

# フーチングレスな鋼管集成橋脚の基礎部に関する設計

阪神高速道路(株)技術部技術推進室 曾我 恭匡  
阪神高速道路(株)技術部技術推進室 西原 直輝  
(一財)阪神高速先進技術研究所調査研究部 服部 匡洋

## 要 旨

筆者らは損傷制御設計を適用し基礎を合理化した新しい橋脚形式である杭基礎一体型鋼管集成橋脚に対して、実構造物の 1/20 縮小模型を用いた振動台実験を行い、剛体フーチングに代わる合理的な拘束地中梁による変形特性の利点など耐震性能を評価している。本稿では、既往研究を踏まえ、杭基礎一体型鋼管集成橋脚の実橋への更なる適用を念頭に、簡便かつ精度よく解析を実施するため、基礎及び地盤のモデル化方法や基礎の減衰定数の設定に関する提案を行った。また、道路橋基礎の分野では、地盤物性値のばらつきが、杭基礎を対象とした動的解析の結果に与える影響が確認されていることから、地盤抵抗特性値の不確実性が杭基礎一体型鋼管集成橋脚の設計に及ぼす影響について、従来の RC 橋脚や鋼製橋脚との違いによる比較、評価を行った。

**キーワード:** 鋼管集成橋脚, 杭基礎, フーチングレス, 地盤ばね, 等価減衰定数, 地盤の不確実性評価

## はじめに

阪神高速道路では 1995 年兵庫県南部地震の経験を踏まえ、安全・安心で災害に強い都市高速道路を目指し、橋脚の耐震設計及び耐震補強に関する基準整備や橋脚の合理化設計を進めてきている<sup>1)</sup>。そのひとつに鋼管集成橋脚の開発があり、既に海老江 JCT や西船場 JCT で採用されている (写真-1)<sup>2),3)</sup>。

鋼管集成橋脚は、複数本の鋼管を横つなぎ材で一体化してひとつの柱とした橋脚<sup>4)</sup>で、柱鋼管には低コストの既製鋼管を使用し、横つなぎ材のウェブには低降伏点鋼材を使用したせん断パネルを設けている。本橋脚には損傷制御設計を適用し、死荷重や活荷重などの鉛直荷重を柱鋼管が支持し、地震慣性力などの水平荷重には横つなぎ材が抵抗することで、地震時の損傷を横つなぎ材のせん断

パネルに集約し、主部材である柱鋼管を健全に保つことができる。また、フーチングを省略した杭基礎一体型鋼管集成橋脚に関しては、実構造物の 1/20 サイズの縮小模型を用いた振動台実験結果などから、地盤の過大な応答変位や液状化が懸念される軟弱地盤において、より優れた変形性能を発揮し、軟弱地盤においても高い適応性があることが明らかとなっている<sup>5),6)</sup>。



写真-1 鋼管集成橋脚 (西船場 JCT)



を有するバイリニア移動硬化則とし、降伏剛性はひずみ硬化などを評価して、初期せん断剛性 $G$ の1/100とした<sup>8)</sup>。各部位の解析パラメータを表-1に示す。

周辺地盤モデルは簡易な「はりばね」とし、地盤は振動台実験で用いた砂質土の情報を基本に設定した。土質条件を表-2に示す。また、水平方向の地盤反力係数（静的変形係数）は、道路橋示方書・同解説（以下、道示と称す）IV下部構造編<sup>9)</sup>10.6.2を参考に求め、表-3に整理する。

### 1-2 検討ケース

本検討における解析ケースごとの検討ケースを表-4に示す。検討項目は以下の4項目とし、実験と解析の各結果について、①加速度及び変位波形と最大・最小応答値、②杭の曲げモーメント分布と変位分布を比較するとともに、実験では加振終了後の自由振動の区間で波形の減衰が明瞭に得られているため、この区間を対象に③卓越周期や④対数減衰率の算出を行う。

#### (1) 地盤抵抗特性値に関する検討

地盤抵抗ばねのばね定数を静的変形係数から求めたCase1と、動的変形係数から求めたCase2を実験結果と比較し、ばね定数の設定方法を検討する。ここで、周辺地盤モデルは図-3(a)に示す履歴ループ型の特性を与える。また、地盤ばねの等価減衰定数は、地盤モデルの粘性減衰と地下逸散減衰が不明であるため、まず等価減衰定数を0%と設定して履歴減衰のみを考慮した解析を行い、実験結果との比較から、さらに減衰を見込むモデルとするかの判定を行う。杭と周辺地盤モデルの概要を図-4に示す。なお、減衰モデルはRayleigh減衰モデルを用いることとする。

#### (2) 周辺地盤モデルに関する検討

Case3は杭-地盤系にペンゼンモデル<sup>10)</sup>を適用する。ペンゼンモデルにより周辺地盤と杭体の動的相互作用の影響が考慮され、精度の高い解析を行えると期待されるが、解析モデルが複雑となる<sup>11)</sup>。このケースにより、ペンゼンモデルとはりばねモデルを比較する。

表-1 実験供試体の解析パラメータ

モデル形式	部位	断面剛性 $EA$ (kN)	せん断剛性 $GA$ (kN)	曲げ剛性 $EI$ (kNm <sup>2</sup> )
線形梁	橋脚	$1.3 \times 10^5$	$5.0 \times 10^4$	87
	杭	$1.5 \times 10^5$	$5.8 \times 10^4$	140
	地中梁	$2.8 \times 10^4$	$9.5 \times 10^3$	17
非線形ばね	せん断パネル	$1.7 \times 10^4$	$5.2 \times 10^3$	7.4

表-2 土質条件（乾燥砂）

層厚 (m)	下面深度 (GL-m)	平均 $N$ 値	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> ) $\gamma_t$	せん断抵抗角 (°)	平均せん断弾性波速度 $V_s$ (m/s)	動的ポアソン比 $\nu_D$
0.500	0.500	1	16.00	41.0	220	0.50
0.500	1.000	11	16.00	41.0	235	0.50
0.500	1.500	18	16.00	41.0	250	0.50
0.389	1.889	27	16.00	41.0	250	0.50

表-3 水平方向の地盤反力係数

層厚 (m)	下面深度 (GL-m)	$\alpha \cdot E_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	$k_{H0}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\beta$ (m <sup>-1</sup> )	$B_H$ (m)	$k_H$ (kN/m <sup>3</sup> )
0.500	0.500	5,600	18,667	0.622	0.378	15,681
0.500	1.000	61,600	205,333	0.622	0.378	172,489
0.500	1.500	100,800	336,000	0.622	0.378	282,254
0.389	1.889	151,200	504,000	0.622	0.378	423,381

表-4 検討ケース

	Case1	Case2	Case3	Case4
地盤抵抗物性値	静的 $E_0$	動的 $E_D$	双曲線モデル	静的 $E_0$
周辺地盤モデル	はりばね		ペンゼンモデル	はりばね
地盤ばね履歴特性	履歴ループ			非線形弾性
地盤ばね減衰定数	0%			10%, 20%, 30%
減衰モデル	Rayleigh減衰			

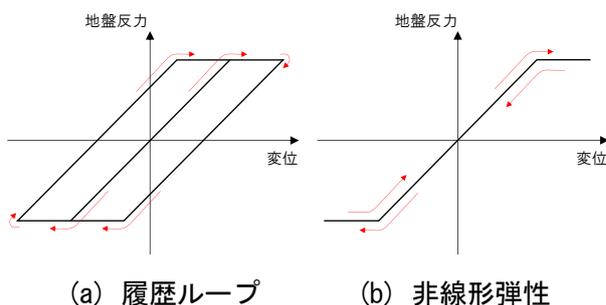


図-3 地盤ばねの履歴特性

#### (3) 地盤の等価減衰定数に関する検討

Case4は周辺地盤モデルに図-3(b)に示す非線形弾性の特性を与え、地盤ばねに設定する減衰定数として10% (Case4-1)、20% (Case4-2)、30% (Case4-3)の3通りの値を設定する。この減衰

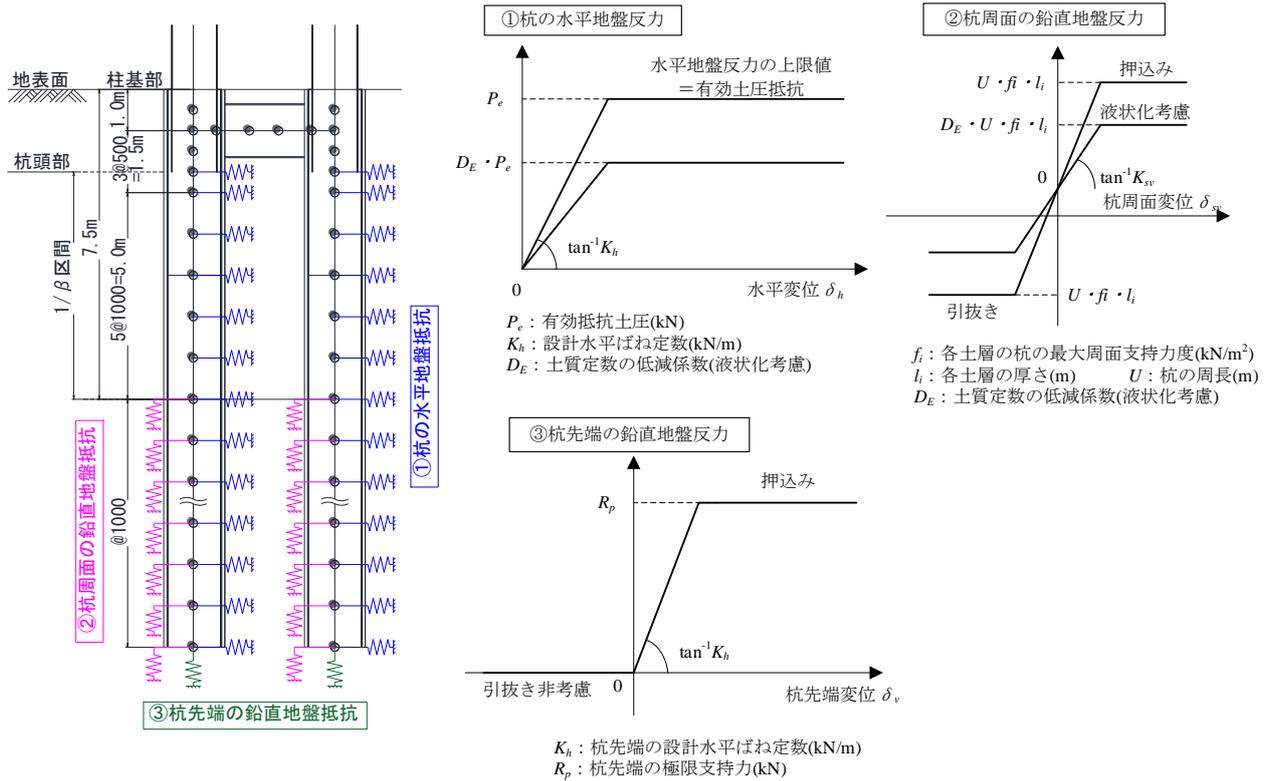


図-4 杭と周辺地盤モデルの概要

定数は粘性減衰，履歴減衰と地下逸散減衰を含んだ等価減衰定数である．減衰の設定は，加振時における地震時応答の違いとして現れるため，最大応答値の比較による考察が可能と考えられるが，本検討では加振終了後に自由振動の区間があるため，この区間の減衰振動から求めた対数減衰率についても考察する．

### 1-3 解析結果と考察

#### (1) 地盤抵抗特性値

橋脚天端における応答加速度を図-5 に示す．加振後 13 秒までは実験と解析の差異が小さく，解析により実験結果が概ね良好に再現されている．一方，13 秒以降の自由振動区間では，実験結果と Case1, Case2 の解析結果の間で振幅及び位相に差異が生じている．

次に，橋脚天端の応答加速度時刻歴波形のうち 13～20 秒の自由振動区間に対して算出したフーリエスペクトルを図-6 に示す．ピークとなる周期は実験結果では 0.594 秒である．Case1 の解析結果では 0.569 秒と実験結果に対して 96%である．

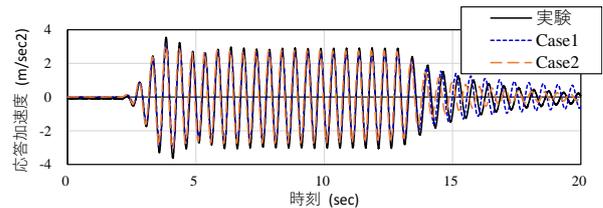


図-5 橋脚天端における応答加速度

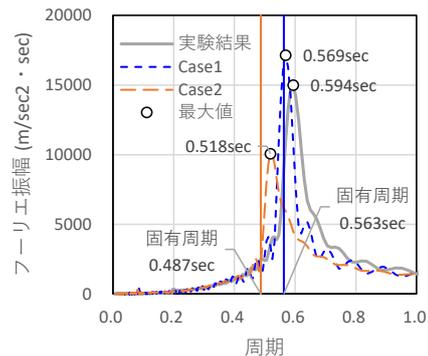


図-6 自由振動区間のフーリエスペクトル (Case1, Case2)

固有値解析で求めた解析モデルの 1 次の固有周期は 0.563 秒であり，解析結果の卓越周期は固有周期とよく一致している．一方，Case2 の解析結果は 0.518 秒と実験結果に対して 87%となり，Case1 より実験結果との差異が大きかった．

## (2) 周辺地盤モデル化方法

図-6と同様、図-7に橋脚天端における13~20秒の加速度波形のフーリエスペクトルを示す。Case3の解析結果では0.577秒で、Case1の解析結果に近い値である。一方で、固有値解析で求めた解析モデルの1次の固有周期は0.553秒であり、解析結果の卓越周期は4%ほど周期が長くなっている。これは、固有値解析ではすべての部材を線形として周期を求めるのに対し、ペンゼンモデルを用いた動的解析では、鋼管に接続された地盤ばねの他、地盤を表すばね-質点系のばねも非線形応答となるなど、Case1に比べてより多くの部材で非線形化し、系全体の剛性が低下するため、Case1のはり-ばねモデルより固有値解析との差異が大きくなっている。

つづいて、橋脚天端最大変位時の鋼管の変形モードと曲げモーメント分布を図-8に示す。Case1とCase3に明瞭な差異は認められないため、計算が煩雑なペンゼンモデルでなくとも、簡易なはり-ばねモデルを用いることで地震時挙動を評価できると考えられる。

## (3) 地盤の等価減衰定数

加振後13~20秒の区間における自由振動区間の波形から、橋脚天端の加速度波形を用いて以下の式で対数減衰率 $\delta$ を求め、各ケース間で減衰特性に関する比較を行った。

$$\delta = \ln \frac{a_n}{a_{n+1}} \quad (1)$$

ここで、 $\delta$ ：対数減衰率、 $a_n$ ：n番目の波の振幅とする。また、波のサイクルごとの対数減衰率を $2\pi$ で除し、減衰定数を求めて図-9に示す。同図より、Case4-2が実験結果に最も近似していることが分かる。つまり、Case1のモデルに対して、地盤ばねの等価減衰定数の設定を改良したモデルとしては、Case4-2の20%が妥当な減衰定数の値であると考えられる。

以上の検討結果を総合的に判断し、杭基礎一体型鋼管集成橋脚の実務レベルにおける設計モデルとして表-5に示すパラメータセットを提案した。

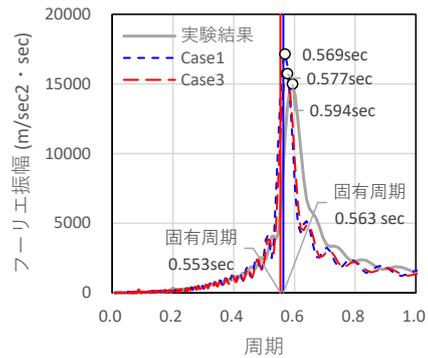


図-7 自由振動区間のフーリエスペクトル (Case1, Case3)

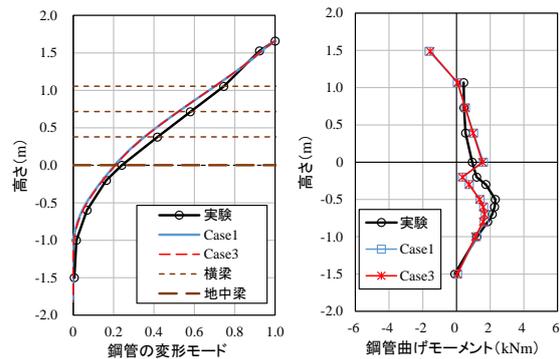


図-8 鋼管変形モードと鋼管曲げモーメント分布 (Case1, Case3)

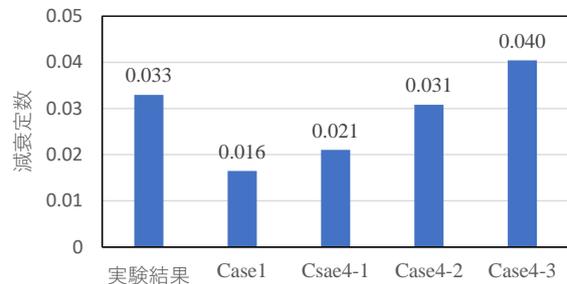


図-9 対数減衰率から算出した減衰定数

表-5 提案パラメータセット

地盤抵抗特性値	静的変形係数 $E_0$
周辺地盤モデル	はり-ばね
地盤ばね履歴特性	非線形弾性
地盤ばね減衰定数(%)	20%
減衰モデル	Rayleigh減衰

## 2. 地盤特性値のばらつきに関する検討

### 2-1 地盤調査のばらつき

地盤物性値を求める際に用いる地盤反力係数の算出において、用いられる変形係数は原位置の孔内水平載荷試験結果より推定されるが、ここでは、

阪神高速道路管内の粘土と砂が互層になった地盤に対する既往の孔内水平載荷試験結果などから、地盤のばらつきの範囲は概ね 0.5 倍～2 倍の範囲であると想定し、以降、この範囲で地盤特性値がばらついた場合の応答に与える影響について感度分析を行う。

## 2-2 検討ケースと検討モデル

感度分析では、図-10 及び表-6 に示す一般的な 5 径間連続桁橋を想定し、従来構造の RC 橋脚及び鋼製橋脚と杭基礎一体型鋼管集成橋脚とを比較し、検討を行う。比較・検討に際しては、橋脚形式の違いと設計体系の違いがあることから、それぞれの影響を切り分けるために杭基礎一体型鋼管集成橋脚に対しては杭天端に基礎ばねを設ける離散モデルとした動的解析を実施した(図-11)。なお、鋼管集成橋脚は橋脚に作用するモーメントを

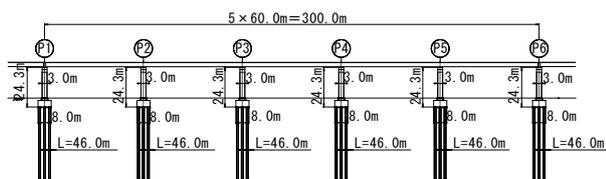


図-10 感度分析モデルの側面図(鋼製橋脚)

表-6 感度分析モデルの支承条件

橋脚形式	方向	P1	P2	P3	P4	P5	P6
RC・鋼製橋脚	橋軸方向	分散	固定	固定	固定	固定	分散
	直角方向	固定	固定	固定	固定	固定	固定
鋼管集成橋脚	橋軸方向	分散	剛結	剛結	剛結	剛結	分散
	直角方向	固定	剛結	剛結	剛結	剛結	固定

各鋼管の軸力で負担する構造であることから、軸力変動が大きくなる傾向にあるため、ここで実施する動的解析は、複合非線形解析が可能で、軸力変動を考慮可能なファイバーモデルを適用できる解析プログラム(SeanFEM)<sup>12)</sup>とし、入力波は、架橋位置を阪神高速道路管内と想定して道示V耐震設計編<sup>13)</sup>レベル2地震動(タイプII)の標準加速度波形2-II-III-1を用いて感度分析を行う。

また、地盤のばらつきは、基礎ばねのばね定数のばらつきに現れるものと定義し、ここでは、橋全体系のフレームモデルの中で基礎ばねのばね定数を設計値に対して変化させた検討ケースを設定する。具体的には、橋脚全基で同一の係数を乗じて変化させるケースと、図-10のP3橋脚1基の基礎ばねだけに係数を乗じて変化させるケースの2通りとする。これは、1基の橋脚の基礎の物性値がばらついた際に、隣接する橋脚とさらにその隣の橋脚への影響感度を把握することを目的として、代表的にP3橋脚を選出した。

## 2-3 橋脚ばねと基礎ばねの合成

橋脚ばねと基礎ばねの合成は、図-12に示す通り直列ばねとして考えられ、鋼管集成橋脚を基準として各橋脚位置及び橋脚形式における下部構造と基礎構造の合成ばねの差異を倍率で表したものを図-13に示す。ここで、合成ばねKは初期剛性(零点と初降伏点を結ぶ剛性)として抽出した。

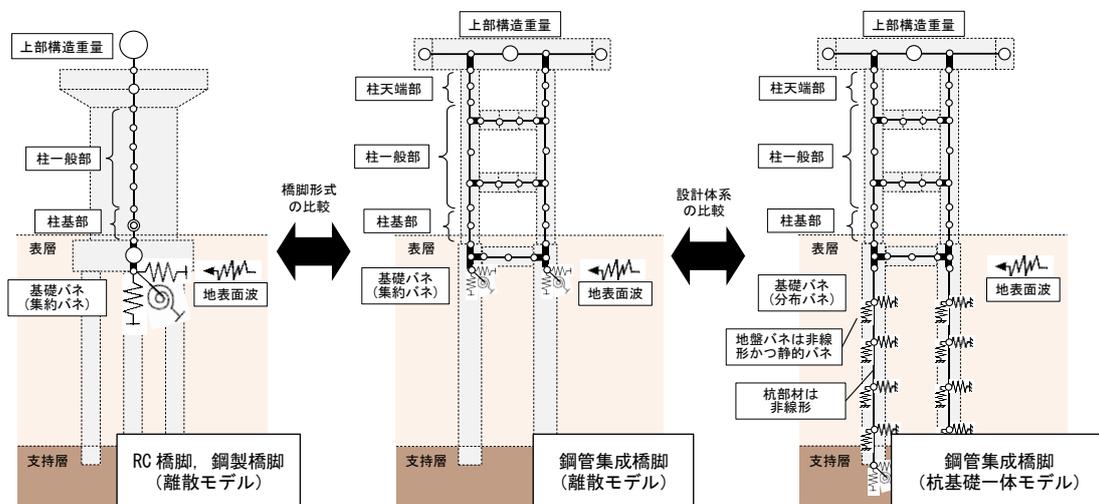


図-11 橋脚形式・設計体系の比較

これらより、もともと剛性の大きい RC 橋脚は、地盤がばらつくことで、橋脚と基礎の合成ばねの変動率が大きくなる傾向にあることを確認した。また、RC 橋脚では、地盤が柔らかい場合、合成ばね  $K$  が相対的に小さくなり、地盤が硬い場合は相対的に大きくなる傾向にある。一方、鋼製橋脚や鋼管集成橋脚では、橋脚と基礎の合成ばねの変化率が小さい傾向にある。なお、鋼管集成橋脚に関して、杭基礎一体モデルは杭も地盤も非線形を考慮しているものの、初期剛性は離散モデルと同じであることから、合成ばねは同じ値となる。

## 2-4 地盤特性値のばらつきが橋脚の地震時応答に与える影響

前述のとおり検討は2ケース実施したが、ここでは橋脚全基の基礎ばねをばらつかせるケースの結果を示す。

### (1) 固有周期の変化

各橋脚形式における固有周期の変化を図-14 に示す。ここでは Rayleigh 減衰の設定で選択した、橋の振動に影響が大きい1次及び2次の固有振動モードの周期を示す。また、代表して橋軸直角方向の結果を示すが、同図より、RC 橋脚は鋼製橋脚及び鋼管集成橋脚に比べて、固有周期の変動幅が大きい傾向にあり、特に地盤ばね 0.5 倍とした RC 橋脚の橋軸直角方向加振時の変動率は 1.63 (=1.108/0.680) であった。この傾向は橋軸方向でも同様であった。なお、鋼管集成橋脚については、離散モデルと杭基礎一体モデルで合成ばねが同じであることから、固有周期も同じ値となる。

### (2) 橋脚基部の応答塑性率の変化

橋脚基部の応答塑性率の変動率を図-15 に示す。ここでは代表して中間橋脚 P3 における橋軸方向加振時の結果を示す。同図より、橋脚形式に着目すると、鋼管集成橋脚の変動率の幅は 1.00~1.05 であり、RC 橋脚や鋼製橋脚の変動率の幅とほぼ変わらないことが分かる。また、設計体系に着目すると、離散モデルと基礎一体モデルのいずれの鋼管集成橋脚も応答塑性率の変動率に大きな違いは認められないことが分かる。

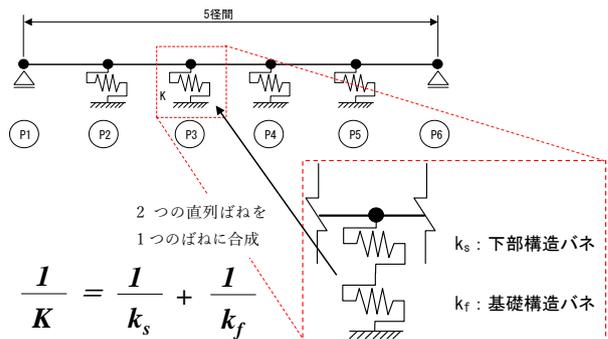


図-12 合成ばねの算出イメージ

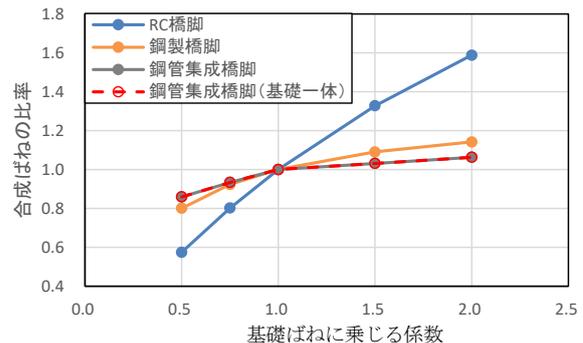


図-13 合成ばねの変化率 (橋直方向)

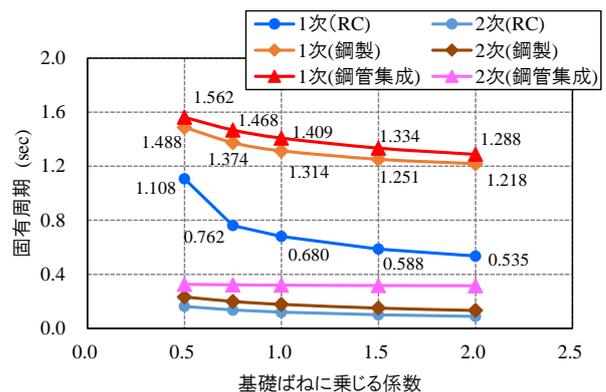


図-14 各橋脚形式における固有周期の変化 (橋軸直角方向)

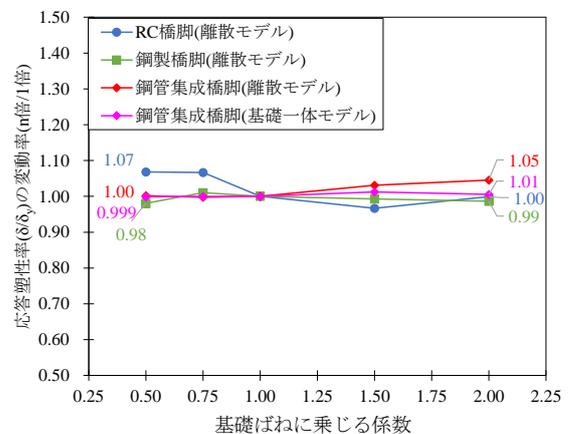


図-15 橋脚基部の応答塑性率の変動率

### 3. まとめ

本検討により得られた知見を以下にまとめる。

- ①地盤ばねを非線形弾性，等価減衰定数を20%とすることにより，実験と比較的整合することが分かった．これにより基礎及び地盤のモデル化方法や基礎の減衰定数の設定が可能となった．
- ②杭基礎一体型鋼管集成橋脚は，従来形式の橋脚と比較して，地盤のばらつきによる影響は同程度かそれ以下であることが明らかとなった．

本検討は限られた実験結果との比較であり，その他の条件下では異なる傾向が見られる可能性も考えられる．海老江 JCT や西船場 JCT では実橋のモニタリングを行っており，詳細な計測データが得られた際には別途再現解析を行うなどして継続的に検証を重ねていくことを考えている．

#### 参考文献

- 1) 例えば阪神高速道路(株)：上下部接続部耐震補強の設

- 計手引き，2021.1.
- 2) 森岡登，三嶋大悟，伊藤太一，三好哲典，宮永満，松元丈臣：海老江ジャンクションにおける鋼管集成橋脚の製作と架設，橋梁と基礎，pp.37-42, 2014.2.
- 3) 小坂崇，金治英貞，森川信，堀岡良則，丹羽信弘，仲村賢一：西船場ジャンクション設計コンセプトと構造計画，橋梁と基礎，2019.2.
- 4) 阪神高速道路(株)：鋼管集成橋脚の設計製作架設手引き，2020.6.
- 5) 篠原聖二，金治英貞，鬼木浩二，木村亮：杭基礎一体型鋼管集成橋脚の構造提案と地震時応答解析，土木学会論文集 C (地圏工学)，Vol.69, No.3, pp.312-325, 2013.
- 6) 磯部公一，澤村康生，杉山裕樹，篠原聖二，曾我恭匡，小林寛，木村亮：振動台模型実験による杭基礎一体型鋼管集成橋脚の耐震性能評価，土木学会論文集 C (地圏工学)，Vol.72, No.4, pp.327-338, 2016.
- 7) TADP III：(株)アーク情報システム
- 8) (公財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説【耐震設計】，2012.9.
- 9) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編，2017.
- 10) Penzien, J., Scheffey, C.F. and Parmelee, R.A. :Seismic Analysis of Bridges on Long Piles, J. of the Eng. Mech. Div., Proc. Of ASCE, Vol.90, No.EM3, pp.223-254, 1964.
- 11) 土木学会：橋の動的耐震設計，2003.
- 12) SeanFEM：(株)地震工学研究開発センター，<https://www.eerc.co.jp/seanfem/>
- 13) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2017.

## DESIGN OF A MULTIPLE STEEL PIPE BRIDGE PIER INTEGRATED WITH PILE FOUNDATION WITHOUT A FOOTING

Yasumasa SOGA, Naoki NISHIHARA and Masahiro HATTORI

In order to improve versatility of the multiple steel pipe pier integrated with pile foundation, this paper proposes an analysis model and a damping constant value of the foundation based on the previous studies with a view to its application to more actual bridges. Parametric studies on the hysteresis characteristics of the ground spring and the equivalent damping constant revealed that it would be appropriate to use a non-linear elastic model for the ground spring with an equivalent damping constant of 20%, considering the simplicity of design. The influence of the uncertainty of geotechnical properties on the design of the proposed pier were also evaluated in comparison with conventional reinforced concrete piers and steel piers. The results showed that the influence of the ground variation would be similar to the cases of the conventional piers.

曾我 恭匡



阪神高速道路株式会社  
技術部 技術推進室  
Yasumasa SOGA

西原 直輝



阪神高速道路株式会社  
技術部 技術推進室  
Naoki NISHIHARA

服部 匡洋



(一財)阪神高速先進技術研究所  
調査研究部  
Masahiro HATTORI