板壁等に耐震上の工夫を施した伝統木造架構の実大水平加力実験

A EXPERIMENT ON FULL-SIZE MODELS OF THE WOODEN TRADITIONAL STRUCTURE WITH THE IMPROVED EARTHQUAKE-RESISTANT DEVICES

河内 武*, 貞広 修**, 木村 誠**, 福本 敦子**, 近藤 一夫***

*Takeshi KAWACHI, Osamu SADAHIRO, Makoto KIMURA,
Atsuko FUKUMOTO and Kazuo KONDOH*

Experiments on traditional wooden structures with devices to improve earthquake performance are performed. Devised points are as follows. 1) Kashira-nuki and Nageshi are improved and employed as structural elements. 2) Boards of wooden siding wall, in which are Chikara-nuki and Chikara-ita arranged by turns, is developed. Following things become to be clear as results. 1) The larger the column axial-force becomes to be, strength and stiffness of Kashira-nuki increase. 2) Nageshi increases strength of structure by 1.5 times in the case with no Nageshi. 3) Wooden siding wall increases strength of structure by 3 times in the case without one.

Keywords : Full-size model test, Framed Structure, The Wooden Siding Wall, Nageshi, Traditional Structure
実大実験, 軸組構造, 板壁, 長押, 伝統構法

1. はじめに

近年, CO₂削減などの環境問題を背景にした木造建築の再評価に伴ない, 日本の伝統木造建築に関する関心も高まってきており, 限界耐力設計法を中心とした構造設計手法の整備も進んできている。しかしながら, 伝統木造建築は, 金物を多用する現代の構法に比べて, 十分な接合部の耐力・剛性を確保するのが難しく, 必要な構造的要求性能を確保するのが困難な部分も多い。

そこで本報では, 伝統木造建築の耐震性向上を図るためにいくつかの独自の工夫を施した架構体¹⁾を考案し, その耐震要素の耐力評価方法を確立するための実大水平加力実験を実施し, その影響, 効果を調査した。考案した架構では, 柱の傾斜復元力, 貫仕口, 板壁などの主な耐震要素のうち, これまであまり評価の対象として取り上げられなかった頭貫と長押の仕口に工夫を凝らし, 耐震要素として評価しようと試みていること, また, 板壁について, 建築基準法などに規定されている落とし込み板壁に片側貫を加えることで, 耐震壁としての性能の向上を図っていることが主な特徴である。

これらに関連した既往の研究としては, 頭貫については, 廻廊架構の研究の一環として頭貫の機構について考察した菊岡, 西澤らの研究²⁾, 法隆寺金堂の頭貫一柱接合部の縮尺模型実験を実施した丹

羽らの研究³⁾など若干の事例があるのみである。長押に関しても構造部材としての検討例は少なく, 長押形状の変遷と構造性能の評価を行ない補強材としての可能性について考察した佐藤, 藤田らの研究⁴⁾や, 列柱状に間伐材を並べた壁体の横架材として長押のしくみを利用した白鳥, 小松らの研究⁵⁾, 廻廊建築における古代様式の長押の効果についての静的載荷実験を行なった宮本, 西澤らの研究⁶⁾があるのみで, 関連するデータは乏しい。また, 板壁については, 建築基準法などに規定されている落とし込み板壁については, (財)日本住宅・木材技術センターによる技術解説書⁷⁾の整備をはじめ, さまざまな構造的工夫も提案されているが, 本報告に示すような力貫と力板を交互に配置した形式の板壁の例は見られない。

2. 対象とする架構とその耐震上の特徴

本論で対象とする伝統木造架構は, 主な耐震要素として, 柱の傾斜復元力, 貫仕口, 板壁の耐力を期待した架構である。継手・仕口については, 飛鳥時代から江戸末期までの事例のうちで構造性能上, 最も優れていると思われる中世, 特に室町中期の仕口に改良を加えて採用した。また, 長押を固定する和釘を除けば主要な構造部には金物を一切使わずに組みあげている。

* 清水建設㈱技術研究所 主任研究員・工修

** 清水建設㈱設計本部 設計長・工修

*** 広島大学大学院工学研究科 准教授・工博

Senior Research Engineer, Institute of Technology, Shimizu Corporation, M. Eng.
Senior Structural Engineer, Design Division, Shimizu Corporation, M. Eng.
Assoc. Prof., Graduate School of Eng., Hiroshima University, Dr. Eng.

架構の耐震上の特徴として、以下の項目が挙げられる。

- 1) 従来はピン接合部としてモデル化され、構造上はあまり評価の対象として取り上げられなかった頭貫の仕口にすべり勾配を設けることで、半剛節接合部としての性能を持たせた。
- 2) 現在では化粧材として使用される長押を本来の耐震要素として評価可能な構造要素として採用した。
- 3) 建築基準法などに規定されている落とし込み板壁に力貫を加えることで、耐震壁としての性能を向上させた。

対象とする架構各部の概略を図1に、次節に示す実大実験で用いた部材の断面寸法を表1に示す。頭貫と柱の仕口は、図1(a)に示すように、柱頭部を十字状に彫り込み、そこに相欠き状態に交差させた頭貫を落とし込むことにより、柱頭部を柱径方向内側に締め付けるためのすべり勾配面を設け、剛性を高める工夫をした。礎石と柱脚の仕口は、図1(b)に示すように、礎石の上面に花崗岩製の半球状の丸ダボを作り出し、柱の底部には半球状の凹部を作って納めて、柱の傾斜を許容し、その復元力を期待した。礎石部分の詳細は図2に示す。内法長押と柱の仕口は、図1(c)に示すように、柱を矩形の対の長押で挟み込み、長押の底面は柱に輪縁込み、上の面には引独鉋を設けることにより互いに引き寄せて柱を締め付け、側面からは約六寸の鋳鉄製の和釘を打ち込んで固定し、長押を化粧材ではなく構造材として働かせる工夫をした。内法貫、足固貫の仕口は、図1(d)に示すように、貫を直交させて相欠き状態に組み、楔締めとした。板壁の仕口は、図1(e)に示すように、力板と力貫を交互に設けてそれぞれ300mm間隔で設置したダボでつなぎ、変形時にダボのせん断抵抗を働かせた。力板と力貫を交互に設けることにより、力貫と柱

図1 架構各部の概略

の間のめり込み抵抗を期待した。組物周辺については、図1(f)に示すように、組物と間斗束の間には大斗と柱をつなぐダボのせん断耐力の不足を補うため琵琶板を嵌め込み、琵琶板と通し肘木の双方、および琵琶板と頭貫の双方にそれぞれ琵琶板の水平変位を押さえる段差(コッター)を設けている。

3. 実大水平加力実験の概要

試験体は、中規模社寺建築の標準的な架構の一層一スパン分を原寸大で模擬したものであり、各部の形状および寸法は、図1および表1に示した通りである。架構は、柱中心間の距離2700(mm)、柱脚から頭貫頂部までの高さ3000(mm)を基本としている。図3および表2に試験体の一覧を、また、表3には各試験体の比較項目を示す。柱脚部の礎石の周辺はコンクリートで固めて鋼製の型枠ごと加力フレームに固定している。なお、使用した木材のうち、柱・地覆土台はすべての試験体で共通のものを転用し、頭貫・内法貫・足固貫・楔・板壁のダボは試験体ごとに新たな部材と交換した。板壁の力板・力貫はType 7, 8およびType 9~12でそれぞれ共通のものを転用したが、ダボを挿入するホゾ穴は試験体ごとに別のものを使用した。また、使用する木材は、長押を固定する引独鉋と板壁のダボのみ檜材で、他は国産の松材とした。

加力は、図4に示す加力装置を用いて、軸力载荷用の油圧ジャッキ(軸力ジャッキ)で柱に指定した軸力を加えながら押し引き両動の串型油圧ジャッキ(水平ジャッキ)により水平方向に正負交番繰返し载荷を行なった。軸力は一定の値を保持するよう軸力ジャッキで制御しながら与えた。水平力はType 8以外は頭貫位置、Type 8のみ通し肘木に加えた。図5に加力サイクルを示す。このうち、+13サイクルの加力はType 8, 11の試験体についてのみ実施した。軸力は、柱1本あたり44.1kNを基準とした。ただし、軸力の影響を把握するために、Type 1, 2の試験体については、図5(a)に示すように、各繰返しサイクルごとに軸力の値を0.0, 29.4, 44.1, 58.8(kN)と変化させている。また、Type 8, 11の試験体について実施した+13サイクルの場合についてのみ、柱脚の浮き上がり防止のため柱1本あた

図2 礎石部分の詳細

表1 使用した部材の寸法

部材	成(mm)	幅(mm)
頭貫	210	100
通し貫	180	90
力貫	180	45
力板	258.75	45
ダボ	21	21
通し肘木	120	100
柱(直径)	300	

り 88.3 (kN) の軸力とした。なお、基本とした軸力 44.1 (kN) は、銅板など金属葺きの屋根荷重の平均的な柱 1 本あたりの値、29.4 (kN) は、藁・桧皮葺きなど軽めの屋根、58.8 (kN) は、瓦葺きなど重めの屋根を想定した荷重である。荷重はジャッキに取り付けたロードセルを用いて測定した。変位は水平方向・鉛直方向について電気式変位計を用いて測定した。変位計はいずれも加力フレームの外側に設けた計測用フレームからの絶対変位を測定した。なお、次節以降の展開における変形角: R は、頭貫中心位置の水平方向変位を用いて算定している。

4. 実験結果とその考察

実験は、前述のように、頭貫・内法貫・足固貫・楔・板壁のダボを試験体ごとに交換し（柱・地覆土台は転用）、順次試験体を組み替えながら、Type6→Type5→Type3→Type4→Type7→Type2→Type1→Type8→Type9→Type10→Type11→Type12、という順で実施した。全試験体に共通する破壊状況を示すと、以下のようになる。

1) Type1 以外のすべり勾配を有する試験体では、右柱頭の直交方向頭貫の下端右側に、加力前より幅 4.5 (mm) 程度の割れが生じていたが、加力開始時から各サイクルのピーク変形時まで割れ幅ほとんど変化しなかった。これに対し、すべり勾配のない Type1 では、この割れが、変形角 $R=\pm 1/30$ (rad) のサイクルのピーク変形付近で約 12 (mm) まで開き、これに伴い、加力直交方向の頭貫も手で動かせるほどガタついた。これは、すべり勾配がないために他の試験体に比べて柱頭と頭貫が一体化していないためと思われる（写真 1）。

2) 内法貫、足固貫、地覆土台を有し、これらに楔を打ち込む Type1, 2 以外の試験体では、変形角 $R=\pm 1/30$ (rad) のサイクルのピーク変形付近になると、内法貫、足固貫、地覆土台の加力方向の楔が手で取りはずせるほどにゆるみ、楔の繊維直交方向への柱のめり込みも大きくなった。

このほか、試験体ごとの特記事項を実験順に挙げると、以下のようになる。

3) Type4 の試験体では、長押しに大きな損傷は見られず、設置した契、楔、和釘にもゆるみや抜け出しは見られなかった。

4) Type7 の試験体では、頭貫直下のスパン中央付近のすきまから板壁に設置したダボを見ると、ダボが穴を広げながら傾き、ダボ

自身も変形していた。また、加力終了後に解体した後のダボを見ると、激しいせん断変形が生じていた。

5) Type8 の試験体では、加力中、組物、琵琶板、間斗束、通し肘木には特に大きな変化は見られなかったが、右側の琵琶板のコッターに割れが生じた。加力終了後に解体した後のダボを見ると、Type7 と同様、激しいせん断変形が生じていた。また、変形角 $R=\pm 1/30$ (rad) のサイクルのピーク変形の少し手前で柱脚の浮き上がり（正加力時には左柱脚、負加力時には右柱脚）が生じた。これは、加力点を頭貫ではなく通し肘木の位置まで上げたためと思われる。

6) Type11 の試験体では、+13 Cycle の途中（変形角 $R=+1/30$ (rad) を越えたあたり）で左側内法貫の接合部の端部に大きな損傷が生じ（写真 2 参照）、これに伴い、荷重値も大きく低下した。最終状況では、左右柱頭に 1 ケ所ずつ破損が生じていた。

7) Type12 の試験体では、荷重値が他の試験体に比べてかなり低い、これは、その前に実施した Type11 の +13 Cycle における試験体の損傷の影響があるものと思われる。

8) 全ての試験終了後に試験体を解体して観察した所、楔（内法貫・足固貫・板壁）、内法貫・足固貫の接合部内のわたりあご部分、力貫と柱の接触部分（力貫の繊維方向が柱の繊維直交方向へめり込む部分）でのめり込み跡が特に顕著であったが、接合部以外の部材断面に割れなどの大きな損傷は見られなかった。

図 6 に、各試験体の水平荷重: P と変形角: R の関係を示す。また、表 4 には、各試験体の $R=\pm 1/60, 1/30$ (rad) における水平荷重 P の一覧を示す。

履歴ループの形状については、いずれの試験体ともスリップ性状を示すが、図 6 (a)～(f), (l) に示される、板壁のない Type1～6 および板壁のみでダボのない Type12 では、ピーク変位で荷重方向が反転した後、直ちに荷重がゼロ付近まで減少するのに対し、図 6 (g)～(k) に示される、板壁とダボを有する Type7～11 では、荷重反転後に若干だが荷重を保持しながら徐々に荷重が減少する、丸みをおびた履歴ループとなっている。ただし、板壁の枚数が少ない Type10, 11 では、変形角 $R=1/240\sim 1/120$ (rad) 付近までは Type1～6, 12 に近い履歴ループ形状を示し、変形が進むに従って Type7, 8 に近い履歴ループ形状に移行する傾向が見られる。板壁を有するがダボのない Type12 では図 6 (l) に示されるように、Type1～6, 12 に近い履歴ループ形状であることから、こ

れらの履歴ループ形状の違いにはダボの有無が大きく影響し、Type7～11 では除荷時のダボの抵抗が大きいものと考えられる。

漸増振幅の繰り返し載荷を行なった Type3～12 における同一変形量での耐力低下については、繰返しの 1 回目と 2 回目の間で比較的耐力低下が大きい、 $R=\pm 1/30$ (rad) の変形までは約 5 % と小さい。

軸力を変化させた Type1,

(a) Type1

(b) Type2

写真 1 R=+1/30 時の柱頭部の割れ

写真 2 Type11 の損傷
(R=+13Cycle)

図6 荷重－変形関係

表4 水平荷重値

試験体	軸力 (kN)	水平荷重(kN)				試験体	軸力 (kN)	水平荷重(kN)				試験体	軸力 (kN)	水平荷重(kN)			
		+1/60	-1/60	+1/30	-1/30			+1/60	-1/60	+1/30	-1/30			+1/60	-1/60	+1/30	-1/30
Type1	0.0	0.2	-0.1	0.2	-0.2	Type3	44.1	10.4	-11.5	11.0	-13.5	Type11	44.1	16.7	-18.6	26.1	-27.8
	29.4	6.1	-7.3	7.7	-8.4	Type4	44.1	13.3	-16.7	18.9	-22.0	Type12	44.1	11.2	-12.7	13.5	-17.4
	44.1	9.2	-10.2	10.4	-11.4	Type5	44.1	11.1	-13.1	13.2	-17.4						
	58.8	12.2	-13.3	12.9	-13.9	Type6	44.1	16.8	-21.0	24.1	-29.0						
Type2	0.0	0.4	-0.7	1.1	-0.9	Type7	44.1	43.3	-44.1	58.2	-56.3						
	29.4	6.5	-9.7	7.7	-10.6	Type8	44.1	34.9	-43.7	44.4	-51.2						
	44.1	9.5	-12.7	10.3	-13.7	Type9	44.1	25.6	-28.7	44.0	-34.0						
	58.8	12.8	-14.6	13.6	-15.4	Type10	44.1	19.0	-19.5	28.5	-28.3						

Type2における、軸力の影響については、図6(a),(b)に示したように、軸力が大きいほど架構全体の耐力も増加する傾向が見られ、こうした傾向は、丹羽らによる実験結果³⁾とも一致する。

図7(a)-(g)には、構成部材の効果を明らかにするために、表3に示した比較項目ごとに包絡線を比較したものを示す。

すべり勾配については、図7(a)に示したType1,2の比較により、すべり勾配のないType1でも直交方向の頭貫が効いたため、いずれの軸力についてもさほど大きな差は生じないが、すべり勾配ありの方が $R=\pm 1/30(\text{rad})$ で最大1～2割程度耐力は増加する。また、写真1にも示した通り、右柱頭の直交方向頭貫の下端右側の割れの開き具合がType1ではその他の試験体に比べて大きくなる現象が見られたことから、頭貫にすべり勾配を設けることにより柱頭と頭貫がより一体化する効果が期待できることがわかる。

地覆土台の効果については、図7(b)に示したType2,3の比較により、正加力時は地覆土台のあるType3が、負加力時は地覆土台のないType2が若干ではあるが耐力的に上回っているものの、その差は約1割弱と小さく、地覆土台の効果は小さいと言える。

長押の効果については、図7(c)に示したType3,4の比較により、長押のあるType4では変形角 $R=\pm 1/120(\text{rad})$ 付近から耐力が増加し、

長押なしの場合との差も変形が大きいくほど大きくなる。長押のあるType4では、長押のないType3に比べて、変形角 $R=\pm 1/120(\text{rad})$ で約2割強、変形 $R=\pm 1/60(\text{rad})$ で約5割強、変形角 $R=\pm 1/30(\text{rad})$ で約6～7割の耐力増加となっており、長押の効果は大きいと言える。

通し貫(内法貫、足固貫)については、図7(d)に示したType3,5,6の比較により、通し貫が増えるに従って耐力も増加し、通し貫がないType3と内法貫のみ設けたType5を比較すると、変形角 $R=\pm 1/60(\text{rad})$ を越えるあたりからType5の耐力が約2～3割増加している。また、内法貫のみのType5と内法貫・足固貫を有するType6とを比較すると、変形角の小さい段階から、約7割耐力が増加している。

組物については、図7(e)に示したType7,8の比較より、変形が進むにつれ、組物のないType7の方が耐力が増加するが、その差は概ね1割未満と小さい。組物のあるType8では、変形角 $R=1/37(\text{rad})$ 付近で耐力が頭打ちになっているが、これは、柱脚の浮き上がり(正加力時には左柱脚、負加力時には右柱脚)に対応している。Type7に比べてType8では加力点が組物の分だけ高くなっており、このため水平荷重によるモーメントが大きくなり、柱脚の浮き上がりが生じたものと思われる。なお、参考のために記せば、Type8の実験で

図7 比較項目ごとの包絡線の比較

は、+13 サイクルの载荷においては、軸力を倍の 88.26kN にしているため、柱脚の浮き上がりは起こらず、板壁のダボの損傷により、変形角 $R=1/15.5(\text{rad})$ 付近で耐力が低下した（図 6 (h) 参照）。

図 7 (f) の板壁の数量が同じで位置のみ異なる Type10, 11 の比較では、板壁が上側にある垂れ壁タイプの Type10 よりも下側にある腰壁タイプの Type11 の方がわずかに耐力が落ちているようにも見受けられるが、Type11 の加力順が Type10 の後で、ダボのホゾ穴以外の部材は Type10 のものをそのまま転用したために試験体全体が疲弊していたことと合わせて考えれば、その差はほとんどないものと見なしてよく、板壁の枚数が同じならば架構全体の性状もほぼ同じとみて差し支えないものと思われる。

板壁の数量については、図 7 (g) に示した Type6, 7, 9, 10 の比較より、板壁の枚数が増えるに従って剛性・耐力が増加する傾向が見られる。図 8 (a), (b) には、こうした傾向をより明確にするために、各試験体のダボの本数および板の枚数（力板と力貫の枚数の合計）と各変形角の第 1 回目の载荷時のピーク荷重値との間の関係を示す。ピーク荷重値は正載荷時と負載荷時の値の平均値としている。なお、ダボの配置間隔はいずれの試験体とも同じであり、ダボの本数と板

の枚数は概ね比例する。変形の小さい $R=1/240(\text{rad})$ 時の Type9 に若干の乱れが見られるものの、板壁の数量が増加するほど剛性・耐力はともに上昇し、その効果も大きくなることがわかる。

5. 部材のモデル化と弾塑性解析

限界耐力設計法などで必要となる骨組解析に用いることを想定し、比較的需要が高いと思われる板壁を有する架構について、そのモデル化と弾塑性解析を実施した。

解析は、実験の加力サイクルに合わせた繰返载荷で行ない、柱の軸力は左右の柱頭位置に一定値として与えた。また、各構造部材のモデル化は以下とした。

頭貫・柱接合部：頭貫・柱の本体は各々はり柱要素とした。接合部については、柱と頭貫のみで構成される Type1, 2 の実験結果より、すべり勾配なし・軸力ゼロの場合はほぼピン状態だが、これにすべり勾配が加わると若干の剛性が付加され、さらに軸力が加わると頭貫が押さえ付けられることで概ね軸力の大きさに比例して接合部の剛性も増大する傾向が見られた。そこで、頭貫・柱接合部については、単純なピン接合部ではなく、頭貫の抜け出しが柱の軸力によって押さえ付けられる効果を半剛節接合 Bi-Linear 回転バネに理想化し、その弾性剛性（: KR）、降伏モーメント（: My）を軸力（: N）の関数として、以下のように設定した。

$$KR(N) = \alpha(N) \cdot KR0 + KR1 \quad \text{----- (1)}$$

$$My(N) = \alpha(N) \cdot My0 \quad \text{----- (2)}$$

ここに、KR0 は文献 8) による通し貫・柱接合部の回転バネの弾性剛性、My0 は文献 8) による通し貫・柱接合部の回転バネの降伏モーメント、KR1 はすべり勾配により付加される剛性、また、 α は次式で与えられる軸力の効果を表す係数である。

$$\alpha(N) = N/N0 \quad (0 \leq N \leq N0), \quad 1.0 \quad (N > N0) \quad \text{----- (3)}$$

KR1 および N0 の値は実験結果との整合性より、 $KR1 = KR0/50$ 、 $N0 = 118 \text{ (kN)}$ とした。

通し貫（内法貫・足固貫）・柱接合部：内法貫・足固貫の本体ははり柱要素とし、その両端に、文献 8) による通し貫接合部の回転剛性と降伏モーメントの式による完全弾塑性型の回転バネを設置した。

地覆土台：地覆土台の効果は小さいことから、両端ピンのはり柱要素とした。

傾斜復元力：傾斜復元力は、頭貫・柱接合部位置に頭貫軸方向に並列して設けた軸方向バネとしてモデル化した。バネの特性は既往の文献 9), 10) を参照して図 9 のように設定した。

板壁：力板と力貫それぞれの本体ははり柱要素とし、要素端部に

図 8 剛性・耐力に及ぼす板壁数量の影響

表5 力板・力貫の諸量

	力貫			力板
	めり込み1	めり込み2	めり込み3	めり込み4
xp	H1/2	xp1	H2	H/2
x1	H1/2	L-xp1	0	H/2
x2	0	0	0	0
yp	t	t	t	t
y1	0	—	0	0
y2	0	—	0	0

My: 回転バネの降伏モーメント
 K: 回転バネの弾性剛性
 E: 木材の繊維直交方向のヤング係数
 Fm: 木材の繊維直交方向のめり込み降伏応力度
 n: 繊維方向に対する繊維直交方向の置換係数 (n=6)

H1: 力貫挿入部のせい
 H1+H2: 力貫全体のせい
 H: 力板のせい
 t: 力貫・力板の厚み
 D: 柱の直径
 L: 力貫の埋め込み長
 L1: 柱の溝幅

表6 解析に用いた諸量

柱	径	300	板壁	力貫	H1	75
頭貫	成	210			H2	105
	幅	100			L	60
内法・足固 地覆土台	成	180		力板	H	258.75
	幅	90			幅	45
繊維直交方向 ヤング係数		239		共通	溝幅	15
繊維直交方向 めり込み降伏強度					4.71	ダボ
				成		

※木材の定数は材料試験による, 単位 長さ: mm, 強度・ヤング係数: N/mm²

表7 各部材の回転バネの定数

部材	My (kN・mm)	K (kN・mm/rad)
頭貫	5474	6.553×10 ⁵
通し貫	11680	1.546×10 ⁶
力貫	216	1.706×10 ⁴
力板	1581	1.475×10 ⁵

表8 ダボのせん断バネの定数

Pa (kN)	6.0	Ka (kN/mm)	6.000
Pb (kN)	11.0	Kb (kN/mm)	1.667
δ a (mm)	1.0	Kc (kN/mm)	0.333
δ b (mm)	4.0		

完全弾塑性型の回転バネを設置した。回転バネの降伏モーメント、弾性剛性は、力板・力貫各部のめり込み状態を図10および図11のように仮定して、文献8)の弾性域におけるめり込み基準式の三角形変位めり込み式、文献11)の掘立柱型柱脚部および片側貫接合部の回転剛性と降伏モーメントの式を適用し、表5に示す諸量を用いて算定した。また、力板・力貫の端部には、板のガタツキを表す水平方向軸バネと鉛直方向軸バネを挿入し、実験から得られた経験値として、剛性が水平方向kh=0.1 (kN/mm)、鉛直方向kv=10.0 (kN/mm) なる弾性バネとした。ダボは、上下の部材のずれに対して抵抗するせん断バネに集約してモデル化し、その特性は、図12に示すように、別途実施したダボ単体の要素実験¹²⁾で得られた標準的なダボの荷重-変形関係をTri-Linearの折線で模擬した。

柱脚: 柱脚は、載荷初期には、図13に示すように、軸力Nにより礎石部分に押し付けられ底面が密着した状態(状態1)となり、水平荷重Pが増加するに従って点Bが浮き上がり、点Aを支点に剛体的に回転する状態(状態2)へと移行し、状態1から状態2に移行する間は、柱が完全な剛体ではないために徐々に底面の密着部分が少なくなっていくものと思われる。柱脚の支持状態は、概ね、状態

表5の記号については以下の通りである。

・めり込み1, 3, 4: 三角形変位めり込みの式⁸⁾による

$$My = K \cdot \frac{Z0 \cdot Fm}{xp \cdot E \cdot \sqrt{Cx \cdot Cy \cdot Cxm \cdot Cym}} \quad K = \frac{xp^3 \cdot yp \cdot Cy \cdot E}{Z0} \cdot \left(\frac{1}{3} + \frac{2}{3} \cdot \frac{Z0}{xp} \right)$$

・めり込み2: 掘立柱の式¹¹⁾による

$$My = K \cdot \frac{Z0 \cdot Fm}{xp1 \cdot E \cdot \sqrt{Cx \cdot Cxm \cdot Cym}} \quad xp1 = \frac{2 \cdot L^3 + 3 \cdot h \cdot L^2}{3 \cdot L^2 + 6 \cdot h \cdot L + 4 \cdot h \cdot Z0}$$

$$K = \frac{yp \cdot E \cdot \{2 \cdot xp1^2 \cdot Z0 + xp1^3 + (L - xp1)^3\}}{3 \cdot Z0}$$

ただし、

$$Cx = 1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{Z0}{xp} \cdot \left\{ 2 - \exp\left(-\frac{3}{2} \cdot \frac{x1}{Z0}\right) - \exp\left(-\frac{3}{2} \cdot \frac{x2}{Z0}\right) \right\}$$

$$Cy = 1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{Z0}{n \cdot yp} \cdot \left\{ 2 - \exp\left(-\frac{3}{2} \cdot \frac{n \cdot y1}{Z0}\right) - \exp\left(-\frac{3}{2} \cdot \frac{n \cdot y2}{Z0}\right) \right\}$$

$$Cxm = 1 + \frac{4}{3} \cdot \frac{Z0}{xp} \quad Cym = 1 + \frac{4}{3} \cdot \frac{Z0}{n \cdot yp}$$

図12 板壁ダボのバネの特性

(a) 状態1 (M1<M2) (b) 状態2 (M1>M2)

図13 想定される柱脚(柱1本分)の状態

(a) 頭貫・通し貫・力板・力貫

(b) ダボ

図14 繰り返し載荷時の履歴ルール

1では固定、状態2ではピン、状態1と状態2の間では底面の密着面積の変化に応じて剛性が変化する半固定状態となるものと思われるが、ここでは、これを単純化し、図13のモーメントの状態がM1≤M2なる範囲では状態1に近い固定支持状態、M1>M2なる範囲では状態2に近いピン支持状態、として、M1=M2に相当するP=N・D/H (=

図 15 骨組解析用モデル

4.72kN)までは柱脚固定、それ以降は柱脚ピンとした。実験結果では、これよりやや高めの荷重(初期載荷時で約 $P=5.8$ (kN))で荷重－変形関係に折れ点が見られ、柱脚の丸ダボへの引掛かりなどが影響しているものと思われるが、本解析では、計算値による $P=4.72$ (kN)を採用した。

繰返載荷時の復元力特性: 頭貫・通し貫・力板・力貫の回転バネおよびダボのせん断バネの繰返し特性は図14のように設定した。表6にバネの算定等に用いた諸量、表7に頭貫・通し貫・力板・力貫のバネの定数、表8にダボのバネの定数をそれぞれ示す。

図15に、解析に用いた要素分割とバネ設定位置を示す。また、解析にはハイブリッド型応力法による3次元立体骨組構造物の弾塑性崩壊解析プログラムLAP3D^{(13),(14),(15)}を用いた。

6. 解析結果

図16(a)～(d)に、水平荷重： P －変形角： R 関係について、実験結果と解析結果とを比較したものを示す。また、表9には、変形角 $R=1/30$ (rad)における耐力について、実験結果と解析結果とを比較したものを示す。解析値の剛性は初期載荷時、繰返載荷時共に実験値に近い値を示すが荷重値は計算値の方が若干大きめとなり、変形角 $R=1/30$ (rad)で1～2割程度の差となる。解析値の方が大きめの値となった理由としては、実験では柱など一部の部材を試験体ごとに交換せず使い回していることなどが影響しているものと思われる。解析では、いずれの解析対象についても初期載荷時の変形角 $1/120$ (rad)を越えたあたりから貫材・板材端部の回転バネの降伏が始まり、変形角 $1/60$ (rad)ピークまでですべての回転バネが降伏した。また、初期載荷時の変形角 $1/60$ (rad)を越えるとダボのせん断バネの降伏が始まるが、板壁の量が少ないほど最終的に降伏しないダボも多く見られた。なお、はり柱要素でモデル化した部分(バネ以外の部分)は計算終了まですべて弾性範囲内であったが、実験においても接合部で

図 16 実験値と解析値の比較

表 9 解析値と実験値の比較

試験体		R=1/30(rad)		
		解析値 (kN)	実験値 (kN)	解/実
Type7	正載荷	+70.3	+58.2	1.21
	負載荷	-70.3	-56.3	1.25
Type9	正載荷	+41.5	+44.0	0.94
	負載荷	-41.5	-34.0	1.22
Type10	正載荷	+33.3	+28.5	1.17
	負載荷	-33.3	-28.3	1.18
Type11	正載荷	+30.4	+26.1	1.17
	負載荷	-30.5	-27.8	1.10

(a) Type9

(b) Type10

図 17 ダボの残留変形量の比較

の局部的なめり込みの他は部材断面の割れなどの大きな損傷は見られなかった。

次に、ガタつきバネのバネ定数 k_h , k_v の設定値の妥当性の検証データとして、実験終了後に解体した試験体のダボの変形量と解析によるダボのせん断バネの変形量とを比較した。ダボは加力中は板壁内に埋め込まれていて観察は不可能なため、実験終了後のダボのせ

ん断変形量を解析における変形角 $\pm 1/30$ (rad) の繰り返し載荷終了後のダボせん断パネの残留変形に相当するものと見なした。図17(a), (b)にダボの変形量について実験結果と解析結果とを比較したものを示す。全体的に計算結果の変形量が実験結果の変形量より大きくなる傾向が強いが、鉛直方向については板壁の上部のダボの変形が下部に比べて大きくなる傾向や、水平方向については板壁中央のダボの変形が端部に比べて大きくなる傾向は、概ね、一致している。

7. まとめ

本報告では、耐震性能の向上を図るためにいくつかの独自の工夫を施した伝統木造架構について、実大水平加力実験を行ない、その影響、効果を調査した。

本実験で得られた主要な知見を以下に列挙する。

なお、こうした知見は、架構の仕様については今回提案したものの採用を前提とするが、部材寸法や使用する木材の樹種(材料特性)が異なる場合については、少なくとも定性的には同様な傾向を示すものと思われる。また、有限要素法を中心とした、現在の解析的手法をもってすれば、ある程度の精度で耐力、変形を算定することは比較的容易であることから、解析的な検討との併用により、定量的にも、設計等で必要な情報を得ることは十分に可能と考える。

- 1) 柱頭に設けたすべり勾配は、変形に伴う柱の割れの拡がりを抑え、頭貫と柱を一体化させる効果がある。
- 2) 長押は、耐震要素として有効に機能し、長押のない場合に比べて最大で1.5倍前後耐力が増加し、板壁の耐力負担を減らす上でも、その有用性は高い。
- 3) 通し貫(内法貫、足固貫)については、貫本数が1本増えるごとに約1.5倍、耐力が増加する。
- 4) 地覆土台の耐力上の寄与は小さい。
- 5) 板壁は、耐震要素としてその効果が最も大きく、板壁のない場合に比べて、最大で3倍前後耐力が増加する。
- 6) 小壁を有する板壁架構では、ダボの本数、板の枚数に比例して架構の剛性、耐力も増加する。
- 7) 板壁の設置箇所が垂壁、腰壁と位置が異なる場合でも、板壁の数量が同じならば、架構の耐力、変形状はほぼ同様なものとなる。
- 8) 架構全体の繰り返し変形状は、板壁ダボの有無によって大きく異なり、ダボつきの板壁がある場合には、除荷時・再載荷時に丸みのあるスリップ性状の荷重-変形関係となり、除荷時にダボの抵抗によりある程度の荷重を保持しながら荷重が減少する履歴ループとなる。
- 9) 板壁なし、または、ダボなしの板壁の場合には、再載荷時の耐力低下の少ないスリップ性状の荷重-変形関係となるが、除荷時にはダボがある場合よりも急激に荷重が減少する履歴ループとなる。
- 10) ダボつきの板壁の枚数が少ない場合には、繰り返しの振幅が比較的小さい段階(変形角 $R=1/240\sim 1/120$ (rad) 付近まで)ではダボなしの架構に近い履歴ループとなるが、変形が大きくなるに従ってダボ付き板壁のある架構に近い履歴ループに移行していく。

参考文献

- 1) 木内, 山田, 貞広, 河内: 新・耐震化伝統木造架構の実大水平加力実験(その1・2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1分冊, pp. 145~148, 1999. 9
- 2) 菊岡, 森山, 西川, 西澤: 伝統的木構造における廻廊架構の耐振性能評価に関する実験的研究(その2 静的水平載荷実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, F-2分冊, pp. 365~366, 2005. 9
- 3) 丹羽, 中野: 法隆寺金堂の構造に関する研究(その1 柱と頭貫の縮尺模型実験), 日本建築学会中国支部研究報告書, 第17巻, pp. 409~412, 1992. 3
- 4) 佐藤, 藤原, 藤田: 長押の変遷と構造性能に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1分冊, pp. 413~414, 2003. 9
- 5) 白鳥, 網野, 小松: 締直しによる回復機構を持つ「楔-長押」嵌合接合部の開発・応用研究 多節未成熟間伐材を利用できる千鳥配置列柱耐力壁, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1分冊, pp. 407~408, 2005. 9
- 6) 宮本, 森山, 西川, 西澤: 伝統的木構造における廻廊架構の力学的特性に関する実験的研究(その2 耐震性能評価), 日本建築学会大会学術講演梗概集, F-2分冊, pp. 389~390, 2007. 8
- 7) (財)日本住宅・木材技術センター: 「土塗り壁・面格子壁・落とし込み板壁の壁倍率に係る技術解説書」, 土塗り壁等告示に係る技術解説書作成編集委員会, 2004
- 8) 稲山: めり込み抵抗接合の設計(貫構造), 建築技術, pp. 106~111, 1995. 11
- 9) 河合: 古代木造建築の柱傾斜復元力と耐力壁の効果に関する実大実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造(2)分冊, pp. 1021~1022, 1993. 9
- 10) 軽部, 林, 原田, 高橋, 木村: 古代伝統木造架構の実大水平加力実験 その2 実大架構実験と履歴性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1分冊, pp. 269~270, 1998. 9
- 11) 日本建築学会: シンポジウム「木構造と木造文化の再構築」テキスト, pp. 100, 2001. 3. 1
- 12) 河内, 木内, 貞広, 木村, 福本: 板壁ダボの要素実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1分冊, pp. 343~344, 2005. 9
- 13) 稲田, 川端, 近藤: ハイブリッド型応力法による3次元立体骨組構造物の弾塑性崩壊解析プログラム(LAP3D)の開発, 日本建築学会技術報告集, 第16号, pp. 73~76, 2002. 12
- 14) 稲田, 川端, 近藤: ハイブリッド型応力法による半剛接ばね挿入梁・柱要素の開発について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1分冊, pp. 275~276, 2000. 9
- 15) 河内, 木内, 貞広, 木村, 福本, 近藤: ハイブリッド型応力法による3次元立体骨組構造物の弾塑性崩壊解析プログラム(LAP3D)の伝統木造架構への適用, 日本建築学会技術報告集, 第13巻 第25号, pp. 109~112, 2007. 6

(2012年2月10日原稿受理, 2012年9月6日採用決定)