フーチングを有しない多柱式ラーメン構造の動的挙動を評価するための遠心場の加振実験

㈱オリエンタルコンサルタンツ

国立研究開発法人 土木研究所

JFEシビル(株)

国立研究開発法人 土木研究所 正会員〇林 克弘 ㈱オリエンタルコンサルタンツ 正会員 大森貴行 国立研究開発法人 土木研究所 非会員 七澤利明

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、港湾の直杭式横桟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¹⁾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り、道路 橋示方書の設計法の適用性が不明である.そのため、精 度の高い動的解析による耐震性能の評価が必要であり、 解析モデルの妥当性を確認するには、静的実験²⁾に加え 動的実験による検証が不可避である.そこで本稿は、動 的挙動の把握を目的に行った、大型動的遠心力載荷試験 装置による縮小模型実験の結果を報告するものである.

2.実験模型と計測

図-2に実験模型と計測内容を示す.計測項目は、供試 <断面図>体の挙動把握を目的に,載荷点における水平荷重と変位,地表面の変位,柱・杭の軸ひずみとした.実験模型は,類似の実構造物の諸元を参考に表-1に示すとおりに設定した.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 とし、地 盤と杭の関係に着目する単純化モデル Case 1(単柱)と、 より実構造に近いラーメンモデル Case 2(3本柱)の2 ケー スとした.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 =20mm、t = 1.2 mm)を採用した.

模型地盤材料は SERIES1(以下, S1)砂質土(東北桂砂 7号)と SERIES2 (以下, S2) 粘性土(DL クレー(3)+カオ リン粘土(1))の 2 タイプとし、土質の違いが動的挙動に 与える影響を確認した.したがって、実験ケースは Case 1-S1, Case 1-S2, Case 2-S1, Case 2-S2 の4 ケースである. 実験前に行った三軸試験の結果、地盤定数は S1 が内部 摩擦角 ϕ =45.1°,遠心場での変形係数 aE_0 =88,000~ 144,000 kN/m²(拘束圧により変化)で、S2 が粘着力 c=2.21kN/m², aE_0 =84,800~208,000 kN/m²であった.

3.入力地震波と目的

キーワード 一柱一基礎構造,遠心実験,加振実験,変位,地盤種別,柱・杭本数 連絡先 〒151-0071 東京都渋谷区本町 3-12-1 住友不動産西新宿ビル 6 号館 (㈱オリエンタルコンサルタンツ TEL 03-6311-7890

床版 縦桁、 横桁 主桁 鋼管柱 (気中部) 格点部 鋼管杭 (地中部) 図-1 多柱式ラーメン構造の例 <平面図> 1500 750 750 310 300 300 280 310 00 50 7500) 00 300 04 8 * 4 150 2@140=280 Case2 Casel (18750) (18750) (37500) - D-xx 変位計 加速度計 sx-xx : ひずみゲージ 標点 :曲げひずみゲージ 🖷 s-xx 1500 750 750 310 440 450 280 Case2 Casel 140 140 MarkVI MarkVI (4100)50 ∇GL+189 20252 FIE (4000) 09 000 乾燥砂 Dr=80 20 13000) 80 280 326 (8150) (000/ 280 46 7GL -280 (2000 石膏(支持層) ∇GL-360 8 (7750) (7500) (7500) (7000) (7750) 圛-2 実験模型(砂地盤(S1)の例, 左: Case1,右: Case2)

正会員梅林福太郎

正会員 河野哲也

正会員 尾添仁志

因-2 実験候空(19地温(31)の例, 2. Case1, 4. Case2 表-1 実構造物と実験模型の相似関係 ^{歳心加速度} 25 G 材料: アルミ(A6063TD-T83)

	記号	相似率	単位	今回対象		
項目				実構造 (ターゲット)	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
弹性係数	F	1	MN/m ²	2.00E+05	6.88E+04	6.88E+04
(対ターゲット比)					(0.34)	(0.34)
ポアソン比	ν	1	-	0.30	0.30	0.30
降伏点	σγ	1	MN/m ²	235.0	255.4	255.4
(対ターゲット比)					(1.09)	(1.09)
断面積	A	$1/N^{2}$	m ²	1.77E-02	5.64E-02	9.02E-05
断面二次モーパト	I	$1/N^{4}$	m ⁴	4.18E-04	1.23E-03	3.14E-09
伸び剛性	FA	$1/N^{2}$	MN	3.54E+03	3.88E+03	6.21E+00
対ターケット比)	12/1			-	(1.10)	(1/23.9 ^2)
曲げ剛性	EI	$1/N^4$	MNm ²	8.37E+01	8.45E+01	2.16E-04
				-	(1.01)	(1/24.9 ^4)
降伏モーメント ^{※1}	My	$1/N^{3}$	kNm	3.93E+02	1.25E+03	8.03E-02
(対ターゲット比)				-	(3.19)	(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。						

-101-

入力地震波は、まずcase1とcase2の振動特性を把握するために、それぞれの固有周期に合わせたsin波(run2, run3)により加振した. その後, run5でlevel1地震動(I-1), run7でlevel2地震動(II-I-1)を入力し, 地震時挙動を 把握した.なお,加振実験の間に、供試体の固有周期を把握するためにrun1,4,6としてsweep波を加振した. これよりS1,S2の固有周期差がcase1とcase2でほとんど無いこと,また実験の進行に伴い,Ⅱ-I-1の入力までは, 構造物の固有周期の変化がほとんど無いことを確認している.

5. 実験結果

図-4,5 に S1.S2 それぞれの casel 単柱模型における上部構造端部の鉛直方向変位と地際部の水平方向変位の 時刻歴応答結果を示す.まず上部構造の鉛直変位に着目する. S1,S2 共に,水平方向の加振に対し run5(level1) で 0.5mm(杭径の 2.5%)程度, run7(level2)で 2mm(杭径の 10%)を超える鉛直変位が生じた. これはそれぞれの加 振で生じた杭地際部の水平変位相当以上の変位量であり,単柱模型の上部構造は縦揺れしているのが確認でき る.次に杭地際部の水平変位に着目する.run5(level1)の S1.S2 地際部の変位は、0.2~0.6mm(杭径の1%~3%) 程度と小さな変位であり,残留変位も生じていない.一方,run7(level2)では S1,S2 共に 2mm(杭径の 10%)程度 の変位が生じた.また,S2では残留変位が生じなかったが,S1では杭径の5%程度の残留変位が生じた.

図-6.7に3本柱の結果を示す.まず上部構造端部の鉛直変位に着目すると,単柱と比べて変位量は小さいが, run7(level2)で S1,S2 共に最大で 0.4mm 程度のわずかな縦揺れが生じた.次に杭地際部の水平変位は、同様に 単柱に比べて変位量は小さいが, level2 で 0.6~1mm(杭径の 3~5%)程度の変位が生じた. なお, 残留変位は S1,S2 両者ともに生じなかった.

6. まとめ

本実験により、単柱・砂質土のケースにおいては有意な水平残留変位が生じること、柱本数が多くなると鉛 直変位・水平変位が小さくなることが明らかになった. 今後, さらに詳細にデータを分析して本構造の動的挙 動を明らかにするとともに、本構造の動的挙動を推定できる解析モデルを提案していく予定である.

参考文献 1)(社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説 IV下部構造編, 2012.3.

2)大森 他: フーチングを有しない多柱式ラータン構造の性能検証法「地盤バネの特性」第70回年次学術講演会,Ⅲ-427.



図-6 S1(砂質土) case2(3 本柱) 時刻歴応答変位

図-7 S2(粘性土) case2(3 本柱) 時刻歴応答変位