

6 高架橋システムの耐震性に関する検討

6.1 感度解析と部分構造モデルの妥当性の検討

6.1.1 はじめに

高架橋の耐震設計では、1基の下部構造とそれを支持している上部構造部分を1設計振動単位として抜き出した部分構造モデルを用いて非線形動的解析が行われる場合がある。例えば、連続桁における橋軸直角方向のモデルや、橋軸方向モデルでも多径間の連続桁がゴム支承等によって弾性支持される場合である。

この節では、部分構造モデルと高架橋システム全体系の応答解析結果を比較することにより部分構造モデルの妥当性を検討した。その際、両モデルから計算される設計パラメータに対する応答値の感度に着目して比較を行った。ここで、感度とは板厚等の設計パラメータを変化させた場合の応答の変化率を表す。したがって、感度は設計パラメータの解析結果に与える影響の尺度を表す。感度が非常に大きい場合、入力データの少しの違いにより、応答値が大幅に変化することを意味し、解析結果そのものの信頼度も下げざるを得ない。さらに、部分構造モデルと全体系モデルで同様な感度を得ることが望ましい。しかし、例えば全体系モデルと部分構造モデルにおいて、感度の符号が異なる場合、部分構造モデルを用いて設計を行う設計者の意図は、全体構造モデルでは正反対の効果を生じることになる。

以下では、まず板厚等を変化させていない「基本モデル」の解析結果を紹介し、ついで、感度解析結果を示す。

6.1.2 解析条件

全体系の解析モデルとしては4章で紹介したモデル橋を用い、部分構造モデルとしてはこのモデル橋からPC15のみを抜き出したモデルを用いた。モデルの概要は下記の通りである。

- 減衰はレイリー減衰であたえ、着目している振動方向に対し1次と2次の固有振動数において減衰定数が0.05となるようにレイリー減衰の係数を設定した。ここで、固有振動数は全体系モデルの解析結果を用い、これを部分構造モデルにも用いている。具体的にはレイリー減衰の係数は次の値である。

橋軸方向解析(面内解析)	$\alpha = 0.3889$	$\beta = 0.00519$
橋軸直角方向解析(面外解析)	$\alpha = 0.2846$	$\beta = 0.00871$

- 基礎は道示バネモデルを用いた。
- 全体系橋軸方向モデルと全体系橋軸直角方向モデルでは、以下の点が異なる。橋軸直角方向モデルでは、隣接橋梁の影響を考慮するため、単橋脚(PC-14, PC-17)の支承位置において、隣接橋梁相当の質量を橋軸直角方向質量に加えている。
- 入力地震波はタイプ2, III種地盤, 第1波を用いた。

6.1.3 基本モデルでの時刻歴応答解析結果

橋軸方向モデル

地盤バネを導入した全体系モデル，部分構造モデルのPC-15橋脚天端(節点番号203)での橋軸方向変位の時刻歴曲線を図-6.1.1に示す。2つのモデルの橋軸方向の応答を比較すると，部分構造モデルの方が全般的に応答変位が大きく，減衰が小さくなっている。支承中心での時刻歴曲線より残留変位と最大変位を表-6.1.1に示す。これによると，部分構造モデルの方が残留変位，最大変位ともに過大評価していることが分かる。

橋軸直角方向モデル

基本モデルに面外方向地震の応答解析結果を図-6.1.2に支承位置での最大変位と残留変位を表-6.1.2示す。これらの応答値は，面内の場合と同様に橋脚天端(節点番号203)での橋軸直角方向変位を比較したものである。同図より，橋軸直角方向モデルの場合，橋軸方向モデルに較べ，部分構造モデルと全体系モデルの応答波形の差が大きい。最大変位の方法も両モデル異なる。原因は4章で考察した様に，面外振動の場合，全ての橋脚が同位相で応答するのではなく，位相差がありいわゆる首振りの影響が出ているものと考えられる。

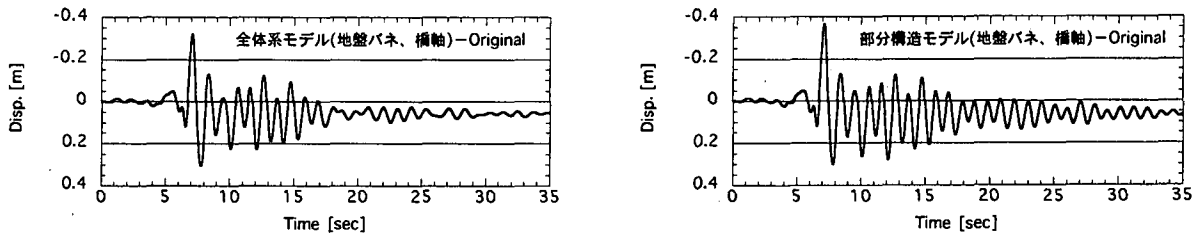


図 - 6.1.1 全体系モデルと部分構造モデルの変位時刻歴応答の比較 (基本モデル, 橋軸方向)

表 - 6.1.1 残留変位と最大変位 (基本モデル, 橋軸)

	残留変位 u_r [m]	時刻 t [sec]	最大変位 u_{max} [m]
全体系モデル	0.057	7.1	-0.320
部分構造モデル	0.068	7.1	-0.368

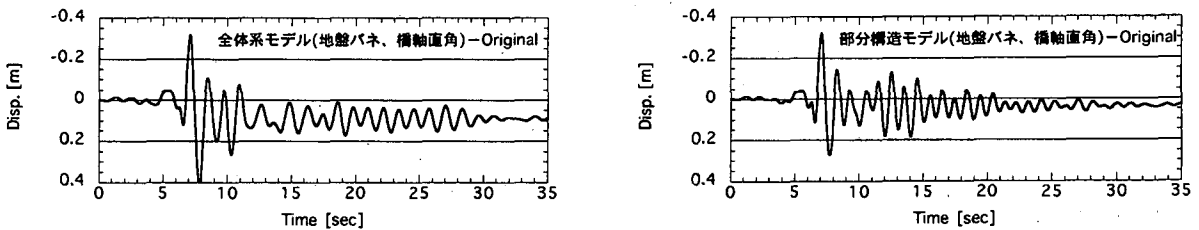


図 - 6.1.2 全体系モデルと部分構造モデルの変位時刻歴応答の比較 (基本モデル, 面外)

表 - 6.1.2 残留変位と最大変位 (基本モデル, 橋軸直角)

	残留変位 u_r [m]	時刻 t [sec]	最大変位 u_{max} [m]
全体系モデル	0.0912	7.86	0.408
部分構造モデル	0.0360	7.10	-0.321

6.1.4 設計パラメータと感度の計算方法

設計パラメータとして(1)板厚, (2)降伏応力, (3)応力-ひずみ曲線における降伏後の2次勾配の3つの量を選んだ。そして, 設計の対象としてPC-15橋脚を選び, この橋脚において塑性ひずみが最大となる基部の断面において, 上記設計パラメータを次に示すように変化させた。

- Case-1; 板厚を $t = 36\text{mm}$ から $t' = 46\text{mm}$ に変化させた場合
- Case-2; 降伏応力を $\sigma_Y = 2400 \text{ kgf/cm}^2$ から $\sigma'_Y = 3600 \text{ kgf/cm}^2$ に変化させた場合
- Case-3; 応力-ひずみ関係の2次勾配を $d = E/1000$ から $d' = E/100$ に変化させた場合

つぎに, 上記の3つのケースについて次の手順で感度を計算した。まず, 設計パラメータ(板厚, 降伏応力等)の変化を次のように表す。

$$\begin{aligned} t' &= (1 + \Delta\alpha_1)t \\ \sigma'_Y &= (1 + \Delta\alpha_2)\sigma_Y \\ d' &= (1 + \Delta\alpha_3)d \end{aligned} \quad (6.1.1)$$

ここで, ()' は変化後のパラメータを表し, $\Delta\alpha_i$ ($i = 1, 2, 3$) は基準値 (t, σ_Y, d) に対する変化率を表す。 $\Delta\alpha_i$ に対する応答値 u の変化を感度として計算した。

$$(\text{感度}) \equiv \frac{\partial u}{\partial \alpha_i} \approx \frac{\Delta u}{\Delta \alpha_i} \quad (6.1.2)$$

本来, 式(6.1.2)による感度の定義からは微少な α_i の変化に対する応答値 u の比を感度とすべきであるが, 計算では比較的設計パラメータを大きく変化させている。これは次の理由による。実際の板厚, 降伏応力等の設計パラメータは連続的な変数とは言えず, 鋼板のコマーシャルサイズや規格によって離散的な値をとる。したがって, この計算例でも Case-1 と Case-2 においては設計パラメータの変化量としては現実的な値を用いて感度を計算した。

また, Case-3 は計算で用いる応力-ひずみ曲線の2次勾配に関する感度であり, 2次勾配は材質によってほぼ決まってしまうため, 設計者が自由に変更できる設計パラメータとは考えづらい。しかし, 次の理由から設計パラメータとして考慮することとした。以下の解析ではファイバーモデルを用いて計算を行うため, 断面保持を仮定をしており, 局部座屈の影響は考慮されていない。応力-ひずみ関係において $E/100$, (E : ヤング率) 程度の2次勾配が期待できる場合でも, 実際の円筒シェル構造としてのマクロな挙動は局部座屈によって降伏後の耐力の増加が期待できない場合があるものと考えられる。また, 逆にこの2次勾配を $E/100$ 程度に上げることで応答値が押さえられるならば, 降伏後の耐力の上昇を見込めるような補強方法(縦リブ等の追加)が有効であるといった知見が得られる可能性もある。以上のような観点から, 2次勾配に関する感度も考慮することとした。

6.1.5 応答変位、残留変位及び最大変位に関する感度の計算

面内解析

Case-1 (板厚変化) 板厚の変化による全体系モデルと部分構造モデルの時刻歴応答の比較を図-6.1.3に示す。また、このときの感度の時刻歴を図-6.1.4に示す。以上の解析結果から残留変位と最大応答変位とそれらの感度をまとめた結果を表 6.1.3 に示す。

表 - 6.1.3 板厚の変化による残留変位と最大変位の感度 (橋軸方向)

	板厚 t [mm]	残留変位 u_r [m]	感度 $\Delta u_r /\Delta\alpha_1$ [m]	時刻 [sec]	最大変位 u_{max} [m]	感度 $\Delta u_{max} /\Delta\alpha_1$ [m]
全体系 モデル	46	0.056		7.08	-0.308	
	36	0.057	-0.0027	7.10	-0.320	-0.0432
部分構造 モデル	46	0.048		7.10	-0.344	
	36	0.068	-0.0712	7.12	-0.368	-0.0864

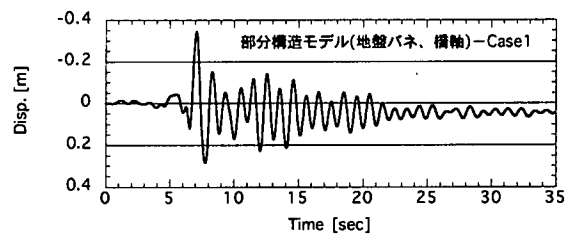
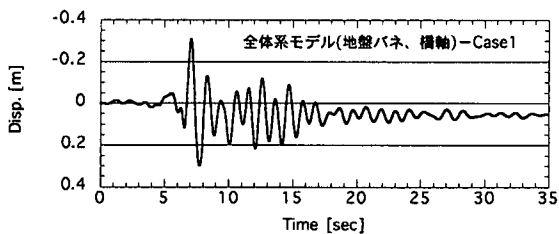


図 - 6.1.3 全体系モデルと部分構造モデルの比較：変位時刻歴応答 (Case-1: 板厚を変化させたモデル)

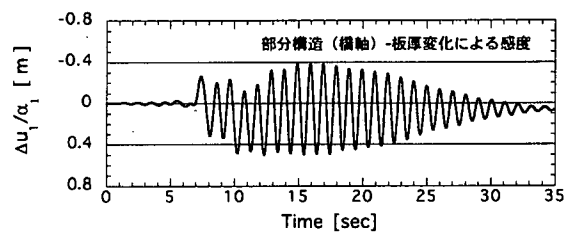
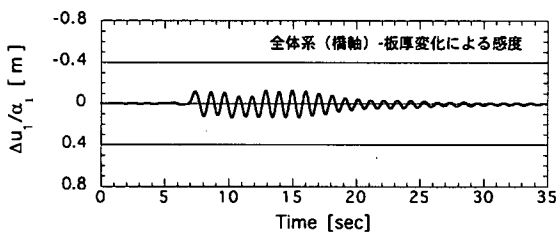


図 - 6.1.4 全体系モデルと部分構造モデルの比較：応答変位の感度の時刻歴 (Case-1: 板厚を変化させたモデル)

Case-2 (降伏応力変化) 降伏応力の変化による時刻歴応答の比較を図-6.1.5に、降伏応力の変化による感度を図-6.1.6に、残留変位と最大変位の感度を表6.1.4に示す。

表 - 6.1.4 降伏応力の変化による残留変位と最大変位の感度 (橋軸方向)

	降伏応力 σ_Y [kgf/cm ²]	残留変位 u_r [m]	感度 $\Delta u_r /\Delta\alpha_2$ [m]	時刻 [sec]	最大変位 u_{max} [m]	感度 $\Delta u_{max} /\Delta\alpha_2$ [m]
全体系 モデル	3600	0.060		7.08	-0.312	
部分構造 モデル	2400	0.057	0.0077	7.10	-0.320	-0.0157
全体系 モデル	3600	0.065		7.10	-0.348	
部分構造 モデル	2400	0.068	-0.0144	7.10	-0.368	-0.0406

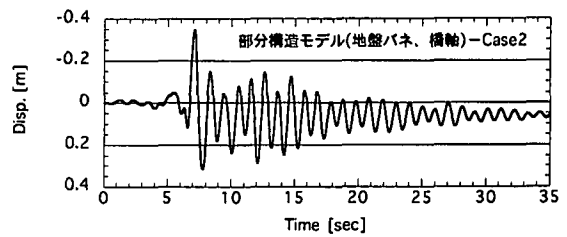
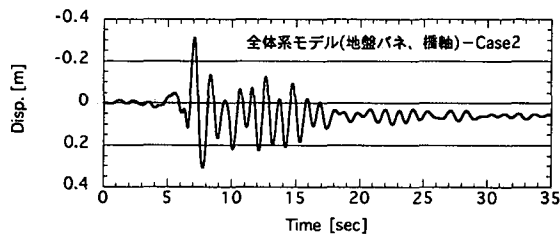


図 - 6.1.5 全体系モデル (上段) と部分構造モデル (下段) の比較：変位時刻歴応答 (Case-2: 降伏応力を変化させたモデル)

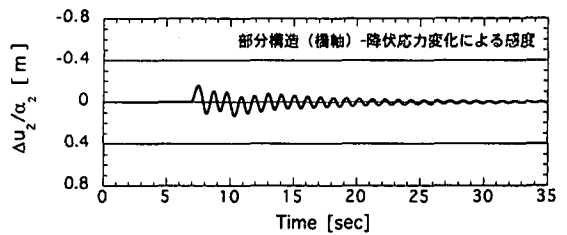
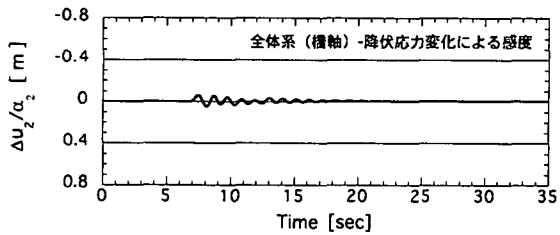


図 - 6.1.6 全体系モデルと部分構造モデルの比較：感度の時刻歴 (Case-2: 降伏応力を変化させたモデル)

Case-3 (2次勾配変化) 2次勾配の変化による時刻歴応答の比較を図-6.1.7に、2次勾配の変化による感度を図-6.1.8に、残留変位と最大変位の感度を表6.1.5に示す。

表 - 6.1.5 2次勾配の変化による残留変位と最大変位の感度 (橋軸方向)

	2次勾配 d	残留変位 u_r [m]	感度 $\Delta u_r /\Delta\alpha_3$ [m]	時刻 [sec]	最大変位 u_{max} [m]	感度 $\Delta u_{max} /\Delta\alpha_3$ [m]
全体系 モデル	E/100	0.052		7.10	-0.319	
	E/1000	0.057	-0.0005	7.10	-0.320	0.0000
部分構造 モデル	E/100	0.052		7.12	-0.367	
	E/1000	0.068	-0.0019	7.10	-0.368	0.0000

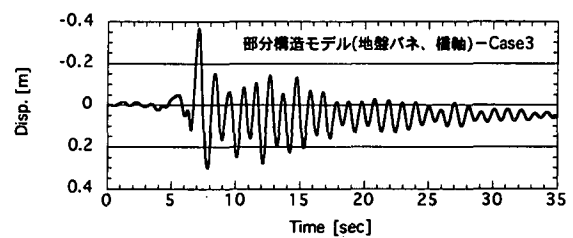
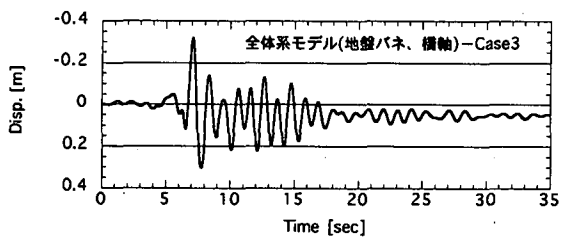


図 - 6.1.7 全体系モデル (上段) と部分構造モデル (下段) の比較：変位時刻歴応答 (Case-3: 2次勾配を変化させたモデル)

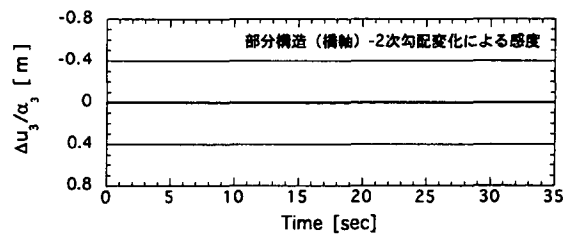
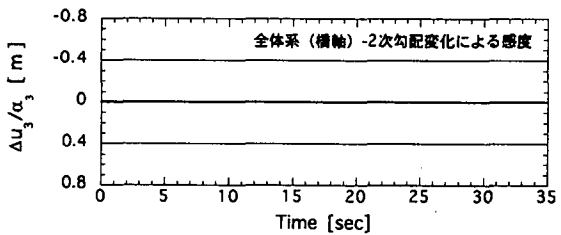


図 - 6.1.8 全体系モデル (上段) と部分構造モデル (下段) の比較：感度の時刻歴 (Case-3: 2次勾配を変化させたモデル)

面外解析

Case-1 (板厚変化) 板厚の変化による全体系モデルと部分構造モデルの時刻歴応答の比較を図-6.1.9に示す。また、このときの感度の時刻歴を図-6.1.10に示す。以上の解析結果から残留変位と最大応答変位とそれらの感度をまとめた結果を表 6.1.5 に示す。

表 - 6.1.6 板厚の変化による残留変位と最大変位の感度 (橋軸直角方向)

	板厚 t [mm]	残留変位 u_r [m]	感度 $\Delta u_r /\Delta\alpha_1$ [m]	時刻 [sec]	最大変位 u_{max} [m]	感度 $\Delta u_{max} /\Delta\alpha_1$ [m]
全体系 モデル	46 36	0.085 0.091	-0.0229	7.84 7.86	0.385 0.408	-0.0831
部分構造 モデル	46 36	0.049 0.036	0.0468	7.06 7.08	-0.297 -0.321	-0.0875

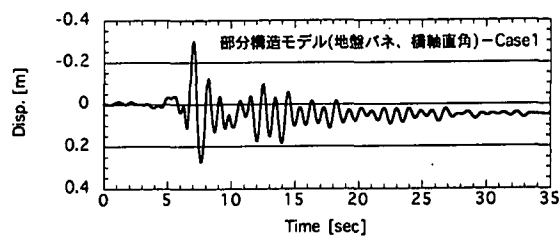
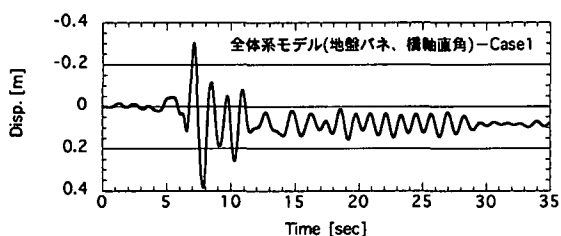


図 - 6.1.9 全体系モデルと部分構造モデルの比較：変位時刻歴応答 (Case-1: 板厚を変化させたモデル)

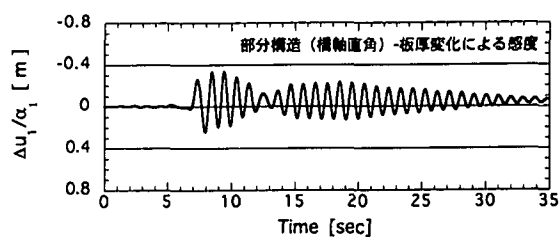
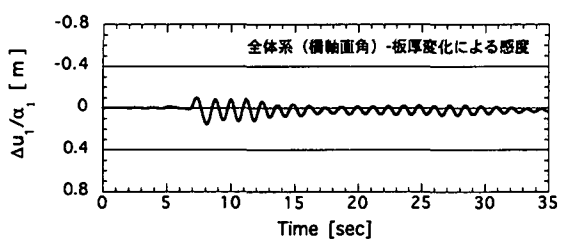


図 - 6.1.10 全体系モデルと部分構造モデルの比較：応答変位の感度の時刻歴 (Case-1: 板厚を変化させたモデル)

Case-2 (降伏応力変化) 降伏応力の変化による時刻歴応答の比較を図-6.1.11に、降伏応力の変化による感度を図-6.1.12に、残留変位と最大変位の感度を表 6.1.7 に示す。

表 - 6.1.7 降伏応力の変化による残留変位と最大変位の感度 (橋軸直角方向)

	降伏応力 σ_Y [kgf/cm ²]	残留変位 u_r [m]	感度 $\Delta u_r /\Delta\alpha_2$ [m]	時刻 [sec]	最大変位 u_{max} [m]	感度 $\Delta u_{max} /\Delta\alpha_2$ [m]
全体系 モデル	3600	0.091		7.84	0.392	
部分構造 モデル	2400	0.091	-0.0008	7.86	0.408	-0.0319
全体系 モデル	3600	0.058		7.08	-0.305	
部分構造 モデル	2400	0.036	0.0044	7.10	-0.321	-0.0320

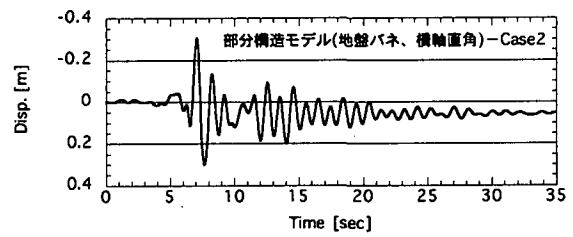
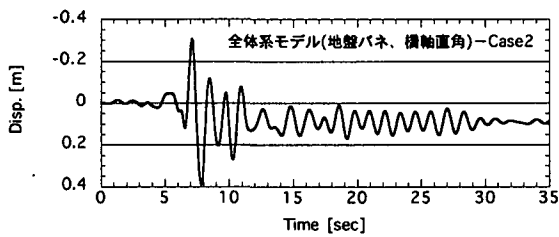


図 - 6.1.11 全体系モデル (上段) と部分構造モデル (下段) の比較：変位時刻歴応答 (Case-2: 降伏応力を変化させたモデル)

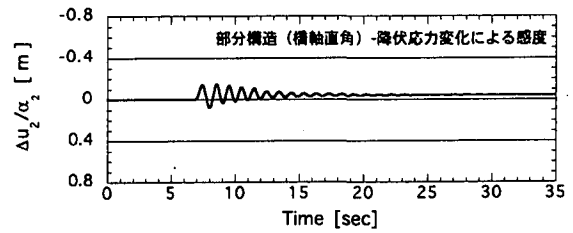
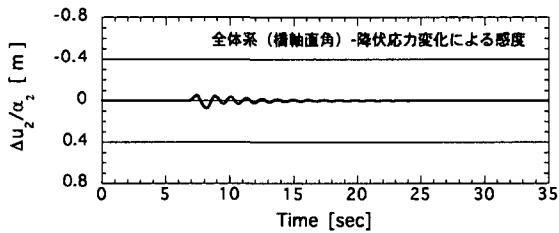


図 - 6.1.12 全体系モデル (上段) と部分構造モデル (下段) の比較：感度の時刻歴 (Case-2: 降伏応力を変化させたモデル)

Case-3 (2次勾配変化) 2次勾配の変化による時刻歴応答の比較を図-6.1.13に、2次勾配の変化による感度を図-6.1.14に、残留変位と最大変位の感度を表6.1.8に示す。

表 - 6.1.8 2次勾配の変化による残留変位と最大変位の感度 (橋軸直角方向)

	2次勾配 d	残留変位 u_r [m]	感度 $\Delta u_r /\Delta\alpha_3$ [m]	時刻 [sec]	最大変位 u_{max} [m]	感度 $\Delta u_{max} /\Delta\alpha_3$ [m]
全体系 モデル	E/100	0.094		7.86	0.405	
	E/1000	0.091	0.0003	7.86	0.408	-0.0004
部分構造 モデル	E/100	0.027		7.10	-0.320	
	E/1000	0.036	-0.0010	7.10	-0.321	0.0000

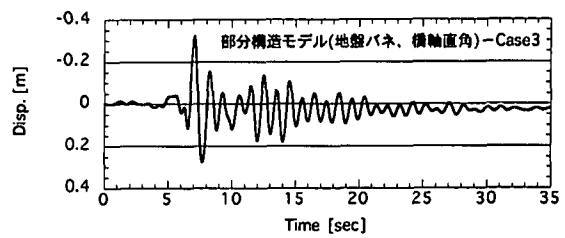
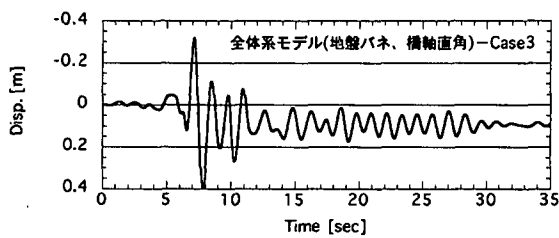


図 - 6.1.13 全体系モデル (上段) と部分構造モデル (下段) の比較：変位時刻歴応答 (Case-3: 2次勾配を変化させたモデル)

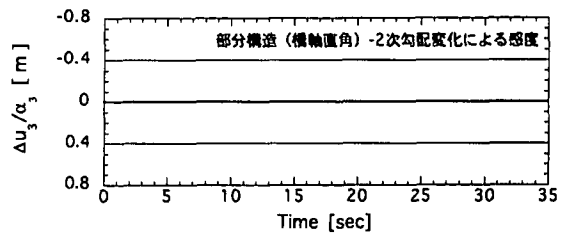
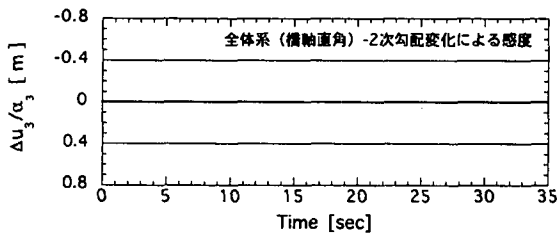


図 - 6.1.14 全体系モデル (上段) と部分構造モデル (下段) の比較：感度の時刻歴 (Case-3: 2次勾配を変化させたモデル)

6.1.6 感度解析結果のまとめ

橋軸方向解析の感度

表-6.1.3から表-6.1.5の結果を用いて、全体系モデル、1本柱モデルでの最大変位と残留変位の感度を比較した結果を図-6.1.15に示す。これによると、どのケースにおいても部分構造モデルの方が全体系モデルに比べて感度の絶対値が大きい。このことは全体系モデルでは着目しているPC15橋脚のみの設計パラメータを変化させているため、全体系への影響は小さいためと考えられる。

最大変位の感度に関しては、板厚、降伏応力、2次勾配に対し負の感度がある。すなわち、板厚等を増加させると残留変位が減少する。一方、最大変位の感度に関しては、必ずしも負の感度とは限らず、全体系モデルのCase 2(降伏応力変化)に関しては感度は正であり、部分モデルでは負となっている。全体モデルと部分モデルで感度の符号が異なる場合、設計者の意図が双方もモデルで逆の影響を持つことになり一般には問題である。しかし、残留変位の絶対値そのものが表-6.1.1に示すように小さいことから、感度の計算精度もあまり良くないものと考えられる。ちなみに、今回のモデルで基本ケースにおける残留変位は橋脚高さの約1/500である。

2次勾配の感度は小さい。このことから、この解析例で考慮した範囲での2次勾配の変化では、2次勾配の解析結果に与える影響は小さい。

図-6.1.4と6.1.6より、各ケースの時刻歴の感度を比較すると、降伏応力と2次勾配を変化させたケースではある時刻から感度が減衰する波形を示すのに対し、板厚を変化させたケースではうなりのような波形となっている。特にうなりは部分構造モデルで板厚を変化させた場合に大きくなっている。部分構造モデルでは、板厚の変化によって系の固有振動数が全体系のモデルと比較して敏感に変化するため感度にうなりが生じたものと考えられる。

最大変位に関しては感度に一定の差があるものの部分構造モデルは全体系モデルを良く表現しているものと考えられる。しかし、残留変位に関しては両モデルの傾向が大きく異なる部分もあり、部分構造モデルを用いての残留変位の算定は問題があるものと考えられる。

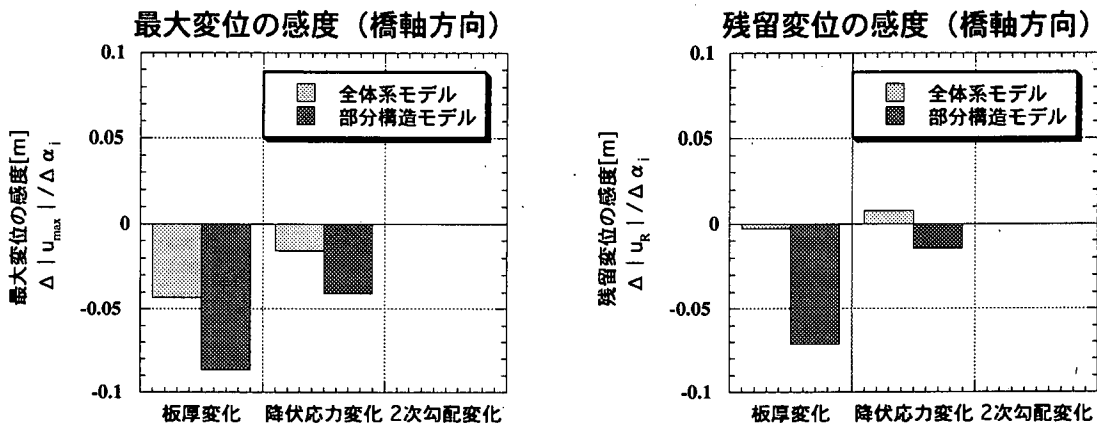


図 - 6.1.15 感度解析結果のまとめ (橋軸方向) : (a) 最大変位の感度, (b) 残留変位の感度

橋軸直角方向解析の感度

橋軸方向解析の場合と同様に橋軸直角方向の感度解析結果をまとめたものを図-6.1.16に示す。最大変位については基本ケースにおいて全体系モデルと部分構造モデルで最大変位の方向、発生時刻とも異なるため、感度についての詳細な比較は意味が無いかもしれないが、ほぼ同じ値となっ

ている。逆に考えると、発生時刻、方向等が異なってもパラメータ変化の影響はほぼ一定で、この程度なのかもしれない。残留変位の感度については両モデルで符号が異なる。特に部分構造モデルでは板厚変化のケースでも正の感度がある。

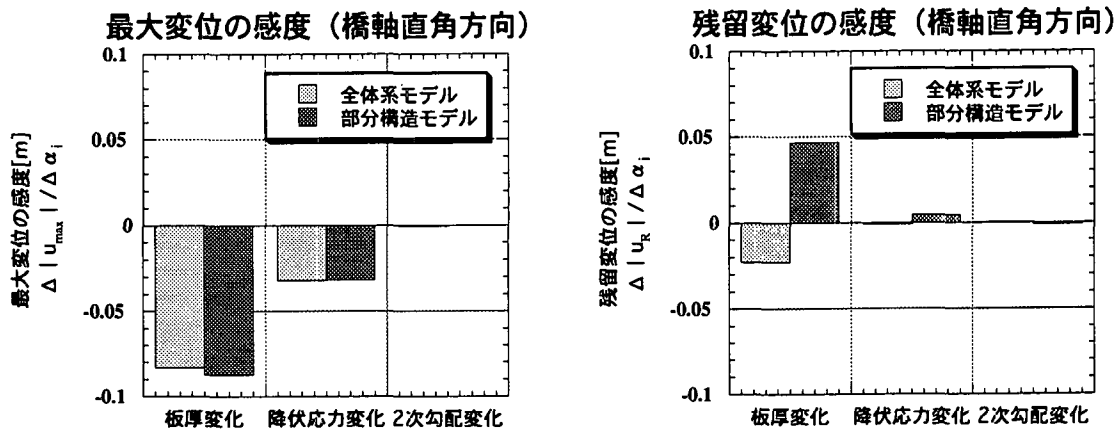


図 - 6.1.16 感度解析結果のまとめ (橋軸直角方向) : (a) 最大変位の感度, (b) 残留変位の感度

6.1.7 最大塑性ひずみの分布

前節で感度解析の傾向は地震波の入力方向および全体系モデルと部分構造モデルで異なる傾向を示す場合があることが分かった。ここではその理由を橋脚内の塑性ひずみ分布から検討する。

基本ケースにおける最大塑性ひずみの分布

基本ケースの PC-15 橋脚部分の最大塑性ひずみの分布を図-6.1.17 と図-6.1.18 に示す。これより、橋脚基部に塑性化が生じており、特に下端の要素 (要素番号 256) で全体系モデル、部分構造モデルとも塑性ひずみが最大となっている。また、部分構造モデルの方が全般的に塑性ひずみが大きく、下端の要素では塑性ひずみ 1% を越えている。さらに、全体系モデルと部分モデルでは塑性ひずみの分布形状が異なり、部分構造モデルでは、1 本柱の 1 次モードが支配的なため、塑性域が基部に集中しているものと考えられる。これに対し全体系モデルでは基部の次の断面変化位置においても塑性ひずみのピークがある。このことは全体系モデルでは 1 本柱の 1 次モード以外のモードがより励起されていることによるものと考えられる。また、この傾向は橋軸方向より橋軸直角方向解析のほうが強く、より塑性ひずみ分布が分散している。

設計パラメータを変化させたモデルにおける最大塑性ひずみの分布

設計パラメータの変化を変化させたケースにおける PC-15 橋脚部分の最大塑性ひずみの分布を図-6.1.19, 6.1.20(橋軸方向) と図-6.1.21, 6.1.22(橋軸直角方向) に示す。

これらによると、パラメータの変化によって下端の要素 (要素番号 256) の最大塑性ひずみは減少し、逆にその上部 (要素番号 245, 234) で最大塑性ひずみが増加している。すなわち、橋脚基部の板厚、降伏応力、2 次勾配を増加させることで、最大塑性ひずみの生じる場所が橋脚基部から上部へ移動すると言える。降伏応力を変化させたケースでその傾向が強く、2 次勾配を変化させたケースでは他の 2 ケースに比べてその傾向は弱い。

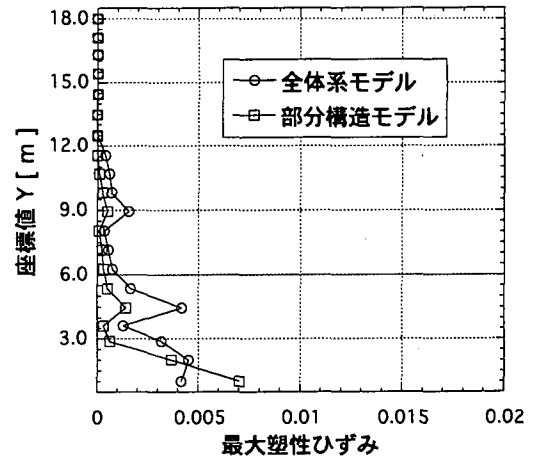
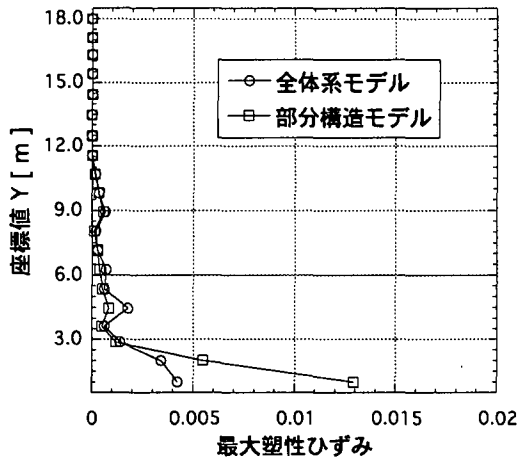


図 - 6.1.17 PC-15における最大塑性ひずみの分布 (面内)

図 - 6.1.18 PC-15における最大塑性ひずみの分布 (面外)

通常的设计では静的な地震時の発生前モーメントに対し、抵抗曲げモーメントが若干上回るように设计するため、多ヒンジ的な塑性ひずみの分布となる。このような构造系では、ある1断面の设计パラメータを変化させても他の部分の损伤が集中する部位が移动するため、ここで検討した様な方法による感度の计算法は适当でなく、感度解析の結果にばらつきが生じるものと考えられる。

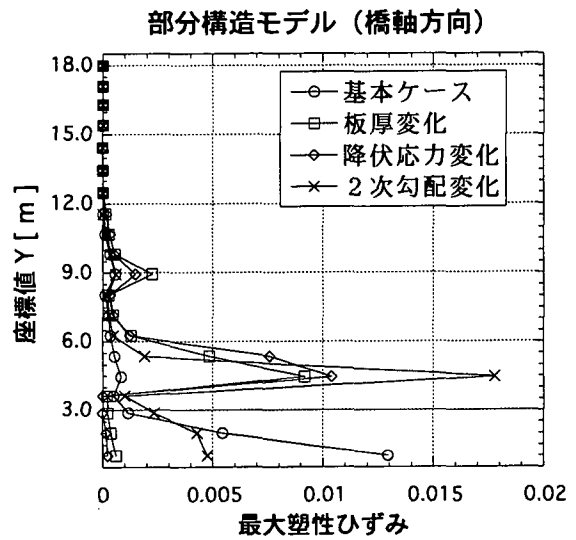
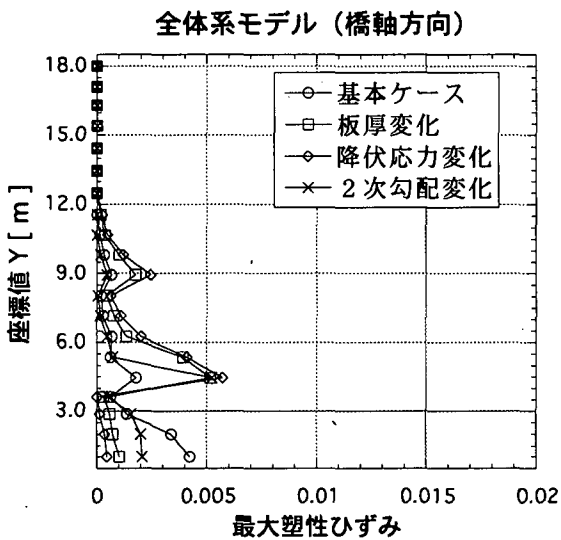


図 - 6.1.19 パラメータの変化による最大塑性ひずみの変化 (橋軸方向): (a) 全体系モデル

図 - 6.1.20 パラメータの変化による最大塑性ひずみの変化 (橋軸方向): (b) 部分構造モデル

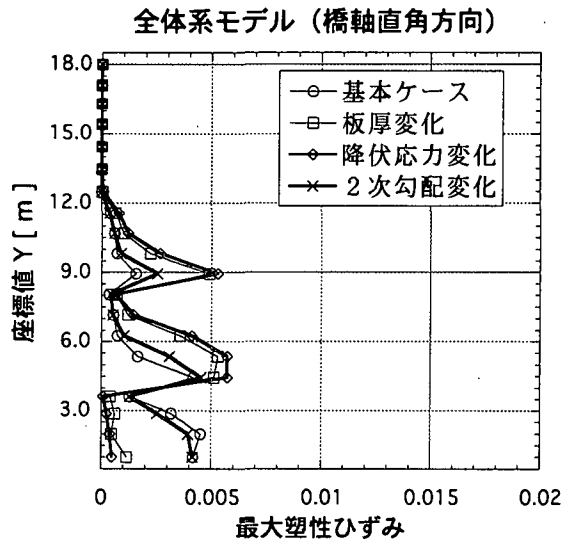


図 - 6.1.21 パラメーターの変化による最大塑性ひずみの変化 (橋軸直角方向): (a) 全体系モデル

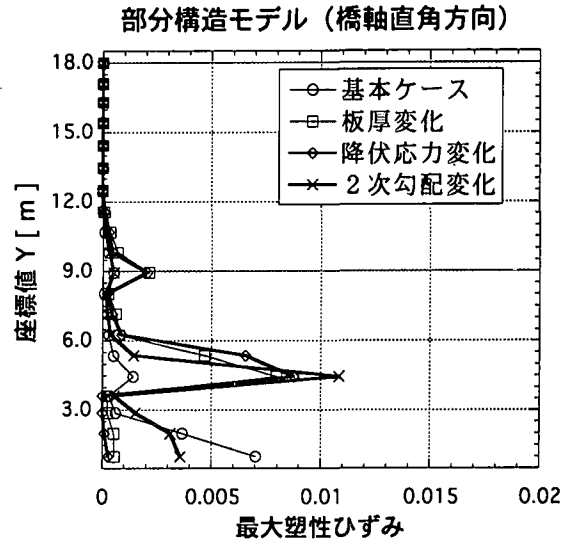


図 - 6.1.22 パラメーターの変化による最大塑性ひずみの変化 (橋軸直角方向): (b) 部分構造モデル

6.1.8 まとめ

感度に着目して全体構造モデルと部分構造モデルの比較を行った。検討結果をまとめると下記の通り。

- (1) 今回のモデルの橋軸方向地震入力に関しては、部分構造モデルは全体系モデルの挙動を比較的良く表している。
- (2) しかし、比較的単純な構造系にも関わらず、橋軸直角方向地震入力に関しては部分構造モデルと全体系モデルの差異が大きい。
- (3) 最大応答変位に関する感度は全体系モデルと部分構造モデルともほぼ同じ傾向を示している。設計パラメータの変化による最大応答変位の変化を部分構造モデルを用いて傾向的には評価できるものとする。
- (4) 残留変位の感度は部分構造モデルと全体系モデルで大きく傾向が異なる。したがって、部分構造モデルを用いた残留変位の推定は問題がある。
- (5) 全てのケースにおいて降伏後の2次勾配に関する最大応答変位、残留変位に関する感度は小さい。
- (6) 部分構造モデルでは最大塑性ひずみ等の損傷はある1点に集中した分布形状が得られるが、全体系モデルでは損傷が分散する傾向を示す。

参考文献

[久田俊明, 1991] 久田俊明, 野口裕久, 村山修, 動的非線形有限要素法における感度解析法の開発, 日本機械学会論文集 (A), Vol. 57, No. 536, pp. 959-965, 1991.

[久田俊明, 1991b] 久田俊明, 野口裕久, 村山修, 配管系における動的弾塑性応答感度解析コードの開発, 日本機械学会論文集 (A), Vol. 57, No. 541, pp. 2091-2098, 1991.

[Zhang, Y.,1993] Y. Zhang and A.D. Kiureghian, Dynamic response sensitivity of inelastic structures, *Computer methods in applied mechanics and engineering*, Vol. 108, pp. 23–36, 1991.

6.2 支承条件の差異が連続高架橋システムの地震応答性状に及ぼす影響

6.2.1 はじめに

都市内高速道路などの高架橋は、橋脚の上に重い重量の桁を有する構造であり、また、そのような構造が長い区間連続する形式であることから、その大地震時挙動を十分に把握しておく必要がある。一般に、上部構造は3径間程度の連続桁形式が連なり、支承は、鋼製の固定支承と可動支承の組み合わせが用いられているほか、阪神・淡路大震災以降では、水平反力分散型のゴム支承あるいはエネルギー吸収性能をも備えた免震支承も積極的に用いられるようになってきている。

そこで本報告では、震度法によって概略耐震設計を行った鋼製橋脚および支承を有する図6.2.1のような3径間連続の上部構造、鋼製橋脚および種々のタイプの支承から構成される高架橋システムに対して、大地震が作用した場合の弾塑性地震応答性状を相互に比較する。また、高架橋システムの1本の橋脚と対応する死荷重反力および上部構造質量を有する単柱式橋脚へのモデル化の適用性を検討する。

なお、解析に際しては、高架橋システムの橋軸方向挙動のみに着目し、幾何学的非線形性および材料非線形性を考慮した平面骨組のための弾塑性地震応答解析法を用いて検討する。

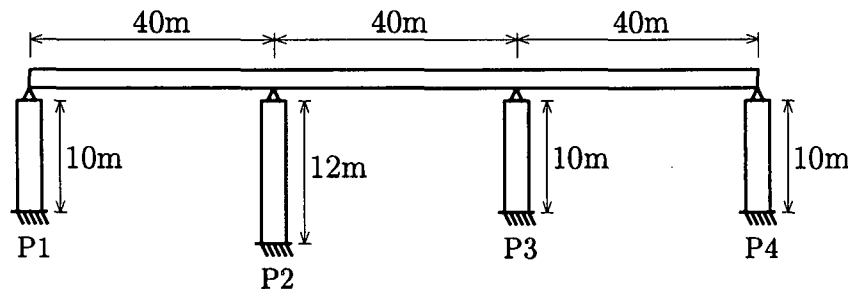


図 6.2.1 橋脚高さが異なる高架橋システム

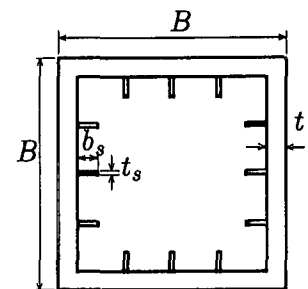


図 6.2.2 断面形状

6.2.2 対象とする高架橋システムの概要

ここでは、図6.2.1のような4本の鋼製橋脚を有する3径間連続高架橋を対象とし、それぞれの橋脚の断面諸元は震度法に基づいて以下のような考え方により設計する。

上部構造は単位長さ当たり117.6kN/mの鋼4本主桁プレートガーダー橋程度を対象とし、断面2次モーメント(0.2752m⁴)および鋼重量を合わせた鋼断面として取り扱う。したがって、支承は各橋脚上に4個配置されることとなる。上部構造の支間は40mで3径間とし、上部構造の全重量Wは14.11MNを仮定する。橋脚は、内側のP₂橋脚の高さのみが12m、他は10mで、図6.2.2のような正方形の補剛箱型断面をもつものとし、その幅厚比パラメータR_Rは0.5以下となるようにした。

それぞれの橋脚に作用する軸力(死荷重反力)は、P₁、P₄橋脚において、 $N_1 = N_4 = 0.133W$ 、P₂、P₃橋脚において、 $N_2 = N_3 = 0.367W$ となる。ただし、P₁、P₄橋脚においては、支承条件によらず隣接径間の死荷重の影響も考慮して、 $N_1 = N_4 = 0.266W$ の死荷重反力を受けているものとする。また、ここではおもに高架橋システムの支承条件の差異に着目していることから、各橋脚基部は固定されているものとする。

なお、鋼材の降伏応力 $\sigma_Y = 314\text{N/mm}^2$ 、ヤング係数 $E = 206\text{kN/mm}^2$ としている。

表 6.2.1 鋼製支承をもつ高架橋システムの諸元

設計項目	単位	P_1	P_2	P_3	P_4
断面の幅 b	m	1.6	1.6	1.6	1.6
断面の板厚 t	mm	14	18	26	14
サブパネル数 n		5	5	4	5
補剛材幅 b_s	m	0.14	0.2	0.2	0.14
補剛材厚 t_s	mm	14	20	20	14
幅厚比パラメータ R_R		0.469	0.365	0.316	0.469
軸力比 N/N_Y		0.1	0.093	0.078	0.1
照査式 (6.2.2) の値		0.596	0.603	0.805	0.596

設計水平震度 $k_h=0.2$, 固有周期 $T=0.898$ 秒 (式 (6.2.5))

(1) 鋼製の可動、固定支承をもつ高架橋システム

P_1, P_4 橋脚上を可動支承, P_2, P_3 橋脚上を固定支承とした場合, 震度法において P_2 および P_3 橋脚に作用する水平地震力をそれぞれ H_2, H_3 とする. また, P_2 および P_3 橋脚の高さ, 断面 2 次モーメントをそれぞれ L_2, I_2, L_3, I_3 とすると, それらの関係は,

$$H_2 + H_3 = k_h W \quad (6.2.1a)$$

$$H_2 = \frac{I_2}{I_3} \left(\frac{L_3}{L_2} \right)^3 H_3 \quad (6.2.1b)$$

と表される. ここに, k_h は震度法における設計水平震度であり, 上式によって, それぞれの橋脚に作用する水平地震力が求まる. したがって, P_2 および P_3 橋脚には, N_2, N_3 の軸力と, $M_2 = H_2 L_2, M_3 = H_3 L_3$ の曲げモーメントが作用することになる.

以上のようにして決定された橋脚の断面が, その断面に作用する軸力 N_i および曲げモーメント M_i に対して,

$$\frac{\nu N_i}{N_{iY}} + \frac{\nu M_i}{M_{iY}} \leq 1.0 \quad (6.2.2)$$

を満足するように断面諸元を決定すればよい. ここに, N_{iY}, M_{iY} はそれぞれ各橋脚断面の降伏軸力, 降伏曲げモーメント, ν は安全率 (=1.14) であり, ここでは全体座屈および局部座屈による強度低下は考慮していない.

P_1, P_4 橋脚は可動支承, P_2, P_3 橋脚は固定支承をもつ場合の以上の条件に従った設計例の諸元を表 6.2.1 に示す. なお, 可動支承部の P_1, P_4 橋脚については, 橋軸直角方向の地震力に対する設計時を考慮して, 隣接径間の影響も含めた死荷重反力分の重量による慣性力に対して耐震設計を行っているが, P_1, P_4 橋脚は高架橋システムの橋軸方向挙動には影響を及ぼさない.

(2) 水平反力分散支承をもつ高架橋システム

すべての橋脚上に水平反力分散支承を設ける場合のゴム支承および橋脚の耐震設計手順を以下に示す [日本道路協会, 1991]. 各橋脚の諸元を鋼製支承の場合と同様の記号で表すと, それぞれの橋脚を水平ばねと考えたときのばね定数は,

$$k_{pi} = \frac{3EI}{L_i^3} \quad (6.2.3)$$

と表される. 一方, 各ゴム支承の水平ばね定数を k_{bi} とすれば, 橋脚とゴム支承の合成ばね定数 k_{gi}

表 6.2.2 水平反力分散支承をもつ高架橋システムの諸元

橋脚の名称		P_1	P_2	P_3	P_4
断面の幅 b	m	1.1	1.1	1.1	1.1
断面の板厚 t	mm	18	18	19	18
サブパネル数 n		3	3	3	3
補剛材幅 b_s	m	0.18	0.18	0.19	0.18
補剛材厚 t_s	mm	18	18	19	18
幅厚比パラメータ R_R		0.418	0.418	0.396	0.418
ゴム支承 1 個の支圧面積 A_b	m ²	0.25	0.36	0.25	0.25
ゴム支承の総厚 $\sum t_e$	m	0.067	0.076	0.071	0.067
ゴム支承の最大圧縮応力 R_{max}/A_b	N/mm ²	3.75	3.60	5.18	3.75
ゴム支承の水平ばね定数 k_b	MN/m	14.63	18.57	13.8	14.63
軸力比 N/N_Y		0.115	0.159	0.149	0.115
照査式 (6.2.2) の値		0.802	0.789	0.808	0.802

設計水平震度 $k_h=0.16$, 固有周期 $T=1.556$ 秒 (式 (6.2.5))

は,

$$k_{gi} = 1 / \left(\frac{1}{k_{pi}} + \frac{1}{k_{bi}} \right) \quad (6.2.4)$$

と算定されるので, 次式で求められる高架橋システムの固有周期 T により, 道路橋示方書 (V 耐震設計)・同解説 (以下, 道示 V と呼ぶ) に基づいて, この場合の設計水平震度 k_h が得られる [日本道路協会,1996].

$$T = 2.01 \sqrt{W / \sum k_{gi}} \quad (6.2.5)$$

したがって, 上部構造の水平変位 δ は,

$$\delta = k_h W / \sum k_{gi} \quad (6.2.6)$$

と得られ, 各橋脚に作用する地震力の分担 H_i は,

$$H_i = k_{gi} \delta \quad (6.2.7)$$

となるので, 橋脚基部に作用する曲げモーメント M_i は以下のように求まる.

$$M_i = H_i L_i \quad (6.2.8)$$

したがって, 鋼製の固定, 可動支承をもつ場合と同様に, 各橋脚の軸力も考慮して, 式 (6.2.2) を満足するように断面を設計する.

以上のような条件の下で, 水平反力分散支承としてのゴム支承をもつ高架橋システムの設計例を表 6.2.2 に示す. ここでは, 橋脚高さの高い P_2 橋脚以外では, ほぼ同じ地震力が作用するようにしている.

対象とした高架橋の上部構造は 4 本主桁をもつものと考えているので, 桁 1 本当たりの支承に作用する死荷重反力 R_{max} は表 6.2.2 に示す各橋脚の軸力の 1/4 となる. したがって, ゴム支承 1 個当たりの死荷重反力 R_{max} が,

$$R_{max}/A_b \leq \sigma_{max} \quad (6.2.9)$$

を満足する必要がある。ここに、 σ_{max} は最大許容圧縮応力度 ($=7.84\text{N/mm}^2$)、 A_b はゴム支承の支圧面積であり、支承の水平変形量は無視している。

一方、ゴム支承1個の水平せん断ばね定数 k_{bs} は以下の式によって算定される。

$$k_{bs} = \frac{GA_b}{\sum t_e} \quad (6.2.10)$$

ここに、 G はゴムのせん断弾性係数 ($=0.98\text{N/mm}^2$) である。ここでは、式(6.2.9)を満足し、かつ、ゴム支承のばね定数が仮定した値に一致するようにゴム支承の寸法を決定している。

(3) 免震支承をもつ高架橋システム

すべての橋脚上に免震支承を設ける場合の免震支承および橋脚の震度法による耐震設計手順を、道示V[日本道路協会,1996]および道路橋の免震設計マニュアル(案)[土木研究センター,1992]に示される免震設計の流れに従って以下に示す。

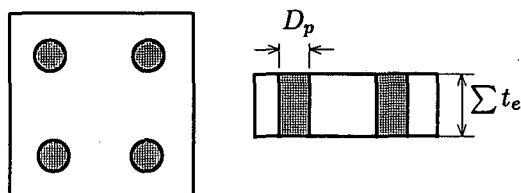


図 6.2.3 免震支承の寸法

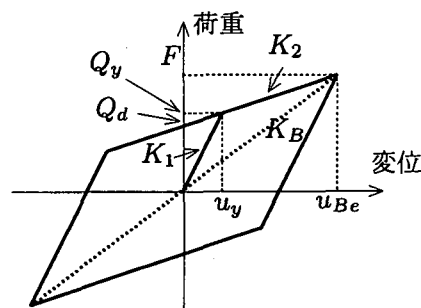


図 6.2.4 免震支承の復元力特性

1. 免震支承の形状の仮定

免震支承は、図 6.2.3 のように鉛プラグ入り積層ゴム支承で、1 支承の中の鉛プラグの個数は 4 個とする。ゴム支承の形状、鉛プラグの径 D_p および支承の高さ $\sum t_e$ を決め、鉛プラグの全面積 A_p 、ゴム支承の総断面積 A'_r および純断面積 $A_R = A'_r - A_p$ を算出する。

2. 設計変位および等価剛性の仮定

各橋脚上の免震支承の設計変位 u_B を仮定する。この値に基づいて、以下の式により、免震支承の有効設計変位 u_{Be} および鉛、ゴム支承のせん断ひずみ γ を求め、さらに、免震支承の最大せん断力 F を算定する。

$$u_{Be} = 0.7u_B \quad (6.2.11a)$$

$$\gamma = u_{Be} / \sum t_e \quad (6.2.11b)$$

$$F = A_R G \gamma + A_p q \quad (6.2.11c)$$

ここに、 G はゴムのせん断弾性係数 (0.98N/mm^2)、 q は鉛プラグの最大せん断応力であり、せん断ひずみの大きさに応じて決定される。以上に求められた諸量に基づいて、図 6.2.4 に示される免震支承の等価剛性 K_B 、免震支承をバイリニア型にモデル化した場合の 1 次剛性 K_1 および 2 次剛性 K_2 、降伏せん断力 Q_d が以下の式を用いて求められる。

$$K_B = F / u_{Be} \quad (6.2.12a)$$

$$Q_d = A_p q_0 \quad (6.2.12b)$$

表 6.2.3 免震支承をもつ高架橋システムの諸元

設計項目		P_1	P_2	P_3	P_4
断面の幅 b	m	1.4	1.4	1.4	1.4
断面の板厚 t	mm	19	19	23	19
サブパネル数 n		4	4	4	4
補剛材幅 b_s	m	0.19	0.19	0.23	0.19
補剛材厚 t_s	mm	19	19	23	19
幅厚比パラメータ R_R		0.378	0.378	0.312	0.378
軸力比 N/N_Y		0.081	0.111	0.087	0.081
免震支承 1 個の鉛プラグの全面積 A_p	m ²	5.024	3.847	5.024	5.024
免震支承 1 個の外形面積 A_r	m ²	0.25	0.25	0.25	0.25
免震支承 1 個の純面積 A_R	m ²	0.245	0.246	0.245	0.245
ゴム支承の厚さ $\sum t_e$	m	0.15	0.15	0.15	0.15
ゴム支承の最大圧縮応力 R_{max}/A_R	N/mm ²	2.70	5.43	3.81	2.70
免震支承の設計変位 u_B	m	0.032	0.02	0.03	0.032
免震支承 1 個の最大せん断力 F	kN	168.6	132.3	253.7	168.6
免震支承 1 個の降伏荷重 Q_d	kN	94.18	94.18	167.4	94.18
免震支承 1 個の等価剛性 K_B	MN/m	5.268	6.613	8.458	5.268
免震支承 1 個の 1 次剛性 K_1	MN/m	15.12	12.39	18.71	15.12
免震支承 1 個の 2 次剛性 K_2	MN/m	2.323	1.901	2.881	2.323
照査式 (6.2.2) の値		0.508	0.536	0.577	0.508

設計水平震度 $h_k=0.2$, 固有周期 $T=1.084$ 秒 (式 (6.2.5))

$$K_1 = 6.5K_2 \quad (6.2.12c)$$

$$K_2 = (F - Q_d)/u_{Be} \quad (6.2.12d)$$

ここに、 q_0 は免震支承の降伏せん断力時の鉛プラグの降伏せん断応力 (8.33N/mm²) である。

3. 橋の固有周期の算出

上述のように、免震支承の等価剛性 K_B が求まったので、1 橋脚上の免震支承の個数 n_p (=4) $\times K_B$ を式 (6.2.4) の水平反力分散型ゴム支承のばね定数 k_{bi} と置き換えれば、橋脚と免震支承の合成ばね定数 k_{gi} は、水平反力分散支承の場合と同様に求められる。したがって、式 (6.2.5) により高架橋システムの固有周期 T が算定される。

4. 震度法に用いる設計水平震度の算出

上に求められた固有周期 T を用いて、道示 V から対応する設計水平震度 h_k が求められる。上部構造の水平変位 δ および各橋脚に作用する地震力の分担 H_i は、水平反力分散支承の場合と同じく、式 (6.2.6) および式 (6.2.7) に基づいて算定される。したがって、各免震支承の水平変位が求まるので、これを仮定した免震支承の水平変位 u_B と比較し、両者が一致しない場合には、免震支承の設計変位を変更し、両者が一致するまで繰り返し計算を実施する。

5. 震度法による下部構造の耐震設計

上述のように、仮定した免震支承の設計変位 u_B と、震度法において高架橋に作用する地震力により生じる支承の変位が一致した場合、各橋脚に作用する地震力の分担 H_i は式 (6.2.7) によって算定されるので、各橋脚基部に作用する曲げモーメントは式 (6.2.8) により算定される。

したがって、各橋脚に作用する軸力 N_i も考慮して、式 (6.2.2) によって震度法における橋脚の照査を行うことができる。

以上のような手順により設計した免震支承をもつ高架橋システムの設計例を表 6.2.3 に示す。この場合、大地震時においても塑性化ができるだけ免震支承に集中するように各橋脚の照査式 (6.2.2) の値は 0.6 以下としている。なお、道示 V に従えば、震度法による耐震設計に加えて、地震時保有水平耐力法による耐震設計および動的解析による照査などが必要であるが、ここでは省略する。

6.2.3 高架橋システムの大地震時応答性状

(1) 解析条件

ここでは、上述のように設計された各タイプの支承を有する高架橋システムに橋軸方向地震動が作用する場合のみを考えるが、地震波としては耐震設計で用いた地盤種別に対応させて、I 種地盤レベル 2 のタイプ I 地震波 3 波を用いた。

鋼材の応力-ひずみ関係は移動硬化バイリニア型、ヤング係数は 206kN/mm^2 、降伏応力は 314N/mm^2 、降伏後のひずみ硬化域のヤング係数の勾配は 1 次勾配の 0.01 倍としている。

橋脚の要素分割数は高さ 10m の場合 10、12m の場合 12 とし、ウェブの断面分割数は 10 程度、フランジは分割していない。上部構造の要素分割数は 1 径間当たり 4 とし、断面は適当に分割している。ただし、上部構造の桁高の影響を考慮して、上部構造の節点と橋脚頂部の支承の節点間に長さ 1m のオフセット部材を配置した。なお、支承は水平、鉛直、回転のばね要素にモデル化し、その水平ばね定数で、鋼製の可動、固定支承、水平反力分散支承および免震支承を表した [中島章典,1996]。

また、弾性状態の 1 次固有振動モードに対して減衰定数 1% 質量比例形の粘性減衰を仮定した。

(2) 最大応答値の比較

以上のような条件の下に行った高架橋システムの地震応答解析結果のうち、ここでは、典型的な弾塑性応答性状を示す上部構造位置の最大応答変位に加えて、特に、図 6.2.1 に示す P_3 橋脚に着目し、橋脚頂部の最大応答変位、最大水平力などの結果を相互に比較する。なお、以下では、レベル 2 タイプ I 地震波 3 波を用いた解析結果の平均値を用いて考察している。

まず、図 6.2.5 は、支承のタイプごとに、上部構造位置および橋脚頂部の最大応答変位の結果を比較したものである。縦軸は水平変位を表し、「鋼製」が鋼製の固定、可動支承を有する場合、「ゴム」が水平反力分散支承を有する場合、「免震」が免震支承を有する場合の結果である。この図から、橋脚頂部の水平変位については、「鋼製」の場合が最も大きく、免震支承の場合が最も小さくなっている。これに対して、上部構造位置の水平変位については、弾性時の支承のばね定数が最も小さい「ゴム」の場合に最大変位が最も大きくなっている。また、上部構造変位と橋脚頂部変位の差は支承の相対変位を表すことになるが、「ゴム」と「免震」の場合の支承の相対変位は同程度で、10cm 以上の相対変位が生じていることがわかる。次に、図 6.2.6 に示す橋脚頂部の最大水平力に着目すると、橋脚の断面 2 次モーメントの大きさが、「鋼製」、「免震」、「ゴム」の順番になっていることから、橋脚頂部の最大水平力もそれに対応した結果となっている。

一方、橋脚頂部の最大変位を、それぞれの橋脚の降伏水平変位で無次元化した塑性率で比較したものが図 6.2.7 であり、縦軸が塑性率を表している。この図から、塑性率で比較しても、「鋼製」の場合に塑性率が最も大きく、また、「ゴム」の場合においても、橋脚は塑性率で 2.5 程度の塑性化

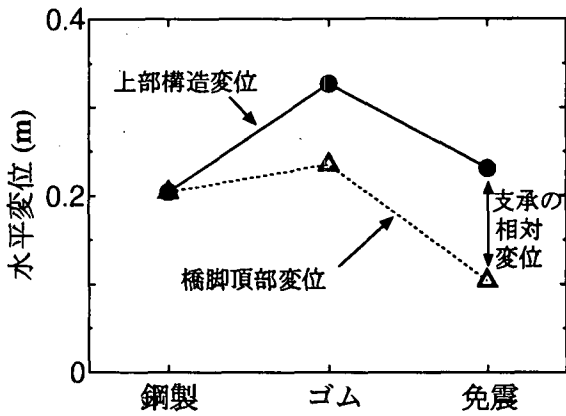


図 6.2.5 最大変位の比較

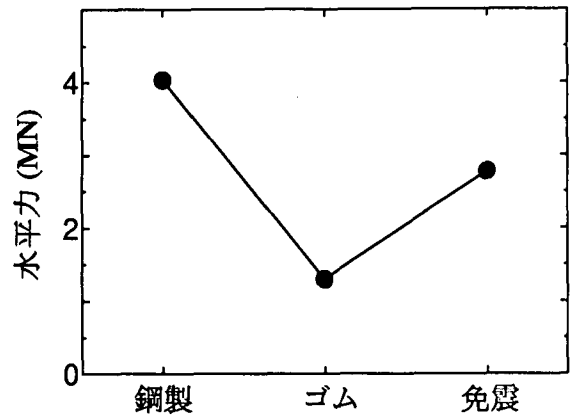


図 6.2.6 最大水平力の比較

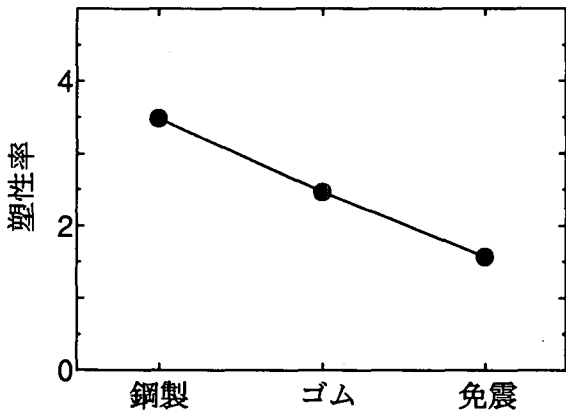


図 6.2.7 塑性率の比較

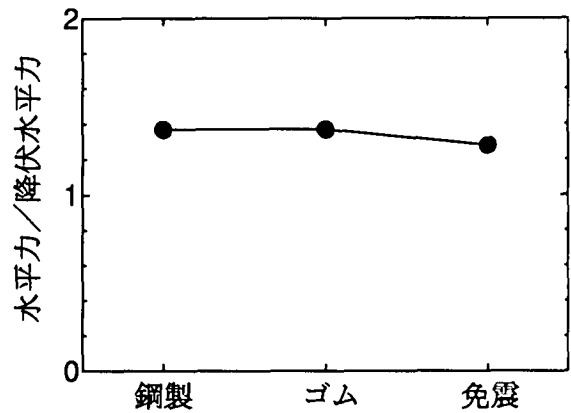


図 6.2.8 無次元化水平力の比較

を生じていることがわかる。しかし、やはり「免震」の場合には塑性率が最も小さい。さらに、橋脚頂部の最大水平力をそれぞれの橋脚の降伏水平力で無次元化した結果の比較を図 6.2.8 に示す。この図から、「鋼製」の場合と、それよりも塑性率が小さい「ゴム」の場合とで、降伏水平力で無次元化した水平力の値はほぼ同程度となっていることがわかる。つまり、「ゴム」の場合にも、橋脚には比較的大きな地震力が作用していることを意味している。

なお、水平反力分散支承および免震支承を有する場合の、支承の最大せん断ひずみは、それぞれ、133%および85%であり、許容値の250%より十分小さい結果となっている。

(3) 単柱式橋脚との比較

ここで、設計例として用いた鋼製の固定、可動支承、水平反力分散型のゴム支承および免震支承を有する高架橋システムの P_3 橋脚とそれが支持する上部構造部分を図 6.2.9 に示すように単柱式橋脚としてモデル化し、その橋脚頂部の水平変位、水平力などを高架橋システムの解析から得られた対応する結果と比較する。

まず、鋼製の固定支承を有する場合には、図 6.2.9-a に示すように、死荷重反力と、分担すべき慣性力に対応した質量を頂部に有する単柱式橋脚にモデル化した。一方、水平反力分散支承および免震支承を有する場合には、図 6.2.9-b に示すように、死荷重反力と分担慣性力に対応した質量を支承の上に有し、上部構造の拘束の影響を表すために、その上部構造位置の要素の回転を拘束した単柱式橋脚にモデル化した。なお、鋼製の可動、固定支承を有する場合には、式 (6.2.6) によって算定される P_2 , P_3 橋脚の水平ばね定数に基づいて、分担する上部構造の質量が求められ

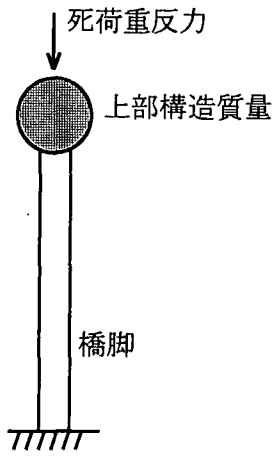


図 6.2.9-a 鋼製の固定支承の場合

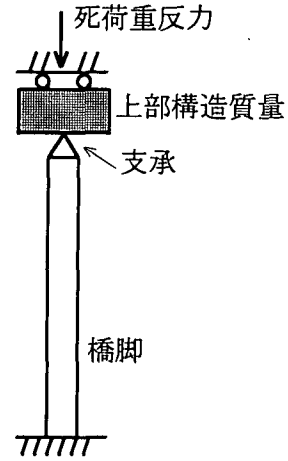


図 6.2.9-b 水平反力分散支承, 免震支承の場合

図 6.2.9 単柱式橋脚へのモデル化

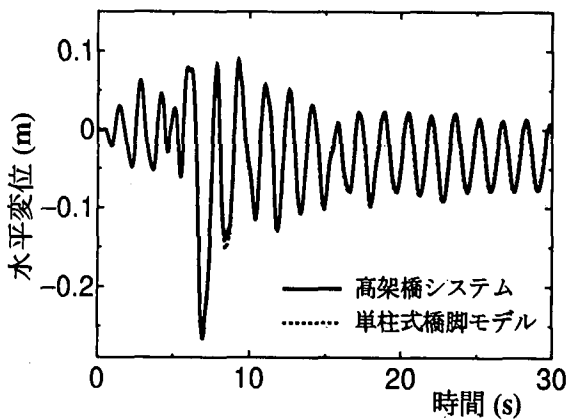


図 6.2.10-a 橋脚頂部の水平変位時刻歴

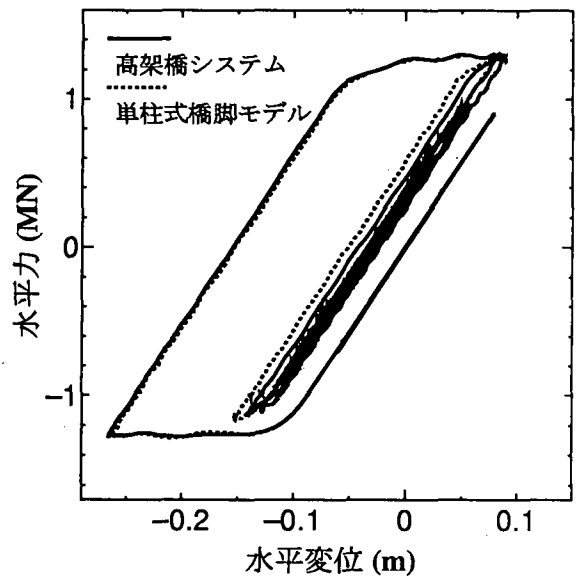


図 6.2.10-b 橋脚頂部の水平力-水平変位関係

図 6.2.10 P_3 橋脚の時刻歴応答の比較

る。これに対して、水平反力分散支承および免震支承を有する場合には、表 6.2.2、表 6.2.3 に示される橋脚のばね定数と支承のばね定数の合成ばね定数に応じて分担する上部構造の質量が求められる。

図 6.2.10 は高架橋システムと単柱式橋脚モデルにおける P_3 橋脚の時刻歴応答曲線の比較の例を、水平反力分散支承を有する場合について示している。図 6.2.10-a は橋脚頂部の水平変位時刻歴を、図 6.2.10-b は橋脚頂部の水平力と水平変位との関係を示している。これらの図から、水平反力分散支承を有する場合、高架橋システムと単柱式橋脚モデルの時刻歴応答は非常によく一致していることがわかる。以下では、時刻歴応答などの一致の程度を、他の支承条件を有する場合も含めて、着目応答の最大値のみを比較することによって考察する。

図 6.2.11-a は、単柱式橋脚モデルの解析から得られた橋脚頂部および上部構造の最大変位を、高架橋システムの対応する結果で無次元化した水平変位の比を縦軸に表したものである。この図

から、「鋼製」および「ゴム」の場合には、高架橋システムの結果と単柱式橋脚モデルの結果がほぼ一致しているが、「免震」の場合には、単柱式橋脚モデルの場合の結果と高架橋システムの結果が一致しておらず、橋脚頂部の最大変位については40%程度差異のあることがわかる。一方、 P_3 橋脚頂部の最大水平力の比較を図6.2.11-bに示すが、単柱式橋脚モデルと高架橋システムとの橋脚頂部の最大水平変位では大きな差異のあった「免震」の場合にも両者のモデルの最大水平力はほぼ一致していることがわかる。

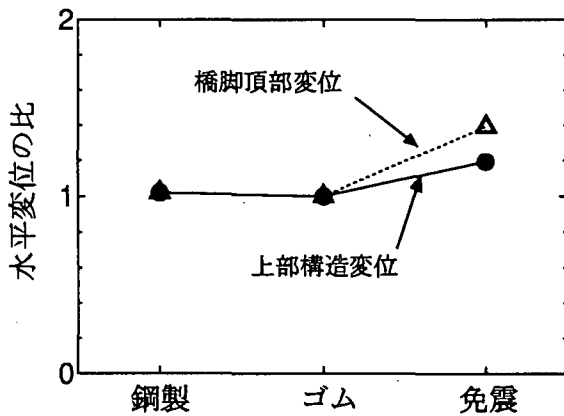


図 6.2.11-a 水平変位の比較

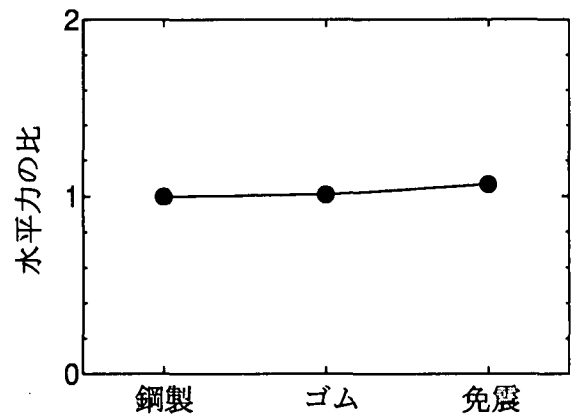


図 6.2.11-b 水平力の比較

図 6.2.11 単柱式橋脚との比較

6.2.4 支承取り替えが大地震時応答性状に及ぼす影響

以上の検討結果から、支承条件の差異は高架橋システムの大地震時応答性状に大きな影響を及ぼすことがわかった。また、都市内高速道路の高架橋などでは、鋼製の可動、固定支承を水平反力分散支承や免震支承に取り替える工事が行われている。このような現状を踏まえ、ここでは、第4章に用いられた高架橋システムのモデル橋（道示地盤ばね、固有周期1.027秒、表4.2.8参照）を対象として、すべての橋脚上の支承を水平反力分散支承あるいは免震支承に取り替えたことがモデル橋の橋軸方向大地震時応答性状にどのような影響を及ぼすかを検討する。

(1) 支承の諸元と解析条件

モデル橋の橋軸方向の支承条件は、本来、可動 (PC14)、固定 (PC15)、固定 (PC16)、可動 (PC17) で、各橋脚上には、2個ずつ支承が設けられている。したがって、橋軸方向の地震力は、固定支承を有するPC15、PC16で分担することとなる。しかし、可動支承を有するPC14、PC17においても、可動支承の摩擦力を受けもつ必要があり、また、橋軸直角方向に対しては固定の支承条件となることから、ある程度の地震力は分担できると予想される。そこで、水平反力分散支承あるいは免震支承を用いる場合には、4本の橋脚が地震力を分担するように支承を設計する。

支承条件を水平反力分散支承あるいは免震支承とした場合の支承の諸元およびその諸元に基づいて算定されるばね定数を表6.2.4、表6.2.5、表6.2.6に示す。なお、免震支承としては、鉛プラグ入り積層ゴム支承 (LRB) と高減衰ゴム支承 (HDR) の2種類を仮定した。これらの支承の諸元は、仮定した支承の設計変位が、地震時保有水平耐力法時に作用する地震力により生じる支承の変位にほぼ一致するという条件に基づいて定めている [日本道路協会,1996]。つまり、支承のばね定数と橋脚のばね定数から算定されるモデル橋の固有周期 (式(6.2.4)、(6.2.5)参照) に対応

した設計水平震度 k_{hc} を求め、以下の式に基づいて等価水平震度 k_{hem} を算定する。

$$k_{hem} = \frac{k_{hc}}{\sqrt{2\mu_m - 1}} \quad (6.2.13)$$

ここに、 μ_m は橋脚の許容塑性率であり、水平反力分散支承および免震支承の場合とも $\mu_m = 3$ を仮定している。また、非免震橋として取り扱うため、減衰定数による水平震度の低減は行っていない。

各表の下段に示した固有周期は、平面骨組モデルの固有値解析により求めた値であり、免震支承の支承ばね定数には1次剛性を用いている。なお、地震応答解析に際しては、4章の検討と同じく、Ⅲ種地盤レベル2タイプⅡの1つの地震波を用い、減衰定数としては、各支承条件の弾性状態1次固有振動モードに減衰定数5%の質量比例形粘性減衰を仮定した。

表 6.2.4 モデル橋の水平反力分散型ゴム支承の諸元

設計項目		PC14	PC15	PC16	PC17
ゴム支承1個の支圧面積 A_b	m^2	0.36	0.64	0.64	0.36
ゴム支承の総厚 $\sum t_e$	m	0.1	0.1	0.1	0.1
ゴム支承の水平ばね定数 (2個分)	MN/m	7.056	12.54	12.54	7.056
固有周期 1.468 秒 (固有値解析)					

表 6.2.5 モデル橋のLRB免震支承の諸元

設計項目		PC14	PC15	PC16	PC17
ゴム支承1個の支圧面積 A_b	m^2	0.36	0.64	0.64	0.36
ゴム支承の総厚 $\sum t_e$	m	0.1	0.1	0.1	0.1
鉛プラグの径 D_p	m	0.08	0.1	0.1	0.08
鉛プラグの本数 n_p		4	4	4	4
免震支承の等価剛性 K_B (2個分)	MN/m	8.178	13.07	12.84	7.522
免震支承の1次剛性 K_1 (2個分)	MN/m	35.59	63.89	63.91	34.64
免震支承の2次剛性 K_2 (2個分)	MN/m	5.476	9.828	9.833	5.329
免震支承の降伏変位	m	0.0111	0.0097	0.0097	0.0114
固有周期 1.031 秒 (固有値解析)					

表 6.2.6 モデル橋のHDR免震支承の諸元

設計項目		PC14	PC15	PC16	PC17
ゴム支承1個の支圧面積 A_b	m^2	0.36	0.64	0.64	0.36
ゴム支承の総厚 $\sum t_e$	m	0.1	0.1	0.1	0.1
免震支承の等価剛性 K_B (2個分)	MN/m	7.280	12.67	12.64	7.148
免震支承の1次剛性 K_1 (2個分)	MN/m	18.08	32.54	32.84	18.22
免震支承の2次剛性 K_2 (2個分)	MN/m	5.243	9.916	10.15	5.482
免震支承の降伏変位	m	0.0253	0.0289	0.0297	0.0282
固有周期 1.148 秒 (固有値解析)					

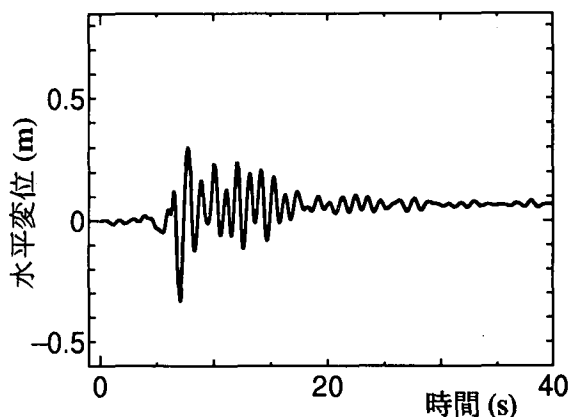


図 6.2.12-a 鋼製の可動，固定支承を有する場合

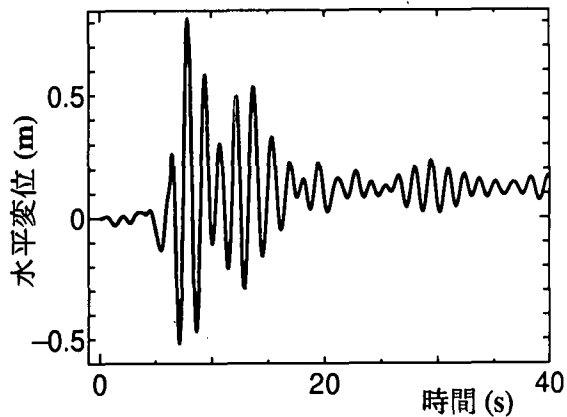


図 6.2.12-b 水平反力分散支承を有する場合

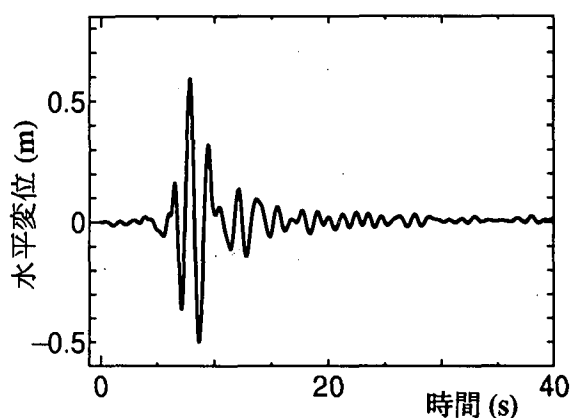


図 6.2.12-c LRB 型免震支承を有する場合

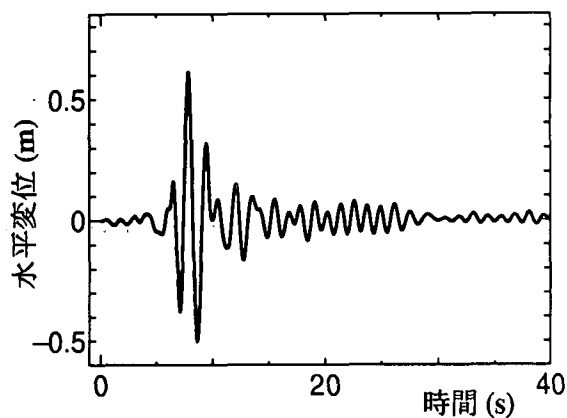


図 6.2.12-d HDR 型免震支承を有する場合

図 6.2.12 上部構造の水平変位時刻歴

(2) 地震応答性状の比較

以上の条件に基づいて、鋼製の可動，固定支承を有する場合も含め，上部構造位置の水平変位，各橋脚頂部の水平変位および各橋脚頂部の水平変位と水平力の関係に着目して，応答性状の比較を行う。また，それらの最大応答値を表 6.2.7 にまとめている。

上部構造の水平変位 図 6.2.12 には，各支承のタイプごとに，上部構造の水平変位時刻歴曲線を示している。この図から，免震支承，水平反力分散支承を有する場合には，可動，固定支承を有する場合よりも，上部構造位置の水平変位は非常に大きくなっていることがわかる。特に，水平反力分散支承を有する場合には，上部構造の最大水平変位が約 80cm となり，可動，固定支承を有する場合の最大値の約 2.5 倍になっている。なお，ここで用いた LRB タイプと HDR タイプの免震支承を有する場合には，両者の挙動にほとんど差異はないといえる。

PC14 橋脚頂部の水平変位 図 6.2.13 には，各支承のタイプごとに，PC14 橋脚頂部の水平変位時刻歴曲線を示している。可動，固定支承を有する場合には，この橋脚上はもともと可動支承であったことから，周期が短く変位も小さい時刻歴応答曲線を示している。これに対して，免震支承，水平反力分散支承の場合には，周期が長くなり，最大水平変位も大きくなっている。その他の傾向は，前述の上部構造水平変位の応答性状と同様である。

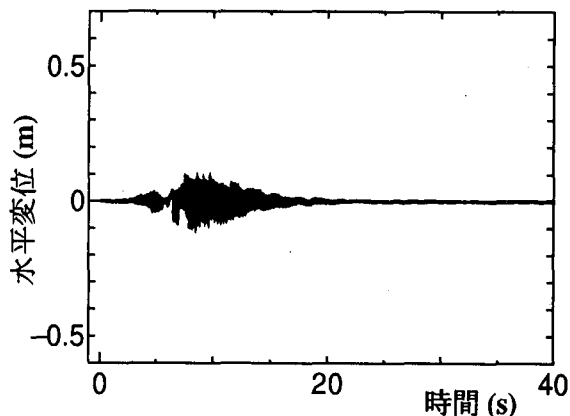


図 6.2.13-a 鋼製の可動・固定支承を有する場合

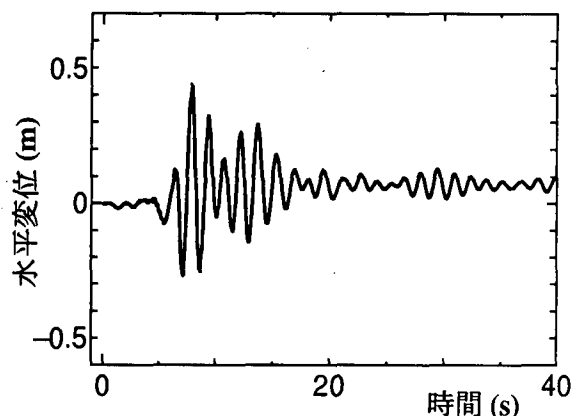


図 6.2.13-b 水平反力分散支承を有する場合

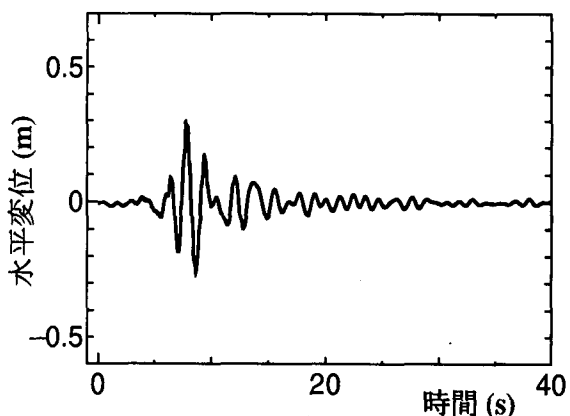


図 6.2.13-c LRB 型免震支承を有する場合

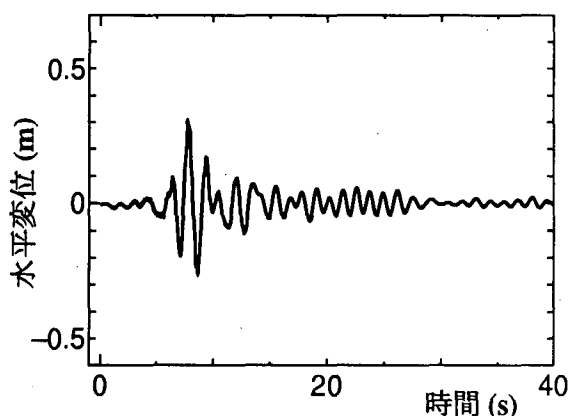


図 6.2.13-d HDR 型免震支承を有する場合

図 6.2.13 PC14 橋脚頂部の水平変位時刻歴

PC14 橋脚頂部の水平力－水平変位関係 図 6.2.14 には、各支承のタイプごとに、PC14 橋脚頂部の水平力－水平変位関係を示している。この橋脚上はもともと可動支承であったので、可動、固定支承の場合には、水平力はまったく生じていない。一方、免震支承の場合はもちろん、水平反力分散支承の場合にも橋脚に作用する水平力は大きくなるが、橋脚が塑性化するまでにはいたっていない。したがって、可動支承をここで用いた水平反力分散支承あるいは免震支承に取り替えることによって、この橋脚に過度の地震力が作用することはないと考えられる。なお、水平力－水平変位関係が乱れているのは、高次振動モードの影響が現れているためである。

PC15 橋脚頂部の水平変位 図 6.2.15 には、各支承のタイプごとに、PC15 橋脚頂部の水平変位時刻歴曲線を示している。可動、固定支承を有する場合においても、この橋脚上は固定支承となっていることから、橋脚頂部の水平変位ある程度大きい。しかし、水平反力分散支承を有する場合には、さらに最大水平変位が大きくなり、可動、固定支承を有する場合の約 1.5 倍になっている。これに対して、免震支承を有する場合には、橋脚頂部の水平変位は可動、固定支承を有する場合の 80% 程度に小さくなっている。

PC15 橋脚頂部の水平力－水平変位関係 図 6.2.16 には、各支承のタイプごとに、PC15 橋脚頂部の水平力－水平変位関係を示している。PC15 橋脚は、PC16 橋脚よりも相対的に曲げ剛性が小

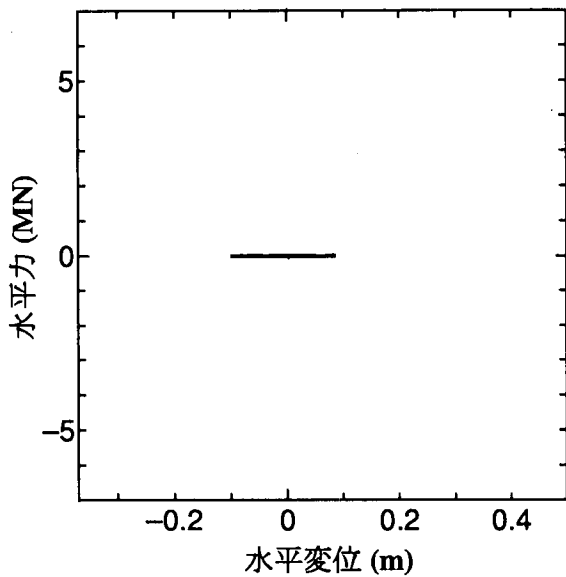


図 6.2.14-a 鋼製の可動・固定支承を有する場合

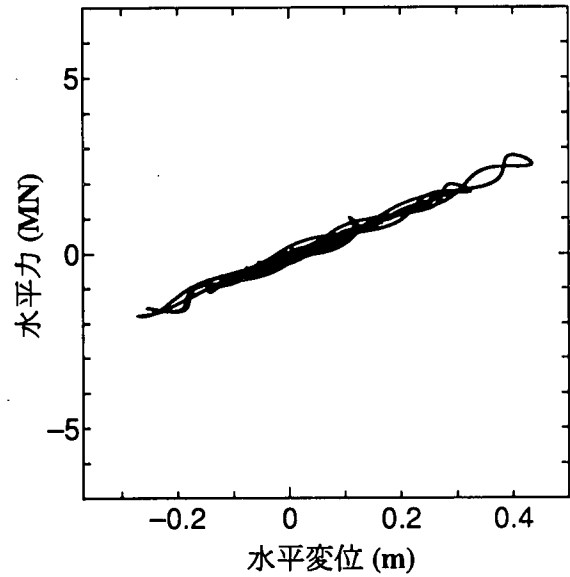


図 6.2.14-b 水平反力分散支承を有する場合

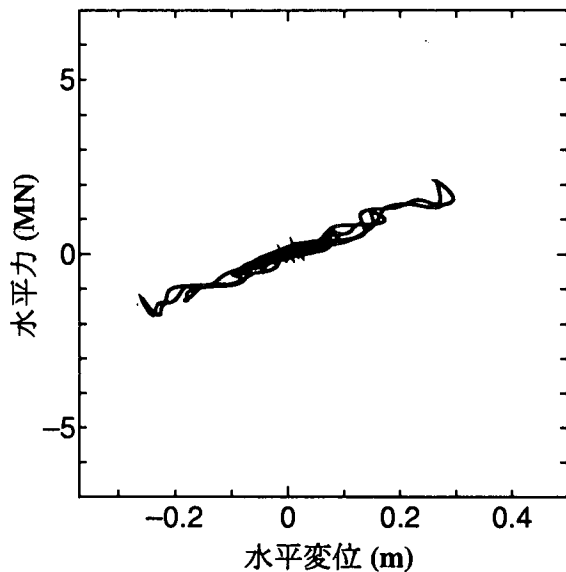


図 6.2.14-c LRB 型免震支承を有する場合

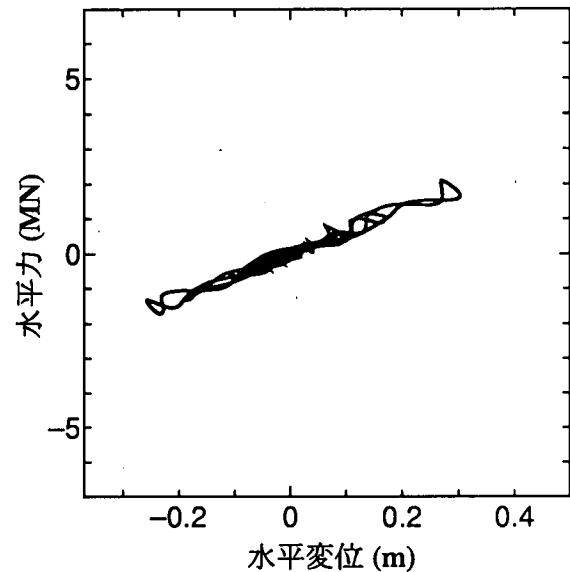


図 6.2.14-d HDR 型免震支承を有する場合

図 6.2.14 PC14 橋脚頂部の水平力-水平変位関係

さいので、可動、固定支承を有する場合に PC15 橋脚に作用する地震力は PC16 橋脚に作用する地震力よりも小さい。しかし、水平反力分散支承を有する場合には、橋脚と支承との合成ばね定数に対応した地震力が作用するため、PC15 橋脚に作用する地震力が相対的に大きくなり、結果的に塑性化の程度は可動、固定支承を有する場合よりも大きくなっていることがわかる。

一方、免震支承を有する場合にも、橋脚は少しは塑性化しているが、その程度は可動、固定支承を有する場合よりも小さいことがわかる。

PC16 橋脚頂部の水平変位 図 6.2.17 には、各支承のタイプごとに、PC16 橋脚頂部の水平変位時刻歴曲線を示している。可動、固定支承を有する場合には、PC16 橋脚が最も大きな地震力を分担しているが、水平反力分散支承を有する場合には、地震力の一部が他の橋脚によって分担され

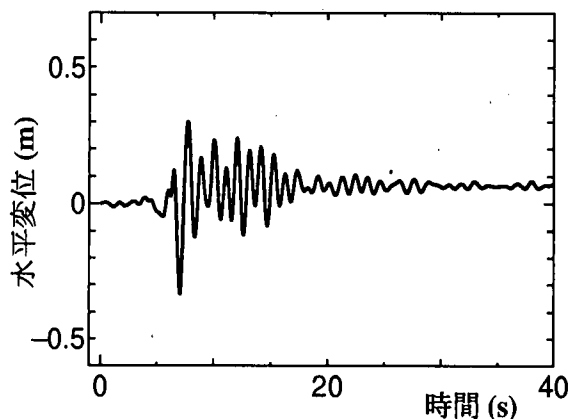


図 6.2.15-a 鋼製の可動・固定支承を有する場合

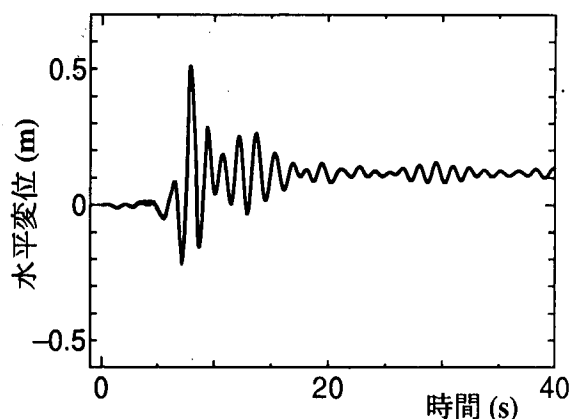


図 6.2.15-b 水平反力分散支承を有する場合

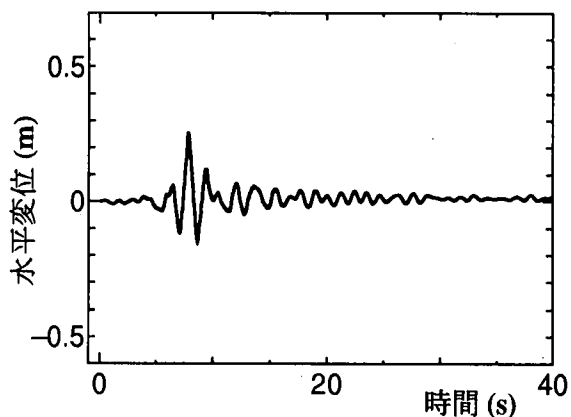


図 6.2.15-c LRB 型免震支承を有する場合

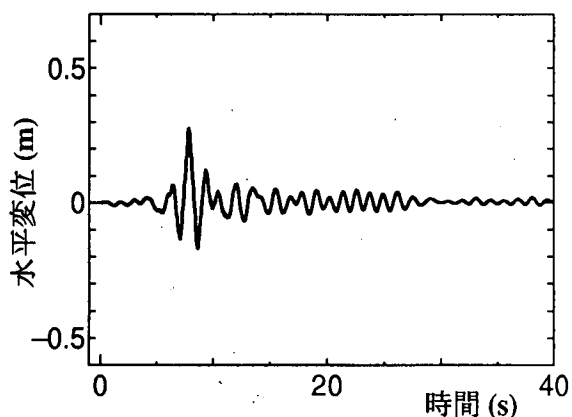


図 6.2.15-d HDR 型免震支承を有する場合

図 6.2.15 PC15 橋脚頂部の水平変位時刻歴

るために、PC16 橋脚頂部の最大水平変位はそれほど大きくならないが、残留変位は 15cm 程度と多少大きくなっている。一方、免震支承を有する場合には、やはり、PC16 橋脚頂部の最大水平変位は、可動、固定支承を有する場合よりも約 1/2 まで小さくなっている。

PC16 橋脚頂部の水平力-水平変位関係 図 6.2.18 には、各支承のタイプごとに、PC16 橋脚頂部の水平力-水平変位関係を示している。前述のように、可動、固定支承を有する場合には、PC16 橋脚が最も大きな地震力を分担しているが、水平反力分散支承を有する場合には、地震力の一部が他の橋脚によって分担されるために、PC16 橋脚頂部に作用する地震力は幾分低減している。

一方、免震支承を有する場合には、橋脚は塑性化しておらず、免震支承の効果が顕著に認められる。

6.2.5 まとめ

本稿では、震度法に基づいて耐震設計した連続形式の上部構造を有する高架橋システムについて、まず、鋼製橋脚および支承の設計手順の概略を説明し、その設計例を示した。次に、設計した各タイプの支承を有する高架橋システムに大地震が作用した場合の弾塑性地震応答性状を、数値解析法により検討し、橋脚に生じる最大変位、最大水平力などを相互に比較した。その結果、経済

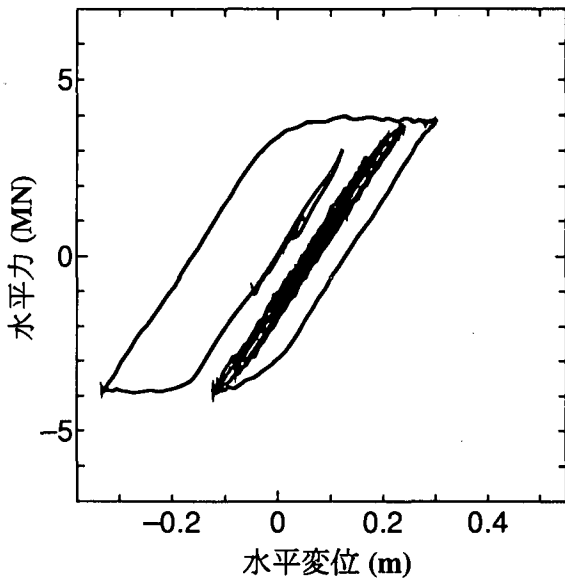


図 6.2.16-a 鋼製の可動・固定支承を有する場合

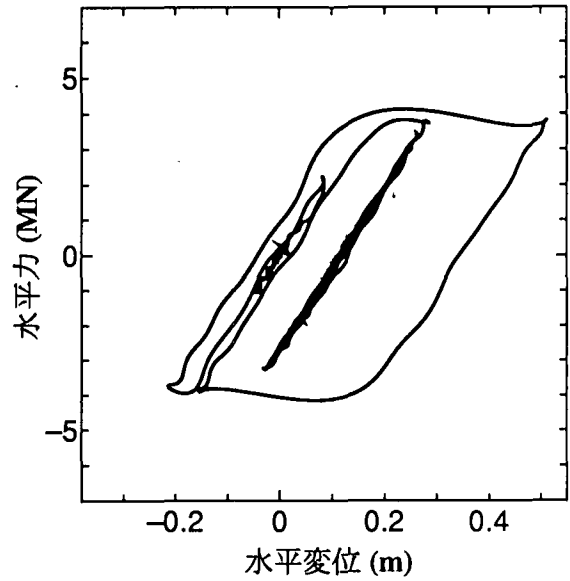


図 6.2.16-b 水平反力分散支承を有する場合

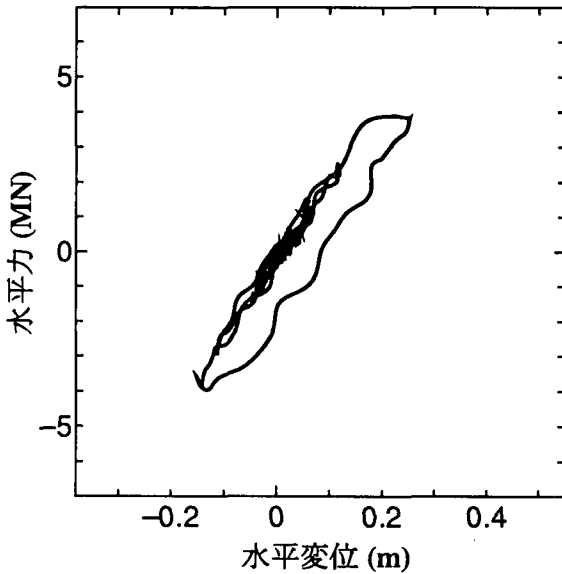


図 6.2.16-c LRB 型免震支承を有する場合

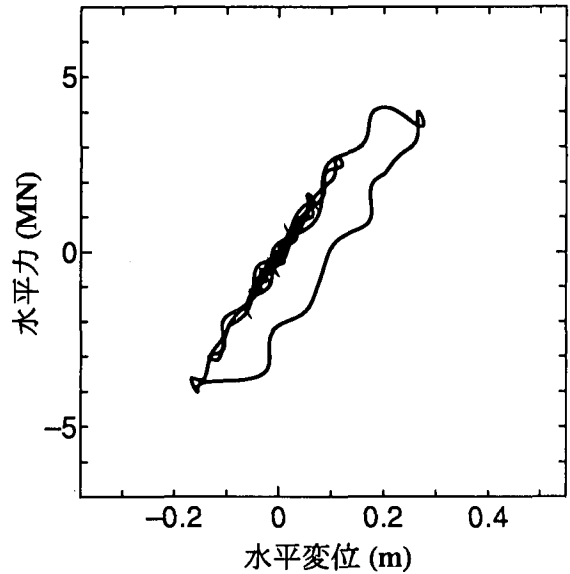


図 6.2.16-d HDR 型免震支承を有する場合

図 6.2.16 PC15 橋脚頂部の水平力-水平変位関係

性についての議論を別にすると、上部構造の最大変位や橋脚の挙動など耐震性の観点からは、免震支承を有する高架橋システムの合理性が改めて確認された。ただし、免震支承を有する高架橋システムでは、1本の橋脚とそれを支持する上部構造部分を単柱式橋脚にモデル化して、その弾塑性地震応答性状を推定することは難しいことがわかった。

さらに、4章で高架橋システムの解析例として用いられたモデル橋を対象として、可動、固定支承を、水平反力分散支承あるいは免震支承に取り替えたことが、橋軸方向大地震時応答性状に及ぼす影響を検討した。その結果、エネルギー吸収性能をもたない水平反力分散支承を有する場合には、橋脚の塑性化の程度もほとんど変化せず、上部構造の水平変位は非常に大きくなるなど、好ましくないことがわかった。これに対して、設計時に非免震橋として、免震支承のエネルギー吸収性能を期待していないものの、橋脚にとっては免震支承を有する場合に有利であることが確認

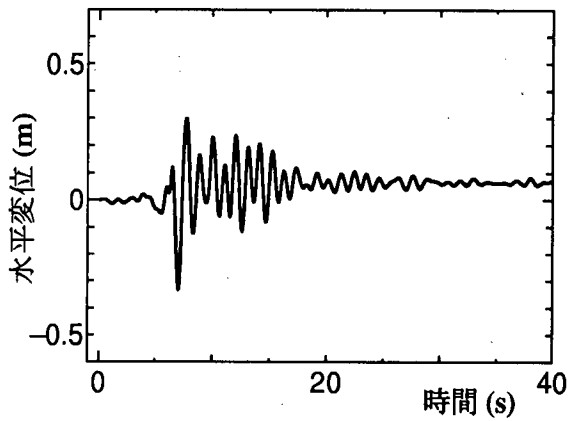


図 6.2.17-a 鋼製の可動・固定支承を有する場合

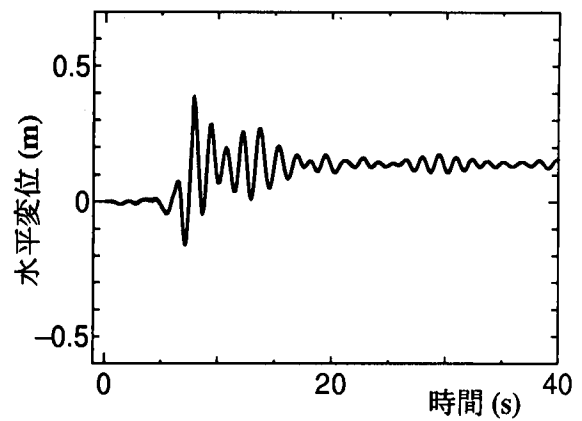


図 6.2.17-b 水平反力分散支承を有する場合

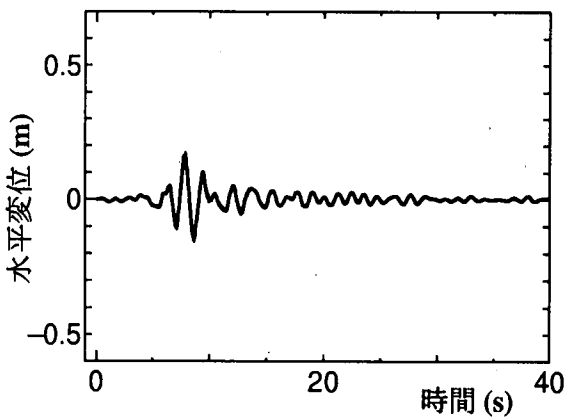


図 6.2.17-c LRB 型免震支承を有する場合

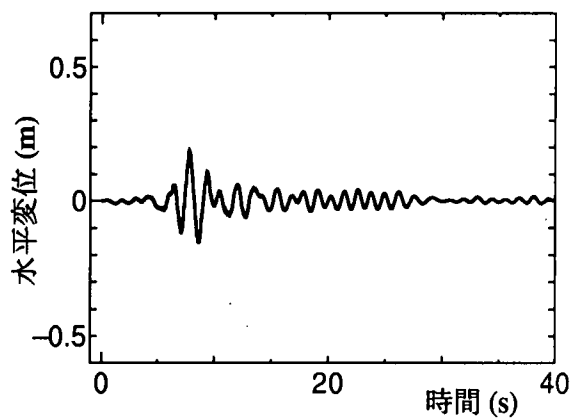


図 6.2.17-d HDR 型免震支承を有する場合

図 6.2.17 PC16 橋脚頂部の水平変位時刻歴

表 6.2.7 モデル橋の最大応答値の比較

支承のタイプ	鋼製の可動, 固定支承	水平反力 分散支承	免震支承 LRB	免震支承 HDR
上部構造変位	0.331	0.812	0.593	0.612
PC14 橋脚頂部水平変位	0.098	0.434	0.295	0.303
PC14 橋脚頂部水平力	0	285	215	214
PC15 橋脚頂部水平変位	0.332	0.511	0.253	0.276
PC15 橋脚頂部水平力	407	423	405	421
PC16 橋脚頂部水平変位	0.331	0.383	0.167	0.187
PC16 橋脚頂部水平力	577	583	485	523

された。ただし、この場合においても、上部構造の水平変位が大きくなることに考慮を払う必要がある。

参考文献

[日本道路協会,1991] 日本道路協会：道路橋支承便覧，丸善，東京，1991.7.

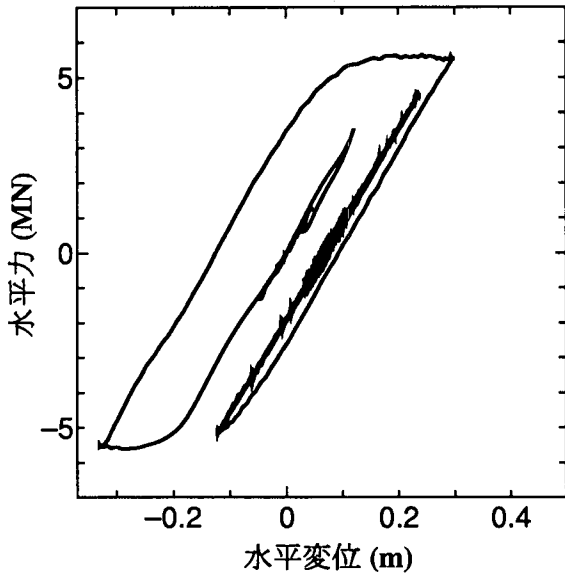


図 6.2.18-a 鋼製の可動・固定支承を有する場合

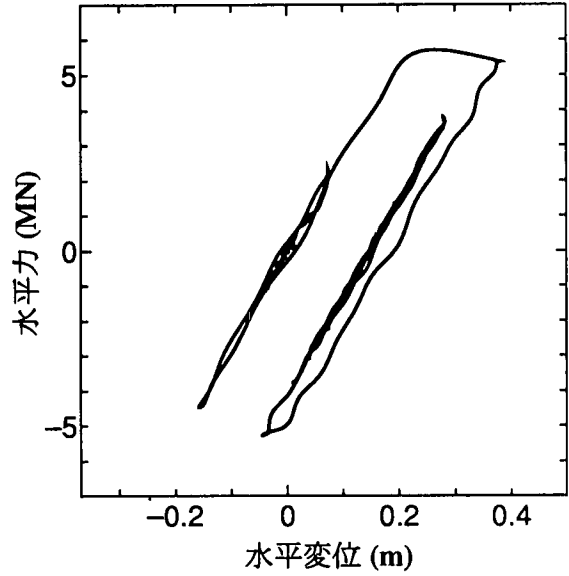


図 6.2.18-b 水平反力分散支承を有する場合

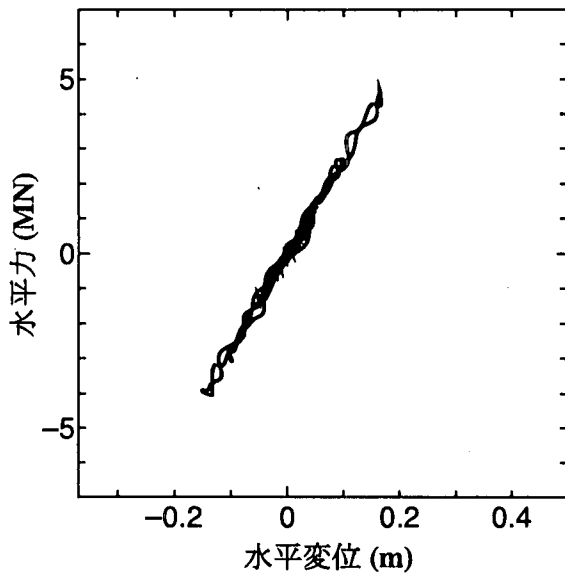


図 6.2.18-c LRB 型免震支承を有する場合

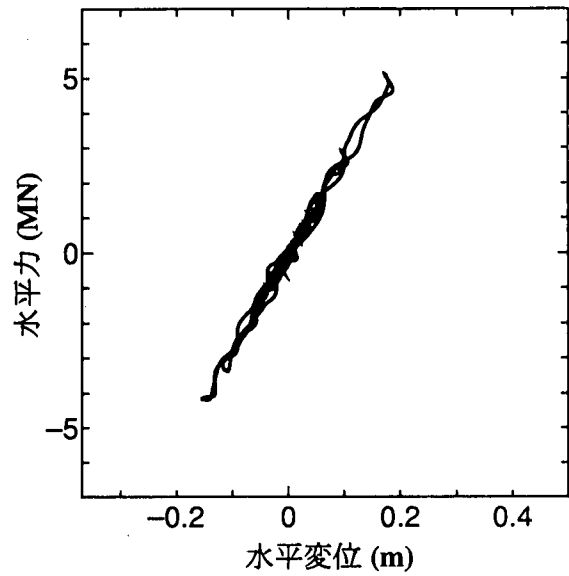


図 6.2.18-d HDR 型免震支承を有する場合

図 6.2.18 PC16 橋脚頂部の水平力-水平変位関係

[土木研究センター,1992] 土木研究センター：道路橋の免震設計法マニュアル（案），建設省，東京，1992.12.

[中島章典,1996] 中島章典，大嶽敦郎，安波博道：上部構造の支承条件を考慮した高架橋の大地震時挙動に関する研究，鋼構造年次論文報告集第4巻，pp.9-16，1996.11.

[日本道路協会,1996] 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（V耐震設計編），丸善，東京，1996.12.

6.3. 2方向免震を考えた高架橋の応答

6.3.1 はじめに

現在の高架道路橋の動的解析では、橋軸・橋軸直角方向別に応答を計算するのが一般的である。橋脚の設計を考えた場合には、各方向独立に解析を行って最大値で計算する方が、2方向同時入力に比べて方向別にはより大きな応答となることが予想されるので、一般には方向別に設計地震動を入れて検討することで安全側の設計が可能であると考えられている。しかしながら、橋梁システム全体の性能を考えた場合、方向別入力が必ずしも有利にならないことがある。特に、支承部分の挙動によって構造システムの挙動が大きく変わりえることや、上部構造の残留変位が地震後の走行性に影響を与えることを考えると、2方向入力を考えた橋梁の挙動を精緻にシミュレーションする必要がある。例えば、兵庫県南部地震の際の3径間連続高架橋では、固定支承下の橋脚の損傷が軽微となる、いわゆる「支承ヒューズ」的な挙動が見られたが、その挙動は、橋軸方向のみの解析では説明できない。この現象を再現するには、橋軸橋軸直角方向に支承が破損することで橋軸方向の慣性力伝達が失われるという2方向挙動を考える必要がある[柳野 1998]。また、免震橋においても、橋軸直角方向の移動制限装置との摩擦作用が橋軸方向の免震効果に及ぼす影響が無視できない場合があることが、実測記録から指摘されている[吉田 1998b]。理論的にも、支承の特性は、全体系の挙動に大きな影響を与えるにも関わらず[阿部 1998]、従来の解析では、非常に簡略なモデルが用いられているのが現状である。また、より高度な性能表示設計にあたっては、構造物の地震後の耐荷力のみならず、走行性などの性能を含めて精密に予測する必要があるが、その場合は、むしろ橋脚よりも支承の損傷度が重要であることが指摘されている[新堀 2000]。このように、システム挙動を正當に評価するためには、支承部分の挙動を高い精度で再現する必要が極めて高い。また、特に、免震時には、橋脚の応答は比較的軽微にとどまり、全体系の応答において支承の応答が卓越することが予想されることから、支承部分の応答予測の必要性はより一層高いと考えられる。

そこで、ここでは、免震橋を対象に、その3次元挙動の再現が可能なシミュレーションモデルを構築し、モデル高架橋を2方向免震化した場合について解析を行うこととした。

6.3.2 モデル高架橋の概要

モデル高架橋は、第4章で取り上げた3径間連続橋である。図6.3.1、図6.3.2に、モデルの概要を示す。基礎は固定である。図で示した橋脚下端部分にバイリニアのファイバーモデルを用い、免震支承には3.3.1節に触れた2方向履歴モデルを使用している[吉田 1998a]。各支承線に付き、中間支点では5000kN高減衰ゴム支承を、端支点では2500kN高減衰ゴム支承をそれぞれ2基設置している。中間支点の各支承の寸法は970x970(mm)、ゴム総厚 $tr=26 \times 7=182$ (mm)、端支点については各支承の寸法は870x620(mm)、ゴム総厚 $tr=17 \times 6=102$ (mm)である。また、ゴムのせん断弾性係数は $G=10\text{Mpa}$ とした。この場合の、モデルパラメータは、

$$Y_0 = 0.0368[kN/cm^2] \times A$$

$$U_0 = 0.0386[strain] \times tr$$

$$\alpha_0 = 0.44$$

$$\beta = 0.39$$

$$\gamma = 8.00 \times 10^{-10}$$

$$n = 0.201$$

$$p = 4.91$$

$$q = 0.0168$$

$$k = 0.0201[(kN/cm^2)/strain] \times A/tr$$

$$\eta = 16.2[(kN/cm^2/sec)/strain] \times A/tr$$

となる。なお、鋼材の特性は、第4章の解析と同様である。

モデル高架橋の本来の支持条件（PC15,16が固定，端支点は自由）の固有周期と，免震時の固有周期を比較したものが表6.3.1である。表中，モデル1が本来の支持条件，モデル2が免震時を表す。

表—6.3.1. 固有周期

固有周期 (秒)	1次	2次	3次	4次	5次	6次
モデル1	1.28671	1.15105	0.904883	0.581401	0.490755	0.41425
モデル2	1.44861	1.24429	0.989134	0.581538	0.505465	0.414336

6.3.3 モデル橋の動的解析

前節に示したモデルの動的解析を，時間刻み0.005秒で，ニューマークβ法によって行った。入力地震波は，兵庫県南部地震鷹取波の3成分，継続時間10秒である。入力条件は，表6.3.2のとおりである。

表—6.3.2. 入力条件

入力方向	橋軸	鉛直	橋軸直角
地震波	Takatori-EW	Takatori-UD	Takatori-NS
最大加速度 (gal)	657	279	606

計算結果は，PC15の基部エレメント（図6.3.2のBeam8），ならびに支承部（図6.3.2のRubber Bearing3）について示した。

図6.3.3，図6.3.4に，非免震時，ならびに免震時の橋脚上端の変位応答を示す。これからわかるように，免震時には，橋脚の変位が橋軸・橋軸直角両方向にわたって大きく低減されており，免震効果が確認できる。一方，図6.3.5，図6.3.6に示した免震支承の応答は，橋軸，橋軸両方向について40cmを超えている。図6.3.7，図6.3.8には，非免震時の橋脚基部のモーメント曲率関係を示したが，特に橋軸直角方向について，2方向入力に伴う見かけ上の軟化が見られる。図6.3.9，図6.3.10には，免震時の橋脚基部のモーメント曲率関係を示した。この場合は，橋脚が弾性域に留まっていることがわかる。図6.3.11，図6.3.12には，その時の免震支承の履歴を示した。

図 6.3.13—図 6.3.17 に、1次元解析と3次元解析を比較した。図 6.3.13 および図 6.3.14 に示した非免震時の橋脚の応答には、非線形性の影響が強く現れるため、1次元解析と3次元解析の結果は大きく異なる。また、図 6.3.15、図 6.3.16 に示した免震時には、橋脚が弾性域にとどまっているため、大きな差は現れていない。図 6.3.17 に示した免震支承の応答には、3次元性の影響が現れている。

6.3.4 まとめ

支承の2方向動的特性を考慮に入れた解析モデルを構築した。高精度の支承モデルを用いることで、2橋軸・橋軸直角2方向入力時の橋梁全体系の3次元挙動を、より高い精度で再現することが可能になったと考えている。特に、免震時には、橋脚の応答が軽微にとどまり支承の応答が卓越して現れるため、全体系の応答解析においては、本節のような取り扱いが適当であると考えられる。今後、落橋防止装置や、衝突などのモデルを取り入れ更なる精緻化を図る必要がある。

なお、ここでのモデル橋を用いた解析において、大振幅時には2方向入力の影響が顕在化すること、ならびに、橋脚が弾性域にとどまっている範囲内では2方向入力の影響は軽微であることが確認された。

参考文献

- [日本道路協会 1997] 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，1997.12.
- [阿部 1998] 阿部雅人・藤野陽三：高架橋構造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. 605，241-252，1998.
- [柳野 1998] 柳野和也，藤野陽三，阿部雅人，阿部哲子：1995年兵庫県南部地震における3径間連続高架道路橋の被害分析，第10回日本地震工学シンポジウム，2375-2378，1998.
- [宇佐美 1999] 宇佐美哲・阿部雅人・藤野陽三・森重行雄・鶴野禎史・柳野和也：金属支承の終局水平挙動に関する実験的研究，第25回地震工学研究発表会講演論文集，pp.853-856，1999.
- [吉田 1999a] 吉田純司・武貞聡・阿部雅人・藤野陽三：水平2方向加振に対応した積層ゴム支承のモデル化，第25回地震工学研究発表会講演論文集，pp.741-744，1999.
- [吉田 1999b] 吉田純司・阿部雅人・藤野陽三：1995年兵庫県南部地震における阪神高速湾岸線松の浜免震橋の地震時挙動と免震効果の検証，土木学会論文集，No.626，pp.37-50，1999.
- [新堀 2000] 新堀大祐・阿部雅人・藤野陽三：通行可能性を考慮した道路橋の耐震性能，第27回土木学会関東支部技術研究発表会，2000.

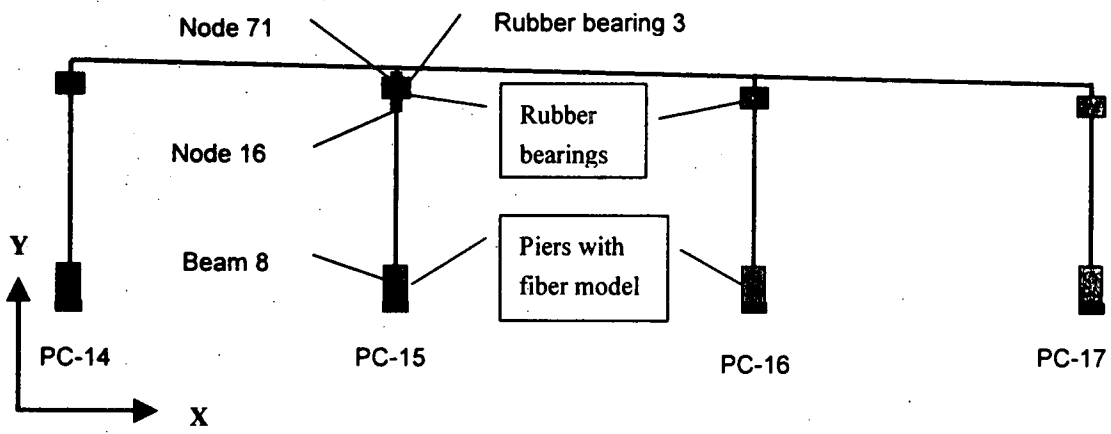


図 6.3.1 モデル橋側面図

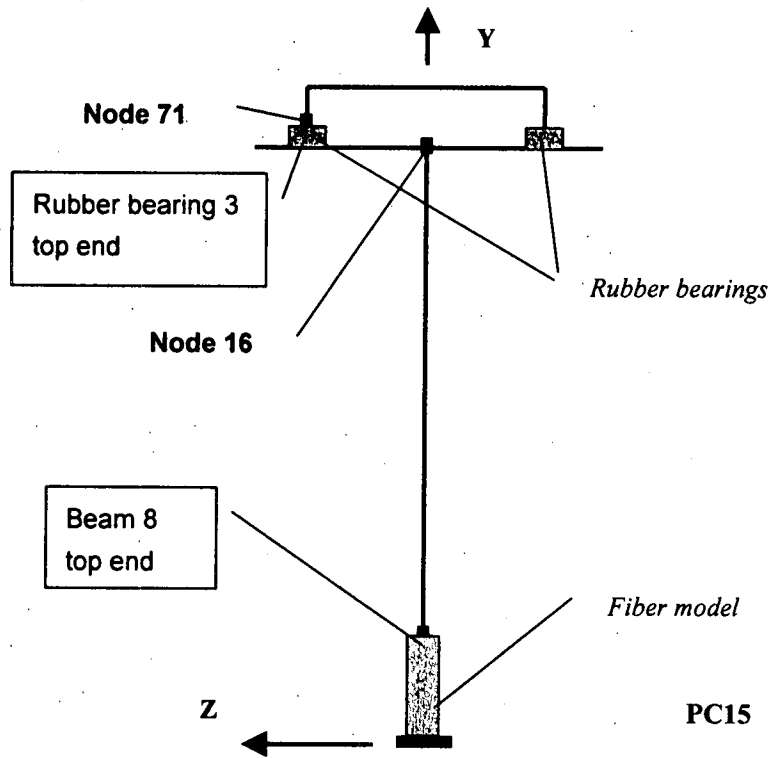


図 6.3.2 モデル橋断面図

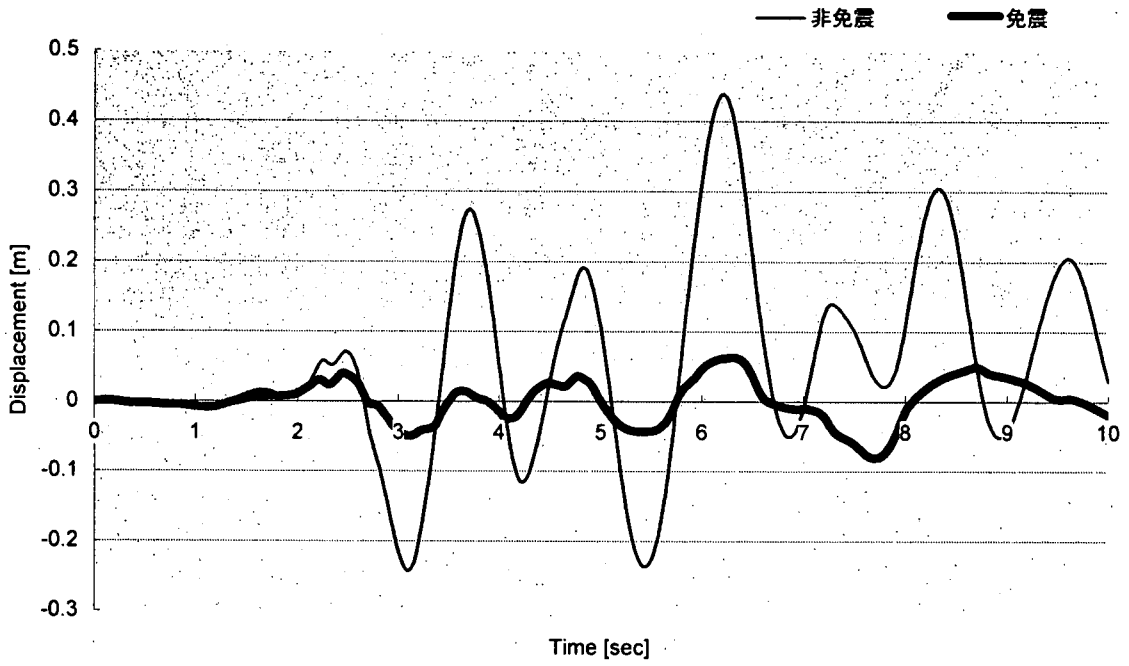


図 6.3.3 橋脚上端変位 (橋軸方向)

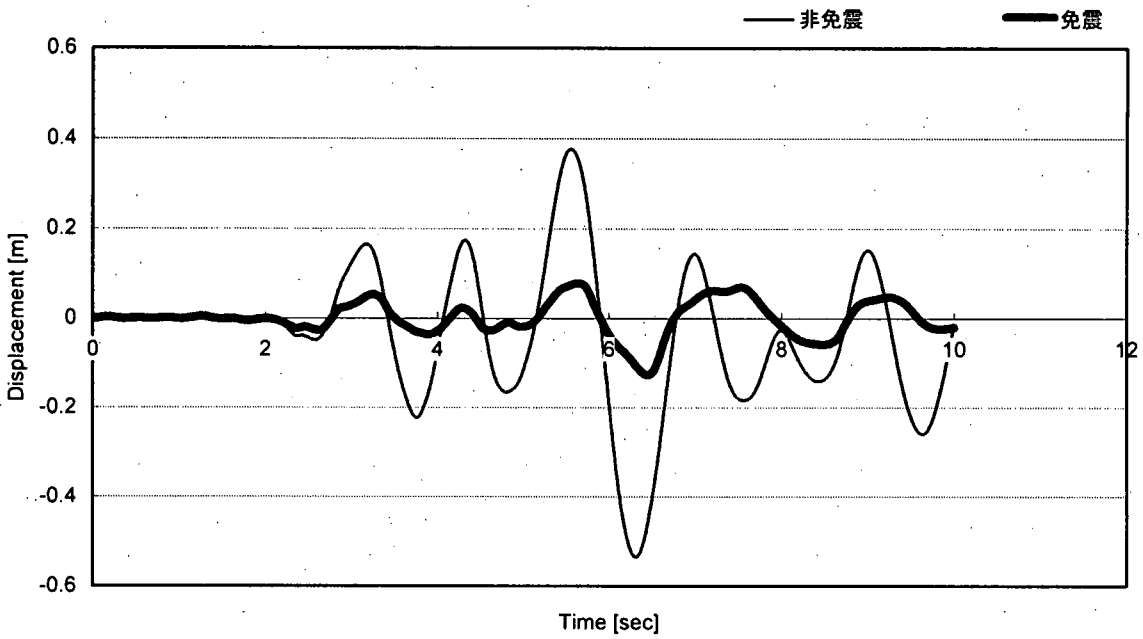


図 6.3.4 橋脚上端変位 (橋軸直角方向)

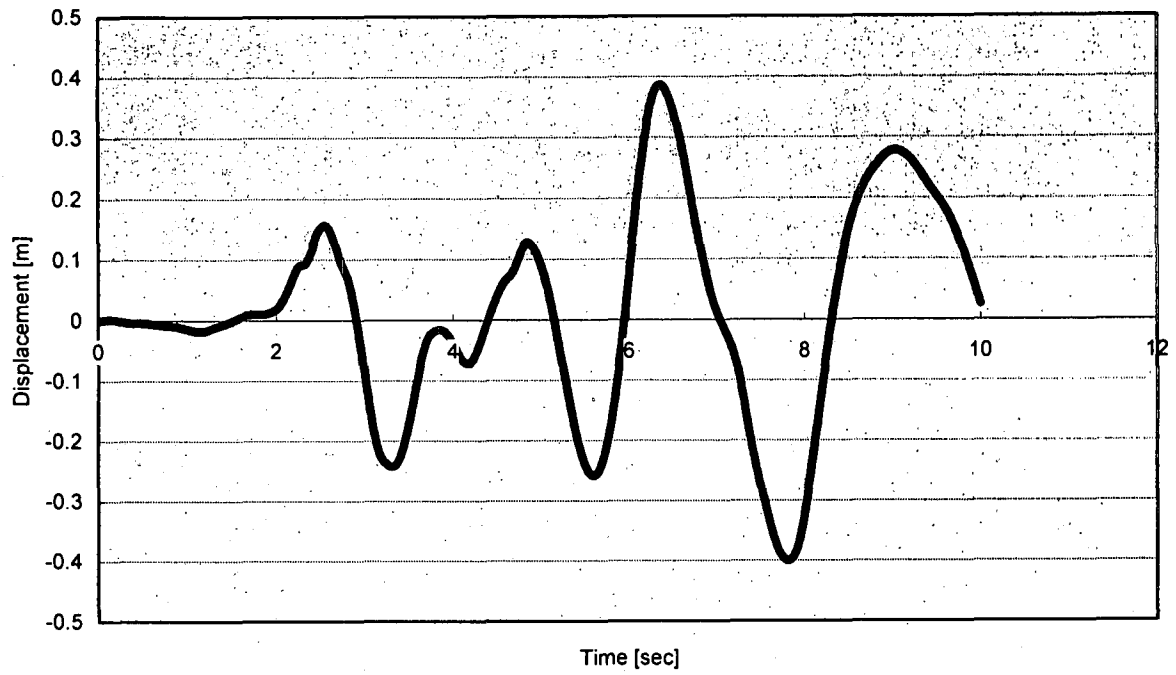


図 6.3.5 免震時桁変位 (橋軸方向)

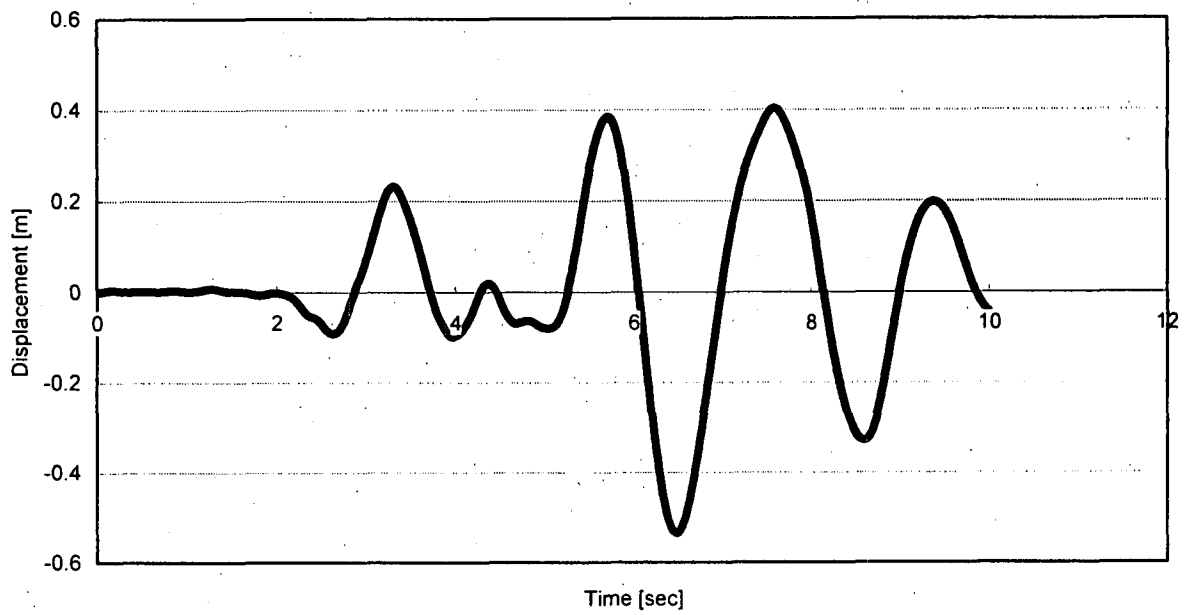


図 6.3.6 免震時桁変位 (橋軸直角方向)

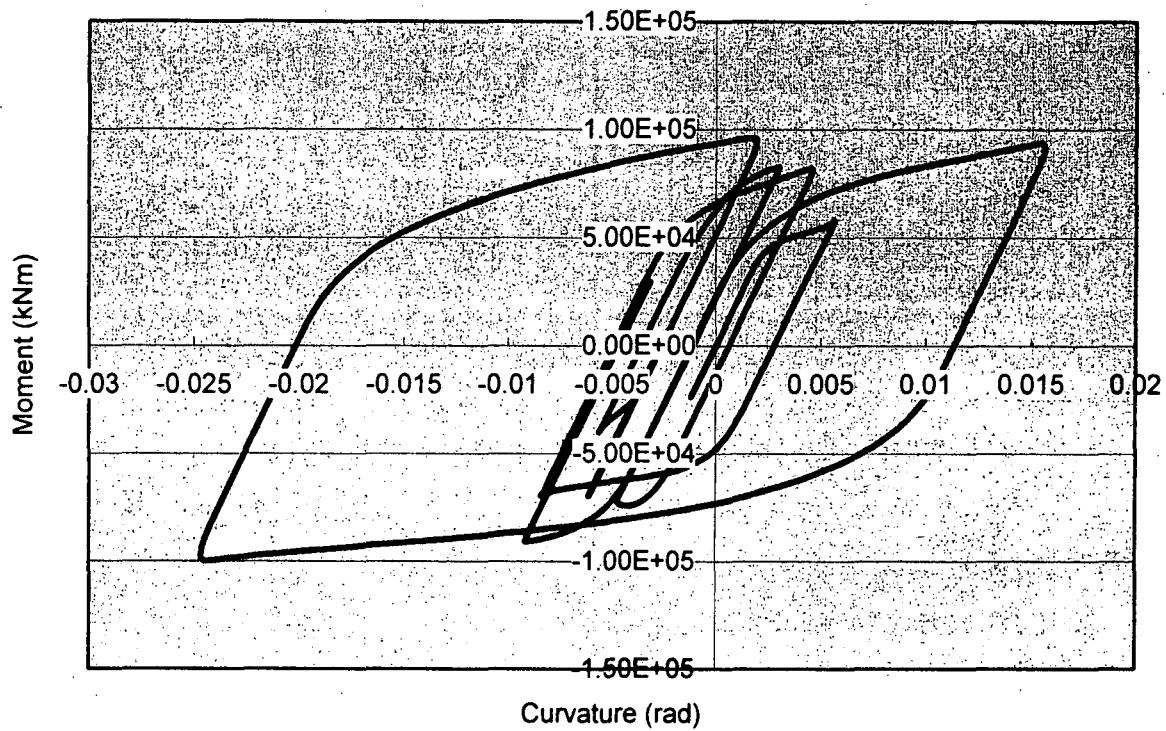


図 6.3.7 非免震時橋脚基部モーメント曲率関係 (橋軸方向)

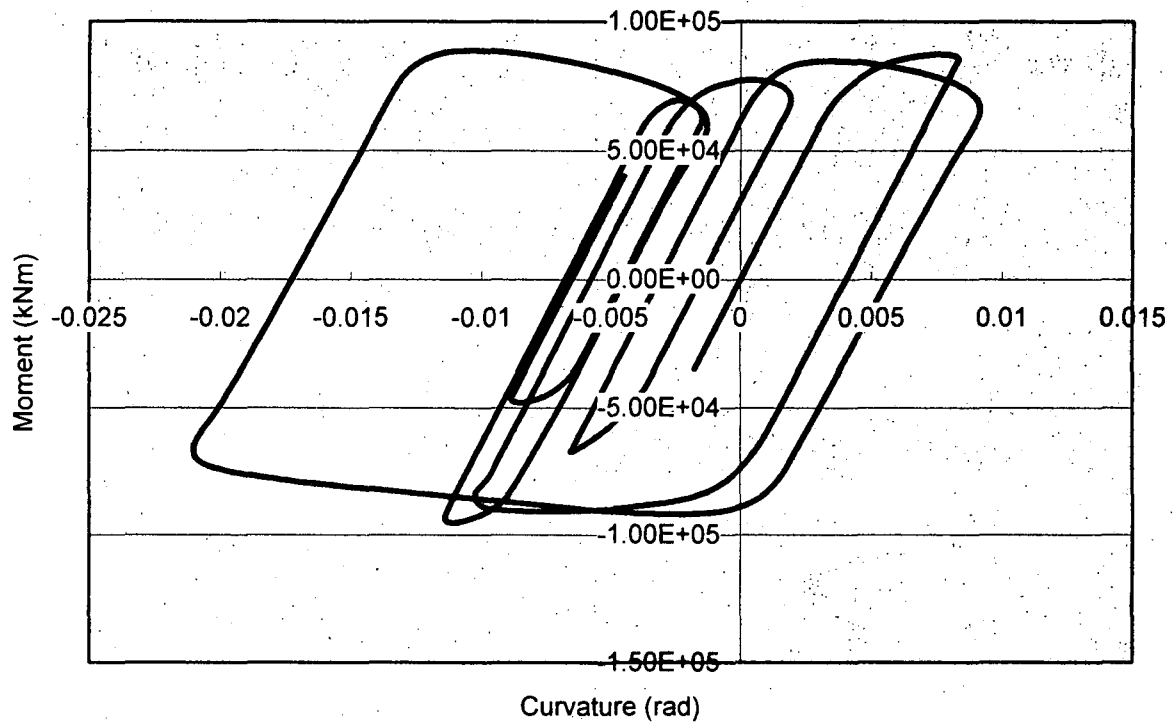


図 6.3.8 非免震時橋軸直角方向モーメント曲率関係 (橋軸直角方向)

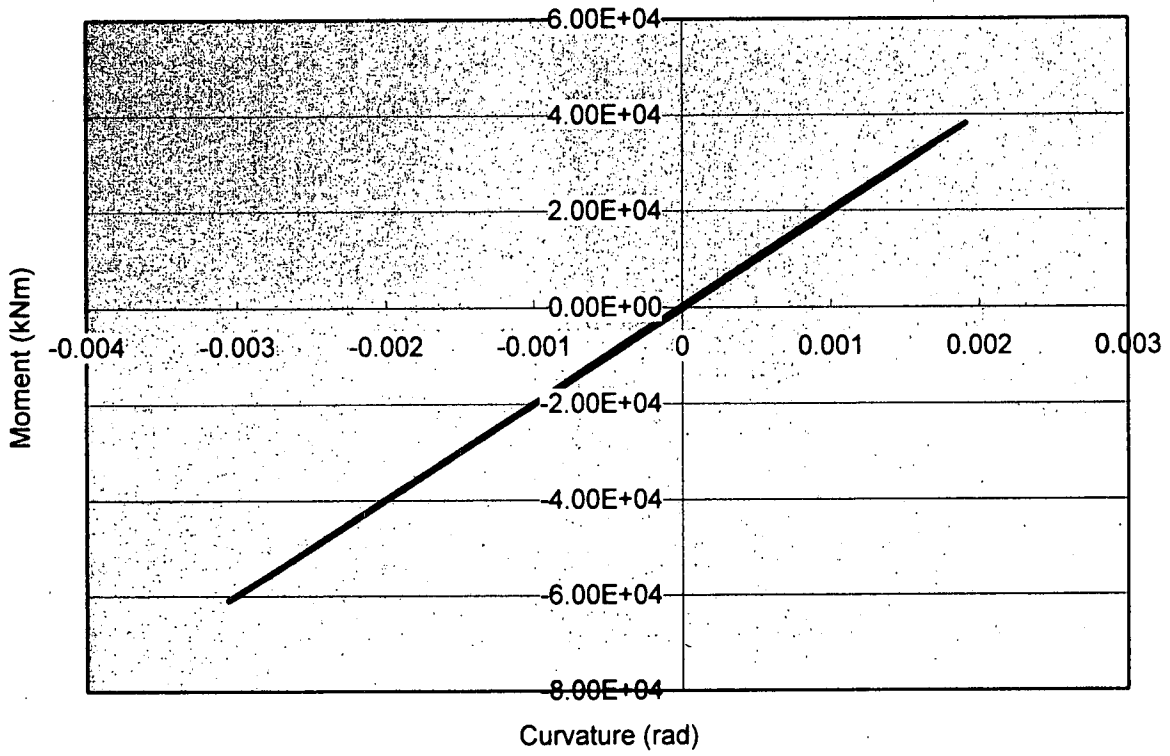


図 6.3.9 免震時橋脚基部モーメント曲率関係 (橋軸方向)

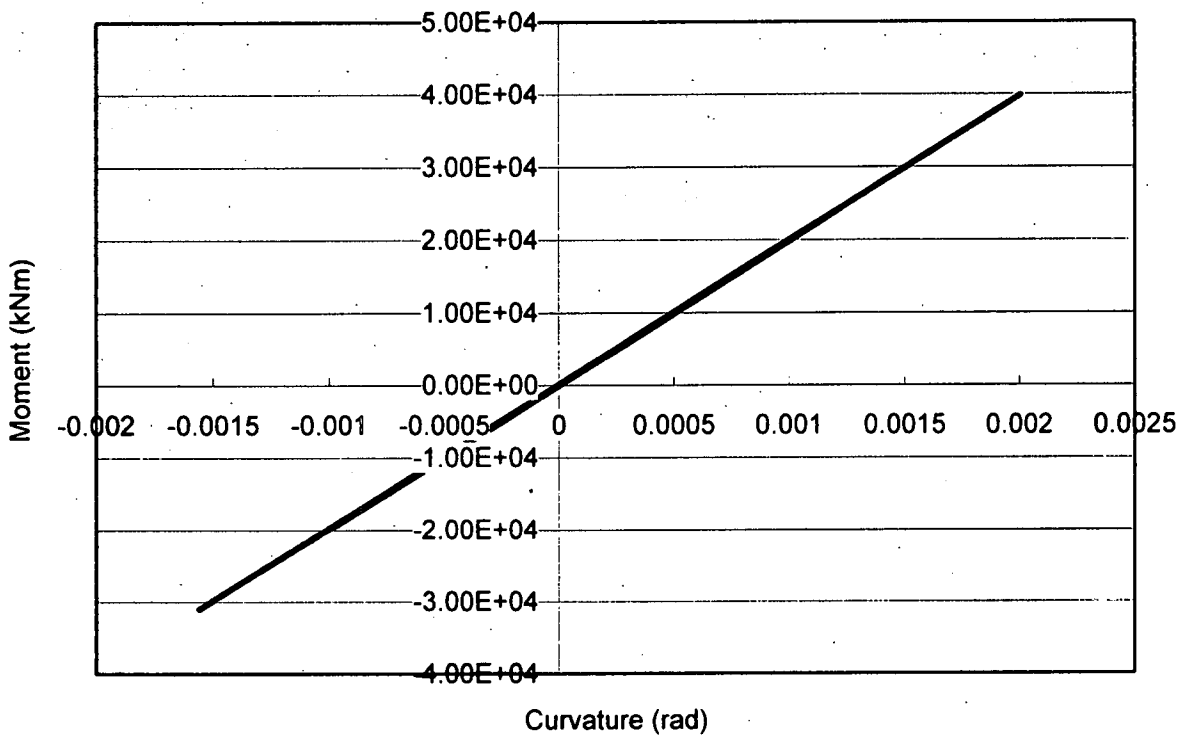


図 6.3.10 免震時橋脚基部モーメント曲率関係 (橋軸方向)

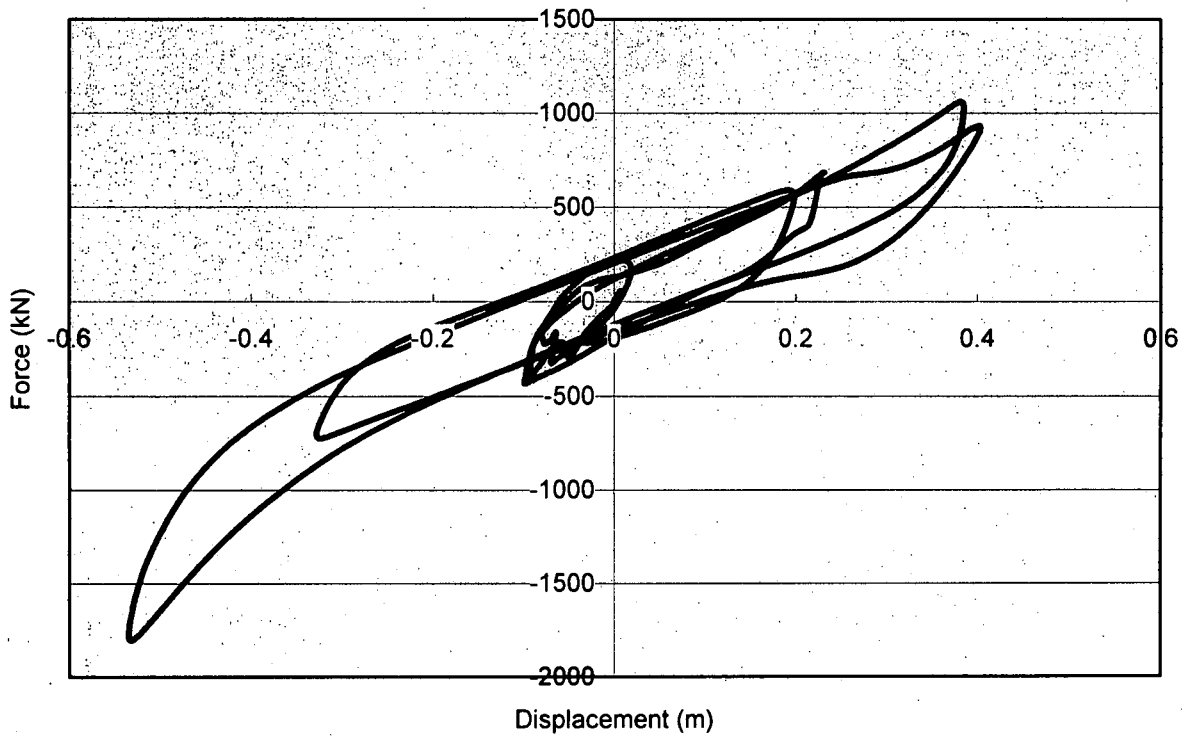


图 6.3.11 免震支承橋軸方向

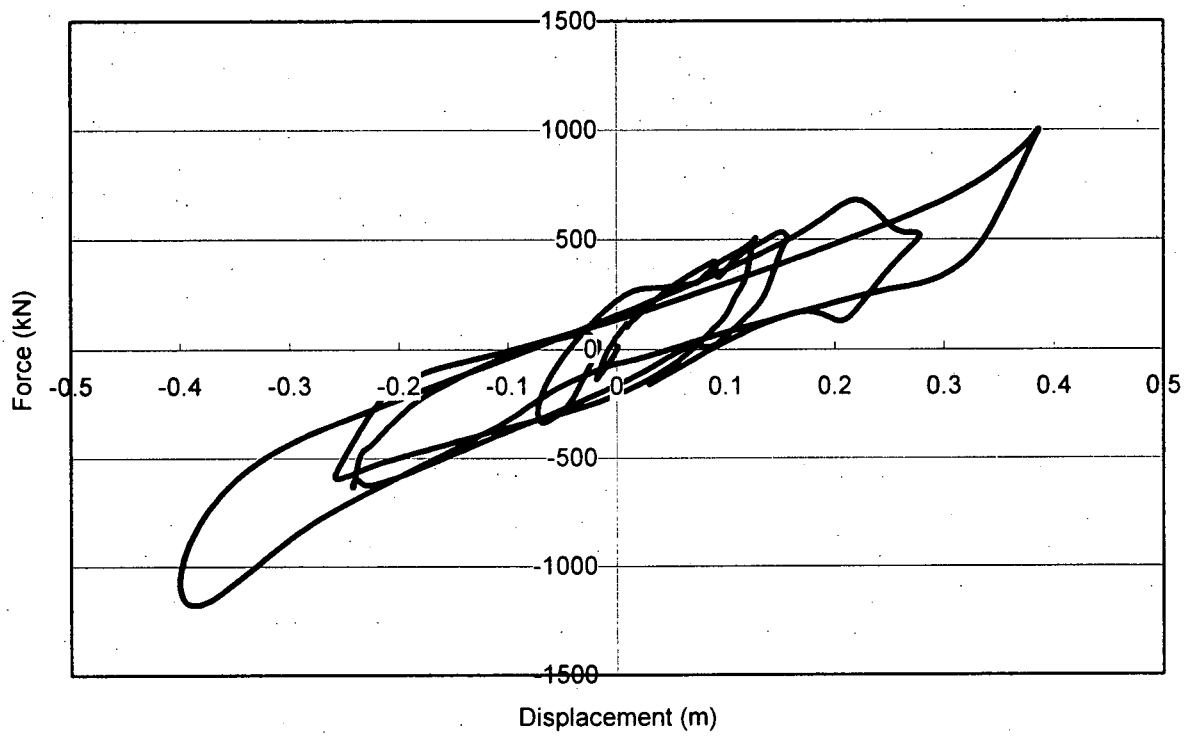


图 6.3.12 免震支承橋軸直角方向

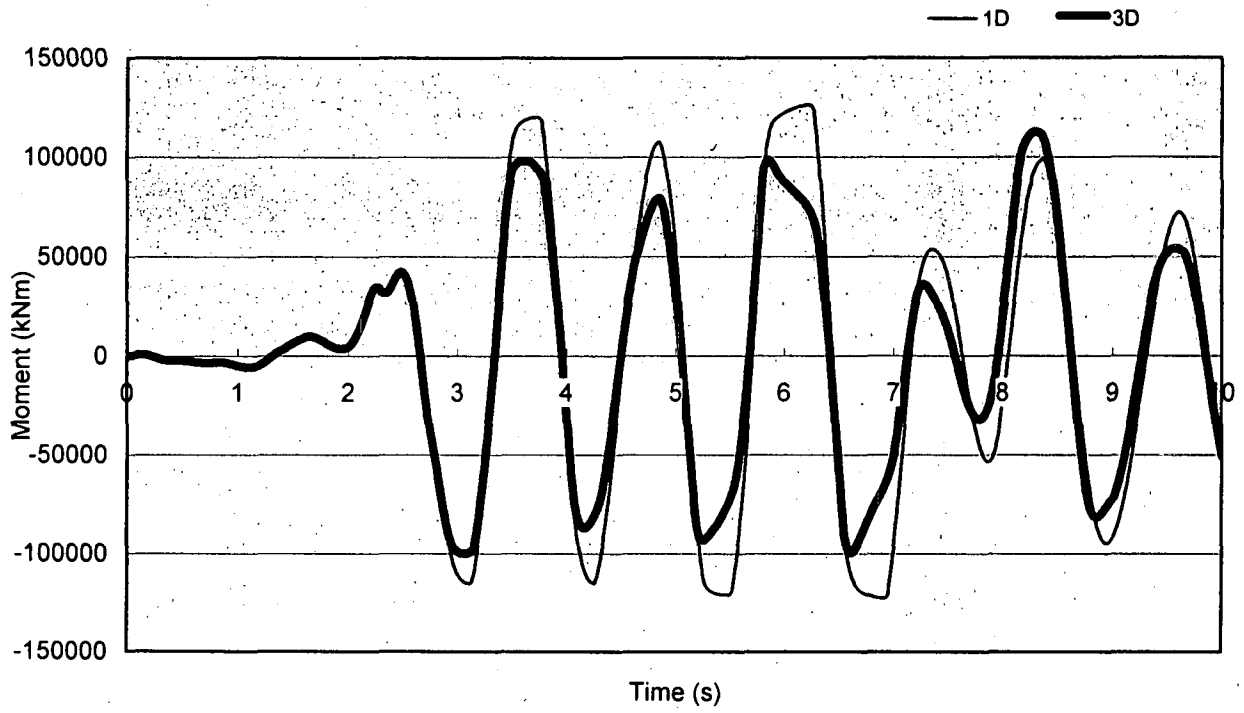


図 6.3.13 非免震時基部モーメントの時刻歴 (橋軸方向)

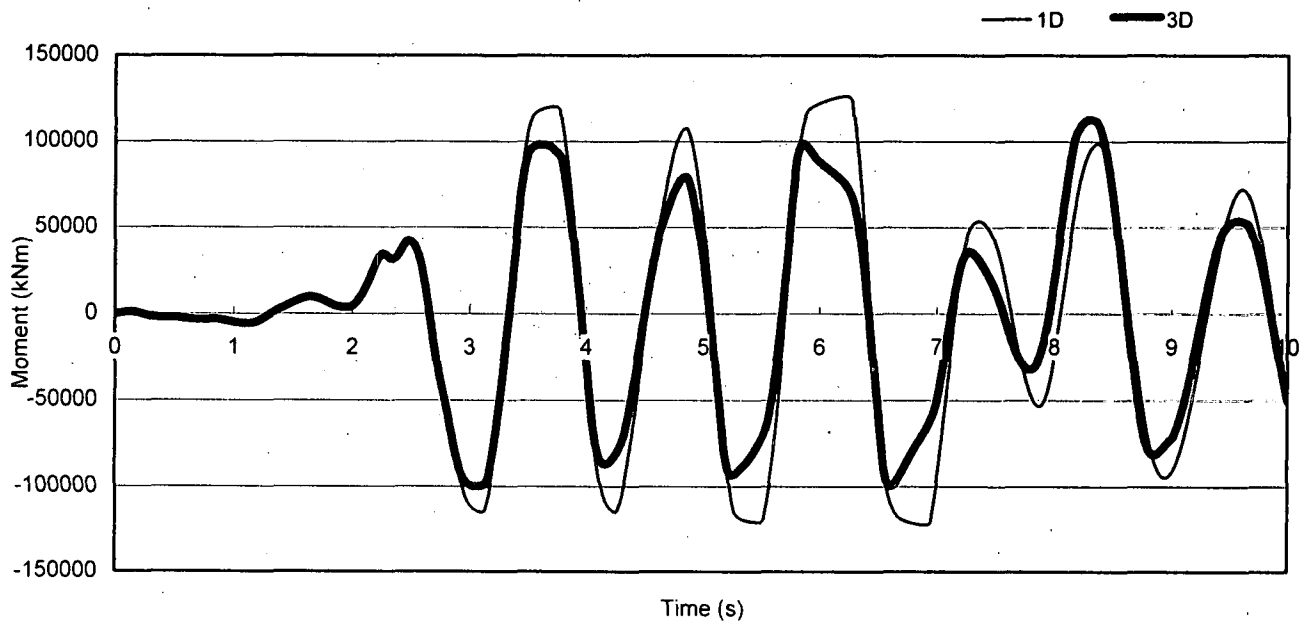


図 6.3.14 非免震時桁の時刻歴 (橋軸方向)

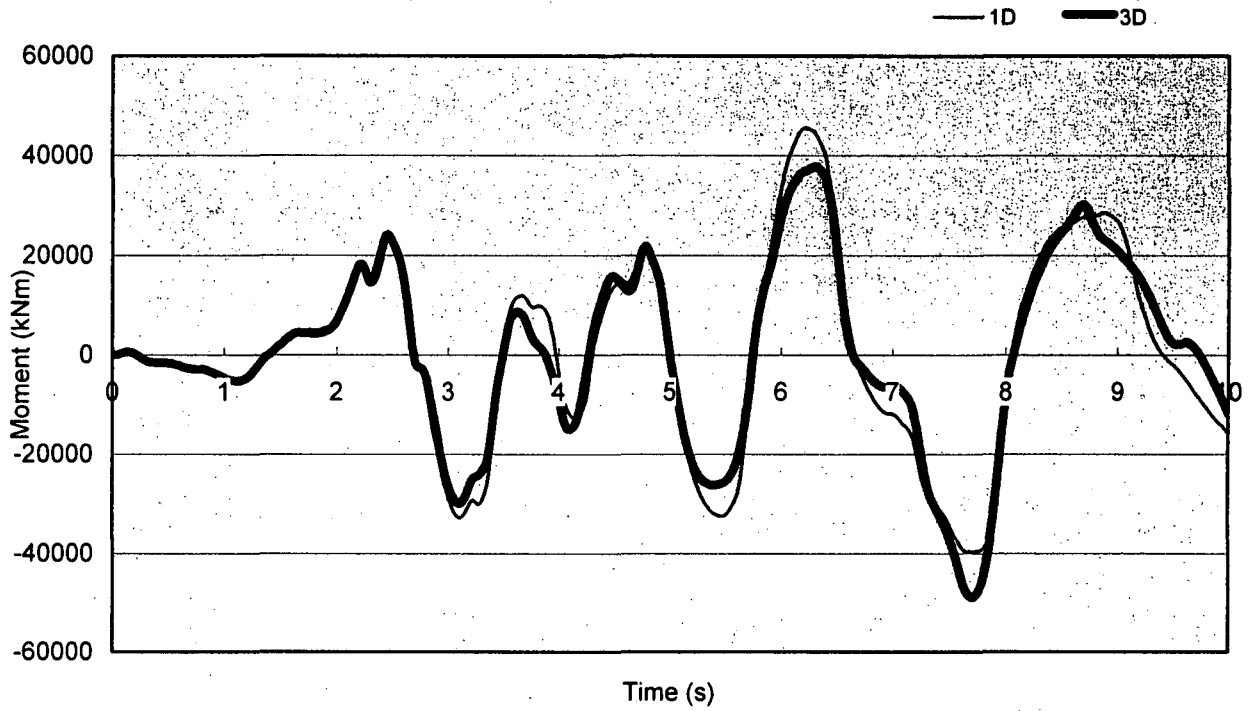


図 6.3.15 免震時基部モーメントの時刻歴 (橋軸方向)

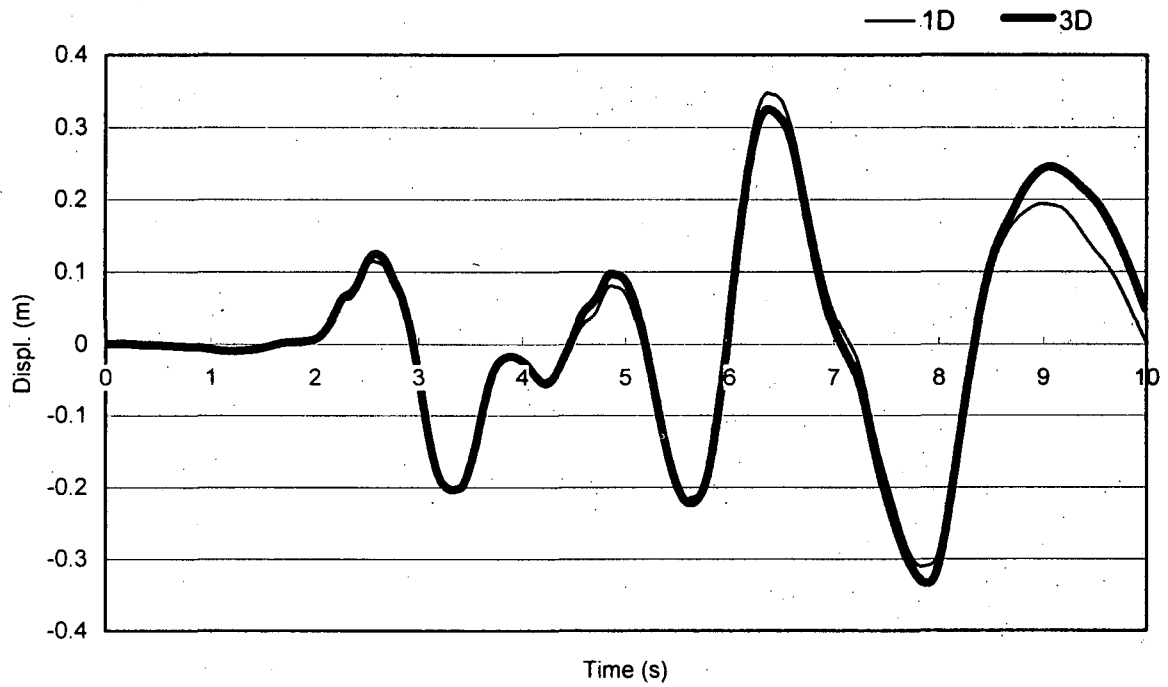


図 6.3.16 免震時桁の時刻歴 (橋軸方向)

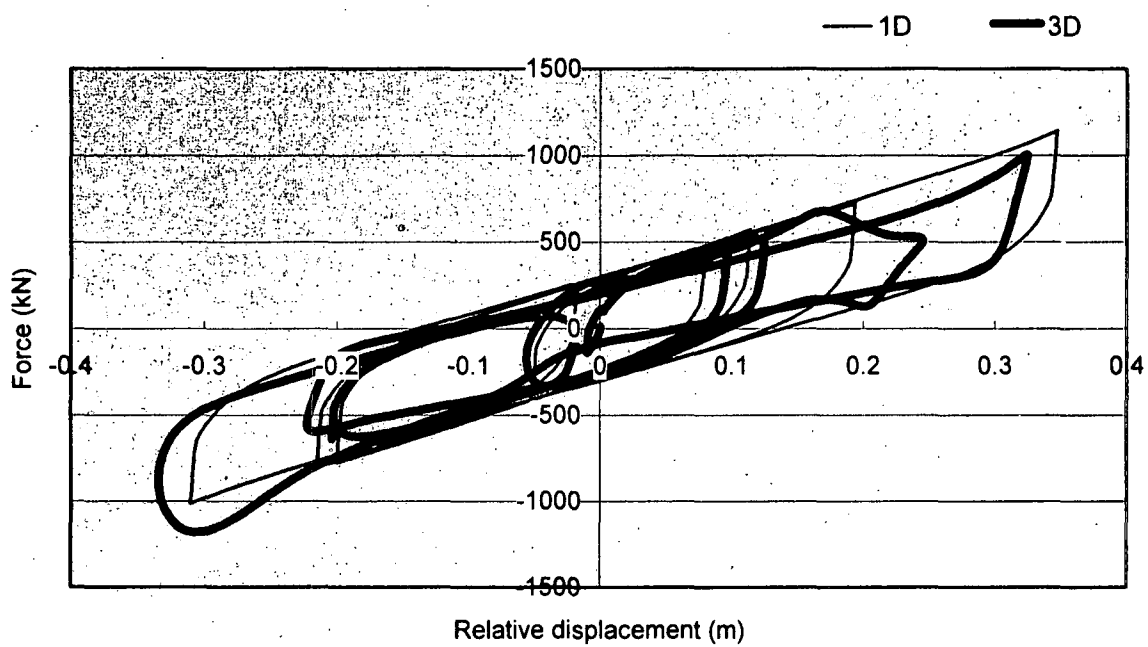


図 6.3.17 免震支承橋軸方向の履歴