

重要構造物基礎岩盤の地震時すべりを 対象とした遠心力模型実験

石丸 真^{1*}・関口 陽¹・岡田 哲実¹・平賀 健史²・両角 浩典³

¹電力中央研究所 地球工学研究所 地震工学領域 (〒270-1194 千葉県我孫子市我孫子1646)

²株式会社セレス 技術本部 地圏・構造部 (〒270-1194 千葉県我孫子市我孫子1646)

³関西電力株式会社 (〒530-8270 大阪府大阪市北区中之島3-6-16)

*E-mail: ishimaru@criepi.denken.or.jp

近年、重要構造物基礎岩盤の地震時安定性について、変位量照査を取り入れた新しい評価手法の体系化が検討されている。本研究では、変位量照査の実用化に資する検証データを得るため、重要構造物基礎岩盤の地震時すべりに着目した遠心力模型実験を2ケース行った。実験に用いた模型は、すべりを模擬するため斜面の天端に重要構造物を設置したケースと、水平地盤内に予めすべり土塊を模擬しその上に重要構造物を設置したケースである。遠心加速度50G場で、加振ステップ毎に加速度振幅を大きくして正弦波を入力したところ、両ケースともすべり安全率が1以下となっても変位量は限定的であり、基礎岩盤が急激に不安定な状態にはならないことを示した。

Key Words : rock foundation, seismic stability, centrifugal model test, equivalent linear analysis, slip safety factor

1. はじめに

(1) 背景

従来、原子力発電所重要構造物の基礎岩盤の地震時安定性については、等価線形化法による二次元動的有限要素解析（以下、等価線形解析と記載）に基づき、すべり安全率評価に代表される応力照査が行われてきた¹⁾。具体的には、自重応力と等価線形解析による地震時応力を足し合わせ、仮定したすべり面上のせん断応力成分に対するせん断抵抗成分の合計値同士の比から、時刻歴ですべり安全率を算出し、その最小値と評価基準値を比較するものである。この評価手法は、すべり破壊による基礎岩盤の変形が生じる可能性の有無を判定することはできるが、変位量まで評価できる手法ではない。したがって、すべり安全率が1を下回ることと基礎岩盤が不安定化することは必ずしも等価ではない。そのため、近年、変位量照査を取り入れた新しい評価手法の体系化²⁾が検討されている。

(2) 本研究の目的

本研究では、変位量照査の実用化に資する検証データを得るため、重要構造物基礎岩盤の地震時すべりを対象とした遠心力模型実験を2ケース実施した。実験に用い

た模型は、すべりを模擬するため、斜面の天端に重要構造物を設置したケース（ケース1）と、水平地盤内に予めすべり土塊を模擬し、その上に重要構造物を設置したケース（ケース2）である。両ケースの実験を対象に、従来の等価線形解析に基づく方法によりすべり安全率を算出し、実験における残留変位量との関係等から、基礎岩盤の地震時安定性について考察した。

2. 遠心力模型実験ケース1

図-1に、実験に用いた模型を示す。遠心加速度は50Gであり、表-1に示す遠心力模型実験の相似則³⁾により、実規模換算で幅3m×高さ2mの建屋と、深さ12.5mの基礎岩盤を模擬した。建屋模型の右側の基礎岩盤は、実規模換算で高さ10m、勾配1:0.5の斜面となっており、左側は土槽との接触による影響を除外するため模型寸法で100mm×100mmの切り欠きを設けた。なお、基礎岩盤模型と土槽の間の側面摩擦を低減する目的で、模型側と土槽側に厚さ0.2mmの透明シリコンゴムシートを設置し、両シート間に潤滑剤としてワセリンを塗布した。側面から見た模型の様子を図-1に合わせて示す。

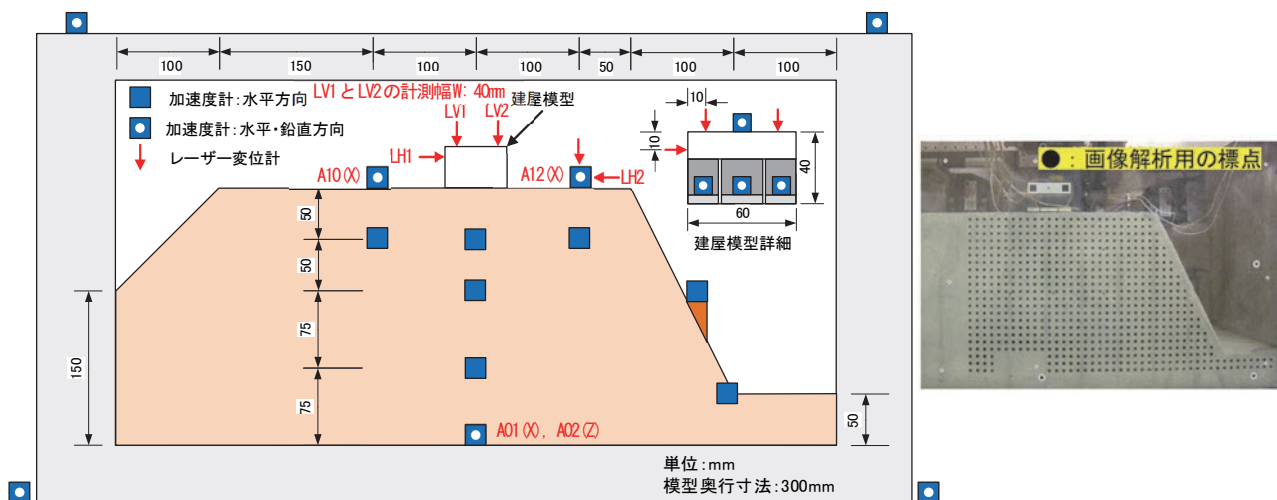


図-1 模型形状・計測器配置と側面から見た模型の様子（ケース1）

表-1 遠心力模型実験の相似則

物理量	実物	モデル
長さ	1	$1/N$
面積	1	$1/N^2$
体積	1	$1/N^3$
重量	1	$1/N^2$
応力	1	1
ひずみ	1	1
時間	1	$1/N$
変位	1	$1/N$
速度	1	1
加速度	1	N

注) 遠心加速度 $N G$ (G は重力加速度) の場合

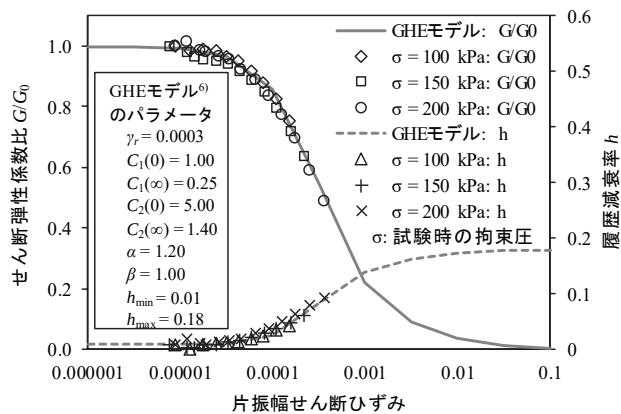


図-2 動的変形特性 (GHEモデル⁶⁾でフィッティング)

表-2 人工岩の物性値 (σ_m : 平均主応力)

項目	値
単位体積重量	20.3kN/m ³
ピーク強度	粘着力 $c_p=267.1\text{kN/m}^2$ 内部摩擦角 $\phi_p=34.7^\circ$
残留強度	$a=4.61, b=0.70 \quad \sigma_m \cdot \sigma_m^b$
引張り強度	$\sigma_t=41.4\text{kN/m}^2$
初期せん断弾性係数	933000kN/m ²
ポアソン比	0.42

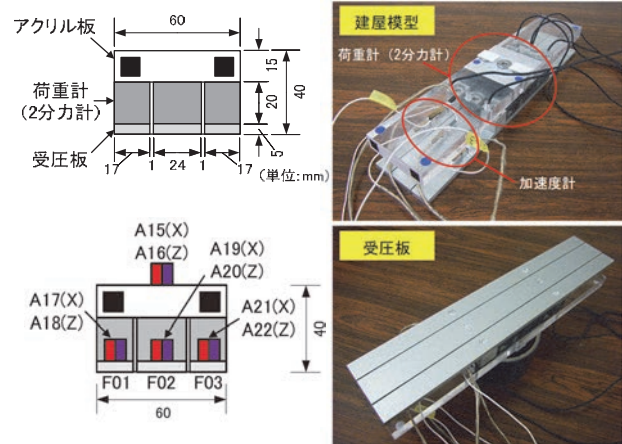


図-3 建屋模型の詳細と計測器配置

(1) 実験条件

a) 基礎岩盤模型

基礎岩盤模型は、人工岩（1m³当たりの配合：早強ポルトランドセメント82kg、蒸留水370kg、石灰石砕砂817kg、石灰石微粉末817kg、混和剤1kg、養生7日）を用いて作製した。表-2に、各種の物理・力学試験から求めた人工岩の物性値を示す。また、図-2には繰返し三軸試験から求めた人工岩の動的変形特性を示す。

b) 建屋模型と計測項目

建屋模型の詳細を図-3に示す。建屋模型は幅60mm×高さ15mm×奥行300mmの亚克力板1枚と、2分力計

（水平・鉛直）・受圧板の3セットで構成される。建屋模型の全体の密度は1,200kg/m³であり、建屋模型底面は接着剤により地表面に固定した。

計測項目は、地中・地表面の加速度と地表面の変位、ならびに建屋模型の加速度と変位である。建屋模型は前述のように2分力計により建屋模型底面の水平・鉛直応力を計測した。

c) 入力加速度

入力加速度は、周波数60Hz（実規模換算では1.2Hz、以降のデータは特に断りのない限り実規模換算後の値で示す）の正弦波20波（前後に各4波のテーパつき）を、

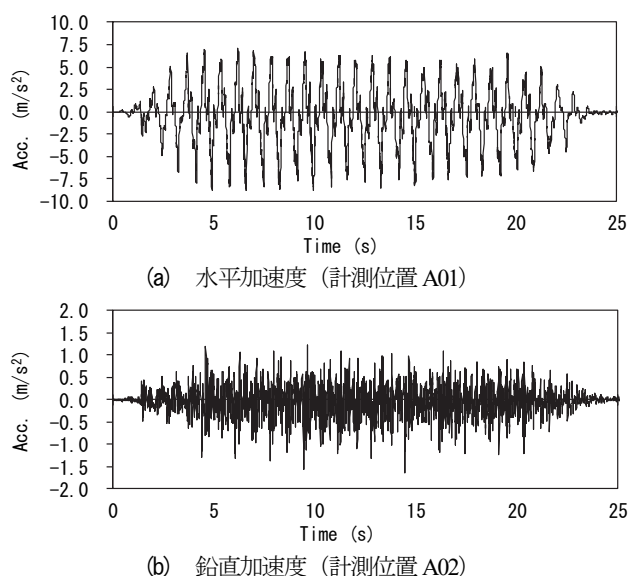


図-4 入力加速度波形の一例 (加振ステップ d10)

表-3 入力最大加速度

加振ステップ	水平動 (m/s ²)	鉛直動 (m/s ²)
d01	1.19	0.19
d02	2.49	0.60
d03	3.12	0.69
d04	3.91	0.71
d05	5.38	0.69
d06	6.17	0.75
d07	7.09	1.47
d08	7.63	1.15
d09	7.55	1.48
d10	8.81	1.65

表-4 基礎岩盤模型の固有振動数

	地表面 A10/A01	建屋底面 A19/A01	地表面 A12/A01
d01加振前	13.9	14.6	14.5
d10加振後	12.0	9.8	12.0

加振ステップ毎に加速度振幅を大きくして入力した。図-4に入力加速度波形の一例を示す。また、表-3には土槽底面で計測された各加振ステップの最大加速度を示す。なお、入力水平動のみであるが、実験では振動台のロッキングによるものと推測される鉛直動も計測された。

(2) 実験結果

表-4に、正弦波加振の前後で実施したホワイトノイズ加振から求めた基礎岩盤模型の固有振動数（土槽底面に対する地表面・建屋底面の水平加速度のフーリエ振幅比から算出）を示す。これより、基礎岩盤模型の固有振動数は、50G载荷後の13.9~14.6Hz程度から、d10加振後には9.8~12.0Hz程度まで低下していることがわかる。なお、建屋底面位置は加振後の固有振動数が他の箇所より小さ

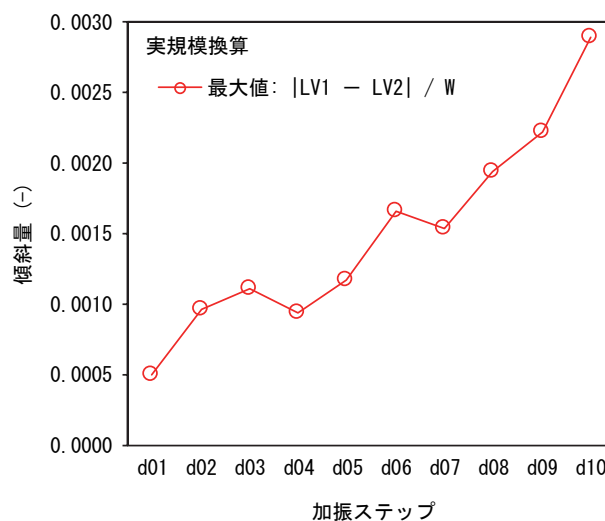


図-5 建屋模型の最大傾斜量

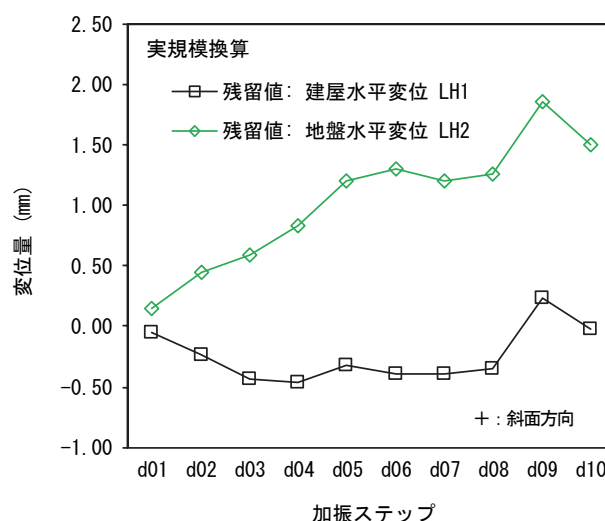


図-6 建屋模型・法肩周辺地表面の残留水平変位量

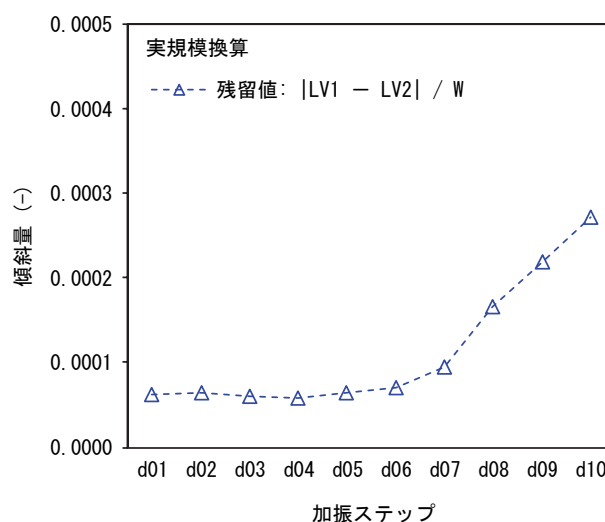


図-7 建屋模型の残留傾斜量

いため、何らかの変状が生じた可能性がある。

図-5に、各加振ステップにおける建屋模型の振動中の最大傾斜量を示す。また、図-6と図-7には、建屋模型および法肩周辺地表面の残留水平変位量と、建屋模型の残

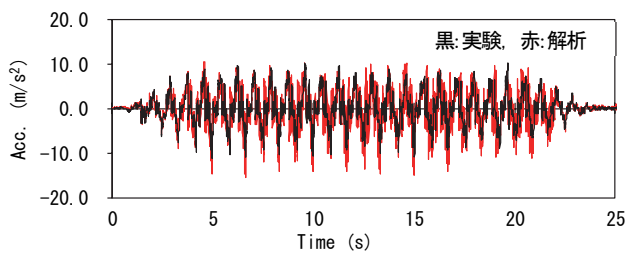


図-8 法肩周辺地表面の水平加速度（加振ステップ d10, 計測位置 A12）

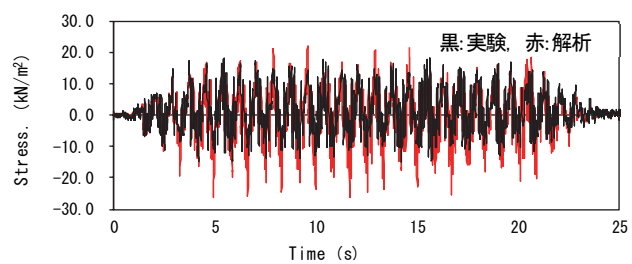


図-9 建屋模型底面の水平応力（加振ステップ d10, 計測位置 F02）

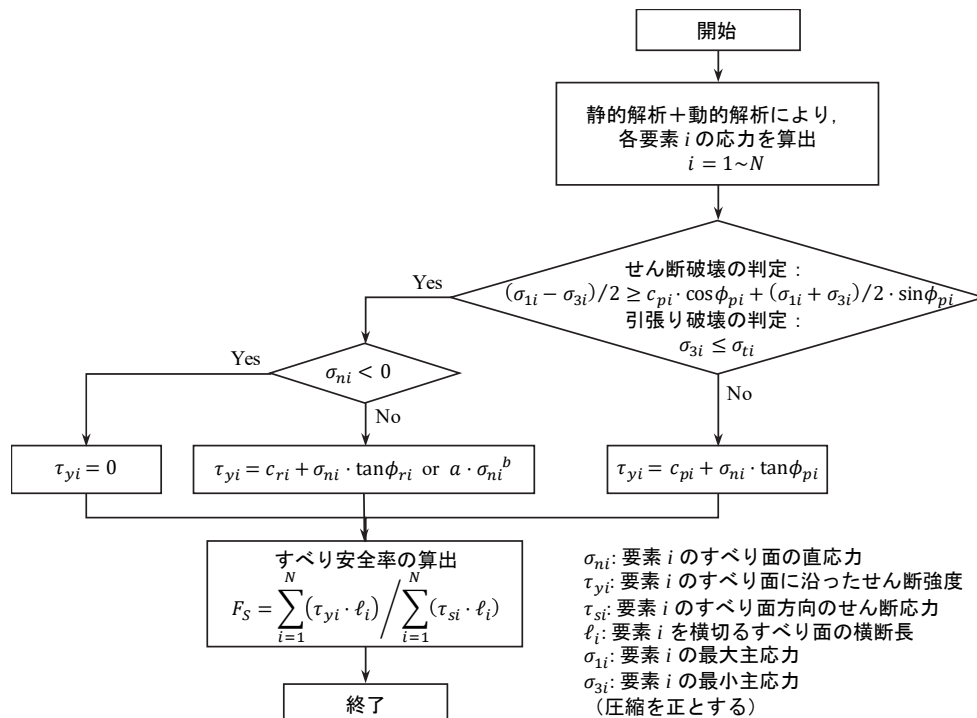


図-10 すべり安全率の算出方法

留傾斜量をそれぞれ示す。図-5より、建屋模型の最大傾斜量は、入力の高さにほぼ比例して大きくなることが確認できる。ただし、変位量がごく微小であるため、振動中はレーザー変位計の治具の僅かな揺れの影響により、最大傾斜量の値には誤差が含まれる可能性がある。

一方、図-6の残留水平変位量（残留値は揺れが収まった振動後に計測）については、法肩周辺地表面の方が建屋模型よりも大きくなっているが、その値は2mm以下である。また、図-7の建屋模型の残留傾斜量は加振ステップd08以降増大しているが、d10加振後でも0.0003以下である。この値は傾斜限界値の目安である0.0005（日本建築学会：建築基礎構造設計指針2001版）よりも小さく、大きな傾斜は発生していないことが確認できる。

(3) 等価線形解析に基づくすべり安全率

遠心力模型実験を対象に、土槽底面の加速度波形（計測位置：水平動A01、鉛直動A02）を入力とした等価線形解析を行った。解析結果の一例として、加振ステップd10における法肩周辺地表面の水平加速度（計測位置

A12）と、建屋模型底面の水平応力（計測位置F02）の時刻歴を実験結果と比較して図-8と図-9にそれぞれ示す。これらの図より、解析結果は実験結果を概ね再現できていることが確認できる。

以上の等価線形解析による地震時応力と、自重解析で別途求めた自重応力を足し合わせ、すべり安全率を算出した。図-10に、すべり安全率の算出方法を示す。なお、すべり安全率を算出するために設定したすべり線は、建屋右端から左側の地表面と法面を結ぶ円弧、建屋右端から法肩の地表面と法尻を結ぶ円弧とした。地表面および法面における円弧の通過位置と最大深さは、メッシュ間隔に合わせて設定した。

表-5に最小すべり安全率を示し、図-11には最小すべり安全率に対応するすべり線形状を示す。最小すべり安全率は加振ステップd10で概ね1となるが、図-6と図-7に示したようにd10の加振後も残留変位量はごく僅かであるため、基礎岩盤が急激に不安定な状態にならないことが確認できる。

表-5 最小すべり安全率

加振ステップ	すべり線No.	最小すべり安全率
d01	No. 8	6.04
d02	No. 7	4.31
d03	No. 6	3.92
d04	No. 1	3.34
d05	No. 2	2.75
d06	No. 2	2.52
d07	No. 5	1.77
d08	No. 4	1.50
d09	No. 4	1.20
d10	No. 3	1.05

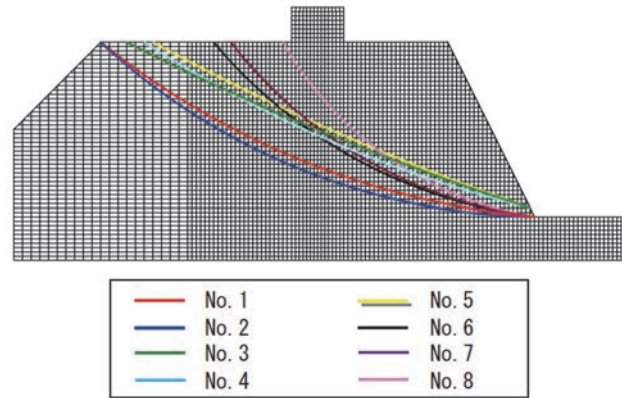


図-11 最小すべり安全率に対応したすべり線形状

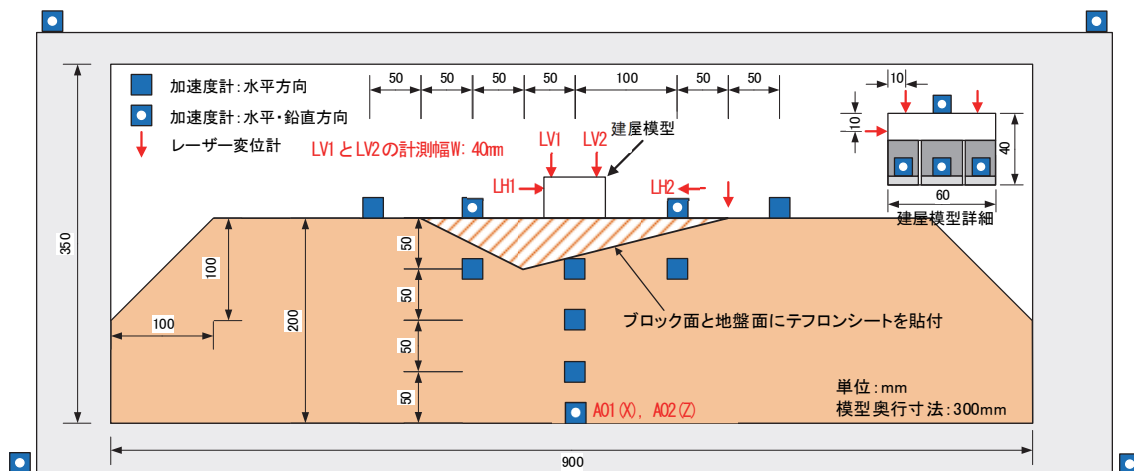


図-12 模型形状・計測器配置（ケース2）

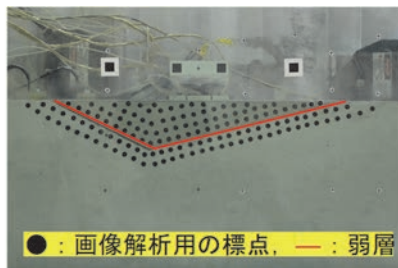


図-13 側面から見た模型の様子（ケース2）

表-6 弱層の物性値

項目	値
単位体積重量	20.6kN/m ³
ピーク強度	$c_p=0.0\text{kN/m}^2$, $\phi_p=8.2^\circ$
残留強度	$c_r=0.0\text{kN/m}^2$, $\phi_r=4.2^\circ$
引張り強度	$\sigma_r=0.0\text{kN/m}^2$
初期せん断弾性係数	12100kN/m ²
ポアソン比	0.49

3. 遠心力模型実験ケース2

(1) 実験条件

遠心力模型実験ケース1では、すべり安全率が概ね1となっても残留変位量は限定的であり、基礎岩盤が急激に不安定な状態にはならないことが確認された。このことをより端的に確認するため、図-12と図-13に示すように重要構造物の下に予めすべり土塊を想定した実験を実施した。

すべり土塊は、別途作製したすべり土塊ブロックと、ブロックの形状に切り取った基礎岩盤の表面にそれぞれ

テフロンシート（ブロック側：厚さ0.05mm，基礎岩盤側：厚さ0.2mm）を接着し、それらを組み合わせることで低強度の弱層を模擬した。表-6に、一面せん断試験から求めた弱層の物性値を示す。なお、人工岩と建屋模型はケース1と同じものを用いた。

(2) 実験結果とすべり安全率

表-7に、土槽底面で計測された各加振ステップの最大加速度と、最小すべり安全率（すべり線の形状はすべり土塊形状と同一）を示す。また、図-14には各加振ステップにおける建屋模型の最大傾斜量と残留傾斜量をそれ

表-7 最小すべり安全率（ケース2）

加振ステップ	水平動 (m/s ²)	鉛直動 (m/s ²)	最小すべり 安全率
d01	0.39	0.09	1.85
d02	1.29	0.29	0.59
d03	1.81	0.38	0.41
d04	2.01	0.51	0.25
d05	2.46	0.72	0.19
d06	2.47	0.44	0.19
d07	2.86	0.63	0.19
d08	3.39	0.57	0.17
d09	4.07	0.87	0.14
d10	4.61	0.80	0.14
d11	5.09	0.89	0.14
d12	5.64	0.84	0.15
d13	5.92	1.02	0.12
d14	6.24	1.09	0.12
d15	6.53	1.17	0.11
d16	7.41	1.12	0.10
d17	7.79	1.26	0.09
d18	8.10	1.37	0.10
d19	8.79	1.65	0.09
d20	9.54	1.26	0.10

ぞれ示す。これらより、加振ステップd14以降（すべり安全率が0.12以下）で残留傾斜量は目安値（0.0005）を上回るが、すべり安全率が1を下回っても基礎岩盤が急激に不安定な状態にはならないことが改めて確認できる。

4. まとめ

本研究において実施した重要構造物の基礎岩盤を対象とした遠心力模型実験では、すべり安全率が1を下回ってもすべりによる変位量は限定的であり、基礎岩盤が急激に不安定な状態にはならないことが確認された。したがって、今後はすべり安全率が評価基準値を下回った場合でも、重要構造物の傾斜や構造物間の相対変位等に基づく評価を行うことが有効と考えられる。

今後は、変位量を求めるための解析手法の開発と適用

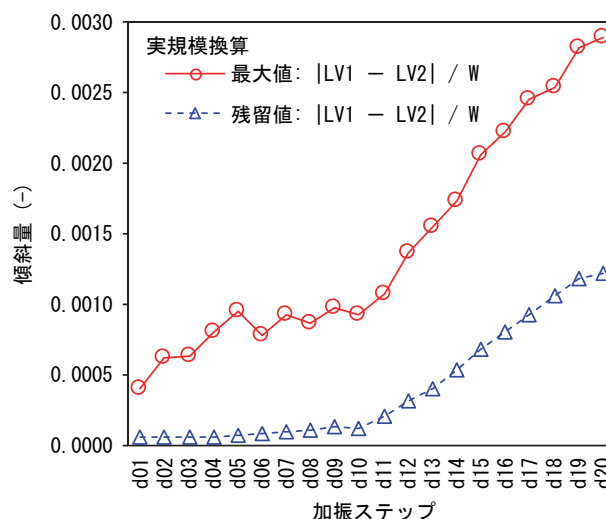


図-14 建屋模型の最大傾斜量と残留傾斜量（ケース2）

性検証に関して検討を行う予定である。

謝辞：本論文は平成28年度原子力リスク研究センター共通研究（北海道電力、東北電力、東京電力ホールディングス、中部電力、北陸電力、関西電力、中国電力、四国電力、九州電力、日本原子力発電、電源開発、日本原燃）によって得られた成果である。

参考文献

- 1) 日本電気協会・原子力規格委員会：原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1987, 1987.
- 2) 原子力規制委員会：基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価に係る審査ガイド, 2013.
- 3) 原子力安全基盤機構：基礎地盤及び斜面の安定性に係る設計・リスク評価手引き, 2014.
- 4) 日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG 4601-2015, 2016.
- 5) 風間基樹, 稲富隆昌：遠心力载荷模型実験手法の振動実験への適用について, 土木学会論文集, No. 477/I-25, pp. 83-92, 1993.
- 6) Tatsuoka, F. and Shibuya, S: Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests, Proc. 9th Asian Regional Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Bangkok, Vol. 2, pp.101-170, 1992.

CENTRIFUGAL MODEL TESTS ON THE SEISMIC STABILITY AGAINST SLIDING OF ROCK FOUNDATIONS UNDER CRITICAL FACILITIES

Makoto ISHIMARU, Akira SEKIGUCHI, Tetsuji OKADA, Kenji HIRAGA and Hironori MOROZUMI

Evaluation of seismic stability of critical facilities to earthquake-induced failure of rock foundations based on ground displacement is considered to be crucial. In this study, dynamic centrifugal model tests were performed to assess the seismic stability evaluation method for rock foundations. The results confirmed that the displacement of rock masses because of sliding was observed to be limited even when the slip safety factor had a value of less than 1. This confirms that, in the event of an earthquake, rock foundations do not become unstable spontaneously.