

スギ小幅板や挽き割材等で構成された耐力壁の水平せん断性能*1

小松幸平*2, 瀧野真二郎*2, 東丸真一*3

Lateral Shear Performance of Shear Walls Composed of Sugi Solid Narrow Boards and Strips*1

Kohei KOMATSU*2, Sinjiro TAKINO*2 and Shinichi TOUMARU*3

(平成10年9月16日受理)

Abstract

As an alternative utilization of domestic softwood timber, we developed special types of shear walls which are composed of only Sugi (*Cryptomeria japonica*) solid narrow boards and strips connected with bolts and screws or nails. Five different types of 1P shear walls (shear length $l=91$ cm, height $h=275$ cm) were fabricated and their shear performance were evaluated by the static push-pull cyclic loading tests. Specimens whose wall surfaces were covered by Sugi solid narrow boards with screws showed sufficient stiffness, strength and ductility. These shear walls were admitted to be usable equally as those composed of OSB or Plywood sheathing. While, however, those which were composed of only Sugi strips were not sufficient as those whose surfaces were covered by narrow boards.

概 要

国産針葉樹小経材の有効利用の一形態として、スギ小幅板とスギ小割材だけを用いて釘やネジとボルトで接合された特殊な内枠材を通常の軸組に組み込んだ耐力壁を開発した。幅91cm, 高さ275cmの5種類の1P試験体を作成し、そのせん断性能を静的正負繰り返し加力試験によって評価した。スギ小幅板を耐力壁表面にビス止めした試験体は十分満足ゆく剛性, 強度, 粘りを示し, これらの耐力壁はOSBや合板面材耐力壁と同等に使えることが確認された。しかし, 小幅板のない小割材のみの試験体は前者ほどの十分な性能は発揮されなかった。

1. 研究の目的

在来軸組構法住宅の耐力は, 耐力壁の質と量及びその平面的並びに立面的配置に依存する¹⁾。先の兵庫県南部地震の教訓から, 在来軸組構法住宅に使用される耐力壁は, 繰返し作用する地震の水平振動に対して耐力の低下が少なく, 大変形に対しても倒壊しない粘り強さを発揮することが要求されている。こ

* 1 本報告の一部は第47回日本木材学会大会 (1997年4月, 高知) において発表した。

* 2 構造機能分野 (Laboratory of Structural Function)

* 3 東洋工務 (株) (Touyou Koumu Co. Ltd.)

の要求性能を最も簡単に満たす方策として、構造用合板等の面材を骨組みに直接釘打ちした耐力壁を用いる方法が考えられる。しかし合板等の利用は、国産材の活用という面からは必ずしも最善の策とは言えない。

一方、国産材活用という面から見ると、製材の筋違で耐力壁を構成する方法が望ましいが、高剛性、高強度、高靱性をもつ住宅用耐力壁を作成するのに十分な筋違端部接合法は未だ開発途上の段階である。

そこで、本研究では、現在有効な利用方法が確立されていない、比較的小径なスギ丸太から採材される小幅板、並びにひき割材（軸組材は正角材）を用いて、高剛性、高強度、高靱性な住宅用耐力壁を作成することを最終目的として、これまでの耐力壁の概念を打ち破る構想に立脚した耐力壁構造を提案する。

本研究書は、このような構想の基に製造された耐力壁の水平せん断性能を評価するための構造耐力実験を報告するものである。

2. 耐力壁の構造概要

図1に本研究で開発された耐力壁の製造概念を示す。

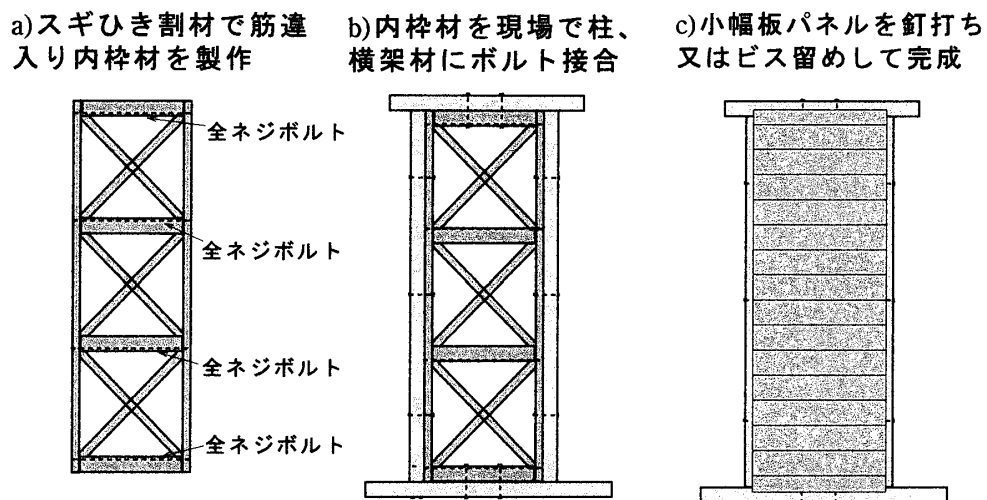


図1 本研究で開発された耐力壁の製造概念

最初に、図1-a)に示すように、国産小径丸太から採材される厚さ（見込み）50mm、幅（見付け）70mm～100mmのひき割材を用いて筋違入り内枠を造る。各筋違の端部は特に縦枠材や横枠材に接合具で接合されることはなく、横枠材中に挿入された全ネジボルトで締め付けられているに過ぎない。この内枠は、標準寸法の製品をプレハブ的に製造することとし、木材生産地近傍の製材乾燥施設のあるフィールドで実行されることを想定している。

次に図1-b)に示すように、完成した筋違入り内枠材を住宅施工現場に搬入し、柱、横架材とM12程度のボルトで結合する。この状態で基本的な構造耐力は確保される。

更に図1-c)に示すように、必要に応じて、あらかじめ加工工場において製造されていた小幅板（15mmx105mm）実剥ぎ接着パネル（ソリッドパネル）を面材として軸組材に釘打ち、もしくはビス留めして耐力壁の施工を完了する。

以上のように、一連の木材利用に際して、国産小中径材（多くは中目材）の活用を最重点課題と考えている点が本研究課題の特徴である。

3. 試験体の概要

表1 供試体の種類（寸法は見込み x 見付け面実測値で，設計値と異なる場合あり）

試験体記号	内枠詳細	小幅板有無	柱固定用ボルト端部位置
MS1	<p>縦棧:50x50 筋違:50x70 横棧:50x100 筋違:50x70</p>	有節小幅板 (15mmx105mm) 裏縦張り、表横張 :ビス留め@ 100mm	<p>座金付きボルト せん断長さ $l_s = 120\text{mm}$</p>
MS2	<p>縦棧:50x50 筋違:50x70 アングルM12 横棧:50x90 筋違:50x70</p>	有節小幅板 (15mmx105mm) 裏面縦張り:ビス 留め@100mm、 表板なし	<p>座金付きボルト せん断長さ $l_s = 120\text{mm}$</p>
MS3	<p>縦棧:50x50 筋違:50x50 横棧:50x100 筋違:50x50</p>	なし (骨組みのみ)	<p>座金付きボルト せん断長さ $l_s = 120\text{mm}$</p>
MS4	<p>縦棧:70x50 筋違:70x70 横棧:70x100 筋違:70x70</p>	なし (骨組みのみ)	<p>座金付きボルト せん断長さ $l_s = 410\text{mm}$</p>
MS5	<p>縦棧:70x50 筋違:70x70 横棧:70x100 筋違:70x70</p>	有節小幅板 (15mmx105mm) 裏側縦張り、表 横張り:ビス留め @100mm	<p>座金付きボルト せん断長さ $l_s = 410\text{mm}$</p>

表1に供試体の種類を示す。試験体は全て東洋工務（株）において設計・製作されたもので、小幅板の張り方が表裏で異なる等の理由は、設計者の意図によるものである。製造された供試体は、京都大学木質科学研究所構内の木質構造実験棟に搬入されて、後述するせん断試験に供試された。

4. 試験体詳細

図2～6, 並びに写真1～5に供試壁体の詳細図と写真を示す。

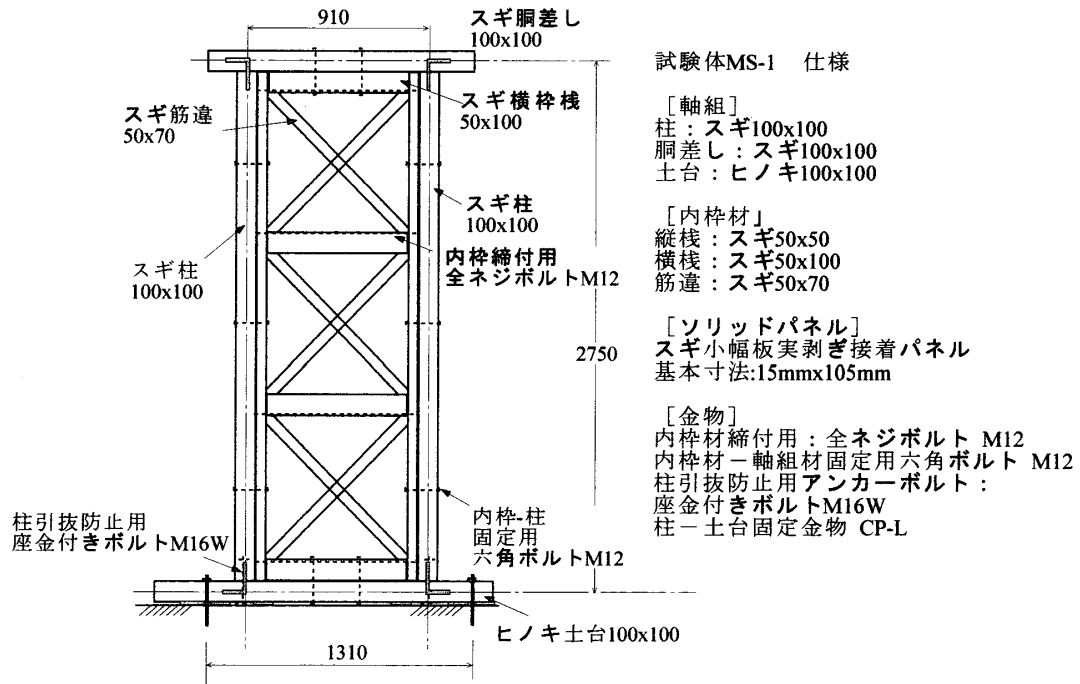


図2 試験体 MS1 詳細図

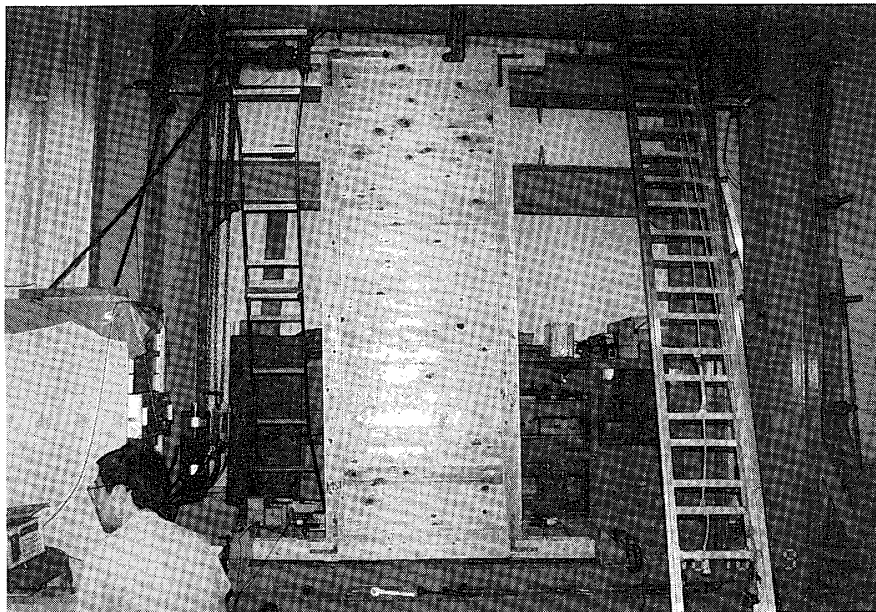


写真1 試験体 MS1 (表面にスギ小幅板が張ってある。図には記入せず)

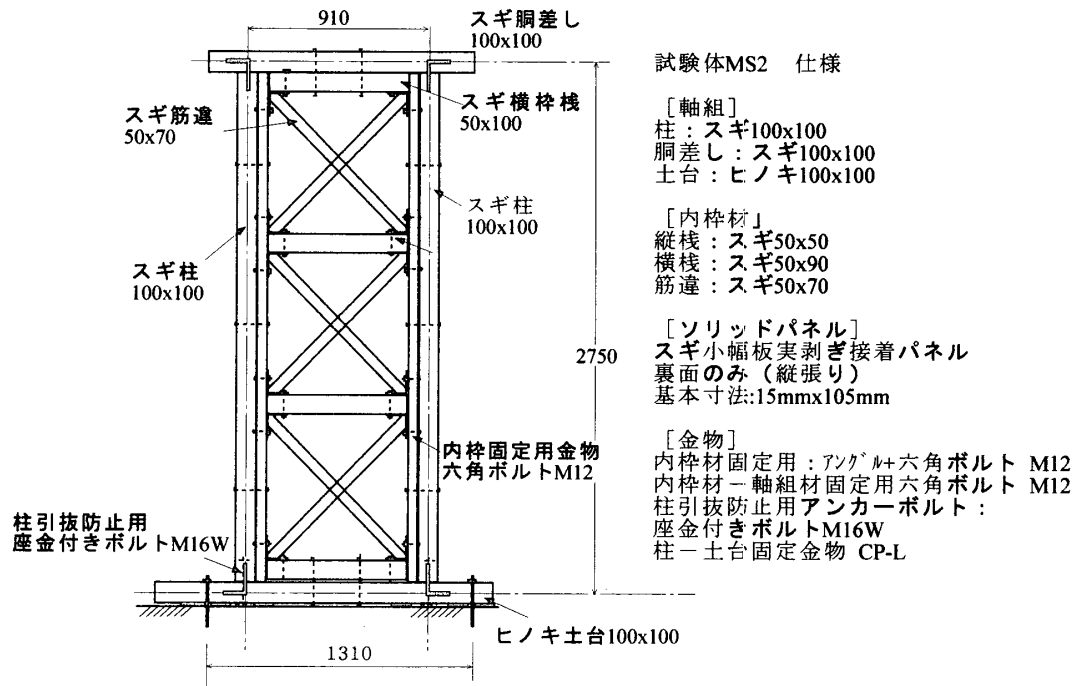


図3 試験体 MS2 詳細図



写真2 試験体 MS2 内枠固定用アングル部分詳細

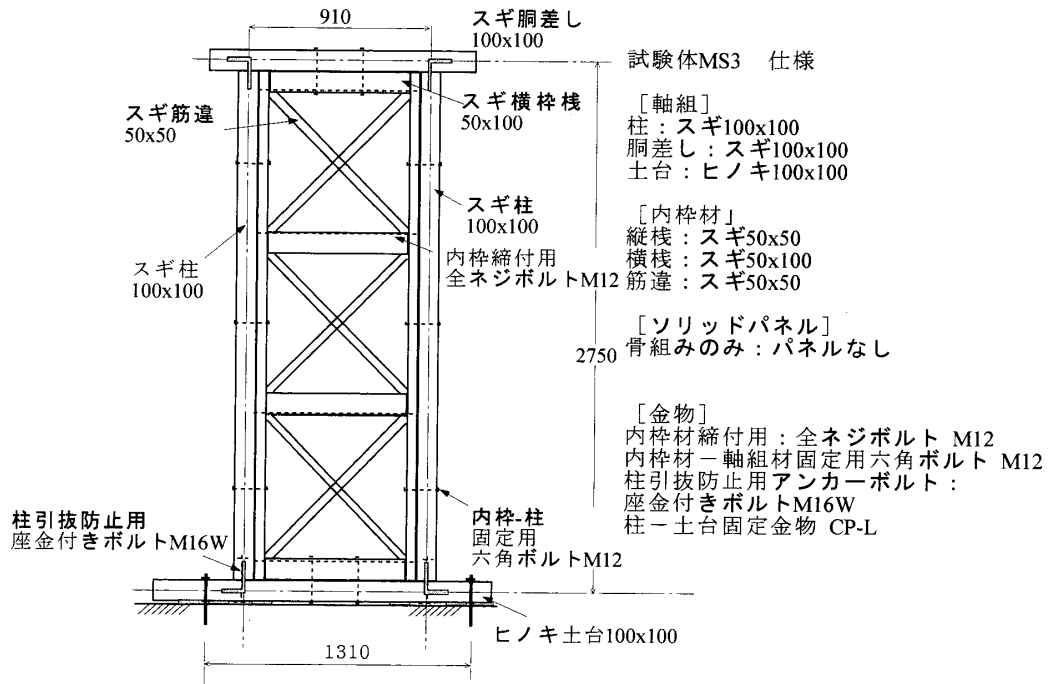


図4 試験体 MS3 詳細図

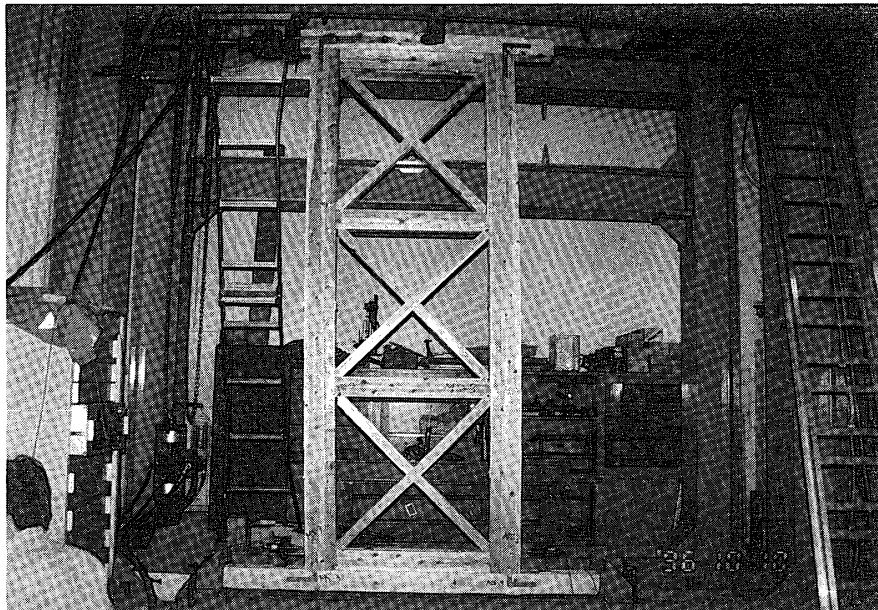


写真3 試験体 MS3

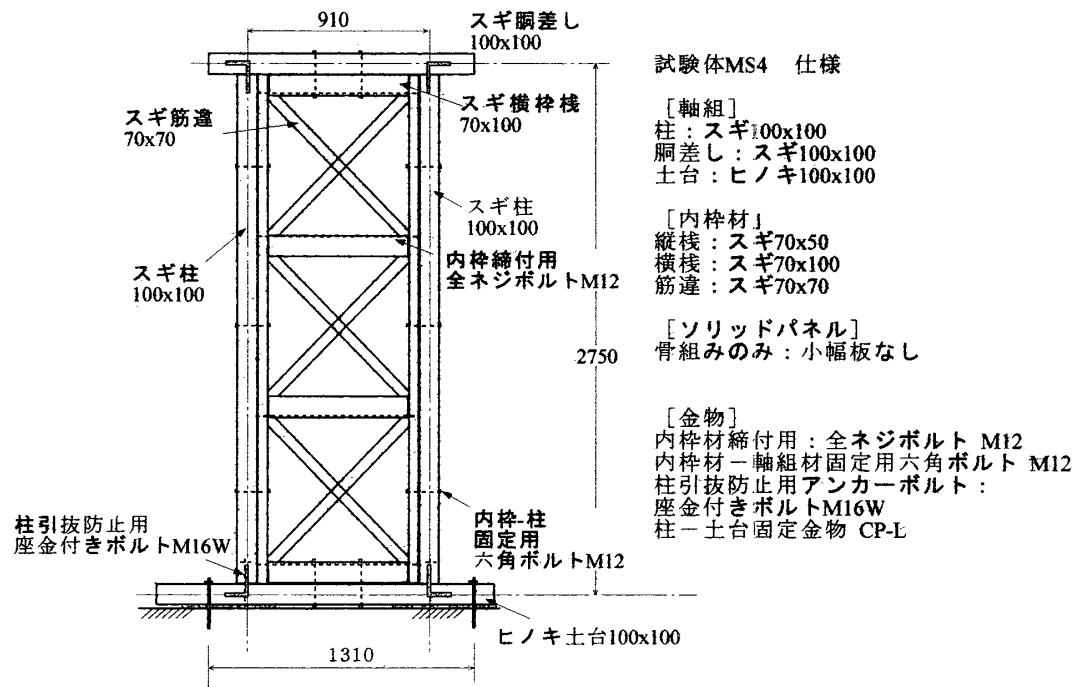


図5 試験体 MS4 詳細

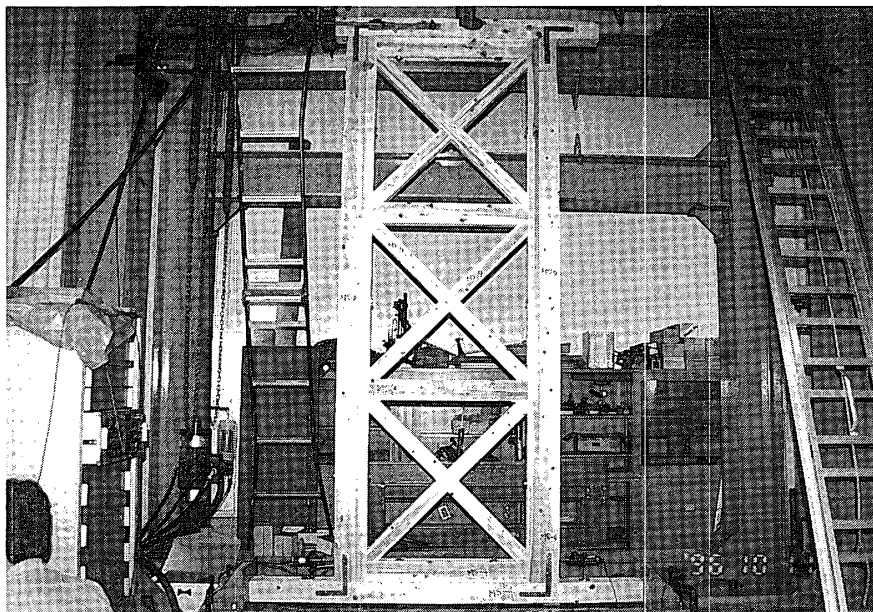


写真4 試験体 MS4

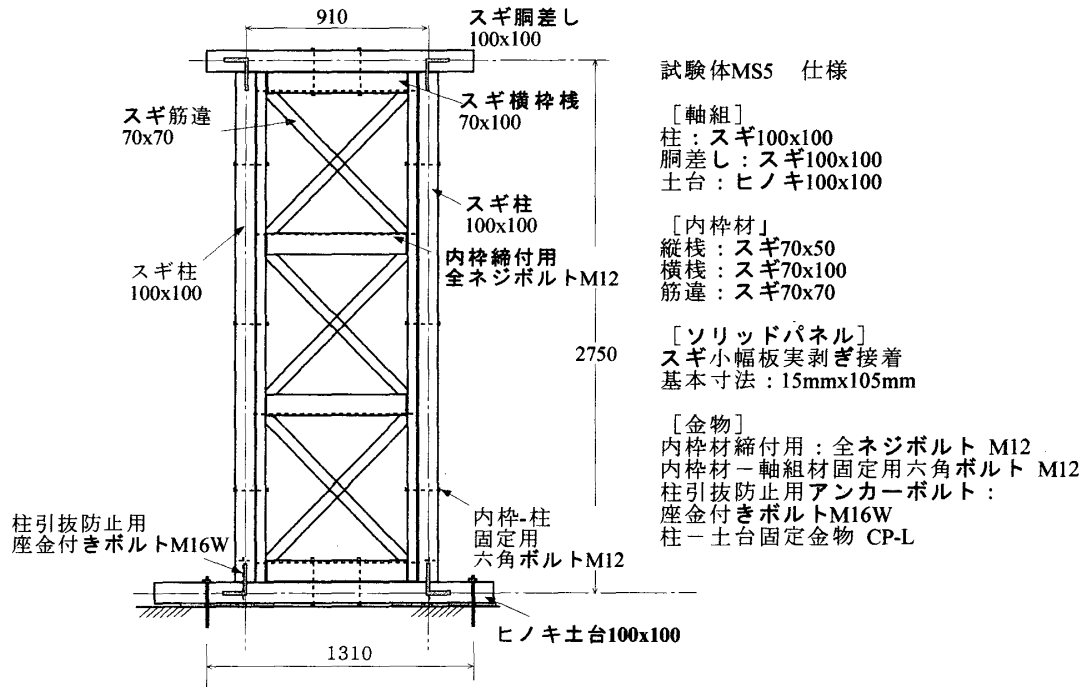


図6 試験体 MS5 詳細図 (ただし、表面の板張りは記入されていない)

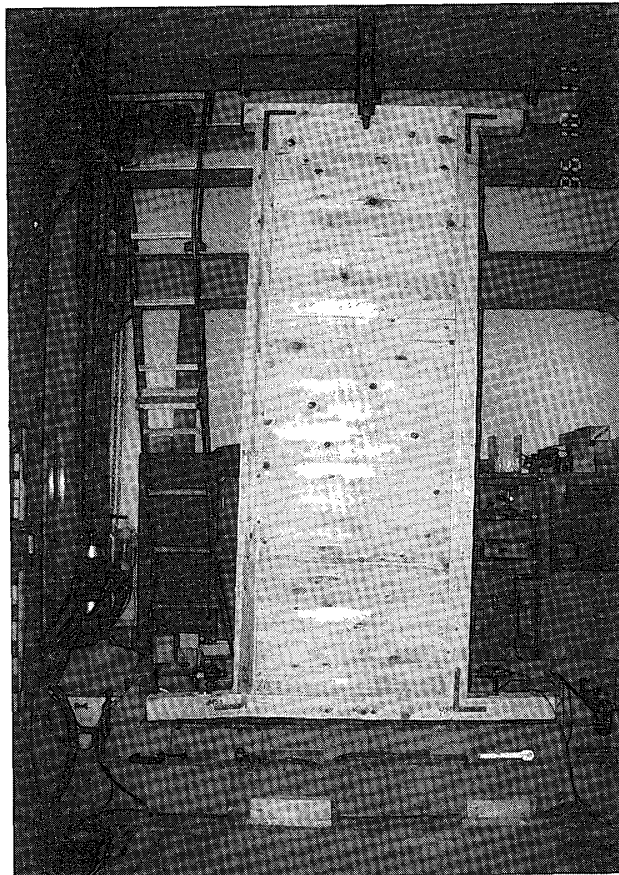


写真5 試験体 MS5

5. 試験方法

5.1 加力方法

図7に試験装置の概要と荷重－変位計測機器の取り付け位置等を示す。試験壁体は反力用鉄骨フレーム内にセットされ、土台下のH型鋼とM12アンカーボルト2本で緊結された。更に、試験体の前後のずれを拘束するために土台の前後にストッパーをセットした。

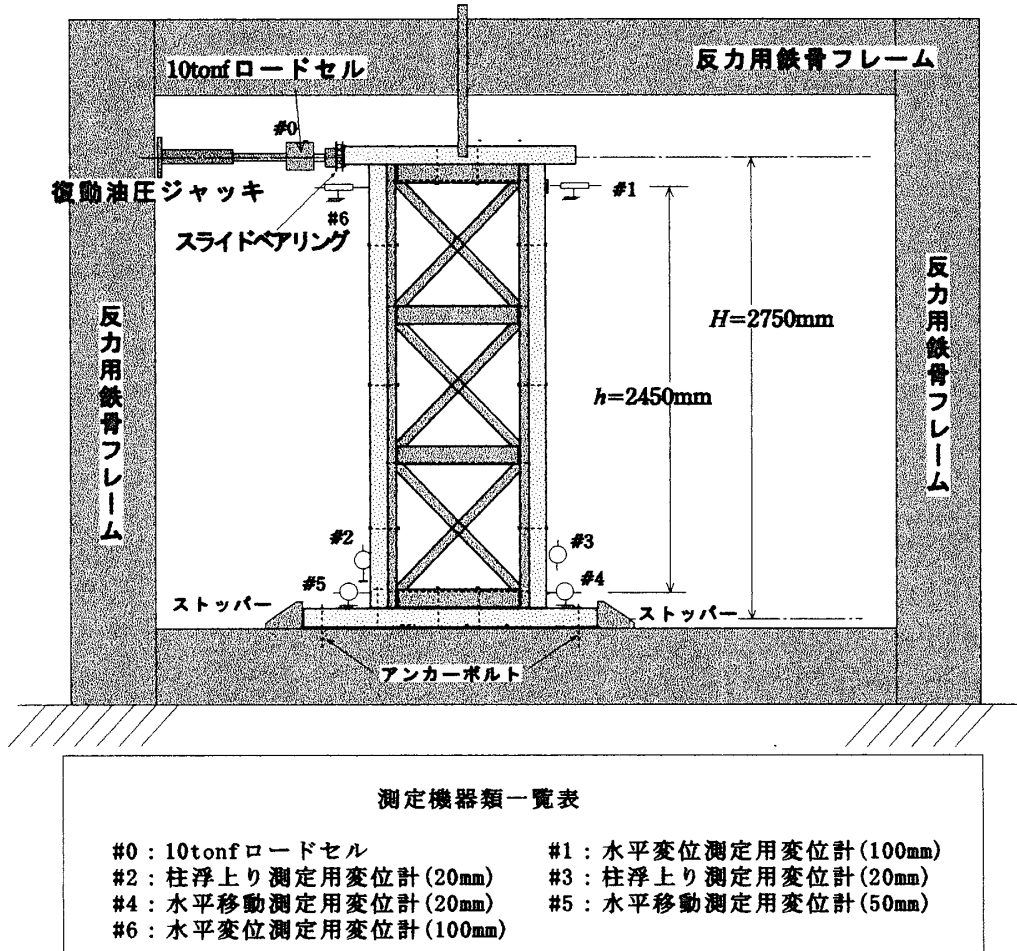


図7 試験装置概略

10tonf 復動油圧ジャッキ (最大ストローク250mm) を土台芯から2750mm の位置に取り付け、小型高圧油圧ポンプによって正負繰り返し荷重を与えた。押し力は直接胴差し部を圧縮することで与えた。一方、引き力は、胴差し材にホールダウン金物を1本のボルトで固定し、他端をジャッキ端部に緊結して与えた。高圧ポンプを使用した関係で、荷重速度の正確な制御は困難であった。なお、本試験法は木造在来構法住宅の耐力壁のせん断性能評価に主として充当されてきた「片持ち梁型式の試験方法」²⁾に準拠したものである。

荷重は10tonf ロードセルで測定された。加力点側の大きな変位はストローク500mm の巻き取り式変位計で、その他の変形はストローク20mm～100mm の変位計で測定され、パソコン制御のデータロガーを通じてFDに収録された。

5.2 加力スケジュール

変位計#1の変位に基づいて、原則的に以下のスケジュールで加力した。

- ①第1ループ： 0 mm → 8.2mm (ほぼ1/300rad.) → 0 mm
- ②第2ループ： 0 mm → 20.4mm (ほぼ1/120rad.) → 0 mm
- ③第3ループ： 0 mm → 40.8mm (ほぼ1/60rad.) → 0 mm
- ④第4ループ： 0 mm → 81.7mm (ほぼ1/30rad.) → 0mm
- ⑤第5ループ： 0 mm → P_{\max} (圧縮)

5.3 見かけのせん断変形角 γ_1 の定義

以後の論議における荷重 (P) とは、試験体に与えられた水平荷重そのものを意味する。

見かけのせん断変形 (γ_1) は、変位計#1と変位計#4との相対変位を変位計間距離 h で割った角度と定義した。すなわち、

$$\gamma_1 = \frac{\delta_1 - \delta_4}{h} \quad \text{ただし、} h = 2450\text{mm}$$

他に、柱の浮き上がりや加力側のせん断変位も測定したが、それらは γ_1 の評価には直接考慮されていない。

写真6に試験装置の全景を示す。

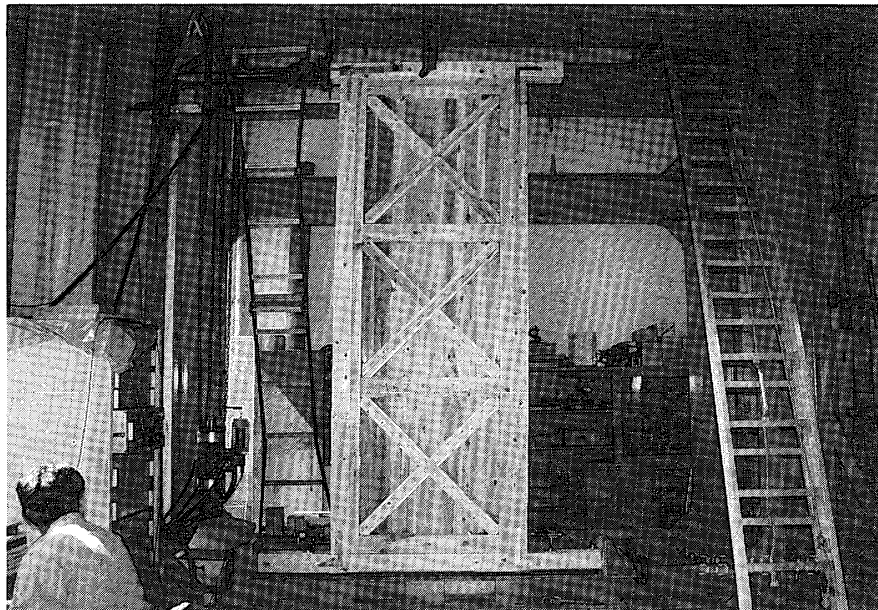


写真6 耐力壁水平加力試験装置全景

6. 試験結果

6.1 各試験体の荷重 (P) とせん断変形角 (γ_1) の関係

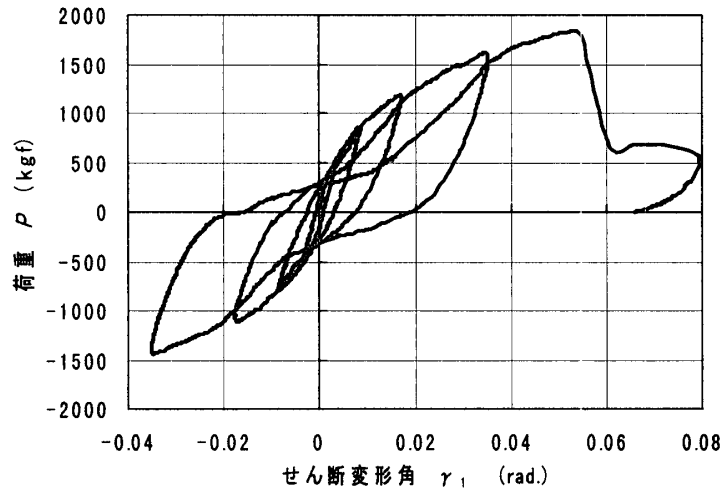


図8 試験体 MS-1の荷重 (P)-せん断変形角 (γ_1) の関係

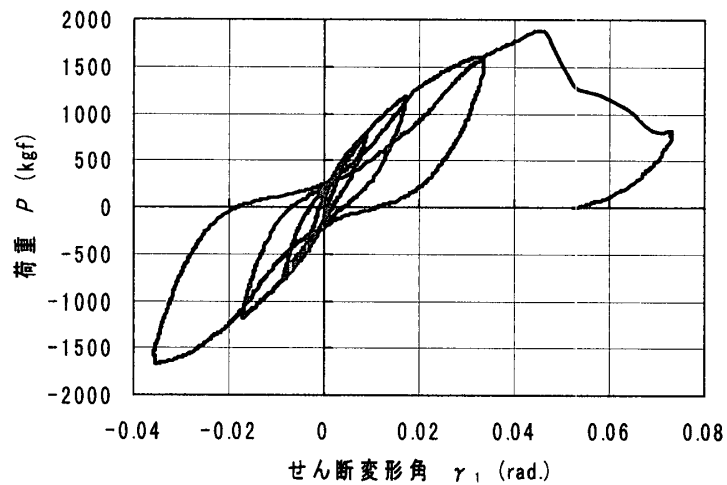


図9 試験体 MS-2の荷重 (P)-せん断変形角 (γ_1) の関係

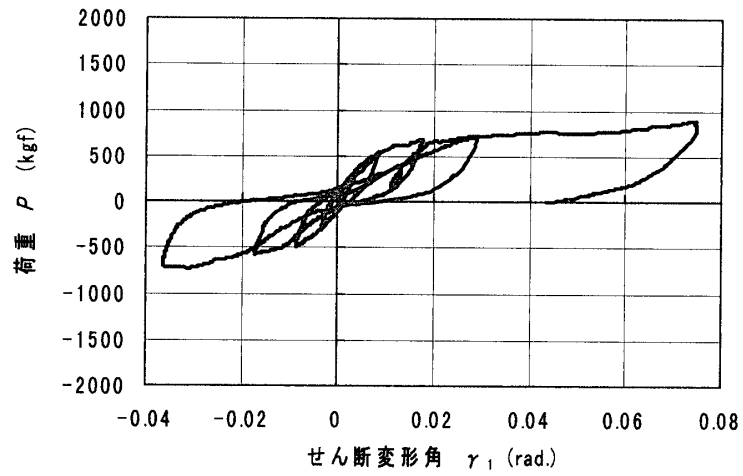


図10 試験体 MS-3の荷重 (P)-せん断変形角 (γ_1) の関係

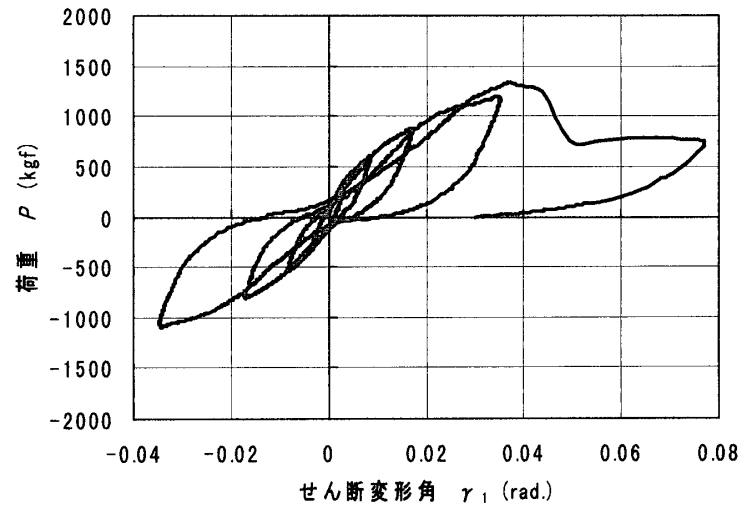


図11 試験体 MS-4の荷重 (P)-せん断変形角 (γ_1) の関係

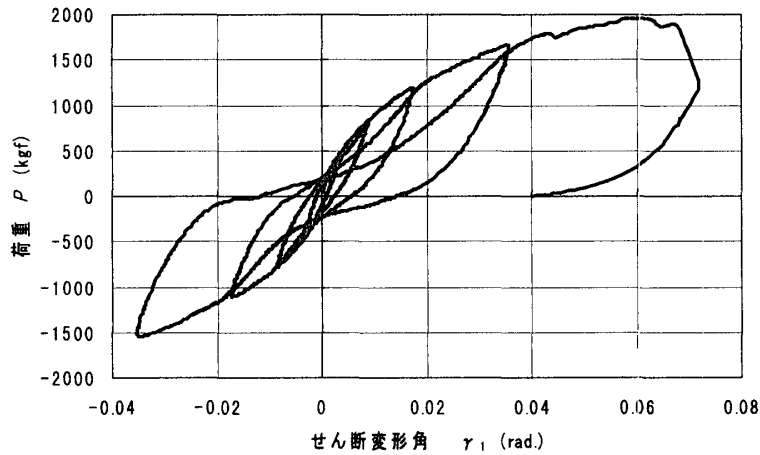


図12 試験体 MS-5の荷重 (P)-せん断変形角 (γ_1) の関係

6.2 荷重 (P)-せん断変形角 (γ_1) の包絡線と壁倍率の算定

壁倍率を評価する方法は、構法別に幾つか存在する。日本建築センターの評価法³⁾が現在では一般的のようであるが、許容値が変形で決まったり、耐力で決まったりして、必ずしも理解し易いものとは言えない。

本試験では、最も基本的な評価法と考えられる「各試験体の P- γ_1 関係の包絡線で得られる1/120rad.時の耐力 $P_{1/120}$ に基づく評価法²⁾に基づき、下記の式で壁倍率を算定した。また、決定倍率は押し、引き双方で算定された倍率の平均値を採用した。

$$\text{壁倍率} = P_{1/120} \times \frac{3}{4} \times \frac{1}{130} \times \frac{1}{L}$$

ここで、

$P_{1/120}$ ：見かけの変形角が1/120rad.時の荷重 (kgf)

3/4：下限値を与えるバラツキ係数

130：倍率1の壁の単位長さ当たりの耐力 (kgf/m)

L：壁長さ (本試験の場合 $L=0.91\text{m}$)

6.2.1 試験体 MS-1 の場合

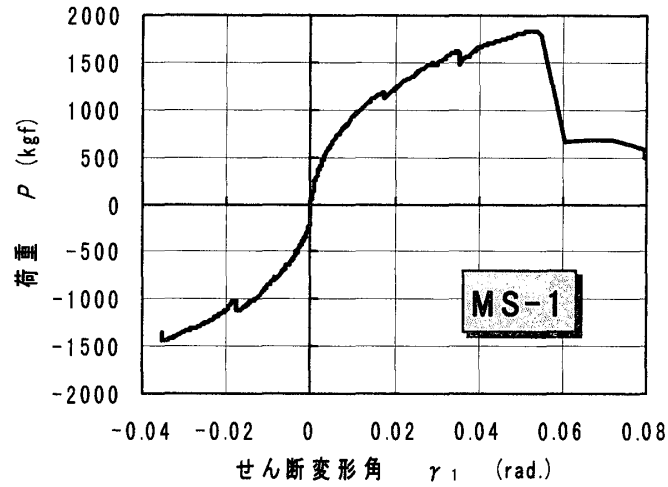


図13 MS-1試験体の荷重 (P)-せん断変形角 (γ_1) の包絡線

表2 特定せん断変形角時の耐力と壁倍率の算定：試験体 MS-1

供試体	加力方向	1/300	1/200	1/120	1/60	1/30	P_{max}	γ_{Pmax}	γ_{max}
MS-1	押す(+)	499	642	845	1168	1580	1836	1/19	1/13
	引く(-)	511	621	795	1112	1416	1441	1/29	1/29
	+壁倍率			5.36					
	-壁倍率			5.04					
	決定倍率			5.20					

P_{max} : 最大荷重
 γ_{Pmax} : 最大荷重時変形角
 γ_{max} : 最大変形角

6.2.2 試験体 MS-2 の場合

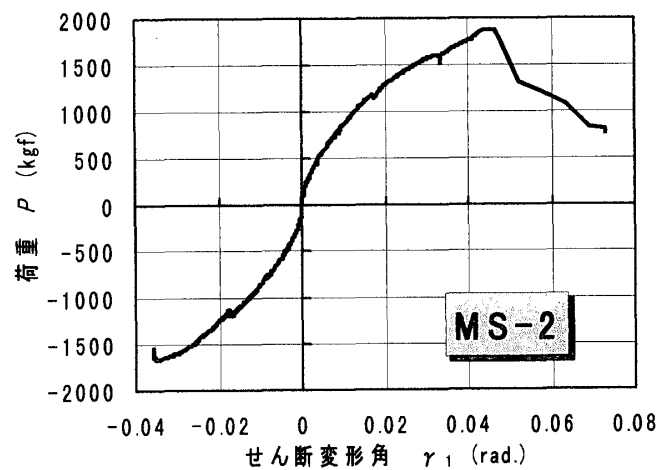


図14 MS-2試験体の荷重 (P)-せん断変形角 (γ_1) の包絡線

表3 特定せん断変形角時の耐力と壁倍率の算定：試験体 MS-2

供試体	加力方向	1/300	1/200	1/120	1/60	1/30	P_{max}	$\gamma_{P_{max}}$	γ_{max}
MS-2	押す(+)	435	565	763	1165	1607	1885	1/22	1/14
	引く(-)	456	566	770	1173	1642	1674	1/28	1/28
+壁倍率				4.84					
-壁倍率				4.88					
決定倍率				4.86					

P_{max} : 最大荷重
 $\gamma_{P_{max}}$: 最大荷重時変形角
 γ_{max} : 最大変形角

6.2.3 試験体 MS-3 の場合

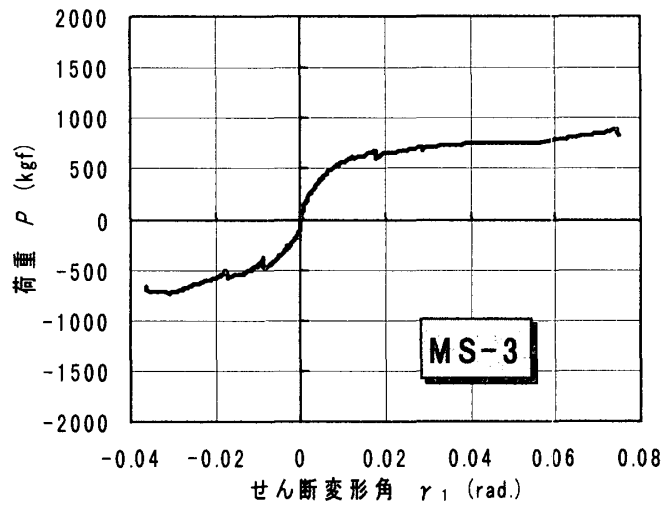


図15 MS-3試験体の荷重 (P)-せん断変形角 (γ_1) の包絡線

表4 特定せん断変形角時の耐力と壁倍率の算定：試験体 MS-3

供試体	加力方向	1/300	1/200	1/120	1/60	1/30	P_{max}	$\gamma_{P_{max}}$	γ_{max}
MS-3	押す(+)	316	404	530	668	739	889	1/13	1/13
	引く(-)	294	363	486	570	720	729	1/32	1/27
+壁倍率				3.36					
-壁倍率				3.08					
決定倍率				3.22					

P_{max} : 最大荷重
 $\gamma_{P_{max}}$: 最大荷重時変形角
 γ_{max} : 最大変形角

6.2.4 試験体 MS-4 の場合

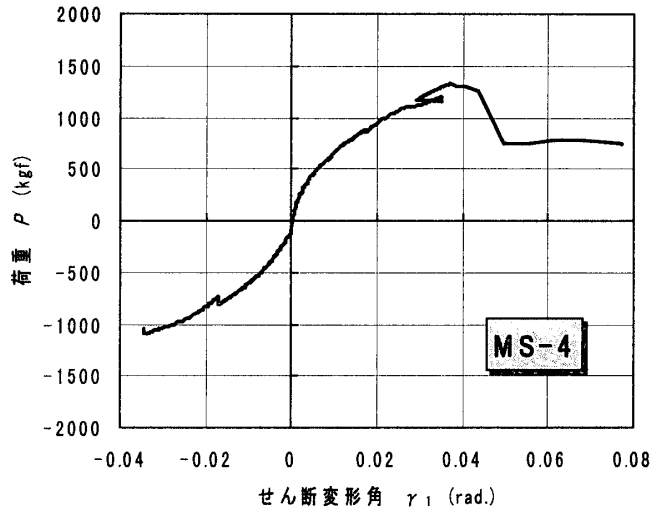


図16 MS-4試験体の荷重 (P)-せん断変形角 (γ_1) の包絡線

表5 特定せん断変形角時の耐力と壁倍率の算定：試験体 MS-4

供試体	加力方向	1/300	1/200	1/120	1/60	1/30	P_{max}	γ_{Pmax}	γ_{max}
MS-4	押す(+)	350	446	586	869	1169	1329	1/27	1/14
	引く(-)	309	408	550	802	1082	1098	1/29	1/29
+壁倍率				3.72					
-壁倍率				3.49					
決定倍率				3.60					

P_{max} : 最大荷重
 γ_{Pmax} : 最大荷重時変形角
 γ_{max} : 最大変形角

6.2.5 試験体 MS-5 の場合

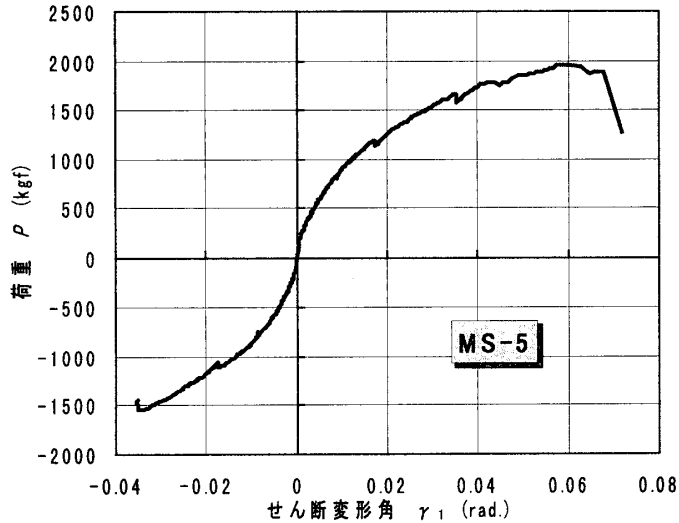


図17 MS-5試験体の荷重 (P)-せん断変形角 (γ_1) の包絡線

表6 特定せん断変形角時の耐力と壁倍率の算定：試験体 MS-5

供試体	加力方向	1/300	1/200	1/120	1/60	1/30	P_{max}	γ_{Pmax}	γ_{max}
MS-5	押す(+)	461	593	812	1178	1612	1960	1/17	1/15
	引く(-)	460	580	768	1100	1530	1546	1/29	1/29
	+壁倍率			5.15					
	-壁倍率			4.87					
	決定倍率			5.01					

P_{max} : 最大荷重
 γ_{Pmax} : 最大荷重時変形角
 γ_{max} : 最大変形角

6.3 決定壁倍率，最大耐力，安全率，靱性および破壊形態

表7に全試験体の決定壁倍率，最大耐力，安全率，靱性および主たる破壊要因（形態）等を示す。

表7 全試験体の最大耐力，安全率，靱性および主たる破壊要因（形態）

試験体	$-P_{1/120}$	$+P_{1/120}$	P_{max}	$P_{max}/P_{1/120}$ (平均)	γ_{Pmax}	$\gamma_{Pmax}/\gamma_{1/120}$	壁倍率	主たる破壊要因
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	
	(kgf)	(kgf)	(kgf)		(rad)			
MS-1	795	845	1836	2.24	0.05325	6.39	5.20	土台緊結用ボルト孔の柱欠込み部分でせん断余長が不足し破壊
MS-2	770	763	1885	2.46	0.04643	5.57	4.86	土台緊結用ボルト孔の柱欠込み部分でせん断余長が不足し破壊
MS-3	486	530	889	1.75	0.07474	8.97	3.22	内枠縦桟と横桟を緊結している全ネジボルト端部の抜
MS-4	550	586	1329	2.34	0.03708	4.45	3.60	内枠縦桟と横桟を緊結している全ネジボルト端部の抜
MS-5	768	812	1960	2.48	0.0591	7.09	5.01	柱の引抜き力の為、土台が曲げ破壊。節があった

ただし；(1) -1/120rad.時の荷重
 (2) +1/120rad.時の荷重
 (3) 最大荷重
 (4) $P_{max}/P_{1/120}$ と $P_{max}/P_{1/120}$ の絶対値で一種の安全率，安全余裕
 (5) 最大荷重に観測された変形角
 (6) 最大荷重時変形角と1/120rad.変形角の比。靱性の一種で粘りの指標となる。
 (7) 1/120rad.時の荷重から決定された壁倍率(実際には5以上の倍率は認められない)

6.4 試験結果のまとめ

- 1) 壁倍率はソリッドパネルを付けない場合 (MS-3, MS-4) で、3.22~3.60という値が、ソリッドパネルを付けた場合 (MS-1, MS-2, MS-5) には4.86~5.20という高い値が得られた。
- 2) 安全率は MS-3を除いて2倍以上の値が得られた。
- 3) 本研究では、最大荷重時変形角 γ_{Pmax} を1/120rad.で割った比 $\gamma_{Pmax}/\gamma_{1/120}$ を定義した。この比は、いわゆるエネルギー等価仮説から導かれる靱性値ではないが、耐力壁がその最大荷重に達するまで、許容耐力時の変形角の何倍まで変形できるかを表す指標で、ねばり (靱性) を表す一つの指標と考えた。本研究で供試した耐力壁においては、この比が4.4~8.9程度であった。
- 4) 壁倍率、安全率等を総合すると、MS-5のタイプが最も安定した性能を発揮するものと考えられ、合板や OSB を面材とする耐力壁に匹敵する性能が得られた。

7. 終局状態

各試験体の破壊形態を写真7~11に示す。



写真7 MS-1の破壊形態。土台-柱固定用引きボルトの余長が足らなかったため、せん断破壊を起こした。余長は12cmであった。(A78068/#5)

写真8 MS-2の破壊形態。土台一柱固定用ボルトの余長不足によるせん断破壊が直接の原因であるが、内枠を緊結していた金物も相当変形していた。(A78068/#11)

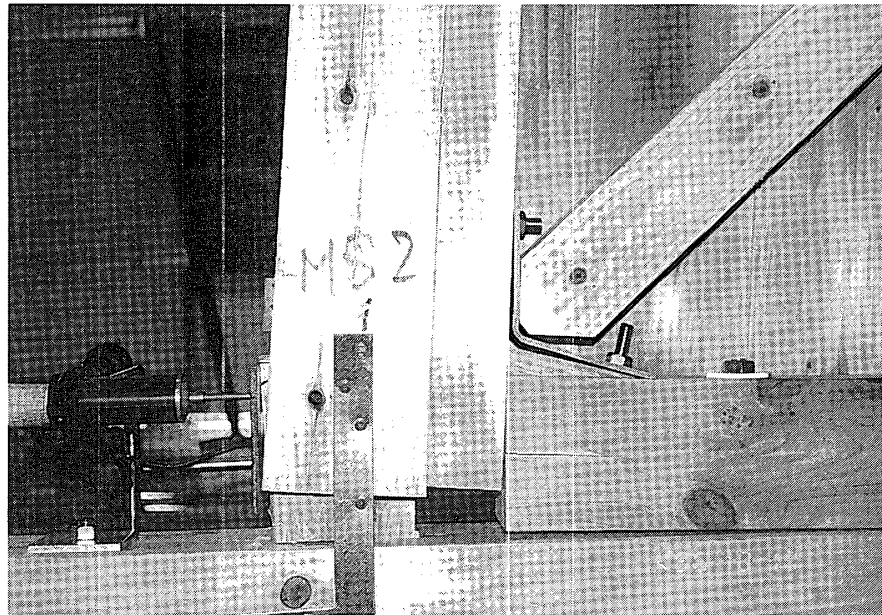


写真9 MS-3の半壊形態。内枠の縦椽と横椽を留め付けている全ネジボルトの座金が小さかったので、めり込みに耐えきれず横椽が引き抜けてきた。(A78068/#14)

写真10MS-4の半壊形態。
MS-3と同様に、内枠の
縦椽と横椽を留め付けて
いる全ネジボルトの座金
が小さかったため、めり
込みに耐えきれず横椽が
引き抜けてきた。
(A78068/#20)

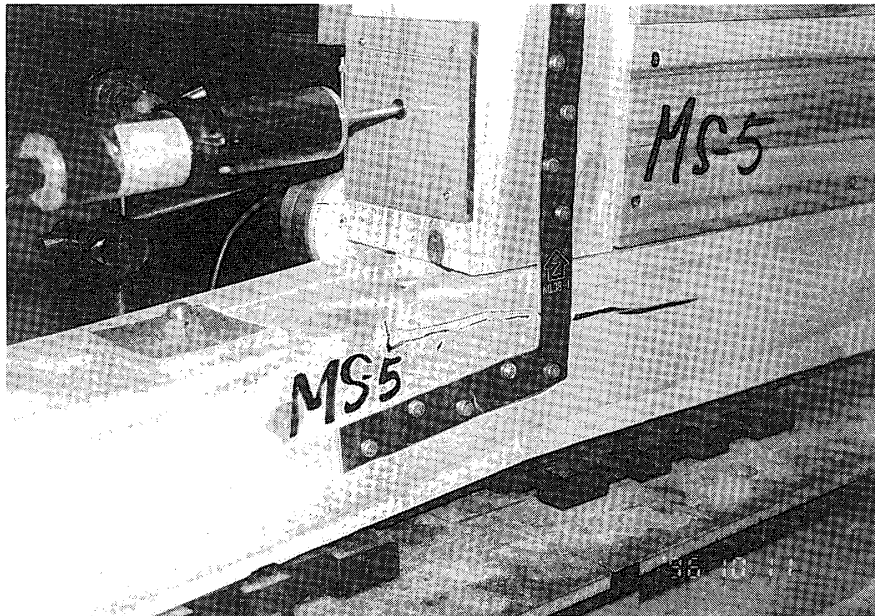


写真11 MS-5の破壊形態。
柱の引抜き力が卓越
して土台を持ち上げたた
め、柄近傍の節の部分か
ら、土台が曲げ破壊した。
(A78068/#21)

引用参考文献

- 1) 例えば、杉山英男：木造の家は地震に強いのか、講談社、昭和60年
- 2) 日本建築学会（編）：建築設計における保有耐力と変形性能、丸善、1981.
- 3) 日本建築センター：木質系低層建築物の構造評定基準（内規）、最新改訂版