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，65-73，2005年8月
J. Struct. Constr. Eng., AIJ, No. 594, 65-73, Aug., 2005

合板パネルによるシアリンク制振機構を用いた木質架構の動的挙動に関する実験研究

EXPERIMENTAL STUDY ON DYNAMIC BEHAVIOR OF A WOOD FRAME WITH SHEAR LINK PASSIVE CONTROL MECHANISM INVOLVING PLYWOOD PANEL

坂田弘安*，笠井和彦**，和田　章***，宮下　健****
Hiroyasu SAKATA, Kazuhiko KASAI, Akira WADA and Takeshi MIYASHITA

The objective of this study is to propose two passive control systems for reducing seismic response and damage of wood houses. Various wood-frame joints are experimented, and selection/design criteria for metal joint details are determined. Velocity-dependent as well as deformation-dependent dampers are developed. Simplified methods to design different damper types are proposed. Design of the joints, dampers are validated by conducting dynamic cyclic loading tests for the passively controlled full-size wood-frame specimens.

Keywords: *wood-frame structure, passive control, viscoelastic damper, steel damper, plywood panel, shear link, frame joint*
木質架構、パッシブ制振、粘弾性ダンパー、鋼材ダンパー、合板パネル、シアリンク、接合部

1．　はじめに

1．1　背景および目的

都市の地震災害の大小は、多数存在する住宅の被害によって決まると言っても過言ではなく、国民の大多数が生活の基盤としている戸建木造住宅の被害を最小化し、人命を守ることはもとより、個人的・国家的な経済損失、都市の経済活動の低下を防ぐ必要がある。

そこで、大規模建築で培われこのようなことに対する効果が認められているパッシブ制振技術を戸建木造住宅に展開している[1)~3)]。すなわち、大規模建築において確立されている制振技術を、住宅という小規模建築にも健全かつ加速度的に普及させることを考えている。

これまでも木質構造に対する制振ダンパーの適用に関する研究は活発に行われてきており、制振ダンパーに粘弾性体を用いたものの研究が最も多い。樫原ら[4)~7)]、鈴木ら[8)]により仕口タイプの粘弾性ダンパーの開発が行われ、仕口隅角部に一定の剛性と減衰を与えることにより、建物の構造減衰を増加させ耐震性能を高め得ることを報告されている。宮沢ら[9),10)]、岡本ら[11),12)]、鈴木ら[13)]により、サイディング外装材あるいはガラスなどの面材に粘弾性体を貼り付け、木造軸組とこれらの面材のずれを利用して制振効果を得る研究が行われている。曽田ら[14)]は、粘弾性ダンパーを木造住宅に適用した際の有効性に関して解析的に検討している。塚越ら[15)]は、粘弾性体の他に鋼板の弾性座屈変形をも利用して木質構造に制振効果を付加する研究を行っている。野口ら[16)]は、偏心を有する木質建物に対する粘弾性ダンパーの有効性を模型実験により検証している。粘弾性体以外では、オイルダンパーを木造軸組に適用した研究[17),18)]やオイルダンパーとビンガムダンパーを併用して用いた研究[19)~21)]、摩擦ダンパーを伝統木造軸組に適用した研究[22)]、仕口タイプの摩擦ダンパー開発の研究[23)]がある。このように木質構造への制振ダンパーの適用の研究は活発に行われ始めている。

一方、我国にある戸建木造住宅約2,500万戸は、その半分以上が耐震性に問題があると言われ、その既存不適格木造住宅に対する耐震補強が殆ど行われていない。この原因としては、住民の耐震安全性に関する意識の低さも考えられるが、施工性がよく、安価で、高性能な補強工法が存在しないという事実が大きなものと考えられる。

そこで本研究では、小型で施工性がよい戸建木造住宅用ダンパーを用いた高性能な木質制振架構およびその簡易設計法を提案し、架構の力学的挙動を把握・有効性を明示すること、および簡易設計法の妥当性を示すことを目的とした。制振架構の開発に際して、柱・横架材接合部、ダンパー・木材接合部、ダンパー単体などの力学的挙動を把握し、ダンパーが効率的に働くことを可能にした。このような各部の挙動の把握のもと開発した制振架構は、既報[1)]で提案した制振架構よりも高性能なものとなったことも示している。

1．2　提案する木質制振架構

提案する木質制振架構は、粘弾性ダンパー合板型(VP)，鋼材ダンパー合板型(SP)の2つである(図1)。合板型とは、図1に示すように合板パネル部を形成するため両柱に合板パネルを片持ち形式で取り付けたものである。合板パネル部を鉛直方向に切り離し、地震時にパネル間に鉛直方向の相対変形が生じることを利用してダンパーに変形させる、いわゆるシアリンク機構を用いている。ここに用いたVは粘弾性(Viscoelastic)ダンパー、Sは鋼材(Steel)ダンパー、Pは合板(Plywood)型

* 東京工業大学建築物理研究センター　助教授・工博　Assoc. Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
** 東京工業大学建築物理研究センター　教授・Ph. D.　Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Ph. D.
*** 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.
**** 東京工業大学　大学院生　Graduate Student, Tokyo Institute of Technology

NII-Electronic Library Service

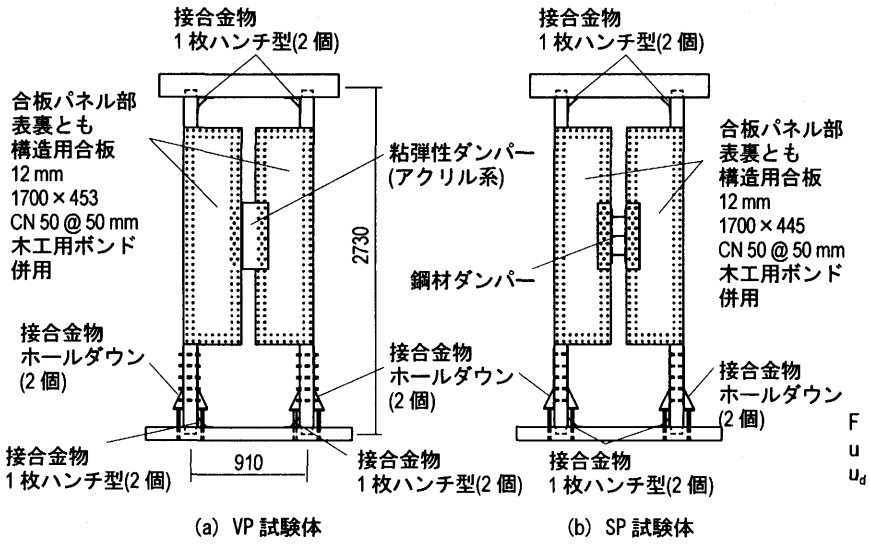


図1　制振架構試験体

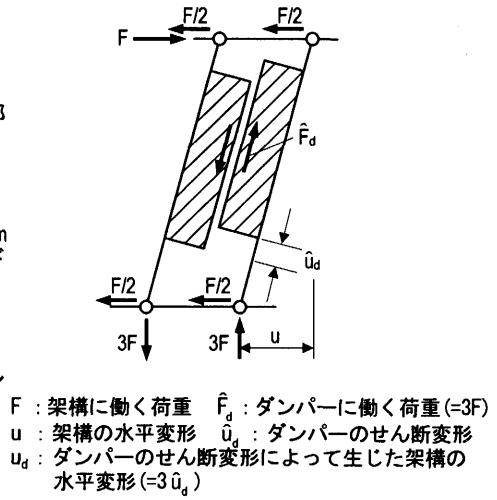


図2　柱・横架材接合部をピンと仮定した場合の力と変形の定義

架構を意味する。VP 試験体は、既報[1]で提案した制振架構のダンパー部の滑り低減と施工性改良を考えて取り付け方法を改良したものであり、SP 試験体は VP 試験体の粘弾性ダンパーを鋼材ダンパーに替えたものである。具体的に、既報[1]で提案した制振架構は合板パネル部の枠材にボルトを用いてダンパーを取り付けていたが、本制振架構はビスとエポキシ接着剤を用いて取り付けている。

図 2 に合板型架構の柱・横架材接合部をピンと仮定した場合の力と変形の定義を示す。また、設計にあたり、壁倍率 5 相当の耐力をもつ制振架構を目標とした。ここに、壁倍率とは層間変形角 1/120 rad. に対応する荷重を壁単位長さ 1 m 当りのせん断耐力 1.96 kN で除した値である。よって、本試験体の場合は 1.96×0.91×5 = 8.92 kN である(付録 1 参照)。架構のアスペクト比が 3 であることから、ダンパーに働くせん断力 $\hat{F}_d$ は、柱・横架材接合部をピンと仮定すると、架構のせん断力 F の 3 倍である 26.8 kN となる。

この制振架構の柱・横架材接合部には短ほぞのほかに、2.1 節に述べる実験結果より、1 枚ハンチ型とホールダウンを併用することにした。両金物とも壁の内側に使用するため、横架材が交差するような柱に使用できること、内外装材や合板を貼り付ける際に妨げにならないこと、既存の面材を取りはずさなくともコーナー部のみに手を加えることで施工できることなどの利点を有している。

2.　接合部実験

2．1　柱・横架材接合部実験

木質架構の各接合部に引張変形が生じるとダンパーに導入される変形が低減され、期待する制振性能が発揮されない。また、柱・横架材接合部の曲げ抵抗が大きいと架構の耐力を上昇させる一方、入力エネルギーの多くが柱の歪エネルギーとなるため、ダンパーによって吸収されるべきエネルギーが減少する。すなわち、このように引張・せん断力に対しては変形せず、曲げに対しては架構の耐力とエネルギー吸収能力のバランスを考慮した接合部の選定が必要となる。

そこで、数種の市販されている金物を選定し、短ほぞとその金物を併用した接合部に作用する力に対する剛性や最大耐力など、ダンパーを組み込んだ木質制振架構の開発に有益なデータを得るために、各接合部について引張・せん断・曲げ実験を行った。ホールダウンは初期滑りを防ぐために、柱と金物の間にエポキシ接着剤を併用し、さらにホールダウンによる支圧側曲げ変形を抑制するために金物とアンカーボルトを接合する箇所に 60×60 mm、厚さ 10 mm の角座金を併用した。各実験とも各試験体について単調載荷 1 体、繰返し載荷 3 体ずつ行った。ただし、せん断および曲げ実験で、図 3 に示す 1 枚ハンチ型のように柱の片側にのみ取り付けたものは単調載荷を正負方向 1 体ずつ計 2 体行った。

数種の接合部の実験を行ったが、本報で提案する木質制振架構に使用した 1 枚ハンチ型、ホールダウンの結果を示す。ホールダウンはせん断に対して、大変形にならないと抵抗しないと考えられるため、せん断実験に関しては短ほぞのみの結果を示す。ただし、1 枚ハンチ型についての引張・せん断実験に関しては文献 1 の結果を参考にした。

図 3 に各繰返し載荷実験より得られた力と変形(F-u)の関係またはモーメントと回転角(M-θ)の関係の包絡線、およびそれを式(1)[24]によって最大耐力まで近似したものを示す。式(1)に用いた R と v は F-u 関

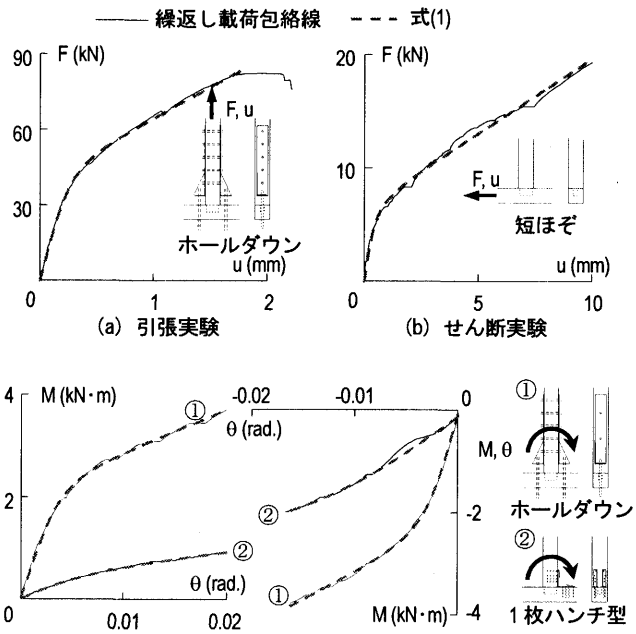


図3　柱・横架材実験結果

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

係で力 F と変形 u、M-θ 関係でモーメント M と回転角 θ である。

$$R=\frac{(k_i-k_p)v}{\left(1+\left|\frac{(k_i-k_p)v}{R_0}\right|^n\right)^{1/n}}+k_pv \quad (1)$$

せん断実験の結果は載荷方向によって耐力・剛性が異なるが、図 3 (b)には耐力の低い方向のものを示す。近似曲線の求め方は、次の通りに行った。初期剛性 k_i は載荷サイクルを決定するのに使用した単調載荷の結果に文献 25 の方法を適用して得た降伏耐力 F_y を用いて決定した。実験結果より $0.2F_y$ までは弾性範囲であると見なすことができたため、初期剛性 k_i は繰返し実験の包絡線における $0.2F_y$ の点と原点を結んだ直線の傾きとした。そして、実験結果の包絡線を用い最小二乗法により式(1)の係数 k_p, F_0, M_0, n を求めた (文献 3 参照)。

ホールダウンは引張力が 26.8 kN で 0.2 mm 以下に変形を抑えられ、引張に対しては十分な耐力・剛性を有している。さらに、曲げに対しても他の金物に比べ大きな剛性、耐力を有していた。全ての試験体が、変形 1 mm で 7 kN 程度のせん断力に耐えることができた。これにより、従来の構造ではせん断力に対して、短ほぞだけでも十分であると考えられてきたことの妥当性を示している。ここでは示していないが、曲げに対し両試験体とも 1/12 rad. 以上の変形能力を有していた。

2．2　金物の選定

以上の結果より、接合金物の選定にあたり、許容変形量を以下のように設定した。アスペクト比より接合部の軸変形はその 3 倍が架構の層間変形に寄与する。このように接合部の軸変形は架構の層間変形に多大な影響を及ぼす。そこで、架構の層間変形角 1/120 rad. での架構のせん断力を 3 倍した力が作用した時の軸変形の許容量を 1 mm と設定した。これは、柱脚接合部の軸変形による層間変形の寄与率を全体の 15 %未満に抑えることを目標にしたためである。

接合部のせん断変形は軸変形に比べ、架構の層間変形に及ぼす影響は小さいが、層間変形角 1/120 rad. での架構のせん断力が作用した時のせん断変形量を 1 mm と設定した。せん断実験の結果より、せん断変形 1 mm で短ほぞだけでも 7 kN 程度の耐力を有していた。

接合部の曲げ変形は、曲げ剛性が小さくピンに近いほどダンパー効率を高める。一方、ホールダウンのような曲げに対しての剛性や耐力が大きい金物を使用すると架構の耐力が増加し、有利な場合もある。このように、曲げの影響はさまざまであり、これをふまえた設計方法を 3.2 節に示す。その際に、全ての接合部が 1/12rad. (2.1 節)の回転変形能力を有しているために特別に許容値を定めていない。なお、柱・横架材接合部が 1/120rad. 回転したときの曲げモーメントは、1 枚ハンチ型の金物が取り付けてある側が 0.54 kN·m、その反対側が 1.12 kN·m であり、ホールダウンが 2.88 kN·m である。

2．3　架構部材・ダンパー接合部および合板パネル部実験

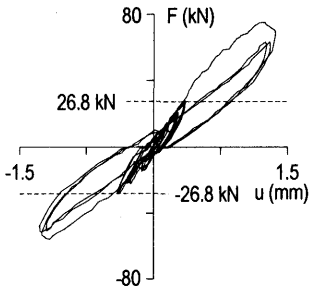
制振架構に用いるダンパーと木質架構は、ビス(φ6–75 mm)とエポキシ接着剤(セメダイン社製エポキシ系樹脂接着剤 EP-001)を併用して取り付けた。ビス本数および接着面積を決めるにあたり、ダンパー接合部のせん断実験を行った。

図 4 に制振架構に用いたダンパー接合部の荷重と変形の関係を示す。ここでいう変形は架構部材に対するダンパー部の鋼板の滑りである(図 4(b))。ダンパー接合部に約 26.8 kN のせん断力が作用したとき、せん断変形約 0.4 mm に抑えることができた。

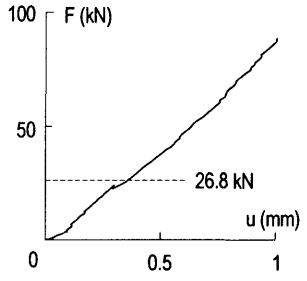
また、架構とダンパーは、合板パネル部を介して接合する。その合板パネル部は、柱と同断面の枠組と 12 mm の合板を釘(CN50)と接着剤(セメダイン社製木工用ボンド)を併用して接合し、作成した。村上らの方法[26]で接着剤の寄与を無視して設計を行い、実際の性能を把握するために、合板パネル部のせん断実験を行った。

図 5 に合板パネル部の荷重とせん断変形の関係を示す。合板パネル部にせん断力約 26.8 kN が作用したとき、せん断変形約 0.4 mm に抑えることができた。

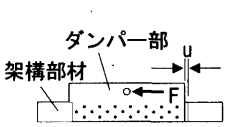
ダンパー接合部および合板パネル部実験の結果より、ダンパーを効率よく働かせるのに必要な剛性・耐力とも十分確保できた。



(a) 荷重－変形関係

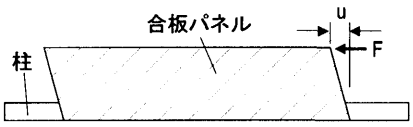


(a) 荷重－せん断変形関係



(b) 試験体

図 4　ダンパー接合部実験結果



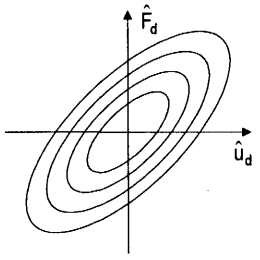
(b) 試験体

図 5　シアリンク部実験結果

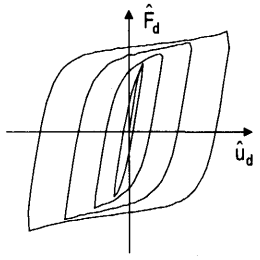
3．木質制振架構の設計

提案した両試験体に共通して、梁を 180×105 mm 角の欧州赤松集成材、柱を 105×105 mm 角のスプルース（ホワイトウッド）集成材、土台を 105×105 mm 角の欧州赤松の集成材で作成した。それらの接合部には短ほぞと接合金物を併用した。

本研究では粘弾性ダンパー、鋼材ダンパーを開発し、制振架構に導入している。これらは小型で簡易なものになっている。今回使用した線形粘弾性ダンパー、鋼材弾塑性ダンパーの履歴曲線を図 6 に示す。詳細は以下で述べる。



(a) 線形粘弾性



(b) 鋼材弾塑性

図 6　開発・実験したダンパーの履歴曲線
($\hat{F}_d$, $\hat{u}_d$ はダンパー稼動方向の力と変位)

3．1　ダンパーの詳細

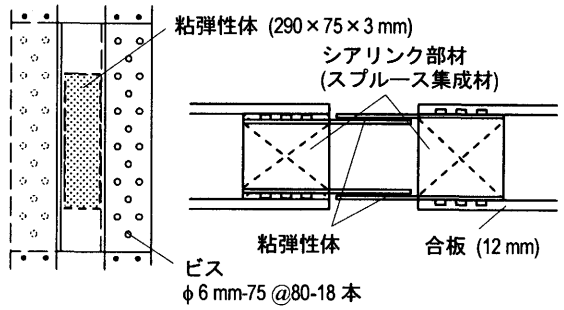
a)　粘弾性ダンパー

アクリル系の粘弾性ダンパーを VP 試験体に使用した。ダンパー部の詳細を図 7 に示す。この粘弾性材料を厚さ 4.5 mm の鋼板で挟み、溶着させて製作した。VP 試験体は、ダンパーと合板パネル部をビスによって接合してある。

b)　鋼材ダンパー

鋼材ダンパーを SP 試験体に使用した。図 8 に鋼材ダンパーに用い

NII-Electronic Library Service



(a) ダンパー部立面　　(b) ダンパー部平面

図 7　VP 試験体のダンパー部詳細

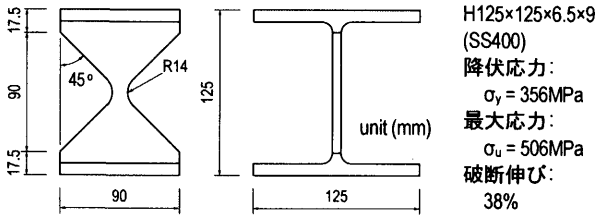
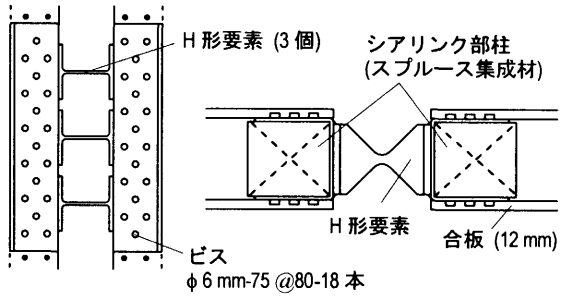


図 8　鋼材ダンパーに用いた H 形要素と力学特性



(a) ダンパー部立面　　(b) ダンパー部平面

図 9　SP 試験体のダンパー部詳細

た H 形要素および材料の力学特性を示す。ダンパーの形状は、曲げとせん断の相関降伏条件を考慮して、理論的に全断面が同時に降伏する形状を求め、その後に加工性なども考慮して最終的な形状を決定した。ダンパー部の詳細を図 9 に示す。SP 試験体は VP 試験体同様、ダンパーとシアリンク部をビスによって接合した。

3．2　制振架構内における力と変形分担の評価

木質制振架構を設計する際に、第 2 章で述べた柱・横架材接合部の挙動や架構部材・ダンパー接合部における局所変形などのダンパー以外の変形を無視することはできない。これを簡易に検討するために、制振架構を図 10 に示すモデルで表す。バネモデルでは位相が同一であるが、簡易性のため粘弾性体を用いた制振架構でも架構とダンパーの変形に位相のずれがないものと単純化した。なお、後述するが、実挙動においても極端に大きな位相差がないことを確認している(図 20)。図中の u_a は柱脚の軸変形の寄与による架構の層間変形、u_b は架構部材の曲げせん断変形の寄与によるもの、u_r は柱・横架材接合部の回転の寄与によるもの、u_c は架構部材・ダンパー接合部における局所変形の寄与によるもの、u_d はダンパー変形の寄与によるものである。ただし本試験体は、ダンパーを効率よく作用させるためにダンパー接合部や合板パネル部を設計した結果、架構部材の変形も抑えることのできる形状となったため、架構部材を剛と考え、架構部材曲げせん断変形の寄与 u_b をゼロと設定した。なお、柱・横架材接合部のせん断変形は小さいので

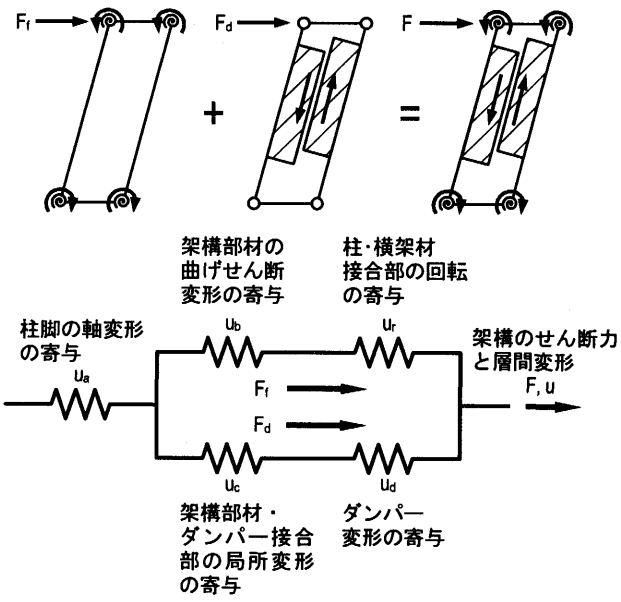


図 10　制振架構の設計モデル

図 10 のモデルには考慮しない。

制振架構の設計を以下に示すが、ここでは手法を明確にするため VP, SP 試験体の目標壁倍率である 5 の場合の具体的な算定値も示す。図 10 において架構のせん断力 F=8.92 kN, 層間変形 u=2730/120=22.75 mm を決定し、その要求値に対して以下のように行った。

1) 図 2 のような力の分担を想定し、架構のせん断力 F から求まる引張 $3F$・せん断力 $F/2$ に相当する接合金物を 2.1 節に基づき選定する。
2) ダンパー変形による寄与 $u_d = u - u_a - u_c$ を求める。ただし、柱脚の軸変形の寄与 u_a は、2.1 節で述べたように柱脚の軸変形の許容値を 1 mm と設定したので、アスペクト比より最大値 u_a=3 mm とする。架構部材・ダンパー接合部における局所変形の寄与 u_c は、$u-u_a$ の 25 %以下に抑えるように各接合部を設計したので、最大値 u_c=4.94 mm である。これは、既報 [1]の実験からダンパー効率を失わないためには 25 %が限度であり、さらに 2.1, 2.3 節に示した各部の実験などから現実的な数値として定めたものである。よって、ダンパー変形による寄与は u_d=14.81 mm となる。
3) 図 2 のようにリンクモデルを考え、選定した接合部が 1/120 rad. 回転したときの曲げモーメントから架構の負担する力 F_f を求める。本試験体架構のせん断力 F_f は、2.1 節で示した曲げモーメントの値を用いて求めると、3.33 kN である。
4) ダンパーが負担する力 $F_d = F - F_f$=5.59 kN を求める(図 10)。
5) ダンパー変形 $\hat{u}_d$、ダンパー力 $\hat{F}_d$ を求める。$\hat{u}_d = u_d/3$=4.94 mm, $\hat{F}_d = 3F_d$ =16.77 kN である。ここに、“ ^ ” はダンパー稼動方向の変形・力を示す。また、係数 3 は柱・横架材接合部をピン、架構部材を剛と理想化したリンク機構の幾何学とつり合いから簡易に求めたものである。

3．3　ダンパー量の算定

手順 5)で算定したダンパー力 $\hat{F}_d$ とダンパー変形 $\hat{u}_d$ に対する必要ダンパー量を以下に示す方法で決定する。

a)　粘弾性ダンパー

$\hat{F}_d$ を最大変形時 $\hat{u}_d$ の力とみなし、ダンパーの必要等価剛性 K'_d を式(2)より求める。

$$K'_d = \hat{F}_d / \hat{u}_d \qquad (2)$$

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

手順 5)の値を式(2)に代入すると、ダンパーの必要等価剛性 K'_d は 3.40 kN/mm である。

アクリル系粘弾性体の材料の貯蔵剛性 G'は、以下のように求まる。

$$G' = G\frac{1+ab\omega^{2\alpha}+(a+b)\omega^{\alpha}\cos(\alpha\pi/2)}{1+a^2\omega^{2\alpha}+2a\omega^{\alpha}\cos(\alpha\pi/2)} \quad (3)$$

温度によって、a, b, α, G は変化する。ここで用いた材料は温度 20℃の時、a=5.6×10^{-5}, b=2.10, α=0.558, G=3.92 N/cm^2 である。層間変形角 1/120rad. 時では振動数 f =1.8 Hz としたため(4.1 節)、円振動数 $\omega=2\pi f$ =2π·1.8=11.3rad. /s でありこれを式(3)に代入して、G'=24 N/mm^2 を得る。

粘弾性材料の厚さ d は、層間変形角 1/60 rad. でも材料の健全性が保持できるように決定する。つまり層間変形角 1/120 rad. 時の $\hat{u}_d$ の 2 倍の値に対し、粘弾性体のせん断歪が 350 %であるように決定した。

$$d = 2\hat{u}_d / 3.5 \quad (4)$$

式(4)より d=2.82 mm となり、3 mm とした。

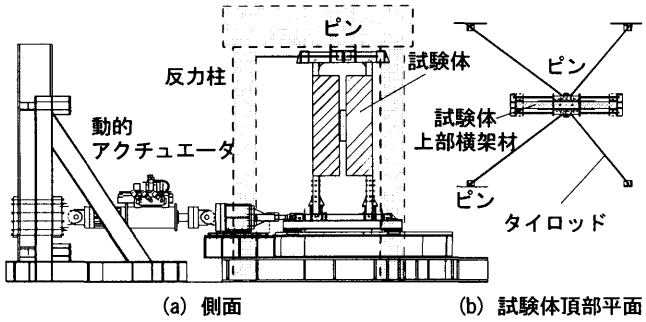
せん断面積 A_sは、 K'_d [式(2)]と G'[式(3)]から求まる[27]。

$$A_s = K'_d\, d / G' \quad (5)$$

ダンパーのせん断面積 A_s=419 cm^2 となり、VP 試験体には 435 cm^2 使用した。

b) 鋼材ダンパー

H 形要素の実験より付録2(最大変形 23.58 mm で荷重 8.09 kN)に示す履歴が得られた。その結果より、$\hat{u}_d$ のときの $\hat{F}_d$ を満たす H 形要素の個数 n を決定する。$\hat{u}_d$ は降伏強度時の変形以上であり、その時の強度は 6.2 kN であった。これより n=2.75 となり、鋼材ダンパーの H 形要素を 3 個使用した。



(a) 側面　　(b) 試験体頂部平面

図 11　載荷装置

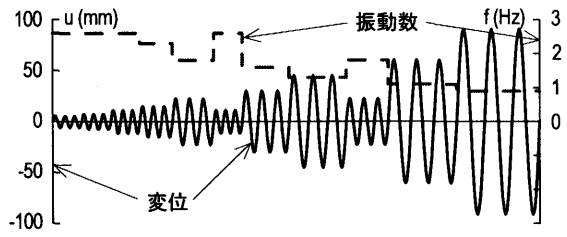


図 12　変位履歴および振動数

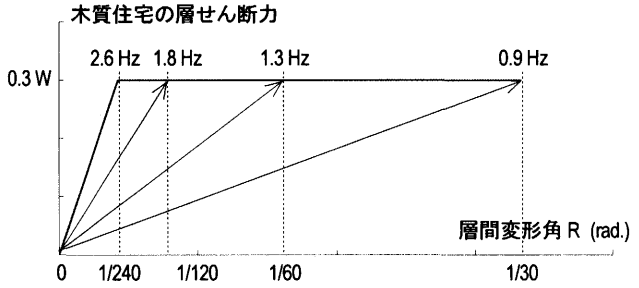


図 13　振動数決定における木質住宅の履歴モデル

4.　木質制振架構の実験

4．1　載荷方法および計測計画

載荷は片持ち梁形式で、図 11 に示す載荷装置を用いた。図 11 に示す載荷装置では、上部横架材中央部に取り付けた治具から、球面ナットと球面ワッシャを用いて四方に張ったタイロッドにより反力柱に留めている。図中の「ピン」はこの球面ナットと球面ワッシャにより成立させている。タイロッドは試験体の鉛直方向の微小な動きと比較すると十分に長いため、試験体の上下動を拘束しない装置になっている。そのタイロッドに生じる軸力から試験体に働く架構のせん断力を算出した。これにより、ジャッキヘッドに働く摩擦力および慣性力を用いず、試験体の架構のせん断力のみを測定できる。また、長期荷重による柱軸力は考慮していない。

載荷は、図 12(実線)に示す載荷サイクルに従い、層間変形角 1/480, 1/360, 1/240, 1/180, 1/120, 1/240, 1/90, 1/60, 1/120, 1/45, 1/30 rad. の順に各 3 サイクルずつ正弦波変位制御の正負交番繰返載荷とした。また、図 12(実線)に示す載荷サイクルを連続して加振せず、各層間変形角 3 サイクル(以下、ステップ)終了ごとに止め、載荷を行った。なお、粘弾性ダンパー試験体の載荷は、各変形を入力する前に粘弾性体の温度が 20±0.3 ℃になるように調節してから行った。載荷ステップの中に前ステップの 1/2 の層間変形角を入れてあるのは、大変形を起こした後にどのような挙動を示すかを見るためである。

動的載荷での各サイクルにおける振動数を図 12(破線)に示す。振動数は、図 13 に示すように制振架構を導入した木質住宅の履歴を仮定し、等価な振動数に基づき求めた。仮定した制振架構を導入した木質住宅の履歴は、層間変形角 1/240 rad. までは線形で、この時の層せん断耐力が 0.3W(W：建物重量)の完全弾塑性モデルである。粘弾性体は高振動数で硬く、低振動数では柔らかいといった振動数依存性を有するが、その振動数はダンパー量、他の材料の影響などを考慮せずに、上記の木質住宅の等価な振動数を用いることにした。さらに、鋼材ダンパーも共通条件で検討するため同じ加振条件を用いた。ここに示した方法を用いることによって、粘弾性体および木材[28]の振動数依存性を共通な尺度で反映させた動的実験を行うことができる。

紙幅の都合上、計測計画を図示しないが、架構のせん断力、層間変形、ダンパー変形、柱・横架材接合部の軸変形、せん断変形、回転を計測した。また、粘弾性ダンパーを使用した試験体では粘弾性体の温度を計測した。

4．2　層間変形角±1/120 rad. までの履歴

図 14 に各試験体の層間変形角±1/120 rad. までの架構のせん断力と層間変形の関係、およびダンパー力とダンパー変形の関係を示す。ダンパー力は直接測定できないので、柱・横架材接合部の回転と、接合部曲げ実験の結果を使って求めた架構の負担する力 F_fを架構のせん断力 F から引いた値の 3 倍とした。なお、各載荷サイクルでのダンパー変形が最大時の架構の負担する力 F_fから、等価剛性(=F_f/u)を求め、同サイクル内では、ダンパー以外の架構がその剛性を保ち、弾性挙動をするものとしてダンパー力を求めている。

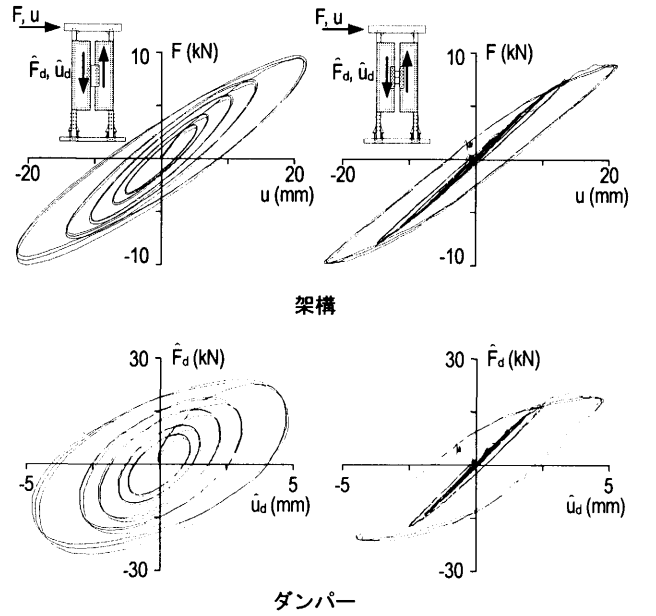
両試験体とも層間変形角 1/120 rad. では目標せん断力の±10%の性能を発揮した。このとき、VP 試験体の粘弾性体の温度は 20 ℃から最終的に 22 ℃まで上昇した。

粘弾性ダンパーを用いた VP 試験体は、楕円の履歴を示し、高いエネルギー吸収能力を示した。鋼材ダンパーを用いた SP 試験体は、層

NII-Electronic Library Service

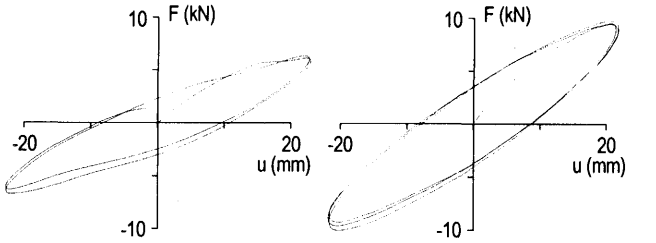
間変形角 1/240 rad. 程度から折れ曲がるバイリニア型の履歴を示した。

図 15 に既報[1]で提案した旧 VP 試験体と VP 試験体の層間変形角±120rad. における架構のせん断力と層間変形の関係を示す。旧 VP 試験体は履歴がスリップしている。これは、ダンパーと合板パネル部の接合部が滑ったことによるものである。それに比べ、VP 試験体は履歴が全くスリップを示さず安定しており、ダンパーと合板パネル部の接合部の滑りを抑え、制振架構として性能が向上していることが分かる。ただし、旧 VP 試験体と VP 試験体では目標壁倍率が異なり使用している粘弾性体の面積が異なるため、耐力を直接比較することできない。



(a) VP 試験体　　(b) SP 試験体

図 14　層間変形角±1/120rad. までの架構およびダンパーの履歴曲線



(a) 旧 VP 試験体[1]　　(b) VP 試験体

図 15　層間変形角±1/120rad. の架構のせん断力－層間変形関係

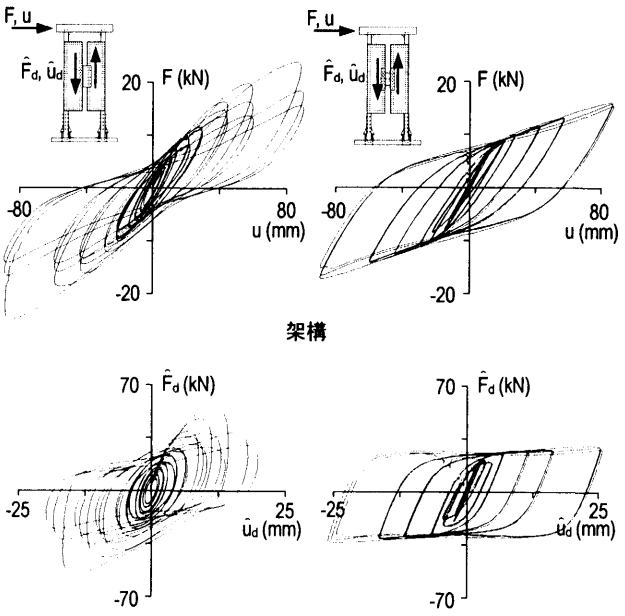
4．3　層間変形角±1/30 rad. までの履歴

図 16 に各試験体の層間変形角±1/30 rad. までの架構のせん断力と層間変形の関係、およびダンパー力とダンパー変形の関係を示す。ダンパー力は 4.1 節と同様に求めた。

VP 試験体は、層間変形角 1/30 rad. まで変形しても耐力は上がり続け、層間変形角 1/30 rad. 経験後、図 17 に示すホールダウン金物の一部分に曲げ変形が生じ、金物と接着面での剥離が見られた。また、VP 試験体は、層間変形角 1/60 rad. あたりから同一変形角の 2，3 回目のサイクルで大きな耐力低下が見られた。これは架構が損傷したためではなく、エネルギー吸収により粘弾性体の温度が図 18 に示すように上昇したことに伴うダンパーの剛性低下[29]が主な原因である。

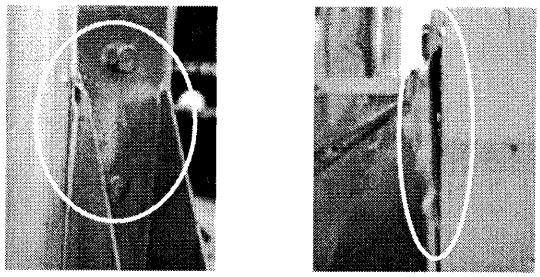
このように、アクリル系粘弾性ダンパーは温度依存性が強いので、想定される温度変化に対し予測した架構のせん断力を表 1 に示す。また、温度低下に伴いダンパーの剛性が上がれば地震中の層間変形が抑えられ、その結果層せん断力の上昇もさほど顕著でないと容易に想像できる。そこで温度を変化させた場合に、壁倍率 5 の耐力時の層間変形の変化を表 2 に示す。表 1, 2 を見て分かるようにダンパー剛性の変化に比べ、架構のせん断力や層間変形の変化は鈍感である。表 1 , 2 に示す値は、3.2 節で述べた設計モデル(図 10)と文献 27, 30 に記されている方法(付録 3 参照)で求めたものであり、架構とダンパーの剛性比などの影響を考慮している。

SP 試験体は、鋼材ダンパーを用いたため耐力が頭打ちになるので、VP 試験体に見られたようなホールダウン金物の一部分の曲げ変形す



(a) VP 試験体　　(b) SP 試験体

図 16　層間変形角±1/30rad. までの架構およびダンパーの履歴曲線



(a) ホールダウン金物の変形　　(b) 金物と柱の接着面での剥離

図 17　VP 試験体のホールダウン金物の最終状態
（層間変形角 1/30 rad. 経験後）

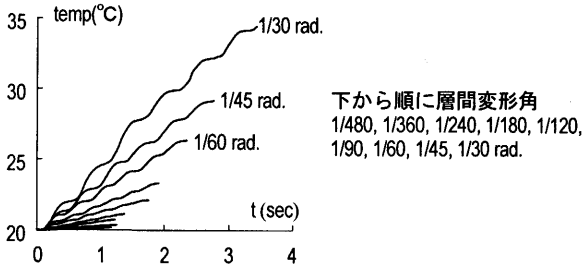


図 18　VP 試験体の粘弾性体の温度変化

NII-Electronic Library Service

表 1　VP 試験体の層間変形角 1/120 rad. における
粘弾性体の温度変化に因る架構のせん断力の変化

基準温度 (℃)	20				
温度変化 (℃)	-10	-5	±0	+5	+10
ダンパー剛性の変化 (%)	+122	+44	±0	-27	-43
架構のせん断力の変化 (%)	+39	+18	±0	-14	-25

※加振振動数 f=1.8 Hz

表 2　VP 試験体における粘弾性体の温度変化に因る
壁倍率 5 (架構のせん断力 8.92 kN) 発揮時の層間変形の変化

基準温度 (℃)	20				
温度変化 (℃)	-10	-5	±0	+5	+10
ダンパー剛性の変化 (%)	+122	+44	±0	-27	-43
層間変形の変化 (%)	-28	-15	±0	+16	+33

※加振振動数 f=1.8 Hz

ら生じなかった。履歴は安定しており、図 16 (b)の載荷終了後、層間変形角 1/30 rad. のサイクルを繰返し行ったところ、26 サイクルを超えても全く耐力の低下が見られなかった。

4．4　変形分担

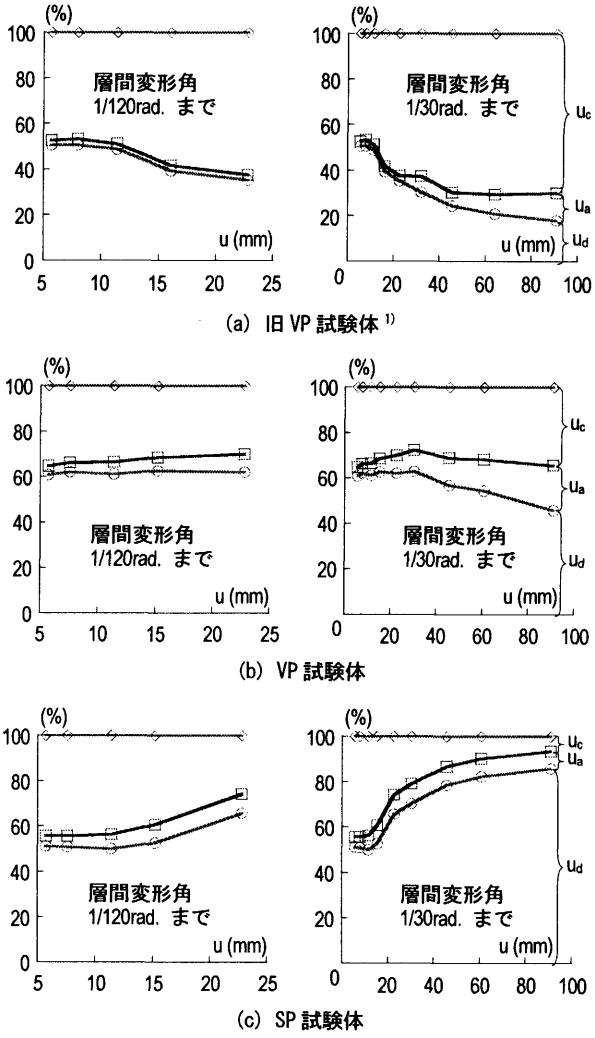
図 19(a)に既報[1]において提案したシアリンク型試験体、(b), (c)に今回実験した試験体の各部分における変形分担の割合を示す。ここで示す変形分担は、各ステップの層間変形が最大時のものであり、図 10 に対応させている。粘弾性ダンパーを用いると、図 20 に示すように架構とダンパーの変形に位相差が生じ、架構の変形が最も変形を起こしている時点においてダンパーは最大変形に達していない。だが、若干のずれしか見られないので層間変形が最大時のものを示した。

粘弾性ダンパーを用いた VP 試験体は、層間変形角 1/60rad. (u=45.5 mm)まで、ダンパー変形の変形分担が 60 %程度で安定している。層間変形が増加するほど耐力も増加することにより、柱・横架材接合部への負荷も増し、大変形時ではダンパー変形の変形分担が減り、その分が柱の引き抜け・めり込みの変形に移行している。

鋼材ダンパーを用いた SP 試験体では、ダンパーが塑性化する層間変形角 1/240 rad. 程度までは、ダンパー変形の変形分担は 50 %程度で一定であるが、それ以上の層間変形角では徐々にダンパーに変形が集中していっている。柱の浮き上がり・めり込みは層間変形角が増加しても割合がほとんど変わっていない。これは、架構の耐力が頭打ちになることで、柱・横架材接合部への負荷が VP 試験体ほど増えないためである。また、層間変形角 1/30 rad. では全体の変形の 80 %以上がダンパーによるもので、制振架構として理想の状態に近づいている。

SP 試験体の結果において、耐力が頭打ちになっているにも関わらず、層間変形角が大きくなっても変形分担が変わらないのは、柱が柱心を軸として回転するのではなく、図 21 に示すように回転中心が金物の影響も含め、圧縮側にずれているので、柱が回転するだけで柱が浮き上がりを起こしてしまうためである。ただし、両柱脚が柱中心で同じ浮き上がり量で同じ回転中心で同じ量回転すれば接合部の回転による柱脚の浮き上がりはゼロである。しかし、図 21 を見て分かるように、接合金物や回転する方向によって回転中心が異なる、さらに 1 枚ハンチ型のように柱の片側にのみ金物が取り付けてあるものは回転する方向によって剛性・耐力が大きく異なる(図 3(c))。

旧 VP 試験体は層間変形角 1/240rad. を超える変形を起こすと、ダンパー変形の分担割合が減少してしまい、その他の変形の変形分担に移行しており、層間変形角 1/30rad. ではダンパー変形の変形分担が 20%以下になってしまっている。それに比べ、VP 試験体は前述したように、層間変形角 1/90rad. までダンパー変形の変形分担が安定しており、層間変形角 1/30rad. でもダンパー変形が 40% 以上分担している。この結果を見て分かるように、ダンパー効率が格段に向上している。また、旧 VP 試験体に比べ、VP 試験体の柱の引き抜け・めり込みの分担割合が大きいのは、前者よりも架構に作用するせん断力が大きいため



u_d：ダンパー変形による寄与
u_a：柱の引き抜け・めり込み(軸変形)による寄与
u_c：架構部材・ダンパー接合部における局所変形の寄与

図 19　制振架構における各部の変形分担の割合

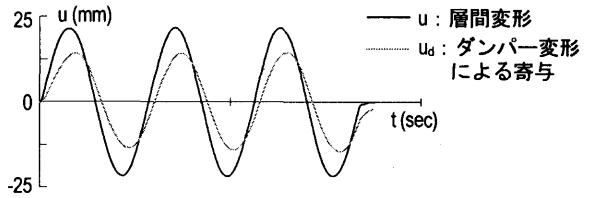
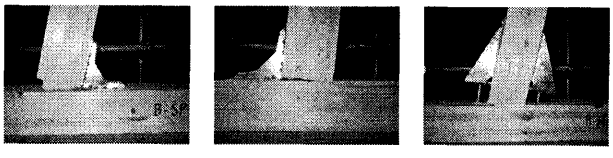


図 20　層間変形角 1/120rad. 時の変形の時刻歴



(a) 1 枚ハンチ型　　(b) ホールダウン

図 21　柱脚接合部回転状況 (2.1 曲げ実験)

NII-Electronic Library Service

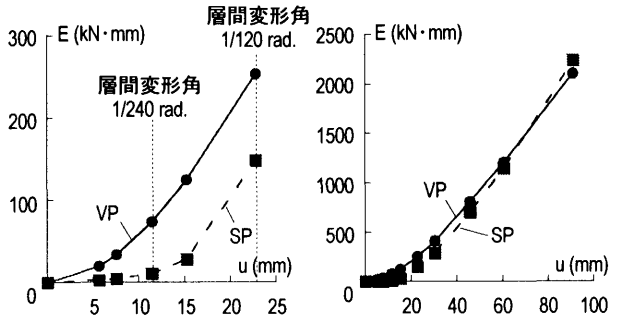
Architectural Institute of Japan

であり、柱・横架材接合部の剛性や耐力は同等である。

4．5　エネルギー吸収量

図22には、各ステップの1ループ目の半サイクルから2ループ目の半サイクルまでのエネルギー吸収量を示す。

粘弾性ダンパーを用いたVP試験体は、小変形時から高いエネルギー吸収能力を有している。鋼材ダンパーを用いたSP試験体は、層間変形角 1/240rad. まではほとんど塑性化しておらずほとんどエネルギー吸収能力がないが、ダンパーが塑性化した後は吸収量が増加している。小変形では粘弾性ダンパーがエネルギー吸収能力に優れているが、層間変形角 1/30 rad. という大変形では、2つの制振架構とも同程度のエネルギー吸収能力を有している。



(a) 層間変形角 1/120rad. まで　(b) 層間変形角 1/30rad. まで

図22　制振架構の吸収エネルギー量

5．　制振架構設計法の検討

5．1　柱脚の軸変形 u_a

制振架構の設計は柱脚の軸変形の寄与 u_a(図10)を3 mm以下に抑えることを目標に行ったが、本制振架構は1.82 mmに変形を抑えることができた(図23)。これは層間変形の8 %である。このように目標値は達成できたが、柱・横架材接合部の引張実験の結果と比べると変形が大きい。柱・横架材接合部実験の場合は軸方向力のみが作用するのに対して、架構実験では、接合部が回転しながら引張力を受ける。特にホールダウンは、軸方向のみに力が作用したときは柱の両側にある2本のボルトに均等に配分されるが、柱が回転しながら引張力を受けたときは片側のボルトに力が偏り、変形が大きくなるためである。さらに、4.4節で述べたように柱脚接合部の回転も柱脚の軸変形の寄与を大きくしている要因である。

以上のことより、柱脚の軸変形の寄与 u_a を3 mm以下に抑えるためには、柱脚接合部の回転を考慮して接合金物を選定する必要があるが、本制振架構の接合方法を用いれば上述のように1.7倍の安全率を有することになる。

5．2　架構部材･ダンパー接合部の局所変形 u_c

制振架構の設計は架構部材・ダンパー接合部の局所変形の寄与 u_c を4.94 mm以下に抑えることを目標に行ったが、VP試験体は6.83 mm、SP試験体は5.92 mmの変形を起こし設計時の130 %, 110 %となったが、

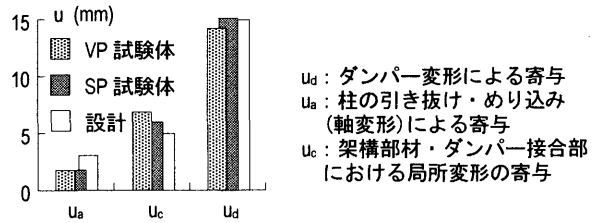


図23　層間変形角 1/120rad. 時の各部の変形

ほぼ満足する値におさまった(図23)。VPの u_c は$(u-u_a)$の33 %、SPの u_c は$(u-u_a)$の28 %であった。以上より、概ね狙った通りの変形分担であった。

5．3　柱・横架材接合部のモデル化

柱・横架材接合部のモデル化の有効性を検討するために、本試験体のダンパー部を非拘束にした架構(状態 N)を静的に載荷し、その挙動を把握した。状態Nとは、3.2節で提案した制振架構の設計モデルのダンパーの負担する力 F_d がゼロの状態である。よって、架構に作用する力 F と架構部材の曲げせん断と柱・横架材接合部の回転などにより負担する力 F_f が等しいということである。

図24に状態Nにおける架構のせん断力と層間変形の関係と、状態Nの実験から得られた柱・横架材接合部の回転角と2.1節で求めた柱・横架材接合部のモデルを使用し、求めた架構のせん断力と層間変形の関係を示す。図24を見ると、実験結果に比べ柱・横架材接合部のモデル化を使用して求めた架構のせん断力は若干低いがかなり良い一致を示している。これにより、柱・横架材接合部の実験とモデル化は妥当なものであるということが言える。

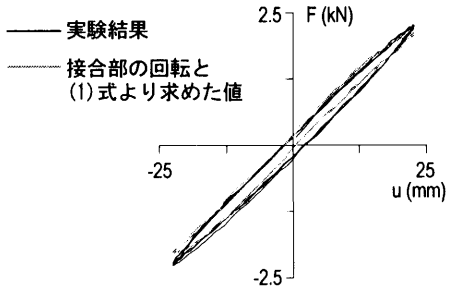


図24　層間変形角 1/120rad. 時の状態N試験体における架構のせん断力－層間変形関係

6．　まとめ

動的載荷実験を行い、提案した木質制振架構が有効に機能したことを示した。

接合部実験の結果より木質制振架構の簡易設計法を提案しこれにより設計したが、概ね目標通りの性能を発揮した。このことから、柱･横架材接合部実験の結果は、制振架構を設計する際に有益なデータであり、設計方法も妥当なものであることがわかる。

粘弾性ダンパーを持つ制振架構は、小振幅から楕円の履歴を示し、高いエネルギー吸収能力を示した。鋼材ダンパーを持つ制振架構は、バイリニア挙動と安定したエネルギー吸収能力を示し、さらにダンパーの耐力が頭打ちになるため、大変形時での主架構への負担は小さく抑えられた。

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）」(http://www.mlit.go.jp/tec/gijutu/kaihatu/h16hyouka.pdf)の成果の一部を報告した。また、北海道大学 緑川光正教授（元 建築研究所研究専門役）、信州大学 五十田博助教授、社団法人免震協会 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)住宅構造研究所社長 金井建二氏に、粘弾性ダンパーの製作および粘弾性体の提供には、(株)住友3M 所健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)　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

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

2) 笠井和彦, 和田章, 緑川光正, 坂田弘安, 大木洋司, 他：財産保持性に優れた戸建制振住宅に関する研究開発 (その 1～その 10), 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.115-134, 2004.8
3) 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, パッシブ制振構造シンポジウム論文集 2004, pp.169-184, 2004.11
4) 樫原健一, 岩佐裕一, 他：仕口タイプ粘弾性ダンパーの開発 (その 1～その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.979-982, 1999.9
5) 樫原健一, 岩佐裕一, 野島千里, 志麻好宣：伝統木造軸組みの実大振動実験 (その 11) 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, pp.183-184, 2000.9
6) 岩佐裕一, 樫原健一, 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, pp.183-184, 2001.9
7) 鈴木祥之, 中治弘行, 樫原健一, 岩佐裕一, 野島千里, 志麻好宣：仕口タイプ粘弾性ダンパーの実用化, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.253-254, 2001.9
8) 鈴木祥之, 一ノ瀬博明, 山田真澄, 野島千里：木造軸組の単位フレームを用いた振動台実験による制振補強法の検証 (その 2) 仕口タイプ粘弾性ダンパーによる木造軸組の制振補強, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.293-294, 2002.8
9) 宮沢健二, 萩原慎太郎, 宮本俊輔, 林崎正伸：粘弾性体を利用したサイディング外装材のエネルギー吸収性能に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.147-148, 2002.8
10) 藤田孝, 林崎正伸, 西村影敏, 安藤洋志, 橋本和信, 宮沢健二：粘弾性体を用いた制振壁のエネルギー吸収能力に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.151-152, 2003.9
11) 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 伝統的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, pp.857-858, 2001.9
12) 岡本真由美, 橋本康則, 山中昌之, 山田守, 和田章, 星野勝彦, 和久井智, 田中眞夫：ガラスと粘弾性体を用いた透明制振壁 (その 7 伝統的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, pp.371-372, 2002.8
13) 鈴木祥之, 白井和貴, 山中昌之, 石田光, 山田真澄：木造軸組の単位フレームを用いた振動台実験による制振補強法の検証 (その 1) ガラスと粘弾性体を用いた透明制振壁, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.291-292, 2002.8
14) 曽田五月也, 金戸香, 川瀬史麻：粘弾性ダンパーによる木造住宅の免震・制振に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.129-130, 1997.9
15) 塚越勇, 近藤裕嗣：粘弾性体の変形と鋼板の弾性座屈変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：複合鋼板耐震壁の木質構造への適用), 日本建築学会構造系論文集, 第 556 号, pp.189-196, 2002.6
16) 野口正行, 大浦和香子, 吉田傑, 小林正人：偏心を有する木質建物における粘弾性ダンパーの適用に関する研究 (その 1～その 3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.137-142, 2003.9
17) 松野亮, 橋本純二, 片山洋平：制振ダンパーの木造軸組み実験棟の在来工法住宅への適用, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1113-1114, 2000.9
18) 松野亮, 橋本純二, 片山洋平：制振ダンパーを装着した木造軸組み実験棟の振動実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.179-180, 2000.9
19) 太田外氣晴, 持丸昌己：老朽木質住宅の減衰装置による耐震補強に関する研究 (その 1) オイルダンパーと制振パネルによる補強の実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.307-308, 2000.9
20) 太田外氣晴, 田中剛, 濱野登, 尾内俊夫：老朽木質住宅の減衰装置による耐震補強に関する研究 (その 2) 剛性つきダンパーによる補強効果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.255-256, 2001.9
21) 太田外氣晴, 田中剛, 濱野登, 尾内俊夫, 黒岩和彦：老朽木質住宅の減衰装置による耐震補強に関する研究 (その 3) 引張り型剛性ダンパーによる補強効果とその効果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.145-146, 2002.8
22) 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
23) 山田耕司, 山本榮男, 大倉野重幸：摩擦型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
24) C.Faella, V.Piluso, G.Rizzano : Structural Steel Semi-Rigid Connections, LLC, pp48-57, 2000
25) (財)日本住宅・木材技術センター編：木造塾組工法住宅の許容応力度設計, pp.146, 2001.12
26) 村上雅英, 稲山正弘：任意の釘配列で打たれた面材壁の弾塑性挙動の予測, 日本建築学会構造系論文集, 第 519 号, pp.87-93, 1999.5
27) 笠井和彦, 寺本道彦, 大熊潔, 所健：粘弾性体の温度・振動数・振幅依存を考慮した構成則 (その 1 線形領域における温度・振動数依存のモデル化), 日本建築学会構造系論文集, 第 543 号, pp.77-86, 2001.5
28) 岡部実, 山口修由, 沖浦博：振動台実験による枠組壁工法耐力壁の耐震性能評価 第 2 報 水平加力試験による耐震性能の速度依存性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.81-82, 2000.9
29) 笠井和彦, 所健：粘弾性体の温度・振動数・振幅依存を考慮した構成則 (その 2 温度上昇および歪・歪速度がもたらす非線形性のモデル化), 日本建築学会構造系論文集, 第 561 号, pp.55-63, 2002.11
30) Kasai, K., Fu, Y., Watanabe, A. : Passive Control Systems for Seismic Damege Mitigation, Journal of Sturctural Engineering, pp.501-512, 1998.5

付録 1：壁倍率の算定

壁倍率の算定に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 2：鋼材ダンパーを用いる H 形要素の実験結果

鋼材ダンパーに用いた H 形要素を平行加力装置に組み込んだ静的な繰返し実験より得られた荷重と変形の関係を図 A.1 に示す。

付録 3：粘弾性体の温度変化を考慮した架構のせん断力の算定

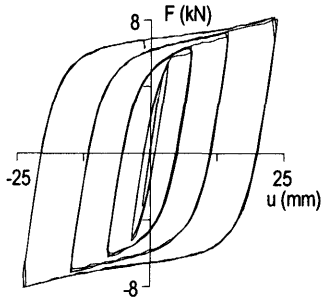


図 A.1 鋼材ダンパーに用いる H 形要素の荷重－変形関係

図 10 に示した制振架構の設計モデルを用いて温度変化による架構のせん断力を各部の剛性から算定する(図 A.2)。各部の架構部材や接合部は弾性とし、ダンパー剛性のみが温度変化により変化するものとする。架構の剛性 K_f、ダンパー接合部の剛性 K_c、柱脚の軸剛性 K_a は以下の式(A1)から得る。ダンパー剛性 K_d およびダンパーの損失係数 η_d は文献 27 に記されている方法で求める。

$$K_r = \frac{F_f}{u_r} = K_f \quad , \quad K_c = \frac{F_d}{u_c} \quad , \quad K_a = \frac{F}{u_a} \qquad \text{(A1a-c)}$$

架構の剛性 K_f は架構部材の剛性 K_b と柱・横架材接合部の回転剛性 K_r の直列結合体で求められるが、本設計法では $K_b=\infty$ としているので、$K_r=K_f$ となる。以下の式(A2)～式(A4)は文献 30 にも示してある。

ダンパー部の剛性 K_1、損失係数 η_1 は以下の式(A2)より得られる。ここでいうダンパー部とは、ダンパーおよびダンパー接合部の直列結合体である。

$$K_1 = \frac{1}{(1/K_d)/\Gamma_d + 1/K_c} \quad , \quad \eta_1 = \frac{\eta_d}{1+(1+\eta_d{}^2)K_d/K_c} \qquad \text{(A2a, b)}$$

ただし、 $\Gamma_d = 1 + \dfrac{\eta_d{}^2}{1+K_c/K_d}$

ダンパー部および架構の並列結合体の剛性 K_s、損失係数 η_s は以下の式(A3)より得られる。

$$K_s = K_1 + K_f \quad , \quad \eta_s = \frac{\eta_1}{1+K_f/K_1} \qquad \text{(A3a, b)}$$

さらに、式(A2), 式(A3)を用いて、上記の並列結合体が柱脚を示す剛性 K_a のバネと直列に繋いだ制振架構全体の剛性 K_{eq}、損失係数 η_{eq} は以下のように得られる。

$$K_{eq} = \frac{1}{(1/K_s)/\Gamma_s + 1/K_a} \quad , \quad \eta_{eq} = \frac{\eta_s}{1+(1+\eta_s{}^2)K_s/K_a} \qquad \text{(A4a, b)}$$

ただし、 $\Gamma_{eq} = 1 + \dfrac{\eta_s{}^2}{1+K_a/K_s}$

以上の関係を用い、層間変形 u における制振架構のせん断力 F は以下の式(A5)より求められる。

$$F = \sqrt{1+\eta_{eq}{}^2}\, K_{eq}\, u \qquad \text{(A5)}$$

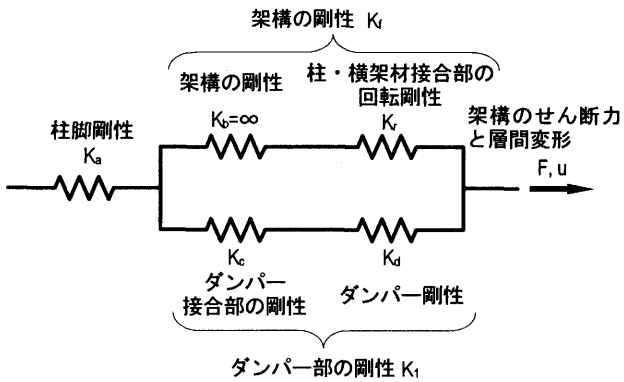


図 A.2 粘弾性体の温度変化を考慮した架構のモデル

(2004年12月10日原稿受理, 2005年 4 月15日採用決定)

NII-Electronic Library Service