

履歴型ダンパー付きラーメン構造の地震応答性状
(柱梁耐力比・剛性比の高さ方向分布の影響)

桑原 進*1

同 井上一朗*1

同 船木伸彦*1

1. 序

本報では履歴型ダンパー付ラーメン構造を対象とする。柱・梁で構成されるラーメン部分をフレーム、履歴型ダンパーを構成する部分をダンパー系と称する。履歴型ダンパーはフレームの損傷を著しく低減するのに有効であり、履歴型ダンパー付架構の地震応答性状は、ダンパー系のせん断耐力分担率・ダンパー系とフレームの剛性比(以下、剛性比と称する)・層数・入力地震動などの様々な要因に左右される^{1)~4)}。パラメータの高さ方向分布については、文献4)がフレームが弾性である系に対して解析例を示している。これらはせん断パネモデルにより検討されているため、柱梁耐力比の影響については未検討である。

本報では解析モデルに魚骨形モデル^{5),6)}を用いて、柱梁耐力比の違いが履歴型ダンパー付架構の地震応答性状に及ぼす影響について検討する。また、ダンパー付架構では付加軸力による曲げ変形によって上層になるほど見かけのせん断剛性が低下する。この影響を想定した剛性比の高さ方向分布の影響についても併せて検討する。

2. 解析モデルの設定

魚骨モデルを構成する、魚骨柱・ダンパー系の復元力特性には完全弾塑性型、魚骨梁には Tri-linear 形を用いる。これらを特定するには、魚骨柱の弾性剛性 \bar{K}_C ・曲げ耐力 $c\bar{M}_p$ 、魚骨梁の弾性剛性 \bar{K}_B ・初期降伏モーメント $B\bar{M}_y$ ・曲げ耐力 $B\bar{M}_p$ 、ダンパー系の弾性剛性 K_D ・せん断耐力 DQ_y の7つの値が必要である。但し、魚骨梁の2次剛性は弾性剛性の $1/4$ ⁵⁾とする。

図1に i 層の層せん断力 Q_i - 層間変形角 R_i 関係を示

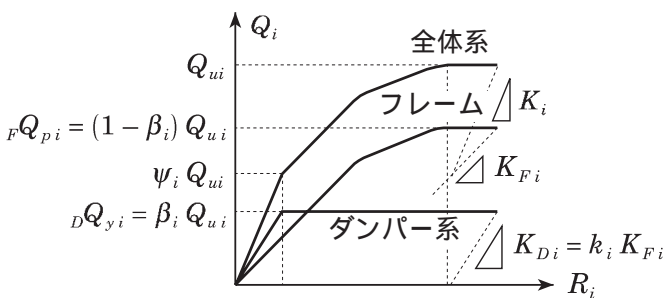


図1 i 層の層せん断力 - 層間変形角関係

す。図中の β_i, k_i はそれぞれダンパー系の耐力分担率、ダンパー系とフレームの剛性比であり、次式で定義する。

$$\beta_i = \frac{DQ_{yi}}{Q_{ui}}, \quad k_i = \frac{K_{Di}}{K_{Fi}} \quad (1), (2)$$

i 層の2次設計用層せん断力 Q_{ui} を次式で与える。

$$Q_{ui} = D_{S2} C_0 R_t A_i \alpha_i W_T \quad (3)$$

但し、 $A_i = 1/\sqrt{\alpha_i}$ 、 $\alpha_i = \sum_{j=i}^N w_j / W_T$ 、 w_j は i 層の重量、 W_T は全重量である。 R_t は告示による振動特性係数であり、 R_t の算出に用いる1次固有周期は固有値解析より算出する。本報では $D_{S2} = 0.25$ 、 $C_0 = 1.0$ とする。 i 層の1次設計用層せん断力 Q_{ai} を次式で表す。

$$Q_{ai} = {}_1C_0 R_t A_i \alpha_i W_T, \quad {}_1C_0 = 0.2 \quad (4)$$

全体系の弾性剛性 K_i は Q_{ai} 作用時の各層の層間変形角が $1/200$ になるとして算定する。 K_i よりダンパー系とフレームの弾性剛性 K_{Fi}, K_{Di} はそれぞれ次式で得られる。

$$K_{Di} = \frac{k_i}{k_i + 1} K_i, \quad K_{Fi} = \frac{1}{k_i + 1} K_i \quad (5), (6)$$

また、ダンパー系とフレームの層せん断耐力 DQ_{yi}, FQ_{pi} は次式で得られる。

$$DQ_{yi} = \beta_i Q_{ui}, \quad FQ_{pi} = (1 - \beta_i) Q_{ui} \quad (7), (8)$$

ここで、以下の仮定を導入する。

「弾性時の魚骨柱の曲げモーメント反曲点は部材の中央とする」

また、弾性層間変形角に占める柱の変形の割合を γ とすると、 i 層魚骨柱の材端曲げモーメント $c\bar{M}_i$ と端部回転角 $c\bar{R}_i$ 関係は次式となる。

$$c\bar{M}_i = \bar{K}_{Ci} c\bar{R}_i, \quad \bar{K}_{Ci} = \frac{\bar{K}_{Fi} H_i}{2\gamma} \quad (9), (10)$$

ただし、 H_i は i 層の階高である。同様に下から i 番目の魚骨梁 ($i+1$ 層の床梁、以下 i 層魚骨梁と称する)の材端曲げモーメント $B\bar{M}_i$ と端部回転角 $B\bar{R}_i$ の関係は次式となる。

$$B\bar{M}_i = \bar{K}_{Bi} B\bar{R}_i \quad (11)$$

$$\bar{K}_{Bi} = \frac{K_{Fi} H_i + K_{F(i+1)} H_{i+1}}{2(1 - \gamma)} \quad (12)$$

The earthquake response of moment resisting frames combined with hysteretic dampers
(The influences of the distribution of the relative stiffness between the damper and the entire frame,
and of the strength ratio of the column to the beam)

KUWAHARA Susumu, INOUE Kazuo and FUNAKI Nobuhiko

魚骨梁の初期降伏時（第一折れ曲がり点）の層せん断力 Q_{yi} を次式で与える．

$$Q_{yi} = C_1 R_i A_i \alpha_i W_T \quad (13)$$

ただし、 C_1 は魚骨梁初期降伏時の基準ベースシャー係数であり、ここでは $C_1 = 0.2$ とする．このときフレームが負担する層せん断力 ${}^F Q_{yi}$ は、図 1 中の $\psi_i Q_{ui}$ と Q_{yi} の大小で計算式が異なり、それぞれ次式で表せる．

$$Q_{yi} > \psi_i Q_{ui} : {}^F Q_{yi} = Q_{yi} - \beta_i Q_{ui} \quad (14)$$

$$Q_{yi} \leq \psi_i Q_{ui} : {}^F Q_{yi} = \frac{1}{k_i + 1} Q_{yi} \quad (15)$$

仮定より i 層魚骨梁の初期降伏耐力 ${}^B \bar{M}_{yi}$ は次式となる．

$${}^B \bar{M}_{yi} = \frac{{}^F Q_{yi} H_i + {}^F Q_{y(i+1)} H_{i+1}}{2} \quad (16)$$

$$\text{最上層 (} N \text{ 層) : } {}^B \bar{M}_{yN} = \frac{{}^F Q_{yN} H_N}{2} \quad (17)$$

同様に i 層魚骨梁の曲げ耐力 ${}^B \bar{M}_{pi}$ は次式となる．

$${}^B \bar{M}_{pi} = \frac{(1 - \beta_i) (Q_{ui} H_i + Q_{u(i+1)} H_{i+1})}{2} \quad (18)$$

$$\text{最上層 (} N \text{ 層) : } {}^B \bar{M}_{pN} = \frac{(1 - \beta_i) Q_{uN} H_N}{2} \quad (19)$$

第 1 層の魚骨柱の柱脚曲げ耐力 ${}^{CB} \bar{M}_{p1}$ は柱梁耐力比 r_c を考慮して次式とする．

$${}^{CB} \bar{M}_{p1} = r_c \frac{{}^F Q_{y1} H_1}{2} \quad (20)$$

i 層魚骨梁の曲げ耐力が ${}^B \bar{M}_{pi}$ のとき、柱梁耐力比を r_c に保つために i 層魚骨柱の柱頭曲げ耐力 ${}^{CT} \bar{M}_{pi}$ および $(i+1)$ 層魚骨柱の柱脚曲げ耐力 ${}^{CB} \bar{M}_{p(i+1)}$ は次式とする．

$${}^{CT} \bar{M}_{pi} = {}^{CB} \bar{M}_{p(i+1)} = \frac{r_c {}^B \bar{M}_{pi}}{2} \quad (21)$$

$$\text{最上層 (} N \text{ 層) : } {}^{CT} \bar{M}_{pN} = r_c {}^B \bar{M}_{pN} \quad (22)$$

3. 解析パラメータ

解析パラメータとその他の諸元を以下に示す．

- ・層数 N 6, 12
- ・柱梁耐力比 r_c 1.0, 1.5
- ・等価剛性比 k^{eq} 0.5, 1.0, 2.0
- ・剛性比 k の高さ方向分布 一定、線形に変化
- ・ダンパー系の耐力分担率 b (表 1 の通り)
- ・入力地震波 (表 2 の通り)
- ・階高 h 400 cm
- ・弾性層間変形角に占める柱の変形の割合 γ 0.5
- ・粘性減衰定数 (剛性比例型) 0.02

等価剛性比 k^{eq} を次式で定義する⁴⁾．

$$k^{eq} = \frac{\sum_{i=1}^N (Q_i^2 k_i / K_i)}{\sum_{i=1}^N (Q_i^2 / K_i)} \quad (23)$$

この等価剛性比を一定とし、剛性比の高さ方向分布が一定である場合と線形変化する場合を比較する．後者は、ダンパー系からの付加軸力によって生じる曲げ変形によって、上層になるほどダンパー系の見かけのせん断剛

表 1 解析パラメータ

N	k^{eq}	β_{opt}^{eq} (%)	β (%)
12	0.50	18.4	0.0, 2.5, 5.0, 10.0, 14.2, 18.4, 25.8
6	0.50	18.4	0.0, 2.5, 5.0, 10.0, 14.2, 18.4, 25.8
12	1.00	29.3	0.0, 2.5, 5.0, 10.0, 19.6, 29.3, 39.6
6	1.00	29.3	0.0, 2.5, 5.0, 10.0, 19.6, 29.3, 39.6
12	2.00	42.3	0.0, 2.5, 5.0, 10.0, 26.1, 42.3, 54.5
6	2.00	42.3	0.0, 2.5, 5.0, 10.0, 26.1, 42.3, 54.5

表 2 入力地震動

入力地震動	最大速度 (cm/s)	最大加速度 (cm/s ²)	継続時間 (sec)
NTTB3 NS ^[7]	50	190	20
El Centro NS	50	511	30
Taft EW	50	497	30
Yokohama ^[8]	52	312	40

性が低下することを想定している．本解析では単純化するために、第 1 層に対する第 i 層のダンパー系の剛性低下率 ρ_i を用いて、第 i 層の剛性比 k_i を次式で表す．

$$k_i = \rho_i k_1 \quad (24)$$

$$\rho_i = 1 - \frac{\rho_0}{N+1} (i-1) \quad (25)$$

ただし ρ_0 については、層数 $N=6$: $\rho_0 = 0.6$, 層数 $N=12$: $\rho_0 = 0.8$ とする．

本解析では、ダンパー系の耐力分担率は高さ方向に一定とする．表 1 に示す β_{opt}^{eq} は定常応答時の等価粘性減衰を最大化する耐力分担率であり、次式で得られる．

$$\beta_{opt}^{eq} = 1 - \frac{1}{\sqrt{k^{eq} + 1}} \quad (26)$$

表 1 には、層数・等価剛性比毎に β_{opt}^{eq} と解析パラメータとなる分担率 β を示している．

4. 解析結果及び考察

4.1 各部の塑性吸収エネルギー

図 2 は NTTB3NS による 12 層骨組の応答解析結果であり、フレーム・ダンパー系・魚骨梁・魚骨柱の塑性吸収エネルギー $E_p^F, E_p^D, E_p^B, E_p^C$ をダンパー系の耐力分担率 β に対してプロットしたものである．各エネルギー応答はそれぞれ損傷に寄与する入力エネルギー E_{dm} で無次元化されている．図中の 4 本の折れ線は、4 通りの異なる等価剛性比の高さ方向分布・柱梁耐力比の組合せの解析結果であり、等価剛性比別に図示している．同様に図 3 には Yokohama による 12 層骨組の $k^{eq} = 1$ の場合のエネルギー応答を示す．層数・入力地震動によらず同様の結果が得られたので、ここでは NTTB3NS と Yokohama の 12 層の結果のみを示す．

E_p^F, E_p^B, E_p^C は β について極小値を有しており、そ

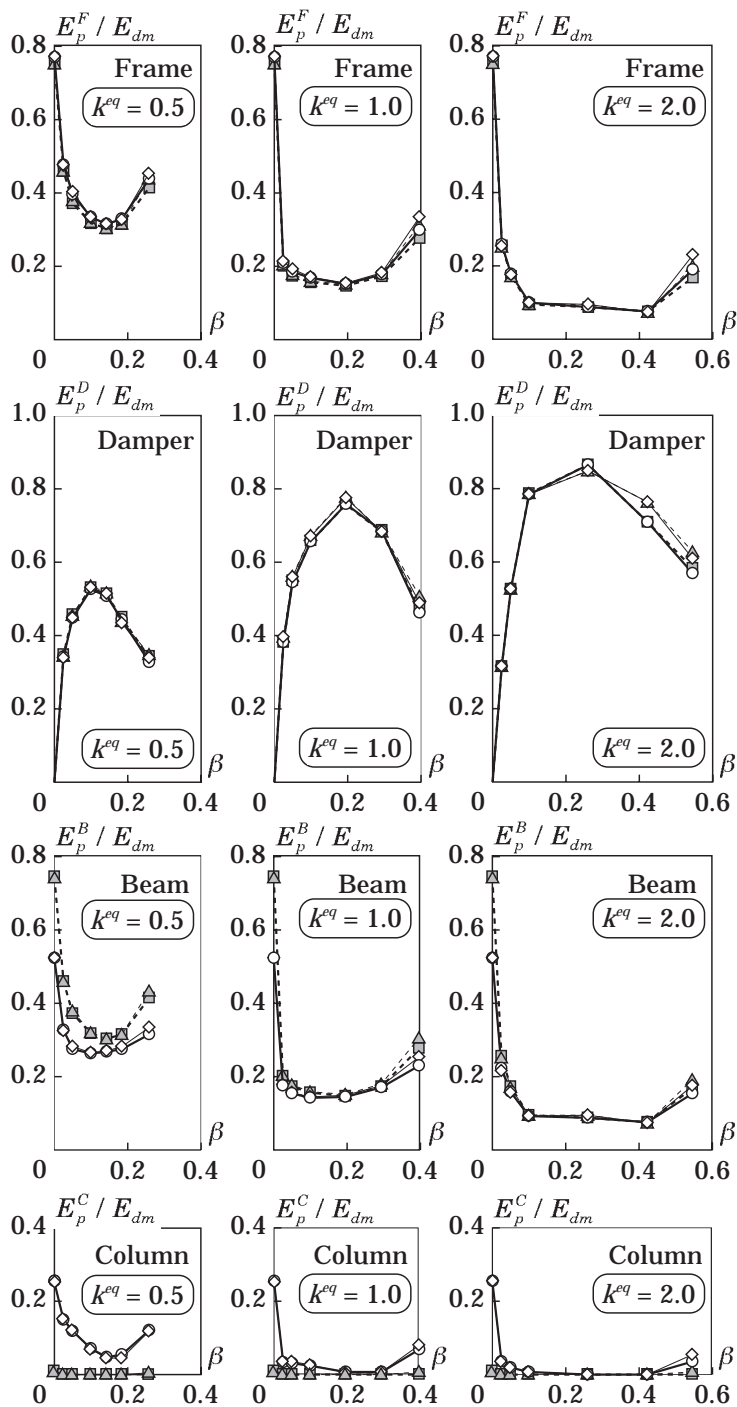


図2 各部の塑性吸収エネルギー (NTTB3NS, 12層)

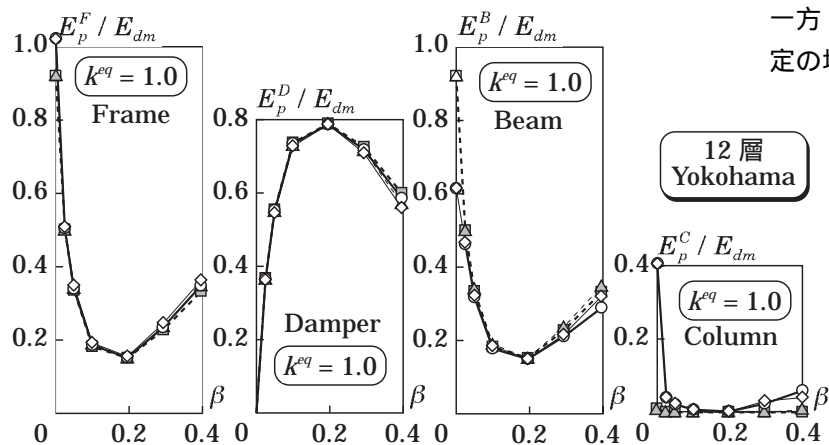


図3 各部の塑性吸収エネルギー ($k^{eq}=1$, Yokohama, 12層)

の値は等価剛性比が大きいほど小さい。一方 E_p^D は β について極大値を有しており、等価剛性比が大きいほどその値は大きい。また、極小値・極大値に近い値をとる β の範囲は、等価剛性比が大きいほど広く、0.1 から β_{opt}^{eq} の範囲は、極小値・極大値に近い値となっている。以上の傾向は、入力地震動・層数・柱梁耐力比・剛性比の高さ方向分布に無関係である。

次に剛性比の高さ方向分布・柱梁耐力比の影響について述べる。等価剛性比が同じであれば、剛性比の高さ方向分布とは無関係に E_p^F 、 E_p^D 、 E_p^B 、 E_p^C の応答値はほぼ一致する。一方、柱梁耐力比の影響は E_p^B と E_p^C に現れる E_p^B と E_p^C の和である E_p^F の大きさは柱梁耐力比と無関係にほぼ一致するが、柱梁耐力比が1.5の場合は柱がほとんど塑性化しないため、柱梁耐力比が1.0の場合と比較すると柱と梁の塑性吸収エネルギーの比が異なる。上記の傾向は地震動・層数に無関係である。

4.2 最大層間変形角

図4, 5に最大層間変形角 R_{max} とダンパー系の耐力分担率 β の関係を示す。それぞれ NTTB3 NS と Taft EW による12層骨組の応答結果である。図2~3と同様に、4通りの異なる剛性比の高さ方向分布・柱梁耐力比の組合せに対する応答を等価剛性比ごとに図示している。 R_{max} についても β について極小値が存在しているが、地震波が Taft EW の場合のように入力地震波によっては明瞭な極小値が見受けられない場合もある。また、等価剛性比が大きいほど極小値は小さい。剛性比の高さ方向分布・柱梁耐力比による違いの影響はほとんど見られない。

4.3 エネルギー応答の高さ方向分布

図6は、各層の塑性吸収エネルギー E_{pi} 、 E_{pi}^B 、 E_{pi}^C を E_{dm} で無次元化した値の高さ方向分布である。ここでは、ダンパー系の耐力分担率 $\beta = \beta_{opt}^{eq}$ 、等価剛性比 $k^{eq} = 1.0$ の場合を一例として示す。 E_{pi}^D の高さ方向分布に柱梁耐力比の影響はほとんど現れない。一方、剛性比の高さ方向分布が線形変化の場合、一定の場合と比較して E_{pi}^D が上層では小さく、下層では大きくなっている。分担率 β が大きくなるほどこの傾向は強くなる。上記の傾向は分担率・入力地震動・等価剛性比・層数に

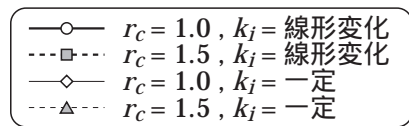


図2~3の凡例

無関係である。

5. 結

本報では魚骨形モデルを用いて、剛性比が層によって異なる場合や柱梁耐力比の違いが履歴型ダンパー付架構の地震応答に及ぼす影響について検討した。以下に得られた結果を要約する。

- 1) ダンパー系の耐力分担率が 0.1 から β_{opt}^{eq} ((26) 式) 間にある場合、ラーメン構造と比較してフレームの損傷は著しく減少する。
- 2) 本報で想定した剛性比の高さ方向分布の相違とは無関係に、等価剛性比が等しければ柱・梁・ダンパー系それぞれの塑性吸収エネルギー応答はほぼ等しく

なる。ただし、各層ダンパー系の塑性吸収エネルギーの高さ方向分布には差異がみられる。

- 3) 柱梁耐力比の相違により柱と梁の塑性吸収エネルギーの比に差異がみられるが、それらの和であるフレームの塑性吸収エネルギーとダンパー系の塑性吸収エネルギーは、柱梁耐力比の相違とは無関係にほぼ等しくなる。
- 4) 本報で想定した剛性比の高さ方向分布の相違・柱梁耐力比の相違は、最大層間変形角にほとんど影響を及ぼさない。
- 5) 上記の結果は、層数・入力地震動・等価剛性比・ダンパー系の耐力分担率に無関係である。

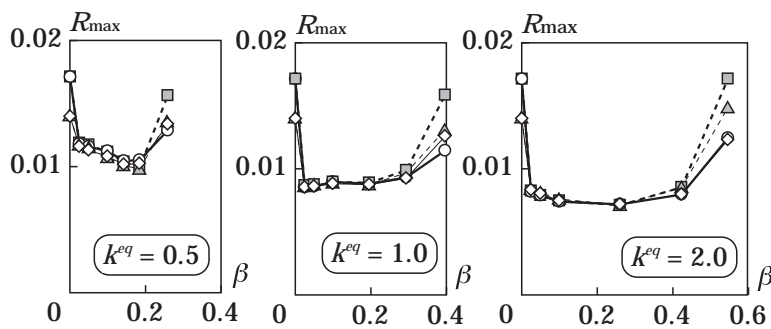


図4 最大層間変形角 (NTTB3NS, 12層)

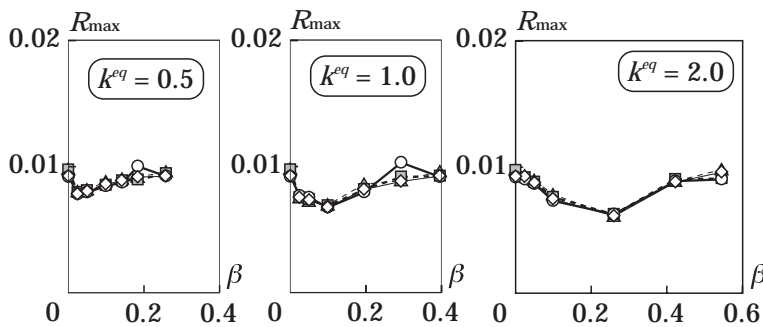


図5 最大層間変形角 (Taft EW, 12層)

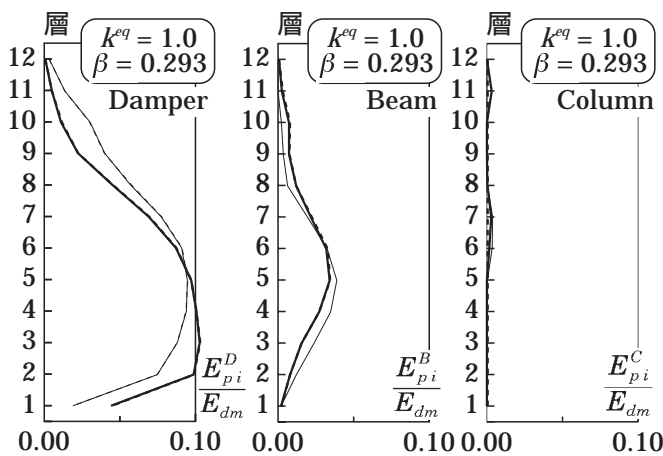


図6 各部の塑性吸収エネルギーの高さ方向分布

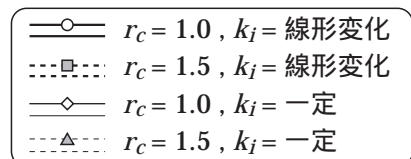


図4～6の凡例

謝辞

本研究は「社団法人鋼材倶楽部 建築鋼構造研究助成特別委員会」より研究助成を受けて行った。関係各位に感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 井上一朗：履歴型ダンパーを用いた耐震設計，シンポジウム「耐震設計の一つの新しい方向」，1995年10月，pp.95-111
- 2) 井上一朗，桑原進，多田元英，中島正愛：履歴型ダンパーを用いた架構の地震応答と設計耐力，鋼構造論文集，第3巻第11号，1996.9.
- 3) 小川厚治，井上一朗，小野聡子：柱・梁を弾性域に留める履歴ダンパー付架構の設計耐力（1質点系による考察），JSSC鋼構造論文集，Vol. 4，No. 17，1998.3.
- 4) 小川厚治，井上一朗，小野聡子：柱・梁を弾性域に留める履歴ダンパー付架構の設計耐力（多質点系のベースシヤー係数），JSSC鋼構造論文集，Vol. 4，No. 17，1998.3.
- 5) 加村久哉，小川厚治，井上一朗：鋼構造ラーメン骨組の魚骨形応答解析モデルへのモデル化について，日本建築学会近畿支部研究報告集，第38号構造系，1998.7.
- 6) 船木伸彦，加村久哉，桑原進，井上一朗：履歴型ダンパー付ラーメン架構の魚骨形モデル，日本建築学会近畿支部研究報告集，第38号構造系，1998.7.
- 7) 日本建築学会兵庫県南部地震特別研究委員会，特定研究課題 1-SWG1，日本建築学会近畿支部耐震構造研究部会：1995年兵庫県南部地震強震記録資料集，pp.244，1996.1
- 8) 横浜市構造建築物耐震指導基準策定委員会：振動応答解析マニュアル，付-2 横浜標準波の作成