砂地盤及び粘土地盤に支持された直接基礎構造物の浮き上がり挙動

UPLIFT BEHAVIOUR OF SPREAD FOUNDATION STRUCTURES
ON SAND AND CLAY DEPOSITS今村 晃^{*1}, 橋本尚之^{*2}, 鈴木康嗣^{*3}, 安達直人^{*4}, 酒向裕司^{*5}

Akira IMAMURA, Takayuki HASHIMOTO, Yasutsugu SUZUKI,

Naohito ADACHI and Yuji SAKO

It is important to accurately estimate the effects of the building basemat uplift and structural response for strong earthquake motions in seismic design of nuclear power plant buildings. In this paper, dynamic centrifuge tests were performed using rigid structure on sand and clay deposits to investigate the difference of structure response due to difference in the bearing stratum, and effect of adhesion between basemat and clay deposit. It was shown that (1) the adhesion was effective in suppressing uplift; (2) the building on sand and clay deposit showed different earthquake response; (3) the JEAC equation for ground contact ratio gave a safe side estimation.

Keywords: Uplift, Slip, Spread foundation, Centrifuge model test, Shaking table test, Earth pressure

浮き上がり, 滑り, 直接基礎, 遠心模型実験, 振動台実験, 土圧

1. はじめに

原子力施設の耐震設計において、地震時の転倒モーメントによって構造物底面が地盤から部分的に浮き上がる現象は、構造物自体の耐力や構造安全性に関わる問題だけではなく、構造物内に設置される機器類の応答に影響を及ぼすため、非常に重要な問題である。1970年代から各研究機関で様々な解析的検討^{1)~18)}が行われると共に、実験的検討^{4),7)~9),11),13),18)}が行われてきた。解析的、実験的な各種検討から、構造物浮き上がり時には転倒モーメントが一定値以上に増えないため、水平加速度に頭打ちが生じると共に、上下加速度が誘発されるという応答特性が明らかになっている。また、これらの知見を採り入れた原子力施設の耐震設計法¹⁹⁾が実設計に用いられている。

一方、橋梁の基礎²⁾や鉄道構造物の基礎²⁰⁾などの土木構造物や、一般の建築構造物^{21)~24)}でも浮き上がり特性の把握が実験的に行われてきた。また、阪神大震災における建物被害の分析から、建物の浮き上がりにより地震時の被害を軽減した可能性が指摘²⁵⁾され、浮き上がりを利用した制振構造の研究²⁶⁾も行われている。

上記の実験的な研究では、地盤に弾性体のシリコンゴム^{4),8),9),13)}やウレタンゴム⁷⁾, ソイルセメント¹⁸⁾, 弾性バネ²¹⁾, 剛体^{23),24)}など、実際の地盤とは異なる材料を用いた研究が多く、実地盤で行われた実験¹¹⁾を除けば、実際の地盤材料を用いた実験は原子力施設を対象としていない事例^{20),22)}しか見当たらない。また、これらの実験に用

いられた地盤材料は、いずれも地盤作製が容易な砂である。砂地盤の強度や剛性は上載圧の影響を強く受けるため、模型実験用に通常作製される砂地盤は、地表のせん断剛性や強度が非常に小さくなっていると考えられるが、原子力施設の支持地盤は強度・剛性共に非常に大きな地盤であるため、上載圧依存性が異なっている。また、原子力施設の支持地盤になっている泥岩のような極端に圧密された粘性土地盤では、乾燥砂にはほとんど無い粘着力に起因して構造物底面と地盤間に付着力が働き、構造物の浮き上がり特性に影響を与えるものと考えられる。しかし、実地盤で行われた実験¹¹⁾を除けば、粘土地盤上で行われた浮き上がり実験は見当たらず、砂地盤と粘土地盤に支持された構造物の浮き上がり挙動の違いや、構造物底面付着力の影響に関しては不明な点が多い。

そこで、構造物の浮き上がり挙動に及ぼす支持地盤材料の違いと構造物底面に生じる付着力の有無の影響を把握するため、乾燥砂地盤および飽和粘土地盤上に設置した直接基礎構造物の遠心模型による振動台実験を行った。これらの実験結果から、構造物の浮き上がり挙動の基本的な特徴や、支持地盤材料の違いと付着力の有無の影響を検討した。本論で用いた支持地盤は、原子力施設の支持地盤である泥岩ほど強度・剛性が大きな地盤ではないが、基本的特性の把握を目的に、砂地盤と粘土地盤を用いた。なお、実際の構造物には埋め込みがある場合が多いが、埋め込み効果に関しては次報以降に報告する予定である。

*1 東京電力㈱技術開発センター耐震技術グループ
スペシャリスト・博士(工学)

*2 東京電力㈱原子力設備管理部原子力耐震技術センター
地震グループ 修士(工学)

*3 ㈱小堀鐸二研究所プロジェクト部 部長・博士(工学)

*4 ㈱小堀鐸二研究所プロジェクト部 課長・博士(工学)

*5 ㈱小堀鐸二研究所構造部 担当部長・博士(工学)

SP, Seismic Design Group, R & D Center, Tokyo Electric Power Company, Dr. Eng.

Seismic Engineering Group, Nuclear Seismic Engineering Center, Nuclear Asset Management Department, Tokyo Electric Power Company, M. Eng.
General Manager, Project Management Department, Kobori Research Complex Inc., Dr. Eng.
Manager, Project Management Department, Kobori Research Complex Inc., Dr. Eng.
Deputy General Manager, Structural Research Department, Kobori Research Complex Inc., Dr. Eng.

2. 実験内容

2.1 実験の位置付け

本実験は、せん断波速度が500～600m/s程度の泥岩に支持された平面80m×80m、高さ60m程度の建屋に、1gを超える水平加速度が入力して浮き上がる状態を想定している。しかし、相似則を考慮すると1g場の振動台でも遠心載荷装置でも、そこまで大型の構造物をモデル化できない。また、遠心載荷実験では入力最大水平加速度が500cm/s²程度である。そこで、実物換算でせん断波速度200m/s程度の支持地盤上に平面2.5m×2.5m、高さ5.0mの建屋模型を設置し、地震力が小さくても浮き上がり易く、また地盤の非線形現象が生じ易い遠心載荷実験を行っている。これは、必ずしも実建屋に生じる現象を模擬している訳ではないが、実験装置の限られた条件下で現象把握が可能な実験として実施している。

2.2 実験概要

遠心模型による振動台実験の実験ケースを表1に、実験モデルと計測点配置を図1に示す。実験シリーズは、NS(支持地盤：砂)、NC1, NC2, NC2U(支持地盤：粘土)の4種類である。実験ケース名は、シリーズ名(NS, NC1, NC2, NC2U)に10cm/s²刻みで丸めた1g場換算の入力加速度最大値を「」で続けている。NSシリーズは、せん断土槽(加振方向700mm、幅220mm、高さ300mm)内に空中落下法で作製した相対密度94%の乾燥豊浦砂上に、平面100mm×100mm、高さ200mm(実物(1g

場)換算：平面2.5m×2.5m、高さ5.0m)の剛体構造物模型を設置し、遠心加速度25g場で微小加振によりせん断ひずみ履歴を加えて平均せん断波速度を約200m/sに増加させた²⁷⁾後、振動台実験を行った。NC1シリーズは、1g場で上記と同じせん断土槽内にカオリン粘土を最大上載応力638kPaで圧密した後、上記と同じ構造物模型を設置し、遠心加速度25g場で振動台実験を行った。NC2シリーズは、1g場で構造物模型を設置してカオリン粘土と構造物模型を同時に最大上載応力638kPaで押してカオリン粘土を圧密した後、遠心加速度25g場で振動台実験を行った。従って、NC1では構造物模型底面とカオリン粘土の付着力は小さいが、NC2では大きな付着力が期待できる。NC2Uシリーズは、NC2_470の加振で付着力が底面全体で切れた後、再度遠心加速度25g場で振動台実験を行ったケースである。これは、NC1シリーズで底面の滑動の影響が顕著に現れたため、付着力無で浮き上がりが顕著に生じる実験ケースとして実施したものである。

各実験ケース共に図1に示した配置で構造物・地盤の水平・鉛直加速度、構造物の水平・鉛直変位及び底面土圧を測定した。土圧計は、支持地盤に乾燥砂を用いたNSシリーズでは構造物模型直下の砂地盤中に15個埋め込み、支持地盤に粘土を用いたNC1, NC2, NC2Uシリーズでは構造物模型に29個組んでいる。なお、構造物底面と支持地盤である砂及びカオリン粘土との静的な摩擦係数は、1g場において実施した水平載荷試験からそれぞれ0.58, 0.47である。

表1 遠心模型による実験ケース

実 験 ケース	構造物模型(アルミニウム製)				支持 地盤 模型	入力加速度波	
	高さ/幅 H/L (mm)	質量 (kg)	底面 付着	底面摩 擦係数 (1G場)		名称	1g場換算 最大加速度 (cm/s ²)
NS_30	200 /100 (5.0m /2.5m)*1	4.7 (73t)*1	無	0.58	乾燥 豊浦砂	柏崎波*2	30
NS_140							140
NS_470							470
NC1_30			無	0.47	カオリン 粘土		30
NC1_160							160
NC1_480							480
NC2_40			有	－			40
NC2_470							470
NC2U_30			無 (付着 切後)	－			30
NC2U_220							220
NC2U_470							470

*1) 括弧内は実物(1g場)に換算した値

*2) 2007年新潟県中越沖地震における観測波²⁸⁾

図1 遠心模型による実験モデルと計測点配置

表2 相似比と諸元

物理量	遠心 (25g場)	実物 (1g場)
長さ	1/25	1
質量	1/25 ³	1
応力	1	1
時間	1/25	1
振動数	25	1
加速度	25	1
速度	1	1
変位	1/25	1
密度	1	1

構造物模型		
幅 L	100mm	2.5m
高さ H	200mm	5.0m
重心高さ Hg	131mm	3.28m
質量	4.7kg	73ton
慣性モーメント Ig	1.77N・m ²	693kN・m ²
平均接地圧	115kN/m ²	115kN/m ²

地盤模型		
層厚	NS	199mm
	NC1	198mm
	NC2	204mm
密度	NS	1.62g/cm ³
	NC1	1.75g/cm ³
	NC2	1.80g/cm ³
平均Vs	NS	205m/s
	NC1	202m/s
	NC2	210m/s

表3 支持地盤材料の諸元

物理量	豊浦砂	カオリン粘土
土粒子密度	2.64g/cm ³	2.61g/cm ³
平均粒径	0.38mm	0.001mm以下
最大密度	1.67g/cm ³	—
最小密度	1.40g/cm ³	—
乾燥密度*1	1.62g/cm ³	—
相対密度*1	94%	—
内部摩擦角*1	43°	—
圧密荷重	—	638kPa
液性限界	—	86.5%
塑性限界	—	30.8%
塑性指数	—	55.7%

*1) せん断ひずみ履歴付与後

図2 支持地盤のせん断波速度分布(1g場換算)

図3 入力加速度時刻歴(1g場換算)²⁸⁾

25g場における相似比と構造物模型・地盤材料の模型・実物における諸元を表2、表3に示す。構造物模型は質量4.7kgのアルミニウム製で、ロッキングの影響が卓越するように高さ幅比を2とした。支持地盤は、平均せん断波速度が概ね200m/sになるように砂地盤にはせん断ひずみ履歴を加え、粘土地盤では圧密圧力を調整して作製した。25g場における振動台実験の直前にパルス波を入力して測定したせん断波速度分布を図2に、支持層全深度の平均値を表2に示す。平均せん断波速度はいずれのシリーズも概ね200m/sとなっているが、砂地盤では浅層で小さくなる傾向が最も顕著である。

実験に用いた入力加速度時刻歴を1g場に換算して図3に示す。入力は、2007年新潟県中越沖地震における柏崎・刈羽原子力発電所1号機原子炉建屋基礎版上で観測されたEW成分(1R2.EW²⁸⁾、柏崎波と略称)であり、観測記録の時間と加速度振幅を調整して用いた。最大加速度振幅は表1に示す3種類(小加振(30~40cm/s²), 中加振(140~220cm/s²), 大加振(470~480cm/s²))とした。また、以後の実験結果は全て実物(1g場)に換算して表示している。

3. 小加振実験結果

3.1 構造物の応答

4シリーズの小加振実験における構造物頂部水平加速度[SAH01]、構造物鉛直加速度[(SAV01+SAV02)/2]、周辺地盤地表水平加速度[AH06]、振動台入力水平加速度[AH01]の主要な11秒間を図4に示す。NS_30の構造物頂部水平加速度が小さい部分が他と大きく異なっている。また、構造物の鉛直加速度はいずれも水平加速度の1/10以下と小さい。

図4 小加振実験における代表的な応答時刻歴

図5 小加振実験におけるフーリエスペクトル比

図6 小加振実験における構造物転倒モーメントと回転角の関係

図7 小加振実験における構造物底面せん断力と相対変位(構造物底面-周辺地盤)の関係

振動台入力加速度に対する周辺地盤地表加速度(AH06/AH01)、構造物底部加速度に対する構造物頂部加速度(SAH01/SAH02)のフーリエスペクトル比を図5に示す。地盤の1次ピーク振動数は、支持地盤が砂のNS_30では9.1Hz付近に、支持地盤が粘土のケースでは10.4~10.8Hz付近に存在し、支持地盤が砂の方がやや低い傾向が認められる。1/4波長則から求めたせん断波速度は約182~216m/sで、表2、図2の関係と概ね対応している。一方、構造物の1次ピーク振動数は支持地盤が砂のNS_30では3.8Hz付近に、粘土の各ケースでは6.8~7.8Hz付近に存在し、支持地盤が砂の方が約1/2と明らかに低い。これは、砂のせん断剛性が上載圧に依存するため地表付近で非常に小さいことが影響していると考えられる。なお、砂のせん断剛性が地表付近で小さいため、NS_30では非線形性の影響でピーク振動数が低下しているものと考えられる。

3.2 構造物のスウェイ・ロッキング挙動

4シリーズの小加振実験における構造物転倒モーメントと回転角の関係を図6に、構造物底面せん断力と、構造物底面と周辺地盤の相対変位の関係を図7に示す。図6の傾きはロッキングばねに、図7の傾きはスウェイばねに相当する。NS_30ではループを描いて非線形化しているが、NC1_30, NC2_40, NC2U_30では非線形化の影響は小さく、特にNC2_40ではループ面積の小さな関係が得られている。NS_30は両ばね共に明らかに小さく、支持地盤が粘土のケースでは構造物底面付着が有るNC2_40が最も大きくなっている。これらの大小関係は、図5に示したフーリエスペクトル比の1次ピーク振動数の大小関係と整合している。NS_30の両ばねが小さいのは、砂のせ

図8 大加振実験における代表的な応答時刻歴

ん断剛性が上載圧に依存して大きくなるため地表付近で非常に小さいことが影響していると考えられ、支持地盤の平均せん断波速度が同一でも、支持地盤が乾燥砂の場合と粘土の場合で構造物のスウェー・ロッキング挙動が異なることを示唆している。

4. 中・大加振実験結果

4.1 構造物の応答

大加振実験における構造物頂部水平加速度、構造物鉛直加速度、構造物頂部水平変位 [DH01]、構造物鉛直変位 [(DV01+DV02)/2]、構造物回転角 [(SAV01-SAV02)/L] の 2 回積分、L はセンサー間距離]、底面土圧 [EB1, EB9, 両端]、周辺地盤地表水平加速度、振動台入力水平加速度の主要な 11 秒間を図 8 に示す。底面土圧は動的応答成分と初期土圧成分の和である。

4 ケースの振動台入力水平加速度と地表水平加速度時刻歴はそれぞれほぼ同一と認められ、地盤応答に大きな差異はないと考えられる。また、底面土圧は両端で逆方向 (異符号) となり、NC2_470 の 12 秒までを除けば引張り側ではほぼ零になると共に、構造物鉛直変位が NS_470 (全体的には沈み込みながら)、NC2_470、NC2U_470 では上方に大きくなり、浮き上がりが生じている。ただし、支持地盤が砂の NS_470 では引張り側土圧は全く生じていないが、支持地盤が粘土で底面付着が無い NC2U_470 では土圧が零になる直前に小さいながらも引張り側土圧が発生しており、底面付着が無いケースでも小さいながらも付着力が存在し、その影響で土圧特性に支持地盤による差が生じているものと判断される。支持地盤が砂の NS_470 では、浮き上がりによって構造物頂部水平加速度が 6 秒付近から長周期化し、構造物頂部水平変位と回転角が増加している。支持地盤が粘土で底面付着が無い NC1_480 では、浮き上がりが生じて構造物頂部水平加速度が長周期化している時刻で構造物鉛直加速度がスパイク状に発生しているが、底面の滑りが卓越して構造物回転角は増加していない。一方、支持地盤が粘土で底面付着が有る NC2_470 では、底面付着力が効いていると考えられる 12 秒付近までは引張り側でも底面土

圧が発生し、構造物頂部水平変位や回転角が非常に小さいが、12 秒付近で付着が切れると構造物頂部水平加速度が長周期化すると共に構造物頂部水平変位と回転角が急激に増加し、同時に構造物鉛直加速度がスパイク状に増大している。支持地盤が粘土で初期から付着力が無い NC2U_470 では、底面で滑動が生じていないため浮き上がりが顕著に生じ、8 秒付近から構造物頂部水平加速度が長周期化すると共に構造物頂部水平変位、回転角が増加し、同時に構造物鉛直加速度がスパイク状に増大して構造物頂部水平加速度よりも大きくなっている。

このように、地表付近の地盤剛性が砂地盤に比べてより大きな粘土地盤では、浮き上がり後の再接地の際の衝撃が大きく、構造物鉛直加速度はより大きくなるものと判断される。

4.2 構造物の浮き上がり挙動

NC2_470 の底面付着が切れて浮き上がりが生じ始める 11.5～13.5 秒における代表的な応答時刻歴を拡大して図 9 に示す。なお、特定の時刻の現象を見比べるため、図中には縦に破線を引いている。11.7 秒付近で底面土圧が低下し始め、11.95 秒付近で完全に零になり底面付着が切れ、構造物回転角が急激に増大し、回転角に連動して構造物鉛直変位が上方に増加している。また、構造物頂部水平加速度及びそれに依存する転倒モーメントや底面せん断力は山がつぶれて一定値となる傾向が明らかである。底面土圧は、両端の EB1 と EB9 が交互に引張り側でほぼ零となり、付着力が消失していることが分かる。なお、土圧が零になる直前に小さいながらも付着力の影響で引張り側土圧が生じていることが確認できる。また、両端の土圧が入れ替わる回転角がほぼ零の時に、中央部の土圧 EB5 が瞬間的に圧縮側で大きくなる。EB3 と EB7 は EB5 より少し早くあるいは少し遅く圧縮側の土圧が生じており、順番に中央付近の土圧が大きくなっていることが分かる。引張り側土圧が零の状態を浮き上がりで判断し、加振方向中央に並ぶ 9 個の土圧計から求めた構造物接地率は、構造物回転角に連動して低下している。構造物鉛直加速度は、回転

図9 代表的な応答時刻歴 (NC2_470: 支持地盤粘土 (付着有))

図10 中加振実験における構造物転倒モーメントと回転角の関係

図11 中加振実験における構造物接地率と回転角の関係

角がほぼ零付近で正側 (重力加速度方向) に生じていることが明らかである。

4.3 構造物のスウェイ・ロッキング挙動

中加振実験3ケースの転倒モーメントと回転角の関係を図10に、接地率と回転角の関係を図11に示す。図10には図6で求めた小加振時の傾き K_{r0} 、次に示す限界転倒モーメント M_{max} 、転倒モーメント M と回転角 θ の関係 (JEAC4601-2008¹⁹⁾、以後 JEAC と略称) を、図11には接地率に関する JEAC の評価式 ($\alpha=6.0$)¹⁹⁾ を併記している。

$$M_{max} = W \frac{L}{2} \quad (1)$$

$$\frac{M}{M_0} = \frac{\theta}{\theta_0} \quad \theta \leq \theta_0$$

$$= \frac{\alpha}{2} - \frac{\alpha-2}{2} \cdot \left(\frac{\theta_0}{\theta}\right)^{2(\alpha-2)} \quad \theta > \theta_0 \quad (2)$$

$$M_0 = W \frac{L}{\alpha} \quad (3)$$

$$\eta = 1 \quad \theta \leq \theta_0$$

$$= \left(\frac{\theta_0}{\theta}\right)^{2(\alpha-2)} \quad \theta > \theta_0 \quad (4)$$

ここに、 W は構造物重量、 L は構造物基礎幅、 M_0 は浮き上がり限界転倒モーメント、 θ_0 は浮き上がり限界回転角、 α は地反力分布に応じた値 (三角形分布 6.0、剛版分布 4.7)、 η は接地率である。JEAC の評価式の初期回転地盤ばね K_{r0} は図6から得られた値とし、浮き上がり限界回転角 θ_0 は支持地盤が砂の場合は NS_470、粘土の場合は NC1_480 (NC1 シリーズ)、NC2U_470 (NC2, NC2U シリーズ) で最初に両端部土圧 (EB1, EB9) のどちらかに浮き上がりが認められた構造物回転角とした。転倒モーメントは回転角の増大に伴って緩やかに剛性低下し、履歴ループが膨らんでいることが分かる。この剛性低下と履歴ループの膨らみは接地率の低下とほぼ連動している。また、NC1_160 と NC2U_220 の転倒モーメントと JEAC の評価式はほぼ対応している。一方、NS_140 は図6でも指摘したように支持地盤の剛性低下の影響が顕著なため、JEAC の評価式とは一致していない。

図12 大加振実験における構造物転倒モーメントと回転角の関係

大加振実験4 ケースの転倒モーメントと回転角の関係を図12に、接地率と回転角の関係を図13に示す。図12中には、図6で求めた小加振時の傾き K_{10} 、(1)式に示す限界転倒モーメント M_{max} 、転倒モーメント M と回転角 θ に関するJEACの関係¹⁹⁾を、図13中には接地率と回転角に関するJEACの評価式($\alpha=6.0$)¹⁹⁾を併記している。NS_470、NC1_480では、回転角の増加に伴い構造物が浮き上がり、転倒モーメントが降伏してS字型の履歴となつて M_{max} を明らかに下回っている。この傾向は、支持地盤が粘土のNC1_480より砂のNS_470の方が顕著であると共に、支持地盤が砂の方が減衰が大きな履歴ループを描いている。また、転倒モーメントの降伏に対応して図13に示した接地率が低下している。一方、構造物底面に付着が有るNC2_470では、図9に示したように11.95秒付近まで付着が効いて浮き上がりが生じていないため、 M_{max} を超える転倒モーメントが発生しているが、11.95秒以降は付着が切れたため、転倒モーメントが降伏してS字型の履歴となっている。付着が切れた後に再度加振したNC2U_470では、ほぼ M_{max} まで達するもののほとんど超えることは無く、回転角の増大に従つて M_{max} より小さくなっていることが分かる。NC2_470、NC2U_470の転倒モーメントとJEACの評価式を比べると、回転角が小さく引張り側土圧が生じている場合にJEACより大きな転倒モーメントが発生しているが、その後回転角の増加に伴い逆にJEACより小さくなる傾向が認められる。転倒モーメントが小さくなるのは、 $P \sim \delta$ 効果により回転角0.02radで5%程度の低減はあるものの、多くは構造物が地盤内に沈み込むことで回転中心が基礎端より少し内側に移動し、(1)式の $L/2$ が相対的に小さくなった影響²⁰⁾と判断される。

このように、底面付着力が存在することで構造物に M_{max} を超える転倒モーメントが発生し、浮き上がりを抑える効果があることが実験的に確認された。また、図13に示した接地率は回転角が0.005rad程度まで急激に低下するがその後緩やかに低下し、この傾向はJEACの評価式と一致している。また、JEACの評価式は概ね実験結果の下限にあり、最小接地率を示していると判断される。

構造物鉛直変位と回転角の関係を図14に示す。図中には、地盤と構造物を剛体と仮定した場合の関係を破線で併記している。支持地盤が粘土のNC1_480、NC2_470、NC2U_470では、破線よりやや下側を沿っており、粘土地盤に僅かに沈み込みながら浮上していると判断される。一方、支持地盤が砂のNS_470では図8に示したように繰返し回転応答に対して支持地盤中に構造物が沈み込んでいる。しかし、全体として沈み込みながらも回転角の増大に従つて破線とほぼ

図13 大加振実験における構造物接地率と回転角の関係

図14 大加振実験における構造物鉛直変位と回転角の関係

図15 大加振実験における構造物鉛直加速度と回転角の関係

図16 大加振実験における構造物底面せん断力と相対変位の関係

(a-1) 底面土圧(初期+振動)と鉛直変位の関係(順に左端, 中央, 右端)

(a-2) 底面最大土圧分布(左:初期, 右:初期+振動)

(b-1) 底面土圧(初期+振動)と鉛直変位の関係(順に左端, 中央, 右端)

(b-2) 底面最大土圧分布(左:初期, 右:初期+振動)

図17 大加振実験における構造物底面土圧と構造物鉛直変位の関係と構造物底面最大土圧分布(上からNS_470, NC2_470)

(a) NS_470:支持地盤砂(付着無)

(b) NC1_480:粘土(付着無)

(c) NC2_470:粘土(付着有)

(d) NC2U_470:粘土(付着無:切後)

図18 大加振実験における構造物底面土圧の初期値, 最大・最小値及び同時刻分布(土圧最大時刻[EB1-EB5-EB9])

平行に構造物鉛直変位が増加し、浮き上がりが生じていることが分かる。なお、回転角に対して鉛直変位は直線的に変化し、図13に示した接地率は最初急激に変化するため傾向は異なるが、両図はほぼ対応していることが分かる。

構造物鉛直加速度と回転角の関係を図15に示す。図9で指摘したように、回転角がほぼ零の時に再接地による衝撃で正側に極端に大きくなると共に、回転角の増大により構造物重心位置が高くなる影響で負側の値となる傾向が認められる。この鉛直加速度の発生は、構造物浮き上がり時の特徴的な挙動として実験結果^{4), 13), 22), 23)}等に基づき従来から指摘されている現象である。

構造物底面せん断力と、構造物底面と周辺地盤地表の相対変位の関係を図16に示す。図中では図7で求めた小加振時の傾き K_{h0} と1g場で測定した摩擦係数で滑る場合の最大底面せん断力 Q_{max} を併記している。NC1_480は実験時の観察から明らかに構造物が滑ったことが確認されているが、得られた底面せん断力は1g場で測定した静的な摩擦係数より小さな値である。砂地盤では、1g場で測定した静的な摩擦係数と遠心場(25g)の動的な摩擦係数がほぼ一致することを確認している²⁰⁾が、粘土では1g場で実施した摩擦試験には小さいながらも付着力の影響が含まれ、遠心場における摩擦係数を過大評価したものと考えられる。一方、粘土地盤との付着が有るNC2_470では、 Q_{max} を超える底面せん断力が生じており、付着力による影響と判断される。また、NS_470, NC2U_470では、浮き上がりにより構造物加速度が頭打ちになったため、 Q_{max} より小さな底面せん断力で収まったものと判断される。

4.4 底面土圧

NS_470とNC2_470の加振方向中央に9個並ぶ土圧計の両端及び中央の土圧と、土圧計位置における構造物鉛直変位の関係、及び遠心加速度25gを载荷した状態における全底面土圧(加振前の初期成分)、並びに加振時の全底面土圧(初期成分含む)の最大値分布を図17に示す。支持地盤に砂を用いたNS_470では、引張側の土圧が零となって鉛直変位だけが変動しており、浮き上がりにより引張側の土圧が全く生じていないことが分かる。また、圧縮側の土圧は図14に示したように構造物が沈み込みながら生じている。一方、NC2_470では明らかに引張側でも土圧が生じているが、土圧一定で鉛直変位だけが変動している部分も認められる。これは加振の途中で付着が切れたためである。

遠心加速度25gを载荷した初期状態の底面土圧は、支持地盤が砂のNS_470では中央部分がやや大きく、粘土のNC2_480ではかなり大きくなる傾向が認められる。また、加振による最大土圧はいずれも加振方向両端部で大きくなる傾向が認められる。

大加振実験4ケースの底面土圧(加振方向の中央に並ぶ9個)の初期値, 最大値(圧縮)と最小値(引張)の分布と、両端と中央の底面土圧が最大値を示す時刻の分布を図18に示す。支持地盤が砂のNS_470では引張側土圧が殆んど生じていない。一方、支持地盤が粘土で付着力が無いNC1_480やNC2U_470では小さい引張側土圧が生じているが、付着力が有るNC2_470では明らかに大きな引張側土圧が生じている。また、圧縮側土圧は両端と中央で大きくなる傾向が認められる。両端の底面土圧が最大となる時刻では、端から1個ある

いは2個の土圧計のみで圧縮側土圧が生じ、残りの7～8個の土圧計はほぼ零となって明らかな浮き上がりが認められる。一方、中央の土圧計が最大となる時刻では両端の土圧がほぼ零になっているが、それ以外の土圧は圧縮側の値を示し、NC2_470、NC2U_470では中央の土圧計で特に大きな圧縮側の値を示していることが分かる。これは、両端部の地盤が沈下して地盤面が円弧状になったためと推察される。

図19 地盤ばね定数と履歴減衰定数の定義

5. 底面地盤ばねの非線形特性

5.1 底面回転地盤ばね

図6、図10や図12に示した構造物転倒モーメントと回転角の履歴ループから、転倒モーメントの零クロスによって1ループ毎に分解し、図19に示す定義に従って回転地盤ばね K_r と履歴減衰定数 h_r を算出した。算出方法は文献³⁰⁾に示されている JGS

0542-2009「地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験方法」に従っているが、応答値から算出した転倒モーメントと回転角の履歴ループの最大値や最小値の時刻は必ずしも一致しないためループが丸まってしまう。そこで、回転地盤ばねは、両者の最大値・最小値を結んだ傾きと定義³¹⁾した。また、履歴ループの最大値・最小値の符号が同じ場合や符号が異なってもその比が1/10以下のデータ、 θ が 5×10^{-6} 以下のデータは除いた。得られた結果を支持地盤が砂の場合、粘土で底面付着が無い場合と有る場合に分けて図20に示す。図中には、(5)式に示すJEACの評価式($\alpha = 6.0$)¹⁰⁾を併記した。(5)式は支持地盤を弾性体と仮定し、浮き上がりによる幾何学的非線形のみを考慮した関係である。

$$K_r = K_{r0} = \frac{M_0}{\theta_0} \quad \theta \leq \theta_0$$

$$= K_{r0} \frac{\theta_0}{\theta} \left\{ -\frac{\alpha}{2} - \frac{\alpha-2}{2} \cdot \left(\frac{\theta_0}{\theta} \right)^{2(\alpha-2)} \right\} \quad \theta > \theta_0 \quad (5)$$

砂地盤では、地表付近のせん断剛性が小さく、図14や図17に示したように回転角が小さい段階から地盤に沈み込みながら回転応答

図20 回転地盤ばね、履歴減衰定数と回転角の関係

図21 水平地盤ばね、履歴減衰定数と相対変位(構造物底面ー周辺地盤地表)の関係

しているため、回転地盤ばねも回転角が小さい段階から低下し、JEACの評価式よりも剛性低下がかなり早い結果になっている。この剛性低下に依存して履歴減衰定数が増加している。一方、粘土地盤で付着が有る場合には、付着が切れるまでは回転地盤ばねが一定値を示し、履歴減衰定数もほぼ零となり、弾性挙動を示していることが分かる。しかし、付着が切れた後は急激に地盤ばねを減じ、同時に履歴減衰定数が急激に上昇するデータが認められる。また、粘土地盤で付着が無い場合には、回転角が 5×10^{-5} 程度までは回転地盤ばねはほぼ一定値を示し、履歴減衰定数もほぼ零となっているが、付着が切れる回転角よりやや小さな回転角から回転地盤ばねの低下傾向が認められる。その要因として、付着の無いケースでは明確な浮き上がりが生じる直前から部分的な浮き上がりや滑りが生じたことが考えられるものの、実験結果から判断することは難しい。

NC2シリーズには中加振の結果が無いため、図20(c)の付着が切れる付近のデータがなく、明確な傾向が読み取れない部分もあるが、付着の有無によって浮き上がる直前であっても回転地盤ばね特性に差があるものとの推察される。しかし、その要因に関しては実験結果から判断することは難しく、今後の課題としたい。

5.2 底面水平地盤ばね

図7や図16に示した構造物の底面せん断力と相対変位(構造物底面一周辺地盤地表)の関係から、図19と同じ定義に従って水平地盤ばね K_h と履歴減衰定数 h_h を算出し、支持地盤が砂の場合、粘土で底面付着が無い場合と有る場合に分けて図21に示す。なお、 δ_r が 5×10^{-4} cm以下のデータは除いた。図中には、土のせん断応力とせん断ひずみの非線形特性に用いられる、下式に示すH-Dモデルで近似³²⁾した結果を併記した。

$$K_h = K_{ho} \left\{ \frac{1}{1 + \delta_r / \delta_{r,0.5}} \right\} \quad (6)$$

$$h_h = h_{max} \left\{ 1 - \frac{K_h}{K_{ho}} \right\} \quad (7)$$

ここに、 $\delta_{r,0.5}$ は基準相対変位(K_h が K_{ho} の1/2になる δ_r)である。図7で求めた K_{ho} は非線形性が生じて僅かではあるがループを描いている結果から求めたものなので、その1.1倍を初期値と仮定し、 h_{max} を25%と仮定してH-Dモデルで近似した。ばらつきがかなりあるが水平地盤ばねは相対変位の増加に従って低下し、履歴減衰定数が上昇するという一般的な非線形特性を示している。また、この非線形特性は概ね併記したH-Dモデルで定性的には表現可能と判断されるが、ばらつきが大きいため、付着や接地率の影響・解析的な検討を含めさらに検討が必要と考えられる。

6. 浮き上がりに伴う誘発上下動と接地率

構造物の浮き上がりに伴って発生する誘発上下動の最大値(構造物鉛直最大加速度)と、構造物頂部水平最大加速度、最大回転角の関

図23 構造物頂部水平・上下加速度の応答スペクトルの比較(減衰5%)

係を図22に示す。浮き上がりに誘発されて生じる構造物鉛直最大加速度は、構造物頂部の水平最大加速度の増加に伴って急激に増加し、水平加速度よりも大きくなる場合がある。また、砂地盤と粘土地盤の差は明確では無い。一方、構造物最大回転角との関係では、砂地盤のほうがやや小さい傾向が認められる。

NC2_40, NC2_470, NC2U_470の構造物頂部水平加速度(SAH01)と鉛直加速度($\{SAV01+SAV02\}/2$)の加速度応答スペクトルを比較して図23に示す。底面付着が有るNC2_40では上下動は小さいが、途中から底面付着が切れるNC2_470では上下動が増加し、ピーク周期は水平動の1/2(倍調波)になっている。また、底面付着が無いNC2U_470ではさらに上下動が増えているが、ほぼ1/2周期の関係が維持されている。この倍調波の上下動は、図15に示したように浮き上がりによる重心移動と再接地時の衝撃による誘発上下動と判断される。

浮き上がりに伴う構造物最小接地率 η と、最大回転角 θ_{max} を浮き上がり発生時の回転角 θ_0 で基準化した最大基準化回転角 θ_{max}/θ_0 の関係を図24に示す。図中には、(4)式に示すJEACの評価式($\alpha = 6.0, 4.7$)¹⁹⁾を併記している。

実験結果の接地率は $\alpha = 6.0$ のライン上かやや大きなところにプロットされ、JEACの評価式は最小接地率をやや安全側に評価(接地率を小さめに評価)することが分かる。これは、JEACの評価式が浮き上がりの幾何学的非線形のみを扱い、地盤の非線形性を考慮していないためと判断される。また、図24の関係は構造物の最大基準化回転角から最小接地率を推定可能であることを示している。ただし、付着が有効に効いている場合は、さらに大きな回転角まで接地率1.0の状態が続くと推測されるが、実験結果が無いため本論では評価できていない。

7. まとめ

砂地盤及び粘土地盤上に設置した剛体構造物模型の浮き上がりに関する遠心模型による振動台実験を行い、以下の知見を得た。

1) 平均せん断波速度がほぼ同じ砂地盤と粘土地盤に支持された剛

図22 構造物鉛直加速度と水平加速度・回転角の最大値の関係

図24 最小接地率と最大基準化回転角の関係

体構造物の1次ピーク振動数は、表層付近のせん断波速度が小さくなる砂地盤の方が約1/2と明らかに低い。

- 2) 構造物の浮き上がりに伴って構造物頂部の水平加速度は長周期化すると共に頭打ちとなり、同時に鉛直加速度が増大し、場合によっては水平加速度を超える鉛直加速度がスパイク状に発生する。地表付近の地盤剛性が砂地盤に比べてより大きな粘土地盤では、浮き上がり後の再接地の際の衝撃が大きく、構造物鉛直加速度はより大きくなる。
- 3) 構造物底面に付着がある場合には無い場合に比べて明らかに浮き上がりが生じ難くなるが、付着が切れると急激に浮き上がりが生じ、それまでと全く異なった応答を示す。
- 4) 構造物底面に付着がある場合には限界転倒モーメントを超える転倒モーメントが発生するが、付着が無い場合は転倒モーメントが降伏して限界転倒モーメントを概ね超えない。
- 5) 構造物底面に付着が無い場合には構造物底面土圧は引張側ではほぼ零となるが、付着が有る場合には引張側土圧が生じる。この引張側土圧の影響で構造物の回転角が減少し、転倒モーメントが増大し、鉛直加速度が減少する。
- 6) 回転地盤ばねは、構造物底面付着の有無により浮き上がりが生じる前から特性がやや異なり、付着無では浮き上がりが生じる直前から回転地盤ばねの低下が生じるが、付着有ではほぼ一定値となり、付着が切れると急激に低下する特性を示す。
- 7) 水平地盤ばねは、一般的な土のせん断応力とせん断ひずみの非線形特性と同様に、H-Dモデルで定性的には表現可能である。
- 8) 構造物の基準化回転角から接地率を推定可能である。また、JEACの評価式は浮き上がりの幾何学的非線形のみを扱い、地盤の非線形を考慮していないため、砂及び粘土を支持地盤に用いた本実験結果に対してはやや小さめの接地率を与える。

なお、本論文では埋め込み(根入れ)のないモデルの実験結果を報告した。今後、埋め込み効果に関する実験結果も別途報告予定である。また、本論の実験は実際の原子力施設とは支持地盤の特性や構造物の高さ幅比が異なるため、このまま適用できる訳ではない。これらの違いを明確にし、本実験で得られた知見を原子力施設に役立てるため、今後解析的な検討結果も別途報告予定である。

参考文献

- 1) 武藤清, 小林俊夫: 水平上下同時入力に対する原子力発電所の非線形ロッキング地震応答解析, 日本建築学会論文報告集, 第276号, pp. 69-77, 1979.2
- 2) 土岐憲三, 佐藤忠信, 三浦房紀: 強震時における地盤と構造物の間の剥離と滑動, 土木学会論文報告集, 第302号, pp. 31-41, 1980.10
- 3) 厚美光造, 氏家浩司, 江守克彦, 清水弘道, 小田島政廣, 兼近稔: 建屋と地盤間の非線形性を考慮した接地率について, その1~その4, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp. 1421-1428, 1981.9/同, その5~その7, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp. 979-984, 1982.10
- 4) 矢野明義, 佐藤仁人, 原昭夫, 内藤幸雄: 弾性地盤上の剛体建屋模型の浮き上り振動実験とその解析, その1~その4, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp. 755-762, 1983.9
- 5) 山田正明, 河村壮一: 正弦波多軸入力による剛体基礎の浮上り性状に関する研究, 日本建築学会論文報告集, 第340号, pp. 32-39, 1984.6
- 6) 高橋郁夫, 市川隆之, 林康裕: 基礎浮き上がり地震応答に関する研究, 滑動及び水平二方向入力の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp. 2287-2288, 1984.10
- 7) 上田憲司, 小林正則, 寺田自助, 河村壮一, 山田正明: 建屋基礎の地震時安定性評価に関する研究, その1~その3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp. 2313-2318, 1984.10/同, その4, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B, pp. 797-798, 1985.10/同, その5~その6, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B, pp. 1029-1032, 1986.8/同, その7~その8, 日

- 本建築学会大会学術講演梗概集, B, pp. 143-146, 1987.10/同, その9, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B, pp. 1167-1168, 1988.10
- 8) 矢野明義, 江頭信重, 原昭夫, 清田芳治, 内藤幸雄, 堀越清視, 藤本信夫, 兼近稔: 建屋浮き上りに関する静的・動的実験と解析, その1~その3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B, pp. 165-170, 1985.10
- 9) 半谷裕彦, 秋野金次: 原子炉建屋の基礎浮上りに関する模型試験, その1~その6, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B, pp. 971-982, 1986.8
- 10) 下村幸男, 田治見宏: 正弦加力を受ける基礎の浮上りと地下逸散減衰の関係について一半無限弾性地盤上の基礎の浮き上りを伴う動的挙動に関する研究, その1, 日本建築学会構造系論文報告集, 第369号, pp. 87-101, 1986.11
- 11) 半谷裕彦, 秋野金次, 尾形隆永: 原子炉建屋の基礎浮上りに関する現地試験, その1~その6, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B, pp. 219-230, 1987.10
- 12) 半谷裕彦, 秋野金次, 尾形隆永: 原子炉建屋の基礎浮上りに関する模型試験・総合評価, その1~その7, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B, pp. 1153-1166, 1988.10
- 13) 矢野明義, 内藤幸雄, 堀越清視: 非線形連結要素FEMモデルによる基礎浮き上がり動的解析, 振動台実験のシミュレーションによる精度検討, 日本建築学会構造系論文報告集, 第427号, pp. 87-98, 1991.9
- 14) 大宮幸男, 石崎萬平, 萩原哲也, 栗本修, 田中英明: 基礎浮き上がりを考慮した原子炉建屋の非線形応答解析, その1~その3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B, pp. 1669-1674, 1994.9
- 15) 田中英明, 前田郁生, 森山健一, 渡辺修二: 基礎浮き上がり非線形特性の合理的評価法に関する検討, その1~その4, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B, pp. 1675-1682, 1994.9
- 16) 伊東賢伸, 秋田昇道, 奥谷哲也, 栗本修, 白浜健二, 澤飯明広: 3次元FEMを用いた建屋-地盤の基礎浮き上がり評価法の高度化に関する研究, その1~その4, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 625-632, 2004.8
- 17) Nakamura, N., Ino, S., Kurimoto, O. and Miasaka, M.: An Estimation Method for Basement Uplift Behavior of NPP Buildings, Transactions of the 18th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, K04/8, pp.3105-3115, 2005.8
- 18) 石川智美, 奥谷哲也, 川里健, 藤森健史, 秋元理仁, 今塚善勝: 大型遠心模型による基礎浮上りに関する研究, その1~その2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 127-130, 2007.8/同, その3~その5, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 329-334, 2009.8
- 19) 原子力規格委員会: 原子力発電所耐震設計技術規程, JEAC4601-2008, 社団法人日本電気協会, p.98, 2009.12
- 20) 羽矢洋, 西村昭彦: 大地震力を考慮した直接基礎の設計法の提案, 土木学会論文集, No. 595/V1-39, pp. 127-140, 1998.6
- 21) 和田章, 山田哲, 小野泰寛, 小林勝巳, 佐々木康人: 弾性地盤上の建築構造物の地震時浮き上がり現象に関する基礎実験, 日本建築学会構造系論文集, 第595号, pp. 57-64, 2005.9
- 22) Tamura, S., Adachi, K. and Tokimatsu, K.: Centrifuge tests of impulsive vertical acceleration generated by foundation uplift during strong shaking, Soils and Foundations, Vol.51, No.3, pp.411-422, 2011.6
- 23) 吉川清峰, 荒川利治, 洪忠喜: 構造物の地震時浮き上がりに関する実験研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B, pp. 557-558, 1992.8
- 24) 野口和也, 石原直, 小豆畑達哉, 井上波彦, 森田高市: 浮き上がりが生じる多層建築物の地震応答に関する模型振動台実験, その1~その2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 483-486, 2006.9
- 25) 林康裕: 直接基礎構造物の基礎浮上りによる地震被害低減効果, 日本建築学会構造系論文集, 第485号, pp. 53-62, 1996.7
- 26) 木村秀樹, 莊大作, 岩下敬三, 春日康博: 建物の浮き上がり許容による制振構造の開発, その1~その6, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp. 549-560, 2001.9
- 27) Dmievich, V. P. and Richart, F. E.: Dynamic prestraining of dry sand, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol.96, No.SM2, pp.453-469, 1970.2
- 28) (財)震災予防協会: 東京電力株式会社柏崎刈羽原子力発電所における2007年新潟県中越沖地震など時刻歴データ, 東京電力株式会社, 2008
- 29) 鈴木康嗣, 安達直人: 直接基礎底面の滑りが構造物の地震時応答に与える影響, 鹿島技術研究所年報, 第58号, pp. 1-6, 2010.9
- 30) 社団法人地盤工学会: 地盤材料試験の方法と解説-二分冊の一, 2009.11
- 31) 鈴木康嗣, 三浦賢治, 清田芳治, 菅原良次, 松本尚志: 地震応答低減地盤の開発, その3 地震応答低減効果に関する実験的検討, 日本建築学会構造系論文集, 第493号, pp. 65-72, 1997.3
- 32) Hardin, B. O. and Dmievich, V. F.: Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proc. of ASCE, Vol.98, No.SM7, pp.667-692, 1972.7

(2013年1月9日原稿受理, 2013年6月21日採用決定)