

## 動的解析を用いた杭基礎RC橋脚の耐震設計に関する一考察

鉄道総合技術研究所 正会員 毛利 誠信，正会員 谷村 幸裕，正会員 佐藤 勉

## 1. はじめに

鉄道構造物等設計標準（耐震設計）<sup>1)</sup>（以下、耐震設計標準）は、橋梁および高架橋の応答値は動的解析により算定することが原則となっており、非線形スペクトル法と時刻歴動的解析法が用いられている。しかし、非線形スペクトル法は比較的簡易な動的解析手法であり、時刻歴動的解析手法と応答値の算定値が異なる場合も考えられる。そこで、杭基礎RC橋脚を対象とし、橋脚高さおよび地盤条件をパラメータとして、時刻歴動的解析法により応答値を算定し、非線形スペクトル法<sup>1)</sup>と比較を行うことにより、解析手法の違いが耐震照査結果に及ぼす影響について検討を行う。

## 2. 検討概要

## 2.1 対象構造物および検討ケース

対象構造物は鉄道用杭基礎RC橋脚とし、橋脚高さおよび地盤種別をパラメータとして検討を行う。橋脚の断面寸法および鉄筋量については、橋脚く体の降伏が先行する、L1地震動に対して降伏しない、L2地震動（スペクトル2）に対して損傷レベル3を満足させる、橋軸方向の引張鉄筋が1.5段程度の配筋となる最小断面寸法とすることを目標とし、非線形スペクトル法により断面寸法・配筋を設定した。形状寸法および断面諸元を図-1および表-1に示す。杭長は、G3～G5地盤では20m、G7地盤では30mとした。ここで、上部工、基礎構造物（フーチングおよび杭）橋軸直角方向の橋脚く体幅Bは、全ての検討ケースにおいて同一の条件とした。なお、上部構造物（橋脚く体）に着目した検討であるため、慣性力のみを考慮し地盤変位を考慮した検討は行っていない。

## 2.2 解析モデルおよび解析方法

構造解析モデルは、地盤、基礎および上部構造物を一体とした平面骨組モデルとした。時刻歴動的解析法は直接積分法とし、積分間隔は0.001secとした。部材の減衰定数は剛性比例型減衰（ $h=0.05$ ）とし、地盤ばねの初期減衰定数は0.10とした。部材の非線形性は、橋脚く体は曲げモーメントと部材角（ $M-\theta$ ）の関係、杭は曲げモーメントと曲率（ $M-\kappa$ ）の関係で表わし、復元力特性は、最大耐力以降の低下領域を考慮したテトラリニア型モデル<sup>1)</sup>を用いた。

図-2に復元力モデルを示す。地盤の非線形性はバイリニア型<sup>1)</sup>でモデル化し、履歴法則としてCloughモデルを用いた。入力地震動は、本来、地盤の応答解析を行って得られた地震波を地盤の各層に入力すべきであるが、本検討ではく体の照査を目的としており、ほぼ等価な結果が得られる、各地盤に対応した地表面設計地震動（L2地震動（スペクトル2））<sup>1)</sup>を杭基礎の各質点へ単一入力する方法<sup>2)</sup>を用いた。

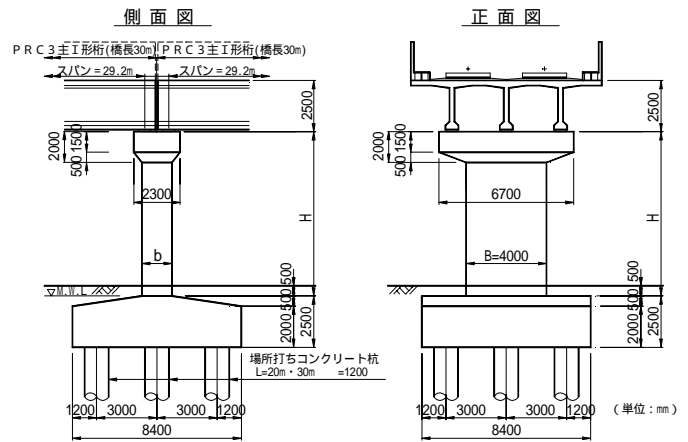


図-1 杭基礎RC橋脚の形状

表-1 橋脚く体の断面諸元

高さ H	橋脚く体の断面諸元			
	地盤	断面幅 b (mm)	引張鉄筋比 pt (%)	帯鉄筋比 pw (%)
6m	G3	1400	0.744	1.146
	G4	1300	0.805	0.894
	G5	1300	0.857	0.894
	G7	1000	1.118	0.86
8m	G3	1400	0.920	1.031
	G4	1400	1.000	1.031
	G5	1700	0.631	0.636
	G7	1100	1.367	1.031
10m	G3	1600	0.907	0.715
	G4	1700	0.811	0.636
	G5	2100	0.495	0.573
	G7	1400	0.968	0.556

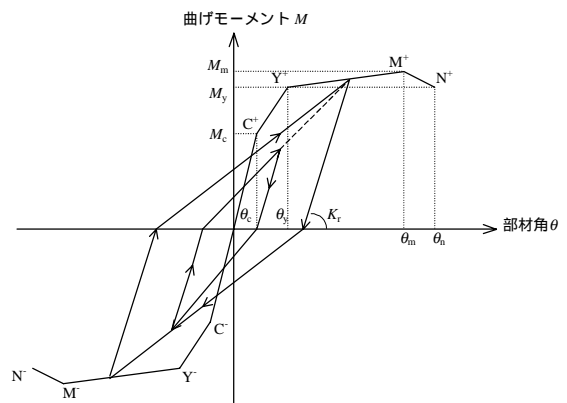


図-2 RC部材の復元力モデル

キーワード：耐震設計，RC橋脚，時刻歴動的解析法，非線形スペクトル法，高次モード  
連絡先：〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38 TEL042(573)7281 FAX042(573)7282

### 3. 時刻歴動的解析結果

時刻歴動的解析結果の例として、橋脚高さ 8 m, G 3 地盤について、橋脚天端応答変位  $\theta$  を図 - 3, フーチング中心応答変位  $f$  を図 - 4 に示す。ここで、橋脚天端応答変位の最大値の発生時刻は 10.88sec であるが、フーチング中心応答変位の最大値の発生時刻は 10.58sec とずれている。これは、高次モードの影響によるものと考えられる。図 - 5 にく体の部材角と損傷レベルの制限値との比較の例として 橋脚高さ 8 m, G 3 地盤について示す。本ケースを含め全てのケースで、時刻歴動的解析による結果が損傷レベル 3 の制限値を超えない結果となった。時刻歴動的解析による、く体の応答塑性率  $\mu$  (橋脚く体の部材角/降伏時の部材角) について図 - 6 に整理した結果を示す。解析ケースごとに断面が異なるため単純比較は出来ないが、地盤が弱くなるほど、そして橋脚高さが高いほど応答塑性率  $\mu$  が小さくなる傾向となった。

### 4. 応答値算定方法による比較

時刻歴動的解析法による橋脚く体最大部材角  $\theta_{max1}$  と非線形スペクトル法による  $\theta_{max2}$  の比較を図 - 7 に示す。地盤種別および橋脚高さによらず時刻歴動的解析による応答値が、非線形スペクトル法による応答値を下回る結果となった。このとき、G 5 地盤においてその傾向が顕著となる結果となった。したがって、本ケースのような条件下では、非線形スペクトル法を橋脚く体の損傷レベルの照査に用いても安全側の結果が得られるものと考えられる。なお、時刻歴動的解析法による基礎の応答変位は非線形スペクトル法の結果よりも大きくなる場合があり、別途検討が必要と考えられる。

### 5. まとめ

非線形スペクトル法により設定した、合理的な断面形状および鉄筋量の橋脚について、時刻歴動的解析法と非線形応答スペクトル法により応答値を算定し比較を行った。その結果を以下に示す。時刻歴動的解析の結果から、本検討ケースについては高次モードの影響により、橋脚天端とフーチング中心での最大応答変位の発生時刻が一致しなかった。本検討に用いたモデルでは地盤条件および橋脚高さによらず時刻歴動的解析による橋脚く体の応答部材角が小さく、橋脚く体の損傷レベルの照査を行う上では、非線形スペクトル法を用いても安全側の結果が得られると考えられる。

#### 【参考文献】

- 1) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，1999.10
- 2) 笠井尚樹, 渡辺忠朋, 谷村幸裕, 片井亮：耐震性能照査に用いる構造解析モデルの検討, 土木学会北海道支部年次技術研究発表会, 2000.2
- 3) 堤英康, 谷村幸裕, 佐藤勉：杭基礎 R C 橋脚の耐震設計に関するパラメータスタディ, 土木学会年次学術講演会, 2001.10

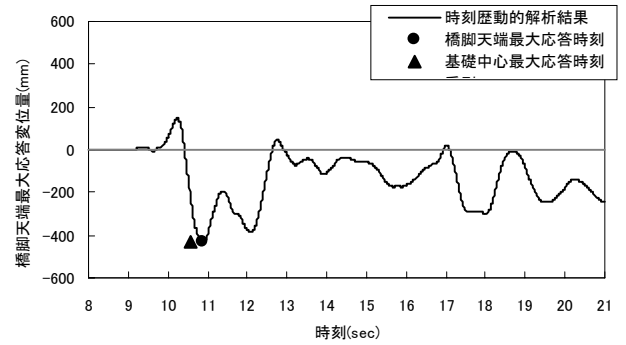


図 - 3 橋脚天端最大応答値

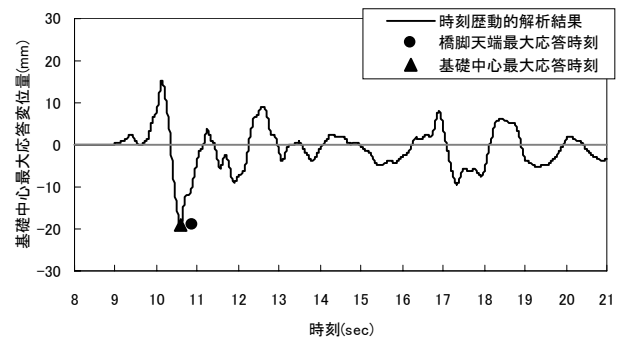


図 - 4 基礎中心最大応答値

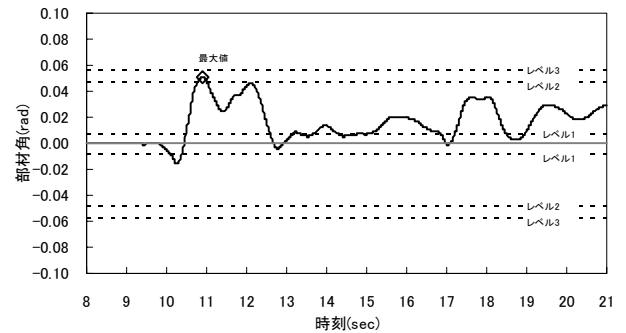


図 - 5 橋脚く体部材角

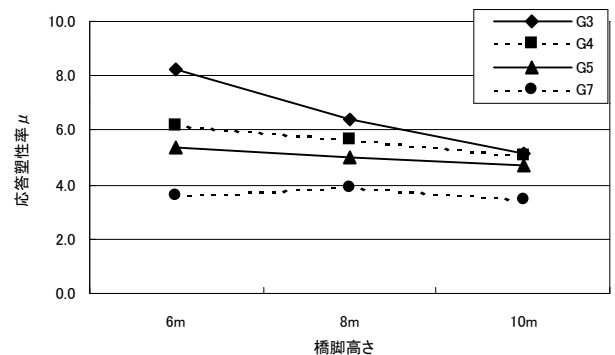


図 - 6 橋脚く体応答塑性率

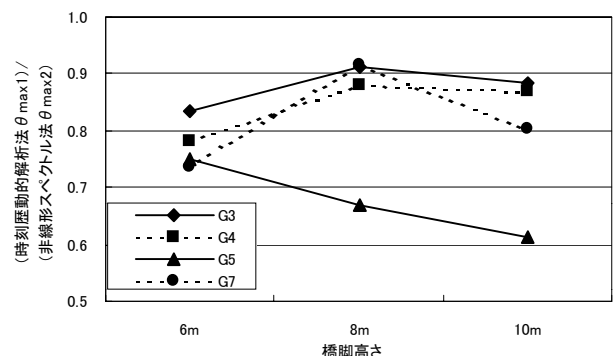


図 - 7 橋脚く体部材角比較