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

篠原 聖二¹・金治 英貞²・鬼木 浩二³・木村 亮⁴

¹正会員 阪神高速道路(株)建設事業本部建設技術課 (〒550-0011 大阪市西区阿波座一丁目3-15)

E-mail: masatsugu-shinohara@hanshin-exp.co.jp

²正会員 阪神高速道路(株)建設事業本部建設技術課 (〒550-0011 大阪市西区阿波座一丁目3-15)

³正会員 大日本コンサルタント(株)構造事業部特殊構造技術室 (〒550-0014 大阪市西区北堀江1-22-19)

⁴正会員 京都大学教授 大学院工学研究科社会基盤工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

本論文では、鋼管集成橋脚の基礎を合理化するために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応答特性を比較することで構造成立性の検討を行った。プッシュオーバー解析や時刻歴応答解析を用いたケーススタディの結果、従来のフーチング基礎形式に対して、杭基礎一体型は橋脚と基礎の剛性差の解消による柱基部に発生するひずみの緩和、フーチングの省略による杭基礎の負担重量の軽減などの利点を有していること、また、フーチングの省略による杭体の応答ひずみや杭頭変位の増加などの不利な点もあるが地中梁の設置などによって改善可能であることが示された。また、杭基礎一体型鋼管集成橋脚は液状化流動力に対して必要な抵抗性能を有していることも確認した。

Key Words : *bridge column integrated by multiple steel pipes, direct pile to column, damage control design, hysteretic shear damper*

1. はじめに

鋼管集成橋脚とは、図-1(a)に示すように複数本の鋼管柱を橋軸方向および橋軸直角方向に履歴型ダンパー機能を有する横つなぎ材で連結した構造を有する橋脚である。本橋脚は、死荷重や活荷重などの鉛直荷重を主部材である鋼管柱で支持し、地震慣性力などの水平荷重を2次部材である横つなぎ材で抵抗する。地震時の損傷を横つなぎ材に集約する損傷制御構造の採用により、主部材である鋼管柱を健全に保つことができるため、地震後直ちに緊急車両および普通車両を通行させることが可能となる。また、復旧が必要な場合でも、せん断パネルを取替えるだけで元構造に戻すことができるため地震時ライフサイクルコストを低減することができる。

これまで、本橋脚と従来型鋼製橋脚を対象とした解析による比較検討の結果、本橋脚は損傷制御構造の採用により、せん断パネルでエネルギー吸収を図り主部材である鋼管の損傷が抑制されること、橋脚頂部の応答変位が低減されることなど従来型鋼製橋脚に対する優位性が明らかにされている¹⁾。また、本橋脚の力学的特性、せん断パネルの履歴減衰効果の確認のために、正負交番载荷による縮小模型実験が実施されている²⁾。さらに、せん

断パネルでエネルギー吸収を図る上で重要である鋼管柱と横つなぎ材の接続構造を検討するために要素実験が実施されている³⁾。また、鋼管集成橋脚の設計実務に資する目的で、橋脚高さ、上部構造重量、橋脚形式等の設計条件の差異が、本構造の地震応答特性に与える影響についてパラメータスタディによって検討されている⁴⁾。これらの既往の解析および実験により、本橋脚の設計コンセプトである損傷制御設計の妥当性および従来型鋼製橋脚に対する優位性が確認され、既に実際の高架橋に採用されている^{5,6)}。

筆者らは本橋脚の更なる構造合理化を図るために基礎に着目した。本橋脚の基礎構造としては従来形式の鋼製橋脚同様、図-1(a)に示すようにフーチングを有する杭基礎が考えられる。フーチングは上部構造荷重や橋脚荷重を各杭に分配する役割がある。一方、フーチング自身の重量により杭基礎の荷重負担が増加している。また、地震時には橋脚とフーチングの剛性差により、橋脚基部に損傷が発生する。橋脚基部は地表面以下にある場合が多く、地震後の緊急点検時に損傷が発見しづらい。さらに、地中にマシブな構造物を造るために、仮設構造が必要となり、工期、コストが増大する。また、都市部などの狭隘な施工条件下では、フーチングを有する杭基礎が成

立せず、ケーソン基礎等、コストが割高となり、また、工期も長くなる基礎形式を採用せざるを得ない場合も生じる。

そこで筆者らは、鋼管集成橋脚が柱部で地震時のエネルギーを吸収し、下部構造に伝達される荷重が減少できることに着目し、図-1(b)に示すように一般的に設けられるフーチングを省略した杭基礎一体型構造を提案する(以下、提案構造という)。なお、提案構造のうち、特に杭に鋼管を用いる基礎形式を鋼管柱基礎と呼称する⁷⁾。提案構造では、鋼管集成橋脚の鋼管柱1本と杭1本をそれぞれ接続することで、フーチングを介さず上部構造や橋脚からの荷重を直接的に伝達する。フーチングが省略されることで以下のような効果が期待される。

- ・杭基礎に対するフーチング分の荷重負担が軽減される。
- ・橋脚と基礎の剛性差が小さくなることで、橋脚とフーチングの接合部の応力集中が緩和され、せん断パネルのダンパー機能によって損傷を制御しやすくなる。
- ・工期短縮、コスト縮減が図れる。なお、通常の鋼製橋脚とのコスト、工期の比較については付録を参照されたい。
- ・従来、ケーソン基礎とせざるを得ないような狭隘な施工条件下でも杭基礎を採用できる。

一方、提案構造同様にフーチングを省略した1柱-1杭構造としてパイルベント構造が挙げられる。1964年に発生した新潟地震ではパイルベント構造を有する昭和大桥の橋脚の一部が倒れ、10径間中5径間が落橋している⁸⁾。昭和大桥の落橋原因としては、下部構造の剛性が不足していたこと、飽和砂質土層の液状化に伴う流動化現象が発生したことが挙げられている。パイルベント構造と杭基礎一体型鋼管集成橋脚の決定的な違いは杭配置である。パイルベント基礎が基本的に橋軸直角方向に1列配置なのに対して、杭基礎一体型鋼管集成橋脚は橋軸方向2列×橋軸直角方向2列の組杭配置になっているため、橋軸方向、橋軸直角方向ともに幾何学的な剛性が大きくなっている。なお、新潟地震で被災した昭和大桥も元々1列だった杭を、2列に増やすことで所定の耐震性能を満足している⁹⁾。

本論文では、下部構造の剛性および地盤の液状化に伴う流動化の観点から、杭基礎一体型鋼管集成橋脚の構造成立性を確認することを目的とする。まず、耐荷力特性を把握するために、フーチングや地中梁の有無をパラメータとした鋼管集成橋脚を対象にプッシュオーバー解析によるケーススタディを行った。次に地震時応答特性を把握するために、時刻歴応答解析によるケーススタディを行った。さらに、本構造の液状化時の流動力に対する抵抗性について検討を行った。

図-1 鋼管集成橋脚構造図

2. 対象橋脚

杭基礎一体型鋼管集成橋脚の構造成立性を確認するために、基礎構造の違いに着目したケーススタディを実施した。

(1) 検討ケース

検討ケースの諸元を表-1に、モデル図を図-2に示す。いずれのケースも橋脚形式は鋼管集成橋脚で同一とし、基礎形式や地中梁の有無をケース毎に設定した。ケース1は従来型のフーチング形式とし、杭8本を配置するために必要なフーチング寸法とした。ケース2は、ケース3以降の杭基礎一体型と同じ杭4本とし、杭4本を配置するために必要なフーチング寸法とした。ケース3は杭基礎一体型とし、杭本数は柱本数と同じ4本とするが、地表面近くに地中梁を設けた。ケース4も杭基礎一体型とし、杭本数も柱本数と同じ4本とするが、ケース3のような地中梁は設けない構造とした。ケース1は従来型のフーチング形式であるため基礎による拘束力が大きく、ケース2, 3, 4と順に拘束力が小さくなると考えられる。このような基礎形式や拘束力の違いが、橋脚や基礎の挙動に与える影響について検討した。

(2) 検討条件

a) 橋脚形式

本検討で対象とする鋼管集成橋脚の構造図を図-1に示す。本検討では、都市高速道路のランプ部を想定した2車線の幅員を有する上部構造4400kNを支持する高さ24.7mの単柱形式を対象とした。単柱形式は、4本の鋼管から構成され、鋼管間の横つなぎ材は、図-3に示す

ように鋼管接合部に添接板を考慮した幅のフランジがあり、その間にせん断パネルが配置される。

使用する鋼管は、鋼管杭として実績のある既製品のスパイラル溶接鋼管〔SKK490〕を想定し、径厚比パラメータ R_f が道路橋上構方書V耐震設計編¹⁰⁾(以下、道示V)の規定値である0.08以下、かつJIS規格サイズであることを条件として、鋼管柱サイズは D_{ϕ} 1000mm $\times$ t 25mm ($R_f=0.07$)とした。死荷重に対する軸力比は $P/P_f=0.08$ となる。また、鋼管の外端の間隔を外サイズと称し、4500mmとしている。

横つなぎ材のせん断パネル部には低降伏点鋼材〔LY225〕、フランジ部には溶接構造用鋼材〔SM570〕を使用し、鋼管サイズ、鋼管の外サイズ、添接板の幅(600mm $\times$ 2)より、せん断パネルのサイズは文献11)を参考に $30 \leq b_w/t_w \leq 50$ を満足するように800mm $\times$ t16mmとした。低降伏点鋼材〔LY225〕の材料特性については文献12)等を参考にされたい。鋼管基部には、設計基準強度18N/mm²のコンクリートが部分充填され、その充填高さは文献13)を参考にして橋脚高さの1/3とした。

b) 基礎形式

ケース1は杭8本を収めるために10.5 $\times$ 10.5 $\times$ 2.5mのフーチング寸法とし、ケース2は杭4本を収めるために最低限必要なフーチング寸法(7.0 $\times$ 7.0 $\times$ 2.5m)とした。ケース3、4はフーチングがない杭基礎一体型であり、ケース3については地表面付近にエネルギー吸収を見込まない鋼製地中梁を配置している。杭は比較的高い周面摩擦力を得られる鋼管ソイルセメント杭をすべてのケースで採用した。鋼管サイズは D_{ϕ} 1200 $\times$ t 22mm、固化体径 D_{sc} は1400mmとすると、杭中心間隔は2.5 D_{sc} となる。

c) 柱－杭接合部

杭－柱接合部は、図4に示すように柱をひとまわり太径の杭に所定長さを差し込み、その間隙をコンクリートで一体化するソケット方式とした¹⁴⁾。ソケット方式は、杭の施工誤差を吸収可能であり、かつ柱の断面力を杭に伝達できる接合構造である。なお、鋼管柱基礎の鋼管内のコンクリート充填長は8mとした。

d) 地盤条件

地盤条件を表2に示す。地層構成は大阪地区の実地盤をモデルとし、地表から順に、液状化層である砂質土(地表面から9.6m)、非液状化層である粘性土(層厚12.5m)、砂質土(層厚2.0m)、粘性土(層厚4.2m)となっており、その下の砂質土層を支持層としている。

(3) 解析モデル

杭基礎一体型鋼管集成橋脚であるケース4の解析モデルを図5に示す。従来、道路橋の上部構造および橋脚を対象とした解析では基礎および地盤反力を3方向の集約ばねに置き換えた解析モデルを使用していた。杭基礎一

表-1 検討ケース諸元

ケース名	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4
橋脚形式	鋼管集成橋脚	鋼管集成橋脚	鋼管集成橋脚	鋼管集成橋脚
基礎形式	杭基礎	杭基礎	鋼管柱基礎	鋼管柱基礎
上部構造重量(kN)	4400	4400	4400	4400
地中梁or フーチング	フーチング 10.5m $\times$ 10.5m $\times$ 2.5m	簡易フーチング 7m $\times$ 7m $\times$ 2.5m	鋼製地中梁 (非エネルギー吸収部材)	地中梁なし
フーチング重量(kN)	6750	3000	0	0
杭本数(本)	8	4	4	4
杭種	鋼管SC杭	鋼管SC杭	鋼管SC杭	鋼管SC杭
柱径 D_{ϕ} (mm)	1000	1000	1000	1000
杭径 D_{ϕ} (mm)	ϕ 1200	ϕ 1200	ϕ 1200	ϕ 1200
固化体径 D_{sc} (mm)	ϕ 1400	ϕ 1400	ϕ 1400	ϕ 1400
杭間隔(mm)	3500 (2.5 D_{sc})	3500 (2.5 D_{sc})	3500 (2.5 D_{sc})	3500 (2.5 D_{sc})

図-2 検討ケースモデル図 (単位: m)

表-2 地盤条件

層	地質	層厚 (m)	平均 N値	単位重量		粘着力 c (kN/m ²)	せん断 抵抗角φ (度)	αE ₀	
				γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)			常時 (kN/m ²)	地震時 (kN/m ²)
1	砂質土 B	8.1	7	20	11	0	25.2	12000	24000
2	砂質土 As1	1.5	13	17	8	0	29.0	27200	54400
3	粘性土 Ac2	12.5	3	16	7	60	0.0	14000	28000
4	砂質土 As1	2.0	3	17	8	0	21.7	8000	16000
5	粘性土 Ac3	4.2	7	18	9	122	0.0	33200	66400
6	砂質土 Dg1	3.2	50	20	11	0	42.4	112000	224000

図-3 横つなぎ材構造図(単位: mm)

体型の場合は、橋脚と杭基礎が一体となっており、上部構造－橋脚－基礎－地盤の挙動を適切に評価するためには全体構造系を対象に解析を行う必要があると考えた。解析モデルは2軸曲げと軸力変動を考慮できるファイバーモデルを用いて構築し、材料非線形と幾何学的非線形を考慮する複合非線形解析を行う。本構造は橋脚高

24.7mに対して、橋脚幅4.5mと小さく、水平方向の慣性力により発生する付加曲げモーメントの影響を考慮するために、柱部材および杭部材のすべての梁要素には幾何学的非線形を考慮するものとした。鋼管単独断面、コンクリート充填断面のセル分割図を図-6に示す。鋼管断面のセグメント要素は、円周方向に64分割、板厚方向に2分割した。

鋼管、横つなぎ材フランジにおける鋼材、充填コンクリート、せん断パネルの各材料構成則を図-7に示す。鋼材については、図-7(a)に示す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 $E/100$ とする。コンクリートについては図-7(b)に示す応力-ひずみ関係を採用する。なお、除荷と再載荷時剛性は初期剛性とし、充填コンクリートの圧縮破壊ひずみは文献15)を参考に1.1%とする。せん断パネルについては、図-7(c)に示す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 $G/100$ とする。杭基礎の水平方向地盤反力特性、杭周面の鉛直地盤抵抗特性、および杭先端の鉛直地盤抵抗特性を図-8と表-3、4に、時刻歴応答解析に用いる履歴モデルを図-9に示す。地盤抵抗特性については、基本的に「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計」¹⁶⁾（以下、鉄道標準）に従い設定した。これは道示 $V^{10)}$ の杭基礎の場合の鉛直地盤抵抗特性が杭頭部に集約ばねで設定されており、杭基礎一体型鋼管集成橋脚のようにフーチングがない場合、杭基礎の鉛直方向の地盤抵抗特性を適切に評価できないためである。なお、鉄道標準に記述のない液状化を考慮した土質定数の低減係数、群杭効果を考慮した水平方向地盤反力係数の低減係数、群杭効果を考慮した軸方向許容支持力については、道示 $V^{10)}$ または杭基礎設計便覧¹⁷⁾に準じて設定した。なお、ケース1、2のフーチングについては、道路橋示方書IV下部構造編¹⁸⁾に基づき、前面の水平抵抗を考慮する。

図-4 鋼管柱-鋼管杭接続部

図-5 杭基礎一体型鋼管集成橋脚解析モデル (ケース4)
単位: mm

図-6 断面セル分割図

図-7 材料構成則

図-8 杭の地盤抵抗特性

図-9 杭の地盤抵抗特性における履歴モデル

表-3 杭の水平方向・鉛直方向地盤抵抗特性

層番号	層厚(m)	水平方向地盤反力				杭周囲の鉛直方向地盤反力				土質定数の低減係数 D_e	
		L1地震時(静的)		L2地震時(動的)		L1地震時(静的)		L2地震時(動的)		L1	L2
		反力係数 K_h (kN/m ³)	上限値 P_e (kN/m ²)	反力係数 K_h (kN/m ³)	上限値 P_e (kN/m ²)	反力係数 K_{sv} (kN/m ³)	上限値 f (kN/m ²)	反力係数 K_{sv} (kN/m ³)	上限値 f (kN/m ²)		
1	8.1	5315.5	250.3	10391.6	250.3	994.5	70	1711.2	70	1/3	1/6
2	1.5	26225.5	338.1	34965.6	338.1	4508.5	130	5170.8	130	2/3	1/3
3	12.5	18903.2	309.3	305021.3	309.3	6526.5	60	17098.3	60	1	1
4	2.0	10194.2	489.2	22896.1	489.2	1989.0	30	5836.2	30	1	1
5	4.2	49016.2	486.7	28131.5	486.7	15477.2	122	30079.6	122	1	1
6	3.2	187520.3	2315.8	164934.5	2315.8	27846.6	200	38080.1	200	1	1

表-4 杭先端の鉛直方向地盤抵抗特性

層番号	層厚(m)	杭先端の鉛直地盤反力係数 K_v		杭先端の極限支持力度 q_d	
		L1地震時(静的)	L2地震時(動的)	L1地震時(静的)	L2地震時(動的)
		(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ²)	(kN/m ²)
6	3.17	278465.9	380801.2	7500	7500

3. プッシュオーバー解析

異なる基礎形式を有する鋼管集成橋脚の全体剛性、耐荷力、変形性能を評価することを目的として、プッシュオーバー解析を実施する。

(1) 解析条件

図-2に示すケース1～4を対象に、鉛直方向に死荷重を

載荷した状態で、上部構造、鋼管柱、鋼管杭、フーチング等各部材の質点位置に地震時慣性力を水平方向に漸増載荷する。

(2) 解析結果

水平方向漸増載荷時の震度(震度1.0に対する荷重倍率 α)と橋脚天端水平変位の関係を図-10に示す。図中の”△”印は全てのせん断パネルのうち、最初のせん断パ

ネルが降伏した点を, “○” 印は4本の鋼管柱のうち, 最初の鋼管が降伏した点を, “□” 印は4本の鋼管杭のうち, 最初の鋼管が降伏した点を示す.

フーチングを有するケース1の剛性が他の3ケースよりも大きく, 耐力力も高いことがわかる. 一方, ケース2~ケース4の荷重変位曲線は近似している. ケース1はせん断パネル降伏後, 全体剛性が明確に低下しているのに対して, ケース2~4では全体剛性の著しい低下はみられなかった. ケース1では基礎の剛性が大きく, 初期剛性が大きかったため, せん断パネルの降伏による全体剛性の低下があったのに対して, ケース2~4では基礎の剛性が小さく, 初期剛性が小さかったため, せん断パネルの降伏が全体剛性に及ぼす影響が小さかったものと考えられる. また, ケース4ではせん断パネルの降伏後, 鋼管柱より先に鋼管杭が降伏している. 荷重変位関係より鋼管杭の降伏後も耐力が上昇しており, 鋼管杭の降伏が全体剛性に与える影響は小さいことが分かる.

ケース2では, 鋼管柱が降伏する前に引き抜き耐力に達しているのに対して, ケース3では, 鋼管柱が降伏した後に引き抜き耐力に達している. これはケース2はフーチングを有しており, フーチングを支持する杭がフーチングの慣性力により先行して引き抜き耐力に達したものと考えられる. なお, 押し込み側については, 水平震度1.2までの範囲では, いずれのケースも押し込み耐力に達することはなかった.

せん断パネルの降伏変位 δ_y に対する鋼管の降伏変位 δ_{py} の降伏変位倍率 δ_{py}/δ_y を表-5に示す. ここで鋼管の降伏変位は, 鋼管柱, 鋼管杭のいずれかが最初に降伏に達した変位とする. これは, 本論文で提案しているケース3, 4のような一体構造の場合, フーチングがないため, 柱と杭基礎の機能上の境界を定めるのが難しく, 柱と杭基礎を一体として評価する考え方に基づいている. 降伏変位倍率 δ_{py}/δ_y が小さい場合, つまりせん断パネルが降伏してから, すぐに鋼管柱が降伏に至る場合, 鋼管柱降伏以前のせん断パネルの十分な履歴減衰が見込めないと考えられる. 一方, 降伏変位倍率 δ_{py}/δ_y が大きい場合, せん断パネルが降伏してから, 鋼管柱が降伏するまでの余裕があるため, その間のせん断パネルの履歴減衰効果を期待することができる. ケース1の降伏変位倍率が1.56だったのに対して, ケース2, 3でそれぞれ1.70, 1.62, ケース4では2.43と, 基礎の剛性が小さくなるに従って降伏変位倍率が大きくなる傾向がある. これは, ケース1は鋼管柱と基礎の剛性差が大きいため, 鋼管柱基部が早々に降伏するのに対して, ケース2~4では鋼管柱と基礎の剛性差が小さく, 鋼管柱基部の降伏変位が比較的大きく, 変形性能が高い構造になっているためであると考えられる.

図-10 水平震度 α —橋脚天端水平変位関係

表-5 せん断パネルの降伏変位 (δ_y) に対する鋼管柱または鋼管杭の降伏変位 (δ_{py}) 倍率 (δ_{py}/δ_y)

ケース名	α_{sy}	δ_{sy}	α_{py}	δ_{py}	δ_{py}/δ_{sy}
ケース1	0.50	0.17	0.64	0.26	1.56
ケース2	0.50	0.43	0.64	0.73	1.70
ケース3	0.47	0.36	0.63	0.59	1.62
ケース4	0.34	0.27	0.58	0.65	2.43

図-11 橋軸方向1次の振動モードと固有周期

図-12 入力地震動の加速度波形

図-13 加速度応答スペクトルと固有周期の関係

4. 時刻歴応答解析

異なる基礎形式を有する鋼管集成橋脚を対象に道示 V^{10} のレベル2地震動に対する地震応答特性を評価することを目的として時刻歴応答解析を実施する。

(1) 固有値解析

時刻歴応答解析を行うにあたって固有値解析を実施した。各ケースにおける橋軸方向1次の固有周期および振動モードを図-11に示す。なお、各ケースの卓越振動モードは全て1次モードであった。ケース1の固有周期が0.94sと比較的短いのにに対して、他の3ケースは1.27sと同一になった。振動モードをみるとケース1では鋼管柱基部がほとんど動いていないのに対して、他の3ケースは鋼管柱基部が動いていることが分かる。これはケース1の基礎の剛性が他のケースより大きいためであると考えられる。

一方、ケース2~4の基礎はそれぞれ簡易なフーチング、地中梁有り、地中梁無し条件であったが、これらの条件が固有周期や振動モードに与える影響は小さいことがわかった。

(2) 解析条件

入力地震動は道示 V^{10} のタイプIIの標準加速度波形のうち、検討ケースの地盤条件よりIII種地盤(No.1)の波形を用いる。入力地震動の加速度波形を図-12に、加速度応答スペクトルを図-13に示す。本解析では、上部構造、柱、フーチング、杭の各質点に加速度を乗じ、慣性力を作用させている。そのため、地盤と杭基礎の相互作用は考慮していない。粘性減衰は固有値解析の結果をもとにRayleigh減衰を設定した。数値積分法はNewmark β 法とし、積分時間は1/100sとした。解析コードはScanFEM¹⁹⁾を用いた。

(3) 解析結果

図-14に橋脚天端の水平変位時刻歴を示す。ケース1は7.5s付近で、0.5m程度の最大変位を示しているのに対して、ケース2~4では、8.0s付近でケース1を上回る0.8m程度の最大変位を示した。これは図-10に示すプッシュオーバー解析の結果から分かるように、ケース2~4の方が全体剛性が低いため最大変位が大きくなったと考えられる。また、ケース2~4のうち、ケース4の応答変位は15sから30sにかけて徐々に減衰しているのに対し、ケース2, 3はあまり減衰がみられなかった。これは図-21に示すせん断パネルのエネルギー吸収量から分かるように、ケース2, 3ではせん断パネルのエネルギー吸収量が小さかったためであると考えられる。各ケースの応答波形のピーク位置に着目すると、ケース1に対して、ケース2~4は

図-14 橋脚天端の水平変位時刻歴

図-15 杭頭部の水平変位時刻歴

図-16 杭頭部の鉛直変位時刻歴

図-17 最大応答変位時の変形モードおよび橋脚天端における最大応答変位 (変形倍率 10倍)

徐々にピーク位置が遅れていることが分かる。これは地盤ばねの非線形化により、構造全体の剛性が低下し、周期が徐々に長くなっているためであると考えられる。

図-15に杭頭部の水平変位時刻歴を、図-16に杭頭部の鉛直変位時刻歴を示す。水平変位時刻歴では、ケース2, 3に対して、ケース4の方が大きな水平変位で推移している。一方、鉛直変位時刻歴では、ケース2, 3では8s付近で0.03m程度の鉛直変位（引抜き側）が生じているのに対して、ケース4では、フーチングを有するケース1と0.01m同程度の鉛直変位しか生じなかった。これは、ケース2, 3とケース4の変形モードの違いに関係していると考えられる。ケース2, 3では、地表面付近で簡易フーチングや地中梁により拘束されているため、柱間のせん断変形が抑制され、構造全体として片持ち梁的な挙動となり、杭に鉛直方向の引抜き力が発生する。一方、ケース4では、地表面付近で拘束されていないため、柱間のせん断変形が発生し、図-17の最大応答時の変形モード図に示されるようにSWAYモードが支配的となっている。このため、ケース2, 3に対して、ケース4では水平変位は大きく、鉛直変位は小さくなったものと考えられる。地中梁は水平変位を抑制するためには有効であるが、変形モードの変化により、杭の引抜き力が大きくなることに留意する必要がある。

鋼管柱の最大引張ひずみ、最大圧縮ひずみを図-18に、最大変形時のひずみコンターを図-19に示す。ケース1では鋼管柱基部に $-5.77\varepsilon_y$ の大きな圧縮ひずみが発生している。ケース2でも鋼管柱基部にひずみが集中しているが、降伏ひずみを超える程度（ $-1.24\varepsilon_y$ ）に低減している。さらにケース3, 4では降伏以下（ $-0.99\varepsilon_y$, $-0.73\varepsilon_y$ ）に低減した。図-19より、ケース3, 4では、ケース1, 2のよう

な鋼管柱基部への顕著なひずみ集中が消失し、ひずみが鋼管柱から鋼管杭にかけて分散している。また、ケース2, 3, 4で応答値が下がる要因としては、せん断パネルの塑性化に伴う長周期化の影響も考えられる。

各ケースのせん断パネルのせん断応力-ひずみ関係を図-20に、せん断パネルのエネルギー吸収量(kJ)を図-21に示す。エネルギー吸収量は各せん断パネルの履歴ループの面積から算出した。ケース1では全段数において履歴ループが大きく、エネルギー吸収量も大きい。これは鋼管柱基部の塑性化が進行するとともに、せん断パネルのせん断変形が進行しているためと考えられる。ケース1, 2, 3ではそれぞれ中段のパネルが最も大きなエネルギー吸収量を示した。これは、上段のパネルは橋脚天端の梁に、下段のパネルはフーチングや地中梁に拘束されているため、両鋼管の相対変形が小さくなり、せん断パネルの変形が小さくなったものと考えられる。一方、ケース4では、下段のパネルが最も大きなエネルギー吸収量を示し、入力エネルギー自体が大きいケース1を除いて、全体として最も大きなエネルギー吸収量を示した。これは鋼管柱基部がフーチング等により拘束されていないため、両鋼管の相対変形が大きくなったものと考えられる。

図-18 鋼管柱基部の最大ひずみ（ ε_y : 降伏ひずみ）

図-19 最大変形時のひずみコンター図

図-20 各ケースのせん断パネルの応力-ひずみ関係

杭1本あたりの最大引抜き力(kN), 最大押込み力(kN)を図-22に示す。ケース1では最大引抜き力, 最大押込み力ともに最小となる。これは他のケースの4本に比べて, 杭本数が2倍の8本あるため当然の結果といえる。ケース2, 3では最大引抜き力が上限値を超過した。道示V¹⁰では, レベル2地震時に基礎が降伏に達しないことを照査する規定になっている。ここで杭基礎の降伏とは次のいずれかに最初に達する時を目安とされている。(1)全ての杭において杭体が塑性する。(2)一列の杭頭反力押込み支持力の上限値に達する。提案構造についてもこの目安に準じると, 最大引抜き力は上限値に達しているが, 最大押込み力は上限値に達しておらず, レベル2地震時の照査は満足することになる。一方, 最大押込み力ではケース2が最大となった。これはケース2はフーチングがあるにも関わらず, 杭本数が4本と少ないために1本あたりの負担が大きくなったものと考えられる。つまりフーチングを省略することで, 杭の負担が軽減されることが考えられる。

鋼管杭の最大引張りひずみ, 最大圧縮ひずみを図-23に示す。ケース1~3では降伏する杭はなかったのに対して, ケース4では杭体が降伏した(最大値-1.10 ϵ_y)。ケース4と同じ杭基礎一体型のケース3は地中梁を有しているため杭体の負担が軽減されている。よって, 杭体の負担を軽減するために地中梁は有効であると考えられる。また, 図-19よりケース1から4にかけて, 地表面付近における

図-21 せん断パネルのエネルギー吸収量

図-22 杭頭部の最大引抜き力および最大押込み力

拘束効果が小さくなるに従って、杭体の最大ひずみ発生位置が下がる傾向がみえる。点検が困難となる地中部の杭に大きなひずみを発生させることは避けたいことから、鋼管杭の径や板厚の変更、地中梁の設置により損傷位置を地表面付近に誘導するべきであると考えられる。

杭頭部の最大鉛直変位（押し込み、引抜き）、最大水平変位を図-24に示す。最大水平変位はケース1が最も小さく（水平変位0.033m）、ケース2とケース3が同程度（水平変位0.132m）、ケース4が最も大きい（水平変位0.198m）。比較的大きな変位が生じているのは、地盤条件において表層8mの砂質土層の液状化を考慮して地盤反力係数を低減していることによるものである。また、基礎の剛性が小さくなるに従って、杭頭部の変位が大きくなるのがわかる。一方、ケース4に対して、地中梁を有するケース3では変位が抑制されており、地中梁の変位抑制効果が示された。なお、最大鉛直変位については、杭1本あたりの最大引抜き力、最大押抜き力と同様、ケース1で最も小さく、ケース2が最も大きい結果となっている。ケース1で最も小さいのは杭本数が多いため、ケース2が最も大きいのはフーチング重量を杭が負担する必要があるためであると考えられる。

5. 液状化流動力に対する検討

これまでの地震動に対する検討で、提案構造は、フーチングを省略することで、柱と基礎の剛性差の解消による柱基部に集中するひずみの緩和、杭基礎の負担重量の軽減など利点を有していることが示された。また、杭体の発生ひずみの増加、杭頭変位の増加などの不利な点もあるが地中梁の設置などによって抑制できることが示された。ここでは1964年の新潟地震の際、昭和大橋の被災要因のひとつにもなった、地震時に液状化が発生した地盤の流動力に対する検討を行う。

(1) 検討条件

流動力に対する照査モデルを図-25に示す。基礎に作用させる流動力は道示 V^{10} に従い、流動化の影響を考慮する範囲内の液状化層に位置する基礎に、式(1)、(2)による単位面積当りの流動力の影響を作用させる。なお、流動化の影響を考慮する必要のある範囲内の地盤の水平抵抗は考慮しない。

$$q_{NL} = c_s \cdot c_{NL} \cdot K_p \cdot \gamma_{NL} \cdot x \quad (0 \leq x \leq H_{NL}) \quad (1)$$

$$q_L = c_s \cdot c_L \cdot (\gamma_{NL} \cdot H_{NL} + \gamma_L (x - H_{NL})) \quad (H_{NL} \leq x \leq H_{NL} + H_L) \quad (2)$$

図-23 杭頭部の最大ひずみ (ε: 降伏ひずみ)

図-24 杭頭部の最大変位

図-25 流動力に対する照査モデル

表-6 地盤条件

No.	土質名称	層厚 (m)	深度x (m)	液状化区分	γ kN/m ³	受働土圧係数 K _p	q _{NL} kN/m ²	q _L kN/m ²
1	砂質土	2.50	0.00	非液状化層	20.0	3.1236	0	—
			2.50				156.179	—
2	砂質土	5.63	2.50	液状化層	20.0	—	—	15.00
			8.13			—	—	48.78
			8.13			—	—	48.78
3	砂質土	1.50	8.13	液状化層	17.0	—	—	56.43
			9.63			—	—	56.43

表-7 流動力に対する検討ケース

ケース名	ケース5	ケース6	ケース7	ケース8
地中梁の有無	—	—	○	○
流動化の有無	○	○	○	○
慣性力の考慮	—	○	—	○

q_{NL} : 非液状化層中にある構造部材に作用する深さ $x(m)$ の位置の単位面積当りの流動力(kN/m^2)
 q_L : 液状化層中にある構造部材に作用する深さ $x(m)$ の位置の単位面積当りの流動力(kN/m^2)
 c_s : 水際線からの距離による補正係数であり、ここでは1.0とする。
 c_{NL} : 非液状化層中の流動力の補正係数(液状化指数 P_L より算出し1.0とする。)
 c_L : 液状化層中の流動力の補正係数(=0.3)
 K_p : 受働土圧係数
 γ_L : 液状化層中の平均単位体積重量(kN/m^3)
 x : 地表面からの深さ(m)

杭基礎については杭径を流動化に抵抗する面として乗じ、単位深さ当りの流動力とする。また、本検討では全ての杭が分担して流動力に抵抗するものとする。単位深さあたりの流動力を表-6に示す。杭1本あたりの流動力は660kN、地中梁1箇所あたりの流動力は125kNとなる。照査については、道示 V^{10} に従いこの流動力を基礎に作用させ、基礎天端における水平変位が、基礎の降伏に達する時の水平変位の2倍を上回らないことを確認する。

地盤条件を表-6に示す。地震動に対する検討時の地盤条件を基本とし、流動力に対してより厳しい条件となるよう表層2.5mに非液状化層を設けた。

検討ケースは、構造条件として地中梁の有無、および荷重条件として慣性力の有無を考慮し、表-7に示す4ケースとする。なお、道示 V^{10} では、流動力に対する照査の際、慣性力は作用させないが、より厳しい条件での傾向をみるために設計水平震度0.3を付加する場合についても参考ケースとして検討する。

(2) 検討結果

基礎天端の変位を図-26に、変形図(変形倍率10倍)を図-27に示す。検討の結果、流動力のみ作用させたケース5, 7については許容変位を満足する結果となった。これは杭基礎一体型鋼管集成橋脚は、同じ一柱一杭構造であり新潟地震で被害を受けた昭和大橋のような単列のパイルベント構造と異なり、複数列の立体的な組杭構造となっていることから流動方向に対して幾何学的な剛性が確保されていること、また、従来のフーチング基礎よりは剛性が小さくなっているものの、フーチングがない分、流動力を受ける面積が小さくなっているため、流動力自体が小さくなっていることに起因するものと考えられる。一方、流動力に慣性力を付加したケース6, 8では許容変位を超過した。これは流動力に対して、慣性力の作用が大きかったことに起因する。ただし、慣性力を付加したケースにおいても、ケース6と8を比較すると、基礎天端の変位が半分以下に小さくなっており、流動力に対する地中梁の変位抑制効果を確認することができた。

図-26 基礎天端の変位

図-27 変形図(変形倍率10倍)

6. まとめ

本論文は、鋼管集成橋脚の基礎構造の合理化を目指した杭基礎一体型の鋼管集成橋脚を提案し、解析的手法を用いて従来のフーチング形式と比較することで構造成立性の検討を行った。まず、耐荷力特性および変形性能を把握するために、従来型のフーチングや地中梁の有無をパラメータとした鋼管集成橋脚を対象にプッシュオーバー解析によるケーススタディを行った。次に地震時応答特性を把握するために、時刻歴応答解析によるケーススタディを行った。さらに、本構造の液状化時の流動力に対する抵抗性能について検討を行った。

プッシュオーバー解析からは以下の知見が得られた。

- (1) 荷重-変位曲線より、従来のフーチング形式は初期剛性が大きく、耐荷力も高い。一方、杭基礎一体型の場合は初期剛性が小さく、耐荷力も低い。せん断パネルの降伏発生時点から鋼管が降伏に至るまでに余裕があるため、せん断パネルのエネルギー吸収効果による鋼管の損傷度の低減が期待できる。

時刻歴応答解析からは以下の知見が得られた。

- (2) 鋼管柱基部の最大ひずみについて、フーチング形式では鋼管柱基部に集中する(圧縮ひずみ最大5.77%)のに対して、鋼管柱基礎の場合は、基部にひずみが集中することはなく、応答値も低減した。

(圧縮ひずみ最大 0.99 ϵ_s)。鋼管柱基礎では、鋼管柱と基礎の剛性差が解消され、鋼管柱のひずみの集中が回避できた。

- (3) セン断パネルについて、簡易フーチング形式や地中梁形式では下段のセン断パネルのエネルギー吸収量が小さかったのに対して、地中梁を有しない鋼管柱基礎では比較的大きなエネルギー吸収が得られた。簡易フーチングや地中梁を有する場合、地中梁によって鋼管柱基部が拘束され、両鋼管の相対変形が抑制されていたのに対して、地中梁を有しない杭基礎一体型では基部が拘束されていないため下段のセン断パネルも有効に働いている。
- (4) 基礎の最大押込み力は、フーチング形式ではフーチング自身の死荷重が杭基礎に付加されるのに対して、鋼管柱基礎ではフーチングがないため杭基礎への押込み力が軽減される。
- (5) 杭体の最大ひずみはフーチング形式よりも鋼管柱基礎の方が大きくなる傾向を示し、地中梁がない場合はわずかに降伏を超えた(最大圧縮ひずみ 1.10 ϵ_s)。また、鋼管柱基礎の杭体のひずみを抑制するためには地中梁が有効であった。
- (6) 杭頭部の水平変位はフーチング形式よりも鋼管柱基礎形式の方が大きくなる傾向を示した。また、杭体のひずみ同様、地中梁を設けることで杭頭部の水平

変位が抑制された。

- (7) 杭頭部の鉛直変位は簡易フーチングや地中梁があるケースの方が大きな値を示した。簡易フーチングや地中梁があるケースの変形モードが片持ち梁になることで引抜き力が作用したものと考えられる。

液状化流動力に対する検討からは以下の知見が得られた。

- (8) 鋼管柱基礎は液状化流動力に対して必要な抵抗性能を有していることを確認した。鋼管柱基礎の場合は、従来のパイルベント構造より幾何学的剛性が高いこと、また、フーチング基礎よりは剛性が小さくなっているものの、流動力を受ける面積が小さくなっているため、作用する流動力自体が小さくなっていることに起因するものと考えられる。
- (9) 流動力に慣性力を付加したケースの結果から、流動力に対する地中梁の変位抑制効果を確認することができた。

謝辞：本検討については、阪神高速道路株式会社鋼管集成橋脚基礎合理化等検討委員会（委員長：木村亮京都大学大学院教授）の杉浦邦征委員（京都大学大学院教授）、西海健二委員（新日本製鐵株式会社）をはじめとする各位に貴重なご意見を頂きました。ここに深く感謝いたします。

付表-1 概算工費と工期の比較

ケース名	ケースA	ケースB	ケースC	ケースD	ケースE
橋脚	矩形鋼製橋脚	矩形鋼製橋脚	鋼管集成橋脚	鋼管集成橋脚	鋼管集成橋脚
基礎	場所打ち杭 (φ1500mm×9本)	ケーソン基礎 (φ6000mm)	場所打ち杭 (φ1500mm×9本)	ケーソン基礎 (φ6000mm)	鋼管柱基礎 (φ1400mm-φ1200mm×4本)
構造図					
概算工費					
橋脚	86,800 (千円)	86,800 (千円)	64,000 (千円)	64,000 (千円)	47,250 (千円)
基礎工	40,030 (千円)	62,330 (千円)	40,030 (千円)	62,330 (千円)	34,600 (千円)
合計	126,830 (千円)	149,130 (千円)	104,030 (千円)	126,330 (千円)	81,850 (千円)
比率	(1.0)	(1.18)	(0.82)	(1.0)	(0.65)
工期					
橋脚	3.0 (ヶ月)	3.0 (ヶ月)	3.0 (ヶ月)	3.0 (ヶ月)	3.0 (ヶ月)
基礎工	5.0 (ヶ月)	11.6 (ヶ月)	5.0 (ヶ月)	11.6 (ヶ月)	0.3 (ヶ月)
合計	8.0 (ヶ月)	14.6 (ヶ月)	8.0 (ヶ月)	14.6 (ヶ月)	3.3 (ヶ月)
比率	(1.0)	(1.83)	(1.0)	(1.83)	(0.41)
備考					柱-杭接合の工費・工程は除く

付録 経済性と工期の比較

鋼管柱基礎の経済性と工期について検討するために、単柱式橋脚を対象に試設計を行った。付表-1に矩形断面の鋼製橋脚とフーチング（場所打ち杭）およびケーソン基礎をそれぞれ組合せたA, Bの2ケース、鋼管集成橋脚とフーチング（場所打ち杭）、ケーソン基礎、鋼管柱基礎をそれぞれ組み合わせたC, D, Eの3ケース、計5ケースの概算工費と工期の比較を示す。矩形断面の鋼製橋脚とフーチング（場所打ち杭）のケースAに対して、ケースEの鋼管柱基礎は、既製品であるスパイラル鋼管を主部材としていること、フーチング、アンカーフレームがないことなどの理由により、概算工費において65%に縮減、工程において41%に短縮される。また近接構造物などにより土地利用に制約があり、フーチングによる杭基礎構造が採用できない場合、従来であれば工事金額が高く、工期も長期化するケーソン基礎を採用せざるを得なかったが、一体型の杭基礎であれば狭隘なスペースでも工費を抑え、工期を短縮することが可能である。また、ここでは考慮していないが、用地取得費の縮減も期待できる。なお、ケースEの鋼管柱基礎は、柱と杭の接合部の工費と工期は含んでいない。

参考文献

- 1) 金治英貞, 鈴木英之, 野中哲也, 馬越一也: 履歴型ダンパー付鋼管集成橋脚の損傷制御構造に関する基礎的研究, 土木学会構造工学論文集, Vol.50A, pp.559-566, 2004.
- 2) 金治英貞, 米谷作記子, 林 訓裕, 豊島 径, 西海健二: 鋼管集成橋脚の縮小モデル載荷試験による力学的特性と設計妥当性の検討, 土木学会鋼構造論文集, 第13巻第49号, pp.11-24, 2006.
- 3) 西海健二, 豊島 径, 金治英貞, 林 訓裕: 鋼管集成橋脚における接続部のエネルギー吸収性能に関する実験的研究, 第9回地震時保有水平体力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.25-28, 2006.
- 4) 篠原型二, 金治英貞, 鬼木浩二, 杉浦邦征: 履歴型ダンパー機能を有する鋼管集成橋脚の地震応答特性, 土木学会論文集C(地圏工学), Vol. 69, No. 3, 312-325, 2013.
- 5) 金治英貞, 篠原型二: 損傷制御設計を用いた鋼管集成橋脚の開発とシミュレーション技術, 土木学会第15回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集, 2012.8.
- 6) Shinohara, M., Kanaji, H., Kosaka, T. and Imai, T. : Design and Construction of Highway Viaduct Supported by New Steel Pipe Integrated Pier with Shear Link, 9th German-Japanese Bridge Symposium, 2012.9.
- 7) 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弾塑性有限要素解析, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.1041-1053, 2010.3.
- 8) 桜井誠一: 新旧土木構造物の基礎—昭和と大橋—, 土と基礎, 21-6, pp.39-43, 1973.6.
- 9) 小長井一男: 地中構造物の耐震設計, 地質ニュース, 432号, pp.72-76, 1990.8.
- 10) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2002.
- 11) 高橋泰彦, 品部裕児: セン断降伏型薄鋼板の復元力特性に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, No.494, pp.107-114, 1997.4.
- 12) 井上一郎, 金治英貞: 低降伏点鋼, 橋梁と基礎, pp.29-32, 2005.8.
- 13) 天野麻衣, 葛西 昭, 宇佐美勉, 葛 漢彬, 岡本真悟, 前野 裕文: コンクリート部分充填鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する実験的及び解析的研究, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.179-188, 1998.
- 14) (財)鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼とコンクリートの複合構造物, 2002.12.
- 15) (社)日本鋼構造協会・鋼橋の性能照査型設計対応研究委員会・鋼橋の耐震性部会: 鋼橋の耐震性能設計の基本と応用, 2002.
- 16) (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, 1999.10.
- 17) (社)日本道路協会: 杭基礎設計便覧, 2007.1.
- 18) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, 2002.
- 19) (株)耐震解析研究所: SeanFEM Ver.1.22 理論マニュアルと検証, 2007.

(2012.9.14 受付)

A PROPOSAL OF A BRIDGE COLUMN INTEGRATED BY MULTIPLE STEEL PIPES WITH DIRECTLY-CONNECTED PILES AND A SEISMIC RESPONSE ANALYSIS

Masatsugu SHINOHARA, Hidesada KANAJI, Kouji ONIKI and Makoto KIMURA

We proposed the bridge column integrated by multiple steel pipes and connected directly to piles with and without a footing in order to design a rational foundation of the proposed column. We compared a seismic response characteristic of the conventional substructure with a footing and proposed substructures, to reveal their characteristics and feasibility. As result of a case study by a pushover analysis and seismic response analysis, proposed substructures have advantages of a strain reduction of piles by a strain decentration at footing point. In addition, reduction in footing weight contributes to decrease pile strain in case of no footing. On the other hand the proposed substructure has the disadvantage of an increase in a strain of a pile and a displacement of piles. But it was revealed that a strain of piles decrease by using the beam in the ground. At the end, this study showed the proposed substructure has a sufficient seismic performance against lateral soil movement.