

## 鋼管集成橋脚の地震時応答特性 に関する解析的評価

曾我 恭匡<sup>1</sup>・杉山 裕樹<sup>2</sup>・篠原 聖二<sup>3</sup>・磯部 公一<sup>4</sup>・  
澤村 康生<sup>5</sup>・木村 亮<sup>6</sup>

<sup>1</sup>正会員 阪神高速道路株式会社 建設・更新事業本部（〒552-0007 大阪市港区弁天1-2-1-1900）

<sup>2</sup>正会員 阪神高速道路株式会社 技術部（〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4-1-3）

<sup>3</sup>正会員 阪神高速道路株式会社 技術部（〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4-1-3）

<sup>4</sup>正会員 北海道大学大学院准教授 工学研究院（〒060-8628 札幌市北区北13条西8丁目）

<sup>5</sup>正会員 京都大学大学院助教 工学研究科（〒615-8540 京都市西京区京都大学桂）

<sup>6</sup>正会員 京都大学大学院教授 工学研究科（〒615-8540 京都市西京区京都大学桂）

### 1. はじめに

鋼管集成橋脚とは、図-1のように既製鋼管4本を、履歴型ダンパー機能を有するせん断パネルにより結合した新しい形式の橋脚である。本橋脚には損傷制御設計が適用されており、死荷重や活荷重などの鉛直荷重を主部材である鋼管柱が支持し、地震慣性力などの水平荷重を二次部材である横繋ぎ材が抵抗することで、地震時の損傷を横繋ぎ材のせん断パネルに集約し、主部材である鋼管柱を健全に保つことが出来る。そのため、地震後直ちに車両を通行させることが可能となるうえ、復旧が必要な場合でも、せん断パネルを取り替えるだけで元構造に戻すことが出来るため、地震ライフサイクルコストを低減することが出来る。

既往の研究では、鋼管集成橋脚に対し、フーチン

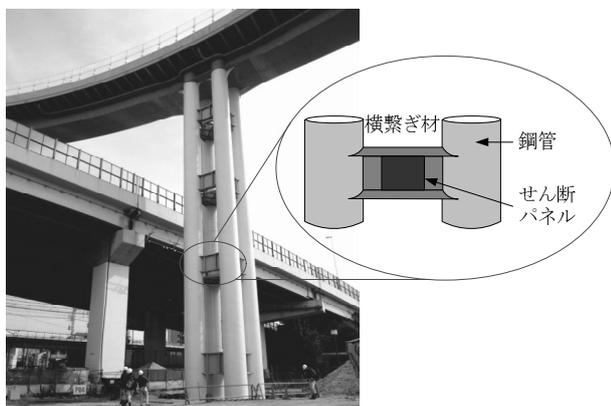


図-1 実用化された鋼管集成橋脚

グを省略した杭基礎一体型鋼管集成橋脚を提案し、従来のフーチング形式と地震時挙動を比較することで構造成立性を確認している<sup>1),2)</sup>。

本稿では、これまでに実施された杭基礎一体型及びフーチング型の鋼管集成橋脚を対象とした振動台模型実験の結果を三次元弾塑性有限要素解析により再現し、実験では検証が不十分であったフーチングを省略することによる杭基礎一体型鋼管集成橋脚の耐震性能について評価する。

### 2. 振動台模型実験の概要

実験で使用した橋脚模型は4本の鋼管で構成され、鋼管間隔は杭中心間隔が杭径の2.5倍となるよう設定し、鋼管間の横繋ぎ材は3段設置した。また、基礎は、フーチング型はフーチング下部に8本の群杭を設け、杭基礎一体型は柱と杭を直接接続し、橋脚基部で4本の柱を地中梁によりそれぞれ連結している。本実験には、長さ4.0m×幅1.0m×深さ2.0mの剛土槽を使用し、地盤は東北珪砂6号を用いて、乾燥砂地盤及び液状化地盤の2パターンを設定した（図-2）。入力地震動は、周波数2Hzのテーパ付き正弦波を10秒間、乾燥砂地盤では最大加速度が $0.5\text{m/s}^2$ から $5.0\text{m/s}^2$ の間で $0.5\text{m/s}^2$ ずつ段階的に加振した。また、液状化地盤では乾燥砂地盤の結果を考慮し、 $2.0\text{m/s}^2$ の1回のみとした。具体的実験結果については、文献<sup>3)</sup>に詳述しているので、参考にされたい。

### 3. 数値解析の概要

#### (1) 解析手法

本検討では振動台模型実験の結果を踏まえて、土・水連成三次元弾塑性有限要素解析プログラム「DBLEAVES」<sup>4)</sup>を用いて数値解析を行った。

#### (2) 構造物と地盤のモデル化

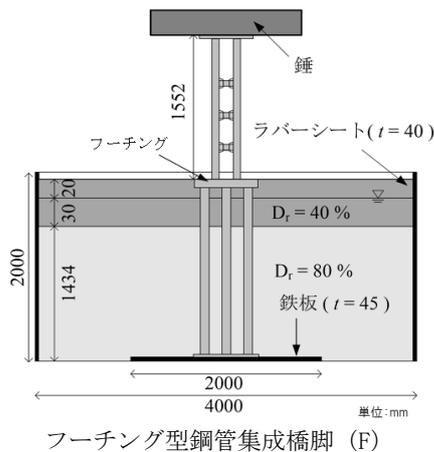
本解析では、既往の研究<sup>1)</sup>を基に、鋼管柱をバイリニア型の梁要素で、せん断パネルをバイリニア型の梁要素とバイリニア型のばね要素を3方向に配置することでモデル化する。また、鋼管杭のモデル化には、Zhang et al. により提案されたハイブリッド要素<sup>5)~7)</sup>を用いることで、杭の体積効果を考慮し杭と地盤の相互作用を精度良く考慮する。杭の変形性や杭と地盤の相対剛性等を考慮して、配分を梁要素に9割、コラム要素に1割と設定した。モデル化の概略を図-3に、鋼管集成橋脚、鋼管柱の諸元とモデル化した場合の諸元を表-1に示す。

土の構成式には下負荷面及び上負荷面の概念<sup>8),9)</sup>に基づいて、土の力学挙動に大きく影響を与える過

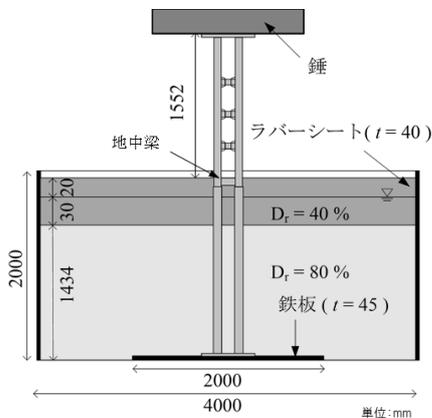
圧密、構造、応力誘導異方性を統一的に表現出来る弾塑性構成式Cyclic mobility model<sup>10)</sup>を用いる(図-4)。地盤パラメータは模型実験と同じ東北硅砂6号

表-1 模型の諸元

試験項目	鋼管柱基礎	群杭基礎
	STK400	STK400
材質	STK400	STK400
降伏応力 $s_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	235	235
本数	4	8
杭径 $f_p$ [mm]	89.1	76.3
板厚 $t_p$ [mm]	4.6	4.6
長さ $L_p$ [mm]	2000	2000
断面剛性 $EA_p$ [kN]	9.8e05	8.3e05
曲げ剛性 $EI_p$ [kN-m <sup>2</sup> ]	1.3e04	1.1e04
材質	STK400	
降伏応力 $s_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	235	
本数	4	
柱径 $f_c$ [mm]	76.3	
板厚 $t_c$ [mm]	4.6	
長さ $L_c$ [mm]	1488	
断面剛性 $EA_c$ [kN]	8.3e05	
曲げ剛性 $EI_c$ [kN-m <sup>2</sup> ]	1.1e04	
材質	LY225	
降伏せん断応力 $t_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	104	
ウェブ高さ $H$ [mm]	61	
ウェブ幅 $B$ [mm]	76.3	
板厚 $t$ [mm]	1.1	
幅厚比 $R_f$	0.5	
段数	3	



フーチング型鋼管集成橋脚 (F)



杭基礎一体型鋼管集成橋脚 (S)

図-2 鋼管集成橋脚の概略図  
(液状化地盤模型)

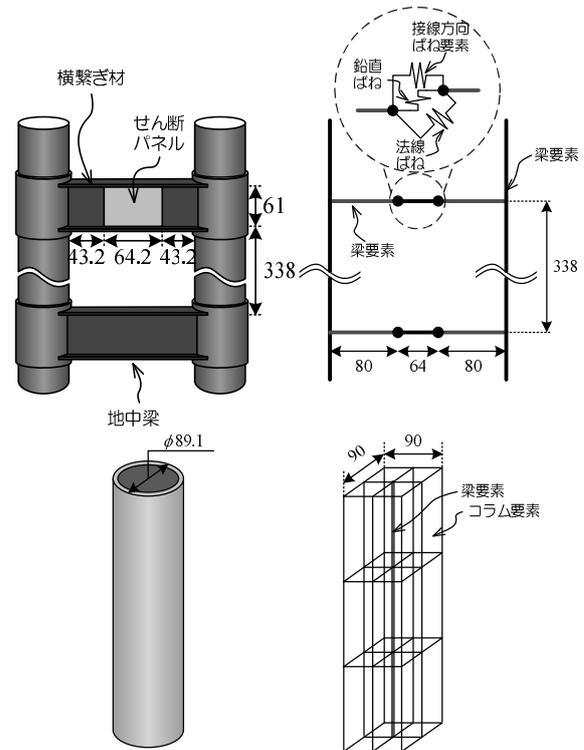


図-3 鋼管集成橋脚 (上) と鋼管杭 (下) のモデル化

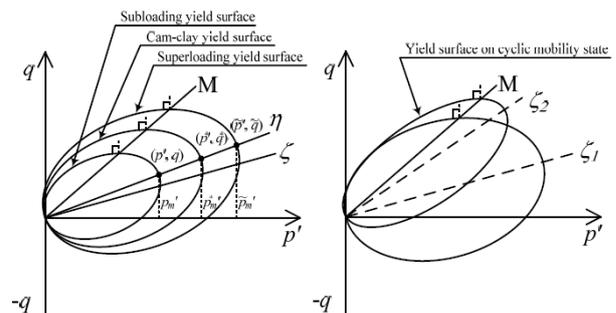


図-4 Cyclic mobility model 概念図

を用い、相対密度40%、80%に調整した供試体に対する等方圧密試験、圧密排水三軸圧縮試験、繰返し三軸試験の結果に基づき決定した。なお、模型実験では三軸試験よりも拘束圧が小さいことなどの影響は初期過圧密比 $1/R_0$ を変化させることで考慮した。地盤パラメータを表-2に示す。

### (3) 解析条件

解析領域は構造物と載荷荷重の対称性を考慮し、図-5に示す半断面領域とした。節点数は15423、要素数は13464である。境界条件は、底面の節点は全方向固定、側面はローラー支持とし、剛土層の側方境界の影響を和らげる目的で設置したクッション材（ヤング率 0.05 GPa、ポアソン比0.49、密度：0.07 g/cm<sup>3</sup>）も弾性ソリッド要素でモデル化する。

上部工死荷重（52.6 kN）は橋脚天端に設けた質点でモデル化する。時間増分を実験でのサンプリング間隔と同じ0.005秒とし、時間積分はニューマークβ法で行い、粘性減衰モデルは初期剛性比例型<sup>11)</sup>を採用する。

各ケースの構造物と地盤全体としての減衰定数及び固有周期は、実験前に実施したランダム波及び各加振後の橋脚天端の自由振動領域の波形から算出し、設定する。なお、加振中にせん断パネルが塑性化することで、減衰定数及び固有周期は変動することが想定されるが、本解析では解析終了まで一定にしている。

### (4) 解析ケース

解析ケースは、模型実験の結果より乾燥砂地盤の第1～3加振（0.62m/s<sup>2</sup>、0.94m/s<sup>2</sup>、1.45m/s<sup>2</sup>）及び液状化地盤の第1加振（1.92m/s<sup>2</sup>）を再現解析の対象とする。解析ケース名を表-3に示す。

続いて、乾燥砂地盤の第3加振及び液状化地盤の第1加振の再現解析で設定した解析条件を用いて、入力振動数の差異による影響を把握するため、入力振動数を0.1～10Hzまで変化させたパラメトリックスタディを実施した。

最後に、兵庫県南部地震のポートアイランド地下83mの観測波を工学的基盤波用に振幅調整した波に対する耐震性能の比較を試みた。

## 4. 再現解析の結果と考察

### (1) 乾燥砂地盤の事例

まず、乾燥砂地盤の第1～3加振に対する再現解析で得られた橋脚天端の応答加速度と水平変位の関係

表-2 地盤パラメータ

		Dr 40%	Dr 80%
Compression index	$\lambda$	0.036	0.036
Swelling index	$\kappa$	0.005	0.005
Stress ratio at critical state	$R_f$	3.924	4.812
Void ratio ( $p' = 98$ kPa on N.C.L)	$N$	0.700	0.700
Poisson's ratio	$\nu$	0.300	0.300
Degradation parameter of overconsolidation state	$m$	1.000	1.000
Degradation parameter of structure	$a$	2.200	2.200
Evolution parameter of anisotropy	$br$	1.500	1.500
Initial mean effective stress [kPa]	$p'$	0.48-3.61	0.48-19.1
Initial degree of structure	$R_0^*$	0.400	0.900
Initial degree of overconsolidation	$1/R_0$	2.500	16.700
Initial anisotropy	$\zeta_0$	0.000	0.000
Permeability [m/sec]	$k$	1.00E-04	1.00E-04
Dry unit weight [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_d$		16
Saturated unit weight [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{sat}$	19.3	20
Unit weight under water [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$	9.5	10.2

表-3 解析ケース名

	フーチング型 鋼管集成橋脚(F)	杭基礎一体型 鋼管集成橋脚(S)
乾燥砂地盤(D)	D-F	D-S
液状化地盤(L)	L-F	L-S

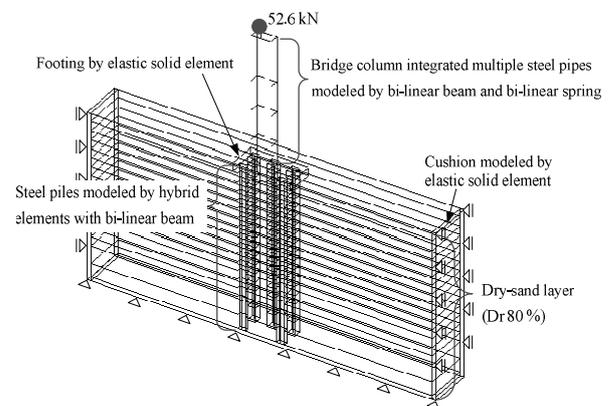


図-5 再現解析で用いた解析メッシュ

を実験結果と比較して図-6に示す。同図より、第1加振においては最大加速度及び最大水平変位ともにD-Fの方がD-Sよりも大きい値を示しており、実験結果とも整合する。また、D-Sの結果では実験結果と比べ剛性及びヒステリシスループをやや過大評価しているものの、いずれのケースにおいても概ね実験結果を再現出来ており、定量的にも十分な精度で再現出来ていることが分かる。さらに、第3加振では、第1加振と異なり、D-FとD-Sの最大加速度及び最大水平変位の大小関係が逆転する現象も再現出来ている。

次に、図-7に橋脚天端の応答加速度とせん断パネルのせん断ひずみの関係を示す。同図より、解析結果が過大評価している傾向にあるものの、第1加振においてはD-Sの方がD-Fよりも大きなせん断ひずみを生じ、降伏ひずみを超過していること、第3加振ではD-Fの方がD-Sよりも大きなせん断ひずみが発生することなど、メカニズムを把握するのに十分な精度で再現出来ていることが分かる。これにより、D-

Fではせん断パネルの降伏以降で構造全体の剛性が大きく低下し、橋脚天端の応答加速度と水平変位が急増したのに対し、D-Sではせん断パネルの降伏による構造全体の剛性低下はD-Fと比べ相対的に小さいことが影響したと考えられる。

続いて、D-FとD-Sの最大加速度及び最大水平変位の大小関係が逆転した第3加振のケースを対象を絞り、構造体及び地盤の変形状況から地震時応答特性及び変形メカニズムについて考察する。

図-8に橋脚天端で最大水平変位が生じたときの杭

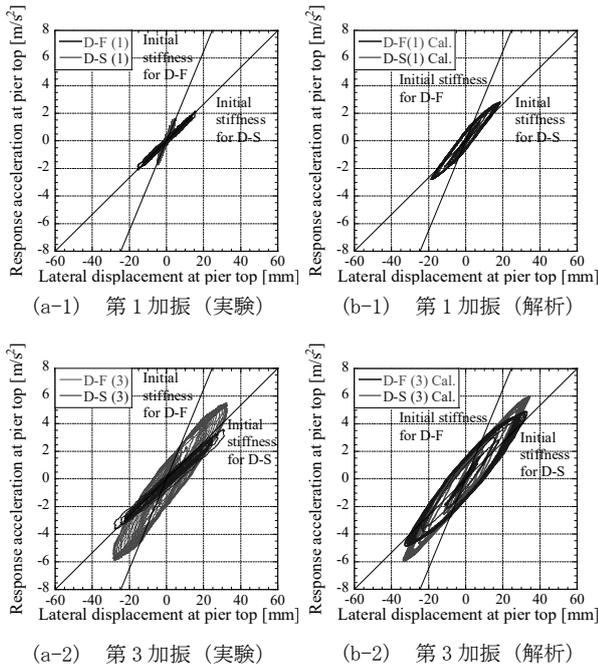


図-6 橋脚天端の応答加速度と水平変位

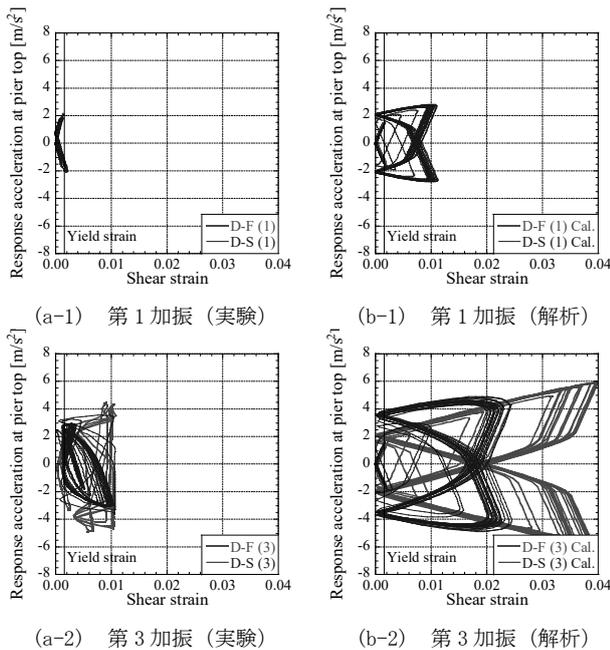


図-7 橋脚天端の応答加速度とせん断パネルのせん断ひずみ

及び柱に発生した曲げモーメントの深度方向分布を、図-9に杭及び柱の水平変位の分布を示す。なお、杭及び柱の水平変位の分布は杭及び柱に設置した加速度計の計測結果を2回積分することにより求めている。図-8より、柱基部ではD-Fの方が大きな曲げモーメントを示す傾向を再現出来ており、杭先端の曲げモーメントは収束する傾向を示している。図-9より、杭頭ではD-Sの方が大きい変位量を、橋脚天端ではD-Fの方が柱部でより大きなせん断変形を示す傾向も再現出来ており、先のせん断パネルの挙動と調和的である。

## (2) 液状化地盤の事例

まず、再現解析で得られた橋脚天端の応答加速度と水平変位の関係は、実験結果と比較すると概ね再現出来ていることが分かる(図-10)。

次に、図-11に橋脚天端の応答加速度とせん断パ

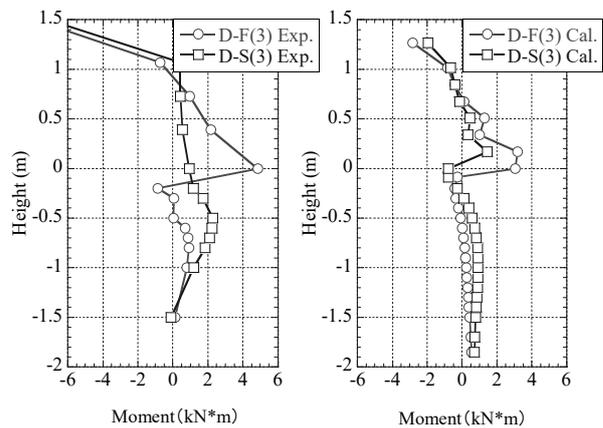


図-8 橋脚天端で最大水平変位が生じたときの杭及び柱に発生した曲げモーメント分布

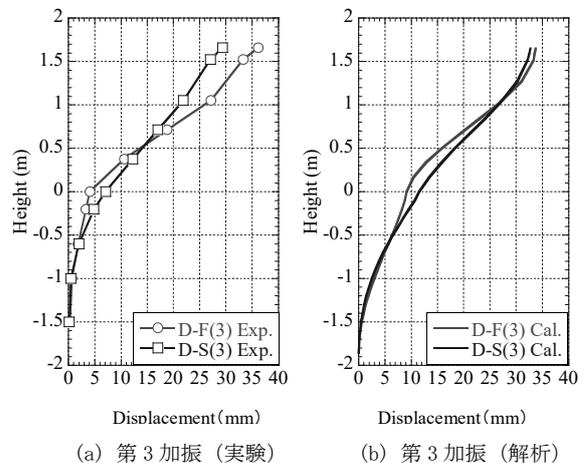


図-9 橋脚天端で最大水平変位が生じたときの杭及び柱の水平変位分布

ネルのせん断ひずみの関係を示す。いずれの構造体においても解析結果の方がせん断ひずみをやや過大評価している。特にL-Fでその傾向が顕著であるが、これは実験において、せん断パネルが面外変形し、ひずみゲージが途中で剥がれ、大ひずみ領域の計測ができなかったことが影響している。しかし、せん断パネルは降伏ひずみを超過していること、L-Fの方がL-Sよりも大きなせん断ひずみを生じていることは再現出来ている。

続いて、図-12に橋脚天端で最大水平変位が生じた時の杭及び柱に発生した曲げモーメントの深度方向分布を、図-13に杭及び柱の水平変位の分布を示す。これらの図から、柱基部ではL-Fの方が大きな曲げモーメントを、杭部ではL-Sの方が大きな曲げモーメントを示す傾向を再現出来ており、杭先端の曲げモーメントは収束する傾向を示している。また、杭頭ではL-FとL-Sが同程度の水平変位を示し、橋脚天端ではL-Fの方がより大きい変位量を示しており、L-Fの方が柱部でより大きなせん断変形を示す傾向も再現出来ている。加えて、地盤の過剰間隙水圧比の時刻歴より、液状化層、非液状化層ともに実験結果を概ね再現出来ていることが分かる(図-14)。

以上より、解析結果は柱、杭及び地盤の加振中の挙動を定性的に、かつ定量的にもある程度の精度で再現出来ており、本再現解析手法を用いることで、当該構造物の耐震性能、変形メカニズムの詳細を検証することが可能であることが示された。

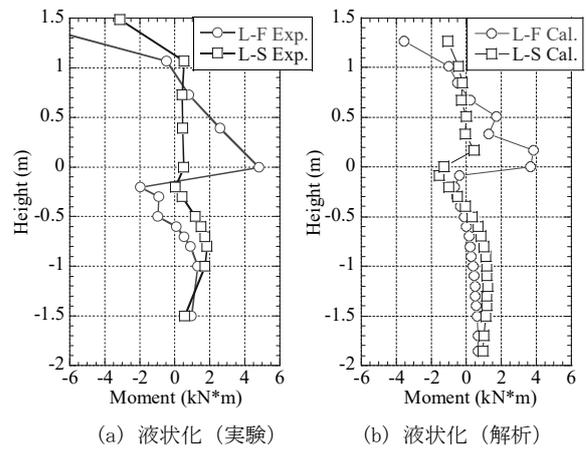


図-12 橋脚天端で最大水平変位が生じた時の杭及び柱に発生した曲げモーメント分布

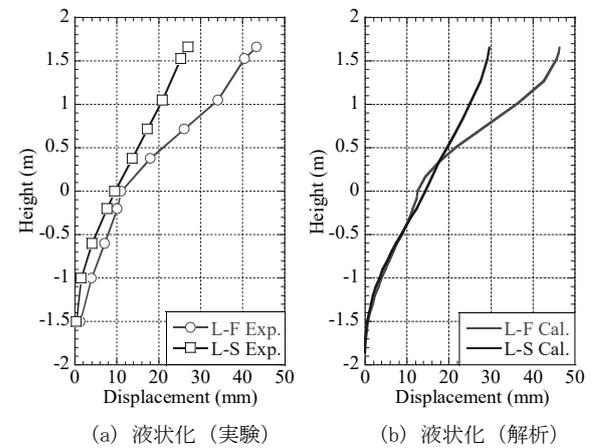


図-13 橋脚天端で最大水平変位が生じた時の杭及び柱の水平変位分布

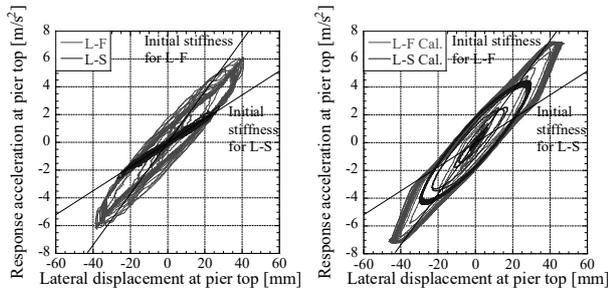


図-10 橋脚天端の応答加速度と水平変位の関係

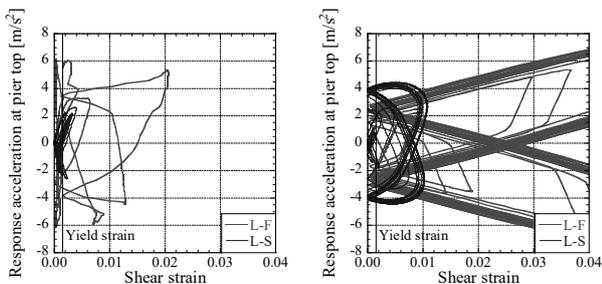
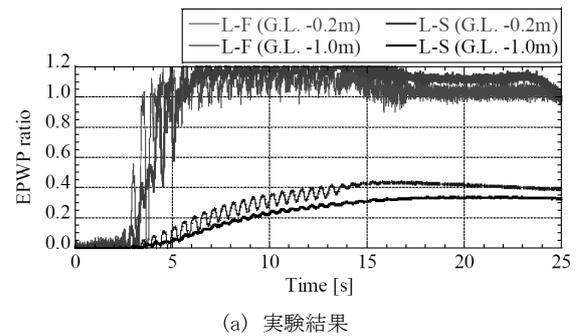
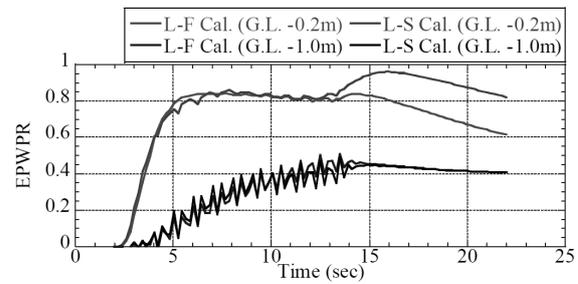


図-11 橋脚天端の応答加速度とせん断パネルのせん断ひずみ



(a) 実験結果



(b) 解析結果

図-14 地盤の過剰間隙水圧比の時刻歴

## 5. 振動数特性に関する考察

模型実験の入力振動数は、振動台の性能や地盤の液化化現象の再現の確実性など、いくつかの制約条件を考慮し設定されたが、各構造物の固有振動数の中間に位置したことから、その耐震性能評価は非常に複雑であった。そこで、本章では両構造体の耐震性能の優劣関係に対する振動数特性を精査するために、入力波の振動数を変化させる数値実験を行い、両構造体の振動特性を検証する。なお、入力波は最大加速度145galの正弦波を用いるが、高振動数領域（4 Hz以上）のように応答変位が小さくせん断パネルの塑性化が見られない場合には、最大加速度を大きく設定（435gal）し、両構造体のせん断パネルが塑性化する条件で耐震性能を比較した。

図-15に各振動数の橋脚天端の応答加速度と水平変位の関係、図-16に各振動数の橋脚天端の応答加速度と上段せん断パネルに発生するせん断ひずみの関係を示す。まず、図-16より、いずれの振動数帯、構造形式でも上段のせん断パネルが塑性化していることを確認出来ることから、本解析ではせん断パネル塑性化後の両構造体の耐震性能（L2 地震耐震性能）を比較していることになる。次に、図-15より、いずれの振動数帯でもフーチング型の応答加速度が大きい値を示した。一方、応答変位は、2 Hz以上では杭基礎一体型の方が小さな値を示し、構造体の剛性とは逆の傾向を示した。この結果は図-11のせん断パネルのせん断ひずみの発生量の関係と同様の傾向を示しており、せん断パネルの塑性化と関連性が高いことが推察される。

続いて、橋脚天端の最大応答加速度倍率、最大応答変位、せん断パネルの降伏せん断ひずみで正規化されたせん断ひずみ、柱及び杭の降伏曲げモーメントで正規化された柱及び杭の曲げモーメントを照査項目として、各解析ケースより得られた各々の最大値を図-17で比較した。

橋脚天端の応答加速度倍率の比較では、1 Hz以上では常にD-Fが杭基礎一体型を上回るが、D-Fの剛性がD-Sよりもかなり大きいため、橋脚天端の応答変位はD-Fがわずかに大きくなる結果となった。一方、1 Hz以下の低振動数では逆の傾向が見られ、応答加速度及び応答変位ともに杭基礎一体型が上回る結果となった。このことから、杭基礎一体型は低振動数帯において不利となり、高振動数に対しても優位性は限定的であるように見える。しかし、L2地震動に対する耐震設計で照査項目となるせん断パネルのせん断ひずみ、柱の曲げモーメントで両構造体を比較すると、高振動数での優位性は大きく、低振動数

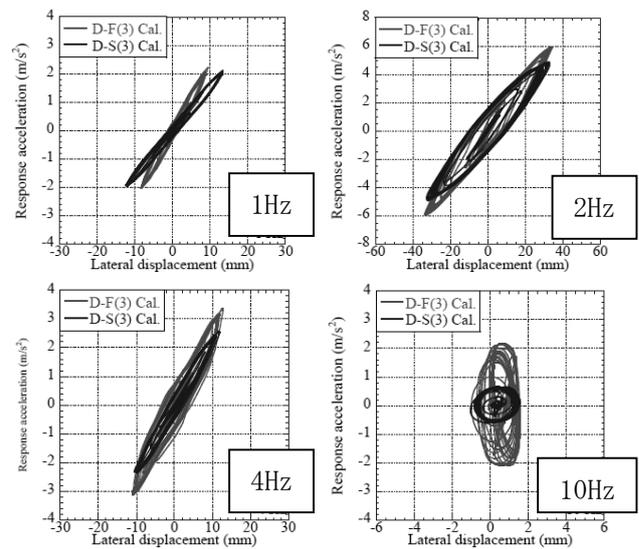


図-15 橋脚天端の応答加速度と水平変位の関係

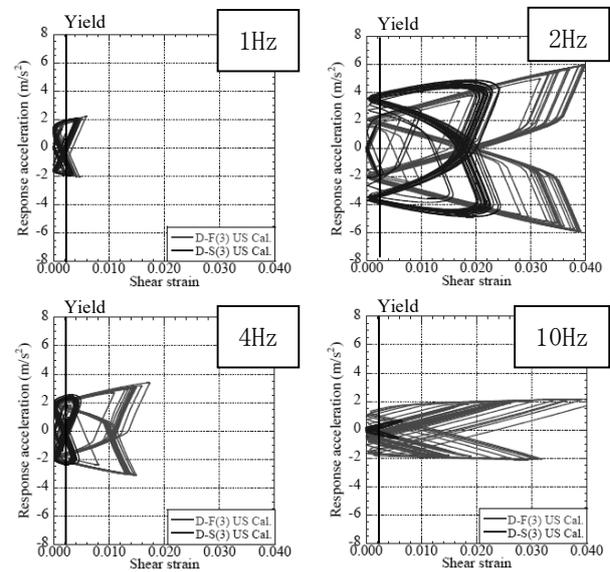
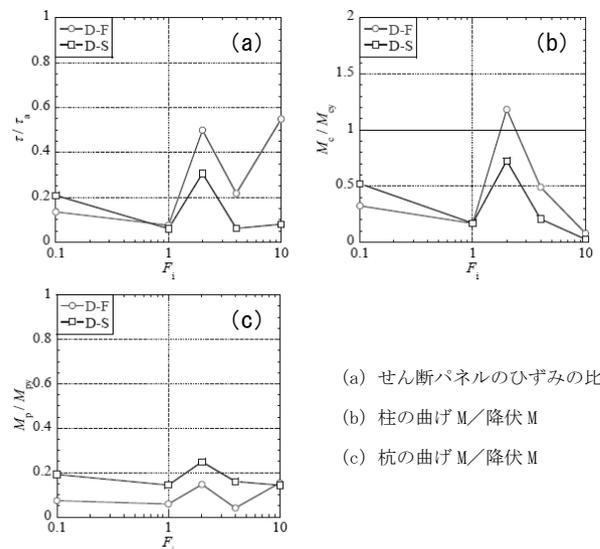


図-16 橋脚天端の応答加速度せん断パネルでのせん断ひずみの関係



- (a) せん断パネルのひずみの比
- (b) 柱の曲げM/降伏M
- (c) 杭の曲げM/降伏M

図-17 入力振動数による耐震性能の比較

帯での見劣りは限定的で、低振動数帯では高振動数帯よりも許容値までの余裕度大きいことが分かる。また、杭の曲げモーメントはD-Sの方が大きくなったものの、せん断パネルや柱の許容値に対する余裕度よりも明らかに大きい。

以上から、D-Sの優れた耐震性能は高振動数帯に対してより発揮されることが明確となった。なお、紙面の都合上、割愛したが、液状化地盤に関しても同様の数値解析を行い、乾燥砂地盤で確認された現象とほぼ同様の結果を得ている。

## 6. 基盤波に対する地震時応答特性

前述のとおり、入力振動数の違いにより変形挙動は大きく異なり、各々の構造体の耐震性能にも影響を及ぼすことが明らかである。本章では、様々な振動数帯の波を有する基盤波（不規則波）に対する各構造体の地震時応答特性を比較する。解析に用いた不規則基盤波の時刻歴を図-18に示す。なお、本解析で用いた不規則基盤波は、振動台実験の模型サイズ（1/20 サイズ）を考慮し、相似則に基づき時間間隔を調整している。

図-19に不規則基盤波に対する橋脚天端の応答加速度及び水平変位の時刻歴を示す。また、図-20に橋脚天端の応答加速度と水平変位及びせん断パネルに発生したせん断ひずみとの関係を、図-21に橋脚天端の水平変位が最大となった時の柱及び杭の水平変位及び曲げモーメントの深度方向分布を示す。

これらの図より、橋脚天端の最大応答加速度及びせん断パネルのせん断ひずみ量は、D-FがD-Sよりも大きいものの、水平変位はD-FがD-Sよりも小さい結果となった。この要因は、不規則基盤波に対してせん断パネルで発生したせん断ひずみ量が、規則波に対して発生したせん断ひずみ量よりもかなり小さく、柱基部の曲げモーメントでも同様の傾向が見られることにあると考えられる。すなわち、D-FとD-Sの橋脚天端の水平変位における大小の逆転現象が、せん断パネルのせん断ひずみ量と密接に関連していることを示唆しており、入力加速度が小さく、せん断パネルのせん断ひずみ量が小さかった第1加振では、D-Fの方がD-Sよりも水平変位が小さかったのに対し、第3加振ではせん断パネルの塑性化によるせん断ひずみの増大が水平変位を増大させ、それが更なるせん断ひずみの増大に拍車をかけ、最終的にD-FとD-Sの水平変位の大小関係が逆転したことも矛盾はない。よって、フーチング型よりも杭基礎一体型の方が二次部材の塑性化から主部材の塑

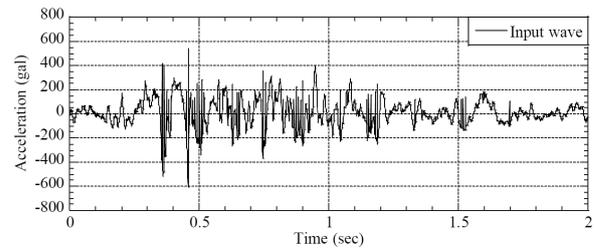
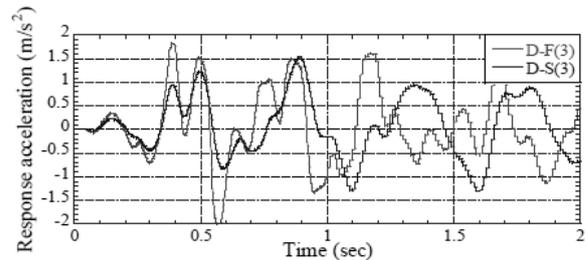
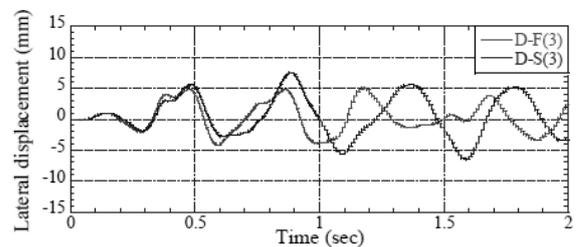


図-18 不規則基盤波の時刻歴

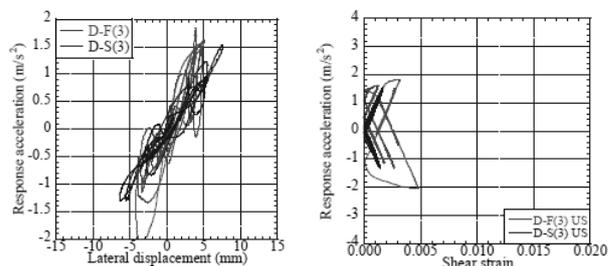


(a) 橋脚天端の応答加速度時刻歴



(b) 橋脚天端の水平変位時刻歴

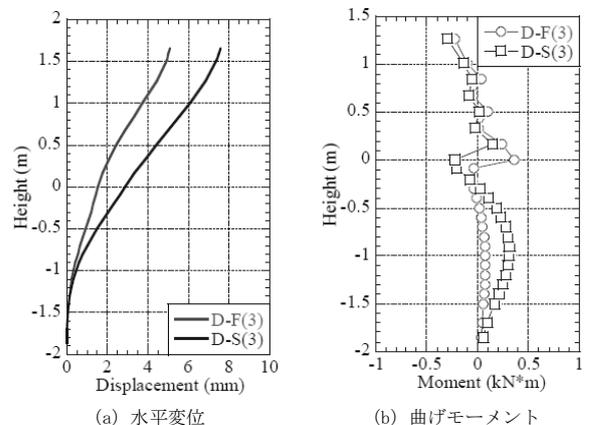
図-19 不規則基盤波に対する橋脚の挙動



(a) 橋脚天端の水平変位

(b) せん断パネルのせん断ひずみ

図-20 橋脚天端の応答加速度と水平変位及びせん断パネルのせん断ひずみ



(a) 水平変位

(b) 曲げモーメント

図-21 橋脚天端の水平変位が最大となった時の柱及び杭の水平変位及び曲げモーメントの分布

性化までに余裕があり、より粘り強い構造体であることを裏付けると言える。

なお、具体的結果は割愛したが、同様の解析を液状化地盤を条件に行ったところ、杭基礎一体型において、乾燥砂地盤条件下よりも優れた耐震性能を発揮することが分かった。これは、地盤の応答変位が大きくなる液状化地盤では、フーチングの慣性力や抵抗面積による影響が、より顕著になるためと推察される。

## 7. まとめ

本稿では、鋼管集成橋脚を対象とした振動台による模型実験の結果を三次元弾塑性有限要素解析により再現し、実験では検証が不十分であったフーチングを省略することによる杭基礎一体型鋼管集成橋脚の耐震性能を確認した。以下にその成果を記す。

- ①地盤、構造体、減衰の各パラメータ設定などを見直し、適切に設定することで十分な精度で実験結果を再現することが出来た。
- ②杭基礎一体型の耐震性能のフーチング型に対する優位性は、構造物の固有振動数と入力振動数の関係に依存し、静的解析の結果には見られない現象であることが明らかになった。これは上下部工・基礎・地盤一体として解析することの必要性を示唆するものである。
- ③杭基礎一体型はフーチング型よりも高振動数帯に対してより変形量が抑制される結果を得た。特に地盤の過大な応答変位や液状化が懸念される軟弱地盤では、より優れた変形性能を発揮し、軟弱地盤において高い適応性があることを示した。

## 参考文献

- 1) 磯部公一，木村亮，大塚悟，秋山耕士郎：鋼管柱基礎の静的水平抵抗特性に関する三次元有限要素解析，構造工学論文集A，Vol.56A，pp.1041-1053，2010。

- 2) 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。
- 3) 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。
- 4) Ye, B., Ye, G., Zhang, F. and Yashima, A.: Experiment and numerical simulation of repeated liquefaction-consolidation of sand, Soils and Foundations, JGS, Vol.47, No.3, pp.547-558, 2007.
- 5) Kimura, M. and Zhang, F.: Seismic evaluations of pile foundations with three different methods based on three-dimensional elastic-plastic finite element analysis, Soils and Foundations, Vol.40, No.5, pp.113-132, 2000.
- 6) Zhang, F., Kimura, M., Nakai, T., and Hoshikawa, T.: Mechanical behavior of pile foundations subjected to cyclic lateral loading up to the ultimate state, Soils and Foundations, Vol.40, No.5, pp.1-17, 2000.
- 7) Zhang, F., and Kimura, M.: Numerical prediction of the dynamic behaviors of an RC group-pile foundation, Soils and Foundations, Vol.42, No.3, pp.77-92, 2002.
- 8) Hashiguchi, K. and Ueno, M.: Elastoplastic constitutive laws of granular material, Constitutive Equations of Soils, Proc. 9th ICSMFE., Spec. Ses. 9 (eds. by Murayama, S. and Schofield, A. N.), Tokyo, JSSMFE, pp.73-82, 1977.
- 9) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.: Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, Soils and Foundations, JGS, Vol.40, No.2, pp.99-110, 2000.
- 10) Zhang, F., Ye, B., Noda, T., Nakano, M. and Nakai, K.: Explanation of cyclic mobility of soils: Approach by stress-induced anisotropy, Soils and Foundations, JGS, Vol.47, No.4, pp.635-648, 2007.
- 11) Gu, L., Ye, G., Bao, X. and Zhang, F.: Mechanical behaviour of piled-raft foundations subjected to high-speed train loading, Soils and Foundations, JGS, Vol.56, No.6, pp.1035-1054, 2017.