

PC ラーメン橋の耐震設計手法の合理化に関する一考察

A study on the rationalization of seismic design method for PC rigid-frame bridges

杣 辰雄*, 橋本 晃**, 秦 裕昭***, 荒木 秀朗****, 中村 聖三*****

Tatsuo SOMA, Akira HASHIMOTO, Hiroaki HATA, Hideaki ARAKI and Shozo NAKAMURA

* 博(工), 中央コンサルタンツ(株) 福岡支店 (〒810-0062 福岡市中央区荒戸 1-1-6)

** (株)千代田コンサルタンツ 九州支店 (〒810-0041 福岡市中央区大名 1-15-33)

*** オリエンタル建設(株) 福岡支店 (〒810-0001 福岡市中央区天神 4-2-31)

**** (株)構造計画研究所 (〒869-1235 熊本県菊池郡大津町室 1315)

***** 博(工), 長崎大学 工学部 社会開発工学科 (〒852-8521 長崎市文教町 1-14)

This paper aims at rationalization of seismic design method for PC rigid-frame bridges. Numerical models of 3 span continuous PC rigid-frame bridges with different design parameters, such as the material strength, cross section and height of piers, were prepared. The effect of the parameters on natural period, mode shape and nonlinear dynamic response were examined through eigenvalue analysis and nonlinear dynamic response analysis. The pushover analysis was also carried out and the applicability of the equal-energy and equal-displacement assumptions were clarified. Based on the results of the analyses, a static analysis method to estimate the nonlinear maximum dynamic response was proposed and its validity was confirmed. Furthermore, nonlinear response displacement spectra were presented.

Key Words: seismic design, PC rigid-frame bridge, equal-energy assumption, equal-displacement assumption

キーワード：耐震設計，PC ラーメン橋，エネルギー一定則，変位一定則

1. まえがき

PC ラーメン橋の耐震設計は、道路橋示方書・同解説（以下、道示）¹⁾ V 耐震設計編²⁾、道路橋の耐震設計に関する資料³⁾、設計要領第二集⁴⁾および PC 構造物耐震設計基準(案)⁵⁾などにに基づき行われている。従来静的解析の地震時保有水平耐力法により断面決定を行い、動的解析により照査するのが一般的であったが、平成 14 年 3 月に発刊された道示においてラーメン橋が地震時の挙動が複雑な橋に分類され、原則として動的解析により耐震性能を照査することが規定された⁶⁾。ただし、「構造系が単純で特定の振動モードが卓越し、主たる塑性化の生じる部位が明確になっている場合には、卓越する振動モードに相当する静的な地震力を作用させたプッシュオーバー解析により橋全体系の非線形挙動を解析し、これとエネルギー一定則等を組み合わせた静的照査法によって耐震性能の照査を行ってもよい」とも記述されている。近年、コンピュータの高性能化および低価格化が進むとともに、非線形解析ソフトウェアが比較的容易に使用できる環境が整ってきたことから、非線形動的解析を設計業務に取り入れようという流れは、きわめて自然である。しかし、現時点ではすべての設

計技術者が非線形動的解析に習熟しているとはいいがたく、設計当初から動的解析により構造諸元を決定するのは困難であり、多大の時間とコストを要するものと思われる。動的解析による耐震性能の照査を満足する経済的な断面を、これまでと同様、静的解析により得ることができれば、設計業務の合理化を図ることが可能である。

静的解析により動的最大応答を求める手法として、エネルギー一定則⁷⁾と変位一定則⁸⁾があげられる。一般に、前者は比較的短周期の構造物に、後者は長周期の構造物に対する適用性がよいと言われている⁹⁾。両経験則、特にエネルギー一定則の適用性は、過去 RC 橋脚、鋼製橋脚、高架橋システムなどを対象に検討⁷⁾⁻¹⁷⁾がなされており、RC 橋脚についてはその成果をもとに、道示において地震時保有水平耐力法が規定されている。しかし、PC ラーメン橋を対象に検討した研究は少ない¹⁸⁾。

こうした背景から、本研究では PC ラーメン橋の設計業務の支援を目的とし、静的解析により非線形動的応答を推定する手法について検討する。具体的には、まず、標準的な PC ラーメン橋を対象として、その動的特性に及ぼす橋脚断面、材料強度等の影響を、固有値解析、非線形動的解析により調査する。次に、非線形動的解析により得られた

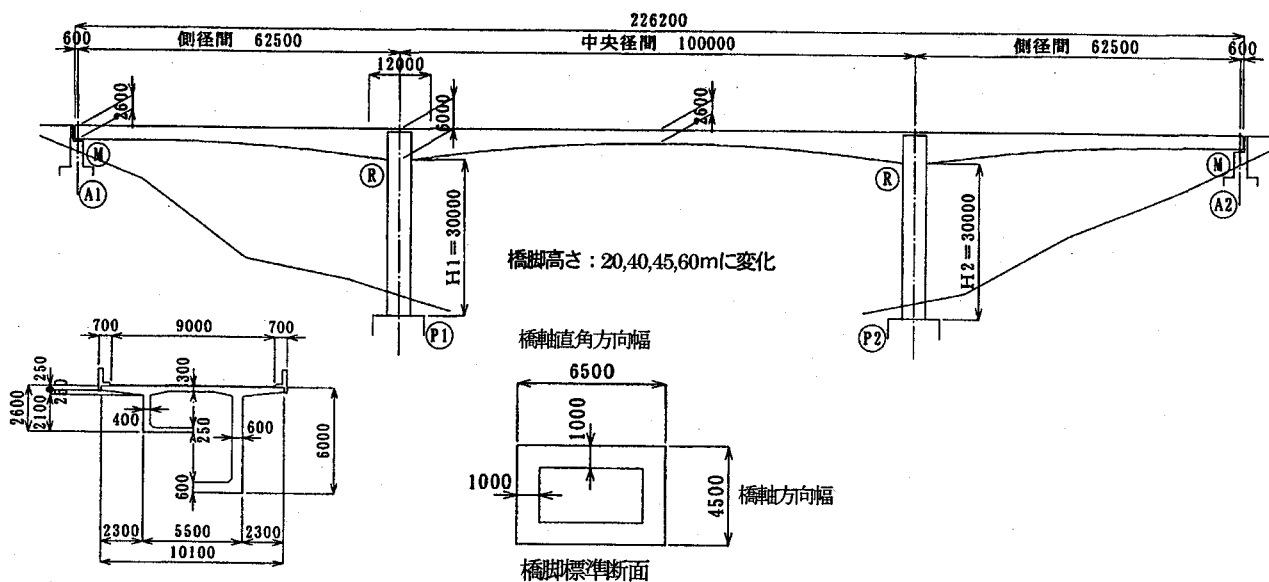


図-1 対象橋梁概要図

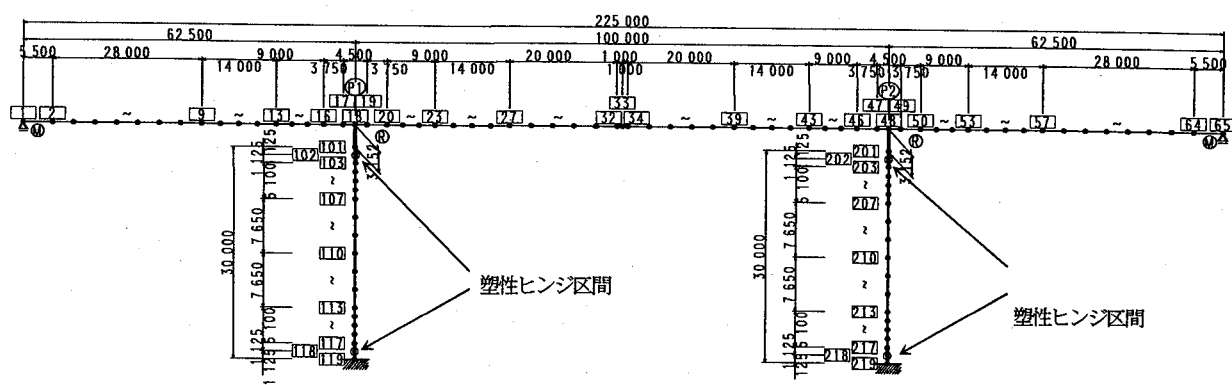


図-2 解析モデル

上部構造慣性力作用位置における最大水平変位を Pushover 解析とエネルギー一定則あるいは変位一定則を用いて推定することを試みる。さらに、非線形静的解析により求めた等価固有周期、降伏震度から応答塑性率を推定するための非線形応答スペクトルを提案する。

2. 解析概要

2.1 対象橋梁の諸元とそのモデル化

(1) 対象橋梁

検討対象橋梁（平成 8 年 12 月の道示で設計）は図-1 に示す 3 径間連続 PC ラーメン橋（有効幅員 9.0m）である。ただし、パラメトリック解析においては、橋脚の断面や高さを変化させている。両橋台位置は可動支承となっているため、橋台の影響は考慮しないことにした。なお、対象地域は A 地域、地盤種別は I 種地盤（いずれも道示）とした。

(2) 解析モデル

解析モデルは橋梁全体系の平面骨組モデルとし、塑性ヒンジの発生が予測される橋脚の上下端部には、非線形回転

バネ要素 ($M-\theta$) を用いた。また、それ以外の一般部材は、非線形はり要素 ($M-\phi$) によりモデル化を行った。解析モデルを図-2 に示す。境界条件は、橋脚の下端を完全固定、橋台位置の上部構造を上下方向固定とした。なお、橋脚高さが図-1 と異なるモデルにおいても、要素分割数は図-2 と同じである。

(3) 上部構造のモデル化

上部構造については、塑性化の影響度を把握するため、全断面有効の線形はりモデルおよび PC 鋼材偏心配置を考慮した上下非対称な骨格曲線を有する最大点指向型の非線形はりモデル（図-3）の 2 ケースに対して検討した。

コンクリートには、道示¹⁾の応力ひずみ関係を用いた。ただし、コンクリートの引張応力度は、コンクリート標準示方書¹⁹⁾に示される曲げ強度 f_{bk} に対して、部材寸法を考慮した強度 f_{tde} とし、コンクリートのひび割れ後は無視することとした。また、上部構造は横拘束筋による拘束効果が橋脚のように期待できないのでこれを無視した。

$M-\phi$ 関係の骨格曲線は、ひび割れ、初降伏、終局を結ぶトリリニア型とした。ここで、初降伏の定義は、引張側に PC 鋼材が配置されている場合は PC 鋼材の弾性限界、

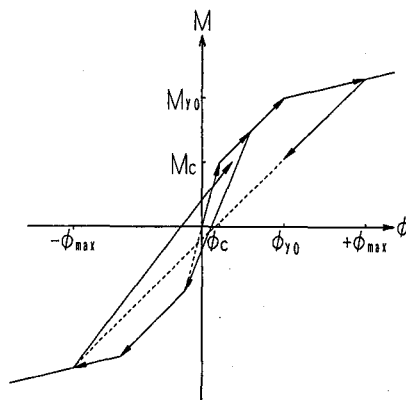


図-3 上部構造（最大点指向型）

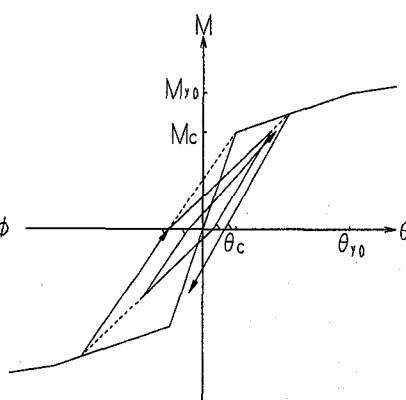


図-4 橋脚の上下端部

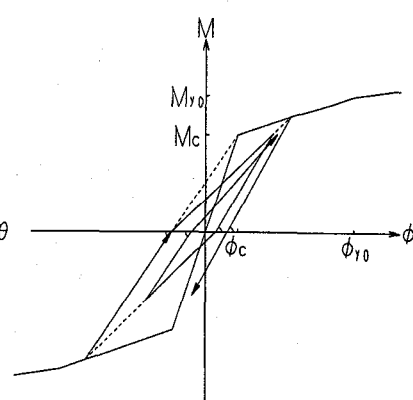


図-5 橋脚の一般部

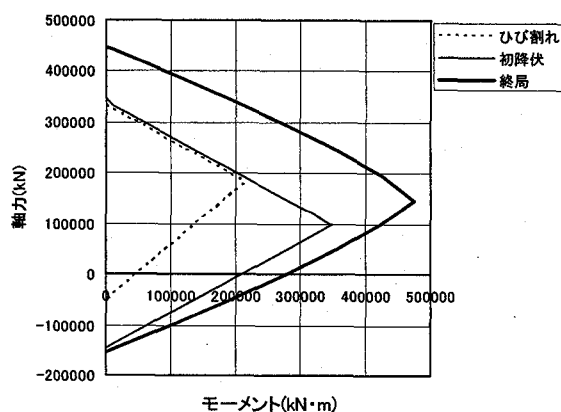


図-6 M-N 相関図（タイプ I）

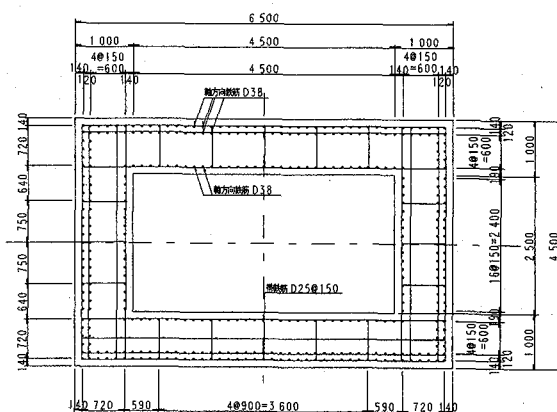


図-7 断面 B

引張側に PC 鋼材が配置されていない場合は、鉄筋の初降伏とした。

(4) 下部構造のモデル化

橋脚については、図-4 および図-5 に示すように、一般部は、武田型非線形はりモデル ($M-\phi$) とし、橋脚の上下端部は、武田型非線形回転バネモデル ($M-\theta$) とした。骨格曲線はいずれの要素についても、コンクリートのひび割れ、鉄筋の降伏、終局を考慮したトリリニア型骨格曲線とした。橋脚一般部材については、図-6 に示すような M-N 相関図を用いて、軸力変動を考慮した。

2.2 解析パラメータ

本解析ではまず、図-1 に示した対象橋梁に対して、橋脚の断面寸法、コンクリートおよび鉄筋の強度をパラメータとして変化させた。橋脚形状については、図-7 に示す断面 B (4.5m×6.5m) を標準とし、壁厚および鉄筋配置はそのまま、橋脚寸法のみを橋軸方向、直角方向とも 50cm 小さくした断面 A (4.0m×6.0m) と 50cm 大きくした断面 C (5.0m×7.0m) の 3 種類とした。コンクリート強度は、 $\sigma_{ck}=24, 30, 40\text{N/mm}^2$ の 3 種類、鉄筋は SD345 と 390 の 2 種類を考慮した。また、橋脚高さを固定した場合、全解析モデルの固有周期範囲が狭くなることから、後述する検討に対する橋梁全体の固有周期の影響度を調査するために、

橋脚高さを 20m, 40m, 45m, 60m とした解析も実施した。全解析モデルを一覧表にして、表-1 に示す。

2.3 解析条件

2.2 に示した解析モデルに対して、固有値解析、Pushover 解析（非線形静的解析）および非線形動的解析を行った。用いたソフトウェアは、固有値解析および非線形動的解析については RESP-T²⁰⁾、Pushover 解析については TDAP III²¹⁾ である。このように一部異なったソフトウェアを用いたのは、解析を分担して効率よく行うためであり、その妥当性については、ベンチマークテストで確認している。

(1) 固有値解析

解析モデルは図-2 に示す集中質量モデルとした。使用した要素は線形はり要素であり、鋼材を除いたコンクリート全断面を有効として、断面諸量を算定した。したがって、使用鉄筋の違いは固有値解析においては反映されない。また、コンクリートのヤング係数は、道示の規定に従い、 σ_{ck} に応じて表-2 に示す値とした。後述するような初期断面力の考慮（図-8）は行わなかった。

(2) Pushover 解析（非線形静的解析）

図-2 に示す全体系モデルの全節点に対し、左から右方向に地震力（節点質量×水平震度）を漸増载荷させ、上部構

表-1 解析モデル一覧表

	断面	σ_{sk} (N/mm ²)	鉄筋 種別	橋脚高 (m)	橋脚主 鉄筋径
A-1-1	A	24	SD345	30	D38
A-1-2			SD390		
A-2-1		30	SD345		
A-2-2			SD390		
A-3-1		40	SD345		
A-3-2			SD390		
A11H20		24	SD345	20	
A11H40				40	
A11H45				45	
A11H60				60	
B-1-1	B	24	SD345	30	
B-1-2			SD390		
B-2-1		30	SD345		
B-2-2			SD390		
B-3-1		40	SD345		
B-3-2			SD390		
B11H20		24	SD345	20	
B11H40				40	
B11H45				45	
B11H60				60	
C-1-1	C	24	SD345	30	
C-1-2			SD390		
C-2-1		30	SD345		
C-2-2			SD390		
C-3-1		40	SD345		
C-3-2			SD390		
C11H20		24	SD345	20	
C11H40				40	
C11H45				45	
C11H60				60	
A11D32	A	24	SD345	20	D32
A11D51				60	D51
B11D32	B			20	D32
B11D51				60	D51
C11D32	C			20	D32
C11D51				60	D51

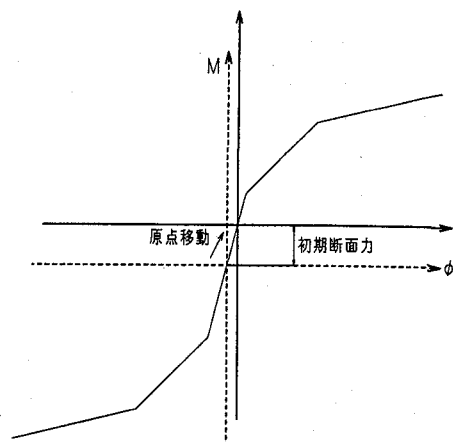
造慣性力作用位置（中央径間の支間中央部の上部構造重心位置）における水平震度－水平変位の関係を求めた。また、非線形はり要素を用いた場合には、 $M-\phi$ 関係の骨格曲線の原点を初期曲げモーメントと初期曲率の位置（クリープ・乾燥収縮を含む死荷重作用時）に補正する（図-8 参照）ことで、線形はりモデルを用いた場合には、応答断面力に初期断面力を足しあわせることで初期断面力を考慮した。

(3) 非線形動的解析

解析モデルは固有値解析と同様、図-2 に示す集中質量モデルとした。あらかじめ静的解析により死荷重による各要素の断面力を求めておき、それを初期断面力として入力して動的解析を行った。入力地震動は、道路橋の耐震設計に関する資料²⁾の時刻歴応答解析に用いるタイプ I, II の標準地震波（各タイプ 3 波）とし、モデルの両橋脚基部に同時に作用させた。減衰は各モデルの 1 次および 3 次の固有振動数を用いた Rayleigh 減衰とし、表-3 に示す等価減衰定数を仮定した。数値積分法は Newmark β 法（ $\beta=0.25$ ）とし、時間刻みは $\Delta t=0.001$ 秒とした。

表-2 コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

設計基準強度 σ_{sk}	24	30	40
ヤング係数	2.5×10^4	2.8×10^4	3.1×10^4



— 初期断面力を考慮した座標軸 - - - 初期断面力を考慮しない座標軸

図-8 初期断面力の考慮方法

表-3 各構造要素の減衰定数

構造要素		減衰定数
上部構造	線形モデル	0.03
	非線形モデル	0.02
下部構造		0.02

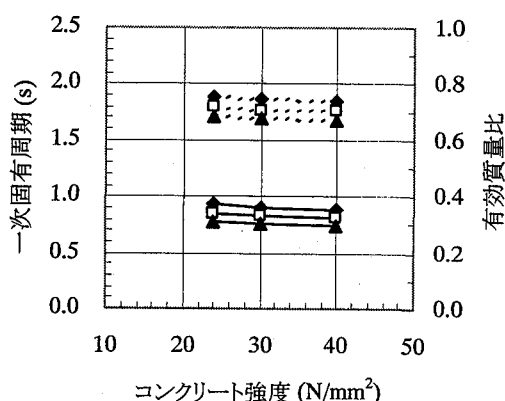


図-9 一次固有周期と有効質量比（橋脚高 30m）

3. 解析結果

3.1 固有振動数と振動モード

橋脚高さ 30m のモデルの水平一次固有周期とその有効質量比を図-9 に示す。今回解析対象としたモデルの水平一次固有周期は、橋脚高さ 30m で 0.73～0.93 秒であった。

同図から、断面が A, B, C と大きくなるにつれて、またコンクリート強度が高くなるにつれて、固有周期が若干低下しているのがわかる。これは橋脚の曲げ剛性に起因す

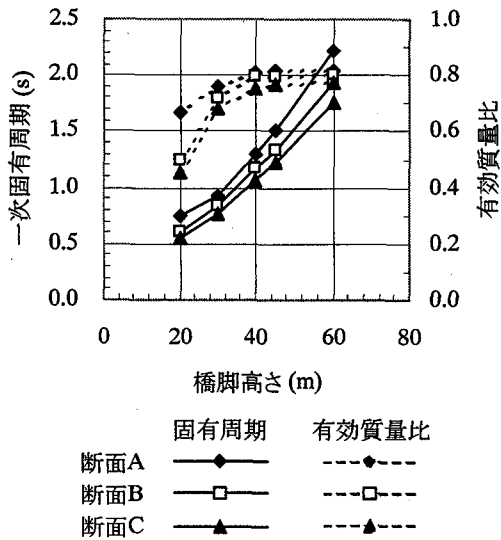


図-10 水平一次固有周期と有効質量比（橋脚高の影響）

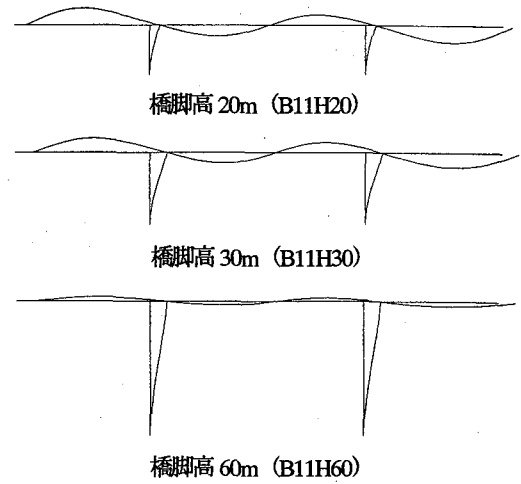
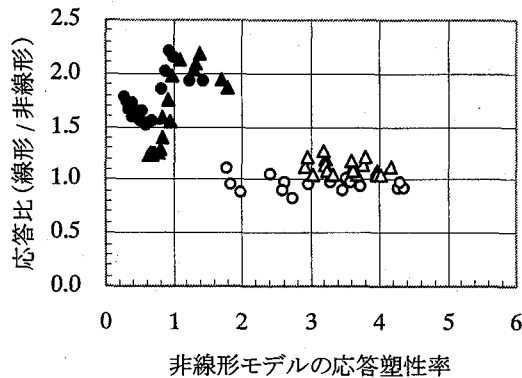
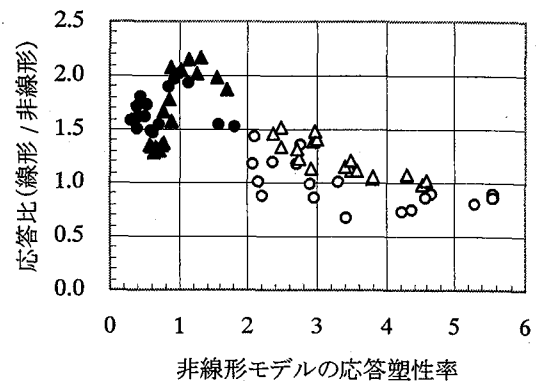


図-11 水平一次モード図



(a) P1 橋脚



(b) P2 橋脚

図-12 応答に及ぼす上部構造のモデル化の影響

るものであり、前者は断面2次モーメント、後者はヤング係数の増大による曲げ剛性の向上が原因である。しかし、その影響はそれほど大きくない。また、水平一次モードの有効質量比は70%前後で、一次モードが支配的である。

一方他の条件が一定の場合、図-10に示すように、橋脚高さが高くなるにつれて、固有周期も上昇しており、固有周期と橋脚高さとの関係は放物線で近似できる。橋脚高さに対する固有周期の変化率は、断面が小さい方が若干小さくなっている。水平一次モードの有効質量比は高さ40mより大きい場合はほぼ一定で、その値は80%程度である。40mより小さくなると急激に小さくなっていく傾向が見られ、20mになると断面B、Cでは50%以下となっている。水平一次のモード形状については、図-11に示すように、いずれの高さについても橋脚上端の水平変位と上部構造の鉛直変位が連成した形状になっているが、橋脚が高くなるにつれて橋脚上端の水平変位に比べ、上部構造の鉛直変

位が小さくなっている。

3.2 地震応答

本解析モデルでは主たる塑性ヒンジの発生位置を橋脚の上下端部と考え、当該位置を非線形回転ばね要素とした。非線形動的解析の結果、いくつかのモデルでは上部構造の側径間の一部や非線形回転ばね要素部を除く橋脚にもひび割れや塑性化が生じることとなったが、その程度はあまり大きいものではなく、応答回転角塑性率で1.1程度であった。そこでここでは、橋脚上下端部の非線形回転ばね要素に着目して、その応答に対する各種パラメータの影響を考察する。

(1) 上部構造のモデル化の影響

ここでは、上部構造を線形モデル（弾性）とした場合と

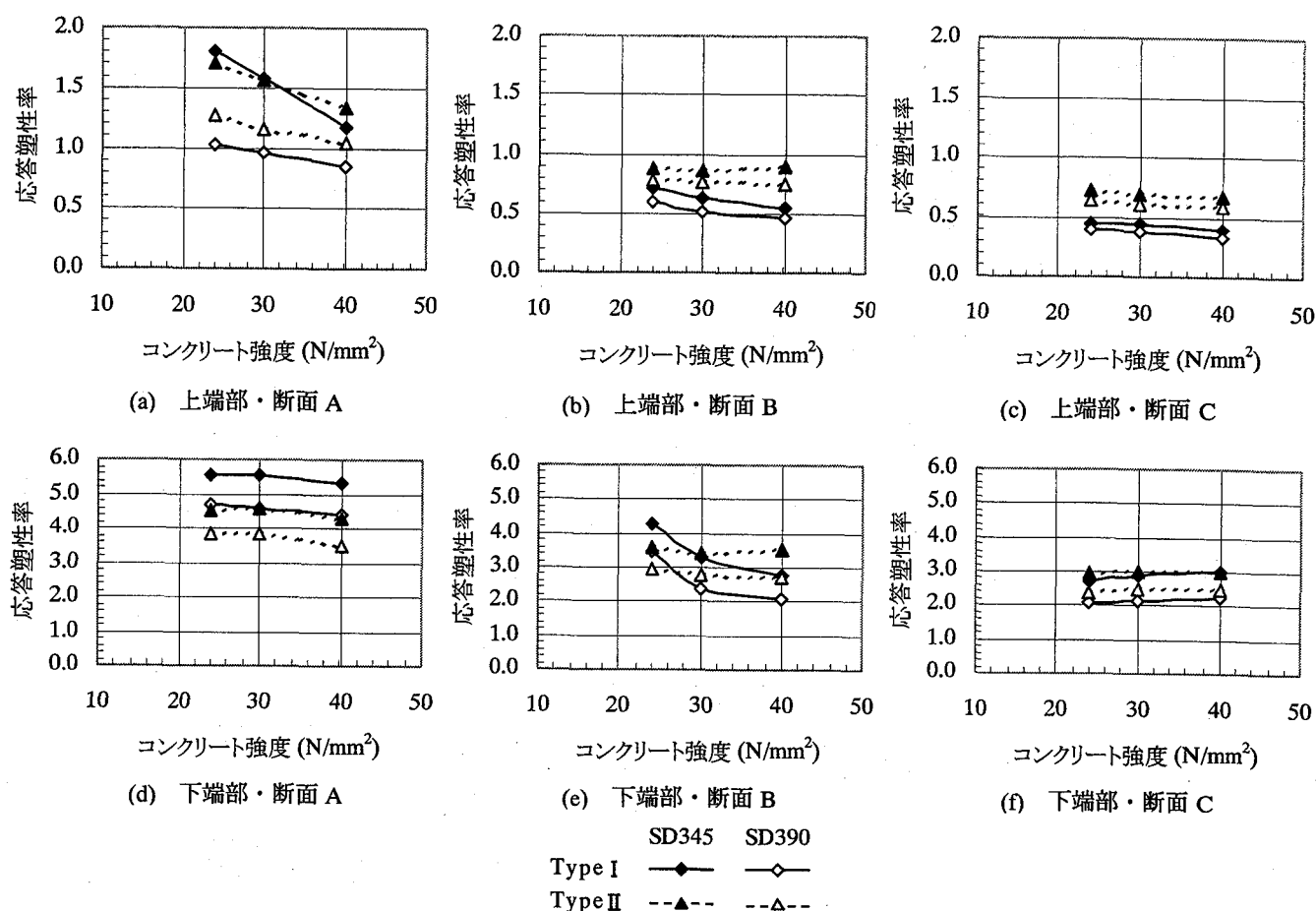


図-13 P2 橋脚上下端部の応答塑性率 (回転角)

非線形モデル (最大点指向型) とした場合の P1 および P2 橋脚上下端部の応答を比較する。図-12 には、橋脚高さ 30m の各断面ケース (18 ケース) に対する比較結果を示す。塑性ヒンジ部の応答塑性率による違いを見るため、縦軸に線形モデルの応答を非線形モデルの応答で除した値、横軸を当該部の非線形モデルにおける応答塑性率としている。なお、ここでいう応答とは回転角の応答値であり、標準地震波 3 波に対する平均値である。

いずれの橋脚においても、横軸の応答塑性率が小さい上端部では線形モデルの応答が非線形モデルよりも大きくなっている。すなわち、上部構造のひび割れや塑性化を考慮することにより、橋脚の応答値が小さくなっている。また、着目部位の応答塑性率が 1.0 より小さい場合でも、線形モデルと非線形モデルの応答は一致していない。上部構造の塑性化の程度は小さいものであるため、これらは主としてひび割れによる剛性低下に起因するものと思われる。一方、応答塑性率が大きい下端部では、線形モデルと非線形モデルの応答の比は、多少のばらつきはあるものの、1.0 をはさんで分布しており、両モデルの応答は比較的一致していると言える。地震波の Type による明確な違いは認められず、塑性率が大きい領域で Type II に対する応答の方が、線形モデルと非線形モデルの応答の比が若干大きい傾向が見られる程度である。

(2) 橋脚寸法および材料強度の影響

P2 橋脚上下端部の応答塑性率を図-13 に示す。この塑性率は非線形ばね要素の最大応答回転角 (標準地震波 3 波に対する平均値) を断面の降伏回転角で除したものである。

上下端部ともに、断面が A, B, C と大きくなるにつれて応答塑性率が小さくなっている。全般的に、コンクリート強度が増すと、応答塑性率が小さくなる傾向が見られるが、その度合いは断面 A の上端、および断面 B の地震波 Type I を除き、あまり大きいものではない。鉄筋強度については、ほぼすべての場合について高強度化の効果が見られ、SD345 に比べ SD390 を用いた方が、応答塑性率が小さくなっている。コンクリート強度と鉄筋強度の効果を比較した場合、応答塑性率の低減という観点で考えると、今回の解析モデルのように同一断面で同一鉄筋配置であれば、鉄筋の高強度化の方が効果的であると言える。

4. 耐震設計手法の合理化に関する検討

4.1 エネルギー一定則および変位一定則の適用性

(1) 検討方法

ここでは、検討対象とした PC ラーメン橋に対するエネルギー一定則および変位一定則の適用性を検討する。両経験則による非線形最大応答の推定方法は以下のとおりで

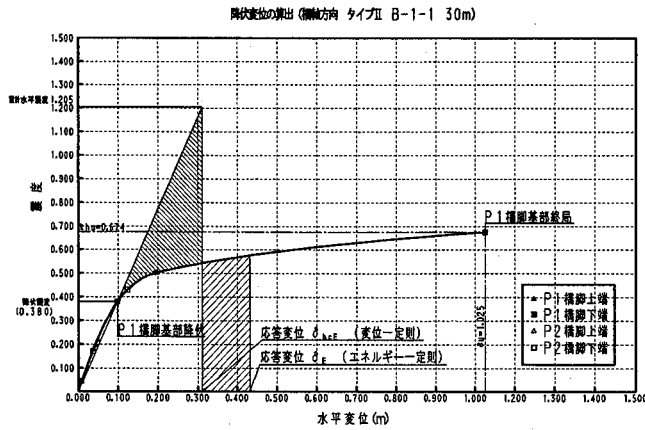


図-14 経験則による応答変位の推定法

ある。

- ① Pushover 解析により、降伏震度および水平震度－水平変位関係を求める。
- ② 固有値解析により得られた対象モデルの水平一次固有周期から設計水平震度を定める。
- ③ 震度－変位曲線上の降伏震度に対応する点と原点とを結ぶ直線を決め、設計水平震度に対応する水平変位 δ_{hCE} を弾性応答時の最大応答変位（すなわち、変位一定則における推定応答変位）とする。
- ④ 図-14 に示す網掛け部分の面積が等しくなるような変位 δ_e をエネルギー一定則による推定応答変位とする。

このようにして得られた推定応答変位と非線形動的解析により得られた応答変位とを比較することにより、これらの適用性について検討する。

(2) 検討結果

図-15 はエネルギー一定則および変位一定則により推定した最大応答変位と非線形動的解析の最大応答変位とを比較したものである。いずれの経験則によっても、比較的よい精度で安全側に最大応答が推定されており、今回対象とした PC ラーメン橋に対する適用性は良好である。しかし、両者を比較すると、変位一定則の推定精度が、エネルギー一定則よりも多少高くなっている。推定に要する計算量の観点からも、変位一定則の方が優れていると言える。地震波 Type 別に見ると、Type I 地震波に対する精度の方が若干よい。また、推定変位が大きくなるにつれて、直線的に推定誤差が大きくなっている傾向が見て取れるため、経験則による推定結果をある定数を乗じて補正することにより、推定精度の向上を図ることも可能であると考えられる。今回の結果では、変位一定則を用いた場合に乘すべき補正係数は、0.75 程度である。

図-16 には非線形動的解析により得られた慣性力作用位置の変位応答塑性率と橋脚下端部の塑性ヒンジの回転角塑性率との関係を示す。変位応答塑性率が大きくなるにつれて、両者の差は大きくなっており、ばらつきは大きいものの、その関係は直線であるとみなすことができそうである。ここでは、慣性力作用位置の変位塑性率から塑性ヒンジ部の回転角塑性率を求める式として、式(1)を提案する。

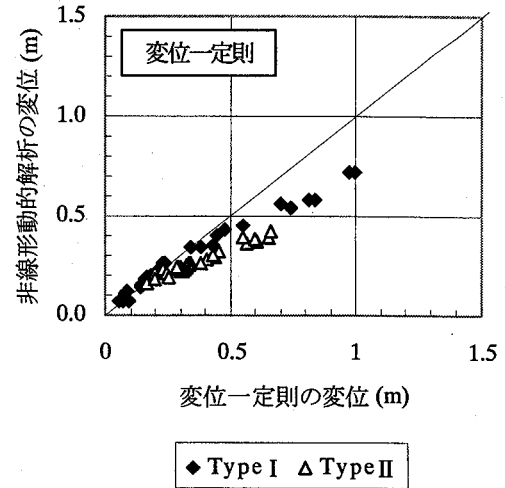
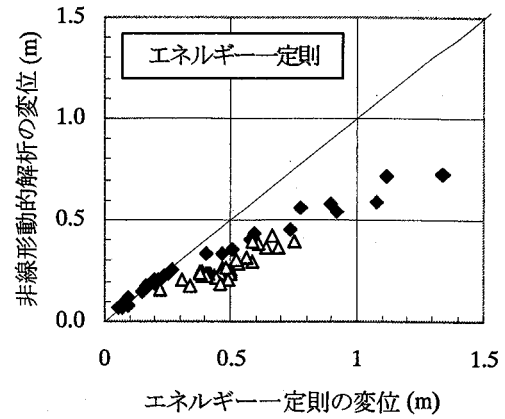


図-15 経験則による変位の推定結果

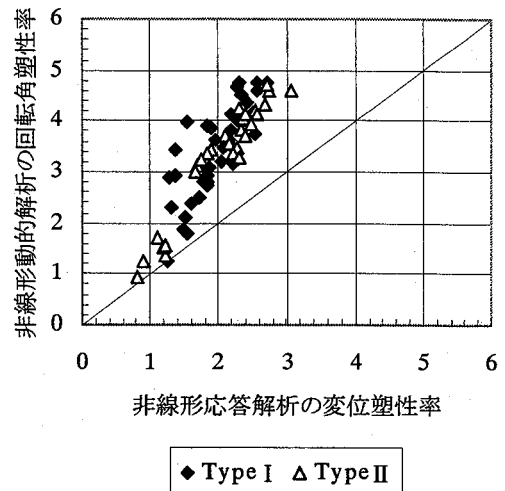
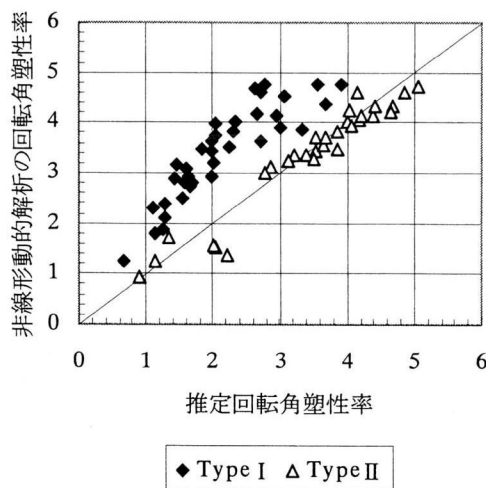


図-16 変位塑性率と回転角塑性率の関係

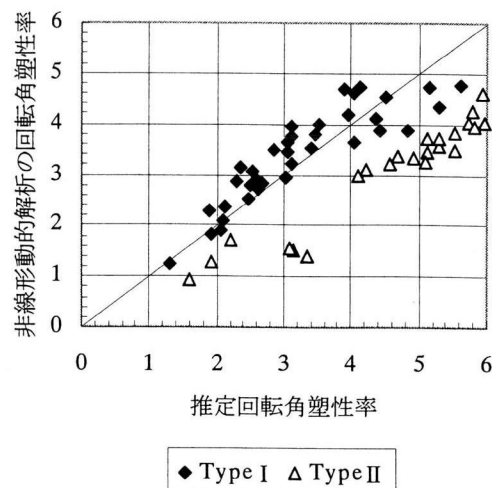
$$\begin{aligned} \mu_r &= 2.2(\mu_d - 1) + 1 \quad (\mu_d > 1) \\ &= \mu_d \quad (\mu_d \leq 1) \end{aligned} \quad (1)$$

ここに、 μ_d は上部構造の慣性力作用位置における変位塑性率、 μ_r は塑性ヒンジ部における回転角塑性率である。

変位一定則により慣性力作用点における最大変位応答とその塑性率を求め、式(1)により塑性ヒンジ部の回転塑性率を推定した結果を非線形動的解析により求められた値

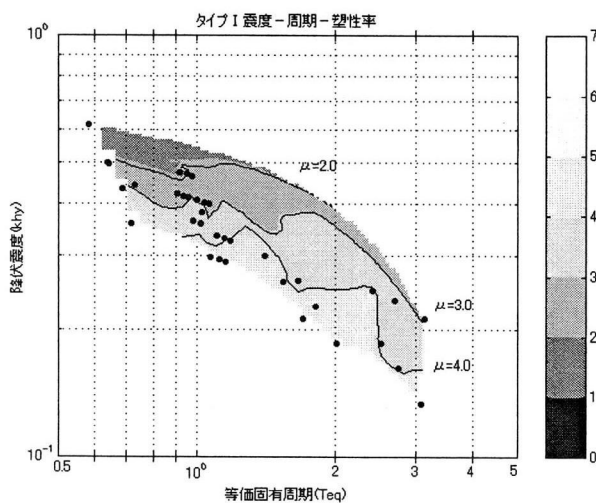


(a) 変位補正あり（補正係数 0.75）

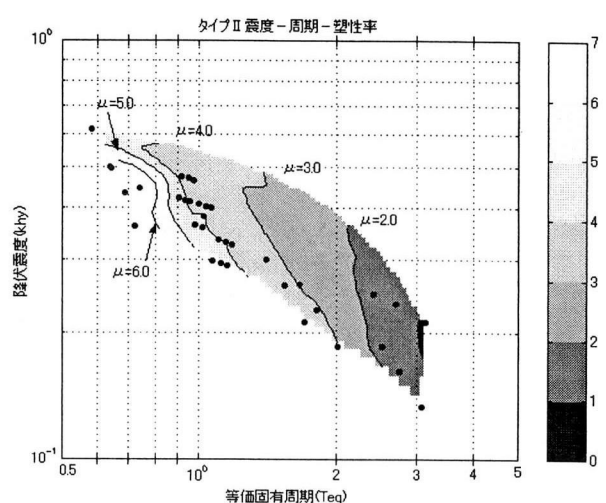


(b) 変位補正なし

図-17 回転角塑性率に関する推定値と非線形解析結果との比較



(a) Type I 地震波



(b) Type II 地震波

図-18 所要降伏震度スペクトル

と比較して図-17 に示す。応答変位の推定に対して補正係数 0.75 を考慮した場合としない場合の結果を示したが、Type I 地震波に対しては補正係数を考慮せず、Type II 地震波に対しては考慮した方が高い推定精度が得られている。

4.2 所要降伏震度スペクトル

今回実施した非線形動的解析の結果を、降伏震度、等価固有周期および変位応答塑性率の関係という観点で整理し、鉄道構造物等設計標準²²⁾に示されている所要降伏震度スペクトルを求めることを試みた。所要降伏震度とは、構造物の応答塑性率がある設定塑性率に収まるのに必要な降伏耐力の構造物重量に対する比であり、等価固有周期とは Pushover 解析により得られる荷重-変位曲線において、構造物全体としての降伏点と原点とを結ぶ割線剛性により計算される構造物の固有周期であり、ここでは式(2)で計

算した。

$$T = 2.01 \sqrt{\delta_{y0} / K_{hy}} \quad (2)$$

ここに、 δ_{y0} は Pushover 解析により得られる初降伏変位、 K_{hy} はそれに対する降伏震度である。

得られた所要降伏震度スペクトルを図-18 に示す。ここでは、XY（降伏震度、等価固有周期）のグリッドを自動分割で作成し、それぞれの Z 座標（塑性率）を多項式補間で求めているが、解析したモデルの等価固有周期の範囲が 0.58～3.13 秒であるため、提示したスペクトルの等価固有周期範囲は 0.6～3.0(s)となっている。また、解析モデル数が限られているため、特に Type II 地震波に対して、等価固有周期に対する降伏震度の変化が小さい領域が示されていないこと、条件によっては降伏震度が 1 つに決まらない場合があることなど、実用上必ずしも十分なスペクトルとはなっていないが、現実の PC ラーメン橋で必要となる

領域はある程度カバーできているものと考ええる。

このスペクトルを用いれば、Pushover 解析から得られる等価固有周期および降伏震度により変位応答塑性率を推定することができる。また逆に、等価固有周期と設計塑性率が既知の場合に、構造物に要求される耐力（所要降伏震度）の目安を知ることができる。

5. まとめ

本研究では、標準的な PC ラーメン橋に対して、上部構造のモデル化（線形および非線形）、橋脚の高さ・断面剛性および材料強度を変化させた解析を実施し、それらが対象構造物の動的特性に及ぼす影響を調査した。また、得られた解析結果をもとに、PC ラーメン橋の耐震設計業務の合理化を目指し、静的解析に基づく耐震設計の可能性について検討した。本研究で得られた主な知見および成果は次のようにまとめられる。

- (1) 今回対象とした構造のように、文献 1) に基づき上部構造が塑性化しないよう設計されている場合、橋脚下端の応答回転角は、上部構造を線形モデルとした場合と非線形モデルとした場合とで顕著な差は生じない。
- (2) 同一断面で同一鉄筋配置である場合についてコンクリートと鉄筋とで高強度化の効果を比較すると、塑性ヒンジ部の応答塑性率の低減という観点からは、鉄筋の高強度化の方が効果的である。
- (3) エネルギー一定則および変位一定則は、本研究で対象としたような PC ラーメン橋にも適用可能であるが、後者の方が応答変位の推定精度が高い。
- (4) Pushover 解析で得られる荷重（震度）-変位曲線に変位一定則を適用して、上部構造の慣性力作用位置における変位応答塑性率を求め、式(1)により塑性ヒンジ部の回転角塑性率を推定する方法を提案した。
- (5) 対象構造物に対する所要降伏震度スペクトルを提案した。

以上の知見および成果は、PC ラーメン橋の耐震設計業務の合理化に多少なりとも寄与するものと考えている。今回の検討では現実的な範囲で設計パラメータを変化させ、36 種類のモデルを設定した。前述したように、標準的な PC ラーメン橋を対象とする限り、今回の検討結果が多くの場合に対して適用可能であると考えられる。しかし、設計実務で取り扱う橋梁は必ずしも本研究の解析モデルと類似しているとは限らず、今後より多様なモデルを設定して同様の検討を行い、ここで示した知見や成果の適用範囲を明確にする必要がある。

謝辞

本研究は、九州橋梁・構造工学研究分科会（KABSE）に設置された「橋梁の耐震性を考慮した設計・施工の合理化に関する分科会」（主査：松田泰治 九州大学助教授）の研究の一部として実施したものであり、分科会委員には多くの貴重なご意見をいただいた。ここに記して厚く感謝

いたします。

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，丸善，平成 8 年 12 月
- 2) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，平成 10 年 1 月
- 3) 日本道路公団：設計要領第 2 集，平成 10 年 7 月
- 4) プレストレストコンクリート技術協会：PC 構造物耐震設計基準（案），平成 11 年 12 月
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，丸善，平成 14 年 3 月
- 6) Veletsos, A. S. and Newmark, N. M.: Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions, II WCEE, Tokyo, pp.895-912, 1960.
- 7) 川島一彦，長谷川金二：鉄筋コンクリート橋脚の非線形地震応答特性及びエネルギー一定則の連用性に関する実験的研究，土木学会論文集，No.483/I-26，pp.137-146，1994.1
- 8) 青戸拓起，音川弘道，松原勝巳，浦野和彦，石川敦之：RC 単柱橋脚の弾塑性応答推定に関する考察，日本地震工学シンポジウム論文集，Vol.10-2，pp.2385-2390，1998
- 9) 鈴木基行，秋山充良，田中慎介，丸中孝通：降伏過程を考慮した RC2 層ラーメン高架橋の合理的耐震設計法の提案，土木学会論文集，No.634/V-45，pp.269-278，1999.11
- 10) 中島章典，深山大介，大塚久哲，佐藤貴志，鈴木基行：鋼製橋脚の弾塑性最大応答変位推定法について，土木学会論文集，No.570/I-40，pp.297-304，1997.7
- 11) 中島章典，小野寺理：鋼製門形ラーメン橋脚の大地震時弾塑性挙動と耐震設計法におけるエネルギー一定則の適用性について，第 2 回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集，土木学会，pp.135-142，1998.11.
- 12) 宇佐美勉，渡辺孝一，金田一智章，岡本隆，池田茂：ハイダクティリティー鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究，土木学会論文集，No.591/I-43，pp.207-218，1998.4
- 13) 伊田義隆，中村聖三，高橋和雄：鋼製ラーメン橋脚に対するエネルギー一定則の適用性に関する考察，鋼構造年次論文報告集，第 8 巻，pp.277-284，2000.11
- 14) 運上茂樹，高橋光紀：支承と橋脚に塑性化が生じる場合の橋の地震応答特性，地震工学研究発表会講演論文集，Vol.24，pp.1093-1096，1997
- 15) 中島章典，柴田陽子，斉木功：高架橋システムの耐震設計におけるエネルギー一定則の適用性に関する一考察，第 3 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，pp.61-66，1999
- 16) 山本智弘，大塚久哲，松田泰治，山口斉：エネルギー一定則および変位一定則の適用性に関する考察，地震

工学研究発表会講演論文集, Vol.24, pp.989-992, 1997

- 17) 大塚久哲, 山本智弘, 松田泰治: 最大および残留変位推定におけるエネルギーおよび変位一定則の適用性, 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, pp.45-48, 1998.1
- 18) 角本周, 吉村徹, 吉川卓: PC ラーメン橋における静的耐震設計法の適用に関する検討, 第 2 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, pp.109-116, 1998.12

- 19) 土木学会: コンクリート標準示方書 設計編, 平成 8 年度制定
- 20) (株)構造計画研究所: RESP-T for Windows Version 4.0, 2001.10
- 21) (株)アーク情報システム: TDAPⅢ Version2.10, 2002.5
- 22) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 丸善, 平成 11 年 10 月

(2002年9月13日受付)