

# 地盤バネを有するPC斜張橋の軸力変動を考慮した地震応答特性

(株) 銭高組 正 首藤 政徳 山口大学 正 麻生 稔彦  
 (株) 銭高組 正 水取 和幸 (株) 長大 正 有角 明

## 1. はじめに

本研究は、3径間連続PC斜張橋を対象として、橋脚基礎条件、軸力の変動が橋梁全体の応答特性に与える影響について検討を行った。解析モデルは主塔・橋脚の非線形特性、基礎条件が異なる3つの解析モデルを用い、地震応答解析による地盤特性および軸力変動の影響について比較した。第1のモデル(CASE1)は、橋脚基礎部分を地盤バネとして設定し、主塔・橋脚の非線形特性は、モーメントと曲率の関係に軸力変動を考慮した。第2のモデル(CASE2)は、橋脚基礎部分を固定とし、主塔・橋脚の非線形特性の条件は、第1のモデル(CASE1)と同条件とした。第3のモデル(CASE3)は、橋脚基礎部分は固定とし、主塔・橋脚の非線形特性は、初期軸力をもとに算出したモーメントと曲率の関係により定義させ、軸力変動の依存性は考慮しないモデルである。なお、地盤特性の設定は、道路橋示方書に準じて設定した。検討結果から、本橋梁の橋脚基礎は剛性が大きく、基礎固定に近い応答となることが示され、部材の非線形特性に与える軸力変動の影響が確認された。

## 2. 構造概要および解析条件

本橋梁の全体側面図を図-1に、主塔構造および主桁断面を図-2、図-3に示す。橋長292.1m、主桁は2主箱桁形式で桁高1.7mである。また、主塔はP1主塔が深礎杭形式、P2主塔が直接基礎であり、基礎のバネ剛性を表-1に示す。解析条件については、図-3に示す解析モデルおよび拘束条件を設定し、主桁の設定条件は、3つの解析モデルとも同条件であり、プレストレスを考慮したモーメントと曲率関係により非線形特性を定義し、復元力特性に原点指向型を用いた。また、ケーブル部材の条件についても同条件であり、初期張力を考慮し、圧縮力は負担しない非線形特性を設定した。また、入力地震動は道路橋示方書・耐震設計編のレベル 地震動であるJR鷹取NS成分に地域補正係数を考慮し、橋軸方向および橋軸直角方向に作用させた。

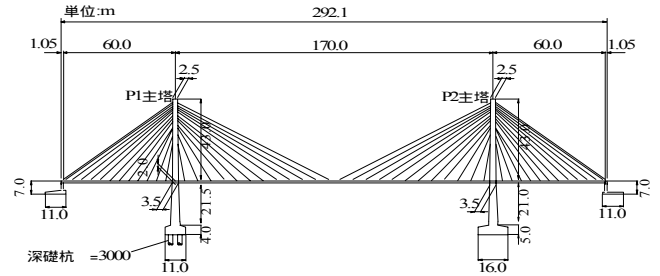


図-1 全体側面図

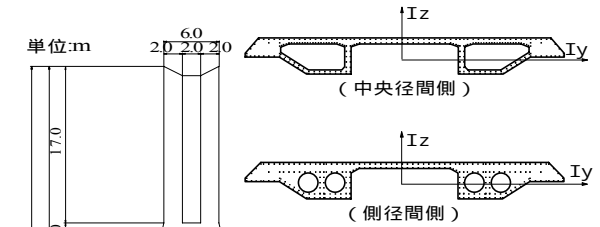


図-3 主桁断面

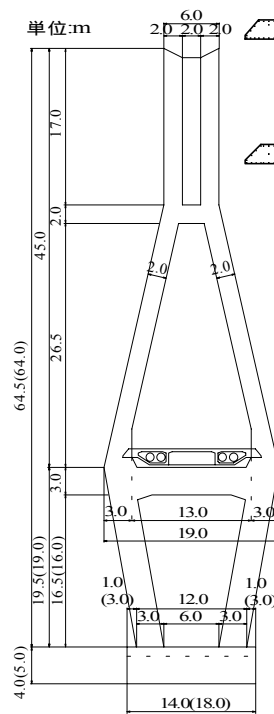


図-2 主塔構造

表-1 基礎のバネ定数

	P1橋脚基礎	P2橋脚基礎
Kx	$1.67 \times 10^5$ (MN/m)	$1.22 \times 10^4$ (MN/m)
Ky	$1.67 \times 10^5$ (MN/m)	$1.22 \times 10^4$ (MN/m)
Kz	$3.84 \times 10^4$ (MN/m)	$3.65 \times 10^4$ (MN/m)
K <sub>0x</sub>	$6.99 \times 10^5$ (MN/m)	$9.91 \times 10^5$ (MN/m)
K <sub>0y</sub>	$3.24 \times 10^5$ (MN/m)	$7.79 \times 10^5$ (MN/m)
K <sub>0z</sub>	$3.71 \times 10^4$ (MN/m)	$7.45 \times 10^5$ (MN/m)

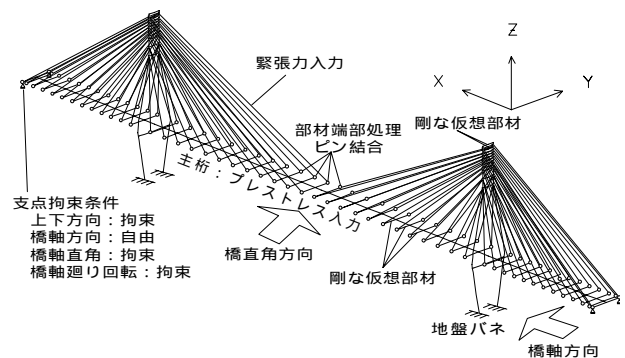


図-3 解析モデル

Keywords : PC斜張橋, 軸力変動, 地震応答解析

連絡先 : 〒163-1011 新宿区西新宿 3-7-1 新宿パークタワー11階 TEL 03-5323-3861 FAX 03-5323-3860

### 3. 解析結果

橋軸方向加震時における主桁の最大曲げモーメント分布図を図-4に示す。曲げモーメントは、全体座標系 Y 軸回り成分であり初期値および最大曲げモーメントともに3つの解析モデルは概ね一致した結果となった。ここには、示していないが、主塔・橋脚の最大曲げモーメントについてもほぼ同じ結果となった。また、図-5に示す主塔頂部の時刻歴応答変位は、いずれの解析モデルも約5秒まで一致し、部材の非線形化に伴って応答値に差が生じているが、その差は小さくほぼ同様の応答波形を示している。

橋軸直角方向加震時における、主桁の最大曲げモーメント分布を図-6に示す。図中の曲げモーメントは、全体座標系 Z 軸回り成分である。3つの解析モデルとも主桁中央付近および主塔位置で大きなモーメントが発生しており、CASE 1 とCASE 2 はほぼ一致した分布となっている。CASE 3 の応答値は、主桁全体においてCASE 1, CASE 2 に比べ小さな応答分布となった。また、図-7は橋脚基部の応答曲率波形を示したもので、CASE 1 およびCASE 2 はほぼ同様な応答波形であるが、CASE 3 に比べ約5秒前後から長周期化し、約20秒時点以降において残留ひずみが生じている。このことは図-8に示す橋脚基部のM-履歴曲線にも表れており、CASE 1 およびCASE 2 と同初降伏モーメントを越えた時点から軸力変動の影響が現れている。一方、初期軸力で設定したCASE 3 は、軸力変動を考慮した2つの解析モデルとは異なる応答履歴を示していることから、本橋梁の基礎は固定に近い剛性を有しており、非線形応答に与える影響は小さく、軸力変動が非線形応答に与える影響の方が大きいことが示された。

### 4. まとめ

本橋梁の橋脚基礎を固定と基礎バネで評価し、非線形応答を比較した結果に大きな差はなく、基礎固定のモデルで上部構造の応答を評価できることが示された。また、橋軸直角方向加震時に、部材の軸力変動が非線形応答に影響を与えることが確認された。なお、本研究は土木学会西部支部(委員長：大塚久哲)委員会の一貫として行ったものである。

#### 参考文献

- 1) 烏野・麻生他:「 $\pi$ -テング」形式斜張橋の起振機試験と台風時応答観測,土木学会論文集No.522 1995.
- 2) 日本道路協会:道路橋示方書・耐震設計編 1996.12.
- 3) 土木学会西部支部:「中径間橋梁の動的耐震設計」 1999.11.

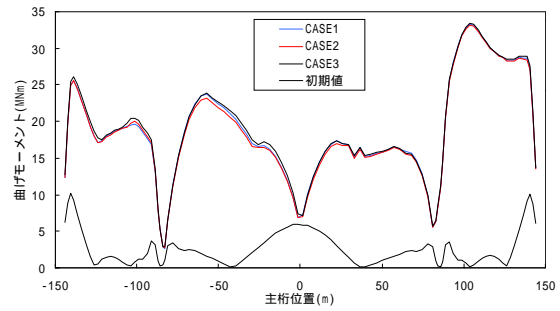


図-4 主桁の最大曲げモーメント分布

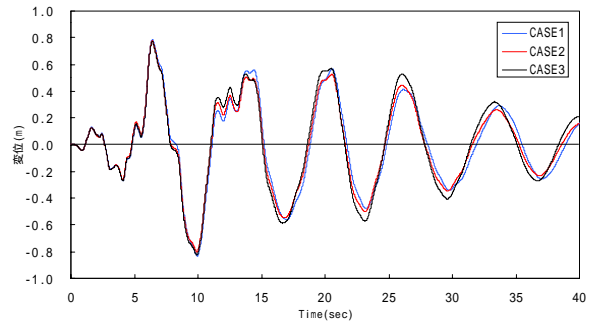


図-5 主塔頂部の応答変位波形

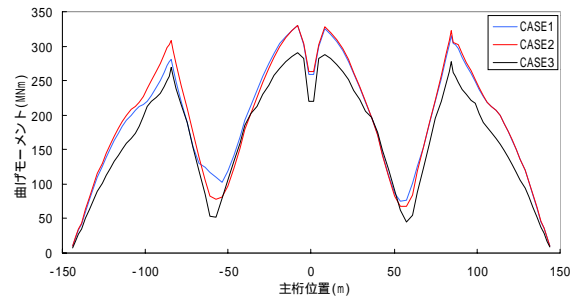


図-6 主桁の最大曲げモーメント分布

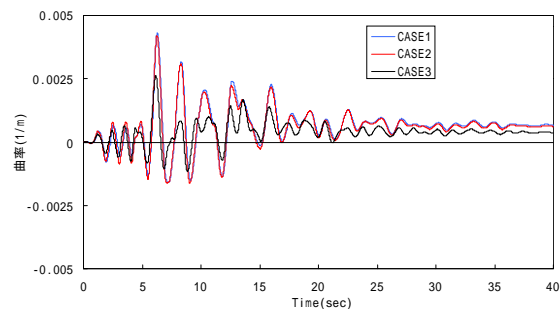


図-7 橋脚基部の応答曲率波形

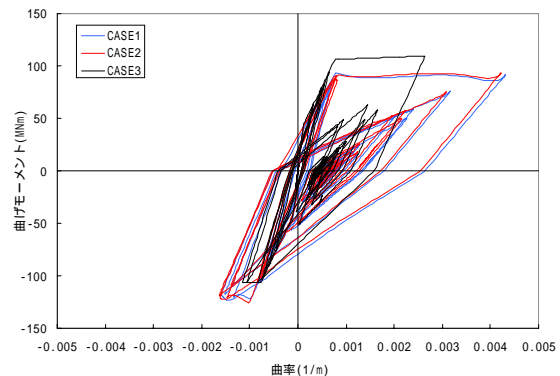


図-8 橋脚基部のM-履歴曲線