

本資料のうち、枠囲みの内容は、
商業機密あるいは防護上の観点か
ら公開できません。

東海第二発電所 工事計画審査資料	
資料番号	工認-165 改0
提出年月日	平成30年2月26日

V-2-11-2-11 タービン建屋の耐震性についての計算書

目 次

1. 概要.....	1
2. 基本方針.....	2
2.1 位置.....	2
2.2 構造概要.....	3
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 入力地震動.....	11
3.3 荷重及び荷重組合せ.....	11
3.4 許容限界.....	13
3.5 解析方法.....	14
3.6 評価方法.....	30
4. 評価結果.....	31
4.1 構造物全体としての変形性能の評価結果.....	31
4.2 原子炉建屋への影響の評価結果.....	32

1. 概要

本資料は、資料V-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、タービン建屋が原子炉建屋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、原子炉建屋の有する機能が保持されることを確認するために、下位クラス施設であるタービン建屋の構造物全体としての変形性能の評価及び原子炉建屋への影響の評価を行う。

2. 基本方針

2.1 位置

タービン建屋の設置位置を図 2-1 に示す。

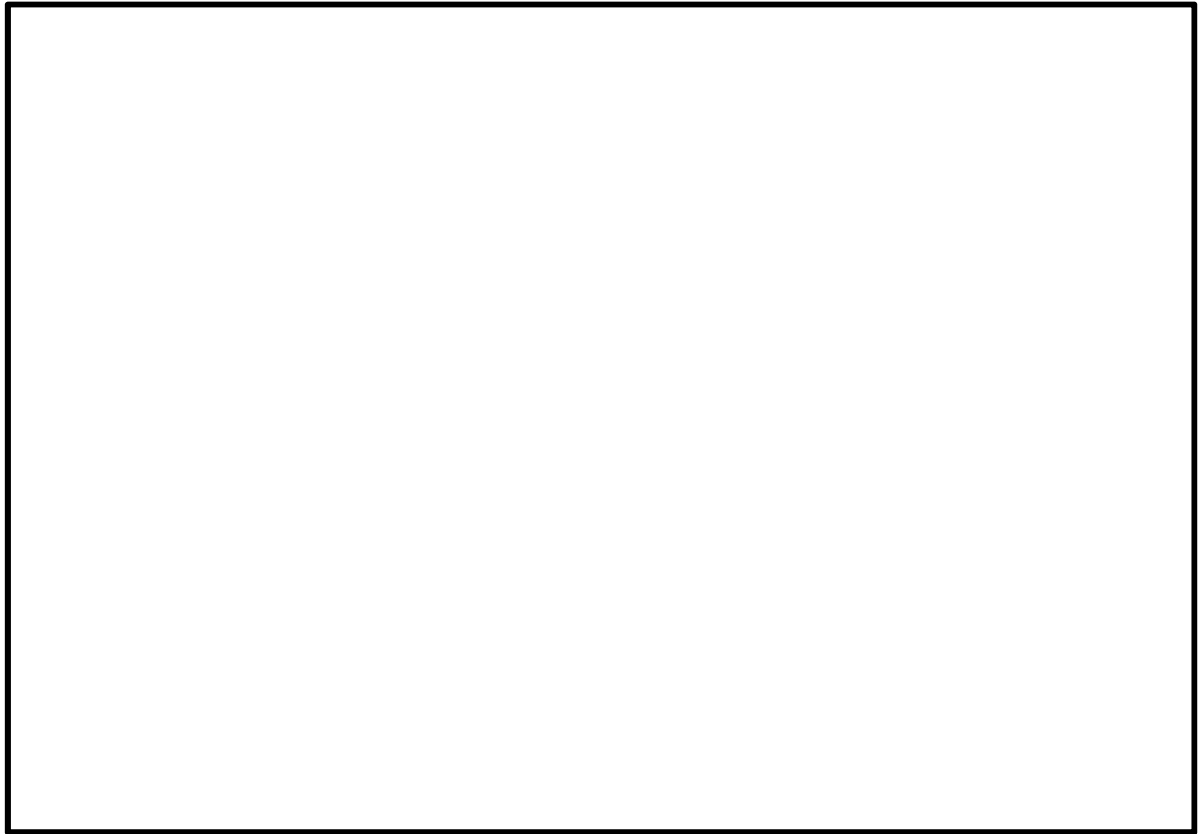


図 2-1 タービン建屋の設置位置

2.2 構造概要

タービン建屋は、原子炉建屋に隣接した建物である。タービン建屋及び原子炉建屋の概略平面図を図 2-2 に、タービン建屋の概略断面図を図 2-3 に示す。建屋配置図を図 2-4 に、原子炉建屋とタービン建屋のクリアランスを図 2-5 に示す。

タービン建屋の平面規模は、NS 方向で約 70 m、EW 方向で約 105 m であり、最高屋根面 (EL. +40.45 m) の基礎底面 (EL. -5.90 m) からの高さは、46.35 m である。

タービン建屋は、地上 2 階、地下 1 階建で、3 層の主要な床面を有する鉄筋コンクリート造（一部鉄骨造）の構造物である。

タービン建屋の基礎は、厚さ約 1.9 m の基礎スラブで、建屋中央部及び外周部のうち原子炉建屋に接する南側はケーソン、その他の外周部は場所打ちコンクリート杭を介して、砂質泥岩である久米層に支持される。

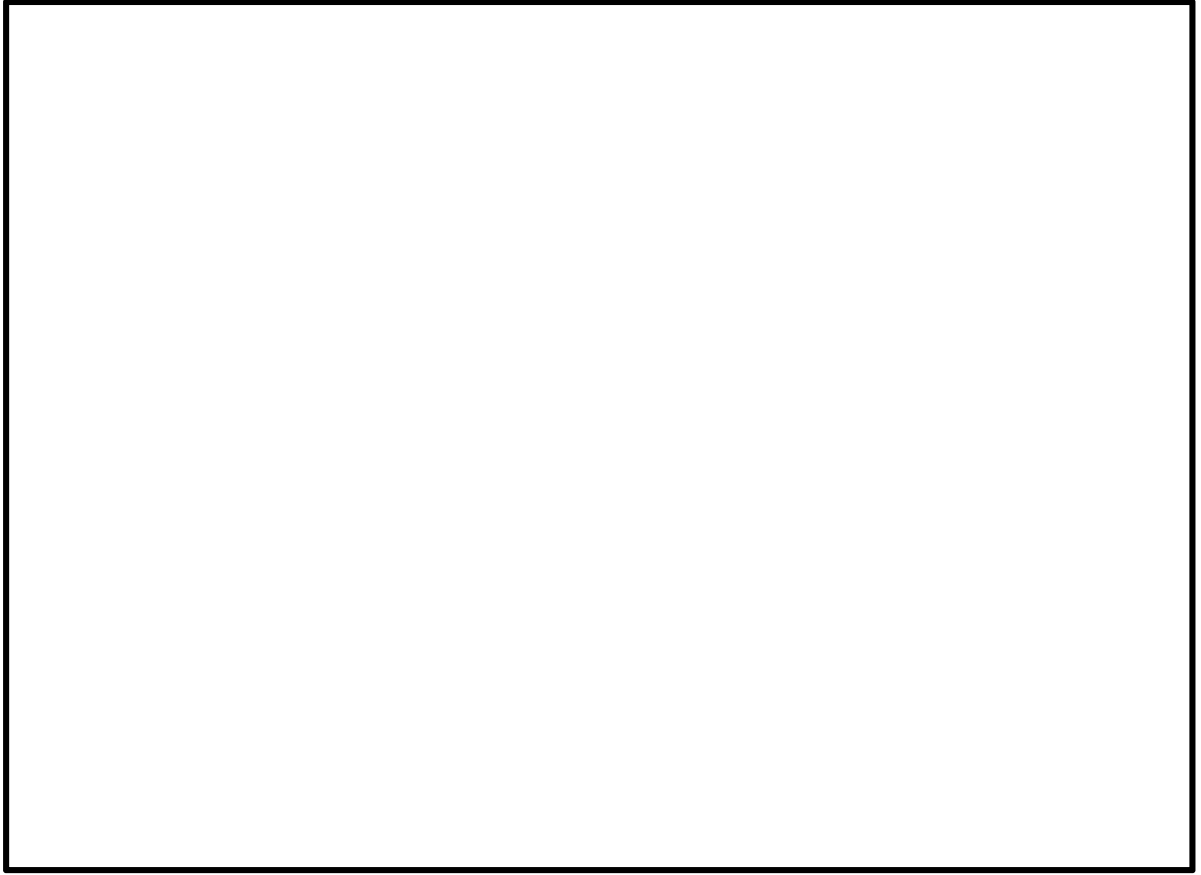


図 2-2 タービン建屋の概略平面図 (EL. -4.00 m)

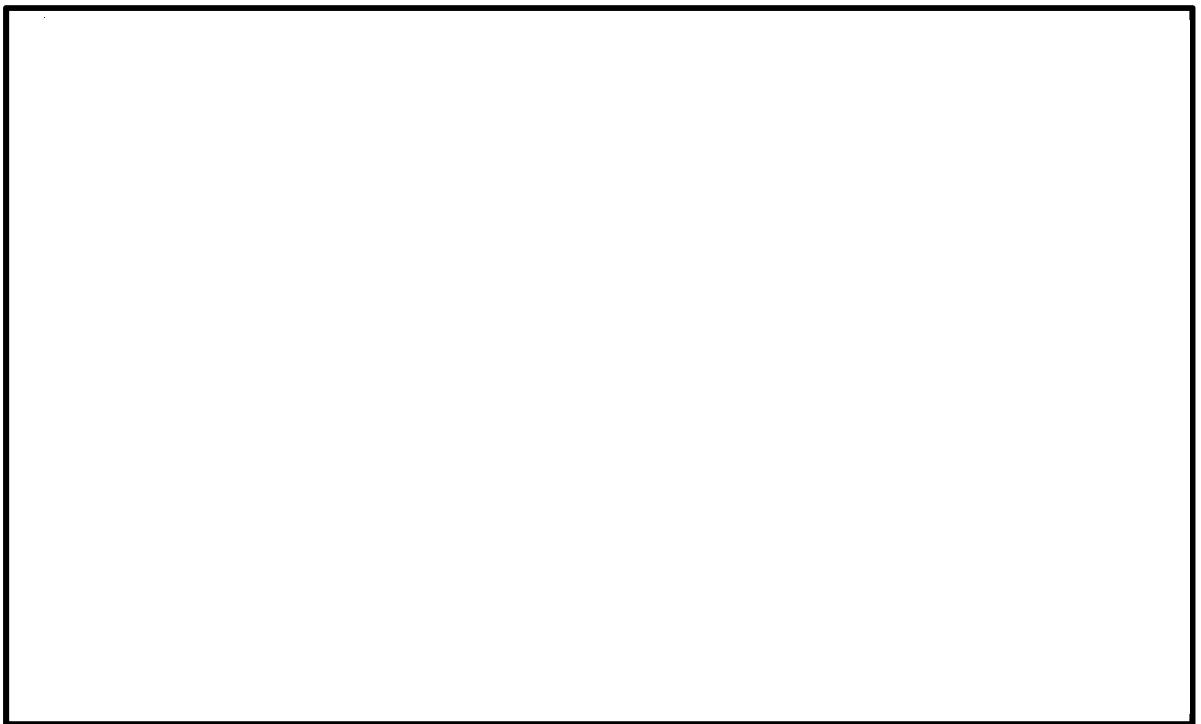


図 2-3 タービン建屋の概略断面図

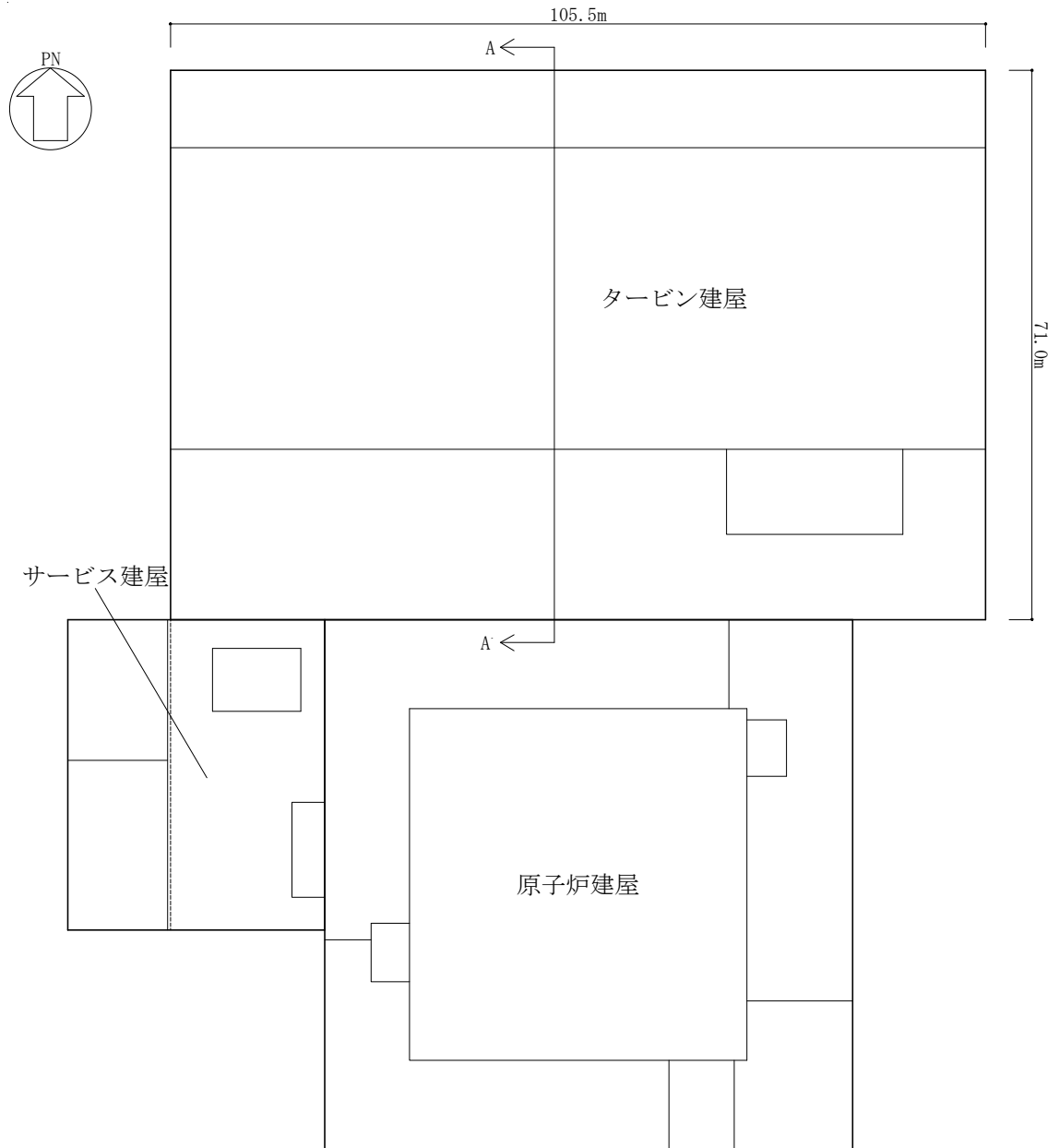


図 2-4 建屋配置図

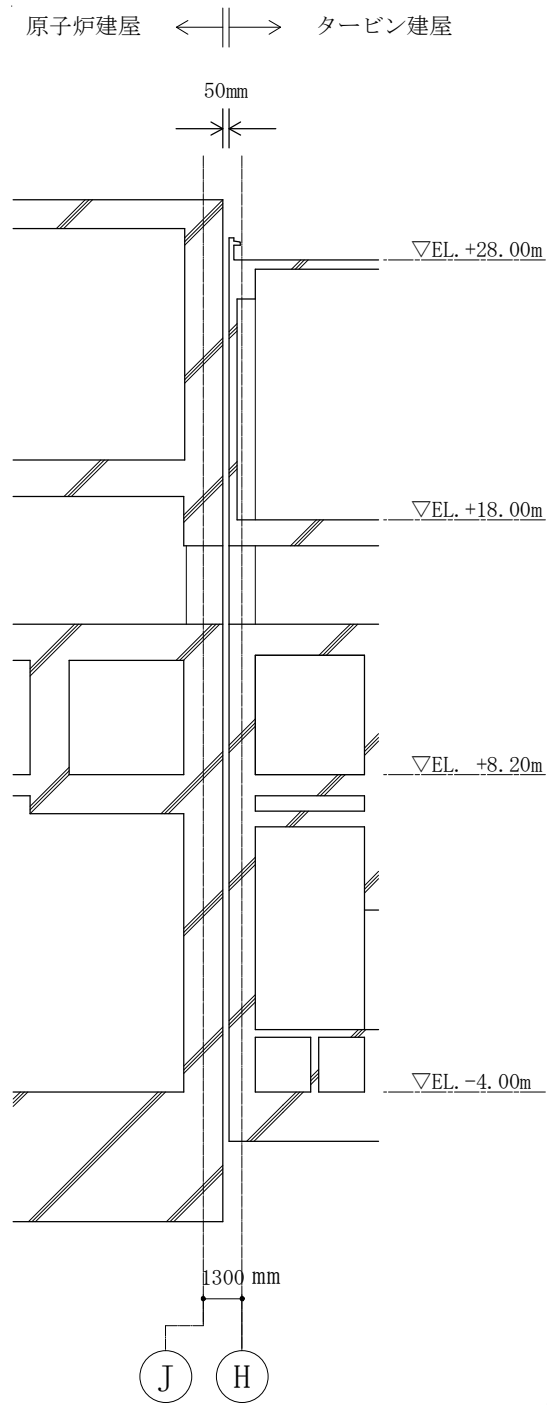


図 2-5 原子炉建屋とタービン建屋のクリアランス (A-A 断面)

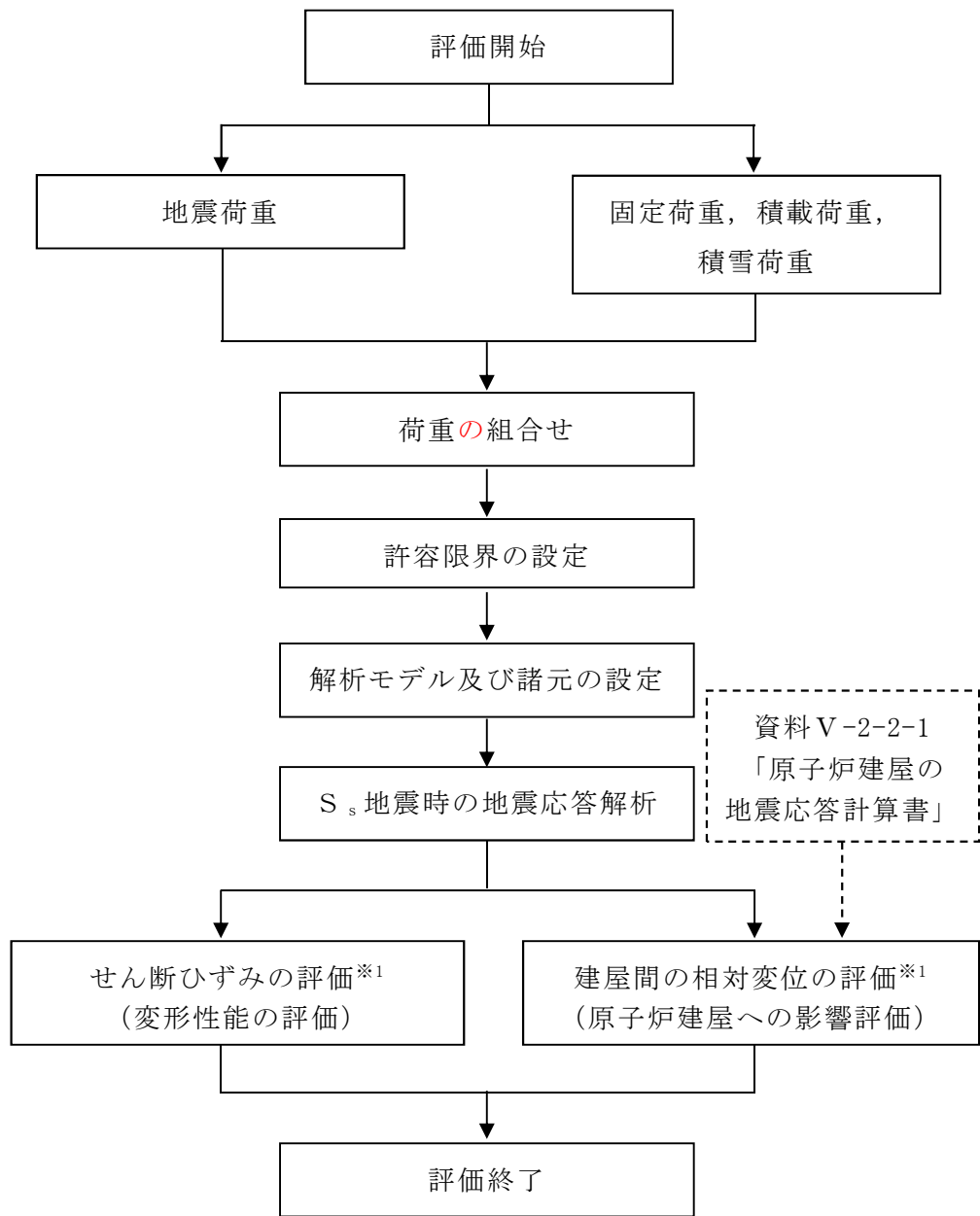
2.3 評価方針

タービン建屋は、原子炉建屋と同じ運転状態を想定することから、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設に対する波及的影響の評価を行う。

タービン建屋の設計基準対象施設に対する波及的影響評価においては、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。タービン建屋の波及的影響評価は、資料V-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、せん断ひずみの評価及び相対変位の評価を行うことで、原子炉建屋への波及的影響確認を行う。なお、相対変位の評価では、タービン建屋の最大応答変位に加えて、資料V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」に基づく最大応答変位を用いる。評価にあたっては、地盤物性のばらつきを考慮する。

また、重大事故等対処施設に対する波及的影響評価においては、 S_s 地震時に対する評価を行う。ここで、タービン建屋では、設計基準事故時及び重大事故等時の状態における圧力、温度等の条件に有意な差異がないことから、重大事故等対処施設に対する波及的影響評価は、設計基準対象施設に対する波及的影響評価と同一となる。

図2-6に波及的影響の評価フローを示す。



※1：地盤物性のばらつきを考慮する。

図 2-6 タービン建屋の波及的影響の評価フロー

2.4 適用規格・基準等

タービン建屋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。

- ・ 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)
- ・ 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) (以下「J E A G 4 6 0 1 -1987」という。)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力度編 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) (以下「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」という。)

3. 評価方法

3.1 評価対象部位及び評価方針

タービン建屋の評価対象部位は、耐震壁とし、以下の方針に基づき検討を行う。

S₃地震時に対する評価は、建屋全体について質点系モデルを用いた弾塑性時刻歴応答解析によることとし、地震力と地震力以外の荷重の組合せの結果、材料物性のばらつきを考慮した最大せん断ひずみが、「J E A G 4 6 0 1-1987」に基づき設定した許容限界を超えないことによりタービン建屋の最大応答変位と材料物性のばらつきを考慮した原子炉建屋の最大応答変位の絶対値和（以下「最大相対変位」という。）と建屋間のクリアランスの大小関係により隣接する原子炉建屋への衝突の有無を確認する。

更に最大相対変位が建屋間のクリアランスを超える箇所については、S₃地震時の地盤物性のばらつきを考慮したタービン建屋の時刻歴応答変位と地盤物性のばらつきを考慮した原子炉建屋の時刻歴応答変位による相対変位（以下「時刻歴相対変位」という。）が、建屋間のクリアランスを超えないことを確認する。

3.2 入力地震動

タービン建屋の地震応答解析に用いる入力地震動は、資料V-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」に示す基準地震動 S_s を基に、地盤条件を考慮し、地盤の地震応答解析によりケーソン下端位置及び側面地盤ばねレベルで算定する。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、資料V-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せを用いる。

3.3.1 荷重

(1) 固定荷重 (G), 積載荷重 (P)

タービン建屋の固定荷重 (G) 及び積載荷重 (P) を表 3-1 に示す。

表 3-1 固定荷重 (G) 及び積載荷重 (P) (屋根及び床)

部位		固定荷重 (kN/m ²)	積載荷重 (kN/m ²)
屋根	EL. +40.64 m	10.8	0.6
屋根	EL. +28.00 m	64.7	0.6
床 (2F)	EL. +18.00 m	74.0	14.7
床 (1F)	EL. + 8.20 m	74.4	14.7

(2) 積雪荷重 (S)

積雪荷重は、資料V-2-1-9「機能維持の基本方針」に記載の地震力と積雪の組合せに基づき、表 3-2 のとおり設定する。ただし、積雪荷重は屋根面の積載荷重に含まれるものとする。

表 3-2 積雪荷重 (S)

荷重及び外力について想定する状態	積雪荷重
地震時荷重 ($S_{地震時}$)	210 N/m ²

(3) 地震荷重 (K_s)

タービン建屋の地震応答解析に用いる入力地震動は、「3.2 入力地震動」に示す基準地震動 S_s を用いる。

3.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せは、資料V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。荷重組合せを表3-3に示す。

表3-3 荷重の組合せ

外力の状態	荷重組合せ
S _s 地震時	G + P + S _{地震時} + K _S

- G : 固定荷重
P : 積載荷重
S_{地震時} : 積雪荷重
K_S : S_s地震荷重

3.4 許容限界

タービン建屋の原子炉建屋に**対する**波及的影響評価における許容限界は、資料V-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3-4及び表3-5のとおり設定する。

表3-4 波及的影響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 (評価基準値)
原子炉建屋に波及的影響を及ぼさない	基準地震動 S_s	耐震壁	最大せん断ひずみが波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	最大せん断ひずみ 4.0×10^{-3}
		タービン建屋及び原子炉建屋	建屋間の相対変位が波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	クリアランス 50 mm

表3-5 波及的影響評価における許容限界
(重大事故等対処施設**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 (評価基準値)
原子炉建屋に波及的影響を及ぼさない	基準地震動 S_s	耐震壁	最大せん断ひずみが波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	最大せん断ひずみ 4.0×10^{-3}
		タービン建屋及び原子炉建屋	建屋間の相対変位が波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	クリアランス 50 mm

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、資料V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に示す解析方法及び解析モデルに基づき、水平方向（NS 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建物・構築物の物性値を表 3-6 に示す。

地震応答解析モデルは、地盤との相互作用を考慮した、曲げ及びせん断剛性を考慮した多質点系モデルとする。地震応答解析モデルを図 3-1 に、地震応答解析モデルの諸元を表 3-7 に示す。

建物・構築物の鉄筋コンクリート耐震壁については、せん断剛性として地震方向耐震壁のウェブ部分のせん断剛性を考慮し、曲げ剛性として地震方向耐震壁のウェブ部分に加えて、フランジ部分の曲げ剛性を考慮する。また、鉄筋コンクリートフレーム部については、等価なせん断剛性を考慮する。

水平方向モデルへの入力地震動は、一次元波動論に基づき、解放基盤レベルで定義される基準地震動 S_0 に対するケーソン下端位置及び側面地盤ばねレベルでの応答として評価する。また、建屋基礎底面レベルにおけるせん断力（以下、「切欠き力」という。）を入力地震動に付加することにより、地盤の切欠き効果を考慮する。

基礎底面の地盤ばね（水平ばね及び回転ばね）は、「J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」により、ケーソン以深の地盤の成層補正を行ったのち、振動アドミッタンス理論に基づいて、スウェイ及びロッキングばね定数を近似法により評価する。基礎底面ばねの評価には解析コード「G R I M P 2 ver. 2.5」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、付録 29「計算機プログラム（解析コード）の概要・G R I M P 2」に示す。

また、建屋埋め込み部分の側面地盤ばねのばね定数については、「J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」に基づいて Novak の方法により設定する。建屋側面ばねの評価には解析コード「N V K 4 6 3 ver. 1.0」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、付録 30「計算機プログラム（解析コード）の概要・N V K 4 6 3」に示す。

基準地震動 S_0 に対する地盤定数は、資料 V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」と同一である。地盤ばねの定数化の概要を図 3-2 に、地盤ばね定数及び減衰定数を表 3-8～表 3-15 に示す。

復元力特性は、耐震壁のせん断及び曲げ剛性については、建屋の NS 方向に層を単位として、「J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」に基づいて設定する。

表 3-6 建物・構築物の物性値

建物・構築物	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 (%)
タービン建屋	鉄筋コンクリート コンクリート： Fc=22.1 (N/mm ²) (Fc=225 (kgf/cm ²)) 鉄筋：SD35 (SD345 相当)	2.21×10 ⁴	9.21×10 ³	5

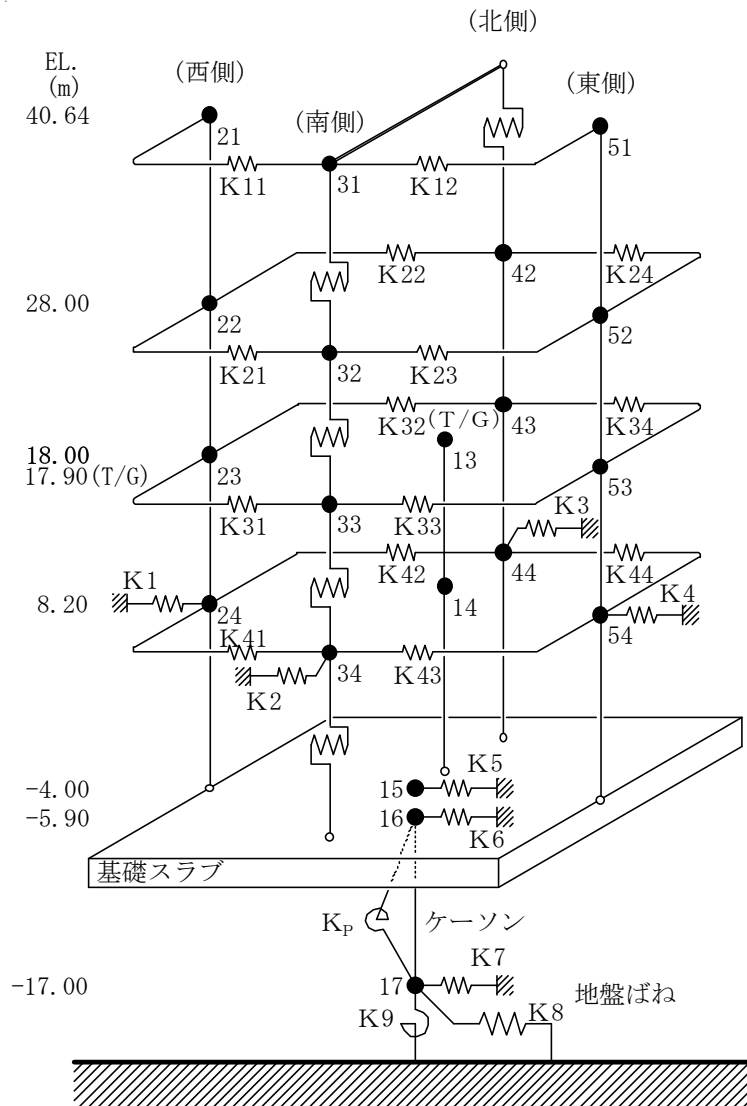


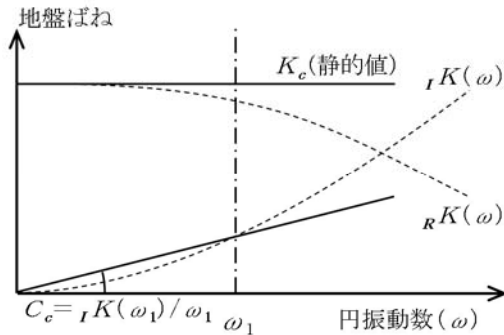
図 3-1 地震応答解析モデル (NS 方向)

表 3-7 地震応答解析モデル諸元 (NS 方向)

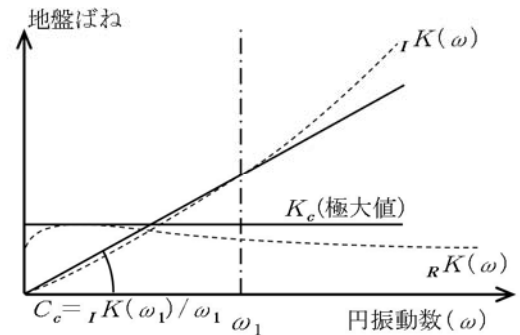
部位	標高 EL. (m)	質点番号	質点重量 (kN)	回転慣性重量 ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2$)	要素番号	せん断断面積 (m^2)	断面2次モーメント ($\times 10^3 \text{m}^4$)	部位	標高 EL. (m)	質点番号	質点重量 (kN)	回転慣性重量 ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2$)	要素番号	せん断断面積 (m^2)	断面2次モーメント ($\times 10^3 \text{m}^4$)	せん断ばね定数 ($\times 10^5 \text{kN/m}$)
西側	40.64	21	15790	20.0	(21)	19.5	2.8	北側	40.64	31	—	—	(41)	—	—	1.40
	28.00	22	66740	448.5	(22)	32.5	13.0		28.00	42	41500	4.6	(42)	26.4	0.33	—
	18.00	23	131280	656.1	(23)	79.8	24.9		18.00	43	97560	35.0	(43)	35.6	1.6	
	8.20	24	159380	733.6	(24)	170	67.0		8.20	44	49970	13.7	(44)	48.8	2.4	
	-4.00	15	—	—					-4.00	15	—	—				
東側	40.64	51	15640	19.8	(51)	19.5	2.8	南側	40.64	31	15480	—	(31)	—	—	1.40
	28.00	52	63860	429.1	(52)	30.6	12.6		28.00	32	62160	—	(32)	—	9.28	
	18.00	53	158110	694.0	(53)	95.9	32.8		18.00	33	152290	—	(33)	—	17.6	
	8.20	54	176590	776.5	(54)	178	80.9		8.20	34	138210	—	(34)	—	17.7	
	-4.00	15	—	—					-4.00	15	—	—				
T/G	17.90	13	157990	32.9	(13)	43.7	4.5	基礎	-4.00	15	518590	2,679.8	(15)	8,029	3,663.9	—
	8.20	14	58180	10.5	(14)	34.7	4.9		-5.90	16	667550	3,077.4	(16)	816	434.2	
	-4.00	15	—	—					-17.00	17	292080	1,362.8				
総重量		3038950														

床ばね
 $K_{11}=9.72 \times 10^5 \text{ kN/m}$
 $K_{21}=13.1 \times 10^5 \text{ kN/m}$
 $K_{23}=14.0 \times 10^5 \text{ kN/m}$
 $K_{31}=47.9 \times 10^5 \text{ kN/m}$
 $K_{33}=61.5 \times 10^5 \text{ kN/m}$
 $K_{41}=38.4 \times 10^5 \text{ kN/m}$
 $K_{43}=39.1 \times 10^5 \text{ kN/m}$
 $K_{12}=10.4 \times 10^5 \text{ kN/m}$
 $K_{22}=5.97 \times 10^5 \text{ kN/m}$
 $K_{24}=6.38 \times 10^5 \text{ kN/m}$
 $K_{32}=22.7 \times 10^5 \text{ kN/m}$
 $K_{34}=35.7 \times 10^5 \text{ kN/m}$
 $K_{42}=21.1 \times 10^5 \text{ kN/m}$
 $K_{44}=22.2 \times 10^5 \text{ kN/m}$

基礎スラブ下端回転拘束ばね
 $K_p=3.06 \times 10^{11} \text{ kN}\cdot\text{m/rad}$



(a) 底面ばね



(b) 側面ばね

ばね定数：底面ばねは 0 Hz，側面ばねは理論解の極大値であるばね定数 K_c で定式化

減衰係数：地盤-建屋連成系の 1 次固有円振動数 ω_1 に対応する虚部の値と原点とを結ぶ直線の傾き C_c で定式化

図 3-2 地盤ばねの定数化の概要

表 3-8 地盤ばね定数と減衰係数 (S_s-D1)

ばね 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 K _c	減衰係数 C _c
K1	側面・水平	4.46 × 10 ⁵ (kN/m)	2.47 × 10 ⁵ (kN・s/m)
K2	側面・水平	1.52 × 10 ⁵ (kN/m)	8.45 × 10 ⁴ (kN・s/m)
K3	側面・水平	1.52 × 10 ⁵ (kN/m)	8.45 × 10 ⁴ (kN・s/m)
K4	側面・水平	4.22 × 10 ⁵ (kN/m)	2.34 × 10 ⁵ (kN・s/m)
K5	側面・水平	3.60 × 10 ⁶ (kN/m)	6.81 × 10 ⁵ (kN・s/m)
K6	側面・水平	4.08 × 10 ⁷ (kN/m)	2.83 × 10 ⁶ (kN・s/m)
K7	側面・水平	7.62 × 10 ⁶ (kN/m)	2.61 × 10 ⁶ (kN・s/m)
K8	側面・水平	5.60 × 10 ⁷ (kN/m)	2.51 × 10 ⁶ (kN・s/m)
K9	底面・回転	1.32 × 10 ¹¹ (kN・m/rad)	2.37 × 10 ⁹ (kN・m・s/rad)

表 3-9 地盤ばね定数と減衰係数 (S_s-11)

ばね 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 K _c	減衰係数 C _c
K1	側面・水平	5.34 × 10 ⁵ (kN/m)	2.95 × 10 ⁵ (kN・s/m)
K2	側面・水平	1.83 × 10 ⁵ (kN/m)	1.01 × 10 ⁵ (kN・s/m)
K3	側面・水平	1.83 × 10 ⁵ (kN/m)	1.01 × 10 ⁵ (kN・s/m)
K4	側面・水平	5.06 × 10 ⁵ (kN/m)	2.80 × 10 ⁵ (kN・s/m)
K5	側面・水平	5.06 × 10 ⁶ (kN/m)	7.37 × 10 ⁵ (kN・s/m)
K6	側面・水平	4.71 × 10 ⁷ (kN/m)	3.12 × 10 ⁶ (kN・s/m)
K7	側面・水平	9.06 × 10 ⁶ (kN/m)	2.82 × 10 ⁶ (kN・s/m)
K8	側面・水平	6.14 × 10 ⁷ (kN/m)	2.63 × 10 ⁶ (kN・s/m)
K9	底面・回転	1.44 × 10 ¹¹ (kN・m/rad)	2.46 × 10 ⁹ (kN・m・s/rad)

表 3-10 地盤ばね定数と減衰係数 (S_s - 1 2)

ばね 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 K _c	減衰係数 C _c
K1	側面・水平	5.34 × 10 ⁵ (kN/m)	3.02 × 10 ⁵ (kN・s/m)
K2	側面・水平	1.83 × 10 ⁵ (kN/m)	1.03 × 10 ⁵ (kN・s/m)
K3	側面・水平	1.83 × 10 ⁵ (kN/m)	1.03 × 10 ⁵ (kN・s/m)
K4	側面・水平	5.06 × 10 ⁵ (kN/m)	2.87 × 10 ⁵ (kN・s/m)
K5	側面・水平	4.91 × 10 ⁶ (kN/m)	7.38 × 10 ⁵ (kN・s/m)
K6	側面・水平	4.62 × 10 ⁷ (kN/m)	3.08 × 10 ⁶ (kN・s/m)
K7	側面・水平	8.79 × 10 ⁶ (kN/m)	2.77 × 10 ⁶ (kN・s/m)
K8	側面・水平	5.90 × 10 ⁷ (kN/m)	2.58 × 10 ⁶ (kN・s/m)
K9	底面・回転	1.37 × 10 ¹¹ (kN・m/rad)	2.42 × 10 ⁹ (kN・m・s/rad)

表 3-11 地盤ばね定数と減衰係数 (S_s - 1 3)

ばね 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 K _c	減衰係数 C _c
K1	側面・水平	5.28 × 10 ⁵ (kN/m)	2.92 × 10 ⁵ (kN・s/m)
K2	側面・水平	1.81 × 10 ⁵ (kN/m)	1.00 × 10 ⁵ (kN・s/m)
K3	側面・水平	1.81 × 10 ⁵ (kN/m)	1.00 × 10 ⁵ (kN・s/m)
K4	側面・水平	5.00 × 10 ⁵ (kN/m)	2.77 × 10 ⁵ (kN・s/m)
K5	側面・水平	4.87 × 10 ⁶ (kN/m)	7.37 × 10 ⁵ (kN・s/m)
K6	側面・水平	4.62 × 10 ⁷ (kN/m)	3.09 × 10 ⁶ (kN・s/m)
K7	側面・水平	8.79 × 10 ⁶ (kN/m)	2.78 × 10 ⁶ (kN・s/m)
K8	側面・水平	5.93 × 10 ⁷ (kN/m)	2.58 × 10 ⁶ (kN・s/m)
K9	底面・回転	1.39 × 10 ¹¹ (kN・m/rad)	2.43 × 10 ⁹ (kN・m・s/rad)

表 3-12 地盤ばね定数と減衰係数 (S_s - 14)

ばね 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 K _c	減衰係数 C _c
K1	側面・水平	5.58 × 10 ⁵ (kN/m)	3.31 × 10 ⁵ (kN・s/m)
K2	側面・水平	1.91 × 10 ⁵ (kN/m)	1.13 × 10 ⁵ (kN・s/m)
K3	側面・水平	1.91 × 10 ⁵ (kN/m)	1.13 × 10 ⁵ (kN・s/m)
K4	側面・水平	5.29 × 10 ⁵ (kN/m)	3.14 × 10 ⁵ (kN・s/m)
K5	側面・水平	5.12 × 10 ⁶ (kN/m)	7.62 × 10 ⁵ (kN・s/m)
K6	側面・水平	4.74 × 10 ⁷ (kN/m)	3.12 × 10 ⁶ (kN・s/m)
K7	側面・水平	8.96 × 10 ⁶ (kN/m)	2.81 × 10 ⁶ (kN・s/m)
K8	側面・水平	6.01 × 10 ⁷ (kN/m)	2.60 × 10 ⁶ (kN・s/m)
K9	底面・回転	1.41 × 10 ¹¹ (kN・m/rad)	2.44 × 10 ⁹ (kN・m・s/rad)

表 3-13 地盤ばね定数と減衰係数 (S_s - 21)

ばね 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 K _c	減衰係数 C _c
K1	側面・水平	4.54 × 10 ⁵ (kN/m)	2.52 × 10 ⁵ (kN・s/m)
K2	側面・水平	1.55 × 10 ⁵ (kN/m)	8.62 × 10 ⁴ (kN・s/m)
K3	側面・水平	1.55 × 10 ⁵ (kN/m)	8.62 × 10 ⁴ (kN・s/m)
K4	側面・水平	4.30 × 10 ⁵ (kN/m)	2.39 × 10 ⁵ (kN・s/m)
K5	側面・水平	4.25 × 10 ⁶ (kN/m)	6.94 × 10 ⁵ (kN・s/m)
K6	側面・水平	4.45 × 10 ⁷ (kN/m)	3.01 × 10 ⁶ (kN・s/m)
K7	側面・水平	8.39 × 10 ⁶ (kN/m)	2.73 × 10 ⁶ (kN・s/m)
K8	側面・水平	5.93 × 10 ⁷ (kN/m)	2.58 × 10 ⁶ (kN・s/m)
K9	底面・回転	1.39 × 10 ¹¹ (kN・m/rad)	2.42 × 10 ⁹ (kN・m・s/rad)

表 3-14 地盤ばね定数と減衰係数 (S_s - 2 2)

ばね 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 K _c	減衰係数 C _c
K1	側面・水平	4.42 × 10 ⁵ (kN/m)	2.50 × 10 ⁵ (kN・s/m)
K2	側面・水平	1.51 × 10 ⁵ (kN/m)	8.55 × 10 ⁴ (kN・s/m)
K3	側面・水平	1.51 × 10 ⁵ (kN/m)	8.55 × 10 ⁴ (kN・s/m)
K4	側面・水平	4.19 × 10 ⁵ (kN/m)	2.37 × 10 ⁵ (kN・s/m)
K5	側面・水平	3.91 × 10 ⁶ (kN/m)	6.91 × 10 ⁵ (kN・s/m)
K6	側面・水平	4.33 × 10 ⁷ (kN/m)	2.96 × 10 ⁶ (kN・s/m)
K7	側面・水平	8.09 × 10 ⁶ (kN/m)	2.69 × 10 ⁶ (kN・s/m)
K8	側面・水平	5.93 × 10 ⁷ (kN/m)	2.58 × 10 ⁶ (kN・s/m)
K9	底面・回転	1.40 × 10 ¹¹ (kN・m/rad)	2.41 × 10 ⁹ (kN・m・s/rad)

表 3-15 地盤ばね定数と減衰係数 (S_s - 3 1)

ばね 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 K _c	減衰係数 C _c
K1	側面・水平	4.38 × 10 ⁵ (kN/m)	2.46 × 10 ⁵ (kN・s/m)
K2	側面・水平	1.50 × 10 ⁵ (kN/m)	8.40 × 10 ⁴ (kN・s/m)
K3	側面・水平	1.50 × 10 ⁵ (kN/m)	8.40 × 10 ⁴ (kN・s/m)
K4	側面・水平	4.15 × 10 ⁵ (kN/m)	2.33 × 10 ⁵ (kN・s/m)
K5	側面・水平	3.45 × 10 ⁶ (kN/m)	6.73 × 10 ⁵ (kN・s/m)
K6	側面・水平	3.95 × 10 ⁷ (kN/m)	2.80 × 10 ⁶ (kN・s/m)
K7	側面・水平	7.39 × 10 ⁶ (kN/m)	2.56 × 10 ⁶ (kN・s/m)
K8	側面・水平	5.44 × 10 ⁷ (kN/m)	2.48 × 10 ⁶ (kN・s/m)
K9	底面・回転	1.28 × 10 ¹¹ (kN・m/rad)	2.34 × 10 ⁹ (kN・m・s/rad)

3.5.2 解析方法

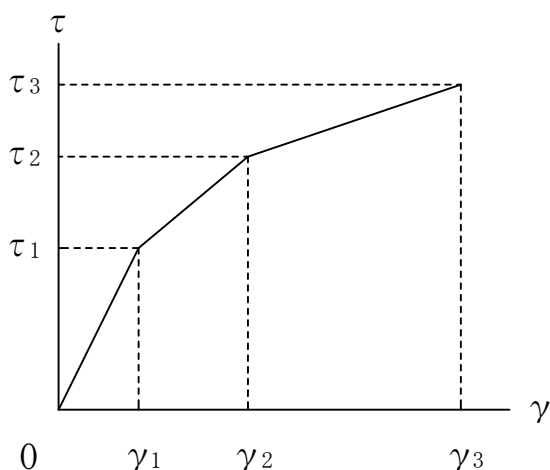
タービン建屋の地震応答解析には、解析コード「DAC3N V97」を用いる。また、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、付録 32「計算機プログラム（解析コード）の概要・DAC3N」に示す。

建屋の動的解析は、資料V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に記載の解析方法に基づき、時刻歴応答解析により実施する。

3.5.3 解析条件

(1) 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ τ － γ 関係）

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ τ － γ 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 3-3 に示す。

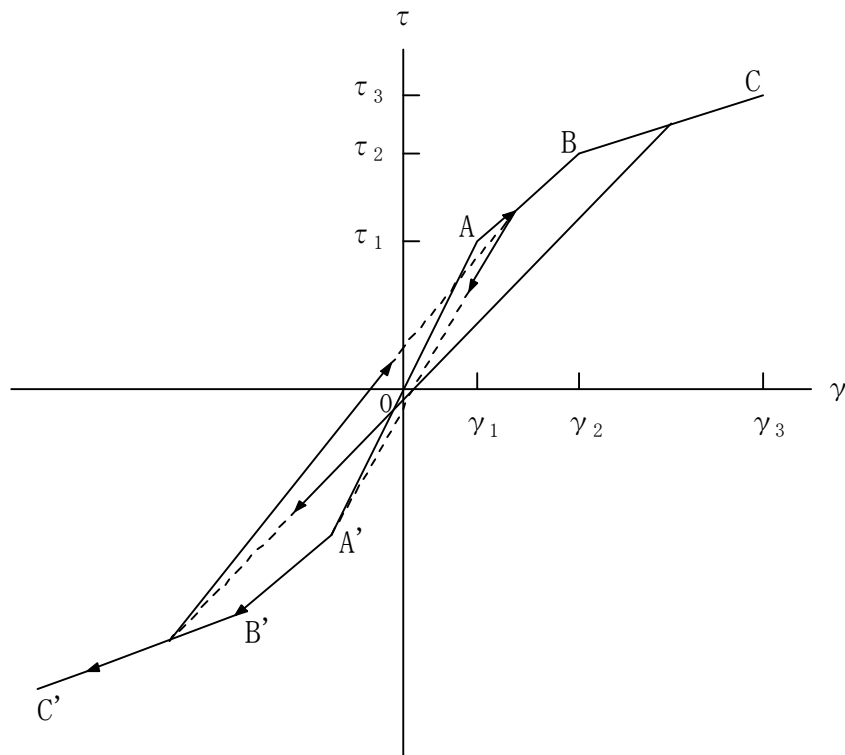


- τ_1 : 第 1 折点のせん断応力度
- τ_2 : 第 2 折点のせん断応力度
- τ_3 : 終局点のせん断応力度
- γ_1 : 第 1 折点のせん断ひずみ
- γ_2 : 第 2 折点のせん断ひずみ
- γ_3 : 終局点のせん断ひずみ (4.0×10^{-3})

図 3-3 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、最大点指向形モデルとする。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 3-4 に示す。

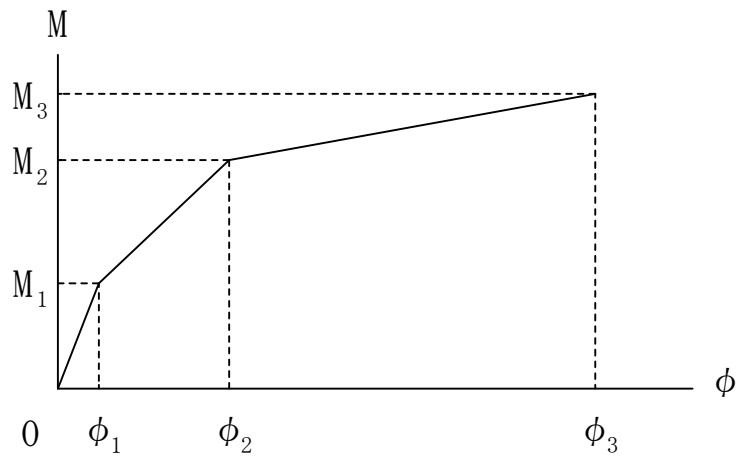


- a. 0-A 間 : 弾性範囲。
- b. A-B 間 : 負側スケルトンが経験した最大点に向う。ただし、負側最大点が第 1 折点を越えていなければ、負側第 1 折点に向う。
- c. B-C 間 : 負側最大点指向。
- d. 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。
- e. 安定ループは面積を持たない。

図 3-4 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 3-5 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

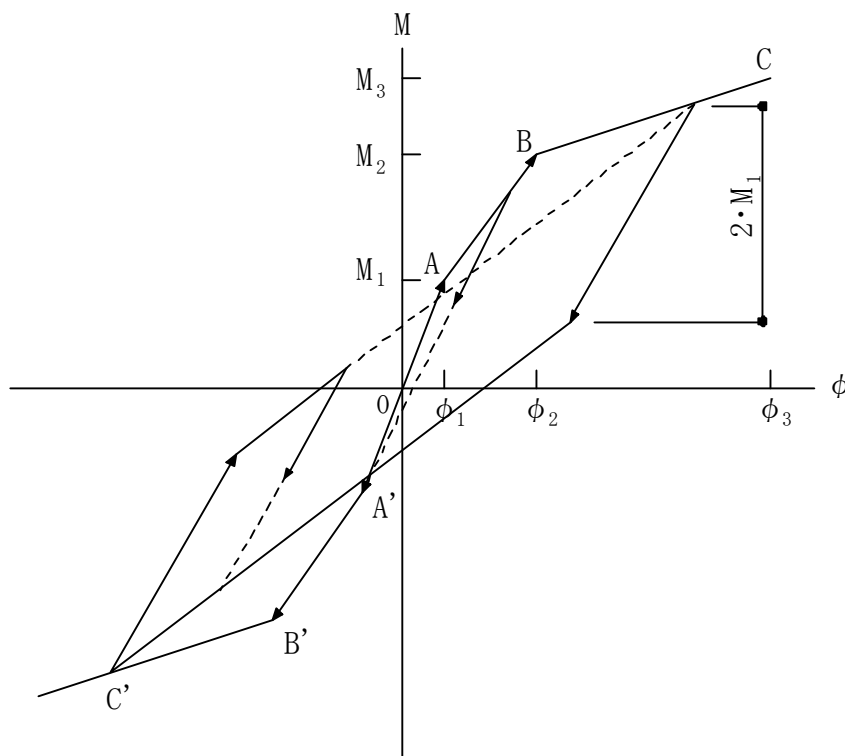
ϕ_2 : 第 2 折点の曲率

ϕ_3 : 終局点の曲率

図 3-5 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 3-6 に示す。

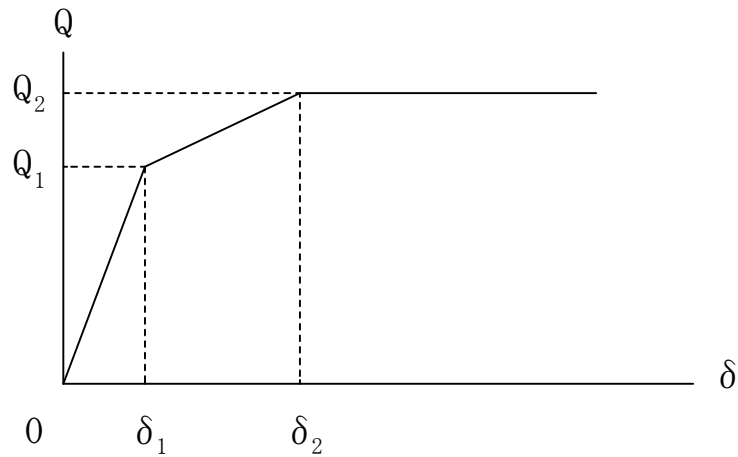


- a. 0-A 間 : 弾性範囲。
- b. A-B 間 : 負側スケルトンが経験した最大点に向う。ただし、負側最大点が第 1 折点を越えていなければ、負側第 1 折点に向う。
- c. B-C 間 : 負側最大点指向型で、安定ループは最大曲率に応じた等価粘性減衰を与える平行四辺形をしたディグレイディングトリリニア型とする。平行四辺形の折点は、最大値から $2 \cdot M_1$ を減じた点とする。ただし、負側最大点が第 2 折点を越えていなければ、負側第 2 折点を最大点とする安定ループを形成する。また、安定ループ内部での繰り返しに用いる剛性は安定ループの戻り剛性に同じとする。
- d. 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 3-6 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

(5) フレーム部のせん断力-層間変形関係 (Q- δ 関係)

フレーム部のせん断力-層間変形関係 (Q- δ 関係) は、トリリニア型スケルトン曲線とする。フレーム部のせん断力-層間変形関係を図 3-7 に示す。



Q_1 : 第 1 折点の層せん断力

Q_2 : 第 2 折点の層せん断力

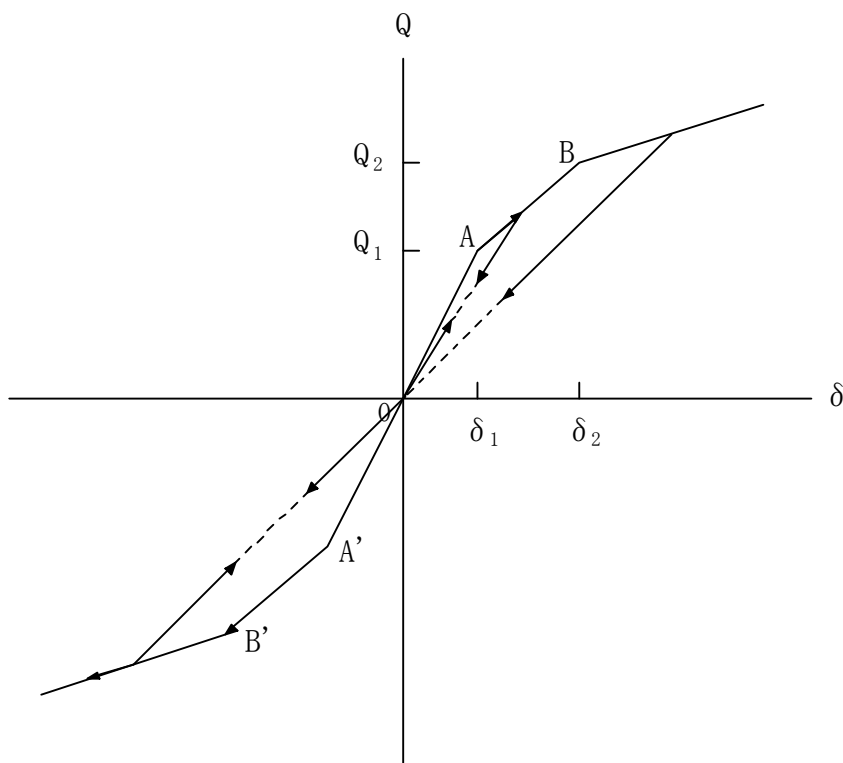
δ_1 : 第 1 折点の層間変形

δ_2 : 第 2 折点の層間変形

図 3-7 フレーム部のせん断力-層間変形関係

(6) フレーム部のせん断力-層間変形関係の履歴特性

フレーム部のせん断力-層間変形関係の履歴特性は、原点最大点指向形モデルとする。フレーム部のせん断力-層間変形関係の履歴特性を図 3-8 に示す。



- a. 0-A 間 : 弾性範囲。
- b. A-B 間 : 原点までは原点に向う。原点を超えた後は負側スケルトンが経験した最大点に向う。ただし、負側最大点が第 1 折点を超えていなければ、負側第 1 折点に向う。
- c. 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。
- d. 安定ループは面積を持たない。

図 3-8 フレーム部のせん断力-層間変形関係の履歴特性

(7) スケルトン曲線の諸数値

タービン建屋の各部材について算出したせん断及び曲げのスケルトン曲線の諸数値を表 3-16 及び表 3-17 に示す。

表 3-16 せん断力のスケルトン曲線

(a) 耐震壁 ($\tau - \gamma$ 関係)

EL. m	部材 番号	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 $\times 10^{-3}$
40.64 ~ 28.00	(21)	1.62	2.19	3.02	0.176	0.528	4.0
28.00 ~ 18.00	(22)	2.10	2.84	3.58	0.228	0.684	4.0
18.00 ~ 8.20	(23)	2.27	3.06	4.06	0.246	0.738	4.0
8.20 ~ -4.00	(24)	2.15	2.90	4.08	0.233	0.699	4.0
28.00 ~ 18.00	(42)	1.92	2.59	3.34	0.208	0.624	4.0
18.00 ~ 8.20	(43)	2.35	3.17	4.53	0.255	0.765	4.0
8.20 ~ -4.00	(44)	2.23	3.01	4.24	0.242	0.726	4.0
40.64 ~ 28.00	(51)	1.62	2.19	3.02	0.176	0.528	4.0
28.00 ~ 18.00	(52)	2.23	3.01	3.80	0.242	0.726	4.0
18.00 ~ 8.20	(53)	2.15	2.90	3.47	0.233	0.699	4.0
8.20 ~ -4.00	(54)	2.14	2.89	4.01	0.232	0.696	4.0

(b) フレーム部 ($Q - \delta$ 関係)

EL. m	部材 番号	Q_1 kN	Q_2 kN	Q_3 kN	δ_1 mm	δ_2 mm	δ_3 mm
40.64 ~ 28.00	(31)	1390	6790	—	9.93	173	—
28.00 ~ 18.00	(32)	1920	13200	—	2.07	51.2	—
18.00 ~ 8.20	(33)	11300	25400	—	6.42	53.5	—
8.20 ~ -4.00	(34)	19100	29700	—	10.8	71.3	—
40.64 ~ 28.00	(41)	1580	6790	—	11.3	173	—

表 3-17 曲げスケルトン曲線 (M-φ 関係)

EL. m	部材 番号	M ₁ ×10 ⁶ kN・m	M ₂ ×10 ⁶ kN・m	M ₃ ×10 ⁶ kN・m	φ ₁ ×10 ⁻⁵ 1/m	φ ₂ ×10 ⁻⁵ 1/m	φ ₃ ×10 ⁻⁵ 1/m
40.64 ~ 28.00	(21)	0.321	0.458	0.709	0.519	6.50	130
28.00 ~ 18.00	(22)	1.34	2.08	2.98	0.466	4.70	64.7
18.00 ~ 8.20	(23)	2.03	4.51	5.94	0.369	4.02	28.6
8.20 ~ -4.00	(24)	5.92	13.1	17.9	0.400	3.82	28.6
28.00 ~ 18.00	(42)	0.181	0.279	0.378	2.48	24.6	362
18.00 ~ 8.20	(43)	0.454	0.918	1.22	1.28	12.6	110
8.20 ~ -4.00	(44)	0.899	1.57	2.15	1.69	14.7	192
40.64 ~ 28.00	(51)	0.321	0.458	0.709	0.519	6.50	130
28.00 ~ 18.00	(52)	1.34	2.08	2.98	0.481	4.82	66.3
18.00 ~ 8.20	(53)	3.38	5.96	7.77	0.466	4.31	44.9
8.20 ~ -4.00	(54)	7.91	15.9	22.0	0.442	4.12	31.3

3.5.4 材料物性のばらつき

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、材料物性のばらつきを考慮する。材料物性のばらつきを考慮した地震応答解析は、基準地震動 S_s については S_s-D1 、 S_s-21 、 S_s-22 及び S_s-31 、弾性設計用地震動 S_d については、 S_d-D1 、 S_d-21 、 S_d-22 及び S_d-31 に対して実施することとする。

材料物性のばらつきのうち、地盤物性については、地盤調査結果の平均値をもとに設定した数値を基本ケースとし、支持地盤のせん断波速度のばらつきは、 $\pm\sigma$ 相当として、変動係数 10 % を考慮する。また表層地盤についても同様に $\pm\sigma$ 相当として du 層は 5 %、Ag2 層は 10 %、D2g-3 層は 15 % の変動係数を考慮する。なお、建屋物性のばらつきについては、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屋剛性として考慮していない壁の建屋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。

材料物性のばらつきを考慮する地震応答解析ケースを表 3-18 に示す。

表 3-18 材料物性のばらつきを考慮する地震応答解析ケース

ケース名	地盤のせん断波速度 V_s (m/s)
基本	平均値 (718)
地盤 + σ	+ σ 相当 (790)
地盤 - σ	- σ 相当 (646)

注：() 内は、解放基盤のせん断波速度を示す。

3.6 評価方法

タービン建屋の波及的影響評価は、質点系モデルの地震応答解析に基づき、基準地震動 S_s に対して、タービン建屋の構造物全体としての変形性能の評価及び原子炉建屋への影響の評価を行う。

3.6.1 構造物全体としての変形性能の評価方法

タービン建屋の構造物全体としての変形性能の評価は、質点系モデルによる地震応答解析を行い、最大せん断ひずみを算出し、最大せん断ひずみが許容限界を超えないことを確認する。変形性能の評価にあたっては、地盤物性のばらつきを考慮する。

3.6.2 原子炉建屋への影響の評価方法

タービン建屋の原子炉建屋への影響の評価は、原子炉建屋との最大相対変位により建屋衝突の有無を確認する。原子炉建屋への影響の評価にあたっては、地盤物性のばらつきを考慮する。更に最大相対変位が建屋間のクリアランスを超える箇所については、 S_s 地震時の地盤物性のばらつきを考慮したタービン建屋の時刻歴応答変位と地盤物性のばらつきを考慮した原子炉建屋の時刻歴応答変位による時刻歴相対変位が、建屋間のクリアランスを超えないことを確認する。

4. 評価結果

4.1 構造物全体としての変形性能の評価結果

地盤剛性のばらつきを考慮した最大応答せん断ひずみは、 1.41×10^{-3} （部材番号（52））であり、許容限界（ 4.00×10^{-3} ）を超えないことを確認した。地盤物性のばらつきを考慮した部材番号（52）の $Q-\gamma$ 関係と最大応答値を図 4-1 示す。

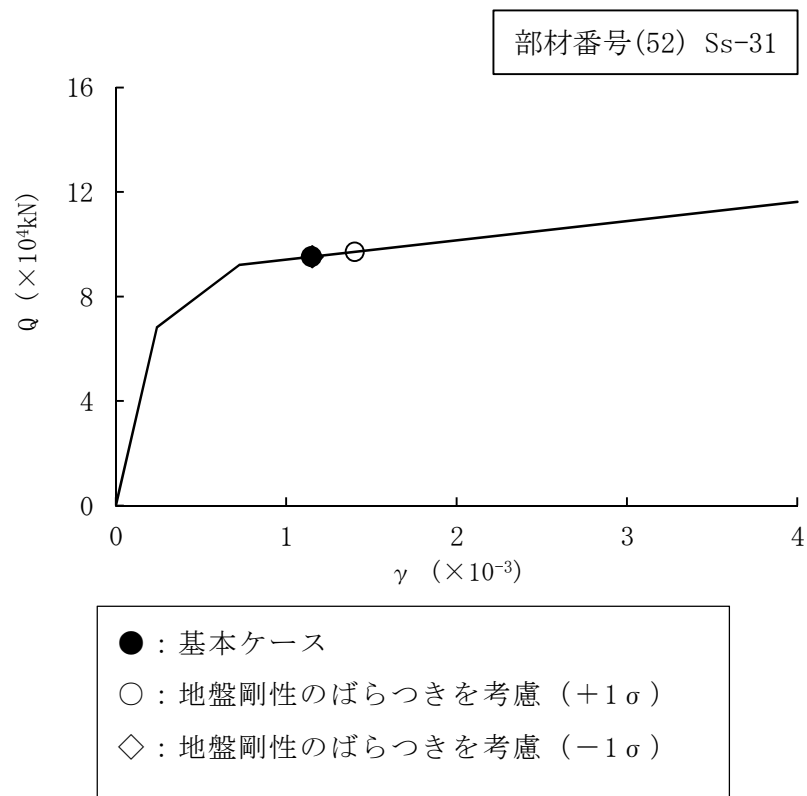


図 4-1 $Q-\gamma$ 関係と最大応答値（部材番号（52））

4.2 原子炉建屋への影響の評価結果

タービン建屋の原子炉建屋への影響評価は、「3.5 解析方法」に示すタービン建屋の地震応答解析モデルによる解析結果と資料V-2-2-2「原子炉建屋の地震応答計算書」における地震応答解析結果から、建屋間の相対変位を確認する。

建屋間の相対変位は、「3. 評価方法」に基づき、タービン建屋と原子炉建屋の互いに近接する質点における最大相対変位を確認し、最大相対変位が建屋間のクリアランスを超える箇所については、時刻歴応答変位から求まる時刻歴相対変位を確認する。

4.2.1 最大相対変位による評価結果

最大相対変位は、 S_s-D1 、 S_s-21 、 S_s-22 及び S_s-31 のタービン建屋質点レベル EL.28.0 m と S_s-31 のタービン建屋質点レベル EL.18.00 m 及び EL. 8.20 m において、建屋間のクリアランス (50 mm) を超える。

タービン建屋と原子炉建屋との最大相対変位を表 4-1 に示す。なお、タービン建屋質点レベル EL.40.64 m においては、建屋間離隔距離が十分に大きく (約 30 m) 対象外としている。

表 4-1 タービン建屋と原子炉建屋との最大相対変位

タービン建屋		原子炉建屋		最大相対変位 ^{※1} (mm)							
質点番号	高さ (EL.+m)	質点番号	高さ (EL.+m)	S_s-D1	S_s-11	S_s-12	S_s-13	S_s-14	S_s-21	S_s-22	S_s-31
32	28.00	6	29.00	66.5	20.1	27.0	25.7	21.0	60.5	63.8	98.2
33	18.00	7	20.30	49.5	14.6	19.4	18.9	17.5	36.7	36.1	68.1
34	8.20	8	8.20	39.1	11.8	16.6	16.4	13.6	27.2	25.9	52.6
15	-4.00	11	-4.00	19.0	5.4	8.1	8.2	6.6	11.9	10.7	24.3

※1：タービン建屋及び原子炉建屋の質点の高さが異なる場合の最大相対変位については、タービン建屋の質点に対して、その直上の原子炉建屋質点の応答を用いて最大相対変位を算定する。

4.2.2 時刻歴相対変位による評価結果

地盤物性のばらつきを考慮した時刻歴相対変位の最大値は、建屋間のクリアランス 50 mm に対し 33.2 mm であり、 S_s 地震時において、相対変位が許容限界を超えないことを確認した。地盤物性のばらつきを考慮した S_s 地震時において時刻歴相対変位が最大となる S_s-31 を入力した時の EL. 28 m 位置での時刻歴相対変位を図 4-2 に示す。

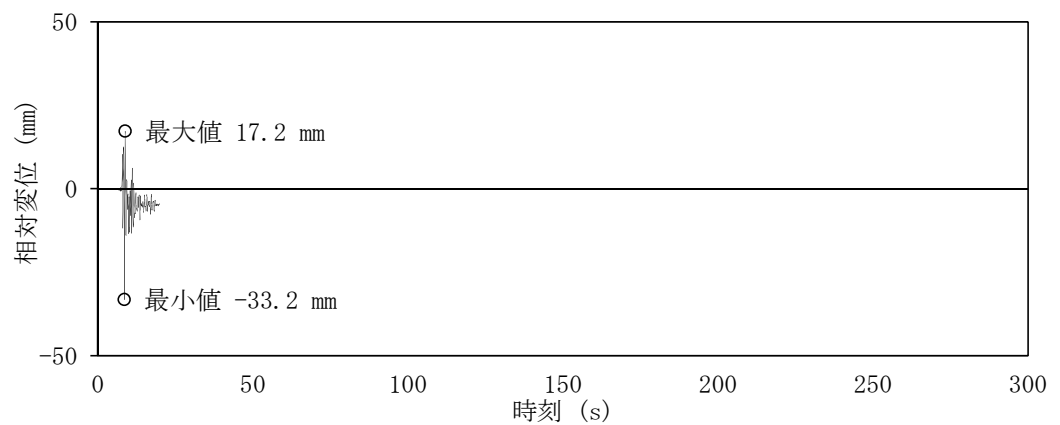


図 4-2 時刻歴相対変位 (S_s-31 , EL. 28.00 m, 地盤 + σ 考慮)