

第6編 鋼アーチ橋

第1章 概要

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震は、各種の構造物に関東大震災以来、最大の被害を引き起こした。橋梁においても、橋脚の倒壊、橋桁の落下をはじめ、多数多量の橋梁で大きな被害を発生した。阪神大震災後、道路橋示方書（以下新道示という）が改訂され、橋梁の耐震設計法は大幅な見直しが行われた。新道示では鋼アーチ橋のような地震時の挙動が複雑な橋梁では、供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動に対しては、動的解析を行い、その結果を設計に反映させるのがよいとなっている。それは新設橋梁のみに限らず、旧示方書に基づいて設計された既設橋梁であっても、その被害が社会に大きな影響を及ぼすような重要な橋梁では、同様の手法で耐震検討を行い、被害に至ることが明確になった場合には、速やかに対策を立てる必要があると考えられる。しかし、塑性域に入る鋼アーチ部材の許容値をどのようにするべきかについては、不明確な点が未だ多く存在しているのが現状である。

上述のように不明確な点が多いことから、新規鋼アーチ橋を設計する場合は、一つの設計手法として地震時部材の最大応答値を降伏点以下に定めるように設計するものとすれば、動的解析は部材の弾塑性を考慮する必要がなく、線形動的解析のみを行ってもよいと考えられる。一方、旧耐震設計基準に準拠して設計された既設鋼アーチ橋については、塑性域に入る部材の可能性が十分にあると考えられる。すなわち、既設鋼アーチ橋に対しては非線形動的解析により耐震安全性を照査しなければならない。しかしながら、新道示に準拠して鋼アーチ橋の耐震性を検討した実例はまだ少ない。

本研究では、昭和48年に架設された鋼中路式ローゼ橋を対象橋に取り上げ、新道示に基づいて動的解析を行い、その耐震安全性について検討を行った。

1.1 検討の項目および目的

1.1.1 固有値解析

鋼アーチ橋の全体系をモデル化する際に、RC床

版および縦桁の剛性は固有値解析にどの程度影響するかを把握するために、RC床版および縦桁の剛性評価に着目し、それぞれのケースについて固有値解析を行う。次に、各ケースの固有値と固有モードの解析値と実橋におけるこれらの計測値とを比較する。

1.1.2 線形動的解析

鋼アーチ橋では鉛直振動と水平振動が連成し、塑性ヒンジの発生位置を予想することが困難であるので、非線形域に入る部材を見極め、必要な部材のみを非線形要素としてモデル化することと地震時各断面に生じる軸力の最大最小応答値をつかむことを目的として、線形動的解析を行う。

1.1.3 M-φ弾塑性モデルの設定

地震時鋼アーチ橋部材は全体座屈および局部座屈現象を起こさないという仮定条件の元で、各部材の弾塑性モデルを設定する。地震時軸力が変動するため、弾塑性モデルを設定するに際しては、以下のような方法が考えられる。

①軸力の変動に応じて各部材のN-M-φ弾塑性モデルを設定する方法

②ファイバー要素によってσ-ε弾塑性モデルを設定する方法

③地震時軸力の最大値(Nmax)および最小値(Nmin)を十分に把握した上で、Nmax-M-φおよびNmin-M-φ弾塑性モデルを設定する方法

手法①の軸力変動を考慮したN-M-φ弾塑性モデルでは地震時軸力の変動を正確に取り入れられるが、M-Nインタラクションカーブを遵守することによって、M-φ履歴曲線は不規則になることが考えられる。したがって、塑性化する部材は塑性域に入る程度を定量的に評価することが困難である。手法②のファイバー要素の弾塑性モデルでは材質のσ-ε曲線になる。よって、地震波を異なる方向から同時に入力する場合の評価も可能であるが、部材を細かく分割する必要があることにより、コンピュータの容量や解析時間がかかる。手法③では軸力の最大値および最小値だけを十分に把握出来れば、M-φ弾塑性モデルより耐震性の照査を簡単に行うことが考えられるが、塑性化する部材の耐震安全性を

安全側に評価しすぎる懸念がある。

上述のように、どの方法にも利点があれば、不都合な点もある。本研究では手法①の $N-M-\phi$ 弾塑性モデルと手法③の $N_{max}-M-\phi$ および $N_{min}-M-\phi$ 弾塑性モデルを用いた。これらの弾塑性モデルの違いによる地震時の弾塑性応答特性の比較を通して、簡便照査法を提案する。最後に、提案した簡便法で当該橋の耐震安全性について判定する。

1.1.4 非線形動的解析

鋼中路式ローゼ橋の弾塑性応答特性の把握および塑性域に達している部材について耐震安全性を判定することを目的として、タイプ I, II の地震波を橋

軸方向および橋軸直角方向に別々に入力させ、非線形動的応答解析を行う。

1.1.5 耐震安全性の照査

非線形動的応答解析で得られた各応答値に対して、新道示に基づく地震時保有水平耐力や許容塑性率等の組み合わせによって耐震安全性の照査を行う。

1.2 検討の手順

研究対象となる非対称鋼中路式ローゼ橋の弾塑性応答特性と耐震安全性を把握する目的として、本研究を行った。検討手順は図-1.1に示す。

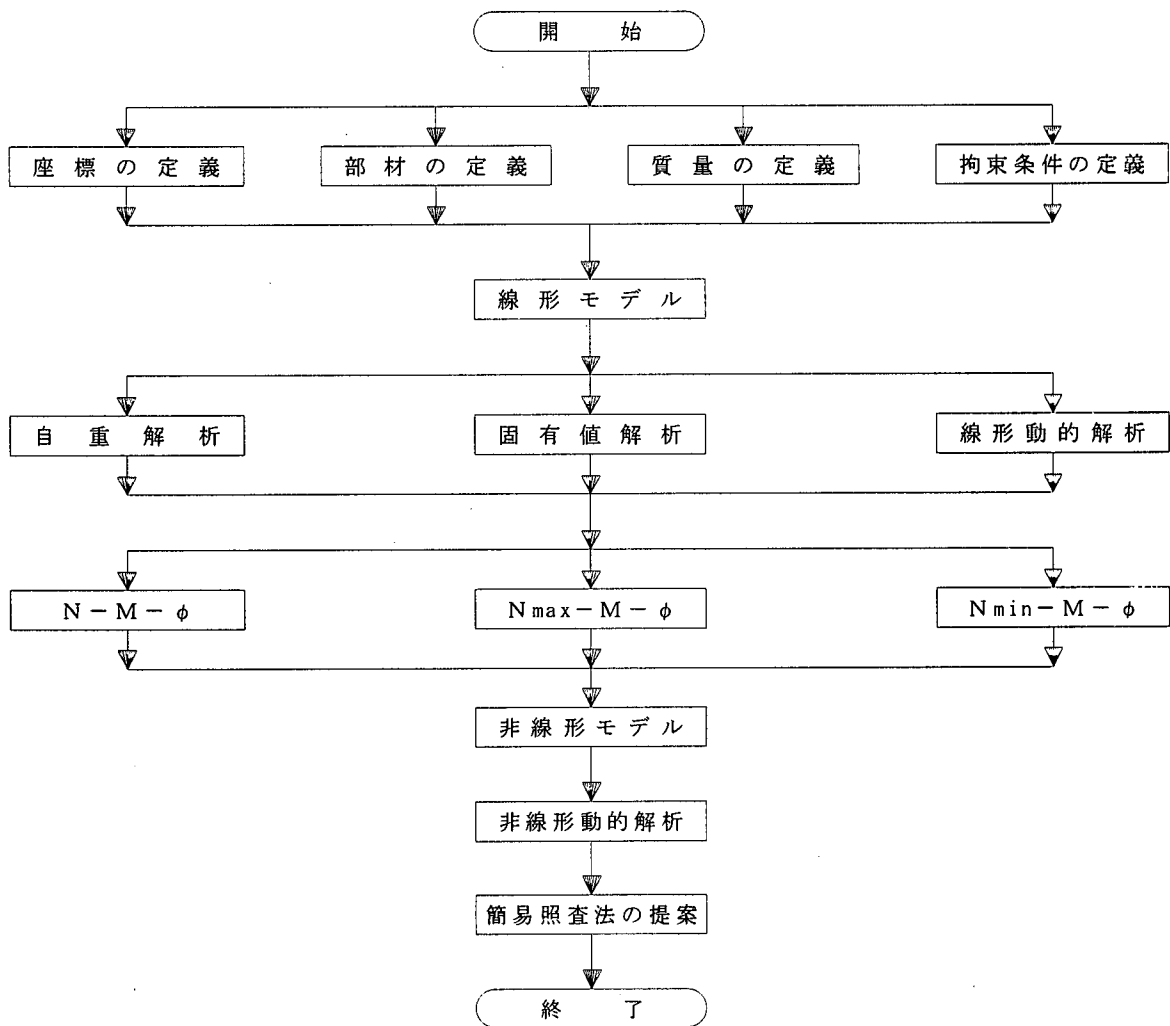


図-1.1 検討のフローチャート

第2章 解析対象橋梁および解析モデル

2.1 解析対象橋梁

解析の対象となる橋梁は比較的長支間の非対称中路式ローゼ橋である。その側面図、横断面図と設計条件とを図-2.1、表-2.1に示す。図示のように当該アーチ橋は橋長199.0mで、構造形式は2ヒンジの鋼中路式ローゼ橋である。アーチ橋の支間長は160.0mで、ライズは30.0mである。補剛桁の左岸側は鋼製ピン支承で、右岸側は鋼製ローラー支承で支持されている。

表-2.1 対象橋梁の設計条件

型 式	非対称中路式ローゼ橋
橋 長	199.0 m
支 間	5.9m + 160m + 32m
幅 員	0.750m + 6.500m + 0.750m
橋 格	1等橋
縦 勾 配	3% (直線)
横 勾 配	1.5% (放物線)
主 構 間 隔	10.000m
舗 装	アスファルト舗装 (t=50mm)
床 版	鉄筋コンクリート (t=200mm)

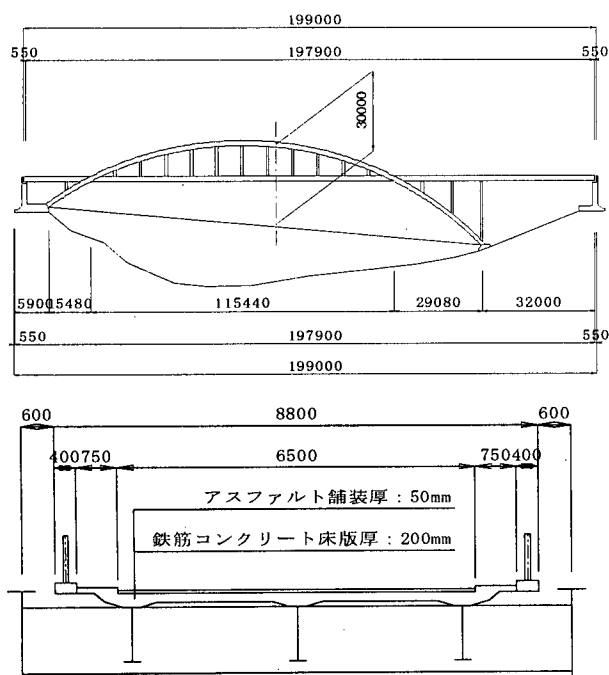


図-2.1 解析対象橋梁の側面図と補剛桁部横断面図

2.2 解析モデル

解析の対象となる橋梁の断面構成は、アーチリブおよび支柱が箱断面、補剛桁はI断面、横構および吊材がH断面、鉛直支柱・対傾構がCT断面である。したがって、アーチリブ部材、補剛桁部材、鉛直支

柱およびストラット部材は3次元梁要素とし、他部材のすべてはトラス要素とする。

当該橋の基礎は直接基礎であるため、地盤のバネ係数は考慮しない。耐震設計に用いる地盤種別はI種地盤とし、地域別補正係数の地域区分は架橋地点を考慮してBとする。

本研究に用いる3次元立体骨組解析モデルは図-2.2に示される。

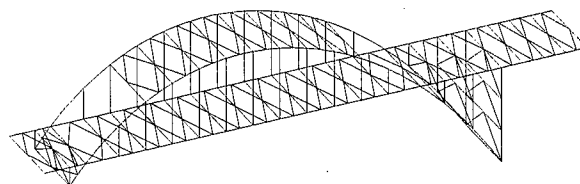


図-2.2 3次元立体骨組解析モデル

2.3 入力条件

2.3.1 動的解析

動的解析に際しては、解析目的や入力地震動レベル等に応じて、適切な解析手法および解析モデルを設定しなければならない。橋梁の動的解析手法としては、以下のように大別される。

- ①モード解析による応答スペクトル法
- ②モード解析による時刻歴応答解析法
- ③運動方程式を直接解く直接積分法
- ④Fourier変換を利用した複素応答法

①のモード解析は、構造物の剛性や質量分布から決まる固有周期や固有振動モードを解析し、この結果によって構造物の基本的振動特性を把握することが出来、地震動の応答スペクトルを参照することにより、構造物の最大弾性応答値を概略的に推定することが可能になる。②の時刻歴応答解析は、地震動の加速度を入力して時々刻々の応答を算出する方法である。③の直接積分法は運動方程式を直接に数値積分する方法である。④の複素応答解析は、地盤や地下構造物の動解を行うのによく使用されており、地盤との動的相互作用を考慮して橋梁の動解をする場合用いられる。

表-2.2 動的解析の入力条件

解析手法	直接積分法
積分手法	Newmark β 法 $\beta=0.25$
時間間隔	$\Delta t = 0.005$ s
入力地震動の波形	タイプ I ・ タイプ II
全体質量行列	集中質量
モード減衰のタイプ	歪みエネルギー比例型

本研究では塑性域に入る部材の降伏剛性を評価しなければならないことから、解析方法③の直接積分法を利用することとする。線形時刻歴応答解析および非線形時刻歴応答解析に用いる共通な入力条件を表-2.2に示す。

2.3.2 入力地震波

本研究では日本道路協会より振幅調整した標準波形を用いることとする。入力地震動（I種地盤）を表-2.3に示し、それらを図化したものを図-2.3に示す。尚、非線形動的解析では等価減衰定数がかなり大

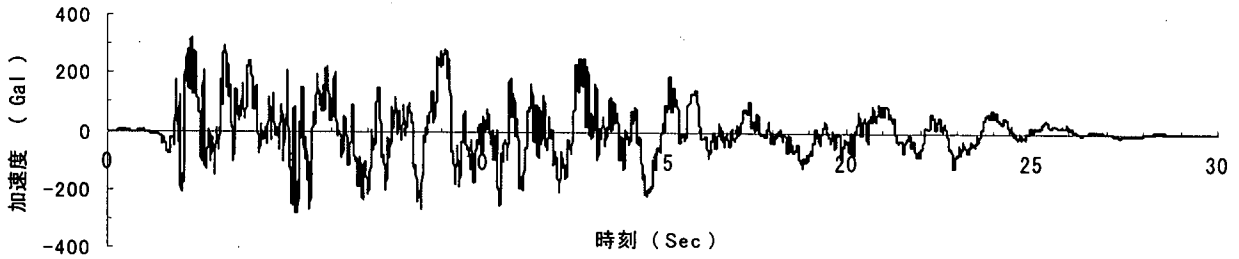
きくなる場合があり、減衰定数0.05について振幅調整した標準波形を用いると、地震動毎に応答値のバラツキが大きくなることや、大規模地震を考慮した地震動では高次振動の影響が大きくなりがちで、各次数の周期における振動位相差が地震動ごとに異なることがある。したがって、本研究では、3波程度の入力地震動に対する解析結果の平均値を用いて耐震安全性を評価することとする。

時刻歴応答解析の標準加速度波形の時間刻みは0.01Secになっているが、本研究では計算時間間隔を0.005Secに細かくし、値を線形補間して用いる。

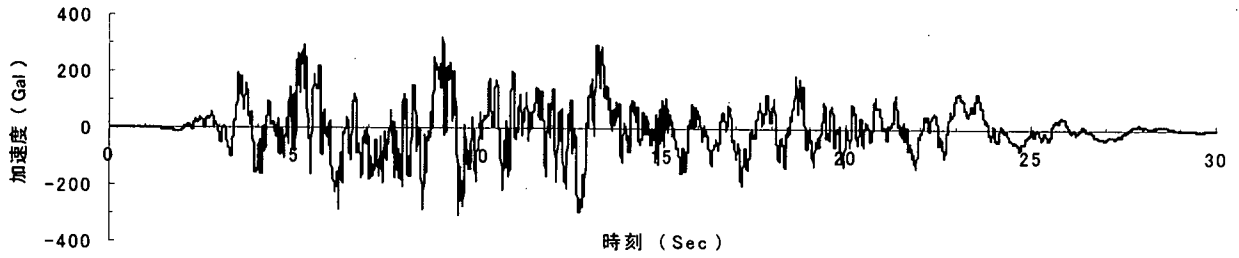
表-2.3 標準加速度波形の一覧表

	地震名	M	記録場所	振幅調整後の最大加速度 (gal)	継続時間
I種地盤	1978年宮城県沖地震	7.4	開北橋周辺地盤上 LG	318.839	30秒
	1978年宮城県沖地震	7.4	開北橋周辺地盤上 TR	319.891	30秒
	1993年北海道南西沖地震	7.8	七峰橋周辺地盤上 LG	-322.700	40秒
II種地盤	1968年日向灘沖地震	7.5	板島橋周辺地盤上 LG	-362.617	40秒
	1968年日向灘沖地震	7.5	板島橋周辺地盤上 TR	384.925	40秒
	1994年北海道東方沖地震	8.1	温根沼大橋周辺地盤上 TR	-364.849	65秒
III種地盤	1983年日本海中部地震	7.7	津軽大橋周辺地盤上 TR	-433.372	60秒
	1983年日本海中部地震	7.7	津軽大橋周辺地盤上 LG	-424.006	60秒
	1994年北海道東方沖地震	8.1	鉾路川堤防周辺地盤上 TR	438.520	60秒

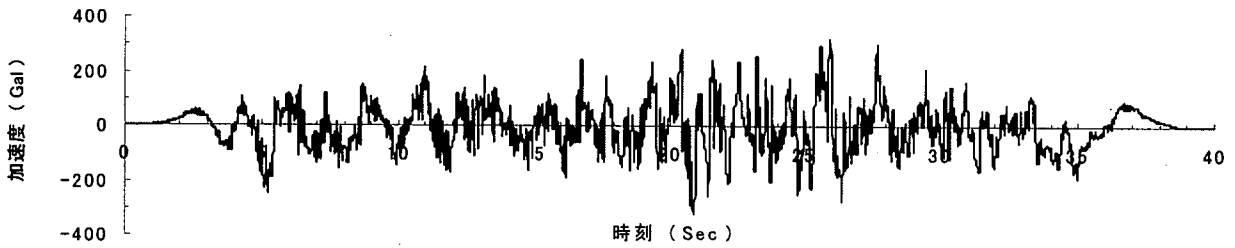
	地震名	M	記録場所	振幅調整後の最大加速度 (gal)	継続時間
I種地盤	1995年兵庫県南部地震	7.2	神戸海洋気象台地盤上 N-S	-812.020	30秒
			神戸海洋気象台地盤上 E-W	765.884	30秒
			猪名川架橋予定地点周辺地盤 N-S	780.046	30秒
II種地盤	1995年兵庫県南部地震	7.2	JR西日本鷹取駅構内地盤上 N-S	686.831	40秒
			JR西日本鷹取駅構内地盤上 E-W	-672.639	40秒
			大阪ガス葺合供給所構内地盤 N27W	736.334	40秒
III種地盤	1995年兵庫県南部地震	7.2	東神戸大橋周辺地盤上 N12W	-591.034	50秒
			ポートアイランド内地盤上 N-S	-557.427	50秒
			ポートアイランド内地盤上 E-W	619.186	50秒



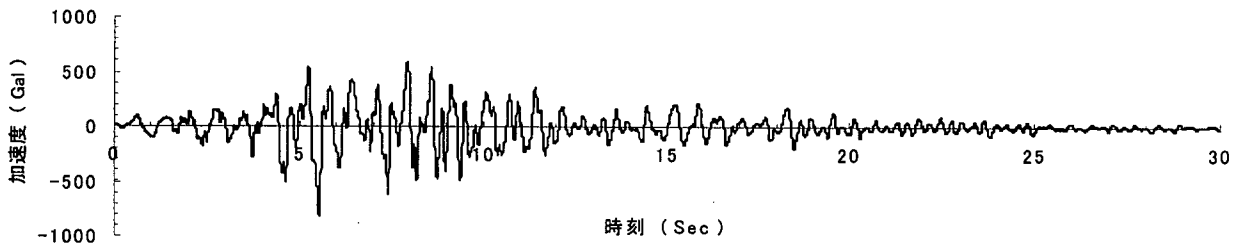
タイプ I-1 の標準地震波波形 (I 種地盤)



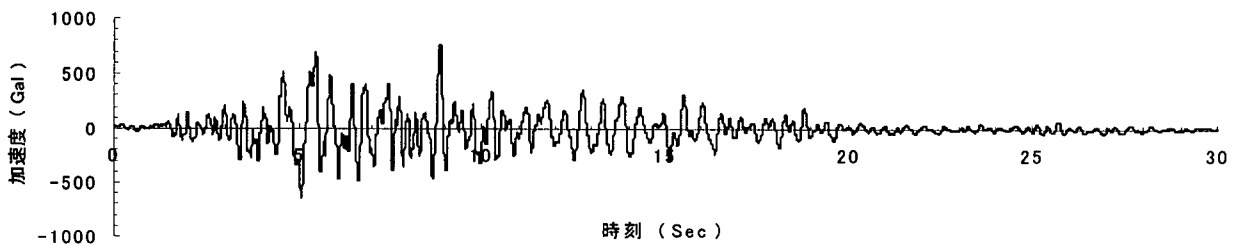
タイプ I-2 の標準地震波波形 (I 種地盤)



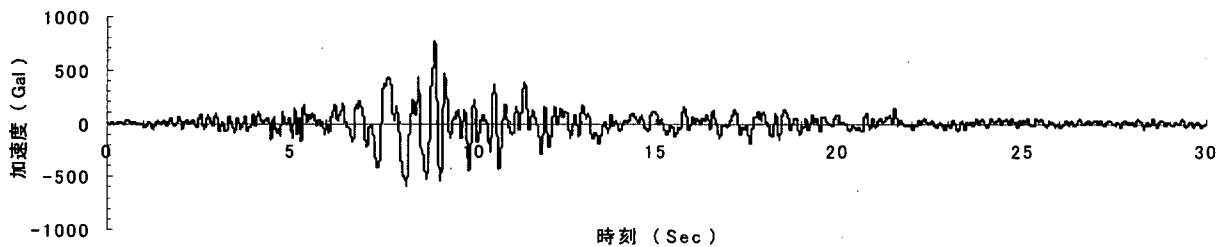
タイプ I-3 の標準地震波波形 (I 種地盤)



タイプ II-1 の標準地震波波形 (I 種地盤)



タイプ II-2 の標準地震波波形 (I 種地盤)



タイプ II-3 の標準地震波波形 (I 種地盤)

図-2.3 標準地震波波形

2.3.3 減衰定数の設定

弾塑性動的解析に用いる減衰定数は、部材の塑性の性質から生じる履歴減衰からなり、橋の構造特性によって変化する。当該橋の上部工構造は鋼であるため、地震時の応答は塑性域に達しているかどうかに関係なく、部材の減衰定数は0.02とした。

第3章 固有値解析

固有振動数は、構造物の剛さを表す指標となる。構造物に動的な外力が作用した場合、どのような動的解析法が適当であるかなどの判断基準となるのが、外力の周期特性と構造物の固有振動数との関係である。固有振動数はまた、構造物の共振現象が発生するかどうかの判断基準ともなる。つまり、動的解析に構造物の固有振動数は、極めて重要な意義を持っている。

本研究では、鋼中路式非対称ローゼ橋の固有振動数を算出する際に、縦桁とRC床版の剛性の影響がどの程度であるかを検証するために、縦桁とRC床

版剛性評価の有り、無しの場合について固有値解析を行った。解析プログラムは、TDAPⅢ・RESP・DYNA2Eを使用した。各プログラムで得られた各モデルの固有振動数と実橋における固有振動数の計測値との比較を行った。

3.1 縦桁・RC床版剛性の評価

本研究では、研究対象橋梁の固有値を解析する際に、RC床版と縦桁は横桁を支点とする連続合成桁と見直して、RC床版の有効幅を算出した。RC床版の有効幅の剛性と縦桁の剛性を評価することとした。

3.2 固有値の解析モデルおよび解析法

縦桁・床版剛性の評価を無視するのはモデルAで、考慮するのはモデルBとする。図-3.1はモデルAで、図-3.2はモデルBである。図に示すように、2主構補剛桁の中心に仮想部材を設けている。評価された縦桁・床版の剛性をこの仮想部材に付加している。

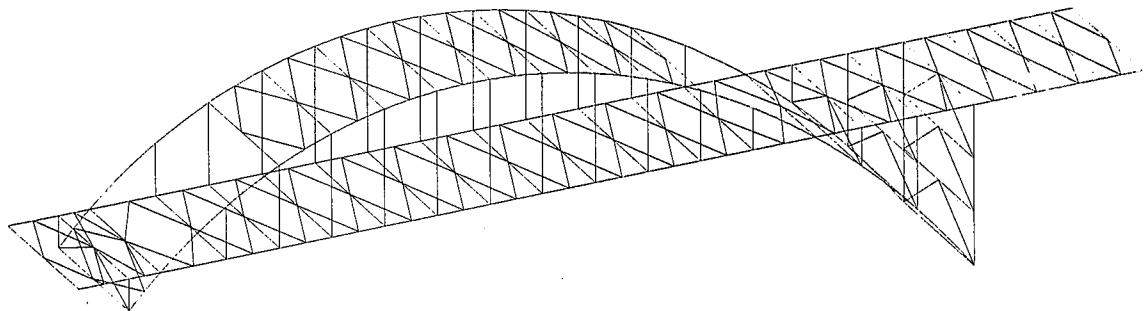


図-3.1 縦桁・RC床版剛性を無視するモデルAの立体解析モデル

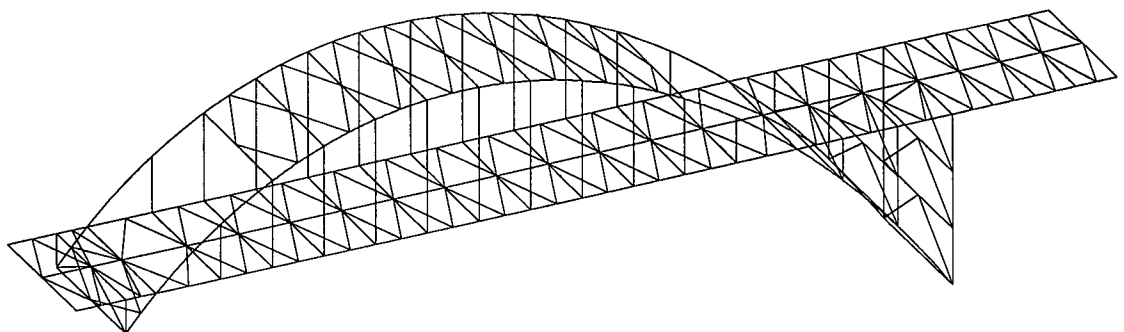


図-3.2 縦桁・RC床版剛性を考慮するモデルBの立体解析モデル

3.3 各プログラムの解析結果

モデルAおよびモデルBを用いて、TDAPⅢ・RESP・DYNA2Eにてそれぞれの固有値解析をおこなった。TDAPⅢによる解析結果を表-3.1に示し、RESPによる解析結果を表-3.2に示し、DYNA2Eによる解析結果を表-3.3に示している。表中のX(%), Y(%), Z(%)は、それぞれ橋軸方向、橋軸直角方向、上下方向への累積有効質量比である。

表-3.1 TDAPⅢで得られた固有振動数一覧表
床版・縦桁剛性を無視する場合

次数	固有振動数 Hz	固有周期 Sec	累積有効質量比 (%)			並進3方向 質量比累積
			Tx	Ty	Tz	
1	0.676	1.478	0	59	0	19.7
2	0.787	1.271	7	59	0	22.0
3	0.939	1.064	7	63	0	23.3
4	1.158	0.863	7	63	0	23.3
5	1.280	0.781	23	63	2	29.3
6	1.617	0.618	23	68	2	31.0
7	1.694	0.590	41	68	2	37.0
8	1.793	0.558	41	69	2	37.3
9	2.028	0.493	44	69	2	38.3
10	2.148	0.466	44	84	53	60.3
11	2.289	0.437	44	85	53	60.7
12	2.488	0.402	45	85	53	61.0
13	2.617	0.382	45	85	53	61.0
14	2.632	0.380	45	85	53	61.0
15	2.738	0.365	45	85	53	61.0

床版・縦桁剛性を考慮する場合

次数	固有振動数 Hz	固有周期 Sec	累積有効質量比 (%)			並進3方向 質量比累積
			Tx	Ty	Tz	
1	0.736	1.359	0	51	0	17.0
2	1.008	0.992	5	51	0	18.7
3	1.0725	0.932	5	69	0	24.7
4	1.184	0.845	5	71	0	25.3
5	1.678	0.596	10	71	15	32.0
6	1.786	0.560	10	74	15	33.0
7	1.925	0.519	10	75	15	33.3
8	2.178	0.459	43	75	30	49.3
9	2.2009	0.454	45	75	56	58.7
10	2.3091	0.433	45	76	56	59.0
11	2.646	0.378	45	76	56	59.0
12	2.745	0.364	45	76	56	59.0
13	3.032	0.330	45	87	56	62.7
14	3.134	0.319	45	87	57	63.0
15	3.156	0.317	45	89	57	63.7

表に示すように、各プログラムを用いて算出した固有値はよく一致することが判った。また、床版・縦桁の剛性を評価した場合の固有振動数は、床版・縦桁の剛性を無視した場合より高くなっていることが確認できた。鋼中路式アーチ橋の固有振動モード毎の有効質量の分布では、低次振動に集中しているのではなく、高次振動モードにも分布している。したがって、鋼中路式アーチ橋の振動特性は、高次振動も重要であることがわかる。

表-3.2 RESPで得られた固有振動数一覧表
床版・縦桁剛性を無視する場合

次数	固有振動数 Hz	固有周期 Sec	累積有効質量比 (%)			並進3方向 質量比累積
			Tx	Ty	Tz	
1	0.680	1.470	0	59	0	19.7
2	0.787	1.270	7	59	0	22.0
3	0.943	1.060	7	62	0	23.0
4	1.168	0.856	7	62	0	23.0
5	1.282	0.780	24	62	2	29.3
6	1.618	0.618	24	68	2	31.3
7	1.695	0.590	42	68	2	37.3
8	1.802	0.555	42	68	2	37.3
9	2.033	0.492	45	68	53	55.3
10	2.141	0.467	45	84	53	60.7
11	2.299	0.435	45	84	53	60.7
12	2.469	0.405	46	84	53	61.0
13	2.611	0.383	46	84	53	61.0
14	2.667	0.375	46	84	53	61.0
15	2.681	0.373	46	85	54	61.7

床版・縦桁剛性を考慮する場合

次数	固有振動数 Hz	固有周期 Sec	累積有効質量比 (%)			並進3方向 質量比累積
			Tx	Ty	Tz	
1	0.741	1.350	0	51	0	17.0
2	1.011	0.989	5	51	0	18.7
3	1.079	0.927	5	69	0	24.7
4	1.193	0.838	5	71	0	25.3
5	1.684	0.594	10	71	15	32.0
6	1.795	0.557	10	73	15	32.7
7	1.927	0.519	10	74	15	33.0
8	2.179	0.459	44	74	28	48.7
9	2.208	0.453	45	74	55	58.0
10	2.320	0.431	45	75	55	58.3
11	2.688	0.372	45	75	55	58.3
12	2.747	0.364	45	75	55	58.3
13	3.021	0.331	45	87	55	62.3
14	3.135	0.319	46	87	56	63.0
15	3.165	0.316	46	88	56	63.3

表-3.3 D Y N A 2 E で得られた固有振動数一覧表
床版・縦桁剛性を無視する場合

次 数	固有振動数 Hz	固有周期 Sec	累積有効質量比 (%)			並進3方向 質量比累積
			Tx	Ty	Tz	
1	0.683	1.470	0	57	0	19.0
2	0.790	1.267	7	57	0	21.3
3	0.942	1.056	7	60.7	0	22.6
4	1.155	0.856	7	60.8	0	22.6
5	1.283	0.780	23	60.8	2	28.6
6	1.702	0.618	23	63.5	2	29.5
7	1.710	0.590	42	63.5	2	35.8
8	1.768	0.555	42	64	2	36.0
9	2.035	0.492	45	64	54	54.3
10	2.273	0.467	45	66	54	55.0
11	2.385	0.435	45	83	54	60.7
12	2.525	0.405	45	83	54	60.7
13	2.618	0.383	45	83	54	60.7
14	2.629	0.375	45	84	54	61.0
15	2.790	0.373	45	84	54	61.0

床版・縦桁剛性を考慮する場合

次 数	固有振動数 Hz	固有周期 Sec	累積有効質量比 (%)			並進3方向 質量比累積
			Tx	Ty	Tz	
1	0.744	1.346	0	51	0	17.0
2	0.911	0.989	3	51	0	18.0
3	1.037	0.927	3	59	0	20.7
4	1.239	0.838	3	60	0	21.0
5	1.681	0.594	6	64	3	24.3
6	1.824	0.557	6	65	3	24.7
7	1.956	0.519	6	65	3	24.7
8	2.054	0.459	27	65	14	35.3
9	2.197	0.453	37	65	54	52.0
10	2.435	0.431	41	66	55	54.0
11	2.447	0.372	41	71	55	55.7
12	2.492	0.364	41	85	55	60.3
13	2.616	0.331	41	86	55	60.7
14	2.781	0.319	41	86	67	64.7
15	3.209	0.316	46	87	67	66.7

3.4 実橋における固有値の計測値

現橋架設当時、本橋のような非対称中路式ローゼ橋における実橋での振動実験は実例が少なかったので、本橋の振動特性を明らかにし、耐震性を検討する目的として、起振機による振動実験が行なわれている。表-3.4に計測された固有振動数の一覧を示す。

表-3.4 実橋における固有振動数の計測値 (Hz)

	1	2	3	4	5
鉛直上下振動	1.028	1.78	2.282	2.859	3.143
直角水平振動	0.929	1.738	1.874	2.429	

3.5 固有振動数の解析値と測定値の比較

鋼中路式ローゼ橋の固有値を算出する際に、RC床版と縦桁の剛性を考慮する必要があるかどうかを検証することと解析モデルの妥当性を確認する目的として、前述のように、各モデルに基づいて固有振動数の解析値と計測値とを比較した。表-3.5にTDA P IIIの解析値と計測値との比較一覧表を示す。代表的な固有振動モード図の比較を図-3.3から図-3.12に示す。

表-3.5 固有振動数の解析値と計測値との比較

		解析値 (Hz)		計測値 (Hz)
		床版・縦桁無視	床版・縦桁考慮	
鉛 直 振 動	①	0.787	1.008	1.028
	②	1.28	1.678	1.78
	③	1.694	2.178	2.282
	④	2.028	2.201	2.859
	⑤	2.488	3.134	3.143
面 外 振 動	①	0.676	0.736	0.929
	②	1.158	1.184	1.738
	③	1.618	1.786	1.874
	④	1.793	2.309	2.429

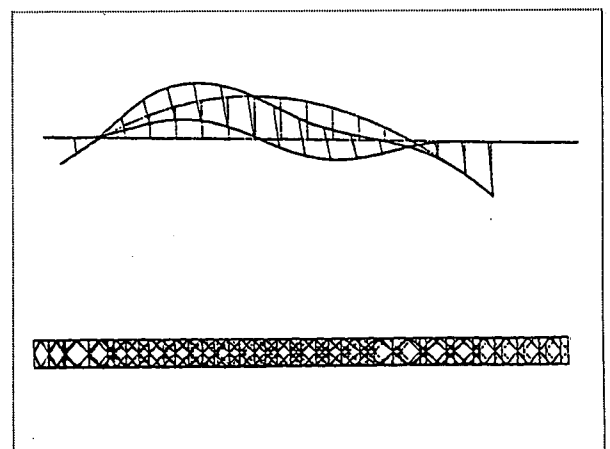


図-3.3鉛直上下①次振動モード

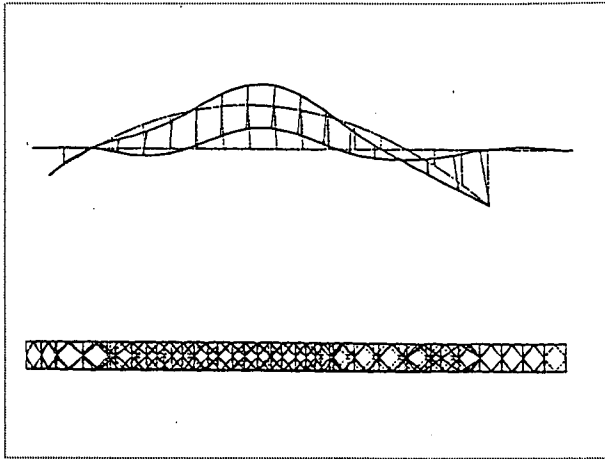


図-3.4 鉛直上下②次振動モード

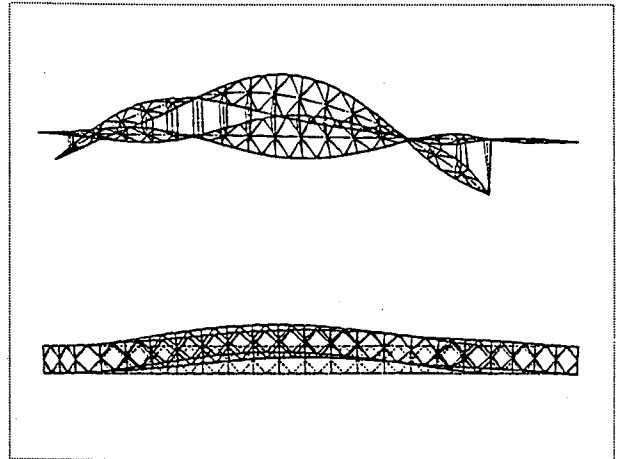


図-3.8 面外水平①次振動モード

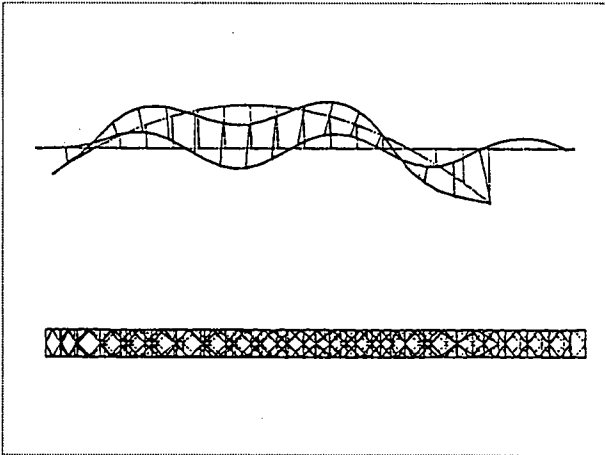


図-3.5 鉛直上下③次振動モード

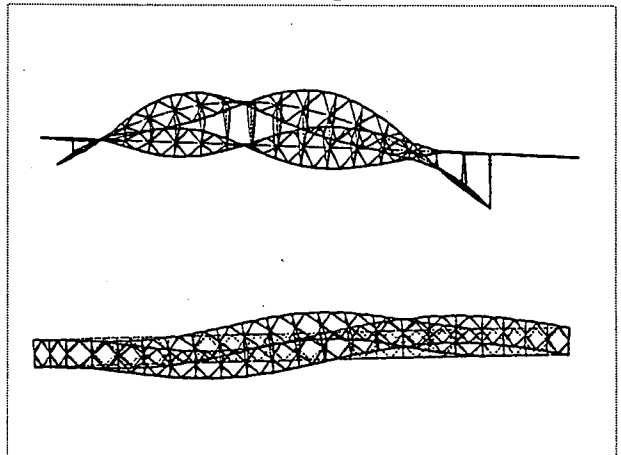


図-3.9 面外水平②次振動モード

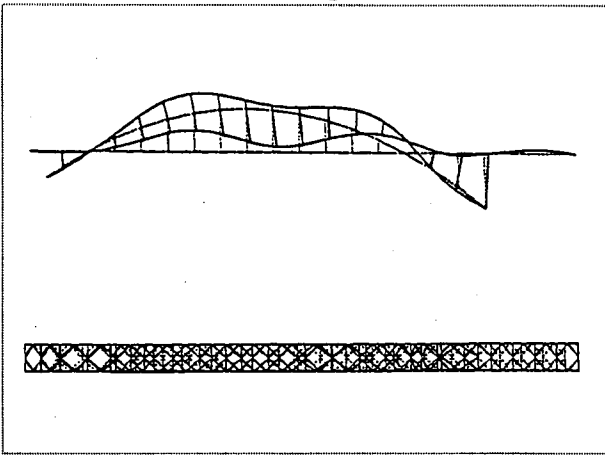


図-3.6 鉛直上下④次振動モード

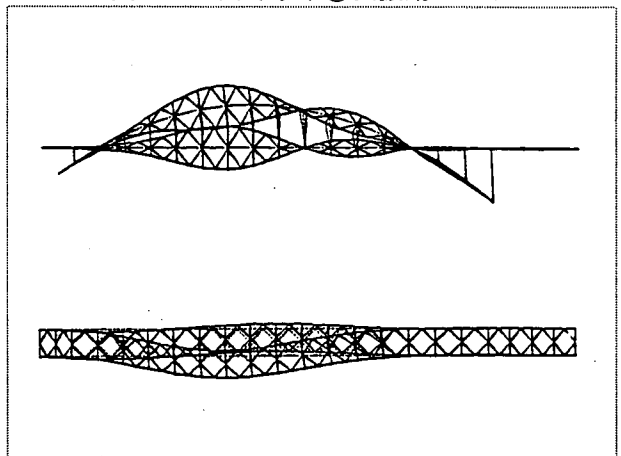


図-3.10 面外水平③次振動モード

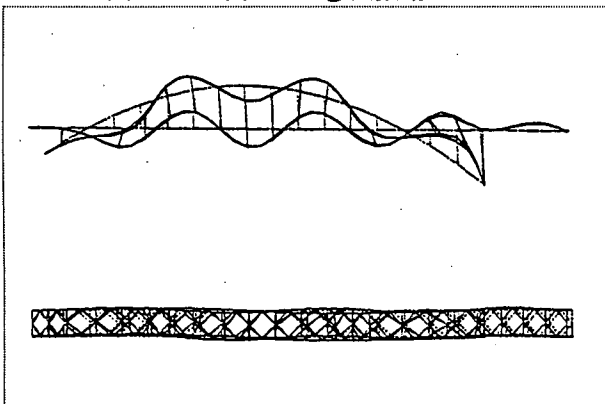


図-3.7 鉛直上下⑤次振動モード

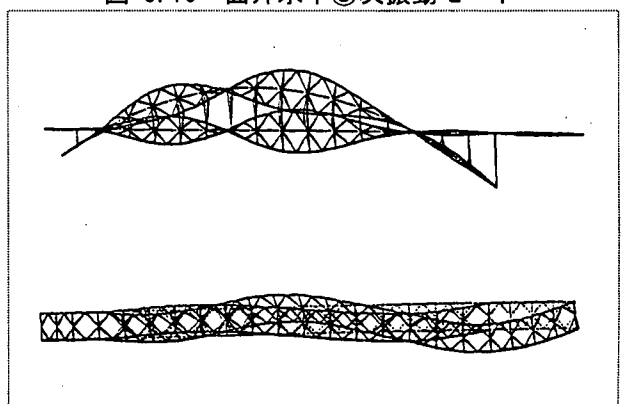


図-3.11 面外水平④次振動モード

第4章 自重解析

動的解析時には自重による初期断面力を考慮しなければならない。本研究ではTDAPⅢを用いて自重解析を行った。比較のため、設計時の支点反力と

TDAPⅢにより得られた値の比較を表-4.1に示す。自重によってアーチリブ部材および補剛桁断面に生じる軸力を図-4.1、曲げモーメントを図-4.2に示す。

表-4.1 支点反力の一覧表

反力の比較

節 点 番 号	水平反力 (tf)			鉛直反力 (tf)		
	TDAPⅢ	設計値	比	TDAPⅢ	設計値	比
1	-22.7	-20.6	1.104	13.4	20.1	0.667
45	0.0	0.0	1.000	44.9	55.8	0.805
101	524.7	505.5	1.038	338.7	331.4	1.022
133	-501.3	-484.9	1.034	511.4	474.0	1.079
合 計	0.7	0.0	-----	908.5	881.4	1.031

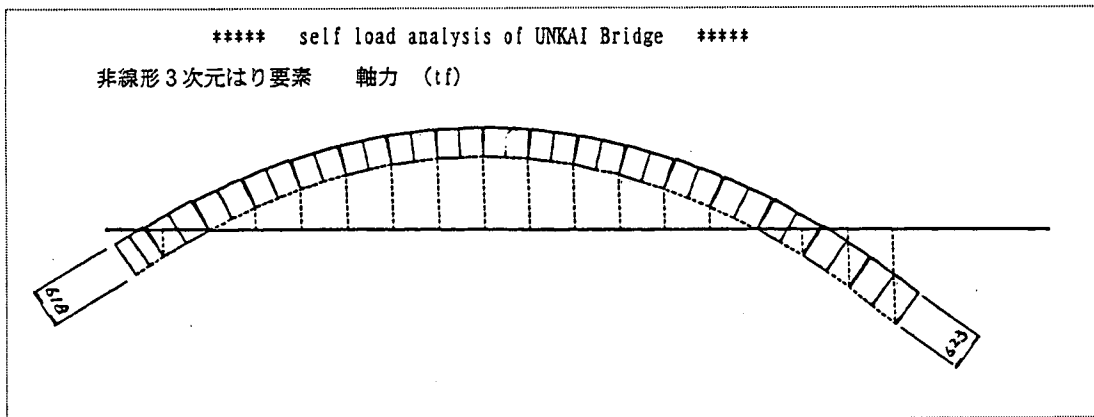


図-4.1 自重による軸力の分布図

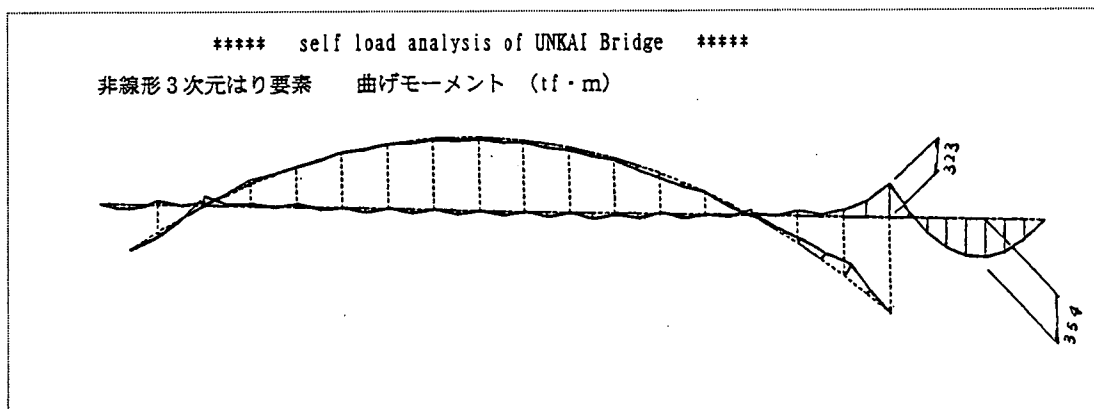


図-4.2 自重による曲げモーメントの分布図

第5章 線形動的解析

地震動をアーチ橋に作用させると、アーチ橋は鉛直振動と面外水平振動が連成し、その振動特性が非常に複雑となることから、アーチ部材の主たる塑性ヒンジの発生位置を推定することは、困難であると考えられる。したがって、地震時アーチ橋の耐震安全性を判定する前に、塑性化する可能性のある部材を見極め、必要な部材のみを非線形要素としてモデル化することが肝要であると思われる。以上のことから、塑性化する可能性のある部材を判定するために、アーチ断面の格部材を線形部材として、タイプⅠ・タイプⅡの地震波（Ⅰ種地盤での各波）を橋軸方向および橋軸直角方向に別々に作用させ、線形動的解析を行った。

5.1 軸力の応答倍率

この線形動的解析の注目すべき点として、アーチ軸力の変動が上げられる。そこで、軸力の変動について以下に述べる。地震時アーチリブ断面に生じている軸力の応答倍率（地震時/自重時）をそれぞれ表-5.1～表-5.4に示す。5.1に示すように、タイプⅠ-3の地震波を橋軸方向に作用させた場合、アーチリブに生じる軸力の応答倍率（約1.4）は、地震波形の最大加速度の値（0.323）とほぼ同程度である。タイプⅡ-1の地震波を橋軸方向に作用させた場合、アーチリブに生じる軸力の応答倍率は、基部断面で約1.7となり、地震波形の最大加速度の値（0.812）より若干小さく、L/4およびL/2断面で約2.2となり、地震波形の最大加速度の値（0.812）より大きい。これは補剛桁の影響と考えられる。一方、表-5.3～表-5.4に示すように、タイプⅠ-3・タイプⅡ-1の地震波を橋軸直角方向に作用させた場合、アーチリブに生じる軸力の応答倍率の最大値はアーチリブの基部断面で約2.4となる。

以上のことから、アーチの耐震設計を行う際には、地震動による軸力の変動を考慮する必要があると言える。

表-5.1 タイプⅠ-3の地震波を橋軸方向に入力

	部 材 番 号	自重時 (tf)	地震時 (tf)	応答倍率
基部	201	628.3	852.4	1.357
L/4	209	510.5	703.0	1.377
L/2	214	490.7	677.8	1.381

表-5.2 タイプⅡ-1の地震波を橋軸方向に入力

	部 材 番 号	自重時 (tf)	地震時 (tf)	応答倍率
基部	201	628.3	1066.0	1.697
L/4	209	510.5	1149.0	2.251
L/2	214	490.7	1095.0	2.232

表-5.3 タイプⅠ-3の地震波を直角方向に入力

	部 材 番 号	自重時 (tf)	地震時 (tf)	応答倍率
基部	201	628.3	1481.0	2.357
L/4	209	510.5	799.5	1.566
L/2	214	490.7	534.5	1.089

表-5.4 タイプⅡ-1の地震波を直角方向に入力

	部 材 番 号	自重時 (tf)	地震時 (tf)	応答倍率
基部	201	628.3	1531.0	2.437
L/4	209	510.5	774.4	1.517
L/2	214	490.7	635.5	1.295

5.2 塑性化する可能性のある部材の判定

タイプⅠ・タイプⅡの地震波（各3波）を橋軸方向および橋軸直角方向に別々に入力し、線形時刻歴応答解析で得られたアーチリブ部材および補剛桁部材の各断面力の最大最小応答値の平均値をタイプⅠ、タイプⅡ毎にそれぞれ算出した。各部材の軸力と曲げモーメントを重ね合わせて算出した断面応力度が部材の基準降伏点より大きいかどうかにより塑性化

する可能性のある部材の検討を行った。タイプⅠの地震波を橋軸方向および橋軸直角方向に入力させた場合、塑性域に達している部材はないが、タイプⅡの地震波を橋軸方向および橋軸直角方向に入力させた場合には塑性域に達した。この時の塑性化する可能性のある部材の発生位置を図-5.1、図-5.2に示す。

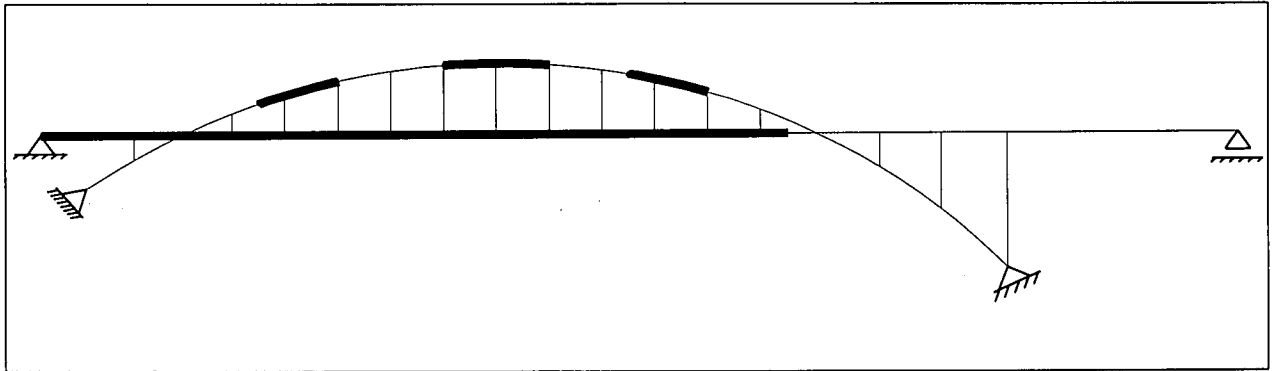


図-5.1 タイプⅡの地震波を橋軸方向に入力

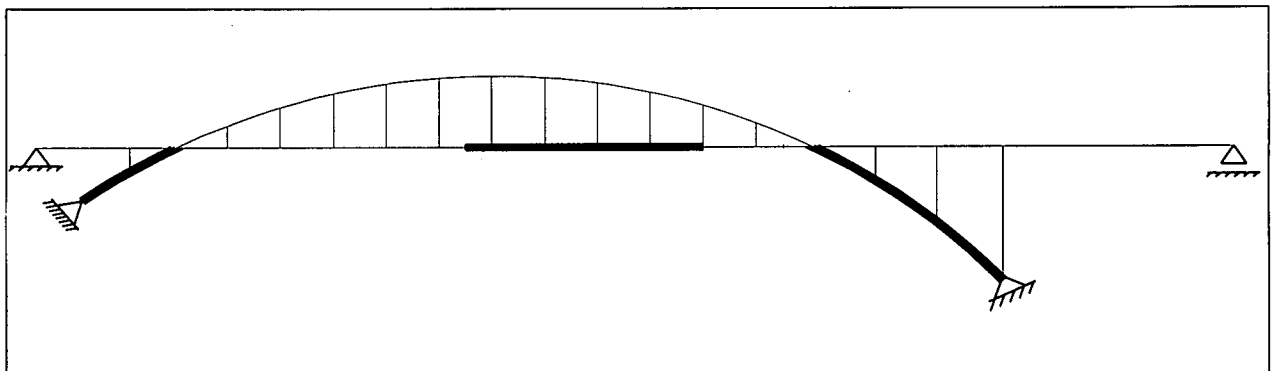


図-5.2 タイプⅡの地震波を橋軸直角方向に入力

第6章 弾塑性モデルの設定

線形時刻歴応答解析結果から、タイプⅠの地震波を橋軸方向および橋軸直角方向に入力した場合は、アーチリブおよび補剛桁断面の応答は塑性域に達していないことがわかった。一方、タイプⅡの地震波を橋軸方向および橋軸直角方向に入力した場合は、アーチリブ断面のみならず、補剛桁断面も塑性域に入ることが確認できた。したがって、非線形動的時刻歴解析ではアーチリブと補剛桁部材のすべてを弾塑性部材とする。

この章では、弾塑性モデルの設定について述べる。

6. 1 軸力変動バイリニアモデル

軸力を受けている部材が曲げ変形するときの軸力-曲げモーメント-曲率関係を導くために、次の仮定を用いた。

(1) 断面は軸方向変形と曲げ変形に対して平面保持の法則に従う。すなわち、断面のひずみ分布は中立軸からの距離に比例する。

(2) 鋼材の応力-ひずみ曲線は図-6.1に示すように理想弾塑性材料である。

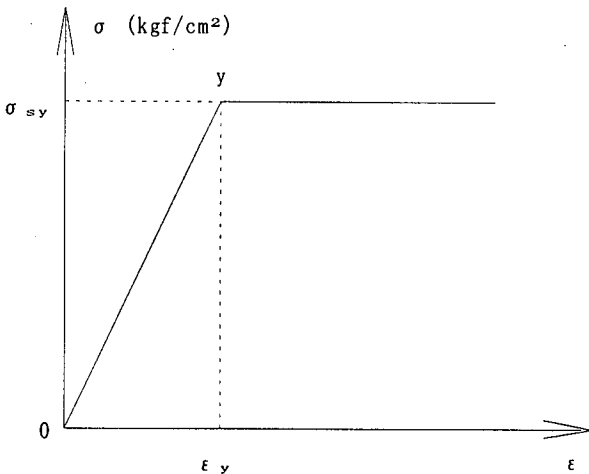


図-6.1 本研究に用いた鋼材の応力-ひずみ曲線

(3) 断面力と応力とのつり合い条件は、次の式を満足する。

$$N = \int_A \sigma dA \quad M = \int_A \sigma y dA$$

ここに、

σ : 軸力及び曲げモーメントによる垂直応力度

y : 断面の図心からの距離

A : はりの断面積

(4) はりの変形は微小変形である。すなわち、たわみ曲線の曲率は次の関係を満足する。

$$\phi = \pm \frac{\frac{d^2y}{dx^2}}{\left\{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right\}^{3/2}} \approx \pm \frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M}{EI}$$

ここに、

M : 曲げモーメント

E I : 曲げ剛性

(5) 鋼製断面の終局状態は参考文献3)の規定にしたがって、定義した。(6. 2参照)

(6) アーチの部材座屈、全体座屈および局部座屈は(5)で規定する終局状態より先に起こらない。

次に、軸力を受けている鋼箱断面(縦リブをフランジに等価したもの)に曲げモーメントが作用したとき、鋼箱断面の降伏状態および終局状態の定義および鋼箱断面に生じる応力分布図をそれぞれ図-6.2~図-6.3に示す。

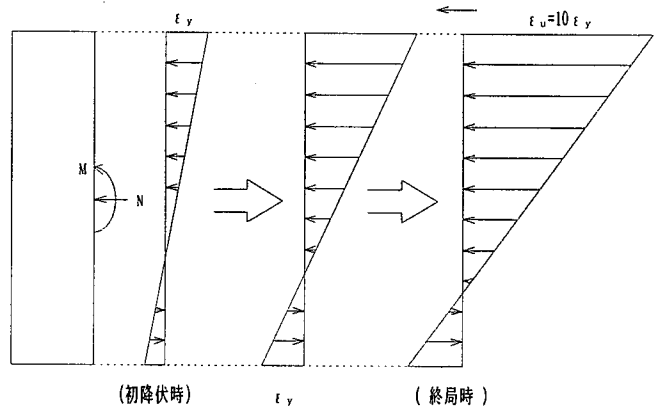


図-6.2 鋼製箱断面の降伏状態および終局状態の定義

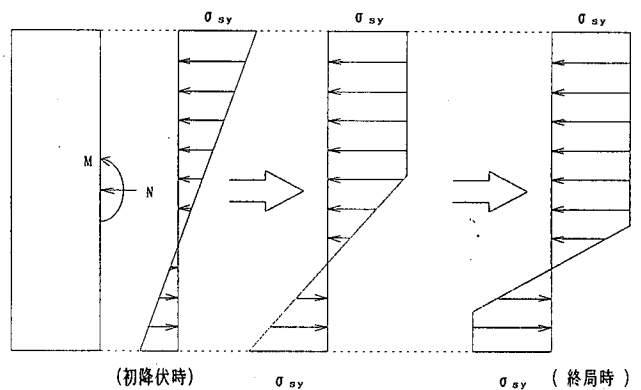


図-6.3 箱断面に生じる応力分布図

6. 2 鋼製断面の終局ひずみ (εu) の定義

鋼製橋脚においては、非線形特性の定義を大別すれば、M-φ関係とP-δ関係とに分けられる。M

— ϕ 関係を主張するのは、阪神高速道路公団の提案式である。P— δ 関係を論じるのは土木学会の提案式と鉄道構造物等設計基準の提案式などが挙げられる。本研究の解析対象となる橋梁は非対称中路式ローゼであるため、鋼製断面の終局ひずみ (ϵu) は阪神高速道路公団の提案式を用いた。

阪神高速道路公団の基準によれば、中詰コンクリートを充填しない鋼製橋脚断面について、終局圧縮ひずみ (ϵu) は、補剛材剛比 (γ/γ^*) の範囲によって、以下のように規定される。

$1.0 \leq \gamma/\gamma^* < 3.0$ の場合	$\epsilon u = 10 \epsilon y$
$3.0 \leq \gamma/\gamma^*$ の場合	$\epsilon u = 20 \epsilon y$

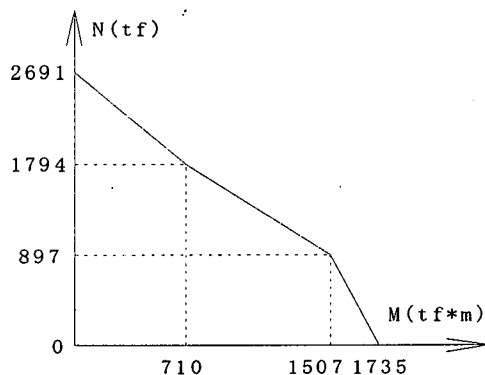
算出した補剛材剛比は表-6.1に示される。表示のように、本橋の補剛材剛比 (γ/γ^*) はおおむね、 $1.0 \leq \gamma/\gamma^* < 3.0$ という条件に属していることから、終局ひずみ (ϵu) は降伏ひずみ (ϵy) の10倍に設定した。

表-6.1 補剛材の剛比一覧表

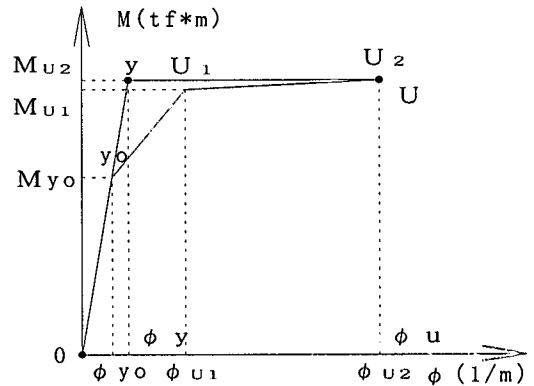
	Sec-1	Sec-2	Sec-3	Sec-4	Sec-5	Sec-6	Sec-7
Rr	0.678	0.678	0.678	0.678	0.678	0.533	0.678
Rf	0.506	0.562	0.439	0.534	0.586	0.606	0.668
γ/γ^*	1.837	1.480	2.449	1.644	1.355	0.759	1.033

6.3 3種類の弾塑性モデル

本研究では地震時軸力の変動を時々刻々に取り込めるN—M— ϕ モデルと線形動的解析で得られたNmax, Nminを用いたNmax—M— ϕ モデルとNmin—M— ϕ モデルとの3種類の非線形弾塑性バイリニアモデルを設定した。一例として、算出したアーチリブ部材(Sec-1)の各弾塑性バイリニアモデルを図-6.4~図-6.6に示す。



a) M—N曲線



b) M— ϕ 曲線

図-6.4 Sec-1のN—M— ϕ 弾塑性モデル

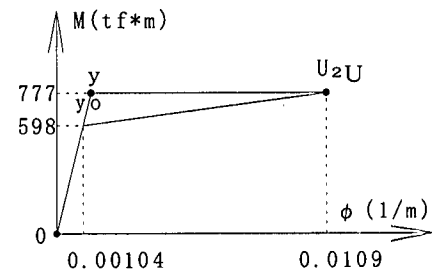


図-6.5 Sec-1のNmax—M— ϕ 弾塑性モデル

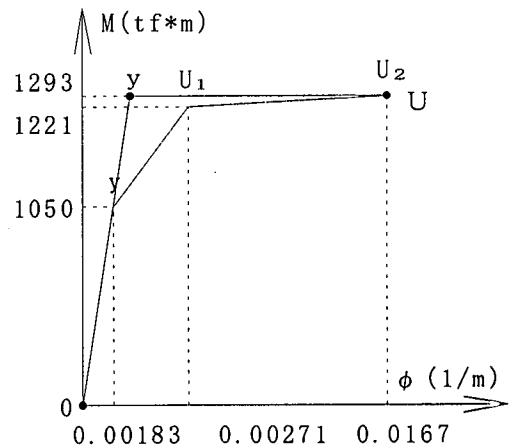


図-6.6 Sec-1のNmin—M— ϕ 弾塑性モデル

上図のM— ϕ 曲線から太線が計算に用いたバイリニアモデルを示し、細線に示す y_o , u_1 , u_2 は以下の通りである。

- y_o : 断面の上縁または下縁のひずみが初降伏したとき。
- u_1 : 断面の上縁と下縁の両方が降伏したとき。
- u_2 : 断面の上縁または下縁のひずみが終局ひずみに達したとき。

第7章 非線形動的解析と簡便照査法

前章で設定した3種類の非線形弾塑性バイリニアモデルを用いて、動的時刻歴応答解析を行った。この章では、タイプII-1の地震波を橋軸方向および橋軸直角方向に別々作用させるときに、アーチリブ部材に生じる各断面力の時刻歴応答解析結果を示す。さらに、この結果より得られた簡便照査法について述べる。

7.1 各最大最小応答値の比較

3種類の異なる弾塑性バイリニアモデルによるア

ーチ部材および補剛桁部材の各最大最小応答値にどの程度の差異があるかを見るために、タイプII-1の地震波を橋軸方向に作用させた場合の最大最小応答値の比較を行った。図-7.1~図-7.5は補剛部材の比較図であり、図-7.6~図-7.10はアーチ部材の比較図である。Case-1がN-M- ϕ モデル、Case-2がNmax-M- ϕ モデル、Case-3がNmin-M- ϕ モデルを示す。図に示すように、各最大最小応答値には3種類のモデル間で差のないことがわかった。

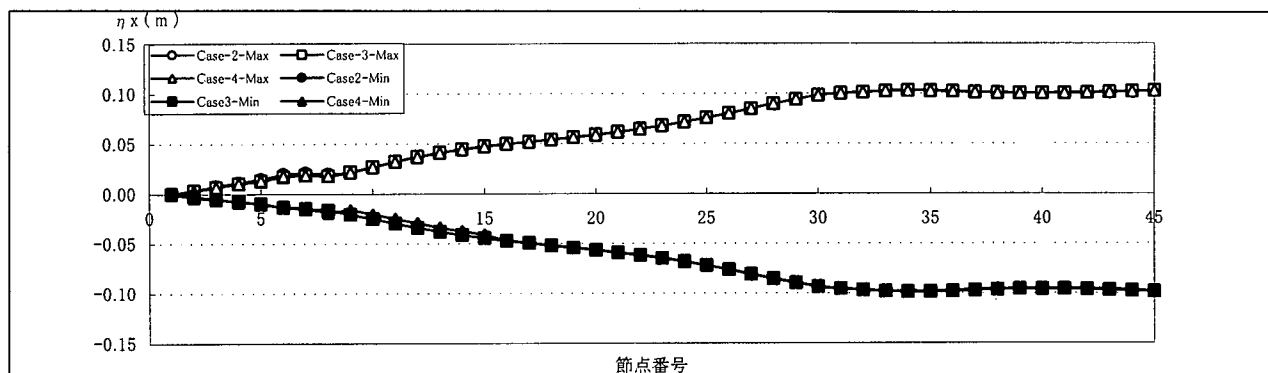


図-7.1 補剛桁軸方向変形の最大最小応答値の比較 (II-1)

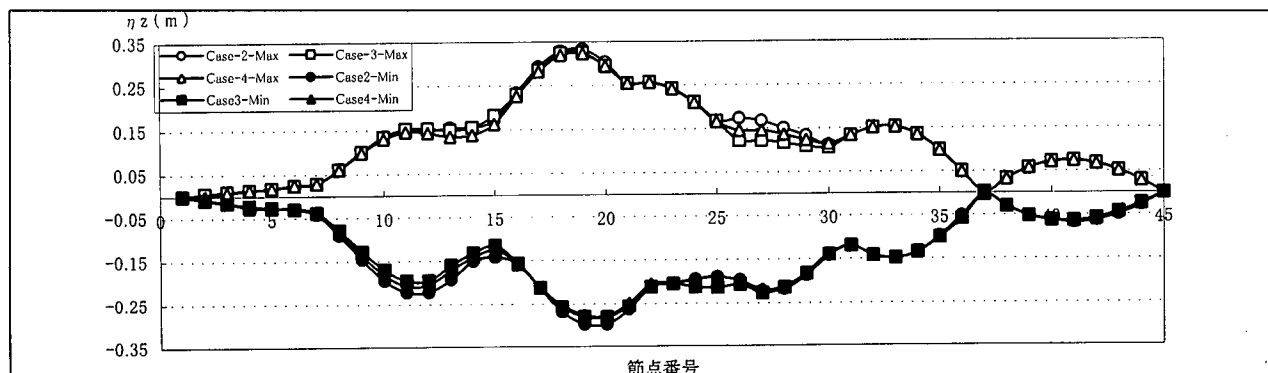


図-7.2 補剛桁上下方向変形の最大最小応答値の比較 (II-1)

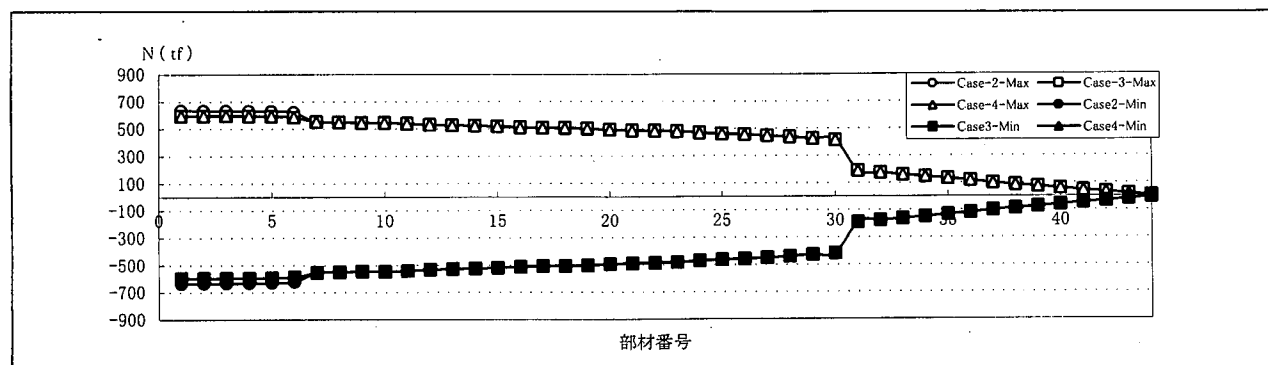


図-7.3 補剛桁軸力の最大最小応答値の比較 (II-1)

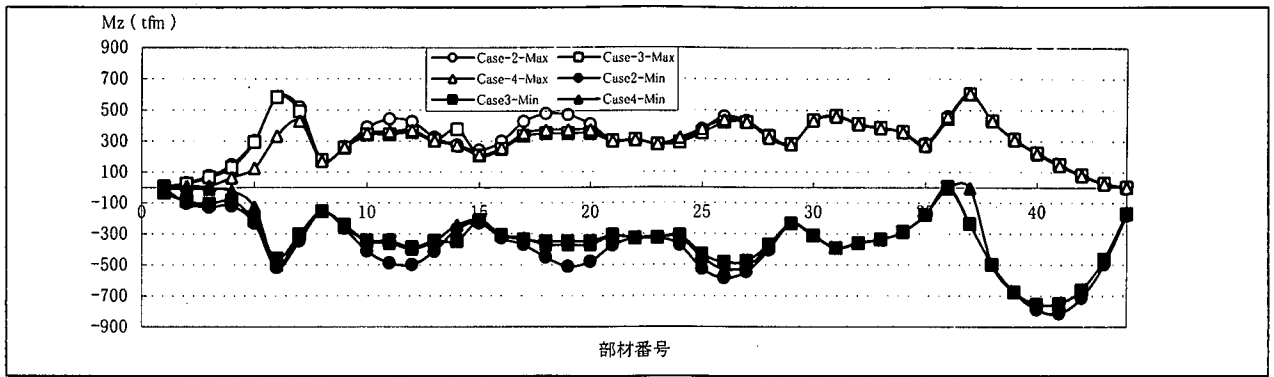


図-7.4 補剛析曲げモーメントの最大最小応答値の比較 (II-1)

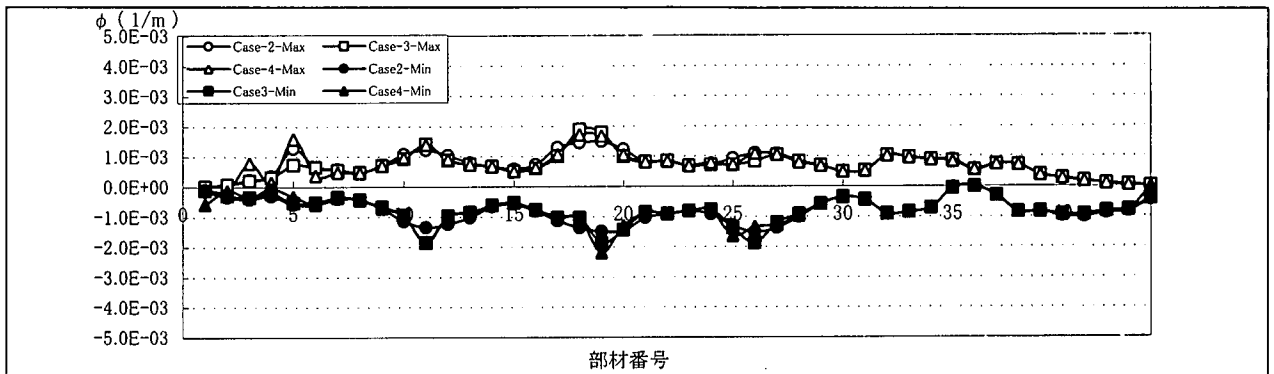


図-7.5 補剛析曲率の最大最小応答値の比較 (II-1)

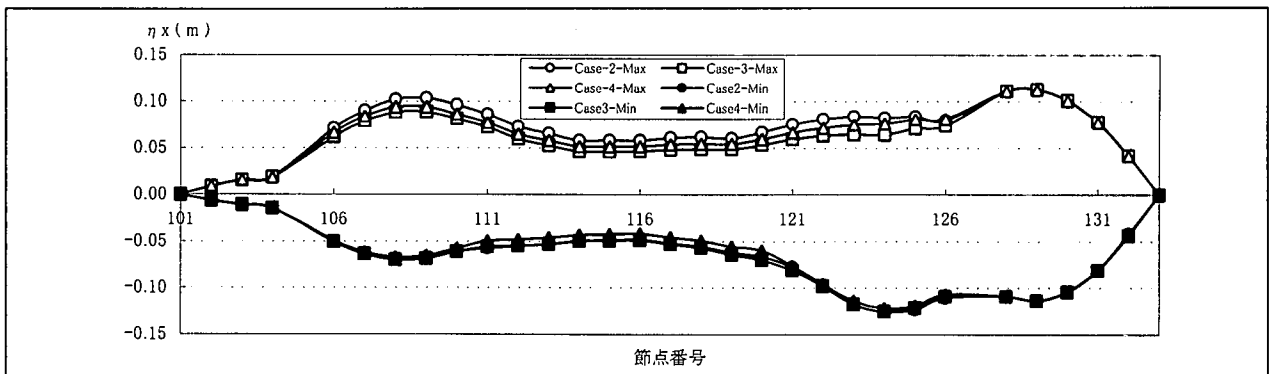


図-7.6 アーチ部材軸方向変形の最大最小応答値の比較 (II-1)

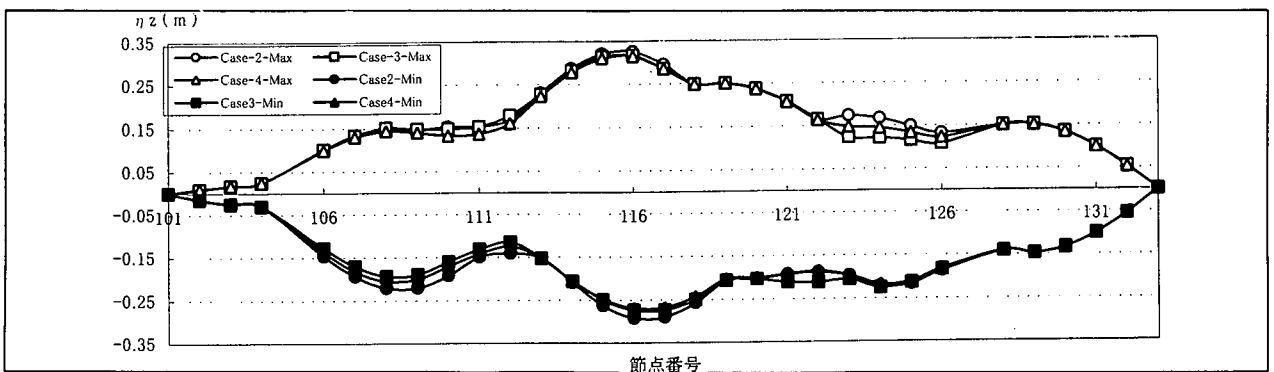


図-7.7 アーチ部材上下変形の最大最小応答値の比較 (II-1)

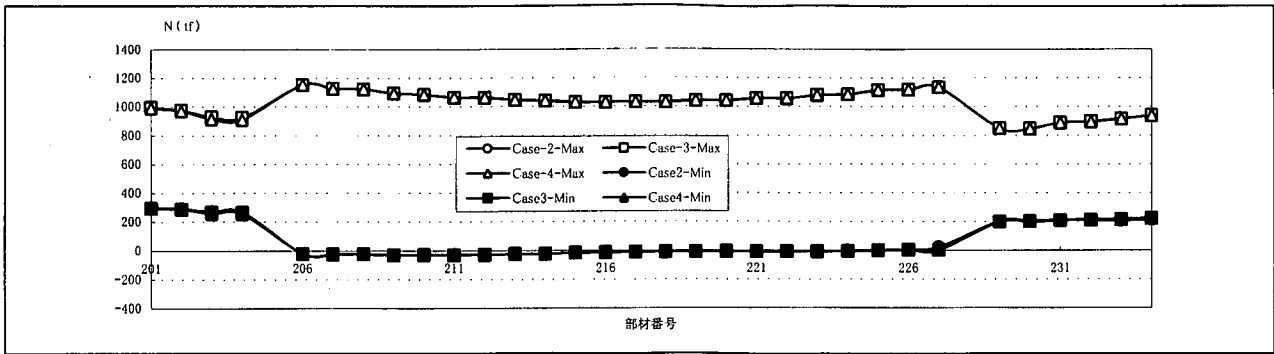


図-7.8 アーチ部材軸力の最大最小応答値の比較 (II-1)

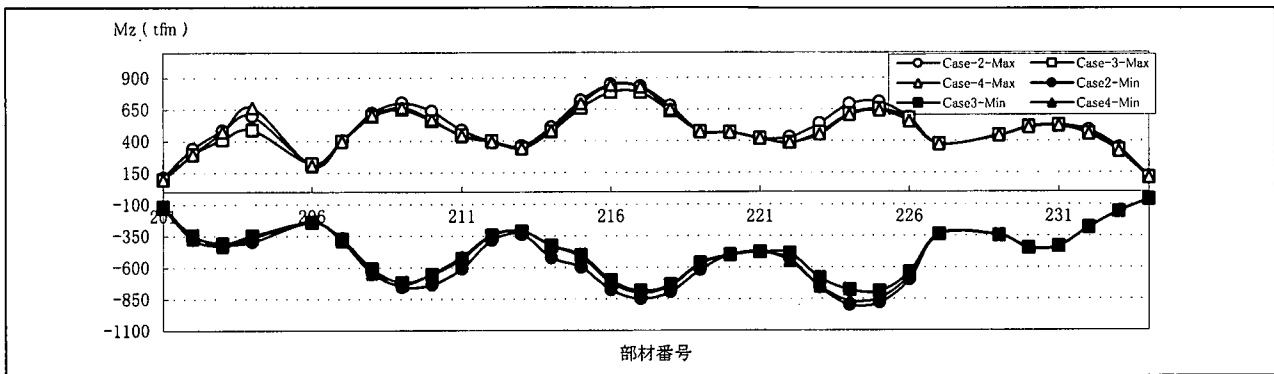


図-7.9 アーチ部材曲げモーメントの最大最小応答値の比較 (II-1)

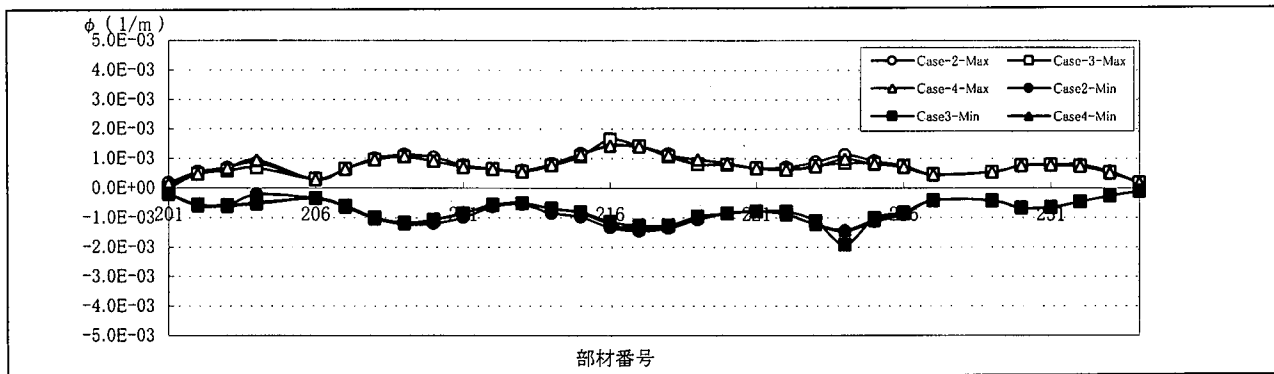


図-7.10 アーチ部材曲率の最大最小応答値の比較 (II-1)

7.2 3種類のモデルによる履歴応答曲線の比較

3種類の弾塑性バイリニアモデルを用いた場合、非線形域に達している部材のM- ϕ 履歴応答曲線の差異を明確にするために、タイプII-1の地震波を橋軸方向に作用させた場合、それぞれのモデルによるM- ϕ 履歴応答曲線(補剛桁)の応答特性を比較した。図-7.11, 12はN-M- ϕ 弾塑性モデル, 図-7.13はNmax-M- ϕ 弾塑性モデル, 図-7.14はNmin-M- ϕ 弾塑性モデルによるものを示す。

図示のように、地震時軸力変動の大きいアーチ橋では、N-M- ϕ 弾塑性モデルを用いたM- ϕ 履歴応答曲線は不規則であるため、塑性域に入る程度を定量的に評価するのは困難であることがわかった。

一方、Nmax-M- ϕ 弾塑性モデルおよびNmin-M- ϕ 弾塑性モデルを用いたM- ϕ 履歴応答曲線は塑性域に入る程度を定量的に評価することが容易であることが確認できた。

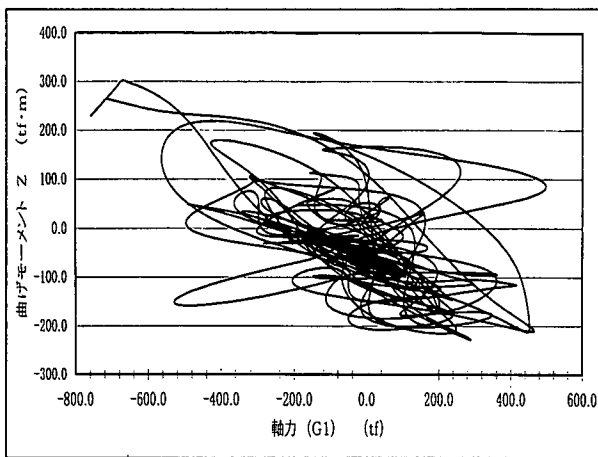


図-7.11 N-M- ϕ モデルのM-N履歴応答曲線

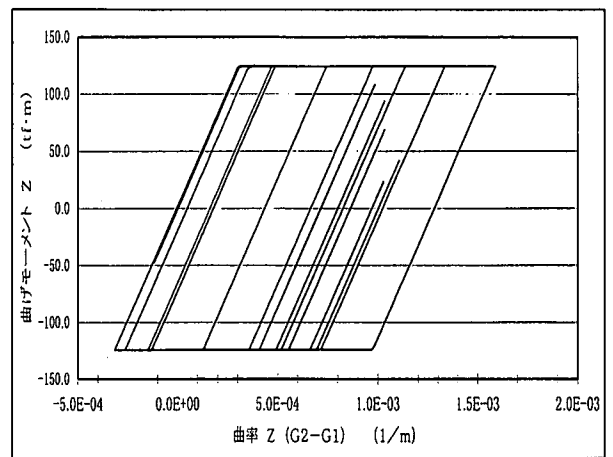


図-7.13 Nmax-M- ϕ モデルのM- ϕ 履歴応答曲線

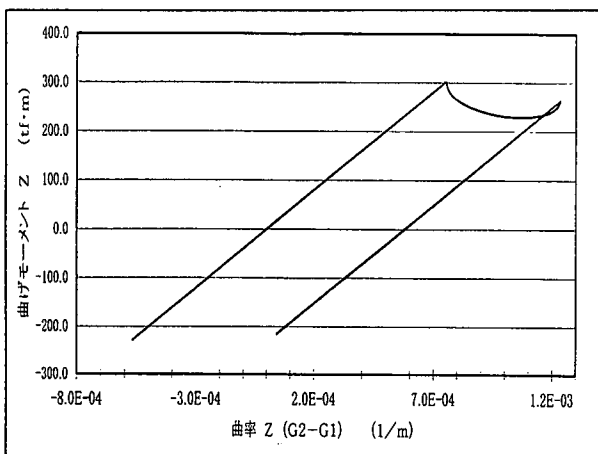


図-7.12 N-M- ϕ モデルのM- ϕ 履歴応答曲線

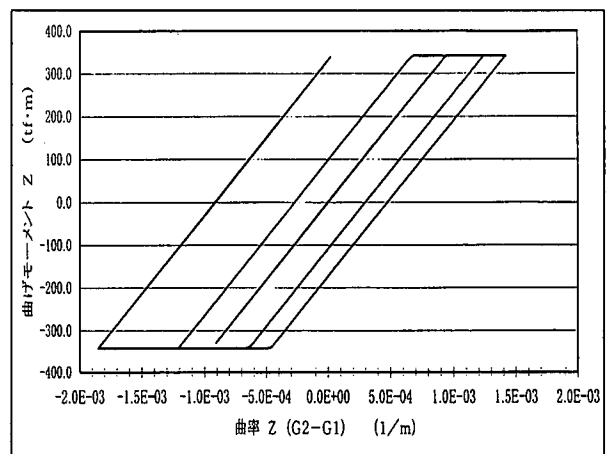
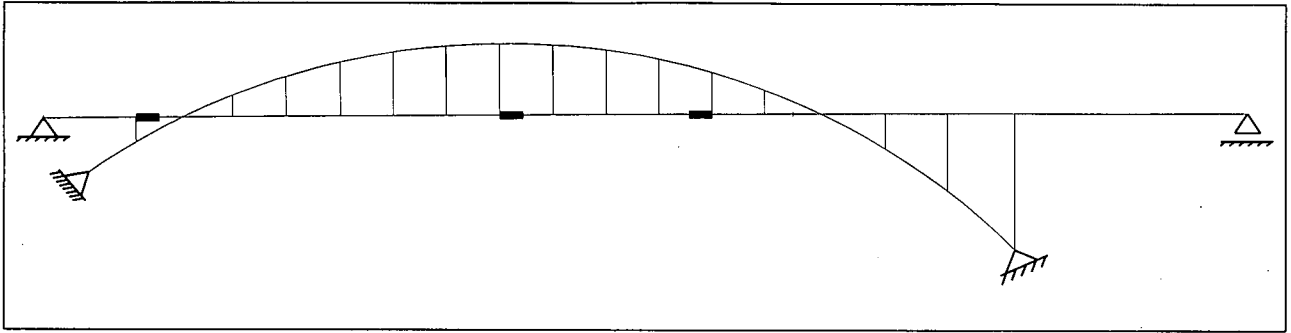


図-7.14 Nmin-M- ϕ モデルのM- ϕ 履歴応答曲線

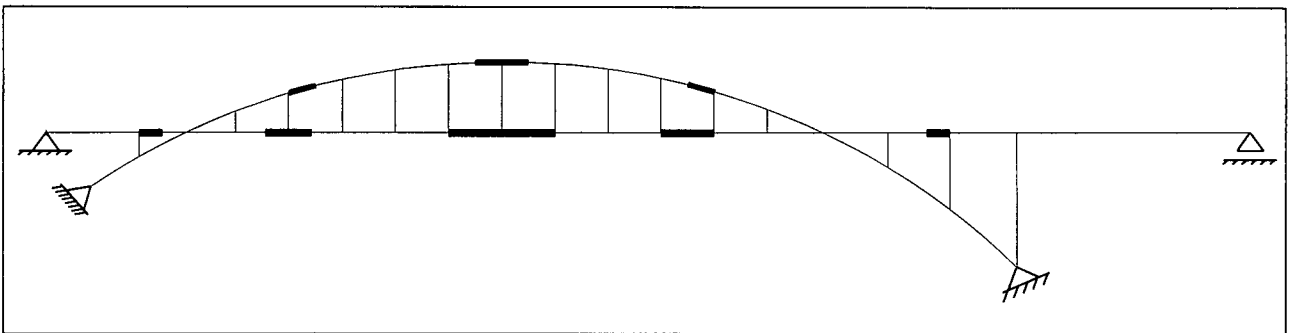
7.3 3種類モデルの弾塑性応答特性の比較

$N-M-\phi$ 、 $N_{max}-M-\phi$ および $N_{min}-M-\phi$ 弾塑性バイリニアモデルについて、地震波を橋軸方向および橋軸直角方向に作用させ、非線形時刻歴応答解析で得られた塑性化する部材の発生位置をそれ

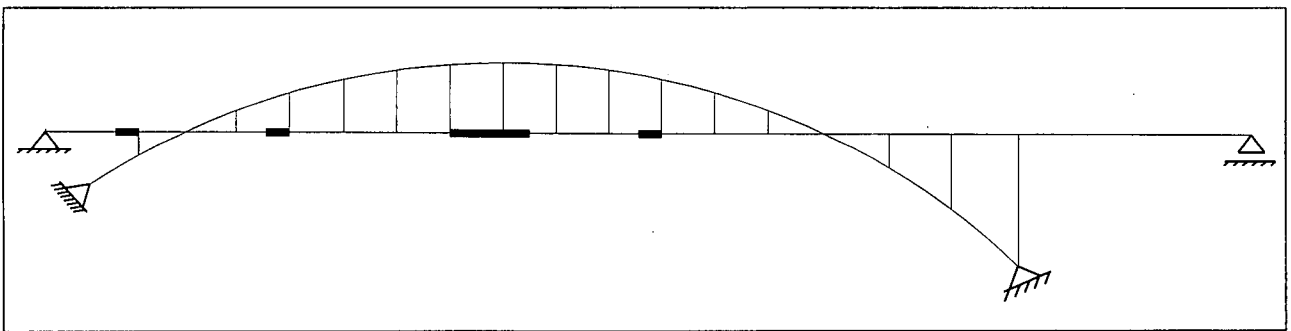
ぞれ図-7.15～図-7.16に示す。図中(a)は $N-M-\phi$ モデルによる弾塑性応答で、(b)は $N_{max}-M-\phi$ モデルによる弾塑性応答で、(c)は $N_{min}-M-\phi$ モデルによる弾塑性応答である。



(a) $N-M-\phi$ モデルによる弾塑性応答

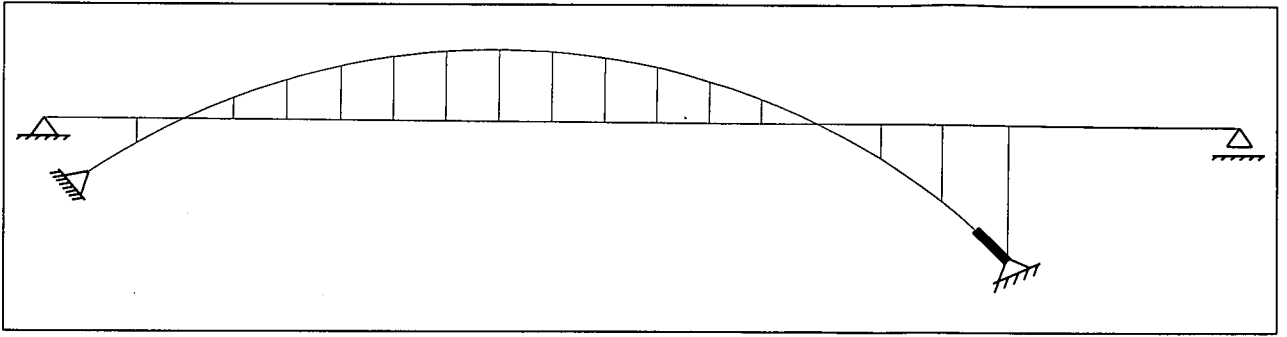


(b) $N_{max}-M-\phi$ モデルによる弾塑性応答

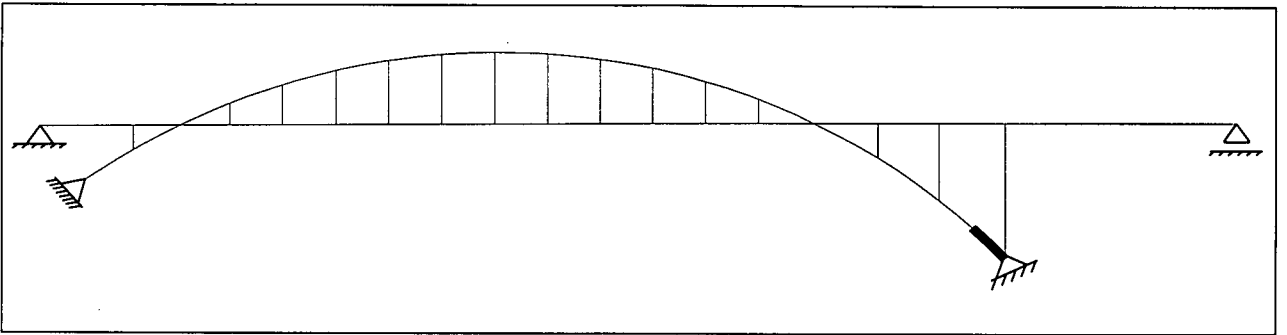


(c) $N_{min}-M-\phi$ モデルによる弾塑性応答

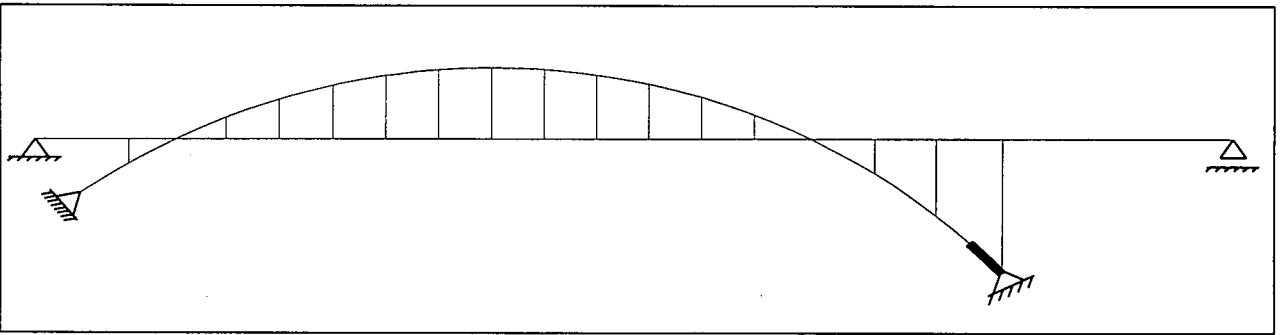
図-7.15 地震波を橋軸方向に入力する場合の塑性化する部材の発生位置



(a) N-M-φモデルによる弾塑性応答



(b) Nmax-M-φモデルによる弾塑性応答



(c) Nmin-M-φモデルによる弾塑性応答

図-7.16 地震波を橋軸直角方向に入力する場合の塑性化する部材の発生位置

図示のように、地震時軸力変動を時々刻々に考慮できるM-N-φ弾塑性モデルを用いた場合、塑性域に達している部材の発生域は、Nmax-M-φモデルおよびNmin-M-φモデルによるもの間にあることが確認できた。言い換えれば、塑性域に達している部材の領域から、Nmax-M-φモデルおよびNmin-M-φモデルを用いて計算した結果は、実際のM-N-φ弾塑性モデルによるものより、若干安全側になることが考えられる。

7.4 簡便照査法の一提案

本研究結果によると、地震時軸力変動の大きいアーチ橋では、M-N-φ弾塑性モデルではM-φ履歴応答曲線が不規則であるため、塑性域に入る程度を定量的に評価することが困難であることと、3種類異なる弾塑性モデルによる各応答の最大最小値に大差が見られないことから、むしろ、Nmax-M-φモデルおよびNmin-M-φモデルを用いた非線形動的解析法は、地震時軸力変動の大きい鋼アーチの耐震安全性を検討する一方法として提案できる。

第8章 耐震安全性の照査

本研究で提案したアーチ橋の耐震安全性を検討する方法を用いて、当該橋の耐震安全性について検討を試みた。許容塑性率 (μ_a) の算定に用いる安全係数 (α) は目安として1.5を設定している。これは、コンクリートを充填した鋼製橋脚のものを引用した。実際には、アーチ橋の軸力比が大きいため、その影響を考慮した上で適切な α 値を慎重に設定しなければならない。

補剛桁およびアーチ部材の塑性域に達している部

材の耐震安全性照査結果をそれぞれ表-9.1, 表-9.2に示している。表に示しているように、地震波を橋軸方向に作用させた場合、応答塑性率の最大値は許容応答塑性率 (μ_a) の約1/3程度であることがわかった。

一方、地震波を橋軸直角方向に入力させた場合、アーチリブ基部部材に生じる軸力の最大応答値は断面の軸耐力より若干大きいので、耐震安全性上何らかの対策を講じることが必要である。

表-8.1 応答塑性率による耐震安全性の照査 (Nmax-M- ϕ モデル)

	部材 番号	ϕ_y 1.0E-3	ϕ_u 1.0E-3	ϕ_{max} 1.0E-3	μ_a	μ_r	判定
補 剛 桁	110	0.944	8.400	1.047	6.269	1.110	OK
	111	0.944	8.400	2.040	6.269	2.162	OK
	117	1.062	8.589	1.278	5.725	1.203	OK
	118	1.062	8.589	1.489	5.725	1.402	OK
	119	1.062	8.589	1.482	5.725	1.396	OK
	120	1.062	8.589	1.529	5.725	1.439	OK
	125	1.209	8.633	1.223	5.094	1.012	OK
	126	1.209	8.633	1.868	5.094	1.545	OK
	132	1.209	8.633	1.226	5.094	1.014	OK
ア ー チ	209	1.265	11.280	1.583	6.278	1.251	OK
	216	1.335	11.010	1.648	5.831	1.234	OK
	217	1.335	11.010	1.423	5.831	1.066	OK
	224	1.333	11.020	1.916	5.845	1.437	OK

表-8.2 応答塑性率による耐震安全性の照査 (Nmin-M- ϕ モデル)

	部材 番号	ϕ_y 1.0E-3	ϕ_u 1.0E-3	ϕ_{max} 1.0E-3	μ_a	μ_r	判定
補 剛 桁	105	0.309	7.636	1.393	16.808	4.509	OK
	111	0.989	8.450	1.863	6.030	1.884	OK
	118	1.125	8.658	1.722	5.464	1.531	OK
	119	1.125	8.658	1.736	5.464	1.543	OK
	120	1.125	8.658	1.357	5.464	1.206	OK
	125	1.112	8.521	1.626	5.442	1.462	OK

第9章 3方向同時入力の解析結果

この章では、タイプⅡの地震波を橋軸方向、橋軸直角方向および上下方向に同時作用させ、その弾塑性応答特性について調べる。TDA PⅢのはり要素ではプログラム制約上M- ϕ を1軸方向にしか設定できず、軸力と2軸曲げモーメントを同時に受ける部材として取り入れられないため、軸力と面内曲げモーメントを受ける部材（面内モデル）と軸力と面外曲げモーメントを受ける部材（面外モデル）を別々に着目した。塑性域に達している部材の判定はそれぞれ面内モデルと面外モデルのM- ϕ 履歴応答曲線から決定した。

面内モデルから求めた弾塑性応答を図-9.1に示す。

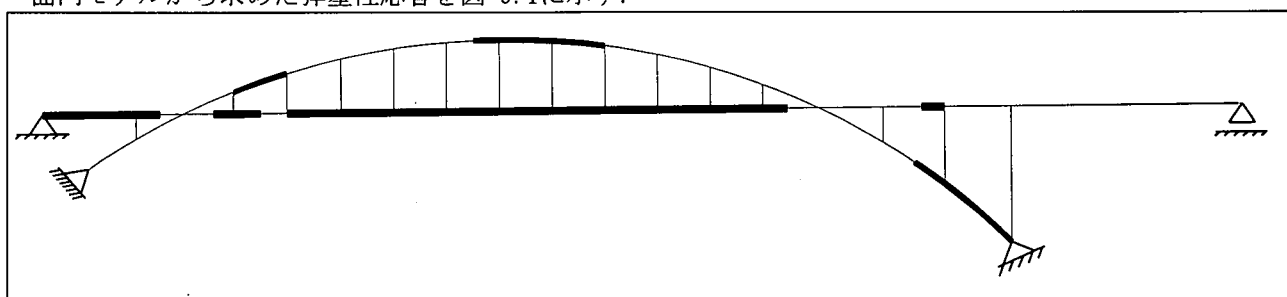


図-9.1 タイプⅡの地震波を3方向に同時入力（面内モデル）

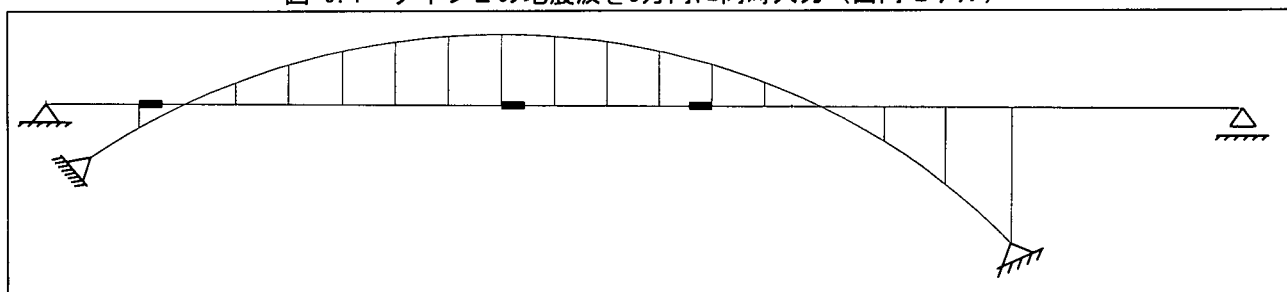


図-9.2 タイプⅡの地震波を橋軸方向のみに同時入力（面内モデル）

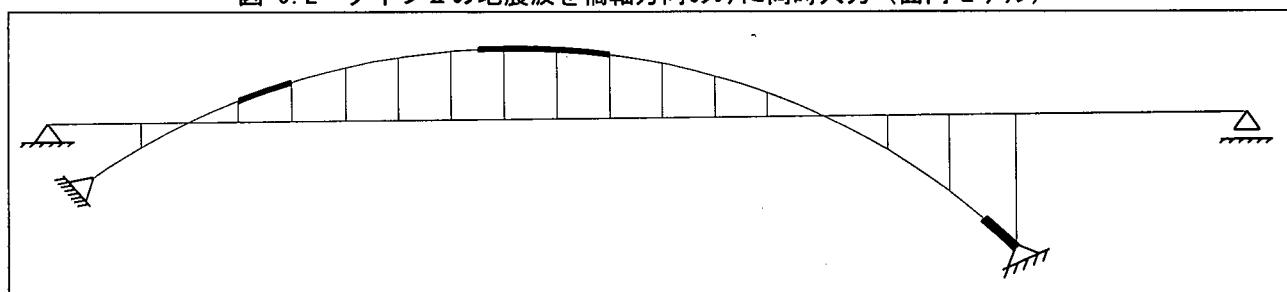


図-9.3 タイプⅡの地震波を3方向に同時入力（面外モデル）

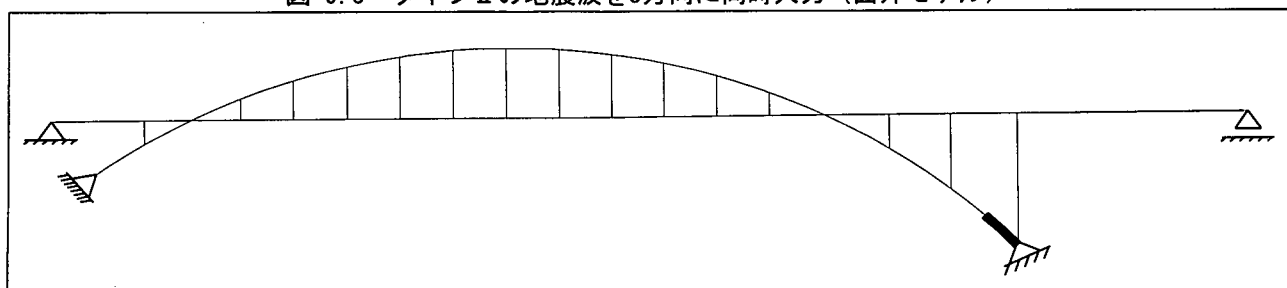


図-9.4 タイプⅡの地震波を橋軸直角方向のみに同時入力（面外モデル）

比較のため、タイプⅡの地震波を橋軸方向のみに作用させたときの弾塑性応答を図-9.2に示す。図からわかるように、地震波を3方向同時に入力することによって、塑性域に達する部材をより多く発生させることになる。

面外モデルから求めた弾塑性応答を図-9.3に示す。比較のため、地震波を橋軸直角方向のみに作用させたときの弾塑性応答を図-9.4に示す。図からわかるように、地震波を3方向同時に入力することによって、塑性域に達する部材をより多く発生させることになる。

第10章 結論

本研究では、昭和48年に架設された非対称鋼中路式ローゼ橋を対象として取り上げ、新道示に基づいて検討した結果、以下のことが判った。

- (1) 鋼アーチ橋の動的挙動を正しく把握するためには、縦桁・RC床版の剛性を適切に評価する必要のあることがわかった。
- (2) 線形時刻歴応答解析の方が、 $N-M-\phi$ 弾塑性モデルを用いた非線形応答解析よりも塑性化する部材が多く発生していることから、線形時刻歴応答解析結果を用いて耐震安全性を照査するのは、部材の塑性化を過大評価することになると考えられる。
- (3) 提案した簡便照査法は、 $N-M-\phi$ 弾塑性モデルを用いた非線形時刻歴応答解析より若干安全側の評価になるが、鋼アーチ橋の耐震安全性の照査に有用であると考えられる。
- (4) タイプⅠの地震動を橋軸方向および橋軸直角方向に作用させても各部材は塑性域に達していないことが確認出来た。
- (5) タイプⅡの地震波を橋軸方向に入力した場合は、アーチリブおよび補剛桁に塑性域に達している部材が確認されたが、これらの応答塑性率は許容応答塑性率より小さいので、耐震安全性に特に問題はないと考えられる。

- (6) タイプⅡの地震波を橋軸直角方向に作用させた場合、アーチリブ左岸側の基部に生じる軸力の最大値は断面の耐力と同程度となり、また、右岸側の基部に生じる軸力の最大値は断面耐力より若干大きくなるので、耐震安全性に問題があると思われる。
- (7) 地震波を各方向に別々に入力させる場合と比べて、地震波を3方向に同時入力する場合は、塑性域に達している部材が数多く存在しており、3方向同時加震の必要性が認識できた。
- (8) 今回の検討では、終局状態の定義等は文献²⁾の鋼製橋脚の考え方を準用したが、アーチ橋の場合は鋼製橋脚と異なり、部材の幅厚比や細長比等の変動も大きいので、これらを考慮した弾塑性モデルの設定を今後検討していく必要があると考えられる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（Ⅰ～Ⅴ）
- 2) 阪神高速道路公団：既設鋼製橋脚の耐震補強設計要綱（素案）
- 3) 榊原泰造他：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Vol. 44A, 1998年3月