

## モデル化の違いに着目した門型ラーメン鋼製橋脚の地震応答解析の比較検証

横田 貴大<sup>1</sup>・梅林 福太郎<sup>2</sup>・富 健一<sup>3</sup>・藤田 雅義<sup>4</sup>  
田嶋 仁志<sup>5</sup>・庄司 学<sup>6</sup>・松原 拓朗<sup>7</sup>

<sup>1</sup>パシフィックコンサルタンツ株式会社 大阪本社 大阪交通基盤事業部（〒530-0004 大阪府大阪市北区堂島浜1-2-1）

<sup>2</sup>正会員 工修 株式会社オリエンタルコンサルタンツ 関東支社 特殊構造部（〒151-0071 東京都渋谷区本町3-12-1）

<sup>3</sup>正会員 工博 パシフィックコンサルタンツ株式会社 交通基盤事業本部（〒101-8462 東京都千代田区神田錦町3-22）

<sup>4</sup>JIPテクノサイエンス株式会社 建設ソリューション事業部（〒102-0074 東京都千代田区九段南1-3-1）

<sup>5</sup>正会員 工博 株式会社IHIインフラシステム（〒108-0023 東京都港区芝浦3-17-12）

<sup>6</sup>正会員 工博 筑波大学 システム情報系（〒305-8573 つくば市天王台1-1-1）

<sup>7</sup>正会員 工博 首都高速道路株式会社 東京東局（〒103-0015 東京都中央区日本橋箱崎町43-5）

### 1. はじめに

鋼製橋脚における耐震性能照査を実施する際の解析モデルは、道路橋示方書<sup>1)</sup>で示されている梁モデル(M-Φモデル)が基本として用いられているが、日本鋼構造協会<sup>2)</sup>、土木学会<sup>3)</sup>からはファイバーモデル(以降、FBモデルと略す)による照査方法も提案されている。FBモデルでは、部材断面を微小要素に分割し、その垂直応力と垂直ひずみの関係(σ-ε関係)を定義し、これを基に計算を行うことで、軸力変動や2軸曲げの影響が考慮可能となる。また、大変形の挙動に対しては、幾何学的非線形を考慮する必要があるが、幾何学的非線形が考慮可能な解析プログラムとして、SeanFEM<sup>4)</sup>等のプログラムが使用されるようになってきている。解析プログラムの多様化により、解析精度の向上が期待されているが、これらのモデル化の違いにより得られる結果の違いについて、把握しておくことは重要である。以上を踏まえ、本研究では、都市高速道路で標準的に用いられている鋼製門型ラーメン橋脚に対して、M-Φモデル(部材非線形)、FBモデル1(材料非線形)、FBモデル2(材料非線形、幾何学的非線形)のモデルで解析を実施し、解析モデルの違いによる地震応答解析の検証を実施した。解析コードには、M-ΦモデルとFBモデル1は、

TDAPIIIを、FBモデル2はSeanFEMを用いた。

### 2. 対象構造物

対象構造物は、首都高速道路の既設鋼製橋脚とした(図-1)。ここで、既設橋脚は左右非対称の門型ラーメン鋼製橋脚であるが、検討においてはモデルの単純化を目的とし、片側の柱の諸元を左右の柱に適用することとした。梁、支承配置についても同様にモデル化した。また、実構造物においては柱基部に充填コンクリートが施されているが、本解析では未充填とした。なお、鋼製橋脚の材質はSM490Y材である。

### 3. 解析条件

解析モデルにおいて、柱下端の境界条件は基礎ばねは考慮せずに、完全固定条件とした。解析は固有値解析、プッシュオーバー解析、動的解析の3種類の解析ケースを検討した。動的解析に用いる加速度波形は、道路橋示方書<sup>1)</sup>に示される標準加速度波形のうち、L2地震のIII種地盤タイプII-第1波とした。要素分割は、各モデルで統一し、塑性ヒンジが発生すると考えられる範囲(柱上下端、梁の左右端)は5分



材領域によっては降伏しづらくなったり降伏しやすくなったりするためである。すなわち、M- $\Phi$ モデルでは、死荷重時の軸力を考慮してM- $\Phi$ 関係を定義しており、水平震度を漸増载荷させてもこのM- $\Phi$ の骨格曲線は変わらない。これに対してFBモデル1,2では、軸力の変動に伴い、M- $\Phi$ 関係が変化する。このため、例えば、左柱基部に着目すると、FBモデル1およびFBモデル2では、水平震度が作用した場合に死荷重時の圧縮軸力が次第に抜けていくため、降伏時の曲げモーメントがM- $\Phi$ モデルに比べて大きくなり、降伏しづらくなっている。同様に、右側の柱に着目すると、逆に圧縮軸力が増加するため、降伏曲げモーメントは初期軸力により算定される値よりも小さくなる。この結果、初期軸力を基にM- $\Phi$ 関係を求めるM- $\Phi$ モデルとFBモデル1およびFBモデル2では降伏順序に違いがでることが分かった。

## 6. 動的解析結果の比較

橋軸直角方向に対して動的解析を行った。なお、本論では、M- $\Phi$ モデルとFBモデル1についての結果を示す。図-3に左横梁の張り出し先端位置における水平変位時刻歴波形を、表-2に最大水平変位と最大鉛直変位を示す。M- $\Phi$ モデルとFBモデル1は最大変位までは約4%程度の違いが生じているものの、おおむね同様の結果となっているが、最大変位発生以降は、M- $\Phi$ モデルの方が、FBモデル1よりも残留変位が大きいことがわかる。これは、プッシュオーバー解析における水平震度-水平変位関係において、M- $\Phi$ モデルの方が、水平震度の急増点の震度が小さいことにより確認できる。図-4に左梁内側端部と左柱基部の曲げモーメントと曲率の履歴を、表-3に最大断面力を示す。横梁はM- $\Phi$ モデルよりもFBモデル1の方が大きく塑性化し、柱基部についてはFBモデル1よりもM- $\Phi$ モデルの方が大きく塑性化している。また、曲げモーメントは10~25%程度、せん断力は7~16%、軸力は2~6%程度の違いが得られた。これらは軸力変動の影響によるものと考えられる。

次にM- $\Phi$ モデルにおいて、最大軸力と最小軸力を用いてM- $\Phi$ 関係を設定したケースの解析を行った。具体的には、死荷重時の軸力を考慮したM- $\Phi$ モデルの動的解析を行い、その結果得られた各部材の最大軸力を考慮したM- $\Phi$ モデルと最小軸力を考慮したM- $\Phi$ モデルを作成し、それぞれのモデルで動的解析を行った。本論では、このうち最小軸力を考慮したM- $\Phi$ モデルとFBモデル1を比較した結果を示す。図-5に左横梁張り出し先端における水平変位時刻歴波形

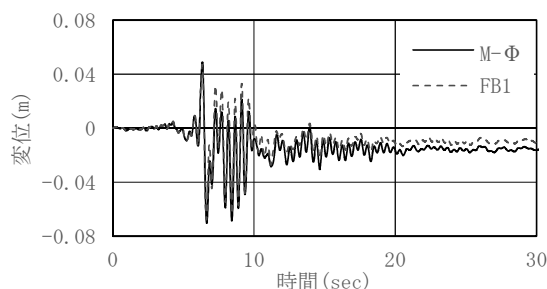
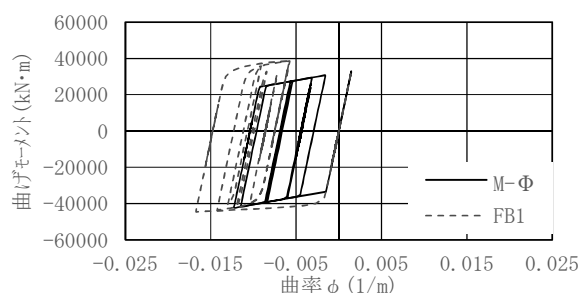
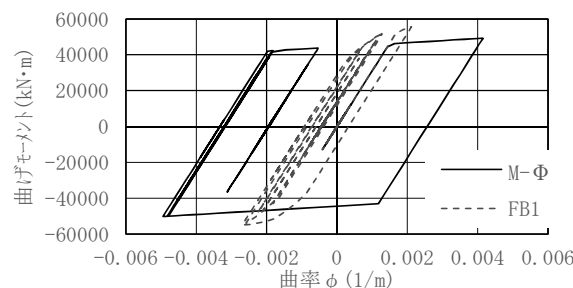


図-3 左橋脚天端の水平変位時刻歴



(1) 梁左



(2) 左柱下端

図-4 曲げモーメント-曲率関係

表-2 横梁先端位置の最大水平・鉛直変位

	橋脚天端位置			
	水平変位		鉛直変位	
	最大	最小	最大	最小
M- $\phi$	0.049	-0.071	0.023	-0.042
FB1	0.047	-0.068	0.024	-0.045
比率	1.04	1.04	0.96	0.93

表-3 最大断面力の比較

	曲げ(最大)			
	横梁左内	横梁右内	左柱下端	右柱下端
M- $\phi$	32975	36876	49237	46693
FB1	38677	41209	54698	61442
比率	0.85	0.89	0.90	0.76
	せん断力(最大)			
	横梁左内	横梁右内	左柱下端	右柱下端
M- $\phi$	14244	5717	7235	9178
FB1	15328	6832	8195	10383
比率	0.93	0.84	0.88	0.88
	軸力(最大)			
	横梁左内	横梁右内	左柱下端	右柱下端
M- $\phi$	3333	3146	20596	19253
FB1	3404	3364	22172	20465
比率	0.98	0.94	0.93	0.94

を、表-4に最大水平変位と最大鉛直変位を示す。M- $\Phi$ モデル(最小軸力)とFBモデル1は同等の結果となった。また、図-6に左横梁と左柱基部の曲げモーメントと曲率の履歴を、表-5に最大断面力を示す。両図とも、死荷重時の軸力でM- $\Phi$ 関係を設定した結果よりもFBモデル1の結果と近似している。これは、プッシュオーバー解析において、死荷重時の軸力を考慮したM- $\Phi$ モデルはFBモデル1に比べ降伏震度が低めとなっていたが、最小軸力でM- $\Phi$ 関係を設定することにより、初期圧縮軸力が減少し、FBモデル1の降伏震度に近づいたためと考えられる。また、曲げモーメントは1~20%程度、せん断力は3~5%程度、軸力は1~26%程度の違いが得られた。本論では掲載していないが、逆に最大軸力で算出したM- $\Phi$ の結果は、死荷重時の軸力を考慮したM- $\Phi$ モデルの結果よりもFBモデル1の結果に対して差が大きくなった。

## 7. 結論

門型ラーメン鋼製橋脚を対象として、モデル化の違いに着目した地震応答解析の比較検証を行った。

- (1)固有値解析では、幾何学的非線形を考慮しない場合はモデル化の違いで差が無いこと、幾何学的非線形性を考慮した場合においては、固有周期が異なることが明らかとなった。
- (2)プッシュオーバー解析では、軸力変動の考慮の有無で部材の降伏順序が異なることを確認した。なお、FBモデルでは、幾何学的非線形の考慮の有無では、損傷の発生順序は同じであった。
- (3)動的解析では、死荷重時の軸力を考慮したM- $\Phi$ モデルではFBモデル1よりも応答が大きめとなること、最小軸力を考慮したM- $\Phi$ モデルとFBモデル1は結果が近くなることを確認した。

**謝辞：**本研究は、鋼橋技術研究会「耐震・免震・制振デバイス部会（部会長：田嶋仁志）」の活動内容であり、関係各位からご指導いただきましたことを感謝いたします。

## 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説I~V, 2012.3.
- 2) 日本鋼構造協会：鋼橋の耐震・制震ガイドライン, 2006.9.
- 3) 土木学会：鋼・合成構造標準仕様書【耐震設計編】, 2008.
- 4) 野中哲也, 吉野廣一：パソコンで解くファイバーモデルによる弾塑性有限変位解析, 丸善出版, 2010.

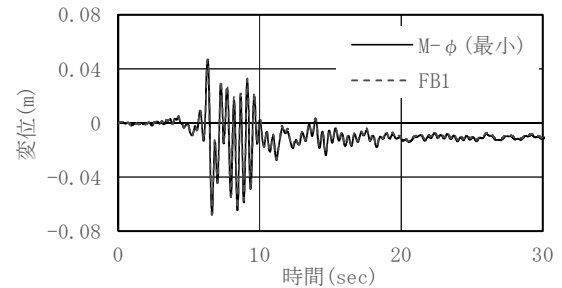
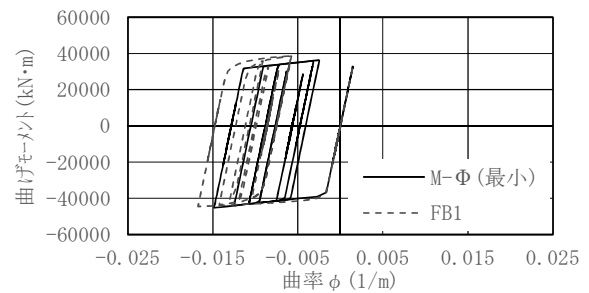
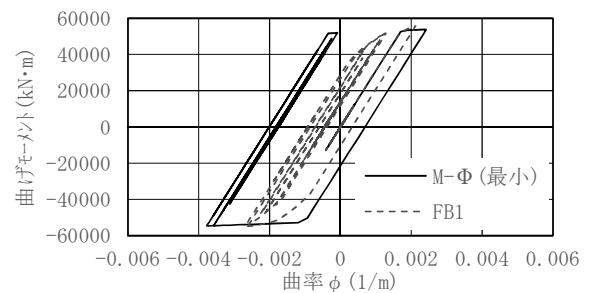


図-5 左橋脚天端の水平変位時刻歴



(1)左梁



(2)左柱下端

図-6 曲げモーメント-曲率関係

表-4 橋脚天端位置の最大水平・鉛直変位

	橋脚天端位置			
	水平変位		鉛直変位	
	最大	最小	最大	最小
M- $\phi$ (最小)	0.047	-0.068	0.024	-0.045
FB1	0.047	-0.068	0.024	-0.045
比率	1.00	1.00	0.99	0.99

表-5 最大断面力の比較

	曲げ(最大)			
	横梁左内	横梁右内	左柱下端	右柱下端
M- $\phi$ (最小)	36282	40629	53723	49912
FB1	38677	41209	54698	61442
比率	0.94	0.99	0.98	0.81
	せん断力(最大)			
	横梁左内	横梁右内	左柱下端	右柱下端
M- $\phi$ (最小)	15284	7069	8301	9845
FB1	15328	6832	8195	10383
比率	1.00	1.03	1.01	0.95
	軸力(最大)			
	横梁左内	横梁右内	左柱下端	右柱下端
M- $\phi$ (最小)	4202	4253	21918	20569
FB1	3404	3364	22172	20465
比率	1.23	1.26	0.99	1.01