

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

The Investigation of Earthquake Resistance for the PC Continuous Rigid Frame Bridge
Considering Nonlinearity in Superstructure

大塚 久哲*, 根井 秀樹**, 矢葺 亘***, 堤 忠彦****, 岡田 稔規*****

Hisanori OTSUKA, Hideki NEI, Wataru YABUKI, Tadahiko TSUTSUMI and Toshiki OKADA

* フェロー 工博 九州大学大学院教授 工学研究科建設システム工学専攻(〒812-8581福岡市東区箱崎6-10-1)

** 九州大学大学院修士課程 工学研究科建設システム工学専攻(〒812-8581福岡市東区箱崎6-10-1)

*** 修(工) 九州大学大学院助手 工学研究科建設システム工学専攻(〒812-8581福岡市東区箱崎6-10-1)

**** (株)富士ビー・エス 福岡支店技術部設計課(〒810-0001福岡市中央区天神2-14-2)

***** 八千代エンジニアリング株式会社 関東事業部 橋梁・構造部(〒330-8538埼玉県大宮市土手町1-15-2)
(九州大学大学院工学研究科建設システム工学専攻博士課程在学)

In case of bridges which have comparatively long span, narrow deck, and tall piers, therefore small rigidity for the out-plane direction, these bridges may behave complicatedly during the earthquake. Furthermore, if bridges designed by the former specification which has low seismic force comparing that of the new specification, the check of the seismic safety is necessary using the nonlinear dynamic analysis. In this study a existing PC continuous rigid frame bridge designed by the seismic coefficient method is analysed considering nonlinearity of superstructure. The effect of nonlinearity of superstructure on the responses of bridges are investigated for different hysteresis loop models.

Key words : PC rigid frame bridge, nonlinear dynamic analysis, hysteresis model of PC girder

1. はじめに

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な非線形解析が行われるようになった。

動的な非線形解析は, 計算機および汎用の計算コードの性能向上により, 普及しつつある。解析における操作性が急速に向上している一方で, 目的とする精度を有した解析を行うためには, 部材の非線形履歴特性の選定など, 対象橋梁を適切にモデル化する必要がある。経験を持った技術者の判断に依存するところが大きいのが現状である。

今後, 技術者の判断の指標となるべき解析例の蓄積は, 計算精度の向上, 解析ノウハウの普及をはかるうえで, 工学的に非常に有用であると考えられる。

ところで, 平成8年度改訂の道路橋示方書¹⁾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。

ラーメン橋の上部構造の非線形性に着目した研究には, 大場ら²⁾, 二階堂ら³⁾による上部構造の初降伏状態を検討し, 剛性や非線形履歴特性の選定が上部構造および下部

構造に与える影響を検討した研究, 保坂ら⁴⁾によるPC桁の正負交番試験結果より復元力モデルを作成し, 橋軸方向の弾塑性応答解析を行い, 構造全体の応答性状を検討した研究などがあるが, 上部構造の非線形履歴特性の影響を解明し, この種構造物の耐震性を検討するには, 解析例が非常に少ない現状であり, また実橋梁の耐震安全性に対して検討した例はほとんどない。

本研究では, 震度法により設計された実橋梁を対象に, PC上部構造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。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。

2. 橋梁概要および解析モデル

今回, 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 $k_n=0.10$ 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。橋梁概要図を図-1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228.8m(側径間67.4m, 中央径間94.0m), 橋脚高さは, 長橋脚で68.0m, 短橋脚で45.0m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。

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	橋軸方向 kh=0.12
(55年道示準拠)	橋軸直角方向 kh=0.10
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	上部工: $\sigma_{ck}=400\text{kgf/cm}^2$
	下部工: $\sigma_{ck}=240\text{kgf/cm}^2$
PC鋼材	SBPR 930/1180
鉄筋	SD295

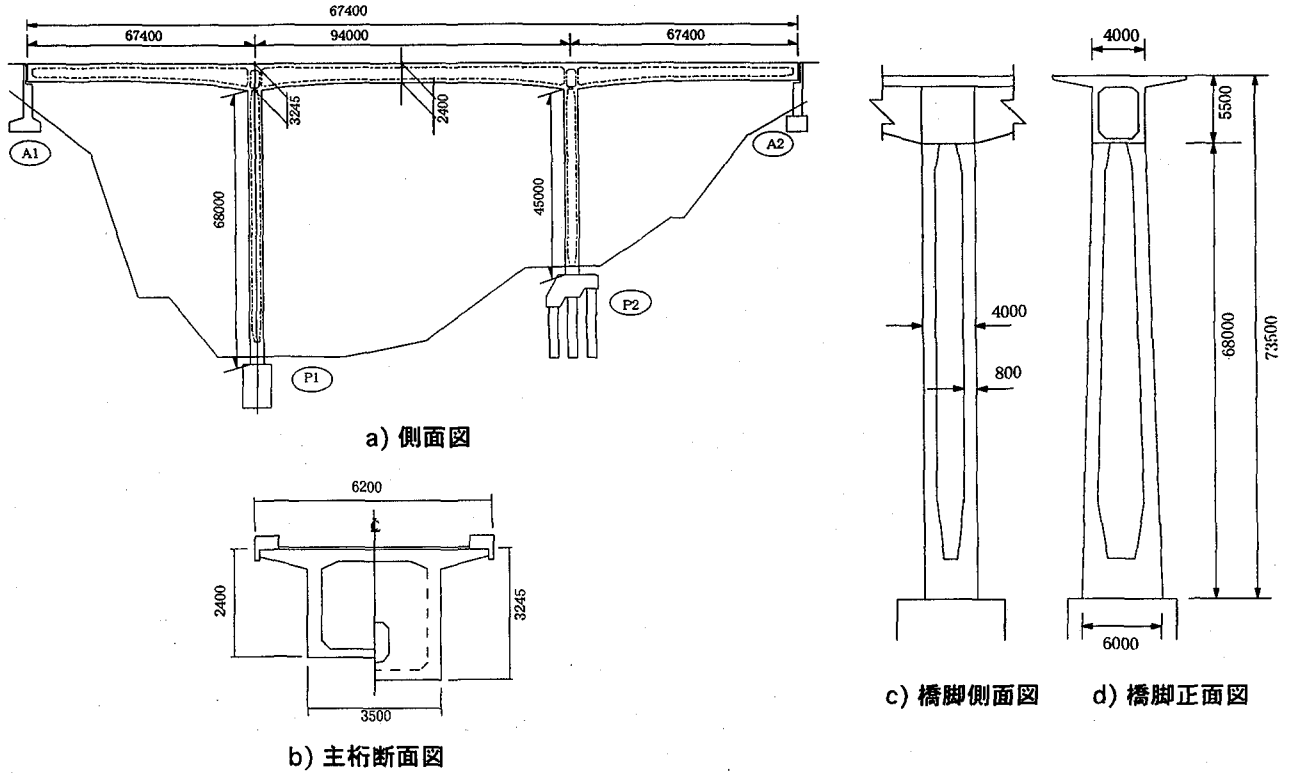


図-1 橋梁概要図 (単位: mm)

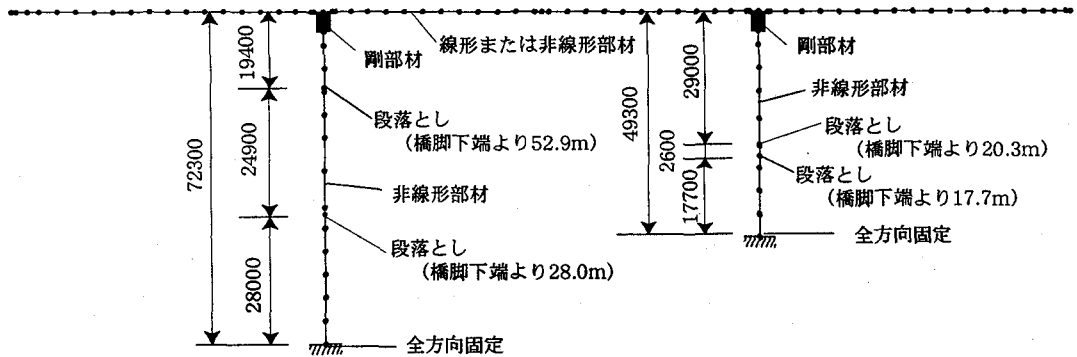


図-2 解析モデル(単位: mm)

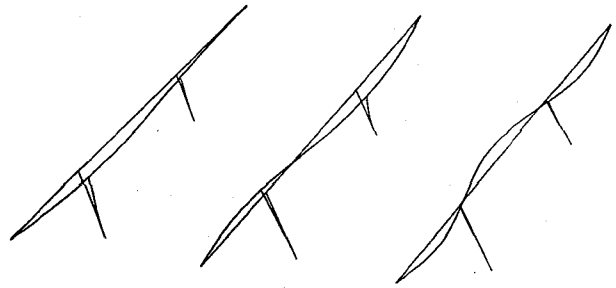
上部構造は普通鉄筋を含んだPC部材、橋脚はRC部材で構成される。また、主桁、橋脚両方で中空断面を採用しており、橋軸方向の橋脚幅は上部から下部に向かって広がる変断面となっている。

解析モデルを図-2に示す。上部構造は全て線形または全て非線形の要素、橋脚は非線形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。

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	2.014	2.052	58
2	1.164	0.741	7
3	0.640	-0.622	6
4	0.389	-0.179	0
5	0.332	0.591	5
6	0.253	-0.343	2
7	0.177	-0.297	1
8	0.154	0.558	5
9	0.125	-0.110	0
10	0.115	-0.420	2



1次モード 2次モード 3次モード

図-3 モード図

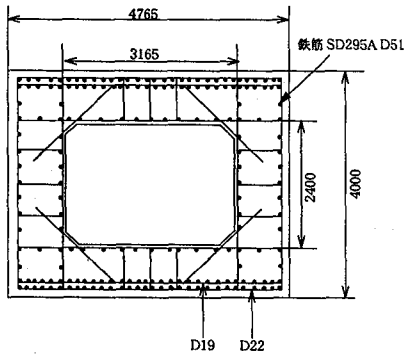


図-4 橋脚配筋図

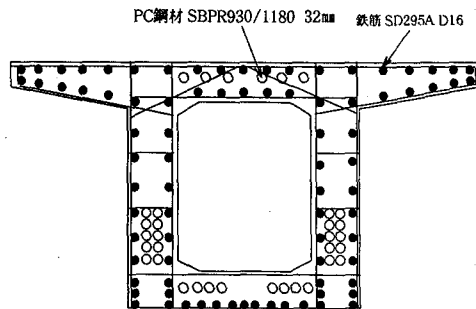


図-5 主桁配筋図

3. 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-3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。

4. 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。

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-φ関係）は、各断面形状と初期軸力に対して決定した。橋脚および主桁の主要断面における配筋図を図-4、図-5に示す。

図-6に両橋脚下端の橋軸方向解析に対するM-φ関係を示す。橋脚に関しては、道路橋示方書V耐震設計編⁹⁾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。

主桁断面のM-φ関係の導出には、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編⁵⁾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

- ①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)
- ②鉄筋降伏時
(ウェブ最外縁の引張鉄筋が降伏するとき)
- ③PC鋼材降伏時
(引張縁のPC鋼材が降伏点に達するとき)
- ④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-φ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⁶⁾、林ら⁷⁾、保坂ら⁴⁾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 α' を適切に選べばPC断面

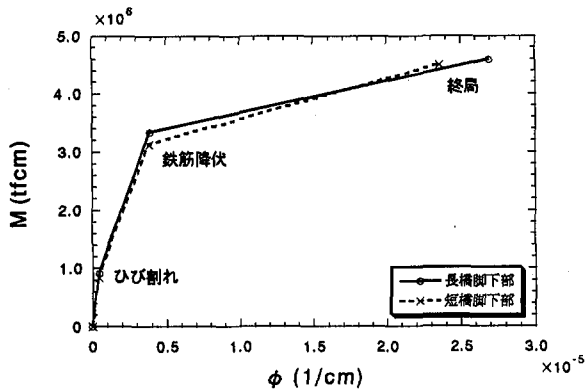


図-6 橋脚下端における骨格曲線

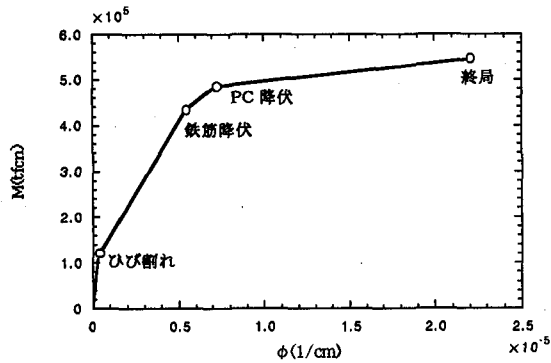


図-7 中央径間中央位置での骨格曲線

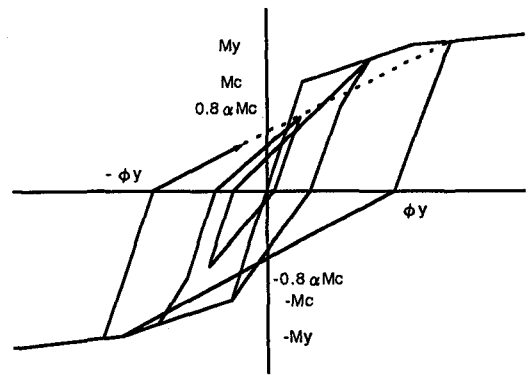


図-8 岡本型履歴モデル

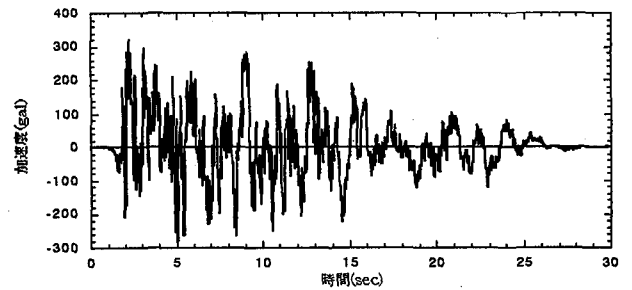


図-9 入力地震動(1種地盤,タイプ1-1)

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 α' 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、 α' の値は上部構造の断面より求められるPC鋼材の降伏耐力 M_{Py} と鉄筋の降伏耐力 M_{Ry} とを用いて式(1)で表される。これを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 α' とした。この結果、 α' の値は $\alpha' = 0.500 \sim 0.527$ と決定した。これは、岡本らの研究によると、PRC部材に相当する。

$$\alpha' = \frac{M_{Py}}{M_{Py} + M_{Ry}} \quad (1)$$

さらに岡本型履歴モデルは剛性低減型トリリニアモデルであるため、3勾配からなる骨格曲線を決定する必要がある。本解析では、図-7に示した「ひび割れ—鉄筋降伏—PC鋼材降伏—終局」の4勾配からなる骨格曲線のうち、鉄筋降伏点とPC鋼材降伏点の差が大きくないこと、PC鋼材降伏以降の剛性低下が鉄筋降伏以降の剛性低下に比べ著しいことから、「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。

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 β 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、今回の解析ではタイプIの地震動について検討を行った。

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。タイプI入力地震動を図-9に示す。

5 解析結果

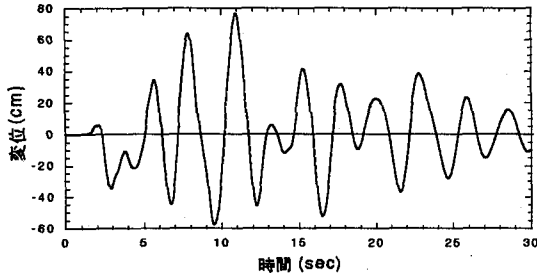
本解析の結果を、側径間中央(長橋脚側)、柱頭部(長橋脚側)、中央径間中央、柱頭部(短橋脚側)、側径間中央(短橋脚側)の5箇所について、線形モデル、原点指向型履歴モデル、岡本型履歴モデルの3モデルの比較を行った。

表-4 上部工最大応答変位

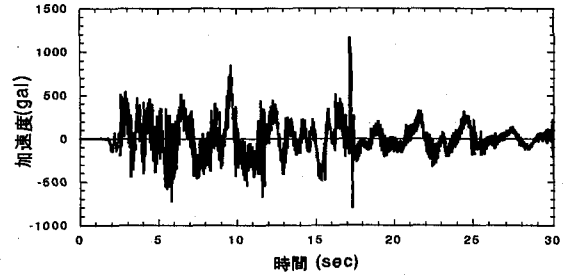
検討箇所	最大応答変位(cm)		
	岡本型	原点指向型	線形部材
側径間中央 (長橋脚)	57.3	64.8	49.5
脚頭部 (長橋脚)	76.7	88.0	75.6
中央径間中央	69.0	79.7	75.7
脚頭部 (短橋脚)	40.6	45.1	43.4
側径間中央 (短橋脚)	22.4	24.9	25.3

表-5 上部工最大応答加速度

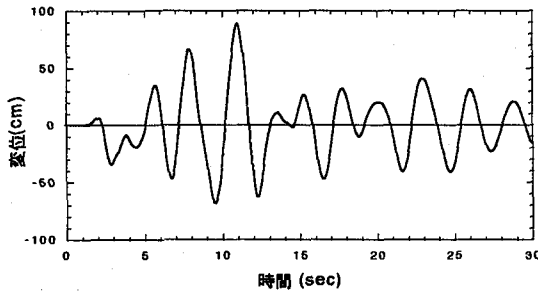
検討箇所	最大応答加速度(gal)		
	岡本型	原点指向型	線形部材
側径間中央 (長橋脚)	561.5	462.1	528.6
脚頭部 (長橋脚)	500.0	500.9	520.2
中央径間中央	1158.0	828.7	624.0
脚頭部 (短橋脚)	451.1	479.0	474.4
側径間中央 (短橋脚)	560.7	400.0	424.2



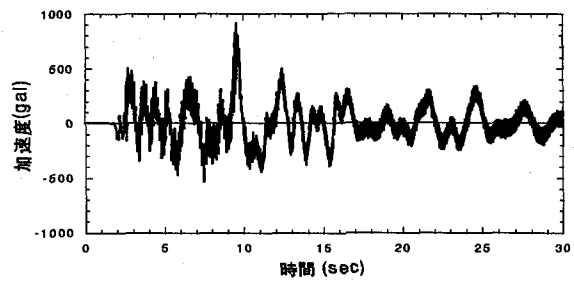
a) 岡本型



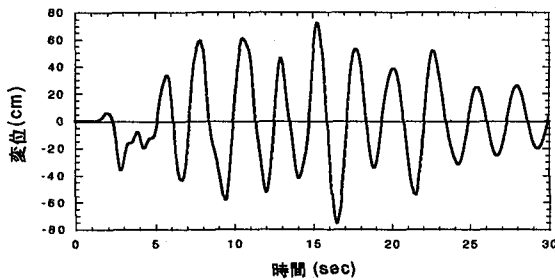
a) 岡本型



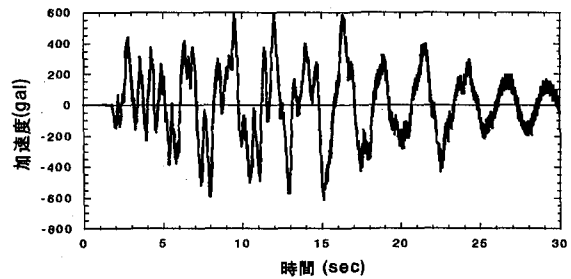
b) 原点指向型



b) 原点指向型



c) 線形



c) 線形

図-10 変位時刻歴波形

図-11 加速度時刻歴波形

5.1 変位・加速度の比較

上部構造の最大応答変位・加速度を表-4、表-5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15~25%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かった。

最大加速度については、中央径間中央をのぞいた4箇所においてはそれほど差はみられなかったが、中央径間中央の最大応答加速度については、非線形部材の値が線形部材の値を大きく上回る結果となった。

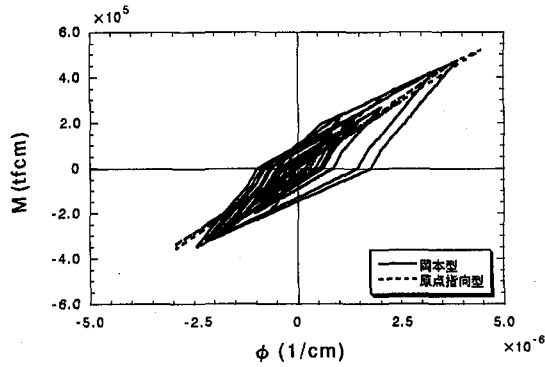
上部構造のうち、それぞれのモデルについて最大を示した、岡本型履歴モデル、原点指向型モデルに関しては長橋脚脚頭部、線形モデルでは中央径間中央の変位時刻歴波形・また全てのモデルでの中央径間中央の加速度時刻歴波形を図-10、図-11に示す。

表-6 上部工最大応答曲げモーメント

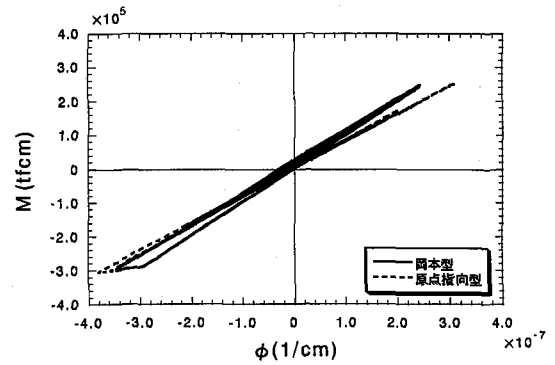
検討箇所	最大曲げモーメント(tfcm)	
	岡本型	原点指向型
側径間中央 (長橋脚)	4.71E+05	5.19E+05
脚頭部 (長橋脚)	4.64E+05	5.31E+05
中央径間中央	4.02E+05	4.16E+05
脚頭部 (短橋脚)	2.98E+05	3.07E+05
側径間中央 (短橋脚)	2.39E+05	2.44E+05

表-7 上部工最大応答曲率

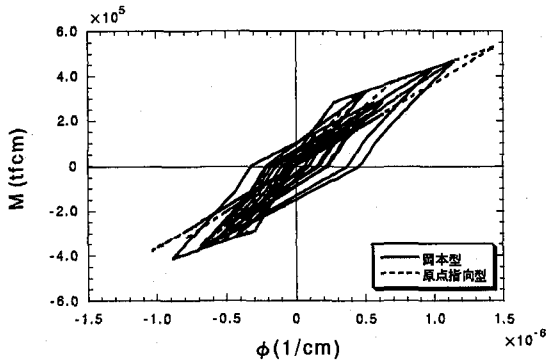
検討箇所	最大曲率(1/cm)	
	岡本型	原点指向型
側径間中央 (長橋脚)	3.89E-06	4.47E-06
脚頭部 (長橋脚)	1.13E-06	1.45E-06
中央径間中央	4.63E-06	4.86E-06
脚頭部 (短橋脚)	3.39E-06	3.82E-06
側径間中央 (短橋脚)	1.13E-06	1.18E-06



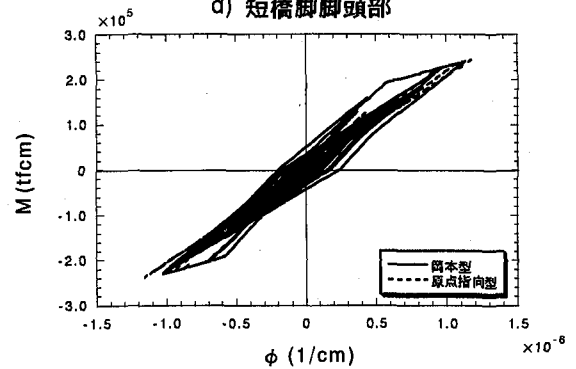
a) 側径間中央 (長橋脚側)



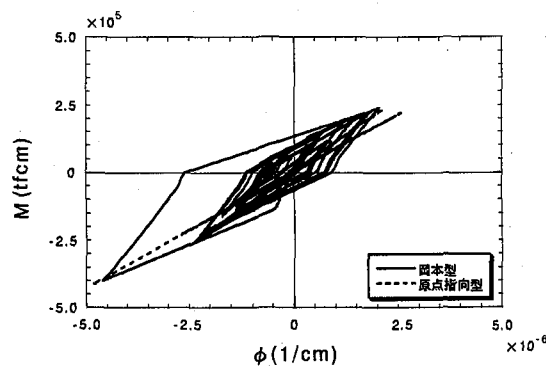
d) 短橋脚脚頭部



b) 長橋脚脚頭部



e) 側径間中央 (短橋脚側)



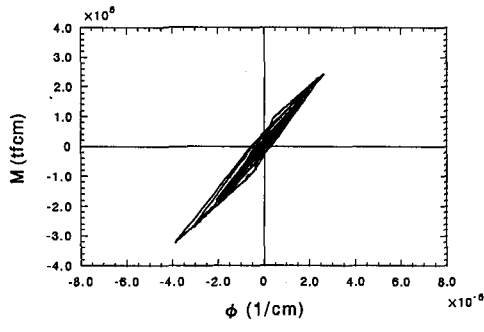
c) 中央径間中央

図-12 上部構造のM-phi履歴曲線

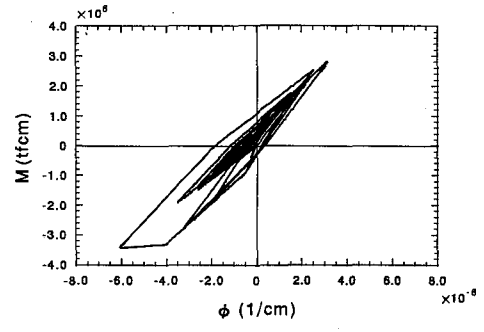
5.2 曲げモーメントおよび曲率の比較

2つの履歴モデルでの上部構造の最大曲げモーメント・曲率を表-6、表-7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。この2つの表より、原点指向型履歴モデルの値は検討箇所すべてにおいて岡本型履歴モデルのそれを上回っている。

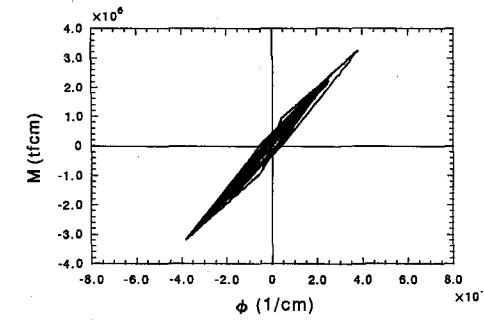
図-12に、それぞれの検討箇所のM-phi履歴曲線を示す。短橋脚側の脚頭部では、岡本型履歴モデルは弾性域にあるが、原点指向型履歴モデルではひび割れ耐力を越えたため、非線形の履歴を呈している。応答の大きい長橋脚側では、岡本型履歴モデルにおいて普通鉄筋を考慮しているため、原点指向型履歴モデルと比べて履歴減衰効果が



1) 岡本型

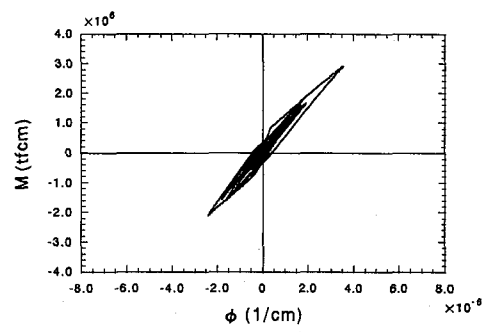


2) 原点指向型

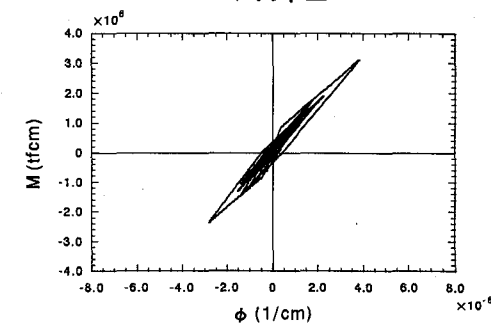


3) 線形

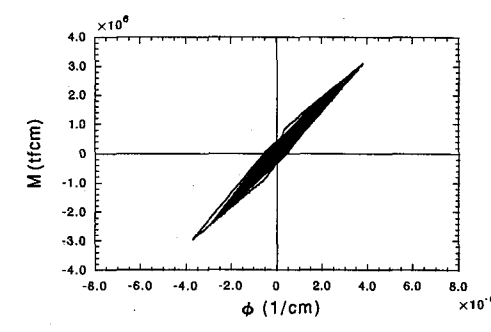
a) 長橋脚下部



1) 岡本型



2) 原点指向型



3) 線形

b) 短橋脚下部

図-13 下部構造のM-phi履歴曲線

表-8 許容曲率塑性率・最大応答曲率塑性率

a) 上部構造

	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)	1.63	0.58	0.66
脚頭部 (長橋脚)	1.41	0.20	0.26
中央径間中央	1.70	0.69	0.72
脚頭部 (短橋脚)	1.41	0.06	0.07
側径間中央 (短橋脚)	1.63	0.17	0.17

b) 下部構造

	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	0.970	1.523	0.961
短橋脚下部	2.69	0.912	0.990	0.980

大きいことが確認できる。

図-13に、上部構造をそれぞれのモデルにおける下部構造のM-phi履歴曲線を示す。検討箇所は長短おのおのの橋脚下部とした。

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、上部構造に原点指向型履歴モデルを選定した場合に比べて、岡本型履歴モデルを選定した場

合の方が、橋脚の損傷度が小さいことが確かめられる。これは、履歴モデルによる非線形性の程度、つまり原点指向型履歴モデルより非線形性の強い岡本型履歴モデルを上部構造に選定したことで、上部構造部材でのエネルギー吸収がなされ、下部構造へのエネルギー分担が抑えられたためと考えられる。また、線形部材としたときの下部構造について岡本型履歴モデルと比較すると、端橋脚下部において

線形モデルの履歴曲線が少し大きい、どちらも鉄筋降伏には到達しない結果となった。しかし、岡本型履歴モデルでは上部構造に損傷が生じていることから、解析により実際の挙動を把握するためにも上部構造を非線形部材とすることは重要な条件であると考えられる。

また、線形モデルと、PC桁としての特性が強い原点指向型モデルとを比較すると、長橋脚下部で大きく履歴曲線が異なった。これは、上部構造、橋脚とも非線形域に達すると、上部構造でエネルギー吸収が期待できないので、両橋脚に負担がかかることになるためである。その結果、特に長橋脚においては鉄筋が降伏し、過大な曲率が生じたと考えられる。これらの結果から、大きな履歴減衰が期待できる鉄筋量の多い断面（ここでは岡本型）が橋梁全体として望ましいことがわかる。

5.3 塑性率の比較

表-8に、上部構造・下部構造のそれぞれの検討箇所の許容曲率塑性率・最大応答曲率塑性率を示す。許容曲率塑性率は、次の式で求められる。

$$\mu = 1 + \frac{\phi_u - \phi_y}{\alpha \phi_y} \quad (2)$$

ここで、

ϕ_y : 降伏曲率
 ϕ_u : 終局曲率
 α : 安全係数

上部構造・下部構造とも上式を用いて算出した。安全係数は、下部構造部において道路橋示方書より、タイプI地震動に対する $\alpha = 3.0$ とした。また上部構造に対する安全係数に関する規定はないため、下部構造に準じ $\alpha = 3.0$ とした。

上部構造に原点指向型履歴モデルを選定した場合において両橋脚下部で、鉄筋が降伏し、塑性率が1を上回ったものの、上部構造、下部構造のどちらにおいても、すべて許容曲率塑性率を下回った。また、段落とし部に関しては、許容曲率塑性率が2.0~3.5であるのに対し、応答は全ての断面で鉄筋降伏まで至らなかった。

これより本対象橋梁は、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。

6. まとめ

本研究では、PC桁の非線形性を考慮したラーメン橋の動的解析を行い、耐震性の照査を行うとともに、上部構造部材のモデル化の違いが橋梁全体の応答性状に与える影響について比較・検討を行った結果、以下の知見を得た。

- ・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。
- ・エネルギー吸収性能の高い履歴モデルを上部構造のモデル化に適用し解析を行った場合、下部構造への損傷の程度が軽減される結果となり、上部工の履歴吸収能力が橋梁全体の耐震性の向上に役立つと言える。

本研究は土木学会西部支部「中径間橋梁の耐震性向上に関する研究」委員会（委員長 大塚久哲 九大教授）の研究の一環として行ったものである。

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) 大場，前原他：PCラーメン橋の動的解析における上部構造モデル化の影響，第1回地震時保有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，pp61-64,1998.1
- 3) 二階堂，角本：PC連続ラーメン橋の上部構造の耐震性に関する一検討，第1回地震時保有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，pp65-68,1998.1
- 4) 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，pp159-164,1997
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編，1994年
- 6) 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，pp52-63,1991.7
- 7) 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，pp57-67,1995.7
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書I共通編，1996年12月

(1998年9月18日受付)