

フーチングを有しない多柱式ラーメン構造の性能検証法「地盤バネの特性」

(株)オリエンタルコンサルタンツ 正会員 〇大森貴行 国立研究開発法人 土木研究所 正会員 飯島翔一
 国立研究開発法人 土木研究所 正会員 河野哲也 国立研究開発法人 土木研究所 非会員 七澤利明
 (株)オリエンタルコンサルタンツ 正会員 原田健彦 J F E シビル (株) 正会員 尾添仁志

1. はじめに

フーチングを有しない多柱式ラーメン構造は、一柱一基礎構造で構成されたラーメン構造である(図-1). 本構造は、港湾の直杭式横棧橋に類似する構造であるが、道路橋としては新構造であり、道路橋示方書が想定する構造とは、フーチングを有しない等の相違がある. また、このようなフーチングを有しない構造の地盤反力特性や耐震性能は十分に明らかになっていない.

そこで本稿では、フーチングを有しない一柱一基礎構造における水平方向の地盤反力抵抗特性を評価することを目的として、実験および再現解析を行った結果を報告する.

2. 実験模型

図-2 に実験概要を示す. 実験模型は、類似の実構造物の諸元を参考に定めた. 表-1 に実構造物と実験模型の諸元をそれぞれ示す. なお、遠心加速度は25Gである.

実験ケースは、突出長 h を実スケールで5 m (Case 1) 及び10 m (Case 2) の2 ケースである(図-2). いずれのケースについても、杭基礎構造と地盤との相互関係に着眼するため、単純な1本柱モデルとした. また、鋼管柱の模型には、遠心場で曲げ剛性 EI を等しくしたアルミ管(A6063TD-T83 材, 外径 $D = 20$, $t = 1.2$ mm)を採用した.

模型地盤材には東北桂砂7号を採用し、相対密度80%で締め固めた. 地盤定数は圧密・排水三軸圧縮試験により、内部摩擦角 ϕ は 45.1° , 遠心場での変形係数 αE_0 は $88,000 \sim 144,000 \text{ kN/m}^2$ (拘束圧により変化)である.

3. 荷重方法と計測

荷重荷重は、アルミ管柱頭部に取付けた荷重用治具に、正負交番水平荷重を変位制御により作用させる(図-3). 水平荷重は、基準変位 δ_0 を1mmとし、 δ_0 を整数倍に漸増($\alpha\delta_0$, $\alpha = 1, 2, 3, \dots, 25$)させることで荷重する. なお、 δ_0 は実構造における鋼管柱が降伏する変位であり、各変位レベルの繰返し回数 n は3回である. また、実験で使用するアルミ管柱は降伏モーメントが大きいため、本稿で考察する範囲において降伏しない.

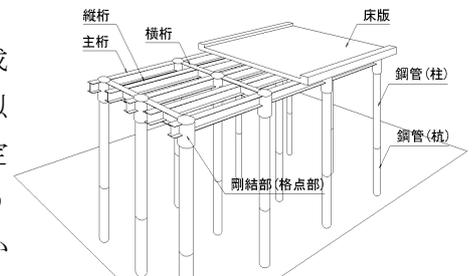


図-1 多柱式ラーメン構造の例
荷重方向(正方向)

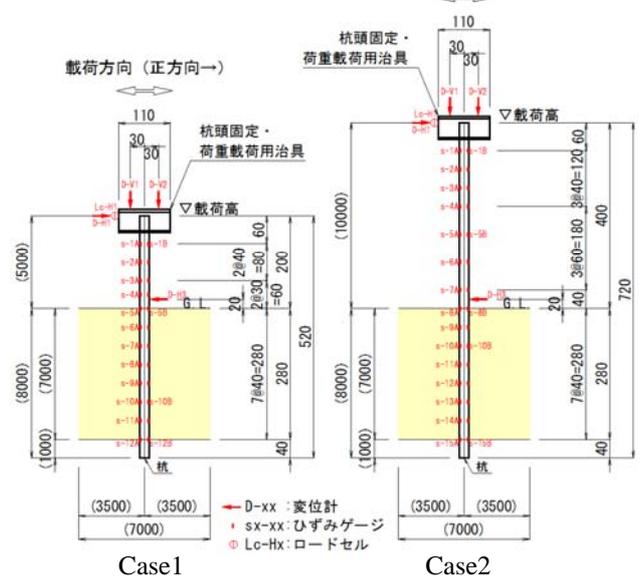


図-2 実験概要

表-1 実構造物と実験模型の相似関係

項目	記号	相似率	単位	今回対象		
				実構造 (9-ゲット)	プロトタイプ換算値	実験模型
柱長	h	$1/N$	m	5.00	5.00	0.200
杭長	l	$1/N$	m	8.00	8.00	0.320
杭径	D	$1/N$	mm	500	500	20.0
板厚	t	$1/N$	mm	9	30	1.2
径厚比	R_t	1	-	0.053	0.048	0.048
弾性係数 (対ゲット比)	E	1	MN/m ²	2.00E+05	6.88E+04 (0.34)	6.88E+04 (0.34)
ポアソン比	ν	1	-	0.30	0.30	0.30
降伏点 (対ゲット比)	σ_y	1	MN/m ²	235.0	255.4 (1.09)	255.4 (1.09)
断面積	A	$1/N^2$	m ²	1.77E-02	5.64E-02	9.02E-05
断面二次モーメント	I	$1/N^4$	m ⁴	4.18E-04	1.23E-03	3.14E-09
伸び剛性 (対ゲット比)	EA	$1/N^2$	MN	3.54E+03	3.88E+03 (1.10)	6.21E+00 (1/23.9 ^2)
曲げ剛性	EI	$1/N^4$	MNm ²	8.37E+01	8.45E+01 (1.01)	2.16E-04 (1/24.9 ^4)
降伏モーメント ^{※1} (対ゲット比)	M_y	$1/N^3$	kNm	3.93E+02	1.25E+03 (3.19)	8.03E-02 (1/17.0 ^3)

※1 軸力 $N=0$ の場合を示す. 初期軸力(上部構造反力)の相似則を満足できない場合には、その影響を考慮する必要がある.

キーワード 多柱式ラーメン構造, 一柱一基礎構造, 遠心実験, フーチングレス, 正負交番, 地盤バネ

連絡先 〒812-0011 福岡市博多区博多駅前3-2-8 住友生命博多ビル 12F (株)オリエンタルコンサルタンツ TEL 092-433-6206

4. 解析モデル

本稿で報告する再現解析は、図-4 に示す解析モデルに対して、アルミ管柱頭部の荷重を漸増させるものである。解析に用いた諸定数は実験模型と同スケールとし、解析では25G遠心場を再現する。

考慮する地盤抵抗はアルミ管柱前背面の水平地盤抵抗であり、式(1)に示す道示IVの杭基礎前面の地盤抵抗ばねによりモデル化した。

$$k_{HE} = \eta_k \alpha_k k_H, \quad k_H = \alpha E_0 / 0.3 (k_H / 0.3)^{3/4}, \quad P_{HU} = \eta_p \alpha_p P_U \quad (1)$$

ここに、 k_{HE} , k_H は地震時の水平方向地盤反力係数であり、 E_0 は2.で示した試験値を用いた。 P_{HU} は水平方向地盤反力係数の上限値、 P_U は地震時の受働土圧強度である。式中の諸係数は道示IVより引用した。

5. 実験結果とフィッティング解析

実験および解析で得られた作用荷重 P と荷重作用位置の水平変位 δ の関係を図-5 に示す。縦軸に荷重荷重、横軸に変位を示している。また、地表面位置におけるアルミ管柱の変位 (実験値) が、柱径の 1%, 5% および 10% になった点も併せて示している。なお、実験結果は、各変位レベルにおいて、 $n = 1, 2, 3$ のときの結果を分けて記載している。

実験結果を見てみると、いずれのケースについても、 $\delta = 8 \text{ mm}$ 程度までは P - δ 関係はほぼ線形である。ただし、その勾配については、Case 2 よりも Case 1 の方が大きい。一方、荷重変位が 6 mm 程度の時の地表面のアルミ管柱の変位について見てみると、Case 1 では 0.1D 程度であるのに対し、Case 2 ではその半分の 0.05D 程度である。以上より、Case 2 における P - δ 関係の勾配が小さくなったのは、地表面より上の突出部の曲がりによるものと考えられる。このように、突出長の違いにより、全体の変形モードが異なり、その結果、地盤抵抗力にも違いが生じることが明らかになった。

解析結果を見てみると、いずれのケースについても、変位レベルがアルミ管柱径の 5% 以下では概ね実験結果と同程度の勾配が得られており、図-4 の解析モデルにより、突出長の違いによらず、 P - δ 関係を推定できることが分かる。ただし、いずれのケースについても、変位レベルがアルミ管柱径の 5% 以上になると、実験結果と乖離する傾向がみられるため、今後、解析モデルの改良が必要である。

6. まとめ

今回の検証結果から、本実験の仮定条件下において、フーチングの有無や杭の突出長に関係なく道示IV式を使用した解析モデルにより、実験で計測された P - δ 関係を概ね再現できることが明らかとなった。しかし、大きな変位レベルでは実験結果と乖離する傾向が見られた。今後は、基礎の特性値 β や杭の突出長 h が変形モードに与える影響を分析すると共に、粘性土地盤、杭本数が増えた時の現象、さらに動的挙動などに関する実験を行い、これらの結果も踏まえて、本構造の地震時挙動をより詳細に分析するとともに、精度よく評価できる解析モデルを提案する予定である。

参考文献 1) 梅林 他：鋼多柱式ラーメン構造の耐震性能検証法に関する研究, 第 69 回年次学術講演会, I -397

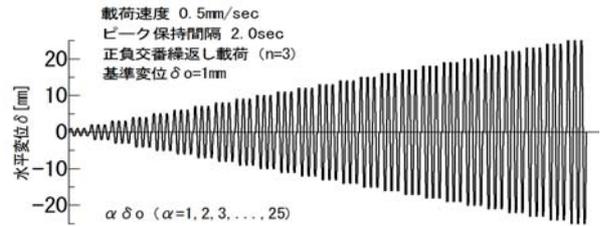


図-3 荷重パターン

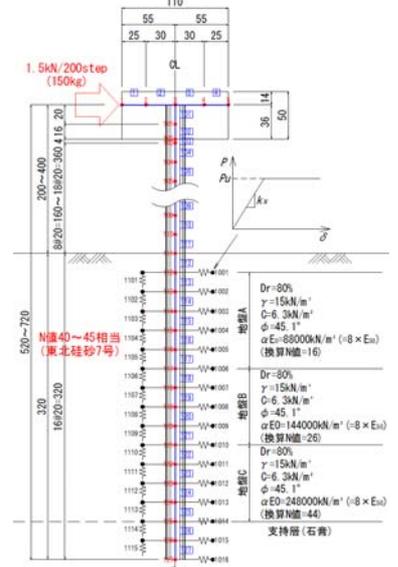
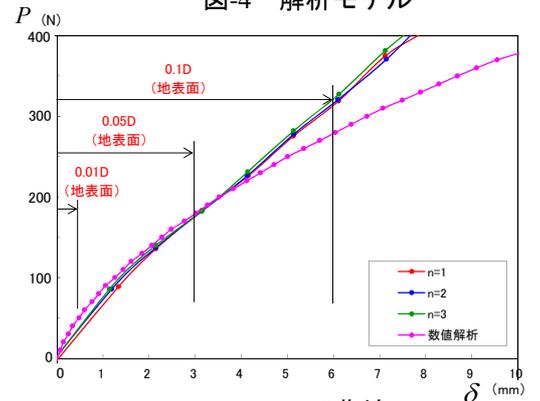
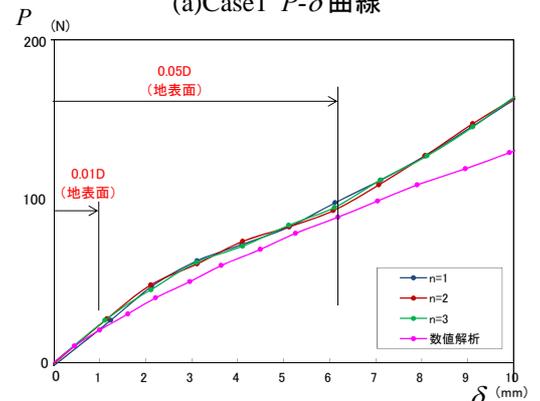


図-4 解析モデル



(a)Case1 P- δ 曲線



(b)Case2 P- δ 曲線

図-5 実験結果と解析結果