

本資料のうち、枠囲みの内容は、機密事項に属しますので公開できません。

柏崎刈羽原子力発電所第7号機 工事計画審査資料	
資料番号	KK7 補足-025-1 改10
提出年月日	2020年7月22日

原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料

2020年7月

東京電力ホールディングス株式会社

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」の記載内容を補足するための資料を以下に示す。なお、他建物・構築物の地震応答計算書の記載内容を共通的に補足する内容についても、本資料で代表し説明する。

別紙 1 地震応答解析における既工認と今回工認の解析モデル及び手法の比較

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 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 地震応答解析に用いる鉄筋コンクリート造部の減衰定数に関する検討

別紙 5 地震応答解析における原子炉建屋の重大事故等時の高温による影響

別紙 6 原子炉建屋のコンクリート剛性に対する地震観測記録による傾向分析

別紙 7 原子炉建屋における改造工事に伴う重量増加を反映した検討

別紙 8 原子炉建屋改造工事に伴う評価結果の影響について

下線部：今回提出範囲

別紙1 地震応答解析における既工認と今回工認の
解析モデル及び手法の比較

目 次

1. 概要	別紙1-1
2. 地震応答解析モデル及び手法の比較	別紙1-2

別紙1-1 原子炉建屋の地震応答解析モデルの変更点について

別紙1-2 原子炉建屋の地震応答解析モデルについて

別紙1-3 地震応答解析モデルにおける補助壁の評価方法について

別紙1-4 地震応答解析モデルにおけるコンクリート実剛性の採用について

別紙1-5 建屋側面地盤回転ばねを考慮することの妥当性について

別紙1-6 表層ばねの取扱いについて

別紙1-7 建屋側面地盤回転ばねを考慮する建屋の選定について

下線：今回ご提示資料

別紙1-1 原子炉建屋の地震応答解析モデルの変更点について

目 次

1. 概要	別紙1-1-1
2. 原子炉建屋の地震応答解析モデルの変更について	別紙1-1-1
2.1 補助壁の考慮	別紙1-1-1
2.2 コンクリート実剛性の考慮	別紙1-1-2
2.3 建屋側面地盤回転ばねの考慮	別紙1-1-3
2.4 表層地盤ばねの変更	別紙1-1-4
2.5 建屋重量の変更	別紙1-1-5
2.5.1 SI単位系への単位換算による変更.....	別紙1-1-5
2.5.2 主排気筒の重量変更.....	別紙1-1-6
2.5.3 屋根トラスの重量変更.....	別紙1-1-7
2.6 既工認モデルと今回工認モデルの諸元の比較	別紙1-1-9

1. 概要

今回工認における原子炉建屋の水平方向の地震応答解析モデル（以下「今回工認モデル」という。）は基本的には既工認時の地震応答解析モデル（以下「既工認モデル」という。）に基づいて設定しているが、解析モデルの精緻化を目的とし、既工認モデルから変更を行っている。本資料では、変更の概要を示す。

2. 原子炉建屋の地震応答解析モデルの変更について

2.1 補助壁の考慮

今回工認においては、地震時の挙動をより実応答に近い形で評価するため、動的地震荷重算定時の地震応答解析において使用する建屋剛性の評価に関して、既工認モデルでは耐震要素として考慮しなかったが、実際には耐震壁として考慮可能であると考えられる壁を補助壁として、その分の剛性を考慮する。

補助壁の選定基準の設定に当たっては、「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）」を参考にした。図2-1に一例としてB3F（T.M.S.L. -8.2m～T.M.S.L. -1.7m）の補助壁として剛性を考慮する範囲を示す。

なお、補助壁を考慮することによる地震応答解析モデルへの影響については別紙1-2、補助壁の評価方法に関する詳細は別紙1-3に示す。

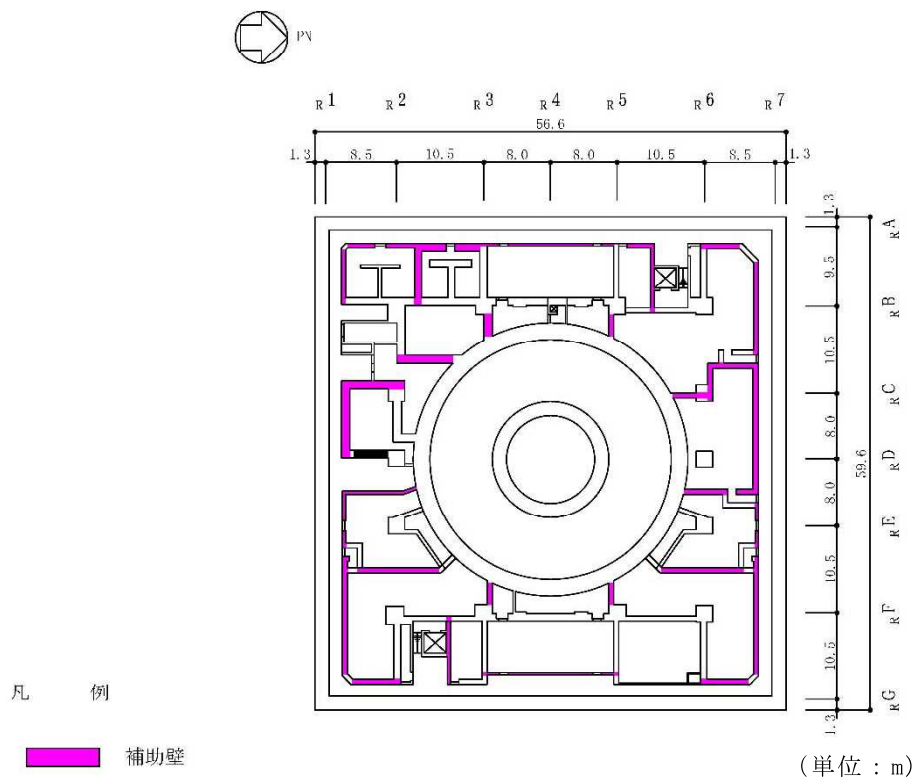


図 2-1 補助壁の考慮範囲の例（B3F，T.M.S.L. -8.2m）

2.2 コンクリート実剛性の考慮

今回工認においては、地震時の挙動をより実応答に近い形で評価するため、動的地震荷重算定時の地震応答解析において使用する建屋剛性の評価に関して、コンクリート実強度に基づき評価される実剛性を用いる。ただし、許容値の算定に当たっては、設計基準強度（330kgf/cm²：32.3N/mm²）を用いる。表2-1に既工認モデル及び今回工認モデルで用いるコンクリートの材料物性値を示す。

なお、コンクリート実剛性を考慮することによる地震応答解析モデルへの影響については別紙1-2、コンクリート実剛性の採用に関する詳細は別紙1-4に示す。

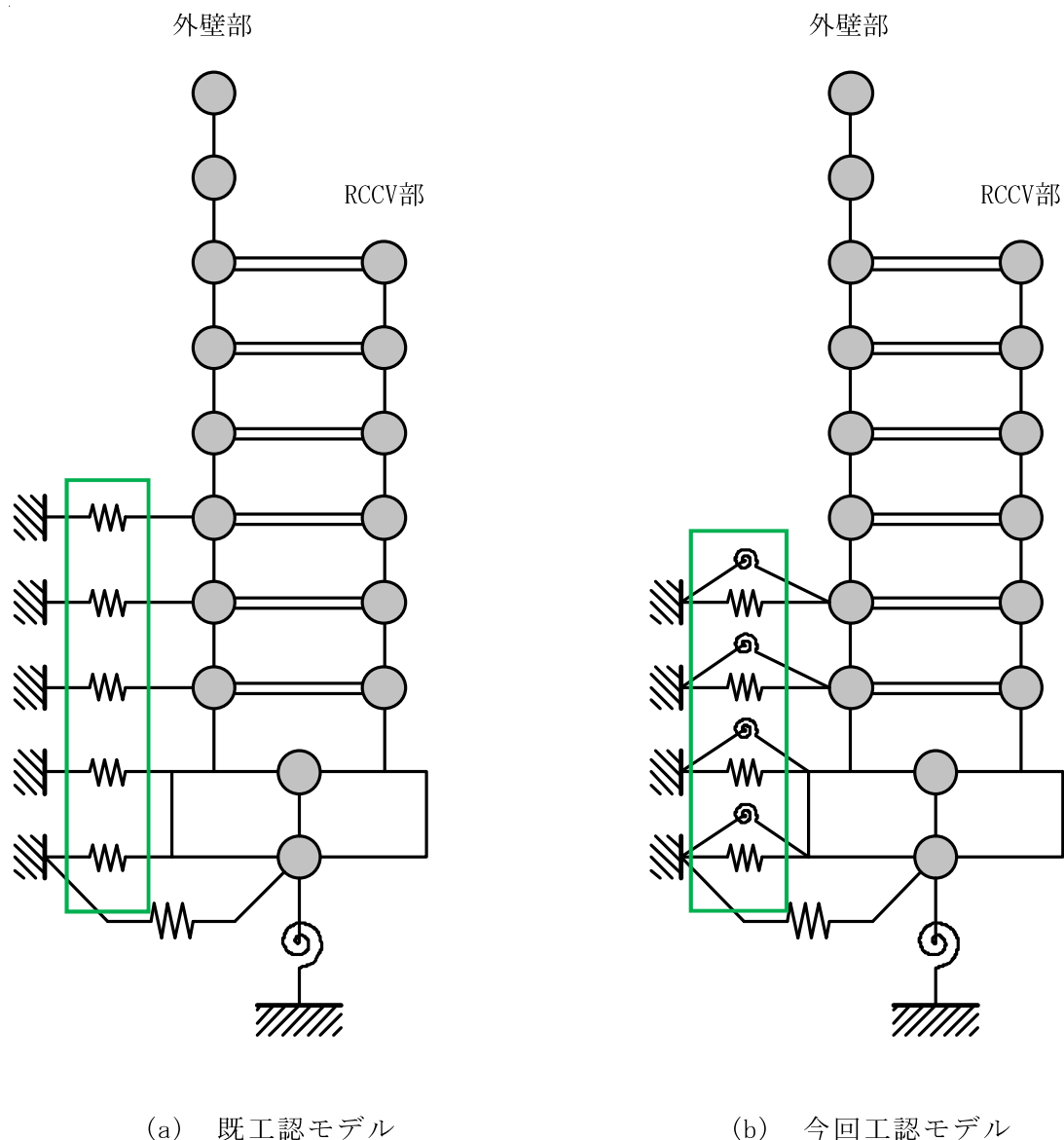
表2-1 既工認モデル及び今回工認モデルで用いるコンクリートの材料物性値

材料物性値	既工認モデル	今回工認モデル
コンクリート 強度 F _c	設計基準強度 建屋部 : 32.3 (N/mm ²) (330 (kgf/cm ²)) 基礎スラブ : 29.4 (N/mm ²) (300 (kgf/cm ²))	実強度 建屋部 : 43.1 (N/mm ²) (440 (kgf/cm ²)) 基礎スラブ : 39.2 (N/mm ²) (400 (kgf/cm ²))
コンクリートの 単位体積重量 γ	22.6 (kN/m ³) (2.3 (tf/m ³))	23.5 (kN/m ³) (2.4 (tf/m ³))
ヤング係数 E	$2.1 \times 10^5 \times \left(\frac{\gamma}{2.3}\right)^{1.5} \times \sqrt{\frac{F_c}{200}}$ (kgf/cm ²)	$3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \times \left(\frac{F_c}{60}\right)^{\frac{1}{3}}$ (N/mm ²)
せん断弾性係数 G	$\frac{E}{2(1+\nu)}$	$\frac{E}{2(1+\nu)}$
ポアソン比 ν	0.167	0.2
適用規準	鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（社）日本建築学会，1988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）

2.3 建屋側面地盤回転ばねの考慮

今回工認モデルにおいては、地震時の挙動をより実応答に近い形で評価するため、建屋側面地盤回転ばね（以下「側面回転ばね」という。）を考慮する。図2-2に地震応答解析モデルにおける側面回転ばねの考慮の概念図を示す。

なお、側面回転ばねを考慮することによる地震応答解析モデルへの影響については別紙1-2、側面回転ばねを考慮することの妥当性の詳細については別紙1-5に示す。



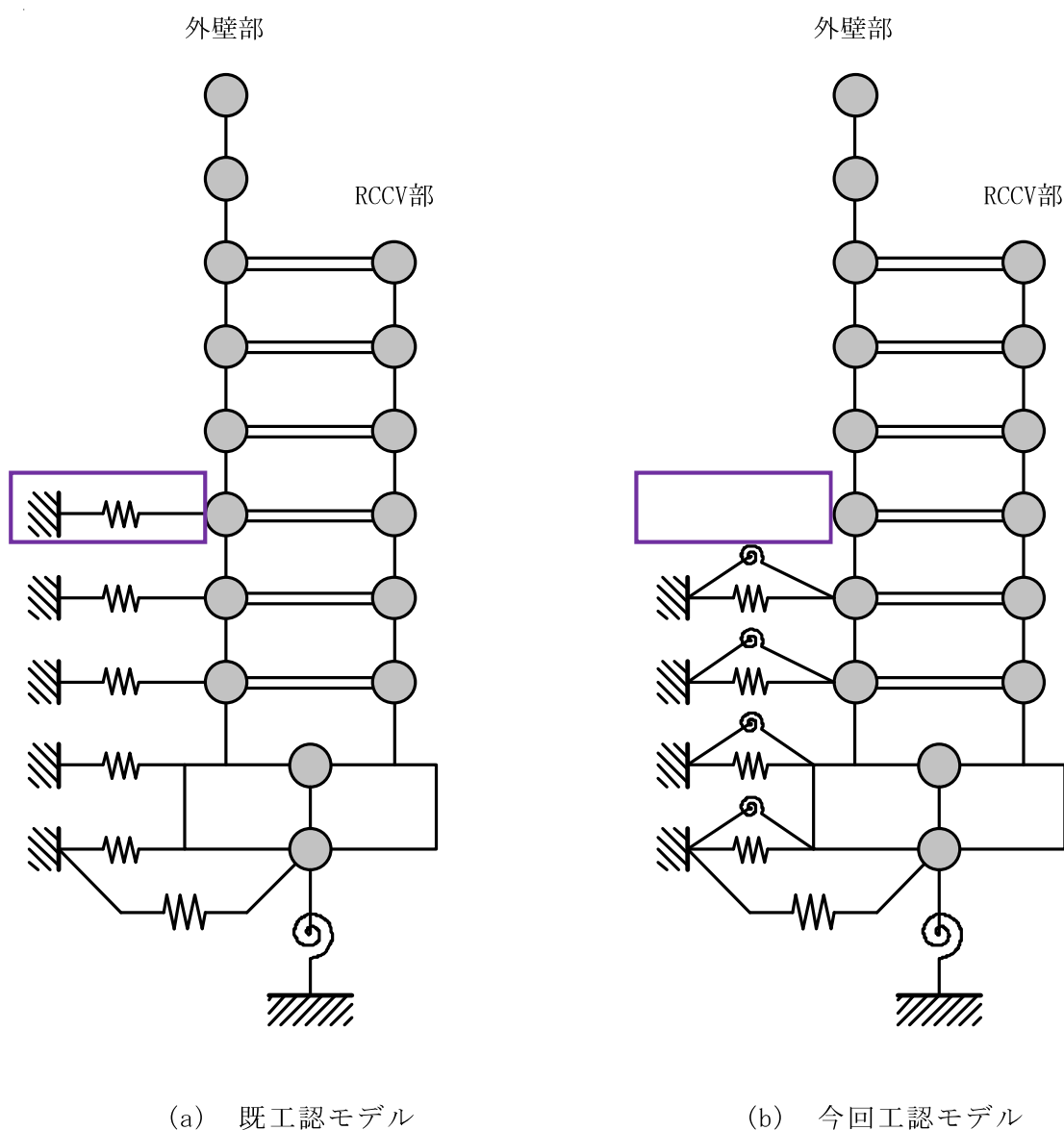
: 側面回転ばねの考慮による変更箇所

図2-2 側面回転ばねの考慮（概念図）

2.4 表層地盤ばねの変更

既工認モデルでは地盤表層部（新期砂層）についても地盤ばねとして考慮していたが、今回工認モデルでは、基準地震動 S_s による地盤応答レベルを踏まえ、表層部では建屋-地盤相互作用が見込めないと判断し、地震時の挙動をより実応答に近い形で評価するため、この部分の地盤ばねを考慮しない。図2-3に地震応答解析モデルにおける表層地盤ばねの変更の概念図を示す。

なお、表層地盤ばねを考慮しないことによる地震応答解析モデルへの影響については別紙1-2、表層地盤ばねの取扱いについての詳細は別紙1-6に示す。



: 表層地盤ばねの変更箇所

図2-3 表層地盤ばねの変更（概念図）

2.5 建屋重量の変更

2.5.1 SI単位系への単位換算による変更

既工認モデルでは重力単位系による重量を用いていたが、今回工認モデルではSI単位系へ単位換算する。

2.5.2 主排気筒の重量変更

主排気筒については、制震装置（オイルダンパー）、補強リング及び支持点アームの追加による耐震補強工事を実施しており、原子炉建屋の今回工認モデルでは当該工事による重量変更を反映している。図2-4に耐震補強工事の概要を示す。

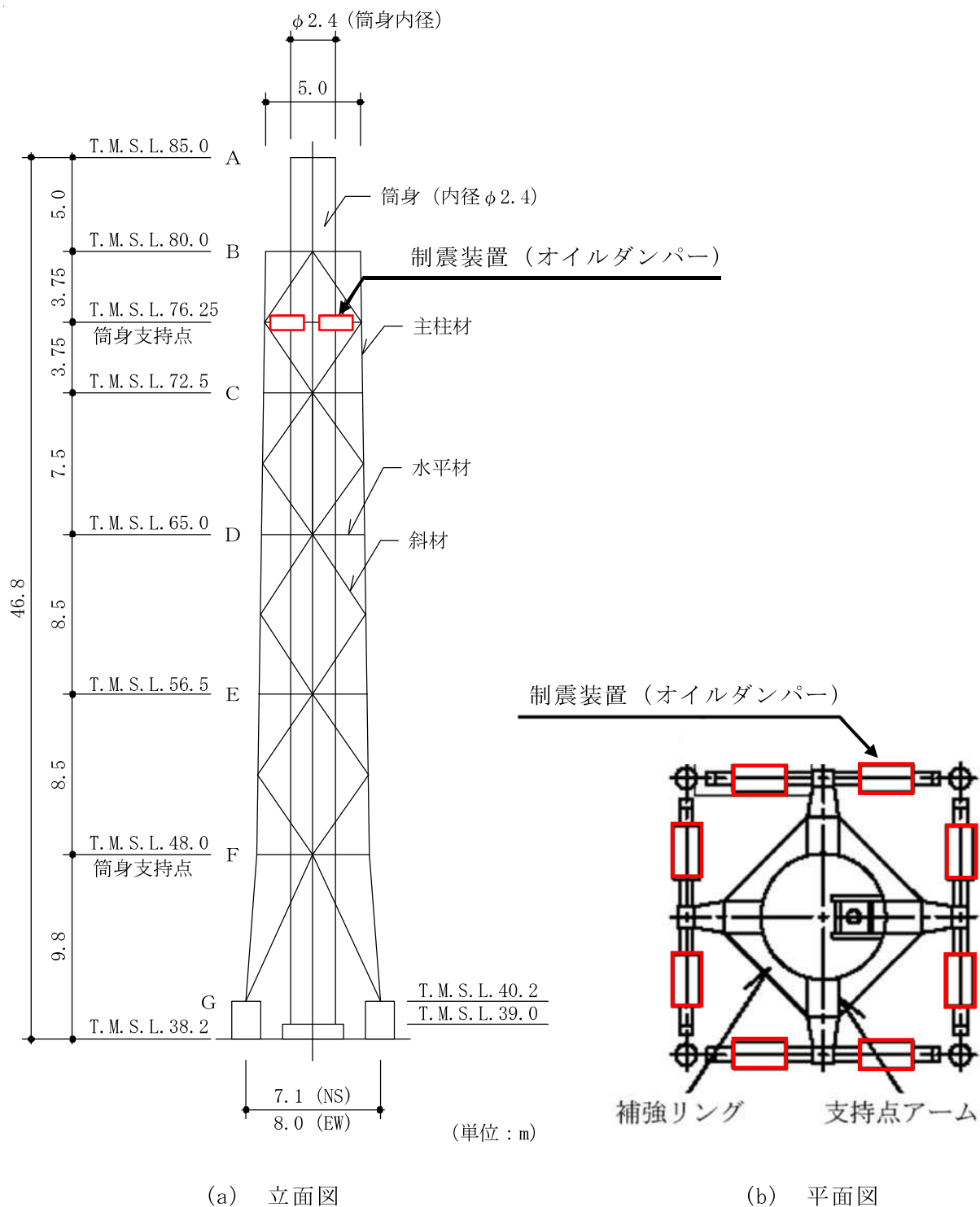


図2-4 耐震補強工事の概要

2.5.3 屋根トラスの重量変更

原子炉建屋屋根トラスについては、つなぎばりの一部や下弦面水平ブレース等の余裕の少ない部材について、部材取替え及び補強部材の追加による耐震補強工事を実施しており、原子炉建屋の今回工認モデルでは当該工事による重量変更を反映している。図2-5に耐震補強工事の概要を表2-2に補強部材の詳細を示す。なお、屋根トラスの裕度向上対策として防水仕様の変更による固定荷重の低減及び除雪による積雪荷重の低減を行っている。

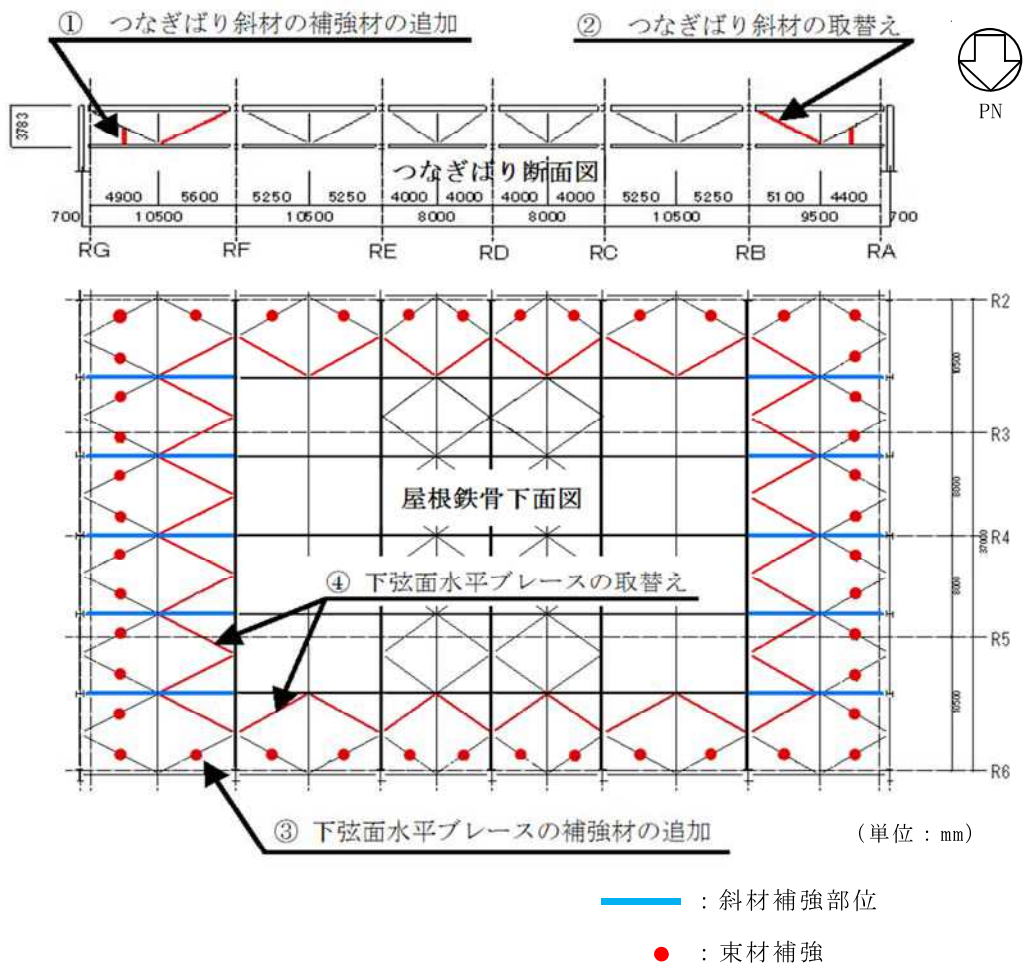
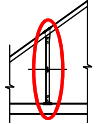

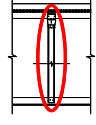
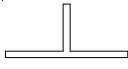


図2-5 耐震補強工事の概要

表2-2 補強部材の詳細

No.	箇所及び補強方法	
①	つなぎばり斜材 補強材の追加	 <p>斜材 2Ls-90×90×10 補強材 L-75×75×6</p>
②	つなぎばり斜材 取替え	 <p>補強前 2Ls-90×90×10 補強後 2Ls-130×130×9</p>
③	下弦面水平 ブレース材 補強材の追加	 <p>ブレース材 CT-150×300×10×15 補強材 [-150×75×6.5×10</p>
④	下弦面水平 ブレース材 取替え	 <p>補強前 CT-150×300×10×15 補強後 CT-175×350×12×19</p>

2.6 既工認モデルと今回工認モデルの諸元の比較

表2-3に既工認モデルと今回工認モデルの諸元の比較を示す。

表2-3 既工認モデルと今回工認モデルの諸元の比較 (NS方向) (1/2)

(a) 既工認モデル

質点番号	質点重量 W (t)	回転慣性重量 I _G (×10 ⁵ t・m ²)	部材番号	せん断断面積 Δ _s (m ²)	断面二次モーメント I (m ⁴)	質点番号	質点重量 W (t)	回転慣性重量 I _G (×10 ⁵ t・m ²)	部材番号	せん断断面積 Δ _s (m ²)	断面二次モーメント I (m ⁴)
1	4660	8.3	1	41.0	13700						
2	8390	42.8	2	83.0	51100						
3	8620	48.3	3	117.4	70600	11	9320	3.3	11	114.4	7200
4	8650	29.9	4	119.0	69000	12	15810	37.9	12	95.5	23300
5	5650	20.2	5	120.2	84700	13	10490	31.1	13	95.6	23500
6	8290	29.5	6	164.9	105000	14	20320	41.7	14	97.0	23400
7	8170	30.2	7	181.2	112800	15	12650	39.5	15	100.4	23600
8	8290	30.4	8	192.4	119000	16	13950	37.7	16	144.8	29600
9	34920	96.4	9	—	—						
10	22030	59.3									
合計	200210										

①建屋部

ヤング係数 E 2.7×10⁴ (t/m²)
 せん断弾性係数 G 1.2×10⁶ (t/m²)
 ポアソン比 ν 0.167
 減衰定数 h 5%

②基礎スラブ

ヤング係数 E 2.6×10⁶ (t/m²)
 せん断弾性係数 G 1.1×10⁶ (t/m²)
 ポアソン比 ν 0.167
 減衰定数 h 5%
 基礎形状 56.6m(NS方向)×59.6m(EW方向)
 ×5.5m(厚さ)

(b) 今回工認モデル

質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I _G (×10 ⁵ kN・m ²)	部材番号	せん断断面積 Δ _s (m ²)	断面二次モーメント I (m ⁴)	質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I _G (×10 ⁵ kN・m ²)	部材番号	せん断断面積 Δ _s (m ²)	断面二次モーメント I (m ⁴)
1	39490 *1	70.6 *1	1	41.0	13700						
2	80520 *2	410.9 *2	2	83.0	51100						
3	84470	473.7	3	188.0	70600	11	91400	32.4	11	119.6	7200
4	84770	293.2	4	132.5	69000	12	155040	371.7	12	113.0	23300
5	55380	198.1	5	149.4	84700	13	102870	305.0	13	137.6	23500
6	81140	289.3	6	180.5	105000	14	199270	408.9	14	139.2	23400
7	80120	296.2	7	183.2	112800	15	124050	387.4	15	132.4	23600
8	81300	298.1	8	223.5	119000	16	136800	369.7	16	186.4	29600
9	342450	945.4	9	3373.4	900600						
10	216040	581.5									
合計	1955110										

①建屋部

ヤング係数 E 2.88×10⁴ (N/mm²)
 せん断弾性係数 G 1.20×10⁶ (N/mm²)
 ポアソン比 ν 0.20
 減衰定数 h 5%

②基礎スラブ

ヤング係数 E 2.79×10⁴ (N/mm²)
 せん断弾性係数 G 1.16×10⁶ (N/mm²)
 ポアソン比 ν 0.20
 減衰定数 h 5%
 基礎形状 56.6m(NS方向)×59.6m(EW方向)
 ×5.5m(厚さ)

- : 「2.1 補助壁の考慮」による変更箇所
- : 「2.2 コンクリート実剛性の考慮」による変更箇所
- : 「2.5 建屋重量の変更」による変更箇所

注記*1: 屋根トラスの耐震補強工事, 防水仕様の変更による固定荷重の低減及び除雪による積雪荷重の低減による重量の変更箇所

*2: 主排気筒の耐震補強工事による重量の変更箇所

表2-3 既工認モデルと今回工認モデルの諸元の比較 (EW方向) (2/2)

(a) 既工認モデル

質点番号	質点重量 W (t)	回転慣性重量 I_G ($\times 10^5 t \cdot m^2$)	部材番号	せん断断面積 A_s (m ²)	断面二次モーメント I (m ⁴)	質点番号	質点重量 W (t)	回転慣性重量 I_G ($\times 10^5 t \cdot m^2$)	部材番号	せん断断面積 A_s (m ²)	断面二次モーメント I (m ⁴)
1	4660	17.3	1	54.7	30000						
2	8390	31.2	2	122.9	62600						
3	9140	30.5	3	153.3	87900	11	8800	27.3	11	114.4	6700
4	6860	28.1	4	111.8	81900	12	17600	48.4	12	95.5	23300
5	5120	21.5	5	131.5	92800	13	11020	34.7	13	97.4	23100
6	8030	32.7	6	178.8	114600	14	20580	46.2	14	97.0	23400
7	7820	32.3	7	190.8	124000	15	13000	44.1	15	97.4	21200
8	8080	33.1	8	202.6	131000	16	14160	41.8	16	141.0	23800
9	34920	106.0	9	—	—						
10	22030	65.7									
合計	200210										

①建屋部

ヤング係数 E 2.7×10^6 (t/m²)
 せん断弾性係数 G 1.2×10^6 (t/m²)
 ポアソン比 ν 0.167
 減衰定数 h 5%
 回転ばね $K_{\theta 1}$ 18.6×10^6 (t·m/rad)

②基礎スラブ

ヤング係数 E 2.6×10^6 (t/m²)
 せん断弾性係数 G 1.1×10^6 (t/m²)
 ポアソン比 ν 0.167
 減衰定数 h 5%
 基礎形状 56.6m (NS方向) \times 59.6m (EW方向) \times 5.5m (厚さ)

(b) 今回工認モデル

質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I_G ($\times 10^5 kN \cdot m^2$)	部材番号	せん断断面積 A_s (m ²)	断面二次モーメント I (m ⁴)	質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I_G ($\times 10^5 kN \cdot m^2$)	部材番号	せん断断面積 A_s (m ²)	断面二次モーメント I (m ⁴)
1	39490 *1	147.1 *1	1	54.7	30000						
2	80520 *2	300.1 *2	2	122.9	62600						
3	89570	299.1	3	172.7	87900	11	86300	267.7	11	219.0	6700
4	67270	275.6	4	131.8	81900	12	172540	474.6	12	222.8	23300
5	50210	210.8	5	166.7	92800	13	108040	340.3	13	207.4	23100
6	78630	320.7	6	179.3	114600	14	201780	453.1	14	152.1	23400
7	76690	316.8	7	211.5	124000	15	127480	432.5	15	180.1	21200
8	79240	324.6	8	259.5	131000	16	138860	409.9	16	164.4	23800
9	342450	1039.5	9	3373.4	998600						
10	216040	644.3									
合計	1955110										

①建屋部

ヤング係数 E 2.88×10^4 (N/mm²)
 せん断弾性係数 G 1.20×10^4 (N/mm²)
 ポアソン比 ν 0.20
 減衰定数 h 5%
 回転ばね $K_{\theta 1}$ 1.97×10^9 (kN·m/rad)

②基礎スラブ

ヤング係数 E 2.79×10^4 (N/mm²)
 せん断弾性係数 G 1.16×10^4 (N/mm²)
 ポアソン比 ν 0.20
 減衰定数 h 5%
 基礎形状 56.6m (NS方向) \times 59.6m (EW方向) \times 5.5m (厚さ)

- : 「2.1 補助壁の考慮」による変更箇所
- : 「2.2 コンクリート実剛性の考慮」による変更箇所
- : 「2.5 建屋重量の変更」による変更箇所

注記*1: 屋根トラスの耐震補強工事, 防水仕様の変更による固定荷重の低減及び除雪による積雪荷重の低減による重量の変更箇所

*2: 主排気筒の耐震補強工事による重量の変更箇所

別紙1-7 建屋側面地盤回転ばねを考慮する建屋の選定について

目 次

1. 概要	別紙1-7-1
2. Novakの側面ばねに関する既往の文献	別紙1-7-1
3. 側面回転ばねを考慮する効果	別紙1-7-3
4. 選定方法	別紙1-7-6
5. 側面回転ばねを考慮する建屋	別紙1-7-8

(参考資料1) 周辺地盤との接地状況について

1. 概要

建屋の地下部分の埋込みを考慮した水平方向の地震応答解析モデル（以下「埋込みSRモデル」という。）は、周辺地盤との接触状況等を確認したうえで、埋込みの効果は建屋側面の地盤ばねとして地震応答解析モデルに反映している。本資料では、建屋側面の地盤ばねのうち、回転ばね（以下「側面回転ばね」という。）を考慮する建屋の選定方法及び選定結果について説明する。

2. Novak の側面ばねに関する既往の文献

Novak の側面ばねを用いた埋込み SR モデルについては、原子炉建屋の振動試験や地震観測のシミュレーション解析において、その妥当性が検証されている。これらの結果は、J E A G 4601-1991 追補版において引用されている原子力発電耐震設計特別調査委員会調査報告書 Vol.12「建屋埋込み効果の評価法の標準化に関する調査報告書」（昭和 62 年 6 月）（以下「標準化報告書」という。）にまとめられている。

標準化報告書においては、実機振動試験との比較結果より Novak の側面ばね（水平ばね及び回転ばね）を考慮した評価法が、実用的かつ合理的であるとの評価を行った後に、側面ばねのうち回転ばねの扱いについて検討を行っている。

標準化報告書における記載の概要は次のとおりである。

側面ばねのうち回転ばねを考慮した場合と削除した場合を、実機振動試験結果と比較し次に言及している。比較結果を図 2-1 に示す。

- Novak の側面ばねのうち回転ばねを考慮した場合と削除した場合で共振振動数の差異はほとんど生じない。
- Novak の回転ばねを削除することにより、共振振動数における振幅は増大し、建屋—地盤連成系の減衰効果は小さく評価される。

これらより、標準化報告書では地震応答解析に用いる地震加速度レベル程度での防水層のせん断耐力が不明である現状を勘案すれば、建屋—地盤連成系の減衰定数を小さく評価する回転ばねを削除した埋込み SR モデルで地震応答解析するのが適切であると判断されるとしている。

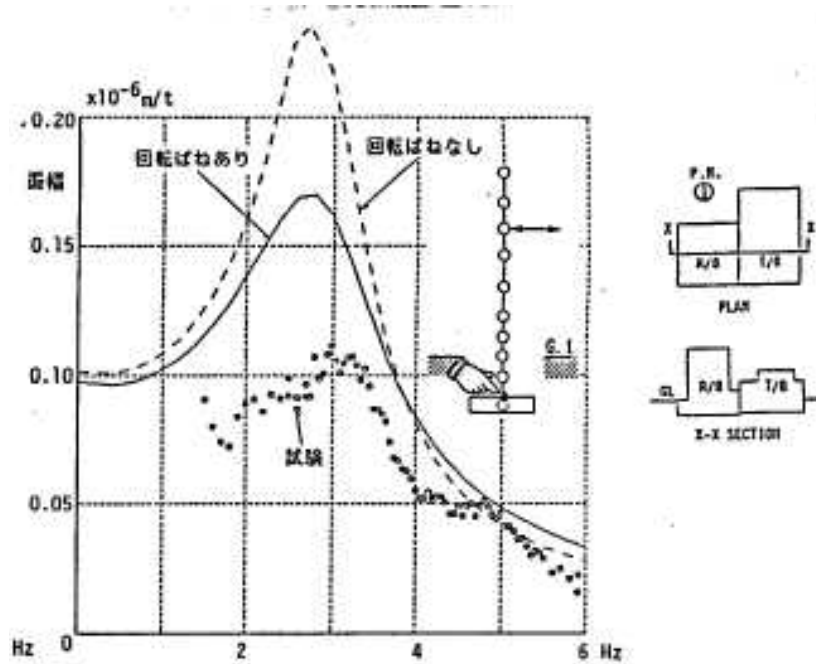
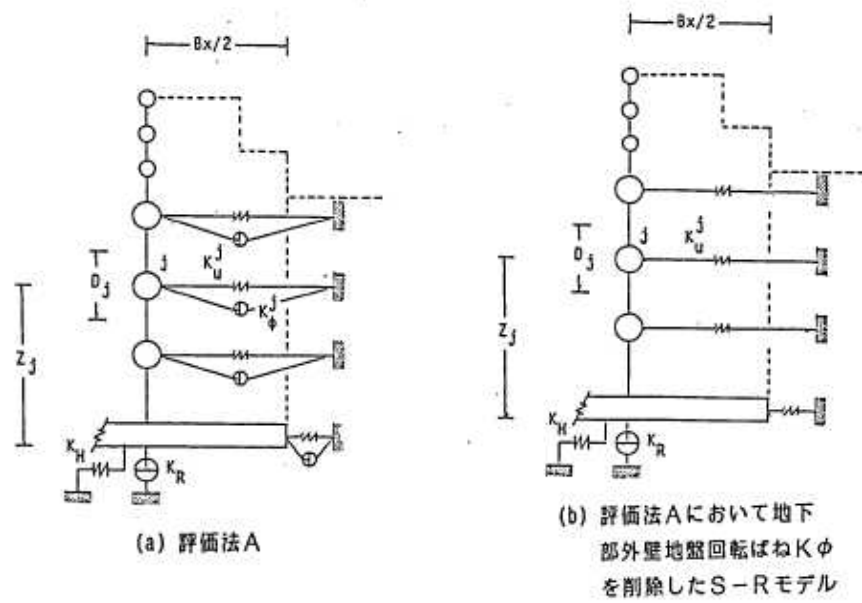
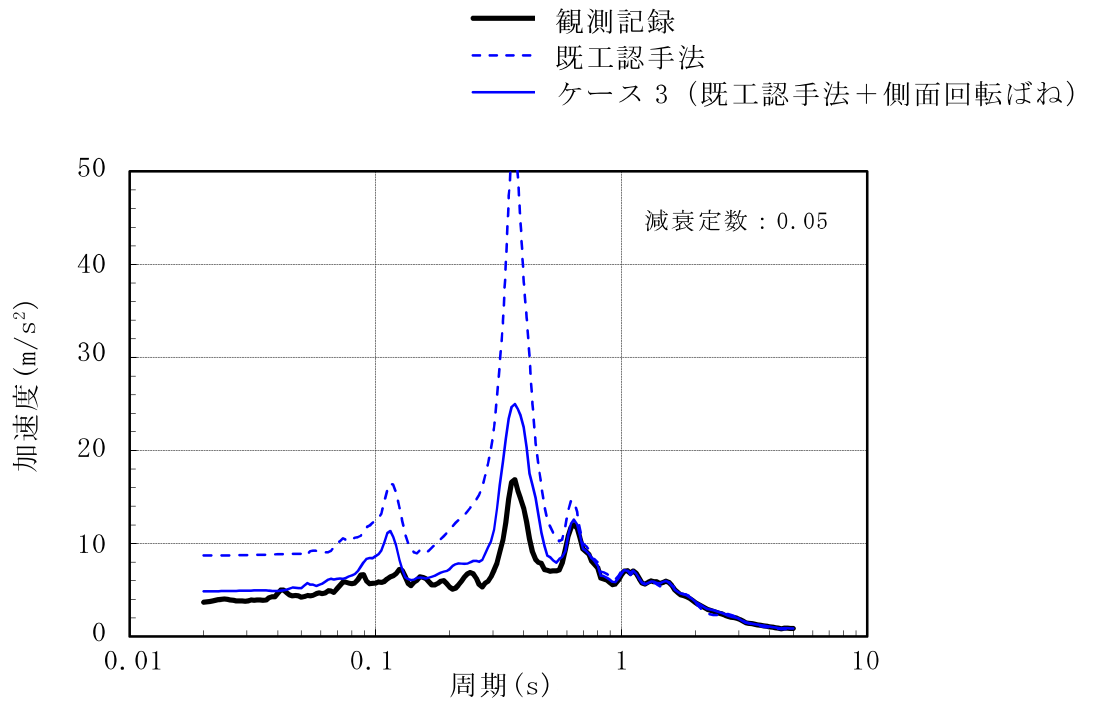


図 2-1 実機振動試験結果と側面回転ばねの有無による解析結果の比較事例
(別紙 1-5 図 2-7 再掲)

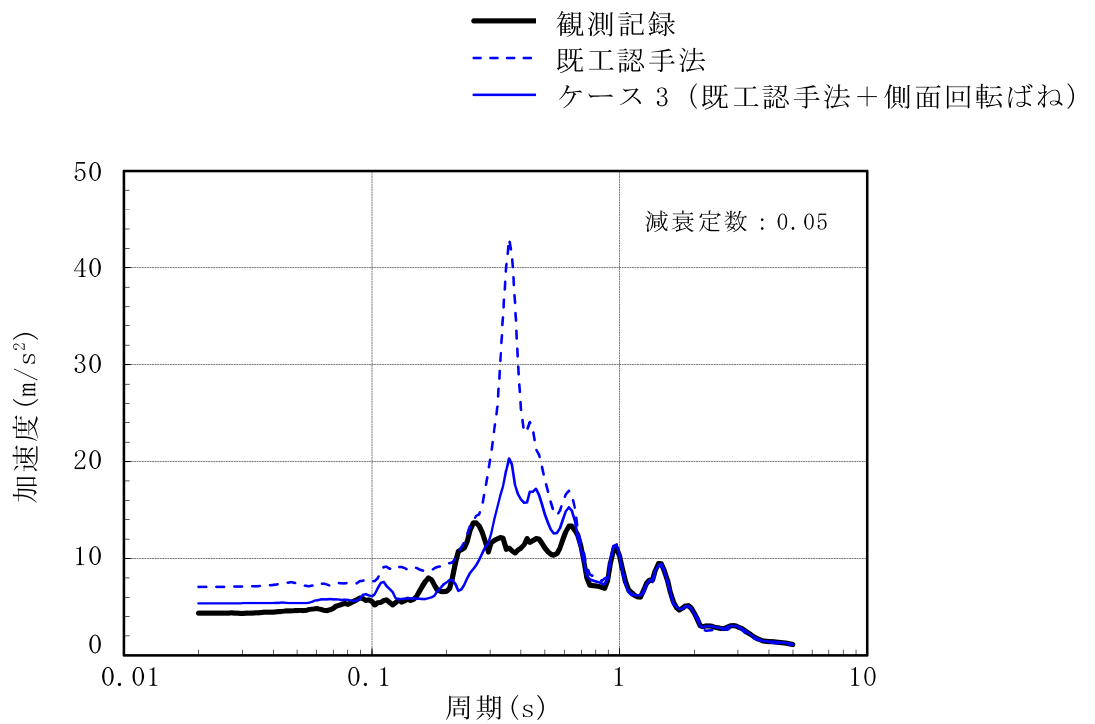
3. 側面回転ばねを考慮する効果

原子炉建屋の地震応答解析モデルは2007年新潟県中越沖地震時のシミュレーション解析結果を踏まえて設定している。「工事計画に係る説明資料（建屋・構築物の地震応答計算書）」のうち「原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料」（以下「補足説明資料」という。）の別紙1-2「原子炉建屋の地震応答解析モデルについて」では、図3-1に示すように既工認手法及び既工認手法に側面回転地盤ばねを考慮したモデルでの地震応答解析結果と観測記録とを比較しており、標準化報告書の記載のとおり側面回転ばねを考慮しない場合は共振振動数における振幅は増大し、建屋—地盤連成系の減衰効果は小さく評価され、側面回転ばねを考慮することで、加速度応答スペクトルの観測記録との整合性が向上し、地震時の挙動をより実応答に近い形で評価できることを確認している。

また、補足説明資料の別紙1-5「建屋側面地盤回転ばねを考慮することの妥当性」では側面回転ばねが地震応答解析に与える影響について検討しており、表3-1に示すように側面回転ばねを考慮することにより、接地率が改善することを確認している。



(a) NS方向



(b) EW方向

図 3-1 加速度応答スペクトルの比較 (T.M.S.L. 23.5m) (別紙 1-2 図 3-9 再掲)

表 3-1 側面回転ばねが建屋底面の接地率に与える影響（別紙 1-5 表 2-2 再掲）

解析ケース	建屋底面の接地率
	NS 方向
①側面回転ばね非考慮モデル	51.5% (S _S -1)
②側面回転ばね考慮モデル	70.1% (S _S -1)

4. 選定方法

埋込みを考慮できる建屋のうち、側面回転ばねを考慮する建屋の選定方法のフローを図4-1に示す。

まず、上位クラス建物・構築物への波及的影響防止のための評価対象建屋であるサービス建屋及び5号機タービン建屋については、衝突の有無の判断が基本となり、側面回転ばねを考慮することの拘束効果により、変位が小さくなると考えられるため、今回工認モデルでは側面回転ばねを非考慮とした。

次に、タービン建屋について最小接地率が100%であるため、今回工認モデルでは側面回転ばねを非考慮とした。また、5号機原子炉建屋については最小接地率が66%程度であり、基礎浮上り非線形SRモデルの適用限界である65%を上回っていることから、今回工認モデルでは側面回転ばねを非考慮とした。

このフローにより、側面回転ばねを考慮する建屋は、地震応答解析に基づく接地率が低接地率になることが想定された建屋であり、また、側面回転ばねを考慮することの妥当性を確認した原子炉建屋及びコントロール建屋とした。

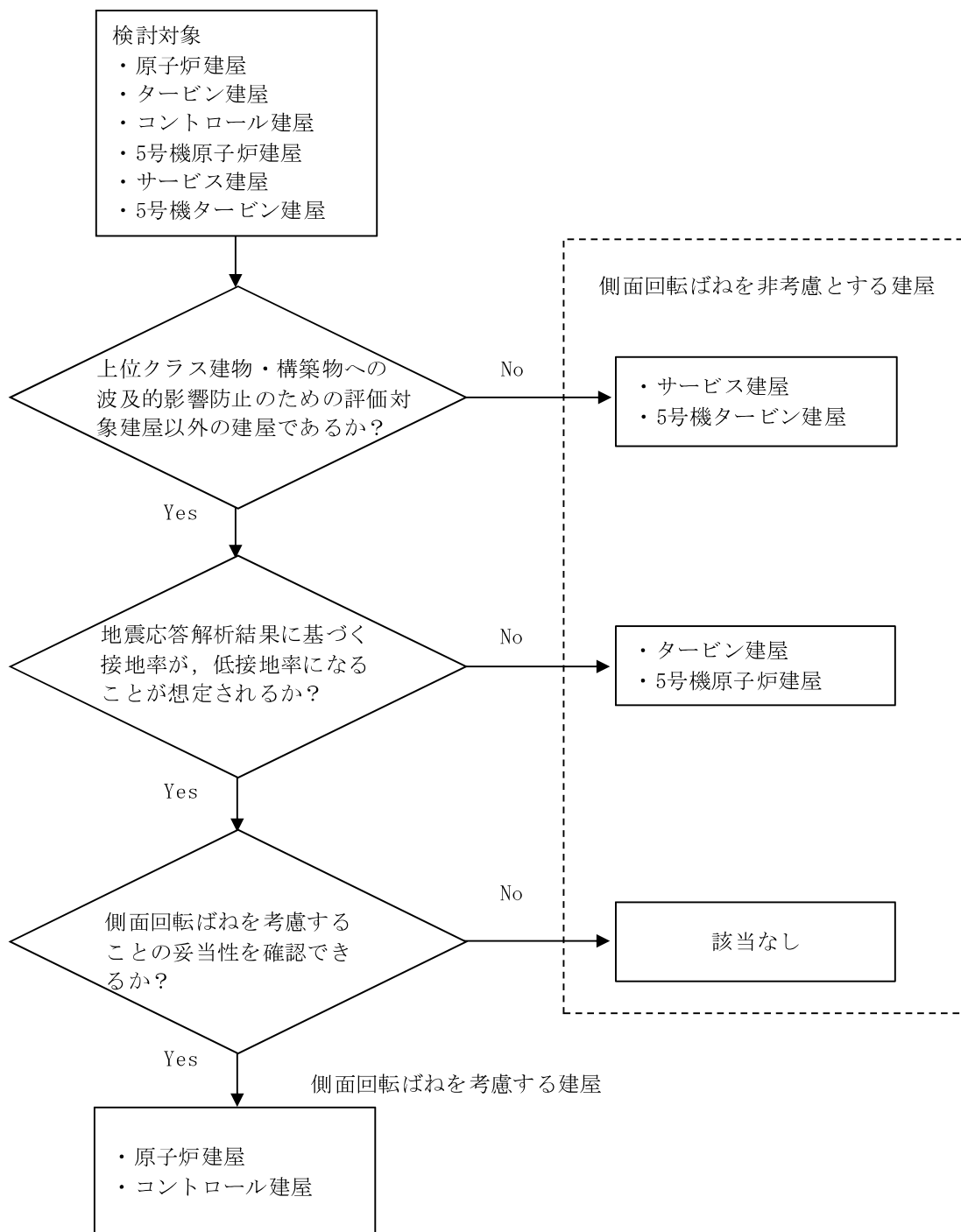


図 4-1 側面回転ばねを考慮する建屋の選定方法のフロー

5. 側面回転ばねを考慮する建屋

「4. 選定方法」のフローに基づき確認した側面回転ばねを考慮する建屋の選定結果及び側面回転ばねを考慮するにあたり、その妥当性に関する説明を行っている資料を表5-1に示す。

表 5-1 側面回転ばねを考慮する建屋

No.	建屋名	側面回転ばね考慮の妥当性に関する説明資料
1	原子炉建屋	「原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料」のうち「別紙 1-5 建屋側面地盤回転ばねを考慮することの妥当性について」
2	コントロール建屋	「コントロール建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料」のうち「別紙 1-2 建屋側面地盤回転ばねを考慮することの妥当性について」

(参考資料1) 周辺地盤との接地状況について

1. 概要

本資料は、「別紙1-7 建屋側面地盤回転ばねを考慮する建屋の選定について」の「2. 選定方法」に示す建屋とその周辺地盤との接地状況について説明するものである。

2. 周辺地盤との接地状況

表2-1に建屋と地盤の接触面積比率を，図2-1に建屋の配置図を，図2-2に建屋と周辺地盤との接地状況を示す地質断面図を示す。

表2-1 建屋と地盤の接触面積比率

建屋	地下部表面積 (m ²)	接地表面積 (m ²)	接触面積比 (%)
原子炉建屋	4113	3440	83.6
タービン建屋	4747	2990	62.9
コントロール建屋	1919	1520	79.2
5号機原子炉建屋	7968	7416	93.0
サービス建屋	1477	1242	84.0
5号機タービン建屋	1655	1306	78.9

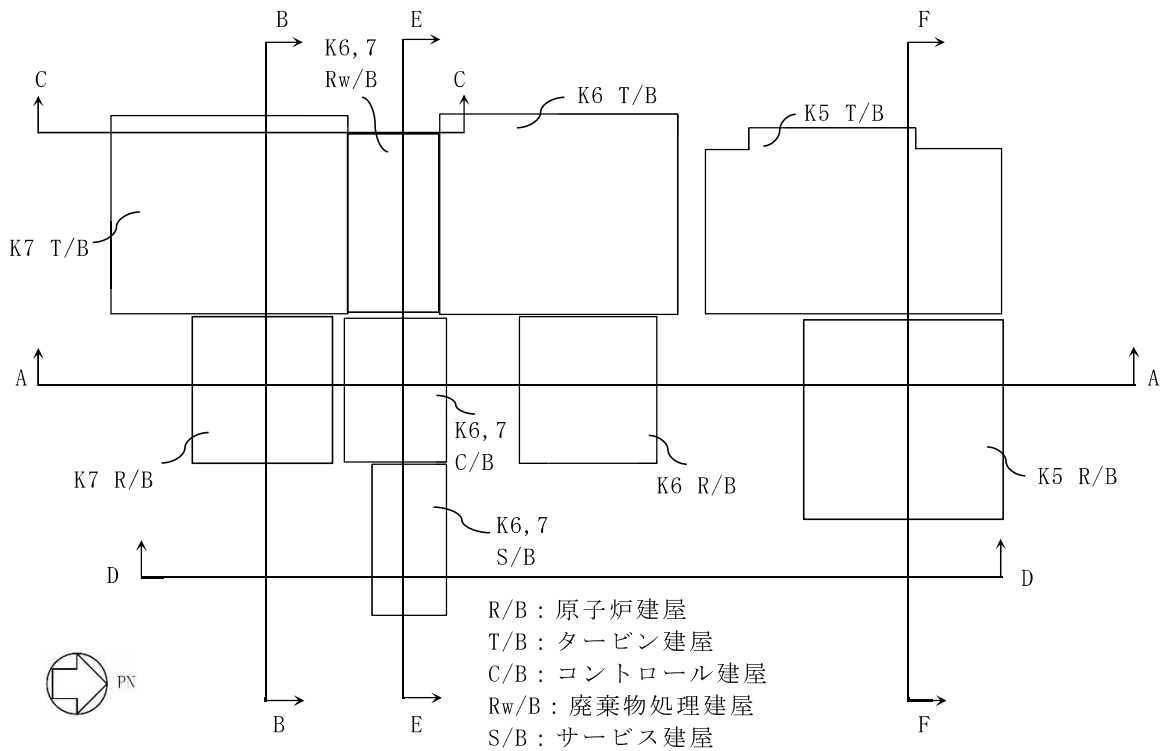


図 2-1 配置図

凡例

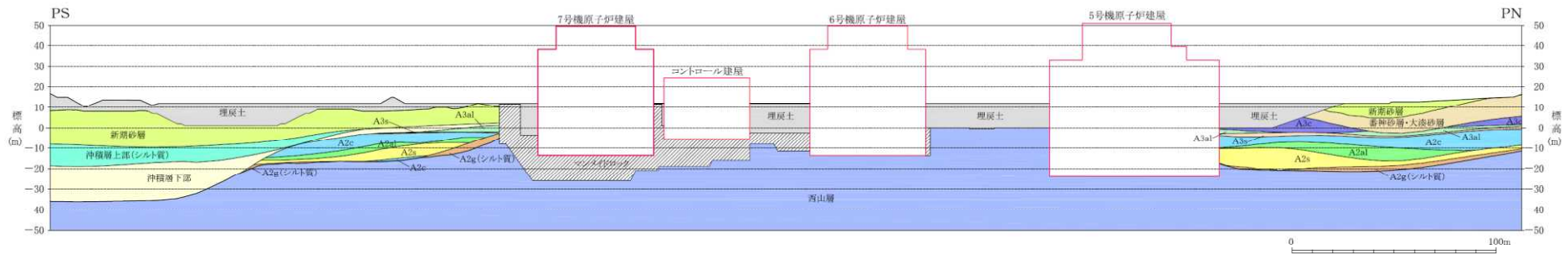


図 2-2 地質断面図 (A-A 断面)

凡例

埋戻土				
マンメイドロック				
地盤改良体(既設)				
地盤改良体(新設)				
新期砂層				
沖積層上部				
沖積層下部				
番神砂層・大湊砂層				
古安田層	A3部層	シルト		A3c
		砂・シルト互層		A3a1
		砂		A3s
	A2部層	シルト		A2c
		砂・シルト互層		A2a1
		砂		A2s
	A1部層	シルト質砂礫～砂礫		A2g
		シルト		A1c
		シルト質砂礫～砂礫		A1g
西山層				

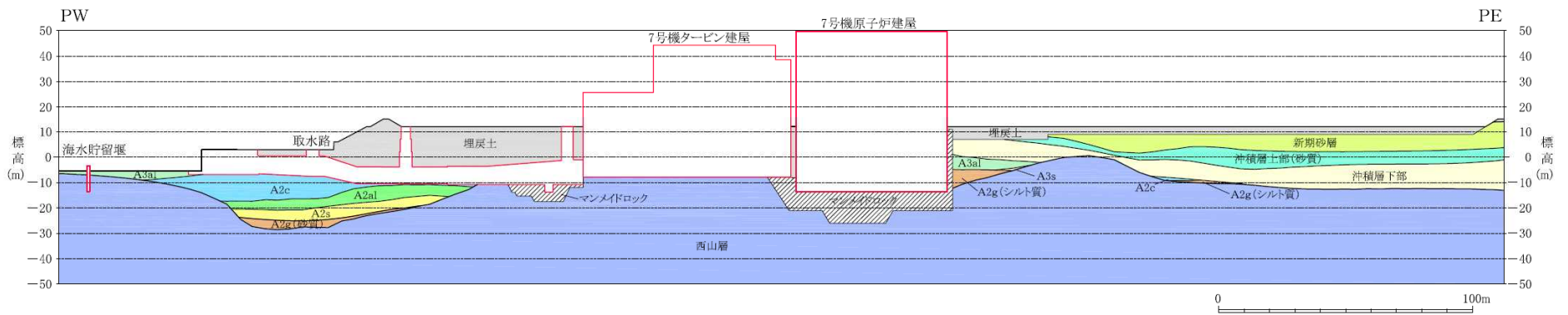
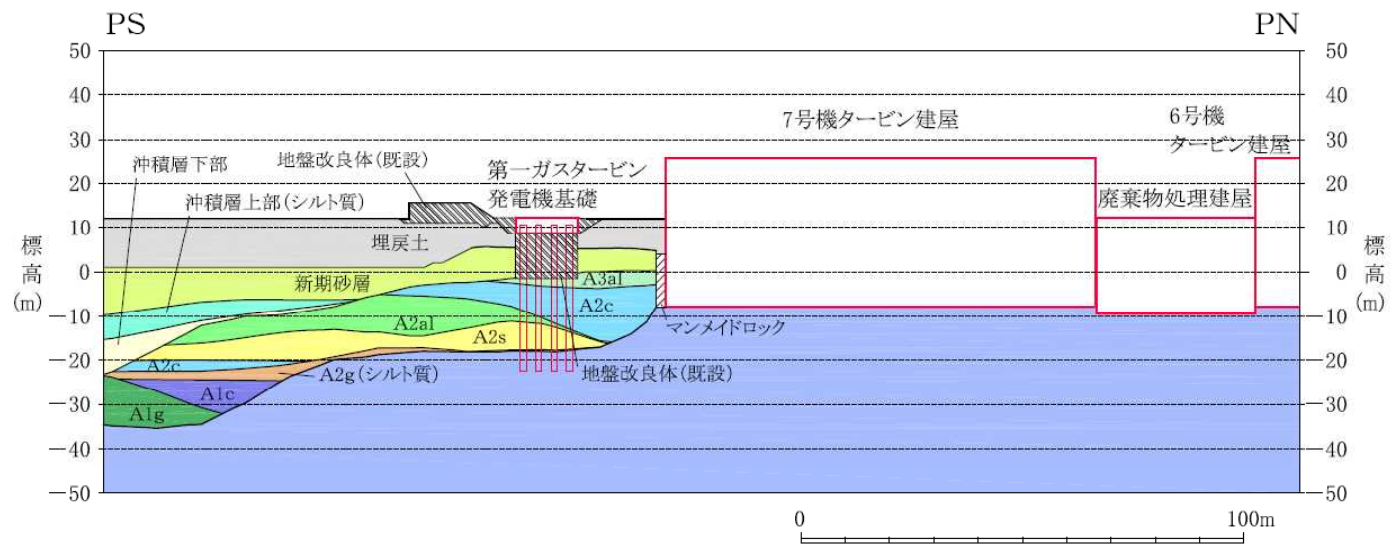


図 2-2 地質断面図 (B-B 断面)



凡例



図 2-2 地質断面図(C-C 断面)

凡例

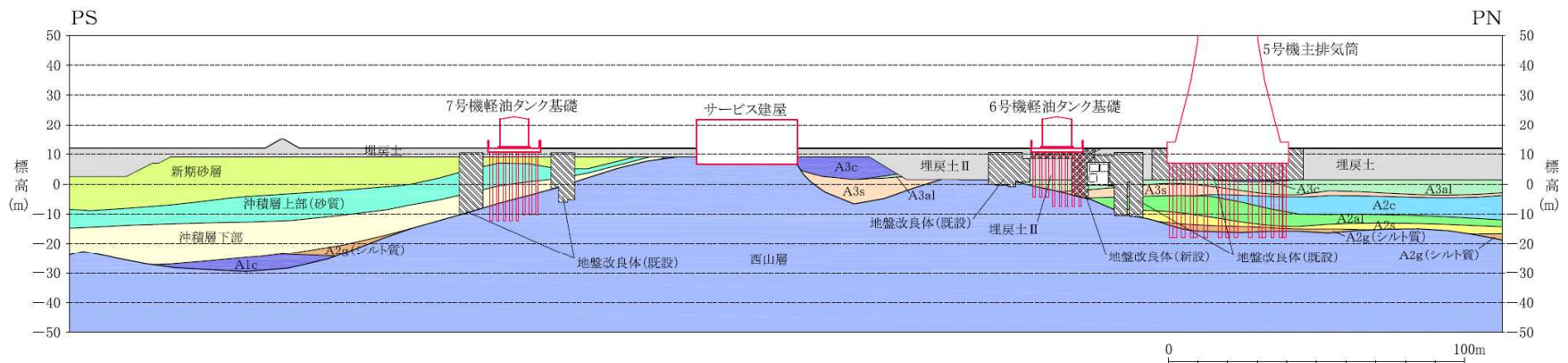


図 2-2 地質断面図(D-D 断面)

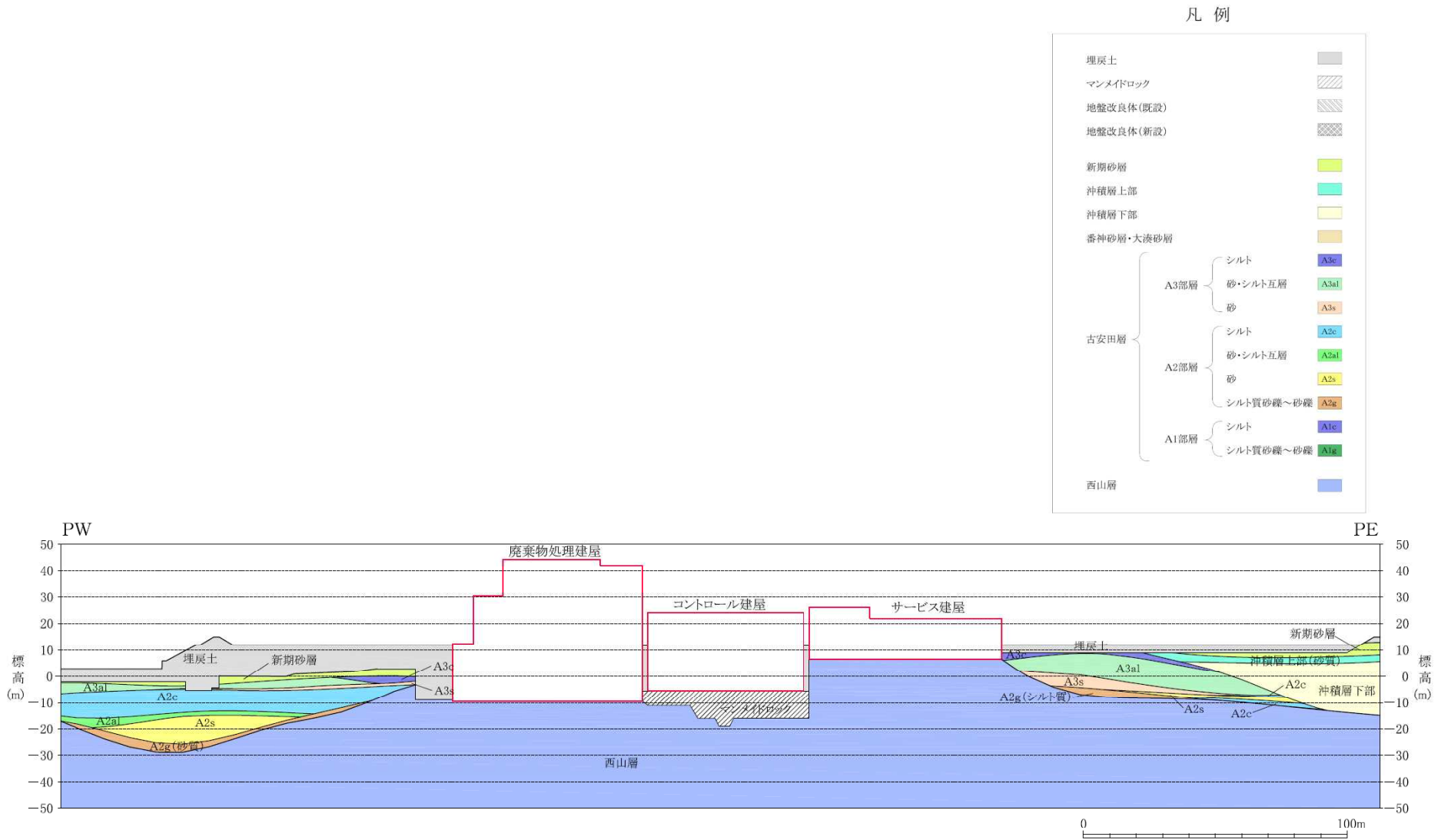


図 2-2 地質断面図(E-E 断面)

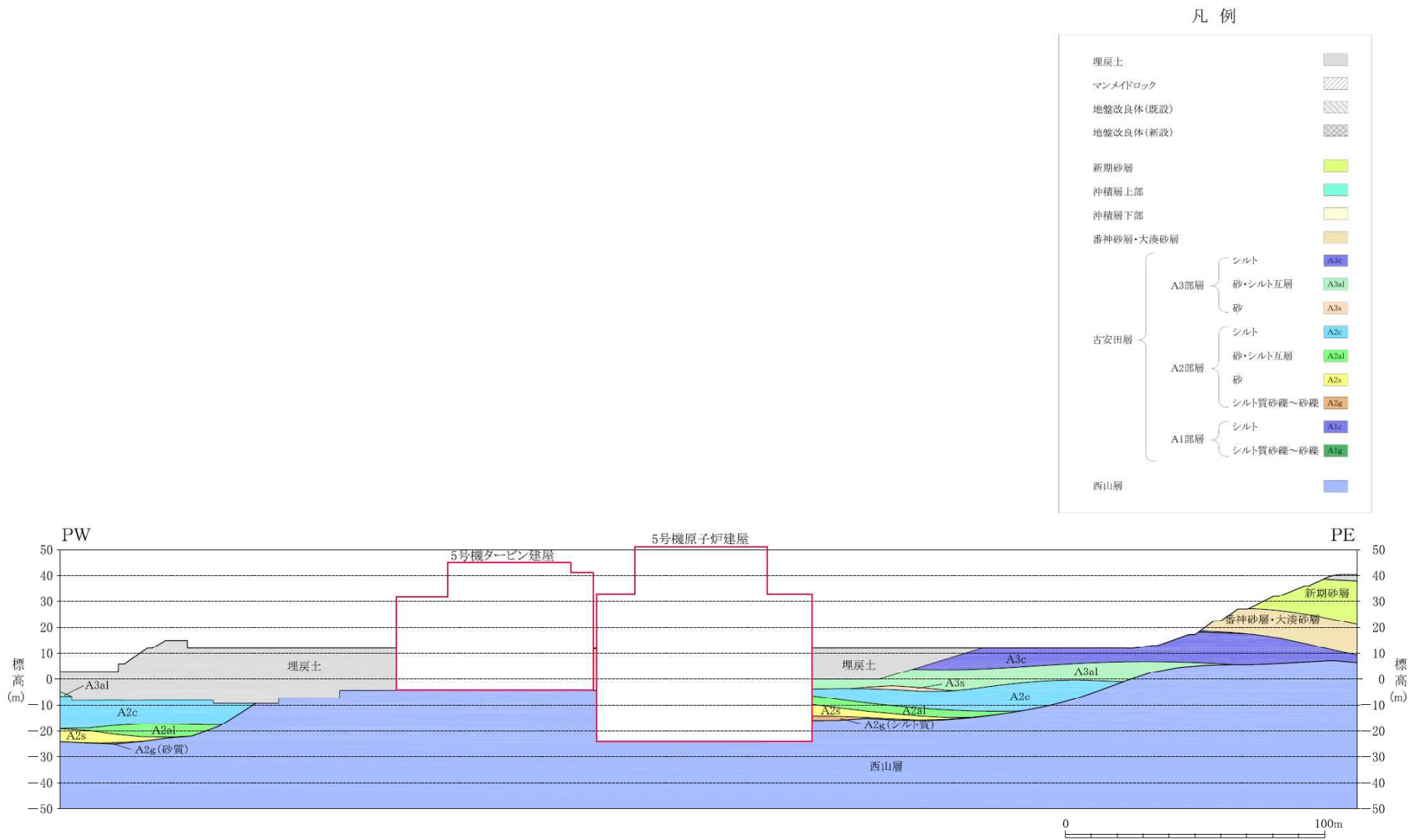


図 2-2 地質断面図(F-F 断面)

別紙3 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

目 次

1. 概要	別紙3-1
1.1 検討概要	別紙3-1
1.2 検討方針	別紙3-1
2. 材料物性の不確かさの分析	別紙3-2
2.1 建屋剛性の不確かさ	別紙3-2
2.2 地盤剛性の不確かさ	別紙3-2
3. 材料物性の不確かさを考慮した設計用地震力の設定	別紙3-3
3.1 設計用地震力の設定方法	別紙3-3
3.2 材料物性の不確かさの設定	別紙3-5
4. 地震応答解析による建屋剛性及び地盤剛性の不確かさの影響検討	別紙3-7
4.1 検討概要	別紙3-7
4.2 不確かさの影響検討	別紙3-12
4.2.1 建屋剛性及び地盤剛性の変動による影響	別紙3-12
4.2.2 建屋剛性の変動による影響	別紙3-42
4.2.3 側面回転ばねの変動による影響	別紙3-72
4.3 まとめ	別紙3-96
5. 機器・配管系評価への影響	別紙3-97

別紙3-1 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3-2 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果

下線部：今回ご提示資料

1. 概要

1.1 検討概要

本資料は、柏崎刈羽原子力発電所7号機の原子炉建屋の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について説明するものである。

地震応答解析に用いる材料定数は材料物性の不確かさの変動幅を適切に考慮することとしているが、本資料では、地震応答解析に影響を及ぼす建屋剛性（コンクリート剛性）、地盤剛性（地盤のせん断波速度）及び側面回転ばねの不確かさについて検討を行うとともに、その変動幅を設定し、地震応答解析結果における影響を検討する。また、検討結果を踏まえ、建物・構築物の耐震計算書において、材料物性の不確かさを考慮して設定する設計用地震力を検討する。更に、材料物性の不確かさの影響評価として、機器・配管系の評価への影響についても検討する。

1.2 検討方針

建物・構築物の動的地震力は、建物・構築物の地震応答解析（時刻歴応答解析法）により求められており、地盤剛性、建屋剛性、地盤のばね定数の算定及び減衰定数、地震動の位相特性などの影響を受ける。特に床応答スペクトルの変動に影響を及ぼす要因は、建屋剛性及び地盤剛性であることが確認されている。*

地震応答解析モデルの建屋剛性は、建設時コンクリートの91日強度の平均値に基づく実強度を用いて算出しているが、平均値に対するばらつきを考慮する必要があると考えられる。また、建物・構築物と地盤との相互作用を考慮したモデルによる地震応答解析において、地盤のせん断波速度の不確かさと、側面地盤の回転ばねによる拘束効果の不確かさが建屋応答へ影響を及ぼすことが考えられる。

よって、建屋剛性の不確かさ要因としてはコンクリート剛性を、地盤剛性の不確かさ要因としては地盤のせん断波速度と側面回転ばねによる拘束効果を考慮することとし、それぞれの不確かさが建屋応答及び耐震安全性に及ぼす影響について考察を行い、耐震評価における材料物性の不確かさを考慮した設計用地震力の設定について検討する。また、建屋剛性及び地盤剛性の不確かさを考慮したモデルにより地震応答解析を実施し、建屋応答並びに建物・構築物及び機器・配管系の耐震安全性に及ぼす影響について確認する。

注記*：日本電気協会「参考資料4.7 鉛直方向の設計用床応答スペクトルの拡幅率」, 第29回耐震設計分科会資料 No. 29-4-5-7, 平成20年1月18日

2. 材料物性の不確かさの分析

2.1 建屋剛性の不確かさ

建屋剛性の不確かさとして、建屋剛性の算定に用いるコンクリート実強度のばらつきがある。コンクリート実強度については、91日強度の平均値に基づく値を基本ケースとし、プラス側とマイナス側を考慮する。

建屋剛性の不確かさを考慮することにより、部材の発生応力、変位及びせん断ひずみが不確かさを考慮しないケース（以下「基本ケース」という。）に対して変動すると考えられる。

よって、建物・構築物の耐震評価において、設計用地震力に建屋剛性の不確かさを考慮する。

2.2 地盤剛性の不確かさ

地盤剛性の不確かさについては、地盤のせん断波速度が変動することにより、地盤剛性が変動する。また、側面地盤の拘束効果としての側面回転ばねの不確かさがある。

これらの地盤剛性の不確かさを考慮することにより、部材の発生応力、変位及びせん断ひずみが基本ケースに対して変動すると考えられる。

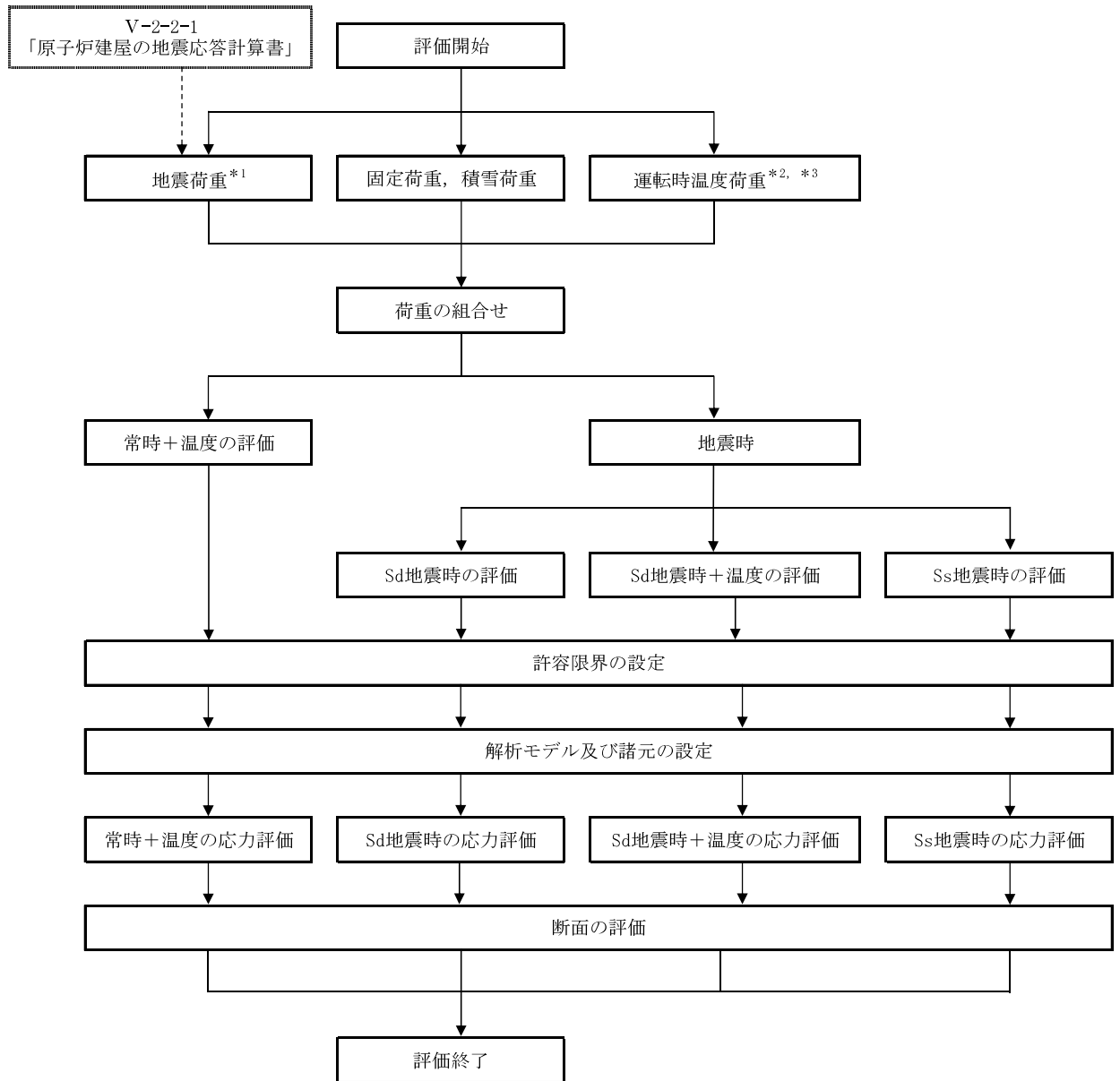
よって、建物・構築物の耐震評価において、設計用地震力に地盤剛性の不確かさと側面回転ばねの不確かさを考慮する。

3. 材料物性の不確かさを考慮した設計用地震力の設定

3.1 設計用地震力の設定方法

基本ケース及び材料物性の不確かさを考慮したケースの地震荷重を用いた解析を実施することで、材料物性の不確かさを設計用地震力として考慮する。不確かさを考慮したケースの質点系モデルの応答値の算出に当たっては、基本ケースにおける建屋応答を確認したうえで、建屋応答への影響の大きい波に対して実施する（別紙3-1「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」参照）。材料物性の不確かさを設計用地震力として考慮した建屋耐震性評価フローの例を図3-1に示す。

応力解析による耐震評価において、地震荷重は、質点系モデルによる地震応答解析より得られた最大応答値から算出する。地震応答解析から得られた最大応答値は、Ss-1～Ss-8の入力地震動ごとに異なるため、保守的な評価として、入力地震動ごとに得られた応答値のうち最大の応答値となる地震荷重を採用することとする。なお、材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果は別紙3-2「材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果」に示す。



注記*1：建屋剛性及び地盤剛性の不確かさを考慮する

注記*2：運転時温度荷重については、常時及びSd地震時に考慮する

注記*3：運転時温度荷重については、原子炉格納容器の評価にのみ考慮する

図 3-1 建屋耐震性評価フロー（応力解析による評価）

3.2 材料物性の不確かさの設定

材料物性の不確かさを考慮した質点系モデルの応答値の算出に当たり、建屋剛性（コンクリート強度）、地盤のせん断波速度及び地盤の拘束効果としての側面回転ばねの不確かさを設定する。

建屋の地震応答解析モデルにおける建屋剛性の算定に用いるコンクリート実強度の評価は、基本ケースでは建設時コンクリートの91日強度の平均値に基づき設定する。ここでは、保守的に材齢91日以降の強度上昇を無視している。不確かさの検討に当たっては、データベースである91日強度の分布を考慮し、平均値に対して $\pm 1\sigma$ のばらつきを考慮する。更に、実強度値のマイナス側については、91日強度の値として95%信頼区間の下限值に相当する値（平均値 -2σ ）を、プラス側については、実機の経年後のコア強度の平均値を考慮する。

表 3-1 コンクリート強度の不確かさ検討の考え方

地震応答解析モデル	コンクリート強度
基本ケース	実強度（91日強度） 43.1N/mm ²
不確かさ	<ul style="list-style-type: none"> ・ +1σ 46.0N/mm² ・ -1σ 40.2N/mm² ・ コア強度平均 55.7N/mm² ・ -2σ 37.2N/mm²

地盤剛性の不確かさの影響評価においては、弾性波速度試験結果に基づく地盤のせん断波速度の不確かさを考慮する。

基本ケースでは、地盤調査結果の平均値を元に設定した地盤のせん断波速度により地盤剛性を設定している。地盤剛性の不確かさ検討に当たっては、初期せん断波速度に対して、標準偏差に相当するばらつきを考慮する。

表 3-2 地盤剛性の不確かさ検討の考え方

地震応答解析モデル	せん断波速度
基本ケース	標準地盤（平均値）
不確かさ	<ul style="list-style-type: none"> ・ +地盤 新期砂層（+13%）、古安田層（+25%）、 西山層（+10%） ・ -地盤 新期砂層（-13%）、古安田層（-25%）、 西山層（-10%）

側面回転ばねについては、Novakの方法により算定されるばね値を100%見込む場合を基本として、極端なケースとして建屋の地下外壁と側面地盤の片側が完全に剥離した場合を考慮し、ばね値が50%の場合も考慮する。また、不確かさの検討に当たっては、地盤剛性の不確かさを考慮することで、回転ばね定数も変化することから、地盤剛性の不確かさの検討と併せて影響を確認する。

表 3-3 側面回転ばね定数の不確かさ検討の考え方

地震応答解析モデル	側面回転ばね定数
基本ケース	100%
不確かさ	<ul style="list-style-type: none">・回転ばね定数を半減（50%）する・地盤剛性の変動を考慮

別紙5 地震応答解析における原子炉建屋の重大事故等時の高温による影響

目 次

1. 概要	別紙 5-1
2. 原子炉建屋の構造概要	別紙 5-2
3. 重大事故等時の温度による影響について	別紙 5-6
3.1 検討方針	別紙 5-6
3.2 重大事故等時の高温による影響を考慮した 原子炉建屋の地震応答解析	別紙 5-7
3.2.1 解析条件	別紙 5-7
3.2.2 地震応答解析結果	別紙 5-22
3.3 原子炉建屋の地震応答解析による評価に与える影響	別紙 5-43
3.3.1 検討方法	別紙 5-43
3.3.2 検討結果	別紙 5-43
4. 機器・配管系の評価に与える影響	別紙 5-55
4.1 原子炉建屋の地震応答解析結果による影響	別紙 5-55
4.1.1 検討方針	別紙 5-55
4.1.2 検討結果	別紙 5-57
4.2 大型機器系の地震応答解析結果による影響	別紙 5-67
4.2.1 検討方針	別紙 5-67
4.2.2 「SA 時環境考慮連成モデル」のモデル化	別紙 5-67
4.2.3 解析結果	別紙 5-74
5. まとめ	別紙 5-128
5.1 「原子炉建屋の地震応答解析による評価」に与える影響	別紙 5-128
5.2 「機器・配管系の評価」に与える影響	別紙 5-128

別紙 5-1 コンクリートの高温特性の考え方

別紙 5-2 重大事故等時の環境を考慮した建屋－機器連成地震応答解析モデルの
設定について

下線：今回ご提示資料

1. 概要

本資料は、原子炉格納容器を内包する原子炉建屋において、重大事故等により高温状態が一定期間継続することを踏まえ、熱によるコンクリート部材の剛性低下を考慮した地震応答解析を実施し、「原子炉建屋の地震応答解析による評価」及び「機器・配管系の評価」に与える影響について確認するものである。

2. 原子炉建屋の構造概要

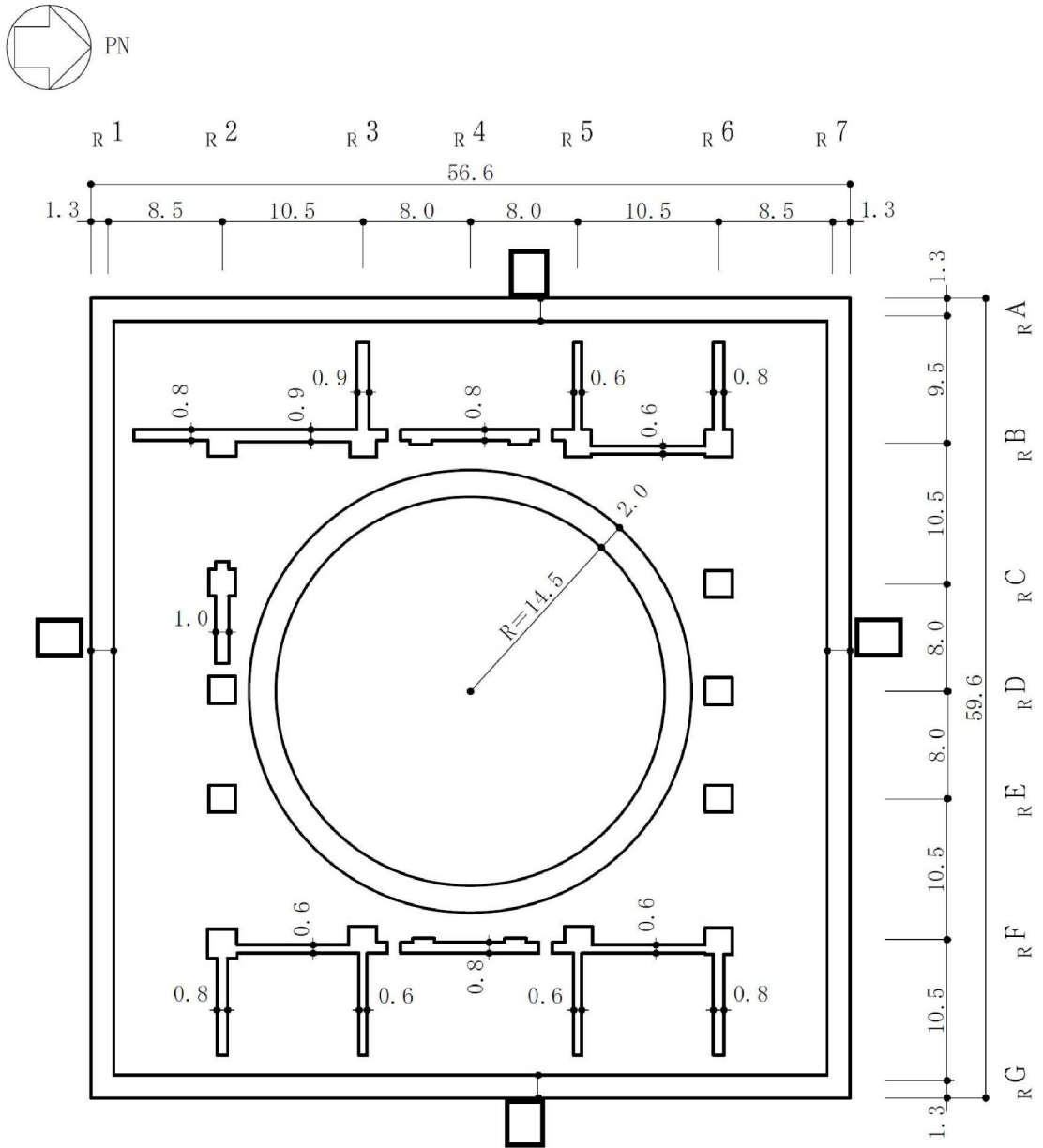
原子炉建屋は、地上4階、地下3階建ての鉄筋コンクリート造を主体とした建物で、屋根部分が鉄骨造（トラス構造）となっている。原子炉建屋の概略平面図及び概略断面図を図2-1及び図2-2に示す。

原子炉建屋の平面は、地下部分では56.6m（NS方向）×59.6m（EW方向）、最上階は39.0m（NS方向）×59.6m（EW方向）である。基礎スラブ底面からの高さは63.4mであり、地上高さは37.7mである。なお、原子炉建屋の屋根部分には主排気筒が設置されている。また、原子炉建屋は隣接する他の建屋と構造的に分離している。

原子炉建屋の基礎は厚さ5.5mのべた基礎で、支持地盤である泥岩上にマンメイドロックを介して設置している。

原子炉建屋の中央部には原子炉圧力容器を収容している鉄筋コンクリート製原子炉格納容器（以下「RCCV」という。）がある。RCCVは円筒形で基礎スラブ上から立ち上がり、床スラブによって原子炉建屋と一体構造になっている。このRCCVの高さは底部上端からトップスラブ部下端まで29.5m、内径は29.0mであり、壁厚は2.0mである。

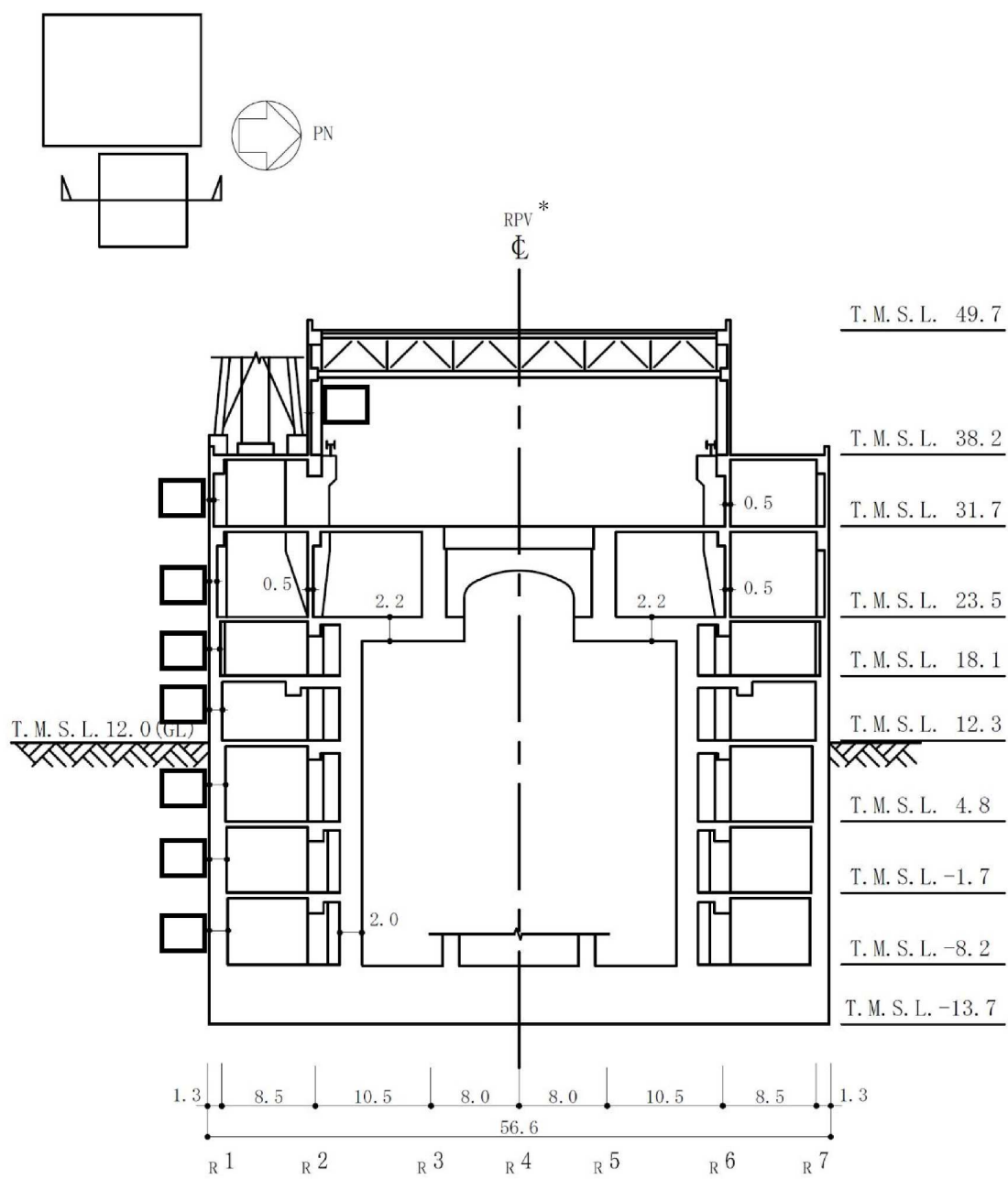
原子炉建屋の主な耐震壁は、RCCVと外壁である。主要な耐震壁は建屋の中心に対してほぼ対称に配置しており、開口部も少なく、建屋は全体として剛性の高い構造となっている。



(単位：m)

注：東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という。）

図 2-1 原子炉建屋の概略平面図 (B3F, T.M.S.L. - 8.2m)



(単位：m)

注記*：原子炉圧力容器（以下「RPV」という。）

図 2-2 原子炉建屋の概略断面図（NS 方向）（1/2）

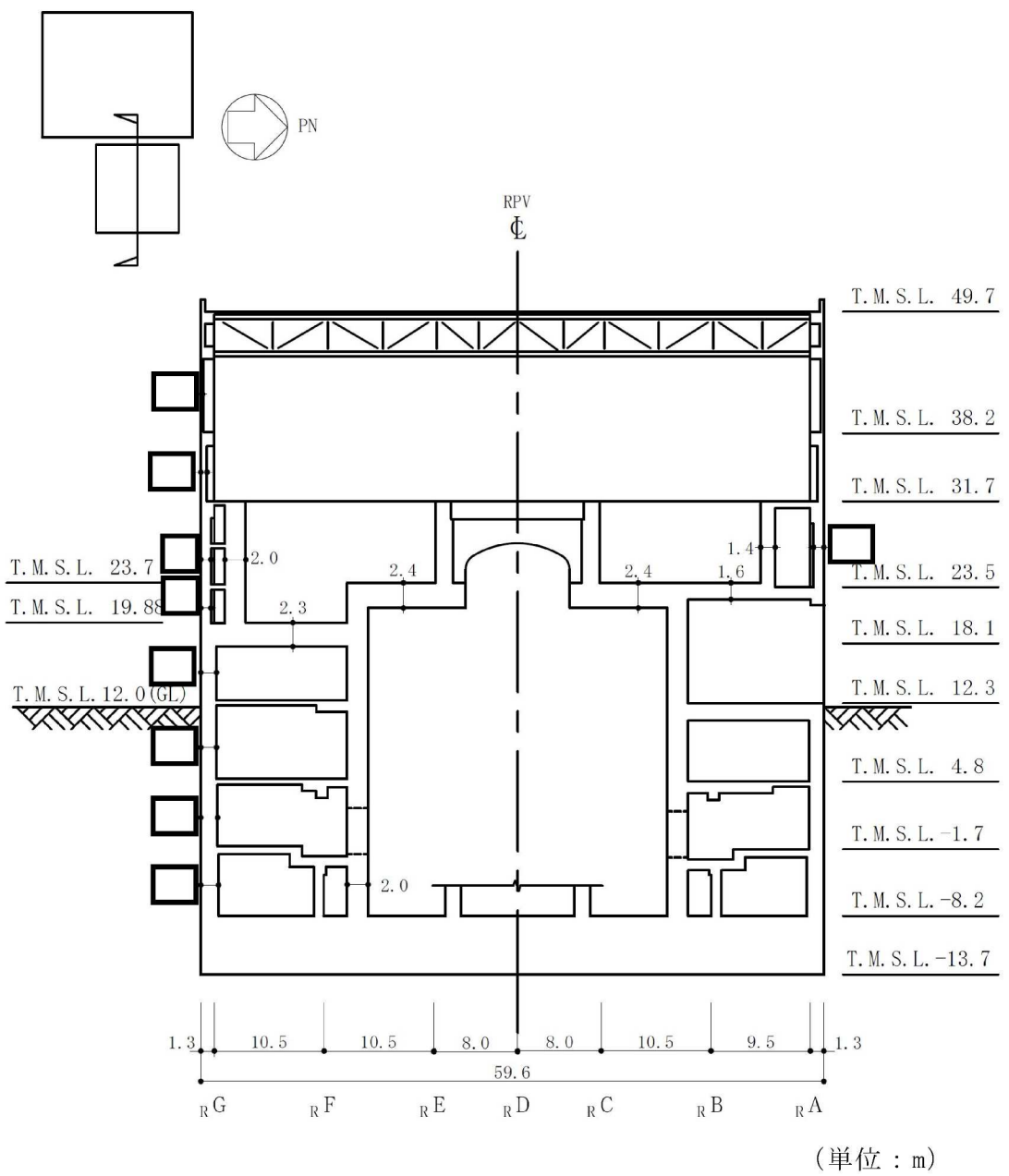


図 2-2 原子炉建屋の概略断面図 (EW 方向) (2/2)

3. 重大事故等時の温度による影響について

3.1 検討方針

RCCV を内包する原子炉建屋において、重大事故等により高温状態が一定時間継続することを踏まえ、熱によるコンクリート部材の剛性低下及び圧縮強度低下を考慮した地震応答解析を実施し、原子炉建屋の地震応答解析による評価及び機器・配管系の評価に与える影響について確認する。

具体的には、重大事故等における熱の影響を考慮し、原子炉建屋のコンクリート部材の剛性及び圧縮強度を低減させた地震応答解析モデル（以下「剛性低下考慮モデル」という。）を用いて地震応答解析を実施し、V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析モデル（以下「工認モデル」という。）を用いた結果との比較を行う。

更に、「剛性低下考慮モデル」の地震応答解析結果が、原子炉建屋の地震応答解析による評価に与える影響を、「3.3 原子炉建屋の地震応答解析による評価に与える影響」において確認することとする。

なお、上述の影響検討は、応答倍率を用いた手法により行うことから、応答倍率の算出のための「剛性低下考慮モデル」を用いた地震応答解析は、位相特性の偏りがなく、全周期帯において安定した応答を生じさせる基準地震動 S_s-1 に対して実施することとする。

3.2 重大事故等時の高温による影響を考慮した原子炉建屋の地震応答解析

3.2.1 解析条件

(1) 剛性低下率及び圧縮強度低下率

剛性低下率及び圧縮強度低下率の評価対象部位は、RCCV 壁、原子炉ウェル、プールガード及び 4F 内部耐震壁とする。

RCCV については、RCCV 内を高温状態とし、その温度を「工事計画に係る説明資料（耐震性に関する説明書）」のうち「重大事故等対処施設の耐震設計における重大事故と地震の組合せについて」の「5.2.2 PCVバウンダリ」に基づく重大事故等時の有効性評価の「格納容器過圧・過温破損（代替循環冷却系を使用しない場合）」における最高温度である 168℃に設定した。

RCCV 外の建屋内については、V-1-1-7「安全設備及び重大事故等対処設備が使用される条件の下における健全性に関する説明書」の「2.3 環境条件等」に基づく原子炉建屋原子炉区域内での重大事故等対処設備の環境温度より、使用済燃料貯蔵プール、機器仮置ピット及び 4F 以上を 77℃に、3F～B3F を 66℃に設定した。原子炉ウェルについては、4F 以上と同じ 77℃に設定した。

外気温については、V-1-1-7「安全設備及び重大事故等対処設備が使用される条件の下における健全性に関する説明書」の「2.3 環境条件等」に基づく屋外の重大事故等対処設備の環境温度より 40℃に設定した。

また、剛性低下率の算出に用いる評価対象部位の温度は、定常状態を仮定し、内側と外側の雰囲気温度の平均値とすることにより保守的に設定した。なお、表面温度は環境温度と同一とする。

ここで、100℃以上のコンクリート部材における剛性低下率及び圧縮強度低下率は、「Eurocode 2*1」に基づき、剛性低下率は 100℃の剛性残存比 0.63 及び 200℃の剛性残存比 0.43 より、圧縮強度低下率は 100℃の強度残存比 1.00 及び 200℃の強度残存比 0.95 より、それぞれ線形補間により算出する。また、65℃以下の場合、「CCV 規格*2」の温度制限値に基づき剛性低下しないものとする。65～100℃の場合、「Eurocode 2」と「CCV 規格」のそれぞれ定める値を線形補間により算定する。「Eurocode 2」の適用性については別紙 5-1 に示す。

本検討に用いたコンクリート部材の温度を表 3-1 に、剛性低下率を表 3-2 に、圧縮強度低下率を表 3-3 に示す。なお、基礎スラブについては、重大事故等時の温度分布を図 3-1 に示すが、ドライウェル部及びサプレッションプール部において、表面付近の温度が 100℃を超えるものの、基礎スラブ全体の平均温度としては 65℃を下回ること、さらに、基礎スラブ内部の温度分布について、65℃を下回る領域が RCCV 底部及び周辺部一帯に広がっていることから、剛性低下は考慮しないこととした。

注記*1: European Committee for Standardization: “Eurocode 2: Design of concrete structures”, 2004

*2: (社) 日本機械学会: 「発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格 JSME S NE 1-2003」

表 3-1 本検討に用いたコンクリート部材の温度

部位	標高 T. M. S. L. (m)	表面温度		平均温度 (°C)
		内側(°C)	外側(°C)	
RCCV 壁	-8.2~23.5	168	66	117
原子炉ウェル	23.5~31.7	77	77	77
プールガーダ	18.1~31.7	77	66	71.5
4F 内部耐震壁	31.7~38.2	77	77	77

表 3-2 本検討に用いたコンクリート部材の剛性低下率

		コンクリート 温度 (°C)	剛性 低下率	解析用諸元	
				ヤング係数 (N/mm ²)	せん断弾性係数 (N/mm ²)
工認モデル		/	1.0	2.88×10^4	1.20×10^4
剛性低下 考慮モデル	RCCV 壁	117	0.60	1.73×10^4	7.21×10^3
	原子炉ウェル	77	0.87	2.51×10^4	1.05×10^4
	プールガーダ	71.5	0.93	2.68×10^4	1.12×10^4
	4F 内部耐震壁	77	0.87	2.51×10^4	1.05×10^4
	上記以外	/	1.0	2.88×10^4	1.20×10^4

表 3-3 本検討に用いたコンクリート部材の圧縮強度低下率

		コンクリート 温度 (°C)	圧縮強度 低下率	解析用諸元
				圧縮強度 (N/mm ²)
工認モデル		/	1.0	43.1
剛性低下 考慮モデル	RCCV 壁	117	0.99	42.7
	RCCV 壁以外	/	1.0	43.1

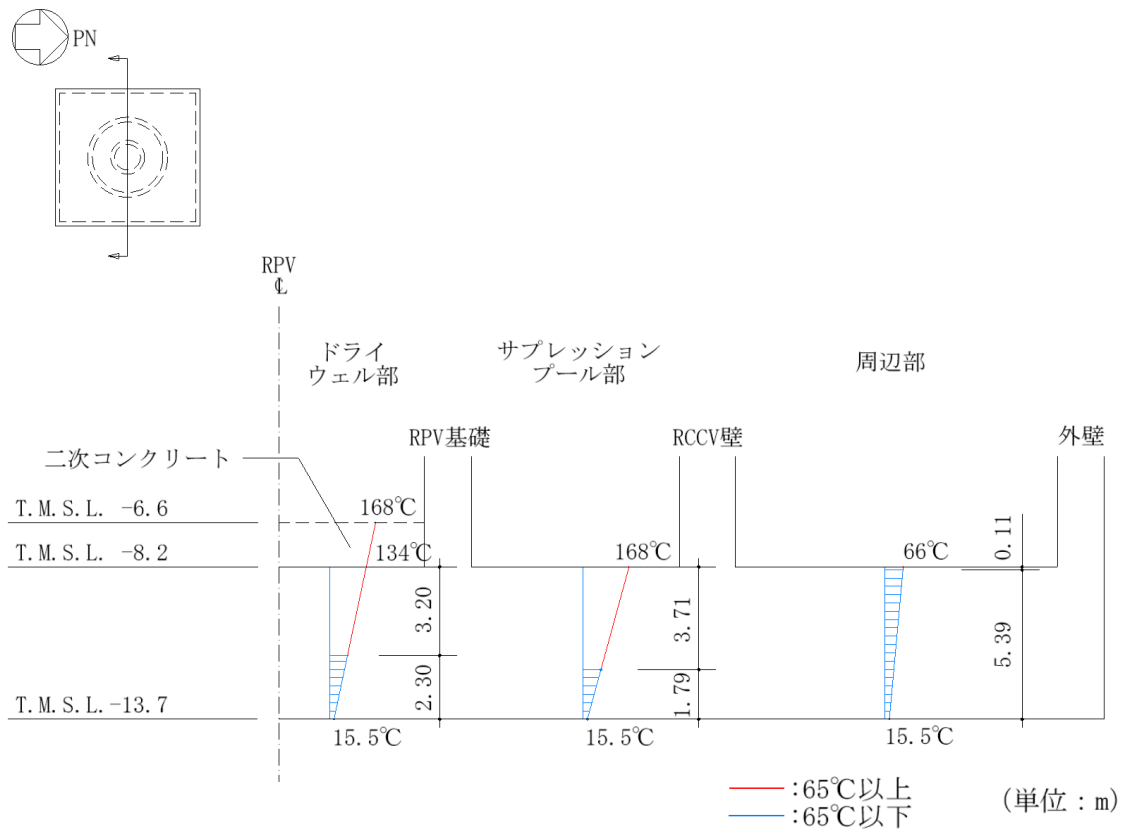


図 3-1 重大事故等時における基礎スラブの温度分布

(2) 解析モデル

RCCV 壁，原子炉ウェル，プールガーダ及び 4F 内部耐震壁については剛性低下率及び圧縮強度低下率を考慮したことにより，「工認モデル」に対して諸元を変更した。重大事故等時の温度による剛性低下及び圧縮強度低下を考慮した建物・構築物の物性値を表 3-4 に，水平方向の地震応答解析モデルを図 3-2 に，諸元を表 3-5 に，地盤ばね定数を表 3-6 に，せん断スケルトン曲線の諸数値を表 3-7 及び表 3-8 に示す。また，鉛直方向の地震応答解析モデルを図 3-3 に，諸元を表 3-9 に，地盤ばね定数を表 3-10 に示す。

表 3-4 建物・構築物の物性値（剛性低下考慮モデル）（1/3）

(a) 鉄筋コンクリート NS 方向

T. M. S. L. (m)	外壁軸		RCCV 軸		減衰定数 (%)
	ヤング係数 (N/mm ²)	せん断弾性係数 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	せん断弾性係数 (N/mm ²)	
49.7					5
38.2	2.88×10^4	1.20×10^4			
31.7	2.88×10^4	1.20×10^4			
23.5	2.88×10^4	1.17×10^4	2.68×10^4	1.12×10^4	
18.1	2.88×10^4	1.20×10^4	1.73×10^4	7.92×10^3	
12.3	2.88×10^4	1.20×10^4	1.73×10^4	8.64×10^3	
4.8	2.88×10^4	1.20×10^4	1.73×10^4	8.63×10^3	
-1.7	2.88×10^4	1.20×10^4	1.74×10^4	8.79×10^3	
-8.2	2.88×10^4	1.20×10^4	1.97×10^4	9.46×10^3	
-13.7	2.79×10^4	1.16×10^4			

表 3-4 建物・構築物の物性値（剛性低下考慮モデル）（2/3）

(b) 鉄筋コンクリート EW 方向

T. M. S. L. (m)	外壁軸		RCCV 軸		減衰定数 (%)
	ヤング係数 (N/mm ²)	せん断弾性係数 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	せん断弾性係数 (N/mm ²)	
49.7					5
38.2	2.88×10^4	1.20×10^4			
31.7	2.70×10^4	1.12×10^4			
23.5	2.88×10^4	1.20×10^4	2.68×10^4	1.12×10^4	
18.1	2.88×10^4	1.20×10^4	1.73×10^4	9.71×10^3	
12.3	2.88×10^4	1.20×10^4	1.73×10^4	9.72×10^3	
4.8	2.88×10^4	1.20×10^4	1.73×10^4	8.91×10^3	
-1.7	2.88×10^4	1.20×10^4	1.73×10^4	9.38×10^3	
-8.2	2.88×10^4	1.20×10^4	1.75×10^4	9.13×10^3	
-13.7	2.79×10^4	1.16×10^4			

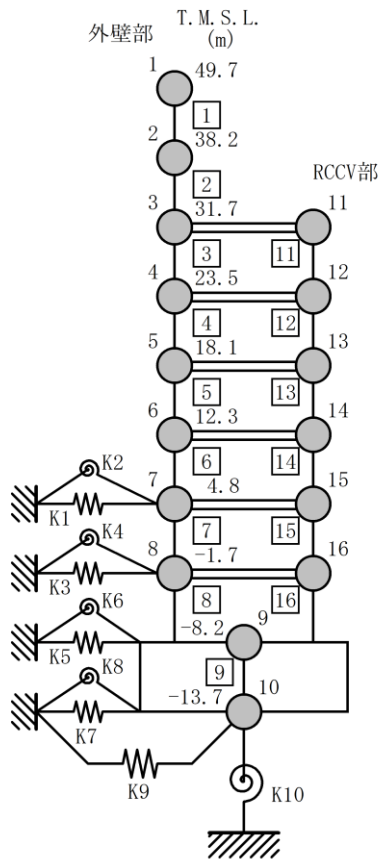
表 3-4 建物・構築物の物性値（剛性低下考慮モデル）（3/3）

(c) 鉄筋コンクリート 鉛直方向

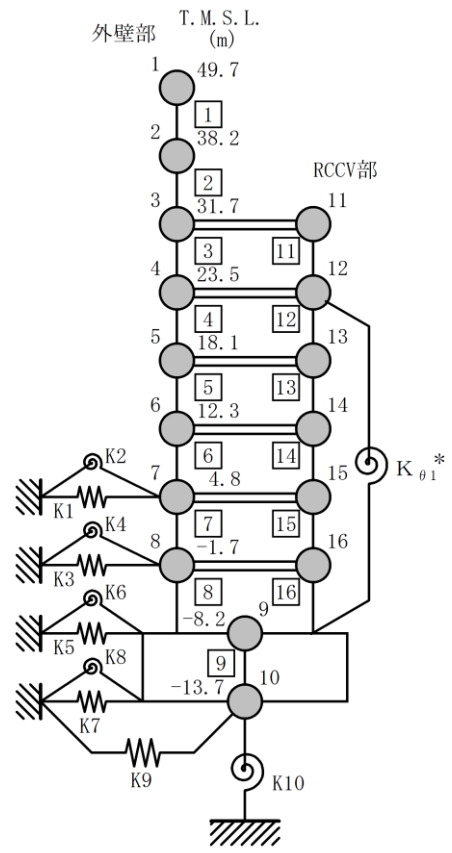
T. M. S. L. (m)	ヤング係数 (N/mm ²)	減衰定数 (%)
49.7	2.88×10 ⁴	5
38.2		
31.7		
23.5		
18.1		
12.3		
4.8		
-1.7		
-8.2		
-13.7		

(d) 鉄骨

ヤング係数 (N/mm ²)	せん断弾性係数 (N/mm ²)	減衰定数 (%)
2.05×10 ⁵	7.90×10 ⁴	2



NS 方向



EW 方向

注記* : RCCV 回転ばね

図 3-2 地震応答解析モデル (水平方向, 剛性低下考慮モデル)

表 3-5 地震応答解析モデルの諸元 (水平方向, 剛性低下考慮モデル)

(a) NS 方向

質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I_G ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2$)	部材 番号	せん断 断面積 A_s (m^2)	断面二次 モーメント I (m^4)	質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I_G ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2$)	部材 番号	せん断 断面積 A_s (m^2)	断面二次 モーメント I (m^4)
1	39490	70.6	[1] [2] [3] [4] [5] [6] [7] [8] [9]	41.0	13700	11 12 13 14 15 16	91400 155040 102870 199270 124050 136800	32.4 371.7 305.0 408.9 387.4 369.7	[11] [12] [13] [14] [15] [16]	119.6	7200
2	80520	410.9		83.0	51100					113.0	23300
3	84470	473.7		188.0	70600					137.6	23500
4	84770	293.2		132.5	69000					139.2	23400
5	55380	198.1		149.4	84700					132.4	23600
6	81140	289.3		180.5	105000					186.4	29600
7	80120	296.2		183.2	112800						
8	81300	298.1		223.5	119000						
9	342450	945.4		3373.4	900600						
10	216040	581.5									
合計	1955110										

(b) EW 方向

質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I_G ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2$)	部材 番号	せん断 断面積 A_s (m^2)	断面二次 モーメント I (m^4)	質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I_G ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2$)	部材 番号	せん断 断面積 A_s (m^2)	断面二次 モーメント I (m^4)
1	39490	147.1	[1] [2] [3] [4] [5] [6] [7] [8] [9]	54.7	30000	11 12 13 14 15 16	86300 172540 108040 201780 127480 138860	267.7 474.6 340.3 453.1 432.5 409.9	[11] [12] [13] [14] [15] [16]	219.0	6700
2	80520	300.1		122.9	62600					222.8	23300
3	89570	299.1		172.7	87900					207.4	23100
4	67270	275.6		131.8	81900					152.1	23400
5	50210	210.8		166.7	92800					180.1	21200
6	78630	320.7		179.3	114600					164.4	23800
7	76690	316.8		211.5	124000						
8	79240	324.6		259.5	131000						
9	342450	1039.5		3373.4	998600						
10	216040	644.3									
合計	1955110										

回転ばね $K_{\theta 1} 1.83 \times 10^{10}$ (kN·m/rad)

表 3-6 地盤のばね定数と減衰係数 (Ss-1, 剛性低下考慮モデル)

(a) NS 方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	7	側面・並進	1.07×10^6	4.24×10^5
K2	7	側面・回転	8.33×10^8	1.05×10^8
K3	8	側面・並進	2.85×10^6	1.12×10^6
K4	8	側面・回転	2.21×10^9	2.79×10^8
K5	9	側面・並進	8.53×10^6	1.73×10^6
K6	9	側面・回転	6.73×10^9	3.96×10^8
K7	10	側面・並進	4.52×10^6	8.63×10^5
K8	10	側面・回転	3.54×10^9	1.95×10^8
K9	10	底面・並進	7.28×10^7	2.82×10^6
K10	10	底面・回転	7.06×10^{10}	5.92×10^8

注記*1 : K1, K3, K5, K7, K9はkN/m K2, K4, K6, K8, K10はkN・m/rad

*2 : K1, K3, K5, K7, K9はkN・s/m K2, K4, K6, K8, K10はkN・m・s/rad

(b) EW 方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
K1	7	側面・並進	1.07×10^6	4.25×10^5
K2	7	側面・回転	8.33×10^8	1.06×10^8
K3	8	側面・並進	2.85×10^6	1.13×10^6
K4	8	側面・回転	2.21×10^9	2.80×10^8
K5	9	側面・並進	8.53×10^6	1.73×10^6
K6	9	側面・回転	6.73×10^9	3.99×10^8
K7	10	側面・並進	4.52×10^6	8.62×10^5
K8	10	側面・回転	3.54×10^9	1.97×10^8
K9	10	底面・並進	7.25×10^7	2.80×10^6
K10	10	底面・回転	7.60×10^{10}	6.94×10^8

注記*1 : K1, K3, K5, K7, K9はkN/m K2, K4, K6, K8, K10はkN・m/rad

*2 : K1, K3, K5, K7, K9はkN・s/m K2, K4, K6, K8, K10はkN・m・s/rad

表 3-7 せん断力のスケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係) (NS 方向)

外壁部

階	第1折点		第2折点		終局点	
	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
CRF	2.28	0.191	3.08	0.569	6.81	4.00
4F	2.38	0.199	3.21	0.588	6.54	4.00
3F	2.40	0.206	2.96	0.618	4.84	4.00
2F	2.54	0.213	3.35	0.644	6.62	4.00
1F	2.55	0.213	3.29	0.660	6.44	4.00
B1F	2.62	0.219	3.47	0.665	6.98	4.00
B2F	2.70	0.226	3.64	0.674	7.56	4.00
B3F	2.69	0.224	3.52	0.691	7.03	4.00

RCCV 部

階	第1折点		第2折点		終局点	
	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
3F	2.26	0.202	3.01	0.606	6.88	4.00
2F	1.86	0.235	2.62	0.768	7.21	4.00
1F	1.81	0.210	2.43	0.685	6.73	4.00
B1F	2.12	0.246	2.70	0.758	6.39	4.00
B2F	2.32	0.264	2.95	0.792	6.25	4.00
B3F	2.36	0.249	3.01	0.747	5.73	4.00

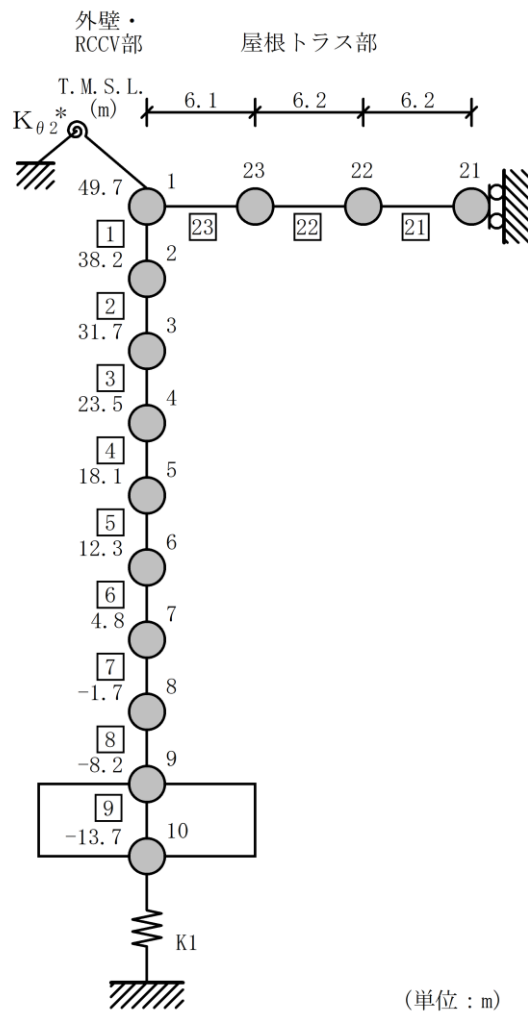
表 3-8 せん断力のスケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係) (EW 方向)

外壁部

階	第1折点		第2折点		終局点	
	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
CRF	2.33	0.195	3.15	0.582	6.58	4.00
4F	2.33	0.208	3.14	0.625	6.73	4.00
3F	2.50	0.209	3.28	0.634	6.13	4.00
2F	2.47	0.206	3.21	0.626	6.23	4.00
1F	2.48	0.207	3.18	0.642	6.24	4.00
B1F	2.54	0.212	3.43	0.636	7.39	4.00
B2F	2.58	0.216	3.41	0.656	7.10	4.00
B3F	2.58	0.215	3.31	0.673	6.60	4.00

RCCV 部

階	第1折点		第2折点		終局点	
	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
3F	2.23	0.200	2.65	0.599	4.76	4.00
2F	2.10	0.216	2.42	0.656	4.81	4.00
1F	1.95	0.201	2.32	0.623	5.31	4.00
B1F	2.09	0.234	2.62	0.723	6.15	4.00
B2F	2.25	0.240	2.68	0.719	5.37	4.00
B3F	2.31	0.253	3.02	0.760	6.41	4.00



注記* : 屋根トラス端部回転拘束ばね

図 3-3 地震応答解析モデル (鉛直方向, 剛性低下考慮モデル)

表 3-9 地震応答解析モデルの諸元（鉛直方向，剛性低下考慮モデル）

外壁・RCCV部				屋根トラス部				
質点番号	質点重量 W (kN)	部材番号	軸断面積 A_N (m ²)	質点番号	質点重量 W (kN)	部材番号	せん断断面積 A_s ($\times 10^{-2}$ m ²)	断面二次モーメント I (m ⁴)
1	30640			1	—			
		1	89.0			23	21.25	2.00
2	80520	2	200.1	23	3540			
		2				22	16.82	2.00
3	175870	3	581.5	22	3540			
		3				21	7.94	2.00
4	239810	4	611.6	21	1770			
		4						
5	158250	5	674.3					
		5						
6	280410	6	681.3					
		6						
7	204170	7	719.6					
		7						
8	218100	8	833.7					
		8						
9	342450	9	3373.4					
		9						
10	216040							
合計	1955110							

屋根トラス端部回転拘束ばね $K_{\theta 2}$ 3.90×10^7 (kN・m/rad)

表 3-10 地盤のばね定数と減衰係数（鉛直方向，Ss-1，剛性低下考慮モデル）

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
K1	10	底面・鉛直	1.20×10^8	6.45×10^6

3.2.2 地震応答解析結果

(1) 固有値解析結果

「工認モデル」と「剛性低下考慮モデル」の固有値解析結果（固有周期及び固有振動数）の比較を表 3-11 に示す。また、「剛性低下考慮モデル」の刺激関数図を図 3-4 に示す。

「剛性低下考慮モデル」の固有周期は、コンクリート剛性を低減させた影響により「工認モデル」の結果に比べて僅かに大きくなるものの、ほぼ同程度となることを確認した。建屋と地盤の相互作用を考慮したモデルとなっていることから、地盤の変形が支配的となる低次のモードでは、建屋は剛体的な挙動を示すため、建屋の剛性変化が固有値に及ぼす影響は小さいものと考えられる。

表 3-11 固有値解析結果 (Ss-1)

(a) NS 方向

次数	固有周期 (s)		固有振動数 (Hz)	
	工認モデル	剛性低下 考慮モデル	工認モデル	剛性低下 考慮モデル
1	0.439	0.445	2.28	2.25
2	0.192	0.196	5.20	5.11
3	0.091	0.100	11.03	10.03
4	0.078	0.084	12.88	11.89
5	0.077	0.080	12.98	12.48

(b) EW 方向

次数	固有周期 (s)		固有振動数 (Hz)	
	工認モデル	剛性低下 考慮モデル	工認モデル	剛性低下 考慮モデル
1	0.429	0.434	2.33	2.31
2	0.191	0.193	5.23	5.17
3	0.082	0.088	12.16	11.31
4	0.077	0.081	12.97	12.34
5	0.071	0.075	14.02	13.41

(c) 鉛直方向

次数	固有周期 (s)		固有振動数 (Hz)	
	工認モデル	剛性低下 考慮モデル	工認モデル	剛性低下 考慮モデル
1	0.279	0.280	3.58	3.58
2	0.258	0.259	3.87	3.86
3	0.077	0.077	12.95	12.95
4	0.051	0.052	19.45	19.40
5	0.047	0.049	21.32	20.31

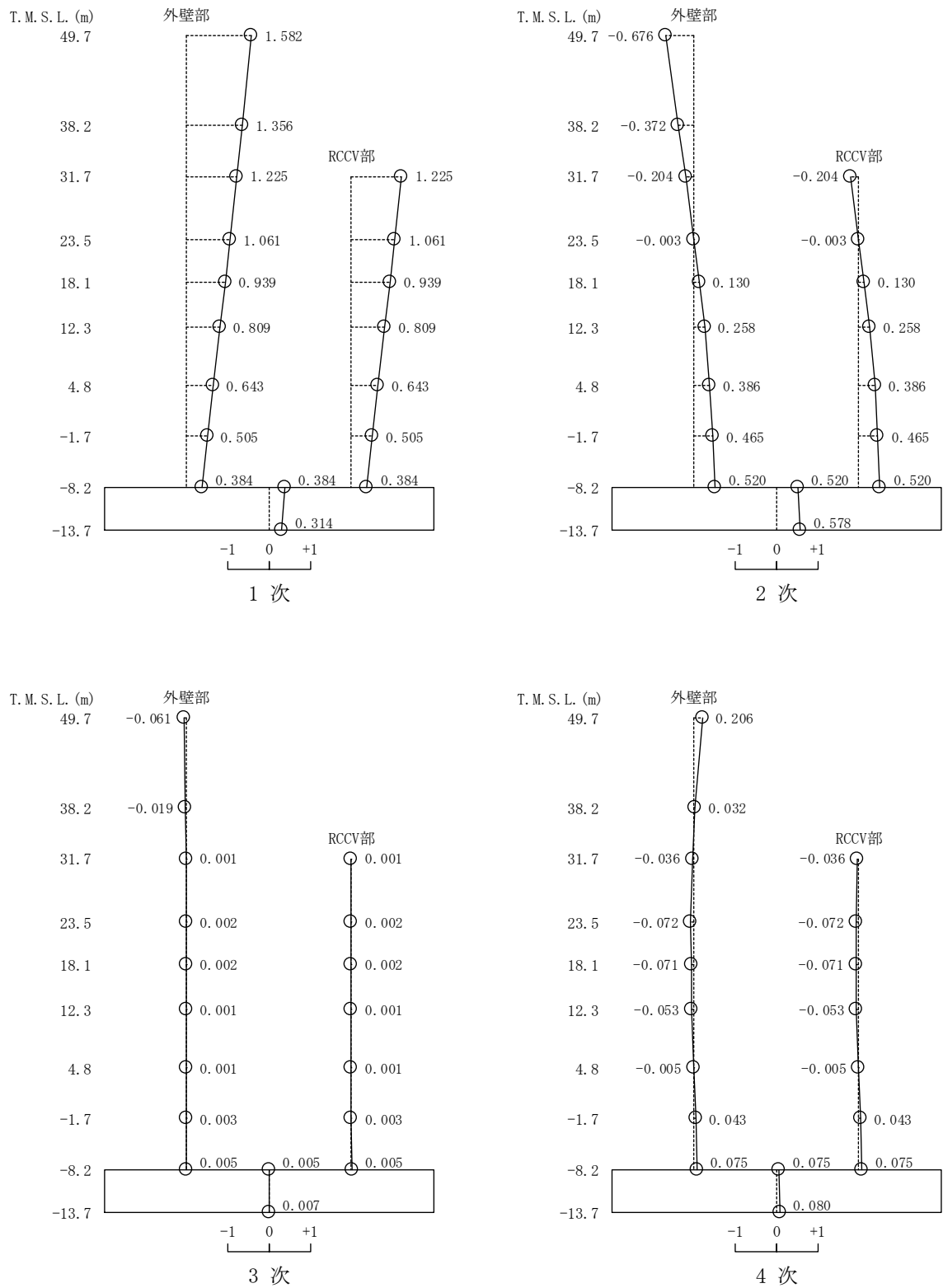


図 3-4 刺激関数図 (Ss-1, NS 方向, 剛性低下考慮モデル) (1/3)

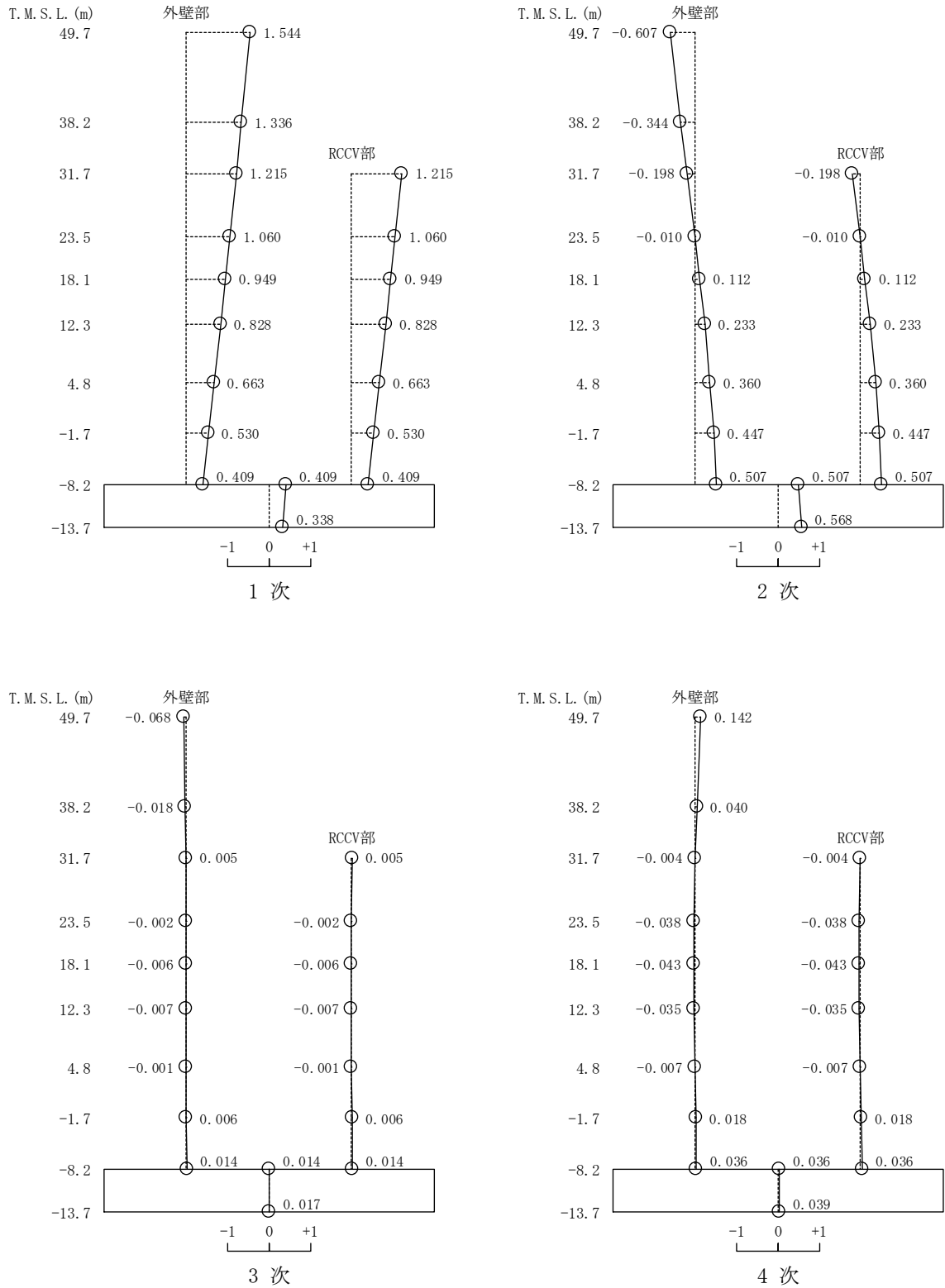
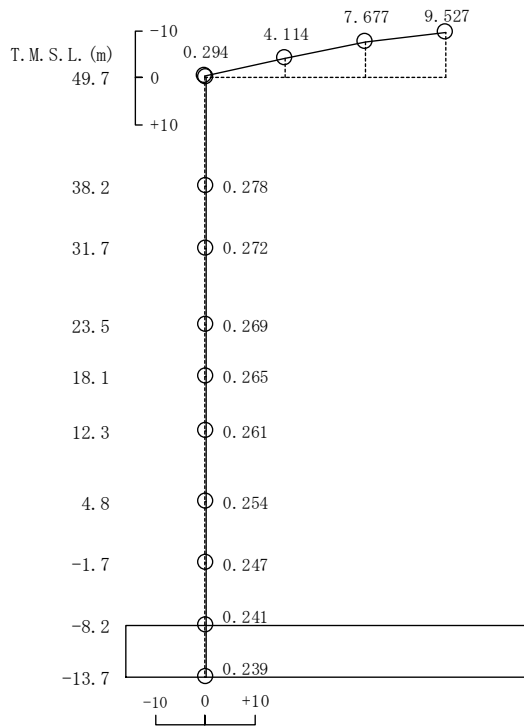
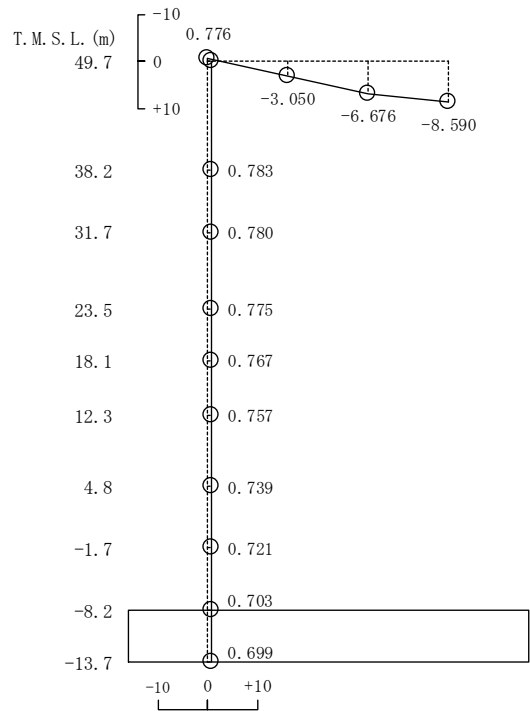


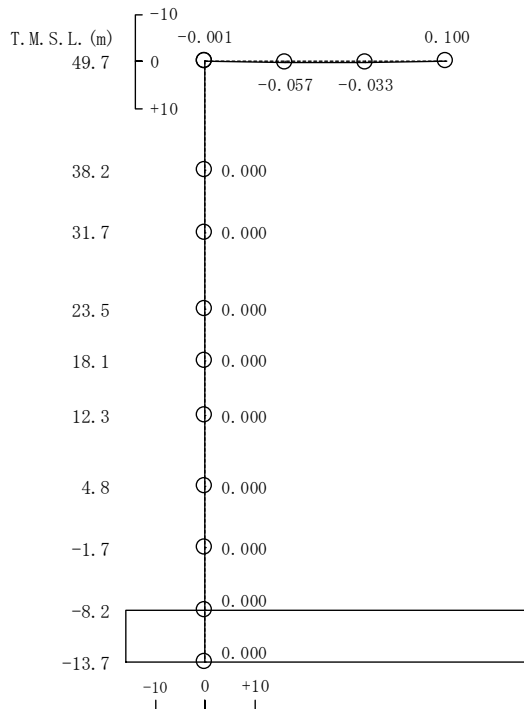
図 3-4 刺激関数図 (Ss-1, EW 方向, 剛性低下考慮モデル) (2/3)



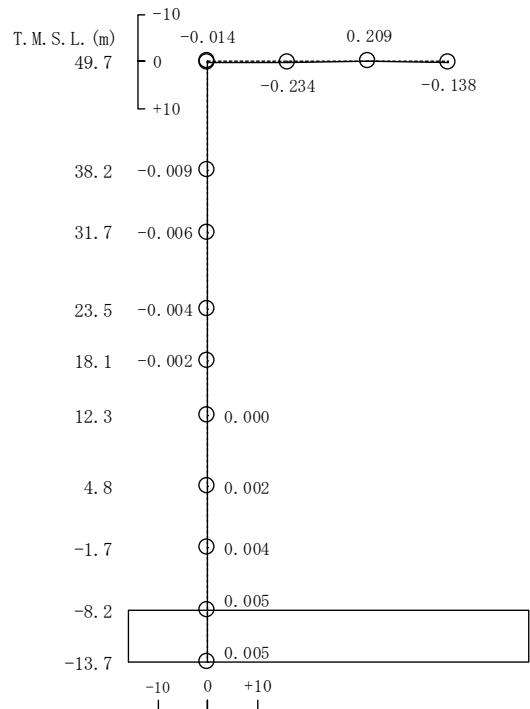
1 次



2 次



3 次



4 次

図 3-4 刺激関数図 (Ss-1, 鉛直方向, 剛性低下考慮モデル) (3/3)

(2) 最大応答値及び最大接地圧

Ss-1 による最大応答値を図 3-5～図 3-15 に、最大せん断ひずみを表 3-12 に、せん断スケルトン曲線上に最大応答値をプロットしたものを図 3-16 及び図 3-17 に、最大接地圧を表 3-13 に示す。「剛性低下考慮モデル」の最大応答値及び最大接地圧は、「工認モデル」の結果とおおむね整合することを確認した。

ここで、「剛性低下考慮モデル」の RCCV 部における最大応答せん断力及び最大応答曲げモーメントについては、低減する傾向が確認できる。一方、外壁部における最大応答せん断力及び最大応答曲げモーメントについては、若干増加する傾向にある。これは、外壁部がほとんど剛性低下しておらず RCCV 部の剛性低下が大きいため、応力の分配率が「工認モデル」に比べて外壁部が大きく、RCCV 部が小さくなったためと考えられる。

また、RCCV 部における最大せん断ひずみについては、RCCV 部の剛性低下率が大きいため、全体的にせん断ひずみが増加する傾向である。外壁部における最大せん断ひずみについては、2F～B3F でせん断スケルトン曲線上の最大応答値が第 1 折点を超過していることから、せん断力の増加に対するせん断ひずみの増加が大きくなり、せん断ひずみの比率として算定している応答比の値が大きくなったものと考えられる。

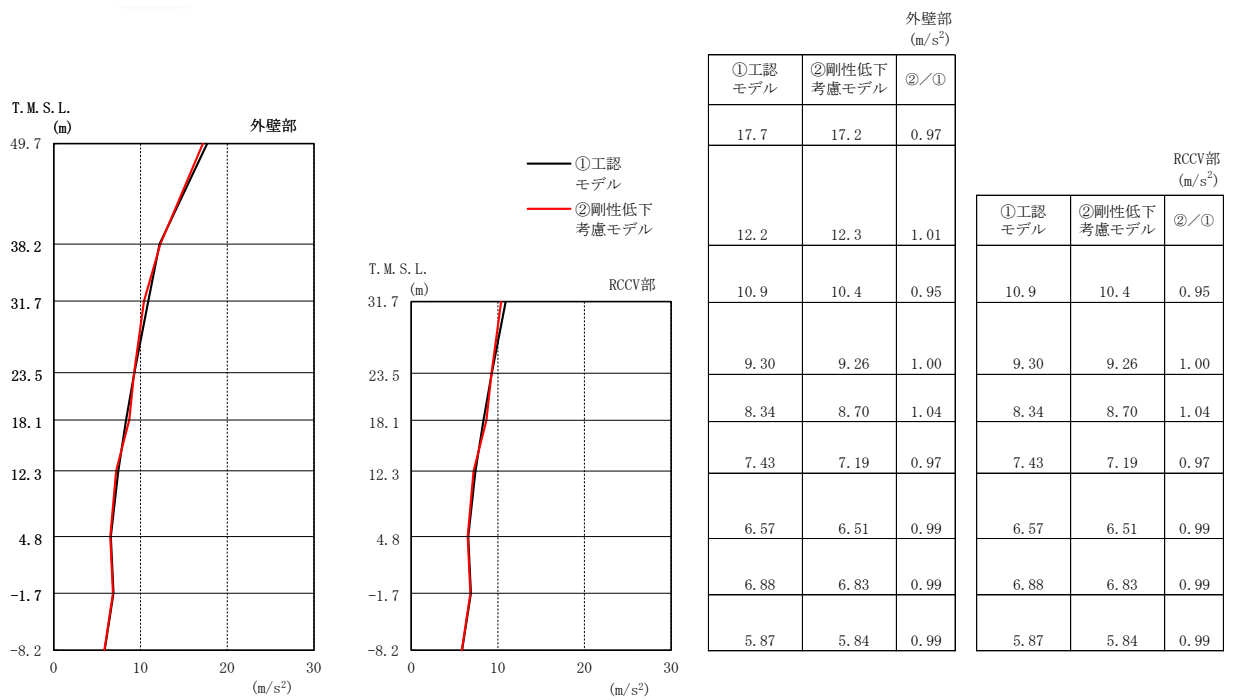


図 3-5 最大応答加速度 (Ss-1, NS 方向)

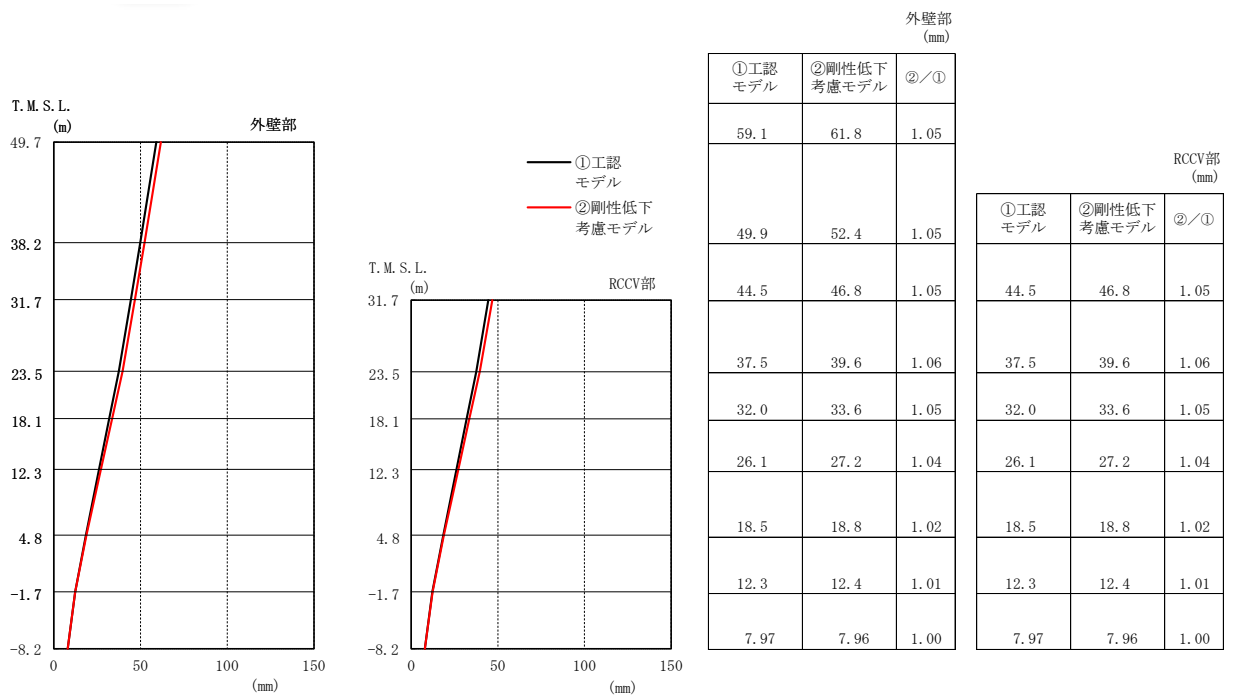


図 3-6 最大応答変位 (Ss-1, NS 方向)

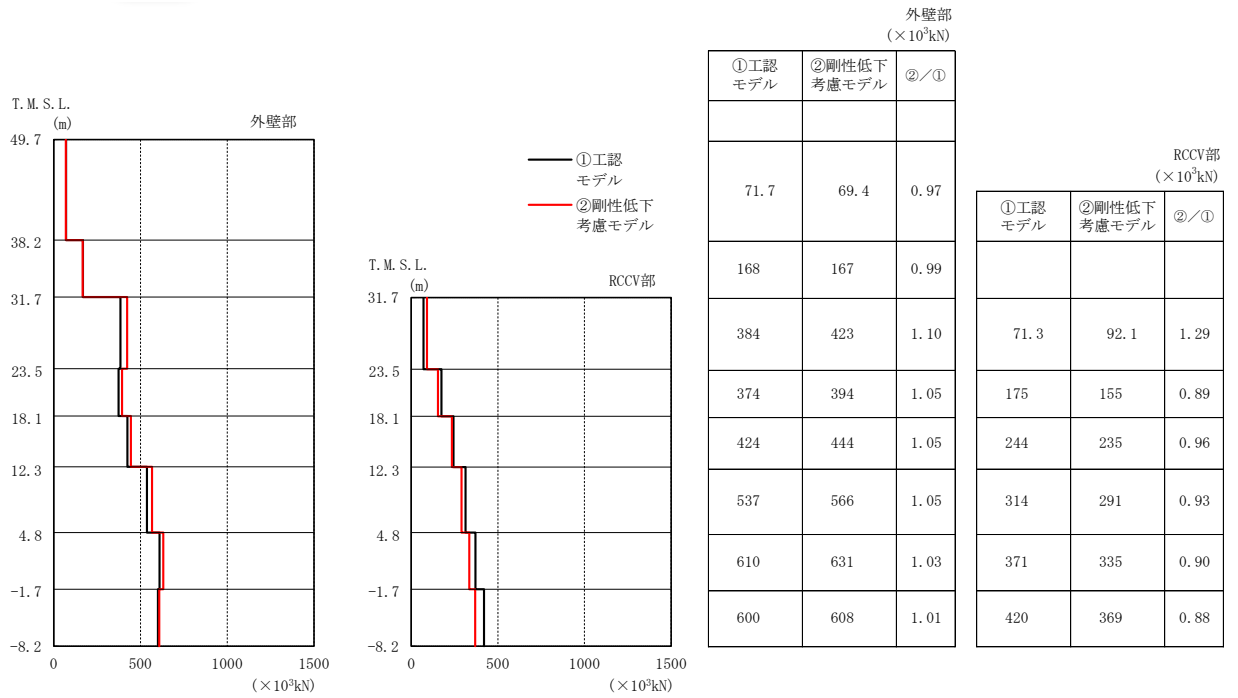


図 3-7 最大応答せん断力 (Ss-1, NS 方向)

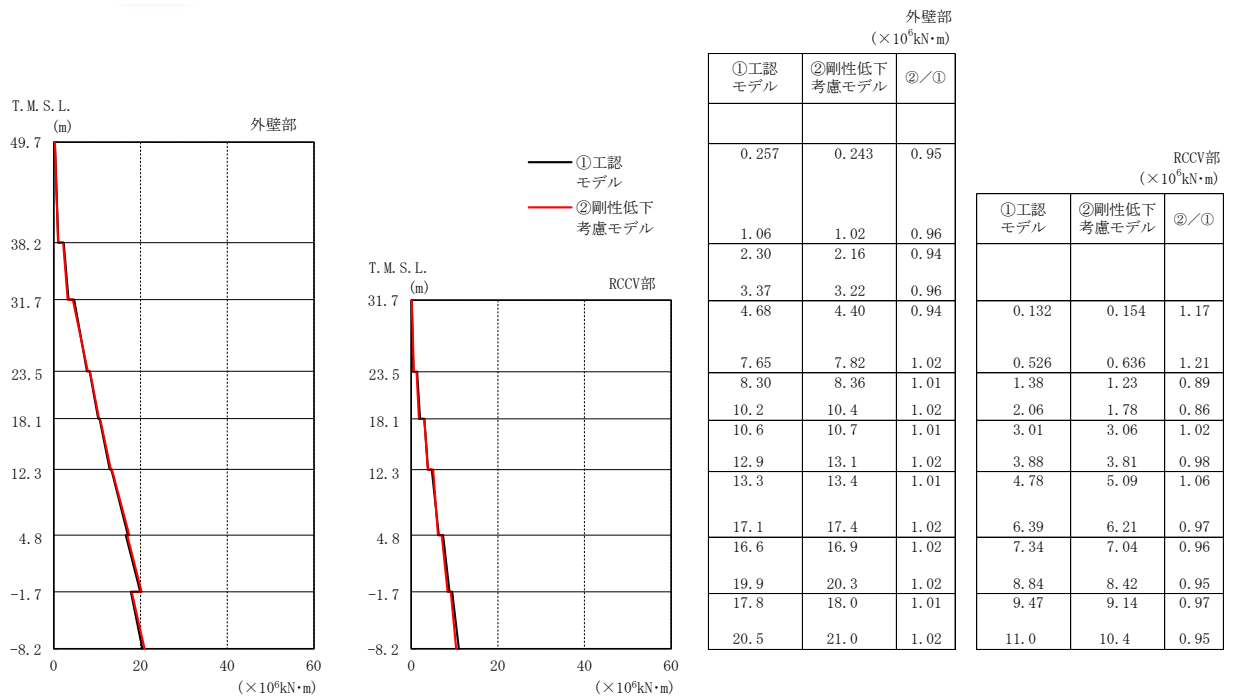


図 3-8 最大応答曲げモーメント (Ss-1, NS 方向)

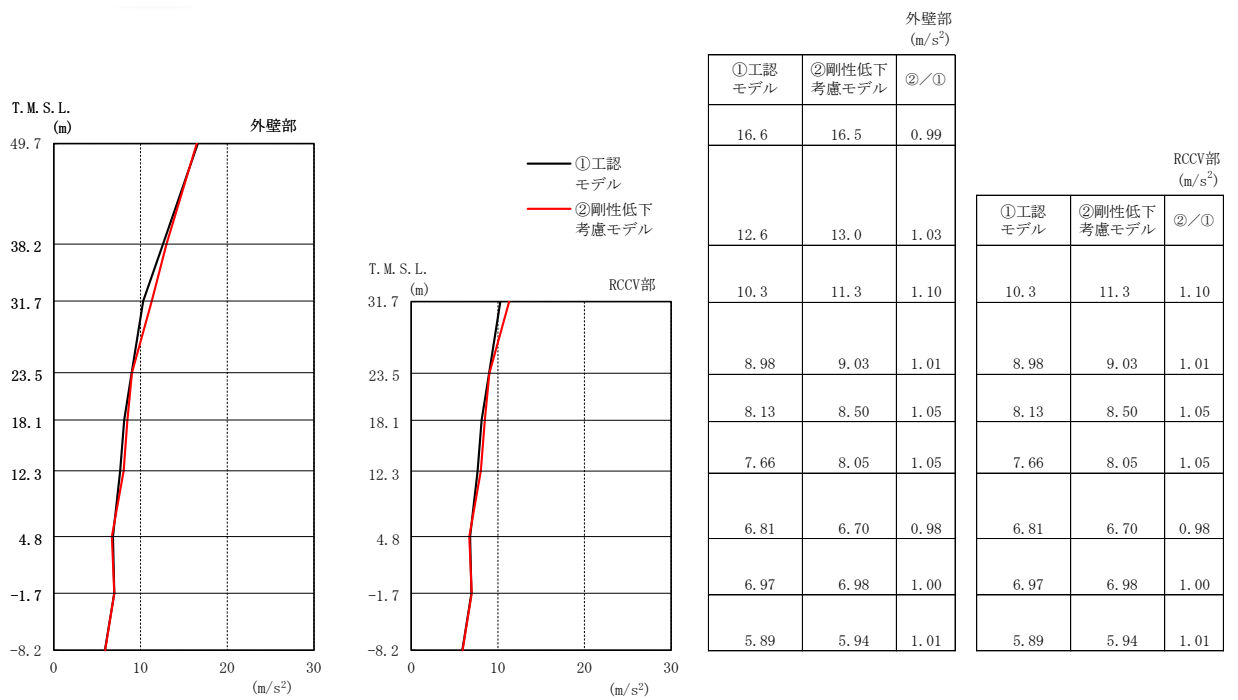


図 3-9 最大応答加速度 (Ss-1, EW 方向)

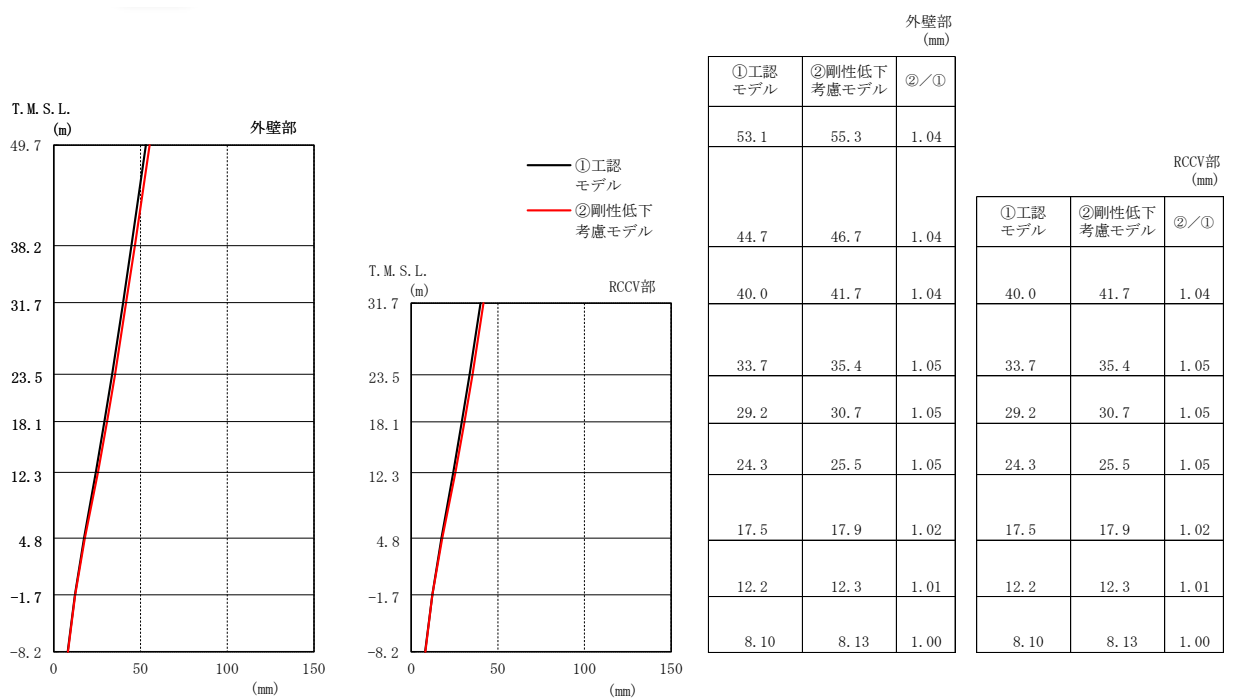


図 3-10 最大応答変位 (Ss-1, EW 方向)

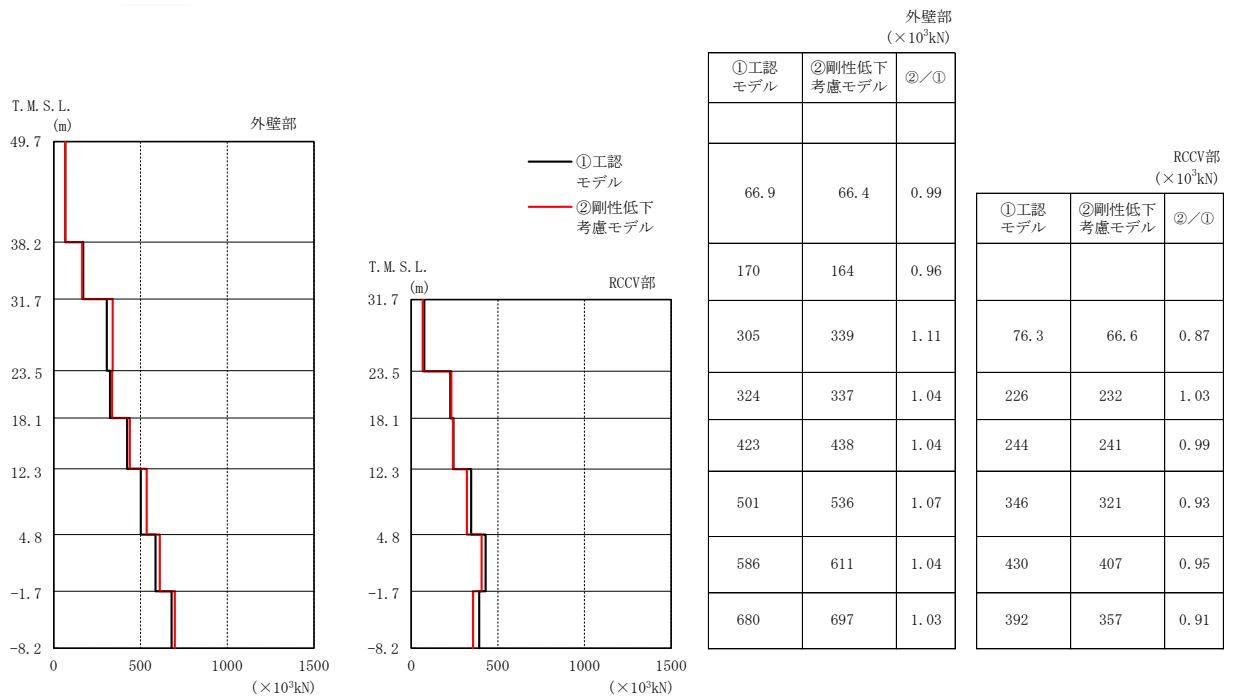


図 3-11 最大応答せん断力 (Ss-1, EW 方向)

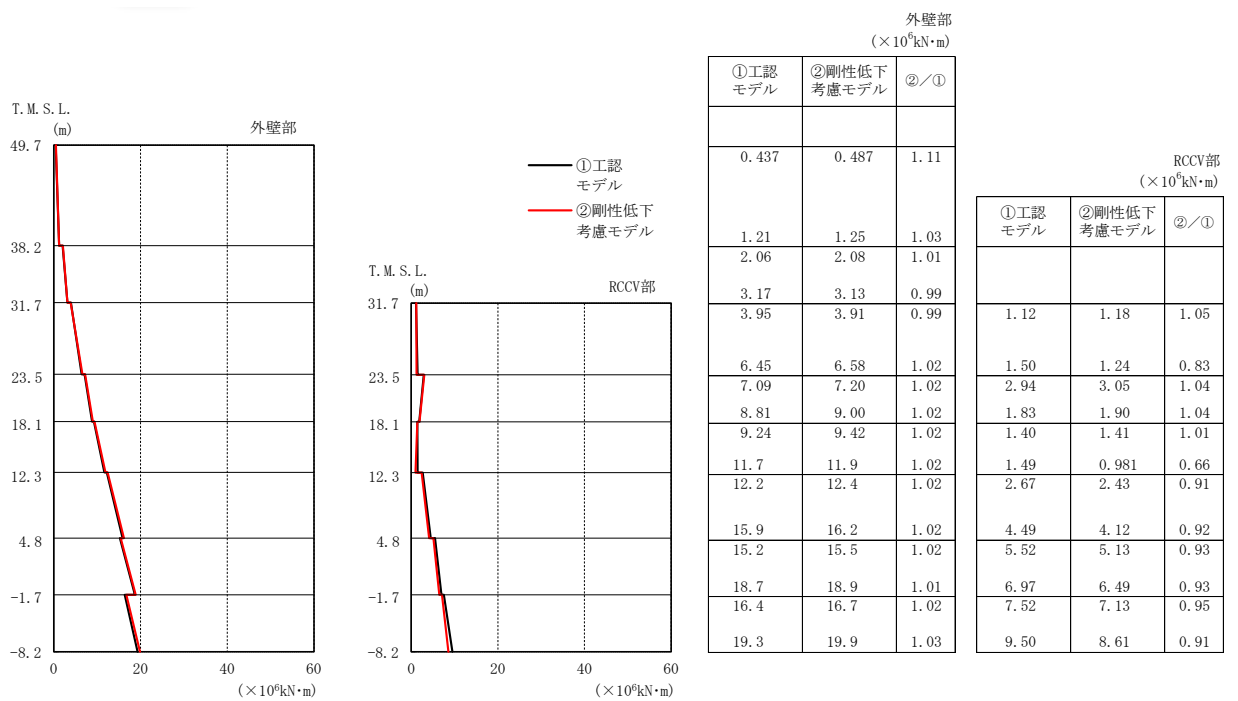


図 3-12 最大応答曲げモーメント (Ss-1, EW 方向)

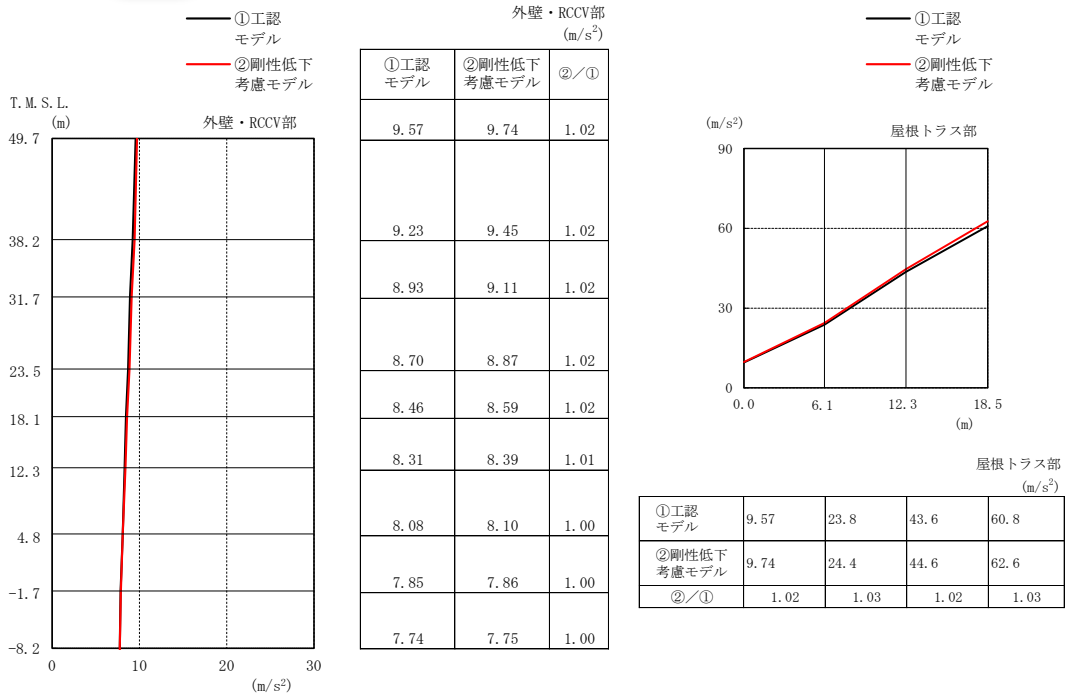


図 3-13 最大応答加速度 (Ss-1, 鉛直方向)

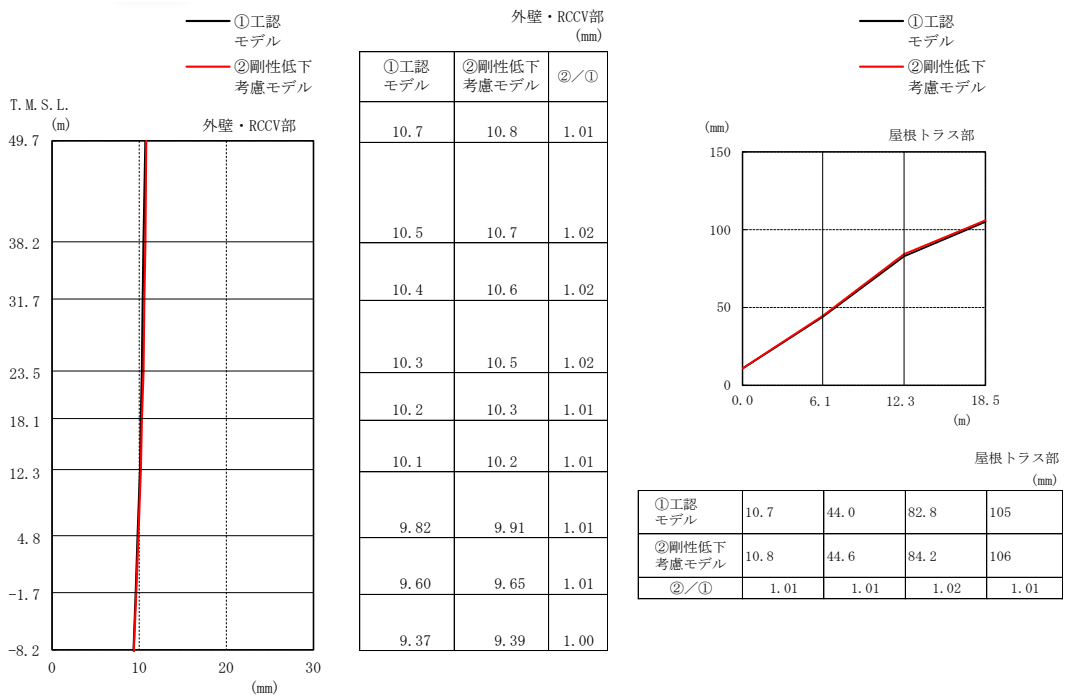


図 3-14 最大応答変位 (Ss-1, 鉛直方向)

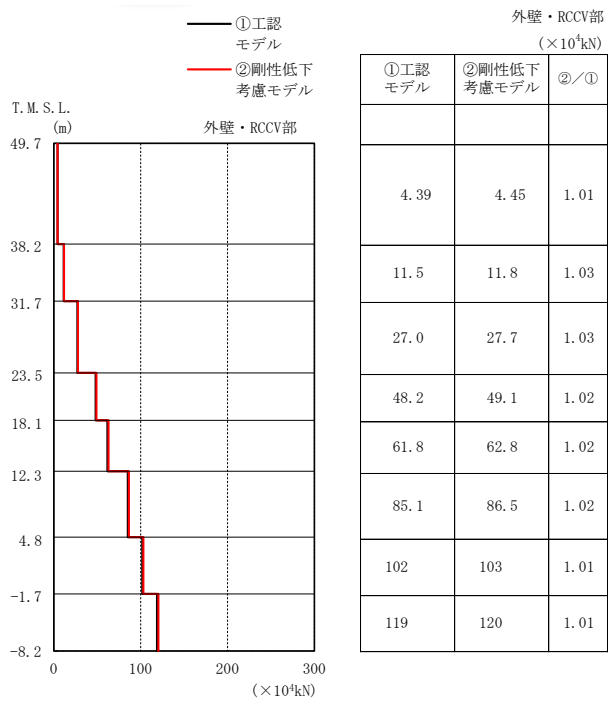


図 3-15 最大応答軸力 (Ss-1, 鉛直方向)

表 3-12 最大せん断ひずみ (1/2)

(a) NS 方向

部材 番号	最大せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)		③応答比 (②/①)
	①工認モデル	②剛性低下 考慮モデル	
1	0.147	0.142	0.97
2	0.170	0.169	1.00
3	0.171	0.193	1.13
4	0.361	0.444	1.23
5	0.388	0.469	1.21
6	0.406	0.489	1.21
7	0.528	0.583	1.11
8	0.225	0.244	1.09
11	0.0499	0.0689	1.39
12	0.130	0.173	1.34
13	0.149	0.198	1.33
14	0.189	0.243	1.29
15	0.388	0.440	1.14
16	0.189	0.210	1.12

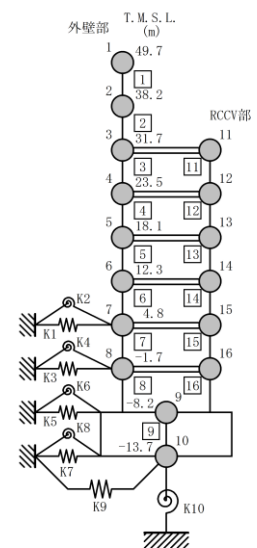
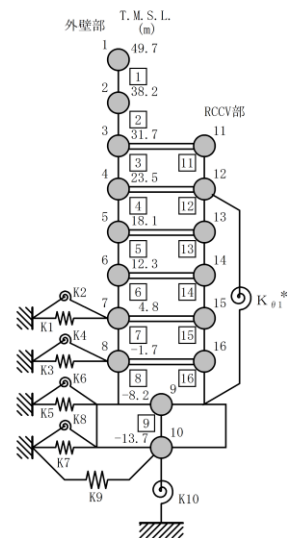
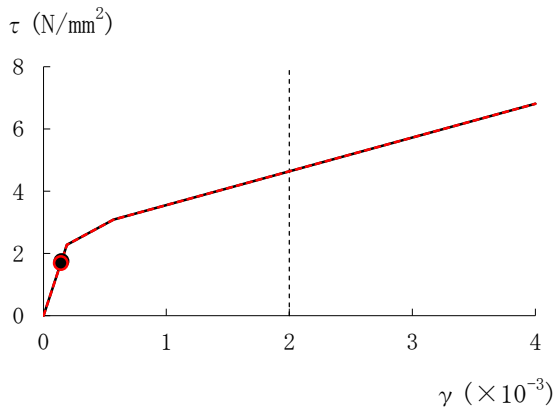
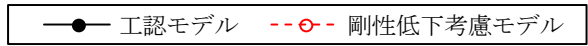


表 3-12 最大せん断ひずみ (2/2)

(b) EW 方向

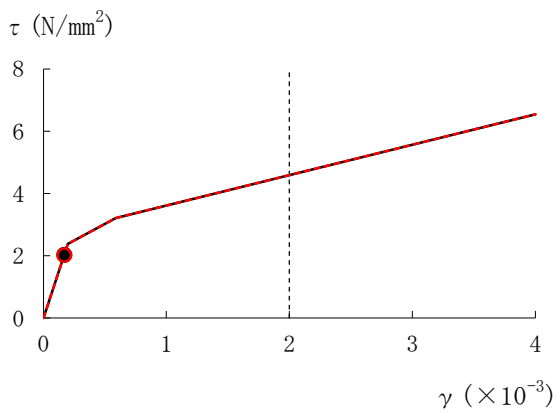
部材 番号	最大せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)		③応答比 (②/①)
	①工認モデル	②剛性低下 考慮モデル	
1	0.103	0.102	1.00
2	0.116	0.120	1.04
3	0.148	0.164	1.11
4	0.206	0.259	1.26
5	0.243	0.299	1.24
6	0.334	0.428	1.29
7	0.318	0.381	1.20
8	0.244	0.284	1.17
11	0.0292	0.0272	0.94
12	0.0848	0.108	1.28
13	0.0982	0.120	1.23
14	0.191	0.255	1.34
15	0.200	0.252	1.26
16	0.200	0.238	1.19





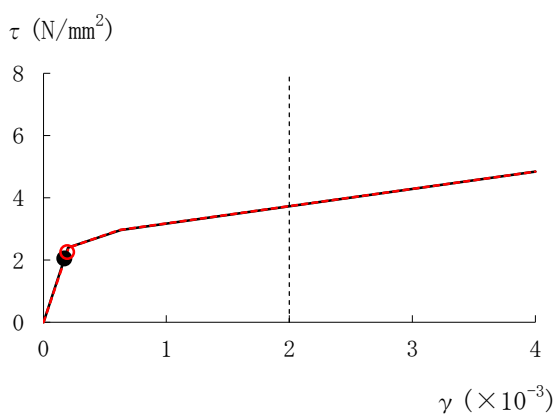
[外壁部]

(a) CRF

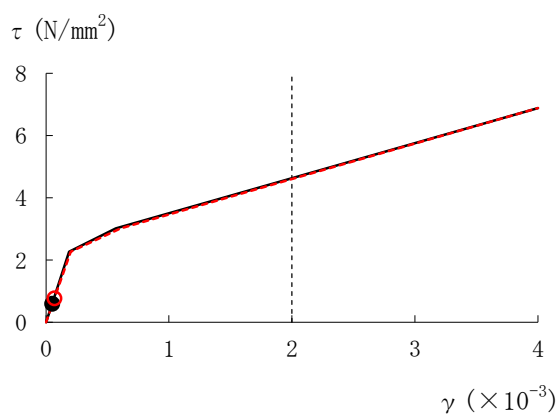


[外壁部]

(b) 4F



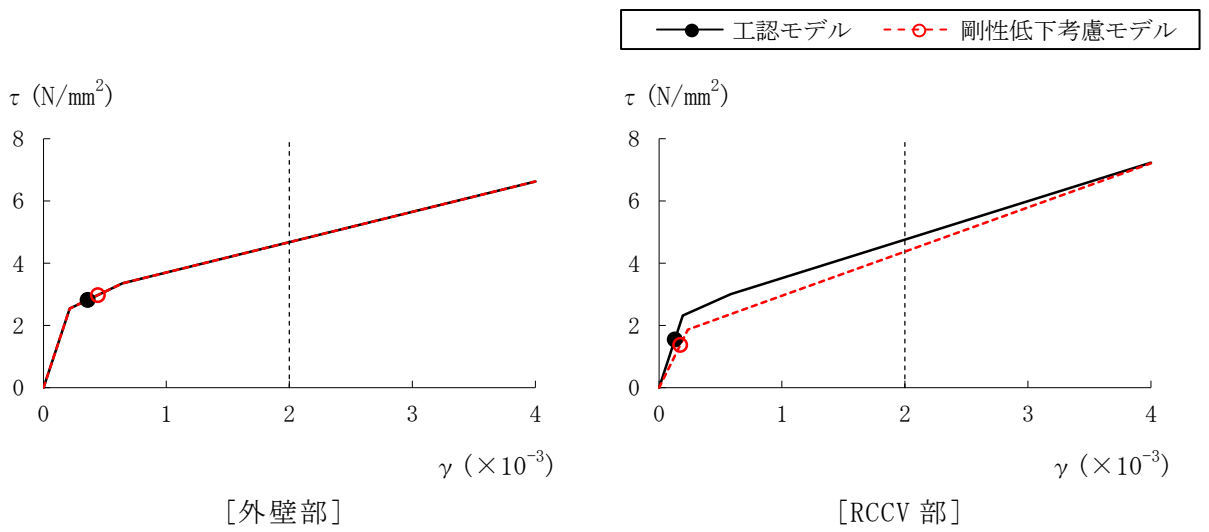
[外壁部]



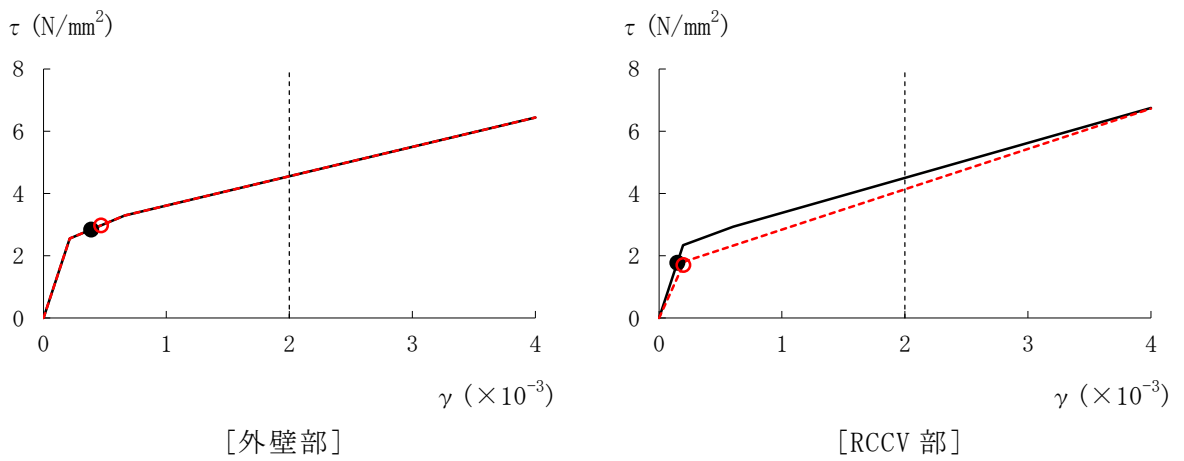
[RCCV部]

(c) 3F

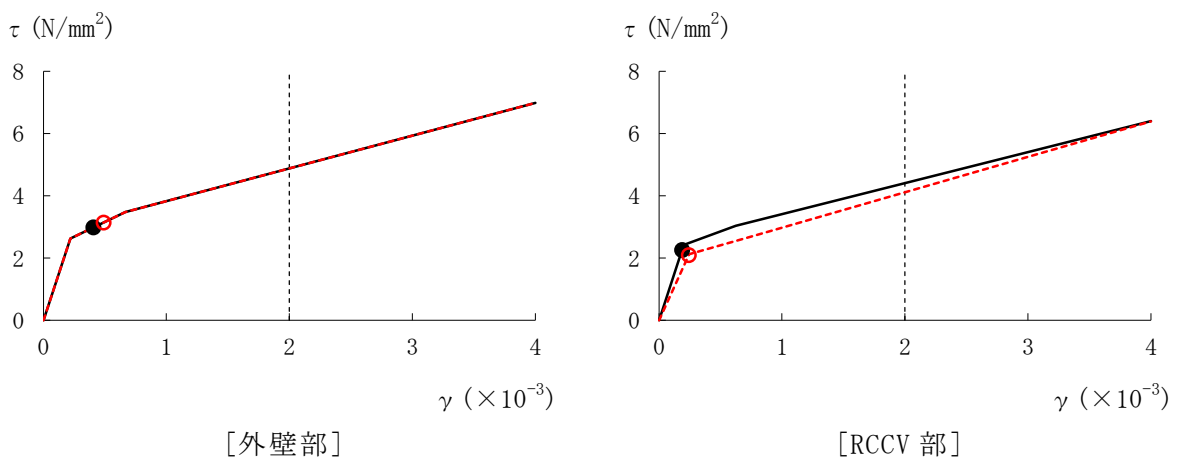
図 3-16 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, NS 方向) (1/3)



(d) 2F

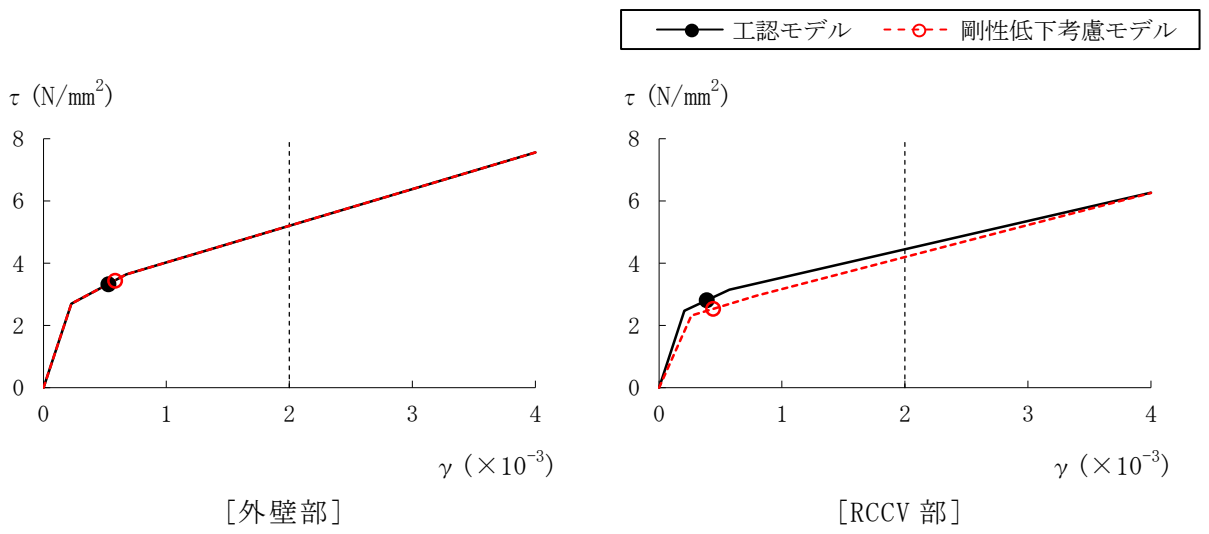


(e) 1F

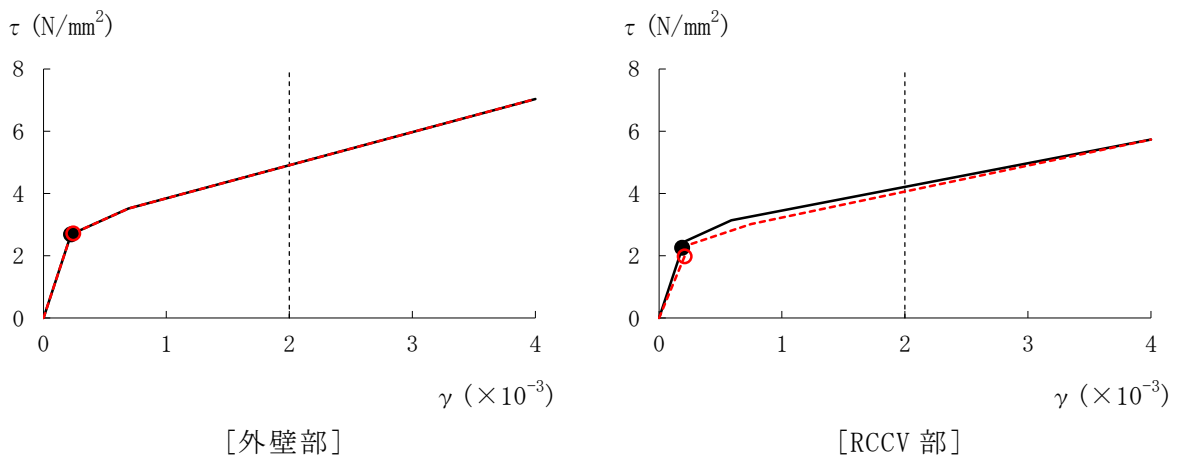


(f) B1F

図 3-16 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, NS 方向) (2/3)

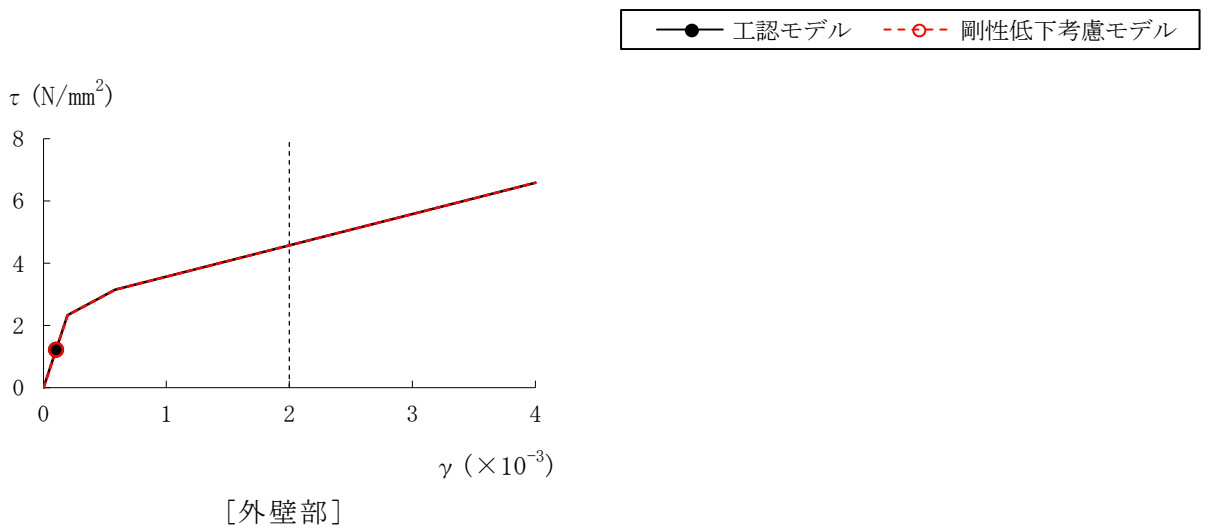


(g) B2F

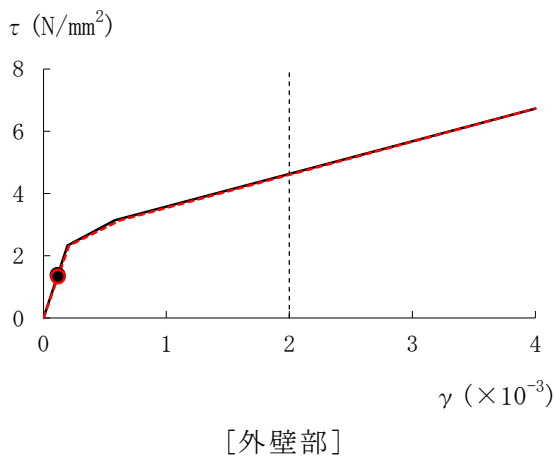


(h) B3F

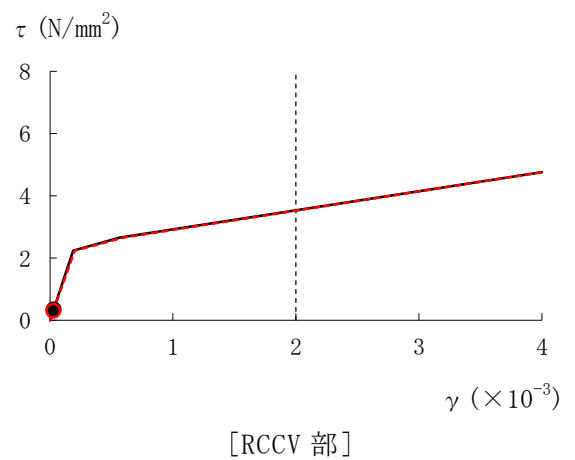
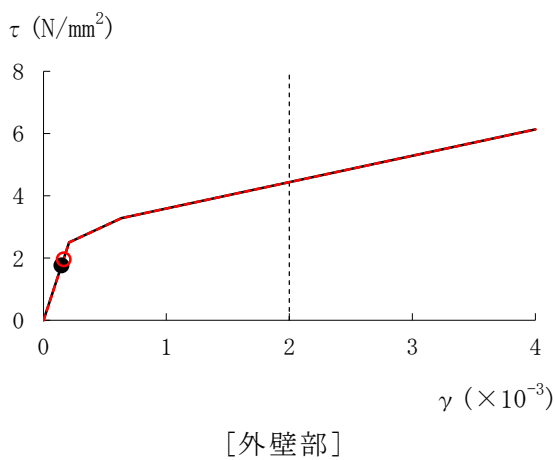
図 3-16 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, NS 方向) (3/3)



(a) CRF

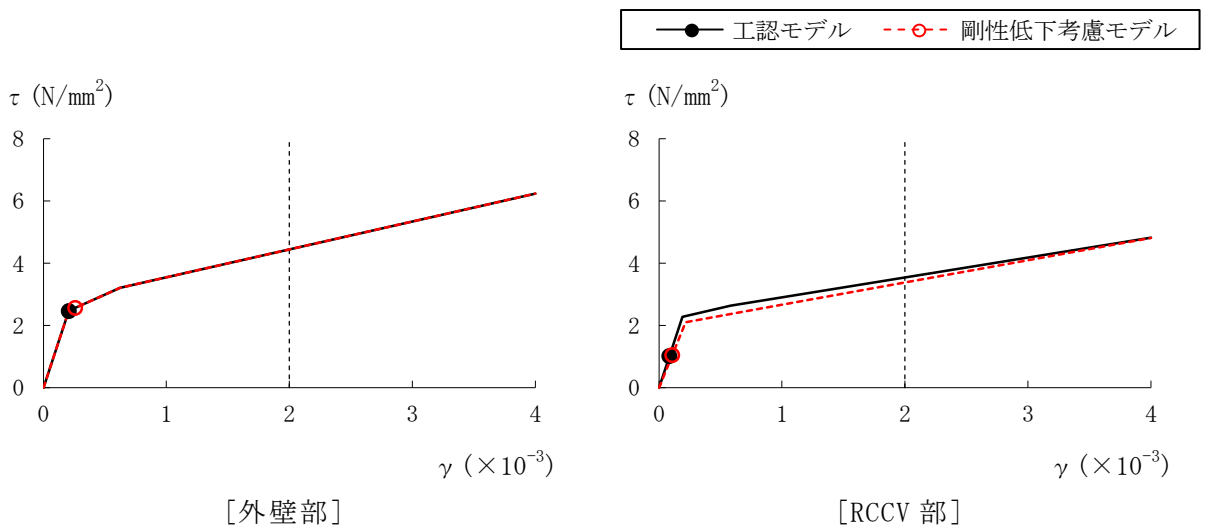


(b) 4F

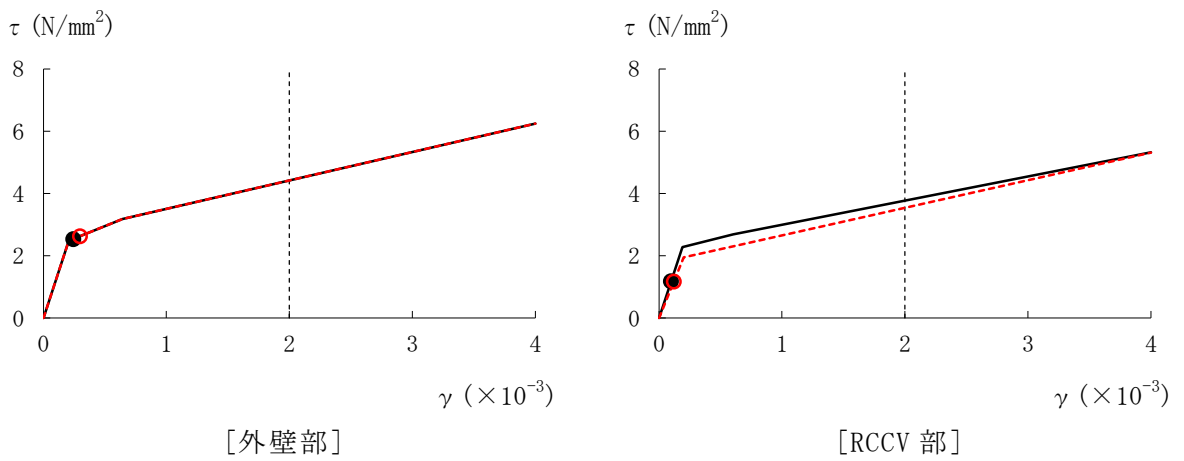


(c) 3F

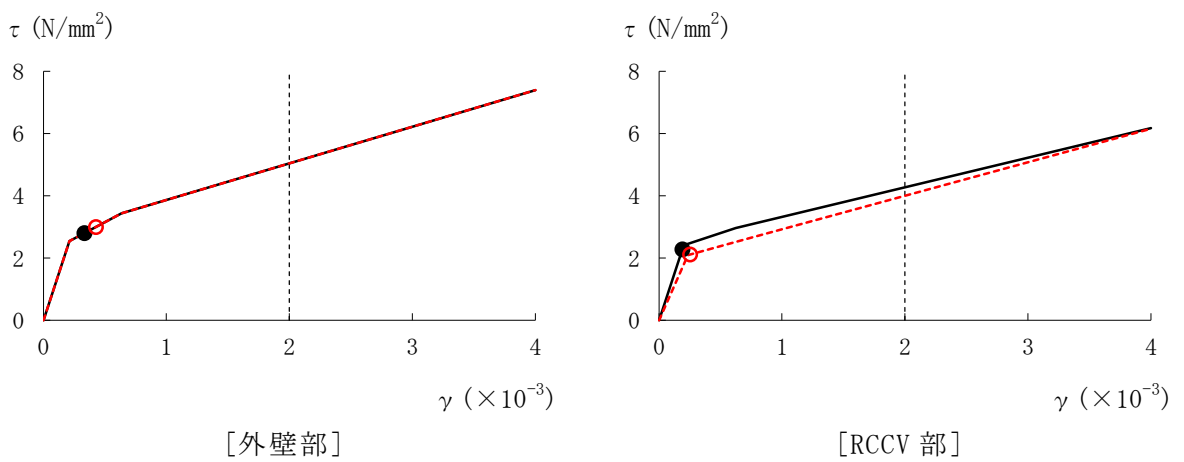
図 3-17 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, EW 方向) (1/3)



(d) 2F

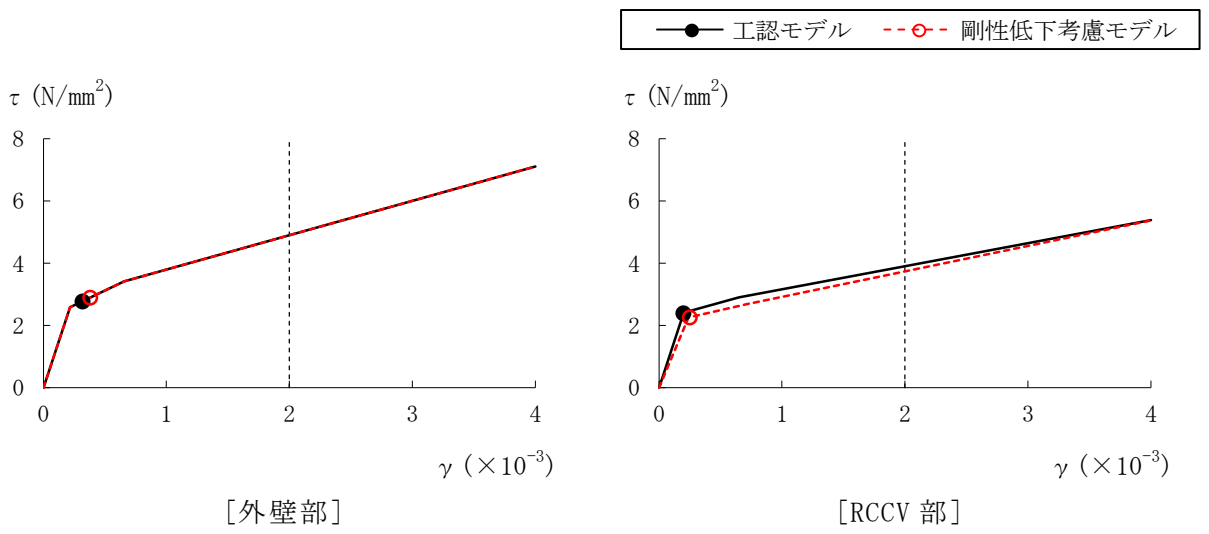


(e) 1F

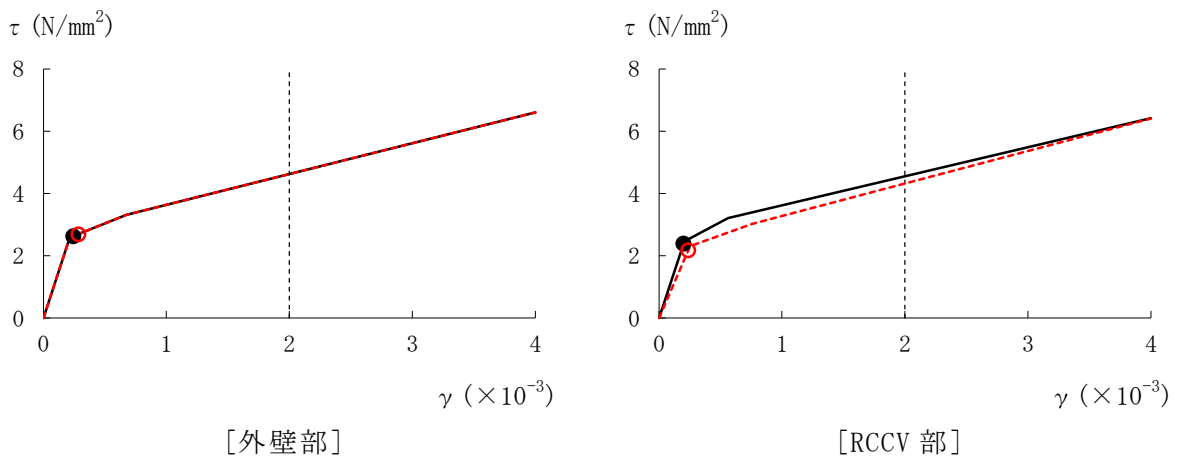


(f) B1F

図 3-17 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, EW 方向) (2/3)



(g) B2F



(h) B3F

図 3-17 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, EW 方向) (3/3)

表 3-13 最大接地圧

(単位：kN/m²)

地震動	最大接地圧				極限 支持力度
	NS 方向		EW 方向		
	工認モデル	剛性低下 考慮モデル	工認モデル	剛性低下 考慮モデル	
Ss-1	1890	1900 (1.01)	1890	1890 (1.00)	6170

注：（ ）内の数値は，剛性低下考慮モデル／工認モデルの比率を示す。

3.3 原子炉建屋の地震応答解析による評価に与える影響

「3.2 重大事故等時の高温による影響を考慮した原子炉建屋の地震応答解析」の地震応答解析結果を踏まえ、重大事故等時の熱によるコンクリート部材の剛性低下が、原子炉建屋の地震応答解析による評価に与える影響について確認する。

3.3.1 検討方法

検討は、以下のとおり、保守的な評価とする。

せん断ひずみの検討では、材料物性の不確かさを考慮した基準地震動 Ss-1～Ss-8 に対する最大せん断ひずみの包絡値に、基準地震動 Ss-1 に対する「工認モデル」と「剛性低下考慮モデル」の応答比（「剛性低下考慮モデル」／「工認モデル」）を乗じた値が許容限界を超えないことを確認する。

接地圧の検討では、材料物性の不確かさを考慮した基準地震動 Ss-1～Ss-8 に対する最大接地圧の包絡値に、基準地震動 Ss-1 に対する「工認モデル」と「剛性低下考慮モデル」の応答比（「剛性低下考慮モデル」／「工認モデル」）の最大値を乗じた値が許容限界を超えないことを確認する。

また、基準地震動 Ss-1 に対する床応答スペクトルについて、「工認モデル」と「剛性低下考慮モデル」の比較を行う。

3.3.2 検討結果

(1) せん断ひずみの検討結果

最大せん断ひずみの検討における原子炉建屋の応答比及び応答比を乗じた最大せん断ひずみを表 3-14 に示す。

表 3-14 より、最大せん断ひずみに最大応答比を乗じた値が許容限界（ 2.0×10^{-3} ）を超えないことを確認した。

表 3-14 原子炉建屋に生じる最大せん断ひずみに最大応答比を乗じた値

(a) NS 方向

部材 番号	最大せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)		③応答比 (②/①)	最大せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)	
	①工認モデル	②剛性低下 考慮モデル		④材料物性の 不確かさ考慮 モデル	応答比を 乗じた値 (③ \times ④)
1	0.147	0.142	0.97	0.155	0.151
2	0.170	0.169	1.00	0.182	0.182
3	0.171	0.193	1.13	0.185	0.210
4	0.361	0.444	1.23	0.404	0.497
5	0.388	0.469	1.21	0.437	0.529
6	0.406	0.489	1.21	0.525	0.636
7	0.528	0.583	1.11	0.679	0.754
8	0.225	0.244	1.09	0.278	0.304
11	0.0499	0.0689	1.39	0.0633	0.0880
12	0.130	0.173	1.34	0.145	0.195
13	0.149	0.198	1.33	0.167	0.223
14	0.189	0.243	1.29	0.267	0.345
15	0.388	0.440	1.14	0.475	0.542
16	0.189	0.210	1.12	0.213	0.239

(b) EW 方向

部材 番号	最大せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)		③応答比 (②/①)	最大せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)	
	①工認モデル	②剛性低下 考慮モデル		④材料物性の 不確かさ考慮 モデル	応答比を 乗じた値 (③ \times ④)
1	0.103	0.102	1.00	0.110	0.110
2	0.116	0.120	1.04	0.120	0.125
3	0.148	0.164	1.11	0.159	0.177
4	0.206	0.259	1.26	0.249	0.314
5	0.243	0.299	1.24	0.305	0.379
6	0.334	0.428	1.29	0.570	0.736
7	0.318	0.381	1.20	0.554	0.665
8	0.244	0.284	1.17	0.390	0.457
11	0.0292	0.0272	0.94	0.0326	0.0307
12	0.0848	0.108	1.28	0.103	0.132
13	0.0982	0.120	1.23	0.129	0.159
14	0.191	0.255	1.34	0.381	0.511
15	0.200	0.252	1.26	0.390	0.492
16	0.200	0.238	1.19	0.327	0.390

(2) 接地圧の検討結果

材料物性の不確かさを考慮した基準地震動 Ss-1～Ss-8 に対する最大接地圧の包絡値に、最大応答比を乗じた値を表 3-15 に示す。

表 3-15 より、最大接地圧の包絡値に最大応答比を乗じた値が、地盤の極限支持力 (6170kN/m²) を超えないことを確認した。

表 3-15 最大接地圧の包絡値に最大応答比を乗じた値

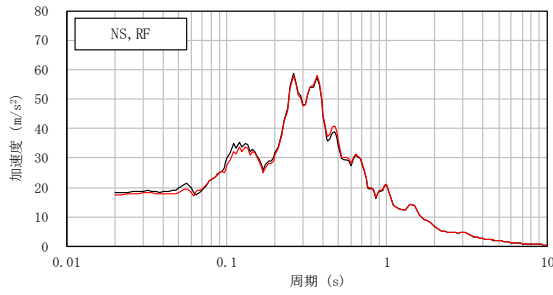
材料物性の不確かさ考慮モデル			基準地震動Ss-1に対する応答比 (「剛性低下考慮モデル」 / 「工認モデル」)	確認結果 ①×②
地震動	方向	最大接地圧①	最大応答比②	
Ss-2	EW方向	2620 kN/m ²	1.01	2650 kN/m ²

(3) 床応答スペクトルの検討結果

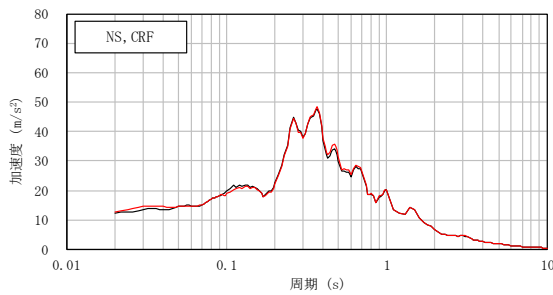
地震応答解析モデルの全質点の床応答スペクトルについて、「剛性低下考慮モデル」と「工認モデル」の比較結果を図 3-18～図 3-20 に示す。

床応答スペクトルの比較を行った結果、全体的な傾向として、「剛性低下考慮モデル」の応答と「工認モデル」の応答がおおむね同等であることを確認した。

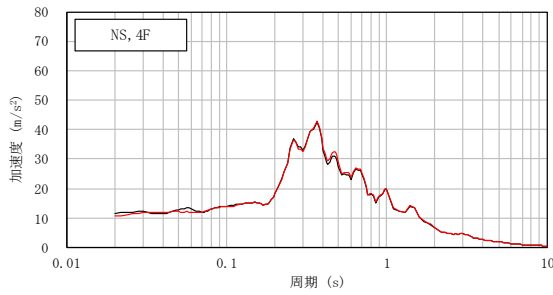
— 工認モデル — 剛性低下考慮モデル



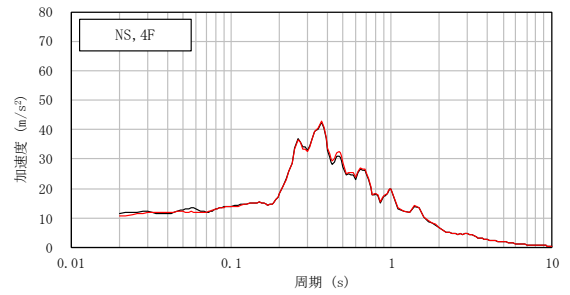
質点 1



質点 2



質点 3



質点 11

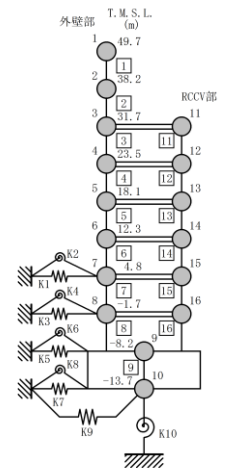
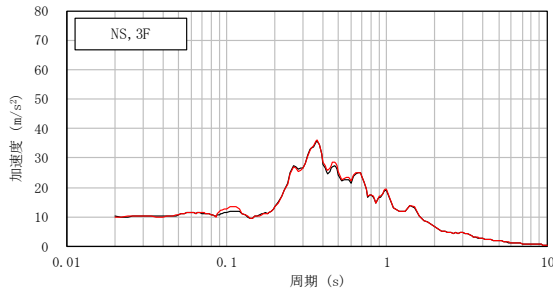
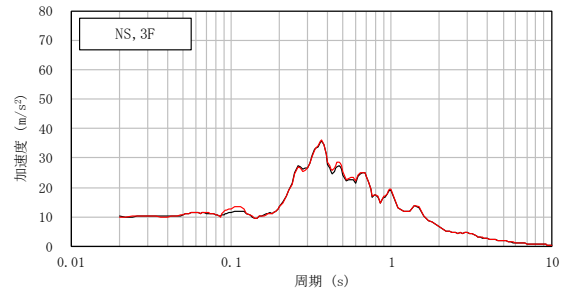


図 3-18 床応答スペクトルの比較 (Ss-1, NS 方向, 減衰 5%) (1/3)

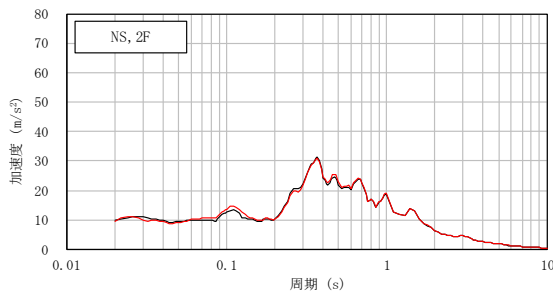
— 工認モデル — 剛性低下考慮モデル



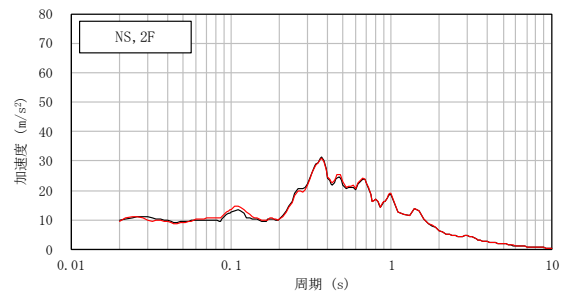
質点 4



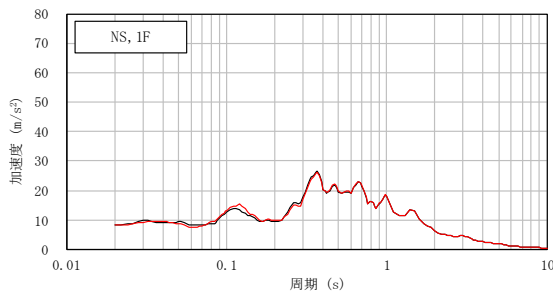
質点 12



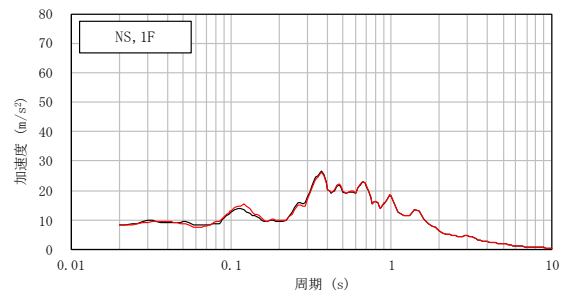
質点 5



質点 13



質点 6



質点 14

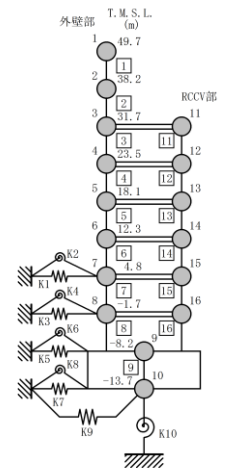
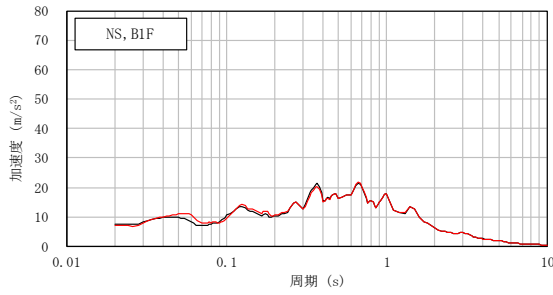
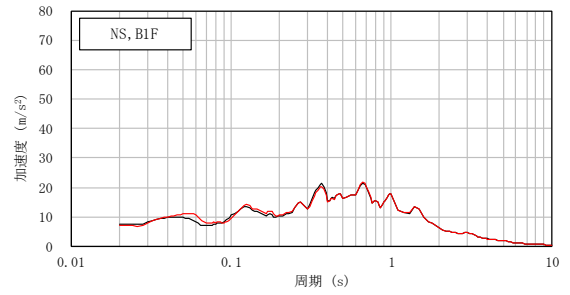


図 3-18 床応答スペクトルの比較 (Ss-1, NS 方向, 減衰 5%) (2/3)

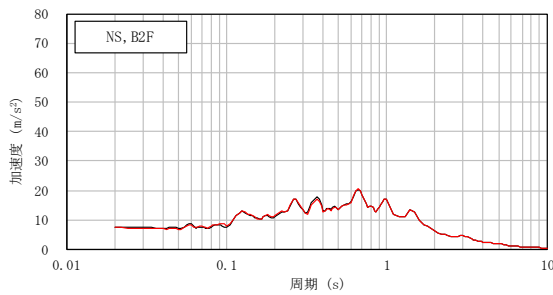
— 工認モデル — 剛性低下考慮モデル



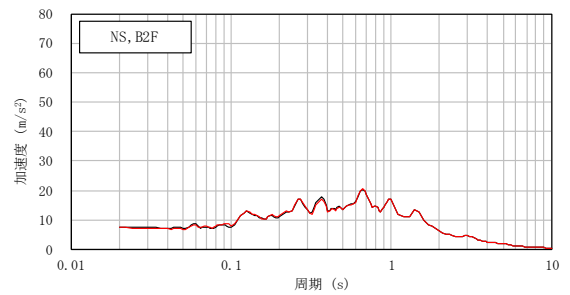
質点 7



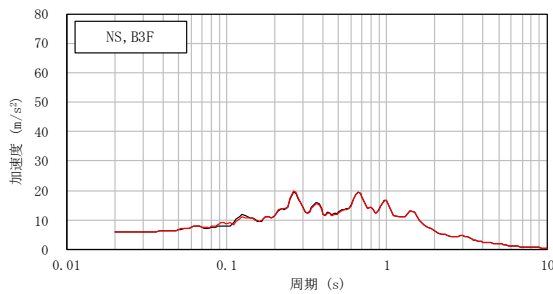
質点 15



質点 8



質点 16



質点 9

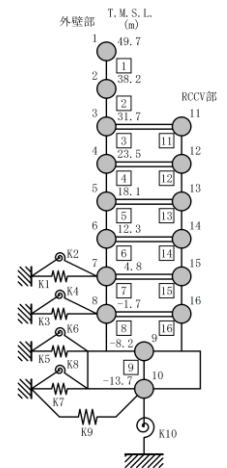
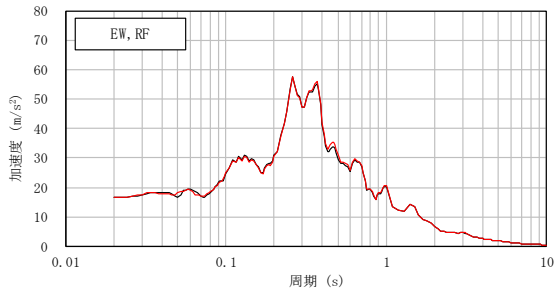
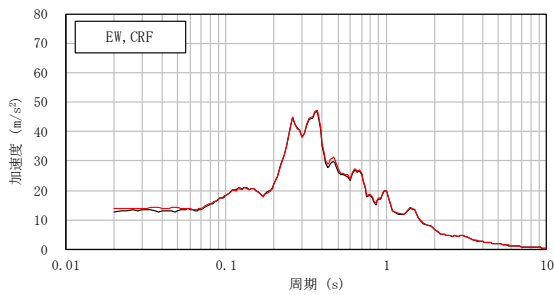


図 3-18 床応答スペクトルの比較 (Ss-1, NS 方向, 減衰 5%) (3/3)

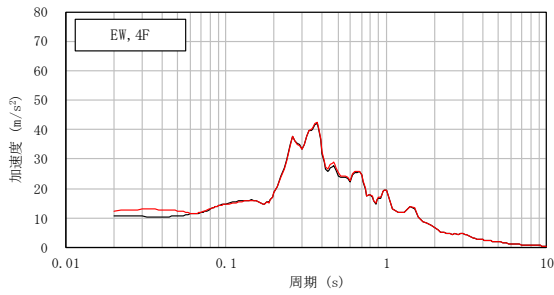
— 工認モデル — 剛性低下考慮モデル



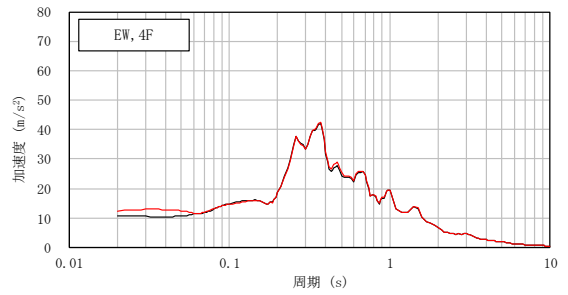
質点 1



質点 2



質点 3



質点 11

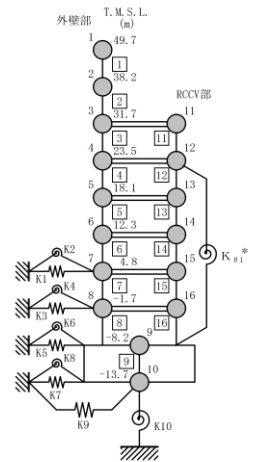
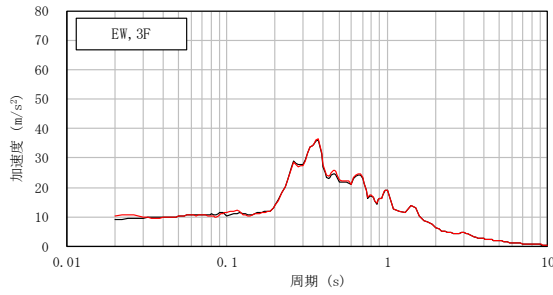
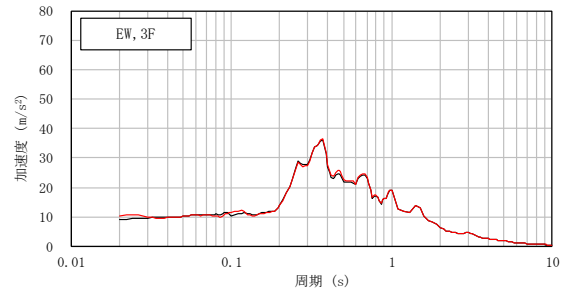


図 3-19 床応答スペクトルの比較 (Ss-1, EW 方向, 減衰 5%) (1/3)

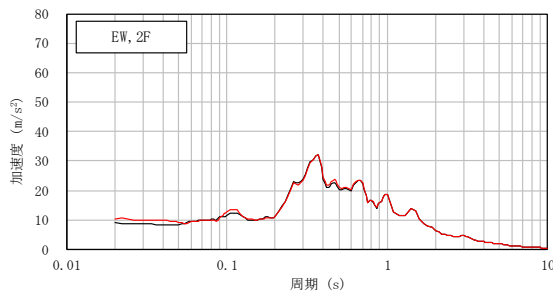
— 工認モデル — 剛性低下考慮モデル



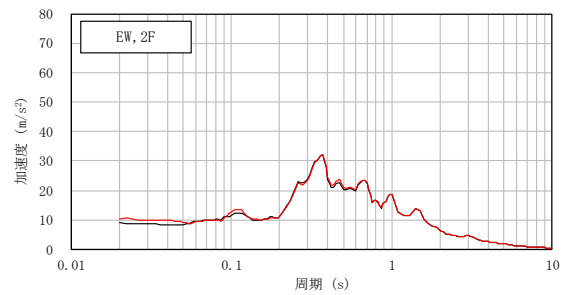
質点 4



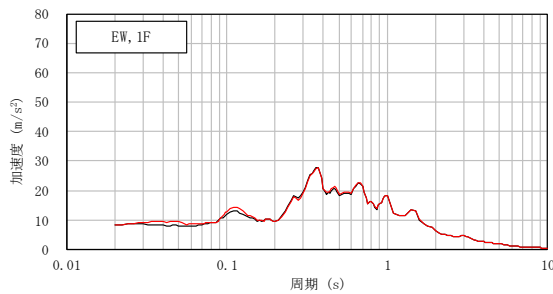
質点 12



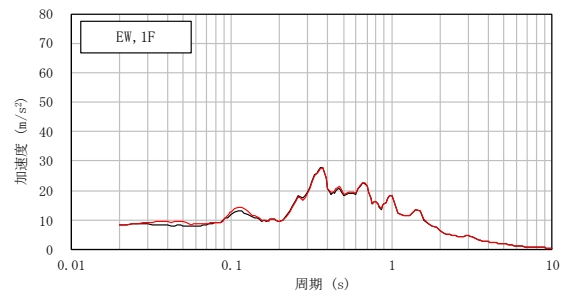
質点 5



質点 13



質点 6



質点 14

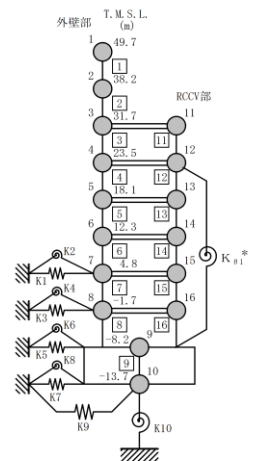
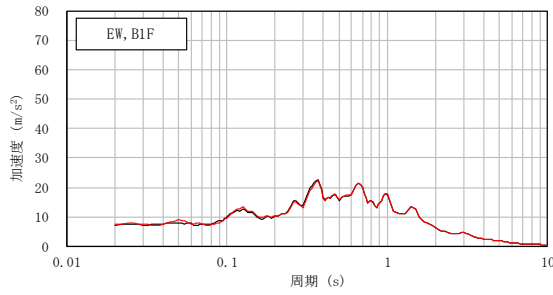
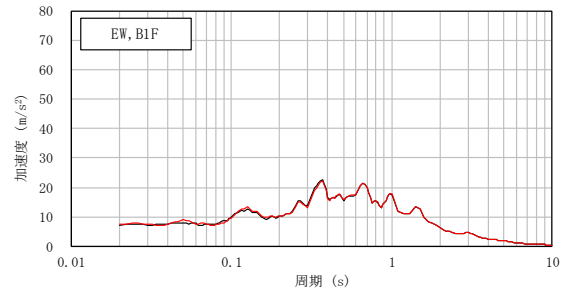


図 3-19 床応答スペクトルの比較 (Ss-1, EW 方向, 減衰 5%) (2/3)

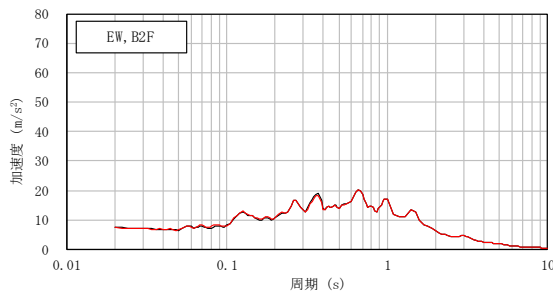
— 工認モデル — 剛性低下考慮モデル



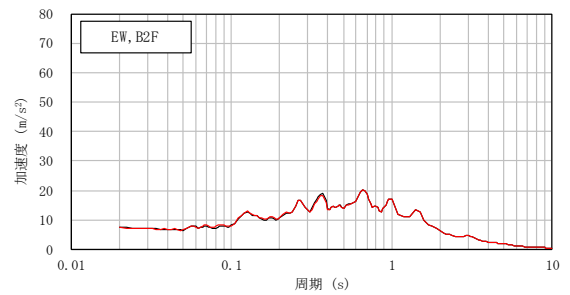
質点 7



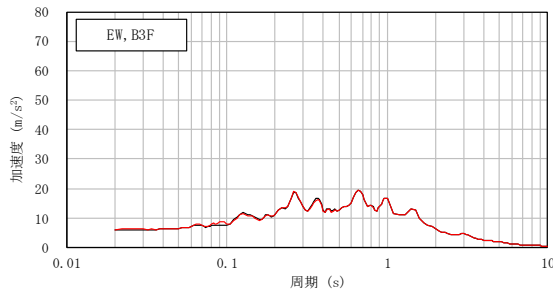
質点 15



質点 8



質点 16



質点 9

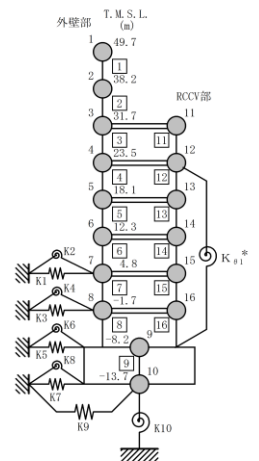
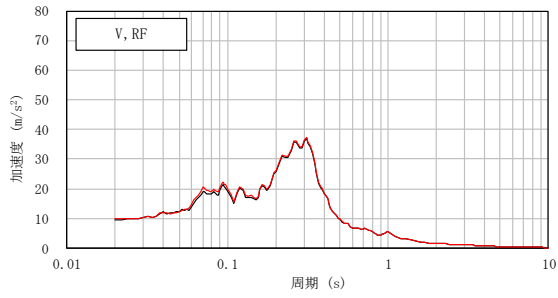
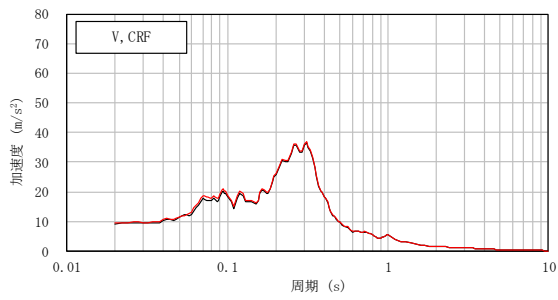


図 3-19 床応答スペクトルの比較 (Ss-1, EW 方向, 減衰 5%) (3/3)

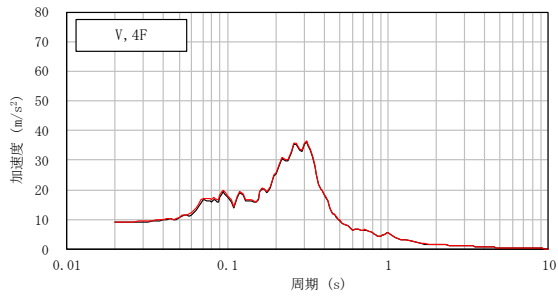
— 工認モデル — 剛性低下考慮モデル



質点 1



質点 2



質点 3

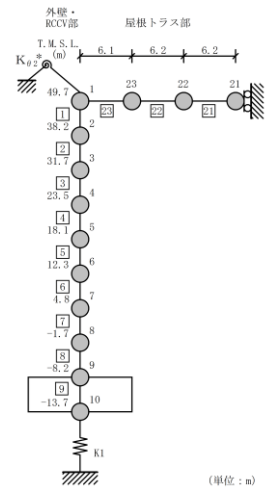
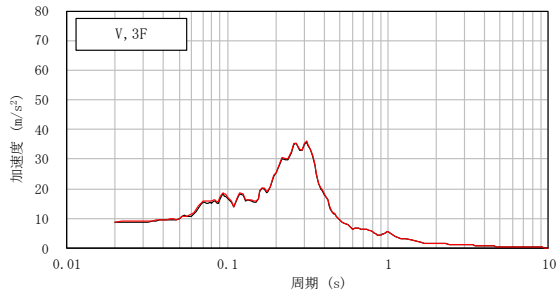
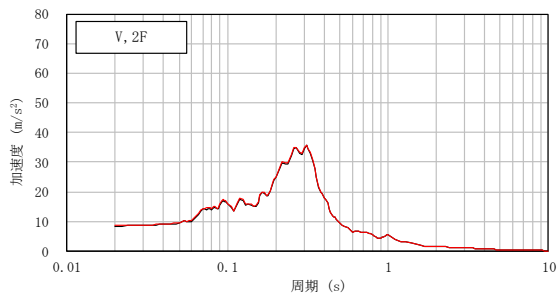


図 3-20 床応答スペクトルの比較 (Ss-1, 鉛直方向, 減衰 5%) (1/3)

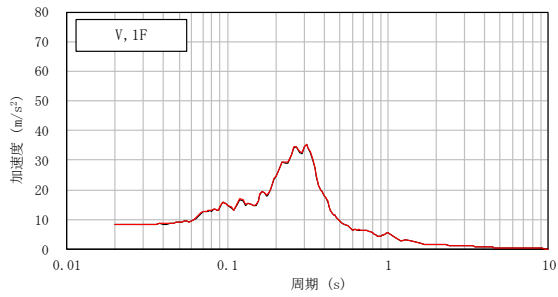
— 工認モデル — 剛性低下考慮モデル



質点 4



質点 5



質点 6

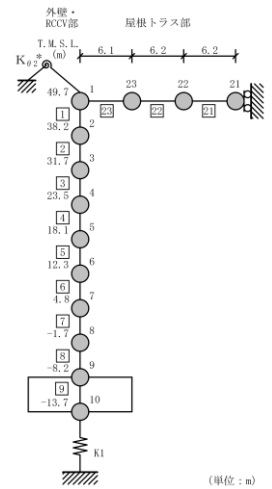
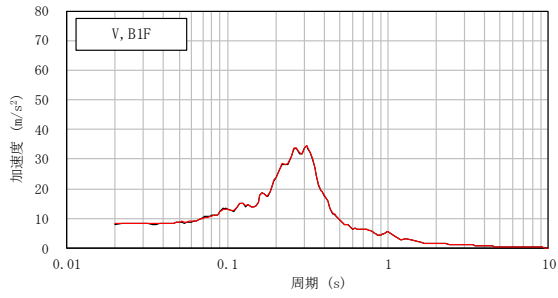
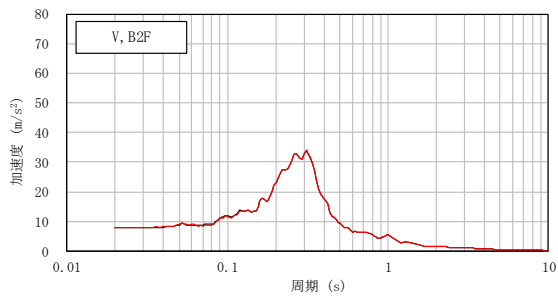


図 3-20 床応答スペクトルの比較 (Ss-1, 鉛直方向, 減衰 5%) (2/3)

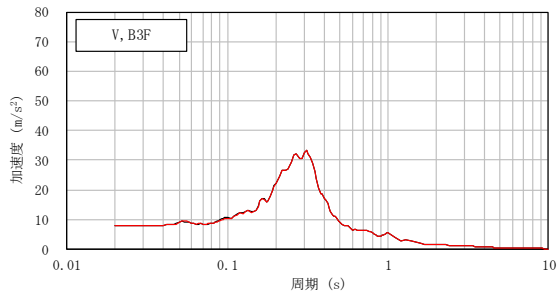
— 工認モデル — 剛性低下考慮モデル



質点 7



質点 8



質点 9

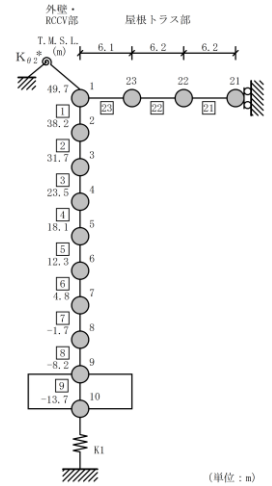


図 3-20 床応答スペクトルの比較 (Ss-1, 鉛直方向, 減衰 5%) (3/3)

5. まとめ

重大事故等時における熱の影響を考慮し、「剛性低下考慮モデル」を用いて、基準地震動 Ss-1 に対する地震応答解析を実施し、「工認モデル」を用いた結果と比較した。

その結果、「剛性低下考慮モデル」の固有周期は、コンクリートの剛性を低減させた影響により「工認モデル」に比べて僅かに大きくなるものの、ほぼ同程度となることを確認し、最大応答値及び最大接地圧については、「工認モデル」の結果とおおむね整合することを確認した。更に、「原子炉建屋の地震応答解析による評価」に与える影響についても確認を行った。確認結果を以下に示す。

5.1 「原子炉建屋の地震応答解析による評価」に与える影響

原子炉建屋に生じる最大せん断ひずみ及び最大接地圧（材料物性の不確かさを考慮した基準地震動 Ss-1～Ss-8 に対する包絡値）に、基準地震動 Ss-1 に対する「剛性低下考慮モデル」と「工認モデル」の応答比（「剛性低下考慮モデル」／「工認モデル」）を乗じた値が許容限界を超えないことを確認した。また、床応答スペクトルが「工認モデル」と「剛性低下考慮モデル」でほぼ同程度となることを確認した。

5.2 「機器・配管系の評価」に与える影響

「工認モデル」の地震応答解析結果を耐震評価に用いる常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備に対し、「工認モデル」と「SA 時環境考慮モデル」の設計用最大応答加速度及び床応答スペクトルの比較を行った結果、概ね下回っており影響は小さいことを確認した。

「大型機器系の地震応答解析モデル」の地震応答解析結果を耐震評価に用いる常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備については、「SA 時環境考慮連成モデル」の地震応答解析結果が耐震計算に適用した「大型機器系の地震応答解析モデル」の地震応答解析結果を超える設備を抽出し、影響確認を行った。確認の結果、「SA 時環境考慮連成モデル」の応答増分を考慮しても今回工認の評価結果は裕度を有していることを確認した。