

3.1.5 伝統構法木造建物実験

目次

(1) 業務の内容

- (a) 業務題目
- (b) 担当者
- (c) 業務の目的
- (d) 5ヵ年の年次実施計画（過去年度は、実施業務の要約）
- (e) 平成18年度業務目的

(2) 平成18年度の成果

- (a) 業務の要約
- (b) 業務の成果
 - 1) 伝統構法木造建物の要素実験
 - 2) 伝統構法木造建物の振動台予備実験
 - 3) 伝統構法木造建物の耐震性能評価
- (c) 結論ならびに今後の課題
- (d) 引用文献
- (e) 成果の論文発表・口頭発表等
- (f) 特許出願，ソフトウェア開発，仕様・標準等の策定

(1) 業務の内容

(a) 業務題目 伝統構法木造建物実験

(b) 担当者

所属機関	役職	氏名	メールアドレス
京都大学防災研究所	教授	鈴木 祥之	suzuki@zeisei.dpri.kyoto-u.ac.jp
福山大学工学部	教授	鎌田 輝男	kamada@fucc.fukuyama-u.ac.jp
広島国際大学社会環境科学部	教授	斎藤 幸雄	saitouy@it.hirokoku-u.ac.jp
福井大学大学院工学研究科	教授	石川浩一郎	ishikawa@anc.anc-d.fukui-u.ac.jp
金沢工業大学建築学科	助教授	後藤 正美	m-gotou@neptune.kanazawa-it.ac.jp
豊田工業高等専門学校	助教授	山田 耕司	kyamada@toyota-ct.ac.jp
関西大学工学部	助教授	鈴木三四郎	sanshiro@ipcku.kansai-u.ac.jp
奈良女子大学生活環境学部	助教授	向井 洋一	mukai@cc.nara-wu.ac.jp
鳥取環境大学環境情報学部	助教授	中治 弘行	nakaji@kankyo-uac.jp
広島大学大学院工学研究科	助手	松本 慎也	mshin@hiroshima-u.ac.jp
金沢大学大学院自然科学研究科	助手	池本 敏和	tikemoto@t.kanazawa-u.ac.jp
金沢大学大学院自然科学研究科	助手	村田 晶	murata@t.kanazawa-u.ac.jp
横浜国立大学大学院工学研究院	助手	中尾 方人	mnakao@arc.ynu.ac.jp
京都大学防災研究所	研究員	棚橋 秀光	tana@zeisei.dpri.kyoto-u.ac.jp
武漢工業大学土木建築工学科	教授	李 書進	lishujin@yahoo.com
金沢工業大学情報処理サービスセンター	主任技師	木谷 幸造	kidani@neptune.kanazawa-it.ac.jp
有明工業高等専門学校建築学科	助教授	小野聡子	satoko@sun.ar.ariake-nct.ac.jp
木四郎建築設計室	主宰	奥田 辰雄	wood-dragon@dol.hi-ho.ne.jp
小笠原・林建築設計研究室		小笠原昌敏	ogasawara-lin@zeus.eonet.ne.jp
小笠原・林建築設計研究室		林 秀春	ogasawara-lin@zeus.eonet.ne.jp
日本建築学会近畿支部	会員	小嶋 伸二	kojiman@river.ocn.ne.jp
京都建築構造研究会	会員	西村 真悟	shigura@pearl.ocn.ne.jp
木考塾	代表	岩波 正	sanwa-ss@mx.biwa.ne.jp
徳島県立農林水産総合技術支援センター	係長	黒濟 善朝	kurosumi_yoshitomo_1@pref.tokushima.lg.jp
UN 建築研究所		植村 成樹	cek68030@nyc.odn.ne.jp
UN 建築研究所		根岸 徳美	cek68030@nyc.odn.ne.jp
京都左官協同組合		杉山 亮太	sugiyama@maruhiro.jp
京都府建築工業協同組合	副会長	木村 紀晃	YFA25266@nifty.com
NPO 日本伝統建築技術保存会	会長	西澤 政男	n-komu@helen.ocn.ne.jp
(有)播磨社寺工務店	代表取締役	神田 定秀	meishou@snow.ocn.ne.jp
(株)国元商会開発室		古川 浩昭	furukawa@kunimoto-s.co.jp
三河の民家	代表	望月 昭	akira@mochizuki-komuten.co.jp
京都大学防災研究所	研究員	岡村 雅克	okamura@zeisei.dpri.kyoto-u.ac.jp
京都大学大学院工学研究科	大学院生	須田 達	suda@zeisei.dpri.kyoto-u.ac.jp
京都大学大学院工学研究科	大学院生	郭 耕杖	jungle@zeisei.dpri.kyoto-u.ac.jp
京都大学大学院工学研究科	大学院生	具 典淑	judiansh@zeisei.dpri.kyoto-u.ac.jp

京都大学大学院工学研究科	大学院生	白山 敦子	sirayama@zeisei.dpri.kyoto-u.ac.jp
京都大学大学院工学研究科	大学院生	向坊 恭介	mukaibou@zeisei.dpri.kyoto-u.ac.jp
京都大学大学院工学研究科	大学院生	川上 沢馬	kawakami@zeisei.dpri.kyoto-u.ac.jp
(独)防災科学技術研究所	研究員	中村いずみ	izumi@bosai.go.jp
(独)防災科学技術研究所	契約研究員	清水 秀丸	hidemaru@bosai.go.jp

上記の他に、TS ウッドハウス協同組合、京都左官協同組合、京都府瓦工事協同組合、京都府建築工業協同組合、木考塾、京都建築構造研究会、徳島の設計事務所・工務店グループの方々に実験に参加・協力いただいた。

(c) 業務の目的

伝統構法を含む軸組構法木造建物の耐震設計や耐震補強によって耐震性向上を図るために、木造建物の地震時挙動を把握するとともに耐震性能を適切に評価した上で、耐震設計法および耐震補強法を開発する必要がある。

本研究では、木造建物の地域特性および木造特有の構造特性を考慮して、木造軸組の実大および要素試験体を製作し、震動台実験および静的載荷実験を実施して地震時挙動の把握と耐震性能の評価を行い、耐震設計法および耐震補強法の開発と併せて木造建物の耐震性向上を図る。中規模振動台やE-ディフェンスを利用した実大木造建物の実験により耐震性能評価法や耐震補強法の検証を行う。

(d) 5カ年の年次実施計画（過去年度は、実施業務の要約）

1) 平成14年度：

木造建物の地震時挙動を把握するとともに耐震性能を適切に評価することを目的として、木造軸組の種々の耐震要素を組み込んだ単位フレームや連続フレーム試験体を製作し、振動台実験および静的載荷実験を実施した。

- ① 木造建築の地域特性および木造特有の構造特性を考慮して、木造軸組の種々の耐震要素を組み込んだ単位フレームや連続フレーム木造軸組試験体を製作した。
- ② 単位フレームや連続フレーム木造軸組の試験体を用いて静的載荷実験を実施した。なお、伝統的な軸組構法の静的水平加力実験においては、従来のタイロッド方式やホールダウン金物により接合部先行破壊を拘束するような試験方法では、適切な耐震性能を実験的に明らかにすることは難しいため、試験方法の検討を行った。
- ③ 静的載荷実験と同様の単位フレームや連続フレーム木造軸組の試験体を用いて振動台実験を実施し、大変形領域での破壊状況を把握するとともに復元力特性を評価した。

2) 平成15年度：

- ① 木造軸組の主要な耐震要素を組み込んだ単位フレームあるいは連続フレーム試験体を製作し、振動台実験を実施した。本年は、伝統的差鴨居を有する軸組を対象として振動台実験を実施し、木造軸組の大変形に至る動的挙動と破壊性状を把握するとともに、木造軸組の復元力特性など耐震性能を調べた。
- ② 伝統的な柱－横架材接合部の実態調査などに基づいて、仕口仕様のプロットタイプを設定し、接合部の要素試験体を製作し静的繰り返し実験を行い、柱－横架材接合部のモーメント抵抗や木造軸組架構の復元力特性など耐震性能の評価を行った。

3) 平成16年度：

- ①木造軸組の耐震性能を評価するために、伝統的な木造軸組が多用されている土塗り小壁の振動台実験や静的加力実験を実施して大変形に至るまでの復元力特性と破壊性状を調べた。
- ②伝統構法木造住宅の耐震性能を調べるために、実在の伝統構法木造民家を対象に構造詳細調査や常時微動計測を行うとともに静的繰り返し加力実験を実施して振動特性と耐震性能を調べた。

4) 平成17年度：

- ①既存の伝統構法木造住宅の耐震性能を評価するとともに耐震補強法を開発することを目的として、現存する伝統構法木造住宅である京町家を対象に解体移築の可能な建物を選定し、現状調査を行い、移築方法や耐震補強方法を検討した。
- ②解体・移築された京町家試験体を用いて E-ディフェンスにより実大振動実験を実施して、京町家の耐震性能を評価するとともに耐震補強法の検証を行った。
- ③また現行の建築基準法を満たすように耐震設計された京町家試験体を新しく製作して、同様に実大振動実験を実施し、耐震性能を評価するとともに耐震設計法の検証を行った。

5) 平成18年度：

- ① 伝統構法木造軸組においては、柔な床などの水平構面の仕様、足固め、礎石立ちの柱脚部仕様、屋根の掛け方などが建物全体の地震時挙動に及ぼす影響について、E-ディフェンス大型震動台を用いて実験を実施して明らかにする。
- ② 伝統構法木造軸組に用いられる床仕様や柱脚部仕様などの復元力特性や破壊性状を静的実験の実施により調べる。また、震動台実験での試験体に不可欠な錘の設置が床構面に影響を与えないような設置方法を検討し、中規模振動台実験で検証する。
- ③ 伝統構法木造軸組建物の震動台実験や静的実験から得られる地震時応答性状や復元力特性に基づき、伝統構法に多い柔床を考慮した耐震性能評価法を提案し、その妥当性をシミュレーションにより評価する。

(e) 平成18年度業務目的

- ①伝統構法木造軸組においては、柔な床などの水平構面の仕様、足固め、礎石立ちの柱脚部仕様、屋根の掛け方などが建物全体の地震時挙動に及ぼす影響は未解明である。これらを解明し、建物の耐震性能を評価するため、実大伝統構法軸組試験体を用いたE-ディフェンス実験を計画する。
- ② 上記の伝統構法木造軸組試験体に採用される床仕様や柱脚部仕様など個々の構造要素の復元力特性や破壊性状を調べるために、個々の構造要素の静的載荷実験を実施する。また、床構面の影響を検証する震動台実験では、試験体に錘の設置が不可欠であるが、床構面に影響を与えない錘の載荷方法を検討し、中規模振動台実験で検証する。
- ③ 上記の実大試験体を用いた震動台実験および模型試験体を用いた振動台実験から、大変形に至る動的挙動を把握するとともに伝統木造軸組の復元力特性などを調べ、伝統構法に多い柔床を考慮した耐震性能評価法を提案し、その妥当性をシミュレーションにより評価する。

(2) 平成 18 年度の成果

(a) 業務の要約

伝統軸組構法木造建物を構造力学的に解明し、地震時挙動や耐震性能を評価するには、床や屋根構面などの水平構面、土台を設けない石場建ての柱脚仕様、仕口等接合部など多くの課題が残されている。そこで、柱脚部、床構面や屋根構面など伝統構法の仕様に注目して、それらが建物の地震応答性状や耐震性能に与える影響を明らかにするために、(独)防災科学技術研究所の実大三次元震動破壊実験施設(E-ディフェンス)を利用して伝統構法木造建物の実大震動台実験を計画した。実大震動台実験に先だって、伝統構法木造軸組試験体に採用される床仕様や柱脚部仕様など個々の構造要素の静的載荷実験を実施して、個々の構造要素の復元力特性や破壊性状を調べた。また中規模振動台実験を実施して、実大震動台実験で技術的な課題となる、標準試験体に不可欠な錘の設置方法と変位計測手法などを予め検討した。これらの実験から得られる伝統木造軸組の復元力特性や地震時応答性状などに基づいて、伝統構法木造軸組建物の応答解析を行い、モデル化や解析手法の検証を行うとともに、伝統構法木造軸組建物の耐震性能を評価した。

(b) 業務の成果

1) 伝統構法木造建物の要素実験

a) 土台－柱脚接合部引抜き実験

i) 実験の目的

伝統構法木造建物では、地震時の架構の層間変形角は大きくなることが想定される。従って、土台－柱脚接合部には、曲げモーメントが作用している状態で引抜き力が作用することになり、従来のような土台を固定して鉛直方向に柱を引き抜く実験方法では、実際の建物における引抜き耐力を適切に評価できない。特に、面外（ほぞの弱軸方向）への曲げモーメントが作用する場合には、土台のほぞ穴から割裂が生じ、引抜き耐力が極端に低下することも考えられる。本実験では、実大震動台実験の土台仕様試験体における土台－柱脚接合部（長ほぞ込栓差し）を対象に、面外への曲げモーメントが作用するときの引抜き耐力を実験により検証する。また、込栓の鉛直方向の位置についても検討する。

ii) 実験の概要

本実験では、土台－柱脚接合部試験体の面外方向へ、単調に曲げモーメントを加える実験（単調載荷実験）と、面外へ一定の曲げモーメントを加えながら、柱を土台から引抜く実験（引抜き実験）の2種類を実施した。単調載荷実験により、土台－柱脚接合部の面外への曲げモーメント－回転角関係を把握し、これをもとに、引抜き実験で載荷する一定の2種類の曲げモーメント（M1、M2）を決定する。

iii) 試験体

引抜き実験での試験体を表 1 および図 1、2 に示す。込栓の有無と鉛直方向の位置をパラ

表 1 試験体一覧

試験体名	単位：mm													
	柱			ほぞ			土台			込栓				
	材種	幅 Bc	せい Dc	幅 Bt	せい Dt	長さ Lt	材種	幅 Bs	せい Ds	材種	幅 Bp	せい Dp	位置 h1 h2	
CP-0	スギ	120	120	30	90	120	スギ	120	120	カシ	18	18	—	—
CP-1													51	51
CP-2													60	42
CP-3													69	33

表 2 試験体数

	引抜き実験			単調載荷 実験
	M0	M1	M2	
CP-0	—	3	3	3
CP-1	3	3	3	—
CP-2	3	3	3	—
CP-3	3	3	3	—

メータにした4種類とする。CP-2を標準の込栓位置とし、これより上下に9mmずつずらしたものを、それぞれ、CP-3、CP-1とする。CP-0は込栓がない試験体で、曲げモーメントにより生じる、ほぞとほぞ穴との摩擦力の大きさを把握するためのものである。

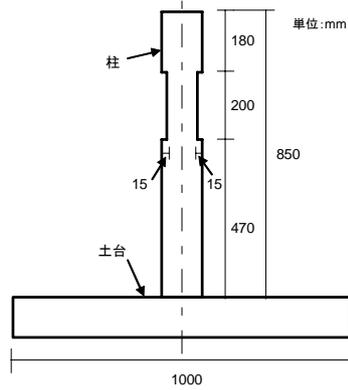


図1 試験体図

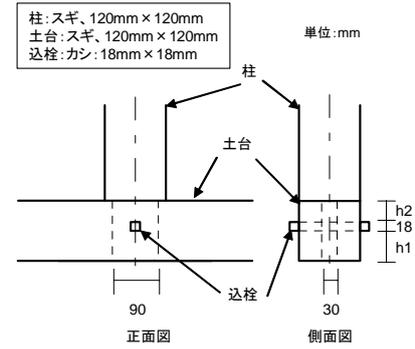


図2 接合部詳細図

(図中 h1、h2 は表1 参照)

表2は、仕口に作用させる面外方向の曲げモーメントと試験体数である。面外に作用させる一定のモーメントは、M1とM2の2種類とするが、その大きさは、単調荷重実験の結果を考慮して決める。M0では仕口に作用させる曲げモーメントはゼロである。なお、単調荷重実験には、CP-0試験体を3体使用する。

iv) 加力方法

単調荷重実験では、図3のように、土台-柱脚接合部試験体の土台を加力フレームに固定し、曲げモーメント荷重用の軽量鉄骨にワイヤーロープを取り付け、その先にチェーンブロックを接続し、巻き上げることで、曲げモーメントを荷重する。土台に対する柱脚の回転角および拔出し量は、2本の変位計を用いて計測する。

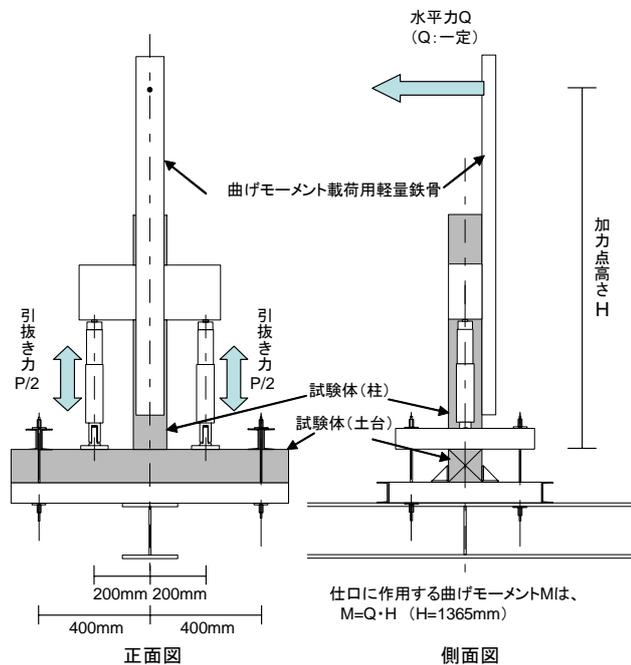


図3 加力方法

引抜き実験では、接合部試験体に面外方向の曲げモーメントM1およびM2を生じさせるため、ワイヤーロープの先には重りを取り付け、加力点に一定の水平力を作用させる。この状態で、引抜き力Pを単調荷重する。変位の計測方法は、単調荷重実験時と同じである。

v) 実験の結果

図4に、単調荷重実験での曲げモーメントと回転角との関係を示す。いずれも、ほぞで曲げ破壊が生じ、耐力が低下した。当初、引抜き実験における一定の曲げモーメントM2は、回転角が1/15rad程度となるように設定す

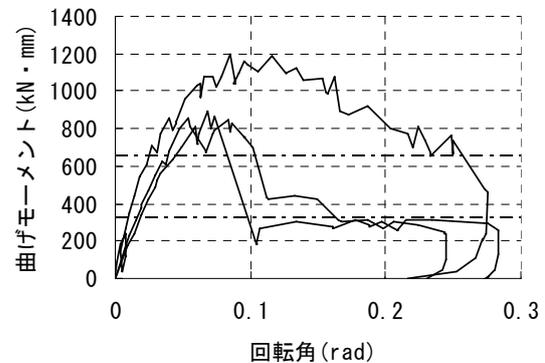


図4 モーメント-回転角関係

る予定であったが、 $1/15\text{rad}$ (0.0667rad) では、すでにほぞの曲げ破壊が生じた試験体もあったため、M2 は、最大耐力の平均値の $2/3$ ($653.5\text{kN}\cdot\text{mm}$) とし、M1 は M2 の $1/2$ とした。

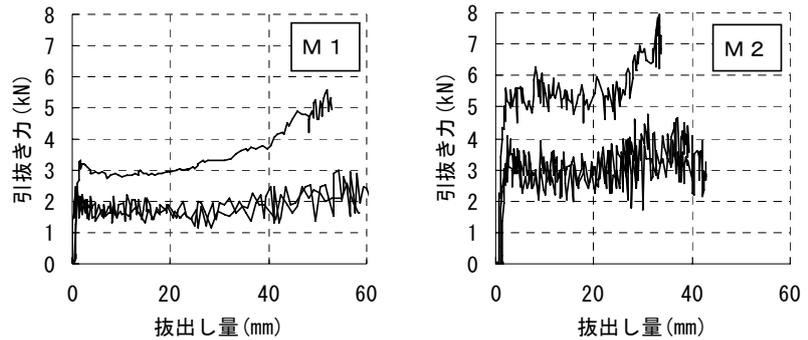


図5 CP-0 の引抜き力ー拔出し量関係

図5は、CP-0 試験体において、面外への曲げモーメント M1 および M2 を作用さ

せたときの引抜き力と抜け出し量との関係である。この試験体の場合、引抜き力に対する抵抗力は、ほぞとほぞ穴との摩擦力のみと考えられる。同じ大きさの曲げモーメントでも、引抜き力のばらつきは大きく、摩擦力は曲げモーメントに比例しているとはいえないが、M1 より M2 の場合のほうが引抜き力は大きい傾向である。モーメントが M2 の場合には、土台の上面でほぞ穴の縁から割れが生じ、拔出し量の増加にともなって、割れの幅が広がった。M2 の 1 体でほぞが曲げ破壊したほかは、いずれの試験体でも、ほぞに損傷は認められなかった。

図6は、面外へのモーメントを載荷しないとき (M0) の引抜き力と拔出し量との関係である。拔出し量が約 5mm までに込栓が曲げ破壊し、CP-1 と CP-2 では、写真1のように、ほぞの込栓より先が抜ける破壊 (ほぞのせん断破壊) が多くみられた。CP-3 では、写真2のように、土台側面の込栓穴から割れが生じ、込栓自体が破断する場合もあった。最大耐力は、CP-1 がやや高いが、CP-2 や CP-3 と比べて大きな差は認められない。

図7に、面外への曲げモーメント M1 を作用させたときの引抜き力と拔出し量との関係を示す。破壊形式は、M0 の場合とほぼ同じであるが、ほぞが曲げ破壊したり、ほぞ自体に損傷はなくとも、写真3のように、土台の上面のほぞ穴端部から生じた割れが広がるなどして、面外へのモーメントに抵抗できなくなった場合もあった。最大耐力は M0 の場合より高い傾向である。



写真1 ほぞのせん断破壊 (CP-2)



写真2 土台の割れ (CP-3)



写真3 土台上面の割れ (CP-1)

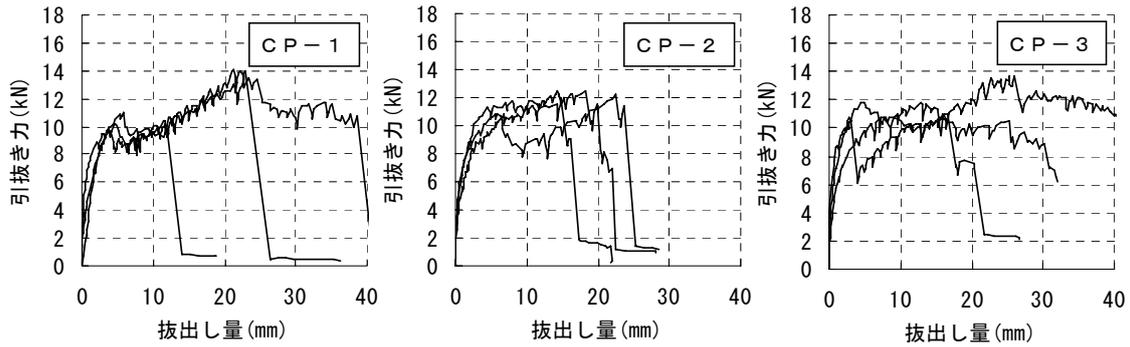


図6 M0の場合の引抜き力-拔出し量関係

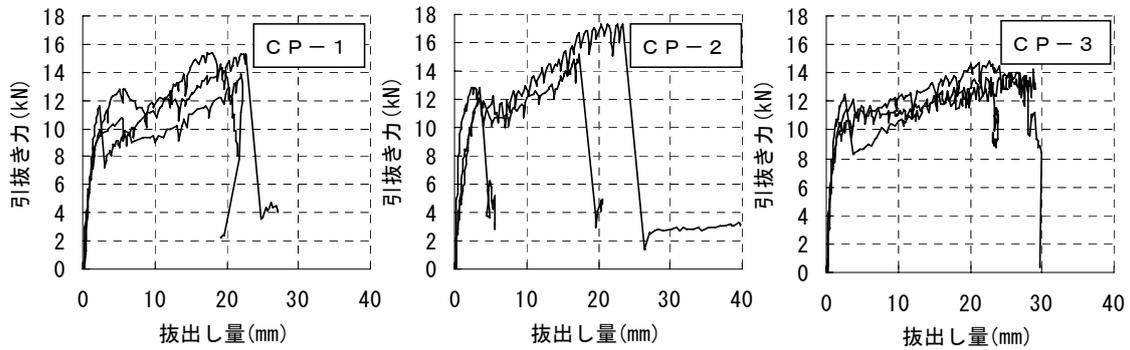


図7 M1の場合の引抜き力-拔出し量関係

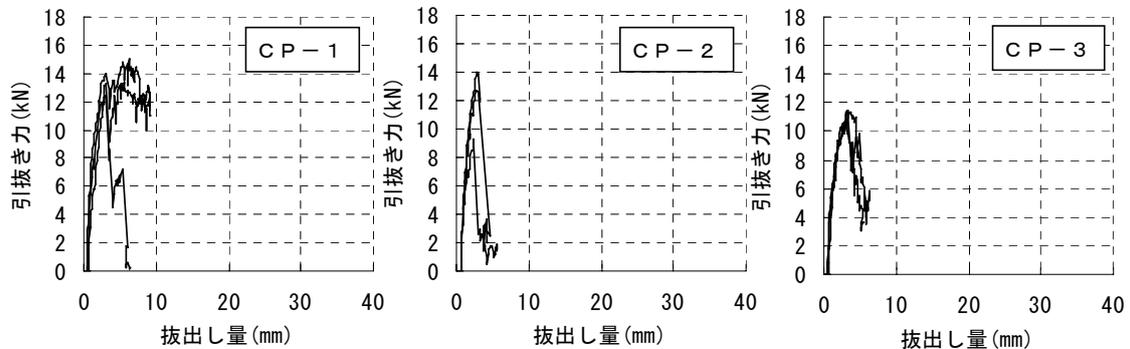


図8 M2の場合の引抜き力-拔出し量関係

図8に、面外への曲げモーメントM2を作用させたときの引抜き力と拔出し量との関係を示す。ほとんどの試験体で、引抜き力の载荷中にほぞが曲げ破壊し、曲げモーメントに抵抗できなくなったため、その時点で実験を終了した。柱脚の土台に対する回転角が大きい場合、载荷する引抜き力の水平方向成分によって、さらに回転角が増加するため、ほぞの曲げ破壊が生じやすくなると考えられる。込栓は、損傷していない場合が多かった。

vi) 完全弾塑性モデルによる比較

以上の引抜き力-拔出し量関係を完全弾塑性モデルに変換し、各特徴点を抽出した。表3～5および図10～12にPmax、Pyおよび初期剛性の3体の平均値を示す。CP-1～3のPmax

について、M1 では M0 より 2kN 程度高い。これは、M1 での破壊形式は M0 に近いいため、曲げモーメントにより生じる、ほぞとほぞ穴との摩擦力の分だけ耐力が上昇したと考えられる。M2 での Pmax は、M1 の場合より低い。これは、M2 での破壊形式は、ほぞの曲げ破壊が多いためと考えられる。Py も Pmax と同様の傾向である。CP-1~3 の初期剛性については、M2 と M1 との差は、M1 と M0 との差より大きい。

表 3 Pmax の平均値

	M0	M1	M2
CP-0	—	3.73	5.59
CP-1	12.87	14.86	13.60
CP-2	12.37	14.90	12.01
CP-3	12.43	14.26	11.34

表 4 Py の平均値

	M0	M1	M2
CP-0	—	2.60	4.32
CP-1	8.03	10.65	7.20
CP-2	7.97	10.19	6.24
CP-3	7.71	9.96	6.30

表 5 初期剛性 K の平均値

	M0	M1	M2
CP-0	—	3.11	1.89
CP-1	3.88	4.50	9.54
CP-2	4.63	6.54	11.08
CP-3	5.85	5.97	9.50

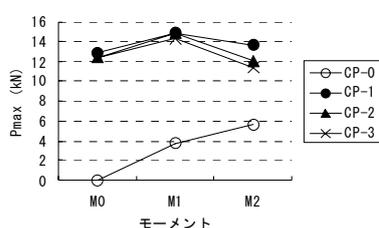


図 10 Pmax の平均値

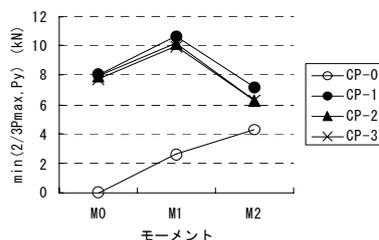


図 11 Py の平均値

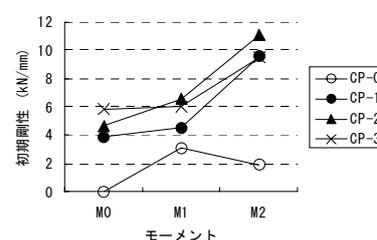


図 12 初期剛性 K の平均値

vii) 実験結果のまとめ

長ほぞ込栓差しの土台-柱脚接合部を対象に、込栓の鉛直方向の位置および面外（ほぞの弱軸方向）への曲げモーメントの大きさをパラメータとした柱の引抜き実験を行い、引抜き耐力に関して、以下の知見を得た。

- ・面外への曲げモーメントが無く、引抜き力のみで載荷した場合、込栓の鉛直方向の位置の違いにより、破壊形式は異なるものの、最大耐力の差はほとんどみられなかった。
- ・面外への曲げモーメントが 327kN・mm (M1) の場合の最大耐力は、モーメント無しの場合より 2kN 程度高い。しかし、654kN・mm (M2) では、ほぞが曲げ破壊する場合が多いため、M1 の場合より最大耐力は低くなった。

b) 床仕様の検証実験

i) 実験の目的

本実験は、剛床、半剛床、柔床を想定した 3 タイプの仕様を持つ床版の水平繰り返し静的加力実験によって、それぞれの床版のせん断変形に対する復元力特性を明らかにするとともに、その損傷状況を観察することを目的としている。

ii) 試験体の概要

実験対象は、図 13 に示されるような 6 畳間に相当するサイズの床組に根太の樹種、サイズ、取り付け仕様、床板の種類や厚さなどを選定することによって、剛な床版と柔な床版及び、その中間的な剛性を持つものの 3 タイプの床版である。床組は京町家を想定したもので、はりおよび桁の断面サイズは 120 mm×270 mm であり、柱の断面サイズは 120 mm 角である。柱とはりおよび桁の仕口は、襟輪つき小根ほぞ雇いほぞ差しであり、上部雇いは車

知栓止め、下部雇いは込み栓止めとなっている。床組の大きさは、はり方向 3640 mm、桁方向 2730 mm であり、いわゆる 4 P × 3 P サイズの試験体となっている。長手方向にささらとも呼ばれる 2 本の小ばりを有し、その断面サイズは 120 mm × 210 mm であり、桁に対して腰掛け蟻掛け継ぎとなっている。床組に使用されている材はすべてスギである。

床版の剛性は、この共通床組に対して、根太の樹種、サイズ、形式を変化させ、また、床板に用いる合板あるいはスギ板の厚さを変えることによって、3 ランクの剛性および耐力を想定したものとなっている。3 タイプの床版の根太組概要を図 14～図 16 に示す。剛床仕様床版の根太はベイマツ 45 mm × 105 mm であり、床はこれに 24 mm 厚構造用合板を千鳥張りにしたものである。合板突き合わせ部に当たる 4 本の根太にはベイマツ 90 mm × 90 mm を使用している。根太はすべて、はりに掛かりしる 15 mm の落とし込み根太となっている。床組内面には、合板釘打ちのために、ベイマツ 45 mm × 120 mm の添い根太が設けられている。

半剛床仕様床版の根太組は、根太にすべて 45 mm × 105 mm のスギを使用している点が剛床仕様床版と異なる。また、床板には 190 mm × 30 mm × 3520 mm のスギ板 1 枚ものに 90 mm サイズの釘を使用しており、桁内面にのみ、添え根太を設けている。

柔床仕様床版の根太組は、はりに設けたベイマツ 45 mm × 90 mm の根太受けにスギ 45 mm × 45 mm を転ばし根太としたものであり、床板は 190 mm × 15 mm × 1760 mm のスギ板を 2 枚つないだものである。

3 タイプの床版の仕様は、桁、はり、小ばりについてはすべて共通であり、根太と床板の仕様が異なっているのみであるので、その相違点を表 6 に示す。なお、

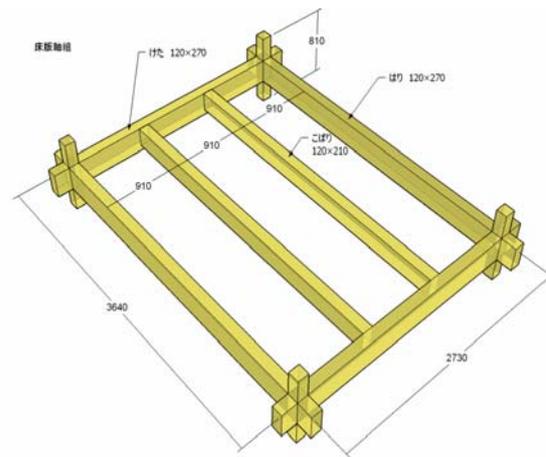


図 13 試験体共通床組仕様

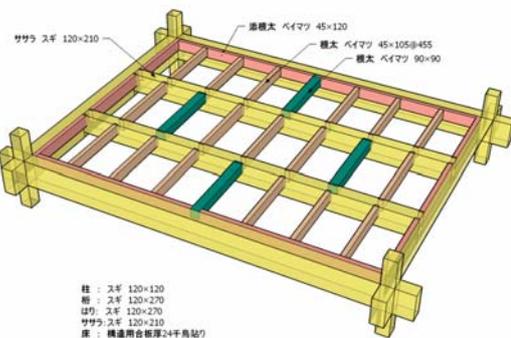


図 14 剛床仕様床組

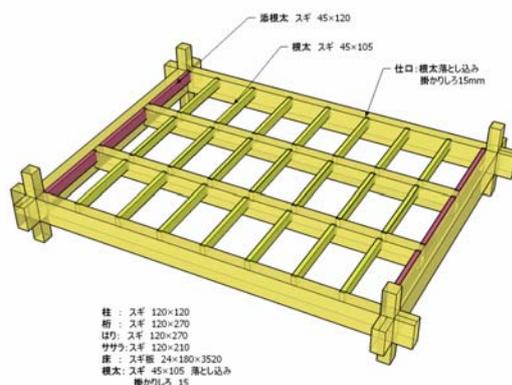


図 15 半剛床仕様床組

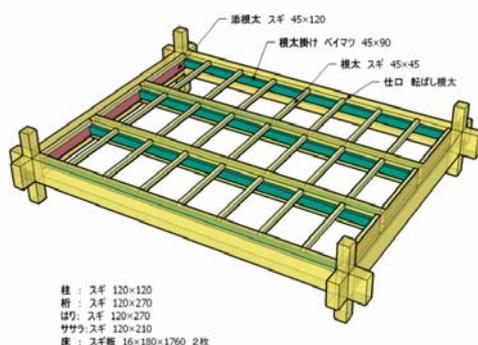


図 16 柔床仕様床組

表 6 床版仕様一覧

	剛床仕様		半剛床仕様*		柔床仕様	
根太	ベイマツ	90×90	スギ	45×105	スギ	45×45
	ベイマツ	45×105	落とし込み	掛かりしろ15mm	転ばし	
添根太	ベイマツ	45×120	スギ	45×120	スギ	45×120
根太掛け	—	—	—	—	ベイマツ	45×90
床	構造用合板	24mm厚 千鳥貼り	スギ板 実矧ぎ	30×190×3520 N90釘根太3本打ち	スギ板 突き合わせ	15×190×1760 N50釘根太2本打ち

*最終仕様を示す

床組のみの耐力特性に関する基礎データを得るために、図 13 に示されたように、根太および床板をもたず、桁、はり、小ばりのみからなる床組試験体を 1 体製作した。

iii) 試験装置と試験の概要

試験装置は写真 4 に示すように、福山大学ハイテクリサーチセンター既設の木造軸組試験架台を利用し、床版試験体を水平に設置した状態で短辺方向（桁方向）に加力し、床版にせん断変形を与えるようにした。すなわち、加力による試験体の剛体的な移動と回転に十分抵抗するような桁固定架台を新設し、もう一方の加力側桁はローラーベアリングで支持するようにした。固定側の桁は、3本の長ボルトで固定架台に緊結するとともに、桁両側面に6個のアンクルをラグスクリューで固定し、これを固定架台にボルト締めとして、固定桁の移動と回転を防止している。加力には、容量 500kN、ストローク 800 mm の油圧ジャッキを使用するが、加力中心線が加力桁の中心線に一致するように、加力桁の両端にある雇い部を 30 mm 厚鋼板で製作した 2 枚の加圧板で挟み、これを鋼棒で緊結している。

油圧ジャッキは±400 mm までの押し引きが可能であり、10 mm、20 mm、30 mm、50 mm、75 mm、100 mm、125 mm、150 mm、175 mm、200 mm、250 mm、300 mm、350 mm、400 mm の変位レベルで正負（押し引き）3 回の繰り返し加力を行った。通常の試験で与えた床版の最大変形角は約 1/9(400mm)rad であるが、床版がなお大破壊を生じない場合は、試験体をさらに 150 mm 移設し、最大変位 550 mm、最大変形角約 1/6.6rad までの片振り繰り返し載荷試験を行った。

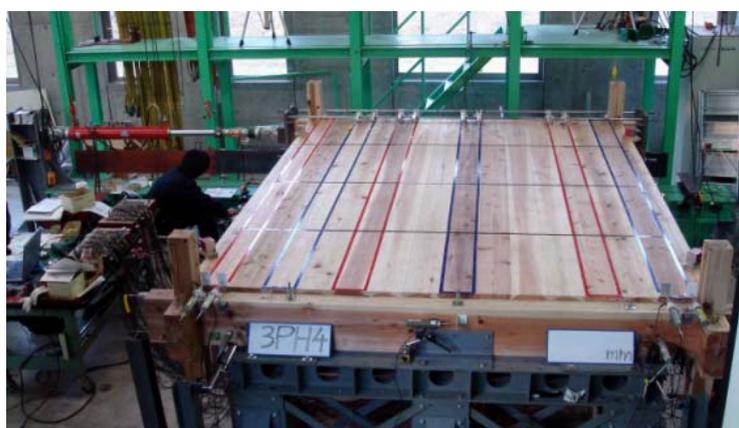


写真 4 床版耐力実験

iv) 実験の結果

3タイプの仕様の床版について各3体ずつ（半剛床仕様については計5体）の耐力試験を実施した。試験体を識別するために、試験体の桁長さ（3P）、仕様種別（R：剛床仕様、S：柔床仕様、H：半剛床仕様、F：床組のみの試験体）、試験体番号（1～5）を組み合わせた試験体識別記号を用いるものとした。例えば、3PS2は、桁長さ3Pの柔床仕様床版試験体の2体目であることを示す。

図17は各仕様の床版について、予備的に実施された1体目試験体の骨格曲線を比較して示したものである。

剛床仕様試験体(R)では固定桁の水平面内回転角が無視できないので、桁の水平変位から算出される見かけの変形角から桁の変形角を差し引いて、真の変形角として表しているが、柔床(S)および半剛床仕様試験体(H)では、固定桁の回転角は無視できる程度であるので、見かけの変形角で表している。

剛床仕様試験体では変形角1/40rad程度で20kN以上の最大耐力に達するが、小ぶり仕口部において、蟻部のこじりによって固定桁に大きな割れが入り耐力は急激に低下する。さらに変形が進むと、合板の釘打ち面として設けられた添え根太が固定桁からはずれるとともに、蟻部は固定桁から抜け出し、元の位置に戻らなくなってしまう、床版は大きく破壊するにいたった。

一方、柔床および半剛床仕様試験体は、耐力において劣るものの変形性能に優れ、1/10radの変形角に対しても安定した復元力履歴ループを描き、さらに、550mmまでの片振り繰り返し加力試験によっても、床版が破壊状態にいたることはなかった。

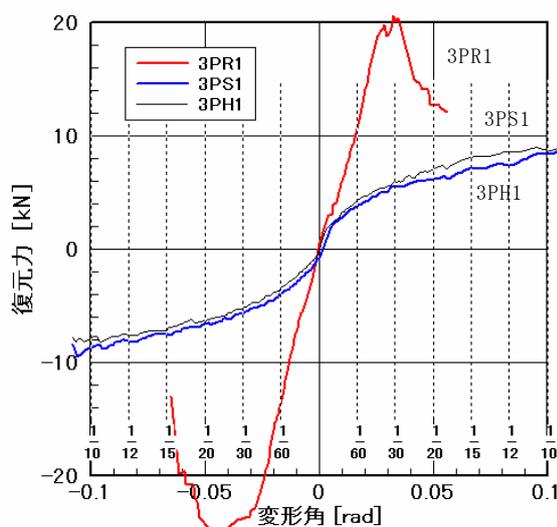


図17 床版復元力骨格曲線

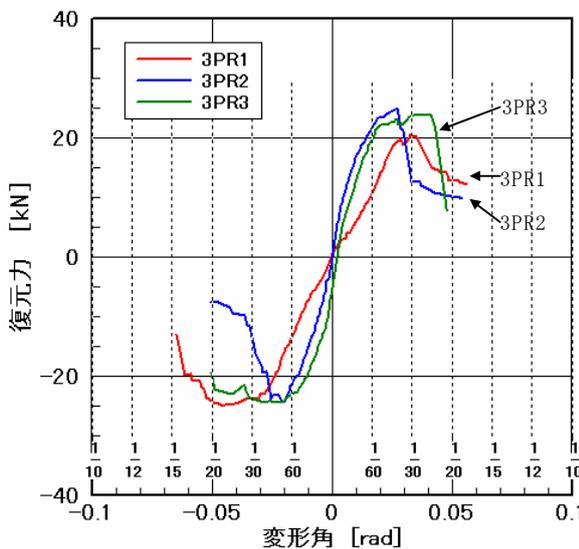


図18 剛床仕様床版復元力骨格曲線

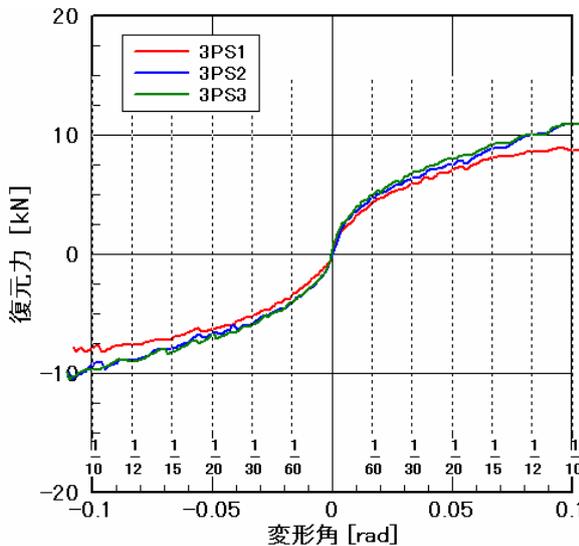


図19 柔床仕様床版復元力骨格曲線

図 18 に、剛床仕様床版の復元力骨格曲線を示す。3PR2 および 3PR3 は 3PR1 よりも初期剛性が大きく、また、最大耐力も増加しており、3PR1 とやや異なった特性を示しているが、試験体の製作過程におけるばらつきというよりも、むしろ、3PR1 の桁の固定が十分ではなく、試験体固定度の影響を受けたものと考えられる。

剛床仕様床版の耐力は変形角 $1/40\text{rad}$ 以内で 20kN の最大耐力が得られるが、固定側の桁の割れや柱仕口部の損傷が著しく、特に、3PR3 では固定側の柱がはりおよび桁のこじりで裂けるといった大破壊を生じた。

柔床仕様床版の復元力特性は図 19 に示すように、3 体とも殆ど同一の特性を示し、いずれも 550mm の片振り繰り返し载荷に対しても、床版が大きく破壊することはなかった。

半剛床試験体では、表 6 に示す最終仕様を決定するにあたり、3 種類の仕様で実験を行った。また、最終仕様による半剛床仕様床版の耐力特性を確認するために、さらに、2 体の試験体を製作し、耐力実験を実施した。ただし、床組は比較的損傷の少なかった柔床仕様床版の床組を再利用したものであって、根太は釘打ち面を新しくするため上下を入れ替え、さらに、柱仕口部を、再度、締め固めたものである。図 20 に、最終仕様である、 30mm スギ板 N90 釘 3 本打ちの半剛床仕様床版の復元力骨格曲線を示す。3PH4 および 3PH5 は床組を再利用したものであるため、やはり、初期剛性および耐力はともに 3PH3 よりも劣るものとなり、特に、押し側で顕著であった。

なお、参考のため、根太および床板を持たず、はり、桁、小ばりのみで構成される床組のみの試験体 (3PF1) の復元力特性を図 21 に示す。これは、各仕様の床版

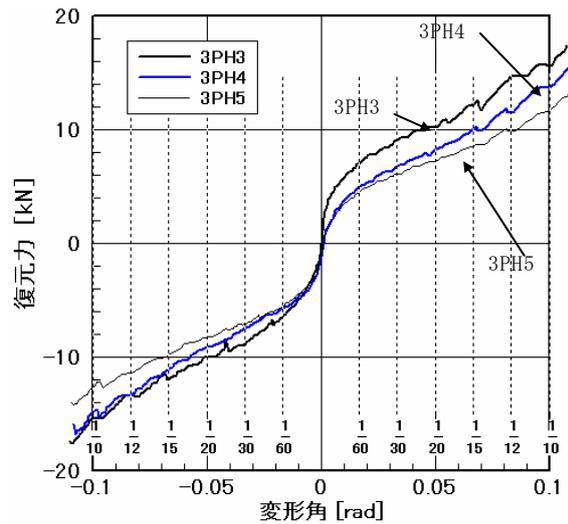


図 20 半剛床仕様床版復元力骨格曲線

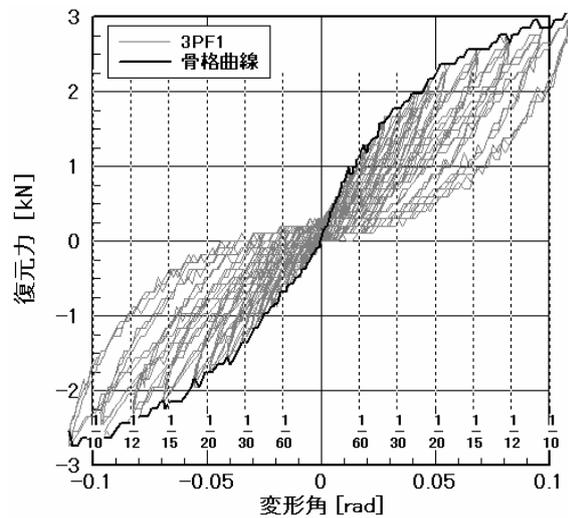


図 21 共通床組復元力特性

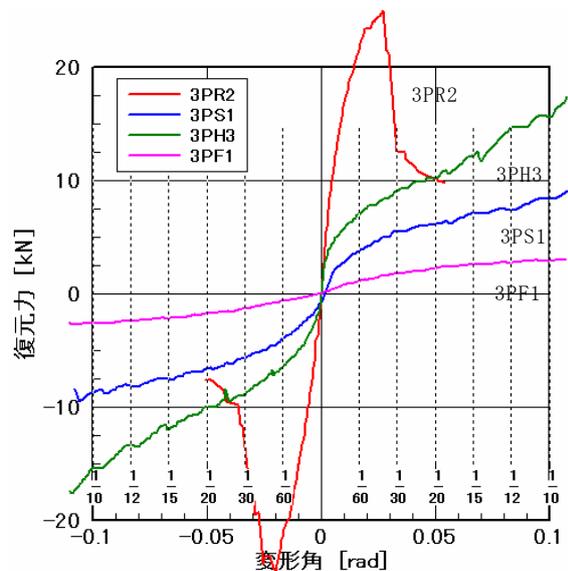


図 22 床版復元力骨格曲線

の共通部分であり、これと各仕様床版との耐力差が根太組および床板から付加されるものと考えられる。

図 22 に床版の復元力特性を総括するものとして、各仕様の床版の内から代表的な試験結果を床組のみの特性と合わせて表示した。剛床仕様床版は耐力特性に優れるが、変形角 $1/40\text{rad}$ 程度で小ばり仕口部の蟻のこじりで桁に大きな割れが入るとともに、耐力の急激な低下をもたらす。一方、柔床および半剛床仕様床版は変形角 $1/10\text{rad}$ においても床版は破壊することなく変形角に応じた耐力を保持している。

iv) 実験結果のまとめ

剛床、柔床、半剛床仕様の床版の耐力特性が、それぞれ、計画されたものであることが確認された。剛床仕様床版は耐力特性に優れるが、変形角 $1/40\text{rad}$ 程度で急激な耐力低下を来し、それ以上では、床版および柱の破壊を生じるおそれがある。一方、柔床および半剛床仕様床版は $1/10\text{rad}$ の変形角に対しても床版は破壊することなく、相当の耐力を保持する。

2) 伝統構法木造建物の振動台予備実験

a) 実験の目的

E-ディフェンスで実施する伝統構法木造建物の実大震動台実験で技術的な課題となる錘の設置方法と変位計測手法などを予め検討するとともに、柱脚仕様や床仕様が軸組全体の応答に及ぼす影響について調べることを目的として、標準試験体（ 1×3 スパン）を想定し、単層 1×1 スパン木造軸組の振動台実験を行った。

b) 実験の概要

i) 試験体

本実験の試験体は、E-ディフェンス震動台実験の標準試験体を想定した伝統構法木造軸組を用いた。試験体の全景を写真 5 に示す。軸組試験体は、柱脚の構造形式を土台仕様、足固め仕様としたものをそれぞれ 1 体ずつとした。両仕様の立面図と柱脚レベルの伏図を図 23 に示す。平面形状は 1 スパン $\times 1$ スパンの正方形であり、柱脚から桁天端までの高さは土台仕様で 2925mm 、足固め仕様で 3185mm である。柱は土台仕様では四隅の柱を、足固め仕様では四隅の柱及び X1、X3 構面の間柱を通し柱としそれ以外を管柱とした。柱頭柱脚の接合部は、雇いほぞ接合あるいはほぞ差し込み栓止めとした。



写真 5 試験体（足固め仕様）

土台仕様の軸組は、通し柱柱脚のほぞが全て同一方向を向くように組立て、主加振方向である X 方向がほぞの短辺方向と一致するよう振動台上に設置した。主要部材の断面寸法を表 7 に示す。材種は、水平構面の根太等（ベイマツ）を除いてすべてスギとした。

鉛直構面の耐力壁には、取り付けと取り外しの施工が容易である点、性質にバラツキが比較的小さい点を考慮して乾式土壁パネル¹⁾を用いた。耐力壁の偏在による偏心をパラ

メータとするため壁の配置を変えて実験を行った。壁配置パターンを図 24 に示す。白抜きの四角（□）が柱、太線が壁を示す。X 方向に着目すると、タイプ 0 は軸組のみ、タイプ 1 は直交壁のみ、タイプ 2 は偏心無し、タイプ 3 は偏心有り、となる。

水平構面として剛床、柔床を再現するため、床材にそれぞれ構造用合板と杉板を用い、図 25 に示すような仕様とした。剛床仕様は、桁レベルの横架材の間に根太（45mm×105mm）を 455mm 間隔で配置し、その上から 24 ミリ厚の構造用合板を釘ピッチ 150mm で千鳥貼りした。柔床仕様は、桁レベルの横架材に釘止めした根太掛け（45mm×90mm）に転ばし根太（45mm×45mm）を 455mm 間隔で配置し、その上から 15mm 厚の杉板を釘 2 本で打ちつけた。

以上に述べたように、本実験におけるパラメータは柱脚の仕様、床仕様、壁配置の 3 つであることから、試験体名は、それぞれを一文字ずつで区別し、柱脚の仕様は足固め仕様を a、土台仕様を d、床仕様は柔床を f (flexible)、剛床を r (rigid) で表し、壁配置はタイプ番号を用いる。例えば足固め仕様、柔床、偏心ありの場合 af3 と表す。

ii) 錘の設置方法

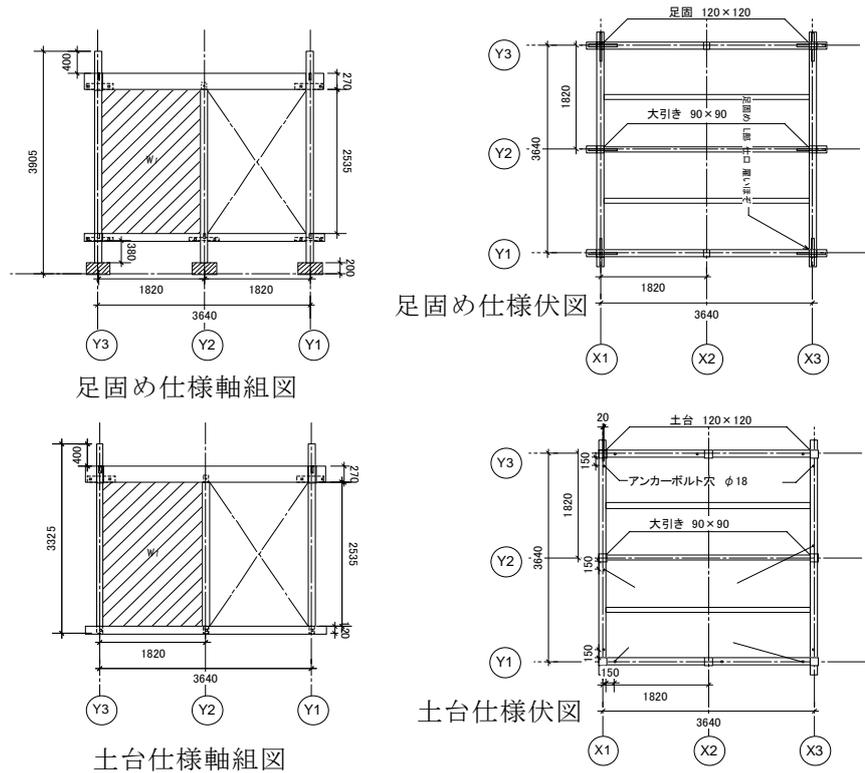


図 23 試験体軸組

表 7 部材寸法 (mm)

部材名	断面寸法
柱	120×120
桁、梁	120×270
土台	120×120
足固め	120×120
大引き	90×90
ささら	120×210

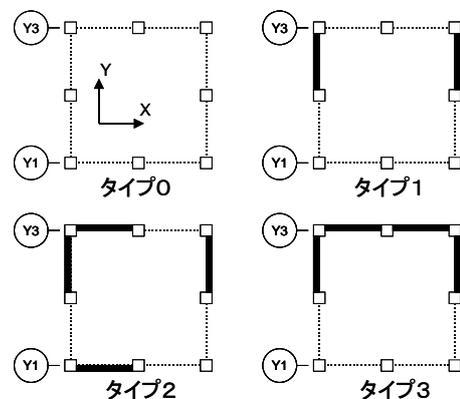


図 24 壁配置パターン

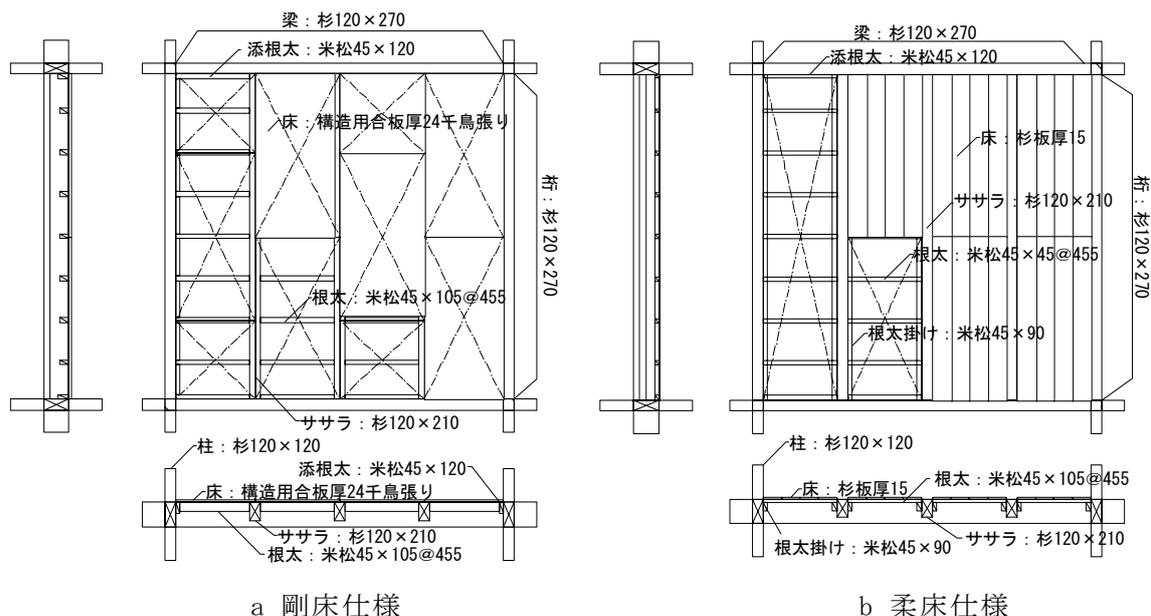


図 25 床仕様詳細

屋根重量に相当する錘として、図 26 に示すような鋼製の錘を柱頭レベルに設置した。四隅の通し柱の頂部には、加振によって柱の断面欠損部が折損しない程度の重量 (365kg) の錘を設置した。Y1、Y3 構面の桁上には連結桁として H 型鋼を設置し、2 本の連結桁の間に 4 本の平鋼重りを渡した。平鋼錘の荷重が管柱に集中するのを避けるため、連結桁と桁との間に入れたスペーサーの位置を適切な位置に調整した。さらに平鋼錘には、水平構面の変形を拘束しないよう連結桁に対して自由に回転出来るような加工を施した。軸組及び床材、錘の重量を表 8 に示す。

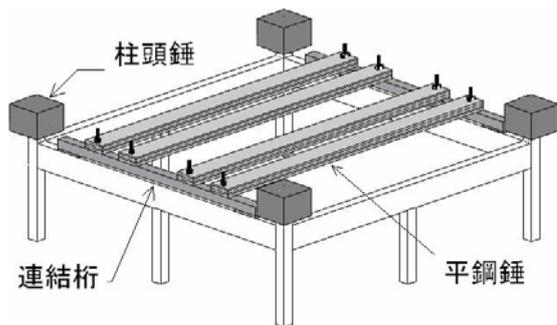


図 26 錘の設置概念図

表 8 試験体重量

項目	重量 (kN)
軸組 (土台仕様)	6.13
軸組 (足固仕様)	6.40
柔床	1.55
剛床	2.41
錘	44.41
乾式土壁パネル2P	0.78

iii) 計測方法

加速度計は、振動台上と各通し柱の柱頭に設置し、X と Y の 2 方向を計測した。図 27 に加速度計の配置を示す。不動点からの試験体の変位を計測するため、図 28 のように振動台の外部にレーザー変位計を設置した。

各鉛直構面の対角に位置する柱頭-柱脚の距離の変化を、図 29 に示すようにワイヤー変位計で計測することにより柱頭の相対変位を算出する方法を採用した。水平構面の変形状態を把握するため、図 30 に示すように 2 通りの方法で計測を行った。対角に位置する柱同士の距離の変化をワイヤー変位計で計測する方法と、柱に接合された 2 本の桁のなす角

度の変化をポテンシオメーターで計測する方法である。

柱にかかる軸力および曲げモーメントを得るため、各柱の柱頭、柱脚の四面にひずみゲージを貼り付けた。足固め仕様の試験体においては四隅の通し柱を含む6本の柱について礎石の下にロードセルを設置し、鉛直荷重を計測した。

図 31 にロードセルの配置を示す。また足固め仕様の試験体では、図 32 に示す位置にレーザー変位計を設置し、初期位置からの柱脚の相対変位を計測した。

iv) 加振方法

入力波としては、振動特性を調べるためにホワイトノイズ波、スイープ正弦波、正弦波を用い、強震時の挙動を調べるために日本建築センター模擬波 (BCJ-L2) を用いた。BCJ-L2 波の 0~60 秒までの部分を用いて、最大加速度を 50cm/s^2 から 300cm/s^2 程度まで 50cm/s^2 刻みで大きくしながら、X、Y 方向へそれぞれ一方向に繰り返し加振を行った。まず柔床仕様で壁配置タイプ 0 からタイプ 3 まで加振を行った後、床仕様を変更し剛床仕様の壁配置タイプ 0 からタイプ 3 までの加振を行った。

c) 実験の結果

i) 振動特性

試験体の振動特性を調べるためにホワイトノイズ波 10cm/s^2 加振を行った結果、1 次卓越振動数が壁配置によって異なり、土台仕様では、偏心無し (タイプ 2) で 4.2Hz (dr2)、 4.0Hz (df2)、偏心有り (タイプ 3) で 2.3Hz (dr3_Y1)、 1.7Hz (df3_Y1)、足固め仕様では、偏心無しで 3.1Hz (ar2)、 3.3Hz (af2)、偏心有りで 2.0Hz となった。図 33、34 に示す 1 次の振動モード図から、壁配置タイプ 2 の場合には、Y1、Y3 構面がほぼ同じ振幅で振動しているのに対して、タイプ 3 の場合には、Y1 構面が大きく振動するモードが卓越していることがわかる。

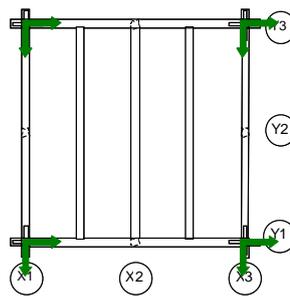


図 27 加速度計配置

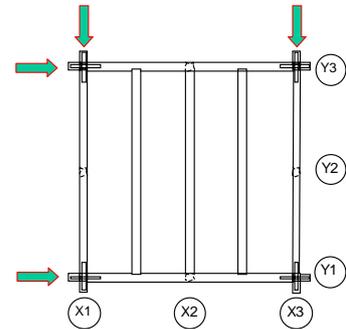


図 28 レーザー変位計配置

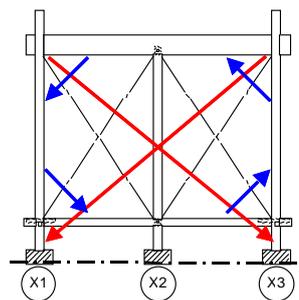


図 29 鉛直構面の計測器配置

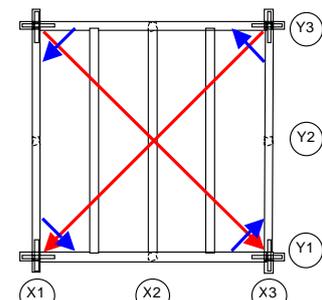


図 30 水平構面の計測器配置

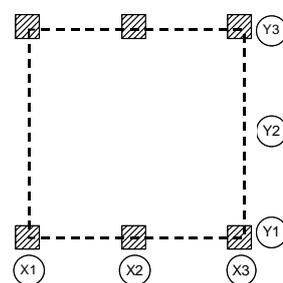


図 31 ロードセル配置

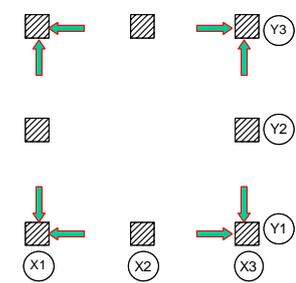


図 32 柱脚レーザー変位計配置

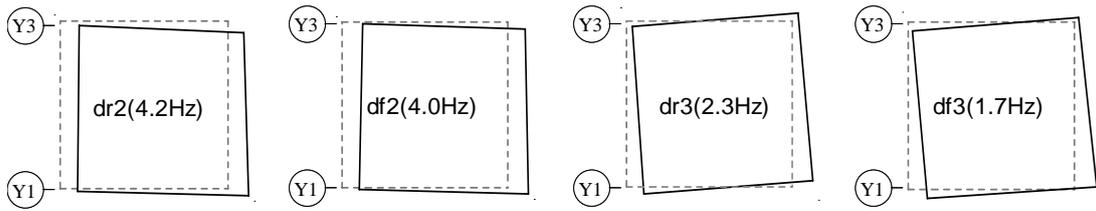


図 33 ホワイトノイズ 10Gal 加振時の土台試験体の 1 次振動モード

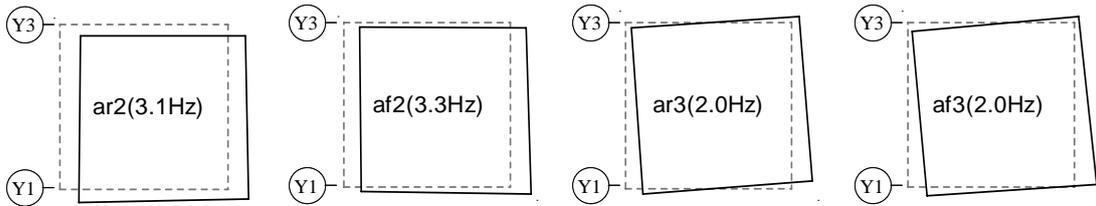
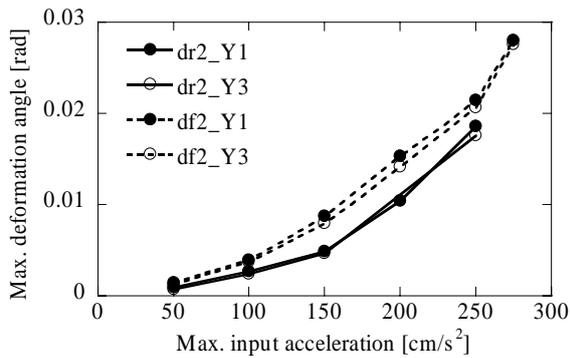


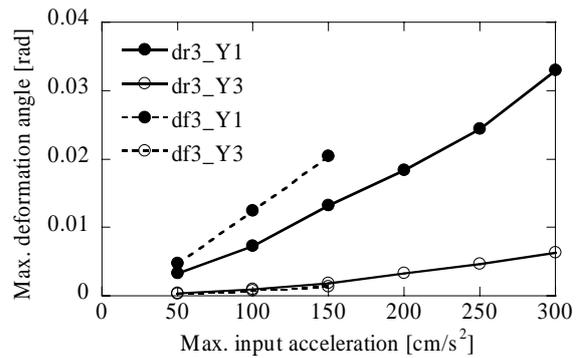
図 34 ホワイトノイズ 10Gal 加振時の足固め試験体の 1 次振動モード

ii) 最大応答

壁配置タイプ 2 及び 3 試験体の BCJ-L2 波加振時の Y1、Y3 構面の最大応答変形角を図 35、36 に示す。横軸は最大入力加速度、縦軸は最大応答変形角である。壁配置タイプ 2 の場合には、Y1 構面と Y3 構面の最大変形角はほぼ等しいのに対して、タイプ 3 の場合には弱壁となる Y1 構面の方が大きくなっている。さらに柔床仕様の方が Y1 構面が大きく、Y3 構面が小さく応答する傾向がより顕著に見られる。偏心が有る場合にはねじれ振動、すなわち水平構面が剛体的に回転する振動成分が生じる。柔床の場合にはこのねじれ振動成分に水平構面のせん断変形成分が加わったために応答が大きくなったと考えられる。

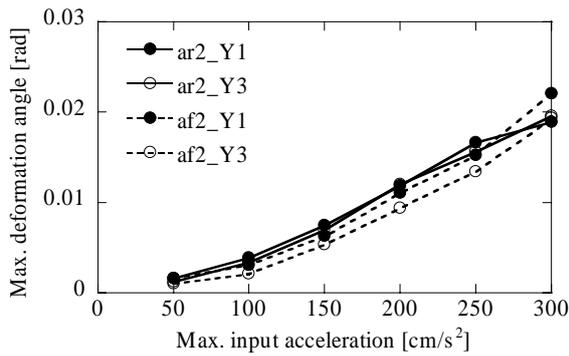


a) 偏心無し

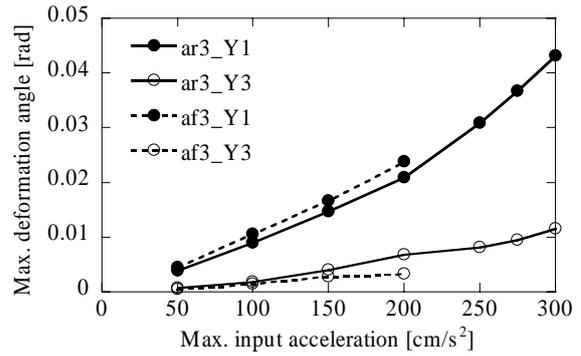


b) 偏心有り

図 35 BCJ-L2 波加振時の土台試験体の最大応答変形角



a) 偏心無し



b) 偏心有り

図 36 BCJ-L2 波加振時の足固め試験体の最大応答変形角

iii) 損傷状況

本実験は、破壊に至るほどの入力加速度で加振を行っていないこともあり、いずれの試験体にも大きな損傷は見られなかった。加振中にパキパキといった音が聞こえていたが、解体時の観察では亀裂等は視認されず、若干のめり込み跡が見られる程度であった。足固め仕様の試験体では、特に偏心無しの壁配置で柱脚のずれが見られた。写真 6 にその様子を示すが、図中の元の位置は実験開始時の位置を表している。加振ごとに柱が数センチほどの移動し、最終的には図に示す位置に到達した。



写真 6 柱脚のずれ

d) 実大実験方法の検討

i) 層間変形角の計測

E-ディフェンス震動台実験では絶対変位計測が困難であることから、予備実験では構面の対角線上に配置したワイヤー変位計による相対変位計測から層間変形角を算出する方法を検討した。一方、絶対変位計測にはレーザー変位計を用いた。計測方法の模式図を図 37 に示す。ワイヤー変位計の計測値から層間変形角を算出する際には、図 38 に示す関係を用いた。レーザー変位計の場合は、桁レベルの変位から土台レベルの変位を差し引き、高さで除すことで層間変形角を求めた。偏心有りの土台仕様・剛床試験体に BCJ-L2 波 300cm/s^2 を入力したときの層間変形角時刻歴を図 39 に示す。相対的に応答値が小さい Y3 構面では、結果に相違が見られるが、Y1 構面では両者は概ね一致していると言える。またいずれの構面でもワイヤー変位計の結果の方が小さく出る傾向が見られる。

ii) 水平構面の変形角の計測

上述のワイヤー変位計による構面の変形角の計測を水平構面にも適用した。加えて水平構面の四隅にポテンショメータを斜めに設置した。計測器の配置伏せ図を図 40 に示す。偏心有りの足固め仕様・柔床試験体に BCJ-L2 波 150cm/s² を入力したときの、各ポテンショメータの計測値から変形角を算出した結果を図 42 に示す。図より Y1 構面側の結果の方が大きくなっていることから水平構面は図 41 に示すように変形していると推察される。

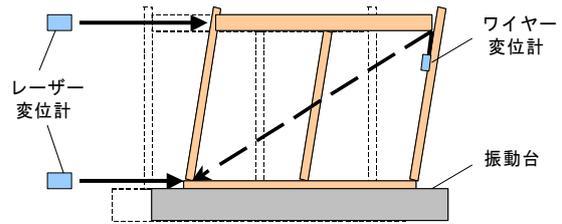
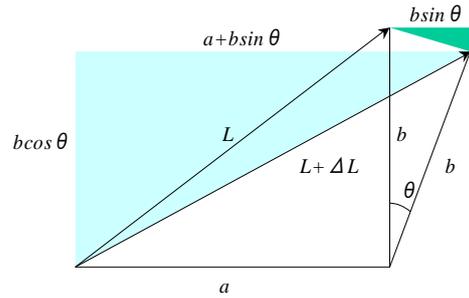


図 37 ワイヤー変位計による相対変位計測とレーザー変位計による絶対変位計測



$$\begin{cases} (a + b \sin \theta)^2 + (b \cos \theta)^2 = (L + \Delta L)^2 \\ a^2 + b^2 = L^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \sin \theta = \frac{L}{ab} \Delta L + \frac{1}{2ab} \Delta L^2$$

図 38 ワイヤー変位計の ΔL と層間変形角 θ の関係

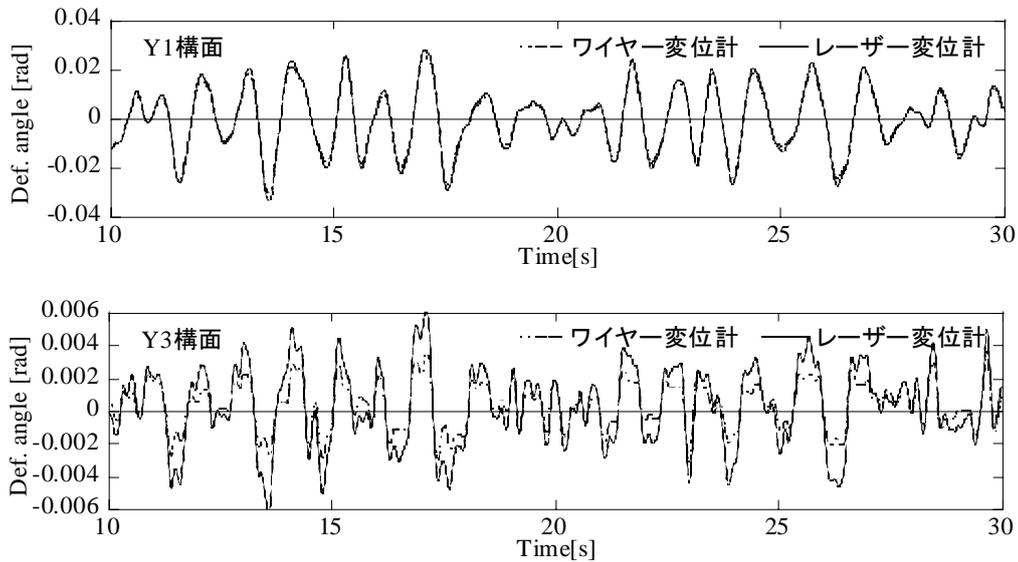


図 39 ワイヤー変位計とレーザー変位計による結果の比較
(dr3 試験体、BCJ-L2 波 300cm/s²)

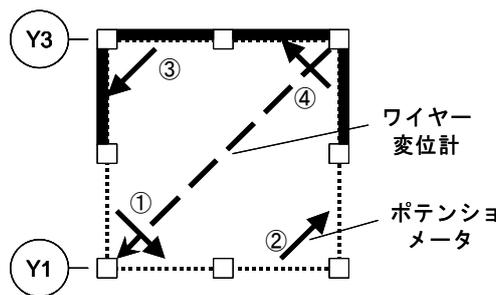


図 40 水平構面の計測器配置

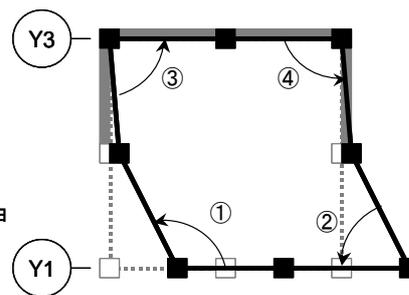


図 41 水平構面の変形状態

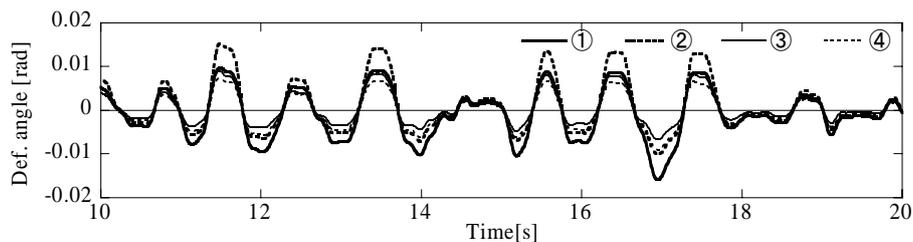


図 42 ポテンシオメータから算出した水平構面の変形角 (af3 試験体、BCJ-L2cm/s²)

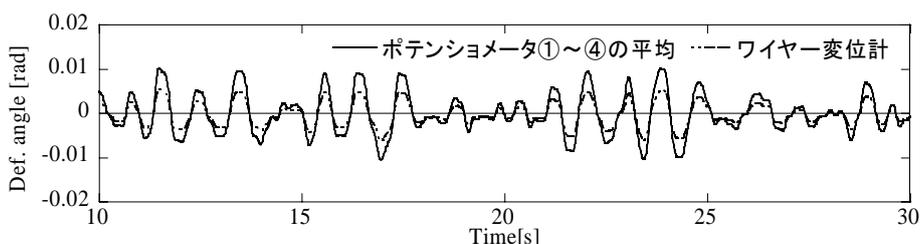


図 43 ポテンシオメータの平均とワイヤー変位計による結果の比較
(af3 試験体、BCJ-L2 波 150cm/s²)

上述のように実際には水平構面のせん断変形は一様でないが、ワイヤー変位計の結果と比較するため、四隅のポテンシオメータの結果を平均したものを水平構面の変形角として、図 43 に示す。ワイヤー変位計から算出した変形角の方が小さく出る傾向が見られる。

iii) 実験方法の検討結果

以上のように、E-ディフェンスで伝統構法木造建物の実大震動台実験を実施する際に技術的な課題となる、錘の設置方法や変位計測方法について、E-ディフェンス実験で使用予定の標準試験体と同じ軸組を有する試験体を用いて地震動実験を行って検討した。その結果、錘については、錘を柱頭と桁との分散配置し、また桁上の錘の留め付け部を工夫することで、水平構面の変形を拘束しないことが分かったので、同じ錘の設置方法を実大震動台実験において採用する。変位計測の方法では、ワイヤー変位計は微小な変形では誤差を有するものの、大変形では概ねレーザー変位計と同じ結果となり、実大震動台実験において、鉛直構面や水平構面の変形の計測にワイヤー変位計を使用する。

3) 伝統構法木造建物の耐震性能評価

伝統構法木造建物の耐震性能評価法として、時刻歴地震応答解析と限界耐力計算の二つの方法があるが、時刻歴地震応答解析による方法は、コンクリート系構造物や鉄骨系構造物とは異なり、伝統構法による木造軸組建物にこの手法を適用する場合、まだモデル化の手法が確立されているとは言えない面がある。床や屋根などの水平構面のモデル化、柱-横架材の接合部の復元力特性、柱脚の滑りや浮き上がりの問題など多くの課題が残されている。伝統構法木造建物の耐震性能評価法として、広く用いられるようになった限界耐力計算による方法について以下に述べる。

a) 限界耐力計算

限界耐力計算を用いて耐震性能評価を行う手法²⁾、³⁾は、伝統構法木造建物の場合、平面形状や耐震要素の配置および床の仕様によっては、床の変形を無視することはできない。今回の実大震動台実験によって床の水平変形などの振動性状が明らかになり、耐震要素が偏在して偏心率が大きい場合など、床の変形を含めた耐震性能を適切に評価する必要がある。そのため、各架構ごとに限界耐力計算による耐震性能を評価する手法を提案し、以下に限界耐力計算による耐震性能評価結果について述べる。

i) 対象試験体

対象とした試験体は、標準試験体の土台仕様の試験体であり、耐震要素は柱梁による軸組架構と乾式土壁(荒壁パネル)で

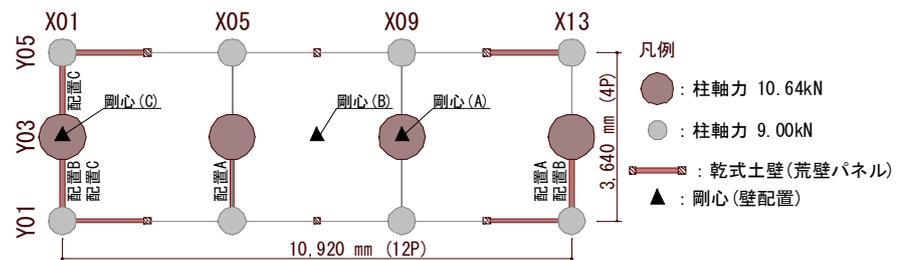


図 44 標準試験体の壁配置と重量分布

ある。試験体重量は、各部材を実測し、軸組や床板の木材重量、壁の重量、錘の重量等の合計で約115kNである。図44に耐震要素である壁の各種実験の配置とそれぞれの剛心位置、柱の負担重量を示す。

限界耐力計算に用いる荒壁パネルの復元力特性は、E-ディフェンス実験に先立って行っ

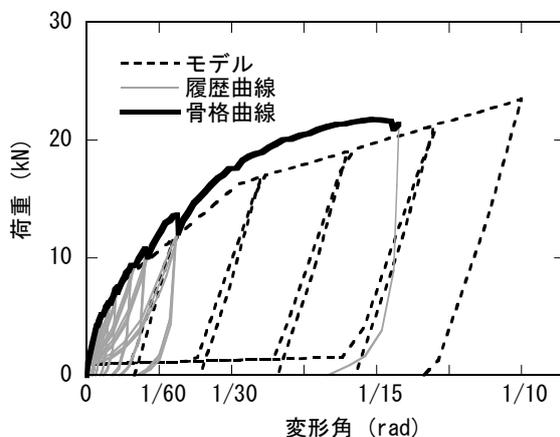


図 45 荒壁パネル(2P)の復元力特性

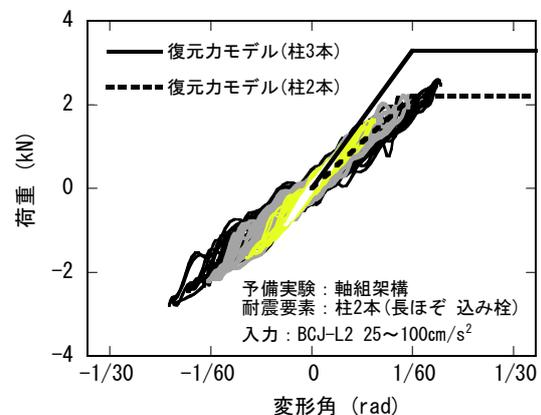


図 46 軸組架構の復元力特性

た予備実験（2）伝統構法木造建物の振動台予備実験）で荒壁パネル 2P の履歴曲線を得ており、これに基づいて復元力特性を設定した。図 45 に予備実験による履歴曲線と設定した復元力特性を示す。軸組架構の復元力特性も荒壁パネルと同様に予備実験の結果を参考に、図 46 のように設定する。ただし、予備実験では 1 構面の柱本数は 2 本であり、本実験では 3 本である。そのため予備実験から得られた履歴曲線から復元力特性を設定し、せん断耐力を 1.5 倍にすることで柱 3 本に相当する復元力特性とした。

ii) 計算結果

壁配置 B の試験体(偏心無し)について震動台上で計測された BCJ-L2 (最大加速度 300 cm/s^2) を入力として限界耐力計算を行った。

図 47 に加速度応答スペクトル、図 48 に試験体 Y 方向の限界耐力計算の結果を示す。ここでは剛床と仮定して試験体全体を 1 質点系にモデル化しており、最大応答変形角は約 $1/36 \text{ rad}$ となる。この結果と剛床試験体の実験結果とを比較して図 49(a) に、柔床試験体の実験結果との比較を図 49(b) に示す。図 49(a) から、実験による最大層間変形角は X01 から X13 構面にかけて大きくなっている。これは壁配置 B の実験で X01 構面の壁は新設しているのに対して、X13 構面の壁は壁配置 A の実験で荷重履歴を受けた壁をそのまま使用しているため、変形が大きくなったと考えられる。新設の壁を対象とした限界耐力計算での最大応答変形角は、実験による平均的な最大層間変形角にほぼ対応している。図 49(b) では、X01、X13 構面に対して X05、X09 構面の変形が大きくなっており、限界耐力計算による最大応答変形角よりも約 2 割程度大きな結果となっている。各構面によって層間変形角が異なり、限界耐力計算による最大応答変形角は実験による各構面の最大層間変形角の平均的な値に対応している。この結果から偏心がない場合でも、柔床の場合に剛床として評価することは実際より小さい応答変形角を算定し、危険側の評価となる可能性がある。

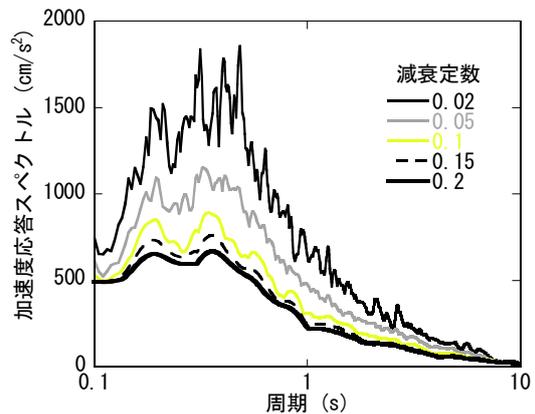


図 47 加速度応答スペクトル(BCJ-L2 300 cm/s^2)

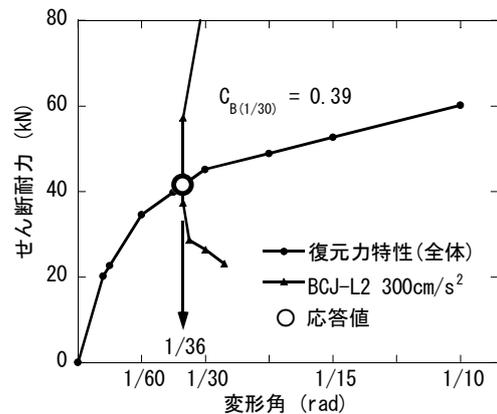
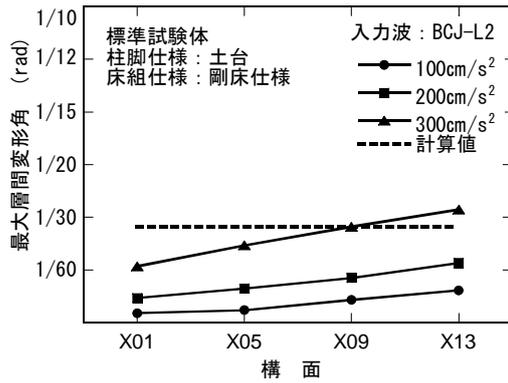
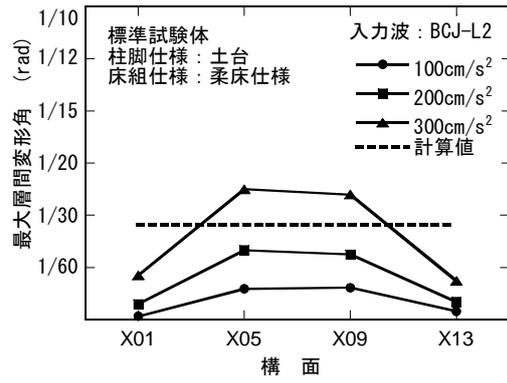


図 48 標準試験体の耐震性能評価



a) 剛床試験体 (偏心無し)



b) 柔床試験体 (偏心無し)

図 49 各構面の層間変形角

そこで偏心のある試験体について、各構面で復元力特性と負担重量を設定し、構面ごとに最大応答変形角を算定し、実験結果と比較検討する。対象とした試験体は、壁配置 C で X01 構面にのみ荒壁パネルがあり、偏心率は変形角 1/30rad 時の等価剛性を用いて 2.0 を越えている。壁配置 C の柔床試験体の実験結果を図 50 に示す。最大入力加速度 300 cm/s² 時の最大層間変形角は、荒壁パネルが取り付けられた X01 構面で最も小さく約 1/320rad、軸組のみの X13 構面が最も大きく約 1/11rad である。この時の入力を用いて限界耐力計算による X13 構面の応答計算を行った結果を図 51 に示す。計算による最大応答変形角は約 1/9rad となり、実験で得られた最大層間変形角よりも大きい。X13 構面に設定した復元力は、図 46 で示した柱 3 本分の復元力であり、実際には X13 構面に直交する構面の影響も含まれると考えられる。

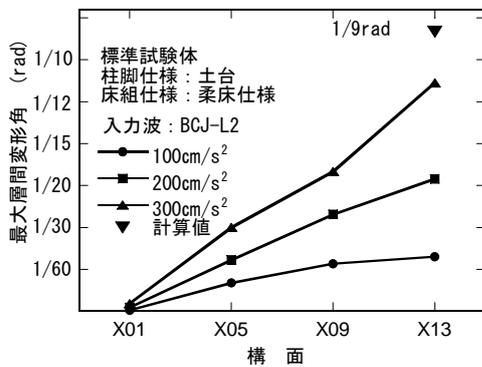


図 50 各構面の層間変形角 (柔床、偏心大)

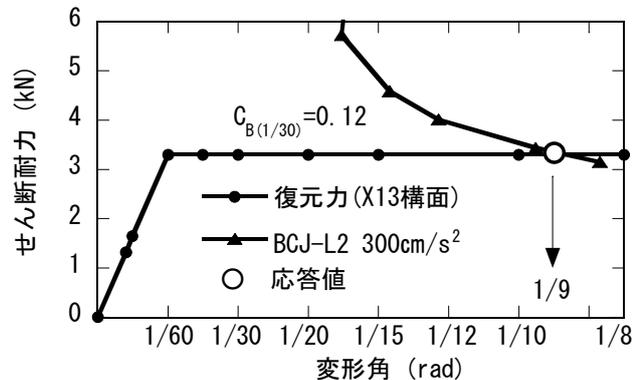


図 51 X13 構面の耐震性能評価

ここでは耐震要素による偏心の有無にかかわらず十分な水平剛性が無い場合に剛床と仮定することで、耐震性能が過大に評価される可能性があることを指摘した。本実験の伝統構法による試験体に対して、構面ごとの負担重量と復元力特性から耐震性能評価することを提案し、地震時の応答を概ね把握できることが実大震動台実験により検証できた。

c) 耐震性能評価法の検討事項

耐震性能評価において、実験的に解明されていない伝統構法の構造要素があるため、構造要素の力学特性のモデル化や復元力特性の評価が大きな問題となり、時刻歴地震応答解析及び限界耐力計算のいずれの方法においても、伝統構法木造建物の耐震性能を適切に評価することができていない部分がある。従って、構造要素の実験データのさらなる集積が望まれ、また一方では、構造要素の理論解析モデルによる手法を開発することも必要である。限界耐力計算は、時刻歴地震応答解析に較べて簡便な手法であり、伝統構法木造建物の耐震性能評価を行うには適している。ただし、柔床や偏心の評価には、検討課題が残されている。今回の実大震動台実験結果および解析結果で得られた成果を踏まえて、今後の耐震設計・耐震補強法の開発につなげることが、最も重要なことと言える。例えば、これまでの中規模振動台実験や構造要素実験では明らかにすることが困難であったが、床の剛性が建物の応答に大きな影響をもたらすことが明らかになり、床剛性を考慮した耐震性能評価に基づいた耐震設計・耐震補強法の開発が必要になる。また、石場建て構法の場合、柱脚の滑りによる入力の低減効果は確認できたが、この効果を取り込んだ設計・補強を行うためには、柱脚の滑りをどのように制御するか、柱脚を含めた建物各部の安全性をどう確保すればいいかを今後、検討して行く必要がある。

(c) 結論ならびに今後の課題

伝統構法木造軸組においては、柔な床などの水平構面の仕様、足固め、礎石立ちの柱脚部仕様、屋根の掛け方などが建物全体の地震時挙動や耐震性能に及ぼす影響を解明するために、実大伝統構法軸組試験体を製作してE-ディフェンス大型震動台を用いた実験を計画した。また、実験に先立ち個々の構造要素の載荷実験、中規模振動台実験を実施した。さらに、伝統構法木造軸組建物のモデル化や解析手法を提案し、シミュレーション解析を行い、実大震動台実験結果との検証を行った。

伝統構法木造建物の構造力学的な課題の一部については解明することができたが、伝統構法木造軸組においては、複雑な仕口等接合部や個々の耐震要素から建物全体の復元力特性の構築など未解明な点が多い。特に、耐震性能評価法の検証として実施した時刻歴地震応答解析及び限界耐力計算によって耐震性能を評価するには、実験的に解明されていない伝統構法の構造要素がまだ多くあり、構造要素の力学特性のモデル化や復元力特性の評価が大きな問題となることが判明した。従って、構造要素の実験データのさらなる集積が望まれ、また一方では、構造要素の理論解析モデルによる手法を開発することも必要である。今後、さらに残された課題に対して構造力学的な解明や耐震性能評価法の構築を進めるとともに、耐震性能の向上に関する研究を引き続き行う必要がある。

本研究で得られた研究成果などは、多くの地域に現存する伝統構法の町家など都市型木造住宅や田の字間取りの農家型木造住宅などに適用し得るものであり、伝統構法に適した耐震性能評価法とそれに基づく耐震補強法ならびに耐震設計法の提案など研究成果の普及を目指す。

(d) 引用文献

- 1) 杉山亮太、鈴木祥之、後藤正美、村上博：乾式土壁パネルを用いた木造軸組耐力壁の開発、日本建築学会技術報告集、第24号、pp.125-130、2006年12月
- 2) 鈴木祥之、斉藤幸雄、樫原健一、五十子幸樹、野島千里：木造軸組の耐震性能評価法—小変形から大変形・倒壊の領域まで評価する限界耐力計算、第11回日本地震工学シンポジウム、pp.1523-1528、2002年11月
- 3) 須田達、鈴木祥之、奥田辰雄、小笠原昌敏：京町家の耐震性能評価と耐震補強設計法、日本建築学会構造系論文集、No.616、pp.149-155、2007年6月

(e) 成果の論文発表・口頭発表等

著者	題名	発表先	発表年月日
鈴木祥之・斎藤幸雄・後藤正美・山田耕司・中村いずみ・清水秀丸	京町家のE-ディフェンス震動台による実大振動実験 (その1)振動実験の概要	日本建築学会大会 学術講演梗概集	平成18年 9月7日
須田達・新居藍子・三谷隆之・後藤正美・鈴木祥之	京町家のE-ディフェンス震動台による実大振動実験 (その2)移築京町家の振動実験	日本建築学会大会 学術講演梗概集	平成18年 9月7日
小笠原昌敏・奥田辰雄・杉山亮太・林秀春・鈴木三四郎・鈴木祥之	京町家のE-ディフェンス震動台による実大振動実験 (その3)新築京町家の振動実験	日本建築学会大会 学術講演梗概集	平成18年 9月7日
下西智也・川上沢馬・清水秀丸・鈴木祥之・松岡崇夫	京町家のE-ディフェンス震動台による実大振動実験 (その4)重量計測	日本建築学会大会 学術講演梗概集	平成18年 9月7日
小嶋伸仁・下西智也・具典淑・鈴木祥之	京町家のE-ディフェンス震動台による実大振動実験 (その5)損傷過程の観察	日本建築学会大会 学術講演梗概集	平成18年 9月7日
向坊恭介・鎌田輝男・森井雄史・白山敦子・佐藤まどか・鈴木祥之	京町家のE-ディフェンス震動台による実大振動実験 (その6)応答性状	日本建築学会大会 学術講演梗概集	平成18年 9月7日
川上沢馬・鈴木祥之	京町家のE-ディフェンス震動台による実大振動実験 (その7)小屋組の振動性状	日本建築学会大会 学術講演梗概集	平成18年 9月7日
鈴木祥之・須田達・小笠原昌敏・清水秀丸・下西智也・杉山亮太	伝統木造住宅の重量算定—京町家の実大震動台実験における重量計測—	日本建築学会技術報告集、24号、 pp.131-136	平成18年 12月
中治弘行・後藤正美・須田達・山田耕司・鈴木祥之	伝統民家の静的載荷実験による構造特性の評価	第12回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.794-797	平成18年 11月3日

松岡崇夫・須田達・山田耕司・中治弘行・鈴木祥之	伝統民家の静的載荷実験による耐震性能評価	第12回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.814-817	平成18年 11月3日
山田耕司・鈴木祥之・斎藤幸雄・鈴木三四郎・白山敦子	伝統木造住宅の実大振動台実験と地震応答解析による応答評価	第12回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.1182-1185	平成18年 11月3日
向坊恭介・鈴木祥之・鎌田輝男・具典淑・川上沢馬	京町家の実大振動台実験による地震応答特性の分析	第12回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.770-773.	平成18年 11月3日
鎌田輝男・清水秀丸・細入夏加・中治弘行・鈴木祥之・後藤正美	土塗り垂れ壁構面の耐震性能評価に関する研究 - パラメータが耐震性能に及ぼす影響 -	第12回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.774-777.	平成18年 11月3日
清水秀丸・細入夏加・中治弘行・鈴木祥之・後藤正美・鎌田輝男	土塗り垂れ壁等構面の耐震性能評価に関する研究 - 耐震補強に関する考察 -	第12回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.778-791.	平成18年 11月3日
小笠原昌敏・鈴木祥之・林秀春・小嶋伸仁・清水秀丸・中村いづみ	新築京町家の実大振動台実験による耐震性能評価	第12回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.798-801.	平成18年 11月3日
須田達・鈴木祥之・奥田辰雄・斎藤幸雄・後藤正美・清水秀丸	既存京町家の実大震動台実験による耐震性能と耐震補強	第12回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.802-805.	平成18年 11月3日
春山聡子・後藤正美・鈴木祥之	木造軸組におけるほぞ差し接合部の実験的検討及び解析モデルの提案	第12回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.810-813	平成18年 11月3日
岡村雅克・鈴木祥之・須田達・杉山亮太・後藤正美	乾式土壁パネルを用いた有開口架構の耐震性能評価	第12回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.838-841.	平成18年 11月3日
Tatsuru SUDA, Yoshiyuki SUZUKI, Hidemaru SHIMIZU, Masatoshi OGASAWARA	Dynamic Tests of Traditional Wooden House in Kyoto using Large-scale Shaking Table	WCTE 2006 - 9th World Conference on Timber Engineering	平成18年 8月6日
Hiroyuki NAKAJI, Yoshiyuki SUZUKI, Masami GOTOU,	Seismic Performance Evaluation of Traditional Wooden House by Alternate Cyclic Loading Test	WCTE 2006 - 9th World Conference on Timber	平成18年 8月6日

Izumi IWAMOTO		Engineering	
鈴木祥之（編著）	「京町家の耐震補強と新しい京町家をつくる」	京町家震動台実験研究会、京都大学防災研究所	平成18年7月
杉山亮太・鈴木祥之・後藤正美・村上博	乾式土壁パネルを用いた木造軸組耐力壁の開発	日本建築学会技術報告集第24号、pp. 125-130.	平成18年12月
中治弘行・鈴木祥之・後藤正美・岩本いづみ・山田耕司	東三河伝統構法民家の耐震性能評価のための静的繰り返し加力実験	日本建築学会構造系論文集、No. 612、pp. 133-140.	平成19年2月
須田 達・鈴木祥之・奥田辰雄・小笠原昌敏	京町家の耐震性能評価と耐震補強設計法	日本建築学会構造系論文集、No. 616、pp. 149-155.	平成19年6月
河野藤志之・石川浩一郎・鈴木祥之・鈴木三四郎・山田耕司・向井洋一・松本慎也	伝統軸組構法木造建物のE-ディフェンス震動台実験のシミュレーション (その1) 多質点系振動モデルの適用性と留意点の検討	日本建築学会大会 学術講演梗概集	平成19年8月
鈴木三四郎・山田明・鈴木祥之・山田耕司・石川浩一郎・向井洋一・松本慎也	伝統軸組構法木造建物のE-ディフェンス震動台実験のシミュレーション (その2) 簡易復元力モデルによる土台仕様の場合	日本建築学会大会 学術講演梗概集	平成19年8月
山田耕司・鈴木祥之・鈴木三四郎・石川浩一郎・向井洋一・松本慎也・向坊恭介	伝統軸組構法木造建物のE-ディフェンス震動台実験のシミュレーション (その3) パンケーキ・モデルによる応答解析	日本建築学会大会 学術講演梗概集	平成19年8月
小林佑奈・石川浩一郎・鈴木祥之・鈴木三四郎・山田耕司・向井洋一・松本慎也	伝統軸組構法木造建物のE-ディフェンス震動台実験のシミュレーション (その4) 立体弾性時刻歴解析による地震力伝達機構の解明	日本建築学会大会 学術講演梗概集	平成19年8月
山田明・鈴木三四郎・向坊恭介・鈴木祥之	京町家のE-ディフェンス震動台実験大振動実験のシミュレーション—簡易復元力モデルによる再現性の検討—	日本建築学会大会 学術講演梗概集	平成19年8月

岡村雅克・鈴木祥之・須田 達・棚橋秀光	はしご型フレームの復元力特性と抵抗メカニズム	日本建築学会大会 学術講演梗概集	平成19年 8月
---------------------	------------------------	---------------------	-------------

(f) 特許出願，ソフトウェア開発，仕様・標準等の策定

1) 特許出願

なし

2) ソフトウェア開発

なし

3) 仕様・標準等の策定

なし

