

せん断型ダンパーによる鋼橋の制震効果に関する研究

葛 漢彬¹・陳 之毅²・宇佐美 勉³

¹正会員 博士（工学） 名古屋大学大学院助教授 工学研究科社会基盤工学専攻（〒464-8603名古屋市中種区不老町）

²正会員 博士（工学） 元名古屋大学大学院博士課程後期課程

³フェロー Dr.Sc. 名城大学教授 理工学部建設システム工学科（〒468-8502名古屋市中天白区塩釜口1丁目501番地）

1. 緒言

近年、様々なパッシブ制震技術が大地震による構造物の損傷を制御する手法として開発され、注目を集めている。そのうち、材料の降伏特性を利用して地震エネルギーを吸収することで減衰を付与する履歴型ダンパーは、高い信頼性と低コストの利点があるため、最も多く使用されている。履歴型ダンパーを導入した建築物に関しては、実験的および解析的研究が精力的に行われている¹⁾が、橋梁に関しては、研究が緒についたばかりである^{2,3)}。

近年、著者らは、地震エネルギーを吸収・消散する犠牲的な部材を構造物内に配置し、主構造の損傷をできるだけ低減し、地震終了後に速やかに新材に取り替えることにより修復性向上を図る、即ち鋼橋の制震構造化による新しい耐震補強法を開発することを目的に、履歴型ダンパーの1つである座屈拘束ブレース（BRB）による鋼アーチ橋の制震効果について検討し、優れた効果があることを明らかにしている⁴⁾。その続報として、本論文では、せん断型履歴ダンパーの開発とその効果を数値解析によって検証した結果について述べる。検討においては、1層ラーメン橋脚と多層ラーメン橋脚を例に取り上げた。図-1に、シアパネルダンパー（Shear Panel Damper, 以下はSPDと称する）を用いた1層ラーメン橋脚の例を示す。

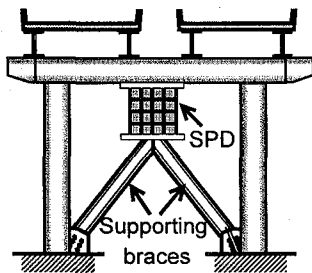


図-1 SPDを適用したラーメン橋脚例

2. SPD を用いた制震構造の基本概念

図-2にSPDを用いた制震構造の概念を表したモデルを示す。図-2(a)に示したように、SPDと支持ブレース（Supporting Braces）が直列に結合し、図-2(b)のような減衰デバイス（以下、SPDデバイスと称する）となる。設計では支持ブレースの水平方向降伏力がSPDのせん断降伏力を上回らなければならない（即ち、 $F_{y,SB} > F_{y,SPD}$ ）。これは、SPDデバイスの水平方向耐力がSPDのせん断耐力と等しい（ $F_{y,d} = F_{y,SPD}$ ）ことを意味する。SPDデバイスが主構造と並列して結合されるので、SPDデバイスと主構造の骨格曲線を足し合わせることで、制震構造のトリリニア型の骨格曲線が得られる（図-2(c)）。ここで、 $\delta_{y,d} < \delta_{y,f}$ と $\delta_{y,d} = \delta_{y,fi}$ という設計条件を満足しなければならない。

3. SPD デバイスの設計とモデル化

(1) SPDの基本パラメータ

図-3に典型的なSPDの断面図と復元力骨格曲線を示す。図中の各パラメータは以下のように求められる。

$$F_{y,SPD} = \tau_y b_w t_w \quad (1)$$

$$\delta_{y,SPD} = \gamma_y a \quad (2)$$

$$K_{SPD} = b_w t_w G / a \quad (3)$$

$$F_{u,SPD} = \tau_u b_w t_w \quad (4)$$

$$\delta_{u,SPD} = \gamma_u a \quad (5)$$

ここで、 $F_{y,SPD}$ 、 $\delta_{y,SPD}$ はそれぞれ降伏荷重と降伏変位、 $F_{u,SPD}$ 、 $\delta_{u,SPD}$ はそれぞれ終局荷重と終局変位、 K_{SPD} =初期弾性剛性、 b_w 、 t_w 、 a =SPDの寸法パラメータ（図-3(a)参照）、 τ_y 、 γ_y 、 τ_u 、 γ_u =降伏点と終局点それぞれのせん断応力とせん断ひずみである。終局応力 τ_u は文献5)の提案式で求められる。

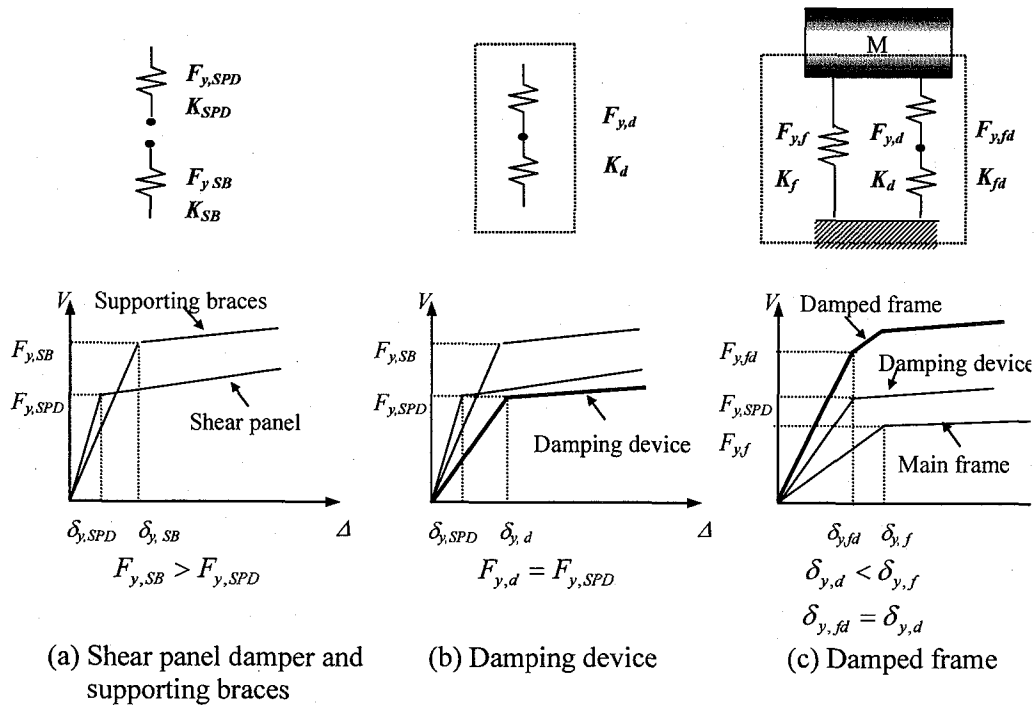


図-2 SPDを導入した制震構造の概念図

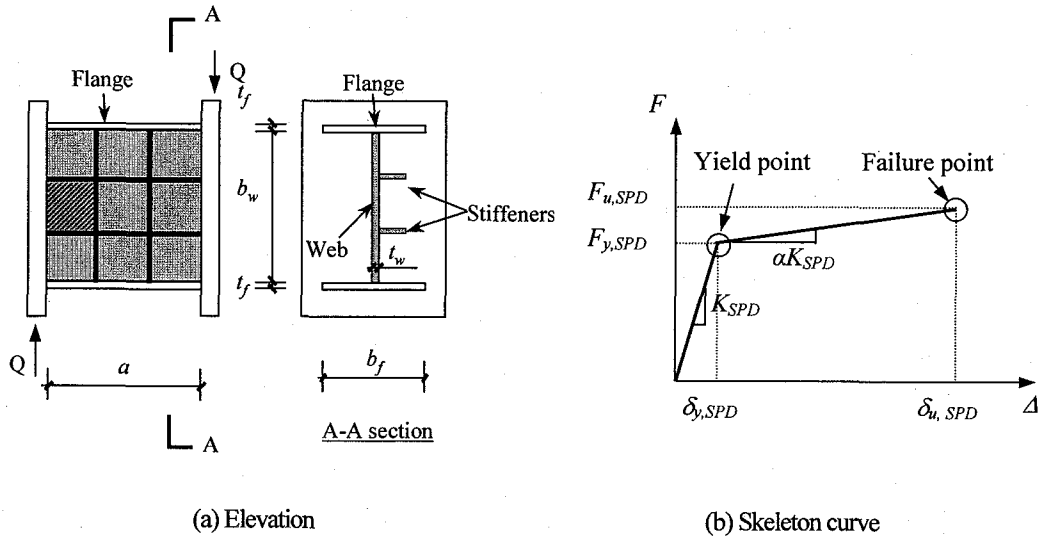


図-3 せん断型履歴ダンパー (SPD)

(2) 支持ブレースの基本パラメータ

地震時に支持ブレースの挙動が弾性域にとどまると仮定して、次式を得ることができる。

$$F_{y,SB} = \sigma_{y,SB} A_{SB}^1 \frac{L}{l_{SB}} \quad (6)$$

$$K_{SB} = \frac{EL^2}{2l_{SB}^3} A_{SB}^1 \quad (7)$$

ここで、 $F_{y,SB}$ と K_{SB} はそれぞれ2本の支持ブレース全体

の水平方向降伏荷重と初期剛性、 l_{SB} と A_{SB}^1 はそれぞれ1本の支持ブレースの長さと同断面、 L はフレームのスパン、 $\sigma_{y,SB}$ は鋼材の降伏応力である。寸法と構造パラメータの詳細については後述する。

(3) SPD デバイスのモデル化

図-4 に SPD デバイスを付与したラーメン構造のモデルを示しており、簡便上、このモデルを SPD モデルと称する。地震応答解析では3つのバネ要素を用いて SPD の

表-1 鋼製ラーメン橋脚の寸法と構造パラメータ

メインフレーム			
パラメータ	F1	F2	F3
Steel grade	SM490	SM490	SM490
Height, H (m)	12	12×2	12×3
Length, L (m)	12	12	12
Total deck mass, M (ton)	2042	2034	2895
Yield displacement, δ_{yf} (m)	0.078	0.134	0.178
Yield strength, V_{yf} (kN)	6758	5938	5129
Ultimate displacement, δ_{uf} (m)	0.418	0.510	0.549
Ultimate strength, V_{uf} (kN)	11836	10884	9557
Bi yield displacement, δ_{yf}^{bi} (m)	0.112	—	—
Bi yield strength, V_{yf}^{bi} (kN)	9645	—	—
Period, T_f (sec)	0.97	1.23	1.77

柱		はり	
パラメータ	値	パラメータ	値
Width, B_c (mm)	2000	Width, B_b (mm)	2000
Depth, D_c (mm)	1000	Depth, D_b (mm)	1000
Thickness, t (mm)	32	Thickness, t (mm)	32
Flange slenderness, R_{fc}	0.34	Flange slenderness, R_{fb}	0.34
Web slenderness, R_{wc}	0.34	Web slenderness, R_{wb}	0.78
Aspect ratio of flange, α_{fc}	1.0	Aspect ratio of flange, α_{fb}	0.5
Aspect ratio of web, α_{wc}	0.5	Aspect ratio of web, α_{wb}	0.83
No. of flange sub-panels, n_{fc}	2	No. of flange sub-panels, n_{fb}	4
No. of web sub-panels, n_{wc}	4	No. of web sub-panels, n_{wb}	1
Stiffener slenderness, $\bar{\lambda}_{sc}$	0.89	Stiffener slenderness, $\bar{\lambda}_{sb}$	0.72
Stiffener width, b_s (mm)	140	Stiffener width, b_s (mm)	140
Stiffener thickness, t_s (mm)	32	Stiffener thickness, t_s (mm)	32

SPD デバイスの水平方向剛性はSPD と支持ブレースの水平方向剛性から、次式より算出できる。

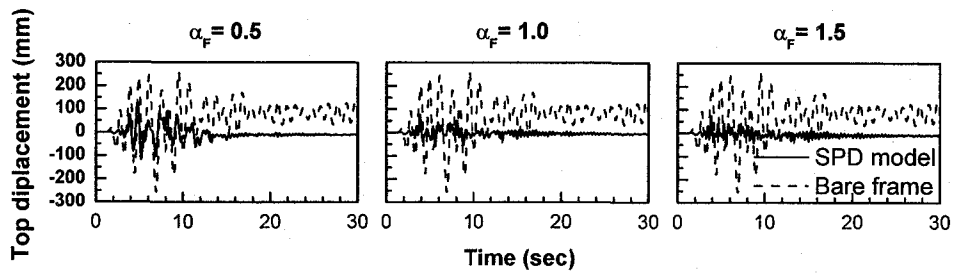
$$\frac{1}{K_d} = \frac{1}{K_{SPD}} + \frac{1}{K_{SB}} \quad (8)$$

K_d と K_{SPD} は既知なので、 K_{SB} は上式より算出できる。そして、支持ブレースの断面積 A_{SB} は式(6)より得られる。

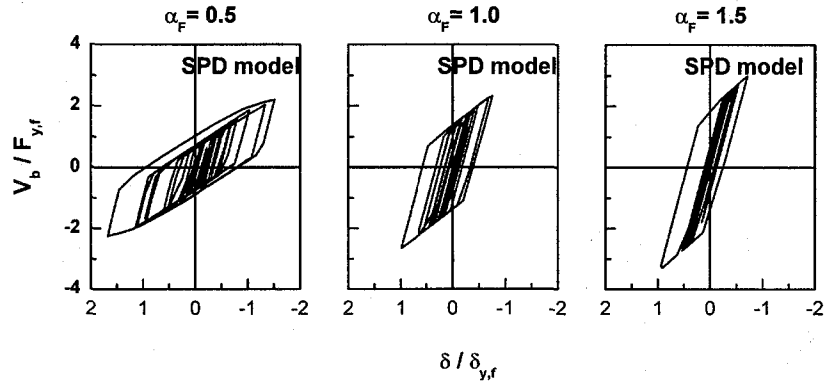
支持ブレースのせん断耐力はSPD から伝わってくるせん断荷重より若干大きくなっていけばよいのであるが、材料の不確定因子を考慮して 1.1 の安全係数が田中によって提案されている¹⁰⁾。また、Tena-Colunga と Vergara の

表-2 1層鋼製ラーメン橋脚の制震効果

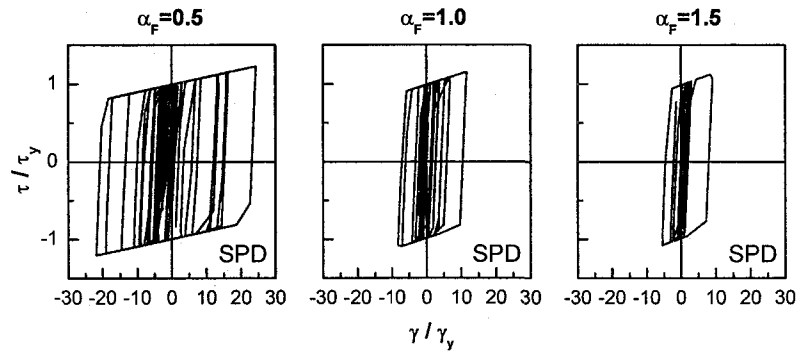
モデル	$\frac{\varepsilon_a)_{\max}}{\varepsilon_y}$	$\frac{\delta_{\max}}{\delta_{y,f}}$	$\frac{V_{b,\max}}{F_{y,f}}$	$\frac{\gamma_{\max}}{\gamma_y} \Big _{SPD}$
F1- Bare	23.4	2.32	1.19	—
F1-SPD-05	3.3	1.17	1.58	24.4
F1-SPD-10	1.0	0.69	1.86	11.6
F1-SPD-15	0.9	0.66	2.31	9.0



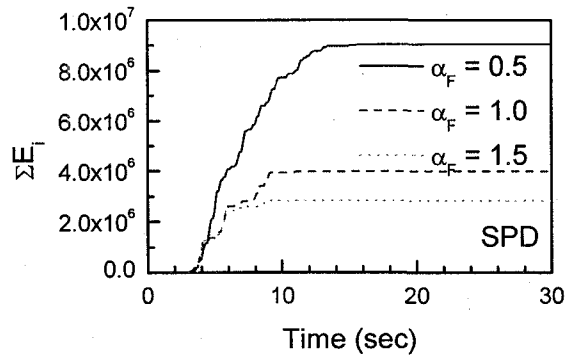
(a) Top displacement responses



(b) Base shear responses



(c) Stress-strain responses of dampers



(d) Energy dissipated by dampers

図-7 地震応答解析の結果

研究¹¹⁾では、ブレース部材の座屈を防ぐため、支持ブレースが安全係数 1.7 を用い軸力部材として設計されるようにしている。本研究では、道路橋示方書¹²⁾に従い照査をしている。即ち、全体座屈を防ぐため、支持ブレースの細長比は 2 次圧縮部材の限界値 150 を超えないようにする必要がある。また、ブレースの設計応力については、

局部座屈に対する制限値を超えていないことが確認されている。

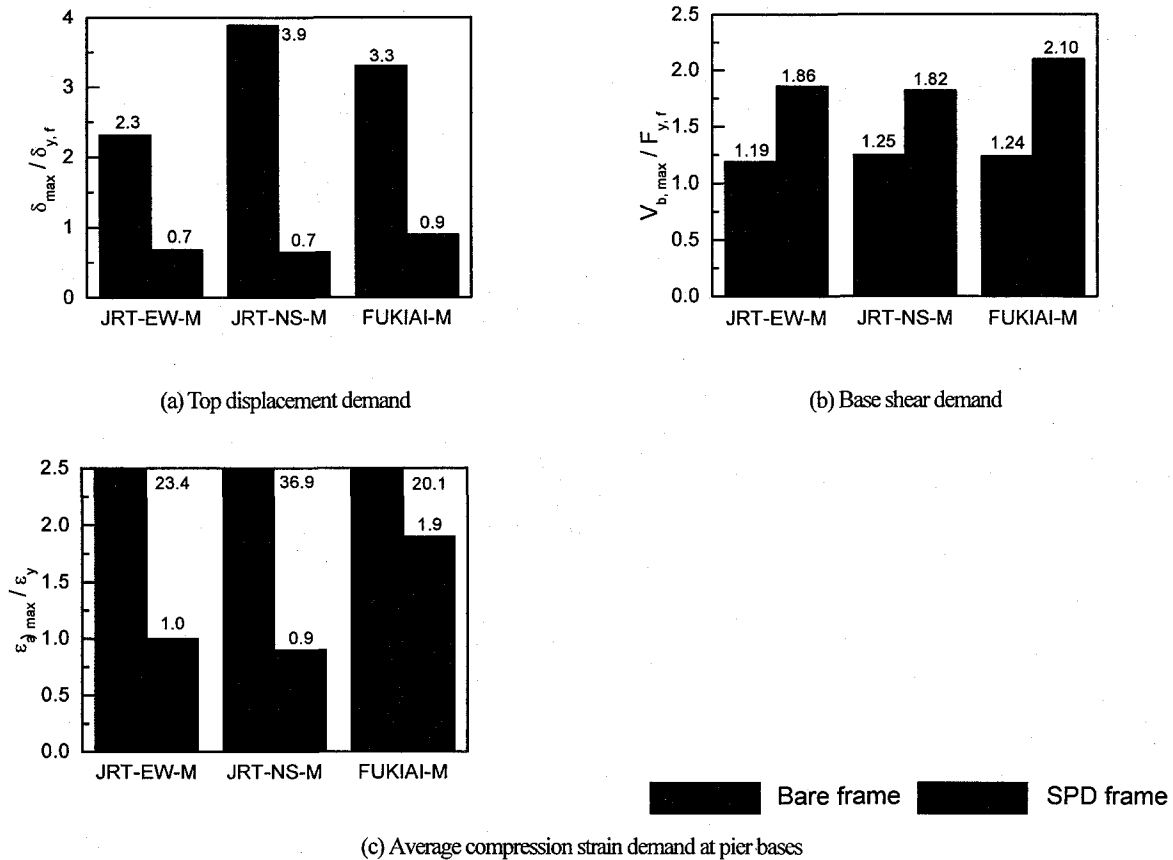


図-8 異なる地震動の影響

4. 橋梁構造（主構造）のモデル化

(1) 一層ラーメン橋脚の設計とFEMモデル

ここで検討する解析モデルは高架橋の橋脚に多く見られる一層ラーメン式鋼橋脚を対象としたものである。一般的なレイアウトとFEMモデルは図-6(a)に示す。このようなラーメン構造では、はり柱の接合部のせん断破壊を防ぐため、接合部の板厚を2倍程度にしている。接合部のディテールを図-6(d)に示す。ラーメン橋脚はA地域と2種地盤を仮定し、1次設計を行った¹³⁾。設計の詳細は表-1の列F1に示す。表-1に示した基本パラメータはPushover解析により定めた。

ABAQUS¹⁴⁾の要素ライブラリに定義された、せん断変形を考慮できる2次元Timoshenkoはり要素B21を用いてはり柱のモデル化を行った。柱とはりをそれぞれ20要素分割し、そのうち有効破壊長領域（危険な部材セグメント、CMS）を5分割、隅角部を2分割した。図-6(a)に示したように、柱基部および隅角部に隣接する部分をCMSと考え、S-1～S-6で示している。

なお、鋼材の繰返し挙動を精度良く表現するため、修正2曲面モデル¹⁵⁾を用いた。減衰については、5%の質量比例型減衰とした。

(2) 多層ラーメン橋脚の設計とFEモデル化

本研究では、2層と3層のラーメン橋脚についても検

討を行った。これらの橋脚の断面は1層ラーメン橋脚と同じ断面であると仮定した。従って、各層間は同じ降伏力と剛性を持つことになる。表-1に多層ラーメン橋脚の基本パラメータを示しており、2層と3層ラーメン橋脚はそれぞれF2とF3で表す。各層の柱頂部に同じ質量を与えている。

5. 制震橋梁構造の地震時応答

(1) 1層ラーメン橋脚

a) 降伏耐力比 α_F の影響

本検討では、ラーメン高さの1/4を一辺の長さとする正方形のSPD ($a=bw=3m$)を用いている。表-2と図-7に一層ラーメン橋脚の地震時応答を耐力比 α_F に関して示している。なお、入力地震動はJRT-EW-Mであった。

表-2と図-7より、最大水平変位応答 $\delta_{max}/\delta_{y,f}$ は α_F が0.5、1.0および1.5の場合それぞれ1.17、0.69および0.66で耐震性能2の限界値である1.7（軽微な損傷）よりも小さく、減衰デバイスなしのモデルの応答値 $\delta_{max}/\delta_{y,f}=2.3$ （中程度損傷）と比べ、SPDデバイス導入による制震効果が確認できる。 α_F を0.5から1.0まで増やすと、SPDの変形量に急激な減少が見られ、主構造の損傷（CMS部のひずみ応答）も低減したことがわかる。さらに α_F を1.0から1.5まで増やすと、応答のピーク値が少し小さくなった。特に、 $\alpha_F=1.5$ の場合、主構造は弾性域に収まって

表-3 多層鋼製ラーメン橋脚の制震効果

モデル	解析結果									
	$\frac{\varepsilon_{a,max}}{\varepsilon_y}$	$\delta_{r,max}$ (m)	$V_{d,max}$ ($\times 10^3$ kN)		$\left. \frac{\gamma_{max}}{\gamma_y} \right)_{SPD}$	$\frac{E_f}{E_p}$	$\frac{E_{d,1}}{E_p}$	$\frac{E_{d,2}}{E_p}$	$\frac{E_{d,3}}{E_p}$	E_p ($\times 10^6$ J)
F2-Bare	27.8	0.531	11.1		—	1.000	—	—	—	26.7
F2-SPD-03	1.00	0.156	16.7		10.5	0.000	0.427	0.573	—	8.74
F2-SPD-05	1.36	0.169	23.8		11.4	0.003	0.233	0.765	—	6.85
F3-Bare	21.5	0.699	10.7		—	1.000	—	—	—	18.7
F3-SPD-03	0.93	0.283	20.1		19.2	0.000	0.198	0.446	0.356	11.1

Note: F2 and F3 stand for 2 and 3 DOF frames, respectively. SPD represents frames with SPD device. The numbers (03 and 05) represent the values of the strength ratio α_F at each story. E_p represents the total plastic energy; E_f and E_{di} represent plastic energy in the main frame and in the dampers of each story, respectively, where $i = 1, 2$, and 3.

いる。これは、主構造が強震を受けても無損傷のままで済むことを意味する。なお、全てのケースにおいて、SPDの安定したエネルギー吸収能力が確認されている。

b) 異なるレベル2地震動の影響

異なるレベル2地震動を受ける場合のダンパーの制震効果を調べるため、3つのレベル2地震動を用いて解析を行った。これらの地震動は1995年の兵庫県南部地震から推奨されたものである¹²⁾。

図-8に比較の結果を示す。制震構造の最大応答変位は制震部材なしの構造と比べると激減していることが明らかである。また、デバイスを設置した場合の基部せん断力は制震されていない構造のそれに比べ概ね1.5程度となっている。

(2) 多層ラーメン橋脚

表-3に多自由度(MDOF)系の動的解析の結果を示す。同表から、1自由度(SDOF)系から得られた知見はMDOF系にも言えることがわかる。ただし、MDOF系ではSDOF系の場合と異なる点として各層への減衰デバイスの配分を考えなければならない。表-2に示した各層のSPDによる塑性エネルギー吸収量を見ると、ケースF2-SPD-03では、1層と2層のSPDデバイスが吸収したエネルギーは一樣に分布しており、それぞれ0.427と0.573となっている。このケースではSPDデバイスの剛性と耐力がMDOF系に適切に分配されているとわかるが、ケースF2-SPD-05では、非常に偏った塑性エネルギー分布が見られる。SPDモデルの場合、1層にあるSPDが全体塑性エネルギーの0.236を吸収しているのに対し、2層のSPDが0.763の塑性エネルギーも吸収している。一樣な吸収エネルギー分布を得られないと、応答を有効に低減させる効果がなくなる。耐力比が0.3から0.5まで増やされるにも関わらず、F2-05シリーズはF2-03シリーズより大きなひずみと変位応答を引き起こしてしまう。このことから、橋梁構造における最適な減衰デバイスの配分は今後の重要な課題の1つだと考えられる。

6. まとめ

本論文は強震時の鋼橋の耐震性向上策として導入されるシアパネルダンパー (SPD) の効果についてまとめたものである。鋼製ラーメン橋脚を例に、その場合のFEMモデルを構築し、非線形動的解析を行った。その結果、地震エネルギーの吸収、主構造損傷の防止あるいは低減を図るには、SPDの導入が非常に有効であることがわかった。

参考文献

- 1) 和田 章：建築構造物の損傷制御設計，ワークショップ構造工学フロンティア，pp.97-130，名古屋，2006年9月。
- 2) Zahrai, S. M. and Bruneau, M.: Ductile end-diaphragms for the seismic retrofit of slab-on-girder steel bridges, Journal of Structural Engineering, ASCE, 125(1), 71-80, 1999.
- 3) 宇佐美 勉編著：鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン，日本鋼構造協会編，技報堂，2006年9月。
- 4) 宇佐美 勉，葛 漢彬，日沖 堅治，路 志浩，河野 豪：制震ダンパーによる鋼アーチ橋の耐震性向上—橋軸直角方向地震動に対する検討—，土木学会論文集，No.766/I-68, pp.245-261, 2004年。
- 5) Chen, Z. Y., Ge, H. B. and Usami T.: Numerical study on development of hysteretic model for stiffened steel shear panel dampers, Journal of Structural Engineering, JSCE, Vol.52A, pp.573-582, 2006.
- 6) Inoue, K. and Kuwahara, S.: Optimum strength ratio of hysteretic damper, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 27, 577-588, 1998.
- 7) Ye, L. P. and Ouyang, Y. F.: Dual seismic structure system and its parametric analysis, Engineering Mechanics, 17 (2), 23-29, 2000.
- 8) Yamaguchi, H. and Ashraf, E. A.: Effect of earthquake energy

- input characteristics on hysteretic damper efficiency, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32, 827-843, 2003.
- 9) 日本鋼構造協会・鋼材倶楽部：履歴ダンパー付骨組の地震応答性状と耐震設計法, 1998 年.
- 10) 田中 清：極低降伏点鋼パネルダンパーを用いた建築物の地震応答制御設計法に関する研究, 東京大学学位論文, 1998 年.
- 11) Tena-Colunga, A. and Vergara, A.: Comparative study on the seismic retrofit of a mid-rise steel building: steel bracing vs energy dissipation, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26, 637-655, 1997.
- 12) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説, V耐震設計編, 丸善, 2002 年.
- 13) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説, I 共通編・II 鋼橋編, 丸善, 2002 年.
- 14) ABAQUS/Analysis user's manual (Ver. 6.4); ABAQUS, Inc., Pawtucket, R.I, 2003.
- 15) Shen, C., Mamaghani, I. H. P., Mizuno, E., and Usami, T.: Cyclic behavior of structural steels. II: Theory, *J. Eng. Mech., ASCE*, 121(11), 1165-1172, 1995.

(受付：2006 年 12 月 27 日)