

島根原子力発電所第2号機 審査資料	
資料番号	NS2-添 2-014-06改01
提出年月日	2023年2月27日

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

S2 補 VI-2-11-2-1-5 R0

2023年2月

中国電力株式会社

目次

1.	概要	1
2.	基本方針	1
2.1	位置	1
2.2	構造概要	2
2.3	評価方針	7
2.4	適用規格・基準等	9
3.	評価方法	10
3.1	評価対象部位及び評価方針	10
3.2	設計に用いる地震波	10
3.3	荷重及び荷重の組合せ	16
3.4	許容限界	17
3.5	解析方法	18
3.5.1	地震応答解析モデル	18
3.5.2	解析方法	23
3.5.3	建物・構築物の復元力特性	24
3.5.4	材料物性の不確かさ等	33
3.6	評価方法	34
3.6.1	損傷に対する評価方法	34
3.6.2	転倒に対する評価方法	34
4.	評価結果	36
4.1	損傷に対する評価結果	36
4.2	転倒に対する評価結果	37

1. 概要

本資料は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、サイトバンカ建物（増築部）が防波壁に対して、波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

その波及的影響の評価は、防波壁の有する機能が保持されることを確認するために、施設の損傷、転倒及び落下等による影響では、サイトバンカ建物（増築部）の**損傷及び転倒に対する評価**を実施する。

2. 基本方針

2.1 位置

サイトバンカ建物（増築部）の設置位置を図 2-1 に示す。

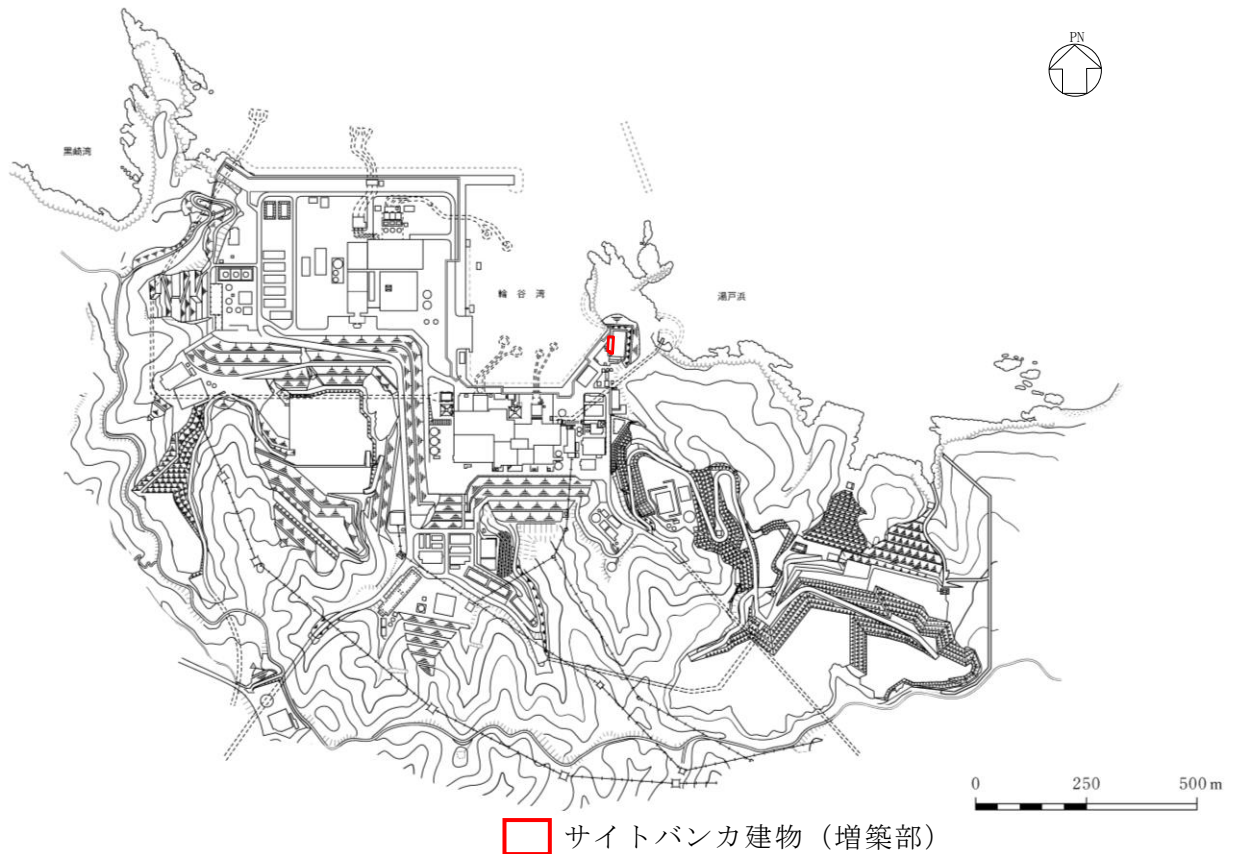


図 2-1 サイトバンカ建物（増築部）の設置位置

2.2 構造概要

サイトバンカ建物（増築部）は、4階建の鉄筋コンクリート造（一部鉄骨造）の建物である。サイトバンカ建物（増築部）の概略平面図を図2-2に、概略断面図を図2-3に、建物配置図を図2-4に示す。

サイトバンカ建物（増築部）の平面は、 31.3m^* （NS） $\times 10.3\text{m}^*$ （EW）であり、基礎スラブ底面からの高さは25.9mである。

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。

注記*：建物寸法は壁外面寸法とする。

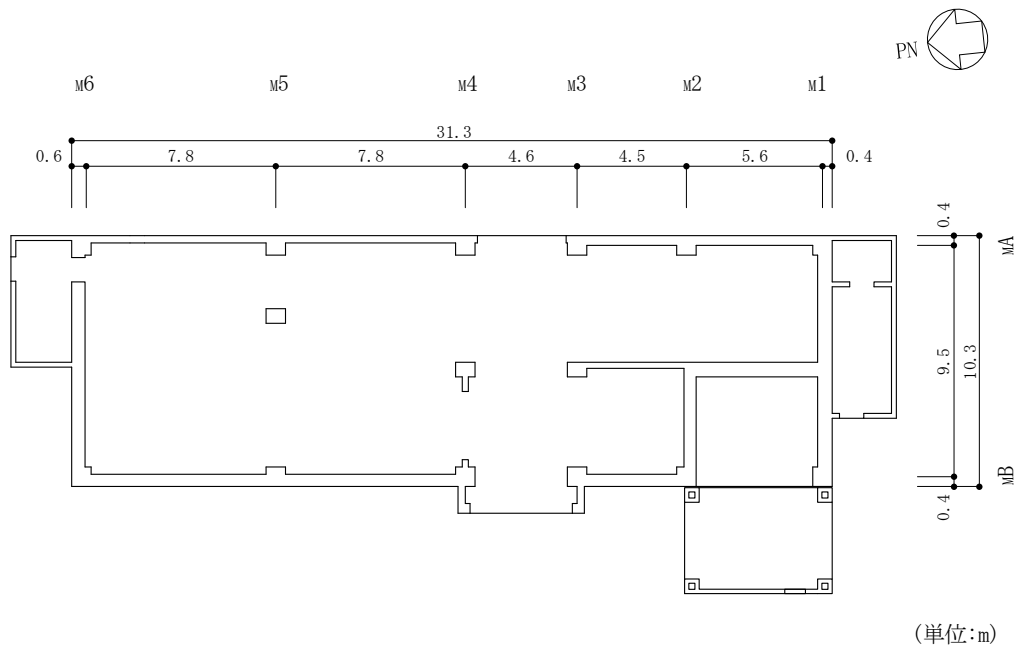


図 2-2 サイトバンカ建物（増築部）の概略平面図（EL 8.8m*）

注記*：「EL」は東京湾平均海面（T.P.）を基準としたレベルを示す。

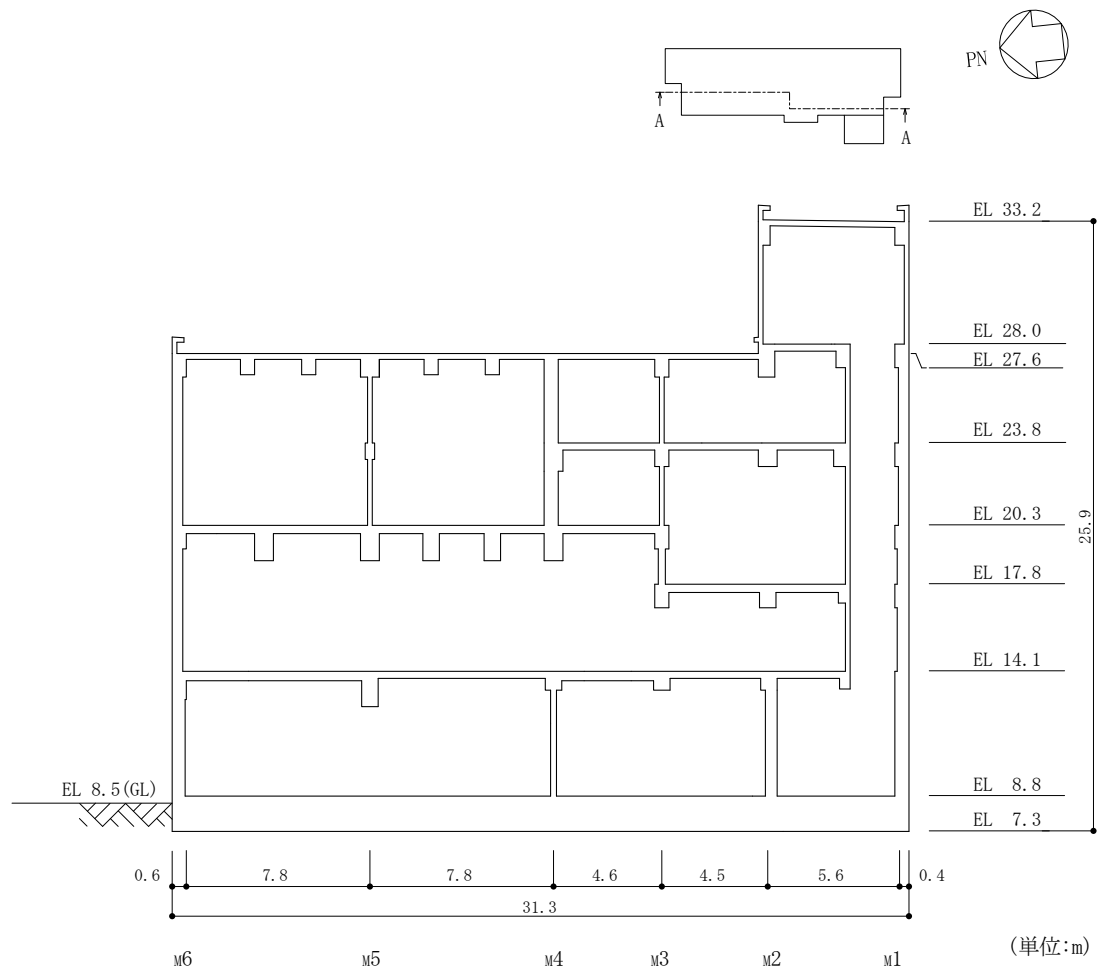


図 2-3(1) サイトバンカ建物 (増築部) の概略断面図 (A-A断面, NS方向)

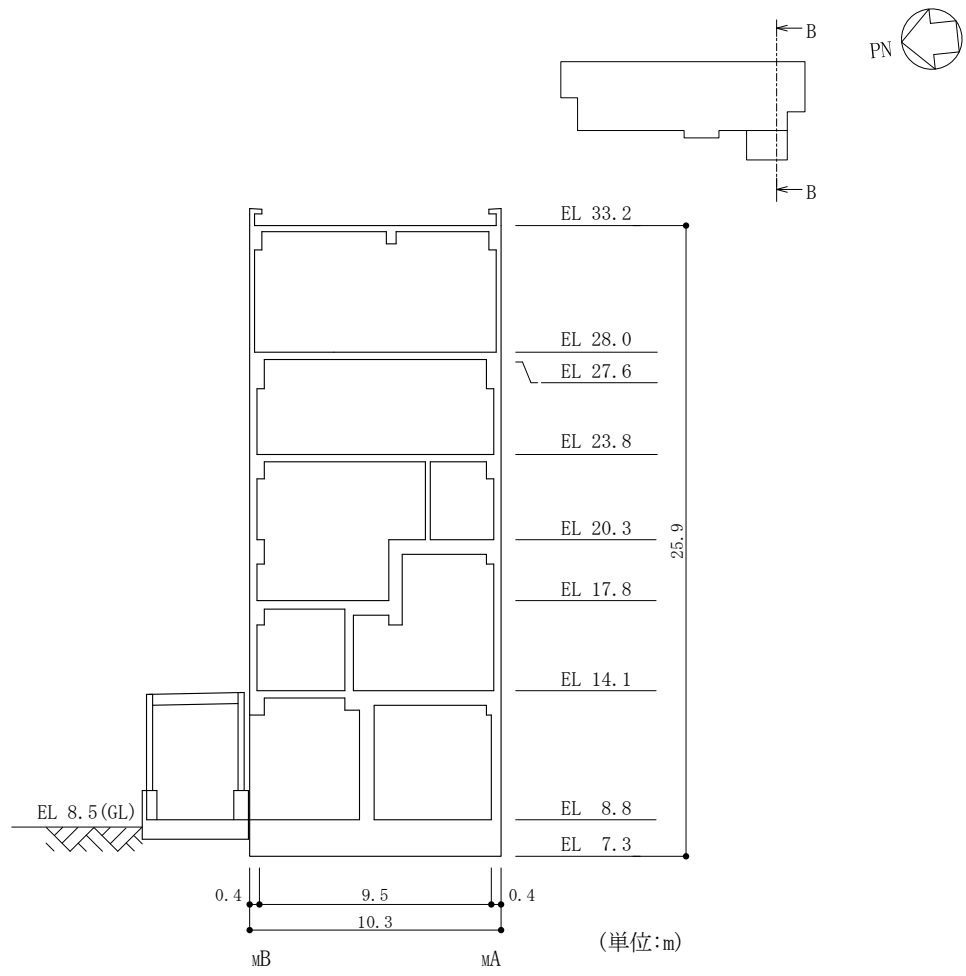


図 2-3(2) サイトバンカ建物 (増築部) の概略断面図 (B-B 断面, EW 方向)

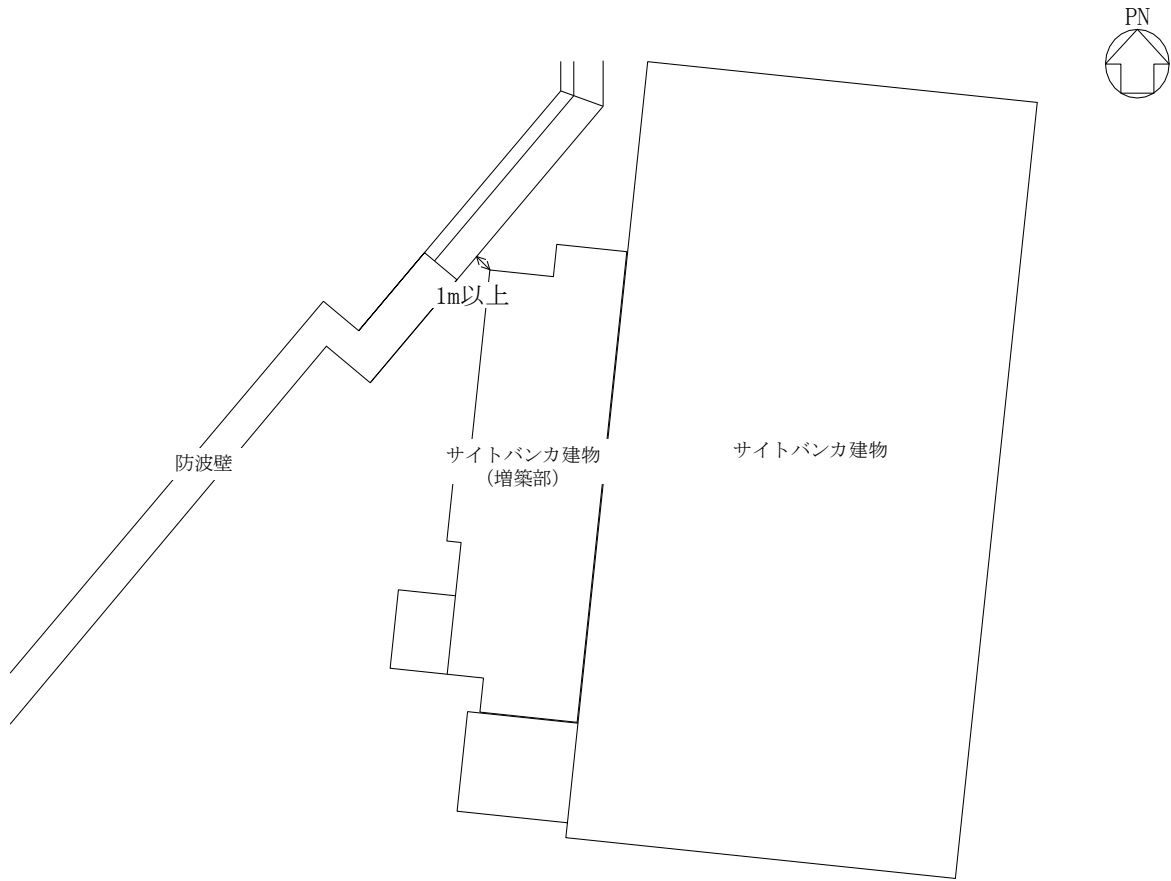


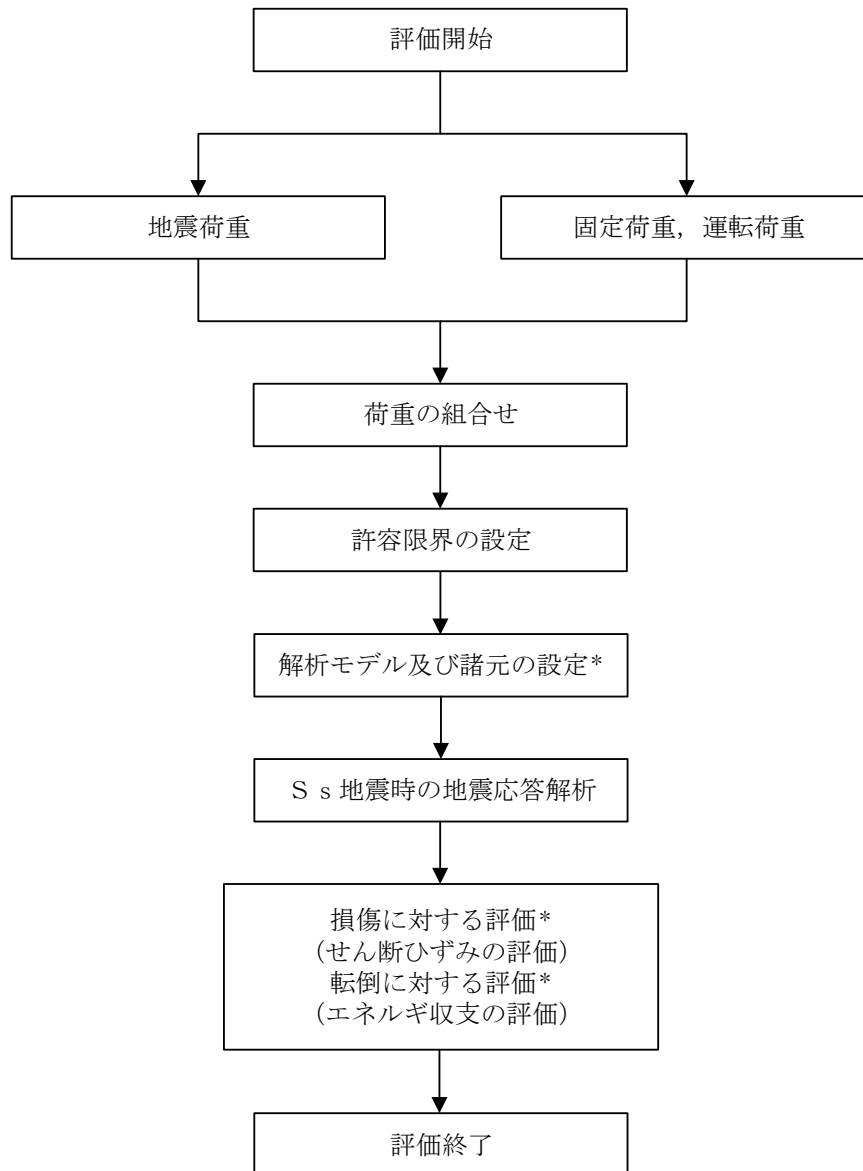
図 2-4 建物配置図

2.3 評価方針

サイトバンカ建物（増築部）は、防波壁と同じ運転状態を想定することから、設計基準対象施設に対する波及的影響の評価を行う。

サイトバンカ建物（増築部）の設計基準対象施設に対する波及的影響の評価においては、基準地震動 S_s に対する評価（以下「 S_s 地震時に対する評価」という。）を行うこととする。サイトバンカ建物（増築部）の波及的影響の評価は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、地震応答解析による評価において、施設の損傷、転倒及び落下等による影響では、**損傷及び転倒に対する評価**を行う。サイトバンカ建物（増築部）は、防波壁と 1m 以上離れており、サイトバンカ建物（増築部）が倒壊しない限り衝突・接触することはない。評価にあたっては、材料物性の不確かさを考慮する。

図 2-5 に波及的影響の評価フローを示す。



注記* : 材料物性の不確かさを考慮する。

図 2-5 サイトバンカ建物（増築部）の波及的影響の評価フロー

2.4 適用規格・基準等

サイトバンカ建物（増築部）の波及的影響の評価を行う際に適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補-1984（（社）日本電気協会）
- ・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）
- ・建築基準法・同施行令
- ・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ー許容応力度設計法ー（（社）日本建築学会，1999 改定）
- ・原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（社）日本建築学会，2005 制定）
- ・鋼構造設計規準 ー許容応力度設計法ー（（社）日本建築学会，2005 改定）

3. 評価方法

3.1 評価対象部位及び評価方針

サイトバンカ建物（増築部）の波及的影響の評価は、損傷及び転倒に対する評価を以下の方針に基づき行う。

損傷に対する評価では、質点系モデルを用いた地震応答解析結果により求められる耐震壁の最大応答せん断ひずみが、「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）」により設定した許容限界を超えないことを確認する。

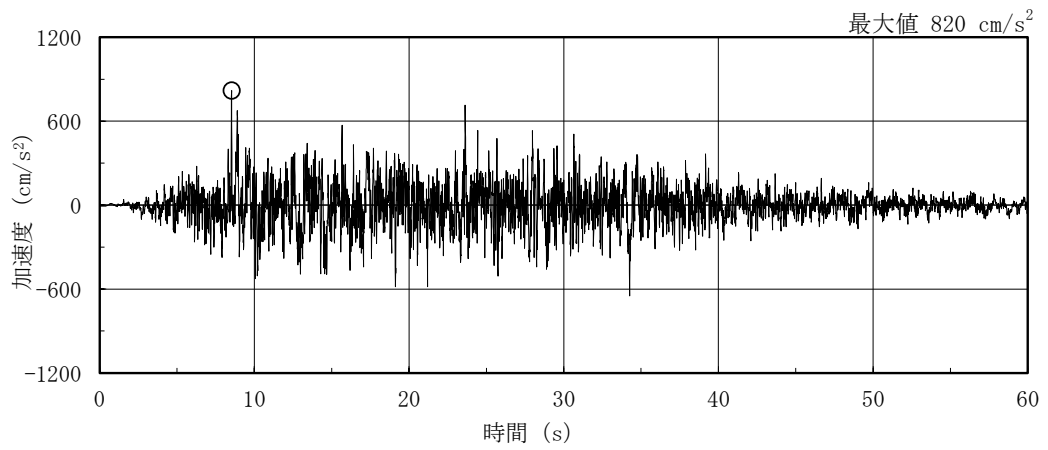
転倒に対する評価では、「ABWR Design Control Document/Tier2 1997.3 GE Nuclear Energy」及び「ESBWR Design Control Document/Tier2 2014.4 GE Hitachi Nuclear Energy」を参考に、地震時の応答に伴うエネルギー収支の観点から建物が転倒し、上位クラス施設である防波壁に衝突しないことを確認する。なお、本手法は建物の浮上りに伴うロッキング応答が卓越することを前提とした手法であることから、建物内に上位クラス設備を設置していない下位クラス施設であることを踏まえて適用する。

以上の評価では、材料物性の不確かさを考慮する。

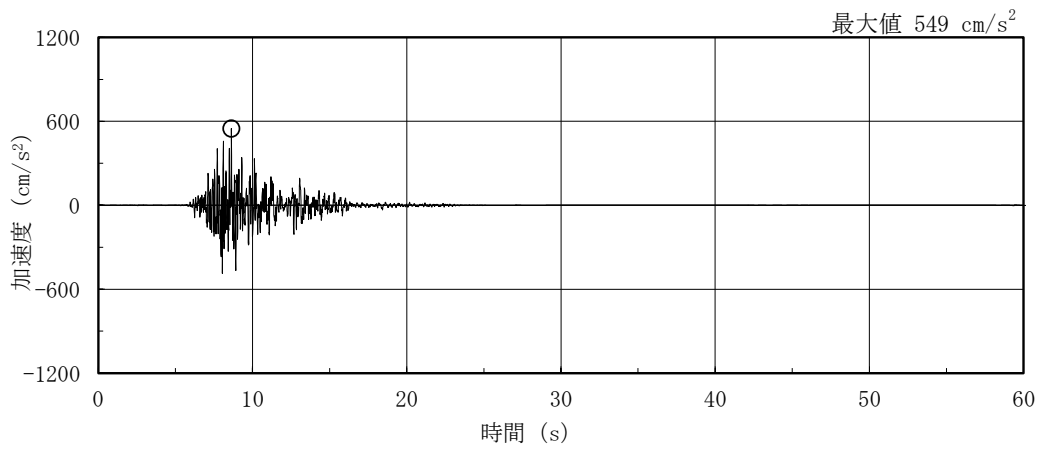
3.2 設計に用いる地震波

サイトバンカ建物（増築部）の地震応答解析に用いる地震波は、上位クラス施設である防波壁の評価に適用したVI-2-1-2「基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d の策定概要」に示す解放基盤表面レベルに想定する地震波のうち、基準地震動 S_s を用いることとする。

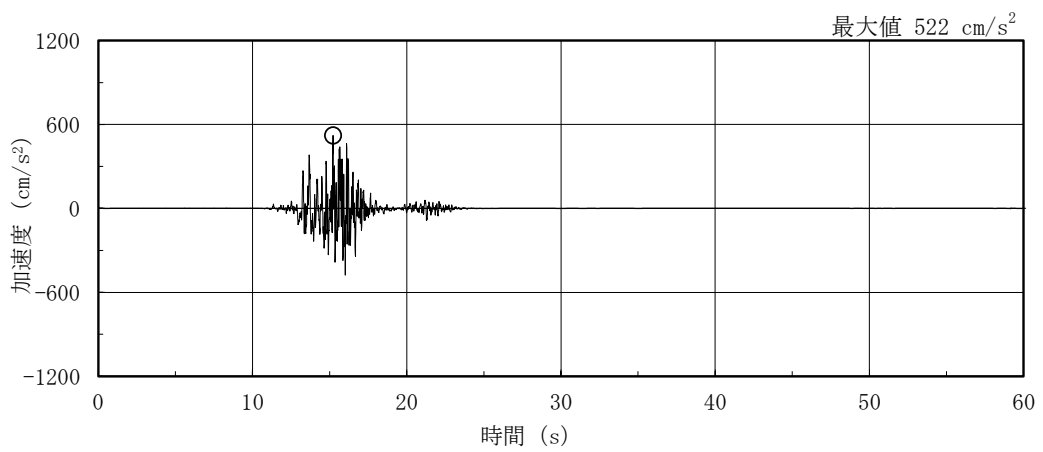
地震応答解析に用いる地震波の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを、図3-1～図3-3に示す。



(a) S s - D

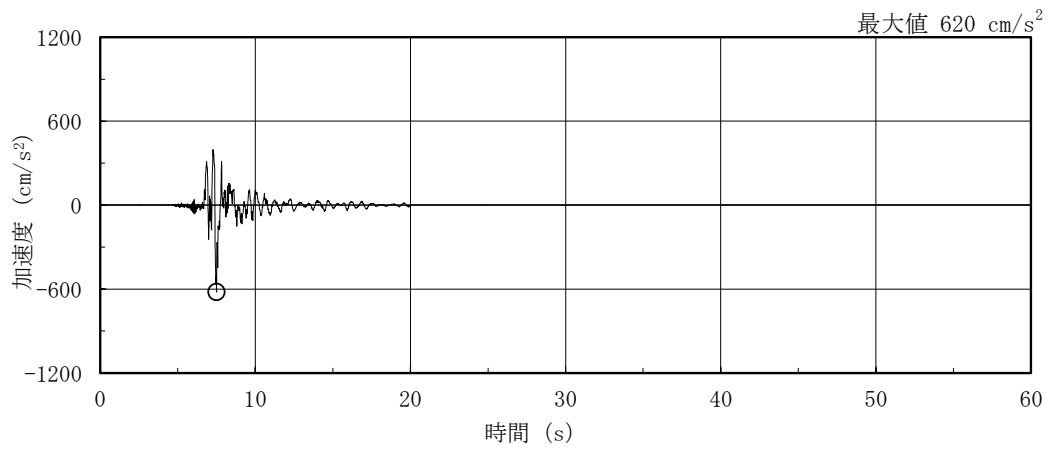


(b) S s - F 1

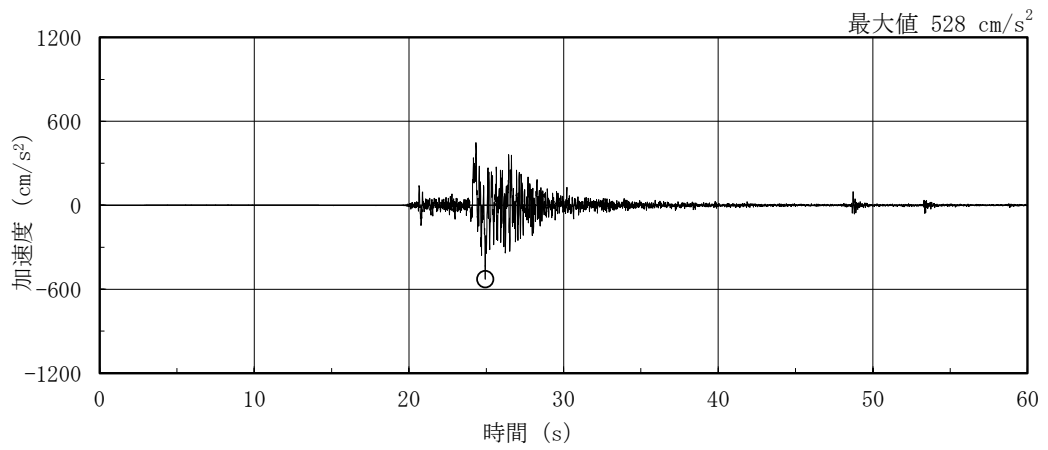


(c) S s - F 2

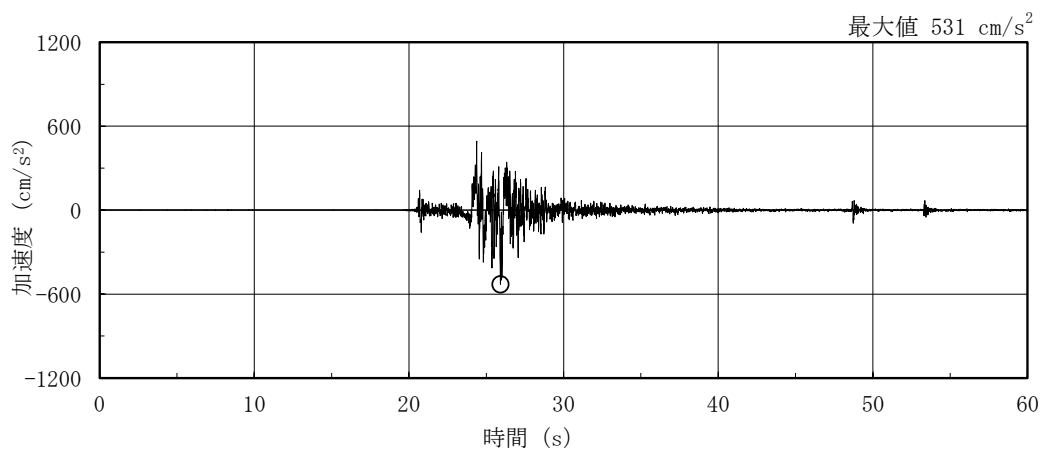
図 3-1(1) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s, NS 方向)



(d) S s - N 1

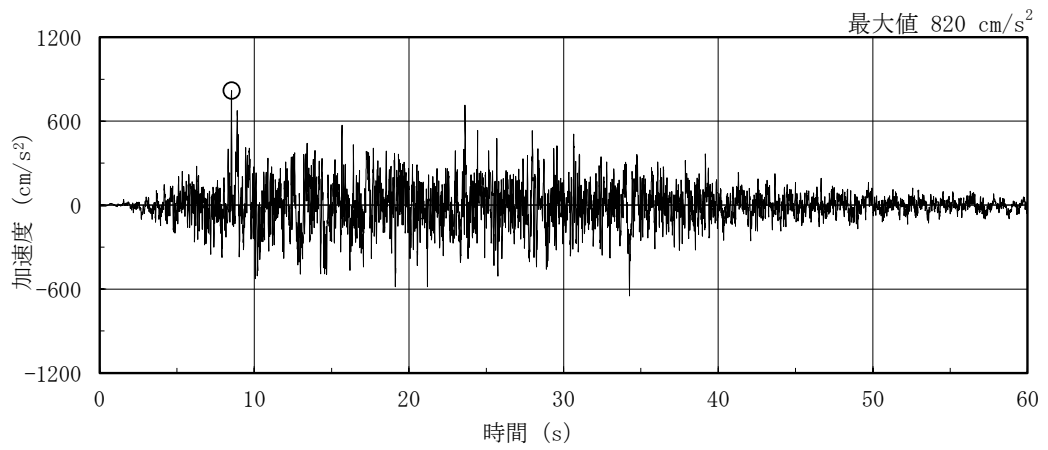


(e) S s - N 2 N S

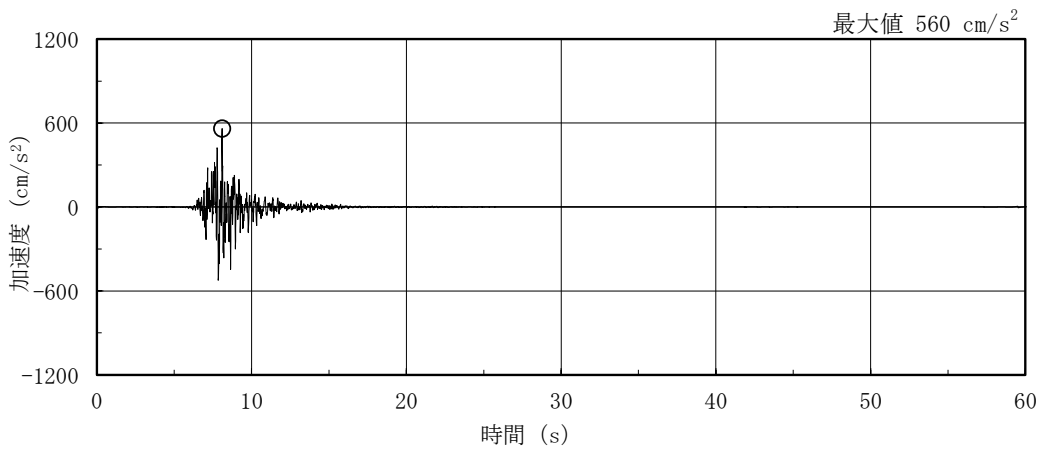


(f) S s - N 2 E W

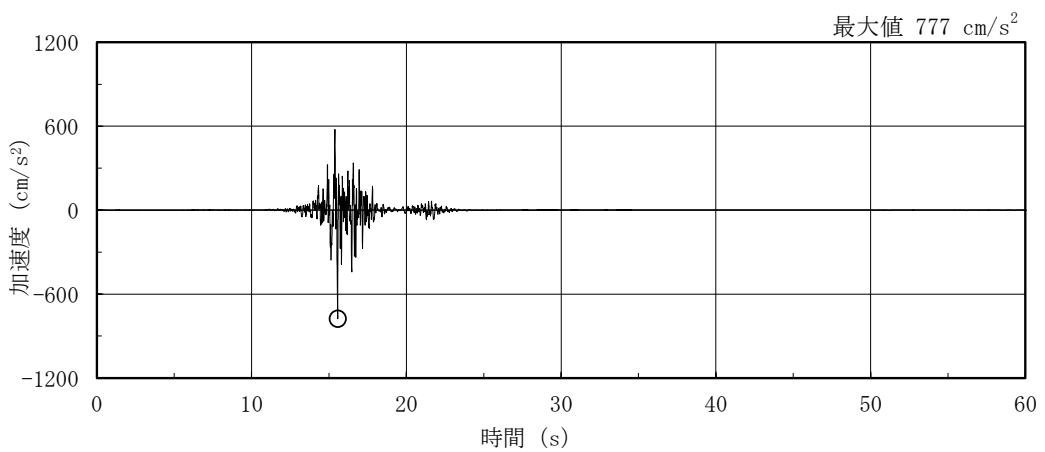
図 3-1(2) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s , N S 方向)



(a) S s - D

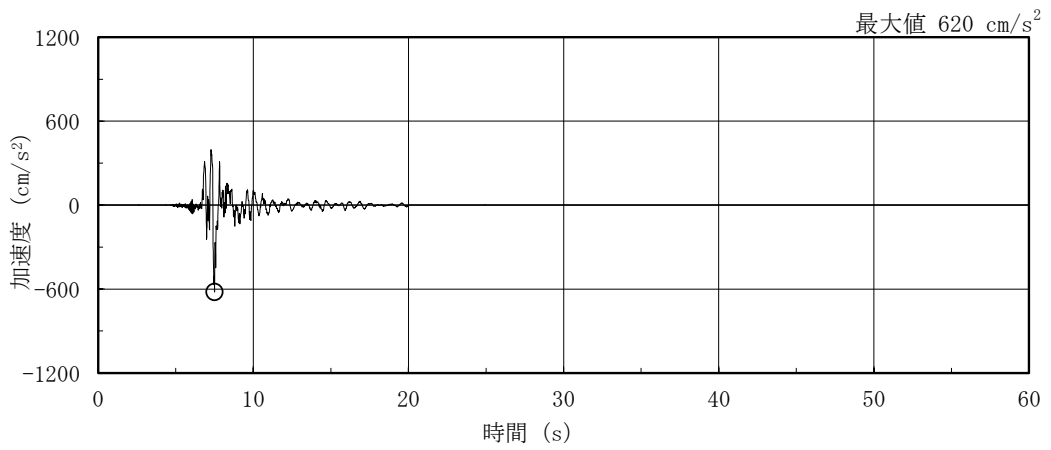


(b) S s - F 1

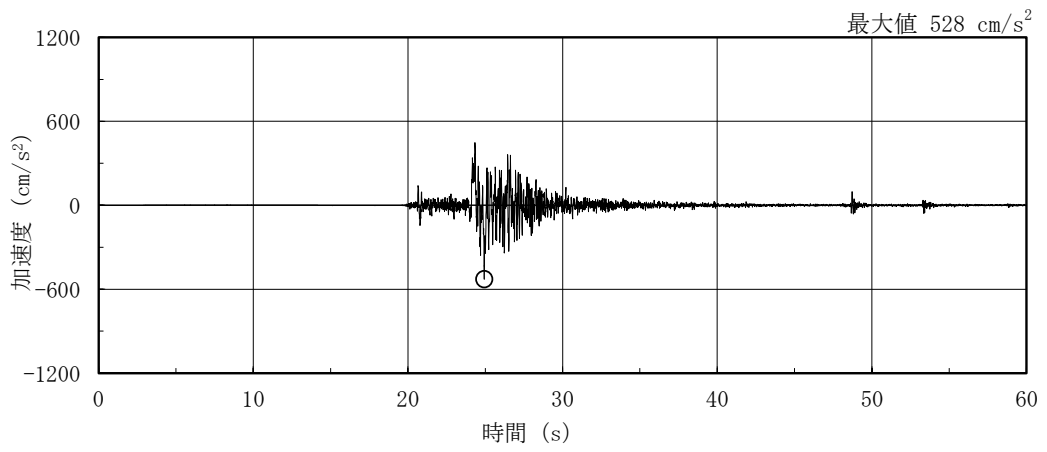


(c) S s - F 2

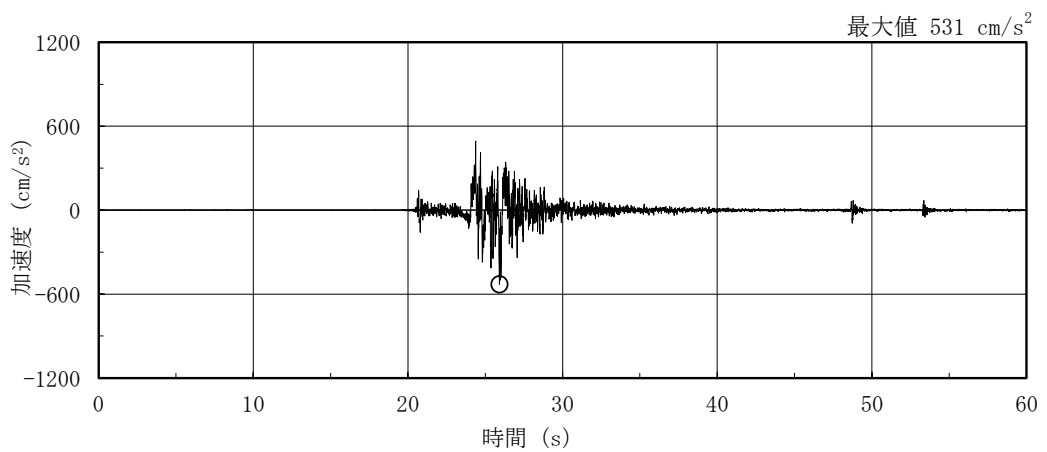
図 3-2(1) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s, E W 方向)



(d) S s - N 1

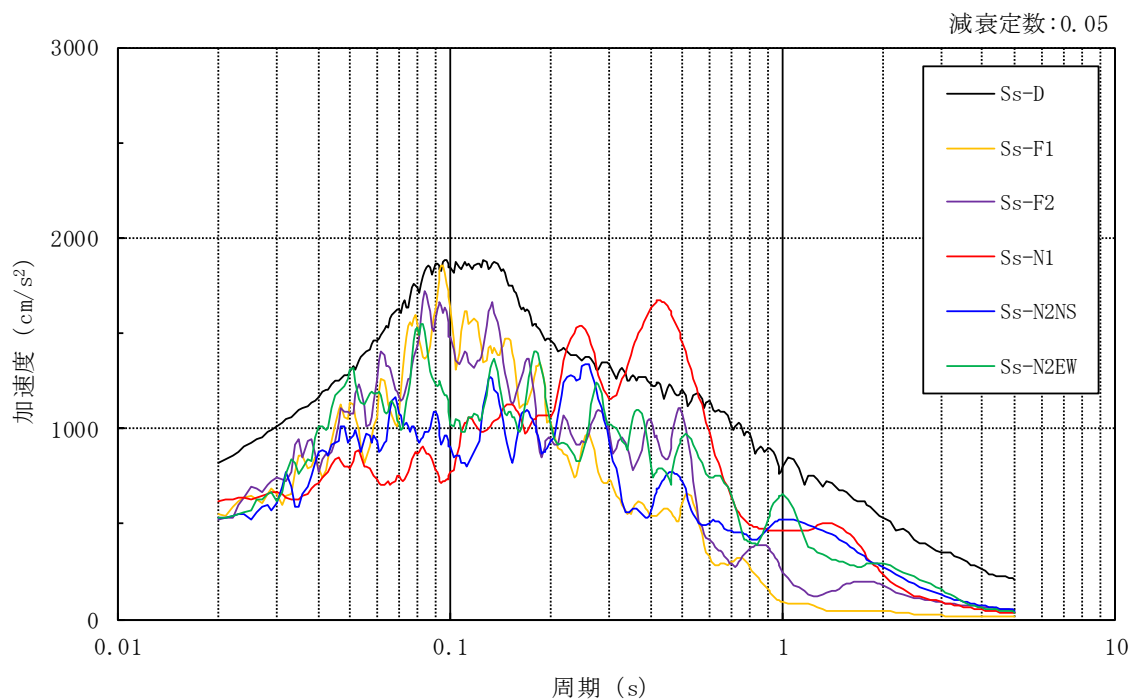


(e) S s - N 2 N S

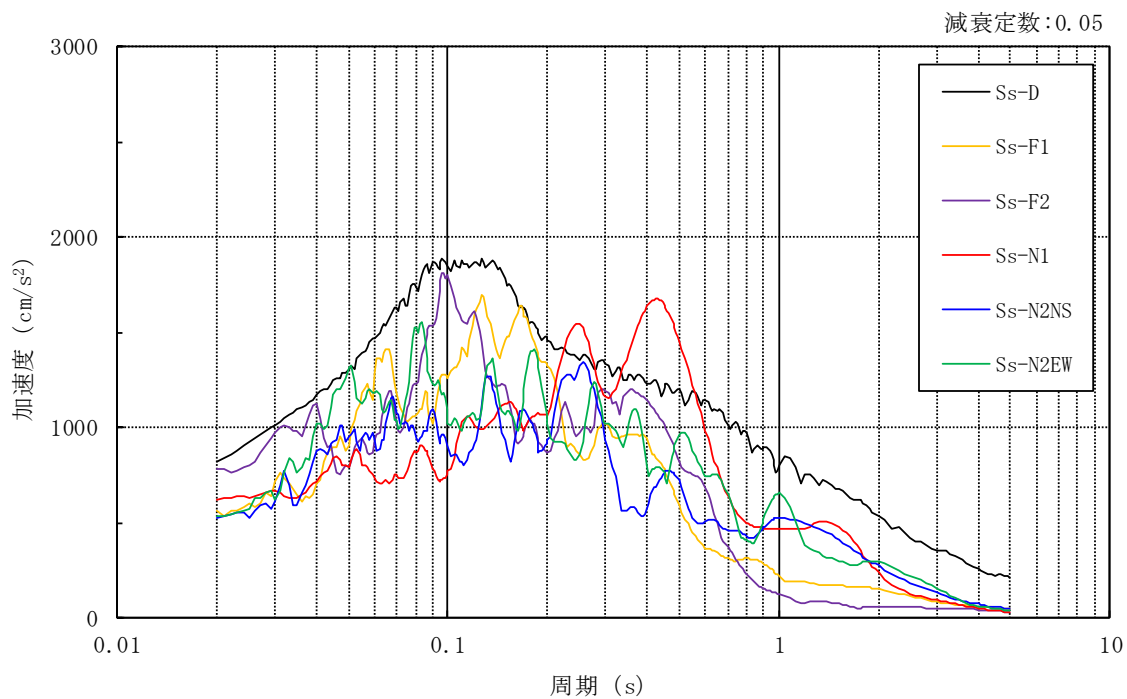


(f) S s - N 2 E W

図 3-2(2) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s , E W 方向)



(a) N S 方向



(b) E W 方向

図 3-3 加速度応答スペクトル (基準地震動 S s)

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せを用いる。荷重の組合せを表3-1に示す。

表 3-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
S _s 地震時	G + P + S _s

[記号の説明]

G : 固定荷重

P : 地震と組み合わせべきプラントの運転状態における運転荷重

S_s : 基準地震動 S_s により定まる地震力

3.4 許容限界

サイトバンカ建物（増築部）の防波壁に対する波及的影響の評価における許容限界は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に記載の許容限界に基づき、表3-2のとおり設定する。

表3-2 波及的影響の評価における許容限界
(設計基準対象施設に対する評価)

機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界
防波壁に波及的影響を及ぼさない	基準地震動 S_s	耐震壁 (損傷に対する評価)	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を超えないことを確認	せん断ひずみ 4.0×10^{-3}
		建物全体 (転倒に対する評価)	基準地震動 S_s による建物の運動エネルギーが転倒により防波壁に衝突しないための許容限界を超えないことを確認	建物が防波壁に衝突する角度に到達するのに必要な位置エネルギー

3.5 解析方法

3.5.1 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは、VI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に記載の解析モデルの設定方針に基づき、水平方向について設定する。地震応答解析モデルの設定に用いた使用材料の物性値を表3-3に示す。

表3-3 使用材料の物性値

使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰定数 h (%)	備考
鉄筋コンクリート コンクリート： Fc=23.5 (N/mm ²) (Fc=240 (kgf/cm ²)) 鉄筋：SD345	2.25×10 ⁴	9.38×10 ³	5	—

地震応答解析モデルは、建物基礎下端を固定し、曲げ及びせん断剛性を考慮した質点系モデルとし、弾塑性時刻歴応答解析を行う。建物のモデル化は、NS方向及びEW方向それぞれについて行っている。

地震応答解析モデルを図3-4に示す。

入力地震動は、「3.1 評価対象部位及び評価方針」に示す基準地震動 S_s を基礎底面レベルに直接入力する。なお、基準地震動 $S_s - F_1$ 及び $S_s - F_2$ に関しては、サイトバンカ建物（増築部）の配置に応じて方位を補正した波形を用いる。

地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を図3-5に示す。

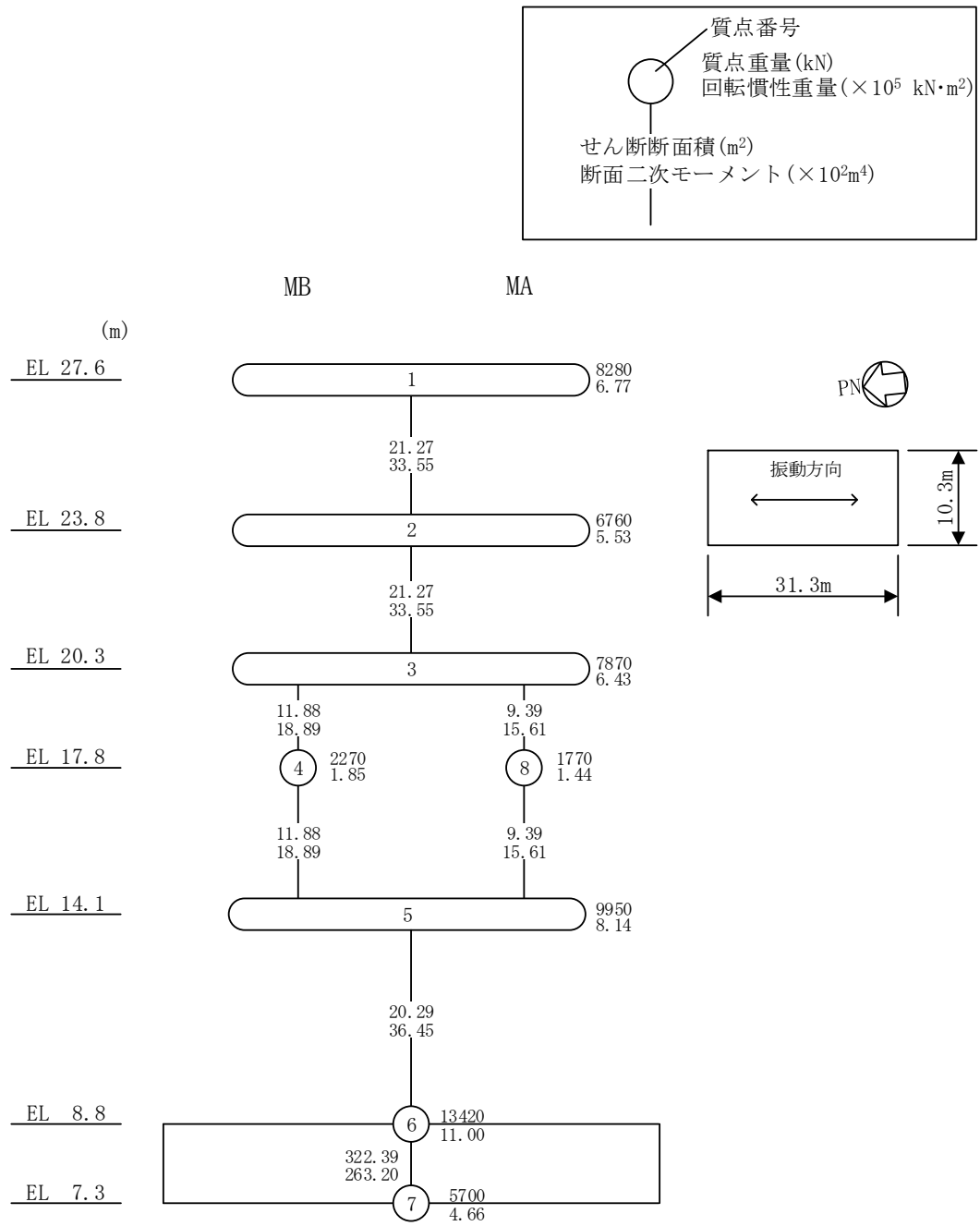


図 3-4(1) 地震応答解析モデル (NS方向)

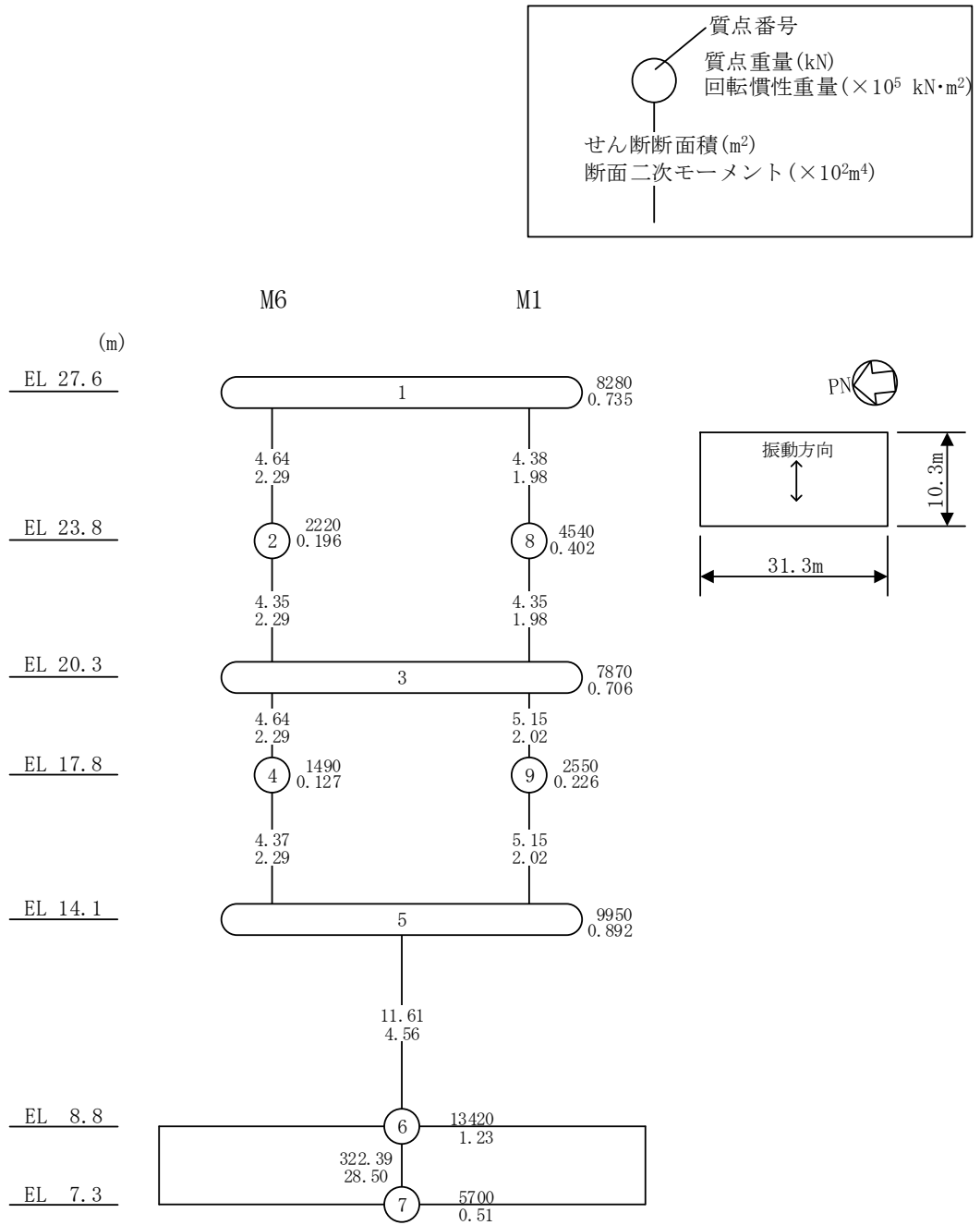


図 3-4(2) 地震応答解析モデル (EW方向)

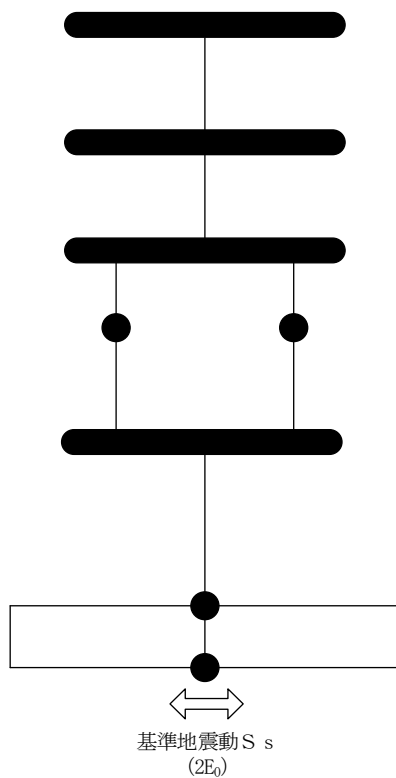


図 3-5 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図

3.5.2 解析方法

サイトバンカ建物（増築部）の地震応答解析には、解析コード「NUPP4」を用いる。

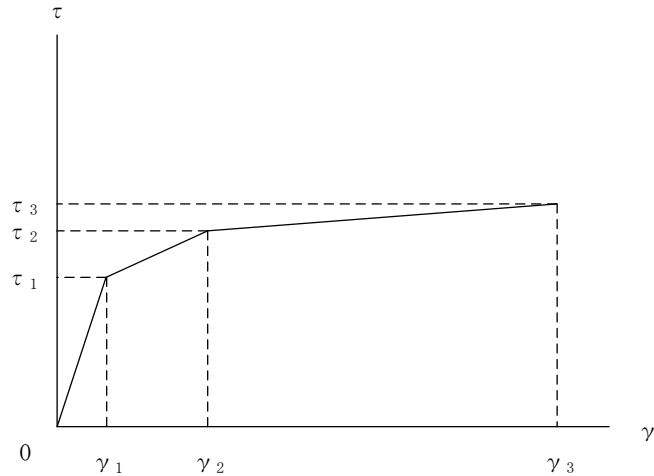
建物・構築物の地震応答解析は、VI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき、時刻歴応答解析により実施する。

なお、地震応答解析に用いる解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.5.3 建物・構築物の復元力特性

(1) 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、トリリニア型スケルトン曲線とする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係を図 3-6 に示す。

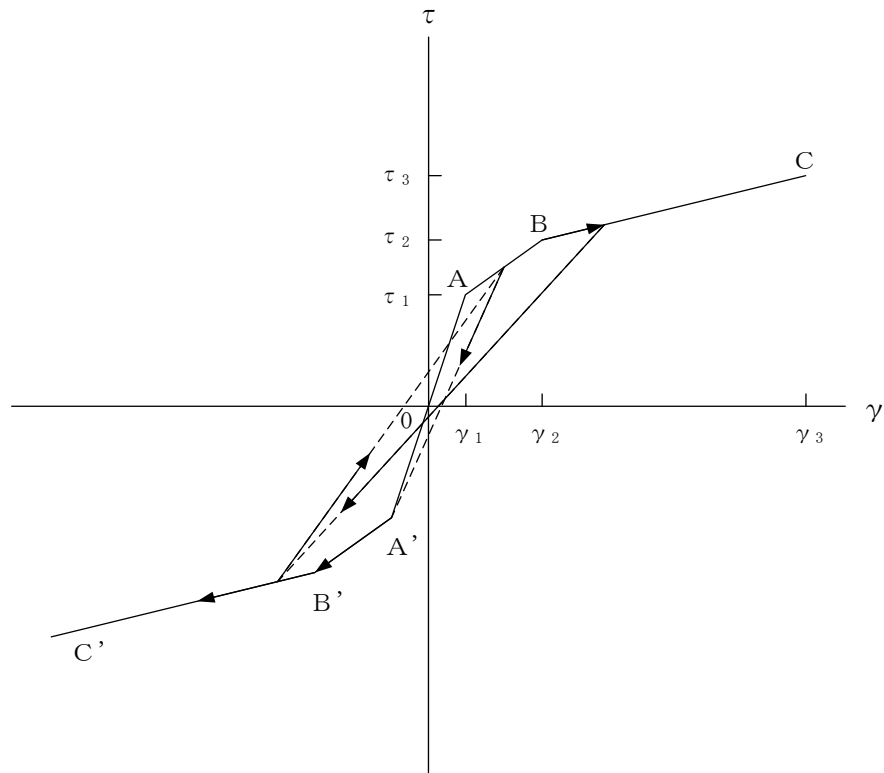


- τ_1 : 第 1 折点のせん断応力度
- τ_2 : 第 2 折点のせん断応力度
- τ_3 : 終局点のせん断応力度
- γ_1 : 第 1 折点のせん断ひずみ
- γ_2 : 第 2 折点のせん断ひずみ
- γ_3 : 終局点のせん断ひずみ (4.0×10^{-3})

図 3-6 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係

(2) 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、最大点指向型モデルとする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性を図 3-7 に示す。

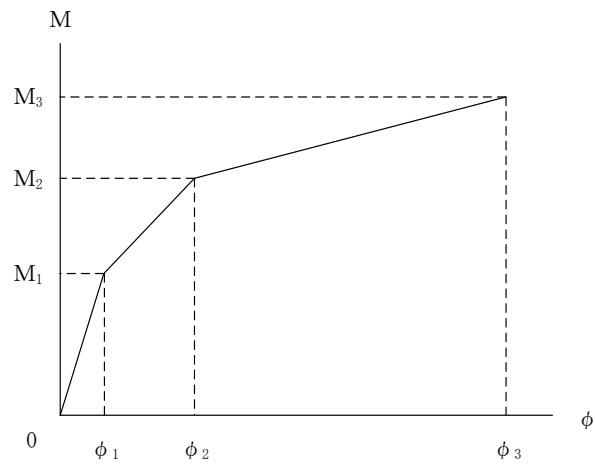


- a. 0-A 間 : 弾性範囲
- b. A-B 間 : 負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第1折点を越えていなければ、負側第1折点に向かう。
- c. B-C 間 : 負側最大点指向
- d. 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。
- e. 安定ループは面積を持たない。

図 3-7 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

(3) 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係 (M- ϕ 関係)

耐震壁の曲げモーメントー曲率関係 (M- ϕ 関係) は, 「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき, トリリニア型スケルトン曲線とする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係を図 3-8 に示す。



M_1 : 第 1 折点の曲げモーメント

M_2 : 第 2 折点の曲げモーメント

M_3 : 終局点の曲げモーメント

ϕ_1 : 第 1 折点の曲率

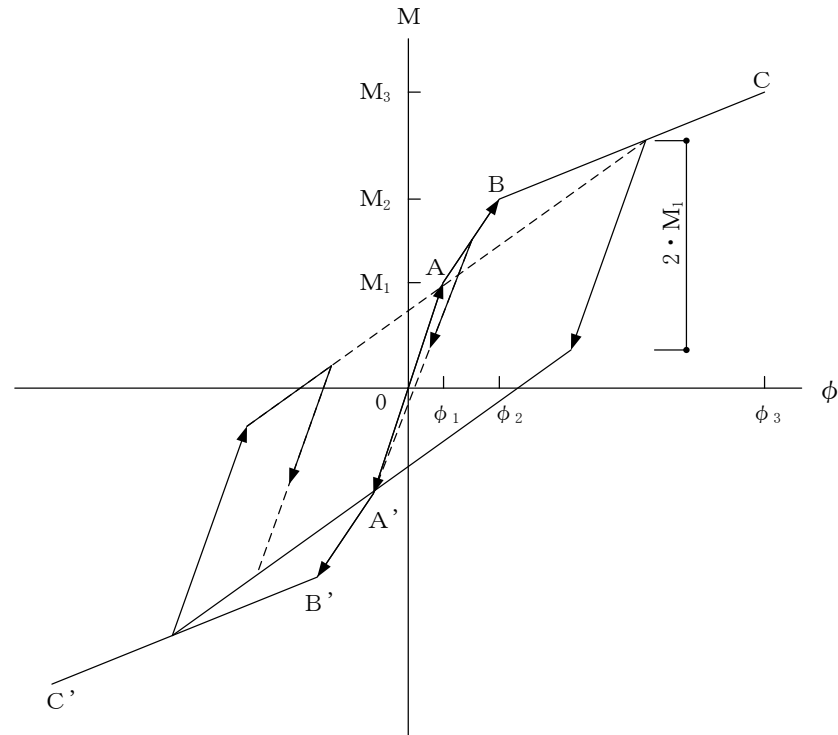
ϕ_2 : 第 2 折点の曲率

ϕ_3 : 終局点の曲率

図 3-8 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係

(4) 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、ディグレイディングトリリニア型モデルとする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性を図 3-9 に示す。



- a. 0-A 間 : 弾性範囲
- b. A-B 間 : 負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第1折点を過ぎていなければ、負側第1折点に向かう。
- c. B-C 間 : 負側最大点指向型で、安定ループは最大曲率に応じた等価粘性減衰を与える平行四辺形をしたディグレイディングトリリニア型とする。平行四辺形の折点は、最大値から $2 \cdot M_1$ を減じた点とする。ただし、負側最大点が第2折点を過ぎていなければ、負側第2折点を最大点とする安定ループを形成する。また、安定ループ内部での繰り返しに用いる剛性は安定ループの戻り剛性に同じとする。
- d. 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。

図 3-9 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

(5) スケルトン曲線の諸数値

サイトバンク建物（増築部）の各耐震壁について算定したせん断及び曲げスケルトン曲線の諸数値を表 3-4～表 3-7 に示す。

表 3-4 せん断スケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係) (NS 方向)

MA-MB

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
27.6~23.8	1.68	2.26	4.81	0.179	0.536	4.00
23.8~20.3	1.77	2.39	4.75	0.189	0.567	4.00

MB

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
20.3~17.8	1.86	2.51	4.83	0.198	0.595	4.00
17.8~14.1	1.92	2.59	4.71	0.205	0.615	4.00

MA

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
20.3~17.8	1.87	2.52	4.80	0.199	0.598	4.00
17.8~14.1	1.93	2.60	4.66	0.206	0.617	4.00

MA-MB

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
14.1~8.8	2.03	2.74	4.59	0.216	0.639	4.00

表 3-5 せん断スケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係) (E W 方向)

M6

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
27.6~23.8	1.64	2.21	4.32	0.175	0.525	4.00
23.8~20.3	1.64	2.22	3.78	0.175	0.546	4.00
20.3~17.8	1.80	2.43	4.23	0.192	0.576	4.00
17.8~14.1	1.78	2.40	3.86	0.189	0.592	4.00

M1

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
27.6~23.8	1.64	2.21	4.21	0.174	0.546	4.00
23.8~20.3	1.76	2.38	4.07	0.188	0.586	4.00
20.3~17.8	1.89	2.55	4.34	0.201	0.604	4.00
17.8~14.1	1.96	2.65	3.94	0.209	0.628	4.00

M1-M6

EL (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
14.1~8.8	1.91	2.58	4.35	0.204	0.629	4.00

表 3-6 曲げスケルトン曲線 (M-φ 関係) (N S 方向)

MA-MB

EL (m)	M ₁ (×10 ⁵ kN・m)	M ₂ (×10 ⁵ kN・m)	M ₃ (×10 ⁵ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
27.6~23.8	4.75	6.63	9.19	6.30	62.9	1260
23.8~20.3	5.23	7.45	10.1	6.93	64.1	1280

MB

EL (m)	M ₁ (×10 ⁵ kN・m)	M ₂ (×10 ⁵ kN・m)	M ₃ (×10 ⁵ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
20.3~17.8	3.19	5.41	7.13	7.50	66.3	1330
17.8~14.1	3.37	5.71	7.48	7.93	67.0	1340

MA

EL (m)	M ₁ (×10 ⁵ kN・m)	M ₂ (×10 ⁵ kN・m)	M ₃ (×10 ⁵ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
20.3~17.8	2.79	4.76	6.13	7.94	66.8	1340
17.8~14.1	2.95	5.02	6.41	8.39	67.6	1350

MA-MB

EL (m)	M ₁ (×10 ⁵ kN・m)	M ₂ (×10 ⁵ kN・m)	M ₃ (×10 ⁵ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
14.1~8.8	6.53	11.9	15.0	7.97	66.8	1340

表 3-7 曲げスケルトン曲線 (M-φ 関係) (E W 方向)

M6

EL (m)	M ₁ (×10 ⁵ kN・m)	M ₂ (×10 ⁵ kN・m)	M ₃ (×10 ⁵ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
27.6~23.8	0.893	1.20	1.43	17.3	182	3650
23.8~20.3	0.945	1.24	1.39	18.3	183	3670
20.3~17.8	1.05	1.50	1.82	20.5	188	3750
17.8~14.1	1.10	1.51	1.75	21.3	188	3760

M1

EL (m)	M ₁ (×10 ⁵ kN・m)	M ₂ (×10 ⁵ kN・m)	M ₃ (×10 ⁵ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
27.6~23.8	0.906	0.984	1.14	20.3	186	3700
23.8~20.3	1.02	1.13	1.29	22.9	190	3770
20.3~17.8	1.12	1.63	1.96	24.7	195	3910
17.8~14.1	1.20	1.73	2.07	26.4	198	3950

M1-M6

EL (m)	M ₁ (×10 ⁵ kN・m)	M ₂ (×10 ⁵ kN・m)	M ₃ (×10 ⁵ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
14.1~8.8	2.37	3.65	4.57	23.1	195	3890

3.5.4 材料物性の不確かさ等

解析においては、「3.5.1 地震応答解析モデル」に示す物性値及び定数を基本ケースとし、材料物性の不確かさを考慮する。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、建物応答への影響の大きい地震動に対して実施することとし、基本ケースの地震応答解析の応答値のいずれかが最大となる地震動に対して実施することとする。

材料物性の不確かさのうち、地盤物性については、「3.5.1 地震応答解析モデル」に示すとおり、基礎下端を固定したモデルであり、入力地震動は建物基礎底面レベルに直接入力することから、考慮しない。また、建物剛性の不確かさについては、コンクリートの実強度は設計基準強度よりも大きくなること及び建物剛性として考慮していない壁の建物剛性への寄与については構造耐力の向上が見られることから、保守的に考慮しない。

材料物性の不確かさを考慮する地震応答解析ケースを表 3-8 に示す。

表 3-8 材料物性の不確かさを考慮する地震応答解析ケース

検討ケース	コンクリート 剛性	地盤物性	備考
ケース 1 (工認モデル)	設計基準強度	標準地盤	基本ケース
ケース 2 (積雪)	設計基準強度	標準地盤	積雪荷重との 組合せを考慮

3.6 評価方法

サイトバンカ建物（増築部）の波及的影響の評価は、基準地震動 S_s における質点系モデルの地震応答解析結果を用い、以下のとおり評価する。

なお、以下の評価には、材料物性の不確かさを考慮する。

3.6.1 損傷に対する評価方法

損傷に対する評価は、質点系モデルによる地震応答解析を行い、応答せん断ひずみを算定し、最大応答せん断ひずみが許容限界を超えないことを確認する。

3.6.2 転倒に対する評価方法

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 3-10 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 E W 方向に対して行う。

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°) 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）

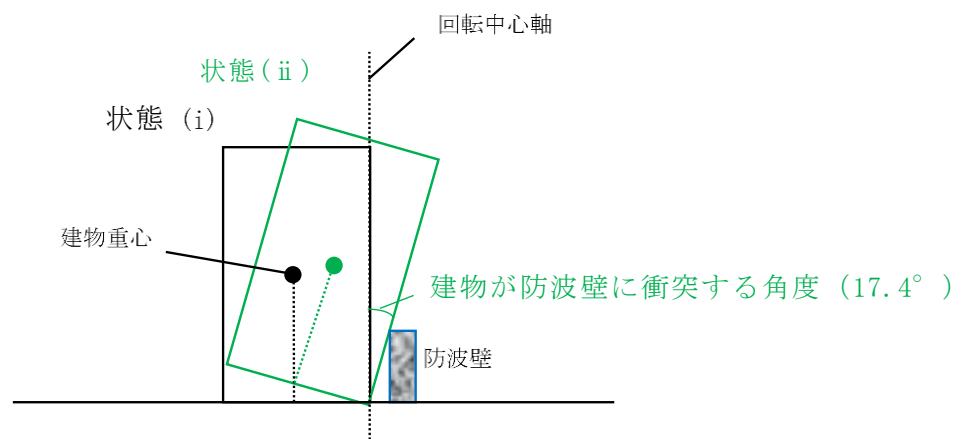


図 3-10 サイトバンカ建物（増築部）の転倒に対する評価の概念図

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。

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

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

ここで、

m : 建物の質量 (kg)

V_{max} : 基準地震動 S_s 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^2)

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))

4. 評価結果

4.1 損傷に対する評価結果

基準地震動 S_s に対する建物の最大応答せん断ひずみを表 4-1 に示す。

その結果、ケース 1 (工認モデル) 及び材料物性の不確かさを考慮した場合の最大応答せん断ひずみは、 0.64×10^{-3} (EL 14.1m~EL 8.8m, EW方向, ケース 1, S_s-D) であり、いずれの場合においても許容限界 (4.0×10^{-3}) を超えないことを確認した。

表 4-1 建物の最大応答せん断ひずみ

(単位: $\times 10^{-3}$)

ケース 方向	ケース 1 (工認モデル)	ケース 2	許容限界
NS	0.52 (S_s-D)	0.48 (S_s-D)	4.0
EW	0.64 (S_s-D)	0.59 (S_s-D)	4.0

注: () 内は各ケースにおいて応答が最大となる地震動を示す。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、基準地震動 S_s-D , S_s-F1 , S_s-F2 , S_s-N1 , S_s-N2 NS 及び S_s-N2 EW に対して実施。

4.2 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 4-2 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 4-2 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
E W	0.825	6.30