

所要の応答塑性率を実現する 摩擦型ダンパーの設計手法の提案

豊岡 亮洋¹

¹ 正会員 (公財) 鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター

(〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

E-mail: toyooka.akihiro.58@rtri.or.jp

本研究では、効率的な耐震設計や制震ダンパーの適用拡大に寄与することを目的として、採用事例の多い摩擦型ダンパーを対象に、地震動規模や周波数特性、構造物の周期特性等の与条件において所定の応答塑性率を満足させるために必要な制震ダンパーの必要荷重および必要変位量を算定する手法を提案した。提案手法では、特性の異なる設計地震動および観測記録を用い、設計与条件を一般化するため、構造物の固有周期に加えて入力加速度と構造物の相対的な耐力比を定義し、設計手法を簡易な設計線図として整理した。また、この設計線図から、各種与条件が制震構造物の応答および制震ダンパーの要求性能に与える影響について考察を行った。

Key Words: Friction damper, Damper design, Demand spectra

1. はじめに

既設の橋梁・高架橋の耐震補強法として、制震ダンパーの適用、および適用が検討される事例が増加している。制震ダンパーは既に道路¹⁾²⁾、建築分野³⁾で多数の実績を有しているが、鉄道構造物においても、平成 24 年に改訂された「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計」⁴⁾ (以下、耐震標準) において、危機耐性を確保するとともに構造物の復旧性を向上させる手法の一つとして言及されており、今後河川橋脚や店舗利用高架橋など、通常の耐震補強法の適用が困難な箇所において制震ダンパーの適用が拡大することが想定される⁵⁾⁶⁾。

ここで、制震ダンパーの設計を行うためには、構造物の固有周期や降伏震度に応じて、所定の応答塑性率を満足させるようなダンパーの荷重特性を決定し、これを満たす製品を選定する必要がある。また、ダンパーのストロークについても製品によって上限が決まっているため、所定の範囲に抑制する必要がある。このダンパーを選定する際の要求性能は、構造物の周期や降伏震度、地震動の規模や周期特性等により異なるため、一般には個別案件に対して構造計算を繰り返し行う場合が多いと考えられるが、与えられた構造や入力条件から、比較的簡易に制震ダンパーの要求性能を推定する手法を整備すれば、効率的な耐震設計や制震ダンパーの適用拡大に寄与する

ことができると考えられる。しかし、既往の研究ではダンパー自体の特性評価や照査法²⁾、実構造による検討事例は多いものの、体系的なダンパーの設計法は十分整備されていないと考えられる。土木構造物を対象とした設計法の一つとしては、摩擦型ダンパーを対象として、ダンパーが吸収するエネルギー吸収量を最大化する設計手法が提案されている⁷⁾⁸⁾が、一般に制震構造物の要求性能としては塑性率 (損傷程度) を設定することが多く、最適なエネルギー吸収を実現できたとしても、塑性率やダンパーの最大許容変位量に対する要求性能が満足できるかは必ずしも明確ではないという問題がある。

そこで本研究では、地震動規模や周波数特性、構造物の周期特性等を考慮した上で、これらの与条件において所定の応答塑性率を満足させるために必要な制震ダンパーの必要荷重および必要変位量を直接的に算定する手法を提案することを目的とする。また、この設計手法を設計線図として整理することで、上記の与条件が制震構造物の応答および制震ダンパーの要求性能に与える影響についても考察を行う。

なお、建築分野では、制震ダンパーの付与による貯蔵剛性および損失剛性を評価し、これと応答スペクトルを組み合わせることでせん断力や変位の低減率を推定する手法が提案されている⁹⁾¹⁰⁾。この手法は、取付部の剛性、構造物の周期や強度特性を考慮可能であり、体系的に取

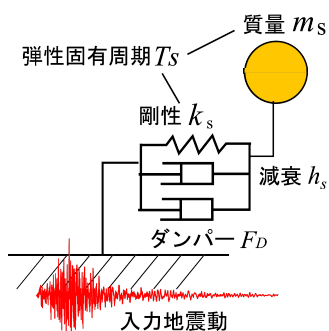


図-1 解析モデル

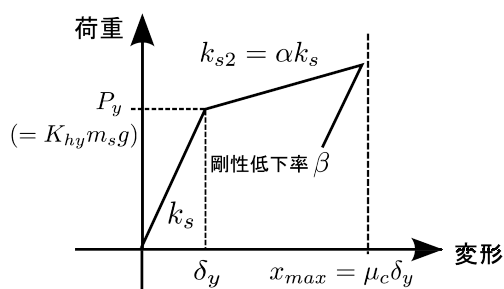
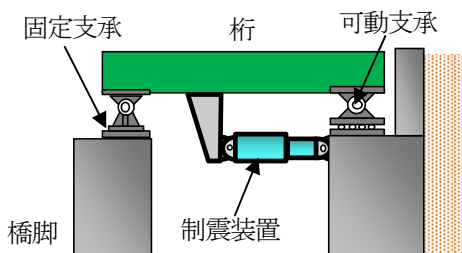


図-3 構造物の非線形特性モデル

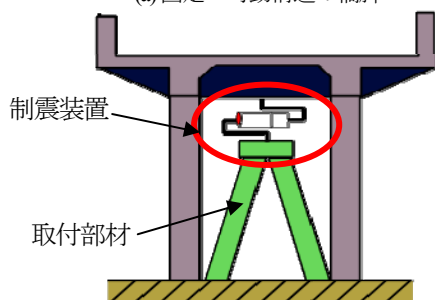
(バイリニア骨格+Clough型履歴)

性能の關係に着目して検討を行うため、結果の見通しを良くするために図-2(a)における固定・可動支承の特性、および図-2(b)における取付部材の特性が応答に与える影響は考慮していない。

このモデルに対して、非線形地震応答解析を多数実施し、以下に示すパラメータごとに、事前に設定する目標応答塑性率 ($= \mu_t$) を満足するダンパー荷重を算定する。



(a) 固定～可動構造の橋脚



(b) ラーメン高架橋

図-2 対象構造物の例

りまとめられているが、同手法が構造物やダンパーの非線形特性を時刻歴応答全体の平均的な周期や等価減衰定数により評価し、入力地震動の特性は疑似速度スペクトルにより評価するのに対し、本研究では構造物の非線形応答に支配的なパラメータを抽出して時刻歴動的解析を事前に多数実施することで、ダンパーの要求性能と構造物の非線形特性、入力地震動の経時特性、さらには危機耐性の確保において問題となる地震動規模等との関係をより直接的に把握することに重点を置いた。

2. 解析モデルと解析手法

(1) 対象構造物

本研究で想定する、ダンパーを組み込む構造物としては、具体的な構造物は設定せず、図-1 のような 1 自由度構造物系で表現可能な構造物を対象とする。これは、図-2(a) のように、固定～可動構造の一端にダンパーを設置する場合、もしくは図-2(b) のようにラーメン高架橋に直接ダンパーを設置する場合などを対象としている。ただし、以下の検討では、構造物、地盤、地震動特性とダンパーの要求

(2) 構造物の解析モデル

構造物の解析に用いる骨格曲線を図-3 に示す。構造物の弾性剛性 k_s は弾性固有周期 T_s および質量 m_s を与えて設定する。質量は 100 t としたが、以降の方法で整理することで、最終的な結果は質量の絶対値には依存しない。減衰定数は耐震標準において用いられている周期依存を考慮した減衰定数 ($h_s=0.04/T_s$) を、構造モデルに対してのみ設定する⁴⁾。

構造物の非線形特性は、降伏震度 K_h において折れ点を有するバイリニア骨格を設定し、履歴法則は Clough 型履歴モデルを設定した。骨格設定における二次剛性倍率および剛性低下率は、耐震標準における RC 構造の非線形応答スペクトル作成の際のモデルを参考に、それぞれ 0.1, 0.2 とした⁴⁾。

(3) ダンパーの解析モデル

導入対象とするダンパーには様々な種類が考えられるが²³⁾、ここでは所定の変位および荷重制約下で最も効率的なエネルギー吸収が可能であり、適用事例が多く鉄道橋にも採用実績がある摩擦型ダンパーの使用を想定した。ダンパーの発揮する荷重 F_D および履歴特性は、次式のように、摩擦荷重 F_f において荷重が頭打ちとなる摩擦型特性を設定した。

$$F_D = F_f \frac{\dot{x}}{|\dot{x}|} \quad (1)$$

ここに、 $\dot{x}$ はダンパーの速度を表す。ただし、本式をそのまま解析に用いた場合、微小速度域において荷重の切り替わりが頻繁に生じるため、速度 0.1kine 以下の場合には速度に比例させて F_f を低減させ、速度 0.1kine 以

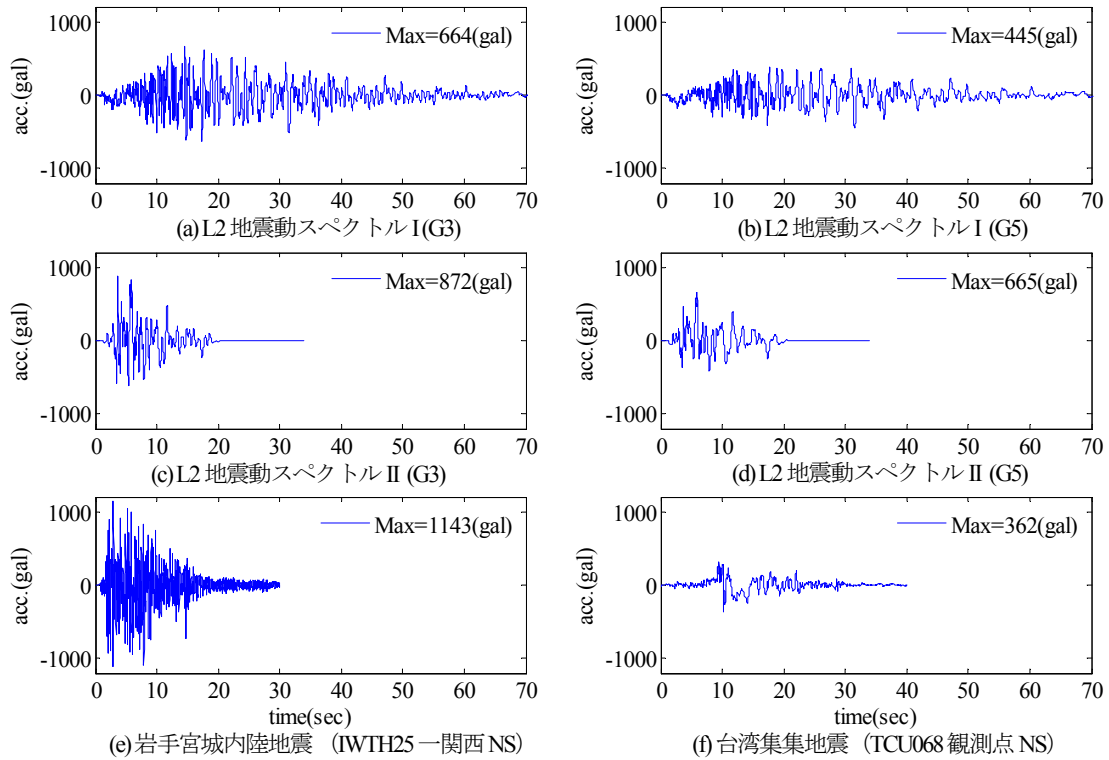


図4 検討に用いた地震動

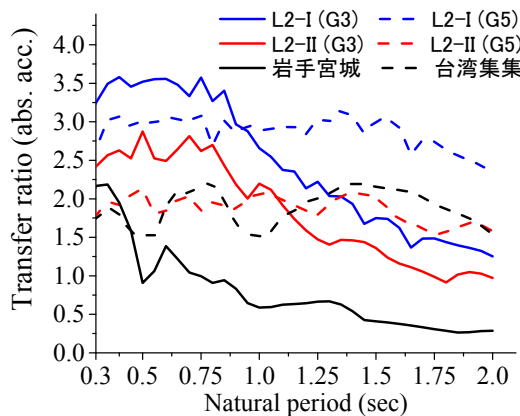


図5 入力加速度に対する最大絶対加速度応答の倍率

上では式(1)によりダンパー荷重を算定した。

(4) 入力地震動

入力地震動としては、入力の一繰り返しによる影響を評価するため、耐震標準で規定される L2 地震動スペクトル I (海溝型地震を想定：以降 L2-SpcI と記載) およびスペクトル II (内陸活断層を想定：以降 L2-SpcII と記載) の地表面地震動を用いた⁴⁾。地盤条件としては、G3 地盤 (地盤固有周期 0.25~0.5 秒の普通地盤) および G5 地盤 (地盤固有周期 0.75~1.0 秒の軟弱地盤) を用いた。また、これらのスペクトル調整された設計地震動以外に、周波数特性が特徴的な波形として、比較的短周期成分が卓越する 2008 年岩手宮城内陸地震 (IWITH25 一関西記録 NS 成分) および比較的長周期成分が卓越する台湾集集地震 (TCU068 観測点 NS 成分) についても計算を行っ

た。使用した地震動の時刻歴を図4に示す。なお、以下のパラメータ解析において使用するため、図4に示した各地震動の最大加速度を a_{max} と表現する。

また、減衰 5%の弾性構造物に対して、入力加速度に対する最大絶対応答加速度の比を計算したものを図5に示す。構造物の非線形応答に対する入力地震動の影響としては、最大加速度、継続時間、周波数特性が考えられるが、この図は入力加速度の最大値を同一として構造物の最大応答を算定したものであるため、継続時間、周波数特性の違いが応答に与える影響を表している。最大加速度の影響については、以下の耐力比により考慮する。

(5) 解析パラメータおよび解析方法

ここでは、所定の応答塑性率 μ_t を満足するために必要なダンパーの荷重 F_f を与える設計線図を構築するため、構造物の非線形応答に影響を与える解析パラメータを設定する。

まず、入力加速度と構造物強度の関係については、構造物の非線形応答は入力レベルに依存し、降伏震度 K_{hy} と入力地震動の規模の相対的な関係により変化すると考えられることから、入力地震動の規模を表すパラメータとして最大加速度 a_{max} を使い、以下で定義される耐力比 β をパラメータとして解析を行った。

$$\beta = \frac{a_{max}}{K_{hy}g} \quad (2)$$

耐力比は、0.5, 0.75, 1.0, 1.25, 1.5, 1.75, 2.0, 3.0, 4.0, 5.0 の 10

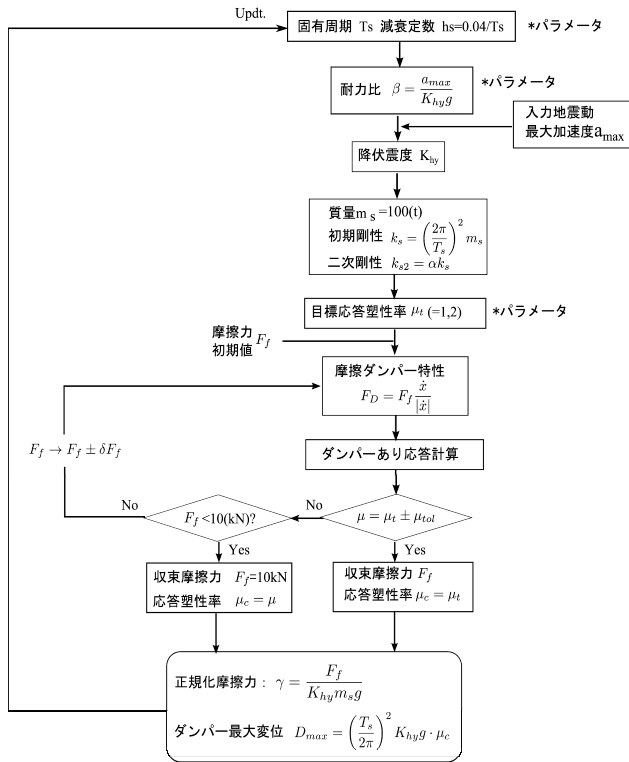


図-6 ダンパーの必要スペックの算出フロー

ケースを設定した。同一の入力地震動に対して耐力比が同じ場合、降伏震度や入力加速度の絶対値が異なっても応答塑性率は同一となる。

また、構造物応答は構造物の固有周期にも依存するため、弾性固有周期 T_s は 0.3～2.0 秒まで設定した。さらに、目標とする応答塑性率 μ_t は、ダンパーの適用により構造物を軽微な損傷に留めることを想定し、1 および 2 を設定する。

以上の与条件に対して、ダンパーの摩擦荷重 F_f を変化させながらパラメータ解析を実施し、所定の応答塑性率に収束させるための摩擦荷重 $F_f(\mu_t)$ を算定した。この収束計算においては、応答塑性率の許容誤差 μ_{tol} として ± 0.05 を設定した。

最後に、この摩擦荷重を構造物の降伏荷重を用いて以下の式(3)により正規化することで、構造質量に依存しないダンパーの正規化摩擦係数 γ を算定した。ただし、 γ は入力レベルに依存するため、 β の関数でもある。

$$\gamma = \frac{F_f(\mu_c)}{K_{hy} m_s g} \quad (3)$$

なお、条件によってはダンパーの荷重を 0 としても応答塑性率 μ_c が所定の応答塑性率 μ_t を下回り、ダンパーが不要となるケースも考えられる。そこで、収束計算に用いるダンパーの摩擦荷重は 10kN を下限とした。

さらに、ダンパーのもう一つの設計条件である最大ストローク D_{max} については、本モデルにおいてはダンパーの最大変位は構造物の最大相対変位と一致するため、式(3)の γ に対応する応答塑性率 μ_c を用いて次式により算定することができる。

$$D_{max} = \left(\frac{T_s}{2\pi} \right)^2 K_{hy} g \cdot \mu_c \quad (4)$$

ここで、 μ_c は想定した応答塑性率に収束した場合は μ_t に一致するが、ダンパー荷重として下限値(10kN)を設定した場合は、この下限値を設定した解析から得られた応答塑性率を与える。従って、 $\mu_c \leq \mu_t$ となる。

以上の手順をまとめると、図-6 のフローに従ってパラメータ解析を実施し、その結果を設計線図として整理した。

3. ダンパーの設計線図の概要

図-7～図-14 に、目標塑性率を 1 とした場合の正規化摩擦係数および対応する最大応答塑性率を示す。図-7 および図-8 には、L2-Spci (G3 地盤)、図-9 および図-10 は L2-SpciII (G3 地盤)、図-11 および図-12 は L2-Spci (G5 地盤)、図-13 および図-14 は L2-SpciII (G5 地盤) をそれぞれ入力した場合の結果を示す。さらに、図 15～図-22 には、目標塑性率を 2 とした場合の同様の結果を示す。

これらの図は、例えば L2-Spci(G3)を例とすると図-7 および図-8 でセットとなっている。横軸は構造物の弾性固有周期 T_s で表し、縦軸は、図-7 はダンパーの要求荷重である正規化摩擦係数 γ 、図-8 はダンパーの要求最大変位である最大応答塑性率を表しており、それぞれが耐力比 β の関数となっている。すなわち、後述するように該当する T_s および β から γ 、 μ_c を読み取ることでダンパーの要求性能を簡易に得ることができるものである。なお、図-8 などに見られるように、応答塑性率が目標応答塑性率（この図では 1）を下回っている場合、構造物単体でも所定の応答塑性率を実現できることを示しており、この場合はダンパーは不要であることが分かる。

4. 設計と条件とダンパーの要求性能の関係

以下では、2 章(5)で示した解析パラメータ等、設計と条件がダンパーの要求性能に及ぼす影響について考察を行う。

(1)弾性固有周期の影響

L2-Spci (G3 地盤) で目標塑性率を 1 とした図-7 を例として取り上げると、スペクトル調整された設計地震動

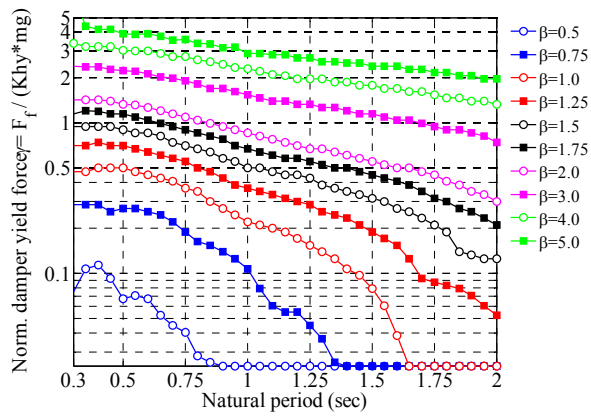


図-7 ダンパーの設計線図 (L2-SpcI-G3 : $\mu_t=1$)

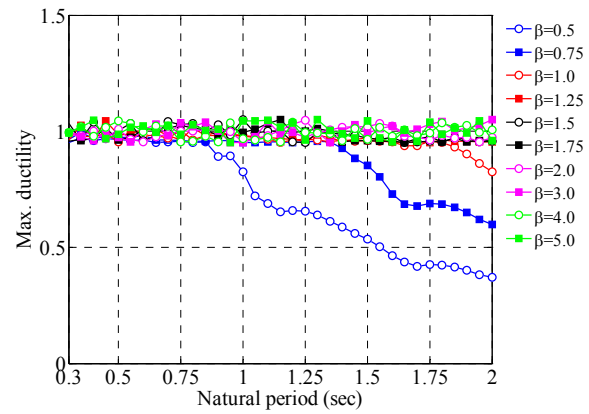


図-8 最大応答塑性率 (L2-SpcI-G3 : $\mu_t=1$)

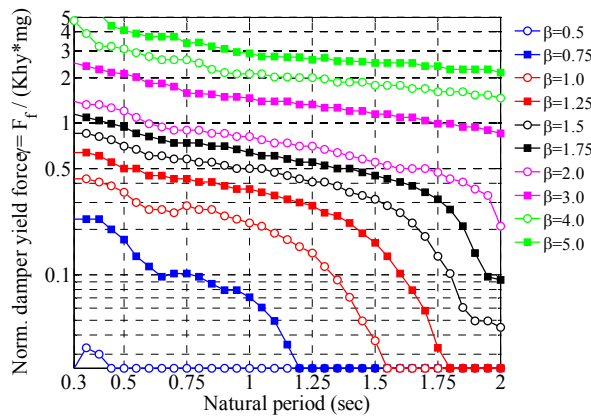


図-9 ダンパーの設計線図 (L2-SpcII-G3 : $\mu_t=1$)

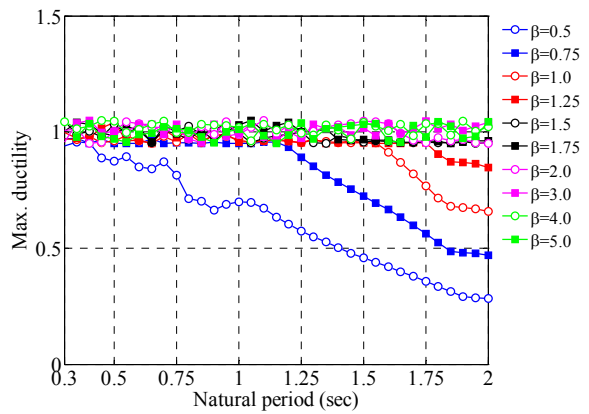


図-10 最大応答塑性率 (L2-SpcII-G3 : $\mu_t=1$)

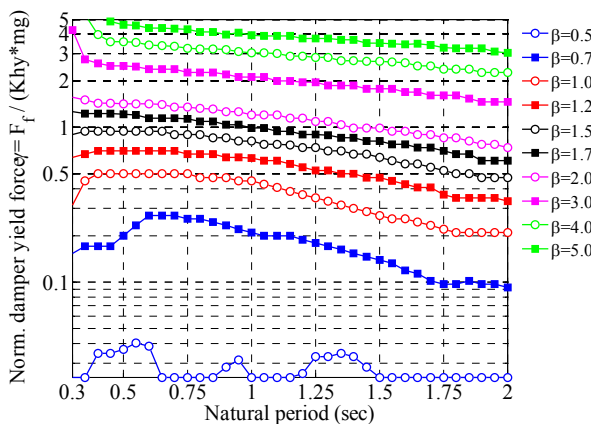


図-11 ダンパーの設計線図 (L2-SpcI-G5 : $\mu_t=1$)

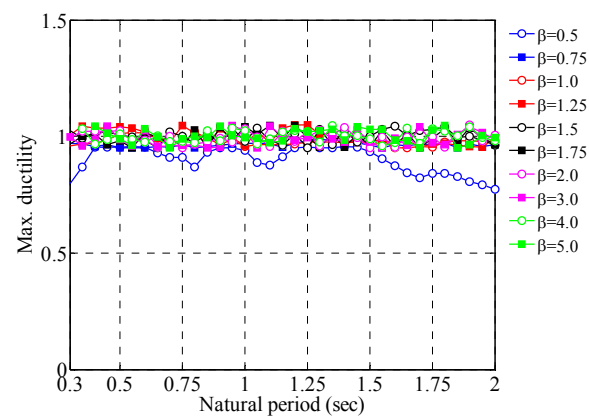


図-12 最大応答塑性率 (L2-SpcI-G5 : $\mu_t=1$)

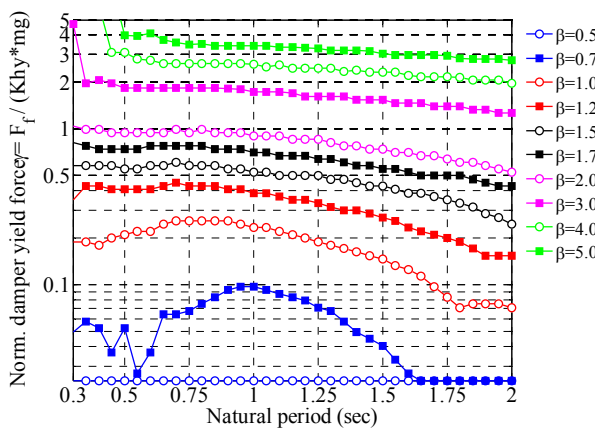


図-13 ダンパーの設計線図 (L2-SpcII-G5 : $\mu_t=1$)

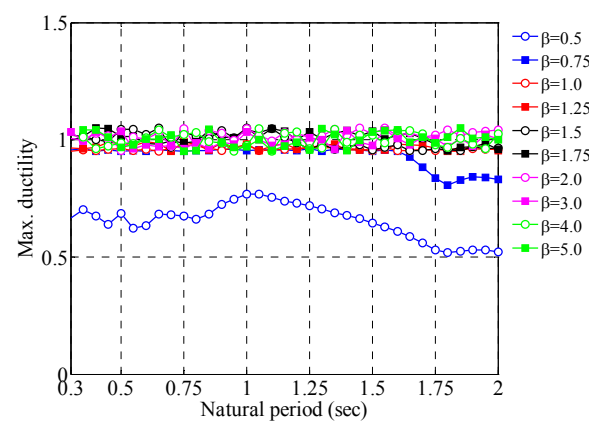


図-14 最大応答塑性率 (L2-SpcII-G5 : $\mu_t=1$)

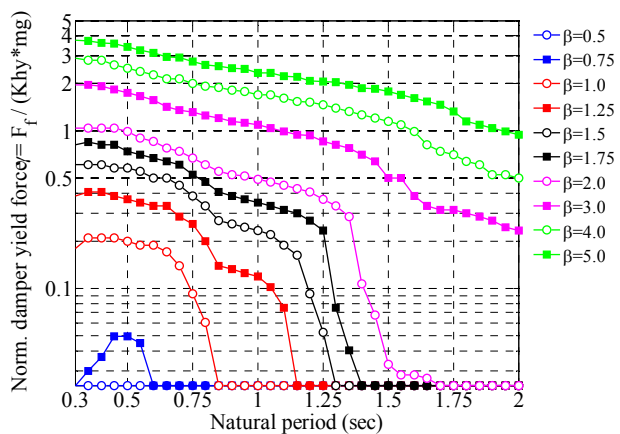


図-15 ダンパーの設計線図 (L2-Spci-G3 : $\mu_t=2$)

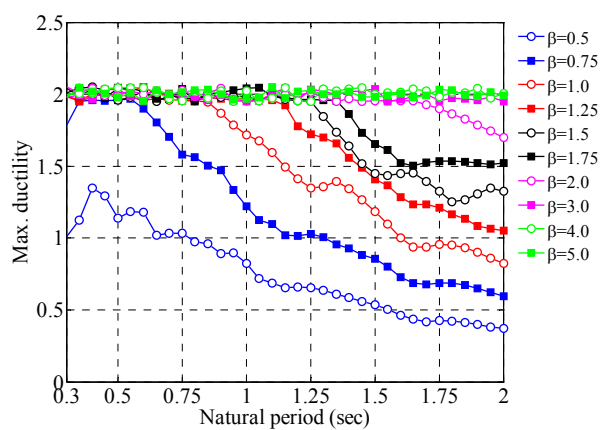


図-16 最大応答塑性率 (L2-Spci-G3 : $\mu_t=2$)

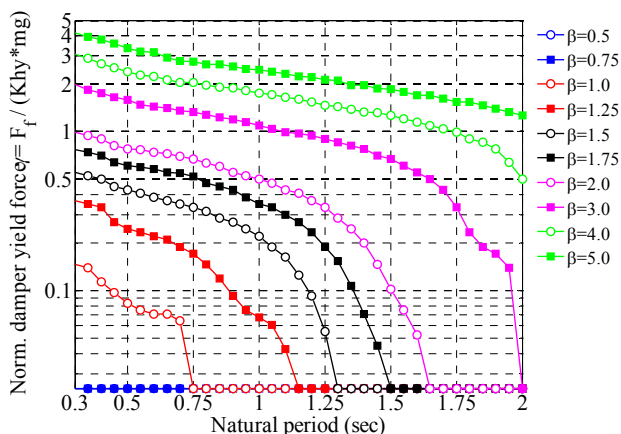


図-17 ダンパーの設計線図 (L2-SpciII-G3 : $\mu_t=2$)

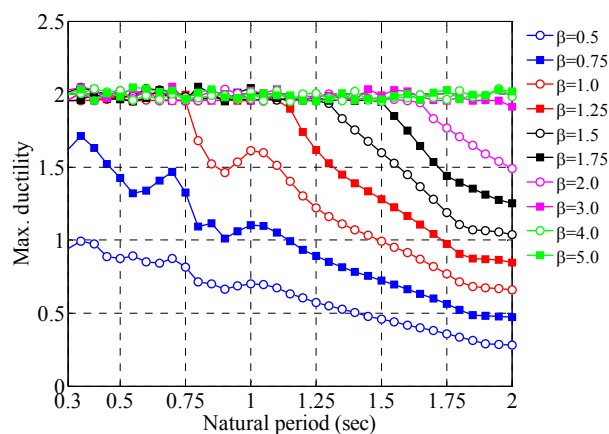


図-18 最大応答塑性率 (L2-SpciII-G3 : $\mu_t=2$)

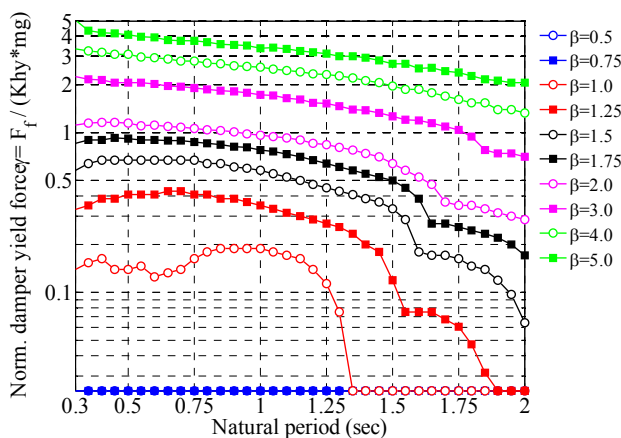


図-19 ダンパーの設計線図 (L2-Spci-G5 : $\mu_t=2$)

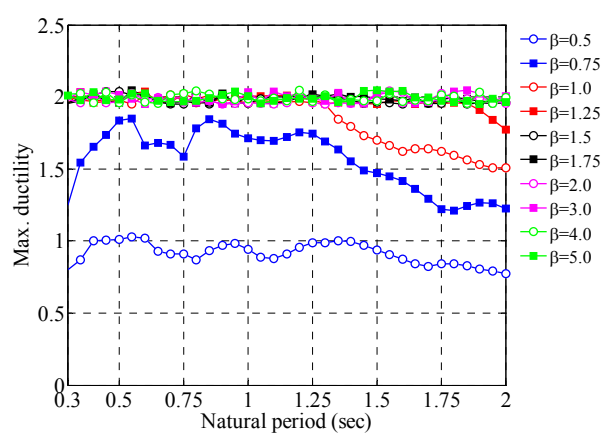


図-20 最大応答塑性率 (L2-Spci-G5 : $\mu_t=2$)

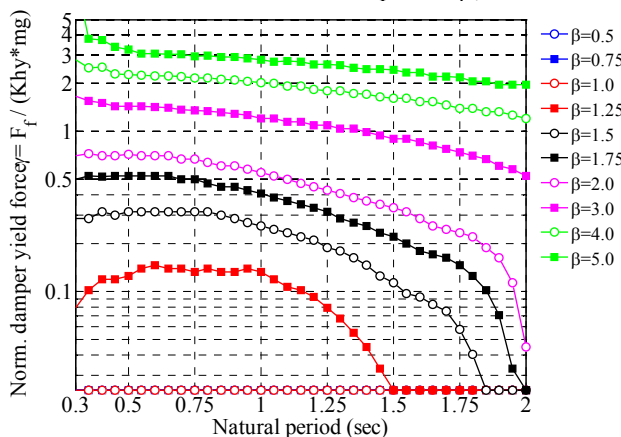


図-21 ダンパーの設計線図 (L2-SpciII-G5 : $\mu_t=2$)

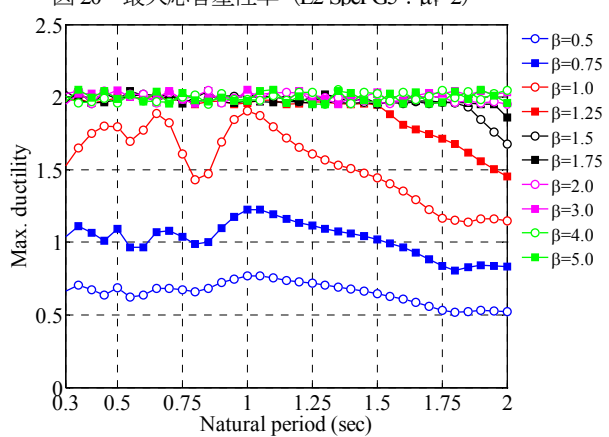


図-22 最大応答塑性率 (L2-SpciII-G5 : $\mu_t=2$)

に対しては、耐力比が小さい場合、すなわち入力最大加速度が構造物の降伏震度相当の加速度以下の場合、ダンパーの正規化摩擦力（＝必要荷重）の全体的な形状は短周期側で大きく、長周期側で徐々に低下するという傾向を示している。長周期構造では、入力地震動（設計地震動）との共振が生じる可能性が少なくなるため、ダンパーなしの構造においても応答塑性率が相対的に低下することから、所定の応答塑性率を満たすために必要ダンパー容量が減少する傾向がある。ただし、長周期側では同じ応答塑性率でも要求変位量の絶対値は増加することには注意が必要である。

一方で、耐力比が大きくなる、すなわち入力地震動レベルが構造物強度に対して相対的に大きい場合、長周期側で徐々に正規化摩擦力が低下する傾向は同様であるが、短周期構造と長周期構造それぞれに対する正規化摩擦力の比でみると、長周期化による低下割合は相対的に小さくなっている。これは地震動レベルの増加に起因する応答の増大が支配的となり、周期依存性の影響が相対的に低下するためと考えられる。

なお、同条件で目標塑性率を 2 とした場合、図-15 から、軽微な塑性化を許容する場合、構造物自体の塑性化による長周期化等の影響で、ダンパーなしでも塑性率 2 以下となる条件が増え、ダンパーが不要もしくは低容量のダンパーで目標塑性率を達成できる領域が増加することがわかる。

(2) 地盤条件による影響

目標塑性率を 1 とした場合における、L2-SpcI に対する図-7 (G3) と図-11 (G5) の比較、および L2-SpcII に対する図-9 (G3) と図-13 (G5) の比較を行うと、(1)で示したように、ダンパーの必要荷重はいずれも長周期側で徐々に低下する傾向を示しているが、図-5 で示したように、G5 地盤入力では G3 地盤入力よりも長周期側（概ね 1 秒以上）により大きな成分を有するため、長周期側での低下度合いは G3 地盤入力よりもゆるやかである。短周期側では G3 地盤の方がやや要求性能が増加する傾向がある。一方、目標塑性率を 2 とした場合、構造物の塑性化による長周期化等の影響により、地盤条件による差異は目標塑性率 1 の場合と比較すると小さくなる傾向が見られる。

(3) 地震動特性による影響

目標塑性率を 1 とした場合における図-7 と図-9、および図-11 と図-13 を比較すると、同じ地盤条件および耐力比におけるダンパーの必要荷重は、特に固有周期 1 秒以下の領域において L2-SpcI の方が L2-SpcII をやや上回る傾向がある。異なる入力地震動で耐力比が同じ条件を比較することは、耐力比 β の定義から、地震動の最大値お

よび構造物の降伏震度が同じで波の特性だけが異なる条件で比較をしていることに相当する。ここで、図-5 で示したように、入力レベルが同じ場合、継続時間および周波数特性に起因して L2-SpcI の方が L2-SpcII よりも応答が大きくなる傾向を示していることから、先述の差は入力波の経時特性による影響と考えられる。同様の傾向は、目標塑性率を 2 とした場合においても見られる。

(4) 耐力比 β の影響

図-7 を例として耐力比 β による影響をみると、 β が増加するほどダンパー容量は増加する傾向がある。これは、1 自由度系に対して応答塑性率を目標性能としているため、入力レベルが増加した場合もダンパー容量を増加させることで変位応答を小さくできるためである。この場合、もう一つの設計上の制約条件として、構造全体系のベースシアが増加する影響を考慮する必要があると考えられる。すなわち、本研究で用いている 1 自由度モデルは、主たる塑性化が上部構造物で生じることを想定しているが、降伏震度 K_{hy} の構造物に容量 γ のダンパーを追加した場合、構造全体系の見かけの降伏震度は次式のように増加することになる。

$$K_{hy} + \frac{F_f(\mu_c)}{m_s g} = (1 + \gamma) K_{hy} \quad (5)$$

すなわち、減衰の影響を無視するとベースシアはダンパーなしの場合と比較して $(1 + \gamma)$ 倍になる。この荷重の増加に対して基礎の負担が増加することになるので、ダンパー容量の上限値は基礎の降伏耐力および基礎の応答塑性率の許容値により制限を受け、際限なくダンパー容量を上げてよいことにはならない。この効果をより詳細に検討するためには、構造全体系の特性を上部工と基礎に分離した SR モデル等による検討が必要である。

(5) 実地震動に対する設計線図

図-23 および図-24 には、目標応答塑性率を 1 とした場合、岩手宮城内陸地震に対する正規化摩擦力および対応する最大応答塑性率を示す。図-25 および図-26 は台湾集集地震に対する同様の図を示す。また、図-27、図-28 および図-29、図-30 は、目標応答塑性率を 2 とした場合の同様の比較を示す。

これら図から、特に短周期～長周期成分に広く成分を有する台湾集集地震では、目標塑性率 1、2 いずれにおいても必要ダンパー容量に対する構造物の固有周期の依存性が低い。これは G5 地盤を想定した設計地震動のケースと類似した特性である。逆に岩手宮城内陸地震のように短周期成分が卓越する地震動では、図-24 と図-28 から、ごく短周期の構造物以外では応答塑性率自体が小さく、特に構造物の弾性固有周期が長い場合、ダンパーが不要となる条件が多い。

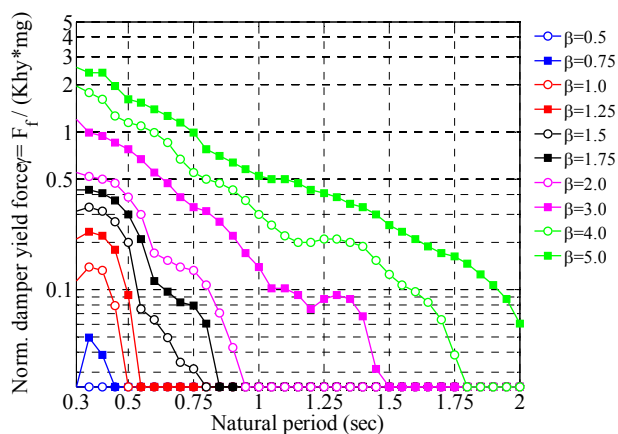


図-23 ダンパーの設計線図 (岩手宮城: $\mu_t=1$)

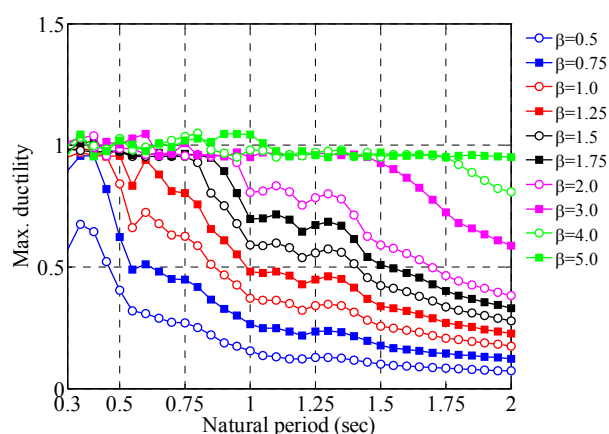


図-24 最大応答塑性率 (岩手宮城: $\mu_t=1$)

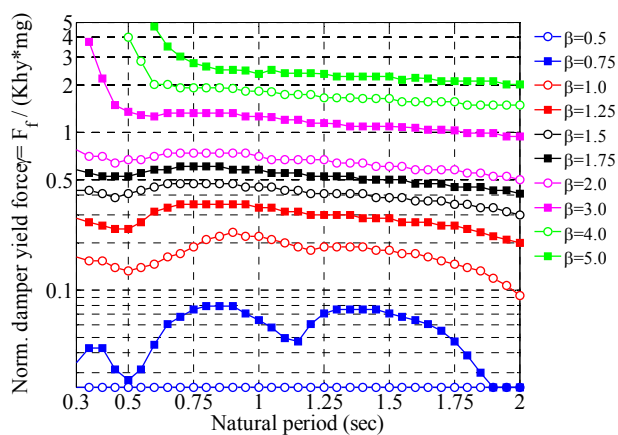


図-25 ダンパーの設計線図 (台湾集集: $\mu_t=1$)

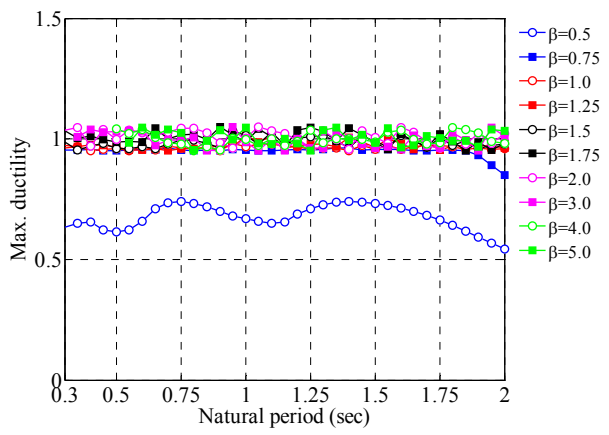


図-26 最大応答塑性率 (台湾集集: $\mu_t=1$)

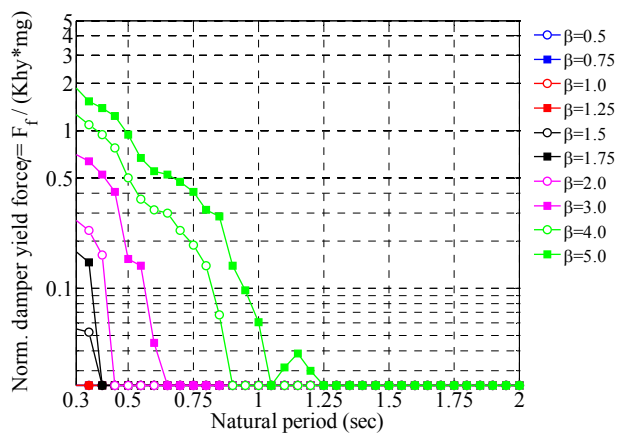


図-27 ダンパーの設計線図 (岩手宮城: $\mu_t=2$)

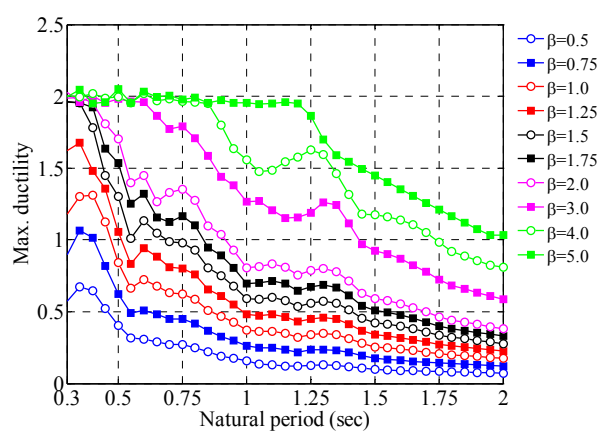


図-28 最大応答塑性率 (岩手宮城: $\mu_t=2$)

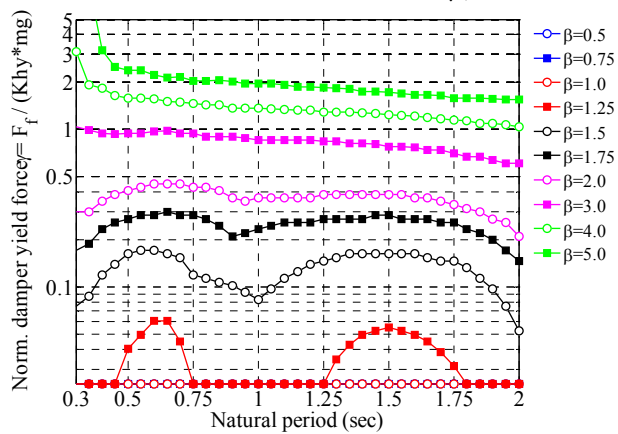


図-29 ダンパーの設計線図 (台湾集集: $\mu_t=2$)

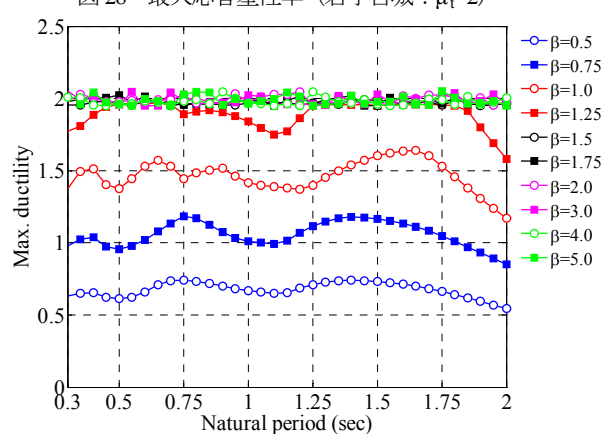


図-30 最大応答塑性率 (台湾集集: $\mu_t=2$)

これらの特徴は、観測記録を包絡する形で設定されている設計地震動を用いた結果でも概ね表現されているため、制震設計においては設計地震動に対してダンパーの検討を行えば良いと考えられるが、サイト波を利用できる場合はこれに対する設計線図を改めて構築するとより推定精度が向上すると考えられる。特に短周期成分が卓越するような地震動に対しては、サイト波を用いることで、ダンパー補強よりも構造系の周期調整（長周期化）を行う方が効果的となる可能性もある。

(6) まとめ

以上の結果をまとめると、ダンパーの要求性能は構造物の周期に依存しており、耐力比が小さく入力最大加速度が構造物の降伏震度相当の加速度以下の場合、ダンパーの必要荷重は長周期側で低下する傾向がある。また、L2-Spci と L2-SpciII の結果の比較において、耐力比および固有周期が同じ場合、特に固有周期 1 秒以下の領域においては、地震動の継続時間が長いほどダンパーの荷重・変位に対する要求性能は増加する傾向があることが分かった。一方で、耐力比が大きく、入力地震動のレベルが増加すると、地震動レベルの増加に起因する応答の増大が支配的となり、相対的に構造物の周期特性や地盤条件の影響は相対的に小さくなることが分かった。

最後に、本研究で構築した設計線図の使用法について述べる。図-9 および図-10 を例とすると、まず設計計算書や構造全体系の Pushover 解析等から構造物の弾性固有周期 T_s 、質量 m_s 、降伏震度 K_p 、地盤条件を算定する。これらの条件に対して、地盤条件に対応する設計地震動の最大加速度 a_{max} を用い、式(2)の β を算定する。この T_s および β に対応した正規化摩擦係数 γ を図-9 から読み取ることで、式(3)により必要なダンパー摩擦荷重を得ることができる。また、同様に図-10 から応答塑性率を読み取り、ダンパーの最大変位を推定することができる。

例として、図-9 を用いると、弾性固有周期 1 秒、質量 200 t、降伏震度 0.59、地盤条件 G3($a_{max}=872\text{gal}$)においては、 $\beta=1.5$ が条件となるため、L2-SpciII に対して上記の構造物の最大応答塑性率を 1 以下とするために必要な正規化摩擦係数 $\gamma=0.5$ 、応答塑性率は 1 と読み取れることから、必要な摩擦荷重は $F_f=0.5 \times 0.59 \times 200 \times 9.8=578.2 \text{ kN}$ 、必要変位は $D_{max}=(1/2\pi)^2 \times 0.59 \times 980 \times 1.0=14.6\text{cm}$ となる。

なお、質量 m_s については、橋梁形式の場合、橋脚・基礎重量については実質量の 0.3 倍程度を与えることで、一次振動モードに対応する有効質量に換算し、これに桁・隣接構造、列車質量等を加算することで算定できる。

このように、提案手法によれば、摩擦ダンパーの要求性能を得ることができるため、詳細な検討計算を多数実施することなく、構造条件に応じてダンパー適用の要否およびその効果を簡易に推定することが可能である。

5. 結論

本研究では、摩擦型ダンパーを対象に、地震動規模や周波数特性、構造物の周期特性等の与条件において所定の応答塑性率を満足させるために必要な制震ダンパーの必要荷重および必要変位量を算定する手法を提案した。また、この設計線図から、各種与条件が制震構造物の応答および制震ダンパーの要求性能に与える影響について考察を行った。本研究により得られた成果を以下に示す。

(1) 特性の異なる設計地震動および観測記録を用い、構造物の固有周期に加えて入力加速度と構造物の相対的な耐力比を定義し、所定の応答塑性率を満足させるために必要な摩擦ダンパーの要求荷重・要求変位量を簡易に算定する設計線図を構築した。これにより、詳細な検討計算を多数実施することなく、構造条件に応じてダンパー適用の要否およびその効果を簡易に推定することが可能となった。

(2) 摩擦ダンパーの要求性能、特に必要摩擦力は構造物の周期に依存し、設計地震動を入力とした場合、耐力比が小さく入力最大加速度が構造物の降伏震度相当の加速度以下の場合、ダンパーの必要荷重は長周期側で低下する傾向がある。また、耐力比および固有周期が同じ場合、特に固有周期 1 秒以下の領域において、地震動の継続時間が長いほどダンパーの荷重・変位に対する要求性能は増加する傾向があることが分かった。一方で、耐力比が大きく、入力地震動のレベルが増加すると、地震動レベルの増加に起因する応答の増大が支配的となり、相対的に構造物の周期特性や地盤条件の影響は小さくなることが分かった。

なお、ダンパー導入が基礎に与える影響については本論では十分に論じることができなかったが、モデル自由度を増加させる等、より詳細な検討が必要と考えている。

謝辞：本研究にあたり、地震動記録の一部に防災科学技術研究所の KiK-net の記録を使用した。ここに記して謝意を示す次第である。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V 耐震設計編，2002.3.
- 2) (財) 土木研究センター：道路橋の免震・制震設計法マニュアル(案)，2011.
- 3) 日本建築学会編：建築構造物の振動制御入門，2010.
- 4) 鉄道総合技術研究所，鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，丸善，2012.

- 5) 豊岡亮洋, 古屋卓稔, 中田裕喜, 宇野匡和 : 免制震構造を活用した大規模鉄道PC橋りょうの耐震補強, 第19回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 2016.
- 6) 岡野素之, 大野了, 松本信之 : 縦型鋼製ダンパーを有するRC高架橋の振動台実験と解析, 構造工学論文集, Vol.50A, pp.951-958, 2004.
- 7) 武田篤史, 田中浩一 : 摩擦型ダンパーを用いた橋梁系の振動台実験, 土木学会論文集A1 (構造・地震工学) , Vol. 67, No. 3, pp. 628-643, 2011.
- 8) 武田篤史, 尹元彪, 鈴木基行 : 履歴型ダンパーを用いた橋梁の設計におけるダンパー減衰力の選定に関する解析的検討, 構造工学論文集Vol.60A, pp. 349-359, 2014.
- 9) 笠井和彦, 小川良典, 蒲武川, 清川貴世 : 粘弾性ダンパーをもつ制振構造の架構の塑性化を考慮した応答制御設計法, 日本建築学会構造系論文集 Vol. 75, No. 655, pp.1625-1633, 2010.
- 10) (一社)日本免震構造協会 : パッシブ制振構造設計・施工マニュアル 第3版, 2013.
- 11) Z., Liang, G.C. Lee, G. F. Dargush, J. Song : Structural Damping: Applications in Seismic Response Modification, CRC Press, 2011.

A SIMPLE METHOD FOR DESIGNING THE FRICTION DAMPER TO MEET THE DUCTILITY DEMAND

Akihiro TOYOOKA

In this paper, the simple methodology giving the necessary control force and allowable displacement of the friction-type damper was proposed in order to meet the demand with regard to the maximum ductility of the structure. This method took into consideration the various conditions: seismic intensity, its frequency character, natural period and yielding coefficient of the structure, and so on. The results of simulations were expressed by a simple design nomograph as functions of structural natural period and yielding ratio of induced motion to yielding seismic coefficient of the structure. Finally, the effect of the predetermined conditions to the required performance of the friction damper was also discussed.