

5 橋梁システムの地震応答特性の把握

5.1 上路式補剛アーチ橋の地震時面内終局挙動

5.1.1 はじめに

兵庫県南部地震の経験から、現在の耐震設計ではレベル2地震動に対して構造物の塑性領域での性能を保証することが必要となっている。本研究では比較的研究例も少なく、レベル2地震動を受けた際の終局挙動が十分に明らかにされていない上路式鋼製補剛アーチ橋の面内地震応答解析を行い、その損傷のメカニズムについて検討する。

この分野の先駆的なものとして倉西ら[Kuranishi,S, 1986]によるものがある。2ヒンジアーチの基本的な動的強度特性を、幾何学的非線形性および材料非線形性を考慮した動的解析法を用いて検討し、死荷重に加えて正弦波地動が作用した場合に、アーチリブの鉛直変位が急激に大きくなる崩壊性状を明かにしている。また、2ヒンジ上路式補剛アーチ橋の橋軸方向大地震時挙動を、アーチリブと補剛桁の剛比、補剛桁の支持条件、アーチクラウン部の詳細に着目して検討している。しかし、解析に用いた地震波が正弦波地動およびエルセントロ地震波を拡大したものであり、兵庫県南部地震レベルの実地震波に対するアーチ橋の挙動に関する検討は十分ではない。さらに、鋼材の応力-ひずみ関係には完全弾塑性型を仮定しており、この点に関しても検討の余地がある。その他の、レベル2地震動下の挙動に関する既往の研究としては、アーチリブの弾塑性挙動に着目し、アーチリブを弾塑性体、桁部分については弾性体として解析された例が挙げられる[榊原 泰造, 1998]。ここでは、アーチリブに生じる最大断面力、損傷を受ける箇所などについて検討されている。結果として、水平方向加震の場合も、入力加速度の3倍程度の上下方向応答加速度がアーチリブに生じること、また、神戸海洋気象台記録レベルの地震動を受けるとアーチクラウンやアーチリブの1/4付近で塑性化を生じる場合があることなど、重要な特性が明らかにされている。しかしながら、これらの研究では解析対象が1橋のみであり、得られた結果に対する一般性が必ずしも明らかでない。また、モデル化では、桁部分を弾性体としていることから、補剛桁の弾塑性挙動が考慮されていない等の問題点がある。さらに解析手法において、幾何学的非線形性や、部材の塑性化における軸力変動の影響が無視されているが、このような簡略化が妥当であるか不明である。

ここでは解析対象としてライズ比を変化させた5種類の上路式補剛アーチ橋を設計し、また、アーチリブに加えて、補剛桁についても材料非線形性を考慮し、そのモデル化の違いによって生じる地震時終局挙動の差異などについて検討する。さらに、幾何学的非線形性、材料構成則の影響についても考察する。ここでは部材の塑性化はいわゆる塑性領域論(plastic-zone theory)[後藤 芳顕, 1995]により考慮しているので、塑性化における軸力変動の影響は正確に考慮される。なお、内容については奥村・後藤らの検討[奥村 徹, 2000]に基づいている。

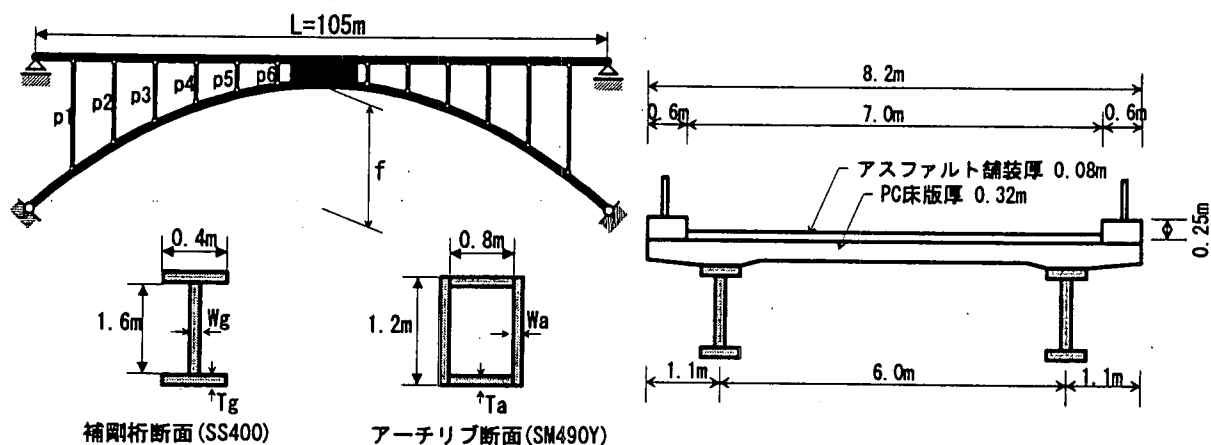


図-5.1.1 全体図 横断面図 補剛桁・アーチリブ断面図

表-5.1.1 構造諸元

f/L	f (m)	Tg (m)	Wg (m)	Ta (m)	Wa (m)	$Ap1$ (m ²)	$Ap2$ (m ²)	$Ap3$ (m ²)	$Ap4$ (m ²)	$Ap5$ (m ²)	$Ap6$ (m ²)
0.100	10.500	0.025	0.009	0.040	0.010	0.0129	0.0129	0.0141	0.0129	0.0122	0.0118
0.125	13.125	0.028	0.009	0.032	0.010	0.0134	0.0132	0.0120	0.0132	0.0122	0.0118
0.150	15.750	0.030	0.009	0.028	0.010	0.0122	0.0136	0.0120	0.0134	0.0122	0.0116
0.175	18.375	0.030	0.009	0.025	0.010	0.0127	0.0141	0.0122	0.0136	0.0122	0.0116
0.200	21.000	0.032	0.010	0.022	0.010	0.0136	0.0132	0.0127	0.0141	0.0122	0.0116

* $Ap1 \sim Ap6$: 支柱 $p1 \sim p6$ の断面積

5.1.2 解析条件

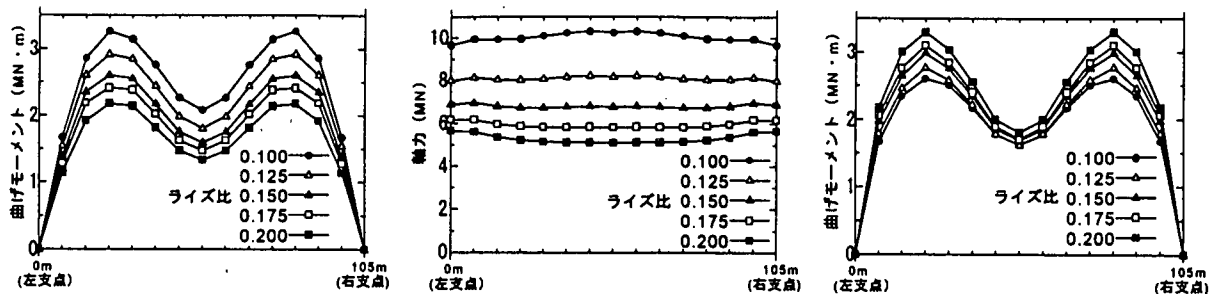
(1) 解析モデル

アーチライズ比の変化による解析結果の差異を調べるために、図-5.1.1、表-5.1.1 に示す、アーチ支間 $L=105.0\text{m}$ に対しアーチライズ f を 10.500m 、 13.125m 、 15.750m 、 18.375m 、 21.000m と変化させた上路式補剛アーチ橋を5種類設計する[平井 敦, 1968], [小西 一郎, 1976], [最新 橋梁設計・施工ハンドブック編集委員会, 1990], [日本道路協会, 1996], [日本橋梁建設協会, 1989-1998]. 解析モデルを区別するためにライズ比(f/L)を用い、それぞれを 0.100 、 0.125 、 0.150 、 0.175 、 0.200 と表示する. ちなみに、経済性などの観点より、ライズ比が 0.150 から 0.175 間で比較的多くの設計例がみられる. すべてアーチ軸線は2次放物線で、両端は固定ヒンジ支承、桁部分は両端とも水平方向に可動なヒンジ支承となっている. 使用鋼材としてアーチリブは SM490Y 材, 補剛桁と支柱は SS400 材とする.

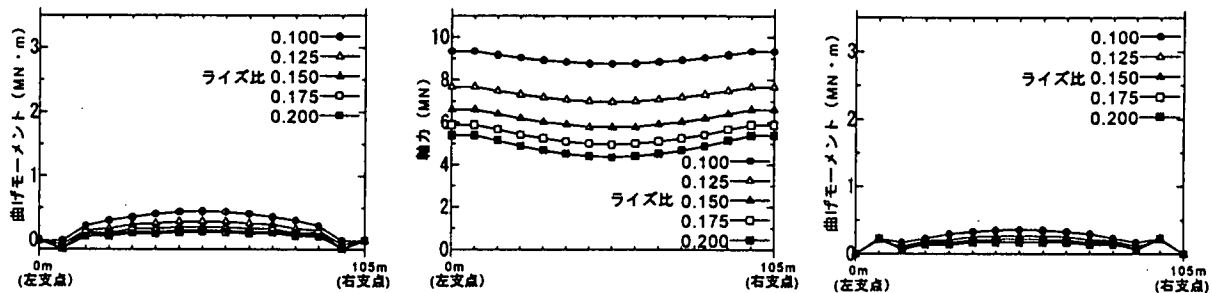
以下に、設計方法を示す.

- ・アーチリブ、補剛桁はそれぞれ1断面とする.
- ・設計荷重は支配的な死荷重+B活荷重を用いる.
- ・弾性微小変位解析による.
- ・板要素の局部座屈の影響は無視する.

アーチリブ、補剛桁の断面決定に用いた断面力分布および設計断面での照査結果を図-5.1.2、表-5.1.2 に示す.



(a)アーチリブの最大曲げモーメント (死荷重+活荷重) (b)アーチリブの軸力 (死荷重+活荷重) (c)補剛桁の最大曲げモーメント (死荷重+活荷重)



(d)アーチリブの曲げモーメント (死荷重) (e)アーチリブの軸力 (死荷重) (f)補剛桁の曲げモーメント (死荷重)

図-5.1.2 設計荷重載荷時の断面力

表-5.1.2 アーチリブ・補剛桁の応力度の照査結果

ライズ比	照査式	アーチリブ	補剛桁
0.100	式(3.3.4)	0.975<1	0.966<1
	式(3.3.5)	2037<2100(kgf/cm ²)	1354<1400(kgf/cm ²)
	式(8.2.3)	0.924<1.2	1.112<1.2
0.125	式(3.3.4)	0.969<1	0.933<1
	式(3.3.5)	2019<2100(kgf/cm ²)	1306<1400(kgf/cm ²)
	式(8.2.3)	0.906<1.2	1.064<1.2
0.150	式(3.3.4)	0.929<1	0.951<1
	式(3.3.5)	1931<2100(kgf/cm ²)	1331<1400(kgf/cm ²)
	式(8.2.3)	0.828<1.2	1.112<1.2
0.175	式(3.3.4)	0.917<1	0.986<1
	式(3.3.5)	1901<2100(kgf/cm ²)	1381<1400(kgf/cm ²)
	式(8.2.3)	0.800<1.2	1.186<1.2
0.200	式(3.3.4)	0.916<1	0.979<1
	式(3.3.5)	1893<2100(kgf/cm ²)	1370<1400(kgf/cm ²)
	式(8.2.3)	0.791<1.2	1.118<1.2

* 式番号は道路橋示方書[日本道路協会, 1996]に対応している。

表-5.1.3 モデルタイプ

モデルタイプ	コンクリート床版の剛性	補剛桁材料構成則
a	無視	弾塑性
b	考慮(弾性)	弾性
c	考慮(弾性)	弾塑性

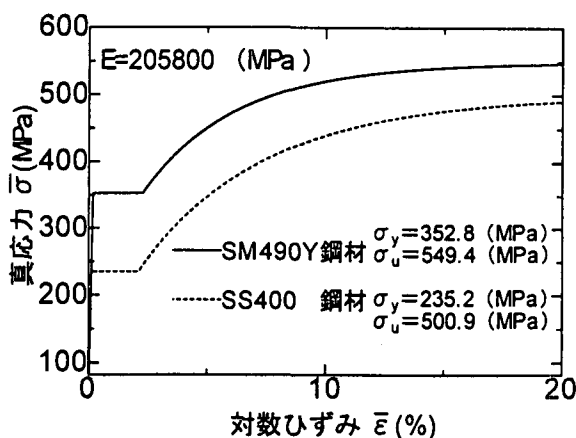


図-5.1.3 一軸の真応力 - 対数ひずみ関係

モデル化をするにあたり、補剛桁部分に関してコンクリート床版の剛性を考慮するかしないか、また、補剛桁の塑性化の考慮の有無等により解析対象は同じものでも様々なモデル化が考えられる。そこで表-5.1.3に示す3タイプの桁部分のモデルを提案する。コンクリート床版の剛性を無視し、補剛桁を弾塑性体としたものをモデルタイプ a、コンクリート床版の剛性を考慮し、補剛桁を弾性体としたものをモデルタイプ b、コンクリート床版の剛性を考慮し、補剛桁を弾塑性体としたものをモデルタイプ c とする。モデルタイプ a は通常的设计で用いられるモデルに対応する。モデルタイプ b は既往の研究[榊原 泰造, 1998]で用いられているモデルであり、本研究ではさらに補剛桁の弾塑性挙動を考慮するケースとしてモデルタイプ c を提案し、その差異を検討する。以上のような3タイプの桁部分のモデルをライズ比の異なる5種類の橋梁に対して考慮し、合計 $5 \times 3 = 15$ 種類の解析モデルを作成する。すべてのモデルに対し、アーチリブ、補剛桁は梁要素、支柱はトラス要素とする。さらに、アーチクラウンと補剛桁中央は十分剛な部材で剛結する。15種類の解析モデルの表示には、ライズ比、モデルタイプを明示した記号を用いる。例えば、ライズ比が 0.150 でモデルタイプが b ならばモデル記号は 0.150-b とする。使用鋼材(SS400, SM490Y)の材料特性として一軸の真応力 - 対数ひずみ関係を図-5.1.3に示す。コンクリート床版については有効幅を補剛桁 1 本当たり 1.87m とし、ヤング係数 E_c を 23030(MPa) と設定する。有限要素解析ではコンクリート要素と補剛桁要素との界面でのすべりはしないものとする。

各モデルの弾性固有周期と対応する弾性固有モードをそれぞれ表-5.1.4, 図-5.1.4に示す。モデルタイプ b, c についてはコンクリート床版剛性を考慮しているため、固有周期はモデルタイプ a に比べて短くなっている。

表-5.1.4 固有周期

モデル名	1次固有周期(s)	2次固有周期(s)	3次固有周期(s)	4次固有周期(s)
0.100-a	1.76 (①)	0.77 (②)	0.50 (③)	0.41 (④)
0.125-a	1.81 (①)	0.78 (②)	0.44 (③)	0.42 (④)
0.150-a	1.85 (①)	0.78 (②)	0.43 (④)	0.40 (③)
0.175-a	1.95 (①)	0.79 (②)	0.43 (④)	0.37 (③)
0.200-a	2.01 (①)	0.79 (②)	0.43 (④)	0.35 (③)
0.100-b, c	1.26 (①)	0.63 (②)	0.46 (③)	0.32 (④)
0.125-b, c	1.26 (①)	0.60 (②)	0.42 (③)	0.34 (④)
0.150-b, c	1.28 (①)	0.58 (②)	0.39 (③)	0.34 (④)
0.175-b, c	1.33 (①)	0.58 (②)	0.36 (③)	0.35 (④)
0.200-b, c	1.36 (①)	0.57 (②)	0.34 (③)	0.34 (④)

* 括弧内は固有モードの番号を表す。

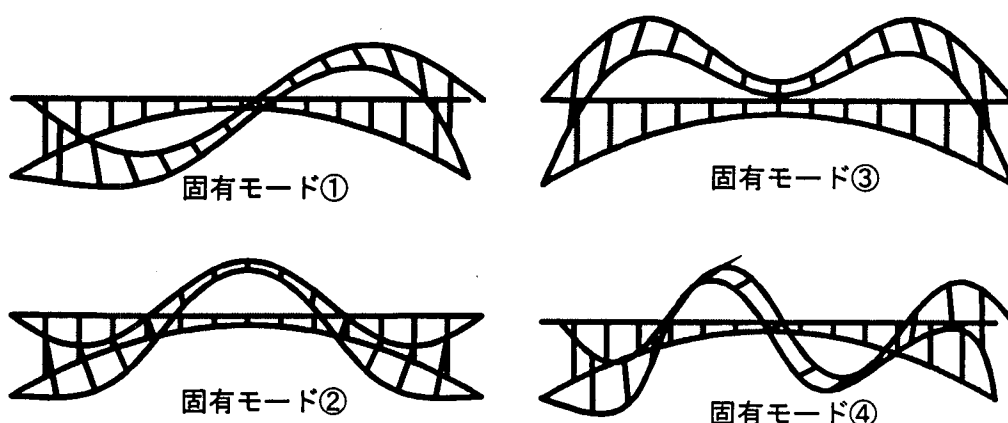


図-5.1.4 固有モード

(2) 入力地震波

構造物の応答性状は通常、入力される地震波に依存する。ここでは、2種類の性質の異なる地震波を用いる。

1つは、一般にアーチ橋が建設される1種地盤の地震波に対応する兵庫県南部地震の神戸海洋気象台で観測された記録 JMA の NS 成分と UD 成分を用いる。いまひとつは、同じく兵庫県南部地震で、2種地盤上の JR 鷹取駅において観測された記録 JRT の NS 成分と UD 成分を用いる。それぞれの加速度波形、加速度応答スペクトル（減衰定数 5%）を図-5.1.5、図-5.1.6 に示す[大崎 順彦, 1994]。NS 成分の加速度応答スペクトルに着目すると、地震波 JMA の卓越周期が 0.3~0.5 s であるのに対し、地震波 JRT の卓越周期は 1.1~1.3 s となっている。UD 成分については最大加速度、加速度応答スペクトルともに NS 成分より小さいことがわかる。

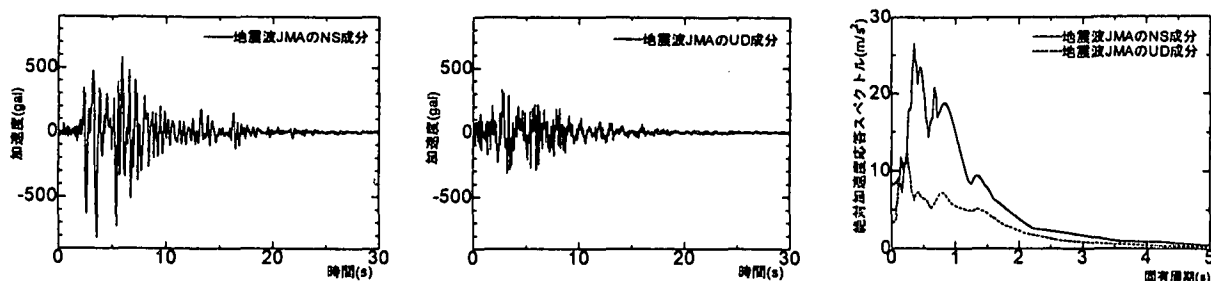


図-5.1.5 神戸海洋気象台の地震波(JMA)の波形と加速度応答スペクトル

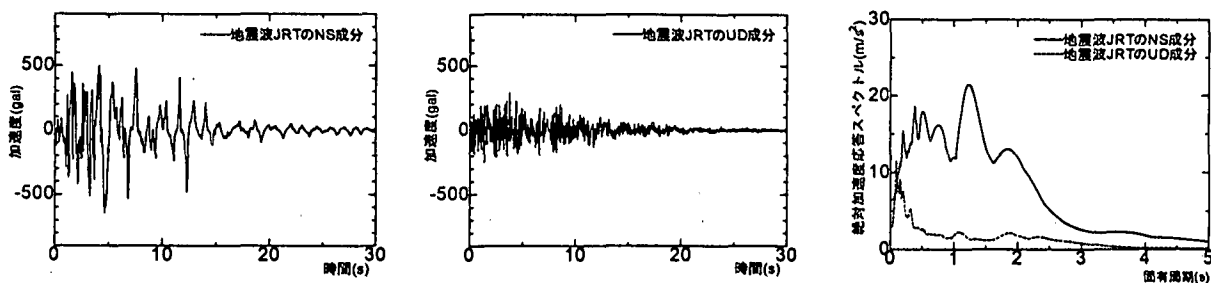


図-5.1.6 JR鷹取駅の地震波(JRT)の波形と加速度応答スペクトル

(3) 解析方法

本解析では、補剛桁のモデル化の影響、入力地震波の影響、鉛直地震動の影響、幾何学的非線形性の影響、および材料構成則の影響の5項目について考察する。全ての解析において、死荷重を静的に載荷した後、地震波を入力し、動的解析を行う。減衰定数については履歴減衰のみを考慮し、粘性減衰は0とする。さらに、非線形解析において、幾何学的非線形性は最も厳密な有限ひずみ・有限変位理論[後藤 芳顯, 1991]により、また、鋼材の材料非線形性は繰り返し塑性を考慮した三曲面モデル[後藤 芳顯, 1998]により、それぞれなるべく正確に考慮する。三曲面モデルの材料パラメータを表-5.1.5に示す。以上のような正確な解析に加えて、幾何学的非線形性の影響の検討では幾何学的非線形性を無視した微小変位解析、材料構成則の影響の検討では材料構成則として実務で良く用いられる簡易なバイリニア移動硬化則による解析を行い、比較検討する。仮定したバイリニアの一軸真応力 - 対数ひずみ関係を図-5.1.7に示す。

解析には非線形汎用ソフト ABAQUS/Standard を用いる[ABAQUS/Standard User's Manual, 1997]。材料構成則の三曲面モデルは user subroutine UMAT に組み込んでいる。使用する要素タイプは、アーチリブと補剛桁は B23、支柱は T2D2 である。

表-5.1.5 三曲面モデルのパラメータ値

	SM490Y	SS400
E (MPa)	205800	205800
σ_y (MPa)	235.2	352.8
σ_u (MPa)	500.9	549.4
ν	0.3	0.3
ϵ_{yp}	0.0201	0.0213
f_b/σ_y	0.58	0.65
β	100	100
H_{dei}/E	0.05	0.05
ξ	0.8	0.8
H_{non}^p	一軸の真応力-対数ひずみ関係(図-5.1.2)	

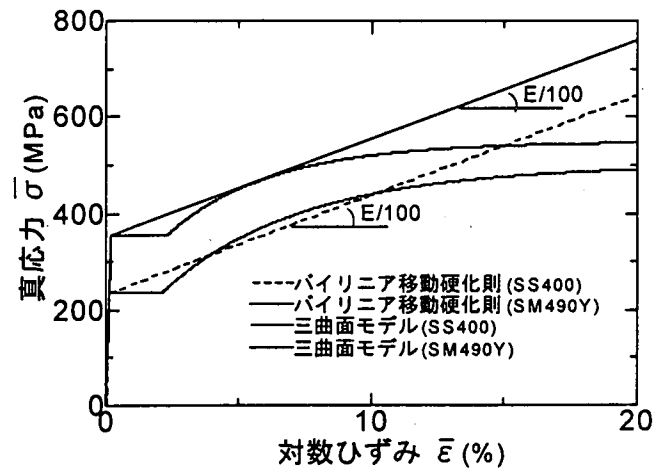


図-5.1.7 バイリニア移動硬化則の一軸真応力 - 対数ひずみ関係

5-1.3 解析結果と考察

(1) 補剛桁のモデル化の影響

地震波 JMA を入力地震波として、前述したモデルタイプ a, b, c について補剛桁のモデル化の違いによる影響を考察する。

構造物の損傷箇所、損傷の程度を検討するためにモデルタイプ a, b, c に地震波 JMA の NS, UD 成分を与えて解析した結果の相当塑性ひずみ分布を図-5.1.8(a), (b), (c)に示す。図-5.1.8(b)より、文献[榊原 泰造, 1998]と同様、補剛桁を弾性体として解析したモデルタイプ b ではアーチクラウンとアーチリブの1/4付近で損傷を受けている。これに対し、図-5.1.8(a), (c)より、桁を弾塑性体として解析したモデルタイプ a と c についてはアーチリブはほとんど損傷を受けず、補剛桁が損傷を受けている。これは、補剛桁の塑性化によるエネルギー吸収によりアーチリブが損傷を免れたためと考えられる。以上より、上路式補剛アーチ橋の地震時終局挙動は補剛桁の弾塑性挙動に大きく影響を受けることが判明した。補剛桁が先に損傷し、エネルギー吸収が十分なように設計すると、アーチリブの損傷を防ぐことができる。各モデルのライズ比に着目すると、ライズ比 0.100 のモデルは損傷が少ないことがわかる。ライズ比により損傷の程度に差異はあるものの、損傷を受ける箇所は端から2本目と5本目の支柱付近と、中央部付近に共通してみられる。

つぎに、ライズ比 0.150 で3タイプの桁モデルを持つアーチ橋について地震時の変形状態と時刻歴応答変位曲線を図-5.1.9(a-1)~(c-2)に示す。変形状態については、図中の㊸点の鉛直変位の絶対値が最大値をとった瞬間の図である。変形を分かりやすくするために変位を20倍で出力してある。時刻歴応答変位曲線について、水平変位はどの位置でもほとんど差が無いことから、変形図に示した中央の㊸点を出力位置とし、鉛直変位は㊸点付近が大きく出ることから㊸点を出力位置とする。なお、時刻歴応答変位曲線における水平変位と鉛直変位の正負の方向は、図-5.1.1をもとに右方向と上方向を正、左方向と下方向を負として表示している。以下においてもこの表示方法を用いる。

変形状態から、文献[榊原 泰造, 1998]と同様、㊸点付近では水平変位よりも鉛直変位が大きく、アーチリブの曲げ剛性以外にも補剛桁の曲げ剛性が動的挙動に関して重要であるといえる。また、時刻歴応答変位曲線は、全ての図において短周期成分を含む波形を示しており、複数の固有振動の影響を受けていることがわかる。モデルタイプ b と c を比較すると、cの方が減衰が大きいことがわかる。これは、補剛桁の塑性化による履歴減衰によるものであると考えられる。

全てのモデルについて、㊸点の水平変位、㊸点の鉛直変位の最大応答値と残留変位を表-5.1.6に示す。概して、ライズ比が大きいモデルほど最大応答変位が大きくなる傾向がある。また、モデルタイプ b と c を各ライズ比について比較を行うと補剛桁の塑性化によるエネルギー吸収が大きく、アーチリブの損傷がないモデルタイプ c の方が最大応答変位が小さい。残留変位についてはいずれも数 cm 程度でほとんど生じていない。

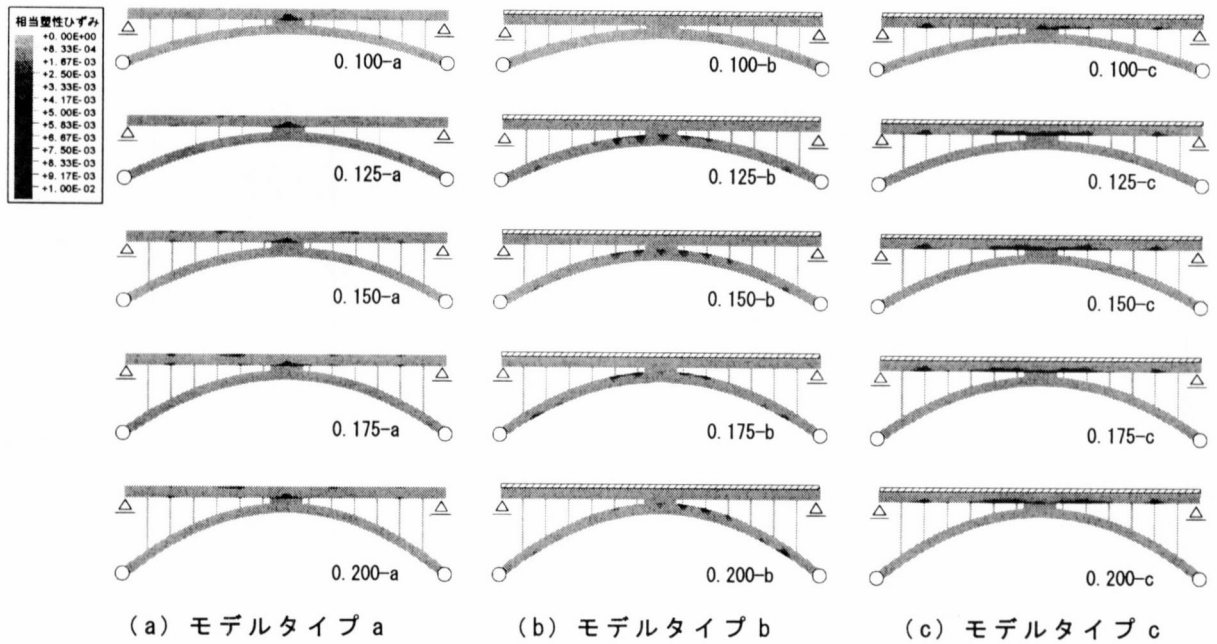


図-5.1.8 (a), (b), (c) 地震波 JMA による相当塑性ひずみ

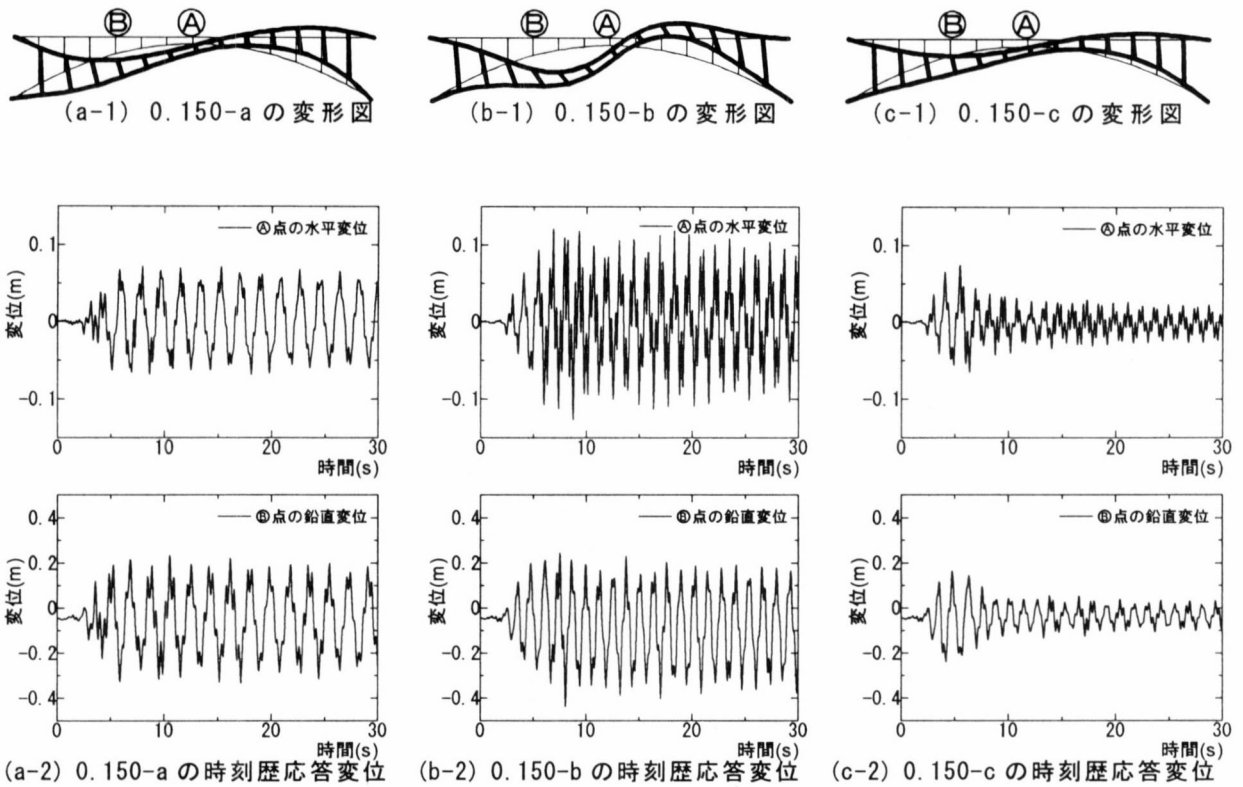


図-5.1.9 (a-1) ~ (c-2) ライズ比 0.150 で 3 タイプの桁モデルをもつアーチ橋の変形図と時刻歴応答変位曲線 (地震波 JMA)

表-5.1.6 最大応答変位と残留変位 (地震波 JMA)

解析モデル	㊸点の水平変位 (m)			㊹点の鉛直変位 (m)		
	最大応答値 (右方向)	最大応答値 (左方向)	残留変位	最大応答値 (上方向)	最大応答値 (下方向)	残留変位
0.100-a	0.035	0.037	0.002	0.165	0.305	0.008
0.125-a	0.057	0.065	-0.002	0.212	0.317	0.004
0.150-a	0.072	0.068	0.001	0.232	0.333	-0.011
0.175-a	0.091	0.084	0.003	0.195	0.349	-0.016
0.200-a	0.110	0.096	0.009	0.208	0.313	-0.029
0.100-b	0.063	0.058	0.001	0.173	0.376	-0.010
0.125-b	0.103	0.106	-0.000	0.205	0.399	-0.059
0.150-b	0.121	0.126	0.001	0.241	0.437	-0.038
0.175-b	0.163	0.159	-0.002	0.337	0.468	-0.031
0.200-b	0.208	0.193	0.004	0.394	0.453	-0.030
0.100-c	0.041	0.034	-0.001	0.103	0.224	0.010
0.125-c	0.069	0.054	0.001	0.132	0.246	-0.001
0.150-c	0.074	0.065	-0.002	0.163	0.234	0.009
0.175-c	0.078	0.085	0.003	0.183	0.260	-0.010
0.200-c	0.098	0.108	0.008	0.209	0.306	-0.022

* 残留変位の正方向は、水平成分については右方向、鉛直成分については上方向とする。

(2) 入力地震波の影響

前節で用いた地震波 JMA とは性質の異なる地震波 JRT の NS, UD 成分で同様の解析を行い、入力地震波の違いによる影響を考察する。

モデルタイプ a, b, c に地震波 JRT を与えて解析した結果の相当塑性ひずみ分布を図-5.1.10(a), (b), (c)に示す。損傷形態としては、地震波 JMA を入力した場合と同様、モデルタイプ b についてはアーチリブに損傷を受け、その他のモデルは補剛桁に損傷を受けている。つまり、この場合も補剛桁の塑性化によるエネルギー吸収により、アーチリブが損傷を免れているといえる。地震波 JMA を用いた解析結果との相違点は、補剛桁、アーチリブの損傷箇所がそれぞれ異なることである。地震波 JRT を与えた場合、端から 2, 3, 4 本目の支柱付近でモデルタイプ a, c については補剛桁が、モデルタイプ b についてはアーチリブが損傷を受けている。この、損傷箇所が変化した原因を入力地震波の加速度応答スペクトルの卓越周期とアーチ橋モデルの固有周期の観点から考察する。前節の解析で用いた地震波 JMA の NS 成分の加速度応答スペクトルの卓越周期は 0.3~0.5 s であり、図-5.1.4, 表-5.1.4 に示した各モデルの固有周期、固有モードから、3 次と 4 次の固有振動（固有モード③, ④）の影響が大きいことが考えられる。しかし、固有モード③については図からわかるように左右対称のモードであり、鉛直方向の振動に関係したものである。これに対して固有モード④は水平方向の振動に関わるものであり、地震波の NS 成分が卓越する今回の解析では、主として固有モード④で共振していると考えられる。損傷箇所についても固有モード④と一致することが確認され、地震波 JMA で解析した場合は固有モード④に対応する振動の影響を受けているといえよう。これに対して地震波 JRT の NS 成分の加速度応答スペクトルの卓越周期は 1.1~1.3 s であり、解析モデルの 1 次固有周期（固有モード①）とほぼ一致している。損傷箇所についても固有モード①と一致する。以上のことから、地震波 JMA と地震波 JRT で損傷箇所が異なった原因はそれぞれの地震波の加速度応答スペクトルの違いによって、共振を起こしたアーチ橋の固有振動モードが異なったためであると考えられる。周知のように、入力地震波の性質により構造物の挙動は大きく異なるが、その加速度応答スペクトルと構造物の固有周期、固有モードは上路式補剛アーチ橋においても動的挙動を支配する重要な指標であるといえる。

つぎにライズ比 0.150 で 3 タイプの桁モデルを持つアーチ橋について前節と同様に、地震波 JRT に対する変形状態と時刻歴応答変位曲線を図-5.1.11(a-1)~(c-2)に示す。変形状態は図-5.1.9(a-1)~(c-1)と同じ方法で図示している。この場合、主として剛性の低い 1 次固有周期と共振しているため、最大入力加速度が小さいにもかかわらず、全体の変形は JMA の解析結果よりも大きく出ている。時刻歴応答変位曲線についても、アーチ橋の 1 次固有周期が支配的な滑らかな波形を示している。以上からも、地震波 JRT の場合は主として 1 次固有振動がアーチ橋の挙動に大きな影響を与えることが確認される。モデルタイプ b と c を比較すると、地震波 JMA を用いた場合と同様、モデルタイプ c では補剛桁の塑性化

による履歴減衰が顕著に現われている。

すべてのモデルについて、地震波 JRT で解析した結果のⒶ点の水平変位、ⓐ点の鉛直変位の最大応答値と残留変位を表-5.1.7 に示す。地震波 JMA の場合と同様、この場合も、ライズ比が大きいモデルほど最大応答変位が大きく、また、補剛桁の塑性化を考えないモデルタイプ b の最大応答変位が最も大きく出ている。一方、すべてのアーチ橋モデルにおいて、JRT での最大応答変位は表-5.1.6 に示した JMA での解析結果よりも大きく出ている。

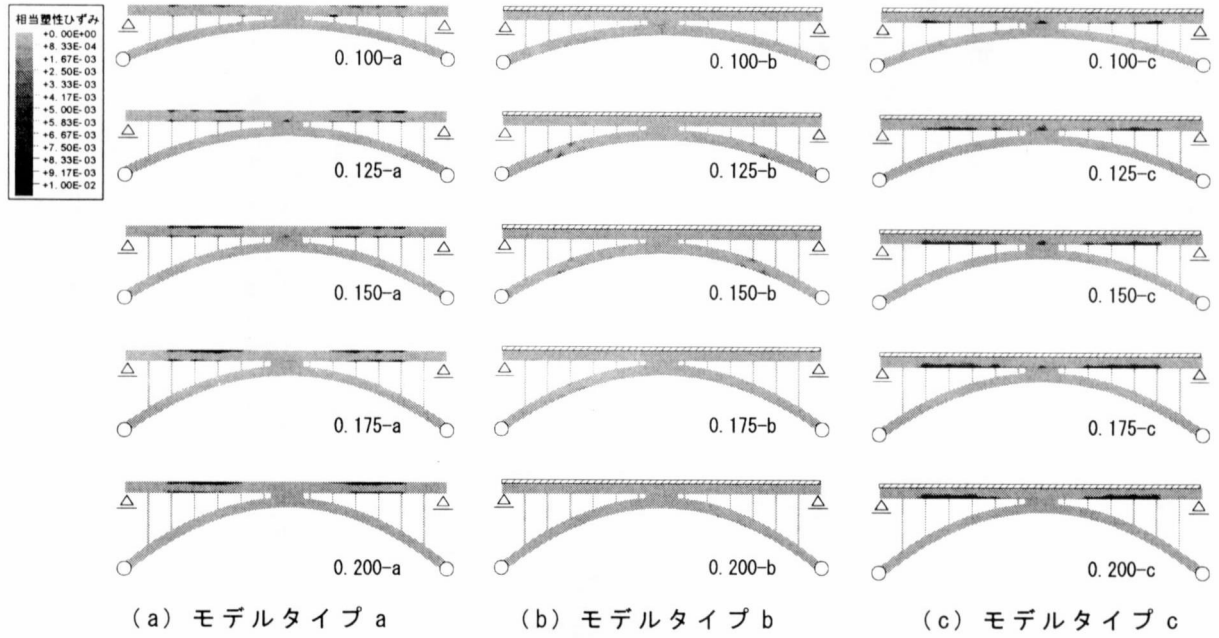


図-5.1.10 (a), (b), (c) 地震波 JRT による相当塑性ひずみ

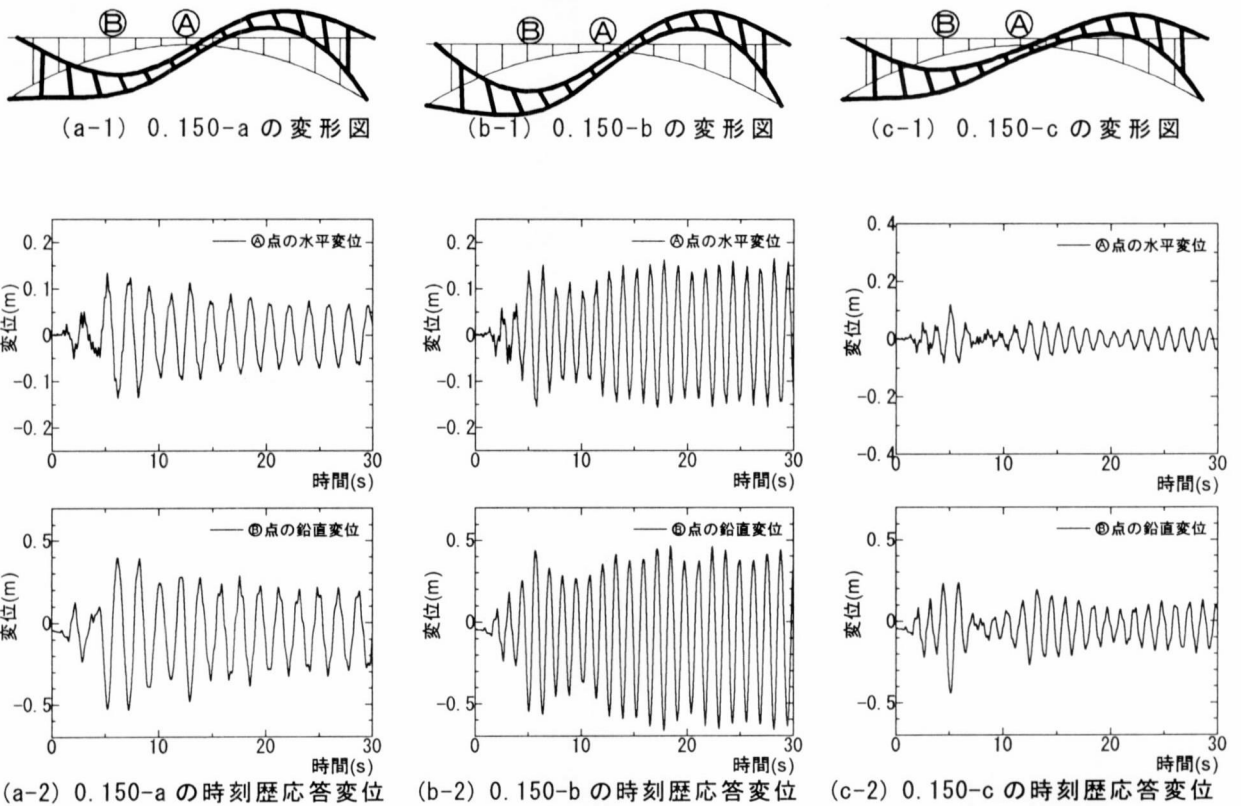


図-5.1.11 (a-1) ~ (c-2) ライズ比 0.150 で 3 タイプの桁モデルをもつアーチ橋の変形図と時刻歴応答変位曲線(地震波 JRT)

表-5.1.7 最大応答変位と残留変位（地震波 J R T）

解析モデル	Ⓐ点の水平変位 (m)			Ⓑ点の鉛直変位 (m)		
	最大応答値 (右方向)	最大応答値 (左方向)	残留変位	最大応答値 (上方向)	最大応答値 (下方向)	残留変位
0.100-a	0.055	0.063	-0.002	0.272	0.480	-0.003
0.125-a	0.087	0.101	-0.001	0.353	0.500	-0.002
0.150-a	0.134	0.136	-0.018	0.396	0.532	-0.001
0.175-a	0.207	0.137	0.028	0.321	0.706	-0.097
0.200-a	0.276	0.164	0.047	0.347	0.771	-0.119
0.100-b	0.064	0.074	-0.001	0.325	0.442	-0.015
0.125-b	0.109	0.109	-0.005	0.430	0.632	-0.029
0.150-b	0.166	0.157	0.002	0.464	0.669	-0.034
0.175-b	0.208	0.225	-0.004	0.532	0.627	-0.010
0.200-b	0.276	0.284	0.000	0.587	0.704	-0.014
0.100-c	0.051	0.039	0.001	0.138	0.368	-0.007
0.125-c	0.078	0.053	-0.002	0.202	0.372	0.016
0.150-c	0.120	0.084	-0.001	0.235	0.440	0.011
0.175-c	0.159	0.115	0.007	0.230	0.515	-0.015
0.200-c	0.192	0.143	0.006	0.268	0.541	-0.013

* 残留変位の正方向は、水平成分については右方向、鉛直成分については上方向とする。

(3) 鉛直地震動の影響

一般に、地震波の水平成分が土木構造物の動的挙動に対して支配的であると考
えられ、耐震設計では主として水平成分のみが用いられている。このような考え
方が上路式補剛アーチ橋の地震時終局挙動にも該当するのかを検討する。そこで、
解析モデル 0.150-a, 0.150-b, 0.150-c について地震波 JMA, JRT の NS 成分の
みを作用させた解析を行い、NS, UD 両成分を入力した解析結果との比較を行う。

表-5.1.8 に地震波の NS 成分のみを作用させた場合の結果として、Ⓐ点の水平
変位、ⓐ点の鉛直変位の最大応答値と、表-5.1.6, 表-5.1.7 に示した NS, UD
成分を同時に作用させた場合の最大応答変位との相対差(%)を示す。これより、地
震波 JRT では鉛直地震動の影響はほとんどないが、地震波 JMA の場合では、こ
の影響が大きく現われる場合もあることがわかる。特に、0.150-a ではかなり影
響を受けている。これは、図-5.1.5, 図-5.1.6 に示したそれぞれの地震波の UD
成分の加速度応答スペクトルの違いにあると考えられる。つまり、図-5.1.4, 表
5-1.4 に示した、鉛直方向の地震動に影響を受けやすい固有モード②, ③に対応
する固有周期は 0.3~0.8 s であるが、この領域に対応する図-5.1.5, 図-5.1.6 に
示す UD 成分の加速度応答スペクトルが、地震波 JRT よりも、地震波 JMA の方
が大きくなっていることによると考えられる。特に 0.150-a が地震波 JMA の UD
成分の影響を受けたのは、固有モード②に対応する固有周期が 0.150-b, c におい
て 0.58s であるのに対し、0.150-a では 0.78s と地震波 JMA の UD 成分の加速度
応答スペクトルの卓越周期 0.80s に近かったためであると考えられる。以上のよ
うに、地震波 JMA では最大応答変位に鉛直成分の影響が見られた場合もあるが、
一般に時刻歴応答変位曲線、損傷状態などにおける鉛直動の影響は小さい。

表-5.1.8 鉛直地震動が最大応答変位に与える影響

地震波 JMA				
解析モデル	Ⓐ点の最大水平変位 (m)		ⓐ点の最大鉛直変位 (m)	
	右方向 (差:%)	左方向 (差:%)	上方向 (差:%)	下方向 (差:%)
0.150-a	0.077 (+6.9)	0.082 (+20.6)	0.178 (-23.3)	0.300 (-10.0)
0.150-b	0.123 (+1.7)	0.128 (+1.6)	0.251 (+4.1)	0.418 (-4.3)
0.150-c	0.071 (+4.1)	0.065 (0.0)	0.174 (+6.7)	0.218 (-8.8)
地震波 JRT				
解析モデル	Ⓐ点の最大水平変位 (m)		ⓐ点の最大鉛直変位 (m)	
	右方向 (差:%)	左方向 (差:%)	上方向 (差:%)	下方向 (差:%)
0.150-a	0.135 (+0.7)	0.138 (+1.5)	0.397 (+0.3)	0.523 (-1.7)
0.150-b	0.164 (-1.2)	0.166 (+5.7)	0.459 (-1.1)	0.668 (-0.1)
0.150-c	0.120 (0.0)	0.083 (-1.2)	0.242 (+3.0)	0.438 (-0.5)

$$* \text{差} = \frac{(\text{鉛直地震動無視}) - (\text{鉛直地震動考慮})}{(\text{鉛直地震動考慮})} \times 100$$

(4) 幾何学的非線形性の影響

アーチ橋の設計においては、その幾何学的非線形性の与える影響が大きく、静的解析による設計では一般にこの影響を考慮しなければならない。ここでは、地震時終局挙動の動的解析において、幾何学的非線形性が解析結果に与える影響について検討する。解析モデル 0.150-a, 0.150-b, 0.150-c について地震波 JMA, および地震波 JRT を作用させ、幾何学的非線形性を無視した微小変位解析を実施し、幾何学的非線形性を考慮した解析結果との比較を行う。

表-5.1.9 に幾何学的非線形性を無視した場合の結果として、㊸点の水平変位、㊹点の鉛直変位の最大応答値と、表-5.1.6, 表-5.1.7 に示した幾何学的非線形性を考慮した解析結果の最大応答変位との相対差(%)を示す。これより、いずれの場合も幾何学的非線形性の影響が大きいことがわかる。

さらに、解析モデル 0.150-a, 0.150-b, 0.150-c について、幾何学的非線形性の考慮の有無によって生じる固有周期の変化を表-5.1.10 に、地震波 JRT を入力した時の㊹点の鉛直変位の時刻歴応答変位曲線を図-5.1.12(a), (b), (c) に示す。このように幾何学的非線形性を考慮することで振動特性が変化するので時刻歴応答変位曲線では幾何学的非線形性を考慮した場合と比べ、周期がずれている。以上より、アーチ橋の動的解析を行う場合、幾何学的非線形性の考慮の有無は、固有周期に影響を与え、入力地震波に対する振動特性を変化させる1つの要因となる。なお、一般に静的解析では幾何学的非線形性を考慮した場合には、これを考慮しない場合に比べ変位が大きく出るが、幾何学的非線形性を考慮した場合の動的解析においては振動特性も変化するため、表-5.1.9 にみられるように必ずしも最大応答変位が大きくなるとは限らない。

表-5.1.9 幾何学的非線形性が最大応答変位に与える影響

地震波 JMA				
解析モデル	㊸点の最大水平変位(m)		㊹点の最大鉛直変位(m)	
	右方向 (差:%)	左方向 (差:%)	上方向 (差:%)	下方向 (差:%)
0.150-a	0.082 (+13.9)	0.074 (+8.8)	0.244 (+5.2)	0.378 (+13.5)
0.150-b	0.109 (-9.9)	0.115 (-8.7)	0.198 (-17.8)	0.325 (-25.6)
0.150-c	0.065 (-12.1)	0.059 (-9.2)	0.132 (-19.0)	0.236 (-1.3)
地震波 JRT				
解析モデル	㊸点の最大水平変位(m)		㊹点の最大鉛直変位(m)	
	右方向 (差:%)	左方向 (差:%)	上方向 (差:%)	下方向 (差:%)
0.150-a	0.124 (-7.5)	0.114 (-16.2)	0.393 (-0.8)	0.481 (-9.6)
0.150-b	0.197 (+18.7)	0.192 (+22.3)	0.615 (+32.5)	0.704 (+5.2)
0.150-c	0.119 (-0.8)	0.095 (+13.1)	0.293 (+24.7)	0.418 (5.0)

$$*差 = \frac{(\text{幾何学的非線形性無視}) - (\text{幾何学的非線形性考慮})}{(\text{幾何学的非線形性考慮})} \times 100$$

表-5.1.10 幾何学的非線形性が固有周期に与える影響

モデル名	1次固有周期 (s)	2次固有周期 (s)	3次固有周期 (s)	4次固有周期 (s)
0.150-a	1.85 (1.64)	0.78 (0.74)	0.43 (0.41)	0.40 (0.40)
0.150-b, c	1.28 (1.20)	0.57 (0.58)	0.38 (0.39)	0.34 (0.34)

* 括弧内は幾何学的非線形性を無視した場合.

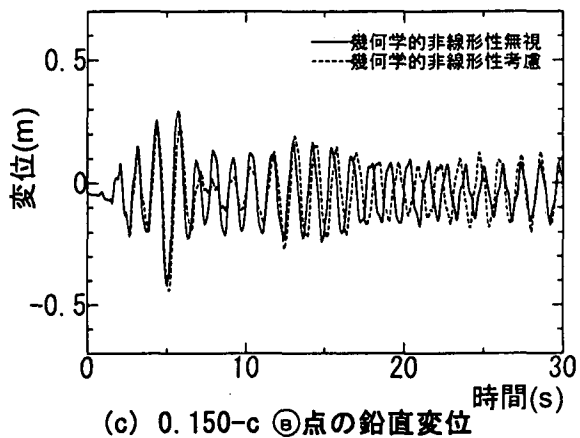
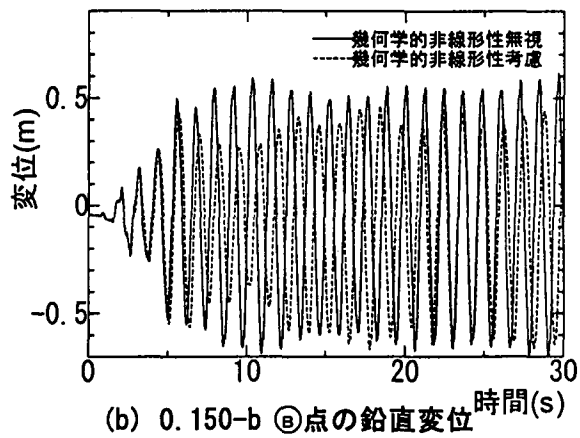
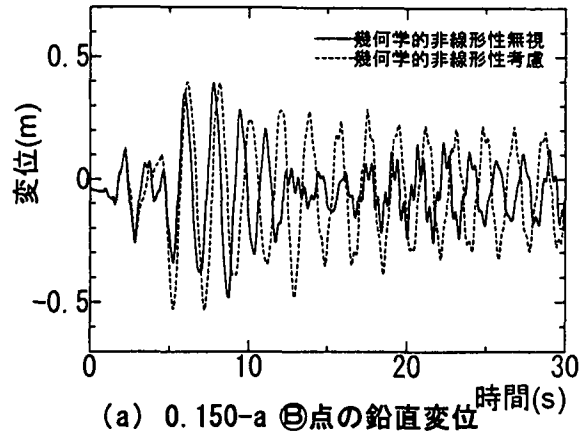


図-5.1.12 (a), (b), (c) 時刻歴応答変位曲線による幾何学的非線形性の比較

(5) 材料構成則の影響

本解析では鋼材の材料構成則に、繰り返し塑性を考慮した三曲面モデルを用いたが、一般的に用いられているバイリニア移動硬化型で解析を行う場合、どの程度結果に差が生じるかを検討する。そこで、解析モデル 0.150-a, 0.150-b, 0.150-c について地震波 JMA, 地震波 JRT を作用させ、鋼材の材料構成則として図-5.1.7 に示すバイリニア移動硬化則を用いて解析を行い、三曲面モデルを用いた解析結果との比較を行う。表-5.1.11 にバイリニア移動硬化則を用いた場合の結果として、Ⓐ点の水平変位、ⓑ点の鉛直変位の最大応答値と、表-5.1.6, 表-5.1.7 に示した材料構成則に三曲面モデルを用いた解析結果の最大応答変位との相対差(%)を示す。この表より、バイリニア移動硬化則と三曲面モデル間の差はほとんどないことがわかる。これは、今回の解析では、いずれのアーチ橋も塑性化の程度がそれほど小さくなく、両構成モデル間の差が生ずる大きな相当塑性ひずみが発生していなかったことが原因と考えられる。

表-5.1.11 材料構成則が最大応答変位に与える影響

地震波 JMA				
解析モデル	Ⓐ点の最大水平変位 (m)		ⓑ点の最大鉛直変位 (m)	
	右方向 (差:%)	左方向 (差:%)	上方向 (差:%)	下方向 (差:%)
0.150-a	0.073 (+1.4)	0.069 (+1.5)	0.222 (-4.3)	0.328 (-1.5)
0.150-b	0.124 (+2.5)	0.124 (-1.6)	0.240 (-0.4)	0.441 (+0.9)
0.150-c	0.073 (-1.4)	0.066 (+1.5)	0.163 (0.0)	0.240 (+0.4)
地震波 JRT				
解析モデル	Ⓐ点の最大水平変位 (m)		ⓑ点の最大鉛直変位 (m)	
	右方向 (差:%)	左方向 (差:%)	上方向 (差:%)	下方向 (差:%)
0.150-a	0.134 (0.0)	0.135 (-0.7)	0.396 (0.0)	0.539 (1.3)
0.150-b	0.166 (0.0)	0.158 (+0.6)	0.462 (-0.4)	0.669 (0.0)
0.150-c	0.122 (+1.7)	0.085 (+1.2)	0.234 (-0.4)	0.438 (-0.5)

$$*差 = \frac{(\text{バイリニア移動硬化則}) - (\text{三曲面モデル})}{(\text{三曲面モデル})} \times 100$$

5.1.4 まとめ

本論文ではライズ比を変化させた上路式補剛アーチ橋に対して、レベル2の地震動を入力して地震時終局挙動を解析した。得られた結果を以下にまとめる。

1. 上路式補剛アーチ橋の地震時終局挙動は補剛桁の弾塑性挙動に大きく影響を受ける。つまり、補剛桁が塑性化する場合、このエネルギー吸収によりアーチリブの損傷が減少する。この結果、最大応答変位も小さくなる。
2. 上路式補剛アーチ橋において、地震の上下動成分の影響が認められる場合はあるが、一般には水平成分の影響が大きく、地震時終局挙動は地震動の水平成分にほぼ支配される。
3. 幾何学的非線形性の考慮の有無が上路式補剛アーチ橋の動的挙動に与える影響は大きい。すなわち、固有周期に影響を与え、入力地震波に対する振動特性を変化させる。
4. 今回の解析では、発生する相当塑性ひずみが小さいことなどから、使用する材料の繰り返し塑性の構成則としてバイリニア移動硬化型でも十分な解析精度が得られた。

最後に、今回の解析ではコンクリートのひび割れを考慮した材料非線形解析の収束性が悪かったため、コンクリート床版を弾性体としたこと、および計算量の点から鋼部材の局部座屈の影響を無視したこと等、さらに解析モデルの精度向上の余地がある。これらの問題点は今後の検討課題としたい。

参考文献

- [平井 敦, 1968] 平井 敦 他 : 鋼橋Ⅲ, 株式会社技報堂, 1968.
- [小西 一郎, 1976] 小西 一郎 : 鋼橋 設計編Ⅱ, 丸善株式会社, 1976.
- [Kuranishi,S.1986] Kuranishi, S and Nakajima, A : Strength characteristics of steel arch bridges subjected to longitudinal acceleration, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol.3, No.2, pp287-295, 1986.
- [最新 橋梁設計・施工ハンドブック編集委員会, 1990] 最新 橋梁設計・施工ハンドブック編集委員会 : 最新 橋梁設計・施工ハンドブック, 株式会社建設産業調査会, 1990.
- [後藤 芳顯, 1991] 後藤 芳顯, 吉光 友雄, 小畑 誠, 西野 文雄 : 平面骨組の有限ひずみ・有限変位理論の解に収束する 2 種類の数値解法の精度特性, 土木学会論文集 No.428/I・15, pp67-76, 1991.4
- [大崎 順彦, 1994] 大崎 順彦 : 新・地震動のスペクトル解析入門, 鹿島出版会, 1994.
- [後藤 芳顯, 1995] Goto, Y. and Miyashita, S : Validity of classification systems of semi-rigid connections, Engineering Structures, Vol.17, No.8, pp544-533, 1995.
- [日本道路協会, 1996] 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 I 共通編, II 鋼橋編, V 耐震設計編, 1996.
- [ABAQUS/Standard User's Manual,1997] ABAQUS/Standard User's Manual, Ver5.7, HKS, 1997.
- [後藤 芳顯, 1998] 後藤 芳顯, 王 慶雲, 高橋 宣男, 小畑 誠 : 繰り返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素法による解析と材料構成則, 土木学会論文集, No.591/I・43, pp189-206, 1998.4.
- [榊原 泰造, 1998] 榊原 泰造, 川島 一彦, 庄司 学 : 動的解析に基づく上路式 2 ヒンジ鋼製アーチ橋の耐震性に関する検討, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.44A, pp.761-767, 1998.3.
- [日本橋梁建設協会, 1989-1998] 社団法人 日本橋梁建設協会 : 橋梁年鑑 平成元年～10 年度版
- [奥村 徹, 2000] 奥村 徹, 後藤 芳顯, 小澤 一誠 : 上路式鋼製補剛アーチ橋の地震時面内終局挙動に関する研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.46A, 2000.3.

5.2 曲線橋（1）－大規模地震時における最悪地震入力方向の簡易推定法－

5.2.1 はじめに

曲線橋の地震応答を設計的立場で解析する場合，着目する橋脚に対して，先ず水平地震動の最悪入力方向の推定が必要となる．一般に，橋脚が弾性挙動のみの場合は，上部構造の変形を無視することで解析的にこの最悪入力方向を決定できることから，その方向のみに地震動を入力し設計断面力等を求めればよい．

しかし，橋脚が弾塑性領域で挙動する場合は塑性ヒンジの進展に伴い構造系が時々刻々変化するため，最悪入力方向を一義的に推定することは難しい．このため，設計の現場においては地震動を0度から適切な角度で刻んだ方向別に入力し，各々の入力方向に対する動的応答の内の最大値をピックアップし所要断面を決定するといった，極めて煩雑な作業を採用せざるを得ない場合が多く，簡易的に最悪入力方向を推定する手法の開発が待たれている．本稿では，曲線ラーメン橋をモデルに選び，地震動の最悪入力方向の推定について，解析手法による簡易化の試みを紹介する．

(1) 静的 PUSH-OVER 解析による最悪地震入力方向の推定

3次元骨組みにモデル化した曲線ラーメン橋を対象に，0度から180度まで30度刻みごとに設定した入力方向別に，静的な PUSH-OVER 解析を実施し，求めた構造全体系の荷重-変形曲線より最悪入力方向を推定する．この結果と非線形動的解析結果との最悪方向の差異を検証し，静的な PUSH-OVER 解析を使用した推定方法の課題について紹介する．

5.2.2 曲線ラーメン橋の解析例

(1) 解析条件

a) 基本条件

橋梁形式	4径間連続曲線鋼床版2箱けた橋
支間割	70.242m + 64.500m + 66.000m + 68.500m
下部構造形式	鋼製橋脚（矩形断面，円形断面），杭基礎
支持条件	表-5.2.1 参照

表-5.2.1 支持条件

	単 位	P1	P2	P3	P4	P5
支 承 数	個	2	—	—	—	2
橋 軸 水 平	—	可動	剛結	剛結	剛結	可動
橋 直 水 平	—	固定	剛結	剛結	剛結	固定

b) 骨組モデル

構造全体系骨組モデル図（主けたの節点番号，断面性能番号）を図-5.2.1に，橋脚の骨組モデル図（節点番号，要素番号）を図-5.2.3～図-5.2.7に示す．

P1，P2，P4，P5橋脚は箱型断面，P3橋脚は円形断面であり，上部構造は重

心位置付近で1本の梁にモデル化した。なお、P1、P5橋脚上の支承中心は橋脚天端より0.3m上方に位置する。

c) 部材剛性および重量

表-5.2.2に、上部構造部材の断面諸元と単位長さ当りの重量を示す。

また、表-5.2.3～表-5.2.4に、それぞれ橋脚の断面諸元と重量を、表-5.2.5～表-5.2.6に、フーチングの断面諸元と重量および回転慣性を示す。(主けたの断面番号は、図-5.2.1を参照)

表-5.2.2 上部構造部材の断面諸元と単位長さ当りの重量

	断面積	断面2次モーメント		ねじり定数	弾性係数	せん断弾性	単位長さ 当り重量 (kN/m)
	A (m ²)	面内 I _y (m ⁴)	面外 I _z (m ⁴)	J (m ⁴)	E (N/mm ²)	係数 G (N/mm ²)	
主けた①	0.270	0.245	1.980	0.100	2.0E+05	7.7E+04	34.480
主けた②	0.295	0.240	1.950	0.100	2.0E+05	7.7E+04	
主けた③	0.290	0.230	1.900	0.090	2.0E+05	7.7E+04	
主けた④	0.335	0.335	2.150	0.130	2.0E+05	7.7E+04	
横けた	5	5	5	5	2.0E+05	7.7E+04	—
仮想部材	5	5	5	5	2.0E+05	7.7E+04	—

ここに、支承と横けたを結ぶ仮想部材は、主けたの剛性の5～10程度とする。

表-5.2.3 橋脚の断面諸元

橋脚	断面積	断面2次モーメント		ねじり定数	弾性係数	せん断弾性
	A (m ²)	面内 I _y (m ⁴)	面外 I _z (m ⁴)	J (m ⁴)	E (N/mm ²)	係数 G (N/mm ²)
P1、5	0.177	0.101	0.114	0.126	2.0E+05	7.7E+04
P2、4	0.211	0.126	0.126	0.148	2.0E+05	7.7E+04
P3	0.123	0.049	0.049	0.682	2.0E+05	7.7E+04
梁	0.127	0.057	0.226	0.082	2.0E+05	7.7E+04

(断面形状は、図-2.5.3～図-2.5.7を参照)

表-5.2.4 橋脚の重量

	P1、P5橋脚の重量		P2、P4橋脚	P3橋脚(円形)
橋脚天端から の距離 (m)	重量 W _i (kN)	橋脚天端から の距離 (m)	重量 W _i (kN)	重量 W _i (kN)
0.0～1.5	514.85	0.0～6.005	133.57	82.28
1.5～6.005	88.46	6.005～7.505	33.34	20.59
6.005～7.505	29.42	7.505～10.505	66.74	41.11
7.505～10.505	58.94	※ 橋脚天端からの距離は、橋脚天端を0mとした時の距離		

表-5.2.5 フーチングの断面諸元

フーチング	断面積	断面2次モーメント		ねじり定数
	A (m ²)	面内 I _y (m ⁴)	面外 I _z (m ⁴)	J (m ⁴)
P1~P5	56.0	298.7	228.7	435.1

表-5.2.6 フーチングの重量および回転慣性

フーチング	重量	回転慣性		
	W (kN)	R _x (kNm ²)	R _y (kNm ²)	R _z (kNm ²)
P1~P5	4118.8	36458.18	19907.50	23552.63

R_x : 鉛直軸周り回転慣性, R_y : 橋軸直角方向軸周り回転慣性,

R_z : 橋軸方向軸周り回転慣性

d) 基礎バネ

表-5.2.7 に, 道路橋示方書 ([日本道路協会, 1996]) に従って算出した基礎のバネ定数を示す.

表-5.2.7 基礎のバネ定数

橋脚	橋軸方向			橋軸直角方向		
	並進 (kN/m)	回転 (kNm/rad)	連成 (kN/rad)	並進 (kN/m)	回転 (kNm/rad)	連成 (kN/rad)
P1~P5	1.77E+06	3.53E+07	2.84E+06	1.77E+06	3.33E+07	2.84E+06

e) 橋脚の曲げモーメント-曲率 (M-φ) モデル

橋脚の M-φ 関係は, 図-5.2.2 に示す完全弾塑性モデルにより算出した.

図-5.2.3~図-5.2.7 に示す橋脚柱部材は, M-φ 関係を有する非線形部材として扱い, 履歴モデルは正規バイリニア型とした.

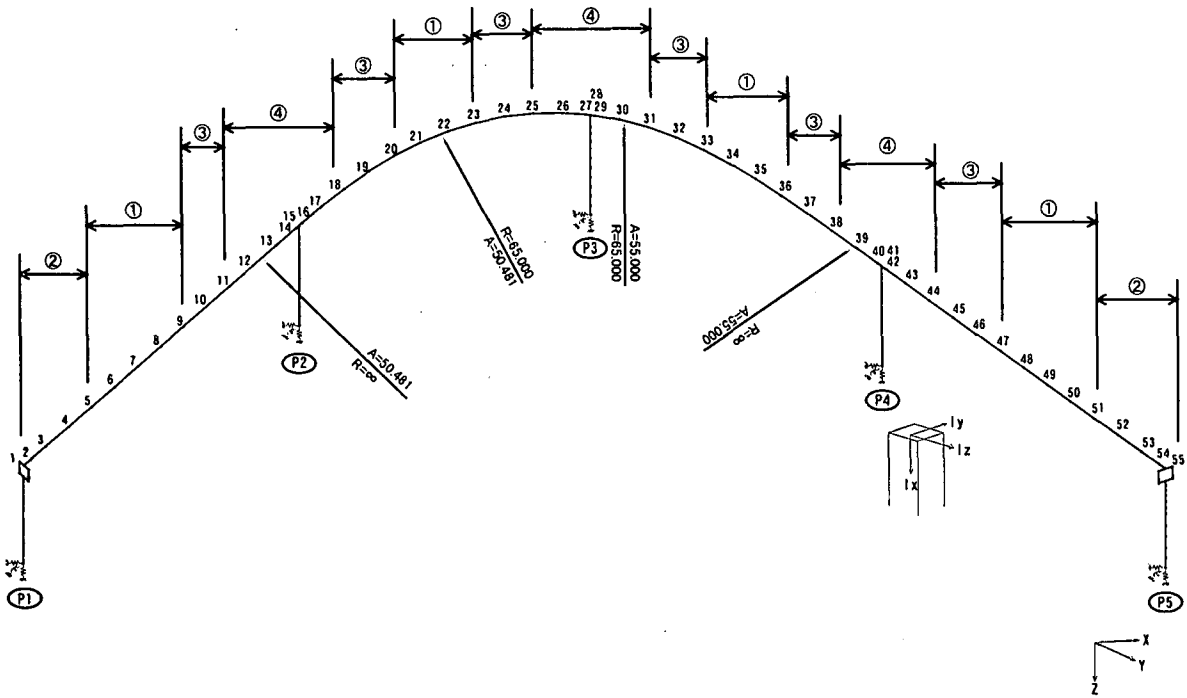


図-5.2.1 構造全体系骨組みモデル

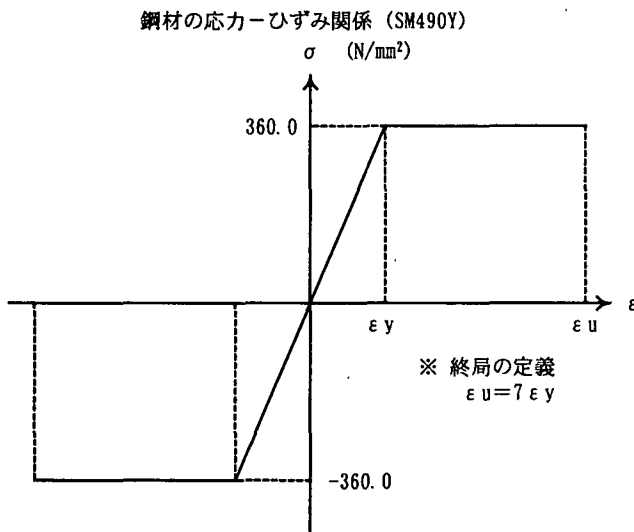


図-5.2.2 橋脚の応力-ひずみ関係

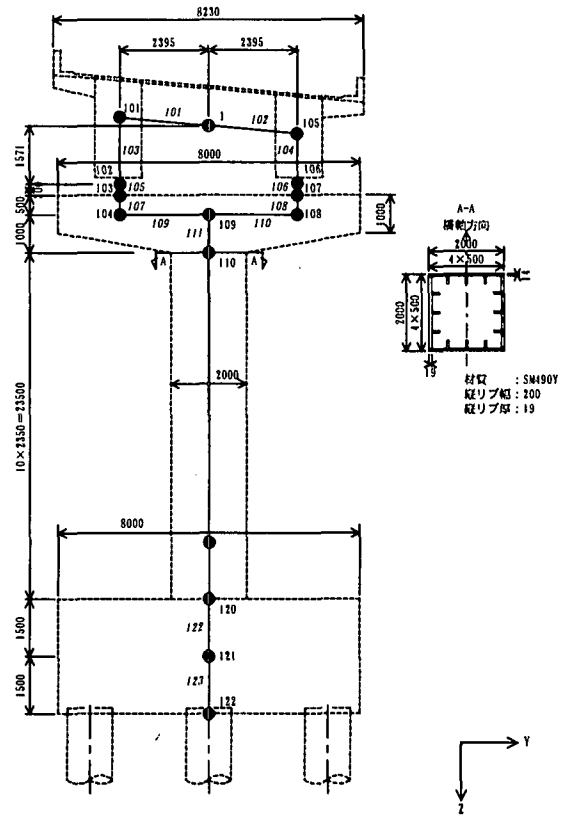


図-5.2.3 P1 橋脚骨組モデル

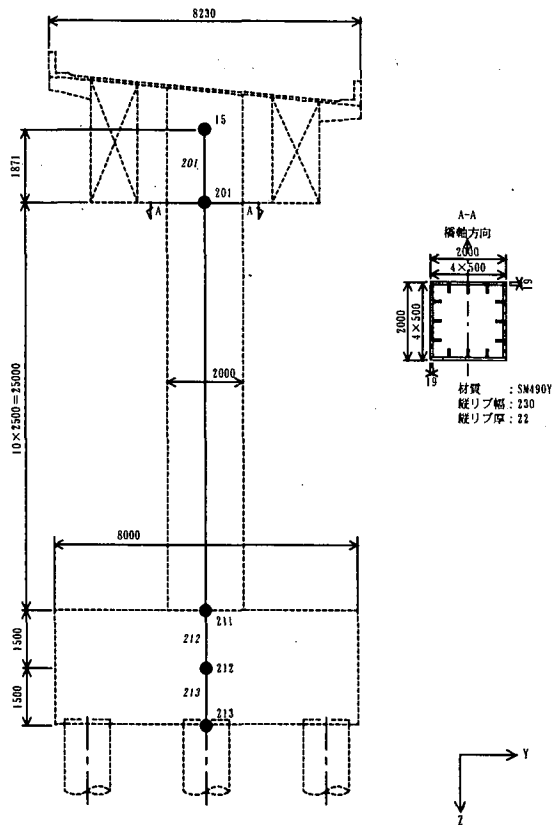


図-5.2.4 P2 橋脚骨組モデル

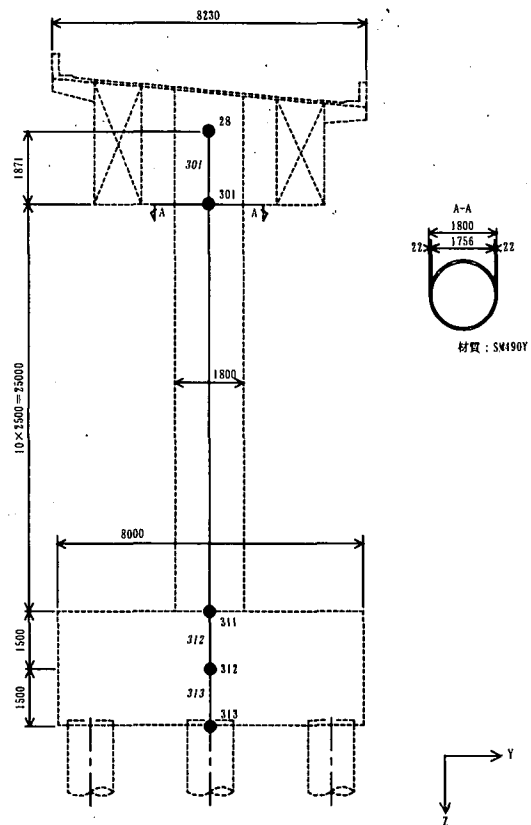


図-5.2.5 P3 橋脚骨組モデル

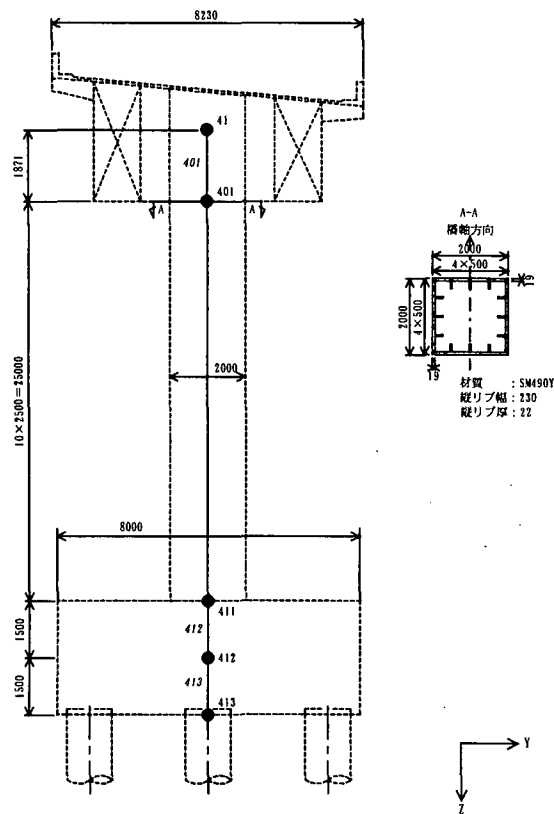


図-5.2.6 P4 橋脚骨組モデル

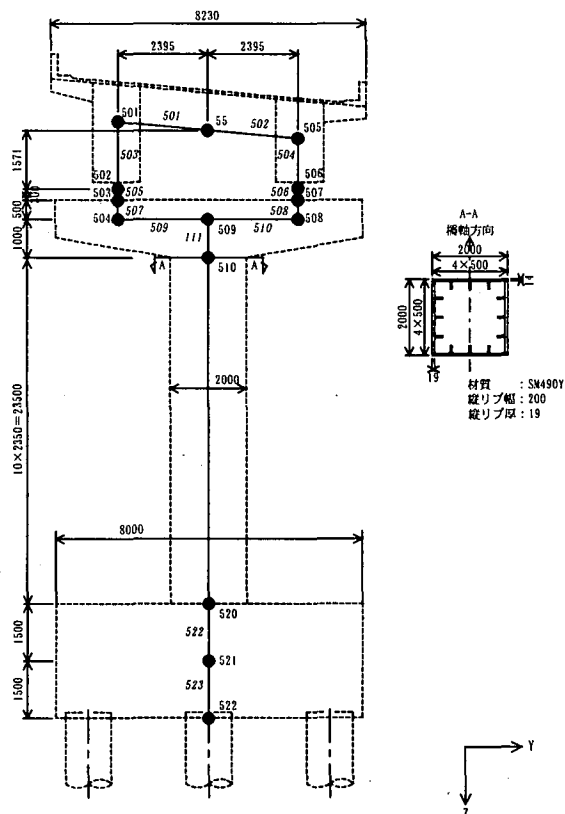


図-5.2.7 P5 橋脚骨組モデル

f) 入力地震動

入力地震動は、[日本道路協会, 1997. 3]に記載されているⅢ種地盤用の標準加速度波形を用いた(図-5.2.8参照)。入力方向は、図-5.2.9に示す全体座標系のX軸方向からY軸方向へ30度刻みで180度まで入力した。なお、電算入力上は入力地震動を全体座標系のX軸方向およびY軸方向成分の波に分解して扱った。

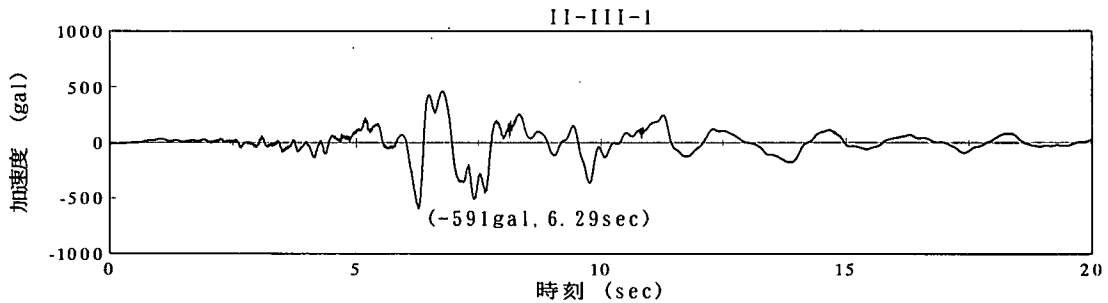


図-5.2.8 入力地震動

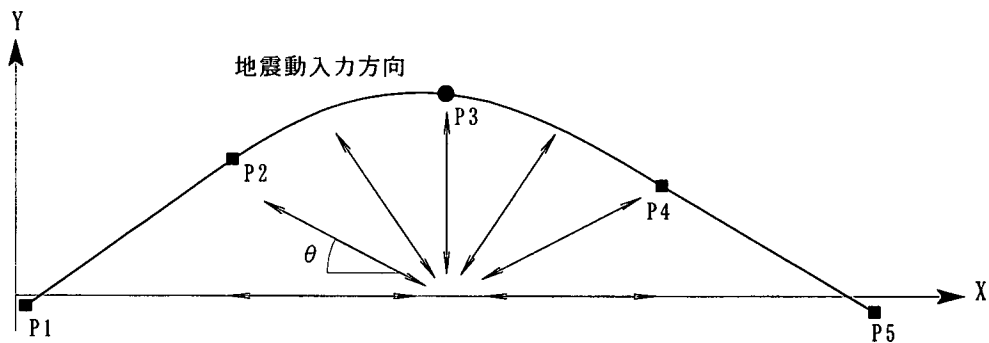


図-5.2.9 地震動入力方向

g) 減衰定数

各構造要素の減衰定数は表-5.2.8に示す値を用いた。また、粘性減衰の評価はレーリー減衰で行った。

表-5.2.8 各構造要素の減衰定数

構造要素	減衰定数
上部構造	3%
下部構造	2%
基礎	20%

h) その他

数値解析はニューマークの β 法($\beta = 0.25$)により実施した。この際の時間刻みは0.002秒を採用した。

(2) 解析結果

a) 固有値解析

表-5.2.9 および図-5.2.10 に固有値解析結果を示す。

表-5.2.9 固有値解析結果

モード	固有周期 (sec)	振動数 (Hz)	刺激係数			有効質量(%)			減衰定数
			UX	UY	UZ	UX	UY	UZ	
1	1.421	0.704	-1.65	10.18	0.42	0.80%	30.80%	0.10%	0.039
2	1.403	0.713	6.14	2.08	0.18	11.20%	1.30%	0.00%	0.038
3	1.138	0.879	-7.52	-0.74	0.17	16.80%	0.20%	0.00%	0.048
4	1.094	0.914	2.62	-0.05	0.35	2.00%	0.00%	0.00%	0.049
5	0.760	1.315	2.24	1.59	-0.01	1.50%	0.70%	0.00%	0.021
6	0.687	1.456	1.84	-1.50	1.42	1.00%	0.70%	0.60%	0.049
7	0.640	1.563	1.99	-1.70	1.78	1.20%	0.90%	0.90%	0.049
8	0.590	1.694	-1.35	-0.92	2.58	0.50%	0.30%	2.00%	0.048
9	0.540	1.852	-0.82	0.17	3.08	0.20%	0.00%	2.80%	0.037
10	0.445	2.246	0.02	-0.30	0.22	0.00%	0.00%	0.00%	0.035
11	0.401	2.496	0.13	0.46	0.06	0.00%	0.10%	0.00%	0.050
12	0.330	3.033	0.04	-0.44	-6.88	0.00%	0.10%	14.10%	0.029
13	0.244	4.097	0.34	0.03	0.03	0.00%	0.00%	0.00%	0.049
14	0.184	5.421	0.68	-0.28	0.42	0.10%	0.00%	0.10%	0.030
15	0.178	5.633	-0.26	-0.38	1.22	0.00%	0.00%	0.40%	0.030
16	0.164	6.082	-0.09	-0.90	-0.05	0.00%	0.20%	0.00%	0.049
17	0.145	6.897	0.44	0.06	0.03	0.10%	0.00%	0.00%	0.029
18	0.125	7.995	-0.27	0.27	-0.27	0.00%	0.00%	0.00%	0.030
19	0.121	8.239	2.18	-0.02	-0.01	1.40%	0.00%	0.00%	0.048
20	0.104	9.659	0.40	5.96	-0.02	0.00%	10.60%	0.00%	0.034

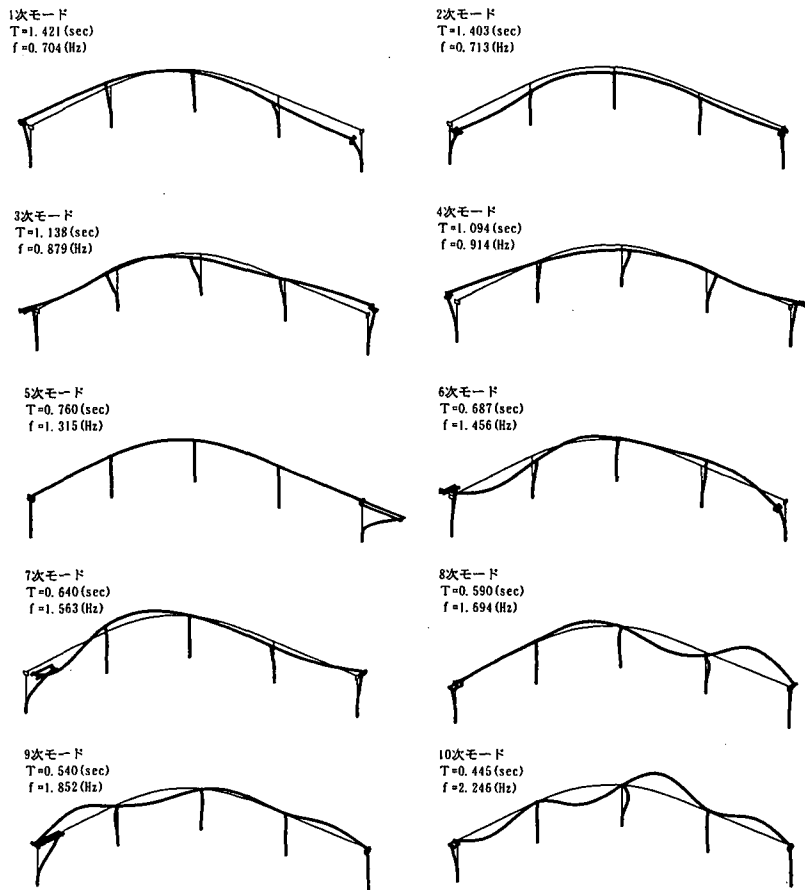


図-5.2.10 固有振動モード図

b) 非線形動的解析および静的 PUSH-OVER 解析結果

図-5.2.11～図-5.2.12に、非線形動的解析および静的 PUSH-OVER 解析により求めた地震動の入力方向と各橋脚の最大応答曲率を橋脚上下端について示す。静的 PUSH-OVER 解析における水平荷重は、自重の1.5倍までを漸増载荷させた。

なお、図中には、全体座標系 X, Y 軸の二方向に静的水平荷重を作用させて弾性解析を行い、この結果より、例えば [土木研究センター, 1992.12] に記載されている式 (5.2.1) で算定した最悪入力方向を矢印にて示した。

$$\begin{aligned}\theta_{RLmax} &= \tan^{-1}(R_{YL}/R_{XL}) \\ \theta_{RTmax} &= \tan^{-1}(R_{YT}/R_{XT})\end{aligned}\quad (5.2.1)$$

ここに、

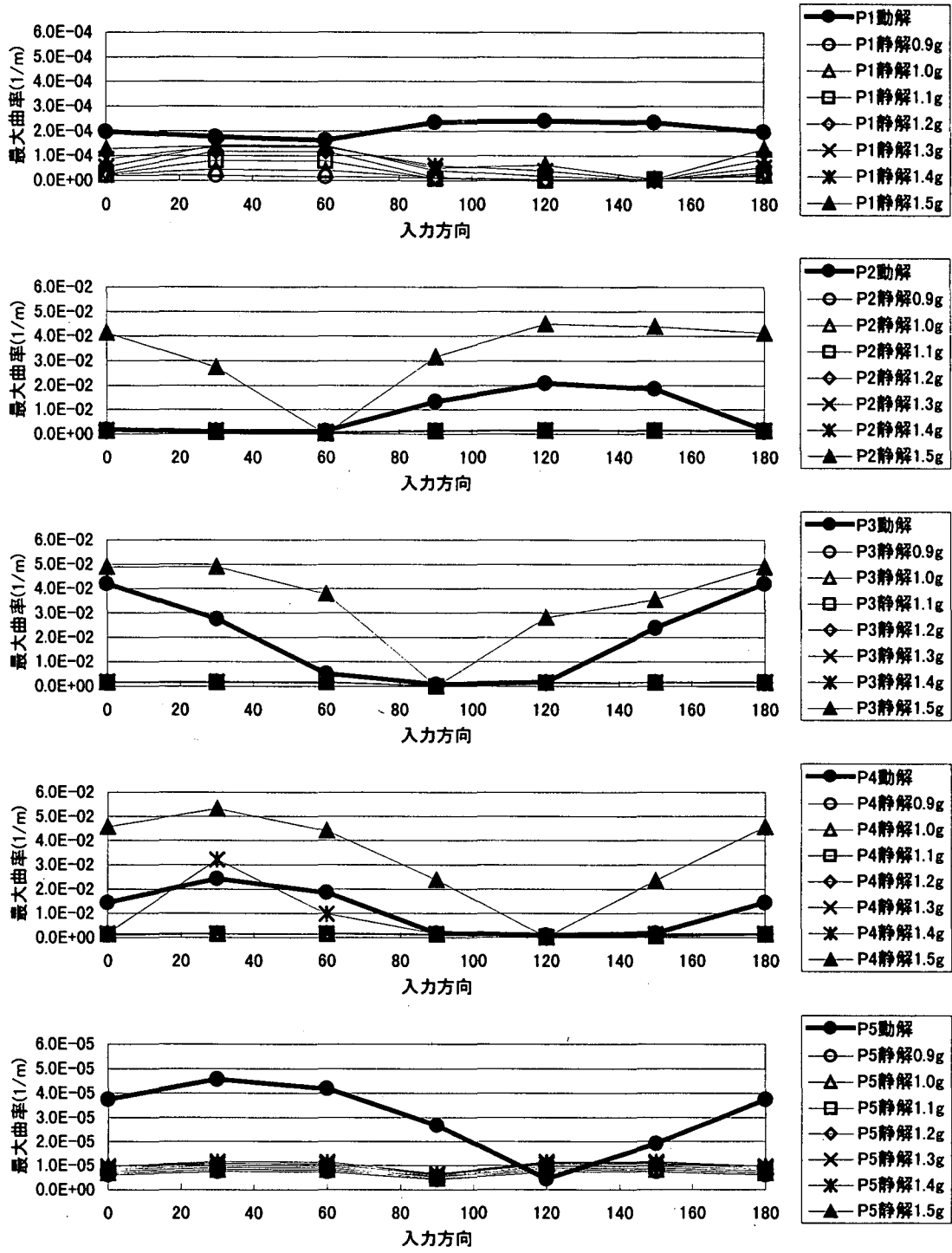
R_{XL} : X 方向に作用させた場合に発生する橋軸方向反力
 R_{XT} : " " " " 橋軸直角方向反力
 R_{YL} : Y 方向に作用させた場合に発生する橋軸方向反力
 R_{YT} : " " " " 橋軸直角方向反力

図-5.2.13～図-5.2.14は、静的 PUSH-OVER 解析の漸増水平荷重を 0.9g～1.5g まで変化させた場合の応答結果を、横軸に入力方向、縦軸に最大曲率で表した。なお、図-5.2.13の橋軸方向において、1.4gと1.5gは応答値が大きいため、グラフ化の都合上、実際の応答値を10で除した値をプロットした。

図-5.2.15～図-5.2.16には、それぞれ P2 と P3 橋脚について、最悪入力方向における橋脚上下端の応答履歴を示した。

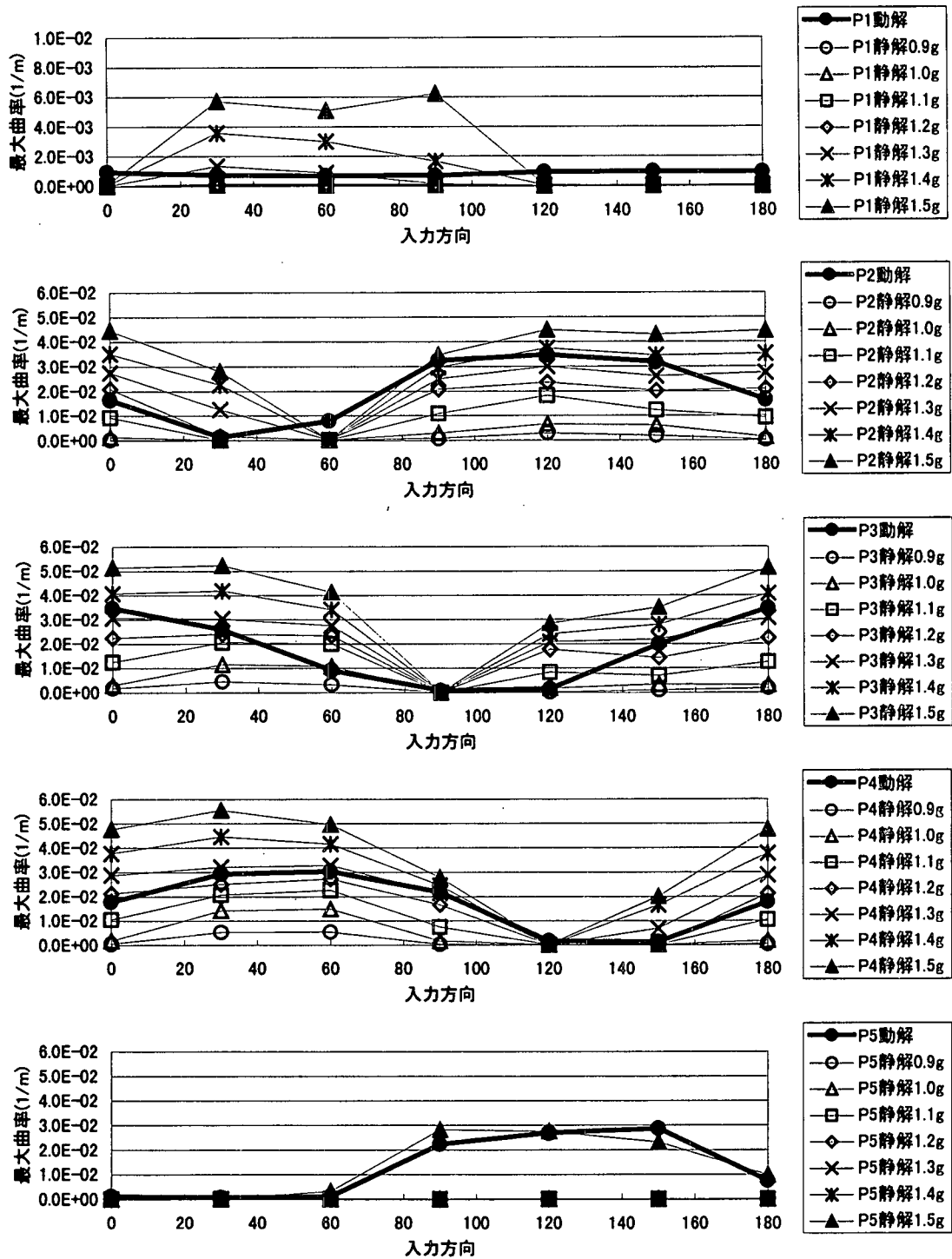
当該モデル橋においては、最大応答が生じる方向について非線形動的解析と静的 PUSH-OVER 解析結果を比較すると、各橋脚ともほぼ一致していることから動的解析を行わなくても静的解析により最悪入力方向を推定できることが分かる。ただし、P1, P3 橋脚の橋軸方向、橋軸直角方向で、最悪方向のずれが若干見られた。これは、静的 PUSH-OVER 解析ではどの程度の水平荷重を上限载荷させるべきかを問題提起している。表-5.2.10～表-5.2.11に、荷重の漸増に伴う塑性ヒンジの生成状況を示すが、塑性化の進展状況により最悪入力方向が変化する場合がある。例えば、図-5.2.13(b)に示す橋軸方向の P4 橋脚下端に着目すると、静的解析の漸増荷重が 0.9g～1.3g までは最悪入力方向が 60 度であり、漸増荷重が 1.4g～1.5g では最悪入力方向が 30 度に変化する。これは、表-5.2.10の塑性ヒンジの生成状況から、1.4g で P2～P4 橋脚上端が塑性化したことに起因すると考えられる。

静的 PUSH-OVER 解析による最悪方向の推定は、まず地震動の入力方向別に静的漸増解析で構造系の荷重—変形関係を算出し、これを利用して構造系の許容変形性能（例えば、構造系全体が不安定になる時点、あるいは、構造系の一部材が終局に達した時点を終局の変形と定義しこれに安全率を見込んだ値）を求めた後、入力方向別の構造系許容変形性能の下限値に対応した方向を最悪入力方向と判定する手順となる。従って、曲線ラーメン橋では許容変形性能の設定により最悪入力方向が変化する。



柱上端

図-5. 2. 13(a) 地震動の入力方向と各橋脚の最大応答曲率 (橋軸方向)



柱下端

図-5.2.13(b) 地震動の入力方向と各橋脚の最大応答曲率（橋軸方向）

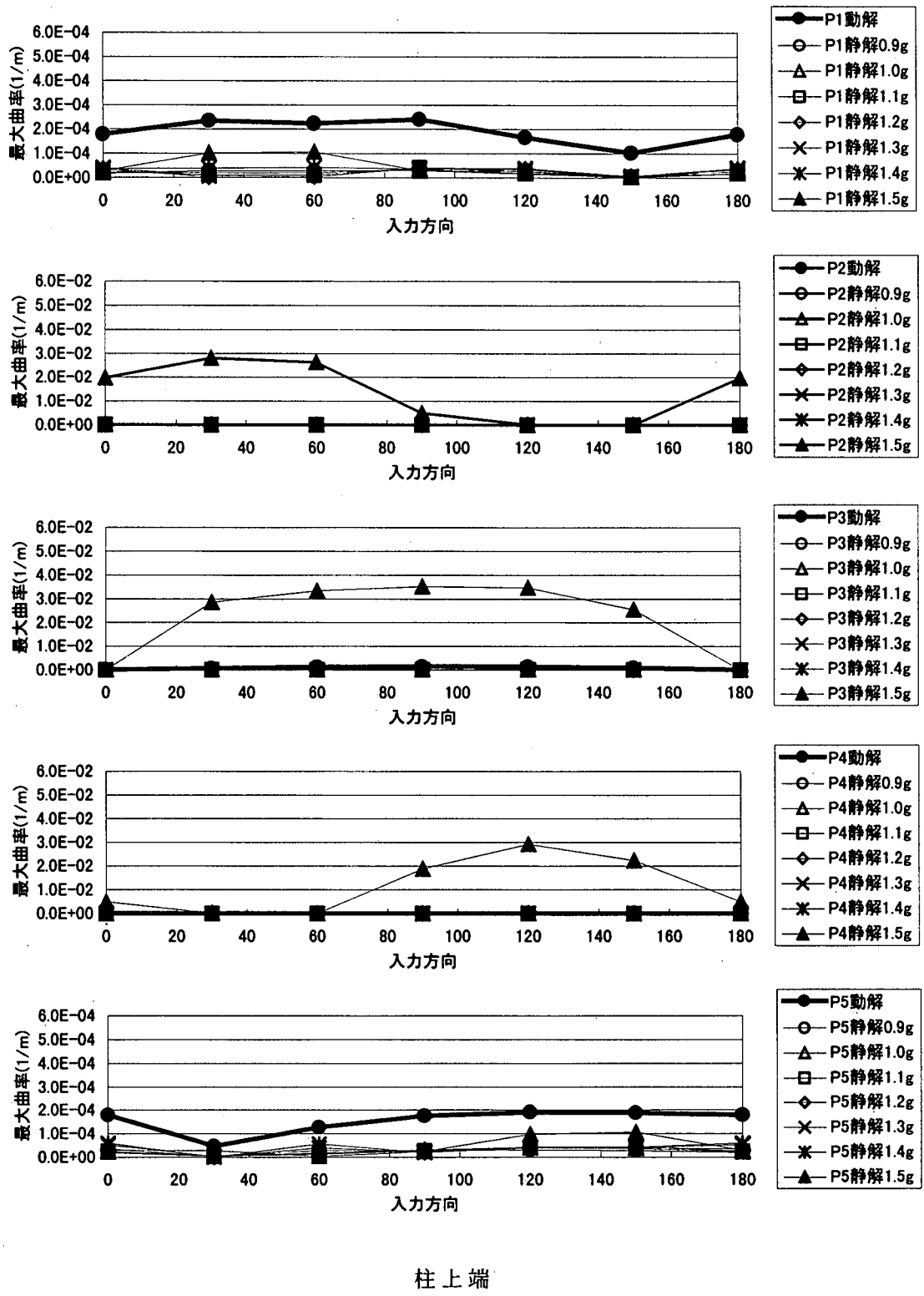


図-5. 2. 14(a) 地震動の入力方向と各橋脚の最大応答曲率（橋軸直角方向）

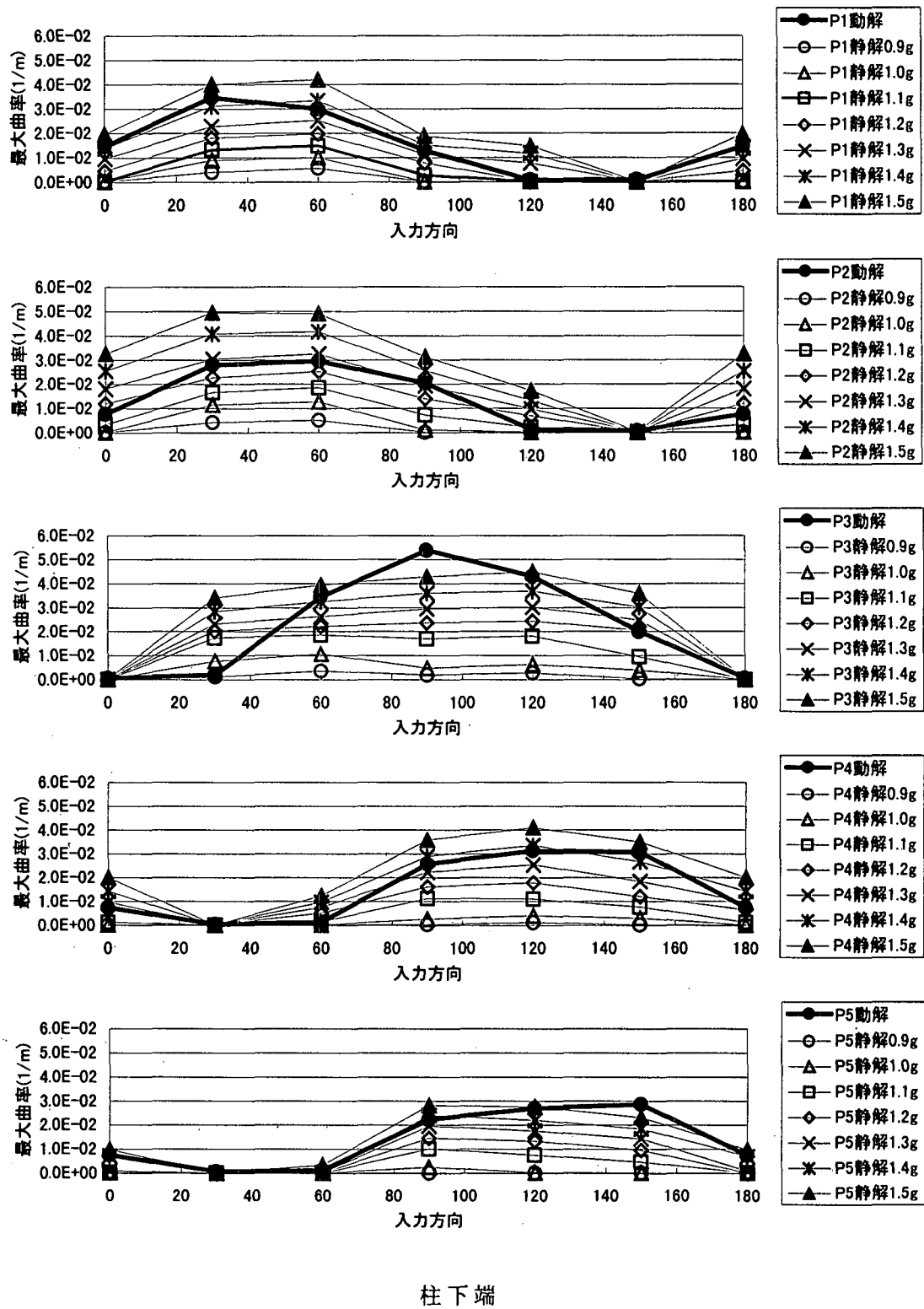
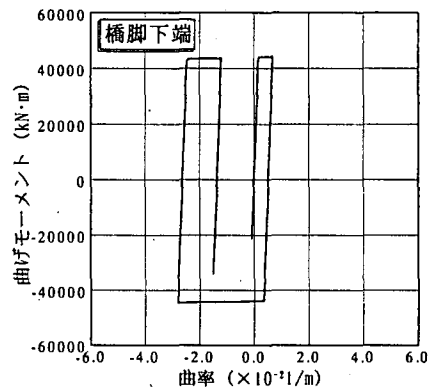
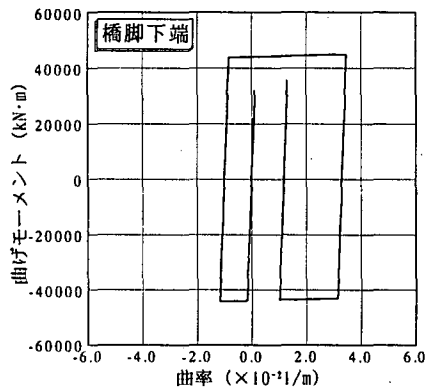
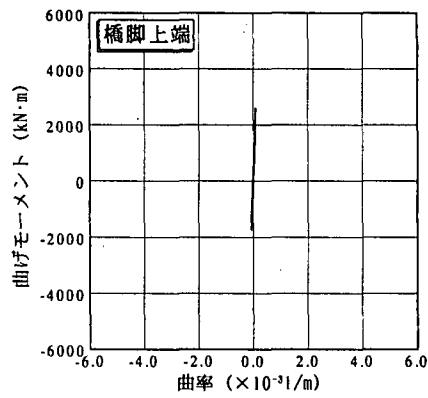
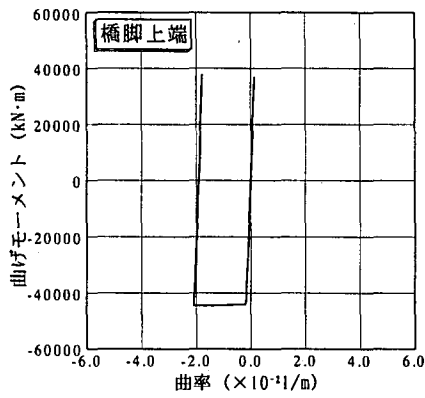


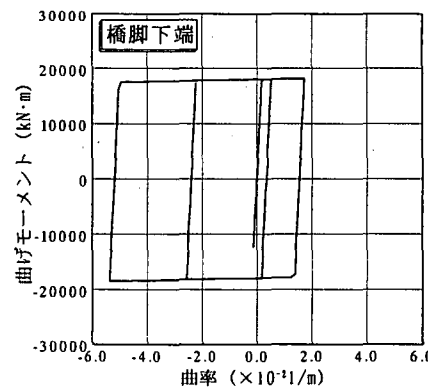
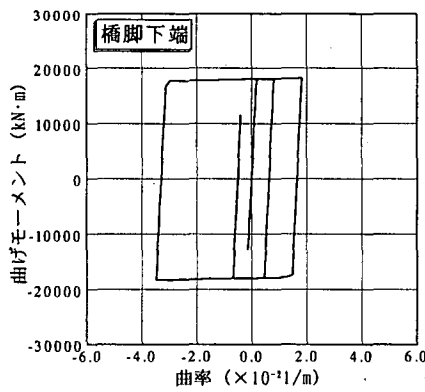
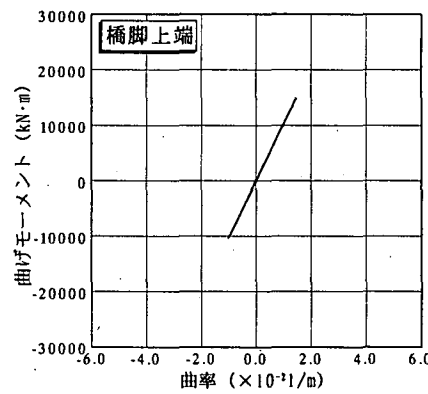
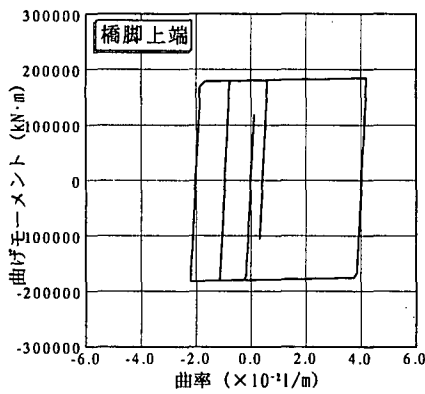
図-5.2.14(b) 地震動の入力方向と各橋脚の最大応答曲率（橋軸直角方向）



(a) 橋軸方向 (地震動入力120度方向)

(b) 橋軸直角方向 (地震動入力60度方向)

図-5.2.15 P2 橋脚応答履歴



(a) 橋軸方向 (地震動入力0度方向)

(b) 橋軸直角方向 (地震動入力90度方向)

図-5.2.16 P3 橋脚応答履歴

表-5.2.10 静的 PUSH-OVER 解析における作用荷重レベルと
塑性ヒンジの生成状況（橋軸方向）

作用荷重	P1		P2		P3		P4		P5	
	上端	下端	上端	下端	上端	下端	上端	下端	上端	下端
0.9g	×	×	×	×	×	○	×	×	×	×
1.0g~1.3g	×	×	×	○	×	○	×	○	×	×
1.4g~1.5g	×	×	○	○	○	○	○	○	×	×

ここに、○印は塑性化している、×印は塑性化に至っていないことを示す。

表-5.2.11 静的 PUSH-OVER 解析における作用荷重レベルと
塑性ヒンジの生成状況（橋軸直角方向）

作用荷重	P1		P2		P3		P4		P5	
	上端	下端	上端	下端	上端	下端	上端	下端	上端	下端
0.9g	×	×	×	×	×	○	×	×	×	×
1.0g	×	×	×	○	×	○	×	○	×	×
1.1g~1.2g	×	○	×	○	×	○	×	○	×	×
1.3g~1.5g	×	○	×	○	×	○	×	○	×	○

ここに、○印は塑性化している、×印は塑性化に至っていないことを示す。

橋脚が弾性挙動する際の最悪入力方向は、式(5.2.1)により求めることができる。この場合の方向（矢印の方向）と非線形動的解析による応答の方向を比較すると、最悪方向は概ね合っているが P2 と P4 橋脚で最大 12 度の差が生じている。これは、橋脚の塑性化に伴い構造系が変化した結果によるものである。

5.2.3 まとめ

以上の結果より、最悪入力方向についてまとめると以下の通りとなる。

(1) 非線形動的解析と静的 PUSH-OVER 解析の比較

最大応答が生じる方向について、非線形動的解析と静的 PUSH-OVER 解析結果を比較すると、各橋脚とも概ね最悪方向が一致しており動的解析を実施しなくても静的 PUSH-OVER 解析により最悪入力方向を算定できることが分かった。ただし、静的 PUSH-OVER 解析による最悪方向推定の際は、許容変形性能の設定により最悪入力方向が変化することに注意が必要である。

(2) 橋脚の弾性挙動と非線形挙動による最悪入力方向の比較

橋脚が弾性挙動する際の最悪入力方向は、式(5.2.1)より算出ができる。この場合の最悪方向は、非線形動的解析より求めた方向と僅かに差が生じているが非線形挙動する際の最悪入力方向を探る手法としては有効である。

参考文献

- [日本道路協会, 1996] 日本道路協会:道路橋示方書・同解説, 丸善, 1996.12
- [日本道路協会, 1997] 日本道路協会:道路橋の耐震設計に関する資料, 1997.3
- [土木研究センター, 1992] 土木研究センター:免震設計マニュアル, 1992.12

5.3 曲線橋(2) - 曲率半径の影響 -

5.3.1 はじめに

前節では、大規模地震時における最悪地震入力方向が検討された。ここでは、前節の曲線高架橋モデルをもとに、曲率半径が異なる複数の橋梁モデルを設定して同様の検討を行い、曲率半径が及ぼす影響について考察する。

5.3.2 解析モデル

解析対象は、図-5.3.1に示す鋼製の4径間連続曲線高架橋である。この解析モデルA~Iの9橋すべてにおいて、P1-P2, P4-P5区間はほぼ直線であり、P2-P4区間が主たる曲線部となっている。橋梁Cが前節の橋梁モデルであり、他の橋梁はそれをもとに曲線部を変化させて設定している。表-5.3.1に示すように、曲率半径は橋梁Aで55m、橋梁Hで800mとなっており、橋梁Iは直線橋である。

曲率半径以外の橋梁諸元はすべての橋梁に共通で、前節のモデルとほぼ同じである。前節では弾塑性部材である橋脚をM-φ要素でモデル化して解析を行っているのに対し、ここではファイバー要素を用いるため、降伏応力を367MPaとする完全弾塑性モデルを応力-ひずみ関係として採用する。上部構造主桁と橋脚の結合条件は前節の橋梁モデルと同じで、P2~P4では橋脚と剛結、P1橋脚、P5橋脚上では2個の支承による支持である。支承条件は、橋軸直角方向と鉛直方向変位のみ拘束とする。

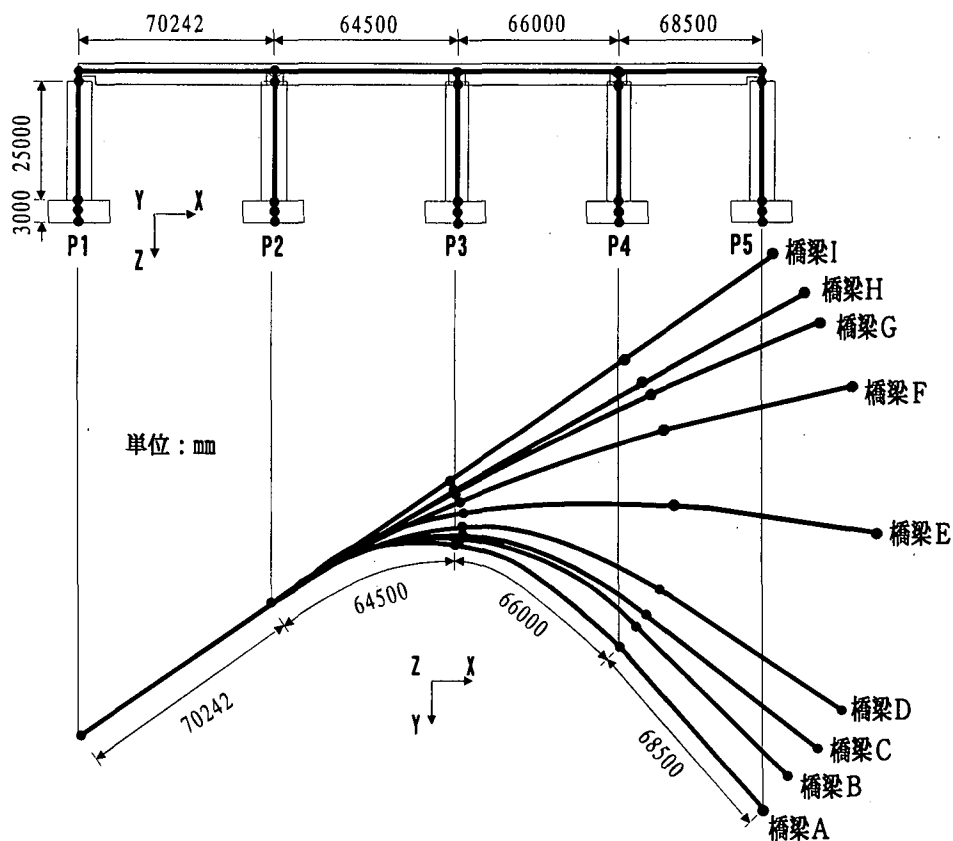


図-5.3.1 解析モデル

表-5.3.1 曲率半径および交角

	曲率半径 (m)	交角 (度)
橋梁 A	55	101
橋梁 B	60	92
橋梁 C	65	75
橋梁 D	70	74
橋梁 E	100	48
橋梁 F	200	24
橋梁 G	500	10
橋梁 H	800	6
橋梁 I	∞	—

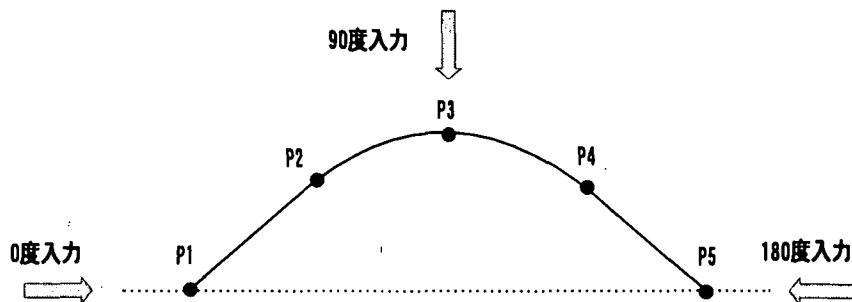


図-5.3.2 地震波入力方向の定義

鋼構造物では限界状態の定義にひずみを用いることが多い[鄭, 2000]ことを考慮し, 変形の指標として, 本節では部材軸方向の直ひずみに着目する. 2.4 節で記したように, ファイバー要素では, 軸力や二軸曲げの影響を厳密に取り入れることができ, ここで求める直ひずみもこれらの影響をすべて考慮したものである. なお, 本節で使用する解析プログラムは Y-FIBER3D である[Y-FIBER3D 取扱説明書, 1999].

以下では, 動的解析と静的解析を行う. 動的解析には, 兵庫県南部地震時に東神戸大橋で記録された加速度を用いる. 減衰モデルにはレイリー減衰を採用し, 減衰定数は 0.02 とする. 静的解析では, 質量に比例した水平方向の分布荷重を単調に増加させて弾塑性解析(プッシュオーバー解析)を行う. なお, 地震荷重の入力方向は, 図-5.3.2 に示すように P1 橋脚から P5 橋脚に向かう方向を基準(0度)とし, そこから時計回りに測った角度で定義する. 静的解析では, 自重の 0.9 倍(震度 0.9)の水平荷重作用時のひずみを参照値とする.

5.3.3 解析結果および考察

(1) 地震荷重入力方向と最大ひずみの関係における曲率半径の影響

動的解析および静的解析の結果として, 各解析において, 橋梁 A, C, E, G,

I の P2～P4 橋脚で生じた最大圧縮ひずみと地震荷重作用方向との関係を図-5.3.3～図-5.3.7にまとめている。すべての場合において、最大ひずみは橋脚下端で生じている。

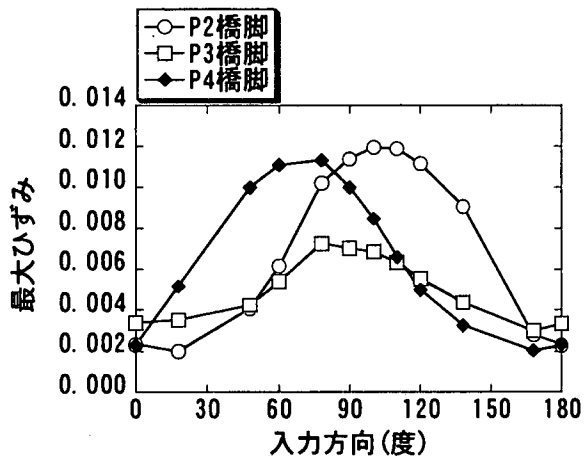
各橋脚で生じる最大ひずみは地震荷重入力方向に依存し変化するが、いずれの解析においても、各橋梁のすべての橋脚で、地震荷重入力方向が90度付近の場合に大きくなる傾向が見られる。この傾向は、曲率半径が大きくなるほど強まっている。特に直線橋(橋梁I)では、動的解析のP2, P4橋脚を除くすべての場合で90度が最悪入力方向となっている。これは、ラーメン構造である本橋では、橋軸方向に比して橋軸直角方向の剛性が小さいことに起因している。その意味では、逆に、動的解析におけるP2, P4橋脚の最大ひずみが、入力方向の幅広い区間においてほぼ一定の値を取ることには注意が必要と思われる。このことと関連するが、一般に、動的解析で得られた最大ひずみ-入力方向曲線は、静的解析で得られた曲線よりもなだらかである。すなわち、静的変形挙動の方が地震荷重作用方向に敏感である。ただし、後にふれるように、曲率半径の小さい橋梁のP3橋脚の最大ひずみは地震荷重入力方向の影響をあまり受けない。

動的解析結果と静的解析結果を比較すると、曲率半径が大きくなるにつれて、動的解析で得られる最大ひずみは減少する傾向がある。それに対し、静的解析の最大ひずみは増加傾向にある。橋梁の動的特性の目安となる固有周期は、曲率半径が増えるのに伴い長くなり(表-5.3.2)、橋梁Aの1.283秒から橋梁Iの1.573秒へと単調に延びている。このことが、曲率半径の増加に伴い最大ひずみが減少する原因と思われる。

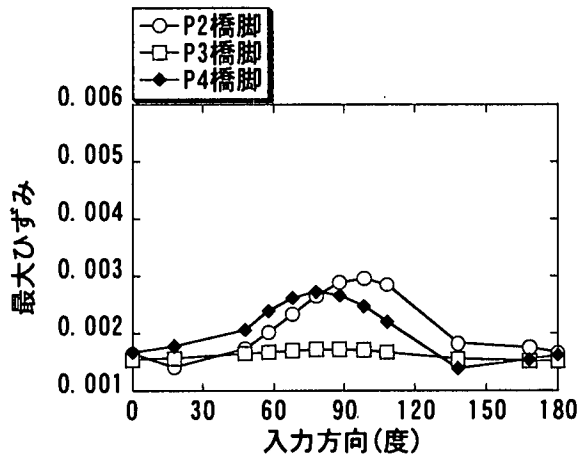
地震荷重を90度方向に作用させて行った静的解析の結果を図-5.3.8に示す。これは震度とP3橋脚上端の90度方向の水平変位の関係を表す図である。橋梁G, H, Iにおいては、震度0.9より荷重を増やすことはできなかった。この図より明らかのように、曲率半径の増加とともに橋梁の耐荷力は低下している。これが、曲率半径が大きくなるのに伴い最大ひずみが増加する要因である。

各橋脚に生じる最大ひずみの大きさが、もっとも大きくなる地震荷重入力方向が最悪入力方向である。最悪入力方向は橋脚ごとに異なるが、最悪入力方向の地震荷重で発生する最大ひずみの大きさを比較すると、動的解析、静的解析のいずれでも、曲率半径が小さい橋梁では、P2橋脚の値が他の橋脚より大きくなっている。これに次ぐのがP4橋脚であり、P3橋脚の値がもっとも小さい。また、P3橋脚の最大ひずみは地震荷重入力方向の影響をもっとも受けにくく、特に静的解析における最大ひずみ-入力方向曲線はひじょうにフラットである。しかしながら、曲率半径が大きくなるにつれて、P3橋脚においても、90度入力時の最大ひずみが他の入力方向の場合より大きくなる。またP2, P4橋脚の変形の度合いも似通ってくる。その結果、曲率半径が大きな橋梁では、P2～P4橋脚の最大ひずみはほぼ同じ大きさとなる。

各橋脚において、地震荷重の最悪入力方向は、動的解析と静的解析でよく一致している。ただし、若干のずれが認められる場合もあるので、静的解析結果をもとに動的解析における地震波の入力方向を設定する場合には、多少の余裕を持

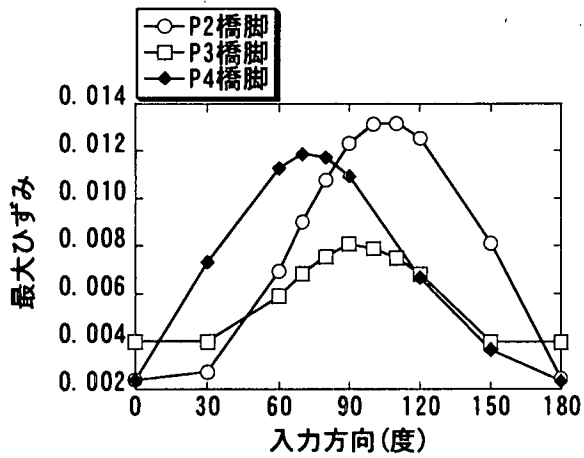


(a) 動的解析

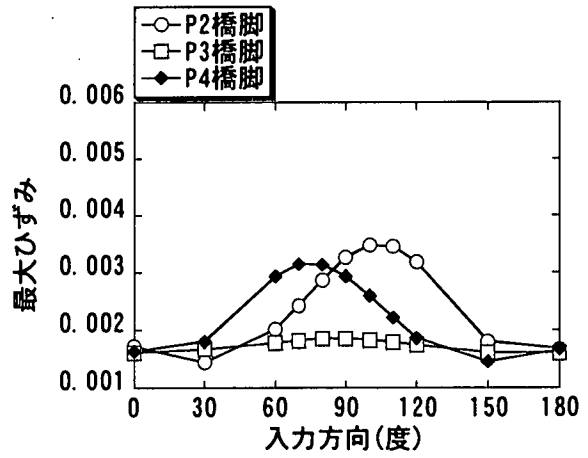


(b) 静的解析

図-5.3.3 最大ひずみ-入力方向関係(橋梁 A)

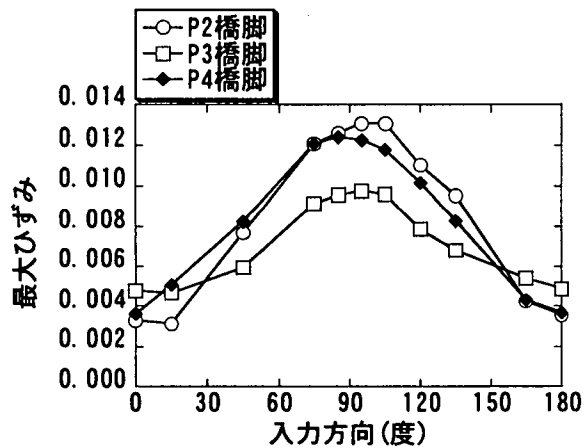


(a) 動的解析

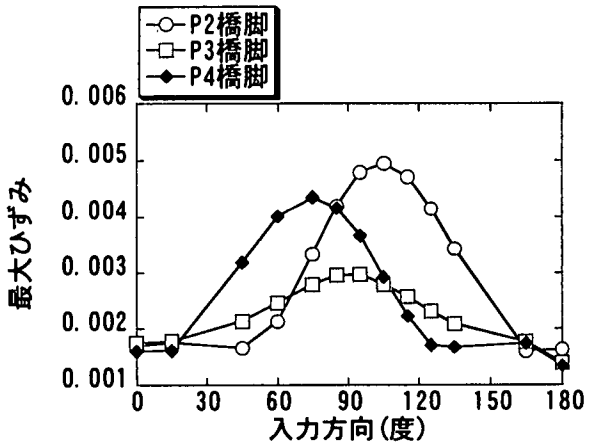


(b) 静的解析

図-5.3.4 最大ひずみ-入力方向関係(橋梁 C)

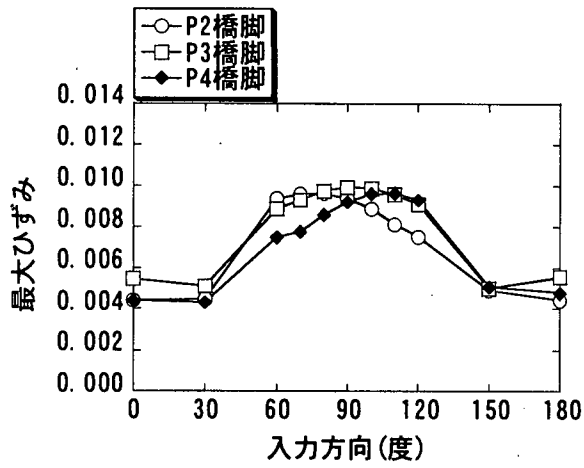


(a) 動的解析

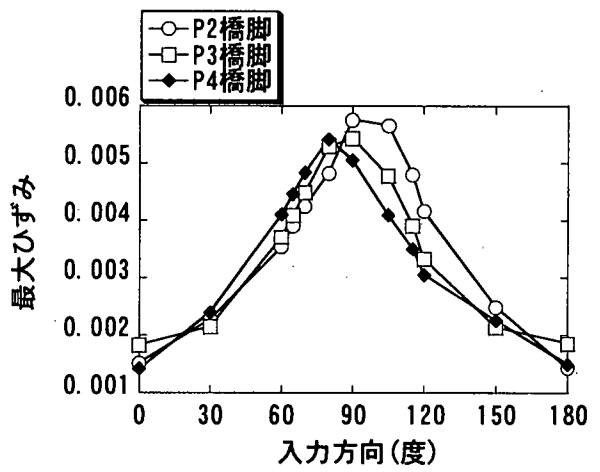


(b) 静的解析

図-5.3.5 最大ひずみ-入力方向関係(橋梁 E)

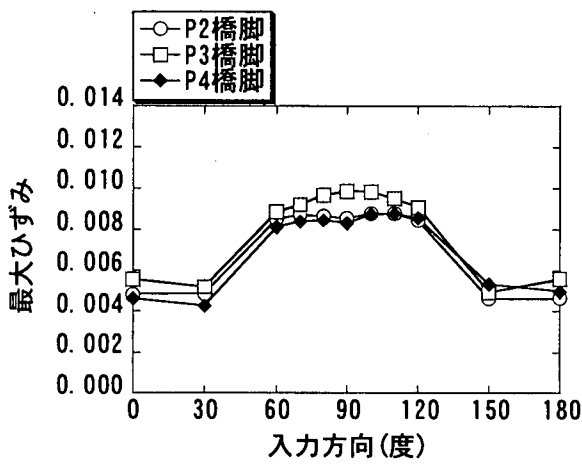


(a) 動的解析

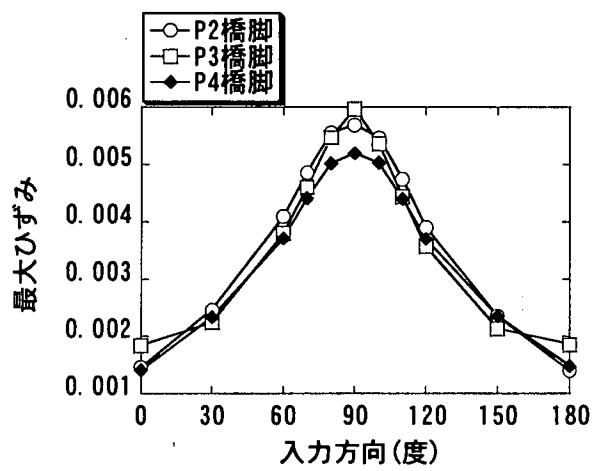


(b) 静的解析

図-5.3.6 最大ひずみ-入力方向関係(橋梁G)



(a) 動的解析



(b) 静的解析

図-5.3.7 最大ひずみ-入力方向関係(橋梁I)

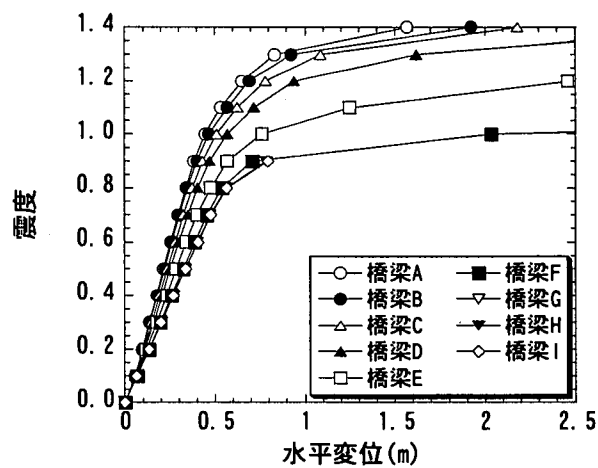


図-5.3.8 P3橋脚における震度-水平変位関係(90度入力)

表-5.3.2 固有周期と固有振動数(1次モード)

	曲率半径 (m)	固有周期 (sec)	固有振動数 (Hz)
橋梁 A	55	1.283	0.779
橋梁 B	60	1.308	0.765
橋梁 C	65	1.314	0.761
橋梁 D	70	1.369	0.731
橋梁 E	100	1.459	0.685
橋梁 F	200	1.538	0.650
橋梁 G	500	1.566	0.639
橋梁 H	800	1.571	0.637
橋梁 I	∞	1.573	0.636

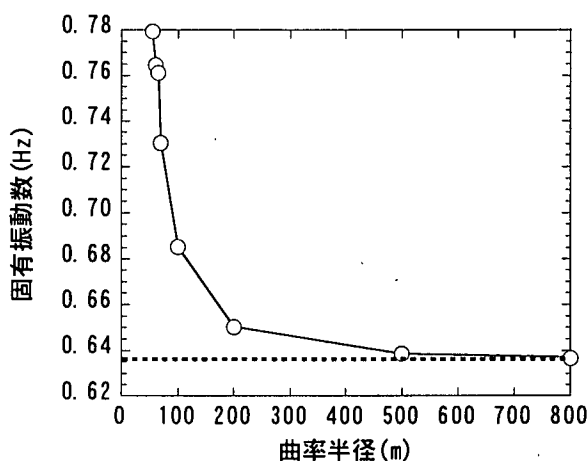


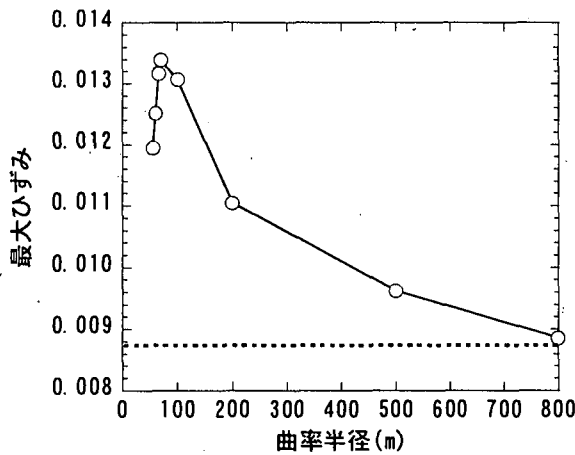
図-5.3.9 曲率半径が固有振動数に及ぼす影響

たせる必要がある。

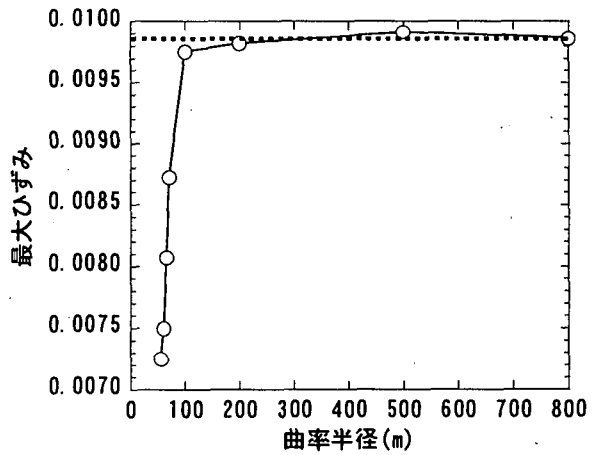
(2) 直線橋との比較

表-5.3.2 に示す 1 次モードの固有振動数を図-5.3.9 に図示する。図中に点線で示すのが、直線橋である橋梁 I の固有振動数である。これより、曲率半径の増加とともに、固有振動数が直線橋(橋梁 I)の値に漸近していくのがわかる。曲率半径が 500 m の橋梁 G と直線橋(橋梁 I)の固有振動数の差は 1% を切り、曲率半径が 800 m の橋梁 H では 0.14% の差に過ぎなくなる。

図-5.3.10 には、地震波を最悪入力方向に作用させた動的解析において、P2, P3 橋脚で生じる最大ひずみと曲率半径の関係を示す。点線は直線橋(橋梁 I)における最大ひずみを表している。曲率半径が小さな橋梁の P2 橋脚では、曲率半径とともに最大ひずみも大きくなる領域があるが、橋梁 D より曲率半径が大きい橋



(a) P2 橋脚



(b) P3 橋脚

図-5.3.10 曲率半径が最大ひずみに及ぼす影響

梁では、曲率半径の増加に伴って最大ひずみが減少し、直線橋での最大ひずみに近づいて行く。P3 橋脚でも、曲率半径が小さな橋梁では、曲率半径とともに最大ひずみが大きくなるが、橋梁 D より曲率半径が大きくなると、最大ひずみはほとんど変化しなくなり、直線橋での最大ひずみとほぼ同じになっている。橋梁 H と直線橋 (橋梁 I) における最大ひずみの差は、P2 橋脚で 0.98%、P3 橋脚で 0.09% となっている。

以上より、橋梁 H を直線橋 (橋梁 I) とみなして解析を行っても、誤差は 1% 以内に収まることがわかる。

5.3.4 まとめ

本節で得られた結果を以下にまとめる。

- (1) 地震荷重作用方向が 90 度付近の場合にひずみが大きくなる傾向が見られる。
この傾向は、曲率半径が大きくなるほど強まっている。しかしながら、直線橋 (橋梁 I) の動的解析では、P2、P4 橋脚に生じる最大ひずみが、入力方向の幅広い区間においてほぼ一定の値を取る。
- (2) 静的変形挙動の方が、地震荷重入力方向の影響を受けやすい。ただし、曲率半径が小さな橋の静的解析では、P3 橋脚の最大ひずみは地震荷重作用方向にほとんど影響を受けない。
- (3) 曲率半径の増加とともに固有周期が長くなり、動的解析における最大応答ひずみは減少する。
- (4) 曲率半径の増加とともに静的耐荷力は低下し、静的解析における最大ひずみは増加する。
- (5) 各橋脚の最悪入力方向に地震荷重が作用した際の最大ひずみを比較すると、曲率半径が小さな橋では、P2 橋脚の最大ひずみをもっとも大きく、次いで P4 橋脚、P3 橋の順となる。曲率半径が大きくなるにつれ、地震荷重を 90 度方向

に入力した時の P3 橋脚の最大ひずみが大きくなり、3 橋脚間で生じる最大ひずみの差が縮まる。直線橋脚(橋梁 I)においては、3 橋脚の最大ひずみはほぼ同じ大きさとなる。

- (6) 各橋脚において、地震荷重の最悪入力方向は、動的解析と静的解析でよく一致している。ただし、若干のずれが認められる場合もあるので、静的解析結果をもとに動的解析における地震波の入力方向を設定する場合には、多少の余裕を持たせる必要がある。
- (7) 橋梁 H を直線橋(橋梁 I)と見なして解析を行っても、固有振動数や各橋脚に生じる最大ひずみの誤差は 1% 以下である。

参考文献

- [Y-FIBER3D 取扱説明書, 1999] Y-FIBER3D 取扱説明書, 大和設計株式会社, 1999.
- [鄭, 2000] 鄭沂, 葛漢彬, 宇佐美勉: 鋼構造物の強度と変形能の統一的評価法, 第 3 回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, 土木学会, pp. 25-32, 2000.

5.4 曲線橋 (3) —コヒーレンスを用いた最悪地震入力方向の推定法—

5.4.1 はじめに

曲線橋の耐震設計においては地震入力に対して最もクリティカルな方向が自明でないため、地震波の入力方向を変えて動的応答解析を行うことにより、その中で最大の部材力あるいは応答変位が発生する入力方向を探索する手法が採用されている。この従来の方法では探索する各方向に対して毎回、動的応答解析を実行する必要があるため、時間あるいはコストの面で不利である。そこで、本節では簡易に最悪地震入力方向を推定できる手法を提案し、提案した手法の曲線橋に対する適応性についての検討を行う。本推定法では、コヒーレンスを用いることにより1回の動的応答解析のみで構造物に対する最悪地震入力方向を決定することが可能であり、時間、コスト的に有利である。

5.4.2 コヒーレンスに基づく最悪地震入力方向の推定法

岡野は、直交する2方向で同時に観測された鉛直アレイ地震記録のコヒーレンスについて、確率論的考察を加えることにより地盤の強軸、弱軸が推定可能であることを明らか [岡野創, 1998] にしている。ここでは、岡野の方法に従ってコヒーレンスを用いて構造物の強軸および弱軸を推定する手法について述べる。

図-5.4.1 の様に構造物の水平面内で直交する強軸および弱軸があるものと仮定して、それらの軸に一致する座標系を主軸座標系 (x, y) と呼ぶこととする。また、ここでは構造物への入力地震波を入力、それに対する応答を出力と呼ぶ。強軸もしくは弱軸に沿って入力があった場合はその方向にのみ応答することを考えると、次の式が成り立つ。

$$\begin{aligned} f_{Ox}(t) &= \int_{-\infty}^t h_x(\eta) f_{Ix}(t-\eta) d\eta \\ f_{Oy}(t) &= \int_{-\infty}^t h_y(\eta) f_{Iy}(t-\eta) d\eta \end{aligned} \quad (5.4.1)$$

ここで、 $f_{Ix}(t)$ 、 $f_{Ox}(t)$ は x 軸方向の入力、出力の時系列、 $h_x(\eta)$ は構造物の x 軸方向のインパルス応答である。また、 y の添え字は y 軸方向を示す。

次に、図-5.4.2 に示すように強軸、弱軸と一致した主軸座標系 (x, y) から時計回りの方向に θ 回転した観測座標系 (x', y') を考えるとその座標系での時刻歴波形 $f_{x'}(t)$ 、 $f_{y'}(t)$ は式 (5.4.2) で変換される。

$$\begin{bmatrix} f_{x'}(t) \\ f_{y'}(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos\theta & \sin\theta \\ -\sin\theta & \cos\theta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} f_x(t) \\ f_y(t) \end{bmatrix} \quad (5.4.2)$$

式(5.4.1)、(5.4.2)を用いて、 x' 軸方向の入出力の相互相関関数 $R_{Ix'Ox'}(\tau)$ は次式のようになる。

$$R_{Ix'Ox'}(\tau) = E[f_{Ix'}(t) f_{Ox'}(t+\tau)]$$

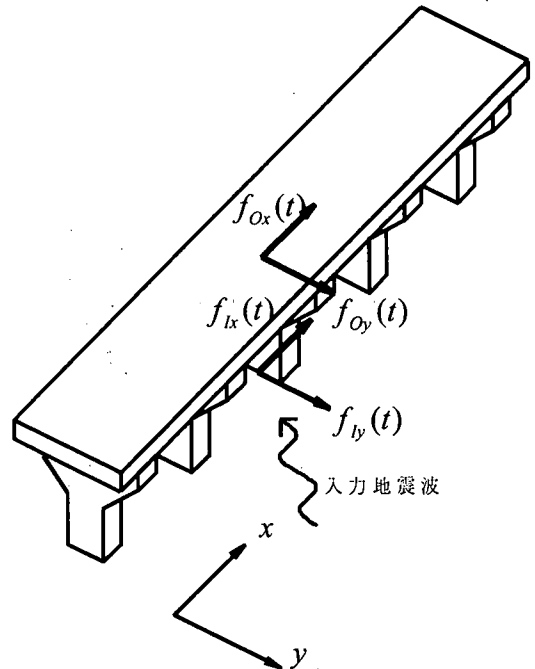


図-5.4.1 地震波と応答の入出力関係

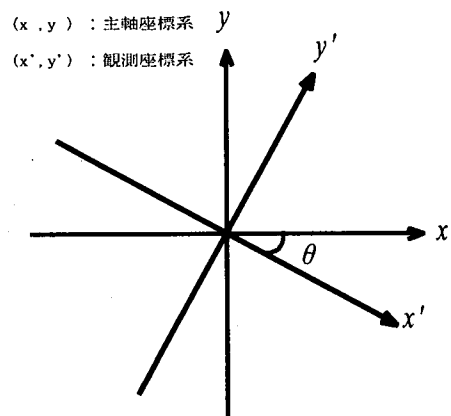


図-5.4.2 観測座標系

$$R_{lx'ox'}(\tau) = \cos^2 \theta \int_{-\infty}^{\infty} h_x(\eta) E[f_{lx}(t) f_{lx}(t+\tau-\eta)] d\eta + \sin^2 \theta \int_{-\infty}^{\infty} h_y(\eta) E[f_{ly}(t) f_{ly}(t+\tau-\eta)] d\eta \\ + \cos \theta \sin \theta \left\{ \int_{-\infty}^{\infty} h_y(\eta) E[f_{lx}(t) f_{ly}(t+\tau-\eta)] d\eta + \int_{-\infty}^{\infty} h_x(\eta) E[f_{ly}(t) f_{lx}(t+\tau-\eta)] d\eta \right\} \quad (5.4.3)$$

ここで、 $E[\cdot]$ はアンサンブル平均を示す。さらに、式 (5.4.3) の両辺をフーリエ変換することにより、 x' 軸方向の入出力のクロススペクトル $S_{lx'ox'}(\omega)$ が次式のようになる。

$$S_{lx'ox'}(\omega) = H_x(\omega) [\cos^2 \theta S_{lx'lx'}(\omega) - \cos \theta \sin \theta S_{lx'ly'}(\omega)] \\ + H_y(\omega) [\sin^2 \theta S_{lx'lx'}(\omega) + \cos \theta \sin \theta S_{lx'ly'}(\omega)] \quad (5.4.4)$$

ここに、 ω は角周波数、 $S_{lx'lx'}(\omega)$ は x' 軸方向の入力のパワースペクトル、 $S_{lx'ly'}(\omega)$ は x' 軸方向および y' 軸方向の入力のクロススペクトル、 $H_x(\omega)$ 、 $H_y(\omega)$ は $h_x(t)$ 、 $h_y(t)$ をフーリエ変換したもので x 軸方向の伝達関数を示す。また、式 (5.4.1) (5.4.2) を用いて x' 軸方向の出力の自己相関関数 $R_{ox'ox'}(\tau)$ は次のように書ける。

$$R_{ox'ox'}(\tau) = E[f_{ox'}(t) f_{ox'}(t+\tau)] \\ = \cos^2 \theta \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} h_x(\eta) h_x(\zeta) E[f_{lx}(t-\eta) f_{lx}(t+\tau-\zeta)] d\eta d\zeta \\ + \sin^2 \theta \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} h_y(\eta) h_y(\zeta) E[f_{ly}(t-\eta) f_{ly}(t+\tau-\zeta)] d\eta d\zeta \\ + \cos \theta \sin \theta \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} h_x(\eta) h_y(\zeta) E[f_{lx}(t-\eta) f_{ly}(t+\tau-\zeta)] d\eta d\zeta \\ + \cos \theta \sin \theta \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} h_y(\eta) h_x(\zeta) E[f_{ly}(t-\eta) f_{lx}(t+\tau-\zeta)] d\eta d\zeta \quad (5.4.5)$$

式 (5.4.5) の両辺をフーリエ変換することにより、 x' 軸方向の出力のパワースペクトル $S_{ox'ox'}(\omega)$ が、次のように表せる

$$S_{ox'ox'}(\omega) = H_x(\omega) H_x^*(\omega) [S_{lx'lx'}(\omega) \cos^4 \theta + S_{ly'ly'}(\omega) \sin^2 \theta \cos^2 \theta - \{S_{lx'ly'}(\omega) + S_{ly'lx'}(\omega)\} \sin \theta \cos^3 \theta] \\ + H_y^*(\omega) H_y(\omega) [S_{lx'lx'}(\omega) \sin^4 \theta + S_{ly'ly'}(\omega) \sin^2 \theta \cos^2 \theta + \{S_{lx'ly'}(\omega) + S_{ly'lx'}(\omega)\} \sin^3 \theta \cos \theta] \\ + H_x^*(\omega) H_y(\omega) [\{S_{lx'lx'}(\omega) - S_{ly'ly'}(\omega)\} \sin^2 \theta \cos^2 \theta + S_{lx'ly'}(\omega) \sin \theta \cos^3 \theta - S_{ly'lx'}(\omega) \sin^3 \theta \cos \theta] \\ + H_y^*(\omega) H_x(\omega) [\{S_{lx'lx'}(\omega) - S_{ly'ly'}(\omega)\} \sin^2 \theta \cos^2 \theta - S_{lx'ly'}(\omega) \sin^3 \theta \cos \theta + S_{ly'lx'}(\omega) \sin \theta \cos^3 \theta] \quad (5.4.6)$$

ここで、 $H_x^*(\omega)$ 、 $H_y^*(\omega)$ は $H_x(\omega)$ 、 $H_y(\omega)$ の複素共役である。さて、 x' 軸方向の入出力のコヒーレンス $coh_{lx'ox'}^2(\omega)$ は式 (5.4.7) で定義される。

$$coh_{lx'ox'}^2(\omega) = \frac{|S_{lx'ox'}(\omega)|^2}{S_{lx'lx'}(\omega) S_{ox'ox'}(\omega)} = \frac{S_{lx'ox'}^*(\omega) S_{lx'ox'}(\omega)}{S_{lx'lx'}(\omega) S_{ox'ox'}(\omega)} \quad (5.4.7)$$

コヒーレンスは 0~1 の値を持つ 2 つの波の相関性を示す指標であり、式 (5.4.7) を見てわかる

ように、入力された時刻歴波形がそのまま、出力されると分子のクロススペクトル及び分母の出力のパワースペクトルは入力のパワースペクトルと等しくなり、コヒーレンスは1となる。また、入力された波形と出力に全く相関がない場合、分子の入出力のクロススペクトルは0となりコヒーレンスは0となる性質を持っている。ここで、式(5.4.7)は式(5.4.4)、(5.4.6)を用いて次式のように展開される。

$$\begin{aligned} coh_{lx'ox'}^2(\omega) &= \frac{1}{S_{ox'ox'}(\omega)} \left\{ [H_x^*(\omega)H_x(\omega) - H_x^*(\omega)H_y(\omega) - H_y^*(\omega)H_x(\omega) + H_y^*(\omega)H_y(\omega)] \right. \\ &\quad \left. \times S_{lx'ly'}^*(\omega)S_{lx'ly'}(\omega)S_{lx'ly'}^{-1}(\omega)\sin^2\theta\cos^2\theta + A(\omega) \right\} \\ &= \frac{\left[\frac{1}{8} \{H_x(\omega) - H_y(\omega)\}^* \{H_x(\omega) - H_y(\omega)\} (1 - \cos 4\theta) coh_{lx'ly'}^2(\omega) S_{ly'ly'}(\omega) + A(\omega) \right]}{\left[\frac{1}{8} \{H_x(\omega) - H_y(\omega)\}^* \{H_x(\omega) - H_y(\omega)\} (1 - \cos 4\theta) S_{ly'ly'}(\omega) + A(\omega) \right]} \end{aligned} \quad (5.4.8)$$

ここに、 $coh_{lx'ly'}^2(\omega)$ は x' 、 y' 軸方向の入力どうしのコヒーレンスであり、 $A(\omega)$ は次式のようになる。

$$\begin{aligned} A(\omega) &= H_x^*(\omega)H_x(\omega) [S_{lx'lx'}(\omega)\cos^4\theta - \{S_{lx'ly'}(\omega) + S_{ly'lx'}(\omega)\}\sin\theta\cos^3\theta] \\ &\quad + H_x^*(\omega)H_y(\omega) [S_{lx'lx'}(\omega)\sin^2\theta\cos^2\theta + S_{lx'ly'}(\omega)\sin\theta\cos^3\theta - S_{ly'lx'}(\omega)\sin^3\theta\cos\theta] \\ &\quad + H_y^*(\omega)H_x(\omega) [S_{lx'lx'}(\omega)\sin^2\theta\cos^2\theta - S_{lx'ly'}(\omega)\sin^3\theta\cos\theta + S_{ly'lx'}(\omega)\sin\theta\cos^3\theta] \\ &\quad + H_y^*(\omega)H_y(\omega) [S_{lx'lx'}(\omega)\sin^4\theta + \{S_{lx'ly'}(\omega) + S_{ly'lx'}(\omega)\}\sin^3\theta\cos\theta] \end{aligned}$$

式(5.4.8)において、入力2方向のコヒーレンス $coh_{lx'ly'}^2(\omega)$ は、実際には座標系の回転に対し一定にはならないが、 $(1 - \cos 4\theta)$ が $[0, 2]$ を周期的に変動するのに比べれば $coh_{lx'ly'}^2(\omega)$ の変化は小さく、相対的に一定と仮定することができる。さらに、

$$\begin{aligned} \{H_x(\omega) - H_y(\omega)\}^* \{H_x(\omega) - H_y(\omega)\} &\geq 0 \\ 0 \leq coh_{lx'ly'}^2(\omega) &\leq 1 \end{aligned}$$

は自明であるので、式(5.4.8)より $\theta = 0, \pi/2$ の時に、入出力のコヒーレンス $coh_{lx'ox'}^2(\omega)$ は極大値をとることが分かる。つまり、観測座標系の x' 軸が弱軸あるいは強軸に一致するときコヒーレンスは極大値をとることになり、入出力のコヒーレンスの変化を指標として、構造物に対する最悪地震入力方向を定めることが可能である。

5.4.3 直線橋を用いた提案法の精度評価

曲線橋に対する検討の前に、まず強軸、弱軸が自明である直線橋について従来法と提案法との比較を行った。

(1) 直線橋モデル

比較に用いる直線橋は、図-5.4.3に示すように連続する2径間高架橋の一部を3区間分取り出し、中間の1区間分の挙動に着目することとした。また、橋脚については脚自身の卓越方向を

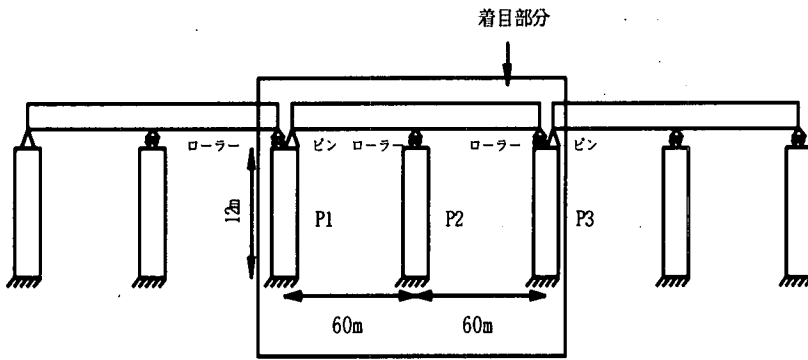


図-5.4.3 対象とする直線橋モデル

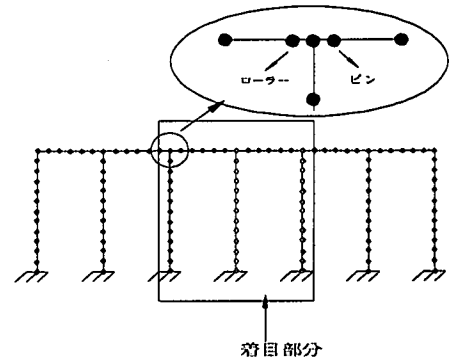


図-5.4.4 要素分割

表-5.4.1 直線橋の諸元

	断面積(m ²)	断面2次モーメント(m ⁴)		弾性係数(tf/m ²)	質量
		面内	面外		
主桁	0.295	0.2400	1.9500	2.10×10^7	3.516(t/m) (分布質量)
橋脚	0.275	0.0313	0.0313	2.10×10^7	21.096(t) (天端での集中質量)

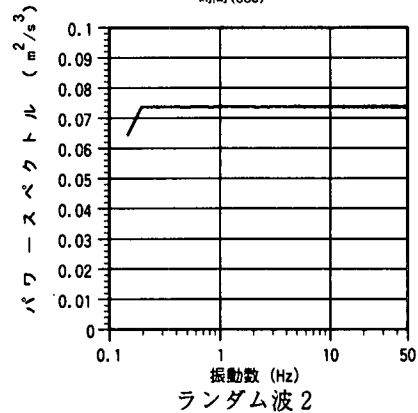
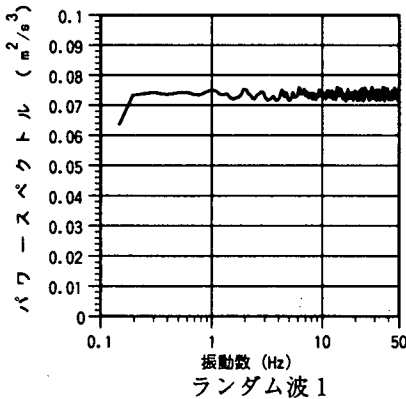
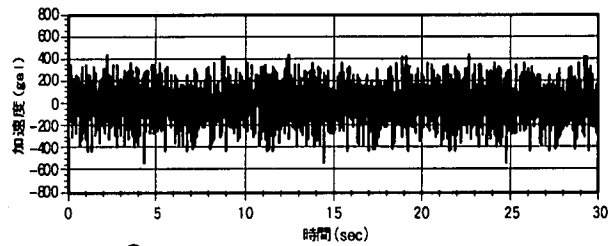
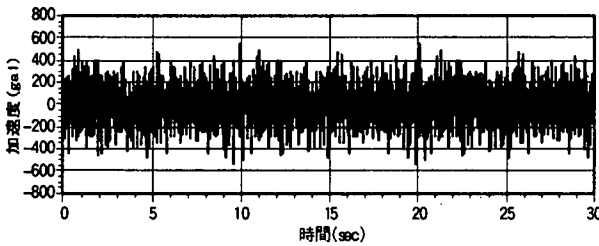


図-5.4.5 入力に用いた時系列波形及びパワースペクトル

なくすため円形断面とし、橋軸方向の固有周期が1秒程度となるように断面剛性、質量等を表-5.4.1に示すように決定した。橋脚の支承条件はP1、P3橋脚でピン+ローラー支承、P2橋脚でローラー支承となっている。桁の支間長は60m、橋脚全高は12mである。動的応答計算に用いた解析モデルを図-5.4.4に示す。橋脚は1m、桁に関しては6mおきにはり要素で分割を行った。支承については拡大図のように設定し、脚の天端近傍の左右に支承を設定した。減衰は2%とし、部材の塑性化は考慮していない。また、橋脚の基礎は十分に剛とみなし基部を固定とした。

(2) 入力地震波

本節では構造物の地震応答に入力地震波の周期特性などが影響をおよぼさないように、特定の振動数成分を特に多く含んでいるようなことがないホワイトノイズを動的応答解析の入力加速度として用いた。用いたランダム波とそのパワースペクトルを図-5.4.5に示す。図を見てわかるように、これら2つの波のパワースペクトルは振動数によらずほぼ同じ値を示しており、ホワイトノイズであることが確認できる。

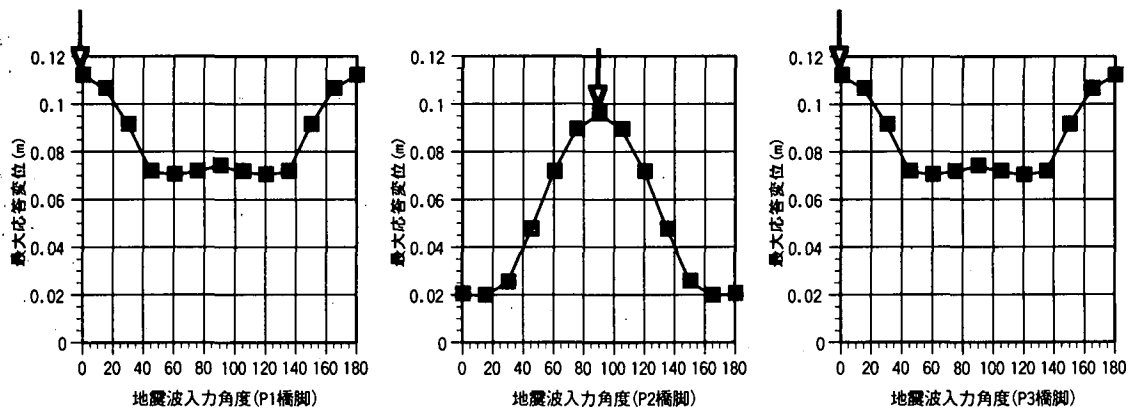


図-5.4.6 直線橋の各橋脚における最大応答変位

(3) 従来の方法による最悪地震入力方向の算定

まず従来の方法に従って直線橋モデルに対してランダム波 1 を作用させ最悪地震入力方向を算定した。ランダム波 1 の入力方向は地震応答の傾向が十分にあらわれるように 0° から 180° まで 15° おきに変化させた合計 13 ケースを考える。ここで、 0° は橋軸方向、 90° は橋軸直角方向への入力である。各ケースで動的応答解析を実施し、地震波の継続時間中における地震波の入力方向に生じる橋脚天端での最大応答変位を求めた。

入力角度と最大応答変位をプロットしたのが図-5.4.6 である。図中に各橋脚での最大応答変位を示す入力角度を矢印で示す。図-5.4.6 から P1, P3 橋脚については入力角度が橋軸方向である 0° 方向で最大値を示し最悪入力方向であることが分かる。これは図-5.4.3 の中間の桁について着目して考えると橋軸方向に地震入力があるとき、P2, P3 橋脚がローラー支承のため P1 橋脚に桁からの力が集中するのに対し、橋軸直角方向からの入力に対しては桁からの力が P1, P2, P3 橋脚で受け持つためである。また、最悪入力方向での最大応答変位を比較すると P2 橋脚に比べて P1, P3 橋脚の方が大きくなっているのもこのためである。P2 橋脚の最悪入力方向については P1, P3 橋脚とは逆に 90° 方向となっている。これは、P2 橋脚がローラー支承のため橋軸方向の振動に対しては桁が滑り、桁からの力が伝達されず、逆に橋軸直角方向に対しては桁からの力が伝達されるためである。この様に同一の桁を支える橋脚であっても支承条件や構造形式によって最悪地震入力方向は異なってくる。

(4) コヒーレンスによる最悪地震入力方向の推定

直線橋について提案した方法による最悪地震入力方向の推定を行い 5.4.3(3) で求めた従来法での結果とを比較して提案法の精度及び妥当性を検討する。コヒーレンスを算定するにあたってはまず、ランダム波 1 およびランダム波 2 を入力加速度として用い、これらを直交する 2 方向から同時入力する動的応答解析を行って橋脚天端での応答加速度あらかじめ求めておく。このときの加速度入力を行った 2 方向を入力座標系の X 軸、 Y 軸とする。次に、入力座標系 (X, Y) から θ 回転した(これを観測角度とする)観測座標系 (x', y') をとり、 x' 軸方向の入力加速度をランダム波 1, およびランダム波 2 から合成する。また、 x' 軸方向の橋脚の天端での絶対応答加速度についても同時に X 軸、 Y 軸方向の応答計算結果から合成する。この x' 軸方向の入力加速度を入力、絶対応答加速度を出力として式(5.4.7)に基づきコヒーレンスの計算を行った。図-5.4.7, 図-5.4.8 に直線橋の P1 橋脚に対する 0° 方向のコヒーレンス及びパワースペクトルを示す。図より、振動数によってコヒーレンスはかなりばらつきを示している。このため全振動数でコヒーレンスの平均をとってそれを x' 軸方向での代表値とすると不要な値を多く含んでしまい、その入力角度での特徴や傾向をつかむことが困難である。そこで岡野は[岡野創, 1998], 地盤の最悪地震入力方向を求める場合、主要な地盤の共振振動数が含まれる $0.3\text{Hz} \sim 10.0\text{Hz}$ でコヒーレンスの平均を求めている。本節では、構造物を対象としているために構造物の一般的な固有振動数として $0.25\text{Hz} \sim 2\text{Hz}$

の範囲で平均をとることとした。

観測座標系の回転角度とコヒーレンスの関係の結果を図-5.4.9に示す。矢印で示される従来の方法から算定された最悪地震入力方向と照らし合わせるとP1, P3橋脚に対してはちょうど最悪入力方向で極大値を示しているが、P2橋脚では最悪入力方向である90°の両側2ヶ所で極大値となっており推定が難しい。また、全体にコヒーレンスの変動が小さい結果となった。この原因として、図-5.4.8に示されるように、コヒーレンスの分母である出力のパワースペクトルが卓越振動数以外ではほぼ0に近い値となっていることが挙げられる。本来、構造物は地盤と比較して応答の卓越する周波数帯が狭いため、卓越振動数付近以外の広い範囲でコヒーレンスの平均をとると、意味のない値まで含まれ構造物の方向特性が見えにくくなると推測できる。

そこで、パワースペクトルのピーク値を与える振動数から±0.5オクターブの幅(例えば、図-5.4.7の網掛けしている範囲)でコヒーレンスの平均をとり、それをその角度の代表値とする方法について検討した。この方法によると0.25Hz~2Hzの範囲で平均をとる方法と違い、パワースペクトルのピーク値を与える振動数が多少変化しても、パワースペクトルが0に近い値となる振動数範囲を含むことなくコヒーレンスの平均を求めることができ、構造物の方向特性がより明確になると思われる。

図-5.4.10にこの計算法で算出した結果を示す。3本の

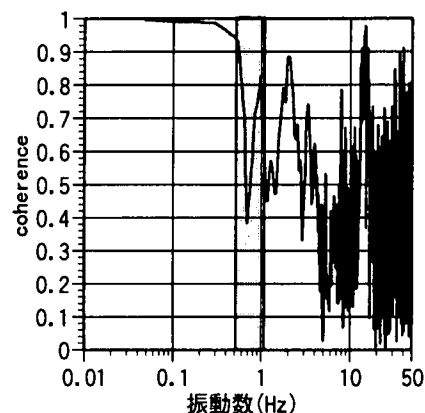


図-5.4.7 コヒーレンス (P1橋脚, 0° 方向)

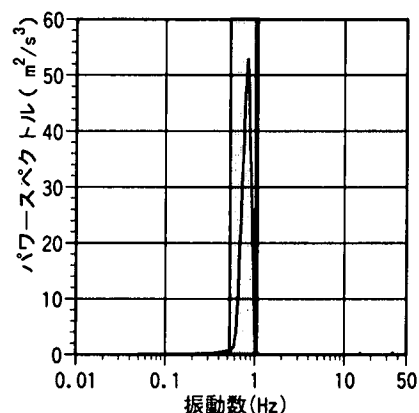


図-5.4.8 出力のパワースペクトル (P1橋脚, 0° 方向)

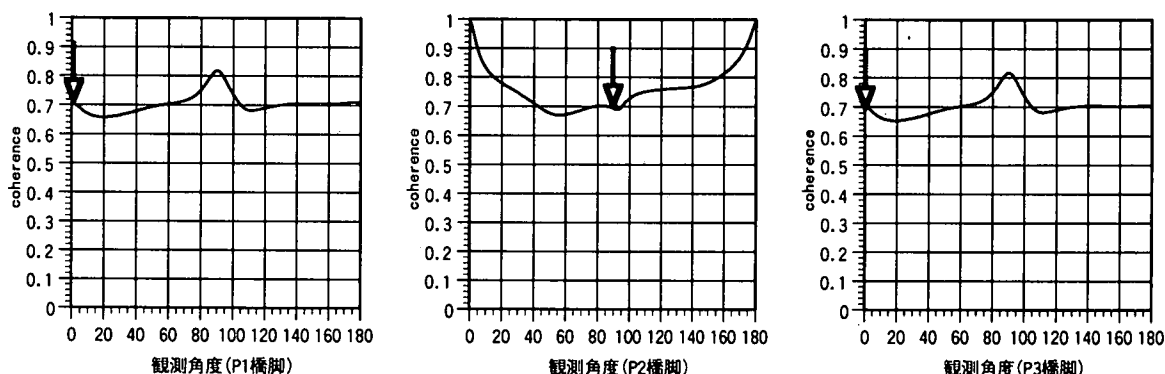


図-5.4.9 直線橋に対するコヒーレンス (0.25Hz~2Hzの範囲での平均)

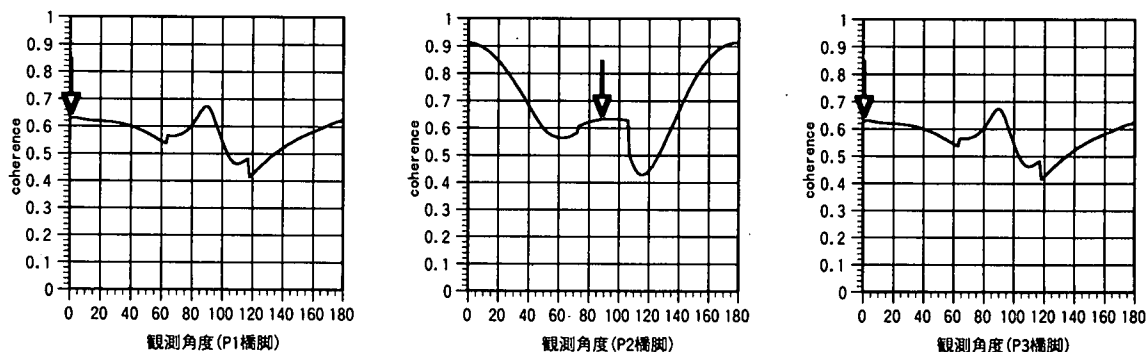


図-5.4.10 直線橋に対するコヒーレンス (卓越振動数付近のコヒーレンス)

橋脚すべてについて従来の方法による最悪地震入力方向を示す矢印の方向で極大値をとっていることが分かる。このことより、出力のパワースペクトルがピーク値となる振動数周辺でコヒーレンスの平均を求めると精度良く最悪入力方向を推定できることが分かった。

5.4.4 曲線橋に対する最悪地震入力方向の推定

高速道路のインターチェンジやランプに数多く使用されている曲線橋を対象にし、従来の方法を用いて、桁の曲線形状による最悪地震入力方向の傾向を把握する。次に、コヒーレンスによる推定と従来法で求めた最悪地震入力方向を比較し推定精度の検討を行った。

(1) 曲線橋モデル

曲線橋のモデルは、標準的な形状として図-5.4.11に示すように桁を円弧として考えた。また、それぞれのモデルで円弧の半径は100m、橋脚高さは12mで固定とし、円弧が囲む中心角を45°、90°、180°と変化させている。ここでは、曲線橋の桁の中心角による挙動の違いを検討することを目的としているので、曲線橋の各諸元については表-5.4.11に示すように3個のモデルですべて橋脚断面、桁断面を同一の断面とした。また橋脚は22.5°毎に配置している。支承条件は各モデルP1橋脚のみをピン支承、その他の橋脚はローラー支承とし、多径間連続曲線橋とした。また、ローラー支承の可動方向は桁の部材軸に対して接線方向としている。直線橋のモデルと同様に橋脚基部は固定とし、部材の塑性化は考慮しなかった。

(2) 従来の方法による曲線橋の最悪地震入力方向の算定

曲線橋のモデルについて従来の方法により最悪地震入力方向を算定した。算定した各橋脚に対する地震波入力角度と最大応答変位の関係を曲線橋45°、90°、180°モデルについて、それぞれ図-5.4.12、13、14に示す。また、曲線橋は強い地震動により曲線の法線方向外側に向かって変位する傾向があることが知られている[川神雅秀,1994]ので、比較のため図中に各橋脚における法

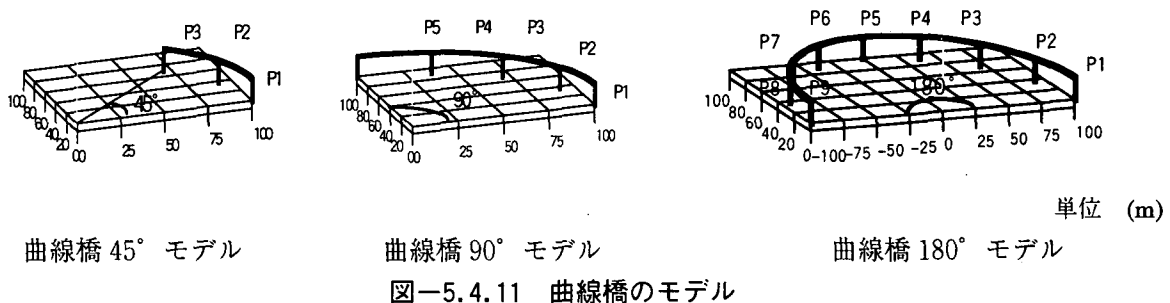


図-5.4.11 曲線橋のモデル

	断面積(m ²)	断面2次モーメント(m ⁴)		弾性係数(tf/m ²)	質量
		面内	面外		
主桁	0.295	0.2400	1.9500	2.10 × 10 ⁷	3.516(t/m) (分布質量)
橋脚	0.275	0.0313	0.0313	2.10 × 10 ⁷	13.807(t) (天端での集中質量)

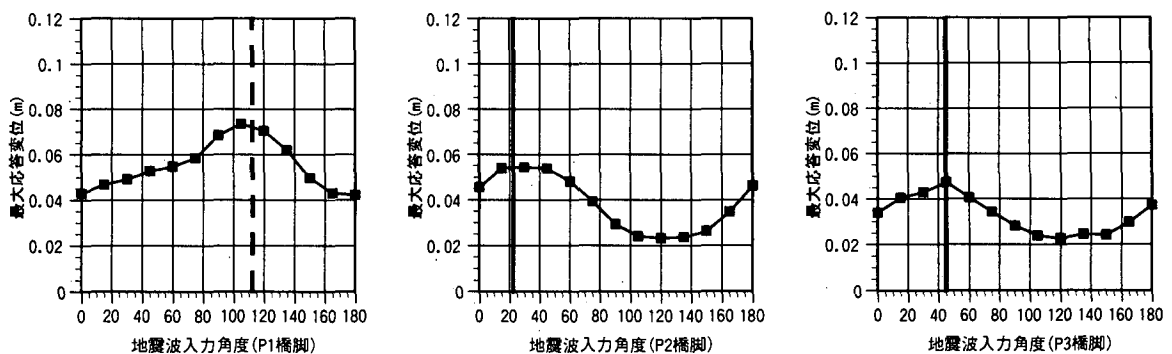


図-5.4.12 最大応答変位(45°モデル)

線方向を太線で示す。

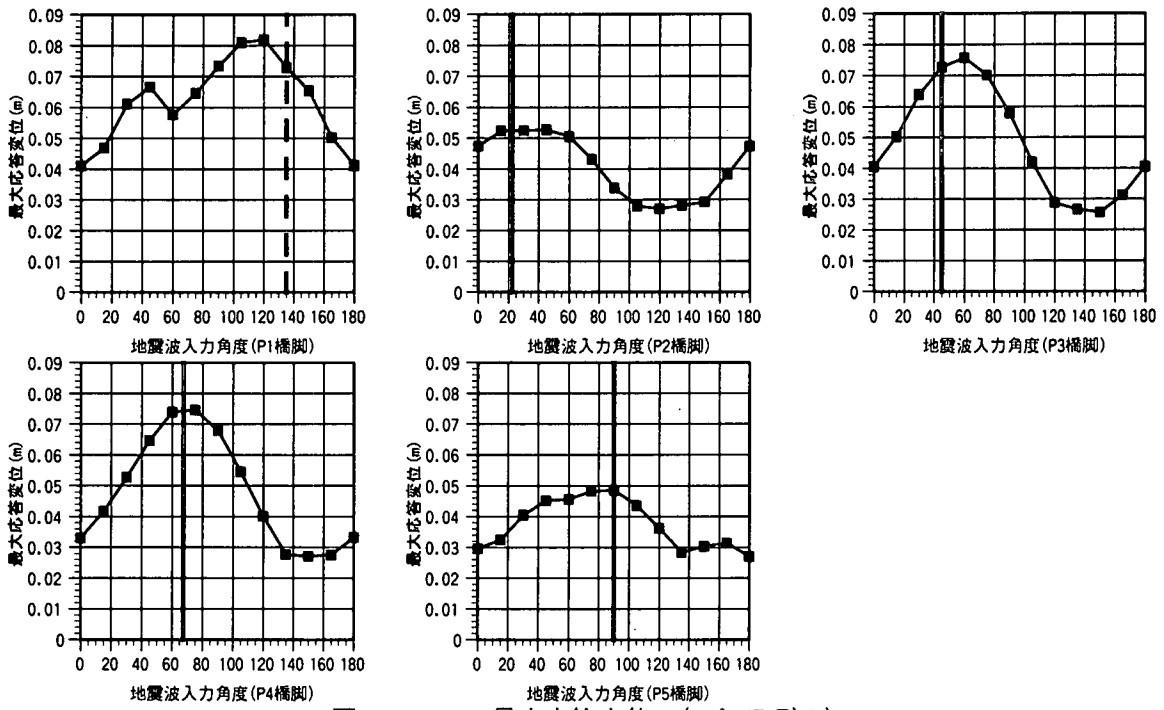


図-5.4.13 最大応答変位 (90°モデル)

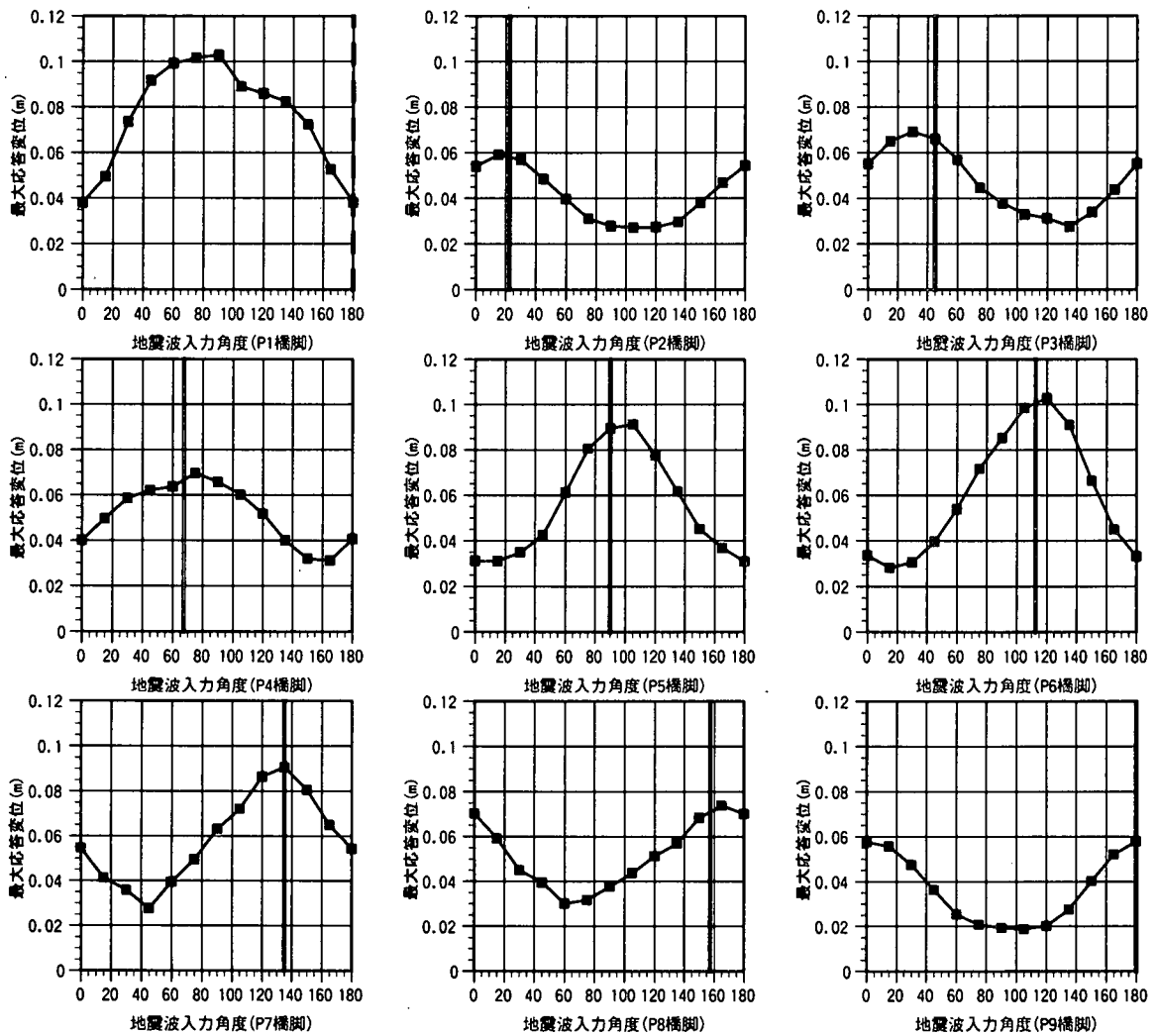
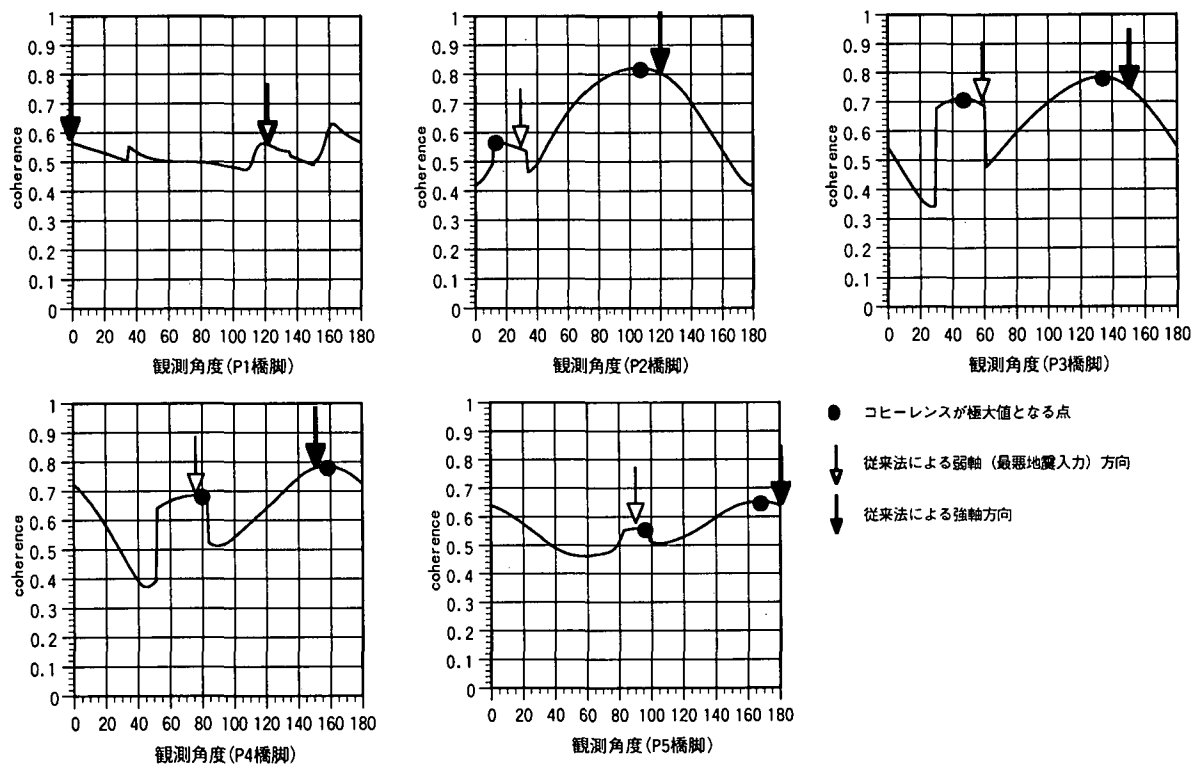
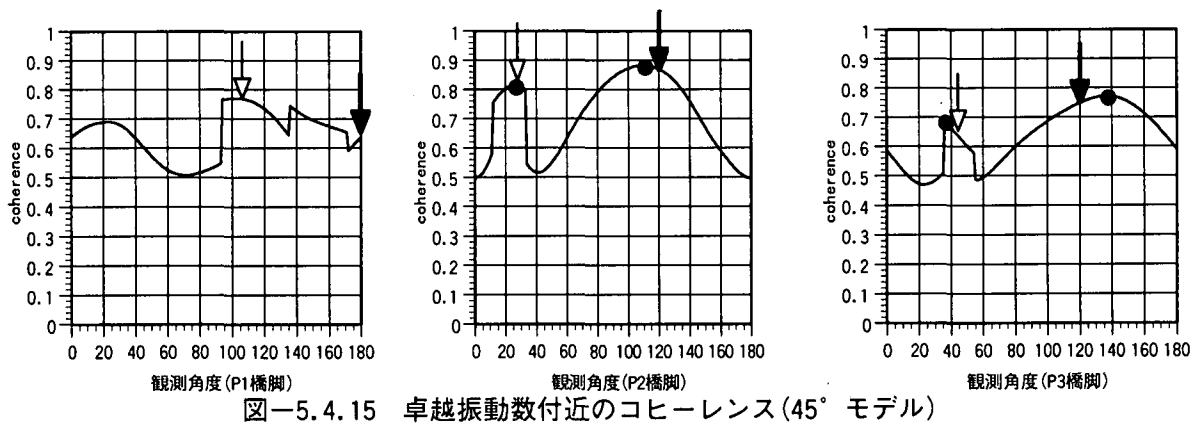


図-5.4.14 最大応答変位 (180°モデル)

ただし、P1 橋脚についてはピン支承となっているため各曲線橋モデルの桁端部を結んだ方向(これを橋軸方向と呼ぶことにする)を点線で示した。各曲線橋モデルの P1 橋脚について着目すると、他の橋脚と比較して最悪入力方向での応答変位が最も大きくなっている。これは P1 橋脚がピン支承のためであり、他のローラー支承を有する橋脚に比較して地震被害を受けやすいことを示している。P2 橋脚以降の橋脚については、桁の法線方向に地震入力があったときに応答変位が最も大きくなっている。これは、ローラー支承が桁に対して接線方向に可動、法線方向に固定という条件になっているためである。P1 橋脚の最悪地震入力方向は桁の中心角が小さい間は橋軸方向とほぼ一致しているが、中心角が大きくなるほど入力角度が小さい方へずれる傾向となっている。これは、直線橋ならば P1 橋脚は橋軸方向が最悪入力方向となるはずであるが、曲線橋であるため桁の接線方向に振動しやすくなるためと考えられる。

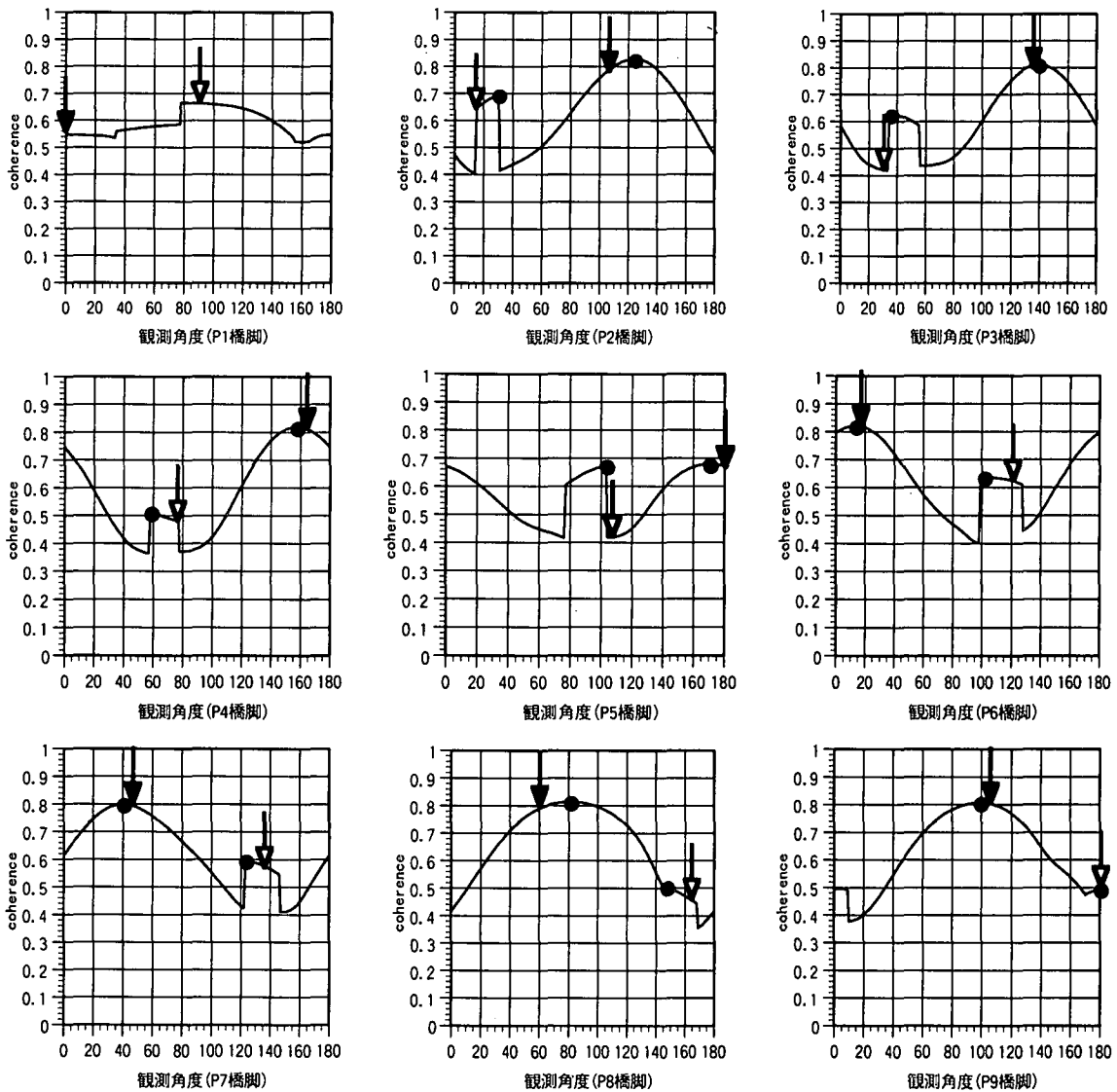
(3) コヒーレンスによる最悪地震入力方向の推定

直線橋の場合と同様に各曲線橋モデルについて直交 2 方向からランダム波 1 及びランダム波 2 を同時に作用させ動的応答解析を行い、橋脚天端での絶対応答加速度を求めてから、各観測角度でのコヒーレンスを求めた。コヒーレンス算定にあたっては、直線橋の検討で推定精度が高かつ

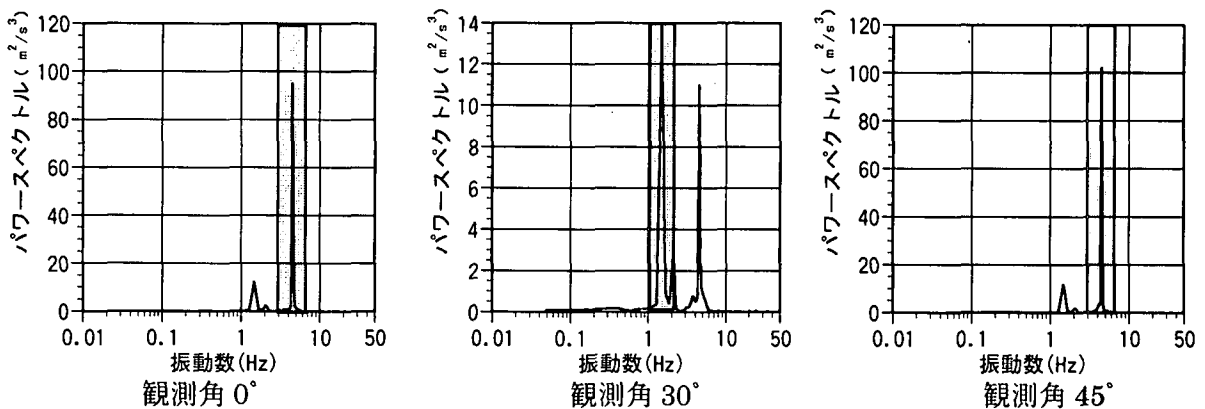


た、パワースペクトルのピーク値を与える振動数の ± 0.5 オクターブの範囲でコヒーレンスの平均をとる方法を採用した。コヒーレンスを求める観測角度は 0° から 180° まで 1° 毎とした。図—5.4.15,16,17 にそれぞれ 45° , 90° , 180° モデルの結果を示す。また、図中に各曲線橋モデルの各橋脚について従来の方法によって求めた最悪地震入力方向、つまり、最大応答変位が生じる地震波の入力角度を矢印で示している。

図—5.4.15-17 より、どの曲線橋モデルにおいても、P1 橋脚を除くと従来の方法で求めた最悪



図—5.4.17 卓越振動数付近のコヒーレンス (180° モデル)



図—5.4.18 着目角度による卓越振動数の変化 (曲線橋 180° モデル P2 橋脚)

地震入力方向とコヒーレンスが極大値となっている角度がほぼ一致している。また、最悪地震入力方向を示している付近の入力角度でコヒーレンスが不連続になっているが、これは、図-5.4.18に示すように、パワースペクトルのピークを与える振動数が大きく変化しており、コヒーレンスの平均する範囲が変わるためである。曲線橋 45°、90°、180° モデルのいずれの P1 橋脚についても、コヒーレンスの変化が変則的で最悪地震入力方向の推定ができない。ここで、180° モデル P1、P5、P9 橋脚の各観測角度方向での応答加速度の最大値をプロットしたものを図-5.4.19 に示す。P5、P9 橋脚に対して P1 橋脚は観測方向を変えても最大加速度がほとんど変化していない。これより、本推定法ではコヒーレンスの算出に加速度を用いているため観測方向で加速度の変化が小さい場合、異方性の検出はできないことが分かる。

コヒーレンスによる推定法が従来の方法と比較してどの程度の誤差が生じるのかを検討した。これらの結果を表-5.4.3 に示す。ただし、最悪地震入力方向が明確に求まらなかった P1 橋脚についての検討は行っていない。表を見ると、従来法による最悪地震入力方向とコヒーレンスによる最悪地震入力方向との誤差の最大値は、曲線橋 45° モデルでは 9°、90° モデルでは 18°、180° モデルでは 19° である。これらより、コヒーレンスによる最悪地震入力方向の推定は最大で 20° 程度の誤差が生じることが分かる。各橋脚における誤差の平均をとると、橋脚全体としては 10° 程度であり、従来の方が 15° 毎に動的応答計算を行っていることを考えると設計上十分な精度で最悪地震入力方向を推定できていると思われる。

5.4.5 まとめ

- 1) コヒーレンスを指標として、最悪地震入力方向が明らかである直線橋について推定を行った結果、出力のパワースペクトルのピーク値±0.5 オクターブの範囲でコヒーレンスの平均をとる

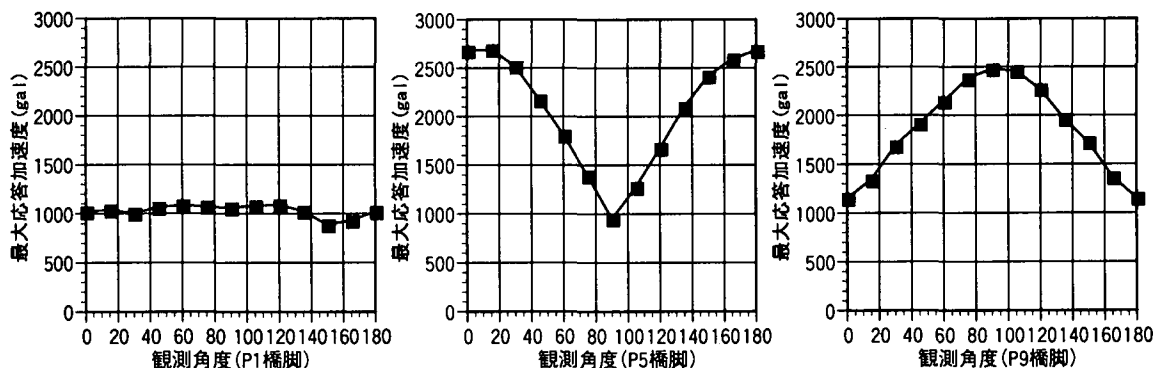


図-5.4.19 最大応答加速度の比較 (曲線橋 180° モデル)

表-5.4.3 従来法と推定法との誤差

曲線橋45° モデル				曲線橋180° モデル			
最悪地震入力方向			誤差	最悪地震入力方向			誤差
	提案法	従来法			提案法	従来法	
P2橋脚	26°	30°	4°	P2橋脚	30°	15°	15°
P3橋脚	36°	45°	9°	P3橋脚	35°	30°	5°
平均	—	—	6.5°	P4橋脚	58°	75°	17°
曲線橋90° モデル				P5橋脚	103°	105°	2°
最悪地震入力方向			誤差	P6橋脚	101°	120°	19°
	提案法	従来法		P7橋脚	123°	135°	12°
P2橋脚	12°	30°	18°	P8橋脚	147°	165°	18°
P3橋脚	46°	60°	14°	P9橋脚	180°	180°	0°
P4橋脚	79°	75°	4°	平均	—	—	11.0°
P5橋脚	95°	90°	5°				
平均	—	—	10.3°				

■ 誤差の最大値

と精度よく推定できることを示した。ただし、コヒーレンスによる推定法では強軸と弱軸の両方向で極大値を示すため、両者の区別はできない。

- 2) 曲線桁の円弧が囲む中心角を 45° 、 90° 、 180° に変化させた3つの曲線橋モデルについて従来の方法で最悪地震入力方向を算定した結果、ピン支承を有する橋脚に最も負担がかかることが分かった。また、ローラー支承を有する橋脚の最悪地震入力方向は直線橋の場合と同様に桁の可動方向から 90° の方向であることが分かった。
- 3) 曲線橋に対してもコヒーレンスによる最悪地震入力方向の推定法が、最大でも $\pm 20^\circ$ の誤差で推定可能であることを示した。また、観測角度による応答加速度の変化が小さい場合は推定が困難であることが分かった。

参考文献

- [岡野創,1998]岡野創：確率変数を含む地盤および地盤-構造物系の地震応答量の評価に関する研究，神戸大学学位論文，pp.17-32,1998.3.
- [川神雅秀,1994]川神雅秀・崎山毅・松田浩・岡林隆敏・森田千尋：曲線桁橋における水平地震入射角と支承部の動的応答特性，構造工学論文集vol.40A.pp.759-770,1994.3.
- [中島章典,1997]中島章典・庄司泰啓・安波博道・小野寺理：簡易モデルを用いた多径間高架橋システムの大地震時応答解析，鋼構造年次論文報告集第5巻，pp.313-320,1997.11.
- [大町達夫,1994]大町達夫：1994年ノースリッジ地震をどう見るか，土木学会論文集No.492/VI-23.pp.1-12,1994.

5.5 曲線橋（４）－負反力に関する検討－

5.5.1 はじめに

耐震検討において曲線橋はその地震時の挙動が複雑なので複数の水平力の載荷方向について検討する必要がある。本研究では材料非線型を考慮した静的、動的解析を行い、載荷（入力波）方向毎で沓の負反力を検討する。

検討に当たり、下部工は二軸曲げと軸力変動を考慮できるファイバー要素でモデル化する。上部工についても激震時には塑性化の可能性があるので主桁及び床版等をファイバー要素でモデル化し非線形部材として扱う。また上部工のねじり剛性は沓反力に大きな影響を与えると考えられるので、コンクリート床版の剛性を評価するために上部工を合成桁として扱うことにする。

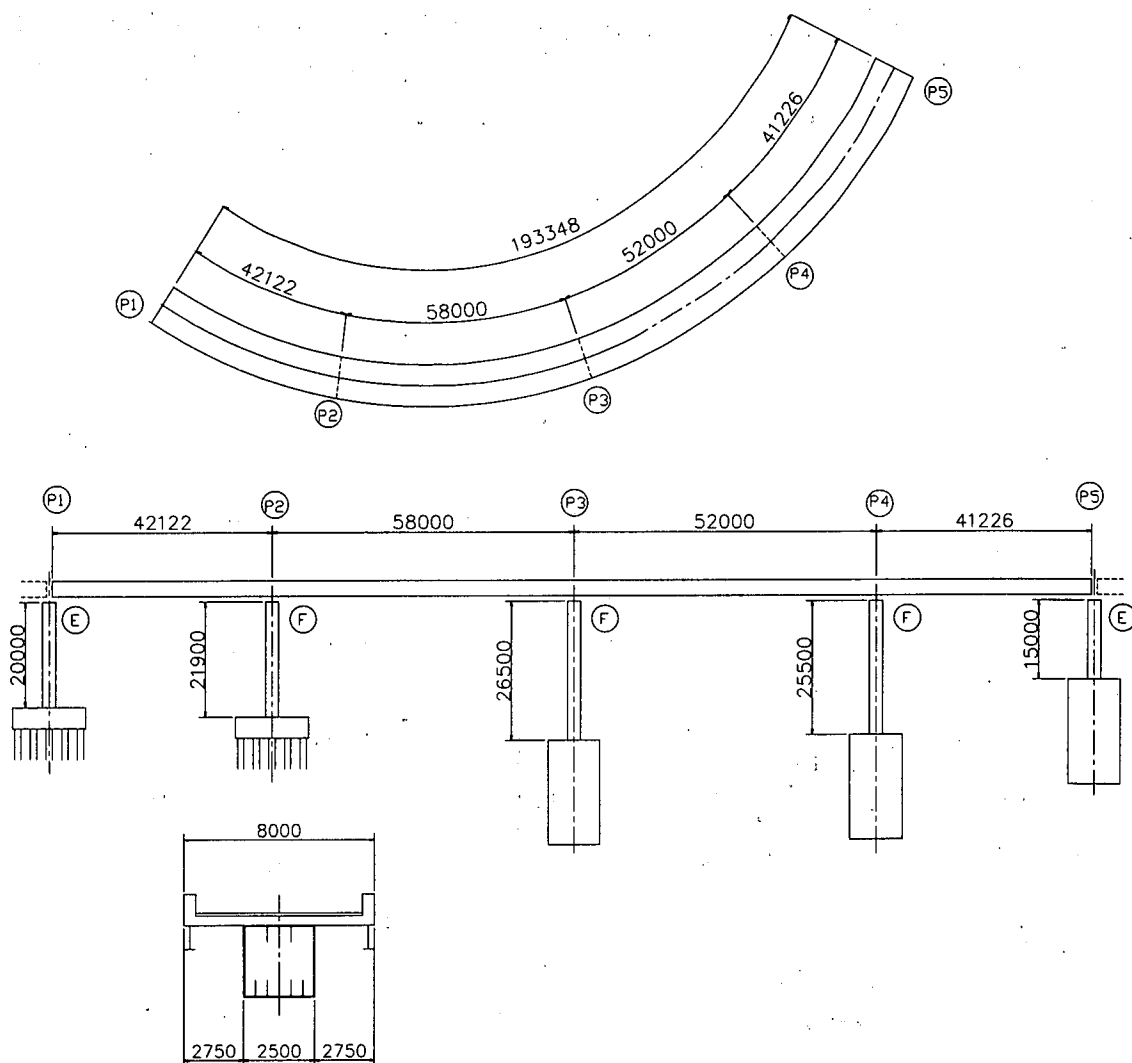


図-5.5.1 対象橋梁

5.5.2 解析条件

(1) 解析モデル

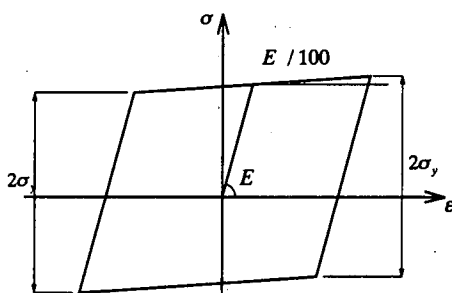
解析モデルとしては図-5.5.1のように下部工は部分的にコンクリートを充填した鋼円柱脚、上部工が鋼4径間連続箱桁で曲率半径は90~600mになる。材料としてコンクリート強度が上部工床版部で240kgf/cm²、充填コンクリートで210kgf/cm²を用い鋼種は箱桁、鋼製脚ともにSM490Yである。拘束条件については端支点的自由杓はピンローラー結合、中間支点的固定杓はピン結合とする。地盤についてはI種地盤であり基礎と地盤の関係は完全拘束でモデル化する。また隣接桁の影響をみるために端支点的P1,P5脚で隣接桁反力分の荷重を脚天端に集中質量として定義する。

(2) 材料構成則

上部工及び鋼製脚はファイバー要素でモデル化するのでその非線形特性は図-5.5.2のように鋼とコンクリートの材料構成則で表現される。本解析では鋼材についてバイリニア移動硬化則とし、降伏剛性はひずみ硬化などを評価してE/100とする。鋼非線形特性については繰り返し载荷に対して精度の良い多曲面モデルなどが研究されているが、ここでは解析の着目点が杓反力であることと実務でよく使用されることから単純なバイリニア履歴を採用している。コンクリートについては文献〔鋼構造新技術委員会、1996〕で提案されている材料構成則を採用する。なお除荷と再荷時剛性は初期剛性で行い、充填コンクリートの圧縮破壊ひずみは2.5%とする。

(3) 各要素の定義

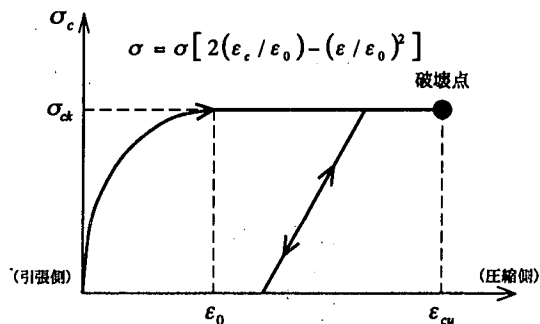
各部のモデル化は図-5.5.3、図-5.5.4のように行う。鋼製断面のセル分割は地震時の応答振動の方向が複雑だと予想されるため円周方向に20分割以上と細分化し板厚方向にも2分割とする。充填コンクリートは外縁側が重要になるので細分化し内側に行くにつれ大まかなセル分割とした。上部工のセル分割は床版、箱桁と補剛材、縦桁から構成され各部とも板厚方向に2分割、幅方向には補剛材などは2分割、箱桁、床版は5分割とし全体では100個程度のセル分割になる。要素分割は下部工で脚基部と中空鋼断面のコンクリート充填部直上位置で細分化し、上部工では各径間での変形を表現するのに10分割程度とした。



$$E = 21000000 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_y = 36000 \text{ tf/m}^2$$

(a) 鋼 : SM490Y



$$\sigma_{ck} = 2100 \text{ tf/m}^2$$

$$\epsilon_0 = 0.0023$$

(b) 充填コンクリート

図-5.5.2 材料構成則

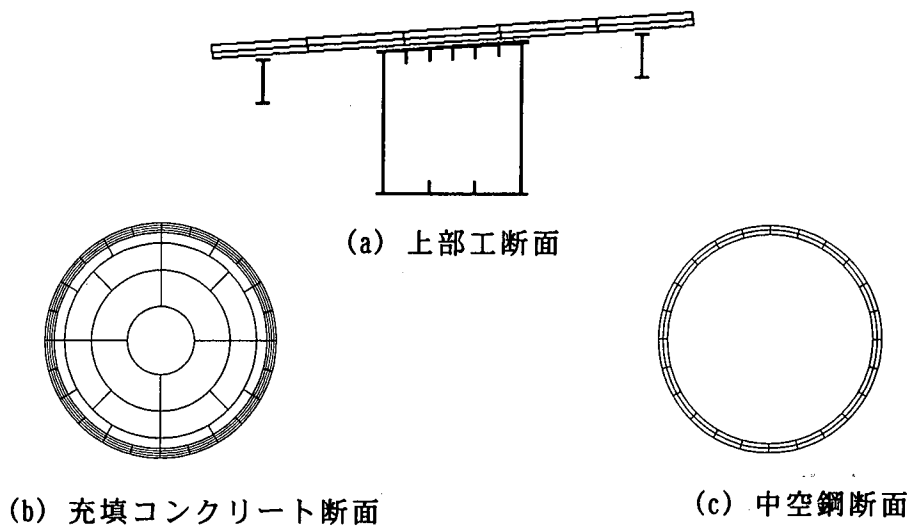


図-5.5.3 断面モデル図

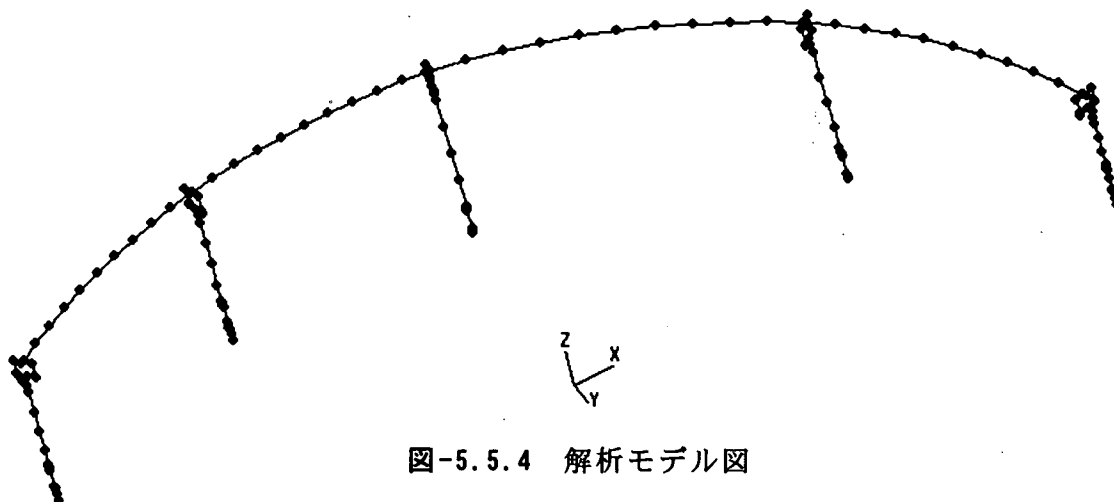


図-5.5.4 解析モデル図

表-5.5.1 構造諸元

	P1	P2	P3	P4	P5
脚高 h_1 (m)	20.0	21.9	26.5	25.5	15.0
コンクリート充填高 h_2 (m)	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0
脚断面径 D (m)	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
板厚 t (mm)	44	44	48	48	44
降伏応力 σ_y (kgf/cm ²)	3600	3600	3600	3600	3600
ヤング率 E (kgf/cm ²)	2100000	2100000	2100000	2100000	2100000
径厚比パラメータ Rt	0.0791	0.0791	0.0723	0.0723	0.0791

設計では鋼円柱断面を脆性的破壊を避ける為、道示V(解10.3.2)に従って $Rt < 0.08$ になるようにしている。これによって本解析では脚の局部座屈は発生しないものとする。

5.5.3 静的弾塑性解析

(1) 解析ケース

図-5.5.5 のように4方向の荷重ケースについて荷重増分法による弾塑性静的解析を行う。解析は死荷重載荷した状態から徐々に水平荷重を増加させるようにし、各ケースで脚基部コンクリートが1脚でも破壊ひずみに達した状態を構造系の終局とみなすことにする。

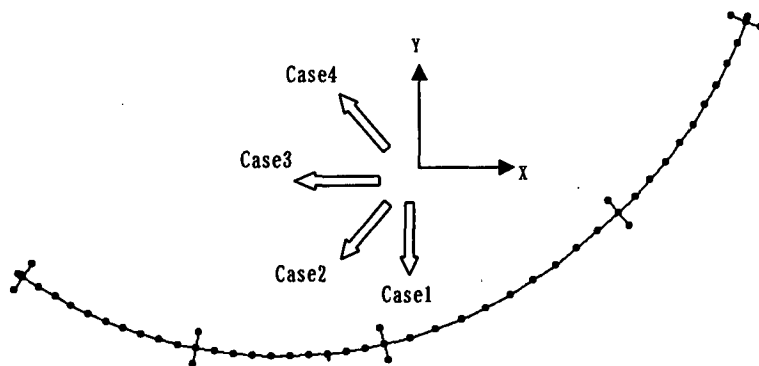


図-5.5.5 荷重載荷方向

(2) 解析結果と考察

静的解析により得られた荷重-変位曲線は図-5.5.6である。case1, case4 がやや高め的设计震度になることを除けばほぼ終局時の水平荷重は大きな差がないことがわかる。終局時の沓反力については表-5.5.2 (a)のとおりである。また死荷重載荷時の沓反力を示した表-5.5.3と比較すると端支点のP1, P2脚では死荷重時鉛直反力は他の脚の半分以下と小さいが終局時鉛直反力では逆に上回っているケースが多い。ここで構造全体に水平力が加えられたときに発生する沓の鉛直力は上部工のねじりモーメントが外沓、内沓に対し一対の偶力に置き換えられたものと考えられる。表-5.5.2 (b)に各脚位置のねじりモーメントを示す。表-5.5.2 (a)と比較するとねじりモーメントの大きい位置の沓は発生する鉛直力も大きい事がわかり、端支点は中間支点と比べて同程度以上のねじりモーメントが発生している。各脚の向き(上部工の軸心方向)と荷重載荷方向の関係で沓の鉛直反力がどの程度変化するかという点について着目するとP1, P5脚では載荷方向が橋軸直角方向では大、橋軸方向では小となりP3脚では逆に橋軸方向では大、橋軸直角方向で小となりP4脚では斜め方向では小、橋軸と橋軸直角方向では同程度になる。これらから個々の脚の向きの影響は大きくないと判断できる。これは上部工に発生するねじりモーメントが曲線橋全体の影響を受けるためだと考えられる。また全体的な傾向として負反力はcase1, case4のように曲線橋の外または内方向の載荷時にそうでない場合と比較して大きく発生していることがわかる。

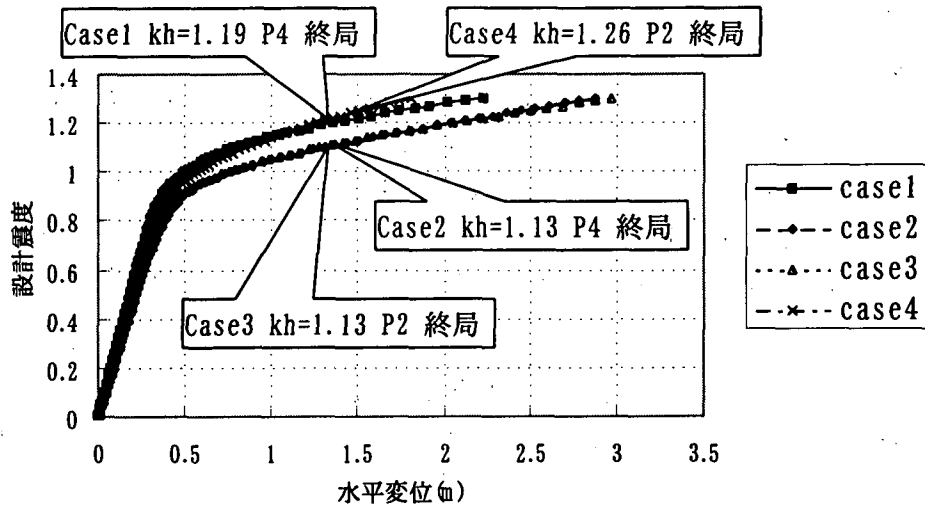


図-5.5.6 設計震度-水平変位曲線

表-5.5.2 静的解析応答断面力

(a) 各脚の沓負反力 (tf)

	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4
P1	-758	-231	-346	-1065
P2	-127	-216	-	-351
P3	-441	-	-399	-811
P4	-569	-279	-	-390
P5	-1345	-1099	-65	-328

(b) 脚位置の上部工ねじりモーメント (tf·m)

	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4
P1	3174	469	2758	5837
P2	3575	3937	583	2949
P3	4798	1882	3106	5053
P4	5747	3332	1594	4474
P5	6121	6087	437	1175

表-5.5.3 死荷重時沓反力

	反力 (tf)
P1外沓	102
P1内沓	56
P2外沓	208
P2内沓	180
P3外沓	245
P3内沓	210
P4外沓	303
P4内沓	252
P5外沓	129
P5内沓	49

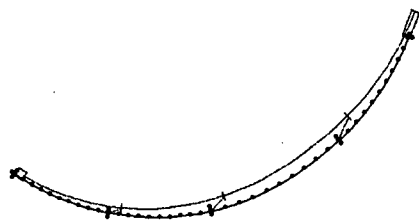
5.5.4 動的解析

(1) 固有値解析

表-5.5.4 に各モードの固有振動数，固有周期，刺激係数を記載した。振動モードとして卓越していると考えられるのは1次と2次または3次までで，4次以下については地震時の挙動としては大きく影響は与えないと判断できる。図-5.5.7 には1~4次までのモード変形図を示す。各モード変形は，1次モードで曲線の内側へ，2次モードで外側に変形し，3次モードはP3脚で外から内へねじれるように変形している。

表-5.5.4 固有振動数

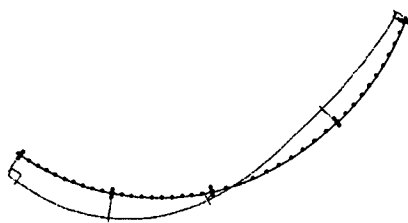
モード	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)	刺激係数		
			X	Y	Z
1	0.731	1.367	6.386	10.316	0.050
2	0.836	1.196	10.218	-8.589	-0.061
3	1.222	0.818	-7.077	-3.610	0.010
4	1.730	0.578	1.412	-2.053	-0.168
5	1.961	0.510	-0.148	0.245	1.212
6	2.095	0.477	3.200	-2.197	-0.030
7	2.458	0.407	3.370	-0.178	-0.476
8	2.559	0.391	1.725	4.560	0.402
9	2.996	0.334	-0.071	0.531	-7.094
10	3.435	0.291	1.201	-0.617	0.706



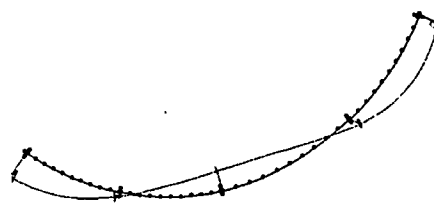
(a) 1次モード



(b) 2次モード



(c) 3次モード



(d) 4次モード

図-5.5.7 モード変形図

(2) 非線形時刻歴応答解析

入力波形にはタイプⅡ，Ⅰ種地盤用の波形として JMA(N-A)を用いる．固有値解析の結果では対象構造の固有周期は0.8~1.4秒であり JMA(N-A)波形の卓越周期は約0.3~0.5秒なのでやや長周期領域での地震時応答を示すことになる．入力波形方向は静的解析と同じく4方向にする．また各入力波形方向の卓越モードは明確には把握できないが表-5.5.4から判断し1，2次モードを考慮したレーリー減衰で十分な評価ができると考えられる．ここで減衰定数は1%とする．

(3) 解析結果と考察

動的解析による基部コンクリートの応答ひずみは表-5.5.5のとおりである．全ケース中の最大値でも0.3%程度となり終局状態(2.5%)まで求めた静的解析よりかなり安全側になっている．これは入力波形の卓越周期と構造系の固有周期の差によるものであると考えられる．表-5.5.6(a),(b)で脚位置の上部工最大ねじりモーメント及び杓の負反力を示すがひずみと同様に小さくなっている．ねじりモーメントは静的解析では最大，最小の差は10倍程度だったものが動的解析では3倍程度になっている．また各 case でのねじりモーメントの分布傾向も異なっているが，この理由としては表-5.5.8の応答加速度から判断して上部工が入力波方向以外にも激しく振動している動的挙動によるものと考えられる．図-5.5.8に各 case で負反力が最大になる杓に着目した時刻歴応答を示す．ほとんどの case で P5 が負反力最大となり，P1, P4 がそれに続いている．特に端支点では死荷重反力が小さいのでそれに対する地震時鉛直反力の振幅が大きくなり，P5 では最大14倍にもなる．逆に中間支点の P3 では死荷重反力と最大反力は同程度になっている．これについては表-5.5.6から脚位置でのねじりモーメント自体は大きな差がないことから判断すると死荷重反力の差によるものと考えられる．

表-5.5.5 動的解析最大圧縮ひずみ

	case1	case2	case3	case4
P1コンクリート基部	-0.00106	-0.00107	-0.00117	-0.00121
P2コンクリート基部	-0.00196	-0.00127	-0.00297	-0.00358
P3コンクリート基部	-0.00173	-0.00111	-0.00142	-0.00231
P4コンクリート基部	-0.00176	-0.00170	-0.00131	-0.00144
P5コンクリート基部	-0.00119	-0.00120	-0.00125	-0.00148
P1中空鋼断面	-0.00128	-0.00126	-0.00156	-0.00149
P2中空鋼断面	-0.00228	-0.00148	-0.00302	-0.00379
P3中空鋼断面	-0.00197	-0.00146	-0.00177	-0.00258
P4中空鋼断面	-0.00217	-0.00207	-0.00153	-0.00172
P5中空鋼断面	-0.00138	-0.00147	-0.00140	-0.00162

表-5.5.6 動解解析応答断面力

(a) 上部工最大ねじりモーメント (tf・m)

	case1	case2	case3	case4
P1	2553	2049	2092	3091
P2	1526	3457	3398	2179
P3	3431	1575	1905	3588
P4	3042	4773	3840	2900
P5	3145	1609	2340	3588

(b) 各脚の沓最大負反力 (tf)

	case1	case2	case3	case4
P1	-475	-280	-307	-585
P2	-49	-352	-340	-152
P3	-197	0	-81	-234
P4	-151	-540	-359	-169
P5	-618	-345	-446	-699

表-5.5.7 上部工最大加速度 (単位:m/s²)

		P1	P2	P3	P4	P5
Case1	XY合成方向最大加速度	14.230	11.870	15.793	12.366	10.829
	(同時刻橋軸方向加速度)	-1.041	-3.240	-2.988	-0.500	4.519
	(同時刻橋軸直角方向加速度)	-14.192	11.419	15.507	12.356	-9.841
	最大加速度(全体X方向)	6.723	6.515	6.461	-8.147	5.533
	最大加速度(全体Y方向)	-14.192	11.419	15.507	12.356	-9.841
Case2	XY合成方向最大加速度	14.099	14.182	11.484	12.100	12.008
	(同時刻橋軸方向加速度)	-5.070	3.289	-6.150	4.672	3.282
	(同時刻橋軸直角方向加速度)	-13.156	13.795	-9.699	-11.162	11.551
	最大加速度(全体X方向)	8.111	6.912	7.117	-10.435	10.203
	最大加速度(全体Y方向)	-13.156	13.795	-9.780	-11.288	11.551
Case3	XY合成方向最大加速度	15.017	13.604	13.410	13.749	12.934
	(同時刻橋軸方向加速度)	14.507	0.969	13.235	-11.874	12.687
	(同時刻橋軸直角方向加速度)	3.879	13.569	-2.158	6.931	-2.515
	最大加速度(全体X方向)	14.507	12.762	13.235	13.338	12.687
	最大加速度(全体Y方向)	-14.405	13.599	8.755	7.879	7.767
Case4	XY合成方向最大加速度	16.896	14.565	16.129	15.808	14.292
	(同時刻橋軸方向加速度)	-8.032	-10.306	-10.242	-11.802	11.480
	(同時刻橋軸直角方向加速度)	14.865	10.293	12.460	10.517	-8.514
	最大加速度(全体X方向)	-12.262	-10.371	-11.131	-11.802	11.480
	最大加速度(全体Y方向)	14.865	10.293	12.570	10.857	-8.514

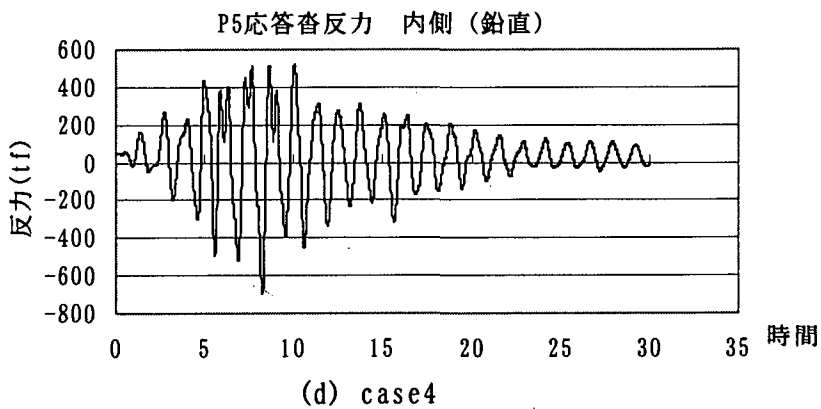
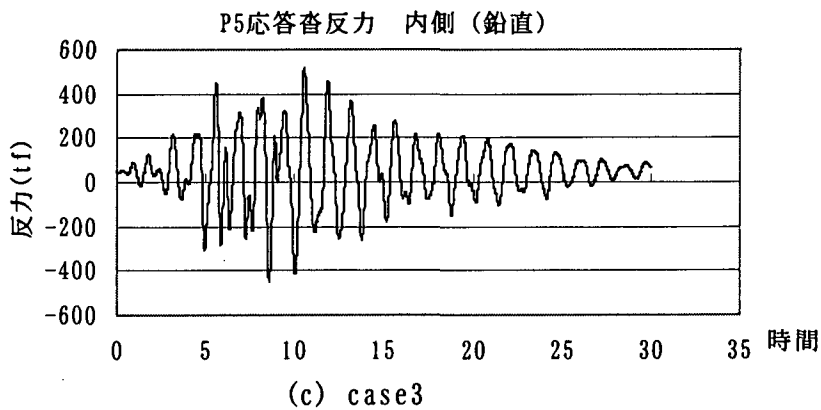
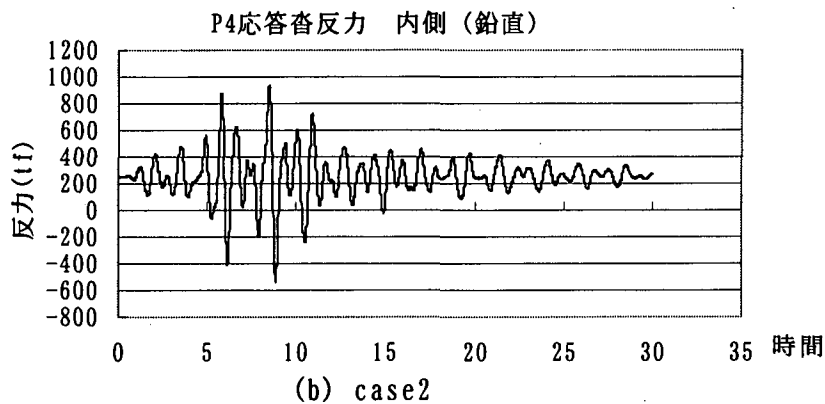
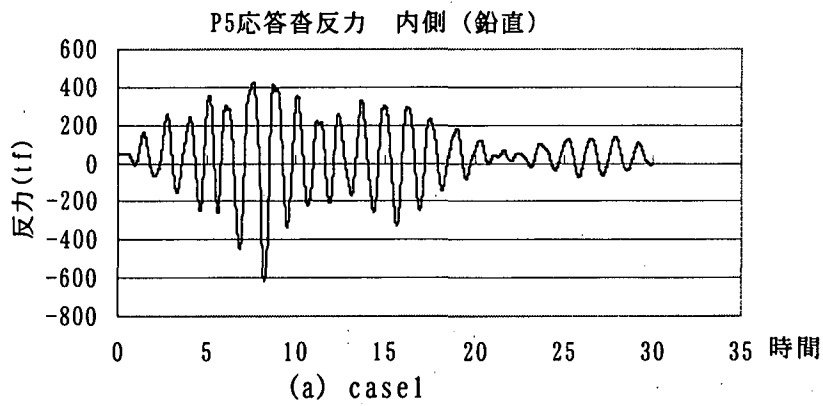


図-5.5.8 鉛直反力の時刻歴応答

5.5.5 まとめ

曲線橋に対し静的解析と動的解析で沓の負反力を検討したが、それについて以下にまとめる。

- (1) 最大負反力は動的解析では死荷重反力に比べ中間支点では3倍程度だが、端支点では10倍以上になる。これは死荷重鉛直力が小さいためであり、水平地震動による応答鉛直反力自体の差は小さいと考えられる。
- (2) 曲線橋の荷重載荷方向または入力波方向と負反力については、沓鉛直反力が全体構造でのねじり変形と関係が深く、各脚毎の軸心方向との関連性は低い。
- (3) 動的解析は静的解析と比較しその傾向と異なる。曲線橋の地震時挙動が複雑な為であり、沓反力に限っても静的解析では地震時応答を十分に把握するのは難しいと考えられる。

参考文献

〔鋼構造新技術委員会，1996〕土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WG：鋼橋の耐震設計指針と耐震設計のための新技術，1996.7.

5.6 逆L形橋脚を有する高架橋(1) —橋軸方向復元力特性と地震時終局挙動—

5.6.1 はじめに

対称なT形鋼製橋脚を持つ直線高架橋システムの地震時終局挙動を予測する場合、設計においては、地震力が橋軸方向と橋軸直角方向に作用する場合を独立に検討している。橋軸方向に地震力が作用する場合、高架橋システムは橋脚群の中心軸線を含む鉛直平面(橋軸方向鉛直平面と呼ぶ)に関する上部桁構造の対称性によりこの面内での挙動が支配的となり、2次元的なモデル化が可能になる。さらに、水平地震力を受け持つ各橋脚の橋軸方向復元力特性が大きく異なる場合には、地震による上部構造の慣性力がこれらの橋脚に等分配させると考えることにより、単一橋脚の2次元解析で全体系の終局挙動を十分な精度で予測することが可能になる。

一方、既存の高架橋では逆L形橋脚を持つ場合も多い。このような構造が橋軸方向地震力を受ける場合、橋軸方向鉛直平面に関する上部構造の非対称性により、橋脚頂部に水平力とともにねじりモーメントが作用すると考えられている[高聖彬, 1998]。そして、このような作用力に対する単一逆L形橋脚の復元力特性が検討されている。しかしながら、逆L形橋脚の横梁上に上部桁構造の支承が複数個設置されていることと、上部桁構造の水平面内の剛性が非常に大きいことを考えると、地震時の上部桁構造の橋軸方向への移動に対しても逆L形橋脚のねじれはかなり拘束される可能性がある。したがって、逆L形橋脚の挙動を正確に把握するには上部構造を含めた高架橋システムとしての検討が必要になる。ここでは、特に支承剛性が高く、拘束度が大きい鋼製支承で支持された逆L形橋脚をもつ高架橋システムを対象に、上部桁構造の橋軸方向変位に対する復元力特性、ならびに橋軸方向地震動を受ける場合の動特性を数値解析で求め、T形橋脚を持つ高架橋システムと比較、検討する。さらに、これらの高架橋システムの挙動特性をもとに、逆L形橋脚を単一橋脚として扱う場合の設計モデルについて考察する。

5.6.2 ねじりと曲げせん断変形を考慮した逆L形鋼製橋脚の解析法

逆L形橋脚を持つ高架橋システムの地震時終局挙動の数値解析では幾何学非線形性の他、鋼製橋脚の作用断面力として軸力、せん断力、曲げモーメントさらにねじりモーメントの連成を考慮した材料非線形性の考慮が必要である。そこで、逆L形橋脚の解析法として、Liらが過去に開発した曲げせん断変形とSt.Venantのねじりを考慮したTimoshenko立体梁要素[Li, X.S., 1998]を用いる。幾何学的非線形性の解析ではCo-Rotational Methodにより、また、材料非線形性の解析では直応力とせん断応力の連成をJ2流れ則で考慮し、硬化則としてはZieglerの移動硬化則と等方硬化則とを含んだ混合硬化則を用いる。以下簡単に解析法について説明する。

(1) 幾何学的非線形解析

対象とする立体骨組構造の有限変位解析に関して、GotoらはCo-rotational

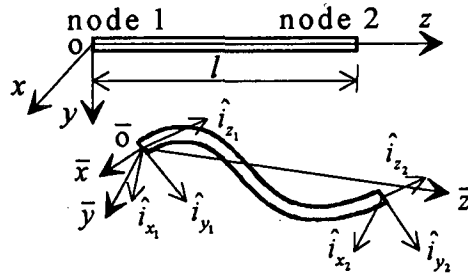


図-5.6.1 座標系

methodを用いて、変位と回転の大きさには制限はないが微小ひずみの条件下の要素接線剛性行列をすでに誘導している[Goto, Y., 1995]. ここでは、それについて簡単に説明する.

要素接線行列を求めるために、二つ座標系、すなわち空間固定要素座標系と要素の剛体変位とともに移動するCo-rotational座標系 $(\bar{x}, \bar{y}, \bar{z})$ を用いる(図-5.6.1). ここで、Co-rotational座標系の原点は変形後の要素の一端と一致する. $(\bar{x}, \bar{y}, \bar{z})$ の方向は節点1と節点2の変形後のベースベクトルの方向 $(\hat{i}_{x_1}, \hat{i}_{y_1}, \hat{i}_{z_1})$, $(\hat{i}_{x_2}, \hat{i}_{y_2}, \hat{i}_{z_2})$ をそれぞれEuler角で表したときその平均値方向に選ぶ. Co-rotational座標系における節点増分変位 $\{\Delta \bar{d}\}$ と空間固定要素座標系下の増分変位 $\{\Delta d\}$ の関係は次のようになる.

$$\{\Delta \bar{d}\} = [R]\{\Delta d\} \quad (5.6.1)$$

ここで、 $[R]$ は 6×12 の変換マトリックスである. また、空間固定座標での有限回転はEuler角で表し、Co-rotational座標系における回転量はこれが微小であることから各座標軸周りの回転角で表す.

さらに、仮想仕事原理によって二つの座標系間の節点力関係が得られる.

$$\{f\}^T \{\Delta d\} = \{\bar{f}\}^T \{\Delta \bar{d}\} \quad (5.6.2)$$

式(5.6.1)を式(5.6.2)に代入して得られる二つの座標系間の節点力関係を増分し、Co-rotational座標系での接線剛性方程式 $\Delta \bar{f} = \bar{k} \Delta \bar{d}$ を代入すれば、空間固定要素座標系での空間棒材の要素接線剛性方程式は次のようになる.

$$\begin{aligned} \{\Delta f\} &= \left([R]^T [\bar{k}] [R] + \frac{\partial [R]^T}{\partial d} \{\bar{f}\} \right) \{\Delta \bar{d}\} \\ &= [k] \{\Delta d\} \end{aligned} \quad (5.6.3)$$

ここに、 $\{\Delta f\}$, $\{\Delta d\}$, $[k]$ は空間固定要素座標系での増分節点力ベクトル、増分節点変位ベクトルと要素接線剛性行列である。

(2) 材料構成則

曲げせん断変形とSt.Venantのねじりを考慮したTimoshenko立体梁要素を用いるので、梁の作用応力として直応力とせん断応力を考える必要がある。ここでは、直応力とせん断応力の連成をJ2流れ則と混合硬化則に基づく弾塑性応力-ひずみ関係を導入して空間棒材の要素接線剛性行列を誘導する。

塑性領域での構成則としてJ2流れ則と混合硬化則を用いると、増分応力-増分ひずみ関係は次のようになる。

$$\begin{Bmatrix} d\sigma \\ d\tau \end{Bmatrix} = [D_{ep}] \begin{Bmatrix} d\epsilon \\ d\gamma \end{Bmatrix} \quad (5.6.4)$$

$$[D_{ep}] = \begin{bmatrix} E & 0 \\ 0 & G \end{bmatrix} - \frac{1}{E^p f^2 + (\sigma - \alpha_1)^2 E + 9(\tau - \alpha_2)^2 G} \begin{bmatrix} (\sigma - \alpha_1)^2 E^2 & 3EG(\sigma - \alpha_1)(\tau - \alpha_2) \\ \text{sym.} & 9G^2(\tau - \alpha_2)^2 \end{bmatrix} \quad (5.6.5)$$

ここに、 E , G はYoung係数とせん断弾性係数、 E^p は塑性係数である。 τ は曲げせん断応力とねじりせん断応力の和である。 α_i は後背応力で移動した降伏曲面の中心を表す。Zieglerの移動硬化則より後背応力の増分 $d\alpha_i$ は次の式で表わされる。

$$\begin{Bmatrix} d\alpha_1 \\ d\alpha_2 \end{Bmatrix} = \frac{h_k \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma} d\sigma + \frac{\partial f}{\partial \tau} d\tau \right)}{(h_i + h_k)f} \begin{Bmatrix} \sigma - \alpha_1 \\ \tau - \alpha_2 \end{Bmatrix} \quad (5.6.6)$$

f は降伏関数で、 h_i と h_k は等方硬化および移動硬化係数であり、 $E^p = h_i + h_k$ なる関係が成立する。塑性載荷状態では式(5.6.5)を用いるが、数値計算では増分間隔が有限であるため、本来降伏曲面上の応力状態が、降伏曲面の外に出る可能性がある。したがって、応力状態をreturn mappingにより降伏曲面上に引き戻す必要がある。ここでは、Crisfield [Crisfield, M.A., 1991]の'Backword Euler Return'法を用いる。

(3) 梁要素の剛性方程式の誘導

曲げせん断変形とSt.Venantのねじりを考慮したTimoshenko立体梁要素をCo-rotational座標系下で求める。Co-rotational座標系での変位関数として、軸方向変位成分を1次関数、その他の変位成分を2次関数、回転成分を1次関数で次式のように近似する。

$$\begin{aligned}\bar{w} &= a_0 + a_1 \bar{z} ; \quad \bar{u} = b_0 + b_1 \bar{z} + b_2 \bar{z}^2 ; \quad \bar{v} = c_0 + c_1 \bar{z} + c_2 \bar{z}^2 \\ \bar{\theta}_z &= d_0 + d_1 \bar{z} ; \quad -\bar{\theta}_x = e_0 + e_1 \bar{z} \quad ; \quad \bar{\theta}_y = f_0 + f_1 \bar{z}\end{aligned}\quad (5.6.7a-f)$$

さらに，要素の長さに沿って曲げせん断ひずみが一定と仮定すると，式(5.6.7)の変位関数は次のようになる。

$$\begin{aligned}\bar{w} &= N_1 \bar{w}_1 + N_2 \bar{w}_2 \\ \bar{u} &= N_1 \bar{u}_1 + N_3 \bar{\theta}_{y_1} + N_2 \bar{u}_2 - N_3 \bar{\theta}_{y_2} \\ \bar{v} &= N_1 \bar{v}_1 - N_3 \bar{\theta}_{x_1} + N_2 \bar{v}_2 + N_3 \bar{\theta}_{x_2} \\ \bar{\theta}_z &= N_1 \bar{\theta}_{z_1} + N_2 \bar{\theta}_{z_2} \\ \bar{\theta}_x &= -N_1 \bar{\theta}_{x_1} - N_2 \bar{\theta}_{x_2} \\ \bar{\theta}_y &= N_1 \bar{\theta}_{y_1} + N_2 \bar{\theta}_{y_2}\end{aligned}\quad (5.6.8a-f)$$

ここに， $\{\bar{u}_i, \bar{v}_i, \bar{w}_i, \bar{\theta}_{x_i}, \bar{\theta}_{y_i}, \bar{\theta}_{z_i}\}$ は要素節点変位・回転成分であり，補間関数 N_1, N_2, N_3 は

$$N_1 = 1 - \frac{\bar{z}}{l} ; \quad N_2 = \frac{\bar{z}}{l} ; \quad N_3 = \frac{\bar{z}}{2} \left(1 - \frac{\bar{z}}{l} \right) \quad (5.6.9a-c)$$

式(5.6.8)に示す変位関数に対応する直ひずみとせん断ひずみは次のようになる。

$$\begin{aligned}\varepsilon_z &= \bar{w}_{,z} - \bar{x} \bar{\theta}_{y,z} - \bar{y} \bar{\theta}_{x,z} \\ &= [0, 0, -1/l ; -\bar{y}/l, \bar{x}/l, 0 ; 0, 0, 1/l ; \bar{y}/l, -\bar{x}/l, 0] \times \\ &\quad \{\bar{u}_1, \bar{v}_1, \bar{w}_1 ; \bar{\theta}_{x_1}, \bar{\theta}_{y_1}, \bar{\theta}_{z_1} ; \bar{u}_2, \bar{v}_2, \bar{w}_2 ; \bar{\theta}_{x_2}, \bar{\theta}_{y_2}, \bar{\theta}_{z_2}\}^T \\ &= [N_\varepsilon] \{\bar{a}\} \\ \gamma_{xz} &= \gamma_{xz}^b + \gamma^s = \bar{u}_{,z} - \bar{\theta}_y + \Theta \bar{\theta}_{z,z} \\ &= [-1/l, 0, 0 ; 0, -1/2, -\Theta/l ; 1/l, 0, 0 ; 0, -1/2, \Theta/l] \{\bar{a}\} \\ &= [N_{xz}] \{\bar{a}\} \\ \gamma_{yz} &= \gamma_{yz}^b + \gamma^s = \bar{v}_{,z} - \bar{\theta}_x + \Theta \bar{\theta}_{z,z} \\ &= [0, -1/l, 0 ; 1/2, 0, -\Theta/l ; 0, 1/l, 0 ; 1/2, 0, \Theta/l] \{\bar{a}\} \\ &= [N_{yz}] \{\bar{a}\}\end{aligned}\quad (5.6.10a-c)$$

ここでは、 γ_{xz}^b , γ_{yz}^b はそれぞれ x , y 方向の曲げせん断ひずみ成分、 γ^s はSt. Venantのねじりによるせん断ひずみ成分である。また、 $\Theta = n$ (開断面), $\Theta = 2n - \oint h_n^* ds / \oint (1/t) ds$ (閉断面). n は薄肉梁断面の薄板中心線からの垂直距離、 t は薄板の厚さ、 h_n^* はせん断中心から薄板中心線までの距離の中心線に垂直な成分 [西野文雄, 1983].

Co-rotational座標系での増分型の要素剛性方程式は式(5.6.4)の構成則と式(5.6.10)で求めたひずみを増分し、次の仮想仕事式に代入することにより誘導する。

$$\int_V (\Delta\sigma_{zz}\delta\Delta\varepsilon_{zz} + \Delta\tau_{yz}\delta\Delta\gamma_{yz} + \Delta\tau_{xz}\delta\Delta\gamma_{xz}) dv - \delta\{\Delta\bar{d}\}^T \{\Delta\bar{f}\} = 0 \quad (5.6.11)$$

断面内での塑性の進展状況は断面をメッシュ分割し、メッシュ中心点を積分点とするPlastic-zone methodを用いて考慮する。一方、要素の軸方向については、今回の変位関数では、式(5.6.10)からわかるように、直ひずみとせん断ひずみが要素軸線方向において定数になるため、数値積分が避けられる。得られたCo-rotational座標系での増分型の要素剛性方程式は以下のようなになる。

$$\{\Delta\bar{f}\} = [\Delta\bar{k}]\{\Delta\bar{d}\} \quad (5.6.12)$$

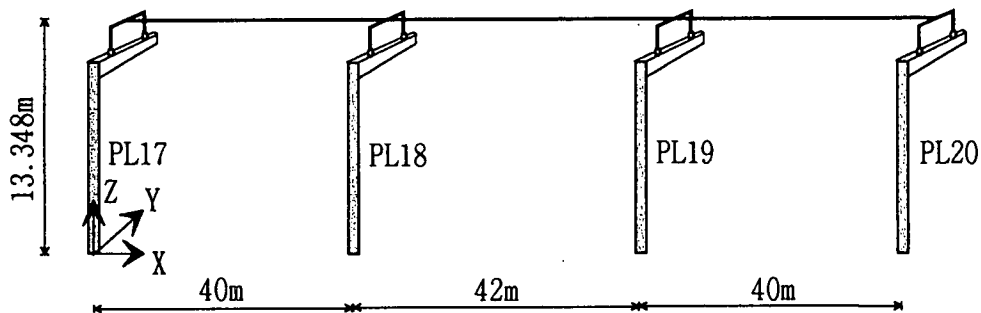
ここに、 $[\Delta\bar{k}]$ は弾塑性接線剛性行列である。 $[\Delta\bar{k}]$ を式(5.6.3)に代入すると、有限要素解析で用いる空間固定要素座標系での弾塑性接線剛性方程式が求められる。さらに、増分型の運動方程式は集中質量マトリックスと減衰マトリックスを考慮することで以下のようなになる。

$$[M]\{\Delta\ddot{d}\} + [C]\{\Delta\dot{d}\} + [\Delta\bar{k}]\{\Delta d\} = \{\Delta P_e\} \quad (5.6.13)$$

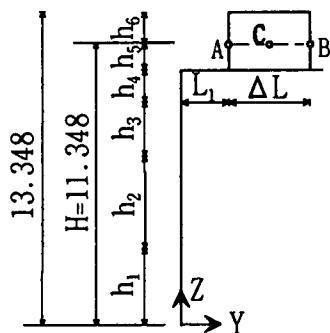
梁要素に関する増分型の運動方程式より、全体系の運動方程式を形成する。この運動方程式は、Newton-Raphson法の繰り返し計算を含むNewmarkの β 法($\beta = 0.25$)を用いて数値積分する。

5.6.3 逆L形鋼製橋脚を持つ連続高架橋システムの解析モデル

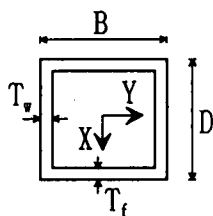
対象とする逆L形鋼製橋脚を持つ連続高架橋システムのモデル(以下ModelWLと呼ぶ)を座標系とともに図-5.6.2に示す。座標系(X, Y, Z)は、端部橋脚基部PL17の断面図心に原点をもち、 Z 軸を橋脚の長手方向に、 X 軸を橋軸方向に選ぶ右手系直交直線座標である。このモデルは、既存の逆L形鋼製橋脚を持つ3スパン連続高架橋を単純化したものである。上部構造と橋脚間の鋼製支承は各橋脚の橋軸直



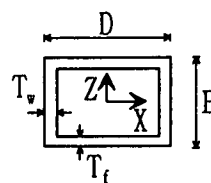
(a) 全体系モデル



(b) 橋脚モデル



(c) 柱断面



(d) 梁断面

図-5.6.2 逆L形高架橋全体系解析モデル (ModelWL)

表-5.6.1 支承条件 (ModelWL)

	PL(T)17	PL(T)18	PL(T)19	PL(T)20
支承数/橋脚	2	2	2	2
橋軸方向	可動	可動	固定	可動
橋軸直角方向	固定	固定	固定	固定

角方向の横梁上に2点設置されている。支承の橋軸方向は中間橋脚PL19のみ固定ヒンジ支承とし、他は可動ヒンジ支承とする。橋軸直角方向はすべて固定ヒンジ支承である。これより、橋軸方向水平荷重はPL19がすべて負担する。また各支承はねじり剛性(Z軸周りの剛性)を持たないものとする。支承条件をまとめて表-5.6.1に示す。

図-5.6.2に対応する各部材の断面寸法を表-5.6.2に示す。支承と連結される上部構造の横桁および逆L形橋脚のPanel-Zoneの剛性は無限大とする。上部構造の桁はY軸周りの曲げ剛性とZ軸周りの曲げ剛性が実際の上部構造の主桁と等しい一本の弾性梁部材でモデル化する。橋脚の柱および梁の寸法および上部構造の寸法、主桁の面積および曲げ剛性を表-5.6.2に示す。鋼製橋脚の鋼材(SM490Y)の材料塑性構成則としてはバイリニア移動硬化則(降伏応力： $\sigma_y=353\text{MPa}$ ，塑性剛性：

表-5.6.2 橋梁の諸元 (ModelWL)

橋脚	橋脚番号		PL17, PL20		PL18		PL19	
	柱 B×D		3.0×2.5		3.0×2.5		3.0×3.0	
	h ₁	T _f	7.298	0.03	7.048	0.041	3.6	0.039
		T _w		0.028		0.043		0.043
	h ₂	T _f	1.25	0.027	1.5	0.04	3.448	0.034
		T _w		0.033		0.044		0.039
	h ₃	T _f	0.0	0.0	0.0	0.0	1.5	0.039
		T _w		0.0		0.0		0.039
	梁 B×D		2.6×2.5		2.6×2.5		2.6×3.0	
	T _f		0.027		0.04		0.04	
T _w		0.027		0.04		0.04		
h ₄ =1.3, h ₅ =1.5, h ₆ =2.0, L ₁ =2.244, ΔL=4.75								
上部構造	主桁の面積 A=0.659m ² , I _z (面内)=6.867m ⁴ , I _y (面外)=0.445m ⁴ , I _x (ねじり)=10m ⁴							

単位：m

$E_p = E/100$)を用いる。

逆L形橋脚の偏心量 e として、図-5.6.2に示す橋脚の柱の図心軸線と逆L形橋脚の横梁上の両支承の midpoint 間の距離 $e=L_1+\Delta/2$ を用いる。さらに、偏心量を橋脚高さ(支承位置までの高さ) H で割った量 e/H [宇佐美勉, 1999]を偏心率として、逆L形橋脚の偏心の程度を表すパラメータとして導入する。この定義に従えば、PL19の偏心率は $e/H=0.41$ になる。

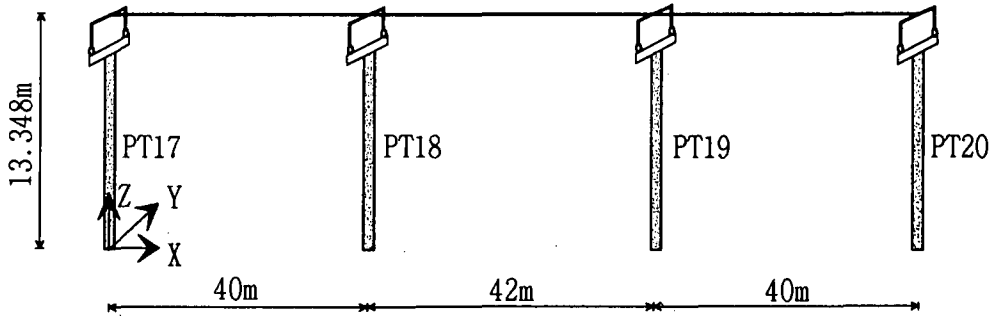
逆L形鋼製橋脚を持つ連続高架橋と比較するため、対応する通常のT形鋼製橋脚を持つ連続高架橋モデル(以下ModelWTと呼ぶ)を図-5.6.3のように設定する。このモデルにおけるT形鋼製橋脚は逆L形鋼製橋脚の梁を柱に対して対称位置に配置したものである。橋脚の寸法、上部構造の寸法は表-5.6.2に、また支承条件は表-5.6.1に示すものと同一である。

上部構造の質量($M=2153\text{ton}$)は、桁に質量が等分布するものとする。橋脚の柱と梁の分布質量はそれぞれ 4.35ton/m , 2.88ton/m とする。

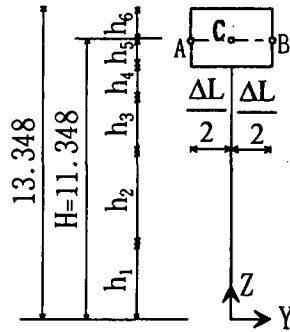
5.6.4 現行の設計法に基づく単一橋脚モデル

現行の設計法と同じ考え方に基づく逆L形橋脚PL19とT形橋脚PT19の単一橋脚モデルとして、それぞれ図-5.6.4に示すPLS19とPTS19を設定する。

単一橋脚モデルでは、鉛直荷重としてはPL19橋脚あるいはPT19橋脚の上部構造死荷重の分担分 $P=7.86\text{MN}$ の一定荷重を考える。一方、上部構造の質量としては、PL19, PT19以外の支承が橋軸方向にすべて可動ヒンジ支承であるため、上部構造の橋軸方向の地震時水平荷重をすべてPL19, PT19が負担すると考えられることから、PLS19とPTS19の橋脚頂部に上部構造の全質量 $M=2153\text{ton}$ を集中質量として図-5.6.4のように与える。

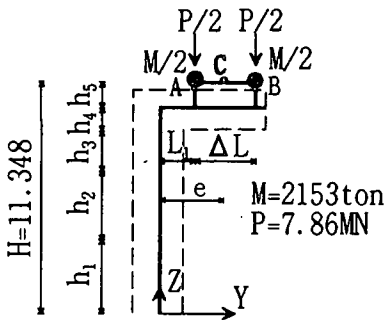


(a) 全体系モデル

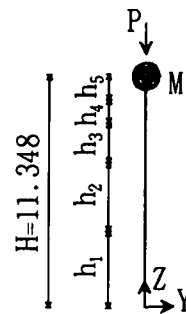


(b) 橋脚モデル

図-5.6.3 T形高架橋全体系解析モデル (ModelWT)



(a) 逆L形モデルPLS19



(b) T形モデルPTS19

図-5.6.4 単一橋脚モデル

5.6.5 橋軸方向水平荷重による全体モデルと単一橋脚モデルの復元力特性

まず高架橋システム全体系モデルModelWL, ModelWTの橋軸方向(X軸方向)の復元力特性と単一橋脚モデルPLS19とPTS19の復元力特性について検討する. これら4種類のモデルについて, 橋軸方向水平荷重下のPL19における2つの支承を結んだ線分の中間点Cの水平変位と基部水平反力の関係を図-5.6.5に示す. このとき, 単一逆L形橋脚モデル(PLS19)についてはC点のZ軸周りのねじれ θ_{ZC} を自

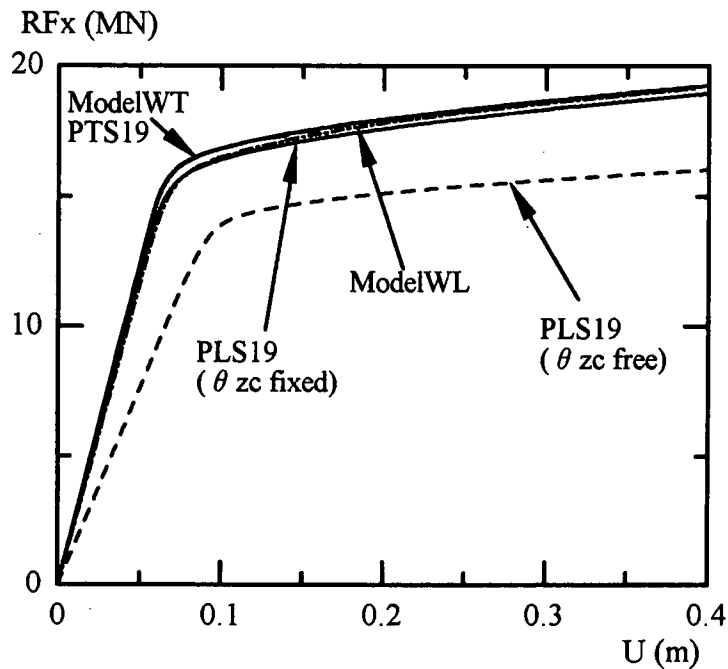


図-5.6.5 C点の橋軸方向水平変位と基部水平反力の関係 ($e/H=0, 0.41$)

由 (free) とした従来のモデル [高聖彬, 1998] の他に, 上部構造からの拘束を考慮して θ_{zc} を固定した場合についても図示している. 図-5.6.5 から, 逆 L 形橋脚の単一モデルとして従来用いられていた θ_{zc} 自由の PLS19 の復元力特性は全体系モデル (ModelWL) と比べかなり強度および剛性が低下することがわかる. 一方, 単一逆 L 形橋脚モデルで θ_{zc} を固定とした PLS19 の結果は全体系モデル (ModelWL) とほぼ同じである. さらに, 逆 L 形の全体系モデル (ModelWL) の復元力特性は, 従来の θ_{zc} が自由の単一逆 L 形橋脚モデル (PLS19) より, むしろ単一 T 形橋脚モデル (PTS19) に近いこともわかる. 以上のような結果が得られた理由として, 逆 L 形全体系モデル (ModelWL) では, 上部構造主桁が剛性の高い鋼製支承 2 個を介して橋脚の横梁に連結されているため, 桁の水平方向の高い曲げ剛性により橋脚横梁の水平面内での回転変位 θ_{zc} (ねじれ) が拘束されることが考えられる. この状態は逆 L 形橋脚の何れかの支承が破壊するまで保持される. なお, T 形全体系モデル (ModelWL) と単一 T 形橋脚モデル (PTS19) の水平変位と基部水平反力の関係は完全に一致し, 現行設計での単一 T 形橋脚モデルの妥当性を示している.

さらに, 支承間隔 ΔL を一定として, 実際の橋脚で考え得る範囲の偏心率として $e/H=0.25, 0.41, 0.70$ と変化させた場合の全体系モデルと単一橋脚モデルの C 点の水平変位と基部の水平反力の関係を計算し, その結果をそれぞれ図-5.6.6 と図-5.6.7 に示す. これらの図より, 逆 L 形全体系モデル (ModelWL) の橋軸方向復元力特性は, 偏心率 e/H が 0.41 以下では, $e/H=0$ に対応する T 形の全体系および単一橋脚モデル (PTS19) と非常によく一致することがわかる. ただし, 偏心率が $e/H=0.41$ を越えると, やや復元力特性に差が現れる. 単一逆 L 形橋脚モデル (PLS19) で θ_{zc} を固定した場合, $e/H \leq 0.7$ の範囲で逆 L 形全体系モデル (ModelWL) の復元力特性とほぼ一致する. 一方, 単一逆 L 形橋脚モデル (PLS19) で θ_{zc} が自由

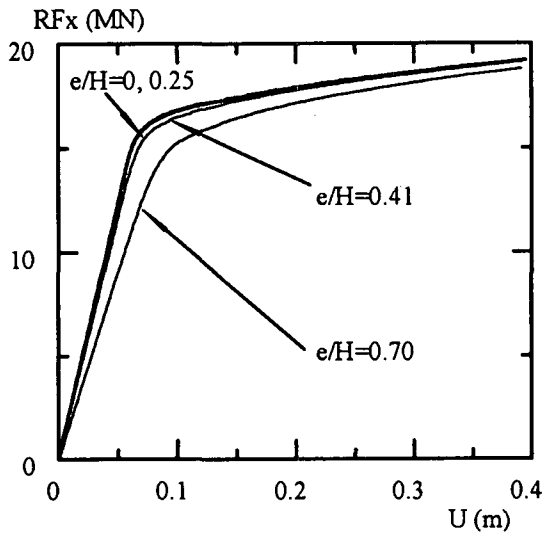


図-5.6.6 ModelWLのC点橋軸方向水平変位と基部水平反力の関係

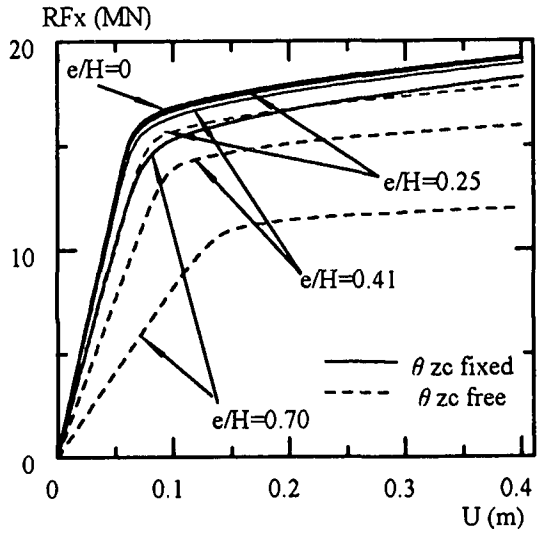


図-5.6.7 PLS19のC点橋軸方向水平変位と基部水平反力の関係

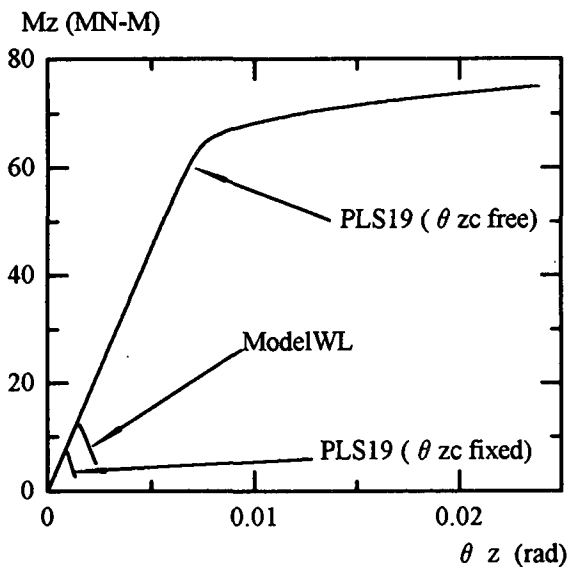


図-5.6.8 逆L形橋脚頂部ねじり回転角と基部ねじりモーメントの関係 ($e/H = 0.41$)

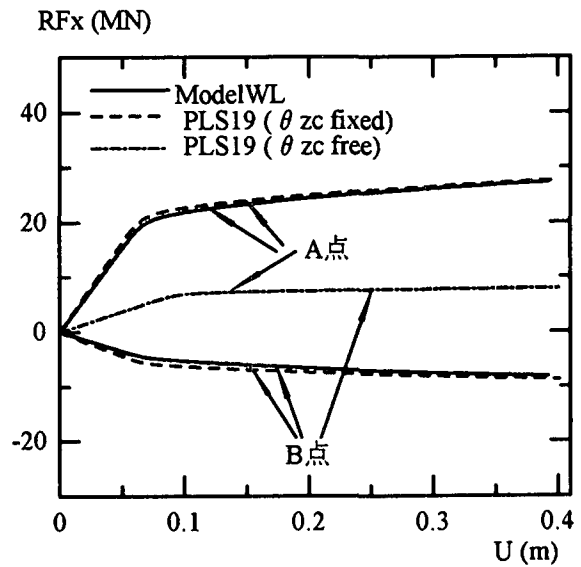


図-5.6.9 C点橋軸方向水平変位とA, B点水平反力の関係 ($e/H = 0.41$)

な従来モデル場合は、強度・剛性を過小評価することになる。この傾向は e/H が大きいほど顕著になる。

$e/H = 0.41$ の場合における逆L形橋脚頂部ねじり回転角と基部ねじりモーメントの関係を図-5.6.8に、C点の橋軸方向水平変位とA, B点水平反力の関係を図-5.6.9に示す。図-5.6.9より、全体系モデル(ModelWL)の場合、A, B点の支承の橋軸方向水平反力の符号が逆であり、橋脚のねじれ変位が拘束されていることが

わかる。その結果、図-5.6.8に示すように、橋脚基部のねじりモーメントは最初に頂部ねじり回転角と共に若干増加するが、ねじり回転角が一定の値に達すると減少する。これに比べ、単一橋脚モデル(PLS19)で θ_{ZC} が自由な従来モデル場合、A、B点の橋軸方向水平反力は同じ値であり、C点変位と共に増加する。そのため、橋脚基部ねじりモーメントは、頂部ねじり回転角と共に単調に増加し、全体モデルとは全く異なった挙動を示す。一方、単一橋脚モデル(PLS19)の θ_{ZC} を固定した場合は全体系モデル(ModelWL)と比べると橋脚基部ねじりモーメントを若干小さく評価するが、支承反力も全体系モデル(ModelWL)とよく一致している。全体系モデル(ModelWL)との差が若干出た理由としては、全体系モデル(ModelWL)の場合、上部構造主桁のZ軸周りの曲げ剛性が有限であるため、横桁の回転角が完全には固定されていないことによると考えられる。

以上より、逆L形橋脚を持つ高架橋システムの橋脚においては、偏心率 e/H が0.41以下では橋脚に作用するねじりモーメントは非常に小さく、T形橋脚を持つ高架橋システムとほとんど同様の復元力特性を示す。これは、上部構造主桁による、橋脚横梁の水平面内での回転拘束が大きく、ねじり変形がほとんど生じないことによる。したがって、逆L形橋脚を設計するための単一橋脚モデルとしては、逆L形橋脚の横梁の水平面内での回転を自由としたモデル[高聖彬, 1998]より、むしろ単一T形橋脚モデルの方が精度がよい。さらに、逆L形橋脚の横梁の水平面内での回転を固定とした単一逆L形橋脚モデルは、現実の橋脚で考え得る偏心率の全領域 $e/H \leq 0.7$ において、逆L形橋脚を持つ高架橋システムの復元力特性とよく一致する。さらに、このモデルは、逆L形橋脚の横梁上における2つの支承の水平反力の特性も精度良く表すことができる。特に、橋脚の柱に近い支承Aの水平反力は従来の単一橋脚モデルで算定される値より実際にはかなり大きくなるため、従来の支承の設計手法では危険側となる。

5.6.6 橋軸方向の地震力を受ける場合の動的応答特性

動的応答の検討に用いる地震波は、神戸海洋気象台N-S成分、JR鷹取駅N-S成分、東神戸大橋N-S成分の三つで、それぞれ30秒間橋軸方向に作用させる。時間積分の分割は0.01~0.00125秒を用いる。減衰マトリックスは質量比例型を用い、減衰定数は弾性1次固有振動に対応した $h=0.01$ とする。動的応答特性は先に述べた三種類の地震波を用い、逆L形橋脚全体系モデルと単一橋脚モデルに対して偏心率 e/H を変化させて検討する。復元力特性の検討と同様、単一逆L形橋脚モデル(PLS19)ではC点のZ軸周りのねじれ θ_{ZC} を自由(free)としたモデルと上部構造からの拘束を考慮して θ_{ZC} を固定(fixed)としたモデルを考慮する。各偏心率に対応した逆L形橋脚全体系モデル(ModelWL)と2種類の単一橋脚モデル(PLS19)の固有周期を表-5.6.3に示す。 $e/H=0$ はT形橋脚モデルに相当する。この表より、偏心率 e/H が増加すると、全体系モデルの固有周期はやや増加することがわかる。先の復元力特性の検討と同様、単一橋脚モデルではC点のZ軸周りのねじれ θ_{ZC} 固定の場合が全体系モデルとの整合性がよく、 θ_{ZC} が自由の場合は偏心率が大きくなるにつれて全体系モデルとの差が大きくなる。

表-5.6.3 逆L形橋脚モデルの固有周期T (s)

e/H	全体系モデル ModelWL	単一モデル PLS19 θ_{ZC} 固定	単一モデル PLS19 θ_{ZC} 自由
0	0.627	0.584	0.584
0.25	0.630	0.628	0.661
0.35	0.637	0.656	0.721
0.41	0.647	0.681	0.765
0.50	0.666	0.730	0.845
0.60	0.692	0.795	0.940
0.70	0.722	0.871	1.043

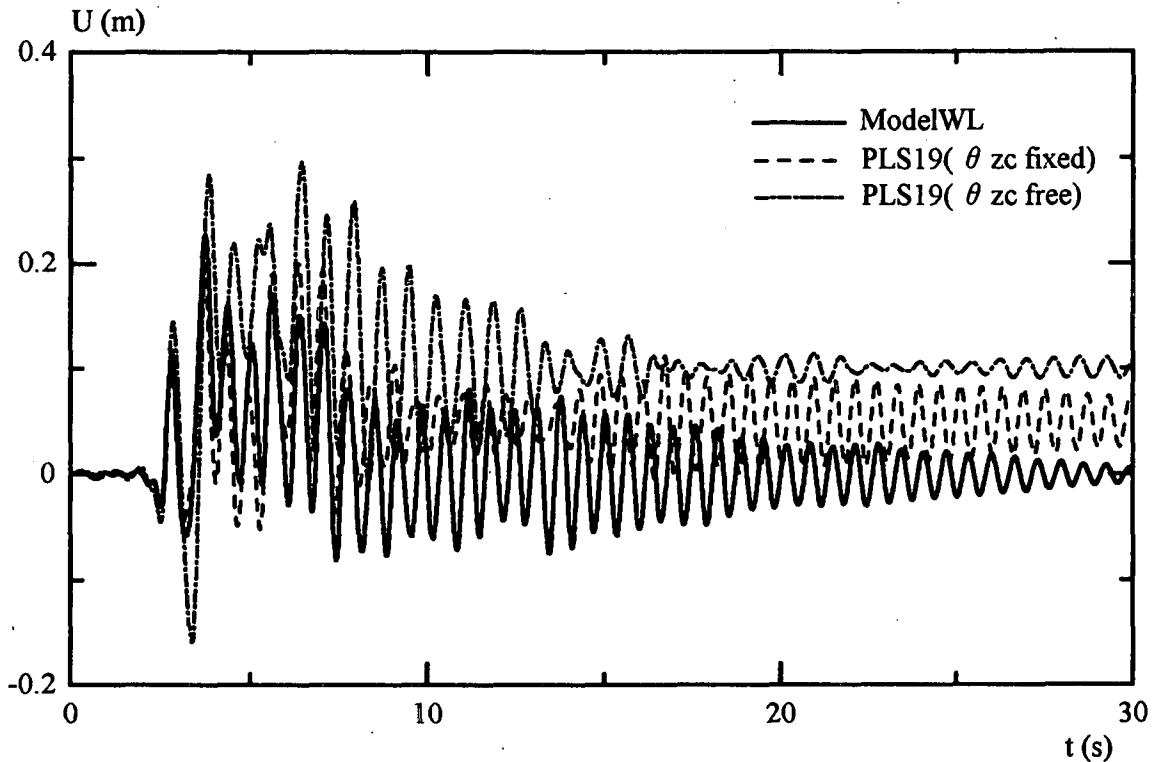


図-5.6.10 逆L形橋脚における水平変位の時刻歴
(神戸海洋気象台の地震波)

逆L形橋脚モデル全体系(ModelWL) ($e/H=0.41$)とT形橋脚モデル全体系(ModelWT)に神戸海洋気象台での地震波を作用させた場合の橋脚PL19およびPT19の横梁上の支承A, Bを結んだ線分の midpoint Cにおける橋軸方向水平変位の時刻歴応答を図-5.6.10と図-5.6.11に, 逆L形橋脚PL19の橋脚頂部ねじり回転角の時刻歴応答を図-5.6.12に示す. 図-5.6.10, 図-5.6.12にはさらに, 単一逆L形橋脚モデル(PLS19)で, C点のZ軸周りのねじれ θ_{ZC} を自由(free)としたモデルと上部構造からの拘束を考慮して θ_{ZC} を固定(fixed)とした場合についても図示している. 図-5.6.11にも, 単一T形橋脚モデル(PTS19)と比較のために, 逆L形橋脚モデル

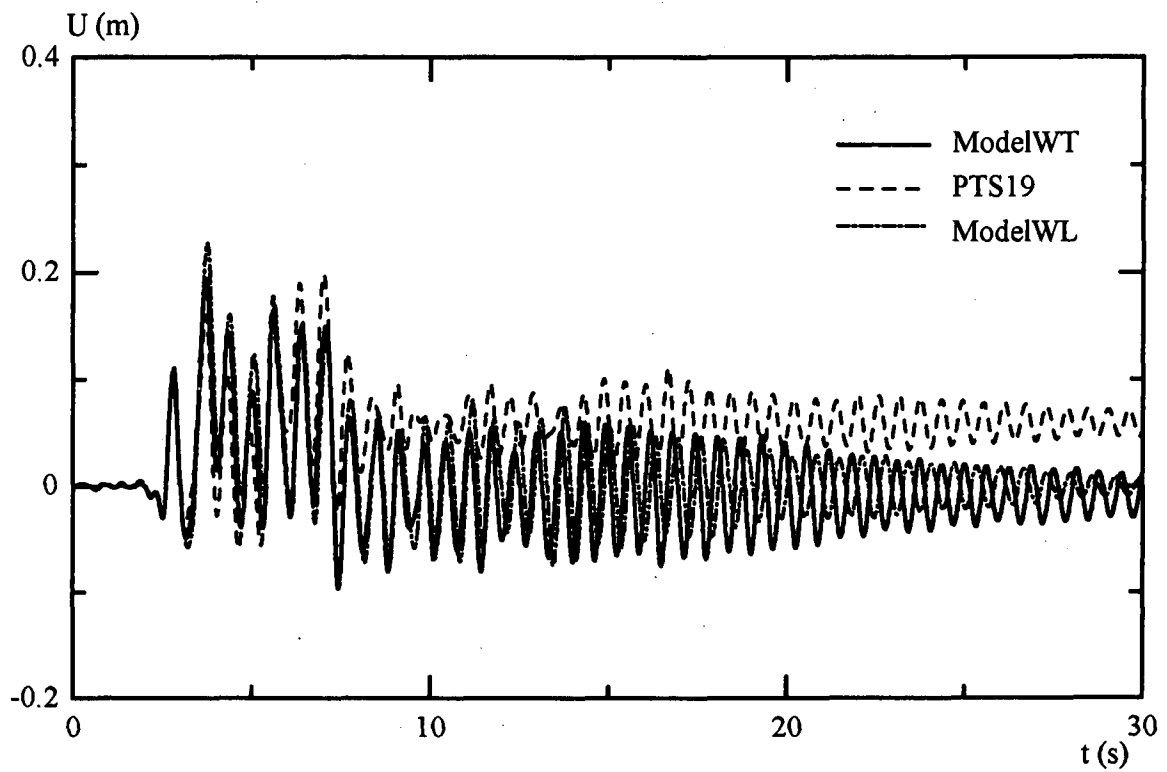


図-5.6.11 T形橋脚における水平変位の時刻歴(神戸海洋気象台の地震波)

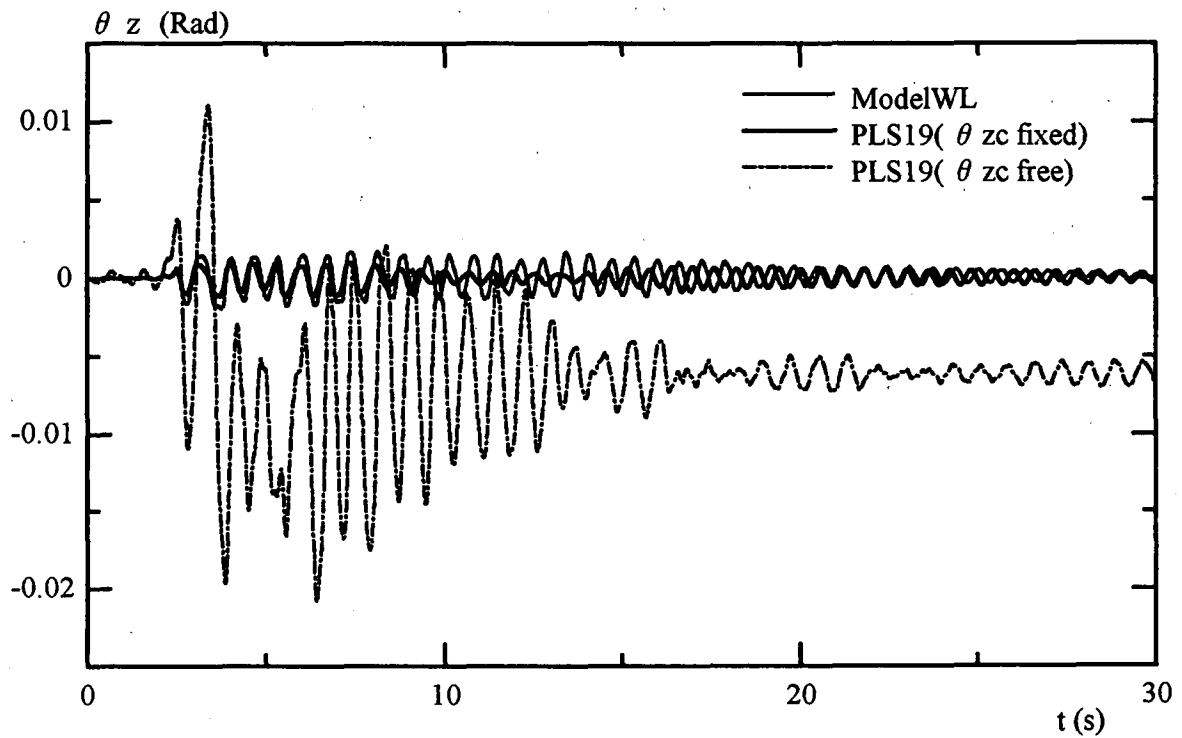


図-5.6.12 逆L形橋脚における橋脚頂部のねじり回転角の時刻歴応答
(神戸海洋気象台の地震波, $e/H=0.41$)

表-5.6.4 偏心率 $e/H=0.41$ の逆L形橋脚およびT形橋脚の最大応答水平変位

地震波	逆L形橋脚						T形橋脚		
	Model WL	PLS19 (θ_{zc} fixed)	PLS19 (θ_{zc} free)	(2) (1)	(3) (1)	(5) (1)	Model WT	PTS19	(5) (4)
	(1)	(2)	(3)				(4)	(5)	
神戸	0.229	0.202	0.294	0.882	1.284	0.865	0.194	0.198	1.021
鷹取	0.194	0.184	0.358	0.948	1.845	0.990	0.192	0.174	0.906
東神戸	0.082	0.077	0.156	0.939	1.902	0.890	0.073	0.073	1.000

単位：m

全体系 (ModelWL) の結果も示している。また、三種類の地震波での、各モデルの最大応答水平変位を表-5.6.4にまとめている。図-5.6.10~5.6.12および表-5.6.4からわかるように、逆L形橋脚では、単一橋脚モデルで θ_{zc} 固定の場合の最大応答変位と橋脚頂部のねじり回転角は全体系モデルの値より若干小さくなるが、いずれも全体系モデルの挙動をよく表している。ただ、残留変位については差が現れている。 θ_{zc} 自由の単一橋脚モデルの場合は全体系モデルの値を大きく上回っている。なお、T形橋脚の全体系モデルと単一T形橋脚モデルにおいても最大地震応答変位はほぼ一致するが、残留変位においては差が生じている。

さらに、三種類の地震波に対し、偏心率を $e/H=0.25, 0.35, 0.50, 0.60, 0.70$ と変化させた場合の逆L形全体系モデル (ModelWL) と単一逆L形橋脚モデル (PLS19) のC点の最大水平応答変位を計算し、対応するT形全体系モデル (ModelWT) と単一T形橋脚モデル (PTS19) の最大応答水平変位と比較する。C点の橋軸方向最大応答水平変位に関して、逆L形全体系モデル (ModelWL) とT形全体系モデル (ModelWT) の比を図-5.6.13に、単一逆L形橋脚モデル (PLS19) と逆L形全体系モデル (ModelWL) の比を図-5.6.14に示す。また、C点の橋軸方向最大応答水平変位に関する単一T形橋脚モデル (PTS19) と逆L形全体系モデル (ModelWL) の比を図-5.6.15に示す。

図-5.6.13より、偏心率 $e/H < 0.41$ の時、C点の最大応答水平変位に関する逆L形全体系モデルとT形全体系モデルの比は地震波によらず 1.1以下であり、偏心率による影響は小さいと言える。 $e/H=0.41$ を越えると両モデルの差は大きくなっていく。

図-5.6.14(a)から、最大水平応答変位に関する、 θ_{zc} を固定した単一逆L形橋脚モデルと全体系モデル (ModelWL) の比は、偏心率 $e/H \leq 0.41$ において、1.01~0.88である、それ以降の e/H の増加に伴い差が若干広がるが、 $e/H=0.6$ で最大応答変位の比は0.8程度である。一方、 θ_{zc} 自由の場合の単一逆L形橋脚モデルでは、図-5.6.14(b)に示すように、神戸海洋気象台の地震波での $e/H > 0.41$ の場合を除いて、最大応答変位は偏心率 e/H の増加とともに、全体系モデルに比べ非常に大きくなり、全体系の挙動を正しく表していない。さらに、図-5.6.15から、単一T形橋脚モデルは、偏心率 $e/H \leq 0.41$ において、 θ_{zc} を固定した単一逆L形橋脚モデル

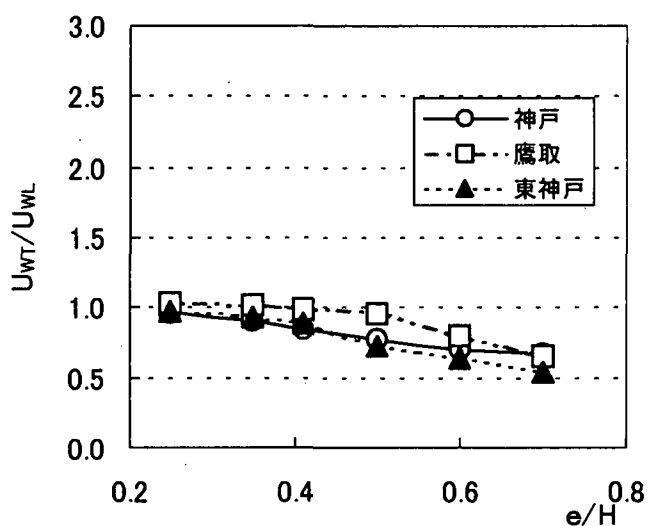


図-5.6.13 C点の最大水平応答変位に関するT形全体系モデルと逆L形全体系モデルの比

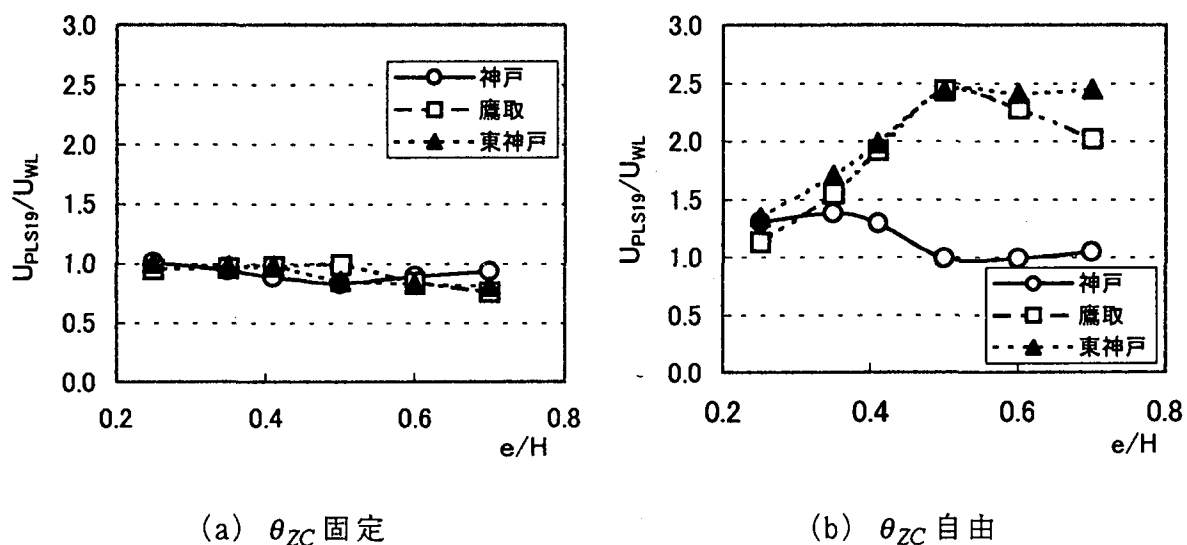


図-5.6.14 C点の最大水平応答変位に関する単一逆L形橋脚モデルと逆L形全体系モデルの比

とほぼ同じ精度で逆L形全体系モデル(ModelIWL)の最大応答変位を求めることができるが、これより偏心率が大きくなるとやや精度が低下する。

以上から、復元力特性の検討と同様、単一橋脚モデルとしては θ_{ZC} を固定したモデルが、最も全体系モデルの挙動をよく表すといえる。ただ、復元力特性の差に比べ、動特性における差はやや大きくなっている。これは、全体系モデルと単一橋脚モデルの復元力特性に差がない場合でも、表-5.6.3に示すように振動特性には差があるので、これにより動特性における差が静的な復元力特性の差に比べ大きくなるものと考えられる。

復元力特性に関して、 θ_{ZC} を固定した単一橋脚モデルは現実の逆L橋脚の偏心

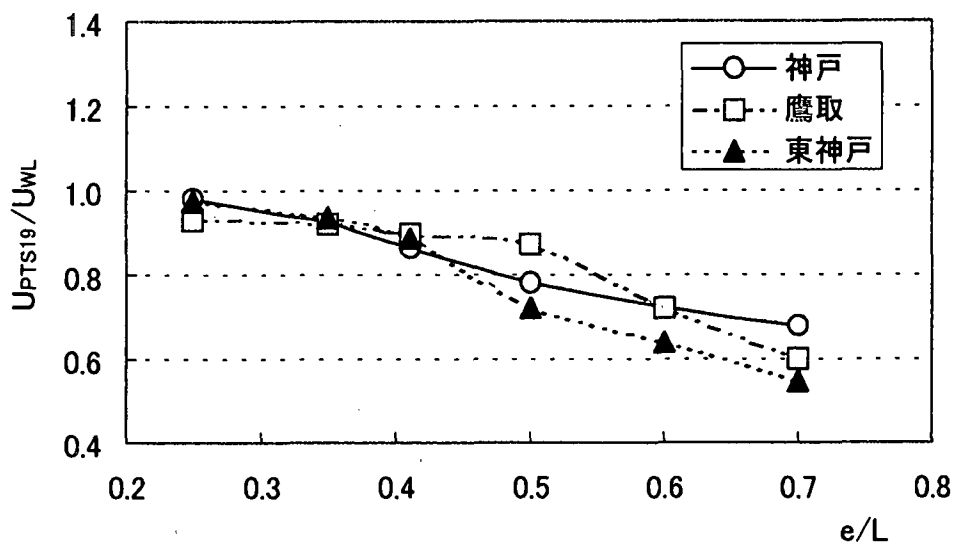


図-5.6.15 C点の最大水平応答変位に関する単一T形橋脚モデルと逆L形全体系モデルの比

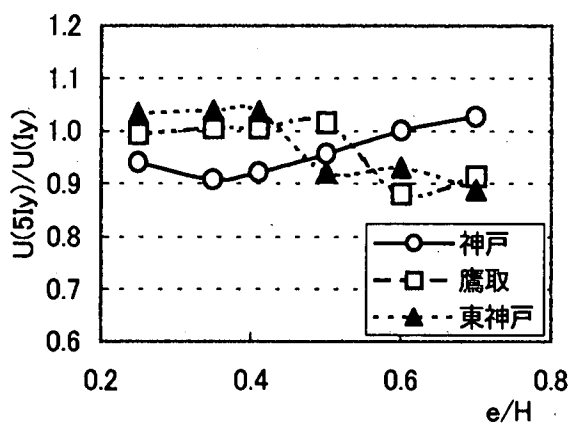
率の範囲で、全体系モデルとの整合性は非常によいが、単一橋脚における θ_{ZC} を厳密に固定と考えることができるのは、逆L形橋脚の横梁のZ軸周りの曲げ剛性に比べ、上部構造主桁のZ軸周りの曲げ剛性が無限大の場合だけである。今回の検討のように、現実の橋脚においても上部構造主桁のZ軸周りの曲げ剛性は十分大きく、 θ_{ZC} を固定とする仮定は妥当と考えられるが、主桁の剛性の大きさによっては振動特性の差により動特性において、さらに差が生ずる可能性がある。したがって、ここではさらに、主桁の曲げ剛性 I_Y, I_Z を5倍に増大させた場合と0.5倍に減少させた場合について θ_{ZC} を固定した単一橋脚モデルと全体系モデルの動特性の差を同様の手法で検討する。結果として、図-5.6.16と図-5.6.17に主桁のZ軸周りの曲げ剛性(I_Z)およびY軸周りの曲げ剛性(I_Y)をそれぞれ5倍と0.5倍とした場合のC点の最大水平応答変位と元の値と比を示す。この図から、Y軸周りの曲げ剛性(I_Y)の影響は小さく、いずれの場合も最大水平応答変位の比は0.93~1.03の間である。逆に、Z軸周りの曲げ剛性(I_Z)の影響はY軸周りの曲げ剛性(I_Y)より大きく、曲げ剛性を0.5倍に減少させた場合は最大水平応答変位の比は0.7~1.2になる。また、5倍に増大させた場合では0.88~1.04の間である。

5.6.7 汎用有限要素解析プログラムによる検討

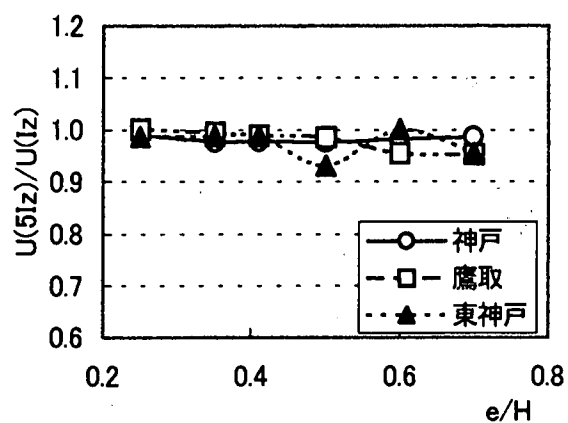
前項までに得られた逆L形橋脚に関する知見をさらに検証するため、汎用有限要素解析プログラムABAQUS [ABAQUS/Standard User's Manual, 1997] を用いて解析を行う。既存の逆L形鋼製橋脚を有する高架橋をもとに、解析モデルも新たに設定する。

(1) 解析モデル

図-5.6.18に、解析対象とする3径間連続高架橋(ModelWL2)を示す。橋梁の諸元は表-5.6.5、支承条件は表-5.6.6にまとめている。なお、支承はすべて鋼製で、

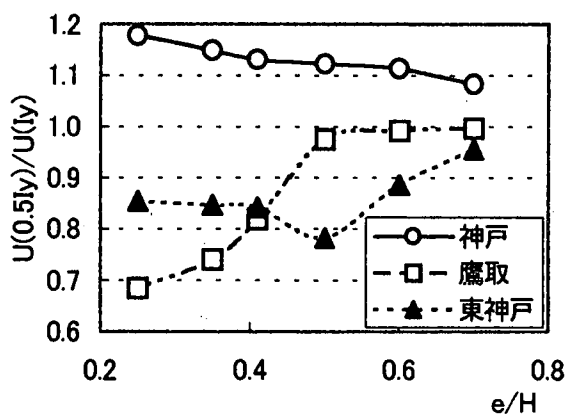


(a) Z軸周り曲げ剛性5倍

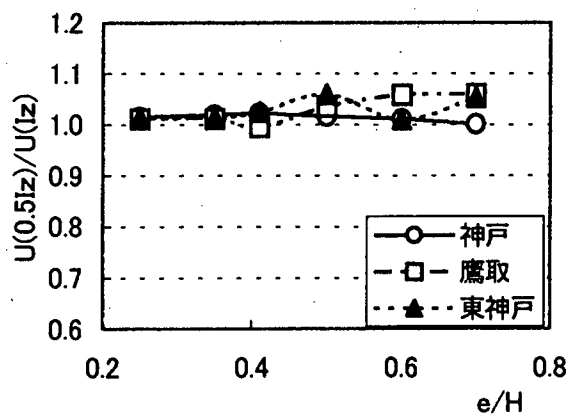


(b) Y軸周りの曲げ剛性5倍

図-5.6.16 主桁剛性を5倍にしたときの最大水平応答変位と元の比



(a) Z軸周り曲げ剛性0.5倍



(b) Y軸周りの曲げ剛性0.5倍

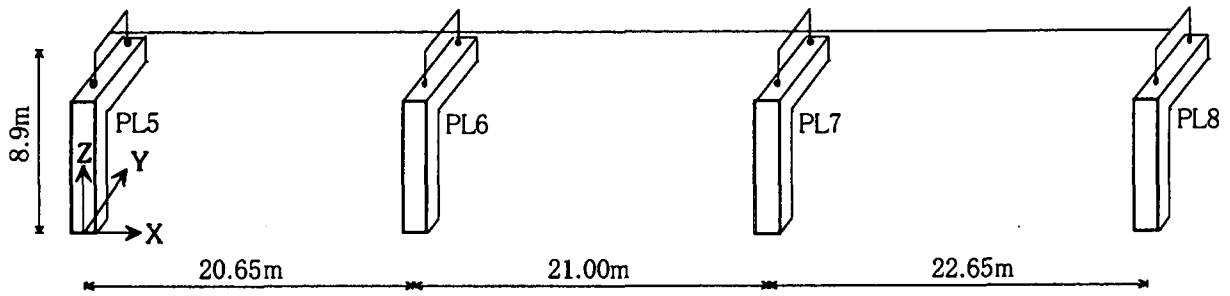
図-5.6.17 主桁剛性を0.5倍にした時の最大水平応答変位と元の比

各橋脚に2個ずつ設置されている。すべての橋脚は同じ形状、寸法であり、偏心率 e/H は0.63である。比較検討を行うために、T形橋脚の高架橋モデル (ModelW2) も設定し、図-5.6.19に図示している。この橋梁の諸元、支承条件は逆L形の場合と同じである。また、これらの橋梁に対応する単一橋脚モデルを図-5.6.20に示す。さらに、上部構造の位置をずらせて偏心率 e/H を0.32とした逆L形橋脚の高架橋モデルも作成して解析対象とする。

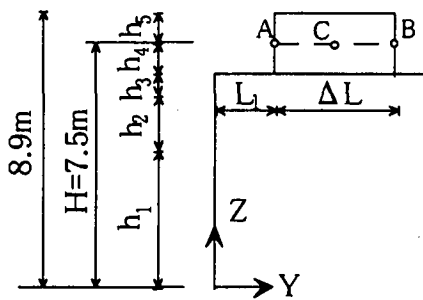
鋼材の降伏応力は235MPaで、応力-ひずみ関係の骨格曲線は第2勾配を $E/100$ とするバイリニア型とし、移動硬化則に従うものとする。使用する梁要素のタイプはB31 [ABAQUS/Standard User's Manual, 1997] である。

(2) 復元力特性

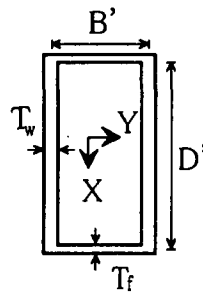
高架橋システム全体系モデル ModelWL2, ModelW2, 単一橋脚モデル PLS6, PTS6



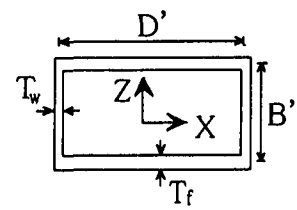
(a) 全体系モデル



(b) 橋脚モデル



(c) 柱断面



(d) 梁断面

図-5.6.18 逆L形高架橋全体系解析モデル (ModelWL2)

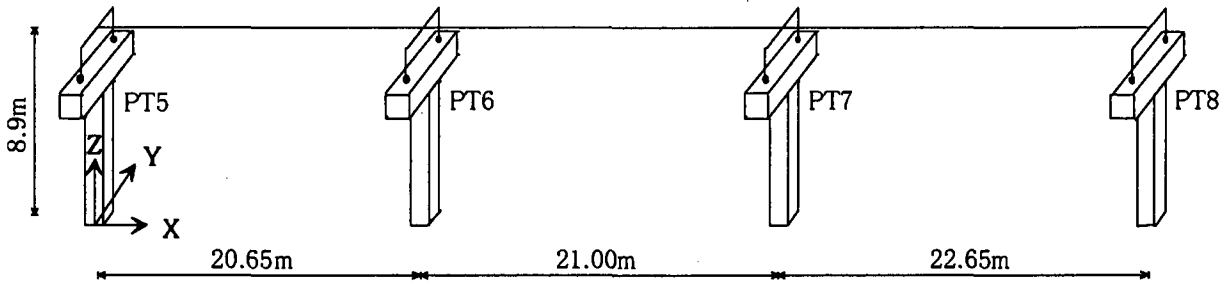
表-5.6.5 橋梁の諸元 (ModelWL2)

橋脚	橋脚番号		PL5, PL6, PL7, PL8	
	柱 B'×D'		1.15×2.30	
	h ₁	T _f	4.5	0.030
		T _w		0.054
	h ₂	T _f	1.75	0.036
		T _w		0.048
	梁 B'×D'		1.158×2.30	
	T _f		0.028	
	T _w		0.024	
	h ₃ =0.625, h ₄ =0.625, L ₁ =2.625, ΔL=4.20			
上部構造	主桁の面積 A=0.170m ² , I _Z (面内)=0.610m ⁴			
	I _Y (面外)=0.035m ⁴ , I _X (ねじり)=0.030m ⁴			

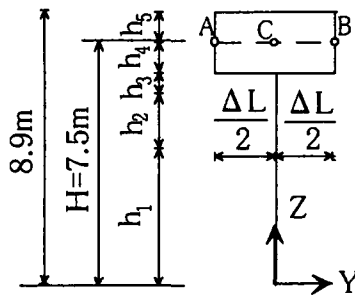
単位：m

表-5.6.6 支承条件 (ModelWL2)

	PL(T)5	PL(T)6	PL(T)7	PL(T)8
支承数 / 橋脚	2	2	2	2
橋軸方向	可動	固定	可動	可動
橋軸直角方向	固定	固定	固定	固定

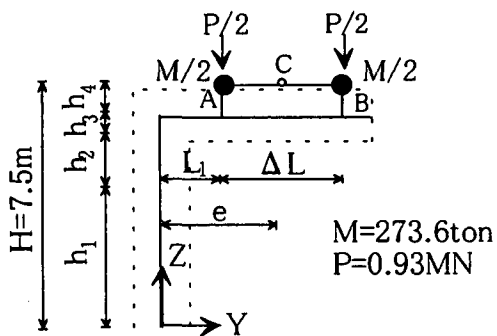


(a) 全体系モデル

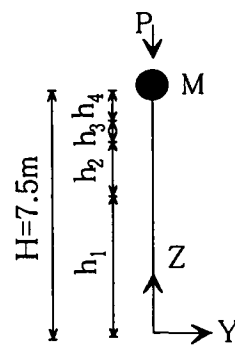


(b) 橋脚モデル

図-5.6.19 T形高架橋全体系解析モデル (ModelWT2)



(a) 逆L形モデル PLS6



(b) T形モデル PTS6

図-5.6.20 単一橋脚モデル

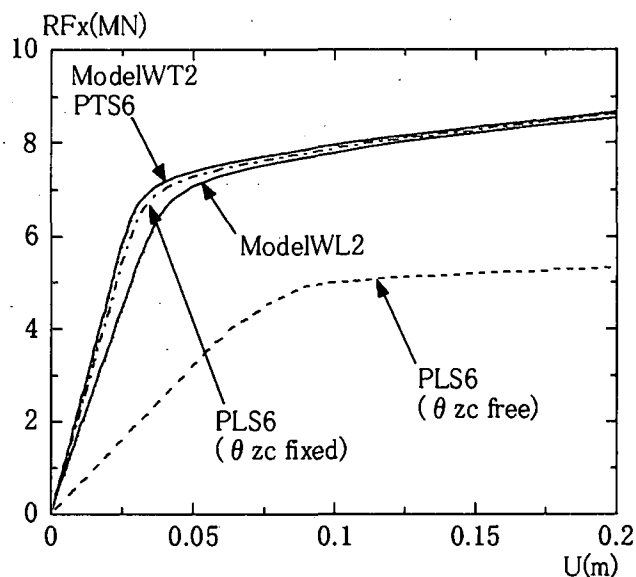


図-5.6.21 C点の橋軸方向水平変位と基部水平反力の関係 ($e/H=0, 0.63$)

の橋軸方向(X軸方向)復元力特性を検討するために、橋軸方向水平荷重下のPL6上の2支承の中間点Cの水平変位と基部水平反力の関係を求めて図-5.6.21に示す。このとき、単一逆L形橋脚モデル(PLS6)については、C点のZ軸周りのねじれ θ_{ZC} を自由(free)とした場合と、上部構造による拘束を考慮して θ_{ZC} を固定した場合の結果も図示している。この図から、 θ_{ZC} 自由のPLS6の復元力特性は全体系モデル(ModelWL2)に比べて強度および剛性がかなり低下することがわかる。一方、単一逆L形橋脚モデルで θ_{ZC} を固定としたPLS6の結果は、全体系モデル(ModelWL2)とほぼ同じである。さらに、逆L形の全体系モデル(ModelWL2)の復元力特性は、 θ_{ZC} 自由の単一逆L形橋脚モデル(PLS6)より、むしろ単一T形橋脚モデル(PTS6)に近いことがわかる。なお、T形全体系モデル(ModelWT2)と単一T形橋脚モデル(PTS6)の水平変位と基部水平反力の関係は完全に一致し、現行設計での単一T形橋脚モデルの妥当性を示している。

次に、支承間隔 ΔL を一定として、偏心率が $e/H=0.32$ の場合の全体系モデルと単一橋脚モデルのC点の水平変位と基部の水平反力の関係を計算し、その結果を $e/H=0.63$ の結果とともに図-5.6.22、図-5.6.23に示す。これらの図より、逆L形全体系モデル(ModelWL2)の橋軸方向復元力特性は、偏心率 e/H が0.32の場合には、 $e/H=0$ 、すなわちT形の全体系モデル(ModelWT2)および単一橋脚モデル(PTS6)とほぼ一致することがわかる。また、単一逆L形橋脚モデル(PLS6)でも θ_{ZC} を固定すれば、逆L形全体系モデル(ModelWL2)の復元力特性とよく一致している。一方、単一逆L形橋脚モデル(PLS6)で θ_{ZC} が自由な従来のモデルでは、強度・剛性を過小評価することになる。この傾向は e/H が大きいほど顕著になる。

$e/H=0.63$ の場合における逆L形橋脚頂部ねじり回転角と基部ねじりモーメントの関係を図-5.6.24に、C点の橋軸方向水平変位とA、B点の水平反力の関係を図-5.6.25に示す。図-5.6.25より、逆L形全体系モデル(ModelWL2)の場合には、

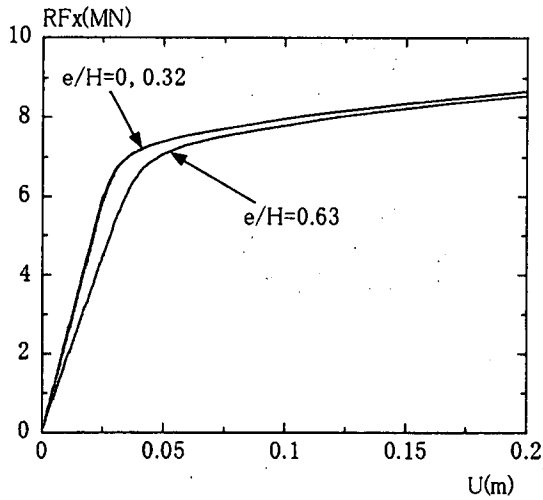


図-5.6.22 ModelWL2のC点水平変位と基部水平反力の関係

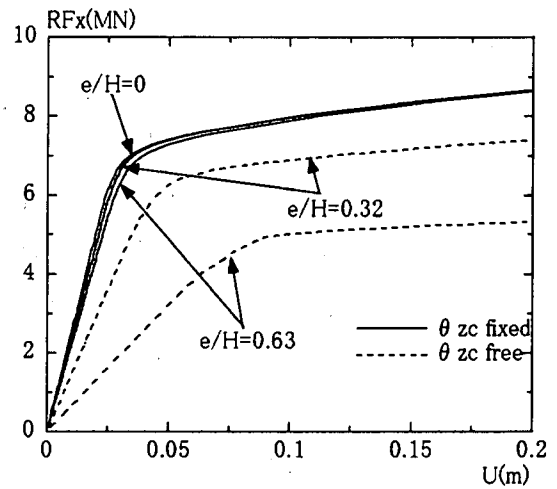


図-5.6.23 PLS6のC点水平変位と基部水平反力の関係

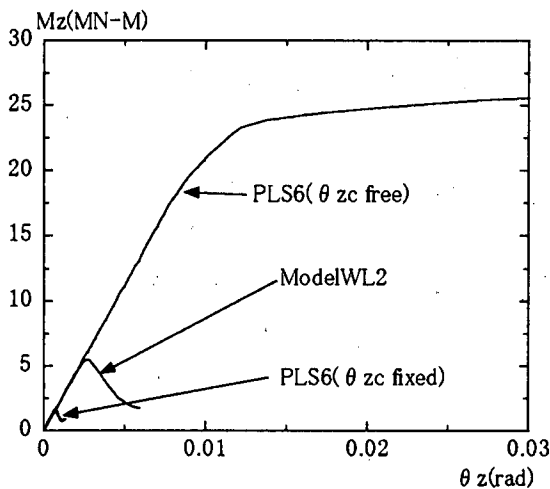


図-5.6.24 逆し形橋脚頂部ねじり回転角と基部ねじりモーメントの関係 ($e/H=0.63$)

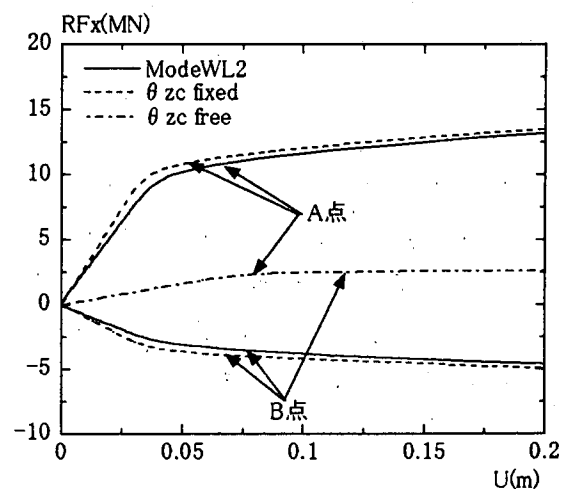


図-5.6.25 C点橋軸方向水平変位とA, B点水平反力の関係 ($e/H=0.63$)

A, B点の支承の橋軸方向水平反力の符号が逆になっており、橋脚のねじれ変位が拘束されていることがわかる。そのため、図-5.6.24に示すように、橋脚基部のねじりモーメントは、最初は頂部ねじり回転角と共に若干増加するが、ねじり回転角が一定の値に達すると減少し始める。それに対し、単一橋脚モデル(PLS6)で θ_{zc} が自由な従来モデル場合は、A, B点の橋軸方向水平反力が同じ値であり、C点変位と共に増加する。その結果、橋脚基部ねじりモーメントは頂部ねじり回転角と共に単調に増加し、全体系モデル(ModelWL2)とは全く異なった挙動を示す。一方、単一橋脚モデル(PLS6)の θ_{zc} を固定した場合は、全体系モデル(ModelWL2)に比べて橋脚基部ねじりモーメントを小さめに評価するが、支承反

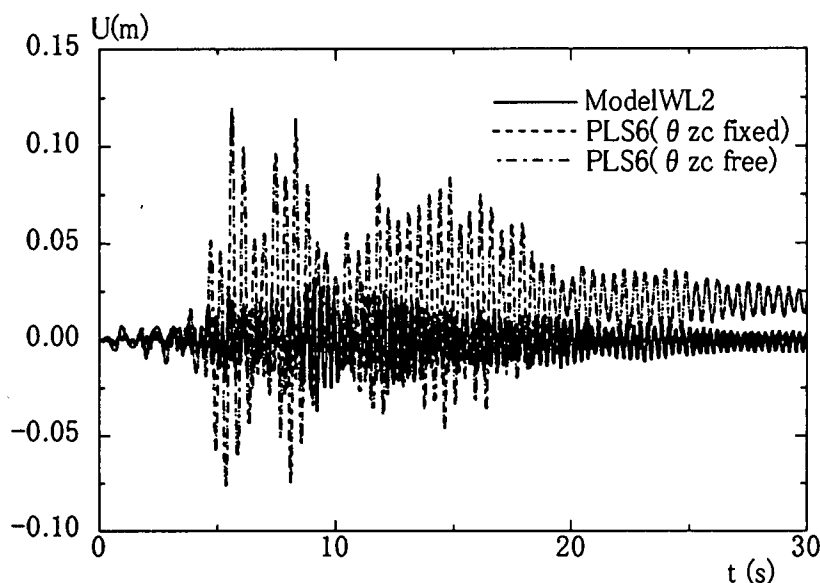


図-5.6.26 逆L形橋脚における水平変位の時刻歴(神戸海洋気象台の地震波)

力も全体系モデル(ModelWL2)とよく一致している。全体系モデル(ModelWL2)との差が若干出た理由としては、全体系モデル(ModelWL2)の場合、上部構造主桁のZ軸周りの曲げ剛性が有限であり、横桁の回転角が完全には固定されていないことが考えられる。

以上より、逆L形橋脚を設計するための単一橋脚モデルとしては、 $e/H=0.32$ の場合には、逆L形橋脚の横梁の水平面内での回転を自由としたモデルより、むしろ単一T形橋脚モデル(PTS6)の方が適切であること、また $e/H=0.32, 0.63$ のいずれにおいても、 θ_{zc} を固定した単一逆L形橋脚モデル(PLS6)は復元力特性、支承反力の両方について有効であることがわかる。これらは、先の検討結果とよく符合するものである。

(3) 動的応答特性

動的応答の検討に用いる地震波は、神戸海洋気象台N-S成分、JR鷹取駅N-S成分、東神戸大橋N-S成分の三つで、それぞれ30秒間橋軸方向に作用させる。時間積分の分割は自動とし、上限値は0.01秒に設定する。減衰マトリックスは質量比例型を用い、減衰定数は弾性1次固有振動に対応した $h=0.01$ とする。なお、ここでは上部構造の質量のみを考慮する。

逆L形の全体系モデル(ModelWL2)に地震波を作用させ、橋脚PL6上のC点(2つの支承の中間点)で生じた橋軸方向水平変位の時刻歴応答(神戸海洋気象台の地震波)を図-5.6.26に、最大応答変位を表-5.6.7に示している。また、橋脚PL6の頂部ねじり回転角の時刻歴応答(神戸海洋気象台の地震波)を図-5.6.27に示す。さらに、単一逆L形橋脚モデル(PLS6)で、C点のZ軸周りのねじれ θ_{zc} を自由(free)としたモデルと θ_{zc} を固定(fixed)としたモデルの解析も行い、全体系モデルの結果とともに示している。

表-5.6.6 逆L形橋脚C点の最大応答水平変位

地震波	Model WL2	PLS6 (θ_{zc} fixed)	PLS6 (θ_{zc} free)	(2) (1)	(3) (1)
	(1)	(2)	(3)		
神戸	0.037	0.031	0.119	0.838	3.216
鷹取	0.028	0.028	0.103	1.000	3.679
東神戸	0.016	0.017	0.077	1.063	4.813

単位：m

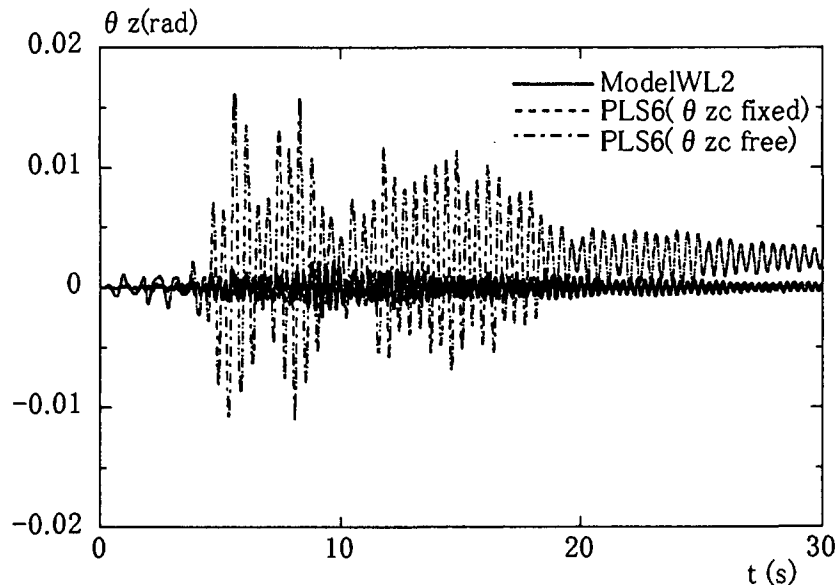


図-5.6.27 逆L形橋脚における橋脚頂部のねじり回転角の時刻歴応答
(神戸海洋気象台の地震波)

これらの解析結果より、 θ_{zc} 自由の単一橋脚モデルは他のモデルよりもかなり大きな応答値を示すことが理解される。それに対し、 θ_{zc} 固定の単一橋脚モデルは、水平変位、橋脚頂部のねじり回転角とも全体系モデルより若干小さいものの、全体系モデルの動的挙動をよく表している。

以上のことより、動的応答特性についても先の検討結果と同様に、単一橋脚モデルとしては、 θ_{zc} を固定したモデルが優れていることが理解される。

5.6.8 まとめ

剛性の高い鋼製支承を介して逆L形橋脚に支持された高架橋モデルが、橋軸方向の地震力を受ける場合の解析を行い、逆L形橋脚の変形挙動を検討した。得られた結論を以下にまとめる。

- (1) 逆L形橋脚で支持された高架橋では、水平面内の曲げ剛性が大きい上部構造の桁が二カ所で鋼製支承を介して橋脚の横梁に連結されているため、橋脚横

梁の水平面内での回転変位が拘束される。その結果、橋脚のねじり変位も小さくなる。その一方で、橋脚の横梁上の二つの支承の橋軸方向反力の作用方向は逆になり、橋脚の柱に近い支承の反力は非常に大きなものになる。

- (2) 単一逆L形橋脚モデルで横梁の水平面内の回転を、支承位置を結ぶ剛な線分で拘束する部分モデルにより、高架橋システムにおける逆L形橋脚の挙動ならびに横梁上の支承反力を精度良く算定することができる。
- (3) 従来用いられた、横梁の水平面内の回転を拘束しない単一逆L形橋脚モデルは、上部構造の影響が考慮されず適切なモデルではない。偏心率 $e/H=0.41$ の範囲では橋脚のねじり変位がほとんど生じないので、橋脚に限れば、単一T形橋脚モデルの方がむしろ適切なモデル化である。ただし、横梁上の支承反力を正しく算定することはできない。
- (4) 上部構造主桁の水平面内曲げ剛性が小さくなると、主桁による逆L形橋脚のねじり拘束度が低下するため、挙動が大きく変化する。一方、上部構造主桁の鉛直面内の曲げ剛性の影響は小さい。

参考文献

- [西野文雄, 1983] 西野文雄, 長谷川彰夫: 構造物の弾性解析, 新体系土木工学 7, 技報堂, 1983
- [Crisfield, M.A., 1991] Crisfield, M.A.: Non-linear Finite Element Analysis of Solids and Structures, Vol.1: Essentials, John Wiley & Sons, 1991.
- [Goto, Y., 1995] Goto, Y., Li, X.S., Kasugai, T. and Obata, M.: Analysis of Greenhill Problem by a Co-Rotational Method, 構造工学論文集, Vol.41A, pp.411-420, 1995.
- [ABAQUS/Standard User's Manual, 1997] ABAQUS/Standard User's Manual: Ver.5.7, HKS, 1997.
- [宇佐美勉, 1997] 宇佐美勉, 本間大介, 芳崎一也: 鉛直荷重が偏心して作用する鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験, 土木学会論文集, No.626/I-48, pp.197-206, 1997.
- [高聖彬, 1998] 高聖彬, 葛漢彬, 宇佐美勉: 逆L形鋼製橋脚の繰り返し弾塑性解析, 第2回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp.165-172, 1998.
- [Li, X.S., 1998] Li, X.S. and Goto, Y.: A Three-Dimensional Nonlinear Seismic Analysis of Frames Considering Panel Zone Deformation, 土木学会論文集, No.605/I-45, pp.1-13, 1998.

5.7 逆L形橋脚を有する高架橋（2） - ゴム支承の影響 -

5.7.1 はじめに

本節では、逆L形橋脚を有する高架橋を対象として、最近採用されるケースの多いゴム支承に着目し、支承特性の違いが全体の動的応答に与える影響を把握する。まず、解析対象として、鋼製支承（固定可動型）を有し、比較的偏心量の大きいモデルを設定し、動的応答特性を把握する。次に、ゴム支承にした際の固定可動条件およびゴム支承のばね定数を変化させた場合の動的応答解析を行い、全体特性に与える影響を明らかにする。

5.7.2 解析対象

解析対象とした高架橋のモデルを図-5.7.1 および図-5.7.2 に示す。比較的偏心量の大きい橋梁を対象にした。この高架橋の構造概要は次に示すとおりである。

- ・ 橋梁形式 : 3 径間連続鋼 I 桁橋
- ・ 橋脚形式 : 逆 L 型鋼製橋脚（矩形断面）
- ・ 基礎形式 : 直接基礎
- ・ 橋長 : 65m
- ・ 支間割 : 20.65+21.0+22.65m
- ・ 支承条件 : 表-5.7.1 に示すとおり
- ・ 偏心率 : 0.7

表-5.7.1 基本モデルの支承条件

橋脚名	P5	P6	P7	P8
支承数(個/橋脚)	2	2	2	2
橋軸方向	可動	固定	可動	可動
橋軸直角方向	固定	固定	固定	固定

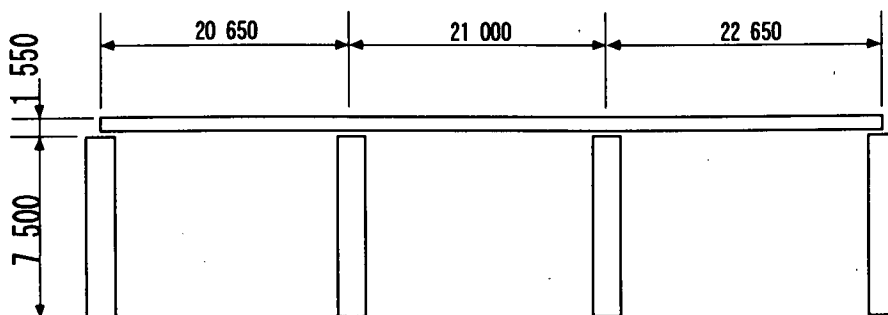


図-5.7.1 モデル橋の側面図

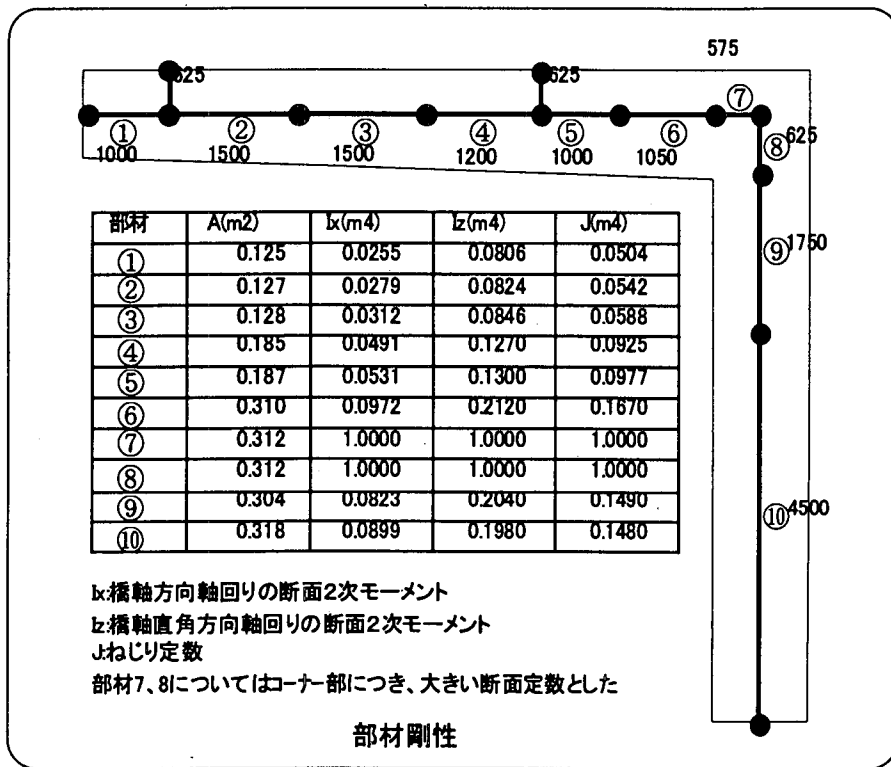
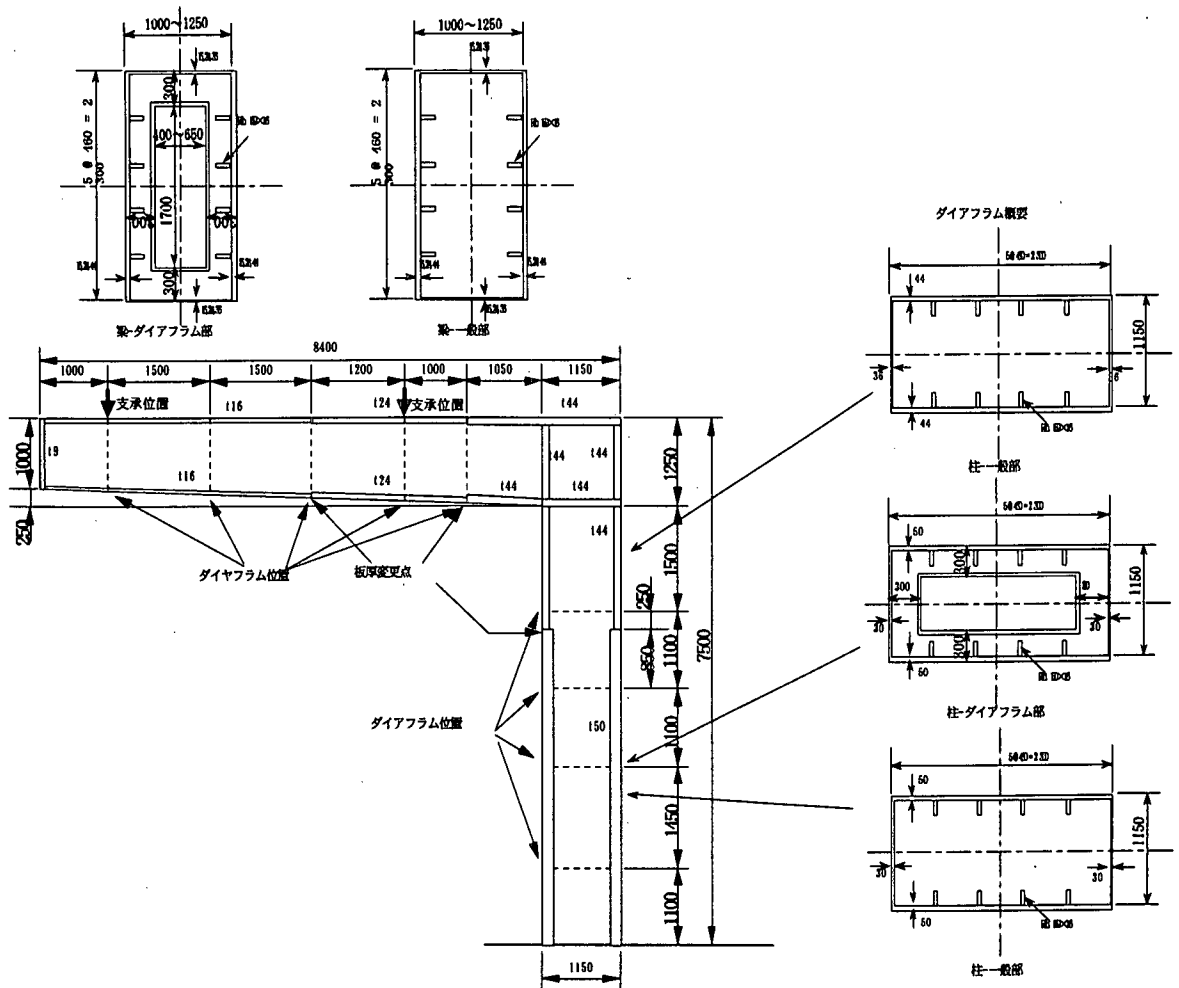


図-5.7.2 橋脚部分の断面構成

5.7.3 解析概要

ここでは、橋軸方向の応答に着目し、地震時の非線型動的応答解析を行った。解析条件は次のとおりである。また、基本モデルについては、全体系モデルに加え、単橋脚モデルとの比較も行った。

(1) 解析モデル

- ・モデル化要素 : ファイバー要素
- ・応力-ひずみ関係 : 完全弾塑性体
- ・塑性構成則 : バイリニア型移動硬化則
- ・減衰 : 質量比例型, $h=0.01$ (1次固有振動数に対応)
- ・入力地震動 : 神戸海洋気象台 NS(TYPE2-1-1)
神戸海洋気象台 EW(TYPE2-1-2)
猪名川 NS(TYPE2-1-3)
- ・解析プログラム : ABAQUS

尚、橋脚のモデル化の際にダイヤフラムは無視し、リブは断面剛性が等価となるように外鋼板の板厚を変更した。

(2) 支承特性

表-5.7.1 に示した支承条件を基本として、ゴム支承とした時の条件として、表-5.7.2 に示す2つのケースを検討した。両ケースとも、最近盛んに行われている耐震補強を目的とした支承変更の際によく用いられる条件である。尚、通常橋軸直角方向は、耐震補強後も拘束条件とするため、ここでも橋軸直角方向はすべて拘束の条件とする。

表-5.7.2 ゴム支承の支承条件

		P5	P6	P7	P8
基本モデル	橋軸方向	可動	固定	可動	可動
	橋軸直角方向	固定	固定	固定	固定
ケース1	橋軸方向	弾性	固定	弾性	弾性
ケース2	橋軸方向	弾性	弾性	弾性	弾性

5.7.4 解析結果

(1) 基本モデルの動的応答特性

ここでは、基本モデルの特性を把握するために、神戸海洋気象台 NS(TYPE2-1-1)を入力波とした際の地震応答解析を行った。また、単橋脚モデルとの比較も同時に行った。

単橋脚モデルおよび全体系モデルに地震波を作用させた時の支承 a (外側) 位置の時刻歴応答変位および基部水平反力との関係を図-5.7.3 に示す。図-5.7.3 を見ると、単橋脚モデルが弾塑性挙動を示し、支承 a の変位量が最大 0.15m と大きいのに対して、全体系モデルでは弾性の範囲内の挙動であり、支承 a の変位量も最大 0.04m と小さい。また、図-5.7.4 に示した最大変形時のモードを見ると、単橋脚モデルが柱の回転量が大きいのに対して、全体系モデルは回転量が小

さい結果となっている。そこで、柱の回転量に注目し、時刻歴応答を比較した結果を図-5.7.5に示す。図-5.7.5を見ると、単橋脚モデルの回転角に対して、全体系モデルは約1/5になっていることが分かる。これは、全体系モデルでは、2ヶ所の支承で桁と結合されており、各支承とも橋軸直角方向は固定の条件となっているため、桁の剛性の影響を受け、結果的に回転変位が拘束されていることが原因である。これらの結果は、5.6節の結果とも同じ傾向を示している。

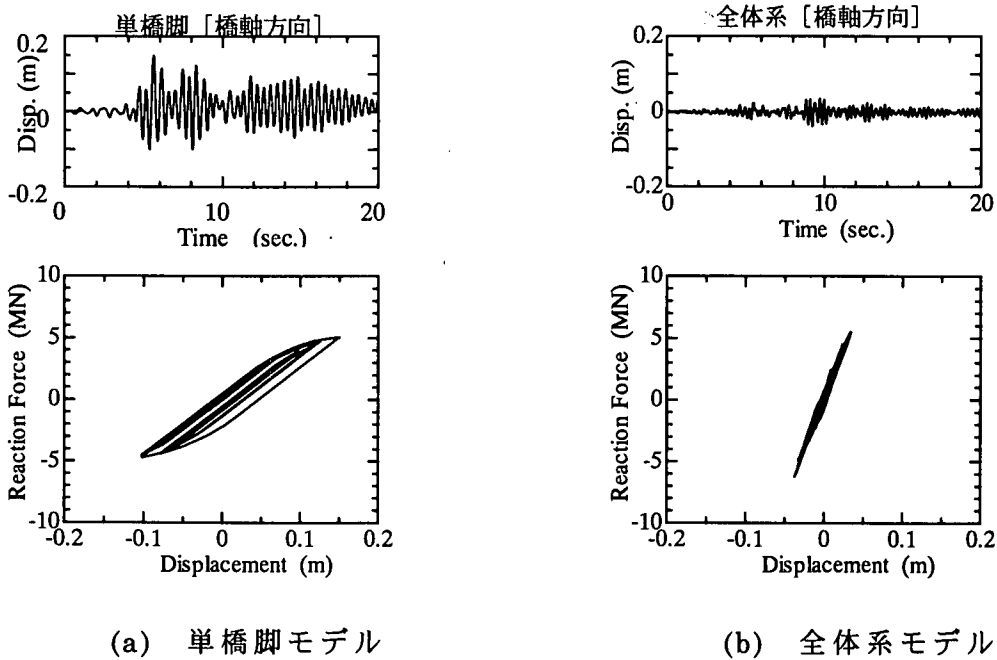


図-5.7.3 時刻歴応答解析結果

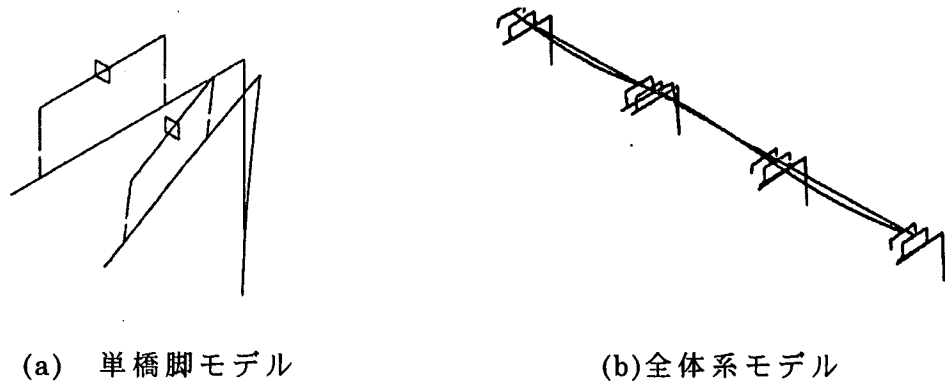


図-5.7.4 最大応答変形図

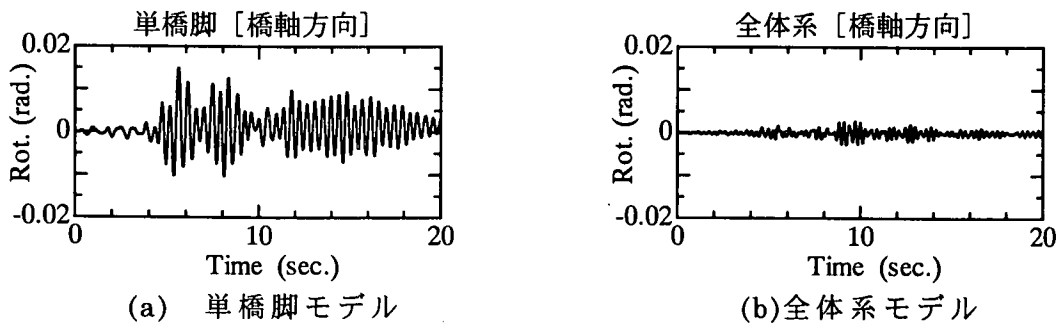


図-5.7.5 柱の回転変形量

(2) ゴム支承ケース1の地震応答特性

		P5	P6	P7	P8
ケース1	橋軸方向	弾性	固定	弾性	弾性
	橋軸直角方向	固定	固定	固定	固定

ケース1について、支承のばね定数 k を、一般的なゴム支承の水平方向ばね定数を参考に、 $100 \sim 1000 \text{ kgf/mm}$ と変化させた際の動的応答特性を求めた。ばね定数 $k=0.0$ の場合は、基本モデルと同じ状態となる。まず、固有振動数の変化を図-5.7.6 に示す。P6 橋脚が固定となっているため、ばね定数の変化による固有振動数への影響はそれほどない。

次に、地震波を入力した際の支承 a (外側) 位置の軸方向変位、各橋脚の基部反力および両支承に作用する力の最大値を図-5.7.7 に示す。支承に作用する力は支承 a, b で逆方向となるが、同じ時間に最大値をとるとは限らないため、ここでは絶対値で表している。(b) 基部水平反力を見ると、入力波による違いはあるものの、総じてばね定数の増加とともに、支承変更前には P6 橋脚に集中していた反力が徐々に各橋脚に分散されることにより、P6 橋脚の基部反力が低減され、耐震性が向上される様子が分かる。

(c)~(e) 支承への作用外力は、桁の慣性力の影響で橋脚に若干のねじれ回転が生じ、P6 橋脚では支承 a, b の外力に大きな差が生じるとともに、a, b で逆方向の力となり、絶対値も大きくなる。しかし、ばね定数の増加にともない P6 支承の外力が低減され、他の支承の外力が増加する。支承の設計の際にはこれらの特性を考慮する必要がある。

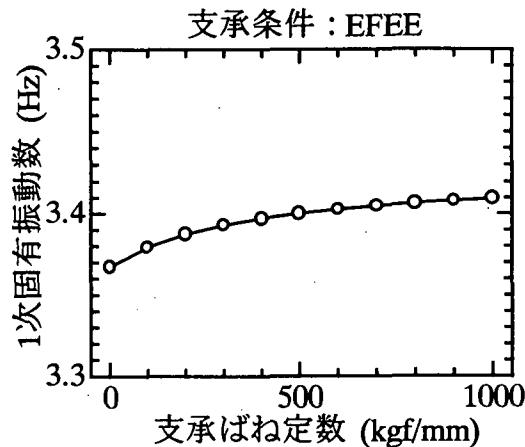
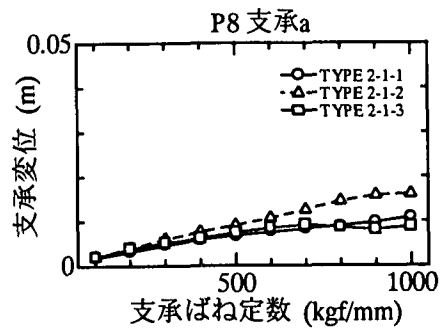
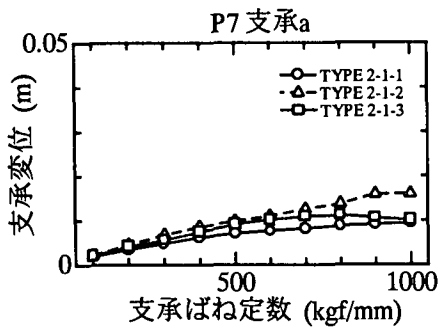
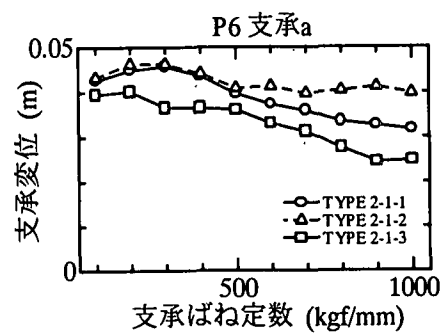
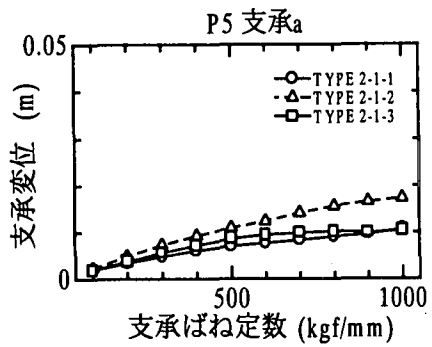
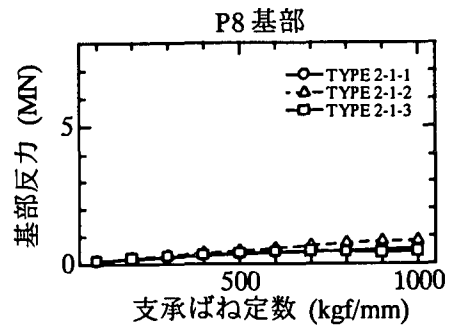
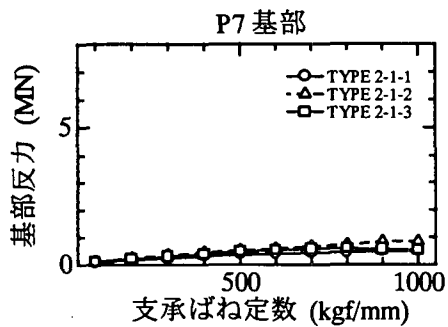
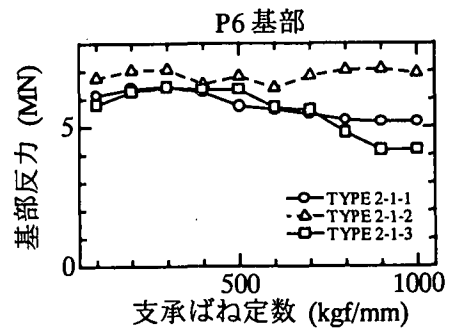
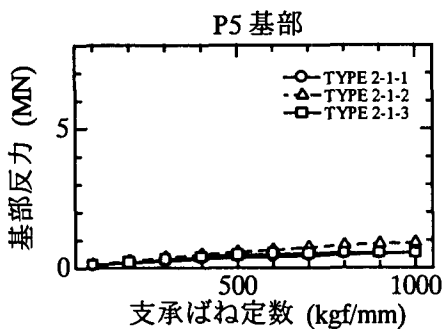


図-5.7.6 支承ばねに対する固有振動数の変化 (ケース1)

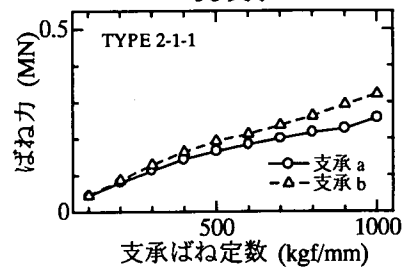
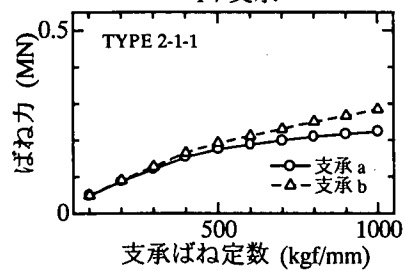
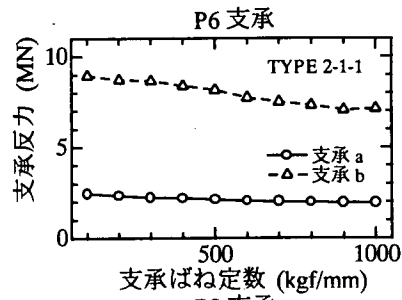
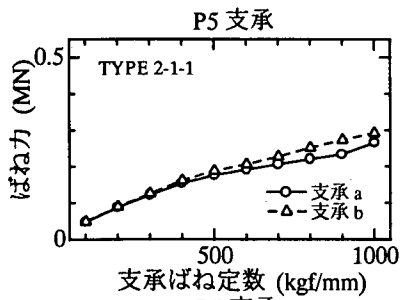


(a) 支承 a 位置の変位応答

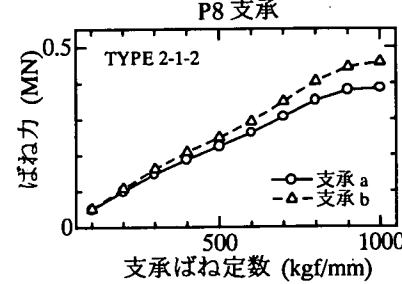
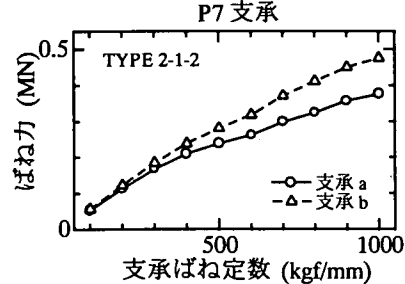
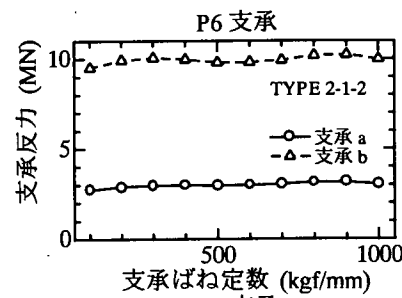
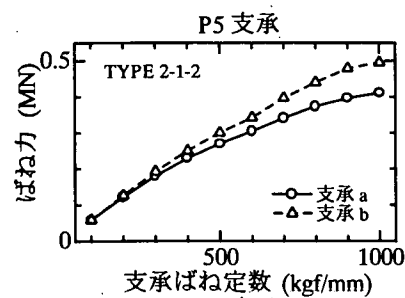


(b) 基部水平反力

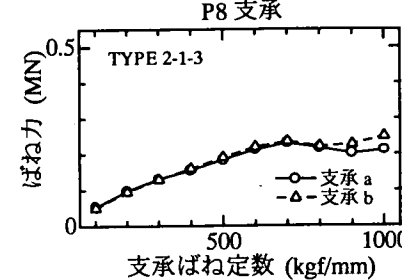
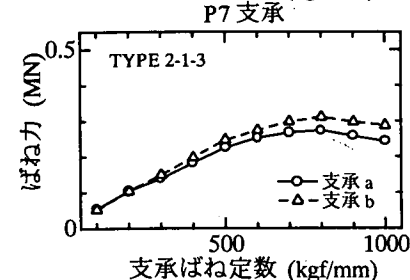
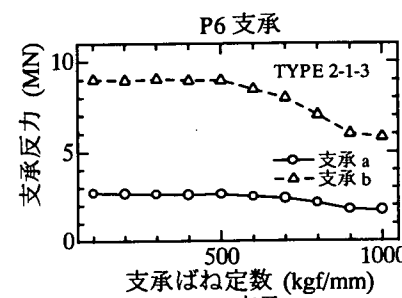
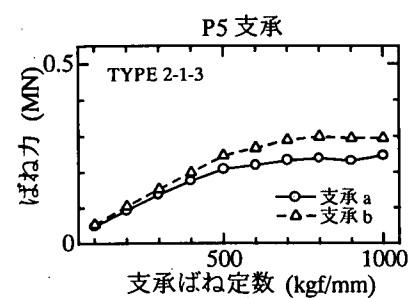
図-5.7.7 支承ばねに対する最大応答値の変化(ケース1)



(c) 支承への作用外力 (入力：神戸海洋気象台 NS TYPE2-1-1)



(d) 支承への作用外力 (入力：神戸海洋気象台 EW TYPE2-1-2)



(e) 支承への作用外力 (入力：猪名川 NS TYPE2-1-3)

図-5.7.7 支承ばねに対する最大応答値の変化(ケース 1)

(1) ゴム支承ケース 2 の地震応答特性

		P5	P6	P7	P8
ケース 2	橋軸方向	弾性	弾性	弾性	弾性
	橋軸直角方向	固定	固定	固定	固定

ケース 2 は、すべての支承を橋軸方向に弾性支持するケースである。ケース 1 と同様、支承のばね定数 k を、100~1000kgf/mm と変化させた際の動的応答特性を求めた。4 橋脚とも同じばね定数を用いている。固有振動数を求めた結果を図-5.7.8 に示す。全支承を弾性支承としているため、ばね定数の影響が大きく表れている。

次に、地震波を入力した際の支承 a (外側) 位置の橋軸方向変位、桁の橋軸方向変位、基部反力および両支承への作用力の最大値を図-5.7.9 に示す。(b)基部反力をみると、ばね定数により固有振動数が変化するため、最大値は入力地震動の特性の影響を受けている。しかし、おおむね、ばね定数の増加とともに橋脚天端 (支承位置) の変位および基部反力が増加している。

一方、(c)桁の橋軸方向変位を見ると、すべてが弾性支承のため、桁の変位量が大きく表れ、支承ばねの増加に従い、減少する傾向となる。このため、このケースでは伸縮装置の設計も考慮する必要がある。また、隣接橋梁が存在する場合には、隣接橋梁との桁の変形量の関係も求める必要がある。その場合には、隣接橋梁も含めた全体系の解析も検討する必要がある。

(d)~(f)支承への作用外力を見ると、すべてが弾性支承のため、各橋脚に慣性力が分散され、各橋脚ほぼ同じ応答を示している。そのため、ケース 1 の P6 橋脚に比べ、絶対値も抑制される。また、ばね定数の増加にしたがい、柱のねじりが大きくなり、支承の使用する力は支承 a (外側) に比べ、支承 b (内側) の方が大きくなる傾向にあることが分かる。

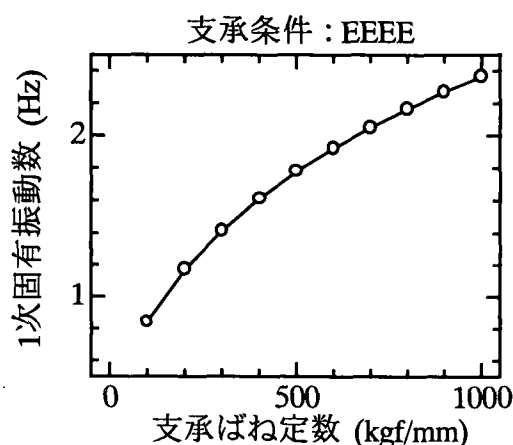
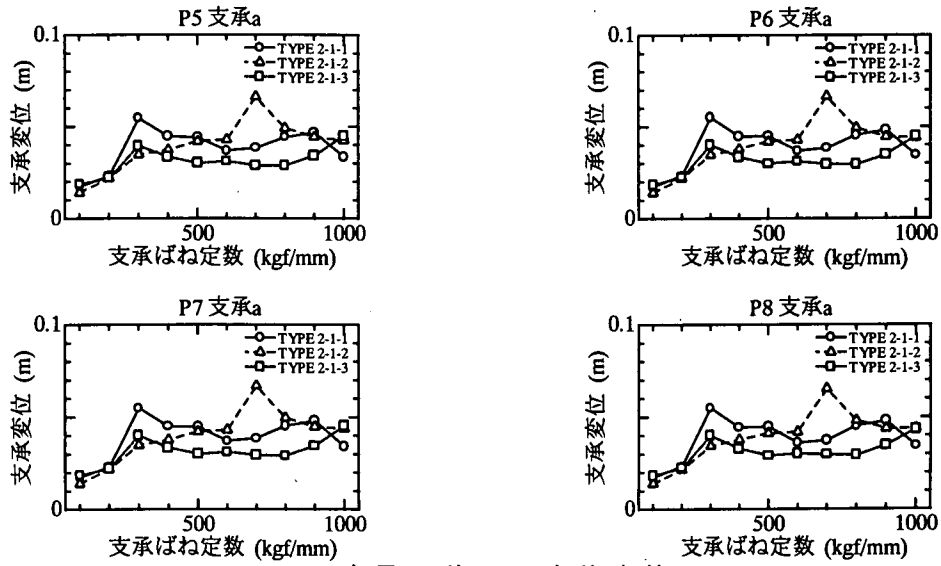
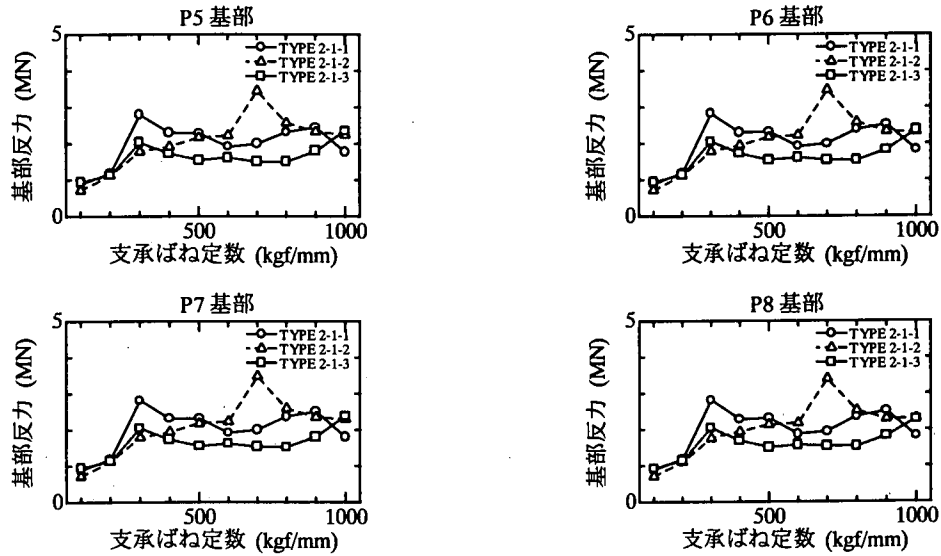


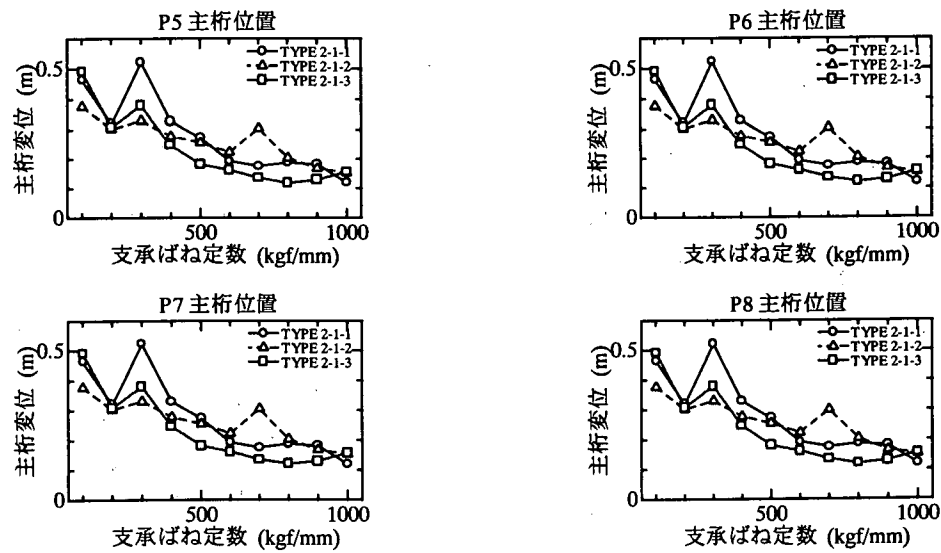
図-5.7.8 支承ばねに対する固有振動数の変化(ケース 2)



(a) 支承 a 位置の変位応答

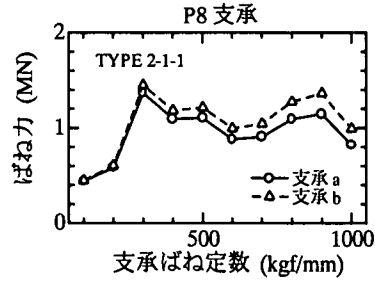
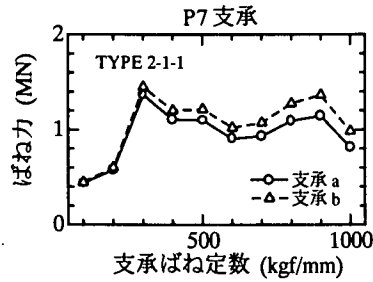
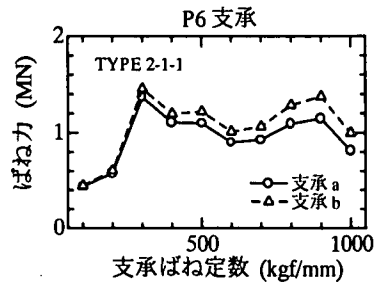
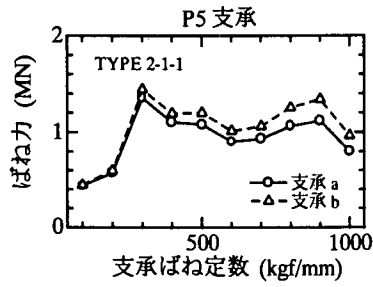


(b) 基部水平反力

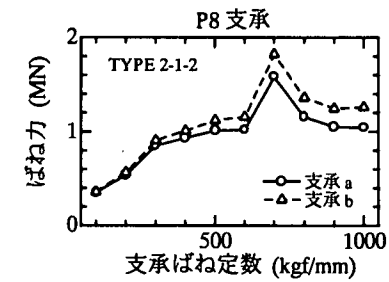
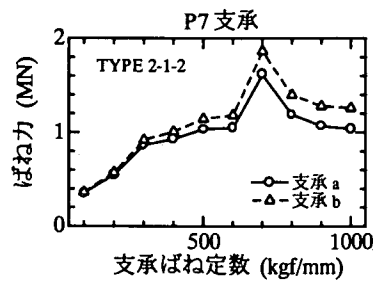
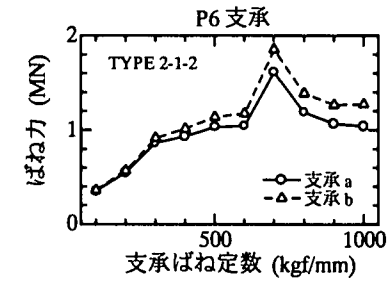
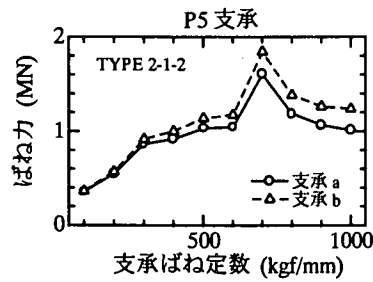


(c) 主桁位置の変位応答

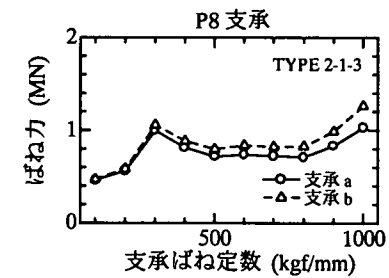
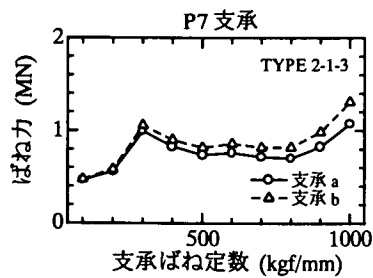
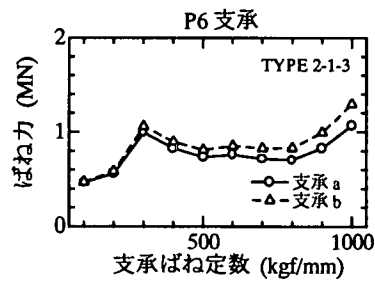
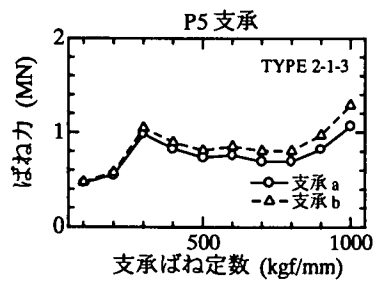
図-5.7.9 支承ばねに対する最大応答値の変化(ケース 2)



(d) 支承への作用外力 (入力：神戸海洋気象台 NS TYPE2-1-1)



(e) 支承への作用外力 (入力：神戸海洋気象台 EW TYPE2-1-2)



(f) 支承への作用外力 (入力：猪名川 NS TYPE2-1-3)

図-5.7.9 支承ばねに対する最大応答値の変化(ケース 2)

5.7.5 まとめ

逆L形橋脚を有する高架橋を対象に、最近採用されるケースが増えているゴム支承に着目し、支承特性の違いが全体の動的応答に与える影響を検討した。橋軸方向の支承条件として、ケース1（弾性-固定-弾性-弾性）およびケース2（弾性-弾性-弾性-弾性）の2ケースを対象に、ゴム支承のばね定数をパラメタに、地震時の非線型動的応答解析を行った結果、以下の知見を得ることができた。

- (1) ケース1（弾性-固定-弾性-弾性）の場合、固定支承部分の内外両支承で、逆方向の外力が作用し、特に内側（柱側）の支承には大きな力が作用することが分かった。また、支承のばね定数の増加に伴い、固定支承の橋脚に集中していた反力がしだいに各橋脚に分散され、固定支承に作用する外力も低減される。
- (2) ケース2（弾性-弾性-弾性-弾性）の場合、ケース1で顕著であった支承外力の内外差は小さくなる。また、ばね定数の増加に伴い、固有振動数が増大するとともに、入力地震動の特性にもよるが橋脚天端の変位、基部反力も増加する傾向にある。各橋脚に地震力がほぼ均等に分散されるため橋脚間の応答の差はほとんどない。一方、ばね定数が小さい場合、桁の変位が大きくなるため、伸縮装置の設計に十分な考慮を必要とする。また、隣接橋梁が存在する場合には、隣接橋梁も含めた解析の検討も必要となる。