

ジョイントダンパーが地震時応答に及ぼす影響の一考察

塩畑 英俊¹・松田 宏²・宇野 裕恵³・岡田 真樹⁴

¹正会員 株式会社高速道路総合技術研究所 道路研究部（〒194-8508 東京都町田市忠生1-4-1）

²正会員 JIPテクノサイエンス株式会社 解析技術部（〒103-0025 東京都中央区日本橋茅場町1-2-5）

³正会員 工修 オイレス工業株式会社 免制震事業部（〒108-0075 東京都港区港南1-6-34）

⁴JIPテクノサイエンス株式会社 解析技術部（〒103-0025 東京都中央区日本橋茅場町1-2-5）

1. はじめに

異なる振動単位系において、振動系の一体化、上部構造慣性力の伝達、位相差に起因する減衰の付与、および上部構造同士の衝突を抑止することを目的として、上部構造を制震ダンパーで連結して制震構造とする場合があり、この制震ダンパーはジョイントダンパーと呼ばれている。

ジョイントダンパーの基本的な理論を活用した既存の研究例として、岩浪らは隣接する構造物間に減衰効果をもつ連結要素で結合して制振する手法を提案し解析的に検討している¹⁾。家村らはジョイントダンパーの適用性を検証するため、2棟の実大鋼構造物の試験架構間をジョイントダンパーで連結して粘性係数の評価を行い、入力地震動と制御対象構造物の特性の違いにより得られる制震効果に大きな差異が生じることを明らかにしている²⁾。

また、土木構造物への適用を想定したものとして、阿部・藤野によるパッシブ装置を高架橋の桁間ダンパーとして設置するための最適連結パラメータの妥当性についての検討³⁾、佐藤・庄司による隣接する連続橋梁間に粘性係数が異なる制震ダンパーを設置した場合の地震応答時の低減効果に着目した数値解析による検討⁴⁾、伊津野らによるジョイントダンパーの連続高架橋の連結装置としての適用性に関する検討⁵⁾などが挙げられる。また、日本鋼構造協会では、ジョイントダンパーを考慮した橋梁全体系の制震設計法の体系化を目指して、振動特性の異なる橋同士を制震ダンパーで連結した場合の地震時応答の制御効果に関する有効性を確認し、具体的な設計法の検討を行っている⁶⁾。ジョイントダンパーで特に着目すべき具体的な効果は、①上部構造を支持する

下部構造の負担慣性力の低減（橋脚の応答塑性率低減）、②上部構造間の相対変位の低減（桁間衝突の回避）、③慣性力分担制御による構造物間の適切な慣性力配分（特定の構造系への慣性力誘導）が挙げられる。

本論文は、前述の検討例を参考にして、ジョイントダンパー（以下、ダンパーという）の適用性の検証を最終的な目的に見据え、前段として1質点系のモデル2基を連結したダンパーの抵抗力、構造物の重量、橋脚柱の剛性、橋脚の降伏耐力および入力地震動をパラメトリックに変化させ、ダンパーの地震時応答に及ぼす影響について、応答変位やエネルギー吸収量などに着目してケーススタディーした結果をまとめたものである。

2. 検討用解析モデルおよび解析条件

(1) 解析モデルの設定

図-1に示す2質点系モデルを用いて、隣接する鋼連続桁橋同士あるいは連続桁橋と長大橋を想定してそれぞれ1質点系モデルに置換し、ダンパーにより連結させたモデルにより応答解析を行った。

モデル化にあたっては、図-2に示す鋼連続桁橋⁶⁾を構造1側の1質点系バネモデルに置換し、構造2側は構造1の重量を2, 3, 7倍の3種類に設定するとともに、構造1に対する構造2の固有周期比が1.1倍から1.8倍程度になるようにバネ定数 k_2 を設定した。1質点系モデルの剛性 k_1 は、桁、橋脚一体モデルによりプッシュオーバー解析して算出される上部構造慣性力作用位置における水平力-水平変位関係より図-3のようにバイリニアモデルで設定した。等価重量 M_1 は、文献6を参考にして14000 kN

構造物 1

M_1, C_1, k_1

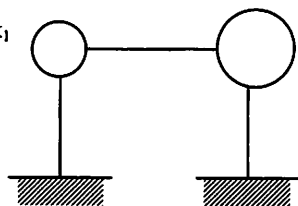


図-1 2 質点系モデル

構造物 2

M_2, C_2, k_2

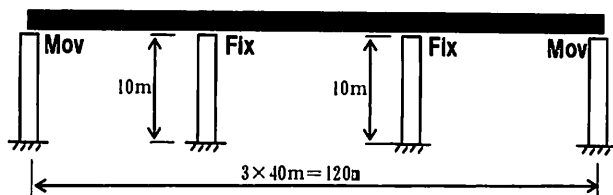


図-2 解析対象 (構造 1)

表-1 基本となる検討ケース一覧

		構造 1	構造 2									
			ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース7	ケース8	ケース9	ケース10
等価重量 M	kN	14000	28000	28000	42000	98000	28000	42000	98000	28000	42000	98000
等価重量比 (構造2/構造1)		—	2	2	3	7	2	3	7	2	3	7
等価剛性 k	kN/m	42000	69421	42857	64286	150000	87500	87500	87500	32816	49219	114844
想定固有周期	sec	1.16	1.28	1.62	1.62	1.62	1.14	1.39	2.13	1.86	1.86	1.86
固有周期比 (構造2/構造1)		—	1.1	1.4	1.4	1.4	0.98	1.20	1.83	1.6	1.6	1.6
降伏時水平変位 δ_y	m	0.083	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
降伏時水平力 P_y	kN	3500	13884	8571	12857	30000	17500	17500	17500	6563	9844	22969
降伏耐力比 (P_y/M)		0.25	0.50	0.31	0.31	0.31	0.63	0.42	0.18	0.23	0.23	0.23
2次剛性比 (k_2/k_1)		0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06

表-2 ダンパー抵抗 F_d

ダンパー抵抗 F_d	kN	0	140	350	700	1050	1400	1750	2100	2800	3500	4200	7000
F_d / mI		0	0.01	0.025	0.05	0.075	0.1	0.125	0.15	0.2	0.25	0.3	0.5
F_d / P_y		0	0.04	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.8	1	1.2	2
δ_y	m	0.0025	0.0025	0.0025	0.0025	0.0025	0.0025	0.0025	0.0025	0.0025	0.0025	0.0025	0.0025
k_d	kN/m	0	56,000	140,000	280,000	420,000	560,000	700,000	840,000	1,120,000	1,400,000	1,680,000	2,800,000

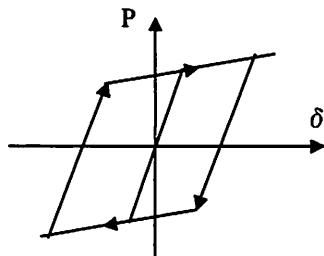


図-3 構造 1 および構造 2 の水平力-水平変位関係

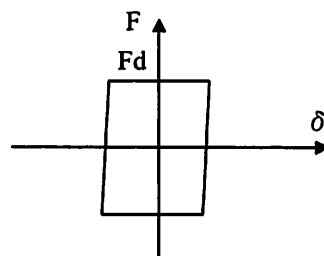


図-4 ダンパー抵抗-水平変位関係

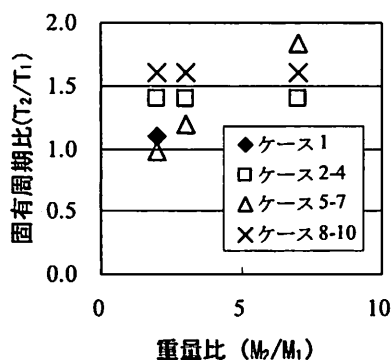


図-5 構造 1-構造 2 の構造諸元

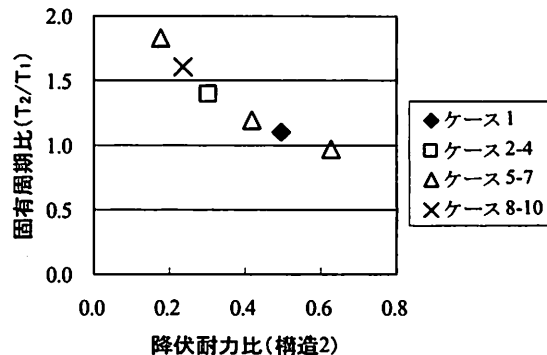


図-6 固有周期比-降伏耐力比 (構造 2)

とした。図-4 にはダンパー抵抗-水平変位関係を示す。バイリニアモデルを用い、降伏変位を 0.0025m とし、 k_2/k_1 は 1/100,000 とした。

基本となる検討ケースの一覧を表-1 に示す。図-

5 および図-6 には基本となる検討モデルの固有周期比と重量比の関係、構造 2 側の降伏耐力比に関する相関関係を示した。ケース 2~ケース 4 およびケース 8~ケース 10 では、固有周期比は一定とし、重量

比のみを変化させている。ケース 5～ケース 7 では、重量比、固有周期比とも変化させた。降伏耐力比は構造 1 とケース 8～ケース 10 が近接している。

また、構造 1 と構造 2 を連結するダンパー抵抗力 F_d を表-2 に示すとおり構造 1 側重量 M_1 に対して 0 から 0.5 まで変化させ、基本となる 12 ケースに対してパラメータスタディを行った。ダンパー抵抗力 F_d が 0 の場合は、構造 1 と構造 2 が独立して挙動するケースである。

(2) 減衰

非線形動的解析では Rayleigh 減衰を用い、1 次および 2 次の固有振動数と減衰定数は 2% として定数 α 、 β を算出した。また、ダンパー部材の減衰項は考慮していない。

(3) 入力地震動

文献 6 では支持地盤を I 種地盤とし剛体支持と仮定しているが、本検討では入力地震動の違いによる影響を確認するため、道路橋示方書 V 耐震設計編⁷⁾で規定されているレベル 2 タイプ I およびタイプ II の地震動 18 波形を各モデルに入力した。

解析には TDAP III を用いた。

3. 解析結果

(1) ダンパー抵抗力の違いの影響

ダンパー抵抗力 F_d が構造物の重量に対してどの程度有効であるかを確認するため、横軸にはダンパー抵抗力 F_d を構造 1 の重量で除した値（以下、 F_d/M_1 という）、縦軸には構造 1、2 間の最大相対変位をダンパーを設置していないケースの最大相対変位で除した値（以下、ダンパー変位変化率という）を設定し、全ケースの結果を図-7 に示した。また、図-8 には横軸には図-7 と同様に F_d/M_1 を、縦軸にはケースごとにダンパーのひずみエネルギーを構造 1、構造 2 およびダンパーのひずみエネルギーの総計で除した値の最大値（以下、ダンパーエネルギー比率という）を示す。各図中の白丸は全応答値の平均値である。

図-7 の結果では、構造 1 と構造 2 間の相対変位は、ダンパー抵抗力を構造 1 の重量の 1/4 程度まで大きくすると、重量、耐力および入力地震動の違いによる影響とは関係なくほぼ 0 となり、両構造は剛結された一体の振動系になっている。また、ダンパー抵抗力が構造 1 の重量の 1/5 の範囲では、ダンパーの変化の度合いに大きな差異が生じているものの、概して

相対変位が減少傾向にあることがわかる。さらに、設定する条件によっては、ダンパーで 2 つの構造を連結することにより振動特性などが変化し、連結前の相対変位よりも大きな相対変位が生じる場合がある。このような現象が生じるパラメータでは、ダンパーによる変位抑制効果を期待できない。どのようなケースで連結前よりも大きな変位が生じるかについては後述する。

図-8 の結果をみると、ダンパー抵抗力を大きくすればダンパーのひずみエネルギーが増大し、構造 1 の重量の約 1/20 のダンパー抵抗力では最大で約 50%、平均で 15% となるが、それより抵抗力を大きくすると徐々に低下している。一方、ダンパーエネルギー比率が 10% に満たないケースもあり、減衰の付与が期待できない場合もある。ダンパー変位変化率と同様に構造 1 の重量の 1/4 あたりでは、ダンパーの変位がほぼ 0 となるため上部構造慣性力の伝達機能のみが発揮される。また、ダンパー変位変化率のばらつきが大きい構造 1 の重量の 1/10 前後のダンパー抵抗力としたケースごとの傾向の違いについては後述する。

以上の結果から、ダンパー抵抗力は 2 つの構造間の変位制御ならびに減衰付与の程度を確認する上で重要なパラメータになりうると考えられる。

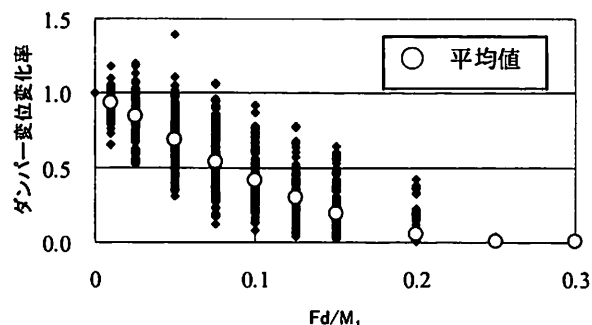


図-7 ダンパー変位変化率とダンパー抵抗力の関係

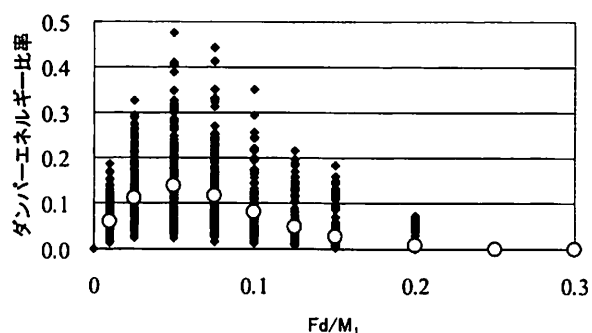


図-8 ダンパーエネルギー比率とダンパー抵抗力の関係

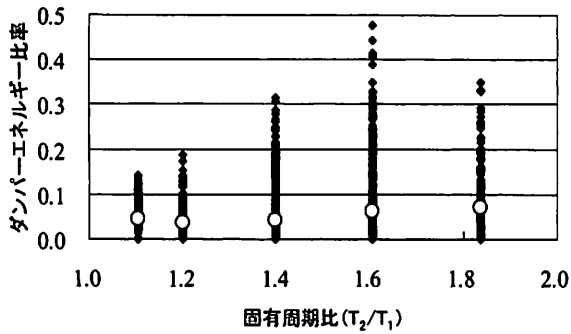


図-9 ダンパーエネルギー比率と固有周期比の関係

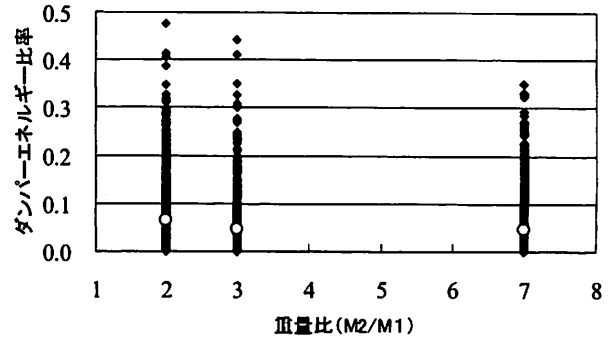
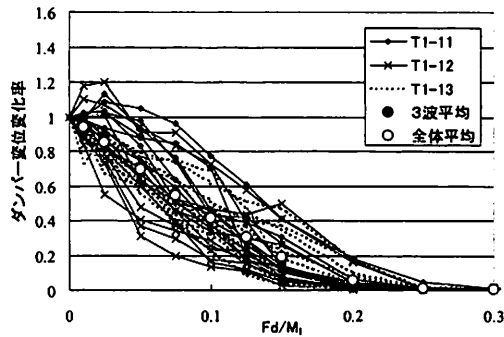
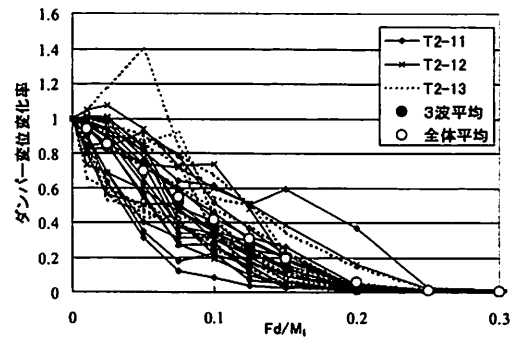


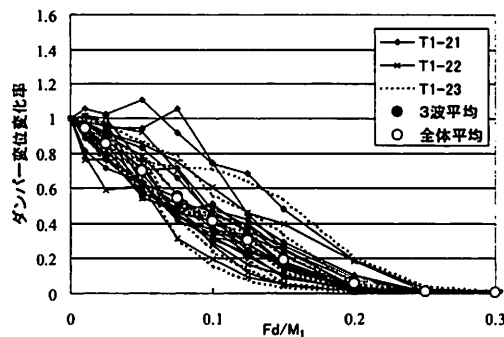
図-10 ダンパーエネルギー比率と重量比の関係



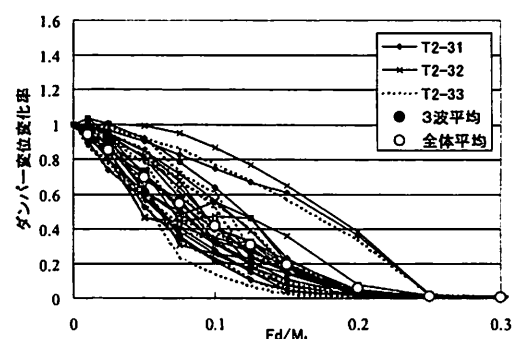
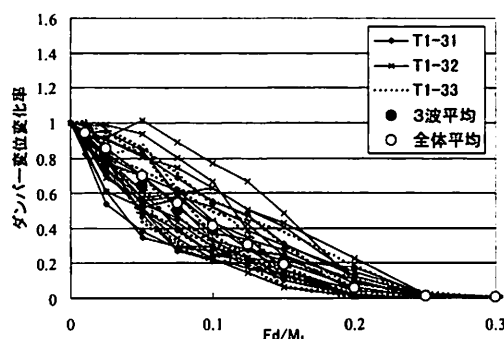
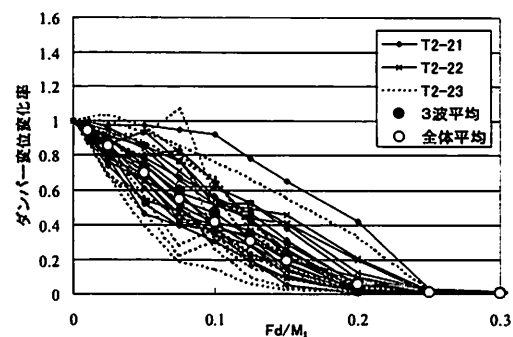
(a) I 種地盤



(b) II 種地盤



(c) III 種地盤



タイプ I 地震動

タイプ II 地震動

図-11 ダンパー変位変化率とダンパー抵抗力の関係 (地盤種別, 地震タイプ別)

(2) 固有周期比の違いの影響

固有周期比が減衰付与の程度を確認する上で有効なパラメータとなりうるかを確認するため、図-8と同様に縦軸にはダンパーエネルギー比率を、横軸に

は固有周期比を示した結果を図-9に示す。変動幅に関しては固有周期比が1.6の場合に最も大きい。固有周期比の違いだけではダンパーによる減衰の付与効果が顕著となる領域はないようであるが、

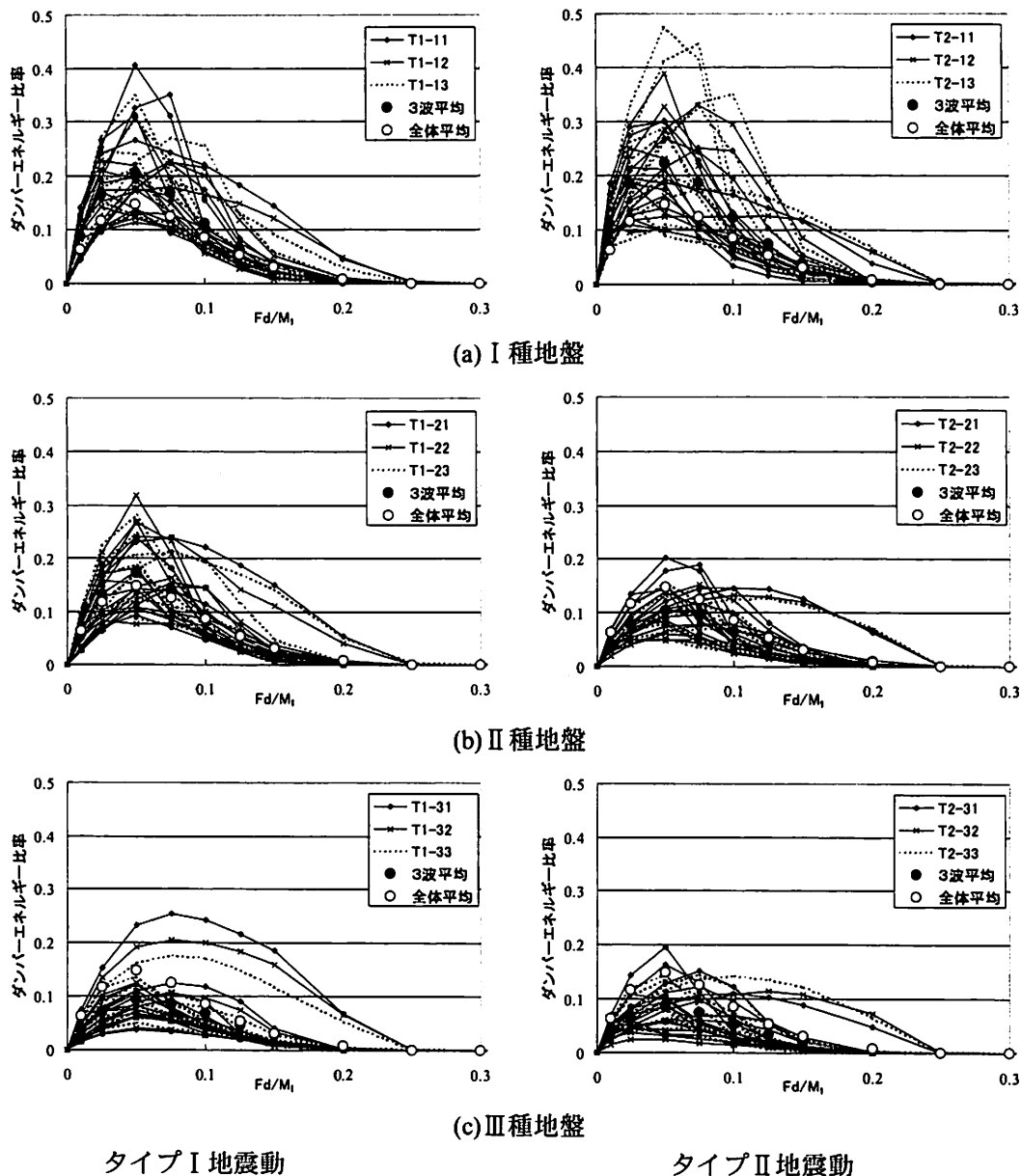


図-12 ダンパーエネルギー比率とダンパー抵抗力の関係（地盤種別、地震タイプ別）

固有周期比が1.4を上回ると各ケース間の応答の変動幅は大きいものの、ダンパーエネルギー比率が20%を上回るケースが増えており、相対的には固有周期比の違いから生じる位相差の影響により、ダンパーによる減衰効果が期待できる。

(3) 重量比の違いの影響

重量比が減衰付与の程度を確認する上で有効なパラメータとなりうるかを確認するため、図-9と同様に縦軸にはダンパーエネルギー比率を、横軸には重量比を示した結果を図-10に示す。

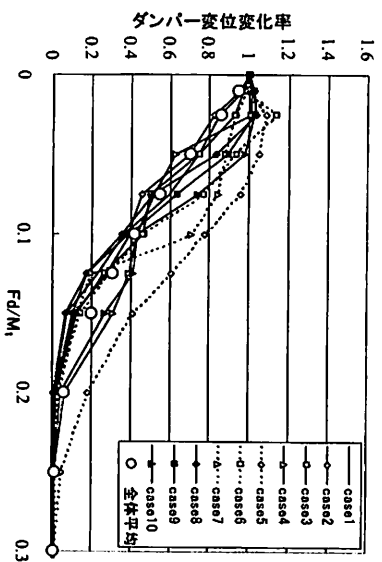
重量比が小さい2のケースで比較的ダンパーエネルギー比率が大きく、重量比が大きい7の場合では、

各ケース間の応答の変動幅は重量比2および3の場合より小さい。位相差が大きいからといって、必ずしも減衰が大きくなるわけではないようである。

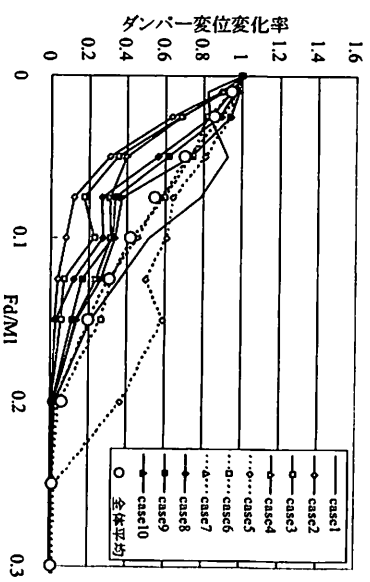
(4) 入力地震動の違いの影響

地盤種別、地震タイプ別に整理したダンパー変位変化率- F_d/M_1 関係、ダンパーエネルギー比率- F_d/M_1 関係を図-11および図-12に示す。図中の3波平均とは地盤種別および入力地震波形別にグラフ毎の平均値を算出したものである。全体平均は地盤種別および地震波形の分類は行わず、全解析結果の平均である。

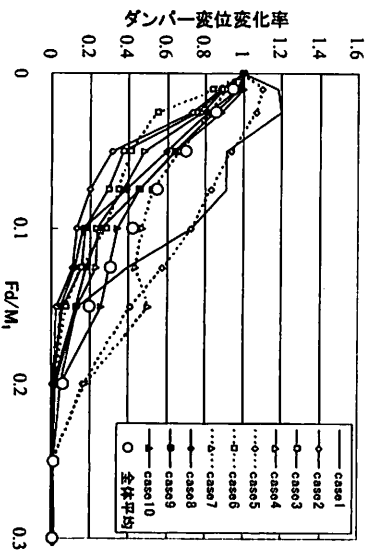
図-11の結果をみると、図-7と同様にⅠ種地盤お



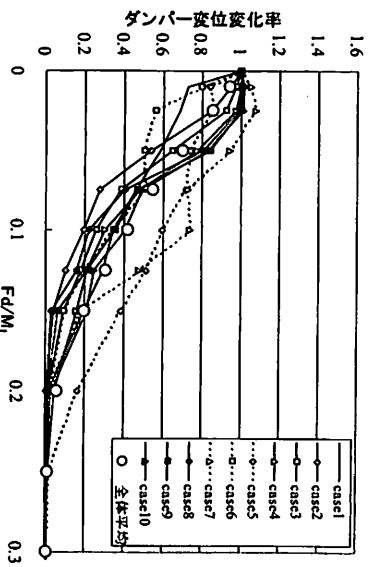
(a) I-I-1波形



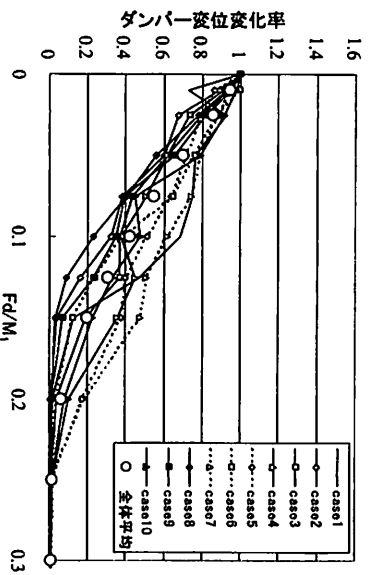
(d) II-I-1波形



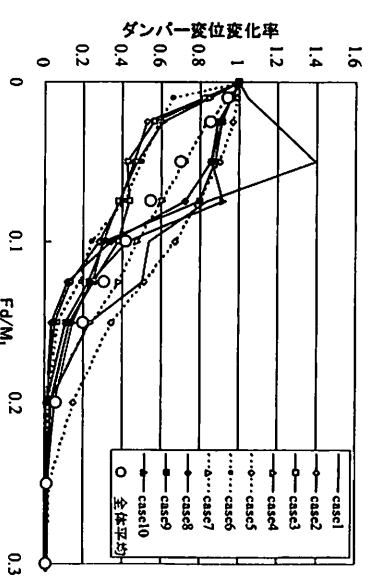
(b) I-I-2波形



(e) II-I-2波形



(c) I-I-3波形



(f) II-I-3波形

図-13 ダンパー変位変化率とダンパー抵抗力の関係 (I種地盤)

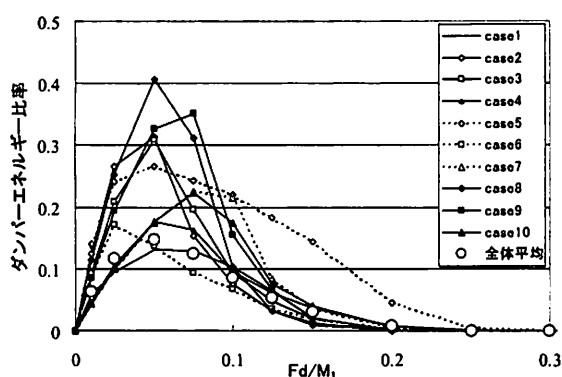
およびII種地盤の波形を用いた場合の特定のケースでダンパー変位変化率が1.0を上回り、ダンパー抵抗力を構造1の重量の1/4程度まで大きくすると、地盤種別、入力地震動とは関係なくほぼ0となり、両構造は同一の変形状態となることがわかる。また、3波平均と全体平均間の差異は小さいが、タイプII地震動を入力した場合の方が、 F_d/M_1 が0.2程度まで相対変位の差異が大きい傾向にある。

図-12の結果をみると、I種地盤ではダンパーエネルギー比率が他の地盤種別より大きく、II種地盤

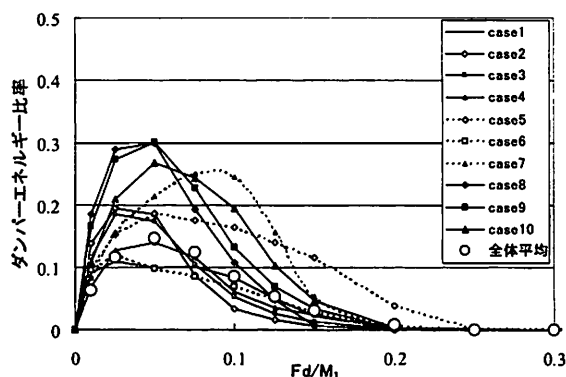
ではほぼ平均値と同じかやや小さい値で、III種地盤では平均を下回った。ただし、II種およびIII種の波形を用いた場合の特定のケースでは上回っている。

(5) 基本ケースの条件の違いの影響

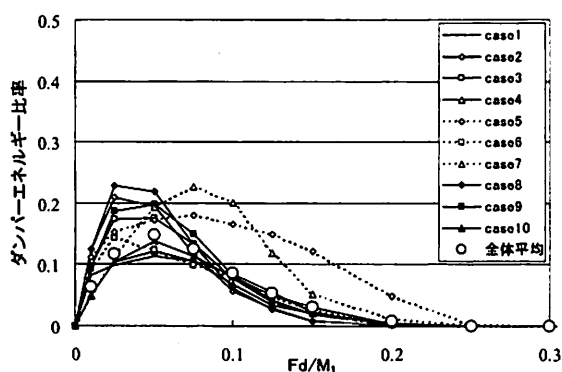
ダンパーにより構造1と構造2を連結することにより、図-11および図-12からI種地盤におけるダンパー変位変化率およびダンパーエネルギー比率が最大となることから、I種地盤の場合に対して基本ケースでの構造諸元の違いによる影響を整理した。



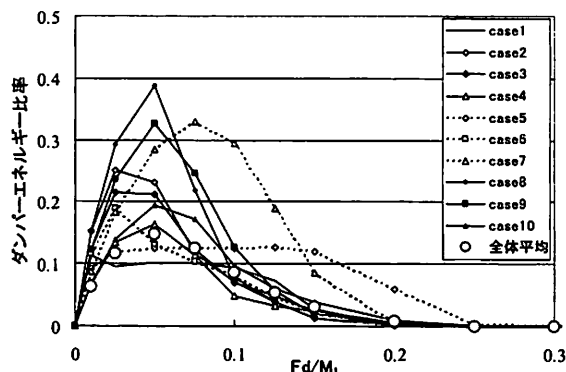
(a) I - I - 1波形



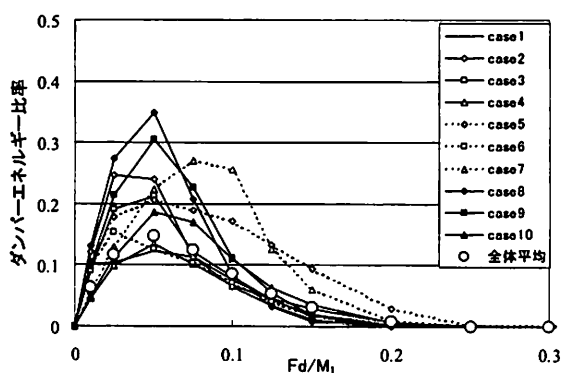
(d) II - I - 1波形



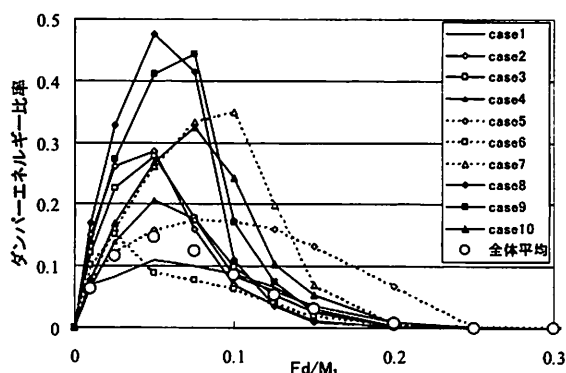
(b) I - I - 2波形



(e) II - I - 2波形



(c) I - I - 3波形



(f) II - I - 3波形

図-14 ダンパーエネルギー比率とダンパー抵抗力の関係 (I 種地盤)

地震波毎で整理したダンパー変位変化率- Fd/M_1 関係、ダンパーエネルギー比率- Fd/M_1 関係をそれぞれ図-13および図-14に示す。

図-13の結果をみると、II-I-3の波形において最大のダンパー変位変化率が生じている。重量比で2倍、固有周期比で1.1倍である。また、入力波形にかかわらずケース5の条件で他のケースよりも大きめの応答であることがわかる。ケース5は重量比で2倍、固有周期比は1.0倍と変わらない。

一方、ケース2は他のケースよりも小さめの応答

であることがわかる。ケース2は重量比で2倍、固有周期比は1.4倍である。ケース1、ケース2およびケース5は重量比はいずれも2倍で同じであるが、固有周期比で1.0倍から1.4倍、降伏耐力比の差異が0.3から0.6と変化しており、一部の Fd/M_1 の条件を除けば、降伏耐力比が大きく弾性応答する程度による影響が大きいことがわかる。

図-14の結果を見ると、ケース8からケース10にかけてダンパーエネルギー比率が大きいことがわかる。これらのケースは、重量比は2, 3, 7と変化するが、

固有周期比は1.6で一定である。また、固有周期比が最大であるケース7についてもダンパーエネルギー比率は大きい。

4. まとめ

鋼橋を対象として、1質点系のモデル2基を連結したダンパー抵抗、構造物の重量、橋脚柱の剛性、橋脚の降伏耐力および入力地震動をパラメトリックに変化させ、ダンパーの地震時応答に及ぼす影響について、応答変位やエネルギー吸収量などに着目してケーススタディーを行った。解析結果から得られた知見は以下のとおりである。

- ① ダンパー抵抗の設定にあたり、必要以上の抵抗を与えても、2つの構造間の相対変位が生じなくなり、減衰の付与も期待できない場合がある。本解析結果では、重量の小さい構造の等価重量に対して1/4程度のダンパー抵抗がそれにあたる。
- ② 両構造物の重量比の差が小さい場合でも、両構造間に耐力差がある場合には、ダンパーを設置することで遊間量を低減する効果は期待できる。
- ③ 対象構造間の構造諸元によっては、ダンパーのひずみエネルギーを最大とする抵抗の設定が可能な場合がある。特に固有周期比が1.4を超える範囲では比較的減衰効果が期待できると考えられる。
- ④ 2つの構造間の重量比に関係なくダンパーを設置しても、遊間量を低減する効果はあるが、ジョイントさせて橋全体の応答を低減する効果は期待できないことも想定される。
- ⑤ 入力地震動の違いによる影響は比較的大きい。ただし、本解析に用いた基本となる構造はI種地盤を想定しているため、地盤種別の違いを論じるには、更なる検討を要する。
- ⑥ ダンパーの変位変化率の3波平均と全体平均はよく一致しているが、ダンパーエネルギー

比率は一致していない。変位については地盤種別の影響は受けにくい、ダンパーエネルギーについては地盤種別の影響を受けやすいと考えられる。

5. おわりに

既設橋の耐震性向上策のひとつであるジョイントダンパーの採用により、下部構造に対する上部構造慣性力の分担調整が比較的容易に行えるため、橋脚の補強対策と併用して採用される機会が増えると考えられる。

今後はコンクリート橋を対象に鋼橋と同様の検討を予定している。

参考文献

- 1) 岩浪孝一，鈴木浩平，背戸一登：ダンパとばねで連結された並列構造物の制振法，日本機械学会論文集（C編），59巻，566号，pp.2975-2980，1993.10.
- 2) 家村，五十嵐，豊岡：実大構造物を用いたジョイントダンパーシステムの振動制御実験，土木学会論文集，NO.710/I-60，2002，pp.91-101.
- 3) 阿部，藤野：高架橋全体系の耐震性能の向上を考えたパッシブ制震装置の最適化，土木学会論文集，NO.605/I-45，1998，pp.241-252.
- 4) 佐藤，庄司：隣接橋梁にジョイントダンパーを設置した場合の地震応答低減効果に関する一考察，土木学会年次学術講演会概要集第一部，VOL.57,2002.PP871-872.
- 5) 伊津野，川村，森，小林：簡易アクティブ制御連結システムによる線状に連続する構造物の地震応答制御の試み，土木学会論文集，NO.647/I-51，2000，pp.229-240.
- 6) 日本鋼構造協会：鋼橋の耐震設計の信頼性向上，鋼橋の性能・信頼性向上に関わる研究小委員会耐震設計部会 報告書，pp. II-81 - II-114, 2009.
- 7) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，平成14年3月，pp.304-310.