

免震橋の目標とする固有周期に関する検討

山本一敏¹・○後藤僚一²・西村 学³・川本 恭朗⁴

¹正会員 パシフィックコンサルタンツ(株) 交通技術本部 道路構造部 (〒163-07 新宿区西新宿 2-7-1)
²正会員 パシフィックコンサルタンツ(株) 交通技術本部 道路構造部 (〒163-07 新宿区西新宿 2-7-1)
³正会員 パシフィックコンサルタンツ(株) 大阪本社 交通技術部 (〒541-0052 大阪市中央区安土町 2-3-13)
⁴正会員 パシフィックコンサルタンツ(株) 中部支社 都市交通部 (〒451-0046 名古屋市西区牛島町 2-5)

1. はじめに

平成 7 年の兵庫県南部地震により土木・建築分野ともに甚大な被災を経験した後、各種構造物の新設や補強に際して免震構造を採用するケースが飛躍的に増加してきている。道路橋示方書では、道路橋の免震設計を行う場合の固有周期について、橋に生じる変位を免震支承に集中させ、免震支承において確実にエネルギー吸収を図るために「免震支承を用いない場合の橋の 2 倍程度以上の固有周期を目安」とする解説が記載されている。しかし、実際には個々の橋梁それぞれの橋脚高さ、地盤状況、免震支承を採用する設計上の制約条件により、免震設計を行う場合に固有周期を延長させる事が困難な場合がある。

本稿では、免震橋の固有周期と免震効果の関係についてパラメトリックスタディを行い、免震橋の目標とする固有周期に関して検討した。

2. 検討対象橋梁

参考文献 2) を参考に、図-1 に示す対象橋梁を設定した。地盤種別はⅠ種地盤とⅡ種地盤、橋脚高さは 7.5 m と 15 m とし、4 ケースの橋梁を設定した。橋梁諸元および検討ケースを表-1～2 に示す。

表-1 橋梁諸元

橋梁型式	鋼 5 径間連続非合成鋼桁橋	
橋長・支間割	L=200m (支間5@40.0m)	
橋脚柱高さ	7.5m, 15.0m	
橋脚基礎型式	直接基礎	杭基礎
地盤種別	Ⅰ種地盤	Ⅱ種地盤

表-2 検討ケース

検討ケース	基礎型式	橋脚柱高さ
CASE1	直接基礎	7.50m
CASE2	(Ⅰ種地盤)	15.0m
CASE3	杭基礎	7.50m
CASE4	(Ⅱ種地盤)	15.0m

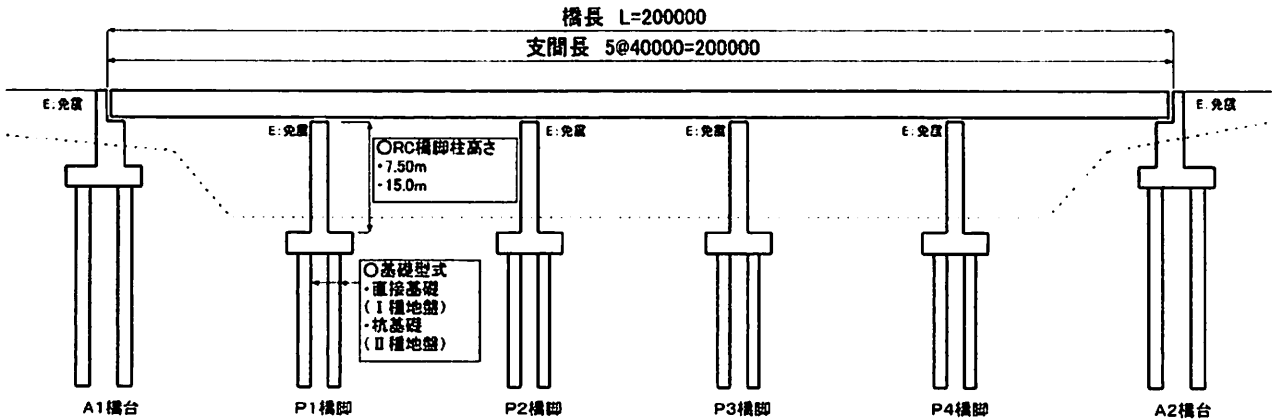


図-1 検討対象橋梁

橋脚断面は、参考文献 1) を参考に免震橋の規定を満足できるように設定した。大多数のケースでは、設計水平震度の下限値 ($P_a \geq 0.4C_z \cdot W$) で決定され、表-3 に示す橋脚断面および配筋概要となったが、後述するように一部のケースでは参考文献 1) の橋脚応答塑性率の照査と残留変位の照査を満足できないため、帯鉄筋と主鉄筋を増加させた。

表-3 橋脚断面および配筋概要

	脚柱高 7.5m	脚柱高 15.0m
直角方向幅(mm)	5000	5000
橋軸方向幅(mm)	2200	2500
橋軸主鉄筋 As1	D32-1 段@125	D38-2 段@125
直角主鉄筋 As2	D32-1 段@125	D38-1 段@125
帯鉄筋	D16 ($\rho_s=0.53\%$)	D22 ($\rho_s=1.1\%$)
橋軸方向降伏水平耐力 Pa (kN)	3350	4460

3. 支承形状の設定

免震支承は鉛プラグ入り積層ゴム支承とし、免震支承の等価剛性で算出した固有周期と地震時支承変形量を変化させて、参考文献 1) および 3) を満足するような免震支承の形状を設定した。検討条件を表-4 に、設定結果を表-5 に示す。

表-4 支承形状検討条件

支承剛性	設計変位時の等価剛性
せん断弾性係数	G8, G10
平面寸法	正方形(10mm ピッチ)
鉛プラグ面積比 (A_p/A_e)	約 6%
支承変形量	200~500mm (50mm ピッチ)
支承検討時固有周期	0.1sec きざみ

表-5 より、免震支承の形状を変化させても固有周期を自由に伸長させられないことがわかる。この主な理由は、参考文献 3) で規定されている免震支承の 2 次形状係数 ≥ 4 の制約によるものである。

4. 動的解析モデルおよび条件

図-1 の対象橋梁の P1 橋脚を取り出し、橋軸方向の動的解析モデルを参考文献 1) の参考資料「5. 動的解析に関する資料」を基に作成した。解析モデルを図-2 に示す。非線形特性は、免震支承 (バイリニアモデル) と橋脚基部の塑性回転ばね (武田モデル) に与えた。

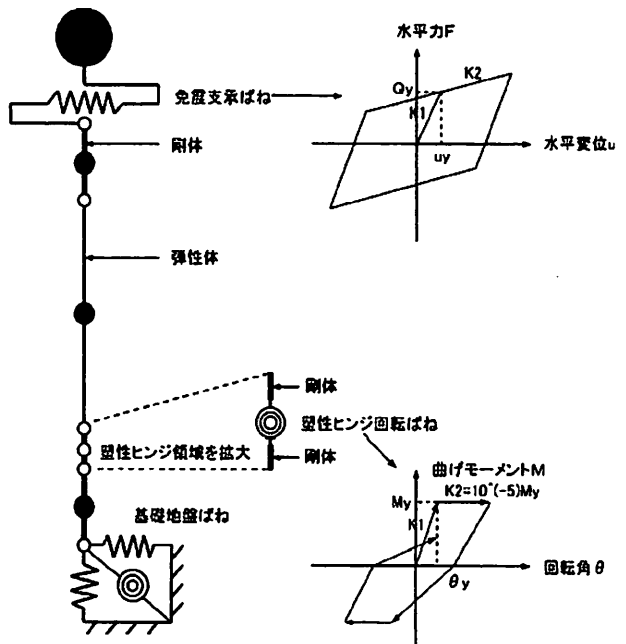


図-2 解析モデル

表-5 固有周期別の支承形状の設定結果

		地震時支承変形量 (mm)						
		200	250	300	350	400	450	500
固有周期 (sec)	0.9							
	1.0	幅: 670 × 670 厚: 27 × 3	幅: 750 × 750 厚: 34 × 3					
	1.1	幅: 620 × 620 厚: 27 × 3	幅: 690 × 690 厚: 25 × 4	幅: 750 × 750 厚: 30 × 4	幅: 810 × 810 厚: 35 × 4	幅: 870 × 870 厚: 40 × 4	幅: 880 × 880 厚: 36 × 5	
	1.2	幅: 590 × 590 厚: 22 × 4	幅: 630 × 630 厚: 25 × 4	幅: 690 × 690 厚: 30 × 4	幅: 740 × 740 厚: 28 × 5	幅: 800 × 800 厚: 32 × 5	幅: 840 × 840 厚: 36 × 5	幅: 890 × 890 厚: 40 × 5
	1.3	幅: 590 × 590 厚: 21 × 5	幅: 590 × 590 厚: 21 × 5	幅: 640 × 640 厚: 24 × 5	幅: 690 × 690 厚: 28 × 5	幅: 730 × 730 厚: 32 × 5	幅: 780 × 780 厚: 30 × 6	幅: 830 × 830 厚: 34 × 6
	1.4	幅: 590 × 590 厚: 18 × 7	幅: 590 × 590 厚: 20 × 6	幅: 590 × 590 厚: 20 × 6	幅: 640 × 640 厚: 20 × 7	幅: 690 × 690 厚: 20 × 8	幅: 720 × 720 厚: 20 × 9	幅: 850 × 850 厚: 25 × 8
	1.5	幅: 590 × 590 厚: 21 × 7	幅: 590 × 590 厚: 20 × 7	幅: 590 × 590 厚: 20 × 7	幅: 590 × 590 厚: 14 × 10	幅: 640 × 640 厚: 16 × 10	幅: 750 × 750 厚: 20 × 9	幅: 800 × 800 厚: 25 × 8
	1.6	幅: 590 × 590 厚: 16 × 9	幅: 590 × 590 厚: 16 × 8	幅: 590 × 590 厚: 16 × 8	幅: 620 × 620 厚: 14 × 10	幅: 660 × 660 厚: 16 × 10	幅: 720 × 720 厚: 20 × 9	
	1.7		幅: 590 × 590 厚: 16 × 9	幅: 590 × 590 厚: 16 × 9	幅: 590 × 590 厚: 14 × 10	幅: 640 × 640 厚: 16 × 10		
	1.8							

減衰モデルには Rayleigh 型減衰を用い、免震支承 0%, 橋脚柱 2%, 基礎はⅠ種地盤 10%, Ⅱ種地盤 20%の減衰定数を与えた。また、固有値解析では免震支承を等価剛性、橋脚剛性を降伏時剛性とした。

入力地震動は、参考文献1)の参考資料「2.5 動的解析に用いる地震動の例」のタイプⅠおよびタイプⅡの3波形を用い、各々の応答値は3波平均により求めた。

5. 免震橋の固有周期と応答値の関係

表-2 の CASE1～4 について、免震支承の形状を調整し固有周期を変化させ、動的解析で応答値を求めた。支承条件が固定の場合の固有周期を表-6 に示す。

表-6 支承条件を固定としたときの固有周期

検討ケース	基礎条件	橋脚柱高さ	$T_0(\text{sec})$
CASE1	直接基礎	7.50m	0.730
CASE2	(Ⅰ種地盤)	15.0m	1.277
CASE3	杭基礎	7.50m	0.696
CASE4	(Ⅱ種地盤)	15.0m	1.158

参考文献1)では、支承条件を固定と仮定した場合の固有周期が 1.0 秒程度以上となる橋について、長周期化による慣性力の低減効果が小さくなることを理由に免震支承の採用を制限している。本稿では、固有周期がやや長い橋における固有周期と免震効果の関係を検討するために、支承条件を固定と仮定した場合の固有周期が 1.0 秒をやや超える CASE2, CASE4 も検討対象とした。

また、着目する応答値は、支承変形量、橋脚応答塑性率、履歴エネルギー吸収量の比（(支承履歴エネルギー吸収量+橋脚履歴エネルギー吸収量)/全地震入力エネルギー量）、支承履歴エネルギー吸収量の分担比(支承履歴エネルギー吸収量/(支承履歴エネルギー吸収量+橋脚履歴エネルギー量))である。

各ケースの検討結果を以下に示す。なお、CASE3 のタイプⅡ地震動および CASE4 のタイプⅡ地震動については、参考文献1)による橋脚の応答塑性率の照査を満足しなかったため、帯鉄筋量を増加させ変形性能を向上させた。さらに CASE3 については参考文献1)による残留変位の規定を満足しなかったため、主鉄筋量を増加させ耐力を 1.5 倍まで増加させた。

(1) CASE1 (橋脚柱高 7.5m Ⅰ種地盤)

図-3～10 に CASE1 の固有周期と着目する応答値の関係を示す。CASE1 ではタイプⅠ地震動・タイプⅡ地震動とも、固有周期が長くなるにしたがっ

て、免震支承の変形は大きくなり橋脚の応答塑性率は小さくなる。また、履歴エネルギー吸収量の比および支承履歴エネルギー吸収量の分担比も、固有周期が長くなるにしたがって大きくなる。

CASE1 では、支承条件を固定としたときの 2 倍の固有周期は 1.46 秒であるが、固有周期が 1.46 秒未満であっても支承履歴エネルギー吸収量の分担比は 90%以上となっており、エネルギー吸収が免震支承に集中している。これは、橋脚の応答塑性率が 2 程度以下と小さい塑性率となっているためである。

(2) CASE2 (橋脚柱高 15.0m Ⅰ種地盤)

図-11～18 に CASE2 の固有周期と着目する応答値の関係を示す。CASE2 においても、CASE1 と同様の傾向が見られ、支承条件を固定としたときの 2 倍の固有周期 (2.55 秒) とすることができないが、支承条件を固定としたときの橋脚の応答塑性率が 2 程度であり免震橋とすると橋脚はほとんど塑性化しないため、エネルギー吸収が免震支承に集中する結果となった。

(3) CASE3 (橋脚柱高 7.5m Ⅱ種地盤)

図-19～26 に CASE3 の固有周期と着目する応答値の関係を示す。CASE3 では支承条件を固定としたときの 2 倍の固有周期は 1.39 秒であるが、タイプⅠ地震動に対しては固有周期が 1.39 秒未満であっても支承履歴エネルギー吸収量の分担比は 90%以上となっており、エネルギー吸収が免震支承に集中している。

タイプⅡ地震動に対しては設計スペクトルの低下周期である 1.2 秒程度以上とすれば、橋脚の応答塑性率が小さくなり、支承履歴エネルギー量の分担比が概ね 70%以上となり、エネルギー吸収が免震支承に集中する結果となった。

(4) CASE4 (橋脚柱高 15.0m Ⅱ種地盤)

図-27～34 に CASE4 の固有周期と着目する応答値の関係を示す。CASE4 では、支承条件を固定としたときの 2 倍の固有周期 (2.32 秒) とすることができないが、タイプⅠ地震動では CASE2 と同様の傾向が見られる。

しかし、タイプⅡ地震動では固有周期を設計スペクトルの低下周期である 1.2 秒よりも長い 1.6 秒程度まで伸長させないと、支承履歴エネルギー量の分担比が 70%以下と小さくなり、免震支承にエネルギー吸収が集中しない。

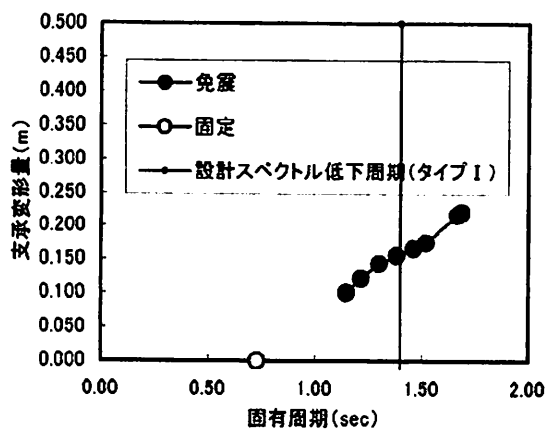


図-3 支承変形量 (CASE1 タイプI)

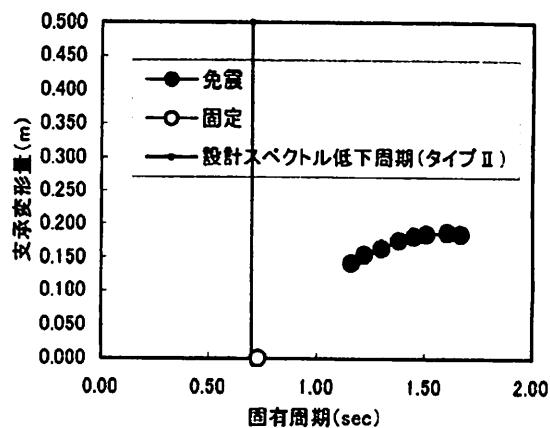


図-7 支承変形量 (CASE1 タイプII)

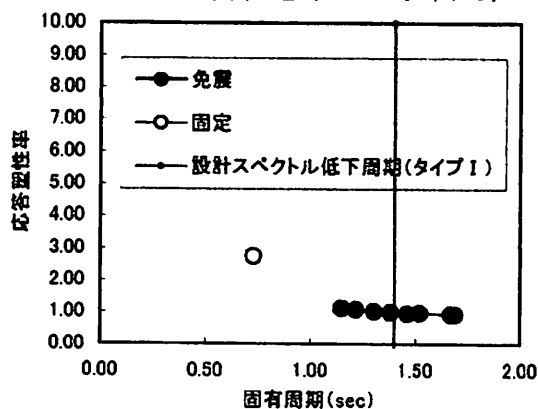


図-4 橋脚応答塑性率 (CASE1 タイプI)

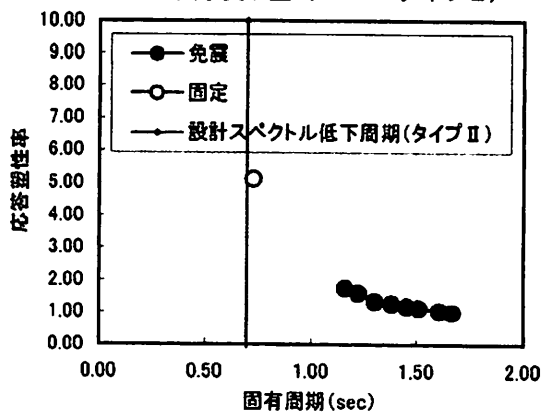


図-8 橋脚応答塑性率 (CASE1 タイプII)

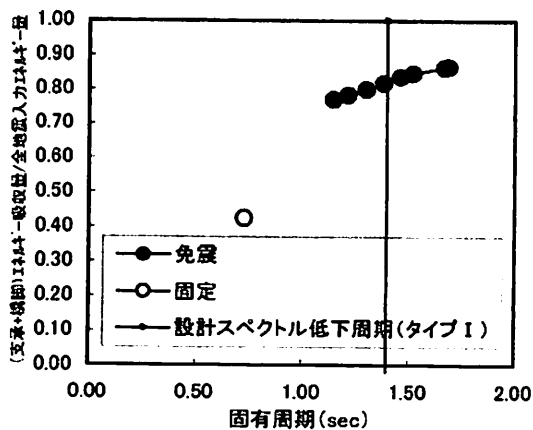


図-5 履歴エネルギー吸収量の比 (CASE1 タイプI)

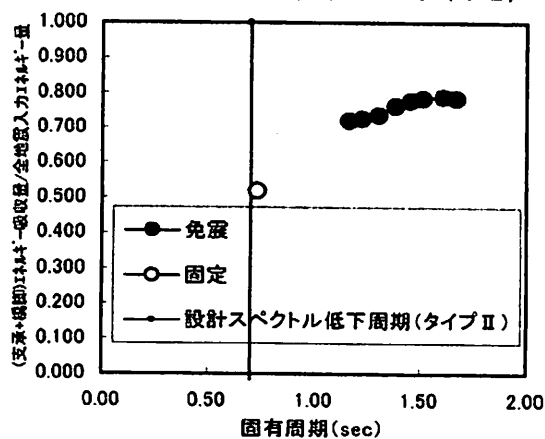


図-9 履歴エネルギー吸収量の比 (CASE1 タイプII)

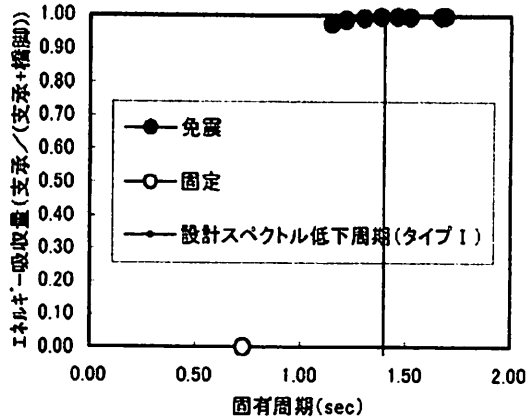


図-6 支承履歴エネルギー吸収量の分担比 (CASE1 タイプI)

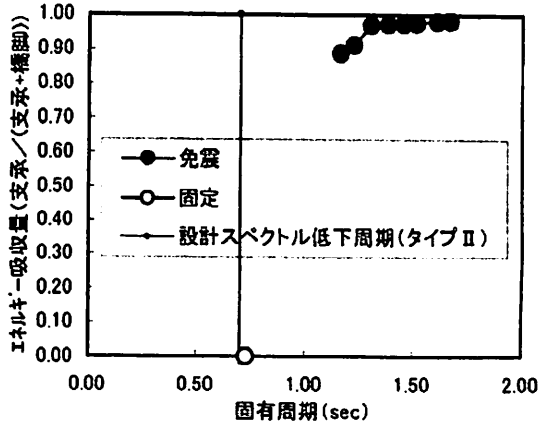


図-10 支承履歴エネルギー吸収量の分担比 (CASE1 タイプII)

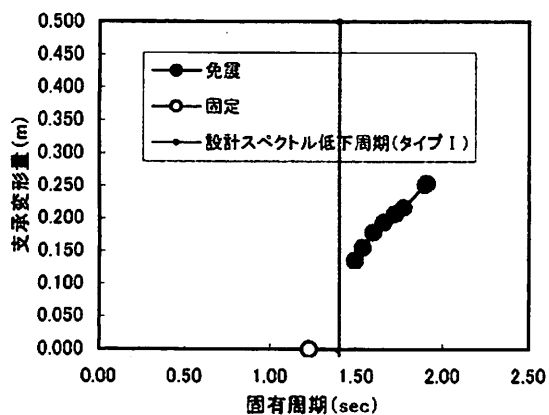


図-11 支承変形量 (CASE2 タイプ I)

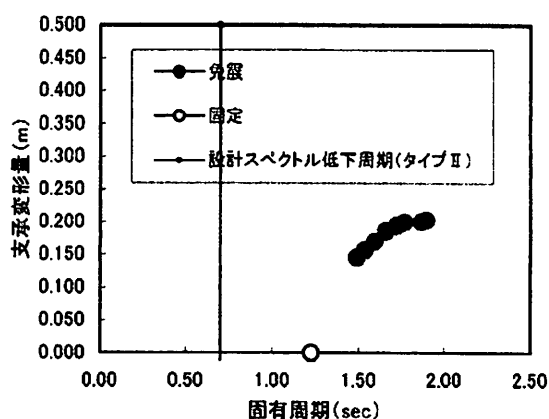


図-15 支承変形量 (CASE2 タイプ II)

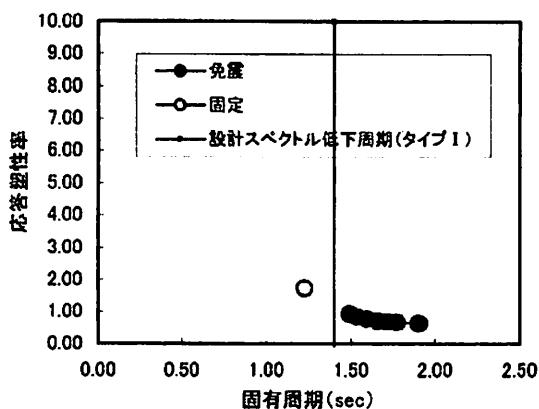


図-12 橋脚応答塑性率 (CASE2 タイプ I)

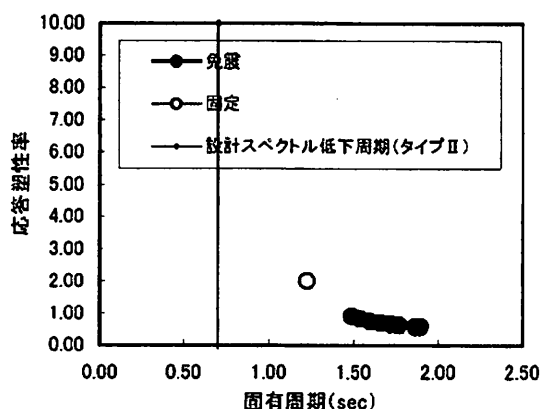


図-16 橋脚応答塑性率 (CASE2 タイプ II)

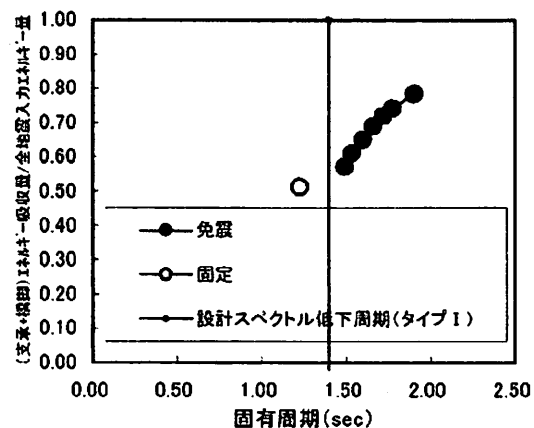


図-13 履歴エネルギー吸収量の比 (CASE2 タイプ I)

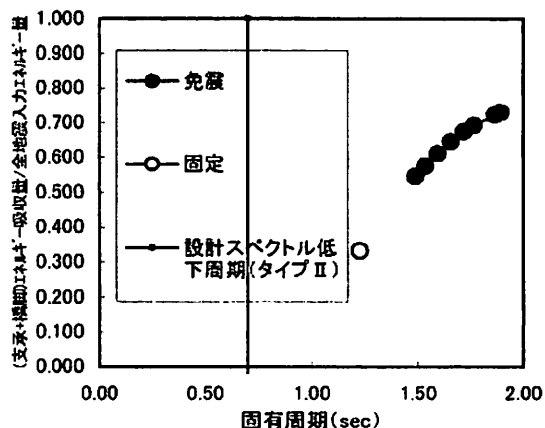


図-17 履歴エネルギー吸収量の比 (CASE2 タイプ II)

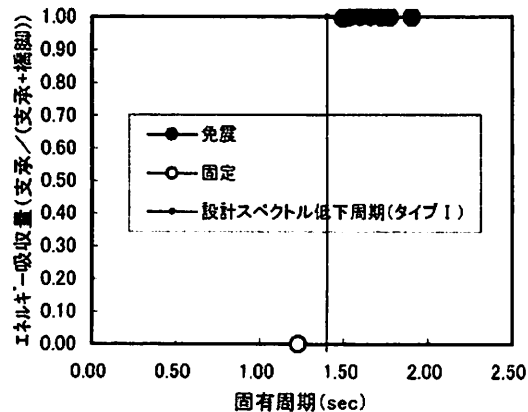


図-14 支承履歴エネルギー吸収量の分担比 (CASE2 タイプ I)

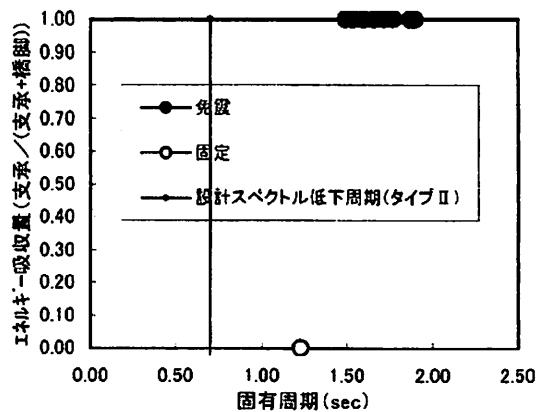


図-18 支承履歴エネルギー吸収量の分担比 (CASE2 タイプ II)

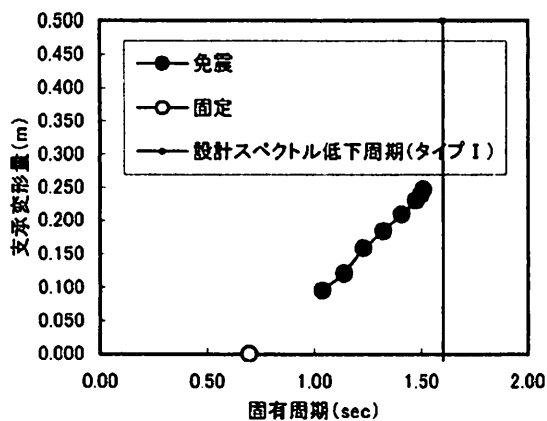


図-19 支承変形量 (CASE3 タイプ I)

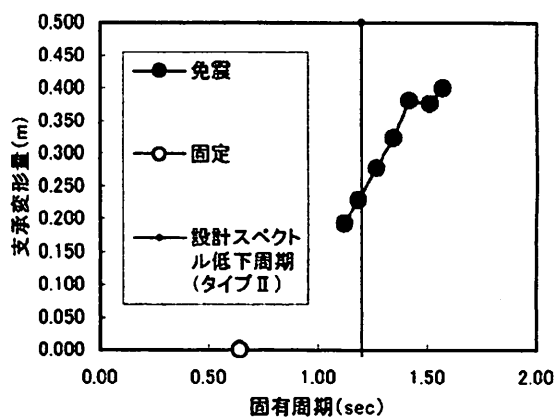


図-23 支承変形量 (CASE3 タイプ II)

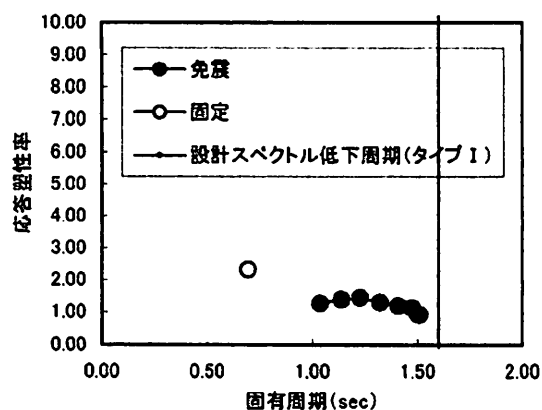


図-20 橋脚応答塑性率 (CASE3 タイプ I)

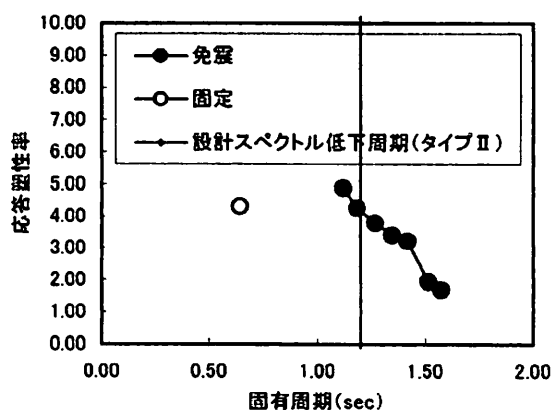


図-24 橋脚応答塑性率 (CASE3 タイプ II)

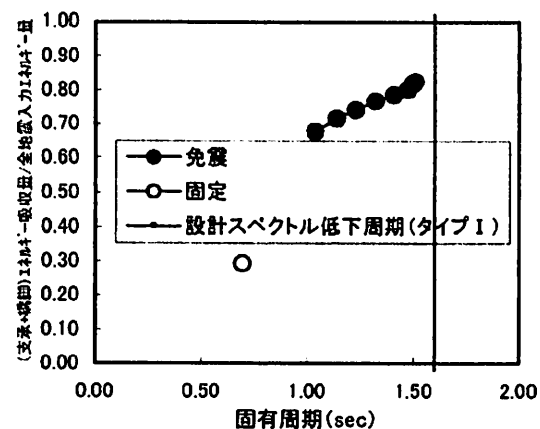


図-21 履歴エネルギー吸収量の比 (CASE3 タイプ I)

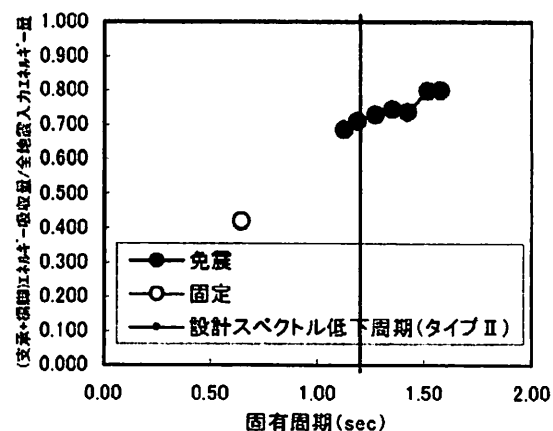


図-25 履歴エネルギー吸収量の比 (CASE3 タイプ II)

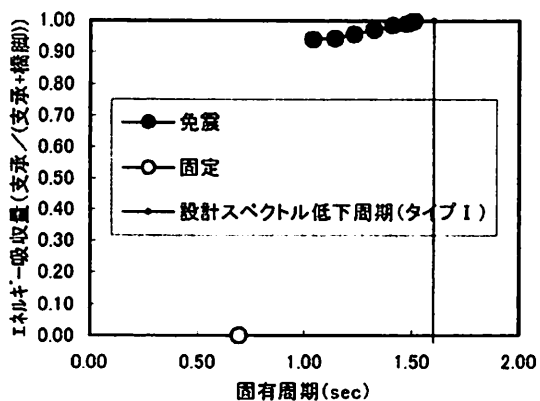


図-22 支承履歴エネルギー吸収量の分担比 (CASE3 タイプ I)

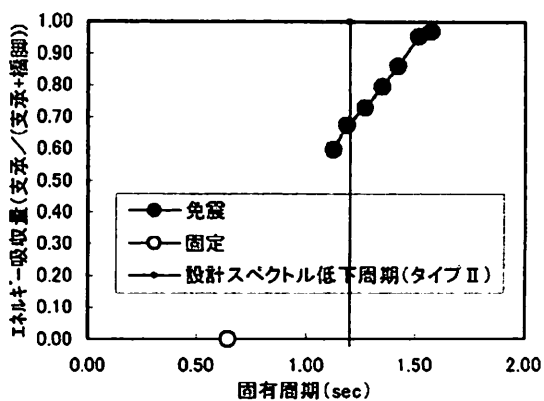


図-26 支承履歴エネルギー吸収量の分担比 (CASE3 タイプ II)

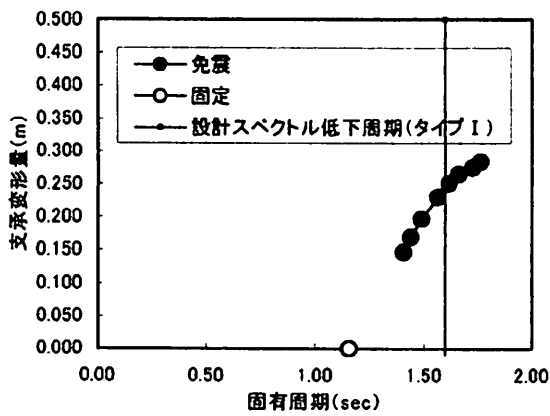


図-27 支承変形量 (CASE4 タイプI)

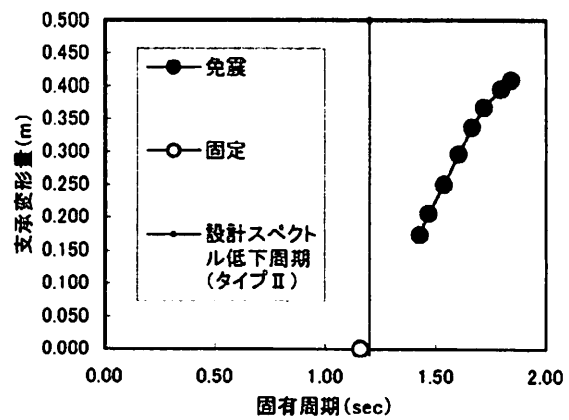


図-31 支承変形量 (CASE4 タイプII)

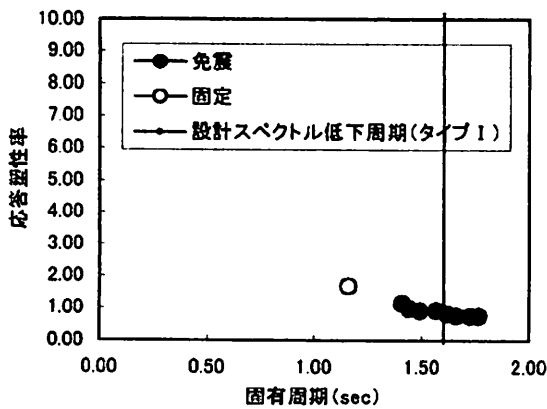


図-28 橋脚応答塑性率 (CASE4 タイプI)

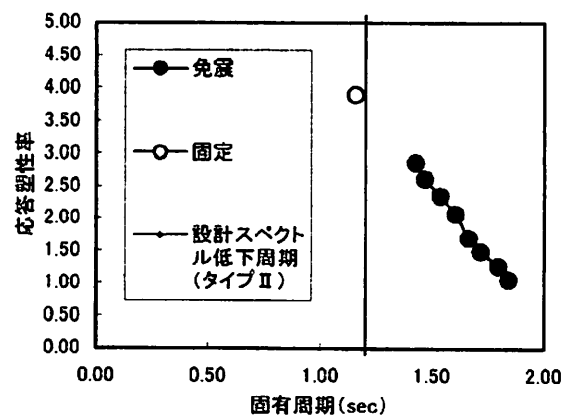


図-32 橋脚応答塑性率 (CASE4 タイプII)

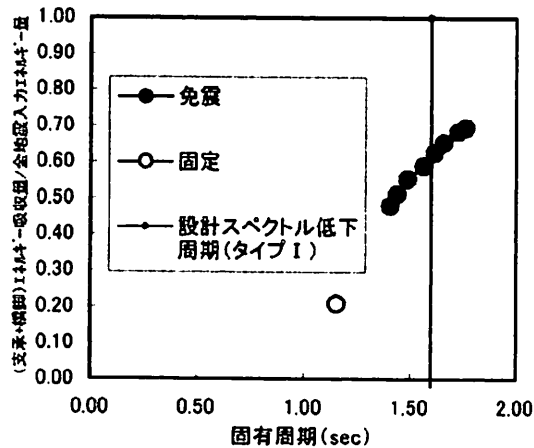


図-29 履歴エネルギー吸収量の比 (CASE4 タイプI)

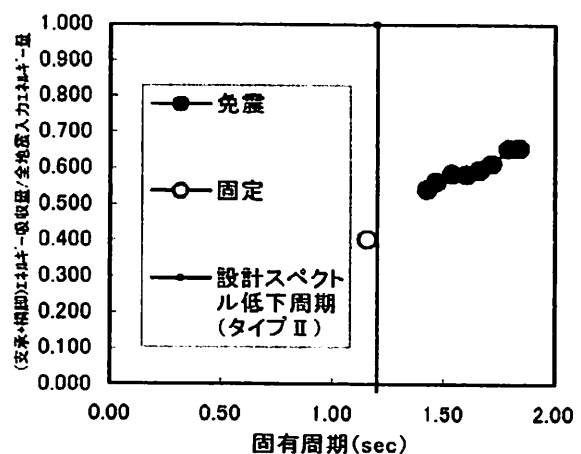


図-33 履歴エネルギー吸収量の比 (CASE4 タイプII)

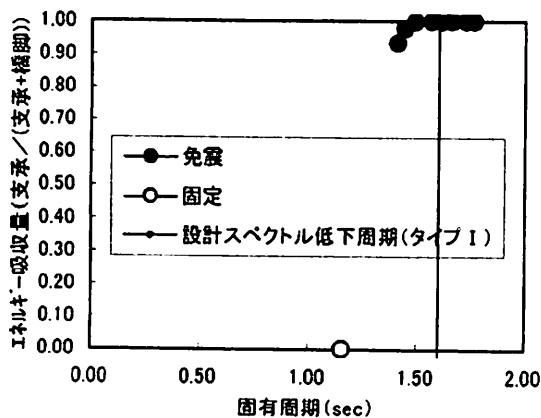


図-30 支承履歴エネルギー吸収量の分担比 (CASE4 タイプI)

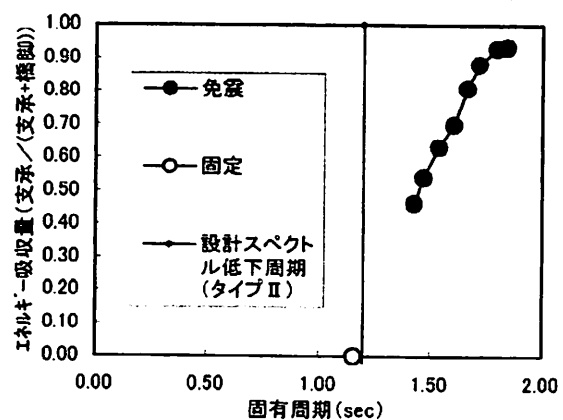


図-34 支承履歴エネルギー吸収量の分担比 (CASE4 タイプII)

6. まとめ

- ① 免震橋の固有周期は、免震支承を用いない場合の橋の 2 倍程度以上とすることを原則としている。しかし、2 次形状係数の規定による制約から免震支承の形状を変化させても固有周期を自由に伸長させられないため、免震支承を用いない場合の橋の 2 倍程度以上とすることが困難な場合がある。固有周期を伸長させると橋脚の応答塑性率を小さくすることができるが、支承変位は大きくなる。
- ② I 種地盤では、免震橋の固有周期が免震支承を用いない場合の橋の 2 倍程度以上とならなくとも、橋脚の塑性率が小さい場合には免震支承にエネルギー吸収が集中する傾向がある。橋脚の塑性率が小さくなる場合があるのは、橋脚が一定程度以上の耐力 ($P_a \geq 0.4C_z \cdot W$) を保有しているためと考えられる。
- ③ II 種地盤のタイプ I 地震動に対しては、I 種地盤の場合と同様に、免震橋の固有周期が免震支承を用いない場合の橋の 2 倍程度以上とならなくとも、橋脚の塑性率が小さい場合には免震支承にエネルギー吸収が集中する。しかし、タイプ II 地震動に対しては、固有周期を設計スペクトルの低下周期よりも十分伸長させないで、橋脚の塑性率が大きくなり、免震支承にエネルギー吸収が集中しない場合がある。
- ④ 免震橋の固有周期は、免震支承を用いない場合の橋の 2 倍程度以上としなくても、設計スペクトルの低下周期以上とすれば免震効果を得られる可能性がある。この場合、橋脚が降伏しない、あるいは降伏しても塑性化の程度が小さく、免震支承にエネルギー吸収が集中していることを確認する必要がある。
- ⑤ 一般に、免震支承を用いない場合の橋の 2 倍程度以上の固有周期とすると、タイプ II 地震動の設計スペクトルの低下周期を超える場合が多いので 1 つの目安となると考えられる。しかし、様々な周期特性を有する橋の構造特性を考慮すると、目標とする固有周期は機械的に免震支承を用いない場合の 2 倍とするのではなく、設計スペクトルの低下周期と対比させ、橋脚の応答塑性率と支承変形量をバランスさせながら設定するのがよいと考えられる。

7. 謝辞

本稿は、(財) 土木研究センターを中心にした産官学共同の「道路橋の免震構造研究委員会 (委員長: 川島一彦 東京工業大学大学院教授)」における検討の一部をとりまとめたものである。また支承形状の設定については、(株) ビービーエム殿にご協力いただいた。記して感謝いたします。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 2002. 3
- 2) (社) 日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する参考資料, 1997. 3
- 3) (社) 日本道路協会: 道路橋支承便覧, 2004. 3
- 4) 飯山, 川島, 庄司: 免震効果を得るために必要な長周期化, 第24回地震工学研究発表会講演論文集, pp. 289-292, 1997. 7
- 5) 庄司, 川島, 飯山: 橋梁の免震設計に用いる支承の降伏強度および等価固有周期の設定, 第24回地震工学研究発表会講演論文集, pp. 293-296, 1997. 7
- 6) 飯山, 川島, 庄司: 免震効果を得るために必要な長周期化に関する一検討, 構造工学論文集 vol14A, pp. 701-709, 1998. 3