

軸力変動が PC π 型ラーメン橋の 非線形地震応答へ及ぼす影響

佐藤 伸¹・河野 健二²

¹新構造技術株式会社本社事業部設計部（鹿児島大学大学院理工学研究科博士後期課程）
（〒136-0071 東京都江東区亀戸 1-42-20）

E-mail: s_sato@nsec.co.jp

²鹿児島大学教授, 工学部海洋土木工学科（〒890-0065 鹿児島県鹿児島市郡元 1-21-40）

E-mail: kawano@oce.kagoshima-u.ac.jp

中径間橋梁である PC π 型ラーメン橋は数多く架橋され、その設計に用いられている動的照査法は軸力変動が顕著に現れる橋梁にも関わらず、非線形地震応答解析では直接軸力変動の影響を考慮しない場合が多い。本研究では PC π 型ラーメン橋の地震応答に軸力変動がどのように影響を及ぼすのかを明らかにするため部材非線形性に軸力変動を直接考慮したモデルと、直接考慮しないモデルを用いて非線形地震応答解析を行った。その結果、応答変位および応答加速度には影響を与えないものの応答曲げモーメント、部材の状態に影響を及ぼすことが分かった。さらに、軸力変動を考慮することにより合理的な設計が可能であることを示した。

Key Words : PC π -type bridge, Nonlinear seismic response analysis, M-N interaction diagram, Axial force effect

1. はじめに

コンクリート構造物の非線形特性の 1 つに軸力の問題がある。これはコンクリート部材が曲げと軸力を受ける場合、軸力に応じて抵抗する曲げモーメントも変化する特徴である。この性質は M-N 相関曲線によって表される。M-N 相関曲線の 1 例を図-1 に示す。図-1 から分かるように軸力が変化すれば部材の耐力も変化する。このため地震動荷重等が加わるとラーメン構造などでは曲げモーメントと軸力の影響によって死荷重時の軸力が変動し、部材の耐力もそれに伴い変化する。

構造物がレベル 2 地震動を受けるとき、部材が塑性領域に入るとは避けられずその塑性域に入る際の変化点、言い換えれば部材耐力の評価が重要となる。この場合、軸力変動下における、コンクリート構造物であれば時々刻々と変化するひび割れ耐力、降伏耐力や塑性率等の評価が重要であると考えられる。

そこで、本研究では PC 斜 π 橋を対称にして部材非線形性に軸力変動を考慮する場合と軸力変動を考慮しない場合で非線形地震応答解析を実施し両者の応答特性にどのような違いがあるのかを検討する。ここで一番重要となるのは解析モデルの選択である。軸力変動を考慮した研究の代表例はアーチ橋であり

さまざまな研究が現在までに行われている。また、土木学会構造工学委員会でもコンクリート製長大アーチ橋の設計法に関する研究小委員会が発足され各種研究が行われている¹⁾。その他の構造としては大塚ら²⁾は PC 斜張橋をモデルとして、緒方ら³⁾は多層 RC ラーメン橋脚をモデルとして非線形地震応答解析をそれぞれ行っている。それら多くの研究から部材非線形性に軸力変動を考慮した場合と考慮しない場合では地震応答変位や応答加速度には僅かな変化しか生じないものの残留変位、柱端部の応答曲げモーメントあるいは柱の状態（ひび割れ、降伏、終局等）に相違があると報告されている。著者らはこれらの検討対象構造物とは異なる特性を有する PC 斜 π 橋を用いて研究を行ってきた^{4), 5)}。PC 斜 π 橋をモデルに用いた理由の 1 つは、中径間橋梁の一種である PC 斜 π 橋は長大橋や特殊橋梁とは異なり実務設計で多く設計がなされていること。2 つ目に、構造特性上橋軸方向の荷重に対し軸力変動が起こりやすいことからである。これは図-2 に示すとおり右側から荷重が加わると右側斜材部、左側垂直材部で圧縮状態、反対に左側斜材部、右側垂直材部で圧縮状態になる。地震動の場合を考えると、時間毎に荷重の作用方向が変化することから時々刻々と軸力が変化するものと考えられる。しかしながら、実務における PC 斜 π 橋のレベル 2 地震動に対する設

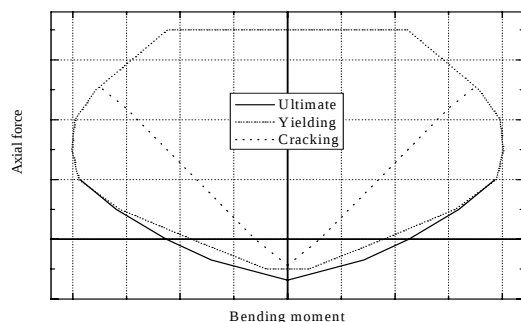


図-1 M-N 相関曲線

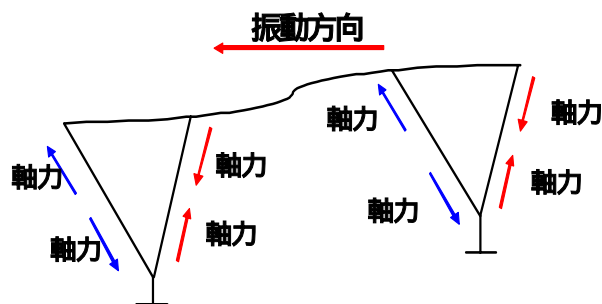


図-2 PC 斜π橋における軸力の流れ

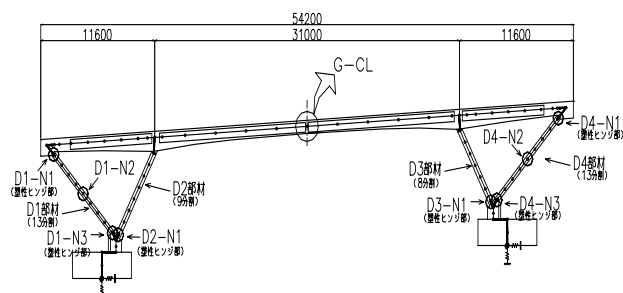


図-3 解析モデル

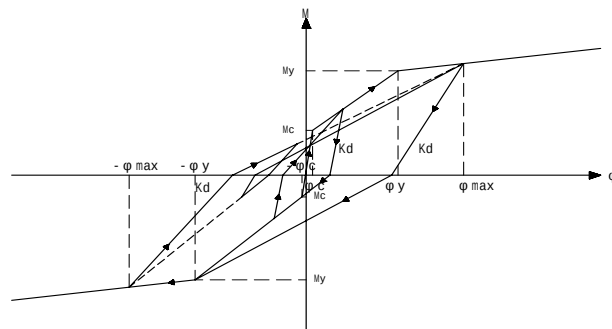


図-4 最大点指向型トリリニアモデル

計の多くは、降伏判定は軸力の変動を考慮した耐力で行っているが⁶⁾、部材非線形性に軸力変動を直接考慮していない。また、非線形地震応答解析を実施する場合は死荷重時の軸力を用いて部材非線形性を $M-\phi$ などで表し解析を行い、それから得られた最大・最小軸力を用いて再度 $M-\phi$ 曲線を定義し解析を行っているのが一般的である。しかし、この方法では時々刻々と変化する軸力による影響を考慮していないため、非線形性が構造物の剛性分布に及ぼす影響を正確に把握されていない。また、解析に要する時間および労力も多大となる。よって、本研究では PC 斜π橋を解析モデルとして軸力変動を部材非線形性に考慮した場合としない場合では応答評価および設計断面の決定に関してどのような影響があるのか検討を加えた。

2. 解析モデル

本研究では実際に設計を行った橋梁を基に PC 斜π橋を解析モデルとして非線形地震応答解析による検討を行った。用いた解析モデルを図-3 に示す。対象とした橋梁は、橋長 54.2m、支間長 11.6 m + 31.0m + 11.6m の橋梁である。PC 斜π橋の特徴として支間割が不等であることから側径間端部にアップリフトが生じる、その力を抑えるため斜材部 (D1, D4) 図心位置に PC 鋼棒によりプレストレスを導入している。また、垂直材部 (D2, D3) は不静定力によるひび割れを防ぐため上端にメナーゼヒンジを設けピン構造としている。主桁は PC 鋼線が配置されている。基礎は杭長 10m の杭基礎であることから基礎固定に近い構造特性を持っている。

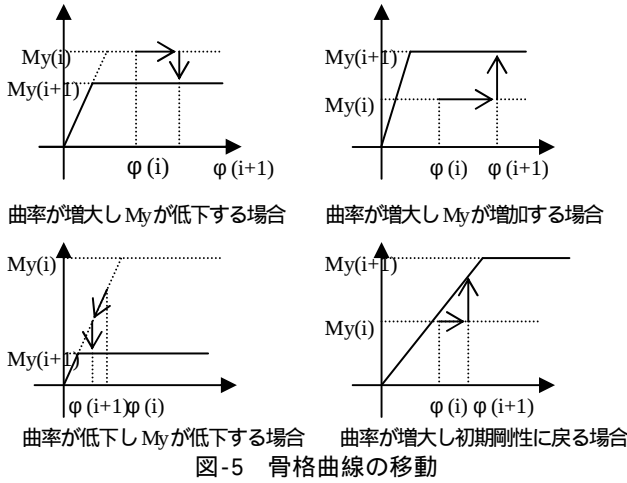
図-3 の対象橋梁の解析モデルは構造物を質点と線

材からなる 2 次元の骨組みモデルとした。基礎の支持条件は杭基礎であることから杭頭位置に線形の地盤バネを用いて評価した。また、PC 構造物であることからプレストレスによる不静定力が生ずる。この不静定力による断面力を考慮するため構造設計時の死荷重時の断面力を初期断面力として解析モデルに与えた。非線形性は軸力変動の影響が顕著に現れると考えられる斜材部、垂直材部およびそれと剛結しているフーチングまでの部材である縦壁に $M-\phi$ 関係として部材非線形性を与え、主桁は線形部材としてモデル化を行った。軸力変動を考慮した非線形性について昨今ではファイバーモデルを用いることが多い。しかし、土木学会 322 委員会報告書⁷⁾では門型ラーメン柱を供試体とした実験結果と構造解析により得られた解の比較検討を行い、 $M-\phi$ 関係を用いた場合でも十分な精度の解が得られることを示している。ただし、PC 斜π橋の軸力変動は門型ラーメンよりも変動幅が大きい、現在とこのころ $M-\phi$ モデルでは軸力変動を表現できないという否定的な論文も著者が知る限りでは見当たらないことから、本研究では設計実務で多く用いられている部材非線形性を $M-\phi$ 関係により表現する。

3. 非線形地震応答解析

(1) 部材非線形性

本研究で用いた部材非線形特性の骨格曲線はコンクリートのひび割れ、鉄筋の降伏および部材の終局曲げモーメントを結ぶトリリニア型とた。履歴特性は軸力の影響を考慮しないモデルは武田モデル (以降軸力一定モデル)⁸⁾を用いて、また、軸力変動を復元力特性に直接考慮できるモデルについては江戸



モデル（以降軸力変動モデル）⁹⁾を用いた．両モデルとも基本的な履歴ルールは同じく，第 1 降伏点（ひび割れ耐力）以降に除荷を受けた場合は一定の除荷剛性に従い剛性低下し， $M=0$ 以降はそれまでに経験した最大変位点を目指すものである．最大点指向型の履歴特性を図-4 に示す．

この時，両者の剛性低下率は式（1）及び（2）に示すように評価が異なる．そこで係数 α を軸力一定モデルでは-0.4，軸力変動モデルでは-0.5 としてほぼ同等な勾配となるように設定した¹⁰⁾．

$$kd = \frac{M_y - M_c}{\phi_y - \phi_c} \left| \frac{\phi_{\max}}{\phi_y} \right|^\alpha \quad (1)$$

$$kd = \frac{M_y}{\phi_y} \left| \frac{\phi_{\max}}{\phi_y} \right|^\alpha \quad (2)$$

ここで， M_y は降伏曲げモーメント， ϕ_y はそれに対応した曲率， $\phi_{\max}$ は最大曲率を表している．また， M_c はひび割れ時の曲げモーメント， ϕ_c はそれに対応した曲率を表している．

また， M - ϕ 関係については平成 14 年 3 月道路橋示方書・同解説 耐震設計編¹¹⁾（以降 H14 道示）に従い算出した．各部材の軸力は，構造設計時の死荷重時の軸力を用いて算出した．

(2) 軸力変動を考慮する場合の骨格曲線の決定

軸力変動を考慮できるモデルの履歴モデルは基本的に前項に示した最大点指向型であるが，軸力変動に伴う骨格曲線の変動，ならびにその影響による履歴ルール¹²⁾については別途考慮する必要がある．

骨格曲線のひび割れ点および部材降伏点を求める際は図-1 に示す部材の M - N 相関曲線を定義し，時間毎の応答軸力に対するひび割れ曲げモーメント，降伏曲げモーメントを算出する．ただし，骨格曲線の各状態における勾配は軸力の影響がないものと仮定し ϕ_c ， ϕ_y を求める．

あるステップ i で M - ϕ が骨格曲線上にあるとき

に $i+1$ ステップで曲率および軸力が增大する場合もしくは初期剛性上にあり軸力の低下に伴い骨格曲線の折れ点が低下した場合は新たな骨格曲線に乗せる．この現象を図-5 に示す．

除荷以降の履歴ルールは $M=0$ または再除荷を受けるまでは軸力が変動しても i ステップの時の除荷剛性 K_d に従うものとした． $M=0$ を超えてからは最大点指向型であることから最大経験曲率を目指すものとした．この時，骨格曲線は軸力によって変動することから目標とする最大点の曲げモーメントも変化させる．除荷中に骨格曲線を外れる場合は再度骨格曲線上に載せ，そこから除荷曲線を引きなおすものとした．また，各折れ点については書き直した骨格曲線の折れ点に変更し，再度計算する．

(3) 地震応答解析

解析モデルは多自由度系の骨組み構造物として表され，マトリクス構造解析法を用いて運動方程式を求めることができる．基礎を杭基礎として表すとき，全体系の運動方程式は式（3）のようになる．

$$[M]\{\ddot{y}\} + [C]\{\dot{y}\} + [K]\{y\} = \{F\} \quad (3)$$

ここに， $[M]$ ， $[C]$ および $[K]$ は，全体系の質量，減衰および剛性マトリクスである．

レベル 2 地震動における構造物の応答は部材等の非線形化が避けられない．この場合，剛性マトリクスは応答量の関数となり，時間とともに変わる非線形関数として表される．このため，微小な時間間隔ごとに運動方程式を数値的に積分して解を求めることになる．そこで本研究では数値積分法の 1 種である Newmark の β 法を適用した．これより式（3）に剛性等の時間依存性を考慮すると次式を得る．

$$[\tilde{M}]\{\Delta\ddot{y}\} + [\tilde{C}]\{\Delta\dot{y}\} + [K(t)]\{\Delta y\} = \{\Delta\tilde{F}\} \quad (4)$$

式（4）で $[K(t)]$ は時間に依存した応答量の関数として表される剛性マトリクスである．式（4）に増分法を適用すると，応答変位の増分 $\{\Delta y\}$ に関し次式を得る．

$$\{\Delta y\} = [\tilde{K}(t)]^{-1} \{\Delta\tilde{F}\} \quad (5)$$

ここに，

$$[\tilde{K}(t)] = [K(t)] + \frac{1}{2\beta\Delta t}[\tilde{C}] + \frac{1}{\beta\Delta t^2}[\tilde{M}] \quad (6)$$

$$\begin{aligned} \{\Delta\tilde{F}\} = & R_c + \{\Delta F\} + [\tilde{M}] \left[\frac{1}{\beta\Delta t} \{\dot{y}\} + \frac{1}{2\beta} \{\ddot{y}\} \right] \\ & + [C] \left[\frac{1}{2\beta} \{\dot{y}\} + \left(\frac{1}{4\beta} - 1 \right) \{\ddot{y}\}\Delta t \right] \end{aligned} \quad (7)$$

表-1 固有値解析結果

次数	固有振動数 Hz	固有周期 sec	刺激係数		
			面内 方向 (X)	鉛直 方向 (Y)	面外方向 (Z)
1	1.546	0.647	28.88	-0.11	0.00
2	2.283	0.438	-0.72	16.46	0.00
3	6.085	0.164	-17.97	0.69	0.00
4	7.518	0.133	-3.51	18.16	0.00
5	8.346	0.120	8.46	6.51	0.00
6	9200	0.109	11.26	22.60	0.00
7	10.268	0.098	-12.38	16.13	0.00
8	11.804	0.085	-0.32	12.44	0.00
9	16.258	0.062	-3.39	2.42	0.00
10	17.078	0.059	0.72	-5.30	0.00

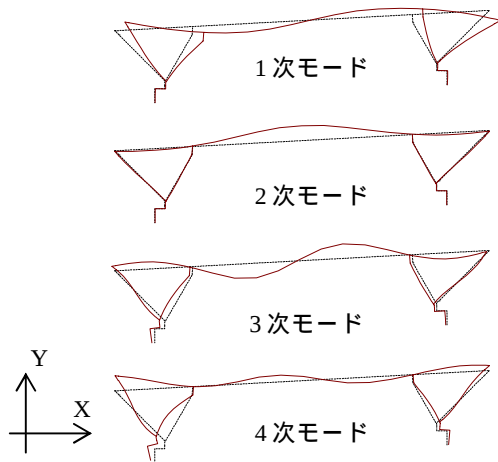


図-6 主要モード図

ここに， Re は不平衡力を示す．不平衡力は積分ステップが 0.005 秒と入力波形のステップ 0.01 秒よりも細かいことから収束判定は行わず次ステップに持越している．

この時，本研究では $\beta=0.25$ とし平均加速度法により解析を行った．

以上より時間増分に対する応答量は，式 (5) によって求められる．部材非線形性は変形履歴だけを関数で表すことから $[K(t)]$ に考慮される．以上より部材非線形性である履歴特性に軸力変動の影響を考慮するか否かにより $[K(t)]$ が異なり応答量に変化が生じることが分かる．

次に，減衰マトリクスについては次式に示すレーリー減衰を用いて表した．

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (8)$$

ここに， $[C]$ ：減衰マトリクス， $[M]$ ：質量マトリクス， $[K]$ ：剛性マトリクスである．また比例係数である α, β は式 (9)，(10) から求める．

表-2 入力地震波

地震名	記録場所	最大加速度
1978 年 宮城県沖地震	開北橋周辺地盤上 (Kaihoku BRG)	320 gal
1994 年 北海道東方沖 地震	釧路川堤防周辺地盤上 (Kushirogawa EMB)	439 gal
1995 年 兵庫県 南部地震	神戸海洋気象台地盤上 (JMA Kobe OBS)	-812 gal
	大阪ガス葺合供給所地盤上 (OGAS Fukiai)	736 gal

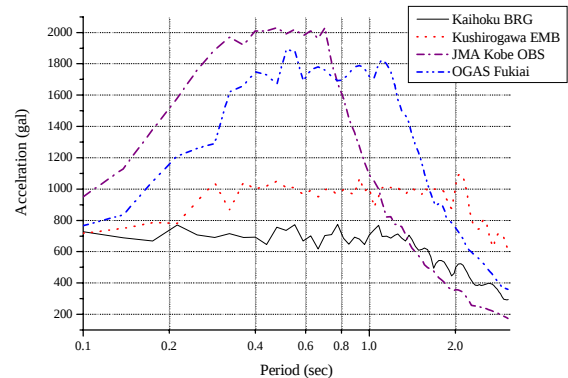


図-7 加速度応答スペクトル

$$\alpha = \frac{2\omega_1\omega_2(h_1\omega_2 - h_1\omega_1)}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \quad (9)$$

$$\beta = \frac{2(h_2\omega_2 - h_1\omega_1)}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \quad (10)$$

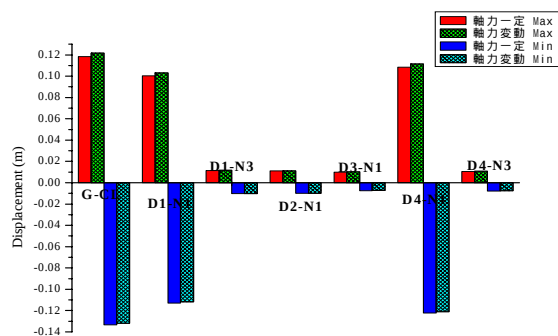
ここに， ω_1 ：第 1 基準振動数， ω_2 ：第 2 基準振動数， h_1 ：第 1 基準ひずみエネルギー比例減衰， h_2 ：第 2 基準ひずみエネルギー比例減衰である．

本研究では固有値解析の結果 1 次モードと 3 次モードの有効質量比がそれぞれ 49%，19%であったことからこの 2 つの振動数，ひずみエネルギー比例減衰より α, β はそれぞれ $\alpha=0.46777$ ， $\beta=0.00216$ となる．

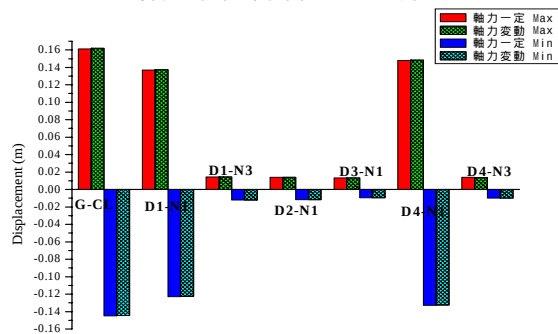
各部材の減衰定数は H14 道示 を参考にして非線形部材 2%，線形部材 5%および基礎 20%としている．基礎を 20%とした理由は，橋梁架橋位置の地盤種別が H14 道示 を基に算出すると 種地盤と判定され，実務設計では一般的に 種地盤の場合は減衰定数を 20%として設計を行っていることが多いことから本研究でも 20%とした．

(4) 固有値解析

非線形応答解析を行う前に解析モデルの振動特徴を把握するため固有値解析を行った．この場合固有値解析は式 (3) の質量マトリクスと剛性マトリクスを用いて行う．ただし剛性マトリクスは線形とし

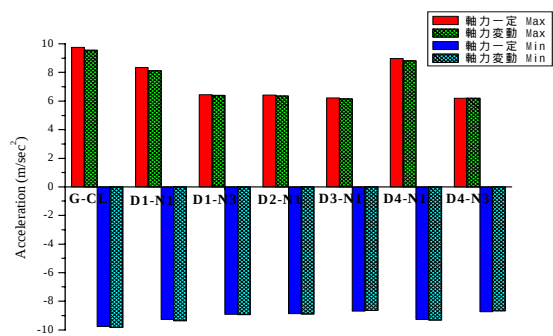


神戸海洋気象台地盤上波形

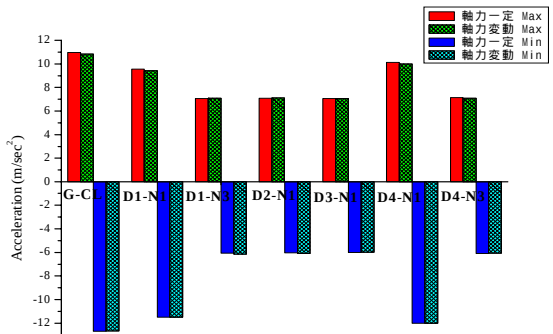


大阪ガス葺合供給所地盤上波形

図-8 最大応答変位



神戸海洋気象台地盤上波形



大阪ガス葺合供給所地盤上波形

図-9 最大応答加速度

て扱う．固有値の計算方法はサブスペース法を用いて 1 次から 10 次までの固有値を求めた．固有値解析の結果を表-1 に，また 1 次から 4 次までの固有モード図を図-6 に示す．各方向成分の卓越周期は橋軸方向 (X) で 0.647 秒 (1 次モード)，鉛直方向 (Y) で 0.109 秒 (6 次モード)，直角方向 (Z) は拘束しているので固有値は表れていない．橋軸方向の固有値は低次モードに多く，高次モードになるに従い鉛直方向のモードが多くなる．

(5) 入力地震動

本研究で用いた地震波は表-2 に示す合計 4 波の地震波を用いた．また，それらの加速度応答スペクトルを図-7 に示す．これらの波形は H14 道示 に示されているレベル 2 地震動における波形の一部である．この波形は地盤種別毎に H14 道示 に規定のある，標準加速度応答スペクトルに適合するように強震記録の振幅特性を振動数領域で振幅調整を行った波形である．これらの波形は各地盤種別によって規定されたものであるが，本研究では地盤種別に関わらず現在考えられている地震波の周期特性を網羅するため異なる地盤種別の波形を用いた．

4. 解析結果

(1) 応答変位および応答加速度

図-8 および図-9 に主桁中心位置 (G-CL)，左側斜材上下塑性ヒンジ部 (D1-N1，D1-N3)，左側垂直材塑性ヒンジ部 (D2-N1)，右側垂直材塑性ヒンジ部 (D3-N1) および右側斜材上下塑性ヒンジ部

(D4-N1，D4-N3) の各点において兵庫県南部地震による 2 波を入力地震波として用いた場合の最大応答変位，最大応答加速度をそれぞれ示す．最大応答変位を見ると，入力波によって軸力一定モデルの方が軸力変動モデルよりも応答変位が若干上回る箇所が見受けられるが，概ね軸力変動モデルの方が軸力一定モデルより僅かに大きな値を示していることが分かる．

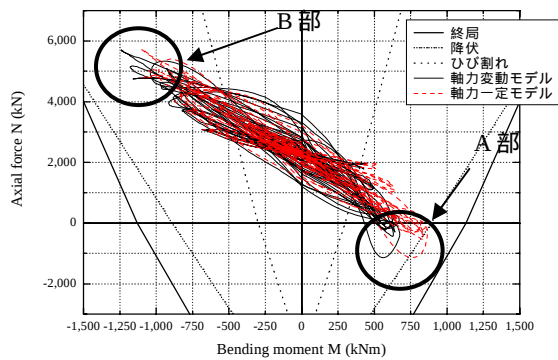
また，最大応答加速度については入力波によってばらつきはあるものの，軸力変動モデルおよび軸力一定モデルで大きな差異は見受けられずほぼ同じ値を示していることが分かる．

なお，応答変位および応答加速度の時刻歴応答波形についても特に大きな違いが生じないことを確認している．

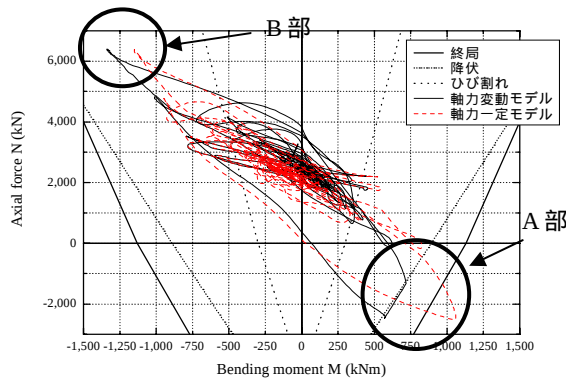
(2) M-N 応答履歴および M-φ 応答履歴

図-10，図-11 に最も軸力変動が激しかった右側斜材部下端塑性ヒンジ位置 (D4-N3) での M-N 応答履歴および M-φ 応答履歴をそれぞれ示す．M-N 応答履歴を見ると軸力変動モデルは軸力が最小付近では (部材は引張状態：A 部) 軸力一定モデルに比べ軸力変動モデルは応答曲げモーメントが小さい値となっていることが分かる．反対に軸力が最大を示す場合 (部位は圧縮状態：B 部) には応答曲げモーメントが大きい値を示すことが分かる．

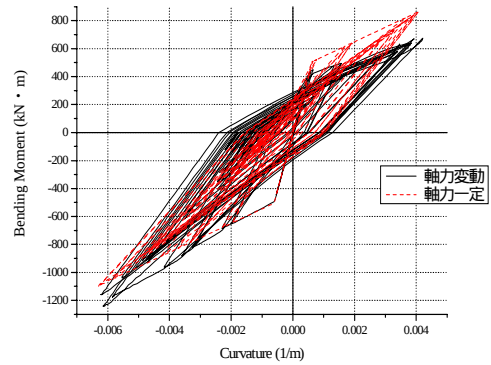
次に M-φ 応答を見ると M-N 応答履歴から引張側となる正側の曲げモーメントは軸力変動モデルのほうが最大値は小さく，一方，軸力一定モデルは最小値が軸力変動モデルよりも小さい値となっていることが分かる．また履歴ループも軸力変動モデルのほう



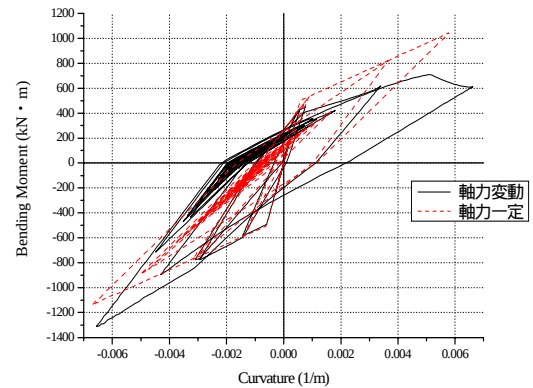
神戸海洋気象台地盤上波形



大阪ガス葺合供給所地盤上波形
図-10 D4-N3 部材 M-N 応答履歴



神戸海洋気象台地盤上波形



大阪ガス葺合供給所地盤上波形
図-11 D4-N3 部材 M-φ 応答履歴

が軸力一定モデルよりもループで囲まれる面積が大きいことが分かる。

(3) 各部材の応答曲げモーメント

軸力変動モデルと軸力一定モデルでは軸力の影響によって M-φ 関係が変化し応答曲げモーメントも異なることから、各部材の応答曲げモーメントも異なることが考えられる。このことから、斜材部 (D1, D4) および垂直材部 (D2, D3) の最大・最小応答曲げモーメントを図-12 に示す。図は左側斜材上下塑性ヒンジ部 (D1-N1, D1-N2, D1-N3)、左側垂直材塑性ヒンジ部 (D2-N1)、右側垂直材塑性ヒンジ部 (D3-N1) および右側斜材上下塑性ヒンジ部 (D4-N1, D4-N2, D4-N3) 軸力変動モデルの最大・最小応答曲げモーメントと軸力一定モデルの最大・最小応答曲げモーメントの比を表したものである。また、図では軸力一定モデルを M_T 、軸力変動モデルを M_E としている。図を見ると最大応答曲げモーメントは左側斜材部 (D1-N1, D1-N2, D1-N3) および右側垂直材部 (D3-N1) では圧縮状態となることから比率は 1.0 を超える。反対に最小応答曲げモーメント時には左側垂直材部 (D3-N1) および右側斜材部 (D4-N1, D4-N2, D4-N3) が圧縮力を受ける状態となることから同じく 1.0 を超える結果となった。特に圧縮側では大きくなっており軸力一定モデルの応答曲げモーメントに対し、1.4 倍強にもなるケースが現れる。反対に最小応答曲げモーメント時では、軸力一定モデルに対特に軸力変動の大きい斜材部 (D1, D4) では軸力一定モデルとの

差が大きく現れている結果となっている。このことから、軸力変動の影響を強く受ける箇所の非線形性は軸力の影響を考慮するか否かにより応答値に大きな影響を与えることが分かる。

(4) 部材の塑性率分布

応答曲げモーメントの違いは次のように考えられる。軸力変動モデルは応答軸力により部材の骨格曲線が変化し、部材が引張状態の際には骨格曲線の折れ点が低下し、その影響により応答曲げモーメントが小さくなる。逆に部材が圧縮状態になる場合は骨格曲線の折れ点が上昇し応答値も大きくなる。これに対し軸力一定モデルは軸力に関係なく一定の骨格曲線上で履歴を描くことから応答曲げモーメントは軸力に依存しない。このため、両者は軸力の影響により発生する応答曲げモーメントが大きく異なることになる。また、骨格曲線が軸力により変化する軸力変動モデルと履歴ループが軸力の影響を受けない軸力一定モデルでは履歴ループの大きさも異なることになり部材のエネルギー吸収能も異なる。エネルギー論を用いれば入力エネルギーは部材非線形性によらず一定であることからある 1 つの部材に着目すれば軸力変動モデルの履歴ループが軸力一定モデルよりも小さければおのずと他の部材へエネルギー量が分配されることになる。よって、他の部材の応答曲げモーメントは軸力変動を考慮した場合と考慮しない場合では異なることが考えられる。次に右側斜材部が最大応答曲げモーメントを発生する時刻 (この時部材は引張状態) の右側斜材部 (D4: 13 分

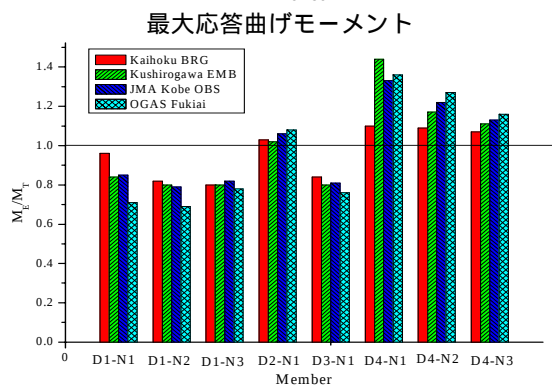
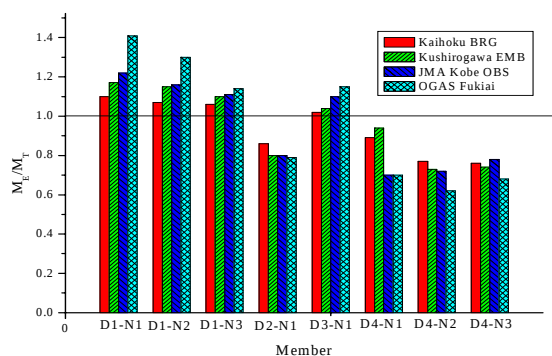


図-12 最大・最小応答曲げモーメント

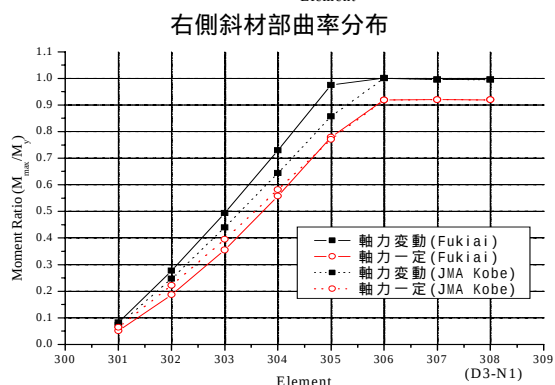
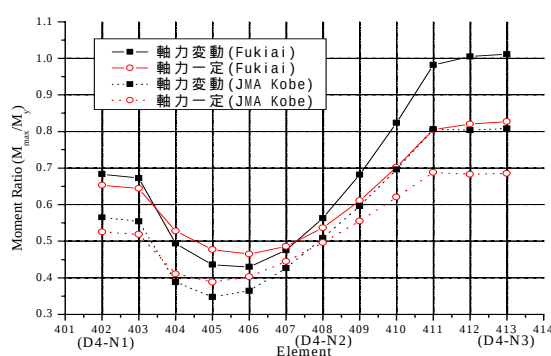


図-13 曲率分布

割)および右側垂直材部(D3:8分割)の塑性率分布を図-13に示す。図を見ると斜材部塑性ヒンジ部(N1,N2)では軸力一定モデルと軸力変動モデルでは後者のほうが高い塑性率を示していることが分かる。しかしながら、中間部より上側では塑性率が逆転する現象が起きている。これは、引張状態にある斜材部の骨格曲線が低下し軸力変動モデルでは塑性ヒンジ部が降伏に至るがエネルギー吸収能もあわせて低くなる、その影響により塑性ヒンジ近傍の部材へ影響を与え曲げモーメント分布が変化したものと考えられる。垂直材部については各地震波で軸力変動モデルのほうが高い塑性率を示す結果となった。これは、軸力変動モデルのほうが軸力の増加に伴い骨格曲線も上昇するが、図-10における圧縮側のM-N応答履歴で見ると、軸力変動モデルは軸力一定モデルよりも大きな曲げモーメントが発生し、M-N相関曲線上の降伏曲面側により近くなることから塑性率分布が軸力一定モデルより軸力変動モデルのほうが高い値を示す結果になったと考えられる。

以上より軸力変動の影響が顕著に現れる場合は軸力の影響を正確に反映しなければ誤った部材の評価をすることになる。

(5) 応答解析からの断面決定

解析に用いた鉄筋量は斜材部がD16ctc125、垂直材部がD19ctc125である。ここで、道路橋の耐震設計に関する資料⁶⁾によればPC斜π橋の斜材部および垂直材部はトラス構造として構造系が成立することから垂直材や斜材両端部のみが塑性ヒンジ化しても、

荷重伝達が軸力に移行して一般的に塑性ヒンジ部でのエネルギー吸収を期待できないことから、斜材部および垂直材部は曲げモーメントに対する終局を超えても良いこととなっている。よって、現状の配筋で耐力を満足することが用意に分かる。

しかしながら、部材非線形性に軸力一定モデルを用いて非線形地震応答解析を行う場合、始めに死荷重による曲げ剛性を用いて解析を行い、それから得られた最大・最小軸力を用いて再度剛性を変化させ解析を行わなければならない。この方法は簡易な方法と言われているが、これまでに示したとおり異なる曲げモーメント分布を示す場合がある。また、H14道示⁷⁾では動的照査を行う場合、Type A、Type B地震波をそれぞれ3波使用し解析を行う。この場合、合計6波の波形から得られた最大・最小応答値を用いて再度応答解析を行うことから最低18ケースもの解析を行わなければならない。これは、多大な時間と労力が必要となる。一方、本解析で用いたように軸力の影響が考えられる部材では、その影響を取り入れた応答解析を行うことで、より合理的な断面力の評価が可能となることが分かる。

5. おわりに

本研究ではPC斜π橋の1例として部材非線形性に軸力変動モデルと軸力一定モデルを用いて非線形地震応答解析を行い、応答評価および設計断面の決定に関してどのような影響があるのか検討を加えた。得られた結果を以下に要約する。

- (1) 部材非線形性に軸力変動モデルと軸力一定モデルを用いた場合、応答変位および応答加速度は僅かに差は生じるものの、特に大きな差異は認められなかった。
- (2) M-N 応答履歴および M- ϕ 応答履歴は軸力変動モデルと軸力一定モデルでは最大・最小応答曲げモーメントの評価が異なる結果を示した。これは部材が引張状態になる場合は骨格曲線も低下し、曲げモーメント応答も小さくなる。反対に圧縮状態のときは骨格曲線が上昇するため曲げモーメント応答は軸力一定モデルに比べて、軸力変動モデルでは大きな値を示す結果となる。また履歴ループも軸力の変動によって変化することからエネルギー吸収能が異なり他の部材へ影響を与えるものと考えられる。
- (3) 軸力変動モデルと軸力一定モデルでは各断面における最大・最小応答曲げモーメントが異なり大きいところでは 4 割近い差異が現れる箇所も存在する。これは軸力の影響によって M- ϕ 関係が変化し、それに伴い曲げモーメント応答にも影響を与えたものと考えられる。
- (4) 軸力の影響の大きい斜材部および垂直材部の塑性率分布を軸力変動モデルと軸力一定モデルで比較したところ、斜材部では塑性率分布が中間部から上の部分で塑性率が逆転する結果となった。これは、上下端の塑性ヒンジ部のエネルギー吸収能の影響によって曲げモーメントの分布が変化したものと考えられる。また、垂直材部については軸力変動モデルのほうが高い塑性率を示した。これは部材が圧縮状態にあり、応答曲げモーメントも大きくなり、降伏曲面側に寄った結果と考えられる。
- (5) 軸力の影響が大きな部材に対しては軸力変動を考慮した地震応答解析を行うことで、断面力の評価を合理的に行うことができる。

参考文献

- 1) 土木学会構造工学委員会：構造工学技術シリーズ No.19, コンクリート長大アーチ橋の設計・施工技術の現状と将来, 2000 年 9 月
- 2) 大塚久哲, 水取和幸, 首藤政徳, 麻生稔彦, 有角明, 百田国広：PC 斜張橋の非線形地震応答に及ぼす軸力変動の影響, 構造工学論文集, vol.45A, pp.957-966, 1999.
- 3) 緒方, 金子, 土田, 後藤, 宮本：多層鉄筋コンクリートラーメン橋の軸力変動を考慮した地震応答解析, 土木学会第 52 回年次学術講演会, 1997 年.
- 4) 佐藤, 尹, 伊澤, 松本：軸力変動を考慮した PC 斜 π 橋の地震応答に関する一考察, 第 28 回関東支部技術研究発表会概要集 (-8), pp16-17, 2001.
- 5) 佐藤, 尹, 岡戸：軸力変動を考慮した PC 斜 π 橋の橋梁全体の剛性変化に関する一考察, 第 26 回地震工学研究発表会講演論文集 2 分冊, pp1037-1040, 2001.
- 6) 道路橋の耐震設計に関する資料-PC ラーメン橋・RC アーチ橋・PC 斜張橋・地中連続壁基礎・深礎基礎等の耐震設計例-：平成 10 年 1 月 社団法人 日本道路協会
- 7) 土木学会コンクリート委員会：コンクリート技術シリーズ 50, コンクリート構造物の非線形解析技術研究小委員会成果報告書, 平成 15 年 1 月 17 日
- 8) Takeda.T, M.A.sozen, etc : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, ASCE, vol.96.ST12, 1970
- 9) 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、August1974
- 10) 大塚久哲：中径間橋梁の動的耐震設計、社団法人九州大学出版会、2000 年 5 月
- 11) 道路橋示方書・同解説, 社団法人日本道路協会, 平成 14 年 3 月
- 12) アーク情報システム：T-DAP 理論説明書, 2000.

(2003. 6. 25 受付)

NONLINEAR SEISMIC RESPONSE ANALYSIS OF PC π -TYPE BRIDGE WITH AXIAL FORCE EFFECT

Shin SATO, Kenji KAWANO

Many pre-stressed concrete π type bridges with spans of middle scale have been designed and built recently. However, the influence of the fluctuation of axial forces was seldom considered directly in the modeling of component members, which may lead to excessive design. In this paper, the nonlinear seismic response analysis is carried out with two models. The one, which is denoted by Takeda model, is dealt with the axial force being independent to time, and the other, which is denoted by Edo model, is dealt with the axial force depending on time. It is shown that taking into accounts the axial force depending on time, it gives important effects on the evaluations of the nonlinear seismic response, especially the ultimate strength of the structure. Further, it is also concluded that a reasonable design is available for this type of bridges with proper consideration of the influence of axial forces.