

文化財の保存を目的とした歴史的住宅建築の構造的補強法（新修理技法）の開発に関する研究

—特にぬき接合部について—

伊藤 延男
西浦 忠輝
安藤 直人

はしがき

近年民家で重要文化財に指定されるものが多く、これに史跡地内の建築や、県・市町村で指定した文化財建造物を加えると、近世の住宅建築で保存の対象となるものの数はかなりに上っている。これらのうち一部は建築基準法の適用除外を受けていて、自由に従来の技法で修理を加えることができる。しかしその安全性については、経験的な判断以外に何ら基準がない。また建築基準法の適用を受けるべき建物においては、これに従って構造補強して修理せねばならないが、その場合意匠とのかね合いが大きな問題となる。あれやこれや、歴史的住宅建築を保存するためには問題が山積している。本研究はそのうちのごく一部にすぎないが、日本の歴史的構造の良さを伝えながら改良を加えてゆくという大事業の一石ともなれば幸いと考えている。

II 問題点の整理

1. 古建築の強さ

従来日本の古建築といえば、社寺建築をさすのが常識であった。これら古建築の構造には、近代的構造力学の発達にもかかわらず、なお解けぬ謎を残しているといわれる。構造力学研究の専門家がこの問題に興味を示す人は少ないが、その述べられたところを聞くと、おおむね次のような原理解釈に終っている。

それは要するに、日本建築は、一般に大きな部材を組合せたものであり、かつ木材の特性をうまく生かしている。そのため垂直荷重に対してはかなり安全である。また水平力に対しても、複雑に組合わされた部材がそのエネルギーを吸収してしまう。

以上のようなことであった。しかしこれらの原理を科学的に証明することは、不可能であるか莫大な労力と経費をとまうとして、実行されていない。それにもかかわらず、建築基準法の適用除外を得たのは、文化財になっている古い社寺建築は、直観的に「非常に強い」と判断されてきたからである。

2. 住宅建築の文化財指定

ところが第2次大戦後、多くの民家が重要文化財に指定された。また昭和50年以降選定されるようになった「重

要伝統的建造物群保存地区」内には、たくさんの古い住宅があり、伝統的建造物に特定されて保存の対象になっている。このうち前者即ち重要文化財の民家は基準法からはずれているが、後者は除外されていない。しかしいづれも江戸時代の庶民住宅であることに変わりはなく、これこそ明治以降、「危険」として排除されてきた構造を持つものに他ならない。

このような「危険な」住宅を保存しておくことは、いかに文化財保護といえども問題がある。われわれは、国民に対し、特に所有者や居住者に対し、文化財となった住宅の安全をはからなければならない。いかなる方法によってもよいから、住宅として基準法に合格して住宅と同等程度安全であることを証明できるような改良を加えるか、それが不可能なときは、管理面を強化して破局的な被害に至らぬように努める責任がある。これが本研究の発端であった。

3. 文化財建造物の破損とは何か。

古い建築を文化財として保存することは、明治30年に始まったが、以来われわれが得た経験によると、指定された建造物が完全に倒壊した例はきわめて稀である。例をあげると大正12年の関東大震災による円覚寺舍利殿、昭和9年風害による東福寺愛染堂ぐらゐであり、ジェーン台風によって護国院多宝塔の上層がおお向けに落ちた例を加えても3例にすぎない。しかも風害による破壊は倒木が引き金になっている。

文化財に指定された古建築が強い理由は、その本来の構造的特性によるのであろうが、修理が周期的に行われることによって、いつも「新築に近い」状態が保たれてきたことも大きな原因に数えてよいであろう。修理には、屋根葺替や部分修理あるいは塗装替といった軽微なものほか、半解体あるいは解体といった根本修理までである。根本修理のときは、構造体まで解体されて組み直されたり、あるいは締め直される。こうしてふたたび新しい耐力をとりもどすのである。

文化財建造物が修理を受けるときは、その破損状況が調査される。破損状況は多く文章的に表現されるが、特に実測値で示される重要な部分が2ヵ所ある。その一つは礎石の不同沈下の値であり、他は柱の傾斜である。このうち不同沈下は今しばらくおき、柱の傾斜をとりあげ

てみよう。実測はたいてい内法即ち敷鴨居間で行われ、数値のとり方はまちまちである。しかし今これを柱の傾斜角度に換算し、そこに表現された破損状況の記述とを対応させてみよう。この場合修理が連続していた法隆寺諸建物の場合がもっとも破損判定基準が客観的であったろうから、例にひいてみると、

金堂 1° 柱にみる傾きは、当初の仕事班や柱底の移動、建物の弛みによる稔れなど後天的の原因によって生じたもので…

大講堂 1.5° (柱の根継が原因となって) 建物を歪めていたが、それは根継の多い……柱列に於て特に目立っていた。

食堂及び細殿 2° 基礎の不同沈下と木部の腐朽のため、構造各部に弛緩を来し、建物の傾斜甚しく、局部的に大破損したる所あり、……

東院礼堂 約3.5° 相当な(基礎の)不同沈下を生じた上、更に本建物は極めて解放的な構造で、且つ横架材の緊結も不十分であったため、軸部に著しい不陸傾斜を来し、既に大破の状態に達していた。

(傾斜度数はいずれも標準的な値をとった。)

となっている。これによってみると1°は問題とならず、1.5°をこえ2°になると甚だしい傾斜と認められ、3°以上は大破と考えられている。この考え方は民家でも同じで、われわれの直観でも3°が傾斜、破損の限界であるように思われる。

4. 本研究の目標

われわれは住宅建築全般について伝統的構造の見なおしを行おうとしているものではない。また文化財建造物について、その構造の特性を明らかにし、その原理を追求しようとしているものでもない。われわれはただ、文化財建造物、ことに比較的弱い住宅建築を念頭におきつつ、修理に際して現場技術者がその建物の構造的な強弱を大まかに知り、必要かつ適切な補強法を見出すためのきわめて簡便な判定基準を作成することである。

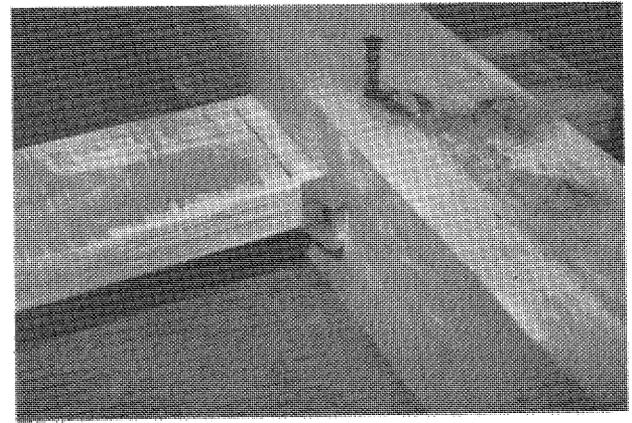
5. 今年行った実験の主旨

住宅建築の軸組は、たいてい角柱とぬき、それに桁で構成され、時に指物が入る。よってこれらの横材それぞれについて、接合部の強度、即ちまず柱に楔締めとしたぬきが加力されることによって生ずる直角の変形を測定し、楔の材質を変えあるいは楔の形状を変えるなどして、強度の変化をみた。次には柱とぬき3段によって構成されている構造体について同様な実験を行った。

II. ぬき接合部の強度に関する実験的研究

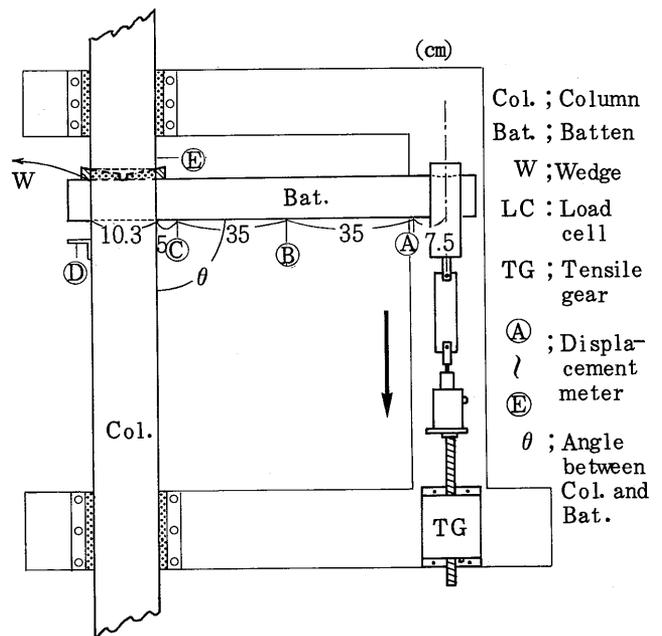
1. 試験方法

断面103×103mm(3寸4分角)のヒノキ材(柱)に断面30×121mm(1寸×4寸)のぬき穴をあけ、そこに断面29×100mm(9分5厘×3寸5分)のヒノキ平角材(ぬ



図一 ぬき接合部

Fig. 1 Joint part



図二 試験装置図

Fig. 2 Testing apparatus

き)を通して、くさび締めにより固定した(図一)ものを試験体とした。

試験体を図二に示す様に、試験装置に固定し、ぬき材の端部を引張りギヤで柱材と平行方向に引張る。これにより生じた引張り応力をギヤポンプと引張り器具との間にセットしたロードセルに感知させると同時に、各所にセットした変位計(A~E)に各部の動きを感知させる。センサー(ロードセル、変位計)からの信号は、自動計測システムに送って数値化し、更に、あらかじめセットしたプログラムに従って演算させて、次の値をプリントアウトさせた。

・ぬき接合部にかかる力(モーメント);

$$M(\text{kg} \cdot \text{m}) = P \times \left(\frac{0.103}{2} + 0.75 + \frac{0.075}{2} \right)$$

・柱とぬきとの角度の変化(変形角)： $\Delta\theta$ (rad) = $\frac{a-d}{750}$

・ぬきの曲がり指標： $B = \frac{a-c}{b-c}$

但し、Pはロードセルの測定値(kg)、a～eは変位計④～⑥の測定値(mm)である。

変形角 $\Delta\theta$ は、変位計④の測定値を基準に算出したのであるが、この場合、ぬき材自体の曲がりの影響がないかどうかを調べる為に、曲げ指標Bを算出した。その結果、 $\Delta\theta$ の増加に伴うBの有意の変化は見られず、ぬき材自体の曲がりは無視し得るものと判断した。又、固定した柱材が試験中に動いていないことを、柱と平行方向の動きを表わすd、及び時計方向の回転の動きを表わすeが試験中に有意な変化を示さないことから確認した。尚、特に問題となる柱と平行方向の動きについては、もしあってもその影響は演算の過程で消去されるようにプログラミングされている。

試験は、変形角 $\Delta\theta$ が0から50/1,000に到るまで連続的にギヤで引張り、一定時間(5秒)毎にプリントアウトさせたデータをプロッターでプロットして得られた図、応力(モーメント)－変形角曲線(図-3)から、変形角 $\Delta\theta = 1/300, 1/120, 1/60, 1/30$ (rad)の時のモーメントM(kg・m)を求め、ぬき接合部の強度とした。

くさびは、3形状<通常短型、長型I、長型II>(図-4)、

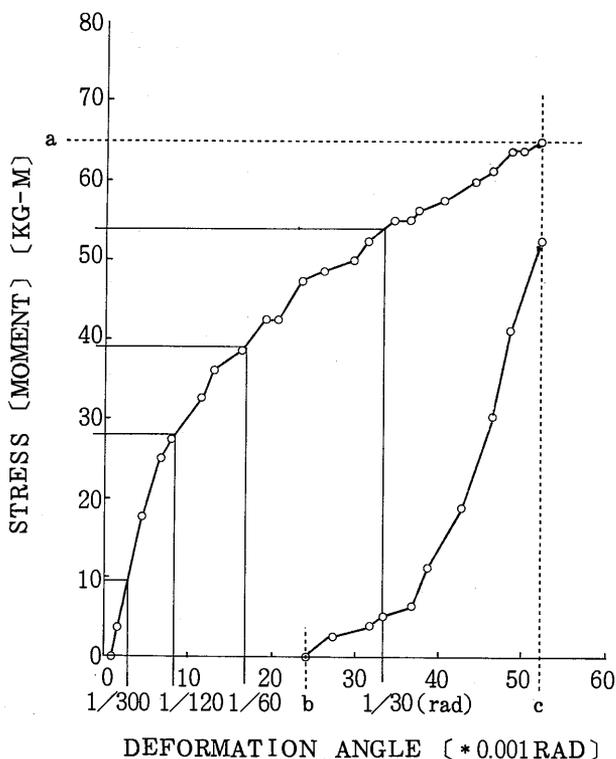


図-3 応力(モーメント)－変形角曲線の例

Fig. 3 Example of a Stress (Moment) — Deformation diagram

4材質<ヒノキ、鉄板貼りヒノキ(図-5)、ケヤキ、プラスチック(アクリル樹脂)>、2固定方法<二ヶ締め、四ヶ締め(図-4)>。又、ぬきは、通常のぬきの他に金属板(アルミニウム、鉄)で補強したぬき(図-6)も用いた。これらの組合せで、計17種類の接合部について試験を行ったが、以下、本報告ではこれらを表-1に示すように略記して表示することとする。

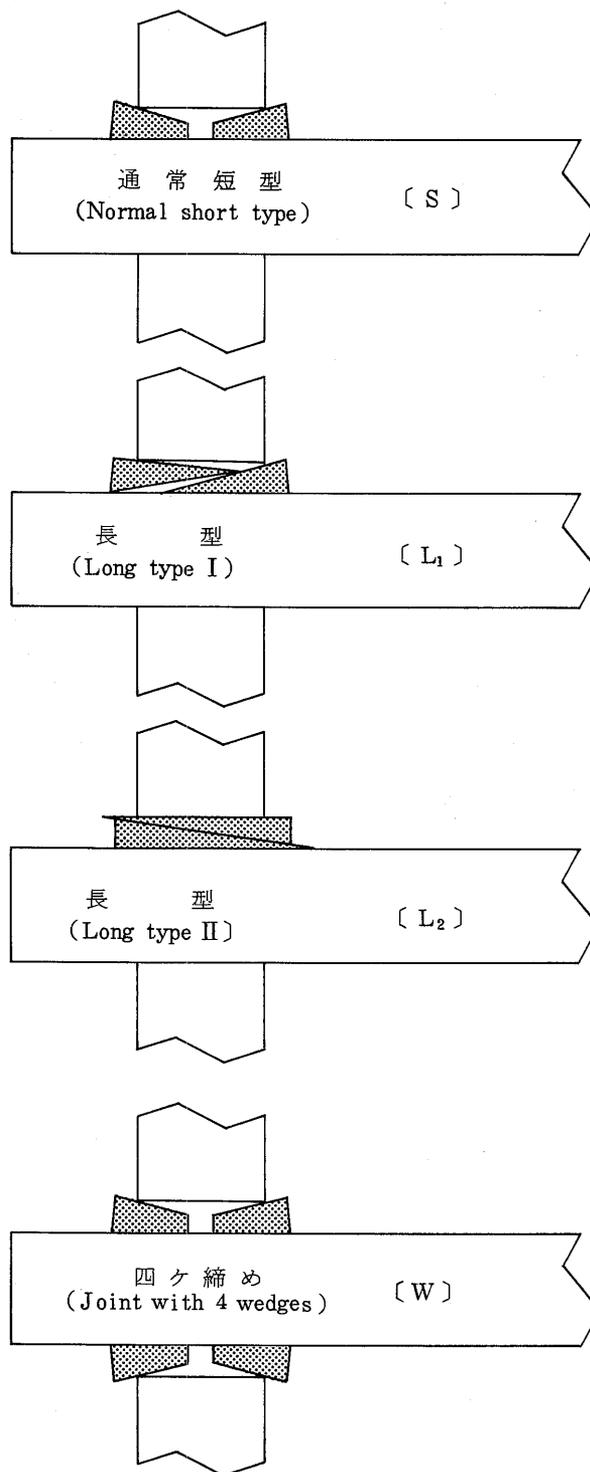


図-4 くさびの種類と四ヶ締め

Fig. 4 Three types of wedge and a joint with 4 wedges

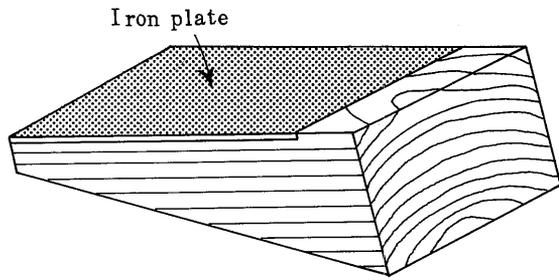


図-5 鉄板貼りヒノキくさび
Fig. 5 HINOKI wedge reinforced with iron plate

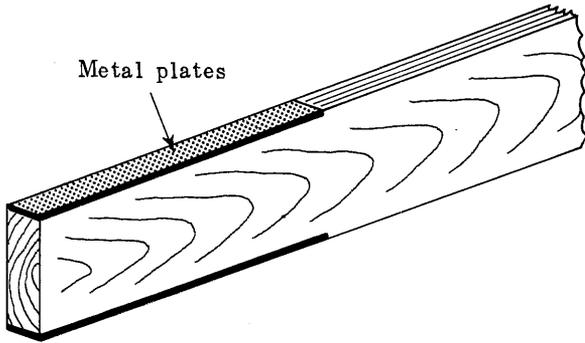


図-6 金属板補強ぬき
Fig. 6 Reinforced batten with metal plate

2. 試験結果

強度測定結果を表-2に示す。尚、表中の値は、各試験条件とも5~10データの平均であり、カッコ内は標準偏差である。

図-7には各条件別に相互比較するためのグラフを一括して示した。

2-1. くさびの形状とぬき接合部の強度との関係

表-2, 図-7〔I〕, 〔II〕からわかる様に; ヒノキの場合に、長型II>長型I>通常短型の傾向が見られるものの、それ程顕著な差はなく、ケヤキの場合には、形状による差は全く見出されない。

2-2. くさびの材質とぬき接合部の強度との関係

表-2, 図-7〔III〕~〔VIII〕から明らかな様に、ぬき接合部の強度はくさびの材質により大きく異なり、プラスチック>ケヤキ>ヒノキの順である。長型IIの場合にはケヤキとヒノキの間に顕著な差は見られないが、これは、前述〔2-1〕の結果と符号する。尚、ヒノキくさびを鉄板で補強した効果はほとんど見られない。

2-3. ぬきの金属板による補強の効果

表-2, 図-7〔IX〕~〔XII〕から明らかな様に、通常短型くさびに関する限り、ぬき材に金属板を貼り付

表-1 接合部一覧

Table 1 Code of the joints

固定条件 Joint	くさびの形状 Type of wedge	通常短型 Normal short type (S)				長型 I (L ₁) Long type I (L ₁)		長型 II (L ₂) Long type II (L ₂)		
		くさびの材質 Material of wedge	めきの種類 Type of batten	ヒノキ HINOKI*	鉄板補強 ヒノキ H.R.I.P*	ケヤキ KEYAKI*	プラスチック Plastic	ヒノキ HINOKI	ケヤキ KEYAKI	ヒノキ HINOKI
通常2ヶ締め Normal 2 wedges joints	通常ぬき (補強なし) 〔N〕 Normal batten (no reinforcement)	〔H〕	〔K〕	〔P〕	〔H〕	〔K〕	〔H〕	〔K〕	〔H〕	〔K〕
	アルミニウム板 補強ぬき 〔A〕 Reinforced batten with aluminium	SH-N	SH	SK-N	SP-N	L ₁ H-N	L ₁ K-N	L ₂ H-N	L ₂ K-N	
	鉄板補強ぬき 〔I〕 Reinforced batten with iron	SH-A	SHI-A	SK-A	SP-A	—	—	—	—	—
4ヶ締め Special 4 wedges joint 〔W〕	通常ぬき (補強なし) 〔N〕 Normal batten (no reinforcement)	—	—	SK-I	SP-I	—	—	—	—	—
		W・SH-N	—	W・SK-N	W・SP-N	—	—	—	—	—

HINOKI; Japanese Cypress, KEYAKI; Zelkova, H.R.I.P; HINOKI reinforced with iron plate

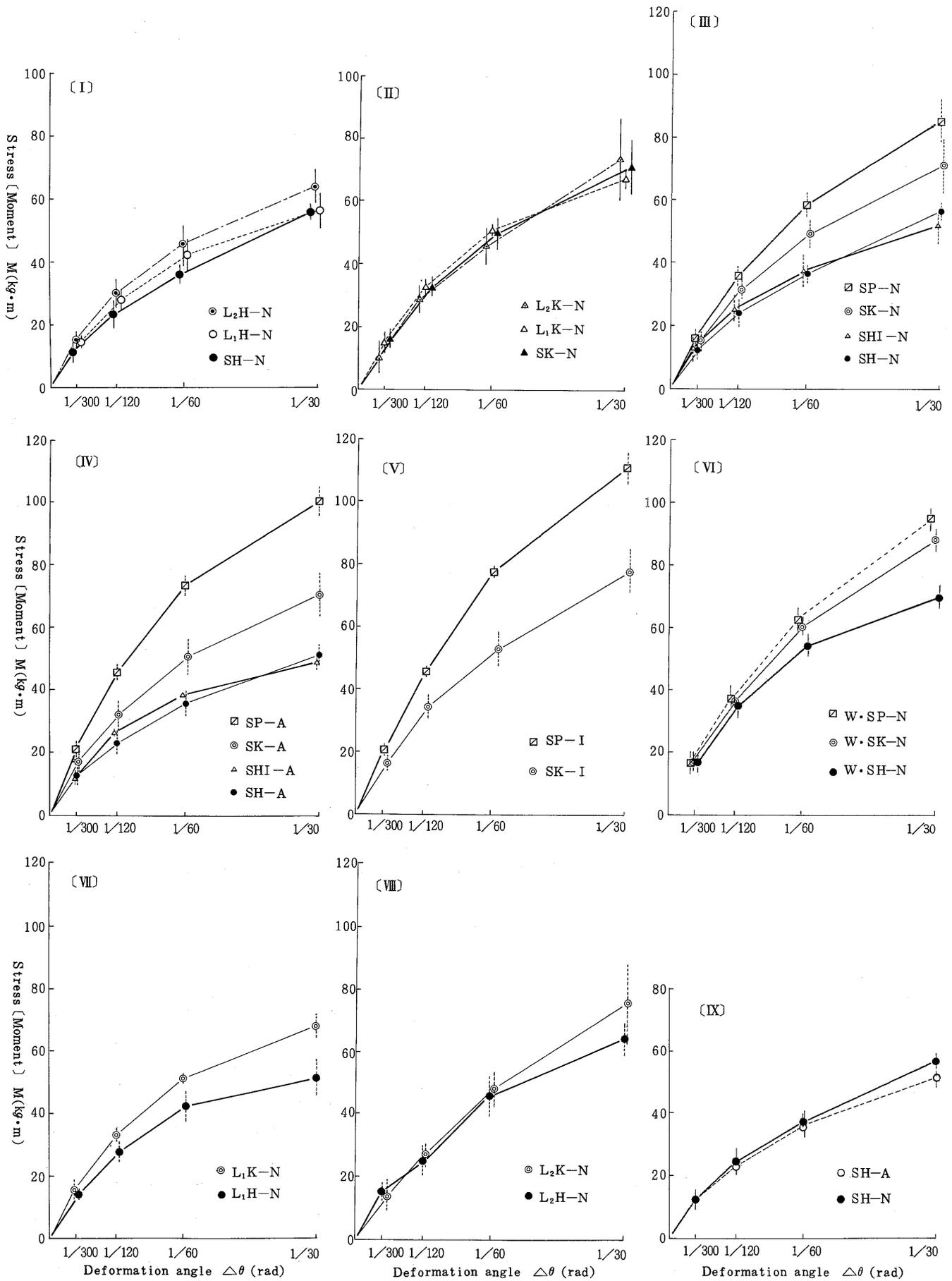
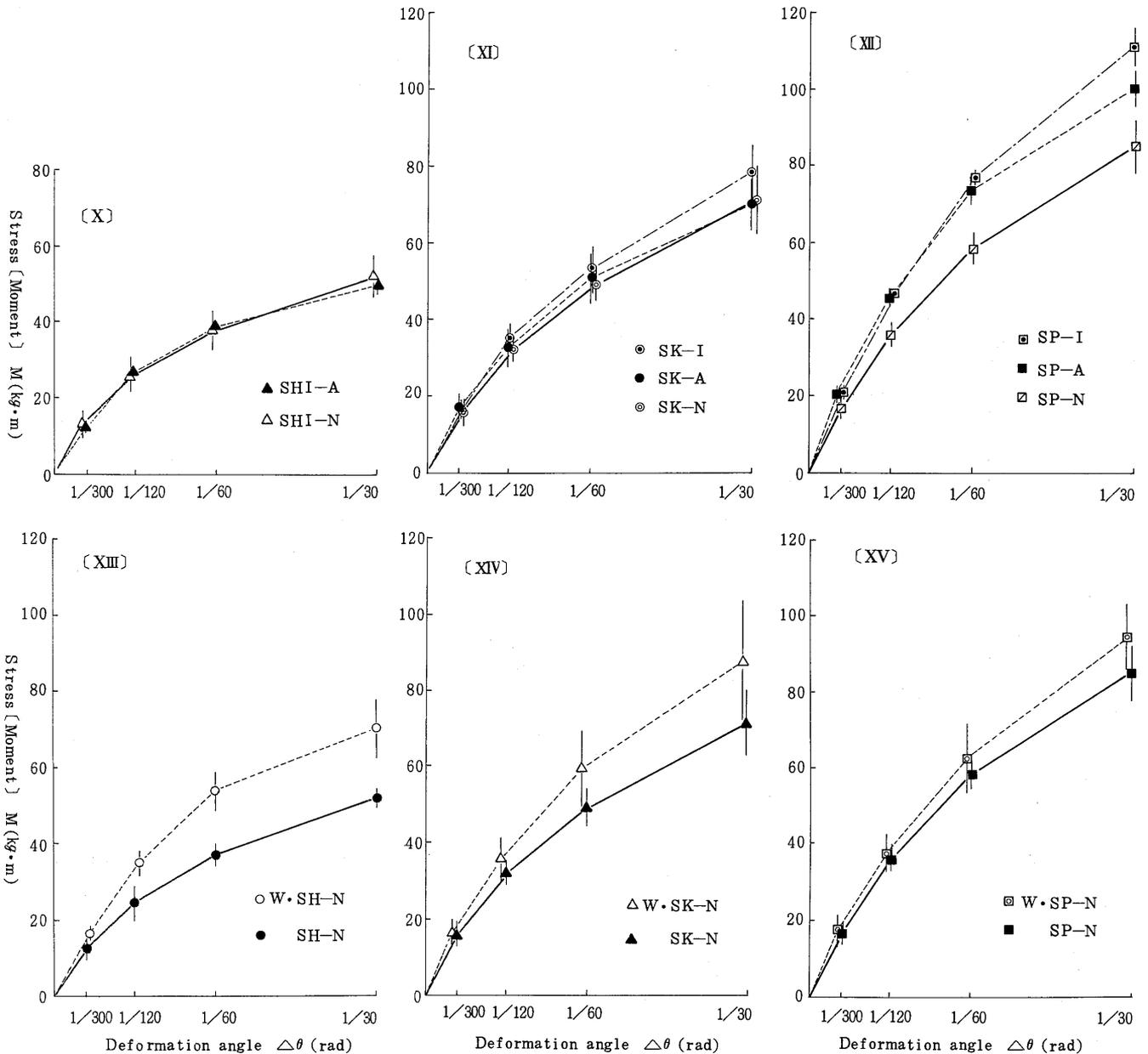


図-7 (i) 各条件別強度比較図 (その1)

Fig. 7 (i) Comparative diagrams of the strength of the joints (1)



図一七(ii) 各条件別強度比較図(その2)

Fig. 7(ii) Comparative diagrams of the strength of the joints (2)

けて補強しても、プラスチックくさびの場合を除いては、ぬき接合部の強度増大効果はほとんど見られない。

2-4. 上下両面くさび締め(四ヶ締め)によるぬき接合部の強度

表一2, 図一七 [XIII] ~ [XV] から明らかな様に、通常短型くさびに関する限り、ぬき接合部の強度は、くさび四ヶ締めの場合、通常の二ヶ締めの場合よりも大きくなり、特にヒノキの場合にその差が顕著である。

3. 考察

長型くさび、特に長型IIは、柱材、ぬき材との接触面積が大きいので締まりが良く、また、くさびどうしが互いに締めつけ合っているのが抜けにくく安定している結

果、繰り返し荷重に良く耐えるのではないかと、言い替れば、耐久性に優れているのではないかと一般に考えられている。しかし、本実験によれば、確かに初期固定時の締め具合は大きいですが、荷重に伴う変形時に、くさびと柱材、くさびどうし、くさびとぬき材の間でスベリ現象が起こる結果、強度的にも通常短型くさびに比べて必ずしも優れているとは言えず(図一七 [I] [II]), 特に、荷重解放後の復元性に劣ることから、耐久度において通常短型くさびよりも劣ると考えられる。繰り返し荷重試験を行っていないので確実にことは言えないものの、ここで仮に図一3における $a \times \frac{b}{c}$ を取上げ、これを復元性係数として比較したところ、明らかに長型くさびのほうが通常短型くさびよりもこの係数が小さいことが確認

表-2 強度測定結果

Table 2 Stress (Moment) on the specific deformation angles

Joints	Deformation angle $\Delta\theta$ (rad)			
	1/300	1/120	1/60	1/30
SH-N	12.6 (2.8)	24.6 (4.4)	36.9 (2.8)	56.7 (2.5)
SHI-N	13.2 (3.8)	26.1 (4.5)	37.8 (5.4)	52.1 (5.5)
SK-N	15.8 (2.9)	31.9 (2.9)	49.1 (4.7)	71.2 (8.6)
SP-N	16.7 (2.6)	36.1 (3.2)	58.6 (4.0)	85.3 (6.9)
SH-A	12.7 (2.4)	23.5 (3.8)	36.1 (4.2)	51.2 (3.1)
SHI-A	12.1 (1.6)	26.5 (0.8)	38.7 (0.8)	49.4 (2.7)
SK-A	17.4 (2.9)	32.2 (4.6)	50.8 (5.8)	73.1 (6.6)
SP-A	21.2 (2.1)	45.6 (2.3)	73.5 (3.9)	100.5 (4.5)
SK-I	16.5 (1.9)	34.6 (3.6)	54.1 (5.3)	78.3 (6.9)
SP-I	20.7 (1.4)	45.7 (0.6)	77.8 (1.4)	113.6 (4.9)
L ₁ H-N	13.6 (1.5)	27.5 (3.1)	41.8 (4.8)	56.2 (5.7)
L ₁ K-N	15.4 (2.9)	33.0 (2.2)	50.9 (1.5)	67.7 (3.4)
L ₂ K-N	15.1 (2.6)	30.4 (4.8)	45.5 (6.2)	64.3 (5.3)
L ₂ K-N	12.0 (4.9)	31.4 (4.0)	47.4 (5.7)	75.0 (12.7)
W・SH-N	14.7 (1.8)	34.0 (3.1)	53.5 (5.0)	69.7 (7.6)
W・SK-N	16.7 (3.5)	36.4 (5.7)	60.3 (9.8)	88.3 (15.8)
W・SP-N	18.4 (3.6)	38.5 (4.6)	63.3 (8.9)	95.3 (8.9)

された。

通常短型くさびの場合、接合部に対するモーメント荷重はくさび、ぬき材への部分圧縮応力として作用する。この場合の応力集中点とそれに伴う部材変形は図-8に示した形となる。従って、くさびの材質、この場合、くさびの圧縮強度がぬき接合部の強度に大きく影響するはずである。実際、ヒノキくさびの場合に比べて、ケヤキくさびでは約30%、更に圧縮強度の大きいプラスチック(アクリル樹脂)では50%近くの大規模な強度増加が見られた。一方、鉄板貼りヒノキくさびの場合は、鉄板貼りによって表面硬度は大幅に増強されるものの圧縮強度はほとんど変わらないので、従って、ぬき接合部の強度の改良には全く寄与していない(図-7〔III〕)。

図-8に示した様に、A点のくさびの他にぬきのB点、

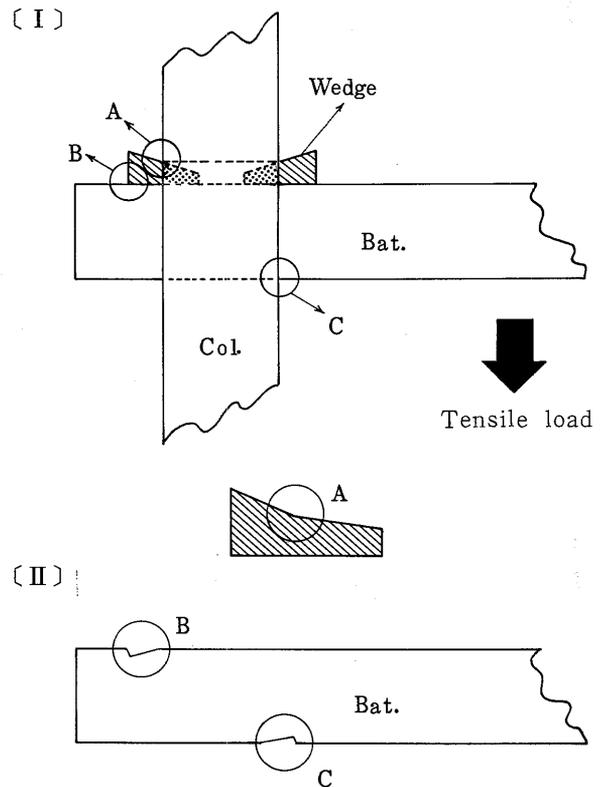


図-8 通常短型くさびにおける応力集中点と部材変形
Fig. 8 Concentration points of the stress and the deformation of the parts in case of the joints with normal short wedges.

C点に応力が集中する。従って、ぬきのB点、C点を強化することは、当然、ぬき接合部の強度を高めるのに効果的であると考えられる。しかし、くさびがヒノキ、鉄板貼りヒノキ、ケヤキの場合には、ぬきをアルミニウム板で補強してもぬき接合部の強度はほとんど変わらず、鉄板で補強した場合でも、ケヤキくさびの場合に若干の増強効果があっただけである。しかし、くさびやプラスチックの場合には、ぬきをアルミニウム板で補強することによって約25%、鉄板補強では約30%の増強効果が見られた(図-7〔IX〕~〔XII〕)。これは、本実験におけるぬき材の補強が、ぬき材全体としての圧縮強度を高めるものでなく、表面硬度を高めて、くさび、柱材の角部の食い込みを阻止するものであったことによると思われる。固いくさびと固い鉄板の場合にのみ効果が現われ、軟かくさびやアルミニウム板では効果がなかったのは、このためであろう。

上下両面固定、即ち、くさび四ヶ締めは、全く実際的ではなく、あくまで実験的に行ったものである。二ヶ締めに比べ、ヒノキくさびの場合に大幅に強度が増大したが、一方、ケヤキくさびの場合もかなり増大したもののバラツキが大きく、又、プラスチックくさびの場合にはわずかな増大しか見られなかった(図-7〔XIII〕~〔XV〕)。試験前の予想では、くさびの材質の差が倍加

される結果、当然、プラスチック>ケヤキ>ヒノキの順に増強率が高くなると考えていたので、逆の傾向が現れたことについて、今の所、充分な解析、考察ができておらず、今後の研究結果と合わせ考察していきたいと考えている。

III 柱と貫からなる軸組の水平耐力

1. 試験体

柱、桁、3段の貫だけで構成された軸組壁体について、IIで取り上げたくさびの中から3種類を選び、くさびの材質の違いが壁の水平耐力に及ぼす影響を実験的に検討した。試験体は図-9に示す通りで、柱、桁、貫にはいずれもヒノキを用いた。3段に配したぬきは何等の補強もせず(N型)、それぞれ柱のぬき穴(30×121mm)にくさびで留め付けられた。くさびは形状をIIで示した通常短型(S型)とし、材質はヒノキ(H)、ケヤキ(K)、およびプラスチック(P)の3種類とした。要するにくさびは、(SH-N型)、(SK-N型)、(SP-N型)である(IIの表-1、および図-4を参照されたい)。

2. 試験方法

加力に当っては、一方向に水平加力を加えて負荷、除荷を繰返ししながら破壊に至らしめる一方向繰返し加力方式と、正負両方向に交差的に繰返し加力する両振れ繰返し加力方式の2種類を選んだ。なお、一方向繰返し加力方式は3種類のくさびについてそれぞれ行い、両振れ繰返し加力方式はケヤキのくさび(SK-N型)についてのみ行った。図-10は一方向繰返し加力方式、図-11は両振れ繰返し加力方式の試験方法である。

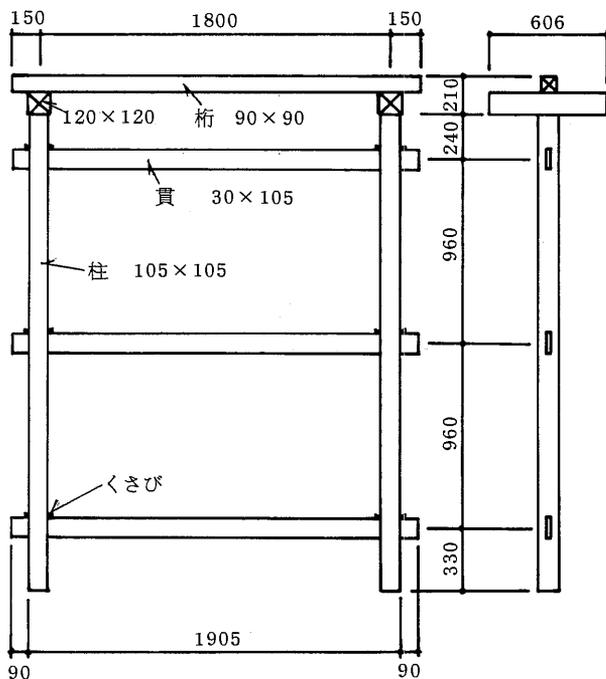


図-9 試験体

試験体の変形は図-2に示す個所に電気式変位計(精度1/100mm)を配置して測定した。

試験結果の解析に用いる見掛けのせん断変形角 γ 、および真のせん断変形角 γ_0 は次式から計算した。(図-10参照)

$$\gamma = \frac{\delta_{H1} - \delta_{H3}}{h} \quad (1)$$

ここに、 δ_{H1} : 変位計 H1 の水平移動量

δ_{H3} : 変位計 H3 の水平移動量

h : H1 と H3 の鉛直距離

(1)式で算出される γ の中には(2)式で表わされるところの左右の柱の浮沈に基づく回転角 θ の影響が含まれて

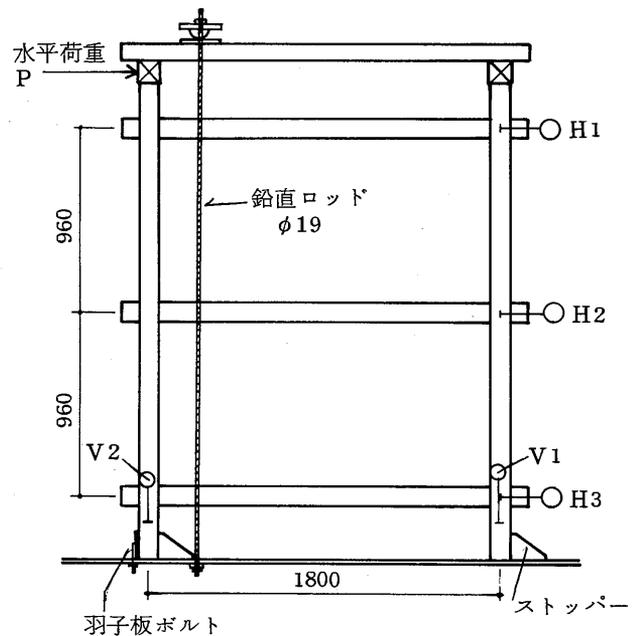


図-10 一方向繰返し加力による試験方法

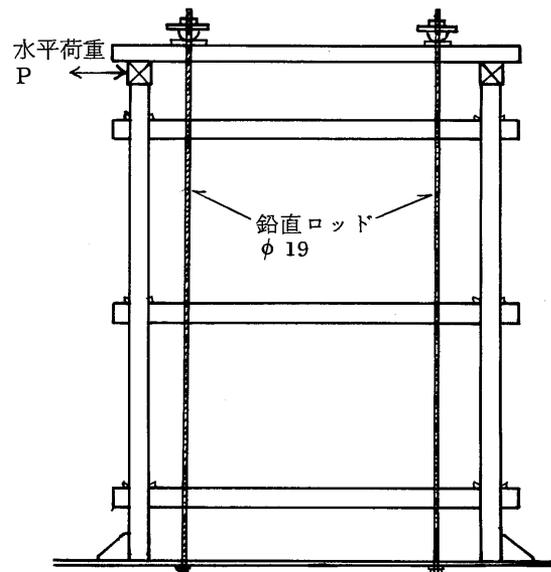


図-11 両振れ繰返し加力による試験方法

いる。そこで、それを γ から差し引いたものが、真のせん断変形角 γ_0 となる。

$$\theta = \frac{|\delta_{v1}| - |\delta_{v2}|}{b} \quad (2)$$

$$\gamma_0 = \gamma - \theta \quad (3)$$

ここに、 $|\delta_{v1}|$: 変位形 V1 の浮沈量の絶対値
 $|\delta_{v2}|$: 変位計 V2 の浮沈量の絶対値
 b : V1 と V2 の水平距離

さらに、柱と貫の接合部、A~F の 6 個所については、柱と貫のなす角度の変化を図-12 に示すように電気式変位計を用いて測定した。各点の角度変化は下式により求めた。例えば、

$$\alpha_A = \frac{|\delta_{A1}| + |\delta_{A2}|}{l} \quad (4)$$

ここに、 $|\delta_{A1}|$: 変位形 A1 の変位の絶対値
 $|\delta_{A2}|$: 変位形 A2 の変位の絶対値
 l : A1 と A2 の水平距離

3. 試験結果および考察

3.1 一方向繰返し加力方式の結果

試験から得られた真のせん断変形角 γ_0 と水平せん断荷重 P の関係を図-13~15 に示す。また、真のせん断変

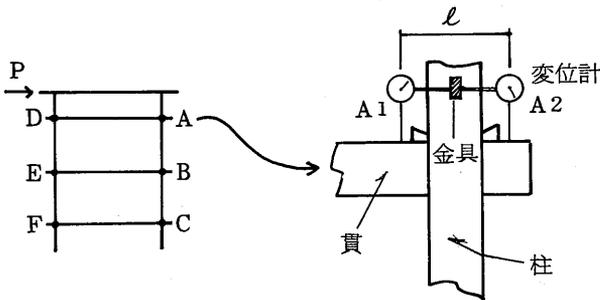


図-12 柱と貫との接合部詳細図

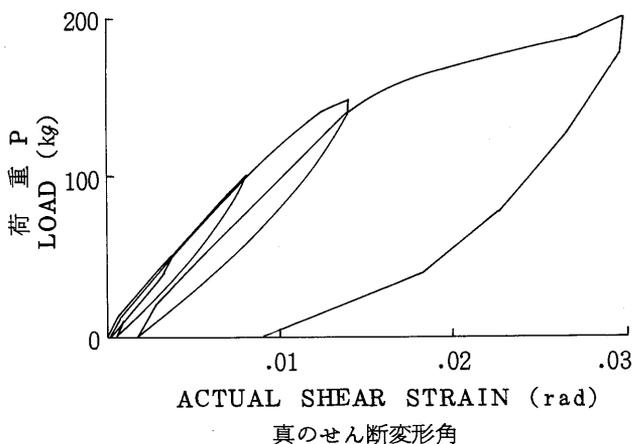


図-13 SH-N試験体の真のせん断変形角と水平荷重の関係

形角 γ_0 、並びに見掛けのせん断変形角 γ について、それぞれ 1/300, 1/200, 1/150, 1/100, 1/60 rad 時におけるせん断耐力 (水平せん断荷重を柱の芯々寸法で除した値, 単位は kg/m。) を表-3 に示す。

表-3 より、真のせん断変形角 γ_0 と見掛けのせん断変形角 γ に対する水平せん断耐力には差が殆んど認められず、回転による影響が極めて小さいことがわかる。また 3 種類のくさびは、ヒノキ<プラスチック<ケヤキの順に水平せん断耐力が増加する傾向が見られる。しかし、真のせん断変形角 1/300 rad 時の水平せん断耐力より壁倍率を算出すると、0.15~0.17 程度であり、壁のせん断

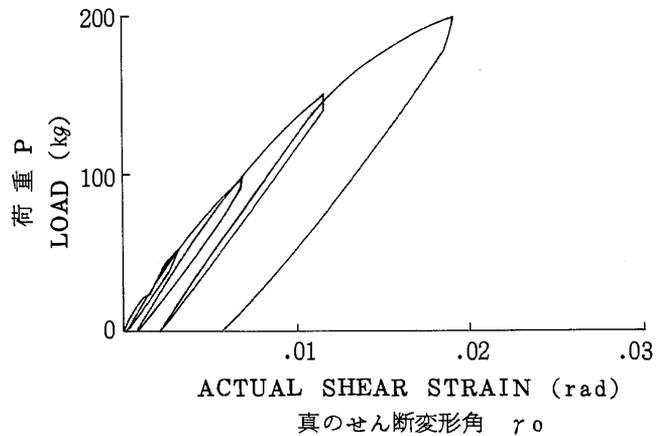


図-14 SK-N試験体の真のせん断変形角と水平荷重の関係

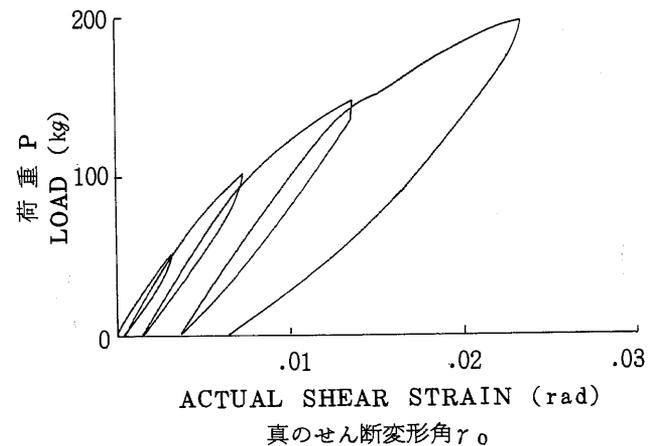


図-15 SP-N試験体の真のせん断変形角と水平荷重の関係

表-3 特定のせん断変形角に対するせん断耐力

試験体 (くさび) の種類	せん断耐力 (kg/m) (上段: 真のせん断変形角 γ_0 下段: 見掛けのせん断変形角 γ)	せん断耐力 (kg/m)					
		1/300 (rad)	1/200 (rad)	1/150 (rad)	1/120 (rad)	1/100 (rad)	1/60 (rad)
ヒノキ (SH-N)	γ_0	26	37	47	57	67	88
	γ	26	36	47	56	66	88
ケヤキ (SK-N)	γ_0	29	42	53	64	74	104
	γ	29	41	52	63	73	102
プラスチック (SP-N)	γ_0	29	42	52	67	67	91
	γ	28	40	52	66	66	88

耐力を評価する上からは大差ないと言えよう。この場合、壁倍率は、 $\gamma_0 = 1/300\text{rad}$ 時の耐力に3/4（安全率に相当するものを考慮）を掛け、それを130kg/m（倍率1の基準値）で割って求めた。

また、図-16に柱と貫の接合部の角度の変化 $\alpha_A \sim \alpha_F$ について、それらの平均値をヒノキの場合について示す。 α の値は真のせん断変形角より小さくなる傾向が得られ、ケヤキ、プラスチックの何れの場合も同様の結果が得られている。このことから、接合部の変形角より壁の耐力を評価すると過大評価する場合が起こり得ると思われる。

3・2 両振れ繰返し加力方式の結果

ケヤキのくさび（SK-N型）を用いた試験体について両振れ繰返し加力を行った結果を図-17に示す。本試験での繰返し荷重レベルは40, 80, 120, 160, 200kgの5段階とし、各レベルで正負両方向に各5回ずつの繰返し加力を行った。但し、これらの荷重レベルは既報のデータ¹⁾より、最大荷重の15, 30, 45, 60, 75%にそれぞれ相当すると見なし得る。

また、繰返しサイクル数と、各荷重レベルにおける任

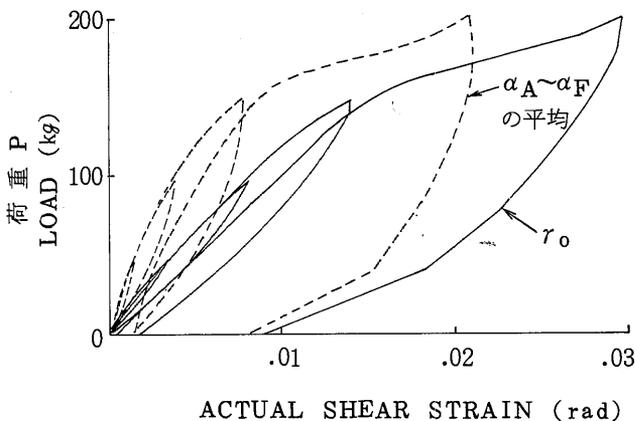


図-16 真のせん断変形角 γ_0 と接合部A~Fの角度の変化（ヒノキのくさびの場合）

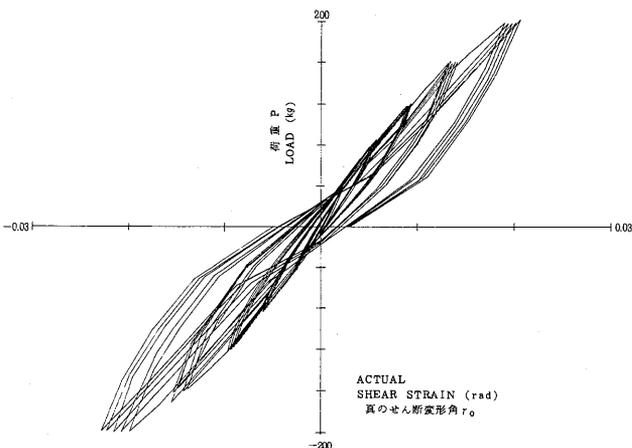


図-17 両振れ繰返し加力した場合の真のせん断変形角と水平荷重の関係（SK-N）

意のサイクルの真のせん断変形角の最大値の関係を図-18に示す。図-18より、最大荷重の45%までは変形角の増加はあまり認められないが、60%を越える繰返しによって変形が進行する傾向が認められた。

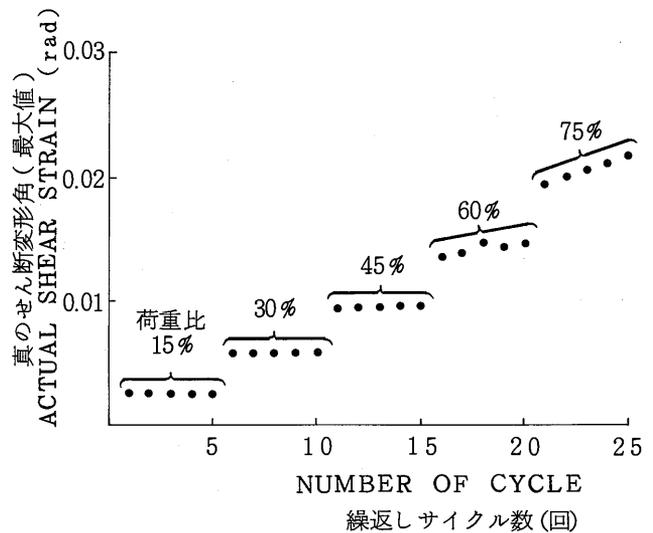


図-18 繰返しサイクル数と真のせん断変形角最大値の関係

4. まとめ

以上の結果を要約すれば下記の通りである。

(1)くさびの材質の違いによる壁体のせん断耐力の相違は、ヒノキ<プラスチック<ケヤキの順にわずかに認められた。但し、壁の倍率を評価する上では差はむしろ無いと言えよう。

(2)本試験体では最大荷重の45%までは繰返し加力の影響が殆んど認められないが、60%を越えると影響が顕在化する傾向が見られる。

文献

1) 杉山英男, 安藤直人: 文部省科学研究費特定研究「古文化財」総括報告書 pp 34~49, (1984)

IV 実験の結果と今後の方針

II及びIIIに記載した実験結果によると、結論は必要とされる強度にははるかに足りないことになる。しかしこのことは当然というべきでもある。何故ならば、本来柱・ぬき構造は剛性の弱い構造があり、その欠点を改良するため筋違を主にする新しい構造が奨励されてきたのであるからである。だからぬき接合部を強化する法だけを以て改良することは不可能に近い。

われわれはなお、次年度指物の強度を測定する。しかしこれまた大幅な強度は期待できないかもしれない。そこでわれわれは別の面からこの構造を考えてみなければならない。すなわち、この構造の復元力の大きいことに着目し、繰返し荷重によりついに修理を要する変形にま

でに至る経過を追うことによって、締め直し等のチャンスを合理的にさぐり出すことに努むべきである。

〈研究組織〉

主査	伊藤 延男	東京国立文化財研究所	所長
	西浦 忠輝	〃	修復技術部研究員
	安藤 直人	東京大学農学部林産学科	助手