

木造立体迷路の筋交い構面強度の確認実験の支援

及び強度検証業務

試験計画書・報告書

2023 年 3 月

一般社団法人 日本建築構造技術者協会

§ 0 はじめに

2021 年に発生した木造立体迷路床板落下事故に関連して、当該施設の構造強度に関する規準類は定められておらず、また建築確認制度の対象外でもあることから、消費者庁では消費者保護と再発防止の観点から、施設が本来所有する構造強度およびその検証方法が適切かどうかを調査することとなった。

本業務は、この調査の一環として消費者庁消費者安全課から一般社団法人日本建築構造技術者協会(以下 JSCA と呼ぶ)へ委託された業務である。なお、実験は一般財団法人ベーリビングが実施する。

木造立体迷路 構造計算書作成 WG 委員名簿

主査	太田俊也	技術委員会（三菱地所設計）
委員	大沼耕平	広報委員会（アルテック）
	岡本憲尚	木質系部会（岡本構造研究室・SAM）
	小崎 均	構造レビュー委員会（日建ハウジングシステム）
	高見澤孝志	JSCA 東京幹事（ハシゴタカ建築設計事務所）
	嵐山正樹	専務理事

目次

§ 1. 目的	P1
§ 2. 業務工程	P2
§ 3. 実験の計画	P4
3.1.1 基本システム	P4
3.1.2 材料データ	P4
3.2 実験リスト	P5
3.3.1 試験体の概要	P6
3.3.2 試験体	P8
3.3.3 試験方法	P8
§ 4. 既基準類による強度算出	P10
§ 5. 実験結果	P13
5.1 筋交いの実験結果	P13
5.2 材料について	P14
5.3 強度式と実験との比較について	P15
§ 6. まとめ	P16
別紙資料	
別紙 1. 試験体製作立会い報告	P1
別紙 2. 実験立会い写真	P5
別紙 3. ■■■■■社関連資料	P13
別紙 4. 木質構造設計規準抜粋資料	P15
別紙 5. 比重及びヤング係数の実験結果資料	P42
別紙 6. 筋交い実験結果資料	P45

§ 1 目的

木造立体迷路施設の主要な構造要素である筋交いは、その端部において上下の梁にコーススレッド 2 本で接合されている。筋交いに軸力が作用すると、コーススレッドには筋交い軸力の分力としてせん断力と引張力が作用するが、その接合部強度は明確ではない。また、筋交いに圧縮力が作用する場合、筋交いはかなり細長いので座屈強度もまた不明確である。これらを確認するために実験を行うものである。

§ 2 業務工程

§ 3. 実験の計画

3.1.1 基本システム

梁と柱による口型の架構に筋交いを 1 本配置したものを基本とする。

形状は  施設の寸法に合わせ梁スパン 1200mm 高さ 2400mm とする。

1) 引張筋交い（筋交い試験 T）

一般の住宅用筋交いで用いられる筋交い金物でなくコーススレッドにて梁と接合をする形式のため、コーススレッドに引張力とせん断力が作用する。また筋交いの軸力を斜め打ちしたコーチスクリューにて負担する特殊な接合部であるため、実験にて筋交いの耐力を確認する。

2) 圧縮筋交い（筋交い試験 C）

細長比が非常に大きい部材であること、および 1) と同じく筋交いの軸力を斜め打ちしたコーチスクリューにて負担する特殊な接合部であるため、実験にて筋交いの耐力を確認する。

3) 実験の期間や費用、実験に使用できる材料の量を考慮して各試験体数を 3 体とする。

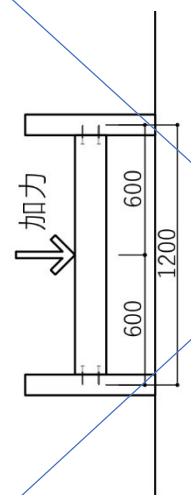
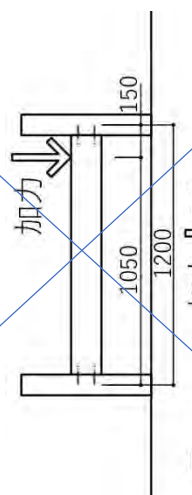
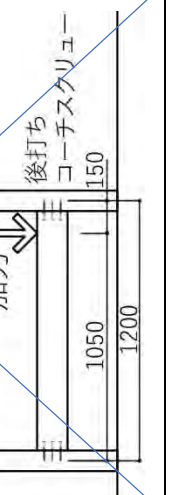
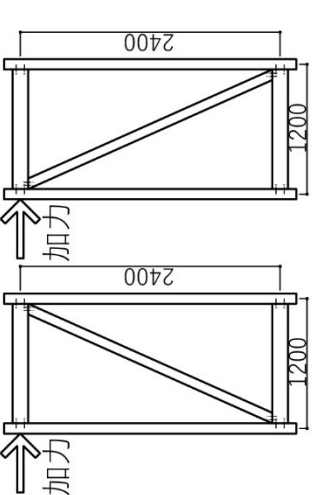
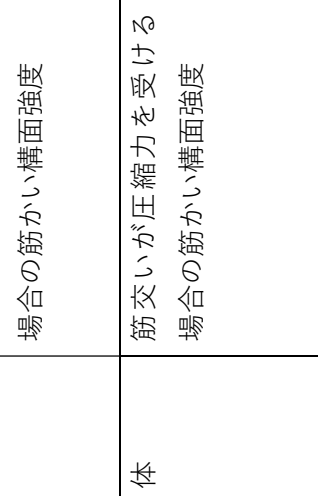
3.1.2 材料データ

柱梁材の材料情報が無いことから比重、含水率を計測する。

ヤング係数は中央加力標準試験体により類推する。

コーチスクリュー、コーススレッドの寸法計測も行う。

3.2 実験リスト

	試験の種類	加力	試験体数	主目的	その他
中央加力 標準試験 体	梁の載荷試験 H 型 (L=1200)	梁中央鉛直 単調漸増載荷	3 体	梁の載荷性能	
端部加力 標準試験 体	梁端接合部せん断試験 H 型 (L=1200)	梁端部鉛直 単調漸増載荷	3 体	梁端接合部のせん断強度	
端部加力 増打ち試 験体	梁端接合部せん断試験 H 型 (L=1200) コーチスクリュー打ち直し	梁端部鉛直 単調漸増載荷	3 体	コーチスクリュー施工の 影響の有無	
筋交い試 験 T	筋交い構面強度試験 (筋交い引張) B=1200、H=2400 の構面	頂部水平 単調漸増載荷	3 体	筋交いが引張力を受ける 場合の筋かい構面強度	
筋交い試 験 C	筋交い構面強度試験 (筋交い圧縮) B=1200、H=2400 の構面	頂部水平 単調漸増載荷	3 体	筋交いが圧縮力を受ける 場合の筋かい構面強度	

2022.10.27 JSCA

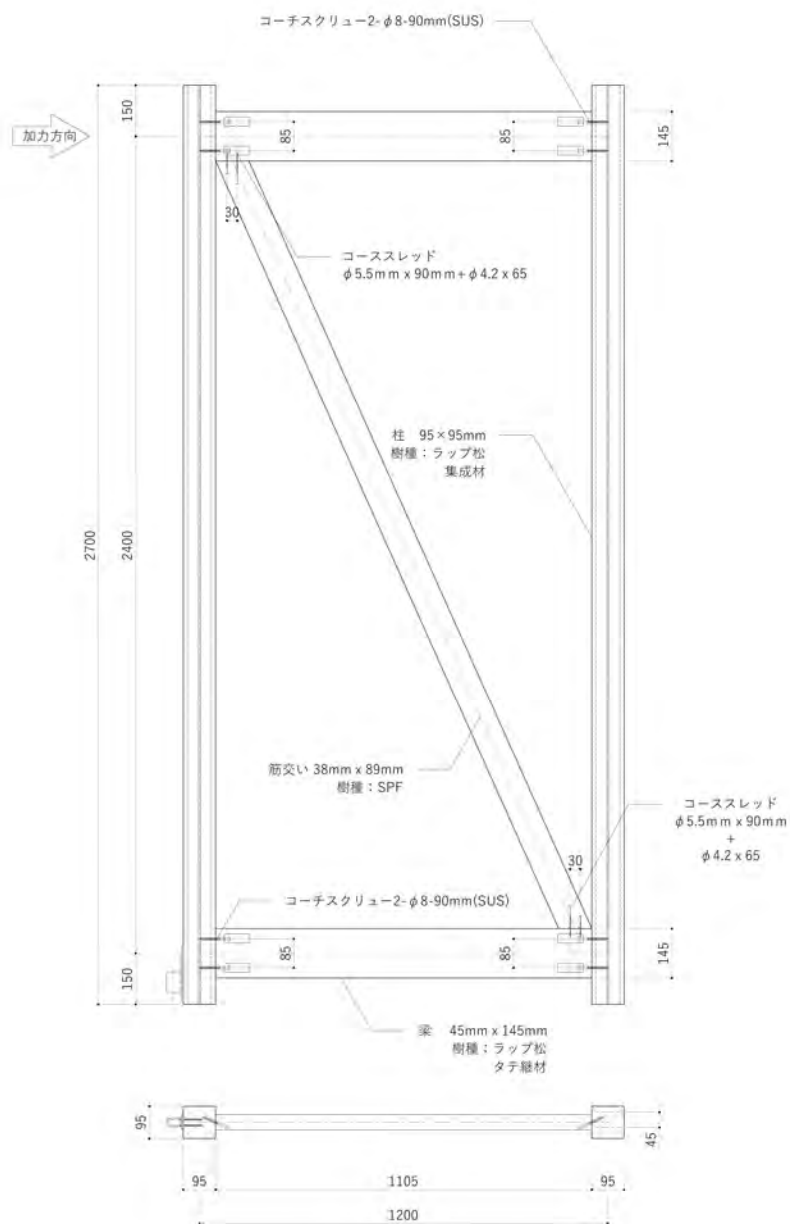
3.3.1 試験体の概要

1) 筋交い試験 T

引張筋交いの構面強度を求める

- ・試験体 梁スパン 1200mm 高さ 2400mm
- ・数量 各 3 体
- ・加力 頂部に水平単調漸増载荷
- ・測定 頂部水平変位、筋交い端部水平変位、鉛直変位

試験体図

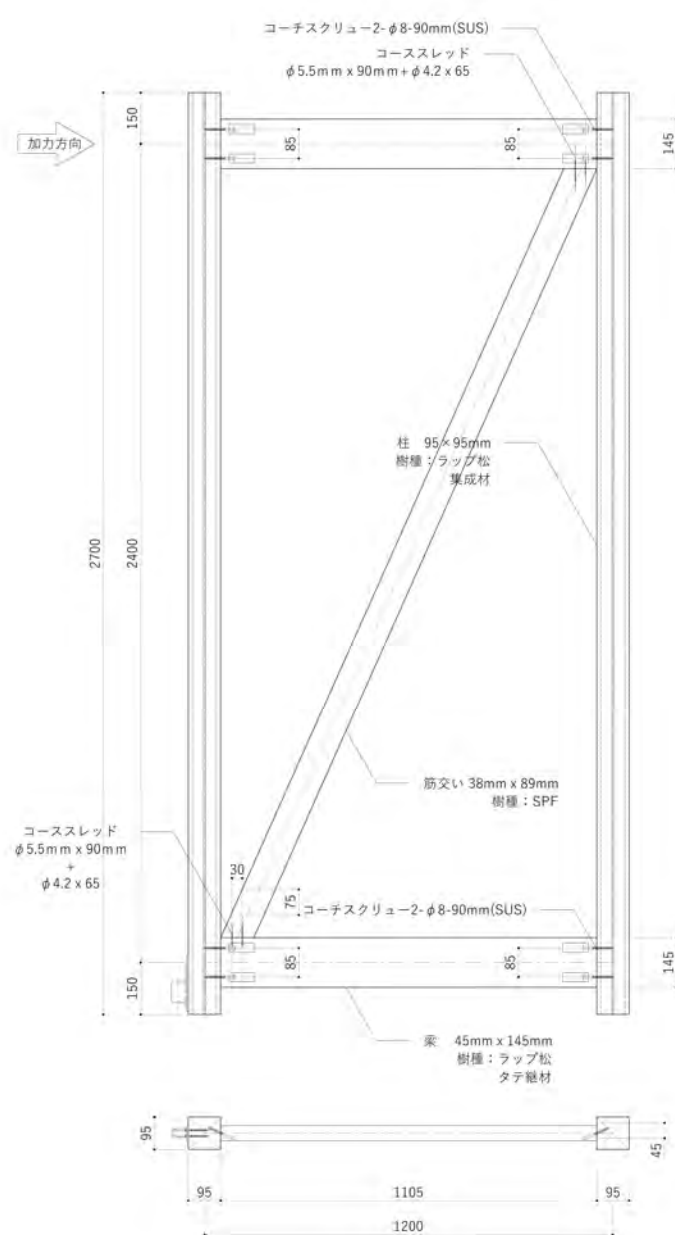


2) 筋交い試験 C

圧縮筋かいの構面強度を求める

- ・試験体 梁スパン 1200mm 高さ 2400mm
- ・数量 各 3 体
- ・加力 頂部に水平単調漸増載荷
- ・測定 頂部水平変位、筋交い端部水平変位、鉛直変位

試験体図



3.3.2 試験体

筋交い構面の試験体は、柱、梁、筋かいの部材で構成され、柱が95mm×95mm の正方形断面、梁が幅45mm×高さ145mm の長方形断面、筋かいが幅38mm×高さ89mm の長方形断面となっている。

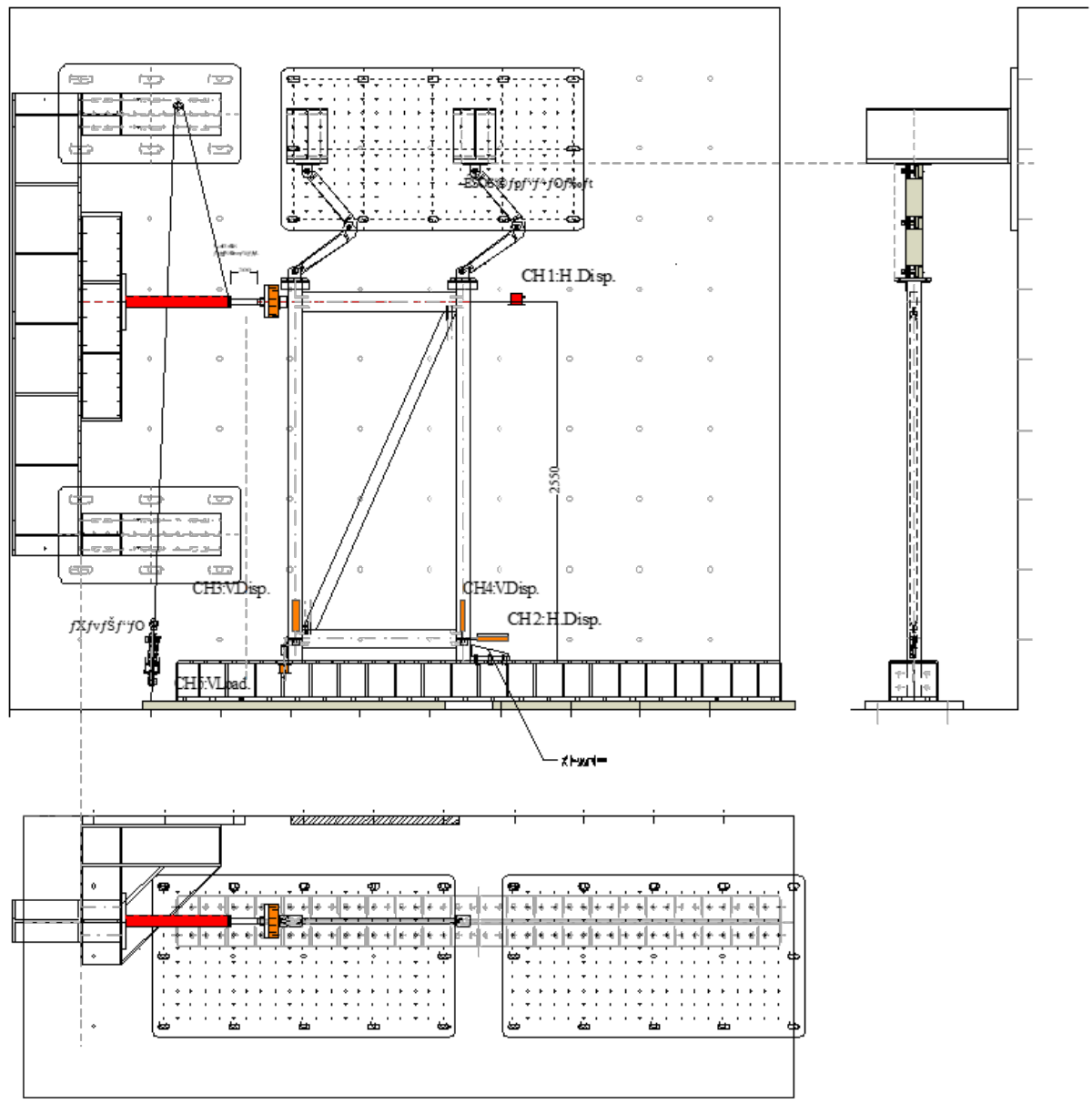
柱と梁はコーチスクリュー（直径8mm 長さ90mm）2 本を用いた斜め打ちで接合されている。また筋交いと梁は、2 種類のコーススレッドビス（呼び径5.5mm×長さ90mm、呼び径4.2mm×長さ65mm）を各1 本使い、筋交い側から梁に向かってねじ込んでいる。ただしねじ込み長さの規定に関する情報は、確認することができなかった。

柱、梁の樹種は（ JAS 0600 附属書D 樹種及び樹種群の略号におけるSPF 又はSpruce-Pine-Fir に示される樹種オウシュウアカマツに相当する。）である。なお柱材は集成材、梁材はタテ継ぎ材となっている。

筋交いの樹種は、SPF（JAS 0600 附属書D 樹種及び樹種群の略号におけるSPF 又はSpruce-Pine-Fir）である。試験体形状は、長さ2700mm の柱を柱間隔1200mm で配し、その間の上下に柱内法長さ1105mm の梁を設置した柱勝ちの四角形フレームである。（柱芯々間距離1200mm 柱間内側距離1105mm、梁梁芯々距離2400mm）この四角形フレームの対角線の片側に筋交いを配置しているが、試験では上部梁高さに水平力を加えた場合、筋交いに圧縮力が作用する試験体と引張力が作用する試験体、各3 体とした。圧縮筋交いの試験体図を 3.3 1 2) に、引張筋交いの試験体図を 3.3 1 1) に示す。

3.3.3 試験方法

試験体を水平加力試験装置に設置し、非加力側柱の脚部はストッパーを設け、柱の水平方向の移動を拘束した。また加力側柱は、脚部にホールダウン金物（ビスどめホールダウンU15、短期基準接合引張耐力15.6kN、BX カネシン株式会社）を設置し、浮き上がりを拘束している。両側柱の頂部に面外拘束パンタグラフを設置し、加力時の面外方向の変形を拘束し、かつ筋交いの圧縮力もしくは引張力により梁端の変形を拘束しないようにした。加力高さは、上部梁位置中心($h_2=2550\text{mm}$)とし、油圧ジャッキを用いて柱を水平に加力した。荷重の計測は、ジャッキ先端に取り付けた荷重計(98kN 出力1.0mv/V)を用いて計測する。変位は、加力高さの水平変位(CH1)、下側梁高さの柱の水平変位(CH2)、加力側柱脚部の鉛直変位(CH3)、非加力側柱の鉛直変位(CH4)とする。また筋交いと柱の相対変位を上部(CH5)及び下部(CH6)とホールダウン金物の引抜力(CH7)を測定した。加力は一方向単調加力とし、CH1 の水平変位(mm)が加力高さ $h_1(=2400\text{mm})$ に対して $1/15\text{rad}(=160\text{mm})$ もしくは最大耐力の80%まで耐力が低下する段階で終了とする。試験装置図及び計測機器設置図を次図に示す。



筋交い試験の試験装置図、計測機器設置図

§ 4. 既規準類による強度算出

「木質構造設計規準・同解説(日本建築学会)」により筋交い構面の水平せん断強度を算出する。

- 1) コーススレッドのせん断耐力及び引抜耐力を算出する。

コーススレッド $\Phi 5.5$ $L=90\text{mm}$ $\Phi 4.2$ $L=65\text{mm}$

<引抜耐力>

$$\Phi 5.5 \quad P_w = 38.1 \times \gamma \cdot 0^{1.5} \times d \times l_r = 2122\text{N}$$

$$\Phi 4.2 \quad P_w = 38.1 \times \gamma \cdot 0^{1.5} \times d \times l_r = 1170\text{N}$$

γ 0: 比重 0.37 を採用(木質構造設計規準 J3 グループ値)

d : 呼び径 5.5mm/4.2mm

l_r : 主材への打ち込み長さ

$\Phi 5.5=45\text{mm}/\Phi 4.2=32.5\text{mm}$ (ビスの半分と類推する)

短期引張耐力 $P_{as}=2/3 \times P_w$ とすると

実験値の比較のため荷重継続時間、含水率影響係数の低減は行わないとして

$$\Phi 5.5 \quad P_{as} = 1414\text{N}$$

$$\Phi 4.2 \quad P_{as} = 780\text{N}$$

<せん断耐力>

$$\Phi 5.5 \quad P_y = C \times F_e \times d \times l = 1202\text{N}$$

$$\Phi 4.2 \quad P_y = C \times F_e \times d \times l = 700\text{N}$$

C : 接合係数 $\Phi 5.5=0.33$ $\Phi 4.2=0.35$

F_e : 主材の支圧強度 19.4N/mm^2

(木質構造設計規準 J3 グループ繊維方向値)

d : 呼び径 5.5mm/4.2mm

l : 主材への打ち込み長さ

$\Phi 5.5=45\text{mm}/\Phi 4.2=32.5\text{mm}$ (ビスの半分と類推する)

短期引張耐力 $P_{as}=2/3 \times P_w$ とすると

実験値の比較のため荷重継続時間、含水率影響係数の低減は行わないとして

$$\Phi 5.5 \quad P_{as} = 801\text{N}$$

$$\Phi 4.2 \quad P_{as} = 467\text{N}$$

2) 圧縮筋交い構面の水平せん断強度

圧縮筋かいの座屈で決定される場合

SPF 材の区分及び等級が不明なため、基準強度（圧縮）は一般に多く用いられる

甲種二級の値 $F_c=17.4\text{N/mm}^2$ とする。

座屈長さは $L_k=2510\text{mm}$

- ・細長比 $\lambda=229$ (木質構造設計規準では適用範囲が 150 以下と規定されているが下記式にて低減を行う)

- ・低減係数 $n=3000/\lambda^2=0.0572$

以上より短期許容圧縮力

$${}_A N_c = 17.4/3 \times 2 \times 0.057 \times 38\text{mm} \times 89\text{mm} = 2244\text{N}$$

したがって、構面の水平せん断強度は

$$\text{水平成分 } 2244(\text{N}) \times 1200\text{mm}/2683\text{mm} \times 2244(\text{N}) = 1000\text{N}$$

接合部で決定される場合

コーススレッドのせん断耐力を合算する。

$$\Phi 5.5 \quad P_{as} = 801\text{N}$$

$$\Phi 4.2 \quad P_{as} = 467\text{N}$$

$$\text{合計 } 801+467=1268\text{N}$$

壁倍率からの逆算（参考）

30mm×90mm の圧縮筋交いの壁倍率は 2.0 倍より

$$1.96\text{kN/m} \times 2 \text{ 倍} \times 1.2\text{m} = 4704\text{N} > 1000\text{N}$$

以上から圧縮筋交い構面水平せん断強度は筋交いの座屈で決定され、その値は 1000N 程度と算出される。

3) 引張筋交い構面の水平せん断強度

筋かいの材料で決定される場合

SPF 材の区分及び等級が不明なため、基準強度（引張）は一般に多く用いられる

甲種二級の値 $F_t=11.4\text{N/mm}^2$ とする。

短期許容引張耐力 ${}_A N_T=11.4/3 \times 2 \times 38\text{mm} \times 89\text{mm}=25700\text{N}$

接合部で決定される場合

コーススレッドのせん断耐力を合算：1268N

コーススレッドの引張断耐力を合算：2194N

接合部にはせん断力と引張力が同時に作用するため、それぞれの検定比の和が

1.0 となる時の筋交い引張力を T とすると

$$T \cdot \cos \theta / 1268 + T \cdot \sin \theta / 2194 = 1.0$$

ここに $\cos \theta$ 、 $\sin \theta$ を代入して T を求めると $T=1320\text{N} < 25700\text{N}$

以上より水平成分 $1320(\text{N}) \times 1200\text{mm} / 2683\text{mm} = 590\text{N}$

以上から引張筋交い構面の水平せん断強度は接合部で決定されその数値は 600N 程度と算出される。

§ 5. 実験結果

5.1 筋交いの実験結果

実験結果は下記の通りとなる。数値の根拠は「別紙 5」を参照。

実験結果 50%下側許容限界の P_y 、 $0.2 \times P_u \times \sqrt{(2\mu - 1)}$ 、 $2/3P_{max}$ 、 $P_{1/120}$ の最小値とする。

試験体	圧縮筋交い：C	引張筋交い：T
$P_y(kN)$	2.73	1.03
$0.2P_u \times \sqrt{(2\mu - 1)}(kN)$	2.20	0.87
$2/3P_{max}$	3.13	1.03
$P_{1/120}$	2.91	1.04
構面の水平せん断耐力(kN)	2.20	0.87

考察

- ・ コーススレッドの打ち込み長さが不均一のためバラつきが大きな結果となった。
- ・ 接合部が弱いため圧縮筋交いで壁倍率換算 0.94、引張筋交いで壁倍率換算 0.37 と非常に小さい筋交い耐力となった。告示で定められた金物を使用すると圧縮で壁倍率 2.0 倍引張で壁倍率 1.0 倍を負担できるので、本件の筋交いの約 2 倍以上の耐力が望める。

5.2 材料について

既存施設製作の[]より柱、梁とも樹種は[]
[]と報告を受けていたが、「別紙 5」の結果より「オウシュウアカマツ」と同等と考える。

日本においては製材としての「オウシュウアカマツ」の性能規定がないため、性能が同等と思われる樹種を以下に記す。

・比重について

実験平均値 442kg/m^3 (比重 0.44) → 木質構造規準 J2 グループ「ひば」、「ひのき」
(0.44)相当

・ヤング係数について

実験平均値 8225N/mm^2 → 告示 1452 号無等級材「あかまつ」(8000N/mm^2) 相当

・曲げ強度

実験値 95%下側限界値で最大曲げ応力度 38N/mm^2 → 告示 1452 号機械用製材
E130「あかまつ」(30.6N/mm^2) 相当

筋交い材の樹種は SPF 材であると[]から報告を受けている。

5.3 強度式と実験との比較について

筋交い構面水平せん断強度について下記に比較表を示す。

	圧縮筋交い：C	引張筋交い：T
短期せん断耐力(kN)：実験値	2.20	0.87
短期せん断耐力(kN)：計算値	1.00	0.60

計算値（§ 4）は実験値と比較して、圧縮構面、引張構面とも小さい結果となった。その原因は明確でないが、材料の強度の違いや柱梁フレームの影響などが考えられる。

§ 6 まとめ

6.1 圧縮筋交いの許容せん断耐力

木質構造設計規準・同解説（日本建築学会 2006）の評価方法に基づき、圧縮筋交いの短期許容せん断耐力を、下記 4 指標の最小値として算出する。

$$\min (P_y, 0.2P_u \times \sqrt{2\mu - 1}, 2/3P_{\max}, P_{1/120})$$

ここで、

P_y ：降伏耐力

P_u ：終局耐力

μ ：塑性率

$P_{\max}$ ：最大荷重

$P_{1/120}$ ：1/120rad 変形角時耐力

なお、ばらつきを考慮するため、実験で得られた数値を統計処理に基づき、信頼水準 75% の 50% 下側許容限界値として評価する。

3 体の圧縮筋交い実験結果から、 $P_y = 2.73 \text{ kN}$ 、 $P_u = 4.37 \text{ kN}$ 、 $\mu = 3.52$ 、 $P_{\max} = 4.69 \text{ kN}$ 、 $P_{1/120} = 2.91 \text{ kN}$ であるため、4 指標の値は以下となる。

$$P_y = 2.73 \text{ kN}$$

$$0.2 P_u \times \sqrt{2\mu - 1} = 2.20 \text{ kN}$$

$$2/3 P_{\max} = 3.13 \text{ kN}$$

$$P_{1/120} = 2.91 \text{ kN}$$

これら 4 指標の最小値として、圧縮筋交いの短期許容せん断耐力は 2.20kN となる。

一方、木質構造設計規準・同解説（日本建築学会 2006）に基づき、筋交い材の短期許容圧縮力 sN を次式により算出する。

$$sN = A \cdot f_k = A \cdot 3000 \cdot f_c / \lambda^2$$

ここで、

A ：筋交い材の断面積（ $89 \times 38 = 3382 \text{ mm}^2$ ）

f_k ：許容座屈応力度

f_c ：許容圧縮応力度（ $= 2/3F_c$ 、 F_c ：圧縮強度）

λ ：筋交い材の細長比（ $2511/11 = 229$ ）

なお、木質構造設計規準・同解説（日本建築学会 2006）では、圧縮材の細長比に最大 150 の制限を設けているが、この算定式自体は、普通構造材では弾性係数と圧縮強度との間に $E \approx 300F_c$ の関係が成立つ前提でのオイラー座屈荷重式なので、細長比が 150 より大きい本部材に対しても適用可能と考える。

筋交い材の樹種である SPF 材の区分・等級が不明なため、ここでは一般的に使われている SPF 材の区分・等級である甲種・2 級であるとして $F_c=17.4 \text{ N/mm}^2$ を採用すると、 $f_c=2/3F_c=2/3 \times 17.4=11.6 \text{ N/mm}^2$ となるため、筋交い材の短期許容圧縮力は以下となる。

$$sN = 3382 \times 3000 \times 11.6 / 229^2 = 2240 \text{ N} = 2.24 \text{ kN}$$

筋交い材の傾きから、この値の水平方向成分は下記となる。

$$2.24 \times 1200 / 2683 = \underline{1.00 \text{ kN}}$$

この値は、実験結果から求めた短期許容せん断耐力 2.20 kN より小さい値となっている。従って、当該施設で使われている圧縮筋交いの短期許容せん断耐力は、筋交い材の細長比より求めた筋交い材の短期許容圧縮力の水平方向成分として評価をしておけば、設計上安全側の評価となると考える。

設計に用いる短期許容圧縮力としては、さらに部材の使用環境を考慮した低減係数を考慮することが一般的であるため、当該施設の部材が外部雨ざらしの使用環境であることから、筋交い材の短期許容圧縮力にも低減係数を考慮すべきと考える。

また、今回の実験は単調加力試験であったが、筋交い材が引張力を受けて端部ビス抜けが発生した後に、再度圧縮力を受けた場合の挙動が、今回の結果と同様となるかどうかを確認するため、正負交番加力試験を実施してその挙動を確認することが望ましいと考える。

なお、筋交いを構成する柱・梁架構にも僅かながら耐力があり、実験結果にはその耐力分が含まれていると考えられるが、その値は無視できる程度に小さいと考えられること。また、梁端接合部はピン接合との考えのもと、水平力は筋交い材のみで抵抗するというのが、当該施設の構造設計の考え方であるため、本実験の考察において、柱・梁架構の水平耐力の値については考察対象外とする。

6.2 引張筋交いの許容せん断耐力

引張筋交いの実験では、3 体の試験体とも、載荷初期の段階で端部ビス抜けが発生し、耐力はほぼ期待できないという結果となった。端部ビスは狭隘部の施工であり、位置や打設深さの確保も難しい面がある。したがって、当該施設で使われている筋交いにおいては、引張筋かいの耐力は無視することが妥当であると考ええる。

以上

別紙資料

別紙 1：試験体の作成立ち合いについて

立体迷路試験体製作立ち合い記録

立会者：白木氏(消費者庁) 小崎 高見澤(記録作成)

日時：2022 年 12 月 6 日 14：00-15：00

■試験体の進捗

立会中に試験体 A/B とも製作が終わり出来高 100%であった。

予定通り 12/9 にベターリビングへ納品予定

■試験体の精度について

全てでないが A/B 一体ずつスケールにて検尺し図面通りであることを確認した。

コーチスクリューの配置寸法が図面と異なったため試験体図を訂正し追って送付予定

■材料について

・頂いた資料では製材であったが現物は集成材であり、XXXXXXXXXXの担当者に等級を確認したが不明とのこと。

・柱は 3 プライと 2 プライの 2 種類、長さ方向のフィンガージョイントを確認した。

本件の実験では 3 プライと 2 プライが混在したものとなる。

・梁は幅方向(45mm)の積層はなく長さ方向のフィンガージョイントを確認した。

・接着剤は不明だが色がクリアであるためレゾルシノールではない。

・構造計算書によると比重 0.8 と記載があるが、持った感触では軽いので欧州赤松やスギ程度の比重と想定される。

・斜材(筋交い)の樹種は SPF 材（等級は不明）と確認が取れた。試験体図を修正し後日送付予定。柱、梁及びコーチスクリューはヨーロッパから輸入し、その他の部材はカナダより輸入した材を使用している。柱、梁のフレームは下穴や柱接合などシステム化されているが、その他材料はカナダ産のツーバイ材、接合金物は日本で市販のものを使用し現地と工場で製作している。

・使用材料は一年前に日本に到着したもので倉庫内に保管していたもの。倉庫に屋根はあるが外壁などではなく含水率は計測していないが高いように思われる。

■接合部について

・コーチスクリューはヨーロッパから輸入しており材質は SUS。XXXXXXXXXXの方は亜鉛メッキ仕様であった。日本のコーチスクリューとは異なり六角頭でなくネジ式となっていた。軸部は日本で使用するものと同様のものに見受けられた。

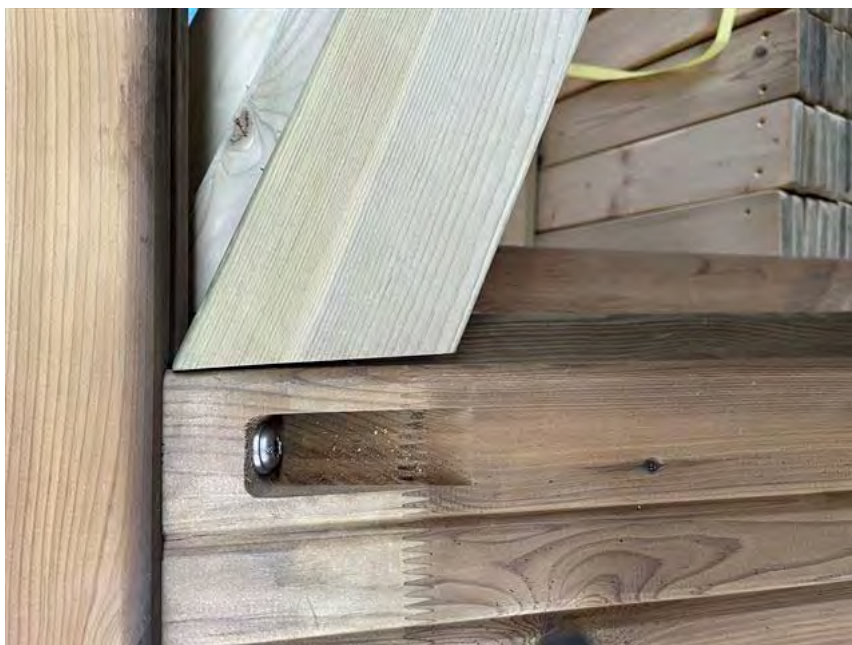
・柱に溝加工、梁側は横差し加工されているが日本の在来軸組工法の柱―梁の関係のように梁のせん断力を柱に伝達するような機構ではないため、コーチスクリューは梁のせん断力、軸力をすべて負担する機構となっている。

・3 本打ちの部分は試験体図では 30mm としていたが実状は約 20mm の間隔で接合されていた。

材の割れなどは確認できなかった。

筋交いの寸法確認及び接合部写真

- ・ 全長を確認
- ・ 計測写真はないが斜材 38mm×89mm であることを確認



筋交いの接合部写真



施工状況・ビス打ち込み長さは規など無く感覚で実施していた



接合具写真・コーチスクリューの長さを確認 報告と異なる 90mm であることを確認



別紙 2：実験立ち合い写真

実験前の試験体（圧縮筋交い）



実験後の試験体（圧縮筋交い） 筋交いの座屈



実験後の試験体（圧縮筋交い） 筋交い端部状況



実験後の試験体（圧縮筋交い） 筋交い端部状況



実験後の試験体（圧縮筋交い） 筋交い接合金物状況 ビスが曲げ変形している



実験後の試験体（圧縮筋交い） 柱―梁接合金物状況 大きな損傷はない



実験後の試験体（圧縮筋交い）筋交いの座屈状況



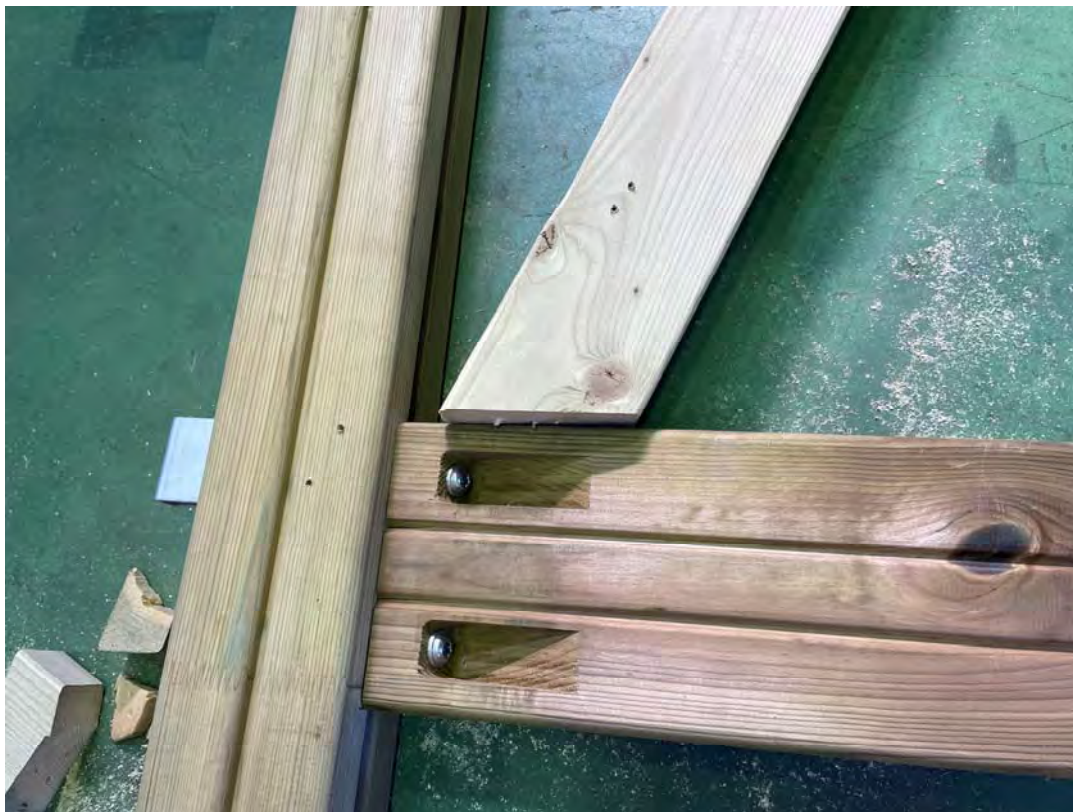
実験前の試験体（引張筋交い）



実験後の試験体（引張筋交い）



実験後の試験体（引張筋交い接合部）：ビスの梁への掛かりが小さくビス抜け



実験前の試験体（引張筋交い接合部）：ビスが梁を貫通するケース



実験後の試験体（引張筋交い接合部）：ビスが筋交いを貫通するケース（左：筋交い 右：梁）



実験後の試験体（引張筋交い柱―梁接合部）：モーメント接合で引張側に割れが発生



別紙 3. [REDACTED] より提示された筋交い強度資料

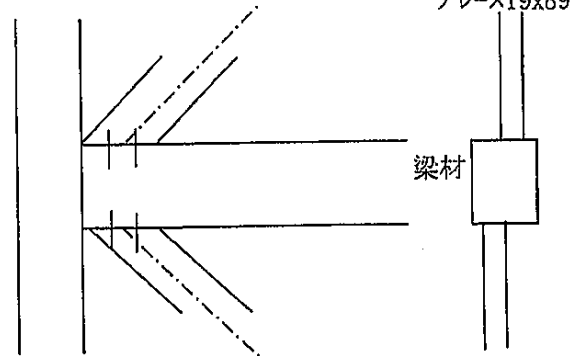
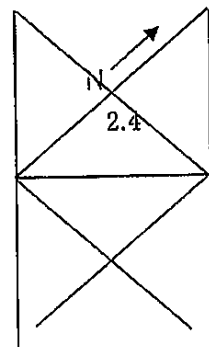
引張力 $3.42/2 = 1.71 \text{ kN}$

$$s_{ft} = 15.2 \times (50/65) = 11.7 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{ta} = A_{xs} s_{ft} = 19 \times 89 \times 11.7 = 19785 \text{ N} = 19.78 \text{ kN} > 1.71 \text{ kN} \\ \therefore \text{OK}$$

柱・梁との接合

1.71kN



$$N = 1.71 \times 1.414 = 2.42 \text{ kN}$$

コーススレッド 5.5 ϕ x90

コーススレッド 4.2 ϕ x65

1面せん断にて梁に軸力を伝達する。

木ねじ 許容せん断耐力

$$P = 9.8 \times 1740 \times \rho^{1.8} \times d^2 \quad (\text{N})$$

$$\rho = 0.5 \quad \text{比重 (ベイトウヒ)}$$

$$d = 0.55 \text{ cm} \quad \text{径}$$

$$d = 0.42 \text{ cm} \quad \text{径}$$

$$P = 9.8 \times 1740 \times 0.29 \times 0.55^2 \\ = 1495.9 \text{ N}$$

$$P = 9.8 \times 1740 \times 0.29 \times 0.42^2 \\ = 872.3 \text{ N}$$

$$5.5 \phi + 4.2 \phi \quad P_A = 1495.9 + 872.3$$

$$= 2368.2 \text{ N}$$

$$= 2.4 \text{ kN} > N = 1.71 \text{ kN}$$

$\therefore \text{OK}$

ブレース交差部 コーススレッド 4-4.2 ϕ x32

別紙 4：木質構造設計規準抜粋資料

木質構造設計規準・同解説

— 許容応力度・許容耐力設計法 —

Standard for Structural Design
of Timber Structures

日本建築学会

5%下限值採用根拠資料

工時に平衡含水率の状態まで乾燥した材を使用することが理想的である。しかしながら、現実には、大きな断面の製材品をこの状態まで天然または人工乾燥することは、経済的な面から困難であるといわざるをえない。したがって、改善の策として、施工後直ちに大きな荷重を受ける部材については、少なくとも平均含水率 20% 以下の材を使用することが望ましい。なお、構造用集成材および構造用単板積層材（LVL）については、製品時の含水率がそれぞれ 15% および 14% 以下となっているので、部位・状況に応じてこれらの材料を選択することも一つの方法である。

以上は構造耐力の観点からの説明であるが、最近では、木材の収縮に起因する仕上材料の損傷回避（クレーム対策）やプレカット部材の加工精度（施工能率）向上のために乾燥材を使用することが多くなってきている。これに伴い、含水率に対する要求も厳しくなっており、材断面の平均含水率を議論するまでに至っている。この場合、短時間に急速乾燥させることを優先するあまり、部分的に過乾燥状態を生じさせ、その結果として製材の強度性能低下を招く事態を懸念する声があることも事実である。製材の人工乾燥にあたっては、含水率に対する要求を満たし、かつ、強度性能の低下を引き起こすことのないような配慮が必要である。

- ② 耐久性：床下部分に使用される土台など腐朽が生じるおそれがある構造部材に対しては、耐久性の高い樹種、あるいは防腐処理を施された材料を用いる。なお、耐久性が高いといわれている樹種であっても、心材に比べて辺材部分は腐朽しやすいので、辺材部を含む材を使用する場合には何らかの防腐処理をしておくことが必要である。

木質系構造用材料を、湿潤状態となるおそれのある箇所など（使用環境Ⅰ、Ⅱ）に使用する場合には、耐水性、耐久性の高い接着剤を用いた製品を選択しなければならない。

402 構造用材料の基準材料強度

402.1 基準強度特性値 (f_0)

構造用材料の基準強度特性値 (f_0) は、原則として標準試験体を用いた標準試験により得られた強度分布における 5% 下限値とする。ただし、基準強度特性値の全部または一部について、合理的に推定が可能な場合には推定値に基づき決定してもよい。

2002 年の改定では、構造用材料の標準試験による実験値に基づいた設計用強度特性値決定のプロセスを明確にすることを目指した。従前の設計標準では、例えば、普通構造材など一定の規格材について各樹種群に対応して許容応力度を定めていたが、その決定プロセスは必ずしも明文化されているとはいえないものであった。

近年、世界各国から各種の製材・木質系材料が輸入されるようになり、また、新しい木質系材料が開発されるなど、今までの規格にない木質系材料が登場してきている。それらの材料を構造用として使用するために、許容応力度をはじめとする設計用強度性能値を決定する必要が必須となってきた。これらの状況に対応するためには、従来のように規格に対応して設計用強度特性値を定めるのではなく、材料の強度特性値に関する実験値に基づいた設計用強度特性値決定プロセスを規定化

しておくことが最善の方法であると判断するに至った。

構造用材料の基準強度特性値 ($_0F$) は設計用強度特性値決定の根幹をなす数値で、これに各種の条件を勘考する諸係数を乗じることにより各種の設計用強度特性値を誘導することになる。これにより標準的な試験データに基づき設計用材料強度ひいては設計用許容応力度決定プロセスを明確にすることができる。

構造用材料として用いられる木質材料は強度にばらつきを持っている。そこで、各種木質系材料の基準強度特性値の決定については強度特性値のばらつきを考慮することとし、原則として、5% 下限値を基準強度特性値 ($_0F$) と定義する。「5% 下限値」は木材・木質材料の分野において「5th percentile：百分位数の第5位」の訳語として慣用的に用いられている用語である。統計学上で「信頼水準 75% における 95% 下側許容限界値」と定義される値と同じである。5% 下限値は、順位統計によって算出する方法、強度データを適当な分布（正規分布、対数正規分布、ワイブル分布など）にあてはめ、分布パラメータによって算出する方法がある。

算出方法の一例を挙げると、ある構造用材料に対して行った標準強度試験より得られた強度分布が正規分布と仮定される場合には、以下の式によって基準強度特性値を求めることができる。

$$_0F = \bar{x} - K \cdot s \quad (402.1)$$

ここで、 $_0F$ ：基準強度特性値

$\bar{x}$ ：平均値

K ：表 402.1 の試験体数に対応した値

s ：標本標準偏差

表 402.1 信頼水準 75% における下側許容限界値を求めるための係数 K

試験体数	下側許容限界		試験体数	下側許容限界		試験体数	下側許容限界	
	95%	50%		95%	50%		95%	50%
3	3.152	0.471	11	2.074	0.211	50	1.811	0.096
4	2.681	0.383	12	2.048	0.201	100	1.758	0.068
5	2.464	0.331	15	1.991	0.179	200	1.732	0.048
6	2.336	0.297	20	1.932	0.154	500	1.693	0.030
7	2.251	0.271	25	1.895	0.137	1000	1.679	0.021
8	2.189	0.251	30	1.869	0.125	1500	1.672	0.017
9	2.142	0.236	35	1.849	0.115	2000	1.669	0.015
10	2.104	0.222	40	1.834	0.108	3000	1.664	0.012

基準強度特性値 ($_0F$) を強度分布の 5% 下限値とする考え方は世界標準といってよく、これにより世界的な木質材料の材料強度にかかわるデータベースの活用も容易になる。ただし、実際の設計に用いる設計用材料強度や許容応力度などの値は、基準強度特性値に劣化影響係数、荷重継続期間影響係数、含水率調整係数などの諸係数を乗じて算出することになるので注意が必要である。

なお、材料の基準強度特性値はすべて試験データに基づいて設定するのが理想的ではあるが、すべての条件について実験を行うことは難しいことも事実である。したがって、基準強度特性値の全

部または一部については、既往の研究結果を援用するなど合理的に推定が可能な場合には推定値に基づき決定してもよいこととした。

402.2 基準材料強度 (F)

構造用材料の基準材料強度 (F) は、基準強度特性値 ($_0F$) に使用環境における劣化影響係数 (K_t) を乗じて決定する。劣化影響係数は、原則として、通常の使用環境に対応した促進劣化試験等の結果に基づいて決定する。なお、曝露状態のように、熱・温湿度繰返し・紫外線等の環境が通常とは異なる特殊な環境で使用する場合には、その影響を勘案した劣化影響係数を設定しなければならない。

基準材料強度 F を式で表せば、次のようになる。

$$\text{基準材料強度 } (F) = \text{基準強度特性値 } (_0F) \times \text{劣化影響係数 } (K_t)$$

接着して製造する一部の材料においては、接着部分が熱・温湿度繰返し・紫外線等によって劣化する。このような傾向は、接着層が外部から守られている集成材と単板積層材などにあっては、比較的低い。木材の小削片や繊維を接着し、かつ断面が比較的小さい（薄い）面材（ボード）などでは著しい。そこで、劣化影響係数は、集成材と単板積層材にあっては 1.0、構造用合板にあっては事故的水濡れによる劣化なども考慮して、曲げ強さに対して $3/4$ 、圧縮・引張強さに対して $6/7$ を適用する。その他の木質系ボード類にあっては、現在、耐久性を付与するための技術開発を進めている最中でもあり、一般的な数値を定めるまでには至っていないので、材料ごとに実験などにより劣化影響係数を定めることとした。

日本農林規格に対応した構造用製材、構造用集成材、構造用単板積層材および普通構造材に関する基準材料強度値を、巻末の「設計資料」中に一括表示した。同表には、構造用製材、構造用集成材、構造用単板積層材の繊維方向の強度、繊維に直角方向の強度（部分圧縮（めり込み）強度、全面圧縮強度）も表示した。これらは基本的には実験データに基づくものの、そのほか次のような方針で決定されている。

- ① 構造用製材の繊維に直角方向の強度（めり込み強度）は欠点の影響を受けないと考えられるので、従前の許容応力度は気乾状態の無欠点小試験体による比例限度応力度に基づき、欠点による低減係数を 1.0 として定めていた。今回の改定においてもその考え方は変わらないが、曲げ、引張、圧縮およびせん断の各強度の表示方法との整合性を図るため、従前の設計規準における長期許容応力度を 3 倍した値を繊維に直角方向の強度（めり込み強度）とし、それを SI 単位に換算した値とした。また、全面圧縮の場合の基準強度特性値は、普通構造材の圧縮基準強度特性値に、針葉樹については 0.125、広葉樹については 0.2 の係数を乗じて算出しているが、これも従前と同様の扱いである。材中間部におけるめり込みの加力状態は、繊維方向と加力方向とのなす角度 (θ) が $0^\circ \sim 10^\circ$ では繊維方向の値を、 θ が $70^\circ \sim 90^\circ$ では繊維に直角方向の値をそれぞれとり、その中間の角度では直線補間した値とする。材端における部分圧縮（めり込み）については、中間部加力状態の値に針葉樹の場合 0.8、広葉樹の場合 0.75 の調整係数を乗じた値としている。なお、材端の定義を最新の研究結果に基づき変更し、材端の長さが

圧縮材の算出根拠資料

$$A_e = (1 - \sqrt{\phi/h})bh \quad (502.2)$$

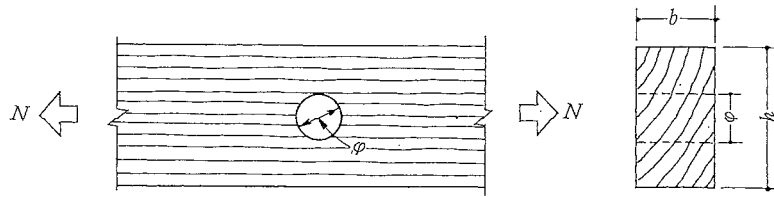


図 502.2 引張材における丸孔

502.3 注意事項

木材の引張接合部は、十分な応力伝達と剛性が確保されるように設計する。また、材の年輪の傾斜・節・干割れなどは強度・安全性の低下となる。図 502.3 に示すような接合部では、偏心応力を受けるので、余長を十分にとり、かい木と補助ボルトなどを用いるとよい。

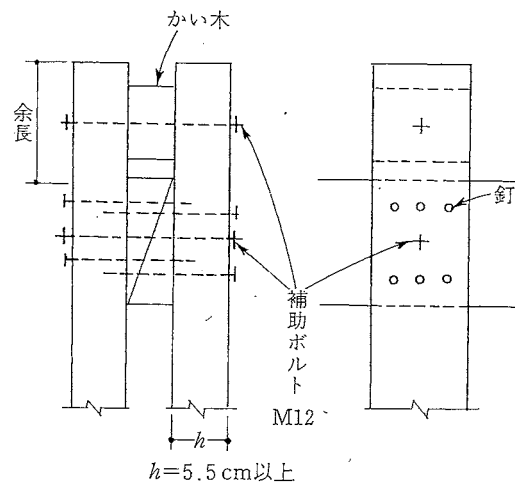


図 502.3 引張材の材端

503 圧縮材

503.1 断面計算

圧縮材の断面は、座屈に対して「503.2 単一圧縮材」あるいは「503.3 複合圧縮材」の方法に従って算定する。なお、端部の他材との接触面は部分圧縮（めり込み）に対して「503.4 材の接触面に対する検定」によって検定する。

503.2 単一圧縮材

(1) 算定式

1 軸方向中心荷重を受ける単一圧縮材の断面は (5.2) 式によって算定する。

$$\frac{N}{A} \cdot \frac{1}{\eta \cdot f_c} \leq 1 \quad (5.2)$$

記号 N : 設計用軸方向圧縮力 (N)

A : 全断面積 (mm^2)

η : 材の細長比に応じて決まる座屈低減係数

f_c : 許容圧縮応力度 (N/mm^2)

(2) 座屈低減係数 η

座屈低減係数 η は材の細長比 λ に応じて次式により算出する。

$$\left. \begin{array}{ll} \lambda \leq 30 & \eta = 1 \\ 30 < \lambda \leq 100 & \eta = 1.3 - 0.01\lambda \\ 100 < \lambda & \eta = \frac{3000}{\lambda^2} \end{array} \right\} \quad (5.3)$$

なお、 $\lambda \geq 100$ で実験により弾性係数を求めた場合については、材の短期許容圧縮力 (${}_sN$) は (5.4) 式によって求めることができる。

$${}_sN = \frac{\pi^2 EA}{\lambda^2} \quad (5.4)$$

記号 ${}_sN$: 短期許容圧縮力 (N)

E : 設計用弾性係数 (N/mm²)

実験で求めた弾性係数 E_0 に基づき次式により算定する。

部材個々について試験した場合 $E = 2/3 \times E_0$

抜取り試験をした場合 $E = 1/2 \times E_0$

A : 全断面積 (mm²)

(3) 細 長 比

圧縮材の細長比 λ は (5.5) 式により算出する。ただし、細長比は 150 以下とする。

$$\lambda = l_k / i \quad (5.5)$$

$$i = \sqrt{\left(\frac{I}{A} \right)} = \frac{h}{3.46} \dots \dots \dots \text{長方形断面の場合} \quad (5.6)$$

$$= \frac{D}{4.0} \dots \dots \dots \text{円形断面の場合}$$

記号 λ : 圧縮材の細長比

l_k : 次項 (4) 項に示す座屈長さ (mm)

i : 座屈方向の断面 2 次半径 (mm)

I : 全断面積に対する座屈方向の断面 2 次モーメント (mm⁴)

A : 全断面積 (mm²)

h : 長方形断面の座屈方向の材せい (mm)

D : 円形断面の直径 (mm)

(4) 座 屈 長 さ

圧縮材の座屈長さ l_k は材長および材端の状況に応じて定める。

- (a) 材の両端が移動せず、かつ、材端がピン支持とみなせる場合の座屈長さ l_k は、材長に等しくとる。
- (b) 材端が移動する場合、あるいは材の途中の変位が拘束され、または材端の回転が拘束される場合はそれぞれに応じて座屈長さを増し、あるいは減じる。
- (c) 通常の場合、次によることができる。

(i) 柱材では主要横架材間の距離

(ii) トラス部材では、構面内の座屈に対しては節点間の距離、構面外の座屈に対しては筋かい・母屋・方づえその他によって側方へ移動しないように支承した支点間の距離

(iii) 方づえ・筋かい・支柱などではその材長

(iv) 部材の両半分が異なった大きさの圧縮力 N_1 , N_2 ($N_1 > N_2$) を受ける場合、その座屈長さ l_k は (5.7) 式による。また、(5.2) 式中の N としては N_1 とする。

$$l_k = l \left(0.75 + 0.25 \cdot \frac{N_2}{N_1} \right) \quad (5.7)$$

503.3 複合圧縮材

中心荷重を受ける複合圧縮材の断面は、単一圧縮材に準じて算定する。この場合、細長比の算定にあたっては、複合圧縮材の構成方法を適切に考慮した有効断面 2 次モーメントを用いる。ただし、主材全長の細長

比は 200 以下、主材のつなぎ間細長比は 60 以下とする。

503.4 材の接触面に対する検定

材の接触面に対し、部分圧縮（めり込み）について (5.8) 式によって検定する。

$$\frac{N}{A} \cdot \frac{1}{f_{c\theta}} \leq 1 \quad (5.8)$$

記号 N ：設計用軸方向圧縮力の接触面に直角方向の分力 (N)

A ：接触面積 (mm²)

$f_{c\theta}$ ：繊維と角度 θ をなす方向の許容部分圧縮（めり込み）応力度 (N/mm²)

503.1 断面計算

圧縮材は、その座屈に対して安全でなければならない。圧縮材が長期継続荷重を受ける場合は、強度のほかクリープに対しても安全のように設計する必要がある。

また、圧縮材端部が他材と直交するような接合部においては、接触両材について部分圧縮（めり込み）などについても検定する必要がある。

503.2 単一圧縮材

(1) 算定式

軸方向中心荷重を受ける単一圧縮材が、設計圧縮力 N を受ける場合は (5.2) 式を満足すればよい。材の断面については、軽微な穴などによる耐力低下は少ないと考えられ、その場合には断面欠損を考慮しない全断面積としてよい。

ただし、欠込みの存在により、偏心による曲げモーメントが生じる場合については、「505.2 曲げを伴う圧縮材」による。

なお、許容座屈応力度は細長比に関係するので、圧縮長柱の設計は材断面を仮定し、その妥当性を検討することになる。

(2) 許容座屈応力度 f_k

i) 軸方向中心荷重を受ける断面が一樣な圧縮材の座屈荷重を P_k とし、材の断面積を A とすれば、座屈応力度 $F_k = P_k/A$ は材の細長比 λ に関係し、 $\lambda > 100$ の弾性範囲では、

$$\text{オイラー式 } P_k = \frac{c\pi^2 EI}{l^2} \rightarrow F_k = \frac{c\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (503.1)$$

が実験結果とよく一致する。 $\lambda \leq 100$ では塑性座屈するので通常実験近似式を用いる。

普通構造材では、弾性係数と圧縮強度との間に $E \approx 300 F_c$ の関係があるので、この関係をオイラー式に代入し、材端をピン ($c=1$) として近似強度式に変換すると

$$\lambda > 100 \text{ に対し: } F_k = \frac{c\pi^2 E}{\lambda^2} \approx \frac{3\,000 F_c}{\lambda^2} \quad (503.2)$$

となる。ここで、 F_k 、 F_c を許容応力度 f_k 、 f_c におきかえれば

$$f_k = \frac{3\,000 f_c}{\lambda^2} \quad (503.3)$$

となる。

$\lambda \leq 100$ では直線式を採用し、 $\lambda = 30$ で許容圧縮応力度 f_c となり、 $\lambda = 100$ で上式に接続する式として次式を得る〔図 503.1 参照〕。

$$\lambda = 30 \sim 100 \text{ に対し} : f_k = (1.3 - 0.01\lambda)f_c \quad (503.4)$$

許容座屈応力度と許容圧縮応力度の関係を

$$f_k = \eta f_c \quad (503.5)$$

記号 f_k : 許容座屈応力度 (N/mm²)

f_c : 許容圧縮応力度 (N/mm²)

η : 材の細長比に応じて決まる座屈低減係数

とおけば、座屈低減係数 η は材の細長比 λ に応じて (5.3) 式となる。細長比 λ に応じた η 値を表 503.1 に示す。

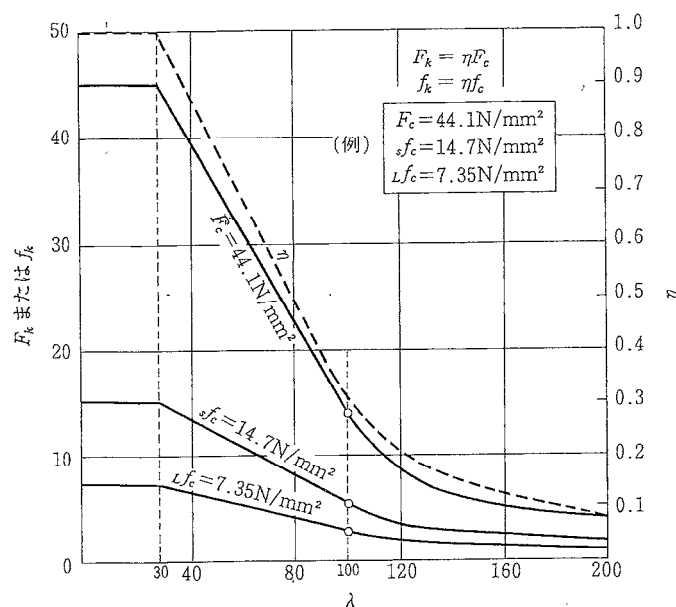


図 503.1 細長比と許容座屈応力度、座屈低減係数との関係

表 503.1 座屈低減係数 η

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
30	1.00	.99	.98	.97	.96	.95	.94	.93	.92	.91
40	.90	.89	.88	.87	.86	.85	.84	.83	.82	.81
50	.80	.79	.78	.77	.76	.75	.74	.73	.72	.71
60	.70	.69	.68	.67	.66	.65	.64	.63	.62	.61
70	.60	.59	.58	.57	.56	.55	.54	.53	.52	.51
80	.50	.49	.48	.47	.46	.45	.44	.43	.42	.41
90	.40	.39	.38	.37	.36	.35	.34	.33	.32	.31
100	.30	.29	.29	.28	.28	.27	.27	.26	.26	.25
110	.25	.24	.24	.23	.23	.23	.22	.22	.22	.21
120	.21	.20	.20	.20	.20	.19	.19	.19	.18	.18
130	.18	.17	.17	.17	.17	.16	.16	.16	.16	.16
140	.15	.15	.15	.15	.14	.14	.14	.14	.14	.14
150	.13									

ii) 実験によってヤング係数 E_0 を求めた場合で、 λ が 100 以上の場合には、短期座屈応力度は (5.4) 式によって決めてよいこととした。弾性座屈計算を行う場合で、実際に使用する材料のヤング係数が明確な場合には、材料特性の実況を反映させた設計を行うことが望ましいからである。

実験によってヤング係数 E_0 を求めたときは、材料個々について試験を行った場合と、抜取り試験によった場合の 2 つに区分し、安全係数を前者は $2/3$ 、後者を $1/2$ として、設計用ヤング係数 E をそれぞれ $2/3 E_0$ と $1/2 E_0$ とし、この E を用いてオイラー式によって短期座屈応力度 f_k を求める。

座屈式では、許容座屈応力度に達する以前は、材は圧縮変形のみを生じ、座屈応力度に達した瞬間に、材軸に直角方向へ湾曲するという建て前をとっている。しかし実際には、年輪の片寄り、心材と辺材の剛性の違いなどによって、材断面の剛心は図心に対して偏心しており、また、市販木材柱には一般に $0.5 \sim 2.0 l_k \times 10^{-3}$ の元たわみがある¹⁾といわれる。

これらの偏心や元たわみなどによって、材は載荷直後より湾曲しはじめ、計算上の座屈荷重の 80 % の荷重で最大となる。このときの湾曲による変形量は、市販木材で細長比 λ が 100 以上の場合には $2.45 l_k \times 10^{-3}$ に達する²⁾。座屈荷重の低下は安全率で補正できるが、湾曲変形の補正はできないので、変形を問題とするところでは十分な注意が必要である。雪国などでは、しばしば戸と柱の間にすき間ができたります。

長期の継続荷重がかかる場合の許容座屈応力度は、短柱 ($\lambda \leq 30$) では長期許容圧縮応力度をとる。

長柱は、短期的実験により求めた比例限度 ($2/3 \cdot F_c$) よりクリープ限度は小さく、 $\lambda = 50 \sim 100$ の範囲では、座屈クリープ限度は偏心荷重を受けたときの座屈強度の 50 ~ 70 %³⁾ に存在すると推定されている。

これらの結果を踏まえて、長柱に対しては圧縮材のもつ元湾曲および荷重の不可避の偏心による横たわみの発達することを考慮して、短期荷重に対する値の $1/2$ とする建て前をとり、すなわち、細長比 λ の全範囲にわたって長期は短期の $1/2$ にとることとしている。

長期荷重による変形は、材料・荷重条件・経過年数などによって異なるので、各条件下の相対クリープ推定曲線⁴⁾を計算によって求めて設計することも 1 つの方法である。しかし、木材単一柱では、圧縮クリープひずみの終局値は、比例限度以下では、載荷直後の初期弾性ひずみと等しく、したがって、全ひずみは初期弾性ひずみの 2 倍と考えてよいであろう。

1) 市販木材柱の元たわみ

久田・寺本	柱 (すぎ)	$0.45 \sim 2.0 \times 10^{-3}$
辻井・平井	柱 (すぎ)	$0.5 \sim 2.0 \times 10^{-3}$
後藤・久田	柱 (すぎ)	$0.2 \sim 2.25 \times 10^{-3}$

2) 後藤一雄・久田俊彦：市販木造柱の性質について、日本建築学会論文集，第 47 号，1953

3) 杉山英男：建築構造学大系・木構造，彰国社，1971

4) 相対クリープ推定曲線は次式による

$$\frac{\text{全ひずみ } \delta(t)}{\text{載荷直後のひずみ } \delta_0} = 1 + at^N$$

a ：荷重に比例する定数（単位を“日”とすると 0.2）

N ：材料定数（木材 0.2）

t ：経過日数

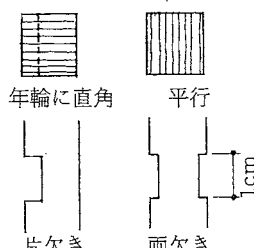
iii) 集成材の場合、ヤング係数と圧縮強度の関係は製材品の場合と必ずしも同じではない。したがって、細長比が 100 以上の場合は、集成材の弱軸方向の EI を用いてオイラーの式により座屈応力度を求める。このとき、短期座屈応力度の算出に際しては、その集成材に与えられた E の値を、長期座屈応力度の算出に際しては $E/2$ の値を採用する。また、細長比が 30 未満の場合には、その集成材に与えられた許容圧縮応力度を用いる。さらに、細長比が 30 を超え、100 未満の場合は、許容圧縮応力度と細長比 100 の場合の座屈応力度の間を、直線補間して求める。

(3) 細 長 比

1 本の材で、断面軸によって断面寸法や端部および途中の支え方が異なる場合には、不利となる細長比をとる。細長比に、最大 150 の制限があるのは、あまり圧縮材が細長いと長期間に思わぬ材の変形を生じたり、施工時に損傷したり、欠点の影響が大きく作用するなどの、不都合を避けるためである。

切欠きのある圧縮材についての研究はこれからであるが、表 503.2 のようなモデル実験例¹⁾があるので参考に掲載しておく。これによると、年輪と直角な切欠きは、切込み深さに比例して座屈荷重の低下があるが、年輪と平行な切欠きで両欠きの場合は切込み量にかかわらず一定である。切込み量が同じ場合、片欠きより両欠きが切欠きの影響は小さい。

表 503.2 切欠きのある場合の座屈荷重比（一方向座屈変形， $\lambda=100$ ）

切 欠 き 欠 損 率	両 欠 き		片 欠 き		1. 試験体 べいつが 3 cm×3 cm×80 cm 2. 切欠き 
	年輪に直角	年輪に平行	年輪に直角	年輪に平行	
0	0.57	0.46	0.57	0.46	
1/4	1.28 (0.53)	1.02 (0.42)	1.03 (0.43)	1.21 (0.50)	
1/3	1.58 (0.47)	1.66 (0.49)	1.27 (0.38)	1.28 (0.38)	
2/5	2.07 (0.45)	2.32 (0.50)	1.43 (0.31)	1.54 (0.33)	

[注] [実験による座屈荷重]/[残存断面を用いたオイラー座屈荷重]

() 内の値：[実験座屈荷重]/[切欠きのない原断面を用いたオイラー座屈荷重]

欠込みが材に沿って長い範囲にわたるときや、さらに切欠きが大きいときはその影響を考慮する必要があるが、一般には細長比算出のときの断面 2 次モーメント I は、残存断面で設計すれば安全である。

(4) 座 屈 長 さ

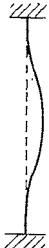
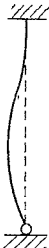
座屈長さは、材端の支持状況によって決まり、オイラー式を用い

$$P_k = \frac{c\pi^2 EI}{l^2} \rightarrow \frac{\pi^2 EI}{\left(\frac{l}{\sqrt{c}}\right)^2} = \frac{\pi^2 EI}{l_k^2} \quad (503.6)$$

1) 安藤幸喜の実験による（未発表）

と変形すれば、座屈長さ $l_k = \frac{l}{\sqrt{c}} = \frac{1}{\sqrt{c}} \times l$ である。 l は実長である。材端の支持状況に応じた座屈長さ l_k は表 503.3 となるが、実際には支持・構造の状況に応じて適当な増減を行う。

表 503.3 座屈長さ

				
l_k	l	$0.5l$	$0.7l$	$2l$
c	1	4	1/2	1/4

i) 柱 材

普通の柱では両端横架材の心心距離・束類では実長を座屈長さ l_k にとる。方づえ付きの柱では構面内の座屈に対する座屈長さ l_k を次式¹⁾で求める。

$$l_k = q \left(h - \frac{h'}{2} \right) \quad (503.7)$$

q は表 503.4 による。

表 503.4 (503.7) 式の q 値

剛比 $k = \frac{K_{be}}{K_c}$		0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	∞
I	柱頭が水平移動するとき	∞	2.64	2.33	2.22	2.17	2.13	2.11	2.08	2.00
II	柱頭の水平移動がないとき	1.00	0.92	0.88	0.84	0.82	0.80	0.79	0.78	0.70

[注] $K_c = I_c / h$

$K_{be} = s \cdot c \cdot K_b$

$$s = \frac{1}{1 + 4 E_b \cdot K_b \cdot \alpha \cdot c}$$

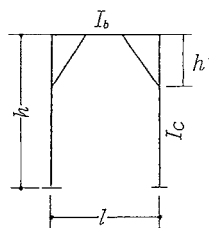


図 503.2 方づえ付きの柱の座屈長さ

I_c : 柱の断面 2 次モーメント

I_b : 梁の断面 2 次モーメント

K_b : 梁の剛度 ($= I_b / l$)

s ; 剛性低下率

c ; ①方づえが圧縮または引張のみに効く場合
3/4

②圧縮・引張両方に効く場合 1.5

E_b : 梁のヤング係数

α : 表 503.5

表 503.5 方づえ仕口の変角率 α (1/N・mm)²⁾

方づえ突付 (ボルト締め)	$(29.4 \sim 19.5) \times 10^{-7} \frac{500 \text{ (mm)}}{h' \text{ (mm)}}$
方づえはさみ止め (ボルト締め)	$(24.5 \sim 17.0) \times 10^{-7} \frac{500 \text{ (mm)}}{h' \text{ (mm)}}$

1) DIN による

2) 後藤一雄：木構造の計算，鹿島出版会，1980

ii) トラス部材

トラス部材では変形を拘束されている支点間距離をとればよい。図 503.3 のトラスの上弦材では、トラス面内では AB 間距離をとる。構面外座屈には、組母屋間距離 AC をとればよいが、図の上弦材のように材の両半分の圧縮力が異なる場合は (5.7) 式の略算法によって座屈長さを求める。

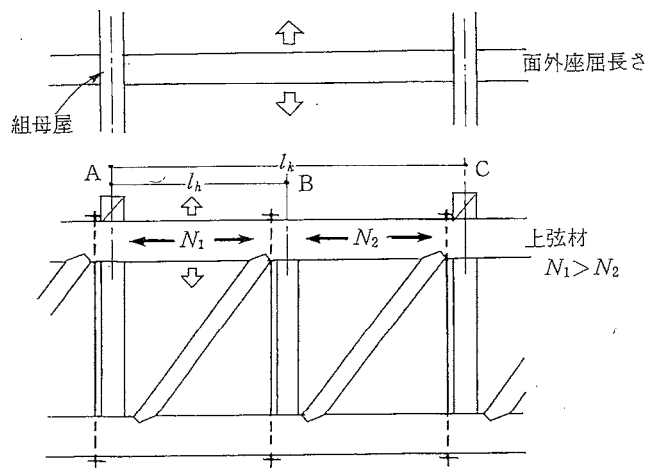


図 503.3 トラス部材の座屈長さ

503.3 複合圧縮材

複合圧縮材とは、図 503.4 のように平行な 2 つの主材の間に数個のつなぎ材を設けて構成する柱材など、主として圧縮を負担する部材のことをいう。木質構造では、部材を複合して構成することから、この名称が使われてきているが、別の言い方をすれば「組立て柱」の類のことである。

複合圧縮材は、大断面製材の代わりに小断面材を用いて要求性能に応えようとするところから発展してきたが、集成材をはじめとする木質材料の出現により、現状では構造耐力上の要求から使用

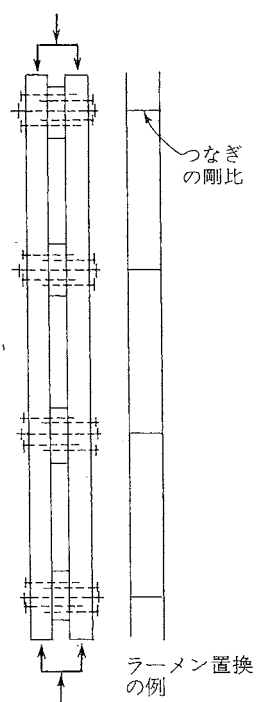


図 503.4 つなぎ材による複合材

筋交いの許容せん断耐力算出方法資料

表 204.3 風圧力に対する必要壁率（構造耐力上必要な軸組等：平成 14 年国土交通省施行令 46 条抜粋）

	区 域	見付面積に乗じる数値 (単位：1 平方メートルにつきセンチメートル)
(1)	特定行政庁がその地方における過去の風の記録を考慮してしばしば強い風が吹くと認めて規則で指定した区域	50 を超え、75 以下の範囲内において特定行政庁がその地方における風の状況に応じて規則で定めた数値
(2)	(1) に掲げる区域以外の区域	50

d) 新しい許容せん断耐力（壁倍率）の評価法

改正建築基準法（平成 12 年 6 月）以前においては、建築基準法第 38 条（平成 12 年改正時に削除）に基づく特殊な工法による耐力壁の許容せん断耐力（壁倍率）評価は、日本建築センター木質系構造専門委員会のいわゆる技術規準内規（名称・内容等には変遷がある）により行われてきていた。この方法では、前述した特定のせん断変形角に対応する荷重に加え、安全率（2/3）を考慮した荷重および一定の靱性を考慮した荷重（最大荷重時のせん断変形角の 1/2 に対応する荷重）内の最も小さい荷重（ P_0 ）にばらつき係数および施工・材料特性等を考慮するための低減係数を乗じて許容せん断耐力（壁倍率）を決定していた。この場合、 P_0 が特定のせん断変形角に対応する荷重以外で決定される場合であって、仕様の異なる耐力壁を併用することを前提とする場合には、 P_0 に対応するせん断変形角を吟味して許容せん断耐力の加算則適用の是非が検討されていた。これは、従来の木質構造耐力壁に比べて剛性が高く粘りの少ない（変形能が小さい）耐力壁が出現してきたことの対応措置であるといわれている。すなわち、従来の耐力壁のせん断性状は剛性が低く、特定変形に対応する荷重さえ押さえおけば、安全率・粘り強さは十分確保されたものが、安全率・粘り強さ・施工精度・材料特性などを評価対象とせざるを得ない新形式・新材料の耐力壁が開発された結果であるといえる。

新しい建築基準法以後は、国土交通大臣による指定性能評価機関において、次のような方法による評価が行われているようである〔図 204.6 参照〕。

- 1) 荷重～せん断変形角曲線から包絡線を求める。
- 2) $0.1 P_{\max}$ と $0.4 P_{\max}$ 時の点を結ぶ線分Ⅰを描く。
- 3) $0.4 P_{\max}$ と $0.9 P_{\max}$ 時の点を結ぶ線分Ⅱを描く。
- 4) 線分Ⅱと平行で、包絡線に接する①点を通る線分Ⅲ（接線）を描く。
- 5) 降伏荷重 P_y ：線分ⅠとⅢの交点②の荷重を降伏荷重とする。
- 6) 降伏荷重を表す線分Ⅳを描く。
- 7) 線分Ⅳと包絡線の交点③の変形角を降伏変形角 γ_y とする。
- 8) 原点と③点を通る線分Ⅴを描く。
- 9) 最大荷重経過後、 $0.8 P_{\max}$ に達した点の変形角を終局変形角 γ_u とし、終局変形角を表す線分Ⅵを描く。
- 10) 包絡線、変形軸および線分Ⅵで囲まれる部分の面積 S を計算する。
- 11) 線分Ⅶは終局耐力 P_u を表す変形軸と平行な線で、線分Ⅴ、線分Ⅶ、線分Ⅵおよび変形軸で

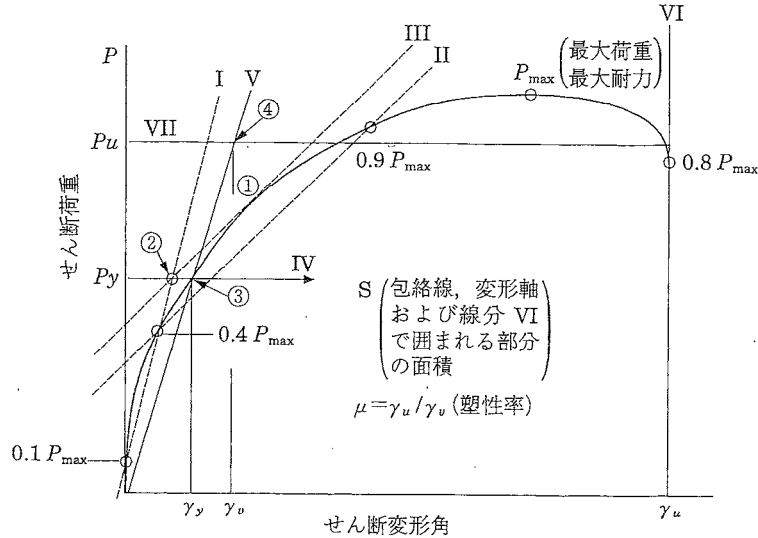


図 204.6 耐力壁の許容せん断耐力の誘導法

囲まれる台形の面積が 10) で求めた面積 S と等しくなるように定める。

- 12) 線分 V と線分 VII の交点 ④ の変形角を完全弾塑性モデルの降伏点変形角 γ_v とする。
- 13) (γ_u / γ_v) を塑性率 μ とし、 $1 / \sqrt{2\mu - 1}$ を求める。
- 14) P_y , $[(0.2\sqrt{2\mu - 1})P_u]$, $[2/3 \cdot P_{max}]$, $[P_r$ (タイロッド式の場合は真のせん断変形角 $1/150$ rad に対応する荷重 P_{150} , 無載荷式または載荷式の場合は見掛けのせん断変形角 $1/120$ rad に対応する荷重 P_{120})] の、それぞれの平均値にそれぞれのばらつき係数を乗じた値のうち、最も小さい値 (P_0) を求める。この場合、ばらつき係数は $(1 - CV \cdot k)$ により決定するが、 CV は変動係数、 k は供試験数により決まる定数 ($n=3$ のとき 0.471) である。
- 15) 短期許容せん断耐力 P_a は前項の P_0 に耐力低減係数 α を乗じて決定する。
- 16) 壁倍率を算定する場合には、下式により算定する。

$$\text{壁倍率} = P_a \times (1/1960) \times (1/L)$$

ここで、1960 は壁倍率を算定する数値 (N/m), L は試験体の壁の長さ (m)

算定された数値は 0.5~5 までの範囲で、0.1 ごとに端数を切り捨てる。

この方法は、荷重～変形角曲線を完全弾塑性 (bi-linear) 型モデルに置換して評価しようとするもので、地震に対する保有水平耐力に主眼をおいた評価方法といえよう。この方法により、耐力壁の粘り強さの指標である塑性率をせん断耐力評価に反映できるところに大きな特長がある。特に、単一仕様の耐力壁で構成される建物の場合には、その建物のせん断力に対する終局状態について有力な情報を与えるものとなろう。

しかしながら、この方法により得られた許容せん断耐力を、複数の仕様の耐力壁で構成される建物に適用する場合には、その運用について注意が必要となろう。すなわち、異なる仕様の耐力壁の許容せん断耐力に加算則を適用できるか否かの確認と、耐力壁単体の構造特性と建物の構造特性とは異なる可能性がある点に留意することが必要である。

例を挙げて説明しよう。図 204.7 (a), (b) には架空の 2 仕様の耐力壁の荷重～変形角曲線が示

してある。両者は、一見同じように見えるが、変形軸（横軸）が異なる点に注意されたい。図中には図 204.6 の手順にしたがい算出した諸元が示してある。この例では両者の許容せん断耐力は同値となるが、許容せん断耐力時の変形角は相当異なることがわかる。次に、両仕様を 1:1 および 1:2 で併用した場合（それぞれ、図 204.7 (c) 中に $[A+B]$, $[A+2B]$ と表記）を想定した荷重～変形角曲線と、その包絡線に基づいて前述の手順によって算定した許容せん断耐力が示してある。すなわち、 $[A+B]$ の場合には両仕様の耐力を単純に加算した許容せん断耐力は $10.6 (=5.3+5.3)$ kN であるが、両仕様を併用した荷重-変形角曲線に基づいた許容せん断耐力は 8.3 kN と評価される。同様に $[A+2B]$ の場合にはそれぞれ $15.9 (=5.3+2\times 5.3)$ kN, 11.2 kN と評価される。これらの例では、個々の仕様の耐力を単純に加算した場合には、許容せん断耐力を 20～30% 過大に評価する結果となっている。以上より、上述の留意点の意味が具体的に理解できよう。

コースレッドのせん断耐力、引抜耐力算出根拠資料

602.6 木ねじ接合

(1) 木ねじの品質

木ねじは JIS B 1112 (十字穴付き木ねじ) および JIS B 1135 (すりわり付き木ねじ) の規格によるほか、材質、形状などが信頼できる規格により規定されるものによる。本節における許容耐力などの数値は、JIS B 1112 (十字穴付き木ねじ) および JIS B 1135 (すりわり付き木ねじ) に適合する木ねじにのみ適用する。これ以外の木ねじにあっては、許容耐力などの数値は実験などにより求めることを原則とする。

(2) 木ねじ接合の許容せん断耐力

(a) 単位接合部

(i) 基準許容せん断耐力・設計用許容せん断耐力

先穴加工を行ったうえで木材の側面にねじ込まれた単位木ねじ接合部の基準許容せん断耐力は「602.1 (1) (a)」(6.2) 式により、設計用許容せん断耐力は「602.1 (1) (a)」(6.3) 式により求める。「602.1 (1) (d)」に基づき、終局耐力 (p_u) を降伏耐力 (p_y) から類推する場合は、単位木ねじ接合部の設計用許容せん断耐力は (6.42) 式によることができる。

$$p_a = \frac{1}{3} {}_jK_d \cdot {}_jK_m \cdot r_u \cdot p_y \quad (6.42)$$

記号 p_a : 単位木ねじ接合部の設計用許容せん断耐力 (N)

p_y : 単位木ねじ接合部の降伏せん断耐力 (N)

r_u : 終局強度比

${}_jK_d$: 荷重継続期間影響係数

${}_jK_m$: 含水率影響係数

${}_jK_d$ および ${}_jK_m$ は、「601.2 (1)」による。

(ii) 降伏せん断耐力

単位木ねじ接合部における降伏耐力 (p_y) の値は、(6.4) 式による。

(6.4) 式中の接合形式係数 (C) は、「602.1 (1) (c) (iv)」(6.8) 式または (v) の (6.9) 式による。側材厚 (l') は、側材の厚さを、有効主材厚 (l) は主材に打ち込まれた長さとする。

主材、側材の基準支圧強度 (F_p , F'_p) は実験によって定めるほか、加力方向によらず、「602.1 (1) (c)」表 6.2 の繊維方向の数値を用いることができる。また、木ねじの基準材料強度 (F) は使用材料に応じて定めるものとするが、JIS に規定される木ねじ (JIS B 1112) に対しては、表 6.12 の値を用いることができる。なお、接合具の有効直径は、ねじ部の断面欠損を考慮し、接合具の呼び径 (d) の 0.75 倍とする。また、木ねじの有効長さは、先端の傾斜部分を差引いた値とする。

表 6.12 木ねじの基準材料強度

呼び径 d (mm)	基準材料強度 (N/mm ²)
$d \leq 3.2$	690
$3.2 < d \leq 4.0$	590
$4.0 < d \leq 5.5$	540
$5.5 < d$	490

(イ) 木材と木材の 1 面せん断接合

木ねじの長さは、側材厚の 2.5 倍以上とし、有効主材厚 (l) は木ねじの呼び径 d の 6 倍以上、側材厚 (l') は木ねじの呼び径 d の 4 倍以上とする。接合形式係数 (C) の値は「602.1 (1) (c)」(6.8) 式のうちの、最小値をとる。

(ロ) 木材と鋼板の 1 面せん断接合

有効主材厚 (l) は木ねじの呼び径 (d) の 6 倍以上とする。接合形式係数 (C) の値は「602.1

(1) (c)」(6.9) 式のうちの、最小値をとる。

(ハ) 合板または構造用木質面材を側材とする 1 面せん断接合

この規定は、構造用合板、構造用木質パネル類、構造用木質繊維板を側材とする木ねじ接合に適用する。その他の構造用面材（木質系、非木質系）を使用する場合の許容せん断耐力は、実験によって定めるものとする。合板または構造用木質面材を側材とする 1 面せん断接合では、側材厚（ l' ）は $[4.4d/(1+\beta)]$ 以上、有効主材厚（ l ）は $6d$ 以上とする。合板の基準支圧強度は、実験によって定めるほか、使用材料の樹種・比重に応じ、加力方向によらず、「602.1 (1) (c)」表 6.2 の繊維方向の数値を用いることができる。合板以外の構造用木質面材の基準支圧強度は、実験によって定めることを原則とするが、表 6.13 に従って概算することができる。接合形式係数（ C ）の値は「602.1 (1) (c)」(6.8) 式のうち、最小値をとる。

表 6.13 構造用木質面材の比重と基準支圧強度

実 比 重*		補正比重 基準支圧強度
公称比重	下限比重	
$0.71 \leq$	$0.65 \leq$	J1 相当
$0.62 \leq$	$0.57 \leq$	J2 相当
$0.54 \leq$	$0.49 \leq$	J3 相当

* 公称比重または下限比重のいずれかの要件を満たすもの

(iii) 終局せん断耐力

単位接合部の終局せん断耐力は、実験によって定めるほか、「602.1 (1) (d)」(6.10) 式に r_u の値を 1.5 として計算することができる。

(iv) 剛性係数

木ねじ接合における剛性係数は、実験または計算により求める。

(v) クリープを考慮した変形

クリープを考慮した変形は「602.1 (1) (f)」(6.12) 式による。

(b) 接合部 [全体]

(i) 基準許容せん断耐力・設計用許容せん断耐力

木ねじ接合部における接合部 [全体] の基準許容せん断耐力（ P_0 ）は、「602.1 (2) (a)」(6.13) 式により、設計用許容せん断耐力（ P_d ）は、「602.1 (2) (b)」(6.14) 式により求める。木材またはこれと同等の性質を有する材料を接合する場合の設計用許容せん断耐力（ P_d ）は、(6.43) 式による。

$$P_d = \frac{1}{3} {}_jK_r \cdot {}_jK_d \cdot {}_jK_m \cdot P_{u0} \quad (6.43)$$

記号 P_d : 設計用許容せん断耐力 (N)

P_{u0} : 基準終局せん断耐力 (N)

${}_jK_r$: 靱性係数

${}_jK_d$: 荷重継続期間影響係数

${}_jK_m$: 含水率影響係数

靱性係数（ ${}_jK_r$ ）の値は「602.1 (2) (a)」表 6.3 による。接合種別の決定にあたっては、加力方向、木ねじの配置、側材の材質・材厚、木ねじの打ち込み長さなどを適切に考慮する。

(ii) 基準終局せん断耐力

木ねじ接合部における基準終局耐力（ P_{u0} ）は、実験、理論または解析などにより求めるほか「602.1 (2) (c)」(6.15) 式により求めることができる。ただし、木材が割裂やせん断、引張などにより破壊しない場合の基準終局せん断耐力（ P_{u0} ）は (6.44) 式により求めることができる。

$$P_{u0} = {}_jK_n \cdot n \cdot m \cdot r_u \cdot p_y \quad (6.44)$$

記号 P_{u0} : 木ねじ接合部 [全体] の終局せん断耐力 (N)

p_y : 単位接合部の降伏せん断耐力 (N)

r_u : 終局強度比

m : 列数

n : 1 列の木ねじ本数

${}_jK_n$: 1 列の木ねじ本数に基づく耐力の低減係数. 以下の数値をとる.

n が 10 以上の場合: 0.9

n が 20 以上の場合: 0.8

(3) 木ねじの配置と施工条件

接合部 1 か所の木ねじ本数は 2 本以上とし, 板に対する木ねじ配置の最小間隔は「602.5 (3)」の表 6.11 に準じる. この場合, 木ねじは材の繊維に対して乱に打つものとし, 板厚が薄いものまたは割れやすい材における繊維方向の木ねじ間隔については, 割れを生じないようにその間隔を特に大きくする.

(a) 木材に対する配置

木材に木ねじを打つ場合の端距離, 縁距離および木ねじ間隔は, 原則として「602.5 (3)」表 6.11 に示される値以上とし, 木ねじは木材繊維に対して乱に打つものとする. 板厚が薄い場合や割れやすい樹種に対しては, 端距離および繊維方向の接合具間隔を大きめに取る.

(b) 合板および各種構造用木質面材に対する配置

合板および各種構造用木質面材に木ねじを打つ場合の端距離, 縁距離, 釘間隔は, 加力方向によらず, 原則としてそれぞれ呼び径の 6 倍以上とする.

(c) 木ねじ接合において, その先穴は表 6.14 による. また, 先穴の深さは主材のねじ込み深さの 2/3 程度とする.

表 6.14 先穴の径

樹 種	先穴の径	
	主 材	側 材
針 葉 樹	0.6d	0.8d
広 葉 樹	0.8d	1.0d

d : 木ねじの呼び径 (mm)

(d) 木ねじのねじ込みには適切な道具を用い, ハンマーなどにより打ち込んではならない.

(e) ねじのねじ切れ・ねじ山の損傷防止のため, ねじ込みを容易にする目的で潤滑油を用いてよい.

(f) せん断を受ける木ねじの接合種別は, 木材または木質材料を接合するもので 1 箇所 to 多数本の接合具を設けないものを JB, それ以外のものは JC とする. 鋼板を側材とするものは JC とする.

(4) 木ねじ接合の許容引抜耐力

(a) 単位接合部

(i) 許容引抜耐力

単位木ねじ接合部の許容引抜耐力は, 実験によって定めるほか, (6.45) 式, (6.46) 式によって求めることができる.

$$P_a = \frac{1}{3} {}_jK_d \cdot {}_jK_m \cdot P_w \quad (6.45)$$

$$P_w = 38.1 r_0^{1.5} \cdot d \cdot l_r \quad (6.46)$$

記号 P_a : 単位木ねじ接合部の許容引抜耐力 (N)

P_w : 基準終局引抜耐力 (N)

${}_jK_d$: 荷重継続期間影響係数

${}_jK_m$: 含水率影響係数

γ_0 ：木材の基準比重（601.1 表 6.1 の数値を用いてもよい）

d ：木ねじの呼び径（mm）

l_r ：木ねじの主材への有効打ち込み長（mm）

（ii）許容引抜耐力の低減

頭部の側材貫通に対する耐力が主材からの引抜耐力よりも小さい場合は、実態に応じて許容引抜耐力を適切に低減する。

（iii）終局引抜耐力

単位木ねじ接合部の終局引抜耐力は、実験によって定めるほか、(6.46) 式によって求めることができる。

（iv）注意事項

構造上主要な部分において、木ねじを引抜方向に抵抗させることは極力避ける。また、木材の木口面に打たれた木ねじを引抜力に抵抗させることはできない。

（b）接合部〔全体〕

（i）許容引抜耐力

接合部全体の許容引抜耐力を求める際には、偏心モーメントにより端部の木ねじに負担力が集中することを考慮し、単位接合部の許容引抜耐力から計算される合計耐力を適切に低減する。

（ii）終局引抜耐力

引抜に抵抗する木ねじ接合の分類は JC とする。

602.6 木ねじ接合

（1）木ねじの品質

木ねじは本来建具や家具の止めつけに使用されてきたため、形状および材質は多岐にわたる。しかし、最近は釘の代用として、ボードや建築金物の止めつけに盛んに使われだしてきている。木ねじの規格には、JIS B 1112（十字穴付き木ねじ）および JIS B 1135（すわり付き木ねじ）があるが、実際現場で使われているものは、JIS 規格以外のものも多数ある。釘接合部のせん断耐力は、一定以上の打ち込み長さがあれば、胴部径によって決まってくるが、木ねじ接合部では木ねじ長さ、ねじのピッチ、ねじ山の高さ、ねじ切り部分の長さといった複雑な要素がからんでくるため、木ねじ接合における許容せん断耐力を一般化することは困難であり、一般には許容耐力の設定に当たっては実験によることが望ましい。ただし、JIS 規格品か、またはこれに準じたものに対しては、寸法が規定されており、山径、谷径も長さ方向にほぼ一定であるため、釘同様に降伏理論に基づいた設計が可能である。そこで本規準においては、JIS 規格品またはこれと同等な木ねじのみを取り上げ、木ねじと同様の取り扱いをし、許容耐力を示している。

（2）木ねじの許容せん断耐力

（a）単位接合部

（i）許容 1 面せん断耐力

従来、木ねじ接合部の許容耐力は、国産材 17 種を用いた実験結果をもとに誘導が行われてきたが、近年、木材と木材のみでなく、木質ボードや鋼板を木ねじで緊結する場合が増えてきた。そこで、このような多種多様な接合に対し、実験結果のみにより対応することが困難であることから、本規準においては、JIS 規格品またはこれと同等な木ねじに限り、降伏理論を適用し、他の曲げ降伏型接合部と同様に降伏耐力を算定することとした。降伏耐力の算定にあたっては、接合具の木材

への支圧強度ならびに接合具の曲げ降伏強度が必要となり、山部と谷部を有する木ねじでは、直接この方法に対応することができない。そこで、ねじ部の存在を無視し、呼び径（胴部または山の径）の0.75倍を有効直径とし、計算を行うこととした。ちなみに、呼び径の0.75倍は谷径の約1.1倍となり、欧州規格における設計ともほぼ一致している。なお、支圧強度、接合具の基準強度は釘接合部における値を準用することとした。

図 602. 21 は、9 mm 厚および 15 mm 厚の針葉樹合板、20 mm 厚製材（スプルー）¹⁾、4.2 mm 厚鋼板を側材とする木ねじ接合部（呼び径 3.8 mm および 4.5 mm）における正負繰返し実験より求めた降伏耐力¹⁾を本規準における支圧強度、鋼材の基準値を用いて (6. 3) 式より計算した値と比較したもので、本規準における計算値がおおむね安全サイドの値を与えていることがわかる。

木材を側材とする場合は、木ねじ接合部の終局性状を考慮し、主材および側材における木ねじの有効長さを木ねじの呼び径の6倍以上とし、木ねじの長さは側材厚さの2.5倍以上としている。合板または構造用木質面材料を使用する場合は、側材の厚さは釘接合部の規準に準拠した。

(ii) 単位接合部の終局耐力

単位接合部の終局耐力 (p_{u0}) は、実験によって定めるほか、(6. 10) 式における r_u の値を 1.5 として計算してよい。図 602. 22 は、各種木ねじ接合部における正負繰返し実験における終局耐力と降伏耐力を比較したもので、 r_u の値は一般的には降伏耐力の2程度あるが、本規準においては、施工上のバラツキ等を考慮して r_u の値を 1.5 とした。

(b) 接合部〔全体〕

(i) 接合部の分類

木ねじ接合は、一般にねじ部の存在により、釘接合部と比べて変形性能が小さく、正負の繰返しにより破断する場合も見られる。図 602. 23 は、9 mm 厚合板、20 mm¹⁾厚製材、4.2 mm 厚鋼板を側材とする木ねじ接合部における荷重-変形関係を示したもので、合板、製材を側材とするものでは 10 mm 余りの変位で最大荷重をむかえ、その後は荷重が急速に低下していることがわかる。また、鋼板を側材とするものでは、6~7 mm 程度の変位で最大荷重をむかえ、その後は荷重が急速に低下している。これより、木ねじ接合部の種別を合板、木材を側材とするものでは JB、鋼板を側材とするものでは JC とした。

(ii) 許容耐力の増減

木ねじは釘と同様の使い方をすることから、1列に打たれる本数が多くなった場合や木材の含水率に対する調整は、外国の規準を参考にしながら、釘接合に対する考え方に準拠している。

(3) 木ねじの配置と施工条件

先穴を設けて施工された木ねじは、釘に比べて材の割れを誘発しにくい¹⁾が、木ねじの間隔・縁距離・端距離は釘接合に準¹⁾じることとしている。

木ねじを釘打ちと同様の方法で打ち込んで¹⁾はならない。木ねじのねじ込みに際しては、そのための適当な道具を使う必要がある。

1) 名波直道ほか：木質構造における木ねじ接合部の一面せん断耐力，日本建築学会東海支部研究報告集第 44 号，pp. 301-304，2006

先穴径は表 6.14 に示すとおりで、ねじ込み深さの $2/3$ 程度の深さまでとする。

先穴の径を針葉樹と広葉樹で変えているのは、比重の高い広葉樹ではねじ込みの際、木ねじ自体がねじ切られるおそれがあるからである。ねじ込みが難しい場合には、木ねじをねじ切らないようにするためには潤滑油などを用いるとよい。

（４） 木ねじの許容引抜耐力

木ねじの引抜耐力は、木ねじがねじ込まれる木材の性質（比重・繊維方向・含水率など）、木ねじの状況（木ねじの径、ねじ込み深さ、材質など）、施工方法（適切な先穴の有無など）などに影響される。

（a） 許容耐力

引抜耐力については、針葉樹 7 樹種、広葉樹 7 樹種を対象に板目面・まさ目面および木口面にねじ込まれた木ねじについての実験結果を参考とし、(6.45) および (6.46) 式が与えられている。木ねじの引抜きに対する抵抗はそのねじ部に負うところが大きいが、(6.46) 式では呼び径 d をとり、また、ねじ部のねじ込み深さ (l_r) と木材の気乾比重 γ_0 を用いた式で表した。

木ねじを構造耐力上重要な部分において引抜方向に抵抗させることは、釘と同様に原則として避けるべきである。木ねじを木口面にねじ込む使い方は、直角方向のそれに対して耐力が低いので使用すべきではない。

比重の高い樹種の場合には木ねじの引張破断が生じるおそれがあるので、木ねじの谷径の引張破断強さを超えないような耐力の取り方をする必要がある。

別紙 5：比重及びヤング係数の実験結果資料

曲げスパン 810 mm 厚さ45mmの18倍

加力方式 3点曲げ中央集中荷重

曲げ強さ $\sigma_{max} = M/Z = ((P_{max} \cdot L)/4)/((bh^3)/12)$

b= 140 mm

h= 45 mm

Z= 47,250 mm³

$I(=bh^3/12)= 1,063,125 \text{ mm}^4$ $E=L^3/48I \times (\Delta P/\Delta \delta)$

最大荷重					σ_{max} (N/mm ²)	$\Delta P/\Delta \delta$ (N/mm)	E(N/mm ²)
	(kN)	M(Nmm)	Z(mm ³)				
A1	13.29	2,690,486	47,250	56.9	840	8,746	
A2	10.83	2,192,873	47,250	46.4	756	7,872	
A3	11.66	2,361,555	47,250	50.0	725	7,555	
B1	9.95	2,014,268	47,250	42.6	678	7,060	
B2	11.76	2,381,400	47,250	50.4	838	8,726	
B3	12.64	2,560,005	47,250	54.2	901	9,388	
平均				50.1	790	8,225	
標準偏差				5.2	84	873	
95%下限値				38.0			

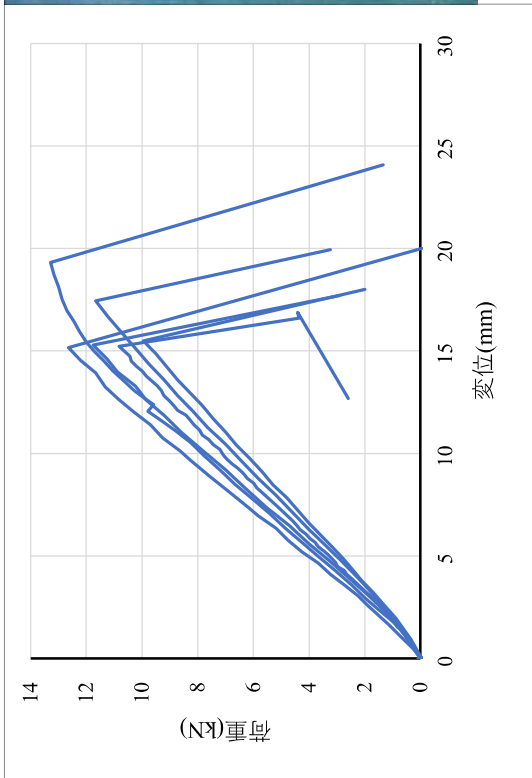


表 2.2 柱、梁部材の密度、含水率測定結果

試験体種類	試験体記号	部材	密度 ρ (kg/m ³)	高周波容量式 含水率 W (%)	全乾法 含水率 W (%)
端部加力 増し打ち	A1	柱-R	463	12.5	14.6
		柱-L	443	15.0	15.0
		梁	444	13.5	13.9
	A2	柱-R	431	13.5	15.5
		柱-L	436	13.0	14.4
		梁	439	13.0	14.1
	A3	柱-R	442	17.0	15.2
		柱-L	431	18.0	15.3
		梁	449	15.5	14.6
端部加力	B1	柱-R	445	17.5	14.8
		柱-L	455	18.5	15.2
		梁	435	15.0	14.2
	B2	柱-R	426	15.5	15.2
		柱-L	440	16.5	15.0
		梁	448	15.5	14.2
	B3	柱-R	437	15.0	15.8
		柱-L	429	17.0	14.9
		梁	471	13.5	13.9
中央加力	C1	柱-R	440	14.0	14.4
		柱-L	417	16.5	14.9
		梁	466	13.0	14.9
	C2	柱-R	449	15.5	16.1
		柱-L	446	18.0	15.3
		梁	462	15.0	13.2
	C3	柱-R	432	16.5	14.8
		柱-L	444	16.0	15.4
		梁	422	14.5	13.2
平均			442	15.3	14.7
標準偏差			13	1.7	0.7
変動係数(%)			3.0	11.2	4.8

備考 柱-R は、端部加力でのせん断破壊が生じた柱を示す。

密度は、質量を体積（公称断面、溝幅 5mm×深さ 10mm 考慮）で除して求めた。

高周波容量式含水率は、高周波容量式木材水分計（HM-520 ケツト科学研究所）を用いた。全乾法による含水率 W は、乾燥前の質量 w と全乾質量 w_0 を用い下式で求めた。

$$W = \frac{w - w_0}{w_0} \times 100$$

別紙 6：筋交いの実験結果資料

4. 試験結果

4.1. 圧縮筋交い構面 水平加力試験

圧縮筋交い構面の水平加力試験の試験結果を表 4.1 に、荷重－変位曲線を図 4.1 に示す。また破壊状況を表 4.2 及び写真 4.1 に示す。

表 4.1 圧縮筋交い構面の水平加力実験 試験結果

	C1	C2	C3	平均	標準偏差	50%下側 許容限界
P_y (kN)=	2.56	2.89	3.21	2.89	0.33	2.73
D_y (mm)=	13.42	13.29	25.96	17.56	7.28	14.13
K (kN/mm)=	0.19	0.22	0.12	0.18	0.05	0.15
P_u (kN)=	4.11	4.66	4.93	4.57	0.42	4.37
D_u (mm)=	70.55	115.96	140.74	109.08	35.60	92.32
μ =	3.27	5.41	3.53	4.07	1.17	3.52
$1/\sqrt{(2\mu-1)}$ =	0.42	0.32	0.41	0.38	0.06	0.36
$0.2P_u \times \sqrt{(2\mu-1)}$ (kN)=	1.93	2.92	2.43	2.43	0.49	2.20
$2/3P_{max}$ (kN)=	2.97	3.30	3.46	3.24	0.25	3.13
P_{max} (kN)=	4.46	4.95	5.19	4.87	0.37	4.69
D_{pmax} (mm)=	58.90	64.54	99.46	74.30	21.97	63.95
$P_{1/300}$ (kN)=	1.74	2.06	1.34	1.71	0.36	1.54
$P_{1/200}$ (kN)=	2.40	2.67	1.78	2.28	0.46	2.07
$P_{1/150}$ (kN)=	2.89	3.22	2.16	2.76	0.54	2.50
$P_{1/120}$ (kN)=	3.25	3.64	2.59	3.16	0.53	2.91
$P_{1/60}$ (kN)=	4.17	4.56	4.26	4.33	0.20	4.23
$P_{1/30}$ (kN)=	—	4.85	5.01	4.93	0.11	4.88
$P_{1/20}$ (kN)=	—	0.83	4.95	2.89	---	---
$P_{1/15}$ (kN)=	—	—	1.16	1.16	---	---

備考：・ $P_{1/300} \sim P_{1/15}$ の添え字の数字は、見掛けの変形角(rad)を示す。

・ $P_{1/30} \sim P_{1/15}$ は、3 体のデータが揃わないため、標準偏差、50%下側許容限界は算出して
いない。

・黄色塗の耐力は、建築基準法壁倍率算出時の四指標を示す。

4.2. 引張筋かい構面 水平加力試験

引張筋かい構面の水平加力試験の試験結果を表 4.3 に、荷重－変位曲線を図 4.2 に示す。また破壊状況を表 4.4 及び写真 4.2 に示す。

表 4.3 引張筋かい構面の水平加力実験 試験結果

	T1	T2	T3	平均	標準偏差	50%下側 許容限界
P_y (kN)=	0.95	1.46	1.05	1.15	0.27	1.03
D_y (mm)=	10.09	7.96	5.16	7.74	2.47	6.57
K (kN/mm)=	0.09	0.18	0.20	0.16	0.06	0.13
P_u (kN)=	1.25	1.81	1.14	1.40	0.36	1.23
D_u (mm)=	67.11	65.14	51.61	61.29	8.44	57.31
μ =	5.05	6.60	9.20	6.95	2.10	5.96
$1/\sqrt{2\mu-1}$ =	0.33	0.29	0.24	0.29	0.05	0.26
$0.2P_u \times \sqrt{2\mu-1}$ (kN)=	0.75	1.26	0.95	0.99	0.26	0.87
$2/3P_{max}$ (kN)=	0.98	1.34	1.05	1.12	0.19	1.03
P_{max} (kN)=	1.47	2.01	1.57	1.68	0.29	1.55
D_{pmax} (mm)=	65.64	52.84	49.80	56.09	8.41	52.13
$P_{1/300}$ (kN)=	0.93	1.47	0.80	1.07	0.36	0.90
$P_{1/200}$ (kN)=	1.02	1.62	0.69	1.11	0.47	0.89
$P_{1/150}$ (kN)=	1.03	1.57	0.78	1.13	0.40	0.94
$P_{1/120}$ (kN)=	1.13	1.52	0.90	1.18	0.31	1.04
$P_{1/60}$ (kN)=	1.13	1.86	1.37	1.45	0.37	1.28
$P_{1/30}$ (kN)=	—	1.47	—	1.47	—	—
$P_{1/20}$ (kN)=	—	—	—	—	—	—
$P_{1/15}$ (kN)=	—	—	—	—	—	—

備考：・ $P_{1/300} \sim P_{1/15}$ の添え字の数字は、見掛けの変形角(rad)を示す。

・ $P_{1/30} \sim P_{1/15}$ は、3体のデータが揃わないため、標準偏差、50%下側許容限界は算出して
いない。

・黄色塗の耐力は、建築基準法壁倍率算出時の四指標を示す。