浮力を利用した直接基礎形式の すべり免震構造に関する遠心模 型振動実験

CENTRIFUGE MODEL TESTS ON SEISMIC BEHAVIOR OF SLIDING BASE ISOLATION SYSTEM BY LEVERAGING BUOYANCY FOR SPREAD FOUNDATION STRUCTURE

濁川直寛 — * 1 浅香美治 — * 2
長谷部雅伸 — * 3

Naohiro NIGORIKAWA — * 1 Yoshiharu ASAKA — * 2
Masanobu HASEBE — * 3

キーワード：
直接基礎, 免震, 浮力, 遠心模型実験, 摩擦

Keywords:
Spread foundation, Base isolation, Buoyancy, Centrifuge model test, Friction

A simple seismic isolation system by leveraging buoyancy has been devised for spread foundation structures. Through dynamic centrifuge tests, it is shown experimentally that a sliding isolation effect arises during seismic loading if a buoyant force of appropriate magnitude is applied to the base of the foundation. It is confirmed that seismic isolation performance tends to improve as the buoyancy-to-weight ratio increases. Performance when the buoyancy-to-weight ratio is 90% or more is particularly good, and the maximum response acceleration of a structure can be reduced to below 100 cm/s² against a sinusoidal wave with a maximum acceleration of 500 cm/s².

1. はじめに

近年, 地震に対する防災・減災意識は一層高まっており, 企業ではBCP(事業継続計画)を実現させる手段として, 個人では資産を守る技術として免震構造を採用する建築物が増加している¹⁾。免震需要は今後も拡大し, 要求性能は高くなっていく可能性があるため, 様々な用途・種別・形状・地盤条件の建築物に対しても有効な免震技術の開発は重要な課題である。一般的な免震機構は, 建築物と地盤の間にアイソレータとダンパーから成る免震装置を入れることによって建築物の固有周期を長周期化し, 建築物が受ける影響を軽減する方法である。しかしながら, 従来構造は軟弱地盤上に立地する建築物に対して十分な免震効果を得ることが難しいとされており²⁾, この領域をカバーする免震技術が求められている。

最近の研究開発では, 建築物の地下部分を貯水槽内に設置し, 水の浮力と構造躯体の底部に設置した積層ゴムとで建物を支える免震構造(パーシャルフロート免震構造)³⁾が提案され, 既に実用化されている。本構造は建物の重量の半分程度を浮力によって支えることで免震装置の小型化と従来の免震構造以上の長周期化を実現しており, 2011年東北地方太平洋沖地震では軟弱地盤上に立地する構造物に対して高い免震性能が確認された⁴⁾。

本報告では, 浮力を免震に利用するというパーシャルフロート免震構造の構想を踏襲しながら, 免震装置を必要としないより簡易な構造形式として, 直接基礎底面の摩擦抵抗を浮力によって低減することで免震性能を得る新しい免震構造を提案する。以下では, 提案する構造の免震性能の検証を目的とした遠心模型振動実験の結果を示し, その有効性を確認する。

2. 提案する免震構造の概要

本報告で提案する構造は, 地下水位の高い地盤を掘削して構築したピット内に構造物を配置し, さらにピット内に地下水位と同水位まで水(流体)を貯留した構造である。構造物に作用する力の概念図を図1に示す。構造物の基礎底面は, 構造物自体の重量 W から浮力 B を差し引いた接地力だけが常時に作用する($W - B \geq 0$)。本構造が水平地震加速度 α を受けた場合, 構造物には水平力として構造物の質量 M による慣性力 F_m と水(流体)による動水圧 F_w が作用する。このとき, 基礎底面の摩擦抵抗力 f は次式で表される。

$$f = \mu(W - B) = \mu(Mg - B) \quad (1)$$

ここに, μ : 接地面の摩擦係数であり, $f < F_m + F_w$ となる場合, 地盤と基礎底面の間ですべりが生じる。

構造物に作用する浮力 B を書き下すと次式で表される。

$$B = \rho ghA \quad (2)$$

ここに, A : 構造物の底面積, h : 喫水, ρ : 水の比重, g : 重力加速

図1 構造物に作用する力の概念図

¹⁾ 清水建設㈱技術研究所 地盤・基礎グループ 研究員
(〒135-8530 東京都江東区越中島3-4-17)

²⁾ 清水建設㈱技術研究所 地盤・基礎グループ グループ長

³⁾ 清水建設㈱技術研究所 津波・気象グループ グループ長

¹⁾ Research Engineer, Institute of Technology, Geotechnical & Foundation Engineering Group, Shimizu Corporation

²⁾ Group Manager, Institute of Technology, Geotechnical & Foundation Engineering Group, Shimizu Corporation

³⁾ Group Manager, Institute of Technology, Tsunami and Meteorological Engineering Group, Shimizu Corporation

度である。なお、(2)式は建物の没水部分について断面変化がないという仮定の下で成立することに留意されたい。

また、構造物の重量 W は単位面積あたりの重量 w を用いて次式で表される。

$$W = Mg = wA \tag{3}$$

式(2)と式(3)を式(1)に代入すれば、基礎底面の摩擦抵抗力 f は次式で表される。

$$f = \mu \left(1 - \frac{\rho gh}{w} \right) Mg = \mu' Mg \tag{4}$$

ここに、 μ' ：基礎底面と地盤との見かけの摩擦係数であり、この値は喫水 h と構造物の単位面積あたりの重量 w によって変化することがわかる。すなわち、構造物がある程度のすべりや残留変位を許容できるのであれば、この2つのパラメータを適当な大きさに選び、見かけの摩擦係数 μ' を調節することで、ある大きさ以上の地震外力が作用したときに基礎底面を意図的にすべらせ、免震効果を得ることが理論的に可能となる。

3. 遠心模型振動実験

3.1 水による浮力を利用した構造

図1に示した構造形式に対して、基礎底面の摩擦抵抗力と免震性能の関係を検討するために、構造物模型に作用する浮力を実験パラメータとして遠心模型振動実験を実施した。なお、本報告では力の比を用いる方法によって導出された相似則⁵⁾に従い、模型作製および実験データの整理を行った。以下にその内容について示す。

(1) 実験条件

図2に実験に用いた模型の概要を示す。模型縮尺は1/30であり、遠心加速度30Gの下で実験を行った。模型は120mm×240mm×H70mmのアルミニウムを肉厚10mmの桁形に整形したものであり、30G場における接地圧は実寸換算で19.2kPaである。図3に模型地盤に用いた試料の粒径加積曲線を示す。支持地盤には3号珪砂を用い、突固めによって層厚30mm、相対密度90%となるように作製した。この地盤を真空中で脱気し、水の30倍の粘度を有する粘性流体(シリコンオイル)を浸透させることで完全に飽和させた。計測器配置を図2中に示す。水平方向の加速度計を振動台(A1)および地表面(A2)、構造物模型(A3)の3箇所に設置した。

本実験では、構造物重量による接地圧に占める浮力の割合(以下、浮力負担率)によって結果を整理することとし、表1に示す実験ケースについて加振時の挙動を検討した。浮力負担率 B/W は、次式で表される。

$$B/W = \frac{\rho gh}{w} \tag{5}$$

式(4)と式(5)より、浮力負担率 B/W が見かけの摩擦係数 μ' を決定するパラメータであることは明らかである。

加振波形は振動数60Hz(実寸換算2Hz)の漸増正弦波で、最大加速度は実験ケースにより0.64～11.05G(実寸換算21～361cm/s²)である。

(2) 実験結果

以下で取り扱う値は、特に断りがない限りすべて実寸換算で示す。

加振波形の振幅を300cm/s²程度に設定した実験ケース(Case1-8, Case2-8, Case3-9)の加速度の時刻歴を図4に示す。支持地盤応答(A2)は加振波形に対して3ケースとも増幅している。構造物応答

図2 実験模型の概要

図3 試料の粒径加積曲線

表1 実験ケースの一覧

Case No.	Buoyancy to weight ratio (%)	Maximum acceleration (cm/s ²)		
		Shaking table (A1)	Bearing stratum (A2)	Structure (A3)
Case1-1	20	22	22	24
Case1-2	20	57	59	61
Case1-3	20	73	77	79
Case1-4	20	89	95	96
Case1-5	20	111	116	122
Case1-6	20	143	147	156
Case1-7	20	193	217	226
Case1-8	20	261	501	371
Case1-9	20	367	584	600
Case2-1	75	21	21	22
Case2-2	75	56	59	85
Case2-3	75	72	77	122
Case2-4	75	91	94	190
Case2-5	75	111	119	225
Case2-6	75	148	167	246
Case2-7	75	201	230	248
Case2-8	75	278	503	272
Case2-9	75	335	558	263
Case3-1	90	22	23	30
Case3-2	90	63	66	62
Case3-3	90	87	92	63
Case3-4	90	87	91	59
Case3-5	90	107	112	58
Case3-6	90	131	139	54
Case3-7	90	169	181	68
Case3-8	90	233	264	73
Case3-9	90	331	478	93

図4 加速度の時刻歴

図5 応答加速度の軌跡 (Case3-9, t=20-40s)

図6 支持地盤応答と構造物応答の関係

図7 浮力負担率と応答加速度の関係

(A3) は浮力負担率によって異なる波形を示しており、浮力負担率 20% (Case1-8) における振幅の低減はほとんど見られない。一方、浮力負担率 75% (Case2-8) での構造物応答は 25 秒以降に 250cm/s² 程度の上限值を示す挙動となり、支持地盤の応答に対して低減されている。浮力負担率 90% (Case3-9) での振幅の低減は顕著であり、20 秒以降において 90cm/s² 程度が上限値となることが確認された。

浮力負担率 90% (Case3-9) の 20~40 秒のデータについて、支持地盤と構造物の応答をそれぞれ両軸にとって整理した結果を図5に示す。加速度応答の軌跡はループを描いており、位相がずれていることが読み取れる。この挙動は両者の間ですべりが生じていることを意味している。すなわち、構造物に作用する浮力を管理することで地震時に基礎底面を意図的にすべらせ、免震効果を得ることが可能であることが実験的に確認された。

表1に示したすべての実験ケースについて、支持地盤と構造物の最大応答値をそれぞれ両軸にとり、浮力負担率ごとに整理した結果を図6に示す。図6中の実線は応答加速度 1:1 の直線であり、浮力負担率 20% (Case1-X) の構造物応答は入力に対して増幅せず、ほぼこの直線上に乗っている。浮力負担率 75% (Case2-X) では構造物の最大応答値が 50Gal を超えると構造物応答の増幅が見られ、200Gal を超えると基礎底面ですべりが生じ、応答が頭打ちになる挙動が見られた。浮力負担率 90% (Case3-X) では構造物応答の増幅は見

られず、構造物の最大応答値は 60cm/s² 程度を上限としてほぼ横ばいに推移している。

各浮力負担率で最大の加振振幅を与えた実験ケース (Case1-9, Case2-9, Case3-9) の浮力負担率と構造物の最大応答加速度の関係を図7に示す。構造物応答は、浮力負担率 75% 以上において浮力負担率の増大にともない低減される傾向が見られ、浮力負担率 90% の実験ケースにおいて 100cm/s² 程度の応答を示した。

以上の検討より、水による浮力を利用した構造形式において浮力負担率 90% の条件で構造物の最大応答値は 100cm/s² 程度となり、高い免震効果が得られることが確認された。

3.2 液状化地盤の過剰間隙水圧を利用した構造

前節では、浮力を活用することで構造物と支持地盤の間ですべり免震効果が発揮されることを示した。しかしながら、浮力負担率 90% 以上の条件を実現するには、対象とする構造物によっては大深度の掘削工事が必要となり、コスト面での課題が生じる懸念がある。また、常時の浮力負担率が大きい場合は、地震以外の水平外力に対する基礎の安定性に関しては不利な構造となる。

この課題を解決する方法として図8のような構造を提案する。構造物および支持地盤、側壁によって囲まれた領域に相対密度 30~50% の低密度な飽和砂層を構築し、常時は構造物のフローティング効果による接地圧の減少が期待することができる。支持地盤は透水性

が高く、液状化しないように十分に締固められているものとする。そして、設定レベル以上の地震が発生することにより飽和砂層が液状化したときは、飽和砂層内で発生した過剰間隙水圧が基礎底面に作用することで構造物と支持地盤の間ですべりやすくなり、免震効果を高めることができる。このような構造にすることによって、所定の浮力を得るために必要な喫水、すなわち地下工事の規模を縮減することができ、コストや工期を抑えた施工を行うことができる。また、液状化した飽和砂は水に比べて粘性の高い流体となるため、減衰効果も期待される。なお、本構造のコスト優位性は施工時に限られるものであり、地震によって液状化した飽和砂層の復旧には別途コストが生じることに留意されたい。

本構造に対して、免震性能を検証するための遠心模型振動実験を実施した。以下にその内容について示す。

(1) 実験条件

図9に遠心実験に用いた模型の概要を示す。模型縮尺は1/30であり、遠心加速度30Gの下で実験を行った。支持地盤は3号珪砂を用いて作製した。構造物模型および支持地盤、土槽壁面によって囲まれた領域には7号珪砂を用い、空中落下法によって相対密度40%の砂層（以下、低密度層）を作製した。ベンダーエレメント(B)を用いて測定した低密度層の加振前のせん断波速度 V_s は、30G場の下で90m/s程度であった。なお、支持地盤の作製、地盤の飽和は前節の実験と同様の方法を用いた。計測器配置を図9中に示す。水平方向の加速度計を振動台(A1)および地表面(A2)、構造物模型(A3)の3箇所に設置した。また、間隙水圧計を支持地盤内(P1)と低密度層内(P2)の2箇所2深度に設置した。さらに、非接触式のレーザー変位計を用いて構造物の左右両端の沈下量(L1,2)と水平変位量(L3)を測定した。

本実験では、表2に示す実験ケースについて加振時の挙動を検討した。構造物模型に作用する浮力は、常時には喫水に応じた水圧のみを考慮し、加振時には常時の水圧に加えて、低密度層内で発生する過剰間隙水圧 u_e が支持地盤に伝播し、基礎底面に作用する。このとき、浮力負担率 B/W は、次式で表される。

$$B/W = \frac{\rho gh + u_e}{w} \tag{6}$$

図8 過剰間隙水圧を利用した構造の原理

加振波形は振動数60Hz（実寸換算2Hz）の漸増正弦波で、最大加速度は7.0G（実寸換算230cm/s²）程度である。

(2) 実験結果

以下で取り扱う値は、特に断りがない限りすべて実寸換算で示す。

加振時の加速度と水圧の時刻歴を図10に示す。両者の推移を時系列で確認すると、過剰間隙水圧の上昇過程（5～15秒）における支持地盤と構造物の応答は、すべての実験ケースで同程度と読み取れる。次に、過剰間隙水圧が上限に達した時点（15秒）での構造物応答は100～120cm/s²程度を示し、その直後に浮力負担率90%（Case5）では50cm/s²程度、浮力負担率100%（Case6）では20cm/s²程度まで応答が低減している。また、過剰間隙水圧が上限に達している間（15秒以降）の構造物の最大応答は一定値で推移している。すべての実験ケースにおいて構造物応答には上限が見られ、所定の値以上の応答にはならないことが確認された。

浮力負担率100%（Case6）の実験ケースについて、支持地盤と構造物の応答加速度をそれぞれ両軸にとって整理した結果を図11に示す。応答の軌跡を時系列で整理すると、過剰間隙水圧の上昇過程（5～10秒）において構造物と支持地盤は同位相で振動している。過剰間隙水圧が上限付近（10～15秒）になると同位相から逆位相に位相が変化し、この間に構造物応答の最大値が確認された。低密度層の見かけの剛性は有効応力の減少と共に低下し、入力波形に対して応答しやすい状態になったときに最大応答加速度が生じたと考えられる。その後、水圧が上限に達している間（15秒以降）は基礎底

図9 実験模型の模式図

表2 実験ケースの一覧

Case No.	Buoyancy to weight ratio (%)		Maximum acceleration (cm/s ²)				Residual displacement (mm)			Inclined angle (rad)
	Before shaking	During shaking	Shaking table (A1)	Bearing stratum (A2)	Structure (A3)		Vertical (L1)	Vertical (L2)	Horizontal (L3)	
					Before t=15s	After t=15s				
Case4	40	75	228	280	124	150	4	7	-48	0.0004
Case5	45	90	233	294	100	55	18	15	1	0.0004
Case6	50	100	231	274	114	22	2	4	-20	0.0003

(a) Case4

(b) Case5

(c) Case6

図10 加速度・水圧の時刻歴

図11 応答加速度の軌跡(Case6, t=5-30s)

図12 浮力負担率と応答加速度の関係

面にすべりが生じ、支持地盤から構造物への振動伝達は非常に小さくなる挙動（免震効果）が見られた。

実験ケースにおける浮力負担率と構造物の最大応答加速度の関係を図12に示す。図中の応答値は、過剰間隙水圧が上限に達する前後での最大値を分けてプロットしている。過剰間隙水圧の上昇過程において $100 \sim 120 \text{ cm/s}^2$ 程度の振動は構造物に伝達するものの、過剰間隙水圧が上限に達した後の応答は浮力負担率の増加にともない低減される傾向が確認された。

構造物の左右両端で計測された残留変位を表2中に示す。沈下量は実寸換算で最大 18mm、傾斜角は最大 $0.4 \times 10^{-3} \text{ rad}$ であり、建築基礎構造設計指針に記載される限界値⁶⁾よりも小さい。すなわち、構造物に対して沈下障害が発生する確率は低いと考えられる。また、残留水平変位は 50mm 以内に収まることが確認された。

以上の検討より、低密度層内で発生した過剰間隙水圧を利用することによって、地震時にのみすべりが生じる免震構造の有効性が確認された。

4. 結論

直接基礎構造物を対象とした簡易な免震構造として、浮力を利用した新しい免震構造を提案し、遠心模型振動実験によってその免震性能を検証した。その結果、以下の結論を得た。

- 1) 基礎底面に浮力を作用させることで、地震外力が作用したときにすべり免震効果が発揮されることを実験的に示した。免震性能は、構造物重量による接地圧に占める浮力の割合（浮力負担率）の増加にともない向上する傾向にあることを確認した。浮力負担率 90% 以上の条件における免震効果は顕著であり、最大 500 cm/s^2 程度の支持地盤応答（入力）に対して構造物応答を 100 cm/s^2 未満に低減させることが可能となる。
- 2) 構造物および支持地盤、側壁によって囲まれた領域に低密度な飽和砂層を構築することで、地震時にのみすべりが生じる免震構造が実現できる可能性を実験的に示した。本構造において地震時に作用する浮力負担率を 100% 付近に設定することで、支持地盤から構造物への振動伝達を非常に小さくすることが可能となる。なお、

本構造において構造物の不同沈下は確認されなかった。

5. 謝辞

実験にご協力いただいた清水建設(株) 田地陽一氏, 吉成勝美氏に心から謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本免震構造協会: “免震構造と社会・経済”, 日本免震構造協会(オンライン), 入手先 〈<http://www.jssi.or.jp/menshin/socialeconomy.html>〉, (参照 2017-01-23).
- 2) 日本免震構造協会: “免震構造一般”, 日本免震構造協会(オンライン), 入手先 〈http://www.jssi.or.jp/menshin/m_kouzou.html〉, (参照 2017-01-23)
- 3) M. Saruta, T. Ohyama, T. Nozu, M. Hasebe, T. Hori, H. Tsuchiya, N. Murota: Application of a partially-floating seismic isolation system, 10th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibrations Control of Structures, Istanbul, Turkey, 2007.8.
- 4) Y. Nakamura, M. Saruta, A. Wada, T. Takeuchi, S. Hikone, T. Takahashi: Development of the core-suspended isolation system, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.40, pp.429-447, 2011.
- 5) 香川崇章: 土構造物の模型振動実験における相似則, 土木学会論文報告集, 第 275 号, pp.69-76, 1978.
- 6) 日本建築学会編: “3. 沈下量の評価”, 建築基礎構造設計指針, 日本建築学会(丸善出版), pp.150-154. 2001.

[2017 年 1 月 30 日原稿受理 2017 年 4 月 13 日採用決定]