京都大学防災研究所年報　第51号Ａ　平成 20 年 6 月
Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No. 51 A, 2008

建築・防災の先端技術と伝統技術の確立を目指して

鈴木祥之

要　旨

建築物の地震防災に関連して行ってきた建築構造物の耐震安全性を評価する耐震信頼性解析法, 制震構造システムの開発や構造物の健全度を調べるヘルスモニタリングの研究について述べる。また阪神・淡路大震災以後に取り組んだ伝統構法木造建築物の耐震設計法や耐震補強法の開発，歴史的・文化財的建築物の耐震補強と保存修復の技術開発に関する研究について述べる。前半は，確率微分方程式を駆使した先端的な信頼性理論や制御理論に基づく手法・技術の開発であり，後半は，木造建築物における伝統技術の科学的な解明を目指した研究である。

キーワード: 確率微分式程式，耐震信頼性，木造建築物，伝統技術

1.　はじめに

昭和47年４月以来，防災研究所において，建築構造物の耐震安全性を評価する耐震信頼性解析法，制震構造システムの開発や構造物の健全度を調べるヘルスモニタリングの研究，都市の地震危険度評価や都市地震災害の診断に関する研究，また木造建物，特に伝統構法木造建物の耐震設計法や耐震補強法の開発や歴史的・文化財的建築物の耐震補強と保存修復の技術開発に関する研究を行ってきた。

先ず，建築構造物の耐震設計を行う際に，構造物の地震時の安全性や機能性に対する信頼度を確保した上で適正な設計を行うことが合理的であるとの観点から，地震外乱や構造物系に含まれる不規則性や不確定性を考慮した履歴構造物の確率論的地震応答解析法および地震時損傷度評価法とそれらを統合化した耐震信頼度解析法を導いた。ここでは，構造物の履歴型復元力特性や破壊規範の基本的な尺度が１価非線形関数によって微分表示が可能なことを見いだし，種々の履歴構成則や破壊規範に対して一般化微分表示法を提案した。これらの微分表示を用いることにより，履歴構造物の不規則地震応答解析と耐震信頼度解析が，伊藤型の確率微分方程式として数学的に厳密な形で定式化し得ることを示し，解析精度の良い解法を導いた。

上記の確率微分方程式による定式化法を基礎理論として構造物の動力学特性や破壊規範などに不確定な諸量が多く含まれる現実的な不確定構造物の耐震信頼度解析にも適用，発展させた。また，地震応答観測から実在構造物の構造物各部の応答並びに損傷と耐震安全性の程度を推定する確率論的非線形推定問題に応用・発展させ，直接計測できない構造物各部の変位応答や損傷を推定する方法を導くなど，構造物の健全度を調べるヘルスモニタリングの研究に発展させた。

1995年兵庫県南部地震による阪神・淡路大震災では，通信施設や緊急施設など都市重要施設における機能が破壊され社会的な問題となった。このような状況のもと，単に地震時における建物の構造安全性や建物内居住者の安全性を確保することのみならず，社会的に重要な建物では，地震中および地震後においても建物機能の保持が要求されている。このような観点から，制震は地震時の建物応答を抑制する有効な方策となる。特に，大地震にも有効な制震システムの開発は重要かつ緊急の課題である。このような背景のもとに，構造物の地震応答を抑制し，より積極的に安全性・機能性・居住性を確保するための制震システムの理論開発と実験的検証に関する研究を行い，制御アルゴリズムの開発とともに制御アルゴリズムを設計する方法を提案した。また，制御装置の物理的な性能限界など実用化に際して重要な問題を解決し得る制御法を示した。また，これら制御アルゴリズムと制御装置の検証において，数値シミュレーションに加えて，振動台（強震応答実験装置）

や５層鋼構造実大試験架構を用いた実験的検証を行った。特に，５層鋼構造実大試験架構を用いた実験では，地震応答を再現する地震応答加振システムを組み込んだユニークな制震実験システムを開発した。

阪神・淡路大震災では，木造建物は甚大な被害を受け，多くの死傷者を出すことに至ったことを契機に，木造建物の耐震性能を構造動力学の観点から見直し，木構造の再構築を計るとともに，安全で安心して住める都市住空間の創生・再生を目指した研究に取り組んできた。阪神・淡路大震災以後，多くの大地震が発生し，そのつど木造建物は甚大な被害を受けており，悉皆被害調査および構造詳細を実施して地域の構造特性と被害との関連性を調べ，被害原因を明らかにした。また，構造力学的に曖昧なままにされてきた伝統構法木造建物について，構造要素や木造軸組，実在の木造建物を静的あるいは動的実験を実施して，大地震時の大変形領域に至るまでの復元力特性や破壊に至るまでの挙動を調べた。これらの研究成果をもとに，伝統構法木造建物の耐震性能評価に適した限界耐力計算に基づく耐震設計法，耐震補強設計法を開発し，実用的なマニュアルを出版した。E-ディフェンス大型振動台による京町家など伝統木造建物の実大振動実験では，耐震設計法，耐震補強法の検証とともに伝統構法の構造力学的解明を行ってきた。

さらに，近年，東本願寺をはじめとする文化財・歴史的木造建築物を地震災害などから守るための耐震補強や保存修復の技術開発を行っている。

建築物の地震防災に関連して行ってきた研究のうち，確率微分方程式を駆使した先端的な信頼性理論や制御理論に基づく手法・技術の開発に関する研究と，阪神・淡路大震災以後に取り組んだ木造建築物における伝統技術の科学的な解明を目指した研究について，以下に述べる。

2.　確率微分方程式に基づく履歴構造物系の耐震信頼度解析

建築構造物の耐震設計を考えるとき，将来予想される地震外乱に対して構造物の機能性や構造安全性を保証するように設計がなされるべきである。このような耐震設計の規範は，動的な地震応答解析によって検証されるが，この際に，地震の発生や強度に含まれる不確定性，地震外乱の時刻歴における不規則性，構造物系のモデル化や破壊規範等に含まれる不確定性を考えるならば，建築構造物の機能性や安全性を確率として，即ち信頼度として定量的に捉える耐震信頼度解析が必要となる。この動的耐震信頼度解析は，建物の機能性や安全性を判定する尺度をも地震応答量として捉え，諸種の不規則性，不確定性を総合的に考慮した上で，建物の各部耐震要素および建物全体の耐震性を信頼度関数として定量的に評価する点に特徴を有している。また，このようにして評価される耐震信頼度関数を終局的に確保することを条件にして設計を行うのが耐震信頼性設計である。

履歴構造物系の確率論的地震応答解析や耐震信頼度解析に関連する研究は，現在までに多くの研究者によって行われてきているが，ここでは，筆者らが行ってきたこの分野に関連する研究の中で，確率微分方程式により確率論的地震応答解および耐震信頼度解析を定式化する方法に焦点を当てて紹介する。

先ず，建築構造物系の復元力特性は，一般に履歴特性を有するなど複雑な非線形特性を示すが，構造物の履歴復元力特性に関する数学的モデルとその表現法について述べ，それらの数学的表現を用いることにより，不規則な地震外乱を受ける履歴構造物系の確率論的地震応答解がマルコフ・ベクトル過程に立脚した確率微分方程式に基づいて定式化されることを示す。次に，構造物の動的な破壊規範とその安全性を判定する尺度に関する数学的モデルとその表現法について述べ，耐震信頼度解析も同様に確率微分方程式に基づいて定式化されることを示す。

2.1　確率微分方程式による定式化

不規則な地震外乱を受ける履歴構造物系を支配する全動力学系が，次式の状態方程式で書けるとする。

$$\dot{Z}(t) = F(Z,t) + V(Z,t)W(t),\ Z_{t=0} = 0 \qquad (1)$$

ここで，Z は全動力学系の状態ベクトル，$F(Z,t)$ は非線形関数，W は白色雑音過程，$V(Z,t)$ は振幅変調マトリックスである。白色雑音過程 W は，形式的にウィナー過程の微分過程であるので，次式のような伊藤型の確率微分方程式で表される。

$$dZ(t) = F(Z,t)dt + V(Z,t)dB(t),\ Z_{t=0} = 0 \qquad (2)$$

ここで，$B(t)$ は，零平均値，拡散マトリックス Q のウィナー過程である。(2)式の確率微分方程式で確率論的地震応答解や耐震信頼度解析を定式化するには，履歴構造物系を支配する全動力学系を(1)式のように状態方程式で表現できれば良いことになる。

2.2　履歴要素の微分表示

構造物の履歴復元力特性として，種々の履歴モデルが提案されているが，これらの履歴構成則を数学的に記述するには，履歴に関連する変位や速度のみ

では表現できない。変位や速度の他に新しい状態変数を導入することによって数学的に良く定義された表現が得られる履歴構成則の微分表示法（Suzuki and Minai，1988）について述べる。履歴特性の例として，スリップ型およびポリリニア・スリップ混合型を取り上げる。一般に，無次元正規化履歴特性Φは，次式のように線形要素と履歴要素の線形結合で表すことができる。

$$\Phi = rx + (1-r)z \tag{3}$$

ここで，rは線形要素と履歴要素の混合比，xおよびzは無次元変位および履歴要素である。

(1) バイリニア型履歴特性

バイリニア型モデルの履歴要素zは，Fig. 1に示され，次のように微分表示される（Kobori，Minai and Suzuki，1976；Kobori，Minai and Suzuki，1977）。

$$\begin{aligned}\dot{z} &= \dot{x}\left[1-\mathrm{U}(\dot{x})\mathrm{U}(z-\delta)-\mathrm{U}(-\dot{x})\mathrm{U}(-z-\delta)\right] \\ &\ldots \equiv g_z(\dot{x}, z)\end{aligned} \tag{4}$$

ここで，δはバイリニア型履歴特性の弾性限界変形である。

(2) スリップ型履歴特性

スリップ型履歴モデルは，主に部材の接合部で起こる現象を表したものとして知られており，その履歴要素zは次式で表される。

$$\begin{aligned}\dot{z}_s = &\ \dot{x}\{\mathrm{U}(x-u^+)\mathrm{U}(\dot{x})[1-\mathrm{U}(z_s-\delta_s)] \\ &\ldots + \mathrm{U}(x)\mathrm{U}(-\dot{x})[1-\mathrm{U}(-z_s)] \\ &\ldots + \mathrm{U}(-x-u^-)\mathrm{U}(-\dot{x})[1-\mathrm{U}(-z_s-\delta_s)] \\ &\ldots + \mathrm{U}(-x)\mathrm{U}(\dot{x})[1-\mathrm{U}(z_s)]\} \\ &\equiv g_{z_s}(x, \dot{x}, z_s, u^+, u^-)\end{aligned} \tag{5}$$

上式で，

$$\begin{aligned}\dot{u}^+ &= \dot{x}U(\dot{x})U(z_s-\delta_s) \\ \dot{u}^- &= -\dot{x}U(-\dot{x})U(-z_s-\delta_s)\end{aligned} \tag{6}$$

ここで，δ_sは弾性変位限である。なお，u^+, u^-も履歴特性を記述する状態変数である。

(3) ポリリニア・スリップ混合型履歴特性

上記に示した履歴モデルの他に多くの履歴モデルが提案されているが，それらの履歴構成則が微分表示可能で有れば，それら複数の履歴モデルを組み合わせた複合型履歴モデルも微分表示が可能である（Suzuki and Minai，1988）。その1例として，ポリリニア・スリップ混合型について述べる。

ポリリニア型履歴による復元力をΦ_p，スリップ型履歴による復元力をΦ_sとすると，混合型の履歴特性は，

$$\Phi = R\Phi_p + (1-R)\Phi_s \tag{7}$$

で表される。Rは履歴特性におけるポリリニア型の重みである。ポリリニア型とスリップ型の復元力はそれぞれ次のように表される（鈴木，1998a）。

$$\Phi_p = r_p x + (1-r_p) z_p \tag{8}$$

$$\Phi_s = r_s x + (1-r_s) z_s \tag{9}$$

ここで，r_pとr_sは，それぞれ，ポリリニア型履歴とスリップ型履歴における線形要素の重みである。ポリリニア型の履歴要素z_pは次のように表される。

$$\begin{aligned}z_p &= \sum_{j=1}^{np}(r_j - r_{j+1}) z_j \\ \dot{z}_j &= \dot{x}\left[1-U(\dot{x})U(z_j-\delta_j)-U(-\dot{x})U(-z_j-\delta_j)\right] \\ &\ldots \equiv g_{z_j}(\dot{x}, z_j)\end{aligned} \tag{10}$$

ただし，r_jは第j分岐勾配，δ_jは第j分岐点変形量である。スリップ型の履歴要素は(5)式のように表される。

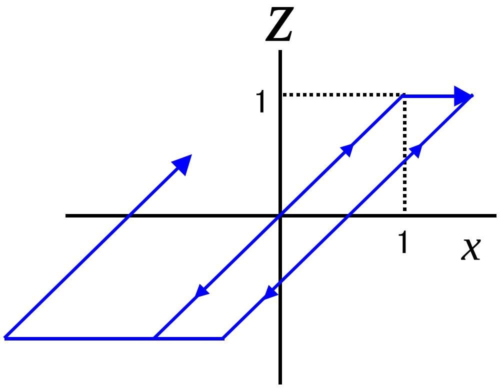


Fig. 1 Hysteretic component of bilinear model

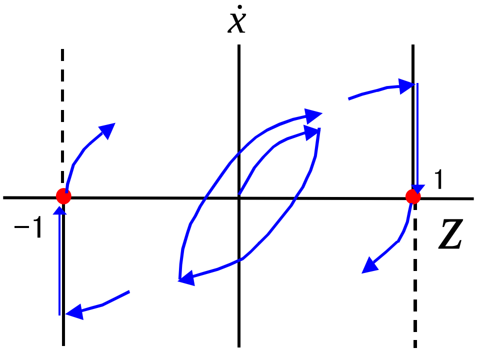


Fig. 2 Trajectory in $\dot{x}-z$ plane

ポリリニア型履歴特性の基本となるバイリニア型モデルの微分表示は，アナログ・コンピュータにおけるバックラッシュの回路からヒントを得たものである。

このバイリニア型モデルの微分表示の提案と同時期に，曲線形履歴復元力特性に対するBouc-Wen型モデル（Wen, 1976）が微分表示で表されている。

$$\dot{z} = \kappa\dot{x} - \beta|\dot{x}||z|^{\alpha-1}z - \gamma\dot{x}|z|^{\alpha} \equiv g_z(\dot{x}, z) \quad (11)$$

ここで，α，β，κ，γは履歴曲線を決定するパラメータである。

また，バイリニア型モデルの微分表示(4)式を参考にして，また$\dot{x}-z$面で軌跡がFig. 2のようになることから，フランスの数学者Paul Krée (1982)が多値変数としてzを次式のように定義している。

$$\begin{aligned} \dot{z}_{+1} &= 0 \quad \dot{x} \geq 0, z = 1 \\ \dot{z}_0 &= 0 \quad |z| < 1 \\ \dot{z}_{-1} &= 0 \quad \dot{x} \leq 0, z = -1 \end{aligned} \quad (12)$$

多値変数による微分表示に基づいて確率微分方程式を導くと煩雑になるが，数学的にはより明快になるため，(4)式よりも(12)式を用いることをKrée教授から勧められたが，議論の末，解析的にも数値解析的にも解を求めるのは非常に困難になることが分かり，工学的に扱いやすい(4)式を用いることとした。

2.3　破壊規範と安全性の尺度の微分表示

構造物の動的破壊規範は，構造材料や構造形式等に応じて複雑で多様であり，動的破壊メカニズムを統一的に表現し得る破壊規範は確立されていないが，動的破壊メカニズムから，初通過型破壊規範と累積型破壊規範，さらにそれらの複合型破壊規範が考えられる。これらの破壊規範に対応して，安全性を判定する尺度あるいは構造損傷を計る尺度を，構造物の変位，速度などの応答の関数として定義しておく必要がある。安全性の尺度は，時間の非減少連続過程で，地震応答として定義される。ここでは，初通過型破壊規範の安全性の尺度として最大絶対変位応答を，また累積型破壊規範の安全性の尺度として一般的な累積塑性変形，履歴消費エネルギー率および低サイクル疲労損傷度を考える。これらの安全性の尺度を数学的にモデル化し得る微分表示の方法について述べる（Suzuki and Minai, 1988）。

(1) 最大絶対変位応答

最大絶対変位応答は，変形が限界値を超えた瞬時に破壊する単純明快な破壊規範の安全性の尺度として考えられる。最大絶対変位応答η_mは，Fig. 3に示されるように，変位応答の絶対値の最大値として定義され，時間tの非減少連続過程である。微分表示は，次式で表される（Suzuki and Minai, 1980）。

$$\dot{\eta}_m = |\dot{x}|\mathrm{U}(x\dot{x})\mathrm{U}(|x| - \eta_m) \equiv g_m(x, \dot{x}, \eta_m) \quad (13)$$

ただし，xおよび$\dot{x}$は変位応答および速度応答であり，U(・)は単位階段関数である。

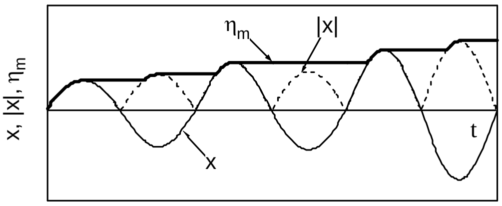


Fig. 3 Maximum displacement

(2) 累積塑性変形

累積塑性変形は，時間区間［0, t］履歴繰り返しによる正方向および負方向の塑性変形増分の総和として定義され，その微分表示は次式で与えられる。

$$\dot{\eta}_p = (1-r)\mathrm{sgn}(\dot{x})(\dot{x} - g_z) \equiv g_p \quad (14)$$

ただし，g_zは，履歴特性の微分表示で述べた各履歴要素の微分表示に含まれる関数であり，sgn(・)は符号関数である。

(3) 履歴消費エネルギー率

履歴消費エネルギー率は，時間区間［0, t］において，履歴によって消費されるエネルギー量を，弾性限ポテンシャル・エネルギーの2倍で除した量である。除荷剛性が初期弾性剛性に等しい履歴特性においては，履歴消費エネルギー率の微分表示は，次式で与えられる。

$$\dot{\eta}_h = (1-r)z(\dot{x} - g_z) \equiv g_h \quad (15)$$

ここで，zは，各履歴特性の履歴要素である。

(4) 低サイクル疲労損傷度

耐震安全性の尺度として最も一般性のある量は，低サイクル疲労損傷度であろう。構造材料や構造形式等に応じて，低サイクル疲労損傷度の関数形や，それを規定するパラメータの値は異なると考えられるが，ここでは，先ず，定振幅変位$\bar{x}$と破壊までの繰り返し回数Nの間に，次式のような単純な関係が成立すると仮定する。

$$\left(\frac{\bar{x}}{c_F}\right)^a = \frac{1}{4N}, \quad a \geq 1 \quad (16)$$

ここで，c_Fは，準静的破壊延性率，aは，低サイクル疲労損傷度の形を支配するパラメータである。線

形累積損傷の仮説を用い，調和変動を仮定して連続化することによって，(16)式に対応して低サイクル疲労損傷度の微分表示が，次式のように得られる。

$$ {}_n\dot{\eta}_{ft} = \frac{a}{{c_F}^a}|x|^{a-1}|\dot{x}| \equiv g_{\eta_{ft}}, \quad a \geq 1 \tag{17} $$

(17)式の低サイクル疲労損傷度η_{ft}は，それらの値が 1 を取るとき疲労破壊が発生するように正規化されている。上記では，変位振幅を用いているが，塑性変位振幅 $\overline{x}_p$を採用した場合にも(17)式と同様な微分表示が可能である。

以上，耐震安全性の尺度として，最大絶対変位応答，累積塑性変形，履歴消費エネルギー率，および，低サイクル疲労損傷度を取り上げ，一般的には耐震安全性の尺度自身も状態変数に含めた履歴形非線形動力学系の状態変数の一価非線形関数による耐震安全性の尺度の微分表示を示した。

(5) 複合型の安全性の尺度

上記に示した耐震安全性の尺度を，低サイクル疲労損傷度のように終局破壊値で除して規格化した後，荷重平均操作を行えば，複合型の破壊規範に対する耐震安全性の尺度が，次式のように定義できる。

$$ {}_n\eta = \sum_{k=1}^{K} d_k \, {}_n\eta_k, \quad \sum_{k=1}^{K} d_k = 1, \ 1 \geq d_k \geq 0 \tag{18} $$

また，耐震安全性の尺度の微分表示が次式の形で得られる。

$$ {}_n\dot{\eta}_k = g_{{}_n\eta_k}(x, \dot{x}, z, {}_n\eta_k; c_k, r, a) \qquad k = 1, 2, \cdots, K \tag{19} $$

ここで，${}_n\eta_k$は，終局破壊値c_kで正規化した安全性の尺度である。

2.4 構造物系の状態方程式による定式化

地震外乱は，一般に振幅特性および周波数特性が非定常な確率過程であり，このような地震外乱を生成する簡単な動力学系モデルとして，白色雑音を受ける時変線形フィルターが考えられる。地震外乱を生成する時変線形フィルターの状態ベクトルを${}_EZ$とすると，時変線形フィルターは次式で表される。

$$ {}_E\dot{Z} = {}_EA_E Z + {}_EN, \quad {}_EZ_{t=0} = 0 \tag{20} $$

上記のような非定常地震外乱を受ける履歴構造物の運動方程式は，次式で与えられる。

$$ {}_S\dot{Z} = {}_SA_S Z + {}_SG({}_SZ) + {}_{SE}A_E Z, \quad {}_SZ_{t=0} = 0 \tag{21} $$

ここで，${}_SZ$は履歴構造物系の状態ベクトルである。${}_SA$および${}_SG$は履歴構造物系の線形部分の係数マトリックスおよび非線形部分を示すベクトルであり，${}_{SE}A$は地震外乱の非デルタ相関部分の系への入力の仕方を示す係数マトリックスである。

一方，履歴構造物系の耐震信頼度解析において応答量として耐震安全性の尺度に関する微分表示は，次式のように書ける。

$$ {}_M\dot{Z} = {}_MG({}_SZ, {}_MZ) \tag{22} $$

従って，(20)，(21)および(22)式から，地震外乱の生成フィルター系，履歴構造物系ならびに耐震安全性の尺度を示す出力系からなる全非線形動力学系の状態方程式は，次式のように定まる。

$$ \dot{Z} = F(Z) + N, \quad Z_{t=0} = 0 \tag{23} $$

ここで，

$$ F(Z) = AZ + G(Z) \tag{24} $$

$$ Z = \begin{bmatrix} {}_EZ \\ {}_SZ \\ {}_MZ \end{bmatrix}, \quad A = \begin{bmatrix} {}_EA & 0 & 0 \\ {}_{SE}A & {}_SA & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \\ G = \begin{bmatrix} 0 \\ {}_SG \\ {}_MG \end{bmatrix}, \quad N = \begin{bmatrix} {}_EN \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \tag{25} $$

上式で，Zは，拡大非線形動力学系の状態ベクトル，AおよびGは，それぞれ，線形部分に関する一般に時変係数マトリックスおよび非線形部分を示すベクトル，Nは，デルタ相関性の入力ベクトルであり，振幅変調マトリックスVと白色雑音ベクトル過程Wの積として表されるので，結局，拡大非線形動力学系の状態方程式は，時間依存性も考慮すると，次式のように書くことができる。

$$ \dot{Z}(t) = F(Z, t) + V(t)W(t), \quad Z_{t=0} = 0 \tag{26} $$

履歴構造物系の安全性の尺度も含む一般的な状態方程式は，(1)式に帰着し，(2)式の伊藤型確率微分方程式が得られる。

2.5 耐震信頼解析法

(2)式の確率微分方程式の解過程は，マルコフ・ベクトル過程となり，その推移確率密度関数を支配する方程式として，Fokker-Planck 方程式あるいは Kolmogorov の上向き方程式が知られている。しかし，これらの方程式は，耐震安全性の尺度や履歴特性を記述する関数に通常の意味において微分不可能な関数を含むため，偏微分方程式として成立し得ない。また，解析的に解くことも困難である。

以下に近似的な解析法を示す。Z のスカラー関数 ψ を次式のように定義する。

$$\psi=\prod_{i=1}^{n} Z_i^{k_i}, \quad k_i \geq 0, \quad i=1,2,\cdots,n \tag{27}$$

伊藤の公式を用いると，ψ の平均値に関する微分方程式が次式のように得られる。

$$\frac{d}{dt}E[\psi]=E[L\psi] \tag{28}$$

上式で，L は微分演算子であり，次式で与えられる。

$$L=\left[\frac{1}{2}\left(\Gamma\frac{\partial}{\partial Z}\right)^{\mathrm{T}}+F(Z,t)^{\mathrm{T}}\right]\frac{\partial\psi}{\partial Z} \tag{29}$$

ここで，$\Gamma=VQV^{\mathrm{T}}$。従って，状態ベクトル Z のモーメントを $M(k_1,k_2,\cdots,k_n)$ とすれば，モーメントに関する一連の１階常微分方程式が得られる。

$$\begin{aligned}&\dot{M}(k_1,k_2,\cdots,k_n)=\sum_{i=1}^{n}k_iE\left[F_i\psi(Z)/Z_i\right]\\&+\frac{1}{2}\Gamma_{ii}k_i(k_i-1)M(k_1,\cdots,k_i-2,\cdots,k_n)\\&+\sum_{i=1}^{n-1}\sum_{j=i+1}^{n}\Gamma_{ij}k_ik_jM(k_1,\cdots,k_i-1,\cdots,k_j-1,\cdots,k_n)\end{aligned} \tag{30}$$

上記のモーメント方程式を初期条件の下で解けば，必要な次数までのモーメントが得られる。しかし，上式の右辺第１項に非線形関数が含まれるために，平均演算子を確定する必要がある。一般に非線形動力学系では，非正規性の確率密度関数を直接解くことは困難であるので，全状態ベクトル Z に関する時変同時確率密度関数 $p(Z;t)$ の近似的な関数形を導入して平均演算子を確定することによって，(30)式のモーメント方程式を非定常状態で解く。また，近似確率密度関数を記述するために必要な時変統計量がモーメントの関数で与えられるならば，近似確率密度関数も同時に求まることになる。

信頼度関数は，安全性の尺度に関する状態ベクトル ${}_MZ$ が，時間区間[0, t]において安全領域に留まる確率として定義される。安全性の尺度を表す状態変数は，全て時間の非減少関数として定義されているので，時刻 t での安全性の尺度に関する状態ベクトルの同時確率密度関数 $p({}_MZ;t)$ を安全領域でただ単に積分することによって求まる。耐震信頼度解析で必要な安全性の尺度に関する状態ベクトル ${}_MZ$ の確率密度関数 $p({}_MZ;t)$ は，前述の全状態ベクトルに関する時変同時確率密度関数 $p(Z;t)$ の周辺確率密度関数として求まる。

これより，構造物各部の安全性の尺度 ${}_MZ_i$ の限界値を c_i とすれば，対応する構造物各部の信頼度関数 $R(t;0,c_i)$ は，次式で表される。

$$R(t;0,c_i)=\int_0^{c_i}p({}_MZ_i;t)d_MZ_i \tag{31}$$

構造物系全体の信頼度関数は，安全領域 ${}_MS(C)$ のもとで次式のように表される。

$$R(t;{}_MS(C))=\int_{{}_MS(C)}p({}_MZ;t)d_MZ \tag{32}$$

ここで，一般的な安全領域 ${}_MS(C)$ は，各安全性の尺度の限界値を c_i $(i=1,\cdots,m)$ とすれば，次式で与えられる。

$${}_MS(C)=[0,c_1)\times[0,c_2)\times\cdots\times[0,c_m)$$

安全性の尺度に関する状態ベクトル ${}_MZ$ の確率密度関数 $p({}_MZ;t)$ の具体的な関数形として，鈴木(1998a) や Suzuki and Minai(1989)で得られた近似確率密度関数を以下に示す。構造物各部の安全性の尺度を η_i $(i=1,\cdots,m)$ として

$$\begin{aligned}&p_\eta(\eta_1,\eta_2,\cdots,\eta_m;t)=\prod_{j=1}^{m}w_G(\eta_j)\\&\sum_{\sum q_j=0}^{M}C_{q_1q_2\cdots q_m}\sum_{j=1}^{m}L_{q_i}^{(\beta_j-1)}(\bar{\eta}_j)\end{aligned} \tag{33}$$

ここで，

$$C_{q_1q_2\cdots q_m}=E\left[\sum_{j=1}^{m}L_{q_i}^{(\beta_j-1)}(\bar{\eta}_j)\right]\prod_{j=1}^{m}\frac{q_j!\Gamma(\beta_j)}{\Gamma(\beta_j+q_j)} \tag{34}$$

$$\bar{\eta}_j=\nu_j\eta_j \;,\; \beta_j=E^2\left[\eta_j\right]/\sigma_{\eta_j}^2$$
$$\nu_j=E\left[\eta_j\right]/\sigma_{\eta_j}^2$$

W_G はガンマ密度関数， $L_{q_i}^{(\beta_j-1)}$ はLaguerreの多項式，M は級数展開の次数，$\Gamma(\,)$ はガンマ関数である。

構造物系全体の信頼度関数は，安全領域 ${}_M S(C)$ のもとで(32)式から次式で表される。

$$R\left(t;{}_M S(C)\right)=\sum_{\sum q_j=0}^{M}\sum_{s_1=0}^{q_1}\cdots\sum_{s_m=0}^{q_m}(-1)^{\sum_{j=1}^{m}s_j}\prod_{j=1}^{m}\frac{\Gamma\left(\beta_j+q_j\right)}{q_j}\binom{q_j}{s_j}\frac{\nu_j^{sj}}{\Gamma\left(\beta_j+s_j\right)}M\left(s_1,\cdots,s_m;t\right)\sum_{r_1=0}^{q_1}\cdots\sum_{r_m=0}^{q_m}(-1)^{\sum_{k=1}^{m}r_k}\cdot\prod_{k=1}^{m}\binom{q_k}{r_k}\frac{\gamma\left(\beta_k+r_k,\nu_k c_k\right)}{\Gamma\left(\beta_k+r_k\right)} \tag{35}$$

ここで，$\gamma(\cdot,\cdot)$ は不完全ガンマ関数，$M\left(s_1,\cdots,s_m;t\right)$ は安全性の尺度に関するモーメントである。構造物各部の信頼度関数は，(31)式から，次式で表される。

$$R\left(t;0,c_i\right)=\sum_{q=0}^{M}\frac{\Gamma\left(\beta_i+q\right)}{q!}\sum_{p=0}^{q}\sum_{s=0}^{q}(-1)^{p+s}\binom{q}{p}\binom{q}{s}\frac{\nu_i^s}{\Gamma\left(\beta_i+s\right)}E[\eta_i^s]\frac{\gamma(\beta_i+p,\nu_i c_i)}{\Gamma(\beta_i+p)} \tag{36}$$

このように，耐震安全性の尺度に関する同時確率密度関数から，構造物各部の信頼度関数は勿論，構造物各部の安全性の尺度間の相関を考慮して構造物系全体の信頼度関数を評価することが可能となる。

以上，履歴特性を有する非線形構造物系の動的耐震信頼度解析法について，特に確率微分方程式に基づく方法について述べた。この方法は，履歴特性と耐震安全性の尺度に関する微分表示を導入することにより，関連する全動力学系を記述する全状態変数を定義するとともに全状態方程式を導き，耐震信頼度解析を確率微分方程式で定式化することが基本となっている。この解析法の特徴は，通常の確率論的地震応答解析と耐震信頼度解析が同時に行えることと，耐震安全性の尺度間の相関を組み込んで構造物系全体の耐震信頼度関数が求められることである。

2.6　不確定履歴構造物系の耐震信頼度解析

前節で述べた耐震信頼度理析法を構造物系や破壊規範に含まれる諸量が不確定性，不規則性が含まれる不確定系にも発展適用することができる。不確定性を考慮した履歴構造物の動的耐震信頼度解析について，特に構造物の動力学特性に含まれる不確定パラメータに注目して，確率微分方程式に基づく信頼度解析の理論解析法および実験計画法に基づく応答局面法による信頼度解析の数値解析法を導き，また応答局面法による信頼度解析例を示し，履歴構造物の不確定パラメータが耐震信頼度に及ぼす影響を調べるとともに，設計用の地震動入力やベースシア係数などが耐震信頼度に与える影響について考察した（Suzuki and Yamagishi, 1995；鈴木，1998b）。

構造物の耐震信頼度は，構造物の動力学特性の他に，地震外乱や動的破壊規範に含まれる不確定性に大きく依存する。設計用地震動としての地震外乱の不確定性，不規則性の構造を解明する必要がある。また，動的破壊規範の不確定性についても，構造物の履歴特性とも関連する実験的ならびに理論的研究から，より普遍的かつ具体的な動的破壊規範モデルとその安全性の尺度を導く必要がある。合理的な耐震設計を行うには，より正確な地震動入力モデルと地盤－構造物系モデル，さらに，より明確な動的破壊規範モデルを用いた信頼度解析法を開発しなければならない。しかし，この方法は，大規模な解析を要するので，実用的な耐震設計の観点からは，動的信頼度解析の簡略化を図ることも重要である。また，現在までに多くの研究がなされ，発展してきている静的構造信頼度解析を動的耐震信頼度解析の枠組みに取り込む研究も必要となる。

3.　制震システム

阪神・淡路大震災以後に，地震時における建物の構造安全性や建物内居住者の安全性を確保することのみならず，通信施設や緊急施設など社会的に重要な建物では地震中および地震後においても建物機能の保持が要求されるようになった。構造物の地震応答を抑制し，より積極的に安全性・機能性・居住性を確保するための制震システムの理論開発と実験的検証に関する研究を行った。

3.1 制御アルゴリズム

制震システムにおける制御アルゴリズムでは，アクティブマスダンパーを用いて構造物の各振動モード毎に制御目標を設定し得る極配置アルゴリズム，構造物モデルとコントローラの低次元化によるH∞制御アルゴリズムを設計する方法を提案した。また，実用化に際して重要な問題となる制御装置の物理的な性能限界については，制御ゲインを調整する可変ゲイン制御法を開発することによって解決し得ることを示した。

さらに，大地震における構造物の非線形応答領域に対しても有効な制震システムを得ることを目的として，構造物の各部の非線形応答を推定した上で最適制御を行う確率論的非線形推定－最適制御問題の

確率微分方程式による定式化を行い，履歴構造物系における一般的な評価規範に対するベルマン方程式や拡張リカッチ方程式を導き，非正規確率等価線形化法などを組み合わせた実用的な解法を提案し，制震システムの基礎的な理論構築のみならず実用的手法に発展させてきた（Suzuki，1995）。

これらの制震アルゴリズムの性能，効率さらに信頼性を数値シミュレーションによる検証に加えて実験的に検証することは不可欠であり，振動台（強震応答実験装置）や５層鋼構造実大試験架構を用いた実験的検証を行ってきた（Photos 1 and 2）。実大検証実験では，５層鋼構造実大試験架構を用いて地震応答を再現する地震応答加振システムを組み込んだユニークな制震実験システムを構築したので（鈴木・山本他，1997；鈴木・山本，1998），以下に紹介する。

Photo 1 Test frame for shaking table test

3.2 実大構造物の地震応答加振システム

実験的検証方法として，現在，振動台を用いた実験が信頼性も高く，多く用いられている。しかし，振動台での実験は，振動台上に載荷できる重量に制限があり，実大構造物を用いての実験を行うことができない。実大構造物での検証は地震応答観測により実施されることが多いが，この場合，地震の発生状況に左右され，繰り返しての検証や計画的な検証を行うことができない。また，非制震時と制震時の応答値の比較はどちらか一方をシミュレーション解析に頼らざるを得ないといった問題点がある。

近年，制振装置を設置する構造物の増加に伴い，制振装置の性能を確認するために加振機による実大構造物の加振試験が実施されるようになった。制振装置としてアクティブマスダンパー（AMD）を設置する場合には，このAMDを加振機として建物を加振し，その後，このAMDを用いて制震することが多い。この場合，加振と制震が同時に行うことができない欠点がある。また，建物の１次モードのみを対象としており，高次モードまで対応していない。

本研究では，実大構造物を加振することによって構造物の地震応答を高次モードまで再現することのできるシステムの構築を行った。先ず，地震応答加振システムの加振制御アルゴリズムをモード制御の考えに基づき定式化し，この制御アルゴリズムの妥当性をシミュレーション解析により検証した後に，実大の５層鋼構造物試験架構（Photo 2）に設置された２台のアクティブマス型加振機を用いて，実際に地震応答を再現する実験を行った。５層鋼構造物試験架構を用いた地震応答加振システムの概念図をFig. 4に示す。３階と５階に設置した加振機を用いて試験架構に地震応答を再現させた。なお，屋上階

Photo 2 Full-scale five-story steel building

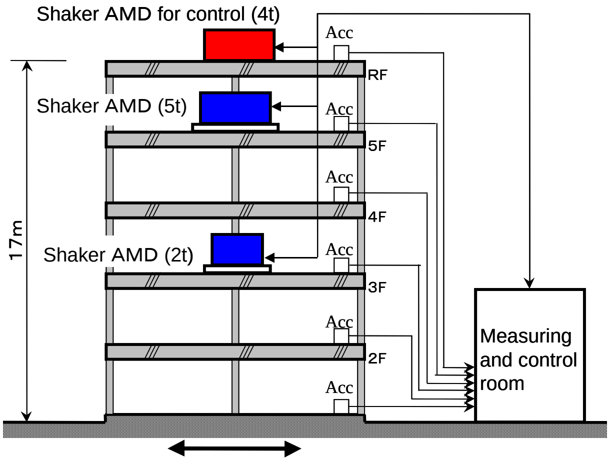


Fig. 4 Earthquake response generator system using full-scale five-story building

のアクティブマス型加振機は制震用に用いた。加振実験では，加振機の性能限界を超えない場合には地震応答の再現実験はシミュレーションで得られた地震応答波形と非常によく一致し，本地震応答加振システムが有効であることを示した。

この地震応答加振システムは，アクティブマス型の加振機を構造物に設置して，地震時の応答をリアルタイムに再現可能にするもので，非制震時と制震時の構造物に同じ地震外力を与えることができる。従って，シミュレーション解析を介することなく，制震装置および制御アルゴリズムの制御性能や効率を直接的に検証することが可能となり，多くの制御アルゴリズムの検証に用いられた。

地震応答加振システムに用いられる加振機を高性能化すれば，大規模・高層の構造物にも有効である。今後，地震応答加振システムは，各種制震装置および制御アルゴリズムの検証実験や実建物の振動実験への応用が期待される。

4.　伝統構法木造建築物

伝統構法木造建築物は，社寺建築物のみならず，民家として現在も多くの都市，まち，村に数多く残っており，町家は都市型住宅として，田の字型間取りの住宅は農家型住宅として，それぞれ古くから気候・風土等に適応した地域の特色ある伝統的な構法が生み出され，我が国の木造建築物の主要な構法として発展・継承されてきた。このような伝統構法木造建築物は，地域性豊かなまちなみを形成してきた歴史を有するが，老朽化が進み，建て替えられつつある。しかし，一方では，伝統構法の良さが再認識され，復活する機運があり，現在，多くの地域で，まちなみ景観の保存とともに地域の歴史と文化の継承の観点から伝統構法木造住宅の保存・修復・再生への取り組みがなされている。また，歴史的，文化的に価値の高い建造物については有形文化財として，保存・再生が行われている。

木造建築物は，大地震によって，たびたび大きな被害を被ってきた。特に1995年兵庫県南部地震では，木造建築物は甚大な被害を受け，木造住宅の倒壊が多くの死傷者を出す原因となった。その後も，2000年鳥取県西部地震，2001年芸予地震，2003年宮城県北部の地震，2004年新潟県中越地震，2007年能登半島地震などの大地震で大きな被害を受けてきた。また，東海，東南海，南海地震など海洋型や内陸型の大地震の発生が予想されており，木造建築物，なかんずく伝統構法木造建築物の耐震性能の確保・向上は重要かつ緊急課題となっている。都心部に高密に分布する町家などの保存・再生の在り方は，都市再生，都市防災の重要な課題でもある。さらに，近年，歴史的・文化財木造建造物を地震災害などから守るための耐震補強や保存修復の技術開発は社会的な要請でもある。

しかし，伝統構法木造建築物では，歴史的，意匠的な観点からの調査研究が多くなされてきているが，構造的な観点から調査研究は少なく，特に耐震性は意外にも分かっていないのが現状である。このような観点から，木造建築物，特に伝統構法木造建築物の耐震性能の確保・向上を計るために行ってきた伝統構法木造建築物の構造詳細調査による耐震性能評価や実大静的実験，振動台実験による耐震性能評価法や耐震補強法の検証について述べる。

4.1　伝統構法木造建築物の建築基準法における枠組

建物の耐震設計においては，耐震性能を設定し，それに基づいて設計された建物の耐震性能を評価・検証し，耐震性能を確保することが基本となる。耐震性能を評価・検証する方法として，2000年の建築基準法改正による木構造建物の構造計算規定の枠組では構造計算ルートによって，壁量計算，許容応力度等計算，限界耐力計算などの計算法がある。改正前の建築基準法の枠組みでは，伝統構法木造建築物は明確に規定されていなかったが，建築基準法改正で新たに導入された限界耐力計算は仕様規定によらなくても良い検証法として位置づけられており，継ぎ手・仕口部に金物を使わない伝統構法木造建築物も限界耐力計算によって建築基準法の枠組みの中で設計が可能となった。

伝統構法木造建築物の耐震設計に適した限界耐力計算の実用化を計るために，伝統構法に用いられる各種の耐震要素や実大軸組の静的・動的実験を実施し，耐震性能評価法や構造解析法の開発を進め，(社)日本建築学会近畿支部木造部会および（社）日本建築構造技術者協会関西支部のもとで，限界耐力計算による耐震設計・耐震補強法の具体的な計算法の開発とともに設計事例による検証がなされ，「伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアルー限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法－」を出版した（木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会，2003)。

このマニュアルの普及によって，多くの伝統構法木造建築物が新築され，また既存の多くの伝統構法木造建築物が耐震補強されるようになった。しかしながら，2007年の建築基準法改正により構造適合判定など確認手続きの厳格化により，伝統構法木造建築物の新築が極端に減少している現状に危惧を抱いている。良質な伝統構法木造建築物が今後も造り続

けられるには，さらなる取り組みのもとに伝統構法木造建物の耐震設計法を確立する必要がある。

4.2　伝統構法木造住宅（農家型）の耐震性能

伝統構法木造建物の耐震性能を的確に評価するために，地域特有の特性を有する木造建物の構造力学的な特徴を調べるとともに，伝統構法木造建物の耐震性能を調べた。ここでは，実在する建物の解体の機会をとらえて耐震調査・実験を行った事例の１つについて述べる。

対象建物は，愛知県田原市に明治 31 年（1898 年）に建てられた典型的な田の字型間取りの伝統構法木造住宅（Photo３）であり，耐力壁が少なく，屋根重量が大きい特徴を有し，壁量計算に基づく耐震性能評価が適用できない建物である。平成 16 年８月から９月にかけて構造詳細調査を行い，構造的特徴や腐朽・蟻害などを把握するとともに，常時微動計測および静的加力実験を実施して振動特性と耐震性能を調べた（中治・鈴木他，2007）。

(1)　建物の概要

二重入母屋本瓦葺屋根を持つ厨子 2 階建ての住宅で，Fig. 6 の平面図のように土間と 2 行×3 列の居室配置という典型的な農家型住宅の平面構成をしている。大きな大黒柱はないが，図中に○で示した通し柱には，175mm×175mm という大断面のヒノキが用いられている。柱は土台を設けない礎石建てで，足固め材が南北方向に通っている。通し柱には差鴨居が，差鴨居の上には欄間あるいは土塗り小壁がつく。土葺き瓦屋根には，葺き土が厚く載っている。

木造軸組の劣化診断のために数種の測定器により現場での部材の含水率測定，強度劣化測定を行うとともに試料を持ち帰り圧縮実験を行った。その結果，柱脚および足固めでは，腐朽が進行し強度が劣化していたことが分かった。

(2)　静的載荷実験

静的載荷実験では，最初に各構面の初期剛性を把握するための小加力実験，次に建物が損傷を受けて耐力が低下するまで，Fig. 5 に示すように建物の南北にクレーン車を配置して，正負繰り返しの大変形加力実験を行った。Fig. 7 の実験結果に示すように最大耐力は 107kN であり，実験終了時点では，差鴨居より下の柱の傾斜角が 1/7rad を超えても最大耐力の 75%に相当する耐力で保持していた。柱の傾斜角が 1/60～1/50rad で土塗り壁にせん断変形による壁土のひび割れが観察され，1/10rad を超える変形になると，柱と差鴨居との接合部で曲げによる柱の割れが発生した。柱に損傷を生じたものの大破・倒壊には至らず，大きな変形性能を保持していると言える。

Photo 3 Traditional wooden house

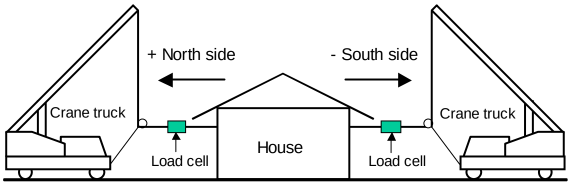


Fig. 5 Static cyclic loading test using two crane trucks

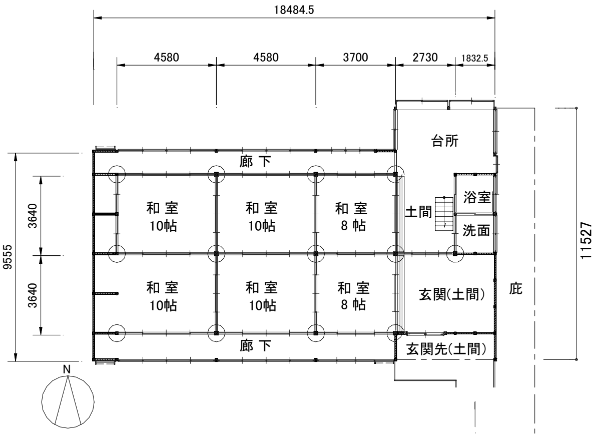


Fig. 6 Plan of wooden house

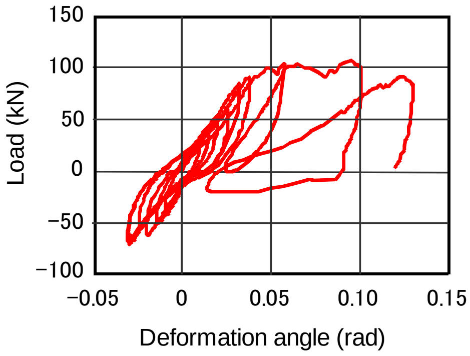


Fig. 7 Experimental result of restoring force

(3) 限界耐力計算による耐震性能評価

建物の耐力は，土壁，小壁，差鴨居，足固めに依っているが，西構面の土壁や足固めは劣化が著しいことから，小壁付きの差鴨居の耐力が支配的であった。

表層地盤を第２種地盤として限界耐力計算に基づいて耐震性能を評価すると，中地震（希に起こる地震）に対しては，層間変形角 1/44rad 程度であり，大地震（極めて稀に起こる地震）に対しては，層間変形角 1/10rad となった。大変形となり，一般的には危険性が高いと考えられるが，載荷実験では，Fig. 7 に示すように層間変形角 1/7rad まで載荷が可能であったことから，倒壊に至る危険は無いと考えられる。

劣化の著しい土壁や足固めなどを補修することや屋根の葺き土を撤去し屋根重量を軽減することによって，極めて稀に起こる地震に対して最大変形角が安全限界（1/25～1/30rad 程度）までに収まり，耐震性能を確保できることが分かった。

ここで対象とした木造住宅は，①耐力壁が少なく，②大断面部材を用いた，③屋根重量の大きい，伝統構法木造住宅であり，一般には壁量計算に基づく耐震診断が適用できない。このような建物の耐震性能の実証実験等は未だ少なく，今回の構造詳細調査や静的載荷実験により，耐震性能が明らかとなり，限界耐力計算による耐震性能評価（耐震診断）法を検証することができたことは，伝統構法木造住宅にとって大きな意味がある。

4.3　伝統構法木造住宅（京町家）の耐震性と耐震補強設計

町家のなかでも，千年以上の歴史を有する京町家は，京都市の都心部に高密に分布し，特色あるまちなみ景観を形成してきたが，京都市の調査によれば，平成 10 年に総戸数は約２万８千戸であったが，平成 15 年には総戸数は約２万４千戸と減少している。一方では，京町家は，優れた意匠性をもつ建物として，その良さも再認識され，復活する機運もあり，保存・再生への取り組みが近年，盛んに行われるようになった。

4.3.1　既存京町家の耐震性能評価

京都市では，花折断層系など京都盆地を取り囲む多くの断層を起震とする大地震の発生が予想され，平成 15 年に第３次地震被害想定がなされ，京都市域に大被害を与えることが想定されている。特に京町家は，間口が狭く奥に長い建物であり，その平面形式の特徴から耐震性については以前から問題視されてきた。しかし，歴史的，意匠的な観点から京町家の調査研究が多くなされてきているが，構造に関する調査は少なく，耐震性は意外にも分かっていないのが現状であった。このような状況から，筆者らは大学研究者，建築構造設計者，建築意匠設計者，大工棟梁とともに京都市のプロジェクト事業として京町家 30 棟の構造詳細調査を実施し，耐震性能評価と耐震補強法に関する研究を行った（須田・鈴木他，2007）。

調査対象の建物は，典型的な京町家の平面形態，立面形態を有し，増改築が少なく建設当時の状態が推測できることを前提に，間口寸法と階数をパラメータとし 30 棟を選出した。間口寸法は２間から６間，階数は平屋，中２階，２階建て，平面形態は１列１室から１列４室と２列２室，２列３室，建築年代は明治期から昭和初期であった。

構造詳細調査に基づいて各建物の土壁，小壁，軸組などの耐震要素を抽出して各建物の復元力を求め，限界耐力計算に基づいて耐震性能評価を行った。地震力は安全限界に対応する極めて希に発生する地震動，地盤種別は第２種地盤として求めた最大応答変形角の結果を Fig. 8 に示す。図の横軸は各建物の平面形状を示しており，()内の数値１は平屋建て，1.5 は中２階建て，２は２階建てを意味する。京町家などの伝統構法木造建物は，大きな変形性能を有するが，安全限界の目安となる変形角を１/15rad とすると，各建物の張り間方向の最大応答変形角は概ね安全限界変形角に収まるが，けた行方向では，想定する地盤や地震動に対して安全限界変形角を大きく超え，倒壊の危険性が高いと判断される建物が多いこ

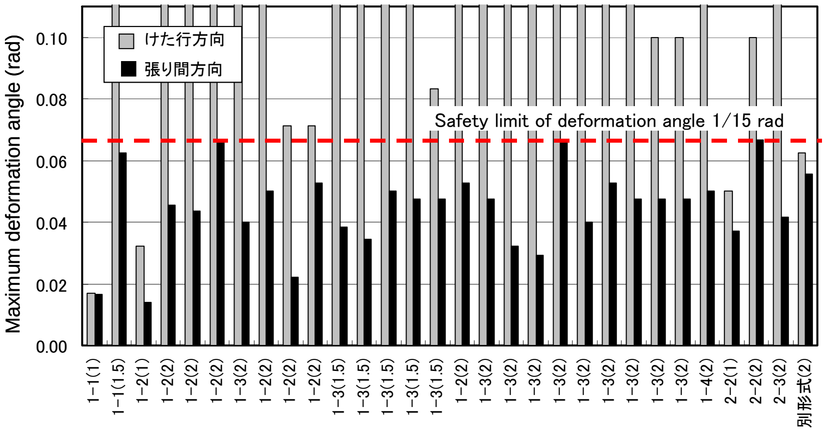


Fig. 8 Seismic performance of *Kyo-machiya* houses

とが分かった。

以上のように，限界耐力計算による耐震性能評価において，安全限界の検証用地震動として第２種地盤での極めて希に発生する地震動を対象にする限り，多くの京町家は大破・倒壊の危険性を有している。ただし，地盤種別が第１種地盤の場合には，大きな変形が生じるものの大破・倒壊に至らず，補修によって再使用が可能になるものも多いことも指摘される。また，復元力特性の評価において，検証用復元力特性が実際の実験結果より安全側の評価となっているが，一方では，構造要素の腐朽・蟻害などの損傷がある場合には補修することを前提にしているなど，現状の建物の耐震性能そのものを評価していない。このように耐震性能の評価においては，地盤条件，地震力の想定などいくつかの前提条件に基づいているが，現存する京町家の耐震性能，特にけた行方向の耐震性能は問題となるため，京町家に適した耐震補強などの対策が必要となる。

4.3.2　京町家の耐震設計・耐震補強設計法の振動台実験による検証

京都に数多く現存する京町家の多くが，明治期から昭和初期にかけて建てられ，耐震性に問題があることが耐震調査で指摘された。また，京町家は，戦後ほとんど新築されることがない状況が続き，耐震・防火基準を満たす京町家を新たに建設することは難しく，現存する京町家の棟数は減少している。京町家を保存・再生するには，耐震補強法のみならず耐震設計法を確立する必要がある。

文部科学省「大都市大震災軽減化特別プロジェクト」の一環として（独)防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センターの実大三次元震動破壊実験施設(E-ディフェンス)を用いて，移築した古い京町家と新築した新しい京町家の２棟の実大震動台実験（Photo 4）を平成 17 年 10 月から 11 月にかけて実施する機会を得た)。

(1)　実験の目的

実在する典型的な京町家を解体・移築した試験体（移築試験体と称する）を用いて，

①既存京町家の耐震性能を明らかにする

②既存京町家の耐震補強法を検証する

また，現行の建築基準法を満たすように耐震設計を行って新築した京町家試験体（新築試験体）を用いて

③新しい京町家の耐震設計法を検証する

ことを目的として振動実験を実施した。

(2)　京町家試験体の概要

1）移築京町家

Photo 4 Shaking table test of two *Kyo-machiya* houses (Left: new house, Right: old house)

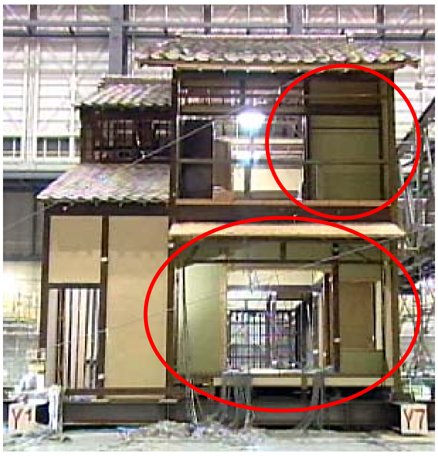


Photo 5 Seismic reinforcement using dry mud-panel

Photo 6 Seismic reinforcement using laddery frames

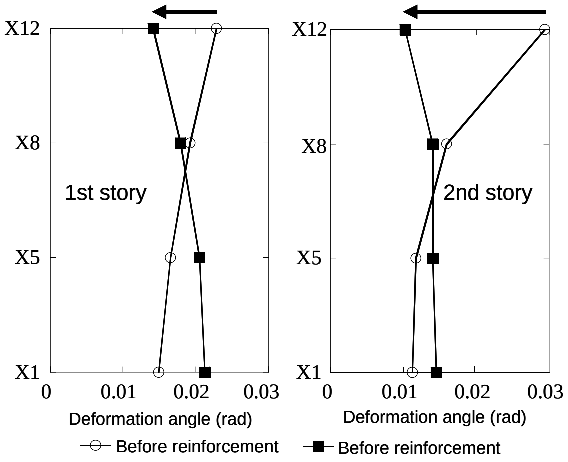


Fig. 9 Effect of seismic reinforcement

既存の京町家の耐震性能を調べるとともに耐震補強の効果を検証するために，昭和 7 年に建てられた京町家を解体して震動台に移築した。平面形式は典型的な京町家で，通り庭と通り庭に面して３室の居室からなる１列３室型と呼ばれる間取りである。なお，腐朽・蟻害による損傷部材，増改築部分などは復元・改良を行っている。

2) 新築京町家

新たな京町家を建設可能にするため，京町家の外観意匠・空間構成を継承しながらも，大きな変形性能を有することができる構法を取り入れて，必要な耐震性能を確保する設計法を提案した。移築京町家と同じ規模の１列３室型である。

(3) 振動台実験結果

移築京町家は，小地震加振から土壁の亀裂や剥落などの損傷が生じたが，限界耐力計算に基づいて耐震補強を行うことで，1995 年兵庫県南部地震で神戸海洋気象台で観測された地震波（JMA-Kobe 波）の３方向加振に対しても，土壁等に大きな損傷は発生するが，倒壊することなく，補強の効果が確認できた。また，限界耐力計算に基づいて耐震設計を行った新築試験体は，柱脚の浮き上がりや滑りが生じたが，上部構造には損傷はほとんど発生しなかった。京町家の建物の水平構面は，比較的柔らかく，Fig. 10 に示されるように平面的に変形しながら揺れることも分かった。

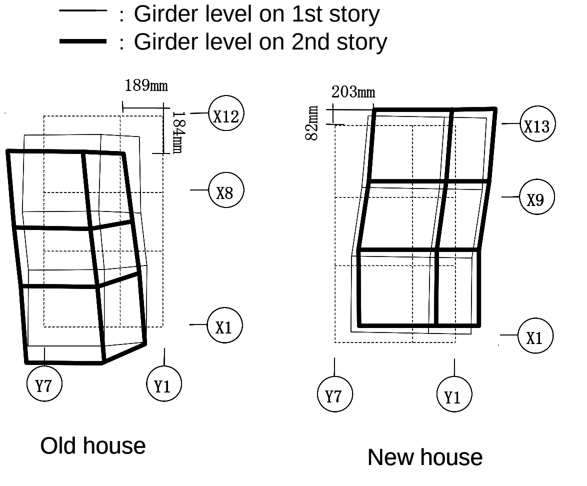


Fig. 10 Horizontal deformation of *Kyo-machiya* houses

移築京町家の耐震補強は，予め行っていた限界耐力計算による耐震性能評価と耐震補強設計に基づいて乾式土壁パネルの袖壁と小壁を組み合わせた門型土壁と木材のめり込み特性を生かしたはしご型フレームによる耐震補強を適用した（Photos 5 and 6)。実験の結果，補強を行った構面の応答が小さくなり，全体的にバランスが整えられ，これにより建物のねじれ挙動が抑制され，建物全体の揺れも小さくなるなど，耐震補強の効果がみられた（Fig. 9 参照)。

伝統構法木造住宅が持つ大きな変形性能を活用し，限界耐力計算に基づく耐震補強法，耐震設計法を用いることで，既存京町家の耐震補強ができ，また新しく京町家を建築することができることを示した。しかし，柱脚部の滑り，床や屋根などの水平構面の変形については，伝統構法木造住宅の耐震性能を適切に評価する上で，重要な課題である。

4.4 伝統構法木造建物の振動台実験による構造力学的解明

伝統構法木造建築物は，構造力学的に未解明な部分がまだ多く残されている。その代表的な課題として柱脚仕様の問題がある。木造建築物では，柱脚を土台に緊結する仕様が，現在，一般的であるが，伝統構法木造建物では柱脚部を土台に固定することなく，足固めを設けて柱脚を礎石等に載せただけの石場建て構法が多く採用されてきている。石場建て構法では，地震時に柱脚の浮き上がりや滑りが発生する可能性があるが，それらが地震時の建物の揺れや安全性に及ぼす影響は良く分かっていない。また重要な課題として水平構面の問題がある。木造建物では床構面を剛床と仮定することが多く，床構面の剛床仮定を満足するために床倍率の大きな床仕様が一般的になってきているが，伝統軸組構法木造建築物では柔な床仕様が多く用いられてきた。床構面と同様に屋根の架け方など屋根構面の仕様についても，地震時の建物揺れや安全性に及ぼす影響は未解明である。

このような状況から，伝統軸組構法木造建築物を構造力学的に明らかにするために，伝統軸組構法木造建物の実大試験体を製作し，(独)防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センターの実大三次元震動破壊実験施設(E-ディフェンス)を用いた震動台実験を行った。

(1) 振動台実験の目的

中小の振動台では規模的に難しく，これまで実験的に解明することができていなかった柱脚部，床構面や屋根構面など伝統構法の仕様に注目して，以下の目的のもとに実験を行った。

1) 柱脚を土台に長ほぞ込み栓留めする仕様(土台仕様)と足固めを設けて柱脚部を固定しない仕様(足固め仕様)の 2 種類の試験体を用いて，柱脚部仕様が地震時挙動に与える影響を明らかにする。特に，足固め仕様の場合には，柱脚の滑りや浮き上がりなどが地震時挙動に与える影響に注目する。

2) 床構面の仕様を剛，半剛，柔な仕様にするとともに，壁配置を換えることによって偏心の大きさをパ

ラメータとした試験体を用いて，地震時挙動を明らかにする。

3）屋根構面の仕様，ここでは一般的な切妻屋根を対象にするが，切妻屋根を短辺方向にかける場合と長辺方向にかける場合の2種類の瓦葺き屋根の有る試験体を対象に加振実験を行い，屋根のかけ方の違いが建物の挙動に与える影響を明らかにする。

(2) 試験体の概要

上記の実験目的のため，床(水平構面)仕様と柱脚仕様の違いによる影響を主として調べる試験体(以下，標準試験体)6体（Photo 7）と，屋根仕様の違いをみる屋根付の試験体(切妻屋根試験体)2体（Photo 8）を製作した。いずれの試験体も，柱ー横架材接合部については，既往の実験で優れた変形性能が認められた雇いほぞを採用した。試験体に使用する主要な木材には，徳島県産の杉材の自然乾燥材を用いた。

(3) 実験の概要

a）実施体制

京都大学防災研究所と(独)防災科学技術研究所との共同実験である他に，多くの大学等研究機関や伝統構法木造建物に関連する機関，組合等団体，工務店，設計事務所などとの協力のもとに実施した。

b）加振方法

入力地震動は，主に日本建築センター模擬波（BCJ-L2）を用いた。日本建築センターが公開している波形（最大加速度356Gal，継続時間120秒）のうち0～60秒までの波形について，最大加速度を調節して用いた。試験体短手方向を主要な加振方向とした。大地震による損傷を把握するために，最終段階で1995年兵庫県南部地震において神戸海洋気象台で観測された地震波（JMA神戸波）を3方向入力した。

(4) 実験結果のまとめ

床や屋根などの水平構面の影響を明らかにすることは，これまでの中規模振動台実験や構造要素実験では困難であったが，今回の実大震動台実験によって，水平構面の剛性が建物の応答に大きな影響をもたらすことが明らかになり，床や屋根などの水平構面の剛性を考慮した耐震性能評価に基づいた耐震設計・耐震補強法の開発の必要性が指摘できた（鈴木，2007）。

また，土台を設けない足固め仕様試験体では，JMA神戸波など大きな地震では柱脚が滑り，滑りによって試験体に入力される地震力が低減され，足固め仕様試験体の応答変形角が抑制されている（Fig. 11を参照）。このように，柱脚の滑りが生じることによる入力の低減効果は確認できたが，この柱脚の滑りの効果を耐震設計や耐震補強設計に取り込むには，柱脚の滑りが生じる条件とともに滑り量の制御法を明らかにする必要がある。また，柱脚を含めた建物各部の安全性を確保する方策を検討する必要がある。

Photo 7 Specimens
（L: Column bottoms are fastened on foundation,
R: Column bottoms are free on foundation）

Photo 8 Specimens with tiled roof

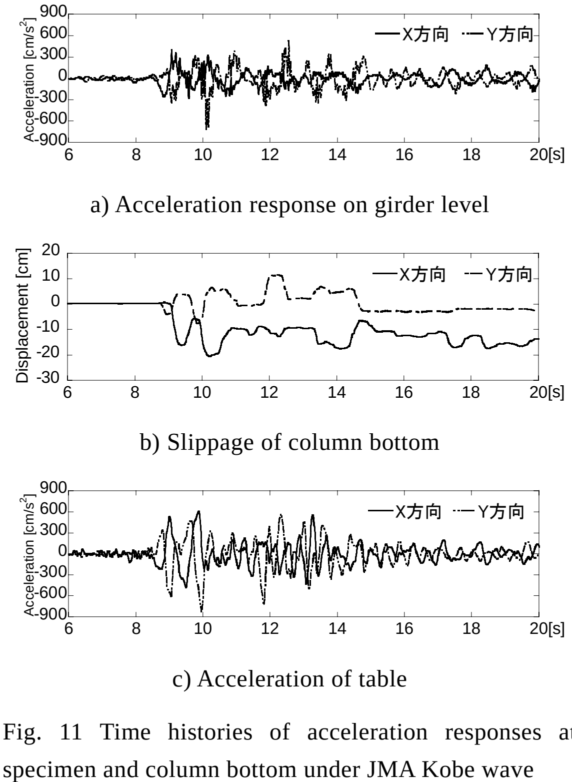


Fig. 11 Time histories of acceleration responses at specimen and column bottom under JMA Kobe wave

4.5　伝統構法木造建築物（社寺建築物）

社寺建築のような伝統木造建築物は，典型な伝統軸組構法である。一般に，このような伝統木造建築物は，大断面の柱が礎石の上に載り，桁梁や貫等の横架材などで構成される軸組構造で，瓦屋根の重い荷重を支えており，地震時には大径柱の傾斜復元力特性，柱－貫仕口部のめり込みなどによって抵抗する特有の機構を有していることが分かっている（坂，1941a；坂，1941b）。しかし，このような伝統構法木造建築物は，木組みによる仕口の複雑さ，木材の不均質性・不確定性のゆえに，構造力学的な解析は充分にはなされず，構造力学的な解明は困難とされてきた。

このような背景から，一連の伝統木造軸組の実大振動実験や静的載荷実験を実施してきた。以下に，これらの実験から明らかにされた社寺建築等の伝統構法木造建物の構造力学なメカニズムについて述べる。

4.5.1　実験の概要

伝統軸組の構造的な特徴を盛り込んだ伝統木造軸組の実大試験体を製作し，振動台（京都大学防災研究所・強震応答実験装置）を用いた振動実験を 1999 年から 2001 年まで３年間にわたって実施し，構造物全体および各部の振動性状を把握するとともに，構造的特性について検証を行った。この一連の実大振動台実験に引き続き，現存する寺院の軸組をモデルとした振動台実験と静的水平載荷実験を 2003 年から 2005 年にわたって実施し，柱傾斜復元力特性に対する鉛直荷重の効果や軸組架構のスケールの違いが横架材の曲げ抵抗に及ぼす影響を把握した。

(1) 試験体の概要

1999 年から 2001 年までに行った実験で使用した試験体は，柱頭に組物を有し，桁行 3.75m，梁間 2.25 m，高さ 5.0m の１スパン×１スパンである。材質は，柱はヒノキ（308mmφ），組物はアサメラ，その他はマツとした。振動台上に固定された礎石の上に，柱を金物やダボで固定することなく設置した。屋根重量に相当するようにＰＣ版製の重り，計 120ｋＮを桁梁上に緊結した。（Photo 9 に振動台上に設置された試験体を示す。）

2003 年から 2005 年の実験では，Fig. 12 に示すような軸組のスケールの異なる試験体を３種類用意した。実在する寺院の軸組の約 0.18 倍の縮小スケールモデルを試験体 A(1.0 倍試験体，スパン 1.75m×1.0m，高さ 2.1m，柱 308mmφ）とし，試験体 A の各部材断面をそれぞれ 1.5 倍，2.0 倍した試験体を試験体 B(1.5 倍試験体)，試験体 C（2.0 倍試験体）とした。柱頭部には，前述の試験体と異なり，組物はなく，枕盤

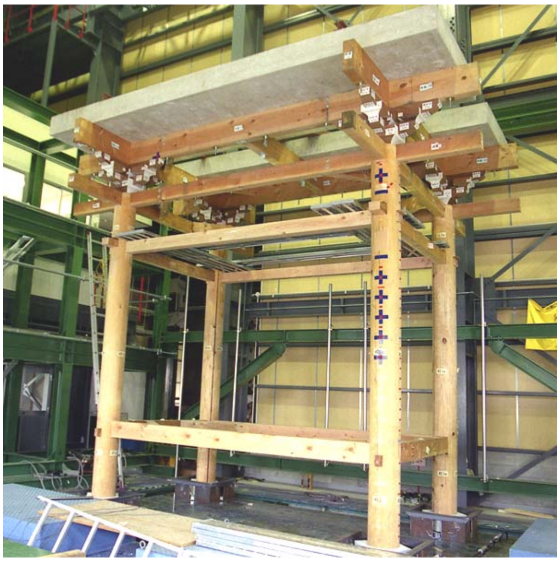


Photo 9 Specimen with bracket complex

Photo 10 Specimen C without bracket complex

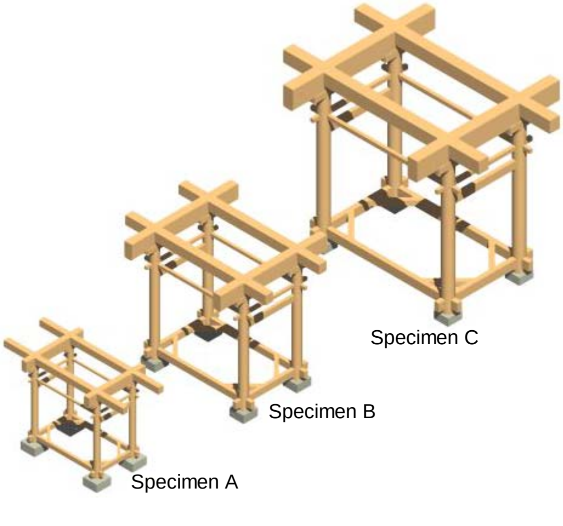


Fig. 12 Specimens of traditional wooden frames on three scales

を設けて桁梁を受けている。横架材は，足固め，虹梁，通肘木で構成した（Photo 10）。

使用した木材は，柱・土居盤にはヒノキを，足固め・虹梁・通肘木等の横架材にはベイヒバを，牛引梁・土居桁にはベイマツを使用した。試験体の上部に設置した重りは，試験体 A で 3ton，試験体 B で 7.23ton，試験体 C で 11.2ton とした。また，鉛直荷重の増加が架構の復元力に及ぼす影響を把握するために重りを増減した。

(2) 実験の実施概要

実地震動加振実験では，El Centro 1940，Taft 1952，八戸 1968 および 1995 年兵庫県南部地震による神戸海洋気象台などの観測記録波形や人工地震波の建築センター波（BCJ-L2）を用いた。加振実験では，これらの波形の最大加速度を 50cm/s^2～1000cm/s^2 に基準化した形で入力し，最大振幅を変化させ繰り返して加振を行い，各加振ステップにおける振動状況や破壊状況を調べた。

4.5.2 伝統構法木造軸組の構造力学的特徴

上記の一連の実験から得られた伝統構法木造軸組の主な構造力学的特徴について述べる（鈴木他，2003；前野・鈴木，2006；Suzuki and Maeno, 2006；前野・西塔・鈴木，2007）。

(1) 復元力特性

伝統木造軸組の復元力特性は，横架材の曲げ抵抗と柱傾斜復元力からなっており，Fig. 13 のように複雑な復元力特性となる。Fig. 14 に示すように，変形の小さい領域では柱傾斜復元力が優勢で，変形が大きくなると横架材の曲げ抵抗が大きく寄与する。

横架材の曲げ抵抗では，同じ仕口形状であればモーメント－回転角関係はスケールにかかわらず断面係数（Z）で概ね基準化することができるが，仕口のめり込みや摩擦を考慮した解析によって明らかにする必要がある。

(2) 柱傾斜復元力特性

柱傾斜復元力は，Fig. 15 に示すように柱が傾斜すると鉛直荷重によって生じる復元力である。柱傾斜復元力の最大値は，鉛直荷重の増加によって増加する。増加の割合は，一般に鉛直荷重の増加に比例的すると考えられていたが，柱頭，柱脚のめり込みなどから，必ずしも比例的ではなく，Fig. 16 に示すように鉛直荷重が大きくなると，増加の割合は低減することが分かった。

(3) 組物と柱のロッキング振動

組物は，屋根荷重など上部の荷重を桁梁を介して柱に伝達する機能を果たすが，地震時には，Fig. 17 に示すように柱のロッキングに対して組物全体の回転は逆位相となっている。これは，Fig. 18 のよう

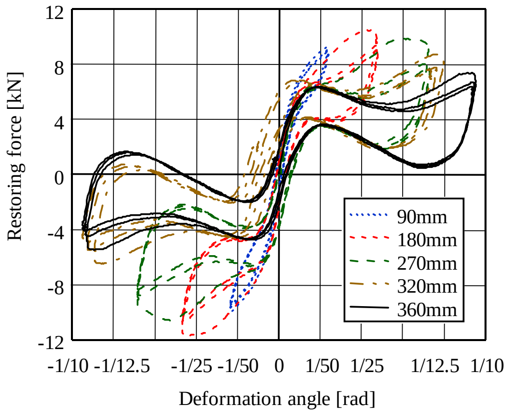


Fig. 13. Total restoring forces of the specimen C for several displacement amplitudes on static loading tests

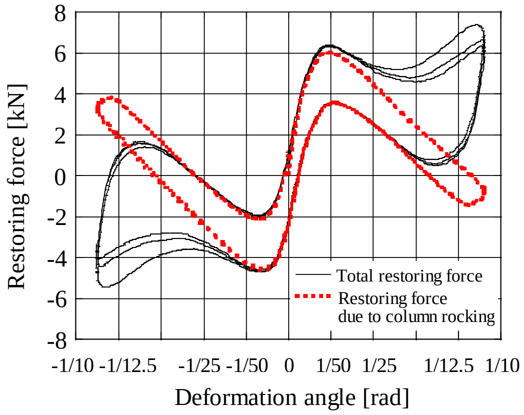


Fig. 14. Total restoring force and restoring force due to column rocking

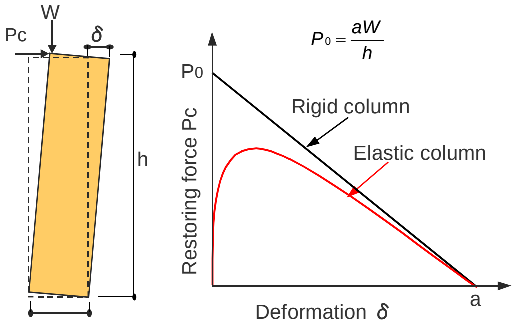


Fig. 15 Restoring force due to column rocking

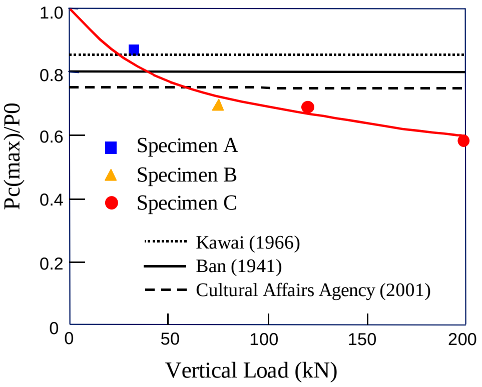
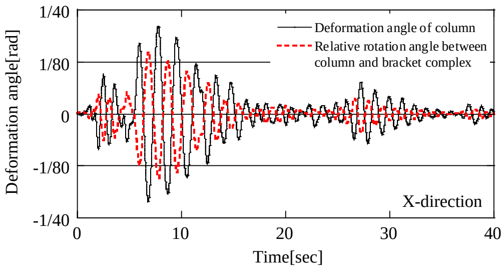


Fig. 16 Variation of maximum restoring force due to column rocking for vertical load

に柱が傾斜すると組物は柱軸線に対して逆方向に傾斜して，柱の傾斜復元力を助けるように作用していることが分かった。



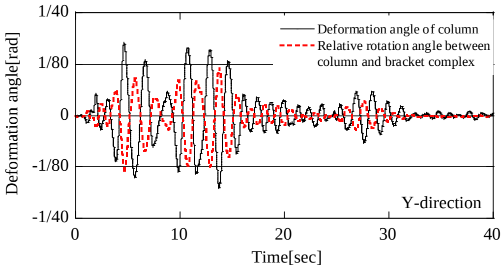


Fig. 17 Rocking responses of column and bracket complex under El Centro NS 200cm/s^2, EW 120cm/s^2

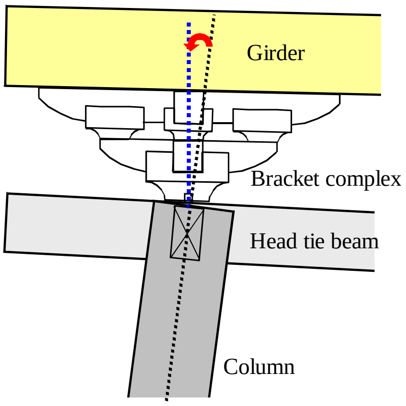


Fig. 18 Rocking of column and bracket complex

4.6　伝統構法木造建築物の課題と今後の展望

伝統構法木造建築物は、複雑な木組みを有していること、地域特有の気候・風土等に応じた様々な構法が存在していること、などから構造力学的に未解明な部分が多く残されているため、本研究では、伝統構法木造建物の地域特性および木造特有の構造特性を調べ、伝統構法木造建物の実大および要素試験体を製作し、振動実験および静的載荷実験を実施し、それらの結果に基づいて、地震時挙動の把握と耐震性能の評価を行い、耐震設計法および耐震補強法の開発を進めてきた。

木造建築物の耐震性能評価法や構造設計法については、現在普及している方法は構造耐力を壁要素に依存し、壁倍率に基づいた壁量により耐震性を確保しようとするものである。このため、筋かい等の斜材や合板等の面材に加えて金具等による補強などがほとんどなされていない伝統構法の木造建築物などは、耐力重視型の壁量計算に基づく構造設計法や耐震性能評価法は適さず、耐力のみならず変形性能を評価し得る限界耐力計算による耐震性能評価法や耐震設計法が適していることが指摘される。

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

5.　おわりに

防災研究所で取り組んできた研究のなかで，建築構造物の耐震安全性を評価する耐震信頼性解析法，先端技術を用いた制震構造システムの開発，また木造建物，特に伝統構法木造建物の耐震設計法や耐震補強法の開発や歴史的・文化財的建築物の耐震補強と保存修復の技術開発に関する研究について述べた。

前半の信頼性理論や制御理論では，確率微分方程式を駆使して問題の定式化や解法の誘導など，数式が相手の世界であった。しかし，阪神・淡路大震災では，死者が６千人を超える大災害となり，死傷者の多くが木造住宅の倒壊等によるものであった。建築と防災の研究分野に携わるものとして大きな衝撃を受けた。制震構造システムは，高層，超高層建築物や都市重要施設には不可欠な技術であり，また耐震信頼性解析法の研究は，合理的な耐震信頼性設計法として将来的に実用化に繋がるものと期待されるが，阪神・淡路大震災では人命を守ることはできなかった。

このような反省や後悔から，阪神・淡路大震災以後は木造建築物の研究に，若い研究者にも勧めて，

取り組んできた。木造建築物の耐震設計法や耐震補強法の開発，実用化に関する研究では，調査や実験をベースに多くの方々の協力のもとに行われたもので，人との繋がりの世界でした。伝統構法木造建築物の構造メカニズムの科学的な解明に向けた取り組みでは,「伝統」は古くさいイメージがあるが，決してそうではなく，大工棟梁の永年の技や知恵も科学的な光のもとでは先端技術になり得ること，また最近，200 年住宅の実現が謳われているが，我が国の木造住宅の長寿命化，良質化を図るための技術として「伝統技術」が最先端の技術であることを確信している。今後も，この「伝統技術」を生かした取り組みを進めて，社会的な要請が高まっている文化的・歴史的建造物の保存再生のみならず，新たな文化遺産（100 年後には文化遺産になり得る建造物）の創生を目指していきたいと考えている。

最後に，研究活動を通して，ご協力をいただいた多くの方々に深く感謝いたします。

参考文献

鈴木祥之 (1998a) : 履歴構造物系の耐震信頼度解析，応用力学シリーズ 6 「構造物系の非線形・不確定モデリング」，日本建築学会，pp. 197-214.

鈴木祥之（1998b）: 不確定履歴構造物系の耐震信頼度解析, 応用力学シリーズ 6「構造物系の非線形・不確定モデリング」，日本建築学会，pp. 215-228.

鈴木祥之編著（2007）:「伝統構法木造建物の耐震性を検証する」, 伝統構法木造建物震動台実験研究会, 京都大学防災研究所.

鈴木祥之，山本雅史，玉木利裕，加賀谷博昭，裵　起煥，荒木時彦（1997）: 実大構造物のアクティブ・マス・ダンパーによる制震実験，その 1．同定と地震波加振, 京都大学災研究所年報, 1997 年 4 月.

鈴木祥之，前野将輝，西塔純人，北原昭男，後藤正美，須田達，大下達哉（2003）: 伝統木造軸組の実大振動実験・静的水平力載荷実験，日本建築学会構造系論文集, No.574，pp135-142.

鈴木祥之，山本雅史（1998）: 実大構造物の地震応答加振システムに関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 514 号，pp. 105-110.

須田達，鈴木祥之，奥田辰雄，小笠原昌敏（2007）: 京町家の耐震性能評価と耐震補強設計法，日本建築学会構造系論文集，No.616，pp. 149-155.

中治弘行，鈴木祥之，後藤正美，岩本いづみ，山田耕司（2007）: 東三河伝統構法民家の耐震性能評価のための静的繰り返し加力実験，日本建築学会構造系論文集，第 612 号，pp. 133-140.

坂静雄 (1941a) : 社寺骨組の力学的研究（第 1 部　柱の安定復元力），日本建築学会論文集第 21 号，pp252-258.

坂静雄 (1941b) : 社寺骨組の力学的研究（第 2 部　貫の耐力），日本建築学会論文集第 21 号，pp259-268.

前野将輝，鈴木祥之（2006）: 伝統木造軸組の実大実験による柱－横架材接合部の曲げモーメント抵抗に関する研究, 日本建築学会構造系論文集　第 601, pp.113 -120.

前野将輝，西塔純人，鈴木祥之（2007）: 伝統木造軸組の実大実験による柱に加わる力の釣合関係と柱傾斜復元力特性の評価，日本建築学会構造系論文集，No.615，　pp.153-160.

木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会（委員長：鈴木祥之）（2004）: 伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル－限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法－，学芸出版社.

Kawai, Naohito (1996) : Column Rocking Resistance in Japanese Traditional Buildings，Proceeding of the International Wood Engineering Conference Volumn1，pp183-190，1996.10

Kobori, T., Minai, R. and Suzuki, Y. (1976): Stochastic Seismic Response of Hysteretic Structures, Bulletin of the Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Vol. 26, Part 1, No. 236, pp. 57-70.

Kobori, T., Minai, R. and Suzuki, Y. (1977): The Plastic Response of Hysteretic Systems to Stochastic Excitations, Theoretical and Applied Mechanics, Vol. 27, pp. 315-333.

Kree, Psaul (1982): Diffusion Equation for Multivalued Stochastic Differential Equations, Journal of Functional Analysis, Vol. 49, pp.73-90.

Suzuki, Y. (1995): Stochastic Control of Hysteretic Structural Systems, Sadhana, Vol. 20, Parts 2&3, pp. 475-488.

Suzuki, Y. and Maeno, M. (2006): Structural mechanism of traditional wooden frames by dynamic and static tests, Structural Control and Health Monitoring, Vol. 13, Issue 1, January/February 2006, pp. 508-522.

Suzuki, Y. and Minai, R.(1980): Stochastic Prediction of Maximum Earthquake Response of Hysteretic Structures, Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Vol. 6, pp. 697-704.

Suzuki, Y. and Minai, R.(1988): Application of stochastic differential equation to seismic reliability analysis of hysteretic structures, Probabilistic Engineering Mechanics, Vol. 3, No. 1, pp. 43-52.

Suzuki, Y. and Minai, R. (1988): Seismic damage and reliability analysis of hysteretic multi-degree-of-freedom structures, Proc. of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. Ⅷ, pp. 773-778.

Suzuki, Y. and Minai, R. (1989): Seismic reliability analysis of hysteretic structural systems, Computational Mechanics of Probabilistic and Reliability Analysis, pp. 509-541, Elmepress International, Lausanne.

Suzuki, Y. and Yamagishi, Y. (1995): Seismic reliability analysis of hysteretic structural systems with uncertain parameters, Computational Stochastic Mechanics, pp. 259-266, Balkema.

Wen, Y. K. (1976): Method for Random Vibration of Hystretic Systems, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.102, No.EM2, pp.249-263.

With the Aim for Establishing Advanced and Traditional Technologies in Architecture and Disaster Prevention

Yoshiyuki SUZUKI

Synopsis

The present paper describes my research works in association with earthquake disaster prevention of buildings. First, analytical methods of seismic reliability evaluating the seismic safety of buildings and the development of structural control systems and structural health monitoring are presented. My research works after Great Hanshin-Awaji Earthquake are also described, particularly on seismic design methods and seismic reinforcement methods of traditional wooden buildings and the development of seismic reinforcement and restoration techniques for historical and cultural buildings. In the former topics, advanced technologies of reliability and control theories using stochastic differential equations are developed. In the latter topics, traditional technologies included in wooden buildings are clarified scientifically.

Keywords: stochastic differential equation, seismic reliability, wooden building, traditional technology