

第4編 コンクリート斜張橋

第1章 はじめに

本解析で対象とした橋梁は、平成2年版の道路橋示方書(耐震設計編)に準じて設計されたダム湖を横断する中径間規模の3径間連続PC斜張橋である。本橋は設計当時の要求耐震性能は満足するものであるが、兵庫県南部地震(平成7年)後の平成8年に改訂された「道路橋示方書・V耐震設計編」では、本橋梁のような斜張橋は地震時の挙動が複雑である橋梁とされ、非線形特性を考慮した動的解析による耐震設計が行われることとなった。そこで、本編ではこの3径間PC斜張橋を対象として、非線形特性の異なる3つの解析モデルを用いて同橋梁の地震時応答特性を評価し、大地震時における斜張橋の非線形挙動および耐震性向上策について検討を行った。

大地震(レベルII)を想定した地震応答解析では、部材の非線形性を定義する必要があるため、本解析では次の3つの非線形モデルを設定した。

① 部材の非線形性は初期応力状態での曲げモー

メントと曲率の関係(M- Φ 関係)とし、軸力変動の影響を考慮しないM- Φ モデル。

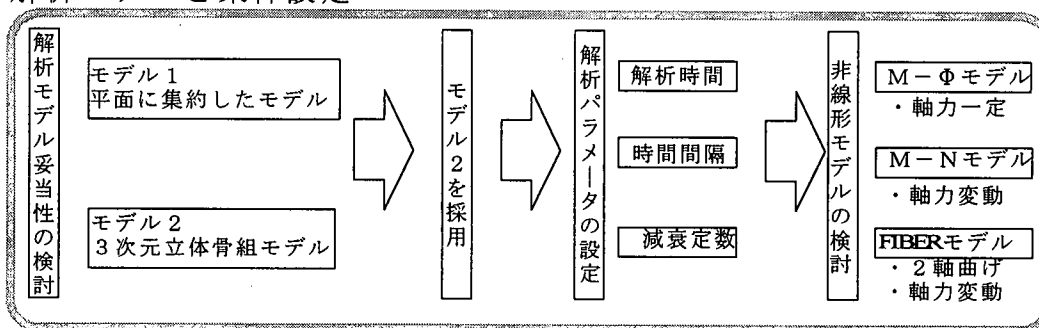
② ①のモデルで変動軸力の影響を考慮し、軸力と曲げモーメントの相関関係により抵抗モーメントを定義したM-N- Φ モデル。

③ 非線形ファイバー要素による解析モデル。

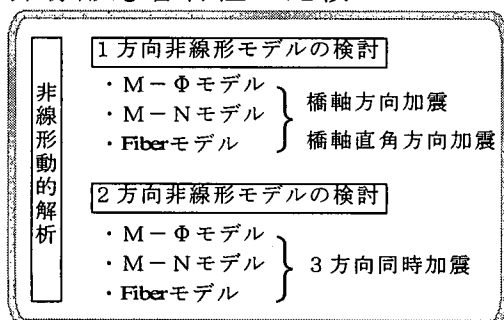
上記の非線形モデルの内、ファイバーモデルはRC部材のコンクリートと鉄筋を個々のファイバーとして非線形特性を定義するもので、軸力変動および2軸曲げの影響を同時に考慮することができる有効な手法とされている。

解析検討の主な項目とフローを図-1.1に示す。本橋梁の解析モデルの妥当性は、実橋における振動試験結果と固有値解析結果との比較により境界条件や解析パラメータの設定を検証した。作成された解析モデルを基本に、構造部材の非線形特性を設定した非線形地震応答解析から本橋梁の地震時挙動と耐震性を評価し、耐震性を向上させる補強対策とその補強効果について示した。

解析モデルと条件設定



非線形応答特性の比較



耐震補強

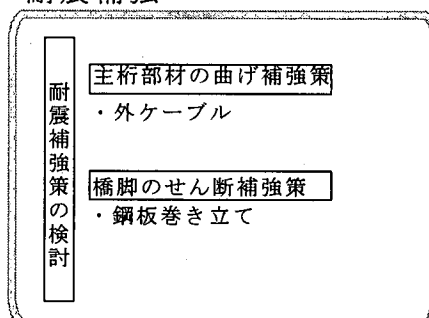


図-1.1 検討項目と解析フロー

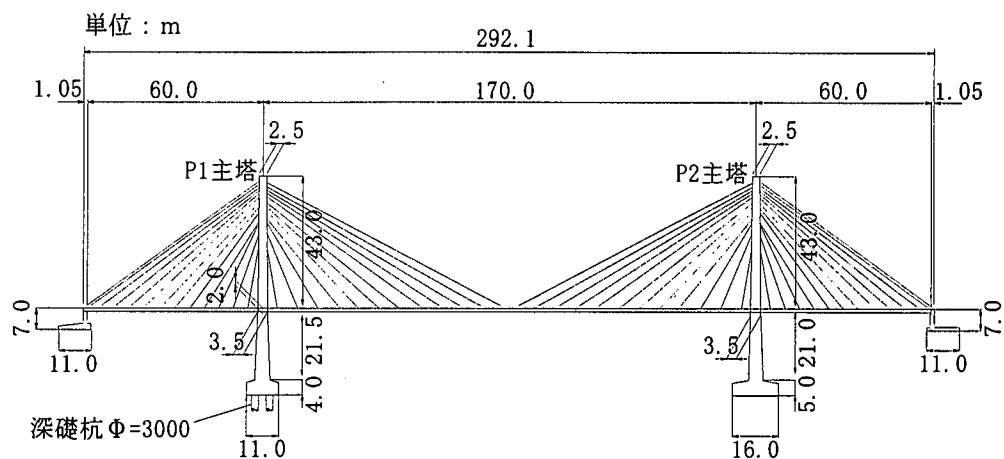


図-2.1 全体側面図

第2章 橋梁概要とモデル化の検討

2.1 橋梁概要

本橋梁の全体側面図を図-2.1に、主桁および主塔・橋脚の断面図を図-2.2、図-2.3に、設計概要を表-2.1に示す。本橋梁は中央径間170m、側径間60mの3径間連続PC斜張橋である。主桁の中央径間側はパスコケネビック橋(米国)の主桁に類似したセパレート型2室箱桁断面で桁高1.7mであるが、側径間側は地形上の制約条件により通常より短かく、カウンターウェイトを得るために中央径間側の形状と異なっている。

また、主桁と主塔間には支承を設けないフローティング構造であり、耐震性、クリープおよび乾燥収縮に対する考慮がなされている。また、主塔は景観に配慮した逆Y字形で、橋脚は門形構造となっている。

主塔高はP1主塔が64.5m、P2主塔が64.0mであり、基礎構造は、P1主塔が杭径Φ3.0mの深礎杭形式、P2主塔が直接基礎である。また、斜材ケーブルはPC鋼より線をポリエチレン被覆したSEEE工法F-PH型斜材ケーブルを使用したもので、配置形式は施工性ならびに景観を考慮したファン形が採用されている。

2.2 解析モデルの検討

非線形時刻歴応答解析に用いる構造モデルの妥当性を確認するため、2つの解析モデルを作成し検討した。第1の解析モデル(モデル1)は図-2.4に示したもので、図-2.5に示す主塔・橋脚の断面

表-2.1 設計概要

橋長	292.1m	桁長	291.7m
道路規格	3種3級	橋格	1等級
設計速度	50km/h		
形式	3径間連続PC斜張橋		
支間	60.0m+170.0m+60.0m		
有効幅員	1.25m+2@3.5m+0.75m+2.5m(歩道)		
横断勾配	車道:1.5%, 歩道:2.0%		
縦断勾配	0.30%		
平面曲線	直橋(R=∞)		

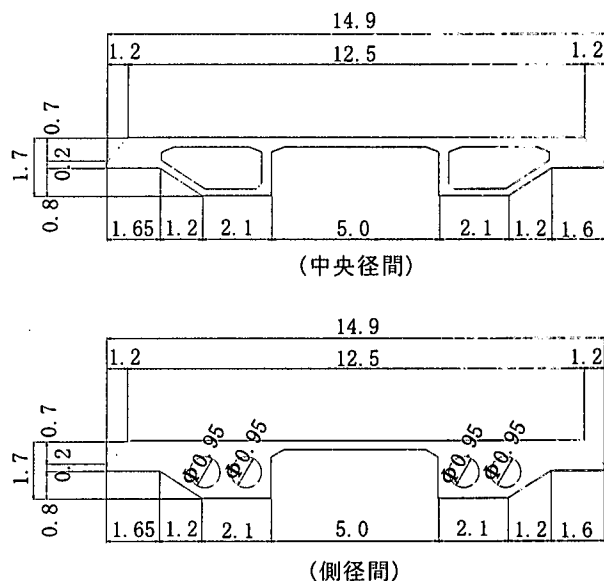


図-2.2 主桁断面図(単位:m)

を1本の梁要素として剛性を評価させた平面的な解析モデルである。第2の解析モデル(モデル2)は図-2.6に示したもので、図-2.7に示した主塔・橋脚の実形状断面を梁要素として剛性を評価した立体骨組みモデルである。モデル2の斜材定着部に関しては、連続した断面を2分割して、手前と奥側にそれぞれ梁要素として配置させ、その2本の梁を剛な仮想部材により連結させた。主桁はモデル1およびモデル2とも同じ梁要素であり、図-2.8に示した中央径間側と側径間側の標準断面を設定した。また、立体骨組み形式であるモデル2の主桁は、主桁の幅員に相当する剛な仮想の梁要素を設けている。

なお、他の拘束条件については、2つの解析モデルは同じであり、斜材ケーブルの材端結合条件はピン結合、橋脚下端は固定、桁端部は並進成分のうち橋軸方向成分を自由とし、その他の並進成分である橋軸直角方向成分、上下方向は拘束した。また、回転成分は橋軸回転成分のみを拘束し、その他の回転成分である橋軸直角軸回転成分、上下方向軸回転成分は自由とした。

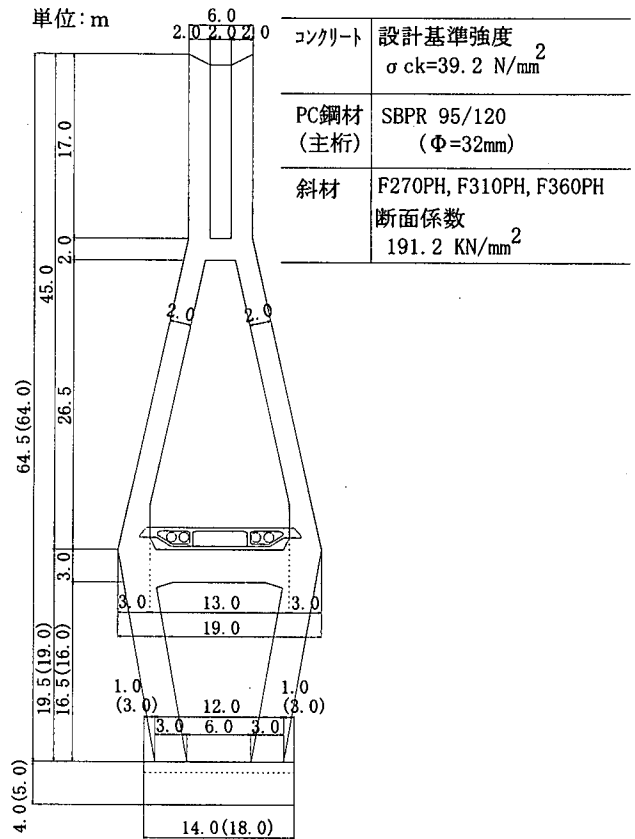


図-2.3 主塔・橋脚および使用材料

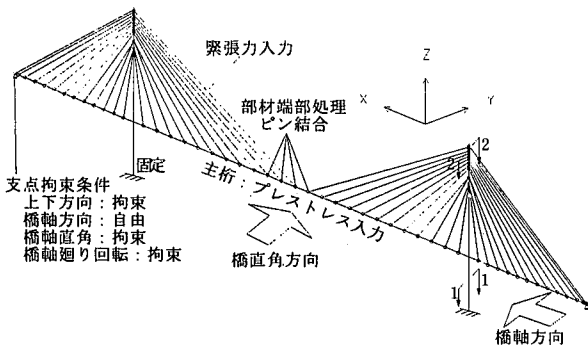


図-2.4 解析モデル1

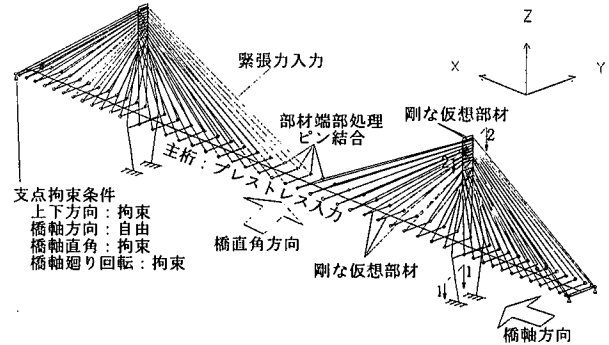


図-2.6 解析モデル2

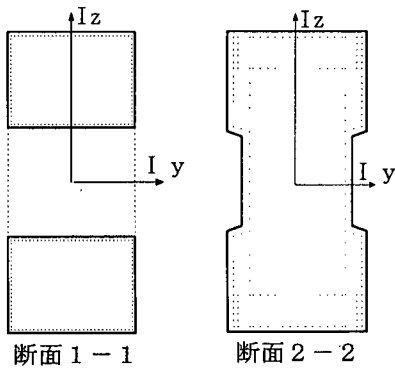


図-2.5 解析モデル1の主塔・橋脚の断面

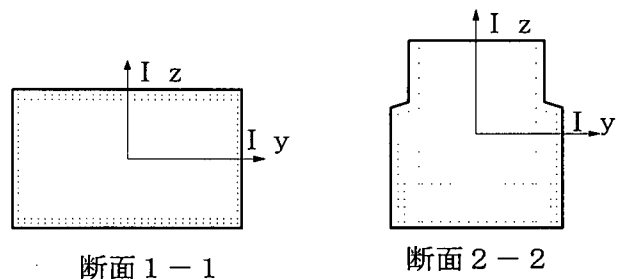


図-2.7 モデル2の主塔・橋脚の断面

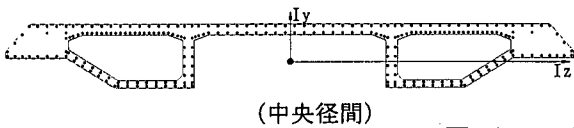


図-2.8 主桁の断面(標準断面)

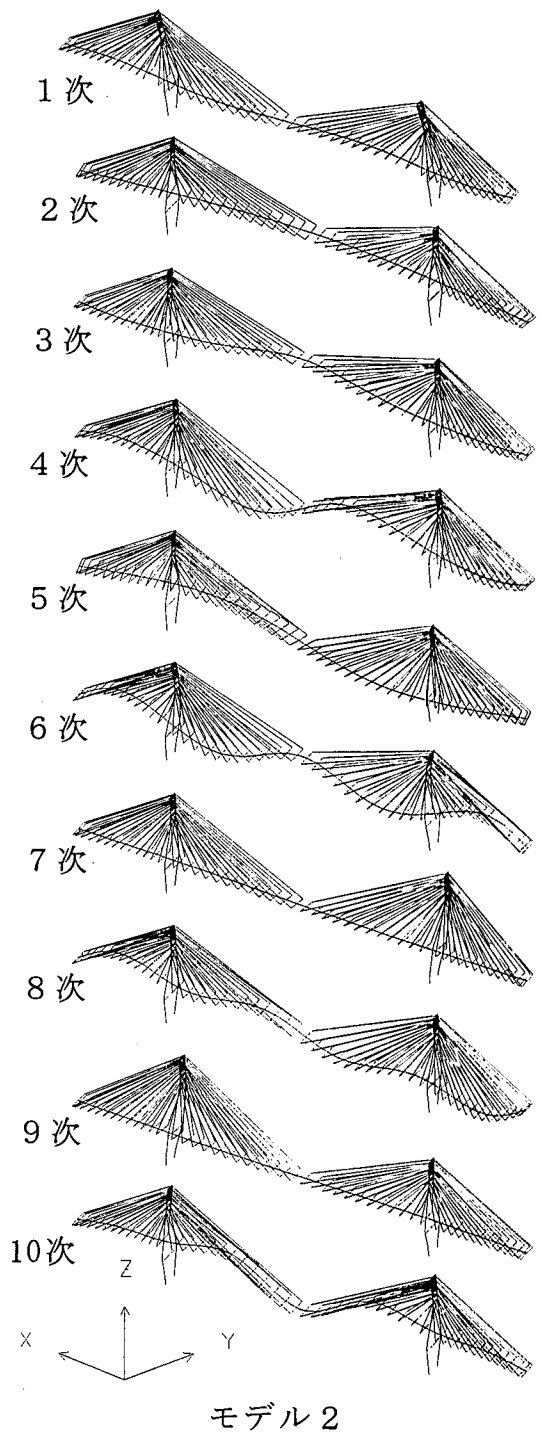
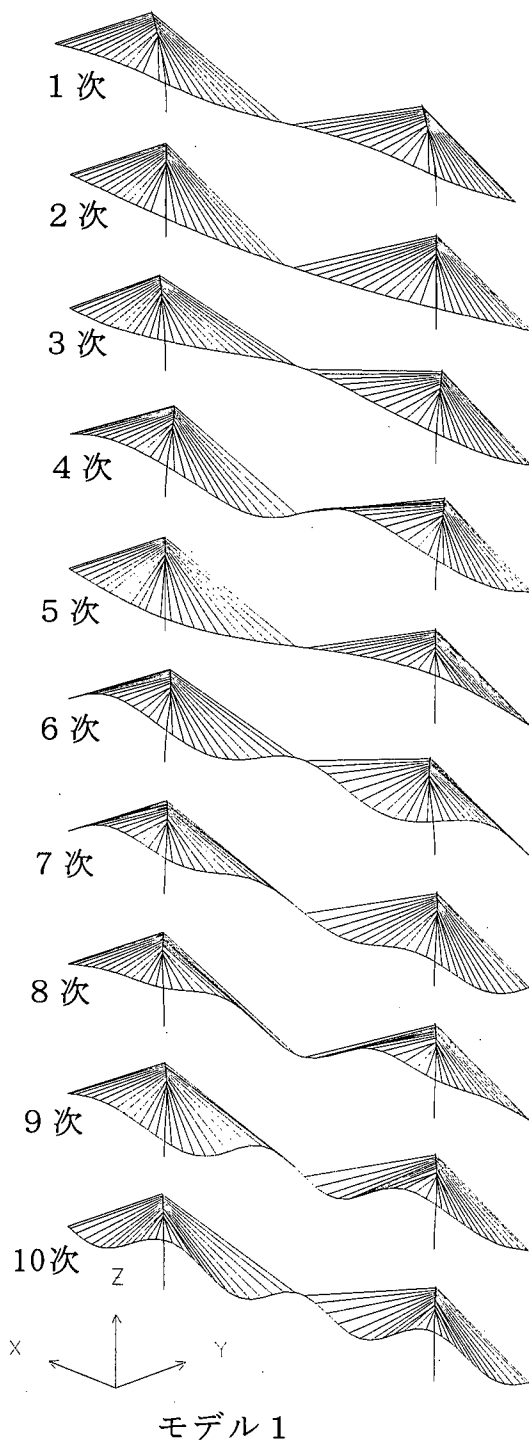


図-2.9 モード図

表-2.2 固有振動数

次数	モデル1解析値 (Hz)	モデル2解析値 (Hz)	実測値 (Hz)	有効質量比(%)			備考	
				X	Y	Z		
主塔	1	0.27	0.26	-	70	0	0	主塔面内水平1次
	7	1.50	1.51	-	0	19	0	P1主塔面外水平1次
	9	2.03	1.54	1.57	0	11	0	P2主塔面外水平1次
主	2	0.32	0.37	0.39	0	42	0	桁面外水平1次
	5	1.23	1.29	1.25	0	0	0	桁面外水平2次
	3	0.65	0.87	0.65	0	0	9	桁面内上下1次
桁	4	0.94	1.14	0.95	3	0	0	桁面内上下2次
	6	1.38	1.42	1.49	0	0	17	桁面内上下3次
	8	1.68	1.51	1.64	0	0	0	桁面内上下4次
	10	2.30	1.67	1.79	0	0	25	桁面内上下5次

表-2.3 有効質量

次数	モデル1の有効質量比(%)			モデル2の有効質量比(%)		
	X	Y	Z	X	Y	Z
1	70	0	0	70	0	0
2	0	42	0	0	42	0
3	0	0	6	0	0	9
4	4	0	0	3	0	0
5	0	0	0	0	0	0
6	0	0	21	0	0	17
7	0	0	0	0	21	0
8	0	0	25	0	0	0
9	0	0	0	0	11	0
10	0	0	1	0	0	25

2. 3 解析モデル妥当性の検討

解析モデルの妥当性を検証するために、実橋梁で実施された起振機試験結果との比較を行った。ここでは、作成した2つの解析モデルにおける固有値解析の結果と起振機試験の測定結果を比較し、モデル化の妥当性について検討した。表-2.2に解析モデル1と解析モデル2の固有値解析結果と起振機試験の測定結果の比較を示す。表-2.2は、1次モード～10次モードまでの固有振動数を示したもので、2つの解析モデルは概ね実測値と対応しており、モデル化の妥当性については問題ないと考えられる。しかし、図-2.9に示した2つの解析モデルのモード図から、モデル1では高次モードの成分が現れない点、また固有周期がモデル2の方が実測値により近いことを考慮し、立体骨組み形式の解析モデル2を主モデルとして用いることとした。

第3章 材料非線形特性

構造部材の非線形性は以下に示す3つの非線形モデルを設定した。

3. 1 軸力を一定とした非線形モデル

非線形特性は初期応力解析により算定された軸力を用い、曲げモーメント (M) と曲率 (Φ) の関係により設定した。モーメントと曲率の関係は、平成8年改訂の道路橋示方書・耐震設計編の「コンクリートの応力度・歪み曲線」をもとに平面保持の仮定の基に算定されたひび割れモーメントおよび降伏モーメントを設定した。ひび割れモーメントは最外縁コンクリート位置において曲げ引張り強度に達したひずみを基準として算出し、降伏モーメントは最下端鉄筋の引張り降伏ひずみを基準として算出した。終局モーメントに関しては解析上使用していないが、最外縁鉄筋位置でのコンクリートが最大圧縮応力度に達した時点での歪みを基準として算定している。

また、主桁のプレストレス力は、初期応力解析において自重により発生する軸力値に足し合わせたもので、PC鋼材の配置による偏心は考慮していない。図-3.1に主塔・橋脚および主桁の代表的な位置におけるM- Φ スケルトンを示す。また、復元力特性は主塔・橋脚および主桁ともに武田型を用いた。

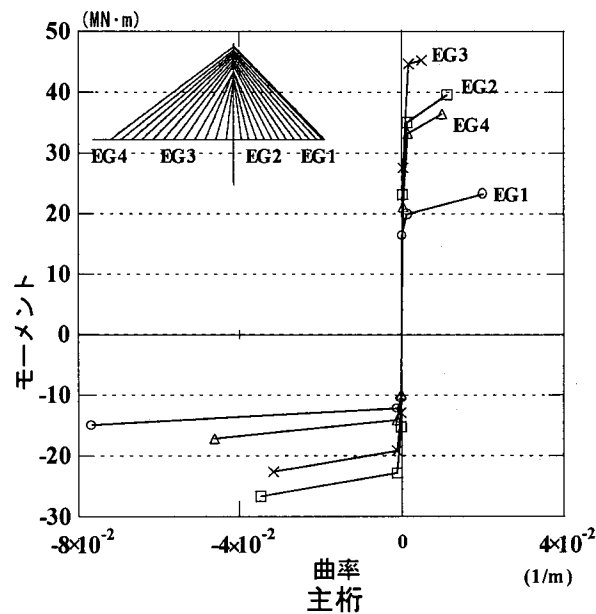
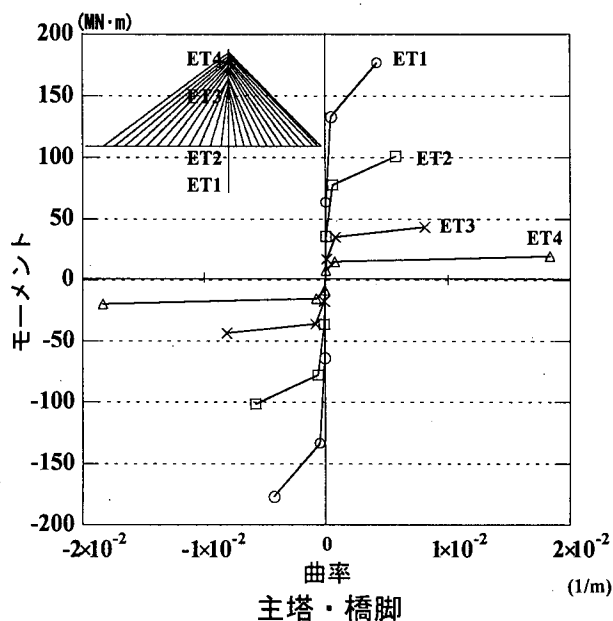


図-3.1 M- Φ スケルトン

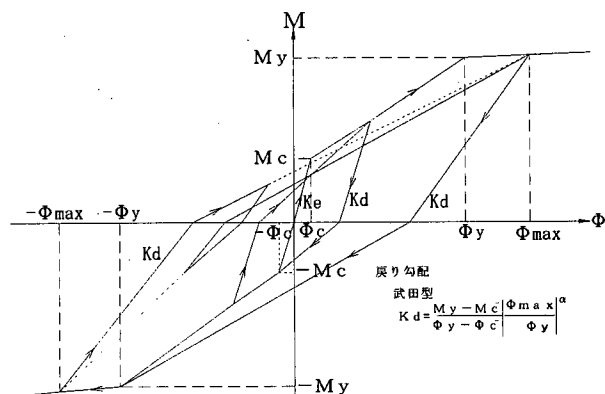


図-3.2 武田モデル

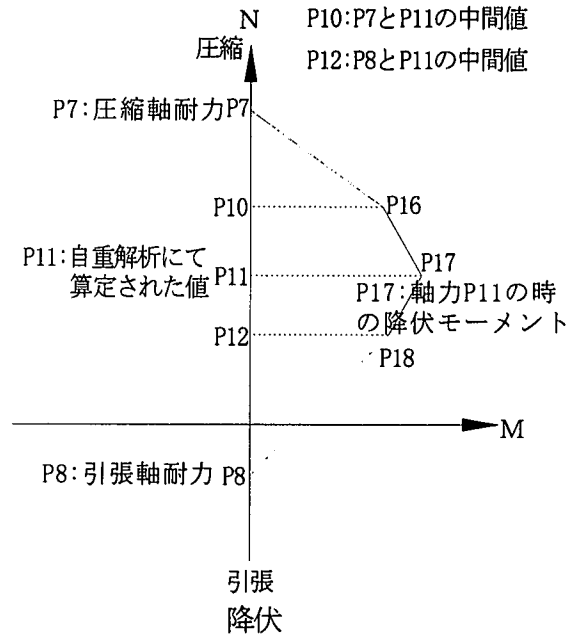
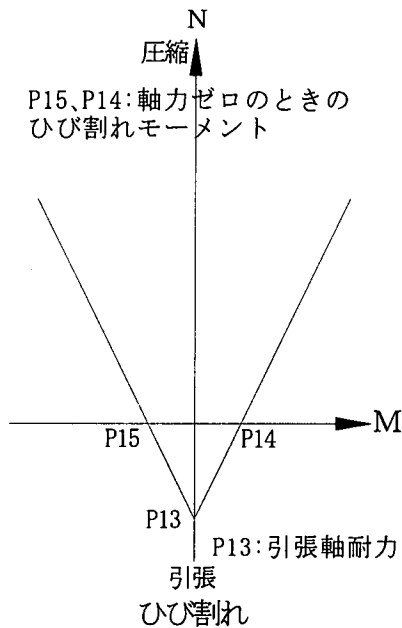


図-3.3 M-N相関の定義

3.2 軸力変動を考慮した非線形モデル

非線形特性は軸力の変動とひび割れモーメントおよび降伏モーメント曲面の相関関係により定義した。M-N相関の定義を図-3.3に示す。ひび割れモーメントは引張軸耐力(P13)と軸力がゼロ時のモーメント値(P14, P15)で構成される曲面により定義した。また、降伏モーメントは、初期軸力値(P11)を中心として、引張軸耐力(P8)および圧縮軸耐力(P7)と、その中間軸力値(P10, P12)のモーメント(P16, P17, P18)により構成される曲面で定義した。図-3.4に、橋脚下端部材のM-N相関曲線を示す。主塔・橋脚の復元力特性は、図-3.5に示した武田類似型モデルを用いた。本モデルは、武田型モデルと除荷剛性の評価が異なるが、係数 α を-0.5とすることで武田型の-0.4とほぼ同等な特性を示すもので2つの復元力特性を用いた解析結果はほぼ同一の評価となるものである。また、主桁の非線形特性は応答軸力の変動が小さいことから、軸力変動を考慮しないM- Φ モデルと同様のモーメント(M)と曲率(Φ)の関係により設定し復元力特性は武田型とした。

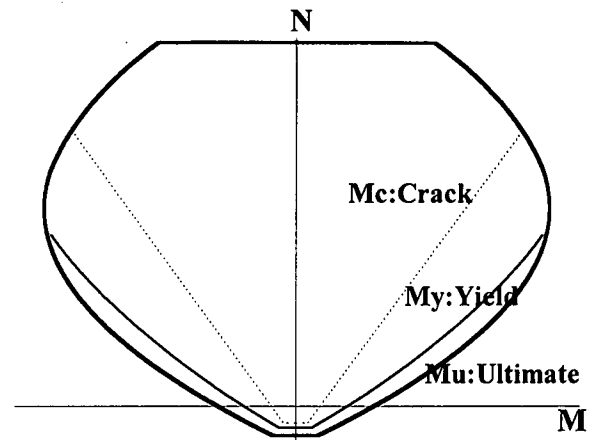


図-3.4 M-N相関曲線

3.3 ファイバーモデルの非線形特性

部材のファイバー要素分割断面を図-3.6に示

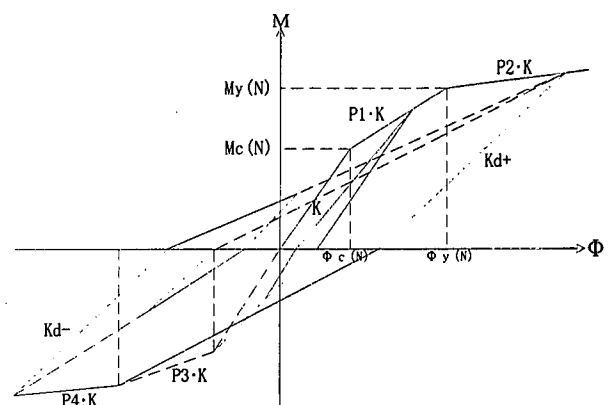


図-3.5 江戸型モデル

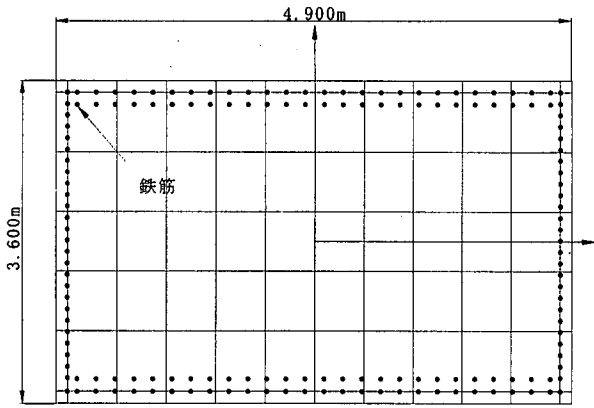


図-3.6 ファイバー要素の分割断面

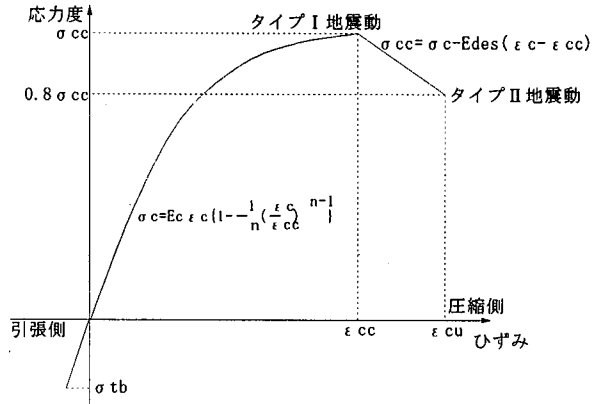


図-3.7 コンクリートの応力度-ひずみ関係

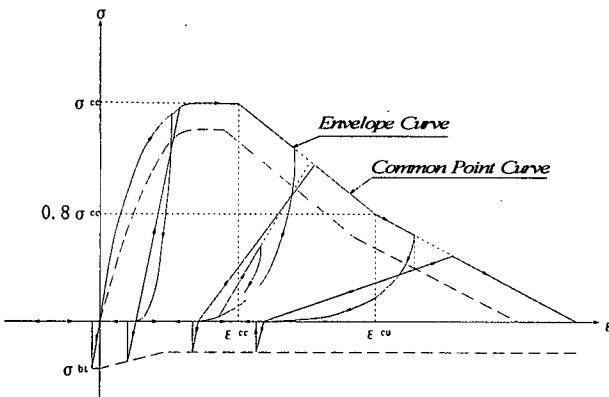


図-3.8 コンクリートファイバー要素の復元力特性

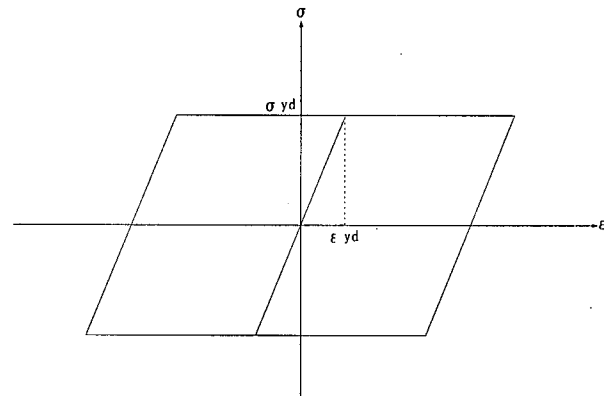


図-3.9 鉄筋ファイバー要素の復元力特性

す。ファイバー要素の非線形特性は、RC断面のコンクリート部分と鉄筋部分に区分し、各々の応力度と歪み関係により非線形特性を定義した。コンクリート部分の応力度-歪み関係は、図-3.7に示した平成8年道路橋示方書・耐震設計編のコンクリートの応力度-歪み曲線を用い、引張応力に対しては曲げ引張強度(σ_{bt})までを負担し、以降は応力を負担できないものとした。また、鉄筋は降伏応力度を降伏点としたバイリニア型に設定したもので、コンクリートと鉄筋の復元力特性を図-3.8および図-3.9に示す。

ファイバー要素の断面力は、平面保持が成り立つものと仮定し、断面を形成する各ファイバーの応力-歪み関係から、軸力とモーメントとの連成を考慮して算定される。軸力の算出は、ファイバー要素I端、J端の変位増分をそれぞれΔU₁、ΔU₂とすると、軸方向ひずみ増分(Δε_n)と、曲率増分(Δφ)は次式となる。

$$\Delta \varepsilon_n = (\Delta U_2 - \Delta U_1) / L$$

$$\Delta \phi = (\Delta \Phi_2 - \Delta \Phi_1) / L$$

次にi番目のファイバーの増分ひずみΔε_iは断面の平面保持仮定により、次式

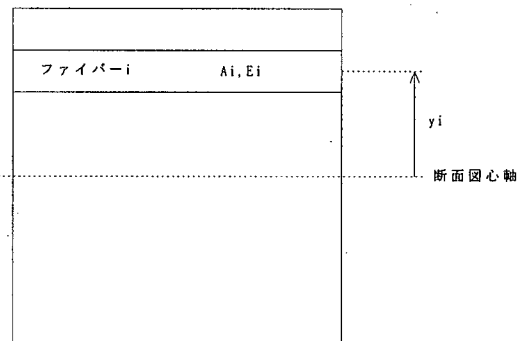


図-3.10 ファイバー要素の断面特性

$$\Delta \varepsilon_i = \Delta \varepsilon_n - y_i \cdot \Delta \phi$$

となる。これをもとに増分ΔN、ΔMは以下の式により算定される。

$$\begin{aligned} \Delta N &= \sum (E_i A_i) \Delta \varepsilon_i \\ &= \sum (E_i A_i) (\Delta \varepsilon_n - y_i \cdot \Delta \phi) \\ &= EA \cdot \Delta \varepsilon_n - EAY \cdot \Delta \phi \\ \Delta M &= - \sum (E_i A_i) \Delta \varepsilon_i \cdot y_i \\ &= - \sum (E_i A_i) (\Delta \varepsilon_n - y_i \cdot \Delta \phi) \cdot y_i \\ &= -EAY \cdot \Delta \varepsilon_n + EIz \cdot \Delta \phi \end{aligned}$$

ここに、E_iはヤング係数、A_iは負担断面積、y_iは断面内圆心位置からの距離を表す。本解析では、このファイバー要素を3次元に拡張させたものを用いている。したがって、断面内において、2軸曲

げの連成の考慮と、同時に軸力変動を考慮させることができる。図-3.10にファイバー要素断面内の考え方を示す。

第4章 解析モデルの名称

前項に示した部材の非線形モデルを用いて構造解析モデルを作成した。その非線形解析モデルとして設定した3モデルを定義し、以後の本文中に用いる非線形解析モデルの名称とする。

①M-Φモデル（軸力一定モデル）

主塔・橋脚および主桁が、「軸力を一定とした非線形モデル」でモデル化した非線形部材により設定された解析モデル

②M-Nモデル

主塔・橋脚が、「軸力変動を考慮した非線形モデル」でモデル化した非線形部材、主桁が「軸力を一定とした非線形モデル」でモデル化した非線形部材で設定された解析モデル

③ファイバーモデル

主塔・橋脚が、「ファイバーの非線形モデル」でモデル化した非線形部材、主桁は、「軸力を一定とした非線形モデル」でモデル化した非線形部材で設定された解析モデル

第5章 入力地震動

入力地震動は、道路橋示方書・耐震設計編のレベルⅡ地震動のタイプⅡ、Ⅱ種地盤の標準加速度応答スペクトルに振幅調整したJR鷹取NS成分とEW成分を使用し、建設地点と地盤条件を加味して、地域別補正係数($\alpha=0.85$)を考慮し設定した。また、3方向同時加震には同じくJR鷹取UD成分も用いている。入力地震動3成分はいずれも、 $\Delta t=0.01$ 秒、継続時間 $T=40.0$ 秒である。NS成分は最大加速度 686.83 cm/sec^2 、EW成分は 672.64 cm/sec^2 、UD成分は 343.42 cm/sec^2 であり、この入力地震動の波形分析結果を図-5.1に、入力地震動波形を図-5.2にそれぞれ示す。また、橋軸方向加震時および橋軸直角方向加震時のそれぞれの検討では、最大加速度が大きいNS成分を用いた。

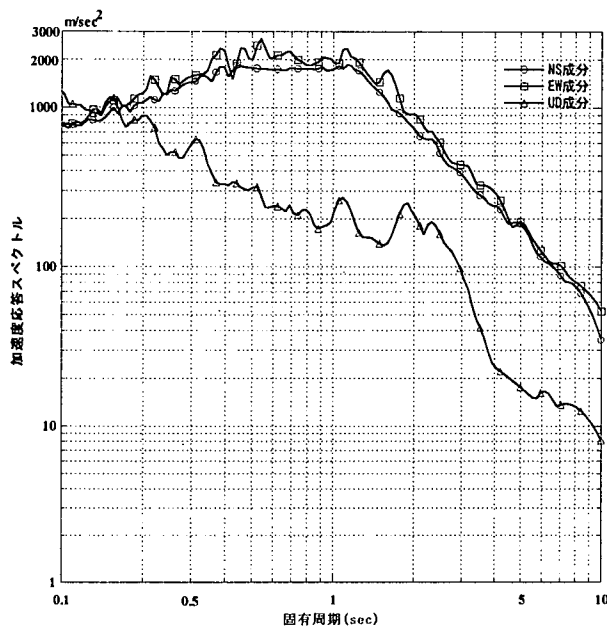


図-5.1 入力地震動の波形分析結果

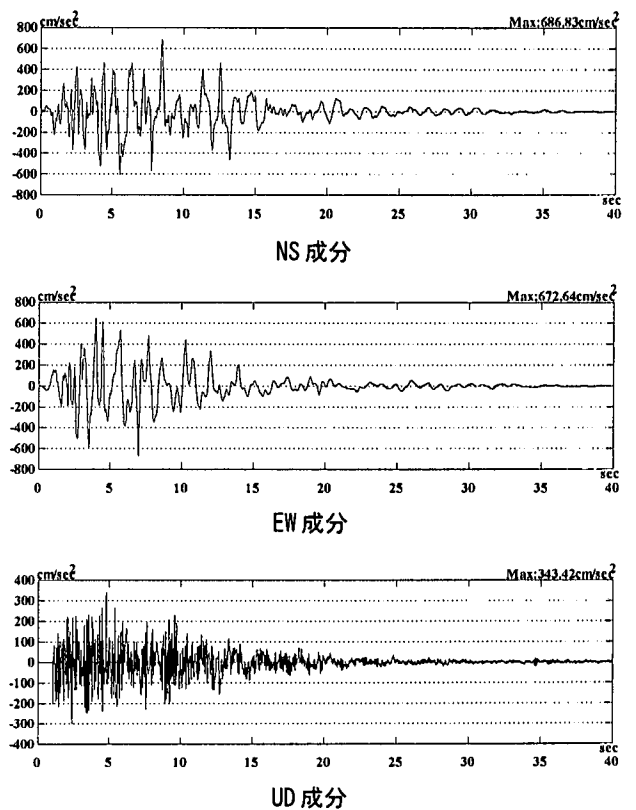


図-5.2 入力地震動波形

第6章 初期断面力の設定

本橋梁は、主桁にプレストレスが導入されており、初期断面力において考慮する必要がある。プレストレス力は設計検討書より算出された各部材の数値を用いることとした。プレストレス力は、乾燥収縮、クリープを考慮し、最終施工段階完了後の有効緊張力として各部材にかかる軸力に換算し、部材非線形特性である曲げモーメント(M)と曲率(Φ)の関係の算定に必要な軸力として反映させた。したがって、自重により発生する部材軸力とこのプレストレス力を足し合わせた値を非線形特性算定時の軸力とした。これらの設定のもとで、作成した非線形解析モデルを用いて初期応力解析を行い、非線形動的解析におけるスタート時点での応力-歪み状態とした。また、斜材ケーブルには初期張力を考慮している。初期応力解析結果のうち応答結果の出力位置を図-6.1に示した。図-6.1のうち節点出力位置図において、主桁は100番台、主塔は300番台の数値である。また、要素応答出力位置図において、主桁部材は1番から27番までの6部材を代表させ、主塔部材は300番から357番までの6部材に着目し、部材応答値のうちモーメントの出力成分は全体座標系に合わせて整理した。

各非線形解析モデルの初期応力解析結果を表-6.1および表-6.2に示す。表-6.1は図-6.1に示した節点の応答変位を示している。M- Φ モデル、M-Nモデルおよびファイバーモデルは概ね一致した結果となっている。表-6.2は図-6.1に示した部材の応答断面力を比較したもので、M- Φ モデルとM-Nモデルについては一致しているが、ファイバーモデルは、他のモデルに比べやや異なった結果となっている。M- Φ モデルおよびM-Nモデルの非線形特性は、加震方向の支配的な方向にのみ設定しており、これに直行した方向成分は独立した線形扱いとなる。このため、表-6.1において、M- Φ モデルとM-Nモデルでは主桁部材のモーメント M_y 成分(全体座標Y軸廻り)は部材中央における非線形特性を考慮した応答値となるが、モーメント M_z 成分(全体座標Z軸廻り)は線形扱いであり、部材端の曲げモーメントのうち大きい値を示している。また、主塔部材においても、モーメント M_y 成分(全体座標Y軸廻り)は部材中央における非線形特性を考慮した応答値となるが、モーメント M_x 成分(全体座標X軸廻り)は線形扱いとなり、主桁同様に部材端で大きい値を示している。一方、ファイバーモデルについては、部材

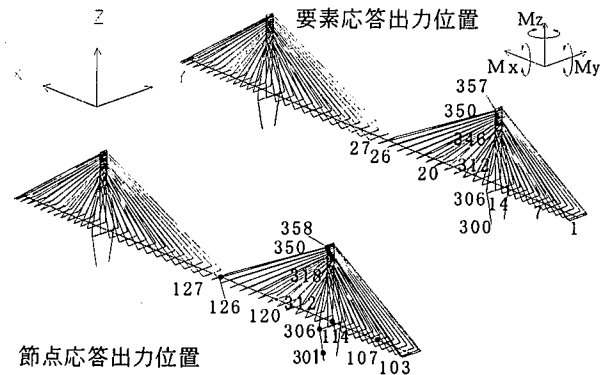


図-6.1 結果出力位置図

表-6.1 初期応力解析による応答変位

	M- Φ モデル			M-Nモデル			ファイバーモデル			
	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	
主桁	103	0.5	0.0	2.7	0.5	0.0	2.7	0.5	0.0	2.9
	107	0.5	0.0	10.1	0.5	0.0	10.1	0.5	0.0	10.9
	110	0.4	0.0	9.9	0.4	0.0	9.9	0.4	0.0	7.4
	120	0.1	0.0	18.1	0.1	0.0	18.1	0.1	0.0	17.9
	126	0.0	0.0	34.1	0.0	0.0	34.1	0.0	0.0	33.9
	127	0.0	0.0	34.2	0.0	0.0	34.2	0.0	0.0	34.0
主塔	301	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	306	0.2	0.0	0.1	0.2	0.0	0.1	0.2	0.1	0.1
	312	0.7	0.1	0.3	0.7	0.1	0.4	0.7	0.0	0.3
	318	1.4	0.0	0.5	1.4	0.0	0.5	1.3	0.0	0.5
	350	1.7	0.0	0.6	1.7	0.0	0.6	1.5	0.0	0.5
	358	1.7	0.0	0.6	1.7	0.0	0.6	1.5	0.0	0.5

単位: cm

表-6.2 初期応力解析による応答断面力

	M- Φ モデル			M-Nモデル			ファイバーモデル			
	N	M _z (M _x)	M _y	N	M _z (M _x)	M _y	N	M _z (M _x)	M _y	
主桁	1	11099	0	142	11099	0	142	10842	7	302
	7	31890	0	23332	31890	0	23332	31916	22	20719
	14	33489	0	11955	33489	0	11955	33589	21	12338
	20	34793	0	1614	34793	0	1614	34915	23	1582
	26	21462	0	17003	21462	0	17003	22153	19	16927
主塔	27	21461	0	17002	21461	0	17002	22153	19	16926
	300	35732	181	12243	35732	181	12243	35785	78	10429
	306	26379	18205	6106	26379	18205	6106	26418	10765	5095
	312	25420	717	1421	25420	717	1421	25464	137	855
	346	17732	3449	4132	17732	3449	4132	17438	1793	3680
	350	8555	0	6384	8555	0	6384	8260	673	5698
	357	78	0	0	78	0	0	75	7	0

M_z : 主桁の全体座標Z軸廻りモーメント(kN)
M_x : 主塔・橋脚の全体座標X軸廻りモーメント(kN)
N : 軸力(kN), M_y : 全体座標Y軸廻りモーメント(kN・m)

座標系Y軸廻りとZ軸廻りの非線形特性を同時に設定できる条件になっている。

次に、本橋梁全体系において、これらの応答成分がどのように分布しているかを示す。まず、各非線形モデルの主桁部材における上下方向成分の応答変位分布図を図-6.2に示す。各非線形解析モデルは良く一致しているが、ファイバーモデルでは主桁の座標±120m地点で他のモデルより若干大きな変位を生じている。また、図-6.3に主塔における橋軸方向成分の応答変位分布図を示す。主塔においてもM- Φ モデル及びM-Nモデルはほぼ一致しているが、ファイバーモデルについては他の2つの解析モデルに比べ全体的に小さめの値となっている。次に、図-6.4、図-6.5に主桁及び主塔・橋脚の面内曲げモーメントM_y(全体座標Y軸廻り)分布図を示す。主桁のモーメントは、3つの解析モデルとも概ね一致した結果を示しており、主桁の座標±120m付近に最大モーメントが生じている。また、主塔・橋脚については、M- Φ モデルとM-Nモデルが良く一致した結果を示しているが、ファイバーモデルは他の2つの解析モデルに比べ、全体的に小さめの応答値となっている。なお、曲げモーメント分布は部材の非線形特性を部材中央モーメントで定義しているために、部材中央位置における応答値で表している。

以上より、3つの非線形解析モデルの初期応力状態の設定を行った。前述のように、この初期応力状態は非線形動的解析のスタート時点の応力-ひずみ状態として取り込んでいる。ファイバーモデルについては、変位およびモーメントとも他の

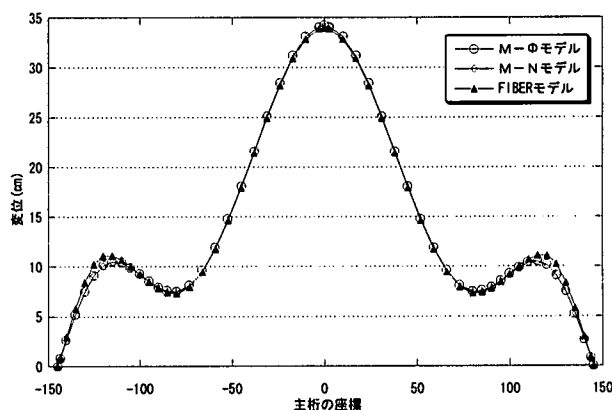


図-6.2 主桁の変位分布図

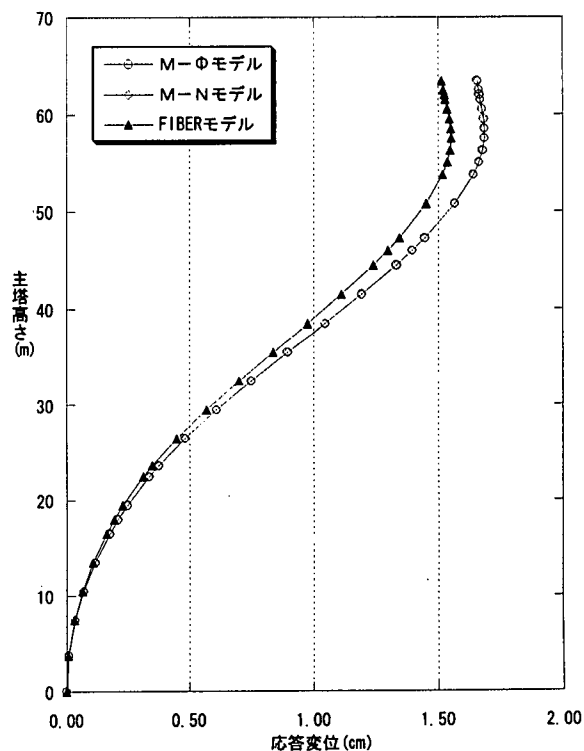


図-6.3 主塔の変位分布図

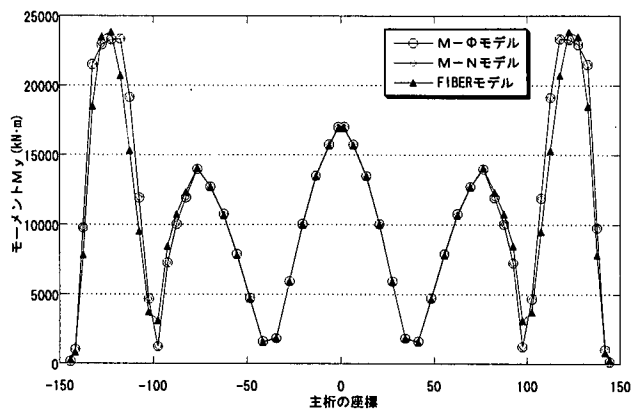


図-6.4 主桁のモーメントMy分布図
(全体座標Y軸廻り)

2つの解析モデルに比べ若干の差があるが、後の非線形動的解析における2軸曲げ特性が非線形応答に与える影響を検討するために、他の2つの解析モデルと同様に初期応力状態を設定した。

第7章 解析パラメータの設定

非線形動的解析の検討を行うにあたり、積分時間間隔、継続時間、減衰定数の影響についての検討を行った。これらの検討は非線形解析モデルとしてM-φモデルを用い、また、入力地震動は前出のJR鷹取NS成分を用いて行った。

7.1 積分時間間隔の影響

積分時間間隔(Δt)を $\Delta t = 0.01, 0.005, 0.002, 0.0001$ 秒とし、継続時間は20秒間の応答値について比較検討した。なお、減衰は要素減衰とし、主塔・橋脚および主桁は3%、斜材ケーブルは5%とした。表-7.1に着目した節点の最大応答変位を比較して示す。各ケースにおいて、時間間隔

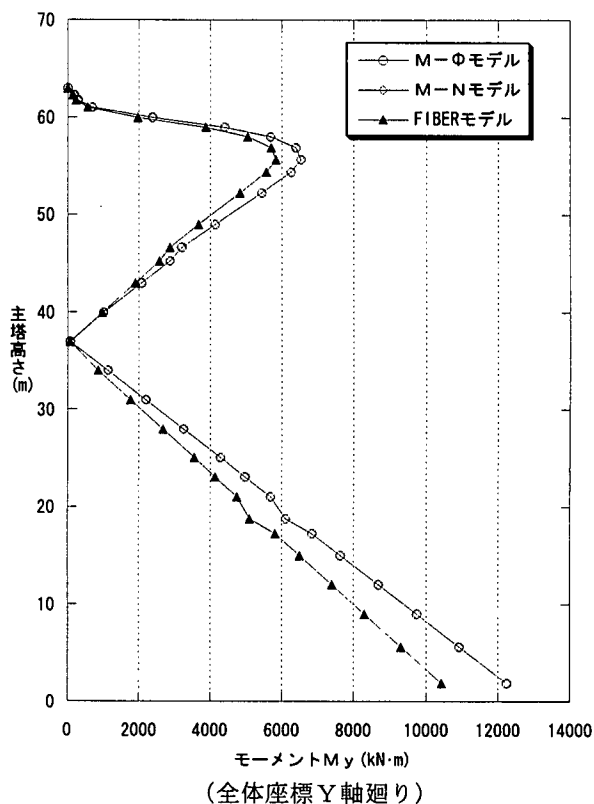


図-6.5 主塔・橋脚のモーメントMy分布図
(全体座標Y軸廻り)

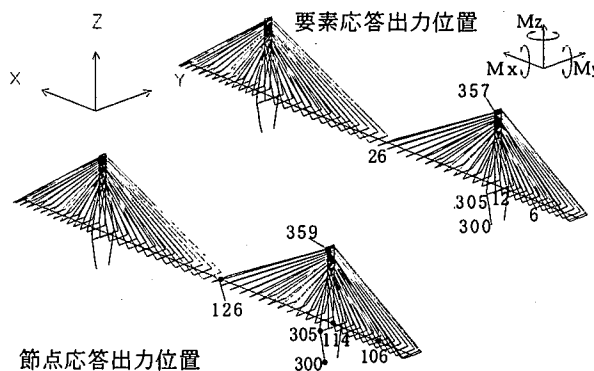


図-7.1 出力位置図

表-7.1 積分時間間隔変更による最大応答変位の比較

		積分時間間隔 : 0.01sec			積分時間間隔 : 0.005sec			積分時間間隔 : 0.002sec			積分時間間隔 : 0.001sec		
		X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
主桁	106	71.9	0.0	17.0	71.8	0.0	17.0	71.8	0.0	17.0	71.8	0.0	17.0
	112	71.8	0.0	8.1	71.8	0.0	8.1	71.8	0.0	8.1	71.8	0.0	8.1
	126	71.8	0.0	2.2	71.8	0.0	2.1	71.8	0.0	2.2	71.8	0.0	2.2
主塔	300	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	305	4.1	0.0	0.0	4.1	0.0	0.0	4.1	0.0	0.0	4.1	0.0	0.0
	359	73.4	0.0	0.0	73.4	0.0	0.0	73.4	0.0	0.0	73.4	0.0	0.0

単位: cm

表-7.2 積分時間間隔変更による最大曲げモーメントの比較

		積分時間間隔：0.01sec			積分時間間隔：0.005sec			積分時間間隔：0.002sec			積分時間間隔：0.001sec		
		Mx	My	Mz	Mx	My	Mz	Mx	My	Mz	Mx	My	Mz
主桁	6	0	29047	0	0	29018	0	0	28988	0	0	28988	0
	12	0	18927	0	0	18907	0	0	18917	0	0	18917	0
	26	0	17544	0	0	17534	0	0	17534	0	0	17534	0
主塔	300	794	113365	16877	794	113434	16877	794	113502	16877	794	113512	16877
	305	7482	63263	16867	7482	63263	16867	7482	63273	16867	7482	63263	16867
	357	10	10	10	10	10	0	10	10	10	10	10	10

Mx：全体座標X軸回りのモーメント(kN・m)
 My：全体座標Y軸回りのモーメント(kN・m)
 Mz：全体座標Z軸回りのモーメント(kN・m)

の違いによる応答の差は見られない結果が示されている。また、表-7.2に示した最大応答断面力の比較についても、いずれのケースも応答の差はほとんど見られない。着目した節点及び部材の位置図を図-7.1に示す。

7.2 減衰定数の違いによる影響

構造部材に設定する要素型減衰の減衰定数の違いによる影響について検討した。検討は、上部(主桁と主塔)と下部(橋脚)ともに0.03とした場合をCase1、上部を0.03、下部を0.05とした場合をCase2、上部を0.05、下部を1.0とした場合をCase3とする3つの検討ケースについて行った。橋軸方向加震時における各ケースの最大応答変位の比較を表-7.3に示す。表-7.3に示されているように、減衰定数を大きく設定したモデルほど、応答変位が小さくなる傾向にあり、Case1が最も大きな変位を生じている。また、表-7.4に示された最大応答曲げモーメントについても、Case1が最も大きな値を示しており、厳しい条件となっている。

次に、橋軸直角方向加震における、各ケースの最大応答変位を表-7.5に、最大応答モーメントを表-7.6に示す。橋軸方向加震と同様に変位とモーメントともにCase1が最も大きく厳しい条件となっている。

両方向加震とも、減衰定数の設定により応答値の違いが生じるが、主桁および主塔の応答値の分布形状に大きな違いはない。このことより、本検討はCase1に設定した減衰定数を用いることとした。

7.3 継続時間の違いによる影響

残留変位の評価に必要な継続時間を求めるため

に、応答解析の継続時間を、橋軸方向加震および橋軸直角方向加震とも20, 40, 80秒として検討を行った。

橋軸方向加震時の結果に関し、表-7.7に着目節点の最大応答変位を、表-7.8に着目部材の最大曲げモーメントを示す。図より、継続時間による差はない。残留変位量の評価のため、図-7.2に着目節点の応答波形を示す。波形図は、80秒までを示しており、継続時間80秒では収束していることがわかる。

次に、橋軸直角方向加震時について、表-7.9に着目節点の最大応答変位を、表-7.10に着目部材の最大曲げモーメントを示す。継続時間による差はない。残留変位量の評価のため、図-7.3に着目節点の応答波形を示す。波形図は80秒までを示しており、各節点の応答は、40秒時点で収束しており、残留変形は生じていない。

以上より、残留変位量の評価については、橋軸方向加震では継続時間80秒、橋軸直角方向加震では継続時間40秒で評価できると考えられる。

しかし、最大曲げモーメントについては、継続時間20秒、40秒、80秒といずれについても同じであり、この最大値は5秒前後で発生することから、継続時間20秒までの検討で十分であると考えられる。

表-7.3 減衰定数の違いによる最大応答変位の比較(橋軸方向加震)

		Case1			Case2			Case3		
		X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
主桁	106	71.9	0.0	17.0	70.2	0.0	16.7	67.1	0.0	15.0
	112	71.8	0.0	8.1	70.2	0.0	7.9	67.1	0.0	7.2
	126	71.8	0.0	2.2	70.2	0.0	2.1	67.1	0.0	1.7
主塔	300	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	305	4.1	0.0	0.0	3.6	0.0	0.0	2.9	0.0	0.0
	359	73.4	0.0	0.0	71.2	0.0	0.0	69.0	0.0	0.0

単位:cm

表-7.4 減衰定数の違いによる最大曲げモーメントの比較(橋軸方向加震)

		Case1			Case2			Case3		
		Mx	My	Mz	Mx	My	Mz	Mx	My	Mz
主桁	6	0	29047	0	0	28949	29	0	28479	78
	12	0	18927	0	0	18790	29	10	17878	69
	26	0	17544	0	10	17524	10	10	17446	29
主塔	300	794	113365	16877	785	107157	15259	745	96654	13445
	305	7482	63263	16867	7453	61311	15249	7365	59311	13435
	357	10	10	10	10	10	0	10	10	0

Mx:全体座標X軸回りのモーメント(kN・m)
 My:全体座標Y軸回りのモーメント(kN・m)
 Mz:全体座標Z軸回りのモーメント(kN・m)

表-7.5 減衰定数の違いによる最大応答変位の比較(橋軸直角方向加震)

		Case1			Case2			Case3		
		X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
主桁	106	0.0	12.8	0.0	0.0	12.8	0.0	0.0	11.8	0.0
	112	0.0	32.2	0.0	0.0	32.1	0.0	0.0	29.6	0.0
	126	0.0	75.6	0.0	0.0	75.1	0.0	0.0	67.8	0.0
主塔	300	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	305	0.4	5.3	1.0	0.0	0.0	0.0	0.3	2.5	0.5
	359	1.4	12.7	0.4	0.0	0.1	0.0	1.3	6.2	0.3

単位:cm

表-7.6 減衰定数の違いによる最大曲げモーメントの比較(橋軸直角方向加震)

		Case1			Case2			Case3		
		Mx	My	Mz	Mx	My	Mz	Mx	My	Mz
主桁	6	34882	28508	87201	33705	28508	84494	30303	28498	73491
	12	20790	3697	132458	20006	3697	129811	18005	3687	128967
	26	363	16122	187533	255	16112	187474	137	16112	184953
主塔	300	113914	42247	8963	95144	41413	8914	73795	32656	8022
	305	49376	15916	8963	41217	15749	8914	32764	14965	8022
	357	29	10	0	20	10	0	20	10	0

Mx:全体座標X軸回りのモーメント(kN・m)
 My:全体座標Y軸回りのモーメント(kN・m)
 Mz:全体座標Z軸回りのモーメント(kN・m)

表-7.7 継続時間変更による最大応答変位の比較(橋軸方向加震)

		継続時間：20sec			継続時間：40sec			継続時間：80sec		
		X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
主桁	106	71.9	0.0	17.0	71.8	0.0	17.0	71.8	0.0	17.0
	112	71.8	0.0	8.1	71.8	0.0	8.1	71.8	0.0	8.1
	126	71.8	0.0	2.2	71.8	0.0	2.2	71.8	0.0	2.2
主塔	300	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	305	4.1	0.0	0.0	4.1	0.0	0.0	4.1	0.0	0.0
	359	73.4	0.0	0.0	73.4	0.0	0.0	73.4	0.0	0.0

単位: cm

表-7.8 継続時間変更による最大曲げモーメントの比較(橋軸方向加震)

		継続時間：20sec			継続時間：40sec			継続時間：80sec		
		Mx	My	Mz	Mx	My	Mz	Mx	My	Mz
主桁	6	0	29047	0	0	29047	0	0	29047	0
	12	0	18927	0	0	18927	0	0	18927	0
	26	0	17544	0	0	17534	0	0	17534	0
主塔	300	794	113365	16877	794	113365	16877	794	113365	16877
	305	7482	63263	16867	7482	63263	16867	7482	63263	16867
	357	10	10	10	10	10	0	10	10	0

Mx: 全体座標X軸回りのモーメント(kN・m)

My: 全体座標Y軸回りのモーメント(kN・m)

Mz: 全体座標Z軸回りのモーメント(kN・m)

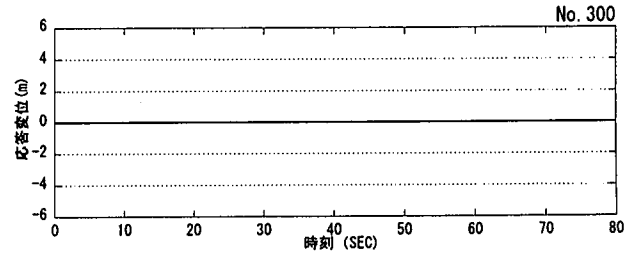
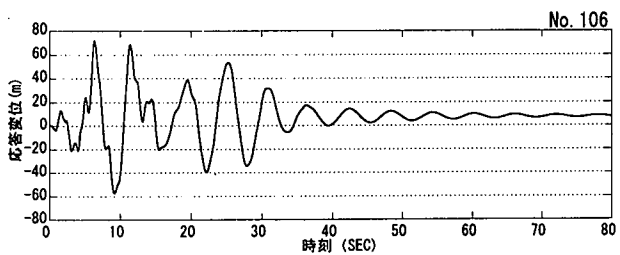
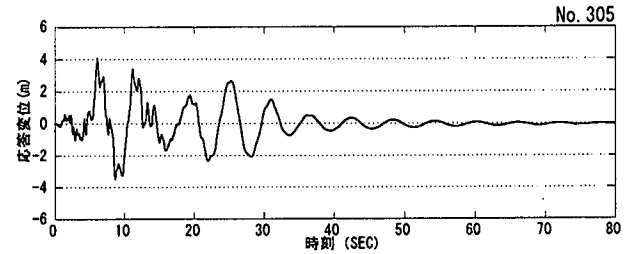
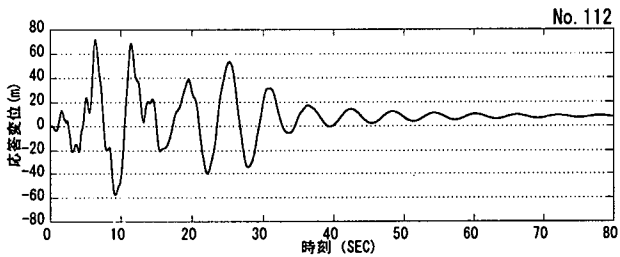
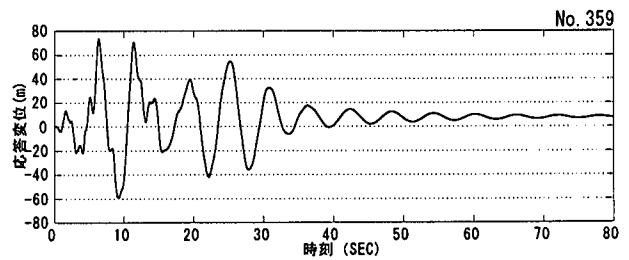
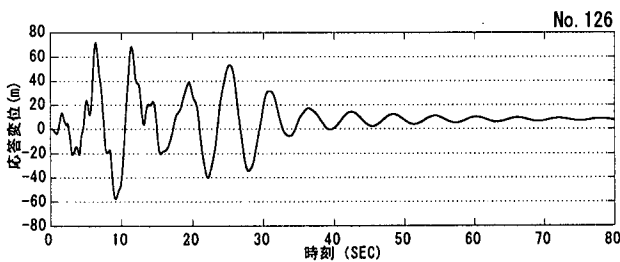


図-7.2 残留変形(橋軸方向加震)

表-7.9 継続時間変更による最大応答変位の比較(橋軸直角方向加震)

		継続時間：20sec			継続時間：40sec			継続時間：80sec		
		X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
主桁	106	0.0	12.8	0.0	0.0	12.8	0.0	0.0	12.8	0.0
	112	0.0	32.2	0.0	0.0	32.2	0.0	0.0	32.2	0.0
	126	0.0	75.6	0.0	0.0	75.6	0.0	0.0	75.6	0.0
主塔	300	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	305	0.4	5.3	1.0	0.4	5.3	1.0	0.4	5.3	1.0
	359	1.4	12.7	0.4	1.4	12.7	0.4	1.4	12.7	0.4

単位：cm

表-7.10 継続時間変更による最大曲げモーメントの比較(橋軸直角方向加震)

		継続時間：20sec			継続時間：40sec			継続時間：80sec		
		Mx	My	Mz	Mx	My	Mz	Mx	My	Mz
主桁	6	34882	28508	87201	34882	28508	87201	34882	28508	87201
	12	20790	3697	132458	20790	3697	132458	20790	3697	132458
	26	363	16122	187533	363	16122	187533	363	16122	187533
主塔	300	113914	42247	8963	113914	42247	8963	113914	42247	8963
	305	49376	15916	8963	49376	15916	8963	49376	15916	8963
	357	29	10	0	29	10	0	29	10	0

Mx：全体座標X軸回りのモーメント(kN・m)
 My：全体座標Y軸回りのモーメント(kN・m)
 Mz：全体座標Z軸回りのモーメント(kN・m)

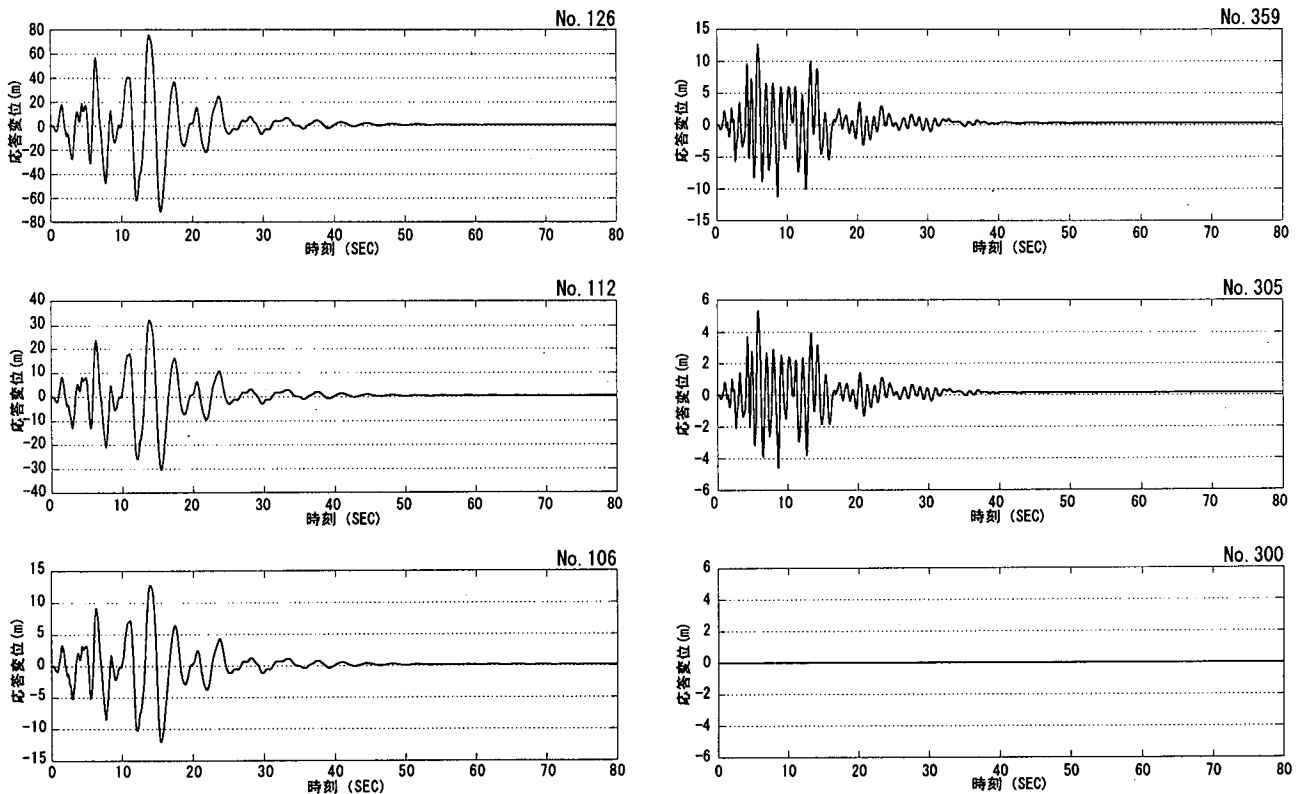


図-7.3 残留変形(橋軸直角方向加震)

第8章 1方向非線形モデルの検討

積分時間間隔，継続時間，減衰定数の違いによる検討から，積分時間間隔は0.01秒とし，減衰定数は要素型減衰のうち最も厳しい値を示す上部(主桁・主塔)と下部(橋脚)ともに0.03とした。また，継続時間は，解析に用いた入力地震動がタイプIIであり，最大応答値が5秒前後に生じることから20秒間とした。

これら各種パラメータを設定し，M- Φ モデル，M-Nモデル，ファイバーモデルの各非線形モデルを用いて，橋軸および橋軸直角方向加震による非線形地震応答解析を行った。ここでは，部材非線形特性は加震方向により支配的となる方向成分に設定したものである。

8.1 橋軸方向加震時の検討

8.1.1 最大応答値の比較

(1) 最大応答変位

橋軸方向加震時において着目した出力位置を

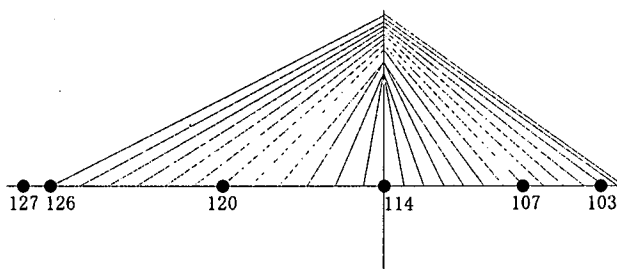


図-8.1 主桁節点出力位置図

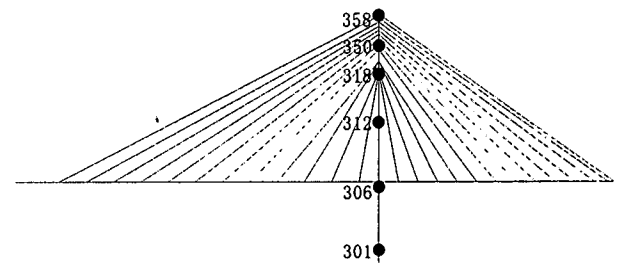


図-8.2 主塔節点出力位置図

図-8.1，図-8.2に，各非線形モデルにおける最大応答変位を表-8.1に示す。主桁の橋軸方向変位(X)は，ファイバーモデルが大きく74.3cmを生じている。また，各モデルとも，主桁の上下方向変位(Z)にも20cm前後の変位が生じている。主塔の応答変位についても，ファイバーモデルが最も大きな変位を生じ，主塔頂部において74.1cmを生じている。M- Φ モデルおよびM-Nモデルは，非線形特性を設定した成分に直交する成分は線形であるため，ファイバー要素に比べて若干小さい応答値となるものと考えられる。

(2) 最大応答断面力

橋軸方向加震において着目した部材を，図-8.3，図-8.4に示し，各非線形モデルにおける最大応答断面力を表-8.2に示す。主桁の断面力は3つの解析モデルとも概ね一致した結果となっている。また，主塔断面力においても，加震方向により支配的となる曲げモーメント M_y (全体座標Y軸廻り)は若干の差があるものの，概ね一致している。一方，加震方向に直角な方向成分である曲げモーメント M_x (全体座標X軸廻り)は，橋脚基部の300番要素

表-8.1 最大応答変位比較表

		M- Φ モデル			M-Nモデル			ファイバーモデル		
		X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
主桁	103	71.9	0.0	5.1	72.4	0.0	5.1	74.3	0.0	4.3
	107	71.9	0.0	18.6	72.4	0.0	18.7	74.3	0.0	16.2
	110	71.9	0.0	0.5	72.4	0.0	0.5	74.3	0.0	1.0
	120	71.9	0.0	21.2	72.5	0.0	21.3	74.3	0.0	19.5
	126	71.9	0.0	2.1	72.5	0.0	2.2	74.3	0.0	3.4
	127	71.9	0.0	0.5	72.5	0.0	0.5	74.3	0.0	2.3
主塔	301	0.2	0.0	0.0	0.2	0.0	0.0	0.2	0.0	0.1
	306	5.5	0.0	0.0	4.9	0.0	0.0	4.5	0.4	0.3
	312	17.5	0.0	0.0	17.6	0.0	0.0	18.9	0.4	0.7
	318	41.2	0.0	0.0	41.5	0.0	0.0	44.4	0.0	0.7
	350	56.3	0.0	0.0	56.7	0.0	0.0	59.3	0.0	0.7
	358	71.6	0.0	0.0	72.2	0.0	0.0	74.1	0.0	0.7

単位: cm

において、ファイバーモデルは、 M_y の10%程度の応答値を生じている。また、応答軸力についても、橋脚基部に近い位置において、ファイバーモデルでは他の2つの解析モデルの応答値を大きく上回る応答値を示している。

(3)最大応答変位分布

3つの解析モデルの主桁位置における最大応答変位分布を図-8.5に示す。橋軸方向の変位量は、ファイバーモデルが最も大きく、次いでM-Nモデル、M- Φ モデルの順となっている。また、図-8.6は主塔の橋軸方向成分における最大応答変位分布を示している。同様に、ファイバーモデルが最も大きな変位を生じる結果となっている。

(4)最大応答断面力分布

図-8.7に、各非線形モデルの主桁全体におけるモーメント M_y (全体座標Y軸廻り)の分布を示す。ファイバーモデルの結果は、他の2つのモデルに比べて側径間部で大きく中央径間部で小さくなっている。また、主塔については、主塔高さ30mから上部にかけて、3つの解析モデルの応答値は概ね一致しているが、30mから基部にかけてはファイ

バーモデルの応答モーメントが他の解析モデルに比べて大きな値を生じている。

8.1.2 時刻歴応答波形の比較

(1)変位波形の比較

図-8.9および図-8.10に示した位置の橋軸方向成分の応答変位波形を図-8.11、図-8.12に示す。図-8.11に示された主桁の応答変位波形から、主桁は約5秒前後の長周期の振動成分が卓越し、いずれの解析モデルもほぼ類似した傾向を示していることがわかる。また、図-8.12に示した主塔位置での応答変位波形も同様に、主桁とほぼ同じ卓越周期で振動することが示されている。

(2)モーメント波形の比較

図-8.13および図-8.14に示した部材のモーメント M_y (全体座標Y軸廻り)に関する応答波形を図-8.15、図-8.16に示す。図-8.15の主桁のモーメント波形には、主桁の塑性化にともなって残留モーメントが生じることが分かる。一方、図-8.16に示す主塔のモーメント波形では、主塔頂部に至るにつれ、短周期の成分が現れることが示されて

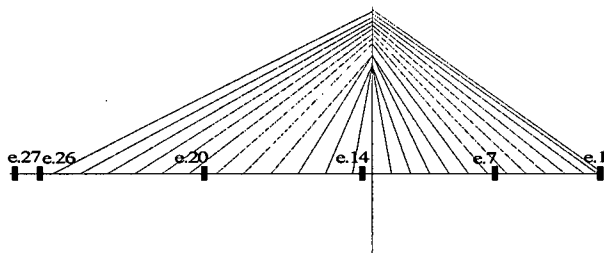


図-8.3 主桁断面力出力位置図

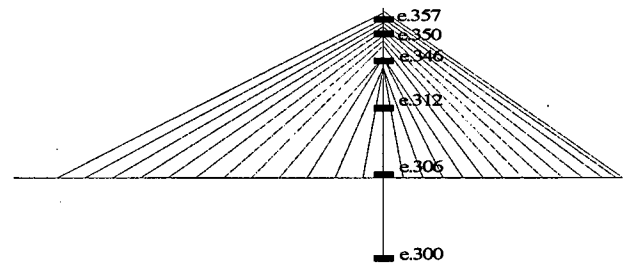


図-8.4 主塔断面力出力位置図

表-8.2 最大応答断面力比較表

		M- Φ モデル			M-Nモデル			ファイバーモデル		
		N	M_z (M_x)	M_y	N	M_z (M_x)	M_y	N	M_z (M_x)	M_y
主桁	1	12694	0	3095	12708	0	3113	12396	59	2952
	7	34925	0	29936	34971	0	29954	34794	137	28930
	14	36042	0	12494	35971	0	12495	35883	108	12592
	20	36984	0	16680	36990	0	16907	36746	108	15318
	26	21944	0	17289	21955	0	17338	22006	118	17515
	27	21965	0	17520	22009	0	17501	22036	118	17593
主塔	300	37353	459	107167	37315	453	106902	50916	10621	107942
	306	27881	19391	60141	27846	19364	59574	33931	10807	65401
	312	27039	750	39776	27000	750	39094	31136	608	39942
	346	19664	3595	19258	19634	3591	19523	20035	2059	18868
	350	10106	0	12912	10078	0	13180	9787	912	13327
	357	78	1	5	78	1	5	78	10	10

N : 軸力(kN), M_y : 全体座標Y軸廻りモーメント(kN·m)
 M_z : 主桁の全体座標Z軸廻りモーメント(kN)
 M_x : 主塔の全体座標X軸廻りモーメント(kN)

いる。しかし、いずれの非線形モデルにおいても、顕著な差はなくほぼ同様の応答波形となっている。

(3) $M_y - \Phi_y$ 履歴曲線の比較

図-8.17に示す主桁位置における、 $M_y - \Phi_y$ 応答履歴曲線を図-8.18示す。図に示したモーメント M_y と曲率 Φ_y は全体座標Y軸廻りの曲げ成分と曲率成分を表している。図-8.18では、7番要素を除く他の部材は線形範囲内での応答を示している。非線形領域の応答を示した7番部材は、サイドスパンの主桁座標位置20m付近であり、ひび割れモーメントは越えているが、降伏には至っていない。次に、図-8.19に示した主塔部材の $M_y - \Phi_y$ 応答履歴曲線を3つの非線形解析モデルの

応答履歴を重ねて図-8.20に示す。主塔頂部の部材357番を除く他の部材は、いずれもひび割れモーメントを越える結果となった。また、 $M - \Phi$ モデルと $M - N$ モデルにおいて設定した復元力特性は武田型と武田類似型であり異なっていたが、 $M_y - \Phi_y$ 応答履歴曲線は2つの解析モデルともほぼ一致した結果を示している。このことから武田型と武田類似型の復元力特性の違いによる影響はほとんどないと言える。

ファイバーモデルの応答は、ひび割れモーメントを越えた後、再度繰り返し荷重を受ける時点において、他の2つの解析モデルに比べ剛性が大きくなり、曲げモーメントの値も大きくなっている。

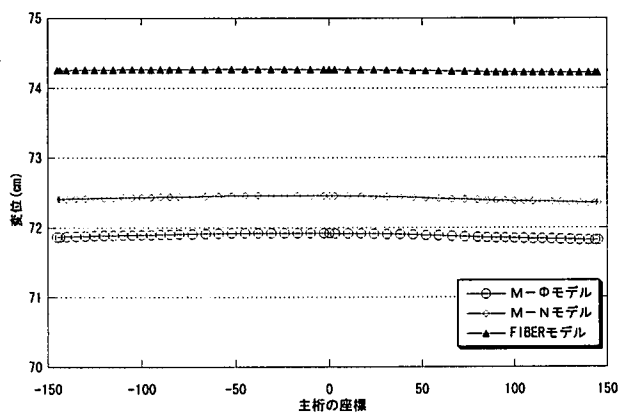


図-8.5 主桁の最大応答変位分布図(橋軸方向成分)

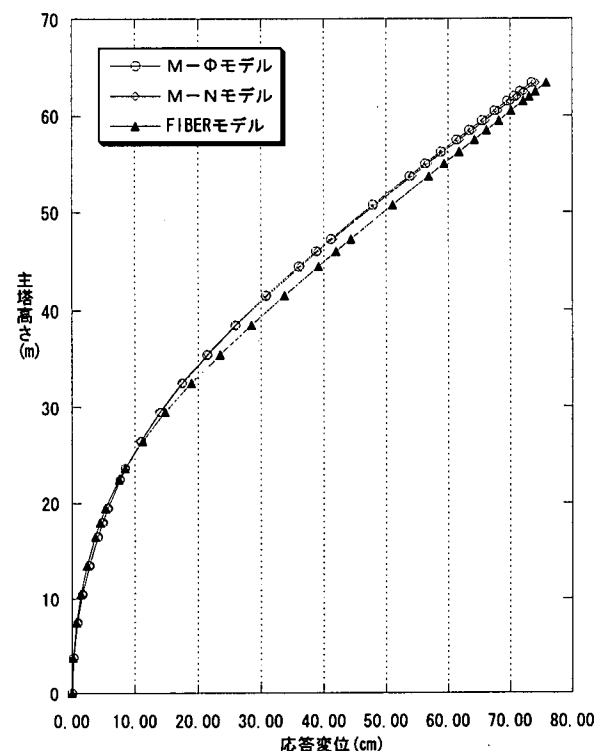


図-8.6 主塔の最大応答変位分布図(橋軸方向成分)

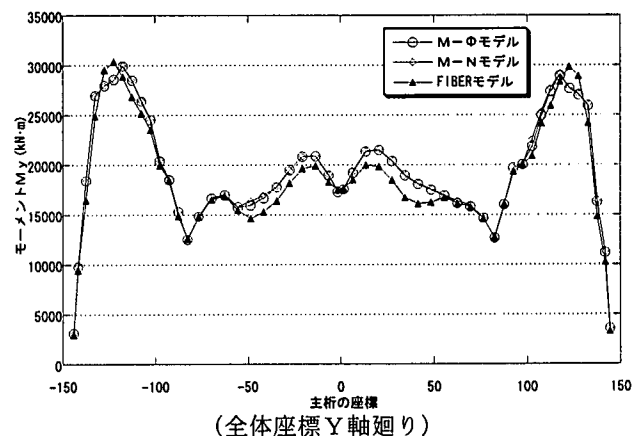


図-8.7 主桁の最大曲げモーメント分布図

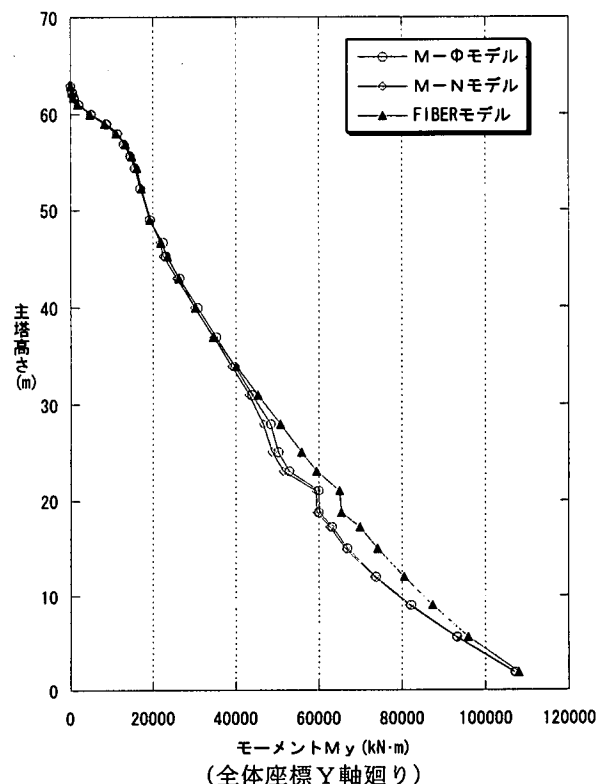


図-8.8 主塔の最大曲げモーメント分布図(M_y 成分)

第4編 コンクリート斜張橋

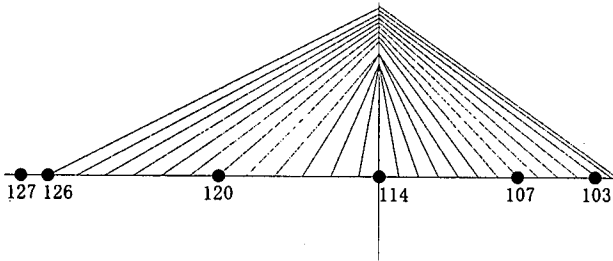


図-8.9 主桁の変位波形出力位置図

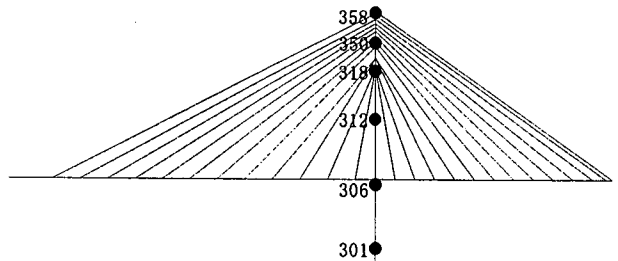


図-8.10 主塔の変位波形出力位置図

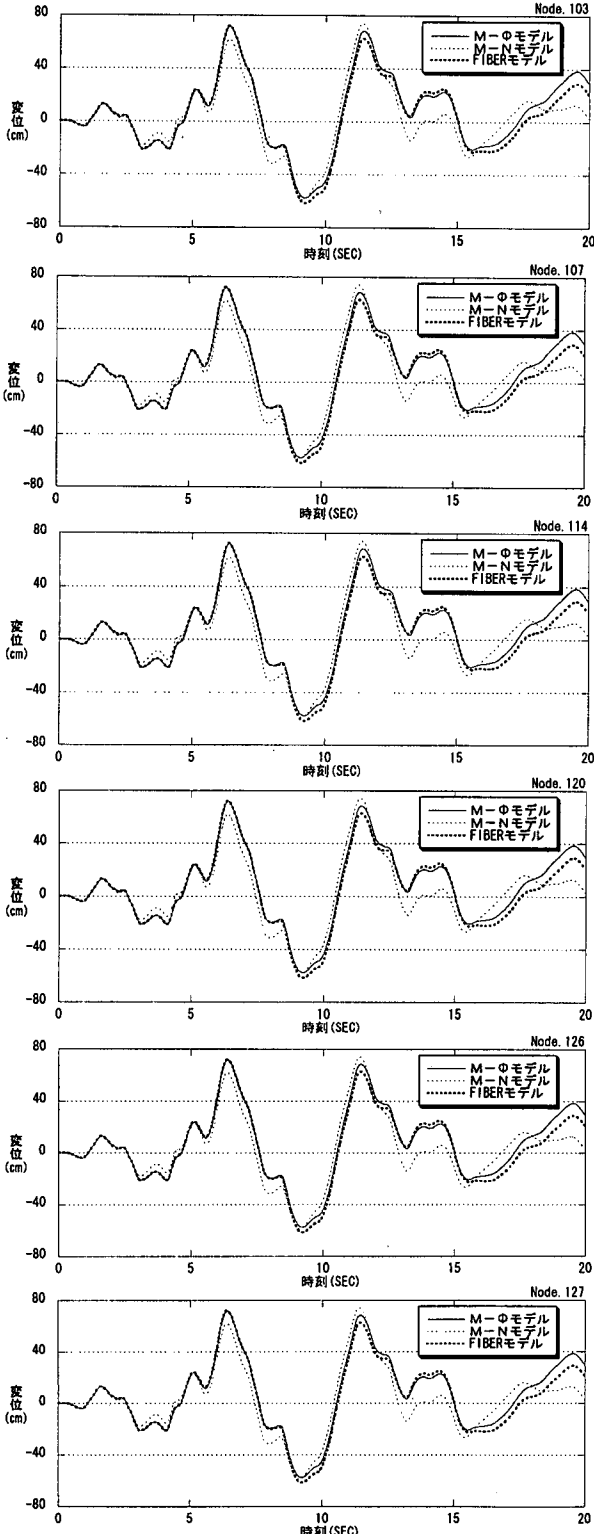


図-8.11 主桁の応答変位波形(橋軸方向成分)

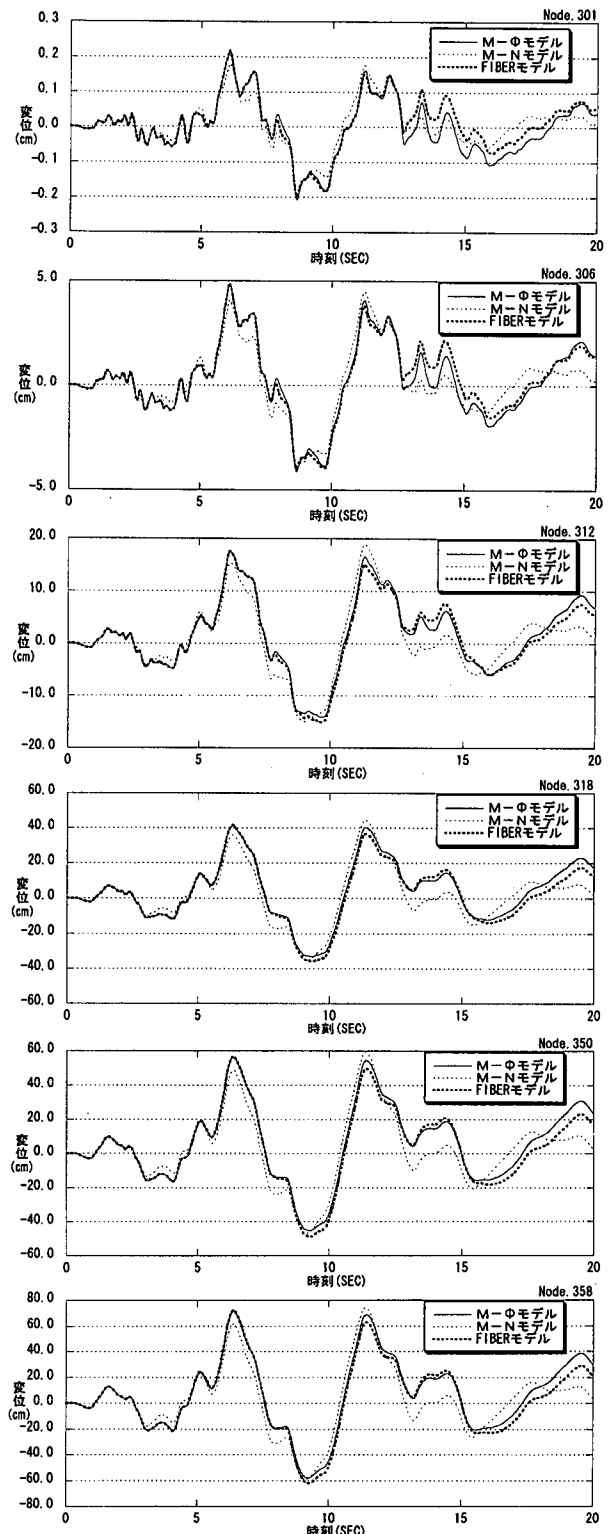


図-8.12 主塔の応答変位波形(橋軸方向成分)

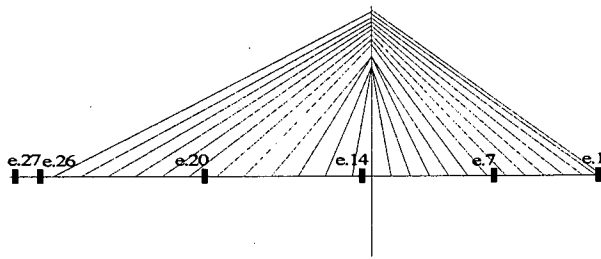
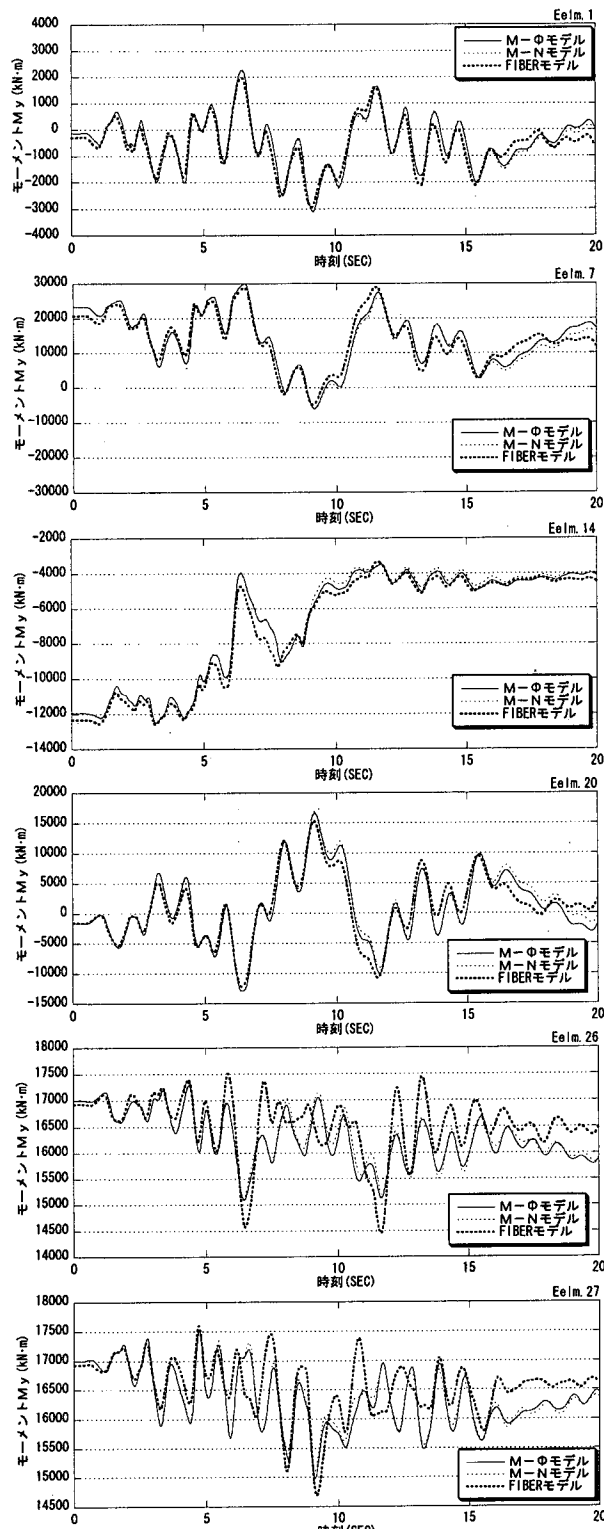


図-8.13 主桁のモーメント波形出力位置



(全体座標Y軸廻り)

図-8.15 主桁のモーメント波形図

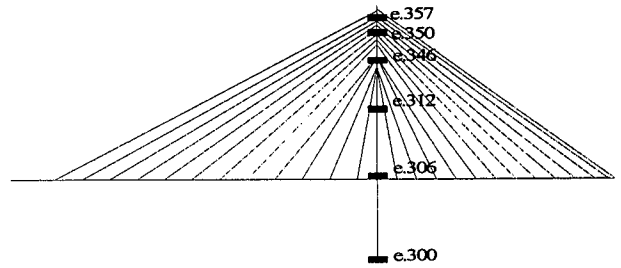
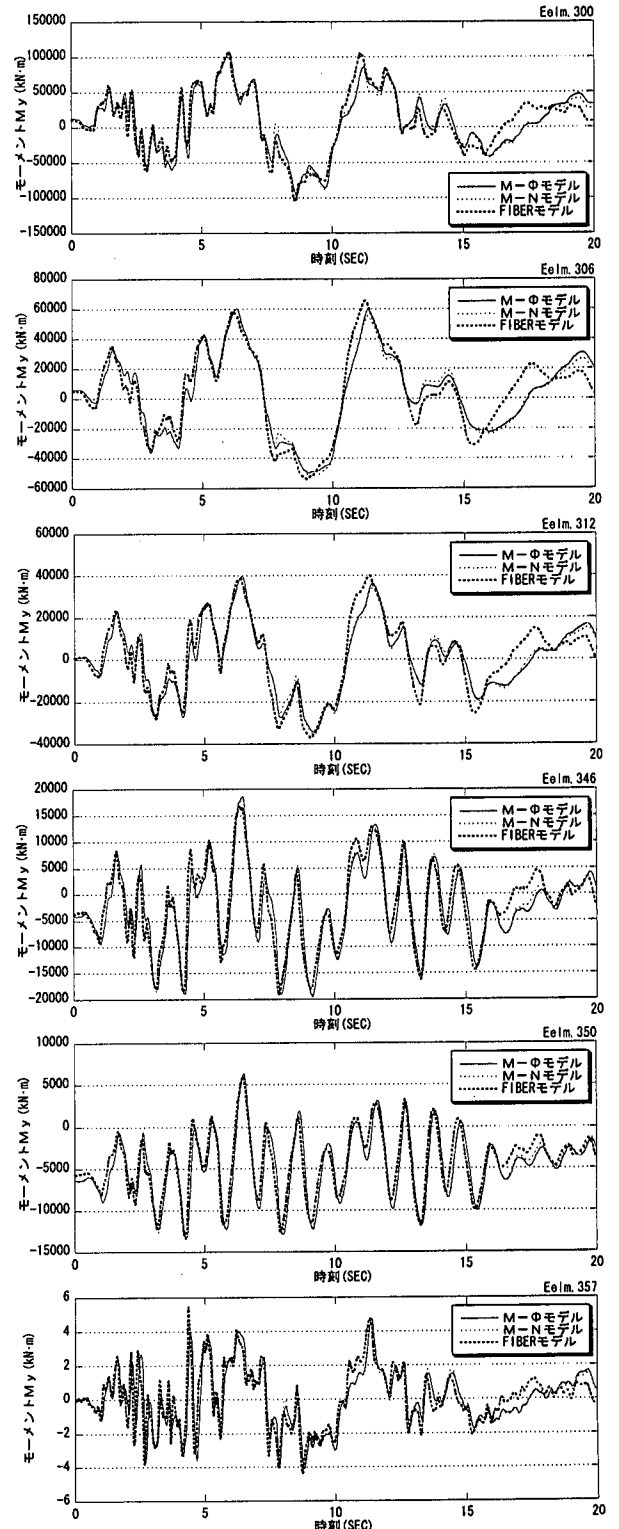


図-8.14 主塔のモーメント波形出力位置



(全体座標Y軸廻り)

図-8.16 主塔のモーメント波形図

第4編 コンクリート斜張橋

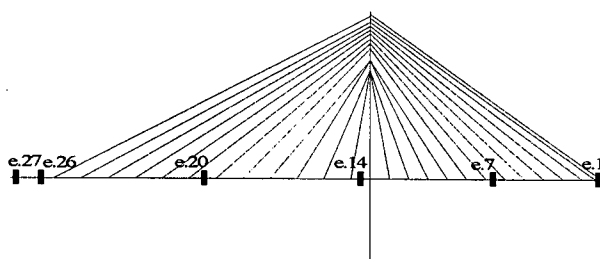


図-8.17 主桁のM-Φ曲線出力位置図

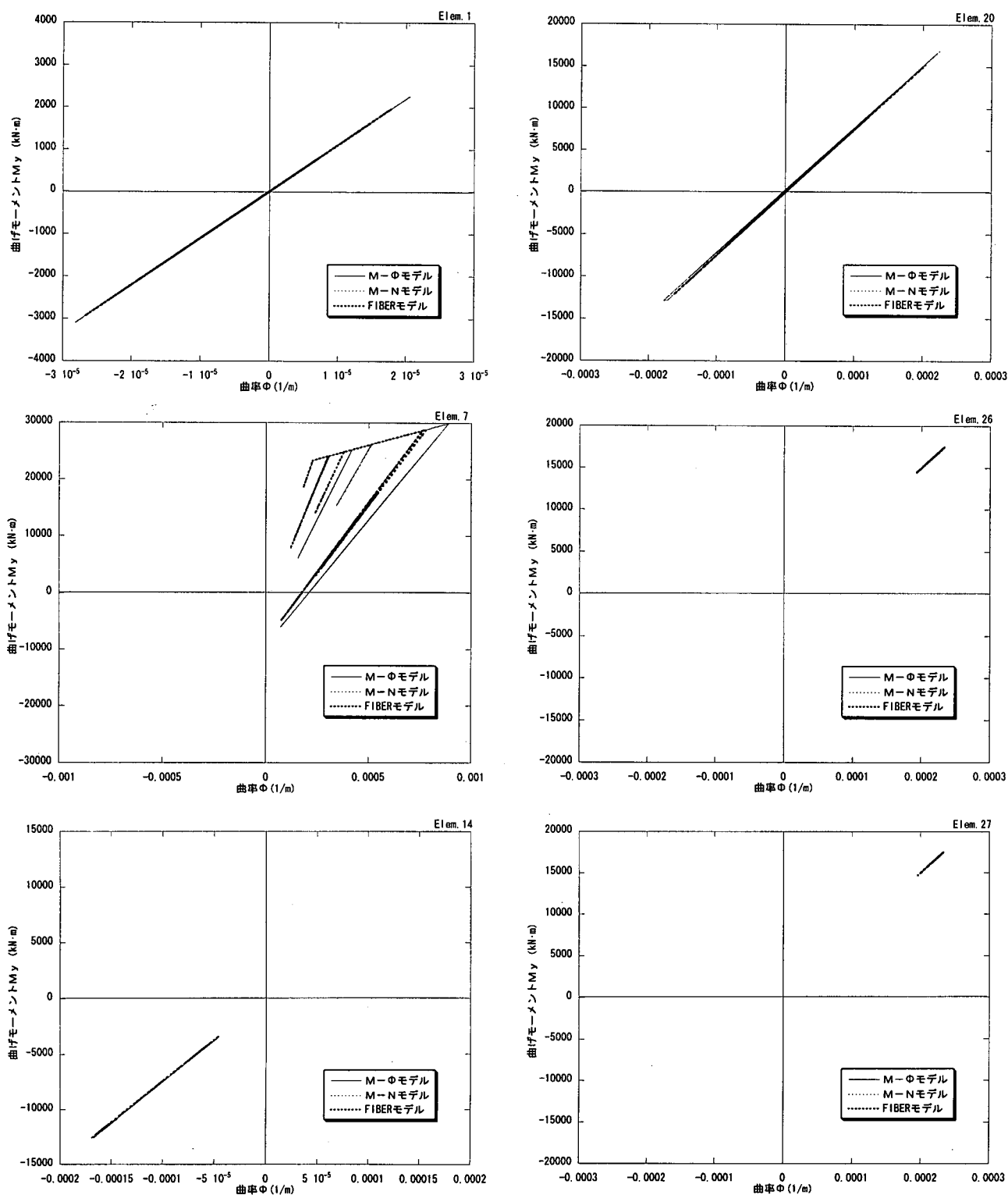


図-8.18 主桁のM-Φ曲線(全体座標Y軸廻り)

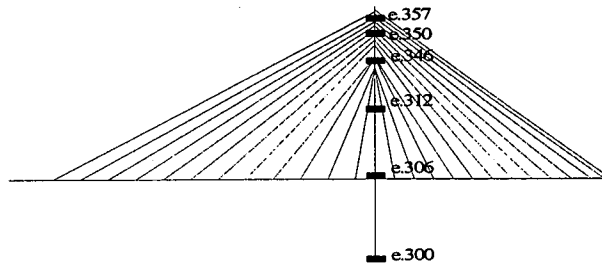


図-8.19 主塔のM- Φ 曲線出力位置図

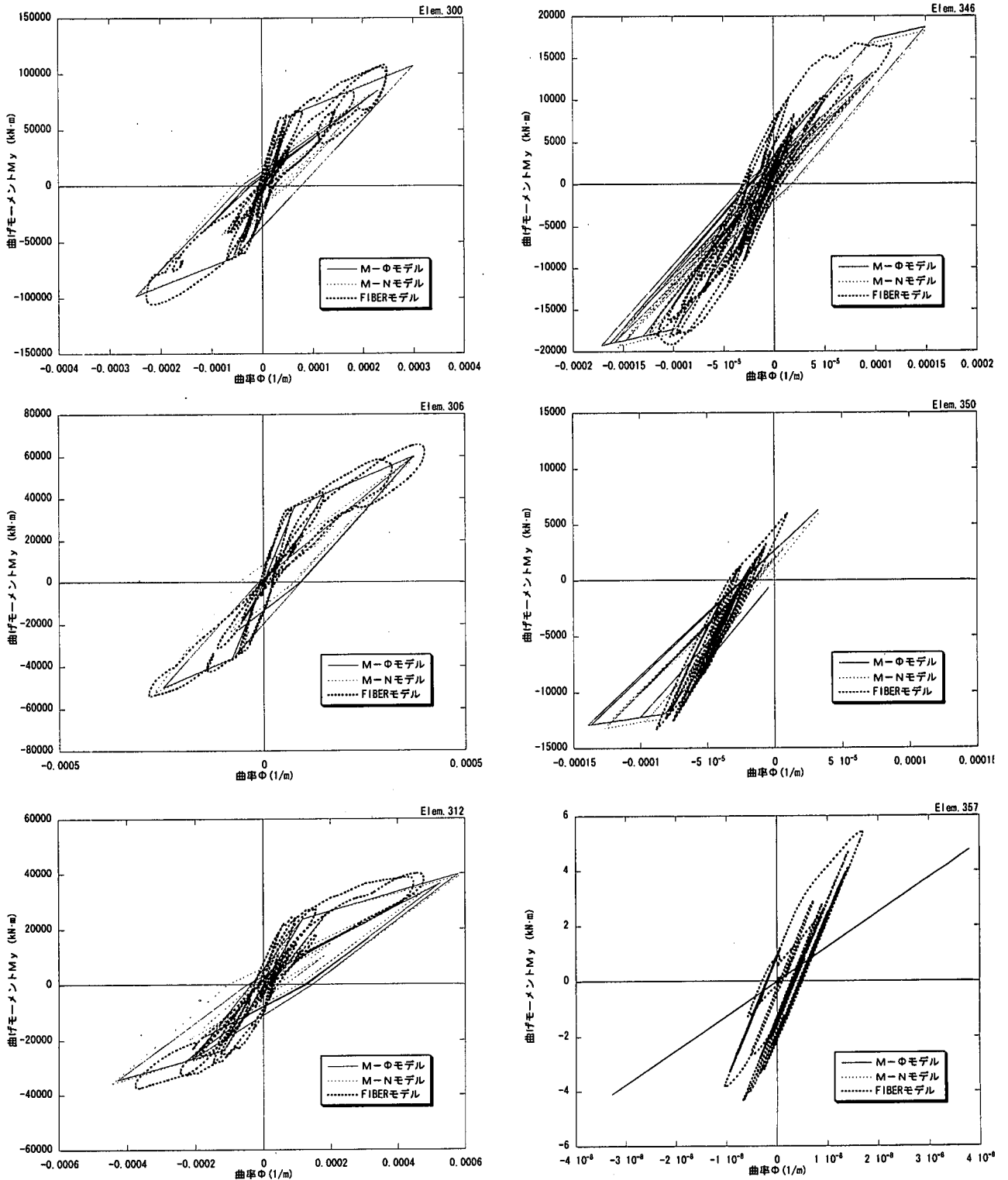


図-8.20 主塔のM- Φ 曲線(全体座標Y軸廻り)

さらに、ファイバーモデルは、原点指向型に近い履歴をたどることが特徴として挙げられる。この特性は、ファイバー要素は軸力とモーメントの連成が考慮された要素であることから、大き目に発生する応答軸力(後述)の影響により、応答曲げモーメントが大きめに生じるものと考えられる。

(4) M-N 相関曲線

ここでは、軸力の変動が非線形応答に与える影響について検討を行った。3つの解析モデルの300番部材の応答軸力波形を図-8.21に示す。図に示されているように、ファイバーモデルによる軸力の変動は他の2つのモデルに比べて非常に大きな値となった。ファイバーモデルの軸力変動に対し、M-ΦモデルとM-Nモデルにおける応答軸力の変動は、初期軸力の数%と小さい。図-8.22は、同じく300番部材の3つの解析モデルのM-N履歴曲線を重ねて示す。図-8.22中のMcはひび割れモーメント、Myは降伏モーメント、Muは終局モーメントを示す。直線の破線は、M-Φモデルで設定した抵抗モーメントであり、軸力の変動によらず一定となっている。また、直線の実線は、M-Nモデルで設定した抵抗モーメントであり、軸力の変動に伴って耐力が変化する設定線である。図-8.22に示されているように、橋軸方向加震時では軸力の変動が小さいため、その間の抵抗モーメントはほぼ一定値となっている。したがって、2つの解析モデルの応答には、ほとんど差はなく、ともにひび割れモーメントを越える程度に収まっている。これに対し、ファイバーモデルでは、軸力の変動が大きく生じているが、これもMyより小さい。

8. 2 橋軸直角方向加震時の検討

8.2.1 最大応答値の比較

(1) 最大応答変位の比較

橋軸直角方向加震において着目した主桁・主塔・橋脚における出力位置を図-8.23、図-8.24に示す。また、この着目点における各モデルの最大応答変位をまとめて表-8.3に示す。加震方向により支配的な成分である主桁の橋軸直角方向成分の応答変位(Y)は、3つの解析モデルのうちファイバーモデルが最も大きく、中央スパン位置では77.2cmを生じている。同様に主塔の橋軸直角方向変位成分(Y)においても、ファイバーモデルが他の2つの解析モデルより大きく、主塔頂部付近で13.2cmの

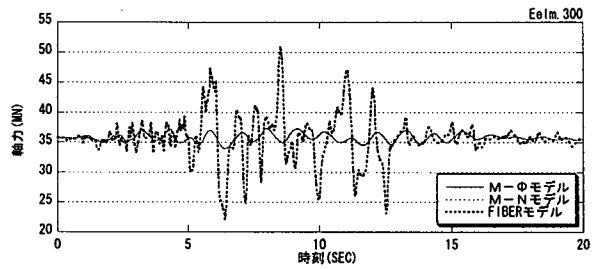


図-8.21 軸力波形 (Elem.300)

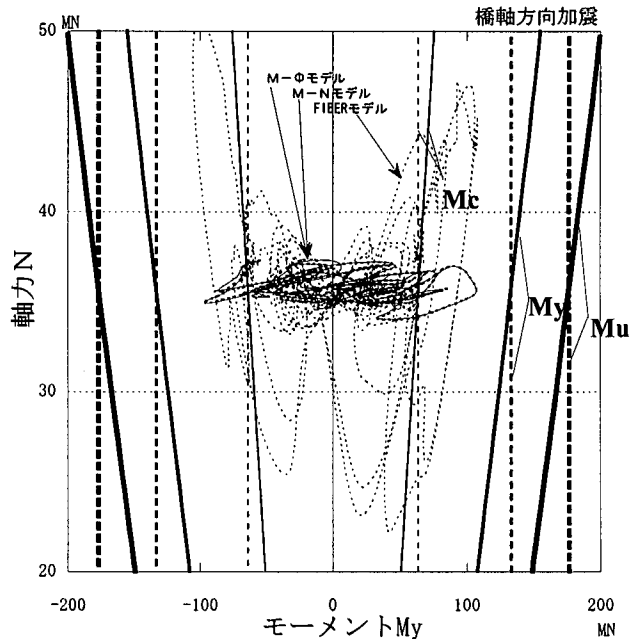


図-8.22 M-N履歴曲線 (Elem.300)

変位を生じている。

(2) 最大応答断面力の比較

表-8.4に橋軸方向加震時での主塔および主塔・橋脚部材における着目部材(図-8.25、図-8.26)の最大応答断面力の比較を示す。主桁の断面力のうち、加震方向により支配的となる曲げモーメントMz(全体座標Z軸廻り)では、サイドスパン付近の7番部材から14番、20番部材にかけては、ファイバーモデルが他の解析モデルに比べ大きな応答値を示しているが、中央スパン付近の26番部材27番部材では、M-ΦモデルとM-Nモデルの方がファイバーモデルより大きなモーメントを生じる結果となった。また、主塔部材では、加震方向により支配的となる曲げモーメントMx(全体座標X軸廻り)は、M-ΦモデルとM-Nモデルはほぼ一致した応答値となっている。この2つの解析モデルの応答値とファイバーモデルの結果はかなり異なった分布を示している。このことは、ファイバーモデルは全体座標X軸廻りのモーメントMxと全体座標Y軸廻りのモーメントMyとが連成し、相互に応力が流れることを示している。

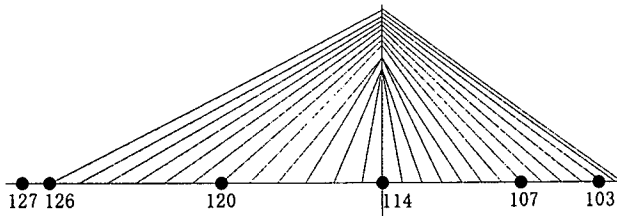


図-8.23 主桁の応答変位出力位置

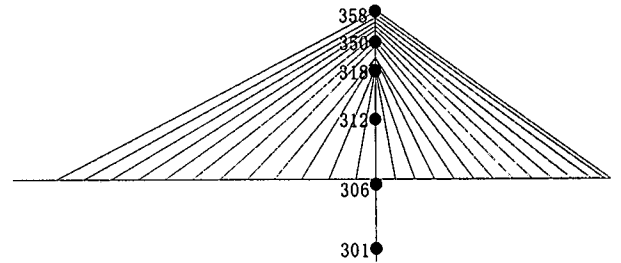


図-8.24 主塔の応答変位出力位置

表-8.3 応答変位比較表

		M-Φモデル			M-Nモデル			ファイバーモデル		
		X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
主桁	103	0.0	3.2	0.0	0.0	3.2	0.0	0.0	3.8	0.1
	107	0.0	16.0	0.0	0.0	15.9	0.0	0.0	18.9	0.4
	110	0.0	38.7	0.0	0.0	38.4	0.0	0.0	44.4	0.7
	120	0.0	62.5	0.0	0.0	62.1	0.1	0.0	67.3	1.4
	126	0.0	75.5	0.1	0.0	75.1	0.1	0.0	77.2	1.8
	127	0.0	75.7	0.1	0.0	75.2	0.1	0.0	77.2	1.8
主塔	301	0.0	0.5	0.1	0.0	0.6	0.1	0.0	0.4	0.3
	306	0.5	5.8	1.1	0.5	5.8	1.1	0.9	5.4	1.2
	312	1.1	10.7	0.4	1.1	10.6	0.4	2.0	10.4	0.5
	318	1.3	13.4	0.4	1.3	13.4	0.4	2.6	13.4	0.7
	350	1.4	13.1	0.4	1.4	13.1	0.4	2.5	13.3	0.8
	358	1.4	12.7	0.4	1.4	12.7	0.4	2.2	13.2	0.8

単位: cm

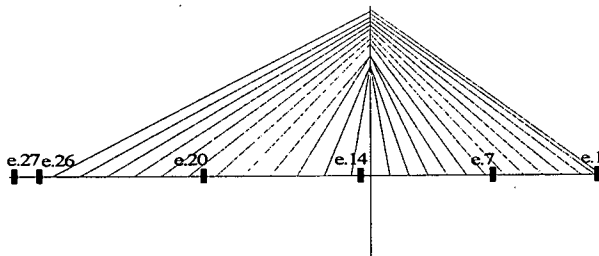


図-8.25 主桁の断面力出力位置(橋軸直角方向加震)

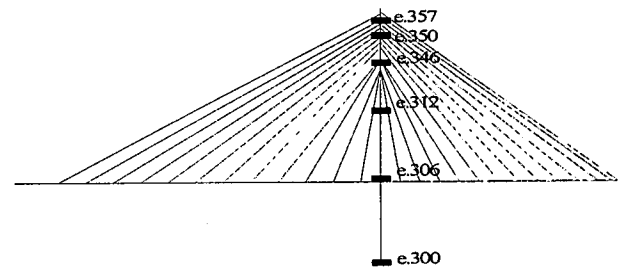


図-8.26 主塔の断面力出力位置(橋軸直角方向加震)

表-8.4 断面力比較表

		M-Φモデル			M-Nモデル			ファイバーモデル		
		N	Mz (Mx)	My	N	Mz (Mx)	My	N	Mz (Mx)	My
主桁	1	11087	30470	329	11090	30514	334	11003	11131	412
	7	31920	97100	27063	31928	98272	27080	32283	102303	21888
	14	33533	145433	14281	33542	145080	14290	33980	179756	12415
	20	34855	204488	2996	34862	204184	3005	36167	207087	1971
	26	21485	187611	17013	21486	187552	17033	21781	170646	17936
	27	21485	187611	17013	21486	187552	17033	21781	170636	17927
主塔	300	55475	93182	42253	55476	91812	42268	74227	100195	60232
	306	37468	33145	23838	37388	34364	23846	38236	27949	22918
	312	37609	10922	7966	37513	11819	7944	38305	16465	6825
	346	26403	14255	22749	26293	15122	22764	26556	12896	18819
	350	13962	1700	9937	13942	1701	9928	13788	1981	7051
	357	86	3	12	86	3	12	88	10	20

N : 軸力(kN), My : 全体座標Y軸廻りモーメント(kN・m)
Mz : 主桁の全体座標Z軸廻りモーメント(kN)
Mx : 主塔の全体座標X軸廻りモーメント(kN)

次に最大応答軸力をみると、橋脚部材である300番、306番部材では、ファイバーモデルの応答値が、他の2つのモデルに比べ大きな応答値を生じている。ファイバーモデルのモーメントは軸力に相当する要素応力から算定されるため、応答値に差が生じる要因の一つと考えられる。また、M- Φ モデルとM-Nモデルの非線形特性は、加震方向に支配的となる方向成分に設定したものであり、直行する方向成分のモーメント M_y (全体座標Y軸廻り)は線形であるため、橋軸直角方向加震時の場合にその差が顕著に表れている。

このことは、支配的な曲げモーメント(M_z : 全体座標Z軸廻り, M_x : 全体座標X軸廻り)に直交するモーメント M_y (全体座標Y軸廻り)の応答値の違いにも現れている。

(3) 最大応答変位分布の比較

主桁および主塔・橋脚の応答変位分布図を図-8.27, 図-8.28に示し、全体的な比較を行った。出力成分は、加震方向により支配的となる橋軸直角方向成分(Y)である。

図-8.27に示された主桁部材の応答変位分布は、ファイバーモデルの変位が、他の2つの解析モデルより主桁全体に渡り大きめの値を示しており、M- Φ モデルとM-Nモデルの応答変位はほぼ一致している。また、図-8.28に示された主塔・橋脚の最大応答変位分布では、M- Φ モデルとM-Nモデルはほぼ一致した結果を示すが、ファイバーモデルの最大応答変位分布は他の2つの解析モデルに比べて、橋脚基部から主塔高さ40m付近にかけては小さく、主塔高さ40m付近から頂部にかけては逆に大きな分布を示している。

(4) 最大応答断面力分布の比較

主桁および主塔・橋脚の最大曲げモーメント分布を図-8.29と図-8.30に示す。出力成分は加震方向による支配成分とし、主桁は曲げモーメント M_z (全体座標Z軸廻り), 主塔・橋脚は曲げモーメント M_x (全体座標X軸廻り)をそれぞれ表している。応答値は、正と負の最大を絶対値として比較している。図-8.29の主桁の最大曲げモーメント分布より、M- Φ モデルとM-Nモデルは良く一致しているが、ファイバーモデルは主桁端部から柱塔部にかけて異なった応答値を示している。図-8.30の主塔・橋脚の最大曲げモーメント分布においても、M- Φ モデルとM-Nモデルは概ね一致した結果となっているが、ファイバーモデルで

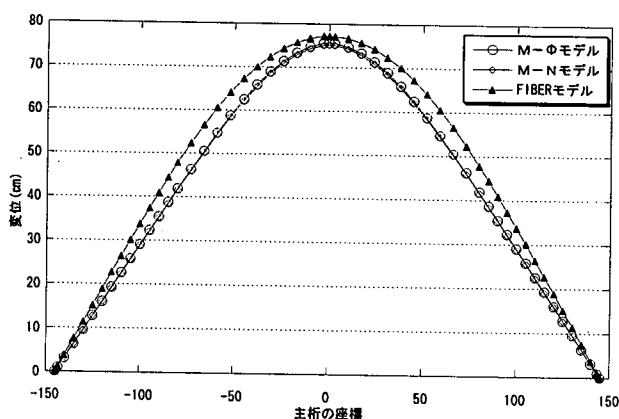


図-8.27 主桁の最大応答変位分布(橋軸直角方向成分)

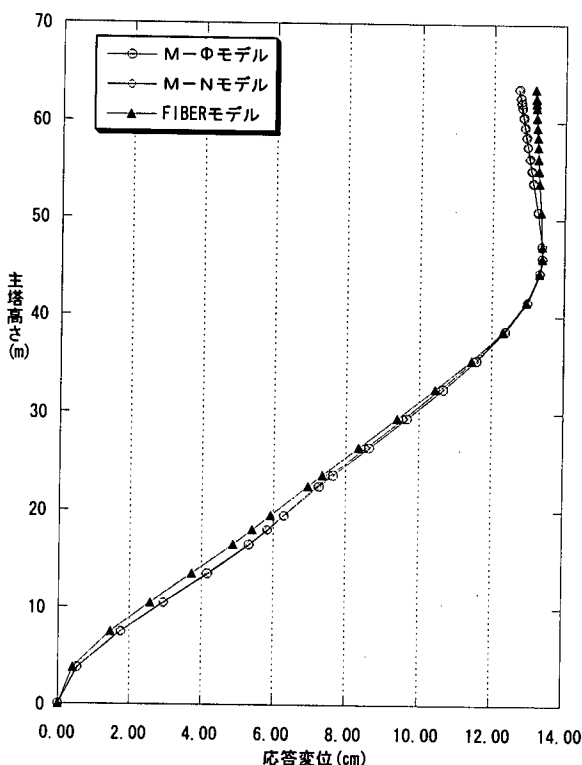
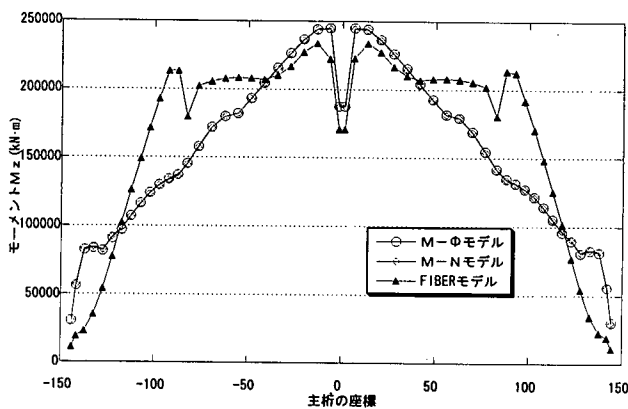


図-8.28 主塔の最大応答変位分布(橋軸直角方向成分)



(全体座標Z軸廻り)

図-8.29 主桁の最大曲げモーメント分布

は主塔高さ 47 m 付近から橋脚基部にかけて、他の解析モデルより大きな応答値の分布となっている。

8.2.2 時刻歴応答波形の比較

(1) 変位波形

図-8.31 および図-8.32 の主桁と主塔・橋脚の位置における、応答変位波形を図-8.33、図-8.34 に示す。出力成分は、主桁および主塔・橋脚ともに橋軸直角方向成分である。主桁の応答を表している図-8.33 から、M- Φ モデルとM-Nモデルの応答はほぼ一致している。一方、ファイバーモデルでは、他の2つの解析モデルに比べ短周期で揺れている。この変位応答の位相のずれは、5秒前後から生じており、入力地震動の最大加速度の発生時刻と一致していることから、部材の塑性化に伴って生じたものと考えられる。いずれの節点においても、10秒以降に最大応答変位が生じており、中央スパン位置の節点126と127において約80cmの変位が生じている。

一方、主塔・橋脚の応答変位波形は、3つの解析モデルにおいて周期・振幅ともほとんど同じ応答を示している。しかし、主塔・橋脚の周期は主桁に比べて短周期の振動であり、主塔・橋脚と主桁は独自に運動することが分かる。また、主塔上

部の3節点(318, 350, 358)の応答波形は、周期・振幅・最大応答変位(約14cm)ともほとんど同じであることから、主塔頂部斜材定着部は一体として挙動するものと考えられる。

(2) モーメント波形

図-8.35 および図-8.36 に示す部材の応答モーメント波形を図-8.37、図-8.38 にそれぞれ示す。図-8.37 に示された主桁のモーメント M_z 波形(全体座標 Z 軸廻り)では、M- Φ モデルとM-Nモデルは概ね一致した結果となっているが、ファイバーモデルは、他の解析モデルに比べ短周期で振動していることが分かる。このことから、ファイバー要素は他の解析モデルに比べて大きな剛性に評価されるものといえる。

また、図-8.38 に示した主塔のモーメント M_x 波形(全体座標 X 軸廻り)から、橋脚基部の部材である300番、306番、312番において、3つの解析モデルは概ね同じ周期で振動しているが、346番、350番、357番などの斜材定着部分においては、ファイバーモデルが他の解析モデルより短周期の振動となっており剛性低下が他の解析モデルに比べて小さいといえる。また、位相のずれは入力地震動の最大加速度発生時刻の5秒前後から生じており、主塔・橋脚部材のモーメント波形の差は橋軸直角方向加震時の方が大きく生じている。このことは、ファイバー要素が、実際の断面に生じる2軸曲げ非線形性を評価していることを示している。

(3) $M_z(x) - \Phi_z(x)$ 曲線の比較

図-8.39 の位置における主桁部材の $M_z - \Phi_z$ (全体座標 Z 軸廻り) 履歴曲線を図-8.40 に示す。図-8.40 の $M_z - \Phi_z$ 履歴曲線より、サイドスパン側の部材である1番と7番部材は、いずれの解析モデルにおいても線形範囲内に収まっている。柱塔部に位置する14番部材ではひび割れモーメントを越えているのはファイバーモデルのみであり、他の解析モデルは線形範囲内での履歴となっている。また、中央径間側に位置する20番部材は、いずれの解析モデルにおいてもひび割れモーメントを越える結果となった。また、中央スパンに位置する26番、27番部材においては、M- Φ モデルおよびM-Nモデルとも降伏モーメントを越えているが、ファイバーモデルでは降伏モーメントには至っていない。図-8.41 の位置における主塔・橋脚に関する $M_x - \Phi_x$ 履歴曲線(全体座標 X 軸廻り)を図-8.42 に示す。橋脚基部の300番および橋脚上

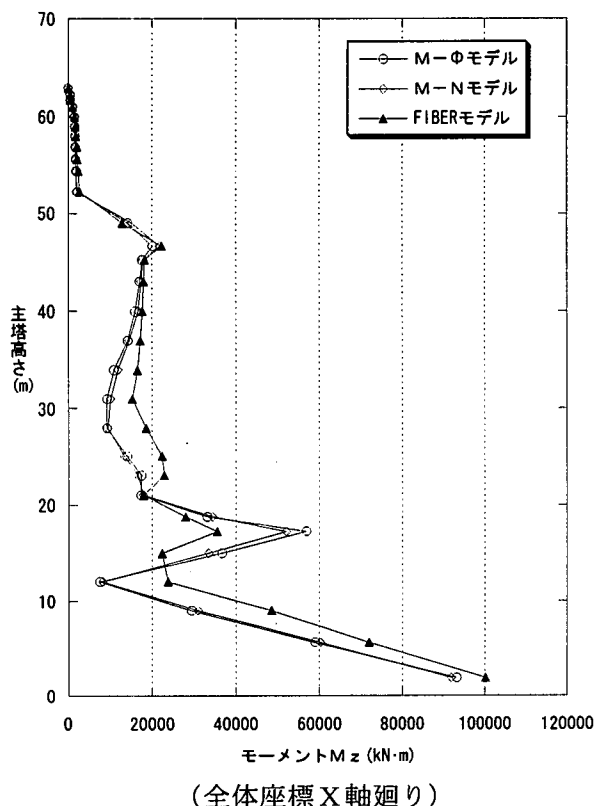


図-8.30 主塔の最大曲げモーメント M_x 分布

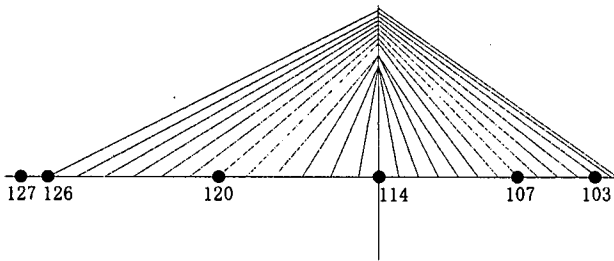


図-8.31 主桁の変位波形出力位置図

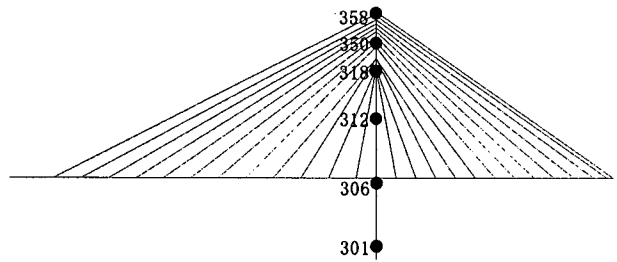


図-8.32 主塔の変位波形出力位置図

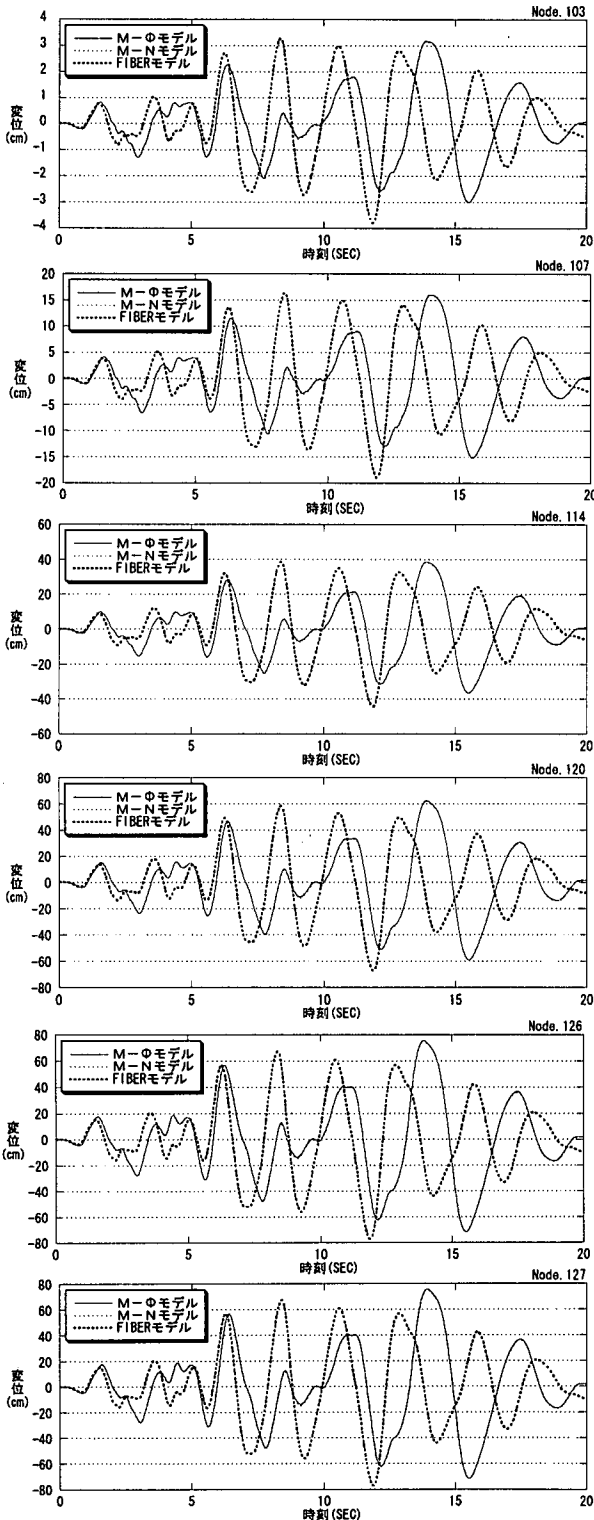


図-8.33 主桁の応答変位波形(橋軸直角方向成分)

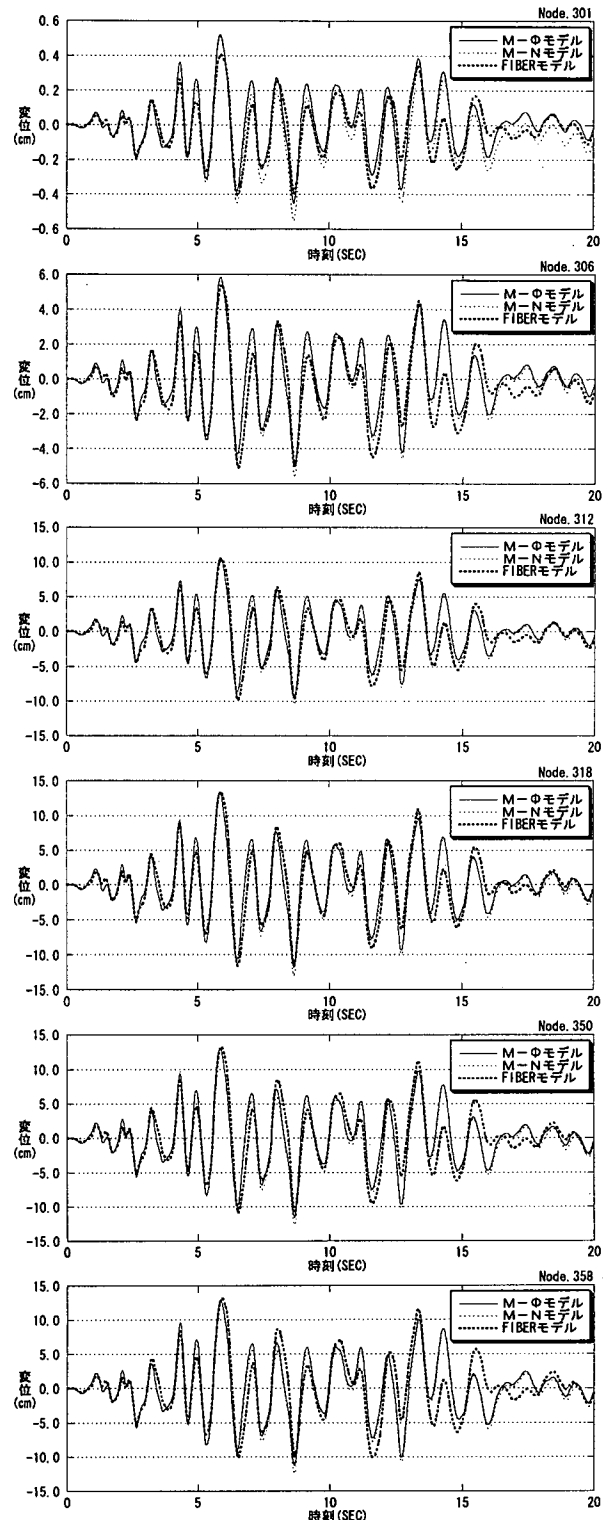


図-8.34 主塔の応答変位波形(橋軸直角方向成分)

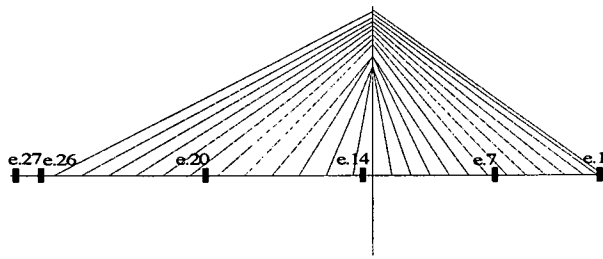
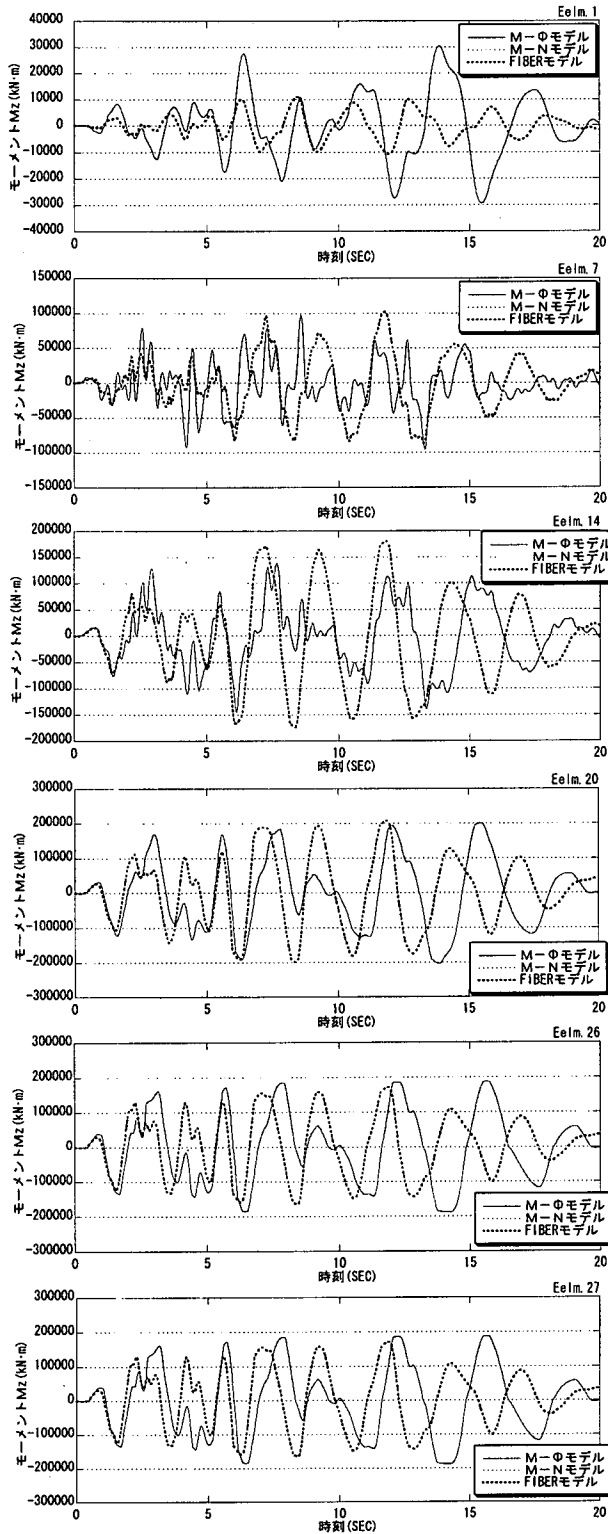


図-8.35 主桁のモーメント波形出力位置



(全体座標 Z 軸廻り)

図-8.37 主桁のモーメント M_z 波形

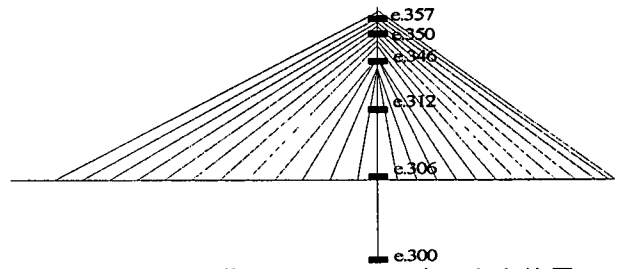
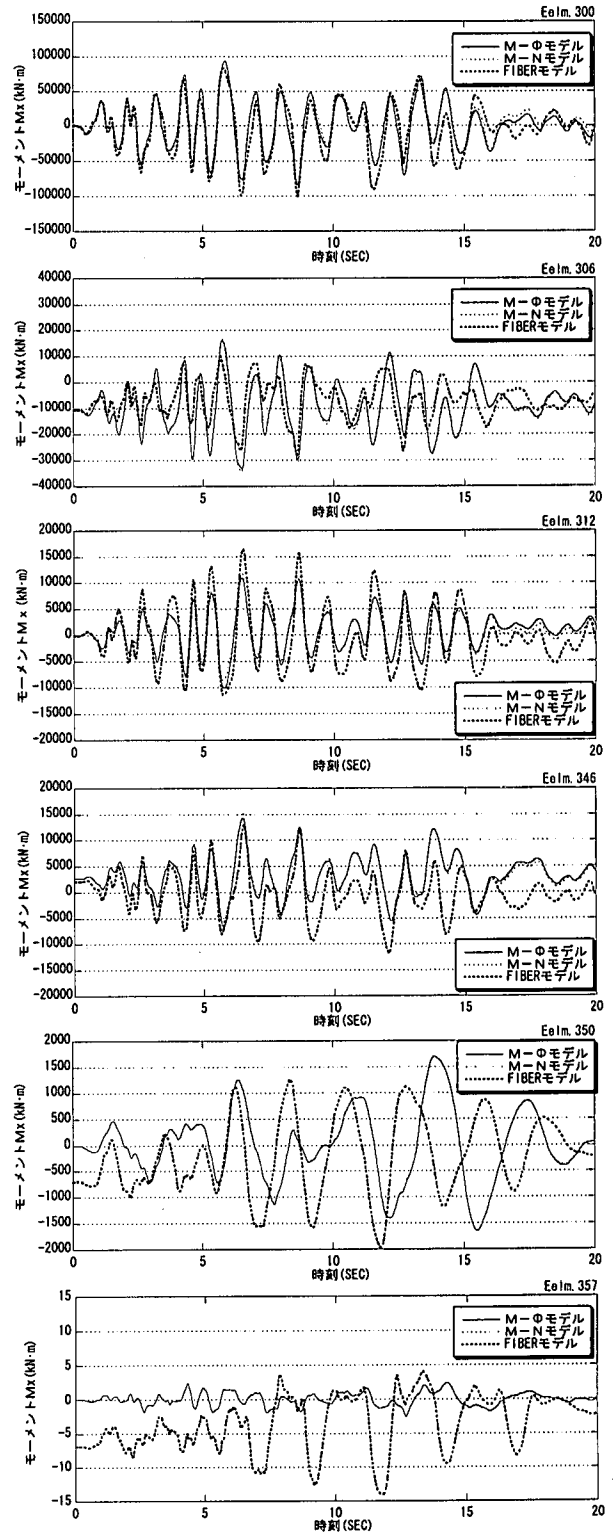


図-8.36 主塔のモーメント波形出力位置



(全体座標 X 軸廻り)

図-8.38 主塔のモーメント M_x 波形

第4編 コンクリート斜張橋

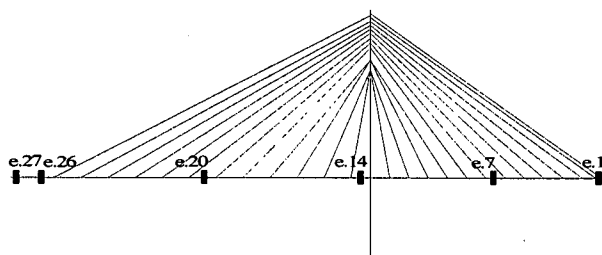


図-8.39 主桁の $M_z - \Phi_z$ の出力位置

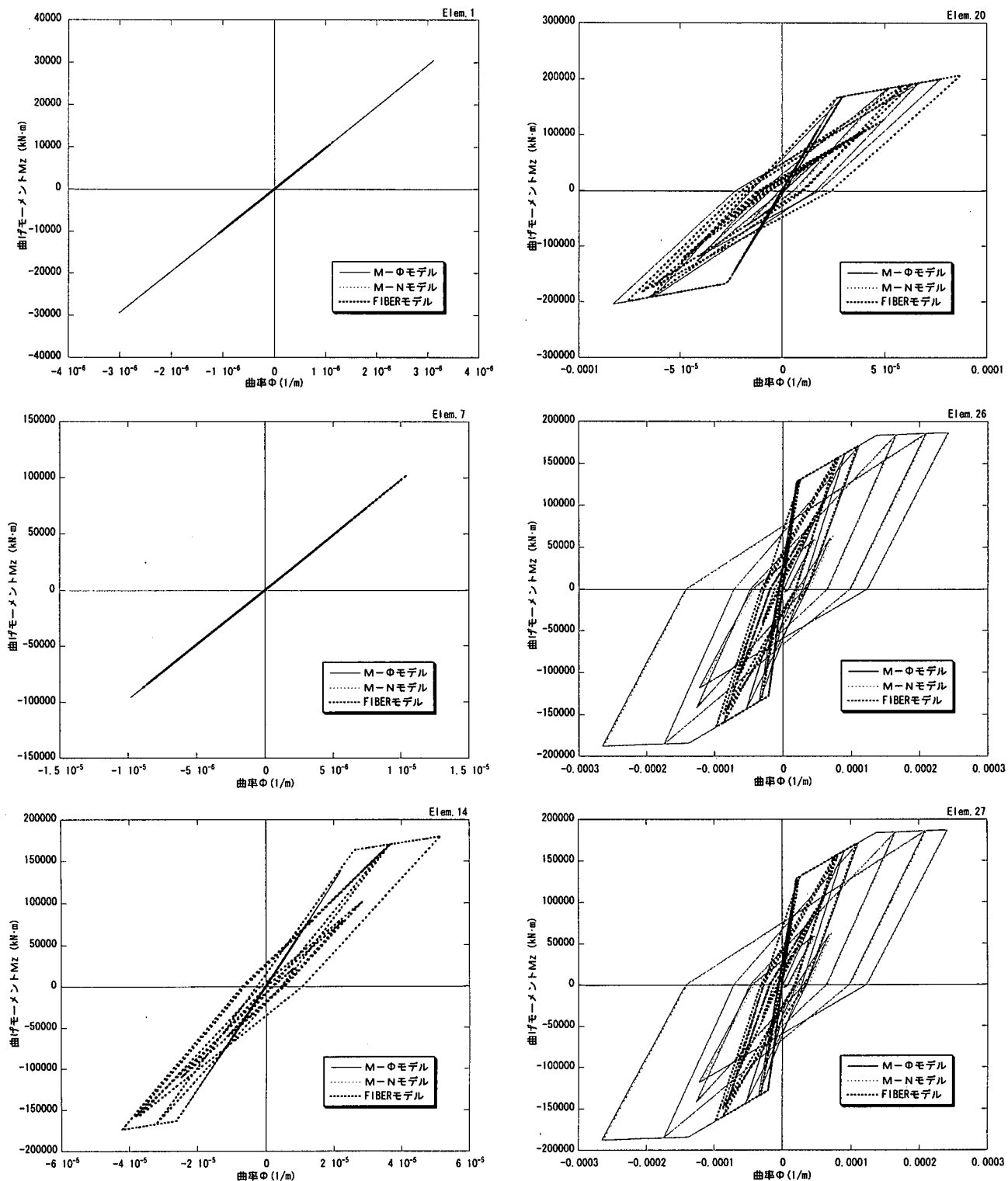


図-8.40 主桁の $M_z - \Phi_z$ 履歴曲線(全体座標Z軸廻り)

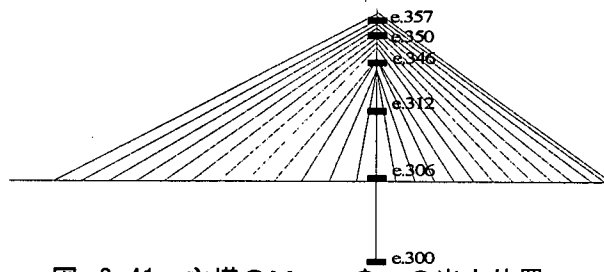


図-8.41 主塔の $M_x - \Phi_x$ の出力位置

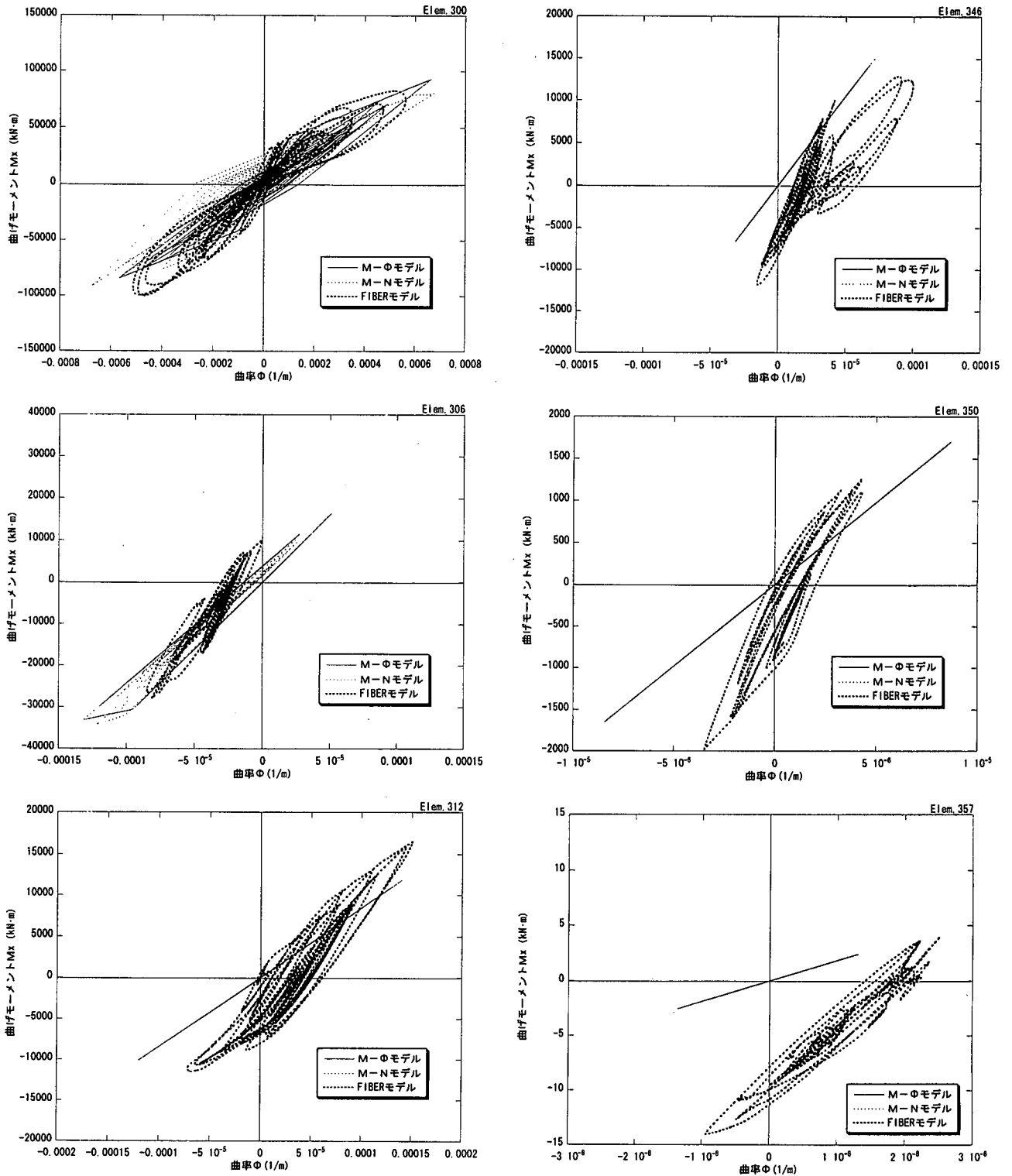


図-8-42 主塔の $M_x - \Phi_x$ 履歴曲線(全体座標X軸廻り)

部の306番部材においては、M-ΦモデルとM-Nモデルとも、ひび割れモーメントを越える結果となっているが、主塔の312番から357番部材は線形範囲内の応答となっている。一方、ファイバーモデルは、橋軸方向加震時と同様（例えば300番部材）に、ひずみの増大につれて原点指向型の履歴を示すが、M-ΦモデルおよびM-Nモデルで定義したひび割れモーメントの値に近い値となっている。しかし、ひび割れモーメントを越えた後のモーメント値は、他の解析モデルに比べて大きくなっている。

また、図-8.42に示された $M_x - \Phi_x$ 履歴曲線（全体座標X軸廻り）は、M-ΦモデルとM-Nモデルはほぼ一致した履歴を示すが、ファイバーモデルはこれらと異なる応答履歴となっている。斜材定着部分の部材の履歴に関しては、M-ΦおよびM-Nモデルが1本の梁で剛性を評価するため、原点を通る設定となるのに対し、ファイバーモデルは、中立軸が移動する曲げ剛性として評価されるため、346番、350番、357番部材の応答履歴が原点を通らずに描かれている。

(4) M-N 相関曲線

図-8.43に示した主塔位置における、橋軸直角方向加震時の応答軸力波形を図-8.44に示す。主桁については軸力の変動がほとんどないため、主塔・橋脚部材について、応答軸力の比較を行った。M-ΦモデルとM-Nモデルの応答軸力波形は、ほとんど一致した応答となっているが、ファイバーモデルは他の解析モデルに比べて軸力の変動が大きく現れている。各モデルとも橋脚基部（300番部材）の変動が大きく、特にファイバーモデルでは初期軸力の約36MNから、最大約76MNに至る変動が示されている。主塔部の軸力波形は、3つの解析モデルとも5秒前後まで概ね一致した応答を示すが、時間の経過につれて位相のずれが大きく生じている。また、橋軸方向加震時には、主塔・橋脚部材に生じる軸力の変動は僅かなのに対し、橋軸直角方向加震時では大きな軸力の変動を生じることが分かる。

次に、図-8.45に橋脚最下端部材である300番を代表させて、M-N相関曲線を示す。抵抗モーメントの定義は、橋軸方向加震時の検討と同様である。軸力の変動により非線形特性が影響を受けないM-Φモデルについては、正側の最大モーメントの発生時刻において、軸力が減少しているが、抵

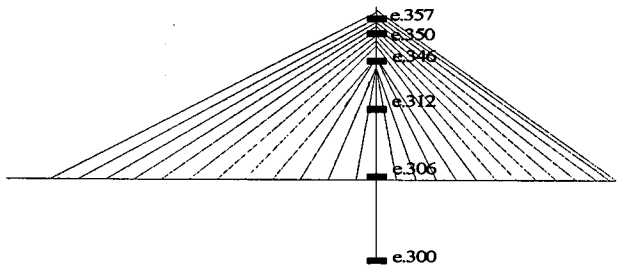


図-8-43 主塔の軸力波形出力位置

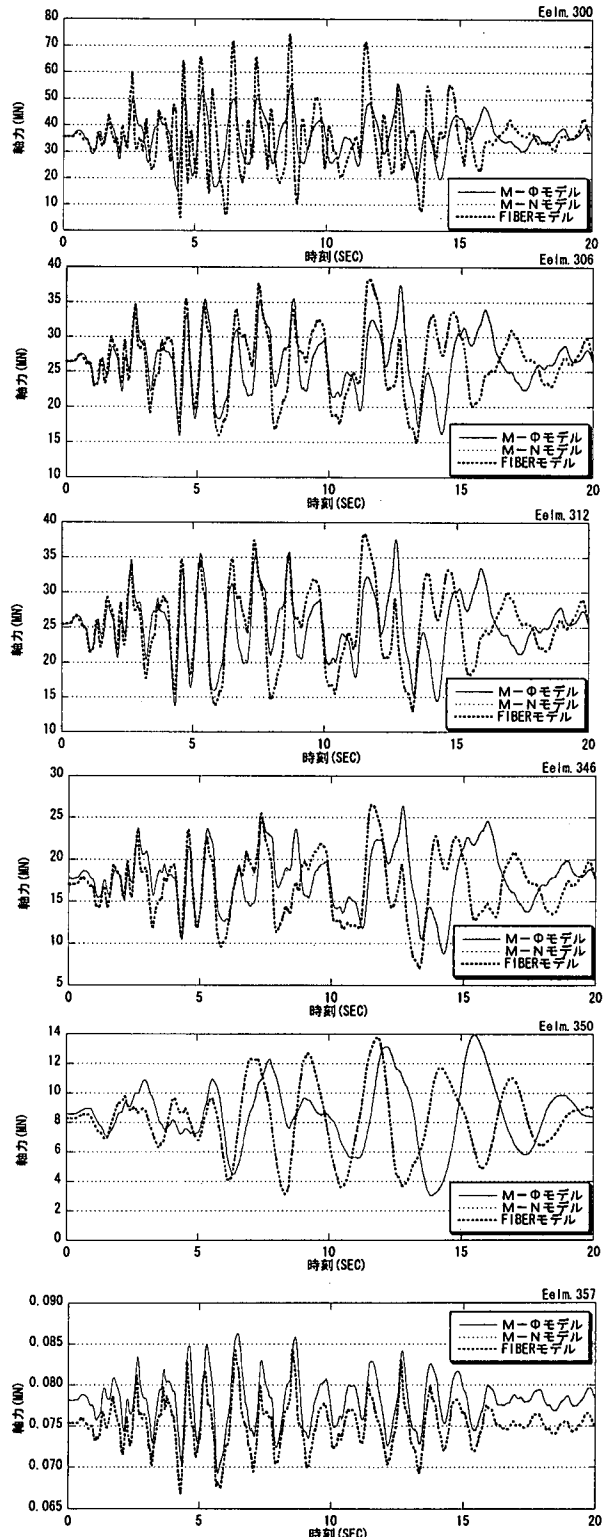


図-8.44 主塔の軸力波形

抗モーメントが一定であるため、降伏に到達していない結果となっている。一方、非線形特性に軸力変動の影響を考慮したM-NモデルのM-N相関曲線は、正の曲げモーメントの発生時刻において、軸力が減少しており、これに伴い抵抗モーメントも低下している。このため、M- Φ モデルでは、降伏モーメントに達していないが、M-Nモデルでは達する結果となった。M-Nモデルは、負の最大曲げモーメントの発生時刻に軸力が増大し圧縮になっており、同時に、定義した抵抗モーメントも大きくなるため、M- Φ モデルに比べて有利な条件となっている。また、ファイバーモデルのM-N相関曲線については、負の最大曲げモーメントの発生時刻において、M- Φ モデルで定義した降伏モーメントに到達しているが、軸力の影響を非線形曲げ特性に考慮すると、降伏モーメントまで達していない。また、ファイバーモデルの応答軸力が他の解析モデルに比べ非常に大きくなっているが、最大曲げモーメントは他の解析モデルと大きな差は生じていない。

8. 3 まとめ

本章では、1軸廻りに非線形特性を設定したM- Φ モデル、M-Nモデルとファイバーモデルを用いて、加震方向(一方向毎)と応答特性について検討した。

1軸廻りに設定したM- Φ モデルとM-Nモデルの非線形特性は、加震方向により支配的となる応答成分に設定したもので、2軸相関および軸力変動が評価されるファイバーモデルとの比較により応答特性を把握した。

その結果、橋軸方向加震では応答変位および断面力とも、3つの非線形モデルによる差異は小さいことが明かとなった。一方、橋軸直角方向加震ではファイバーモデルによる応答と他の2モデルの応答特性に違いが生じている。応答時刻歴から、ファイバーモデルは他2モデルの応答に比べ、応答変位および断面力とも短周期側で大きな応答値を示す結果が得られた。また、ファイバーモデルでは応答軸力が他のモデルに比べて大きく評価されるが、最大曲げモーメント値に大きな差は生じないことが示された。

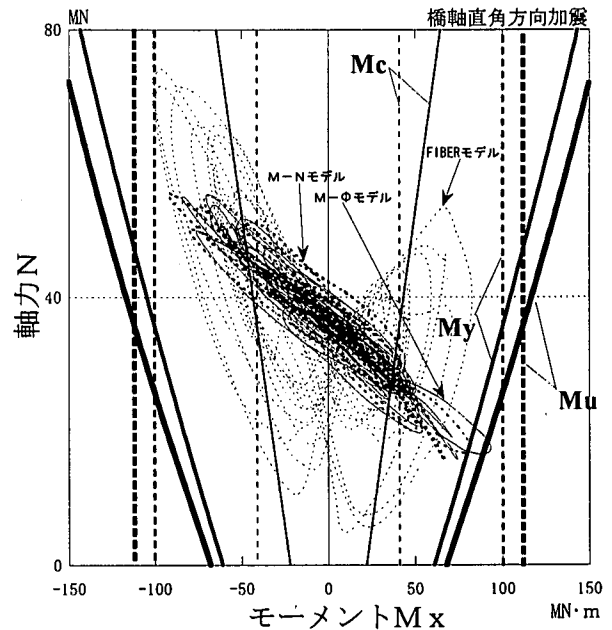


図-8.45 M-N相関曲線(300番部材)

第9章 2方向非線形モデルの検討

前項では、1軸廻りに非線形特性を設定したM- Φ モデル、M-Nモデルとファイバーモデルを用いて、加震方向と応答特性の検討を行った。

本章では、非線形梁要素でモデル化したM- Φ モデルとM-Nモデルに対して、2つの軸廻り曲げ非線形特性を設定した解析モデルを用いて、2軸曲げ非線形応答について検討を行う。

本文で述べている2軸曲げとは、1つの部材に対して部材座標系のYe軸廻りとZe軸廻りに、それぞれ独立した非線形特性を設定したものである。2軸相関については、2軸曲げ非線形特性の相関パラメータを定義して検討する手法も行われているが、現時点では確定的な手法はないため上記のモデル化により検討した。

なお、作用地震動はJR鷹取波のNS・EW・UD成分をそれぞれ橋軸方向・橋軸直角方向・上下方向の3方向に同時加震するものとし、初期応力状態については、1方向非線形モデルの検討と同様に非線形動的解析のスタート点として考慮している。

9. 1 最大応答値の比較

9.1.1 最大応答変位

図-9.1、図-9.2の主桁および主塔・橋脚の出力位置における、最大応答変位の比較を表-9.1に示す。

主桁の最大応答変位は、橋軸方向成分(X)では

第4編 コンクリート斜張橋

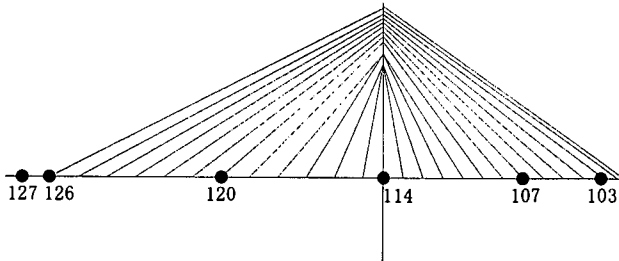


図-9.1 主桁の応答変位出力位置(3方向同時加震)

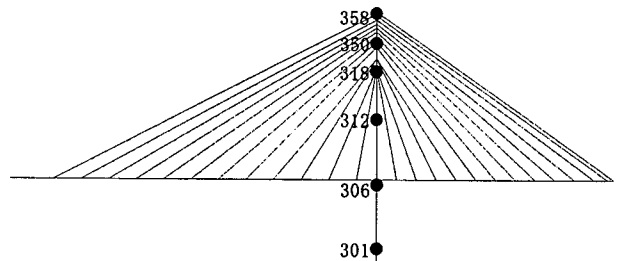


図-9.2 主塔の応答変位出力位置(3方向同時加震)

表-9.1 最大応答変位の比較表

		M-Φモデル			M-Nモデル			ファイバーモデル		
		X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
主桁	103	72.4	3.9	5.0	68.2	4.0	4.8	71.0	3.8	4.6
	107	72.4	19.8	18.7	68.2	19.9	17.3	71.0	19.1	17.2
	114	72.4	47.6	1.0	68.2	47.9	1.3	71.0	44.7	1.0
	120	72.4	76.3	20.3	68.2	76.6	19.0	71.0	67.8	19.2
	126	72.4	91.8	3.6	68.2	92.0	4.0	71.0	77.8	4.5
	127	72.4	91.9	4.8	68.2	92.1	4.4	71.0	77.8	4.3
主塔	301	0.2	0.5	0.1	0.4	0.6	0.1	0.2	0.5	0.1
	306	4.5	5.8	1.1	4.7	5.8	1.1	4.7	5.8	1.0
	312	16.4	10.2	0.6	15.9	10.3	0.6	16.0	10.8	0.7
	318	40.7	12.7	0.4	38.7	12.5	0.4	40.3	12.6	1.1
	350	56.0	13.1	0.4	52.8	12.9	0.4	54.8	12.6	1.1
	358	71.5	13.5	0.4	67.1	13.4	0.4	69.2	12.7	1.1

単位: cm

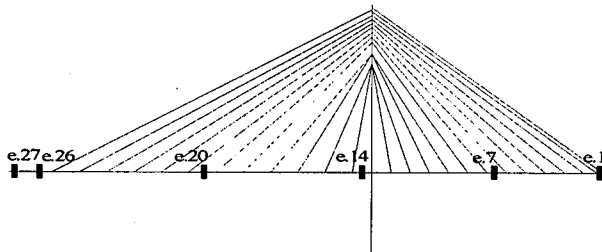


図-9.3 主桁の断面力出力位置(3方向同時加震)

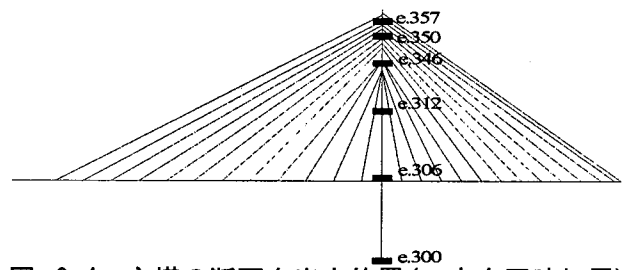


図-9.4 主塔の断面力出力位置(3方向同時加震)

表-9.2 最大応答断面力の比較表

		M-Φモデル			M-Nモデル			ファイバーモデル		
		N	Mz (Mx)	My	N	Mz (Mx)	My	N	Mz (Mx)	My
主桁	1	12447	34384	3092	12436	30833	2767	12268	11101	2977
	7	35344	109295	30070	35111	110894	30504	35171	121730	29291
	14	36438	171312	12509	35909	171126	12632	36328	180001	12638
	20	36926	215521	17218	36309	215844	15369	36843	207411	16459
	26	22019	190092	18687	21873	190072	21333	22067	17101	18693
	27	22011	190082	19556	21898	190063	21362	22058	17101	18693
主塔	300	59914	94458	102372	58273	92602	97871	77971	106490	117033
	306	38375	34126	55880	37979	35779	50829	405073	26502	583231
	312	38905	11626	41290	37979	11426	38095	41654	14511	42913
	346	26606	11307	20425	26449	11702	19548	28842	12817	21871
	350	13038	1956	13347	12502	1808	13603	13613	2113	13857
	357	92	3	16	92	3	6	94	13	21

N : 軸力(kN), My : 全体座標Y軸廻りモーメント(kN・m)

Mz : 主桁の全体座標Z軸廻りモーメント(kN)

Mx : 主塔の全体座標X軸廻りモーメント(kN)

M-Φモデルが最も大きく72.4 cmの変位を生じ、橋軸直角方向成分(Y)ではM-Nモデルが最も大きく主桁中央部で91.9 cmである。また、主桁の上下方向変位は、3つの解析モデルとも120番位置が最も大きく約20 cmの応答値を示している。

主塔の応答変位は、橋軸方向(X)・橋軸直角方向(Y)成分ともM-Φモデルが最も大きく、主塔頂部の358番で、71.5 cm(X)・13.5 cm(Y)である。

9.1.2 最大応答断面力

図-9.3, 図-9.4に示す主桁および主塔・橋脚の部材について、各モデルの最大応答断面力を表-9.2に示す。

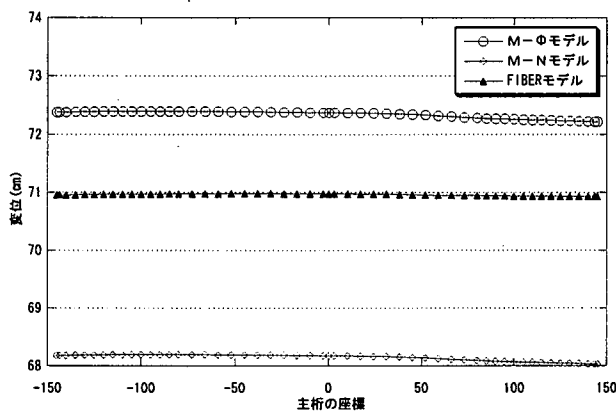


図-9.5 主桁の応答変位分布(橋軸方向成分)

主塔・橋脚の最大応答断面力は、軸力と曲げモーメントともファイバーモデルの応答値が他の解析モデルに比べて大きな応答値を示している。また、主桁のモーメント M_z (全体座標Z軸廻り)は、20番部材が大きな応答を示すが、モーメント M_y (全体座標Y軸廻り)は、側径間位置の7番部材に大きな応答が生じている。

9.1.3 最大応答値分布

(1) 最大応答変位分布

図-9.5, 図-9.6に主桁および主塔・橋脚全体の橋軸方向最大応答変位分布を示す。

主桁の橋軸方向変位は、主桁全体が一様に分布

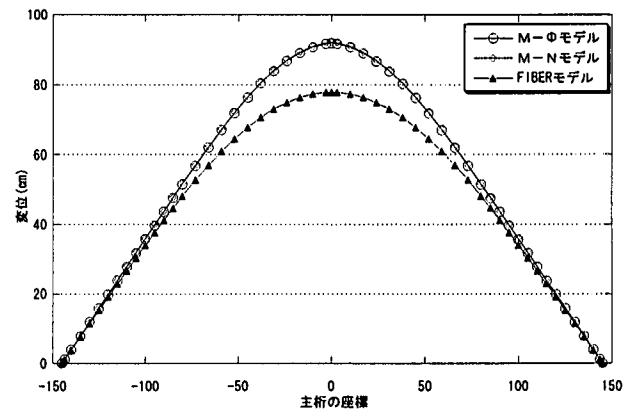


図-9.7 主桁の応答変位分布(橋軸直角方向成分)

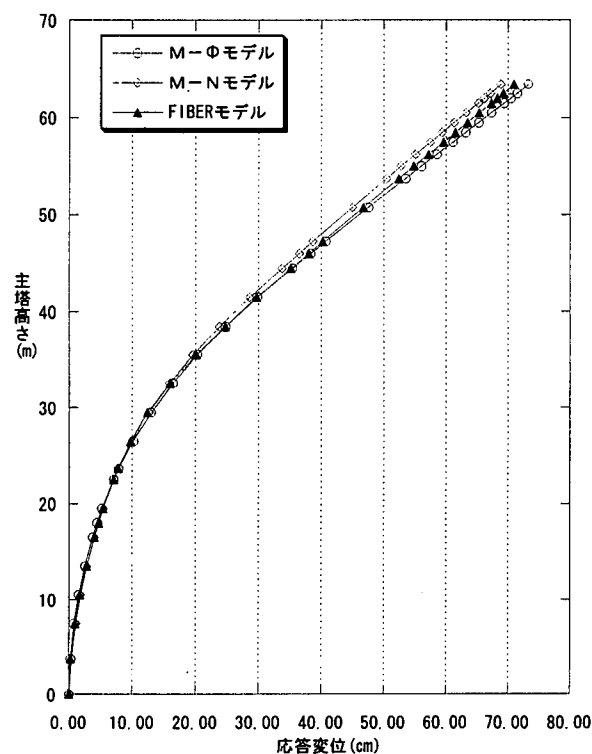


図-9.6 主塔の応答変位分布(橋軸方向成分)

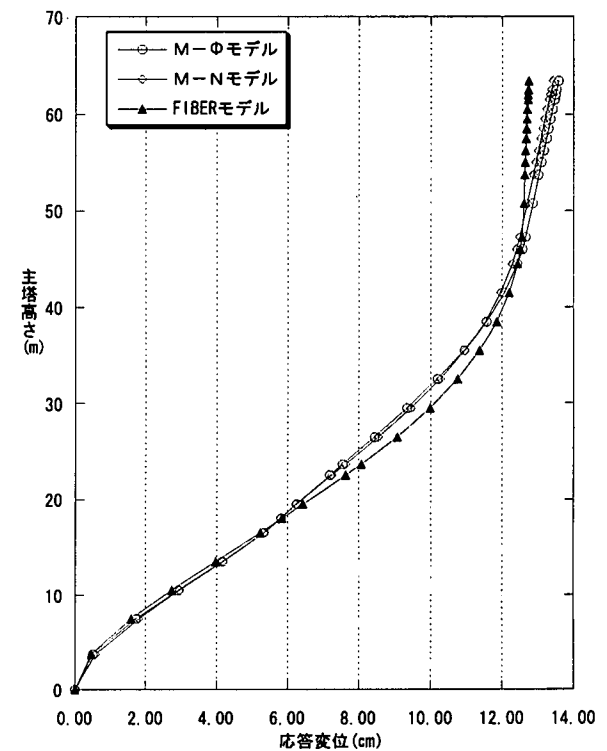


図-9.8 主塔の応答変位分布(橋軸直角方向成分)

するが、その変位量はM-Φモデルで最も大きく、M-Nモデルで最も小さい値を示している。また、主塔・橋脚の橋軸方向変位は、主塔高さ30m付近までは、3つの解析モデルともほぼ同じ応答値を示すが、主塔高さ30m付近から頂部にかけて差が生じ、主桁と同様にM-Φモデルが最も大きく応答する。

次に、図-9.7、図-9.8に主桁および主塔・橋脚全体の橋軸直角方向最大応答変位分布を示す。

主桁の最大応答変位分布は、3モデルとも主桁中央位置に最大変位が生じる。しかし、M-Φモデル、M-Nモデルはほぼ同じ変位分布を示すのに対し、ファイバーモデルの応答値はかなり小さ

い応答分布を示している。

主塔・橋脚部材の橋軸直角方向変位の比較では、橋脚基部から主塔高さ20m付近まで、3つの解析モデルは概ね同じ応答値を示す。しかし、主塔高さ20mから40m付近においては、ファイバーモデルが最も大きな応答変位を生じるものの、40m付近から頂部にかけては、M-ΦモデルとM-Nモデルの方が大きな応答値を示しており、主塔頂部と主桁の運動が連動している。

(2) 最大応答曲げモーメント分布

図-9.9、図-9.10に主桁および主塔・橋脚部材のモーメントMy(全体座標Y軸廻り)分布を示す。主桁部材のモーメントは、側径間付近(座標±120

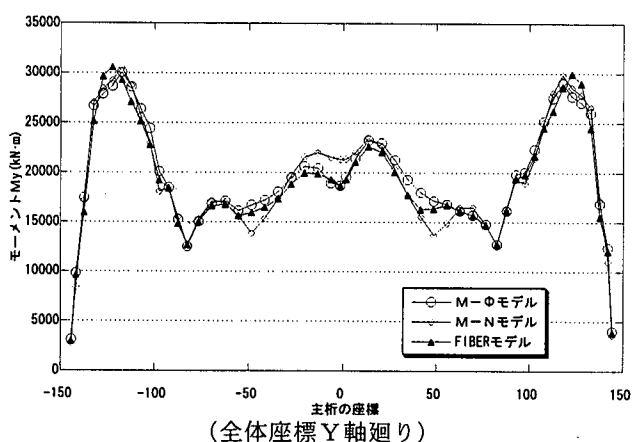


図-9.9 主桁の曲げモーメントMy分布

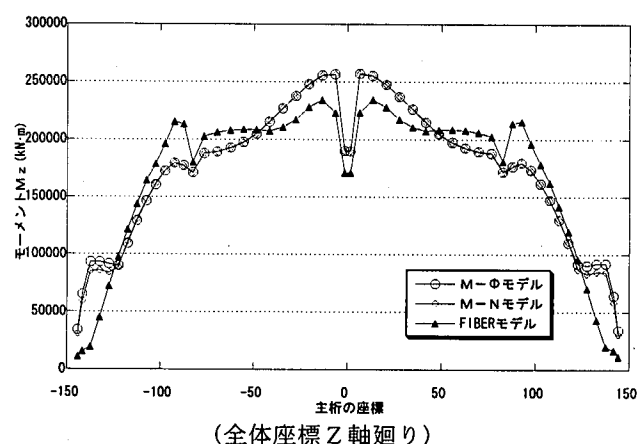


図-9.11 主桁の曲げモーメントMz分布

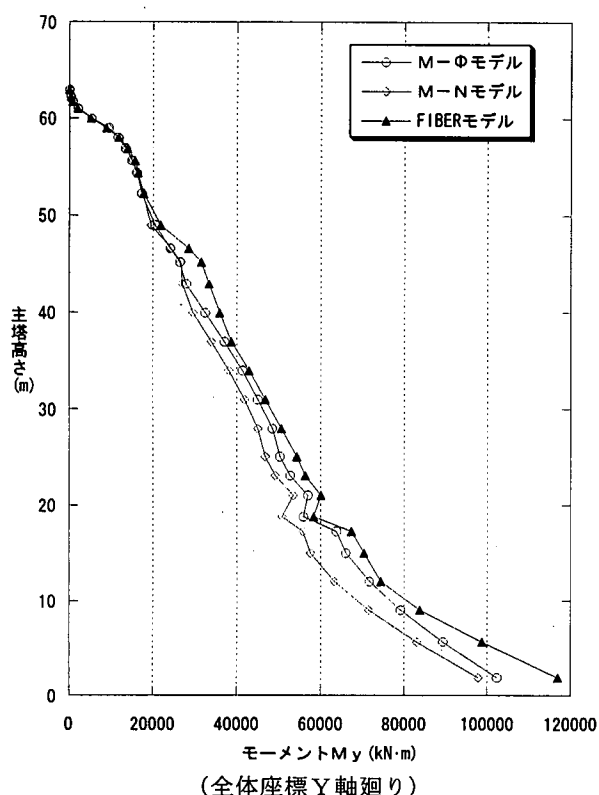


図-9.10 主塔の曲げモーメントMy分布

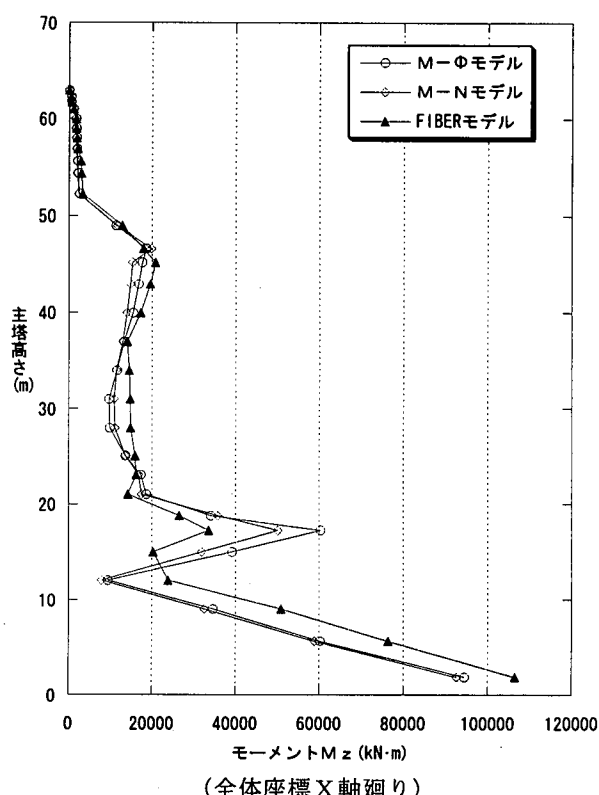


図-9.12 主塔の曲げモーメントMx分布

m付近)に大きなモーメントが生じ、3つの解析モデルとも概ね一致している。また、主桁中央径間は、応答値に差が生じ、M-Nモデルが他の解析モデルに比べ大きな応答値となっている。一方、主塔・橋脚のモーメント M_y (全体座標Y軸廻り)分布は、橋脚基部から主塔高さ50m付近までファイバーモデルの応答値が最も大きく、3つの解析モデルで大きな差が生じている。

次に、図-9.11、図-9.12に主桁および主塔・橋脚部材のモーメント M_z (全体座標Z軸廻り)の分布を示す。主桁のモーメント M_z (全体座標Z軸廻り)分布は、主桁端部から側径間付近において、ファイバーモデルの応答がM- Φ モデル、M-Nモデルの応答より小さいが、両主塔位置から±50m付近にかけては、ファイバーモデルが他の2つの解析モデルよりも大きく応答し、主桁中央位置(座標±50m)では、ファイバーモデルの応答が他の解析モデルに比べ小さくなっている。また、主塔・橋脚部材のモーメント M_x (全体座標X軸廻り)は、M- Φ モデルとM-Nモデルの応答は概ね同じ値を示すが、ファイバーモデルは異なった分布を示し、特に主桁の設置高さ付近において応答モーメントの集中が少ない。

9. 2 時刻歴応答波形の比較

9.2.1 応答変位波形

図-9.13、図-9.14に示す主桁と主塔・橋脚の節点における橋軸方向応答変位波形を図-9.15、図-9.16に示す。

主桁の応答波形は、いずれの節点も約10秒まで3つの解析モデルとも概ね一致し、10秒以降において差が現れる。主塔の応答波形は、橋脚基部に位置する節点301番では、約4秒からM-Nモデルが、他の2つの解析モデルに比べ大きく、その他の節点は、主桁と同様に約10秒までは概ね一致し、10秒以降において差が生じている。

同様に、橋軸直角方向成分の変位波形を図-9.19、図-9.20に示す。

主桁の応答波形は、M- Φ モデルとM-Nモデルではほぼ一致した応答を示すが、ファイバーモデルは、約2秒から応答に非線形特性が現れ、長周期の応答を示している。主塔・橋脚の応答波形は、約10秒まで3つの解析モデルとも概ね一致した応答を示し、それ以降応答において振幅の差が生

じているものの、応答周期にずれは生じていない。

9.2.2 曲げモーメント波形

図-9.21、図-9.22に示す主桁および主塔・橋脚部材のモーメント M_y (全体座標Y軸廻り)成分波形を図-9.23、図-9.24に示す。

主桁のモーメント M_y (全体座標Y軸廻り)は、中央付近の部材に至るほど、3つの解析モデルの応答に差が現れている。特に、主桁中央付近の26番および27番要素は、M-Nモデルが他の2つの解析モデルに比べ大きなモーメントを生じている。主塔・橋脚部材の面内モーメント M_y 波形は、橋脚基部に位置する300番要素から斜材定着部下の342番要素までの応答と斜材定着部346~357番要素の応答に分けられる。橋脚基部から斜材定着部下の応答値は大きく面内水平1次モードが卓越した長周期の応答をするが、斜材定着部の応答値は小さく主桁の上下モードの影響を受けて短周期成分が卓越している。また、3つの解析モデルの応答は主塔頂部(357要素)を除いて、周期および振幅とも概ね一致した応答を示している。

同様に、主塔および主塔・橋脚部材のモーメント M_z (全体座標Z軸廻り)、 M_x (全体座標X軸廻り)波形を図-9.27、図-9.28に示す。

主桁のモーメント M_z (全体座標Z軸廻り)波形は、M- Φ モデルとM-Nモデルはほぼ一致しているが、ファイバーモデルは、他の解析モデルと大きく異なり短周期側で応答することを示している。

主塔のモーメント M_x (全体座標X軸廻り)波形は、橋脚基部の300番要素から斜材定着下の312番要素にかけて、3つの解析モデルとも概ね一致した応答を示している。しかし、斜材定着部の346番要素から主塔頂部の357番要素にかけては、ファイバーモデルの応答が、他の2つ解析モデルに比べ短周期側での応答を示している。

9. 3 M- Φ 履歴曲線の比較

9.3.1 $M_y - \Phi_y$ 履歴曲線

図-9.29に示した主桁部材の $M_y - \Phi_y$ (全体座標Y軸廻り)曲線を図-9.30に示す。3つの解析モデルはほぼ同じ履歴を示しており、ひび割れモーメントを越えるのは、側径間に位置する7番要素と柱頭部に位置する14番要素である。また、7番要素14番要素以外の要素は線形範囲内での応答を

示している。

次に、図-9.31に示した主塔および橋脚の $M_y - \Phi_y$ (全体座標Y軸廻り)曲線を図-9.32に示す。いずれの部材も非線形域での応答を示し、橋脚基部に位置する300番要素から346番要素までの応答曲線は、いずれもファイバーモデルの応答が、他の2つの解析モデルにより大きなモーメントを生じている。

ここでは3方向同時に入力地震動を作用しているため、軸力変動が大きく生じる。そのため、橋脚基部(300要素)の履歴曲線に見られるように、M-NモデルはM- Φ モデルの応答履歴と異なる応答を示している。M-Nモデルの応答履歴曲線は、橋脚基部の300番、306番要素において、ひび割れモーメントを越えた後の応答に軸力変動の影響が表れ、また、ファイバーモデルの応答履歴曲線は、正の曲げモーメントから反転して、負の曲げモーメントに移る際に原点付近を通る傾向を示している。

9.3.2 $M_z(x) - \Phi_z(x)$ 履歴曲線

図-9.33に示した主桁部材の $M_z - \Phi_z$ (全体座標Z軸廻り)履歴曲線を図-9.34に示す。図-9.34より側径間に位置する1番要素と7番要素は、3つ解析モデルとも線形範囲内の応答である。また、柱頭部付近の14番要素と20番要素はひび割れモーメントを越えているものの降伏には至っていない。しかし、主桁中央部に位置する26番要素と27番の応答履歴は、M- Φ モデルおよびM-Nモデルでは降伏モーメントを越えているが、ファイバーモデルは、降伏モーメントには至っていない。これは、主桁中央部は初期応力にプレストレスを考慮したが、引っ張り軸力が発生することでモーメント耐力が小さくなったためと考えられる。

また、図-9.35に示した主塔部材の $M_x - \Phi_x$ (全体座標X軸廻り)履歴曲線を図-9.36に示す。橋脚基部の部材である300番要素の $M_x - \Phi_x$ (全体座標X軸廻り)履歴曲線では、M- Φ モデルにおいて降伏モーメントに達していないのに対して、M-Nモデルは僅かに降伏モーメントに至っている。これは、橋軸直角方向成分において、軸力の変動が生じ、降伏モーメントの耐力が低下したためである。M-Nモデルは軸力変動とともに抵抗モーメントを変化させるように非線形特性を設定しているため、軸力変動の影響により、非対称な履歴曲線となっている。一方、ファイバーモデルの応答履歴曲

線をみると、線形範囲内までの応答に関しては、他の2つの解析モデルと一致した結果となっている。しかし、ひび割れモーメントから降伏モーメントの間においては、ファイバーモデルが、他の解析モデルに比べ大きな応答値を示している。

また、312番要素から主塔頂部357番に関しては、M- Φ モデルとM-Nモデルは線形範囲の応答であり、概ね一致している。しかし、ファイバーモデルは、他の2つの解析モデルと異なった応答履歴を示している。

9.4 まとめ

本章では、非線形梁要素でモデル化したM- Φ モデルとM-Nモデルに対して、2つの軸廻りに曲げ非線形特性を設定した解析モデルを用いて検討した。

作用地震動は3方向(橋軸方向・橋軸直角方向・上下方向)に同時加震し、2軸廻りの非線形応答特性を評価した。

その結果、3つの非線形モデルによる応答最大変位および応答最大断面力は、異なった分布を示している。主桁の最大応答変位は、橋軸方向成分(X)ではM- Φ モデルで最も大きく、橋軸直角方向成分(Y)ではM-Nモデルで最も大きい。また、主塔の最大応答変位は橋軸方向(X)・橋軸直角方向(Y)ともM- Φ モデルで最大を示した。一方、主塔・橋脚の最大応答断面力は軸力と曲げモーメントともファイバーモデルの応答値が他のモデルに比べて大きな応答値を示した。また、本橋梁の主桁中央付近および橋脚下部で降伏曲げモーメントを越える結果となった。

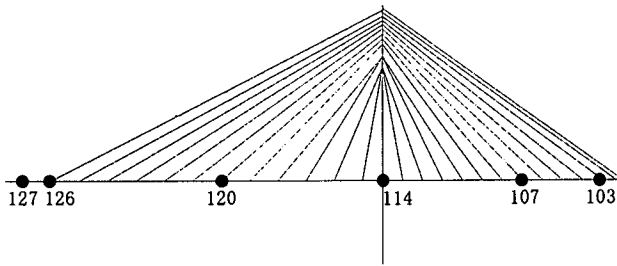


図-9.13 主桁の応答変位波形出力位置(3方向加震)

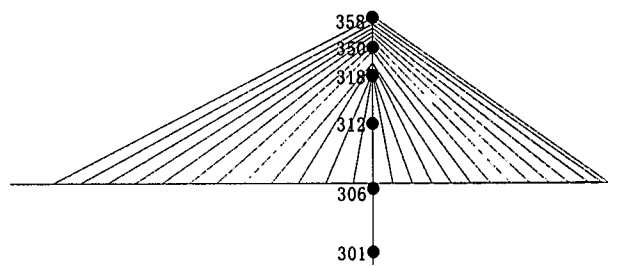


図-9.14 主塔の応答変位波形出力位置(3方向加震)

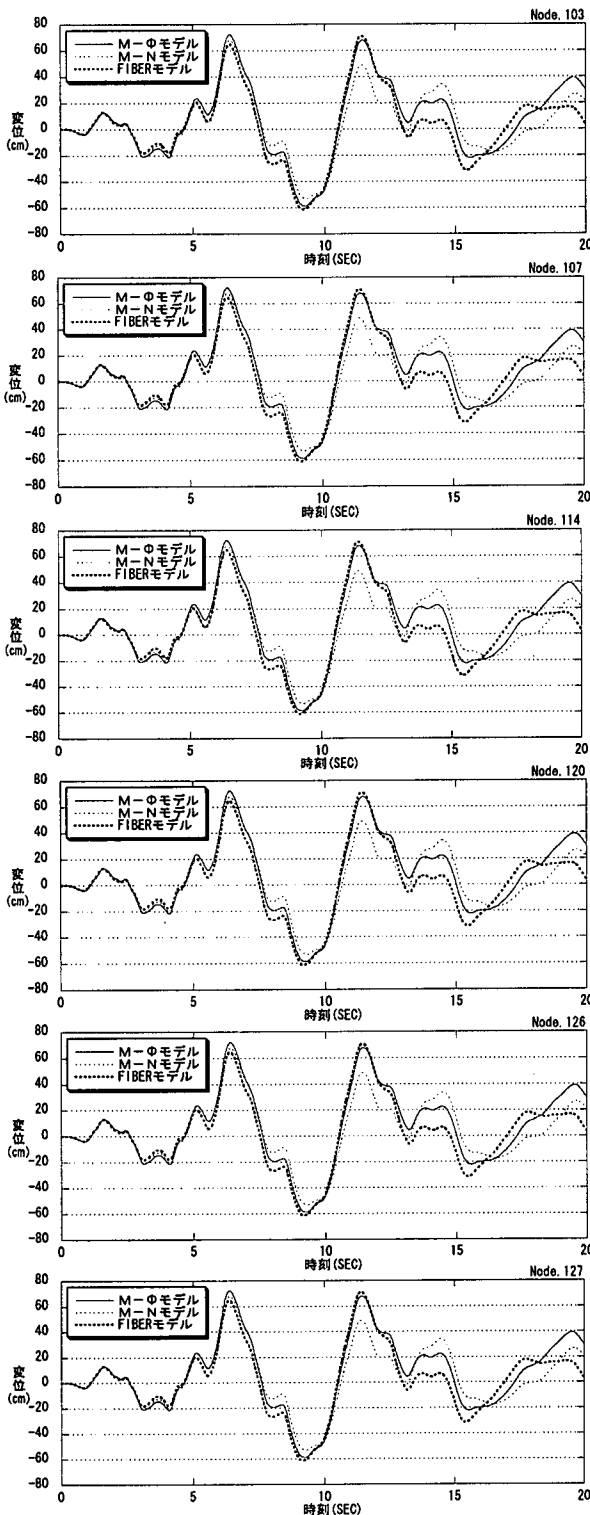


図-9.15 主桁の応答変位波形(橋軸方向成分)

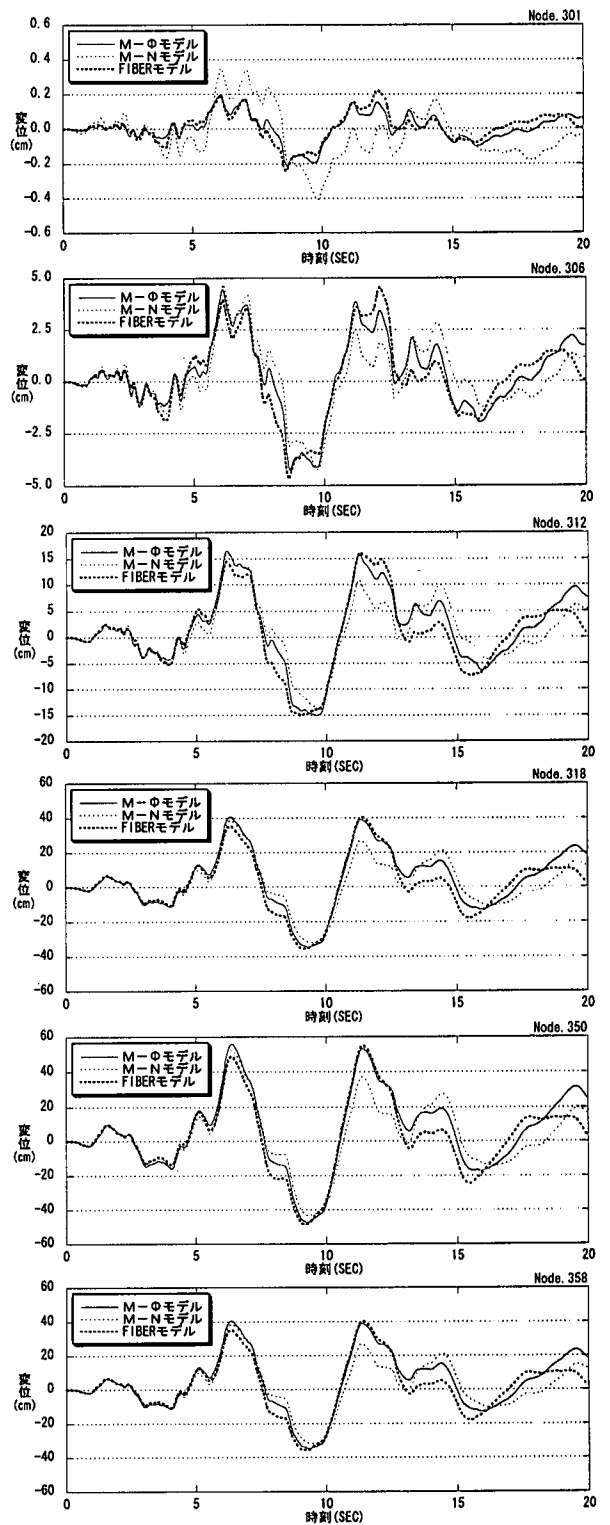


図-9.16 主塔の応答変位波形(橋軸方向成分)

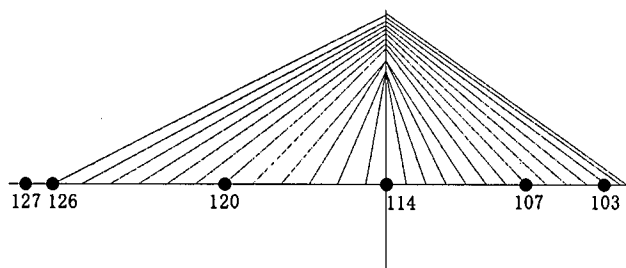


図-9.17 主桁の応答変位波形出力位置

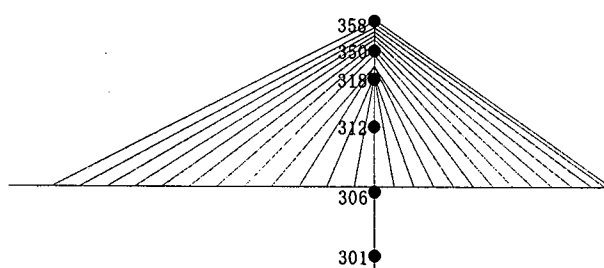


図-9.18 主塔の応答変位波形出力位置

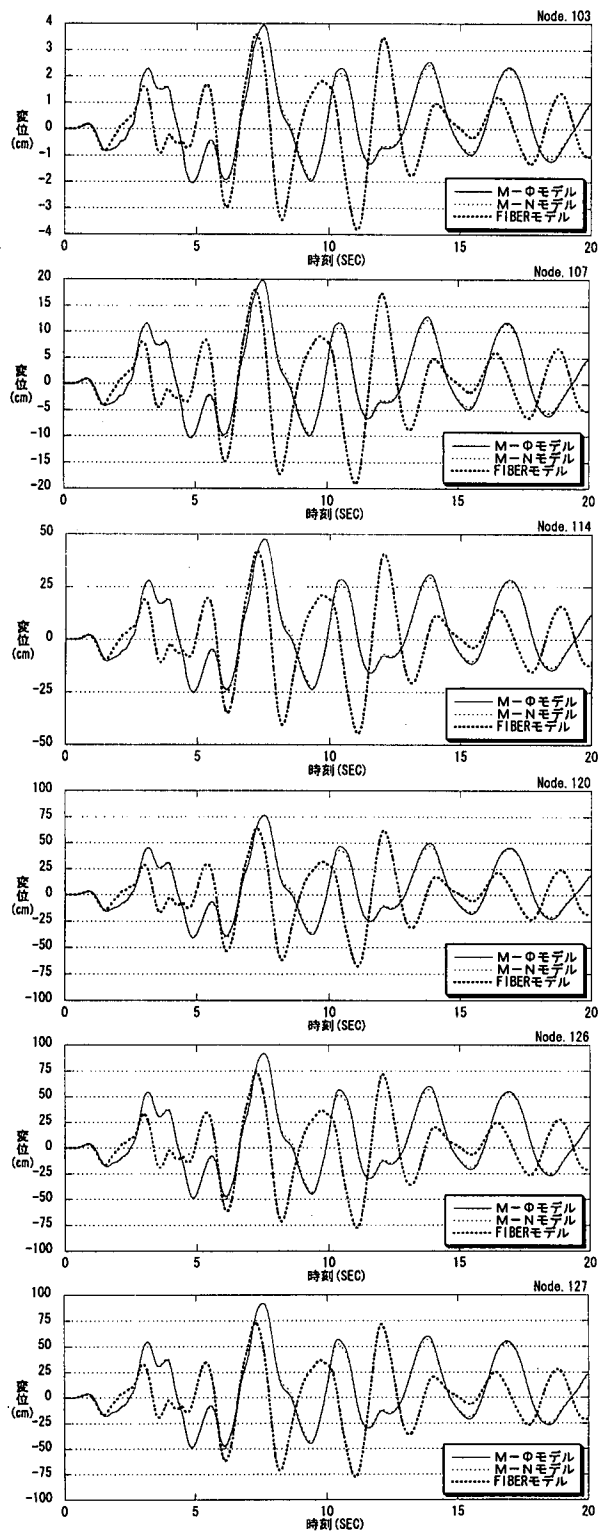


図-9.19 主桁の応答変位波形(橋軸直角方向成分)

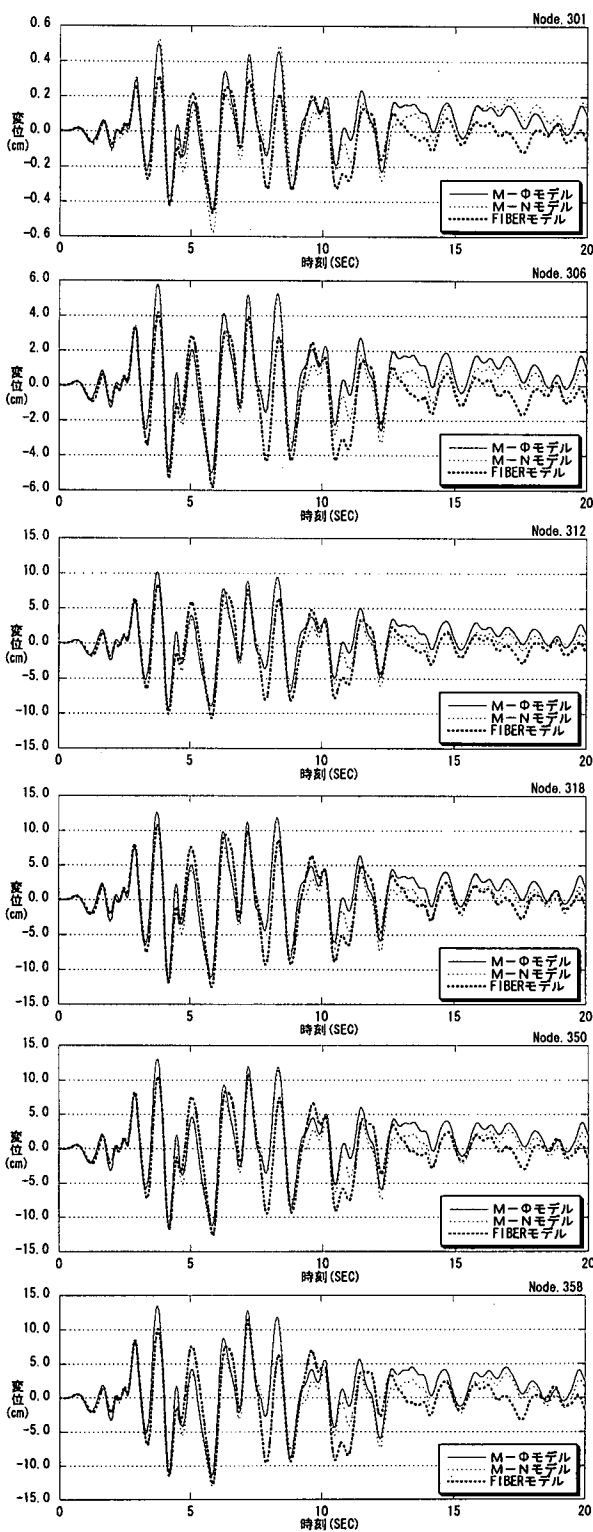


図-9.20 主塔の応答変位波形(橋軸直角方向成分)

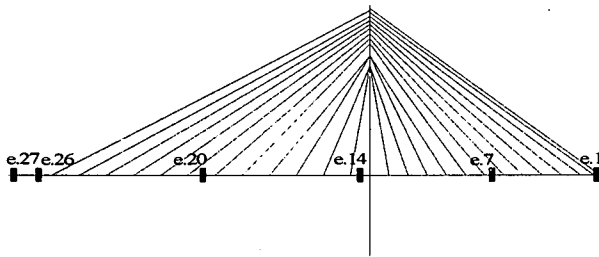
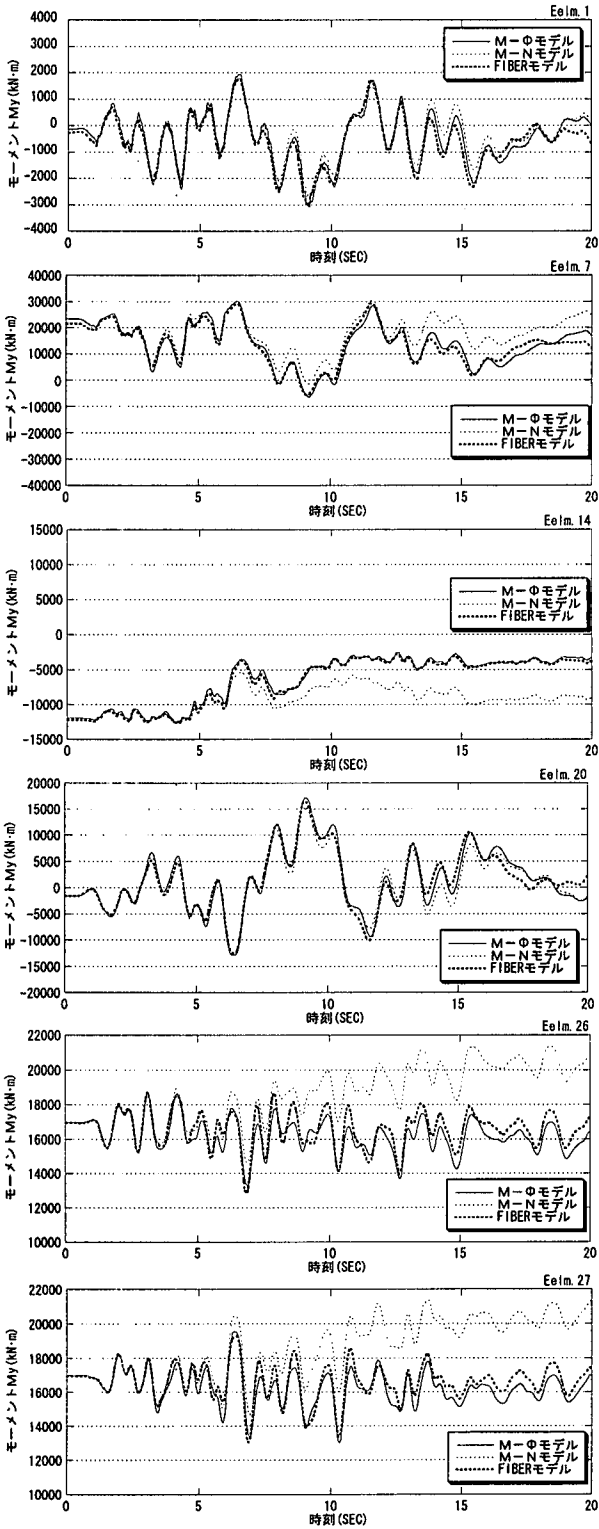


図-9.21 主桁のモーメント波形出力位置



(全体座標 Y 軸廻り)

図-9.23 主桁のモーメント My 波形

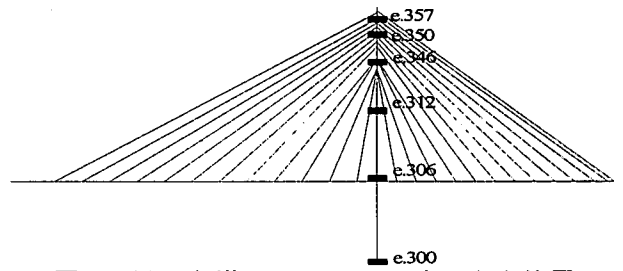
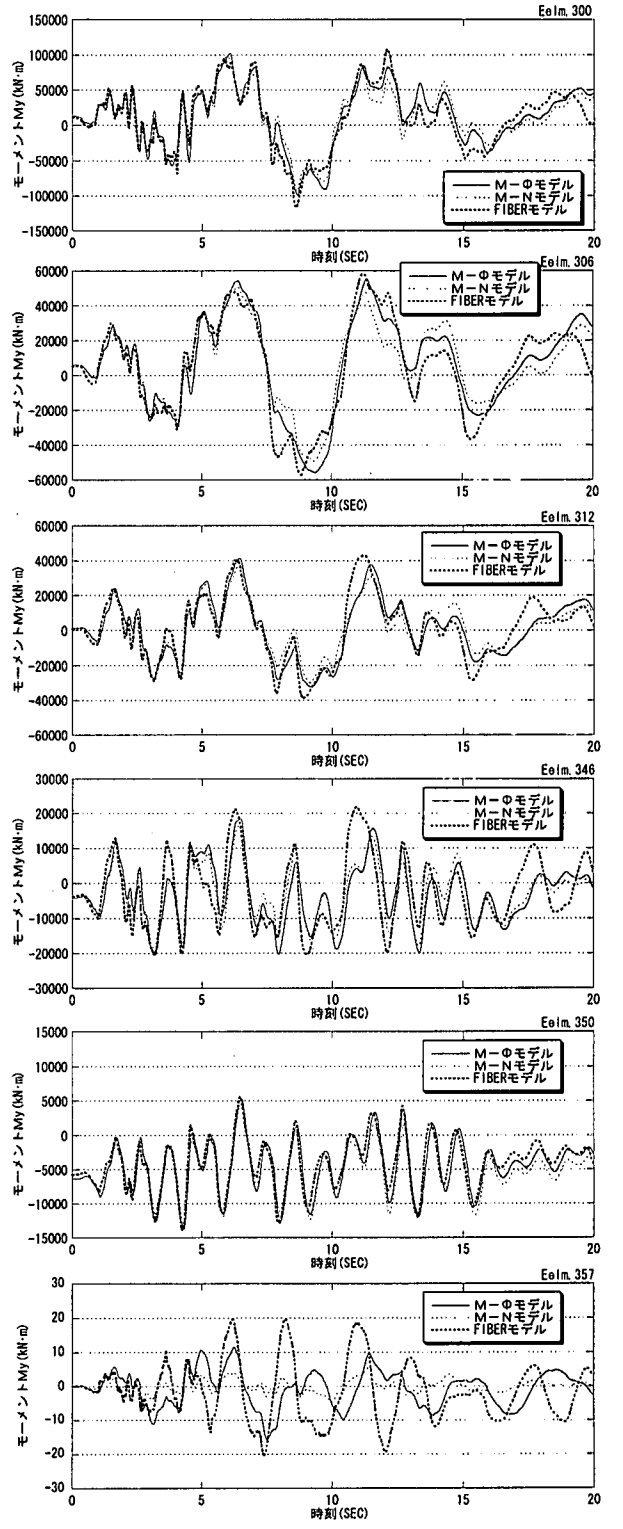


図-9.22 主塔のモーメント波形出力位置



(全体座標 Y 軸廻り)

図-9.24 主塔のモーメント My 波形

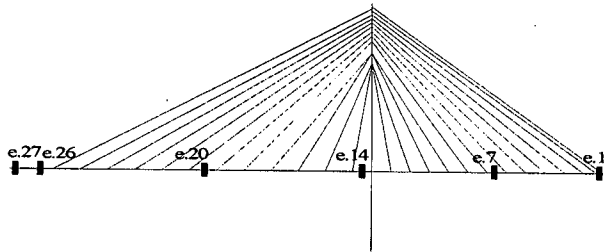


図-9.25 主桁のモーメント波形出力位置

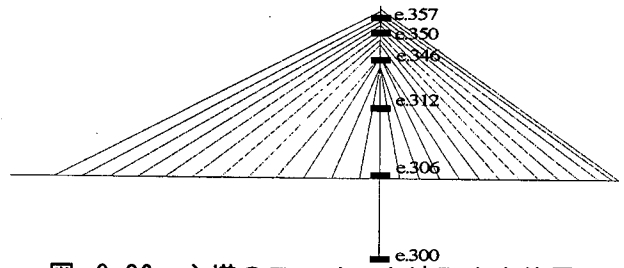
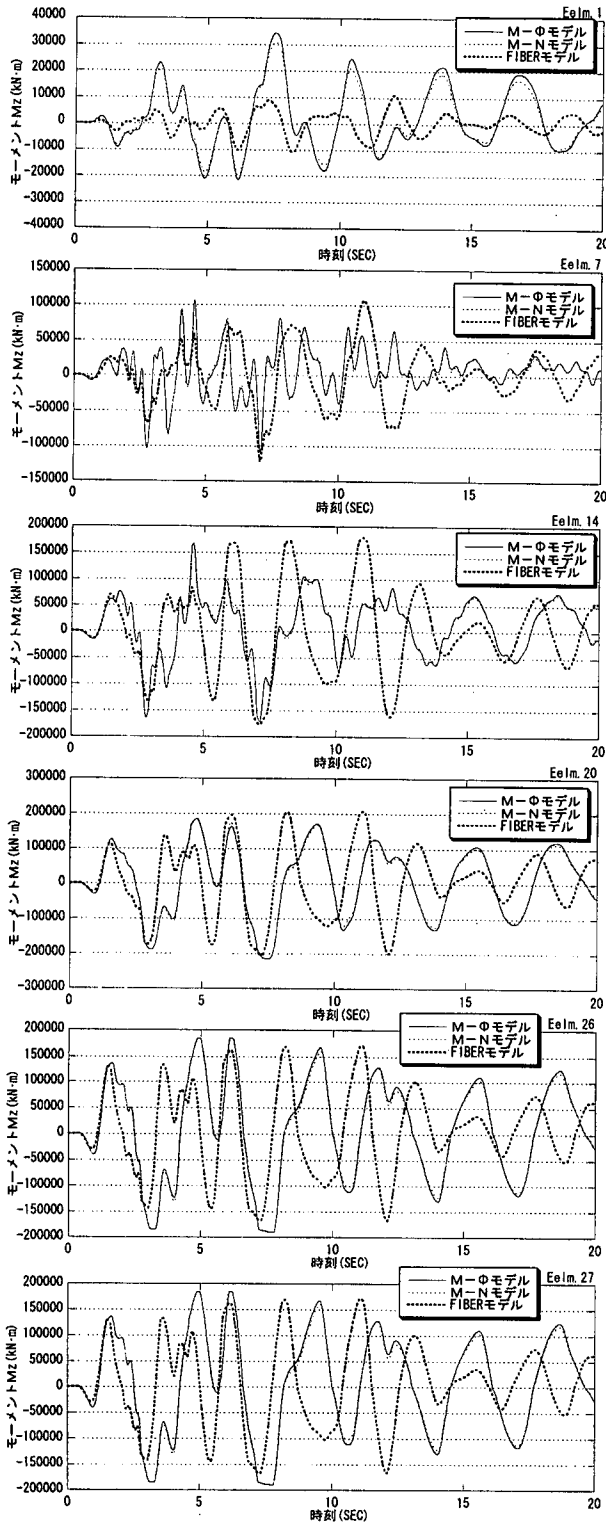
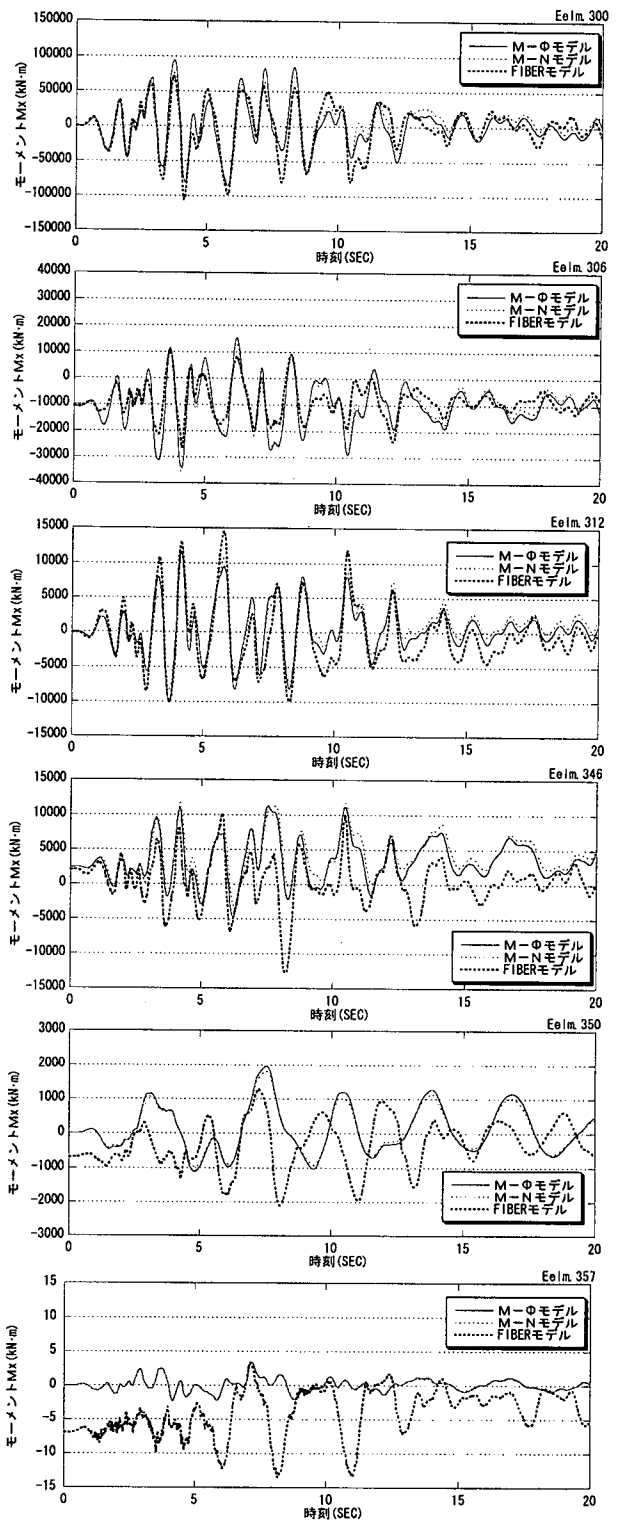


図-9.26 主塔のモーメント波形出力位置



(全体座標 Z 軸廻り)

図-9.27 主桁のモーメント M_z 波形



(全体座標 X 軸廻り)

図-9.28 主塔のモーメント M_x 波形

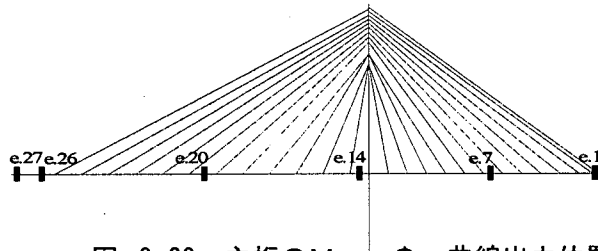


図-9.29 主桁の $M_y - \Phi_y$ 曲線出力位置

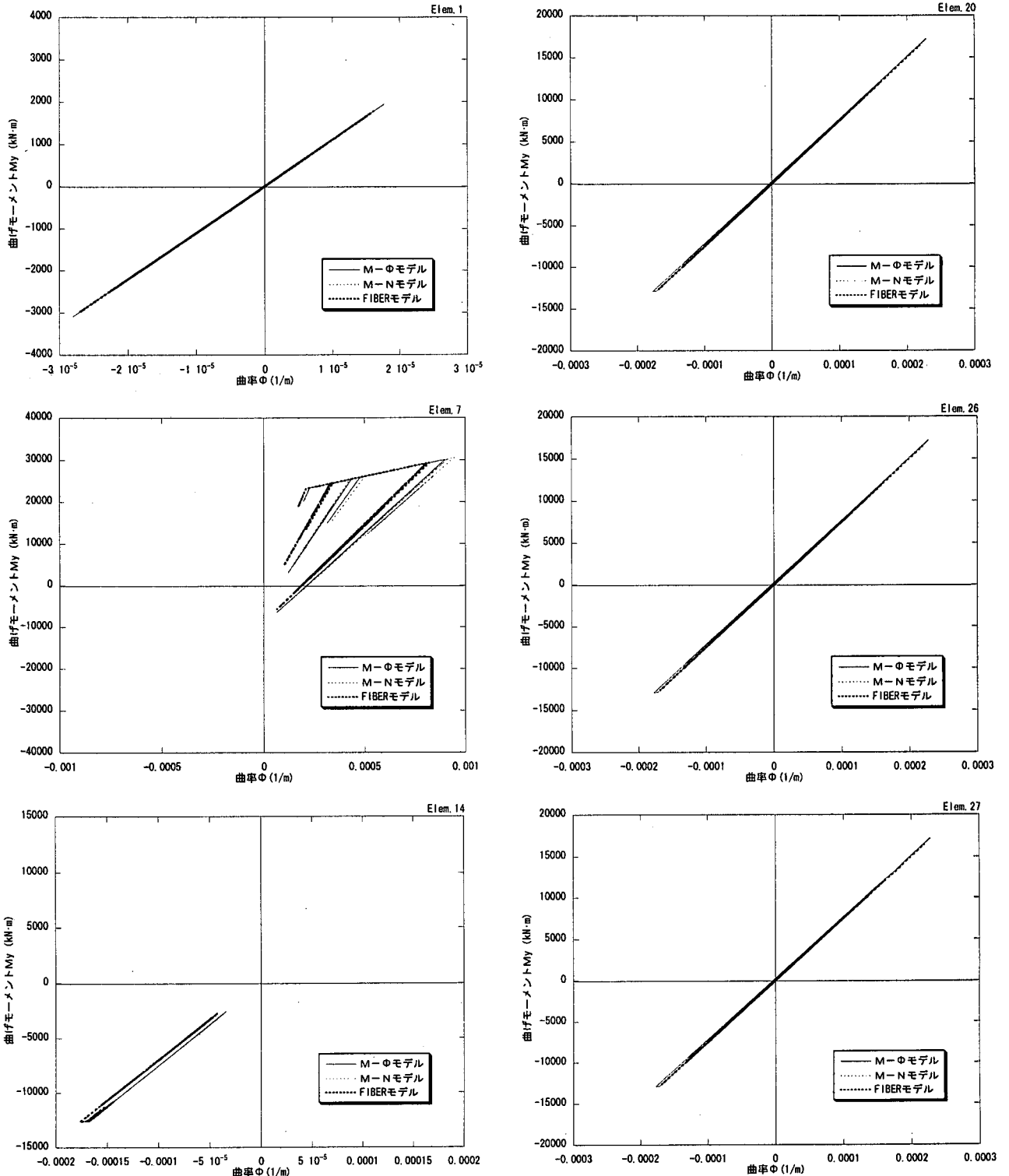


図-9.30 主桁の $M_y - \Phi_y$ 履歴曲線(全体座標Y軸廻り)

第4編 コンクリート斜張橋

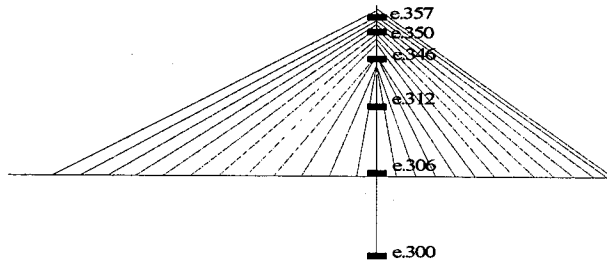


図-9.31 主塔のMy-Φy曲線出力位置

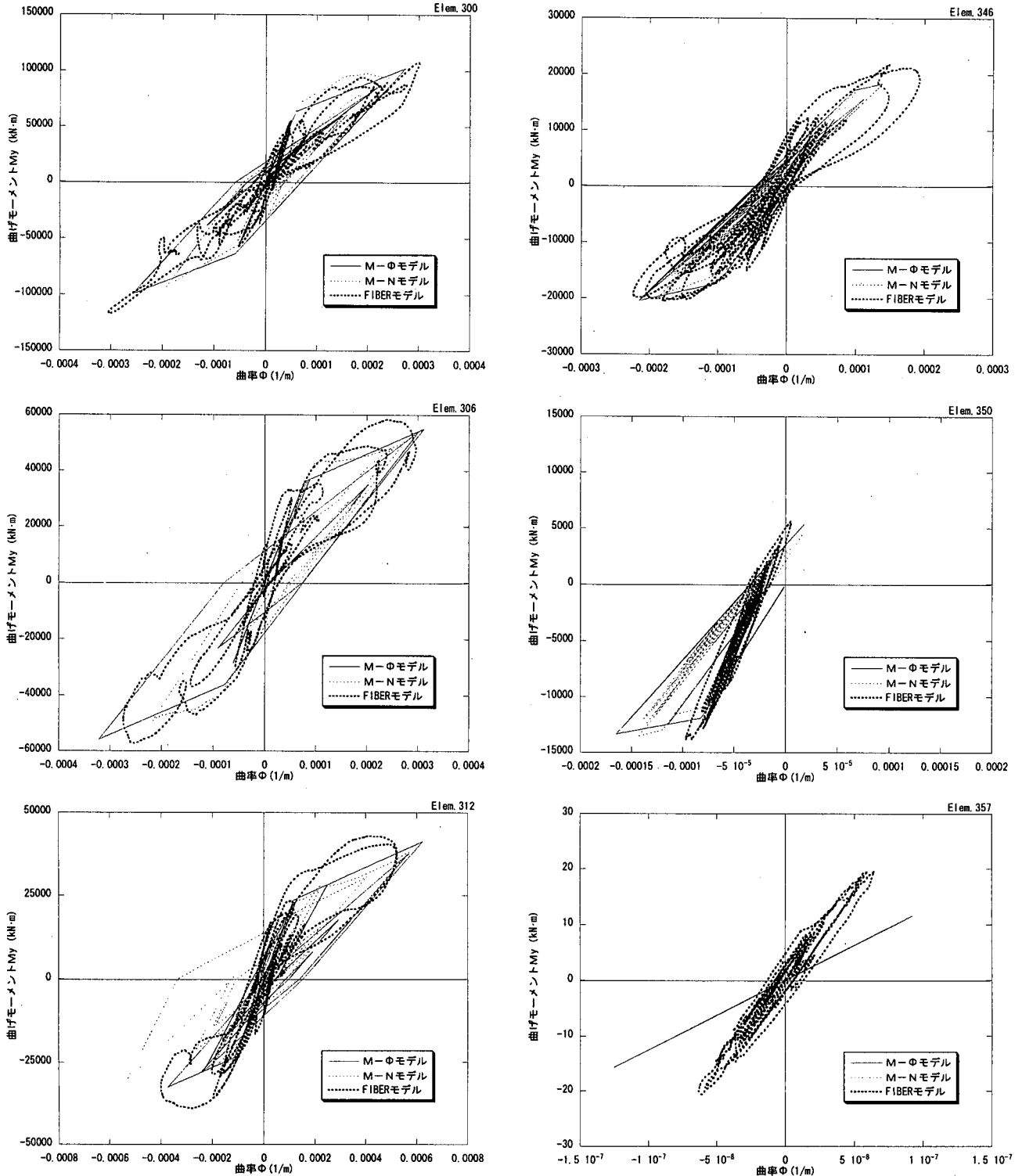


図-9.32 主塔のMy-Φy履歴曲線(全体座標Y軸廻り)

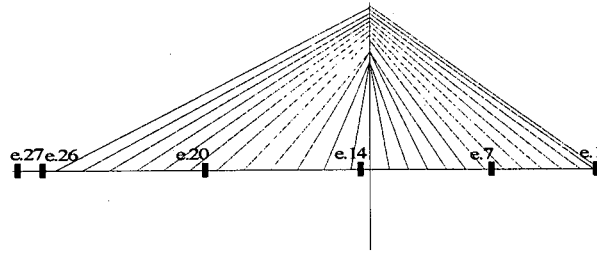


図-9.33 主桁の $Mz - \Phi z$ 曲線出力位置

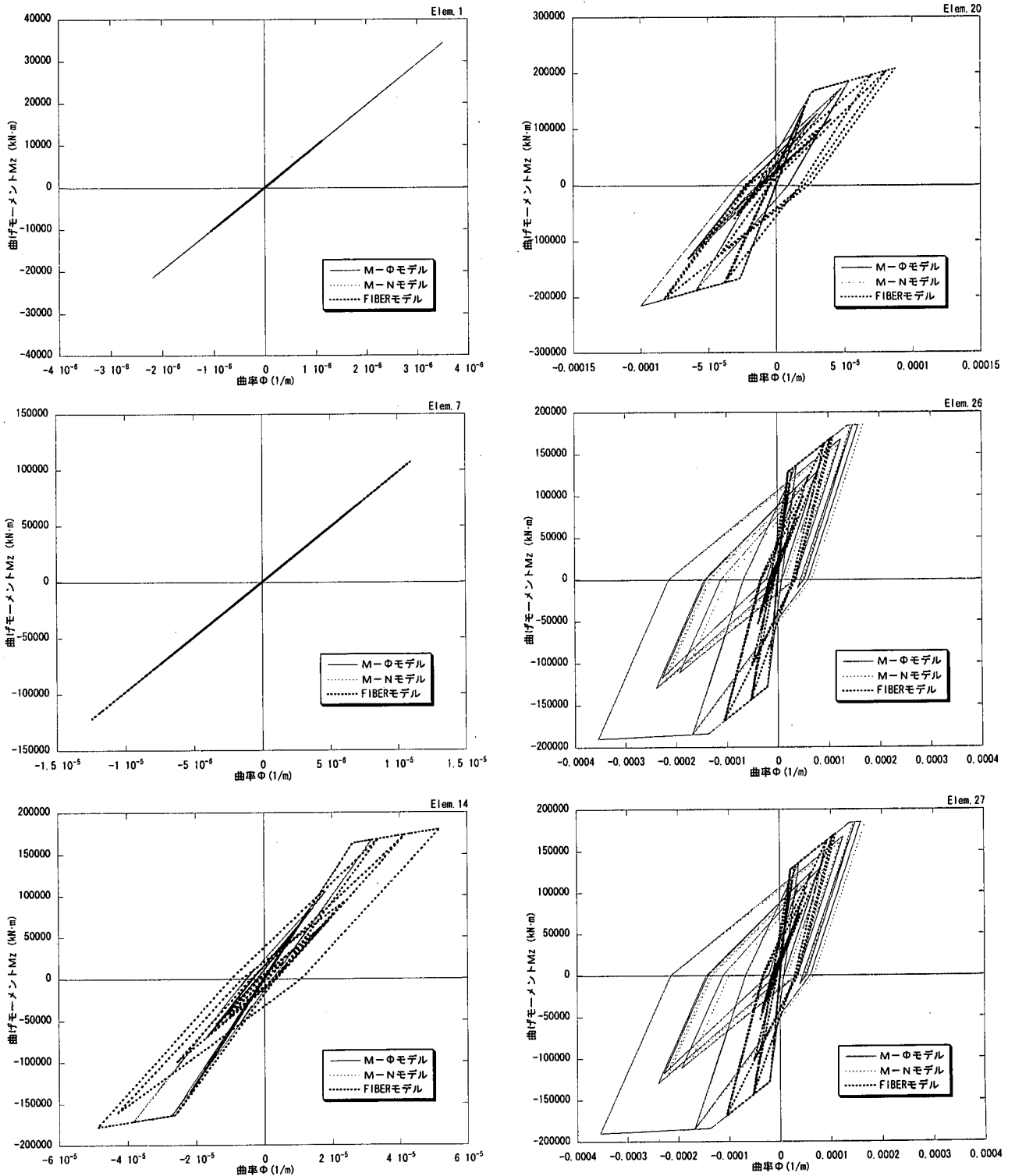


図-9.34 主桁の $Mz - \Phi z$ 履歴曲線(全体座標 Z 軸廻り)

第4編 コンクリート斜張橋

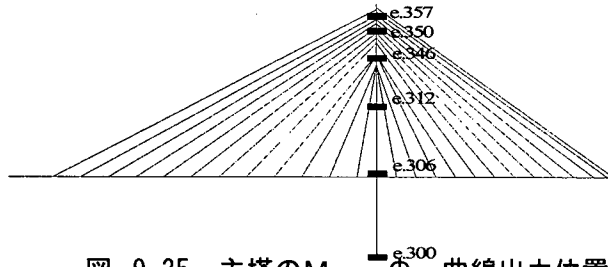


図-9.35 主塔の $M \times -\Phi$ 曲線出力位置

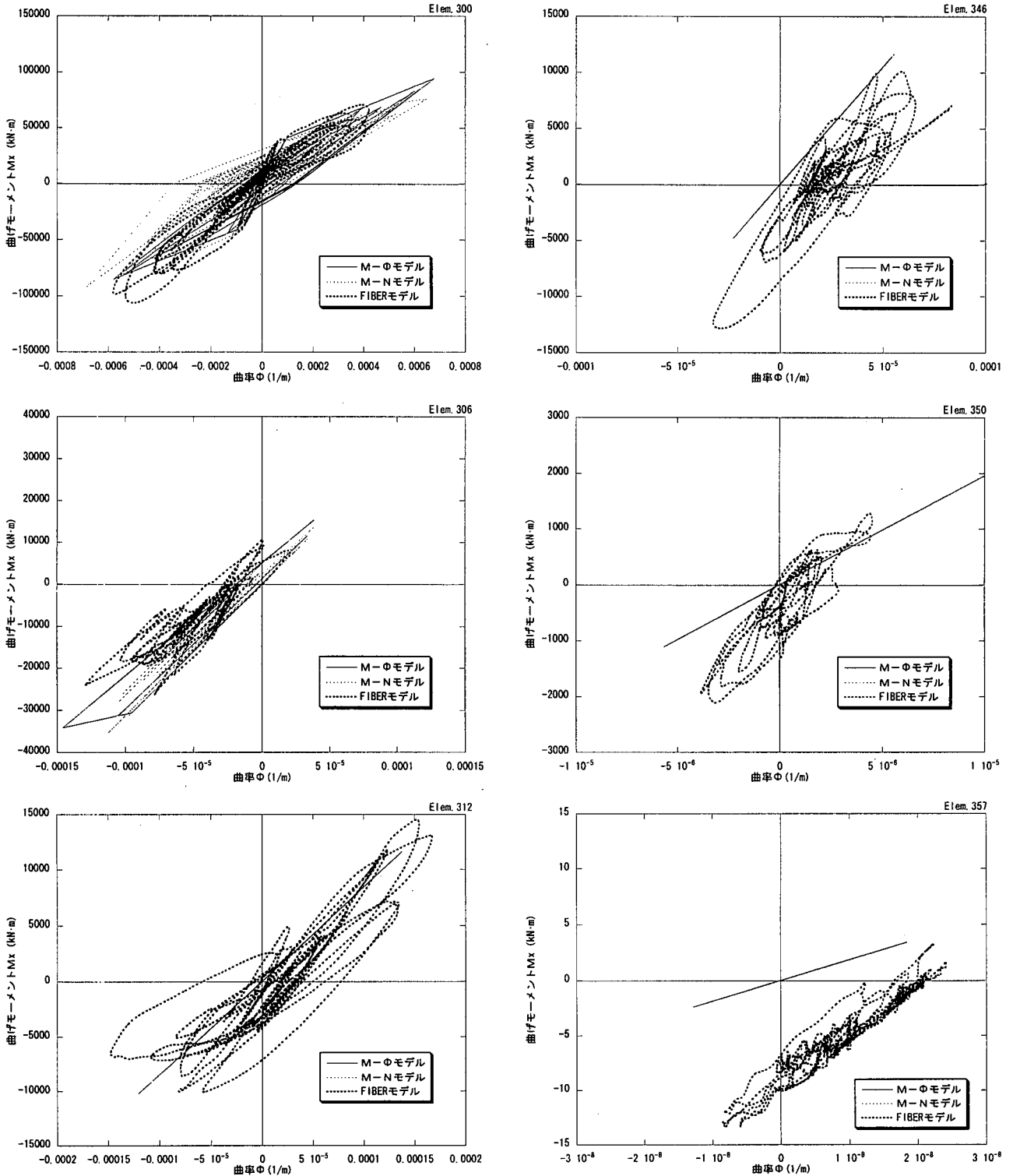


図-9.36 主塔の $M \times -\Phi$ 履歴曲線(全体座標 \times 軸廻り)

第10章 耐震補強策の検討

前章での検討結果から、橋軸直角方向加震時において主桁中央部に降伏に至る部材があることが示された。そこで、耐震補強対策の一つとして外ケーブルによる補強を想定し検討した。

10.1 補強モデルの検討

補強モデルは、橋軸直角方向加震時において、主桁の中央部において降伏に至る部材はあることから、主桁中央部の橋軸直角方向変位を抑えるために、主桁の中央付近に外ケーブルを設置させたモデル(図-10.1)を作成した。

この補強モデルでは、主桁の非線形特性およびケーブルの張力をより詳細に評価し、補強前のモデルと本補強モデルの応答を比較し、耐震補強効果について検討を行った。なお、構造部材の非線形特性は軸力変動を考慮しないM- Φ モデルを用いた。

10.2 拘束条件および入力地震動

入力地震動および斜材の材端拘束条件、桁端部および橋脚基部の拘束条件は、9章までの検討条件と同様であるが、図-10.2に示す主桁と主塔下横梁の交差部は橋軸直角方向並進成分のみを従属条件とした。

10.3 主桁の設定条件

主桁の非線形特性は、初期応力状態における導入プレストレスをM- Φ スケルトンに考慮し設定した。主桁のPC鋼棒の配置を図-10.3に示す。なお、PC鋼棒はSBPR($\Phi 32$)であり、PC鋼棒に導入されている緊張力は施工完了後の乾燥収縮およびクリープを考慮した有効緊張力とした。

算定された主桁のM- Φ スケルトン(全体座標Y軸廻りおよびZ軸廻り)を図-10.4に示す。

9章までの検討において定義した主桁の非線形特性は、主桁断面の軸方向鉄筋のみを考慮し、PC鋼棒のプレストレス力は断面に一樣に生じる軸力として取り扱い、自重解析との重ね合わせ軸力をもとにM- Φ 非線形特性を算出した。

図-10.4の破線は、PC鋼棒の配置を考慮せずに非線形特性を算出したもので、実線はPC鋼棒の配置を考慮して非線形特性を算出した結果である。全体座標Y軸廻り成分のスケルトンは、PC鋼棒の配置が、正の曲げに対して抵抗モーメントが増

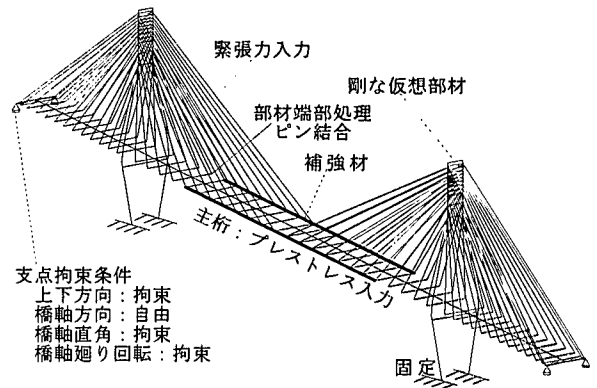


図-10.1 補強モデル

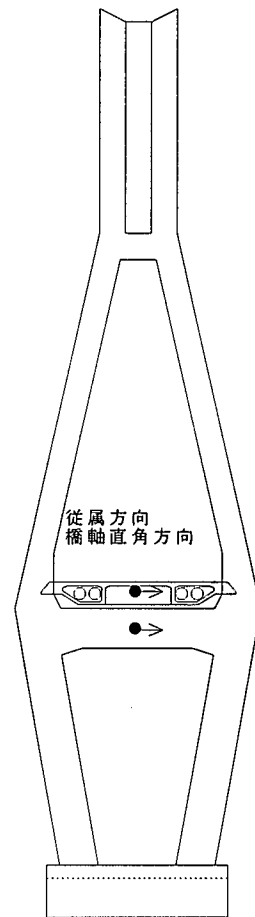


図-10.2 フローティング構造部の拘束条件

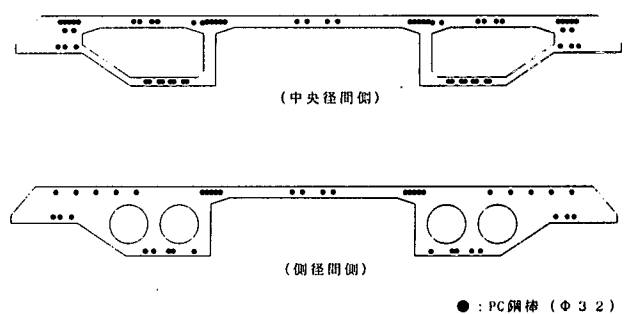
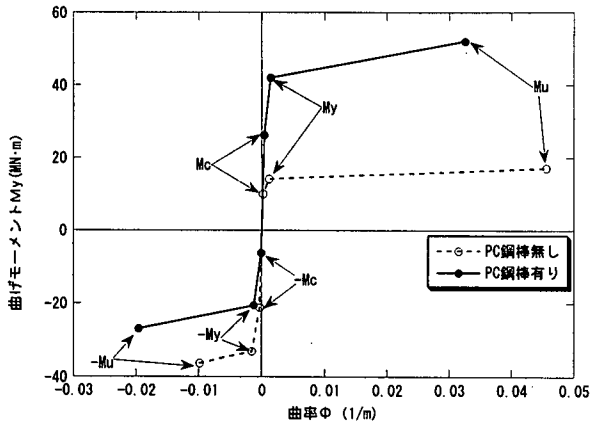
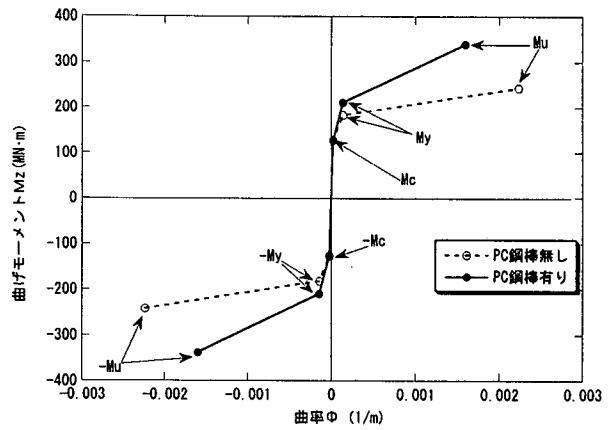


図-10.3 PC鋼棒の配置図



全体座標Y軸廻り成分



全体座標Z軸廻り成分

図-10.4 主桁のM-Φスケルトン

大しており、「PC鋼棒無し」に比べ正側の抵抗モーメントが大きい。また、全体座標Z軸廻り成分は、主桁断面を中心に対称な配置となるため対称なスケルトンとなる。即ち「PC鋼棒有り」の方が「PC鋼棒無し」に比べ、抵抗モーメントMy, Muが大きくなる。

なお、主桁の復元力特性は、図-10.5に示す原点指向型トリリニアモデルを用いた。

10.4 斜材および外ケーブルの設定条件

斜材は、初期応力状態に導入されている張力を考慮し、圧縮側の応力を負担しない非線形部材とした。また、外ケーブルについては、初期応力解析後に、補強部材として設置する段階施工とするため、引っ張り軸力のみを考慮させる非線形部材としている。図-10.6に斜材および外ケーブルの非線形モデルを示す。

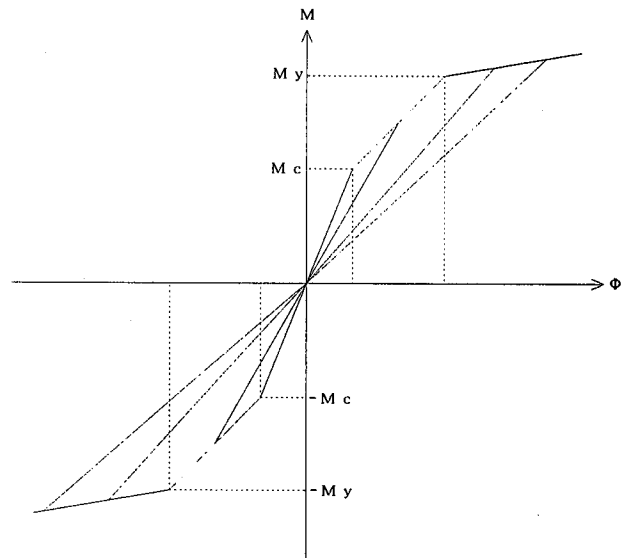


図-10.5 主桁の復元力特性（原点指向モデル）

10.5 補強前モデルの解析結果

10.5.1 橋軸方向加震

橋軸方向加震時における、主桁部材の最大曲げモーメント分布図を図-10.7に示す。図中のMc, My, Muは正側と負側のひび割れモーメント、降伏モーメント、終局モーメントを表す。

正側の最大曲げモーメントは、側径間位置±100m付近から中央径間位置±20mにかけてひび割れモーメントを僅かに越える部材が生じている。負側の最大曲げモーメントは、P2主塔側の側径間位置+100m付近から桁端部の部材に、ひび割れモーメントを越える部材が生じるのみで、その他の主桁位置では、線形範囲内の応答を示している。

P1, P2主塔の正負の最大曲げモーメント分

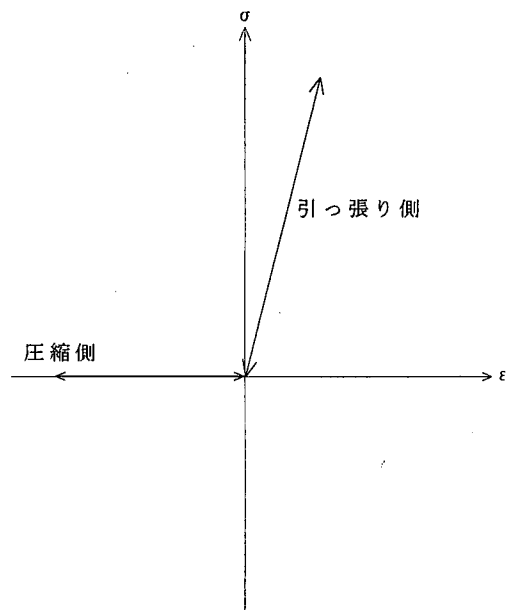


図-10.6 斜材および外ケーブル部材の非線形モデル

布図を図-10.8に示す。図中の M_c , M_y , M_u は主桁の分布図同様に、ひび割れモーメント、降伏モーメント、終局モーメントを表す。

P1主塔は、手前側と奥側ともに橋脚基部から主塔高さ60m付近にかけて負側の最大応答モーメントがひび割れモーメントを越え、正側の最大応答モーメントは橋脚基部から主塔高さ45m付近にかけひび割れモーメントを越えている。このひび割れモーメントを越えた範囲のうち、主塔高さ23m付近において、僅かではあるが、正側と負側ともに最大応答モーメントが降伏モーメントに達している。

P2主塔においてもP1主塔と同様に、手前側と奥側とも橋脚基部から主塔高さ60m付近にかけ正側の最大応答モーメントがひび割れモーメントを越え、主塔高さ23m付近において、正側と負側ともに最大応答モーメントが僅かに降伏モーメントを越えている。

次に、図-10.9に橋軸方向加震時の本橋梁全体の降伏状況を表す。主桁部材は、側径間部分とP1およびP2主塔の柱頭部から中央径間寄りの位置において、ひび割れモーメントに達する部材が生じている。

主塔については、P1主塔P2主塔ともに、橋

脚基部から斜材定着部分にかけほぼ全域の部材がひび割れモーメントを越えている。また、降伏に至っている308番部材は、主塔の断面変化部であり、断面力が集中するものと考えられる。

図-10.10に主桁および主塔の代表部材の $M-\Phi$ 履歴曲線を示す。図中の番号は図-10.9に示す部材であり、主桁は側径間側(1010番要素と1020番要素)と中央径間側(1035番要素)の3部材、主塔・橋脚部は橋脚下端(300番要素)と主塔断面変化部(308番要素)、斜材定着部(346番要素)3部材について $M-\Phi$ 履歴曲線を示した。

主桁の3部材は、いずれも、ひび割れモーメントを僅かに越える程度を示している。一方、主塔・橋脚の3部材のうち、橋脚基部(300番要素)と斜材定着部(346番要素)は、ひび割れモーメントを越えるが降伏には達していない。また、主塔断面の変化部(308番要素)は降伏モーメントを僅かに越えるが、許容曲率(Φ_a)は0.0034(1/m)に対し、最大応答曲率(Φ_{max})は0.0008(1/m)であり、許容曲率以下に収まっている。

以上から、本橋は、橋軸方向加震時において、主塔部材に一部降伏に達する部材が生じるが、この部材の最大応答曲率は許容曲率の約1/4程度であり、十分な靱性を有するものと考えられる。

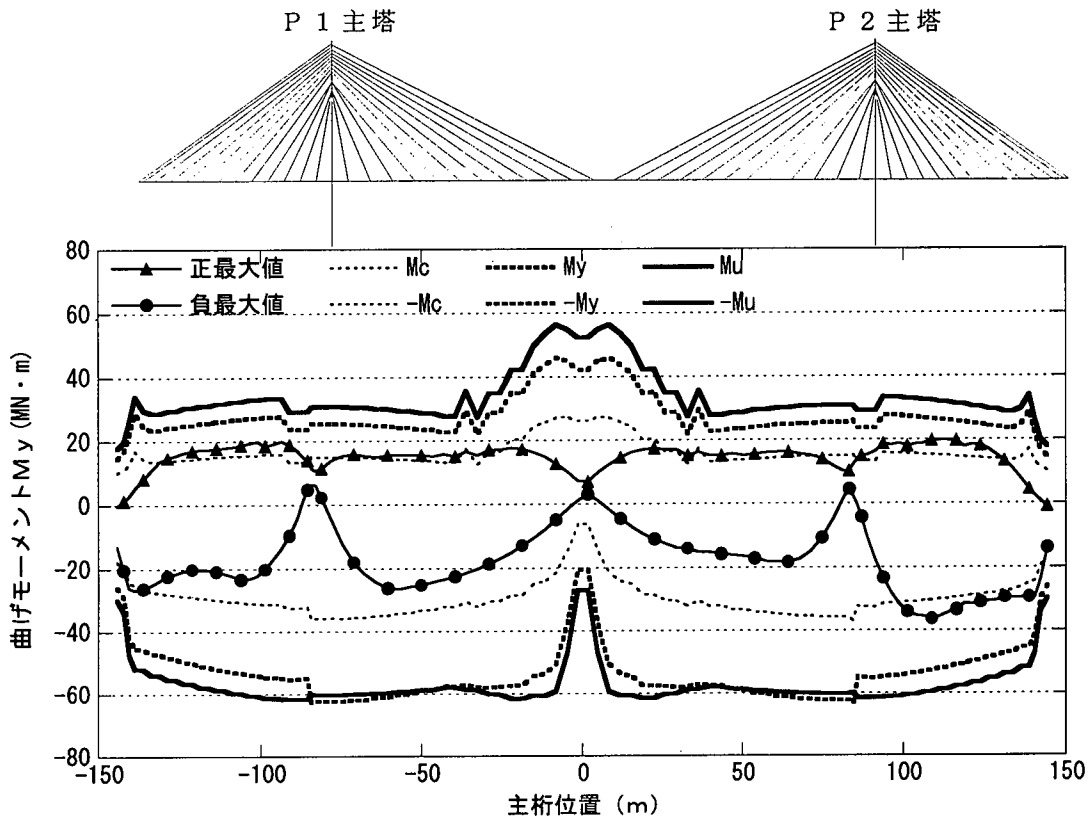


図-10.7 主桁の最大曲げモーメント M_y 分布図(全体座標Y軸廻り)

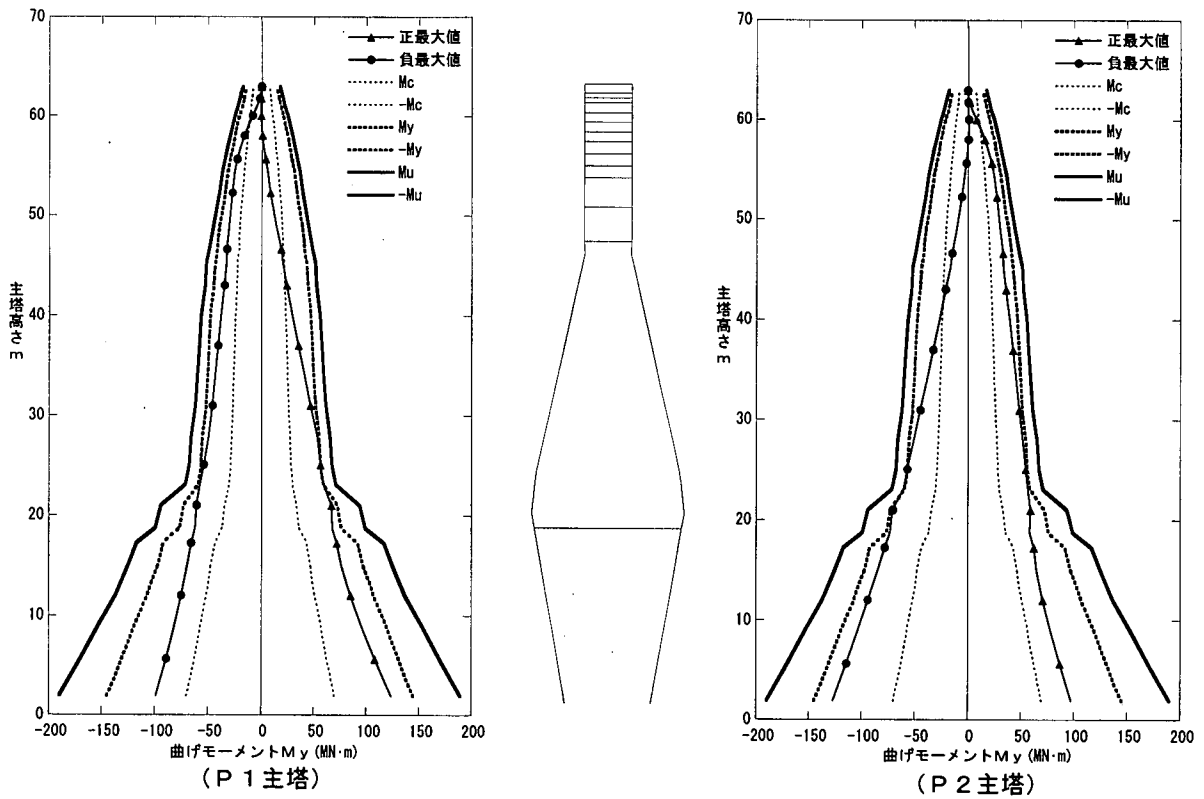


図-10.8 主塔の最大曲げモーメント M_y 分布図(全体座標 Y 軸廻り)

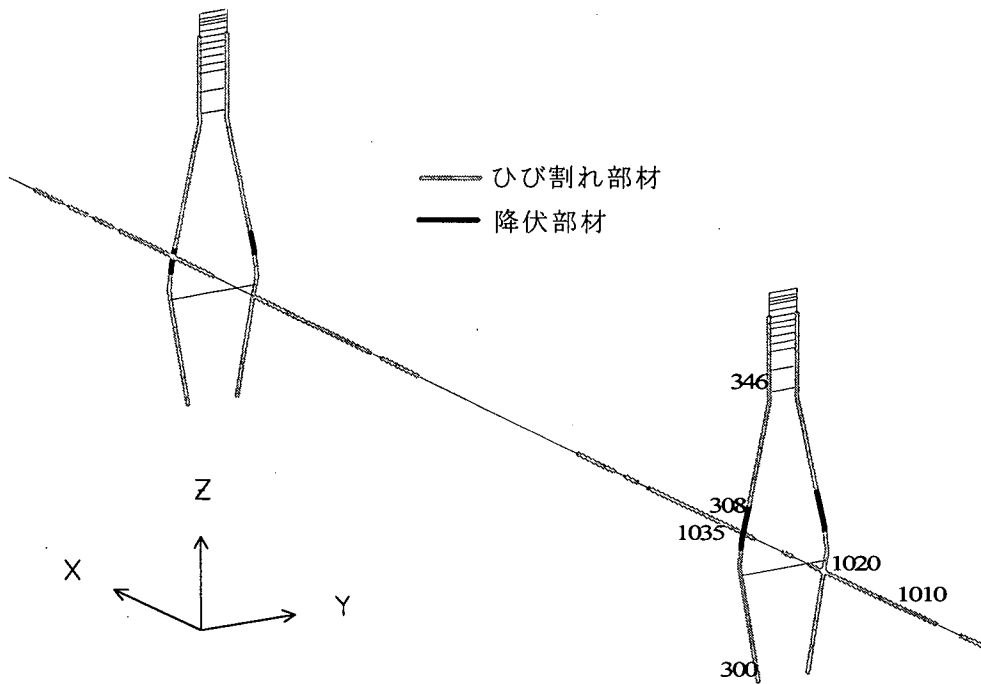
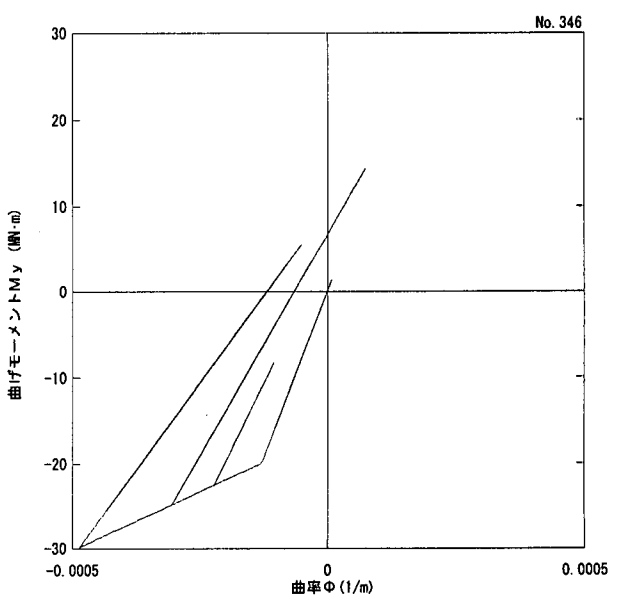
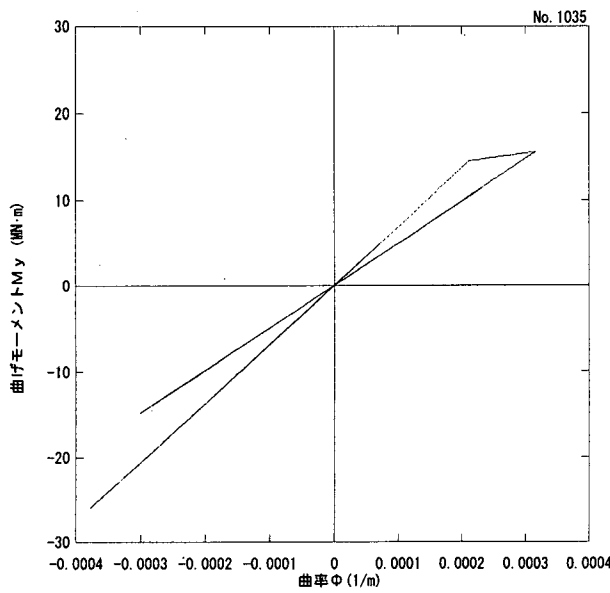
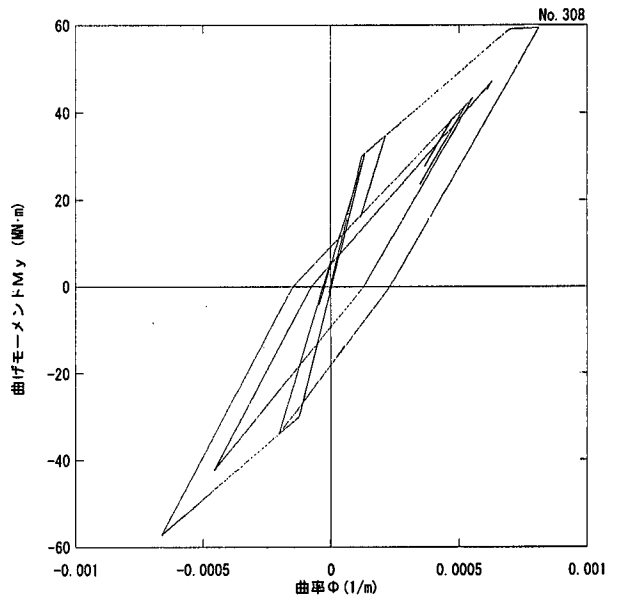
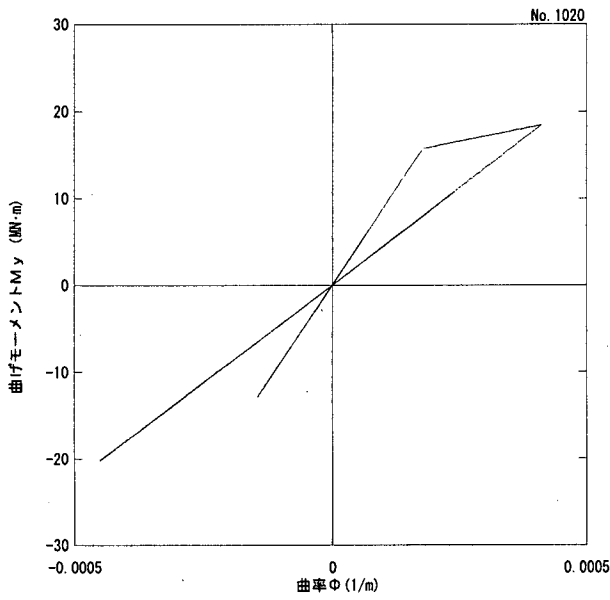
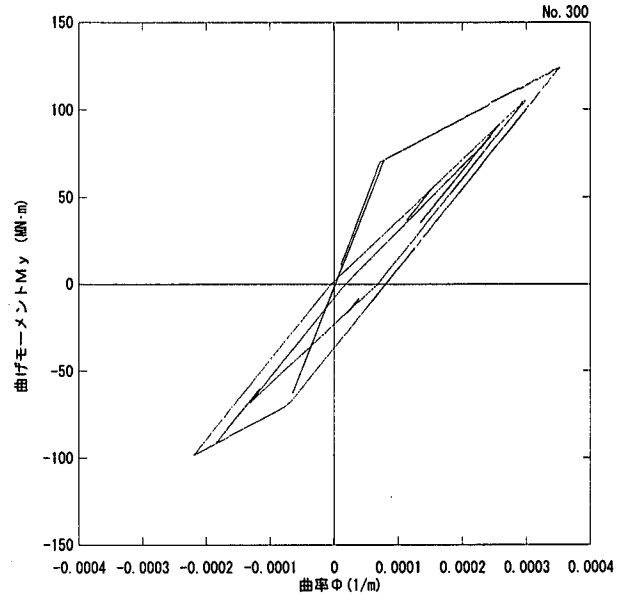
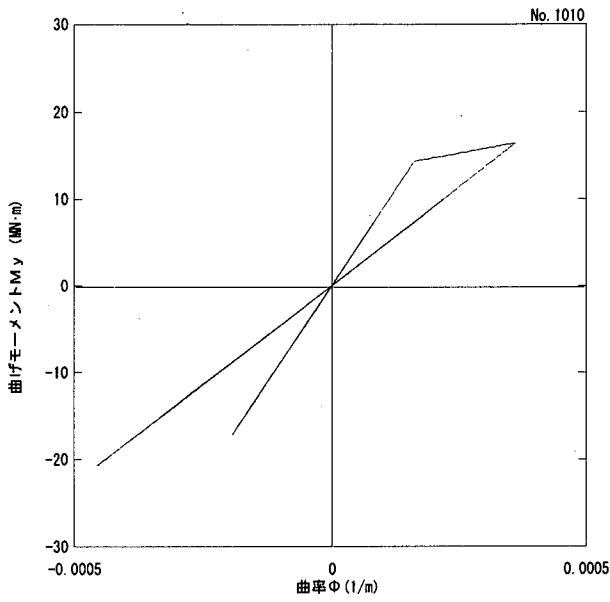


図-10.9 降伏分布図(橋軸方向加震:補強前モデル)



(主桁：全体座標Y軸廻り)

(主塔：全体座標Y軸廻り)

図-10.10 M-φ履歴曲線

10.5.2 橋軸直角方向加震

橋軸直角方向加震における、主桁部材の最大曲げモーメント分布図を図-10.11に示す。出力成分全体座標系のZ軸回りのモーメント M_z であり、図中の M_c 、 M_y 、 M_u はそれぞれひび割れモーメント、降伏モーメント、終局モーメントの正側と負側を表している。

図-10.11より、主桁中央付近やP1主塔、P2主塔の塔位置付近に大きなモーメントが発生している。主桁中央付近の部材の最大応答モーメントは、正側と負側ともに降伏に到る結果となった。これは、初期応力状態において、斜材プレストレスによる主桁圧縮軸力が作用しない主桁中央部は、他に比べ圧縮軸力が小さく、抵抗モーメントが小さくなるためである。また、P1主塔、P2主塔の柱頭部位置において、ひび割れモーメントを越える部材が生じている。

次に図-10.12と図-10.13にP1主塔およびP2主塔の最大曲げモーメント分布図をそれぞれ示す。出力成分は全体座標系X軸回りの M_x を示している。

P1主塔は、最下端部材の手前側、奥側ともに

降伏モーメントに達し、横繫ぎ梁に近い、主塔高さ18m付近の部材が降伏モーメントに達している。また、主塔高さ30m付近から45m付近にかけてはひび割れモーメントを越える部材が生じている。P2主塔においても、P1主塔と同様の分布を示している。

図-10.14に橋軸直角方向加震時の降伏分布図を示す。主桁は、中央付近に、ひび割れモーメントを越える部材が分布しており、主桁中央部材は、降伏モーメントを越えている。

主塔は、P1主塔およびP2主塔ともに、橋脚最下端位置の部材が、降伏モーメントに達している。また、主塔・橋脚のほぼ全域がひび割れモーメントを越えている。

図-10.15に、橋軸直角方向加震時における、主桁および主塔の代表部材の $M-\Phi$ 履歴曲線を示す。

主桁部材は塔位置付近(1026番要素、1077番要素)と主桁中央部(1052番要素)の3部材、主塔部材は橋脚最下端部材(300番要素)、下横繫ぎ梁付近(304番要素)と主塔高さ中腹付近(315番要素)の3部材について示した。

主桁部材の $M-\Phi$ 履歴曲線から、塔位置付近

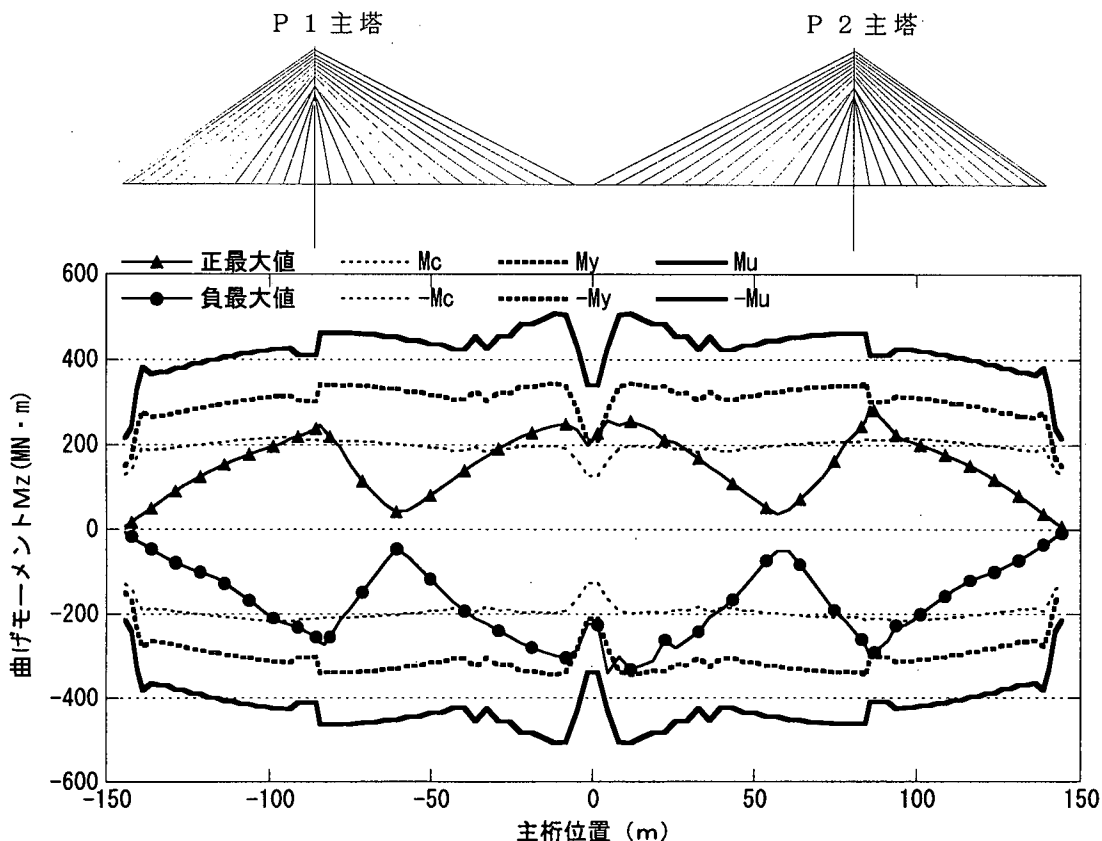
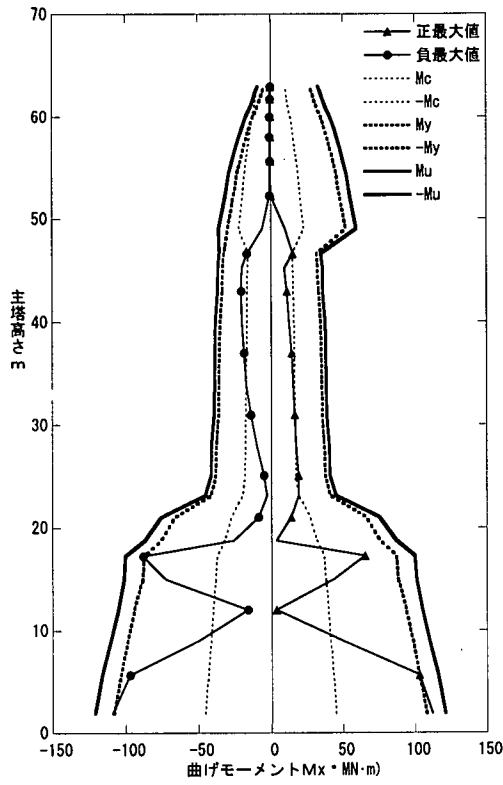
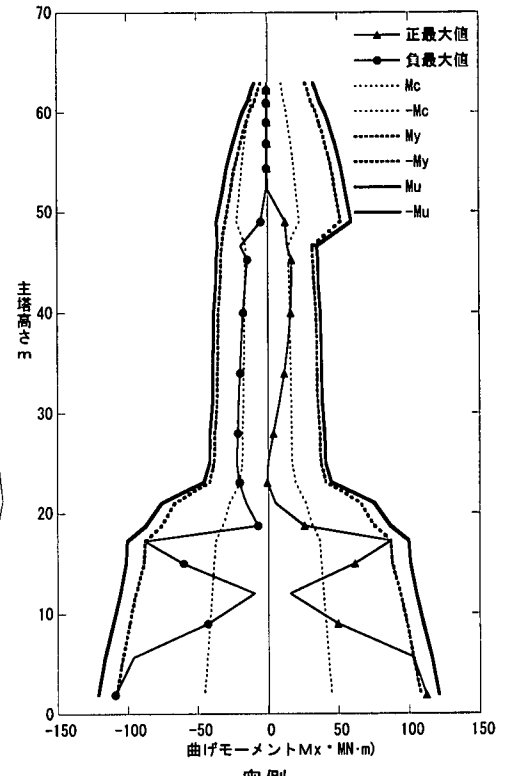


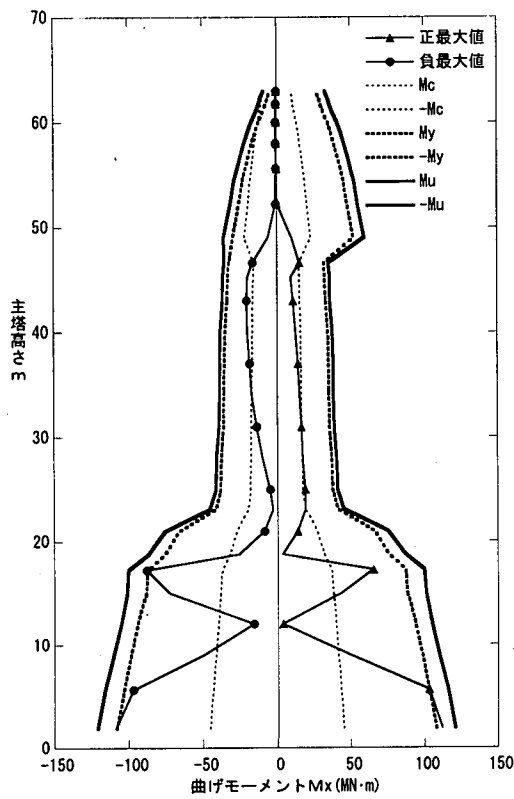
図-10.11 主桁の最大曲げモーメント M_z 分布図(全体座標Z軸廻り)



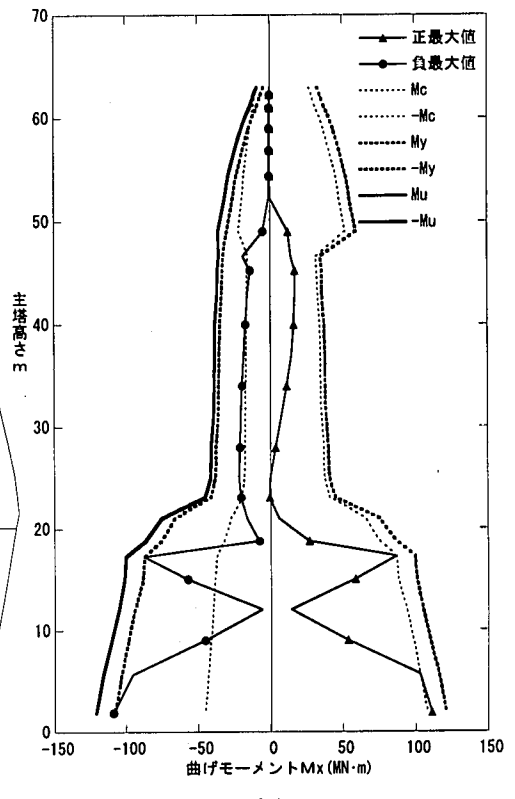
P 1 主塔



手前側 奥側
図-10.12 P 1 主塔の最大曲げモーメント M_x 分布図(全体座標 X 軸廻り)



P 2 主塔



手前側 奥側
図-10.13 P 2 主塔の最大曲げモーメント M_x 分布図(全体座標 X 軸廻り)

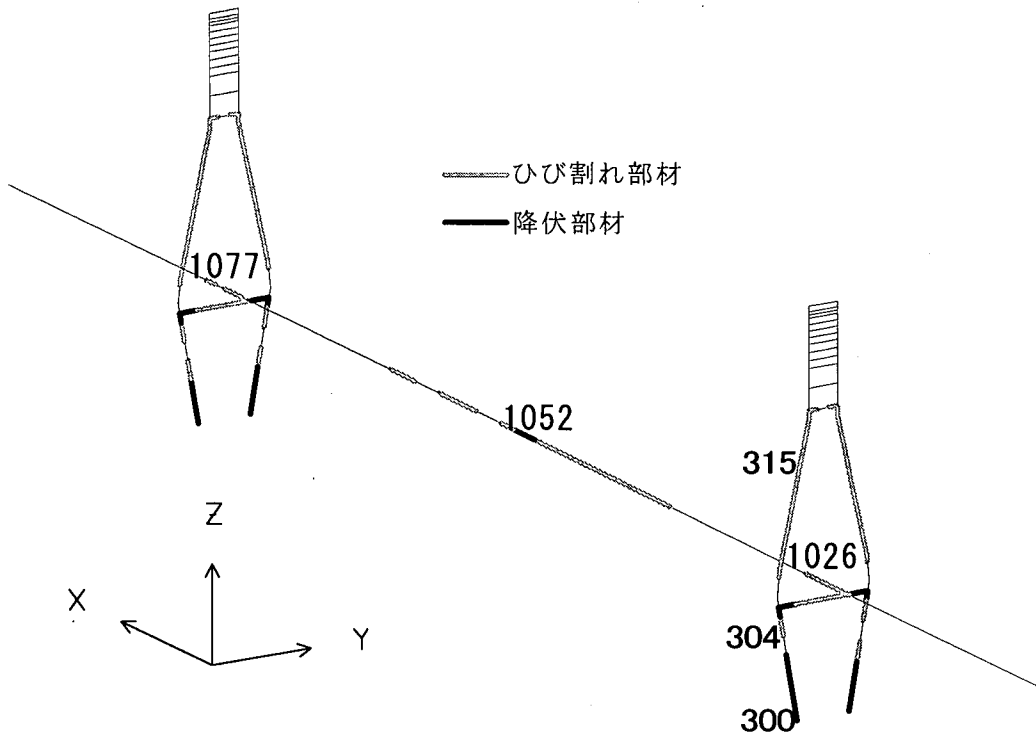


図-10.14 降伏分布図（橋軸直角方向加震：補強前モデル）

(1026番要素, 1077番要素)は僅かにひび割れモーメントを越える程度であるが, 主桁中央部(1052部材)は, 降伏モーメントを越えており, 最大応答曲率は $0.0002(1/m)$ を示している。

また, 主塔部材の $M-\Phi$ 履歴曲線では, 下横繫ぎ梁付近(304番要素)と柱頭高さ中腹付近(315番要素)は, ひび割れモーメントを越えているが降伏には至っていない。しかし, 橋脚最下端部(300番部材)は, 降伏モーメントを越えており, 最大応答曲率(Φ_{max})は $0.0026(1/m)$ であるのに対し, 許容曲率は $0.0055(1/m)$ となっており, 許容曲率以内に収まっている。

以上から, 橋軸直角方向加震時において, 主桁の中央部付近に降伏する部材が生じる結果が得られた。上部構造については, 大地震時においても降伏させないことが望ましく補強策を講じることが求められる。

10.6 補強モデルの解析結果

補強前モデルによる解析結果から, 橋軸直角方向加震時において, 上部構造が降伏モーメントに達する結果となった。上部構造は, 緊急車両の通行を確保するために, 降伏に至らないことが求められている。ここでは, 主桁中央部の補強対策として外ケーブルを設置した補強モデルを作成し,

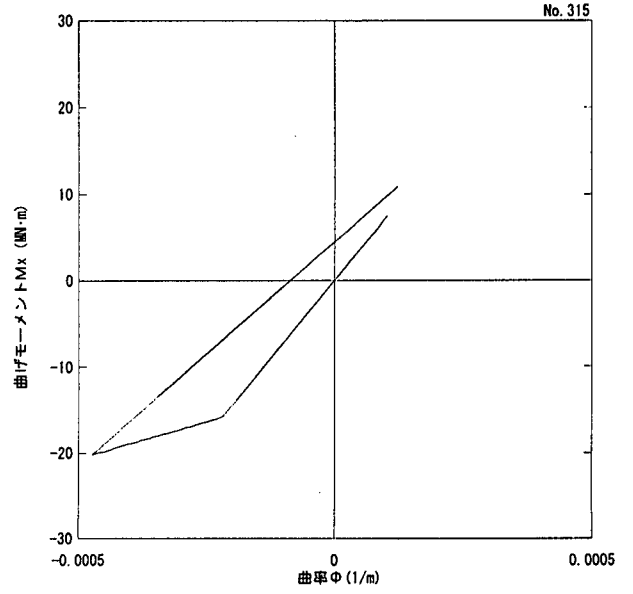
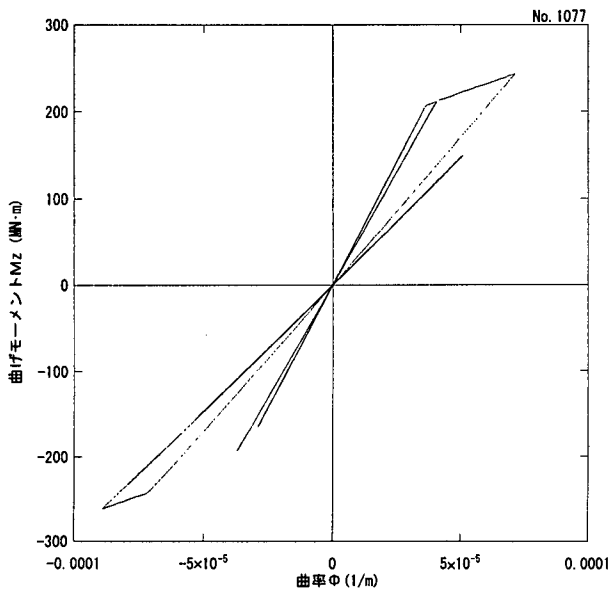
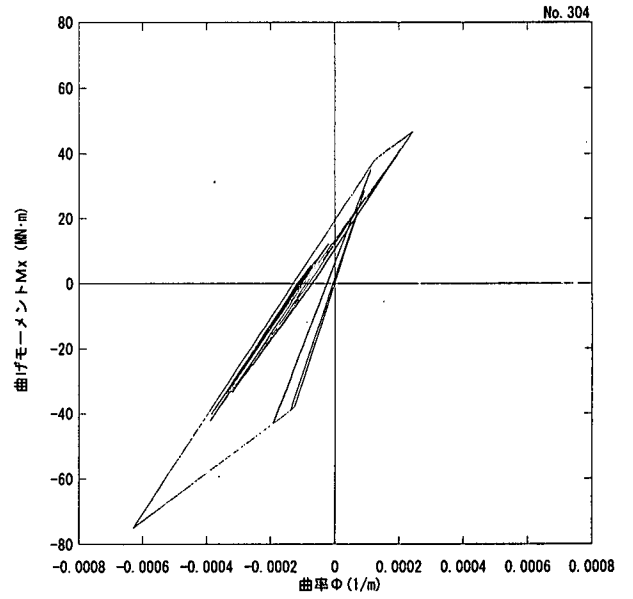
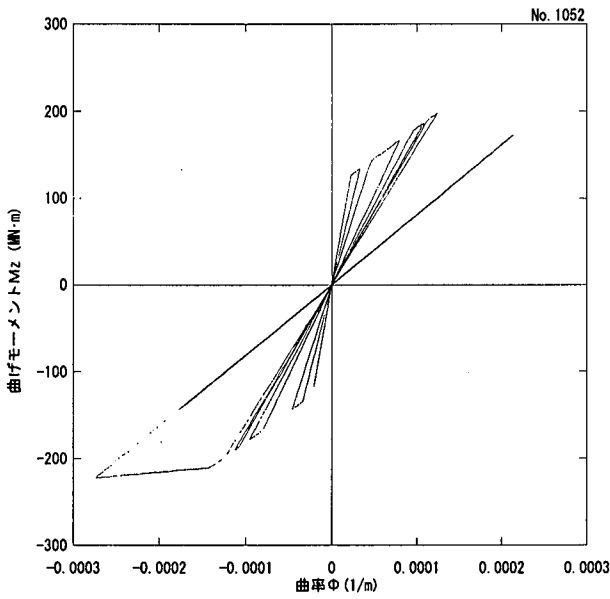
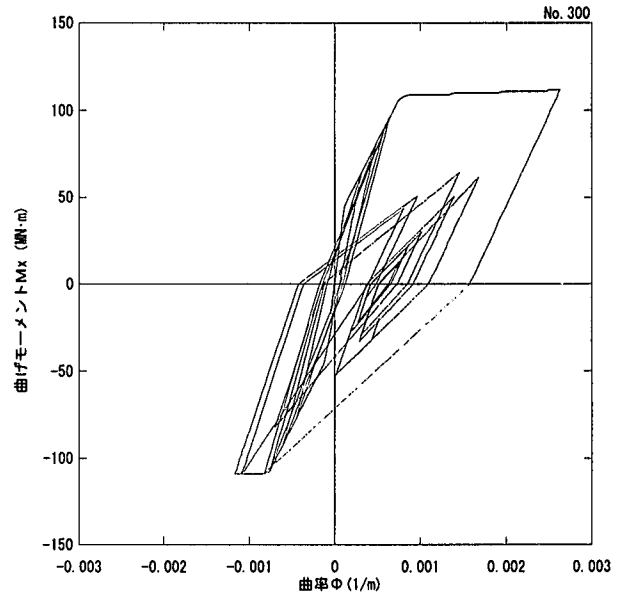
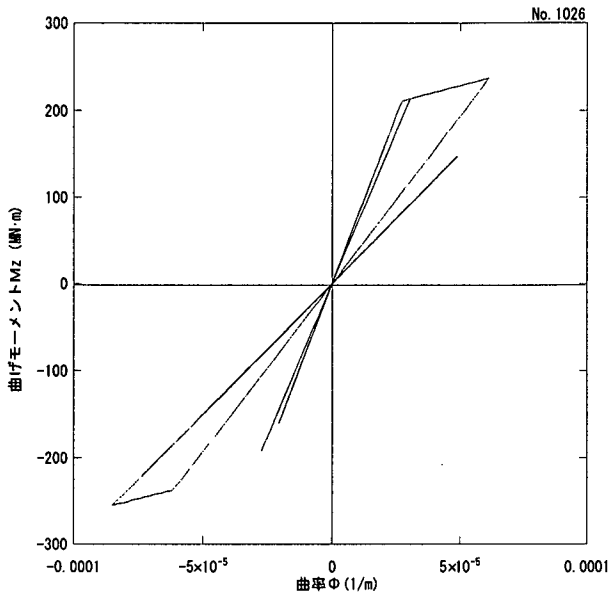
橋軸直角方向加震時の耐震性を評価した。

図-10.16に補強前モデルと補強モデルにおける主桁部材の最大曲げモーメント分布を示す。正側の曲げモーメントは, 補強前モデルに比べ補強モデルの方が, 小さな応答値分布を示している。

また, 負側の曲げモーメントも正側の曲げモーメントと同様に, 補強モデルの応答が補強前モデルの応答より全体に小さい値で分布し, 主桁中央部においても降伏モーメントを越える部材はなく, 外ケーブルによる補強効果が表れている。

図-10.17に補強モデルの降伏分布図を示す。補強前モデルでは, 主桁中央部が降伏モーメントを越えているが, 補強モデルでは, 降伏モーメントに至る部材はない。また, 塔位置の主桁部材は, 補強前モデルでは, ひび割れモーメントを越えているが, 補強モデルでは線形範囲内の応答に収まっている。

図-10.18に補強前モデルと補強モデルの $M-\Phi$ 履歴を重ねて示す。補強モデルにおける主桁中央部材(1052番要素)は, 降伏モーメントに達しない結果が示されており, 外ケーブルの補強が主桁の応答を抑える効果として有効なことが分かる。一方, 主塔・橋脚は補強前モデルと補強モデルによる応答の差はなく, 外ケーブルによる主桁の補強が主塔・橋脚の応答に与える影響はないことが示されている。



(主桁：全体座標Y軸廻り)

(主塔：全体座標X軸廻り)

図-10.15 M-φ履歴曲線

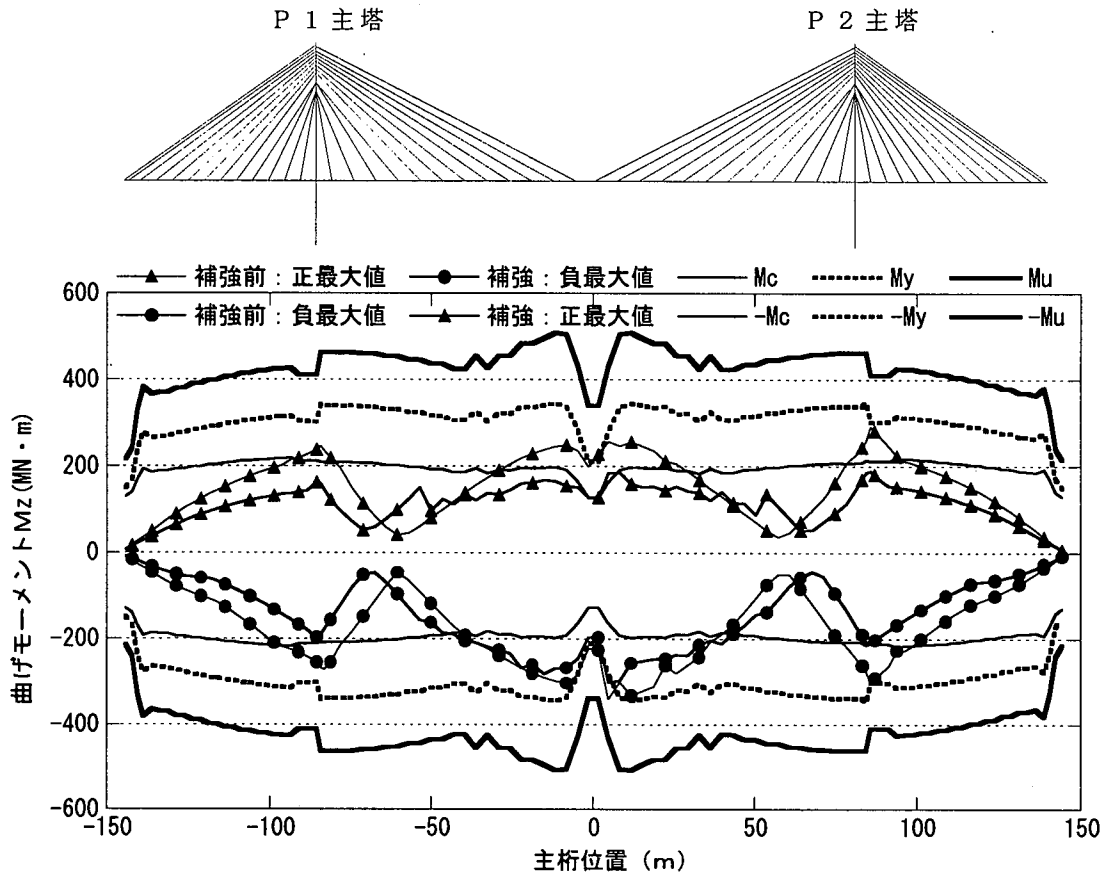


図-10.16 最大曲げモーメントの比較

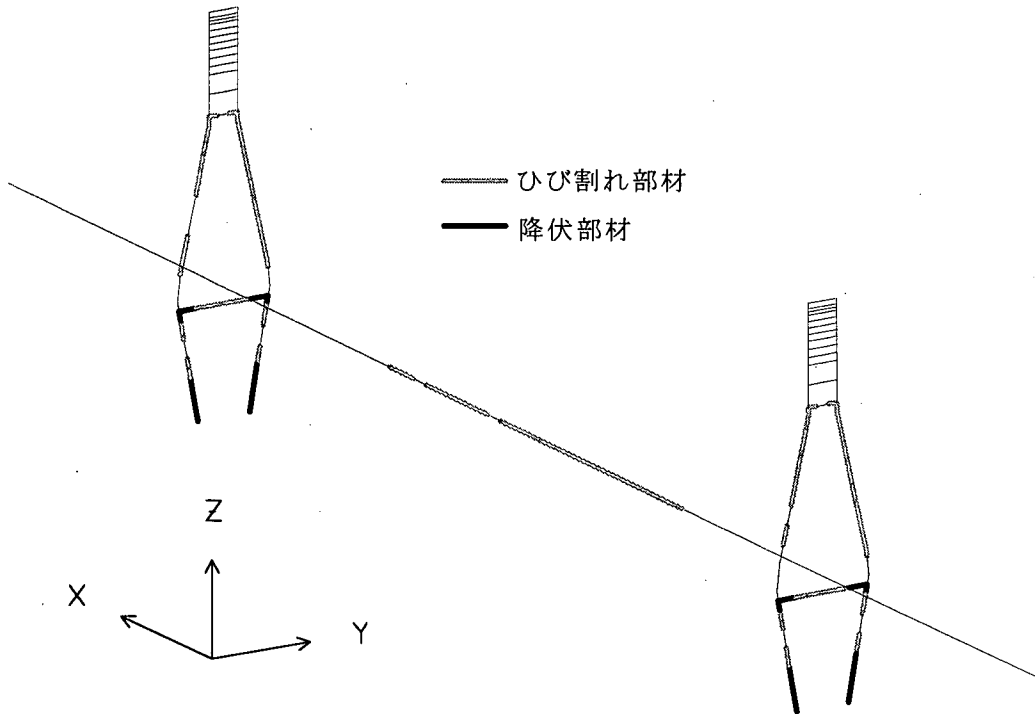
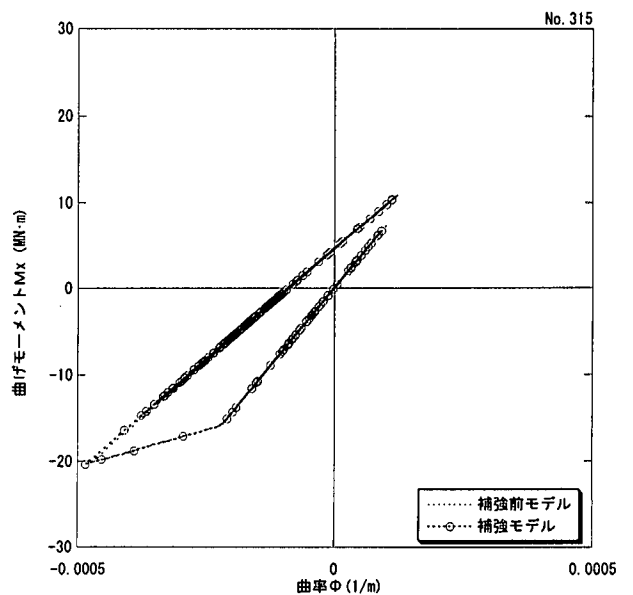
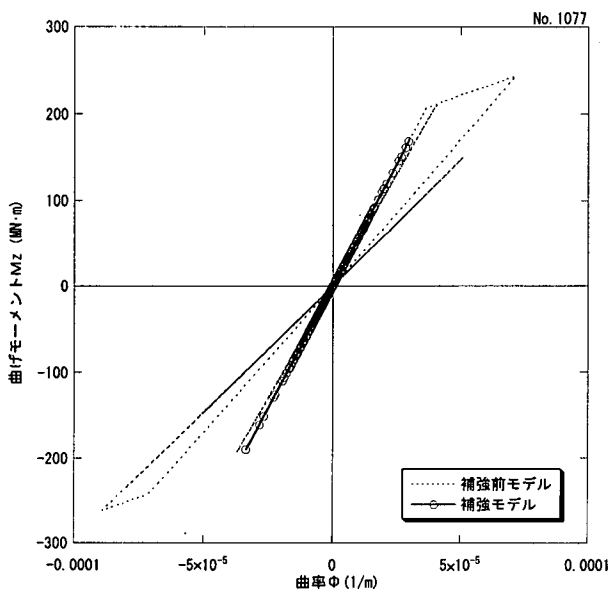
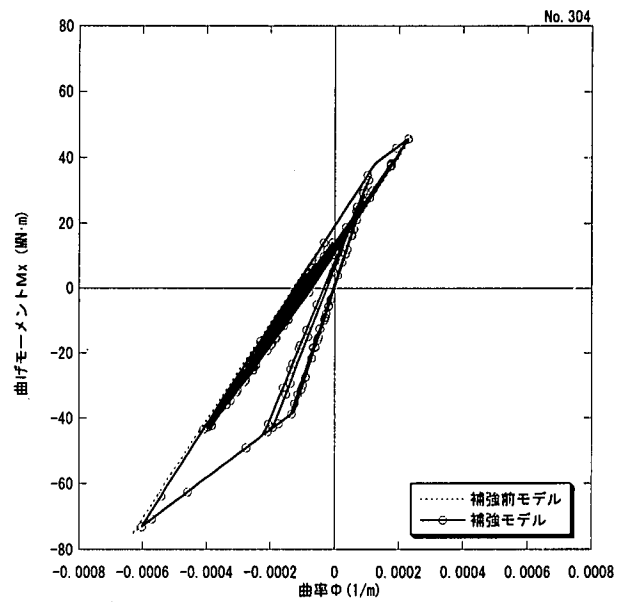
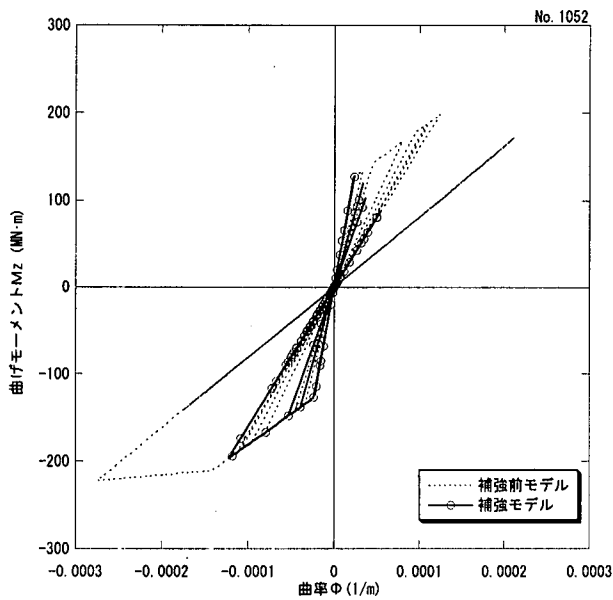
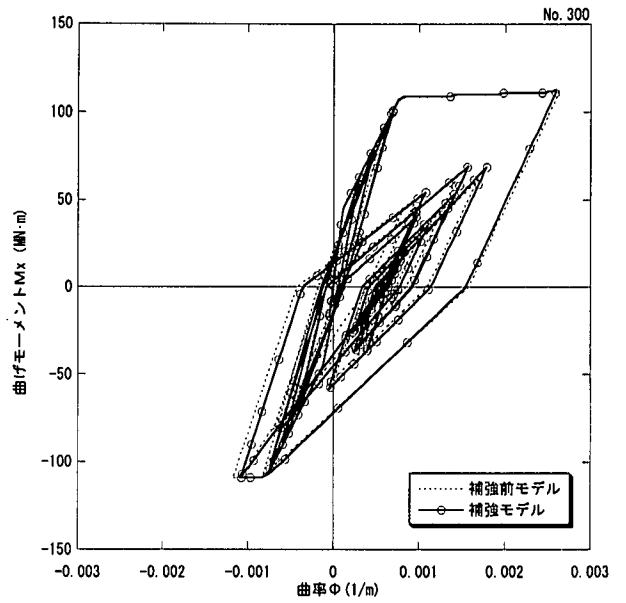
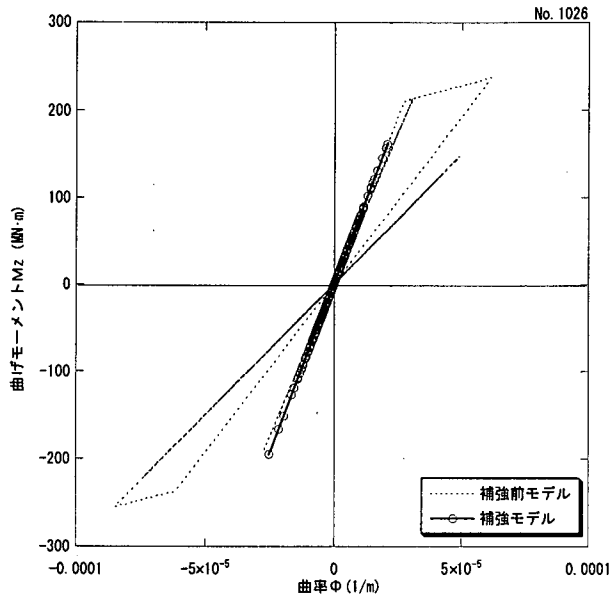


図-10.17 降伏分布図 (補強モデル)



(主桁：全体座標 Y 軸廻り)

(主塔：全体座標 X 軸廻り)

図-10.18 M-φ履歴曲線の比較

10.7 せん断力照査

10.7.1 応答せん断力

橋軸直角方向加震時の応答せん断力の照査を表-10.1に示す。表-10.1のせん断Yは全体座標Y軸方向成分、せん断Xは全体座標X軸方向成分の橋脚部材の応答せん断力を示し、上段は正、下段は負の応答を表している。また、せん断耐力 $P_{s y}$ は全体座標Y軸方向、せん断耐力 $P_{s x}$ は全体座標X軸方向のそれぞれのせん断耐力を示す。表に示されているように、橋脚最下端部材であるP1側の300番とP2側の400番部材に生じる応答せん断力が最も大きく、21.4MN~21.7MNであり、せん断耐力(9.8MN)の2倍以上を示している。なお、部材のせん断耐力の算定は、道路橋示方書・耐震設計編(9.5)に準じた。

図-10.19に橋軸直角方向加震時のせん断破壊する部材を示す。橋軸方向加震では、主桁および主塔橋脚ともに、せん断破壊する部材は発生しない。しかし、橋軸直角方向加震では、P1主塔側では、手前側の橋脚基部300番部材から304番部材と奥側の336番部材から339部材にかけて、せん断破壊する結果となった。P2主塔においても同様な結果となっている。

10.7.2 せん断補強の検討

応答せん断力の結果から、橋軸直角方向加震時に橋脚基部の部材が、せん断破壊するため、せん断補強を講じる必要がある。そこで、せん断補強策として、橋脚部材に鋼板巻き立てを行い、せん断耐力照査を行った。

ここでは、補強材としてSM400、基準降伏点235MPa、厚さ11mmの鋼板を用いて算定した。図-10.20に橋脚基部の部材のせん断補強断面を示す。幅5.00m、高さ3.0mの断面であり、その周辺に、厚さ11mmの鋼板を巻き立てたものである。軸方向鉄筋は、Z軸方向にはD38が、Y軸方向にはD29がそれぞれ配置されている。また、中間帯鉄筋は、Y軸方向に対しD16が間隔300mm、Z軸方向に対してD22が間隔300mmで配置されている。

せん断照査は、橋軸直角方向加震時の全体座標Y軸方向応答せん断力について検討を行った。せん断耐力算出については、コンクリートが負担するせん断耐力 S_c と帯鉄筋と鋼板が負担するせん断耐力 S_s を足しあわせた数値を、その部材のせん断耐力 P_s とした。

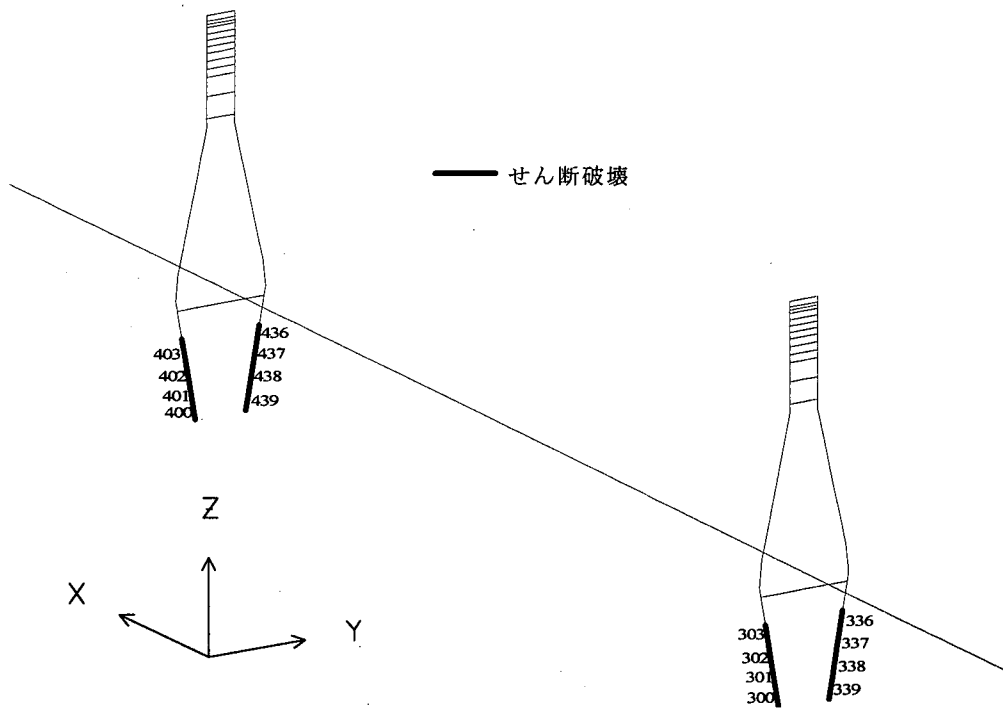
鋼板巻き立て後の応答せん断力の照査を表-10.2に示す。表-10.2は図-10.19でせん断破壊する部材についてまとめたものである。橋脚最下端部材(300番、400番部材)のせん断耐力は、鋼板巻き立て前は11.3MNであったが、鋼板巻き立て後には22.6MNに増加した。最大応答せん断力は、300番部材が21.4MN、400番部材が21.7MNであり、いずれもせん断耐力以下に収まる結果となった。その他の部材についても、最大応答せん断力がせん断耐力を上回る箇所は生じていない。

以上より、厚さ11mmの鋼板巻き立てを行うことにより、橋脚基部の部材は、せん断耐力を充分確保することができると考えられる。

表-10.1 応答せん断力の照査(橋軸直角方向加震)

P1主塔部材	最大せん断Y	最大せん断X	せん断耐力 $P_{s y}$	せん断耐力 $P_{s x}$	P2主塔部材	最大せん断Y	最大せん断X	せん断耐力 $P_{s y}$	せん断耐力 $P_{s x}$
300	21.4	0.9	9.8	11.3	400	21.7	-0.4	9.8	11.3
	-17.3	0.4	9.8	11.3		-17.1	-0.9	9.8	11.3
301	21.3	0.9	9.5	10.9	401	21.6	-0.4	9.5	10.9
	-17.0	0.4	9.5	10.9		-16.7	-0.9	9.5	10.9
302	21.2	0.9	9.3	10.3	402	21.5	-0.4	9.3	10.3
	-16.6	0.4	9.3	10.3		-16.4	-0.9	9.3	10.3
303	21.1	0.9	9.1	9.8	403	21.4	-0.4	9.1	9.8
	-16.3	0.4	9.1	9.8		-16.1	-0.9	9.1	9.8
336	18.0	1.0	9.1	9.8	436	17.9	-0.5	9.1	9.8
	-19.4	0.4	9.1	9.8		-19.6	-0.9	9.1	9.8
337	18.0	1.0	9.3	10.3	437	17.8	-0.5	9.3	10.3
	-19.8	0.4	9.3	10.3		-20.0	-0.9	9.3	10.3
338	17.9	1.0	9.5	10.9	438	17.8	-0.5	9.5	10.9
	-20.3	0.4	9.5	10.9		-20.5	-0.9	9.5	10.9
339	17.8	1.0	9.8	11.3	439	17.6	-0.5	9.8	11.3
	-20.9	0.4	9.8	11.3		-21.1	-0.9	9.8	11.3

単位：MN



(橋軸直角方向加震)

図-10.19 せん断破壊

表-10.2 鋼板巻き立て後の応答せん断力の照査 (橋軸直角方向加震)

要素	鋼板厚 (mm)	最大せん断Y	せん断耐力PsY	要素	鋼板厚 (mm)	最大せん断Y	せん断耐力PsY
300	11	21.4	22.6	400	11	21.7	22.6
		-17.3	22.6			-17.1	22.6
301	11	21.3	22.3	401	11	21.6	22.3
		-17.0	22.3			-16.7	22.3
302	11	21.2	22.1	402	11	21.5	22.1
		-16.6	22.1			-16.4	22.1
303	11	21.1	21.9	403	11	21.4	21.9
		-16.3	21.9			-16.1	21.9
336	11	18.0	21.9	436	11	17.9	21.9
		-19.4	21.9			-19.6	21.9
337	11	18.0	22.1	437	11	17.8	22.1
		-19.8	22.1			-20.0	22.1
338	11	17.9	22.3	438	11	17.8	22.3
		-20.3	22.3			-20.5	22.3
339	11	17.8	22.6	439	11	17.6	22.6
		-20.9	22.6			-21.1	22.6

単位：MN

10.8 まとめ

本章では、橋軸直角方向加震時に主桁中央位置が曲げ降伏に至り、また橋脚下部のせん断耐力が不足していることを示し、補強対策と効果を検討した。

主桁中央部の補強対策では、外ケーブルを設置した補強モデルを作成し橋軸直角方向加震時の耐震性を評価した。その結果、正負の曲げモーメントとも補強モデルの応答が補強前モデルの応答より小さい値で分布し、主桁中央部においても降伏モーメントを越える部材はなく、外ケーブルによる補強効果が示された。また、橋脚のせん断補強は鋼板巻き立てを行うことにより、せん断耐力を十分に確保できることを示した。

第11章 まとめ

本編では、兵庫県南部地震前に設計されたコンクリート斜張橋を対象に、兵庫県南部地震後の平成8年度に改訂された「道路橋示方書・V耐震設計編」に準じた耐震性評価を行った。検討は大地震（レベルII）時の耐震性を評価するために、3つの非線形モデルによる非線形地震応答解析を行ったものである。

検討対象橋梁は、主桁と橋脚・主塔がRC構造の既設3径間連続PC斜張橋であり、主桁と主塔間は支承を設けないフローティング構造である。この橋梁のRC部材に曲げ非線形特性を設定し、地震動の作用方向、軸力変動、2軸曲げが構造系の応答に及ぼす影響を検討した。

その結果、地震動の作用方向が本橋梁の応答特性におよぼす影響は大きく、橋軸方向加震では、主桁と主塔はほぼ同じ周期で運動し、3つの非線形モデルによる応答差も小さい。一方、橋軸直角方向加震では、主桁と主塔は応答周期の異なる独自運動が卓越し、ファイバーモデルと他のモデルによる応答に差が生じた。

また、地震動を3方向（橋軸、橋軸直角、上下）同時に作用させた検討から、軸力変動を伴う2軸曲げ特性が応答におよぼす影響について評価した。その結果、3つの非線形モデルによる応答に差が生じ、特にファイバーモデルの応答は他のモデルに比べて硬めに評価され、応答最大モーメント値も大きく表れた。

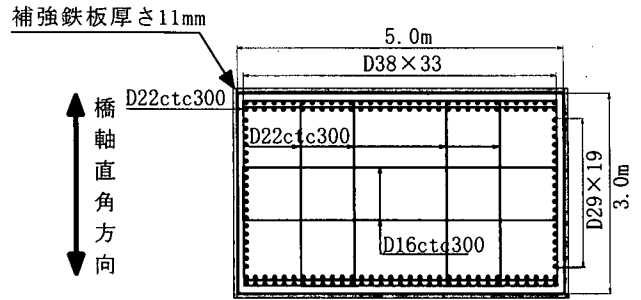


図-10.20 せん断補強断面

しかし、M- Φ 応答履歴とM-N応答履歴から、応答軸力に伴う曲げ耐力の増加が評価されたもので、応答最大塑性率 (Φ_{max}/Φ_y) に大きな違いはなく、構造全体のひび割れおよび降伏を越える部材は概ね一致した分布を示した。

本橋梁の耐震性評価においては、主桁中央部付近が曲げ降伏耐力を越え、橋脚下部はせん断耐力の不足が示され、その補強対策と補強効果を検討した。

その結果、主桁中央付近に外ケーブルを設置した補強により、主桁中央部においても降伏モーメントを越える部材はなく、外ケーブルによる補強効果が示された。また、橋脚のせん断補強は鋼板巻き立てを行うことにより、せん断耐力を十分に確保できることを示した。

参考文献

- 1) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 1996.12.
- 2) 日本道路協会: 既設道路橋の耐震補強に関する参考資料, 1997.8.
- 3) 日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料, 1998.1
- 4) 大崎順彦: 「新・地震動のスペクトル解析入門」, 鹿島出版会, 1994.5.
- 5) 幸左, 小林, 森田, 金海; 軸引張力と曲げモーメント作用下におけるPC部材の挙動に関する研究, 土木学会論文集, No.508 V-26, pp.55-65, 1995.2
- 6) T. Takeda, M. A. Sozen and N. N. Nielsen; Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, ASCE Vol. 96. ST12, 1970
- 7) 武田寿一; 鉄筋コンクリート建物の動的計算, コンクリートジャーナル, Vol.12, No8, 1974.4
- 8) Y. Yamada, H. Iemura, T. Matsumoto, D. Ristic, and H. Ukon; Stress-Strain Based Inelastic Earthquake Response Analysis of Reinforced Concrete Frame Structures, IABSE COLLOQUIUM DELFT, 1987
- 9) 須田, 村山, 古市; 高軸力・二軸曲げを受けるRC部材のM- Φ 関係, コンクリート工学年次論文報告集12-2, pp.251-256, 1990.

- 10) 村山, 徳山, 古市; 二軸曲げを受ける柱部材のM- Φ 関係へのファイバーモデルの適合性, 鹿島技術研究所年報第39号, pp. 57-64, 1991.
- 11) 磯崎, 福沢, 高橋; 柱の軸力変動と2軸曲げモーメントを考慮したRC造立体骨組の弾塑性地震応答解析-その1 解析法-; 日本建築学会構造系論文報告集第441号, pp. 121-130, 1992. 11
- 12) 為廣, 森, 沖見; 2軸曲げの評価法に関する一考察, 第10回日本地震工学シンポジウム論文集, 第3分冊, pp. 2379-2384, 1998.
- 13) 為廣, 森, 沖見; 解析モデルの違いによる2軸曲げの影響について, 第1回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 175-178, 1998. 1
- 14) 畑, 幸左, 渡辺, 立石; ファイバーモデルによるRCアーチ橋の耐震解析, 第10回日本地震工学シンポジウム論文集, 第3分冊, pp. 2397-2402, 1998. 12
- 15) 烏野, 麻生; フローティング形式斜張橋(唄げんか橋)の起振機試験と台風時応答観測, 土木学会論文集No522, pp. 97~106, 1995. 9.
- 16) 烏野, 麻生; 南田原1号橋振動試験報告書, 1993. 3.
- 17) 水取, 首藤, 山花, 大塚; 中路式RCアーチ橋の地震応答と耐震性評価, 土木学会構造工学論文, Vol. 44A, pp. 769-778, 1998. 3.
- 18) 水取, 大塚, 山花; 橋脚・橋台と主桁間に弾塑性せん断ばねを有するPC斜張橋の弾塑性地震応答特性, 土木学会構造工学論文集, Vol. 41A, pp. 1051-1061, 1995. 3
- 19) 大塚, 水取, 首藤, 麻生, 有角, 百田; PC斜張橋の非線形地震応答に及ぼす軸力変動の影響, 土木学会構造工学論文集, Vol. 45A, pp. 957-966, 1999. 3
- 20) K. Mizutori, M. Shuto, H. Otsuka, and Y. Aso : Effect of Axial Force Fluctuation on Elasto-Plastic Earthquake Response of a PC Cable-Stayed Bridge, 2nd International Symposium on Earthquake Resistant Engineering Structure (ERES'99), pp. 165-174, 15-17 June 1999 in Catania, Italy
- 21) 麻生, 水取, 首藤, 有角, 百田, 大塚; PC斜張橋の非線形動的解析に関する検討, 第2回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 397-404, 1998. 12
- 22) 首藤, 大塚, 百田, 麻生, 水取, 有角; PC斜張橋のモデル化と地震応答特性(その1: モデル化と振動特性), 土木学会第53回次学術講演会概要集, pp. 282-283, 1998. 9.
- 23) 有角, 大塚, 百田, 麻生, 水取, 首藤; PC斜張橋のモデル化と地震応答特性(その2: 非線形応答特性), 土木学会第53回次学術講演会概要集, pp. 284-285, 1998. 9.
- 24) 有角, 大塚, 百田, 麻生, 水取, 首藤; PC斜張橋の非線形モデルと地震応答特性(その1: 軸力変動モデルの検討), 土木学会第54回年次学術講演会概要集, pp. 408-409, 1999. 10.
- 25) 首藤, 大塚, 百田, 麻生, 水取, 有角; PC斜張橋の非線形モデルと地震応答特性(その2: ファイバーモデルの検討), 土木学会第54回年次学術講演会概要集, pp. 410-411, 1999. 10.