

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-工-B-19-0056_改4
提出年月日	2021年9月6日

VI-2-11-2-3 タービン建屋の耐震性についての計算書

2021年 9月
東北電力株式会社

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.....	12
2.4 適用規格・基準等.....	13
3. 評価方法.....	14
3.1 評価対象部位及び評価方針.....	14
3.2 評価に用いる地震波.....	16
3.3 荷重及び荷重の組合せ.....	20
3.4 許容限界.....	21
3.5 解析方法.....	22
3.6 解析条件.....	37
3.7 評価方法.....	51
4. 評価結果.....	52
4.1 固有値解析結果.....	52
4.2 構造物全体としての変形性能の評価結果.....	59
4.3 相対変位による評価結果.....	61

1. 概要

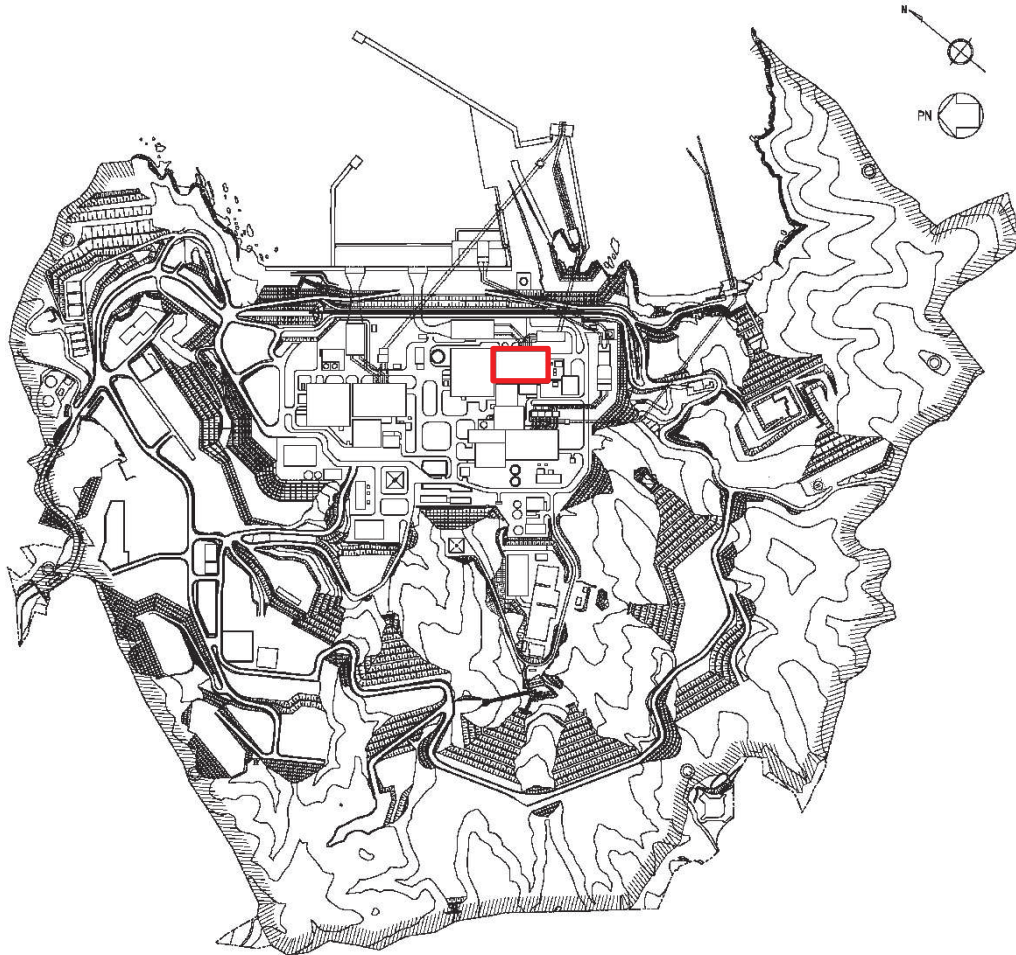
本資料は、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、タービン建屋が原子炉建屋及び制御建屋に対して、波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

その波及的影響の評価として、原子炉建屋及び制御建屋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、落下等による影響では、タービン建屋の構造物全体としての変形性能の評価を、建屋間の相対変位による影響では、原子炉建屋及び制御建屋への衝突の有無を確認する。

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。




 タービン建屋

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、地下2階、地上2階建で、基礎底面からの高さは49.5mであり、平面は下部で96.0m(NS方向)×57.7m(EW方向)*である。建屋の構造は鉄筋コンクリート造(一部鉄骨鉄筋コンクリート造及び鉄骨造)である。

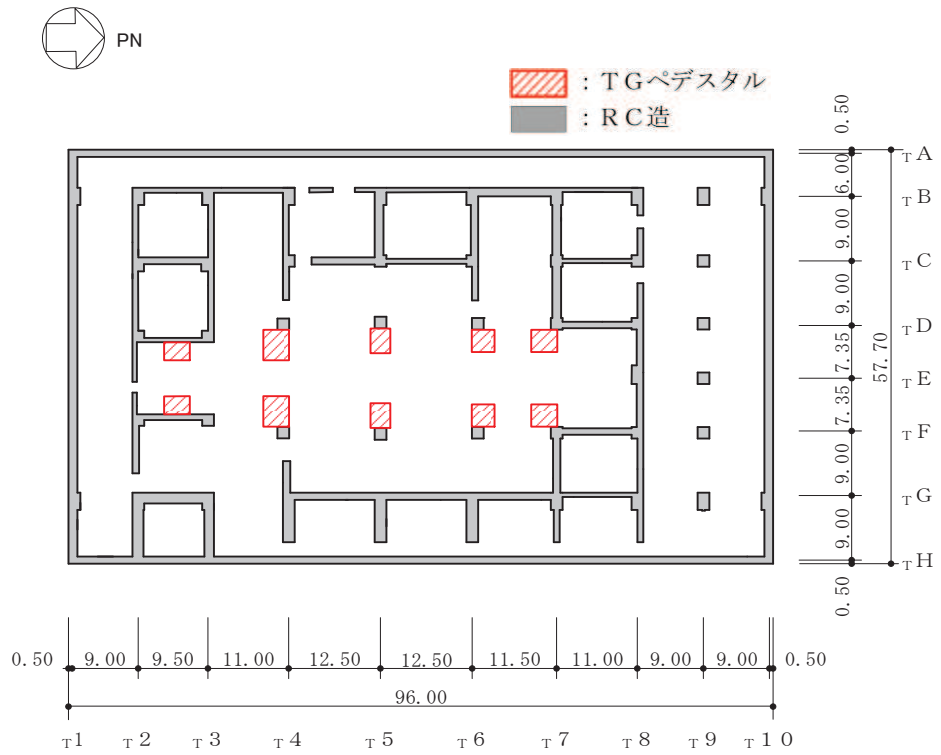
タービン建屋は外壁、内壁、フレーム部分ならびにタービン及び発電機据付のための架台(以下「T/Gペデスタル」という。)より構成されている。これらは同一の基礎版上に設置されているが、T/Gペデスタルはその周囲に25mmのギャップを設け、他の部分とは構造的に分離している。

タービン建屋の基礎は、厚さ3.0mのべた基礎で、支持地盤である砂岩及び頁岩上に直接又はマンメイドロックを介して設置されている。

タービン建屋の主たる耐震要素は、外壁及び内壁で構成される耐震壁及びEW方向のO.P.47.30m～O.P.24.80mに配置されている柱・はりのフレームである。

タービン建屋の概略平面図を図2-2に、概略断面図を図2-3に、建屋配置図を図2-4に、タービン建屋と原子炉建屋のクリアランスを図2-5に、タービン建屋と制御建屋のクリアランスを図2-6に示す。

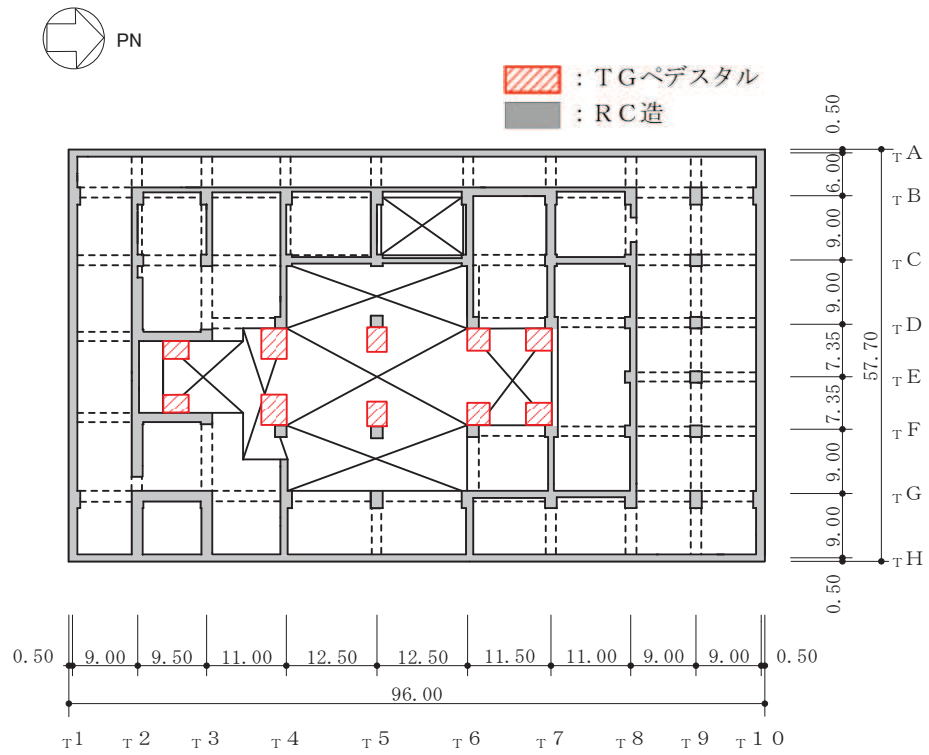
注記* : 建屋寸法は壁外面押えとする。



(単位 : m)

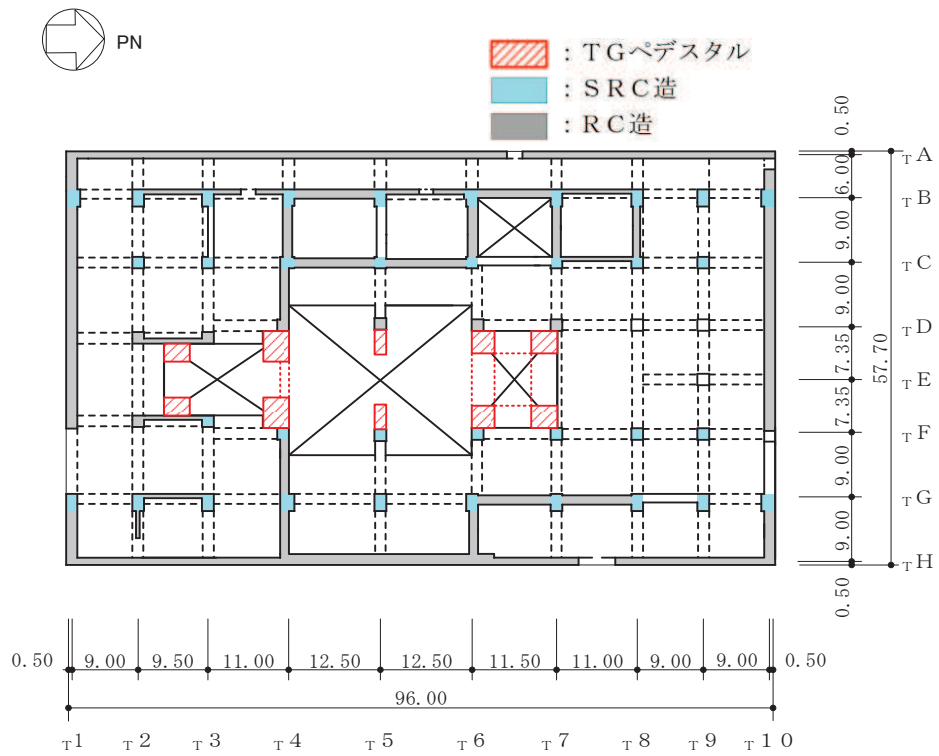
図 2-2(1) タービン建屋の概略平面図 (0.P.*0.8m)

注記* : 0.P. は女川原子力発電所工事用基準面であり, 東京湾平均海面 (T.P.)-0.74m である。



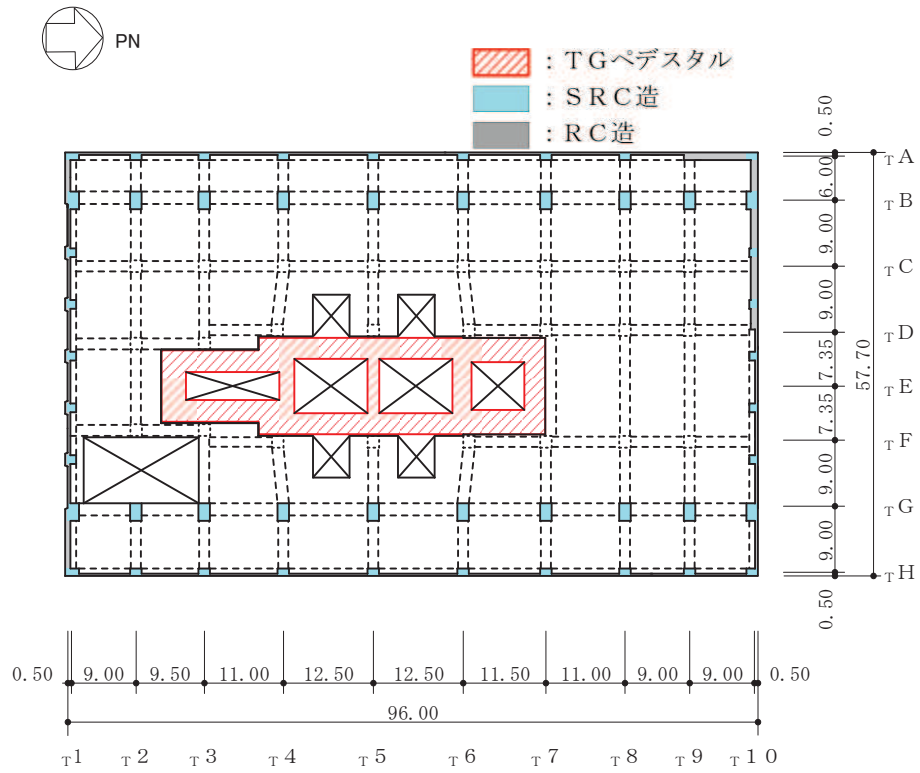
(単位 : m)

図 2-2(2) タービン建屋の概略平面図 (0. P. 7.6m)



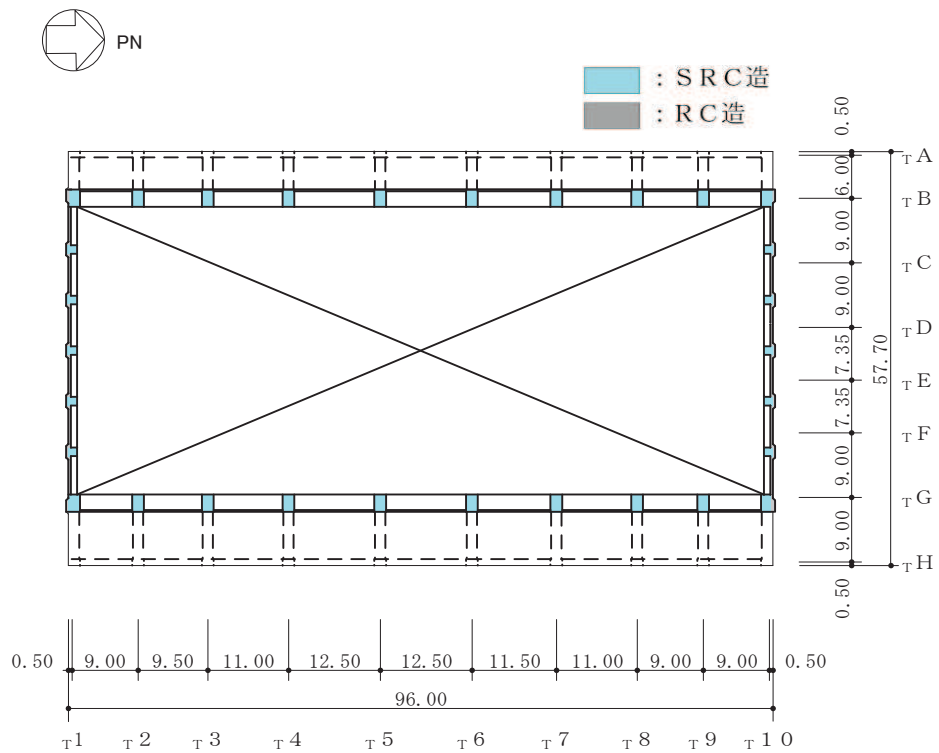
(単位 : m)

図 2-2(3) タービン建屋の概略平面図 (0. P. 15.0m)



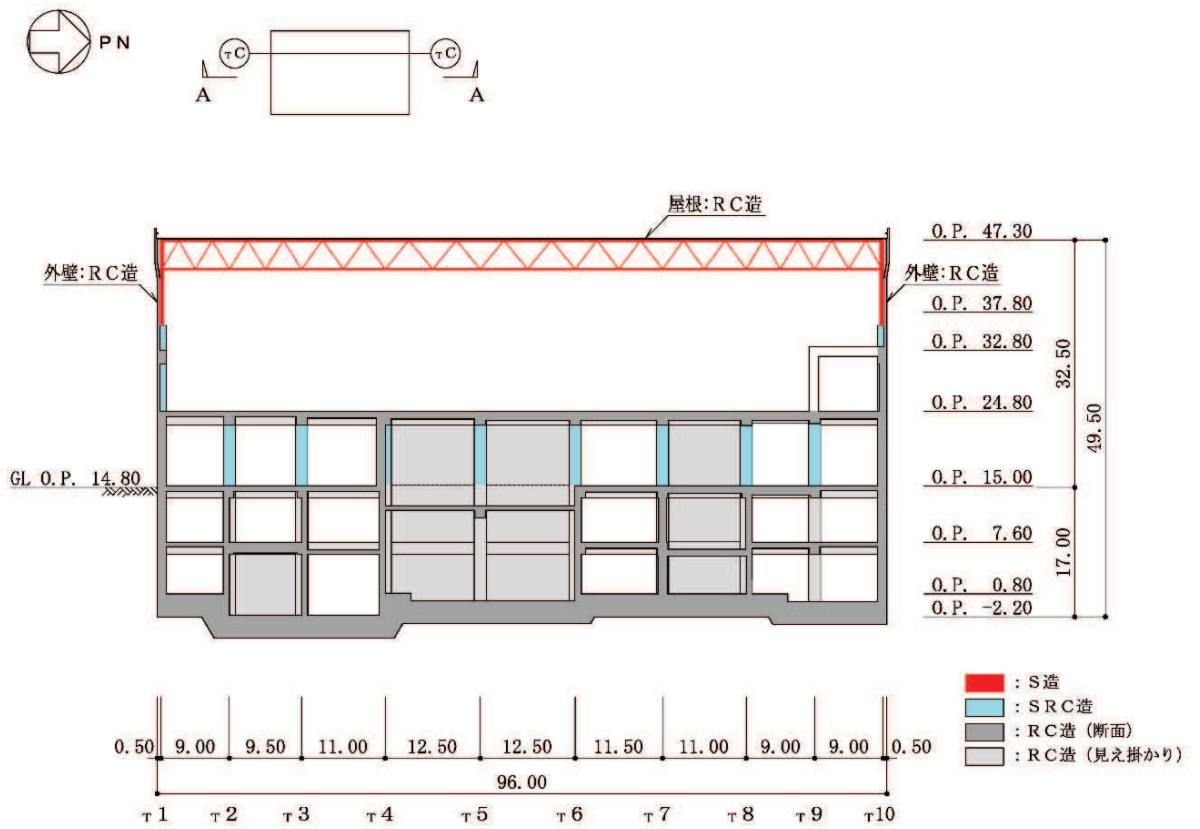
(単位 : m)

図 2-2(4) タービン建屋の概略平面図 (0.P. 24.8m)



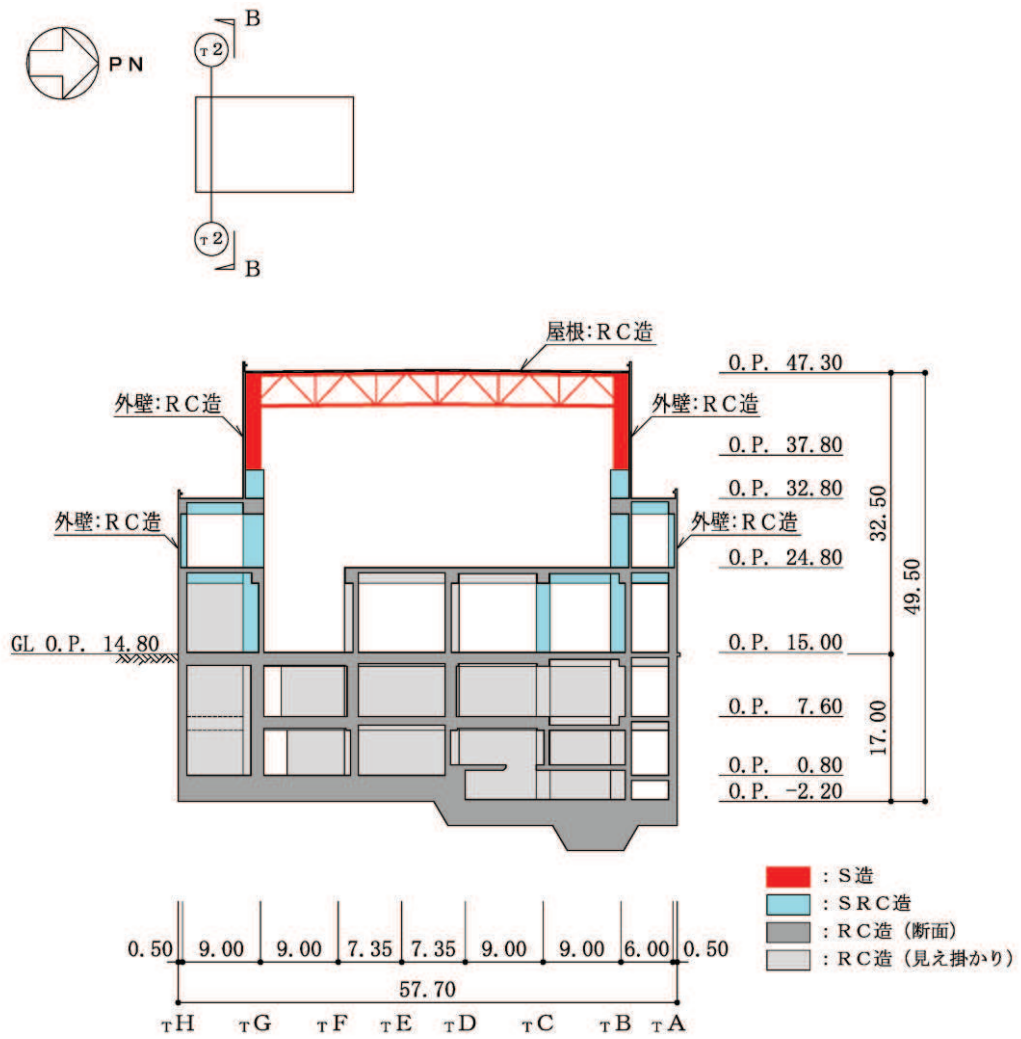
(単位 : m)

図 2-2(5) タービン建屋の概略平面図 (0.P. 32.8m)



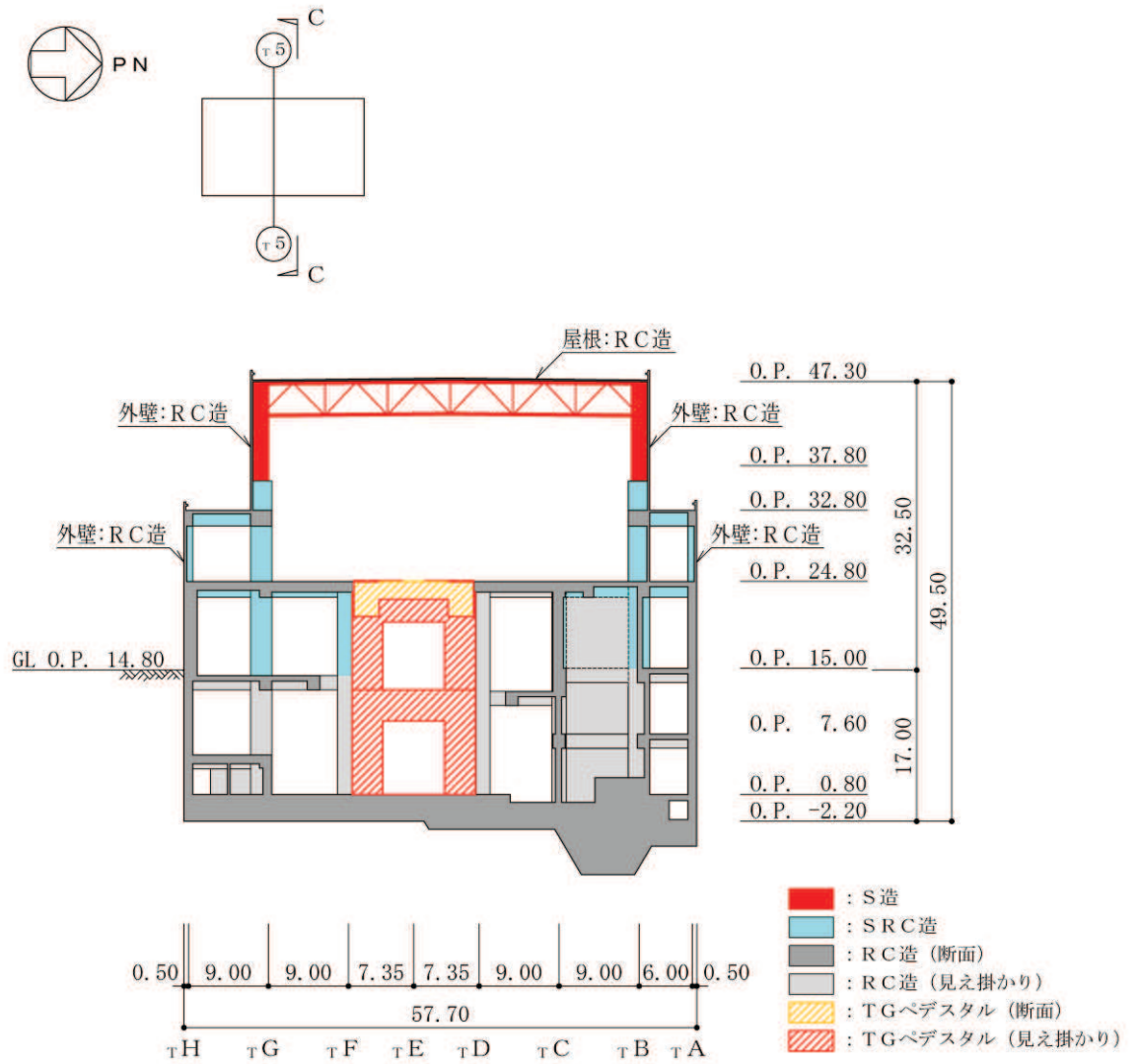
(単位 : m)

図 2-3(1) タービン建屋の概略断面図 (A-A 断面, NS 方向)



(単位 : m)

図 2-3(2) タービン建屋の概略断面図 (B-B 断面, EW 方向)



(単位 : m)

図 2-3(3) タービン建屋の概略断面図 (C-C 断面, EW 方向)

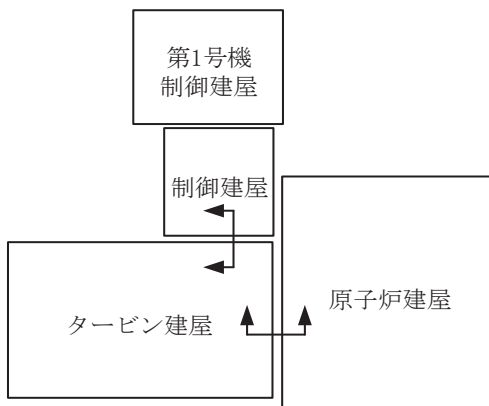


図 2-4 建屋配置図

O 2 ③ VI-2-11-2-3 R 5

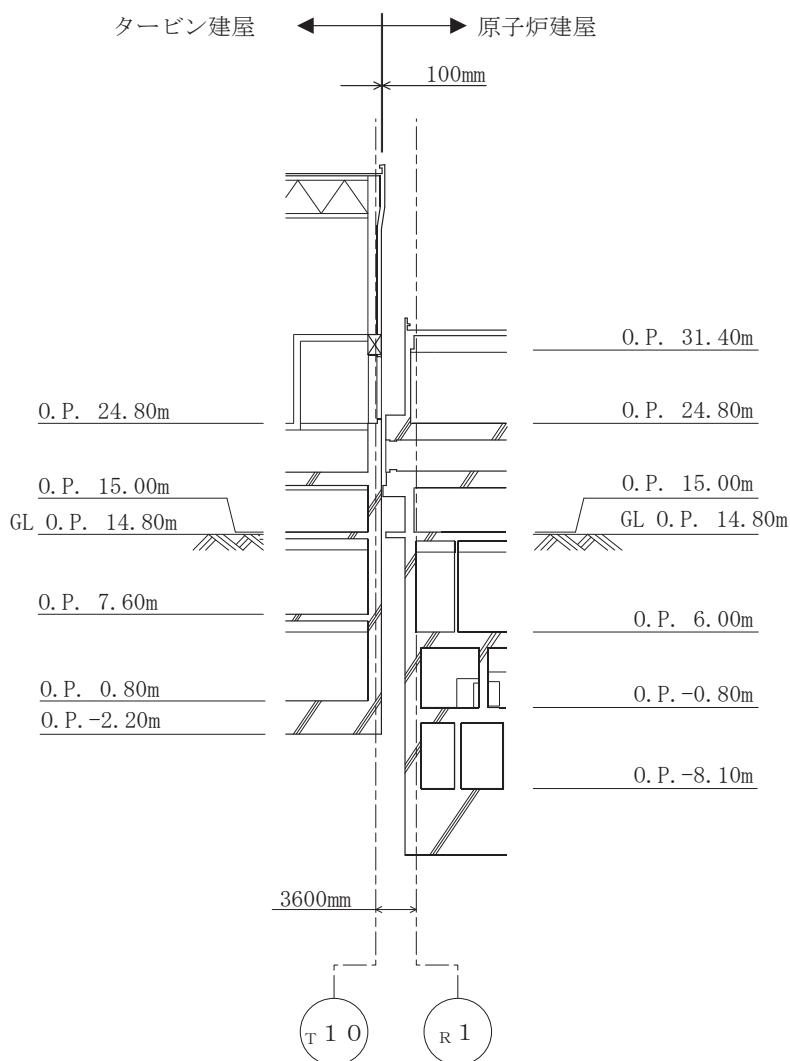


図 2-5 タービン建屋と原子炉建屋のクリアランス

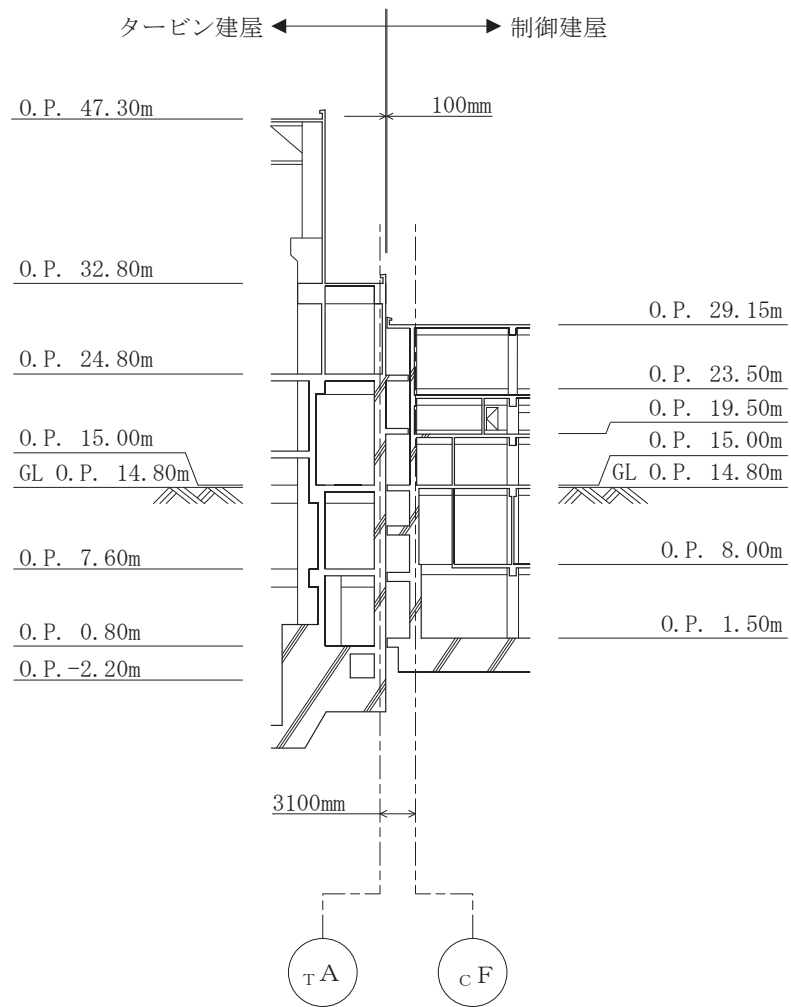


図 2-6 タービン建屋と制御建屋のクリアランス

2.3 評価方針

タービン建屋は、原子炉建屋及び制御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。タービン建屋の波及的影響の評価は、添付書類「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、施設の損傷、転倒、落下等による影響では、構造物全体としての変形性能について行う。建屋間の相対変位による影響では、原子炉建屋及び制御建屋との相対変位による評価を行うことで、原子炉建屋及び制御建屋への衝突の有無の確認を行う。この相対変位による評価では、タービン建屋の最大応答変位に加えて、添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」及び添付書類「VI-2-2-3 制御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、材料物性の不確かさを考慮する。

なお、タービン建屋は、その配置上、原子炉建屋と接触する可能性が高い NS 方向及び制御建屋と接触する可能性が高い EW 方向に対して波及的影響の評価を行う。

また、重大事故等対処施設に対する波及的影響の評価においては、 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の評価は、設計基準対象施設に対する波及的影響の評価と同一となる。

2.4 適用規格・基準等

タービン建屋の波及的影響評価において適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法（昭和 25 年 5 月 24 日法律第 201 号）
- ・ 建築基準法施行令（昭和 25 年 11 月 16 日政令第 338 号）（以下「建築基準法施行令」という。）
- ・ 日本建築学会 1988 年 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説
- ・ 日本建築学会 2005 年 鋼構造設計規準-許容応力度設計法-
- ・ 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）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1987）
- ・ 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）（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

タービン建屋の波及的影響の評価は、以下の方針に基づき行う。

構造物全体としての変形性能の評価では、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及び柱・はりのフレームの最大層間変形角が、許容限界を超えないことを確認する。

原子炉建屋及び制御建屋との相対変位による評価では、タービン建屋とそれぞれの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及び制御建屋への衝突の有無を確認する。なお、最大相対変位が許容限界を超過する場合には、タービン建屋とそれぞれの建屋の時刻歴上の相対変位から衝突の有無を確認する。

以上の評価では、材料物性の不確かさを考慮する。

図 3-1 に波及的影響の評価フローを示す。

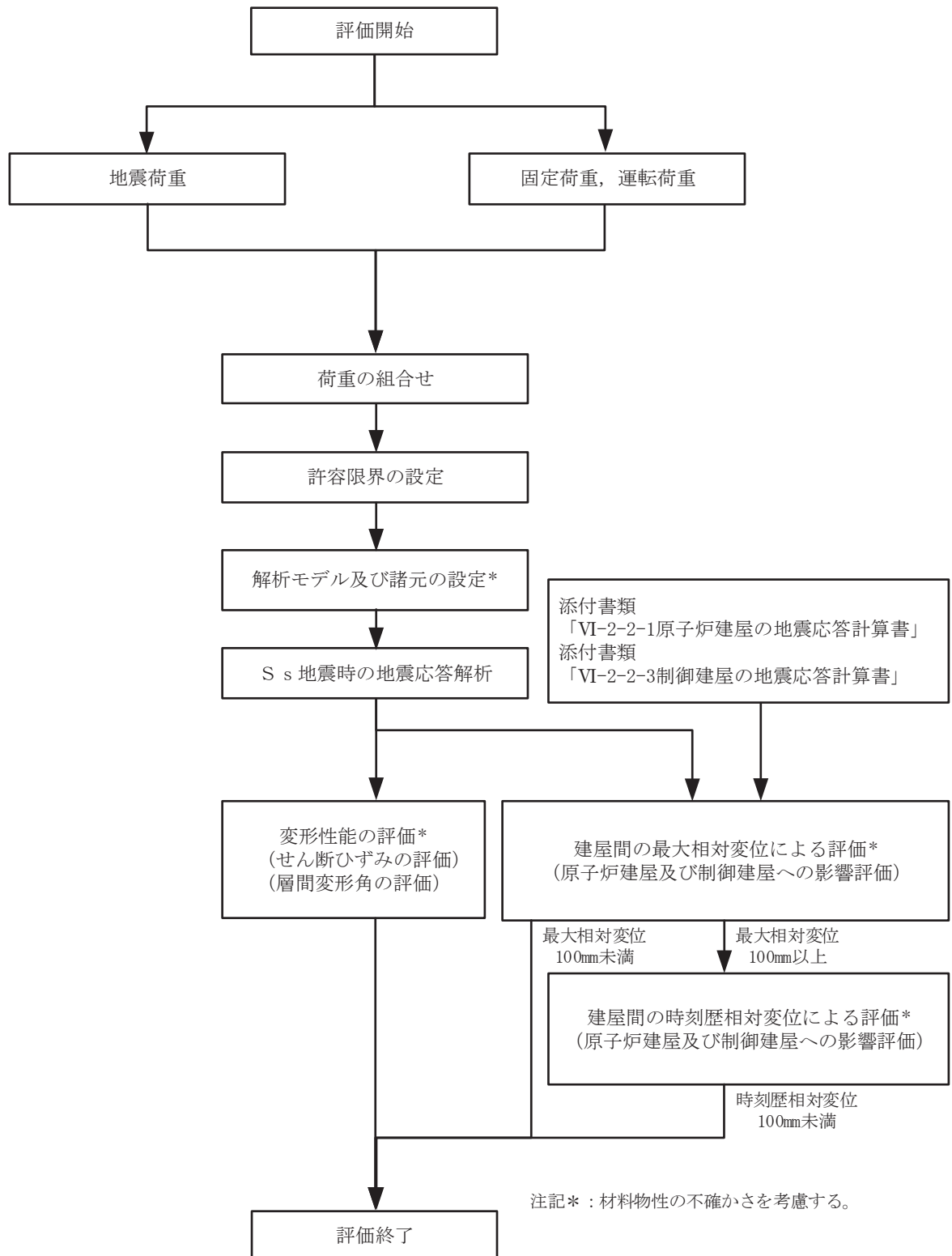


図 3-1 タービン建屋の波及的影響の評価フロー

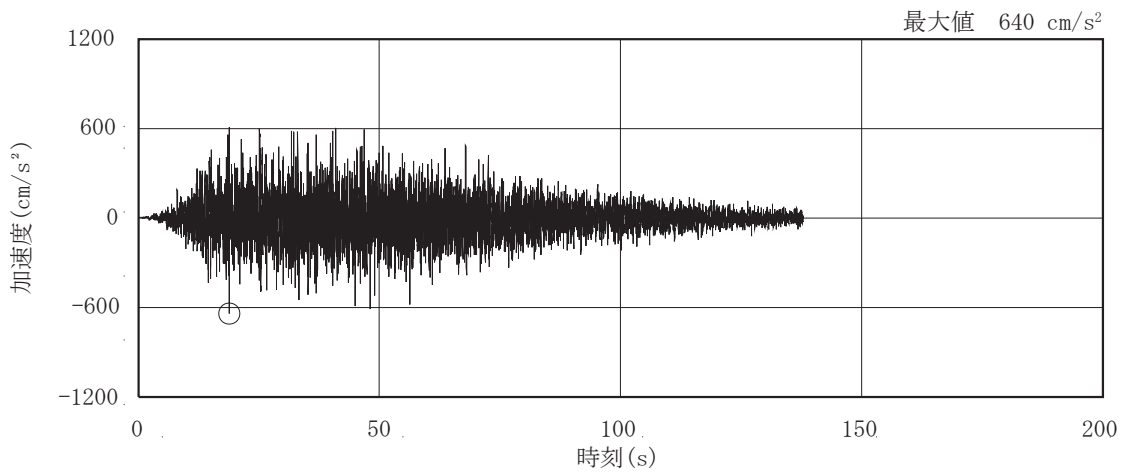
3.2 評価に用いる地震波

タービン建屋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原子炉建屋及び制御建屋の評価に適用した添付書類「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 とする。

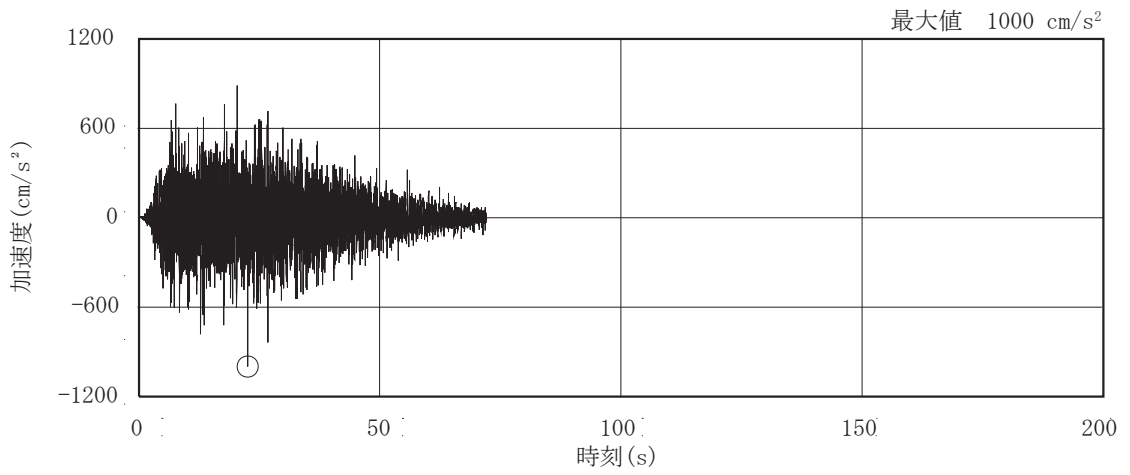
基準地震動 S_s の最大加速度一覧を表 3-1 に、加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを、図 3-2 及び図 3-3 に示す。

表 3-1 基準地震動 S_s の最大加速度一覧

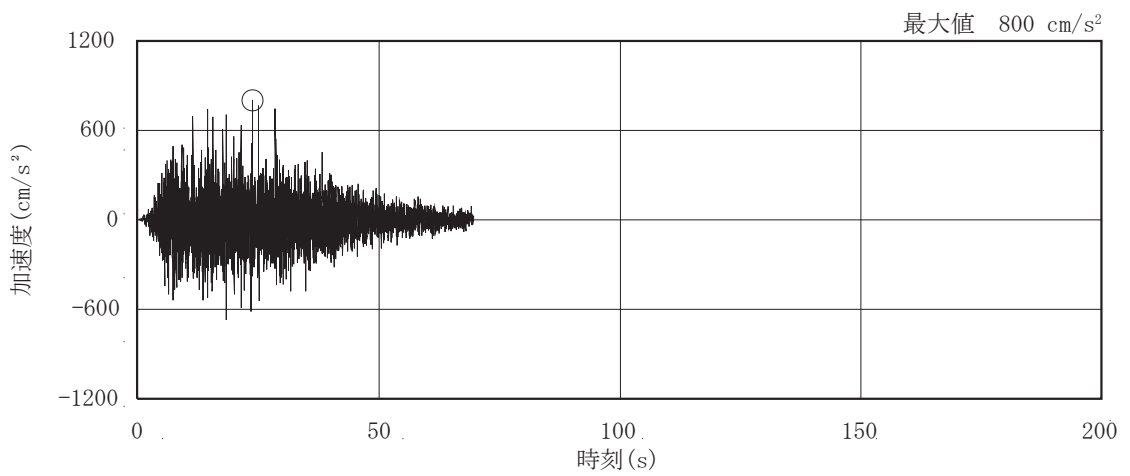
基準地震動		最大加速度 (cm/s ²)	
		水平方向	鉛直方向
S _s -D 1	プレート間地震の応答スペクトルに基づく手法による基準地震動	640	430
S _s -D 2	海洋プレート内地震 (SMGA マントル内) の応答スペクトルに基づく手法による基準地震動	1000	600
S _s -D 3	海洋プレート内地震 (SMGA 地殻内) の応答スペクトルに基づく手法による基準地震動	800	500
S _s -F 1	プレート間地震の断層モデルを用いた手法による基準地震動 (応力降下量 (短周期レベル) の不確かさ)	717	393
S _s -F 2	プレート間地震の断層モデルを用いた手法による基準地震動 (SMGA 位置と応力降下量 (短周期レベル) の不確かさの重畳)	722	396
S _s -F 3	海洋プレート内地震 (SMGA マントル内) の断層モデルを用いた手法による基準地震動 (SMGA マントル内集約)	835	443
S _s -N 1	2004 年北海道留萌支庁南部地震 (K-NET 港町) の検討結果に保守性を考慮した地震動	620	320



(a) S s - D 1

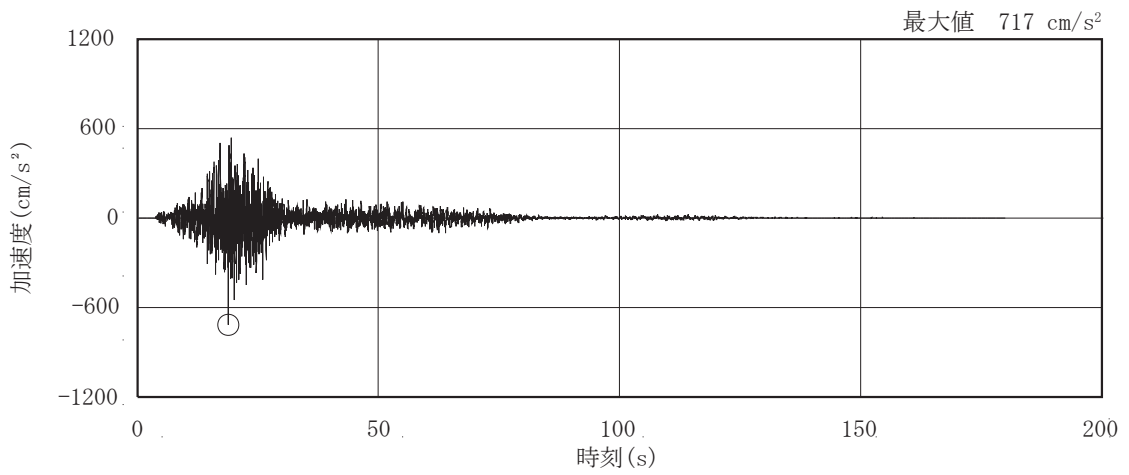


(b) S s - D 2

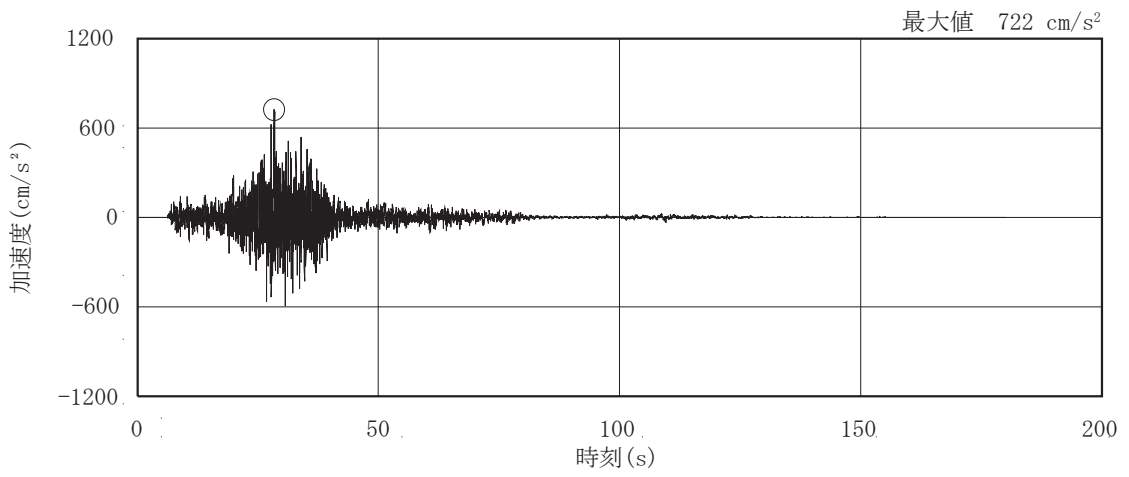


(c) S s - D 3

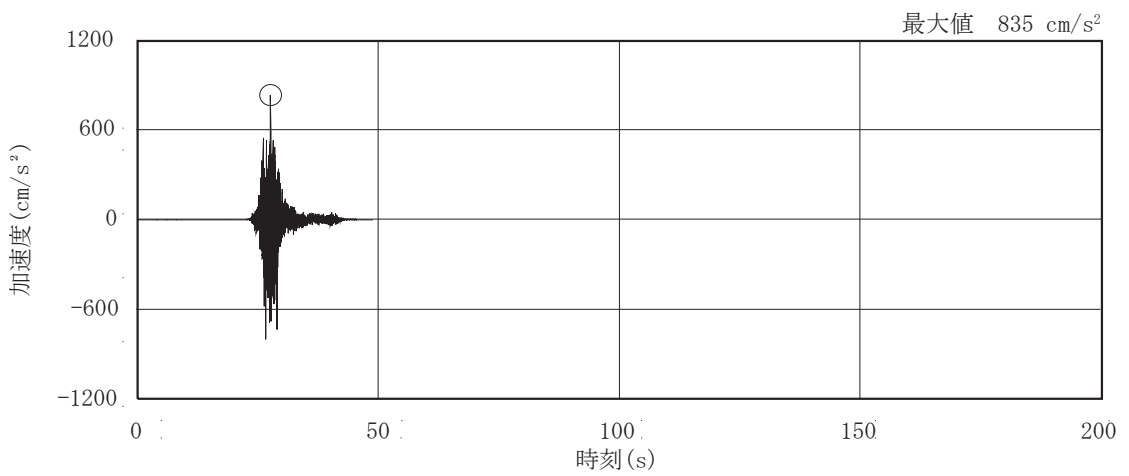
图 3-2(1) 加速度時刻歷波形 (基準地震動 S s , 水平方向) (1/3)



(d) S_s - F 1

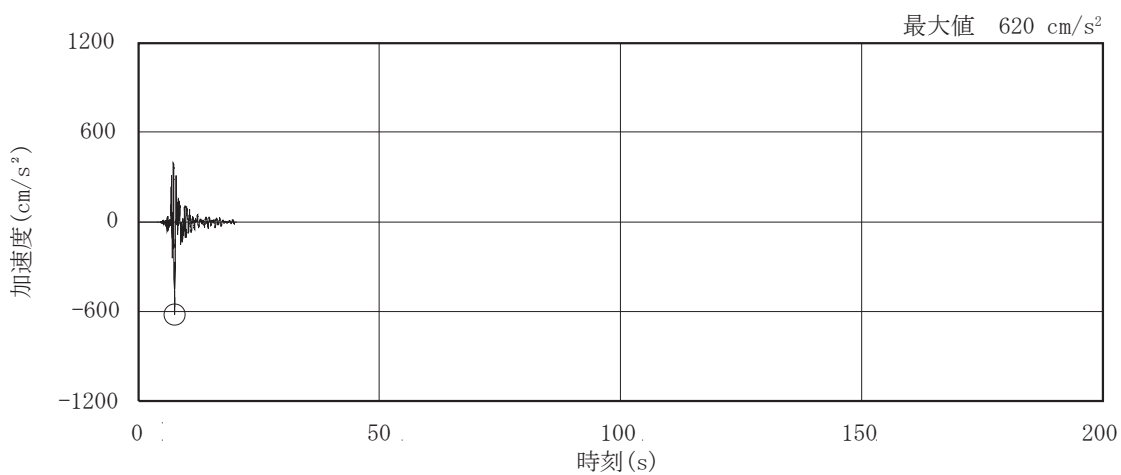


(e) S_s - F 2



(f) S_s - F 3

图 3-2(2) 加速度時刻歷波形 (基準地震動 S_s, 水平方向) (2/3)



(g) S_s - N 1

図 3-2(3) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S_s, 水平方向) (3/3)

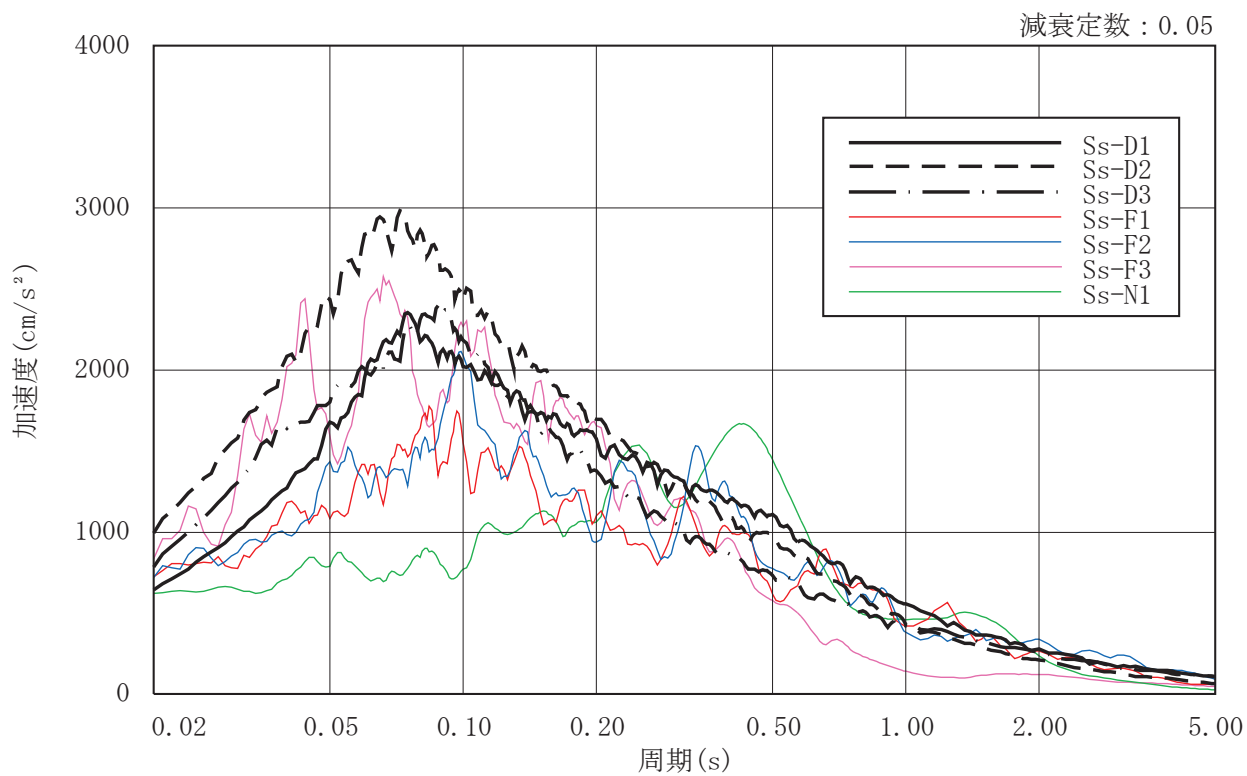


図 3-3 加速度応答スペクトル (基準地震動 S_s, 水平方向)

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、添付書類「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。その荷重の組合せを表 3-2 に示す。

表 3-2 荷重の組合せ

外力の状態	荷重組合せ
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

タービン建屋の原子炉建屋及び制御建屋に対する波及的影響の評価における許容限界は添付書類「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 3-3 及び表 3-4 のとおり設定する。

表 3-3 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
原子炉建屋 及び 制御建屋に 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
		柱・はりの フレーム	最大層間変形角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	層間変形角 1/120*
		タービン建屋 及び 原子炉建屋, タービン建屋 及び 制御建屋	建屋間の最大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	相対変位 100mm

注記*：建築基準法施行令第 82 条の 2 により設定。建築基準法における許容応力度設計に相当する許容限界であるが、保守的にこの値を許容限界として設定。

表 3-4 波及的影響の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
原子炉建屋 及び 制御建屋に 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
		柱・はりの フレーム	最大層間変形角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	層間変形角 1/120*
		タービン建屋 及び 原子炉建屋, タービン建屋 及び 制御建屋	建屋間の最大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	相対変位 100mm

注記*：建築基準法施行令第 82 条の 2 により設定。建築基準法における許容応力度設計に相当する許容限界であるが、保守的にこの値を許容限界として設定。

3.5 解析方法

3.5.1 地震応答解析モデル

(1) 地震応答解析モデル

水平方向の地震応答解析モデルは、建屋を曲げ変形とせん断変形をする耐震壁部、せん断変形をするフレーム部及び面内せん断変形をする床スラブ部からなる質点系モデルとし、地盤を等価なばねで評価した建屋－地盤連成モデルとする。

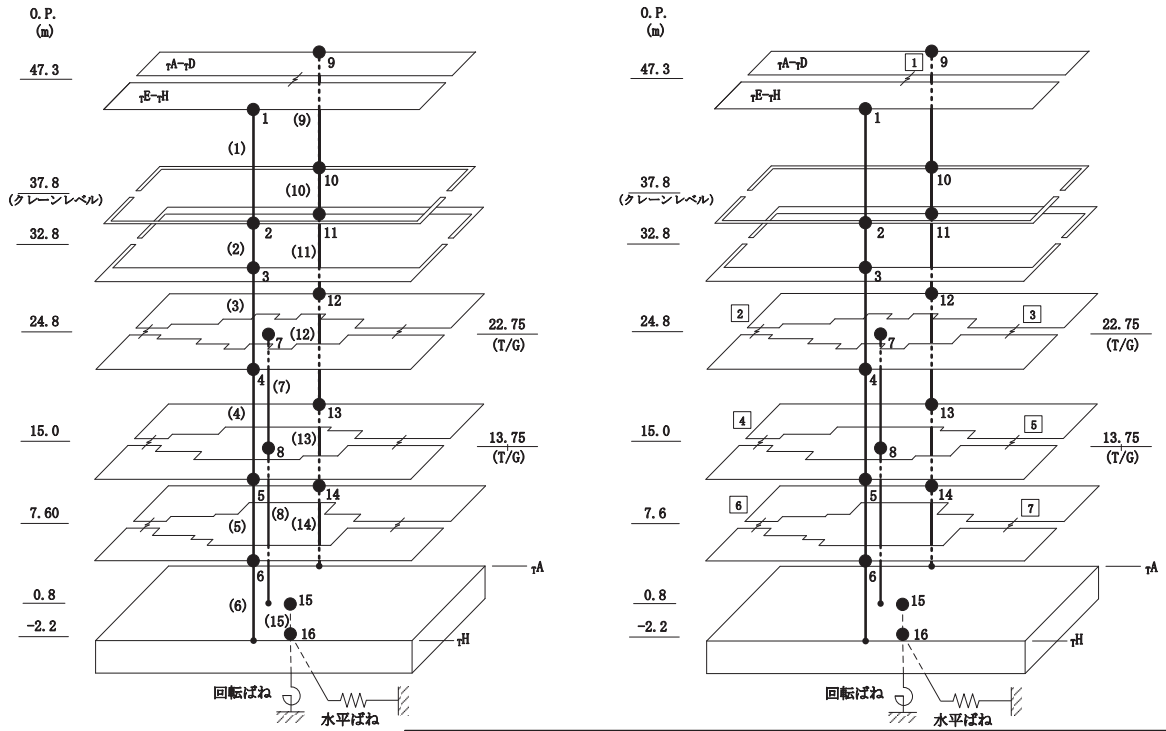
水平方向の地震応答解析モデル及び諸元を図 3-4 及び図 3-5 に示す。なお、平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震等の地震やコンクリートの乾燥収縮によるひび割れ等に伴う初期剛性の低下については、観測記録や試験データなどから適切に地震応答解析モデルへ反映し、保守性を確認した上で適用する。耐震壁の初期剛性の設計値に対する補正係数を表 3-5 に示す。

(2) 地盤ばね

基礎版底面下の地盤は、水平方向の地震応答解析モデルにおいては水平ばね及び回転ばねで置換している。この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、基礎版底面下の地盤を等価な半無限地盤と見なして、振動アドミッタンス理論に基づいて評価している。いずれのばねも振動数に依存した複素剛性として表現されるが、図 3-6 に示すようにばね定数として、実部の静的な値 (K_0) を、また、減衰係数 (C_0) として、建屋－地盤連成モデルの 1 次固有円振動数 (ω_1) に対応する虚部の値と原点を結ぶ直線の傾きを採用することにより近似する。このうち、回転ばねには、基礎浮上りによる幾何学的非線形性を考慮する。地盤ばね定数及び減衰係数を表 3-6 に、地盤モデルの物性値を表 3-7 に示す。基礎底面ばねの評価には解析コード「ADMITHF」を用いる。評価に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、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

(3) 入力地震動

地震応答解析モデルへの入力地震動は、解放基盤表面レベルで定義される基準地震動 S_s から以下の手順で算定する。まず、解放基盤表面相当以深の地盤を一次元地盤としてモデル化し、解析コード「SHAKE」を用いて一次元波動論に基づく評価により O.P. -200m の入射波を算定する。次に、解析コード「mflow」を用いて、解析コード「SHAKE」により算定した O.P. -200m の入射波を、表層地盤の非線形性を考慮した一次元地盤モデルに入力して逐次非線形解析を行い、建屋基礎底面での地盤の応答を評価して入力地震動とする。また、建屋基礎底面レベルにおける補正水平力（以下「補正水平力 P」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。表 3-7 に示す地盤モデルのうち表層地盤（O.P. 14.8m～O.P. 0m）には、地盤調査結果に基づき、初期せん断剛性 G_0 、 $G/G_0-\gamma$ 曲線及び $h-\gamma$ 曲線の非線形特性を設定した。 $G/G_0-\gamma$ 曲線及び $h-\gamma$ 曲線の非線形特性を図 3-7 及び図 3-8 に示す。図 3-9 に地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を、設定した地盤定数に基づき算定した基礎底面位置（O.P. -2.2m）における入力地震動の加速度応答スペクトルを図 3-10 に示す。入力地震動の算定において、一次元波動論に基づく評価には解析コード「SHAKE」、逐次非線形解析には解析コード「mflow」を用いる。評価に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、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。



凡例
 (1) : 要素番号 [1] : 床ばね番号 ● 1 : 質点番号
 ——— : 床ばね ——— : 鉄筋コンクリート部材

(a) モデル図

質点番号	
質点重量(×10kN)	

標高 O.P. (m)	建屋			
	TE-H	T/G	TA-D	
47.3	1		9	
	1942		1942	
37.8	2		10	
	1220		1220	
32.8	3		11	
	3713		4089	
24.8	4		7	12
22.75 (T/G)	11060		7688	16545
15.0	5		8	13
13.75 (T/G)	13550		4982	17740
7.6	6			14
	12333			14234
0.8	15			
	36434			
-2.2	16			
	30430			

回転慣性重量* = $1.404 \times 10^9 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$

注記* : 回転慣性重量は基礎下質点 (質点番号16) に集約している。

(b) 質点重量・回転慣性重量

図 3-4(1) 地震応答解析モデル (NS 方向) (1/3)

要素番号
せん断断面積 (m ²)
断面2次モーメント (×10 ² m ⁴)

標高 O.P. (m)	建屋			
	γE-γH	T/G	γA-γD	
47.3	(1)		(9)	
	24.0		24.0	
	324.4		324.4	
37.8	(2)		(10)	
	24.0		24.0	
	324.4		324.4	
32.8	(3)		(11)	
	32.6		39.8	
	477.1		699.8	
24.8 22.75 (T/G)	(4)		(7)	(12)
	132.2		21.43	196.6
	1366.0	∞	1905.5	
15.0 13.75 (T/G)	(5)	(8)	(13)	
	148.6	10.43	192.7	
	1589.7	∞	1932.9	
7.6	(6)		(14)	
	177.6		198.8	
	2031.4		2130.1	
0.8	(15)			
	5539.2			
	42541.1			

①耐震壁 (O.P. 24.8mより上部) (要素1~3, 9~11)

ヤング係数	E	7.94 × 10 ³ (N/mm ²)
せん断弾性係数	G	3.41 × 10 ³ (N/mm ²)
ポアソン比	ν	0.167
減衰定数	h	5%

②耐震壁 (O.P. 24.8mより下部) (要素4~6, 12~15)

ヤング係数	E	9.27 × 10 ³ (N/mm ²)
せん断弾性係数	G	3.98 × 10 ³ (N/mm ²)
ポアソン比	ν	0.167
減衰定数	h	5%

③T/G架台 (要素7, 8)

ヤング係数	E	2.65 × 10 ⁴ (N/mm ²)
せん断弾性係数	G	1.14 × 10 ⁴ (N/mm ²)
ポアソン比	ν	0.167
減衰定数	h	5%

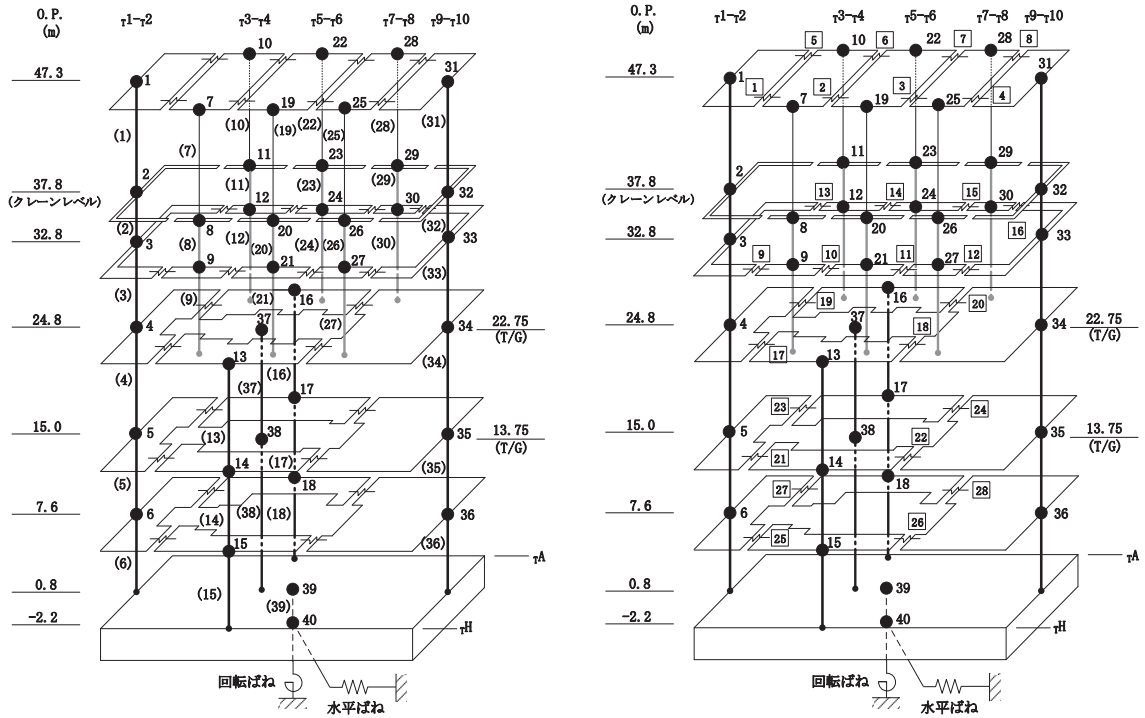
(c) せん断断面積・断面2次モーメント

図 3-4(2) 地震応答解析モデル (NS 方向) (2/3)

0. P. (m)	床ばね 番号	せん断ばね ($\times 10^5$ kN/m)
47.3	1	73.0
24.8	2	53.2
	3	118.5
15.0	4	65.4
	5	107.9
7.6	6	57.2
	7	81.3

(d) 床ばねのばね定数

図 3-4(3) 地震応答解析モデル (NS 方向) (3/3)



凡例
 (1) : 要素番号 ① : 床ばね番号 ● : 質点番号
 —W— : 床ばね ——— : 鉄筋コンクリート部材 ——— : 鉄骨部材 ——— : 鉄骨鉄筋コンクリート部材

(a) モデル図

質点番号
質点重量(×10kN)

標高 O.P. (m)	建屋							
	τ1-τ2	τ3-τ4		τ5-τ6	τ7-τ8	τ9-τ10		
47.3	1	7	10	19	22	25	28	31
	740	391	391	435	435	379	379	733
37.8	2	8	11	20	23	26	29	32
	835	184	184	182	182	162	162	548
32.8	3	9	12	21	24	27	30	33
	1417	698	672	761	732	705	787	2030
	τ1-τ2	τ3-τ6 (TH側)		τ3-τ6 (TA側)	T/G	τ7-τ10		
24.8	4	13		16	37	34		
22.75(T/G)		3993		6178	7688	13140		
15.0	5	14		17	38	35		
13.75(T/G)		5621		7306	4982	13074		
7.6	6	15		18		36		
		5122		4405	5863	11177		
0.8				39				
				36434				
-2.2				40				
				30430				

回転慣性重量* = $5.251 \times 10^8 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$

注記* : 回転慣性重量は基礎下質点(質点番号40)に集約している。

(b) 質点重量・回転慣性重量

図 3-5(1) 地震応答解析モデル (EW 方向) (1/3)

要素番号
せん断断面積(m ²)
断面2次モーメント(×10 ² m ⁴)

標高 O. P. (m)	建屋							
	τ1-τ2	τ3-τ4		τ5-τ6		τ7-τ8		τ9-τ10
47.3	(1)	(7)	(10)	(19)	(22)	(25)	(28)	(31)
	15.9	0.0216	0.0216	0.0216	0.0216	0.0216	0.0216	15.9
	75.2	∞	∞	∞	∞	∞	∞	75.2
37.8	(2)	(8)	(11)	(20)	(23)	(26)	(29)	(32)
	15.9	0.895	0.895	0.895	0.895	0.895	0.895	15.9
	75.2	∞	∞	∞	∞	∞	∞	75.2
32.8	(3)	(9)	(12)	(21)	(24)	(27)	(30)	(33)
	24.3	0.431	0.445	0.431	0.446	0.431	0.455	38.7
	132.8	∞	∞	∞	∞	∞	∞	196.8
24.8 22.75(T/G)	τ1-τ2	τ3-τ6 (TH側)		τ3-τ6 (TA側)		T/G	τ7-τ10	
	(4)	(13)		(16)		(37)	(34)	
	64.4	34.8		54.9		18.88	93.4	
15.0 13.75(T/G)	(5)	(14)		(17)		(38)	(35)	
	122.0	38.1		51.4		11.45	138.4	
	511.6	14.03		25.43			638.2	
7.6	(6)	(15)		(18)		∞	(36)	
	113.0	56.7		60.7			146.6	
	516.0	18.91		34.93		762.1		
0.8	(39)							
	5539.2							
	15368.0							

- ①耐震壁 (O. P. 24.8mより上部)
 (要素1~3, 8, 9, 11, 12, 20, 21, 23, 24, 26, 27, 29, 30, 31~33)
- | | | |
|---------|---|---|
| ヤング係数 | E | 9.27×10 ³ (N/mm ²) |
| せん断弾性係数 | G | 3.98×10 ³ (N/mm ²) |
| ポアソン比 | ν | 0.167 |
| 減衰定数 | h | 5% |
- ②耐震壁 (O. P. 24.8mより下部)
 (要素4~6, 13~15, 16~18, 34~36)
- | | | |
|---------|---|---|
| ヤング係数 | E | 1.06×10 ⁴ (N/mm ²) |
| せん断弾性係数 | G | 4.55×10 ³ (N/mm ²) |
| ポアソン比 | ν | 0.167 |
| 減衰定数 | h | 5% |
- ③T/G架台 (要素37, 38)
- | | | |
|---------|---|---|
| ヤング係数 | E | 2.65×10 ⁴ (N/mm ²) |
| せん断弾性係数 | G | 1.14×10 ⁴ (N/mm ²) |
| ポアソン比 | ν | 0.167 |
| 減衰定数 | h | 5% |
- ④鉄骨部 (要素7, 10, 19, 22, 25, 28)
- | | | |
|---------|---|---|
| ヤング係数 | E | 2.05×10 ⁵ (N/mm ²) |
| せん断弾性係数 | G | 7.90×10 ⁴ (N/mm ²) |
| ポアソン比 | ν | 0.3 |
| 減衰定数 | h | 2% |

(c) せん断断面積・断面2次モーメント

図 3-5(2) 地震応答解析モデル (EW 方向) (2/3)

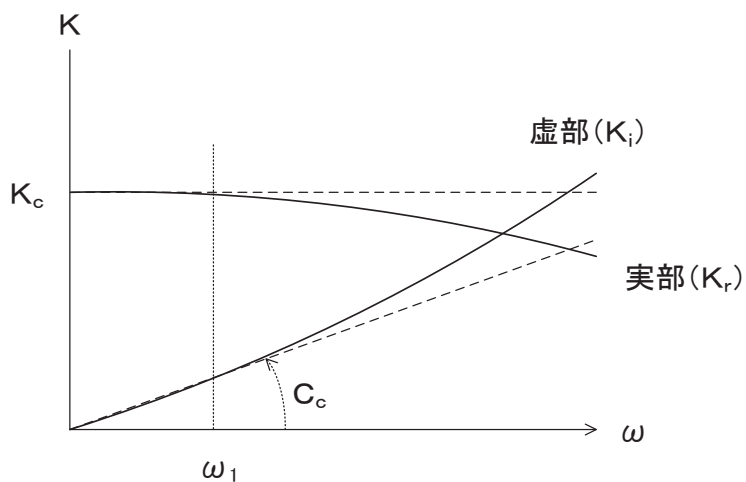
O.P. (m)	床ばね 番号	せん断ばね ($\times 10^5$ kN/m)
47.3	1	21.2
	2	16.5
	3	16.8
	4	21.8
	5	21.2
	6	16.5
	7	16.8
	8	21.8
32.8	9	20.6
	10	12.2
	11	12.4
	12	21.2
	13	16.0
	14	9.4
	15	9.6
	16	16.5
24.8	17	35.8
	18	48.6
	19	65.9
	20	61.5
15.0	21	63.3
	22	31.5
	23	77.1
	24	39.5
7.6	25	58.8
	26	32.7
	27	60.3
	28	22.4

(d) 床ばねのばね定数

図 3-5(3) 地震応答解析モデル (EW 方向) (3/3)

表 3-5 耐震壁の初期剛性の設計値に対する補正係数

方向	地上 2 階及びクレーン階 (O. P. 24. 8m より上部)	地下 2 階～地上 1 階 (O. P. 24. 8m より下部)
NS	0. 30	0. 35
EW	0. 35	0. 40



ばね定数：底面ばねは 0Hz のばね定数 K_c で定数化

減衰係数：建屋—地盤連成系の 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 で定数化

図 3-6 地盤ばねの定数化の概要

表 3-6 地盤ばね定数と減衰係数

(a) NS 方向

地盤ばね 成分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
底面・水平	1.578×10^9 (kN/m)	1.920×10^7 (kN·s/m)
底面・回転	3.717×10^{12} (kN·m/rad)	7.495×10^9 (kN·m·s/rad)

(b) EW 方向

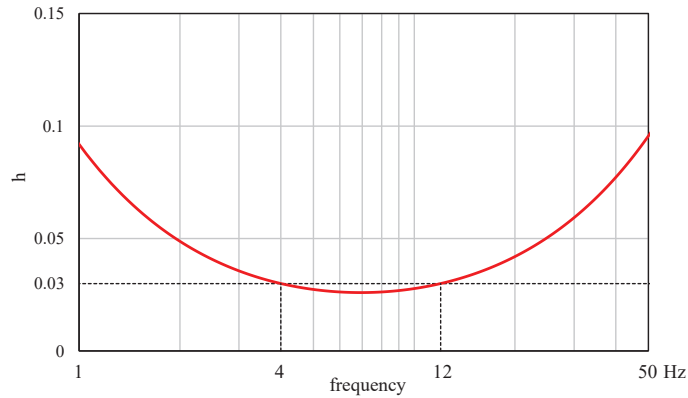
地盤ばね 成分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
底面・水平	1.685×10^9 (kN/m)	2.195×10^7 (kN·s/m)
底面・回転	1.778×10^{12} (kN·m/rad)	1.446×10^9 (kN·m·s/rad)

表 3-7 タービン建屋の地震応答解析に用いる地盤モデルの物性値

	地層レベル O.P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数* ² h (%)
表層地盤	14.80	18.6	*1	3* ³
	0.00	23.3	900* ⁴	3
底面地盤	-2.20	23.8	1300	3
	-25.00	24.6	2150	3
	-80.00	25.0	2440	3
	-200.0	25.0	2440	3

注記*1：O.P. 14.8m～O.P. 0m は，上載圧依存を考慮してせん断波速度と相関のある初期せん断剛性 G_0 を設定する。また，ひずみ依存による非線形特性を考慮する。地盤の応答解析においては10層に分割する。

*2：O.P. 14.8m～O.P. 0m の表層地盤の1次振動数及び2次振動数を基準として，レーリー減衰を4Hzと12Hzで設定する。



*3：ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

*4：PS 検層結果と観測記録の分析より設定

O.P. 14.80m～O.P. 0m の表層地盤の初期せん断剛性 G_0 は，PS 検層結果により次式で設定する。

$$G_0 = 1787 \cdot \sigma_c^{0.84} \quad (3.1)$$

ここで，

$$\sigma_c = Z \cdot \rho_t \cdot 2/3 \text{ (MN/m}^2\text{)}$$

Z : 深度 (m)

$$\rho_t = 18.6 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

G/G₀ - γ 曲線は，原位置せん断試験結果による強度定数と拘束圧から求めたせん断強度 τ_mと初期せん断剛性G₀から，基準ひずみ γ_mを算定し次式により求める。

$$G/G_0 = 1 / (1 + \gamma / \gamma_m) \tag{3.2}$$

ここで，

$$\gamma_m = \tau_m / G_0$$

$$\tau_m = \tau_0 + \sigma_m \cdot \tan \phi \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\tau_0 = 0.1 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\phi = 33.9 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$\sigma_{m,d} = 3/4 \cdot Z \cdot \rho_t \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

h - γ 曲線は，繰返し三軸試験結果に基づき次式により求める。

$$h = 0.183 \cdot \gamma / (\gamma + 0.000261) \tag{3.3}$$

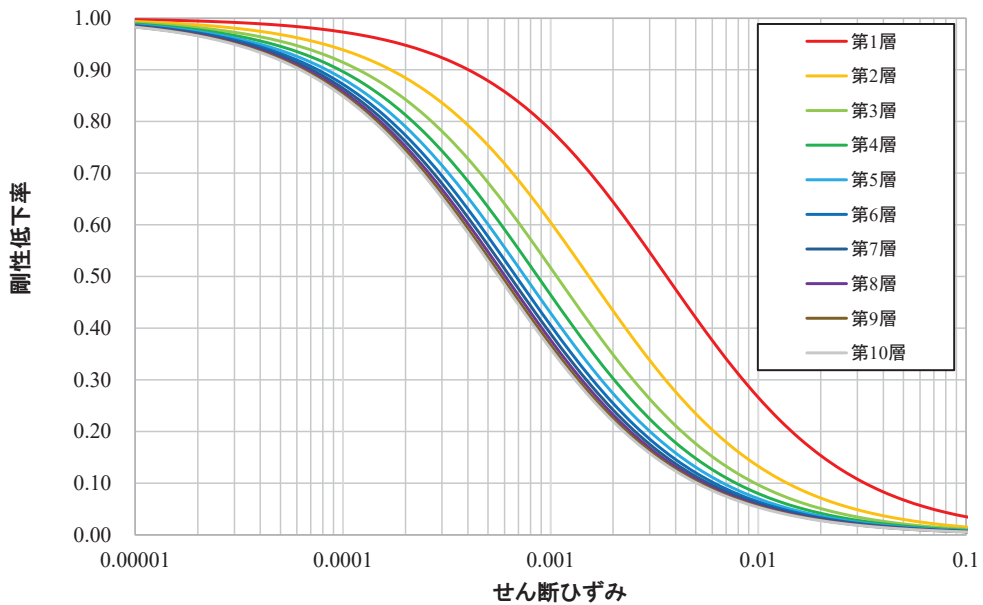


図 3-7 G/G₀ - γ 曲線

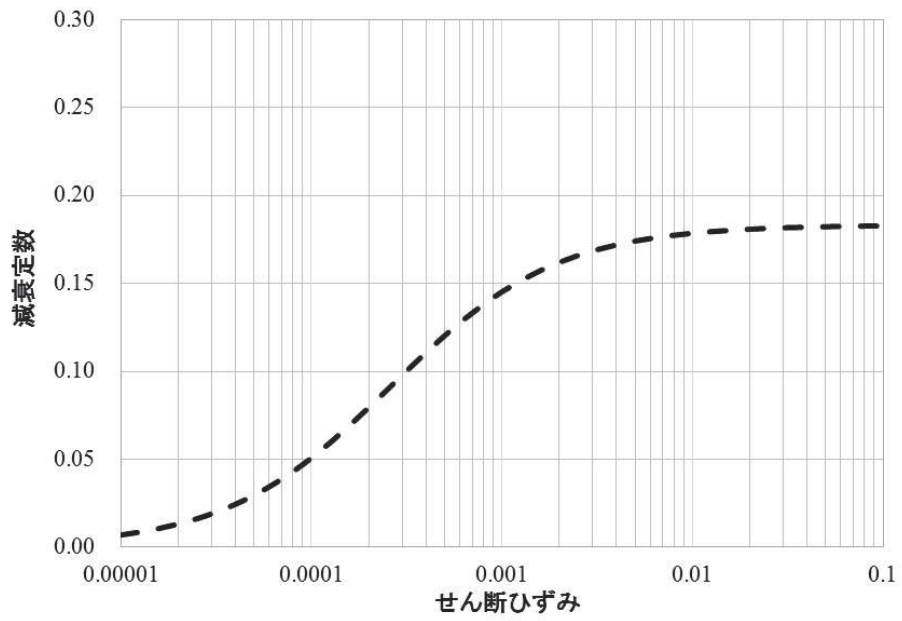


図 3-8 h- γ 曲線

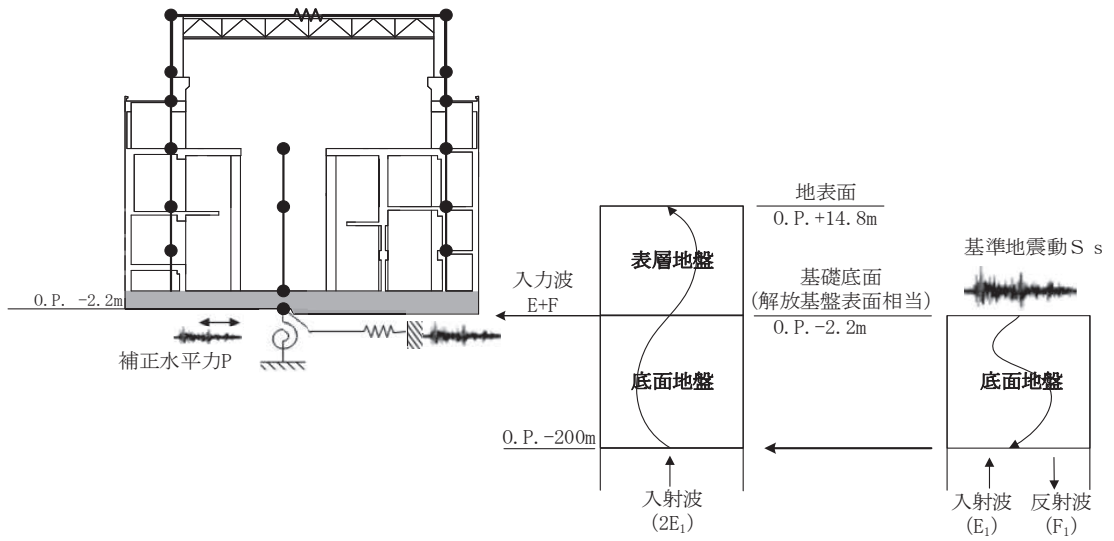


図 3-9 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図（水平方向）

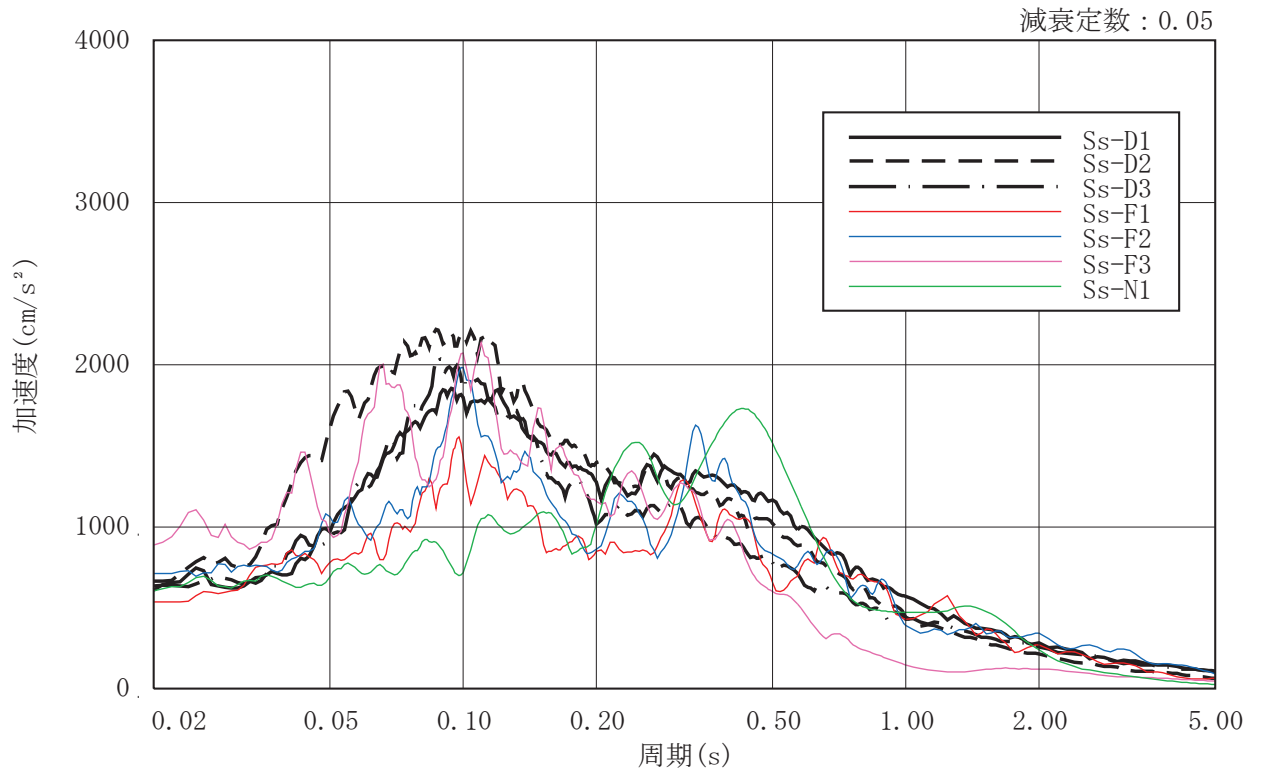


図 3-10 入力地震動の加速度応答スペクトル
(基準地震動 S s , 0. P. -2. 2m)

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「NUPP4」を用いる。

建物・構築物の地震応答解析は，添付書類「VI-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。

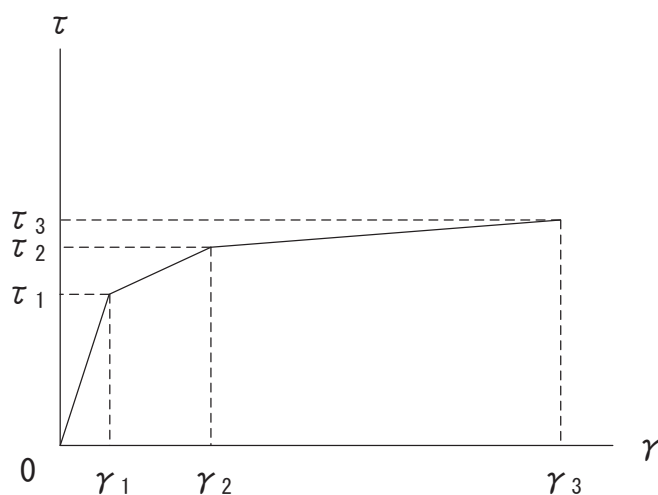
なお，地震応答解析に用いる解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.6 解析条件

3.6.1 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カーブとする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係を図 3-11 に示す。

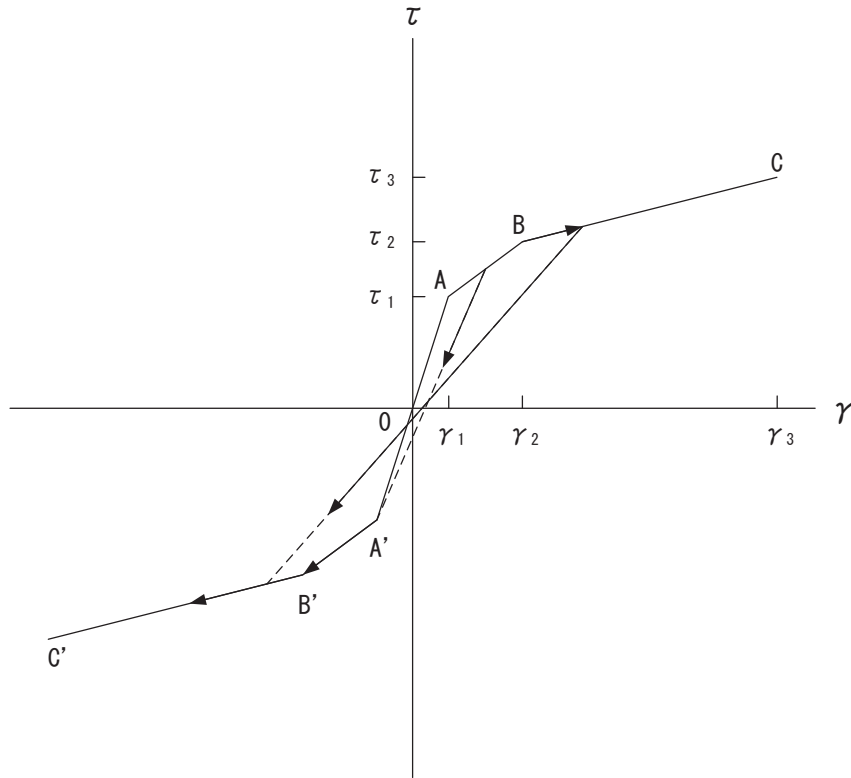


- τ_1 : 第 1 折点のせん断応力度
- τ_2 : 第 2 折点のせん断応力度
- τ_3 : 終局点のせん断応力度
- γ_1 : 第 1 折点のせん断ひずみ
- γ_2 : 第 2 折点のせん断ひずみ
- γ_3 : 終局点のせん断ひずみ ($=4 \times 10^{-3}$)

図 3-11 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 3-12 に示す。

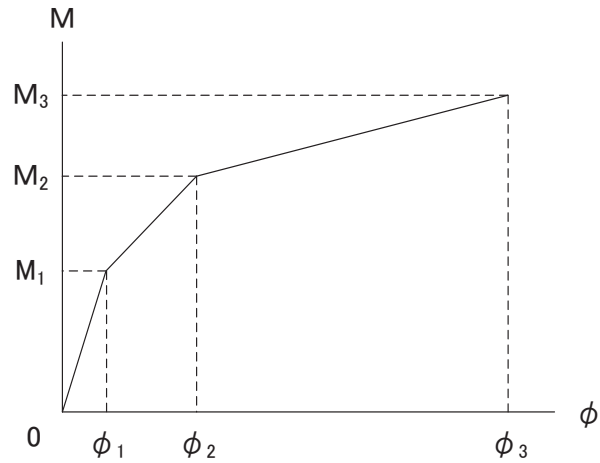


- a. 0-A 間：弾性範囲
- b. A-B 間：負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第 1 折点を越えていない時は負側第 1 折点に向かう。
- c. B-C 間：負側最大点指向
- d. 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。
- e. 安定ループは面積を持たない。

図 3-12 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カーブとする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係を図 3-13 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

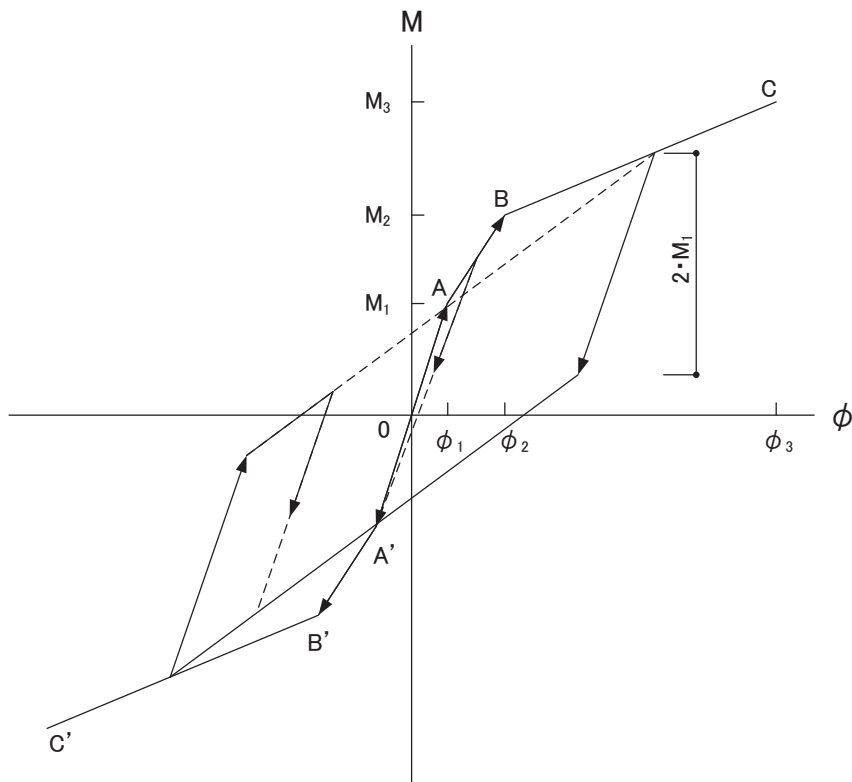
ϕ_2 : 第 2 折点の曲率

ϕ_3 : 終局点の曲率

図 3-13 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 3-14 に示す。

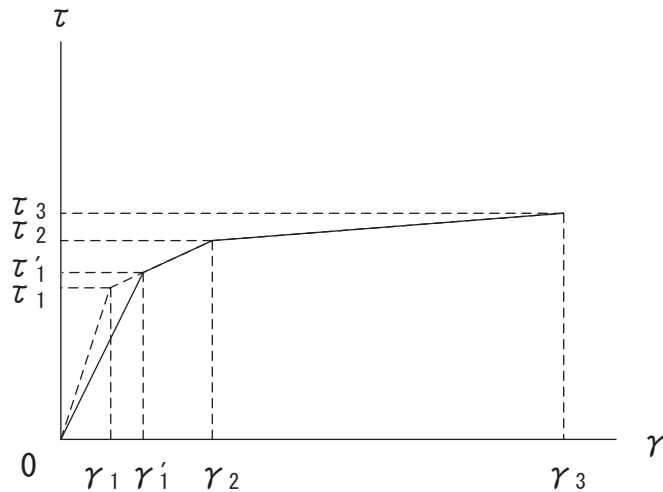


- a. 0-A 間：弾性範囲
- b. A-B 間：負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第 1 折点を越えていない時は負側第 1 折点に向かう。
- c. B-C 間：最大点指向型で、安定ループは最大曲率に応じた等価粘性減衰を与える平行四辺形をしたディグレイディングトリリニア型とする。平行四辺形の折点は最大値から $2 \cdot M_1$ を減じた点とする。ただし、負側最大点が第 2 折点を超えていなければ、負側第 2 折点を最大点とする安定ループを形成する。また、安定ループ内部での繰り返しに用いる剛性は安定ループの戻り剛性に同じとする。
- d. 各最大点はスケル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

図 3-14 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

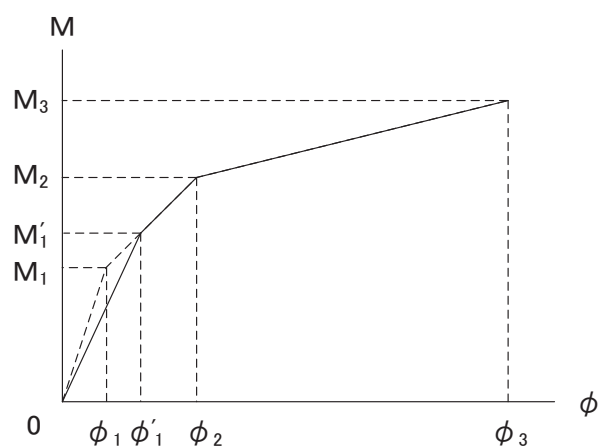
(5) 剛性低下を考慮したスケルトンカーブの設定

設計基準強度により算定したスケルトンカーブに対して，地震観測記録に基づき評価した建屋剛性に整合するようにスケルトンカーブの初期剛性を補正する。剛性低下を考慮したスケルトンカーブの概念を図 3-15 及び図 3-16 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 ($=4 \times 10^{-3}$)
- τ'_1 : 初期剛性補正後の第 1 折点のせん断応力度
- γ'_1 : 初期剛性補正後の第 1 折点のせん断ひずみ
- 注 : 剛性低下を考慮したスケルトンカーブの τ'_1 は及び γ'_1 は J E A G 式とは対応しない

図 3-15 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係のスケルトンカーブの初期剛性の補正



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

M'_1 : 初期剛性補正後の第1折点の曲げモーメント

ϕ'_1 : 初期剛性補正後の第1折点の曲率

注 : 剛性低下を考慮したスケルトンカーブの M'_1 及び ϕ'_1 はJ E A G式とは対応しない

図 3-16 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の
スケルトンカーブの初期剛性の補正

(6) スケルトンカーブの諸数値

タービン建屋の各耐震壁について算出したせん断力及び曲げモーメントのスケルトンカーブの諸数値を表 3-8 及び表 3-9 に示す。

表 3-8(1) せん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係)

NS 方向

τ E- τ H

O. P. (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 ($\times 10^{-3}$)
47.3 ~ 37.8	2.80	—	5.77	0.822	—	4.00
37.8 ~ 32.8	3.47	—	6.49	1.02	—	4.00
32.8 ~ 24.8	2.76	—	5.86	0.810	—	4.00
24.8 ~ 15.0	2.95	—	5.07	0.740	—	4.00
15.0 ~ 7.6	3.11	—	5.57	0.780	—	4.00
7.6 ~ 0.8	3.30	—	5.36	0.828	—	4.00

τ A- τ D

O. P. (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 ($\times 10^{-3}$)
47.3 ~ 37.8	2.80	—	5.77	0.822	—	4.00
37.8 ~ 32.8	3.47	—	6.49	1.02	—	4.00
32.8 ~ 24.8	2.73	—	5.81	0.799	—	4.00
24.8 ~ 15.0	2.88	—	4.60	0.723	—	4.00
15.0 ~ 7.6	3.13	—	5.24	0.787	—	4.00
7.6 ~ 0.8	3.31	—	5.26	0.831	—	4.00

表 3-8(2) せん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係)

EW 方向

$\tau_{1-\tau 2}$

O. P. (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 ($\times 10^{-3}$)
47.3 ~ 37.8	2.63	—	5.95	0.662	—	4.00
37.8 ~ 32.8	2.96	—	6.44	0.744	—	4.00
32.8 ~ 24.8	2.83	—	6.44	0.710	—	4.00
24.8 ~ 15.0	2.82	—	5.88	0.621	—	4.00
15.0 ~ 7.6	2.94	—	5.44	0.646	—	4.00
7.6 ~ 0.8	3.14	—	5.60	0.690	—	4.00

$\tau_{3-\tau 6}$ (τ_H 側)

O. P. (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 ($\times 10^{-3}$)
24.8 ~ 15.0	2.79	—	3.85	0.613	—	4.00
15.0 ~ 7.6	3.10	—	3.86	0.681	—	4.00
7.6 ~ 0.8	3.19	—	3.62	0.700	—	4.00

$\tau_{3-\tau 6}$ (τ_A 側)

O. P. (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 ($\times 10^{-3}$)
24.8 ~ 15.0	2.81	—	3.52	0.617	—	4.00
15.0 ~ 7.6	3.18	—	3.52	0.698	—	4.00
7.6 ~ 0.8	3.39	—	3.42	0.744	—	4.00

$\tau_{9-\tau 10}$

O. P. (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 ($\times 10^{-3}$)
47.3 ~ 37.8	2.63	—	5.95	0.662	—	4.00
37.8 ~ 32.8	2.96	—	6.43	0.743	—	4.00
32.8 ~ 24.8	2.76	—	6.01	0.694	—	4.00
24.8 ~ 15.0	2.87	—	5.49	0.631	—	4.00
15.0 ~ 7.6	3.14	—	5.33	0.691	—	4.00
7.6 ~ 0.8	3.27	—	5.19	0.719	—	4.00

表 3-9(1) 曲げモーメントのスケルトンカーブ (M- ϕ 関係)

NS 方向

$\tau E-\tau H$

O. P. (m)	M_1' ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_2 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_3 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	ϕ_1' ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)
47.3 ~ 37.8	2.14	3.13	4.44	0.830	2.06	41.2
37.8 ~ 32.8	4.61	5.31	7.42	1.79	2.26	45.2
32.8 ~ 24.8	6.59	7.66	10.4	1.74	2.20	43.9
24.8 ~ 15.0	11.1	16.8	23.4	0.873	2.22	44.5
15.0 ~ 7.6	17.9	26.6	37.7	1.22	2.38	47.6
7.6 ~ 0.8	25.5	35.9	50.2	1.36	2.53	46.9

$\tau A-\tau D$

O. P. (m)	M_1' ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_2 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_3 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	ϕ_1' ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)
47.3 ~ 37.8	2.14	3.13	4.44	0.830	2.06	41.2
37.8 ~ 32.8	4.61	5.31	7.42	1.79	2.26	45.2
32.8 ~ 24.8	5.10	7.62	10.2	0.917	1.97	39.4
24.8 ~ 15.0	16.0	24.2	34.0	0.906	2.43	48.7
15.0 ~ 7.6	23.8	34.4	48.6	1.33	2.59	48.4
7.6 ~ 0.8	28.9	40.1	55.7	1.47	2.64	44.4

表 3-9(2) 曲げモーメントのスケルトンカーブ (M-φ 関係)

EW 方向

τ1-τ2

O. P. (m)	M_1' ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_2 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_3 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	ϕ_1' ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)
47.3 ~ 37.8	0.772	1.27	1.82	1.11	4.38	87.6
37.8 ~ 32.8	1.11	1.88	2.65	1.59	4.64	92.8
32.8 ~ 24.8	2.43	3.57	5.19	1.98	3.69	73.8
24.8 ~ 15.0	3.03	5.22	7.92	1.03	3.55	71.1
15.0 ~ 7.6	7.00	12.0	18.0	1.29	3.70	74.1
7.6 ~ 0.8	8.11	13.0	19.1	1.48	3.77	75.4

τ3-τ6 (τH 側)

O. P. (m)	M_1' ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_2 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_3 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	ϕ_1' ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)
24.8 ~ 15.0	0.485	0.578	0.806	2.90	12.2	244
15.0 ~ 7.6	0.653	0.837	1.09	4.40	15.2	305
7.6 ~ 0.8	1.09	1.43	1.83	5.46	16.6	331

τ3-τ6 (τA 側)

O. P. (m)	M_1' ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_2 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_3 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	ϕ_1' ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)
24.8 ~ 15.0	0.915	1.10	1.44	3.56	13.9	277
15.0 ~ 7.6	1.05	1.45	2.00	3.90	11.9	239
7.6 ~ 0.8	1.58	2.20	2.94	4.28	11.2	224

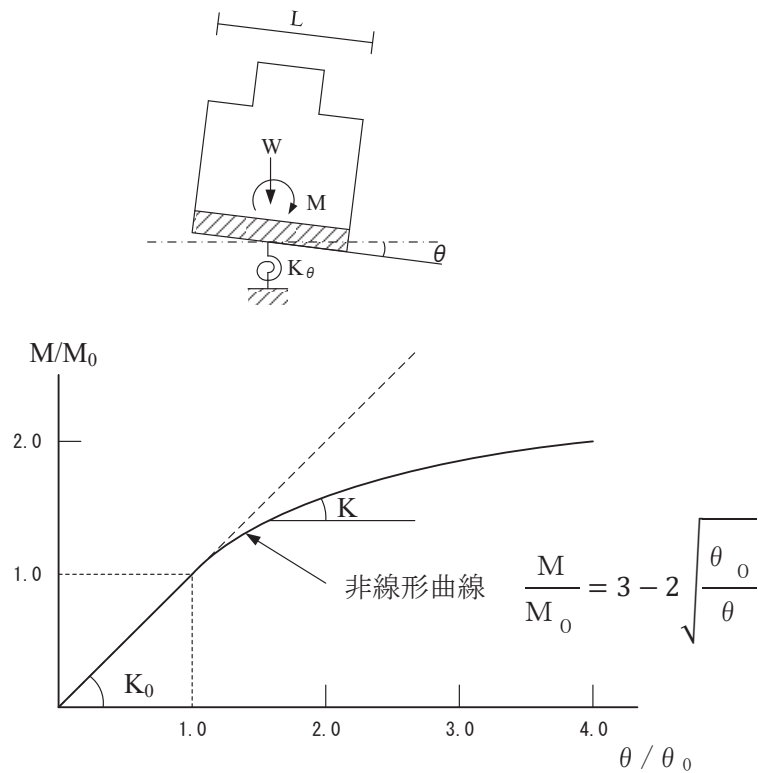
τ9-τ10

O. P. (m)	M_1' ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_2 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_3 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	ϕ_1' ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)
47.3 ~ 37.8	0.772	1.27	1.82	1.11	4.38	87.6
37.8 ~ 32.8	1.10	1.88	2.65	1.58	4.64	92.7
32.8 ~ 24.8	2.11	3.72	5.45	1.16	3.34	66.8
24.8 ~ 15.0	5.50	8.93	12.5	1.29	3.82	76.3
15.0 ~ 7.6	11.0	17.2	23.6	1.63	4.12	82.5
7.6 ~ 0.8	14.3	21.3	29.0	1.77	4.06	76.3

3.6.2 地盤の回転ばねの復元力特性

地盤の回転ばねに関する曲げモーメントー回転角の関係は「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき，浮上りによる幾何学的非線形性を考慮する。回転ばねの曲げモーメントー回転角の関係を図 3-17 に示す。

浮上り時の地盤の回転ばねの剛性は，図 3-17 の曲線で表され，減衰係数は，回転ばねの接線剛性に比例するものとして考慮する。



- M : 転倒モーメント
- M_0 : 浮上り限界転倒モーメント (= $W \cdot L / 6$)
- θ : 回転角
- θ_0 : 浮上り限界回転角
- K_0 : 地盤の回転ばね定数 (浮上り前)
- K : 地盤の回転ばね定数 (浮上り後)
- W : 建屋総重量
- L : 建屋基礎幅

図 3-17 回転ばねのモーメントー回転角の関係

3.6.3 材料物性の不確かさ

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、基本ケースにおける建屋応答を確認した上で、建屋応答への影響の大きい地震動に対して検討を実施する。さらにタービン建屋は波及的影響の評価対象であることから、上位クラス施設（原子炉建屋及び制御建屋）で選定した地震動においても実施する方針とし、基準地震動 $S_s - D 1$ 、 $S_s - D 2$ 、 $S_s - D 3$ 、 $S_s - F 2$ 、 $S_s - F 3$ 及び $S_s - N 1$ 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、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、変動係数 $\pm 7\%$ を考慮する。O.P. 14.8m から O.P. 0m の表層地盤上部は、非線形性を考慮しているため、せん断速度のばらつきは考慮せず、O.P. 0m から O.P. -2.2m の表層地盤下部は、地震観測記録のシミュレーション解析により評価した値に基づいて設定しているため、せん断波速度のばらつきは基本モデルのせん断波速度 900m/s を基準に、 $\pm 100\text{m/s}$ を考慮する。

建屋剛性の不確かさについて、基準地震動 S_s 入力後の建屋全体の平均的な剛性低下を全ての基準地震動 S_s について評価し、最も剛性低下するケースの低下後の剛性を初期剛性の不確かさとして考慮する。なお、終局耐力については、実機のコンクリート強度が設計基準強度より高い傾向にあり、終局耐力はその分高いほうに上振れすることが考えられるが、終局耐力の増加は建屋の変形を抑制する方向の評価となることから、これを考慮しない。

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 3-10 に、地盤物性の不確かさを考慮した解析用地盤物性を表 3-11 に示す。

表 3-10 材料物性の不確かさを考慮する地震応答解析ケース

対象地震動	ケース名	スケルトンカーブ		建屋材料減衰	地盤物性	
		初期剛性	終局耐力		入力地震動	底面地盤ばね
基準地震動 S _s (水平)	ケース 1 (基本ケース)	2011 年 3 月 11 日東北地方太平洋沖地震の観測記録を用いたシミュレーション解析により補正	設計基準強度を用い JEAG 式で評価	5%	表層上部：非線形性を考慮 表層下部：Vs900m/s	標準地盤
	ケース 2	同上	同上	同上	表層上部：非線形性を考慮 表層下部：Vs900+100m/s	標準地盤 +σ
	ケース 3				表層上部：非線形性を考慮 表層下部：Vs900-100m/s	標準地盤 -σ
	ケース 4	基本ケースの 0.81 倍*	同上	同上	表層上部：非線形性を考慮 表層下部：Vs900m/s	標準地盤
	ケース 5				表層上部：非線形性を考慮 表層下部：Vs900+100m/s	標準地盤 +σ
	ケース 6				表層上部：非線形性を考慮 表層下部：Vs900-100m/s	標準地盤 -σ

注記*：建屋剛性（初期剛性）の不確かさについて、基準地震動 S_s 入力後の建屋全体の平均的な剛性低下を全ての基準地震動 S_s について評価し、最も剛性低下するケースの低下後の剛性を初期剛性の不確かさとして考慮する。具体的には、基準地震動 S_s 入力前後の 1 次固有振動数の比 (f_{Ss 入力後}/f_{Ss 入力前}) から算定した剛性比を基本ケースの初期剛性に掛けることによって算定する。

表 3-11 地盤物性の不確かさを考慮した解析用地盤物性

	O. P. (m)	地盤のせん断波速度 V_s (m/s)		
		基本ケース	+ σ 相当	- σ 相当
表層地盤	14.8	*	*	*
	0.0	900	1000	800
底面地盤	-2.2	1300	1390	1210
	-25.0	2150	2300	2000
	-80.0	2440	2610	2270
	-200.0	2440	2610	2270

注記* : O. P. 14.8m~O. P. 0.0m は, 上載圧依存を考慮してせん断波速度と相関のある初期せん断剛性 G_0 を設定する。また, ひずみ依存による非線形特性を考慮する。(詳細は表 3-7 に従う。)

3.7 評価方法

タービン建屋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。

3.7.1 構造物全体としての変形性能の評価方法

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、せん断ひずみを算出し、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。また、EW方向のフレーム部においては、層間変形角を算出し、最大層間変形角が許容限界を超えないことを確認する。

3.7.2 相対変位による評価方法

相対変位による評価は、「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添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」及び添付書類「VI-2-2-3 制御建屋の地震応答計算書」における地震応答解析結果から、地震動毎に最大応答変位の和を算出し、その値が許容限界を超えないことを確認する。最大相対変位を算出する際の基準点は、各建屋の基礎底面レベルの地盤面とする。

また、衝突のおそれのある床レベルに地震応答解析モデルの質点がない場合には、当該床レベルの上下の質点の応答変位を用いた線形補間により、当該床レベルの変位を算出する。

更に、上記の最大相対変位が許容限界を超える場合には、各建屋の時刻歴応答変位による相対変位が、許容限界を超えないことを確認する。

4. 評価結果

4.1 固有値解析結果

基本ケースの地震応答解析モデルの固有値解析結果（固有周期，固有振動数及び刺激係数）を表 4-1 に，刺激関数図を図 4-1 に示す。

なお，刺激係数は，各次の固有ベクトル{u}に対し，最大振幅が 1.0 となるように規準化した値を示す。

表 4-1(1) 固有値解析結果

(a) NS 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.253	3.96	1.557	T/G 架台 1 次
2	0.239	4.18	1.971	建屋全体 1 次
3	0.141	7.11	1.570	建屋全体 2 次
4	0.123	8.16	0.293	
5	0.088	11.32	0.061	
6	0.082	12.22	0.625	建屋全体 3 次
7	0.067	14.98	0.447	
8	0.063	15.88	0.105	
9	0.062	16.15	0.027	
10	0.058	17.21	0.020	

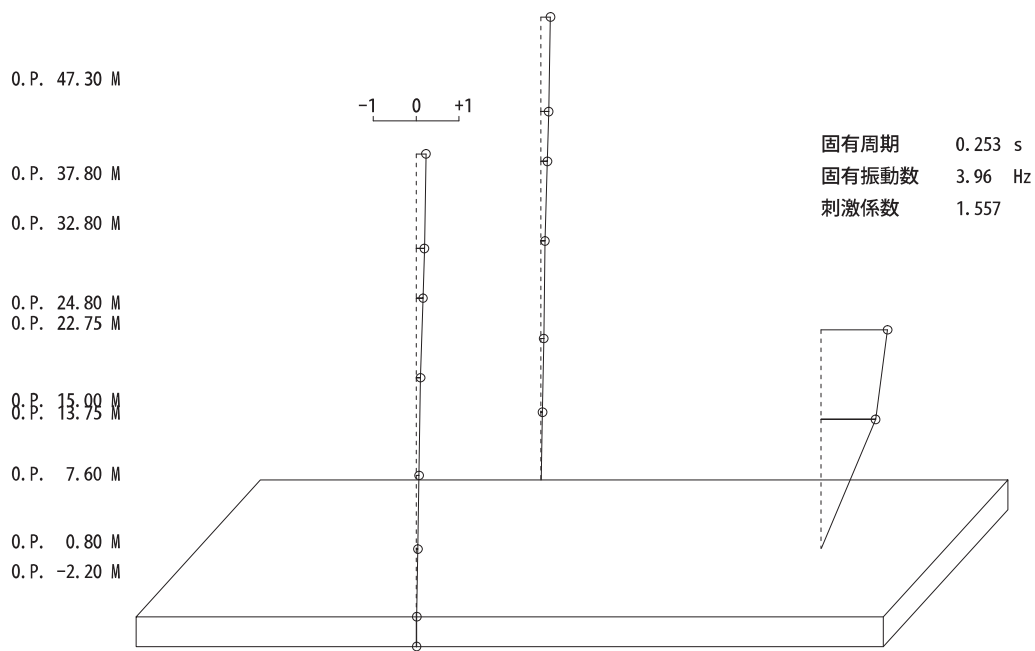
注記*：各次の固有ベクトル{u}に対し，最大振幅が 1.0 となるように規準化

表 4-1(2) 固有値解析結果

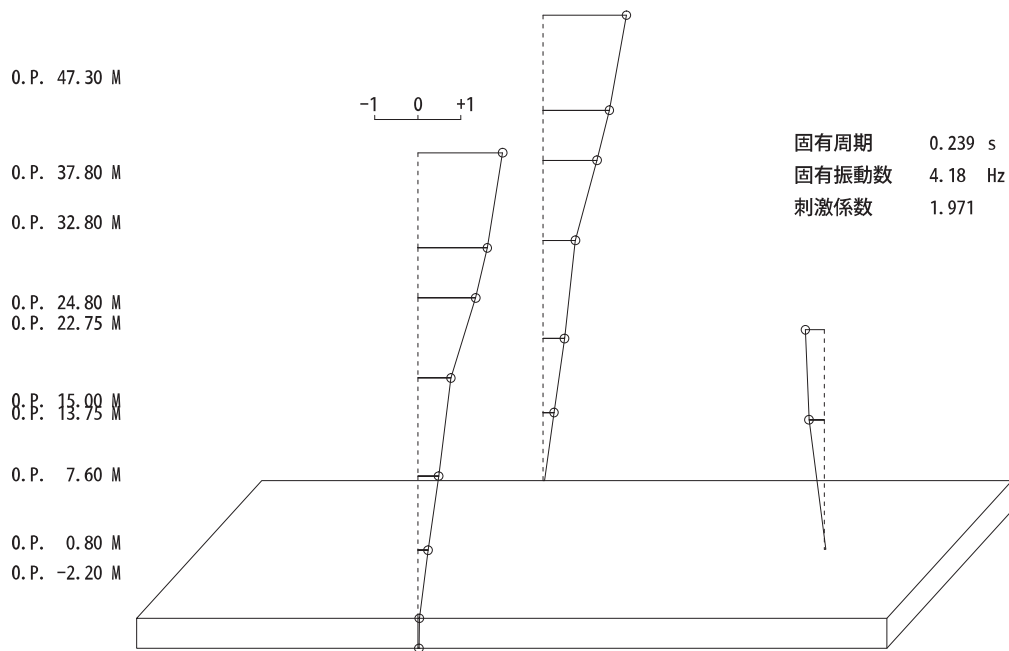
(b) EW 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.283	3.53	2.455	建屋全体 1 次
2	0.245	4.09	1.003	T/G 架台 1 次
3	0.171	5.85	2.659	建屋全体 2 次
4	0.166	6.03	1.153	
5	0.149	6.70	0.725	建屋全体 3 次
6	0.148	6.77	0.507	
7	0.126	7.92	0.006	
8	0.116	8.64	0.224	
9	0.111	8.99	0.246	
10	0.107	9.35	0.462	
11	0.101	9.92	0.469	
12	0.100	10.05	0.807	
13	0.087	11.45	0.256	
14	0.085	11.82	1.300	建屋全体 4 次
15	0.082	12.26	0.197	
16	0.080	12.46	0.029	
17	0.077	12.92	0.085	
18	0.077	13.00	0.518	
19	0.074	13.52	0.195	
20	0.072	13.82	0.281	
21	0.072	13.93	0.389	
22	0.069	14.44	0.181	
23	0.068	14.78	0.126	
24	0.066	15.13	0.209	
25	0.060	16.79	0.587	
26	0.054	18.49	0.179	
27	0.051	19.59	0.782	

注記* : 各次の固有ベクトル{u}に対し、最大振幅が 1.0 となるように規準化



1次



2次

图 4-1(1) 刺激関数図 (NS 方向) (1/2)

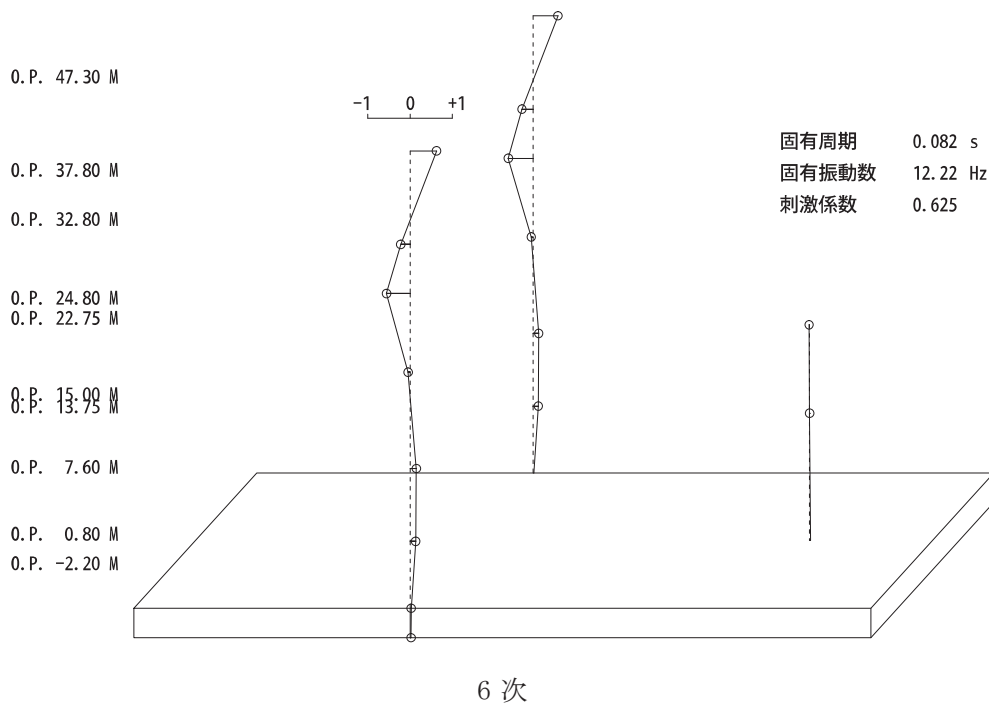
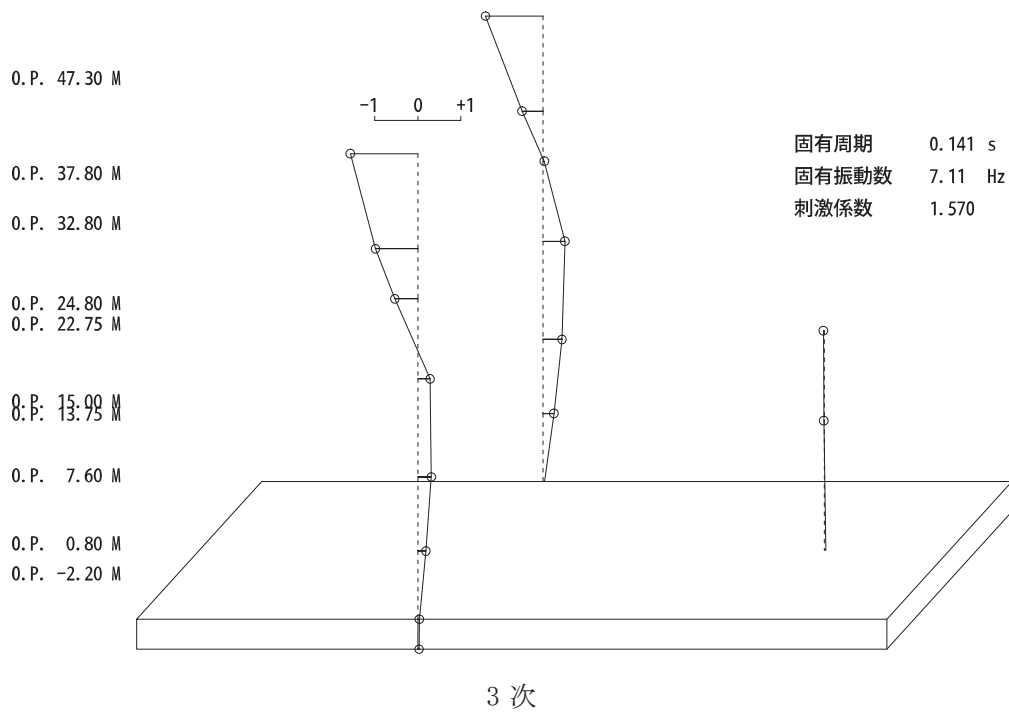


图 4-1(2) 刺激関数図 (NS 方向) (2/2)

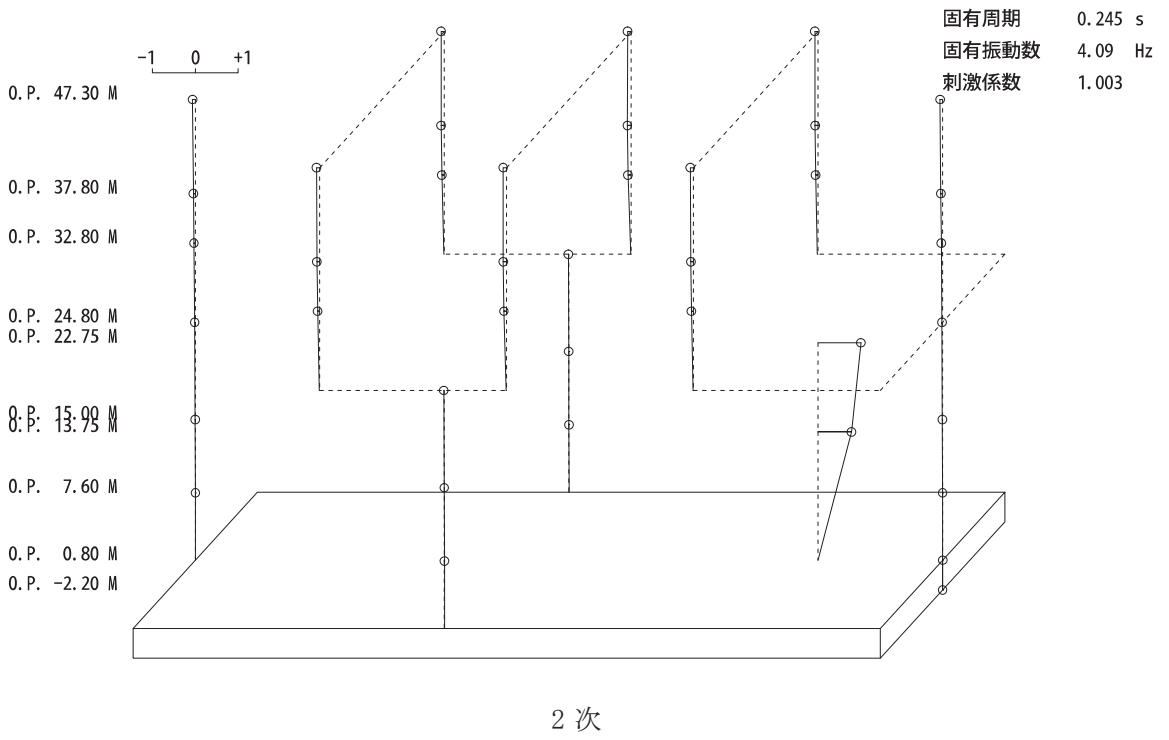
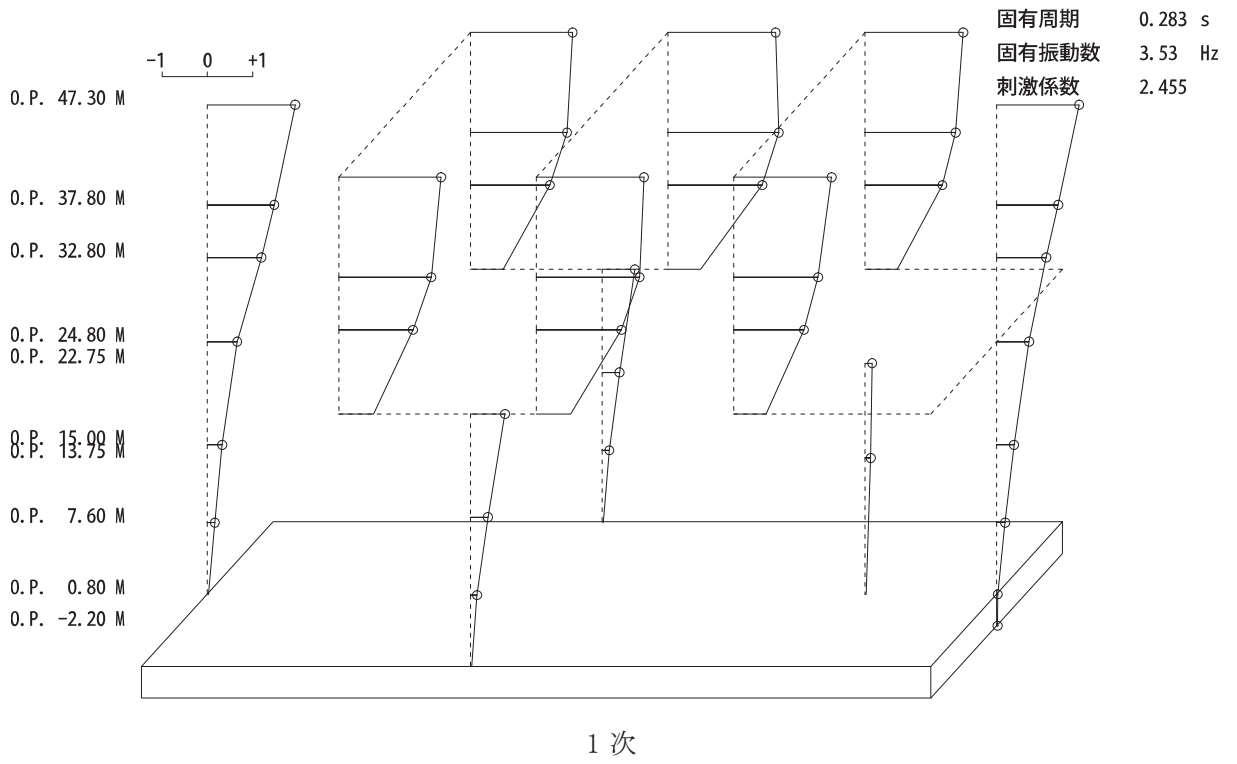


图 4-1(3) 刺激関数図 (EW 方向) (1/3)

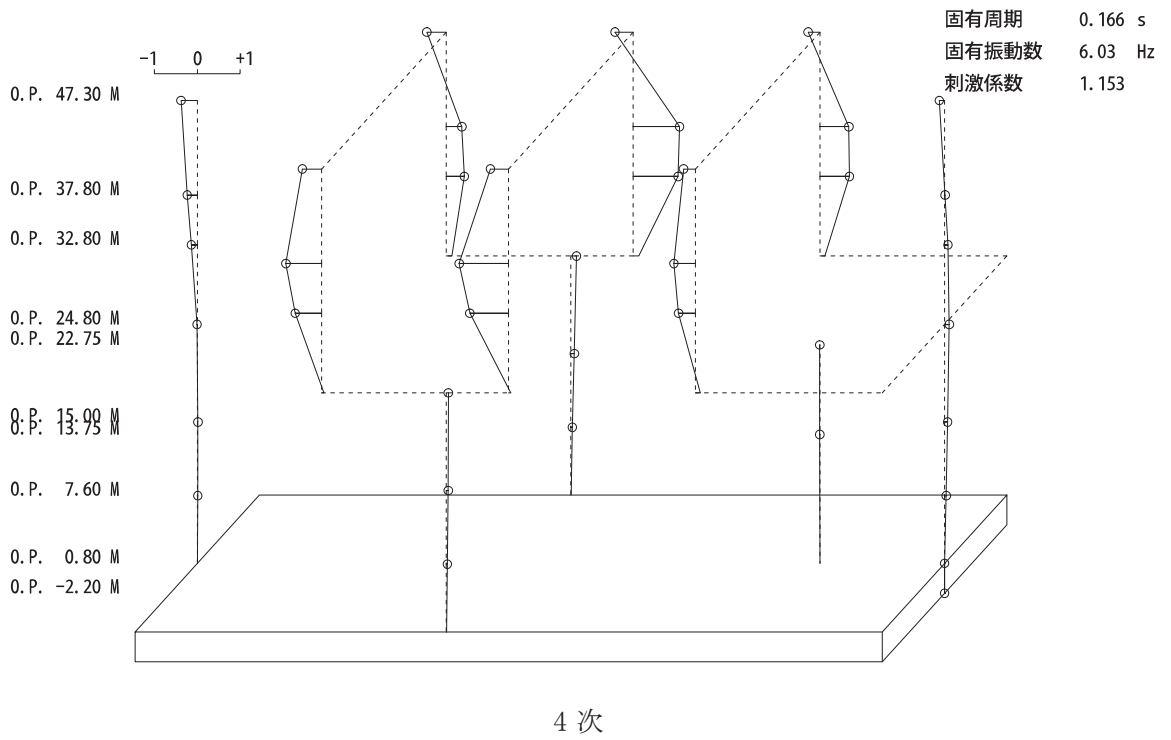
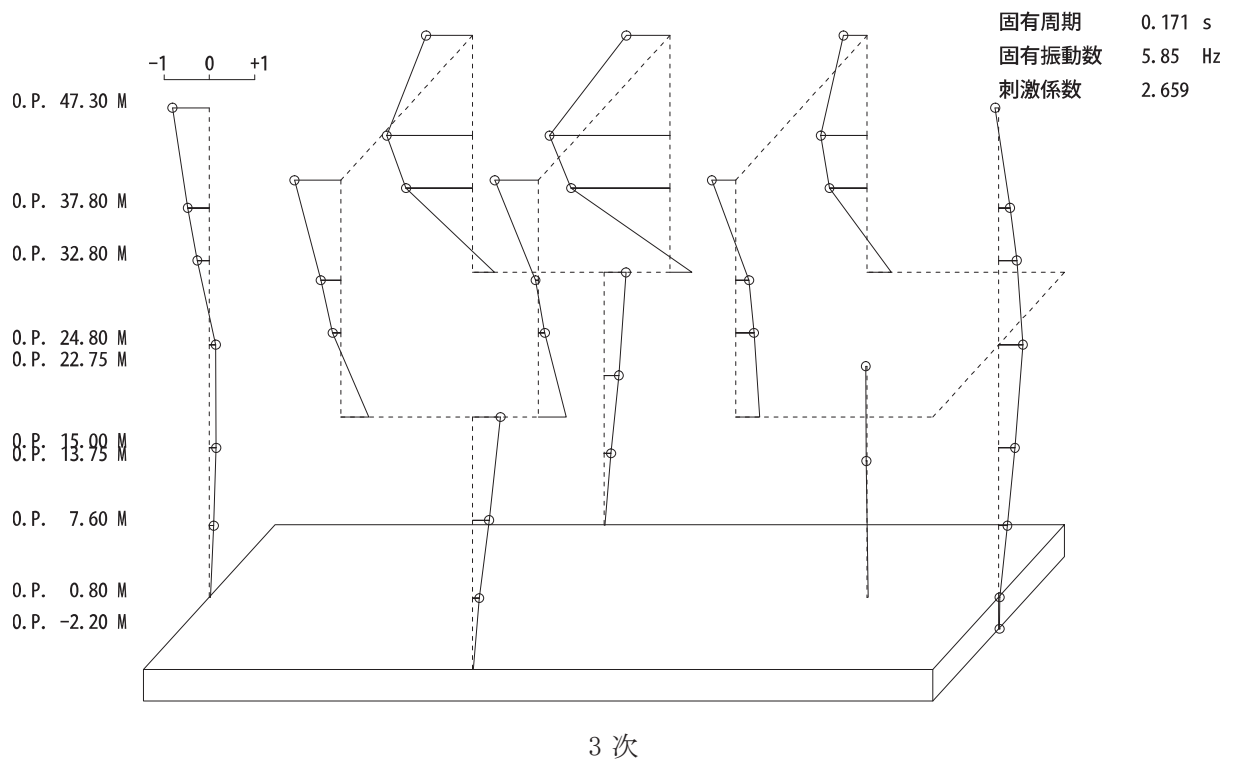
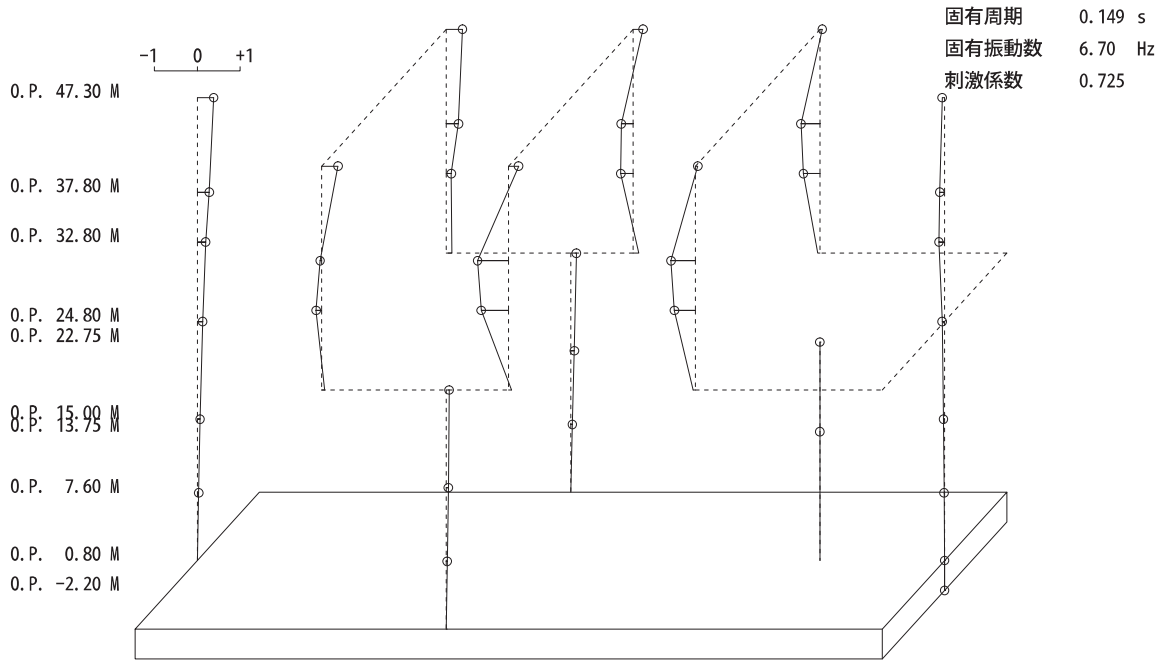
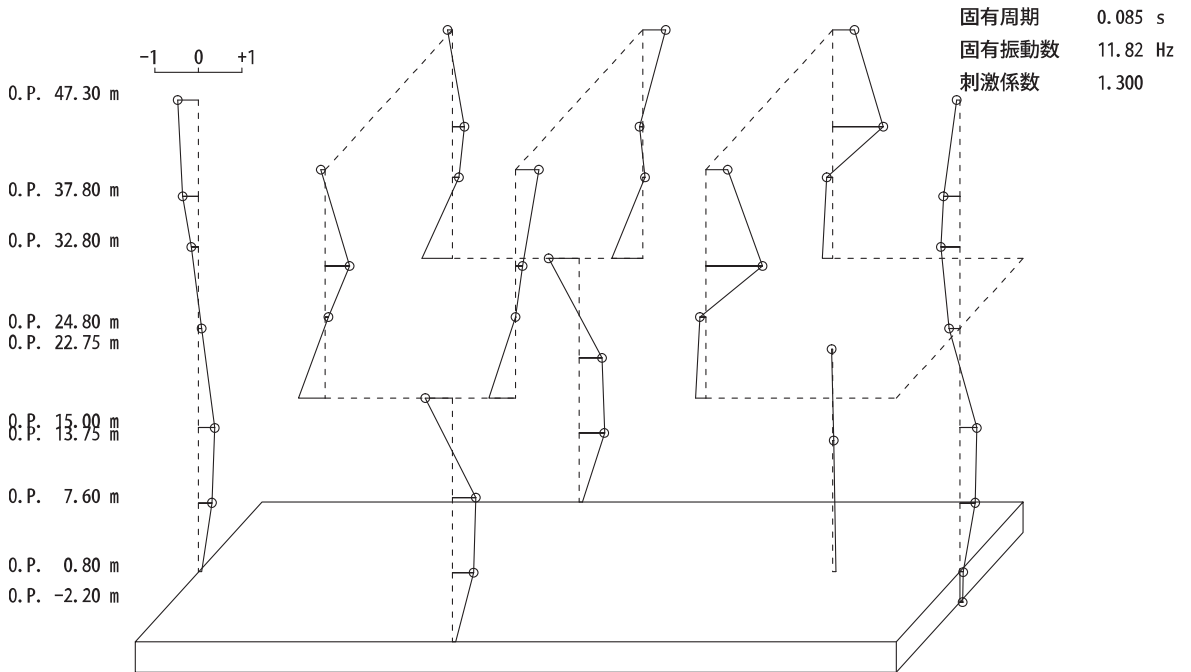


图 4-1(4) 刺激関数図 (EW 方向) (2/3)



5 次



14 次

图 4-1(5) 刺激関数図 (EW 方向) (3/3)

4.2 構造物全体としての変形性能の評価結果

4.2.1 せん断ひずみの評価結果

基準地震動 S_s に対する最大応答せん断ひずみを表 4-2 に示す。

その結果、ケース 1 (基本ケース) において、最大応答せん断ひずみは 3.16×10^{-3} (要素番号(3), EW 方向, $S_s - D 2$) である。また、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、最大で 3.56×10^{-3} (要素番号(3), EW 方向, ケース 5, $S_s - D 2$) であり、いずれの場合においても許容限界 (4.00×10^{-3}) を超えないことを確認した。

表 4-2 建屋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 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3	ケース 4	ケース 5	ケース 6	許容限界
NS	2.52 ($S_s - D 2$)	2.61 ($S_s - D 2$)	2.43 ($S_s - F 3$)	2.85 ($S_s - D 2$)	2.89 ($S_s - D 2$)	2.80 ($S_s - D 2$)	4.00
EW	3.16 ($S_s - D 2$)	3.18 ($S_s - D 2$)	3.12 ($S_s - D 2$)	3.53 ($S_s - D 2$)	3.56 ($S_s - D 2$)	3.47 ($S_s - D 2$)	4.00

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 $S_s - D 1$, $S_s - D 2$, $S_s - D 3$, $S_s - F 2$, $S_s - F 3$ 及び $S_s - N 1$ に対して実施。

4.2.2 層間変形角の評価結果 (EW 方向)

基準地震動 S_s に対する最大層間変形角 (EW 方向) を表 4-3 に示す。

その結果, ケース 1 (基本ケース) において, 最大層間変形角は $1/174$ (要素番号(24), S_s-D2) である。また, 材料物性の不確かさを考慮した場合の最大層間変形角は, 最大で $1/165$ (要素番号(24), ケース 5, S_s-D2) であり, いずれの場合においても許容限界 ($1/120$) を超えないことを確認した。

表 4-3 建屋の最大層間変形角 (EW 方向)

ケース 方向	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3	ケース 4	ケース 5	ケース 6	許容限界
EW	$1/174$ (S_s-D2)	$1/172$ (S_s-D2)	$1/177$ (S_s-D2)	$1/167$ (S_s-D2)	$1/165$ (S_s-D2)	$1/170$ (S_s-D2)	$1/120$

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-D1 , S_s-D2 , S_s-D3 , S_s-F2 , S_s-F3 及び S_s-N1 に対して実施。

4.3 相対変位による評価結果

基準地震動 S_s に対する建屋間の最大相対変位を表 4-4 及び表 4-5 に示す。

その結果、ケース 1（基本ケース）において、最大相対変位は、NS 方向では原子炉建屋質点レベル 0.P. 33.2m（タービン建屋質点レベル 0.P. 32.8m）で 58.5mm（ $S_s - N1$ ）である。また、EW 方向では、制御建屋質点レベル 0.P. 29.15m（タービン建屋質点レベル 0.P. 32.8m～0.P. 24.8m）で 65.7mm（ $S_s - D2$ ）である。また、材料物性の不確かさを考慮した場合の最大相対変位は、ケース 1 と同一の床レベルで、NS 方向は 71.9mm（ケース 5）で、EW 方向は 78.3mm（ケース 5）であり、いずれの場合においても許容限界（100mm）を超えないことを確認した。

表 4-4 タービン建屋と原子炉建屋の最大相対変位 (NS 方向, 絶対値和)

(単位 : mm)

タービン建屋		原子炉建屋		ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3	ケース 4	ケース 5	ケース 6	許容 限界
質点 番号	O.P. (m)	質点 番号	O.P. (m)							
3, 11	32.8	1, 8, 13, 20 *	33.2	58.5 (S _s -N1)	59.0 (S _s -N1)	57.7 (S _s -N1)	70.0 (S _s -D1)	71.9 (S _s -D1)	67.5 (S _s -D1)	100
4, 12	24.8	2, 9, 14, 21	22.5	40.1 (S _s -N1)	40.4 (S _s -N1)	39.6 (S _s -N1)	46.7 (S _s -N1)	47.5 (S _s -N1)	45.7 (S _s -N1)	
5, 13	15.0	3, 10, 15, 22	15.0	29.2 (S _s -N1)	29.4 (S _s -N1)	28.8 (S _s -N1)	33.0 (S _s -N1)	33.5 (S _s -N1)	32.3 (S _s -N1)	
6, 14	7.6	4, 11, 16, 23	6.0	17.4 (S _s -N1)	17.6 (S _s -N1)	17.3 (S _s -N1)	19.1 (S _s -N1)	19.3 (S _s -N1)	18.8 (S _s -N1)	

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-D1, S_s-D2, S_s-D3, S_s-F2, S_s-F3 及び S_s-N1 に対して実施。

注記* : タービン建屋 (O.P. 32.8m) と原子炉建屋 (O.P. 33.2m) ではレベル差が小さいため、質点の応答変位をそのまま用いて算定。

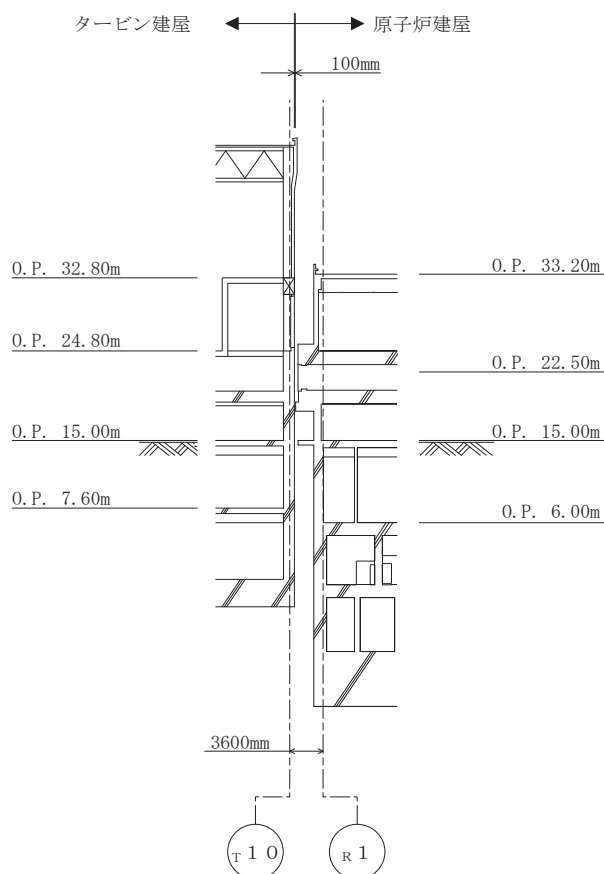


表 4-5 タービン建屋と制御建屋の最大相対変位 (EW 方向, 絶対値和)

(単位: mm)

タービン建屋		制御建屋		ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3	ケース 4	ケース 5	ケース 6	許容 限界
質点 番号	O. P. (m)	質点 番号	O. P. (m)							
*	29.15	1, 9, 10	29.15	65.7 (S _s -D2)	65.7 (S _s -D2)	65.5 (S _s -D2)	78.3 (S _s -D2)	78.3 (S _s -D2)	78.2 (S _s -D2)	100
16, 34	24.8	2, 11	22.95	42.0 (S _s -D2)	42.2 (S _s -D2)	41.9 (S _s -D2)	50.4 (S _s -D2)	50.3 (S _s -D2)	50.4 (S _s -D2)	
17, 35	15.0	4, 13	15.0	23.4 (S _s -D1)	23.2 (S _s -D1)	23.4 (S _s -D1)	29.0 (S _s -N1)	28.7 (S _s -N1)	29.3 (S _s -N1)	
18, 36	7.6	5, 14	8.0	9.9 (S _s -D2)	9.9 (S _s -D2)	10.0 (S _s -D2)	12.5 (S _s -N1)	12.4 (S _s -N1)	12.7 (S _s -N1)	

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-D1, S_s-D2, S_s-D3, S_s-F2, S_s-F3 及び S_s-N1 に対して実施。

注記* : 制御建屋の質点番号 1, 9 及び 10 (O. P. 29.15m) の応答変位に加算するタービン建屋の応答変位は、タービン建屋の上下階の質点間 (O. P. 32.8m~O. P. 24.8m) で線形補間して算定する。

