

2601 深い軟弱地盤にある斜杭基礎橋梁の地震時走行性

正 [土] ○阿知波 秀彦 (東海旅客鉄道) 正 [土] 岩田 秀治 (東海旅客鉄道)

正 [土] 小長井 一男 (東京大学教授)

Running Safety of Train on Bridge Foundation with Batter Piles on Soft Ground during Earthquake

Hidehiko ACHIHA, Central Japan Railway Company, 1545-33, Ohyama, Komaki-shi, Aichi

Shuji IWATA, Central Japan Railway Company

Kazuo KONAGAI, University of Tokyo

The purpose of this study is examining the running safety of train on the bridge foundation with battered piles at the deep, soft ground condition during the earthquake. Because of its geometrical configuration, the foundation with battered piles has the dynamic characteristics that the footing rotates to the opposite direction against the inertia action on the superstructure due to the ground deformation during the earthquake. In our study, the FEM analyses were performed for the investigation. The following result was obtained. The running safety of train was better by seismic characteristics.

Keywords: batter piles, soft ground, dynamic analysis, running safety

1. はじめに

深い軟弱地盤にある斜杭基礎橋脚は、地震時に図1に示すような変形モードとなる。フーチングが地盤変形に追従して図中右側から左側に変位すると、右側の斜杭には引張軸力が、左側の斜杭には圧縮軸力が働く。これによりフーチングが回転し、基礎を含めた橋脚の全体形状が「く」の字のように変形するモードが発生する。(本論文ではこの変形モードを「くの字モード」とする。)著者らは、深い軟弱地盤にある斜杭基礎橋脚における動的解析および模型振動台実験により、地震時にくの字モードが発生することを確認している¹⁾。

また、くの字モードを解消させる工法として挙げられるものが、例えば、最近の基礎補強工法のひとつであるフーチング基礎補強工法がある。これはフーチングの周囲にシートパイルを打設し一体化させる工法である。この工法を採用した場合、地震時において、くの字モードが解消され、直杭基礎と同じ変形モードに移行する。著者らは、シートパイル打設前後の動的解析および模型振動台実験により、打設後では杭頭曲げモーメントは減少するが、橋脚天端の応答変位がフーチングの応答変位よりも大きくなり、くの字モードが解消されることを確認している^{2), 3)}。

このようなくの字モードが、列車の走行性に与える影響についてはこれまで検討がなされておらず、さらには、くの字モードを解消することにより列車の走行性がどのように変化するのかなど、くの字モードと列車走行性の関係は明らかになっていない。そこで本稿においては、くの字モードが列車走行性へ及ぼす影響を把握するため、複数の連続した橋脚に対する動的解析を実施し、その結果から算定される桁の折れ角により走行性の検討を実施する。また、おぼれ谷など支持層の深さが異なる場合には、各橋脚の斜杭長が一定でないため、隣接する複数橋脚の斜杭長の変化と、くの字モードの大きさ、さらには桁の折れ角との関係を把握する。

2. 検討対象橋梁

対象とした橋梁は、支持層まで G.L.-43.0m 程度のおぼれ谷にある橋長約 500m の橋梁である(図2)。22 基の橋脚があり、すべての橋脚の基礎は鋼管の斜杭が支持層まで打ち込まれている構造である。おぼれ谷の最深部である橋梁中央部に位置する9基の橋脚の杭本数は各18本であり、それ以外の橋脚は各16本である。おぼれ谷の地質はおおよそ上層がビート層、下層がシルト・粘土層という構成となっている。

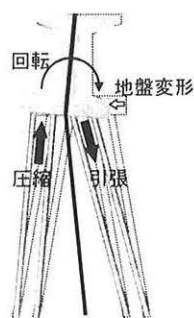


図1 斜杭の変形モード

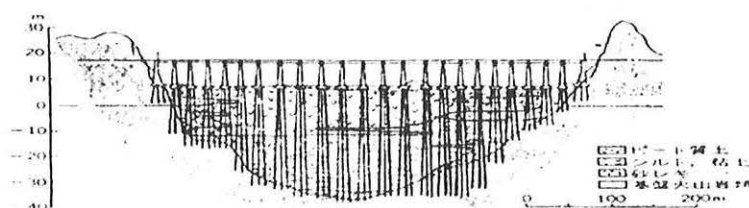


図2 対象橋梁

表1 地質区分 (Pa1~Pa3)

橋脚：Pa1			橋脚：Pa2			橋脚：Pa3		
0.0m-1.5m	表土	113m/s	0.0m-1.5m	表土	113m/s	0.0m-1.5m	表土	113m/s
1.5m-7.0m	腐食土	82m/s	1.5m-7.0m	腐食土	82m/s	1.5m-7.0m	腐食土	82m/s
7.0m-13.0m		73m/s	7.0m-13.0m		73m/s	7.0m-13.0m		73m/s
13.0m-15.0m	粘性土	114m/s	13.0m-16.0m		65m/s	13.0m-19.0m		65m/s
15.0m-23.0m	砂質土	185m/s	16.0m-20.0m	粘性土	94m/s	19.0m-27.0m	粘性土	94m/s
23.0m-	砂礫	510m/s	20.0m-28.0m	砂質土	185m/s	27.0m-32.0m	砂質土	185m/s
			28.0m-	砂礫	510m/s	32.0m-	砂礫	510m/s

※各橋脚で左列：GLからの深さ，中央列：地質名称，右列：Vs

表2 地質区分 (Pb1~Pb3)

橋脚：Pb1			橋脚：Pb2			橋脚：Pb3		
0.0m-1.5m	表土	113m/s	0.0m-1.5m	表土	113m/s	0.0m-1.5m	表土	113m/s
1.5m-7.0m	腐食土	82m/s	1.5m-7.0m	腐食土	82m/s	1.5m-8.0m	腐食土	82m/s
7.0m-19.0m		73m/s	7.0m-19.0m		73m/s	8.0m-19.0m		76m/s
19.0m-25.0m	シルト	61m/s	19.0m-25.0m	シルト	61m/s	19.0m-25.0m	シルト	61m/s
25.0m-36.0m	粘性土	94m/s	25.0m-36.0m	粘性土	81m/s	25.0m-31.0m	粘性土	81m/s
36.0m-41.0m		114m/s	36.0m-43.0m		116m/s	31.0m-43.0m		116m/s
41.0m-	砂礫	510m/s	43.0m-	砂礫	510m/s	43.0m-	砂礫	510m/s

※各橋脚で左列：GLからの深さ，中央列：地質名称，右列：Vs

3. 動的FEM解析

3.1 解析モデル

動的解析は、おぼれ谷が急激に深くなる部分に位置する橋脚群 a (橋脚：Pa1, Pa2, Pa3) (杭長 19m~27m) と、おぼれ谷の底の上に位置し、支持層がほぼ同程度の深さである橋脚群 b (橋脚：Pb1, Pb2, Pb3) (杭長 42m~43m) とでそれぞれ動的解析 (TDAP) を実施する。

橋脚群 a は杭の本数が各 16 本であり、橋脚群 b は杭の本数が各 18 本である。

(1) 地盤モデル

地盤モデルは地質区分に従い、2 次元平面ひずみ要素にモデル化し、地盤の非線形性は R-O モデルとした。各橋脚における地質区分を表 1 および表 2 に示す。

(2) 地盤バネ

杭と地盤は地盤バネを介して結合することとし、地盤バネは、1) 杭直交バネ、2) 杭周面摩擦バネ、3) 杭先端支持バネの 3 種類とした。パラメータは鉄道基礎標準⁴⁾の杭に対するバネ定数および上限値を用いた。

(3) 構造物モデル

斜杭は全引張または全圧縮になっても計算が続行すること、大きな軸力変動下での降伏挙動を適切にモデル化することを目的としてファイバーモデルとし、断面の分割は中心角が $\pi/8$ ごとに区切られる点で 8 つに分割した。奥行き方向の複数本をまとめる形とし、斜杭 (鋼管) の材料モデルはバイリニアモデルで、部材降伏強度の規格値を降伏強度とした。

橋脚は 2 次元非線形梁要素にモデル化し、非線形性は軸力変動考慮の剛性低下型モデルで評価した。なお、橋脚の隅角部・張り出し部は剛域とした。

フーチングは線形の平面応力要素としてモデル化した。

図 3 に橋脚群 a の要素分割図を、図 4 に橋脚群 b の要素分割図を示す。

3.2 入力地震動

入力地震動は以下とし、橋軸直角方向に入力した。

鉄道耐震標準⁵⁾L2 地震動 (スペクトル II)

G1 地盤基盤波 : 最大加速度 749.6gal

図 5 に入力地震動の加速度波形を示す。

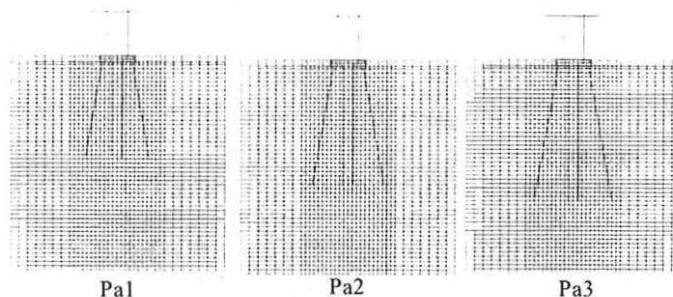


図3 要素分割図 (Pa1~Pa3)

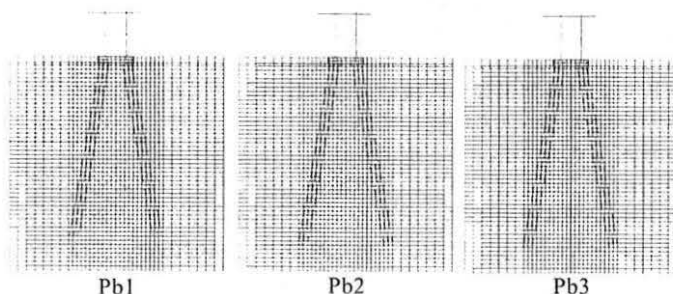


図4 要素分割図 (Pb1~Pb3)

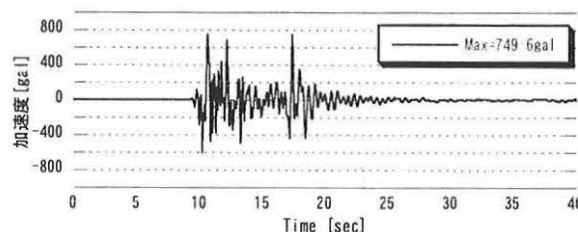


図5 入力波形 (L2 地震動スペクトル II)

3.3 解析結果

解析結果は、2 つの橋脚群でそれぞれ中心に位置する Pa2 橋脚および Pb2 橋脚について示す。

(1) 応答変位

図 6 に Pa2 橋脚の橋脚天端およびフーチング中心の応答変位を、図 7 に Pb2 橋脚の橋脚天端およびフーチング中心の応答変位を示す。

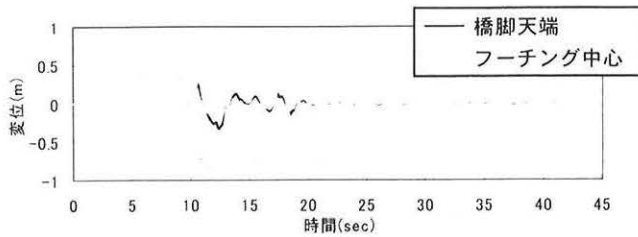


図6 Pa2 橋脚天端，フーチング中心変位の時刻歴

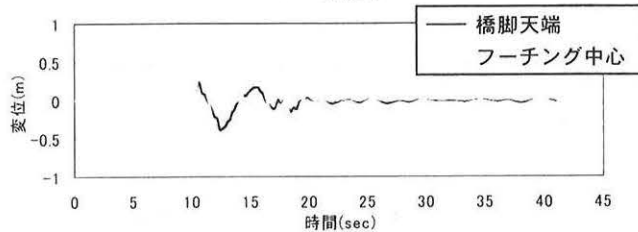


図7 Pb2 橋脚天端，フーチング中心変位の時刻歴

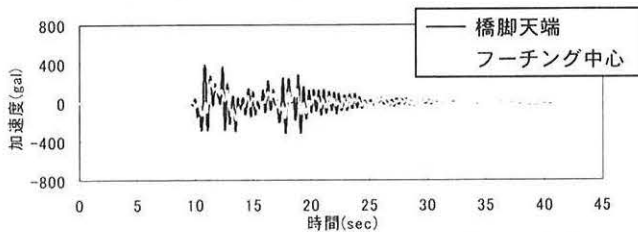


図8 Pa2 橋脚天端，フーチング中心加速度の時刻歴

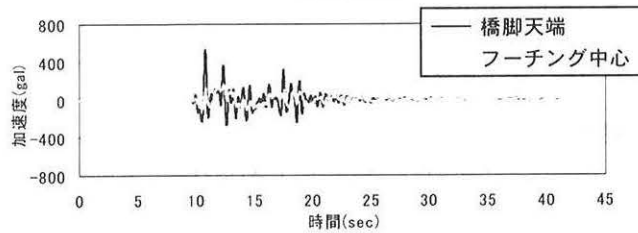


図9 Pb2 橋脚天端，フーチング中心加速度の時刻歴

Pa2 橋脚および Pb2 橋脚ともに、橋脚天端応答変位よりもフーチング中心応答変位の方が大きく、くの字モードとなっていることがわかる。また Pb2 橋脚の方が、フーチング中心に対する橋脚天端の相対変位が大きく、くの字モードがより大きく発生していることがわかる。

(2) 応答加速度

図8にPa2 橋脚の橋脚天端およびフーチング中心の応答加速度を、図9にPb2 橋脚の橋脚天端およびフーチング中心の応答加速度を示す。Pa2 橋脚および Pb2 橋脚ともに、橋脚天端応答加速度がフーチング中心応答加速度よりも大きく、加速度が増幅していることがわかる。

(3) フーチングの回転

図10にPa2 橋脚のフーチング回転角を、図11にPb2 橋脚のフーチング回転角を示す。回転角の符号は反時計回りを正、時計回りを負としている。

Pa2 橋脚および Pb2 橋脚ともに、フーチングの回転角は、橋脚天端およびフーチング中心の応答変位と同じ動きをしており、くの字モードとなっていることが確認できる。Pa2 橋脚の方がフーチング回転角が小さくなるのは、斜杭長が Pb2 橋脚と比較し、約 20m と半分程度だからである。

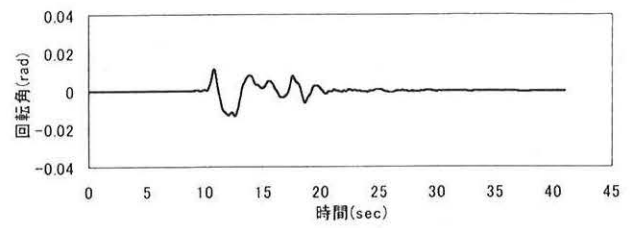


図10 Pa2 橋脚フーチング回転角の時刻歴

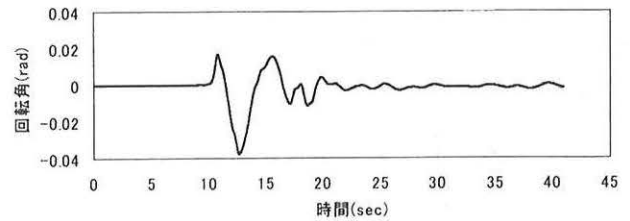


図11 Pb2 橋脚フーチング回転角の時刻歴

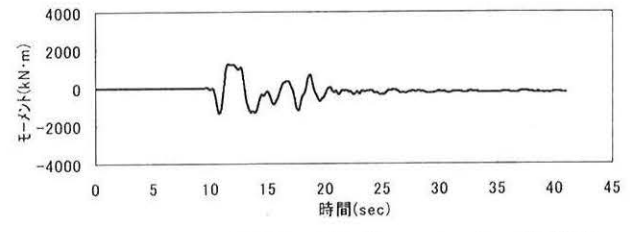


図12 Pa2 橋脚杭頭曲げモーメントの時刻歴

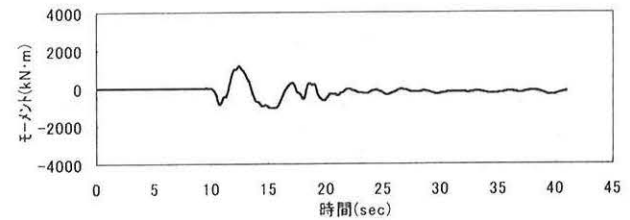


図13 Pb2 橋脚杭頭曲げモーメントの時刻歴

(4) 曲げモーメント

図12にPa2 橋脚の最も左側にある杭における杭頭曲げモーメントを、図13にPb2 橋脚の杭頭曲げモーメントを示す。くの字モードが大きく発生しているときに曲げモーメントが大きくなっていることがわかる。

4. 走行性検討

4.1 桁の折れ角

地震時の列車の走行性は、主に列車にかかる慣性力(地震動そのものの影響)と、折れ角など構造物の地震応答とから大きく影響を受ける。図6および図7から、橋脚天端の応答変位が大きい時の周期が3秒～5秒程度と長いことから、桁の折れ角の方が走行性への影響が卓越していると考え、桁の折れ角による検討を実施した。

桁の折れ角の計算は、桁のたわみを考慮せず、次の計算式(1)により動的解析の橋脚天端応答変位の結果を用いて算定した⁵⁾(図14)。

$$\theta_n = (\delta_n - \delta_{n-1}) / L_{(n-1)-n} + (\delta_n - \delta_{n+1}) / L_{n-(n+1)} \quad (1)$$

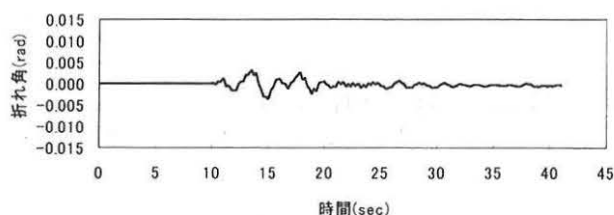


図 15 Pa2 橋脚折れ角の時刻歴

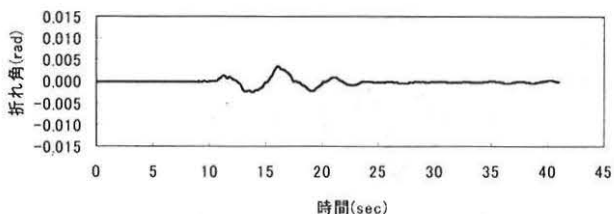


図 16 Pb2 橋脚折れ角の時刻歴

- θ_n : P_n 橋脚の桁の折れ角
 δ_n : P_n 橋脚の絶対変位
 $L_{n-(n+1)}$: P_n 橋脚から P_{n+1} 橋脚の間のスパン長

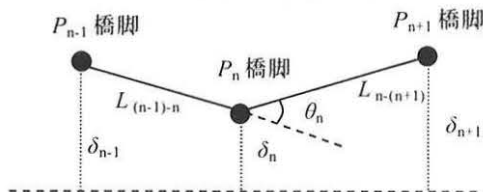


図 14 桁の折れ角算定

図 15 に Pa2 橋脚の桁の折れ角を、図 16 に Pb2 橋脚の桁の折れ角を示す。図 15 と図 16 を比較すると、桁の折れ角の周期は異なるが、大きさは同程度であることがわかる。

4.2 く字モードと列車の走行性

橋脚が直杭基礎であった場合や、くの字モードを解消した場合、橋脚天端の応答変位はフーチング中心の応答変位と同程度か、より大きくなる可能性が高い。そこで、動的解析におけるフーチング中心の応答変位を、直杭基礎の場合の橋脚天端の応答変位と読み替え、桁の折れ角を算定したものが図 17、図 18 である。

Pa2 橋脚の図 15 と図 17 を比較すると、明らかにフーチング中心での折れ角の方が大きくなり、それは Pb2 橋脚の図 16 と図 18 を比較しても明らかである。

以上の結果、くの字モードによって桁の折れ角は減少し、列車の走行性は直杭基礎よりも斜杭基礎のほうが良いといえる。

5. まとめ

以上の検討の結果から得られた知見を以下に示す。いずれも、深い軟弱地盤にある斜杭基礎橋脚、橋梁に対するものであり、地震時である。

- 1) 斜杭長によりフーチングの回転角が異なり、斜杭の長い方が回転角は大きい（くの字モードが大きい）。
- 2) おぼれ谷が急激に深くなる部分に位置する橋脚群 a（各斜杭長が異なる場合）と、おぼれ谷の底の上に位置し、支持層がほぼ同程度の深さである橋脚群 b

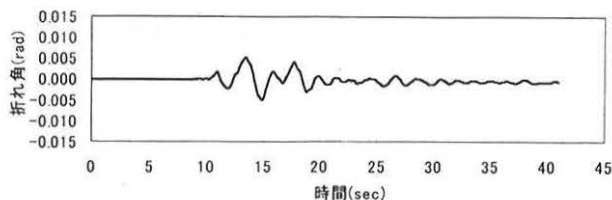


図 17 Pa2 橋脚フーチング中心変位による折れ角の時刻歴

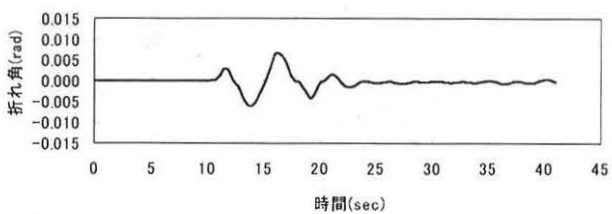


図 18 Pb2 橋脚フーチング中心変位による折れ角の時刻歴

（各斜杭長がほぼ等しい場合）とでは、橋脚群 a よりも橋脚群 b の方がフーチングの回転角が大きい、桁の折れ角の大きさは同程度である。

- 3) く字モードによって、桁の折れ角は減少する方向へ働き、列車の走行性は、直杭基礎よりも斜杭基礎の方が良い。

今回の列車走行性に対する検討は、橋脚群の中心に位置する 1 点での桁の折れ角のみの検討であったが、実際には、列車にかかる慣性力（地震動そのものの影響）や、折れ角が連続的に発生し、動的に変化する影響などが複雑に作用すると考えられる。今後はこれらの点を考慮し、前田らが開発した走行性解析ツール⁶⁾を用いて、走行性の検討をより深度化していくことを考えている。

謝辞

本論文をまとめるにあたり、振動台実験および動的解析では、(株)大林組 武田氏をはじめ多くの方に御協力を賜りました。この場において感謝いたします。

参考文献

- 1) 阿知波秀彦、関雅樹、吉田幸司、岩田秀治、小長井一男、松田隆、武田篤史：軟弱地盤上の斜杭基礎の橋脚の模型試験体を用いた振動台実験（その 1）、第 42 回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.1283-1284、2007.7
- 2) 松田隆、阿知波秀彦、関雅樹、吉田幸司、岩田秀治、小長井一男、武田篤史：軟弱地盤上の斜杭基礎の橋脚の模型試験体を用いた振動台実験（その 2）、第 42 回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.1285-1286、2007.7
- 3) 阿知波秀彦、関雅樹、吉田幸司、岩田秀治、小長井一男、武田篤史、松田隆：斜杭基礎を有する軟弱地盤上橋脚に対するシートパイルを用いた耐震補強の振動台実験、土木学会第 62 回年次学術講演会、2007.9
- 4) 鉄道総合技術研究所 編：鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎・抗土圧構造物、丸善、2000.6
- 5) 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、丸善、1999.10
- 6) 前田昌克、阿知波秀彦、関雅樹、松浦章夫：地震時構造物の相互作用を考慮した車両運動シミュレーション、J-Rail2009（投稿中）、2009.12