

制震ブレースを導入した鋼構造物の簡易設計法

中上彩香¹・葛西昭²・宇佐美勉³

¹名古屋大学大学院工学研究科土木工学専攻博士課程前期課程(〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

²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)

1. 緒言

地震時に構造物の安全性を確保する方法には耐震、免震、制震が考えられる。鋼構造物、特に鋼製橋脚の耐震に関する研究は、兵庫県南部地震以後その数が多くなり、優れた研究成果が発表されており、土木学会からも各報告書が公表されている^{1,2)}。また、著者らは、文献^{3,4)}で耐震向上策と免震効果の利点と問題点を指摘している。これらを受け、特に問題点(例えば、上部構造の変位が過大となり衝突が問題となる)を打開するために、上記3方策のうちの制震の考え方に期待するところが大きい。

制震構造とは、構造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ることを目的とした構造である。つまり、履歴減衰を提供するために、制震部材を可塑化させ、柱や梁を弾性域にとどめる。これは主構造物の塑性ひずみを減少することにつながり、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ものである。

このような構造システムに関する研究は、土木構造物に対しても適用した検討例がにわかに増えつつある^{5~8)}が、まだ設計法を確立するには至っていない。そこで本研究は、簡易設計法の開発の一環として、まず、最も容易な形式と思われる図-1に示されるような主構造(本研究では鋼製門形ラーメン橋脚を想定)とブレースで構成される副構造部分とが並列結合された構造系に対して、副構造物(以下、制震ダンパー系と称す)に必要な性能(強度と剛性)の簡易設計法を提案する。なおブレースは、圧縮と引張で安定した履歴関係が得られる制震ブレースを想定しており、例えば座屈拘束ブレースの導入が考えられる(図-2)。

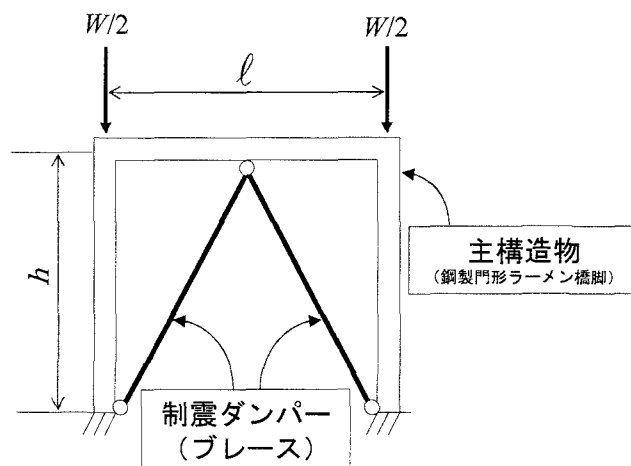


図-1 制震ダンパー付き構造物の例

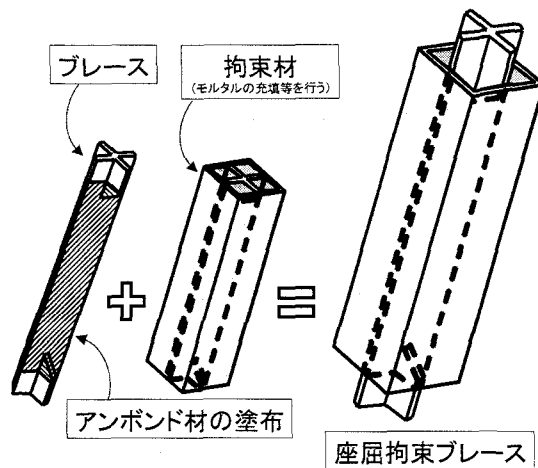


図-2 座屈拘束ブレースの模式図

2. 制震ダンパー系の簡易設計法

本研究では、制震ダンパー系の簡易設計法を提案し、その具体的な適用例を通して簡易設計法の妥当性を検討するものである。図-3は本提案設計法のフローである。まず、以下では各段階についての簡単な説明を行い、次節にて具体的な構造物を対象に適用例を紹介することで、簡易設計法を提案する。

設計フローは以下の通りである。

①震度法設計⁹⁾（1次設計）を行う。

②主構造物の Pushover 解析を行い，降伏変位 $\delta_{y)Frame}$ ，降伏強度 $H_{y)Frame}$ ，終局変位 $\delta_{u)Frame}$ ，終局強度 $H_{u)Frame}$ などを求める（2次設計における限界値の算定）。

③主構造物の地震時における応答値を推定する．特に本設計法では，地震時の最大応答を制御するため，指標となる最大応答変位 $\delta_{max)Frame}$ は求めておく必要がある（2次設計における応答値の算定）。

④通常の変位照査法においてはこの最大応答変位 $\delta_{max)Frame}$ と終局変位 $\delta_{u)Frame}$ とを用い性能照査を行う（2次設計における照査）。

この時点で，照査の結果，不適合なものについては，耐震性能を向上させる方法をとるか，本研究の目指す制震ダンパー系の導入に着手する．また，適合したものでも，残留変位の低減を目指して，さらに，制震ダンパー系の導入を試みることも考えられる．以降が本提案設計法である。

⑤制震ダンパー系を導入した構造物に期待される最大応答変位を設定する．これを塑性率で表したものを目標塑性率 μ_T とする．目標塑性率は，例えば，主構造物の終局変位に対して，③において求められ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．

⑥⑤を満足するような制震ダンパー系の水平剛性 K_{Damper} ，降伏強度 $H_{y)Damper}$ を推定する．

⑦推定したダンパー系を導入することによって，目標塑性率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．

なお，⑦の照査において，目標を満足する構造物が得られるまで（制震ダンパー系の最適な剛性と強度を選び出すまで），⑥，⑦の操作は繰り返される（図-3 参照）．本設計法では⑥での推定を簡易に，かつ，的確に選び出す手法を提案している．その詳細を次節にて説明する．

3. 提案設計法の適用例

本節では本提案設計法の適用例をもとに，設計法のフローを確認する．またその際に，本研究にて提案する制震ダンパー系の最適剛性および最適強度の

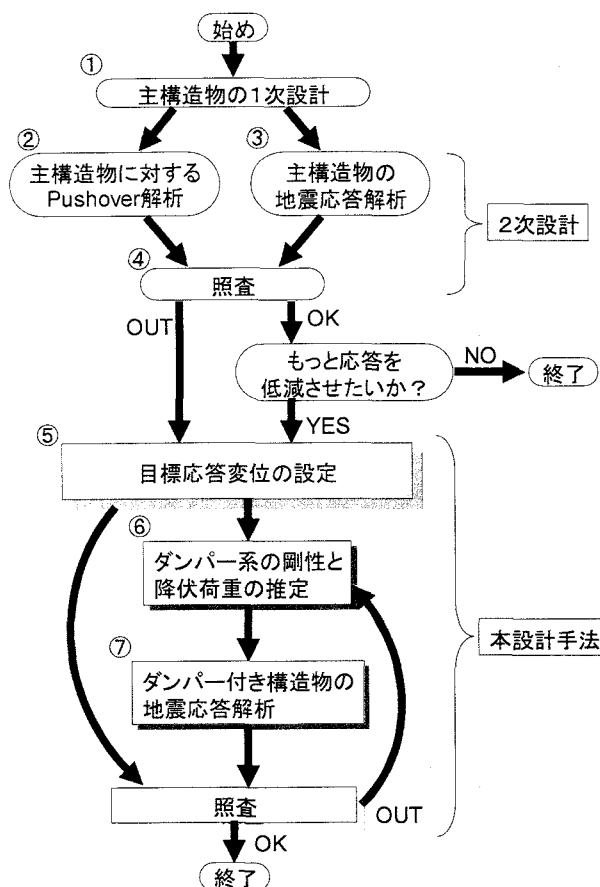


図-3 提案設計フロー

推定精度について検討する．

3.1 適用対象構造物の震度法設計（設計フローの①）

対象とした主構造物は，正方形補剛箱形断面を有する高さ 11m，幅 9.7m の鋼製門形ラーメン橋脚（図-1 参照），構造パラメータとしては，幅厚比パラメータ $R_f = 0.51$ ，補剛材剛比 $\gamma/\gamma^* = 3.24$ ，板厚 20mm，アスペクト比 $\alpha = 0.5$ としている．使用鋼材は SM490 である（表-1）．なお，上記パラメータ値は上部構造重量に対して，震度法設計を満足するように定められている．

3.2 適用対象構造物の 2 次設計（設計フローの②～④）

前項で定義した主構造物の Pushover 解析を行うことで限界値を算定し，王と売りの算定のために弾塑性地震応答解析を実施する．限界値の算定では，降伏変位 $\delta_{y)Frame}$ ，降伏強度 $H_{y)Frame}$ ，終局変位 $\delta_{u)Frame}$ ，終局強度 $H_{u)Frame}$ ，をそれぞれ求めておく．地震応答解析では，入力地震動として，独立行政法人土木研究所が提案しているⅡ種地盤用のレベル 2 タイプⅡ地震動を用いた．なお，JR 鷹取駅観測地震動の NS 成分（Ⅱ・Ⅱ・1），また同様に JR 鷹取駅観測

表-1 適用例検討用解析モデルの諸量

使用鋼種	SM490	ウェブ幅 B (mm)	1991
弾性係数 E (GPa)	206	板厚 t (mm)	20
幅厚比パラメータ R_f	0.51	補剛材長 b_s (mm)	150
補剛材細長比パラメータ $\bar{\lambda}_s$	0.16	補剛材板厚 t_s (mm)	20
最適補剛材剛比 γ/γ^*	3.24	主構造の柱高さ h (m)	11
フランジ幅 D (mm)	1991	主構造物のはり長さ ℓ (m)	9.7
上部構造重量 W ($\times 10^7$ N)	3.02	降伏変位 $\delta_{y)Frame}$ (m)	0.036
固有周期 T (sec)	0.69	降伏荷重 $H_{y)Frame}$ ($\times 10^7$ N)	0.89

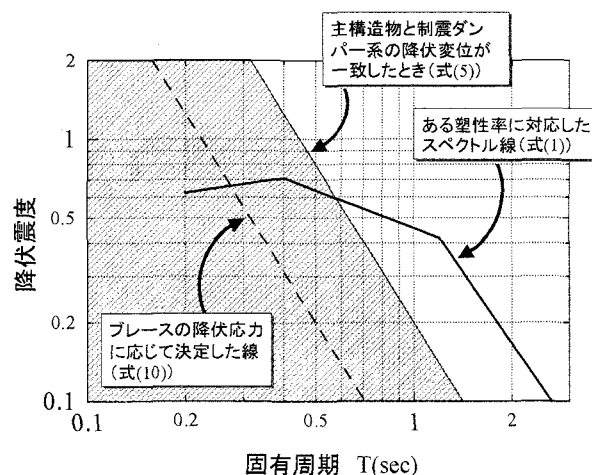
表-2 対象構造物の限界値および応答値の算定結果

限界値 (Pushover 解析結果)		応答値 (地震応答解析結果)							
終局変位 δ_u / δ_y	終局荷重 H_u / H_y	最大応答変位 $\delta_{\max)Frame} / \delta_y$				残留変位 $\delta_{R)Frame} / \delta_y$			
		II-II-1	II-II-2	II-II-3	平均	II-II-1	II-II-2	II-II-3	平均
3.66	1.90	7.43	5.20	5.58	6.07	2.07	1.81	0.89	1.59

地震動の EW 成分 (II-II-2), 大阪ガス葺合供給所観測地震動 (II-II-3) の 3 波を入力した際の平均で評価する。構成則には, 主構造物に名古屋大学で開発された修正 2 曲面モデル¹⁰⁾を使用した。なお, 解析ソフトは ABAQUS¹¹⁾を利用した。これにより, 地震時での主構造物の最大応答変位 $\delta_{\max)Frame}$, 最大強度 $H_{\max)Frame}$ などが算定できる。この結果は表-2 に示す。表よりも分かるように, 最大応答変位は終局変位を大幅に (終局変位の約 1.7 倍) 上回っており, これは文献 2) のマトリクスによれば, 主構造物は構造安全性で破壊に至ることを示している。

3.3 目標塑性率の決定 (設計フローの⑤)

前項の結果を受け, 目標塑性率を決定する。ここでは, 耐震安全性を満足させることを目標に, 主構造物の終局変位 $\delta_{u)Frame}$ に対して, $1.0\delta_{u)Frame}$ に相当する塑性率 $\mu = 3.66$ を目標応答塑性率として定めた。



図・4 所要降伏震度スペクトル

3.4 制震ダンパー系の剛性および強度の推定 (設計フローの⑥)

目標塑性率を達成させるためのブレースの初期剛性 K_{Damper} および降伏強度 $H_{y)Damper}$ を推定する際の推定方法として, 所要降伏震度スペクトル¹²⁾に基づく推定法を提案する。

所要降伏震度スペクトルに基づく推定法

構造物の非線形応答を応答スペクトルとして表したものを総称して非線形応答スペクトルといい、そのうち、特に縦軸に降伏震度をとって、塑性率ごとに固有周期と降伏震度の関係を図化したものが所要震度降伏スペクトルである（図-4 参照）。

本研究では、付録に記載の方法で所要降伏震度スペクトルを式示したものを利用する。本研究で利用している所要降伏震度スペクトルでは、降伏強度は固有周期と塑性率の関数となり、次式で与えられる。

$$H_{y)Total} / mg = f(T) / \mu_T^\alpha \quad (1)$$

ただし、 $H_{y)Total} / mg$ ：構造物の降伏震度、 $f(T)$ ：道路橋示方書⁹⁾によるレベル2タイプII地震動の弾性加速度応答スペクトルを重量で除したもの、 T ：構造物の固有周期、 μ_T ：目標塑性率を示し、 $\alpha = 0.438 \log(T/1.2) + 1.3 < 1.3$ である。これにより、構造物の固有周期および目標塑性率が定まれば、構造物の強度を推定できることとなる。

本研究では、これに対して、制震ダンパー系が主構造物より早期に降伏するという条件を式化し、制震ダンパー系を導入した全体系の所要降伏震度スペクトル上の適用可能範囲を定めることとした。具体的には主構造物の降伏変位よりもダンパー系の降伏変位が小さいという条件となるので、式(2)が成り立ち、並列系であることから式(3)が成り立つ。

$$\delta_{y)Total} = \delta_{y)Brace} \leq \delta_{y)Frame} \quad (2)$$

$$H_{y)Total} = H_{y)Brace} + H_{y)Frame} \quad (3)$$

ここで全体系の固有周期 T_{Total} は、

$$T_{Total} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{Total}}} = 2\pi \sqrt{\frac{m \delta_{y)Total}}{H_{y)Total}}} \quad (4)$$

で表される。ここで式(2)と連立すると、

$$H_{y)Total} / mg \leq \delta_{y)Frame} \frac{4\pi^2}{g T_{Total}^2} \quad (5)$$

式(5)は、降伏震度が全体系の固有周期の関数で表現された不等式になっているので、図-4に示されるように範囲の形で表現される。この中から式(1)を満足する固有周期と降伏震度より制震ダンパー系の設計が可能となる。ただし、まだいくつか算定が可能であるので、ここでは、ダンパー系に用いられるブレースの降伏応力からさらに降伏震度と固有周期の組

み合わせを限定する。

全体系の降伏震度－固有周期関係とブレースの降伏応力との関係を明らかにするために、以下のような展開を行う。

まず全体系の固有周期 T_{Total} よりダンパー系の剛性が決定する。並列構造であることを利用すると、

$$K_{Total} = K_{Damp} + K_{Frame} \quad (6)$$

が成り立ち、全体系の固有周期を利用することで、ダンパー系の剛性 K_{Damp} は次式で与えられる。ただし二次設計より K_{Frame} は既知である。

$$K_{Damp} = \frac{4\pi^2}{T_{Total}^2} - K_{Frame} \quad (7)$$

また、全体系の降伏時はブレースの降伏と一致するため、幾何学的に、

$$\begin{aligned} \sigma_{y)Brace} &= E_{Brace} \epsilon_{y)Brace} \\ &= E_{Brace} \frac{\delta_{y)Total} \cdot \cos \theta}{l_{Brace}} \\ &= \frac{E_{Brace} \cdot \cos \theta}{l_{Brace}} \frac{H_{y)Total}}{K_{Total}} \end{aligned} \quad (8)$$

と表すことができる。ただし、 $\sigma_{y)Brace}$ ：ブレースの降伏応力、 E_{Brace} ：ブレースの弾性係数、 θ ：ブレース部材軸方向と地表面のなす角である。これを降伏震度について解き直してみると、

$$\begin{aligned} \sigma_{y)Brace} &= \frac{E_{Brace} \cdot \cos \theta}{l_{Brace}} \frac{H_{y)Total}}{K_{Total}} \\ &= \frac{E_{Brace} \cdot \cos \theta}{l_{Brace}} \frac{g}{4\pi^2} \left(\frac{H_{y)Total}}{mg} \cdot T_{Total}^2 \right) \end{aligned} \quad (9)$$

であるので、

$$\frac{H_{y)Total}}{mg} = \frac{4l_{Brace}^2}{E_{Brace} \cos \theta \cdot g} \cdot \frac{\sigma_{y)Brace}}{T_{Total}^2} \quad (10)$$

が得られ、ブレースの降伏応力に応じて図-4の点線で表現できる。

式(5)と式(10)を連立することで、ブレースに適用できる降伏応力の範囲を決定できる。すなわち、

$$\sigma_{y)Brace} \leq E_{Brace} \cdot \frac{\cos \theta}{l} \delta_{y)Frame} \quad (11)$$

で表される範囲内の降伏応力を鋼材の種類に応じて適当に選ぶことにより、式(1)と式(10)の交点によって、全体系の降伏強度と固有周期を一値に定めることが可能となり、結果的に、制震ダンパー系に必要とされる剛性および強度が定められる。

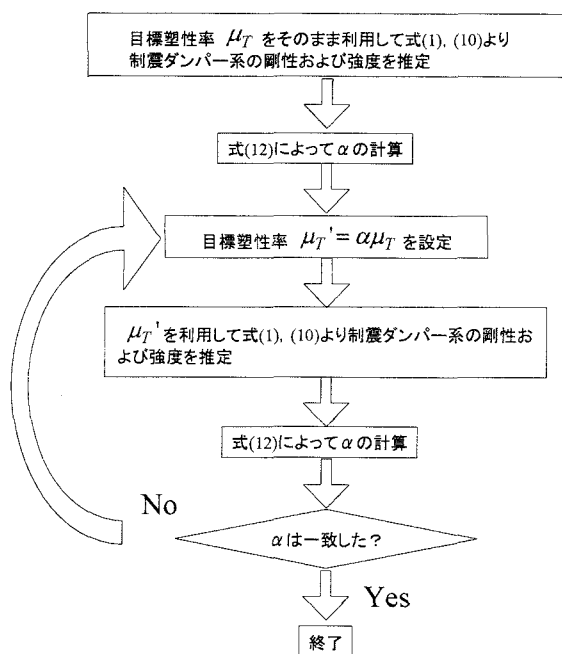


図-5 全体系の塑性率の再計算フロー

なお、ここで注意が必要な点についてまとめておく。式(1)の所要降伏震度スペクトルは、あくまでも全体系の降伏震度－固有周期関係であり、全体系の塑性率も利用している。通常、制震ダンパー系を導入することによって、全体系の降伏変位量は小さくなるため、全体系の塑性率は、変位量が同じであれば、主構造物のみの塑性率に比べ大きくなる。従って、目標塑性率を真の全体系の塑性率と見なしても、設計としては安全側を呈することになるので、簡易設計という観点からはこの点を無視する方法もある。以下では、さらにピンポイント性を向上するための手法を述べるが、程度に応じて利用することとなる。

さて、最初に設定した目標塑性率と最終的な応答塑性率との間の関係は以下の式で表される。

$$\begin{aligned} \mu_T &= \frac{\delta_T}{\delta_{y)Frame}} = \frac{\delta_{y)Total}}{\delta_{y)Frame}} \cdot \frac{\delta_T}{\delta_{y)Total}} \\ &= \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{\delta_{y)T}}{\delta_{y)Total}} \left(= \frac{1}{\alpha} \cdot \mu_T' \right) \end{aligned} \quad (12)$$

この式によると、目標塑性率を全体系と主構造物の降伏変位の比率に応じて所要降伏震度スペクトルに適用する塑性率を変える必要があることが分かる。しかし、全体系の降伏変位は、制震ダンパー系の剛性や強度によって変化するため、αの厳密解は繰り返し計算により得られる。そこで、本研究では、ピンポイント性の向上方法として、図-5のようなフローを設定した。すなわち、まず、目標塑性率をそのまま利用し（α=1.0としているのと同様）、制震

表-3 本提案手法により決定されたブレースの諸量

ブレースの 降伏応力 (MPa)	ダンパー系の 強度および剛性		ブレース の断面積 (m ²)	全体系 の固有 周期 (sec)
	剛性 (MN/m)	降伏荷重 (MN)		
235	213	15.9	0.04	0.51
200	324	16.9	0.06	0.46
150	583	18.2	0.11	0.38
125	736	18.0	0.13	0.35
100	974	17.8	0.18	0.31
75	1367	17.6	0.25	0.28

注) ただし、目標塑性率 3.66 の例である。δu=終局変位、δy=降伏変位

表-4 ピンポイント性向上策後のブレース諸量

ブレースの 降伏応力 (MPa)	ダンパー系の 強度および剛性		ブレース の断面積 (m ²)	全体系 の固有 周期 (sec)
	剛性 (MN/m)	降伏荷重 (MN)		
235	221	16.1	0.04	0.51
200	236	14.2	0.04	0.50
150	260	11.1	0.05	0.49
125	305	10.1	0.06	0.47
100	305	8.08	0.06	0.47
75	345	6.50	0.06	0.45

ダンパー系の剛性および強度を推定し、得られた結果よりαを計算し、全体系の目標塑性率を求めた上で制震ダンパー系の剛性および強度を推定する方法をとった。なお、フロー上はαが一致するまで行うこととしているが、これはよりの確に推定するためのもので、本検討例では1回の試行で、概ね良好な推定値を得ることができている（後述）。

3.4 導入された制震ダンパー系の推定精度検証（設計フローの⑦）

上記推定法によって得られたブレースの構造パラメータを表-3にまとめる。また、表4にはさらに精度を向上させて推定したブレースの諸量がまとめられている。

適用精度検証のため、本提案手法で決定したパラメータを持つブレースを導入した全体系の構造物に対して弾塑性地震応答解析を行う。ここでは、入力地震動として、3.2で使用した3波の地震動を用いて結果は同様に3波の平均での評価とし、構成則には、主構造物に修正2曲面モデルを、ブレースに完全弾塑性型の応力－ひずみ関係を用いた。なお、利用する鋼材の降伏応力に応じてブレースを推定することが可能であるので、以下の適用例の精度検証で

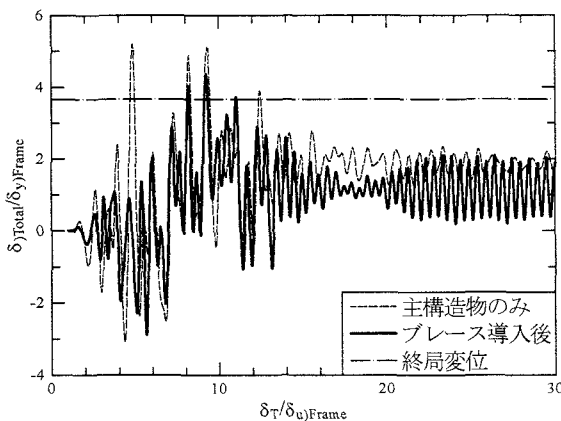


図-6 制震ダンパーを導入した際の応答時刻歴

は、鋼材の降伏応力に対してパラメトリックに 235, 200, 150, 125, 100, 75MPa の鋼材を仮定し、検証を行った。

4. 適用例に対する結果及び考察

図-6 に弾塑性地震応答解析結果のうち、橋脚頂部の水平変位時刻歴を示す。縦軸は、水平変位をラーメン橋脚の降伏変位で除し、横軸は時刻を示している。また、応答低減効果を明確にするため、点線はブレース導入前の応答で、実線が導入後の応答である。また水平線はこの例の目標塑性率に対応する水平変位(終局変位)を示している。なおこの結果は地震波一波 (II-II-2)、さらにブレースの鋼材に SS400 を用いた際の結果であり、ブレースの推定で $\alpha=1.0$ を適用した場合のものである。この例では、ブレースを導入することで応答変位は低減され、目標塑性率には若干到達しなかったが、これは簡易推定法故の誤差と言え、おおむね近づいている。さらに、 $\alpha=1.0$ でその他の鋼材を使用した場合の結果を合わせて図-7 に示す。このグラフは縦軸にブレースの固有周期、横軸に応答変位を降伏変位で除したもの(塑性率)をプロットしてある。またこの結果の値は地震波 3 波の結果の平均である。なお、 $\alpha=1.0$ の場合には、ブレースの降伏応力が大きくなるにつれて、全体系の固有周期が大きくなる傾向が読み取れた。このグラフよりも伺えるように、固有周期(降伏応力)が大きくなるにつれ応答値は目標に近づいていることがわかる。これはブレースの降伏応力が大きくなるにつれて、制震ダンパー系の降伏変位が主構造の降伏変位に近づき、全体系の降伏変位と主構造の降伏変位との間の差が小さいために、高精度に推定できるからである。従って、降伏応力の小さいブレースを用いる際には、目標へのピンポイント性を向上する必要がある、本研究におけるピンポイント性向上策を講じる必要がある。

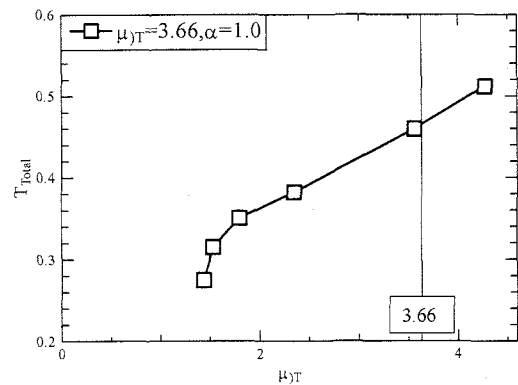


図-7 固有周期-応答塑性率関係(降伏応力の違いによる影響について)

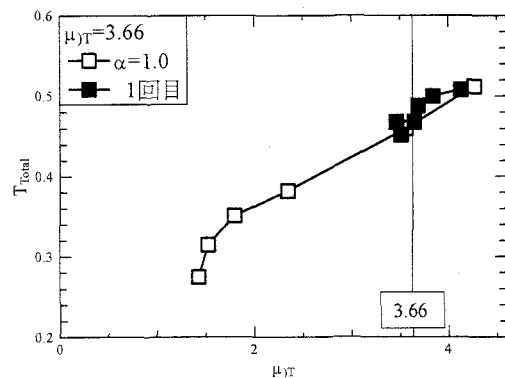


図-8 ピンポイント性向上策による向上効果の確認

そこで第 3 節で提案した α の式を用いた試行を行った。その結果を図-7 と同様に図-8 に示す。白いプロットが $\alpha=1.0$ の結果であり、黒塗りのプロットが α を変化させたときの試行結果である。結果より、かなり目標応答塑性率に精度良く近づいていることがわかる。本来ならば α の厳密解は繰り返し計算を必要とするが、この結果よりも一回繰り返しでかなり良好な結果を得ることができていることが分かる。なお、表-4 から分かったとおり、ブレースの降伏応力を変化させても、式(12)を用いた向上策を用いると全体系の固有周期はほぼ同じ値にまとまる。

5. 主構造物の損傷度低減状況

最後に、主構造物の損傷度と残留変位がブレースを導入することで確かに低減されているかの確認を行うために、例として目標塑性率 $\mu=3.66$ の場合の降伏応力が 235MPa(SS400)のものに対し、主構造物のブレース導入前と後における地震時の損傷度及び残留変位の比較を行った。

損傷度の結果は表-5 である。この表の S1 から S6 は有効破壊長領域である 6 箇所(図-9)を示し、それぞれの損傷度と主構造物に対する低減率(%)を示

表-5 各有効破壊長領域の損傷度

照査領域		S1	S2	S3	S4	S5	S6
主構造物のみ	損傷度	1.98	0.79	0.65	0.36	1.20	1.69
ブレース導入後	損傷度 (低減率%)	1.14 (42.2)	0.59 (24.9)	0.25 (61.7)	0.22 (37.9)	0.46 (61.6)	1.18 (30.1)

している。

この結果より、ブレースを導入したときも主構造物のみと同様に左右基部の損傷度が大きいことが分かる。またこの例題の場合、ブレースに降伏応力 235MPa を使用した場合には終局変位（目標応答塑性率）をわずかに越えているため、損傷度が 1.0 を上回る結果となっているが、これが終局変位に収まっている場合は 1.0 より小さくなり破壊は起こらないと推測できる。

残留変位については、主構造物の残留変位が 1.59 に対し、ブレース導入後の残留変位は 1.75 となり、導入前を上回る結果となった。しかしながら、地震波ごとに比較をするとⅡ・Ⅱ・3 を除く 2 波はブレースを導入することでの残留変位の低減が見られた。

6. 結言

本研究は、制震ダンパー系を主構造に対して並列的に導入する場合を想定した際の制震ダンパー系の最適剛性および最適強度を簡易に推定する方法を提案することが主目的であった。以下に、得られた結論をまとめる。

- 1) 所要降伏震度スペクトルを用いた制震ダンパー系を導入する際の制震ダンパー系の強度および剛性に対する簡易設計法を提案した。その骨子は、所要降伏震度スペクトル線（式(1)）とブレースの降伏応力に対応した全体系の降伏震度－固有周期曲線（式(10)）の交点より求めるものである。
- 2) さらに推定精度を向上する手法（式(12)）を提案したところ、上記設計法の推定精度がさらに向上し、目標塑性率をピンポイントにねらえるようになった。
- 3) 主構造物に対して導入される最適ブレースを降伏応力に応じて推定したところ、降伏応力の大きさに応じて、全体系の固有周期が大きくなることが分かった。
- 4) 制震ブレースを導入することによって、主構造物の損傷度がどの程度低減できているかの確認を行ったところ、損傷度の大きな低減が見られたが、残留変位の低減効果はなかった。これは、目標とした塑性率が構造安定性の限界値である

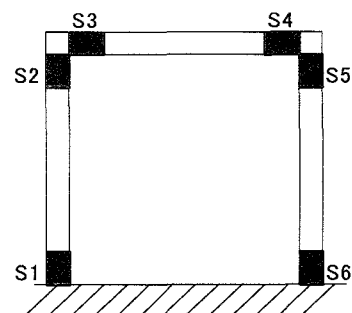


図-9 有効破壊長領域の定義

終局変位をねらったものであることから、大きな軽減は期待できないものである。この種の軽減効果についてはさらに種々のパラメトリック解析を必要とする。

以上が得られた成果であるが、本研究は簡易設計法を確立する一環として、まず、鋼製門形ラーメン橋脚を対象として、設計法の提案を行った。しかし、例えば、2層ラーメン橋脚に見られるような多自由系まで対応したものまで確立されていない。今後、この種の検討を行う必要がある。

参考文献

- 1) 土木学会，日本鋼構造協会：鋼構造物の耐震解析用ベンチマークと耐震設計法の高度化，2000.4.
- 2) 日本鋼構造協会：土木鋼構造物の動的耐震性能照査法と耐震性向上策，2003.10.
- 3) 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.
- 4) 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.
- 5) 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.
- 6) 井上幸一，明神久也，増田伊知郎，中出収：軸

力降伏型鋼製ダンパーを適用した鋼橋の耐震性向上法，第5回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム，pp.43-50,2002.

- 7) 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.
- 8) 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.
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2002.
- 10) 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.
- 11) ABAQUS / Standard user's manual; version6.3.: Habbitt, Karlson and Sorensen, Inc., 2003.
- 12) 西村昭彦・室野剛隆：所要降伏震度スペクトルによる応答値の算定，鉄道総研報告，第13巻第2号，pp.47-50，1999.

付録 所要降伏震度スペクトルの式示化

本研究では，所要降伏震度スペクトルを利用した簡易設計法を開発している．そこで利用する所要降伏震度スペクトルは，文献 12)を参考にパラメトリック解析により得られた結果から，非線形最小2乗法により得られた結果である．その諸条件をここでは述べておく．

まず，解析モデルは1自由度系のマスーバネモデルを用いた．復元力モデルはバイリニア型の移動硬化モデルを用い，その2次勾配は，文献 5)を参考に鋼製橋脚に用いられている初期剛性の 0.15 倍とした．また，減衰定数は 0.05 とした．道路橋示方書に規定されているレベル2タイプ2地震動のうち，本研究でも用いている2種地盤用の3波形を利用して，弾塑性地震応答解析を行った．地震応答解析に際しては，固有周期を一定にし，降伏震度をパラメトリックに与えることで，その都度地震応答解析を行い，3波形の最大応答変位の平均をもとに降伏震度に対応する塑性率を得るように行った．固有周期一定のもとで算定した結果が，図-A1 である．縦軸は降伏震度を表し，横軸は塑性率を示している．この結果より，降伏震度が小さくなるにつれて，塑性率が

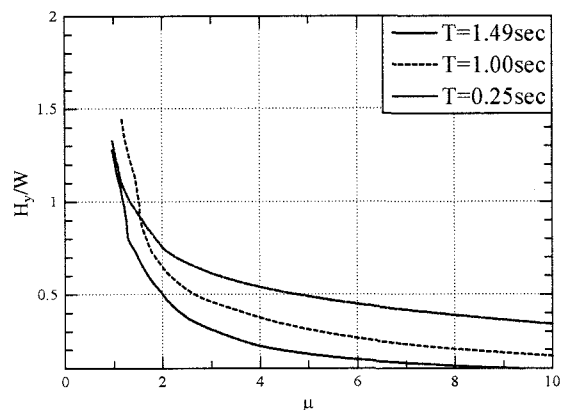


図-A1 降伏震度－塑性率関係

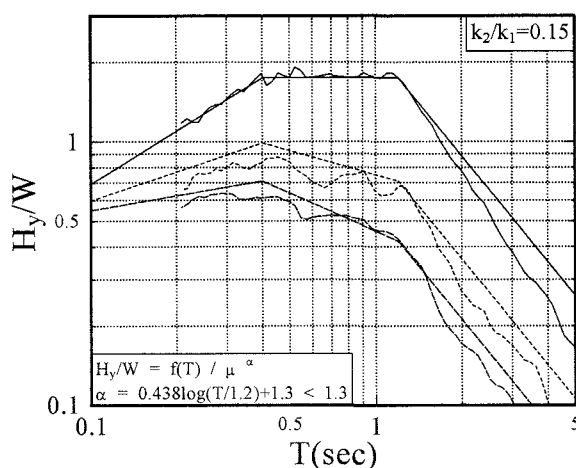


図-A2 解析結果と推定式との比較

きくなる傾向があることが分かる．塑性率が1の場合は，弾性加速度応答スペクトルに比例する形になるのは容易に想像がつくので，ここでは，降伏震度＝弾性加速度応答スペクトル/(塑性率)^αという関係を仮定して，さらに，種々の固有周期について解析を行い，非線形最小2乗法による上記のαの推定を試みた．その結果，

$$\alpha = 0.438 \log(T/1.2) + 1.3 < 1.3 \quad (A.1)$$

が得られた．その結果を解析結果と比較した図が，図-A2 である．図中で縦軸は降伏震度，横軸は，構造物の固有周期を示している．なお，解析結果については，各固有周期に対して，塑性率が1，2，または3となる降伏震度の値を結んだものである．実線は塑性率1，破線は塑性率2，点線は塑性率3の場合をそれぞれプロットしてある．図より，長周期側に若干ずれはあるものの概ね解析結果を模擬できる推定曲線となっていることが分かる．