

島根原子力発電所第2号機 審査資料	
資料番号	NS2-補-025-17 改 01
提出年月日	2023年2月27日

サイトバンカ建物（増築部）の耐震性についての計算書に  
関する補足説明資料

2023年2月

中国電力株式会社

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

VI-2-11-2-1-5「サイトバンカ建物（増設部）の耐震性についての計算書」の記載内容を補足するための資料を以下に示す。

今回提出範囲：

別紙 1 地震応答解析における解析モデル及び手法

別紙 2 地震応答解析における耐震壁のせん断スケルトン曲線の設定

別紙 3 サイトバンカ建物（増築部）の地震応答解析結果

別紙 4 地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討

別紙 4-1 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定について

別紙 4-2 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果

別紙 5 サイトバンカ建物（増築部）の損傷及び転倒に関する検討

別紙 5-1 転倒に対する評価の適用性及び妥当性について

## 別紙 1 地震応答解析における解析モデル及び手法

## 目 次

1. 概要 .....	別紙 1-1
2. 地震応答解析モデル及び手法 .....	別紙 1-2
2.1 サイトバンカ建物（増築部）の基礎構造とモデル化について .....	別紙 1-6

## 1. 概要

本資料は、サイトバンカ建物（増築部）の地震応答解析モデル及び手法を示すものである。

## 2. 地震応答解析モデル及び手法

サイトバンカ建物（増築部）の地震応答解析モデル及び手法を表 2-1 に示す。また，地震応答解析モデルを図 2-1 に示す。

表 2-1 地震応答解析モデル及び手法

項目	内容	既工認*	今回工認	備考
入力地震動の算定法		—	基礎下端に直接入力	—
解析コード		—	N U P P 4	—
建物のモデル化	モデル	—	・水平：多軸床剛多質点系モデル	①
	材料物性	—	RC規準に基づき設定 ・コンクリートのヤング係数，ポアソン比 E = 2.25 × 10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> ν = 0.2	②
	剛性評価	—	耐震壁を考慮	—
	減衰定数	—	・水平方向：RC：5%	—
非線形特性	耐震壁	—	・水平方向：考慮	③，④

注：既工認時は，地震応答解析を実施しておらず，静的地震力を考慮

注記\*：島根原子力発電所第1号機『工事計画認可申請書 IV添付書類 資料 2-2「建物の耐震性についての計算書」(平成11・04・12資第24号平成11年4月26日認可)』

【具体的な反映事項】(表の備考欄に対応)

- ① サイトバンカ建物(増築部)は建物基礎下端(EL 7.3m)を固定とする。
- ② コンクリートのヤング係数及びポアソン比は，「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—」((社)日本建築学会，1999改定)に基づく。
- ③ 「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」((社)日本電気協会)に基づく。
- ④ 耐震壁の非線形特性の設定については別紙2「地震応答解析における耐震壁のせん断スケルトン曲線の設定」に示す。

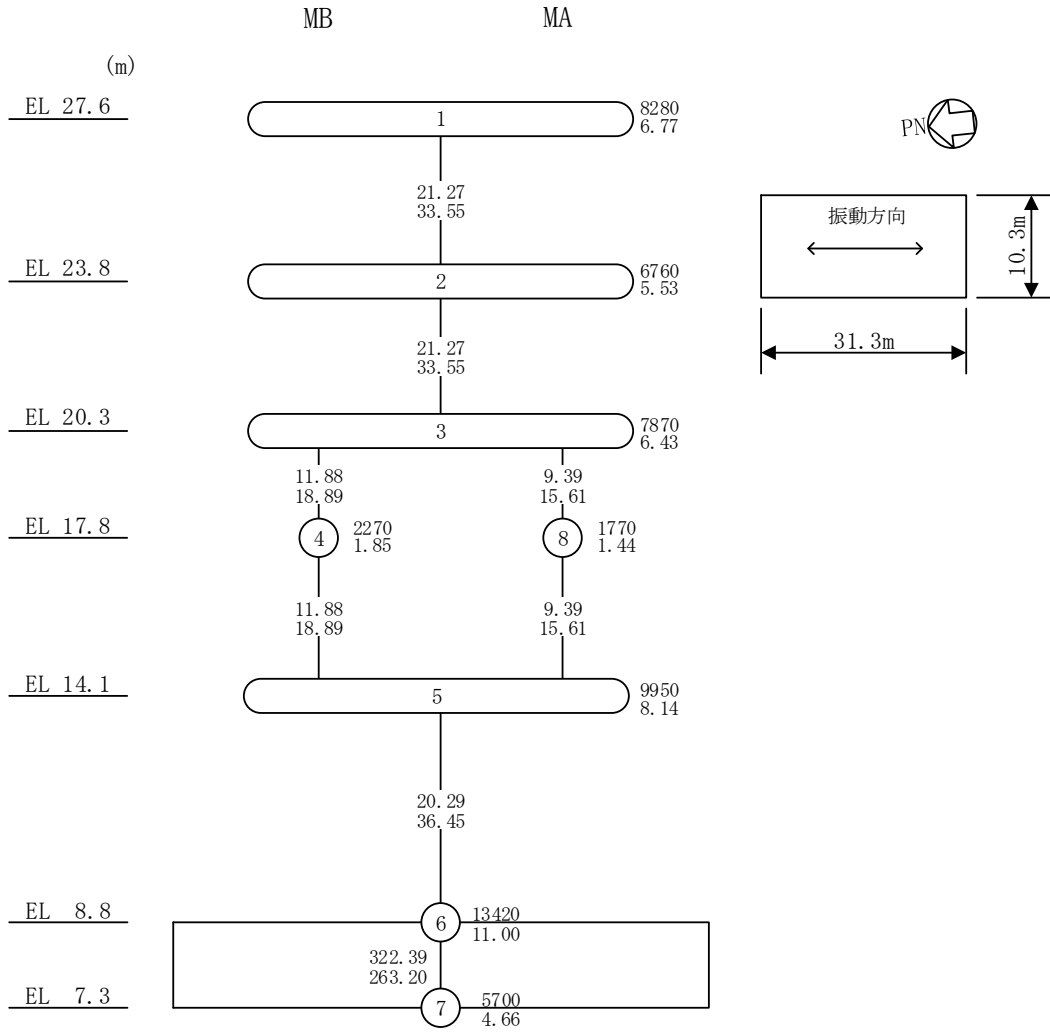
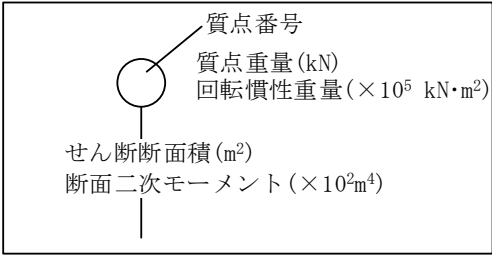


図 2-1 (1) 地震応答解析モデル (NS 方向)



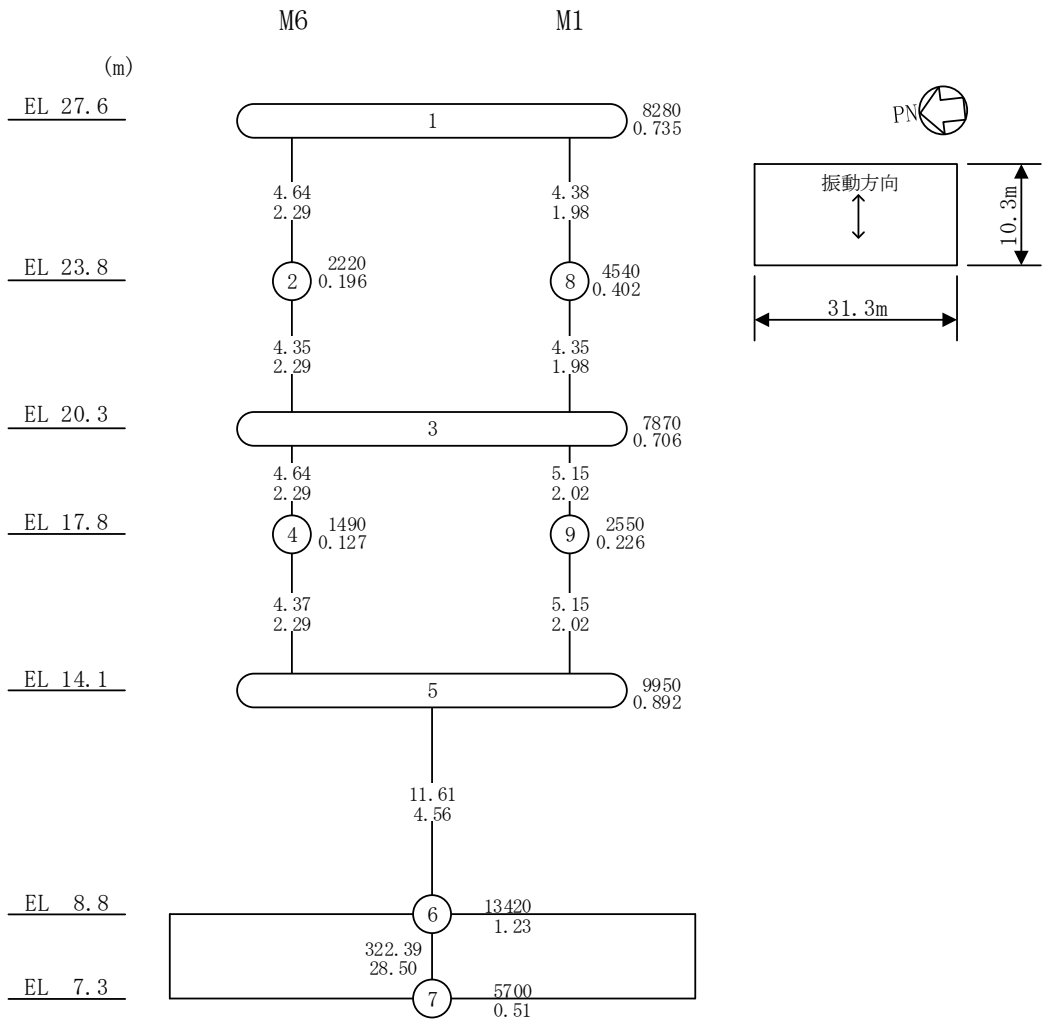
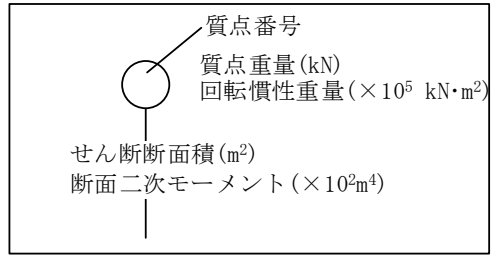


図 2-1 (2) 地震応答解析モデル (EW方向)

## 2.1 サイトバンカ建物（増築部）の基礎構造とモデル化について

サイトバンカ建物（増築部）の基礎は、厚さ 1.5m のべた基礎で、岩盤に直接設置している。サイトバンカ建物（増築部）の概略断面図を図 2-2 に、サイトバンカ建物とサイトバンカ建物（増築部）のクリアランスを図 2-3 に、サイトバンカ建物（増築部）周辺の地質断面図を図 2-4 に示す。

サイトバンカ建物（増築部）は、原子炉建物等比べて建物規模が小さく重量が軽量であること、支持地盤が硬質岩盤で剛性の高い地盤であることを考慮し、地震応答解析モデルとしては基礎固定モデルを採用した。

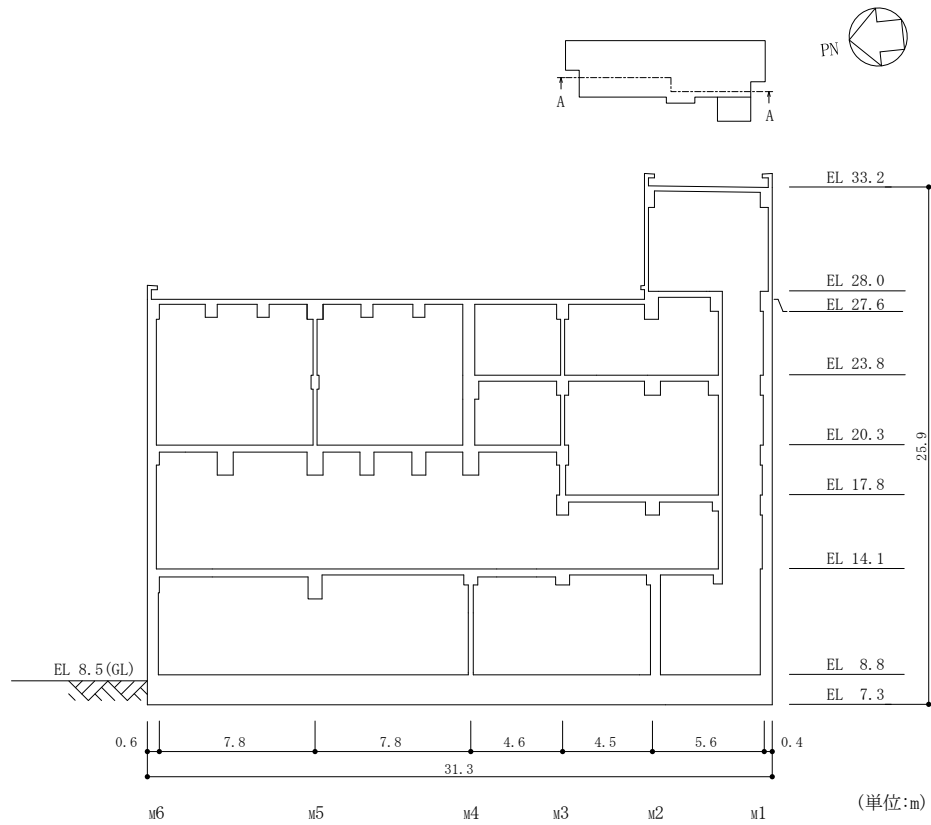


図 2-2(1) サイトバンカ建物（増築部）の概略断面図（A-A断面，NS方向）

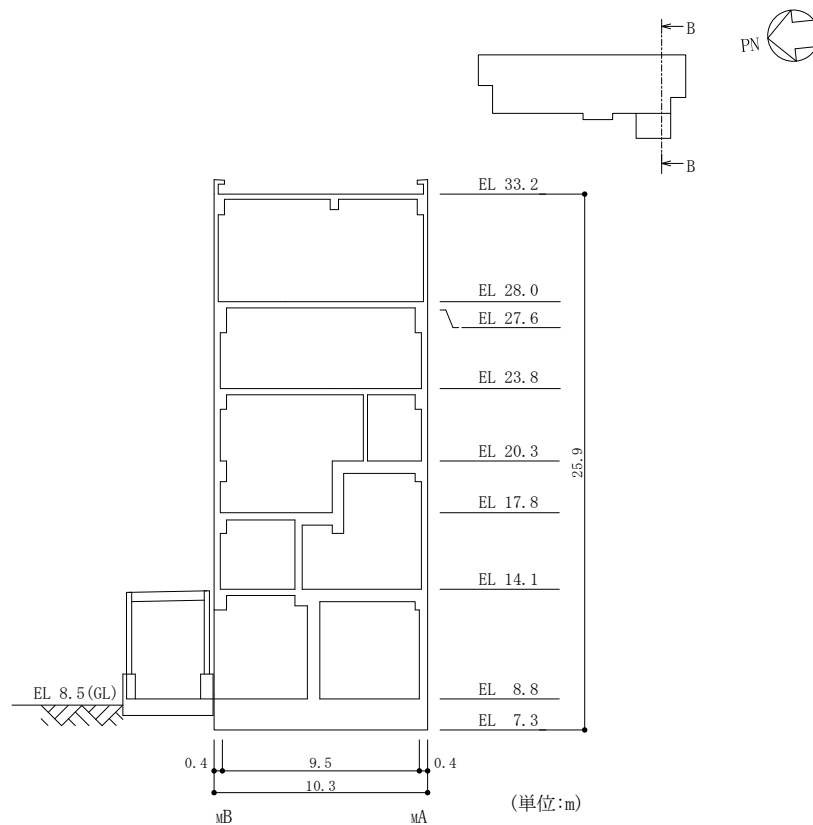


図 2-2(2) サイトバンカ建物（増築部）の概略断面図（B-B断面，EW方向）

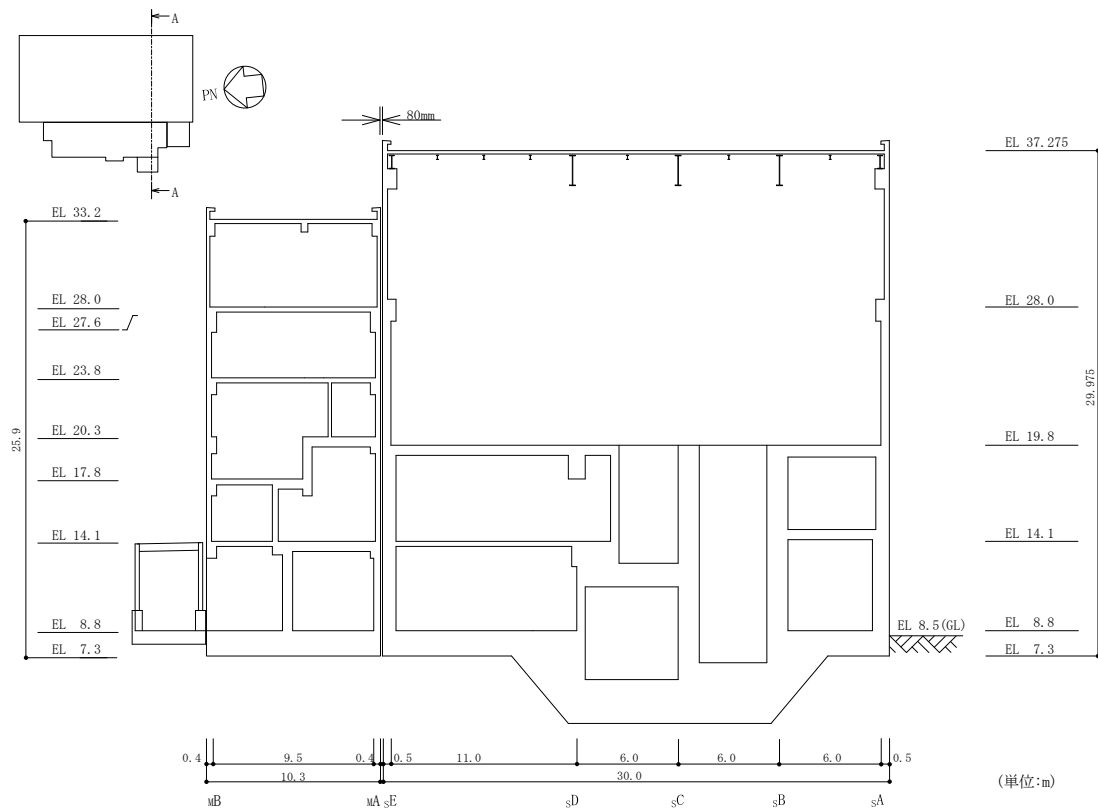
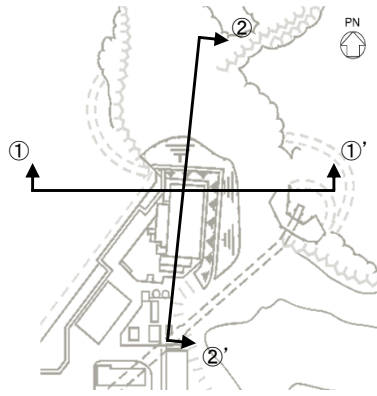
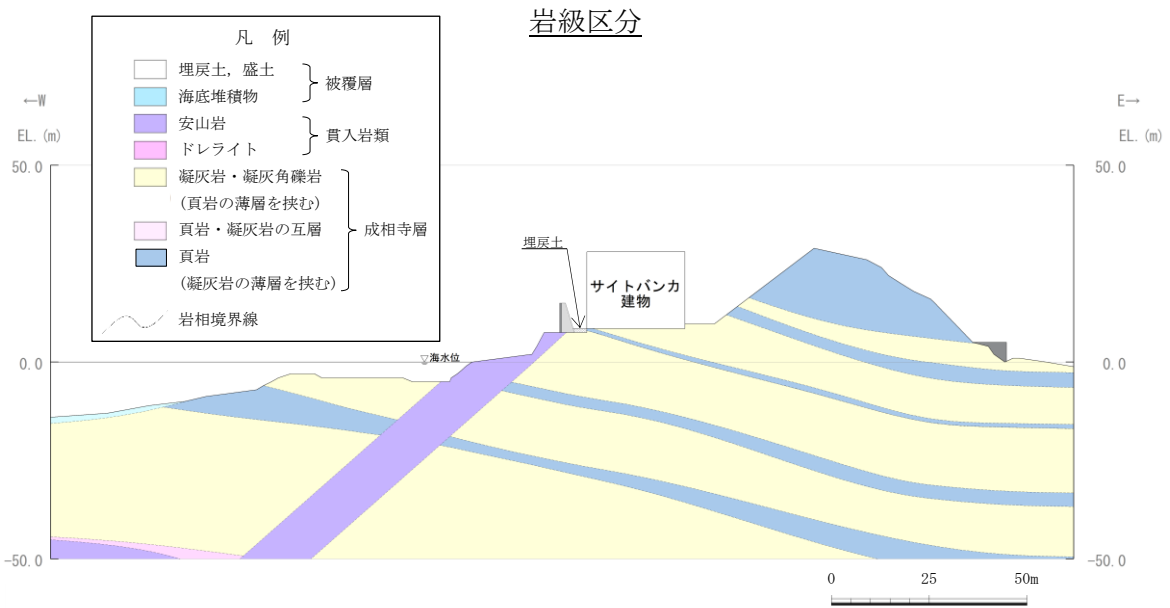
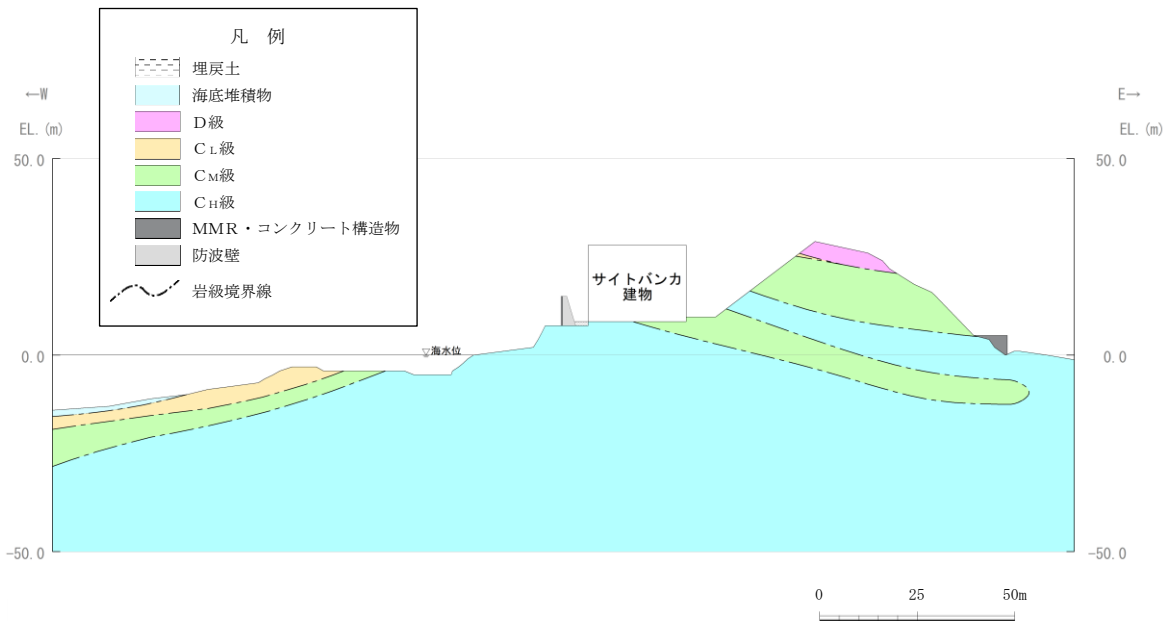


図 2-3 サイトバンカ建物とサイトバンカ建物（増築部）のクリアランス  
（EW方向）

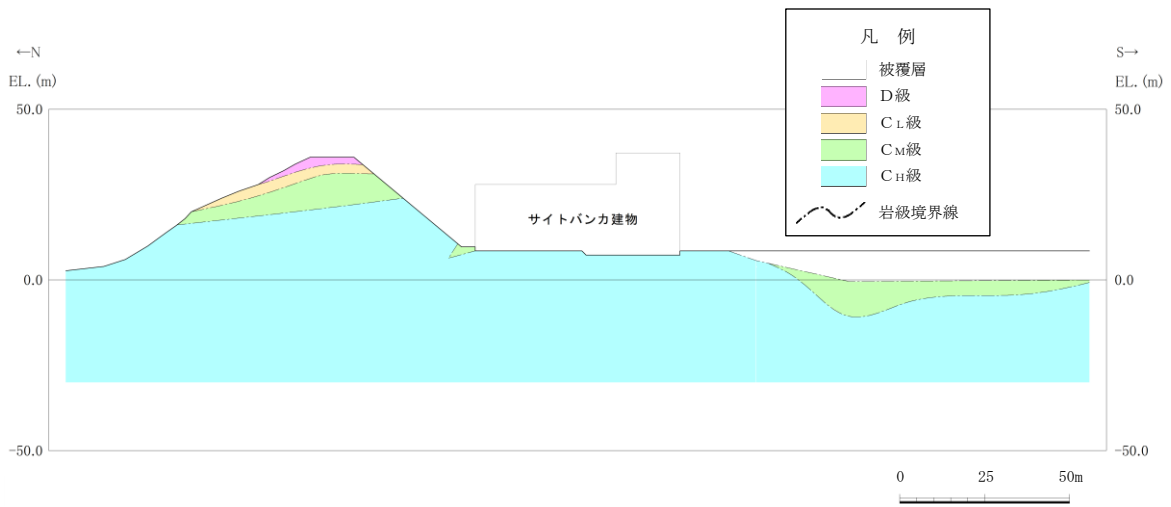


(a) 地質断面図位置

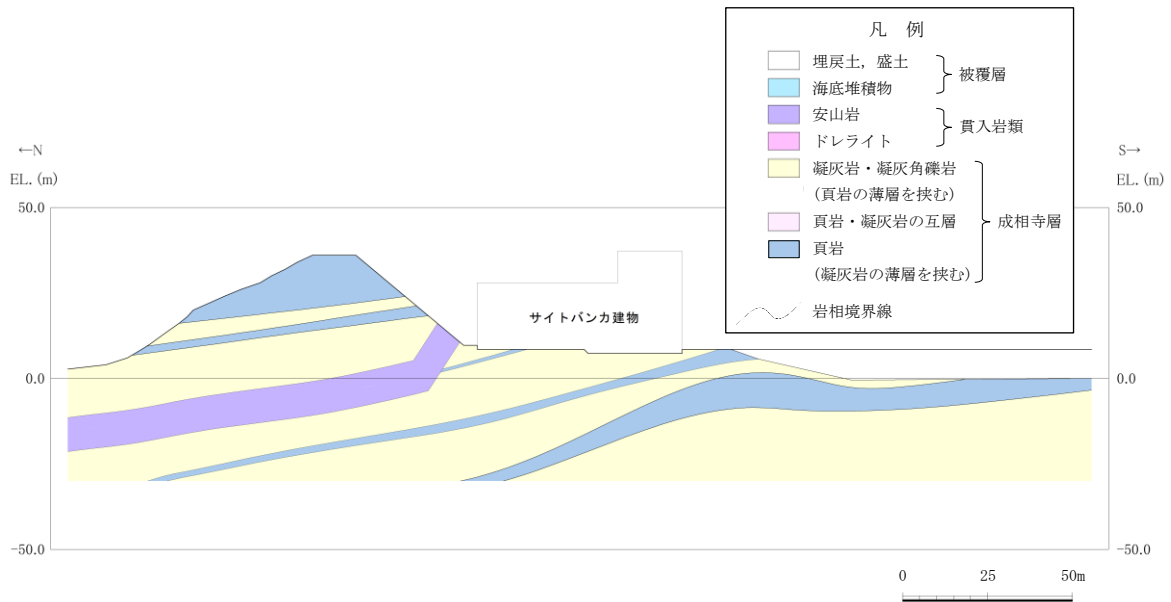


岩相区分  
(b) ①-①' 断面

図 2-4(1) サイトバンカ建物 (増築部) の地質断面図



岩級区分



岩相区分

(c) ②-②' 断面

図 2-4(2) サイトバンカ建物 (増築部) の地質断面図

別紙5 サイトバンカ建物（増築部）の損傷及び転倒に  
関する検討

## 目 次

1. 概要	別紙 5-1
2. 評価方針	別紙 5-2
2.1 損傷に対する評価	別紙 5-2
2.2 転倒に対する評価	別紙 5-2
3. 評価結果	別紙 5-4
3.1 損傷に対する評価結果	別紙 5-4
3.2 転倒に対する評価結果	別紙 5-4
4. まとめ	別紙 5-5

別紙 5-1 転倒に対する評価の適用性及び妥当性について



## 1. 概要

サイトバンカ建物（増築部）については雑個体廃棄物処理設備を収容する施設であり、上位クラス施設である防波壁に近接していることから、地震による建物の損傷及び転倒に対する波及的影響を評価する。

本資料は、サイトバンカ建物（増築部）が基準地震動  $S_s$  に対して損傷及び転倒しないことを確認し、防波壁に波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

図 1-1 にサイトバンカ建物（増築部）と防波壁の位置関係を示した建物配置図を示す。

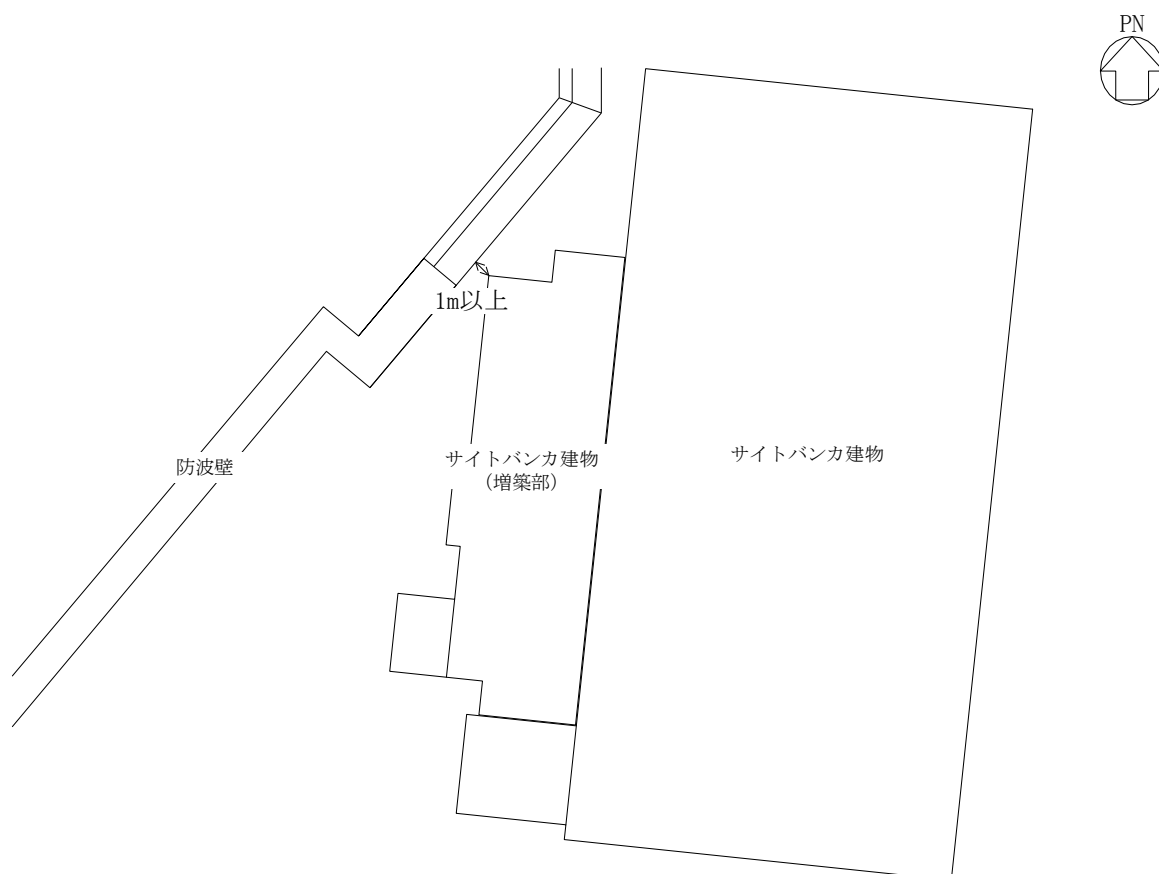


図 1-1 建物配置図

## 2. 評価方針

サイトバンカ建物（増築部）の波及的影響評価は、建物形状及び防波壁との位置関係を踏まえ、損傷及び転倒に対する評価を行う。また、上記評価においては、材料物性の不確かさを考慮する。

### 2.1 損傷に対する評価

基礎固定モデルを用いた地震応答解析により建物上部構造が損傷しないことを確認する。具体的には耐震壁の最大応答せん断ひずみが構造物全体としての構造強度の確認のための許容限界である  $4.0 \times 10^{-3}$  を超えないことを確認する。

### 2.2 転倒に対する評価

「ABWR Design Control Document/Tier2 1997.3 GE Nuclear Energy」及び「ESBWR Design Control Document/Tier2 2014.4 GE Hitachi Nuclear Energy」を参考に、地震時の応答に伴うエネルギー収支の観点から建物が転倒により防波壁に衝突しないことを確認する。具体的には図 2-1 に示す状態(i)及び状態(ii)を想定し、状態(i)の運動エネルギー < 状態(ii)の位置エネルギーとなることを確認する。なお、評価は短辺方向のEW方向に対して行う。

許容限界は、建物が転倒により防波壁に衝突しないことであり、転倒に対する評価にエネルギー収支を用いることが物理的に明快であること、また、1次モード（全質点が同一方向に動く）で変形を評価しており評価として保守的であることを踏まえ、本評価手法を採用することとする。なお、本手法の適用性及び妥当性については別紙 5-1「転倒に対する評価の適用性及び妥当性について」に示す。

- 状態(i)の運動エネルギー：建物直立時の初速として保守的に基準地震動  $S_s$  の速度応答スペクトルの最大値を入力した運動エネルギー
- 状態(ii)の位置エネルギー：建物が防波壁に衝突する角度（ $17.4^\circ$ ）に到達するのに必要な位置エネルギー（建物が防波壁に衝突する位置まで建物重心が上昇する）

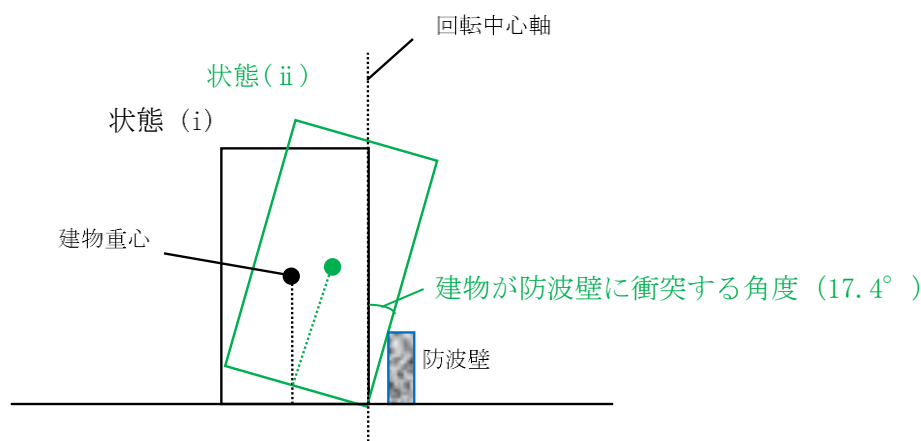


図 2-1 サイトバンカ建物（増築部）の転倒に対する評価の概念図

状態(i)及び状態(ii)のエネルギーは以下のとおり算定する。基準地震動S<sub>s</sub>の速度応答スペクトルを図2-2に示す。

状態(i)の運動エネルギー(J) :  $\frac{1}{2} \cdot m \cdot V_{max}^2$

状態(ii)の位置エネルギー(J) :  $m \cdot g \cdot \Delta H$

ここで、

m : 建物の質量 (kg)

V<sub>max</sub> : 基準地震動S<sub>s</sub>の速度応答スペクトルの最大値 (170 (cm/s))

g : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

ΔH : 防波壁に衝突する位置まで建物重心が上昇する高さ (1.124 (m))

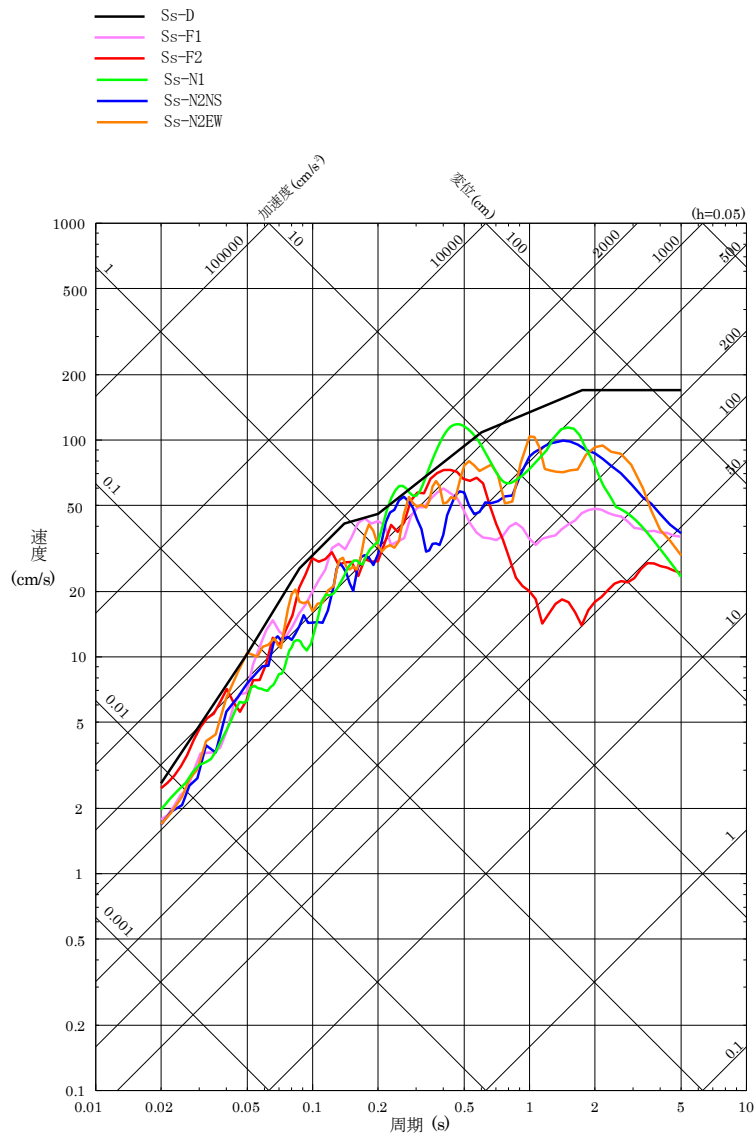


図2-2 基準地震動S<sub>s</sub>の速度応答スペクトル

### 3. 評価結果

サイトバンカ建物（増築部）の損傷及び転倒に対する評価結果を示す。

#### 3.1 損傷に対する評価結果

基準地震動  $S_s$  に対する地震応答解析から算定した建物の最大応答せん断ひずみを表 3-1 に示す。建物の最大応答せん断ひずみが  $4.0 \times 10^{-3}$  以下となることから、建物が損傷しないことを確認した。

表 3-1 建物の最大応答せん断ひずみ

(単位： $\times 10^{-3}$ )

方向	最大応答 せん断ひずみ	許容限界
NS	0.52 ( $S_s - D$ , ケース 1)	4.0
EW	0.64 ( $S_s - D$ , ケース 1)	4.0

注：( ) 内は応答が最大となる地震動及びケースを示す。

#### 3.2 転倒に対する評価結果

状態(i)及び状態(ii)におけるエネルギーの比較を表 3-2 に示す。地震時の応答に伴うエネルギー収支の観点から検討した結果、状態(i)における運動エネルギーが状態(ii)における位置エネルギーより小さくなることから、建物が転倒により防波壁に衝突しないことを確認した。

表 3-2 状態(i)及び状態(ii)におけるエネルギーの比較

(単位： $\times 10^7$  (J))

方向	状態(i)の 運動エネルギー	状態(ii)の 位置エネルギー
EW	0.825	6.30

#### 4. まとめ

サイトバンカ建物（増築部）が基準地震動  $S_s$  に対して損傷及び転倒しないことを確認し、防波壁に波及的影響を及ぼさないことを確認した。

別紙 5-1 転倒に対する評価の適用性及び妥当性について

## 目 次

1. 概要	別紙 5-1-1
2. エネルギー収支による転倒に対する評価の適用性及び妥当性について	別紙 5-1-2
2.1 支持地盤に対する適用性の確認	別紙 5-1-2
2.2 ロッキング応答に対する確認	別紙 5-1-3
2.3 浮上りに対する安全裕度の確認	別紙 5-1-5
3. 付着力を考慮した浮上り及び地盤の支持性能の確認について	別紙 5-1-6
3.1 付着力を考慮した浮上りの検討	別紙 5-1-6
3.2 地盤の支持性能の検討	別紙 5-1-6
4. まとめ	別紙 5-1-7

## 1. 概要

サイトバンカ建物（増築部）の転倒に対する評価については、「ABWR Design Control Document/Tier2 1997.3 GE Nuclear Energy」（以下「ABWR DCD」という。）及び「ESBWR Design Control Document/Tier2 2014.4 GE Hitachi Nuclear Energy」（以下「ESBWR DCD」という。）を参考に、地震時の応答に伴うエネルギー収支の観点から建物が転倒により防波壁に衝突しないことを確認している。

本資料は、エネルギー収支による転倒に対する評価の適用性及び妥当性、並びに付着力を考慮した浮上り及び地盤の支持性能について説明するものである。



2. エネルギー収支による転倒に対する評価の適用性及び妥当性について

「ABWR DCD」及び「ESBWR DCD」ではエネルギー収支による転倒に関して同じ評価手法が示されている。以下、サイトバンカ建物（増築部）の転倒に対する評価に本手法を適用することの適用性及び妥当性を示す。

2.1 支持地盤に対する適用性の確認

「ESBWR DCD」の標準設計における地盤条件を図 2-1 に示す。ここでは、中程度の硬さの地盤を  $V_s = 800\text{m/s}$ 、硬岩地盤を  $V_s = 1700\text{m/s}$  と設定して検討している。

また、「ESBWR DCD」の North Anna Site における地盤条件を図 2-2 に示す。North Anna Site の RB/FB Complex において、せん断波速度  $V_s = 1297 \sim 1946\text{m/s}$  の範囲で適用されている。

サイトバンカ建物（増築部）の支持地盤のせん断波速度は  $V_s = 1600\text{m/s}$  であり、支持地盤の観点では、「ESBWR DCD」の適用範囲内であること及び適用実績もあることから、「ESBWR DCD」におけるエネルギー収支による転倒に対する評価の適用性を確認した。

**[Table 3A.3-1  
Generic Site Properties for SSI Analysis]**

	<i>Soft</i>	<i>Medium</i>	<i>Hard</i>	<i>Fixed Base</i>
<i>Shear wave velocity (m/s)<sup>(1)</sup></i>	300	800	1700	>1700
<i>Mass density (kg/m<sup>3</sup>)</i>	2000	2200	2500	<i>Not Applicable</i>
<i>Poisson's ratio<sup>(2)</sup></i>	0.478	0.40	0.35	<i>Not Applicable</i>
<i>Material damping (%)<sup>(1)</sup></i>	5	4	3	<i>Not Applicable</i>

*SI to U.S. Customary units conversion (SI units are the controlling units and U.S. Customary units are for reference only): 25.4 mm = 1 in, 1 kg = 2.205 lbm*

*(1) The shear wave velocity and material damping specified above are used as strain compatible values.*

*(2) The maximum ground water table is 0.61 m (2 ft) below grade. The effect of ground water on SSI analysis is considered in the selected values for the Poisson's ratio, resulting in the P-wave velocity no less than the minimum P-wave velocity of water (1460 m/sec).*

図 2-1 標準設計における地盤条件（「ESBWR DCD」より抜粋，一部加筆）

**Table 3A.3-2**  
**North Anna Site-specific Properties for SSI Analysis**

	RB/FB Complex			Control Building		
	(BE)	(UB)	(LB)	(BE)	(UB)	(LB)
Low strain shear modulus (kg/m <sup>2</sup> )	G 6.70E+08	1.5G 1.00E+09	G/1.5 4.47E+08	G 4.97E+08	1.5G 7.46E+08	G/1.5 3.31E+08
Shear wave velocity (m/s)	1589	1946	1297	1369	1677	1118
Mass density (kg/m <sup>3</sup> )	2606	2606	2606	2606	2606	2606
Poisson's ratio	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
Material damping (%)	2	2	2	2	2	2

*SI to U.S. Customary units conversion (SI units are the controlling units and U.S. Customary units are for reference only): 25.4 mm = 1 in, 1 kg = 2.205 lbm*

*Note: The rock properties are provided for three conditions, G, 1.5G, & G/1.5, which are considered as best-estimate (BE), upper bound (UB) and lower bound (LB) cases.*

図 2-2 North Anna Site における地盤条件（「ESBWR DCD」 Appendix より抜粋，一部加筆）

## 2.2 ロッキング応答に対する確認

「ABWR DCD」のエネルギー収支による転倒に対する評価方法を図 2-3 に示す。「ABWR DCD」では、転倒評価における建物についてはロッキング周期が長いことから、建物は剛体とみなして評価してよいとしている。

なお、表 2-1 にサイトバンカ建物（増築部）の地震応答解析モデルの固有値を示しており、ロッキング周期に比べて短周期において一次固有周期が卓越していることを確認している。

以上より、サイトバンカ建物を剛体とみなしてエネルギー収支による転倒に対する評価を行うことの妥当性を確認した。

表 2-1 サイトバンカ建物（増築部）の固有値（EW 方向）

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.168	5.96	1.316	建物 1 次
2	0.053	19.03	0.511	

### 3.7.2.14 Determination of Seismic Category I Structure Overturning Moments

Seismic loads are dynamic in nature. The method of calculating seismic loads with dynamic analysis and then treating them as static loads to evaluate the overturning of structures and foundation failures while treating the foundation materials as linear elastic is conservative. Overturning of the structure, assuming no soil slip failure occurs, can be caused only by the center of gravity of the structure moving far enough horizontally to cause instability.

Furthermore, when the combined effect of earthquake ground motion and structural response is strong enough, the structure undergoes a rocking motion pivoting about either edge of the base. When the amplitude of rocking motion becomes so large that the center of structural mass reaches a position right above either edge of the base, the structure becomes unstable and may tip over. The mechanism of the rocking motion is like an inverted pendulum and its natural period is long compared with the linear, elastic structural response. Thus, with regard to overturning, the structure is treated as a rigid body.

The maximum kinetic energy can be conservatively estimated to be:

$$E_s = \frac{1}{2} \sum_i m_i [(v_H)_i^2 + (v_V)_i^2] \quad (3.7-9)$$

where  $(v_H)_i$  and  $(v_V)_i$  are the maximum values of the total lateral velocity and total vertical velocity, respectively, of mass  $m_i$ .

Values for  $(v_H)_i$  and  $(v_V)_i$  are computed as follows:

$$(v_H)_i^2 = (v_x)_i^2 + (v_H)_g^2 \quad (3.7-10)$$

$$(v_V)_i^2 = (v_z)_i^2 + (v_V)_g^2 \quad (3.7-11)$$

where  $(v_H)_g$  and  $(v_V)_g$  are the peak horizontal and vertical ground velocity, respectively, and  $(v_x)_i$  and  $(v_z)_i$  are the maximum values of the relative lateral and vertical velocity of mass  $m_i$ .

Letting  $m_o$  be total mass of the structure and base mat, the energy required to overturn the structure is equal to

$$E_o = m_o gh + W_p - W_b \quad (3.7-12)$$

where  $h$  is the height to which the center of mass of the structure must be lifted to reach the overturning position,  $g$  is the gravity constant, and  $W_p$  and  $W_b$  are the energy components caused by the effect of embedment and buoyance, respectively. Because the structure may not be a symmetrical one, the value of  $h$  is computed with respect to the edge that is nearer to the center of mass. The structure is defined as stable against overturning when the ratio  $E_o$  to  $E_s$  is no less than 1.1 for the SSE in combination with other appropriate loads.

図2-3 エネルギー収支による転倒に対する評価方法（「ABWR DCD」より抜粋，一部加筆）

### 2.3 浮上りに対する安全裕度の確認

表 2-2 に示すとおり、建物重心の最大浮上り高さは 0.147m と小さく、防波壁衝突時の建物重心の浮上り高さに対する検定値は 0.14 と十分な安全裕度が確保されていることを確認した。また、運動エネルギーの算定に用いる速度は保守的に速度応答スペクトルの最大値としている。

なお、建物自体の健全性は、VI-2-11-2-1-5「サイトバンカ建物（増築部）の耐震性についての計算書」において、基礎固定の地震応答解析により、許容限界に対して十分な安全裕度を有していることを確認している。

表 2-2 重心の浮上り高さの比較

(単位：m)

方向	建物重心の最大浮上り高さ	防波壁衝突時の建物重心の浮上り高さ	検定値
EW	0.147	1.124	0.14

### 3. 付着力を考慮した浮上り及び地盤の支持性能の確認について

エネルギー収支による転倒に対する評価においては、建物が浮き上がり、地盤の接地面積が小さくなることを前提としている。

ここでは、地盤の支持性能の確認を目的として、サイトバンカ建物（増築部）の基準地震動  $S_s$  に対する地震応答解析において、付着力を考慮した場合の建物の浮上り及び地盤の支持性能に関する検討を行う。本検討は実機に近い状態での挙動を確認するため、付着力を考慮することとし、考慮する付着力は付着力試験結果における付着力の小さい黒色頁岩の平均値 ( $0.81\text{N/mm}^2$ ) とした。なお、サイトバンカ建物（増築部）の接地地盤における岩種は凝灰岩（平均値 ( $1.15\text{N/mm}^2$ )) が支配的であり、十分な保守性を考慮した設定となっている。

#### 3.1 付着力を考慮した浮上りの検討

サイトバンカ建物（増築部）の地震応答解析結果において、転倒モーメントに対して基礎浮上りが発生しないために必要な付着力の算定結果を表 3-1 に示す。必要付着力の最大値は  $0.607\text{N/mm}^2$  ( $S_s-D$ , EW方向, ケース 2) となり、黒色頁岩の平均付着力の  $0.81\text{N/mm}^2$  を下回ることから基礎浮上りが発生しないことを確認した。

なお、サイトバンカ建物（増築部）は基礎スラブ厚が 1.5m と比較的厚い構造となっており、基礎スラブの耐震性に与える影響が大きい基礎浮上りが発生しないことから、基礎スラブ及び建物の損傷は発生しないと判断出来る。

表 3-1 必要付着力

検討ケース	$\sigma_{at}^*$ ( $\text{N/mm}^2$ )
$S_s-D$ , ケース 2	0.607

#### 3.2 地盤の支持性能の検討

3.1 において基礎浮上りが発生しないことを確認したことから、 $S_s$  地震時の最大接地圧が、地盤の許容限界を超えないことを確認する。材料物性の不確かさを考慮した地震時の最大接地圧が  $0.955 \times 10^3 \text{kN/m}^2$  ( $S_s-D$ , EW方向, ケース 2) であり、岩盤の極限支持力度 ( $9.8 \times 10^3 \text{kN/m}^2$ ) を超えないことから、地盤の支持性能に問題がないことを確認した。

$S_s$  地震時の最大接地圧を表 3-2 に示す。

表 3-2  $S_s$  地震時の最大接地圧

検討ケース	EW方向
	$S_s-D$ , ケース 2
転倒モーメント $M$ ( $\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}$ )	4.32
最大接地圧 ( $\times 10^3 \text{kN/m}^2$ )	0.955

#### 4. まとめ

転倒に対する評価では、「支持地盤に対する適用性の確認」及び「建物のロッキング応答に対する確認」を踏まえ、「ABWR Design Control Document/Tier2 1997.3 GE Nuclear Energy」及び「ESBWR Design Control Document/Tier2 2014.4 GE Hitachi Nuclear Energy」を参考に、エネルギー収支による転倒に対する評価により、上位クラス施設である防波壁に衝突しないことを確認した。

「浮上りに対する安全裕度の確認」において、エネルギー収支による転倒に対する評価における建物重心の最大浮上り高さは0.147mと小さく、検定値は0.14と十分な安全裕度が確保されていることを確認した。なお、本手法は建物の浮上りに伴うロッキング応答が卓越することを前提とした手法であることから、建物内に上位クラス設備を設置していない下位クラス施設による波及的影響の検討であることを踏まえて適用した。

また、「付着力を考慮した浮上りの検討」及び「地盤の支持性能の検討」において、実機に近い条件として、付着力（黒色頁岩の平均値（ $0.81\text{N/mm}^2$ ））を考慮した検討を行い、基礎浮上りが発生しないこと及び最大接地圧が岩盤の極限支持力度を超えないことを確認し、上位クラス施設である防波壁に衝突しないことを確認した。