

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

Three-dimensional finite element analysis on static lateral resistance characteristics of steel pipe pile foundation supporting integrated column by multiple steel pipes

磯部公一*, 木村 亮**, 大塚 悟***, 秋山耕士郎****

Koichi Isobe, Makoto Kimura, Satoru Ohtsuka and Kohshiro Akiyama

*工博, 長岡技術科学大学助教, 環境・建設系 (〒940-2188 新潟県長岡市上富岡町 1603-1)

**工博, 京都大学教授, 産官学連携センター (〒615-8520 京都市西京区京都大学桂)

***工博, 長岡技術科学大学教授, 環境・建設系 (〒940-2188 新潟県長岡市上富岡町 1603-1)

****工修, 長岡技術科学大学大学院, 建設工学専攻 (〒940-2188 新潟県長岡市上富岡町 1603-1)

The integrated column by multiple steel pipes has been proposed based on damage control design in the previous research. This structure intends to lead seismic damage into shear panels that connect each steel pipe. Shear panels are built up by low yield stress steel which has hysteretic energy dissipation property. They work to reduce the acceleration and displacement response of the column. In this paper, an innovative steel pipe pile foundation, in which each steel pipe of the column is supported by a connected steel pipe pile without a footing, is proposed as the rational foundation for the column. The static lateral resistance characteristics are investigated by three-dimensional finite element analysis considering superstructure-foundation-ground interaction.

Key Words: damage control, integrated column by multi steel pipes, shear panel, efficiency of pile group, FEM

キーワード: 損傷制御, 鋼管集成橋脚, せん断パネル, 群杭効率, 有限要素解析

1. はじめに

阪神大震災以降, コンクリートを部分的に充填することで鋼製橋脚の耐震性能を向上させる方法の有効性が実証され, 多くの新設鋼製橋脚に採用されている. 例えば, 橋脚の合理化構造として橋脚に安価な鋼管を用いたコンクリート充填鋼管柱による多柱式合成橋脚¹⁾や, 架け替え工事において4本の鋼製柱を複数のせん断パネルにより接合し, せん断パネルの安定した弾塑性挙動を履歴型ダンパーとして機能させて主塔の応答を低減させたサンフランシスコ・オークランドベイブリッジ東橋の主塔²⁾などがある. また, ラーメン面内に限定し, 極軟鋼を鋼製ラーメン橋脚の矩形断面の中間梁に用いて, 中間梁をダンパー部材として機能させることで耐震性能を向上させた事例³⁾もある.

これらの研究事例を踏まえ, 図-1に示す低コストの既製鋼管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柱構造(鋼管集成橋脚と呼称)が提案されている⁴⁾. この工法は, 安価な材料, 鋼材履歴減衰の有効利用, アンカーフレームの省略等をもとに考え出された構造であり, 死荷重, 活荷重の鉛直荷重を受けもつ主部材と地震力等の水平荷重対応の二次部材を用いる損傷制御設計を適用している. これまで, 鋼管集成橋脚構造に関する実物大模型実験および数値解析により, 橋脚としての適用性に関する研究^{4)~6)}が進められてきた. その結果として, 損傷制御設計の考え方により, 鋼管の損傷を抑制し, それらを拘束するせん断パネルに履歴型ダンパーを期待する構造系が成立し, 脚高が高い従来型鋼製橋脚と同等の基本性能を有すること, せん断パネルの履歴減衰により主部材である鋼管基部の累積履歴エネルギーを大きく低減しうることが明らかにされている. しかしながら, さらに合理的に橋梁全体を設計するためには, 基礎部分についても鋼管集成橋脚に適した構造形式を検討する必要がある.

本研究では、鋼管集成橋脚の合理的な基礎構造として、フーチングを配さず鋼管柱それぞれを1本の杭基礎により直接支持する上下部、基礎工一体構造（鋼管柱基礎と呼称）を提案し、その適用性を数値解析により検証する。数値解析には、上部工、下部工、基礎を一体系として計算でき、群杭効率をはじめとする杭基礎の力学挙動を適切に表現できる三次元弾塑性有限要素解析コード DGPIL-3D^{7~9)}を用いる。特に、杭間隔と水平抵抗との関係、上下部、基礎工一体構造として計算した際の鋼管柱基礎の群杭効率に着目した。また、より高い水平抵抗を有する基礎構造形式を模索するために、柱と杭の接合部（GL.0 m）にも地中せん断パネル、地中梁を設けた解析を実施した。比較のために、従来の群杭基礎と同様にフーチングを設置した解析ケースも実施した。

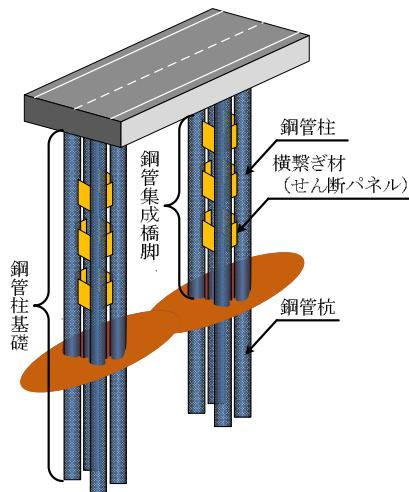


図-1 鋼管集成橋脚および鋼管柱基礎構造の概略図

2. 解析検討事例の概要

解析検討事例は、図-2(a)に示す砂層と粘土層の互層地盤上の鋼管柱基礎である。鋼管集成橋脚は、4本の鋼管柱と3層4組のせん断パネルで構成されており、杭体は鋼管ソイルセメント杭としている。橋梁構造の概要および諸元を図-2(b), (c)に示す。せん断パネルの設置段数や設置高さなどの構造諸元は、橋脚部のみをモデル化した実大模型実験に対する載荷試験および数値解析により最適な条件として決定したものである。詳細は文献4)~6)を参照されたい。

3. 三次元有限要素解析の概要

3.1 鋼管集成橋脚および鋼管ソイルセメント杭のモデル化

本解析では、鋼管柱は非線形梁要素で、せん断パネルは非線形梁要素と非線形ばね要素を3方向に配置することでモデル化した。梁要素の非線形モデルには、コンクリート充填の有無に関係なく、軸力変動を考慮しない全塑性モーメントを折れ点としたバイリニア型の $M-\phi$ 関係

を用い、コンクリート充填による効果は曲げ剛性、断面剛性のみに反映させた。モデル化の概略を図-3に示す。鋼管ソイルセメント杭には、Zhang et al.^{7~9)}により提案されたハイブリッド要素を用いた。ハイブリッド要素とは、梁要素では体積を持たない線要素であるために、地盤〜杭〜地盤の相互作用を適切に考慮することができない欠点を補うために提案されたモデルである。図-4(a)にモデル化の概要を示す。このモデルを使用する際に重要となるのが、梁要素とコラム要素のヤング率の配分である。杭の変形性能や杭部分のコラム要素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^{7~9)}。鋼管ソイルセメント杭のパラメータ決定方法を図-4(b)に示す。また、非線形梁要素の $M-\phi$ 関係には鋼管柱と同様に軸力変動を考慮しない全塑性モーメントを折れ点としたバイリニア型を用い(図-4(c)参照)、コンクリート充填による効果は曲げ剛性、断面剛性のみに反映させた。鋼管集成橋脚、鋼管ソイルセメント杭の諸元と解析パラメータを表-1~3に示す。横繫ぎ材、地中梁、上部構造は剛な弾性梁でモデル化した。

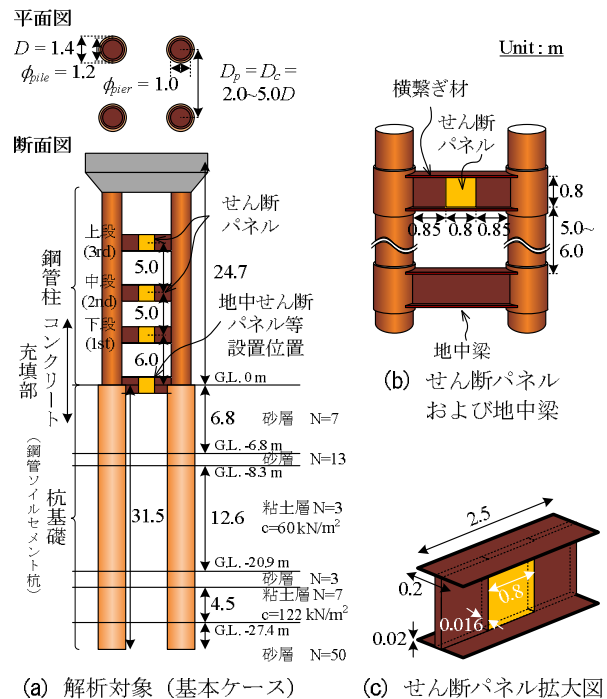


図-2 解析検討事例（構造諸元と地盤構成）

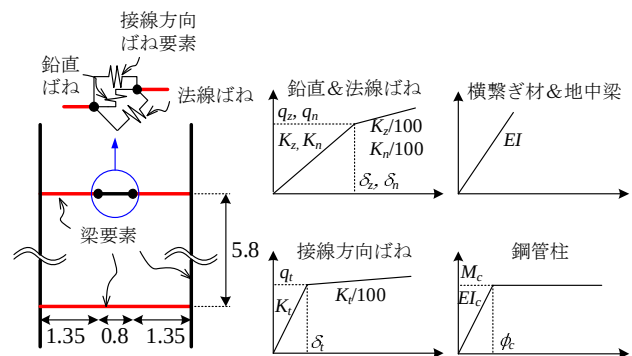


図-3 鋼管集成橋脚のモデル化

3.2 周辺地盤のモデル化

地盤の構成モデルは中井らによる t_{ij} モデル¹⁰⁾を用いた。本モデルは、修正応力 t_{ij} の導入により中間主応力の影響、ひずみ増分方向の応力経路依存性、塑性仕事相当量をひずみ硬化パラメータに用いることで正負のダイレイタンス特性を適切に考慮できる特徴を有する。解析に用いるパラメータは表-4に示すポアソン比、密度、初期間隙比、破壊時の主応力比 R_f 、応力～ダイレイタンスパラメータ D_f 、圧密指数 C_p 、膨潤指数 C_e である。これらは三軸試験や圧密試験によって決定できるが、解析対象となる地盤ではパラメータの設定に十分なデータが揃っていないため、変形係数 E_0 、ポアソン比 ν 、粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ のみでパラメータを設定できる **Drucker-Prager** モデルを用いて拘束圧一定三軸試験の数値実験を行い、その応力～ひずみ関係の初期勾配と破壊時の主応力比が一致するようにパラメータ C_p 、 C_e 、 R_f を決定した。また、他のパラメータは文献¹¹⁾の値を準用した。また、地盤の初期応力は静止土圧係数 k_0 に基づい

て与え、杭体と周辺地盤の境界面にはジョイント要素などの特別な処置は施さず、地盤の構成式とハイブリッド要素により杭～地盤の相互作用を表現した。

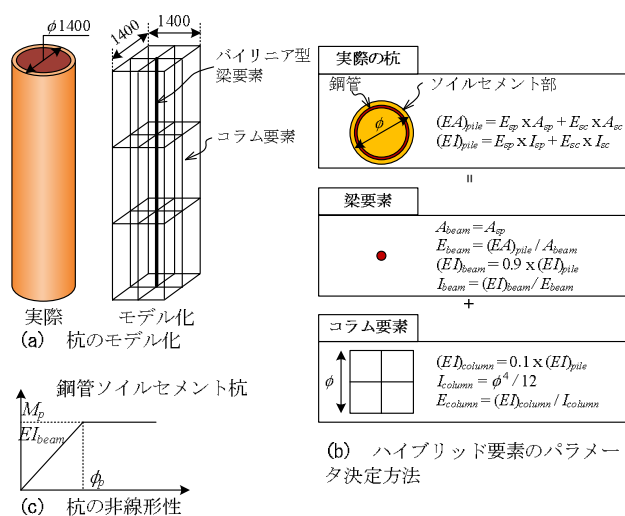


図-4 鋼管ソイルセメント杭のモデル化⁷⁻⁹⁾

表-1 鋼管柱（非線形梁要素）に関するパラメータ

	径	肉厚	ヤング率	断面積	断面二次モーメント	断面剛性	曲げ剛性	全塑性モーメント
	D	t	E	A	I	EA	EI	M_c
	m	mm	kN/m ²	m ²	m ⁴	kN	kN-m ²	kN-m
コンクリート充填無	1.0	25	2.0×10^8	0.31	0.009	6.1×10^7	1.8×10^6	5.7×10^3
コンクリート充填有	1.0	25	4.0×10^8	0.31	0.007	1.2×10^8	2.7×10^6	5.7×10^3

表-2(a) せん断パネル（非線形ばね要素）に関するパラメータ

降伏せん断応力	せん断剛性	長さ	幅	高さ	断面積	降伏せん断力	鉛直／法線ばね定数	鉛直／法線降伏変位	接線方向降伏荷重	接線方向ばね定数	接線方向降伏変位
τ_y	G	a	b	h	A	q_s, q_n	K_s, K_n	δ_s, δ_n	q_t	K_t	δ_t
kN/m ²	kN/m ²	m	m	m	m ²	kN	kN/m	mm	kN	kN/m	mm
1.2×10^3	7.7×10^7	0.8	0.016	0.8	0.013	1.7×10^3	1.2×10^6	1.3	2.7×10^3	5.2×10^6	0.52

表-2(b) 横繋ぎ材および地中梁（弾性梁要素）に関するパラメータ

フランジ厚さ	フランジ幅	ウェブ厚さ	ウェブ高さ	長さ	ヤング率	断面積	断面二次モーメント
t_f	B_f	t_w	h_w	l	E	A	I
m	m	m	m	m	kN/m ²	m ²	m ⁴
0.02	0.2	0.016	0.8	2.5	2.0×10^8	0.008	1.4×10^{-3}

表-3 鋼管ソイルセメント杭（ハイブリッド要素）に関するパラメータ

		形状	径	肉厚	ヤング率	断面積	断面二次 モーメント	断面剛性	曲げ剛性	全塑性 モーメント
		-	D	t	E	A	I	EA	EI	M_p
		-	m	mm	kN/m ²	m ²	m ⁴	kN	kN・m ²	kN・m
鋼管ソイル セメント杭	梁要素	●	1.4	22	2.1x 10 ⁸	0.33	0.013	6.8 x 10 ⁷	2.6 x 10 ⁶	7.4 x 10 ³
	コラム要素				9.1 x 10 ⁵	1.96	0.32	1.8 x 10 ⁶	2.9 x 10 ⁵	-
鋼管ソイル セメント杭 コンクリート 充填部	梁要素	●	1.4	22	4.9 x 10 ⁸	0.33	0.009	1.6 x 10 ⁸	4.3 x 10 ⁶	7.4 x 10 ³
	コラム要素				1.5 x 10 ⁶	1.96	0.32	2.9 x 10 ⁶	4.8 x 10 ⁵	-

表-4 土質パラメータ¹¹⁾

N値	層厚	単位 体積重量	変形 係数	低減 係数	内部 摩擦角	粘着力	静止 土圧係数	ポアソン比	初期 間隙比	破壊時 主応力比	圧縮係数	膨脹係数	tij-modelの 土質パラメータ			
<i>N</i>	<i>H</i>	<i>γ</i>	<i>E₀</i>	<i>De</i>	<i>φ</i>	<i>c</i>	<i>K₀</i>	<i>ν</i>	<i>e₀</i>	<i>R_f</i>	<i>C(λ)</i>	<i>Ce(κ)</i>	<i>α</i>	<i>D_f</i>	<i>m</i>	
-	m	kN/m³	kN/m²	-	deg	kN/m²	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
砂質土(S1)	7	6.8	20.0	3000	0.167	25.0	0.0	0.55	0.3	0.88	2.46	0.38	0.30	0.85	-0.2	0.3
砂質土(S2)	13	1.5	17.0	6800	0.333	29.0	0.0	0.55	0.3	0.88	2.88	0.04	0.03	0.85	-0.2	0.3
粘性土(C1)	3	12.55	16.0	3500	1.0	0.0	60.0	0.62	0.3	0.88	1.61	0.02	0.01	0.70	-	-
砂質土(S3)	3	1.95	17.0	2000	1.0	22.0	0.0	0.55	0.3	0.88	2.20	0.05	0.035	0.85	-0.2	0.3
粘性土(C2)	7	4.5	16.4	8300	1.0	0.0	122.0	0.54	0.3	0.88	1.64	0.02	0.01	0.70	-	-
砂質土(S4)	50	8.3	20.0	28000	1.0	39.0	0.0	0.5	0.3	0.88	4.40	0.0028	0.025	0.85	-0.2	0.3

3.3 解析条件, 解析ケース

本解析では, 鋼管柱基礎の杭間隔の違いが及ぼす水平抵抗特性, 群杭効率への影響を検証する. 基本ケースは, 杭間隔 D_p を杭径 $D (= 1.4 \text{ m})$ の 2.5 倍とし, 鋼管柱高さ h を 24.7 m , 鋼管柱および鋼管杭に充填するコンクリートの高さ h_c を $2h/3 (= 17.0 \text{ m})$ に設定した. セン断パネルは 4 枚 1 組を深度方向に 3 段設置した.

本研究では, 杭間隔の水平抵抗特性に及ぼす影響を把握するために, 鋼管柱高さを一定とし, 杭間隔を $2.0 D$, $2.5 D$, $3.0 D$, $3.5 D$, $4.0 D$, $5.0 D$ と変化させたケースを解析した (表-5(a)参照). セン断パネルの設置高さやサイズなどの構造諸元は全ケースで統一した. また, より高い水平抵抗を有する構造を模索する目的で, 杭間隔 $2.5 D$ のケースに対し, 地中セン断パネル (地表面にセン断パネルを 1 段追加), 地中梁 (地表面にセン断パネルの代わりに梁を追加), フーチング (地表面にセン断パネルの代わりにフーチングを追加) を設置したケースについても検討を行った (表-5(b)参照). なお, 地中梁は剛な弾性梁要素でモデル化し, パラメータは横繫ぎ材に使用した値を用いた. フーチング (幅 $5.0 \text{ m} \times$ 奥行き $2.5 \text{ m} \times$ 深さ 1.0 m) は剛な弾性体ソリッド要素でモデル化し, 表-6 に示す値を用いた.

図-5 に示す通り, 解析領域は, 構造物と载荷荷重の対称性を考慮し半断面領域とした. 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する. 荷重は, 各ケースとも上部工の重量 4400 kN に加え, 桁部, 鋼管柱部の重量を鉛直荷重として橋脚天端に与えた. その後, 水平荷重を各部材の質量に応じて橋脚天端ならびに柱をモデル化した梁要素の両端節点にレベル 2 地震動 (タイプ I, III 種地盤) の設計水平震度 $k_h = 1.0$ まで载荷した. なお, 水平震度 $k_h = 0.3$ がレベル 1 地震動に対する設計水平震度となる¹²⁾.

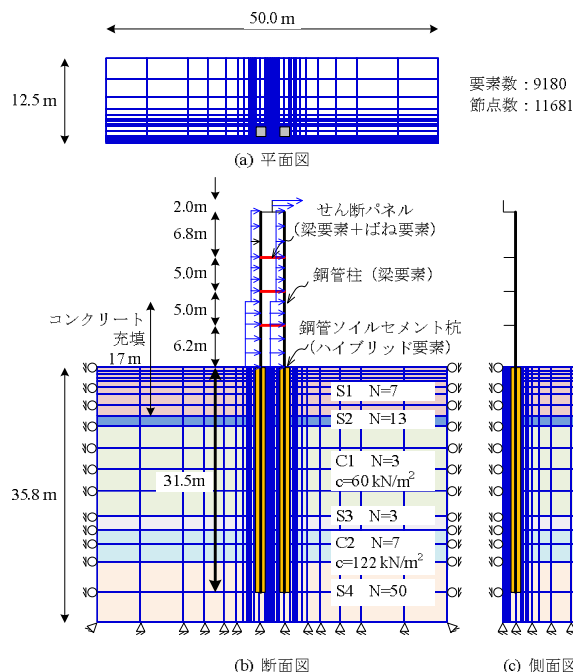


図-5 基本ケースで用いた解析メッシュ (2.5D)

表-5(a) 杭間隔の影響を検討するケース

ケース名	杭間隔 D_p	柱間隔 D_c	基礎幅 B	柱高さ h	縦横比 B/h	セン断 パネル段数	模式図
2.0 D	2.0 D	2.0 D	3.0 D	24.7 m	0.17	3	
2.5 D	2.5 D	2.5 D	3.5 D		0.20		
3.0 D	3.0 D	3.0 D	4.0 D		0.23		
3.5 D	3.5 D	3.5 D	4.5 D		0.26		
4.0 D	4.0 D	4.0 D	5.0 D		0.28		
5.0 D	5.0 D	5.0 D	6.0 D		0.34		

表-5(b) 地中パネル, 地中梁の効果を検討するケース

解析 ケース	地中パネル Panel	地中梁 Beam	フーチング Footing
模式図			
D_p	2.5 D		
D_c	2.5 D		
B	3.5 D		
h	24.7 m		
B/h	0.20		
パネル 段数	4	3	3

表-6 フーチングに関するパラメータ

幅	奥行き	厚さ	ヤング率	ポアソン比
w_f	L_f	H_f	E	ν
m	m	m	kN/m^2	-
5.0	2.5	1.0	2.0×10^8	0.17

4. 静的水平抵抗特性の評価

図-6に杭頭および橋脚天端における水平震度と水平変位の関係を示す. 本解析では, 鋼管柱基礎および鋼管集成橋脚の水平変位は杭径で規準化した値 $\delta / D \times 100 [\%]$, 载荷水平荷重は上下部工死荷重で除した値である水平震度 k_h として表記する. 図より, 杭頭, 橋脚天端ともに杭間隔が増加するほど, 水平抵抗は増大することが分かる. また, 杭頭に対し橋脚天端の変位量が相対的に大きい. 各ケースの荷重～変位関係には, 2つの折れ点の存在が確認できる. それぞれの折れ点は, セン断パネル, 杭体の降伏に起因すると考えられる. 詳細な検討は後述の各部材の降伏順序で説明する.

次に, 図-6(b), (c)の杭頭の荷重～変位関係の結果をもとに, 鋼管柱基礎の杭間隔縮小による群杭効率を図-7に示す. 通常, 群杭効率は, (1)式を用いて単杭に対する群杭1本あたりの荷重低減率で表す.

$$e_f = \frac{P_g}{n \times P_s} \quad (1)$$

ここで, e_f : 群杭効率, P_g : 群杭の水平荷重[kN], P_s : 単

杭の水平荷重[kN], n : 杭本数

しかしながら、本研究では鋼管柱基礎と鋼管集成橋脚の上下部工、基礎工を区別せず一体構造として解析を実施しているため、上下部工、特に柱間隔やせん断パネルの影響が解析結果に反映される。ゆえに、上下部工を考慮しない（できないと表現する方が正しい）単杭に対する荷重低減率では適切に群杭効率を評価できないと判断し、一般的に群杭効果がほとんど現れないとされる杭間隔が5.0 D の水平抵抗力に対する低減率として評価することとした¹²⁾。また、変位レベルに応じて低減率も変化するため¹²⁾、工学的に弾性挙動範囲内と判断される杭頭1% D 変位時と第2折れ点後の杭頭20% D 変位時で比較した。図中に、道路橋示方書においてレベル2地震時に対する照査で用いられる群杭効率の取扱い（水平方向地盤反力係数の低減率）を併記する。

これより、第2折れ点後の20% D 変位時の方が、弾性挙動範囲内と考えられる1% D 変位時よりも低減率が大きい傾向が見られる。しかし、いずれも道路橋示方書に記される群杭効率の取扱いよりも大きな値を示す。これらは、上下部工、基礎工を一体として考慮した場合の結果である。そのため、上下部工を考慮せず基礎工のみを対象とした実験結果等により決定されてきた従来の群杭効率の値よりも過小に評価している可能性がある。ゆえに、地盤条件、構造諸元により多少の値の違いはあると考えられるが、少なくとも従来の群杭効率を考慮して地盤反力係数を低減させる設計手法を鋼管柱基礎に適用することに支障はないと考えられる。

図-8, 9に柱、杭に発生する断面力として、曲げモーメントおよび軸力の深度方向分布を示す。ここではレベル1地震動に対する設計震度 $k_h = 0.3$ 載荷時ならびに杭体降伏時で比較する。モーメント分布ではいずれのケースも前列杭の方が後列杭より数パーセントほど大きな値を示すものの、分布形状に有意な差異が見られないことから、図-8には前列杭のみを示す。なお、図中の1st, 2nd, 3rdはせん断パネルの設置高さを表し、1stが下段、2ndが中段、3rdが上段を表す。

図-8より、 $k_h = 0.3$ 載荷時のモーメントの値は杭間隔による影響がほとんど見られない。これは、図-6に示すように、 $k_h = 0.3$ 載荷時では変位量にそれ程大きな差異がないためと考えられる。しかし、杭体が降伏する水平震度では杭間隔が狭いほど小さくなる結果となった。また、G.L. 6.8 mで最大モーメントを示す分布形状ならびに杭体がG.L. 6.8 mで降伏する結果は、杭間隔が異なっても共通していた。

図-9の軸力分布から、 $k_h = 0.3$ 載荷時には杭間隔が狭いほど柱、杭に発生する軸力が大きくなる傾向が見られる。一方、杭体降伏時の変位レベル（第2折れ点付近）は、図-6に示すように各ケースとも同程度にもかかわらず、 $k_h = 0.3$ 載荷時と同様に杭間隔が狭いほど柱、杭に発生する軸力が大きい。図-8の杭体降伏時のモーメント分布

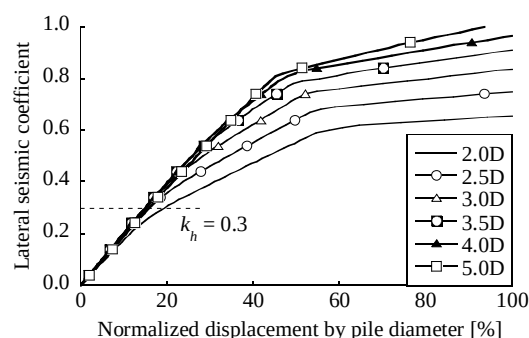


図-6(a) 橋脚天端の荷重～変位関係

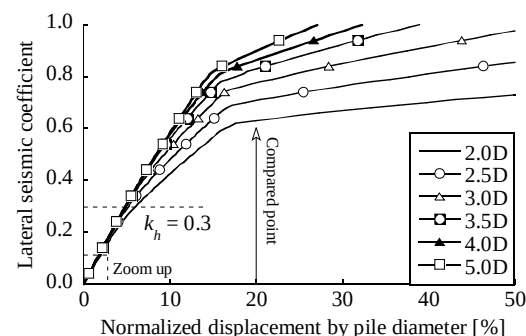


図-6(b) 杭頭の荷重～変位関係

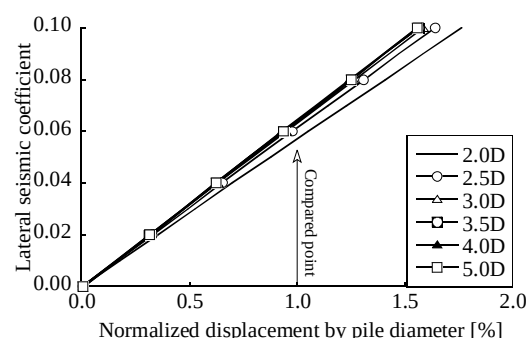


図-6(c) 杭頭の荷重～変位関係の拡大図

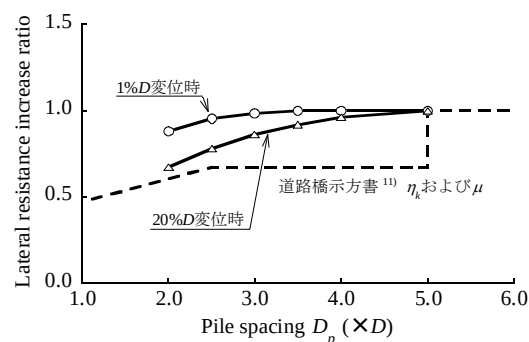


図-7 鋼管柱基礎の群杭効率（水平荷重低減率）

形状ではほとんど差異がないことから、杭間隔の拡大による水平抵抗力の増加は、地中部よりも柱間隔の拡大による上下部構造の水平抵抗力の増加によるところが大きいことが分かる。また、後列杭では杭体降伏時には大きな引張力が発生する。本解析では、杭の引抜けは発生

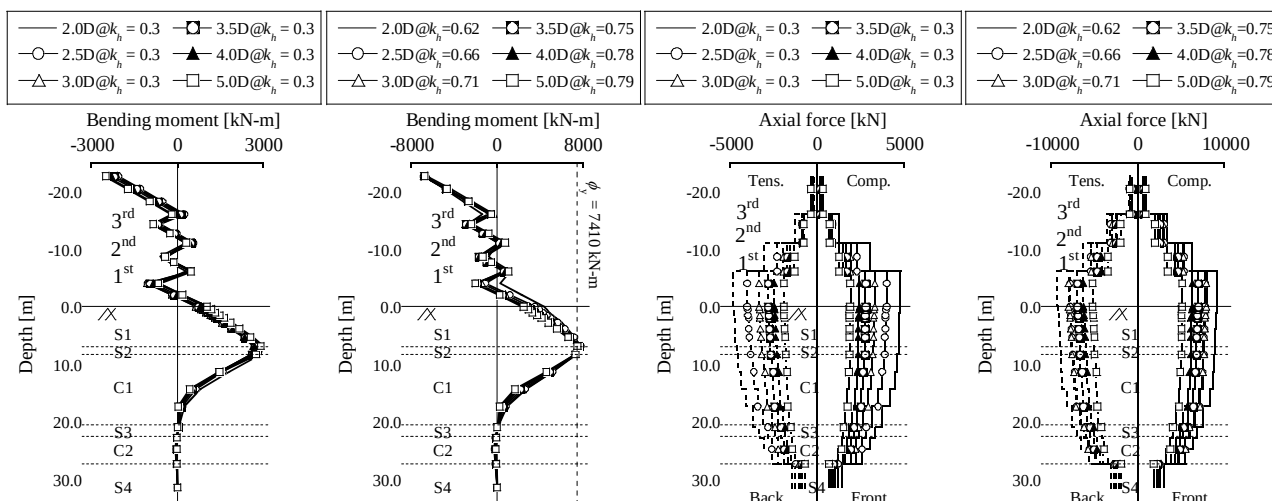


図-8 曲げモーメントの深度方向分布 (前列杭)
(上: $k_h = 0.3$ 載荷時, 下: 降伏モーメント到達時)

図-9 軸力の深度方向分布 (前列, 後列杭)
(上: $k_h = 0.3$ 載荷時, 下: 降伏モーメント到達時)

していないが、引抜き力に対する検討は鋼管柱基礎では重要な課題となる。

図-10でせん断パネル、杭体が降伏する水平震度を比較する。ここで、せん断パネル、杭体が降伏する水平震度とは、せん断パネルをモデル化した鉛直方向のばね要素に発生する力が降伏せん断力に、杭体をモデル化したはり要素に発生する曲げモーメントが全塑性モーメントに達するときの水平荷重である。なお、図中の1st, 2nd, 3rdはせん断パネルの設置高さを表し、1stが下段、2ndが中段、3rdが上段を、pileは杭体を表す。これより、杭間隔が増加するほど、各部材が降伏する水平震度が大きくなるといえる。また、図-6に示した各ケースの荷重～変位関係における第1折れ点は下段せん断パネルが降伏する水平震度に、第2折れ点は杭体の降伏水平震度とほぼ一致している。杭間隔が小さいケースではせん断パネルが下段から上段の順で降伏し、せん断パネル全てが降伏後に杭体が降伏する変形挙動を示した。一方、杭間隔を拡大すると上段のせん断パネルが降伏する前に、杭体が降伏する変形挙動を示した。このことから、杭間隔の差異による変形特性の変化が、せん断パネルならびに杭体の降伏タイミングに影響を及ぼすことが明らかになった。よって、せん断パネルの履歴減衰を有効活用するには、適切な杭間隔を検討する必要があるといえる。

図-11に鋼管柱基礎の水平変位の深度方向分布を示す。ここでは、水平震度 $k_h = 0.3$ 載荷時ならびに、せん断パネル降伏後で杭体降伏前の水平震度 $k_h = 0.6$ 載荷時を比較する。各ケースにおいて、コンクリート充填部と無充填部のほぼ境界にあたり、杭頭から $1/\beta$ (≈ 8.3 m) よりも深い G.L. -10.0 m 以深では水平変位がほとんど見られない。ここで、 β は杭の特性値を表し(2)式により求められる。その逆数 $1/\beta$ は杭の水平抵抗に関与する地盤の深さを意味する。また2.0Dでは、 $k_h = 0.3$ 載荷時にすでに下段、中段のせん断パネルが降伏しているため、他のケースより

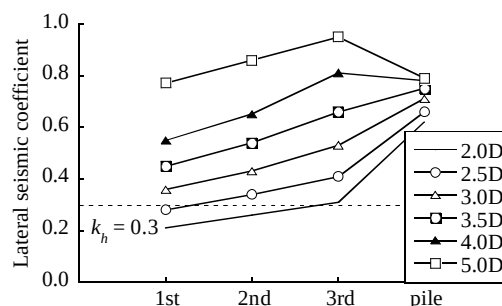


図-10 各部材の降伏水平震度

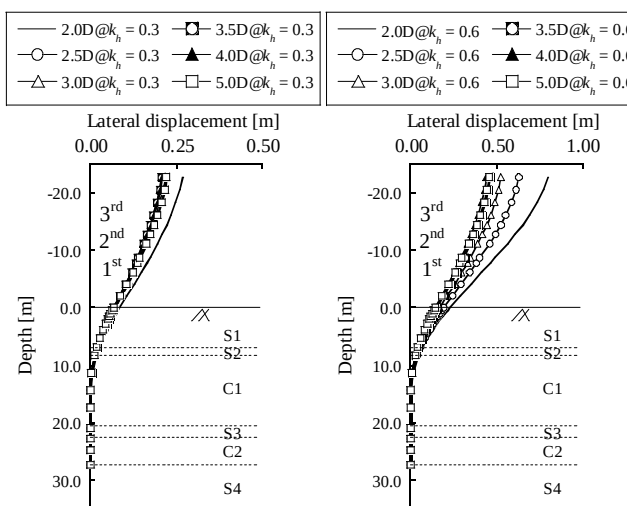


図-11 鋼管柱基礎の水平変位の深度方向分布
(左: $k_h = 0.3$ 載荷時, 右: $k_h = 0.6$ 載荷時)

$$\beta = \sqrt{\frac{k_h D}{4EI}} \quad (2)$$

ここで、 β : 杭の特性値[1/m], k_h : 水平地盤反力係数[kN/m³], D : 荷重作用方向に直行する杭の載荷幅[m], EI : 杭の曲げ剛性[kN-m²]

も水平変位が大きい。その傾向は $k_h=0.6$ 載荷時により顕著であり、せん断パネルの降伏を境に水平変位が増大する傾向を確認できる。

図-12において、前列杭および後列杭の水平荷重分担率を、水平震度 $k_h=0.3$ 載荷時ならびに杭体降伏時で比較する。荷重分担率の算出は、前列、後列杭の杭頭節点(G.L. 0 m)に発生するせん断応力の割合で示す。なお、対称性を考慮すると、均等に荷重分担された場合の1本当たりの分担率は25% (= 100%/4本)となる。この図より、杭間隔が狭くなるほど、また荷重レベル(変位レベル)が大きいほど前列杭の荷重分担率が増加する傾向が見られる。これは、杭と杭の間に存在する地盤の反力が十分に発揮されていないことを表しており、群杭効果の素因である。杭間隔が $5.0D$ の場合でも僅かながら前列杭の分担率が大きく、群杭効果が表れている。そのため、杭間隔 $5.0D$ で標準化した鋼管柱基礎の群杭効率(図-6参照)

はやや過大評価している可能性も残されるが、柱間隔の拡大による上下部構造の水平抵抗力の増加の影響ほど大きいとは考えられない。ゆえに、先述のとおり、従来の群杭効率の適用に問題はないと考える。

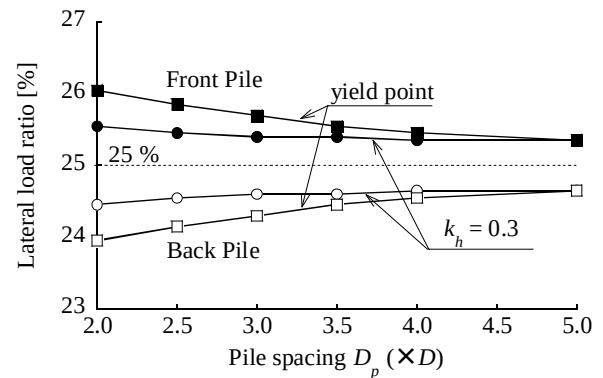


図-12 前列杭、後列杭の荷重分担率

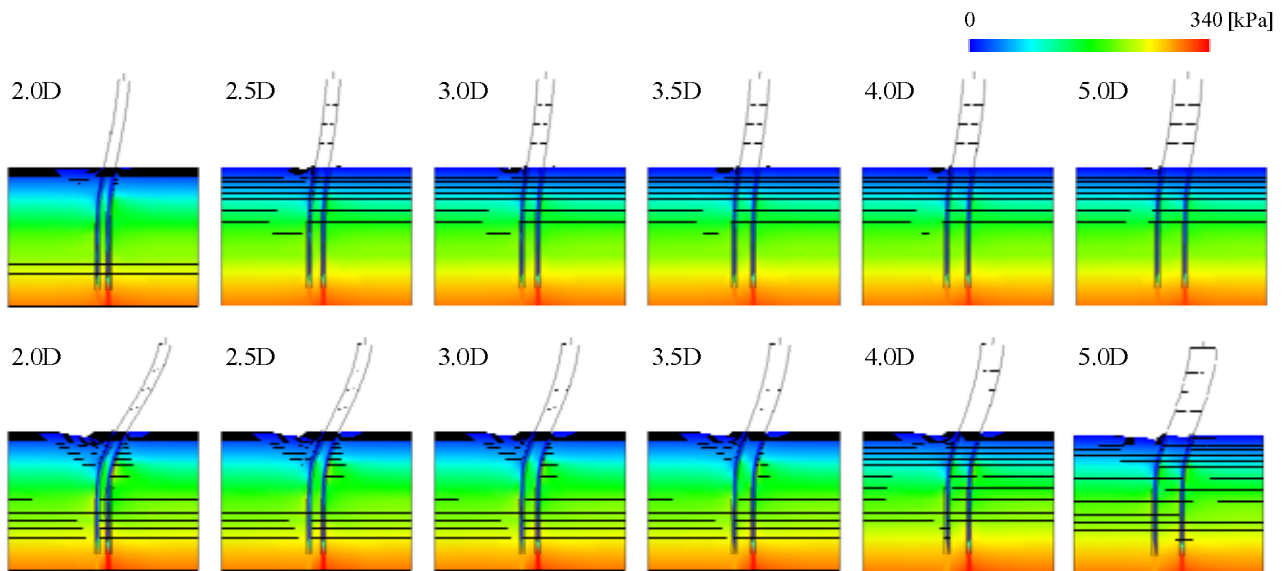


図-13 鋼管柱基礎の変形図と地盤の応力分布図 (σ_x) (上: $k_h=0.3$ 載荷時, 下: $k_h=0.6$ 載荷時, 変形倍率 20 倍)

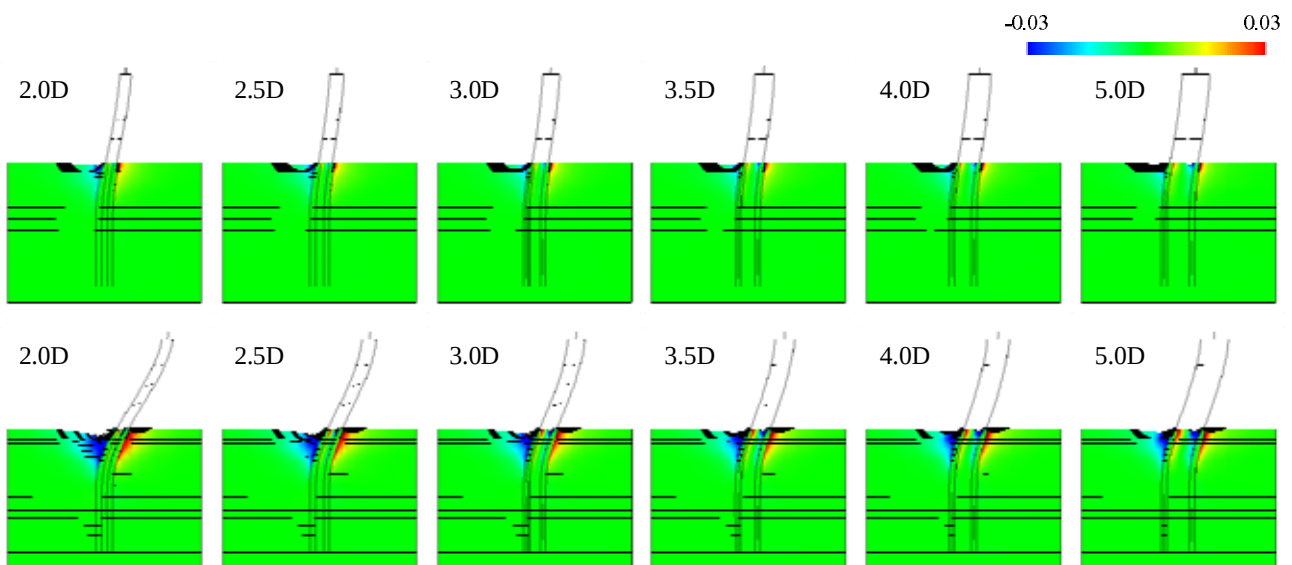


図-14 鋼管柱基礎の変形図と地盤のひずみ分布図 (ϵ_x) (上: $k_h=0.3$ 載荷時, 下: $k_h=0.6$ 載荷時, 変形倍率 20 倍)

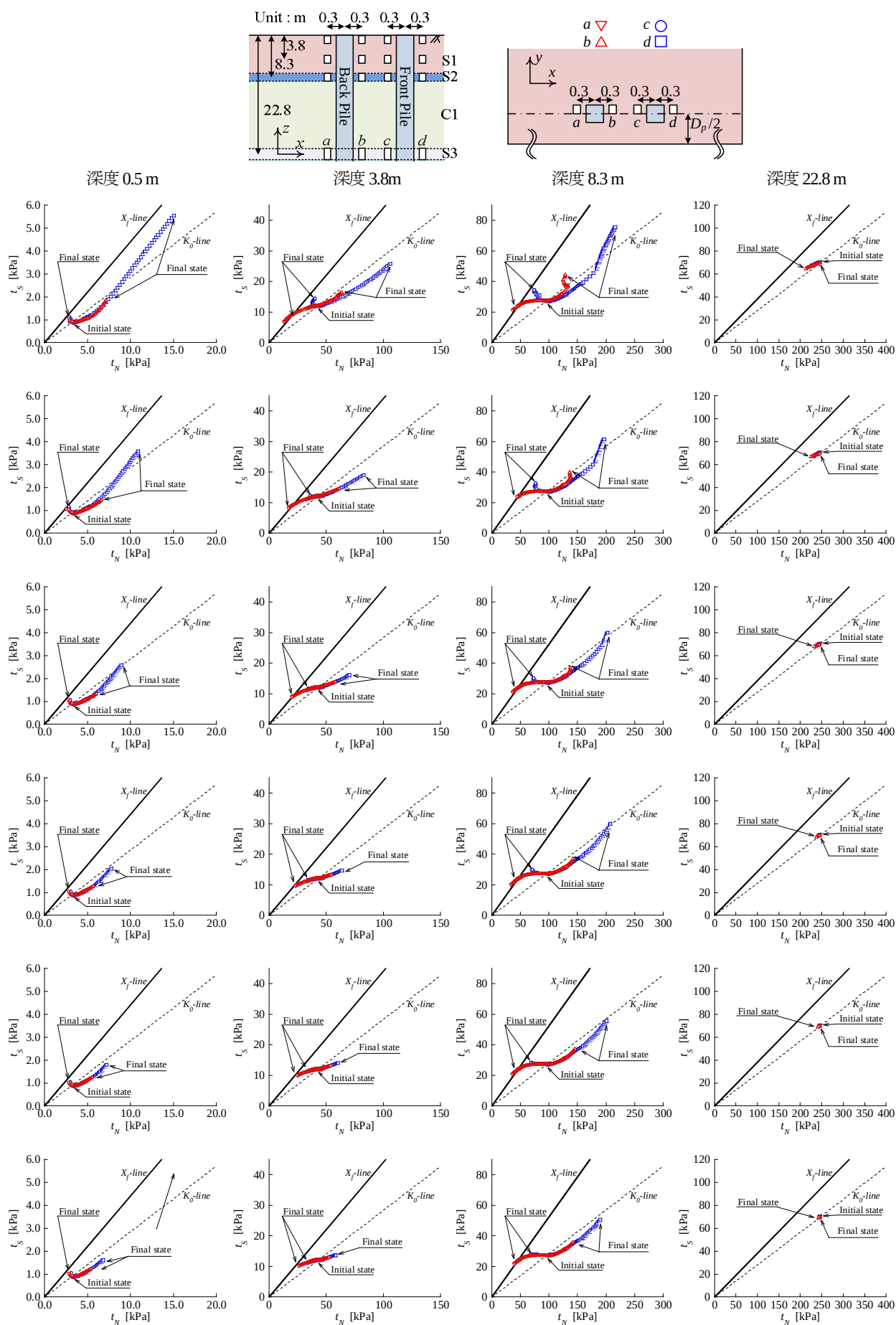


図-15 地盤要素の応力経路（上段から順に 2.0D~5.0D）

図-13, 14において、各ケースの鋼管柱基礎の変形図と、杭の中心を通るx-z断面における地盤の水平方向の垂直応力分布図(σ_x)ならびに水平方向の垂直ひずみ分布図(ε_x)を、 $k_h=0.3$ 載荷時と $k_h=0.6$ 載荷時と比較する。なお、図中の変形倍率は20倍である。

図-13より、杭の載荷方向に対し前面に位置する要素では σ_x の増加が、背面に位置する要素では σ_x の減少が確認できる。また、杭間隔が狭いほど同一荷重における水平変位量は大きいため、その傾向は顕著である。特に、杭間隔が $2.0D$ のケースや $2.5D$ のケースでは、最大曲げモーメント発生深度において大きな σ_x の増加が見られる。

また、図-14の ε_x 分布から、杭間隔が狭いほど杭間にある地盤要素のひずみが小さく、杭間隔が広いほど後列杭の前面にある地盤要素のひずみが大きくなり、前列杭と後列杭の前背面の地盤要素のひずみ分布の差異が減少する。特に、その傾向は $k_h=0.6$ 載荷時で顕著であり、図-12の荷重分担率や図-7の群杭効率の結果で見られた、杭間隔が狭いほど、大変形時ほど前列杭の分担率が増す傾向と一致する。

つづいて、図-15に前後列杭の前背面に位置する地盤要素の応力経路を深度ごとに比較する。同図の横軸には修正応力 t_{ij} ¹⁰⁾の主値 t_i 、空間において t_{ij} の主値ベクトル t_i の空間滑動面に垂直な成分 t_N を、縦軸には空間滑動面に平行な成分 t_s で表記する。地盤応力が図中の X_f -lineに達すると地盤要素は塑性化する。詳細については文献10)を参照されたい。

同図より、全てのケースにおいて、杭背面の地盤応力は図中を左方向(伸張側)に、杭前面の地盤応力を右方向(圧縮側)に移動することがわかる。また、杭がほとんど変形していない深度22.8 mでは地盤の応力変化もほとんど見られない。それに対し、杭の変形量が大きな地表面から深度8.3 mまでの地盤の応力変化は著しく、後列杭の背面地盤では地表面から深度8.3 mまで伸張側で塑性化している。塑性化に至るまでの経路は、載荷初期では大きな差異は見られない。しかし、載荷荷重が大きくなると、特に最大曲げモーメント発生深度付近の深度8.3 mでは、杭の前面地盤要素が杭体の降伏を境に応力経路が大きく変化する。その傾向は後列杭よりも前列杭において、また杭間隔が狭いほど顕著である。さらに、杭間隔が狭い $2.0D$ や $2.5D$ のケースでは、前列杭の背面地盤の応力経路は伸張側から圧縮側に変化しているが、杭間隔が広いケースではその傾向は見られない。これからも杭間隔が狭いケースほど後列杭による影響が大きいといえる。

5. 杭頭結合構造の効果

本節では、水平抵抗をさらに改善させるための鋼管柱基礎構造として、地中せん断パネル、地中梁、フーチングを柱と杭の接合部(GL. 0 m)に設置した場合の効果を検証する(表-5(b)参照)。

図-16に杭頭および橋脚天端における水平震度と水平変位の関係を示す。杭頭変位では、地中せん断パネル、地中梁、フーチングを設置するほど第2折れ点が発生する水平震度が大きい。特に、地中梁、フーチングのケースで効果が著しい。それに対し、橋脚天端の水平変位の増大が、杭体が降伏していない地中梁、フーチングのケースでも見られる。ゆえに、地中せん断パネル等を柱と杭の接合部に設置する構造は、杭頭の変位抑制には効果的であるが、橋脚天端の変位抑制にはそれほど効果的ではないことが分かる。その要因を次のモーメント分布図で説明する。

図-17, 18に柱、杭に発生する断面力として、曲げモーメントおよび軸力の深度方向分布を示す。先述の図-8, 9と同様に、レベル1地震動に対する設計震度 $k_h=0.3$ 載荷時ならびに杭体降伏時で比較する。

図-17より、 $k_h=0.3$ 載荷時のモーメントの値は地中せん断パネル、地中梁、フーチングの設置により抑制され、杭体の降伏水平震度も増加、もしくは杭体自体が降伏に達しないことが分かる。しかしながら、降伏モーメント到達時の分布を見ると、柱と杭の接合部のモーメント値が大きく、応力集中している。そのため、柱と杭の接合部(柱基部と呼称)で降伏し、橋脚天端の水平変位の抑制に繋がらなかったものと考えられる。

一方で、図-18の軸力分布では地中せん断パネル、地中梁、フーチングの設置による変化はあまり見られない。

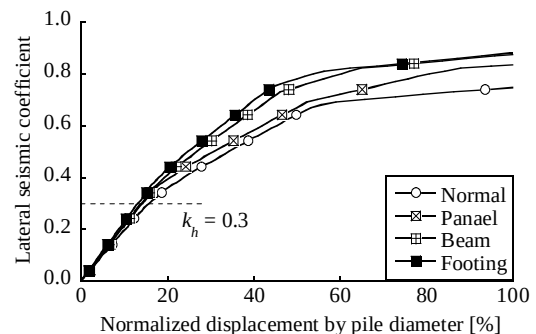


図-16(a) 橋脚天端の荷重～変位関係

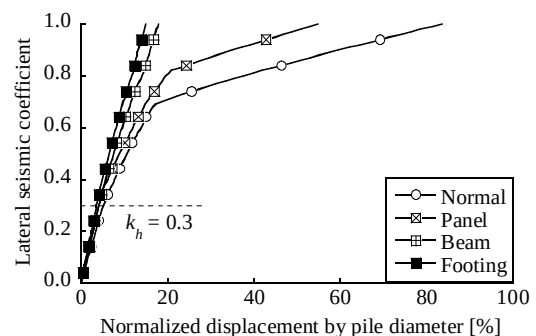


図-16(b) 杭頭の荷重～変位関係

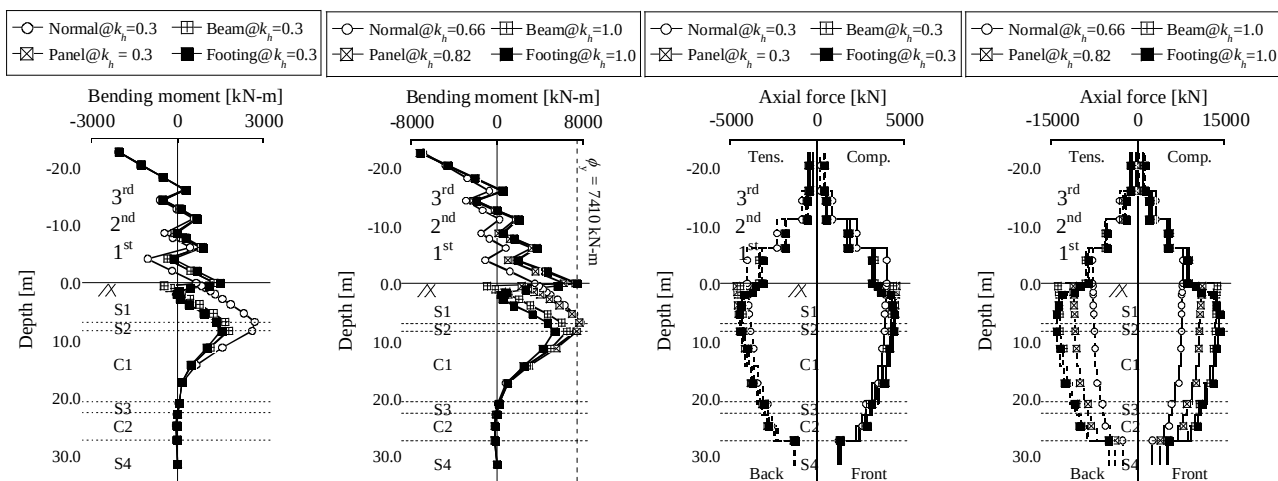


図-17 曲げモーメントの深度方向分布（前列杭）
（左： $k_h = 0.3$ 載荷時，右：降伏モーメント到達時）

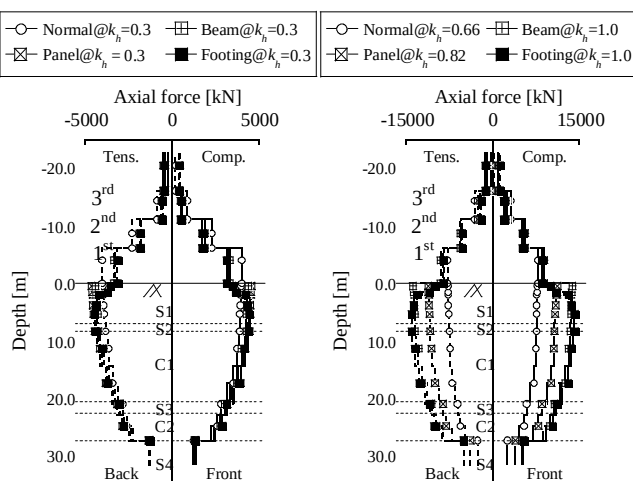


図-18 軸力の深度方向分布（前列，後列杭）
（左： $k_h = 0.3$ 載荷時，右：降伏モーメント到達時）

図-19 にせん断パネル，杭体が降伏する水平震度を比較する．地中せん断パネル，地中梁，フーチングの設置により，杭体の降伏震度は大きく改善される傾向が見られる．一方，せん断パネルの降伏水平震度は設置しないものに比べ増加傾向は示すが，杭頭変位の抑制効果ほどではない．このことは，杭頭の変位抑制には効果的であるものの，橋脚天端の変位抑制にはそれほど効果を発揮しない荷重～変位関係の結果と整合する．

図-11と同様に，図-20に鋼管柱基礎の水平変位の深度方向分布を示す．ここで比較する載荷水平震度は， $k_h = 0.3$ 載荷時ならびに，せん断パネル降伏後の水平震度 $k_h = 0.6$ 載荷時とする． $k_h = 0.3$ 載荷時には，せん断パネルの降伏が発生していないため，顕著な差異は見られないが， $k_h = 0.6$ 載荷時には水平変位に差異が見られる．これは杭頭の水平変位が抑制されたことによるものである．図-11に示した杭間隔が3.5D以上のケースよりも，大幅に杭頭変位が抑制されているにもかかわらず，橋脚天端での変位が同程度であった．このことから，地中せん断パネルや地中梁のような構造形式に，橋脚天端の変位抑制を期待することは難しいといえる．

図-21に図-12と同様に，前列杭および後列杭の水平荷重分担率を，水平震度 $k_h = 0.3$ 載荷時ならびに杭体降伏

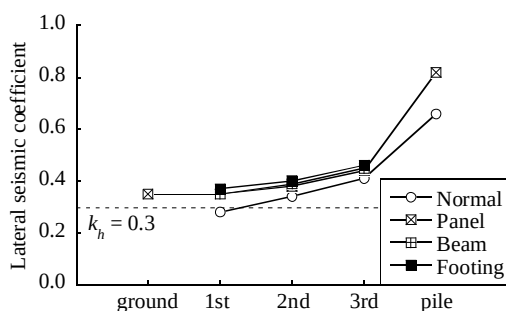


図-19 各部材の降伏水平震度

時で比較する．この図より，載荷レベルが大きいくほど前列杭の分担率が高まる傾向はこれまでの結果と同様である．地中せん断パネル，地中梁の設置は前方杭の荷重分担を増加させる方向に働くのに対し，フーチングの設置は荷重を均等に分担させる方向に働いている．ゆえに，より水平抵抗力の大きな構造として提案した地中せん断パネルや地中梁構造は，荷重を前列杭への負担を増加させる構造であり，前列杭の分担を増大させる危険性も有している．

図-22, 23 に図-13, 14 と同様に，鋼管柱基礎の変形図と，杭の中心を通る $x-z$ 断面における地盤の水平方向の垂直応力分布図 (σ_x) ならびに水平方向の垂直ひずみ分布図 (ε_x) を， $k_h = 0.3$ 載荷時と $k_h = 0.6$ 載荷時で比較する．

図-22 においても，杭の載荷方向に対し前面に位置する要素では σ_x の増加が，背面に位置する要素では σ_x の減少が確認できる．地中せん断パネルなどの杭頭変位を抑

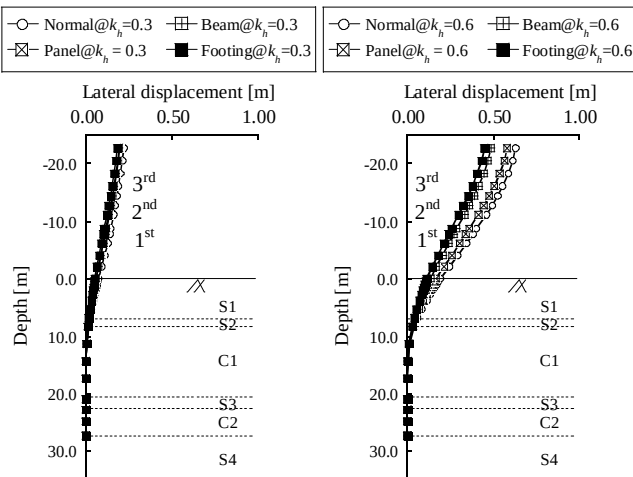


図-20 水平変位の深度方向分布（前列杭）
（左： $k_h = 0.3$ 載荷時，右： $k_h = 0.6$ 載荷時）

制させる構造が設置されることで、杭の水平変位量が小さくなる。そのため、地中に何も設置しないケース（Normal）よりも応力増分が小さく、図-23の ε_x 分布におけるひずみ発生領域も小さい結果となった。すなわち、水平荷重を構造体で支持するため、相対的に強度が低いせん断パネルが大きく変形し、図-19に示すようにせん断パネルの早期降伏につながったものと考えられる。

図-15と同様に図-24に示す深度ごとに地盤の応力経路を比較した図からも、地中せん断パネルなどの構造が設置されることで杭の変形が抑制されるため、応力変化も小さくなる傾向が確認できる。

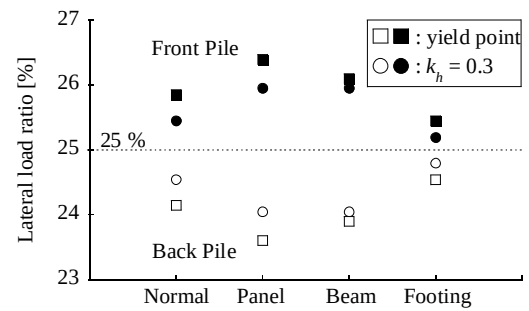


図-21 前列，後列杭の荷重分担率

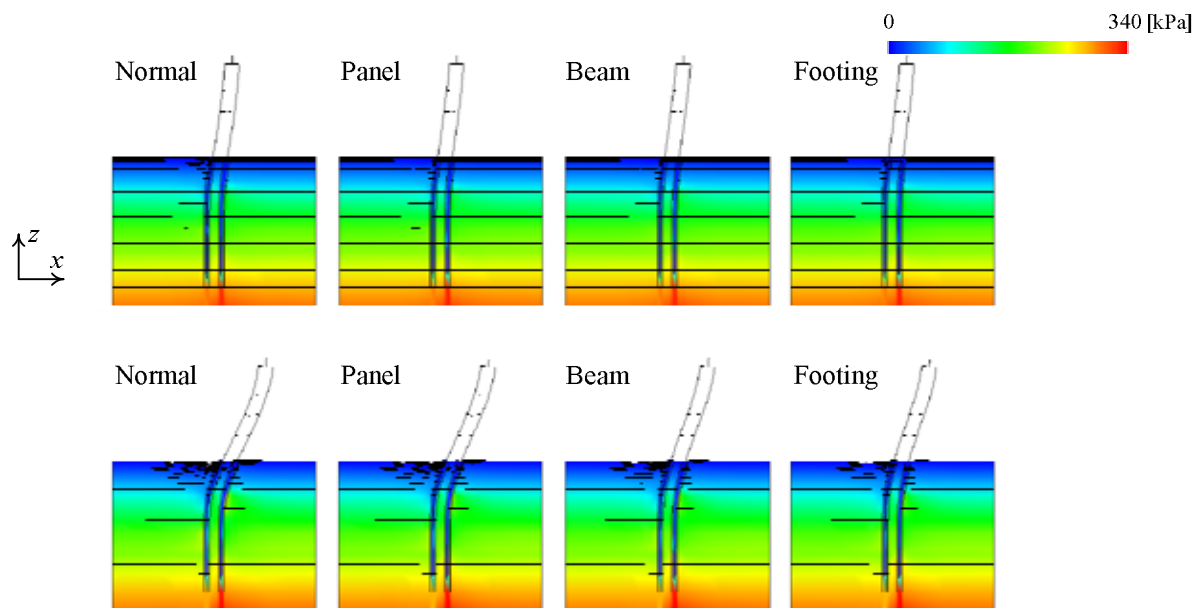


図-22 鋼管柱基礎の変形図と地盤の応力分布図 (σ_x) (上: $k_h = 0.3$ 載荷時, 下: $k_h = 0.6$ 載荷時, 変形倍率 20 倍)

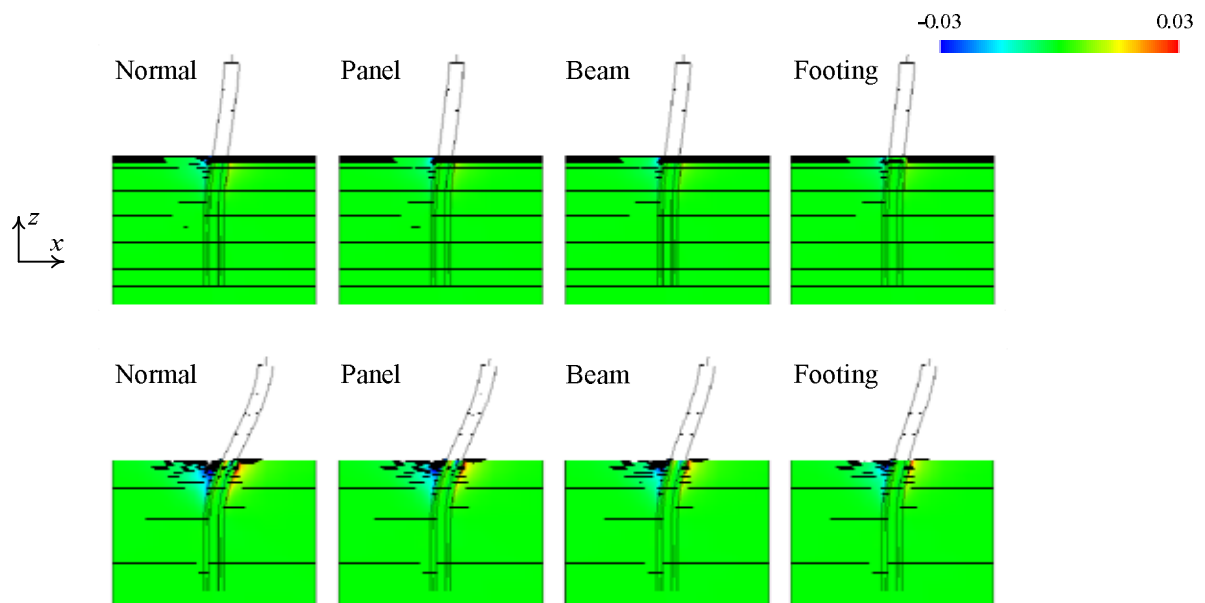


図-23 鋼管柱基礎の変形図と地盤のひずみ分布図 (ε_x) (上: $k_h = 0.3$ 載荷時, 下: $k_h = 0.6$ 載荷時, 変形倍率 20 倍)

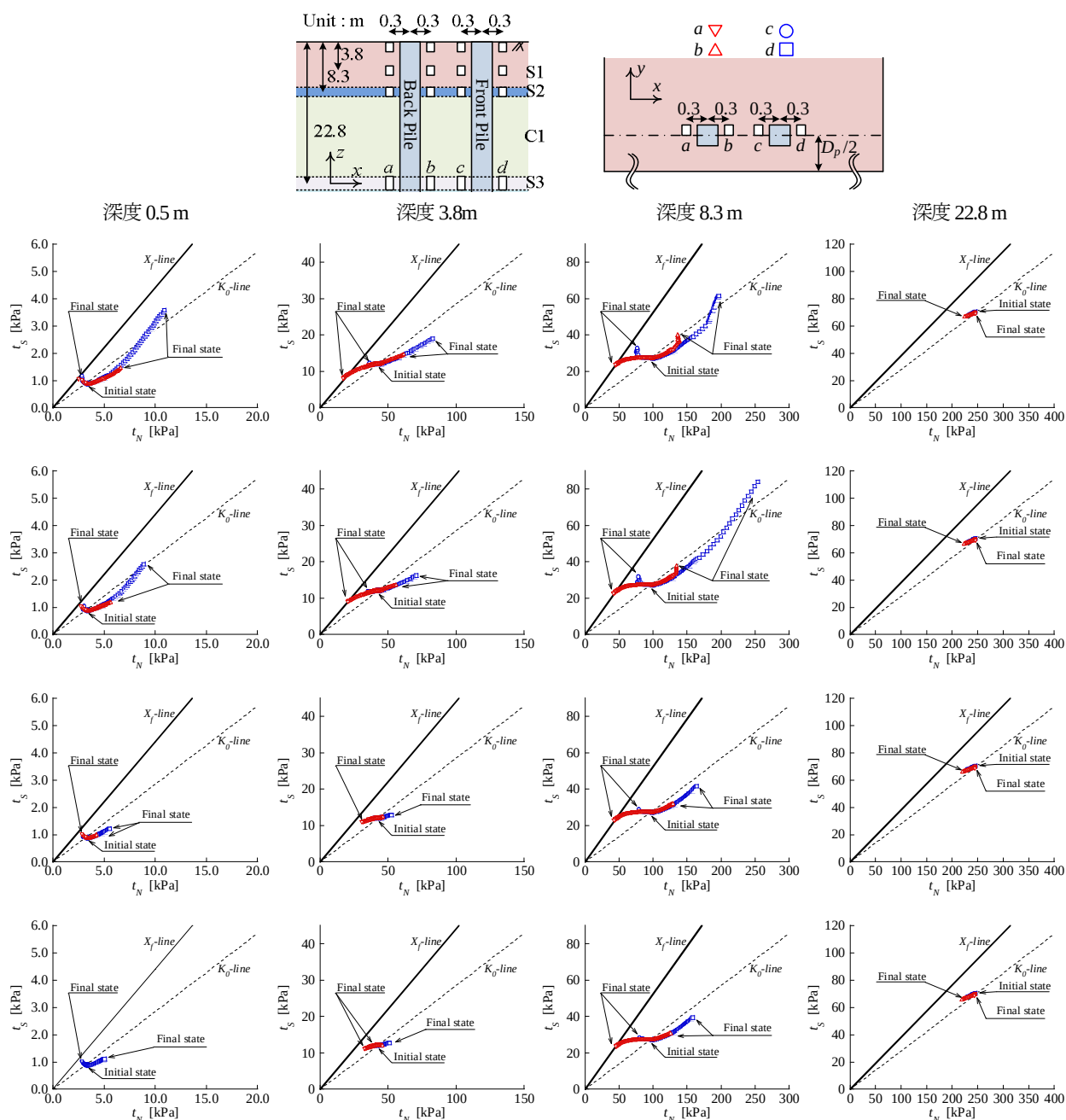


図-24 地盤要素の応力経路（上から順に Normal, Panel, Beam, Footing）

6. 結論

損傷制御設計概念を取り入れた鋼管集成橋脚に対する合理的な基礎構造として、鋼管柱基礎を提案し、その適用性を数値解析により検証した結果、以下の知見が得られた。

- 1) 鋼管集成橋脚を有する鋼管柱基礎構造でも、杭間隔の減少とともに水平抵抗力が減少する、いわゆる群杭効果を確認できる。
- 2) 杭間隔と群杭効率の関係は、道路橋示方書における関係式よりも大きな値を示す。その理由は、上下部工、基礎工を一体とする本解析と、基礎工のみを考慮する示方書との差異によると考える。勿論、鋼管柱基礎の

群杭効率の考慮は、道路橋示方書に記された従来の手法を踏襲しても支障はない。

- 3) 鋼管柱に発生する曲げモーメントがせん断パネル設置位置で減少することから、せん断パネルによる主部材の鋼管柱の損傷制御機能を確認できた。
- 4) 鋼管柱基礎を有する鋼管集成橋脚の部材降伏は、地表面に近い下部のせん断パネルから起こり、段階的に上部のせん断パネルが降伏する。杭体の降伏震度は杭間隔に依存し、杭間隔が狭い場合には全てのせん断パネルが降伏した後に杭体が降伏するが、杭間隔が広い場合には杭体の方が先に降伏する場合もある。これは、柱部の水平抵抗力が増加したためで、せん断パネルの履歴減衰を有効活用するには、適切な杭間隔を検討す

る必要がある。

- 5) 鋼管柱基礎では後列杭で大きな引張力が発生する。ゆえに、杭の引抜き抵抗に対する検討が重要な課題となる。
- 6) 効率的に水平抵抗性能を向上させる構造形式として、地中せん断パネル、地中梁の適用を提案し、杭頭の水平変位抑制に大変効果的であることを示した。しかし、橋脚天端の変位抑制に関しては杭頭と同等の効果が得られないことが明らかになった。また、地中せん断パネル、地中梁の構造形式は、前列杭の分担を増大させる危険性を有することを明らかにした。

今後、鋼管柱基礎の動的水平抵抗特性を振動台模型実験、有限要素解析により明らかにする予定である。また、杭頭および橋脚天端の変位を抑制できる合理的な基礎形式を引き続き検討する予定であり、その一つとして斜杭の適用検討を予定している。

謝辞

本研究の一部は、日本鉄鋼連盟による構造研究・教育助成事業（2007年度）を受けて行なわれた。また、解析実行にあたり、（財）阪神高速道路管理技術センターの金治英貞氏、阪神高速道路（株）の篠原聖二氏から多くの助言を得た。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日野伸一，李重桓，太田俊昭，松田泰治，唐嘉琳：コンクリート充填鋼管柱を用いた多柱式合成橋脚の耐震性能に関する解析的検討，構造工学論文集，Vol. 47A，pp. 1423-1432，2001.
- 2) Marwan, N., Rafael, M., Man-Chung, T.: Seismic Resistant Design of the Single Tower of the New San Francisco-Oakland Bay Bridge, 3rd International Suspension Bridge Operators' Conference, 2002.
- 3) 森下泰光，高久達将，青木徹彦，福本隼士，岡本隆，松井鋭一：中間はりを有する鋼製ラーメン橋脚の耐荷力と変形性能，構造工学論文集，Vol. 46A，pp. 831-840，

2000.

- 4) 金治英貞，鈴木英之，野中哲也，馬越一也：履歴型ダンパー付き鋼管集成橋脚の損傷制御構造に関する基礎的研究，構造工学論文集，Vol. 50A，pp. 559-566，2004.
- 5) 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，鋼構造論文集，Vol.13，No.49，pp. 559-566，2006.
- 6) 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回地震時保有耐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.
- 7) 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.
- 8) 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.
- 9) 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.
- 10) Nakai, T. and Mihara, Y.: A New Mechanical Quantity for Soils and Its Application to Elastoplastic Constitutive Models, Soils and Foundations, Vol.24, No.2, pp.82-94, 1984.
- 11) 大川賢紀，亀井宏之，張鋒，木村亮：一体系動的解析手法による斜杭群杭基礎の動的挙動に関する数値シミュレーション，土木学会論文集，Vol.771，No.III-68，pp. 33-49，2004.
- 12) 社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，pp.369-372，pp.406-413，2002.

(2009年9月24日受付)