

## 第2-2編 3径間コンクリートラーメン橋

### 第1章 概要

兵庫県南部地震以降、レベル2地震動に対する耐震性照査には、対象橋梁における各部材の非線形性を考慮した動的非線形解析が行われるようになった。

ところで、平成8年度改訂の道路橋示方書では、ラーメン橋に鉄筋コンクリートラーメン橋脚に対する保有水平耐力法の規定を準用する場合には、はり部材に相当する上部構造が初降伏に達してはならないと規定されている。しかし、旧耐震基準で設計されかつ、支間長が比較的長く、幅員の狭い橋梁など面外剛性が小さい場合には、地震時の挙動が複雑で、応答も増大する。さらに、想定する地震力が大幅に引き上げられたことから、従来、主として弾性部材として扱われてきた上部構造について、非線形性を考慮した動的解析の必要性がある。

本編では、3径間連続PCラーメン橋の橋軸直角方向に対して、PC上部構造部材の非線形性を考慮した動的解析を行い、大規模地震時の耐震安全性の検討を行った。このとき上部構造の非線形履歴特性を複数用い、上部構造線形の場合の解析とも比較して、これらの相違が橋梁の耐震性へ与える影響についての検討も行った。

また、上部構造が非線形性を呈する場合における補強方法として、外ケーブルによる補強および鋼板接着による補強方法を提案し、その効果を検討した。

### 第2章 橋梁概要および解析モデル

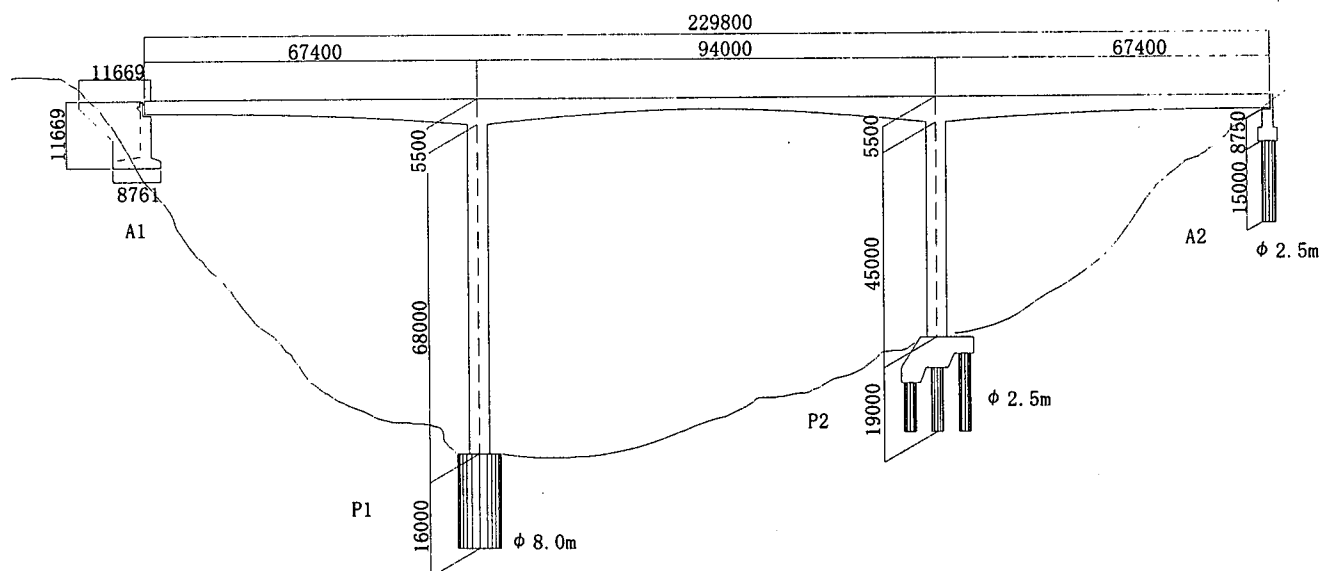
本編で解析対象とした橋梁は、昭和55年道路橋示方書に準拠し、橋軸方向 $k_h=0.12$ 、橋軸直角方向 $k_h=0.10$ （ただし長橋脚は施工時）の設計水平震度により設計された高さの異なる橋脚を有する3径間の連続コンクリートラーメン箱桁橋である。橋

表-1 橋梁諸元

橋長	230.00m
支間割	67.40m + 94.00m + 67.40m
橋脚高	P1:68.0m P2:45.0m
橋脚断面	矩形RC中空断面6.0m×4.0m (橋脚基部)
設計震度 (55年道示準拠)	橋軸方向 $K_h=0.12$
	橋軸直角方向 $K_h=0.10$ (長橋脚は施工時)
地域 / 地盤種別	B地域 / I種地盤

表-2 使用材料

コンクリート	上部構造 : $\sigma_{ck}=400\text{kgf/cm}^2$
	下部構造 : $\sigma_{ck}=240\text{kgf/cm}^2$
PC鋼材	SBPR 930 / 1180
鉄筋	SD295



a) 側面図

図-1 橋梁概要図その1 (単位: mm)



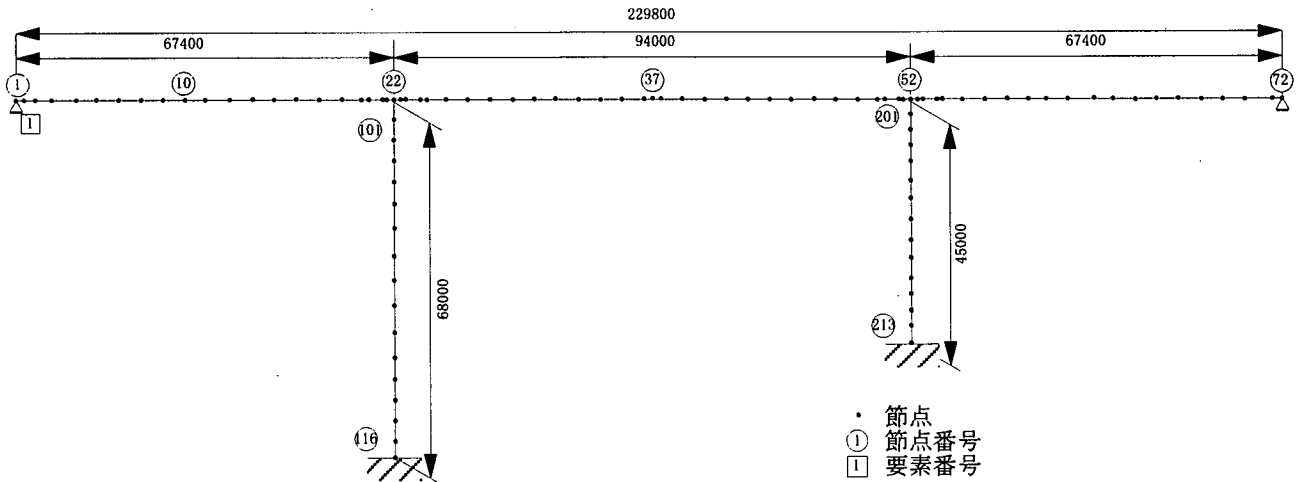


図-4 解析モデル (単位: mm)

表-3 固有値解析結果

次数	固有周期 (sec)	刺激係数	有効質量比 (%)
1	2.055	2.065	59
2	1.193	0.712	7
3	0.641	-0.616	5
4	0.390	0.217	0
5	0.339	0.591	5
6	0.254	-0.323	2
7	0.178	0.425	2
8	0.157	-0.524	4
9	0.125	0.095	0
10	0.117	0.430	3

梁概要図を図-1に、主桁配筋図を図-2に、橋脚配筋図を図-3に示す。さらに橋梁諸元、使用材料をそれぞれ表-1、表-2に示す。本橋は、橋長228.8 m (側径間67.4 m, 中央径間94.0 m), 橋脚高さは、長橋脚で68.0 m, 短橋脚で45.0 mである。橋脚高さが非常に高く、両橋脚の高さも異なることから、道路橋示方書V耐震設計編で「地震時の挙動が複雑な橋」に該当する。

上部構造は普通鉄筋を含んだPC部材、橋脚はRC部材で構成される。また、主桁、橋脚両方で中空断面を採用しており、橋軸方向の橋脚幅は上部から下部に向かって広がる変断面となっている。

解析モデルを図-4に示す。上部構造は全て線形または全て非線形のはり要素、橋脚は非線形はり要素によりモデル化を行った。要素分割は、上部構造は設計断面に準じ、橋脚は上下端に向かって多くなるように決定した。また橋脚部において段落し (P1橋脚下端より28.0m, 52.9m, P2橋脚下端より17.7m, 20.3mの位置) がなされているため、当該断面において別途分割を加えた。さらに、上部構造と橋脚の接合部には剛部材を設定した。本研究ではラーメン橋橋軸直角方向の耐震性を検討目的としたため、節点の拘束条件は、両橋脚基部で全拘束、主桁端部では支承条件より鉛直軸まわりの回転成分と橋軸方向の水平変位のみを自由とした。

### 第3章 固有値解析

本対象橋梁は、高さの異なる橋脚を有し、橋脚高さも非常に高いことから、橋脚躯体の慣性力等により複雑な応答性状を示すことが予想されることから、その振動特性を把握しておくことは非常に重要である。表-3に固有値解析結果、図-5にモード図を示す。これより、橋軸直角方向では1次モードの有効質量は60%より小さく高次のモードの寄与も無視できないものと思われる。

### 第4章 非線形動的解析

本章では、PC上部構造部材のモデル化に際し、骨格曲線、および非線形履歴特性の選定等の検討を行い、橋軸直角方向に対して動的解析を行った。また線形部材でモデル化した結果との比較により橋梁全体の応答性状の検討を行った。

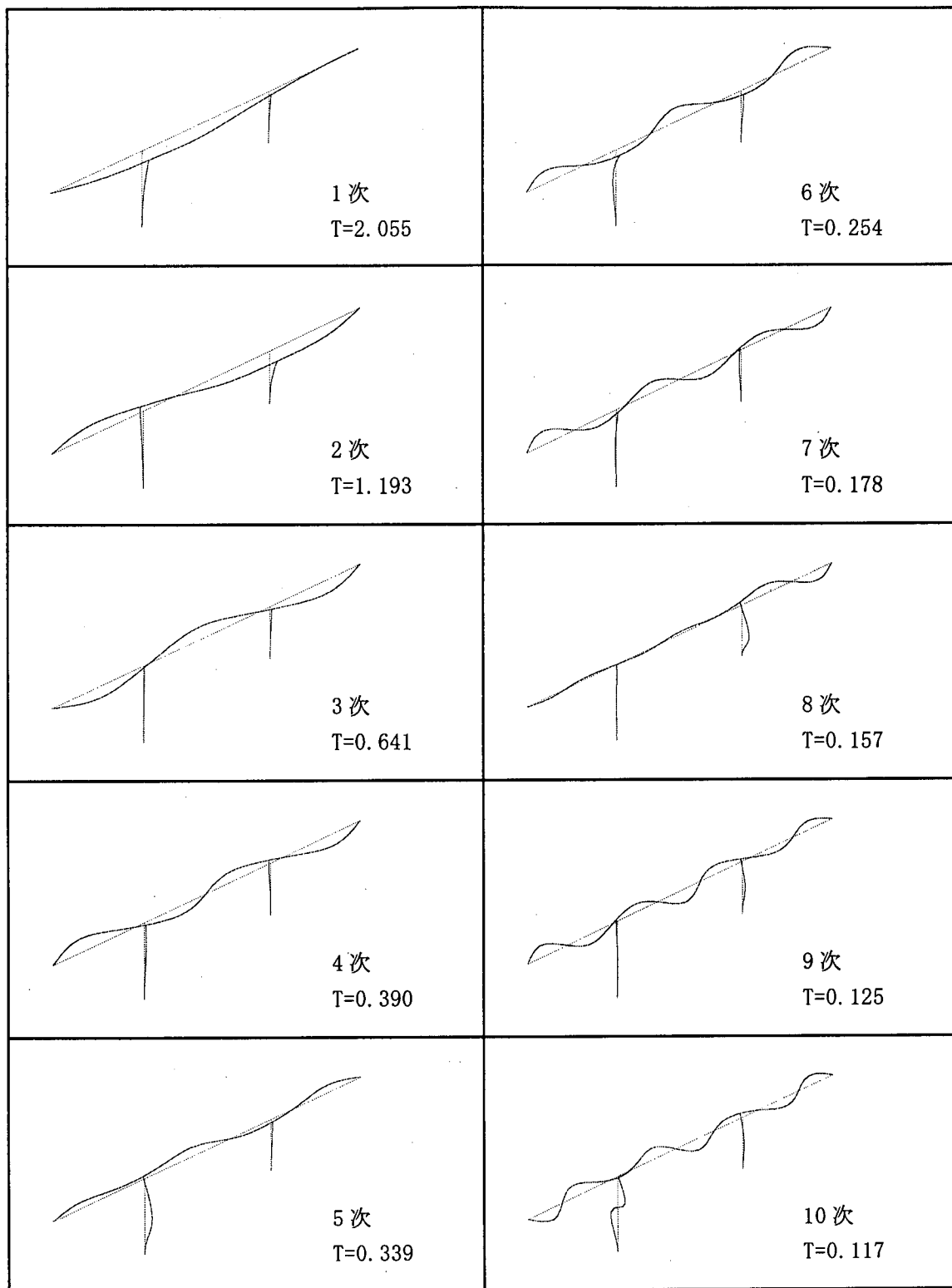


図-5 モード図

#### 4.1 骨格曲線

橋脚および主桁断面の骨格曲線における曲げモーメント-曲率関係（以下M- $\phi$ 関係）は、各断面形状と初期軸力に対して決定した。

図-6に両橋脚下端の橋軸方向解析に対するM-

$\phi$ 関係を示す。橋脚に関しては、道路橋示方書V耐震設計編の応力-ひずみ曲線を使用し、「ひび割れ-鉄筋降伏-終局」を決定した。ここでは、横拘束筋の拘束効果が不明であるため、拘束効果を無視して算出した。

主桁断面のM- $\phi$ 関係の導出には、道路橋示方

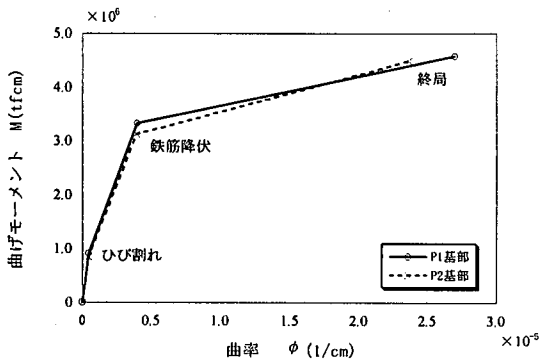


図-6 橋脚下端における骨格曲線

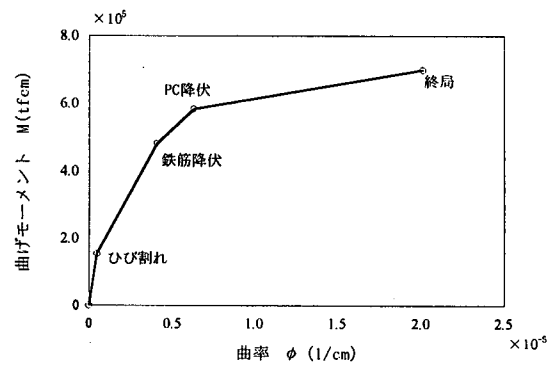


図-7 中央径間中央位置での骨格曲線

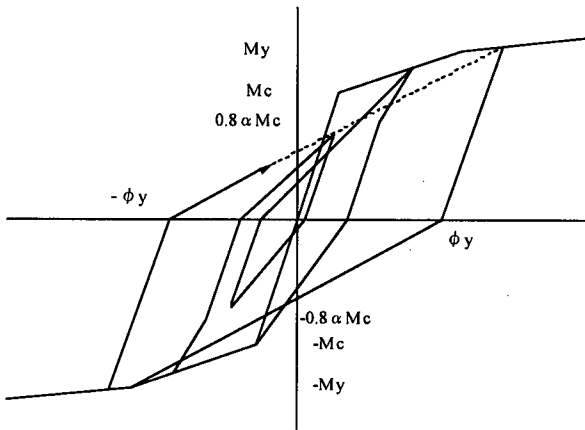


図-8 岡本型履歴モデル

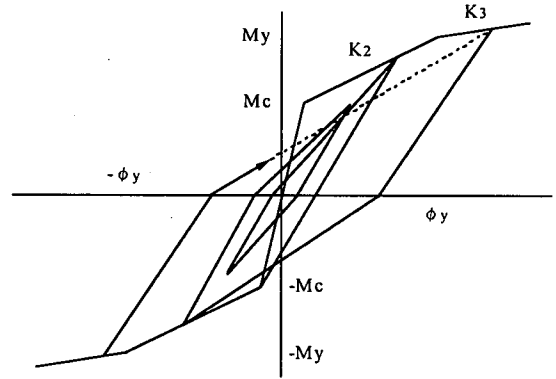


図-9 武田型履歴モデル

書Ⅲコンクリート橋編<sup>2)</sup>により、コンクリート、鉄筋、PC鋼材の応力-ひずみ曲線を用いた。各イベントの定義は

- ひび割れ発生時  
(引張縁コンクリートにひび割れが発生するとき)
- 鉄筋降伏時  
(ウェブ最外縁の引張鉄筋が降伏するとき)
- PC鋼材降伏時  
(引張縁のPC鋼材が降伏点に達するとき)
- 終局時  
(圧縮縁のコンクリートが終局ひずみ 0.0035 に達するとき)

とした。

図-7に主桁中央径間中央断面の橋軸直角方向解析に対する  $M - \phi$  関係を示す。

## 4.2 非線形履歴特性の選定

一般にPC部材の履歴特性は、RC部材に比べ、弾性的な挙動を呈し、弾塑性域における履歴エネルギー

消費が小さいことが知られている。さらに今回の対象橋梁のように、RC部材を含んだPC部材についても、近年、岡本ら<sup>3)</sup>、林ら<sup>4)</sup>、保坂ら<sup>5)</sup>の研究などによって、非線形履歴モデルが幾つか提案されている。なかでも岡本らによって提案された岡本型履歴モデルは、PC鋼材量と鉄筋量に応じて以下に示す除荷剛性に関する補正係数  $\alpha'$  を適切に選べばPC断面の履歴性状を精度よく表すことが可能である。そこで本解析において上部構造の非線形性の検討を行う履歴特性には、岡本型履歴モデルを用いることとした。岡本型履歴モデルを図-8に示す。さらに従来PC桁において用いられてきた原点指向型履歴モデルも比較検討のために用いた。

岡本型履歴モデルを使用する際には、除荷剛性に関する補正係数  $\alpha'$  を決定する必要がある。これにより除荷曲線の勾配が、 $\alpha' = 1.0$  で原点指向、つまり純PC部材の挙動を示し、 $\alpha' = 0$  でRC部材となり、初期剛性と平行の除荷曲線となる。

今回、 $\alpha'$  の値は上部構造の断面より求められる曲げ終局強度比式(1)を用いて表される。これを

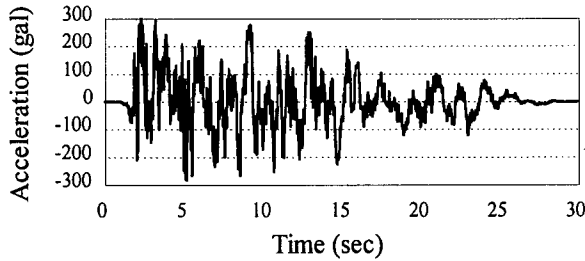


図-10 入力地震動（I種地盤，タイプ1-1）

上部構造の解析対象断面すべてにおいて算出し、その値を上部構造各断面の補正係数 $\alpha'$ とした。

$$\alpha' = \frac{M_{py}}{M_y} \quad (1)$$

また岡本型履歴モデルの骨格曲線には、「ひび割れ—PC鋼材降伏—終局」の3勾配を選択した。

原点指向型履歴モデルに関しては、解析プログラム上では4勾配まで考慮可能であるが、岡本型履歴モデルとの対応を考え、今回は同じ3勾配とした。

RC橋脚の非線形履歴特性には、武田型履歴モデルを用いた。武田型モデルを図-9に示す。

### 4.3 解析手法

解析は、大規模地震動を橋軸直角方向に作用させ、直接積分により行った。解析プログラムにはRESP-Tを使用し、積分法にはNewmarkの $\beta$ 法（ $\beta=1/4$ ）を用いた。時間間隔は0.001秒とした。減衰定数は、上部構造で3%、下部構造で2%とした。また、今回の解析ではI-1-1~3、II-1-1~3の6種の地震動について動的解析を行い、応答の大きかったタイプI地震動について検討を行った。さらに3種のタイプI地震動による応答には、有意な差は見られなかったため、以下の検討はI-1-1地震動について行った。

結果については、上部構造の非線形特性に原点指向型モデル、岡本型履歴モデルを選択した場合の比較に加え、線形部材を採用したモデルについても同様に解析し、それぞれ比較を行った。I-1-1入力地震動を図-10に示す。

### 4.4 解析結果

表-4 上部構造最大応答変位

検討箇所	最大応答変位 (cm)		
	岡本型	原点指向型	線形
側径間中央(長橋脚側)	53.95	52.50	44.64
脚頭部(長橋脚)	71.26	70.71	68.45
中央径間中央	59.56	63.34	68.72
脚頭部(短橋脚)	30.21	37.20	39.34
側径間中央(短橋脚側)	20.30	20.53	20.41

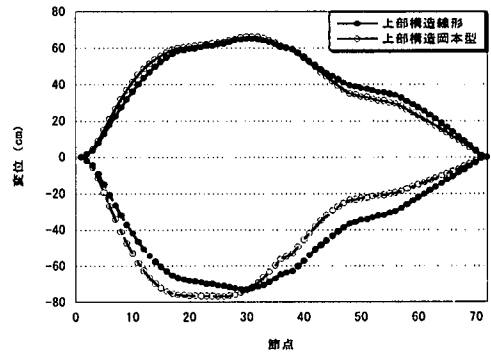


図-11 上部構造最大応答変位分布

本解析の結果を、側径間中央（長橋脚側）、柱頭部（長橋脚側）、中央径間中央、柱頭部（短橋脚側）、側径間中央（短橋脚側）の5箇所を中心に、線形モデル、原点指向型履歴モデル、岡本型履歴モデルの3モデルの比較を行った。

#### 4.4.1 変位・加速度の比較

上部構造の最大応答変位を表-4、最大応答変位分布を図-11に、P1橋脚頭部、P2橋脚頭部の時刻歴応答を図-12、13に示す。表中の値は正負の絶対値での最大応答を表している。表-4より、上部構造に非線形部材を用いた場合、線形部材を用いた場合のいずれにおいても、最大変位は長橋脚側で発生している。また、長橋脚側での応答変位は、非線形部材を用いた場合と、線形部材を用いた場合を比較すると、ほぼ同じかあるいは15~20%程度の増加がみられる。逆に短橋脚側では線形部材の方が変位が増大する箇所が多い結果となった。

#### 4.4.2 曲げモーメントおよび曲率の比較

第2編 コンクリートラーメン橋

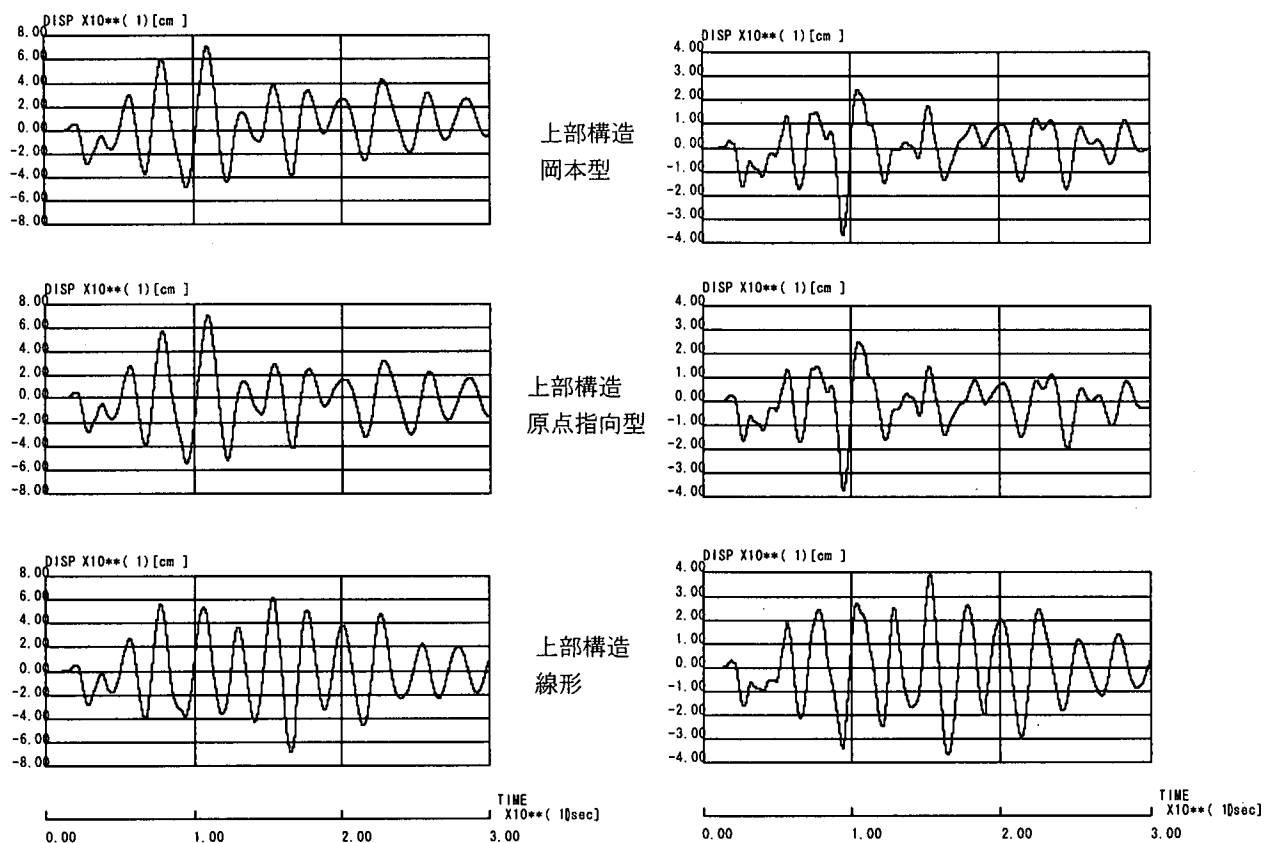


図-12 変位時刻歴 (左: P1 橋脚頭部 右: P2 橋脚頭部)

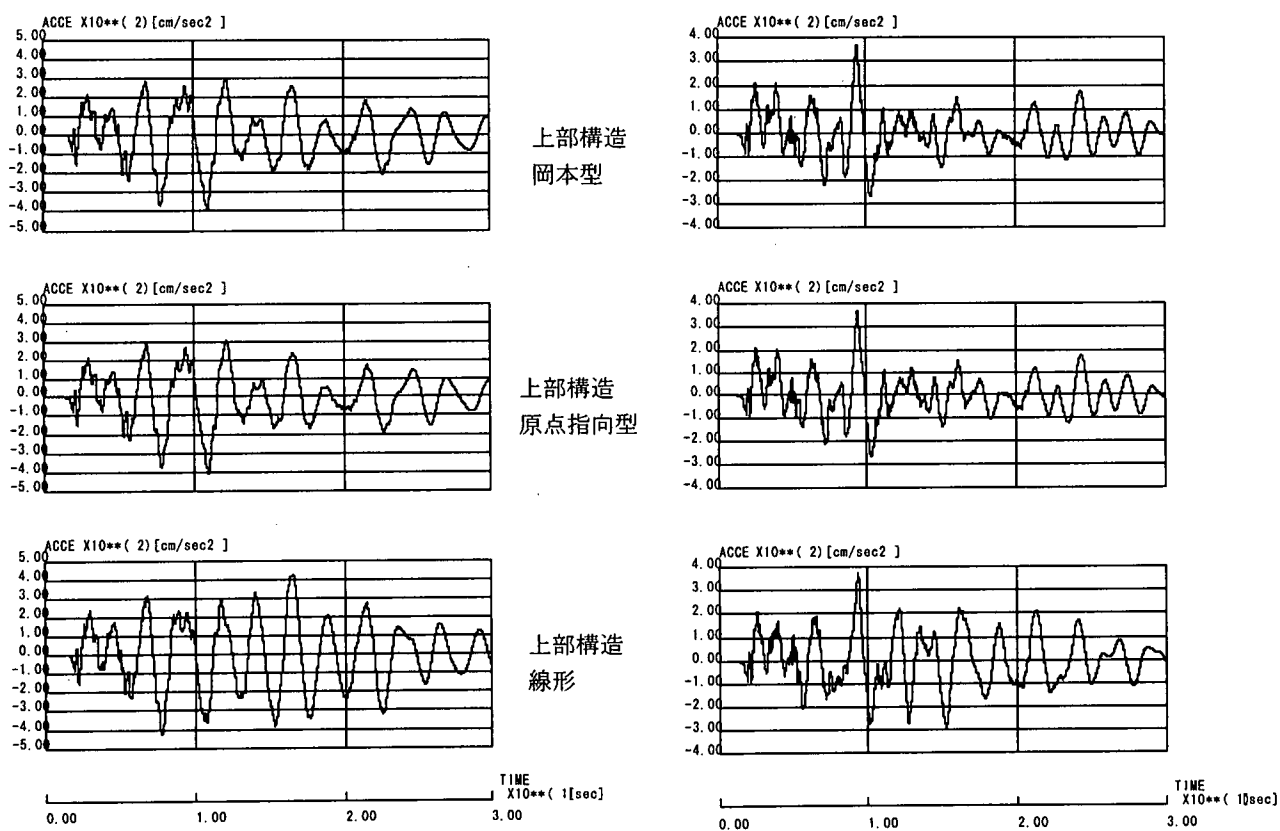


図-13 加速度時刻歴 (左: P1 橋脚頭部 右: P2 橋脚頭部)

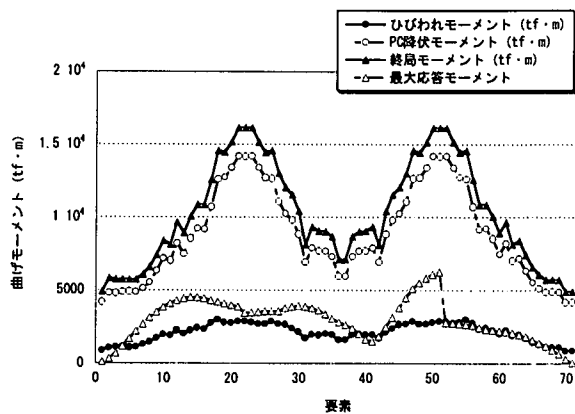


図-14 最大応答モーメント分布  
(上部構造岡本型モデル)

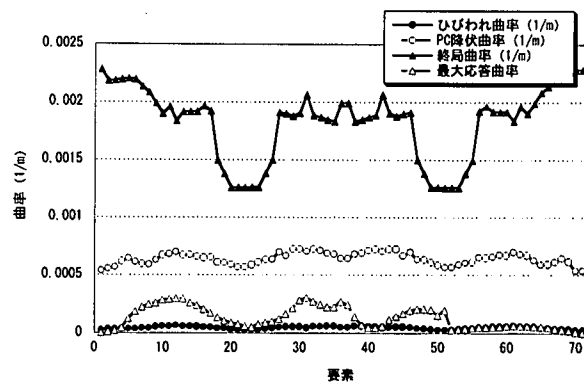


図-17 最大応答曲率分布  
(上部構造岡本型モデル)

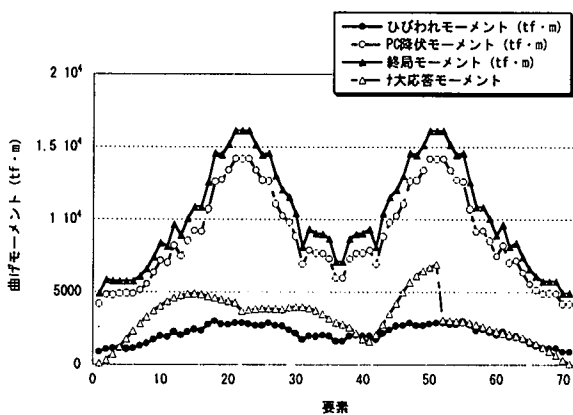


図-15 最大応答モーメント分布  
(上部構造原点指向型モデル)

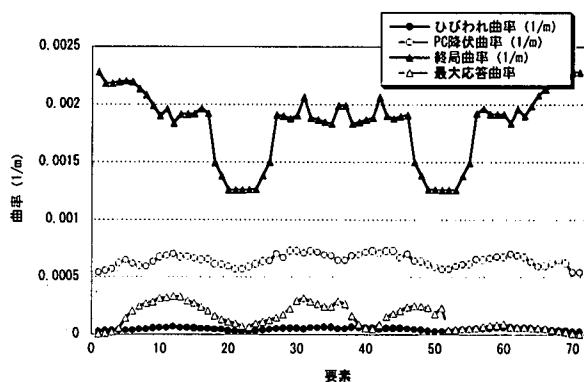


図-18 最大応答曲率分布  
(上部構造原点指向型モデル)

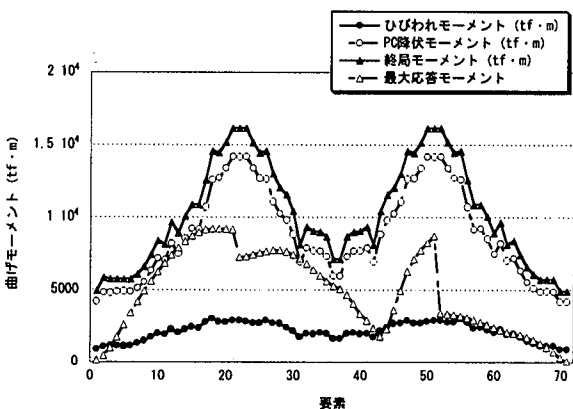


図-16 最大応答モーメント分布 (上部構造線形)

表-5 上部構造における応答塑性率

検討箇所	許容曲率塑性率	最大応答曲率塑性率	
		岡本型	原点指向型
側径間中央(長橋脚側)	1.63	0.443	0.549
長橋脚頭部(側径間側)	1.41	0.244	0.198
長橋脚頭部(中央径間側)	1.41	0.151	0.138
中央径間中央	1.69	0.700	0.626
短橋脚頭部(中央径間側)	1.41	0.353	0.357
短橋脚頭部(側径間側)	1.41	0.067	0.051
側径間中央(短橋脚側)	1.63	0.044	0.106

図-14～18に、各モデルを用いた場合の上部構造における最大応答モーメント分布、最大応答曲率分布を示す。図-16の上部構造を線形とした場合では、長橋脚側の側径間、中央径間中央付近において、PCの降伏モーメントに達しているが、図-14、15に示すように、上部構造を非線形（岡本型モデル、原点指向型モデル）とした場合、PC降伏モーメントに達する箇所はなくなり、また、

全体としての応答も、大幅に小さくなっている。岡本型モデルを用いた場合と、原点指向型モデルを用いた場合の比較においては、大きな違いは見られなかった。以上より、動的解析において、上部構造を弾性とあつかう現行の考え方では、こうした応答の低減を評価できないことがわかる。

次に、表-5に上部構造の塑性率を示す。ここで上部構造部材の安全係数は下部構造に準じ、 $\alpha = 3.0$ とした。本解析では、部材の終局の定義を、コンクリート最外縁（張り出し床板位置）の圧壊と



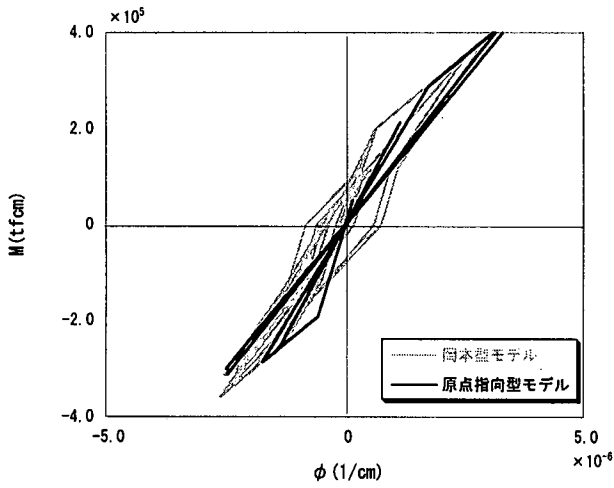


図-19 上部構造の履歴曲線（側径間中央）

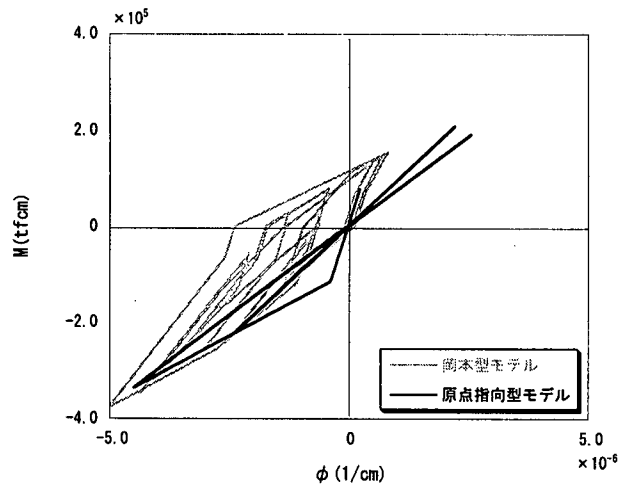
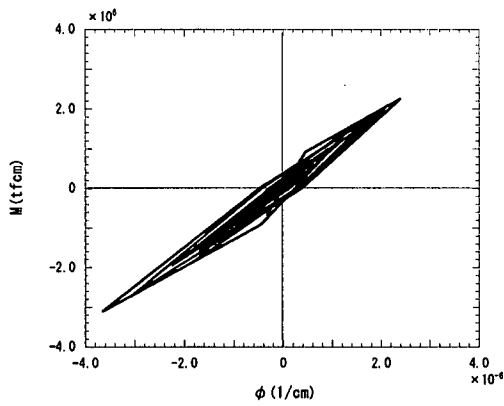
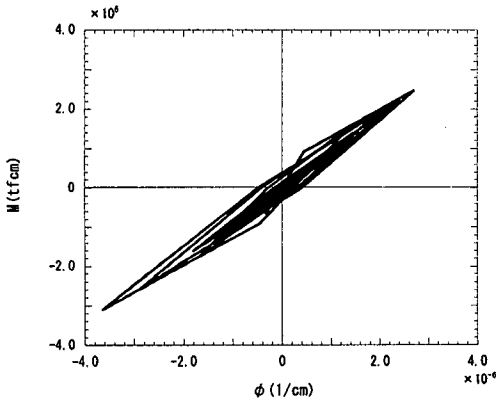
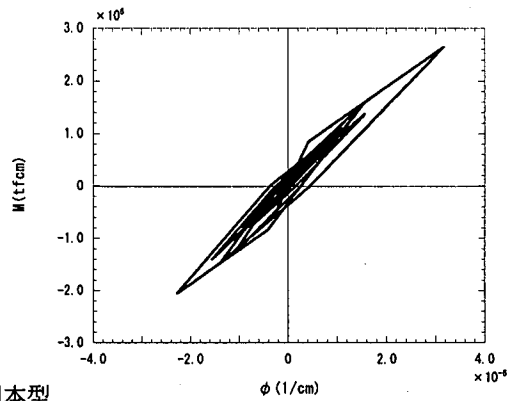


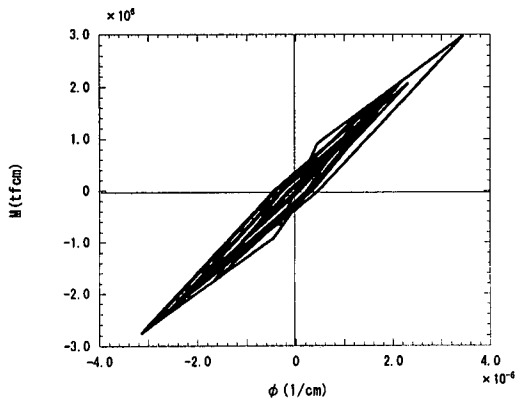
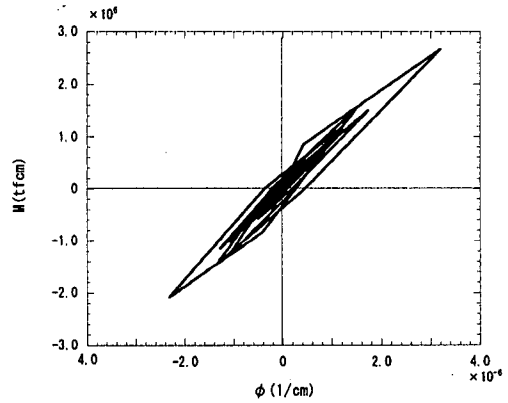
図-20 上部構造の履歴曲線（中央径間中央）



上部構造岡本型



上部構造原点指向型



上部構造線形

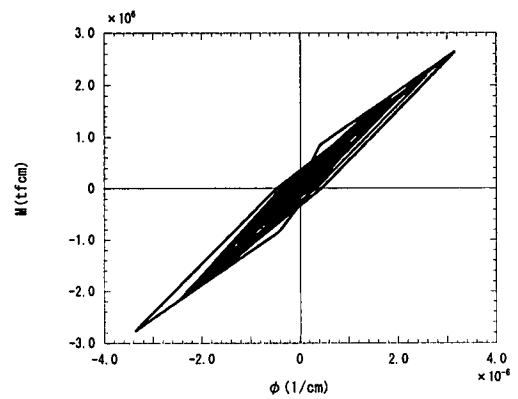


図-21 橋脚基部履歴応答（左：P1橋脚 右：P2橋脚）

表-6 下部構造における応答塑性率

検討箇所	許容曲率塑性率	最大応答曲率塑性率		
		岡本型	原点指向型	線形
長橋脚下部	2.93	0.922	0.920	0.868
短橋脚下部	2.69	0.815	0.822	0.862

定義したため、許容曲率塑性率はかなり小さい値を示したものの、応答曲率塑性率は、上部構造のどの断面においても、すべて許容曲率塑性率を下回った。

また比較的大きな応答を示した側径間中央（長橋脚側）、中央径間中央の2箇所におけるM- $\phi$ 履歴曲線の比較を図-19, 20に示す。両比較において、岡本型履歴モデルを用いた場合、普通鉄筋を考慮可能であるため、原点指向型履歴モデルと比べて履歴減衰効果が大きいが確認できる。

図-21に上部構造をそれぞれのモデルとした場合における下部構造のM- $\phi$ 履歴曲線を、表-6に回答塑性率の比較を示す。検討箇所は長短おのおの橋脚下部とした。表-6より、最大応答塑性率は、いずれのケースにおいても、上部構造同様1.0を下回る結果となった。

また、橋脚下部における損傷の程度を長橋脚、短橋脚それぞれに関して比較した結果、上部構造に非線形モデル（岡本型モデル、原点指向型モデル）を用いた場合、図-11の変位分布と同様、線形とした場合に比べ、長橋脚側へ損傷が進行することが確認できる。これは、部材の非線形性を考慮することで、ひび割れ以降の上部構造の剛性が低下するため、上部構造のたわみ性が、橋脚下部の応答へ影響を与えると考えられる。

さらに、岡本型モデルと原点指向モデルの違いに関し、図-19, 20の比較では、非線形性の程度の違いを示したが、両者を用いることの差は小さかった。これは、本対象橋梁の橋全体としての応答が小さく、両モデルの非線形性の差が現れてこない程度であるからと考えられる。

以上の検討により、本橋梁においては、大規模地震に対しても十分な耐震安全性を有していると判断できる。橋梁全体の応答が小さくなった理由としては、本対象橋梁が長橋脚68m、短橋脚45mと、非常に高い橋脚を有し、1次弾性固有周期も2.06秒と長く、入力される地震力が小さいものであったこと、面外方向の耐震設計が長橋脚において施工時で決まっていたことなどが考えられる。

## 第5章 上部構造の補強に関する検討

本章では、上部構造が非線形性を呈する場合における耐震補強の効果を検討する。

検討ケースとして、外ケーブルによる補強、鋼板接着による補強の2ケースを検討した。しかしながら、これまでの対象橋梁の耐震性照査において、上部構造箇所では、ひび割れ程度の損傷であったため、本章において別途、上部構造が降伏に至るケースを仮想的に設定し（これを基本ケースとする）、そこから外ケーブルによる補強と、鋼板接着による補強を検討した。

### 5.1 基本ケースの設定

これまでの検討において、上部構造での損傷がひび割れ程度であったため、ここでは上部構造において降伏に至る状態を仮想的に設定した。具体的には、対象モデルの橋脚を線形部材とし、さらに地震力を大きくするために、入力加速度（I-1-1）を1.8倍に振幅調整し、解析を行った。解析より得られた上部構造の最大応答モーメント分布、最大応答曲率分布を図-22、図-23に示す。

図-23において、側径間中央（要素番号11付近）、中央径間中央（要素番号36付近）、P2橋脚頭部（要素番号52付近）において、降伏に至る要素が発生したため、以降、入力加速度の振幅調整倍率を1.8倍に固定し、以下の検討を行った。

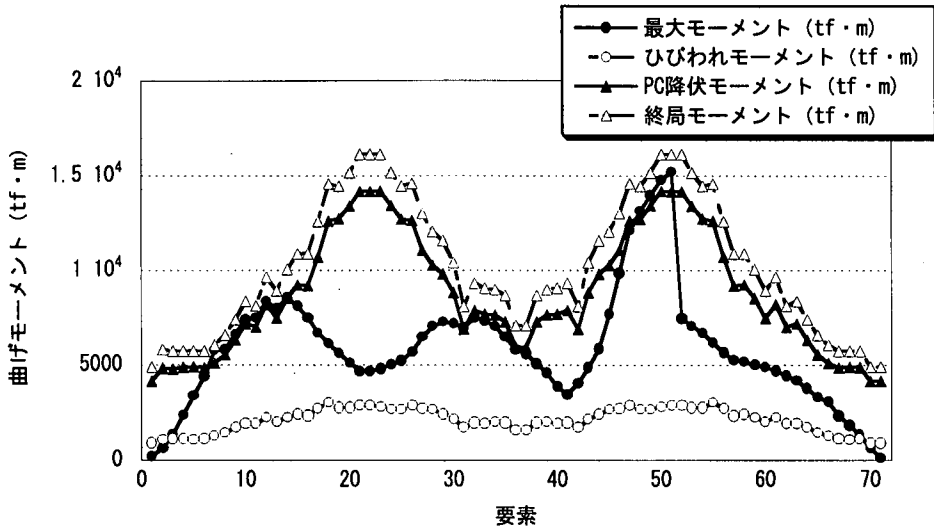


図-22 最大応答モーメント分布

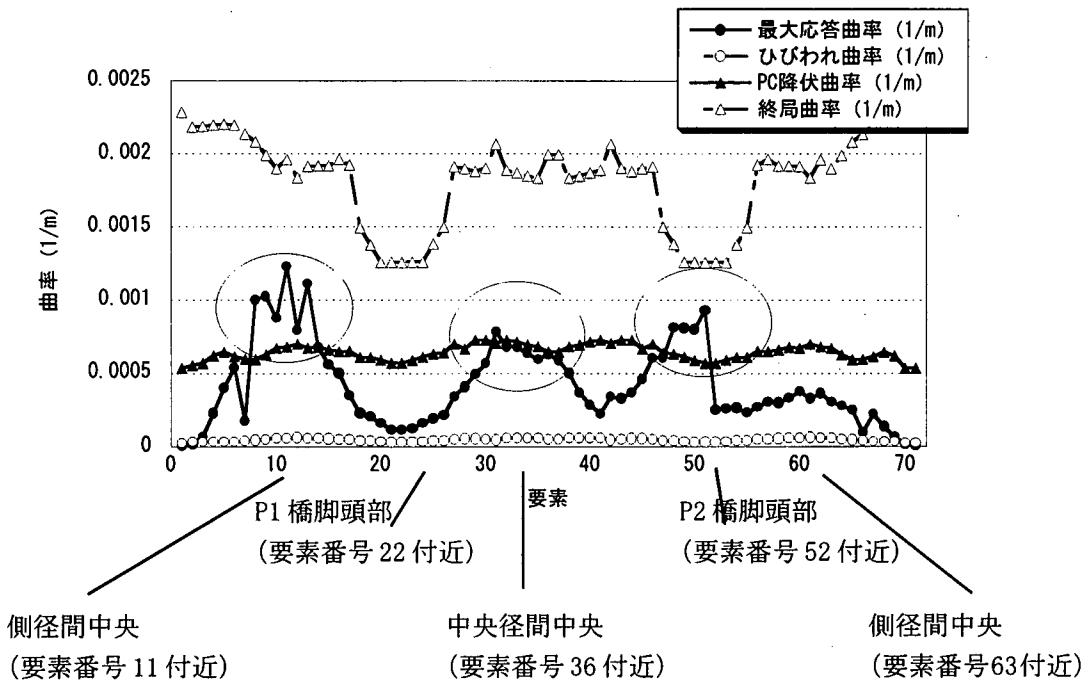


図-23 最大応答曲率分布

## 5.2 外ケーブルによる補強の検討

先の降伏に至る箇所について、外ケーブルによる補強を検討した。側径間中央(要素番号11付近)、中央径間中央(要素番号36付近)に対しては、PCより線19S15.2を、ウェブ外側25cmの位置に、両側4本(総断面積10540mm<sup>2</sup>)を、P2橋脚頭部(要素番号52付近)に対しては、PCより線19S15.2を、ウェブ外側25cmの位置に、両側6本(総断面積15810mm<sup>2</sup>)を配置し、断面のM-φ関係の改善を図った。概要図を図-24に示す。外ケーブルは、張力増

加分を考慮するために、文献6)を参考に、応力度増加量を10kgf/mm<sup>2</sup>見込んで、解析を行った(図-25)。また、解析に用いた応力-ひずみ関係を、図-26に示す。結果のうち、側径間中央のM-φ関係を図-27に、中央径間中央M-φ関係を図-28に、脚頭部のM-φ関係を図-29に示す。

さらに、最大応答曲率分布図を図-30に示す。

図-30より、補強箇所において、損傷が低減されており、本補強方法が有効であることが確認できる。

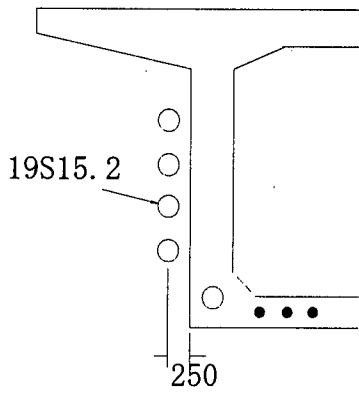


図-24 外ケーブル補強概要図

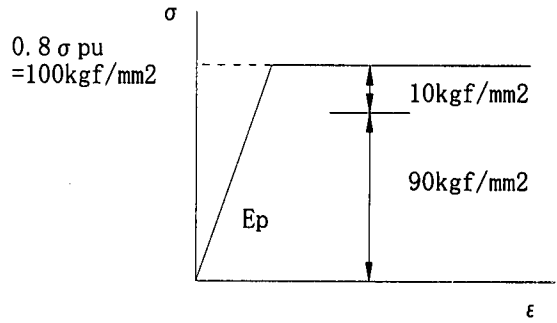
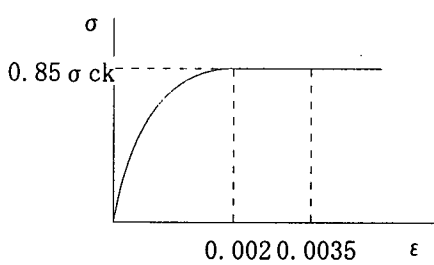
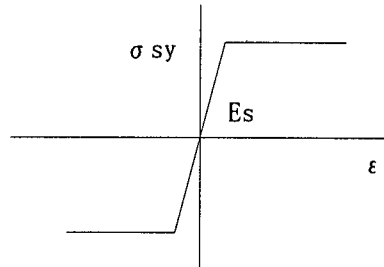


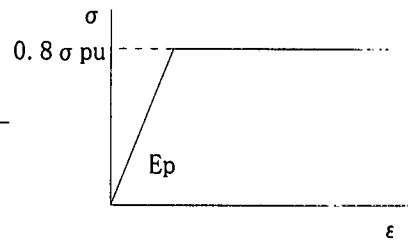
図-25 外ケーブル応力-ひずみ



コンクリート



鉄筋



内ケーブル

図-26 各材料応力-ひずみ関係

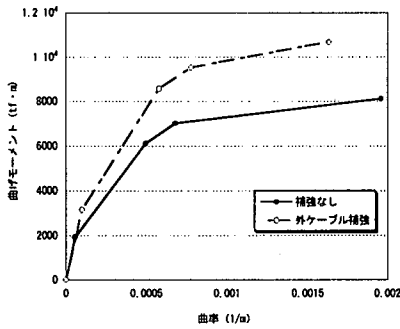


図-27 側径間中央

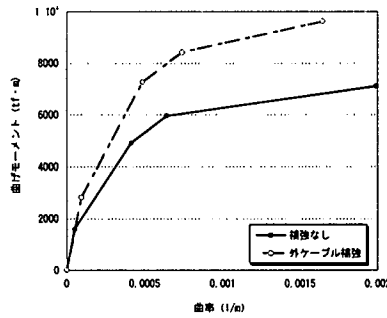


図-28 中央径間中央

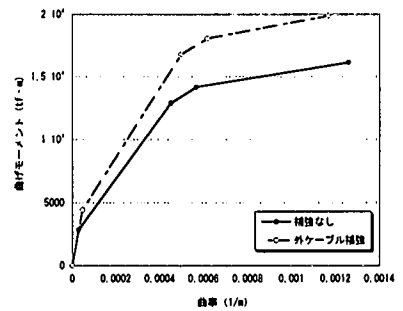


図-29 橋脚頭部

図-27, 28, 29 M-φ関係の比較

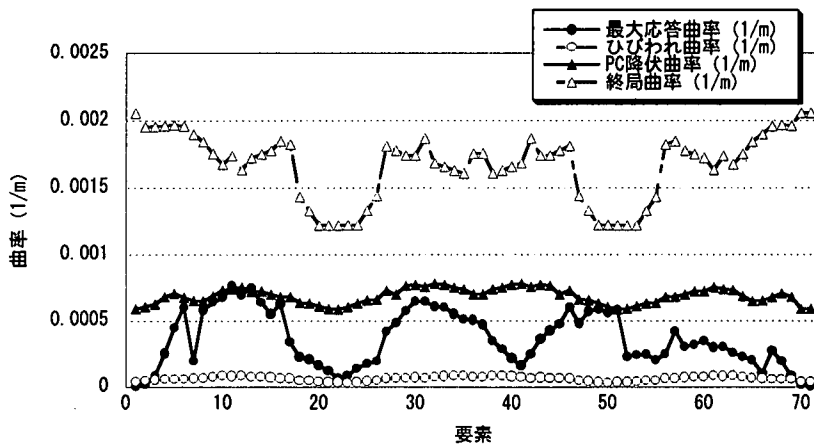


図-30 最大応答曲率分布 (外ケーブル補強)

### 5.3 鋼板接着による補強

ここでは、外ケーブルの補強と同様の箇所に、鋼板接着による補強を行い検討を行った。鋼板は9mm厚のものをウェブ両側に設置しすることを想定(概要図: 図-31)し、鉄筋に置き換えることで、 $M-\phi$ 関係を算出した。側径間中央の $M-\phi$ 関係を図-32に、中央径間中央の $M-\phi$ 関係を図-33に、脚頭部の $M-\phi$ 関係を図-34に示す。

さらに、最大応答曲率分布図を図-35に示す。

図-35より、外ケーブルによる補強同様、補強箇所において、損傷が低減されており、本補強方法が有効であることが確認できる。

最後に、応答塑性率を表-7に示す。

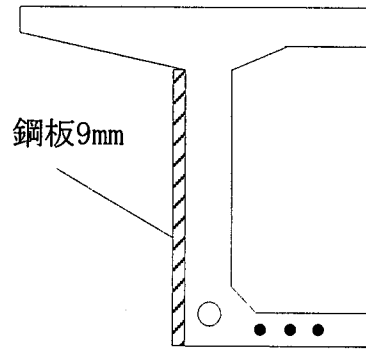


図-31 鋼板補強概要図

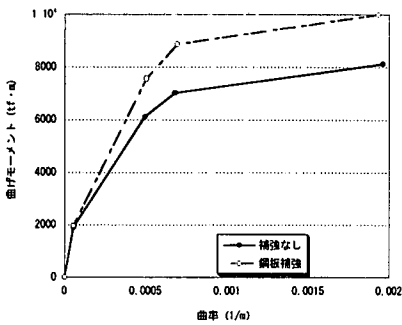


図-32 側径間中央

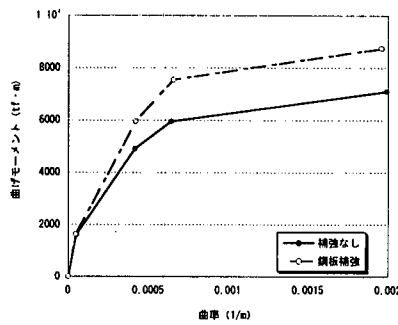


図-33 中央径間中央

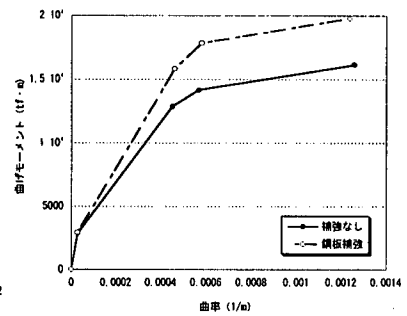


図-34 橋脚頭部

図-32, 33, 34  $M-\phi$ 関係の比較

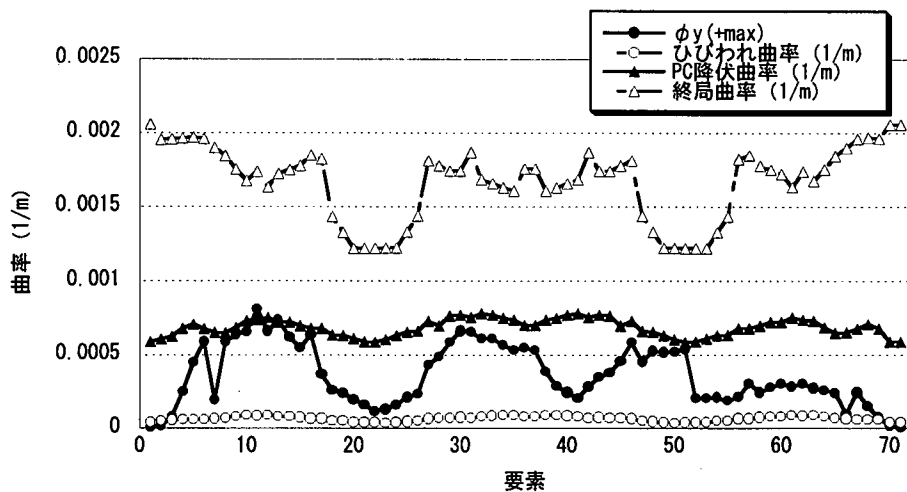


図-35 最大応答曲率分布 (鋼板接着補強)

表-7 応答塑性率の比較

	補強なし	外ケーブル補強	鋼板補強
側径間中央(長橋脚側)	1.808	0.937	1.167
長橋脚脚頭部(側径間側)	0.201	0.198	0.275
長橋脚脚頭部(中央径間側)	0.202	0.108	0.197
中央径間中央	0.855	0.686	0.678
短橋脚脚頭部(中央径間側)	1.642	0.947	0.932
短橋脚脚頭部(側径間側)	0.439	0.372	0.347
側径間中央(短橋脚側)	0.453	0.335	0.339

## 第6章 まとめ

本編では、震度法により設計された「地震時の挙動が複雑な橋」である実在の3径間コンクリートラーメン橋を対象に、PC上部工部材の非線形性を考慮した動的解析を橋軸直角方向に対して行い、大規模地震時の耐震安全性の検討を行った。

また、上部構造が非線形性を呈する場合における補強方法の提案と耐震補強の効果の検討を行った。その結果は以下の通りである。

- ・震度法により設計された実橋梁について耐震性の照査を行った結果、上部構造のモデル化を安全側に評価しても、おおむね新道路橋示方書に適合する耐震安全性を有していることが確認された。
- ・上部構造線形とした場合の上部構造での応答モーメントは、非線形性を考慮した場合の応答モーメントに比してかなり大きく、PC降伏モーメントに至る箇所も確認された。
- ・PC上部構造の外ケーブルによる補強、鋼板接着による補強を検討した結果、PC降伏以下へ補強可能であることが確認された。ただし、外ケーブルのM- $\phi$ 関係における張力増加の評価方法、鋼板の接着方法に関しては、今後も研究の余地があり、実験等による検討が必要である。

地形・地質・環境条件が厳しい我が国の国土条件下では、橋脚の高さが非常に高く、両橋脚の高さが異なるような道路橋示方書・耐震設計編で「地震時の挙動が複雑な橋」に該当する橋梁が比較的多いと考えられる。新設橋梁の耐震設計を行う場合に、本編の解析手法を1つの解析例として有効

に活用していただければ幸いである。

また、本編において、外ケーブル及び鋼板接着による補強は、耐震補強として有効であることが確認できたが、今後の検討課題として、既設橋梁の耐震補強の必要性を検討する場合に、地震時挙動の評価を上部工曲げ剛性、PC鋼材比、橋脚の剛性比等で判定できるような簡易的判定方法を検討していく予定である。

## 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編，1996年12月
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書IIIコンクリート橋編，1996年12月
- 3) 岡本，加藤：PC造建物の地震応答性状，プレストレストコンクリート，Vol. 33，No. 4，pp. 52-63，1991. 7
- 4) 林，岡本，小谷他：PC部材の履歴特性とPC造建物の地震応答性状，プレストレストコンクリート，Vol. 37，No. 4，pp. 57-67，1995. 7
- 5) 保坂，睦好他：プレストレストコンクリート高架橋におけるPC桁の地震応答性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 19，No. 2，pp. 159-164，1997
- 6) 小坂，川田，津野：外ケーブルを用いたPC橋の終局曲げ挙動に関する研究，土木学会論文集，No. 613/V-42，pp. 147-167，1999. 2
- 7) 大塚，根井，矢葺，堤，岡田：上部構造の非線形性を考慮したPC連続ラーメン橋の耐震性照査，土木学会構造工学論文集，Vol. 45A，pp. 967-974，1999年3月
- 8) 矢葺，大塚，根井，堤，岡田：上部構造の非線形性を考慮した動的解析によるPC連続ラーメン橋の終局限界状態に関する考察，第25回地震工学研究発表会講演論文集，第2分冊，pp. 1999. 7
- 9) 大塚，矢葺，堤，角本，岡田，浦川：交番載荷実験によるPC箱桁の履歴特性，第25回地震工学研究発表会講演論文集，第2分冊，pp. 1999. 7