

基礎連結式橋脚の地震時設計手法に関する一考察

西日本旅客鉄道(株) 正会員 ○沖田 尚子
 正会員 中本 陽介
 正会員 西田 寿生
 日本交通技術(株) 正会員 松田 成悟

1. はじめに

道路・線路などと交差する下部工の構造形式として、2 基の橋脚のフーチングを繋げた形状となる「基礎連結式橋脚」を用いる場合がある。天王寺駅線路整備工事（以下、「本工事」という）において本構造を採用しており、設計手法については静的非線形解析と 3 次元動的解析を用いた。さらに、一般的な挙動を検証するためパラメータスタディを行ったので報告する。

2. 非線形スペクトル法による検討方法

本工事で採用する基礎連結式橋脚は杭基礎であり、できるだけ杭頭反力が均一になる配置としている（図-1）。つまり、桁反力が大きいく体 a 側は橋軸方向にフーチングを大きく張り出し 2 列杭とし、小さいく体 b 側は 1 列杭の配置とした。

基礎連結式橋脚のく体の耐震設計について、これまで一般には、橋軸方向については基礎を含めた全体モデルを用いて橋脚く体 1 本毎に水平力を作用させて応答値の算定を行っている。また、橋軸直角方向については図-1に示す分担割合でフーチングを分割し、分割した構造毎に耐震設計を行っている。なお、フーチングの橋軸方向の検討においては、く体毎に求めた基部の最大応答値を同時・同方向にフーチングに作用させ照査を行っている。

しかしながら、杭が降伏した場合等においては図-1により分割した割合が変わってしまうことや、地震時の両く体の挙動が大きく異なる場合には発生力が増幅される恐れがあること等が懸念される。そこで上記のとおり非線形スペクトル法にて行った解析結果の妥当性について、3 次元時刻歴動的解析にて検証した。

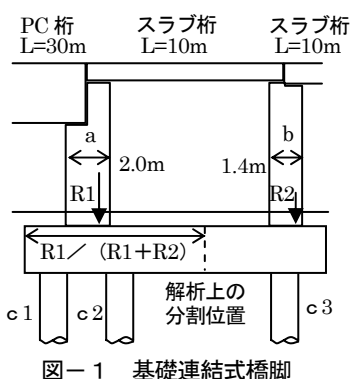


図-1 基礎連結式橋脚

3. 3次元時刻歴動的解析による検討

(1) 解析モデル

解析モデルを図-2に示す。

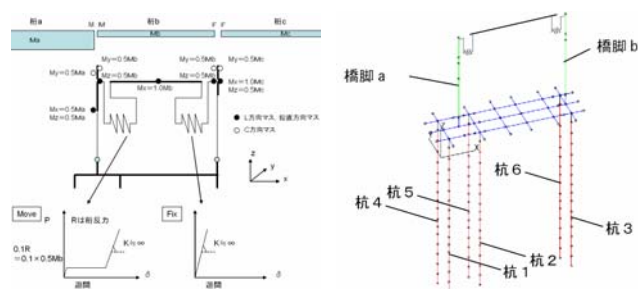


図-2 時刻歴動的解析モデル

(2) 解析検証結果

①各橋脚天端の経時変位（図-3）

橋軸方向の変位については、スレンダーな橋脚 b の変位量が約 2 秒後に最大値を示した。また橋脚 a, b は同位相で左右に振れていることがわかる。

橋軸直角方向についてもほぼ同位相で振れており、これらの結果から両橋脚く体の挙動の差は小さく、荷重の増幅やフーチングの多大なねじれは生じていないと考えられる。

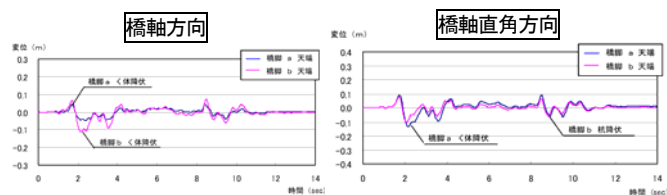


図-3 橋脚天端変位量変化 縦:変位(m) 横:時刻 (s)

②く体部材角、杭曲率の照査

橋脚く体部材角及び杭曲率（杭頭部）について静的非線形解析と比較した結果を表-1, 2に示す。

く体については、橋軸方向の橋脚 b では時刻歴動的解析と静的非線形解析の応答値がほぼ同じであり、それ以外では時刻歴動的解析の方が小さな応答値になった。これは橋脚 b の支承条件が固定であるため、上部工からの作用力に対するモデル上の差が生じにくかったためと推定される。

キーワード 基礎連結式橋脚, 天王寺改良, 耐震設計, 時刻歴動的解析

連絡先 〒531-0071 大阪市北区中津 1-11-1 中津センタービル 西日本旅客鉄道(株) 大阪工事事務所 TEL06-6375-8471

表－１ 橋脚く体部材角の照査

		単位	橋軸方向		橋軸直角方向	
			橋脚 a	橋脚 b	橋脚 a	橋脚 b
時刻歴動的解析	加振→	rad	0.00634	0.03284	0.01079	0.00210
	加振←	rad	0.00788	0.03280	—	—
静的非線形解析	応答値	rad	0.01014	0.03225	0.02719	0.00679
	制限値	rad	0.02953	0.03544	0.03677	0.04618

表－２ 杭曲率の照査（杭頭部）

		単位	橋 軸 方 向					
			杭 1, 4		杭 2, 5		杭 3, 6	
時刻歴動的解析	加振→	1/m	杭頭部	杭地中部	杭頭部	杭地中部	杭頭部	杭地中部
	加振←	1/m	0.00118	0.00029	0.00110	0.00025	0.00119	0.00038
静的非線形解析	応答値	1/m	0.00100	0.00035	0.00104	0.00030	0.00133	0.00039
	制限値	1/m	0.00386	0.00153	0.00386	0.00153	0.00386	0.00153
静的非線形解析	制限値	1/m	0.03565	0.02354	0.03565	0.02354	0.03565	0.02354

		単位	橋 軸 直 角 方 向					
			杭 1, 4		杭 2, 5		杭 3, 6	
時刻歴動的解析	加振→	1/m	杭頭部	杭地中部	杭頭部	杭地中部	杭頭部	杭地中部
	加振←	1/m	0.00155	0.00117	0.00160	0.00133	0.01439	0.00661
静的非線形解析	応答値	1/m	0.00194	0.00153	0.00194	0.00153	0.05206	0.00949
	制限値	1/m	0.06458	0.02354	0.06458	0.02354	0.06775	0.05740

杭については、全てのケースにおいて時刻歴動的解析の方が小さい値を示した。また、橋軸方向についてはフーチングが繋がっているため、杭毎の応答値の差は殆ど生じなかった。橋軸直角方向については、杭 3, 6 の荷重分担が大きいため、他よりも大きな応答値を示している。

③橋軸直角方向における各杭に対する荷重分担

時刻歴動的解析における、杭 1～3 の水平力の経時変化を図－４に示す。

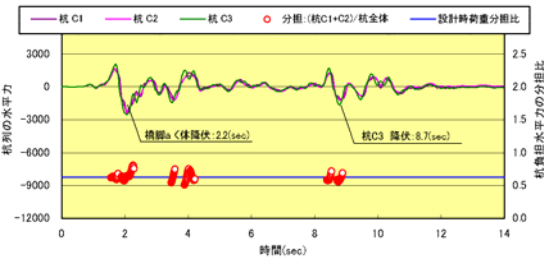
解析の結果、最初に 2.2 秒付近で橋脚 a が降伏し、次に 8.7 秒付近で c3 列の杭が降伏した。なお、各部材とも終局状態には至らなかった。

また、各杭の荷重分担について表－３に示す。時刻歴動的解析における負担分担力は、杭に作用する水平力が大きくなる場合（合計が 3000kN を超える場合）における荷重分担比を表示している。静的非線形解析では図－１の考え方により、橋脚 a 側の 2 列の杭が負担する分担比は 63%であったが、時刻歴動的解析でもこれと同等な荷重分担率であった。

以上①～③の比較検証結果より、本構造形式の解析手法として図－１に示すとおり、フーチングを分割し、非線形スペクトル法により解析することで問題の無いことを確認できた。

４．一般的な挙動の検証（パラメータスタディ）

今回検証した非線形スペクトル法を用いた設計法について一般化することを目的に、く体の固有周期や降伏順序を変化させたパラメータスタディを行った。検証結果概要を以下に示す。



図－４ 杭負担水平力、分担比の経時変化

表－３ 水平力分担比の比較

	時間 (sec)	負担分担力		分担率	
		橋脚 a	橋脚 b	橋脚 a	橋脚 b
時刻歴動的解析	1. 67	3244. 2	1964. 0	62%	38%
	2. 06	4706. 5	2560. 3	65%	35%
	8. 87	2207. 7	992. 7	69%	31%
静的非線形解析	—	—	—	63%	37%

表－４ 時刻歴動的解析結果（く体下端の部材角）

CASE	周期の倍率		着目点	橋脚 a 単独加振 A	橋脚 b 単独加振 B	橋脚 a, b 同時加振 C	比 率	
	橋脚 a	橋脚 b					A/C	B/C
1	1. 0	1. 0	橋脚 a	0. 00831	—	0. 00885	0. 94	—
			橋脚 b	—	-0. 03980	0. 04160	—	-0. 96
2	2. 0	1. 0	橋脚 a	0. 02360	—	0. 02400	0. 98	—
			橋脚 b	—	0. 03980	0. 04271	—	0. 93
3	0. 5	1. 0	橋脚 a	-0. 00377	—	0. 00311	1. 21	—
			橋脚 b	—	0. 03980	0. 04127	—	0. 96
4	0. 5	2. 0	橋脚 a	-0. 00377	—	-0. 00350	1. 08	—
			橋脚 b	—	0. 06518	0. 06632	—	0. 98

表－４に橋軸方向に関する検討結果を示す。表－４はく体 1 本毎に加振する方法と同時加振する方法を比較したものである。く体の固有周期としては基本 CASE1 に対して 0.5～2.0 倍としている。結果として CASE-3, 4 の橋脚 a 以外は単独加振の方が応答値が小さく、同時加振の方が安全側の値となった。そのため、橋軸方向の検討でく体 1 本毎に解析を行う場合には、安全率に多少の余裕を見込むことが適当と考えられる。

本検討以外では杭部材を意図的に先行降伏させたモデルにて橋軸直角方向の荷重分担割合の変化について確認したが、分担割合の変化は少なく、図－１の考え方で大きな問題が無いことが確認できた。

５．おわりに

基礎連結式橋脚について、非線形スペクトル法と 3 次元時刻歴動的解析による挙動を比較検討することができた。さらにパラメータスタディにより、一般的な挙動を検証することができた。本研究にあたり、ご指導、ご尽力いただいた関係者各位に、厚く御礼申し上げる次第である。