

制震ダンパーを用いた既設橋梁の耐震補強検討

石田 一哉¹・岡本 晋作¹・田崎 賢治²

¹正会員 (株)パウエンジニアリング 解析グループ (〒540-0032 大阪市中央区天満橋京町 1-26)

²正会員 工博 大日本コンサルタント(株) 大阪支社 構造技術部 (〒550-0014 大阪市西区北堀江 1-22-19)

1. はじめに

現行の耐震設計基準が導入される以前に施工された橋梁に対し、所要の耐震性能が不足すると判断された場合において、RC巻立て工法や鋼板巻立て工法等により、耐力やじん性の向上を図り、下部工の補強を行った事例が多く報告されている。しかし、補強対象となる橋梁の立地条件が河川内や山間地等にある場合には、橋梁下での施工性が極めて低下するため、先に述べた補強工法を実施することが困難になることも想定される。このような場合における一つの対処方法として、上下部構造間に制震ダンパーを設置して、下部構造に伝達される地震時慣性力を小さく抑える手法が考えられる。この方法により、地震時慣性力を既に下部構造が有する保有耐力以下に制御することができれば、下部工に対して耐震補強を施す必要がなく、地震後にも大規模な補修なしに構造物の機能を保持することができる。

制震ダンパーを適用した下部構造の耐震性能照査を行う場合、動的解析上の制震ダンパーの解析モデルとして、一般的にP（力）- δ （変位）モデルが用いられているが、制震ダンパーの減衰性能は速度に依存することから、速度依存を考慮するF（力）-V（速度）モデルを適用した解析を行うことも一つの解析手法として取り入れることができると考える。

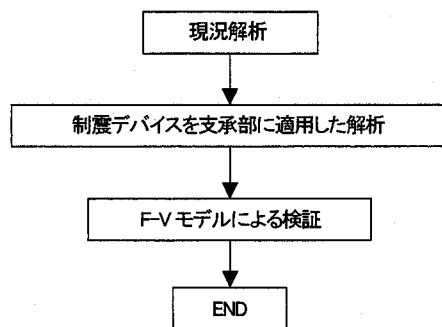


図-1 全体の検討ケースとフロー

よって、本稿では、鋼5径間単純合成桁橋を対象に、制震ダンパーを既設橋梁の支承部に適用する耐震補強検討を実施し、特に、動的解析におけるダンパーのモデル化に着目した検討結果について報告する。全体的な検討フローを図-1に示す。なお、本検討で対象とする制震ダンパーは粘性ダンパーの中でも速度依存が小さいと考えられる摩擦履歴型粘性ダンパーを対象とする。

2. 解析対象橋梁

対象橋梁を図-2および図-3に示す。本橋は支間長が約34.0m、橋長170.1m、桁高が2.0mの既設鋼5径間単純合成桁橋であり、昭和39年の鋼道路橋設計製作示方書に準じて、震度法により耐震設計された橋梁である。各径間の起点側が固定構造で、両端に橋台を有する。また、上部構造は鋼合成鉄桁、支承構造は鋼製支承（BP-B）、下部構造はRC橋脚、基礎構造はA1橋台が直接基礎、A1以外は鋼管杭である。

また、本橋の下部構造は河川内に施工されているため、橋脚の直接巻立て補強を行う場合、河川の仮締切工や仮栈橋の設置など比較的大規模の大きな工事となる可能性がある。

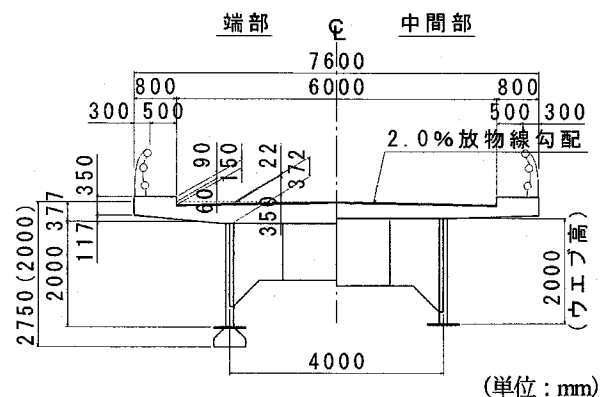


図-2 対象橋梁（上部工断面図）

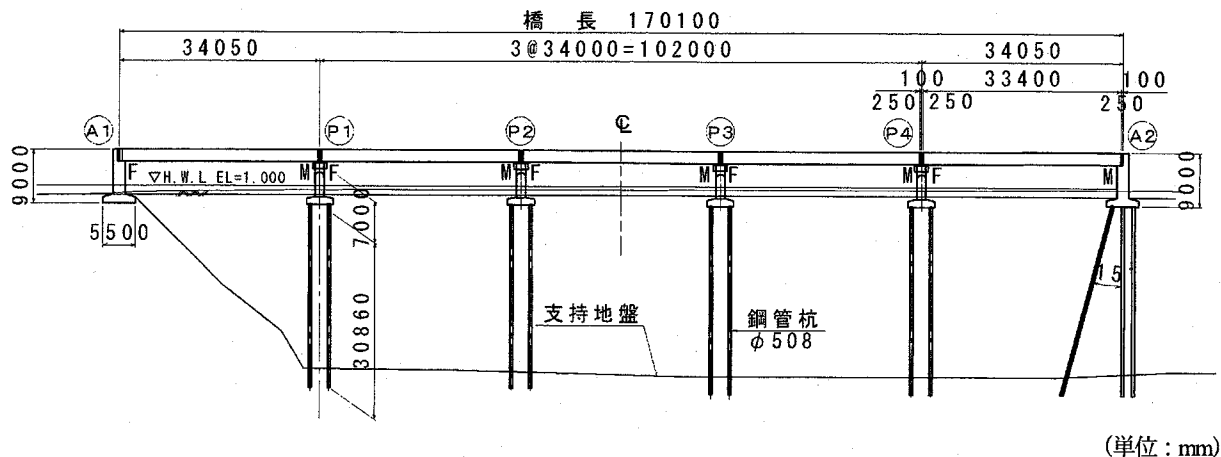


図-3 対象橋梁（側面図）

3. 現況の解析結果

(1) 解析条件

解析モデルは、図-4 に示すように、橋梁全体系を対象として、はり要素およびバネ要素を用いた多質点系の骨組みモデルによりモデル化を行った。解析手法としては一般的に多く用いられる直接積分法による時刻歴応答解析を採用した。数値積分には Newmark- β 法 ($\beta=1/4$) を用い、積分時間間隔 Δt は 0.002 秒とした。また、粘性減衰としてレーリー減衰を用いた。入力地震動は大規模地震動（レベル2地震動）を想定し、図-5 に示す道路橋示方書Ⅴ耐震設計編¹⁾にあるタイプⅡ地震動（Ⅱ種地盤用 No.1 標準波形）を適用した。

(2) 解析結果と考察

表-1 に、各橋脚の最大応答曲率の算定結果を示す。表-1 より、全ての橋脚基部において、応答曲率が許容曲率を満足しないことがわかる。これにより、本橋の各橋脚はタイプⅡ地震動に対して所要の耐震性能を満足しないため、耐震補強対策が必要となる。

表-1 応答結果一覧

	単位	A1	P1	P2	P3	P4	A2
最大応答曲率	$\mu \cdot 1/m$	—	20520	23286	19940	20010	—
初降伏曲率	$\mu \cdot 1/m$	—	1453	1431	1453	1453	—
許容曲率	$\mu \cdot 1/m$	—	12454	13616	12454	12454	—

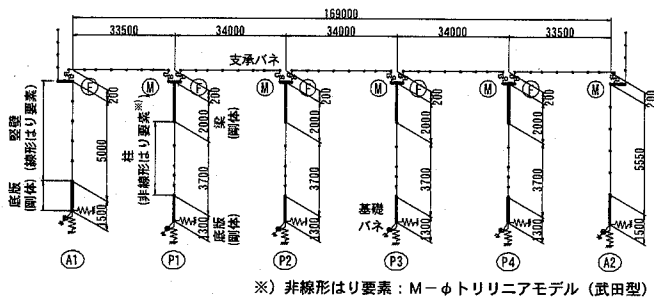


図-4 解析モデル図（現況）

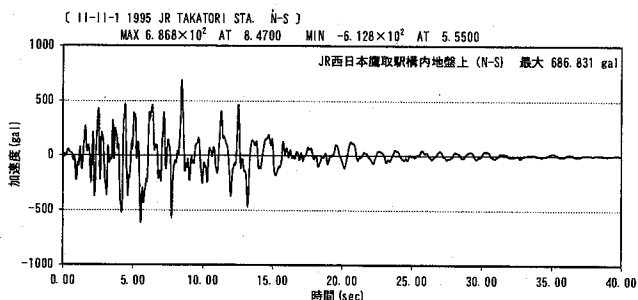


図-5 入力地震波形図

4. 制震デバイスを支承部に適用した場合の効果

(1) 解析条件

解析モデルおよび解析手法は、基本的に現況解析と同様とする。但し、各支承部は図-6 に示すように、支承バネ要素と制震デバイスのバネ要素を並列に設置する。支承条件としては、下部構造に伝達される上部構造慣性力を最も小さくすることができるすべり支承を想定した。これは、固定支承をすべり支承に取り替えて制震デバイスと併用することにより、制震デバイスによる慣性力制御機能をより効果的にすることができるためである。

制震デバイスとしては、上下部構造の伝達機構を制御する耐震設計において、上下部相対応答変位および橋脚応答が主要なパラメータとなるため、一般的に許容変位の大きな摩擦履歴型の粘性ダンパーを採用した。図-6 に解析モデルを示す。また、表-2 にすべり支承の特性値を、表-3 には摩擦履歴型ダンパーの特性値を示す。

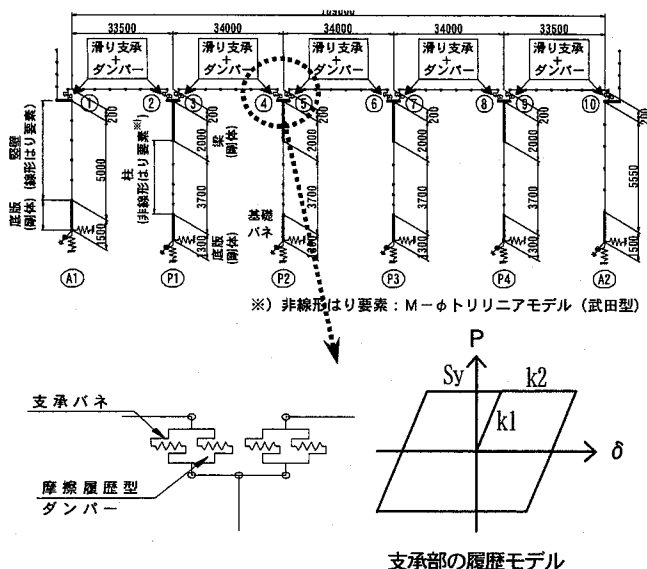


図-6 解析モデル図（ダンパー設置後）

表-2 すべり支承の特性値一覧

		A1～A2
鉛直死荷重反力	kN	1250.0
摩擦係数	-	0.10
降伏荷重 Sy	kN	125
1次剛性 k1	kN/m	1.25E+5
2次剛性 k2	kN/m	1.00E-5
降伏変位 δy	m	0.001

表-3 摩擦履歴型ダンパーの特性値一覧

		A1～A2
ダンパータイプ	-	100kN
設置数	基	2
1次剛性 k1	kN/m	8.00E+4
2次剛性 k2	kN/m	1.00E-5
降伏荷重 Sy	kN	200
降伏変位 δy	m	0.0025

表-4 応答結果一覧

	単位	A1	P1	P2	P3	P4	A2
最大応答曲率	μ・l/m	-	7897	12630	7876	7460	-
初降伏曲率	μ・l/m	-	1453	1431	1453	1453	-
許容曲率	μ・l/m	-	12454	13616	12454	12454	-

(2) 解析結果と考察

表-4 に各橋脚の最大応答曲率の算定結果を記す。表-4 より、全橋脚において、所要の耐震性能を満足する結果が得られた。これより、図-1 に記すモデルケースのような鋼橋に対して制震ダンパーを適用すれば、支承の取替えおよび制震ダンパーの設置を行うだけで、施工が困難となる河川内での大規模な橋脚補強工事を行わずに、所要の耐震性能を満足させることが可能となることがわかった。

5. 制震デバイスの速度依存に関する検討

本項では、制震デバイスの減衰性能が速度に依存することに着目し、一般に解析モデルとして用いられるP-δモデルによるモデル化の妥当性に関してF-Vモデルによる解析を行うことによって検証を行った。

検証には「4. 制震デバイスを支承部に適用した場合の効果」における解析モデルおよび解析条件を用い、制震ダンパーのモデル化のみをF（力）-V（速度）モデルに置き換え解析を行った。

(1) 解析条件

解析条件および解析手法は、基本的に4. と同様とする。但し、制震デバイスのモデル化を速度依存性を考慮したF-Vモデルとする。粘性ダンパーの減衰抵抗力Fは、一般に式(1)で示される。

$$F = CV^\alpha \quad (1)$$

ここに、C：粘性係数
V：速度
α：べき乗係数

ここで、式(1)における粘性係数Cを決定するための想定速度Vを、25kine、50kine、75kineの3段階変化させ応答結果を比較する。さらに、べき乗係数αが粘性ダンパーの製品により異なることが分かっているため、αを0.10から0.30まで変化させ各応答結果を比較するものとした（図-7 参照）。また、レーリー減衰の設定の違いによる応答結果の差が生じないように、各ケースの固有値解析はP-δモデルの結果と同じとした。

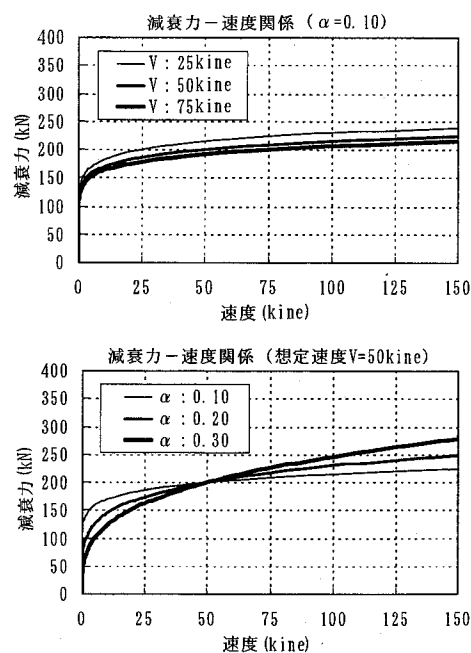


図-7 減衰力-速度曲線（抵抗力200kNタイプ）

(2) 想定速度Vを変化させた場合の解析結果と考察

想定速度Vを25kine, 50kine, 75kineの3段階変化させた場合の解析結果を以下に示す。べき乗係数 α は全ケース0.10とし、 α の違いによる応答値の差は生じないように設定した。また、P- δ モデルによる結果との比較検証を行うため、P- δ モデルによる応答結果も示した。

図8～図11は各ケースの応答結果を、P- δ モデルによる結果を1.00とした場合の比率として表したグラフである。順に、橋脚基部最大応答曲率、ダンパー最大応答変位、主桁最大応答加速度、主桁最大応答変位を示している。また、図中の①～⑩は図6に示す支承位置(ダンパー設置位置)を示す。

図8および図9より、P- δ モデルによる結果に比べ、F-Vモデルによる結果の方が橋脚の応答曲率は小さく、ダンパーの応答変位は大きくなっている。また、想定速度Vを25kine～75kineと大きくするに連れて、橋脚の応答曲率は減少し、ダンパーの応答変位は増大している。これは、図14～図16から分かるように、想定速度Vを25kine～75kineと大きくするに連れて、制震ダンパーの応答減衰力が小さくなっていることに起因すると考えられる。特にV=75kineのケースにおいて減衰力が小さくなっているが、これは、最大応答速度が50kine程度であり、想定速度の75kineに達していないことが原因であると考えられる。

また、ダンパーの吸収エネルギーに着目すると、図12より想定速度Vを大きくするほど、ダンパーの吸収エネルギーは増大しており、地震慣性力が低減されるため、図8に示すように、速度を大きく設定するほど橋脚の橋脚の最大応答が小さくなると言える。

一方、主桁の応答値については、図10および図11より、応答加速度および応答変位ともに誤差が10%以下であるため、P- δ モデルと比較しても大きな差異はないと考えられる。

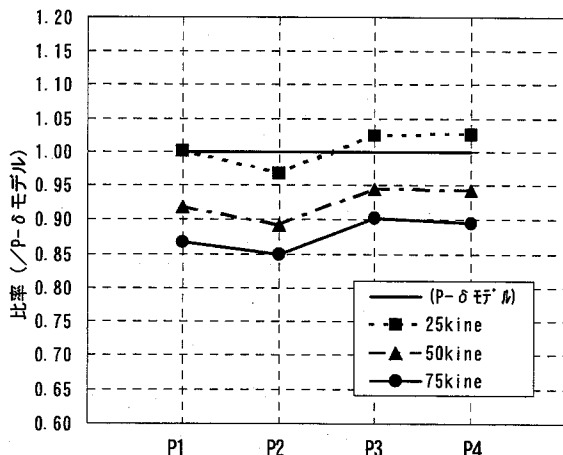


図8 橋脚基部応答曲率の各ケースに対する比率
(／P- δ モデルケース)

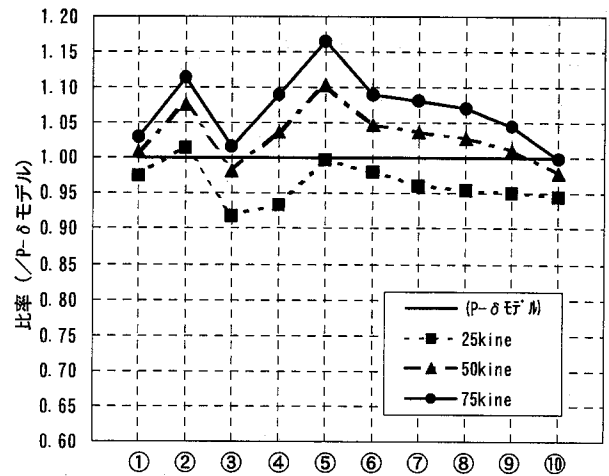


図9 ダンパー最大応答変位の各ケースに対する比率
(／P- δ モデルケース)

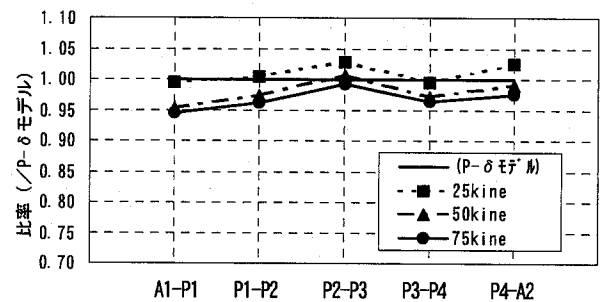


図10 主桁最大応答加速度の各ケースに対する比率
(／P- δ モデルケース)

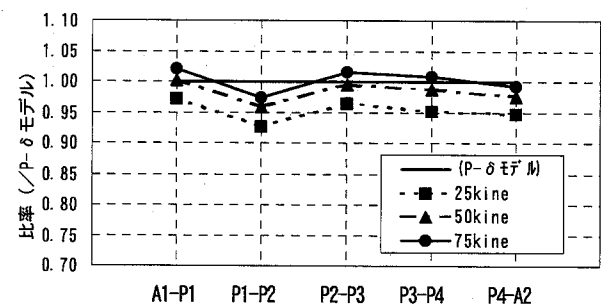


図11 主桁最大応答変位の各ケースに対する比率
(／P- δ モデルケース)

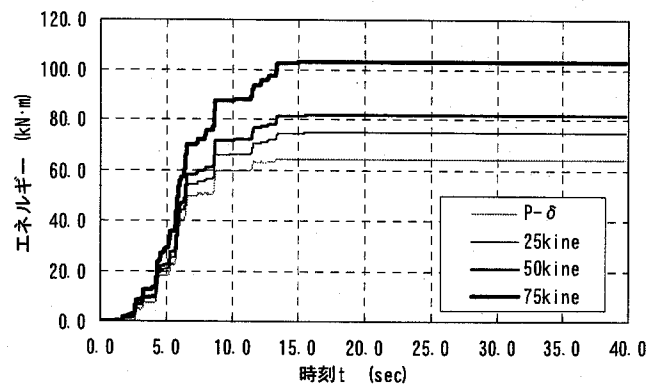


図12 P2 起点側ダンパーの累積吸収エネルギー時刻歴図

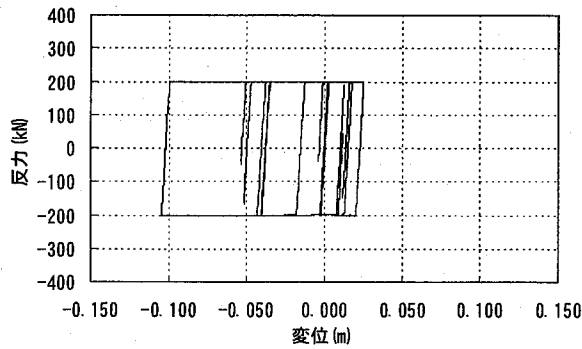


図-13 P2 起点側摩擦履歴型ダンパー
P- δ 応答履歴図 (P- δ モデル)

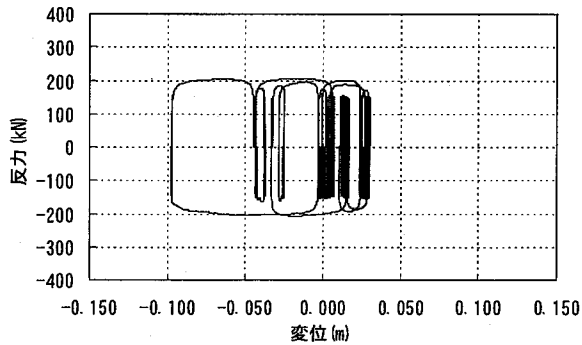


図-14 P2 起点側摩擦履歴型ダンパー
P- δ 応答履歴図 (25kine)

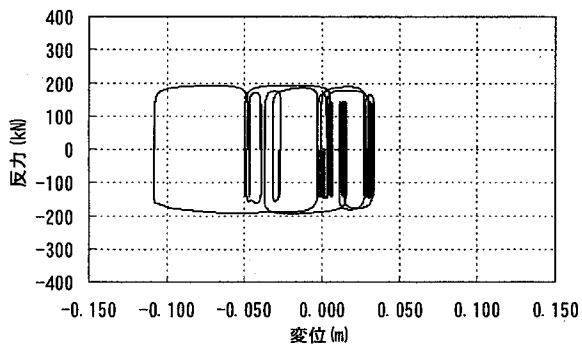


図-15 P2 起点側摩擦履歴型ダンパー
P- δ 応答履歴図 (50kine)

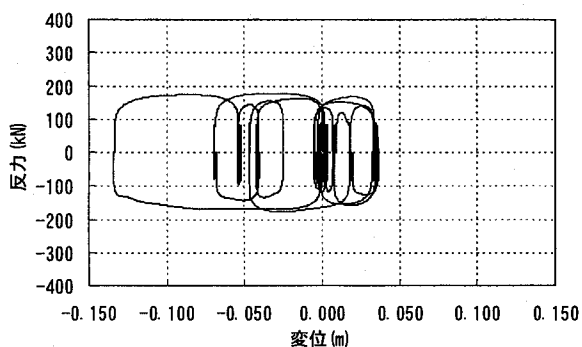


図-16 P2 起点側摩擦履歴型ダンパー
P- δ 応答履歴図 (75kine)

(3) べき乗係数 α を変化させた場合の解析結果と考察

べき乗係数 α を 0.10 から 0.30 まで変化させた場合の解析結果を以下に示す。想定速度 V は全ケース 50kine とし、想定速度の違いによる応答値の差は生じないように設定している。また、P- δ モデルによる結果との比較検証を行うため、ケースの 1 番目は P- δ モデルによる応答結果とした。

図-17~20 は各ケースの応答結果を、P- δ モデルによる結果を 1.00 とした場合の比率として表したグラフである。順に、橋脚基部最大応答曲率、ダンパー最大応答変位、主桁最大応答加速度、主桁最大応答変位を示している。図-17 および図-18 より、P- δ モデルによる結果に比べ、F-Vモデルによる結果の方が橋脚の応答曲率は小さく、ダンパーの応答変位は大きくなっている。また、べき乗係数 α を 0.10~0.30 と大きくするに連れて橋脚の応答曲率は減少し、ダンパーの応答変位は増大している。これは、図-7 から分かるように、べき乗係数 α を 0.10~0.30 と大きくするに連れて、減衰力-速度曲線における低速部の傾きが大きくなるため、低速部での減衰力が小さくなっていることに起因すると考えられる。

一方、主桁の応答値については、図-19 および図-20 より、応答加速度および応答変位ともに誤差が 10% 以下であるため、P- δ モデルと比較しても大きな差異はないと考えられる。

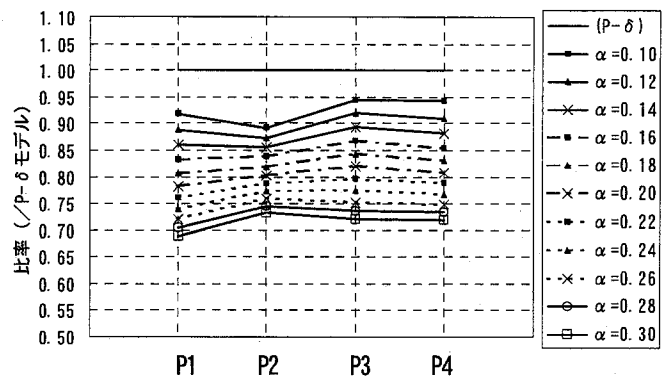


図-17 橋脚基部応答曲率の各ケースに対する比率
($\div$ P- δ モデルケース)

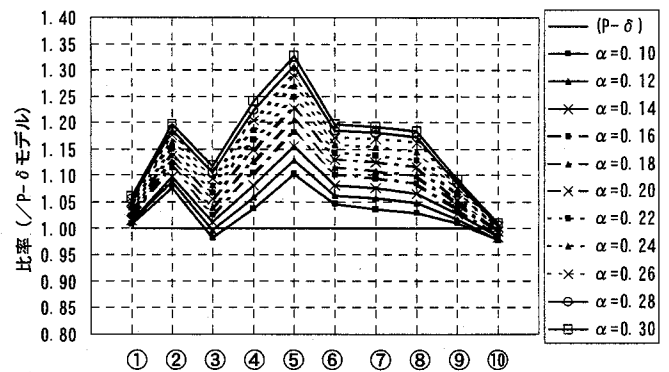


図-18 ダンパー最大応答変位の各ケースに対する比率
($\div$ P- δ モデルケース)

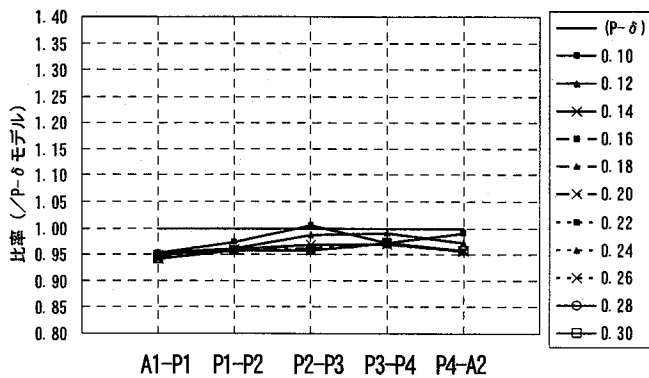


図-19 主桁最大応答加速度の各ケースに対する比率
($P-\delta$ モデルケース)

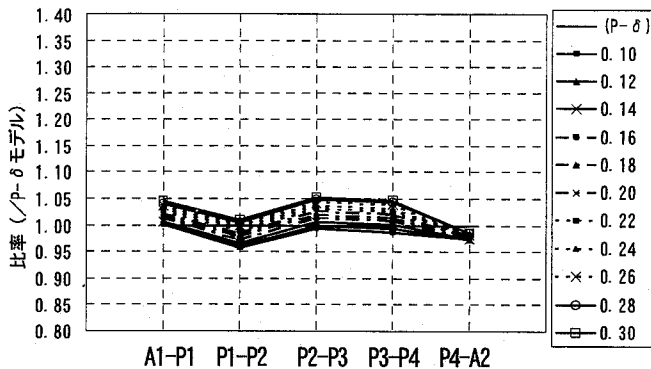


図-20 主桁最大応答変位の各ケースに対する比率
($P-\delta$ モデルケース)

6. まとめ

制震ダンパーを既設橋梁の支承部に適用する場合の耐震補強検討において、特に、ダンパーのモデル化に着目した検討により、得られた結果を以下に示す。

- ① 本対象橋梁のような鋼橋に対して制震ダンパーを適用すれば、図-21, 22 および表-4 に示すように、支承の取替えおよび制震ダンパーの設置を行うだけで、施工が困難となる河川内での大規模な橋脚補強工事を行わずに、所要の耐震性能を満足させることが可能となることがわかった。また、図-23 から、橋の速やかな機能回復に支障をきたすような残留変位は発生しないことがわかった。
- ② 本対象橋梁での $P-\delta$ モデルによる設計では、橋脚は安全側の設計となるが、ダンパー変位に着目した場合はダンパーの変位が大きくなる可能性があることがわかった。但し、全ケースでのダンパーの最大応答変位は 175mm 程度であるため、既存の製品により十分対応可能であると言える。
- ③ 本対象橋梁では、図-14~16 に示したように、想定速度 75kine の場合に応答減衰力が小さく、また応答変位が大きくなった。これは想定速度 75kine に対し

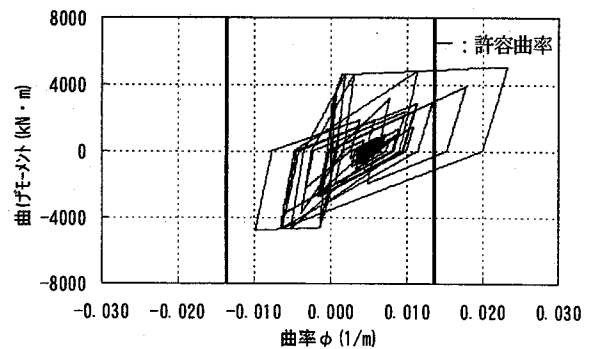


図-21 P2 橋脚基部 $M-\phi$ 応答履歴図 (現況)

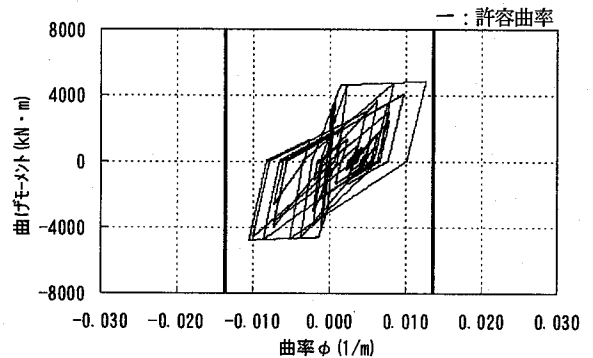


図-22 P2 橋脚基部 $M-\phi$ 応答履歴図
($P-\delta$ モデルによる制震ダンパー設置後)

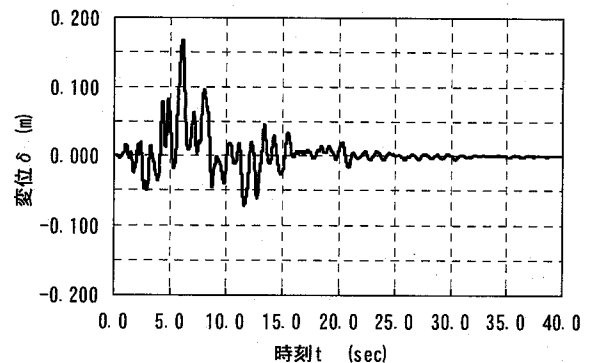


図-23 P1-P2 径間主桁応答変位時刻履歴図
($P-\delta$ モデルによる制震ダンパー設置後)

応答速度が 50kine と小さいため、所定の減衰力が得られていないことが原因と考えられる。逆に、応答速度が大きくなる場合には、所定の減衰力以上の力が橋脚に作用することが考えられる。

- ④ 以上より、制震ダンパーを用いた動的照査において、 $P-\delta$ モデルによる解析を行う場合は、応答速度に着目し、適切な設定および評価を行うための注意が必要であることがわかった。

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