

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-026-6 改1
提出年月日	2020年5月27日

緊急時対策所の耐震性についての計算書に関する補足説明資料

2020年5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-2-2-16「緊急時対策所の耐震性についての計算書」の記載内容を補足するための資料を以下に示す。

別紙 1 応力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 応力解析におけるモデル化，境界条件及び拘束条件の考え方

別紙 3 地震荷重の入力方法

別紙 4 応力解析における断面の評価部位の選定

別紙 5 緊急時対策所の設置に伴う評価結果の影響について

下線：今回ご提示資料

別紙 1 応力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. 応力解析モデル及び手法の比較 別紙 1-2

1. 概要

本資料は、5号機原子炉建屋基礎スラブの既工認時及び今回工認時の応力解析モデル及び手法の比較を示すものである。

2. 応力解析モデル及び手法の比較

5号機原子炉建屋の応力解析モデル及び手法の比較を表2-1に示す。また、今回工認時の応力解析モデルを図2-1に示す。

比較に用いる既工認時の応力解析モデル及び手法は、昭和58年8月22日付け58資庁第9522号にて認可された工事計画の添付資料「IV-1-3 原子炉格納施設の基礎に関する説明書」(以下「既工認」という。)のものである。

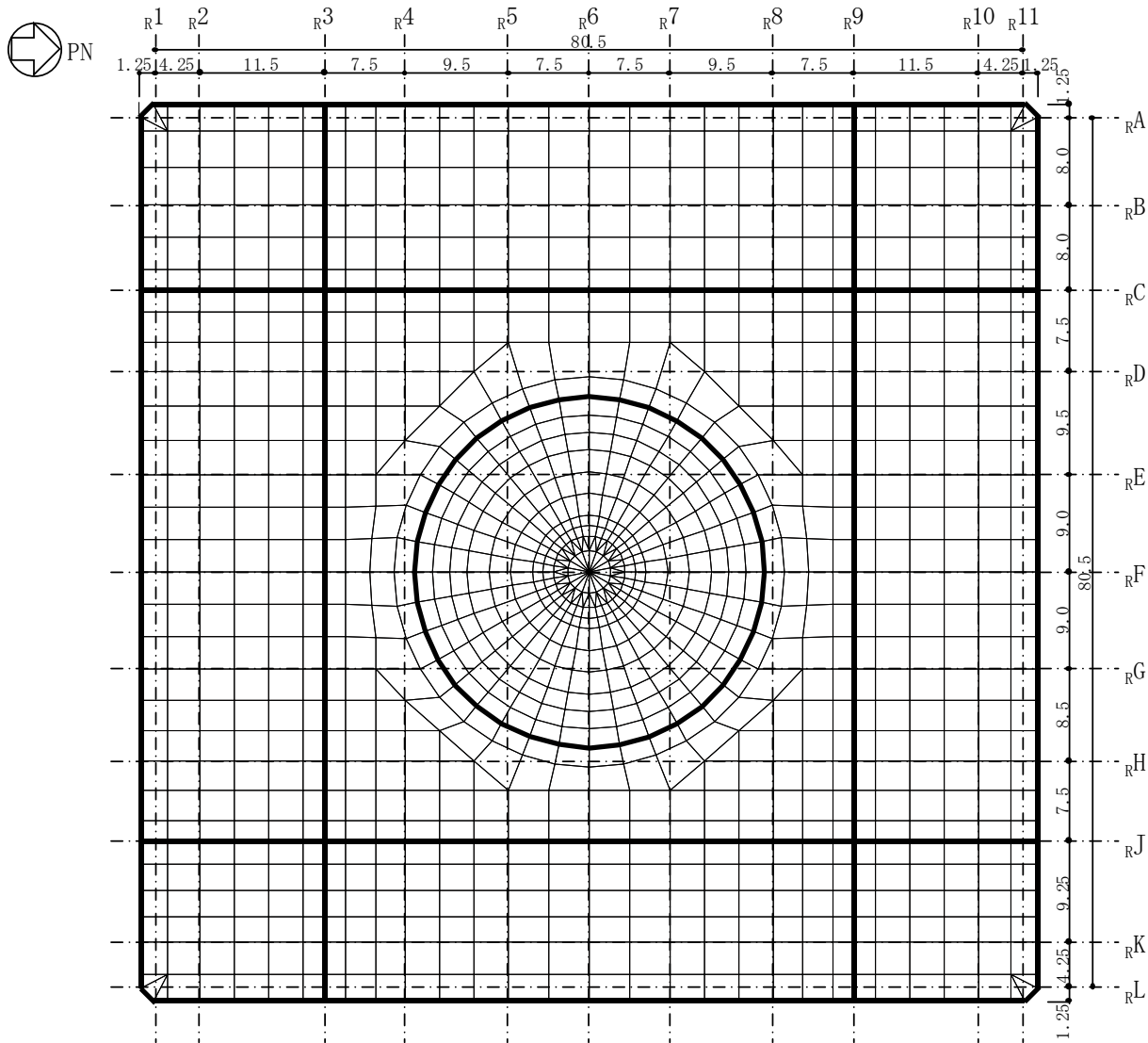
表 2-1 応力解析モデル及び手法の比較 (5号機原子炉建屋基礎スラブ)

項目	内容	既工認	今回工認	備考
解析手法		・3次元 FEM モデルを用いた応力解析 (弾性解析)	・同左	—
解析コード		・ NASTRAN	・ MSC NASTRAN	—
モデル	モデル化範囲	・基礎スラブ	・同左	—
	材料物性	検討時の各規準, コンクリートの設計基準強度に基づき設定 ・コンクリートのヤング係数: $E = 2.06 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ (SI 換算) ・コンクリートのポアソン比: $\nu = 0.167$	適用規準等の見直しによる再設定 ・コンクリートのヤング係数: $E = 2.48 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ ・コンクリートのポアソン比: $\nu = 0.2$	① ② ③
	要素種別	・基礎スラブ: シェル要素 ・耐震壁: はり要素	・同左	—
	境界条件	・底面を弾性地盤ばねにより支持 ・底面の弾性地盤ばねは, 浮上りを考慮	・底面を弾性地盤ばねにより支持 ・底面の弾性地盤ばねは, 浮上りを考慮 ・側面の水平ばねを考慮	—
	非線形特性	・考慮しない	・同左	—
地震荷重との 組合せ	VL+O+S+SOE VL: 鉛直荷重 (固定荷重, 機器荷重, 配管荷重, 積載荷重, 積雪荷重, 浮力) O: 通常運転時荷重 S: 地震荷重 SOE: 地震時土圧	VL+Ss+SOE+BL VL: 鉛直荷重 (固定荷重, 機器荷重, 配管荷重, 積載荷重, 積雪荷重) Ss: 地震荷重 SOE: 地震時土圧 BL: 浮力	④	
荷重の 設定	固定荷重	・構造体の自重を考慮	・同左	—
	地震荷重	・基礎自体の物体力及び基礎上端面における上部構造からの地震力 (転倒モーメント, 水平力, 鉛直力) を入力	・同左	—
	地震時土圧荷重	$P_a = 0.763 \cdot \gamma \cdot h$ γ : 土の単位体積重量 (t/m^3) h : 地表面からの深度 (m)	常時土圧 $P_0 = 0.5 \cdot \gamma \cdot h$ γ : 土の単位体積重量 (kN/m^3) h : 地表面からの深度 (m) 地震時増分土圧 ・(加力側) $P_a = 0.6 \cdot r \cdot \rho \cdot H_a \cdot \alpha_{\text{max}}$ ・(支持側) $P_{s_i} = \beta_i \cdot F / (B \cdot H_i)$ r : 埋戻し土部分の補正係数 ρ : 地盤一般部の密度 ($\times 10^3 \text{kg/m}^3$) H_a : 地盤一般部の厚さ (m) α_{max} : 地表面の最大加速度 (m/s^2) β_i : 建物・構築物の慣性力に対する側方地盤部 i 層の分担率 F : 建物・構築物の慣性力 (kN) B : 建物・構築物の奥行幅 (m) H_i : i 層の厚さ (m) 地震時土圧 $P = P_0 + \max(P_a + P_s)$	⑤

評価方法	応力解析	・発生応力が許容応力度を超えないことを確認。	・鉄筋及びコンクリートのひずみ並びに面外せん断力が評価基準値を超えないことを確認	⑥
------	------	------------------------	--	---

【具体的な反映事項】(表の備考欄に対応)

- ① コンクリートのヤング係数及びせん断弾性係数については、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—」((社)日本建築学会, 1999 改定)に基づき再計算
- ② 「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—」((社)日本建築学会, 2005 改定)に基づき設定
- ③ コンクリートのヤング係数を算出するための圧縮強度は実強度, 断面の評価のための圧縮強度は設計基準強度を採用
- ④ 浮力について, 既工認と今回工認で凡例の記載が異なっているが, 浮力算定時の地下水位面の設定は変更していない。
- ⑤ 「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」((社)日本電気協会)に基づき再計算
- ⑥ 「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」((社)日本機械学会, 2003), 「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)に基づき評価



— 上部耐震壁による拘束を表すはり要素

(単位：m)

図 2-1 応力解析モデル図

別紙2 応力解析におけるモデル化, 境界条件及び拘束条件の考え方

目 次

1. 概要 別紙 2-1
2. 応力解析におけるモデル化, 境界条件及び拘束条件 別紙 2-2

1. 概要

本資料は、5号機原子炉建屋基礎スラブの応力解析におけるモデル化、境界条件及び拘束条件についての概要を示すものである。

2. 応力解析におけるモデル化，境界条件及び拘束条件

5号機原子炉建屋基礎スラブの応力解析におけるモデル化，境界条件及び拘束条件を表2-1に示す。

直接基礎の底面及び側面の地盤ばねの設定における基本的な考え方は，以下のとおり。

(1) 底面地盤ばね

・水平ばね

振動アドミッタンス理論に基づく水平ばねより算出する。

・鉛直ばね

基礎浮上りを考慮し，回転ばね反力として生じる転倒モーメントを適切に評価するため，振動アドミッタンス理論に基づく回転ばねより算出する。

(2) 側面地盤ばね

・水平ばね

Novak の手法に基づく水平ばねにより算出する。

有限要素法を用いた解析モデルにおける要素分割の考え方*については、以下のとおり。

- ・ はり要素

はり要素の場合は、曲げの変位関数が3次で精度が高いため、基本的に要素分割の細分化は不要であるが、部材の接合点間で変位情報出力や荷重入力がある場合には複数要素に細分し、曲線部材がある場合はその曲線が直線近似できる程度の分割にすることが一般的である。また、分布荷重がある場合や分布質量が関係する自重荷重などの計算では、要素分割することにより質量分布がより正確になり、解析結果の精度が向上する。更に、要素分割の細分化により、変形図やモード図で構造物の変形状態を容易に把握することが可能となる。

- ・ シェル要素

要素分割は、基本的には発生する応力状態によって決まり、構造形状と荷重状態より要素分割数を考慮する。要素形状の縦横比（アスペクト比）は、重要部分で1:2以下、その他の領域や応力変化が少ない領域では、1:3程度までで、分割に際しては4角形要素を利用して格子状とするのが一般的である。曲面版構造の場合は、平板要素や軸対象シェル要素の大きさは、集中荷重や不連続部を含む曲面部近傍では $2.5\sqrt{R/t}$ を10~20分割すると適切な応力分布が求められ、構造物の半径（R）と板厚（t）が考慮されている。また、面内曲げ・軸力及び面外のせん断や曲げを受ける部材のシェル要素の辺の長さは、シェルの広がり方向の応力分布の状態から決まり、応力変化が大きい領域は要素を小さくする必要がある。

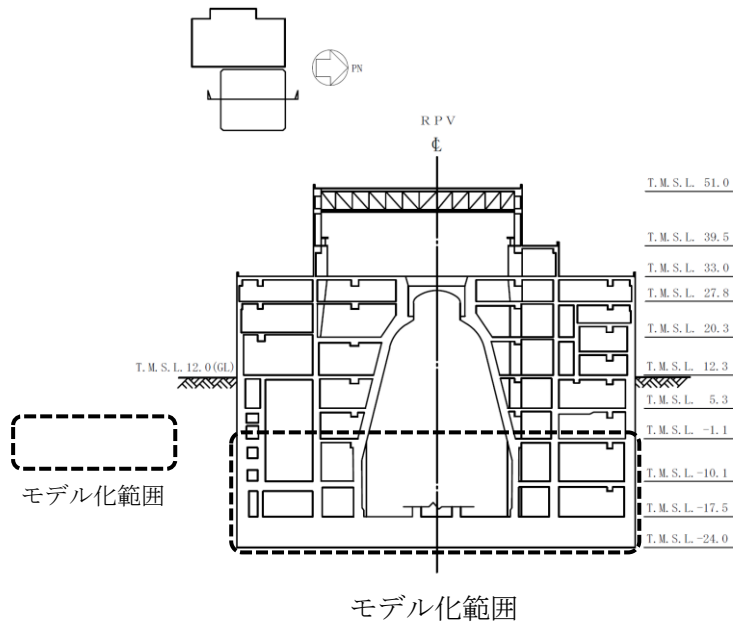
注記*：構造解析のための有限要素法実践ハンドブック（非線形CAE協会，2008年）

表 2-1 5号機原子炉建屋基礎スラブ (1/3)

モデル概要

○モデル化範囲

- ・基礎スラブ及び基礎スラブより立ち上がる T.M.S.L. -1.1m~T.M.S.L. -17.5m の耐震壁をモデル化する。

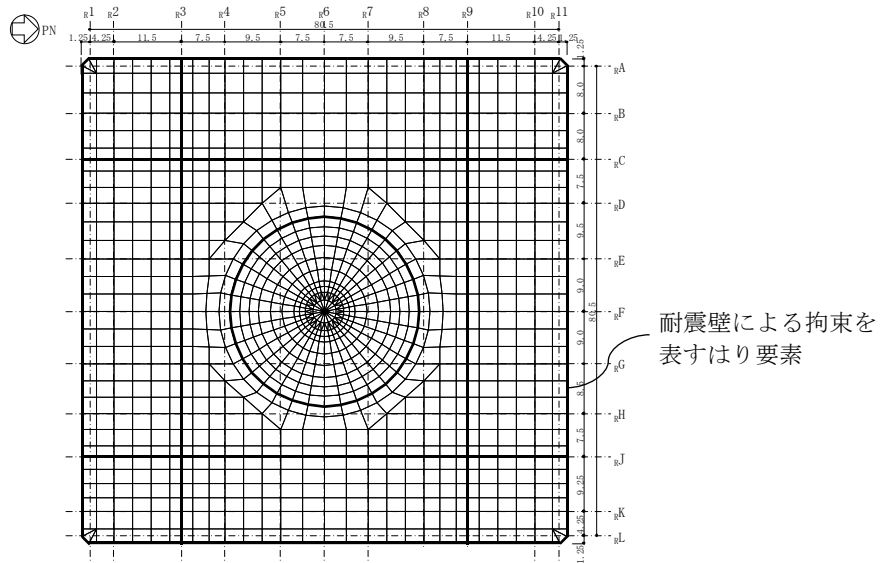


○使用要素

- ・基礎スラブ：シェル要素
- ・耐震壁：はり要素

○要素分割

- ・要素の一边の長さを 3.0m 程度とし、耐震壁の配置を考慮して分割する。



モデル概要

表 2-1 5号機原子炉建屋基礎スラブ (2/3)

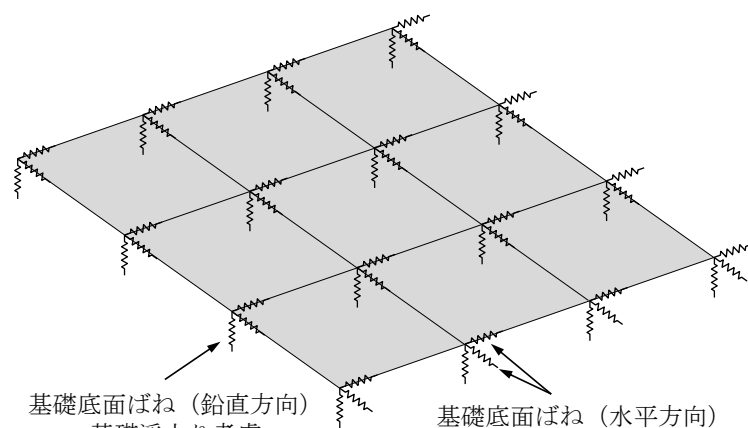
境界条件, 拘束条件		
上部構造物と基礎スラブの境界		
<ul style="list-style-type: none"> 基礎スラブと上部構造物との境界部においては, 上部構造物の剛性を考慮することで, 基礎スラブの応力・変形状態を評価する。 開口部については, 要素の剛性を低減することで考慮する。 基礎スラブから立ち上がる独立柱については, その剛性を考慮しない。 		
はり要素の剛性 (断面性能)		
<ul style="list-style-type: none"> 軸剛性 (軸断面積) : $A = t \times h$ 曲げ剛性 (断面二次モーメント) : $I = t \times h^3 / 12 + A \times (h / 2 + D / 2)^2$ せん断剛性 (せん断断面積) : $A_s = t \times h$ 	<ul style="list-style-type: none"> t : 壁厚 h : モデル化する壁の高さ D : 基礎スラブ厚 (6.5m) 	
基礎スラブと地盤の境界		
<ul style="list-style-type: none"> 基礎スラブの節点には, 底面地盤を表現するばね要素を設ける。解析では鉛直方向の底面地盤ばねに引張力が作用すると, 鉛直方向及び水平方向 (2 方向) の合計 3 つのばね剛性をゼロとすることにより, 基礎の浮上りを表現する。 		
 <p style="text-align: center;">ばね要素拡大図</p>		

表 2-1 5号機原子炉建屋基礎スラブ (3/3)

基礎スラブと地盤の境界

○底面地盤ばね

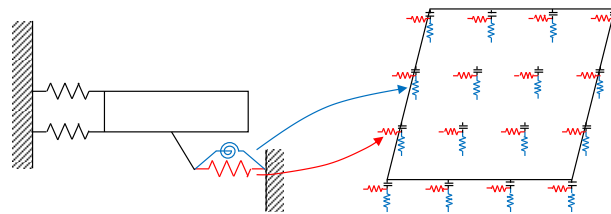
水平剛性及び鉛直剛性は以下のとおり設定する。

- ・ 水平剛性：振動アドミッタンス理論による水平ばね K_H を節点支配面積 A_i で離散化。

$$K_{Hi} = (K_H / A) \times A_i \quad A: \text{基礎スラブの底面積}$$

- ・ 鉛直剛性：地震時は、転倒モーメントが支配的となるため振動アドミッタンス理論による回転ばね K_R を節点支配面積 A_i で離散化。

$$K_{Vi} = (K_R / I) \times A_i \quad I: \text{基礎スラブの断面二次モーメント}$$



基礎スラブ底面全体で
離散化

底面地盤ばね

○側面地盤ばね

水平剛性は以下のとおり設定する。

- ・ 水平剛性：Novakの手法に基づく側面水平地盤ばね定数 ${}_sK_s$ を節点支配長さ L_i で離散化。

$${}_s k_{si} = ({}_s K_s / (2 \times L_{NS} + 2 \times L_{EW})) \times L_i$$

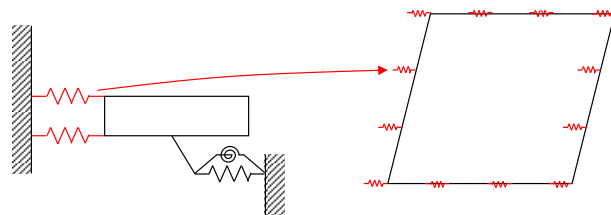
${}_s k_{si}$: 地反力係数 (側面水平)

${}_s K_s$: 地盤ばね定数 (側面水平)

L_{NS} : 基礎スラブ辺長 (NS 方向)

L_{EW} : 基礎スラブ辺長 (EW 方向)

L_i : 節点支配長さ



基礎スラブ外周で
離散化

側面地盤ばね

別紙 3 地震荷重の入力方法

目 次

1. 概要 別紙 3-1
2. 地震荷重の入力方法 別紙 3-2

1. 概要

本資料は、5号機原子炉建屋基礎スラブに作用する地震荷重の入力方法について示すものである。

2. 地震荷重の入力方法

5号機原子炉建屋基礎スラブの応力解析に当たって、FEMモデルに入力する地震荷重として、水平地震力及び鉛直地震力を考慮する。また、上部構造物の基礎スラブへの地震時反力を考慮する。

地震荷重の入力は、基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果を考慮し、FEMモデルの基礎スラブ底面ばねと基礎スラブ側面地盤ばね並びに基礎スラブ質点位置でせん断力、曲げモーメント及び軸力が地震応答解析結果と等価になるように設定する。

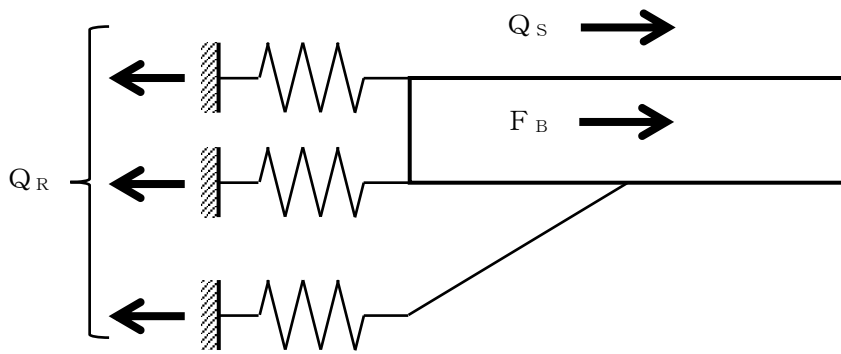
具体的には、水平地震力のうち、上部構造物から作用する基礎スラブへの地震時反力は、FEMモデルにおける上部構造物脚部に対応する各節点に支配面積に応じて分配し、節点荷重として入力する。基礎スラブについては、地震応答解析より求まる基礎スラブ底面地盤ばねと基礎スラブ側面地盤ばねに生じる最大水平力の合算値から、上部構造物から作用するせん断力を差し引いた値と等価になる荷重（以下「付加せん断力」という。）をFEMモデルの基礎スラブの各節点に節点の支配面積に応じて分配し、節点荷重として入力する。

また、曲げモーメントのうち、上部構造物から作用する基礎スラブへの地震時反力は、地震応答解析モデルの曲げ剛性で評価した地震直交方向の耐震壁のフランジ部分と地震方向の耐震壁のウェブ部分を含めて平面保持を仮定し、偶力に置換して水平荷重の入力位置と同じ箇所に節点荷重として入力する。基礎スラブについては、地震応答解析より求まる基礎スラブ底面地盤ばねに生じる最大曲げモーメントから上部構造物から作用する曲げモーメントを差し引いた値と等価になる荷重（以下「付加曲げモーメント」という。）をFEMモデルの基礎スラブの各節点に節点の支配面積と中心位置からの距離に応じて鉛直方向の偶力に置換して分配し、節点荷重として入力する。

水平荷重のうち、地下外壁部に作用する基礎スラブへの地震時増分土圧荷重は、FEMモデルにおける地下外壁部に対応する各節点に支配面積に応じて分配し、節点荷重として入力する。

鉛直地震力のうち、上部構造物から作用する基礎スラブへの地震時反力は、FEMモデルにおける上部構造物脚部に対応する各節点に支配面積に応じて分配し、節点荷重として入力する。基礎スラブについては、地震応答解析より求まる基礎スラブ底面地盤ばねの鉛直力から上部構造物から作用する軸力を差し引いた値と等価になる荷重（以下「付加軸力」という。）を入力する。

FEMモデルに入力する地震荷重の概念図を図2-1に示す。またFEMモデルに入力する地震荷重を図2-2に示す。



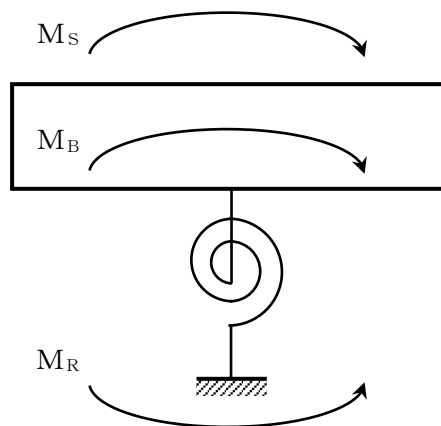
Q_S : 地震応答解析より設定した上部構造物から基礎スラブへ作用するせん断力

F_B : 基礎スラブに入力する付加せん断力

Q_R : 地震応答解析より設定した基礎スラブに生じる水平力

$$F_B = Q_R - Q_S$$

(a) 水平地震力



M_S : 地震応答解析より設定した上部構造物から基礎スラブへ作用する曲げモーメント

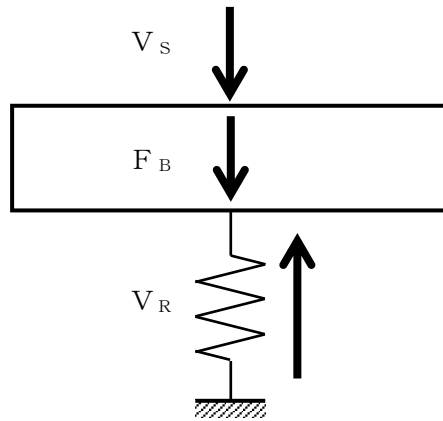
M_B : 基礎スラブに入力する付加曲げモーメント

M_R : 地震応答解析より設定した基礎スラブに生じる曲げモーメント

$$M_B = M_R - M_S$$

(b) 曲げモーメント

図 2-1 FEM モデルに入力する地震荷重の概念図 (1/2)



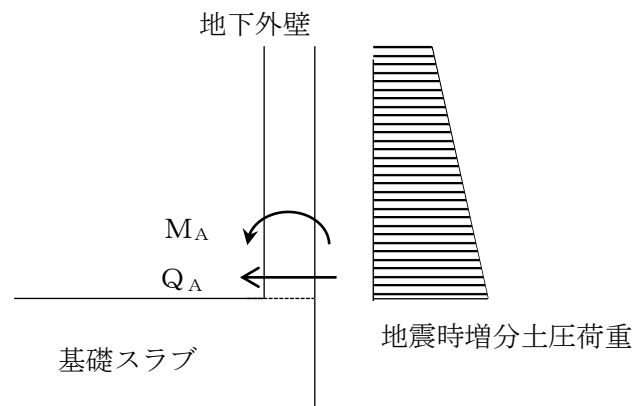
V_s : 地震応答解析より設定した上部構造物から基礎スラブへ作用する軸力

F_B : 基礎スラブに入力する付加軸力

V_R : 地震応答解析より設定した基礎スラブ底面に生じる鉛直力

$$F_B = V_R - V_s$$

(c) 鉛直地震力

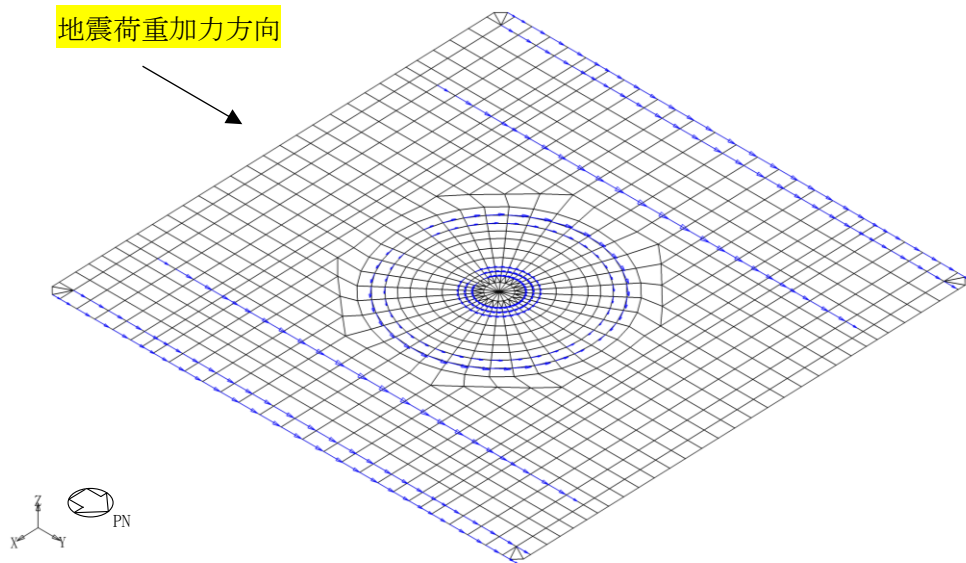


Q_A : 基礎スラブに入力するせん断力

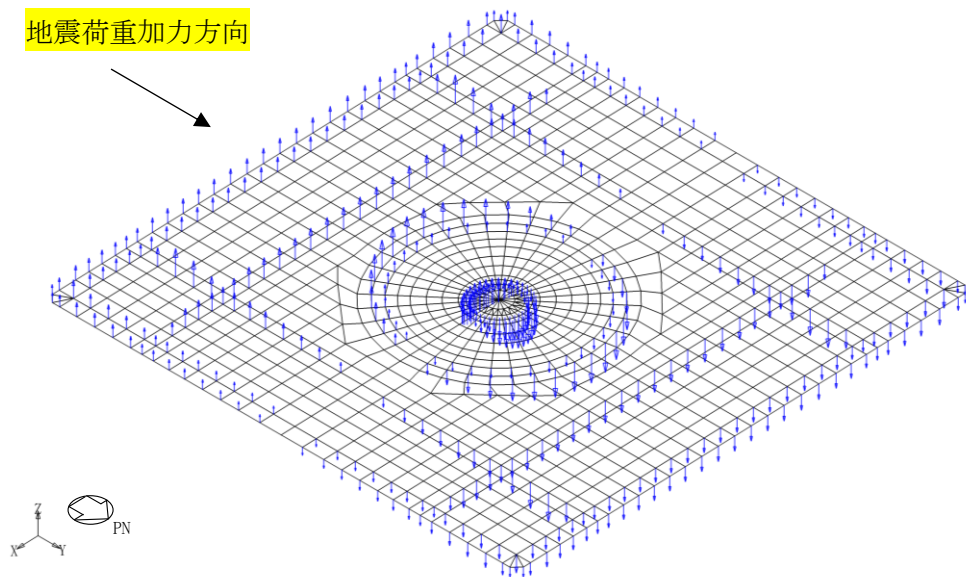
M_A : 基礎スラブに入力する曲げモーメント

(d) 地震時増分土圧荷重

図 2-1 FEM モデルに入力する地震荷重の概念図 (2/2)

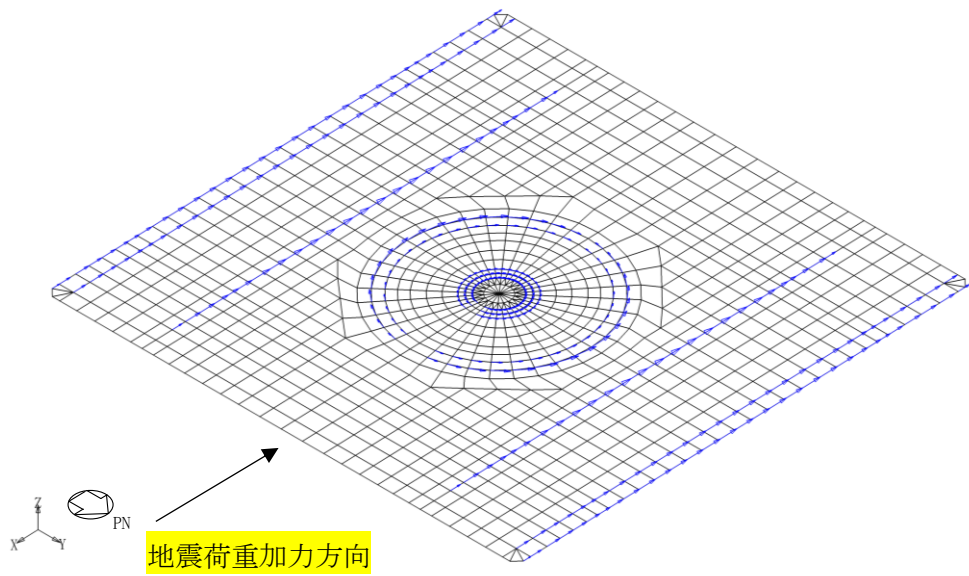


(a) せん断力 (NS 方向) 耐震壁

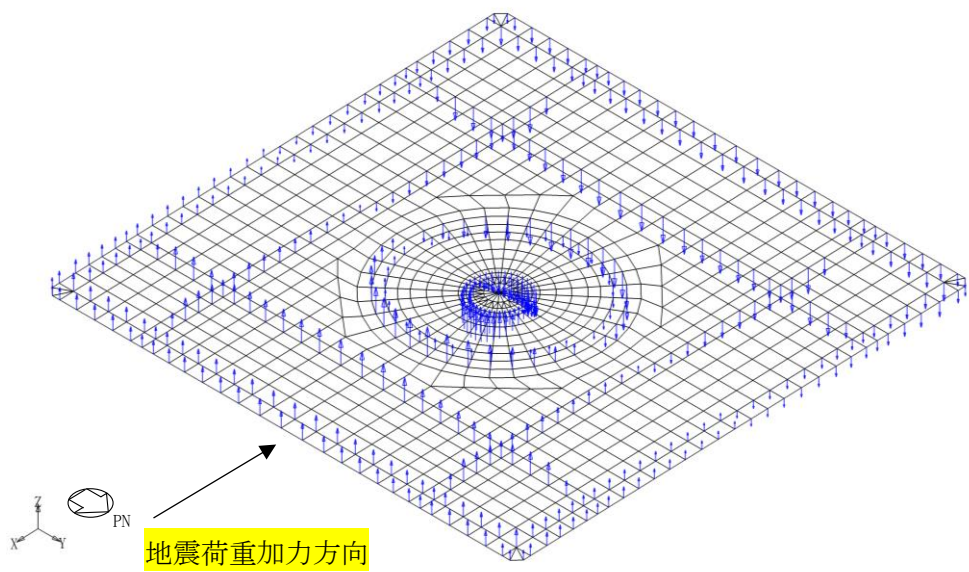


(b) 曲げモーメント (NS 方向) 耐震壁

図 2-2 FEM モデルに入力する地震荷重 (1/7)

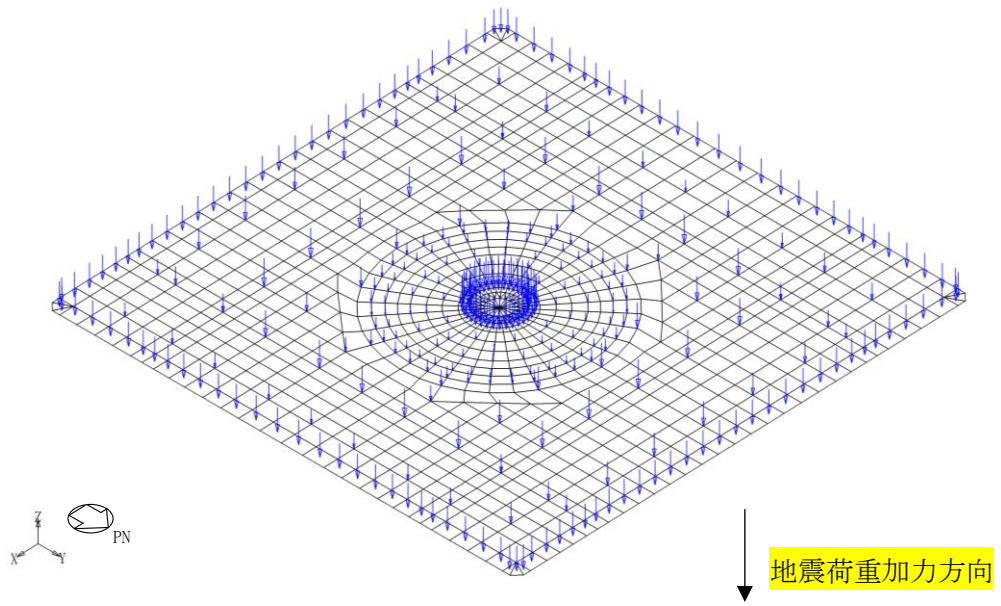


(c) せん断力 (EW 方向) 耐震壁



(d) 曲げモーメント (EW 方向) 耐震壁

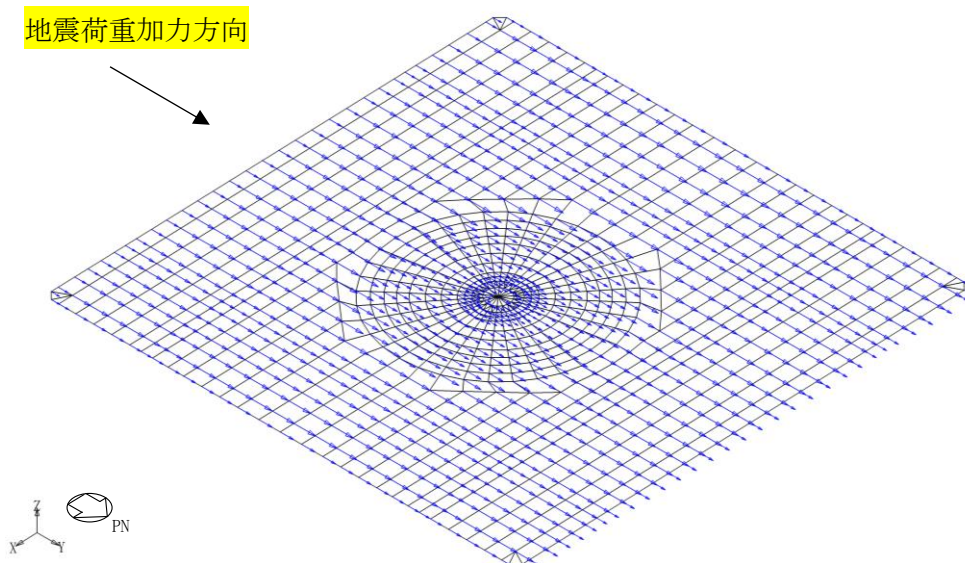
図 2-2 FEM モデルに入力する地震荷重 (2/7)



(e) 軸力

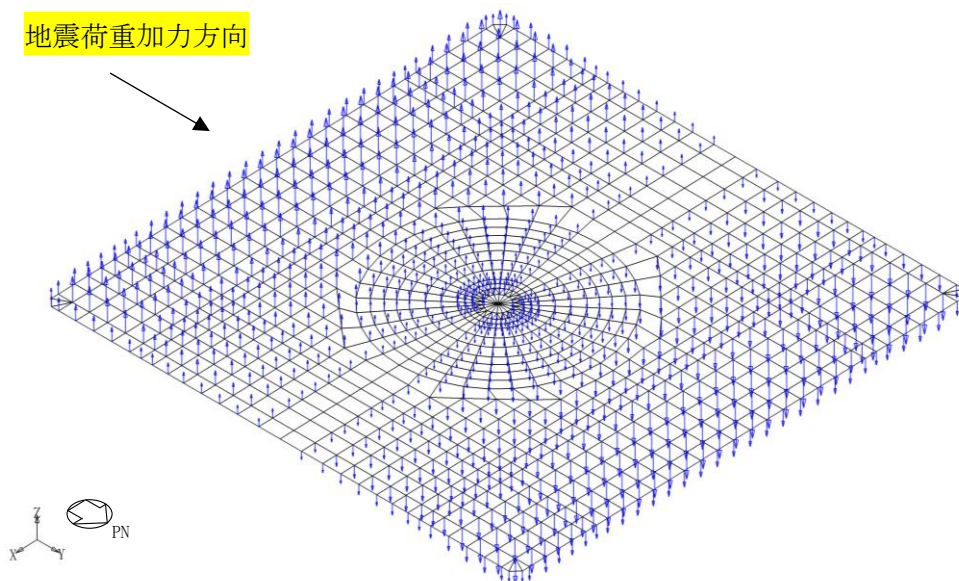
図 2-2 FEM モデルに入力する地震荷重 (3/7)

地震荷重加力方向



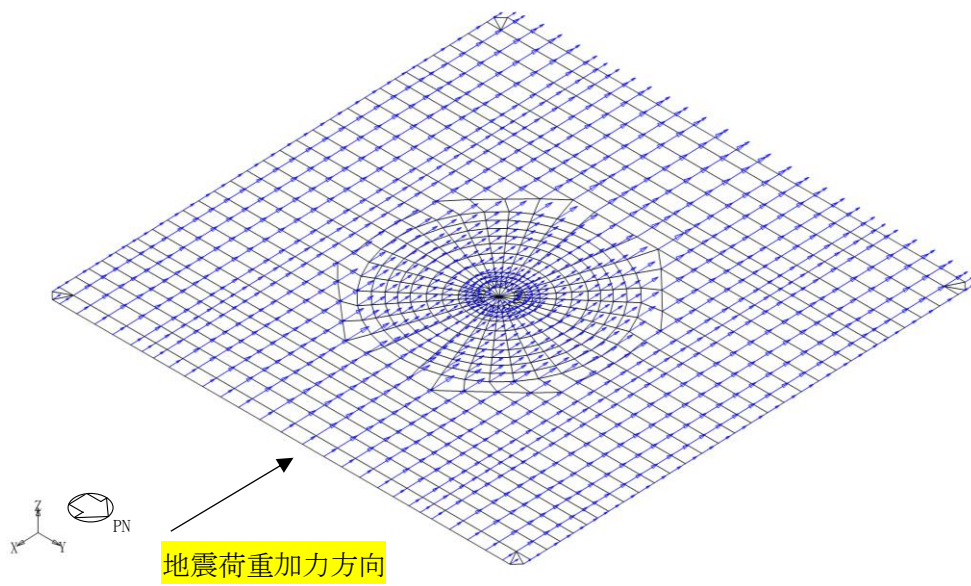
(f) 付加せん断力 (NS 方向)

地震荷重加力方向

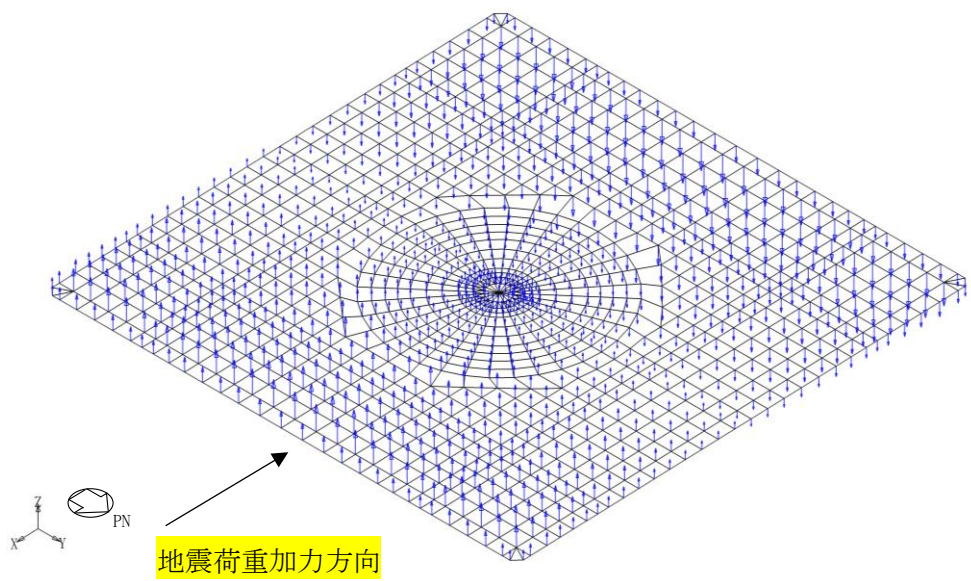


(g) 付加曲げモーメント (NS 方向)

図 2-2 FEM モデルに入力する地震荷重 (4/7)

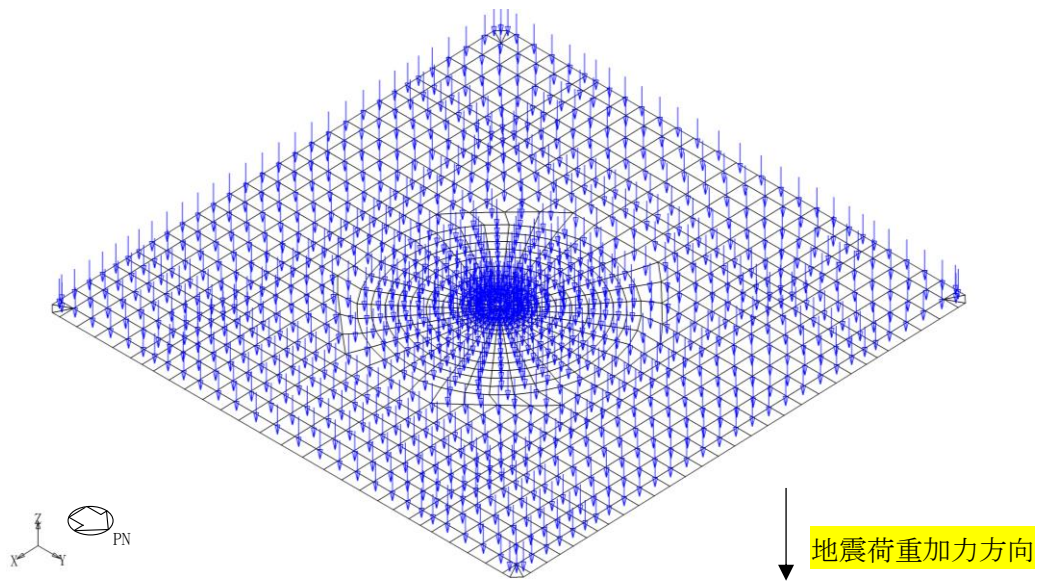


(h) 付加せん断力 (EW 方向)



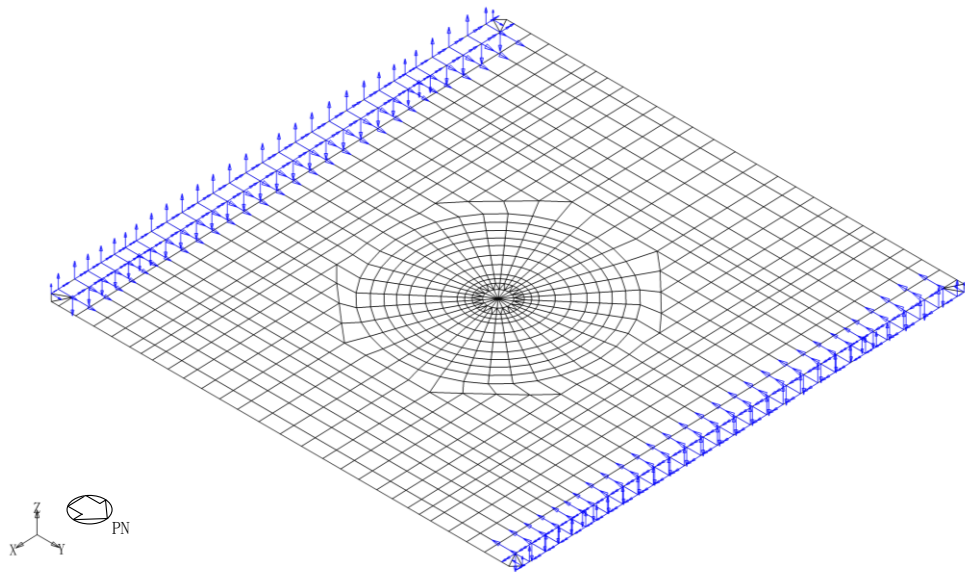
(i) 付加曲げモーメント (EW 方向)

図 2-2 FEM モデルに入力する地震荷重 (5/7)

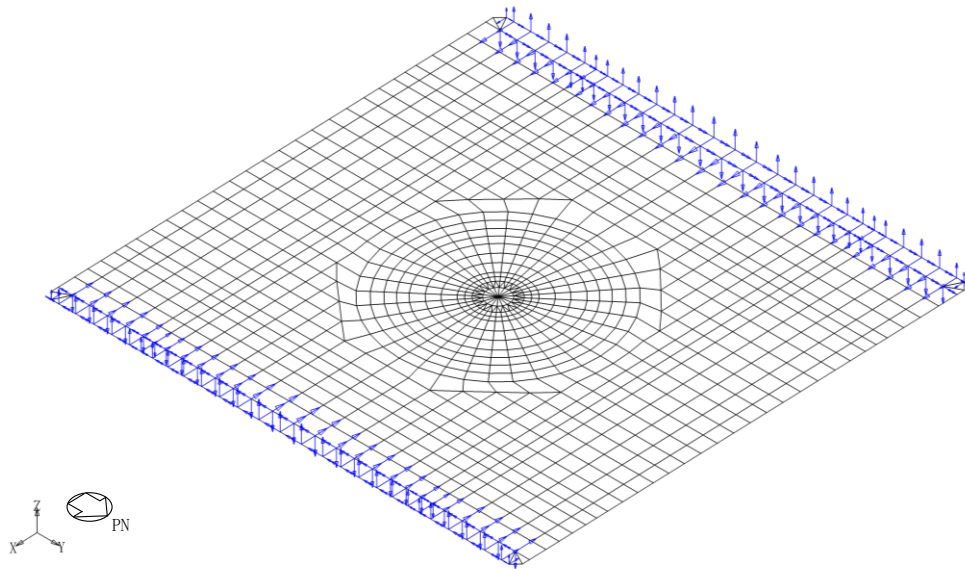


(j) 付加軸力

図 2-2 FEM モデルに入力する地震荷重 (6/7)



(k) 地震時増分土圧荷重 (NS 方向)



(l) 地震時増分土圧荷重 (EW 方向)

図 2-2 FEM モデルに入力する地震荷重 (7/7)

別紙5 緊急時対策所の設置に伴う評価結果の影響について

目 次

1. 概要	別紙 5-1
2. 検討方針	別紙 5-2
3. 検討条件	別紙 5-3
3.1 緊急時対策所の設置に伴う増加重量	別紙 5-3
3.2 解析モデル	別紙 5-6
4. 検討結果	別紙 5-12
4.1 固有値解析結果	別紙 5-12
4.2 最大応答値	別紙 5-14
5. 5号機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 5-27
5.1 せん断ひずみに対する影響	別紙 5-27
5.2 床応答に対する影響	別紙 5-27
6. まとめ	別紙 5-36

別紙 5-1 緊急時対策所の設置に伴う偏心率について

1. 概要

本資料は、5号機原子炉建屋において、緊急時対策所の設置に伴う重量の増加分を考慮した地震応答解析を実施し、「緊急時対策所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ものである。

2. 検討方針

今回工認評価に用いている質点系モデル（以下、「今回工認モデル」という。）と緊急時対策所の設置に伴う重量の増加分を考慮したモデル（以下、「重量考慮モデル」という。）を比較することにより、重量変更による建屋応答への影響を確認する。なお、緊急時対策所の設置に伴う5号機原子炉建屋のねじれの影響を確認するため、別紙5-1において、緊急時対策所の設置に伴う重量の増加分を考慮した建屋の偏心率を算定し、制限値（0.15）以下であることを確認している。

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「重量考慮モデル」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 Ss-1 に対して実施することとする。

3. 検討条件

3.1 緊急時対策所の設置に伴う増加重量

緊急時対策所の設置に伴う増加重量と設置後の変更となる重量考慮モデルの振動諸元を表 3-1～表 3-3 に示す。なお、緊急時対策所の設置に伴う変更箇所は耐震壁の変更を伴わないことより、地震応答解析モデルの諸元の変更箇所は質点重量と回転慣性重量のみである。

表 3-1 増加重量と重量考慮モデルの振動諸元 (NS 方向)

標高 T. M. S. L. (m)	質点 番号	今回工認モデル		増加重量 (kN)	重量考慮モデル	
		質点重量 (kN)	回転慣性重量 ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2$)		質点重量 (kN)	回転慣性重量 ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2$)
51.0	1	39440	10.5	0	39440	10.5
39.5	2	50840	20.4	0	50840	20.4
33.0	3	249590	146.1	12690	262270	153.5
27.8	4	341850	187.1	4200	346050	189.4
20.3	5	477550	262.7	750	478300	263.1
12.3	6	471970	300.9	340	472310	301.1
5.3	7	454390	299.4	20	454400	299.4
-1.1	8	608920	373.9	10	608930	374.0
-10.1	9	637660	436.1	0	637660	436.1
-17.5	10	815450	472.1	90	815540	472.1
-24.0	11	526750	304.0	0	526750	304.0
総重量		4674410	—	18100	4692490	—

表 3-2 増加重量と重量考慮モデルの振動諸元 (EW 方向)

標高 T. M. S. L. (m)	質点 番号	今回工認モデル		増加重量 (kN)	重量考慮モデル	
		質点重量 (kN)	回転慣性重量 ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2$)		質点重量 (kN)	回転慣性重量 ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2$)
51.0	1	39440	14.3	0	39440	14.3
39.5	2	50840	18.0	0	50840	18.0
33.0	3	249590	153.1	12690	262270	160.9
27.8	4	341850	192.5	4200	346050	194.9
20.3	5	477550	268.4	750	478300	268.8
12.3	6	471970	293.0	340	472310	293.2
5.3	7	454390	285.8	20	454400	285.8
-1.1	8	608920	365.3	10	608930	365.3
-10.1	9	637660	432.1	0	637660	432.1
-17.5	10	815450	476.9	90	815540	476.9
-24.0	11	526750	304.0	0	526750	304.0
総重量		4674410	—	18100	4692490	—

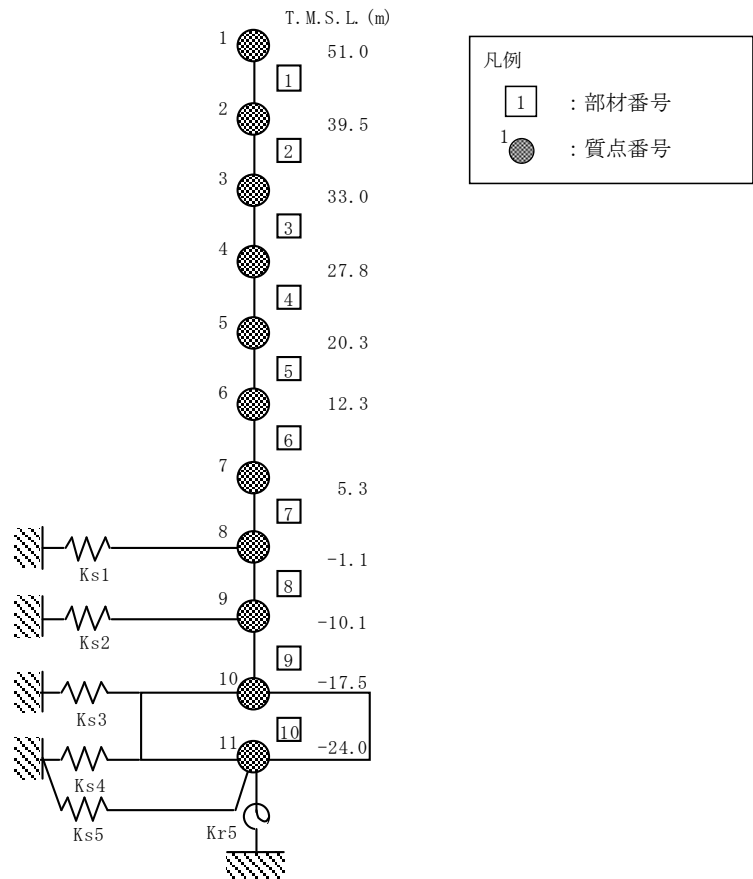
表 3-3 増加重量と重量考慮モデルの振動諸元（鉛直方向）

標高 T. M. S. L. (m)	質点 番号	今回工認モデル	増加重量 (kN)	重量考慮モデル
		質点重量 (kN)		質点重量 (kN)
51.0	12	3680	0	3680
	13	3670	0	3670
	14	1830	0	1830
	1	30260	0	30260
39.5	2	50840	0	50840
33.0	3	249590	12690	262270
27.8	4	341850	4200	346050
20.3	5	443140	750	443890
12.3	6	471970	340	472310
5.3	7	454390	20	454400
-1.1	8	547990	10	548000
-10.1	9	637660	0	637660
-17.5	10	910790	90	910880
-24.0	11	526750	0	526750
総重量		4674410	18100	4692490

3.2 解析モデル

水平方向の地震応答解析モデルを図 3-1 に，地盤ばね定数を表 3-4 及び表 3-5 に示す。また，鉛直方向の地震応答解析モデルを図 3-2 に，地盤ばね定数を表 3-6 に示す。

また，重量増分に伴うせん断及び曲げスケルトンへの影響は軽微であるため「今回工認モデル」の諸元を用いる。



注：東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という。）

図 3-1 地震応答解析モデル（水平方向）

表 3-4 地盤ばね定数と減衰係数 (Ss-1, NS 方向)

(a) 重量考慮モデル

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
Ks1	8	側面・並進	3.01×10^6	1.65×10^6
Ks2	9	側面・並進	8.56×10^6	2.99×10^6
Ks3	10	側面・並進	1.00×10^7	2.88×10^6
Ks4	11	側面・並進	4.68×10^6	1.34×10^6
Ks5	11	底面・並進	9.77×10^7	5.61×10^6
Kr5	11	底面・回転	2.06×10^{11}	3.30×10^9

注記*1: Ks1, Ks2, Ks3, Ks4, Ks5はkN/m Kr5はkN・m/rad

*2: Ks1, Ks2, Ks3, Ks4, Ks5はkN・s/m Kr5はkN・m・s/rad

(b) 今回工認モデル

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
Ks1	8	側面・並進	3.01×10^6	1.65×10^6
Ks2	9	側面・並進	8.56×10^6	2.99×10^6
Ks3	10	側面・並進	1.00×10^7	2.88×10^6
Ks4	11	側面・並進	4.68×10^6	1.34×10^6
Ks5	11	底面・並進	9.77×10^7	5.61×10^6
Kr5	11	底面・回転	2.06×10^{11}	3.31×10^9

注記*1: Ks1, Ks2, Ks3, Ks4, Ks5はkN/m Kr5はkN・m/rad

*2: Ks1, Ks2, Ks3, Ks4, Ks5はkN・s/m Kr5はkN・m・s/rad

表 3-5 地盤ばね定数と減衰係数 (Ss-1, EW 方向)

(a) 重量考慮モデル

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
Ks1	8	側面・並進	3.01×10^6	1.65×10^6
Ks2	9	側面・並進	8.56×10^6	2.99×10^6
Ks3	10	側面・並進	1.00×10^7	2.88×10^6
Ks4	11	側面・並進	4.68×10^6	1.34×10^6
Ks5	11	底面・並進	9.77×10^7	5.61×10^6
Kr5	11	底面・回転	2.06×10^{11}	3.30×10^9

注記*1 : Ks1, Ks2, Ks3, Ks4, Ks5はkN/m Kr5はkN・m/rad

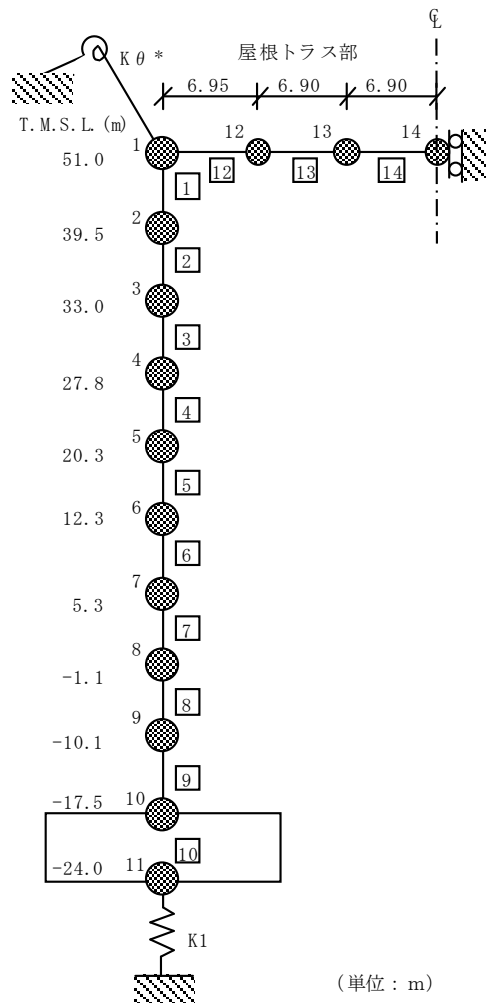
*2 : Ks1, Ks2, Ks3, Ks4, Ks5はkN・s/m Kr5はkN・m・s/rad

(b) 今回工認モデル

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数*1	減衰係数*2
Ks1	8	側面・並進	3.01×10^6	1.65×10^6
Ks2	9	側面・並進	8.56×10^6	2.99×10^6
Ks3	10	側面・並進	1.00×10^7	2.88×10^6
Ks4	11	側面・並進	4.68×10^6	1.34×10^6
Ks5	11	底面・並進	9.77×10^7	5.61×10^6
Kr5	11	底面・回転	2.06×10^{11}	3.31×10^9

注記*1 : Ks1, Ks2, Ks3, Ks4, Ks5はkN/m Kr5はkN・m/rad

*2 : Ks1, Ks2, Ks3, Ks4, Ks5はkN・s/m Kr5はkN・m・s/rad



(単位 : m)

注記* : 屋根トラス端部回転拘束ばね

図 3-2 地震応答解析モデル (鉛直方向)

表 3-6 地盤ばね定数と減衰係数 (Ss-1, 鉛直方向)

(a) 重量考慮モデル

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	11	底面・鉛直	1.79×10^8	1.36×10^7

(b) 今回工認モデル

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	11	底面・鉛直	1.79×10^8	1.36×10^7

4. 検討結果

4.1 固有値解析結果

「重量考慮モデル」と「今回工認モデル」の固有値解析結果（固有周期及び固有振動数）の比較を表 4-1 に示す。

「重量考慮モデル」の固有周期は，緊急時対策所の設置による重量増加の影響により「今回工認モデル」の結果に比べてわずかに大きくなるものの，同等となることを確認した。

表 4-1 固有値解析結果

(a) NS 方向

次数	固有周期 (s)		固有振動数 (Hz)	
	今回工認モデル	重量考慮モデル	今回工認モデル	重量考慮モデル
1	0.514	0.516	1.95	1.94
2	0.251	0.251	3.98	3.98
3	0.101	0.102	9.89	9.85
4	0.087	0.087	11.55	11.53
5	0.069	0.069	14.58	14.51

(b) EW 方向

次数	固有周期 (s)		固有振動数 (Hz)	
	今回工認モデル	重量考慮モデル	今回工認モデル	重量考慮モデル
1	0.514	0.516	1.95	1.94
2	0.251	0.251	3.99	3.98
3	0.100	0.100	10.03	9.99
4	0.084	0.084	11.94	11.92
5	0.066	0.066	15.19	15.14

(c) 鉛直方向

次数	固有周期 (s)		固有振動数 (Hz)	
	今回工認モデル	重量考慮モデル	今回工認モデル	重量考慮モデル
1	0.332	0.333	3.01	3.00
2	0.286	0.286	3.49	3.49
3	0.081	0.081	12.29	12.29
4	0.059	0.059	17.01	16.99
5	0.057	0.058	17.42	17.35

4.2 最大応答値

基準地震動 Ss-1 による最大応答値を図 4-1～図 4-11 に，最大せん断ひずみを表 4-2 及び表 4-3 に示す。

「重量考慮モデル」の最大応答値は，「今回工認モデル」の結果と同等であることを確認した。

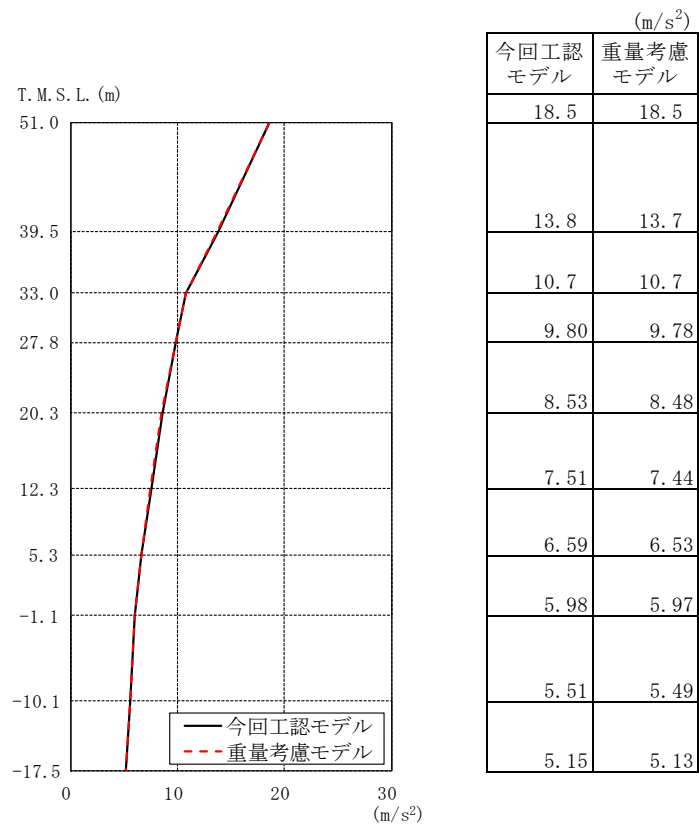
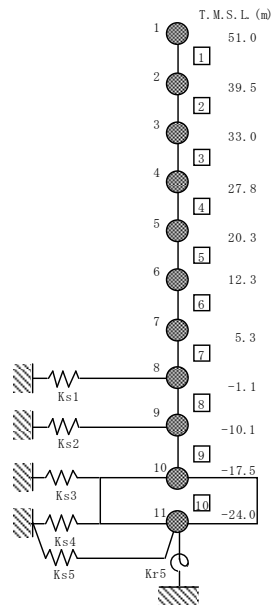


図 4-1 最大応答加速度 (Ss-1, NS 方向)



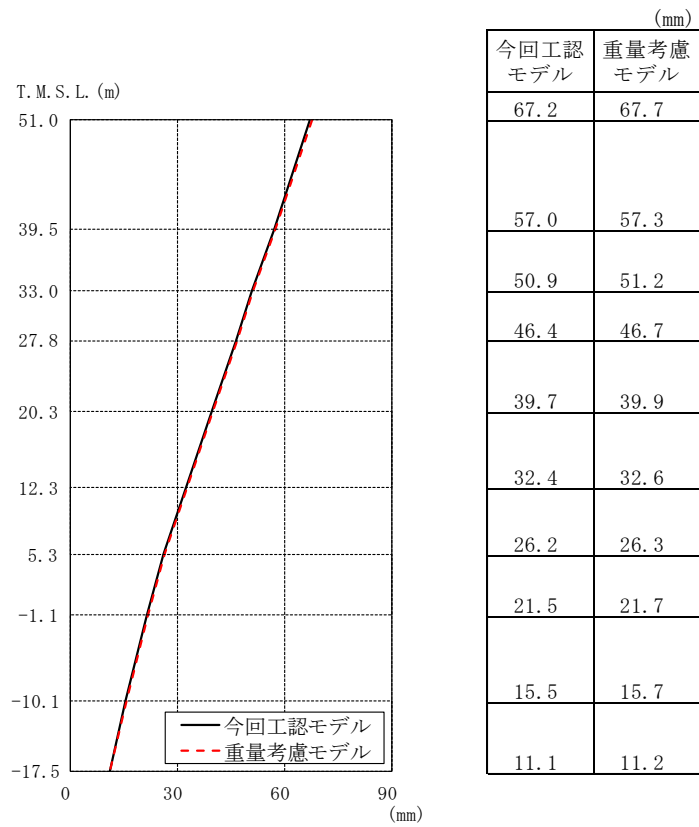
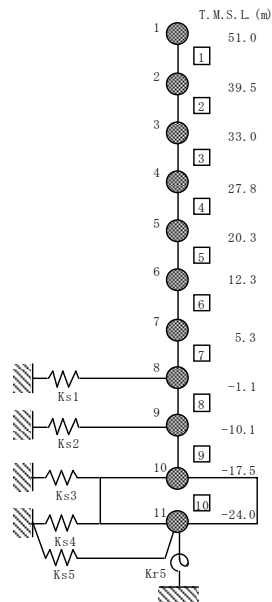


図 4-2 最大応答変位 (Ss-1, NS 方向)



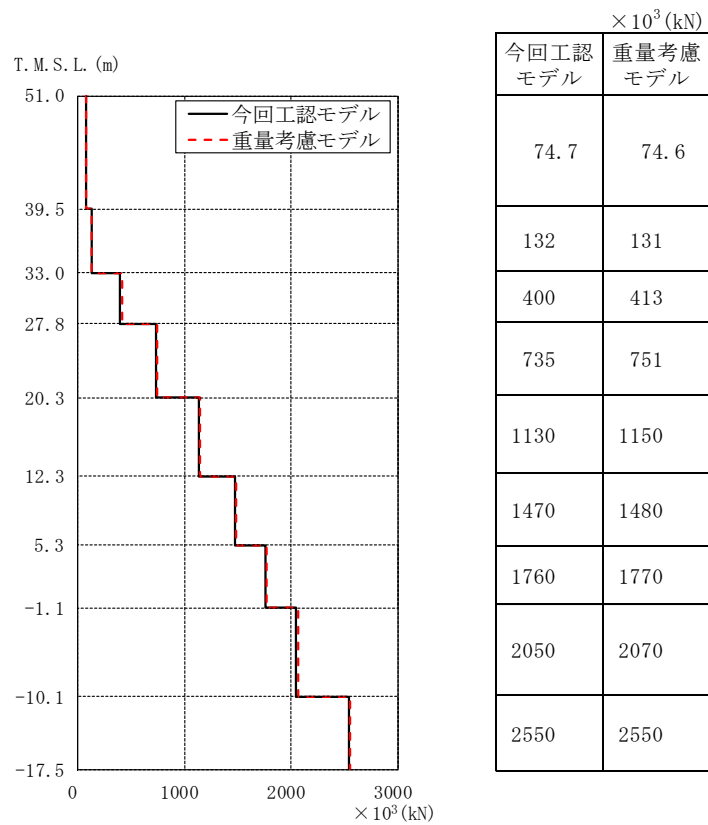
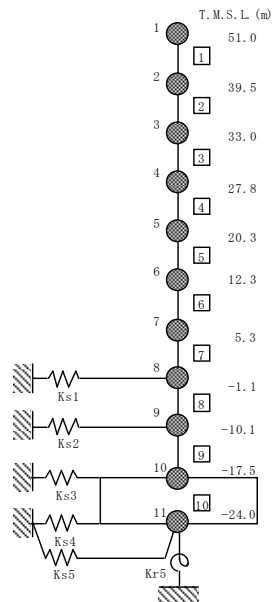


図 4-3 最大応答せん断力 (Ss-1, NS 方向)



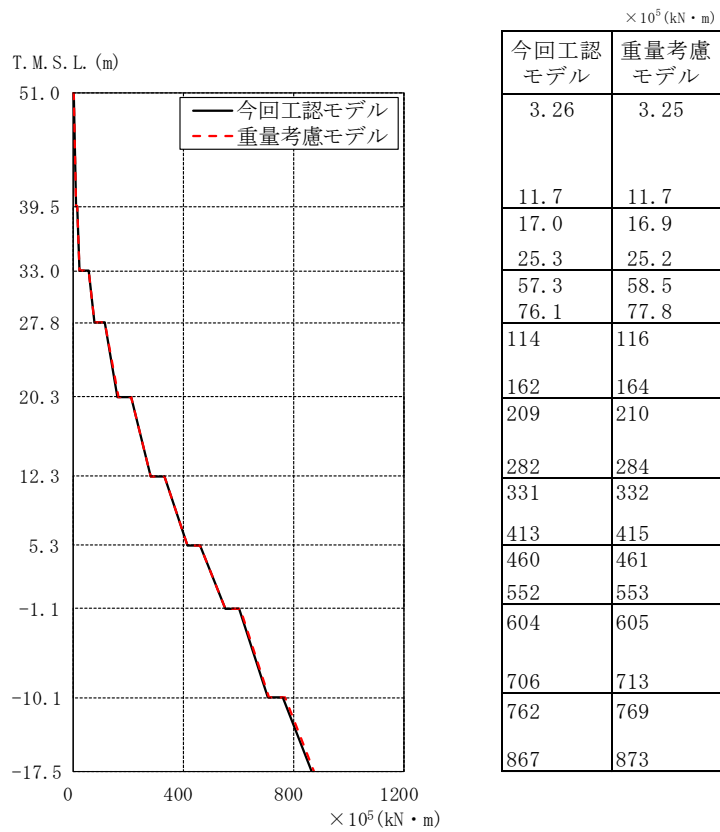
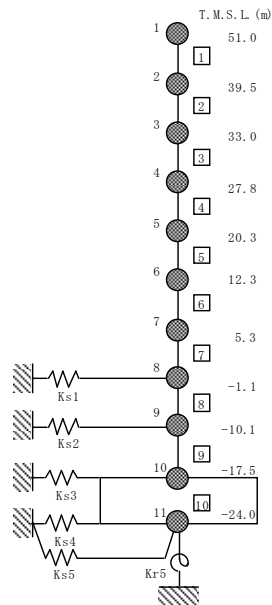


図 4-4 最大応答曲げモーメント (Ss-1, NS 方向)



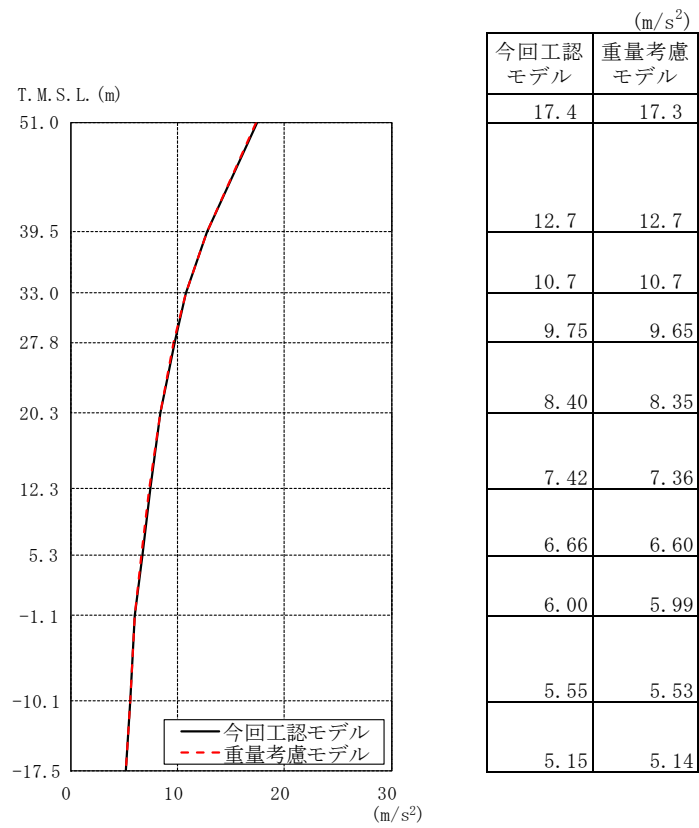
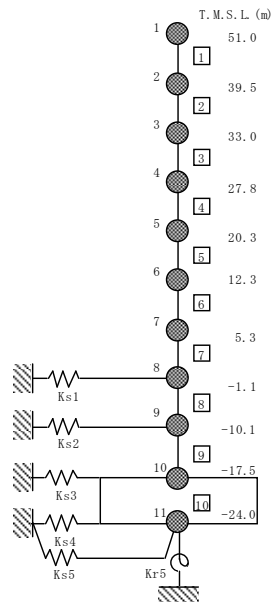


図 4-5 最大応答加速度 (Ss-1, EW 方向)



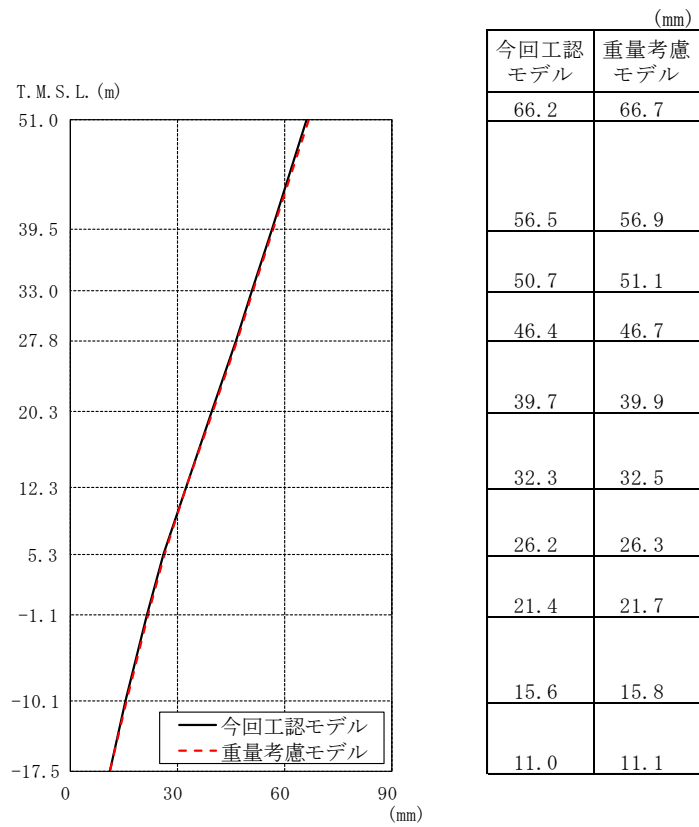
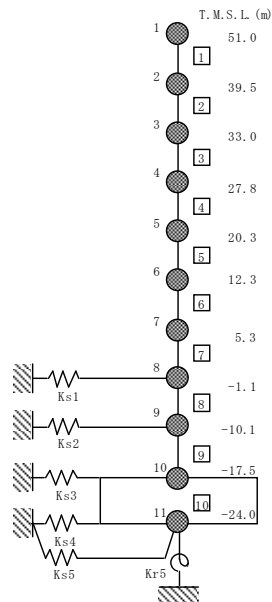


図 4-6 最大応答変位 (Ss-1, EW 方向)



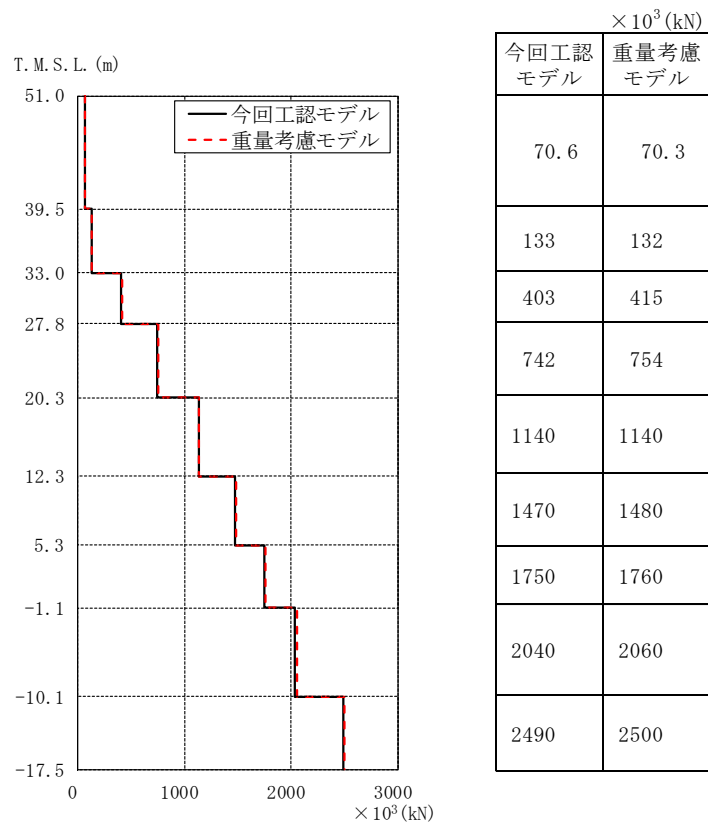
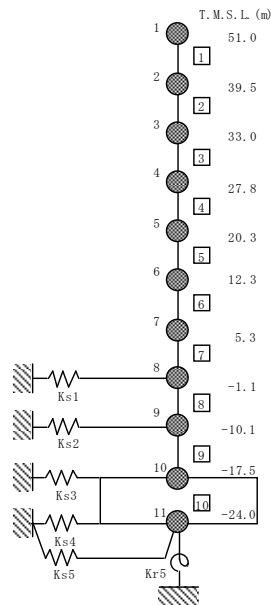


図 4-7 最大応答せん断力 (Ss-1, EW 方向)



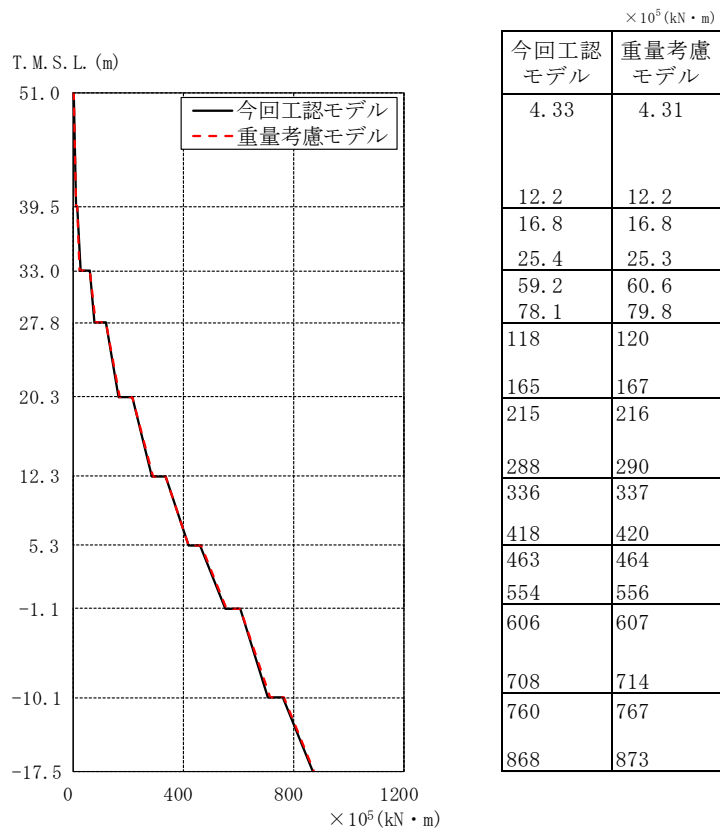
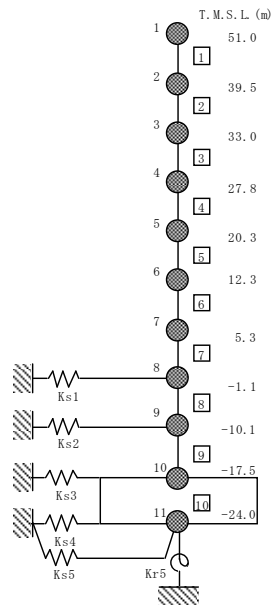
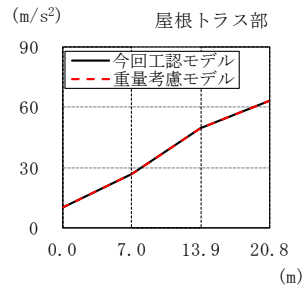


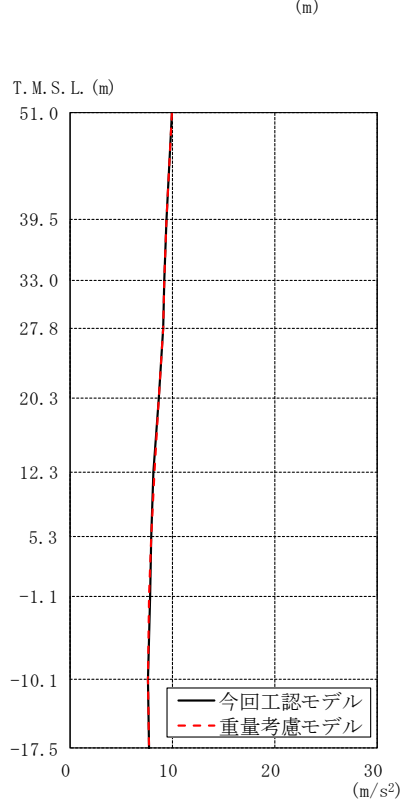
図 4-8 最大応答曲げモーメント (Ss-1, EW 方向)





屋根トラス部 (m/s²)

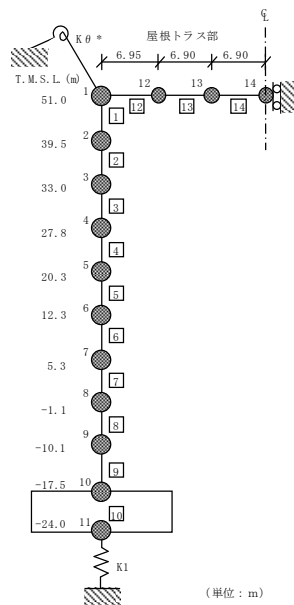
今回工認モデル	9.90	26.8	49.5	63.3
重量考慮モデル	9.94	26.8	49.4	63.0

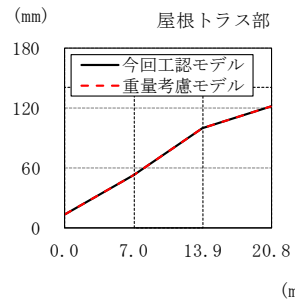


(m/s²)

今回工認モデル	重量考慮モデル
9.90	9.94
9.35	9.38
9.15	9.18
9.02	9.04
8.64	8.64
8.16	8.17
7.95	7.95
7.74	7.73
7.57	7.57
7.67	7.69

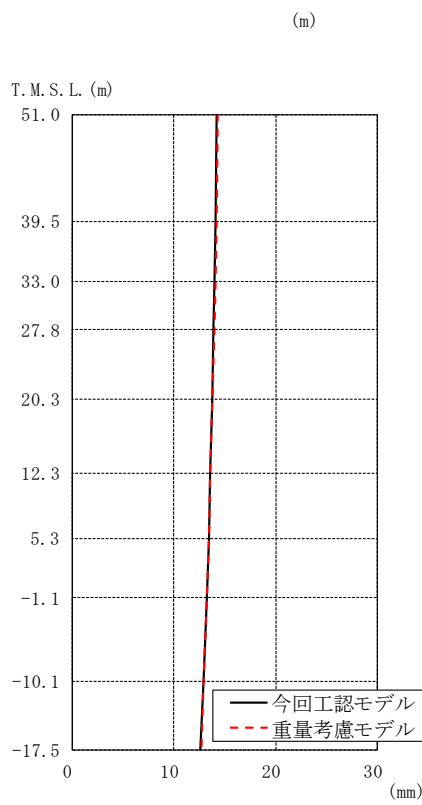
図 4-9 最大応答加速度 (Ss-1, 鉛直方向)





屋根トラス部 (mm)

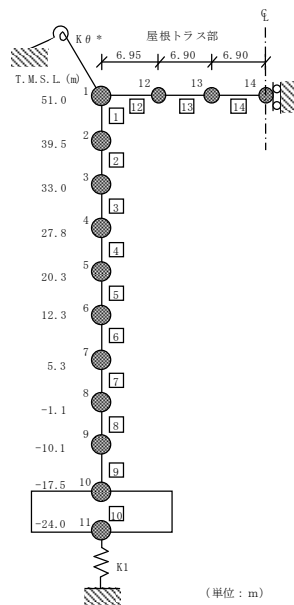
今回工認モデル	14.2	52.5	100	121
重量考慮モデル	14.3	52.5	99.9	121



(mm)

今回工認モデル	重量考慮モデル
14.2	14.3
14.1	14.2
14.0	14.1
13.9	14.0
13.8	13.8
13.6	13.6
13.4	13.4
13.2	13.2
12.9	12.9
12.6	12.7

図 4-10 最大応答変位 (Ss-1, 鉛直方向)



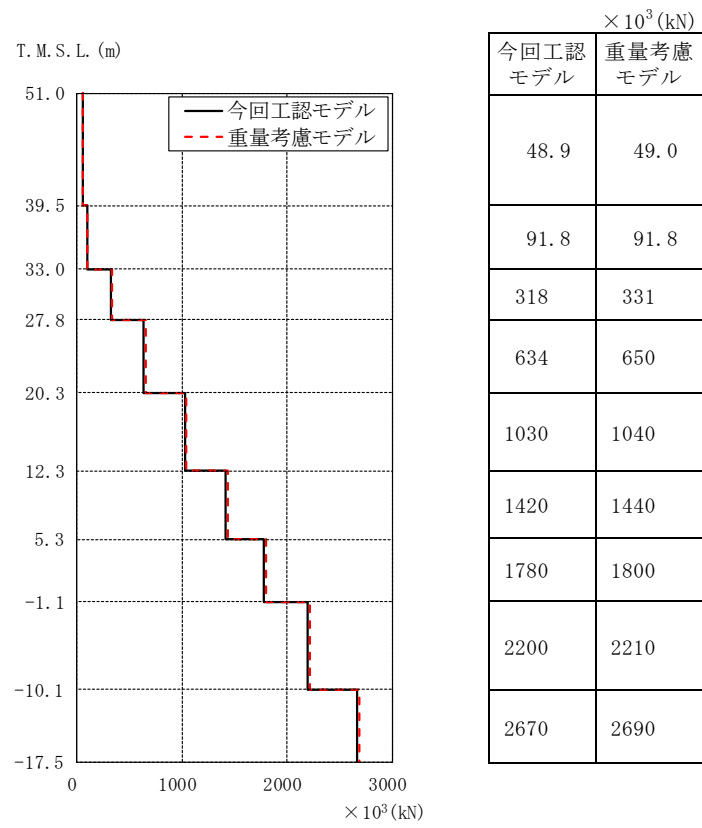


図 4-11 最大応答軸力 (Ss-1, 鉛直方向)

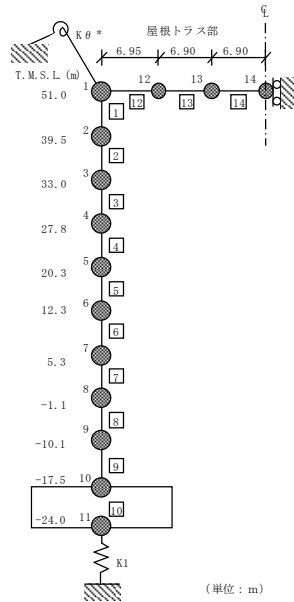
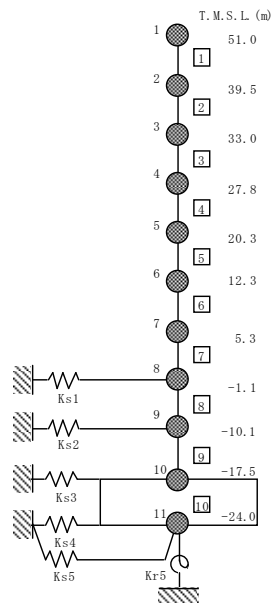


表 4-2 最大せん断ひずみ (NS 方向)

部材 番号	最大せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$) (Ss-1)		③応答比 (②/①)
	①今回工認 モデル	②重量考慮 モデル	
1	0.170	0.170	1.00
2	0.268	0.263	0.98
3	0.116	0.119	1.03
4	0.173	0.177	1.02
5	0.196	0.198	1.01
6	0.204	0.206	1.01
7	0.205	0.205	1.00
8	0.216	0.219	1.01
9	0.230	0.233	1.01

表 4-3 最大せん断ひずみ (EW 方向)

部材 番号	最大せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$) (Ss-1)		③応答比 (②/①)
	①今回工認 モデル	②重量考慮 モデル	
1	0.126	0.125	0.99
2	0.191	0.190	0.99
3	0.0983	0.102	1.04
4	0.168	0.170	1.01
5	0.214	0.219	1.02
6	0.186	0.188	1.01
7	0.209	0.210	1.00
8	0.208	0.210	1.01
9	0.253	0.259	1.02



5. 5号機原子炉建屋の地震応答解析による評価に与える影響

緊急時対策所の設置に伴う重量の増加分を考慮した地震応答解析結果を踏まえ、重量増加が、5号機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。

5.1 せん断ひずみに対する影響

5.1.1 検討方法

検討は、以下の通り、保守的な評価とする。

最大せん断ひずみの検討として、材料物性の不確かさを考慮した最大せん断ひずみ（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「重量考慮モデル」と「今回工認モデル」の応答比（「重量考慮モデル」／「今回工認モデル」）を乗じた値の最大値が許容限界を超えないことを確認する。

5.1.2 検討結果

最大せん断ひずみの検討における5号機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5-1及び表5-2に示す。

表5-1及び表5-2より、最大せん断ひずみに応答比を乗じた値の最大値が許容限界（ 2.0×10^{-3} ）を超えないことを確認した。

5.2 床応答に対する影響

基準地震動 Ss-1 における今回工認モデルの床応答スペクトルと重量考慮モデルの床応答スペクトルとの比較を図5-1～図5-3に示す。

図5-1～図5-3に示すとおり、重量考慮モデルの床応答スペクトルは、今回工認モデルの床応答スペクトルと同等の応答を示すことを確認した。

表 5-1 5号機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 (NS 方向)

部材 番号	最大せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$) (S _s -1)		③ 応答比率 (②/①)	最大せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$) (S _s -1~S _s -8)	
	① 今回工認 モデル	② 重量考慮 モデル		④ 材料物性の 不確かさを考慮 したモデル	応答比を 乗じた値 (③×④)
1	0.170	0.170	1.00	0.179	0.179
2	0.268	0.263	0.98	0.391	0.384
3	0.116	0.119	1.03	0.121	0.124
4	0.173	0.177	1.02	0.183	0.187
5	0.196	0.198	1.01	0.208	0.210
6	0.204	0.206	1.01	0.246	0.248
7	0.205	0.205	1.00	0.238	0.238
8	0.216	0.219	1.01	0.229	0.232
9	0.230	0.233	1.01	0.296	0.300

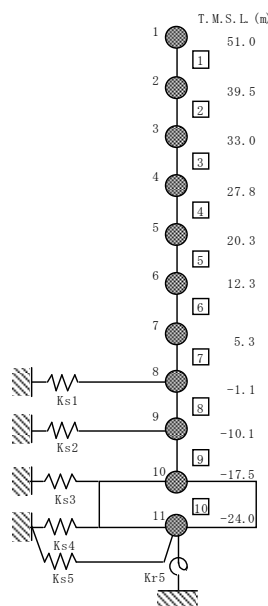
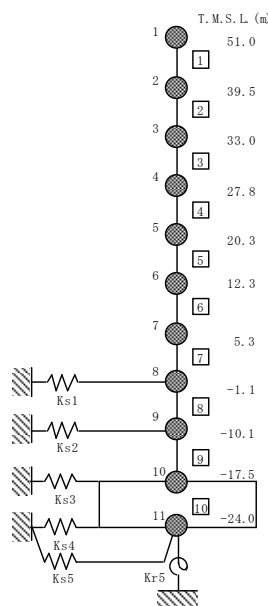


表 5-2 5号機原子炉建屋に生じる最大せん断ひずみに最大応答比を乗じた値 (EW 方向)

部材 番号	最大せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$) (Ss-1)		③ 応答比率 (②/①)	最大せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$) (Ss-1~Ss-8)	
	① 今回工認 モデル	② 重量考慮 モデル		④ 材料物性の 不確かさを考慮 したモデル	応答比を 乗じた値 (③ \times ④)
1	0.126	0.125	0.99	0.137	0.136
2	0.191	0.190	0.99	0.239	0.238
3	0.0983	0.102	1.04	0.104	0.108
4	0.168	0.170	1.01	0.184	0.186
5	0.214	0.219	1.02	0.393	0.402
6	0.186	0.188	1.01	0.227	0.229
7	0.209	0.210	1.00	0.385	0.387
8	0.208	0.210	1.01	0.303	0.306
9	0.253	0.259	1.02	0.329	0.337



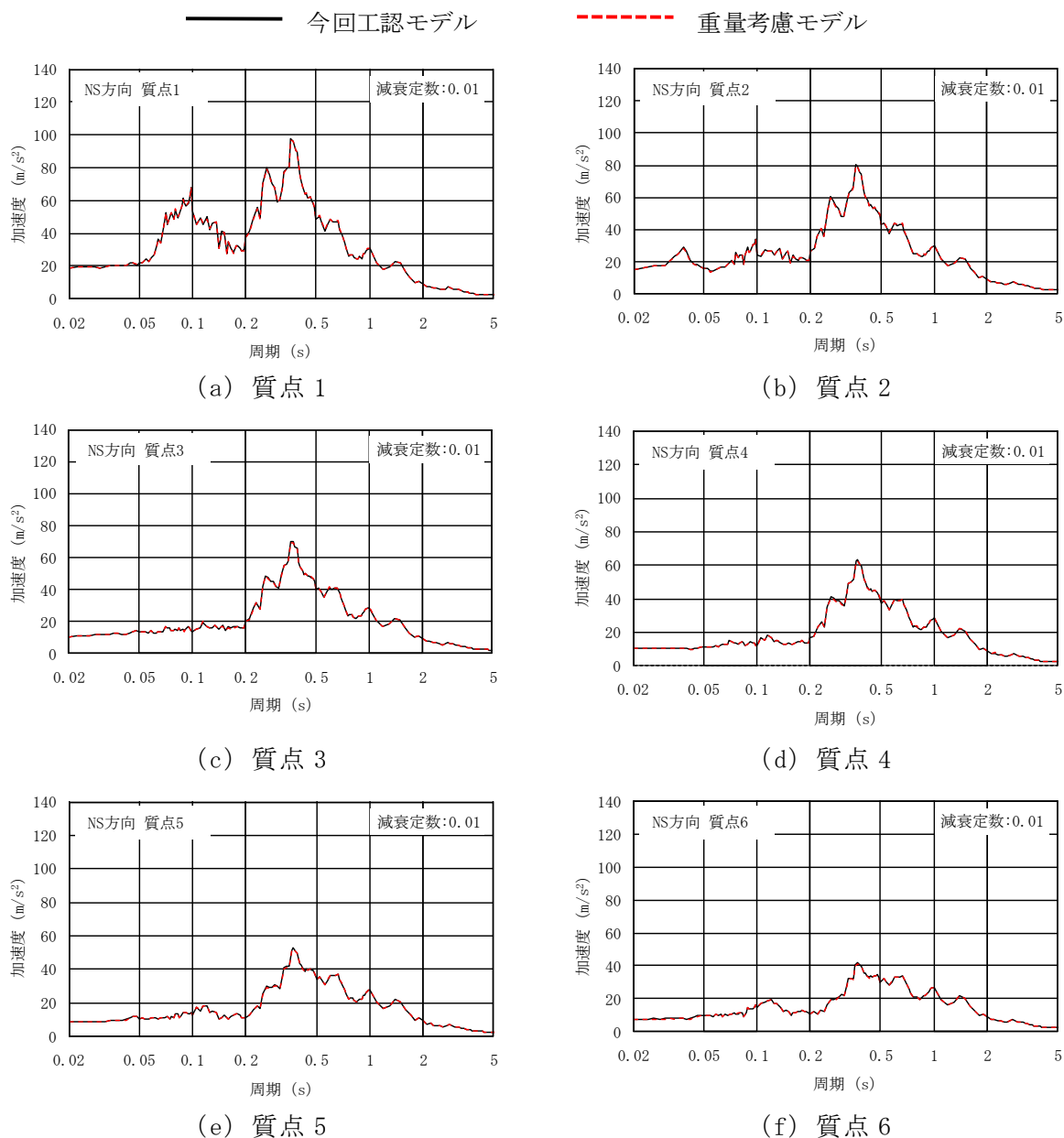
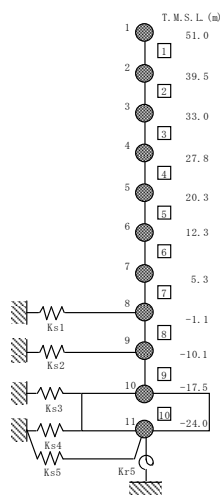


図 5-1 基準地震動 Ss-1 の床応答スペクトル比較 (Ss-1, NS 方向, h=0.01) (1/2)



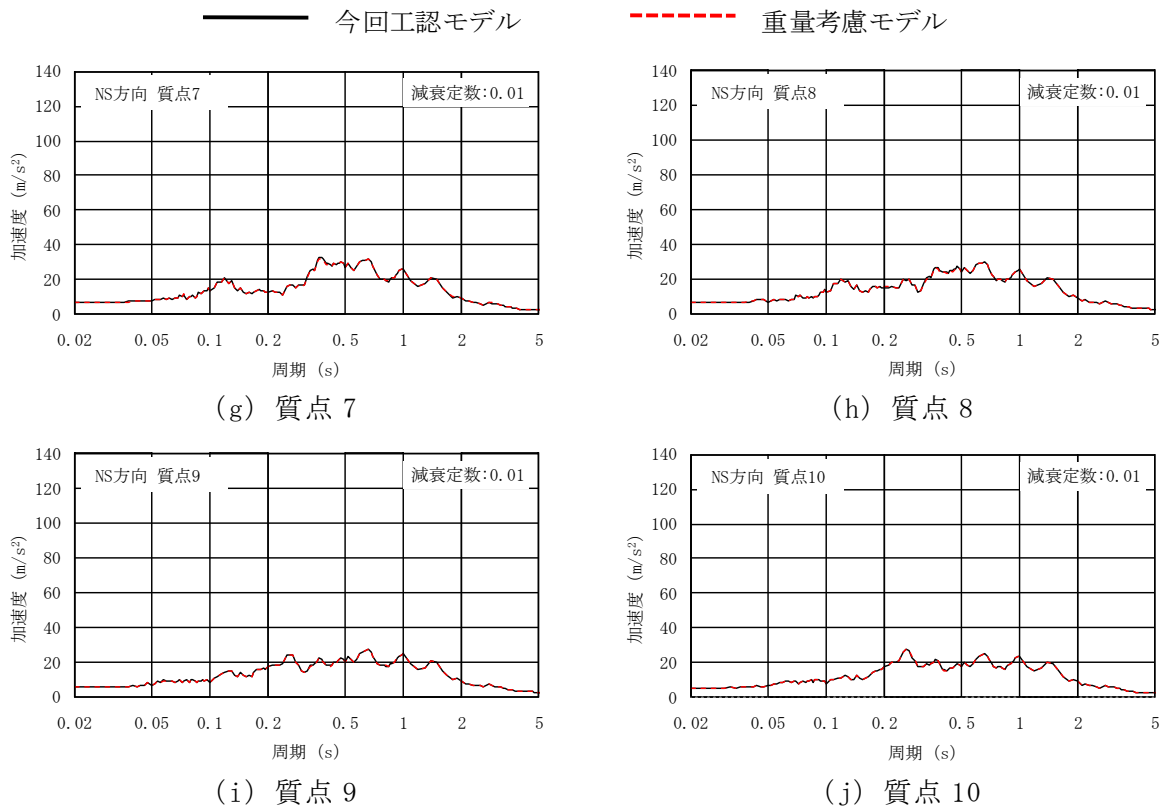
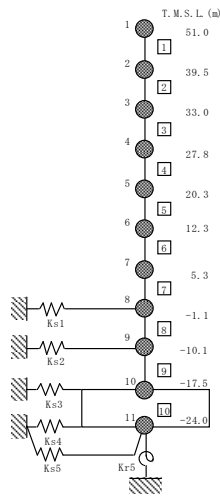


図 5-1 基準地震動 Ss-1 の床応答スペクトル比較 (Ss-1, NS 方向, h=0.01) (2/2)



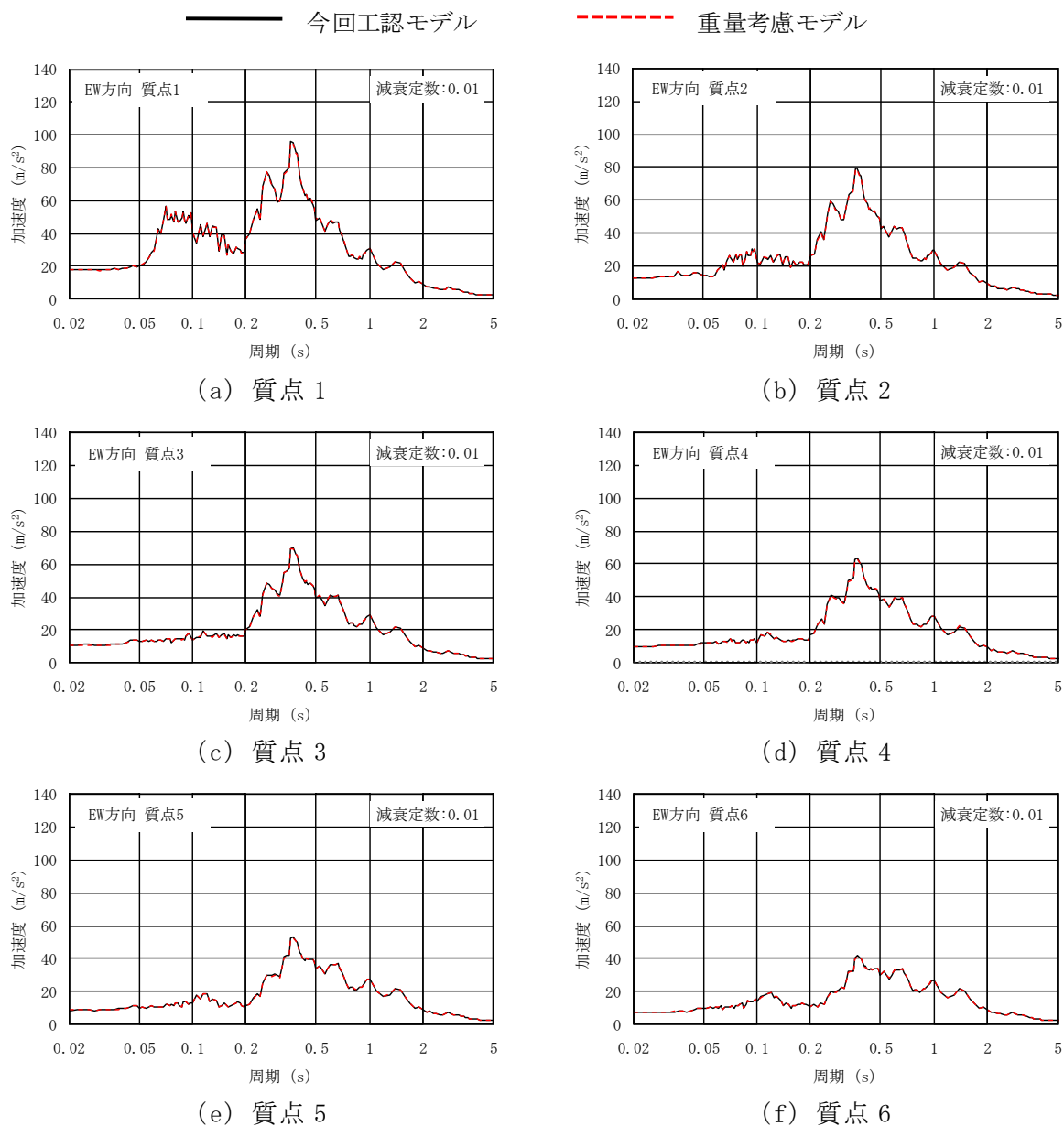
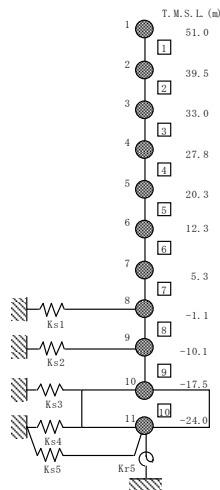


図 5-2 基準地震動 Ss-1 の床応答スペクトル比較 (Ss-1, EW 方向, h=0.01) (1/2)



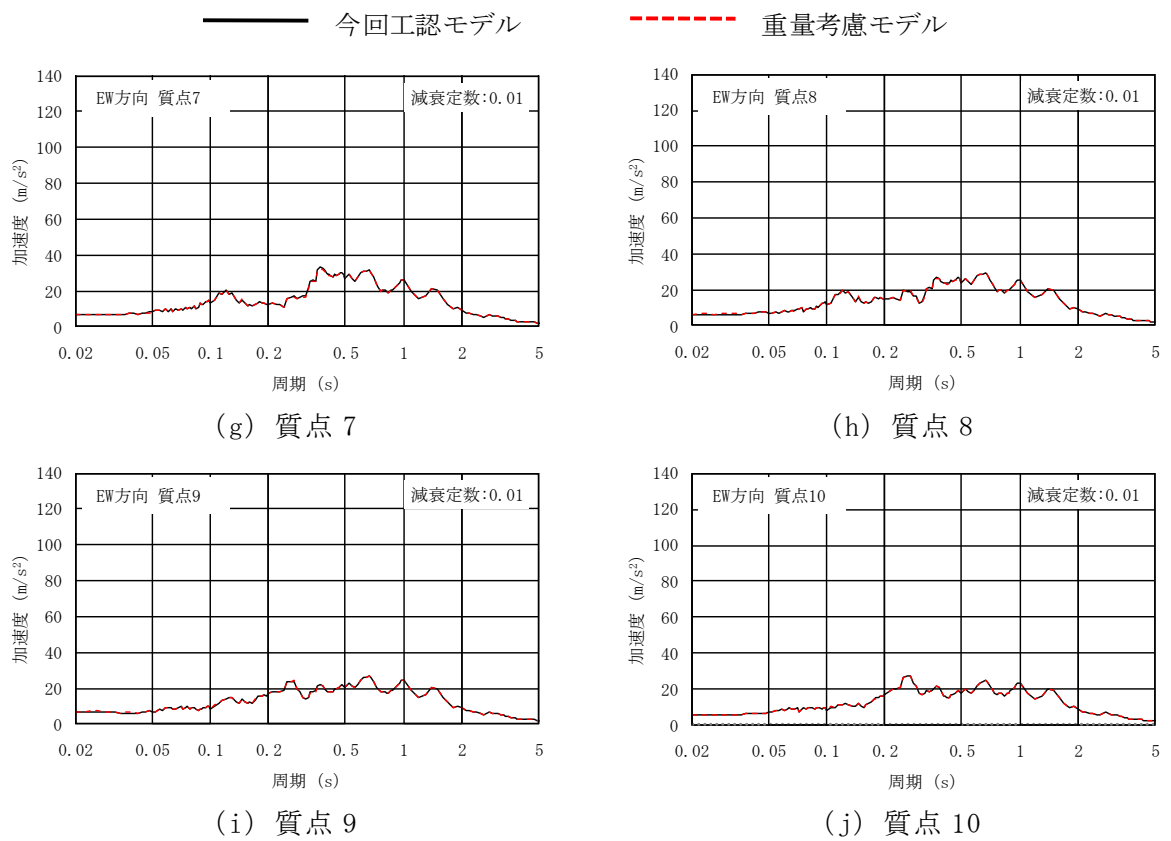
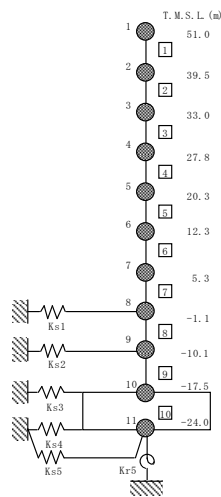


図 5-2 基準地震動 Ss-1 の床応答スペクトル比較 (Ss-1, EW 方向, h=0.01) (2/2)



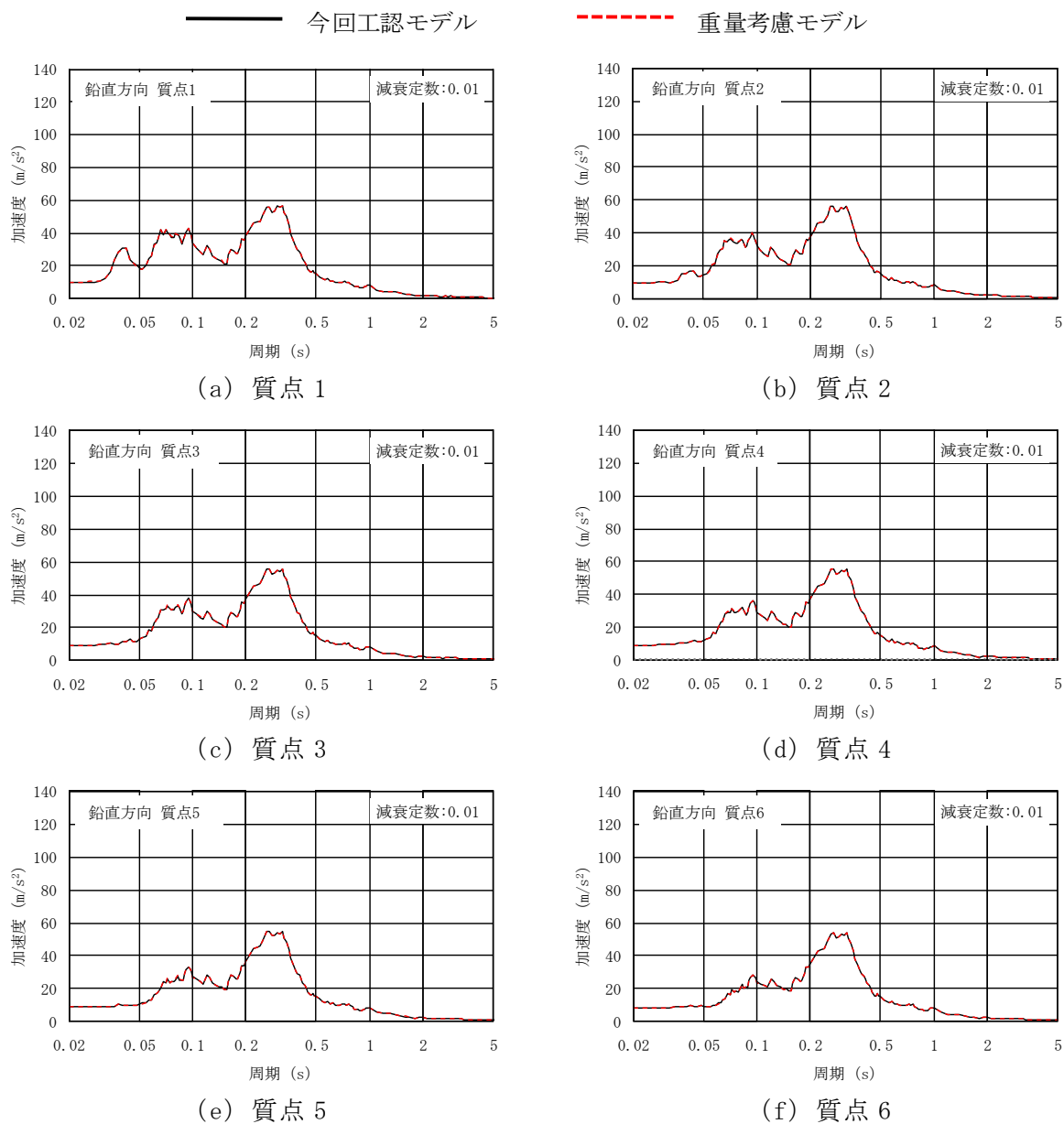
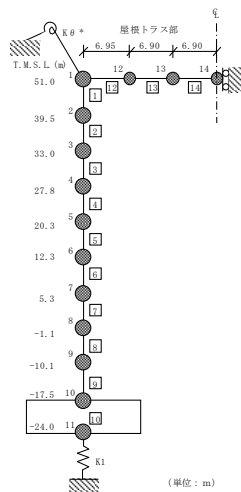


図 5-3 基準地震動 Ss-1 の床応答スペクトル比較 (Ss-1, 鉛直方向, h=0.01) (1/2)



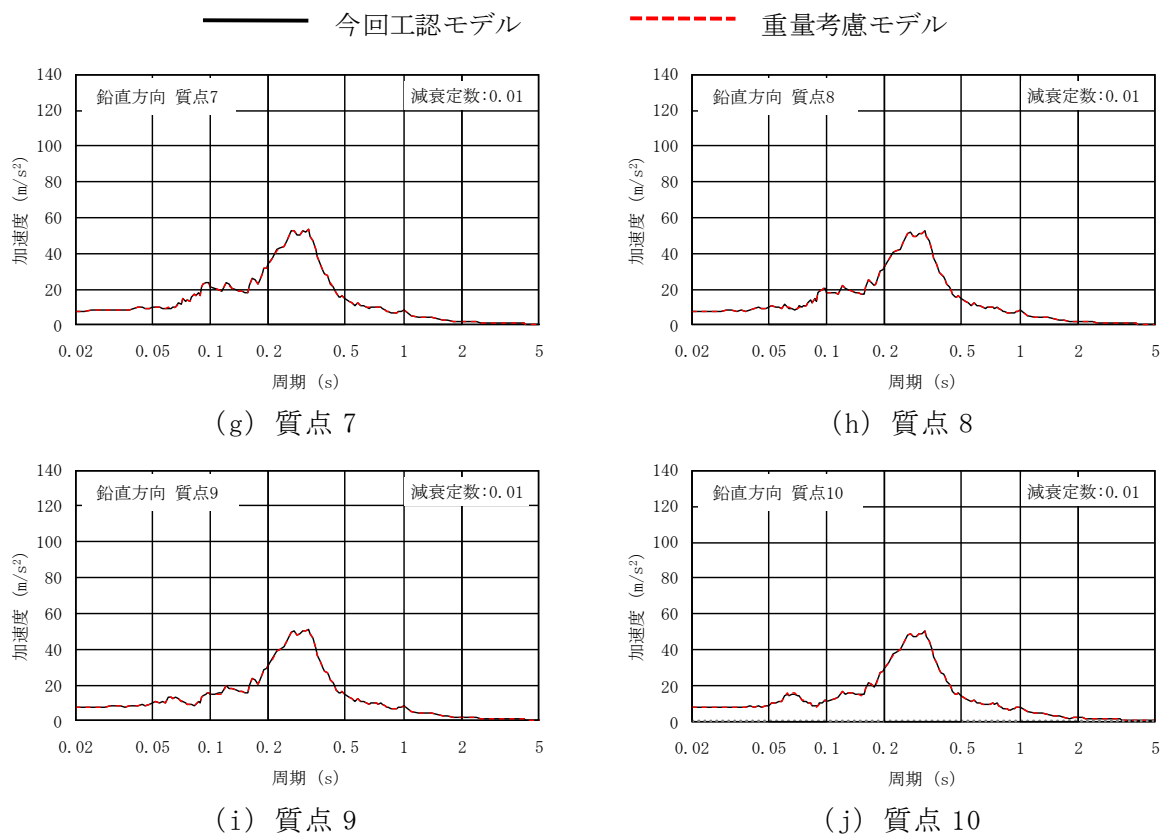
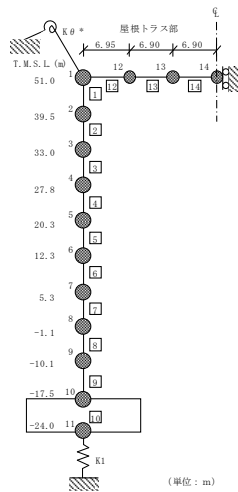


図 5-3 基準地震動 Ss-1 の床応答スペクトル比較 (Ss-1, 鉛直方向, h=0.01) (2/2)



6. まとめ

緊急時対策所の設置に伴う重量の増加分を考慮し、「重量考慮モデル」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、「今回工認モデル」を用いた結果と比較した。

その結果、「重量考慮モデル」の固有周期は、重量を増加させた影響により「今回工認モデル」の結果に比べてわずかに大きくなるものの、同等となることを確認し、最大応答値は、「今回工認モデル」の結果と同等となることを確認した。さらに、5号機原子炉建屋に生じる最大せん断ひずみ（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「重量考慮モデル」と「今回工認モデル」の応答比（「重量考慮モデル」／「今回工認モデル」）の最大値を乗じた値が許容限界を超えないことを確認した。

別紙 5-1 緊急時対策所の設置に伴う偏心率について

目 次

1. 概要 別紙 5-1-1
2. 偏心率の算定方法 別紙 5-1-2
3. 偏心率の算定結果 別紙 5-1-4

1. 概要

緊急時対策所の設置に伴う 5 号機原子炉建屋のねじれの影響を確認するため、緊急時対策所の設置に伴う重量の増加分を考慮した建屋の偏心率を算定し、制限値 (0.15) 以下であることを確認する。偏心率の算定方法は建築基準法施行令に準拠する。

なお、偏心率の算定は、緊急時対策所の設置に伴う重量増加の影響を受ける T. M. S. L. 33. 0m 以下の階層を対象に行う。

2. 偏心率の算定方法

重心、剛心及び偏心距離の概念図を図 2-1 に示す。偏心率は、重心と剛心から得られる偏心距離及び弾力半径から算出する。以下に算定方法を示す。

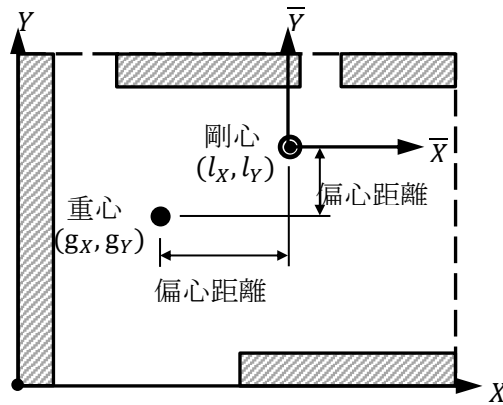


図 2-1 重心、剛心及び偏心距離の概念図

a. 重心

重心は、各階において鉛直力を支持する柱等の構造耐力上主要な部材に生じる長期荷重と緊急時対策所の設置に伴う追加重量による軸力 N 及びその部材の座標 X , Y から計算する。重心の座標を g_x , g_y とすると、

$$g_x = \frac{\sum(N \cdot X)}{W}$$

$$g_y = \frac{\sum(N \cdot Y)}{W}$$

$$W = \sum N$$

ここで、記号 \sum は鉛直荷重を支持する柱等についての和をとる。

b. 剛心

柱、耐震壁等の水平剛性を K_x , K_y , その座標を X , Y とすれば、各階の剛心座標 l_x , l_y は下式より得られる。

$$l_x = \frac{\sum(K_y \cdot X)}{\sum K_y}$$

$$l_y = \frac{\sum(K_x \cdot Y)}{\sum K_x}$$

ここで、記号 \sum は X 方向または Y 方向に有効な耐震要素について和をとる。なお、5号機原子炉建屋に緊急時対策所を設置することによる、既設の柱、耐震壁等の水平剛性への影響はないため、5号機原子炉建屋の水平剛性及び剛心位置は建設時から変わらない。

c. 偏心距離 e

偏心距離 e は、重心及び剛心の座標から次式のように計算される。

$$e_X = |l_X - g_X|$$

$$e_Y = |l_Y - g_Y|$$

d. ねじり剛性

各階の剛心周りのねじり剛性は階ごとに一つ求められる。剛心周りに計算を行うので、座標の平行移動により剛心を原点座標とする。新しい座標系を \bar{X} 、 \bar{Y} とすれば、各耐震要素の座標は、

$$\bar{X} = X - l_X$$

$$\bar{Y} = Y - l_Y$$

と表示される。剛心周りのねじり剛性 K_R は

$$K_R = \sum (K_X \cdot \bar{Y}^2) + \sum (K_Y \cdot \bar{X}^2)$$

により求められる。記号 \sum は、X方向及びY方向に有効な耐震要素について和をとる。

e. 弾力半径

X、Y方向検討時の弾力半径 r_e (r_{eX} 及び r_{eY})は、次式で与えられる。

$$r_{eX} = \sqrt{\frac{K_R}{\sum K_X}} = \sqrt{\frac{\sum (K_X \cdot \bar{Y}^2) + \sum (K_Y \cdot \bar{X}^2)}{\sum K_X}}$$

$$r_{eY} = \sqrt{\frac{K_R}{\sum K_Y}} = \sqrt{\frac{\sum (K_X \cdot \bar{Y}^2) + \sum (K_Y \cdot \bar{X}^2)}{\sum K_Y}}$$

f. 偏心率

X、Y各方向に対する偏心率 R_e (R_{eX} 及び R_{eY})は、

$$R_{eX} = e_Y / r_{eX}$$

$$R_{eY} = e_X / r_{eY}$$

によって求められる。

3. 偏心率の算定結果

各階における偏心率を表 3-1 に示す。緊急時対策所設置に伴う重量増加分を考慮した 5 号機原子炉建屋の偏心率は、制限値 (0.15) 以下であることを確認した。

表 3-1 各階における偏心率

T. M. S. L. (m)	方向	重心* g_x, g_y (m)	剛心* l_x, l_y (m)	偏心距離 e_x, e_y (m)	ねじり剛性 K_R (kN・m)	弾力半径 r_{ex}, r_{ey} (m)	偏心率 R_{ex}, R_{ey}
27.8~33.0	NS	42.35	41.77	0.58	1.51×10^6	74.69	0.015
	EW	42.01	40.93	1.08		77.79	0.008
20.3~27.8	NS	42.56	42.18	0.38	1.48×10^6	76.04	0.007
	EW	41.28	41.77	0.49		76.74	0.005
12.3~20.3	NS	43.01	41.93	1.08	2.11×10^6	75.95	0.010
	EW	41.89	42.64	0.75		77.41	0.014
5.3~12.3	NS	42.25	41.45	0.80	2.98×10^6	75.50	0.032
	EW	41.42	39.02	2.40		73.65	0.011
-1.1~5.3	NS	42.18	41.47	0.71	3.97×10^6	75.35	0.002
	EW	40.83	40.92	0.09		75.35	0.010
-10.1~-1.1	NS	41.30	41.89	0.59	3.39×10^6	75.64	0.001
	EW	40.91	40.89	0.02		74.73	0.008
-17.5~-10.1	NS	41.12	41.49	0.37	4.97×10^6	74.77	0.003
	EW	40.66	40.87	0.21		74.58	0.005

注記* : 重心及び剛心は原点からの距離