

# 木質住宅の耐震性に関する基礎的研究

宮澤 健二

## — 接合部と耐震要素の変形性能について —

キーワード：1) 木質住宅, 2) 耐震性, 3) 実験研究, 4) 釘, 5) 筋かい, 6) 接合部, 7) 変形性能, 8) 合板, 9) ラーメン, 10) 貫

### 1. 研究の目的

1995年1月17日の阪神・淡路大震災では、多くの木造住宅に被害があった。その多くは建築後20～30年以上の古い住宅であり、耐震壁量の不足、壁配置の不適切、接合耐力不足や腐朽及び白蟻の被害によるものである。しかしながら、築年数の浅いものでも数は少ないが大被害を被ったものもあった。これら新しい住宅の被害は、接合部仕様の不適切によるものが大半である<sup>\*)</sup>。

経験による設計から、理論に基づく構造計算による設計に向かいつつあるが、接合部の力学挙動と大地震時の動的挙動については、まだ多くの問題がある。接合部の剛性、強度及び変形性能に関する基礎的研究を行い、その特性を明らかにすることが本研究の目的である。

木材自体軽くて高い強度を有するが、剛性が比較的強く脆性破壊し易い。そして、接合は金物に頼らざるを得ないが、強度や剛性は確保し難い。大地震を考慮すると木質構造では接合部にいかに高い強度と剛性を保持させるかが重要であると考えられる傾向があった。しかしながら変形性能はもっと重要である。

地震時の挙動は、接合部や水平耐力要素の静的実験の荷重-変位曲線の特性即ちスケルトンカーブや剛性、強度、終局変形性能及びエネルギー吸収性能に大きく依存する。ここでは、スケルトンカーブから変形性能（塑性率、更に構造特性係数）を評価する。更に、履歴ループから等価粘性定数の評価を試みる。また、加力速度や繰り返しの影響についても考察する。

本研究ではこのような手法を釘接合、軸組筋かい接合部、筋かい耐力壁、面材耐力壁、集成材モーメント接合と面材耐力壁との併用構造、及び貫構法の水平耐力要素に適用し、これらの構造要素の大地震時の耐震性能の比較検討を行い、今後の論理的な耐震設計法の基礎資料とすることを目的とする。

## 2. 釘の耐力と変形性能

### 2.1 目的

合板釘打ち耐力壁の履歴特性は、合板-製材釘打ち接合部の履歴特性によるものと考えられる。そこで、合板-製材釘打ち接合部の変位速度を変えた単調加力実験、繰り返し加力実験を行い、その履歴特性を調べる。

### 2.2 実験方法

厚さ7.5mmまたは12mmのJAS 1級構造用合板（ラワン）、製材は人工乾燥した無欠点のべいつが（断面型式204）材とした。また、釘はCN50である。アクチュエータ先端にロードセルを介して2枚の合板をボルト締めし、別に固定した製材に2本の釘で止め付け、押し引きの加力実験を行った。

加力スケジュールは、次の3種類とした。

- (1) 変位速度を1～6000mm/分（0.00167～10cm/sec）の範囲で変えた単調載荷
- (2) 変位レベルを0.5～5mmの範囲で一定にした20回の繰り返し加力
- (3) 繰り返ししながら変位レベルを0.5→±5mmへ漸増させ、つぎに漸減させる繰り返し加力

### 2.3 実験結果と考察

#### ①変位速度の影響

破壊形態は、合板の厚さが7.5mmの場合は釘頭部による合板のパンチングシヤ、12mmの場合は釘の引き抜けであった。

図2-1に示すように、荷重-スリップ変位関係は、最大耐力付近で荷重が上下する鋸歯状の形を示している。速度が速いと測定間隔が広がっているため、途中のデータをロスしているが、このことを考慮すれば、荷重の上下は、変位速度が速いほど明らかに激しくなっている。

変位速度と耐力との関係は、図2-2に示すように、7.5mm合板の場合は速度の上昇とともに耐力が増加する傾向も見られるが、12mm合板の場合は顕著でない。変位速度が速くなると耐力が上昇するとしても、その程度を7.5mm合板の場合のスリップ変位5mm時の耐力でみると、変位速度の10mm/分から315倍の3150mm/分（5.25cm/sec）への増加に対して、耐力の上昇は1.23倍であった。

なお、大雑把に言って、耐力壁の頂部の変形に対して、釘のスリップ変位はその1/10なので、この試験での最大速度10cm/secは、耐力壁では約100cm/secに相当することに留意されたい。

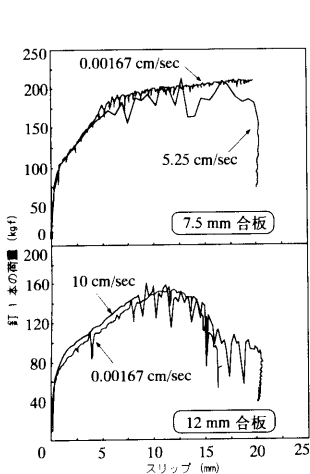


図2-1 釘接合の荷重-スリップ関係

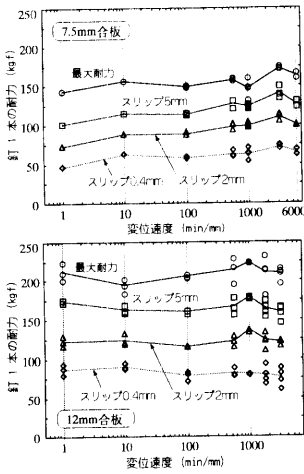


図2-2 変位速度と釘接合耐力の関係

②繰り返しによる耐力低下

処女変形時の折り返し点での耐力を1とし、繰り返しによる同点での耐力の低下の割合を図2-3に示した。20回の繰り返しを受けた場合、耐力低下はスリップ変位5mmでは約50%であるが、スリップ変位1mm（注：許容耐力時のスリップ変位は約0.4mm）以下では約10%にすぎない。

③等価粘性減衰定数

図2-4に示すように、等価粘性減衰定数は、7.5mm合板の場合は比較の変位によらず一定で、0.2~0.3となっているが、12mm合板の場合は当初の0.4から変位4mmでは0.2に低下し、変位レベルを下げていくと再び上昇している。ただし処女変形時より3割程度低い。

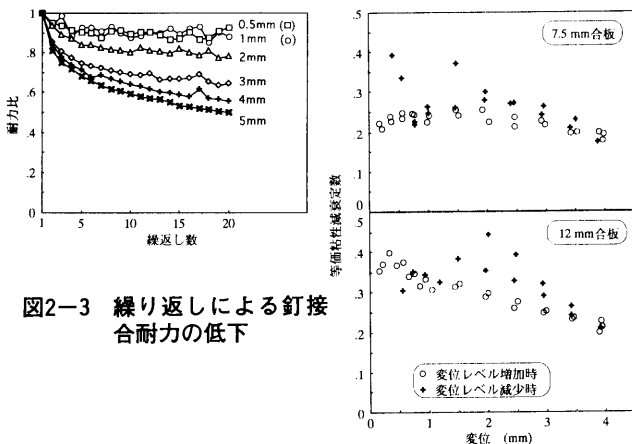


図2-3 繰り返しによる釘接合耐力の低下

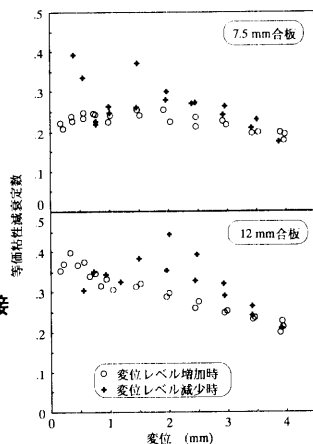


図2-4 釘接合の等価粘性減衰定数

2.4 まとめ

①変位速度を速くしても、耐力はそれほど大きくなりません。データのバラツキのため明言できないが、速度依存性があるとしても、速度約300倍で耐力は1.2倍程度である。

②繰り返しによって耐力は低下する。スリップ変位1

mm程度では20回の繰り返しで10%の低下であるが、スリップ変位5mmでは50%の低下となる。

③等価粘性減衰定数は、7.5mm厚の合板では、比較の変位によらず0.2~0.3でほぼ一定で、12mm厚の合板では変位の増加によって0.4（変位0.5mm）から0.2（変位5mm）に低下する。

3. 軸組構法筋かい耐力壁接合部の耐力と変形性能

3.1 目的

軸組構法筋かい耐力壁の剛性、耐力及び変形は、接合部に依存するところが大きい。その接合部は、引張と圧縮で特性が違う。そのためここでは、片振り引張、片振り圧縮及び正負交番加力実験を行いその特性を調べる。

3.2 実験方法

(1) 加力と計測方法

図3-1に加力方法を示す。

加力方法：アクチュエータ制御による片振り引張、片振り圧縮及び正負交番繰り返し加力

制御方法：低速ストロークコンピュータ制御

加力速度：ストローク速度1.0mm/min

測定：各部の変位

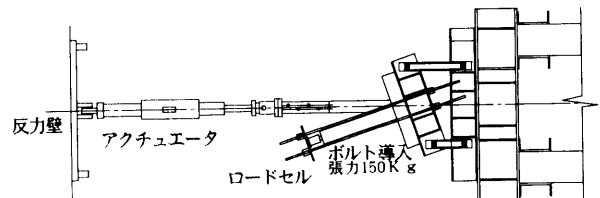
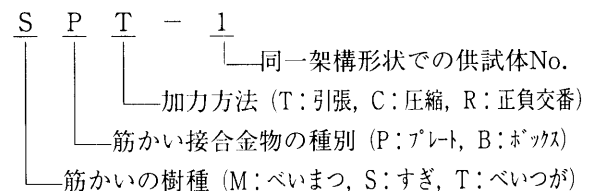


図3-1 接合部加力実験装置概要（平面図）

(2) 実験供試体名称説明



(3) 供試体概要と変位測定位置

図3-2に供試体の概要と変位の測定位置を示す。

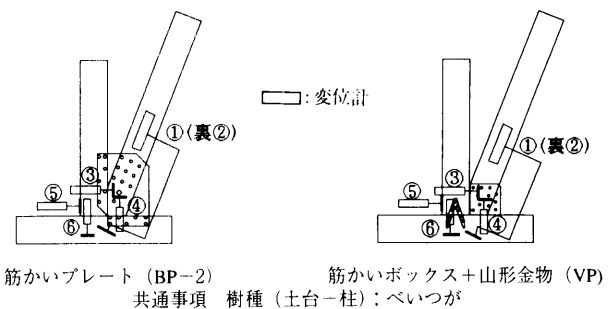
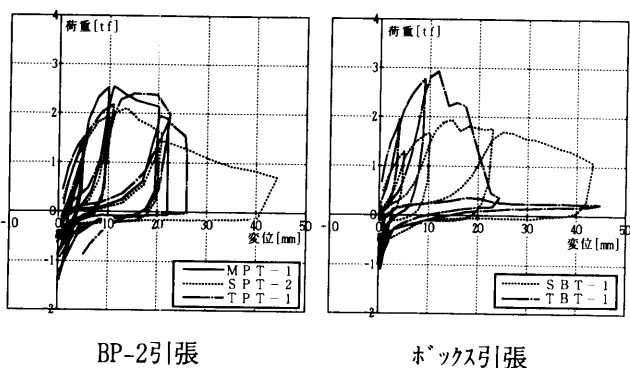


図3-2 供試体形状と変位測定位置

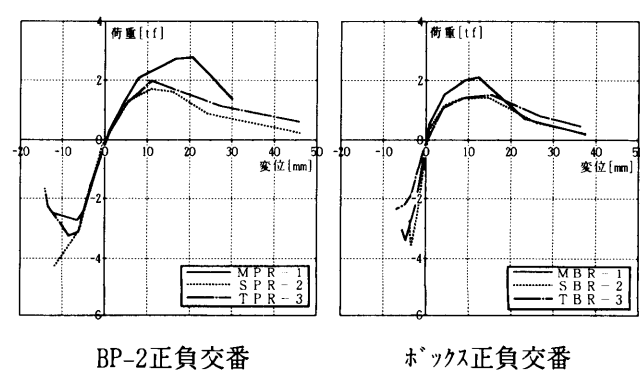
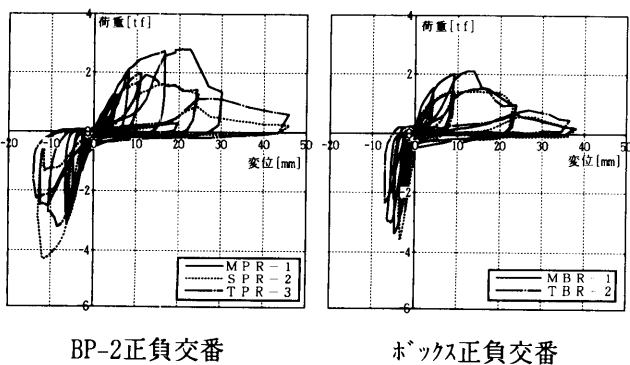
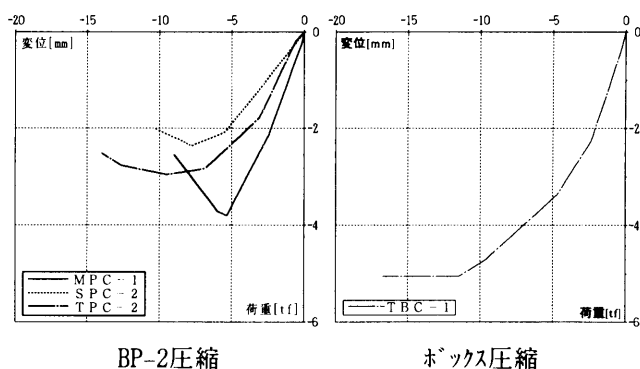
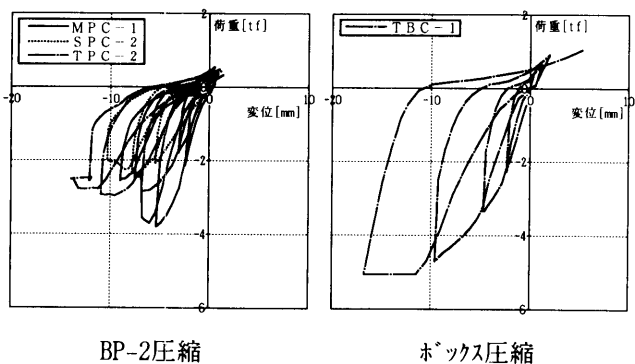
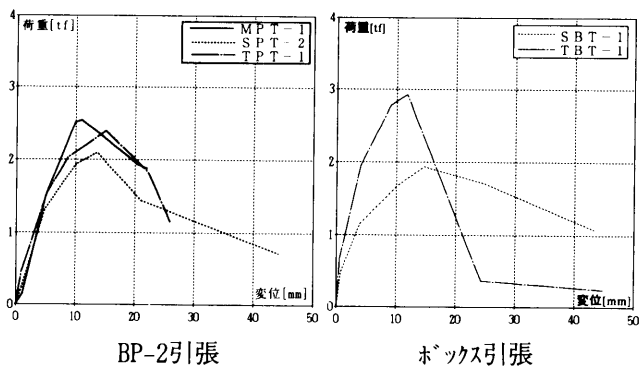
### 3.3 実験結果

図3-3に荷重（図3-3の変位計①と②の平均値）－変位曲線を，また図3-4に荷重－変位のスケルトンカーブを示す。

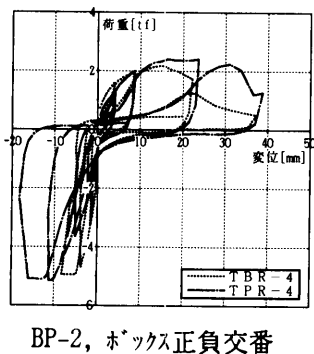
90×45仕様



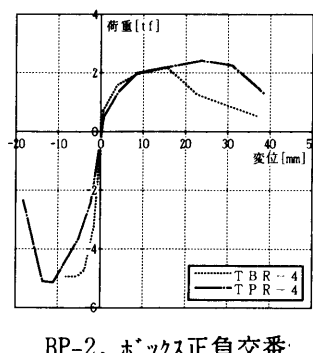
90×45仕様



105×45仕様



105×45仕様



BP-2, ホックス正負交番

BP-2, ホックス正負交番

図3-3 筋かい接合部荷重－変位曲線

図3-4 筋かい接合部荷重－変位のスケルトンカーブ

### 3.4 考察

軸組構法の主要な水平耐力要素である筋かい構造は、部材として座屈、接合部では圧縮でめり込み、引張りでは接合金物（釘やボルト）の変形と引き抜けや木材の割れがあり、複雑である。このため本研究では、二つの接合金物に対して3樹種、筋かい寸法2種、加力方法3形式の実験を行った。

しかしながら、試験体数が十分なものではなく明確な結論は述べられないが、およそ次のように言える。

#### ①樹種について

実験で用いた3種類の材は、木質構造設計規準（建築学会）によれば、すぎ、べいつが、べいまつの順に強度が高い。実験においても、特に引張試験においてべいまつが3つの中で一番強度が高いことがわかる（図3-3）。しかし、変形性能の点では逆で、あまり高い靱性を示さない。これは、すべての供試体の土台と柱材にべいつがを用いており、筋かいよりも先に土台が割れたことによるものと思われる。このことは、特に、筋かいプレートを用いたときに顕著に見られた。

筋かい接合部の変形性能は、土台の樹種（性能）にもかなり左右されるものと思われる。

#### ②施工精度と耐力及び変形性能

圧縮試験では、供試体の施工の良し悪しがめり込み圧縮や座屈に大きく影響し、耐力は供試体ごとにかかなりばらつきが見られた。圧縮加力側では、初期のあそびが荷重-変位曲線に現れ、初期の剛性に大きな影響を与える。

#### ③接合金物（プレートとボックス型）の比較

最大耐力はあまり差がみられなかった。ボックス型の方が圧縮で大きな耐力を示したが、これは座屈が生じたことによるものと思われる。

#### ④変位と剛性

最大耐力時の変位は、引張では10~15mm、圧縮では5~10mmで、引張側は、20~30mmの変位で釘抜けや土台が割れるまでかなりの耐力を保持した。一方圧縮側は座屈により耐力を失うものが多かった。座屈は実験方法の精度によるので、一般論として結論付けられない。剛性は、引張より圧縮の方がかなり大きい。

#### ⑤引張、圧縮と正負交番加力

90×45の筋かいでは、片振れ、正負交番共に圧縮最大耐力は最大引張耐力の1.2~1.6倍で、ボックス型の方が引張と圧縮の差が大きかった。105×45の筋かいは正負交番加力実験しか行っていないが、圧縮最大耐力は、最大引張耐力の約2倍であった。

ボックス型では、正負交番加力により耐力が低下する傾向が見られた。

今後更に試験体数を増やし、加力方法や繰り返し回数の影響を調べる必要がある。

## 4. 木質耐力壁の耐力と変形性能

### 4.1 面材パネル化、筋かいとモルタル耐力壁

#### (1) 目的

軸組構法住宅の水平耐力要素である筋かいや面材耐力壁の水平加力実験を行い、耐力及び変形性能を評価する。

#### (2) 実験概要

図4-1のように耐力壁頂部に固定荷重200kg/mを載荷し、コンピュータ制御の5tアクチュエータにより、正負水平交番繰り返し加力で、層間変形角1/600, 1/300, 1/150, 1/120, 1/100, 1/60, 1/40, 1/30rad. 破壊まで行った。筋かい、OSBパネル（日本農林規格にいう構造用パネルの1種、Oriented Strand Boardの略）及びモルタル耐力壁の3種類で、接合金物等を変えて行った。そして、各部の変位とひずみを測定した。

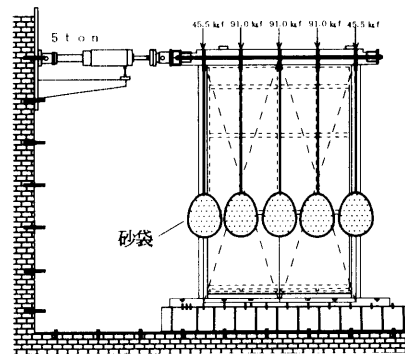
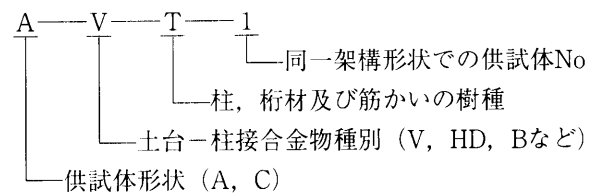


図4-1 耐力壁実験装置概要

#### (3) 実験供試体の名称

供試体は、パネル、筋かい形式、柱-土台接合方法や樹種により、以下のように供試体名を定義した（詳細は表4-1参照）。



#### (4) 実験供試体概要

供試体の樹種、接合部等の概要を表4-1に示す。本実験の供試体は、全部で26体（パネル形式15体、筋かい形式11体）であったが、ここでは代表的な7体について、変形性能を評価する。土台はすべて基礎にボルトで完全固定した。

表4-1 耐力壁供試体概要

供試体名	供試体仕様及び接合部概要
AVT-1	OSBパネル化、山形金物使用
AHDT-1	OSBパネル化、ホールダウン金物使用
CBNT-B	N90-3筋かい横架材打ち
CBHDT-1	ホールダウン金物、山形金物、筋かいプレート使用
CBHT-A	ホールダウン、山形、プレート、モルタルアスファルトシート
CBHT-P	ホールダウン、山形、プレート、モルタルプラスチックシート
CWT-1	山形金物、筋かいプレート、@910筋かい使用

（樹種はすべてべいつが）

(5) 実験供試体図面

図4-2に実験供試体を示す。

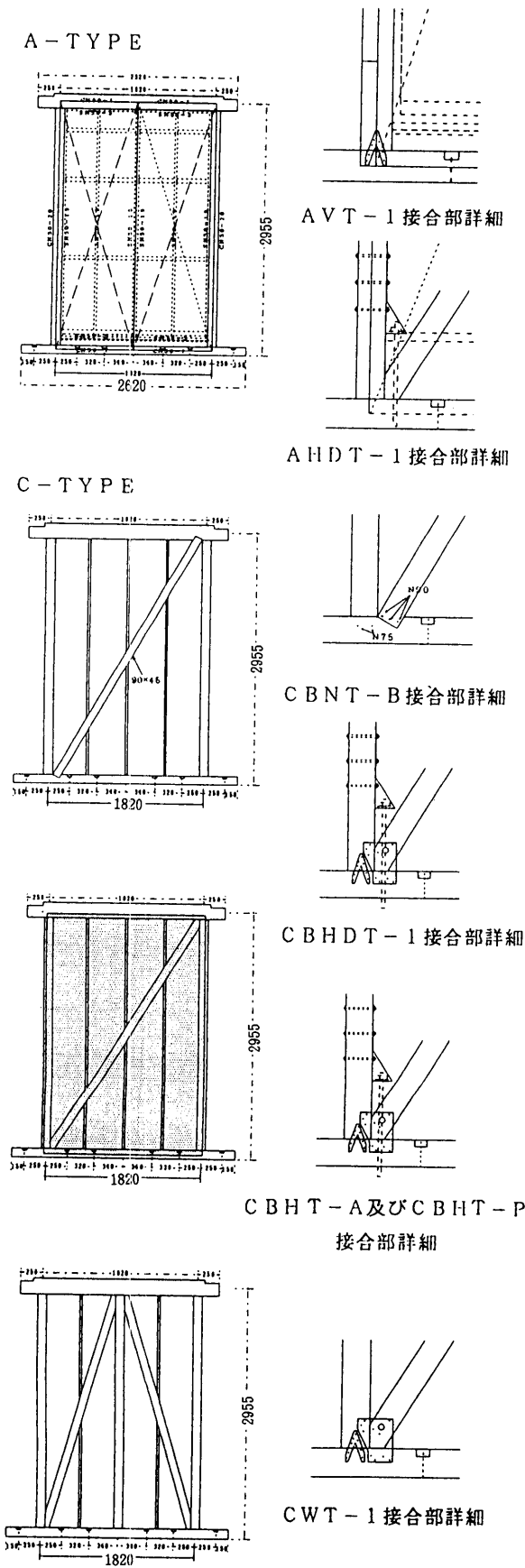


図4-2 供試体及び接合部詳細図

(6) 完全弾塑性モデルによる評価

スケルトンカーブから最大荷重時の変位, 最大荷重の2/3, 2/5, 1/10時の変位をそれぞれ求め, 次の2つの方法でエネルギー等価な完全弾塑性モデルを作成する。  
 [評価法1]最大荷重の80%の耐力低下まで評価する方法:

80%耐力低下点変位までのエネルギー等価な完全弾塑性モデルを作成する (図4-3, 図4-4)。初期のあそびを除去し, 最大耐力の0.1と0.4の荷重時の変位から初期剛性を決める。弾性勾配とエネルギー等価な最大耐力の交点を, エネルギー等価仮想降伏点 ( $P_y$ ) と呼ぶ<sup>文2)</sup>。

[評価法2]最大耐力以降をエネルギー評価しない方法:  
 荷重低下域は評価しない。その他は評価法1と同じ。

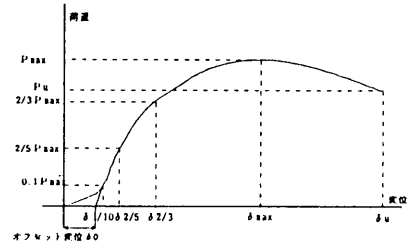


図4-3 実験値のスケルトンカーブ

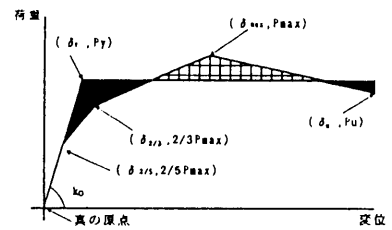


図4-4 完全弾塑性モデル

あそびを除去し, 次の諸式を定義する。

初期剛性  $K_0 = (2/5 P_{max}) / \delta_{2/5}$   
 塑性率  $\mu = K_0 \delta_u / P_y$   
 構造特性係数  $D_s = 1 / \sqrt{2\mu - 1}$   
 短期許容耐力係数  $\beta = 1 / (5 \times D_s)$   
 $= 1$  (但し  $\mu \geq 13$  のとき)  
 短期許容耐力  $s P_a = \beta \times P_y$   
 初期あそび係数  $\alpha = \delta_y / \delta_0$

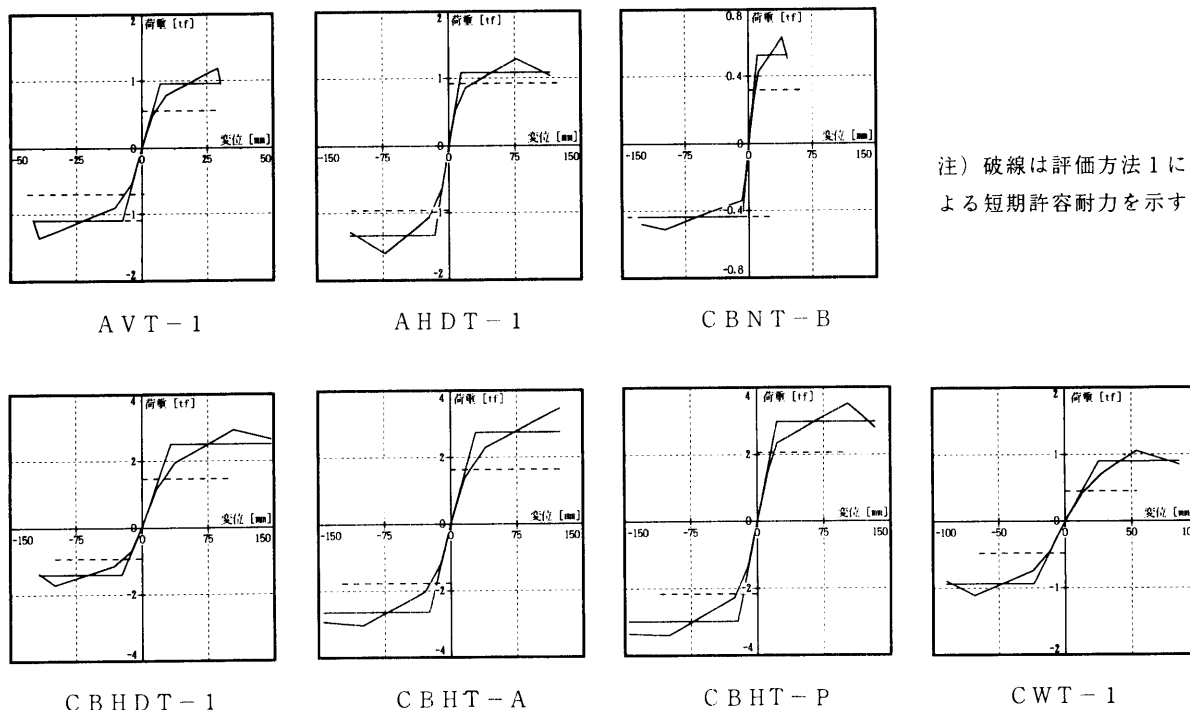
(7) 評価結果

評価方法1で求めた完全弾塑性モデルと, 提案する短期許容値を図4-5に示す。実験から得られたスケルトンカーブの主要値と評価値を表4-2, 3に示す。ATV-1, AHDT-1, CWT-1の3体は, 終局強度が最大の80%まで下がったが, 他の供試体はそれ以前に中断または破壊したので方法1でも最大荷重時までの評価とした。

(8) 考察

釘接合は耐力も変形性能も劣り, 面材耐力壁, ホールドダウン金物やモルタルは, 耐力と変形性能の両面で優れている。塑性域の変形性を考慮して, 短期許容耐力を評価する方法は合理的と思われる。

モルタル耐力壁は, この他に耐久劣化の問題がある。



注) 破線は評価方法 1 による短期許容耐力を示す。

図4-5 実験結果の完全弾塑性モデルと短期許容値の評価

表4-2 最大耐力の80%低下域までを評価した完全弾塑性モデルと短期許容値

供試体名		スケルトンカーブ (単位 tf, mm)								完全弾塑性モデルと短期許容値						
		最大荷重点		終局点		Pmax	2Pmax	2Pmax	オフ	初期剛性	初期降伏点	塑性率	構造特性係数	短期許容耐力係数	初期あそび係数	
		Pmax	$\delta_{max}$	Pu	$\delta_u$	10 時の $\delta_{1.0}$	5 時の $\delta_{2.5}$	3 時の $\delta_{2.3}$	セット変位 $\delta_0$							tf/cm
AVT-1	引き	1.184	29.049	0.947	30.205	1.029	4.116	9.410	-1.102	1.57	0.957	4.778	0.342	0.585	-6.55	
	押し	-1.351	-39.228	-1.081	-41.610	-0.974	-3.896	-10.283	0.499	1.59	-1.093	5.986	0.302	0.662	-14.76	
AHDT-1	引き	1.289	76.757	1.031	115.207	1.883	7.533	19.020	-1.756	0.89	1.086	9.323	0.238	0.840	-8.03	
	押し	-1.596	-73.339	-1.277	-112.214	-1.970	-7.879	-22.582	0.288	0.84	-1.331	7.073	0.276	0.725	-55.90	
CBNT-B	引き	0.633	39.686	0.506	44.585	1.450	5.799	11.571	-1.647	0.61	0.529	5.136	0.328	0.609	-6.36	
	押し	-0.508	-99.627	-0.478	-126.927	-0.992	-3.967	-8.219	0.491	0.59	-0.437	16.916	0.175	1.000	-16.36	
CBHDT-1	引き	2.928	104.416	2.651	147.016	4.212	16.849	38.137	-2.955	0.84	2.510	4.839	0.339	0.589	-11.22	
	押し	-1.714	-99.573	-1.371	-117.399	-2.940	-11.760	-31.373	1.234	0.65	-1.395	5.481	0.317	0.631	-18.40	
CBHT-A	引き	3.457	124.087	3.457	124.087	4.067	16.030	39.407	-3.534	1.11	2.757	4.839	0.339	0.589	-8.04	
	押し	-3.045	-99.715	-2.930	-144.715	-2.950	-11.798	-29.416	0.743	1.10	-2.642	6.004	0.301	0.664	-33.44	
CBHT-P	引き	3.510	102.430	2.780	133.105	2.853	11.411	22.598	-1.869	1.47	2.966	6.510	0.288	0.693	-11.90	
	押し	-3.408	-100.215	-3.360	-145.290	-2.695	-10.780	-25.770	1.351	1.45	-2.986	6.970	0.278	0.719	-16.48	
CWT-1	引き	1.055	53.816	0.844	85.706	3.311	13.243	27.201	-2.713	0.40	0.899	3.700	0.395	0.506	-9.40	
	押し	-1.111	-68.644	-0.889	-89.881	-2.871	-11.483	-24.197	0.647	0.41	-0.932	3.927	0.382	0.524	-36.20	

表4-3 最大耐力までを評価した完全弾塑性モデルと短期許容値

供試体名		スケルトンカーブ (単位 tf, mm)								完全弾塑性モデルと短期許容値						
		最大荷重点		終局点		Pmax	2Pmax	2Pmax	オフ	初期剛性	初期降伏点	塑性率	構造特性係数	短期許容耐力係数	初期あそび係数	
		Pmax	$\delta_{max}$	Pu	$\delta_u$	10 時の $\delta_{1.0}$	5 時の $\delta_{2.5}$	3 時の $\delta_{2.3}$	セット変位 $\delta_0$							tf/cm
AVT-1	引き	1.184	29.049	1.184	29.049	1.029	4.116	9.410	-1.102	1.57	0.951	4.618	0.348	0.574	-6.50	
	押し	-1.351	-39.228	-1.351	-39.228	-0.974	-3.896	-10.283	0.499	1.59	-1.082	5.695	0.310	0.645	-14.61	
AHDT-1	引き	1.289	76.757	1.289	76.757	1.883	7.533	19.020	-1.756	0.89	1.038	6.450	0.290	0.690	-7.63	
	押し	-1.596	-73.339	-1.596	-73.339	-1.970	-7.879	-22.582	0.288	0.84	-1.258	4.884	0.338	0.592	-52.78	
CBNT-B	引き	0.633	39.686	0.633	39.686	1.450	5.799	11.571	-1.647	0.61	0.519	4.470	0.355	0.564	-0.22	
	押し	-0.508	-99.627	-0.508	-99.627	-0.992	-3.967	-8.219	0.491	0.59	-0.421	13.767	0.194	1.000	-15.73	
CBHDT-1	引き	2.928	104.416	2.928	104.416	4.212	16.849	38.137	-2.955	0.84	2.338	3.658	0.398	0.503	-10.38	
	押し	-1.714	-99.573	-1.714	-99.573	-2.940	-11.760	-31.373	1.234	0.65	-1.357	4.720	0.344	0.581	-17.87	
CBHT-A	引き	3.457	124.087	3.457	124.087	4.067	16.030	39.407	-3.534	1.11	2.757	4.839	0.339	0.589	-8.04	
	押し	-3.045	-99.715	-3.045	-99.715	-2.950	-11.798	-29.416	0.743	1.10	-2.437	4.476	0.355	0.564	-30.76	
CBHT-P	引き	3.510	102.430	3.510	102.430	2.853	11.411	22.598	-1.869	1.47	2.894	5.113	0.329	0.607	-11.59	
	押し	-3.408	-100.215	-3.408	-100.215	-2.695	-10.780	-25.770	1.351	1.45	-2.754	5.190	0.327	0.613	-15.12	
CWT-1	引き	1.055	53.816	1.055	53.816	3.311	13.243	27.201	-2.713	0.40	0.836	2.450	0.506	0.395	-8.67	
	押し	-1.111	-68.644	-1.111	-68.644	-2.871	-11.483	-24.197	0.647	0.41	-0.898	3.105	0.438	0.457	-34.85	

## 4.2 各種面材耐力壁

### (1) 目的

面材を張った耐力壁の水平加力試験は数多く行われているが、大部分は枠組み壁工法によるもので、在来軸組構法によるものは少ない。在来軸組構法では最近、ホールダウン金物を用いることが増え、また石膏ボードやサイディングボードを張った壁は非耐力壁であるが、耐力を上げるために直張り仕様が增多している。本研究の目的は、これらの最近の仕様の壁のラッキング試験を行い、その耐力と変形性能を実験的に捉えることにある。

### (2) 試験方法

ホールダウン金物で柱と横架材のセパレーションを防止した長さ1.82mの軸組に、厚さ7.5mmの構造用合板（4周釘CN50止め，@150mm），厚さ12mmの石膏ボード（柱のみにビス38mm止め，@150mm），厚さ12mmのサイディングボード（木片セメント板，横張り，幅30cm，柱のみに専用釘止め，@150mm）を張った3種類の壁のラッキング試験を行った。

### (3) 試験結果と考察

図4-6に各種壁の荷重-変形関係を示す。

包絡線だけに着目し、合板張り耐力壁の耐力を1として、石膏ボード張りの壁とサイディングボード張りの壁の耐力の比率を求めると図4-7のようになる。

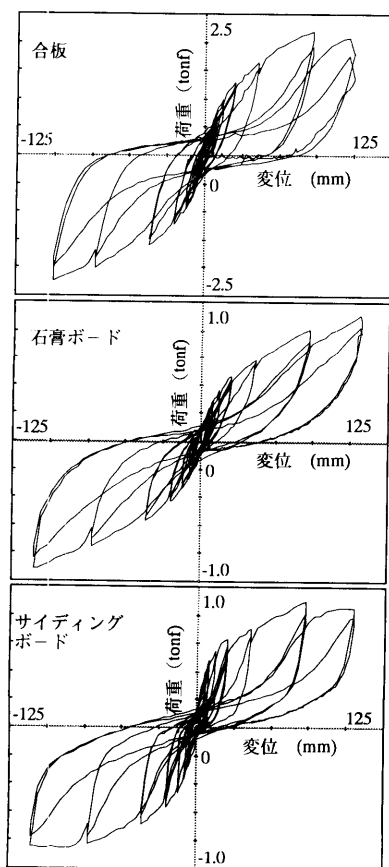


図4-6 各壁種の荷重-変形関係

石膏ボードの場合は、耐力比はほぼ0.35~0.4、サイディングボードの場合は、変位が増えるに従って耐力比は低下し、合板の0.56~0.4となっている。

1/120rad. 時の耐力に3/4の低減係数を掛けて倍率を求めると、合板4.1倍、石膏ボード1.8倍、サイディングボード1.4倍となる。

合板耐力壁で、外装がサイディング、内側が石膏ボードの場合、実験は行っていないが単純和では倍率は7.3倍となる。

等価粘性減衰定数は、図4-8に示すように合板が最も高く、ついで石膏ボード、サイディングボードの順になるが、差は小さい。また、変形が小さい間は0.25~0.40と高い値を示すが、変形が大きくなると低下し、20mm以上では0.16~0.28とほぼ一定となる。

### (4) まとめ

①石膏ボードやサイディングボードを直張りした壁は、それぞれ合板耐力壁の0.3~0.5倍の耐力がある。

②等価粘性減衰定数は、変形が小さい間は0.25~0.40と高いが、変形が20mm以上になるとほぼ一定値、0.16~0.28となる。合板が最も高く、ついで石膏ボード、サイディングボードの順である。

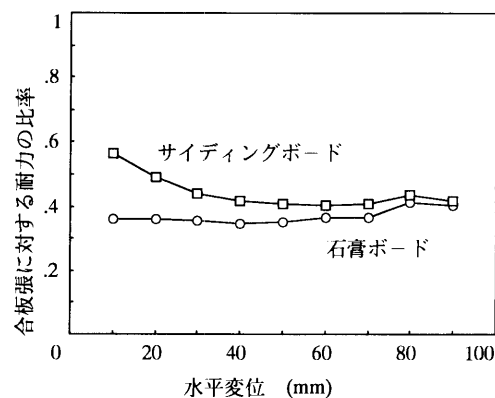


図4-7 合板張り耐力壁に対するサイディングボード張り石膏ボード張りの壁の耐力の比較

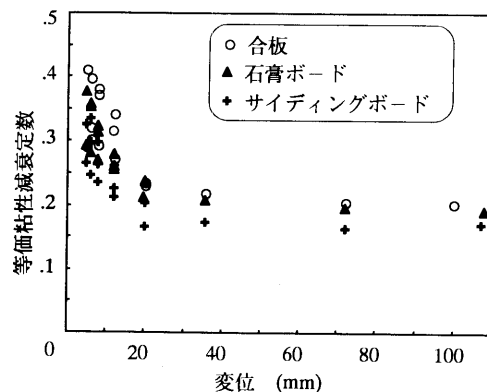


図4-8 各種壁の等価粘性減衰定数

## 5. 貫構造の耐力と変形性能

### 5.1 加力実験

貫接合をもつ軸組の加力実験を行い、その性能評価を行った。軸組は、図5-1に示すように高さ2700mm、幅1820mmで貫は中央の柱を貫通し、両脇の柱は柱幅の中心まで入れくさびが打ち込んでいる。軸組、貫、くさびともすべてすぎを用いた。柱、桁、土台は105mm×105mm、貫は24mm×105mmと15mm×105mmの2種類の断面を用いた。

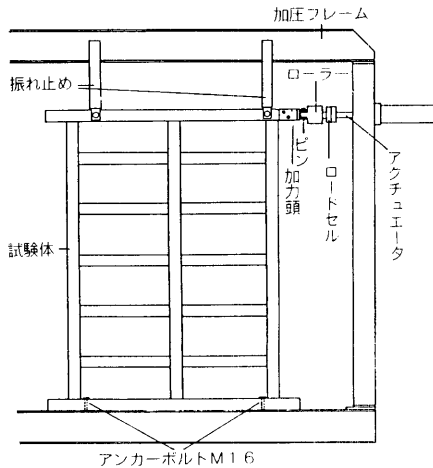


図5-1 貫構造加力実験装置概要

荷重は正負繰り返しで、変形角 $\pm 1/240$ 、 $\pm 1/120$ 、 $\pm 1/60$ 、 $\pm 1/30$ 、 $\pm 1/15$ で折り返し、一定変形角の繰り返しを3回とした。繰り返し負荷を終えた後、変形角 $1/10$ を超えるあたりまで変形させて加力を終了している。軸組及び貫接合部の回転変形などを一定時間間隔で計測した。貫接合部の耐力実験は、長さ1.5mの柱及び貫を用いた十字形の貫接合部にモーメントを加えて行った。

### 5.2 実験結果と検討

荷重-変形角の関係を図5-2に示した。この図から、貫接合をもった軸組の特徴をいくつか読みとることができる。まず気の付くところは、変形性能に富んでいるということである。アクチュエータの性能限界の400mmという変位(変形角で $1/7$ 程度)を与えたにもかかわらず軸組にはなんら破壊や損傷は見られず、また荷重は上昇傾向にある。これは構造物の耐震性の観点からすれば極めて有用なものである。大地震に対して建物が倒壊しないように設計するという現在の耐震設計の考え方からすれば、貫接合は非常に優れたものであると言える。

貫接合部の耐力を評価するために、軸組の変形角 $1/120$ のときの軸組耐力から、接合部1か所あたりの耐力を換算して求めてみた。厚さ24mmの貫の場合これは

12.5kgf、15mmの貫の場合8.7kgfとなった。この耐力の比は貫の厚さの比にはほぼ等しい。この値は貫通する貫のものであって、柱幅の半分しか入っていない貫は、耐力を発揮する方向とそうでない方向とがあり、また耐力は貫通するものの $1/2$ と考えられるので、みかけの耐力は貫通貫のその $1/4$ となる。こうして求めた貫接合部の耐力をもとに、軸組構法で慣用する倍率をみてみる。今回実験に使用したような軸組、すなわち幅1.82mで柱3本に貫5本が接合されているような場合には、耐力は貫厚24mmの場合、 $12.5\text{kgf} \times 5 + 3.1\text{kgf} \times 10 = 93.5\text{kgf}$ となる。

これを幅1.82mと倍率換算係数130で除すと0.40となる。建築基準法が規定する土塗壁0.5の80%程度の倍率である。今回の実験は、くさびまで含めてすべてすぎで行っているが、くさびや貫の樹種をもっと固いものに変えることによって、より大きな倍率が期待できると考えられる。

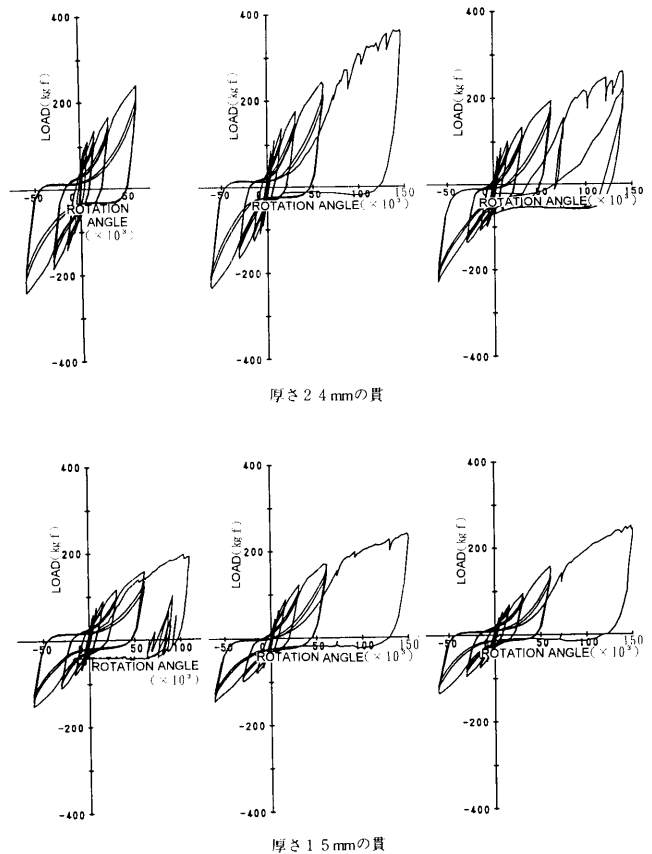


図5-2 貫構造の荷重-変形角曲線

### 5.3 まとめ

貫接合をもった軸組は、大きな変形性能をもっており $1/10$ を超える変形角においても破壊はみられなかった。

耐力は変形の増大に伴って増大し、 $1/10$ を超える変形角まで持続している。貫接合部(すぎの場合)の耐力は1か所あたり貫厚24mmで12.5kgf、貫厚15mmで8.7kgfであった。



## 6. 各種木質構造の変形性能

### 6.1 評価方法

繰り返し加力実験の荷重-変位曲線のスケルトンカーブから、次式(1)の塑性率( $\mu$ )と式(2)で定義する構造特性係数を求める(図6-1参照)。

$$\mu = \frac{E \delta_{max}}{E \delta_{TPY}} \quad \dots\dots\dots \text{式(1)}$$

$$Ds = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad \dots\dots\dots \text{式(2)}$$

$E \delta_{max}$ : 実験による荷重-変位曲線の最大変位

$\delta_{1/300}$ : 層間変形角1/300radの変位

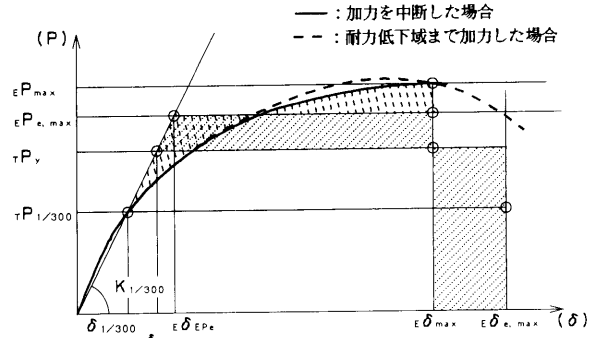


図6-1 塑性率と構造特性係数の評価方法

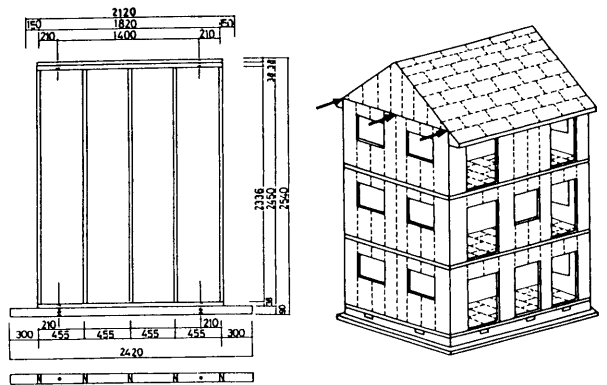
### 6.2 評価結果

図4-2, 図6-2や図6-3に示すような実験供試体で行われた各種木質構造の変形性能を、前式(2)の構造特性係数で評価した結果を、表6-1に示す。また、筆者の実験だけでなく、建設省建築研究所(表中建設省と略記)、同所・安村及び森林総合研究所・小松の実験結果(公表されている荷重-変形曲線)から評価し、比較検討する。

表6-1 実験から求めた各種木質構造の構造特係数

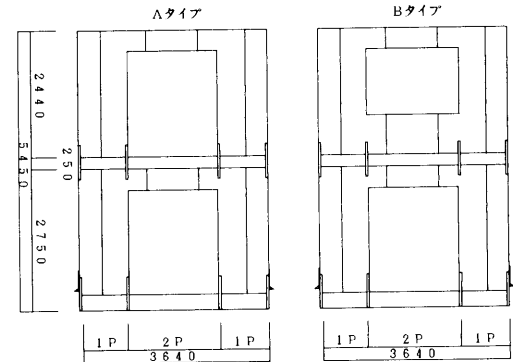
実験者	供試体名	供試体仕様	Ds	
建設省	合板	合板9mm	0.225	
	石膏ボード	石膏ボード9mm	0.245	
	建設省	P38-2	合板9mm	0.223
		P38-3	合板9mm	0.212
		P38-1	石膏ボード12mm	0.228
		P38-2	石膏ボード12mm	0.228
安村	P38-3	石膏ボード12mm	0.257	
	PG38-1	合板9mm, 石膏ボード12mm	0.291	
	PG38-2	合板9mm, 石膏ボード12mm	0.288	
宮澤	PG38-3	合板9mm, 石膏ボード12mm	0.223	
	A3-315	2P開口, 合板9mm	0.402	
	B3-315	2P開口, 2階のみ腰壁, 合板9mm	0.274	
2層有開口実大耐力壁	C2-315	2P開口, 腰壁, 合板9mm	0.335	
	CG1-315	2P開口, 腰壁, 合板9mm, 石膏ボード12mm	0.330	
	CR1-315	2P開口, 腰壁, 合板9mm, 釘, 金物, 補強	0.374	
	D1-315	2P開口, 腰壁, 合板9mm, 直交壁有り	0.241	
	F2-315	3P開口, 腰壁, 合板9mm	0.288	
	大建設省	総3階住宅	合板9mm, 石膏ボード12mm	0.283
架層構	森林総合研究所	試験体1	鋼板添え板釘接合	0.337
	試験体2	鋼板添え板ドリフトピン接合	0.474	
	試験体3	鋼板添え板ボルト接合	0.348	
架構+耐力壁	宮澤	FR-1S	架構のみ, 耐力壁なし	0.512
	FW-1S	架構+6P耐力壁(合板9mm)	0.229	
	FWJ-1S	架構+6P耐力壁(合板9mm), 接合部弱	0.223	
	FWA-1S	架構+4P耐力壁(合板9mm), 垂れ壁付き	0.285	
	FWB-1S	架構+2P耐力壁(合板9mm), 中央開口	0.297	
	FWC-1S	架構+2P耐力壁(合板9mm), 偏在開口	0.280	
無開口単位実大耐力率	宮澤	AHDT-1	合板9mm, ホールダウン金物	0.257
	AVT-1	合板9mm, 山形金物	0.322	
	CBHT-P	HD金物, 山形金物, モルタル, プラスチック	0.283	
	CBHT-A	HD金物, 山形金物, モルタル, アスファルトシート	0.320	
	CBHDT-1	ホールダウン金物, 山形金物, 筋かいプレート	0.328	
	CWT-1	筋かい釘打ち	0.389	
	CBNT-B	筋かい釘打ち	0.252	
	トラス	宮澤	TRS-1	架構+トラス(ネイルプレート)
TRS-2	架構+トラス(ネイルプレート1.5倍)	0.713		

(接合部詳細)

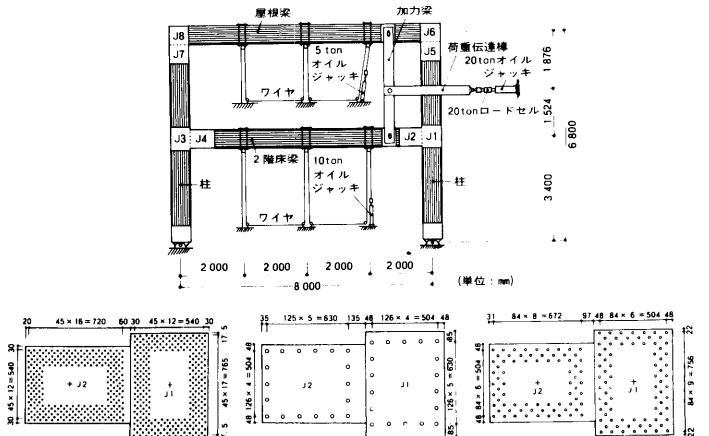


無開口単位耐力壁(建研)

総3階建て枠組壁構造(建研)



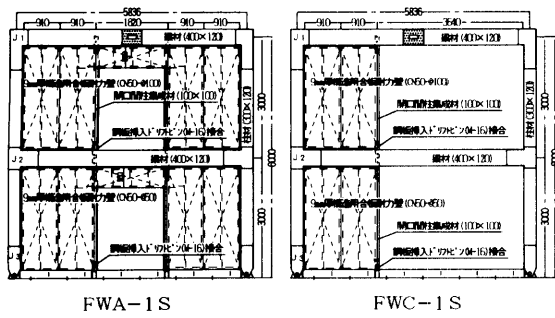
2層有開口耐力壁実験(宮澤)



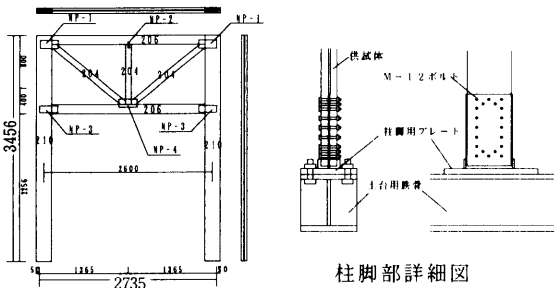
(a) 鋼板添え板釘打ち接合 (b) 鋼板挿入ドリフトピン打ち接合 (c) 鋼板添え板ボルト締め接合  
(t = 9mm CN65釘) (t = 9mm 二重 φ18ドリフトピン) (t = 9mm B12ボルト)

通直集成材剛接ラメン実験(小松)

図6-2 変形性能の比較を行った実験供試体(その1)



架構+耐力壁実験 (宮澤)



柱脚部詳細図

実大トラスドラーメン実験 (宮澤)

図6-3 変形性能の比較を行った実験供試体 (その2)

### 6.3 考察

実験から求めた各種木質構造の構造特性係数は、面材耐力壁で0.20~0.35 (釘, 金物補強した特殊な形状は除く) で, 木質架構は0.35~0.50, 壁付きの場合は0.22~0.30, 軸組では0.25~0.50であった。接合部仕様により大きく変わることが分かる。また, 建設省告示 (表6-2) と比較してみると, 面材耐力壁が特に良い値となっている。

告示の数値は実験的裏付けがほとんどなかったが, 本研究で各種構造の概要が分かったことは大きな成果であった。

表6-2 木造建築物の構造特性係数Ds

架構の形式	(い)	(ろ)	(は)
	剛接架構又はこれに類する形式	(い) (は) に掲げる以外のもの	(い) (は) に掲げる以外のもの
(1) 耐力が急激に低下する破壊が生じ難く, 塑性変形が特に大きいもの	0.25	0.3	0.35
(2) (1) に掲げる以外のもので塑性変形の度が高いもの	0.3	0.35	0.4
(3) (1) (2) に掲げる以外のもので耐力が急激に低下しないもの	0.35	0.4	0.45
(4) (1)~(2) 以外のもの	0.4	0.45	0.5

(昭55建設省告示第1792号)

### 7. 結語

木質構造の接合部及び水平耐力要素の加力実験の荷重-変位関係を, 加力速度, 片振れや正負交番加力, 繰り返し回数, 変形性能とエネルギー吸収の面から, 耐震性能の評価を試みた。結果は, 次のように要約される。

- 1) 木質構造の代表的なファスナーである釘のせん断耐力と加力速度, 繰り返し回数の関係, また等価粘性減衰を求め, その性状を把握した。
- 2) 軸組構法の耐力と変形性能は, その接合部に依存するところが大きく, 接合方法によっては大きな変形性能を有することが分かった。変形性能から短期許容値を求める方法を試みた。どれ位の変形性能にすべきかは今後詳細な検討が必要であるが, 合理的な手法と思われる。
- 3) 軸組構法接合部の片振れと正負交番加力の差は, あまり見られなかった。
- 4) 貫構造の特性に与える貫の板厚の影響を実験により求めた。また変形性能が大きいことも分かった。
- 5) 各種構造のスケルトンカーブから, 構造特性係数を評価した。従来信頼し得る実験研究がなく, 今回各種構造の値を得ることができた。接合法が適切でないと, 面材耐力壁でも剛接ラーメンでも0.5位にもなり, 適切な設計を行えば, 木質構造でも0.2に近い値が得られることが分かった。

### <参考文献>

- 1) 宮澤健二:平成7年阪神・淡路大震災木造住宅等震災調査報告書 pp.81~96, pp.138~151, pp.208~21pp.228~242, (財)日本住宅・木材技術センター, 1995. 10
- 2) 前田, 尾内, 徳田, 村上他:木造軸組構法住宅接合部設計技術開発事業報告書, (財)日本住宅・木材技術センター, 1996. 3; エネルギー等価弾塑性モデルと塑性変形性能を考慮して短期許容値を決める考え方は, 同センター接合部関係委員会の幹事会で大橋, 宮澤, 村上及び稲山らでとりまとめ, 同委員会に提出された (報告書作成後のため未公表)。

### <研究組織>

主査	宮澤健二	工学院大学建築学科助教授
	平嶋義彦	名古屋大学農学部教授
	神谷文夫	森林総合研究所木材利用部構造性能研究室長
	杉本健一	森林総合研究所木材利用部構造性能研究室
	高橋芳毅	工学院大学大学院修士2 (当時)
	辻直樹	工学院大学大学院修士2 (当時)