

単径間吊橋に速度依存性を有する粘性ダンパーを設置した耐震補強例

○後藤 僚¹・渡辺 一彦²・為広 尚起³

¹正会員 パシフィックコンサルタンツ(株) 交通技術本部 構造部 (〒163-6018 東京都新宿区西新宿6-8-1 住友不動産新宿オークタワー21F)

²(株) 構造計画研究所 耐震技術部 (〒164-0011 東京都中野区中央4-5-3)

³正会員 (株) 構造計画研究所 エンジニアリング営業部 (〒164-0011 東京都中野区中央4-5-3)

1. はじめに

2002年の道路橋示方書によりキャパシティデザインの設計思想が記述されて以降、既設橋梁の耐震補強についても、レベル2地震動に対して、塑性ヒンジの発生箇所を限定し橋梁全体系で確実にエネルギー吸収が図れるような様々な手法が採用されており、けた橋では免震構造やダンパー部材を取り入れて減衰機能を向上させるケースも多く見られる。

本稿は、上部構造が柔構造で変形しやすい構造である支間100m程度の中規模な既設鋼単径間補剛トラス吊橋に対して、橋軸方向の支承条件を両端可動に変更するとともに、速度依存性を有する流動抵抗型ダンパーを設置し、橋軸方向および橋軸直角方向の両方の地震時の上部工応答変形を出来るだけ小さく抑えるように、ダンパーによりエネルギー吸収を図った耐震補強検討例について報告するものである。

2. 検討対象橋梁および目標とする耐震性能

検討対象橋梁を図-1に示す。橋長104.0m(支間長102.2m)、主塔高17.7m(垂距12.775m=スパンライズ比1/8)、有効幅員5.5mの単径間補剛トラス吊橋であり昭和33年に竣工された。床版はRC型式であったが、腐食等の理由により、鋼床版へ取り換えられた。本橋の目標とする耐震性能を、「耐震性能2を可能な限り確保する」とし、主塔やトラス主構部材の要求性能を表-1のとおり設定し、耐震補強検討を行った。

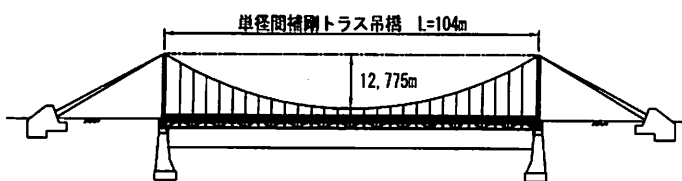


図-1 検討対象橋梁

表-1 各部材の要求性能

性能水準	耐震性能1		耐震性能2		耐震性能3	
	構造安全	使用性	構造安全	使用性	構造安全	使用性
構造安全	安全	安全	安全	安全	安全	安全
使用性	常時機能保持 (目視点検後、即通行可能)	一部機能限定 (主構造部材の損傷軽微、補修しながら普通車両が通行可能)	大部分機能限定 (主構造部材にも損傷、荷重制限があり、緊急車両のみ通行可能)	大部分機能限定 (主構造部材にも損傷、荷重制限があり、緊急車両のみ通行可能)	大部分機能限定 (主構造部材にも損傷、荷重制限があり、緊急車両のみ通行可能)	大部分機能限定 (主構造部材にも損傷、荷重制限があり、緊急車両のみ通行可能)
地盤沈下の使用性	補修・補強不要	補修・補強不要	補修・補強不要	補修・補強不要	補修・補強不要	補修・補強不要
復旧性	復旧が短期間で可能 (補修のみで復旧可能)	復旧が短期間で可能 (補修のみで復旧可能)	復旧が短期間で可能 (補修のみで復旧可能)	復旧が短期間で可能 (補修のみで復旧可能)	復旧が短期間で可能 (補修のみで復旧可能)	復旧が短期間で可能 (補修のみで復旧可能)
土木学会 (2003年)	性能水準1	性能水準2	性能水準2	性能水準2	性能水準3	性能水準3
道路橋示方書V 耐震設計編 (2002年)	耐震性能1	-	-	-	耐震性能2	-

3. 解析モデル

現況の解析モデルを図-2に示す。主塔やトラス主構部材は線形モデルとし、横桁や横構は非線形弾性モデルとした。主ケーブル、ハンガーケーブルは初期張力を考慮したトラス要素により幾何的非線形を考慮し、解析中にケーブル張力が抜けないことを確認した。現況の補剛トラス桁の支承条件は、橋軸方向はA1固定、A2可動であり、直角方向はA1、A2ともに固定であった。

また、各部材の等価減衰定数を、鋼上部工および主塔部材2%、RC部材(橋台)5%、ケーブル:1%、基礎ばね10%とし、Rayleigh減衰を設定した。固有値解析を実施した結果、1次振動モードは主構が橋軸直角方向に変形するモードで、 $T=1.352$ (sec)であった。また、橋軸方向は9次振動モードが卓越し、 $T=0.523$ (sec)であった。図-3、図-4に振動モード図を示す。

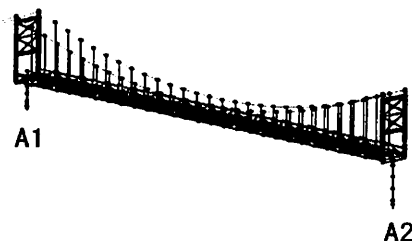


図-2 解析モデル図

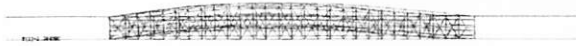


図-3 1次振動モード図



図-4 9次振動モード図

なお、解析に用いた入力地震動は、参考資料1)のI種地盤のレベル2地震動標準波形(タイプI,タイプII)の3波を用いた。

4. 現況モデルの地震応答解析結果

現況モデルの地震応答解析結果のうち、代表としてタイプI-I-1波形およびタイプII-I-1波形の主桁中央位置における最大応答値を表-2に示す。また部材損傷図を図-5~図-8に、橋軸方向応答値図を図-9~図-12に、直角方向応答値図を図-13~図-16に示す。橋軸方向加震ではタイプI,タイプIIともに変形量は小さく降伏する部材はほとんどなかった。直角方向加震ではタイプI,タイプIIともに、上部構造が柔構造であるため主桁中央位置で大きな変形が生じ、大半の部材が降伏を超える結果を得た。特に直角方向加震で参考資料1)のI種地盤の加速度応答スペクトルのピーク値程度の加速度が発生し、トラス主構部材や横構部材で部分的に降伏を大きく超える箇所が生じ、部材要求性能を満たさなかった。

表-2 最大応答値(主桁中央位置:現況モデル)

地震動入力方向	入力地震動	最大変位(mm)	最大速度(m/sec)	最大加速度(gal)
橋軸	レベル2(タイプI-I-1)	11	0.23	784
	レベル2(タイプII-I-1)	21	0.48	1509
直角	レベル2(タイプI-I-1)	434	2.08	1111
	レベル2(タイプII-I-1)	506	2.80	1783

*降伏する部材なし

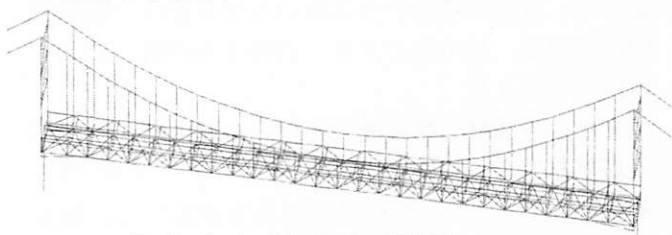


図-5 タイプI-I-1 損傷図
(橋軸方向加震:現況モデル)

*細線:部材降伏するが小損傷レベル(2.0εy以内)

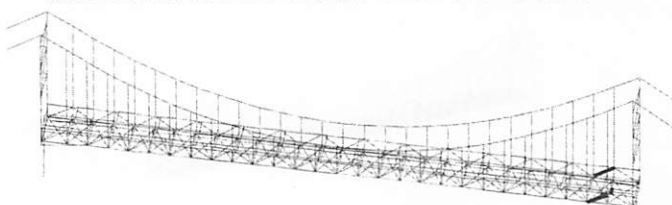


図-6 タイプII-I-1 損傷図
(橋軸方向加震:現況モデル)

*細線:部材降伏するが小損傷レベル(2.0εy以内)
*太線:部材降伏し損傷程度も大きい(2.0εy以上)



図-7 タイプI-I-1 損傷図
(直角方向加震:現況モデル)

*細線:部材降伏するが小損傷レベル(2.0εy以内)
*太線:部材降伏し損傷程度も大きい(2.0εy以上)

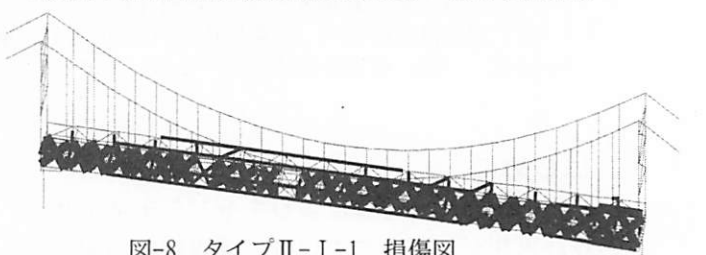


図-8 タイプII-I-1 損傷図
(直角方向加震:現況モデル)

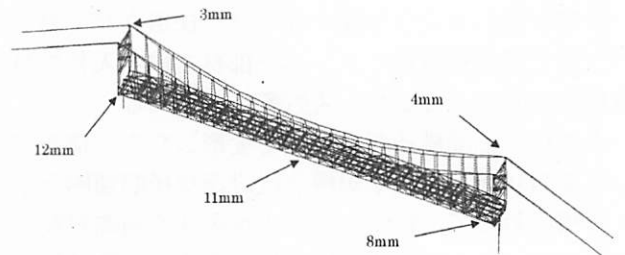


図-9 最大応答変位図 タイプI-I-1
(橋軸方向加震:現況モデル)

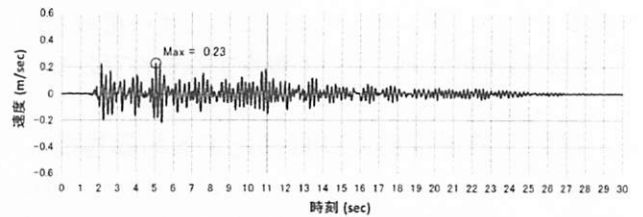


図-10 主桁中央位置 時刻歴応答速度図 タイプI-I-1
(橋軸方向加震:現況モデル)

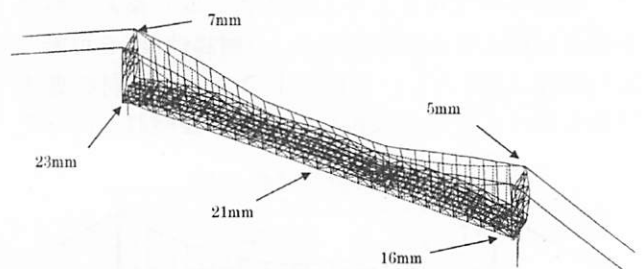


図-11 最大応答変位図 タイプII-I-1
(橋軸方向加震:現況モデル)

5. 耐震補強モデルの地震応答解析結果

現況モデルの地震応答解析結果より、目標耐震性能を満足させるために、吊橋という構造型式の特徴を踏まえ、主塔およびトラス主構部材に塑性ヒンジを発生させずに弾性領域の変形に抑え、橋梁全体系でエネルギー吸収を図ることができる制震装置を別途設置する対策検討を行った。

補強対策として、橋軸方向の支承条件を両端とも可動に変更し、レベル1地震時には弾性挙動、レベル2地震時に相対速度に応じた粘性抵抗力によりエネルギー吸収が行える速度の0.1乗に比例する流動抵抗型ダンパーを設置した。直角方向に対しては支承条件は固定のままとし、1次振動モードの直角方向の曲げ変形が生じる際に、両端可動とした橋軸方向に桁が変形できるようにすることで、流動抵抗型ダンパーの設置軸方向の作用効果を期待したものである。なお、流動抵抗型ダンパーの非線形特性は、図-17の速度依存性を有するダッシュポットモデルとしてモデル化し、固有値解析時にはその初期剛性を考慮せずにRayleigh減衰を設定した。図-18に流動抵抗型のダンパー設置イメージ図を示す。

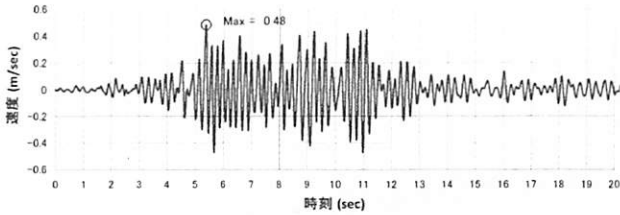


図-12 主桁中央位置 時刻歴応答速度図 タイプII-I-1
(橋軸方向加震：現況モデル)

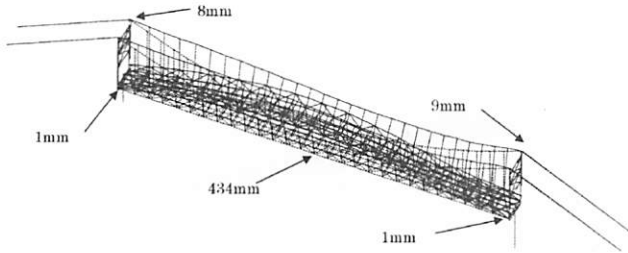


図-13 最大応答変位図 タイプI-I-1
(直角方向加震：現況モデル)

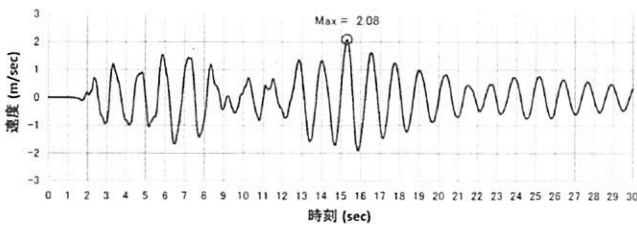


図-14 主桁中央位置 時刻歴応答速度図 タイプI-I-1
(直角方向加震：現況モデル)

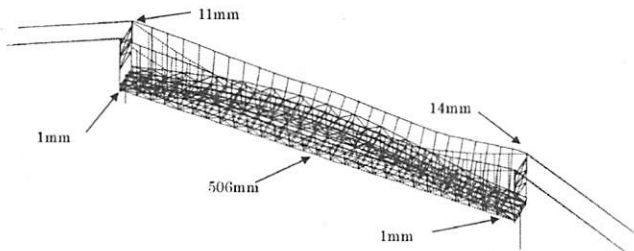


図-15 最大応答変位図 タイプII-I-1
(直角方向加震：現況モデル)

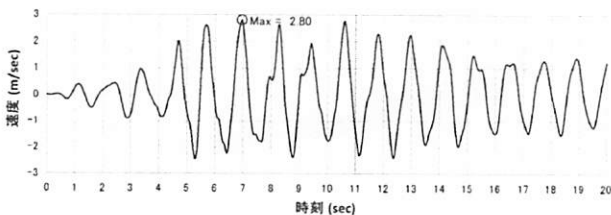


図-16 主桁中央位置 時刻歴応答速度図 タイプII-I-1
(直角方向加震：現況モデル)

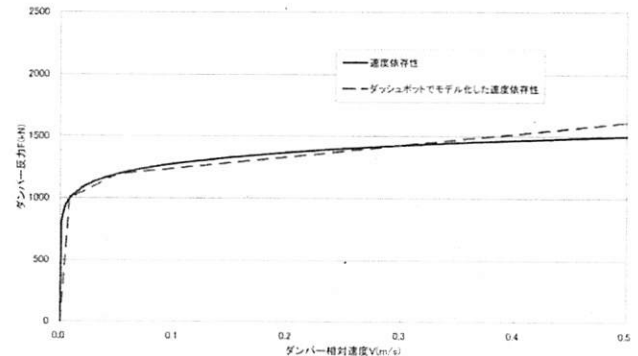


図-17 流動抵抗型ダンパーの速度依存特性

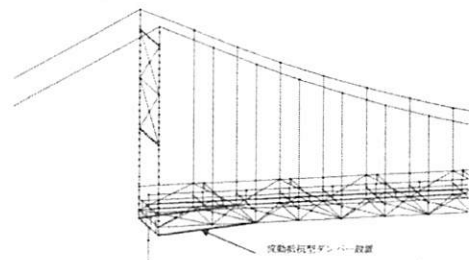


図-18 流動抵抗型ダンパーの設置イメージ

耐震補強モデルの地震応答解析結果のうち、代表としてタイプI-I-1波形およびタイプII-I-1波形の主桁中央位置の最大応答値を表-3に、流動抵抗型ダンパーの最大応答値（橋軸方向加震・直角方向加震によらずダンパー設置軸方向の応答値）を表-4に示す。また部材損傷図を図-19～図-22に、橋軸方向応答値図を図-23～図-28に、直角方向応答値図を図-29～図-34に示す。橋軸方向加震および直角方向

加震の両方で、上部構造が橋軸方向に変形することで、流動抵抗型ダンパーによるエネルギー吸収が生じ（ダンパー速度0.1m/sec程度）、主塔およびトラス主構部材のほとんどが弾性領域内（横構の一部は降伏するが小損傷レベル）となり、吊橋全体の減衰性能の向上が図れる結果を得た。なお、直角方向のタイプII・3波平均で部材照査した結果、一部のトラス垂直材は鋼板によるあて板補強が必要となった。

表-3 最大応答値[主桁中央位置]
(補強モデル、速度依存考慮)

地震動 入力方向	入力地震動	最大変位(mm)	最大速度(m/sec)	最大加速度(gal)
橋軸	レベル2(タイプI-I-1)	4	0.12	699
	レベル2(タイプII-I-1)	7	0.16	951
直角	レベル2(タイプI-I-1)	230	1.14	799
	レベル2(タイプII-I-1)	225	1.64	1160

表-4 最大応答値[ダンパー部材軸方向]
(補強モデル、速度依存考慮)

地震動 入力方向	入力地震動	最大変位(mm)	最大速度(m/sec)	最大加速度(gal)
橋軸	レベル2(タイプI-I-1)	2	0.02	398
	レベル2(タイプII-I-1)	5	0.05	881
直角	レベル2(タイプI-I-1)	13	0.06	183
	レベル2(タイプII-I-1)	13	0.10	418

* 降伏する部材なし

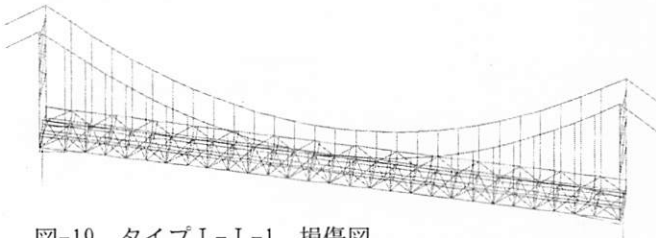


図-19 タイプI-I-1 損傷図
(橋軸方向加震：補強モデル、速度依存考慮)

* 降伏する部材なし

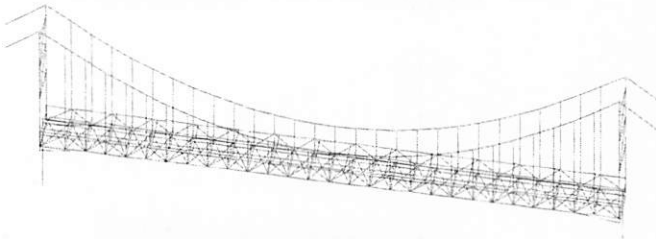


図-20 タイプII-I-1 損傷図
(橋軸方向加震：補強モデル、速度依存考慮)

* 細線：部材降伏するが小損傷レベル (2.0ε_y以内)

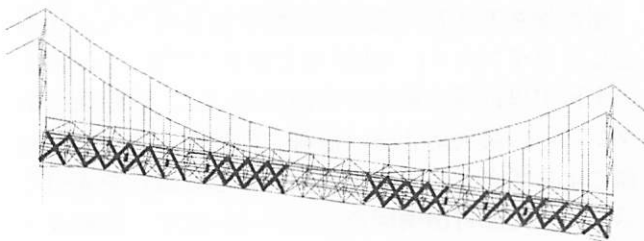


図-21 タイプI-I-1 損傷図
(直角方向加震：補強モデル、速度依存考慮)

* 細線：部材降伏するが小損傷レベル (2.0ε_y以内)

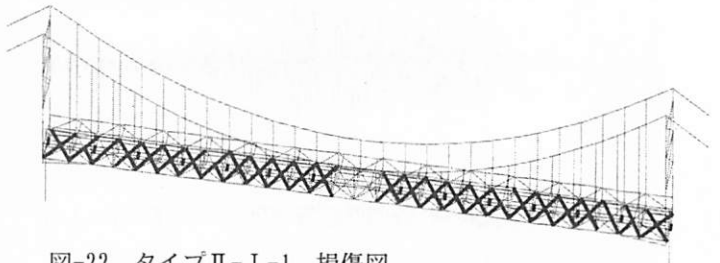


図-22 タイプII-I-1 損傷図
(直角方向加震：補強モデル、速度依存考慮)

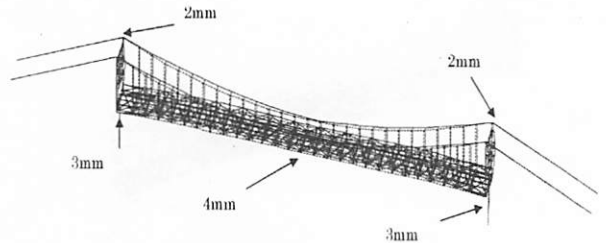


図-23 最大応答変位図 タイプI-I-1
(橋軸方向加震：補強モデル、速度依存考慮)

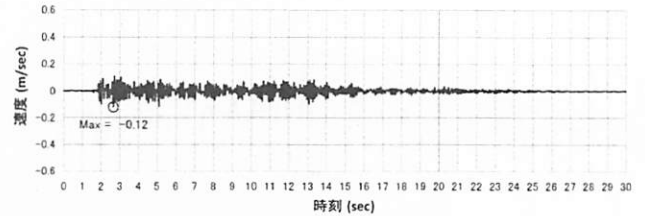


図-24 主桁中央位置 時刻歴応答速度図 タイプI-I-1
(橋軸方向加震：補強モデル、速度依存考慮)

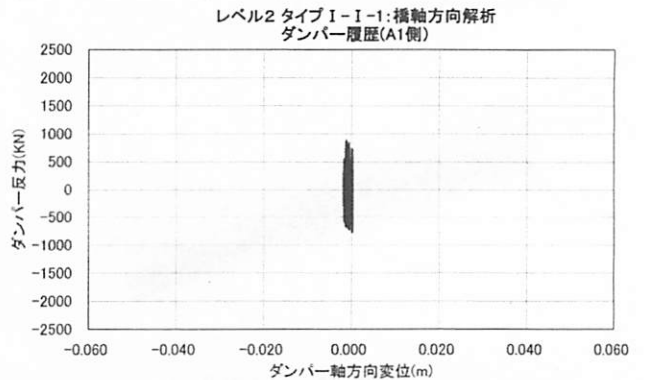


図-25 ダンパー部材 応答履歴ループ図 タイプI-I-1
(橋軸方向加震：補強モデル、速度依存考慮)

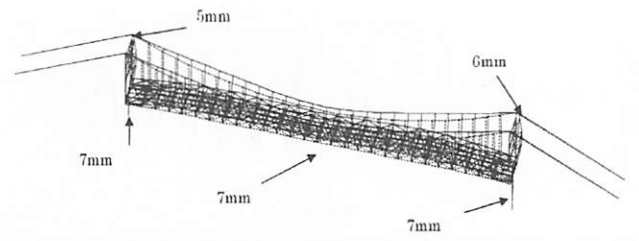


図-26 最大応答変位図 タイプII-I-1
(橋軸方向加震：補強モデル、速度依存考慮)

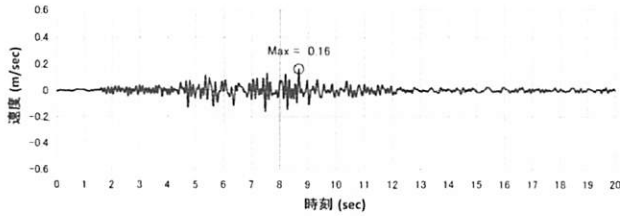


図-27 主桁中央位置 時刻歴応答速度図 タイプII-I-1
(橋軸方向加震：補強モデル，速度依存考慮)

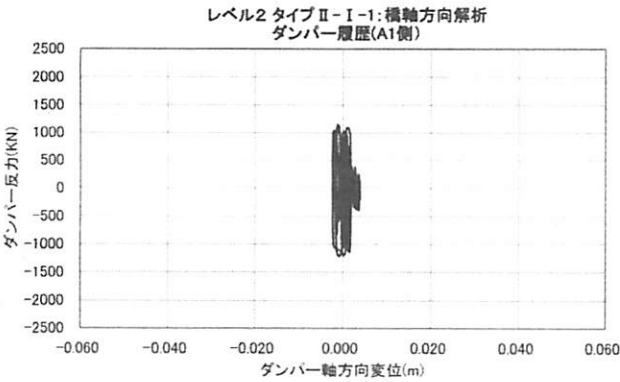


図-28 ダンパー部材 応答履歴ループ図 タイプII-I-1
(橋軸方向加震：補強モデル，速度依存考慮)

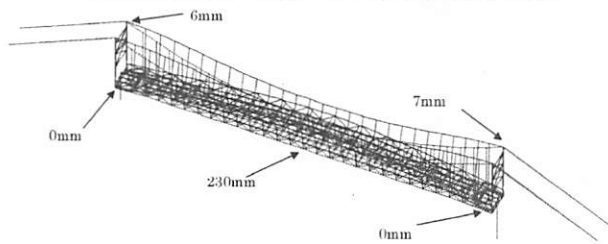


図-29 最大応答変位図 タイプI-I-1
(直角方向加震：補強モデル，速度依存考慮)

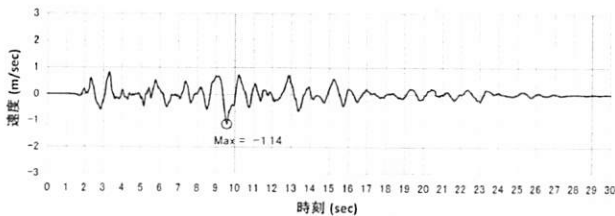


図-30 主桁中央位置 時刻歴応答速度図 タイプI-I-1
(直角方向加震：補強モデル，速度依存考慮)

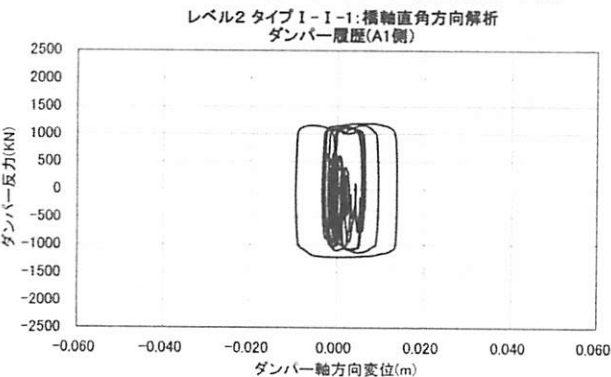


図-31 ダンパー部材 応答履歴ループ図 タイプI-I-1
(直角方向加震：補強モデル，速度依存考慮)

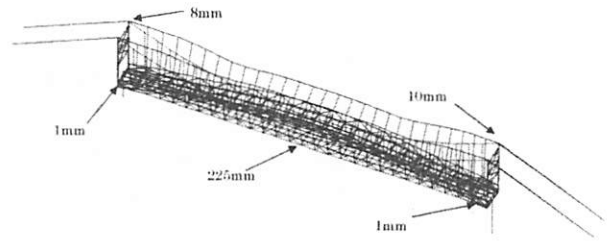


図-32 最大応答変位図 タイプII-I-1
(直角方向加震：補強モデル，速度依存考慮)

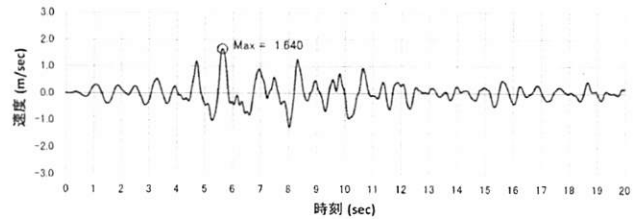


図-33 主桁中央位置 時刻歴応答速度図 タイプII-I-1
(直角方向加震：補強モデル，速度依存考慮)

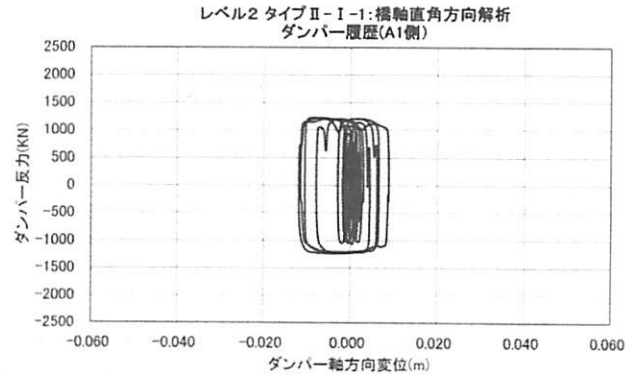


図-34 ダンパー部材 応答履歴ループ図 タイプII-I-1
(直角方向加震：補強モデル，速度依存考慮)

6. 考察

・本橋の固有周期は、吊橋としてはそれほど長くなく、一般的なけた橋と同程度の範囲（1次振動モードの固有周期 $T=1.352\text{sec}$ ）である。よって、特に入力地震速度の大きいタイプII地震動に対し、速度依存性を有する流動抵抗型ダンパーの設置効果により、橋梁全体の減衰性能が大きく向上する結果を得た。

・流動抵抗型ダンパーを速度 0.3 (m/sec) 時の荷重～変位関係におけるバイリニアでモデル化して追加検討を行った。このときの主桁中央位置の最大応答値を表-5に、ダンパーの最大応答値を表-6に、図-35～図-38に橋軸直角方向に入力したときの主桁中央位置における時刻歴速度応答値図およびダンパー履歴応答値図を示す。また、図-39～図-40に主桁中央位置における相対速度パワースペクトル比較図を示す。流動抵抗型ダンパーを、ダッシュポットにより速度依存性を考慮したモデル化とした場合とバイリ

ニアモデルとした場合では、主桁中央位置の応答値に小さくない差異が生じた。理由として、入力地震速度の大きさおよび橋梁の固有周期と入力地震動の特性による応答速度の関係が考えられる。

よって、目標する地震動レベルや耐震性能にも関連すると思われるが、橋梁全体の減衰性能向上を図るために、速度依存性を有する流動抵抗型ダンパーを設置し、バイリニアモデルとして設計・解析する場合は、これらの点に留意する必要がある。

表-5 最大応答値 [主桁中央位置]
(補強モデル, バイリニア型~速度依存無し)

地震動入力方向	入力地震動	最大変位(mm)	最大速度(m/sec)	最大加速度(g)
直角	レベル2(タイプI-I-1)	258	1.48	873
	レベル2(タイプII-I-1)	285	2.19	1520

表-6 最大応答値 [ダンパー部材軸方向応答]
(バイリニア型~速度依存無し)

地震動入力方向	入力地震動	最大変位(mm)	最大速度(m/sec)	最大加速度(g)
直角	レベル2(タイプI-I-1)	14	0.06	718
	レベル2(タイプII-I-1)	15	0.14	1454

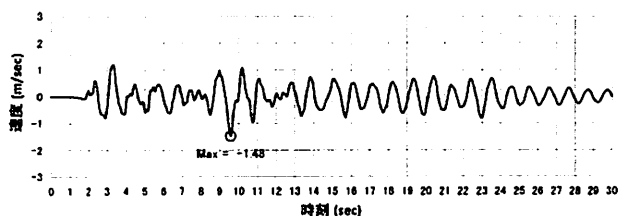


図-35 主桁中央位置 時刻歴応答速度図 タイプI-I-1
(直角方向加震：補強モデル, バイリニア型~速度依存無し)

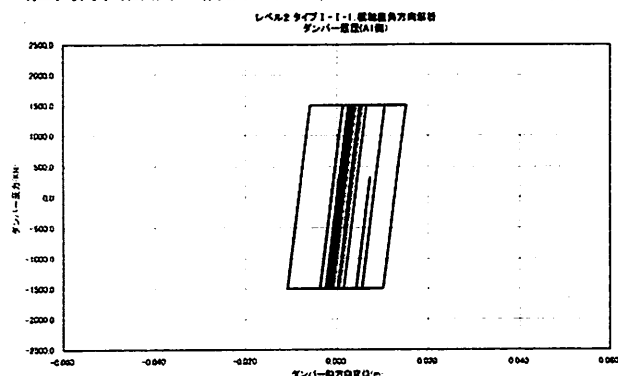


図-36 ダンパー部材 応答履歴ループ図 タイプI-I-1
(直角方向加震：補強モデル, バイリニア型~速度依存無し)

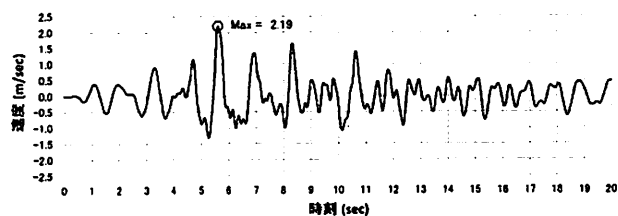


図-37 主桁中央位置 時刻歴応答速度図 タイプII-I-1
(直角方向加震：補強モデル, バイリニア型~速度依存無し)

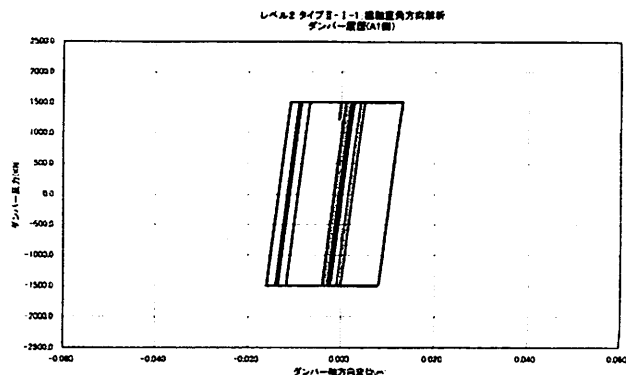


図-38 ダンパー部材 応答履歴ループ図 タイプII-I-1
(直角方向加震：補強モデル, バイリニア型~速度依存無し)

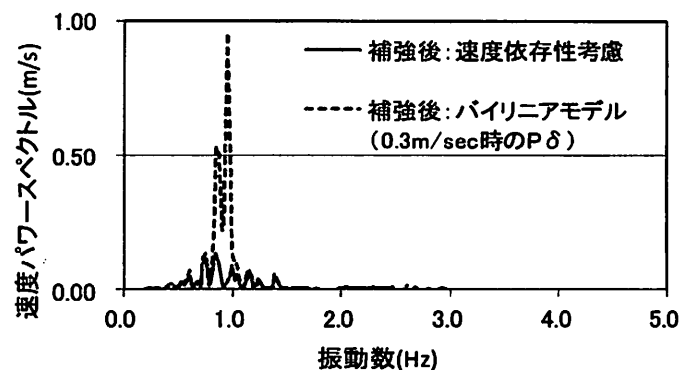


図-39 主桁中央位置の相対速度パワースペクトル比較：速度依存の有無
(直角方向加震：補強モデル, タイプI-I-1 波形)

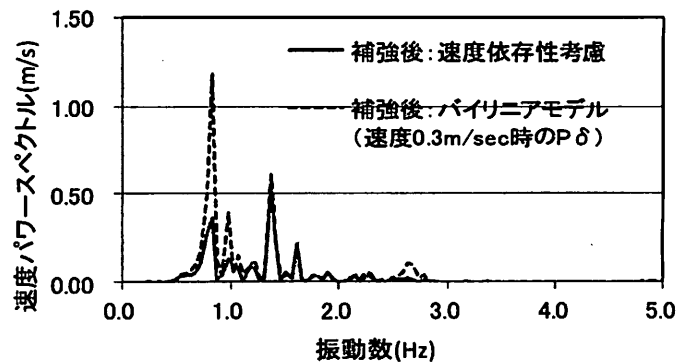


図-40 主桁中央位置の相対速度パワースペクトル比較：速度依存の有無
(直角方向加震：補強モデル, タイプII-I-1 波形)

7. 参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説V. 耐震設計編, (社) 日本道路協会, 2002.
- 2) 鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン, 宇佐美 勉, (社) 日本鋼構造協会, 2006.