日本建築学会構造系論文集 第74巻 第644号, 1803-1812, 2009年10月
J. Struct. Constr. Eng., AIJ, Vol. 74 No. 644, 1803-1812, Oct., 2009

柱脚の浮き上がりを許容することで心柱効果を期待したロッキング制御型木質耐力壁の振動台実験

SHAKING TABLE TEST OF ROCKING-CONTROLLED WOODEN WALL WITH COLUMN-BASE ALLOWED UPLIFT BEHAVIOR

吉敷祥一*1, 窪田裕幸*2, 柳瀬高仁*3, 染井健二*4, 和田　章*5
Shoichi KISHIKI, Hiroyuki KUBOTA, Takahito YANASE, Kenji SOMEI and Akira WADA

Many wooden structures suffered damage in Hyogo-ken Nanbu earthquake more than 10 years ago. Structural damage caused the termination of social and industrial activities, and severe economic loss. New technology which realizes not only seismic resistances but also protecting their functions will be needed for small residential buildings. In this study, wooden wall with column-base allowed uplift behavior is proposed. Rocking-controlled walls make conventional walls work following the 1st mode. Carrying out shaking table test of rocking-controlled wooden wall, non-degrading natural frequency of test specimen was achieved by pre-compression of rocking-controlled devices. And column-base allowed uplift behavior led to decrease in damage to wall.

Keywords : *wood frame, uplift behavior, elastic spring, viscoelastic damper, shaking table test*
木質架構，浮き上がり，弾性ばね，粘弾性ダンパー，振動台実験

1. 序

現行の建築基準法は最低基準を定めたものであり，大地震後の財産価値の保全や建物の機能維持を求めていない．個人の財産を守るとともに，都市の経済活動の低下を防止し，国家としての経済損失を軽減するためには，建物の補修性や機能維持に優れた新しい技術の開発が必要である．

高層建物を中心に広く普及しているパッシブ制振構造は建物の補修性や機能維持を目指した技術の一つである．制振技術は免震より安価であり，また耐震補強の手段としても適用し易いことから，近年，木質系戸建住宅への適用が急速に進められている[1)～9)など]．これらの研究・開発の多くは鋼材や粘弾性体からなるダンパーを耐力壁や接合部材として挿入したものである．このような変位・速度に依存して減衰力を発揮するダンパーを効率的に機能させるためには接合部の緩みによるダンパー変形の損失を極力少なくし，架構の変形を最大限ダンパーに伝えることが重要である．また，従来の軸組工法では過去に耐力壁が十分に配置されていたにも関わらず，柱の引き抜けによって倒壊に至ったと推測される被害があり[11)など]，従来型の耐力壁では接合部の破壊が耐力壁のせん断破壊に先行しないように柱頭・柱脚の接合部を耐力壁の充足率に依らず壁の許容せん断耐力に対して選択している[10)]．したがって，耐震，制振いずれの技術を用いても木質構造では柱を土台に緊結しておくことが耐震性能を確保する上での前提条件となっていると言える．

一方，過去の震災では地震時に基礎の浮き上がりが生じたことで構造的な被害を免れたと推測される建物が報告されている[12)など]．鉄筋コンクリート構造や鉄骨構造については基礎あるいは建物の部分的な浮き上がりを許容することで地震時の損傷低減を図った技術が検討されており[13)～15)など]，すでに実用化されている例もある[13)，16)など]．本研究ではこれらの研究と同様に柱脚の浮き上がり現象を利用した新しい木質構造システムを提案する．大きな構造物に対する浮き上がり現象は重力による傾斜復元力が作用するために安定した現象であると言え，木質構造においてもほぞの土台からの抜け出しさえ防止すれば，損傷低減効果や原点復帰性能を期待できる．また柱脚の浮き上がりを生じさせる転倒モーメントによって耐力が決定付けられる耐力壁は，従来型耐力壁と併用することによって木質系戸建住宅における心柱効果[17)など]としての機能を期待できる．本論文ではこの柱脚の浮き上がりを許容した耐力壁（以後，ロッキング制御型耐力壁）の概要と構造上の利点を示すとともに，振動台実験を行い，その基本的な挙動を把握する．

*1 東京工業大学建築物理研究センター　助教・博士（工学）　Assistant Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
*2 元東京工業大学大学院　修士（工学）　Former Graduate Student, Tokyo Institute of Technology, M. Eng.
*3 ジャスト　工修　JUST, M. Eng.
*4 タマホーム　TamaHome
*5 東京工業大学建築物理研究センター　教授・工博　Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

2．柱脚の浮き上がりを許容した耐力壁

2.1.　ロッキング制御型耐力壁の挙動

柱脚の浮き上がりを許容したロッキング制御型耐力壁の概要を図1に示す．ロッキング制御型耐力壁はたすき掛け筋かいや構造用合板からなる耐力壁において，柱脚と土台を緊結する引き寄せ金物の代わりに屋根下の梁上部から基礎まで鋼棒を貫通させる．この鋼棒の途中に浮き上がり制御装置を組み込み，装置の内部に挿入したコイルばねによって鋼棒に所定の軸力を導入し，梁，柱，土台といった軸組部材を圧着する．柱脚には自重と積載荷重に加えて浮き上がり制御装置による導入軸力が常時作用しており，地震時の水平力による転倒モーメントによって柱脚に生じる引き抜き力がこれらの圧縮軸力の総和に達するとコイルばねに設けた縮み代の分だけ柱脚が浮き上がる．したがって，中小地震時には従来の引き寄せ金物を用いた耐力壁と同等の剛性・耐力を期待でき，構造躯体に損傷が及ぶような大地震時には柱脚の土台からの浮き上がりを許容することで損傷に寄与するせん断変形の抑制を図る．また，地震後にはコイルばねに導入した軸力による原点復帰性能を持たせてあるため，地震後の残留変形を極力小さくできる．さらに大きな地震に対しては柱脚の浮き上がりに対するコイルばねの縮み代がなくなり，それ以上の浮き上がりを生じさせない仕組みとしているため，ほぞが土台から抜け出すことはなく，最終的には耐力壁そのものが有する最大せん断耐力を発揮できる．

2.2.　許容転倒モーメントで耐力が決定付けられる利点（心柱効果）

次に，ロッキング制御型耐力壁の耐力が転倒モーメントによって決定付けられる利点を図2の概念図を用いて示す．横軸は1層の層せん断力Q_1，縦軸は2層の層せん断力Q_2であり，図2（a）は従来型耐力壁，図2（b）はロッキング制御型耐力壁を有する架構の許容耐力あるいは終局耐力時の1，2層の層せん断力の関係である．また，破線矢印はA_i分布を表している．耐力壁の柱脚部を基礎に緊結した従来型耐力壁では各層に生じるせん断力によって破壊が決定付けられ，1，2層の層せん断力の関係は図2（a）のようになる．これは1，2層で同時にせん断破壊が生じるただ1点の特異点を除けば，いかなる外力に対しても架構の耐力が1，2層のどちらかのせん断破壊によって決定付けられることを表している．また例え1，2層のせん断耐力Q_{1a}，Q_{2a}をA_i分布によって決まる層せん断力分布と相似にしても，実際の外力分布はこれに一致するわけはなく，どちらかの層だけが破壊する．

一方，本研究で提案するロッキング制御型耐力壁では壁に十分なせん断耐力を付与する代わりに，転倒モーメントによって生じる柱脚の浮き上がりにより耐力を決定付けており，耐力に達する際の1，2層の層せん断力の関係は図2（b）のように表せる．この図からロッキング制御型耐力壁からなる架構では転倒モーメントがせん断破壊より先に限界に達するが，このとき1，2層の層せん断力の組み合わせは任意に与えられることが分かる．したがって，ロッキング制御型耐力壁とは別に架構内に配置した従来型耐力壁について，地震外力に対する1，2層の耐力に偏りがある場合や，ある層の壁が早期にせん断破壊した場合などに，耐力が不足する層の層せん断力をロッキング制御型耐力壁が多めに負担して補い，耐力が充足する層ではロッキング制御型耐力壁の負担層せん断力を他の耐力壁に負担させることになる．つまり，架構全体を1次モードの変形

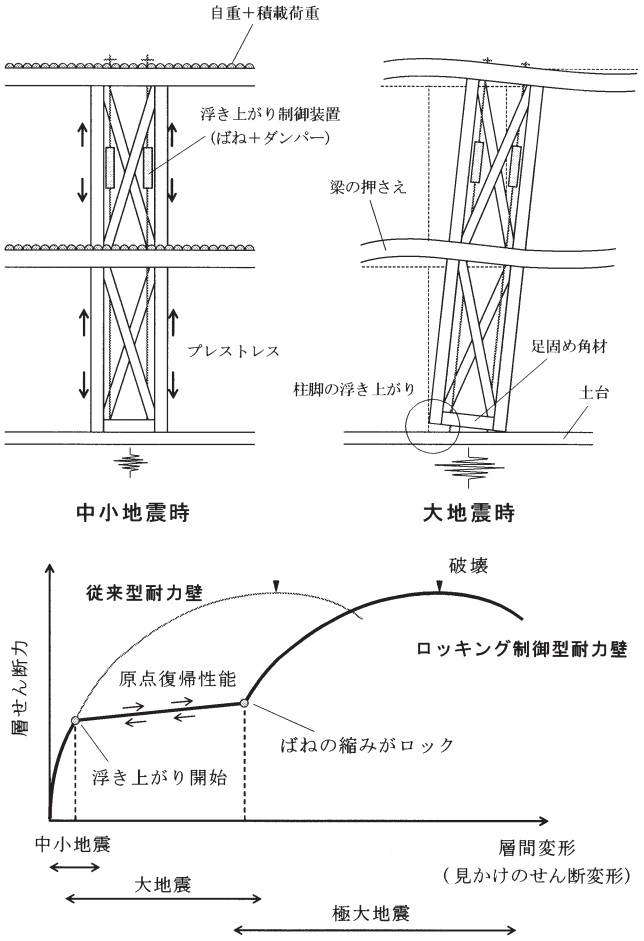
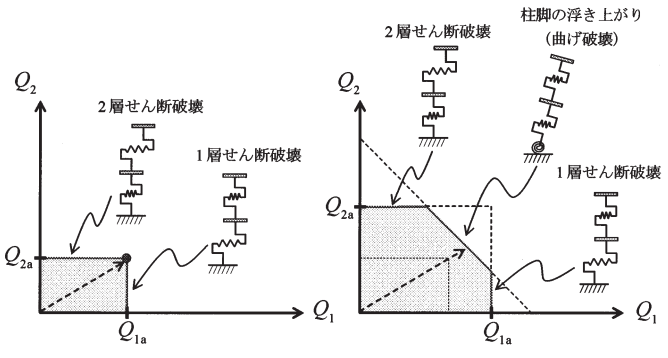


図1　ロッキング制御型耐力壁の挙動



(a)せん断耐力で決まる場合　(b)転倒モーメントで決まる場合

図2　耐力壁の1，2層の層せん断力相関

状態に強制する役割を担う．さらにロッキング制御型耐力壁がせん断破壊に達しなければ自重や積載荷重，コイルばねの傾斜復元力による原点復帰性能によって架構全体の残留変形を低減できる．これらの効果を換言すれば，本研究で提案するロッキング制御型耐力壁を従来型耐力壁と併用して用いることは，五重塔などがもつ心柱効果[17)など]を木質系戸建住宅に付与することになる．従来型耐力壁と組み合わせて用いた際のロッキング制御型耐力壁の心柱効果についての検証は稿を改めて報告する．

2.3.　浮き上がり制御装置と接合部

浮き上がり制御装置の概要を図3，図4に示す．浮き上がり制御

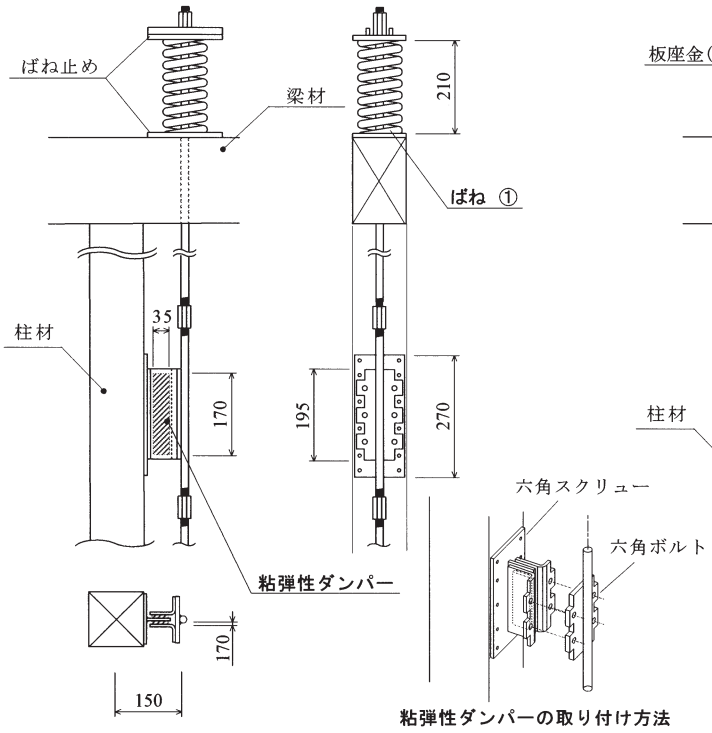


図 3　浮き上がり制御装置①（分離型）

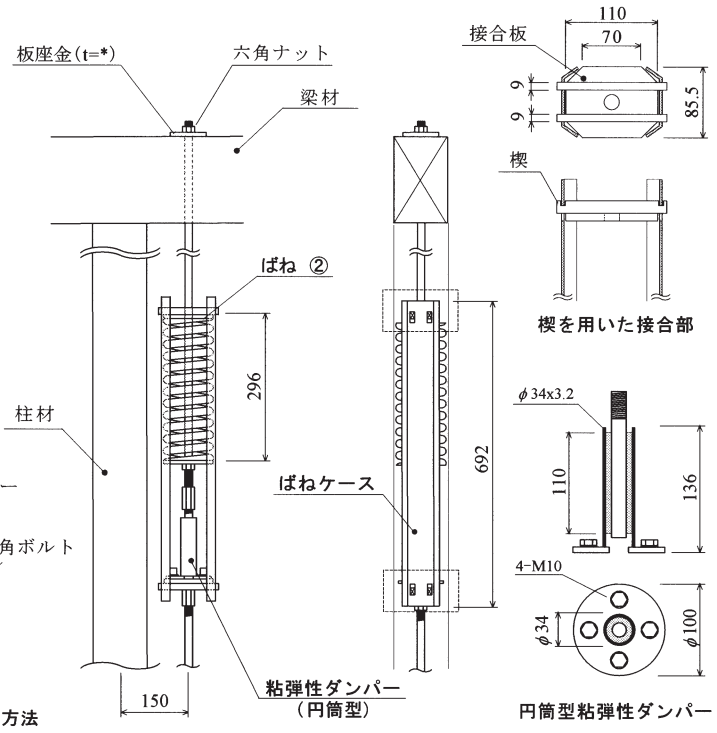
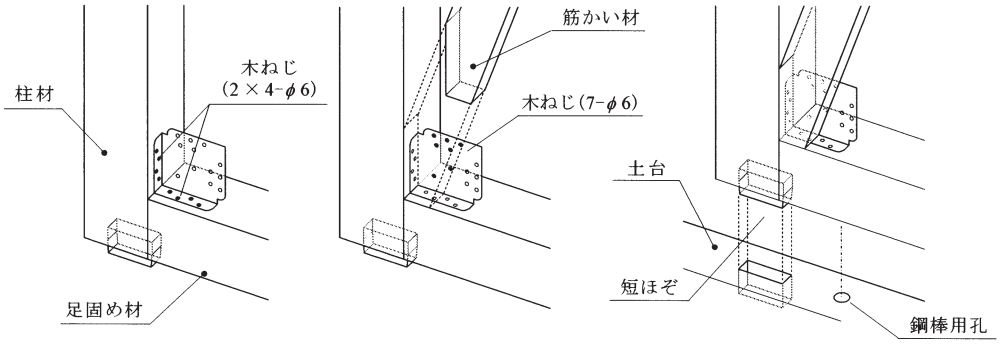


図 4　浮き上がり制御装置②（一体型）



（a）柱－足固め　　（b）柱・足固め－筋かい　　（c）柱－土台

図 5　柱，足固め，筋かい，土台の接合方法

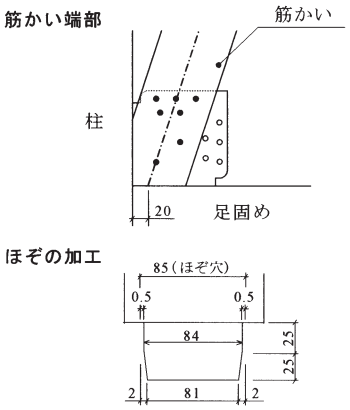


図 6　接合部のディテール

表 1　コイルばねの性能

		ばね ①		ばね ②
		内ばね	外ばね	
導入軸力 [kN]		22.0		14.7
ばね定数 [N/mm]		73.49	126.52	84.14
形状	線径 [mm]	12	17	17
	外径 [mm]	73	119	109
	内径 [mm]	49	85	75
	有効巻数［巻］	12.19	6.10	12.50
	総巻数［巻］	14.19	8.10	14.50
高さ	自由高さ [mm]	320	320	470
	設置高さ [mm]	210 (70.6)	210 (57.7)	296 (75.0)
	ロック時 [mm]	180 (89.9)	180 (73.4)	266 (87.9)

※ロック時とは，柱脚が30mm浮き上がった時のばねの高さを表す．
また，設置高さ・ロック時の( )内の数字はタワミレベルを表す．
「タワミレベル ＝ 縮み量 ÷ 密着までの最大縮み量(百分率)」

表 2　粘弾性ダンパーの性能

	粘弾性ダンパー ①（矩形）	粘弾性ダンパー ②（円筒形）
形状係数（せん断面積／厚さ）	170.0	113.6
貯蔵せん断剛性率 G' [N/mm^2±20%]	0.186 ± 20%	0.186 ± 20%
損失係数 η	0.94－20%以上	0.94－20%以上
ダンパー剛性 K'_d [N/mm]	3200.0	2100.0
ダンパー粘性係数 C_d [N・sec/mm]	47.7	32.0

※貯蔵せん断剛性率 K'_d，損失係数 η は，温度20℃，振動数1Hz，せん断歪100%における値を示す．

装置はコイルばねとアクリル系粘弾性ダンパーを力学的に並列に組み込んだものであり，開発段階では両者を分離させたタイプ（図3）と一体化させたタイプ（図4）を試作した．実際の建物には屋根下の梁上部での収まりが良い一体型の浮き上がり制御装置の採用を考えている．浮き上がり制御装置はあらかじめコイルばねを所定の軸力で縮めた状態で架構に設置する．浮き上がり制御装置の一方を屋根下の梁上部に固定された鋼棒に，他方を基礎に定着された鋼棒に接続し，コイルばねを縮めていたナットを緩めることで軸力を鋼棒に伝え，梁，柱，土台を圧着する．なお，分離型の浮き上がり制御装置では，軸力を導入した後に粘弾性ダンパーと柱を接合する．コイルばねの縮み代は，コイルばねより縮み代の分だけ短い鋼管をばね内部に挿入して確保するか，あるいは鋼棒の所定の位置にナットを固定することで設ける．柱，足固め，筋かい，土台の接合方法を図5に，接合部ディテールを図6に示す．足固めは柱脚が浮き上がる引張側筋かいの水平成分を回転中心となる脚部に伝えるために1層の耐力壁の両脚部を接合する部材であり，柱と筋かいを含めた3部材は1つの金物によって接合する．また，柱と土台は短ほぞによって接合し，ほぞにテーパーを設けて柱脚の浮き上がりを妨げない工夫を施す．浮き上がり制御装置内に組み込むコイルばねと粘弾性ダンパーの性質を表1，表2に示す．コイルばねのばね定数は84.1 N/mm（分離型では200.0 N/mm）であり，所定の軸力を導入するためにはばねを174mm（110mm）縮めておく必要がある．したがって，軸組を構成する柱梁にクリープ変形が生じてもコイルばねによって導入した軸力の喪失は僅かである．粘弾性ダンパーには柱脚の土台からの急激な浮き上がりや着地時の衝撃を緩和する役割を期待しており，従来の制振構造のように積極的な減衰効果を期待しない．また，ロッキング制御型耐力壁内の粘弾性ダンパーは室内外の境界に位置するため，実際には冬期の低温環境下で減衰力を発揮し過ぎないようにばねケース内に断熱材を充填する等の工夫が必要である．

3．ロッキング制御型耐力壁の振動台実験

3.1. 実験計画

3.1.1. 試験体の概要

本論文ではロッキング制御型耐力壁を配した2層木質架構の振動台実験を行い，ロッキング制御型耐力壁の基本的な挙動を把握する．試験体は柱芯間の距離を1.0mグリッドとした3.0m×3.0m平面に耐力壁を配置した2層木質架構である．試験体の基本軸組と各階床組を図7に示す．また，主要な部材断面と使用した標準樹種を表3に示す．基本軸組は主に大梁（2階：120x240，R階：120x210），120角の柱，45x90のたすき掛け筋かいから構成される．梁と柱あるいは柱と足固めを4本ずつの木ねじ（ϕ6）で固定した金物に，筋かいを7本の木ねじで取り付けて一体化させる．ロッキング制御型耐力壁では柱と土台の接合は短ほぞのみとするが，従来型耐力壁の柱頭・柱脚部やロッキング制御型耐力壁と関わらない柱には引き寄せ金物を用いた．試験体最下部の土台は，柱芯から200mm離れた位置において振動台に固定された鋼製基礎梁にアンカーボルトによって緊結した．さらに加振方向へのずれを防止するために土台木口には鋼製基礎梁に取り付けたアングルによるシアキーを設けた．

実験パラメータは，耐力壁の仕様とその平面配置であり，比較用の従来型耐力壁2体を含めた計7体の木質架構を用意した．試験体

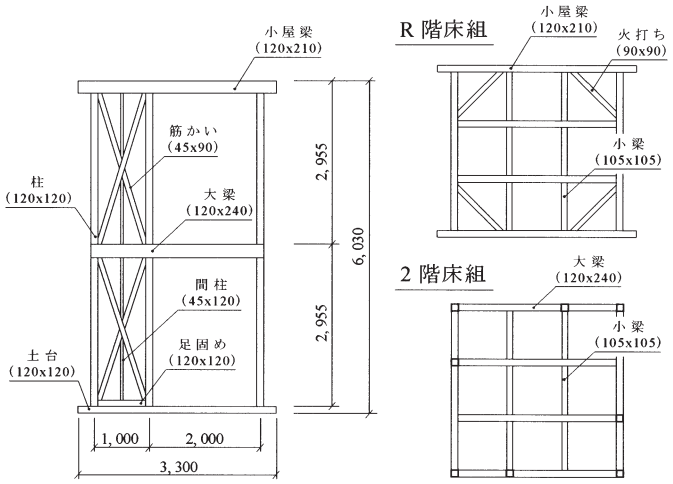


図7　木質架構の基本軸組と床組

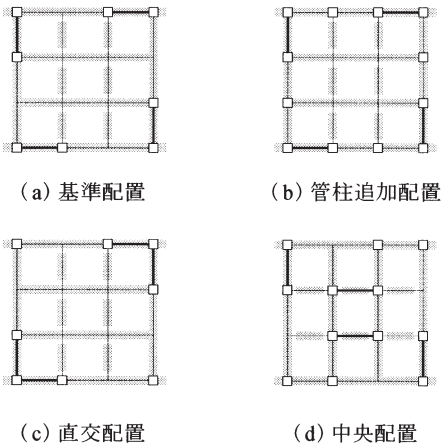
表3　使用部材の断面と樹種

		部材断面	樹種
梁	2階大梁	120×240	オウシュウアカマツ集成
	R階大梁	120×210	オウシュウアカマツ集成
柱		120×120	オウシュウアカマツ集成
筋かい		45×90	ベイマツKD
土台		120×120	ヒノキ
足固め		120×120	ヒノキ

表4　試験体一覧

	耐力壁の仕様		壁の配置	導入軸力 [kN]
	装置	耐力要素		
1	損傷制御 S（分離型）	たすき掛け筋かい	基準	22.0
2			管柱追加	
3			直交	
4	損傷制御 C（一体型）	たすき掛け筋かい＋面材※	基準	14.7
5			中央	
6	従来型	たすき掛け筋かい	基準	–
7		たすき掛け筋かい＋面材※		–

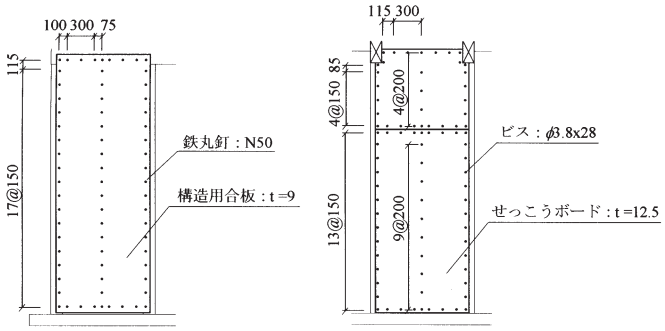
※基準配置では9mm厚の構造用合板（くぎピッチ150mm以下）
中央配置では12.5mm厚のせっこうボードを2枚
（ただし，ねじピッチを外周150mm以下，中通200mm以下）



（a）基準配置　（b）管柱追加配置

（c）直交配置　（d）中央配置

図8　耐力壁の平面配置

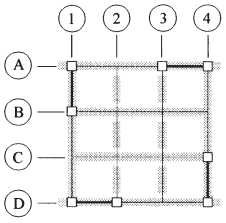


（a）構造用合板　　（b）せっこうボード

図 9　面材の取り付け方法の概要

表 5　浮き上がり制御金物による導入軸力を含めた柱圧縮力

		耐力壁に関わる柱	
		出隅柱（1D）	側柱（3A）
基準配置	S（分離型）	28.21（6.21）	30.23（8.23）
	C（一体型）	20.92（6.22）	22.96（8.26）
管柱追加配置		23.00（1.00）	27.75（5.75）
直交配置		44.99（0.99）	30.29（8.29）
		2C	3C
中央配置		20.04（5.34）	20.04（5.34）



		その他の柱			
		1A	1B	2A	4B
基準配置	S（分離型）	25.60（3.60）	38.27（16.27）		
	C（一体型）	18.33（3.63）	30.92（16.22）		
管柱追加配置		23.00（1.00）	23.09（11.09）	（5.55）	（10.89）
直交配置		（8.81）			38.30（16.30）
		1A	1B	3A	4A
中央配置		18.52（3.82）	23.07（8.37）	（8.69）	（3.48）

※（）内は自重と積載荷重による圧縮軸力

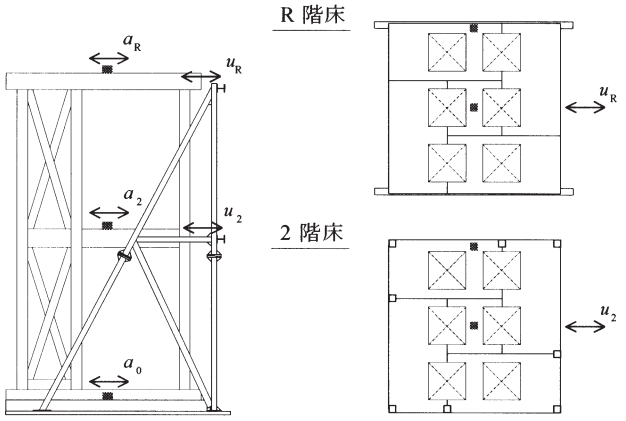


図 10　計測計画の概要

一覧を表 4 に，試験体の耐力壁配置を図 8 に示す．耐力壁の仕様とは主には図 3，図 4 に示した 2 種類の浮き上がり制御装置の違いを表し，コイルばねの導入軸力や粘弾性ダンパーの性能が異なる．さらに仕様 S では耐力壁にたすき掛け筋かいのみを用い，仕様 C ではたすき掛け筋かいに 9mm 厚の構造用合板を鉄丸釘 N50 ピッチ 150mm 以下で取り付けた点が異なる．構造用合板の取り付け方法の概要は図 9（a）に示す通りである．

耐力壁の配置は，耐力壁の両側柱の一方が出隅柱となるものを基準配置とし，基準配置に管柱を追加した管柱追加配置，耐力壁が出隅柱を共有して直交する直交配置，耐力壁が中央構面にある中央配置の 4 種類を用意した．なお，中央配置は 1 層のみをロッキング制御型耐力壁とし，2 層は基準配置で片筋かいと 9mm 厚の構造用合板を併用した従来型耐力壁とした．したがって，R 階床の慣性力は 2 階床面内を伝わってロッキング制御型耐力壁に作用し，耐力壁脚部に作用する転倒モーメントは 1 層の層せん断力に 2 階床位置までの高さを乗じた値となる．また，中央のロッキング制御型耐力壁には内装材を想定して構造用合板の代わりに筋かいの前後に厚さ 12.5mm のせっこうボードをビス（ϕ3.8x28）ピッチ 150mm 以下（外周），200mm 以下（中通）で取り付けた．せっこうボードの取り付け方法の概要は図 9（b）に示す通りである．

各階重量は，壁倍率 4 相当の耐力壁 2 P の許容せん断耐力（=15.7kN）を 1 層の階高中央位置以上の全重量（m_2+m_R）・g で除したベースシアー係数が 0.2 程度となるように設定した．軸組の対象部位の重量は約 12kN であるため，試験体の 2 階と R 階には積載荷重として PL-100x800x800 の鋼板（約 4.65kN/ 枚）を 6 枚ずつ用意し，それぞれを小梁中央に床合板を介して積載した．つまり，各階の積載荷重は約 27.9kN である．床合板には 2 階床に 24mm，R 階床に 15mm の構造用合板を用い，鉄丸釘 N75 ピッチ 150mm 以下（外周），200mm 以下（内周）で取り付けた．なお，大梁は加振方向に，小梁は加振直交方向に架け渡すことを基本とし，中央配置のみ大梁と小梁の架け渡し方向を反対にした．梁同士は大入れ蟻掛けと引き寄せ金物を併用して接合した．各試験体の耐力壁が関わる柱とその他の柱について，自重と積載荷重，浮き上がり制御装置の導入軸力によって作用する圧縮軸力を表 5 にまとめる．

3.1.2. 計測計画

計測計画の概要を図 10 に示す．耐力壁に作用する力を把握するために歪型加速度計によって振動台上，2 階床上，R 階床上の加速度 a_0，a_2，a_R を計測した．また，全体変形を把握するために文献 9）と同様に試験体と並立させた計測フレームからレーザー変位計によって各階の振動台上からの相対変位 u_2，u_R を計測した．さらに局所挙動として柱脚部に変位計を配して浮き上がり量 δ を計測した．全てのデータは 100Hz のローパスフィルターを通してサンプリング周波数 200Hz で計測した．本論文で記載する実験結果はさらに 60Hz のローパスフィルターに相当する 9 点の移動平均を通したデータを用いた．

3.1.3. 加振計画

入力は 1995 年兵庫県南部地震の神戸海洋気象台記録 NS 成分（以後，Kobe 波）とした．原波記録の最大加速度 830gal を基準に最大加速度を 5，10，20，40，60%,・・・と大きくし，試験体の終局状態を把握できるまで，あるいは計測の限界まで入力を大きくし続けた．また，Kobe 波の入力前後あるいは引き寄せ金物の締め直し後には最大加速度 50gal のホワイトノイズ（0.2 ～ 50Hz）を入力し，試験体の損傷状況を確認した．

3.2. 全体挙動と耐力評価

3.2.1. 層せん断力－層間変形角関係

代表的な試験体について，実験より得られた 1 層，2 層の層せん断力－層間変形角関係を図 11 に例示する．1 層の層せん断力 Q_1 は 2 階床，R 階床に作用する慣性力の和 $m_2 a_2$+$m_R a_R$ であり，2 層の層せ

ん断力Q_2はR階床に作用する慣性力$m_R a_R$である．横軸の層間変形角R_1，R_2は各階床レベルで計測した振動台からの相対変位から求めた値であり，いわゆる見かけのせん断変形角に相当する．また，図中には仕様Sの弾性固有周期に基づいたC_0=0.2に相当する地震外力(1層：約13.47 kN，2層：約8.87 kN)を破線で示した．ロッキング制御型耐力壁は5～20%入力までのC_0=0.2に相当する外力に対しては従来型耐力壁と同等の剛性と耐力を発揮している．20%入力からは柱脚の浮き上がりが生じ始めて剛性が低下するとともに除荷時には原点に復帰しようとするS字形の復元力特性を示しており，浮き上がり制御装置の導入軸力による残留変形の低減効果が見て取れる．一方，従来型耐力壁を用いた試験体では，後述するように20%入力後からは加振ごとに固有振動数が急激に低下したため，耐力壁が関わる柱の引き寄せ金物を締め直しており，履歴曲線には40%入力からスリップ挙動が顕著に現れている．ロッキング制御型耐力壁は仕様Sから仕様Cとすることで，浮き上がり制御装置による導入軸力を22kNから15kNに小さくし，耐力壁であるたすき掛け筋かいに構造用合板を付与した．導入軸力の減少と耐力壁そのものの強化という双方の影響から仕様Sに比べると仕様Cの方が同じ層間変形に対して柱脚の浮き上がり量が大きく，履歴曲線に柱脚の浮き上がりの影響が顕著に現れており，図1に示したロッキング制御型耐力壁の挙動を再現できている．ただし，60%入力では仕様Cのみに層間変形の急増が見られるが，これは柱脚が大きく浮き上がったことで梁が曲げ破壊し，梁の押さえ効果が低下したことが原因である．本実験では過大な柱脚の浮き上がりがロッキング制御型耐力壁の終局挙動に及ぼす影響を確認するため，30mm以上の浮き上がりを防止する仕組みを意図的に取り除いて実験を行い，60%入力では出隅柱で30mmを超える浮き上がりを生じさせた．この結果から分かるように柱脚の過大な浮き上がりを許容すると耐力壁のせん断耐力を発揮する前に梁の曲げ破壊によって終局耐力が決定付けられてしまうため，梁に対する応力検討あるいは柱脚の浮き上がり量や梁断面に対する制限が必要である．本実験では浮き上がり制御装置による導入軸力を15 kNとし，耐力壁にたすき掛け筋かいと構造用合

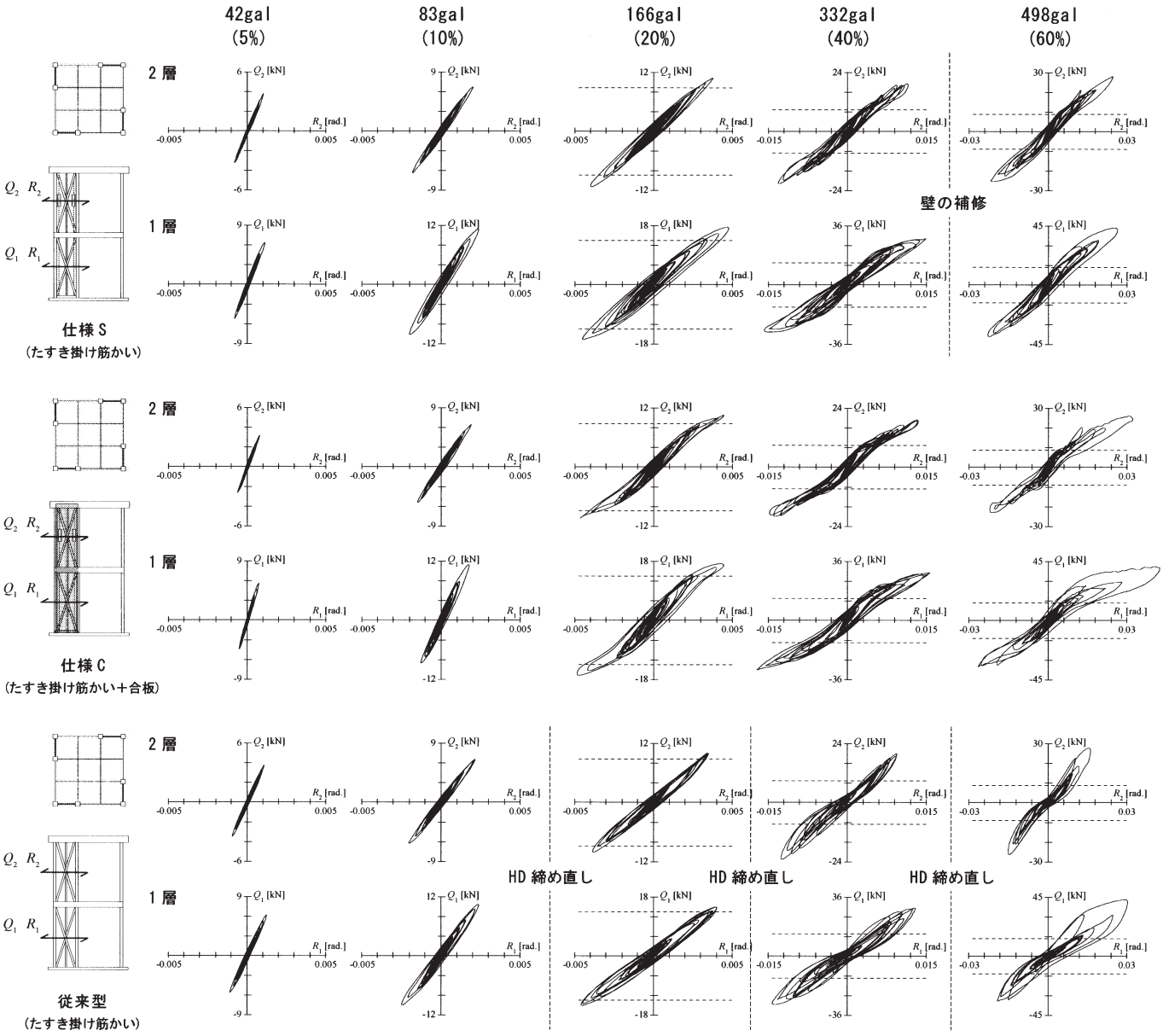
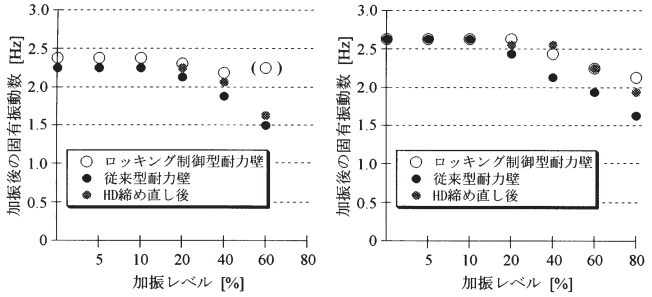


図11　2層木質架構の層せん断力(Q)－層間変形角(R)関係



(a)たすき掛け筋かい　(b)たすき掛け筋かい＋構造用合板

図12　加振後の固有振動数の変化

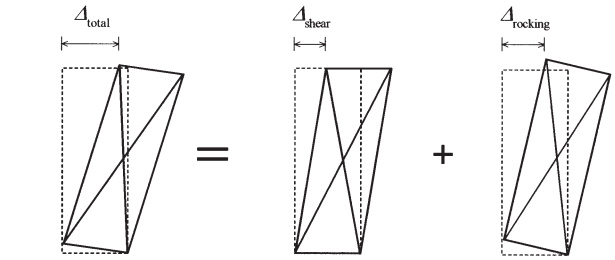


図13　耐力壁の変形分離(真のせん断変形と回転変形)

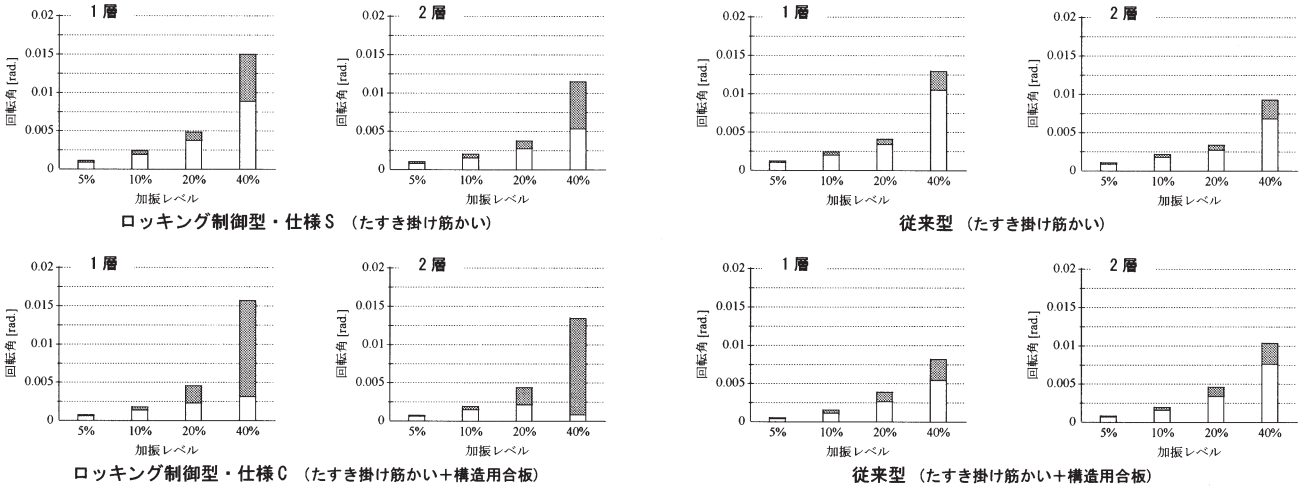


図14　最大変形時における柱脚の浮き上がり変形の寄与

板を用いた仕様Cとした場合に柱脚を安定して浮き上がらせることができており，架構全体において図2に示した心柱効果としての役割を期待するには耐力壁そのもののせん断剛性・耐力を十分に確保しておく必要があると言える．

3.2.2. 加振ごとの損傷状況

次いでロッキング制御型耐力壁と従来型耐力壁の加振ごとの損傷を考察する．Kobe波入力前後に行ったホワイトノイズ加振より得られた固有振動数の推移を**図12**に示す．耐力壁の仕様に関わらず，20%入力後からロッキング制御型耐力壁に比べて従来型耐力壁の固有振動数の低下が著しいことが分かる．加振後に柱頭・柱脚の引き寄せ金物の締め直しを行うとロッキング制御型耐力壁と同程度まで固有振動数が回復していることから，この固有振動数の低下は柱頭・柱脚部における金物の緩みに依るものであると考えられる．ロッキング制御型耐力壁は繰り返し荷重を受けた後においても柱頭・柱脚部に緩みは見られなかったことから，R階床梁上部から基礎まで伸ばした鋼棒に浮き上がり制御装置を組み込み，装置内のコイルばねによる圧縮軸力によって部材同士を圧着することにより，梁，柱，土台の一体性を保持できると言える．

試験体の見かけの層間変形を図13に示すように真のせん断変形と柱脚の浮き上がりによる回転変形に分離し，各加振の最大変形時における両者の割合を図14にまとめる．柱脚の浮き上がりが確認でき始めた20%入力から柱脚の浮き上がりによる回転変形によって真のせん断変形が軽減され，さらに40%入力に対してはその効果が顕著に現れている．しかしながら，荷重－変形関係ではロッキング制御型耐力壁と従来型耐力壁の応答せん断力に大きな差はないため，実際には図中の40%入力時の結果ほど両者に差はないと考えられる．この原因の一つとして真のせん断変形を架構全体の層間変形(見かけのせん断変形)から耐力壁の浮き上がりによる回転変形を差し引いて求めたことが挙げられ，実際にロッキング制御型耐力壁に生じていた損傷の把握は今後の課題である．

3.3. 柱脚の浮き上がりと梁の押さえ効果

3.3.1. 柱脚の浮き上がり挙動

加振レベル60%時における柱脚の浮き上がり挙動を，耐力壁の配置ごとに**図15**に示す．縦軸は2階床，R階床に作用する慣性力の半分$m_2 a_2/2$，$m_R a_R/2$に，それぞれの床から柱脚までの高さH，$2H$を乗じて転倒モーメントを求め，さらに柱芯間距離Lで除した値である．この転倒モーメントの曲げ引張成分は柱脚が浮き上がるまでは柱脚部に生じる引き抜き力となるが，柱脚の浮き上がり後は**図16**に示すように2階床梁とR階床梁を突き上げる力q_1+q_2，つまり梁の押さえ効果と釣り合う．一方，耐力壁の回転中心となる柱脚部に生じる圧縮力は転倒モーメントの曲げ圧縮とは釣り合わず，また出隅柱と側柱が浮き上がる場合では算出方法が異なる．図中には転倒モーメントによる曲げ引張成分のみを示し，縦軸は柱脚に作用する引き抜き力あるいは梁の押さえ効果を表し，表5に示した自重と積載荷重に浮き上がり制御装置による導入軸力を加えた圧縮軸力の総和をあらかじめ差し引いた値を初期値としている．横軸は柱脚部分に配した変位計の計測値から求めた土台との鉛直方向の相対変形δであり，引張(浮き上がり)方向を正として

表す．いずれの配置も転倒モーメントによる曲げ引張成分が初期圧縮軸力と釣り合う（$T=0$）までは浮き上がり量が小さく，この値が正（$T>0$）になると浮き上がり量が増大しており，柱脚の浮き上がり現象をよく表せている．浮き上がり後の挙動は粘弾性ダンパーやコイルばねの抵抗による膨らみをもつが，二次勾配は概ね直線的であり，梁の押さえ効果が弾性的に働いていることが分かる．柱ごとの浮き上がり挙動を比較すると，基準配置では出隅柱（1D）の浮き上がり量が側柱（3A）に比べて大きく，出隅柱脚部の浮き上がりに対する梁の押さえ効果は側柱に比べて小さいことが分かる．出隅柱と側柱の間に管柱を追加すると梁の境界条件が変化し，基準配置よりも梁の押さえ効果が大きくなり，浮き上がり量が小さくなっている．直交配置については，側柱（3A）は境界条件の等しい基準配置の側柱（3A）とほぼ同じ程度の梁の押さえ効果が生じているが，耐力壁が直交する出隅柱（1D）に対する梁の押さえ効果は他の柱に比べて著しく大きい．中央配置では縦軸を他の配置の1/2倍で表示していることからも分かるように，R階床梁が押さえ効果に寄与しないため，他の配置に比べて梁の押さえ効果が小さい．柱脚の浮き上がり挙動は出隅柱とその他の柱といった区別だけでなく，柱直上の梁の架け方に大きく影響を受けることが分かる．

表6　梁の押さえ効果を表す係数 α

	出隅柱	側柱
基準配置	1.25	2.25
管柱追加配置	1.93	7.86
直交配置	2.00	2.25

	中柱
中央配置	1.20

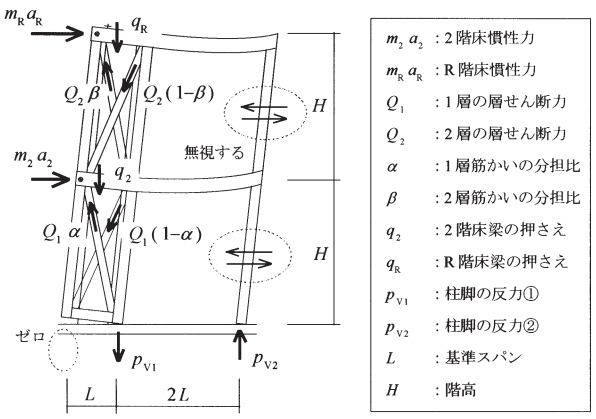


図16　柱脚の浮き上がり後の外力増分に対する釣り合い

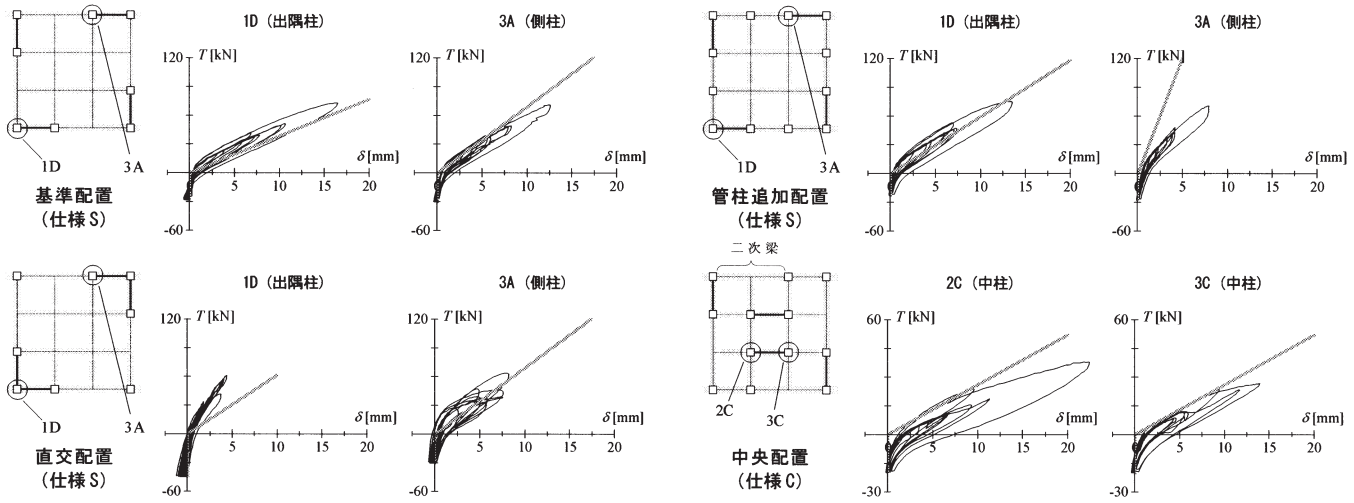


図15　転倒モーメントの曲げ引張成分（T）と浮き上がり（δ）の関係　（加振レベル60%）

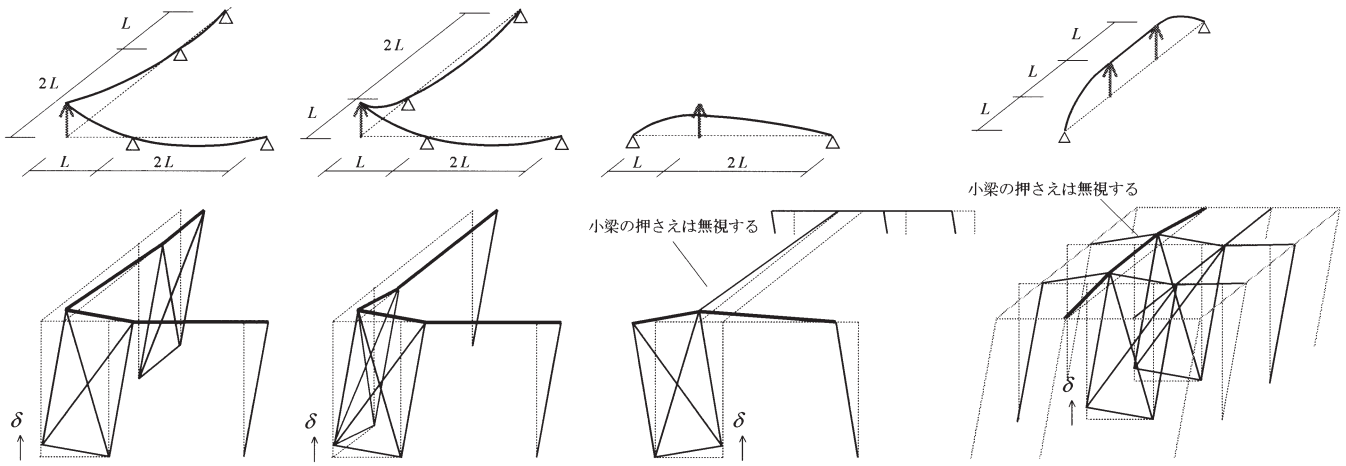


図17　柱脚の浮き上がりに対する梁の押さえ効果のモデル化

3.3.2. 梁の押さえ効果の評価

ここで本実験における耐力壁の配置を対象に，柱脚の浮き上がりに対する梁の押さえ効果を，梁と柱の交叉部分をピンとし，柱脚の浮き上がりが生じる点を荷重点とした単純梁あるいは連続梁モデルによって評価する．代表的な柱脚の浮き上がり時の変形状態と力学モデルを図17に示す．この力学モデルでは梁通しとなっている部材の押さえ効果のみを考慮し，小梁のように大梁によって分断されている部材は押さえ効果に寄与しないと考えた．すなわち，出隅柱が浮き上がる場合（Ⅰ，Ⅱ）は直交方向に架かっている梁の押さえ効果を考慮するが，側柱が浮き上がる場合（Ⅲ）は直交方向の小梁の押さえ効果を無視する．中柱が浮き上がる場合（Ⅳ）は大梁の方向が基準配置と異なり，直交方向に架かっている大梁の押さえ効果のみを考慮する．また，中柱を押さえ込む大梁は外周部の梁に接続し，その一端は梁のみが受けているが，この二次梁の影響は考慮せず，外周部との接続部分をピン支点としてモデル化した．浮き上がり後の転倒モーメントの曲げ引張成分の増分 ΔT と柱脚の浮き上がり量 $\Delta\delta$ の関係は(1)式で表せ，式中の係数 α は耐力壁の配置によって表6に示す値を取る．

$$\Delta T = \alpha \cdot \frac{E_2 I_2 + E_R I_R}{L^3} \cdot \Delta\delta \quad \cdots (1)$$

ここで，E_i I_i は i 階床梁の曲げ剛性であり，中柱が浮き上がる場合は $E_R I_R = 0$ とする．

力学モデルを用いて梁の押さえ効果を計算した結果を図15の実験結果に併せて示す．加振直交方向の慣性力の影響も受ける直交配置の出隅柱，連続梁の側柱を除けば，計算結果と実験結果は良好に対応している．また，基準配置や管柱追加配置では出隅柱が側柱よりも浮き上がり易いが，両者の差を適切に評価できている．本実験では柱脚の浮き上がりを許容することで梁の押さえ効果が働き，過大な浮き上がりを許容すると梁の曲げ破壊によって終局耐力が決定付けられた．今後はこの力学モデルに基づいて梁の応力を算出し，ロッキング制御型耐力壁に関わる梁スパンとその断面に対する制限を検討する予定である．

4. 結

本研究では従来の引き寄せ金物の代わりにコイルばねを内蔵した浮き上がり制御装置を屋根下の梁上部から基礎まで通して梁，柱，土台を圧着し，大地震時にはコイルばねの縮み代の分だけ柱脚の浮き上がりを許容する耐力壁を提案した．また，ロッキング制御型耐力壁は転倒モーメントによって耐力が決定付けられ，このことを利用して木質系戸建住宅における心柱として機能させるという本研究の意図を示した．さらに本論文ではロッキング制御型耐力壁の基本的な挙動を把握するために振動台実験を行った．以下に実験より得られた結果をまとめる．

1) ロッキング制御型耐力壁を配した部分架構の復元力特性は，柱脚の浮き上がりに伴う剛性低下と除荷時には原点に復帰しようとする性質が現れ，S字形の復元力特性を示した．また，耐力壁にたすき掛け筋かいと構造用合板を併用してせん断剛性・耐力を十分に確保することで柱脚の浮き上がりを安定的に生じさせられることが確認できた．
2) 加振ごとに柱頭・柱脚部で緩みが生じる従来の引き寄せ金物に対して，ロッキング制御型耐力壁では浮き上がり制御装置内のコイルばねによる導入軸力が常時作用しているために緩みがほとんど生じず，梁，柱，土台の一体性を保持できることを示した．また，一般的な結論に至るにはさらに詳細な検討が必要であるが，本実験では柱脚の浮き上がりによる真のせん断変形の抑制効果が確認できた．
3) 柱脚の浮き上がり挙動を転倒モーメントの曲げ引張成分を用いて表し，柱脚の浮き上がり後に働く梁の押さえ効果を考察した．柱脚の浮き上がり後の挙動は柱直上の梁の架け方に大きく影響を受け，梁を単純梁あるいは連続梁にモデル化することで実験結果における梁の押さえ効果を十分に説明できることを示した．

謝辞

本研究プロジェクトは以下のメンバーで推進しています．また，本論文の振動台実験は東急建設技術研究所にて行い，実験に際しては同研究所研究員の豊嶋 学氏，竹田史朗氏に多大なご尽力をいただきました．ここに記して関係者各位に謝意を表します．

[制振木造住宅の開発（敬称略）]

タマホーム（玉木康裕，津田勝徳，長廣雄次，染井健二），タマホーム建築研究所（松井一三，田中新一），東京工業大学（和田 章，吉敷祥一），ジャスト（安藤純二，柳瀬高仁，岩屋朋子），カナイ（並木 高，金井建二），住友スリーエム（和歌康寛，大熊 潔，所 健），日本発条（高橋 章，佐々 治，中込 正）

参考文献

1) 樫原健一，岩佐裕一：仕口タイプ粘弾性ダンパーの開発（その1 概要と性能確認試験），日本建築学会大会学術講演梗概集 B-2分冊，pp.979-980，1999.9
2) 樫原健一，岩佐裕一，中山光男，野島千里：仕口タイプ粘弾性ダンパーの開発（その2 性能確認試験(2)），日本建築学会大会学術講演梗概集 B-2分冊，pp.963-964，2000.9
3) 高田香織，稲葉 学，西村勝尚，関 松太郎，八木貞樹，岡本真由美：伝統木造軸組の実大振動台実験（その18）－高力ボルト摩擦接合滑りダンパーによる制震補強），日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1分冊，pp.187-188，2001.8
4) 岡本真由美，橋本康則，山田 守，星野勝彦，山田 哲，上沢聡史，大熊 潔：ガラスと粘弾性体を用いた透明制振壁（その5 伝統木造建築物を対象とした実大性能実験），日本建築学会大会学術講演梗概集 A-1分冊，pp.857-858，2001.8
5) 岡本真由美，橋本康則，山中昌之，山田 守，和田 章，星野勝彦，田中眞夫，和久井 智：ガラスと粘弾性体を用いた透明制振壁（その7 伝統木造建築物を対象とした実大性能実験），日本建築学会大会学術講演梗概集 A-1分冊，pp.371-378，2002.9
6) 近藤裕嗣，塚越 勇：粘弾性体の変形と鋼板の弾性座屈波形を利用した複合鋼板耐震壁に関する実験的研究－その2 複合鋼板耐耐震壁の木質構造への利用－，日本建築学会構造系論文集，第556号，pp.189-196，2002.6
7) 笠井和彦，坂田弘安，米華さとみ，宮下康信：粘弾性ダンパーを組み込んだ木質架構の動的挙動に関する実験研究，構造工学論文集，vol.50B，pp.349-360，2004.3

8) 笠井和彦，和田　章，坂田弘安，緑川光正，大木洋司，中川　徹：変位依存ダンパーをもつ木質架構の振動台実験，日本建築学会構造系論文集，第 594 号，pp.101-110，2005.8
9) 坂田弘安，笠井和彦，大木洋司，松田和浩：在来軸組戸建木造住宅を対象とした 2 層木質制振架構の振動台実験，日本建築学会構造系論文集，第 73 巻　第 631 号，pp.1607-1615，2008.9
10) （財）日本住宅・木材技術センター：木造軸組工法住宅の許容応力度設計（2008 年版），2008.12
11) 村上雅英，田原　賢，藤田宜紀，三澤文子：阪神･淡路大震災にみる在来木造都市型住宅の問題点，日本建築学会構造系論文集，第 481 号，pp.71-80，1996.3
12) 林　康裕：直接基礎構造物の基礎浮上りによる地震被害低減効果，日本建築学会構造系論文集，第 485 号，pp.53-62，1996.7
13) 笠井和彦，金田充弘，大熊　潔：ステップカラム制振構造の実例：解析と実大ダンパー実験，パッシブ制振構造シンポジウム 2001，pp.235-249，2001.
14) 岩下敬三，谷口　元，石原大雅：杭頭で浮き上がりを許容した地震応答エネルギー評価，日本建築学会構造系論文集，第 564 号，pp.23-30，2003.2
15) 緑川光正，小豆畑達哉，石原　直，和田　章：地震応答低減のためベースプレートを浮き上がり降伏させた鉄骨架構の動的挙動，日本建築学会構造系論文集，第 572 号，pp.97-104，2003.10
16) Ian Buckle，”Protecting Concrete Structures from Earthquake Using Seismic Isolation: From Concept of Reality”，コンクリート工学，vol.40 No.1，pp.116-122，2002.1
17) 石田修三：心柱門説，京都伝統建築技術会誌，普請第 8 号，pp.1-10，1982.7

（2009年 5 月 7 日原稿受理，2009年 7 月13日採用決定）