論文 深い軟弱地盤にある斜杭基礎RC橋梁の地震時挙動と列車走行性

阿知波 秀彦^{*1}·岩田 秀治^{*2}·関 雅樹^{*2}·小長井 一男^{*3}

要旨:深い軟弱地盤にある斜杭基礎 RC 橋脚は,地震時には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。おぼれ谷にある RC 橋梁を対象として,複数の橋脚で様々な斜杭長での動的解析を実施し,橋梁としての挙動である桁の折れ角に「く」の字のモードが与える影響について検討する。 検討の結果,斜杭長により「く」の字のモードの大きさは変化し,「く」の字のモードにより地震時の桁の折れ角が減少し,列車の走行性は良いことがわかった。

キーワード:斜杭,軟弱地盤,動的解析,走行安全性

1. はじめに

深い軟弱地盤にある斜杭基礎 RC 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 変形に追随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 体形状がフーチング部分を折れ点とした「く」の字のよ うに変形するモードが発生する。(本論文中ではこの変 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 RC 橋脚における動的解析およ び模型振動台実験により,地震時挙動として,くの字モ ードが発生することを確認している¹⁾。

くの字モードは、地盤変形が小さく上部工慣性力の影響が大きいときは、顕著に現れない。これはフーチング の水平変位が小さいため、発生する杭軸力が小さく、上 部工慣性力の影響により直杭と同じモードの影響が強 いためである。しかし、深い軟弱地盤上においては、地 盤変形が大きいため、相対的に上部工慣性力の影響が小 さくなり、くの字モードが顕著に現れる。この時フーチ ングが回転し、杭軸とフーチングのなす角度は変形前と 異なり, 杭頭に大きな曲げモーメントが生じることとなる。斜杭が有効に機能している場合の変形モードは, 固有値解析の結果から, くの字モードとなることが既検討からわかっている²⁾。

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、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)}。

このような深い軟弱地盤にある斜杭基礎 RC 橋脚の地 震時挙動である、くの字モードが、橋梁としての挙動で ある桁の折れ角、列車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いない。また、くの字モードを解 消することにより桁の折れ角がどのように変化するの



*1 東海旅客鉄道(株) 総合技術本部技術開発部 工修 (正会員)
*2 東海旅客鉄道(株) 総合技術本部技術開発部 博(工) (正会員)
*3 東京大学 生産技術研究所 工博 (正会員)

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	府會上	82m/s	1.5m-7.0m	腐食土	82m/s	1.5m-7.0m		82m/s
7.0m-13.0m	杨良上	73m/s	73m/s 7.0m-13.0m		73m/s	7.0m-13.0m	腐食土	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

表-1 地質区分 (Pa1~Pa3)

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	府會上	82m/s	1.5m-7.0m	· 腐食土	82m/s	1.5m-8.0m	府金上	82m/s
7.0m-19.0m	俩良上	73m/s	7.0m-19.0m		73m/s	8.0m-19.0m	杨良上	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	*	94m/s	25.0m-36.0m	粘性土	81m/s	25.0m-31.0m	*-**	81m/s
36.0m-41.0m	柏江上	114m/s	36.0m-43.0m		116m/s	31.0m-43.0m	柏庄上	116m/s
41.0m-	砂礫	510m/s	43.0m-	砂礫	510m/s	43.0m-	43.0m- 砂礫	

※各橋脚で左列:GLからの深さ、中央列:地質名称、右列:Vs

かなど、くの字モードと桁の折れ角との関係は明らかに なっていない。そこで本稿においては、くの字モードが 桁の折れ角へ及ぼす影響を把握するため、複数の連続し た RC 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が変化する 部分が存在する。そこで斜杭長の変化と、くの字モード の大きさ、さらに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GL.-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ピート層,下層がシルト・粘土 層という構成となっている。

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 (TDAPⅢ) を実施する。

橋脚群 a は杭の本数が各 16 本で,桁支間長 20m のデ ックガーダー,橋脚群 b は杭の本数が各 18 本で,桁支 間長 25m のデックガーダーが架かっている。

(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。パラメーターは鉄道基礎標準⁴⁾ の杭に対するバネ定数および上限値を用いた。

位	上柱剛域 柱中央		上梁剛域	中梁剛域				
12. 旦.	C 1	剛域C3	С5	C 7				
断面積 A(m ²)	1.76	1.98	2.24	2.16				
断面 2 次モーメント I(m4)	1.0×10^{3}	1.77×10^{-1}	3.66×10 ⁻¹	2.59×10 ⁻¹				
ヤング率 <i>E</i> (kN/m ²)	2.1×10^{10}	2.1×10^{10}	2.1×10^{10}	2.1×10^{10}				
ポアソン比	0.167	0.167	0.167	0.167				
減衰比	0.05	0.05	0.05	0.05				

-3 橋脚の部材定数(線形部材)

表-4 橋脚の部材定数(非線形部材)

位置			上柱	下柱	上梁	中梁	
				C ₂	C_4	С ₆	C 8
断面積 A			m ²	2.01	2.27	1.76	1.44
断面 2 次モーメント I			m ⁴	0.408	0.455	0.177	0.0768
ヤング率 E			kN/m ²	2.1×10 ⁷	2.1×10 ⁷	2.1×10^{7}	2.1×10 ⁷
ポアソン比 v			—	0.167	0.167	0.167	0.167
減衰比 h		h	—	0.05	0.05	0.05	0.05
非	a ₁	剛性低下率	—	0.0152	0.0259	0.430	0.373
線形特	a ₂	剛性低下率	_	-0.0135	-0.0226	0.0244	0.0223
	a ₃	剛性低下率	—	0.0152	0.0259	0.430	0.373
性	a ₄	剛性低下率	_	-0.0135	-0.0226	0.0244	0.0223



Pb2 図-6 要素分割図 (Pb1~Pb3)

Pb1





図-4 橋脚の非線形性モデル

(3) 構造物モデル

a4•K

杭は鋼管の斜杭(傾斜角10°)で あり, 杭径は 0.508m, 鋼管厚は 9mm, 材質は SKK400 である。

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π/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(235N/mm²) 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(図-3), 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 (図-4)。橋脚の隅角部・張り出し部は剛域 とした。橋脚の部材定数を表-3(線形部材),表-4(非線形部材)に示す。コンクリート設計基準強 度は, 19.6 N/mm²である。また橋脚柱部の主鉄筋 は D32 SD295 で柱上部 44 本,下部 54 本であり, 帯鉄筋は φ 16 SR235 である。中層梁の主鉄筋は D25 SD295 で34本,帯鉄筋は φ16 SR235 である。

フーチングは線形の平面応力要素としてモデル 化した。ヤング率は 2.1×10⁷ kN/m² とし、ポアソン比 は 0.167 とした。コンクリート設計基準強度は, 19.6 $N/mm^2 \sigma \delta \delta_o$

図-5に橋脚群 a の要素分割図を, 図-6 に橋脚群 bの要素分割図を示す。本解析では、個々の橋脚を 線路直角方向にスライスした平面で実施している。 線路方向は桁等上部構造物による拘束効果が見込め ることと、走行性の観点から線路直角方向の影響が 大きいと考えられるため,桁等による橋脚間の相互 作用を考慮していない。また線路直角方向の地盤傾 斜は微小のため考慮していない。

Pb3



3.2 入力地震動

鉄道耐震標準⁵⁾L2 地震動(スペクトル II)とし,橋軸 直角方向に基盤へ入力した(図-7)。

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-8 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-9 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。

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。



図-15 Pb2 橋脚杭頭曲げモーメントの時刻歴

(2) 応答加速度

図-10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-11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、橋脚天端で加速度が増幅している。

(3) フーチングの回転

図-12 に Pa2 橋脚のフーチング回転角を,図-13 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。



(4) 曲げモーメント

図-14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-15 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. 桁の折れ角

4.1 桁の折れ角算定

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,桁の折れ角など隣接構造 物間の応答変位差とから大きく影響を受ける。図-8 お よび図-9 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,地震動そのものの影 響より桁の折れ角の方が列車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-16)。

$$\theta_{n} = (\delta_{n} - \delta_{n-1}) / L_{(n-1)-n} + (\delta_{n} - \delta_{n+1}) / L_{n-(n+1)}$$
(1)







図-17 に Pa2 橋脚の桁の折れ角を,図-18 に Pb2 橋 脚の桁の折れ角を示す。図-17 と図-18 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 くの字モードと桁の折れ角

基礎補強等により、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より大 きくなるが、応答変位の周期等特性はほぼ同じになるこ とがわかっている⁶。そこで、動的解析におけるフーチ ング中心の応答変位を、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-19、図-20である。

Pa2 橋脚の図-17 と図-19 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-18 と図-20 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,列車の走行性は良くなるといえる。

4.3 斜杭が短い場合の桁の折れ角への影響

斜杭長が支持層まで到達していない短い場合であっ ても、地震時にくの字モードが発生することは、著者ら の過去の振動台実験により確認できている¹⁾。斜杭長が 短くなると、くの字モードが小さくなることは 3.動的 FEM 解析において得られたが、ここでは橋脚群 b の中心 に位置する Pb2 橋脚の斜杭長が、支持層まで到達してい ない短い場合についての桁の折れ角への影響を検討す る。

Pb2橋脚と地盤条件がほぼ同じで斜杭本数が同じ18本, 斜杭長が 7m 程度短い斜杭長 36m の橋脚での動的 FEM 解析の結果を参考にし, Pb2 橋脚の斜杭が短くなった場 合の橋脚群 b での桁の折れ角への影響の検討を実施する。 図-21 に斜杭長 36m の橋脚での動的解析による橋脚天 端応答変位を示す。動的解析の諸条件は斜杭長以外では Pb2 橋脚の動的解析の時と同じであり, Pb1 橋脚と Pb3



図-22 杭が短い場合の Pb2 橋脚折れ角の時刻歴

橋脚は3.動的FEM解析と解析条件は同じである。また, 桁の折れ角の算定方法も4.1 桁の折れ角算定と同様で ある。図-9と図-21を比較すると,応答変位の周期等 特性はほぼ同じになっていることがわかる。

斜杭長 36m の橋脚での橋脚天端応答変位最大時のフ ーチングの回転角は、斜杭長 43m の Pb2 橋脚での橋脚天 端応答変位最大時のフーチングの回転角に比べて、 0.003rad 小さくなることが動的解析の結果から得られて いる。この回転角にあたる橋脚天端の変位増加分を、Pb2 橋脚の橋脚天端応答変位に加えることで、くの字モード が小さくなることによる影響をおおよそ表現できる。変 位増加分を Pb2 橋脚の橋脚天端応答変位に加える理由は、 軟弱地盤層が深いとフーチングの応答変位が異なるか らである。

上述により得られた Pb2 橋脚の斜杭長 36m の場合にお ける橋脚天端応答変位を用いた, Pb2 橋脚での桁の折れ 角を図-22 に示す。この時の Pb1 橋脚および Pb3 橋脚の 橋脚天端応答変位は 4.1 桁の折れ角算定と同様である。

図-18 と図-22 を比較すると,桁の折れ角は同程度 であるが,最大値と最小値の部分がやや先鋭化している 傾向が見られる。これは橋脚天端の応答変位の絶対値が 大きいところほど,くの字モードが小さくなったことに よる応答変位増加分が大きいためである。

5. まとめ

以上の検討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 RC 橋脚,橋梁に対 するものであり,地震時である。

斜杭長の異なる各RC橋脚においての地震時挙動として、くの字モードが動的解析により確認され、斜杭長に応じ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)。

- 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 (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 が、桁の折れ角の大きさは同程度である。
- 3) くの字モードによって、桁の折れ角は減少する。
- 4) 橋脚群bの中心橋脚の杭長が1/6程度短くなり,杭 先端が支持層に到達していない場合であっても,桁 の折れ角の大きさは同程度である。

本解析では、位相差の影響を考慮していないため、今 後の課題とする。また以上得られた知見を踏まえ、前田 らが開発した走行性解析ツール⁷⁾を用い、走行安全性の トレースを実施していく。

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

- 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
- 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
- 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
- 阿知波秀彦,関雅樹,岩田秀治,吉田幸司,武田篤 史,小長井一男:深い軟弱地盤にある斜杭基礎橋脚 の地震時挙動に関する考察,構造工学論文集 Vol.54A, 2008.3
- 7)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-Rail2009,2009.12