

# 柱脚の浮き上がりを許容した損傷制御型木質耐力壁の開発

和田 章<sup>1)</sup>, ○ 吉敷 祥一<sup>2)</sup>

1) 東京工業大学 建築物理研究センター 教授, wada@serc.titech.ac.jp

2) 東京工業大学 建築物理研究センター 助教, kishiki@serc.titech.ac.jp

## 1. 序

大地震の度に多くの木造戸建住宅が被害を受けている状況を見れば、これらの被害を軽減することが都市全体の耐震性向上につながることは明らかである。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築物の機能維持を求めている。個人の財産だけでなく、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、地震時の人命保護のみならず、建物の補修性や機能保持性にも優れた技術の開発が必要である。過去の木造戸建住宅の地震被害では、構法が古く、筋かいなど耐力壁が絶対的に不足していたり、適切な補強金物等がない接合部などが共通の傾向として指摘されている。これらの教訓から筋かい接合部や柱頭・柱脚接合部の仕様が告示で明確化されたが、一方で柱脚部の浮き上がりが生じたことで倒壊を免れたと考えられる建物も報告されており、既往の研究<sup>1)~3)</sup>などでは浮き上がりによる応答低減効果が検討されている。本研究では柱脚の浮き上がりを許容することで損傷低減を試みる損傷制御型木質耐力壁を提案し、振動台実験によってその力学性能を把握する。

## 2. 柱脚の浮き上がりを許容した損傷制御型耐力壁

### 2.1. 地震時の挙動

本研究で提案する損傷制御型耐力壁の概要を図1に示す。損傷制御型耐力壁はたすき掛け筋かいを用いた耐力壁において、柱脚と土台を緊結する引き寄せ金物の代わりに R 階床梁上部から基礎まで鋼棒を通し、この鋼棒の途中に浮き上がり制御装置を介在させ、装置の内部に組み込んだコイルばねにより鋼棒に所定の軸力を導入することで梁、柱、土台を圧着する。柱脚には自重と積載荷重に加えて浮き上がり制御金物による導入軸力が常時作用しているが、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仕組みになっている。したがって、中小地震時には導入軸力が作用していることで在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

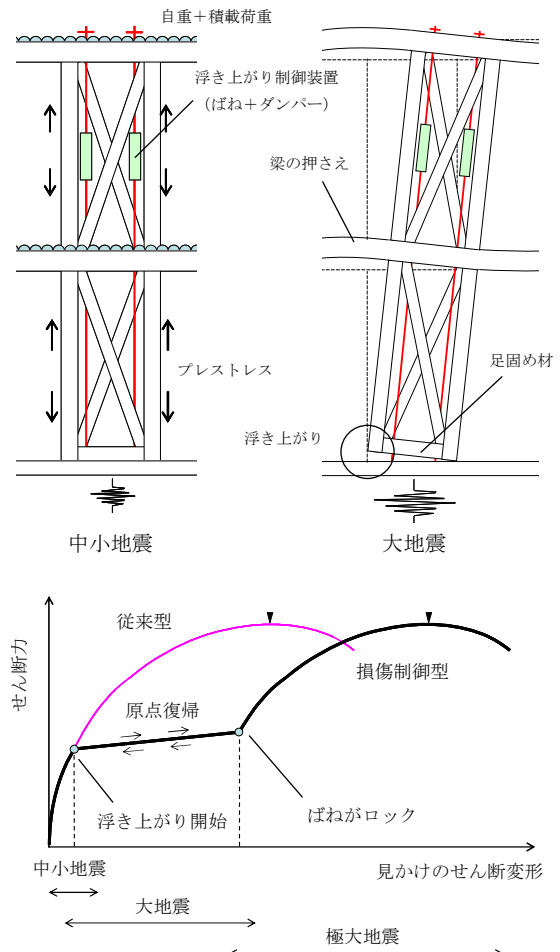


図1 損傷制御型耐力壁の概要

でき、構造躯体に大きな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試みる。また、地震後にはコイルばねの導入軸力による残留変形の低減効果(原点復帰性能)を期待する。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ってそれ以上の浮き上がりが生じない仕組みとなっているため、耐力壁そのものが有する最大耐力を発揮することができる。

### 2.2. 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2、図3に示す。浮き上がり制御装置はコイルばねとアクリル系粘弾性ダンパーを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 2)と一体化させたタイプ(図 3)を試作した。実際の建物には R 階床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 R 階床梁上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て軸力を鋼棒に伝えることで梁、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おくことで確保する。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足固めによって接合し、筋かいを含めた 3 部材を 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 174mm(110mm)ばねを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コイルばねによって導入した軸力の喪失は僅かである。また粘弾性ダンパーには柱脚が土台から急激に浮き上がったとき、着地する際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は期待しない。損傷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、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。

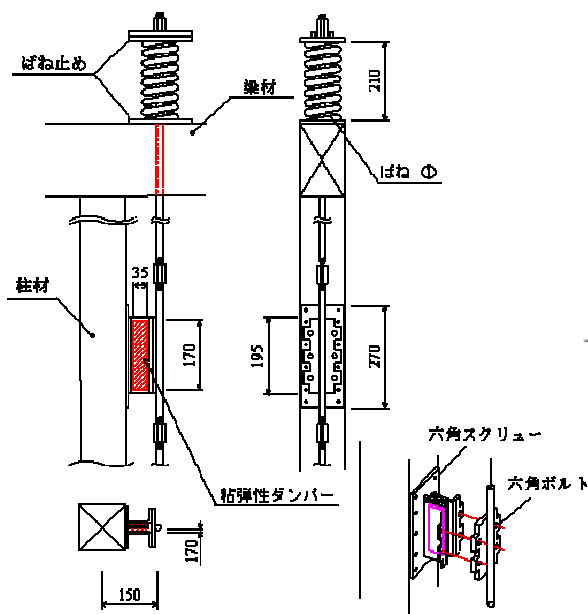


図 2 浮き上がり制御装置(分離型)

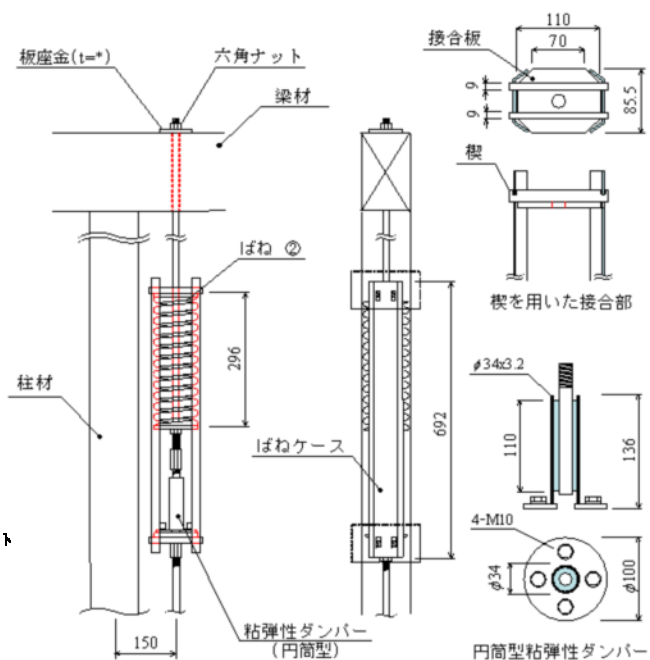


図 3 浮き上がり制御装置(一体型)

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
	外径 [mm]	73	119
	内径 [mm]	49	85
	有効巻数 [巻]	12.19	6.10
	総巻数 [巻]	14.19	8.10
高さ	自由高さ [mm]	320	320
	設置高さ [mm]	210 (70.6)	210 (57.7)
	ロック時 [mm]	180 (89.9)	180 (73.4)

表 2 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 <sup>2</sup> ±20%]	0.186 ± 20%	0.186 ± 20%
損失係数	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

### 3. 損傷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

本論文では損傷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、その力学挙動を把握する。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6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本の本ねじで取り付け一体化させる。損傷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損傷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押さえを設けた。

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。試験体一覧を表4に、試験体の耐力壁配置を図5に示す。耐力壁の仕様とは基本的には図2, 図3に示した2種類の浮き上がり制御装置の違いを意味し、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が、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以下で取り付けしたものを用いた点が異なる。構造用合板の取り付け方法の概要を図6(a)に示す。耐力壁配置は、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層のみを損傷制御型耐力壁とし、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の耐力壁とした。したがって、R階床の慣性力は2階床面内を伝わって損傷制御型耐力壁に作用するため、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に乗じた値となる。また中央の損傷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)で取り付けした。せっこうボードの取り付け方法の概要を図6(b)に示す。

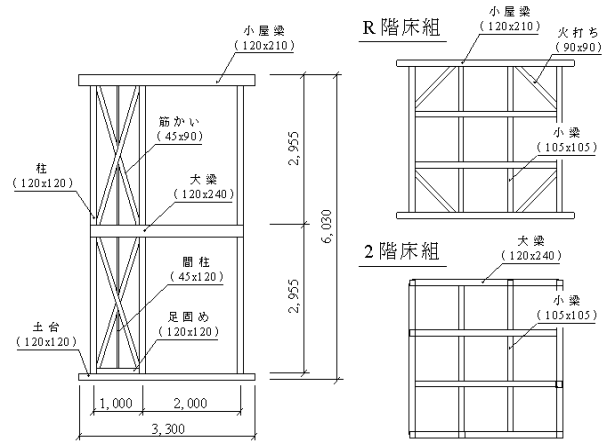


図4 基本軸組と床組

表3 部材寸法と樹種

		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	ペイマツ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

中央配置では12.5mm厚のせっこうボード

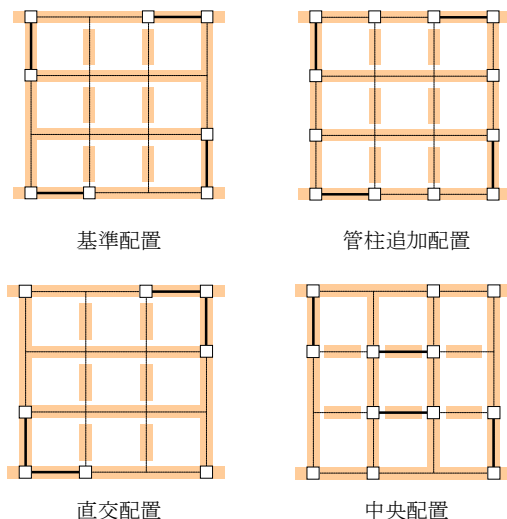


図5 耐力壁の平面配置

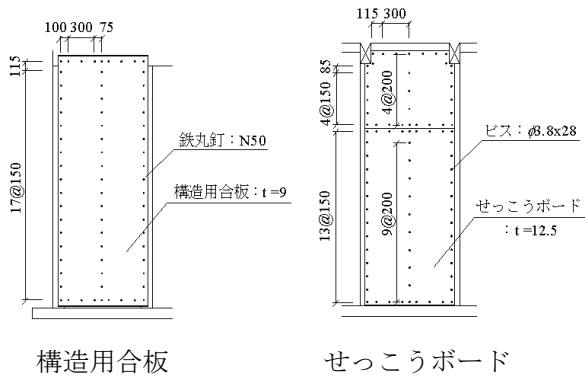


図6 面材の取り付け方法

表5 柱に作用する圧縮軸力

		耐力壁に関わる柱		その他の柱			
		出隅柱(1D)	側柱(3A)	1A	1B	2A	4B
基準配置	S(分離型)	28.21 (6.21)	30.23 (8.23)	25.60 (3.60)	38.27 (16.27)		
	C(一体型)	20.92 (6.22)	22.96 (8.26)	18.33 (3.63)	30.92 (16.22)		
管柱追加配置		23.00 (1.00)	27.75 (5.75)	23.00 (1.00)	23.09 (11.09)	(5.55)	(10.89)
直交配置		44.99 (0.99)	30.29 (8.29)	(8.81)			38.30 (16.30)
中央配置		20.04 (5.34)	20.04 (5.34)	18.52 (3.82)	23.07 (8.37)	(8.69)	(3.48)

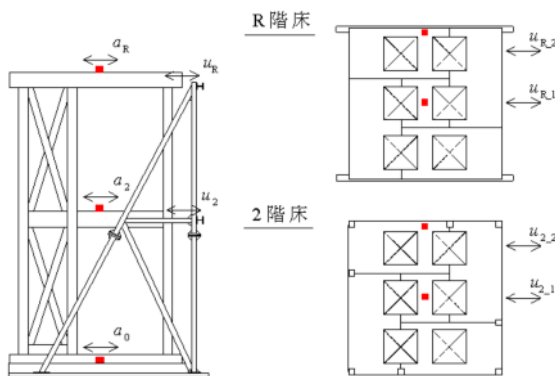
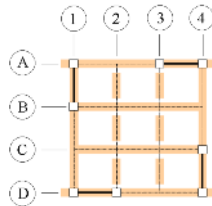


図7 計測計画

各階重量は、壁倍率 4 相当の耐力壁 2P 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( $m_2+m_R$ ) $\cdot g$  で除したベースシア係数が 0.2 となるように設定した。軸組の重量は約 18kN 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 5kN/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、各階に約 30kN ずつの積載重量を付加している。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 7 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, 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 4) 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  $\delta$  を計測するとともに、浮き上がり制御装置の軸変形と軸力変動を計測した。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て整理している。

### 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増し締め後には最大加速度 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

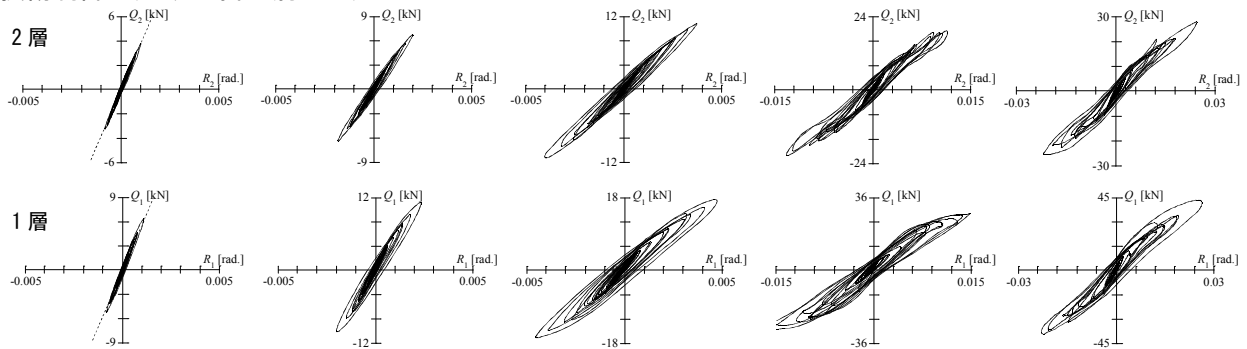
### 3.2.1. 層せん断力-層間変形角関係

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 8 に例示する。1 層の層せん断力  $Q_1$  は 2 階, R 階床に作用する慣性力の和  $m_2 \cdot a_2 + m_R \cdot a_R$  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  $m_R \cdot a_R$  である。また横軸の層間変形角  $R1, R2$  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に相当する。損傷制御型耐力壁は 5~20% 入力までの  $C_0=0.2$  に相当する地震力に対しては従来型の耐力壁と同等の耐力と剛性を発揮している。20% 入力以上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、浮き上がり制御金物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

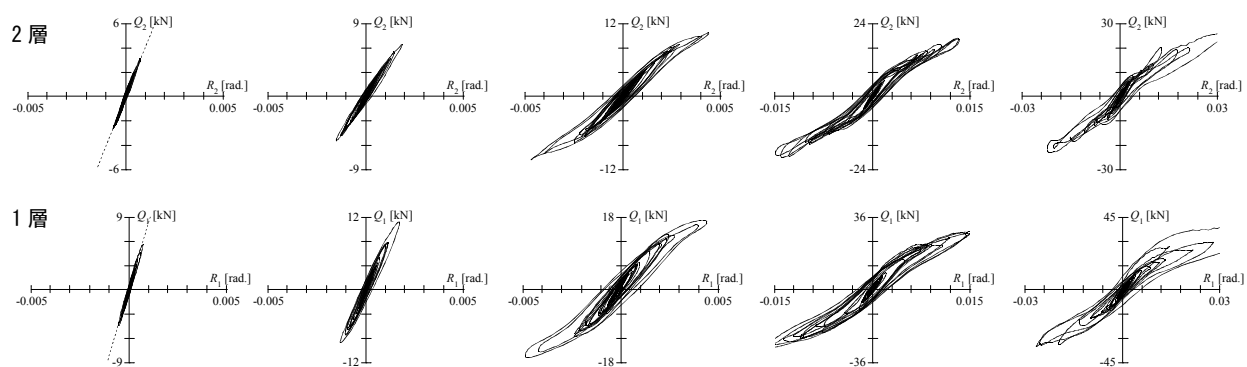
からは加振ごとに固有振動数が急激に低下したため、耐力壁が関わる柱の引き寄せ金物を増し締めしており、履歴曲線にも40%入力からスリップ挙動が顕著に現れている。損傷制御型耐力壁は仕様Sから仕様Cとすることで、浮き上がり制御金物による導入軸力を22kNから15kNに減らし、耐力壁であるたすき掛け筋かいに構造用合板を付与している。導入軸力の減少と耐力壁そのものの強化といった双方の影響から仕様Sに比べると仕様Cの方が同じ層間変形に対しての柱脚の浮き上がり量が大きく、履歴曲線にも柱脚の浮き上がりの影響が顕著に現れ

ており、仕様Cの方が図1で示した損傷制御型耐力壁として意図した性能を発揮できていると言える。一方、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損傷制御型耐力壁の終局挙動に及ぼす影響を確認するため、本来は設置する予定であった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った。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そのものを

損傷制御S(たすき掛け筋かい)



損傷制御C(たすき掛け筋かい+構造用合板)



従来型(たすき掛け筋かい)

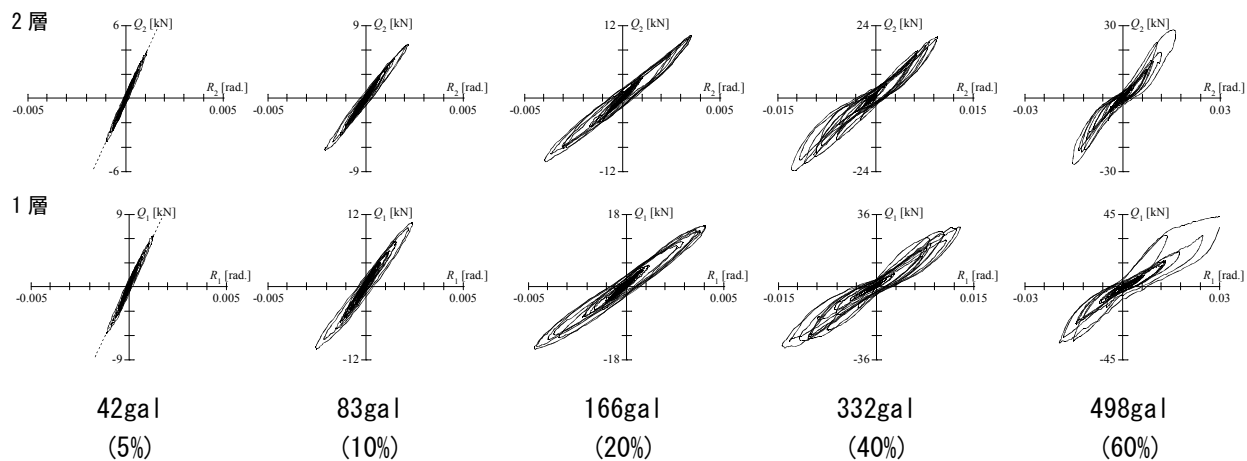


図8 2層木質架構の層せん断力(Q)－層間変形角(R)関係



強化しても損傷制御型耐力壁の終局状態が梁の曲げ

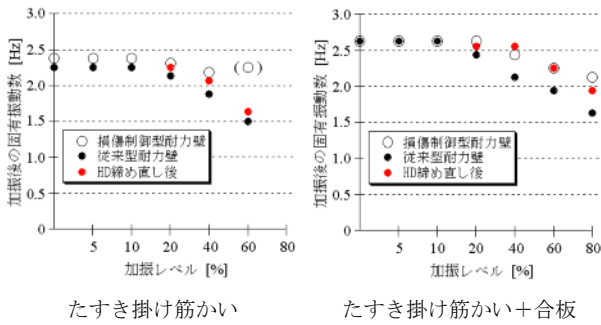


図9 固有振動数の推移

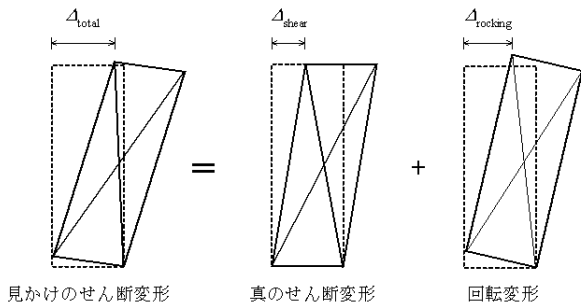


図10 耐力壁の変形分離

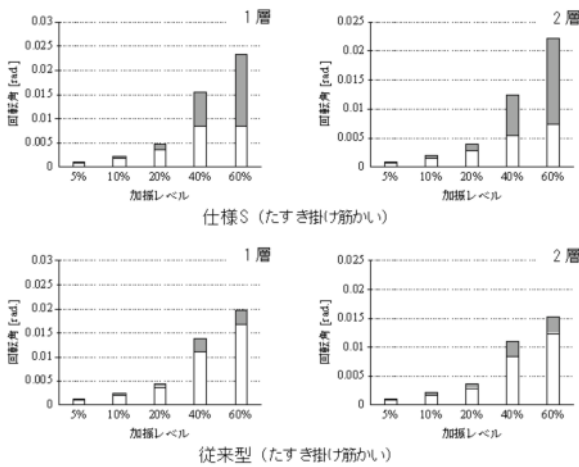


図11 最大変形時における浮き上がりの寄与

破壊によって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と言える。

### 3.2.2. 加振ごとの損傷状況

次いで損傷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加振後の固有振動数の推移を図9に示す。耐力壁の仕様に関わらず、20%入力後から損傷制御型に比べて従来型の固有振動数の低下が著しいことが分かる。実験後に柱脚柱頭の引き寄せ金物の締め直しを行うと損傷制御型耐力壁と同等の固有振動数まで回復していることから、

急激な固有振動数の低下は柱頭柱脚接合部における金物の緩みによるものであると言える。したがって、損傷制御型耐力壁は引き寄せ金物の代わりに基礎からR階床梁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って一定の圧縮軸力を確保することで、繰り返し変形を受ける地震後においても柱脚柱頭部の接合部に緩みが見られず、梁、柱、土台を一体化させることができる工法であることが確認できた。

次に見かけの層間変形を図10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11に示す。わずかな柱脚の浮き上がりが確認できた20%入力では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表れている。一方、60%入力以降では梁の損傷が見られたため、真のせん断変形は軽減されているが、見かけのせん断変形が増大している。

### 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12に示す。縦軸は2階床、R階床に作用する慣性力の半分  $m_2 \cdot a_2/2$ ,  $m_R \cdot a_R/2$  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  $L$  で除した値であり、正側(引張)となる時のみを抽出して示している。ここで図13に示すように柱脚の浮き上がり後における力の釣り合いを考えてみると、この縦軸の値は柱脚が浮き上がる前までは脚部に生じる変動軸力であり、浮き上がり後は梁の押さえ効果を表していることが分かる。本論文ではこの値を等価引き抜き力  $T$  と呼ぶ。ただし、負側(圧縮)は出隅柱の場合と側柱の場合で作用する力そのものが異なるため、ここでは扱っていない。また表5に示した柱に作用している初期軸力の分だけゼロ点をシフトして示している。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  $\delta$  である。いずれの配置もコイルばねによる導入軸力による変形、すなわち土台へのめり込み量は小さく、また初期軸力に達するまではほぼ弾性的に挙動している。等価引き抜き力が浮き上がり耐力に達すると変形が増大し、柱脚部の浮き上がり現象が見て取れる。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、これが梁の押さえによるものであると解釈できる。柱位置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(ID)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。また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っている。さらに直交配置では側柱(3A)は基準配置とほぼ等しい二次勾配を有しているが、出隅柱(1D)の二次勾配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。

### 3.3.2. 梁の押さえ効果の評価

等価引き抜き力  $T$  が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に達すると柱脚が土台から浮き上がり、浮き上がり後は梁の押さえ効果によって転倒モーメントによる等価引き抜き力  $T$  は増え続ける。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図14に示すようにモデル化する。すなわち、大梁を柱頭部でピン支持された単純梁として浮き上がりに抵抗するとする。本実験

では外周部の梁は全て通し梁となっているため、出隅柱が浮き上がる場合には加振直交方向に掛け渡した梁についても考慮した。ただし、浮き上がりに関わっていても小梁のように大梁との接合によって部材が不連続となるものについては、押さえ効果への

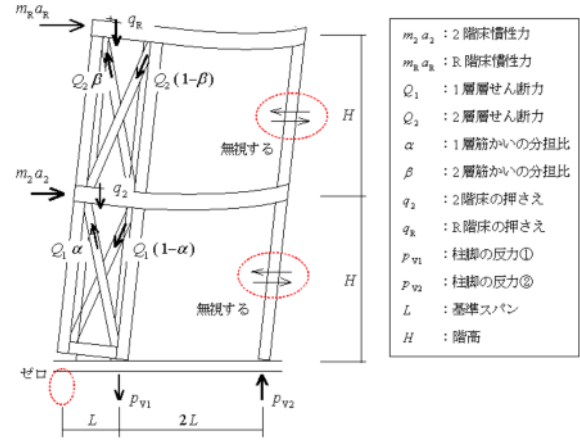


図13 柱脚の浮き上がり後の力の釣り合い

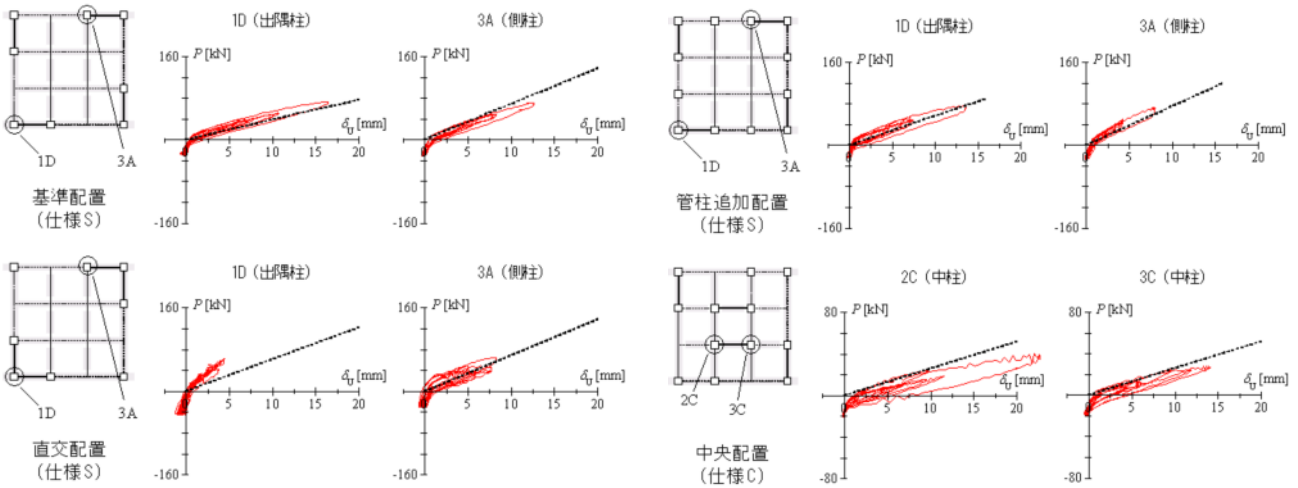


図12 等価引き抜き力( $T$ )—浮き上がり( $\delta$ )関係(加振レベル60%)

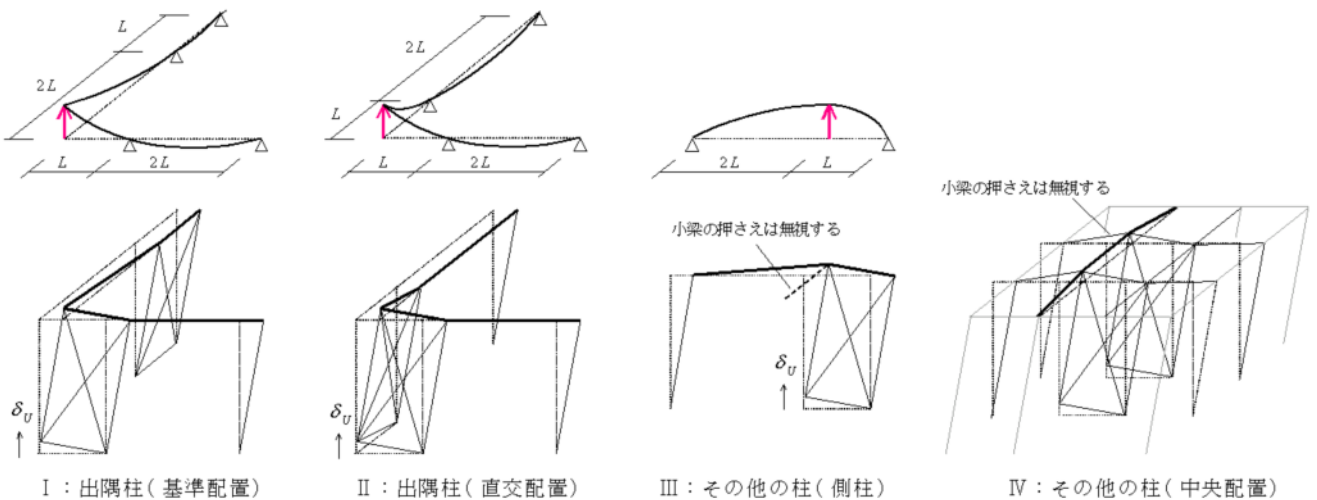


図14 柱脚の浮き上がりに対する梁の押さえ効果のモデル化

寄与はないものとして扱った。耐力壁を直交に配置した試験体の出隅柱を除けば、いずれの試験体も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超えた後の二次勾配は、単純梁としてモデル化して評価した梁の押さえ効果によって評価できていることが分かる。

#### 4. 結

本研究では柱脚の浮き上がりを許容した損傷制御型木質耐力壁の開発を行った。以下に本報告で得られた結論をまとめる。

- 1) 基礎から R 階床梁まで伸ばした鋼棒に浮き上がり制御装置を設置して、装置内のコイルばねによって導入軸力を与えることで中小地震に対しては従来型耐力壁と同等の剛性・耐力を発揮できることが確認できた。
- 2) さらに大地震後には柱脚部の浮き上がりを許容することで S 字形の復元力特性を示し、損傷に寄与すると考えられる真のせん断変形の軽減効果と原点復帰性能を示した。
- 3) また従来の耐力壁に比べると地震後も柱頭柱脚の接合部に緩みが生じないことが確認できた。
- 4) 柱脚部の浮き上がり後は大梁の押さえ効果によって柱脚部に生じる等価な引き抜き力が増大し、押さえ効果は大梁を単純梁としてモデル化することで評価できることを示した。

#### 謝辞

本論文の振動台実験は東急建設技術研究所にて行い、実施・計画に際しては同研究員の豊嶋学氏、竹田史朗氏に貴重なご助言をいただきました。また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。ここに記して謝意を表します。

#### 【制振木造住宅の開発(敬称略)】

東京工業大学(和田 章, 吉敷祥一, 窪田裕幸), タマホーム建築研究所(染井健二, 田中新一), 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, 中込 正)

#### 参考文献

- 1) 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
- 2) 和田 章，山田 哲，小野泰寛，小林勝己，佐々木康人：弾性地盤上の建築構造物の地震時浮き上がり現象に関する基礎実験，日本建築学会構造系論文集，第 595 号，pp.57-64，2005.9
- 3) 小沢宜行，藤井賢志，山田 哲，和田 章：弾性地盤上における免震構造物の地震時浮き上がり現象，日本建築学会構造系論文集，第 603 号，pp.55-62，2006.5
- 4) 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