

座屈拘束ブレースを用いた制震ダンパーの簡易設計法に関する基礎的研究

宇佐美 勉¹・葛西 昭²・伊藤 雅也³・Praween Chusilp⁴

¹フェロー会員 D.Sc. 工博 名古屋大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

²正会員 修士 (工学) 名古屋大学助手 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

³正会員 修士 (工学) 大成建設株式会社 (〒645-0027 和歌山県日高郡南部川村大字西本庄字井領 1246-1)

⁴博士 (工学) 京都大学 防災研究所 PD (〒611-0011 宇治市五ヶ庄)

1. 緒言

地震時に構造物の安全性を確保する方法として耐震, 免震, 制震がある。鋼構造物, 特に鋼製橋脚の耐震に関する研究は, 阪神淡路大震災後数多く行われ, 優れた研究成果が発表されている。現在では, 鋼のみで変形性能の大きな鋼製橋脚 (ハイダクティリティー鋼製橋脚¹⁾) の設計も可能な状態になってきている。しかし, 主構造の塑性変形に期待する構造物では, 損傷もそれだけ大きくなり, たとえ大地震に耐えたとしても, 地震後に残留する変位は一般に大きくなる。一方, 塑性変形を主として支承に集中させる免震橋梁に関する研究も数多く行われ, 橋脚の損傷を制御し, 橋脚の残留変位の低減に効果がある²⁾ことが実証されている。しかし, 免震構造では, 橋脚と免震支承とが直立的に結合されていることにより, 上部構造変位が非免震橋梁と比較して大きくなり, 隣接桁同士の衝突とそれによる損傷が新たな研究課題となる。そこで, 上記の, 耐震, 免震構造に伴う問題点を回避した構造として制震構造が, 建築分野で実用化されている。制震構造とは, 構造物内にエネルギー吸収を意図した取り替え可能な部材を (並列的に) 組み込み, 地震時における塑性変形による損傷をそこに集中させ, 主構造の損傷を可能な限り制御し, 残留変形を低減させる構造である (図-1 参照)。建築分野で使用される制震部材の実験・研究は以前より数多く行われてきたが, 土木構造物に適用した研究例³⁾は多くなく, またその効果も明らかにされていない。

本研究は, 主構造 (例えば, 図-1 の柱および, はりで構成される骨組構造) とブレースで構成される

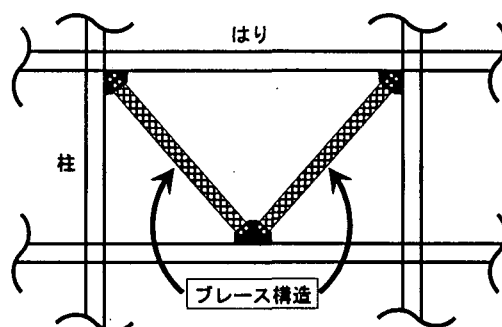


図-1 制震ブレースの適用例

副構造部分とが並列結合された構造系に対する制震効果を明らかにし, 副構造物 (以下, 制震ダンパー系と呼ぶ) の設計方法について提案を行おうとするものである。提案手法は, 対象とする構造物単体の Pushover 解析結果さえあれば, 様々な構造形式に対応できるような制震ダンパー系の設計方法に適用可能である。ここでいう並列結合とは, 主構造の水平方向変位に対して主構造と副構造が並列的に結合されていることを表している。なお, 本研究ではブレース適用部に安定した引張圧縮の繰り返し履歴特性が得られる⁴⁾として期待されている座屈拘束ブレースを用いる。

2. 制震ダンパー系の簡易水平剛性推定法

本提案手法の骨子は, 制震ダンパー付き構造物に対して目標とする応答変位量を定め, それを達成する制震ダンパー系の特性, すなわち初期水平剛性と強度を求めることである。以下ではまず本提案手法の流れを説明し, その後に制震ダンパー系の水平剛

性と強度を推定する部分について述べる。なお、ここでは、ダンパーを取り付ける構造物（主構造）は、1自由度系にモデル化可能なものとする。

(1) 制震部材簡易導入設計法の概要

図-2 に制震ダンパー系の設計の流れを示し、以下に各段階についてより詳しく説明する。

- ① レベル1地震動に対して、主構造の設計を行う（1次設計）。
- ② 主構造物の Pushover 解析を行い、降伏変位 δ_{yFrame} 、降伏荷重 H_{yFrame} 、終局変位 δ_{uFrame} 、終局荷重 H_{uFrame} などを求める（2次設計における保有性能の算定）。
- ③ 主構造物の地震時における応答値を推定する。種々の方法が考えられるが、ここでは下記（4.(3)）にて述べる方法で地震応答解析を行う（その他に Pushover 解析結果を用いる 1 自由度系マスバネモデルによる方法などがある）。本設計法は、地震時の最大応答を制御するために行われるため、最大応答変位 $\delta_{maxFrame}$ を求めておく。
- ④ 通常の変位照査法においてはこの最大応答変位 $\delta_{maxFrame}$ と終局変位 δ_{uFrame} とを用い性能照査を行う（2次設計）。
- ⑤ 制震ダンパーの付いた構造物の最大応答変位を設定する。これを目標応答変位 δ_T とする。目標応答変位は、主構造物の終局変位に対して、③で求めた応答値をどの程度まで低減させたいかによって定める。
- ⑥ ⑤を満足するような制震ダンパー系（図-3）の水平弾性剛性 K_{Damper} 、降伏強度 $H_{yDamper}$ を推定する。なお、次の⑦にて照査を行い、最適な剛性と強度を選び出すまで、この操作は繰り返される（図-2 参照）。そこで、本研究では、この推定量を簡易に、かつ、なるべく選び出す作業を繰り返すことのないように求める手法を開発した。この詳細に関して次節で述べる。また、ダンパー系の荷重-変位関係には簡略化のために完全弾塑性型を仮定する。従って、主構造物の Pushover 解析結果が求められていれば、主構造系とダンパー系は並列結合であるため、図-4 のように、ダンパーを取り付けた場合の荷重-変位関係が簡単な計算により求められる。
- ⑦ 推定したダンパー系の剛性および強度によって、目標応答変位が達成されているかどうかを照査するために全体系での最大応答変位を算定する。こ

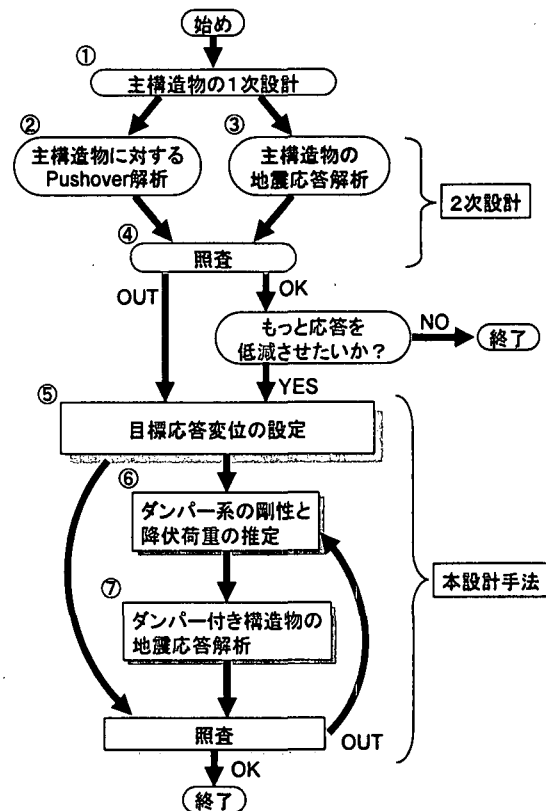


図-2 設計フロー

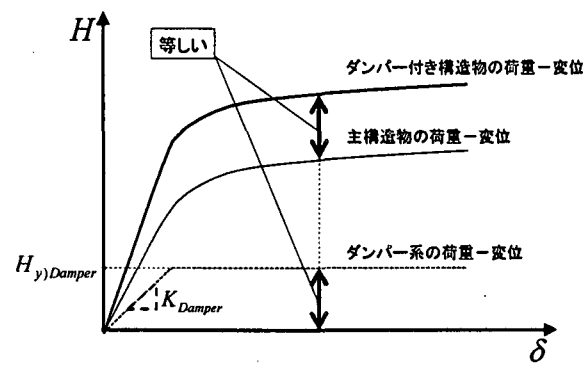
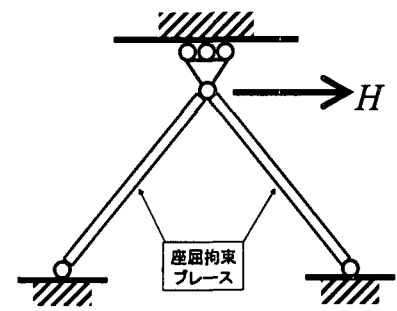


図-4 ダンパー付き構造物の荷重-変位関係

こにおいても、③と同様にいくつかの方法が考えられ、⑤で得られた全体系の等価 Pushover 解析結果を利用した 1 自由度系モデルによる弾塑性地震応答解析も利用可能であるが、本研究では検証として精緻な地震応答解析を行う（後述）。

(2) ダンパー系の初期水平剛性と強度の推定方法

本研究で提案する設計法では、ダンパー系の剛性および強度を如何に簡易かつ精度良く推定できるかが鍵を握る。そこで、本研究では、前節の設計手法の⑥で述べたダンパー系の初期水平剛性と降伏強度の簡易推定法を開発した。本論文で提案する簡易推定法は2種類あり、エネルギー一定則を基にした方法と、変位一定則を基にした方法である。

a) エネルギー一定則を基にした推定法

この推定法では、図-5における主構造の最大応答変位 ($\delta_{\max})_{Frame}$) までのエネルギー吸収量 W_{Frame} (斜線部分) と、制震ダンパー付き構造物の④で定めた目標変位までのエネルギー吸収量 W_{Total} (縦線部分) とが等しくなることを条件に、制震ダンパー系に要求される初期水平剛性 K_{Damper} と降伏強度 $H_{y)Damper}$ を求める方法である。本手法では、初期水平剛性を与えることで、ダンパー系の降伏強度を求めることができる。すなわち、ダンパー系の水平剛性のある値で仮定する必要がある。 W_{Frame} と W_{Total} の共通部分を W とすると、降伏強度は、

$$H_{y)Damper} = K_{Damper} \delta_T - \sqrt{(K_{Damper} \delta_T)^2 - 2K_{Damper}(W_{Frame} - W)} \quad (1)$$

と表される。

b) 変位一定則を基にした推定法

本推定法は以下の手順で実行される。

- ① 変位応答スペクトルを用い、目標応答変位に対応する固有周期 T を算出する。ここでは変位応答スペクトルに、道路橋示方書(H14)に定められたレベル2地震動の標準加速度応答スペクトルを用いる (図-6参照)。これを用いることで、目標応答変位に対応する固有周期 T の値が求められる。
- ② ダンパー付き構造物の初期水平剛性 K_{Total} を次式より求める。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{Total}}} \quad (2)$$

ここで、 m は上部構造質量である。

- ③ Pushover 解析によって求められている主構造の初期水平剛性 K_{Frame} および K_{Total} より、並列構造であることから、ダンパー系の初期水平剛性 K_{Damper} を次式より算出する。

$$K_{Total} = K_{Frame} + K_{Damper} \quad (3)$$

- ④ さらに、本研究では、ダンパー系の強度に関して、以下に示す2つの想定を行った。

最小強度の仮定 ダンパー系を装備した際にレベル1地震動程度では、ダンパー系が塑性域に入らないと想定した。これが図-7における最小強度時に相当し、具体的には全体系が主構造物の降伏強度に達するまではダンパー系も弾性であるとし

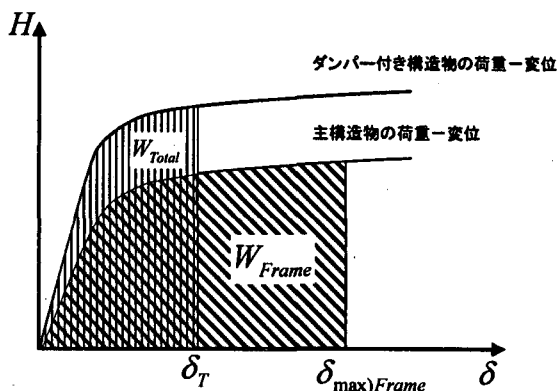


図-5 エネルギー一定則を利用した推定法

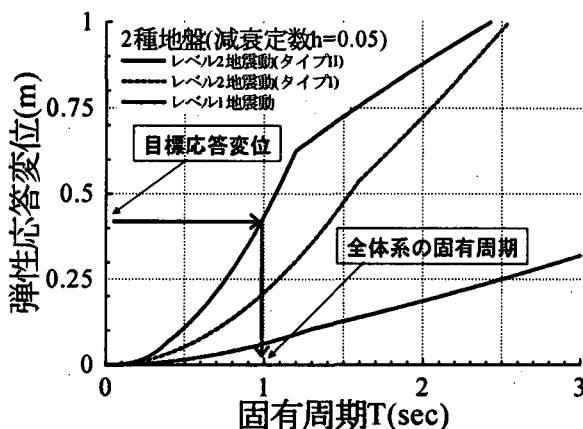


図-6 弾性変位応答スペクトル (2種地盤)

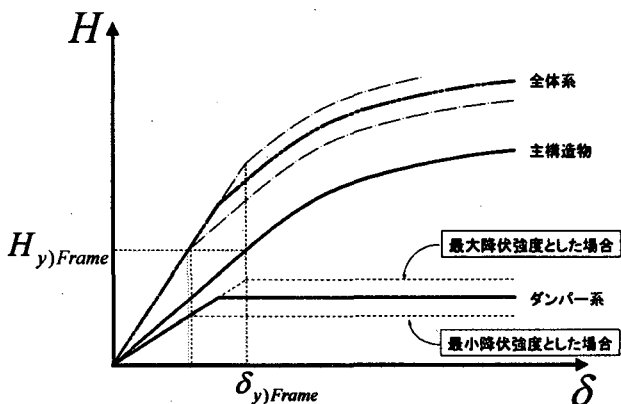


図-7 ダンパー系の強度 (変位一定則を利用した推定法)

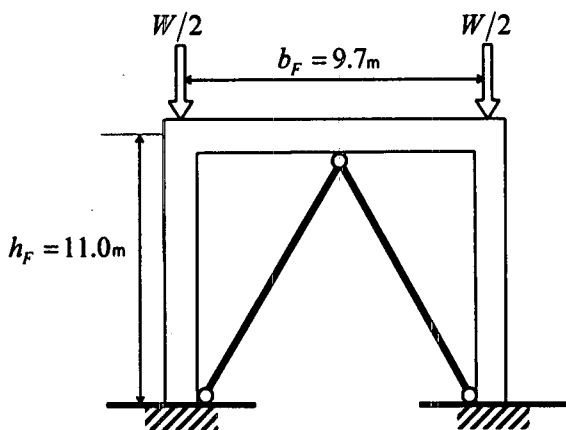


図-8 制震ダンパー付き鋼製門形ラーメンのイメージ図

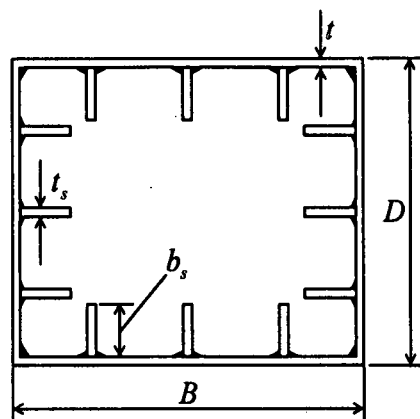


図-9 鋼製ラーメン橋脚の断面形状

たものである。

最大強度の仮定 ダンパー系を装備した際に少なくとも主構造物に先行してダンパー系が塑性域に入る必要があると想定した。これが図-7 の最大強度時に相当し、具体的には主構造物が降伏変位に達するまでダンパー系も弾性としたものである。

- ⑤ ダンパーとして用いる座屈拘束ブレースの部材長は、装着する幾何学的形状から一意に決定される。ブレースに必要な断面積は③で求められた剛性より決定される。以上と④により、ブレースに用いる材料に必要とされる降伏応力が範囲として求められる (式(4))。

$$\sigma_{y|Brace,min} \leq \sigma_{y|Brace} \leq \sigma_{y|Brace,max} \quad (4)$$

範囲内の任意の降伏応力を用いることで、設計が可能となる。ここで、 $\sigma_{y|Brace}$ は制震ダンパーに用いる座屈拘束ブレースの降伏応力であり、それぞれ、 $\sigma_{y|Brace,min}$ 、 $\sigma_{y|Brace,max}$ は、④の条件から求まる最小値と最大値である。

3. 設計法の適用例

前章で説明した制震ダンパーの設計法は、副構造として制震システムを並列的に備え付けられる構造系であれば、適用可能であると考えるが、ここでは実際に並列的な構造システムとして簡便に効果を検証するために、主構造として鋼製門形ラーメン橋脚を想定した。

(1) 鋼製ラーメン橋脚（主構造）の設計

設計法適用のために、まず主構造となる鋼製門形ラーメン橋脚の設計を行う。図-8 のように、鋼製

表-1 断面パラメータ

使用鋼種	SM570
弾性係数 E (GPa)	206
幅厚比パラメータ R_f	0.35
補剛材細長比パラメータ $\bar{\lambda}_s$	0.19
最適補剛材剛比 γ/γ^*	3.5
フランジ幅 D (mm)	1991
ウェブ幅 B (mm)	1991
板厚 t (mm)	35
補剛材長 b_s (mm)	234
補剛材幅 t_s (mm)	35

門形ラーメン橋脚には、その頂部に一對の上部構造重量 W を載荷させる。

断面形状は図-9 に示すように、フランジ板、ウェブ板それぞれに補剛材を 3 本ずつ配置した正方形補剛箱型断面とする。幅厚比パラメータ $R_f = 0.35$ 、補剛材剛比 $\gamma/\gamma^* = 3.5$ 、板厚 $t = 35\text{mm}$ 、アスペクト比 $\alpha = 0.5$ として設計を行った。また、鋼材には SM570 を使用する。表-1 に断面パラメータをまとめる。ここで、幅厚比パラメータ R_f は、耐震性能に大きな影響を及ぼすパラメータであり、以下の式により定義される。

$$R_f = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 4n^2}} \quad (4)$$

ここで、 σ_y = 鋼材の降伏応力、 E = 鋼材の弾性係数、 ν = 鋼材のポアソン比、 n = 補剛材で囲まれたサブパネル数(=4)である。補剛材細長比パラメータ $\bar{\lambda}_s$ は以下の式で与えられる。

$$\bar{\lambda}_s = \frac{1}{\sqrt{Q}} \frac{\alpha}{\gamma_s} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_{ys}}{E}} \quad (5)$$

ただし、

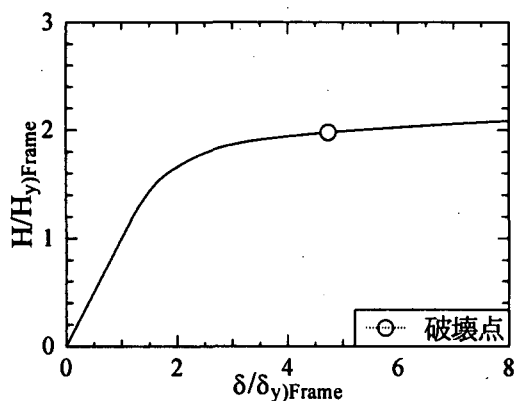


図-10 鋼製ラーメン橋脚の Pushover 解析結果

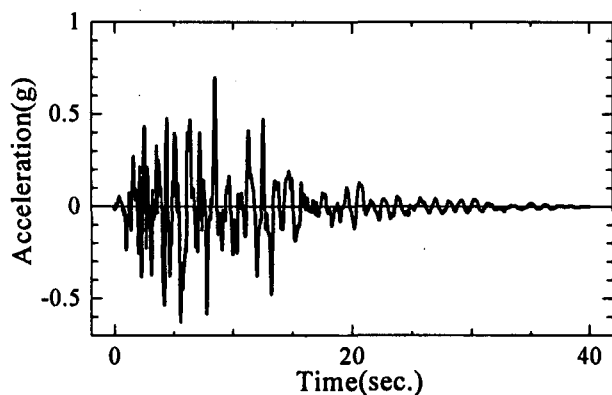


図-11 入力地震動

$$Q = \frac{1}{2R_f} \left[\beta - \sqrt{\beta^2 - 4R_f} \right] \leq 1.0 \quad (6)$$

$$\beta = 1.33R_f + 0.868 \quad (7)$$

(2) 主構造の耐震性能と目標応答変位

主構造の保有性能を求めるため Pushover 解析を実施した。その際には、降伏棚およびひずみ硬化を考慮した応力-ひずみ関係⁹⁾を用いた。解析結果を図-10に示す。横軸に橋脚頂部の水平変位 δ 、縦軸にベースシア H をとり、それぞれ降伏変位 δ_{yFrame} 、降伏荷重 H_{yFrame} で無次元化されている。また、丸印が終局点を示しており、この橋脚の塑性率は、4.74であった。

本研究では、応答値を算定する際に、ファイバー要素を用いた弾塑性地震応答解析を行った。その際に鋼材に用いた繰返し構成則¹⁰⁾には、名古屋大学で開発されている修正2曲面モデル¹¹⁾を適用した。その結果、最大応答変位は、 $8.24 \delta_{yFrame}$ であった。なお、II 種地盤用のレベル 2・タイプ II 地震動のうちの1波を用いており、その波形は図-11で示される。

そこで、本設計法を適用することで応答値の低減を目指す。まず、最大応答変位を塑性率に対してどの程度低減させるかを決定する（目標応答変位の設定）。本研究では、 $0.50 \delta_{yFrame}$ 、 $0.75 \delta_{yFrame}$ 、 $1.0 \delta_{yFrame}$ の3パターンを設定した。以下で、本手法で提案する2手法によるダンパー系の初期水平剛性、降伏強度を推定する。

(3) エネルギー一定則を基にした推定法の適用

a) ダンパー系の剛性および強度の決定

ダンパー系の剛性および降伏強度の2つが未知数であるため、本手法では、一意に2者を決定するこ

表-2 ダンパー系の降伏強度 $H_{yDamper} / H_{yFrame}$

(エネルギー一定則の場合)

目標応答変位 ($\delta_T / \delta_{yFrame}$)	剛性比 (K_{Damper} / K_{Frame})				
	0.5	1.0	2.0	4.0	5.0
1.0	—	1.87	1.64	1.57	1.55
0.75	—	—	3.53	2.96	2.89
0.50	—	—	—	—	6.99

* 表中の数字は降伏強度比を示す。—は取りうる値がないことを示している。

とはできない。そこで、ここでは橋脚の水平剛性とこの比を与えることで検討する。エネルギー一定則に従えば、式(1)より、降伏強度が求められる。例えば、上記鋼製ラーメン橋脚の場合では、目標応答変位に応じて表-2のように求めることができる。表によると本手法では、ダンパー系の剛性を大きくすることで、短変位でもエネルギーを吸収することが可能であることを示している。しかしその際には、ダンパー系の剛性を大きく、すなわち、全体系の剛性が大きくなることに注意が必要である。なお、この点については、推定法の比較を行う際に詳述する。

b) 弾塑性地震応答解析による検討

上記で得られた値を元に座屈拘束ブレースの断面積および鋼材を選び、このように算定された目標応答変位が果たして正しいものかを検証するため、精確な構成則（1次元修正2曲面モデル）を用いた弾塑性地震応答解析を実施した。なお、座屈拘束ブレースについては、文献7)において、修正2曲面での繰返し特性によって非常に高性能に挙動を追跡することができているので、本研究では、座屈を起こさないようにトラス要素を用いて、この構成則を適用した。

表-3 ダンパー系の必要剛性 K_{Damper} / K_{Frame} (変位一定則の場合)

目標応答変位 ($\delta_T / \delta_{yFrame}$)	剛性比 (K_{Damper} / K_{Frame})	ブレースの降伏応力		選択鋼材
		最小値(MPa)	最大値(MPa)	
1.0	0.27	283	361	SM490
0.75	0.68	214	361	SS400, SM490
0.50	1.54	142	361	SS400

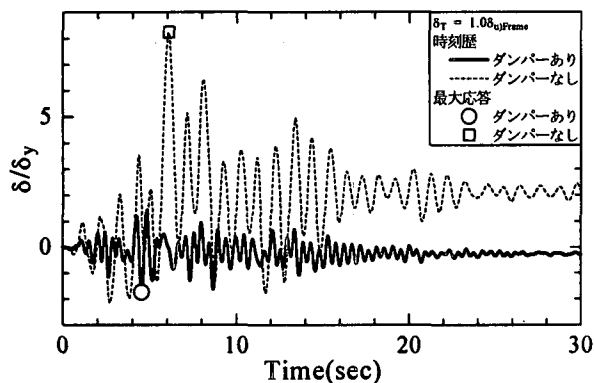


図-12 制震ダンパー付き構造物の応答時刻歴
(エネルギー一定則適用)

図-12は、表-2で示された剛性比 1.0 の場合の制震ダンパー付きラーメンに対し、主構造物の応答を求めた時と同様の入力地震動を用いた時の応答変位の時刻歴である。ここで、目標応答変位は $1.0 \delta_{yFrame}$ である。なお、図中には制震ダンパーを装着する前の応答値も載せてある。図より、ダンパーを取り付けることによって応答が減少していることが分かる。制震ダンパーを装着したところ、最大応答変位は、 $1.74 \delta_{yFrame}$ になった。ただし、このダンパーは目標応答変位を $1.0 \delta_{yFrame}$ と想定していたことを考えると、極端に応答が小さくなっており、安全側を呈しているものの精度は良いものとは言えない。また、今回の例題では降伏強度が大きく、主構造物の塑性化の方が著しい結果となった。

c) ダンパー系の剛性比による最大応答変位への影響

最適なダンパー系の剛性比と降伏強度の組み合わせは無数に存在する。例えば、上記例題では、剛性比を数パターン設定することによって、表-2のように降伏強度を算定することができる。特に、剛性比を上昇させることによって、より小さい目標応答変位にも対応可能となることには着目すべきである。ただし、剛性の上昇は、強度の増加を招くおそれがあるため、基礎への負担軽減を考えると芳しくない。

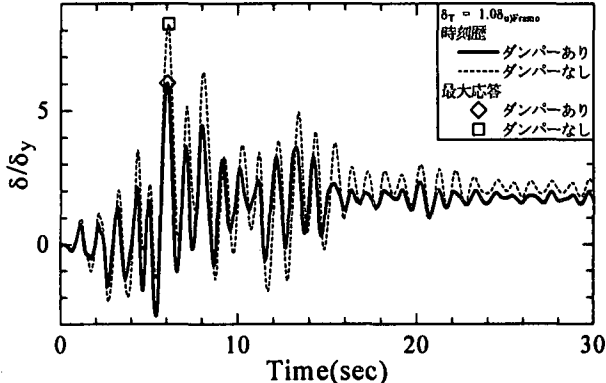


図-13 制震ダンパー付き構造物の応答時刻歴
(変位一定則適用)

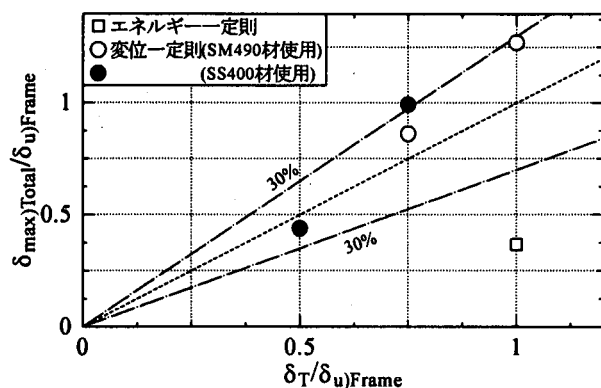
(4) 変位一定則を基にした推定法の適用

a) ダンパー系の剛性および強度の決定

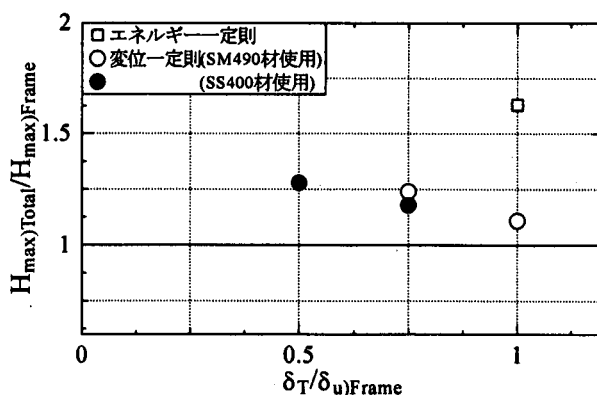
変位一定則を用いた場合には、座屈拘束ブレースに用いられる鋼材の降伏応力に範囲が設けられる。今回の例題におけるブレースの降伏応力の範囲を表-3にまとめる。なお、同表には選択した鋼材、制震ダンパー系の剛性も載せてある。目標応答変位を小さく設定するためには、ダンパー系にはより大きな剛性が必要とされ、エネルギー一定則を元にした場合と変わらないが、大きさの点では圧倒的に異なり、剛性はかなり小さく選択される。

b) 弾塑性地震応答解析による検討

上記のように選択されたブレースによって、弾塑性地震応答解析を行うことができる。ここでは、エネルギー一定則で検討した目標応答変位を $1.0 \delta_{yFrame}$ とした場合についてまとめる。図-13は図-12と同様の検討を変位一定則を元に推定された剛性および強度について時刻歴で示したものである。変位一定則を元にした推定法では、エネルギー一定則を適用した場合に比べて、応答変位の低減は少ないことが分かる。最大応答変位は $6.03 \delta_{yFrame}$ であり、目標応答変位に比べて、27%ほど大きい値となっている。しかし、精度という観点からは、エネルギー



(a) 最大応答変位（全体系）－目標応答変位関係



(b) 最大荷重（全体系）－目標変位関係

図-14 推定法の違いによる目標応答変位精度および強度上昇率への影響

一定則の場合に比べて相関がよい。

(5) 両推定法の違いによる比較

本論文で扱った例題に関しては、目標応答変位が $1.0 \delta_u)_{Frame}$ の場合に、エネルギー一定則、変位一定則による推定が可能となった。そこで、両推定法による応答の違いについてまとめると、エネルギー一定則に従った場合は、変位一定則に従った場合に比べて、大きく応答を低減する。これを図にまとめたものが、図-14(a)である。この図において、縦軸は全体系の最大応答変位を主構造物の終局変位で除したものをプロットし、横軸には目標応答変位を主構造物の終局変位で除したものをプロットしている。すなわち、図中の点線上に点がプロットされる場合は、設定した目標応答変位に対して、精度良く変位を推定できていることを示している。なお、図中には精度の状態を示すために、それぞれ 30% 誤差を示すラインを破線で示している。また、点線よりも下に点がプロットされる場合は、設定した目標応答変位よりも小さく応答変位が発生したことを示している。エネルギー一定則に従った場合が、圧倒的に応答が小さく、目標への精度という観点からは、大きくはずれていることが読みとれる。なお、変位一定則に関しては、その他の目標応答変位に関しても、おおむね 30% 以内の良好な精度で目標値付近に存在している。

基礎構造物への負担を考える際には、構造物にかかる最大荷重が、制震ダンパーをつけることによって、どの程度上昇したかを見ることでおおむね判断できる。そこで、図-14(b)のようにまとめてみた。図において、縦軸は全体系の最大荷重を主構造物の最大荷重で除したものをプロットし、横軸には(a)と

同様とした。この図では、1 よりも大きくなることで、制震ダンパー付加による最大荷重の増加があったことを示し、その増加分が基礎構造物への負担増加分に結びつく。先ほどと同様、エネルギー一定則と変位一定則で見比べると、エネルギー一定則の方が基礎への負担増が大きいことを示している。すなわち、基礎構造物への負担軽減を考えると、変位一定則を元にした推定法が良好な推定値を与えてくれることが分かる。

変位一定則を基にした推定法に関しては、目標応答変位を $0.50 \delta_u)_{Frame}$ 、 $0.75 \delta_u)_{Frame}$ とした場合も変位の推定精度は比較的良好で、最大荷重の増加も抑えられていることが読みとれる。

変位一定則では、ブレースに用いる鋼材の降伏応力の範囲を設ける形になっている。そこで、鋼材の種類として数種類選ぶことが可能な場合も存在する。本検討では、目標応答変位を $0.75 \delta_u)_{Frame}$ とした場合について、SM490、SS400 の両鋼材について検討を行った。その比較は、図-14 に記されている。結果的に大きな差は確認できなかったが、降伏点の小さい鋼材を用いることで、目標応答変位を若干上回ってしまい、逆に、最大荷重に関しては、小さく抑えられることが判明した。この点に関しては、極低降伏点鋼を用いるなどの、本推定法の降伏応力範囲をあえて外した領域での検討などから総合的に判断する必要がある。

4. 結言

レベル 2 地震時における耐震性能向上策として制震部材の導入を考え、主構造に対して並列的に結合

された制震部材の簡易な設計方法を提案した。設計方法には主構造の Pushover 解析結果と最大応答変位から、目標応答変位を満足する履歴ダンパー系の所用初期水平剛性及び降伏強度を、エネルギー一定則または変位一定則を用いて推定する簡易推定法も含まれている。設計されたダンパー付き構造物に対し、修正 2 曲面による精確な弾塑性地震応答解析を行うことで設計法の妥当性を検証した。

得られた成果の重要なものを以下に示す。

- (1) エネルギー一定則を適用した場合には、提案手法で設定した目標応答変位を安全側、すなわち精確な解析による最大応答変位はレベル 2・タイプ II 地震動入力時は目標変位の 40% 程度に収まった。
- (2) 変位一定則を適用した場合には、目標応答変位は、精確な解析による最大応答変位と精度良く一致する。
- (3) 変位一定則では、最大荷重の増加がエネルギー一定則を基にした場合に比べて極力抑えられ、基礎構造物への負担のことを考えると良好な推定法であるといえる。

参考文献

- 1) 宇佐美勉：ハイダクティリティー鋼製橋脚，橋梁と基礎，Vol. 31, No. 6, pp.30-36, 1997.6.
- 2) 金田一智章，宇佐美勉，中島大輔：免震支承を有する鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験，土木学会論文集，No.654/I-52, pp.245-257, 2000.7.
- 3) 松本信之，曾我部正道，岡野素之，涌井一，大内一：鋼製ダンパー・ブレースを用いた鉄道高架橋の振動性状改善に関する研究，構造工学論文集，Vol.46A, pp.547-554, 2000.3.
- 4) 岩田衛，村井正敏，加藤貴志，小川秀雄，和田章：座屈拘束されたブレースを用いた履歴型ダンパーの性能評価実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C 構造 II，pp.921-922, 2000.
- 5) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究 WG（主査：宇佐美勉）（1996）：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術。
- 6) C. Shen, Mamaghani, I. H. P., Mizuno, E. and Usami, T. (1995): Cyclic Behavior of Structural Steels. II: Theory, J. of Eng. Mech., ASCE, Vol.121, No.11, pp1165-1172.
- 7) 加藤基規，宇佐美勉，葛西昭：座屈拘束ブレースの繰返し弾塑性挙動に関する数値解析的研究，土木学会構造工学論文集，Vol.48A, pp.657-666, 2002.3.