

地盤改良複合杭基礎の開発とその支持力特性

前田 良刀¹・緒方 辰男²・徐 光黎³・平井 卓⁴

¹正会員 工博 九州共立大学教授 工学部 (〒807-8585 北九州市八幡西区自由ヶ丘1-8)

²正会員 工修 日本道路公団 東京建設局 (〒105-0014 東京都港区芝 3-39-9)

³正会員 工博 (株) コンサルタンツ大地 (〒733-0812 広島市西区己斐本町 2-20-16)

⁴正会員 工修 (株) 竹中土木 (〒104-8234 東京都中央区銀座 8-21-1)

地盤改良複合杭基礎は、軟弱地盤での基礎の水平抵抗を向上させるため、地盤改良体と杭からなる複合杭基礎形式である。本基礎形式は、一般の杭基礎よりも大きな地盤抵抗が期待でき、排土量が少なく、環境に優しい基礎であると考えられる。本基礎の有効性および設計法の確立を図るため、地盤改良複合杭基礎を2試験体製作し、載荷試験を実施した。載荷試験から、地盤改良体と鋼管杭は、改良体前面幅の1%程度の変位において一体構造としての挙動を示し、十分な複合効果が見られた。また、この基礎の水平抵抗メカニズムを検討するために、3次元 FEM 解析を行った。実務への適用を図るため、梁バネモデルを提案し、この設計モデルによる解析結果と載荷試験結果の比較より、設計モデルの有用性を確認した。

Key Words: composite pile foundation, improved soil mass, hybrid steel pipe pile, bearing capacity, caisson + pile spring model

1. はじめに

近年、地中構造物は、極めてまれに生じる大地震に対しても十分な耐力、変形性能を有するように設計することが要求されている。軟弱地盤上での構造物基礎にあつては、地盤の剛性・強度が低く、構造物基礎の規模が過大となりやすいため、その計画においては、十分な検討が必要である。一方、社会資本整備に関しては、コストの縮減及び建設事業に伴う環境負荷の低減が一層強く要求されてきている。

従来、支持層が深い場合の構造物基礎として、杭基礎、ケーソン基礎、地中連続壁基礎などが一般に使用されてきた。これらの基礎は現在までに十分な実績があり、設計法が確立している。

一方、軟弱地盤での改良を目的に開発された深層混合処理工法や、表層でのソイルセメント工法などの地盤改良工法は、近年技術的進歩が著しく、重要構造物の経済的な基礎としての適用も検討されはじめている。以上のことより、従来の基礎形式と地盤改良を組合せた新しい基礎形式を提案し、支持力の向上と、建設費の低減を図ることが考えられる。著者らは、このような複合基礎の一つとして、軟弱地盤における基礎の水平支持力の向上を図り、しかも建設環境に優しく排土がほとんど生じない地盤

改良複合杭基礎を提案している¹⁾。

この基礎は、地盤改良体と杭を一体化したもので、地盤改良体の剛性と前面抵抗などにより基礎の水平支持力を向上させ、杭で鉛直支持力を得るという新しい複合杭基礎形式である。

このように、地盤改良複合杭基礎は、軟弱地盤において、今後構造物基礎としての有効性が高いと考えられる。しかし、現状では、地盤改良体と杭の複合地盤としての支持力評価法が確立しておらず、設計法も確立していない。

本論文は、以上のような背景に基き、今回新たに開発した地盤改良複合杭基礎の載荷試験および3次元 FEM 解析に基づき、その支持力特性を検討し、実務への設計手法を提案したものである。

2. 地盤改良複合鋼管杭基礎の提案

日本道路公団における東京外環自動車道のうち、三郷～三郷南間の約 4.9km は、連続した高架橋で計画されている。当区間の地質構成は、深度 50m 程度までが N 値 0～20 程度のシルト質細砂と砂質シルトの互層で構成される軟弱な沖積層であり、その下に N 値 50 を超える支持層が存在している。

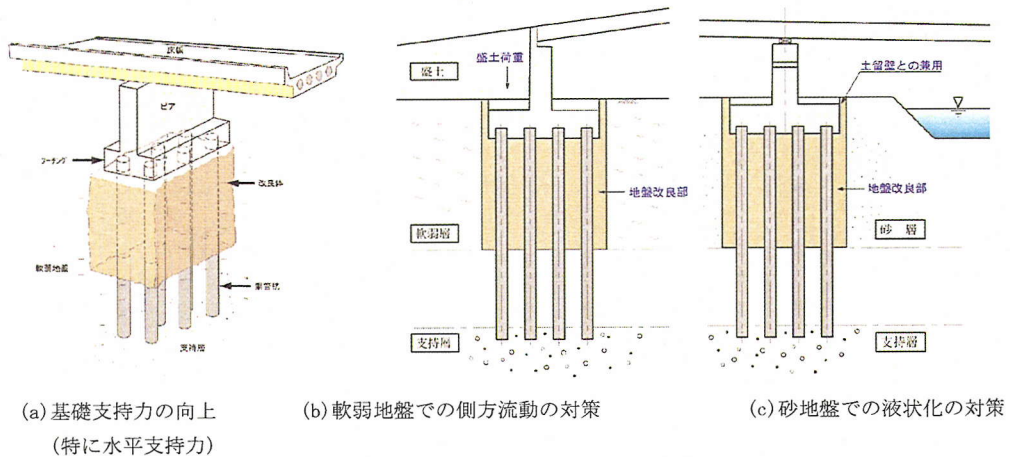


図-1 地盤改良複合杭基礎とその適用可能例

このような深い軟弱地盤において、橋梁計画における基礎構造が大規模となり、全体事業費に占める基礎構造の工事費の割合が大きくなる。また、市街地での近接施工であり、建設公害が厳しく制限されている。そこで、水平抵抗が大きく期待でき、排土がほとんど生じない地盤改良複合杭基礎を提案した¹⁾。

地盤改良複合杭基礎とその適用可能例を図-1に示す。この基礎形式は、深層混合処理工法による改良体と支持杭からなる複合杭基礎形式であり、この複合した基礎の全体で外力を抵抗させる。地盤改良体は前面地盤の受働抵抗と側面地盤の摩擦抵抗からなり、杭基礎のみの場合よりも大きな水平地盤抵抗が期待できる構造で、軟弱地盤において有望な基礎工法であると考えられる。

本基礎形式の開発効果を具体的に示すと(図-1)。

- ①軟弱地盤での水平支持力向上
- ②砂地盤の液状化の対策
- ③水平側方流動の対策
- ④外周地盤改良部の土留め工としての利用(フーチング掘削時)
- ⑤原地盤を有効に利用した環境負荷の低減(排土の低減, 騒音・振動の低減)などが挙げられる。

3. 原位置載荷試験の概要

(1) 載荷試験の目的

地盤改良複合杭基礎の基本的な挙動を確認するため、前述した対象橋梁計画地点付近で、地盤改良複合杭基礎を2基作製し、水平載荷試験を実施した。本試験の検討目的及び内容は、以下のとおりである。

- ①軟弱地盤において、地盤改良体と杭が、どの程度の変位まで一体的な挙動をするかどうかを検討する。
- ②道路橋示方書⁴⁾では、基礎の水平抵抗問題において、基礎幅の1%の水平変位を基準変位とし、地盤反力係数 k_H の算出や震度法レベルの基礎の許容変位量としている。そこで、地盤改良複合杭における地盤改良体が、ケーソン基礎と同様に、改良幅の1%の変位を設計変位をととしてよいかどうかを検討する。
- ③大変形時における改良体の剛性低下に起因する基礎の水平耐力への影響を検討する。
- ④試験結果に基づく設計モデルの提案およびその有用性を検討する。

(2) 試験体概要

試験体の仕様、配置を図-2、写真-1、表-1に示す¹⁾。改良体は改良径800mm、深さ8.4m、計10本のコラムを20cmラップさせ、1.4×3.2×8.4mのブロック状の改良体を形成した。その後、改良体が固らないうちに杭径600mmの合成鋼管杭(鋼管ソイルセメント杭)を2本建込んだ。今回の試験目的は地盤改良複合杭基礎の水平支持力特性を確認するため、杭の根入れが改良深さ L_1 の3倍程度あれば、杭先端が不動点であると考えられ、杭長を支持層に入れずに $L_2=30.0$ mとした。また、杭を合成鋼管杭(鋼管ソイルセメント杭)としたのは、

- ①原地盤を有効に活用することで残土発生を抑える
 - ②実用化された施工法が低振動・低騒音工法である
 - ③ソイルセメントミルクを改良体に注入攪拌することおよび、鋼管外面突起(リブ)により、改良体と杭の一体性を確保できる
- などからである。

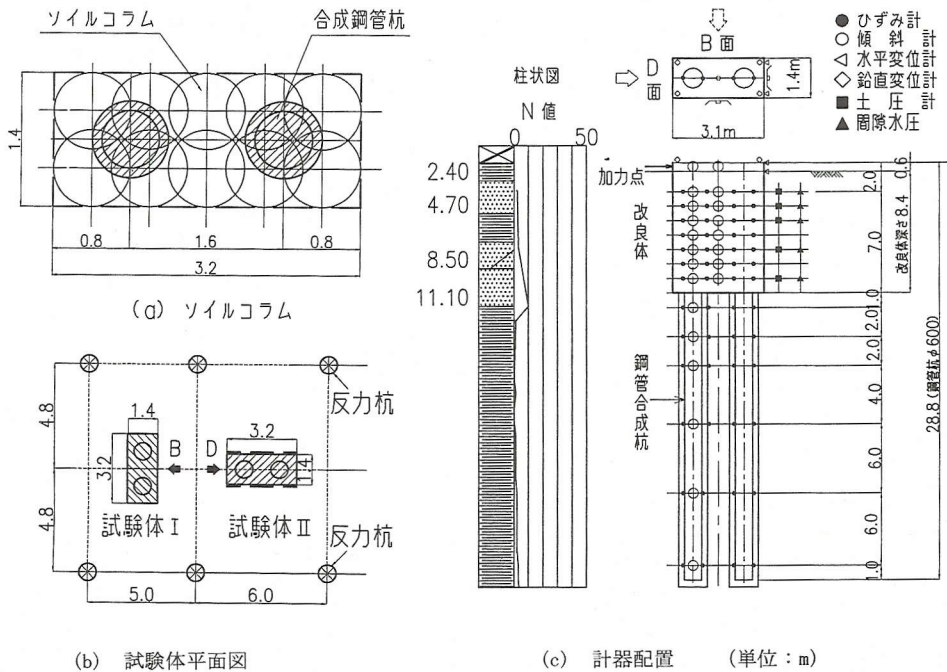


図-2 地盤改良複合杭基礎の試験体¹⁾

(3) 地盤改良体の深さ

地盤改良複合杭基礎の改良体の深さは基礎の水平抵抗特性及び地盤の特性を考慮して決定するが、一般に、杭の水平抵抗に關与する地盤の範囲としては、地表面から、通常 $1/\beta \sim \pi/2\beta$ 程度といわれている。これから地盤改良複合杭基礎の改良体部は主に水平抵抗の増大を狙うため、改良深さを式(1)により求めることとした。

$$L_1 = \alpha / \beta \quad (1)$$

ここに、

α : 係数, $1 \leq \alpha \leq \pi/2$

L_1 : 地盤改良深さ, m

k_H : 水平方向地盤反力係数, kN/m^3

β : 杭の特性値, $\beta = 4 \sqrt{\frac{k_H D}{4EI}}$, m^{-1}

D : 杭径, m

E : 杭のヤング係数, kN/m^2

I : 杭の断面二次モーメント, m^4

表-1 地盤改良複合杭試験体の仕様 (単位:m)

改良体			合成鋼管杭(2本)			
幅	幅	改良深さ	杭長	杭径	肉厚	ソイル径
B	D	L_1	L_2	D_p	t	D_s
3.2	1.4	8.4	30.0	0.6	0.016	0.8

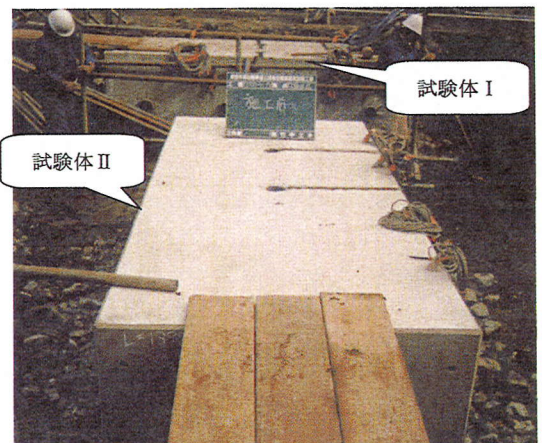


写真-1 作製した試験体¹⁾

一方、実構造物基礎の設計においては、改良体の深さを決定する際に、地盤の特性を考慮しなければならない。例えば、地層の構成、ごく軟弱層 (N 値 <3) と液状化層の分布、支持層の深度などについて適宜な検討を行い、地盤改良の深さを決定する必要がある。また、液状化層を有する場合には、改良体の深さは液状化層を貫通する深度とする必要があると考えられる。

今回の試験体では、 N 値に基づいた変形係数から計算した杭の特性値は $1/\beta = 5.06\text{m}$ である。したがって、式 (1) より、改良体深さは $L_1 = \alpha/\beta = \pi/2 \beta \approx 8\text{m}$ となることから、原地盤を 8.4m まで改良した。

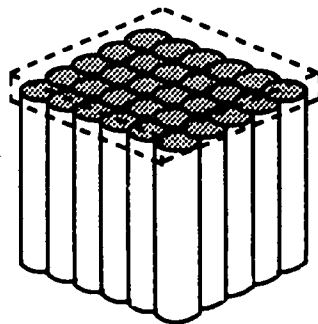


図-3 オーバラップ配置の改良体⁶⁾

(4) 地盤改良体の強度

地盤改良体の挙動は改良体と原地盤の相対的な関係から決まると考えられる。したがって、改良体部が有効に水平支持力向上に寄与するためには、周辺地盤に比べて改良体の剛性を相対的に大きくする必要が考えられる。周辺地盤と改良体の相対剛性は、改良体の形状や改良深さなどの影響もあるが、一般的な軟弱地盤に対しては、改良体/原地盤の一軸強度比は 10 程度以上、変形係数比は 100 程度以上とすれば、改良体は原地盤に対して十分な強度と剛度を有しており、地盤改良複合杭基礎形式をケーソン基礎と同等に評価してよいと考えた。

改良体の設計基準強度 q_{uck} は一軸圧縮試験をもとに式 (2)、式 (3) で求められる^{6), 7)}。

$$q_{uck} = \gamma \cdot \bar{q}_{uf} = \gamma \cdot \lambda \cdot \bar{q}_{u1} \quad (2)$$

$$\gamma = (1 - m \cdot V_{quf}) \quad (3)$$

ここに、

q_{uck} : 設計基準強度, MPa

\bar{q}_{u1} : 室内配合試験の平均一軸圧縮強さ, MPa

\bar{q}_{uf} : 原位置改良土の平均一軸圧縮強さ, MPa

γ : 現場強度係数⁶⁾

λ : 現場強度の平均値 \bar{q}_{u1} と室内配合強度の平均値 q_{uf} の比

V_{quf} : 平均一軸圧縮強さの変動係数で、0.20 ~ 0.45 とする⁶⁾

m : \bar{q}_{uf} , V_{quf} , q_{uck} を関係づける係数、平均として $m=1.3$ とする⁶⁾

地盤改良複合杭基礎の改良体は、1 つのブロックを連続体とみなして外力に抵抗させるために、オーバーラップ形式で形成させる方がよい (図-3)。この場合、改良体をオーバーラップする際の断面有効係数 α とオーバーラップ部の信頼度係数 β を考慮して、設計基準強度を決める。この時の設計基準強

表-2 地盤力学定数

TP (m)	層厚 (m)	土質	N 値	αE_0^* (MPa)	ϕ ($^\circ$)	c (kPa)	試験法
2.4	2.4	Yuc・シルト	1	4	0	15	
0.0	2.3	Yus・細砂	2	18	20	0.0	三軸CD
-2.3	3.8	Ycl・シルト	3	8.3	9	17	SBIFT**
-6.1	2.6	Yls・砂	10	5.2	40	5	三軸CD
-8.7	12.9	Yk2・シルト	1	15.6	11	21	SBIFT**
-21.6							
-37.7	16.1	Yk2・シルト	2	18.7	13	31	SBIFT**

* αE_0 : 道路橋示方書⁴⁾ による補正した変形係数

** SBIFT : 原位置せん断摩擦試験¹²⁾

度は式 (4) で表される^{6), 7)}。

$$q_{uck} = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \bar{q}_{uf} = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \lambda \cdot \bar{q}_{u1} \quad (4)$$

ここに、

α : 断面有効係数

β : オーバラップ部の信頼度係数

$\alpha \cdot \beta \approx 0.8 \sim 0.9$ ⁷⁾

改良体の設計基準強度と同時に、改良体の変形係数についてもばらつきを考慮して適切に評価されていることが必要である。一軸圧縮強さと変形係数の間の関係は、次式で表される⁶⁾。

$$E_{50} \approx (180 \sim 200) q_u \quad (5)$$

あるいは^{8), 9)}

$$E_{50} \approx 500 \cdot q_{uck} \quad (6)$$

ここに、

E_{50} : 一軸圧縮試験で得られる変形係数, MPa

q_u : 室内配合試験の一軸圧縮強さ, MPa

表-3 ソイルセメント改良体物性値

試験		一軸圧縮強さ q_u (MPa)		変形係数 E_{50} (10^3 MPa)	
改良体部	I (B 面)	4.46	平均 8.64	3.66	平均 6.14
		8.69		3.85	
		14.00		11.20	
	II (D 面)	7.42		5.83	
		8.15		4.46	
		9.14		7.82	
杭体部	I (B 面)	9.87	平均 10.78	5.43	平均 5.17
		7.14		4.18	
		7.79		4.36	
		5.90		3.60	
		28.70		7.75	
		32.30		10.10	
	II (D 面)	9.28		4.57	
		6.44		5.03	
		4.40		4.50	
		3.43		5.30	
		5.66		2.42	
		8.41		4.78	

表-4 地盤改良複合杭基礎の試験概要

荷重方向	幅		荷重 サイ クル	水平 変位 δ_{Hmax} (mm)	正規化 変位 δ_{Hmax}/B	水平 荷重 H_{max} (kN)
	B (m)	D (m)				
弱軸 B 面	3.2	1.4	8	50	1.5%	1600
強軸 D 面	1.4	3.2	8	100	7.1%	2300

このように、改良体強度のばらつき、オーバーラップなど影響を考慮したうえで、地盤改良複合杭基礎の改良体設計強度を現地盤の強度に対して、相対的に10倍以上となるように、予め室内配合試験を実施して設定することとした。

荷重試験位置の地盤定数を表-2に、チェックボーリングで採取したソイルセメント改良体コアの力学的な物性値を表-3に示す。

表-3に示した試験の結果より、改良体の一軸強さの平均値は $q_{uf}=8.64$ MPa、変動係数は $V_{q_{uf}}=0.33$ であった。オーバーラップ部の断面有効係数及び信頼度係数を考慮した設計基準強度は式(3)及び式(4)より、 $q_{uck}=4.19$ MPaとなる。また、一軸圧縮試験より得られた変形係数の平均値は $E_{50}=6140$ MPaであった。したがって、実測された変形係数は、一軸圧縮強さより式(5)あるいは式(6)を用いて得ら



写真-2 水平荷重試験の荷重様子¹⁾

れる算出値 1642~2095 MPa に比べると約 3 倍 ($6140/1642=3.7$, $6140/2095=2.9$) の値となった。このことから、当該地盤の改良体は、算出値に対して十分に大きな剛性が得られていることがわかる。次に、原地盤と改良体の強度と変形係数の相対比較を行った。表-2より、改良深度までの原地盤の平均 N 値は5で、 N 値より推定される一軸圧縮強さはおよそ0.1 MPa程度であり、変形係数は $E_{50}=12$ MPaであった。一方、表-3より、改良体の最小一軸圧縮強さは $q_{uck}=4.46$ MPa(37日強度)、最小変形係数は $E_{50}=3660$ MPaである。改良体と原地盤の一軸強さ比は40以上($4.46/0.1=44.6$)であり、変形係数比は300程度($3660/12=305$)となった。したがって、当初設定した一軸圧縮強さ比10程度以上と変形係数比100程度以上を満足しているため、原地盤に対して改良体は十分な強度と剛性を有すると考えられた。

(5) 荷重の方法

試験体の頭部には、コンクリートフーチングを打設して、その上に水平・鉛直荷重を載荷した。水平荷重試験は、弱軸方向と強軸方向に分け、

試験体 I : B 面荷重

試験体 II : D 面荷重

の水平荷重試験を行った。表-4に水平荷重試験の概要を示す。震度法⁴⁾における許容水平変位は、一般に基礎幅の1%と規定しているが、試験では、大地震時に基礎が大変形を生じるケースを想定して、改良体前面幅の1%以上の変位をさせた。

荷重方法として、2台のジャッキを用いて1000kNの鉛直荷重を常に保持したままで水平荷重を載荷し、水平荷重は一方向多サイクル方式にて、変位制御で実施した(写真-2)。変位計、ひずみ計、傾斜計、土圧計および間隙水圧計による測定は、自動多点切替器を介して実施した。

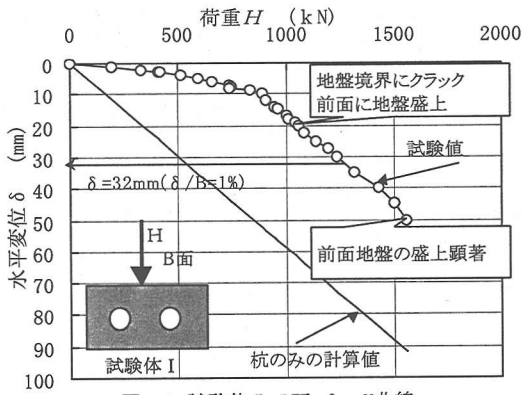


図-4 試験体 I B面 $\delta \sim H$ 曲線

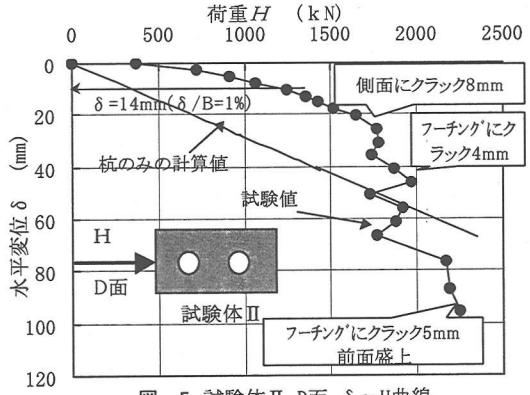


図-5 試験体 II D面 $\delta \sim H$ 曲線

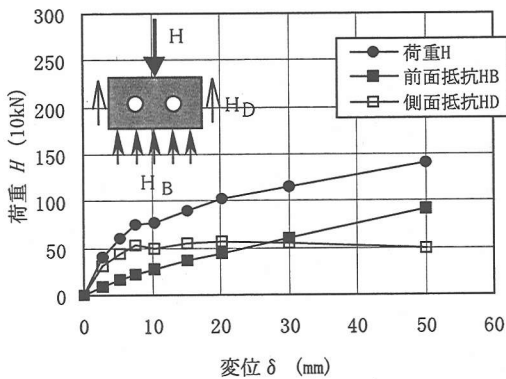


図-6 B面 抵抗の分担

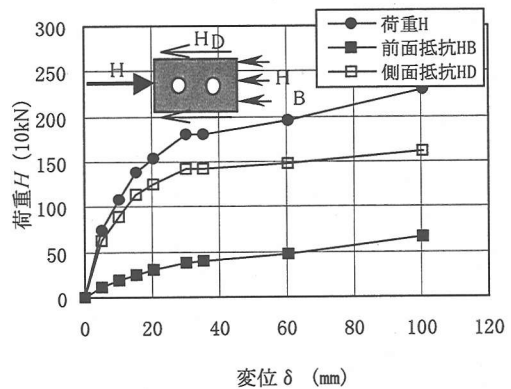


図-7 D面 抵抗の分担

4. 載荷試験結果

(1) 水平抵抗挙動

図-4, 図-5に, B面及びD面方向の水平載荷試験における荷重～変位曲線を示す。また, 図-6, 図-7は水平方向載荷試験に対する前面, 側面の支持力の分担を示したものである。荷重 H は試験の載荷荷重で, 前面抵抗 H_B は試験体前面に設置された土圧計から計算した受働抵抗で, H_B は載荷荷重 H から前面抵抗 H_B を引いた前面抵抗以外の抵抗である。

B面載荷試験では, 水平変位 0.3% (10 mm) 時に於いて, $H-\delta$ 曲線に初期変曲点が見られる。これは, 図-6より, 前面抵抗が直線的に増加していることから, 改良体の剛性変化もしくは側面抵抗の低下によるものと考えられる。水平変位 10～50 mmの間には, 地盤改良複合杭基礎の水平耐力は変位の増加とともにほぼ線形的に増加する。また, 本基礎形式の耐力を杭基礎の水平耐力と比較するため, 杭のみの計算値を図-4に併せて示している。杭のみの計算値は2本の杭にフーチングを介して後述する梁バネモデルにより計算したものである。図より, 改

良幅の 1% (32 mm) の水平変位に着目すると, 地盤改良複合杭の耐力は 1240 kN で, 杭基礎の耐力は 514 kN である。すなわち, 両基礎形式が同様な杭配置と杭本数である時, 地盤改良複合杭基礎が杭基礎の約 2.5 倍の耐力を有している。

D面載荷試験では, 1.5% (20 mm) 程度まで弾性的な挙動を示している。水平変位 2.1% (30mm) 時に於いて, $H-\delta$ 曲線に明確な変曲点が見られる。これは, 側面抵抗が 30 mm 付近で低下していることが変曲点が見られる原因の一つであると考えられる。基礎の水平変位を 3.8% (54 mm) とした時, フーチングにクラックが発生した¹⁾。ただし, クラックが発生しても, 水平抵抗は急激に減少しておらず (図-5), 大変形時 100 mm (7.1%) においても, 水平抵抗は増加の傾向にある。また, 基礎の水平変位が 1% 時, 地盤改良複合の耐力は 1320 kN で, 杭基礎の耐力は 470 kN であり, 地盤改良複合杭基礎の耐力が杭基礎の耐力より 2.8 倍大きい。

図-6, 図-7より, 全支持力に占める前面抵抗の割合は, 前面幅の 1% の変位時に, 前面幅の広い B面載荷試験では 50%, 前面の幅の狭い D面載荷試験では

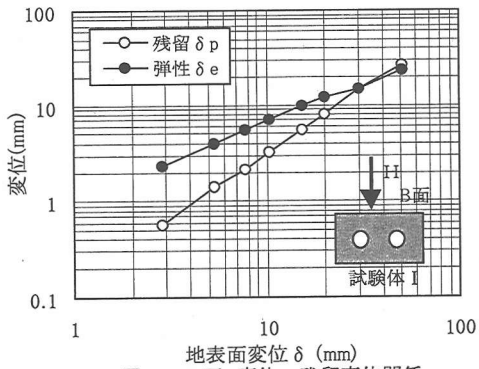


図-8 B面 変位-残留変位関係

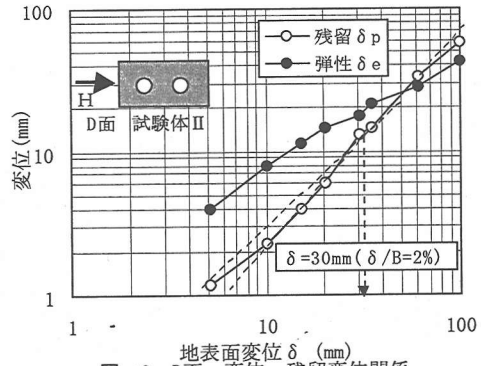
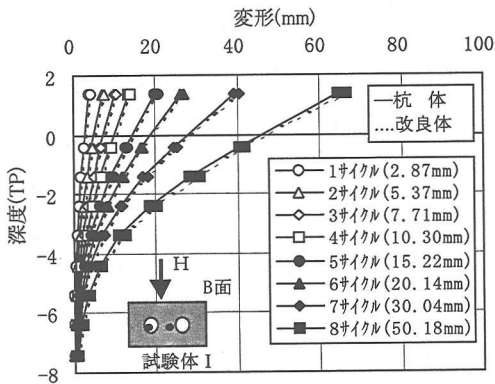
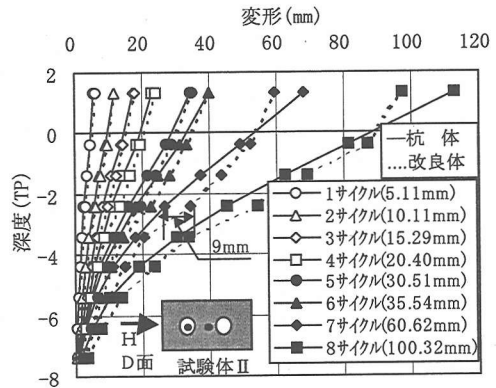


図-9 D面 変位-残留変位関係



()内の数値は改良体頭部の水平変位量
図-10 B面 杭体・改良体水平変形分布図



()内の数値は改良体頭部の水平変位量
図-11 D面 杭体・改良体水平変形分布図

20%程度となる。

このように、この基礎形式の地盤抵抗は、基礎形状により異なることがわかった。

(2) 許容変位量

各载荷サイクルの除荷後の基礎残量変位量 δ_p および弾性戻り量 δ_e と、基礎の地表面水平変位 δ との関係を図-8、図-9に示す。

B面水平载荷では、最終の8サイクル1.6%(50mm)変位をさせた時、残留変位量が23mmであり、その急増が生じておらず、弾性戻り量と同程度である。

一方、D面水平载荷では、3.5%(50mm)の変位をさせた時、残留変位量が弾性戻り量と同程度となる。したがって、D面载荷の方がB面载荷より弾性領域が広いことがわかった。

以上から、地盤改良複合杭基礎は、基礎幅の1%程度の変位領域において、ほぼ弾性的な挙動を示すことがわかった。したがって、道路橋示方書⁴⁾のケーソン基礎のように、基礎幅の1%の変位はこの基礎の設計における地盤反力係数 k_H の算出の基準変位量や

震度法レベルの基礎の許容変位量としてよいと考えられる。

(3) 改良体と杭の一体性

改良体と杭の挙動の一体性を確認するため、水平载荷試験の変位段階ごとの両者の水平変位を検討した。それぞれの水平変位は改良体中心と鋼管杭中心の傾斜計で測定した値より求めたものである。図-10と図-11はそれぞれB面水平载荷、D面水平载荷試験の水平変位分布を示したものである。ここで、図中の変位は、改良体下端の変位を0とした場合の相対変位である。

両図から、改良体前面幅の2%程度の変位までは改良体と合成鋼管杭がほぼ同一の挙動を示していることが分かる。特に、B面方向载荷では、全てのサイクルにおいて一体性が確保されている。一方、D面方向载荷では、水平変位が基礎幅の3.6%(50mm)以内であれば、改良体と杭体のズレは小さく、その一体性が良く、それ以上の大变位になると両者の変位差が大きくなり、最大曲げの発生位置で約9mmの変位差(図-11)が生じている。これは、ある水平変位までは、



写真-3 試験後の改良体露出 (試験体Ⅱ)¹⁾

改良体と杭体は一体として挙動するが、その後は改良体の塑性化などにより、改良体の水平変位が鋼管杭より増大したものと考えられる。このような塑性化を確認するため、荷重試験終了後に、試験体を掘り出し、改良体のクラック発生状況を確認した(写真-3)¹⁾。大変位までの荷重試験では、鋼管杭の周りの改良体、改良体の継ぎ目などの弱点にクラックが発生したことが観察された¹⁾。したがって、ある変位以上になると改良体の塑性化が生じるものと考えられる。

なお、荷重の増加に伴う変位差は、周辺地盤の剛性、地盤改良体と杭材の剛性などの相対関係によって異なるが、当地盤は軟弱であるため、ある程度の変位まで改良体と杭の一体性は確保されたと思われる。

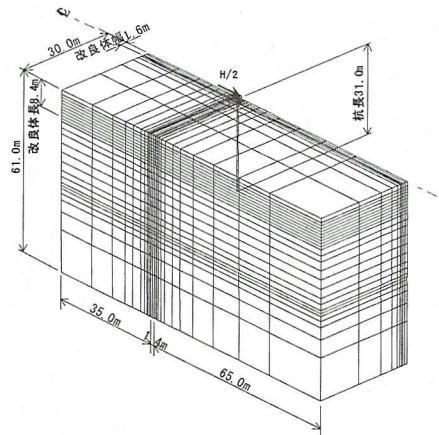
したがって、改良体と杭が一体性を保つ範囲では、杭径よりも荷重作用方向に対する地盤改良前面の幅をパラメータとして、支持力を評価するのが合理的と考えられる。

5. 3次元FEM解析によるメカニズムの検討

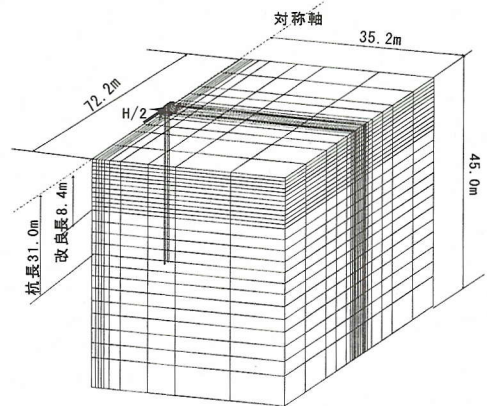
地盤改良複合杭の水平抵抗メカニズムを詳細に検討するために、具体的に、

- ①地盤改良複合杭基礎の水平支持力特性
- ②設計モデルの地盤反力係数の妥当性の検討
- ③地盤改良部の改良地盤と杭の断面力分担の検討
- ④地盤改良体と杭の一体性
- ⑤簡易設計モデル妥当性のチェック

のために、荷重試験で実施された地盤改良複合杭のD面及びB面荷重のシミュレーション解析を実施した。解析は、3次元非線形FEM解析ソフト(MuDIAN)を用いた。



(a) B面荷重モデル



(b) D面荷重モデル

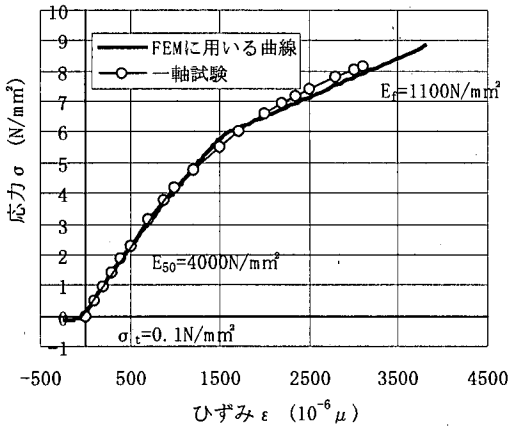
図-12 3次元FEM解析モデル

(1) FEM解析モデル

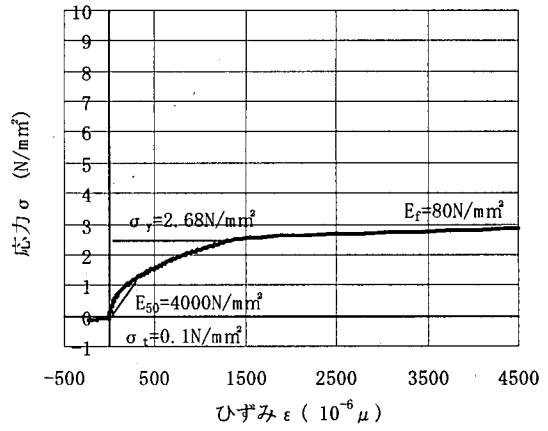
D面荷重とB面荷重に関する解析モデルを図-12に示す。各モデルとも、対称条件を考慮した1/2モデルである。モデルの寸法は鉛直方向では、杭長の1.5~2倍の長さとし、水平方向では杭長程度とした。ただし、D面荷重モデルの荷重方向の受働側水平長と鉛直長は先に行ったB面荷重モデルの解析結果から推定し影響領域以外の領域を削って寸法を小さくした。モデルの特徴は以下のとおりである。

- ①周辺地盤は非線形6面体要素を用いた。地盤の降伏基準としてはMohr-Coulombの構成式¹³⁾を用いた。

$$f = \bar{\sigma}_m \sin \phi + \bar{\sigma} \cos \phi - \bar{\sigma} / \sqrt{3} \sin \phi \sin \theta - c \cos \phi = 0 \quad (7)$$



(a) Case 1



(b) Case 2

図-13 改良体のσ～ε曲線

ここに,

$$\bar{\sigma} = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}{2}}, \text{ kPa}$$

$$\bar{\sigma}_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}, \text{ kPa}$$

$$\theta = \left(\sin^{-1} \left(\frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{(J_2)^{3/2}} \right) \right) / 3, \text{ rad}$$

$$J_3 = \frac{1}{3} \sigma_{ij} \sigma_{jk} \sigma_{ki}$$

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]$$

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: 主応力, kPa

c: 粘着力, kPa

ϕ : 内部摩擦角, °

- ②改良体も非線形6面体要素を用いた。ただし、改良体においては、林一日比野の構成則に基いて、Mohr-Coulombでは弾性とされる領域の非線形性と引張強度を考慮した。解析は図-13のように、比較的圧縮強度の高い試験体の一軸圧縮試験の結果に基づいたCase 1と、改良強度のばらつき(式(2))、オーバーラップ(式(4))の影響を考慮して強度を($\sigma_y = \alpha \cdot \beta \cdot (1-m \cdot V_{qui}) \cdot \lambda \cdot \bar{q}_{ul} = 0.85 \times (1-1.3 \times 0.38) \times 0.7 \times 8.64 = 2.68 \text{ N/mm}^2$)低減し、 E_{50} をCase 1と等しくしたCase 2の2ケースの応力～ひずみ関係を満足する定数を設定した。引張強度としては、2ケースとも $\sigma_{te} = 0.1 \text{ N/mm}^2$ を与えた。

- ③杭の曲げせん断は、図-14のように杭中央に梁要素を配置して代表し、さらに杭の節点と周辺の地盤節点を杭半径長の剛な梁要素で放射状に連結した³⁾。このようにすることによって、杭前面や周面

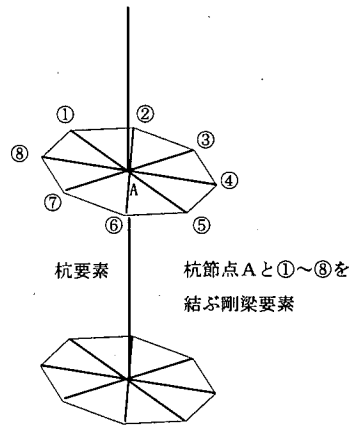
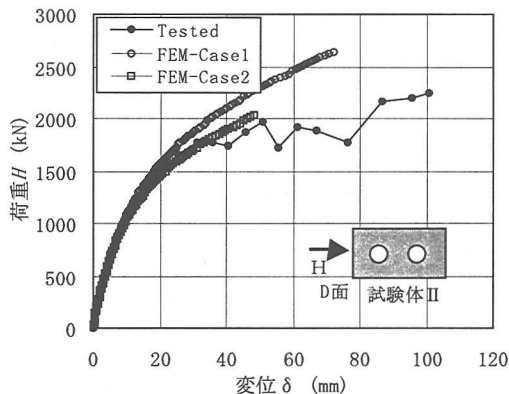
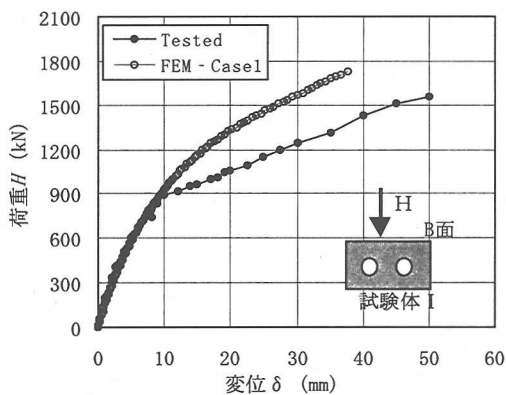


図-14 杭と周辺地盤のモデル³⁾

の抵抗を考慮できるようにした。また、杭の周面には10cmの厚さの薄層要素を設けスリップを表現できるようにした。しかし、本検討において対象とした杭は合成鋼管杭であり、鋼管杭と一体化されたソイルセメントが杭周辺での急激なせん断を緩和すると考え、薄層要素は周辺地盤と同等の材料特性とした。

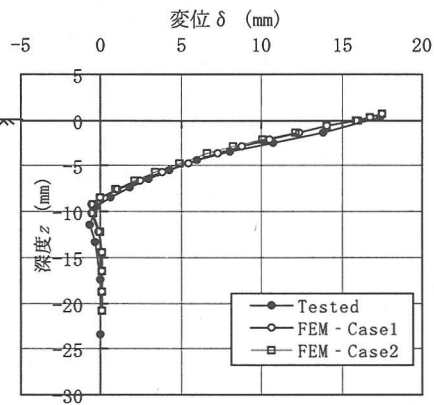
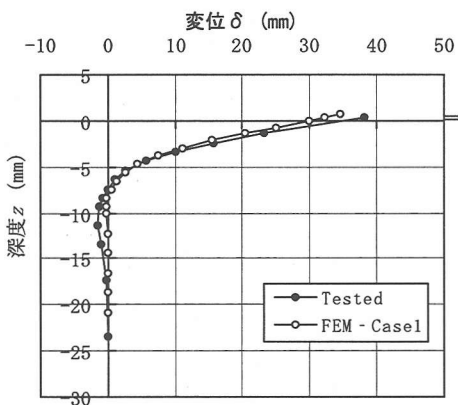
- ④載荷試験体にコンクリートフーチングと地盤との間に、厚さ20mmの発泡スチロールを設け、摩擦等の界面の影響を除去している。FEM解析においてもこの要素をモデル化した。
- ⑤境界条件は、側面、底面それぞれの面の法線ベクトル方向の変位のみを固定した。初めに自重解析を行い、その後、鉛直荷重1000kNを載荷してから、水平荷重を100ステップで段階的に載荷した。



(a) B面載荷

(b) D面載荷

図-15 FEM解析した水平変位 δ ～荷重 H 曲線



(a) B面載荷

(b) D面載荷

図-16 FEM解析した水平変位 δ ～深度 z 曲線 ($\delta/B=1\%$ 時)

(2) 水平挙動のシミュレーション

本検討では、強軸方向のD面載荷に重点に置いた解析を実施した。これは、弱軸方向のB面載荷では、側面の幅が短いため、側面の摩擦抵抗も小さく、また、改良体の剛性もD面載荷に比べて小さいため、1本の杭載荷試験条件に近い。これに対し、D面載荷では、側面摩擦抵抗や改良体の高い剛性などの地盤改良複合杭の特徴をより多く有していると考えられるためである。図-15に3次元FEM解析した荷重 H と水平変位 δ の関係を試験結果と併せ示している。

D面載荷試験では、Case 1, Case 2のFEM解析結果より得られた H ～ δ 曲線は載荷試験の H ～ δ 曲線と、 $\delta/B=2.5\%$ ($\delta=35$ mm)までは、概ね一致する。 $\delta/B=2.5\%$ ($\delta=35$ mm)を超えると、Case 2の解析結果がCase 1の解析結果に比べて試験結果に近い。これは、大変形時には、ラップなどの影響により塑性

化が進行した可能性を示すものである。すなわち、水平変位が小さいうちは、改良体と杭が一体となって挙動するため高い剛性を示し、変位が大きくなると改良体の一部が塑性化し剛性が低下するためと考えられる。

弱軸方向のB面載荷の解析結果は、水平変位が約 $\delta/B=0.3\%$ ($\delta=10$ mm)までは実測値と一致している。それ以上の変位では、計算値の方が試験値より大きい。

FEM解析より得られる杭の水平変位 δ と深度 z 、分布 ($\delta/B=1\%$ 時)の関係を載荷試験結果とともに図-16に示す。図より、B面、D面載荷試験ともFEM解析による変位～深度の分布は載荷試験の結果と一致している。

以上、3次元FEM解析により地盤改良複合杭の挙動をある程度の精度でシミュレートすることができた。

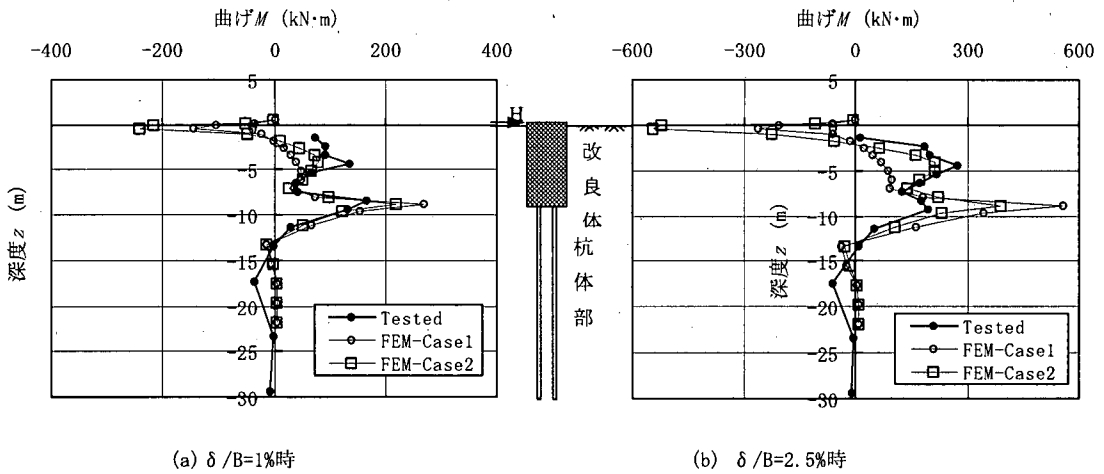


図-17 D面載荷 鋼管杭の曲げモーメントの比較

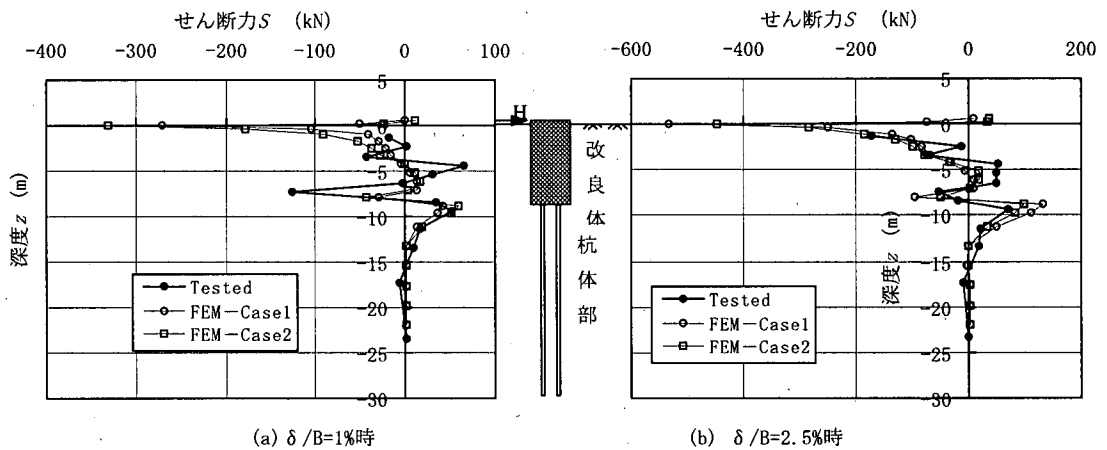


図-18 D面載荷 鋼管杭のせん断力の比較

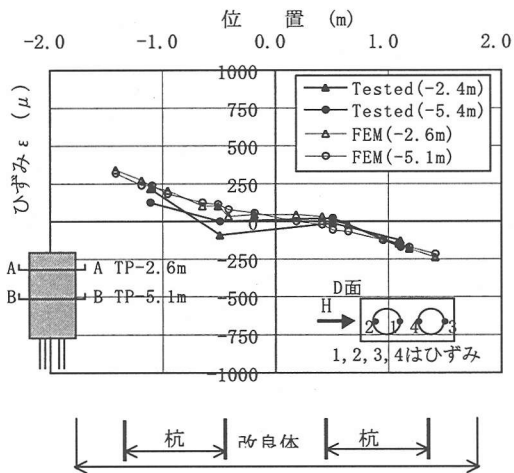
(3) 断面力の比較

D面載荷の解析より得られた合成鋼管杭鋼管部曲げモーメント、せん断力と実測値の比較を図-17、図-18に示す。水平変位 $\delta/B=1\%$ ($\delta=14\text{mm}$)においては、Case 1, Case 2ともに改良体中央部と改良体底部位置の曲げモーメントおよびせん断力のピークを精度良く解析できている。しかし、水平変位 $\delta/B=2.5\%$ ($\delta=35\text{mm}$)においては、Case 1は改良体中央部のピークが試験結果よりも小さく、Case 2の方がより試験値に近似している。したがって、改良体の強度は、ラップ部など弱部を考慮してCase 2のように低下させた材料特性を用いて評価するのが妥当と考えられる。

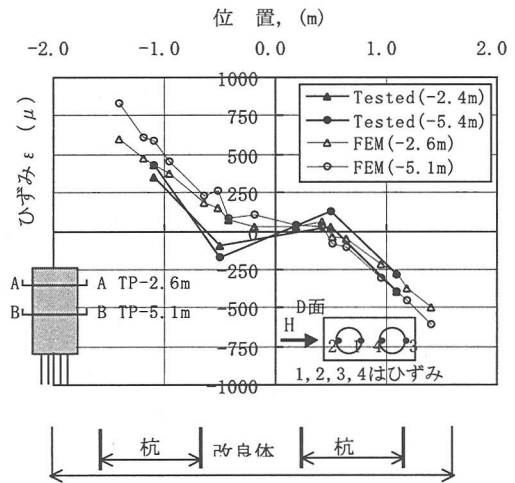
(4) 改良体と杭の一体性

図-19はD面載荷に対するCase 2の解析結果より得られる深度の異なる断面の改良体の鉛直ひず

み分布と鋼管杭におけるひずみ計による鉛直ひずみ実測値を比較したものである。検討断面はTP-2.6mの断面、TP-5.1mの断面の2断面(図-19)とした。解析結果より得られる $\delta/B=1\%$ における2断面の鉛直ひずみ分布は $\delta/B=2.5\%$ のそれらに比べてばらつきが小さく、おおむね直線分布となっている。一方、 $\delta/B=1\%$ における鋼管の実測ひずみ分布は、TP-2.6mの断面では、FEM解析の結果と一部異なっているものの、それ以外の計測点ではFEM解析結果とほぼ一致する。したがって、 $\delta/B=1\%$ では、平面保持の条件がほぼ成立していると考えられる。しかし、 $\delta/B=2.5\%$ では、杭と改良体が1%時に比べ、不連続な挙動をしていることが実測及び解析結果から伺える。これは、改良体の塑性化に伴い、杭と改良体の相対変位が生じることを意味し、前述の載荷試験結果において、杭と改良体の変位差が大きくなったのと同じ傾向と考えられる。

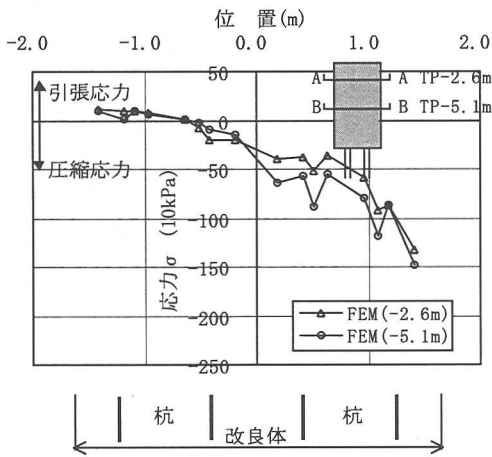


(a) $\delta/B=1\%$ 時

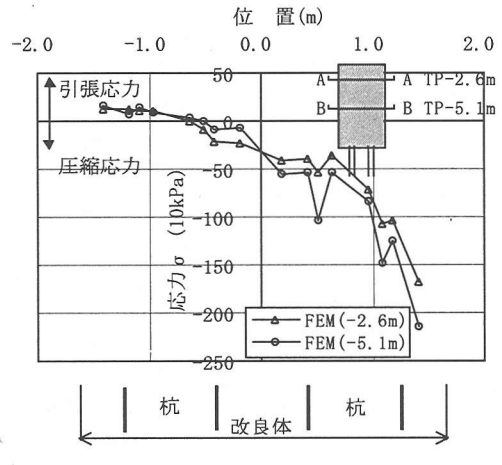


(b) $\delta/B=2.5\%$ 時

図一十九 D面載荷 FEMによる改良体のひずみ分布と実測ひずみとの比較 (Case 2)



(a) $\delta/B=1\%$ 時



(b) $\delta/B=2.5\%$ 時

図一二十 D面載荷 FEMによる改良体の応力分布 (Case 2)

また、 $\delta/B=1\%$ と2.5%の変位をさせた時の鉛直ひずみの勾配は、TP-5.1m断面の方が他断面より大きい。これは、この断面の前後に大きな曲げモーメントを生じているためと考えられる。

次に、Case 2の解析結果よりTP-2.6mの断面、TP-5.1mの断面における鉛直応力～位置の関係を図一20に示す。断面鉛直応力は、後列の杭より背面側では、引張り応力が生じ、解析で設定した改良体の引張強度 $\sigma_t=0.1\text{ N/mm}^2$ を超えており、それより前面では、圧縮応力が分布している。 $\delta/B=1\%$ の変位において、鋼管杭付近で特に応力低下がみられる。それ以外の改良体の応力分布はほぼ直線である。 $\delta/B=2.5\%$ 変位では、前面の鋼管杭付近の応力低下が顕著になる。ただし、圧縮側の鉛直応力の値は最大で

も2.5 N/mm^2 程度で、改良体の降伏応力レベル($\sigma_s=2.68\text{ N/mm}^2$)には至っていない。

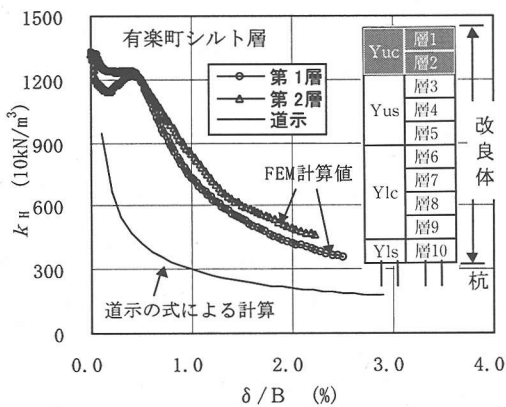
荷重試験結果とFEM解析より、地盤改良複合杭基礎は、 $\delta/B=1\%$ までの変位では、平面保持仮定をほぼ満足することがわかった。この時、改良体と杭が一体になった挙動を示す。したがって、 $\delta/B=1\%$ までの変位において、地盤改良複合部は、連続体とし脚付ケーソン基礎に類似した基礎と考え、設計することができると考えられる。

(5) 地盤反力係数

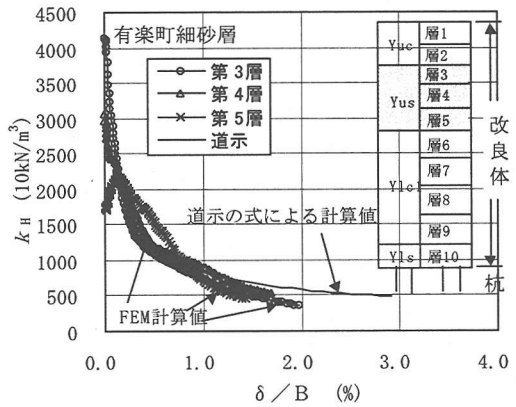
地盤改良複合杭基礎の設計モデルにおける地盤抵抗は、地盤バネで評価している。その地盤バネの評価の妥当性を検証するために、水平方向地盤反力係数

表一五 地盤改良複合杭基礎の考え方

	ソイルセメント改良体	+	杭	=	地盤改良複合杭基礎
施工	<ul style="list-style-type: none"> ・深層混合処理により改良体形成 ・改良深さ $L_1 = 1/\beta \sim \pi/2\beta$ ・$q_{ack} = 1 \text{ MPa}$ 以上 ・$E_{50} = 500 \text{ MPa}$ 以上 		<ul style="list-style-type: none"> ・通常の杭工法で建込み ・改良体を貫通して支持層までに根入れ ・改良体と一体させる 		・組合せ
評価	<ul style="list-style-type: none"> ・軟弱地盤ではケーソンとみなす 		<ul style="list-style-type: none"> ・杭 		<ul style="list-style-type: none"> ・軟弱地盤では原地盤に対して改良体が十分な強度と剛性を有するため、ケーソン+組杭として評価
特徴	<ul style="list-style-type: none"> ・原地盤を有効に利用し環境に優しい ・液状化、側方流動の抑制 ・土留めとして兼用 ・施工が容易で、工費が安い 		<ul style="list-style-type: none"> ・深く支持層に到達できる ・杭の支持力の決定に自由度が大きい ・施工法が確実 		<ul style="list-style-type: none"> ・改良体で大きな水平耐力を取る ・杭は支持層に到達で、鉛直沈下が小さい ・環境に優し、産廃処理が少ない ・工費の低減が可能
モデル図					
	<p>注) k_H: 前面の水平方向地盤反力係数 k_V: 底面地盤反力係数 k_S: 底面の水平方向せん断地盤反力係数 k_{SVB}: 前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数 k_{SVD}: 側面の鉛直方向せん断地盤反力係数 k_{SHD}: 側面の水平方向せん断地盤反力係数 V, H, M: 作用力</p>				



(a) 有楽町シルト層



(b) 有楽町細砂層

図一21 D面載荷 水平方向地盤反力の比較 (Case 2)

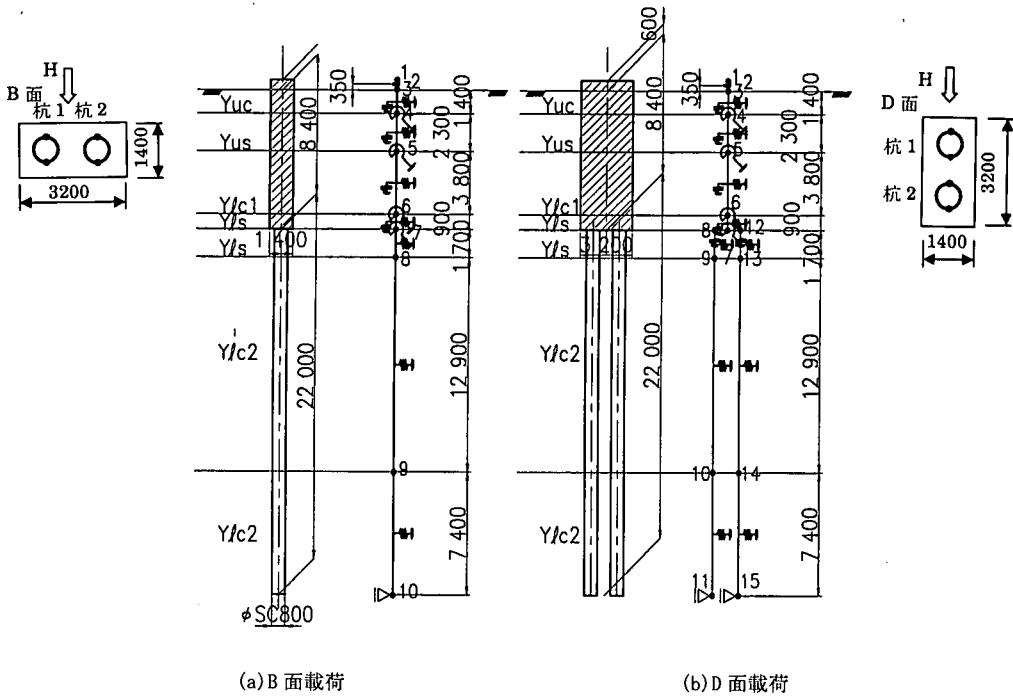


図-22 梁バネモデル

に関して、3次元 FEM 解析で得られた地盤内応力から算出された値と道路橋示方書⁴⁾式(9)にしたがって計算された値を比較した。図-21 にこのようにして求めたそれぞれの地盤反力係数の比較を示す。ここに、3次元 FEM の水平方向地盤反力係数は式(8)により、同一深度にある改良体に接する地盤要素中心の水平方向応力と改良体の変位より求めた。また、設計モデル用の地盤バネに相当する地盤反力係数(表-5)は、道路橋示方書に示された式(9)⁴⁾及び式(10)¹⁰⁾に示す変位依存性の式により求めた。

$$k_H = \frac{\sigma_{py} - \sigma_{ay}}{\delta_y} \quad (8)$$

$$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{30} \right)^{-3/4} \quad (9)$$

$$k_{H0} = \frac{1}{30} \alpha E_0$$

$$k_H' = k_H \left(\frac{\delta}{B} \right)^{-0.5} \quad (10)$$

ここに、

σ_{py} , σ_{ay} : FEM 解析より求められる改良体前面、

背面の水平方向応力, kN/m^2

δ_y : FEM 解析より求められる水平方向の変位量, m

B_H : 基礎の幅, m

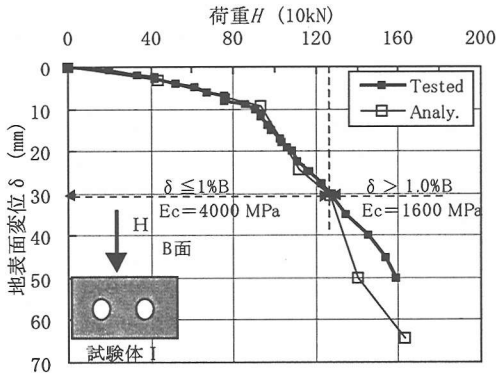
αE_0 : 補正した地盤の変形係数, kN/m^2

図-21 より、設計モデルに対する地盤反力係の値は、有楽町細砂層では3次元 FEM 解析値と同程度であり、有楽町シルト層では小さな値となっている。

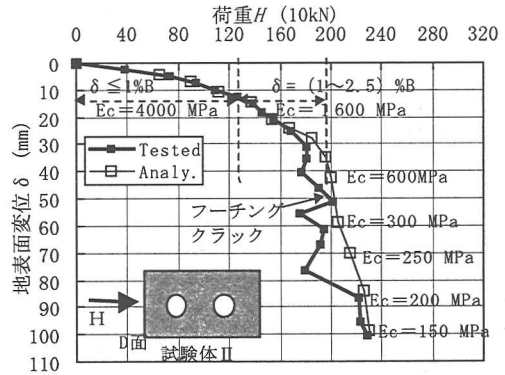
6. 梁バネモデルによる設計手法の提案

(1) 設計モデル

載荷試験および3次元 FEM 解析結果から、地盤改良複合杭基礎の挙動は、少なくとも基礎幅の1%に相当する変位まででは、改良体と鋼管杭が複合した全体系で外力に抵抗することがわかった。そのとき、改良体は平面ひずみ保持条件を満たし、弾性的な挙動を示す。ここでは、道路橋示方書⁴⁾において、杭基礎の設計に実績のある曲げ剛性を有する梁と地盤反力を表現する地盤バネを組合せた梁バネモデル(図-22)を基本設計モデルとして検討を進める。本基礎形式におけるモデルは、表-5 に示すように、上部

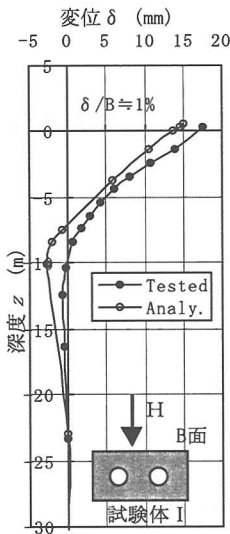


(a) B面載荷

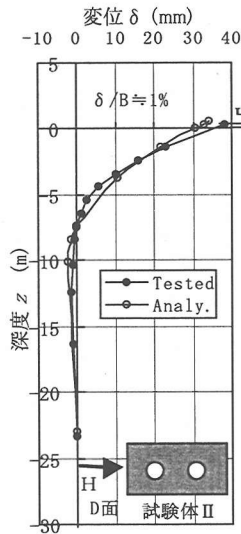


(b) D面載荷

図-23 梁バネモデルによる $\delta \sim H$ 曲線

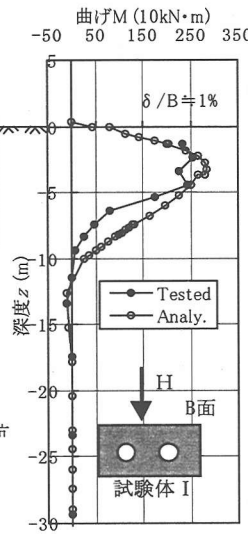


(a) B面載荷

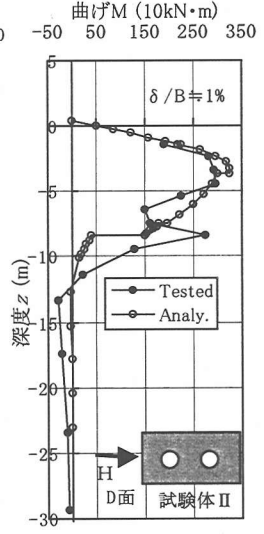


(b) D面載荷

図-24 水平変位～深度関係の比較



(a) B面載荷



(b) D面載荷

図-25 断面曲げモーメントの比較

の改良体と杭の複合部をケーソンとみなし、下部の合成鋼管杭を通常の杭基礎として取扱った。

以下に、梁バネモデルを用いた解析結果を、載荷試験の結果と比較して、この設計モデルの有効性を検証した。

(2) 解析結果

梁バネモデルによる解析は、変位法により行った。梁バネモデルにより解析した荷重～変位曲線を図-23に示す。改良体複合部には、道路橋示方書⁴⁾の

ケーソン基礎と同様の6種類の地盤バネを考慮し、杭体部には、水平バネのみを考慮した。

改良体の変形係数は $\delta/B = 1\%$ 以上では、改良体の非線形性を等価線形として考慮し、変位の増大とともに等価変形係数が減少していくものとした。室内一軸圧縮試験結果および応力レベルに基づき、1%変位までの変形係数は $E_{50} = 4000$ MPaとし、(1%~2.5%)変位では $E_c = 1600$ ($0.4 \cdot E_{50}$) MPaとした。変位が2.5%以上では、一軸載荷試験のデータがないので、変形係数が $E_c = 150 \sim 1600$ MPaの範囲で段階的に低下

させた。

図-23はこのようなモデル解析により求めたB面及びD面の地表面変位～荷重関係を載荷試験とともに示したものである。図より、B面載荷においてもD面載荷においても、地盤改良複合杭基礎の試験の荷重～変位曲線を精度よく解析できた。特に、基礎幅の1%変位までは、改良体の変形係数として E_{50} を用いた解析値は、試験値とよく一致している。また、梁バネモデル解析した基礎幅の1%変位の水平変位～深度の関係を傾斜計による実測から算出した変位と比較したものを図-24に示す。B面、D面とも、両者の分布傾向がほぼ一致することがわかる。

一方、基礎幅の1%変位における梁バネモデルにより計算した改良体と杭複合部の曲げモーメントと鋼管ひずみ計の実測鉛直ひずみから求めた複合部の曲げモーメントの比較を図-25に示す。ここでは、鋼管杭と改良体が一体的に挙動し、平面保持の仮定が成立するものとした。D面載荷およびB面載荷試験とも、梁バネモデルにより計算した曲げモーメントは実測値とある程度一致している。

(3) 考察

以上の検討結果から、基礎幅の1%程度の変位においては、梁バネモデルは、地盤改良複合杭基礎の挙動や、断面力などをある程度精度よく評価できることがわかった。また、この程度の変位までは、本基礎の挙動は地盤改良体の剛性を一軸圧縮試験より求めた E_{50} 相当の弾性体とみなせるとことがわかった。したがって、常時、震度法⁴⁾レベルでは、基礎幅Bの1%の水平変位を弾性限界として評価してよいと考えられる。

7. まとめ

今回、新たに開発した地盤改良複合杭基礎の原位置載荷試験、3次元FEM解析および梁バネモデル解析結果から、以下の事項が明らかとなった。

1. 深層混合処理工法による改良体と鋼管杭を複合した新しい基礎形式は、地盤改良部の剛性が高く、前面の受働抵抗と側面の摩擦抵抗により、一般の杭基礎よりも大きな水平支持力が期待できることが確認された。
2. 軟弱地盤において、地盤改良による改良体と鋼管杭は、基礎幅の1%程度の変位において一体構造としての挙動を示し、十分な複合効果が見られた。

3. 道路橋示方書により求めた水平方向の地盤反力係数は、3次元FEM解析結果より求められたものと同程度あるいは小さな値となっている。

4. 改良体部の剛性を考慮した梁バネモデルによる解析結果は、地盤反力係数および改良体の剛性の変位依存性を考慮すれば、地盤改良複合杭基礎の挙動および断面力が評価できると考えられる。

今後の検討課題として、原位置試験、模型試験、数値解析などのデータを蓄積したうえで、さらなる合理的設計法及び施工法を確立する必要がある。本基礎形式が構造物の安全性の確保とコストの縮減および環境負荷の低減に大きく寄与できることを期待している。

謝辞：本基礎形式の検討にあたり、(財)高速道路技術センターにて「東京外環自動車道 基礎構造に関する技術検討」委員会(委員長：前田良刀 九州共立大学)の関係各位には適切なお指導をいただいた。また、原位置での載荷試験及び解析にあたり、前JH東京建設局の和田宣史、鈴木永之様、前JH浦和工事事務所の河野真美様、(株)竹中工務店技術研究所の山下清様、(株)計測リサーチコンサルタントの岡本和広様、(株)地盤試験所の高野公作様など関係者の方々より多大なご協力ご指導をいただいた。ここに記して、深く謝意を表す。

参考文献

- 1) 河野真美, 和田宣史, 鈴木永之, 坂手道明: 軟弱地盤での地盤改良複合杭基礎とその載荷試験, 橋梁と基礎, Vol. 34, No. 1, pp. 21-27, 2000. 1.
- 2) 岡扶樹, 本宮栄二: 鋼管ソイルセメント杭の開発, 橋梁と基礎, Vol. 33, No. 8, pp. 87-89, 1999. 8.
- 3) 河野真美, 駒場勝美, 乃村, 平井卓, 土屋富男, 山下清: 地盤改良複合杭の水平載荷試験の解析, 土木学会第54回年次学術講演会, 1999, 9.
- 4) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編, 1996. 12.
- 5) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 1996. 12.
- 6) (財)日本建築センター: 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針, セメント系固化材を用いた深層, 浅層混合処理工法, 1998. 3.
- 7) (財)土木研究センター: 陸上工事における深層混合処理工法設計施工マニュアル, 1996. 12.
- 8) (財)国土開発技術研究センター: 同時埋設合成鋼管杭工法(ガンテツパイル), 一般土木工法・技術審査証明 報告書, 1995年3月.

