Architectural Institute of Japan

【カテゴリーII】

日本建築学会構造系論文集　第594号，101-110，2005年8月
J. Struct. Constr. Eng., AIJ, No. 594, 101-110, Aug., 2005

変位依存ダンパーをもつ木質架構の振動台実験

SHAKING TABLE TESTS OF WOOD FRAMES WITH DEFORMATION-DEPENDENT DAMPERS

笠井和彦*1，和田　章*2，坂田弘安*3
緑川光正*4，大木洋司*5，中川　徹*6
Kazuhiko KASAI, Akira WADA, Hiroyasu SAKATA,
Mitsumasa MIDORIKAWA, Yoji OOKI and Toru NAKAGAWA

Passive control schemes to mitigate seismic damage of wood houses are discussed. Extensive shaking table tests are conducted for various full-size wood-frame specimens of either conventional wood frame or proposed passively controlled frame that utilizes deformation-dependent dampers. Performance of specimens is discussed by referring to story drifts, accelerations, base shear forces, damper deformations and forces, and connection deformations. Dynamic properties of the structures such as equivalent periods and damping ratios are also discussed. Test results are compared with the prediction made by the simplified rule based on the dynamic properties and response spectra.

Keywords: *shaking table test, wood-frame, passive control, steel damper, friction damper, metal joint*
振動台実験、木質架構、パッシブ制振、鋼材ダンパー、摩擦ダンパー、金物

1．はじめに

地震時に多くの架構部材や接合部を塑性化させ運動エネルギーを吸収するという従来の方法では、構造の損傷と、補修による多大な経済的損失は避けられない。このため、ダンパーでエネルギー吸収を効率的に行う制振技術が大規模建物に盛んに用いられている[1]。

我が国に約2,500万戸ある小規模な木質住宅においても、人命はもとより、木質架構や接合部、そして内容物や居住者の様々な営みを地震から守るような、財産保持性に優れた制振技術を展開することが重要であると考えられ始めている[2,3]。

木質構造へのダンパー適用の研究は、現在まで粘弾性・粘性ダンパーなど、速度依存ダンパーを用いたものが殆どであり[2)-6)]、変位依存ダンパーに着眼した研究は未だ僅かである[7),8)]。変位依存ダンパーは、速度依存ダンパーと対照的に静的な剛性が大きく、よって風などの外乱に対する架構の安定性に寄与することができる。また、最大耐力ひいては応答加速度を明確に調節でき、内容物の保護という観点からも有効であると考えられる。

そこで筆者らは、異なる形状や履歴特性をもつ変位依存ダンパーを開発・提案し、強制変形加振などにより、木質制振壁の動的載荷実験を行い、その有効性を検討してきた[2]。本研究では、2層木造軸組住宅の一部をモデル化した実大試験体に変位依存ダンパーからなる制振壁を組み込み、振動台実験によりその有効性を立証することを目的としている。また、筋かいや構造用合板からなる既存形式の耐力壁も用いて同様な実験を行い、その破壊性状、応答変位、層せん断力、柱脚の挙動、エネルギー吸収能力、および固有周期と減衰の変動特性から制振壁の動的特性について比較検討を行う。

2．実験概要

2．1　実験の概念と試験体の設定

振動台は独立行政法人建築研究所の中型振動台（テーブル寸法3.0×4.0 m）を用いた。試験体は図1のように2階建て木造軸組住宅1階の一部をモデル化したものであり、梁・柱・土台の芯線で2730×2730×2730 mmの大きさとした。全ての柱・梁架材と柱・土台接合部には短ほぞを用いている。中央構面は柱4本と種々の「壁要素」、

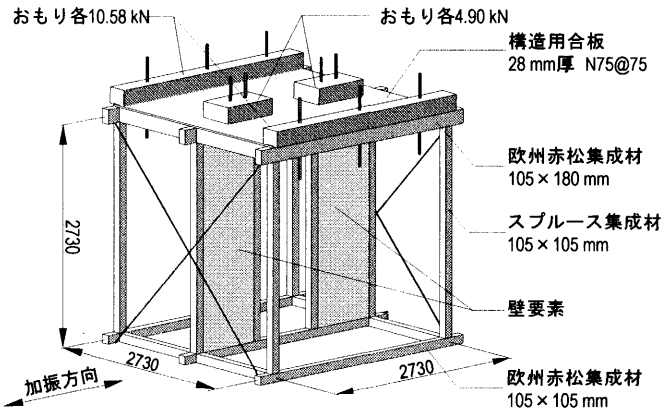


図1　試験体概要

*1 東京工業大学建築物理研究センター　教授・Ph. D.
*2 東京工業大学建築物理研究センター　教授・工博
*3 東京工業大学建築物理研究センター　助教授・工博
*4 (独)建築研究所　研究専門役・工博
*5 東京工業大学建築物理研究センター　助手
*6 東京工業大学　大学院生

Prof., Struct. Eng. Res. Center, Tokyo Institute of Technology, Ph. D.
Prof., Struct. Eng. Res. Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
Assoc. Prof., Struct. Eng. Res. Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
Research Coordinator of Bldg. Tech., Building Research Institute, Dr. Eng.
Research Assoc., Struct. Eng. Res. Center, Tokyo Institute of Technology
Graduate Student, Tokyo Institute of Technology

NII-Electronic Library Service

つまり制振壁または耐力壁からなる。柱間距離 0.91 m の長さの壁要素を 1P と定義し、中央構面に壁要素を 2P 配置した。外側 2 構面はそれぞれ 2730 mm 間隔の柱 2 本のみの架構で、その接合部は短ほぞにかすがいを併用している。付録 1 に詳述したように、本制振試験体の外側 2 構面の負担割合は無視できるものであった。

試験体設定は以下の考えに基づく。本研究では壁要素の耐力を様々に変えるが、標準耐力は全重量と地震層せん断力係数 0.2 の積とし、壁倍率 2 をもつ壁要素が 2P 存在する (図 1) 場合に標準耐力となるよう重量を定めた。ここに、壁倍率 1 で長さ 1 m の壁要素は、層間変形角 1/120 rad.でせん断力 1.96 kN の耐力を有するものと定義する(付録 2)。よって標準耐力は 2×1.96×2×0.91=7.13 kN, 必要重量は 7.13/0.2 = 35.7 kN となる。構造体の上半分の重量 4.74 kN を考慮し、30.96 kN のおもりを用いた。

また、図 1 のごとく住宅の壁要素それぞれのアスペクト比は高いため、柱の引き抜きの影響が重要となり、よって壁要素周りの柱の長期圧縮力を極力現実的な値にしなければならない。そこで、実在する 2 階建て木造軸組住宅 2 棟の全ての 1 階柱に対する長期圧縮力を調べ (図 2)、その結果より中央構面の各柱の軸力を約 3 kN とするべくおもりを配分した。おもりの残りは、壁要素に水平地震力のみをもたらすために外側 2 構面の直上に配置した。さらに、中央構面の梁に直交梁を蟻掛け仕口で接合し、その上の床板も梁に沿って不連続として、中央構面の柱の浮き上がりに対するこれらの抑えが殆ど無い状態を想定した。

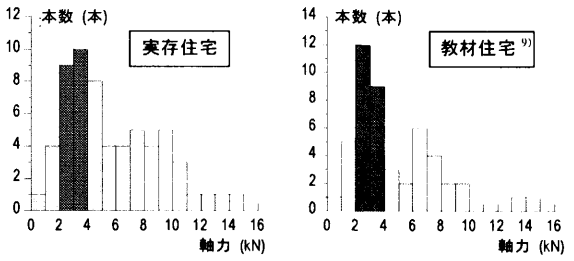


図 2 二層木造軸組住宅の 1 階柱 1 本あたりに導入される圧縮軸力

住宅では 2 階層間変形が通常比較的少ないと考え(付録 3)、また、実験を簡易・明確なものにするため、2 層分の質量をもつ 1 階モデルを用いた。壁要素の効果を直接把握するため、雑壁は考慮しないことにした。

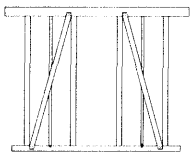
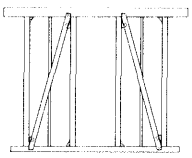
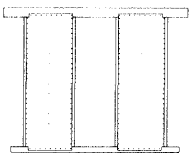
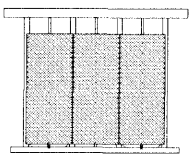
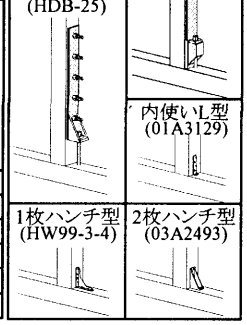
2．2 試験体の種類

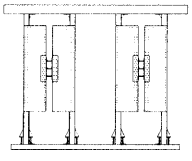
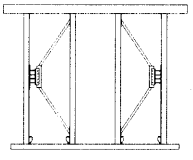
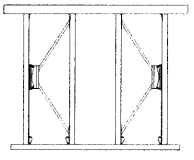
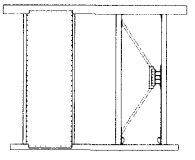
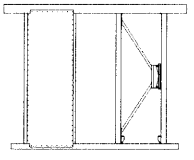
試験体一覧および接合部詳細を表 1 に示す。表中の壁量とは各壁要素の壁倍率にその長さを乗じたものの和である。壁要素の種類と配置が異なる計 9 種の実験を行った。各試験体に関し以下に述べる。

（1）既存耐力壁：壁要素を全て既存耐力壁とした以下の 4 種類を用いた。WB は wood brace, WP は wood panel を意味する。

- WB-WB : 1P あたり壁倍率 1 の 1970 年代に使用された三ツ割片筋かい (端部釘打ち) を 2P 配置した。柱脚・柱頭接合は短ほぞのみとした。これにより同時代の壁要素の挙動を検討する。
- WB-WB(M) : 1P あたり壁倍率 1.5 で、上記 WB-WB の柱梁接合を 2 枚ハンチ型金物、そして筋かいと柱を筋かいプレート金物で補強したものを 2P 配置した。これにより金物補強効果を検討する。
- WP-WP : 1P あたり壁倍率 3 の構造用合板 2 級 9 mm 厚 (釘 CN50, 外周部@100 mm,中間部@200 mm) を 2P 配置した。柱脚接合にはホールダウン、柱頭接合には 2 枚ハンチ型金物を 2 個用いた。これにより現在よく使用される壁要素の挙動を検討する。
- WP-WP(4G) : 上記 WP-WP に 1P あたり壁倍率 0.5 の石膏ボード (12 mm 厚,ビス@150 mm) を 4P 追加した。合板無しの面に 2P、合板の裏側に各 1P ずつ用いた。これにより内装材の有無の影響を検討する。

表 1 試験体一覧および接合部詳細

配置	既存				接合部
No.	1	2	3	4	ホールダウン (HDB-25) / 一体型 / 内使いL型 (01A3129) / 1枚ハンチ型 (HW99-3-4) / 2枚ハンチ型 (03A2493)
試験体					
試験体名	WB-WB	WB-WB(M)	WP-WP	WP-WP(4G)	
架構	筋かい（釘打ち） 筋かい（釘打ち）	筋かい（接合部補強） 筋かい（接合部補強）	構造用合板 構造用合板	構造用合板(石膏ボード) 構造用合板(石膏ボード)	
壁量	(1.5×1P+1.5×1P)×0.67	1.5×1P+1.5×1P	3.0×1P+3.0×1P	3.5×1P+0.5×2P+3.5×1P	
T_0(s)	0.59	0.41	0.25	0.16	
h_0	0.10	0.08	0.06	0.05	

配置	制振			制振＋既存	
No.	5	6	7	8	9
試験体					
試験体名	SP-SP	SK-SK	FK-FK	SK-WP(2)	FK-WP
架構	鋼材ダンパー合板型 鋼材ダンパー合板型	鋼材ダンパーK型 鋼材ダンパーK型	摩擦ダンパーK型 摩擦ダンパーK型	鋼材ダンパーK型 構造用合板両面	摩擦ダンパーK型 構造用合板
壁量	5.0×1P+5.0×1P	5.0×1P+5.0×1P	4.0×1P+4.0×1P	5.0×1P+3.0×2P	4.0×1P+3.0×1P
T_0(s)	0.30	0.32	0.22	0.26	0.23
h_0	0.03	0.03	0.04	0.04	0.04

NII-Electronic Library Service

（2）制振壁：壁要素を全て制振壁とした以下の3種類を用いた。SPはsteel damper and panel, SKはsteel damper and K-brace, FKはfriction damper and K-braceを意味する。制振壁の詳細は文献2に記されているので参照されたい。

● SP-SP： 壁倍率5以上の性能を有する[2]鋼材ダンパー合板型を2P配置した。柱脚では柱両側のホールダウンと片側の1枚ハンチ型金物2個を併用し、柱頭では1枚ハンチ型金物を2個用いた。

● SK-SK: 壁倍率5以上の性能を有する[2]鋼材ダンパーK型を2P配置した。柱脚接合にはブレースと一体のホールダウンと内使いL型金物2個を併用した。柱頭接合には内使いL型金物を2個用いた。

● FK-FK：壁倍率4相当の性能を有する[2]摩擦ダンパーK型を2P配置した。ダンパー以外の詳細はSK-SKと同一である。

（3）制振壁と既存耐力壁の混合：以下の2種類を用いた。

● SK-WP(2)：鋼材ダンパーK型を1P, 構造用合板2枚を構面表裏(壁倍率5)に1P配置した。詳細は前述のSK, WPと同一である。

● FK-WP：摩擦ダンパーK型と構造用合板を1Pずつ配置した。詳細は前述のFK, WPと同一である。

特に制振壁については、事前に同形式のもの1Pをそれぞれ動的な強制変形加振で挙動確認を行った。図3に鋼材ダンパー合板型(SP)、摩擦ダンパーK型(FK)のダンパー可動方向の力 $\hat{F}_d$ と変形 $\hat{u}_d$ の関係を示す。鋼材ダンパーは鋼板の曲げ降伏によりエネルギーを吸収し、バイリニア型の履歴を示す。摩擦ダンパーは鋼板の間に挟んだ摩擦体の摺動抵抗に依存し[10]、ほぼ無限大の初期剛性をもち、摺動時に長方形の履歴を示す。両ダンパーの降伏荷重が同程度となるよう設計した。

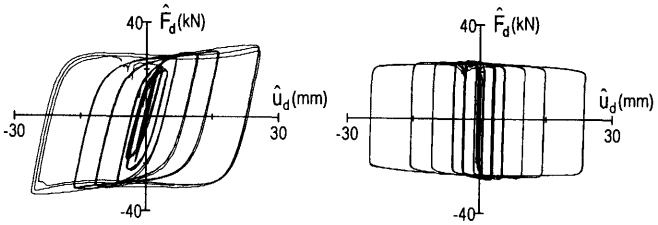


図3 事前の加振実験より得たダンパー可動方向の荷重・変形関係

2．3 試験体取り付けおよび計測方法

図4 (a)-(d) に試験体取り付けと計測の図を示す。振動台と一体化した固定フレーム上に3軸ロードセル7台を設置した (図4 (b), (c))。図中x方向の土台をアンカーボルトで基礎フレームに固定し、壁要素をもつ中央構面の土台をL形鋼で抑えて土台のずれを防止した。

固定フレーム上に立てたタワーと梁木口相対変位 u_1～u_3 を 500 mm レーザー変位計 (キーエンス製 LK-500)で、タワーと土台の相対変位 u_0 を 25 mm 歪みゲージ式変位計 (東京測器製 CDP-25) で計測し (図4(a), (b))、層間変形 $u = u_1 - u_0$ とした。u_1～u_3 を比べることで、z 軸回りのねじれが無いことを確認した。歪みゲージ式加速度計 7台 (東京測器製 ARF-50A) により振動台加速度 a_0, 各構面の土台・梁の中央部の加速度 a_1～a_6 を計測した (図4)。a_4～a_6 が一致したことから、上述のねじれが無いことを再確認した。また、中央構面の土台と基礎フレームとの間 u_{20}, 固定フレームと振動台テーブルとの間 u_{21} を 25 mm 歪みゲージ式変位計 (同上) で計測し、ずれが無いことを確認した (図4(b))。3軸ロードセル7台の x 方向せん断力

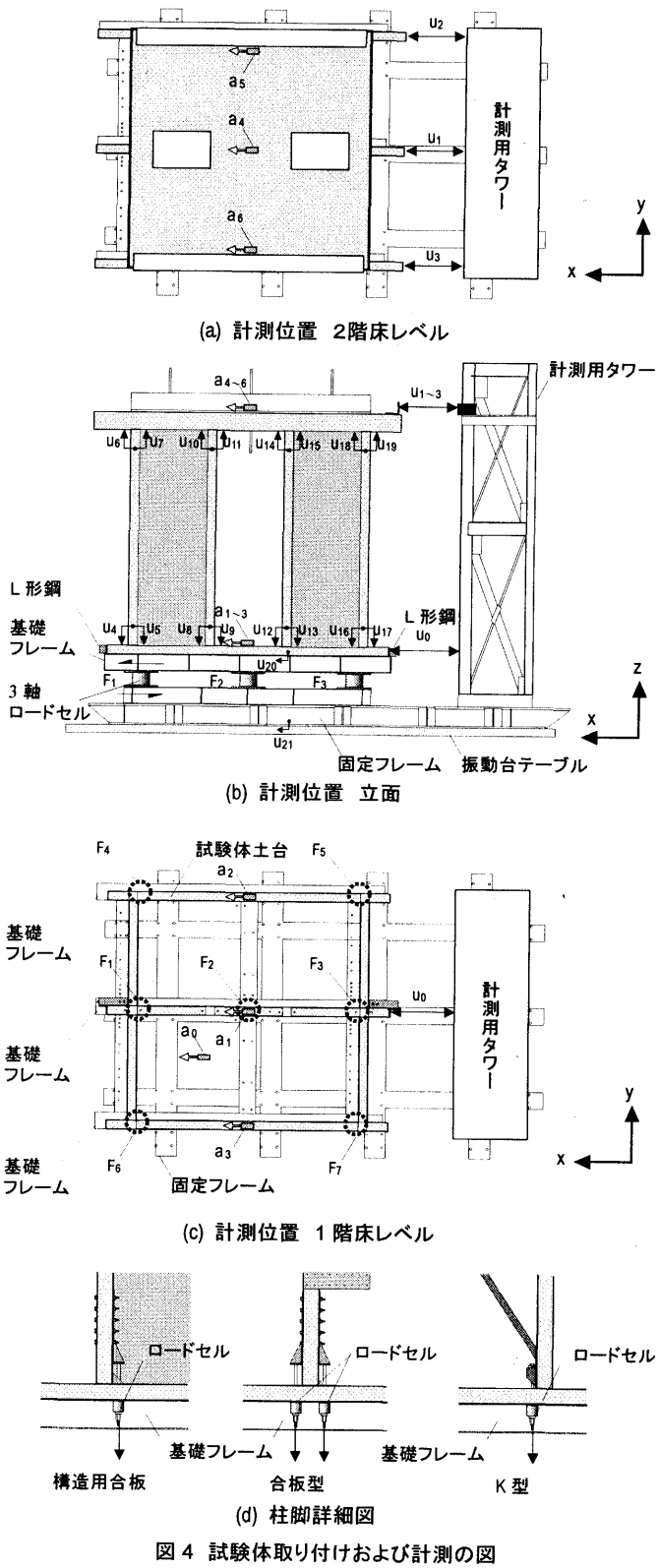


図4 試験体取り付けおよび計測の図

F_1～F_7 の和を層せん断力 F とし、これが階高中央以上の試験体重量とおもりの重量に試験体頂部の加速度 a_4 をかけて算出した慣性力と合致することも確認した。

さらに図4 (b) のように、壁要素をもつ構面の各柱と梁・土台の間の相対変位 u_4～u_{19} を25 mm歪みゲージ式変位計 (同上) で計測した。各柱毎の $(u_i + u_{i+1})/2$ を柱頭・柱脚の引き抜け量とし、$(u_{i+1} - u_i)/d$ を柱頭・柱脚の回転とした。ただし i は4以上の偶数で、$d = 120$

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

mm は変位計間の距離である。図 4 (d) に示すように、WB-WB, WB-WB(M)以外の試験体では、基礎フレームと引き寄せボルトを締めるナットにロードセルを配置し、初期の引き寄せボルトの導入軸力 10 kN の管理に用い、また、載荷中の変動を計測した。K 型ブレースの場合、鋼管部に歪ゲージを貼ることでダンパー力を計測した。なお、変位計には事前に動的加振を行い十分な精度を示した。また、計測は時間刻み 0.001 秒で行った。

2．4　入力加振波

入力として、1968 八戸波 NS, 1952 Taft 波 EW, 1995 JMA 神戸波 NS を用いた (表 2)。上記 3 波を最大加速度 0.2g で入力した後、振動台の性能限界 (最大搭載重量 200 kN, 水平 1 方向のみ加振可能, 最大振幅 ± 100 mm, 最大速度 75 cm/sec) に近い最大加速度 0.6g の神戸波を入力した。以後、これを 0.6g 神戸波と称し、他の波も同様に表記する。さらに、その後に 0.2g 神戸波、0.6g Taft 波を入力した。各入力後に、土台中央の加速度 a_1 と原波の時刻歴が良く合うことを確認し、さらにそれらの加速度・変位応答スペクトルなどが、本試験体の固有周期や等価周期を包含する 0.1 秒～1 秒の範囲でほぼ合致することも確認した (付録 4)。

表 2　入力加振波一覧

番号	入力波名称	最大加速度
1	W1	0.1 g
2	0.2g八戸波	0.2 g
3	W2	0.1 g
4	0.2gTaft波	0.2 g
5	W3	0.1 g
6	0.2g神戸波 (1回目)	0.2 g
7	W4	0.1 g
8	0.6g神戸波	0.6 g
9	W5	0.1 g
10	0.2g神戸波 (2回目)	0.2 g
11	W6	0.1 g
12	0.6gTaft波	0.6 g
13	W7	0.1 g

W1～W7 は最大加速度 0.1g のホワイトノイズ波

これら入力波は、短周期領域でスペクトル波形が明確に異なるものを選んだ。また、0.2g の 3 波では中規模地震が数回、0.6g 神戸波では大規模地震、その後の 0.2g 神戸波では余震やその後の中規模地震、そして 0.6g Taft 波では 0.6g 神戸波以上に応答・継続時間ともに厳しい地震それぞれがおきたときの、挙動や損傷の程度を各試験体で比べるためのものである。

また、これらの波の入力前後に最大加速度 0.1g のホワイトノイズ波を入力した (表 2)。応答は非常に小さく、よって線形と仮定できると考え、土台の加速度 a_1 と頂部の加速度 a_4 における伝達関数と概ね一致する伝達関数をもつ線形一質点系の固有周期と減衰定数を、試験体の小振幅時における固有周期・減衰定数 T_0, h_0 と定義した。以上より、各地震波入力後の試験体の特性の変化を追跡した。

3．全体応答

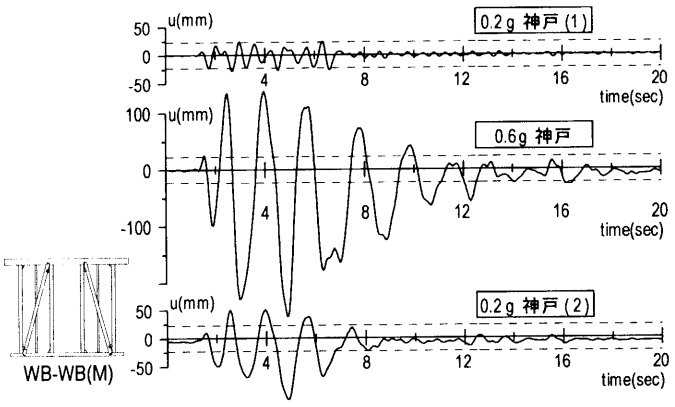
3．1　応答時刻歴と挙動の概要

図 5 に、既存耐力壁として WB-WB(M)試験体、WP-WP 試験体、制振壁として SP-SP 試験体、FK-FK 試験体を例にとり、0.2g 神戸波 (1 回目)、0.6g 神戸波、0.2g 神戸波(2 回目) の入力による層間変形 u の時刻歴を示す。図中の破線は層間変形角 $\theta = 1/120$ rad.を示す。

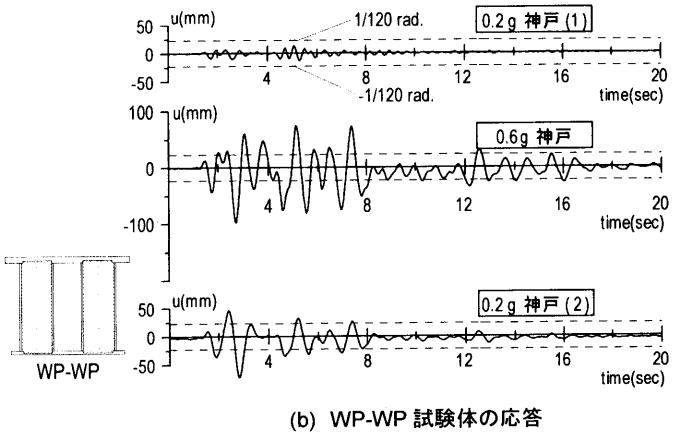
WB-WB(M)試験体は、0.2g 神戸波(1 回目) で $\theta = 1/98$ rad.となった。WP-WP 試験体と比べ等価な周期が長いことが確認できる。0.6g 神戸波で 1.5 秒～6 秒の間に筋かいと柱をつなぐ金物の接合部 4 箇所全てが次々と割裂し、$\theta = 1/11$ rad. と大変形したが倒壊には至らなかった。この損傷のため周期が著しく伸びたため、0.2g 神戸波(2 回目) で 1 回目より著しく大きな変形角 $\theta = 1/25$ rad.を示した。

WP-WP 試験体は、WB-WB(M)試験体に比べ等価剛性が大きいため、0.2g 神戸波(1 回目) では $\theta = 1/120$ rad.以内に留まった。0.6g 神戸波では 2.5 秒前後で合板が浮き釘が抜けだしたため、架構が大きく変形し、$\theta = 1/28$ rad を示した。大変形後の周期が伸びたことが確認できるが、そのため 0.2g 神戸波(2 回目) で WB-WB 試験体と同様に、1 回目より著しく大きな変形角 $\theta = 1/38$ rad.を示した。

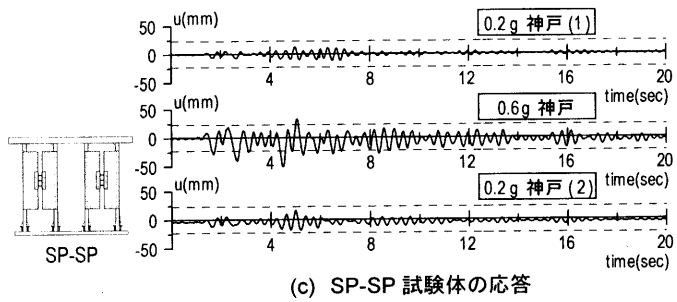
SP-SP 試験体は、0.2g 神戸波(1 回目) で $\theta = 1/240$ rad.以内に留まり、外観上の損傷は確認できなかった。これは、鋼材ダンパーが 0.2g 入



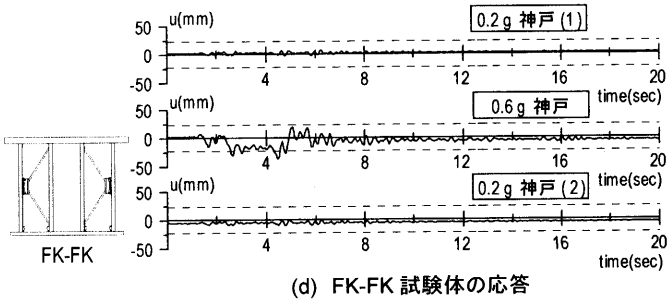
(a) WB-WB 試験体の応答



(b) WP-WP 試験体の応答



(c) SP-SP 試験体の応答



(d) FK-FK 試験体の応答

図 5　一部の試験体における層間変形の時刻歴

NII-Electronic Library Service

表 3 0.6g 神戸波入力時の層せん断力と層間変形の最大値と壁量

No.	試験体	壁量 評価値(m)	壁量 実験値(m)	$F_{1/120}$ (kN)	F_{max} (kN)	a_{max} (g)	u_{max} (mm)
1	WB-WB	2.0	3.5	6.9	11.4	0.35	205.7
2	WB-WB(M)	3.0	4.7	9.2	20.4	0.55	258.8
3	WP-WP	6.0	10.7	21.0	33.1	0.93	97.6
4	WP-WP(4G)	8.0	17.5	34.3	34.4	0.97	50.1
5	SP-SP	10.0	14.0	27.5	29.8	0.72	50.1
6	SK-SK	10.0	10.7	20.9	28.0	0.72	79.0
7	FK-FK	8.0	9.0	17.6	18.6	0.50	36.4
8	SK-WP(2)	10.0	11.2	22.0	33.2	0.83	53.3
9	FK-WP	7.0	10.1	19.8	22.8	0.64	67.1

力でほぼ弾性範囲にあったためと考えられる（後述）。0.6g 神戸波で θ = 1/54 rad.と変形は増加したが、0.2g 神戸波(2 回目) では 1 回目と同様 θ = 1/120 rad. 以内に留まり、かつ 1 回目と周期がほぼ等しいことから、0.6g 神戸波でも架構の損傷は殆ど無いといえる。

FK-FK 試験体は、初期剛性が非常に高いため 0.2g 神戸波(1 回目)で θ = 1/390 rad.と非常に小さい変形を示し、外観上の損傷は確認できなかった。また、0.6g 神戸波で θ =1/75 rad.となり、残留変形 1/375 rad. を生じた。0.2g 神戸波(2 回目) ではその残留変形を中心に振動したが、θ = 1/240 rad.以内に留まった。また、1 回目の神戸波と比べ周期・波形が同程度であることから、架構の損傷はほとんど無いと言える。架構の剛性に比べダンパーの剛性が高いため、0.6 g 神戸波の入力でダンパーに生じた残留変形により、架構がそれに弾性的に追従していたと考えられる。

3．2　層せん断力と層間変形の関係

図 6 に、全ての入力地震波に対する全試験体の層せん断力と層間

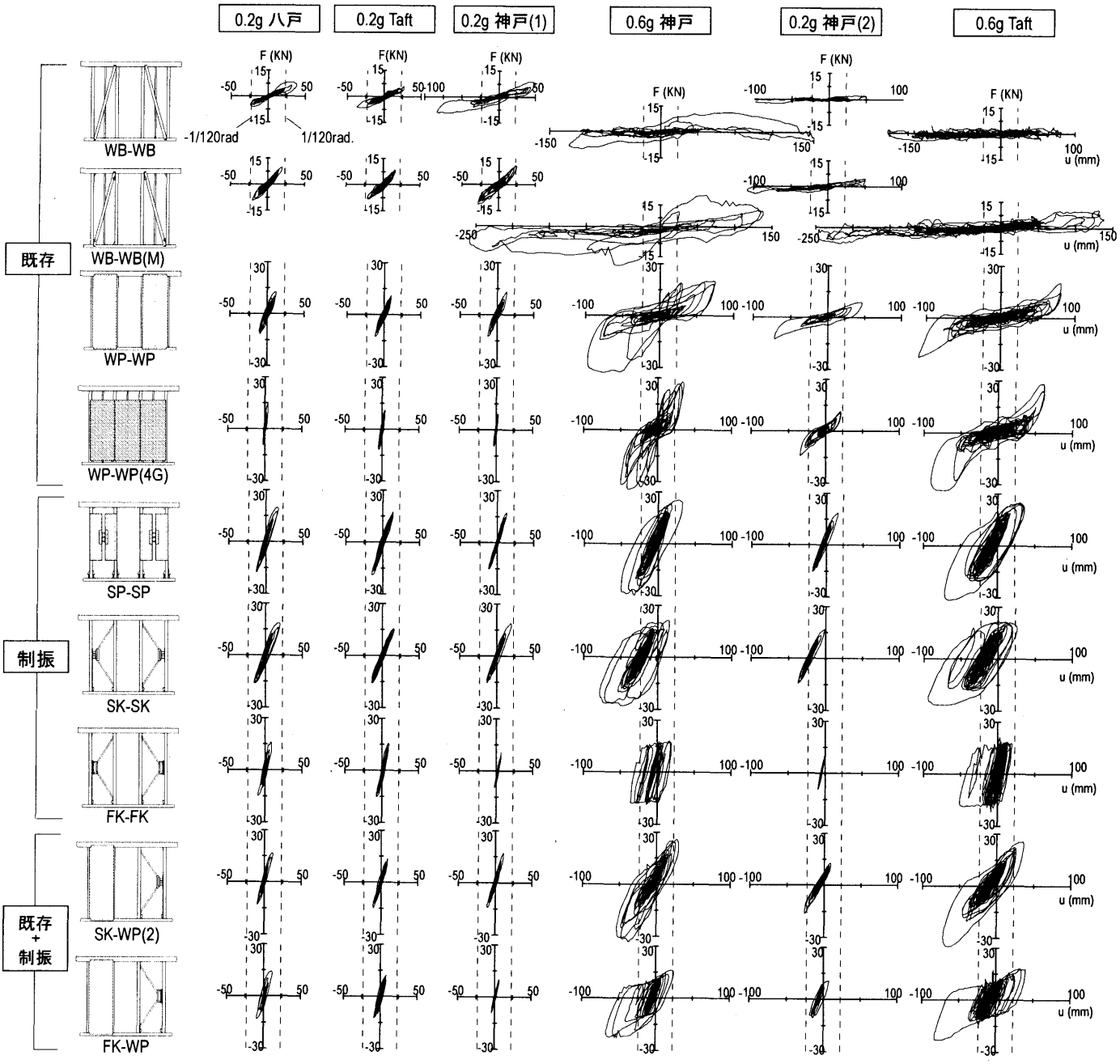


図 6 全ての試験体における層せん断力と層間変形の関係

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

変形の関係を示す。図中破線は θ = 1/120 rad.に相当する変位を示す。また、表 3 には事前に行った架構実験 [2]より得た壁倍率をもとに算出した試験体の壁量評価値、および 0.6g 神戸波までの入力から得た壁量実験値と θ = 1/120 rad.時の耐力 $F_{1/120}$, 最大層せん断力 F_{max}, 最大応答加速度 a_{max}, 最大層間変形 u_{max} を示す。

まず、既存耐力壁のみの試験体について述べる (図 6 上段)。WB-WB 試験体は 0.2g の各 3 波の入力ごとに接合部が緩み、徐々に剛性が低下した。0.2g 神戸波 (1 回目) で既に θ = 1/35 rad.まで変形した。WB-WB(M)試験体は、接合部が金物で補強されているため、0.2g の各 3 波に対し一定の剛性を保った。しかし、0.6g 神戸波で筋かい接合部が割裂したため、WB-WB 試験体より大きい θ = 1/11 rad.まで変形したが、倒壊限界は静的では θ = 1/3 rad.程度 [12]、動的では θ = 1/6 rad.程度 [13] であるという報告があり、それより小さかったため倒壊には至らなかったと考えられる。WP-WP 試験体も 0.2g の各 3 波に対しほぼ同形状の履歴を示したが、0.6g 神戸波でスリップ型の履歴を示した。これは、一度大変形を経験すると合板に打ち付けた釘や接合部等に緩みが生じるためであり、そのため 0.2g 神戸波(2 回目) では剛性が低下し変形が著しく増大した。WP-WP(4G)では、石膏ボードのため初期剛性が高く 0.2g の各 3 波での変形は非常に小さかった。しかし 0.6g 神戸波での層せん断力は WP-WP と変わらないことから、石膏ボードは最大耐力に寄与していないと思われる。また、0.6g Taft 波で未経験の変形に達したために、せん断力が再び上昇したが、0.6g 神戸波と同様の荷重レベルで頭打ちとなった。

次に、制振壁のみの試験体について述べる (図 6 中段)。制振壁の壁量実験値は全て壁量評価値に近く (表 3)、基本的挙動の予測が容易であることが分かる。SP-SP 試験体は、0.2g の各 3 波に対し θ = 1/180rad. 以内に留まり、ダンパーがほぼ弾性の挙動を示した。0.6g 神戸波で鋼材が塑性化したためバイリニアの履歴を示した。また、残留変形は殆ど生じなかった。これは、各柱脚の両側に配したホールダウン金物の曲げ剛性が高く、そのダンパーが降伏後の二次剛性に寄与したため [11] と考えられる。SK-SK 試験体は、SP-SP 試験体に比べ初期剛性が低いため、0.2g の各 3 波で鋼材はやや塑性化した。0.6g 神戸波では θ = 1/120 rad.ほど変形が一方向にシフトし、以降はそこを中心に振動したため変形が大きくなった。これは、図 6 に示すように、SK-SK 試験体の二次剛性が SP-SP 試験体に比べ低いためと思われる。FK-FK 試験体は F_{max}, u_{max} ともに最小であった。他の試験体と比べ初期剛性が高いため 0.2g の各 3 波に対し θ = 1/260 rad. 以内に留まった。0.6g 神戸波に対し、層せん断力 15 kN で摩擦体が滑り始め、荷重レベルは概ね一定に留まったため、応答加速度も低いレベルとなった (表 3)。

最後に、制振壁と既存耐力壁の両方をもつ試験体について述べる (図 6 下段)。SK-WP(2)試験体は、構造用合板を表裏に 2 枚もつため、SK-SK 試験体に比べ等価剛性が高く、0.2g の各 3 波に対して θ = 1/230 rad. 以内に留まった。また、0.6g 神戸波では変形のシフトが SK-SK 試験体より小さく、そのため最大変形は少なかった。ただし、0.2g 神戸波(2 回目)では、合板の釘の緩みから SK-SK 試験体と同程度の等価剛性を示した。FK-WP 試験体は、0.2g の各 3 波に対し、摩擦ダンパーの高い初期剛性により θ = 1/230 rad.以内に留まった。0.6g 神戸波では FK-FK 試験体よりも大きな層間変形を示したが、残留変形は大きくなく、ほぼ同等だった。0.2g 神戸波 (2 回目)で、釘の緩みにより 1 回目より合板の剛性が低下したため、変形が増えたが θ = 1/120 rad.以内に留まった。

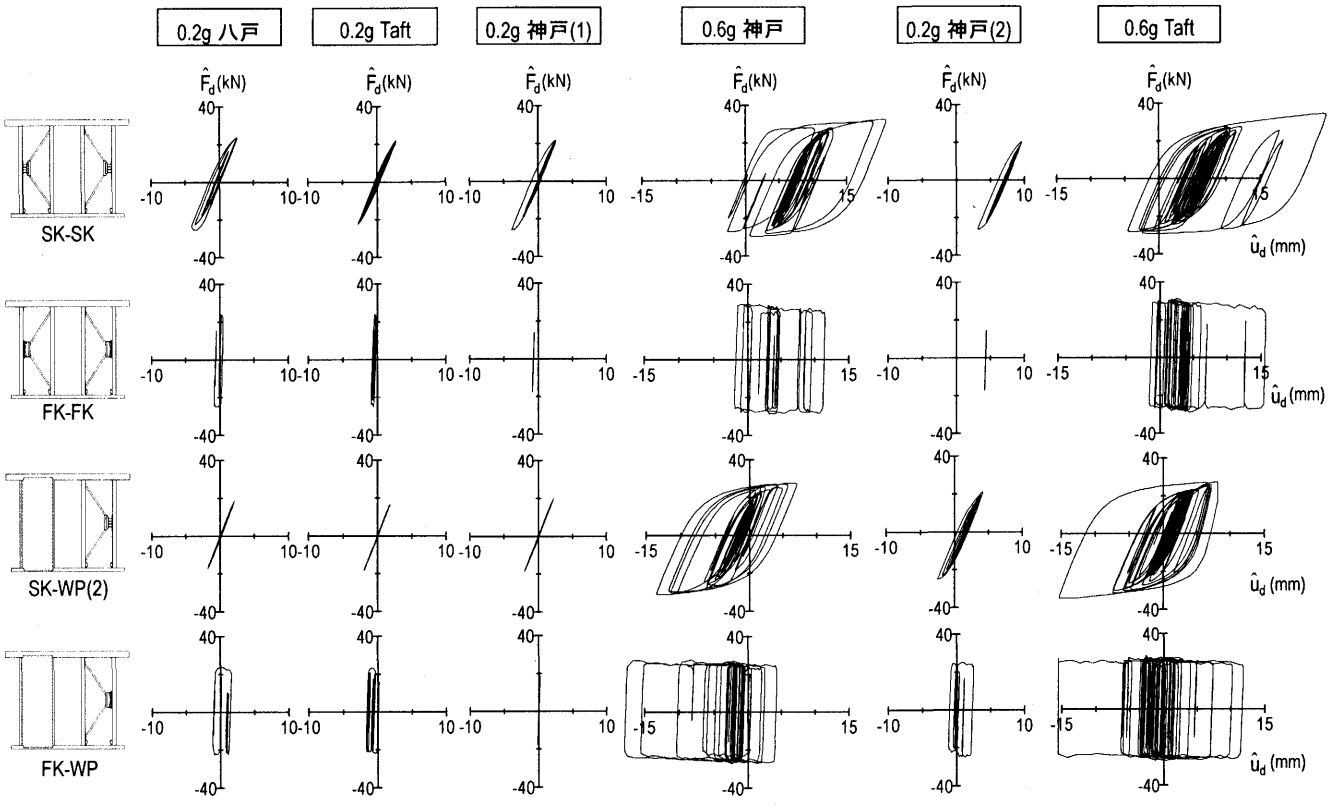


図 7 ダンパー力とダンパー変形の関係

NII-Electronic Library Service

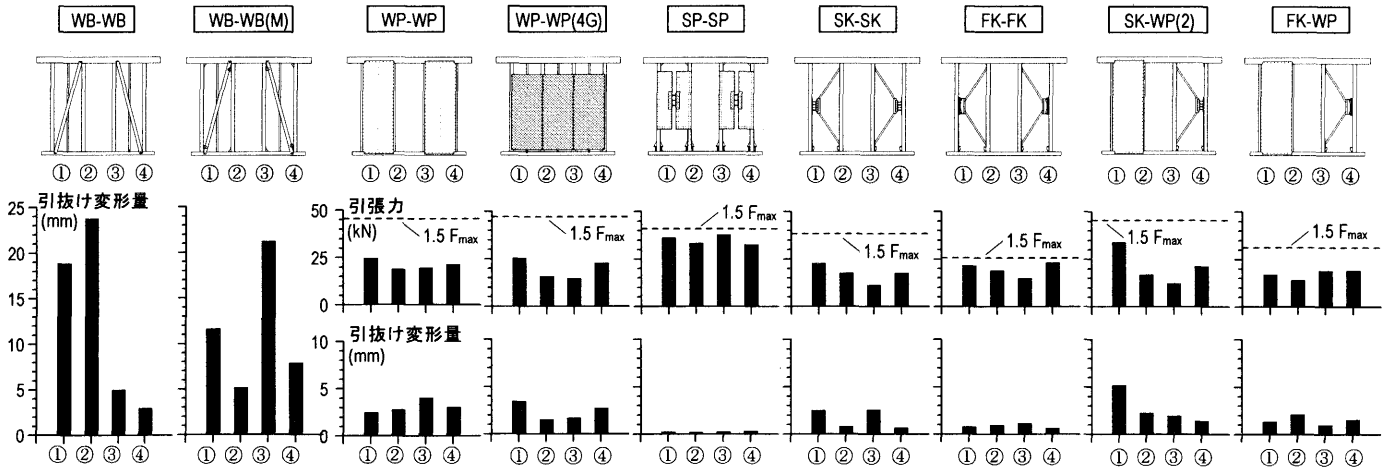


図 8 神戸 0.6g 入力での引き寄せボルトの引張力と柱脚引抜け変形量の最大値

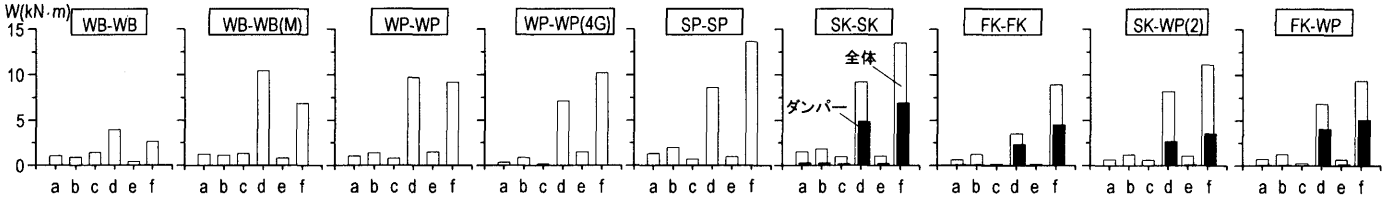


図 10 架構全体とダンパーのエネルギー吸収 (a = 0.2g 八戸, b = 0.2gTaft, c = 0.2g 神戸 1 回目, d = 0.6g 神戸, e = 0.2g 神戸 2 回目, f = 0.6gTaft)

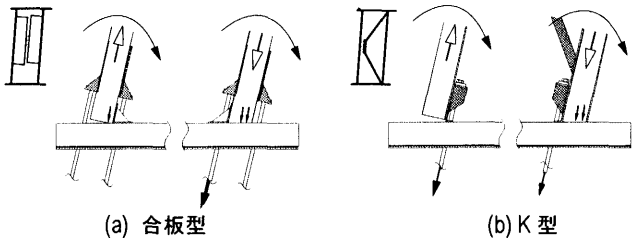


図 9 柱脚とホールダウンの挙動

4. 局所応答

4. 1 ダンパーの力と変形の関係

図 7 に、各ダンパーの可動方向力と変形、$\hat{F}_d - \hat{u}_d$ の関係を示す。制振壁が 2 構面組み込まれた試験体では、その履歴形状がほぼ一致したため、片側の制振壁のダンパーのみに言及する。

SK-SK 試験体の鋼材ダンパーは、0.2g の各 3 波で降伏し始めたことが分かる。0.6g 神戸波、0.6g Taft 波では約 27 kN のダンパー降伏荷重とバイリニア型の履歴を示し、残留変形は 7 mm ほど生じた。

FK-FK 試験体の摩擦ダンパーは、初期剛性が非常に高いことが分かる。そのため 0.2g の各 3 波で殆ど滑らず、ほぼ弾性範囲に留まった。0.6g 神戸波ではすべり荷重約 24 kN の矩形の履歴を示し、残留変形は SK 試験体より少ないが 4 mm ほど生じた。また、0.6g Taft 波においても、その履歴からダンパー性能の低下は見られなかった。

SK-WP(2)試験体の鋼材ダンパーは、構造用合板両面の剛性が高いため、SK-SK 試験体と対比して 0.2g の各 3 波で弾性であった。0.6g 神戸波で合板の剛性が低下したため、それ以後は合板による影響は少なくなった。

FK-WP 試験体の摩擦ダンパーは、FK-FK 試験体と対比して 0.2g の各 3 波で多少滑った。これは、他の実験結果より明らかなように、WP 部の剛性が FK 部に比べ小さいためと考えられる。しかし、0.6g 神戸波で合板の釘が緩み、WP 部の剛性がさらに低下したため、0.2g 神戸波 (2 回目)では FK-FK 試験体よりもダンパーへの負担が増し、滑りが生じた。

4. 2 柱脚の軸力と変形の関係

図 8 に、0.6g 神戸波における引き寄せボルト引張力と柱浮き上がり量の最大値を示す。柱は図の左より①～④とする。SP-SP 試験体は柱両側にホールダウンをもつため、2 本の引き寄せボルトの合計の力を示す。図中破線は、各壁要素のアスペクト比 3 と壁要素 2P の配置をふまえ、層せん断力の最大値 F_{max} を 3/2 倍した値、つまり 2 枚の壁要素が同等にせん断力を負担しかつ壁頂部の回転拘束がない場合の、各脚部の転倒モーメントによる軸力の推測値である。

WB-WB 試験体は、接合部が釘うち程度であるため、0.2g の各 3 波の入力ですでに 7.0 mm の引き抜け量を示した。また、0.6g 神戸波の入力時にその釘が抜け出し、他の試験体に比べ非常に大きな引き抜け量を示した。WB-WB(M) 試験体では、0.2 g の 3 波に対しては、接合部を金物補強したためその引き抜け量は 1.2 mm と、WB-WB に比べ小さく収まったが、0.6g 神戸波の入力では金物補強部が割裂し (3.1 節参照)、非常に大きな引き抜け量を示した。

WP-WP 試験体、WP-WP(4G) 試験体では、引き寄せボルトの力は $1.5F_{max}$ よりかなり低い。これは、合板が土台に打ち付けられたために土台全体が転倒モーメントを負担するためである。

SP-SP 試験体は、最大変形時に図 9(a)のような挙動を示す。柱①はハンチ型金物を中心として回転し、外側引き寄せボルトが引張力の殆どを負担する。柱②も同様に回転するため内側引き寄せボルトが引張力を負担するが、柱に圧縮方向の軸力が作用するため小さな値となる。このため、柱①の引張力は $1.5F_{max}$ にほぼ近い。

SK-SK 試験体、FK-FK 試験体は、最大変形時に図 9(b)のような挙動を示す。柱①は L 型金物を中心に回転し、離間時に引張力が生じる。柱②は圧縮方向に軸力が作用するが、L 型金物を中心に回転するため引き寄せボルトに引張力が生じる。SK-SK 試験体は、0.6g 神

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

戸波での加振中に変形が一方向にシフトしたため、柱①, ③の引き抜け量が大きくなった。また、L 型接合金物を併用しているため、引き抜き力は $1.5F_{max}$ には届かなかった。

5. 剛性と減衰の傾向

5. 1 エネルギー吸収能力

前頁の図 10 は、各地震波の入力終了までの、試験体とダンパーへのエネルギー投入量を試験ごとに示している。試験体全体への投入量は層せん断力-層間変形の履歴面積から、そしてダンパーへの投入量は各ダンパーの履歴面積の合計から評価した。

0.6g 神戸波における WB-WB 試験体へのエネルギー投入量が少なかった。この理由として、0.2g の各 3 波により筋かい接合部がかなり緩み、0.6g 神戸波の入力前に既にこの試験体だけ極端に長周期化していたことと、この波のエネルギースペクトルが示すように長周期帯での投入量が少ないことが考えられる。ただし、投入量が少なくても変位は小さいわけではなく、逆に非常に大きかった。これは、試験体の耐力が著しく低下したためであると思われる。

FK-FK 試験体のエネルギー吸収量が最も小さい。これは、試験体が最も短周期であり、変形・耐力がともに小さいため、エネルギー入力自体が少量となるからである。SK-SK, FK-FK 試験体ともに 0.2g の各 3 波において、全体のエネルギー吸収に占めるダンパーの分担が非常に小さい。これは、小振幅時でダンパーがほぼ弾性域にあるためである。また、0.6g Taft 波でのダンパーの分担が 0.6g 神戸波に比べ小さい。これは、付録 5 にも示すように、Taft 波において神戸波よりも小振幅の挙動がかなり長く続くためである。

5. 2 小振幅時の周期と減衰

図 11 に、全ての入力地震波の前後にホワイトノイズ W1～W7（表 2）の入力より計測した全試験体の固有周期 T_0, 減衰定数 h_0, 粘性減衰係数 C_0 を示す。架構の初期周期はホワイトノイズ W1 から得られ、以下の如くである。既存耐力壁 （図 11 左段）において、合板を用いた WP-WP, WP-WP(4G)試験体の初期周期が、筋かいを用いた WB-WB, WB-WB(M)試験体より短かった。一方で、制振壁の場合 (図 11 中段)、鋼材ダンパーを用いた SP-SP, SK-SK 試験体よりも摩擦ダンパーをもつ FK-FK 試験体の初期周期が短いことから、摩擦ダンパーの初期剛性の高さが分かる。さらに、制振壁と既存耐力壁の混合である (図 11 右段) SK-WP(2)試験体の初期周期は、鋼材ダンパー K 型と合板を 2 枚足した剛性から算出した周期とほぼ一致した。また、FK-WP 試験体は、FK-FK 試験体と WP-WP 試験体の間の初期周期を示した。

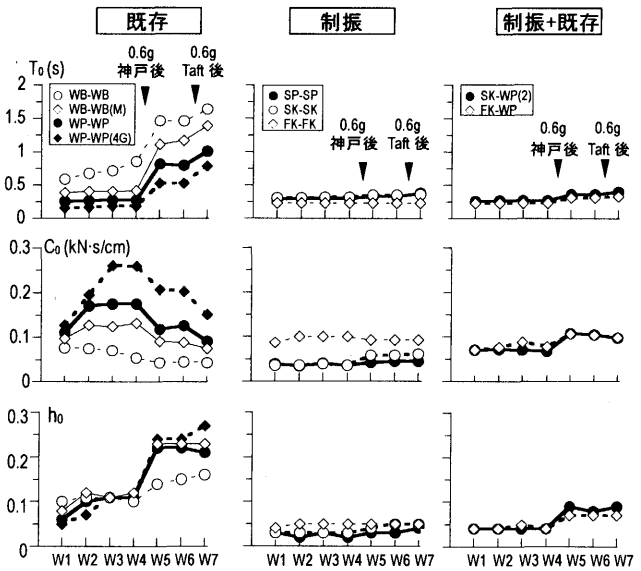


図 11 固有周期と粘性減衰係数の変動特性

既存耐力壁の固有周期、粘性係数、減衰定数、つまり T_0, C_0, h_0 の傾向は以下の如くである (図 11 左段)。WB-WB 試験体は釘打ちのみで部材を接合したため T_0 は最も長い。WB-WB(M)試験体の T_0 が WB-WB 試験体より短いことから、接合部補強が剛性に寄与したことが分かる。WB-WB 試験体は 0.2g の各 3 波を入力するごとに接合部が緩み T_0 が長くなる。WP-WP(4G)試験体の T_0 が WP-WP 試験体より短いことから、石膏ボードが剛性に寄与することが分かる。0.6g 神戸波の入力後のホワイトノイズ W5 では、全ての既存耐力壁で T_0 と h_0 が増加する。しかし、h_0 の増加は等価剛性の低下によるものであり [14]、実際 C_0 は減少しているため、エネルギー吸収能力の低下がおこっていることに注意する。

また、制振壁の固有周期、粘性係数、減衰定数、つまり T_0, C_0, h_0 の傾向は以下の如くである (図 11 中段)。SP-SP, SK-SK 試験体は T_0 がほぼ一致しているので剛性が同等である。FK-FK 試験体は、摩擦ダンパーの初期剛性が高いため、その傾向が T_0 にも反映されている。各試験体とも入力波に関わらず T_0 と h_0 がほぼ一定であることから、架構の損傷が小さいことが分かる。なお、C_0 と h_0 が常に低いが、これは最大加速度 0.1g のホワイトノイズのレベルではダンパーが弾性であることによる。

さらに、既存耐力壁と制振壁の両方をもつ SK-WP(2), FK-WP 試験体において (図 11 右段)、0.6g 神戸波の入力後、合板の釘の緩みにより T_0 と h_0 が若干大きくなった。ただし、ホワイトノイズのレベルではダンパーが弾性であるため、C_0, h_0 が低めである。

6. 応答予測とその精度

ここでは、実験で用いた入力地震動のレベルについて整理し、筆者らが示した弾塑性システムの変位・加速度の予測手法 [14] を用いて、木質制振架構の振動台実験結果 (0.6 g 神戸波) の評価を行う。

まず入力地震動のレベルを評価するため、レベル 2 とみなされる建築基準法の限界耐力計算法および告示による「極めて稀に発生する地震」の加速度応答スペクトル [15] (以下、基準法スペクトル) と本研究で採用した地震波のスペクトルを比べる。ただし、後述する応答予測手法がシステムの初期減衰定数で定められる弾性スペクトルを基本としており、制振壁 SP, SK, FK の試験体への 0.6g 神戸波入力直前

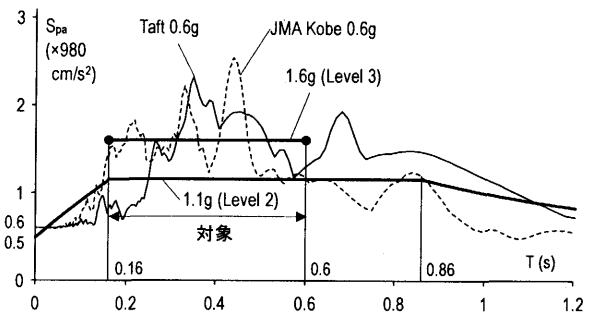


図 12 擬似加速度応答スペクトル(h = 3.3%)

NII-Electronic Library Service

の初期減衰定数 (図 11) の平均が 3.3%であったことから、基準法スペクトルを減衰定数 5%のものから 3.3%のものへ変換する。

擬似加速度応答スペクトル S_{pa} の変換は文献 14 に示した手法により、

$$S_{pa}(h=0.033)=\sqrt{\frac{1+25\times0.05}{1+25\times0.033}}S_{pa}(h=0.050) \quad (1)$$

として得られる。式(1)へ第 2 種地盤と 2 階建てを想定した減衰定数 5%の基準法スペクトルを適用すれば、図 12 に示した減衰定数 3.3%の応答スペクトルが得られる。式(1)の右辺、$S_{pa}(h=0.050)$にかかる係数は、5%から 3.3%へ減少する減衰による応答増幅効果を加味するもので、付録 6 に示す減衰効果係数 D_h の逆数と同様に扱って得た。

2層木造住宅の等価1次周期を、基準法スペクトルが一定となる0.16秒から、本試験体でのほぼ最大の等価周期 0.6 秒の範囲と考えると，基準法スペクトルでは一定の加速度応答 1.1 g が得られる (図 12)。一方で、実験で用いた 0.6 g 神戸波と 0.6 g Taft 波のスペクトルを示すと、上記の周期範囲での平均値は 2 波ともにほぼ 1.6 g である (図 12)。基準法スペクトルでの加速度応答 1.1 g をレベル 2 とすれば 1.6 g はその約 1.5 倍であり、上記 2 種の地震波はレベル 3 とみなすことができる。

以下、実験で用いた 0.6g 神戸波入力に対する弾塑性システムの応答について考察する。図 13 に、制振壁 SP, SK, FK 試験体での変位・加速度の低減効果 [14] を示す曲線(付録 6) と、0.6 g 神戸波の入力時の履歴から得た初期剛性 K_{el}, 降伏せん断力 F_y, 二次剛性比 p に基づく各制振壁の復元力特性 (太線) を示す。白丸が示すように、これらの交点で試験体の最大変位・せん断力が予測され、黒丸は対応する実験結果である。

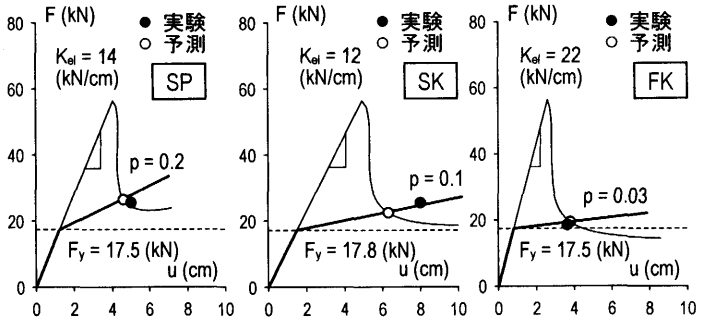


図 13 制振架構の最大応答予測(試験体 SP, SK, FK)

試験体 SK の予測変位が実験よりも 20%ほど小さいが、3 種の架構の予測結果と実験は良く対応している。さらに図から、システムの初期剛性 K_{el}, 降伏せん断力 F_y, 二次剛性比 p が最大応答に及ぼす影響について簡便に把握可能である。図 13 の FK 試験体においてこれ以上 p や F_y を小さく設定すると、予測変位は増大する傾向にある。ただし FK 試験体は摩擦ダンパーの効果で初期剛性が大きく、それが奏効して変位が最も小さく抑えられることが図 13 から分かる。それに対して初期剛性がやや低くても、SP 試験体のように二次剛性が大きい場合も同様に変位は抑えられるが、明らかに最大せん断力は大きくなる。SK 試験体は制振壁の初期剛性と二次剛性比の両方が低めなので、変位が最も大きくなったと理解できる。

以上のように木質制振壁の応答低減は、本評価法を用いて簡便に評価が可能で、実際の設計では、初期剛性や二次剛性比、降伏せん断力のバランスに配慮することが肝要であることが認識される。

7．まとめ

筆者らが開発した制振壁や既存形式の耐力壁を組み込んだ実大試験体の振動台実験により制振壁の有効性を立証した。以下にまとめる。

（1）耐力壁は、入力を重ねるごとに接合部の緩みにより変形し易くなる。ただし、層間変形角が 1/10 程になっても倒壊には至らなかった。

（2）制振壁は、鋼材ダンパーや摩擦ダンパーを用いれば 0.6 g レベルの地震でも部材・接合部を守り、加振前とほぼ同じ動的特性を保った。特に後者を用いることで、優れた変位・加速度の抑制効果を得た。

（3）本制振壁の最大応答の予測は、筆者らの提案した手法 [14] で簡便に、かつ良好な精度で行うことができる。

（4）耐力壁と制振壁では、壁倍率と最大変位の関係が極端に異なっていた。よって、壁倍率のみに基く応答予測・設計法では、充分な精度が期待できないと考える。

（5）制振壁と耐力壁の併用により、残留変形を抑えることができた。

なお、ここで検討した制振壁を実際の住宅に適用する際、本実験で用いたものより、床面積あたりの制振壁の長さを増やせば、更に高い性能を確保することが可能であると考えられる。

謝辞

本論文は、平成 15 年度国土交通省建設技術研究開発費補助金の助成によるプロジェクト「財産保持性に優れた戸建制振住宅に関する研究開発 (研究代表者：笠井和彦)」の成果(http://www.mlit.go.jp/tec/gijutu/kaihatu/h16hyouka.pdf)の一部を報告した。また、信州大学 五十田博助教授、(社)日本免震構造協会 永井潔氏には貴重なご助言を頂きました。試験体の作成には(株)カナイ常務取締役 並木高氏、(株)住宅構造研究所 金井健二氏にご尽力頂きました。ここに記して深謝致します。

参考文献

1) 日本免震構造協会: パッシブ制振構造設計・施工マニュアル, 2003 年 10 月
2) 笠井和彦, 和田章, 坂田弘安, 大木洋司, 宮下健: 木造住宅の制振 その 1: 制振架構および各接合部の挙動と設計, 東京工業大学パッシブ制振構造シンポジウム 2004, pp.169-184, 2004.11
3) 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
4) 竪原健一, 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, pp.979-980, 1999.9
5) 竪原健一, 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, pp.963-964, 2000.9
6) 岩佐裕一, 竪原健一, 野島千里, 志麻好宣: 伝統木造軸組みの実大振動実験 (その 16) 仕口タイプ粘弾性ダンパーによる耐震補強, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.183-184, 2001.9
7) 高田香織, 西村勝尚, 稲葉学, 関松太郎, 岡本真由美, 八木貞樹: 伝統木造軸組みの実大振動実験 (その 18) 高力ボルト摩擦接合滑りダンパーによる制振補強, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.187-188, 2001.9
8) 山田耕司, 山本榮男, 大倉野重幸: 摩擦仕口ダンパーの開発, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.153-154, 2003.9
9) 日本建築学会: 構造用教材, p34, 2000 年
10)矢沢俊介, 笠井和彦: ボルト摩擦接合を利用したダンパーの設計と制振構造への適用に関する研究, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造 II, pp.375-376, 2001.9
11)渡辺厚, 笠井和彦: 建物の残留変形に関する基礎研究, 日本建築学会大会, 学術講演梗概集, 船橋, 構造 II, 979~980, 1997
12)宮澤健二, 大西健司, 津田千尋, 野中悠貴： 実在木造住宅の引き倒し実験 (その 1～その 3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.73-78, 2004.8
13)腰原幹雄, 水沼祥一, 五十田博, 河合直人: 既存木造住宅耐震性向上に関する実験研究 (その 9) 実大振動台実験結果 (他方向試験体倒壊過程), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.215-216, 2003.9
14)笠井和彦, 伊藤浩資, 渡辺厚: 等価線形化手法による一質点系弾塑性構造の最大応答予測法, 日本建築学会構造系論文集, 第 571 号, pp. 53-62, 2003.9
15)木造軸組み構法建物の限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計マニュアル, 日本建築総合試験所 木造軸組み構法建物の限界耐力計算による耐震設計法編集委員会, 2003.7

付録 1 ：外側構面の負担

図 A-1 に曲げ実験より得られた短ほぞにかすがいを併用した接合部 (実線) と、短ほぞにホールダウン金物を併用した接合部 (破線) の包絡曲線を示す。かすがいが回転に対し非常に抵抗が小さいことが分かる。図より、かすがいの接合部回転角 θ_r= 1/120rad.時のモーメント M = 0.20kN· m であり、外側構面の柱頭・柱脚にそのモーメントが発生している場合、柱 1 本あたり 0.15 kN

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

の水平力を負担する。外側2構面に柱は計4本あるため、θ= 1 / 120 rad.時に 0.60 kN 水平力を負担することとなる。これを、表3における各試験体の $F_{1/120}$ と比較すると、外側 2 構面の水平力の分担は、最も $F_{1/120}$ の小さい WB-WB で 8.7 %, 最も $F_{1/120}$ の大きい WP-WP(4G) で 1.7 %, 制振試験体においては、2.0 %～3.2 %の分担となり、外側 2 構面が負担する水平力は、中央構面に比べ非常に小さく無視できるものであったと言える。

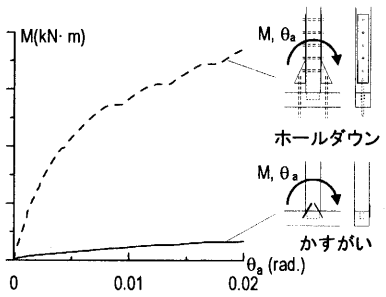


図 A-1 接合部のモーメントと回転角の関係

付録２：壁倍率の算定

壁倍率は、特定変形角時強度、降伏強度、最大耐力の 2/3 の強度、および終局耐力と靭性から決まる値の最小値により決定されるが、本報では特定変形角 (1/120 rad.) 時の強度のみを用いて壁倍率と称している。

付録３：2階建て戸建住宅の層間変形

一般の木質戸建住宅の 2 階層間変形が 1 階と比較して小さいと判断した理由について、以下に説明する。

2 階建て住宅の 1 層、2 層目の質量、剛性をそれぞれ m_1, m_2 および k_1, k_2 とする。$m_2 = \alpha m_1$, $k_2 = \beta k_1$ とすれば、モード解析の手法を用いて 1 次モード固有ベクトルが得られ、このとき 1 層の層間変形 ϕ_{11} に対する 2 層層間変形 $\phi_{21}-\phi_{11}$ の比Γは、質量比αと剛性比βのみを用いて以下のように表される。

$$\Gamma = \frac{\phi_{21}-\phi_{11}}{\phi_{11}} = \frac{2\beta}{\sqrt{(a\beta+\alpha+\beta)^2 - 4\alpha\beta} - \alpha\beta - \alpha + \beta} - 1 \qquad \text{(A1)}$$

一般的な戸建住宅では$\alpha < 1$, $\beta < 1$ と考えられ、2 例だが筆者らが住宅設計資料（そのうちの 1 例は文献 9 による）より調査したところ、$\alpha = 0.6 \sim 1$, $\beta \approx 1$ であった。なお$\beta \approx 1$ であるのは、1 階の床面積が 2 階よりも大きい場合でも、出入口や窓といった開口部の比率が大きいなどの理由がある。

上記の範囲にあるα, β に対して Γ = 0.5～0.6 である。さらに、大地震時に 1 層が降伏すれば Γはさらに小さく、つまり 2 階の層間変形が 1 階と比較してさらに小さくなると考えられる。

付録４：入力加速度とその応答スペクトルの検証

本実験では、極力精度の高い加振を行うため、まず各試験体の実験開始前に行った微小な加振とその結果に基づく振動台の調節を行い、さらに表 2 で示した各加振実験の直後に、以下のような確認を行っている(2.4 節)。

FK-FK 試験体の場合を例にとり、0.6g 神戸波入力での試験体土台中央の加速度 a_1 (図 4(c))と原波加速度の時刻歴を図 A-2(a)に示す。両者は良く合っており、最大値は土台の方でやや高いが、あくまでも瞬間的な誤差であり、試験体への影響は無視できると思われる。この確認のため、図 A-2(b)のように加速度のフーリエスペクトルを土台と原波で比べたところ、対象固有周期 0.1 秒～1 秒、特に 0.3 秒以降で両者が良く合った。さらに、図 A-2(c),(d)のように応答加速度・変位スペクトルを作成し、対象固有周期の範囲で土台と原波の応答スペクトルの比の平均が 0.99, 変動係数は 10%となり、両者がほぼ一致することを確認した。なお、0.2g 神戸波入力でも同様に良好な精度を得た。

上記の傾向は外側 2 構面の土台の加速度 a_2, a_3 や振動台加速度 a_0 を用いても一致していた(図 4(c))。つまり、これらの加速度は合致しており、振動台と土台の間に存在する基礎フレーム、固定フレーム、ロードセルなどの変形やズレは完全に抑えられたと言え（2.3 節も参照のこと）、これが土台部分でも精度の良い加速度波形を得た要因のひとつと考えられる。

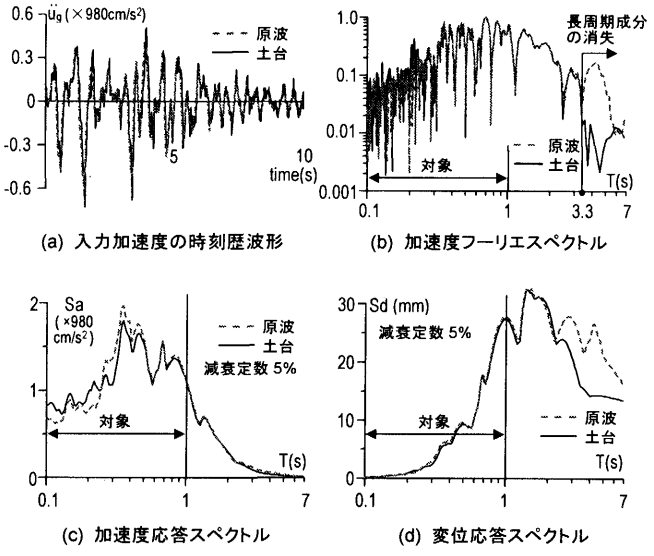


図 A-2 0.6g神戸波入力時の FK-FK 試験体における土台の動きと原波の比較

ところで図 A-2(b)から、土台の加速度の長周期 3.3 秒以上の成分が原波と比べ非常に低い。このため、絶対座標に対する土台そして振動台の最大変位は原波より約 15%低かったが、上記検討や 2.4 節から明らかなように、本試験体の加振精度への影響は少ないと考えられる。なお、この最大変位は、振動台の性能限界±100 mm (2.4 節)を 25%超過してはいたが、問題は無かった。

付録５：エネルギー吸収の時刻歴

図 A-3 に (a)SK-SK, (b)FK-FK 試験体のエネルギー吸収の時刻歴と層間変形の時刻歴を示す。図より、0.6g 神戸波入力時 (図左段)、両試験体とも 15 秒付近で全体のエネルギー吸収 (細線)・ダンパーのエネルギー吸収 (太線)ともに一定の値となるため、全体からダンパーのエネルギー吸収を引いた値 (破線)が一定となっていることが分かる。一方、0.6gTaft 波入力時 (図右段)、両試験体ともダンパーのエネルギー吸収は 15 秒付近で収まっているが、全体のエネルギー吸収は 40 秒付近まで増え続けている。そのため、全体からダンパーのエネルギー吸収を引いた値も増え続けている。このことから、Taft 波は神戸波に比べ小振幅の入力が長く続くため、結果として 0.6gTaft 波でのダンパーの分担が 0.6g 神戸波に比べ小さくなったと考えられる。

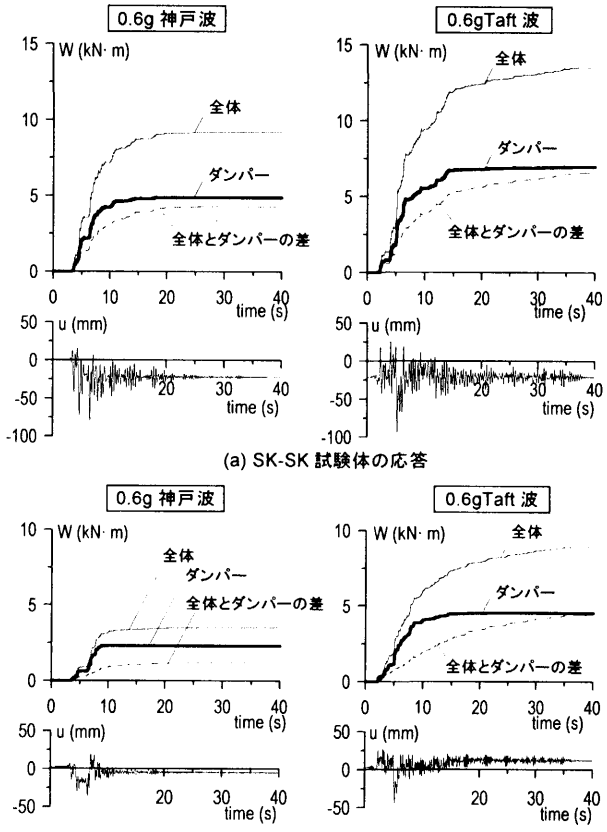


図 A-3 エネルギー吸収増加量と層間変形の時刻歴

付録６：弾塑性システムの応答予測曲線

図 13 に示した制振架構の変位・加速度の低減効果を示す曲線は、筆者らが文献 14 に弾塑性システムの応答予測法として提案・検証したものであり、以下にまとめる。バイリニア弾塑性システムの 2 次剛性比を p として、塑性率μでの等価周期 T_{eq}、等価減衰定数 h_{eq} は

$$T_{eq} = T_0\sqrt{\frac{\mu}{1-p+p\mu}} \quad (\mu > 1), \quad h_{eq} = h_0 + \frac{2}{\mu\pi p}\ln\frac{1-p+p\mu}{\mu^p} \qquad \text{(A2, A3)}$$

である。h_0 は初期減衰定数、すなわち弾性時の減衰定数である。塑性率μでの最大変位 u と最大せん断力 F は、式(A2), (A3)を用い、弾性系の最大変位 u_{el} (=変位応答スペクトル S_d) と最大せん断力 F_{el} を基準に、木質架構が該当するスペクトルの加速度一定領域では以下のように予測できる。

$$u = u_{el} D_h \frac{T_{eq}}{T_0}\frac{T_{eq}/T_0 + 1}{2}, \quad F = F_{el}\frac{u}{u_{el}}\left(\frac{T_0}{T_{eq}}\right)^2 \qquad \text{(A4, A5)}$$

ここに D_h は、初期減衰定数 h_0 から等価減衰定数 h_{eq} への減衰の増加による応答低減を加味する減衰効果係数である [1),14)]。

$$D_h = \sqrt{\frac{1+25h_0}{1+25h_{eq}}} \qquad \text{(A6)}$$

図 13 の曲線は、式(A4), (A5)による u と F を横軸と縦軸にとって描いたものであり、これにバイリニアシステムの荷重変形の骨格曲線を重ねあわせた際の交点が、予測される変位とせん断力に相当する。この曲線は，弾塑性システムの降伏により変化する等価周期・減衰定数を加速度応答スペクトル一定の条件と併せて考慮しており、弾塑性システムの弾性応答値を基準として応答低減効果を評価できる [14)]。

（2004年12月10日原稿受理，2005年 5 月18日採用決定）

NII-Electronic Library Service