、木ダボの引抜破壊を条件として、接合部の耐力を予測した。木ダボに直径12 mmのハードメープル材を用い、軸組部材にスギ集成材を用いて製作した接合部のモーメント試験を行った結果、ダボの配置と本数を変えることで、モーメント抵抗を制御できることが示された。とくに、ダボを材縁に配置した場合は大きな耐力を得ることができ、予測値の適合性も高かった。105 mm 正角材の材縁に6本のダボを配置したものでは、最大モーメントが3.49 kNmを示し、破壊時の変形角は1/26 rad.であった。さらに、耐力壁としての性能を確認するために、木ダボ接合を用いた軸組壁体の水平せん断試験を行った。その結果、フレーム単体では、木ダボ接合部のモーメント抵抗によってせん断剛性を高めることができ、耐力は接合部の曲げ強度から予測することができた。また、筋かいを設けた試験体では、柱の引抜けに対して十分な強度をもつことが確かめられた。

1. 緒 言

在来軸組構法において、柱と横架材の仕口を短ほぞ差しにする場合、柱の引抜に対しては各種の補強金物を併用して抵抗させている。しかし、筋かいを入れた壁などでは、地震などの水平荷重によって、柱が引抜けることがある。本研究では、短ほぞの代わりに木ダボをポリウレタン樹脂接着剤を用いて挿入接着し、引抜荷重に抵抗させることを考えた。また、短ほぞ差しでは接合部のモーメント抵抗は考慮しないが、木ダボ接合ではある程度のモーメント抵抗を期待することができる。本方法を開口部廻りの接合に用いることで軸組壁体にある程度の剛性を加算できる可能性もある。本報では、いくつかのダボ配置を用いた柱-土台接合部のモーメント抵抗性能について、理論と実験の両面から検討し、一部については実大壁の水平せん断試験による検証を行った。なお、木ダボの引抜性能については、既報¹⁾で明らかにした結果に基づいた。

2. 理 論

2.1 ダボの引抜強度と剛性

ダボ1本あたりの引抜強度 (Q_{\max}) と剛性を表す迂り係数 (K_s) は、以下の式から求められる^{2,3)}。

$$Q_{\max} = \frac{\tanh \omega}{\omega} \pi d l f_v \quad (1)$$

$$K_s = \frac{\tanh \omega}{\omega} \pi d l \Gamma \quad (2)$$

ここで、

$$\omega = 2l \sqrt{\frac{\Gamma}{d E_d}} \quad (3)$$

f_v : 接着層のせん断強度 (MPa), Γ : 接着層のせん断剛性 (N/mm²), l : ダボの埋込み長さ, d : ダボ径, E_d : ダボのヤング率。

これらの式はダボに対する母材の剛比を無限大と仮定したものである。剛比を無限大とすると、柱に

引抜力が加わったときに接着層に隣接する母材の応力が引張となる柱材と、圧縮となる土台材で、共通の(1)-(3)式を使うことができる利点があるので、このように仮定した。なお、剛比が1から無限大までの範囲では、引抜強度と剛性の計算値に大差は生じない^{1,2)}。

2.2 柱-土台接合部の耐力と剛性

今、Fig. 1のように、対称配置のダボ接合部にモーメント (M) が作用するとき、接合面の土台側の応力状態は、以下の2つの場合に分けて考えることができる。

2.2.1 2列のダボが中立軸の両側に位置する場合 ($g \leq \lambda$)

圧縮力 (C) として、圧縮側ダボ列の縦圧縮応力と土台の弾性限度内の横圧縮応力を考慮すると次式が得られる。

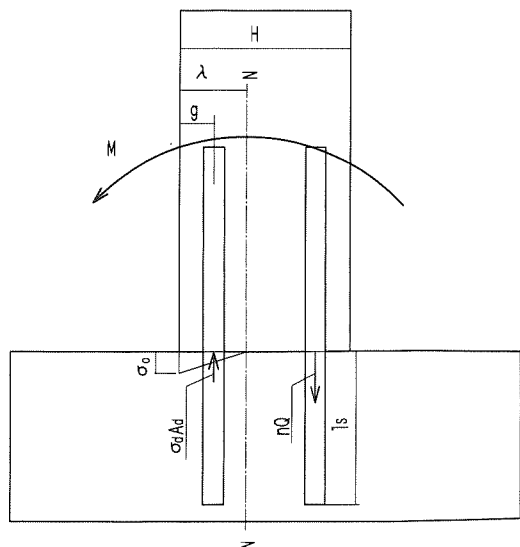


Fig. 1. Stress assumptions in a dowel joint subjected to moment.

$$C = \sigma_d A_d + \frac{b\lambda}{2} \sigma_o - \frac{(\lambda-g)}{\lambda} \sigma_o A_d$$

$$= \frac{\sigma_o}{4\lambda E_s} \{2b\lambda^2 E_s + n\pi d^2 (E_d - E_s)(\lambda-g)\} \quad (4)$$

ここで、 σ_d ：ダボの縦圧縮応力、 $A_d = n\pi d^2/4$ 、 n ：ダボ列当りのダボ数、 b ：柱の材幅、 λ ：接合面の材縁から中立軸までの距離、 g ：材縁からダボ列までの距離、 σ_o ：材縁の横圧縮応力、 E_s ：土台の横圧縮ヤング率。

一方、引張力 (T) は引張側ダボ列の引抜荷重の総和であり、接合面の平面保持仮定を用いると、次式で表すことができる⁴⁾。

$$T = nQ = \frac{n l_s K_{ss} \sigma_o (H - \lambda - g)}{\lambda E_s} \quad (5)$$

ここで、 Q ：ダボ 1 本当りの引抜力、 l_s ：ダボの土台への埋込み長さ、 K_{ss} ：ダボの土台からの引抜に関する迂り係数、 H ：柱の材せい。

$C = T$ より、中立軸の位置は次式のように決定できる。

$$\lambda = \frac{1}{4bE_s} [-4n l_s K_{ss} - n\pi d^2 (E_d - E_s) + \sqrt{n^2 \{4l_s K_{ss} + \pi d^2 (E_d - E_s)\}^2 + 8n b E_s \{4l_s K_{ss} (H-g) + \pi d^2 (E_d - E_s)\}}] \quad (6)$$

(4)-(6)式より、接合面の中立軸に関するモーメントは(7)式で表される。

$$M = \frac{b\lambda^2}{3} \sigma_o + \frac{(\lambda-g)^2}{\lambda} A_d \sigma_o \left(\frac{E_d}{E_s} - 1 \right) + nQ(H - \lambda - g)$$

$$= \frac{Q}{12 l_s K_{ss} (H - \lambda - g)} \{4b\lambda^3 E_s + 3n\pi d^2 (E_d - E_s)(\lambda-g)^2 + 12n l_s K_{ss} (H - \lambda - g)^2\} \quad (7)$$

(7)式の Q に(1)式の Q_{max} を代入すれば、最大モーメント (M_{max}) が得られる。また、ダボの引抜けによる柱の変形角 (θ) は、中立軸から引張側のダボ列までの距離に対するダボの引抜変位の比と考えると、 θ が小さい範囲では、(8)式のように表すことができる。

$$\theta = \frac{\delta_p + \delta_s}{H - \lambda - g} = \frac{Q(K_{ss} + K_{sp})}{K_{ss} K_{sp} (H - \lambda - g)} \quad (8)$$

ここで、 δ_p 、 δ_s ：それぞれ、ダボの柱と土台からの引抜変位、 K_{sp} ：柱に関する迂り係数。

(7)式の Q を(8)式に代入すると次式が得られる。

$$\theta = \frac{12 l_s M (K_{ss} + K_{sp})}{K_{sp} \{4b\lambda^3 E_s + 3n\pi d^2 (E_d - E_s)(\lambda-g)^2 + 12n l_s K_{ss} (H - \lambda - g)^2\}} \quad (9)$$

(9)式に $M = M_{max}$ を代入すれば、最大荷重時の変形角 (θ_{Fmax}) が得られる。

2.2.2 2列のダボが中立軸の片側に位置する場合 ($g \geq \lambda$)

圧縮力と引張力は、それぞれ、(10)、(11)式で表される。

$$C = \frac{b\lambda}{2} \sigma_o \quad (10)$$

$$T = nQ \frac{(H - 2\lambda)}{(H - \lambda - g)}$$

$$= \frac{n l_s K_{ss} \sigma_o}{\lambda E_s} \{ (H - \lambda - g) + (g - \lambda) \}$$

$$= \frac{n l_s K_{ss} \sigma_o}{\lambda E_s} (H - 2\lambda) \quad (11)$$

$C = T$ より、中立軸の位置は(12)式のように、 g に拘らず、一定となる。

$$\lambda = \frac{1}{bE_s} \{ -2l_s K_{ss} + \sqrt{2n l_s K_{ss} (bHE_s + 2n l_s K_{ss})} \} \quad (12)$$

最大モーメントとそのときの変形角は 2.2.1 の場合と同様に、(13)、(14)式で表される。

$$M_{max} = \frac{Q_{max}}{3 l_s K_{ss} (H - \lambda - g)} \{ b\lambda^3 E_s + 3n l_s K_{ss} (2g^2 - 2gH + H^2 - 2\lambda H + 2\lambda^2) \} \quad (13)$$

$$\theta_{Fmax} = \frac{3 l_s M_{max} (K_{ss} + K_{sp})}{K_{sp} \{ b\lambda^3 E_s + 3n l_s K_{ss} (2g^2 - 2gH + H^2 - 2\lambda H + 2\lambda^2) \}} \quad (14)$$

3. 材料と試験方法

3.1 接合部の製作

接合部の製作は既報¹⁾と同様の手順で行った。木ダボは、ハードメープル (*Acer saccharum*) 材を丸棒削り機 (北産興業製、RB-3C) によって、直径 12 mm の丸棒に切削した (表面加工なし)。柱と土台

Table 1. Cross sections and basic properties of joint members.

Member	Species	Cross section (mm)	Density		E_t	
			Means (kg/m ³)	CV (%)	Means (GPa)	CV (%)
Dowel	<i>Acer saccharum</i>	ϕ 12	719	2.5	15.9	5.9
Glulam	<i>Cryptomeria japonica</i>	100×100	404	5.4	7.7	15.3
		105×105	394	4.2	10.0	7.0

Legend: E_t : Dynamic Young's modulus obtained by a longitudinal-vibration method.

はスギ (*Cryptomeria japonica*) の構造用集成材を所定の断面 (100, 105 mm 角) に仕上げた。材料の基礎材質を Table 1 に示す。試験時の含水率は10~13%の範囲であった。

接合面におけるダボの配置を Fig. 2 に示す。所定の位置に直径13 mm の先孔を設けた後、湿気硬化型ポリウレタン樹脂接着剤 (日本ポリウレタン㈱, C3060) を用いて、ダボを挿入接着した。その際、柱側の接合面に穿孔位置の型紙として用いた粘着紙を貼り残した。このようにすることで、引抜試験の際に粘着紙の粘着面から剥がれる結果が得られ、集成材材同士の間隙が防止されていることを確認できた。ダボの土台への埋込み長さは90 mm, 柱への埋込み長さは120 mm である。接着後の養生期間は2ないし3日間とした。

3.2 接合部のモーメント試験

Fig. 2 のパターン A-D の配置について、Fig. 3 に示す方法で、モーメント試験を行った。負荷は能力100 kN の油圧ジャッキを用い、加圧ヘッドの変位から求められる見かけの変形角において 1/120, 1/60 rad., さらにパターン B を除く試験体では 1/30 rad. を振幅として、1回ずつ正負交番負荷を繰り返した後、ジャッキの圧縮方向で破壊に至るまで負荷した。荷重速度は0.5 mm/sec とした。

変位は、荷重点の下側で柱の水平変位 (δ_h) を測定したほか、一部の試験体 (A: 2体と C: 3体) については、接合部の両側で柱側面の垂直変位 (δ_v) を測定した。この測定値は中立軸位置 (Fig. 1 における λ) の推定値を求めるために用いた。接合部の変形角

(θ) は、 δ_h から個々の柱材のヤング率から求めた柱の曲げ変位成分の計算値を差し引いた変位を、接合面と変位計間の垂直距離で除して求めた。

なお、加力ボルト径とボルト孔径の差は3 mm 設けたので、柱頭部の水平変位が大きくなったときに柱が鉛直方向に加力される影響は無視できるものとした。

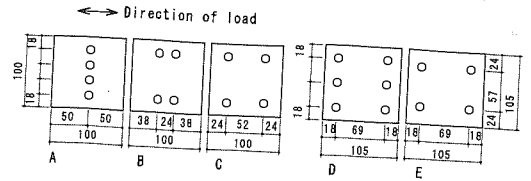


Fig. 2. Locations of dowels in joint areas of post members (Unit: mm).

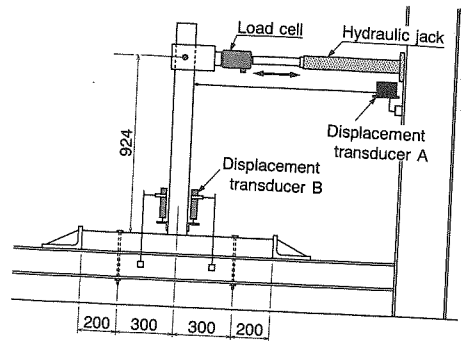


Fig. 3. Geometry of joint specimens and setup of moment-applying tests (Unit: mm).

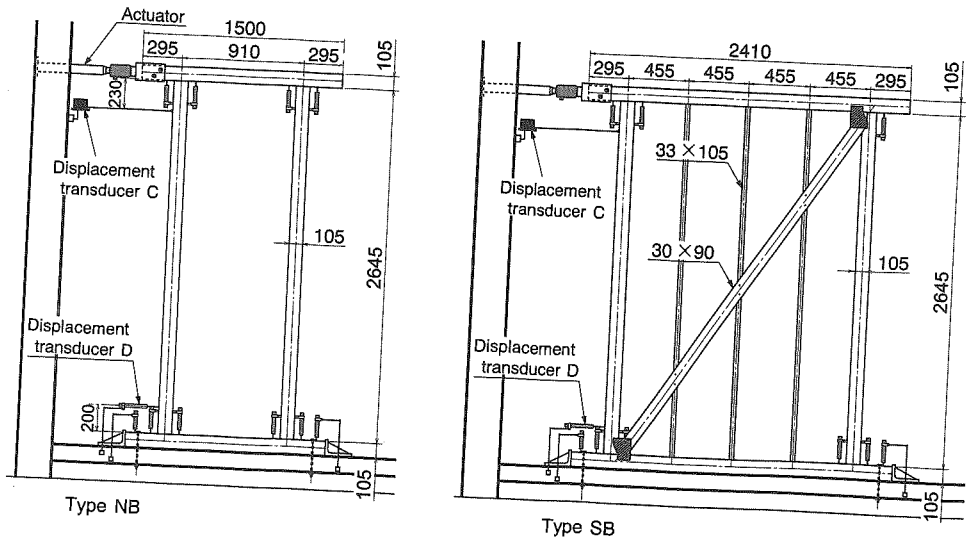


Fig. 4. Geometry of frame specimens and setup of racking test (Unit: mm).

試験体数は1条件あたり、3体あるいは5体とした。

3.3 軸組壁体の水平せん断試験

Fig. 4のNB, SBに示す105 mm角のスギ集成材による軸組壁体を3体ずつ製作して、同図の装置で水平せん断試験を行った。試験の目的は、NBタイプがダボ接合部の強度に基づいたフレームの耐力予測の可能性の検証、SBタイプは筋かいを設けた壁におけるダボ仕口の引抜性能の検証である。

105 mm角の柱と水平部材の接合部は、試験体あたり、4ヶ所である。これらをダボで接合した。ダボの配置パターンはNBタイプがFig. 2のD, SBタイプはEとした。SBタイプは三つ割の筋かいを設け、水平部材に釘打ちして取り付けられた間柱へは各2本のスクリュー釘(65 mm長)で釘打ちし、柱、土台へは筋かいプレート(BP)によって取付けた。

加力には油圧ジャッキを用い、荷重点の変位から求められる見かけの変形角において、1/300, 1/120, 1/60, 1/30 rad., およびジャッキの最大振幅(約1/18 rad.)を振幅として、3回ずつ正負交番負荷を繰り返した。荷重速度は1 mm/secとした。

変位はFig. 4に示した位置で測定し、柱に設置した変位計C, Dの測定値の差を変位計間の垂直距離で除して、変形角(γ)とした。ダボ接合部にはモーメント抵抗剛性があるので、柱に設置した変位計間の変形角は層間のみかけのせん断変形角⁶⁾より幾分

大きな値を示す。

4. 結果と考察

4.1 ダボ接合部のモーメント抵抗性能

A(中央配置), B(中間配置), C, D(材縁配置)のダボ配置の接合部についてモーメント試験を行い、ダボの位置が耐力と変形能におよぼす影響について考察した。

試験結果から最大モーメント(M_{max}), 変形角が最初に1/120 rad.に達したときのモーメント, および最大荷重時の変形角(θ_{rmax})を求めて、Table 2に示した。破壊形態はB, C, Dでは引張側のダボの引抜破壊であったが、Aの試験体では、ダボの曲げ破壊も認められた。

M_{max} と θ_{rmax} の計算値は個々の材料のヤング率を用いて算出した。ここで、土台の横圧縮ヤング率(E_s)は、既報¹⁾と同様、繊維方向について測定したヤング率に0.08を乗じた換算値を用いた。また、ダボ接合部の引抜強度(Q_{max})と迂り係数(K_s)の算出に用いる接着層のせん断強度(f_c)とせん断剛性(I)は、母材の繊維方向に引抜く場合と繊維と直交方向の場合の平均値($f_c=7.7$ MPa, $I=9.9$ N/mm³)を用いた。既報¹⁾で明らかにしたように、両者に差が認められなかったため、このようにした。

モーメント-変形角曲線を各パターン1例ずつ、Fig. 5に示す。正角材の断面寸法とダボ本数が等し

Table 2. Maximum moment and stiffness of tested joints.

Dowel pattern	M_{max} (Nm)			$M_{\theta 1/120}$ (Nm)	θ_{rmax} (rad.)			Failure mode
	exp	cal ^{a)}	exp/cal		exp	cal ^{b)}	exp/cal	
A	1204	2468	0.488	281	0.074	0.192	0.383	B
A	1259	2487	0.506	362	0.072	0.174	0.416	P
A	1150	2492	0.462	272	0.078	0.170	0.460	P
A	851	2462	0.346	326	0.087	0.199	0.436	B
A	842	2469	0.341	272	0.098	0.192	0.514	B
B	1078	1492	0.722	317	0.048	0.075	0.633	P
B	1132	1509	0.750	371	0.053	0.074	0.719	P
B	1168	1552	0.752	380	0.050	0.071	0.696	P
C	1992	1970	1.011	661	0.041	0.044	0.922	P
C	1983	1961	1.011	498	0.044	0.045	0.975	P
C	1784	1945	0.917	498	0.033	0.046	0.716	P
C	1965	1949	1.008	634	0.039	0.046	0.859	P
C	1632	1955	0.835	625	0.029	0.045	0.644	P
D	3459	3683	0.939	553	0.037	0.039	0.961	P
D	3330	3685	0.904	589	0.044	0.039	1.142	P
D	3674	3695	0.994	680	0.035	0.038	0.918	P

Notes: ^{a)}: Calculated from Eqs. (7) and (13), ^{b)}: Calculated from Eqs. (9) and (14).

Legend: Dowel pattern: Refer to Fig. 2, M_{max} : Maximum moment, $M_{\theta 1/120}$: Applied moment at rotation angle of 1/120 rad., θ_{rmax} : Rotation angle at maximum load, Failure mode: B: Bending failure of dowels, P: Pullout failure of dowels.

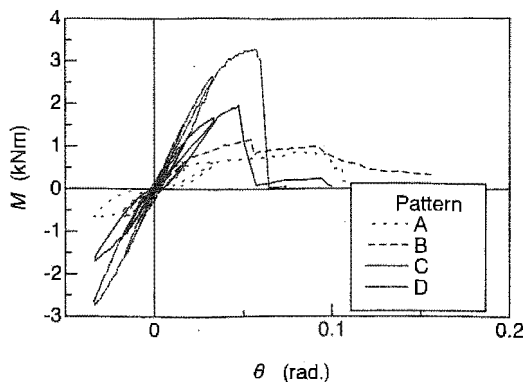


Fig. 5. Typical moment (M)-rotation angle (θ) curves observed in moment-applying tests.
 Note: A-D types of dowel patterns are shown in Fig. 2.

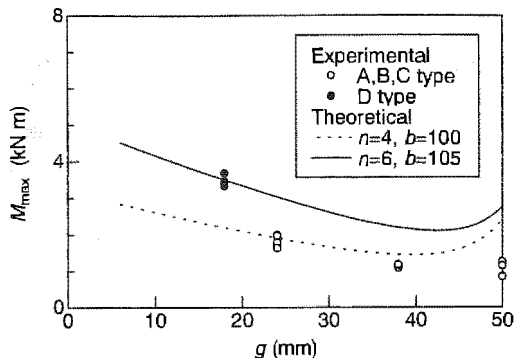


Fig. 6. Maximum moment (M_{max}) as a function of edge distance (g).
 Notes: A-D types of dowel patterns are shown in Fig. 2, n : number of dowels, b : breadth of glulam.

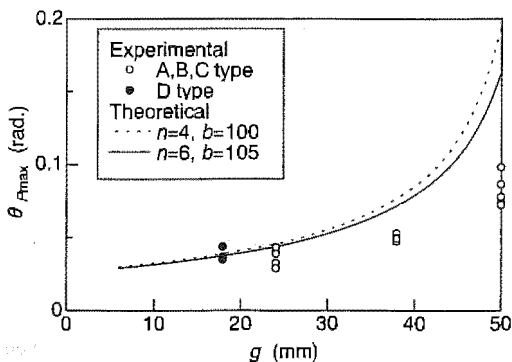


Fig. 7. Maximum rotation angle (θ_{max}) as a function of edge distance (g).
 Note: Refer to Fig. 6.

い A-C パターンで比較すると、 M_{max} は C の材縁配置で大きく、 θ_{Pmax} は A の中央配置で大きい傾向がわかる。ダボの材縁からの縁距離 (g) と M_{max} および θ_{Pmax} の関係を示したのが、Fig. 6 と Fig. 7 である。図中に示した計算値は $E_d=15$ GPa, $E_s=680$ MPa として計算した。計算値は C, D の材縁配置では適合しているが、中央配置に近づくにつれて、実測値を大きく上回った。この理由として、接合面の土台側で横圧縮挙動が塑性域に達していることが考えられた。Fig. 1 において、 g が大きい場合、最大モーメント時の材縁の横圧縮応力 (σ_0) は、比例限度を越えて塑性域に達していることが予想される。その結果、中立軸は引張側に移動して、ダボに作用する引抜力が計算値を上回る。同時に、圧縮側の塑性変形が進行して変形角が大きくなると、ダボに生じる曲げ応力を無視できなくなるため、ダボの引抜だけを考慮したモデルは成り立たなくなると考えられる。

スギ材の横圧縮強さについては、本試験とは条件が異なるが、JIS-Z22101 に基づいた無欠点小試験体の辺長の 5% 部分圧縮強さで、5-8 MPa の値が示されている⁵⁾。(5)、(11)式による材縁の横圧縮応力 (σ_0) は A パターン ($g=50$ mm), B パターン ($g=38$ mm), および C パターン ($g=24$ mm) で、それぞれ、31.7, 12.7, および 7.8 MPa と計算され、A, B パターンでは塑性域に達していたものと判断される。試験後の観察においても、材縁部で柱が土台にめり込んでいることが、目視で確認された。Fig. 8 は柱の垂直変位を測定した試験体 5 体について、負荷モーメントの増加に伴う中立軸位置の推定値 (λ_{est}) の変化を示したものである。ここで、油圧ジャッキによる押しの初回の負荷に関する測定値を使用し

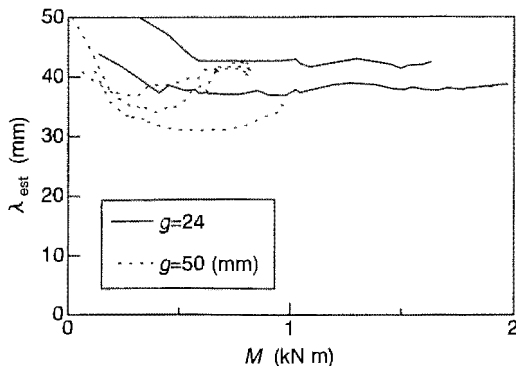


Fig. 8. Change in estimated distances to neutral axis (λ_{est}) associated with increase of moment (M).

た。接合面が密着していない初期荷重レベルを除くと、最大荷重にいたるまで、材縁配置 ($g=24$ mm) の λ_{est} は約40 mm で安定し、変化がみられなかった。一方、中央配置 ($g=50$ mm) では、荷重が大きくなると λ_{est} がやや増加する (中立軸が引張側に移動する) 傾向が見られ、圧縮側材縁で塑性域に達していたことが想像された。なお、(6), (12) 式による λ の計算値は $E_d=15$ GPa, $E_s=680$ MPa として、 $g=24$ mm のとき42.2 mm, $g=50$ mm のとき31.7 mm と計算される。

以上をまとめると、最大荷重は材縁配置で大きく、最大荷重時の変形角は中央配置で大きくなる傾向が見られる。それらの性能を定量的に予測することは難しいが、横圧縮応力が弾性限度内にあると考えられる材縁配置では、比較的精度よく、耐力や剛性を予測することが可能である。

4.2 軸組壁体の水平せん断耐力

試験結果のうち、最大荷重 (P_{max})、最大荷重時の変形角 (γ_{max})、および最終的な破壊形態を Table 3 に示す。SB タイプでは筋かいが圧縮/引張になる場合で挙動が異なるので、加力方向を分けて整理した。

Fig. 9 には荷重-変形角 (γ) 曲線を NB, SB タイプについて1例ずつ示した。荷重と変形角 (γ) は油圧ジャッキが引張になる方向を正にとった。NB タイプでは $1/30$ rad. まで、弾性的な挙動を示した。 γ と柱の両端のダボ接合部の剛性から見積もられる層間変形角が $1/120$ rad. に達した時の荷重から求めた

Table 3. Results of racking tests of dowel-connected frames.

Specimen No.	Load ^{a)} direction	P_{max} (kN)	γ_{max} (10^{-3} rad.)	Failure mode
NB 1		5.50	51.6	D
NB 2		5.23	56.7	D
NB 3		5.67	55.8	D
SB 1	C	15.71	16.0	C
SB 1	T	-7.29	-13.6	N
SB 2	C	18.60	30.2	B
SB 2	T	-9.17	-27.4	N
SB 3	C	18.76	24.3	B
SB 3	T	-7.96	-17.7	N

Notes: Specimen types are shown in Fig. 4.

^{a)} Load direction is denoted by stress condition of the brace; C for compression and T for tension.

Legend: P_{max} : Maximum load, γ_{max} : Deflection angle (γ) at maximum load, Failure mode: D: Failure of dowel joints, C: Crushing failure of glulams pushed by the brace, B: Buckling failure of the brace, N: Failure of nailed joints of plate connectors.

壁倍率の推定値は、0.96, 0.88, および1.07であった。一方、SB タイプでは、 $1/120$ rad. を越えると、筋かいの釘接合部の変形に起因すると考えられる塑性的なエネルギー吸収が見られた。

NB タイプの破壊は、いずれもダボ接合部の破壊によって生じた。このときの耐力予測は、便宜的に、両脚固定の門型ラーメンを仮定して行った。柱材と桁材の剛比が1:3 (壁長さが910 mm) の場合、土台の2ヶ所の接合部が負担するモーメントと桁の2ヶ所の接合部が負担するそれとの比は10:9 で与えられる。したがって、接合部の耐力 (M_{max}) を破壊条件とした場合、フレームのせん断耐力の予測値 ($P_{max-cal}$) はモーメントの釣合い条件から次式で与えられる。

$$P_{max-cal} = \frac{2(M_{max} + 0.9M_{max})}{2.75} \quad (15)$$

M_{max} に4.1節で求めたパターンDの計算値 (3.69 kNm) を代入すると、 $P_{max-cal}$ は5.09 kN と計算され、NB タイプの P_{max} の平均値5.47 kN を、大略、予測することができた。

一方、SB タイプは、筋かいが引張になる際に筋かいプレートの釘接合部の破壊が進行し、最終的には、圧縮方向の負荷で柱・水平部材のめり込み破壊を伴う筋かいの踏外し、あるいは面外への座屈破壊が生

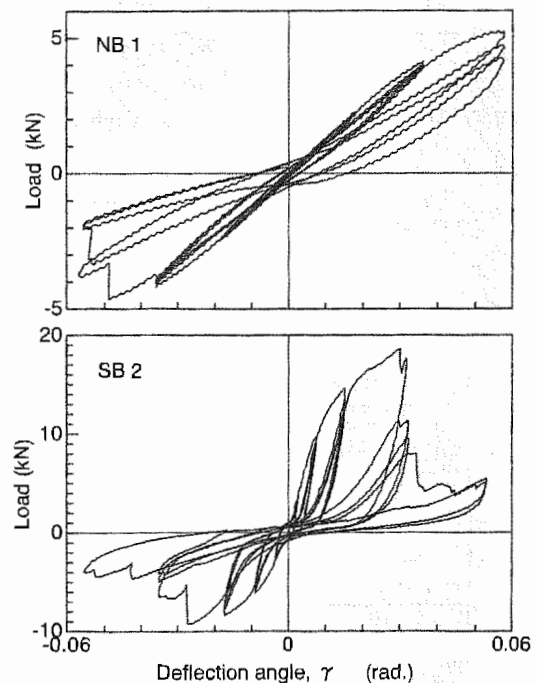


Fig. 9. Load-deflection curves observed in racking tests.

じた。木ダボ1本当りの引抜耐力は(1)式から計算され、4本を配置したSBタイプの場合、68.1 kNとなる。引抜試験の結果¹⁾においても、70 kN程度の引抜耐力が得られており、ホールダウン金物の引抜耐力⁷⁾に匹敵する値である。今回の実験では、金物による柱土台接合部の補強を行っていないが、いずれも最大荷重に至るまで、柱の引抜けは認められず、耐力壁の柱-土台接合として、十分な引抜耐力を保持すると考えられた。

5. 結 論

木ダボを接合具に用いた柱-横架材の接合法を考案し、モーメント抵抗性能を検討した。実験の結果、以下のことがわかった。

- (1) 接合面における木ダボの配置と本数を変えることで、耐力と変形能を、ある程度、制御できることがわかった。木ダボを材縁に配置した場合は大きなモーメント抵抗性能を得ることができ、同時に、それらを計算によって予測することが可能であった。モーメントに対する変形能は中央配置で大きい、材縁配置でも1/30 rad.程度の最大荷重時変形角を得ることができた。
- (2) 105 mm 正角材に直径12 mmの木ダボを6本配置した軸組フレームの水平せん断試験を行った結果、0.9-1.1程度の壁倍率を期待できることが示された。また、接合部の破壊による最大荷重を、大略、予測することができた。
- (3) 105 mm 正角材に直径12 mmの木ダボを4本配

置した軸組に三つ割の筋かいを設けた壁体を製作し、水平せん断試験を行った。その結果、この形式の接合部は、柱の引抜けに対してホールダウン金物に匹敵する耐力を期待できることがわかった。

謝 辞

実験にご協力いただいた、(株)サンスター技研の松木裕一氏、ならびに秋田県立大学木材高度加工研究所の若島嘉朗氏(現富山県林業技術センター)に厚くお礼申し上げます。

文 献

- 1) 小泉章夫, ヨルゲン・イエンセン, 佐々木貴信, 飯島泰男, 松木裕一, 小松幸平: 木材学会誌 45 (3), 230-236 (1999).
- 2) Jensen, J.L., Koizumi, A., Sasaki, T., Tamura, Y., Iijima, Y.: *Wood Science and Technology*, (in press).
- 3) 小泉章夫, ヨルゲン・イエンセン, 佐々木貴信, 飯島泰男, 田村靖夫: 木材学会誌 44(1), 41-48 (1998).
- 4) 佐々木貴信, 小泉章夫, ヨルゲン・イエンセン, 飯島泰男, 田村靖夫, 小松幸平: 木材学会誌 45 (1), 17-24 (1999).
- 5) 中井 孝, 山井良三郎: 林試研報 319, 13-46 (1982).
- 6) 駕海四郎: 木材工業 53(5), 236-237 (1998).
- 7) 駕海四郎: 木材工業 53(12), 617-621 (1998).