# 論文 乾燥砂地盤-RC系杭-建物系の極限応答に関する遠心場振動実験

八森 渉\*1・林 和宏\*2・田村 修次\*3・斉藤 大樹\*2

要旨:相対密度の異なる乾燥砂地盤-RC系杭-建物連成系について,遠心場振動実験を実施した。実験は3 ケースで,いずれも杭頭,次いで地中部に塑性ヒンジが形成される2点ヒンジの破壊モードを呈した。杭が2 点ヒンジの破壊モードを形成すると,建物に作用する応答加速度および最大慣性力は頭打ちになった。また, 基礎部水平変位および建物の傾斜角の最大値と残留値から,地中の杭部材の損傷の関連を検討した。本論の 実験では,杭が2点ヒンジの破壊モードを形成することで,加振中の基礎部最大水平変位が極端に増大する 非線形挙動を確認した。

キーワード:遠心実験,乾燥砂,場所打ちRC杭,破壊実験,極限応答

#### 1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震などの大地震後には,建物の 杭部材損傷が多数確認されている<sup>1)2)</sup>。しかし,大地震下 の杭損傷と建物の挙動の関連について不明な点が多い<sup>3)</sup>。

乾燥砂地盤-杭-建物連成系について,杭の損傷を対 象とした実験的研究例は少ない。柏ら<sup>40</sup>は,連成系の遠 心場振動実験において,鋼管杭の杭頭塑性ヒンジが発生 した場合の建物の地震応答を検証するとともに,高度数 値解析から杭頭損傷と建物の応答変化を検討した。樋口 ら<sup>50</sup>は,大径鉄筋コンクリート(以後,RC)杭の模型を 遠心場振動実験に適用し,鉄筋の一部が降伏した場合の 振動応答を検討している。乾燥砂地盤を対象とした既往 の実験的研究は,主として杭頭が損傷した場合の連成系 応答を検討している。しかし,建物が極限応答を発揮し た後の強非線形耐力低下挙動は検証されていない。

本研究では、大径の RC 杭を模した簡易モルタル杭模 型を用い,連成系の遠心場振動実験を実施した。実験は、 乾燥砂地盤の相対密度を変数とした計3ケースで、杭の 損傷と建物の地震応答の関連を検討する。

#### 2. 実験概要

実験は、京都大学防災研究所の遠心載荷装置を用い、 50G場で実施した。実験は、乾燥砂地盤の相対密度 Dr を変数とした計3ケースで、CaselはDr=30%、Case2は Dr=60%、Case3はDr=90%とした。地盤は豊浦乾燥砂を 用い、空中落下法で作成した。図-1に実験模型および センサー配置を、表-1に実験模型の諸元を示す。50G 場では時間と長さ寸法は実大スケールの1/50、質量は 1/50<sup>3</sup>となる。基礎部は図-2に示す直径3mmのアルミ 棒とモルタルからなる簡易モルタル杭模型(杭直径 25mm、実大スケールで1.25m)4本を用いて支持するも のとした。当該杭模型は、最大曲げ圧縮耐力到達後に、

\*1 豊橋技術科学大学大学院 建築・都市システム学専攻 (学生会員) \*2 豊橋技術科学大学大学院 建築・都市システム学系 (正会員) \*3 東京工業大学 環境・社会理工学院建築学系

耐力低下挙動を示すことを,文献 6)で確認している。各 Case で用いた杭模型の最大曲げ圧縮耐力 *M*<sub>u</sub>は,それぞ れ 12.2Nm, 10.3Nm, 10.0Nm である。本論では文献 6) に基づく要素試験を実施し,各 Case の最大曲げ圧縮耐力 を評価した。建物高さ 33m 相当の RC 建物を対象とし, 図-1 の杭模型の直径を定めた。基礎部の質量 *M*<sub>f</sub>は 1.77kg,上部構造の質量 *M*<sub>s</sub>は 7.42kg,上部構造の 1 次固 有周期 *f*<sub>s</sub>は 0.0125s (実大スケールで 0.625s) である。杭



表-1 実験模型の諸元

		記号	単位	実大スケール	模型	
杭	杭長	L	m	10	0.20	
	杭直径	D	mm	1.25×103	25.0	
	断面 2 次モーメント	Ι	$\rm mm^4$	1.20×10 <sup>11</sup>	$1.92 \times 10^{4}$	
	アルミ棒降伏応力	$\sigma_y$	N/mm <sup>2</sup>	249.5		
	モルタル圧縮強度	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	Case1:10.35, Case2:7.14, Case3:4.47		
	最大曲げ圧縮耐力	$M_u$	Nm	Case1:1.52×10 <sup>6</sup> Case2:1.29×10 <sup>6</sup> Case3:1.25×10 <sup>6</sup>	Case1:12.2 Case2:10.3 Case3:10.0	
基礎	質量	$M_f$	kg	2.21×10 <sup>5</sup>	1.77	
上部構造	質量	$M_s$	kg	9.28×10 <sup>5</sup>	7.42	
	1次固有周期	$f_s$	s	0.625	0.0125	

加振番号		た体型の程度						
	入力[gal]	地表面[gal]	地表面/入力	基礎部[gal]	基礎部/入力	上部構造[gal]	上部構造/入力	机候空の損防
[1]	45	81	1.80	53	1.18	76	1.69	
[2]	149	233	1.56	182	1.22	239	1.60	杭頭塑性ヒンジ形成
[3]	279	401	1.44	289	1.04	370	1.33	
[4]	391	534	1.37	399	1.02	406	1.04	
[5]	561	572	1.02	512	0.91	465	0.83	
[6]	745	660	0.89	606	0.81	510	0.68	(実験後の観察で地中部 に曲げひび割れ発生)

#### 表-2 各加振の最大加速度, 杭模型の損傷 (Case1)

## 表-3 各加振の最大加速度,杭模型の損傷(Case2)

ᄪᇉᆓᄆ		技構測の損復						
加旅留亏	入力[gal]	地表面[gal]	地表面/入力	基礎部[gal]	基礎部/入力	上部構造[gal]	上部構造/入力	机候生の損傷
[1]	33	74	2.24	56	1.70	84	2.55	
[2]	131	321	2.45	212	1.62	259	1.98	杭頭塑性ヒンジ形成
[3]	272	535	1.97	405	1.49	396	1.46	
[4]	375	726	1.94	569	1.52	474	1.26	
[5]	542	773	1.43	699	1.29	515	0.95	2 点ヒンジモード形成
[6]	557	824	1.48	701	1.26	514	0.92	
[7]	581	816	1.40	722	1.24	504	0.87	
[8]	598	835	1.40	698	1.17	545	0.91	
[9]	618	858	1.39	723	1.17	501	0.81	
[10]	632	859	1.36	619	0.98	503	0.80	杭頭せん断破壊

表-4 各加振の最大加速度, 杭模型の損傷 (Case3)

加振番号		技構刑の提復						
	入力[gal]	地表面[gal]	地表面/入力	基礎部[gal]	基礎部/入力	上部構造[gal]	上部構造/入力	机候空の損傷
[1]	40	99	2.48	75	1.88	88	2.20	
[2]	164	306	1.87	251	1.53	265	1.62	杭頭塑性ヒンジ形成
[3]	374	515	1.38	422	1.13	401	1.07	
[4]	474	628	1.32	537	1.13	470	0.99	
[5]	573	768	1.34	636	1.11	495	0.86	2 点ヒンジモード形成
[6]	625	791	1.27	609	0.97	511	0.82	杭頭せん断破壊

模型は長さ 260mm で打設し,両端 30.0mm (=1.2D) ず つを基礎部と土槽底部に埋めこむことで,杭頭および杭 先端を剛接合とした。この際,杭模型と基礎部および土 槽底部の隙間には,無収縮モルタルを充填した。従って, 杭長 *L* は 200mm (実大スケールで 10.0m) で,杭間隔は 加振方向芯間隔で 150mm (杭直径に対し 6*D*,実大スケ ールで 7.50m) を確保している。

加振は水平1方向加振で全て臨海波を用いた。臨海波 は文献7)に基づき作成された人工地震動である。実験で は、加振振幅を漸増させることで杭模型の損傷を徐々に 進展させた。加振は、Case1で計6波(加振[1]~[6])、Case2 で計10波([1]~[10])、Case3で計6波([1]~[6])である (詳細は表-2~4参照)。なお、Case1の加振[6]、Case2 の加振[10]、Case3の加振[6]を、以後最大加振と称す。

図-1 のように、上部構造、基礎部、地表面、土槽底部(入力)の水平加速度を計測した。また、レーザー変位計を用いて、上部構造の沈下量(2つの変位計の値の平均)と傾斜角、基礎部水平変位を計測した。さらに、 杭頭のモルタル側面に塑性ひずみゲージを添付し、加振中の軸方向圧縮縁ひずみおよび引張縁ひずみを計測した。 なお、以降の値はすべて実大スケールで表記する。



図-3 Case1 時刻歴(最大加振[6])



## 3. 実験結果

各加振の入力,地表面,基礎部,上部構造の最大応答 加速度および最大入力加速度に対する応答倍率,杭模型 の損傷を表-2-4に示す。各 Case を通して,入力加速度 が増加するほど,地表面,基礎部,上部構造の応答倍率 は低下する。杭頭の損傷については,添付したひずみゲ ージの値から判定した。文献 6)の要素試験では,圧縮ひ ずみの値が約 1000μを超えることで,モルタル杭模型が 概ね算定全塑性モーメントに達した。 各 Case の最大加振における 0~50s の主要時刻歴を, 図 -3~5 に示す。各図(a)~(c)は上部構造,基礎部,地表面 の水平応答加速度,図(d)は入力加速度,図(e),(f)は上部 構造の傾斜角と沈下量(鉛直方向変位)を示す。各 Case で図(d)の入力加速度と図(c)の地表面の水平応答加速度 の振幅のピーク値は増減しているのに対し,図(a)の上部 構造の水平応答加速度のピーク値は 500gal 程度,図(b) の基礎部は 600gal 程度で頭打ちとなっている。Casel で は,最大加振[6]を入力した後も上部構造傾斜角および沈 下量は顕著な増大がなく,それぞれ 0.014rad, -1.0cm に 収束した。一方 Case2 と 3 では 30~40s 辺りで,傾斜角と 沈下量が急激に増加している。

各 Case の加振後の実験模型を図-6~8 に示す。各図(a) は模型全体,図(b)は杭頭,図(c)は地中部(基礎部底面か ら深さ 2~4m 付近)の損傷である。Casel では杭頭が曲 げ破壊,地中部にも大きな曲げひび割れが発生した。一 方,Case2 と 3 では杭頭部はせん断破壊しており,地中 部の曲げひび割れも Case1 よりやや損傷度合いが大きい。 Case2 と 3 の事後観察では、上部構造の傾斜角と沈下量 が、主として杭頭のせん断破壊による杭模型の軸縮みに 起因していることを確認した。従って、上部構造の傾斜 角と沈下量が極端に増加した Case2 と 3 の最大加振[10] と[6]の入力中において、杭頭が曲げ破壊から曲げせん断 破壊に移行したと考えられる。

#### 4. 最大慣性力と杭の破壊モード

図-9~11 に各 Case の最大慣性力-基礎部最大水平変 位関係を示す。図は縦軸に各加振の最大慣性力を,横軸 に各加振の基礎部最大水平変位をとり,図中の実線は最 大慣性力の推移を表している。なお,建物に作用した慣 性力は上部構造および基礎部の質量それぞれに作用した 応答加速度を乗じたものの和として求めた。Caselでは, 加振を重ね振幅が大きくなる度に,最大慣性力と基礎部 最大水平変位の双方が増大する関係を示した。しかし, Case2 と 3 ではともに加振[5]で最大慣性力の最大値を記 録し,その後の振幅を増やした加振では基礎部最大水平 変位は増加するが最大慣性力は低下する耐力低下挙動を 示した。なお,各 Case において全加振中で記録した最大 の慣性力を極限応答と称する。

杭に作用する地盤反力を2点ヒンジ間の三角形分布と 仮定すると、杭頭に作用する終局限界水平抵抗力Qu(以 降2点ヒンジモード耐力と称す)は式(1)で算定できる。

降2点ヒンジモード耐力と称す)は式(1)で算定できる。  $Q_u = 3M_u/L_{eff}$ (1)ここで Muは杭模型の最大曲げ圧縮耐力である。Leff は杭 頭から地中部塑性ヒンジ形成深さで、本論では加振後の 実験模型観察から評価する。各 Case の地中部塑性ヒンジ 形成深さ Leff は、それぞれ 3.33m、3.25m、2.93m であっ た。なお、図-9~11 中の鎖線は式(1)を用いて算定した2 点ヒンジモード耐力(杭4本分)である。Case2と3で は、それぞれ加振[5]で記録した極限応答が、2 点ヒンジ モード耐力と概ね対応している。従って、同加振におい て地中部に2点目の塑性ヒンジが形成され,それによっ て建物の地震応答が極限に達したと推定される。加振振 幅を更に漸増させた加振[6]以降では、基礎部水平変位は 増大するが最大慣性力が逆に低下に転じる。これは、杭 模型の耐力低下挙動に起因するものと考えられる。これ に対し, Case1の最大加振[6]で記録した最大慣性力は, 2 点ヒンジモード耐力に近しいものの僅かに達してはいな い。Casel において、基礎部水平変位は増大し最大慣性 力は低下に転じる耐力低下挙動が見られないのは、上記 が原因と考える。以上より、乾燥砂地盤では相対密度を 問わず、地震時に建物に作用する最大慣性力は、杭頭に 1 点目の塑性ヒンジが生じても極限応答に至らず、地中 部に2点目のヒンジが形成されることで極限応答を発揮 する。このように複数の塑性ヒンジが形成され、崩壊機 構が生じてことで構造物が大きく変形する挙動は,基本 的に上部構造と同様である8)。杭が2点ヒンジの破壊モ ードを形成する(あるいはそれに近しい状態に至る)と, 上部構造および基礎部の水平応答加速度は一定値で頭打 ちとなる挙動を呈す。さらに入力振幅を大きくした場合 は、杭頭にせん断破壊が生じていない Case2 の加振[6]~ [9]において、基礎部最大水平変位を増大する。一方、最 大慣性力は寧ろ低下する。

式(1)に示すように、2 点ヒンジモード耐力を算定する には、地中部塑性ヒンジ形成深さ *L*<sub>eff</sub> を精度よく評価す る必要がある。Broms の極限平衡法<sup>90</sup>では杭を、長い杭、 中間長さの杭、短い杭の3種類に分類し、地中部の曲げ モーメント最大深さ *D*<sub>y</sub> (*L*<sub>eff</sub> と同意)の算定式が示して いる。下記に杭分類の条件式を示す。

ここで式(2)中の nは式(3)および(4)から求める。

 $\eta =$ 

$$\sqrt[5]{n_h/EI}$$
 (3)



## $n_h = K_h B / x$

(4)

式(3)中の E は杭模型のヤング係数, I は杭模型の断面 2 次モーメントである。式(4)中のBは杭直径, xは水平地 盤反力係数が地表面から比例する深さを表す(本論では, 有限長の杭として, x は杭長 L=10m を用いる)。Kh は水 平地盤反力係数であり、文献 10)によれば杭の水平変位 量の関数として表される。そのため、Casel では最大加 振[6]の最大水平変位を、Case2、3 は慣性力が極限応答に 達した加振[5]の最大水平変位を参照した。この場合、各 Case の nL の値はそれぞれ 2.06, 2.63, 2.63 となり, い ずれも中間長さの杭に分類される。地中部曲げモーメン ト最大深さ Dyの算定式を式(5)に示す。

$$D_y = \sqrt{2Q/3K_p\gamma B}$$

(5)

ここで、Qは杭頭に作用する水平力,Kpは受動土圧係数, γは地盤の単位体積重量である。なお、各 Case の地盤単 位体積重量 yは, 13.9 kN/m<sup>3</sup>, 14.8 kN/m<sup>3</sup>, 15.8 kN/m<sup>3</sup>で ある。中間長さの杭の水平力 Qは, Bromsの極限平衡法 により式(6)を用いて算定する。

 $Q = M_u/L + 0.5L^2 K_p \gamma B$ (6)また, 受動土圧係数 Kp についてはランキンの土圧係数を から式(7)に示す経験式で求める。

$$\phi = 32.5 + 20.6 \times (D_r - 40)/100$$
 (7)  
各 Case の地中部塑性ヒンジ形成深さの算定深さ(以後,

算定値) Dy と実験による平均深さ(以後,実験値) Leff を表-5 に示す。いずれも、算定値は実験値に対し、大 幅に過大評価している。この原因の一端は、図-1の実 験模型が杭先端を固定としていることにあると考えられ る。即ち, 杭先端で回転自由の境界条件を考えた Broms の極限平衡法よりも、杭の見かけの剛性が高くなったこ とで、実験値が算定値に比べ浅くなったと推定される。

三浦ら<sup>12)</sup>は、重複反復法を用いたより経済的な杭基礎 の設計法を提案している。文献 12)では, Broms の極限平 衡法で中間長さの杭に分類された場合でも、条件によっ ては長い杭と同程度の耐震性能を確保できることを示し ている。極限平衡法における長い杭の地中部曲げモーメ ント最大深さDyの算定には、中間長さの杭と同様に式(5) を用いる。ただし、長い杭の水平力 Qは、次式で求める。

$$Q = 2.38 \left( M_u / K_p \gamma B^4 \right)^{2/3} K_p \gamma B^3 \tag{8}$$

長い杭とした場合の算定値を合わせて表-5に示す。算 定値が最も大きい Casel では、やはり算定式が実験値を 過大評価している。しかし、Case2 と 3 については、算 定値と実験値が精度よく対応する結果となった。

Broms の極限平衡法を用いた杭基礎の極限応答評価に ついては、解析等による知見をさらに加えて今後も検討 を継続する必要がある。

#### 5. 損傷後の実験模型の挙動

図-12~14に基礎部水平変位-最大入力加速度関係を 示す。図中の実線は基礎部最大水平変位の推移を,破線 は基礎部残留変位の推移を表す。基礎部最大水平変位に ついては、Case2 と3では加振[4]までは概ね線形比例に 近い関係を示すのに対し、これ以降は入力加速度に対し て基礎部最大水平変位が極端に増加している。両 Case が、当該非線形挙動に移行した加振は、前章に示した 2 点ヒンジの破壊モード形成時の加振と一致している。な お,僅かに2点ヒンジモード耐力に達していなかった Casel では、全加振を通して概ね線形比例に近い関係に あった。このことから、杭が2点ヒンジの破壊モードを 形成することで、基礎部最大水平変位-最大入力加速度 関係はようやく明瞭な非線形挙動に移行すると考えられ る。一方,基礎部残留変位について,各 Case で値が極端 に小さく、入力加速度を大きくしても値が減ずる場合も ある。このことから,基礎部の残留変位と杭の損傷には, 必ずしも相関性があるわけではないと考えられる。

図-15~17に上部構造傾斜角-最大入力加速度関係を 示す。図中の実線は各加振の上部構造最大傾斜角の推移 を,破線は上部構造残留傾斜角の推移を表す。各 Case で 加振の振幅が大きくなるたびに最大値、残留値ともに増 加する傾向がみられる。特に Case2 と3 では、基礎部

						-	
	実験による	平均深さ	Broms の 中間長さ	極限平 の杭	衡法による深さ 長い杭		
Case1	3.33n	n	5.94m		3.86m		
Case2	3.25n	n	5.88m	1	3	3.28m	
Case3	2.93n	n	5.84m		2.89m		
12( 9( 6( 3(	基礎部水平変化 [1] [2] 0 22	[3]	[4] [4] 最; 400	·····································	- 最大値 残留値 [6] 速度[gal]	00	
図-12	基礎部水	平変位-	-最大入力	加速	度関係	(Case1)	
120 90	基礎部水平変任	立[cm]		<b>9</b> [1	0]		
			2点ヒンジ形	成			

表-5 地中部塑性ヒンジ形成深さの検討

)







最大水平変位と同様に、2 点ヒンジの破壊モードを形成 した加振[5]において、明らかな非線形挙動を呈している。 しかし、Casel では最大加振[6]において最大値、残留値 ともに 1/100rad 程度、Case2 と3では一部の杭頭にせん 断破壊が発生した直前の加振(Case2 では加振[9]、Case3 では加振[5])において、最大 1/100rad 程度、残留値は 1/200rad 程度と小さい値にとどまっている。なお、Case2 と3の最大加振では、一部の杭頭に曲げせん断破壊が発 生することで杭長が短くなり、上部構造傾斜角が急増し たことが、事後の模型観察から明らかであった。以上よ り、1)建物の傾斜や沈下によって杭模型の曲げ破壊を推 定することは困難で、2)上記の指標が明瞭な変化した場 合は、杭にせん断破壊等の脆性的な損傷が生じた可能性 が高いと言える。

#### 6. まとめ

本研究では、遠心載荷装置を用いた地盤の相対密度の 異なる3体の地盤-杭基礎模型試験体の振動破壊実験を 行い、以下の結果を得た。

- 杭頭および地中部に塑性ヒンジが形成されると、上 部構造と基礎部の最大応答加速度は一定値で頭打 ちになる挙動を示した。
- 2) 建物に作用した最大慣性力(極限応答)は、杭頭および地中部にヒンジが形成された2点ヒンジの破壊モードを仮定した、終局限界水平抵抗力算定式で概ね評価できる。また、Case2において杭が2点ヒンジの破壊モードを形成した加振[5]以降は、より大きな振幅を入力しても、基礎部最大水平変位は増加す

るが、最大慣性力は逆に低下した。

- 3) 地震下の基礎部最大水平変位は、杭に2点ヒンジの 破壊モードが形成されることで、明瞭な非線形挙動 を示す。一方、地震後の基礎部残留変位は、杭がせ ん断破壊しない限り極めて小さく、杭損傷との相関 性も見られなかった。
- 4) 上部構造の傾斜や沈下は、杭模型の損傷と一定の相 関が認められる。しかし、杭模型の損傷が曲げ破壊 である場合、両指標に顕著な変化は発生しなかった。 なお、上部構造の傾斜角や沈下量が地震後顕著に表 れた場合、杭模型にはせん断破壊等の脆性的な損傷 が生じた可能性が高いと言える。

### 参考文献

- 大場新太郎,濱川尚子:1995年兵庫県南部地震にお ける杭の損傷による建物固有周期の変化,日本建築 学会構造系論文集,No.495, pp.63-70, 1997.5
- 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会:阪神・淡路 大震災調査報告-建築編4, 1998.7
- 日本建築工学会:大会構造部門パネルディスカッション資料
  大地震時の杭基礎の耐震設計,2008.9
- 4) 柏尚稔,宮本裕司:杭の塑性化に着目した遠心載荷 実験のシミュレーションに基づいた大地震時の杭 頭損傷評価,日本建築学会構造系論文集,No.694, pp.2133-2142, 2013.12
- 5) 樋口俊一,堤内隆広,大塚林菜,伊藤浩二,江尻譲 嗣:RC 造杭基礎構造物の遠心模型振動実験,土木 学会論文集 A1, Vol.68, No.717, pp.642-651, 2012.7
- 林和宏,田村修次:遠心載荷実験におけるコンクリ ート系脆性杭と靭性杭の破壊挙動,第49回地盤工 学研究発表会発表講演集,No.702, pp.1403-1404, 2014.6
- 7) 日本建築防災協会:動的設計用入力地震動の設定に 関する検討に関する報告書,1992.3
- 坂田秀生,幸左賢二,吉原聡,田崎賢治:RC ラー メン橋脚梁部のせん断耐力の解析的研究,コンクリ ート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.913-918, 2002.6
- B.B.Broms : Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils, Journal of the Soil Mechanics Foundation Division, ASCE, Vol.90, No.SM3, pp.123-156, 1964
- 10) 日本建築学会:建築基礎構造設計指針, p.276, 2001
- 11) 地盤工学会:N値と c, φの活用法, p.167, 1998
- 12) 三浦均也,松田達也,羽柴慶太,K.Somchith:風荷 重を受ける看板・交通標識を支持する杭基礎の重複 反射法を用いた設計法,第23回調査・設計・施工 技術報告会,地盤工学会中部支部,pp.44-45,2014.6