

摩擦型ダンパーを用いた免震橋脚の減衰力に関する 解析的検討

熊崎 達郎¹・武田 篤史²

¹正会員 修(工) 株式会社大林組 技術研究所（〒204-8558 東京都清瀬市下清戸4-640）

²正会員 博(工) 株式会社大林組 技術研究所（〒204-8558 東京都清瀬市下清戸4-640）

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震において、橋梁を含めた土木構造物は甚大な被害を受けた。この被害経験を踏まえ、1996年に改訂された道路橋示方書では、耐震性を高める工法として免震構造の採用が推奨されており、その適用が拡大している¹⁾。免震構造は、長周期化と減衰性の向上によって、上部構造慣性力の低減を図る構造である²⁾。一般的には、免震支承を橋梁に適用することにより、免震構造とする場合が多い。

2011年東北地方太平洋沖地震において、マグニチュード9.0という海溝型の巨大地震により、広範囲で土木構造物が被害を受けた。兵庫県南部地震以降に建設された橋梁については、比較的被害が小さく、耐震対策の効果が確認されている。その一方で、積層ゴム支承の破断という新たな被災パターンが報告されている。幸い、本地震において落橋には至っていないものの、落橋に繋がりがかねない事象であり、多大な注意を要する。この原因に関しては、複合的な要素が考えられるものの、その一因として、経年劣化が指摘されている³⁾。

このような中、原子力施設の津波被害なども含めて、東北地方太平洋沖地震での被害に対する教訓として、構造物の危機耐性確保という考え方の重要性が挙げられている⁴⁾⁵⁾。危機耐性とは、「狭義の設計段階で想定していなかった事象においても、構造物が単体またはシステムとして、破滅的な状況に陥らないような性質」と本田ら⁴⁾は定義している。また、性能に基づく橋梁等構造物の耐震設計法に関する研究小委員会⁵⁾では橋梁を対象に特化し、「①設計地震動を超える地震動や、地盤変位、斜面崩壊、その

他の作用が発生することを認識する。②作用が設計で想定した範囲内かどうかにかかわらず、経時劣化、上載物、周辺環境などの影響により、設計計算で想定した応答を上回る可能性や想定した抵抗を下回る可能性があることを認識する。③前記の作用・応答・抵抗が設計範囲外であったことにより崩壊に至るプロセスを考慮し、社会への影響がより小さくなるように配慮すること。」の3項目の実施により、危機耐性が付与されるとしている。

危機耐性を考慮した場合、積層ゴム支承の経年劣化が起こりうることを想定して落橋防止構造を付加する対応は十分合理的ではある。しかし、積層ゴム支承を用いずに、経時劣化に対する不確定要因を最小限にする構造はより合理的と考えられる。

そこで、本研究では、積層ゴム支承によらずに免震化を図り、危機耐性の向上を指向した免震橋脚を提案する。本稿では、免震橋脚のコンセプトを示したのち、免震橋脚におけるダンパー減衰力容量について考察する。

2. 提案する免震橋脚の概要

(1) 提案構造のコンセプト

本研究で提案する橋梁の概要を図-1に示す。橋脚を細い4本の柱に分割し、柱の間に摩擦型ダンパー⁶⁾を設置した構造である。柱を細くすることにより長周期化し、免震構造とする。

摩擦型ダンパーは履歴型ダンパーであり、摩擦摺動が生じるまでは非常に剛性が大きく、摩擦摺動が生じた後は一定の荷重を保つ、完全弾塑性バイリニア型⁷⁾の挙動をする。なお、本論文では、摩擦摺動の開始を便宜的に「降伏」と称することとする。ダ

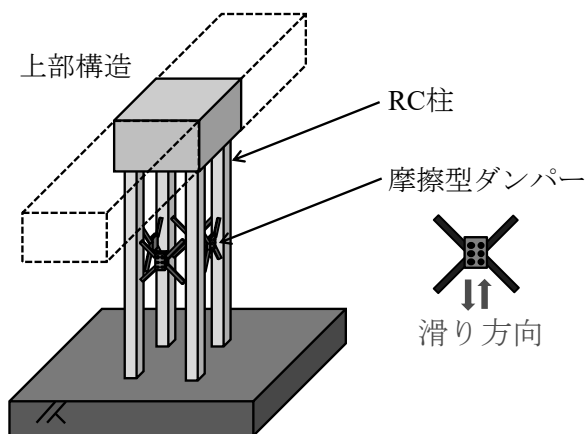


図-1 提案橋脚の概要図

ンパーは、風荷重やレベル1地震動などに対して過大な変位を抑制するとともに、大地震時において減衰効果を発揮する。

免震構造とすることにより地震時の慣性力を低減できるため、レベル2地震動に対し、RC柱の軸方向鉄筋が降伏しないことを前提とした設計を行うことが可能である。つまり、支承を用いない免震構造である。さらに、ラーメン橋梁・ラーメン橋脚とすることで、不静定次数を高くし、構造冗長性の向上を図った。

同様の構造がすでに提案・実用化⁷⁸⁾されているが、本構造は、地震後にも交換不要の摩擦型ダンパーとされている点や、エネルギー吸収効率を考慮して柱中央にダンパーを集中設置している点に特徴を有する。

(2) 提案構造の力学的考察

提案橋梁は、図-2に示すフレーム構造とすることができる。この時、RC柱とブレース部は塑性化しないことを前提とすれば、これらは線形梁要素として考えられる。この構造に対して、質点位置に水平力 P が生じた際に、ダンパーが降伏した後の柱における断面力を計算する。

ダンパー取付け部の鉛直方向の力の釣り合いは、図-3のようになる。この位置における鉛直方向の力の釣り合いは、

$$2N_b \sin \theta = F_{\text{damper}} \quad (1)$$

ここに、

N_b : ブレース部における軸力

θ : ブレースの角度

F_{damper} : ダンパーの減衰力容量

と示せる。なお、ブレースには、軸力のみならずせん断力も作用しているが、その影響は小さいため、

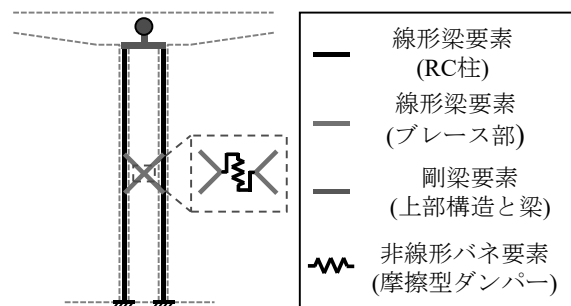


図-2 フレーム構造

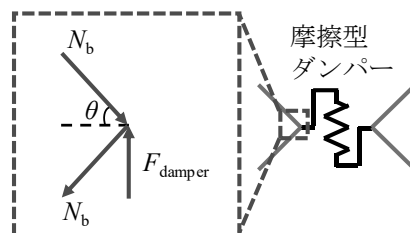


図-3 ダンパー位置における力の釣り合い

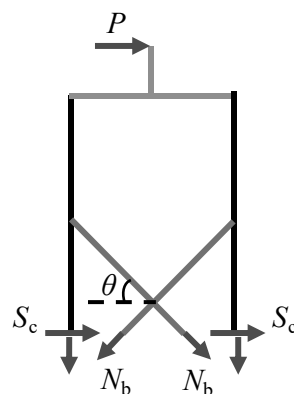


図-4 $|x| < h_0/2$ の範囲より上方のフリーボディ

無視して検討した。また、 x を高さ方向中心から下向きの距離、 h_0 を柱へのブレース取付け部間の距離とした時に、 $|x| < h_0/2$ の範囲にて切断した時の上側フリーボディの力の釣り合いは図-4のようになる。図-5における水平方向の力の釣り合いを定式化すると、

$$P + 2S_c^{|x| < h_0/2} - 2N_b \cos \theta = 0 \quad (2)$$

ここに、

$S_c^{|x| < h_0/2}$: $|x| < h_0/2$ の範囲における柱せん断力

と示せる。式(1)(2)を連立することにより、

$$S_c^{|x| < h_0/2} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{\tan \theta} F_{\text{damper}} - P \right) \quad (3)$$

また左右対称の条件より、

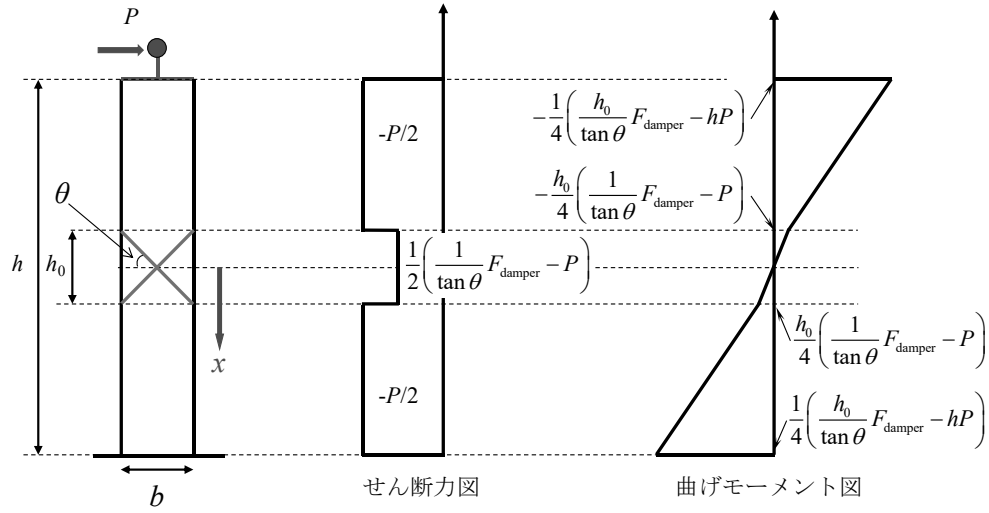


図-5 柱の断面力図

$$S_c^{|x| \geq h_0/2} = -\frac{1}{2}P \quad (4)$$

として、柱のせん断力が求められる。一方、曲げモーメントに関しては、上下対称の条件より、

$$M_c^{x=0} = 0 \quad (5)$$

ここに、

$$M_c^{x=0} : x=0 \text{における柱の曲げモーメント}$$

が成立し、 $x=0$ の点からせん断力を積分していくことにより、ブレース取り付け部および柱端部の曲げモーメント $M_c^{x=\pm h_0/2}$ 、 $M_c^{x=\pm h/2}$ は、

$$\begin{aligned} M_c^{x=\pm h_0/2} &= \pm \frac{h_0}{2} \cdot S_c^{|x| < h_0/2} \\ &= \pm \frac{h_0}{4} \left(\frac{1}{\tan \theta} F_{\text{damper}} - P \right) \end{aligned} \quad (6)$$

$$\begin{aligned} M_c^{x=\pm h/2} &= M_c^{x=\pm h_0/2} \pm \left(\frac{h-h_0}{2} \right) \cdot S_c^{|x| \geq h_0/2} \\ &= \pm \frac{1}{4} \left(\frac{h_0 F_{\text{damper}}}{\tan \theta} - hP \right) \end{aligned} \quad (7)$$

と求められる。さらに、幾何学的関係として、

$$h_0 = b \tan \theta \quad (8)$$

ここに、

$$b : \text{柱間距離}$$

を代入することにより、式(7)はさらに、

$$M_c^{x=\pm h/2} = \pm \frac{1}{4} (b F_{\text{damper}} - hP) \quad (9)$$

と簡素に記述できる。

これらを、図示すると、図-5のような断面力図となる。

(3) 物理量の無次元化

本研究では検討結果の一般性を高めるため、物理量の無次元化を行う。ダンパー減衰力容量 F_{damper} を上部構造重量 W で除した値を無次元化ダンパー減衰力容量「 F_{damper}/W 」と定義する。柱間距離 b を橋脚高さ h で除した値を「 b/h 」と定義する。質点位置の応答加速度 a を重力加速度 g で除した値を水平震度「 a/g 」と定義する。作用軸力 $N_c^{x=h/2}$ を上部構造重量 W で除した値を無次元化軸力「 N/W 」と定義する。柱基部の曲げモーメント $M_c^{x=h/2}$ を上部構造重量 W と橋脚高さ h で除した値を基部無次元化曲げモーメント「 M/Wh 」と定義する。柱基部における M/Wh は式(9)を Wh で除することにより、以下の式(8)のように示される。

$$\frac{M}{Wh} = \frac{1}{4} \left(\frac{b}{h} \frac{F_{\text{damper}}}{W} - \frac{P}{W} \right) \quad (10)$$

さらに、質点位置に作用する水平荷重 P を上部構造重量 W で除した値は、水平震度「 a/g 」と等しいため、

$$\frac{M}{Wh} = \frac{1}{4} \left(\frac{b}{h} \frac{F_{\text{damper}}}{W} - \frac{a}{g} \right) \quad (11)$$

と表せる。このことより、 M/Wh は b/h 、 F_{damper}/W 、 a/g という3つの無次元量により表せることがわかる。

以上より、本研究では、上記に定義した無次元化した物理量を用いて、一般化した構造に対して検討することとする。なお、本研究における断面力は、常時死荷重の影響などは考慮せず、水平荷重による

変動分のみを考慮している。

3. 検討方法

(1) 解析概要

地震応答解析を行い、ダンパーの減衰力容量と応答の関係を考察することにより検討した。

解析は、時刻歴解析とし、時間積分には Newmark の β 法 ($\beta=1/4$) を用いた。減衰は、ダンパーを考慮しない構造に対して RC 部材は $h=5\%$ 、ブレース部は $h=2\%$ として初期剛性行列比例型とした。

入力地震動は、道路橋示方書²⁾に示されるレベル 2 地震動タイプ I - I 種地盤の 3 波を使用した。道路橋示方書においては、サイトの地盤種別に対する 3 波を用いて動的解析を行い、応答を平均することで照査することとされている。

(2) 解析モデル

図-2に示す解析モデルを用いた。入力地震波に対し RC 柱とブレース部は塑性化しないことを前提とし、線形梁要素とした。摩擦型ダンパーは鉛直方向に対する非線形バネ要素としてモデル化した。上部構造と RC 柱を繋ぐ部材は剛梁要素でモデル化した。また、ブレースは柱と剛結した。

RC 柱の断面定数は、ダンパーを設置しない状態で目標固有周期 T となるように設定した。ブレースの断面定数は、十分な剛性となるように設定した。摩擦型ダンパーは降伏変位が 5mm となる完全弾塑性型バイリニアモデルを用いた。

橋軸方向、橋軸直角方向とも同様のモデルであるが、橋軸方向は上部構造の影響を表すため、橋軸方向は質点位置の回転を拘束することとした。

(3) 解析パラメータ

解析ケースの一覧を表-1 に示す。 b/h 、ダンパーを設置しない状態における橋脚の固有周期 T 、質点位置の回転拘束の有無を解析ケースのパラメータとし、各解析ケースにおいて、以降で示す F_{damper}/W の上限値が 0.05 単位で求まるように F_{damper}/W を変化させて、各解析ケースに対して 10 ケース程度計算した。

b/h については、一般に橋軸直角方向の方が大きいので、 $b/h=6/14$ のケースを追加した。

なお、橋軸方向と橋軸直角方向のケースは、部材剛性を同様に設定したため、質点位置拘束の影響で固有周期が異なっている。

表-1 解析ケース

case	b/h	ダンパー なしの 固有周期 T (sec)	質点位置 回転拘束の 有無
1-1(L)	1/14	2.0	有 (橋軸方向)
1-2(L)	2/14		
1-3(L)	3/14		
2-1(L)	1/14	3.0	
2-2(L)	2/14		
2-3(L)	3/14		
3-1(L)	1/14	4.0	
3-2(L)	2/14		
3-3(L)	3/14		
1-1(T)	1/14	2.3	無 (橋軸直角方向)
1-2(T)	2/14	2.1	
1-3(T)	3/14	2.0	
1-4(T)	6/14	2.0	
2-1(T)	1/14	3.5	
2-2(T)	2/14	3.1	
2-3(T)	3/14	3.0	
2-4(T)	6/14	3.0	
3-1(T)	1/14	4.6	
3-2(T)	2/14	4.2	
3-3(T)	3/14	4.1	
3-4(T)	6/14	4.0	

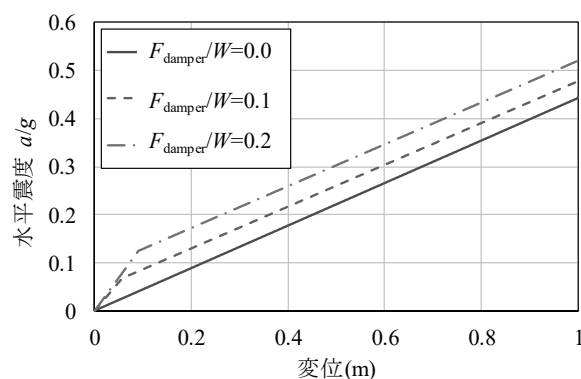


図-6 荷重変位関係(case2-2(L))

ブレースの角度については、解析結果において以降の結論に大きな影響を及ぼさないことを確認しているため、ここではパラメータとしていない。

4. 解析結果

(1) 荷重変位関係の特徴

図-6 に、 $T=3.0(\text{sec})$ 、 $b/h=2/14$ 、回転拘束有りのケース (case2-2(L)) に関して、 F_{damper}/W を 0, 0.1, 0.2 の 3 種類としたときの荷重変位関係を示す。荷重変位関係の折れ点は、ダンパーの降伏点である。

F_{damper}/W をあげた場合、初期剛性は若干大きくな

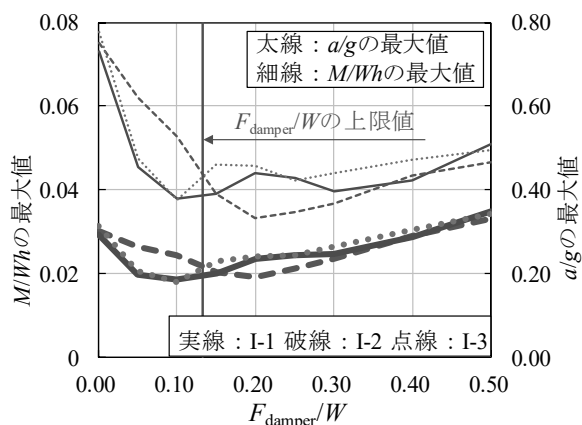


図-7 M/Wh , a/g と F_{damper}/W の関係 (case2-2(L))

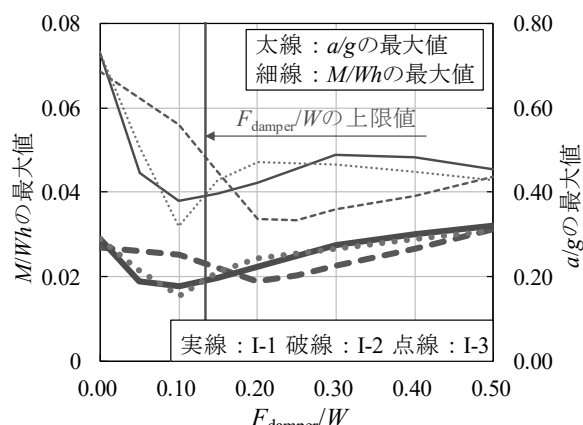


図-9 M/Wh , a/g と F_{damper}/W の関係 (case2-2(T))

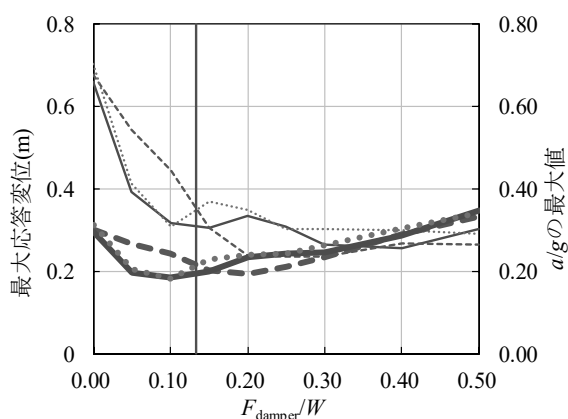


図-8 最大応答変位, a/g と F_{damper}/W の関係 (case2-2(L))

るものの、ほとんど影響はない。これは、ダンパーの剛性が柱の剛性に比して十分大きいため、ダンパーは剛に近い挙動をしているためである。ダンパー降伏点は、 F_{damper}/W の増加に伴って遅れて発生するようになる。ダンパー降伏後は、 F_{damper}/W によらず同様の剛性となる。これは、ダンパー降伏後の剛性がダンパーなしの固有周期 T に相当するためである。

(2) 基本ケースの特徴

図-7 に、 $T=3.0(\text{sec})$, $b/h=2/14$, 回転拘束有りのケース (case2-2(L)) に関して、 F_{damper}/W を変動させた際の、 a/g の最大値および M/Wh の最大値を入力地震波ごとに示す。 a/g はある F_{damper}/W で極値となっている。極値以下では減衰効果により応答加速度を低減できるが、極値以上では等価固有周期（最大変位時割線剛性による固有周期）が小さくなり免震効果がなくなること、応答加速度が大きくなることを示している。 M/Wh もほぼ同様の点で極値となっているが、これは、式(11)に示す通り、曲げモー

メントが外力(a/g)と連動するためである。

一方、図-8 に同ケースに関して F_{damper}/W を変動させた際の最大応答変位を a/g の最大値とともに示すが、最大応答変位も極値を有することがわかる。一般に制震構造はダンパー減衰力容量を大きくすることで変位が低減するが、本構造では応答加速度の増加によりダンパーよりむしろ RC 柱の変形が大きくなるため、単調増加とならない。極値における F_{damper}/W は a/g に関する極値より若干大きくなるが、これは、減衰効果によるものである。

以上により、本構造においては、ある程度以上ダンパーを大きくしても、ダンパーのコストが増大するにもかかわらず、構造性能は低下することがわかる。つまり、用いるべきダンパー減衰力容量に関する上限値の存在が示唆される。

そこで、本研究においては a/g の最大値に対して極値をとる F_{damper}/W の 3 波平均を F_{damper}/W の上限値と定義した。ここで、応答最大変位に関する極値としなかったのは、免震橋梁という本構造のコンセプトに対して、加速度の低減がより合致しているためである。また、3 波平均としたのは、道路橋示方書の考え方²⁾に従って、平均的な挙動を得ようとしたものである。

なお、ここで示す上限値は、必ずしも最適解ではない。最適値は、実際に設計を行ったうえで、コストなども考慮して定めるのがよい。また、入力地震動の位相特性の影響があるため、唯一決定される値ではないことにも、注意が必要である。

(3) 質点位置の回転拘束の有無による影響

図-9 に、 $T=3.0(\text{sec})$, $b/h=2/14$, 回転拘束無しのケース (case2-2(T)) に関して、 F_{damper}/W を変動させた際の、 a/g の最大値および M/Wh の最大値を入力

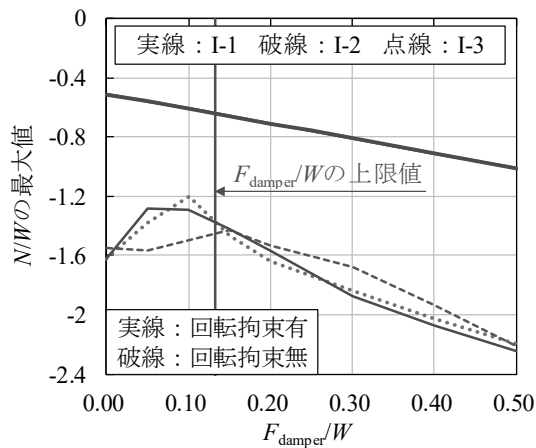


図-10 N/W の最大値に対する上部構造位置の回転拘束の有無の影響

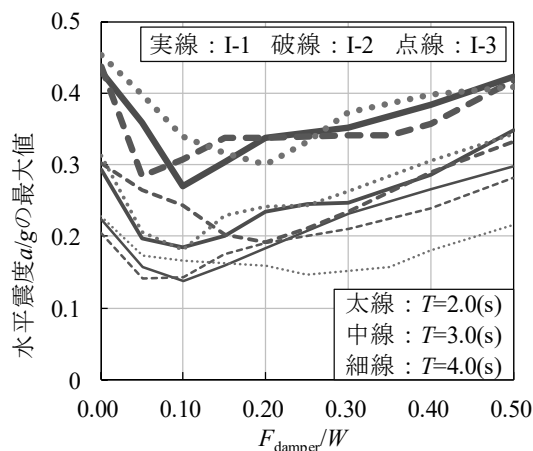


図-11 a/g の最大値に対する橋脚固有周期の影響(橋軸方向)

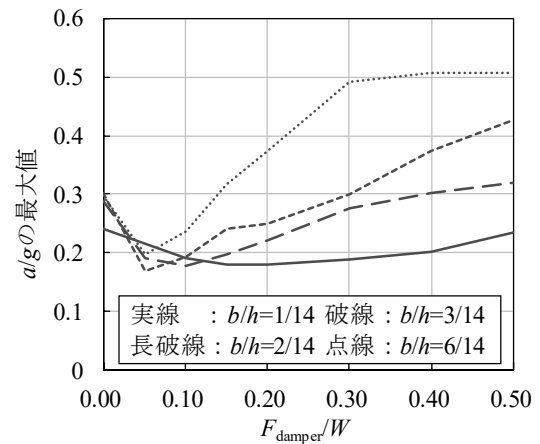


図-12 a/g の最大値に対する b/h の影響(橋軸直角方向)

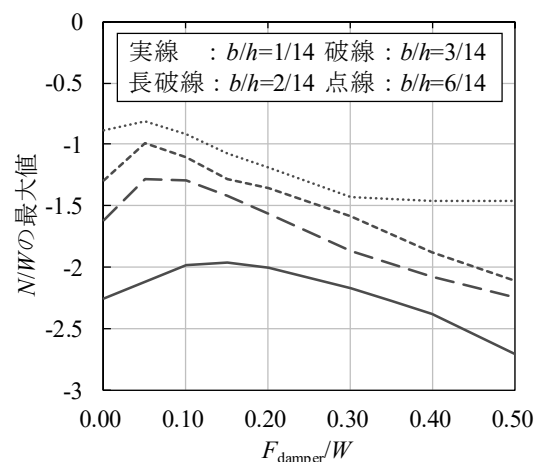


図-13 N/W の最大値に対する b/h の影響(橋軸直角方向)

地震波ごとに示す。図-9において、 F_{damper}/W の上限値は0.13となり、この値は回転拘束が有る場合の結果(図-7)と等しい。回転拘束の有無は、 M/Wh の最大値、 a/g の最大値、最大応答変位には大きく影響を及ぼさないことを確認した。

また、case2-2(L)、case2-2(T)に関して、 F_{damper}/W を変動させた際の、 N/W の最大値(最大圧縮力)を地震波ごとに図-10に示す。図-10から、 N/W については、質点位置の回転拘束の有無により、大きな違いが生じる。質点位置の回転拘束が有るcase2-2(L)では、慣性力による柱の軸力変動が生じていないため、 N/W の最大値は F_{damper}/W のみに依存する。一方で、質点位置回転拘束が無いcase2-2(T)では、慣性力による柱の軸力変動が生じることから最大圧縮力は大きくなり、 a/g と F_{damper}/W の両者の影響を受ける。

(4) 橋脚固有周期による影響

$T=2.0(\text{sec})$ のケース(case1-2(L))、 $T=3.0(\text{sec})$ のケース(case2-2(L))、 $T=4.0(\text{sec})$ のケース(case3-

2(L))に関して、 F_{damper}/W を変動させた際の、 a/g の最大値を地震波ごとに図-11に示す。

図-11において、固有周期が大きいくほど、最大応答加速度が小さくなっており免震の効果が表れている。当然のことながら、 M/Wh の最大値もそれに連動して小さくなる。一方、 F_{damper}/W の上限値は、固有周期が大きくなるにつれて小さくなる傾向があるが、地震波によって大きく異なっている。これは、入力地震波の位相特性による影響である。制震構造や免震構造における入力地震波の位相特性の影響については、今後の課題である。

(5) b/h による影響

$b/h=1/14$ のケース(case2-1(T))、 $b/h=2/14$ のケース(case2-2(T))、 $b/h=3/14$ のケース(case2-3(T))、 $b/h=6/14$ のケース(case2-4(T))に関して、 F_{damper}/W を変動させた際の、 a/g の最大値を図-12に示す。また、無次元化軸力 N/W の最大値(圧縮力)を地震波ごとに図-13に示す。入力地震波は、I-1である。

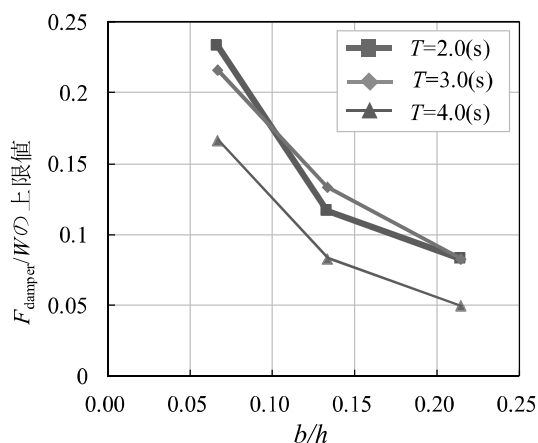


図-14 F_{damper}/W の上限値と b/h の関係
(橋軸方向)

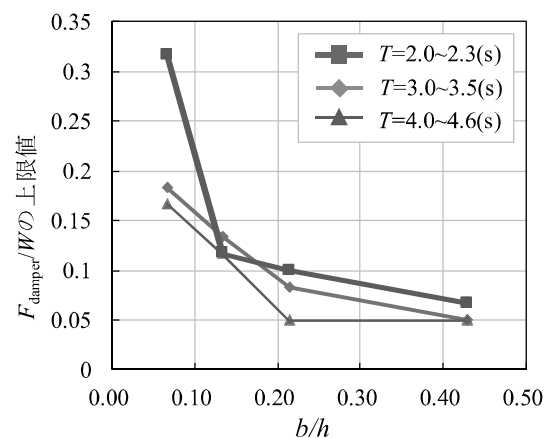


図-15 F_{damper}/W の上限値と b/h の関係
(橋軸直角方向)

図-12において、 b/h が大きい、すなわち幅の広い橋脚においては、 a/g の最大値に対して極値を取る F_{damper}/W が小さくなる。これは、幅の広い橋脚においては、ダンパー減衰力容量の増加に対して、等価固有周期が敏感に反応するためと考えられる。 $b/h=6/14$ のときは、ある F_{damper}/W を越えると a/g の最大値はほぼ一定値となっているが、これはダンパーが降伏に至らずに線形挙動しているためである。

軸力に着目すると、図-13において、 b/h が小さいほど、柱は軸力変動の影響を強く受け、 N/W の最大値(圧縮力)は大きくなることがわかる。

(6) F_{damper}/W の上限値に関するまとめ

図-14、図-15に、 b/h および T を変動させたときの F_{damper}/W の上限値を示す。 b/h が大きい、すなわち幅の広い橋脚においては、ダンパー減衰力容量の増加に対して、等価固有周期が敏感に反応するため、 F_{damper}/W の上限値が低減する。また、固有周期が大きいほど F_{damper}/W の上限値が低減する傾向にある。これは、RC柱の剛性低下に合わせて、ダンパー減衰力容量を低下しなければならないことを示している。

5. 結論

危機耐性の観点から、橋脚を細い4本の柱に分割し、柱の間に摩擦型ダンパーを設置した免震橋脚を提案した。本構造は、細い柱により長周期化するとともに、ダンパーにより風荷重等に対する変位抑制と大地震時の減衰効果を期待したものである。

本論文では、提案構造の動的解析をパラメトリックに行い、適切なダンパー減衰力容量について考察を行った。その結果以下のような結論を得た。

- (1) 提案構造の断面力分布より、構造物の特性は、無次元化パラメータ M/Wh , b/h , F_{damper}/W , a/g で表すことが可能である。
- (2) F_{damper}/W を変動させて解析した場合、 a/g の最大値がある F_{damper}/W で極値(最小値)をとる。本研究ではこの3波平均を F_{damper}/W の上限値と定義した。なお、 F_{damper}/W の上限値が必ずしも最適値ではないことに注意する必要がある。
- (3) 橋軸直角方向は質点位置の回転拘束が無いいため、上部構造重量の慣性力による軸力変動が生じ、柱の作用軸力が大きくなる。
- (4) 固有周期 T を大きくすることにより、 a/g の最大値は明確に低減し、 F_{damper}/W の上限値は低減する傾向にある。
- (5) b/h が大きい、すなわち幅の広い橋脚においては F_{damper}/W の上限値は低減する。

今後、提案橋脚の危機耐性を定量化するために、RC柱が塑性化した後、どのような挙動を示すのか詳細に分析をする必要がある。また、解析的検討のみならず、実験的検討からもデータを収集し、提案橋脚の設計法の構築が必要である。

参考文献

- 1) 道路橋の免震構造研究委員会：道路橋の免震・制震設計法マニュアル(案)，土木研究センター，2011。
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，2017。
- 3) 林訓裕，足立幸郎，甲元克明，八ツ元仁，五十嵐晃，党紀，東出知大：経年劣化した鉛プラグ入り積層ゴム支承の残存性能に関する実験的検証，土木学会論文集中A1，Vol70，No.4，pp. 1032-1042，2014。

- 4) 本田利器, 秋山充良, 片岡正次郎, 高橋良和, 野津厚: 「危機耐性」を考慮した耐震設計体系(1)試案構築にむけての考察, 第35回地震工学研究発表会講演論文集, 講演番号A11-824, 12p., 2015.
- 5) 土木学会: 地震工学委員会 性能に基づく橋梁等構造物の耐震設計法に関する研究小委員会 活動報告書, 2018.
- 6) 武田篤史, 佐野剛志: 皿バネボルトセットを用いた摩擦型ダンパーの性能評価, 構造工学論文集, vol.58A, pp.492-503, 2012.
- 7) 金治英貞, 篠原聖二: 損傷制御設計を用いた鋼管集成橋脚の開発とシミュレーション技術, 第15回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集, pp.39-52, 2012.
- 8) 山野辺 慎一, 曾我部 直樹, 南雲 広幸, 松木 聡: 制震橋脚構造の性能確認実験, コンクリート工学, Vol.45, No.12, pp.29-36