

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

佐藤 伸¹・岡戸 三夫²・尹 元彪³

¹正会員 新構造技術株式会社本社事業部第2設計G (〒136-0071 東京都江東区亀戸 1-42-20)

²正会員 新構造技術株式会社本社事業部 (〒136-0071 東京都江東区亀戸 1-42-20)

³正会員 工修 新構造技術株式会社技術部 (〒136-0071 東京都江東区亀戸 1-42-20)

軸力変動の影響が支配的な橋種は、その影響により時々刻々と部材特性が変化する。PC 斜 π 橋は軸力変動の影響が顕著に表れる構造であり、軸力による剛性の変化を正確に評価することが重要であると考えられる。現在一般的に行われている解析方法は軸力最大・最小応答値における部材特性を用いて再度解析する手法が一般的であるが、直接的に軸力変動を評価していない。そこで本研究では部材特性に軸力変動の影響を取り入れたモデルと軸力一定モデルとの比較検討を行い、橋梁全体系の剛性変化に及ぼす軸力変動の影響に着目した。その結果、軸力変動は、橋梁全体系の剛性に大きく影響を与えることが判った。

Key Words: non-linearity of concrete material, dynamic analysis, M-N interaction diagram, fluctuation of axial force

1. まえがき

兵庫県南部地震(平成7年)後の平成8年12月に制定された「道路橋示方書・V耐震設計編」では地震時の挙動が複雑な橋種は非線形特性を考慮した動的応答解析により耐震性を検討することが必要であるとされている¹⁾²⁾。鉄筋コンクリート部材の非線形特性³⁾⁴⁾はコンクリートのひび割れ、鉄筋の降伏を考慮して Tri-Linear 型のスケルトンカーブとし、さらに載荷曲線を最大点指向型、除荷曲線を Degrading 型とした履歴ループを用いるのが一般的である。また、軸力、繰返し回数の影響、せん断の影響など、多くの因子も、非線形特性に影響を与える。本研究で解析対象とした PC 斜 π 橋は地震時の軸力変動が顕著に表れる構造形式であり、その影響を正確に評価することが重要であると考えられる⁵⁾。そこで本研究では部材特性に軸力変動の影響を取り入れたモデルと軸力変動の影響を考慮しない軸力一定モデルとの比較検討を行い、橋梁全体系の剛性変化に及ぼす軸力変動の影響に着目した。

2. 解析モデル

本研究に用いる斜 π 橋のモデル(図-1)を示す。本橋は垂直材上にメナーゼヒンジを有する橋長 54.2m

の橋梁であり、主桁は斜材および垂直材により支持されている。斜材および垂直材は構造特性上、地震時に軸力変動の影響が顕著に表れる部材である。そこで本研究では、特に軸力変動が大きいと考えられる部材(413部材)に着目する。

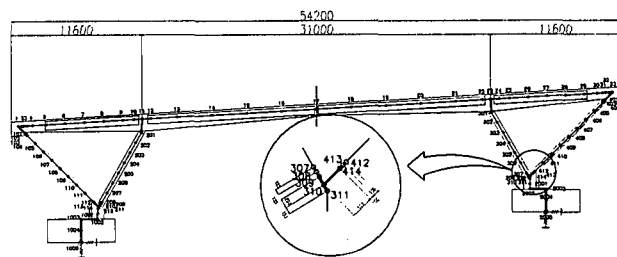


図-1 解析モデル

3. 非線形応答解析

(1) 解析条件

解析モデル(図-1)を用いて、斜材、垂直材および橋脚を非線形部材に置き換え、時刻歴応答解析を行った。この時の配筋状況は震度法レベルの設計により決定した鉄筋量、すなわち斜材: 16c1c125、垂直材: D19c1c125、橋脚: D19c1c125とした。また、解析モデルには主桁、斜材部に配置されているプレストレス力を幾何剛性用軸力として付加した。入力地震波はタイ

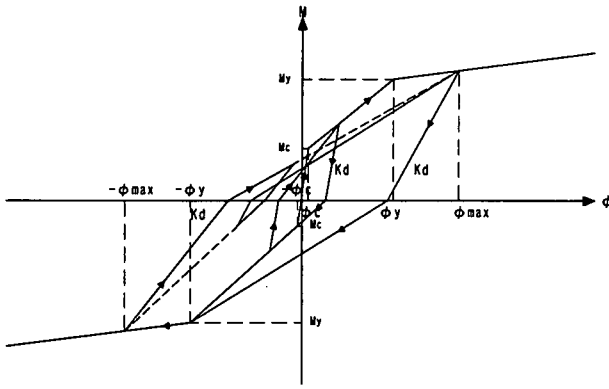


図-2 武田モデル

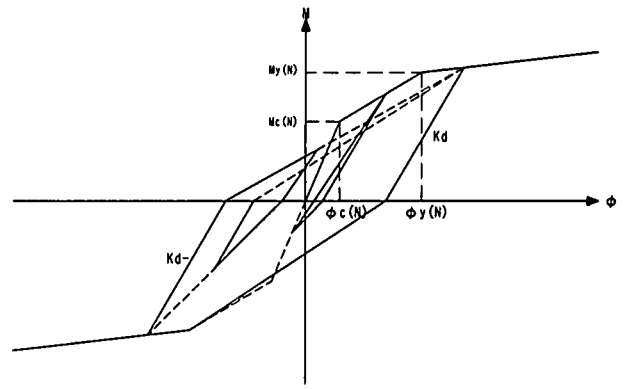


図-3 軸力変動トリリニアモデル（江戸型）

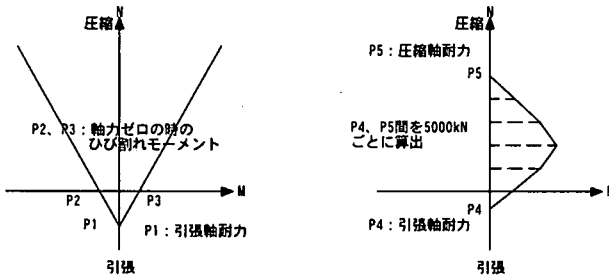


図-4 M-N 相関の定義

プⅡ、Ⅱ種地盤（JR 鷹取駅構内地盤上）の地震動を用いた。なお、基礎は杭頭位置に線形地盤バネとして評価した。地震応答解析は、微小変位理論による材料非線形解析を行ったもので、Newmark のβ法（ $\beta=0.25$ ）を用いて、積分間隔は $\Delta t=0.005$ 秒、継続時間 $T=50$ 秒として、橋軸方向に作用させた。

(2) 非線形特性（M-φ）の設定

部材の非線形モデルは軸力一定モデルとして、鉄筋コンクリートの復元力特性を良く表現できるとされている武田モデル⁶⁾を用いた（図-2）。また、軸力変動を考慮できるモデルとして軸力変動トリリニアモデル（江戸型）⁷⁾を用いた（図-3）。武田モデルと江戸モデルでは除荷剛性の評価が異なるが、係数 α を武田モデルに-0.4、江戸モデルに-0.5とすることでほぼ同等な勾配とみなした⁸⁾。以下に、(1) 武田モデルによる除荷剛性式を、(2) 江戸モデルによる除荷剛性式を示す。

$$K_d = \frac{M_y - M_{\bar{c}}}{\phi_y - \phi_{\bar{c}}} \left| \frac{\phi_{\max}}{\phi_y} \right|^\alpha \quad (1)$$

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

M-φ関係は道路橋示方書¹⁾に準じて算出した。各部材の軸力は、自重解析により算定された部材の軸力を

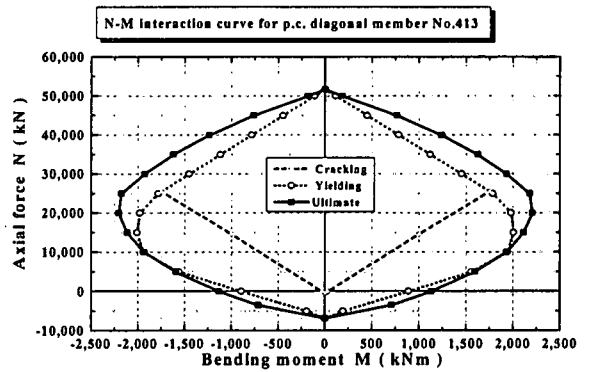


図-5 413 部材の M-N 相関曲線

初期軸力とし、主桁および斜材は自重により発生する軸力とプレストレス力の合計値を初期軸力とした。

(3) M-N 相関関係の設定

江戸モデルの軸力変動に伴う非線形曲げ特性（M-φ）を M-N 相関曲線により設定した。M-N 相関曲線は図-4 に示したひび割れ面と降伏面を定義したもので、ひび割れモーメントは引張軸耐力と軸力ゼロの時のモーメント値で構成される範囲、降伏モーメントは圧縮軸耐力および引張軸耐力の間を 5000kN 毎に変化させ軸力値に対応するモーメント値で降伏局面を設定した（図-4）。本研究で着目する斜材部 413 部材の M-N 相関曲線を（図-5）示す。

4. M-N 応答履歴

M-N 応答履歴に着目した 413 部材の非線形動的解析結果をそれぞれ図-6、図-7 に示す。前者は武田モデルにより解析を行った結果である。また、後者は軸力変動を考慮した江戸モデルの解析結果である。M-N 応答

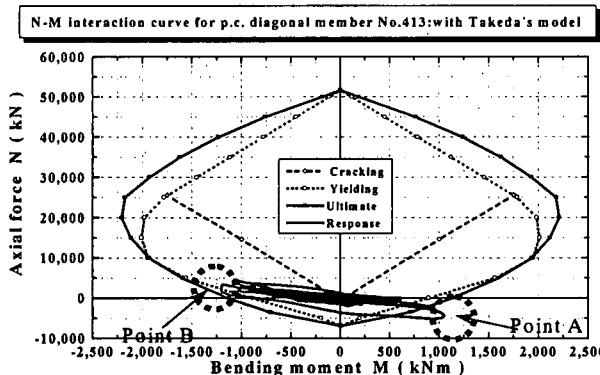


図-6 武田型 M-N 応答履歴図

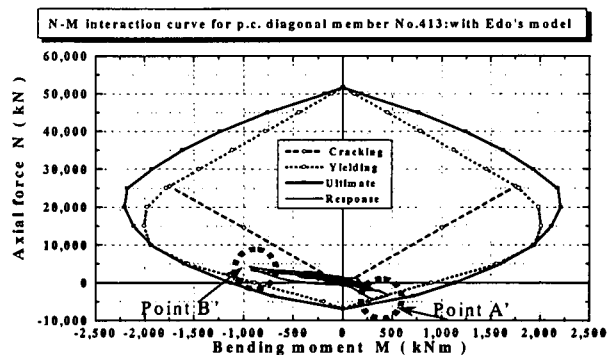


図-7 江戸型 M-N 応答履歴図

Axial force VS Bending stiffness (Takeda's model)

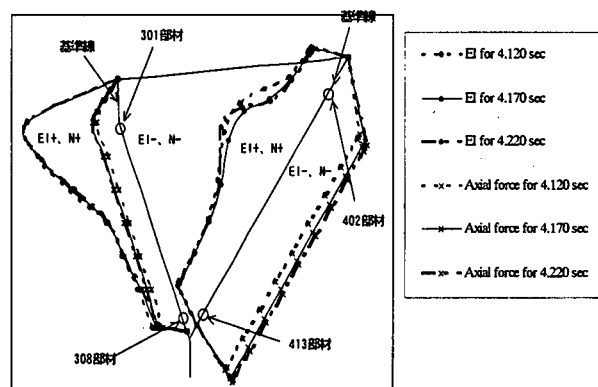


図-8 軸力一定モデル軸力・剛性分布図

Axial force VS Bending stiffness (Edo's model)

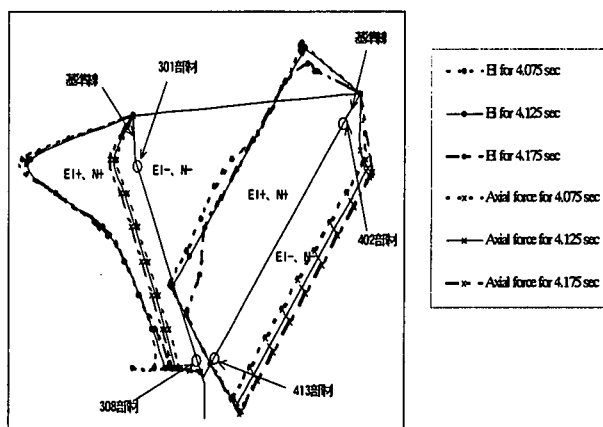


図-9 軸力変動モデル軸力・剛性分布図

履歴を見ると着目した 413 部材は軸力変動幅が 200%を超えているのがわかる。軸力一定モデルの解析結果は図中の B 部では降伏モーメントを超えてはいるが終局には至っていない。しかし、A 部は終局モーメントを大きく越える結果となった。これを満足するには D22c1c125 以上の配筋が必要となる。それに対し、軸力変動を考慮したモデルは B' 部では降伏モーメントを超えておらず、A' 部で降伏モーメントを超えているが終局には至っていない。この時の安全率 $((\phi_u - \phi_{y0}) / (\phi_{\max} - \phi_{y0}))$ は $\alpha=554$ でありタイプ II の安全係数 $\alpha=1.5$ に対し十分に安全性を有している。両者を比較するとモーメントの最大、最小値が大きく異なることがわかる。軸力変動を考慮したモデルは、軸力一定モデルに対し、M-N 応答履歴の触れ幅が小さく正曲げに対しては約半分の応答値を示している。これは軸力変動により剛性が低下したものと考えられる。413 部材の剛性が変化したと考えれば橋梁全体で剛性の再分配が行われていると思われる。

表-1 413 部材剛性履歴

	t-1 (kN・m ²)	t (kN・m ²)	t+1 (kN・m ²)
軸力一定モデル EI	18920.46	17909.31	17425.92
軸力変動モデル EI	11116.14	10480.07	4338.78

5. 軸力変動の影響が及ぼす剛性変化

軸力一定モデルおよび軸力変動モデルの右側斜材、垂直材に着目した軸力・剛性分布図をそれぞれ図-8、図-9 に示す。このグラフは時間ごとの剛性変化を調べるため 413 部材最大モーメント発生時を境に 0.05 秒前後の剛性変化を表したものである。軸力一定モデルの最大モーメント発生時刻は地震動を作用させてから 4.170 秒後、軸力変動モデルの最大モーメント発生時刻は地震動を作用させてから 4.125 秒後となる。この時間帯の右側斜材に作用する軸力は引張力が発生して

M- ϕ diagram at different time steps
(Takeda's model)

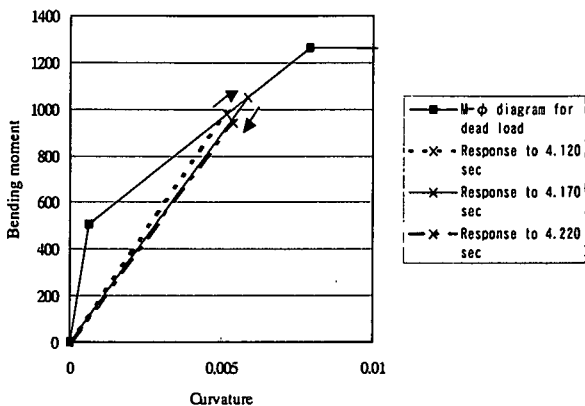


図-10 軸力一定モデル剛性低下概念図

おり時間経過ごとに引張力は増大しているのがわかる。両者の剛性分布を見ると、軸力一定モデルでは各部材の時間ごとの剛性変化は大きく現れていないのに対し、軸力変動モデルでは時間ごとに剛性は低下している。剛性分布状況を見ると、軸力一定モデルでは山型の分布を示しているのに対し、軸力変動モデルでは直線的な分布を示し、曲げモーメントの大きく現れる 413 部材付近では引張力の増加とともに著しく剛性が低下しているのがわかる。表-1 に時間ごとの 413 部材における断面剛性 (EI) を示す。軸力変動による剛性低下について 413 部材に着目し、その概念図を用いて説明する。軸力一定モデルおよび軸力変動モデルとそれぞれ図-10、図-11 に示す。軸力一定モデルの履歴曲線は初期軸力時の骨格曲線を元に履歴を追うため軸力の影響を受けない。そのため、M- ϕ 曲線上では大きな変化を示さない。それに対し、軸力変動モデルは軸力により M- ϕ 曲線が変化するため、時間断面ごとに曲線は変化し、軸力が低下すれば剛性も低下する。

6. 結論

本研究では軸力変動の影響による剛性変化について軸力一定モデルと軸力変動を考慮したモデルで時刻歴非線形動的解析を実施した。PC 斜π橋は軸力変動が最大 200% を超える橋種であり軸力変動の影響を無視できないことを示した。軸力の変化に伴い、部材の剛性が時々刻々と変化し、特に軸力変動幅が大きい場合、構造物全体の剛性分布に与える影響が大きいことがわかった。これは剛性の再分配が行われていると考えられる。そのために、軸力変動の影響を取り入れたモデルの導入が必要であると考えられる。

M- ϕ diagram at different time steps
(Edo's model)

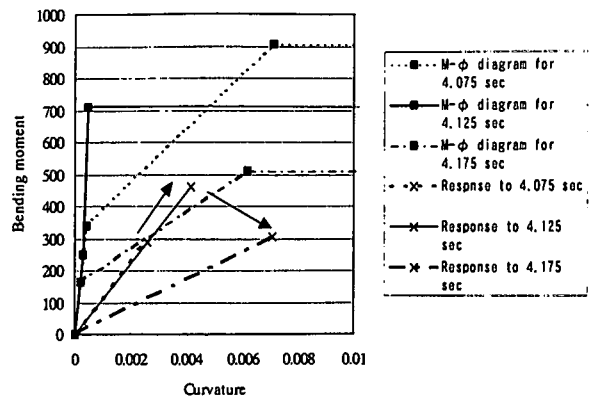


図-11 軸力変動モデル剛性低下概念図

7. 今後の課題

本研究では軸力一定モデルと軸力変動を考慮できるモデルで非線形動的解析を行い、剛性変化の違いについて研究を行った。今後はファイバーモデルを用いた解析を行い、異なるモデル化の影響を調べ、さらに、異なる地震波による動的応答について検討をする必要があると考えられる。

8. 参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説 (I~V) 平成 8 年 12 月 社団法人 日本道路協会
- 2) 道路橋の耐震設計に関する資料 平成 10 年 1 月 社団法人 日本道路協会
- 3) 建築耐震設計における保有耐力と変形性能 (1990) 1990 年 10 月 社団法人 日本建築学会
- 4) 柴田 明德: 最新耐震構造解析 森北出版株式会社 1981 年 6 月 26 日
- 5) 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 (I-8)
- 6) Takeda, T, M. A. sozen, etc 「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, August 1974
- 8) 大塚 久哲: 中径間橋梁の動的耐震設計 財団法人 九州大学出版会、2000 年 5 月 10 日