

本資料のうち、枠囲みの内容は
商業機密の観点や防護上の観点
から公開できません。

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-補-E-19-0610_改3
提出年月日	2021年12月10日

補足-610 工事計画に係る補足説明資料（建物・構築物の耐震性についての説明書）

東北電力株式会社

工事計画添付書類に係る補足説明資料

添付書類の記載内容を補足するための資料を以下に示す。

工認添付書類	補足説明資料
<p>VI-2-4-2-1 使用済燃料プール（キャスクピットを含む）（第1, 2号機共用）の耐震性についての計算書</p> <p>VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書</p> <p>VI-2-9-3-4 原子炉建屋基礎版の耐震性についての計算書</p> <p>VI-2-12 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響評価結果</p>	<p>補足-610-1 建屋耐震評価に関する補足説明資料</p>
<p>VI-2-2-4 制御建屋の耐震性についての計算書</p> <p>VI-2-2-24 緊急時対策建屋の耐震性についての計算書</p> <p>VI-2-2-26 排気筒基礎の耐震性についての計算書</p> <p>VI-2-2-28 排気筒連絡ダクトの耐震性についての計算書</p> <p>VI-2-4-2-1 使用済燃料プールの耐震性についての計算書</p> <p>VI-2-7-2-1 排気筒の耐震性についての計算書</p> <p>VI-2-9-3-1-1 原子炉建屋ブローアウトパネルの耐震性についての計算書</p> <p>VI-2-9-3-4 原子炉建屋基礎版の耐震性についての計算書</p> <p>VI-2-12-1 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響評価結果”</p>	<p>補足-610-2 建物・構築物の耐震評価における組合せ係数法の適用</p>
<p>VI-2-4-2-1 使用済燃料プール（キャスクピットを含む）（第1, 2号機共用）の耐震性についての計算書</p>	<p>補足-610-3 使用済燃料プールの耐震性についての計算書に関する補足説明資料</p>

(次頁へ続く)

(前頁からの続き)

工認添付書類	補足説明資料
VI-2-2-2 原子炉建屋の耐震性についての計算書 VI-2-8-3-1 2次しゃへい壁の耐震性についての計算書 VI-2-8-4-1 補助しゃへいの耐震性についての計算書 VI-2-8-4-2 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書	補足-610-4 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書に関する補足説明資料
VI-1-8-3 原子炉格納施設の基礎に関する説明書 VI-2-9-3-4 原子炉建屋基礎版の耐震性についての計算書	補足-610-8 原子炉建屋基礎版の耐震性についての計算書に関する補足説明資料
VI-2-2-4 制御建屋の耐震性についての計算書 VI-2-8-4-3 中央制御室遮蔽の耐震性についての計算書 VI-2-8-4-4 中央制御室待避所遮蔽の耐震性についての計算書	補足-610-9 制御建屋の耐震性についての計算書に関する補足説明資料
VI-2-2-21 緊急用電気品建屋の地震応答計算書 VI-2-2-22 緊急用電気品建屋の耐震性についての計算書	補足-610-10 緊急用電気品建屋の耐震性についての計算書に関する補足説明資料
VI-2-2-23 緊急時対策所建屋の地震応答計算書 VI-2-2-24 緊急時対策所建屋の耐震性についての計算書 VI-2-8-4-5 緊急時対策所遮蔽の耐震性についての計算書	補足-610-11 緊急時対策建屋の耐震性についての計算書に関する補足説明資料
VI-2-2-29 第3号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書 VI-2-2-30 第3号機海水熱交換器建屋の耐震性についての計算書	補足-610-12 第3号機海水熱交換器建屋の耐震性についての計算書に関する補足説明資料

(次頁へ続く)

(前頁からの続き)

工認添付書類	補足説明資料
VI-2-11-2-3 タービン建屋の耐震性についての計算書	補足-610-13 タービン建屋の耐震性についての計算書に関する補足説明資料
VI-2-11-2-4 補助ボイラー建屋の耐震性についての計算書	補足-610-14 補助ボイラー建屋の耐震性についての計算書に関する補足説明資料
VI-2-11-2-5 第1号機制御建屋の耐震性についての計算書	補足-610-15 第1号機制御建屋の耐震性についての計算書に関する補足説明資料
VI-2-2-25 排気筒基礎の地震応答計算書 VI-2-2-26 排気筒基礎の耐震性についての計算書	補足-610-16 排気筒基礎の耐震性についての計算書に関する補足説明資料
VI-2-7-2-1 排気筒の耐震性についての計算書	補足-610-17 排気筒の耐震性についての計算書に関する補足説明資料
VI-2-11-2-15 第1号機排気筒の耐震性についての計算書	補足-610-18 第1号機排気筒の耐震性についての計算書に関する補足説明資料
VI-2-1-1 耐震設計の基本方針の概要 VI-2-2 耐震設計上重要な設備を設置する施設の耐震性についての計算書 VI-2-10-4 非常用取水設備の耐震性についての計算書	補足-610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について

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-補-E-19-0610-1_改8

補足-610-1 建屋耐震評価に関する補足説明資料

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

建屋耐震評価に関する記載内容を補足するための資料を以下に示す。

別紙 1 応力解析モデルでモデル化している部材の扱いについて

別紙 2 新設建屋の設計用地下水位に伴う浮力に関する整理

別紙 3 基礎版及び屋根トラスの応力解析における耐震性に影響を及ぼす要因の整理

別紙 4 新設建屋の地震応答解析モデルに用いる鉄筋コンクリート部の減衰定数について

本資料は、以下の添付書類の補足説明をするものである。

- ・添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」
- ・添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」
- ・添付書類「VI-2-9-3-4 原子炉建屋基礎版の耐震性についての計算書」
- ・添付書類「VI-2-12 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響評価結果」
- ・添付書類「VI-2-2-4 制御建屋の耐震性についての計算書」
- ・添付書類「VI-2-2-21 緊急用電気品建屋の地震応答計算書」
- ・添付書類「VI-2-2-22 緊急用電気品建屋の耐震性についての計算書」
- ・添付書類「VI-2-2-23 緊急時対策建屋の地震応答計算書」
- ・添付書類「VI-2-2-24 緊急時対策建屋の耐震性についての計算書」

別紙 1 応力解析モデルでモデル化している部材の扱いについて

目 次

1. 概要.....	別紙 1- 1
2. 応力解析でモデル化した部位の設計上の扱い.....	別紙 1- 2
2.1 既工認モデルと今回工認モデルの比較（屋根トラス）.....	別紙 1- 4
2.2 既工認モデルと今回工認モデルの比較（基礎版）.....	別紙 1- 6
3. 屋根トラス評価モデルの耐震壁における確認事項.....	別紙 1- 8
3.1 応力分布の比較.....	別紙 1- 8
3.1.1 確認方法.....	別紙 1- 8
3.1.2 解析モデルと解析条件.....	別紙 1-10
3.1.3 燃料取替床レベル上部耐震壁の応力分布の比較結果.....	別紙 1-11
3.2 質点系モデルとの比較.....	別紙 1-20
3.2.1 評価方針.....	別紙 1-20
3.2.2 評価方法.....	別紙 1-20
3.2.3 評価結果.....	別紙 1-21
3.3 気密性に関する確認.....	別紙 1-24
3.3.1 評価方針.....	別紙 1-24
3.3.2 評価方法.....	別紙 1-24
3.3.3 評価結果.....	別紙 1-25
4. 基礎版評価モデルの耐震壁における確認事項.....	別紙 1-26
4.1 評価方針.....	別紙 1-26
4.2 評価方法.....	別紙 1-27
4.2.1 面内せん断力に対する検討.....	別紙 1-27
4.2.2 面外せん断力に対する検討.....	別紙 1-28
4.3 評価結果.....	別紙 1-29
4.3.1 面内せん断力に対する評価結果.....	別紙 1-29
4.3.2 面外せん断力に対する評価結果.....	別紙 1-31

1. 概要

原子炉建屋の耐震性についての計算においては、主たる耐震要素である耐震壁に対して質点系モデルを用いた地震応答解析を実施し、耐震壁が構造強度を有すること、機能維持することを確認している。また、各部の応力解析では、地震応答解析結果を踏まえて、それぞれの評価部位が構造強度を有すること、機能維持することを確認している。

一方で、3次元 FEM モデルを用いた応力解析においては、評価対象部位ではない耐震壁をモデル化しているものもあるため、本資料では建屋の主たる耐震要素である耐震壁について、応力解析により耐震壁に発生している応答値の設計上の扱いの整理、質点系モデルによる応答との傾向の比較を行うものである。

また、水平 2 方向及び鉛直方向の地震力に対する検討においては、3次元 FEM モデルを用いて建屋全体をモデル化していることから、応力解析モデルと建屋全体 3次元 FEM モデルで発生している応力の分布状況について比較を実施する。

本資料は、以下の添付書類の補足説明をするものである。

- ・添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」
- ・添付書類「VI-2-9-3-4 原子炉建屋基礎版の耐震性についての計算書」
- ・添付書類「VI-2-12 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響評価結果」

2. 応力解析でモデル化した部位の設計上の扱い

原子炉建屋の各部位の 3 次元 FEM モデルを用いた応力解析のうち，屋根トラス及び基礎版評価におけるそれぞれの解析モデルでモデル化している範囲と申請上の位置付けを整理して表 2-1 に示す。

3 次元 FEM モデルによる応力解析においてモデル化している部材は，評価対象部位に発生する応力を精緻に算定するためにモデル化しており，評価対象部位以外の部材は評価対象部位を評価するために必要十分な精度のモデル化としているものの，評価対象部位以外の部材を直接評価するためにモデル化した部材ではない。例えば，屋根トラスを主な評価対象部位としている燃料取替床レベル上部の 3 次元弾塑性 FEM モデルでは，評価対象としていない耐震壁は線形でモデル化している。したがって，評価対象部位以外の部材に発生する応力等は設計に直接反映しないこととしている。

しかし，評価対象部位以外の部材においても解析上応力を負担していることから，その応力発生状況が他の解析モデルと大きく異なることを主たる耐震要素である耐震壁に対して確認することとする。確認する対象は，既工認から新たに耐震壁をモデル化した屋根トラスの応力解析及び既工認から耐震壁のモデル化を梁要素からシェル要素に変更した基礎版の応力解析について実施する。

既工認モデルと今回工認モデルの差異は，屋根トラスの応力解析モデルについては「2.1 既工認モデルとの今回工認モデルの比較（屋根トラス）」に，基礎版の応力解析モデルについては「2.2 既工認モデルと今回工認モデルの比較（基礎版）」に示す。

表 2-1 応力解析モデルでモデル化している部材と申請上の位置付けの整理

応力解析モデル	評価目的	評価対象部位 (評価結果を設計に反映する部位)	評価対象部位以外 でモデル化している部材	モデル化している 耐震壁における確認事項	備考
屋根トラス	屋根トラスが基準地震動 S_s に対して、屋根スラブを支持できる構造強度を有すること、屋根トラス自体が構造強度を有することを確認する	屋根トラス (主トラス, サブトラス, 母屋, 方杖)	<ul style="list-style-type: none"> ・燃料取替床レベル上部の耐震壁 (燃料取替床レベル上部 [0. P. 33. 2m より上部]) ・屋根スラブ 	<ul style="list-style-type: none"> ①建屋全体 3 次元 FEM モデルとの応力分布の比較 ②質点系モデルとの面内せん断ひずみの比較 ③屋根トラス評価モデルによる面内せん断ひずみの確認 (気密性への影響確認) 	既工認ではモデル化していない燃料取替床レベル上部の耐震壁をモデル化
基礎版	基礎版が基準地震動 S_s に対して、機器・配管系等の設備を支持する機能を損なわないこと、構造強度を有することを確認する	基礎版	<ul style="list-style-type: none"> ・耐震壁 (地下階 [0. P. -8. 1~0. P. 15. 0m]) ・床スラブの一部 	<ul style="list-style-type: none"> ①面内せん断ひずみの確認 ②面外せん断力の確認 	既工認では梁要素でモデル化していた耐震壁を一部シェル要素でモデル化

2.1 既工認モデルと今回工認モデルの比較（屋根トラス）

屋根トラスの解析モデルは、既工認では主トラス構面を2次元フレームとしてモデル化し、主トラス及び同じ構面の鉄筋コンクリート造（一部、鉄骨鉄筋コンクリート造）の柱・梁をモデル化対象としている。このモデルにおいては、屋根スラブ、燃料取替床上部の耐震壁は考慮していない。

一方、今回工認時では、サブトラス、屋根スラブ、燃料取替床上部の耐震壁を含む、燃料取替床上部の架構を3次元FEMの立体架構モデルとしている。

今回工認時において新しくモデル化した部材は、サブトラス、屋根スラブ、燃料取替床上部の耐震壁であり、これらの部材を追加した目的は、燃料取替床上部の架構を精緻にモデル化することにより、各部材による拘束効果や部材間の荷重伝達等の屋根トラスの立体的な挙動を考慮できるモデルとするためである。

既工認と今回工認における屋根トラスの応力解析モデルの比較を表2-2に示す。

表 2-2 屋根トラスの応力解析モデルの比較

項目	内容	既工認	今回工認
解析手法		・ 2次元フレームモデルを用いた応力解析 (静的弾性解析)	・ 3次元 FEM モデルを用いた応力解析 (時刻歴弾塑性解析)
解析コード		・ S D	・ fappase
解析モデル	モデル化範囲	1F, O.P. 15.0m より上部の柱, はり部材をモデル化し, フレーム構面内にある 1 階, 2 階の壁の影響を考慮する。 フレーム構面内の燃料取替床レベル (3F, O.P. 33.2m) より上部の壁はモデル化していない	燃料取替床レベル (3F, O.P. 33.2m) より上部の鉄筋コンクリート造, 鉄骨鉄筋コンクリート造及び鉄骨造部分をモデル化する。
	要素種別	<ul style="list-style-type: none"> ・ はり要素 : 主トラスの上下弦材, 柱, はり ・ トラス要素 : 主トラスの斜材, 束材 ・ シェル要素 : 1 階, 2 階の壁 	<ul style="list-style-type: none"> ・ はり要素 : 主トラス及びサブトラスの上下弦材, 母屋, 柱, はり ・ トラス要素 : 主トラス及びサブトラスの斜材・束材, 方杖, 壁面補強ブレース ・ シェル要素 : 既設耐震壁, 追設耐震壁, 間仕切壁, スラブ
	モデル図		

2.2 既工認モデルと今回工認モデルの比較（基礎版）

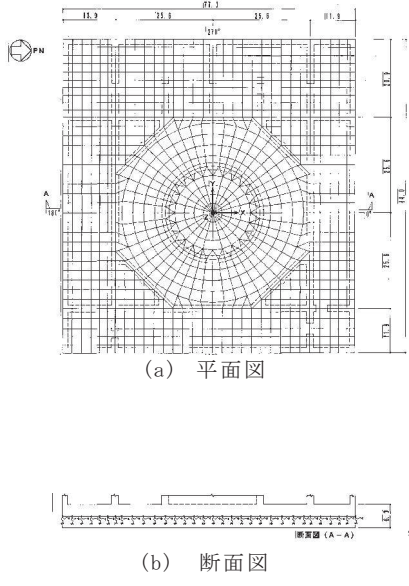
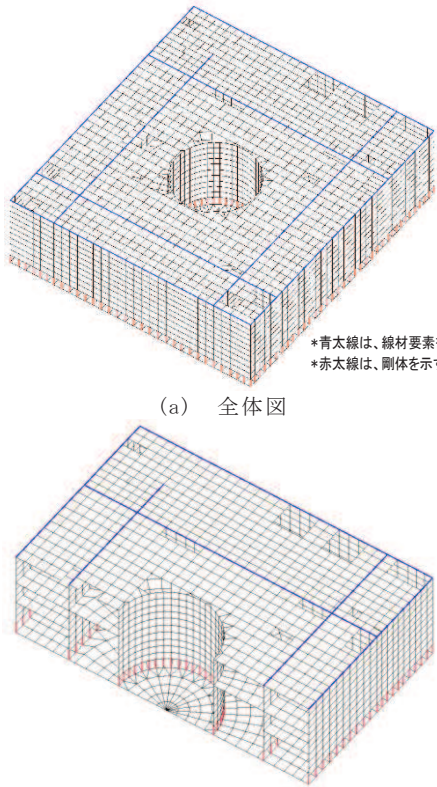
既工認時は、基礎版をシェル要素でモデル化し、基礎版に対する拘束部材としてボックス壁、火打ち壁、シェル壁等の剛性の高い上部壁を等価な剛性を考慮したはり要素でモデル化している。本来、基礎版より上階において直交する耐震壁は相互につながっているが、その効果は考慮されない。

一方、今回工認時では、地下3階、地下2階及び地下1階の耐震壁をシェル要素でモデル化し、地下2階、地下1階及び1階の床スラブをシェル要素でモデル化している。

今回工認モデルにおいて地下3階、地下2階、地下1階の耐震壁及び地下2階、地下1階、1階の床スラブをシェル要素でモデル化することは、基礎版に対する上部構造の立体的な形状による剛性を拘束効果として表現することを目的として採用している。既工認時にははり要素で考慮していた基礎版に対する面外剛性に加えて、耐震壁の面外剛性、面内剛性も考慮されることとなり、これらの壁及び床スラブが全体として基礎版への拘束部材となり、より実状に近い構造挙動となる。

既工認と今回工認における基礎版の応力解析モデルの比較を表2-3に示す。

表 2-3 原子炉建屋基礎版の応力解析モデルの比較

項目	内容	既工認	今回工認
解析手法		・ 3次元 FEM モデルを用いた応力解析 (弾性解析)	・ 3次元 FEM モデルを用いた応力解析 (弾塑性解析)
解析コード		・ NASTRAN	・ ABAQUS
解析モデル	モデル化範囲	(基礎版部分) ・ 基礎版 (上部構造モデル部分) ・ 基礎版より立ち上がる耐震壁	(基礎版部分) ・ 同左 (上部構造モデル部分) ・ 基礎版より立ち上がる耐震壁及び床スラブ
	要素種別	・ 基礎版全体をシェル要素でモデル化 ・ 外部、内部ボックス壁、火打ち壁、シェル壁等の剛性の高い壁は、等価な剛性を考慮したはり要素でモデル化	・ 基礎版全体をシェル要素でモデル化 ・ 地下部分の一部はシェル要素でモデル化し、壁及び床スラブの立体的な形状による剛性への寄与を考慮
	モデル図	 <p>(a) 平面図</p> <p>(b) 断面図</p>	 <p>(a) 全体図</p> <p>(b) 西側半分図化</p> <p>*青太線は、線材要素を示す。 *赤太線は、剛体を示す。</p>

3. 屋根トラス評価モデルの耐震壁における確認事項

屋根トラス評価モデルにおいても燃料取替床レベル上部が 3 次元 FEM でモデル化されている。一方、水平 2 方向及び鉛直方向の地震力に対する検討においては、3 次元 FEM モデルを用いて建屋全体をモデル化している。そこで、両モデルにおいて共通にモデル化されている燃料取替床レベル上部の既設耐震壁について、応力分布の比較を行う。ただし、検討している地震動は、屋根トラスの評価では基準地震動 S_s 、水平 2 方向及び鉛直方向の地震力に対する検討では弾性設計用地震動 S_d と異なるため、基準化した応力分布による比較を実施する。

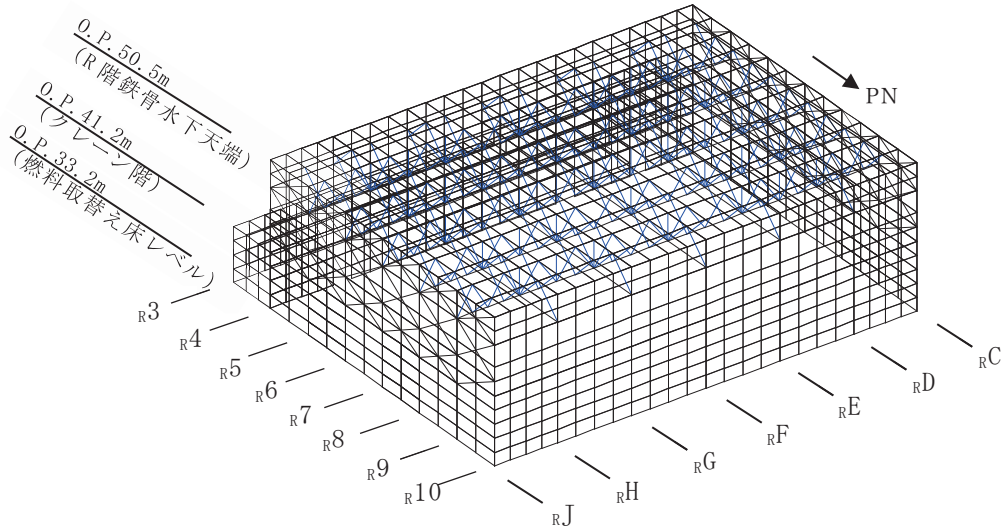
また、燃料取替床レベル上部の既設耐震壁は、気密性を担保する躯体となっているため、面内せん断ひずみについて設計で用いている質点系モデルの応答と比較し、屋根トラス評価モデルと質点系モデルの応答性状を確認する。さらに、屋根トラス評価モデルの耐震壁の各要素において発生する局所的な面内せん断ひずみにおいても気密性が確保されていることを確認する。

3.1 応力分布の比較

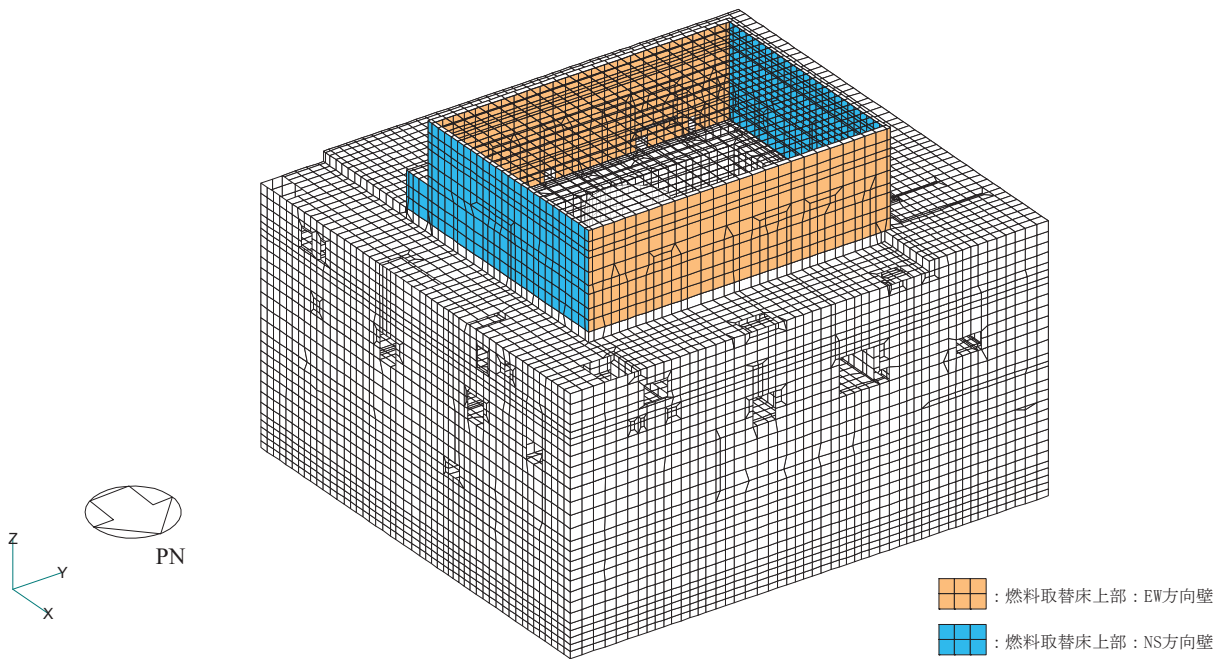
3.1.1 確認方法

屋根トラス評価モデルは、燃料取替床レベルより上部の耐震壁、鉄骨造の屋根トラス等を立体的にモデル化している。この屋根トラス評価を目的としたモデルでは、屋根トラス自体の評価を主に検討していたが、ここでは燃料取替床レベルより上部の既設耐震壁の応力について、建屋全体をモデル化した 3 次元 FEM モデルによる評価結果と発生する応力分布について比較考察した結果を示す。

図 3-1 に屋根トラス評価モデルと建屋全体 3 次元 FEM モデルを示す。



(a) 屋根トラス評価モデル



(b) 建屋全体 3次元 FEM モデル (屋根非表示)

図 3-1 屋根トラス評価モデルと建屋全体 3次元 FEM モデル

3.1.2 解析モデルと解析条件

屋根トラス評価モデルと建屋全体をモデル化した 3 次元 FEM モデルについて、解析モデルと解析条件を比較して表 3-1 に示す。

また、屋根トラス評価モデルでは屋根トラスの弾塑性特性を考慮して基準地震動 S_s に対する検討を行っており、建屋全体 3 次元 FEM モデルでは弾性応答解析のため弾性設計用地震動 S_d に対する検討を行っているため検討に用いる地震動はそれぞれ基準地震動 $S_s - D2$ 及び弾性設計用地震動 $S_d - D2$ とする。地震動の入力レベルの違いがあることから応力分布の傾向について比較を実施する。

表 3-1 屋根トラス評価モデルと建屋全体 3 次元 FEM モデルの解析条件の比較

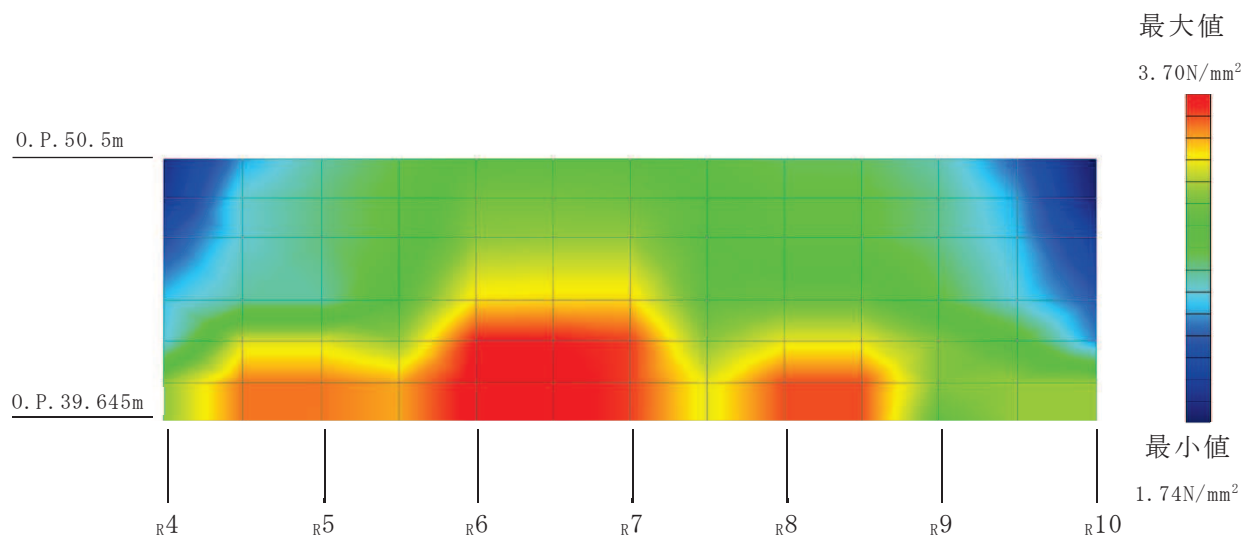
項 目	屋根トラス評価モデル	建屋全体 3 次元 FEM モデル
モデル化範囲	燃料取替床レベル (3F, O.P. 33.2m) より上部	建屋全体
燃料取替床レベル上部耐震壁の補強	モデル化に反映	モデル化に反映
屋根トラスの補強	モデル化に反映	接合部補強の重量を考慮 (質点系モデルと対応)
屋根スラブの面外剛性	非考慮	考慮
屋根トラスの非線形性	考慮 (但し, 結果は弾性)	非考慮
既設耐震壁の初期剛性	初期剛性低下を考慮 (方向別に設定)	初期剛性低下を考慮 (方向別に設定)
耐震壁の非線形性	非考慮	非考慮
検討に用いる地震動	$S_s - D2$	$S_d - D2$
入力方向と組合せ	NS+UD, EW+UD	NS+UD, EW+UD
地震動入力位置	燃料取替床レベル	基礎底面位置
解析モデルの境界条件	燃料取替床レベルで固定	基礎底面位置で地盤ばね支持

3.1.3 燃料取替床レベル上部耐震壁の応力分布の比較結果

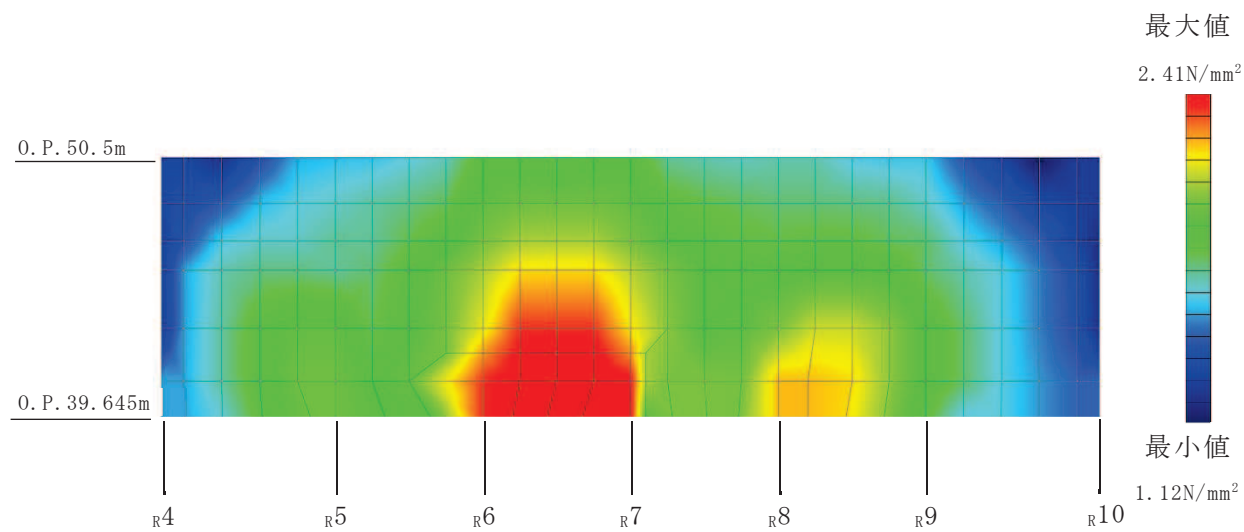
燃料取替床レベル（3F, O.P. 33.2m）より上部の既設耐震壁に発生する面内せん断応力について、屋根トラス評価モデルによる解析結果と建屋全体 3次元 FEM モデルによる解析結果を比較して、図 3-2～図 3-9 に示す。なお、屋根トラス評価モデルの結果は基準地震動 S_s に対する結果であり、建屋全体 3次元 FEM モデルの結果は弾性設計用地震動 S_d に対する結果であることから、直接的な数値の比較ではなく壁厚の異なる O.P. 33.2m～O.P. 39.645m 及び O.P. 39.645m～O.P. 50.5m それぞれにおいて最大値と最小値で基準化した応力コンター図による応力分布を示す。

これらより、屋根トラス評価モデルと建屋全体 3次元 FEM モデルの燃料取替床レベル上部の既設耐震壁に発生する面内せん断応力の分布に大きな違いはないことが確認できる。また、図 3-3 を見ると、追設耐震壁を設置している $R5\sim R6$ 通り間、 $R7\sim R8$ 通り間では追設耐震壁に応力が流れていることから両モデルとも応力が小さいことを示す青系の色となっており、図 3-5、図 3-7 においても同様に追設耐震壁を設置している部分では両モデルともに応力が小さくなる傾向を確認できる。

なお、南面の開口形状は、建屋全体 3次元 FEM モデルでは開口形状を比較的忠実にモデル化しているが、屋根トラス評価モデルではメッシュ形状を変形させない範囲で近似的にモデル化しているため、開口形状が若干異なっている。

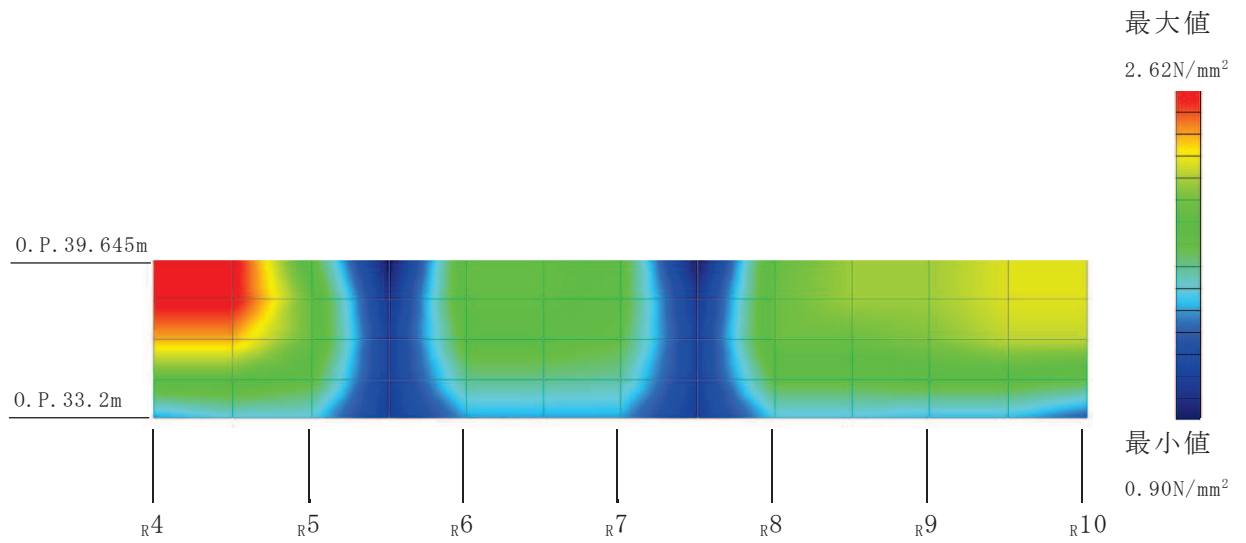


(a) 屋根トラス評価モデル

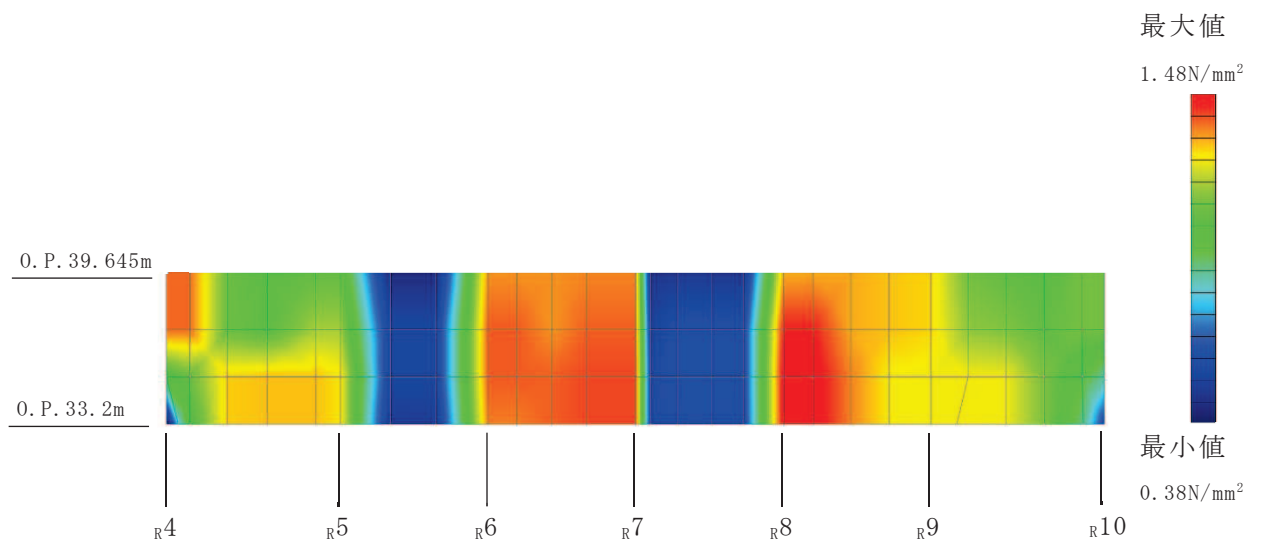


(b) 建屋全体 3次元 FEM モデル

図 3-2 NS+UD 入力時の東面 (R_J 通り) の面内せん断応力分布
(0. P. 39.645m ~ 0. P. 50.5m)

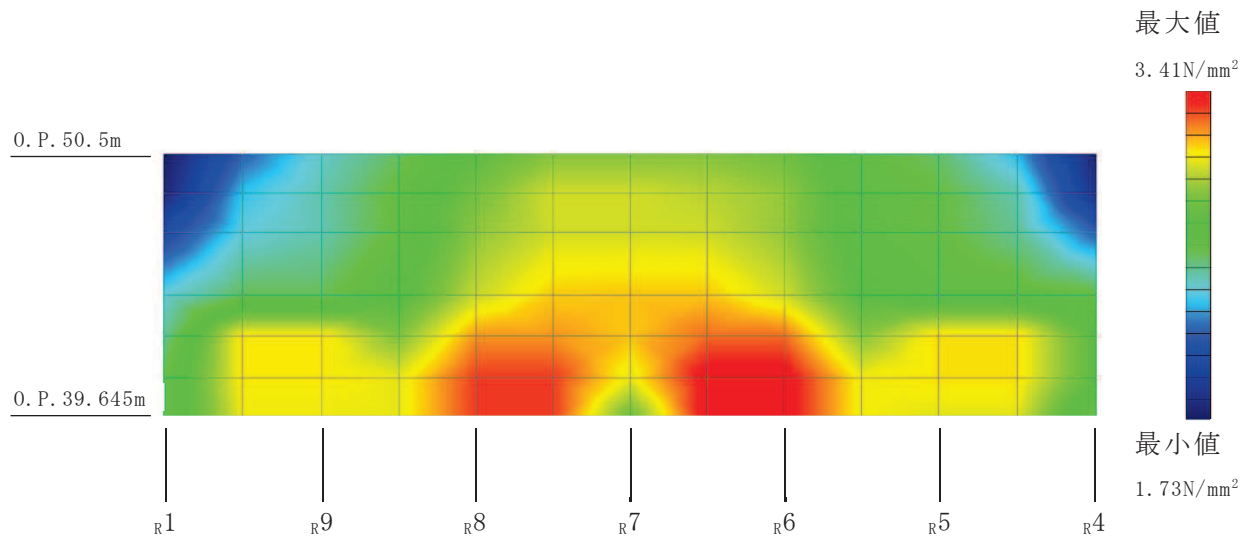


(a) 屋根トラス評価モデル

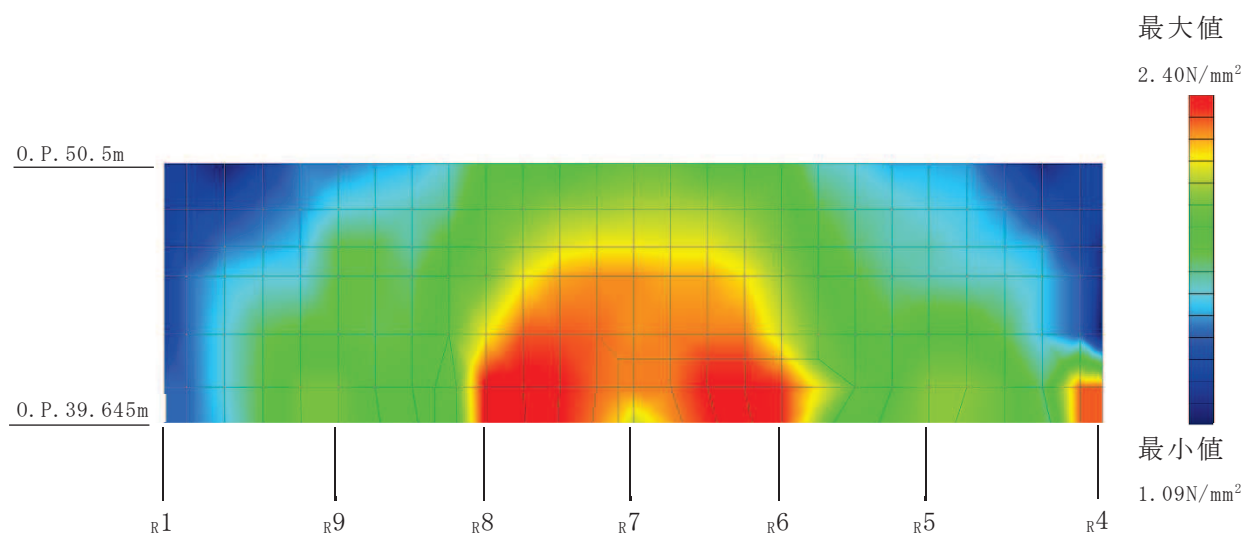


(b) 建屋全体 3次元 FEM モデル

図 3-3 NS+UD 入力時の東面 (R_J 通り) の面内せん断応力分布
(0.P. 33.2m ~ 0.P. 39.645m)

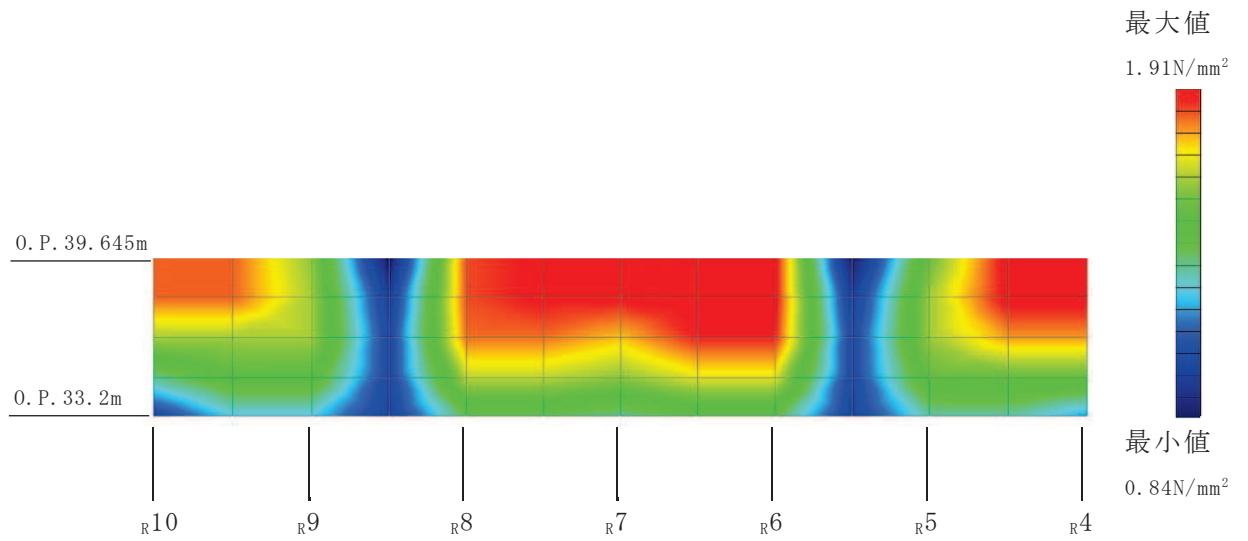


(a) 屋根トラス評価モデル

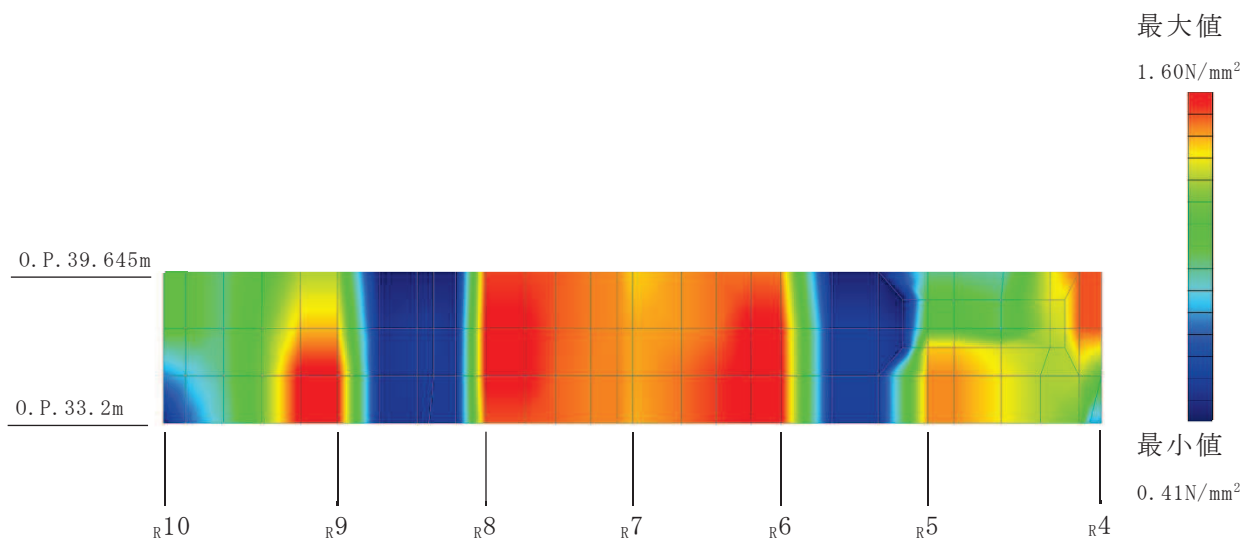


(b) 建屋全体 3次元 FEM モデル

図 3-4 NS+UD 入力時の西面 (R_C 通り) の面内せん断応力分布
(0. P. 39.645m ~ 0. P. 50.5m)

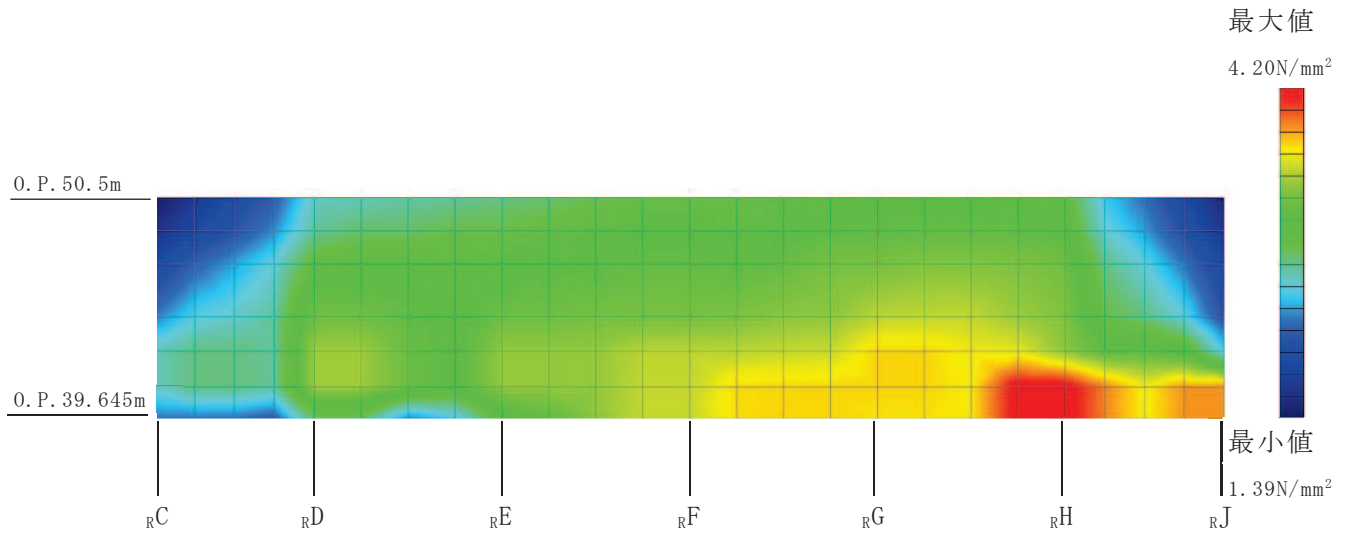


(a) 屋根トラス評価モデル

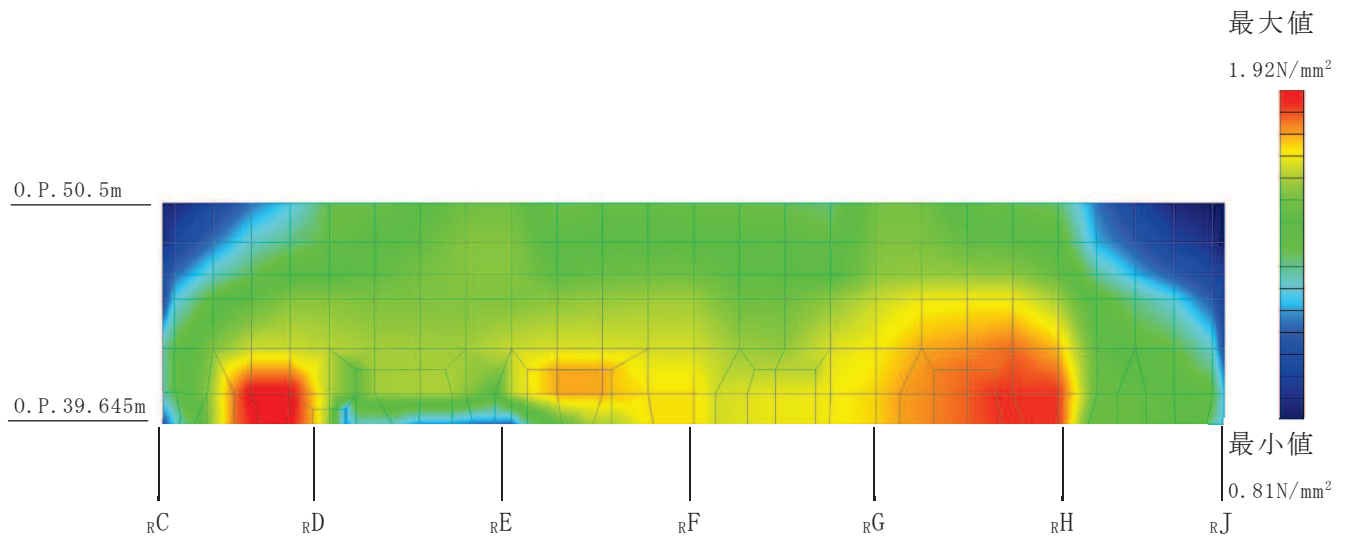


(b) 建屋全体 3次元 FEM モデル

図 3-5 NS+UD 入力時の西面 (R_C 通り) の面内せん断応力分布
(O.P. 33.2m ~ O.P. 39.645m)

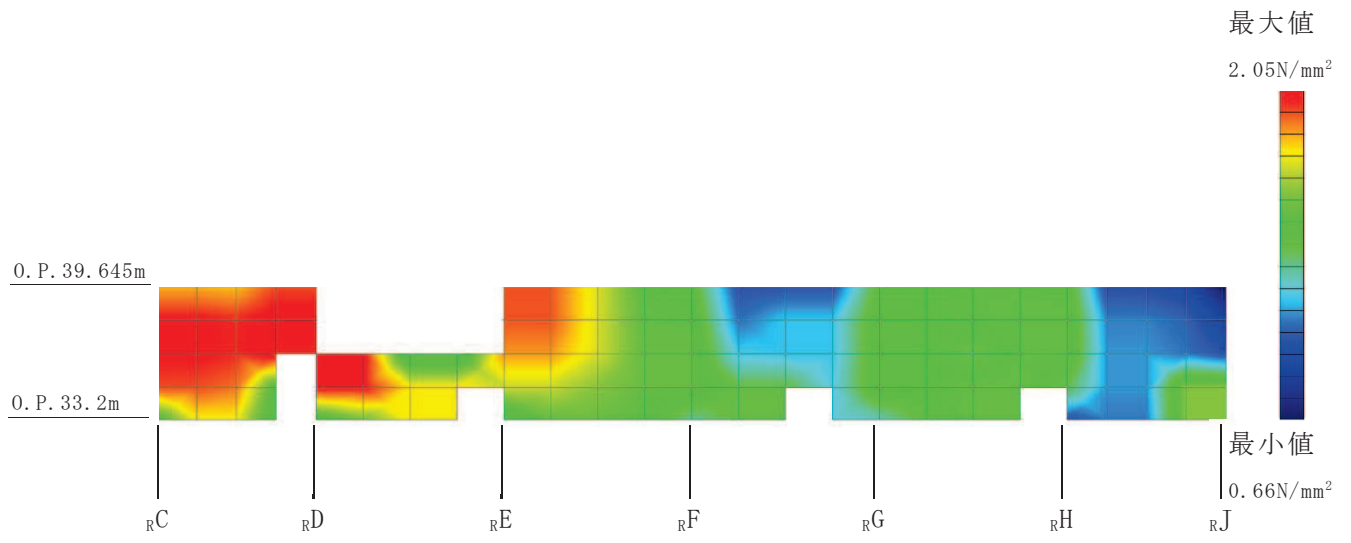


(a) 屋根トラス評価モデル

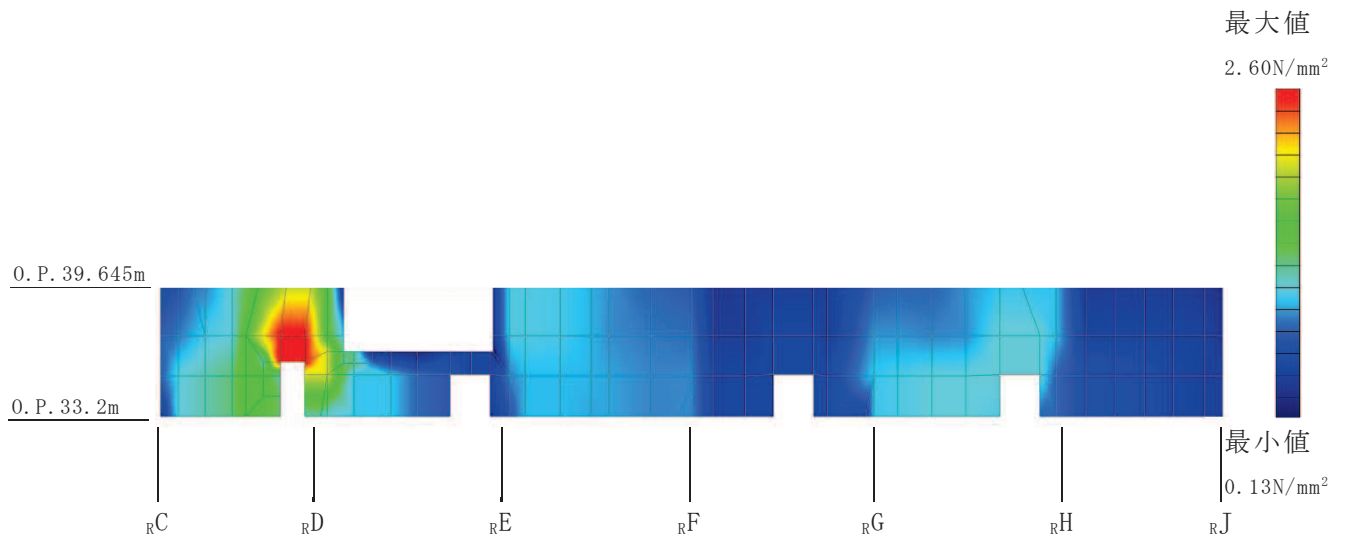


(b) 建屋全体3次元FEMモデル

図 3-6 EW+UD 入力時の南面 (R₄ 通り) の面内せん断応力分布
(O. P. 39.645m ~ O. P. 50.5m)

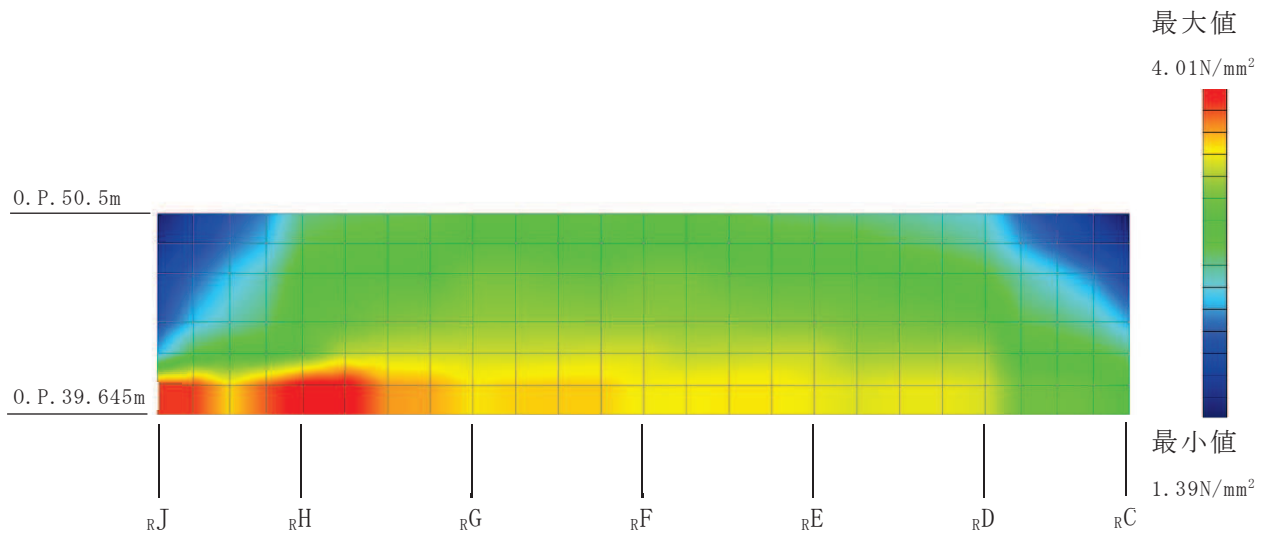


(a) 屋根トラス評価モデル

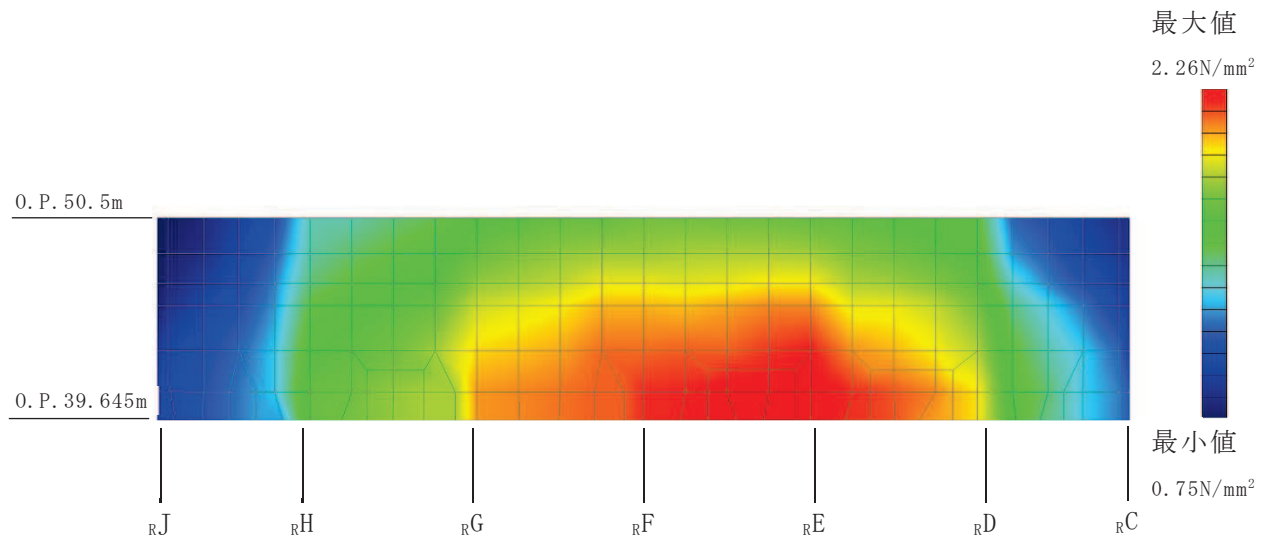


(b) 建屋全体 3次元 FEM モデル

図 3-7 EW+UD 入力時の南面 (R4 通り) の面内せん断応力分布
(0. P. 33.2m ~ 0. P. 39.645m)

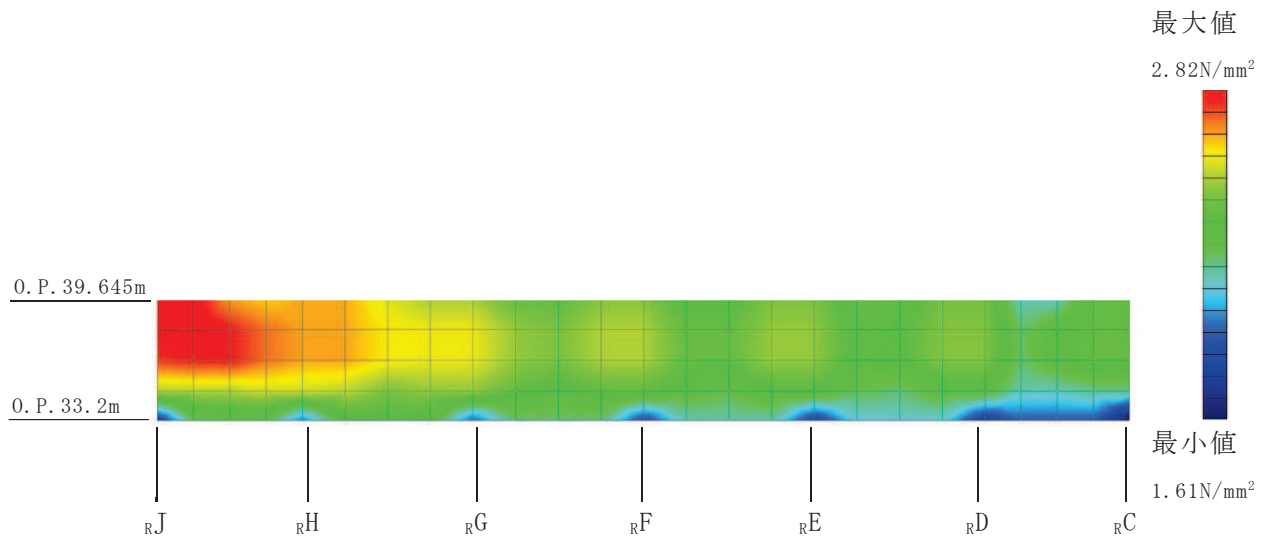


(a) 屋根トラス評価モデル

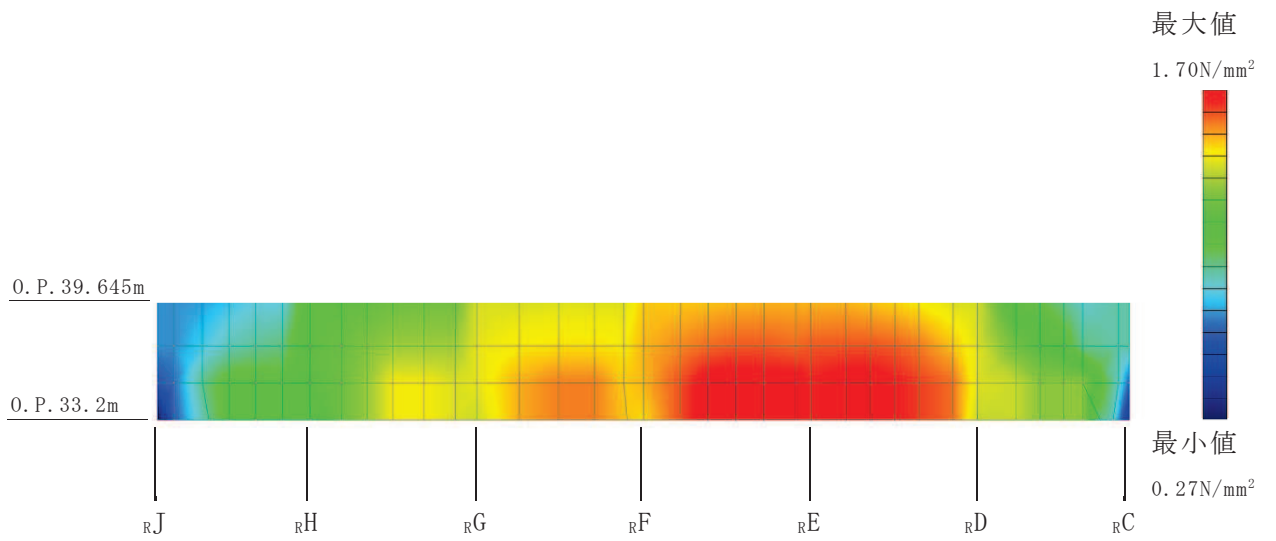


(b) 建屋全体 3次元 FEM モデル

図 3-8 EW+UD 入力時の北面 (R10 通り) の面内せん断応力分布
(0. P. 39.645m ~ 0. P. 50.5m)



(a) 屋根トラス評価モデル



(b) 建屋全体 3次元 FEM モデル

図 3-9 EW+UD 入力時の北面 (R10 通り) の面内せん断応力分布
(0. P. 33.2m ~ 0. P. 39.645m)

3.2 質点系モデルとの比較

3.2.1 評価方針

屋根トラス評価モデルでモデル化されている燃料取替床レベル上部の既設耐震壁の面内せん断ひずみについて、設計で用いている質点系モデルのせん断スケルトンカーブ上の応答と比較し、屋根トラス評価モデルと質点系モデルの応答性状を確認する。

3.2.2 評価方法

燃料取替床レベル上部の既設耐震壁について、壁厚の異なる O.P. 33.2m～O.P. 39.645m 及び O.P. 39.645m～O.P. 50.5m において、それぞれ各要素の面積で重み付け平均した面内せん断応力を算出する。この平均面内せん断応力を、図 3-10 のようにエネルギー等価な耐震壁のスケルトン上の応答値に換算し、屋根トラス評価モデルの平均面内せん断応力に相当する面内せん断ひずみが質点系モデルの応答値と比較して応答性状に大きな差がないことを確認する。比較に用いる地震動は「3.1 応力分布の比較」と同様に基準地震動 $S_s - D2$ とする。

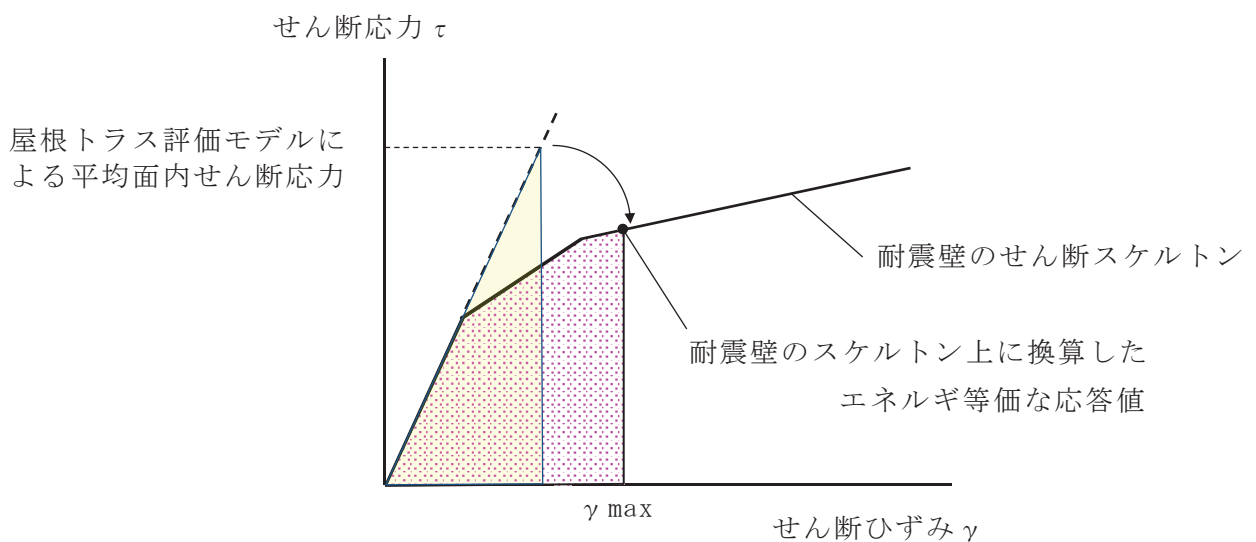


図 3-10 エネルギー一定則に基づく各耐震壁のせん断ひずみの評価方法

3.2.3 評価結果

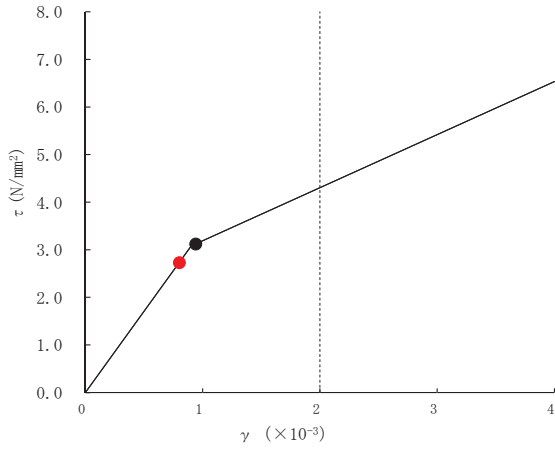
屋根トラス評価モデルの既設耐震壁の平均面内せん断応力を構面毎、レベル毎に算出し、耐震壁のスケルトン上の応答値に換算した結果を質点系モデルの応答値と比較して図 3-11 及び図 3-12 に示す。

屋根トラス評価モデルの既設耐震壁部分の応答は、クレーン階 (CRF, 0. P. 41. 2m) より上部では質点系モデルの応答と概ね対応している。燃料取替床レベル (3F, 0. P. 33. 2m) からクレーン階 (CRF, 0. P. 41. 2m) では屋根トラス評価モデルの既設耐震壁部分の応答は質点系モデルより小さめに評価され、質点系モデルが保守的な評価であることが確認できる。クレーン階 (CRF, 0. P. 41. 2m) より下部で屋根トラス評価モデルの既設耐震壁部分の応答が小さい理由として、以下のことが考えられる。

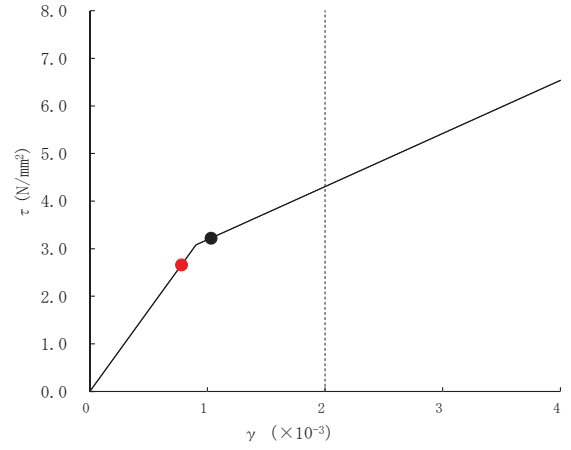
- 1) 屋根トラス評価モデルでは、クレーン階 (CRF, 0. P. 41. 2m) より下部の下屋の壁や、直交方向の壁等、質点系モデルで考慮されていない部分もせん断力を負担している。
- 2) 屋根トラス評価モデルでは既設耐震壁、追設耐震壁を線形部材としてモデル化しており、初期剛性低下を考慮している既設耐震壁に比べ、設計剛性でモデル化した追設耐震壁ではせん断断面積に対するせん断力の負担割合が大きくなり、既設耐震壁は小さくなる傾向がある。この傾向は、図 3-3、図 3-5、図 3-7 に示す面内せん断応力分布において、追設耐震壁を設置している部分の既設耐震壁の応力負担が小さいことから確認できる。

一方、質点系モデルでは既設耐震壁、追設耐震壁ともに非線形特性を考慮しており、追設耐震壁が非線形領域に入ることにより、既設耐震壁のせん断力の負担割合が屋根トラス評価モデルでの負担割合に比べて相対的に大きくなる傾向があると考えられる。

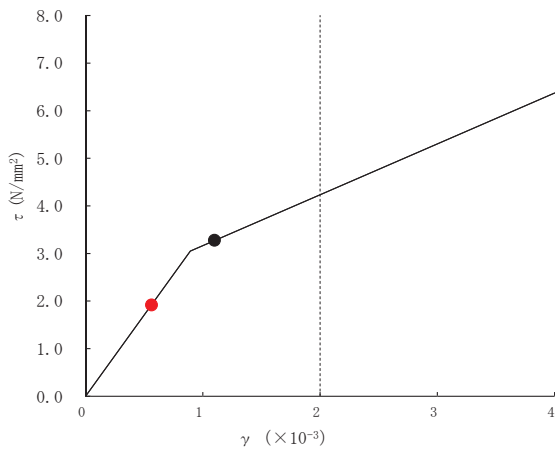
したがって、屋根トラス評価モデルの既設耐震壁部分の応答はクレーン階 (CRF, 0. P. 41. 2m) より上部の応答は質点系モデルと概ね対応し、クレーン階 (CRF, 0. P. 41. 2m) より下部の応答は質点系モデルよりも若干小さい結果であるが、屋根トラスの評価モデルと質点系モデルは概ね対応しており、質点系モデルは保守的な傾向を示していることを確認した。



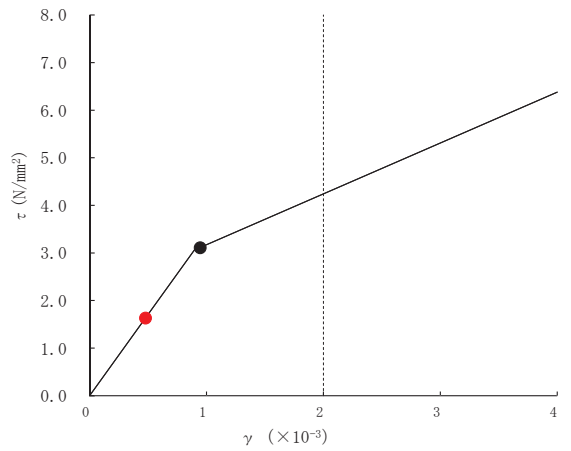
(a) 東面 (R_J 通り) 既設耐震壁
クレーン階～R 階



(b) 西面 (R_C 通り) 既設耐震壁
クレーン階～R 階

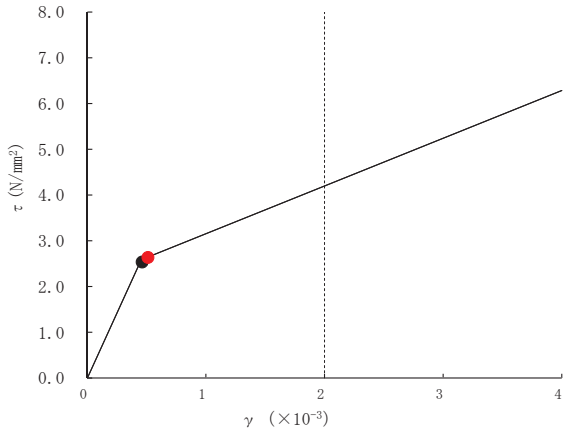
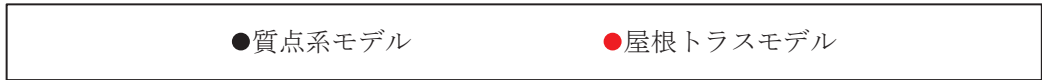


(c) 東面 (R_J 通り) 既設耐震壁
3 階～クレーン階

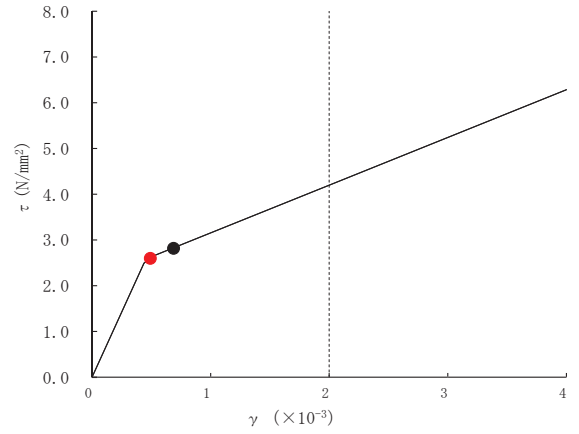


(d) 西面 (R_C 通り) 既設耐震壁
3 階～クレーン

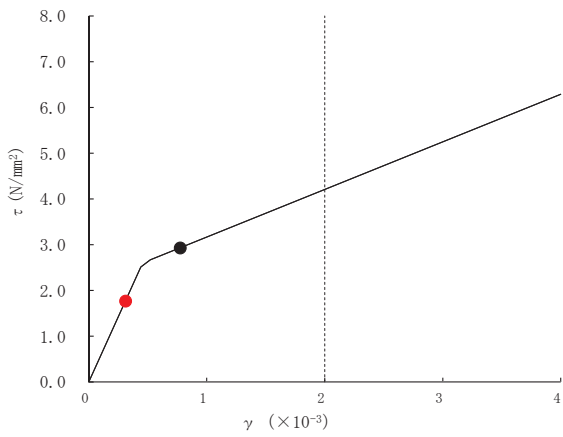
図 3-11 屋根トラス評価モデル耐震壁の平均せん断応力から換算した応答値と質点系モデルの応答値との比較 (NS 方向耐震壁)



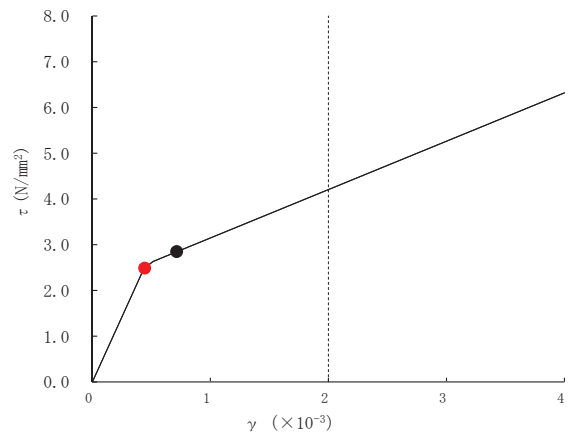
(a) 南面 (R4 通り) 既設耐震壁
クレーン階～R 階



(b) 北面 (R10 通り) 既設耐震壁
クレーン階～R 階



(c) 南面 (R4 通り) 既設耐震壁
3 階～クレーン階



(d) 北面 (R10 通り) 既設耐震壁
3 階～クレーン

図 3-12 屋根トラス評価モデル耐震壁の平均せん断応力から換算した応答値と質点系モデルの応答値との比較 (EW 方向耐震壁)

3.3 気密性に関する確認

3.3.1 評価方針

屋根トラス評価モデルでモデル化されている燃料取替床レベル上部の既設耐震壁について、既設耐震壁の各要素において発生する局所的な面内せん断ひずみに
おいても気密性が確保されていることを確認する。

3.3.2 評価方法

燃料取替床レベル上部の各面の既設耐震壁について、局所的に発生する最大せん断ひずみを図 3-13 のようにエネルギー等価な耐震壁のスケルトン上の応答値に
換算し、局所的にも最大せん断ひずみが 2000μ 以下であることを確認する。比較
に用いる地震動は「3.1 応力分布の比較」と同様に基準地震動 $S_s - D2$ とす
る。

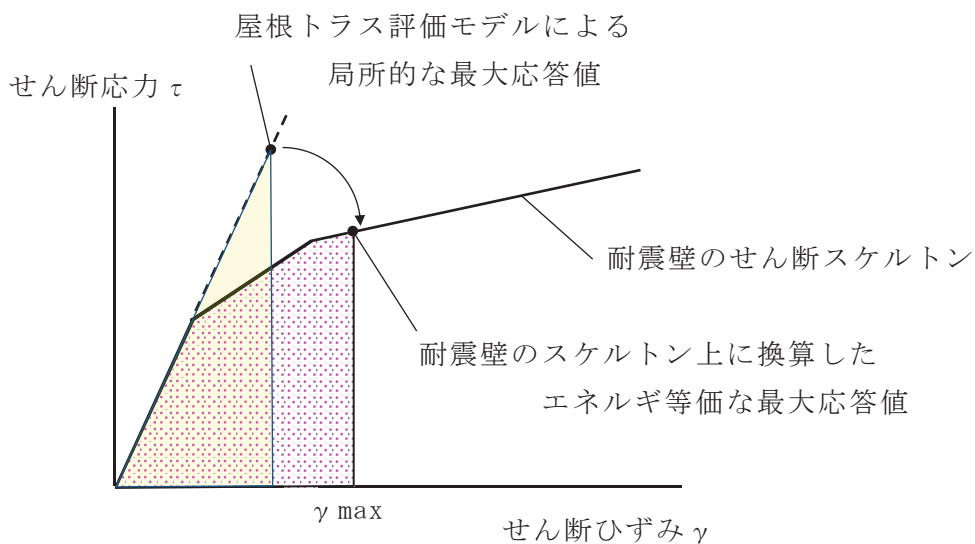


図 3-13 エネルギー一定則に基づく各耐震壁のせん断ひずみの評価方法

3.3.3 評価結果

屋根トラス評価モデルの既設耐震壁に局所的に発生する最大面内せん断ひずみを構面毎、レベル毎に算出した結果を表3-2に示す。

屋根トラス評価モデルの既設耐震壁に局所的に発生する面内せん断ひずみは、許容限界（せん断ひずみ 2.0×10^{-3} ）を超えないことを確認した。

表3-2 屋根トラス評価モデルによる最大面内せん断ひずみ
(S s - D 2)

位置	レベル	屋根トラスモデル線形応答値		等価 最大面内 せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)
		最大面内 せん断応力度 (N/mm^2)	最大面内 せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)	
東面 (_R J通り)	0. P. 41. 2m ～0. P. 50. 5m	3. 65	1. 069	1. 079
	0. P. 33. 2m ～0. P. 41. 2m	3. 70	1. 085	1. 098
西面 (_R C通り)	0. P. 41. 2m ～0. P. 50. 5m	3. 26	0. 955	0. 956
	0. P. 33. 2m ～0. P. 41. 2m	3. 41	1. 000	1. 004
南面 (_R 4通り)	0. P. 41. 2m ～0. P. 50. 5m	3. 73	0. 656	0. 691
	0. P. 33. 2m ～0. P. 41. 2m	4. 20	0. 740	0. 803
北面 (_R 10通り)	0. P. 41. 2m ～0. P. 50. 5m	3. 41	0. 600	0. 619
	0. P. 33. 2m ～0. P. 41. 2m	4. 01	0. 705	0. 757

4. 基礎版評価モデルの耐震壁における確認事項

水平 2 方向及び鉛直方向の地震力に対する検討においては、3 次元 FEM モデルを用いて建屋全体をモデル化しており、基礎版評価モデルで新たにシェル要素としてモデル化した耐震壁もモデル化されているが、基礎版評価モデルによる評価では地震時の浮上り状況が応力分布に大きな影響を与える一方で 3 次元 FEM モデルでは建屋の浮上りを考慮できないこと、基礎版評価においては新たにシェル要素としてモデル化した部材は境界条件として位置付けていることから地震荷重や鉛直荷重を加えていないこと等、建屋全体の 3 次元 FEM 解析と基礎版解析では解析の目的が異なり、応力性状に支配的な設定条件が異なるため同等の比較が困難であることから、ここでは、基礎版評価モデルにおいて基礎版に対する拘束効果として期待しているシェル要素でモデル化した耐震壁が過度な荷重の負担状況となっていないか、面内応答と面外応答について確認する。

4.1 評価方針

原子炉建屋基礎版の応力解析において境界条件として考慮している各耐震壁（シェル壁（S/W）、内部ボックス壁（I/W）及び外部ボックス壁（O/W））の面内せん断力及び面外せん断力の応力レベルについて確認をする。

面内せん断力については、原子炉建屋基礎版の応力解析において、発生する各耐震壁の最大応答せん断ひずみが基準地震動 S_s における耐震壁の支持性能を維持するための許容限界（せん断ひずみ 2.0×10^{-3} ）に対して十分余裕があることを確認する。

面外せん断力については、原子炉建屋基礎版の応力解析において耐震壁が負担する面外せん断力が面外せん断に対するコンクリートの短期許容応力以内に収まっていることを確認する。

原子炉建屋基礎版の耐震壁配置状況を図 4-1 に示す。

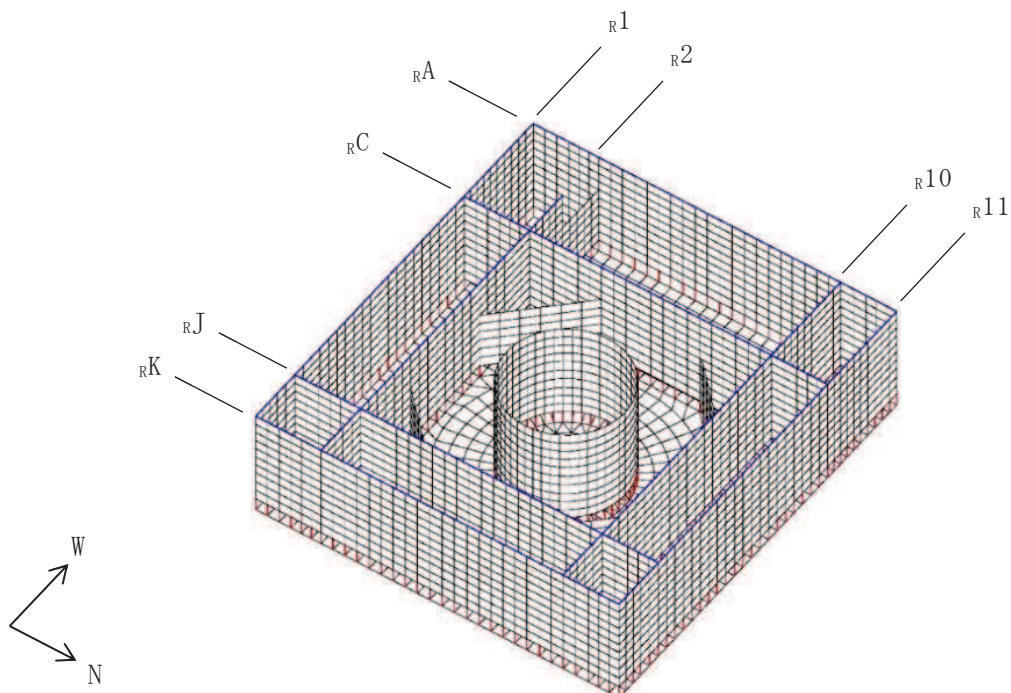


図 4-1 耐震壁配置状況

4.2 評価方法

4.2.1 面内せん断力に対する検討

原子炉建屋基礎版の応力解析において耐震壁の剛性を考慮しているシェル要素に生じる面内せん断力に対して、各耐震壁のせん断スケルトンカーブ上にプロットすることで、応力解析による各耐震壁のせん断ひずみのレベルを確認する。シェル要素に生じる面内せん断力は、耐震壁を一定範囲で分割したうえで平均化した値とする。分割範囲は耐震壁の端部でせん断応力度が大きくなる分布状況を考慮し、分割した範囲内で平面的に概ね均等になるように壁長さ方向に5分割とし、高さ方向には地下3階から地下1階の階毎に3分割とする。図4-3に平均化範囲の分割例としてR2通りの耐震壁の分割範囲を示す。

ここで、各耐震壁のせん断力及びせん断ひずみが弾性限界（せん断スケルトンカーブ上の第1折点）を超えている場合には、エネルギー一定則を用いてせん断力及びせん断ひずみを算定する。エネルギー一定則に基づく各耐震壁のせん断力及びせん断ひずみの算出方法を図4-2に示す。

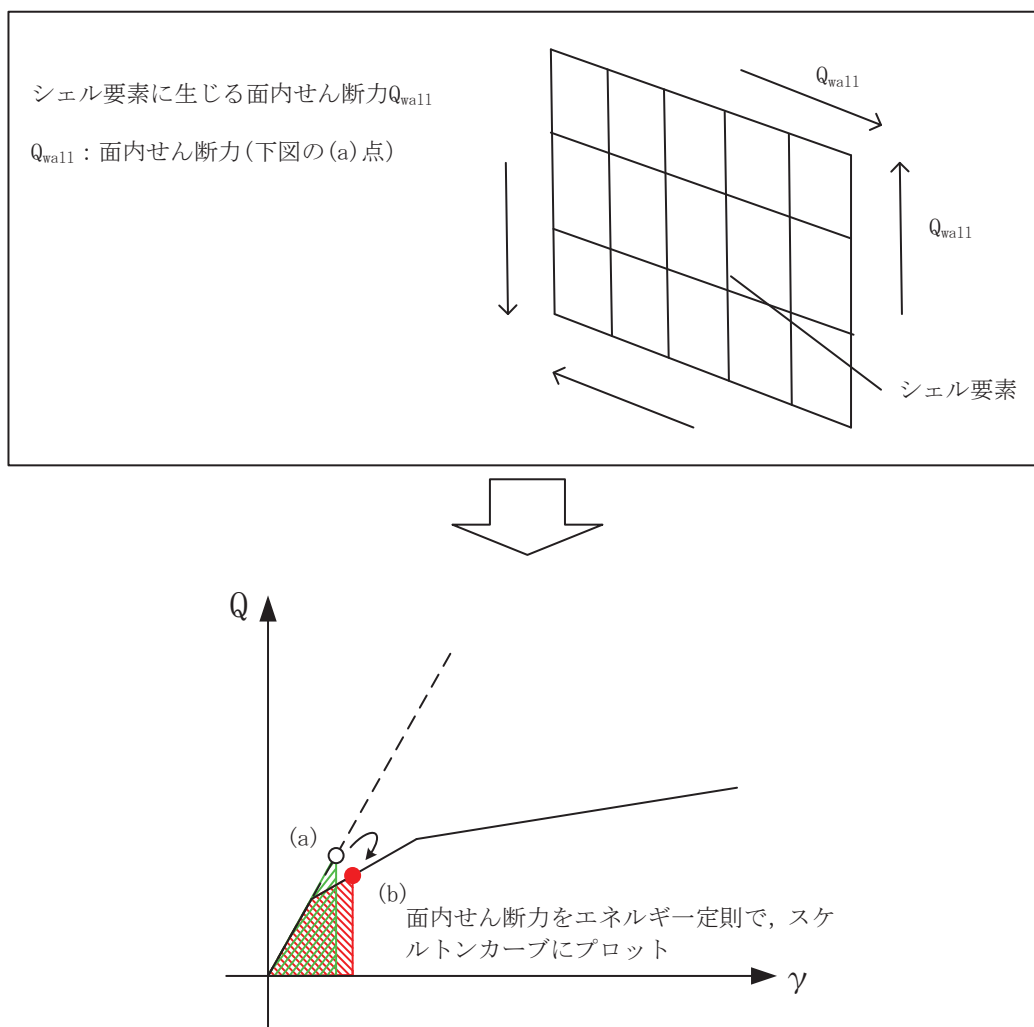


図4-2 エネルギー一定則に基づく各耐震壁のせん断ひずみの評価方法

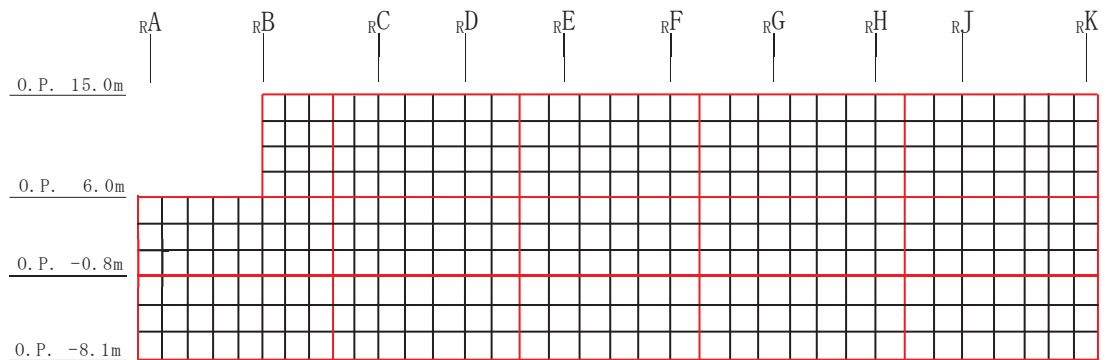


図 4-3 平均化範囲の分割図 (r2 通り)
(赤線で囲まれた範囲が平均化範囲を示す。)

4.2.2 面外せん断力に対する検討

原子炉建屋基礎版の応力解析において耐震壁に生じる面外せん断力が、コンクリートの短期許容応力度以下に収まっていることを確認する。表 4-1 にコンクリートの短期許容せん断応力度を示す。

表 4-1 コンクリートの短期許容せん断応力度

設計基準強度 F_c (N/mm^2)	短期
	せん断 (N/mm^2)
32.4	1.21

4.3 評価結果

4.3.1 面内せん断力に対する評価結果

応力解析により耐震壁に生じるせん断ひずみが最大となる組合せケースにおける面内せん断応力度のコンター図を図4-4に示す。また、図4-4の赤枠で囲まれた範囲で平均化して求めた耐震壁の面内せん断力より、図4-2に示す方法で算定したせん断ひずみを表4-2に示す。なお、図4-4において R_B - R_C 通り間に応力が集中している理由は、図4-4に示す組合せケースは R_K 通り側から R_A 通り側に水平地震荷重が作用するケースであり、 R_K 通り側から基礎版が浮き上がる様な変形状態となり R_A 通り側の基礎版部分に大きな接地圧が作用し、当該部に接続する耐震壁に面内方向の変形が生じること、地上1階の R_A - R_B 通り間に耐震壁が存在せず R_A - R_B 通り間より面内剛性の大きい R_B - R_C 通り間の耐震壁で基礎版を拘束していることが考えられる。

表4-2より、耐震壁の最大応答せん断ひずみは、地下3階2通りにおける内部ボックス壁（EW方向）の 0.505×10^{-3} であり、許容限界のせん断ひずみ 2.0×10^{-3} に対して十分余裕があることを確認した。なお、基礎版評価の応力解析では地震荷重は基礎版位置に載荷しているため、表4-2に示すせん断ひずみには耐震壁の地震荷重分が含まれていない。表4-2のせん断ひずみに対し、保守的に質点系地震応答解析で発生する基準地震動 S_s に対する最大応答せん断ひずみを加算した場合の耐震壁の最大せん断ひずみを表4-3に示す。保守的に加算した場合のせん断ひずみも許容限界のせん断ひずみ 2.0×10^{-3} に対して十分余裕があることを確認した。

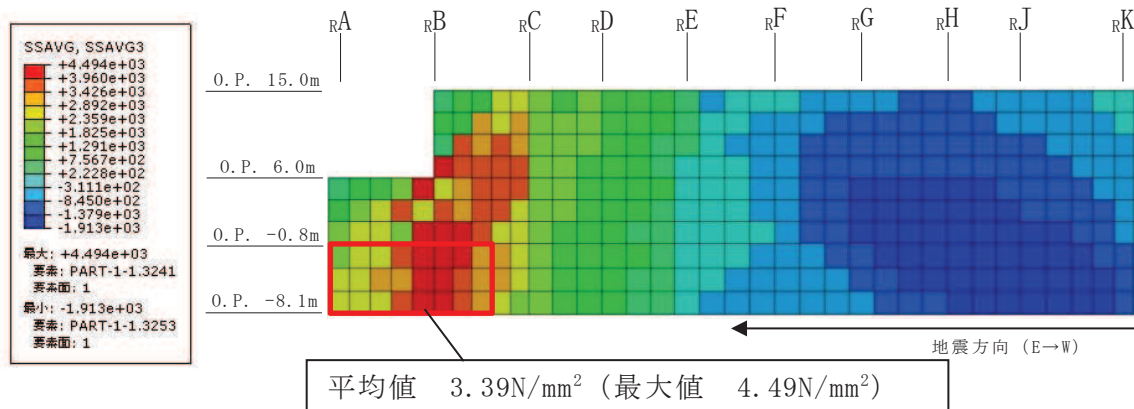


図4-4 面内せん断応力度のコンター図（ R_2 通り・組合せケース6*）

（赤枠で囲まれた範囲が平均化範囲を示す。）

注記*：荷重の組合せ $G + P + 1.0 S_{sEW} + 0.4 S_{sDU}$

ここで、G：固定荷重，P：積載荷重，

S_{sEW} ：E→W方向 S_s 地震荷重，

S_{sDU} ：鉛直方向（上向き） S_s 地震荷重

表 4-2 基礎版解析により耐震壁に生じるせん断ひずみ

部位	組合せケース	(a)シェル要素 に生じる 面内せん断力 $Q_{wa11} (\times 10^3 \text{kN})$	スケルトンプロット後*	
			(b)せん断力 $(\times 10^3 \text{kN})$	(b)せん断ひずみ $(\times 10^{-3})$
B3 階 I/W _(R2 通り)	6	716	512	0.505

注記*：エネルギー一定則を適用し、スケルトンカーブ上にプロットした値。

表 4-3 耐震壁の最大せん断ひずみ

部位	基礎版解析により 生じるせん断ひずみ $(\times 10^{-3})$	地震応答解析により生 じる最大応答せん断ひ ずみ* $(\times 10^{-3})$	せん断ひずみ合計 $(\times 10^{-3})$
B3 階 I/W _(R2 通り)	0.505	0.678	1.183

注記*：地震応答解析結果の不確かさケースを含む最大値。

4.3.2 面外せん断力に対する評価結果

応力解析により耐震壁に生じる面外せん断応力度が最大となる組合せケースにおける面外せん断応力度のコンター図を図4-5に示す。

図4-4より面外せん断応力度は概ね 0.4N/mm^2 以下となっている。要素ごとの最大値でも、 1.14N/mm^2 であり、コンクリートの短期許容せん断応力度(1.21N/mm^2)に収まる結果となっている。

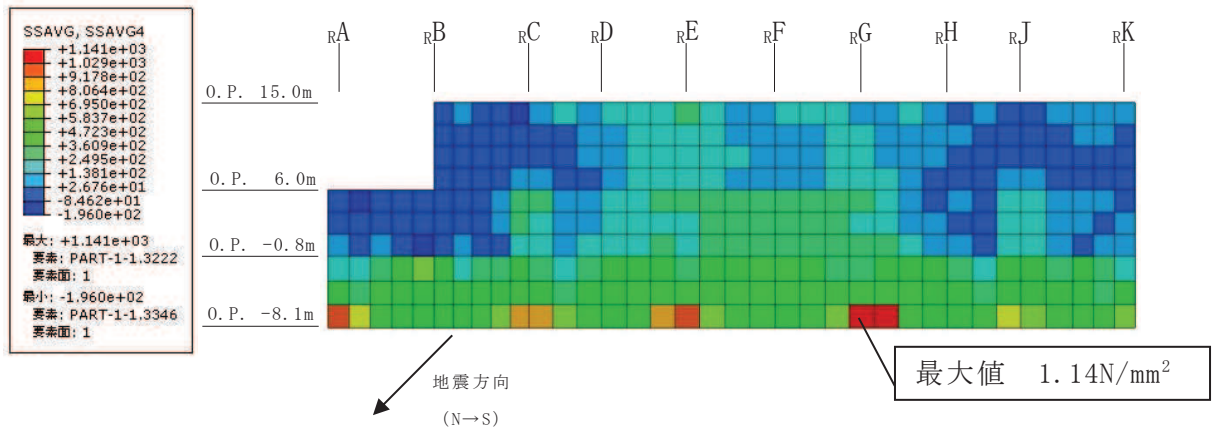


図4-5 面外せん断応力度のコンター図 (r_2 通り, 組合せケース 4*, τ_y)

注記*: 荷重の組合せ $G + P + 1.0 S_{NS} + 0.4 S_{DU}$

ここで, G: 固定荷重, P: 積載荷重,

S_{NS} : N→S 方向 S_s 地震荷重,

S_{DU} : 鉛直方向 (上向き) S_s 地震荷重

別紙 2 新設建屋の設計用地下水位に伴う浮力に関する整理

1. 新設建屋の設計用地下水位に伴う浮力に関する整理

緊急用電気品建屋及び緊急時対策建屋（以下「新設建屋」という。）の設計用地下水位は、補足説明資料「補足-600-1 地盤の支持性能について」に示すとおり、地表面に設定しており、浮力の影響を受ける。

本資料では、新設建屋の地震応答解析及び耐震性評価における設計用地下水位に伴う浮力の考え方について、特に以下の観点から整理して説明するものである。

- ・基礎版設計における浮力の妥当性
- ・耐震壁の復元力特性設定
- ・S Rモデル採用の妥当性

整理した結果を表1に示す。

また、本資料は、以下の添付書類の補足説明をするものである。

- ・添付書類「VI-2-2-21 緊急用電気品建屋の地震応答計算書」
- ・添付書類「VI-2-2-22 緊急用電気品建屋の耐震性についての計算書」
- ・添付書類「VI-2-2-23 緊急時対策建屋の地震応答計算書」
- ・添付書類「VI-2-2-24 緊急時対策建屋の耐震性についての計算書」

表1 新設建屋の設計用地下水位に伴う浮力に関する整理

項目	設計における考え方	関連図書
基礎版設計における浮力の妥当性	<ul style="list-style-type: none"> 基礎版の評価に当たっては浮力を考慮した評価を実施している。 一方で、保守性を考慮して設定した設計用地下水位と浸透流解析結果には差異があることから、その差異が最も大きい原子炉建屋を代表に影響評価を実施している。原子炉建屋基礎版の評価結果では鉛直上向きの荷重ケースで面外せん断が最も厳しい結果となっているが、浮力を低減した場合には、面外せん断の検定値が小さくなることを確認している。 新設建屋の基礎版評価においても、面外せん断が厳しい荷重ケースは鉛直上向きとなっており、同様の結果が得られると判断した。 	<p>補足-610-8 原子炉建屋基礎版の耐震性についての計算書に関する補足説明資料 別紙7 原子炉建屋基礎版の応力解析における浮力の影響検討</p>
耐震壁の復元力特性設定	<ul style="list-style-type: none"> 新設建屋の地震応答解析結果からは、緊急用電気品建屋では全ての質点で第1折点以下、緊急時対策建屋では一部で第1折点を上回る質点があるものの、おおむね第1折点以下の応答結果が得られている。 復元力特性の第1折点に着目した場合、関連するパラメータはFc（コンクリート強度）とσ_v（軸応力度）となるが、いずれも浮力の影響を受けないため、復元力特性設定への浮力の影響は無い。 	<p>—</p>
S Rモデル採用の妥当性	<ul style="list-style-type: none"> 新設建屋の地震応答解析に当たっては、建屋を曲げ変形とせん断変形をすす耐震壁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（S Rモデル）としている。水平方向の地震応答解析モデルにおいては、基礎版底面に底面水平ばね及び底面回転ばねを、基礎版の埋込み部分には側面水平地盤ばねを考慮している。 新設建屋について、地下水位を地表面とした場合の影響を考慮するために、地盤の有効応力の変化を考慮した地震応答解析（有効応力解析）を行い、S Rモデルによる地震応答解析結果と比較した結果、S Rモデルの応答結果の保守性を確認したことから、新設建屋にS Rモデルを適用することの妥当性があるものと判断した。 	<p>補足-610-10 緊急用電気品建屋の耐震性についての計算書に関する補足説明資料 別紙1-1-1 S Rモデルを適用することの妥当性について 補足-610-11 緊急時対策建屋の耐震性についての計算書に関する補足説明資料 別紙1-1-1 S Rモデルを適用することの妥当性について</p>

別紙 3 基礎版及び屋根トラスの応力解析における
耐震性に影響を及ぼす要因の整理

1. 基礎版及び屋根トラスの応力解析における耐震性に影響を及ぼす要因の整理

原子炉建屋及び制御建屋の基礎版並びに原子炉建屋屋根トラスの耐震評価に当たって、耐震性に影響を及ぼす要因を抽出の上で影響検討を行っていることから、検討内容と検討結果、申請上の位置づけについて整理して表 1 に示す。

なお、本資料は、以下の添付書類の補足説明をするものである。

- ・添付書類「VI-2-9-3-4 原子炉建屋基礎版の耐震性についての計算書」
- ・添付書類「VI-2-2-4 制御建屋の耐震性についての計算書」
- ・添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」

表 1 基礎版及び屋根トラスの応力解析における耐震性に影響を及ぼす要因の整理

対象の施設	耐震性に影響を及ぼす要因	検討内容	検討結果	申請上の位置付け
原子炉建屋基礎版 制御建屋基礎版	耐震壁部分の剛性低下	原子炉建屋及び制御建屋の基礎版の解析モデルにおいて、境界条件としてモデル化している耐震壁部分について、工認ケースでは質点系モデルの基本ケースと同様の剛性低下を考慮している。 影響確認として、質点系モデルにおける不確かさケースと同様に、耐震壁部分の更なる剛性低下を考慮した場合の影響を確認した。	耐震壁部分の更なる剛性低下を考慮しても、基礎版の耐震性が確保されることを確認した。	耐震壁部分の更なる剛性低下は質点系モデルでは各施設の耐震計算書に示していることを踏まえ、 各施設の耐震計算書の別紙 にて説明する。
原子炉建屋屋根トラス	耐震壁部分の剛性低下	原子炉建屋屋根トラスの解析モデルにおいて、モデル化している耐震壁部分について、工認ケースでは質点系モデルの基本ケースと同様の剛性低下を考慮している。 影響確認として、質点系モデルにおける不確かさケースと同様に、耐震壁部分の更なる剛性低下を考慮した場合の影響を確認した。	耐震壁部分の更なる剛性低下を考慮しても、屋根トラスの耐震性が確保されることを確認した。	耐震壁部分の更なる剛性低下は質点系モデルでは各施設の耐震計算書に示していることを踏まえ、 各施設の耐震計算書の別紙 にて説明する。
原子炉建屋屋根トラス	屋根スラブ面外剛性考慮	原子炉建屋屋根トラスの工認ケースでは屋根スラブの面外剛性を保守的に考慮していないため、面外剛性を考慮した場合の影響を確認した。	屋根スラブの面外剛性を考慮した場合でも、屋根トラスの耐震性が確保されること、また、屋根スラブの二次格バウンダリとしての機能が確保されることを確認した。	設計条件と同等の応答であり、その内容について、屋根スラブの二次格バウンダリとしての機能が確保されることも含めて 補足説明資料 にて説明する。
原子炉建屋屋根トラス	レーリー減衰	原子炉建屋屋根トラスの工認ケースでは剛性比例型減衰としているが、剛性比例型減衰以外の減衰としてレーリー減衰とした場合の影響を確認した。	レーリー減衰とした場合でも、工認ケースと同等の応答であり、また、屋根トラスの耐震性が確保されることを確認した。	設計条件と同等の応答であり、その内容について 補足説明資料 にて説明する。

別紙 4 新設建屋の地震応答解析モデルに用いる鉄筋コンクリート部の減衰定数について

目 次

1. はじめに.....	別紙 4-1
2. 減衰定数に関する検討の概要.....	別紙 4-2
3. 中小地震観測記録に基づく減衰定数の整理.....	別紙 4-4
3.1 検討対象建屋.....	別紙 4-4
3.2 検討方法.....	別紙 4-4
3.3 検討結果.....	別紙 4-5
4. まとめ.....	別紙 4-8

1. はじめに

地震応答解析に用いる RC 造部の減衰定数については、補足説明資料「補足-620-3 原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料」の「別紙 4 地震応答解析モデルに用いる鉄筋コンクリート部の減衰定数に関する検討」（以下「減衰定数に関する検討」という。）において、既往の知見に加え、施設の地震観測記録による検討を行ったうえで、入力地震動及び建屋の構造と形状を踏まえた考察を加えて、女川原子力発電所の建屋の基準地震動 S_s レベル及び弾性設計用地震動 S_d レベルの地震応答解析に用いる鉄筋コンクリート部の減衰定数は、水平及び鉛直とも 5% と整理している。

「減衰定数に関する検討」においては、女川原子力発電所の建屋の観測記録を用いた検討で得られている減衰定数は、原子炉建屋の検討結果を主に示している。また、基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d に対する応答レベルは、原子炉建屋の地震応答解析結果により、基準地震動 S_s による耐震壁の最大応答せん断ひずみはスケルトンカーブの第 1 折点付近から第 2 折点を若干越える程度、弾性設計用地震動 S_d による耐震壁の最大応答せん断ひずみは概ね $0.2 \sim 0.3 \times 10^{-3}$ 程度であり、その応答レベルに対して減衰定数に関する検討を行っている。なお、原子炉建屋以外の既設建屋においては、各建屋の補足説明資料に示すとおり、弾性設計用地震動 S_d と同等の地震動レベルである 2011 年東北地方太平洋沖地震（以下「3.11 地震」という。）の観測記録を用いたシミュレーション解析により減衰定数 5% 以上で観測記録を再現できることを確認している。

一方、新設建屋の基準地震動 S_s に対する応答レベルは、耐震壁の最大応答せん断ひずみが、緊急用電気品建屋では 0.1×10^{-3} 以下、緊急時対策建屋では $0.2 \sim 0.3 \times 10^{-3}$ 程度である。また、第 2 保管エリアの直下に位置する淡水貯水槽は、弾性解析としているものの、スケルトンカーブの第 1 折点に対して、半分程度の応答レベルであり、特に緊急用電気品建屋及び淡水貯水槽は基準地震動 S_s に対する応答レベルが小さい。

以上を踏まえ、本資料は、「減衰定数に関する検討」において想定している応答レベルよりも基準地震動 S_s に対する応答レベルが小さい新設建屋に対して、地震応答解析に用いる鉄筋コンクリート部の減衰定数を 5% と設定することの妥当性を確認するものである。検討に当たっては、「減衰定数に関する検討」の結果を整理した上で、既設建屋の中小地震観測記録に基づく減衰定数の検討結果を用いて確認する。

2. 減衰定数に関する検討の概要

「減衰定数に関する検討」における整理の結果として、地震応答解析モデルに設定する減衰定数について考察した結果を表 2-1 に示す。

女川原子力発電所の原子炉建屋については、弾性設計用地震動 S_d と同等の地震動レベルである 3.11 地震の観測記録の建屋減衰を NS 方向：7%，EW 方向：7%，UD 方向：5%とした水平方向及び鉛直方向のシミュレーションを行っており、加速度応答スペクトル及び最大応答加速度分布より、水平方向、鉛直方向共に、観測記録と良く整合している。RC 耐震壁試験結果よりも大きな減衰定数となっているが、RC 耐震壁試験は耐震壁そのものを用いた単純な構造体に対する減衰を評価しているのに対し、建屋は多数の耐震壁から構成された 3 次元的な広がりをもつ複雑な構造体であるためと考えられる。鉛直方向についても、複数の壁と床により構成される複雑な構造をもつ部位については、構造の複雑さによる減衰効果があると考えられる。女川原子力発電所の原子炉建屋は、多数の構造床や構造壁で構成されており、複雑な構造体に分類できる。このことから、実現象においては、RC 耐震壁試験から得られた 5%程度の減衰定数に対し、構造の複雑さによる減衰の増加により 2%程度以上減衰は増加し、第 1 折点付近では 7%程度以上、第 2 折点付近では 8%程度以上の減衰定数となることが推定される。

以上より、基準地震動 S_s に対する応答レベルが第 1 折点を超える応答であること、弾性設計用地震動 S_d は 3.11 地震と同等の地震動レベルであり、3.11 地震における減衰定数が NS 方向：7%，EW 方向：7%，UD 方向：5%であることを踏まえると、設計に用いる建屋の減衰として 5%を設定することは妥当であると整理している。また、原子炉建屋以外の既設建屋においても、3.11 地震の観測記録を用いたシミュレーション解析により減衰定数 5%以上で観測記録を再現できることを確認している。シミュレーション解析に用いた各建屋の解析モデルに設定した減衰定数について、表 2-2 に示す。なお、いずれの建屋もシミュレーション解析モデルでは側面地盤ばねを考慮していないため、建屋が埋め込まれていることによる建屋応答低減効果（地盤への逸散減衰）は減衰定数の中に含まれることになる。

一方で、第 1 折点未満の応答については、RC 耐震実験では 1~4%であり、減衰定数が振幅依存性を持っていることを考慮すると、建屋が複雑な構造体であることを踏まえても非常に応答の小さい領域では 5%よりも小さい減衰定数となることも考えられるため、既設建屋における既往の中小地震観測記録を用いた検討により、応答の小さい領域での減衰定数について検討を行う。

表 2-1 地震応答解析モデルに設定する減衰定数の考察にあたっての整理

	応答レベル	線形	非線形		
		第 1 折点 未満	第 1 折点 付近	第 2 折点 付近	許容限界 付近
実現象	女川原子力発電所 における地震動	弾性設計用地震動 S _d	基準地震動 S _s		
	RC 耐震実験 (履歴減衰を含む)	1%~4%程度 ↓ 構造の複雑さによる減衰の増加 2%程度以上	5%程度	6%~7% 程度	6%~7% 程度
	女川原子力発電所	5%程度以上 ↑	7%程度 以上	8%程度 以上	8%程度 以上
解析	質点系モデル (女川原子力発電所)	5%程度以上 ↑ NS 方向 : 7% EW 方向 : 7% UD 方向 : 5% で 3.11 地震の観測記録 をシミュレーション (水平・鉛直)			

表 2-2 既設建屋の 3.11 地震シミュレーション解析に用いた減衰定数

建屋	減衰定数		関連図書
	水平	鉛直	
原子炉建屋	7%	5%	補足-620-1 別紙 1
制御建屋	5%	5%	補足-620-4 別紙 1-2
タービン建屋	5%	5%	補足-610-13 別紙 1-2
第 3 号機海水熱交換器建屋	20%	5%	補足-610-12 別紙 1-2
第 1 号機制御建屋	5%	5%	補足-610-15 別紙 1-2

3. 中小地震観測記録に基づく減衰定数の整理

新設建屋の基準地震動 S_s に対する応答レベルは、特に緊急用電気品建屋及び淡水貯水槽は基準地震動 S_s に対する応答レベルが小さく、耐震壁の最大応答せん断ひずみが、緊急用電気品建屋では 0.1×10^{-3} 以下、淡水貯水槽は、スケルトンカーブの第 1 折点に対して、半分程度の応答レベルである。

ここでは、既設建屋の中小地震観測記録に基づく減衰定数を整理し、応答レベルが小さい新設建屋に設定する減衰定数について検討を行う。

3.1 検討対象建屋

基準地震動 S_s に対する応答レベルが小さい新設建屋の特徴としては、緊急用電気品建屋については、地下 1 階、地上 1 階で、地上部分は鉄骨造のフレーム構造となっているため、地下部分の高さ約 10m 程度の鉄筋コンクリート造部は地中部分のみの建屋である。また、淡水貯水槽は、基礎底面からの高さ約 13m の地中構造物となっている。既設建屋のうち、第 3 号機海水熱交換器建屋は、基礎底面からの高さ約 27m が地中に埋め込まれた建屋であり、特徴が類似していることから、第 3 号機海水熱交換器建屋を検討対象建屋とする。なお、建屋全体のうち半分埋め込まれた原子炉建屋についても合わせて検討を行い、傾向を確認した。

3.2 検討方法

検討にあたっては、補足説明資料「補足-620-1 東北地方太平洋沖地震等による影響を踏まえた建屋耐震設計方法への反映について」の「別紙 2 各建屋の剛性低下（固有振動数低下）の地震観測記録による傾向分析」と同様に、建屋を等価 1 質点系モデルに置換した ARX モデルを用いて、中小地震記録に対する建屋全体の平均的な減衰定数の変化の分析を行った。

また、検討対象地震は、3.11 地震（基礎版上観測記録の最大加速度が 500cm/s^2 程度）よりも小さい応答を確認する観点から、基礎版上観測記録の最大加速度が 50cm/s^2 以上の地震を対象とした。なお、3.11 地震に対する既設建屋の応答レベルはスケルトンカーブの第 1 折点程度であり、新設建屋の基準地震動 S_s に対する応答レベルがスケルトンカーブの第 1 折点の半分以下であることから、基礎版上観測記録の最大加速度が 50cm/s^2 以上の地震を検討対象とすることは十分に応答が小さい地震記録も含めた検討となると判断できる。

3.3 検討結果

第3号機海水熱交換器建屋の検討結果を図4-1に、検討対象地震一覧を表4-1に示す。また、原子炉建屋の検討結果を図4-2に、検討対象地震一覧を表4-2に示す。

第3号機海水熱交換器建屋については、ばらつきは見られるものの、基礎版上観測記録の最大加速度が 100cm/s^2 以下の地震に対しても5%以上の減衰定数が得られている。また、原子炉建屋についても、同様にばらつきはあるものの、弾性設計用地震動 S_d の地震動レベルよりも小さい中小地震記録に対しても、平均で5%程度の減衰定数が得られている。

原子炉建屋よりも第3号機海水熱交換器建屋の方が得られた減衰定数が有意に大きいことが確認できるが、これは、第3号機海水熱交換器建屋が建屋全体が埋め込まれた建屋である一方で、原子炉建屋は建屋の半分が埋め込まれた状況であることから、埋め込まれていることによる効果（地盤への逸散減衰）による差があるためと考えられる。新設建屋のうち、特に基準地震動 S_s に対する応答レベルが小さい緊急用電気品建屋及び淡水貯水槽もほぼ全体が埋め込まれた状況であるため、減衰定数5%を設定することは十分に保守性があると判断できる。

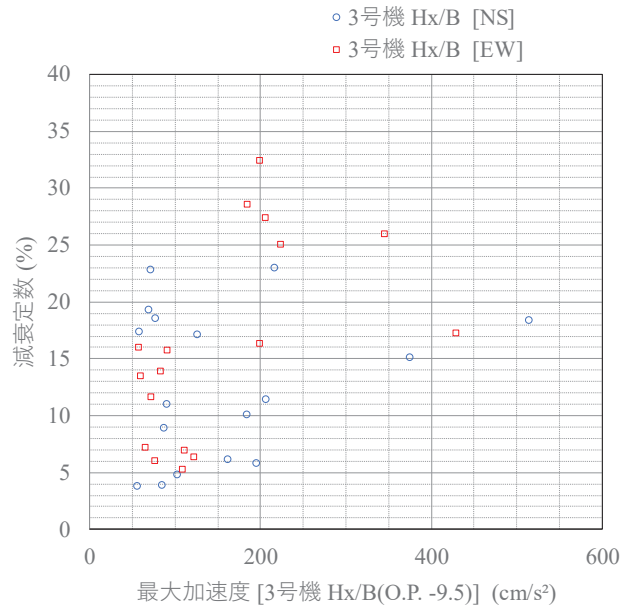


図 4-1 減衰定数の検討結果（第 3 号機海水熱交換器建屋）

表 4-1 検討対象地震一覧（第 3 号機海水熱交換器建屋）

No.	地震名	加速度 (cm/s^2)	
		NS	EW
1	2003.05.26 18:24 宮城県北部 (M7.1, $\Delta=48\text{km}$)	161.8	205.1
2	2005.08.16 11:46 宮城県東方沖 (M7.2, $\Delta=74\text{km}$)	216.1	222.6
3	2005.12.17 03:32 宮城県東方沖 (M6.1, $\Delta=60\text{km}$)	82.3	92.5
4	2006.07.01 08:28 宮城県東方沖 (M5.3, $\Delta=58\text{km}$)	71.5	71.6
5	2008.07.24 00:26 岩手県北部 (M6.8, $\Delta=148\text{km}$)	58.2	58.3
6	2011.03.11 14:46 宮城県東方はるか沖 (M9.0, $\Delta=124\text{km}$)	514.4	427.9
7	2011.03.11 16:28 岩手県東方沖 (M6.6, $\Delta=99\text{km}$)	87.2	57.0
8	2011.03.28 07:23 宮城県東方沖 (M6.5, $\Delta=74\text{km}$)	84.4	110.3
9	2011.04.07 23:32 宮城県東方沖 (M7.2, $\Delta=43\text{km}$)	374.3	344.9
10	2011.04.09 18:42 宮城県東方沖 (M5.4, $\Delta=33\text{km}$)	55.8	64.9
11	2012.08.30 04:05 宮城県東方沖 (M5.6, $\Delta=36\text{km}$)	89.9	75.4
12	2013.04.17 21:03 金華山付近 (M5.9, $\Delta=13\text{km}$)	76.2	82.5
13	2013.08.04 12:28 宮城県東方沖 (M6.0, $\Delta=38\text{km}$)	125.3	107.8
14	2016.10.16 16:37 金華山付近 (M5.2, $\Delta=9\text{km}$)	102.0	121.3
15	2016.11.12 06:43 金華山付近 (M5.9, $\Delta=12\text{km}$)	69.0	90.3
16	2021.02.13 23:07 福島県東方沖 (M7.3, $\Delta=77\text{km}$)	206.4	198.4
17	2021.03.20 18:09 金華山付近 (M6.9, $\Delta=14\text{km}$)	184.0	183.9
18	2021.05.01 10:27 宮城県東方沖 (M6.8, $\Delta=33\text{km}$)	195.3	198.5

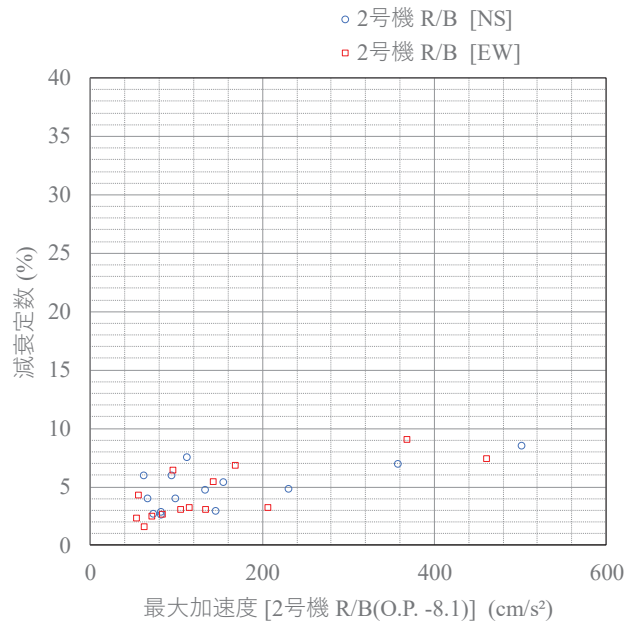


図 4-2 減衰定数の検討結果（原子炉建屋）

表 4-2 検討対象地震一覧（原子炉建屋）

No.	地震名	加速度 (cm/s ²)	
		NS	EW
1	2003.05.26 18:24 宮城県北部 (M7.1, Δ=48km)	112.3	167.8
2	2005.08.16 11:46 宮城県東方沖 (M7.2, Δ=74km)	230.0	206.0
3	2011.03.11 14:46 宮城県東方はるか沖 (M9.0, Δ=124km)	501.5	460.7
4	2011.03.11 16:28 岩手県東方沖 (M6.6, Δ=99km)	61.7	55.8
5	2011.03.28 07:23 宮城県東方沖 (M6.5, Δ=74km)	81.6	95.6
6	2011.04.07 23:32 宮城県東方沖 (M7.2, Δ=43km)	357.8	367.4
7	2012.08.30 04:05 宮城県東方沖 (M5.6, Δ=36km)	94.8	71.1
8	2013.04.17 21:03 金華山付近 (M5.9, Δ=13km)	82.2	62.0
9	2013.08.04 12:28 宮城県東方沖 (M6.0, Δ=38km)	98.7	82.9
10	2016.10.16 16:37 金華山付近 (M5.2, Δ=9km)	72.9	104.5
11	2016.11.12 06:43 金華山付近 (M5.9, Δ=12km)	66.0	53.0
12	2021.02.13 23:07 福島県東方沖 (M7.3, Δ=77km)	133.7	142.8
13	2021.03.20 18:09 金華山付近 (M6.9, Δ=14km)	145.7	133.2
14	2021.05.01 10:27 宮城県東方沖 (M6.8, Δ=33km)	154.8	114.4

4. まとめ

応答レベルが小さい新設建屋に対しても，地震応答解析に用いる鉄筋コンクリート部の減衰定数を5%と設定することの妥当性を確認するため検討を行った。

検討に当たっては，「減衰定数に関する検討」の結果を整理した上で，既設建屋の中小地震観測記録に基づく減衰定数の検討結果を用いて確認を行った。その結果，原子炉建屋を含む既設建屋において，3.11地震の観測記録を用いたシミュレーション解析により減衰定数5%以上で観測記録を再現できることを確認した。なお，いずれの建屋もシミュレーション解析モデルでは側面地盤ばねを考慮していないため，建屋が埋め込まれていることによる建屋応答低減効果（地盤への逸散減衰）は減衰定数の中に含まれることになる。

新設建屋の地震応答解析モデルでは基礎版上端レベルから上部では側面地盤ばねを考慮していないことや新設建屋の埋め込み状況を踏まえると，既設建屋の中小地震観測記録に基づく減衰定数の検討結果から，埋め込まれていることによる効果（地盤への逸散減衰）が見込まれ，減衰定数5%を設定することは十分に保守性があると判断した。

なお，減衰定数を5%と設定することの十分な保守性を確認したものの，緊急用電気品建屋，淡水貯水槽及び緊急時対策建屋については，新設建屋であり観測記録を用いたシミュレーション解析ができていないことを踏まえ，念のため減衰定数3%による解析を実施し，その影響を確認することとする。

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-補-E-19-0610-2_改4

補足-610-2 建物・構築物の耐震評価における組合せ係数法の適用

目 次

1. 概要.....	1
1.1 検討概要.....	1
1.2 評価対象部位及び検討方針.....	2
2. 検討結果.....	13
2.1 地盤及び基礎版の検討.....	13
2.1.1 検討内容.....	13
2.1.2 検討結果.....	15
2.2 上部構造物の検討.....	16
2.2.1 検討内容.....	16
2.2.2 検討結果.....	18

1. 概要

1.1 検討概要

本資料は、女川原子力発電所第2号機の建物・構築物の耐震評価における組合せ係数法の適用性について説明するものである。

建物・構築物の耐震評価として行う水平及び鉛直方向の荷重の組合せを考慮した評価において、水平及び鉛直方向のそれぞれの最大値をもとに組合せ係数法を適用した評価値（以下「組合せ係数法による評価値」という。）と水平及び鉛直方向の地震応答の時刻歴を時々刻々組合せて算定した時刻歴の最大値を基にした評価値（以下「時刻歴和による評価値」という。）の比較を行うことで、組合せ係数法の適用性を確認する。

また、本資料は、以下の添付書類の補足説明をするものである。

- ・添付書類「VI-2-2-4 制御建屋の耐震性についての計算書」
- ・添付書類「VI-2-2-22 緊急用電気品建屋の耐震性についての計算書」
- ・添付書類「VI-2-2-24 緊急時対策建屋の耐震性についての計算書」
- ・添付書類「VI-2-2-26 排気筒基礎の耐震性についての計算書」
- ・添付書類「VI-2-2-30 第3号機海水熱交換器建屋の耐震性についての計算書」
- ・添付書類「VI-2-4-2-1 使用済燃料プール（キャスクピットを含む）（第1, 2号機共用）の耐震性についての計算書」
- ・添付書類「VI-2-8-4-3 中央制御室しゃへい壁の耐震性についての計算書」
- ・添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」
- ・添付書類「VI-2-9-3-4 原子炉建屋基礎版の耐震性についての計算書」

1.2 評価対象部位及び検討方針

建物・構築物の耐震評価に考慮する荷重の組合せにおいては、以下に示す組合せ係数法を適用し、水平及び鉛直方向の地震力が同時に不利な方向に作用するものとして評価を実施している。

①： $1.0 \times$ 水平地震力による荷重 $+0.4 \times$ 鉛直地震力による荷重

②： $0.4 \times$ 水平地震力による荷重 $+1.0 \times$ 鉛直地震力による荷重

耐震評価に組合せ係数法を用いている建物・構築物及び評価対象部位を表 1-1 に示す。評価対象部位のうち、地盤については地震応答解析に基づいて接地圧の評価を、その他の部位については応力解析に基づいて断面の評価を実施している。

建物・構築物の耐震評価における組合せ係数法の適用性を検討するにあたっては、まず、組合せ係数法による評価値が、時刻歴和による評価値と同等又は保守的であることを確認する。その結果、同等又は保守的と言えない場合は、時刻歴和による評価値に基づいた評価が及ぼす各部への影響を検討する。その結果、許容限界以内であることを確認することにより、組合せ係数法を適用しても安全上支障がないことを確認する。

組合せ係数法を用いて評価している部位は、地盤、基礎版及び上部構造物に分類される。以下に、分類された評価部位に対する代表建屋の選定方法及び具体的な検討方針を示す。

表 1-1 耐震評価に組合せ係数法を用いている建物・構築物及び評価対象部位

建物・構築物	評価対象部位	評価方法	地震動
原子炉建屋	使用済燃料 プール	応力解析による評価 (断面の評価)	基準地震動 S _s 弾性設計用地震動 S _d
	大物搬入口躯体	応力解析による評価 (断面の評価)	弾性設計用地震動 S _d
	基礎版	応力解析による評価 (断面の評価)	基準地震動 S _s
	地盤	地震応答解析による評価 (接地圧の評価)	基準地震動 S _s
制御建屋	中央制御室 しゃへい壁	応力解析による評価 (断面の評価)	弾性設計用地震動 S _d
	基礎版	応力解析による評価 (断面の評価)	基準地震動 S _s
	地盤	地震応答解析による評価 (接地圧の評価)	基準地震動 S _s
緊急用電気品建屋	基礎版	応力解析による評価 (断面の評価)	基準地震動 S _s
	地盤	地震応答解析による評価 (接地圧の評価)	基準地震動 S _s
緊急時対策建屋	基礎版	応力解析による評価 (断面の評価)	基準地震動 S _s
	地盤	地震応答解析による評価 (接地圧の評価)	基準地震動 S _s
排気筒	基礎	応力解析による評価 (断面の評価)	基準地震動 S _s
第 3 号機海水熱交換器 建屋	地盤	地震応答解析による評価 (接地圧の評価)	基準地震動 S _s

(1) 地盤及び基礎版

地盤については地震応答解析に基づく接地圧の評価において、組合せ係数法を採用している。一方、基礎版については応力解析における荷重組合せにおいて、組合せ係数法を採用しているが、接地圧は地盤から基礎版への地震荷重となることから、基礎版の検討においても接地圧に対する組合せ係数法の検討を行う。

検討対象の建屋・構築物は、原子炉建屋、制御建屋、緊急用電気品建屋、緊急時対策建屋、排気筒及び第3号機海水熱交換器建屋であるが、これらの建屋等から以下に示すように代表建屋等を選定する。

建屋・構築物の構造特性は水平方向と鉛直方向で異なり、水平応答と鉛直応答は異なる固有周期で振動している。水平地震力と鉛直地震力を各々の解析で算定し、それらの同時性を考慮することを鑑みれば、両者の固有周期が近いほど接地圧への相互の影響が大きくなると考えられる。したがって、建屋等の水平と鉛直の固有周期の比が最も小さい建屋等を評価対象として選定する。基本ケースにおける各建屋等の水平と鉛直の固有周期の比及び全周期帯の応答が大きく、耐震評価への影響も大きい基準地震動 $S_s - D2$ の基本ケースにおける接地率を整理して表 1-2 に示す。表 1-2 より、評価対象として固有周期の比が最も小さい緊急用電気品建屋を、接地率が最も小さい排気筒基礎を選定する。なお、排気筒基礎は接地率が小さいことから、組合せ係数法を適用することの妥当性については補足説明資料「補足-610-16 排気筒基礎の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」の「別紙 7 排気筒基礎の応力解析における組合せ係数法の適用」にて別途、個別評価を行うため、本資料においては緊急用電気品建屋を代表建屋として選定する。

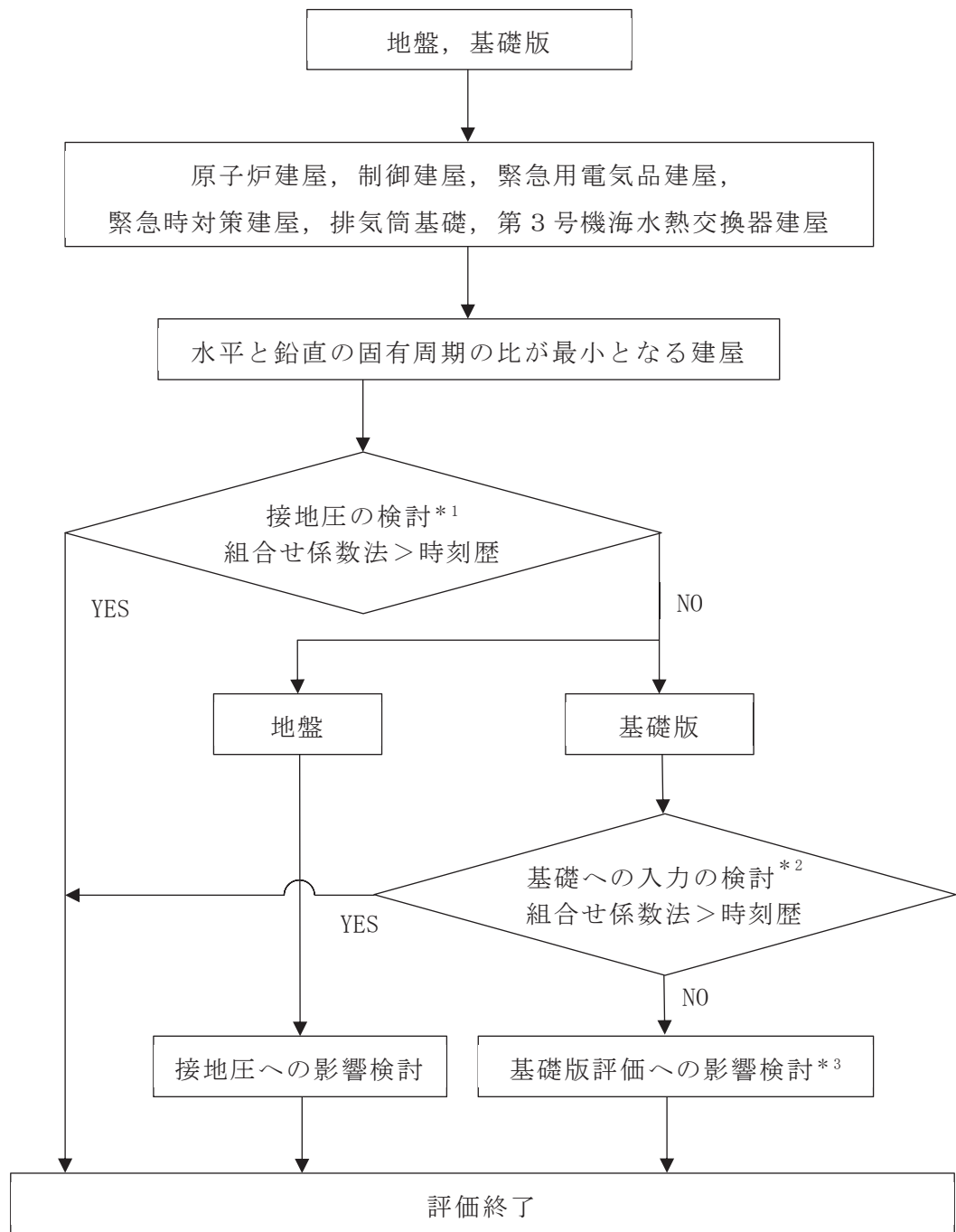
表 1-2 各建屋等の固有周期（基本ケース）

建物・構築物	方向	水平 1 次	鉛直 1 次	固有周期の比	接地率	備考
		(秒)	(秒)	水平/鉛直	(%)	
原子炉建屋	NS	0.237	0.100	2.30	71.0	
	EW	0.230			74.3	
制御建屋	NS	0.218	0.063	3.21	58.2	
	EW	0.202			62.3	
緊急用電気品建屋	NS	0.039	0.024	<u>1.42</u>	100.0	
	EW	0.034			100.0	
緊急時対策建屋	NS	0.101	0.051	1.98	82.0	
	EW	0.101			82.0	
排気筒基礎	NS	0.174	0.052	3.35	<u>48.4</u>	個別評価
	EW	0.175	0.055	3.18	<u>48.4</u>	
第 3 号機海水熱交換器建屋	NS	0.137	0.054	2.54	52.1	
	EW	0.149			55.1	

注：下線部は、固有周期の比又は接地率が最小となる数値を示す。

検討は、基準地震動 S_s に対して実施することとし、応答スペクトルに基づく地震動 ($S_s - D1, S_s - D2, S_s - D3$)、断層モデルに基づく地震動 ($S_s - F1, S_s - F2, S_s - F3$) 及び震源を特定せず策定する地震動 ($S_s - N1$) に対して実施する。検討においては、まず組合せ係数法による最大接地圧が、時刻歴和による最大接地圧と同等又は保守的であることを確認する。同等又は保守的と言えない場合は、時刻歴和による最大接地圧が及ぼす地盤の評価への影響検討を行う。

地盤及び基礎版の検討フローを図 1-1 に示す。



注記*1：基本ケース（応答スペクトルに基づく地震動，断層モデルに基づく地震動及び震源を特定せず策定する地震動）による検討

*2：基本ケース（応答スペクトルに基づく地震動，断層モデルに基づく地震動及び震源を特定せず策定する地震動）の地震荷重を包絡した検討

*3：材料物性の不確かさを考慮した検討

図 1-1 地盤及び基礎版の検討フロー

(2) 上部構造物

対象となる上部構造物は、水平地震力の影響を受けやすい、アスペクト比の大きい大物搬入口躯体を代表として検討する。評価対象部位のアスペクト比を表 1-3 に示す。

なお、水平荷重による応力と鉛直荷重による応力の組合せを考えるのは、表 1-4 に示す様に水平加振方向の壁の軸応力であることから、水平応答による曲げモーメントにより生じる鉛直軸応力度 σ_H と鉛直応答による軸応力度 σ_Z の組合せを検討する。

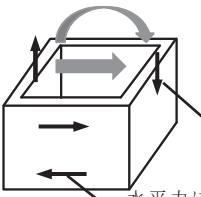
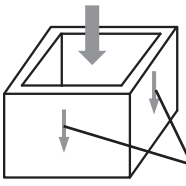
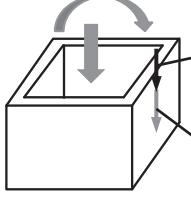
検討は、弾性設計用地震動 S d に対して実施することとし、応答スペクトルに基づく地震動 (S d - D 1, S d - D 2, S d - D 3), 断層モデルに基づく地震動 (S d - F 1, S d - F 2, S d - F 3) 及び震源を特定せず策定する地震動 (S d - N 1) に対して実施する。検討においては、まず組合せ係数法による最大軸応力度が、時刻歴和による最大軸応力度と同等又は保守的であることを確認する。同等又は保守的と言えない場合は、時刻歴和による最大軸応力度が上部構造物へ及ぼす影響検討を行う。

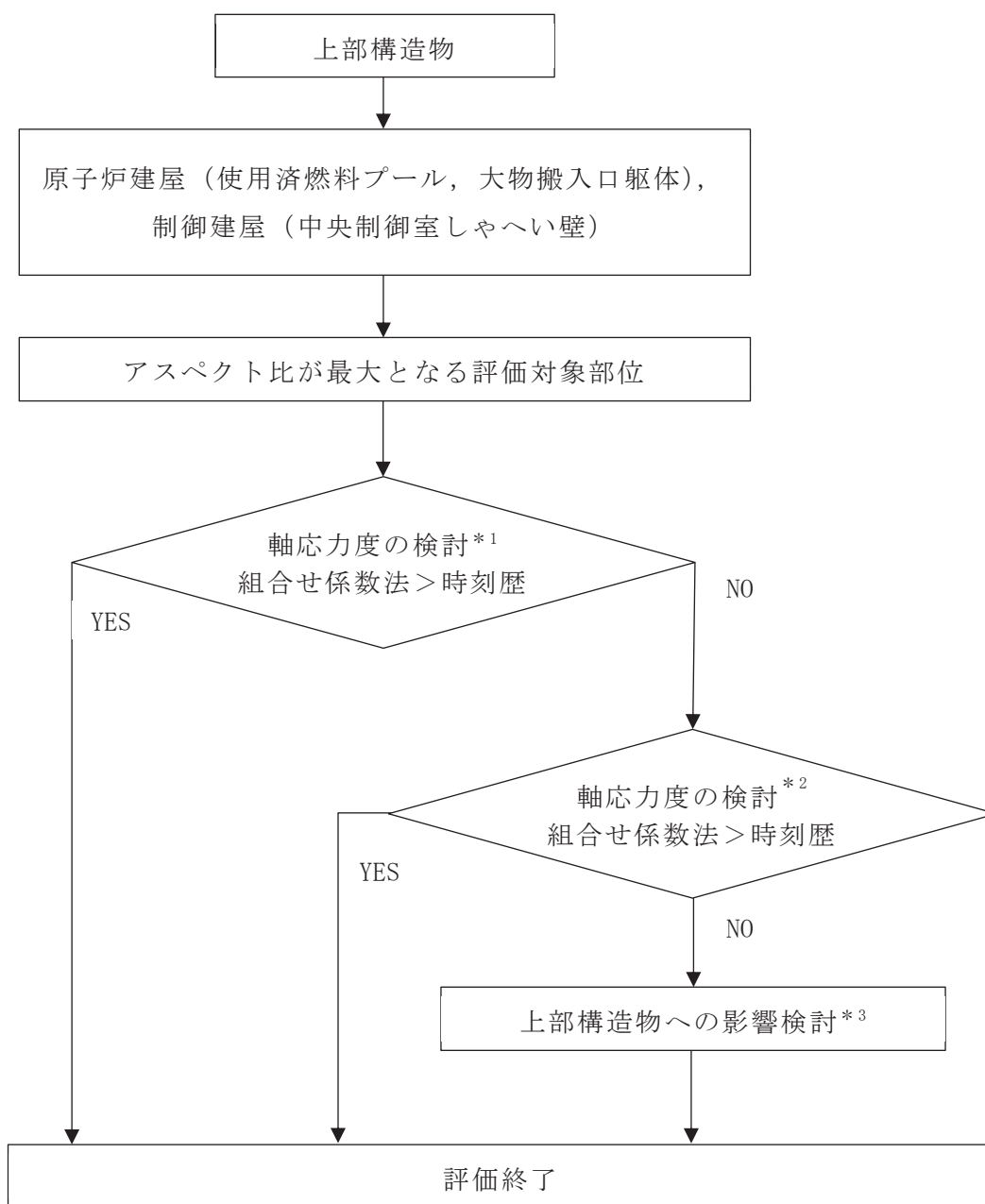
上部構造物の検討フローを図 1-2 に示す。

表 1-3 評価対象部位のアスペクト比

評価対象部位	高さ H(m)	幅 W(m)	アスペクト比 H/W
原子炉建屋 ・使用済燃料プール	11.82	16.4	0.721
原子炉建屋 ・大物搬入口躯体 (耐震壁・フレーム)	7.6	8.5	0.894
制御建屋 ・中央制御室しゃへい壁 (耐震壁)	6.2	40.0	0.155

表 1-4 上部構造物の組合せ応力

荷重と応力の関係		考慮すべき組合せ応力
水平動による応力	鉛直動による応力	
 <p>水平応答による曲げモーメントより生じる鉛直軸応力</p> <p>水平力に伴う面内せん断応力度</p>	 <p>鉛直応力による</p>	 <p>水平応答による曲げモーメントより生じる鉛直軸応力</p> <p>鉛直応力による</p>



注記*1：基本ケース（応答スペクトルに基づく地震動，断層モデルに基づく地震動及び震源を特定せず策定する地震動）による検討

*2：基本ケース（応答スペクトルに基づく地震動，断層モデルに基づく地震動及び震源を特定せず策定する地震動）の地震荷重を包絡した検討

*3：材料物性の不確かさを考慮した検討

図 1-2 上部構造物の検討フロー

(3) 組合せ係数法による評価値及び時刻歴和による評価値

組合せ係数法による評価値と、時刻歴和による評価値の比較は、添付書類「VI-2-2-21 緊急用電気品建屋の地震応答計算書」及び「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」に示す基本ケースの結果に基づくものとする。

緊急用電気品建屋及び大物搬入口躯体の地震応答解析モデルを図 1-3～図 1-5 に示す。

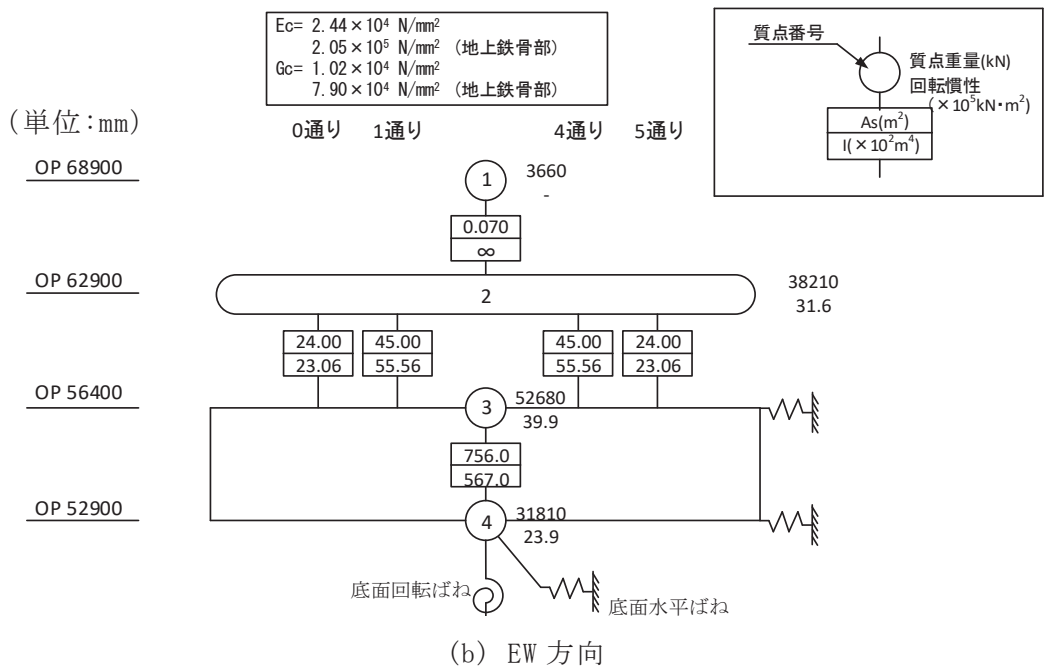
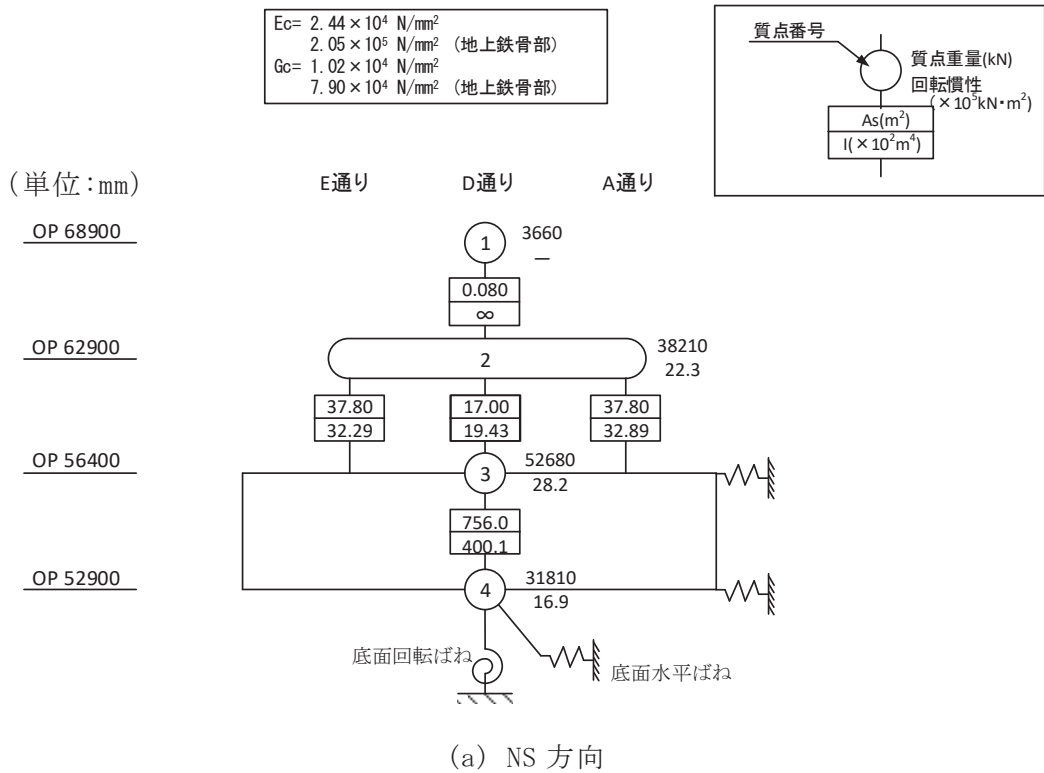
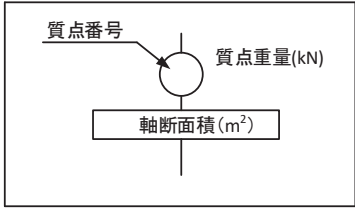


図 1-3 緊急用電気品建屋の地震応答解析モデル (水平方向)

$E_c = 2.44 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
 $2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ (地上鉄骨部)



(単位: mm)

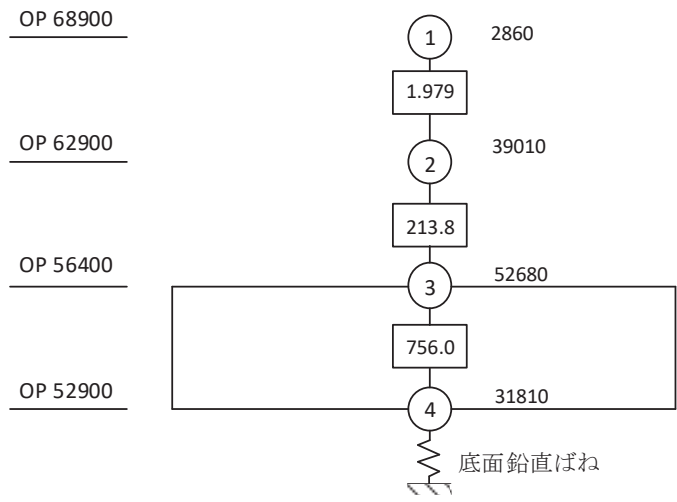
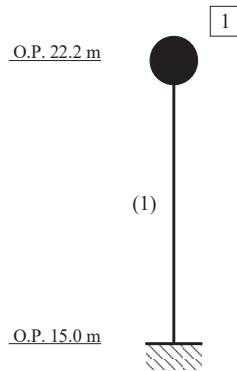
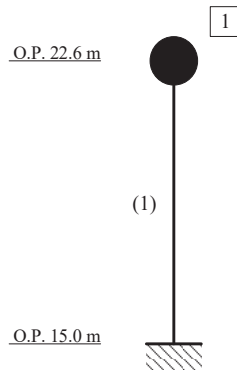


図 1-4 緊急用電気品建屋の地震応答解析モデル (鉛直方向)



質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I _G (× 10 ³ kN・m ²)	要素番号	等価せん断 断面積 A _s (m ²)	断面二次 モーメント I (m ⁴)
1	370	—	(1)	0.0503	—
合計	370				

(a) EW 方向



質点番号	質点重量 W (kN)	要素番号	軸断面積 A _N (m ²)
1	5630	(1)	28.4
合計	5630		

(b) UD 方向

図 1-5 大物搬入口躯体の地震応答解析モデル

2. 検討結果

2.1 地盤及び基礎版の検討

2.1.1 検討内容

添付書類「VI-2-2-21 緊急用電気品建屋の地震応答計算書」に基づき、緊急用電気品建屋の基準地震動 S_s による地震応答解析結果のうち、基本ケースの最大接地圧の評価結果を表 2-1 に示す。表 2-1 より、応答スペクトルに基づく地震動としては基準地震動 $S_s - D 2$ ，断層モデルに基づく地震動としては基準地震動 $S_s - F 3$ ，震源を特定せず策定する地震動としては基準地震動 $S_s - N 1$ の計 3 波に対して組合せ係数法の適用性確認を実施する。

組合せ係数法による最大接地圧は、水平方向の地震応答解析による最大転倒モーメント及び鉛直方向の地震応答解析による最大応答軸力に 0.4（組合せ係数）を乗じた鉛直力，又は水平方向の地震応答解析による最大転倒モーメントに 0.4（組合せ係数）を乗じた転倒モーメント及び鉛直方向の地震応答解析による最大応答軸力から算定している。

これに対して、時刻歴和による最大接地圧は、水平方向の地震応答解析による時刻歴転倒モーメント及び鉛直方向の地震応答解析による時刻歴応答軸力から時刻毎に算定した接地圧の最大値とする。

図 2-1 に地盤及び基礎版の検討フローを示す。

表 2-1 緊急用電気品建屋の組合せ係数法による最大接地圧（基準地震動 S_s ）

基準地震動 S_s	最大接地圧 (kN/m^2)		備考
	NS 方向	EW 方向	
$S_s - D 1$	332	296	応答スペクトルに基づく地震動
$S_s - D 2$	363	341	応答スペクトルに基づく地震動
$S_s - D 3$	358	309	応答スペクトルに基づく地震動
$S_s - F 1$	316	297	断層モデルに基づく地震動
$S_s - F 2$	325	301	断層モデルに基づく地震動
$S_s - F 3$	365	331	断層モデルに基づく地震動
$S_s - N 1$	313	292	震源を特定せず策定する地震動

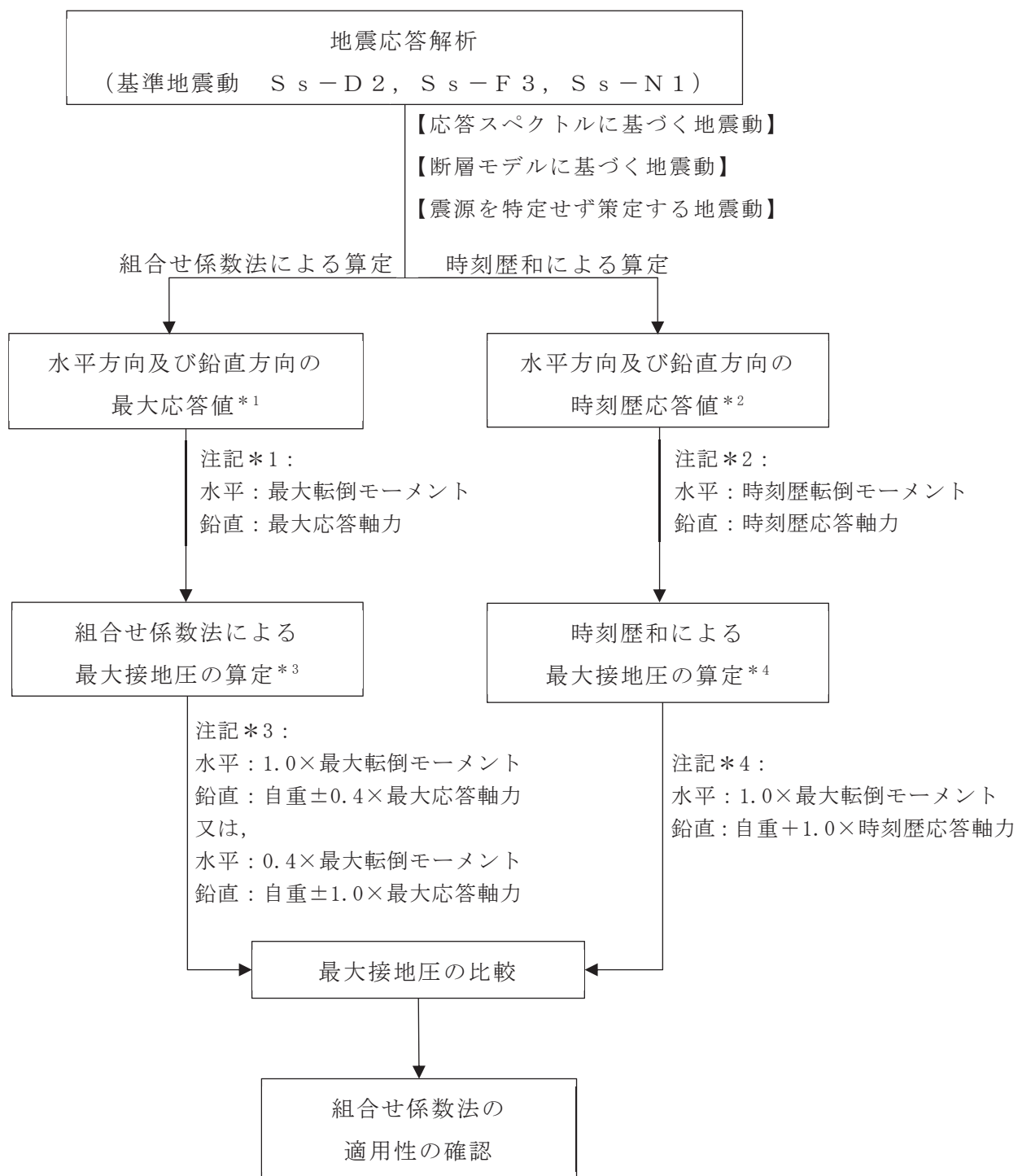


図 2-1 地盤及び基礎版の検討フロー

2.1.2 検討結果

組合せ係数法による最大接地圧 (①), 時刻歴和による最大接地圧 (②) 及び両者の比 (①/②) を表 2-2 に示す。

組合せ係数法による最大接地圧は, 時刻歴和による最大接地圧と比べて同等又は保守的な値となっていることから, 地盤及び基礎版の評価において組合せ係数法を適用しても安全上支障がないことを確認した。

表 2-2 最大接地圧の比較 (基礎地震動 S s) *1*2

(a) NS 方向

地震動	①組合せ係数法による 最大接地圧 (kN/m ²)	②時刻歴和による 最大接地圧 (kN/m ²)	最大接地圧の比 ①/②
S s - D 2	363	358	1.01
S s - F 3	365	346	1.05
S s - N 1	313	305	1.03

(b) EW 方向

地震動	①組合せ係数法による 最大接地圧 (kN/m ²)	②時刻歴和による 最大接地圧 (kN/m ²)	最大接地圧の比 ①/②
S s - D 2	341	317	1.08
S s - F 3	331	319	1.04
S s - N 1	292	285	1.02

注記 *1: 基本ケースの結果

*2: ①組合せ係数法による最大接地圧は水平方向に $1.0 \times$ 最大転倒モーメント, 鉛直方向に自重 $\pm 0.4 \times$ 最大応答軸力を考慮したケース

2.2 上部構造物の検討

2.2.1 検討内容

添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」に示す大物搬入口躯体の地震時の応力解析による評価に合わせて、弾性設計用地震動 S_d に対して実施することとし、応答スペクトルに基づく地震動としては弾性設計用地震動 S_d-D1 、 S_d-D2 及び S_d-D3 、断層モデルに基づく地震動としては弾性設計用地震動 S_d-F1 、 S_d-F2 及び S_d-F3 、震源を特定せず策定する地震動としては弾性設計用地震動 S_d-N1 の計 7 波に対して組合せ係数法の適用性確認を実施する。

組合せ係数法による最大軸応力度は、水平方向の地震応答解析による最大応答曲げモーメントより生じる軸応力度及び鉛直方向の地震応答解析による最大応答軸力に 0.4（組合せ係数）を乗じた軸応力度、又は水平方向の地震応答解析による最大応答曲げモーメントにより生じる軸応力度に 0.4（組合せ係数）を乗じた鉛直力及び鉛直方向の地震応答解析による最大応答軸応力度から算定している。

これに対して、時刻歴和による最大軸応力度は、選定した地震波を用い、時刻毎に水平方向の地震応答解析による時刻歴応答曲げモーメントより算定した時刻歴軸応力度と鉛直方向の地震応答解析による時刻歴軸応力度の和を算定し、その最大値とする。

上部構造物の検討フローを図 2-2 に示す。

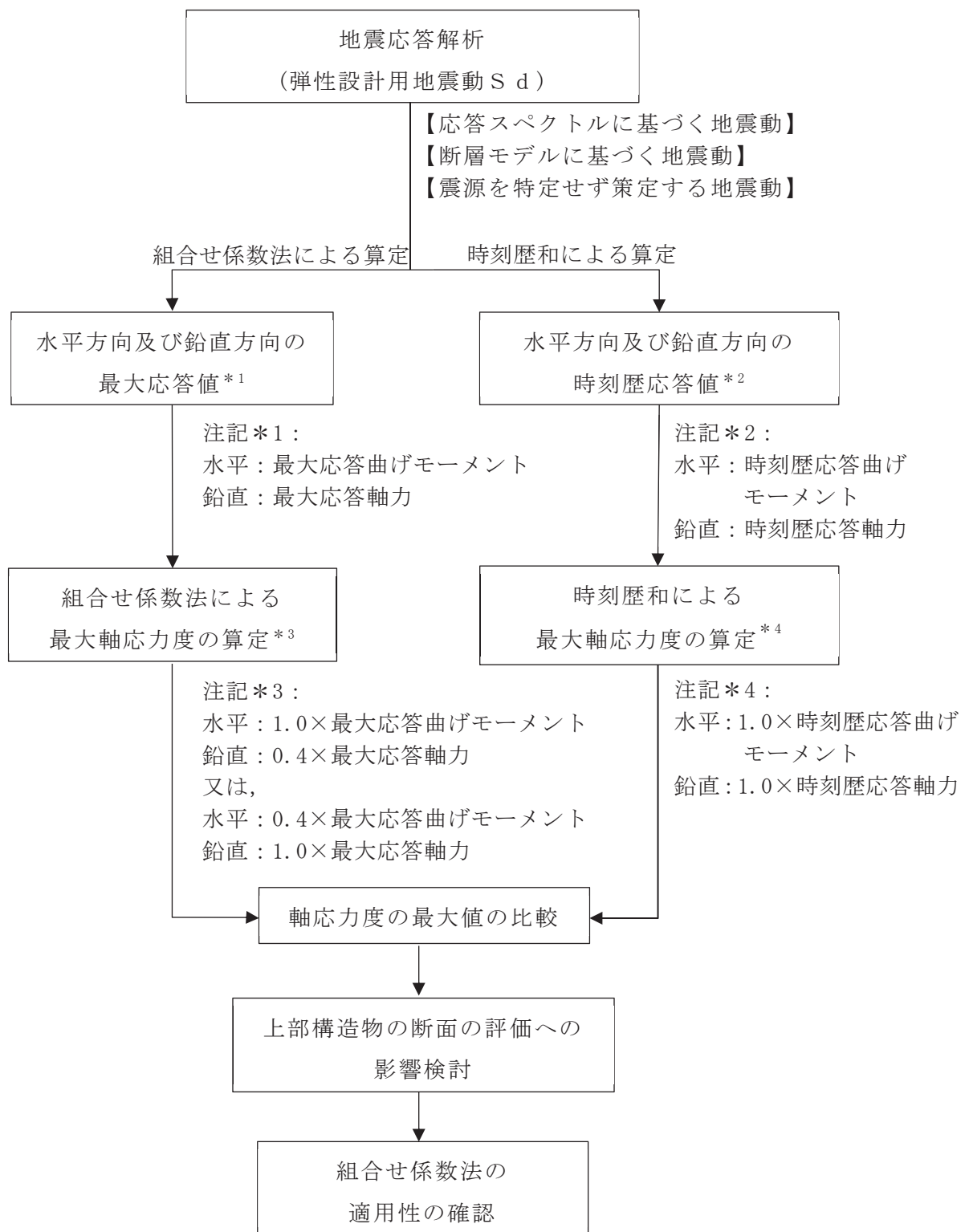


図 2-2 上部構造の検討フロー

2.2.2 検討結果

大物搬入口躯体の評価として、地震波ごとに組合せ係数法による最大軸応力度(①)、時刻歴和による最大軸応力度(②)及び最大軸応力度の比(①/②)を表2-3に示す。最大軸応力度の比(①/②)が1.0を下回るケースがあることから、それらのケースについて、弾性設計用地震動 $S_d-D1 \sim S_d-N1$ を包絡し組合せ係数法を適用して算出した最大軸応力度(③)及び最大軸応力度の比(③/②)を表2-4に示す。

弾性設計用地震動 $S_d-D1 \sim S_d-N1$ を包絡し組合せ係数法を適用して算出した最大軸応力度は、時刻歴和による最大軸応力度と比べて小さい値となっている場合があるため、断面の評価への影響検討を行う。

断面の評価への影響検討結果を表2-5に示す。上記の最大軸応力度の比(③/②)から算定した割り増し係数を考慮した場合でも、耐震壁の検定値が1.0以下となっていることを確認した。

アスペクト比の大きい大物搬入口躯体を代表として検討した結果、組合せ係数法による評価結果を時刻歴和による評価結果が上回る結果であったことから、表1-3の評価対象部位のアスペクト比において二番目にアスペクト比の大きい使用済み燃料プールを対象として同様に検討を行う。使用済み燃料プールが設置されている原子炉建屋の地震応答解析モデルを図2-3に示す。

地震波ごとに組合せ係数法による最大軸応力度(①)、時刻歴和による最大軸応力度(②)及び最大軸応力度の比(①/②)を評価した結果を表2-6に示す。最大軸応力度の比(①/②)が1.0を下回るケースがあることから、それらのケースについて、弾性設計用地震動 $S_d-D1 \sim S_d-N1$ 及び基準地震動 $S_s-D1 \sim S_s-N1$ をそれぞれ包絡し組合せ係数法を適用して算出した最大軸応力度(③)及び最大軸応力度の比(③/②)を表2-7に示す。検討の結果、最大軸応力度の比(③/②)が1.0以上となっていることを確認した。

以上のことから、軸応力度の評価において組合せ係数法を適用しても安全上支障がないことを確認した。

表 2-3 最大軸応力度の比較（大物搬入口躯体，EW 方向）*¹

	①組合せ係数法による 最大軸応力度* ² (N/mm ²)	②時刻歴による 最大軸応力度 (N/mm ²)	最大軸応力度の 比 (①/②)
S d - D 1	204	178	1.15
S d - D 2	212	197	1.08
S d - D 3	191	220	0.87
S d - F 1	142	120	1.18
S d - F 2	182	172	1.06
S d - F 3	182	179	1.02
S d - N 1	175	180	0.97

注記*1：基本ケースの結果

*2：水平方向に 1.0×最大応答曲げモーメント，鉛直方向に 0.4×最大応答軸力を考慮したケース

表 2-4 最大軸応力度の比較（大物搬入口躯体，EW 方向）*¹

	組合せ係数法による 最大軸応力度* ² (N/mm ²)	②時刻歴による 最大軸応力度 (N/mm ²)	最大軸応力度 の比 (③/②)
	③包絡		
S d - D 1	214	178	1.20
S d - D 2	214	197	1.09
S d - D 3	214	220	0.97
S d - F 1	214	120	1.78
S d - F 2	214	172	1.24
S d - F 3	214	179	1.20
S d - N 1	214	180	1.19

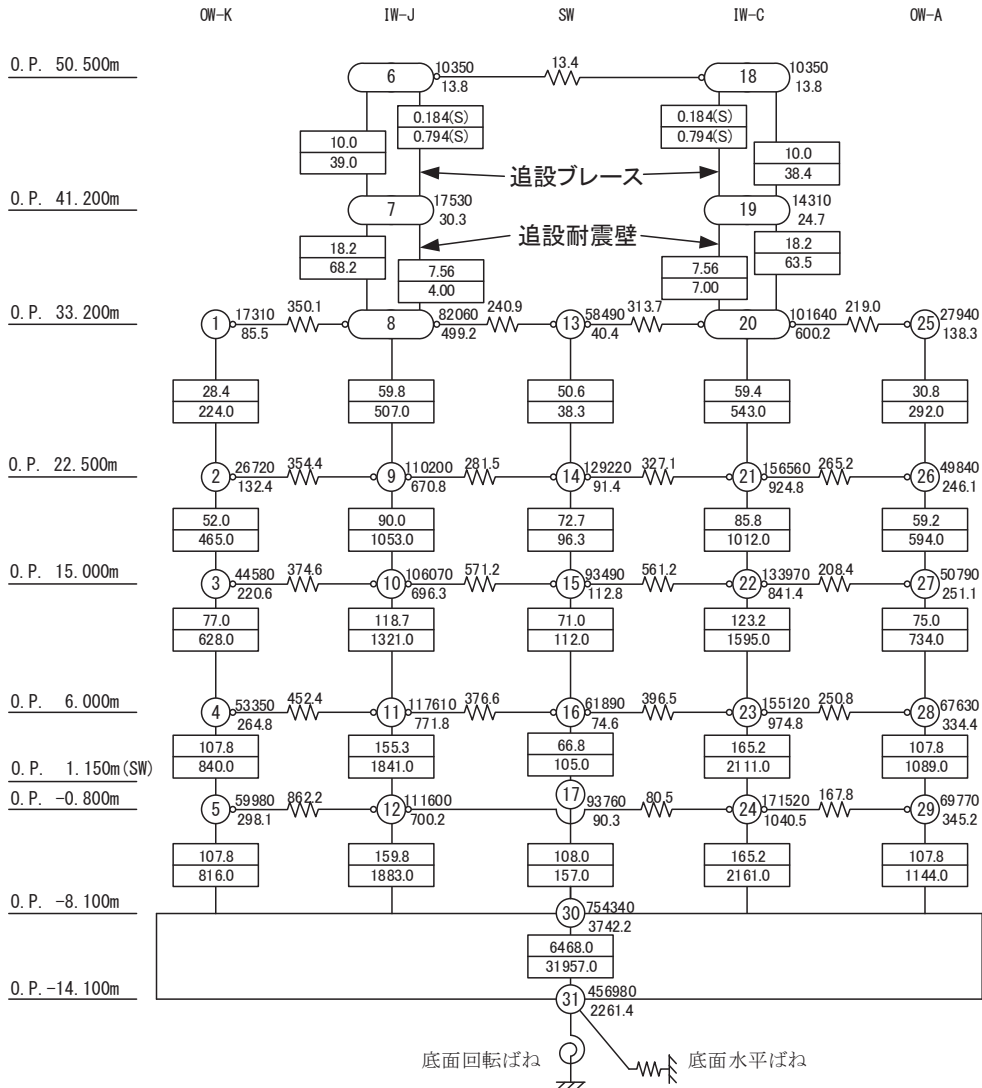
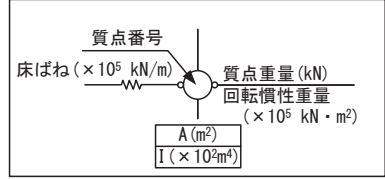
注記*1：基本ケースの結果

*2：水平方向に 1.0×最大応答曲げモーメント(S d - D 2)，鉛直方向に 0.4×最大応答軸力(S d - D 1)を考慮したケース

表 2-5 断面の評価への影響検討結果（大物搬入口躯体，EW 方向）

①最大軸応力度の比（組合せ係数法による 最大軸応力度/時刻歴和による最大軸応 力度）	0.97
②割り増し係数（1/①）	1.03
③材料物性の不確かさを考慮した耐震壁 の検定値	0.91
影響検討結果（=②×③）	0.94
判定	可

$E_c = 1.99 \times 10^4$	N/mm ²
7.94×10^3	N/mm ² (燃料取替床上部)
2.52×10^4	N/mm ² (追設耐震壁)
$G_c = 8.53 \times 10^3$	N/mm ²
3.41×10^3	N/mm ² (燃料取替床上部)
1.05×10^4	N/mm ² (追設耐震壁)
$E_s = 2.05 \times 10^5$	N/mm ² (追設ブレース)
$G_s = 7.90 \times 10^4$	N/mm ² (追設ブレース)



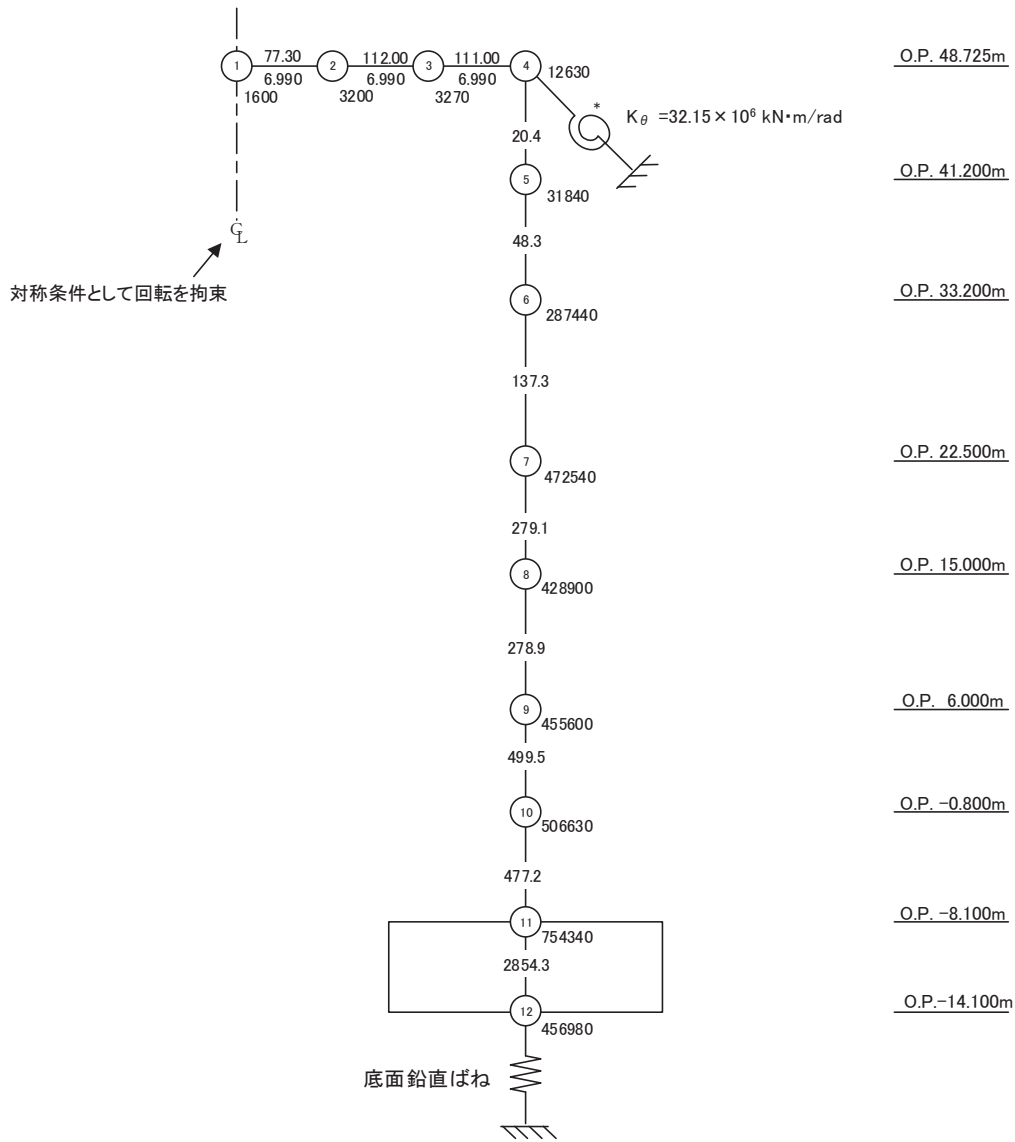
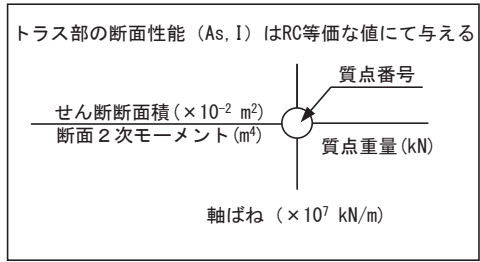
注：使用済み燃料プールの評価には質点 13-14 の応答を用いる。

(a) NS 方向

図 2-3(1) 原子炉建屋の地震応答解析モデル

$$E_c = 2.65 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$$

$$G_c = 1.14 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$$



注：使用済み燃料プールの評価には質点 6-7 の応答を用いる。

(b) UD 方向

図 2-3(2) 原子炉建屋の地震応答解析モデル

表 2-6 最大軸応力度の比較（使用済燃料プール）

(a) 弾性設計用地震動 S_d^{*1}

	①組合せ係数法による 最大軸応力度* ² (N/mm ²)	②時刻歴による 最大軸応力度 (N/mm ²)	最大軸応力度の 比 (①/②)
S _d -D1	1290	1197	1.08
S _d -D2	1266	1157	1.09
S _d -D3	1220	1129	1.08
S _d -F1	606	652	0.93
S _d -F2	759	769	0.99
S _d -F3	967	955	1.01
S _d -N1	572	623	0.92

注記*1：基本ケースの結果

*2：以下のうち大きい方の結果

水平方向に 1.0×最大応答曲げモーメント，鉛直方向に 0.4×最大応答軸力
 水平方向に 0.4×最大応答曲げモーメント，鉛直方向に 1.0×最大応答軸力

(b) 基準地震動 S_s^{*1}

	①組合せ係数法による 最大軸応力度* ² (N/mm ²)	②時刻歴による 最大軸応力度 (N/mm ²)	最大軸応力度の 比 (①/②)
S _s -D1	2185	2028	1.08
S _s -D2	2822	2624	1.08
S _s -D3	2135	1999	1.07
S _s -F1	1231	1247	0.99
S _s -F2	1784	1944	0.92
S _s -F3	1962	1913	1.03
S _s -N1	960	1008	0.95

注記*1：基本ケースの結果

*2：以下のうち大きい方の結果

水平方向に 1.0×最大応答曲げモーメント，鉛直方向に 0.4×最大応答軸力
 水平方向に 0.4×最大応答曲げモーメント，鉛直方向に 1.0×最大応答軸力

表 2-7 最大軸応力度の比較（使用済燃料プール）

(a) 弾性設計用地震動 S_d^{*1}

	組合せ係数法による 最大軸応力度 ^{*2} (N/mm ²)	②時刻歴による 最大軸応力度 (N/mm ²)	最大軸応力度の 比 (③/②)
	③包絡		
S d - D 1	1290	1197	1.08
S d - D 2		1157	1.11
S d - D 3		1129	1.14
S d - F 1		652	1.98
S d - F 2		769	1.68
S d - F 3		955	1.35
S d - N 1		623	2.07

注記*1：基本ケースの結果

*2：水平方向に1.0×最大応答曲げモーメント(S d - D 1)，鉛直方向に0.4×最大応答軸力(S d - D 1)を考慮したケース

(b) 基準地震動 S_s^{*1}

	組合せ係数法による 最大軸応力度 ^{*2} (N/mm ²)	②時刻歴による 最大軸応力度 (N/mm ²)	最大軸応力度の 比 (③/②)
	③包絡		
S s - D 1	2825	2028	1.39
S s - D 2		2624	1.08
S s - D 3		1999	1.41
S s - F 1		1247	2.27
S s - F 2		1944	1.45
S s - F 3		1913	1.48
S s - N 1		1008	2.80

注記*1：基本ケースの結果

*2：水平方向に1.0×最大応答曲げモーメント(S s - D 2)，鉛直方向に0.4×最大応答軸力(S s - D 1)を考慮したケース

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-補-E-19-0610-3_改6

補足-610-3 使用済燃料プールの耐震性についての計算書に関する
補足説明資料

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

添付書類「VI-2-4-2-1 使用済燃料プール（キャスクピットを含む）（第1, 2号機共用）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 使用済燃料プールの応力解析における応力平均化の考え方

別紙6 剛性低下を考慮した影響検討

別紙7 鋼製ライナの検討

別紙8 使用済燃料貯蔵ラックの地震時反力の検討

別紙 8-1 ラック反力に対する使用済燃料プールの応力解析における応力平均化の考え方

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、使用済燃料プール及びキャスクピット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

使用済燃料プール及びキャスクピット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。

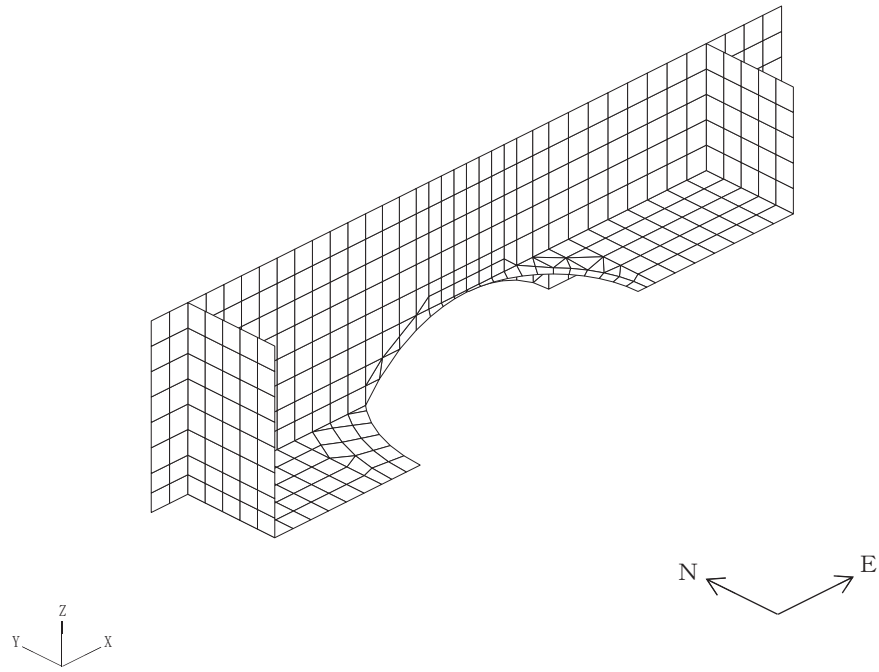
比較に用いる既工認時の応力解析モデル及び手法は、平成4年1月13日付け3資庁第10518号にて認可された工事計画の添付資料「IV-2-6-2-1 使用済燃料プール（キャスクピットを含む。）の耐震性についての計算書」（以下「既工認」という。）のものである。

表 2-1 応力解析モデル及び手法の比較 (使用済燃料プール及びキャスクピット)

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	・ 同左 (MSC NASTRAN)	—
モデル	モデル化範囲	・ 使用済燃料プール及び蒸気乾燥器・気水分離器ピット (東西軸に対して北半分をモデル化)	・ 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: $E = 2.65 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ (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: $E = 2.51 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ ・ コンクリートのポアソン比: $\nu = 0.2$	①
	要素種別	・ シェル要素	・ 同左	—
	境界条件	・ 東西軸に対して対称 ・ シェル壁との接続部で固定	・ 同左	—
	非線形特性	・ 考慮しない	・ 同左	—
地震荷重との組合せ	S_1 地震時: DL (+T) + K + KH S_2 地震時: DL + K + KH DL: 固定荷重及び積載荷重 T: 運転時温度荷重 K: 地震荷重 KH: 地震時動水圧荷重	S_d 地震時: DL (+T) + K + KH S_s 地震時: DL + K + KH DL: 固定荷重及び積載荷重 T: 運転時温度荷重 K: 地震荷重 KH: 地震時動水圧荷重	—	
荷重の設定	固定荷重及び積載荷重	・ 躯体自重, 機器配管重量, 静水圧	・ 同左	—
	運転時温度荷重	・ プール部に生じる温度変化による荷重, プール部の内部と外部との温度差荷重, シェル壁及び耐震壁からの強制変位	・ 同左	—
	地震荷重	・ 燃料取替床位置に地震力 (水平力, 曲げモーメント, 鉛直力) を入力	・ 同左	—
	地震時動水圧荷重	・ Housner 理論に基づく地震時動水圧荷重	・ 同左	—
評価方法	・ S_1 地震時: 発生応力が許容限界を超えないことを確認 ・ S_2 地震時: 発生応力又はひずみが生じないことを確認	・ S_d 地震時: 発生応力が許容限界を超えないことを確認 ・ S_s 地震時: 発生応力又はひずみが生じないことを確認	②	

【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 「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) に基づき評価



全体図

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、使用済燃料プール及びキャスクピット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

使用済燃料プール及びキャスクピット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。

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，構造形状と荷重条件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。曲面板構造の場合は，平板要素や軸対称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 モデル化、境界条件及び拘束条件 (1/4)

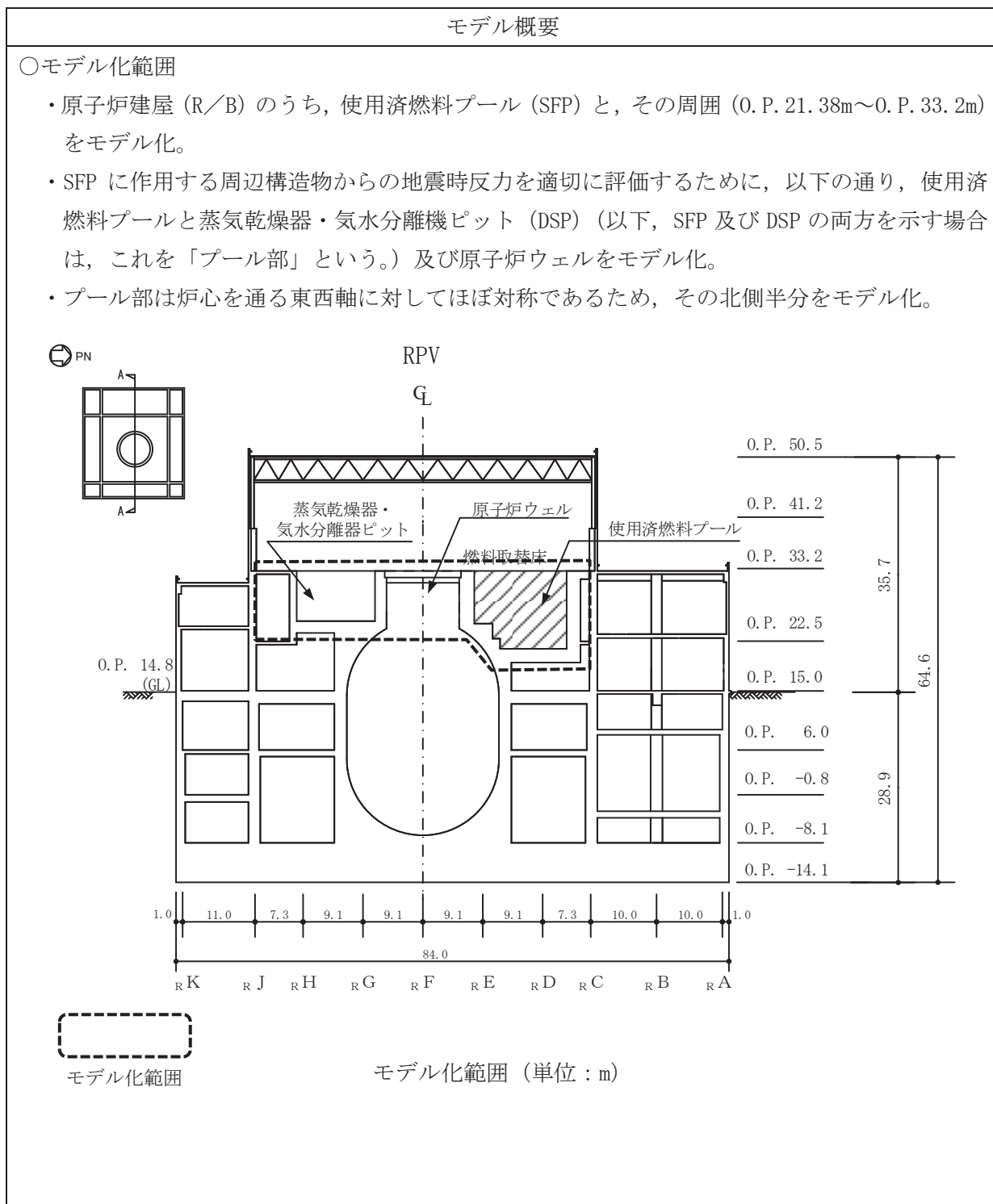


表 2-1 モデル化, 境界条件及び拘束条件 (2/4)

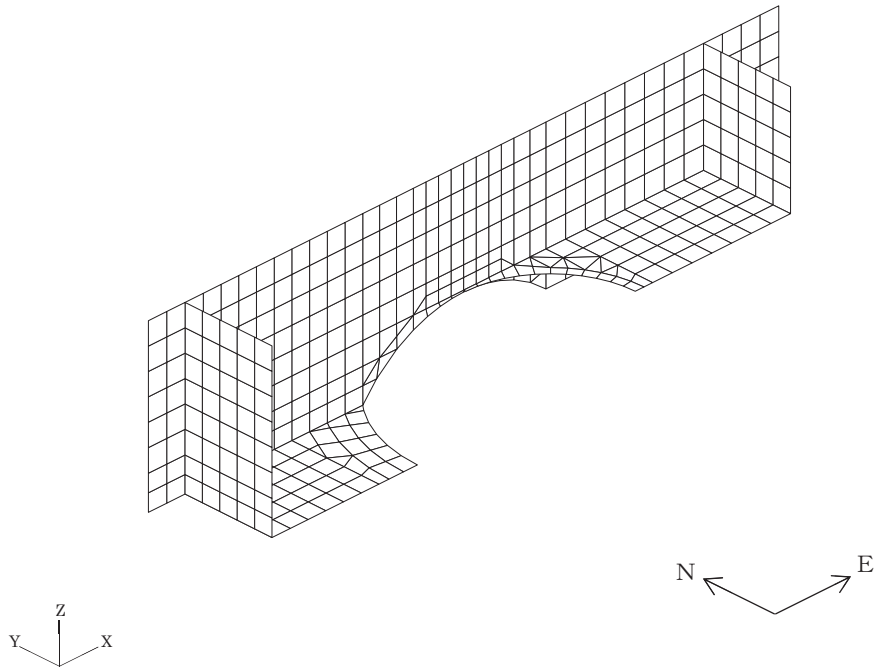
モデル概要

○使用要素

- ・シェル要素

○要素分割

- ・要素の一边の長さを 1.0~1.7m 程度とし, 壁及びスラブの配置を考慮して分割する。



モデル概要 (地震荷重時)

表 2-1 モデル化, 境界条件及び拘束条件 (3/4)

境界条件, 拘束条件	
使用済燃料プールと周辺床スラブとの境界	
<ul style="list-style-type: none"> 周辺床スラブについては, その剛性を考慮しない。使用済燃料プールと周辺床スラブの境界部は自由端とする。 	
使用済燃料プールとその他周辺構造物との境界	
地震荷重時	
	<ul style="list-style-type: none"> モデル下端位置は, シェル壁との接続部について変位及び回転を拘束。 EW 方向は, 原子炉ウェル部と内部ボックス壁 (I/W) に生じる異なる回転変形を考慮するため, I/W (側面) 端部に鉛直方向荷重を入力。 NS 方向地震時はモデル対称軸は逆対称条件を設定。EW 方向地震時はモデル対称軸は対称条件を設定。
地震荷重及び温度荷重以外の荷重時	
	<ul style="list-style-type: none"> モデル下端位置は, シェル壁との接続部について変位及び回転を拘束, 内部ボックス壁 (I/W) 接続部について鉛直方向変位を拘束。 モデル対称軸は対称条件を設定。

表 2-1 モデル化, 境界条件及び拘束条件 (4/4)

境界条件, 拘束条件	
使用済燃料プールとその他周辺構造物との境界	
温度荷重時	
	<p>温度作用時</p> <ul style="list-style-type: none"> モデル下端位置は, シェル壁との接続部について変位及び回転を拘束, 内部ボックス壁 (I/W) 接続部について鉛直方向変位を拘束。 モデル対称軸は対称条件を設定。 <p>シェル壁からの強制変位作用時</p> <ul style="list-style-type: none"> 原子炉ウエルの脚部には回転拘束のうえ, 温度荷重によりシェル壁に生ずる水平・鉛直方向の変位を与える。 内部ボックス壁 (I/W) 接続部について温度荷重により I/W に生ずる鉛直方向に強制変位を与える。 モデル対称軸は対称条件を設定。

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、使用済燃料プール及びキャスクピット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

使用済燃料プール及びキャスクピット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、鉛直地震力及び地震時動水圧荷重を考慮する。

地震荷重の入力は、基準地震動 S_s 、弾性設計用地震動 S_d に対する地震応答解析結果及び静的地震力を考慮し、FEM モデルに入力する水平力、曲げモーメント及び鉛直力が、各質点位置で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、水平地震力については、地震応答解析により求まる使用済燃料プール及びキャスクピットの位置する階の最大応答せん断力に基づく水平力を FEM モデルに入力する。水平力は、使用済燃料プール及びキャスクピットの位置に相当する FEM モデルの各節点に節点荷重として入力する。

また、地震応答解析により求まる使用済燃料プール及びキャスクピットの位置する階の最大応答曲げモーメントと FEM モデルに入力した水平力により発生する曲げモーメントの差分を FEM モデルに入力する。曲げモーメントは、三角形分布荷重に変換し節点の支配長さに応じた節点荷重として入力する。EW 方向のプール部の回転ばねによる曲げモーメントについては、プールガーダの長さで除して求めた内部ボックス壁からの鉛直方向の反力を、プールガーダの端部に節点荷重として入力する。

なお、水平地震力及び曲げモーメントについては、耐震壁の位置に対応する節点に入力することを原則とするが、プールガーダは建屋中央部の耐震壁と同じ厚さの壁が内部ボックス壁まで連続することから、プールガーダ全体に対応する節点に入力する。

鉛直地震力については、地震応答解析により求まる使用済燃料プール及びキャスクピットの位置する階の最大応答軸力から算出した軸力係数に基づく鉛直力を FEM モデルに入力する。鉛直力は、FEM モデルの各節点に、節点の支配重量に軸力係数を乗じた節点荷重として入力する。

使用済燃料プール及びキャスクピットの壁部に作用する地震時動水圧荷重は、壁の各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。

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。

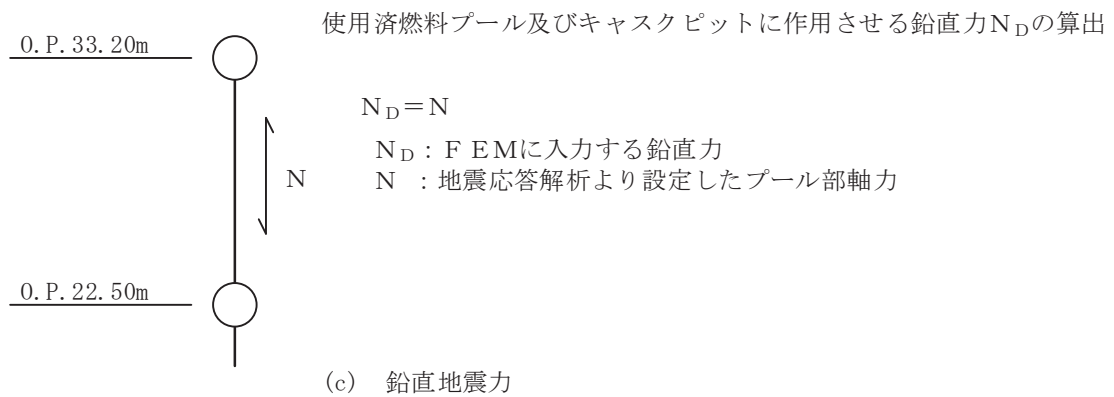
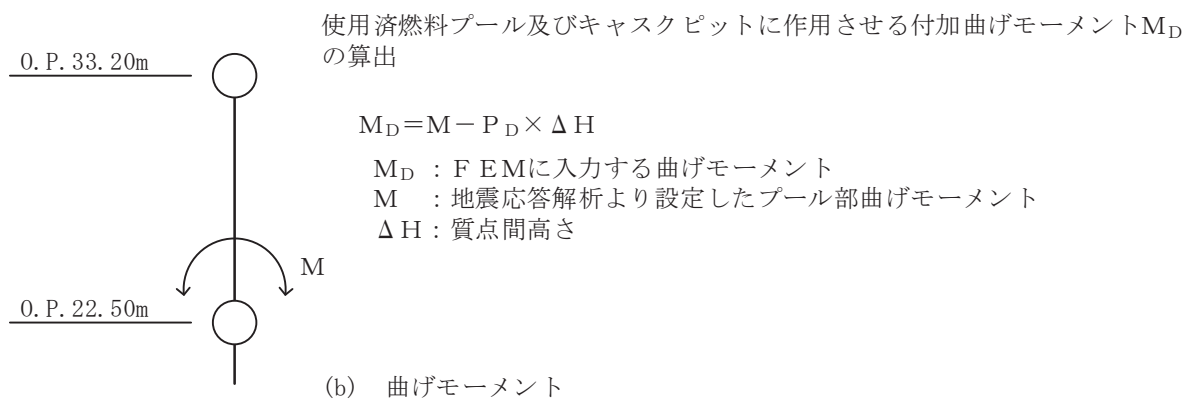
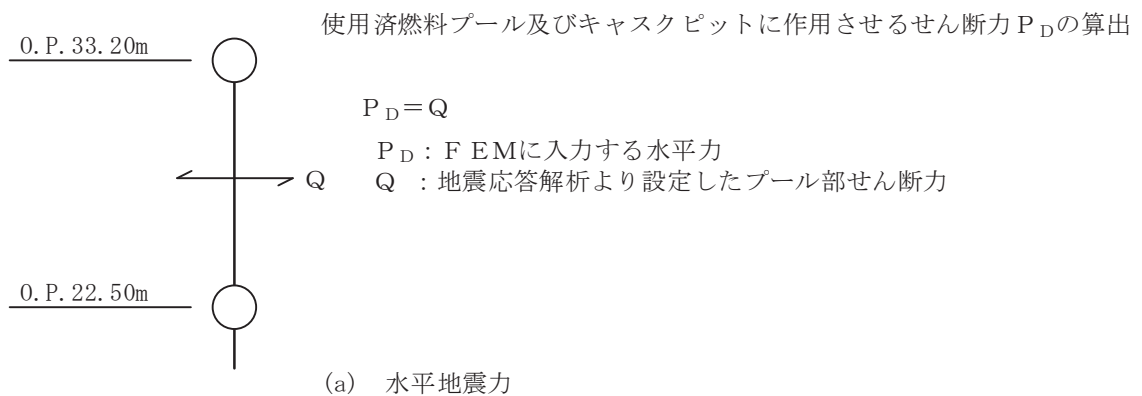


図 2-1(1) FEM モデルに入力する地震荷重の概念図 (1/2)

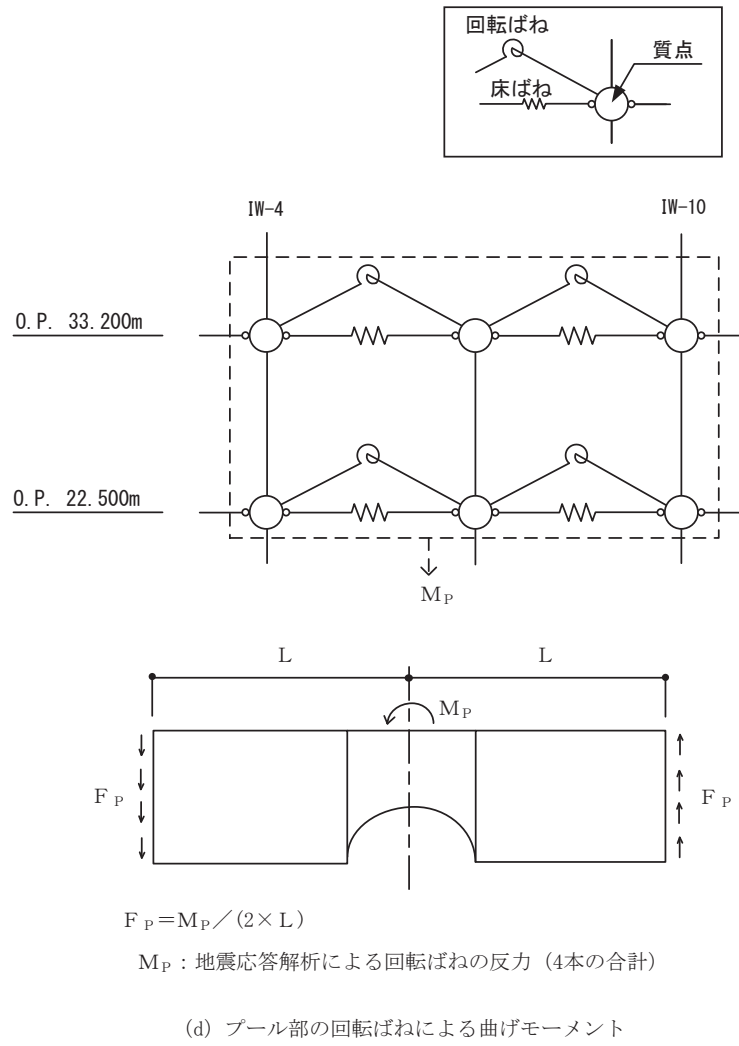
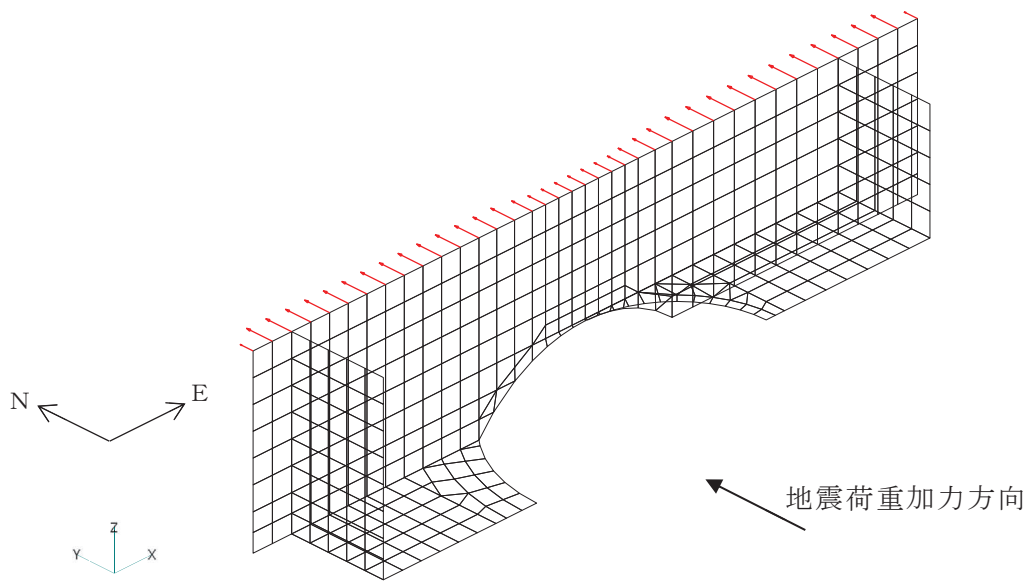
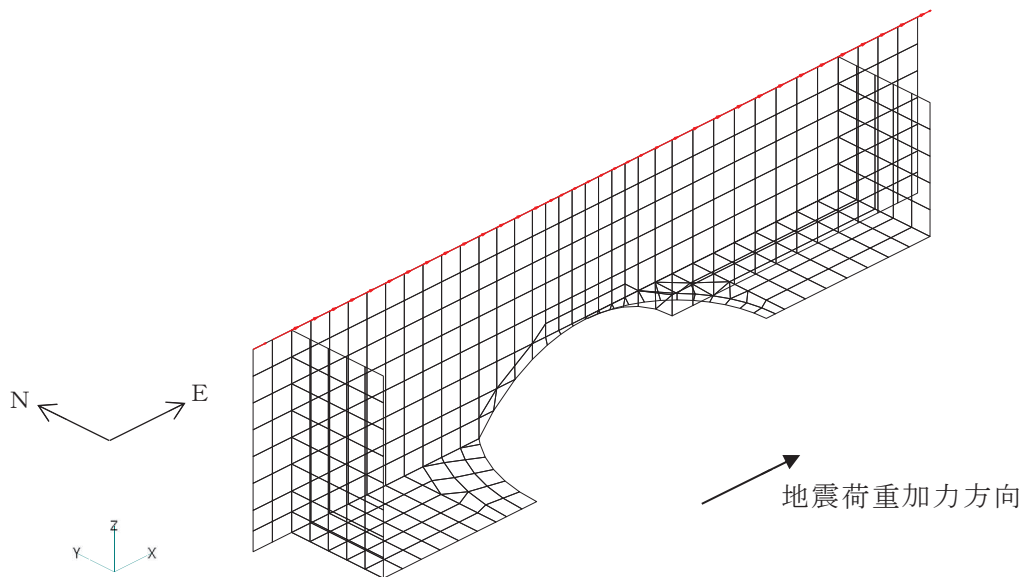


図 2-1(2) FEM モデルに入力する地震荷重の概念図 (2/2)

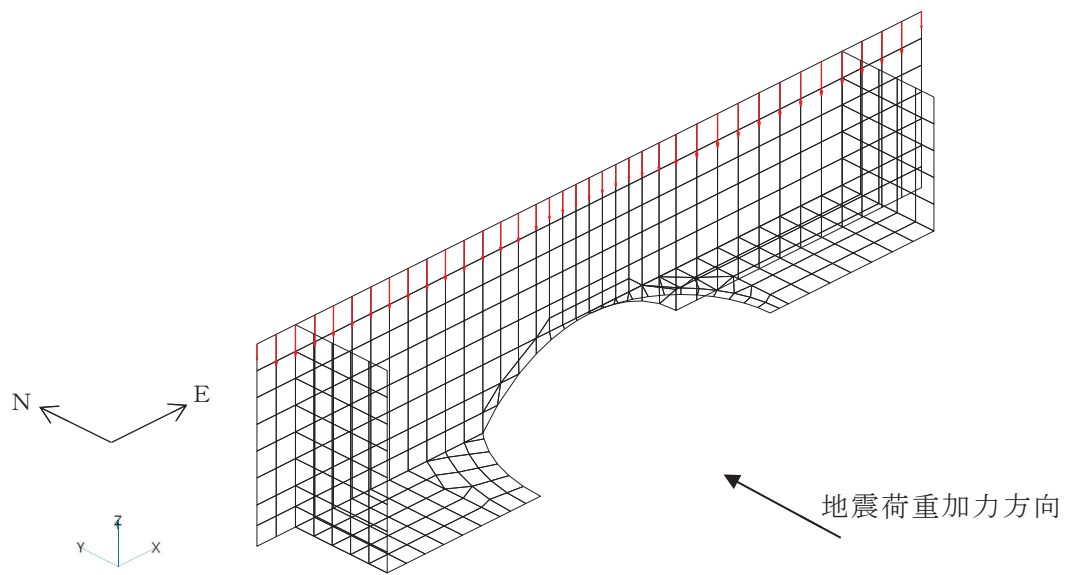


(a) 水平力 (NS 方向)

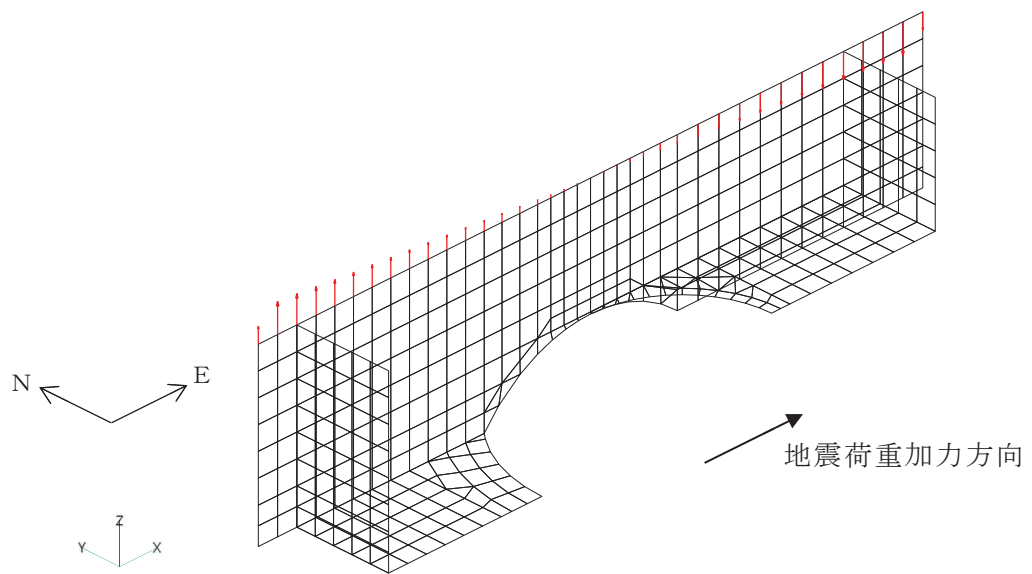


(b) 水平力 (EW 方向)

図 2-2(1) FEM モデルに入力する地震荷重 (1/4)

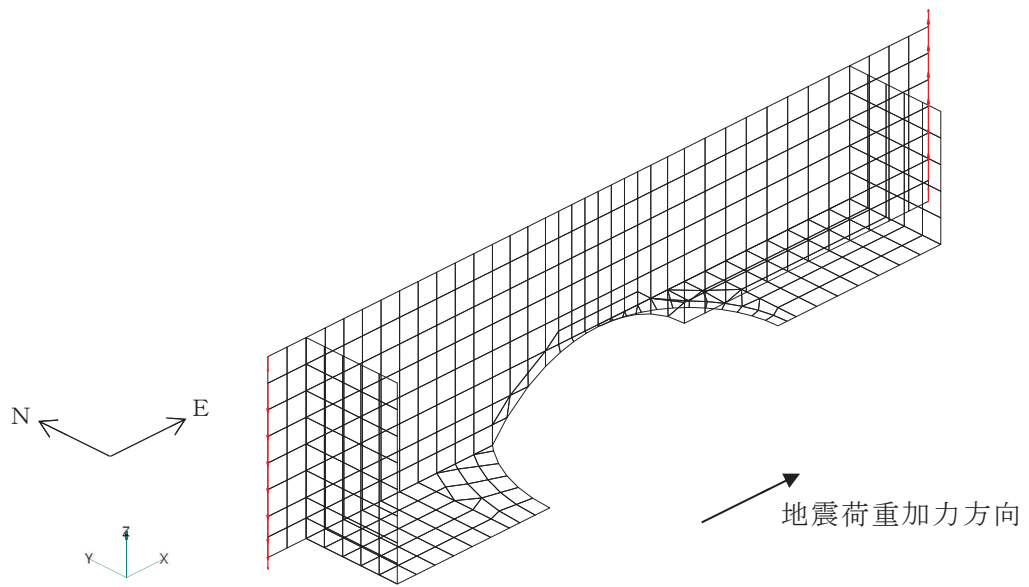


(c) 曲げモーメント (NS 方向)

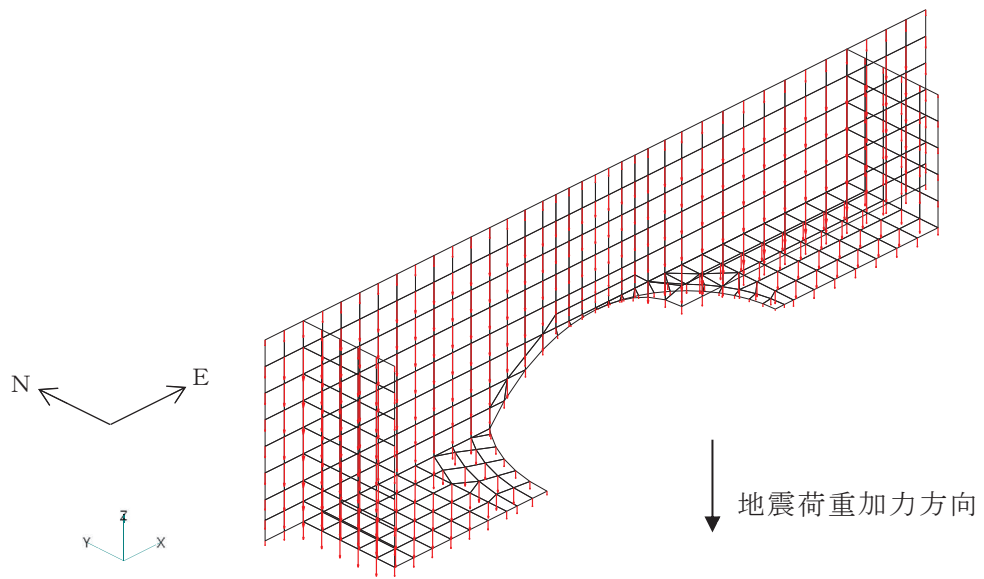


(d) 曲げモーメント (EW 方向)

図 2-2(2) FEM モデルに入力する地震荷重 (2/4)



(e) 回転ばね反力



(f) 鉛直力

図 2-2(3) FEM モデルに入力する地震荷重 (3/4)

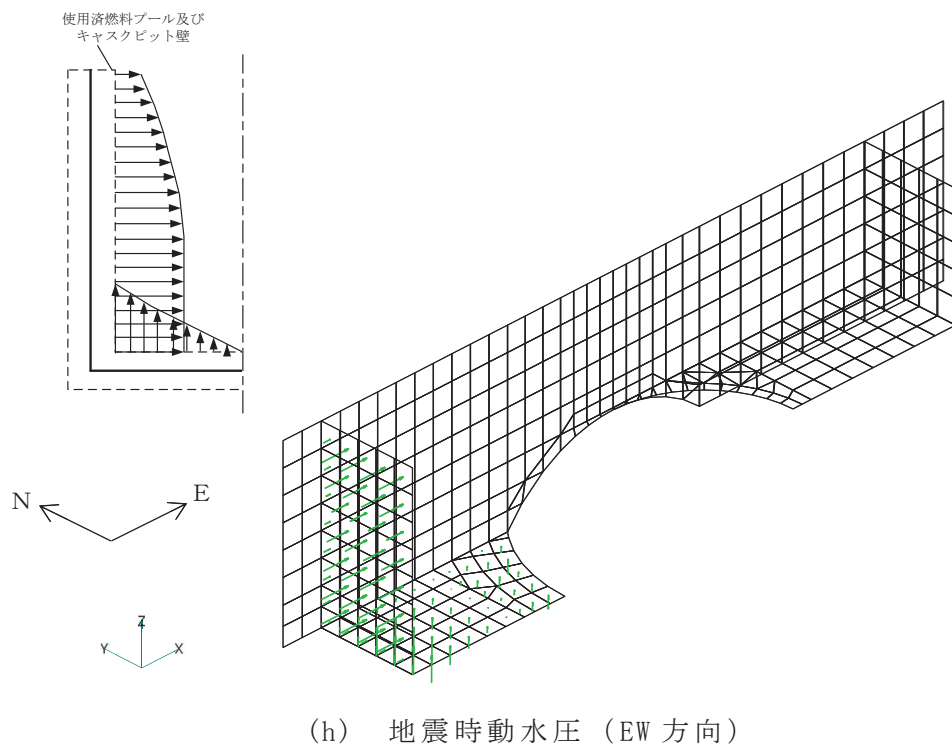
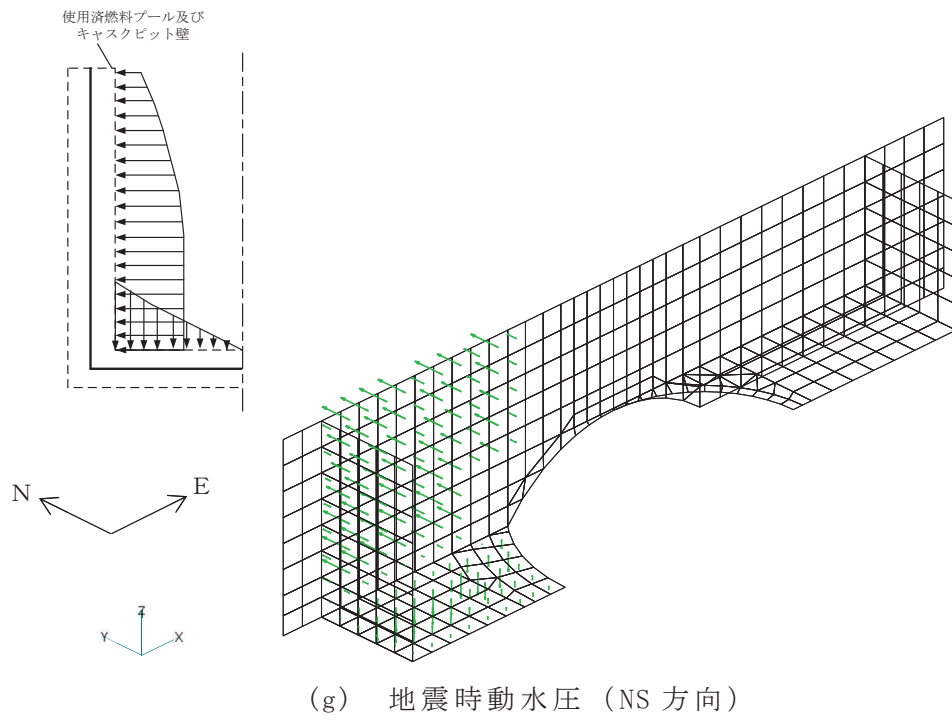


図 2-2(4) FEM モデルに入力する地震荷重 (4/4)

別紙 4 応力解析における断面の評価部位の選定

目 次

1. 概要	別紙 4-1
2. 断面の評価部位の選定	別紙 4-2

1. 概要

本資料は、使用済燃料プール及びキャスクピットの応力解析における断面の評価部位の選定に関し、工認記載の断面の評価要素の選定結果について示すものである。

2. 断面の評価部位の選定

使用済燃料プール及びキャスクピットの荷重の組合せケースを表 2-1 に、配筋領域図を図 2-1 に、配筋一覧を表 2-2 に示す。

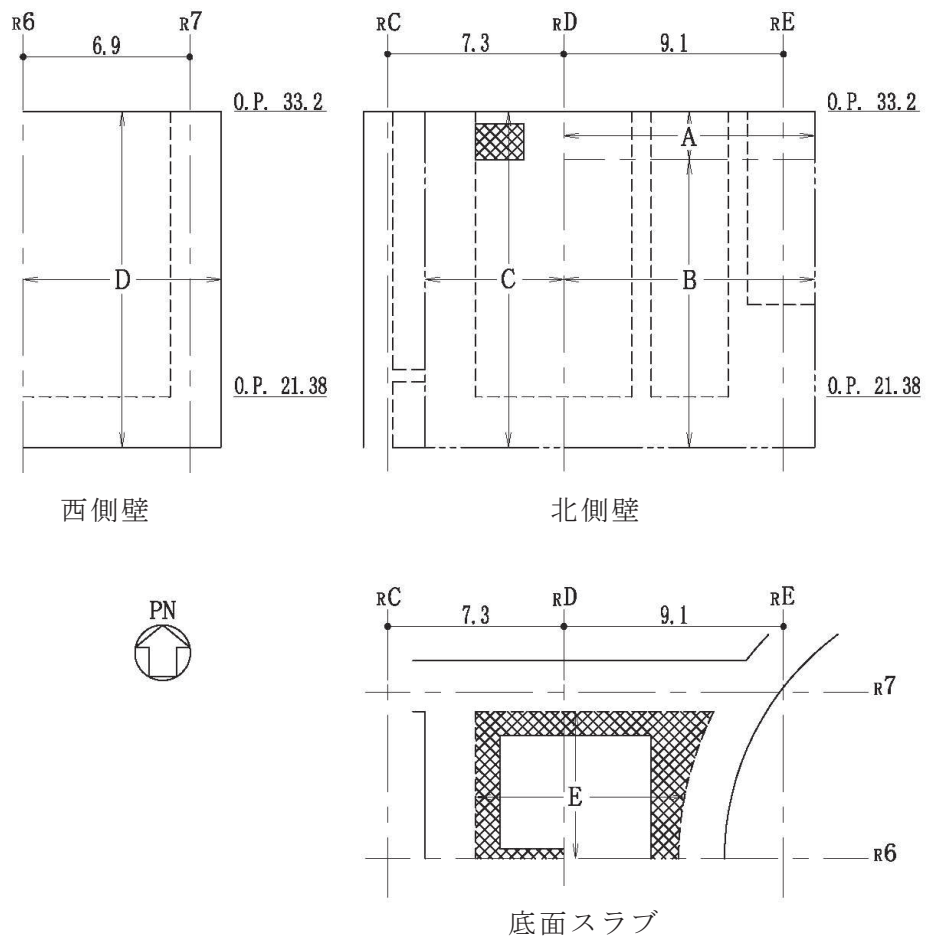
各評価項目の検定値一覧を表 2-3 に、各壁及び底面スラブに対して断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果を図 2-2 及び図 2-3 に、断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図を図 2-4～図 2-6 に示す。

表 2-1 荷重の組合せケース (1/2)

外力の状態	ケース No.	荷重の組合せ
S d 地震時	1-1	$G + P + 1.0 S d_{SN} + 0.4 S d_{UD}$
	1-2	$G + P - 1.0 S d_{SN} + 0.4 S d_{UD}$
	1-3	$G + P - 1.0 S d_{WE} + 0.4 S d_{UD}$
	1-4	$G + P + 1.0 S d_{WE} + 0.4 S d_{UD}$
	1-5	$G + P + 1.0 S d_{SN} - 0.4 S d_{UD}$
	1-6	$G + P - 1.0 S d_{SN} - 0.4 S d_{UD}$
	1-7	$G + P - 1.0 S d_{WE} - 0.4 S d_{UD}$
	1-8	$G + P + 1.0 S d_{WE} - 0.4 S d_{UD}$
	1-9	$G + P + 0.4 S d_{SN} + 1.0 S d_{UD}$
	1-10	$G + P - 0.4 S d_{SN} + 1.0 S d_{UD}$
	1-11	$G + P - 0.4 S d_{WE} + 1.0 S d_{UD}$
	1-12	$G + P + 0.4 S d_{WE} + 1.0 S d_{UD}$
	1-13	$G + P + 0.4 S d_{SN} - 1.0 S d_{UD}$
	1-14	$G + P - 0.4 S d_{SN} - 1.0 S d_{UD}$
	1-15	$G + P - 0.4 S d_{WE} - 1.0 S d_{UD}$
	1-16	$G + P + 0.4 S d_{WE} - 1.0 S d_{UD}$

表 2-1 荷重の組合せケース (2/2)

外力の状態	ケース No.	荷重の組合せ
S s 地震時	2-1	$G + P + 1.0 S_{SN} + 0.4 S_{UD}$
	2-2	$G + P - 1.0 S_{SN} + 0.4 S_{UD}$
	2-3	$G + P - 1.0 S_{WE} + 0.4 S_{UD}$
	2-4	$G + P + 1.0 S_{WE} + 0.4 S_{UD}$
	2-5	$G + P + 1.0 S_{SN} - 0.4 S_{UD}$
	2-6	$G + P - 1.0 S_{SN} - 0.4 S_{UD}$
	2-7	$G + P - 1.0 S_{WE} - 0.4 S_{UD}$
	2-8	$G + P + 1.0 S_{WE} - 0.4 S_{UD}$
	2-9	$G + P + 0.4 S_{SN} + 1.0 S_{UD}$
	2-10	$G + P - 0.4 S_{SN} + 1.0 S_{UD}$
	2-11	$G + P - 0.4 S_{WE} + 1.0 S_{UD}$
	2-12	$G + P + 0.4 S_{WE} + 1.0 S_{UD}$
	2-13	$G + P + 0.4 S_{SN} - 1.0 S_{UD}$
	2-14	$G + P - 0.4 S_{SN} - 1.0 S_{UD}$
	2-15	$G + P - 0.4 S_{WE} - 1.0 S_{UD}$
	2-16	$G + P + 0.4 S_{WE} - 1.0 S_{UD}$



注：面外せん断補強筋  : D22@200×@400

(単位：m)

図 2-1 配筋領域図

表 2-2 使用済燃料プール及びキャスクピットの配筋一覧

(a) 北側壁

区分	タテ方向	ヨコ方向
A	(内側) 2-D38@200+D38@400 (外側) 2-D38@200+2-D38@400	(内側) 3-D38@200 (外側) 4-D38@200
B	(内側) 2-D38@200+D38@400 (外側) 2-D38@200+2-D38@400	(内側) 3-D38@200 (外側) 3-D38@200+D38@400
C	(内側) 3-D38@200+D38@400 (外側) 3-D38@200	(内側) 2-D38@200+2-D38@400 (外側) 3-D38@200

(b) 西側壁

区分	タテ方向	ヨコ方向
D	(内側) D38@200+D38@400 (外側) D38@200+2-D38@400	(内側) 2-D38@200 (外側) 2-D38@200+D38@400

(c) 底面スラブ

区分	EW 方向	NS 方向
E	(上ば) 3-D38@200 (下ば) 4-D38@200	(上ば) 2-D38@200+D38@400 (下ば) 3-D38@200+D38@400

表 2-3(1) 各評価項目の検定値一覧 (1/2)

(a) S d 地震時

部位	評価項目		方向	要素番号	組合せケース	検定値
北側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮応力度	水平	210	1-1	0.198
		鉄筋引張応力度	鉛直	6	1-9	0.569
	面内せん断力	面内せん断応力度	—	51	1-4	0.351
	面外せん断力	面外せん断応力度	水平	241	1-1	0.586
西側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮応力度	鉛直	386	1-11	0.344
		鉄筋引張応力度	鉛直	389	1-3	0.551
	面内せん断力	面内せん断応力度	—	390	1-9	0.338
	面外せん断力	面外せん断応力度	鉛直	386	1-11	0.544
底面 スラブ	軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮応力度	EW	340	1-12	0.383
		鉄筋引張応力度	EW	340	1-11	0.534
	面外せん断力	面外せん断応力度	EW	338	1-11	0.533 (1.10)

注1: は、検定値が最大となる要素を示す。

注2: ()内は、応力平均化前の値を示す。

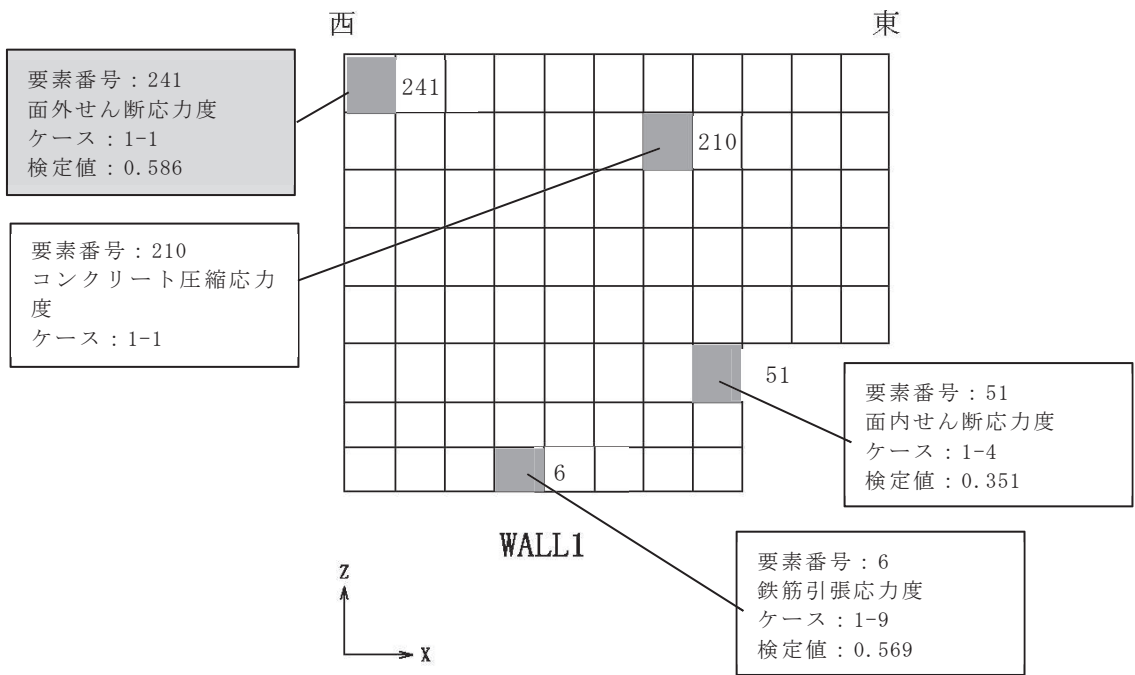
表 2-3(2) 各評価項目の検定値一覧 (2/2)

(b) S s 地震時

部位	評価項目		方向	要素番号	組合せケース	検定値
北側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮ひずみ	鉛直	7	2-9	0.090
		鉄筋引張ひずみ	鉛直	6	2-9	0.256
	軸力	圧縮応力度	鉛直	3	2-10	0.112
	面内せん断力	面内せん断応力度	—	3	2-11	0.369
	面外せん断力	面外せん断応力度	水平	241	2-1	0.429
西側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮ひずみ	鉛直	386	2-11	0.168
		鉄筋引張ひずみ	水平	425	2-1	0.260
	軸力	圧縮応力度	鉛直	390	2-12	0.112
	面内せん断力	面内せん断応力度	—	388	2-10	0.284
	面外せん断力	面外せん断応力度	鉛直	386	2-11	0.562
底面 スラブ	軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ	EW	340	2-12	0.137
		鉄筋引張ひずみ	EW	341	2-11	0.193
	面外せん断力	面外せん断応力度	EW	338	2-11	0.730 (1.51)

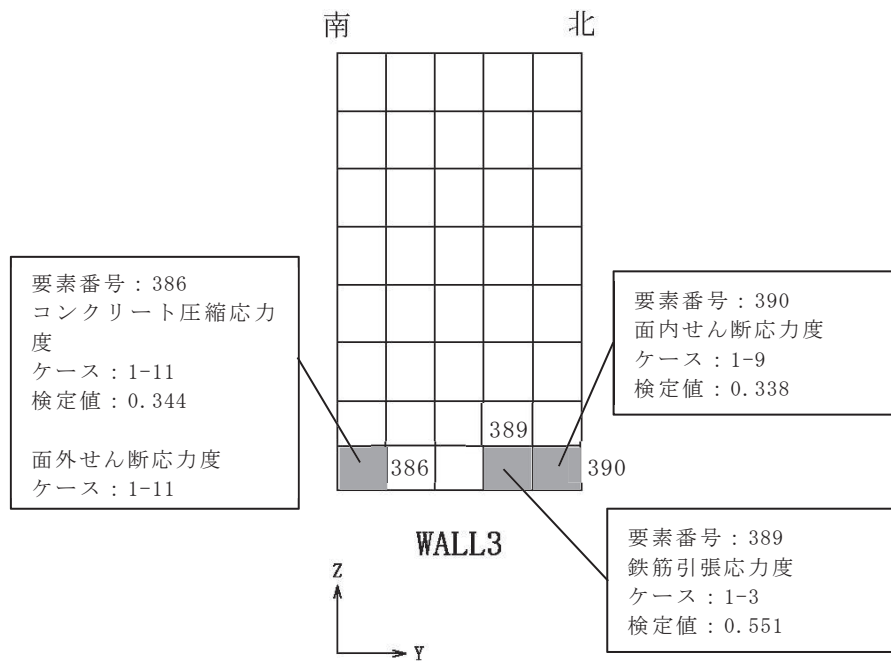
注1: は、検定値が最大となる要素を示す。

注2: ()内は、応力平均化前の値を示す。



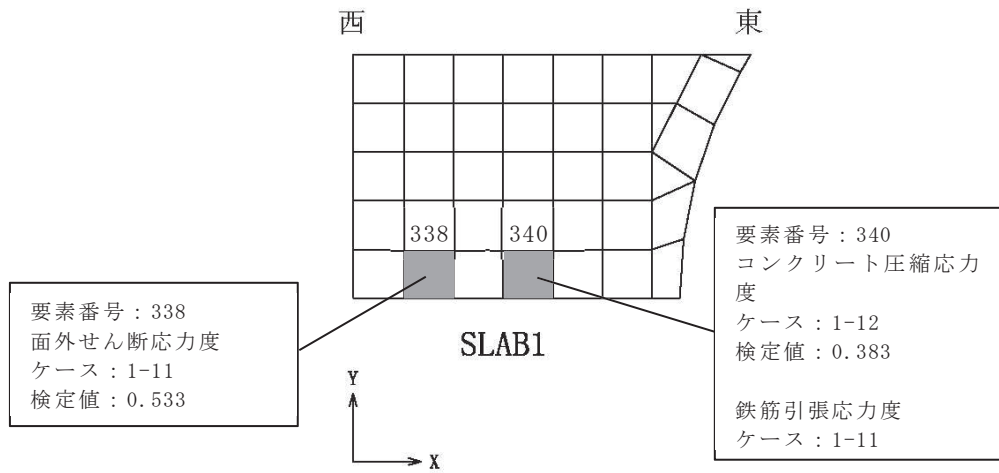
注：■ は、検定値が最大となる要素を示す。

(a) 北側壁



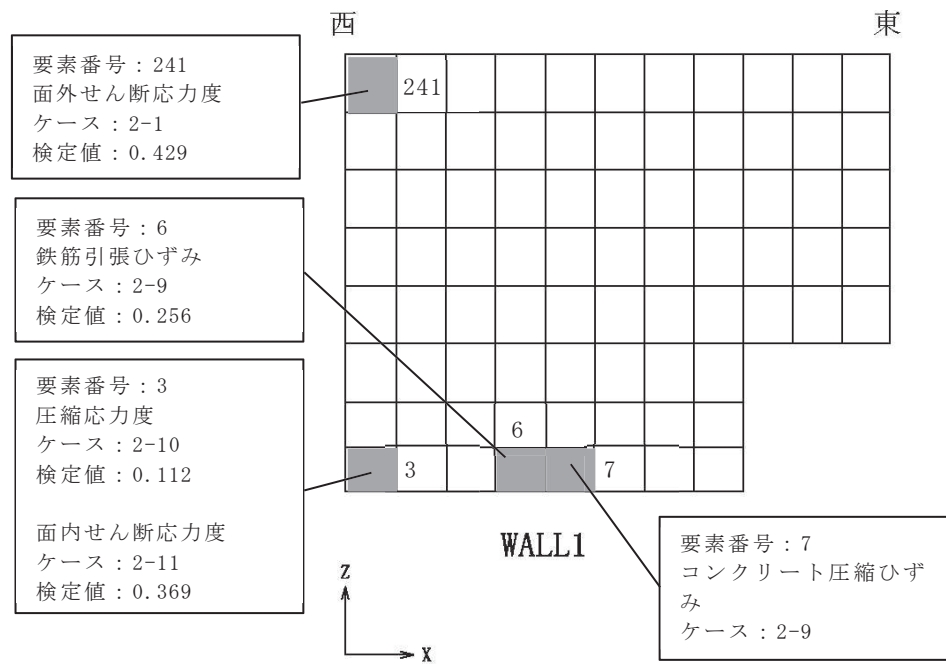
(b) 西側壁

図 2-2(1) 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果 S d 地震時 (1/2)

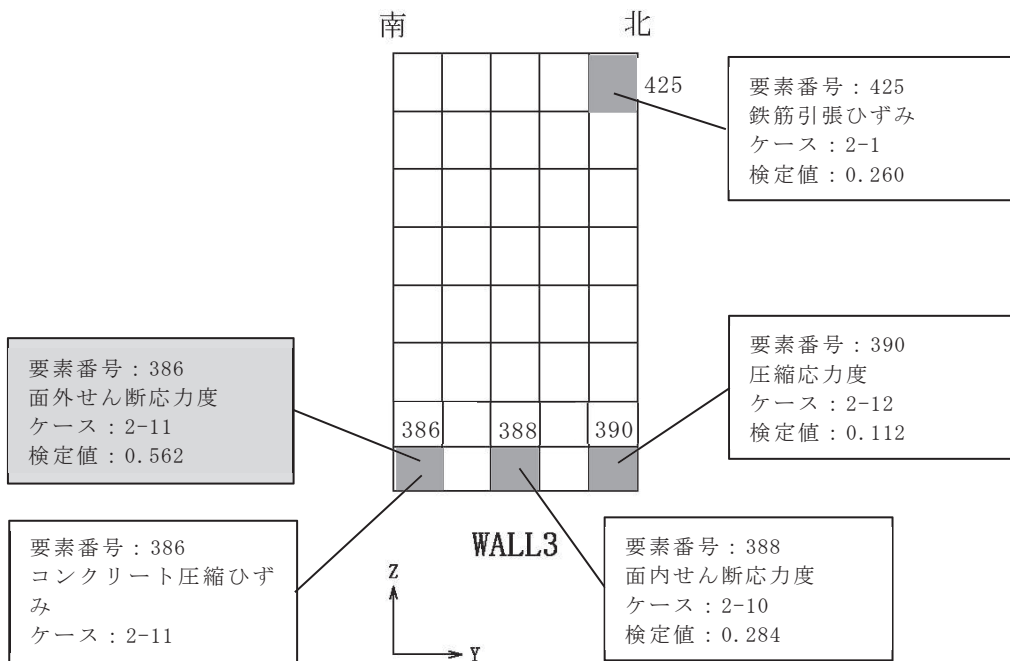


(c) 底面スラブ

図 2-2(2) 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果 S d 地震時(2/2)



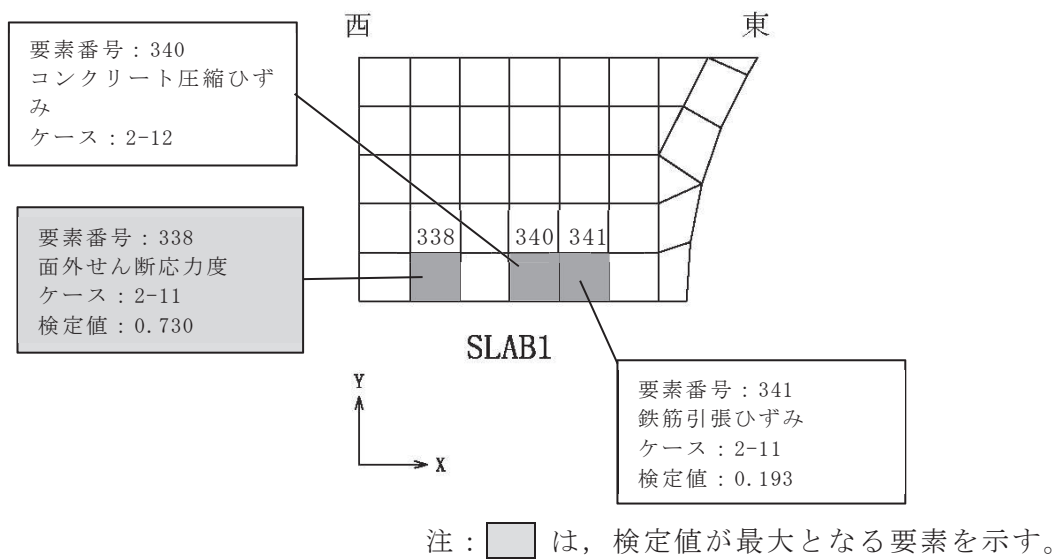
(a) 北側壁



注：■ は、検定値が最大となる要素を示す。

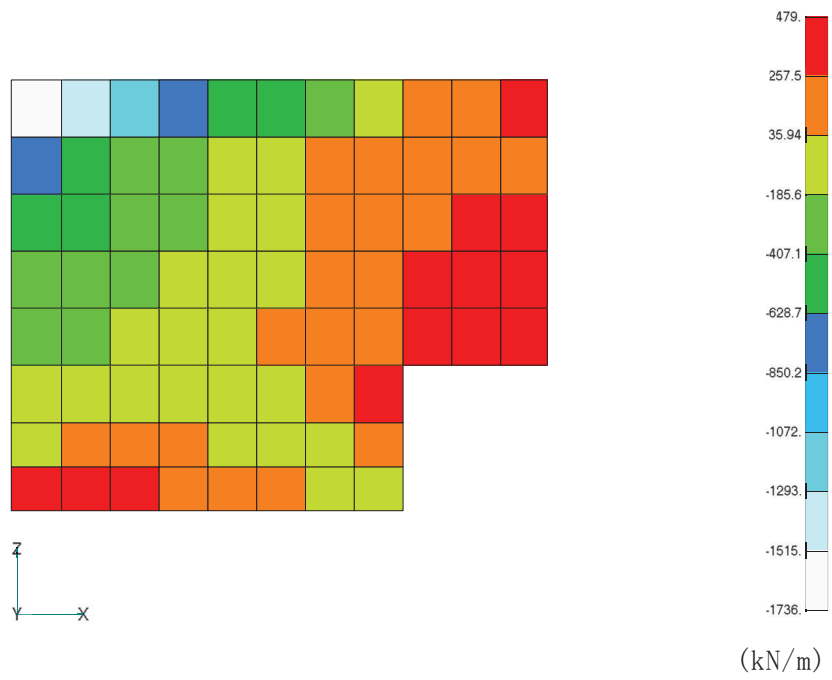
(b) 西側壁

図 2-3(1) 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果 S s 地震時(1/2)



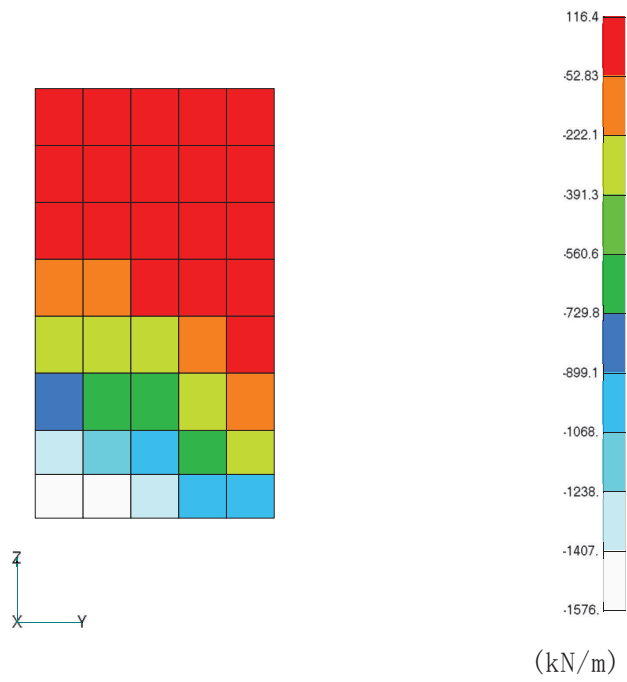
(c) 底面スラブ

図 2-3(2) 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果 S s 地震時 (2/2)



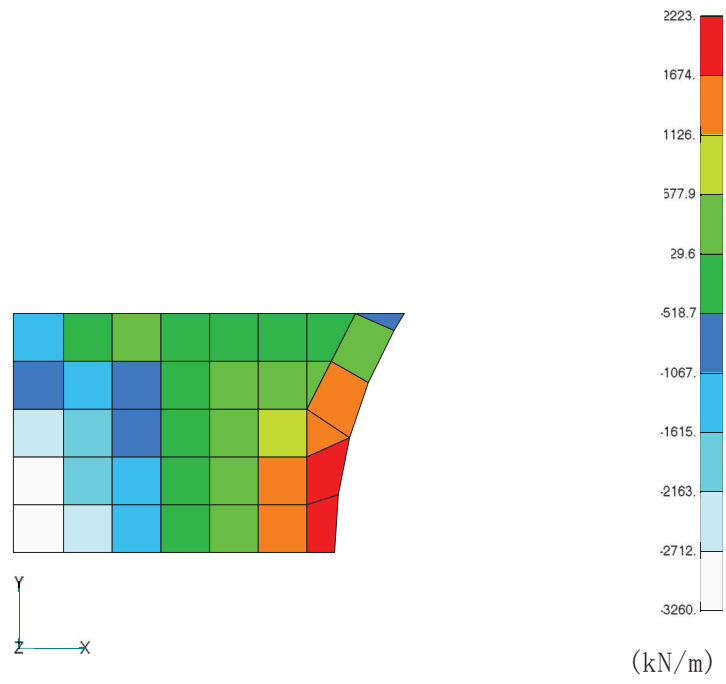
面外せん断力（水平方向，ケース 1-1）

図 2-4 断面の評価部分の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図 北側壁



面外せん断力（鉛直方向，ケース 2-11）

図 2-5 断面の評価部分の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図 西側壁



面外せん断力 (EW 方向, ケース 2-11)

図 2-6 断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図
底面スラブ

別紙 5 使用済燃料プールの応力解析における応力平均化の考え方

目 次

1. 概要	別紙 5- 1
2. 応力平均化の考え方	別紙 5- 2
2.1 応力平均化を実施した領域における断面の評価要素	別紙 5- 2
2.2 応力平均化の方法	別紙 5- 4
2.3 応力平均化の結果	別紙 5- 9
2.4 断面の評価結果	別紙 5-10

1. 概要

3次元 FEM モデルを用いた応力の算定において、FEM 要素に応力集中等が見られる場合については、「日本建築学会 2005 年 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（以下「RC-N 規準」という。）」に基づき、応力の再配分等を考慮してある一定の領域の応力を平均化したうえで断面の評価を行っている。この場合、当該要素における応力度ではなく、周囲の複数の要素で平均化した応力度に対して断面の評価を実施していることから、本資料では、使用済燃料プール及びキャスクピット（以下「SFP」という。）における複数の要素での応力平均化の考え方及びその結果を示す。

2. 応力平均化の考え方

2.1 応力平均化を実施した領域における断面の評価要素

断面の評価要素は、応力平均化を行うことによって応力が変わることから、応力平均化前の断面力に対する検定値を元に選定している。

SFPの底面スラブでは、応力平均化前の応力分布において、局所的に大きな面外せん断力が発生している要素を断面の評価要素とし、応力平均化を行い、応力平均化後の値に対する断面の評価を実施した。

応力平均化を実施した要素を表 2-1、要素位置図を図 2-1 に示す。

表 2-1 応力平均化要素

部位	評価項目		方向	要素番号	組合せケース	平均化前の検定値 (発生値/許容値)
底面スラブ	面外せん断力	面外せん断応力度	EW	338	2-11 (S _s 地震時)	1.51

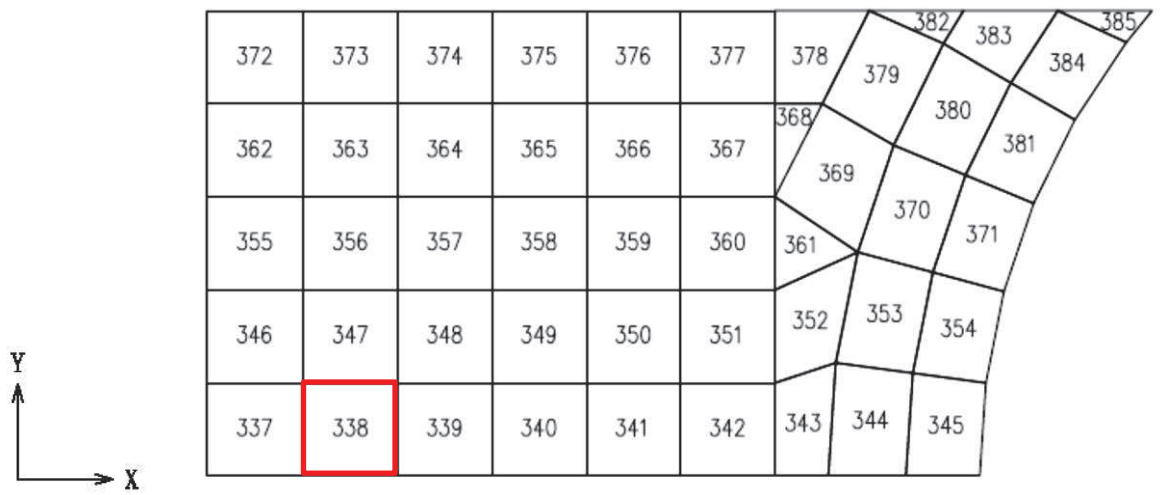


図 2-1 要素位置図

2.2 応力平均化の方法

3次元 FEM モデルを用いた応力解析においては、部材断面やモデル形状が大きく変化して不連続になっている箇所は、局所的な応力集中が発生しやすい。

図 2-2 に SFP の 3次元 FEM モデルを示す。図 2-2 に示すように、当該部は西側壁との接続部分であり、応力が集中しやすい。図 2-3 に示す面外せん断力のコンター図を見ると、当該要素周辺では大きな面外せん断力が発生していることが分かる。

そこで、今回の SFP の応力解析においては、RC-N 規準を参考に、コンクリートのひび割れによる応力の再配分を考慮し、応力の平均化を行った。なお、SFP の底面スラブ全体でも鉄筋ひずみの最大値は、 0.964×10^{-3} であり、鉄筋降伏時のひずみ 1.68×10^{-3} を下回っていること、応力平均化範囲及びその周辺領域では全面的な曲げ降伏状態には至っていないことを確認している。

RC-N 規準においては、「線材では、部材端に生じる斜めせん断ひび割れによって部材有効せい程度離れた断面の引張鉄筋の応力度が部材端と同じ大きさまで増大する現象（テンションシフト）が生じるが、面材では、斜めひび割れが発生した場合においても、材軸直交方向への応力再配分によって、線材におけるテンションシフトのような現象は生じにくいと考えられる。」とされており、耐震壁の面外せん断力について、「面材であるため、局所的に応力の集中があったとしても、応力の再配分を生じ、破壊に至ることはない。」とされている。また、基礎スラブのような大断面を有する面材の面外せん断力について、「通常の場合、FEM 解析の要素サイズは、基礎スラブ版厚より小さいため、RC-N 規準の付図 2.2 に模式的に示されるように設計用面外せん断力は想定されるひび割れ領域での平均面外せん断力に対して大きめの評価となっているといえる。また、基礎スラブにおいても、耐震壁と同様、面材における面外せん断力の再配分も期待できる。」とされている。RC-N 規準の付図 2.2 を図 2-4 に示す。

壁、床スラブ、基礎スラブのような面材については、RC-N 規準に示されるように、面材に荷重を作用させる直交部材からせん断破壊面が 45 度の角度で進展すると考えられることから、せん断破壊面が面材の表面から裏面まで貫通する範囲、すなわち部材厚の範囲に応力が再配分されると考えられる。SFP の底面スラブにおける面外せん断力に対する応力平均化の考え方を図 2-5 に示す。

以上より、応力の平均化は、当該要素の壁から離れる側の応力方向に位置する隣接要素に対して、壁面から底面スラブの部材厚である 2.1m 分の範囲で行った。該当要素について応力平均化範囲を図 2-6 に示す。

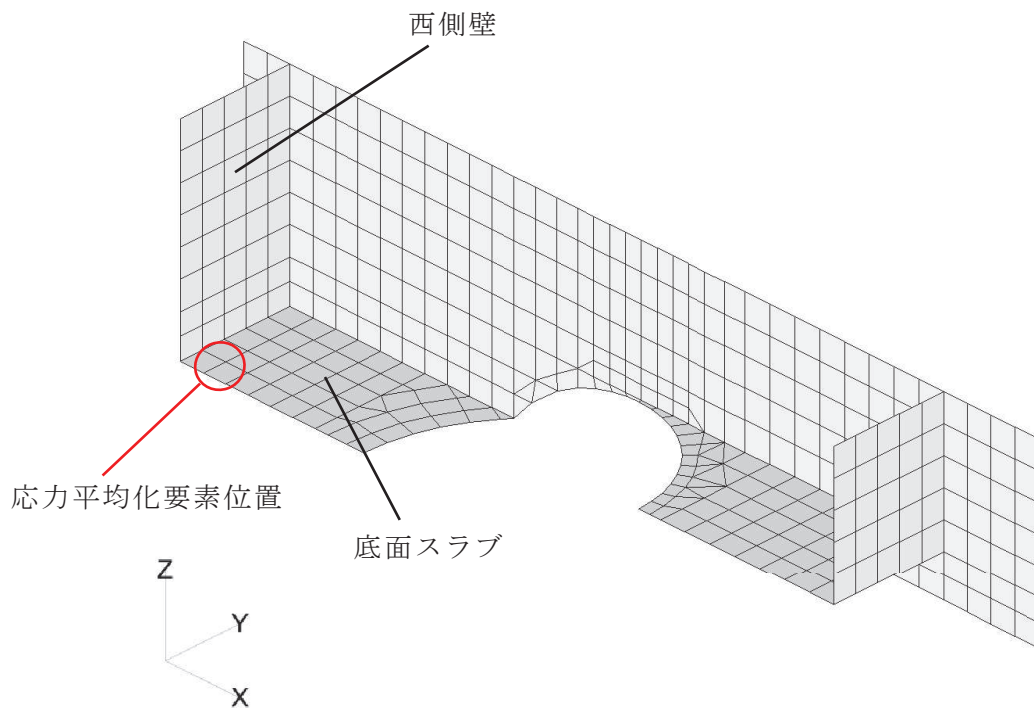
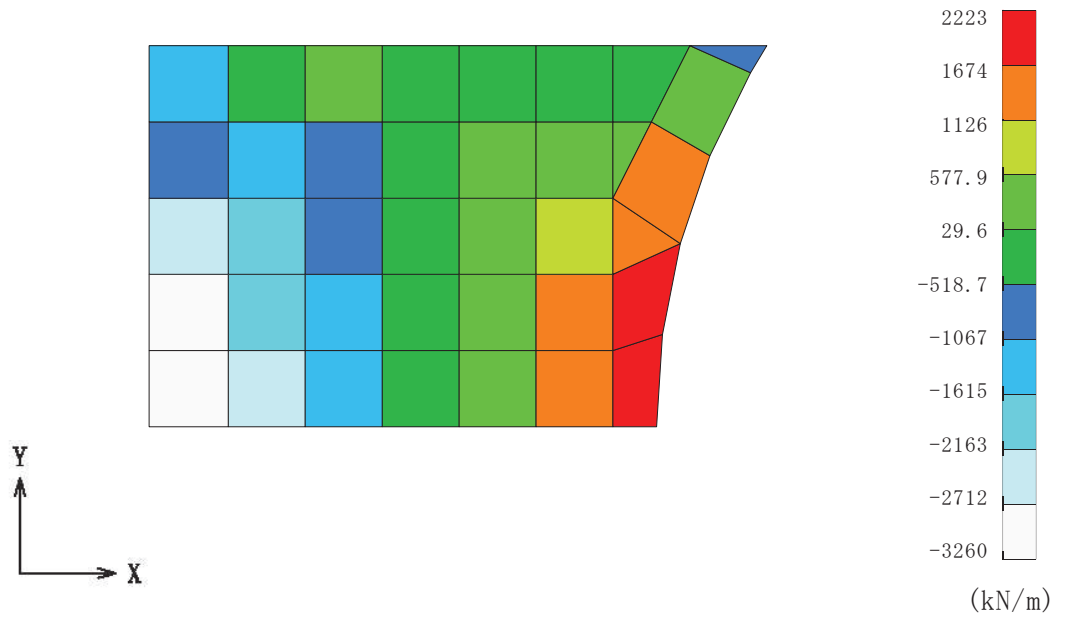


図 2-2 SFP の 3 次元 FEM モデル



組合せケース 2-11 (EW 方向)

図 2-3 面外せん断力のコンター図

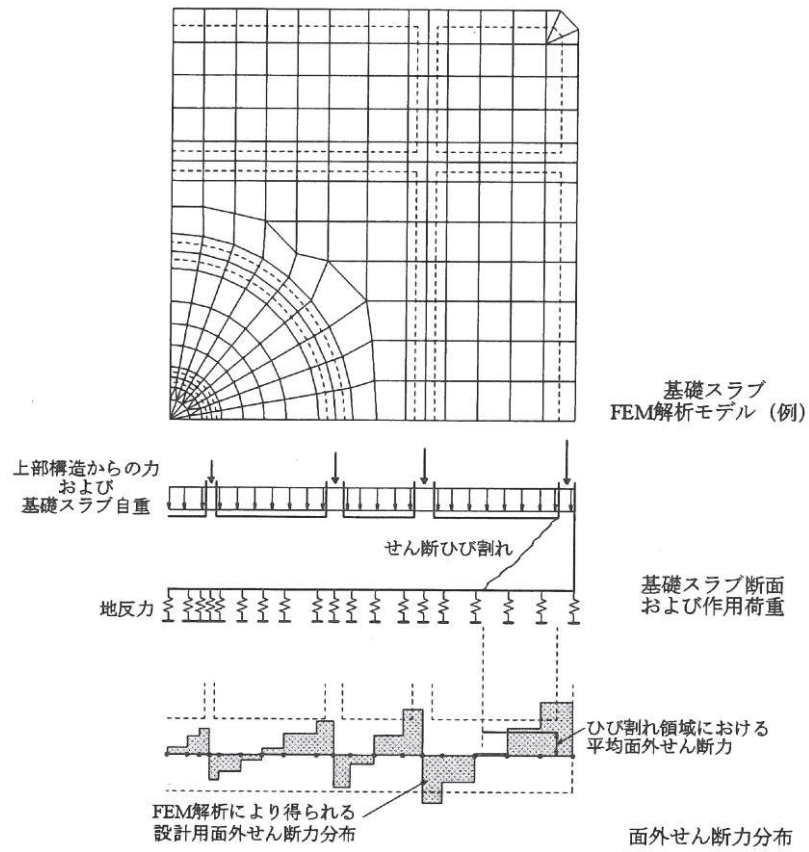


図 2-4 RC-N 規準の付図 2.2

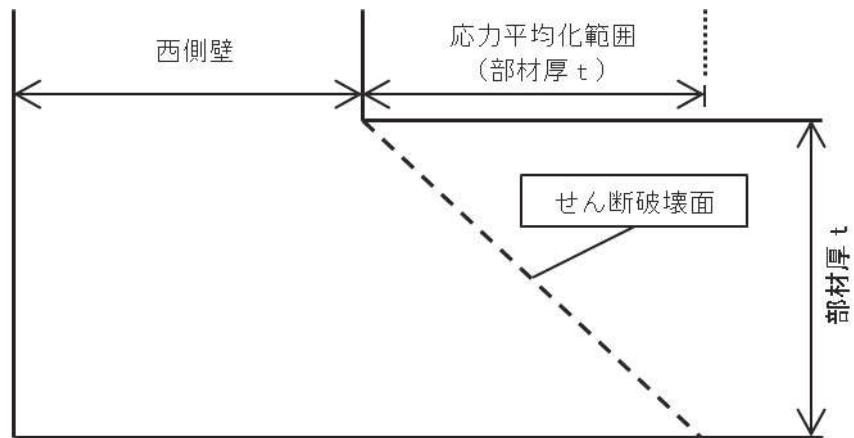


図 2-5 SFP の底面スラブにおける面外せん断力に対する応力平均化の考え方

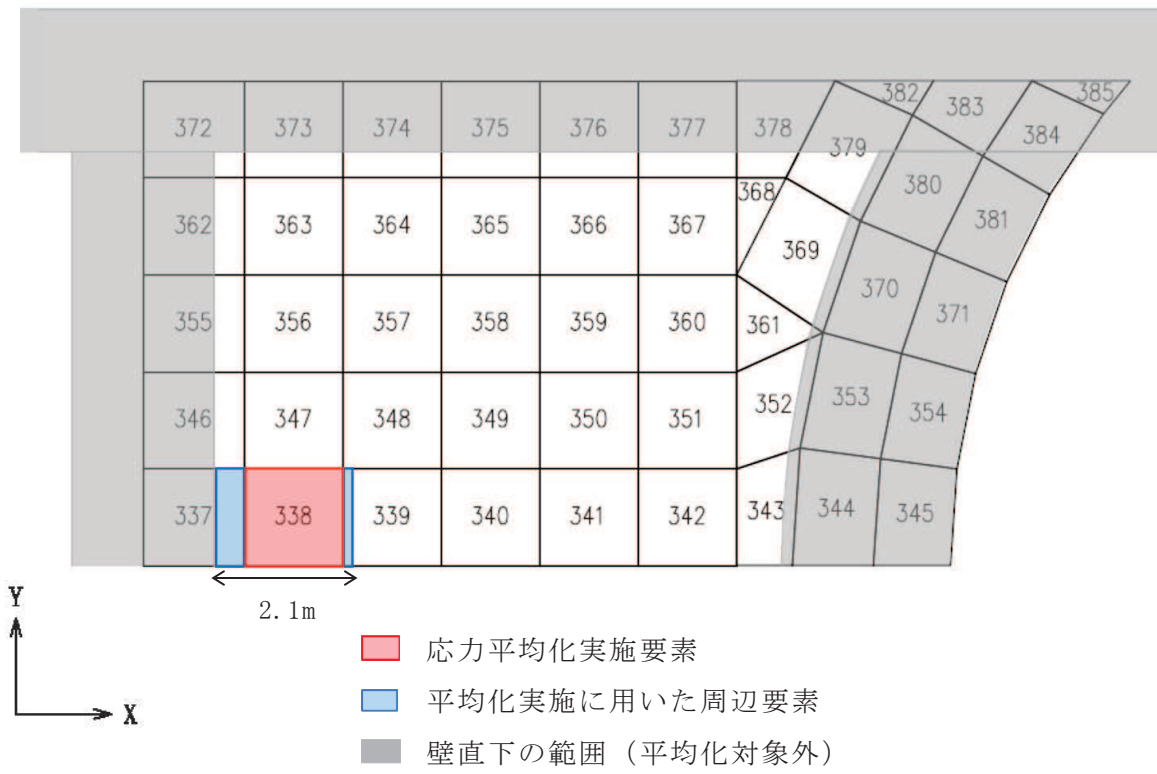


図 2-6 応力平均化範囲

2.3 応力平均化の結果

応力平均化の手法として、下式のとおり、要素面積を考慮した重み付け平均で平均化を行っている。応力平均化に用いる各要素の発生値、面積及び重み付け値を表2-2に示す。また、応力平均化の結果を表2-3に示す。

$$\tau_{ave} = \Sigma (\tau_i \times A_i) / \Sigma A_i$$

ここで、

τ_{ave} : 平均化後の面外せん断応力度

τ_i : 平均化前の各要素の面外せん断応力度 (発生値)

A_i : 応力平均化範囲における各要素の面積

表2-2 応力平均化に用いる各要素の発生値、面積及び重み付け値

応力平均化対象要素	方向	組合せケース	要素番号	発生値 τ_i (N/mm ²)	要素面積 A_i (m ²)	重み付け値 $\tau_i \times A_i$ ($\times 10^6$ N)
338	EW	2-11	337	2.47	0.65	1.60
			338	1.82	2.08	3.79
			339	0.99	0.27	0.27
合計					3.00	5.66

表2-3 応力平均化結果

応力平均化対象要素	方向	組合せケース	要素番号	面外せん断応力度 (N/mm ²)	
				平均化前	平均化後
338	EW	2-11	337	2.47	1.89
			338	1.82	
			339	0.99	

2.4 断面の評価結果

2.4.1 断面の評価方法

S s 地震時の面外せん断応力度について、発生値が許容値を超えないことを確認する。許容値は、「J S M E S N E 1 -2003 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」に基づき算出する。

2.4.2 断面の評価結果

応力平均化後の評価結果を表 2-4 に示す。表 2-4 より、応力平均化後の面外せん断応力度の発生値が許容値を超えないことを確認した。

表 2-4 応力平均化後の評価結果

要素番号	方向	組合せケース	面外せん断応力度 (N/mm ²)		平均化後の検定値 (発生値/許容値)
			発生値	許容値	
338	EW	2-11	1.89	2.59*	0.730

注記*：許容せん断力の割増し係数を算定する際の曲げモーメント及びせん断力は、応力平均化範囲の要素面積を考慮した重み付け値とする。また、応力平均化範囲に存在する面外せん断補強筋を考慮して許容値を算定する。

別紙 6 剛性低下を考慮した影響検討

目 次

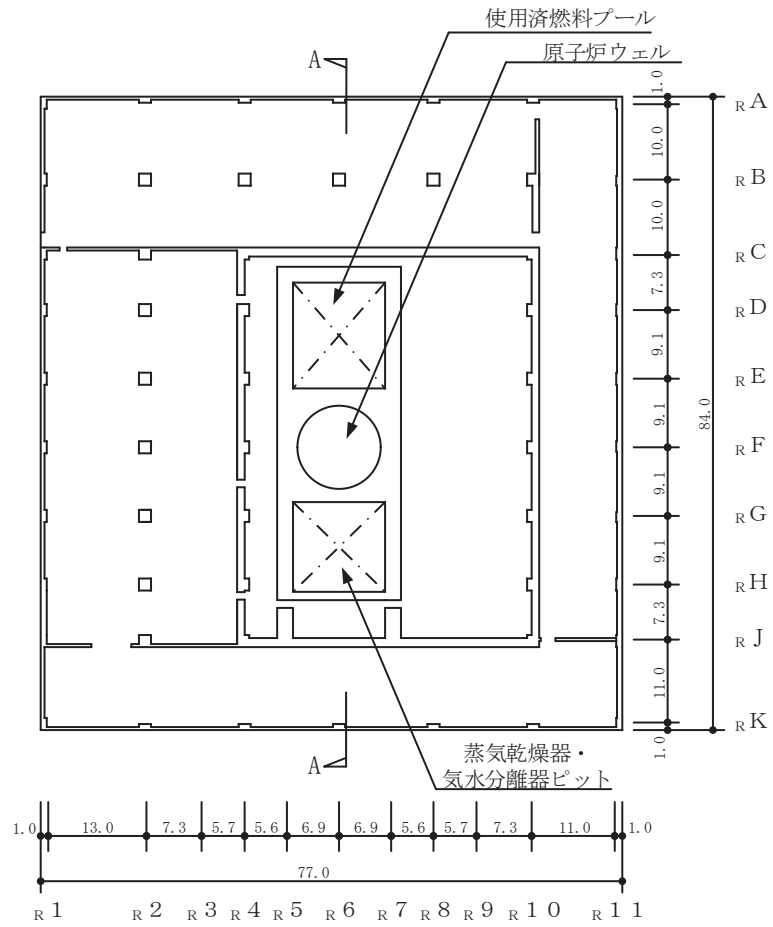
1. 検討の概要	別紙 6- 1
2. 検討方針	別紙 6- 4
3. 荷重及び荷重の組合せ	別紙 6- 5
4. 使用材料の許容限界	別紙 6- 5
5. 応力解析	別紙 6- 6
6. 評価方法	別紙 6-11
7. 評価結果	別紙 6-11
8. 検討のまとめ	別紙 6-18

1. 検討の概要

3.11 地震に対する原子炉建屋の質点系モデルを用いたシミュレーション解析では、耐震壁の初期剛性を低下させることにより観測記録との整合性が図られている。これを踏まえ、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こととし、地震応答解析モデルの原子炉ウェルを含む耐震壁の初期剛性を低減している。

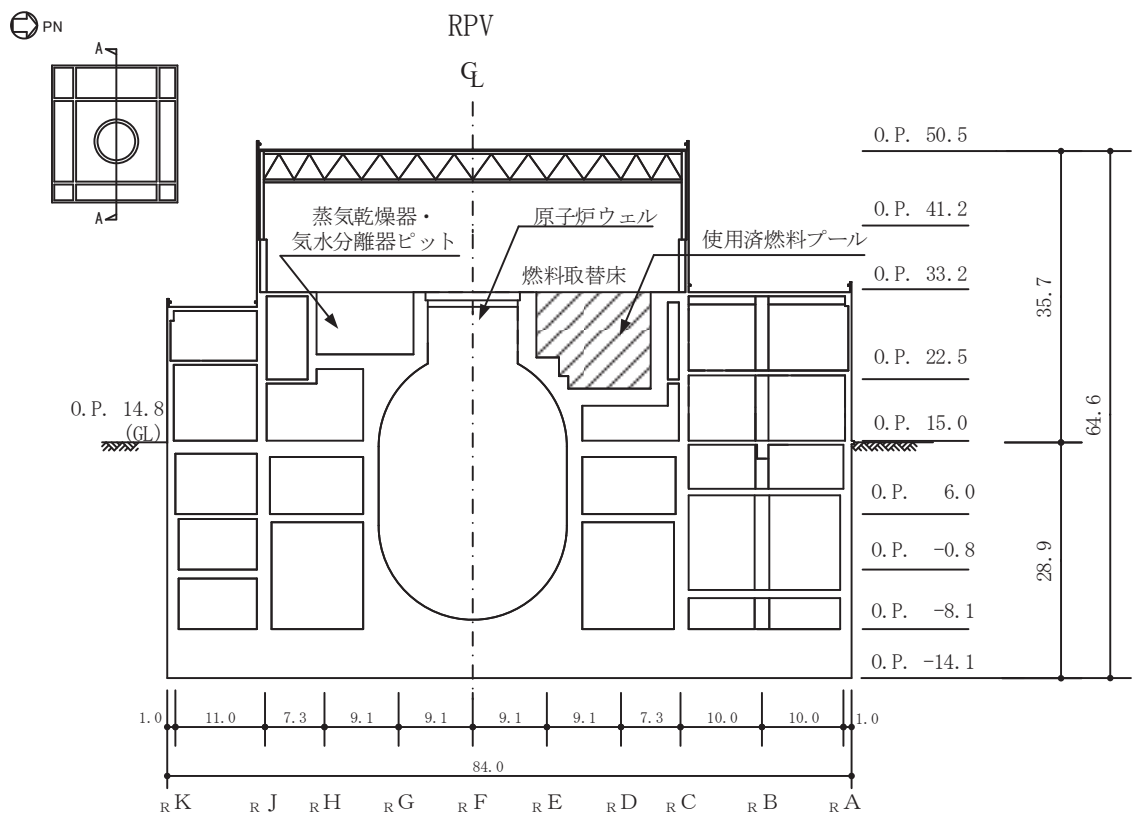
一方、添付書類「VI-2-4-2-1 使用済燃料プール（キャスクピットを含む）（第 1, 2 号機共用）の耐震性についての計算書」（以下「SFP の耐震計算書」という。）では、コンクリート設計基準強度に基づく剛性を設定した評価を行っている。ここでは、S s 地震時を対象として原子炉ウェルの剛性低下を考慮した影響を検討する。

使用済燃料プールの概略平面図及び概略断面図を図 1-1 及び図 1-2 に示す。



(単位 : m)

図 1-1 使用済燃料プール及びキャスクピットを含む原子炉建屋の概略平面図
(O. P. 33. 2m)



(単位：m)

図 1-2 使用済燃料プール及びキャスクピットを含む原子炉建屋の概略断面図
(A-A 断面)

2. 検討方針

剛性低下を考慮した影響検討として、使用済燃料プール及びキャスクピットについて、原子炉ウェル部の剛性低下を考慮した検討を行う。

評価に当たっては、S s 地震時に対して、3次元 FEM モデルの応力解析結果を用いた断面の評価について、許容値を超えないことを確認する。

解析モデルの詳細及び許容値については、SFP の耐震計算書に示すものと同一である。

3. 荷重及び荷重の組合せ

荷重の組合せは、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。荷重の組合せを表 3-1 に示す。荷重の詳細は、SFP の耐震計算書の「3.2.1 荷重」に示す固定荷重 (G)、積載荷重 (P) 及び地震荷重 (S_s) と同一である。

表 3-1 荷重の組合せケース (S_s 地震時)

外力の状態	荷重の組合せ
S_s 地震時	$G + P + S_s$

G : 固定荷重
P : 積載荷重
 S_s : 地震荷重 (地震時動水圧荷重を含む)

4. 使用材料の許容限界

コンクリート及び鉄筋の許容限界は、SFP の耐震計算書の「3.3 許容限界」に示す内容と同一である。

5. 応力解析

解析モデル概要図を図 5-1 に示す。解析モデルの詳細は、SFP の耐震計算書の「3.4 解析モデル及び諸元」に示す内容と同一である。

建屋内に設置されている地震観測記録の分析等を踏まえ原子炉ウエルの剛性低下を考慮する。具体的には、原子炉建屋の EW 方向の地震応答解析モデルに設定している初期剛性を踏まえ、原子炉ウエル部の剛性を 0.8 倍する。材料物性値への反映方法は、コンクリートの初期剛性を低下させることとし、圧縮側も引張側も同じ値で低下させることとする。剛性低下を考慮したコンクリートの物性値を図 5-2 に示す。

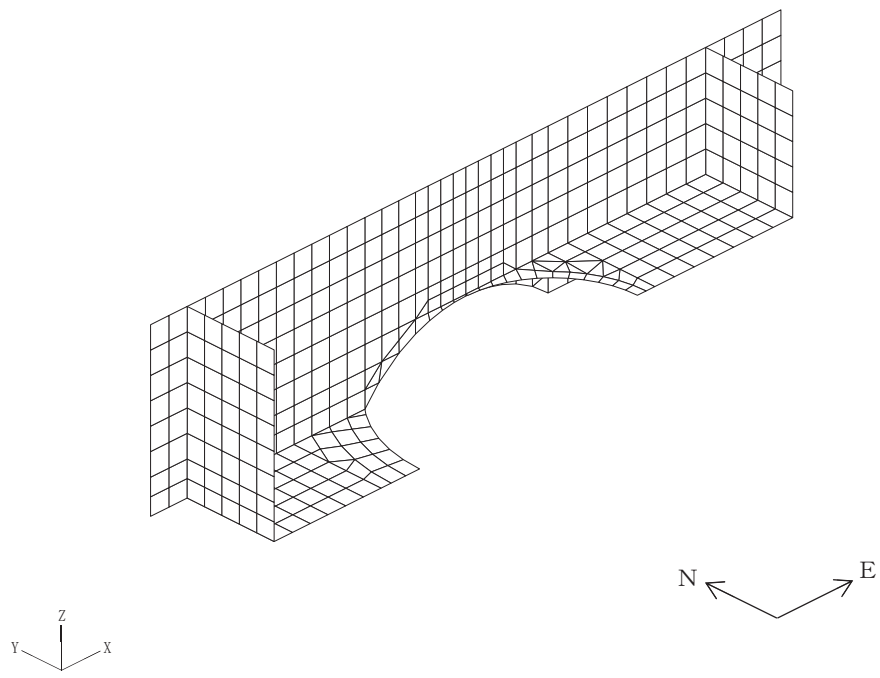
S_s地震時の応力は、SFP の耐震計算書の「3.5.1 応力解析方法」に示す、次の荷重ケースによる応力を組み合わせて求める。

- G : 固定荷重
- P : 積載荷重 (運転時温度荷重を含む)
- S_s S_{SN}* : S→N 方向 S_s地震荷重 (S_s地震時動水圧荷重を含む)
- S_s S_{WE}* : W→E 方向 S_s地震荷重 (S_s地震時動水圧荷重を含む)
- S_s S_{UD}* : 鉛直方向 S_s地震荷重

注記* : 計算上の座標軸を基準として、EW 方向は W→E 方向の加力、NS 方向は S→N 方向の加力、鉛直方向は下向きの加力を記載している。

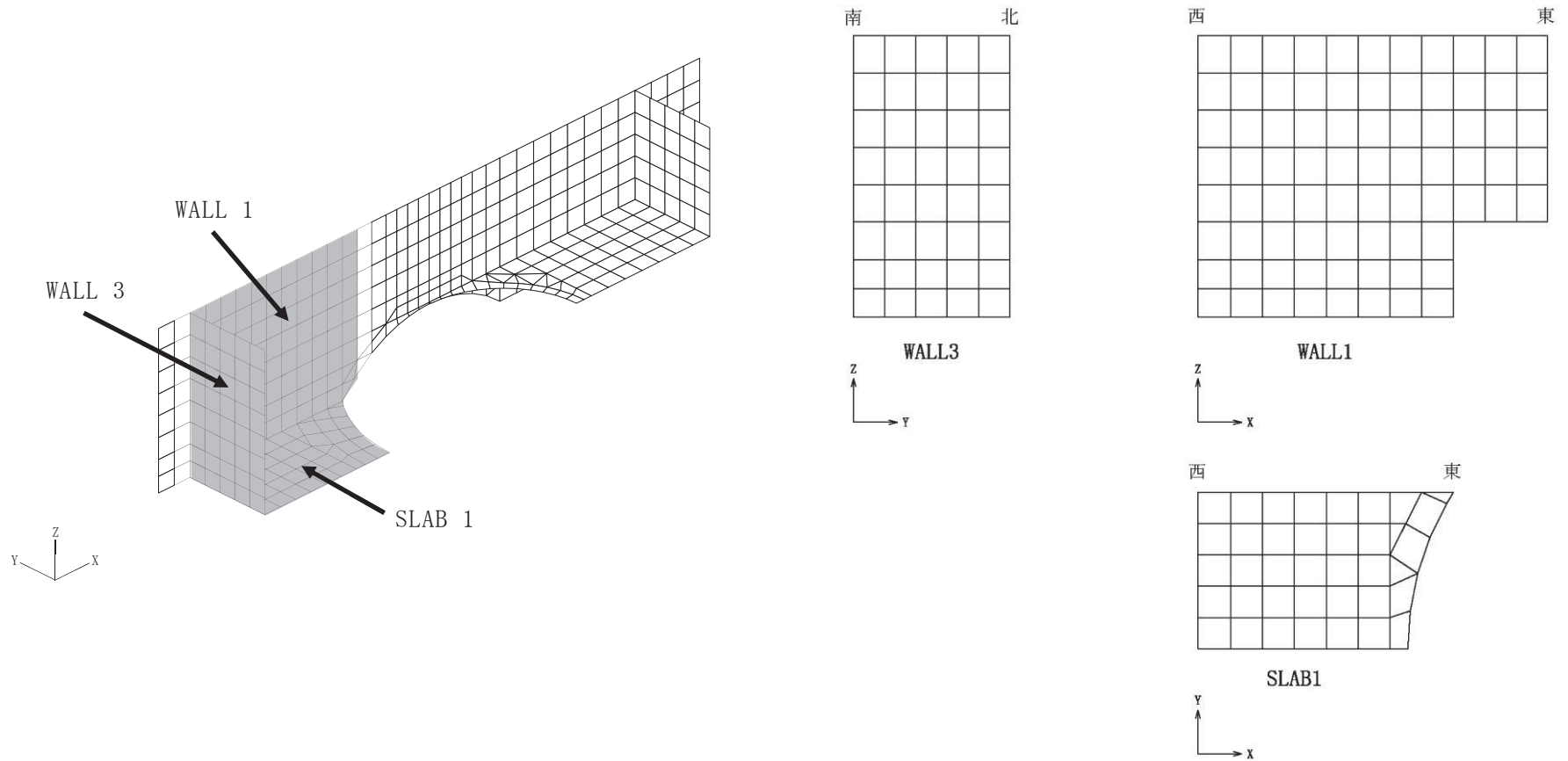
荷重の組合せケースを表 5-1 に示す。

水平地震力と鉛直地震力による応力の組合せは、「原子力発電所耐震設計技術規程 (J E A C 4 6 0 1 -2015)」を参考に、組合せ係数法 (組合せ係数は 1.0 と 0.4) を用いるものとする。



(a) 全体鳥瞰図

図 5-1(1) 解析モデル概要図 (1/2)



注：X，Y，Zは全体座標系を示す。

(b) プール部要素分割図

図 5-1(2) 解析モデル概要図 (2/2)

材料特性 番号	設計基準強度 F_c (N/mm ²)	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν
1	32.4	25100	0.2
2		25100	
3		25100	
4		20100	

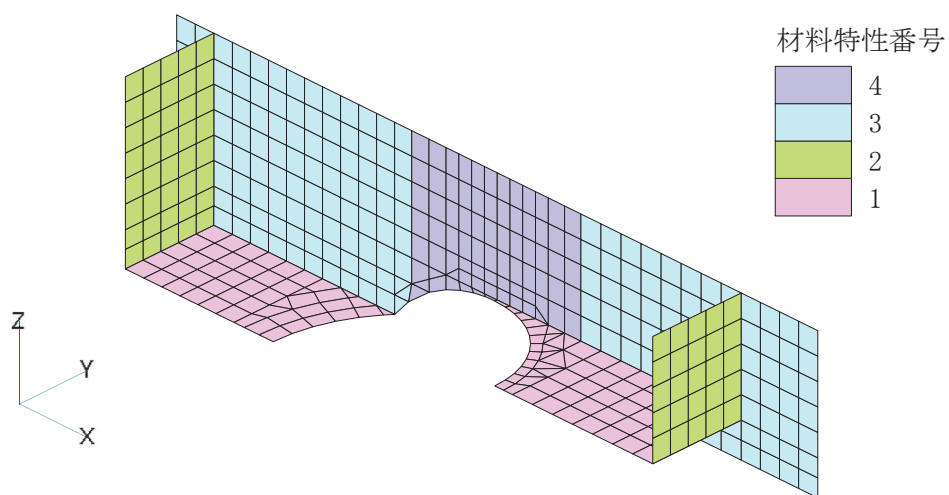


図 5-2 コンクリート物性値（原子炉ウェル剛性低下考慮）

表 5-1 荷重の組合せケース

外力の状態	ケース No.	荷重の組合せ
S s 地震時	2-1	$G + P + 1.0 S_{SN} + 0.4 S_{UD}$
	2-2	$G + P - 1.0 S_{SN} + 0.4 S_{UD}$
	2-3	$G + P - 1.0 S_{WE} + 0.4 S_{UD}$
	2-4	$G + P + 1.0 S_{WE} + 0.4 S_{UD}$
	2-5	$G + P + 1.0 S_{SN} - 0.4 S_{UD}$
	2-6	$G + P - 1.0 S_{SN} - 0.4 S_{UD}$
	2-7	$G + P - 1.0 S_{WE} - 0.4 S_{UD}$
	2-8	$G + P + 1.0 S_{WE} - 0.4 S_{UD}$
	2-9	$G + P + 0.4 S_{SN} + 1.0 S_{UD}$
	2-10	$G + P - 0.4 S_{SN} + 1.0 S_{UD}$
	2-11	$G + P - 0.4 S_{WE} + 1.0 S_{UD}$
	2-12	$G + P + 0.4 S_{WE} + 1.0 S_{UD}$
	2-13	$G + P + 0.4 S_{SN} - 1.0 S_{UD}$
	2-14	$G + P - 0.4 S_{SN} - 1.0 S_{UD}$
	2-15	$G + P - 0.4 S_{WE} - 1.0 S_{UD}$
	2-16	$G + P + 0.4 S_{WE} - 1.0 S_{UD}$

6. 評価方法

使用済燃料プールの壁及び底面スラブの評価は、SFP の耐震計算書の「3.5.2 断面の評価方法」に示す方法と同一である。

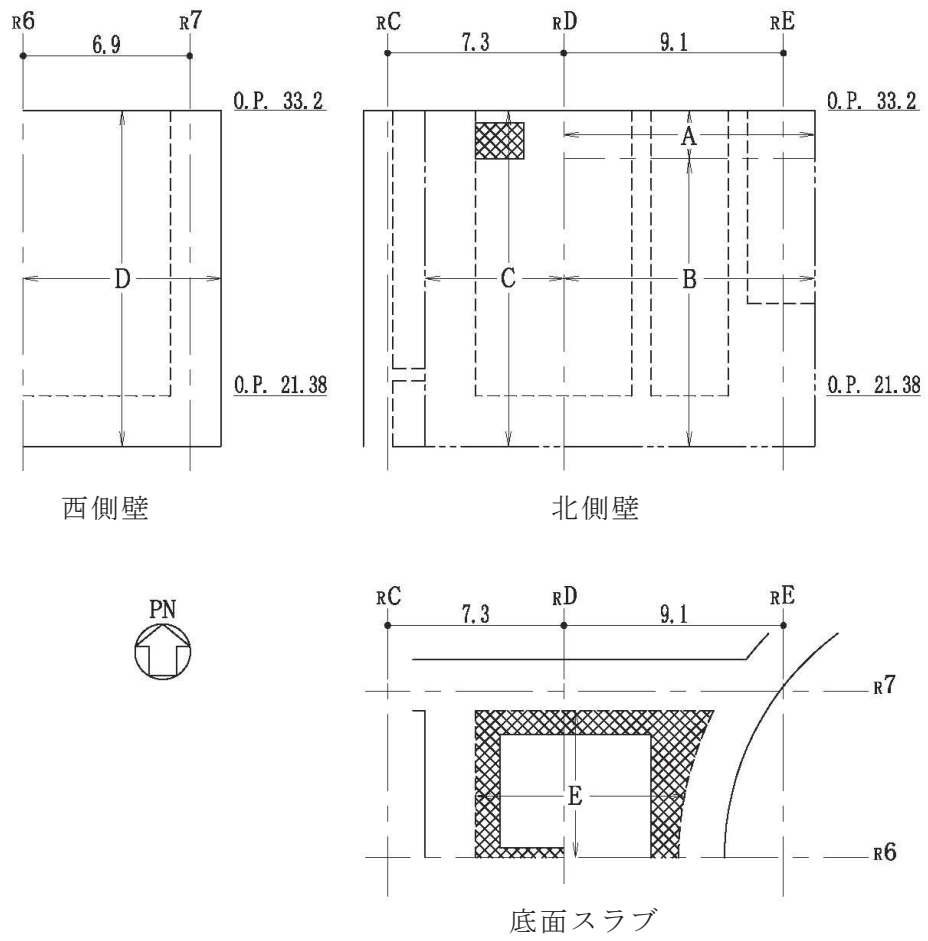
7. 評価結果

断面の評価結果を以下に示す。また、3次元 FEM モデルの配筋領域図を図 7-1 に、配筋一覧を表 7-1 に示す。

断面の評価結果を記載する要素は、軸力、曲げモーメント及び面内せん断力による鉄筋及びコンクリートのひずみ、軸力による圧縮応力度、面内せん断応力度並びに面外せん断応力度に対する評価において、発生値に対する許容値の割合が最小となる要素とする。

選定した要素の位置を図 7-2 に、評価結果を表 7-2 に示す。

S s 地震時において、壁について、軸力、曲げモーメント及び面内せん断力による鉄筋及びコンクリートのひずみ、軸力による圧縮応力度、面内せん断応力度並びに面外せん断応力度が、各許容値を超えないことを確認した。また、底面スラブについて、軸力及び曲げモーメントによる鉄筋及びコンクリートのひずみ並びに面外せん断応力度が、各許容値を超えないことを確認した。



注：面外せん断補強筋  : D22@200×@400

図 7-1 配筋領域図

表 7-1 配筋一覧

(a) 北側壁

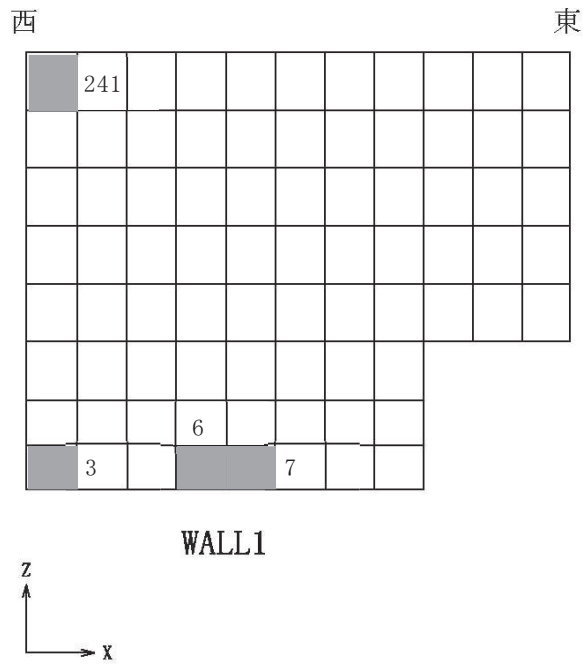
区分	タテ方向	ヨコ方向
A	(内側) 2-D38@200+D38@400 (外側) 2-D38@200+2-D38@400	(内側) 3-D38@200 (外側) 4-D38@200
B	(内側) 2-D38@200+D38@400 (外側) 2-D38@200+2-D38@400	(内側) 3-D38@200 (外側) 3-D38@200+D38@400
C	(内側) 3-D38@200+D38@400 (外側) 3-D38@200	(内側) 2-D38@200+2-D38@400 (外側) 3-D38@200

(b) 西側壁

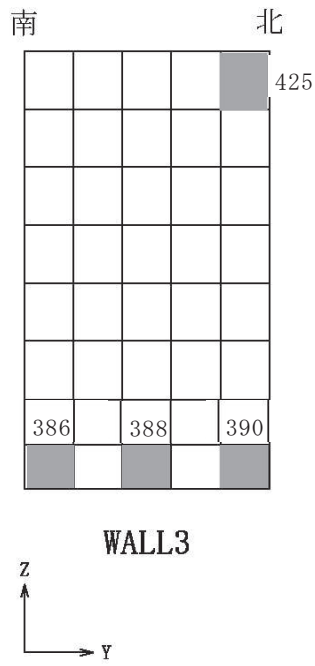
区分	タテ方向	ヨコ方向
D	(内側) D38@200+D38@400 (外側) D38@200+2-D38@400	(内側) 2-D38@200 (外側) 2-D38@200+D38@400

(c) 底面スラブ

区分	EW 方向	NS 方向
E	(上ば) 3-D38@200 (下ば) 4-D38@200	(上ば) 2-D38@200+D38@400 (下ば) 3-D38@200+D38@400

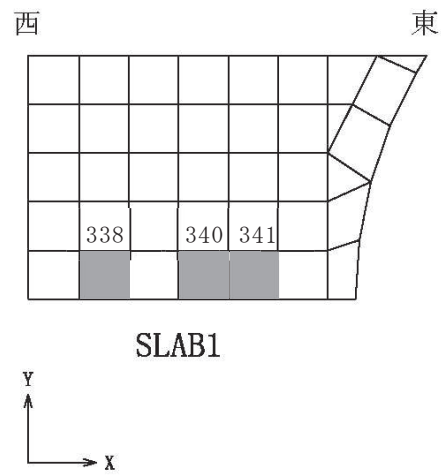


(a) 北側壁



(b) 西側壁

図 7-2(1) 選定した要素の位置 S s 地震時 (1/2)



(c) 底面スラブ

図 7-2(2) 選定した要素の位置 S s 地震時 (2/2)

表 7-2(1) 評価結果 S s 地震時 剛性低下考慮

部位	評価項目		方向	要素 番号	組合せ ケース	発生値	許容値
北側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	7	2-9	0.273	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	6	2-9	1.29	5.00
	軸力	圧縮応力度 (N/mm^2)	鉛直	3	2-10	2.43	21.6
	面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm^2)	—	3	2-11	2.24	5.99
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	水平	241	2-1	0.920	2.08
西側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	386	2-11	0.502	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	水平	425	2-1	1.35	5.00
	軸力	圧縮応力度 (N/mm^2)	鉛直	390	2-12	2.43	21.6
	面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm^2)	—	388	2-10	1.15	4.02
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	鉛直	386	2-11	0.808	1.44
底面 スラブ	軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	EW	340	2-12	0.409	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	EW	341	2-11	0.970	5.00
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	EW	338	2-11	1.89*	2.59

注記*：応力の再分配等を考慮して、応力平均化を行った結果。

表 7-2(2) 評価結果 S s 地震時 設計剛性

部位	評価項目		方向	要素 番号	組合せ ケース	発生値	許容値
北側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	7	2-9	0.269	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	6	2-9	1.28	5.00
	軸力	圧縮応力度 (N/mm^2)	鉛直	3	2-10	2.40	21.6
	面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm^2)	—	3	2-11	2.21	5.99
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	水平	241	2-1	0.892	2.08
西側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	386	2-11	0.502	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	水平	425	2-1	1.30	5.00
	軸力	圧縮応力度 (N/mm^2)	鉛直	390	2-12	2.40	21.6
	面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm^2)	—	388	2-10	1.14	4.02
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	鉛直	386	2-11	0.808	1.44
底面 スラブ	軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	EW	340	2-12	0.409	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	EW	341	2-11	0.964	5.00
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	EW	338	2-11	1.89*	2.59

注記*：応力の再分配等を考慮して、応力平均化を行った結果。

8. 検討のまとめ

剛性低下を考慮した影響評価として、3次元FEMモデルを用いた応力解析を実施した。

検討の結果、剛性低下を考慮したケースに対する評価結果を設計基準強度に基づき剛性を評価したケースに対する評価結果と比較すると、剛性低下の影響により発生値は増加傾向にあるが、軸力及び曲げモーメントによる鉄筋及びコンクリートのひずみ、面内せん断応力度並びに面外せん断応力度が、各許容値を超えないことを確認した。

以上のことから、剛性低下を考慮した影響評価において、使用済燃料プールが有する耐震性への影響はないことを確認した。

別紙 7 鋼製ライナの検討

目 次

1. 概要	別紙 7-1
2. 使用済燃料プールの鋼製ライナひずみの算出方法	別紙 7-2
3. 許容値の設定	別紙 7-3
4. 鋼製ライナひずみの検討結果	別紙 7-4
5. まとめ	別紙 7-4

1. 概要

使用済燃料プールはコンクリート躯体に鋼製ライナ（材質：SUS304，厚さ：6mm）を内張りしたもので，鋼製ライナは耐漏洩機能を，鉄筋コンクリート部分は支持機能を有しており，内張りの下のコンクリート躯体で強度を保持しているため，添付書類「VI-2-4-2-1 使用済燃料プール（キャスクピットを含む）（第1，2号機共用）の耐震性についての計算書」では，鉄筋コンクリート部分の構造強度の確認による評価を実施している。

本資料は，使用済燃料プールの内面におけるステンレス鋼製ライナひずみの検討の補足説明資料であり，添付書類「VI-2-4-2-1 使用済燃料プール（キャスクピットを含む）（第1，2号機共用）の耐震性についての計算書」の補足説明をするものである。

鋼製ライナとコンクリート躯体の固定方法を図1-1に示す。

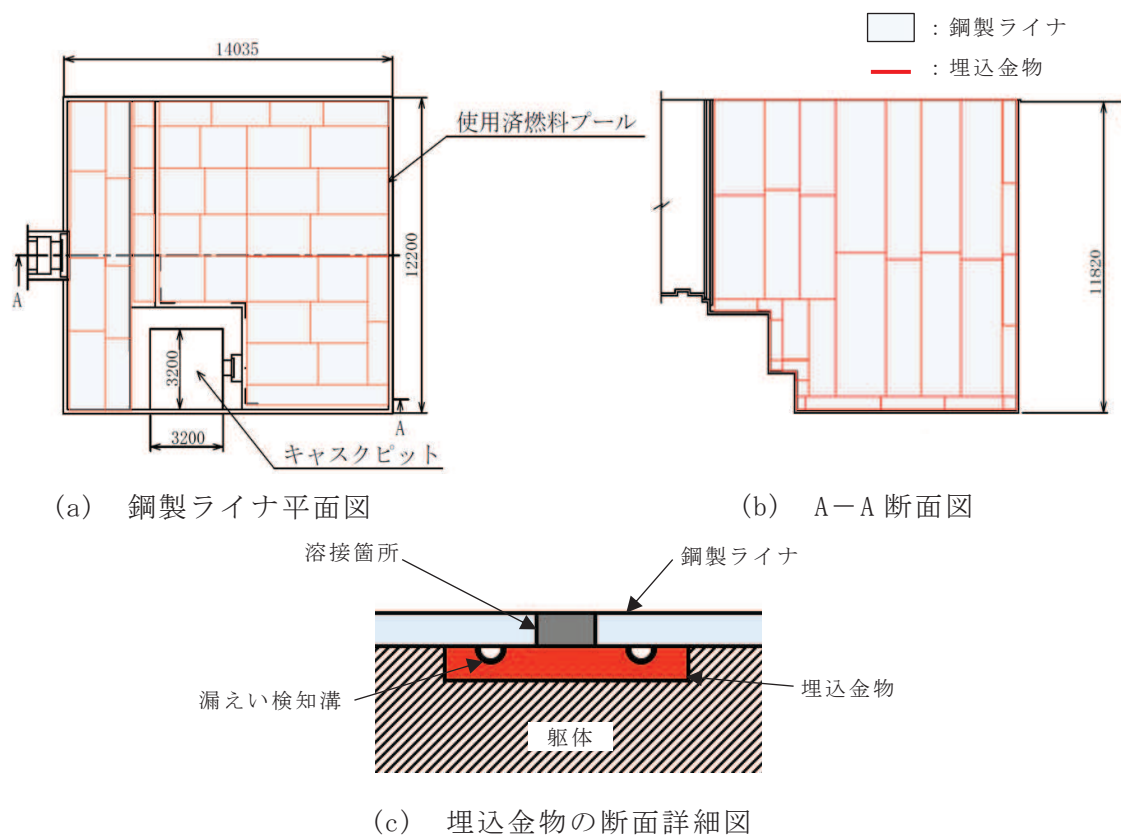


図1-1 鋼製ライナとコンクリート躯体の固定方法

2. 使用済燃料プールの鋼製ライナひずみの算出方法

使用済燃料プールの鋼製ライナひずみは，添付書類「VI-2-4-2-1 使用済燃料プール（キャスクピットを含む）（第1,2号機共用）の耐震性についての計算書」に示す応力解析結果を元に，鋼製ライナ側コンクリート表面の最大主ひずみ(ϵ_1)と最小主ひずみ(ϵ_2)の絶対値が大きい方の値とする。

荷重ケース*は，「S d 地震」，「S d 地震+温度荷重」及び「S s 地震」の中で，最も厳しいケースである「S d 地震+温度荷重」とする。

使用済燃料プール内面の鋼製ライナについては，躯体に追従するため，鉄筋コンクリートのひずみを鋼製ライナに生じるひずみとみなして，ひずみの検討を行うことで，耐漏洩機能の確認を行う。

図2-1に使用済燃料プールの鋼製ライナひずみの算出対象要素を示す。

注記*：J S M E S N E 1 -2003 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の CVE-3220 より，「S s 地震+温度荷重」は考慮不要。

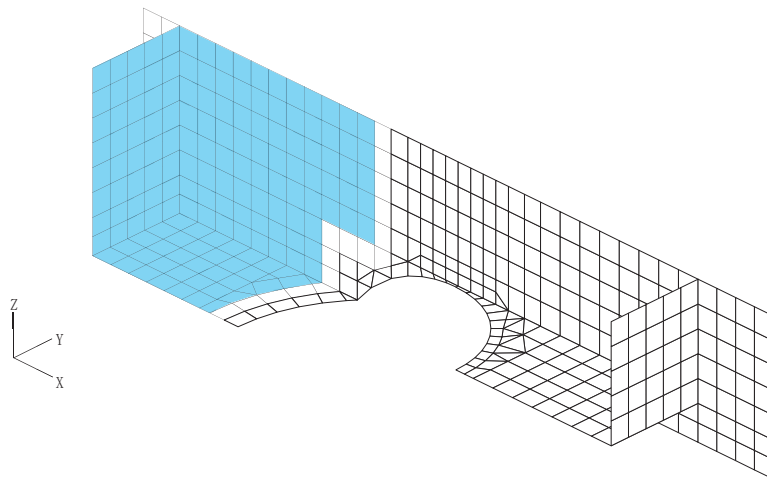


図2-1 使用済燃料プールの鋼製ライナひずみの算出対象要素

3. 許容値の設定

鋼製ライナひずみの許容値は、J S M E S N E 1 -2003 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（以下「C C V規格」という。）を準用し、表 CVE-3611-1 ライナプレートの許容ひずみより、引張： 3.0×10^{-3} ，圧縮： 5.0×10^{-3} とする。

C C V規格の許容値は、コンクリート製原子炉格納容器の円筒部ライナプレートに限定されるものではなく、底部の平面のライナプレートにも適用されるものであるため、適用性について形状に依存するものではない。また、ライナプレートは鉄筋コンクリート部分の変形によるひずみに対し、漏洩を生じることなく追従できる変形性能を有していればよい（解説 CVE-3611）。よって、要求機能の観点からも、使用済燃料プールは鉄筋コンクリートに強度を、鉄製ライナに耐漏洩性をもたせた構造となっているため、C C V規格におけるライナプレートの許容ひずみを準用することは問題ないものとする。

4. 鋼製ライナひずみの検討結果

鋼製ライナひずみの検討結果を表 4-1 に示す。また、図 4-1 に最大ひずみの要素位置を示す。

表 4-1 検討結果

検討項目	最大ひずみの発生要素	解析結果	許容値	備考
ひずみ	7	0.25×10^{-3}	3.0×10^{-3}	荷重ケース：S d 地震 + 温度荷重

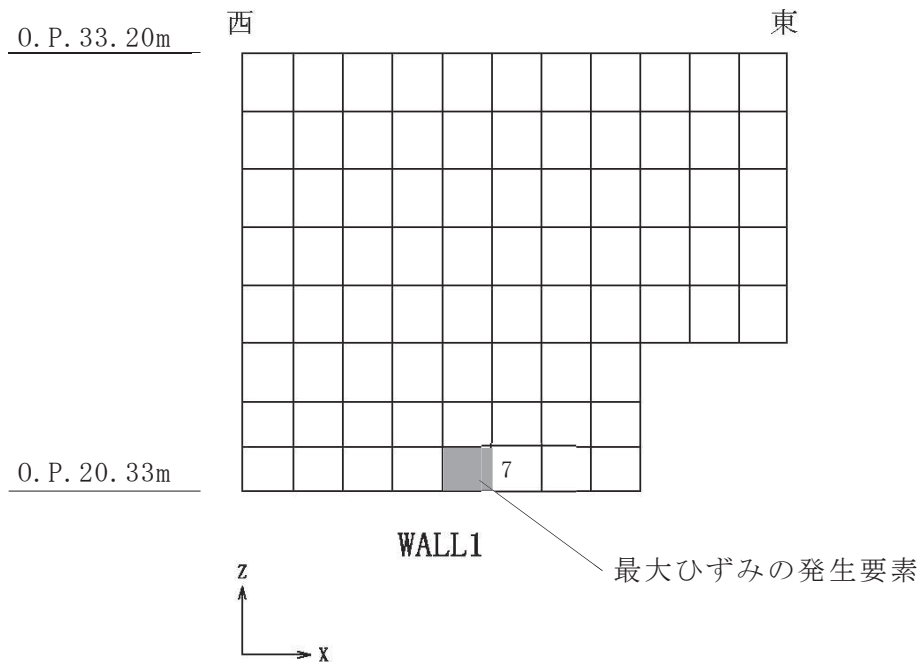


図 4-1 最大ひずみの要素位置図（北側壁）

5. まとめ

使用済燃料プールの内面の鋼製ライナについて、ひずみの検討を行った。その結果、最大ひずみは 0.25×10^{-3} であり、許容値 3.0×10^{-3} に対して十分小さいことを確認した。

別紙 8 使用済燃料貯蔵ラックの地震時反力の検討

目 次

1. 検討の概要	別紙 8- 1
2. 検討方針	別紙 8- 4
3. 荷重及び荷重の組合せ	別紙 8- 5
4. 使用材料の許容限界	別紙 8- 6
5. 応力解析	別紙 8- 6
6. 評価方法	別紙 8-10
7. 評価結果	別紙 8-10
8. 検討のまとめ	別紙 8-17

別紙 8-1 ラック反力に対する使用済燃料プールの応力解析における応力平均化の考え方

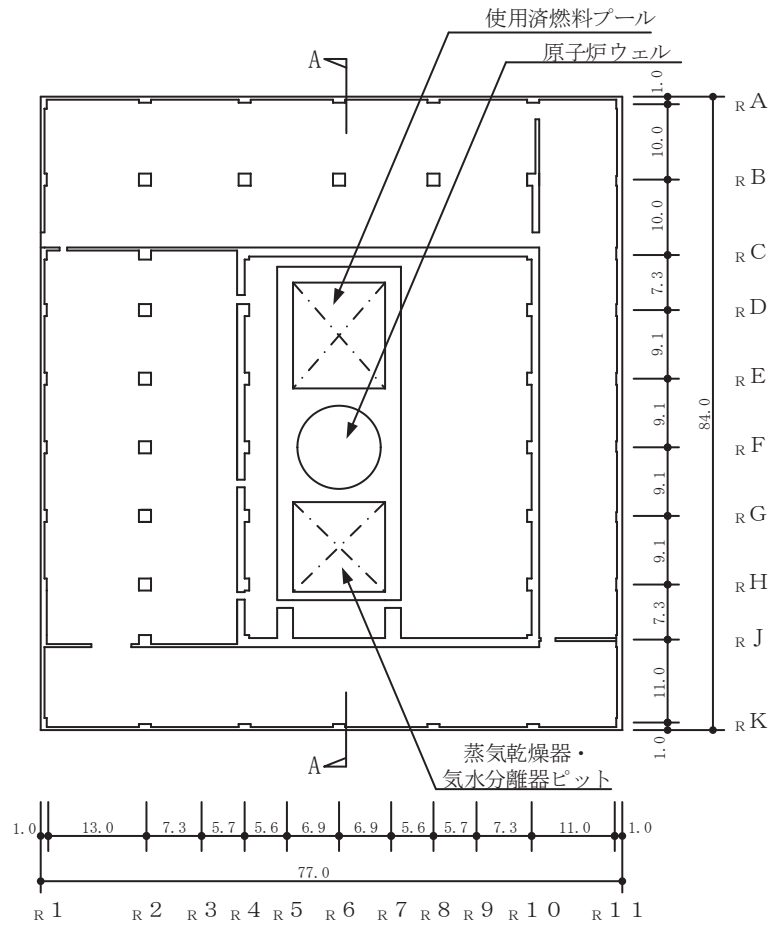
1. 検討の概要

添付書類「VI-2-4-2-1 使用済燃料プール（キャスクピットを含む）（第 1, 2 号機共用）の耐震性についての計算書」（以下「SFP の耐震計算書」という。）において，使用済燃料プールの解析モデルでは，使用済燃料貯蔵ラックの質量は固定荷重として扱うことで，重量及び鉛直方向地震時に使用済燃料貯蔵ラックに作用する地震荷重を考慮している。

一方で，添付書類「VI-2-4-2-2 使用済燃料貯蔵ラック（第 1, 2 号機共用）の耐震性についての計算書」では基準地震動 S_s に対する使用済燃料貯蔵ラックの検討を行っており，使用済燃料プールの底面スラブに作用する使用済燃料貯蔵ラックからの地震時反力が算定される。

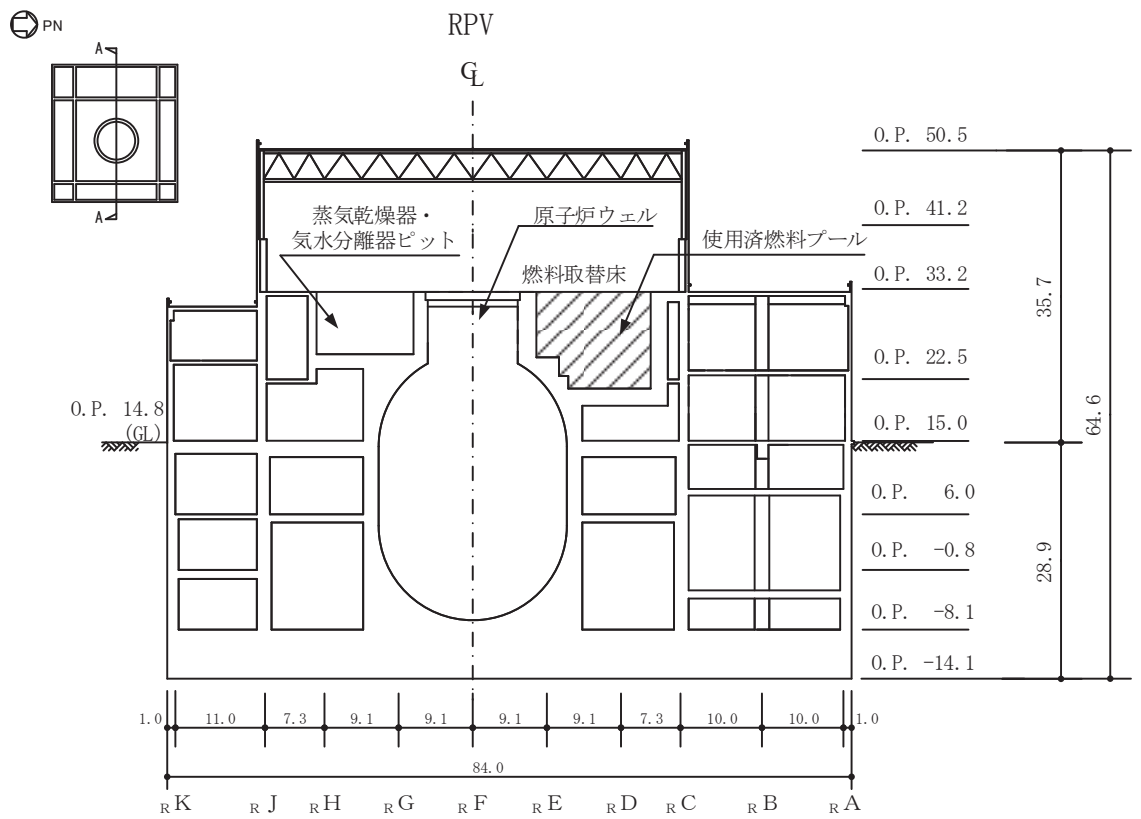
本資料では，使用済燃料貯蔵ラックの基準地震動 S_s に対する反力に対し，使用燃料プールの検討を行う。

使用済燃料プールの概略平面図及び概略断面図を図 1-1 及び図 1-2 に示す。



(単位：m)

図 1-1 使用済燃料プール及びキャスクピットを含む原子炉建屋の概略平面図
(O.P. 33.2m)



(単位：m)

図 1-2 使用済燃料プール及びキャスクピットを含む原子炉建屋の概略断面図
(A-A 断面)

2. 検討方針

使用済燃料貯蔵ラックの基準地震動 S_s に対する反力に対し、使用済燃料プール及びキャスクピットについて、検討を行う。

検討は、SFP の耐震計算書に示す 3次元 FEM モデルを用い、使用済燃料貯蔵ラックの基準地震動 S_s に対する反力を考慮した応力解析を行い、断面の評価において許容値を超えないことを確認する。

解析モデルの詳細及び許容値については、SFP の耐震計算書に示すものと同一である。

3. 荷重及び荷重の組合せ

使用済燃料貯蔵ラックの基準地震動 S_s に対する反力の値を表 3-1 に示す。なお、SFP の耐震書においてもラック重量は積載荷重 (P) に含まれている。

表 3-1 使用済燃料貯蔵ラックの反力 (1 体当り 基準地震動 S_s)

使用済燃料貯蔵ラック	ラック反力	方向	鉛直方向地震時	EW 方向地震時	NS 方向地震時
110 体 (10×11) 8 台	水平・鉛直荷重 (kN)	X	—	±1435	—
		Y	—	—	±1614
		Z	±836.1	—	—
	曲げモーメント (kN・m)	X	—	—	±5138
		Y	—	±4098	—
		Z	—	—	—
170 体 (10×17) 8 台	水平・鉛直荷重 (kN)	X	—	±2071	—
		Y	—	—	±2518
		Z	±1266	—	—
	曲げモーメント (kN・m)	X	—	—	±7836
		Y	—	±6659	—
		Z	—	—	—

荷重の組合せは、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。荷重の組合せを表 3-2 に示す。荷重の詳細は、SFP の耐震計算書の「3.2.1 荷重」に示す固定荷重 (G)、積載荷重 (P) 及び地震荷重 (S_s) と同一である。

表 3-2 荷重の組合せケース (S_s 地震時)

外力の状態	荷重の組合せ
S_s 地震時	G + P + S_s

G : 固定荷重

P : 積載荷重

S_s : 地震荷重 (地震時動水圧荷重及び地震時ラック反力を含む)

4. 使用材料の許容限界

コンクリート及び鉄筋の許容限界は、SFP の耐震計算書の「3.3 許容限界」に示す内容と同一である。

5. 応力解析

解析モデル概要図を図 5-1 に示す。解析モデルの詳細は、SFP の耐震計算書の「3.4 解析モデル及び諸元」に示す内容と同一である。

S_s地震時の応力は、SFP の耐震計算書の「3.5.1 応力解析方法」に示す、次の荷重ケースによる応力を組み合わせて求める。

G : 固定荷重

P : 積載荷重（使用済燃料貯蔵ラック重量を含む）

S_s_{SN}* : S→N 方向 S_s地震荷重（地震時動水圧荷重及び地震時ラック反力を含む）

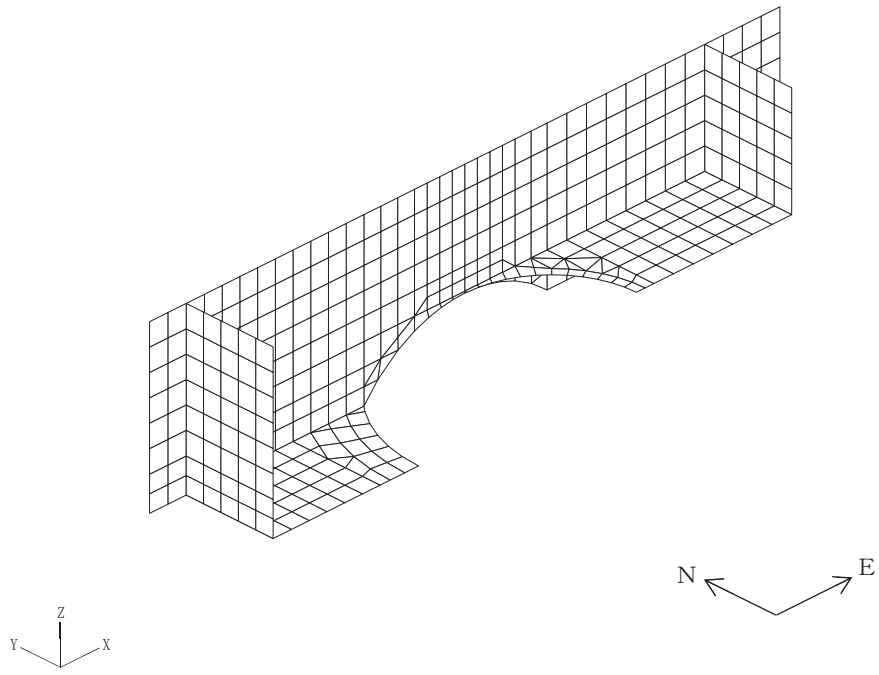
S_s_{WE}* : W→E 方向 S_s地震荷重（地震時動水圧荷重及び地震時ラック反力を含む）

S_s_{UD}* : 鉛直方向 S_s地震荷重（地震時ラック反力を含む）

注記* : 計算上の座標軸を基準として、EW 方向は W→E 方向の加力、NS 方向は S→N 方向の加力、鉛直方向は下向きの加力を記載している。

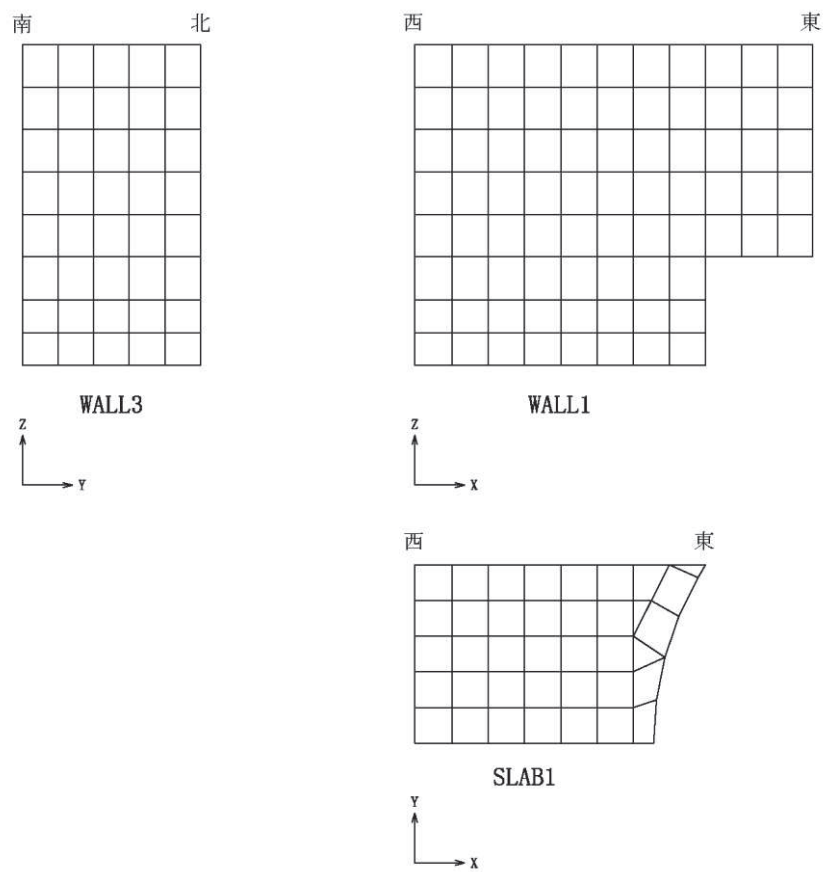
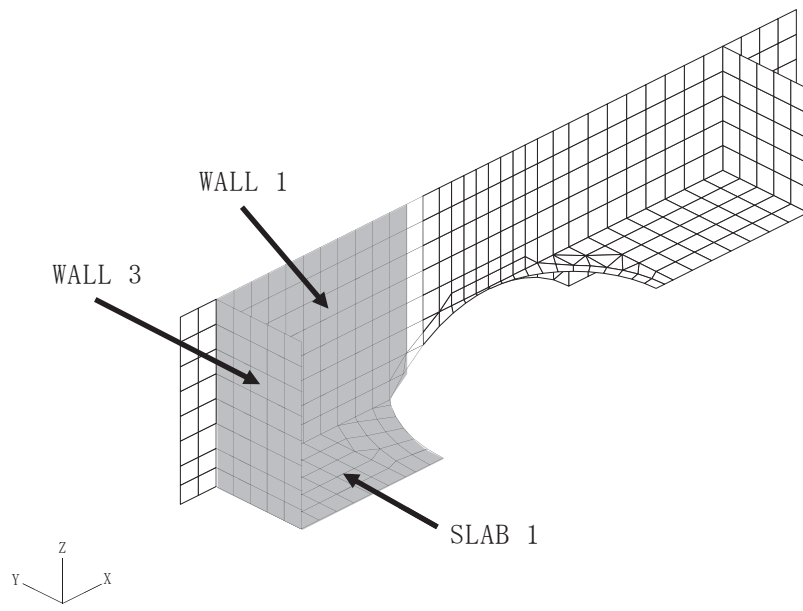
荷重の組合せケースを表 5-1 に示す。

水平地震力と鉛直地震力による応力の組合せは、「原子力発電所耐震設計技術規程（J E A C 4 6 0 1 - 2015）」を参考に、組合せ係数法（組合せ係数は 1.0 と 0.4）を用いるものとする。



(a) 全体鳥瞰図

図 5-1(1) 解析モデル概要図 (1/2)



注：X，Y，Zは全体座標系を示す。

(b) プール部要素分割図

図 5-1(2) 解析モデル概要図 (2/2)

表 5-1 荷重の組合せケース

外力の状態	ケース No.	荷重の組合せ
S s 地震時	2-1	$G + P + 1.0 S_{s_{SN}} + 0.4 S_{s_{UD}}$
	2-2	$G + P - 1.0 S_{s_{SN}} + 0.4 S_{s_{UD}}$
	2-3	$G + P - 1.0 S_{s_{WE}} + 0.4 S_{s_{UD}}$
	2-4	$G + P + 1.0 S_{s_{WE}} + 0.4 S_{s_{UD}}$
	2-5	$G + P + 1.0 S_{s_{SN}} - 0.4 S_{s_{UD}}$
	2-6	$G + P - 1.0 S_{s_{SN}} - 0.4 S_{s_{UD}}$
	2-7	$G + P - 1.0 S_{s_{WE}} - 0.4 S_{s_{UD}}$
	2-8	$G + P + 1.0 S_{s_{WE}} - 0.4 S_{s_{UD}}$
	2-9	$G + P + 0.4 S_{s_{SN}} + 1.0 S_{s_{UD}}$
	2-10	$G + P - 0.4 S_{s_{SN}} + 1.0 S_{s_{UD}}$
	2-11	$G + P - 0.4 S_{s_{WE}} + 1.0 S_{s_{UD}}$
	2-12	$G + P + 0.4 S_{s_{WE}} + 1.0 S_{s_{UD}}$
	2-13	$G + P + 0.4 S_{s_{SN}} - 1.0 S_{s_{UD}}$
	2-14	$G + P - 0.4 S_{s_{SN}} - 1.0 S_{s_{UD}}$
	2-15	$G + P - 0.4 S_{s_{WE}} - 1.0 S_{s_{UD}}$
	2-16	$G + P + 0.4 S_{s_{WE}} - 1.0 S_{s_{UD}}$

6. 評価方法

使用済燃料プールの壁及び底面スラブの評価は、SFP の耐震計算書の「3.5.2 断面の評価方法」に示す方法と同一である。

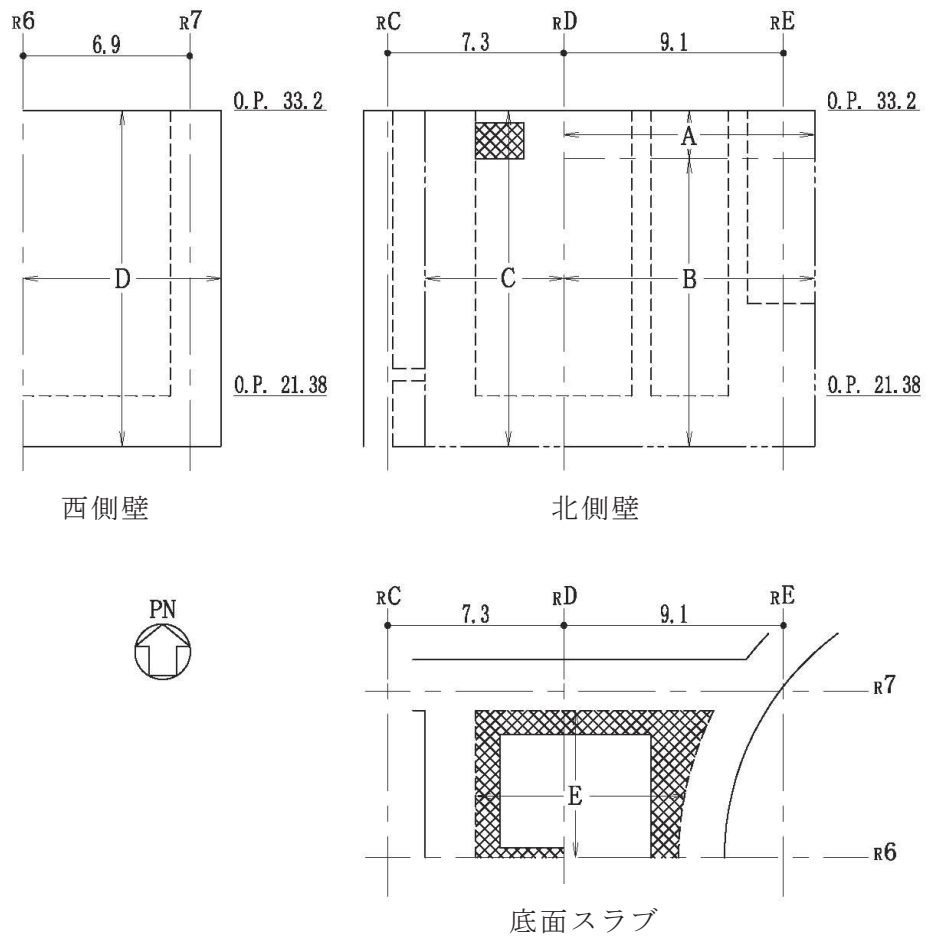
7. 評価結果

3次元 FEM モデルの配筋領域図を図 7-1 に、配筋一覧を表 7-1 に示す。

断面の評価結果を記載する要素は、軸力、曲げモーメント及び面内せん断力による鉄筋及びコンクリートのひずみ、軸力による圧縮応力度、面内せん断応力度並びに面外せん断応力度に対する評価において、発生値に対する許容値の割合が最小となる要素とする。

選定した要素の位置を図 7-2 に、評価結果を表 7-2 に示す。

S s 地震時において、壁について、軸力、曲げモーメント及び面内せん断力による鉄筋及びコンクリートのひずみ、軸力による圧縮応力度、面内せん断応力度並びに面外せん断応力度が、各許容値を超えないことを確認した。また、底面スラブについて、軸力及び曲げモーメントによる鉄筋及びコンクリートのひずみ並びに面外せん断応力度が、各許容値を超えないことを確認した。



注：面外せん断補強筋  : D22@200×@400

図 7-1 配筋領域図

表 7-1 配筋一覧

(a) 北側壁

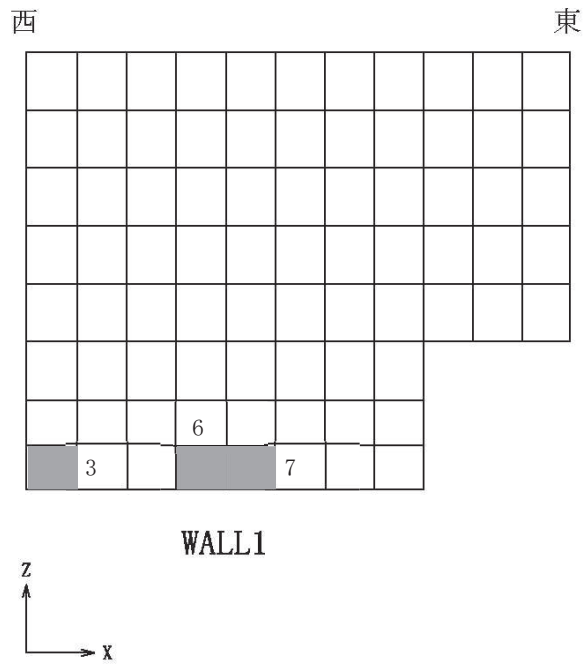
区分	タテ方向	ヨコ方向
A	(内側) 2-D38@200+D38@400 (外側) 2-D38@200+2-D38@400	(内側) 3-D38@200 (外側) 4-D38@200
B	(内側) 2-D38@200+D38@400 (外側) 2-D38@200+2-D38@400	(内側) 3-D38@200 (外側) 3-D38@200+D38@400
C	(内側) 3-D38@200+D38@400 (外側) 3-D38@200	(内側) 2-D38@200+2-D38@400 (外側) 3-D38@200

(b) 西側壁

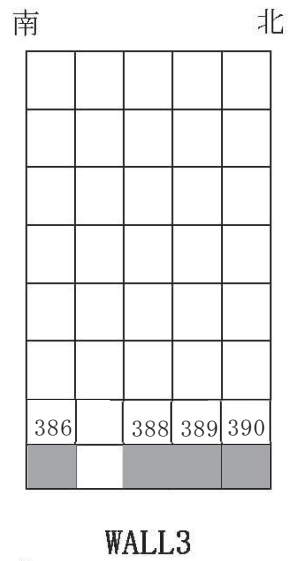
区分	タテ方向	ヨコ方向
D	(内側) D38@200+D38@400 (外側) D38@200+2-D38@400	(内側) 2-D38@200 (外側) 2-D38@200+D38@400

(c) 底面スラブ

区分	EW 方向	NS 方向
E	(上ば) 3-D38@200 (下ば) 4-D38@200	(上ば) 2-D38@200+D38@400 (下ば) 3-D38@200+D38@400

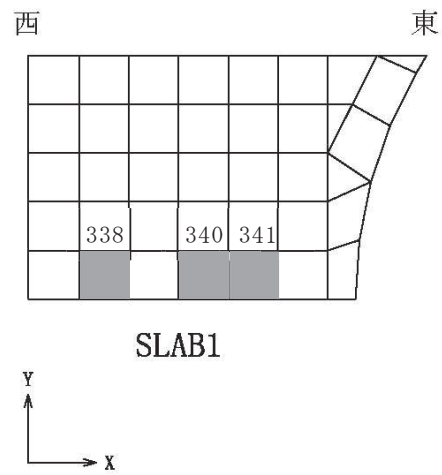


(a) 北側壁



(b) 西側壁

図 7-2(1) 選定した要素の位置 S s 地震時 (1/2)



(c) 底面スラブ

図 7-2(2) 選定した要素の位置 S s 地震時 (2/2)

表 7-2(1) 評価結果 S s 地震時 (使用済燃料貯蔵ラック反力考慮)

部位	評価項目		方向	要素番号	組合せケース	発生値	許容値
北側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	7	2-1	0.303	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	6	2-1	1.51	5.00
	軸力	圧縮応力度 (N/mm^2)	鉛直	3	2-10	2.47	21.6
	面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm^2)	—	3	2-11	2.21	5.96
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	鉛直	7	2-9	0.675	1.47
西側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	386	2-11	0.546	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	389	2-3	1.42	5.00
	軸力	圧縮応力度 (N/mm^2)	鉛直	390	2-12	2.45	21.6
	面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm^2)	—	388	2-10	1.15	4.02
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	鉛直	386	2-11	0.824	1.40
底面 スラブ	軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	EW	340	2-12	0.450	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	EW	341	2-11	1.04	5.00
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	EW	338	2-11	1.94*	2.59

注記* : 応力の再分配等を考慮して、応力平均化を行った結果。

表 7-2(2) 評価結果 S s 地震時 (使用済燃料貯蔵ラック反力非考慮)

部位	評価項目		方向	要素番号	組合せケース	発生値	許容値
北側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	7	2-9	0.269	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	6	2-9	1.28	5.00
	軸力	圧縮応力度 (N/mm^2)	鉛直	3	2-10	2.40	21.6
	面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm^2)	—	3	2-11	2.21	5.99
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	水平	241	2-1	0.892	2.08
西側壁	軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	鉛直	386	2-11	0.502	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	水平	425	2-1	1.30	5.00
	軸力	圧縮応力度 (N/mm^2)	鉛直	390	2-12	2.40	21.6
	面内せん断力	面内せん断応力度 (N/mm^2)	—	388	2-10	1.14	4.02
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	鉛直	386	2-11	0.808	1.44
底面 スラブ	軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	EW	340	2-12	0.409	3.00
		鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	EW	341	2-11	0.964	5.00
	面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	EW	338	2-11	1.89*	2.59

注記* : 応力の再分配等を考慮して、応力平均化を行った結果。

8. 検討のまとめ

使用済燃料貯蔵ラックの基準地震動 S_s に対する反力に対し、3次元 FEM モデルを用いた応力解析により使用燃料プールの検討を行った。

検討の結果、使用済燃料貯蔵ラックの基準地震動 S_s に対する反力を考慮することで、使用済燃料貯蔵ラックの質量は固定荷重として扱った評価結果と比較すると発生値は増加傾向にあるが、軸力及び曲げモーメントによる鉄筋及びコンクリートのひずみ、面内せん断応力度並びに面外せん断応力度が、各許容値を超えないことを確認した。

以上のことから、使用済燃料貯蔵ラックの基準地震動 S_s に対する反力に対し、使用済燃料プールが有する耐震性への影響はないことを確認した。

別紙 8-1 ラック反力に対する使用済燃料プールの応力解析における
応力平均化の考え方

目 次

1. 概要	別紙 8-1- 1
2. 応力平均化の考え方	別紙 8-1- 2
2.1 応力平均化を実施した領域における断面の評価要素	別紙 8-1- 2
2.2 応力平均化の方法	別紙 8-1- 4
2.3 応力平均化の結果	別紙 8-1- 9
2.4 断面の評価結果	別紙 8-1-10

1. 概要

本資料は、「補足-610-3 使用済燃料プールの耐震性についての計算書に関する補足説明資料」のうち「別紙 8 使用済燃料貯蔵ラックの地震時反力の検討」に基づく解析ケースを対象として、使用済燃料プール及びキャスクピット（以下「SFP」という。）における応力平均化の考え方について示すものである。

3次元 FEM モデルを用いた応力の算定において、FEM 要素に応力集中等が見られる場合については、「日本建築学会 2005 年 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（以下「RC-N 規準」という。）に基づき、応力の再配分等を考慮してある一定の領域の応力を平均化したうえで断面の評価を行っている。この場合、当該要素における応力度ではなく、周囲の複数の要素で平均化した応力度に対して断面の評価を実施していることから、本資料では、SFP における複数の要素での応力平均化の考え方及びその結果を示す。

2. 応力平均化の考え方

2.1 応力平均化を実施した領域における断面の評価要素

断面の評価要素は、応力平均化を行うことによって応力が変わることから、応力平均化前の断面力に対する検定値を元に選定している。

SFP の底面スラブでは、応力平均化前の応力分布において、局所的に大きな面外せん断力が発生している要素を断面の評価要素とし、応力平均化を行い、応力平均化後の値に対する断面の評価を実施した。

応力平均化を実施した要素を表 2-1、要素位置図を図 2-1 に示す。

表 2-1 応力平均化要素

部位	評価項目		方向	要素番号	組合せケース	平均化前の検定値 (発生値/許容値)
底面スラブ	面外せん断力	面外せん断応力度	EW	338	2-11 (S s 地震時)	1.46

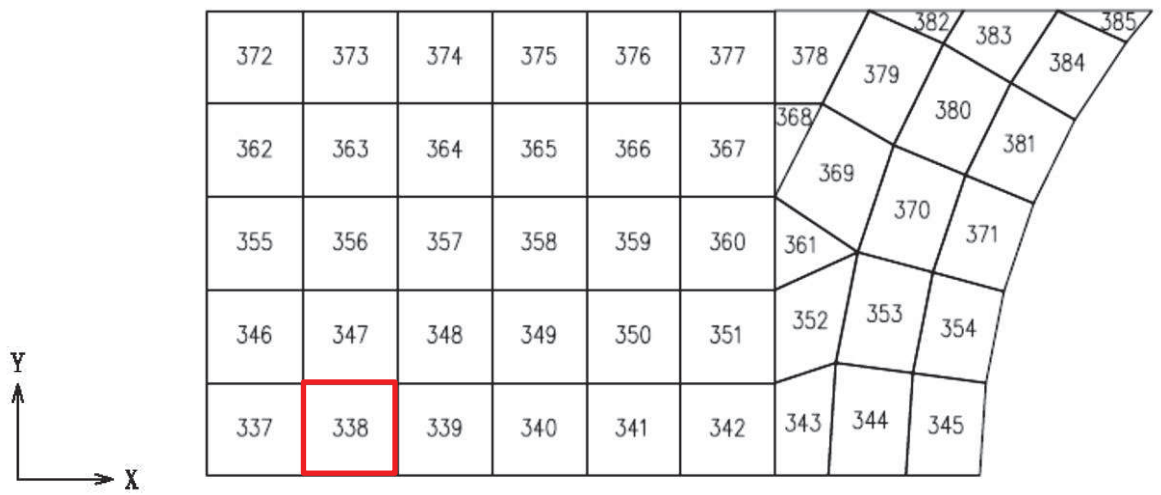


図 2-1 要素位置図

2.2 応力平均化の方法

3次元 FEM モデルを用いた応力解析においては、部材断面やモデル形状が大きく変化して不連続になっている箇所は、局所的な応力集中が発生しやすい。

図 2-2 に SFP の 3次元 FEM モデルを示す。図 2-2 に示すように、当該部は西側壁との接続部分であり、応力が集中しやすい。図 2-3 に示す面外せん断力のコンター図を見ると、当該要素周辺では大きな面外せん断力が発生していることが分かる。

そこで、今回の SFP の応力解析においては、RC-N 規準を参考に、コンクリートのひび割れによる応力の再配分を考慮し、応力の平均化を行った。なお、SFP の底面スラブ全体でも鉄筋ひずみの最大値は、 0.964×10^{-3} であり、鉄筋降伏時のひずみ 1.68×10^{-3} を下回っていること、応力平均化範囲及びその周辺領域では全面的な曲げ降伏状態には至っていないことを確認している。

RC-N 規準においては、「線材では、部材端に生じる斜めせん断ひび割れによって部材有効せい程度離れた断面の引張鉄筋の応力度が部材端と同じ大きさまで増大する現象（テンションシフト）が生じるが、面材では、斜めひび割れが発生した場合においても、材軸直交方向への応力再配分によって、線材におけるテンションシフトのような現象は生じにくいと考えられる。」とされており、耐震壁の面外せん断力について、「面材であるため、局所的に応力の集中があっても、応力の再配分を生じ、破壊に至ることはない。」とされている。また、基礎スラブのような大断面を有する面材の面外せん断力について、「通常の場合、FEM 解析の要素サイズは、基礎スラブ版厚より小さいため、RC-N 規準の付図 2.2 に模式的に示されるように設計用面外せん断力は想定されるひび割れ領域での平均面外せん断力に対して大きめの評価となっているといえる。また、基礎スラブにおいても、耐震壁と同様、面材における面外せん断力の再配分も期待できる。」とされている。RC-N 規準の付図 2.2 を図 2-4 に示す。

壁、床スラブ、基礎スラブのような面材については、RC-N 規準に示されるように、面材に荷重を作用させる直交部材からせん断破壊面が 45 度の角度で進展すると考えられることから、せん断破壊面が面材の表面から裏面まで貫通する範囲、すなわち部材厚の範囲に応力が再配分されると考えられる。SFP の底面スラブにおける面外せん断力に対する応力平均化の考え方を図 2-5 に示す。

以上より、応力の平均化は、当該要素の壁から離れる側の応力方向に位置する隣接要素に対して、壁面から底面スラブの部材厚である 2.1m 分の範囲で行った。該当要素について応力平均化範囲を図 2-6 に示す。

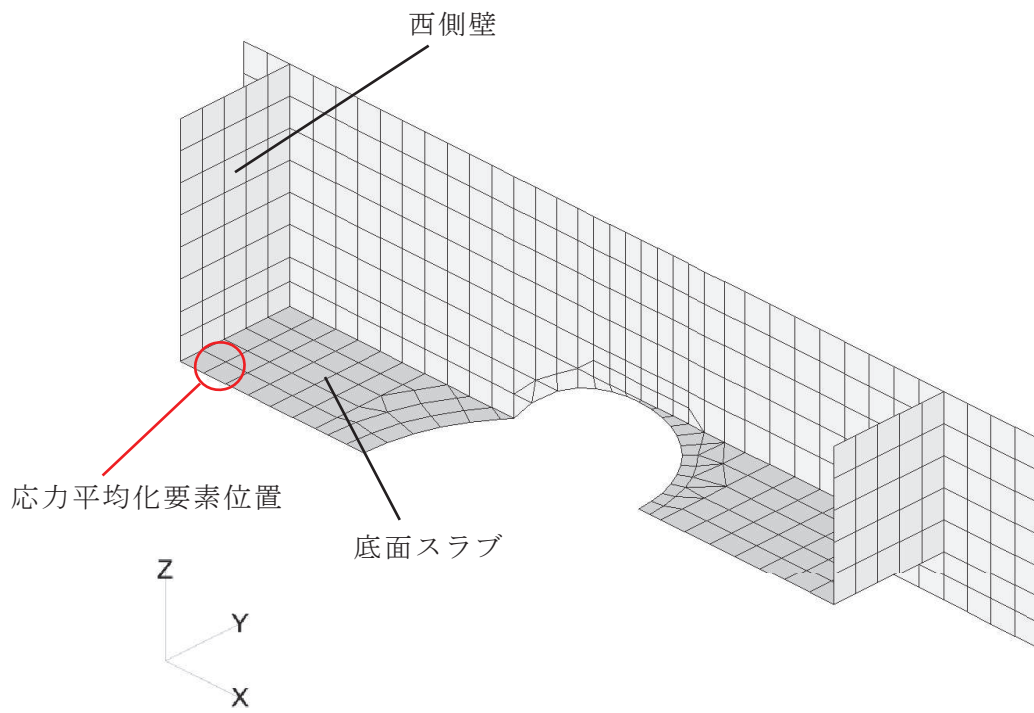
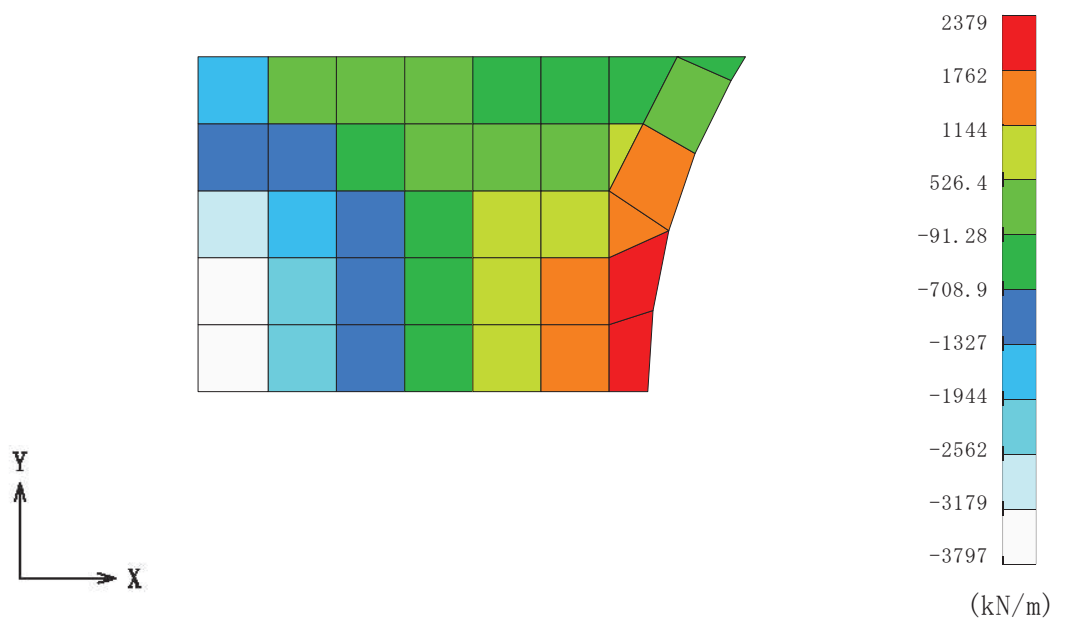


図 2-2 SFP の 3 次元 FEM モデル



組合せケース 2-11 (EW 方向)

図 2-3 面外せん断力のコンター図

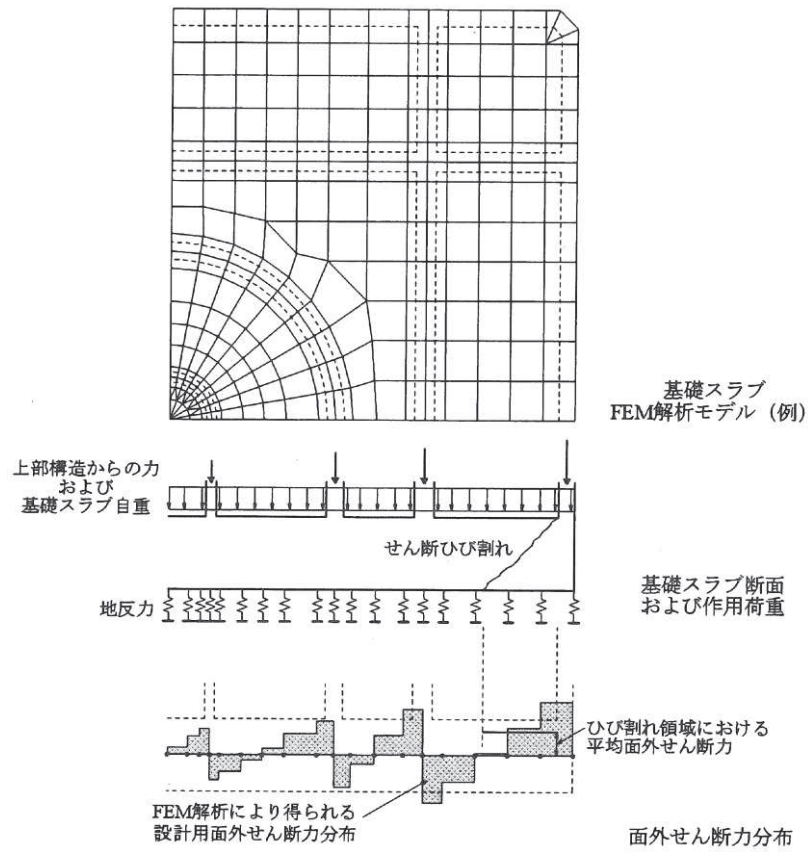


図 2-4 RC-N 規準の付図 2.2

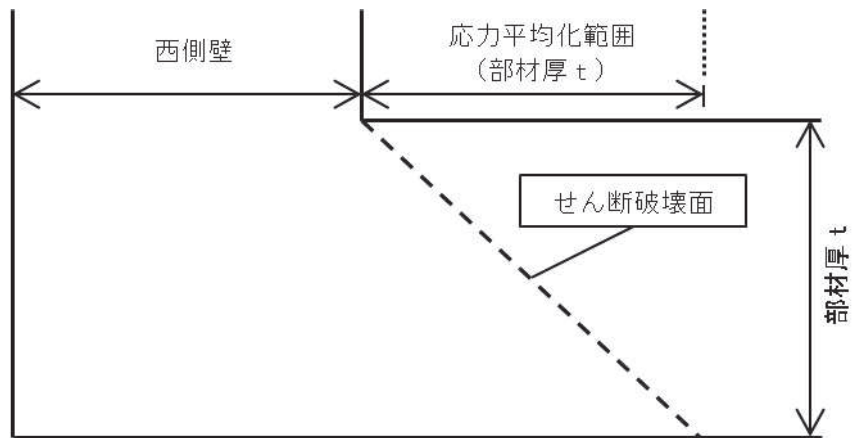


図 2-5 SFP の底面スラブにおける面外せん断力に対する応力平均化の考え方

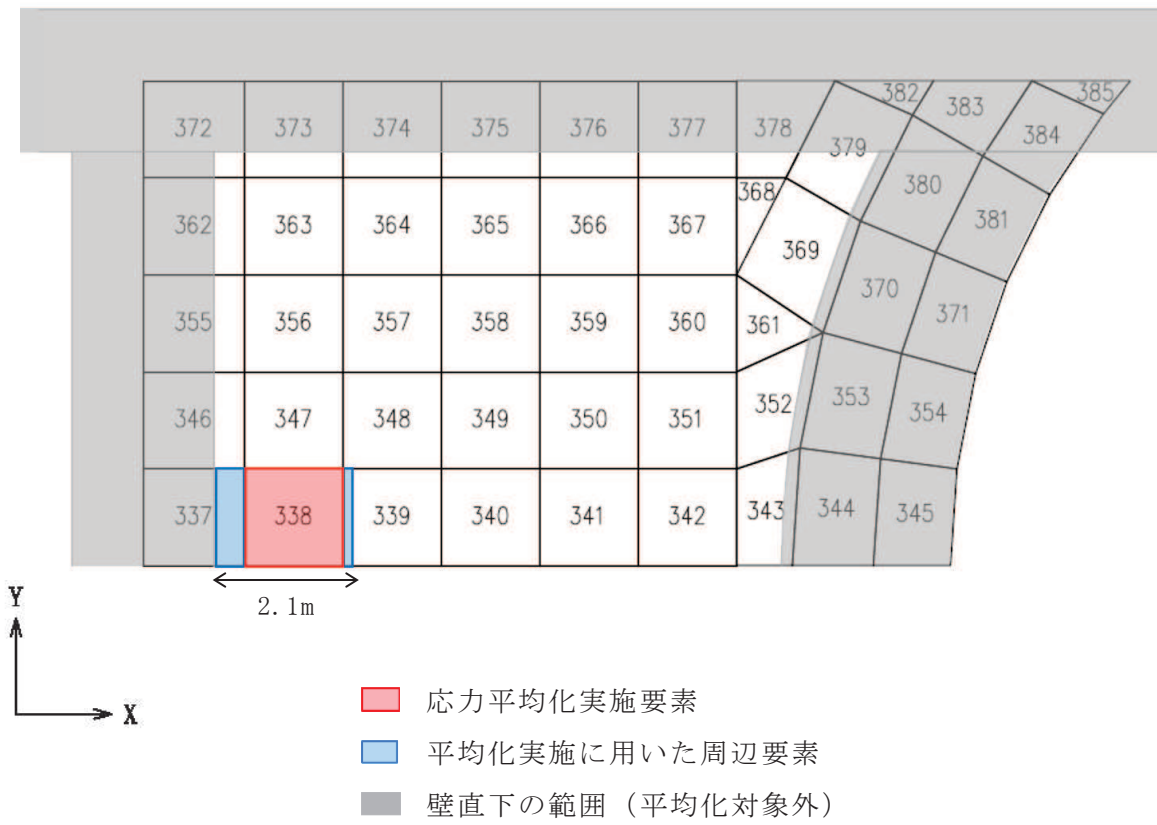


図 2-6 応力平均化範囲

2.3 応力平均化の結果

応力平均化の手法として、下式のとおり、要素面積を考慮した重み付け平均で平均化を行っている。応力平均化に用いる各要素の発生値、面積及び重み付け値を表2-2に示す。また、応力平均化の結果を表2-3に示す。

$$\tau_{ave} = \Sigma (\tau_i \times A_i) / \Sigma A_i$$

ここで、

τ_{ave} : 平均化後の面外せん断応力度

τ_i : 平均化前の各要素の面外せん断応力度（発生値）

A_i : 応力平均化範囲における各要素の面積

表2-2 応力平均化に用いる各要素の発生値、面積及び重み付け値

応力平均化対象要素	方向	組合せケース	要素番号	発生値 τ_i (N/mm ²)	要素面積 A_i (m ²)	重み付け値 $\tau_i \times A_i$ ($\times 10^6$ N)
338	EW	2-11	337	2.94	0.65	1.90
			338	1.76	2.08	3.67
			339	0.90	0.27	0.25
合計					3.00	5.81

表2-3 応力平均化結果

応力平均化対象要素	方向	組合せケース	要素番号	面外せん断応力度 (N/mm ²)	
				平均化前	平均化後
338	EW	2-11	337	2.94	1.94
			338	1.76	
			339	0.90	

2.4 断面の評価結果

2.4.1 断面の評価方法

S s 地震時の面外せん断応力度について、発生値が許容値を超えないことを確認する。許容値は、「J S M E S N E 1 -2003 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」に基づき算出する。

2.4.2 断面の評価結果

応力平均化後の評価結果を表 2-4 に示す。表 2-4 より、応力平均化後の面外せん断応力度の発生値が許容値を超えないことを確認した。

表 2-4 応力平均化後の評価結果

要素番号	方向	組合せケース	面外せん断応力度 (N/mm ²)		平均化後の検定値 (発生値/許容値)
			発生値	許容値	
338	EW	2-11	1.94	2.59*	0.750

注記*：許容せん断力の割増し係数を算定する際の曲げモーメント及びせん断力は、応力平均化範囲の要素面積を考慮した重み付け値とする。また、応力平均化範囲に存在する面外せん断補強筋を考慮して許容値を算定する。

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-補-E-19-0610-4_改6

補足-610-4 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書に関する補足説明資料

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）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1-1 原子炉建屋屋根トラスの解析モデルと設計クライテリアについて

別紙1-1-1 原子炉建屋屋根トラスの地震時シミュレーション

別紙1-1-2 原子炉建屋屋根トラスの入力地震動に係る影響検討について

別紙1-2 原子炉建屋屋根トラスの補強概要

別紙1-3 屋根トラス評価モデルにおける減衰について

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 応力解析における断面の評価部位の選定

別紙4 原子炉建屋の既工認時の設計用地震力と今回工認における静的地震力及び弾性設計用地震動 S_d による地震力の比較

別紙5 屋根スラブの面外剛性を考慮した影響検討

別紙6 大物搬入口の耐震性についての計算書に関する補足説明資料

別紙 6-1 地震応答解析におけるモデル化方針

別紙 6-2 地震応答解析におけるスケルトンカーブの設定

別紙 6-3 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 6-3-1 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 6-3-2 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果

別紙 6-4 大物搬入口躯体の耐震補強

別紙 6-5 地震応答解析モデルに関する検討

別紙 6-6 原子炉建屋と大物搬入口躯体の相対変位に関する検討

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、原子炉建屋屋根トラス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

原子炉建屋屋根トラス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 及び図 2-2 に示す。

比較に用いる既工認時の解析モデル及び手法は、平成元年 6 月 8 日付け元資庁第 2015 号にて認可された工事計画の添付書類「IV-2-6-1 原子炉建屋の耐震性についての計算書」（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（原子炉建屋屋根トラス）

項目	内容	既工認	今回工認	備考
解析手法		・ 2次元フレームモデルを用いた応力解析 (静的弾性解析)	・ 3次元 FEM モデルを用いた応力解析 (時刻歴弾塑性解析)	(1) (2)
解析コード		・ S D	・ fappase	(2)
モデル	材料物性	検討時の各規準に基づき設定 ・ コンクリートのヤング係数： $E = 2.65 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ (SI 換算) ・ コンクリートのポアソン比： $\nu = 0.167$ ・ 鋼材のヤング係数： $E = 2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ (SI 換算) ・ 鋼材のポアソン比： $\nu = 0.3$	質点系地震応答解析モデルに基づき設定 ・ 耐震壁のコンクリートのヤング係数： $E = 7.94 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$ (NS 方向) $E = 1.32 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ (EW 方向) ・ 屋根スラブのヤング係数： $E = 2.65 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ ・ コンクリートのポアソン比： $\nu = 0.167$ ・ 鋼材のヤング係数： $E = 2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ ・ 鋼材のポアソン比： $\nu = 0.3$	(3) (4) (5)
	減衰	—	剛性比例型減衰 ・ コンクリート：5% ・ 鋼材：2%	—
	要素分割	・ はり要素：主トラスの上下弦材，柱，はり ・ トラス要素：主トラスの斜材，束材 ・ シェル要素：壁	・ はり要素：主トラス及びサブトラスの上下弦材，母屋，柱，はり ・ トラス要素：主トラス及びサブトラスの斜材・束材，方杖，壁面補強ブレース ・ シェル要素：耐震壁，追設耐震壁，間仕切壁，スラブ	—
	境界条件	・ 各通りに，2次元平面トラスと建屋フレームを一体としてモデル化 ・ 1階スラブ上端との接点は固定端，プール壁との接点ではプール壁の回転を考慮しばね支持 ・ トラスの上下弦材は剛接合 ・ トラスの斜材，束材はピン接合	・ 3階 (O.P. 33.2m) より上部を3次元 FEM モデルとしてモデル化 ・ 3階を剛床とし，3階柱の柱脚は同変位条件で固定端とする ・ 主トラスの上下弦材，サブトラスの端部を除く下弦材は剛接合 ・ 主トラス及びサブトラスの斜材・束材，サブトラスの上弦材，サブトラスの下弦材の端部，母屋，方杖はピン接合	—
	非線形特性	・ 考慮せず	・ 考慮する (主トラス及びサブトラスの斜材・束材，方杖は修正若林モデルで座屈を考慮)	(2)
地震荷重との組合せ		$V L + C L + S_A$ ($V L = D L + L L + P L + E L$) D L : 固定荷重 L L : 積載荷重 P L : 配管荷重 C L : クレーン荷重 E L : 機器荷重 S_A : 地震荷重	$G + P + S_s$ G : 固定荷重 (クレーン荷重を含む) P : 積載荷重 (配管荷重及び機器荷重を含む) S_s : S_s 地震荷重	—
荷重の設定	鉛直荷重	・ 構造物の自重，配管，機器荷重及び積載荷重	・ 構造物の自重，配管，機器荷重及び積載荷重 (耐震強化工事による重量変動を反映)	—
	クレーン荷重	・ クレーン自重及びホイスト重量	・ 同左	—
	地震荷重	・ 基準地震動 S_1 により算定される地震力及び静的地震力を包絡した地震力	・ 基準地震動 S_s による地震力	—
評価方法	応力解析	・ 短期：発生応力が短期許容応力度を超えないことを確認	・ 基準地震動 S_s 時：3次元 FEM モデルの時刻歴地震応答解析により各部材に生じる応力が弾性限強度 (鋼材の基準強度に 1.1 倍を考慮) を超えないこと及び塑性化部材では破断しないことを確認	(5) (6)

【主要な差異】（表の備考欄に対応）

- (1) 原子炉建屋屋根トラスが鉛直方向の地震動の影響を受けやすいと考えられるため、水平方向と鉛直方向地震力の同時入力による評価を適切に行うことを目的として3次元FEMモデルによる弾塑性時刻歴応力解析を採用する。
- (2) トラスを構成する部材の一部が弾塑性領域に入る可能性があるため、弾塑性挙動を適切に評価することを目的として採用する。考慮した弾塑性特性の詳細及び弾塑性特性の設定の妥当性・適用性については別紙 1-1 に示す。
- (3) 耐震壁の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、質点系の地震応答解析モデルと同様に初期剛性の低下を考慮する。
- (4) 鋼材のヤング係数については、「日本建築学会 2005年 鋼構造設計規準 ー許容応力度設計法ー」に基づき設定する。
- (5) 弾性部材は、「建設省告示第2464号」に基づきF値に1.1倍の割増しを考慮し、圧縮及び曲げについては座屈強度を用いる。
- (6) 塑性化部材は、中込ほか「繰返し力を受けるSM490鋼の疲労性に関する研究」（日本建築学会構造系論文集，第469号，127-136，1995年3月）に基づき評価する。

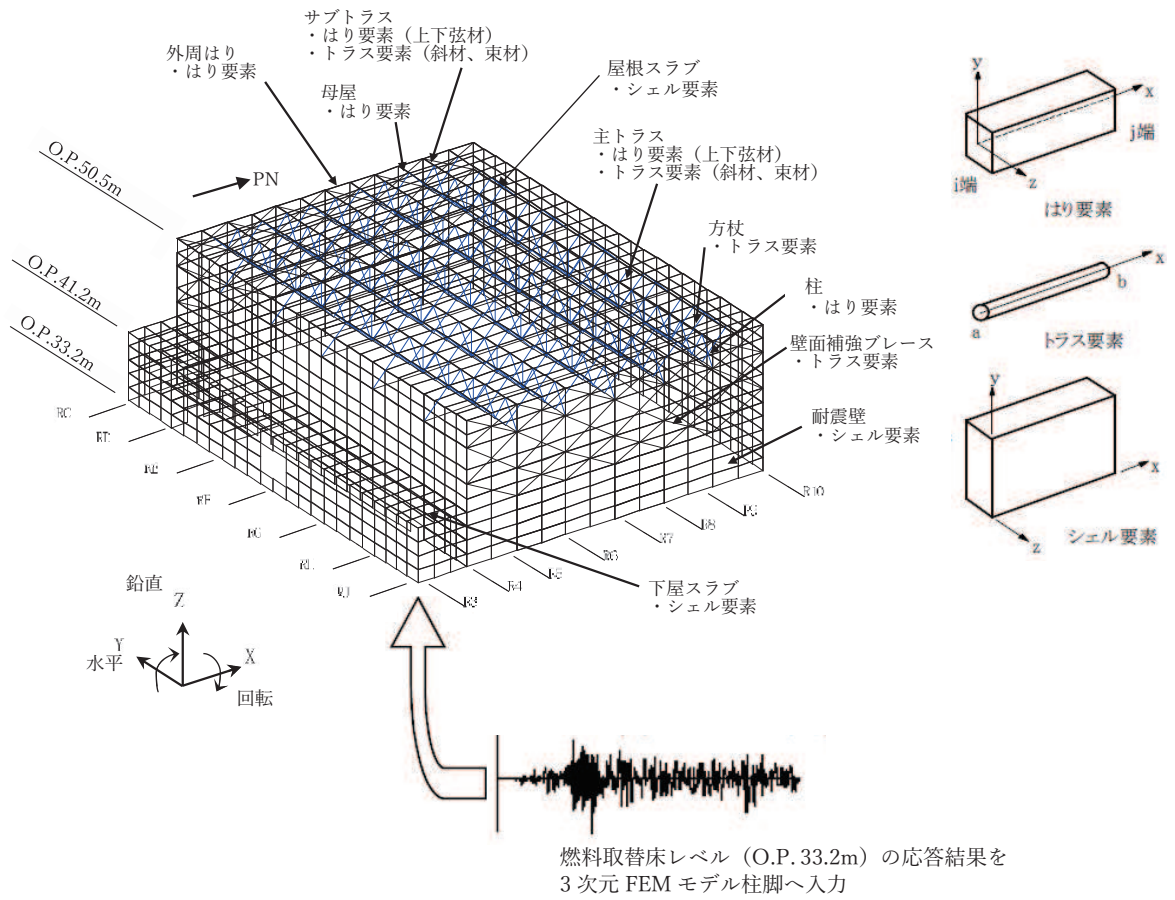


図 2-1 応力解析モデル図

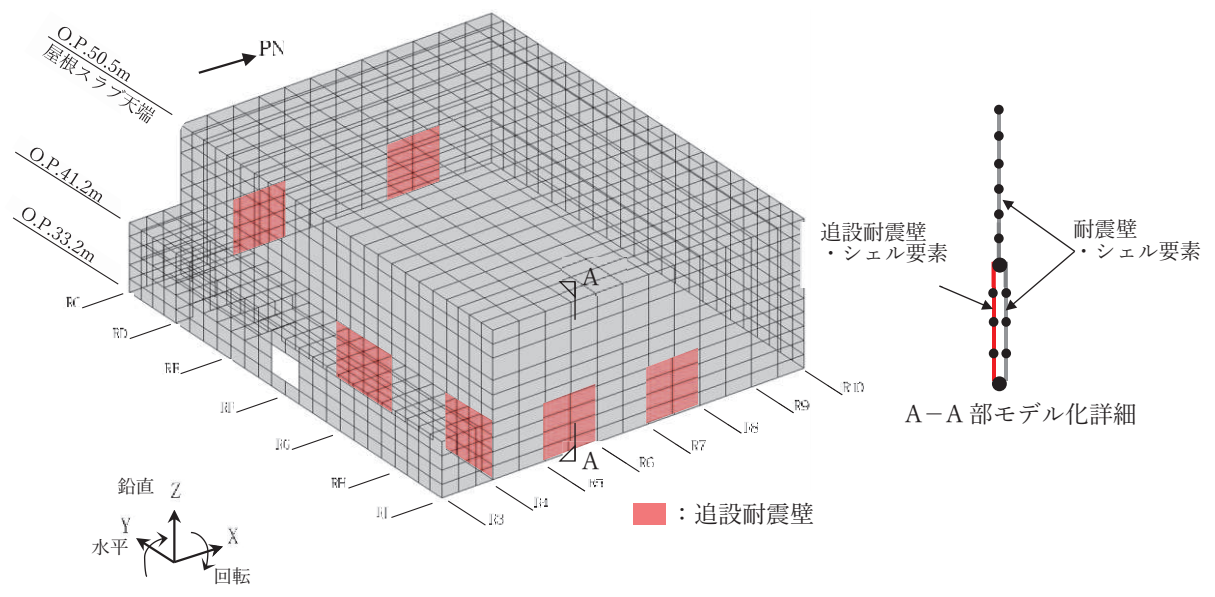


図 2-2 追加耐震壁のモデル化

別紙 1-1 原子炉建屋屋根トラスの解析モデルと設計クライテリア
について

目 次

1. 概要.....	別紙 1-1- 1
2. 原子炉建屋屋根トラスについて.....	別紙 1-1- 1
2.1 原子炉建屋屋根トラスの概要.....	別紙 1-1- 1
2.2 原子炉建屋屋根スラブの概要.....	別紙 1-1- 5
3. 原子炉建屋屋根トラスの地震応答解析モデルと設計クライテリア	別紙 1-1- 6
3.1 解析モデルの概要.....	別紙 1-1- 6
3.2 鉄骨部材の弾塑性評価.....	別紙 1-1- 8
3.3 耐震壁，屋根スラブの剛性補正.....	別紙 1-1- 8
3.4 入力地震動，材料減衰.....	別紙 1-1- 9
3.5 要求機能に対する設計方針（設計クライテリア）	別紙 1-1-10
4. 弾塑性解析の採用について.....	別紙 1-1-11
4.1 弾塑性解析を採用することの目的.....	別紙 1-1-11
4.2 弾塑性特性の設定の妥当性・適用性について.....	別紙 1-1-13
5. 各部材のクライテリアについて.....	別紙 1-1-18
6. 原子炉建屋屋根トラスの評価に関するまとめ.....	別紙 1-1-19

別紙 1-1-1 原子炉建屋屋根トラスの地震時シミュレーション

別紙 1-1-2 原子炉建屋屋根トラスの入力地震動に係る影響検討について

1. 概要

鉄骨構造部の詳細評価モデルを構築して評価を実施している原子炉建屋屋根トラスの地震応答解析モデルについては、既工認では弾性解析を採用しているが、今回工認では弾塑性解析を採用する。

本資料では、屋根トラスが二次格納施設のバウンダリを構成する屋根スラブの間接支持構造物であることから、屋根トラスの3次元弾塑性解析の妥当性・適用性について確認し、屋根スラブの二次格納施設としての機能維持評価の方針について説明する。

2. 原子炉建屋屋根トラスについて

2.1 原子炉建屋屋根トラスの概要

原子炉建屋の上部構造は、鉄筋コンクリート造陸屋根をもつ屋根トラスで構成されている。屋根トラスの平面は、38.0m(南北)×51.0m(東西)の長方形をなしており、燃料取替床レベル(O.P. 33.2m)からの高さは17.3mである。屋根トラスの概要を図2-1に示す。表2-1に屋根トラスの諸元のうち、主トラス材、サブトラス材、母屋材、方杖材について示す。なお、屋根トラスについては平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震(以下「3.11地震」という。)後に、接合部の補強工事を実施している。また、サブトラスと母屋の補強を実施する。

表2-2に屋根トラスの各部材の要求機能を示す。

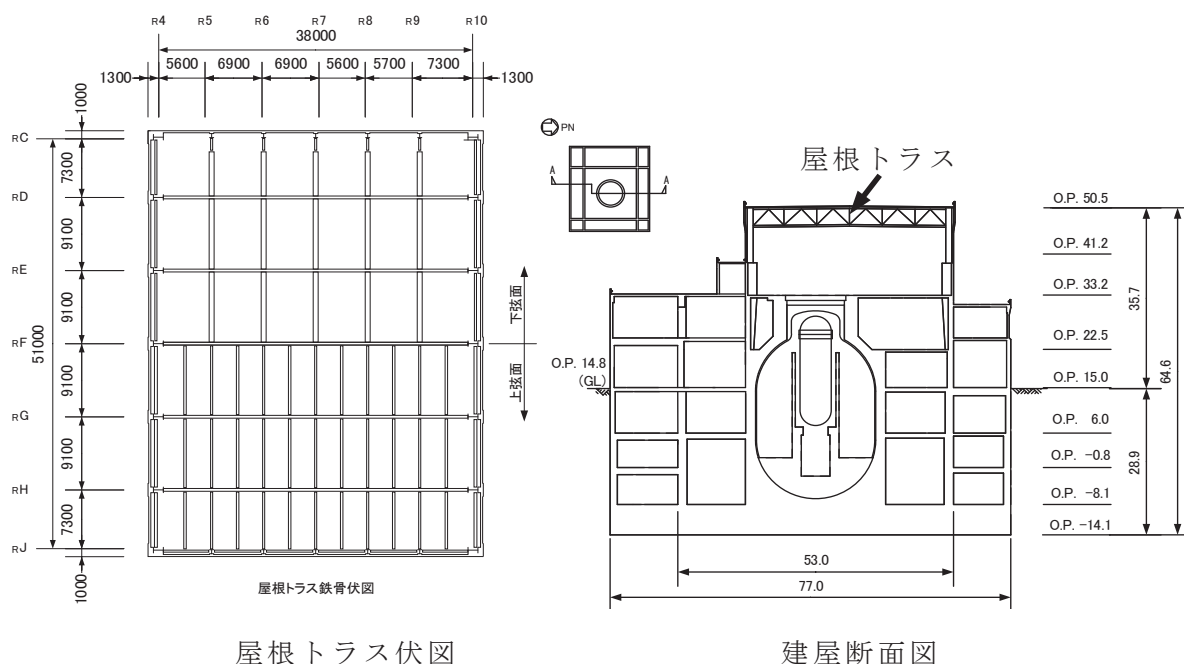


図2-1 原子炉建屋屋根トラスの概要

表 2-1(1) 屋根トラスの主な部材諸元 (1/2)

(a) 主トラス (RD, RE, RF, RG, RH 通り)

部位	使用部材	
	補強前	補強後
上弦材	H-350×350×12×19	同左
下弦材	H-350×350×12×19	同左
斜材	2CTs-175×350×12×19	同左
	2CTs-150×300×10×15	同左
束材	2CTs-100×200×8×12	同左

(b) サブトラス (R5, R6, R8, R9 通り)

部位	使用部材	
	補強前	補強後
上弦材	H-250×250×9×14	同左
下弦材	CT-170×250×9×14	PL-19×601+PL-25×550 +2PLs-16×344
		CT-170×250×9×14 +BT-280×250×9×12 +2PLs-16×350
斜材	2Ls-130×130×9	2Ls-130×130×9 +2Ls-150×90×12
		2Ls-130×130×9 +2Ls-150×150×15
	2Ls-90×90×10	2Ls-90×90×10 +2Ls-250×90×10×15
束材	—	4Ls-90×90×6

表 2-1(2) 屋根トラスの主な部材諸元 (2/2)

(c) サブトラス (R7 通り)

部位	使用部材	
	補強前	補強後
上弦材	H-250×250×9×14	同左
下弦材	CT-170×250×9×14	PL-19×601+PL-25×550 +2PLs-19×344
		CT-170×250×9×14 +BT-280×250×9×12 +2PLs-16×350
斜材	2Ls-130×130×9	2Ls-130×130×9 +2Ls-150×90×12
		2Ls-130×130×9 +2Ls-150×150×15
		2Ls-130×130×9 +2Ls-250×90×12×16
	2Ls-90×90×10	2Ls-90×90×10 +2Ls-250×90×10×15
		2Ls-90×90×10 +2Ls-300×90×11×16
束材	—	4Ls-90×90×6

(d) 母屋

部位	使用部材	
	補強前	補強後
上弦面	H-390×300×10×16	同左

(e) 方杖

部位	使用部材	
	補強前	補強後
サブトラス下弦 材～母屋	—	2Ls-130×130×9
		2Ls-90×90×10

表 2-2 屋根トラスの各部材の要求機能

部位	部材	要求機能*
主トラス	上弦材	鉛直荷重の支持 フレームを構成する部材として水平地震荷重の支持
	下弦材	
	斜材	
	束材	
サブトラス	上弦材	鉛直荷重の支持
	下弦材	
	斜材	
	束材	
母屋		鉛直荷重の支持
方杖		鉛直荷重の支持

注記*：主な機能を示しており基準地震動 S_s に対する発生応力の負担も考慮する。

2.2 原子炉建屋屋根スラブの概要

原子炉建屋の屋根スラブは南北方向 40.6m × 東西方向 53.0m の平面寸法, 厚さ 17cm の鉄筋コンクリート構造である。外周部は厚さ 25cm の鉄筋コンクリート造の耐震壁で支持されており, 南北方向に配置された 5 構面の主トラス, 東西方向の 5 構面のサブトラスとサブトラスの中間の母屋で支持されている。屋根スラブ下面に取りつく主トラス上弦材, サブトラス上弦材及び母屋は H 型断面の鋼材であり, スタッドで屋根スラブと一体化することにより面内及び面外に高い剛性を確保している。屋根スラブの断面図を図 2-2 に示す。

屋根スラブには気密性の維持機能が要求されるため, 換気性能とあいまって維持する方針である。なお, 屋上面には防水材を施すことにより, 防水性を確保している。

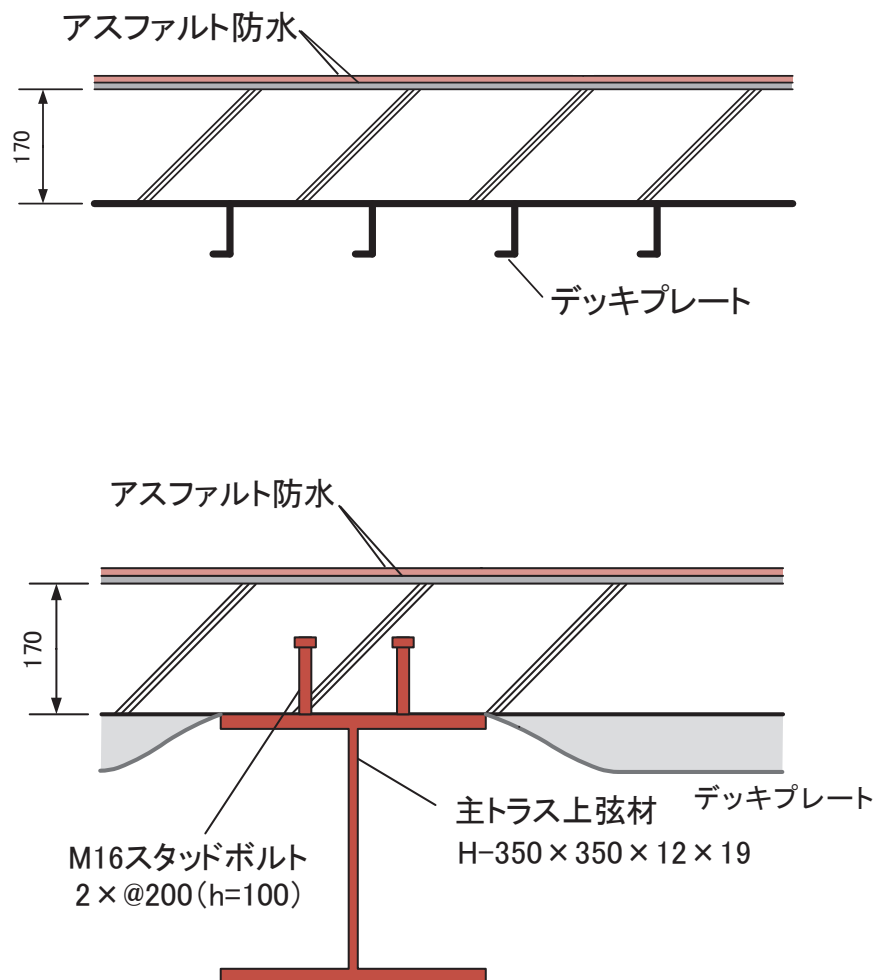


図 2-2 屋根スラブ断面図

3. 原子炉建屋屋根トラスの地震応答解析モデルと設計クライテリア

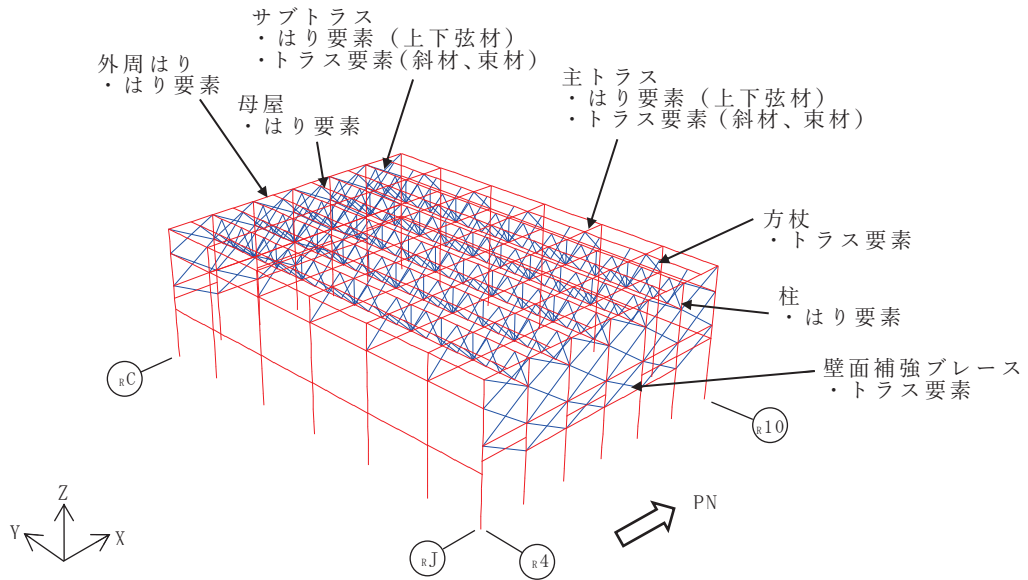
3.1 解析モデルの概要

原子炉建屋屋根トラスは、鉛直方向の地震動の影響を受けやすいと考えられるため、水平方向と鉛直方向地震力の同時入力による評価を行うために3次元モデルによる地震応答解析を採用する。

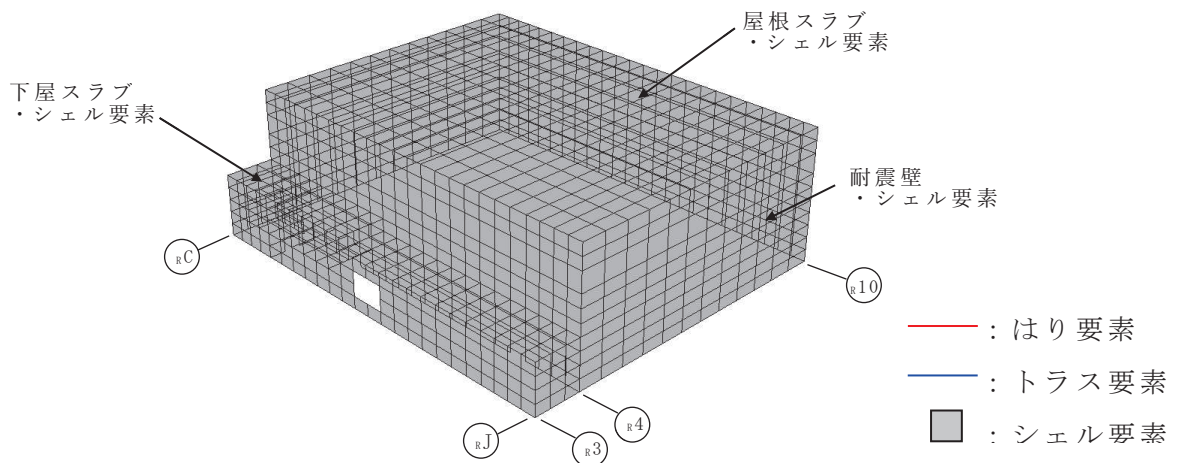
地震応答解析モデルは、燃料取替床レベル（O.P. 33.2m）より上部の躯体（屋根鉄骨、柱、梁、耐震壁、屋根スラブ、下屋部屋根スラブ）をモデル化した立体フレームモデルとし、部材に発生する応力を地震応答解析によって直接評価できるモデルとしている。解析モデルの概要を図3-1に示す。

屋根トラス部は、主トラス（上下弦材、斜材及び束材）、サブトラス（上下弦材、斜材及び束材）、母屋、方杖、外周鉄骨梁をモデル化する。各鉄骨部材は軸、曲げ変形を考慮したはり要素（トラスの上下弦材）と軸変形のみを考慮したトラス要素（トラスの斜材、束材等）としてモデル化する。また、耐震壁及び外周梁は各々シェル要素及び軸、曲げ変形を考慮した梁要素としてモデル化し、耐震壁の開口部についても考慮する。なお、柱脚の条件は固定とする。また、解析に用いる材料の物性値を表3-1に示す。

また、屋根トラスは屋根スラブとスタッドで一体化されていることにより高い剛性を確保しているため、屋根トラスの地震応答解析モデルにおいても屋根スラブの面内剛性を考慮することとする。なお、屋根トラス部材の応力評価に対する保守性を考慮し、屋根スラブの面外剛性は考慮しないこととする。屋根スラブのシェル要素は主トラス、サブトラス、母屋の各交点で節点を共有するようにモデル化する。



(a) 線材によるモデル化部分



(b) 面材によるモデル化部分

図 3-1 屋根トラスの解析モデルの概要

表 3-1 解析に用いる材料定数

使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断弾性係数 G (N/mm ²)	減衰定数 h (%)
鉄筋コンクリート*	26500	11400	5
鉄骨	205000	79000	2

注記* : 地震応答解析モデルと同様の初期剛性低下については、地震観測記録の分析等を踏まえて、その影響を考慮することとする。その考え方については図 3-2 及び図 3-3 に示す。

3.2 鉄骨部材の弾塑性評価

基準地震動 S_s に対する評価を実施する際、トラス材としてモデル化した部材の一部については塑性域に入る可能性を考慮して、部材座屈後の挙動を模擬できる手法(修正若林モデル)に基づく弾塑性特性を採用している。考慮した弾塑性特性の詳細については、「4. 弾塑性解析の採用について」に示す。

3.3 耐震壁，屋根スラブの剛性補正

耐震壁及びスラブのシェル要素については、弾性モデルとしている。

耐震壁のモデル化に当たっては、質点系モデルにおける上部耐震壁の初期剛性低下に整合するよう剛性を補正する方針とする。また、基準地震動 S_s に対しては、質点系モデルにおける耐震壁の復元力特性モデルに基づく剛性低下(非線形化)が生じることから、質点系モデルの非線形化後と同等の剛性低下も考慮する。壁剛性の補正の考え方を図 3-2 に示す。

屋根スラブについては面内剛性のみ考慮するものとするが、耐震壁に比べて生じる面内せん断ひずみは小さい(補足説明資料「補足-620-1 東北地方太平洋沖地震等による影響を踏まえた建屋耐震設計方法への反映について」別紙 5 参照)ことから設計剛性を基本ケースとする。なお、地震時の応答を踏まえて剛性低減を等価剛性(不確かさケース)として考慮したモデルについても検討する。屋根スラブの剛性の考え方を図 3-3 に示す。

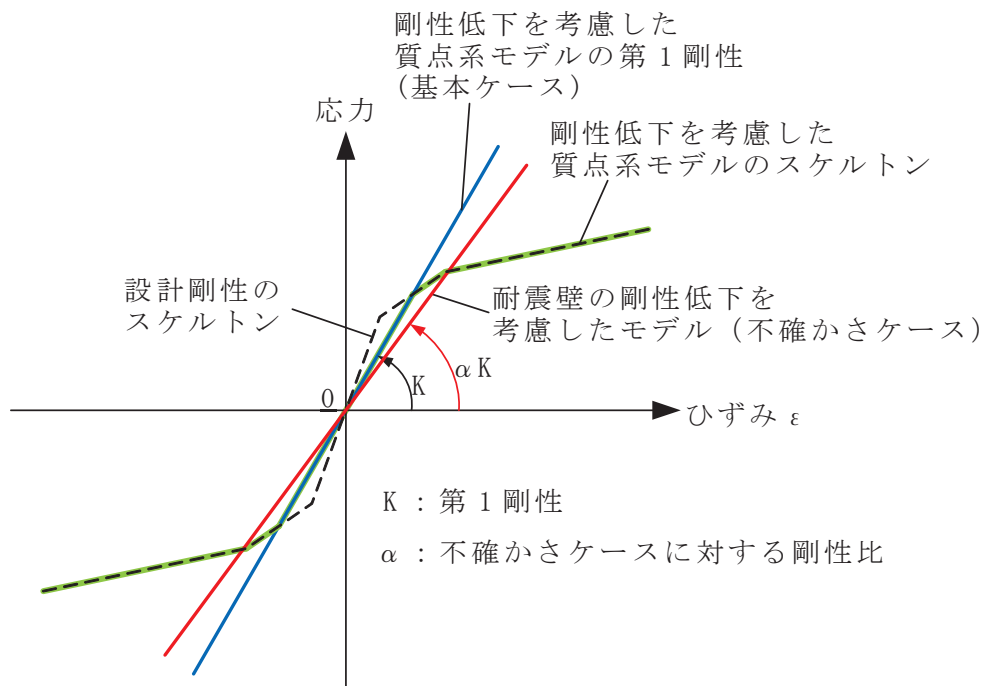


図 3-2 耐震壁の剛性の考え方

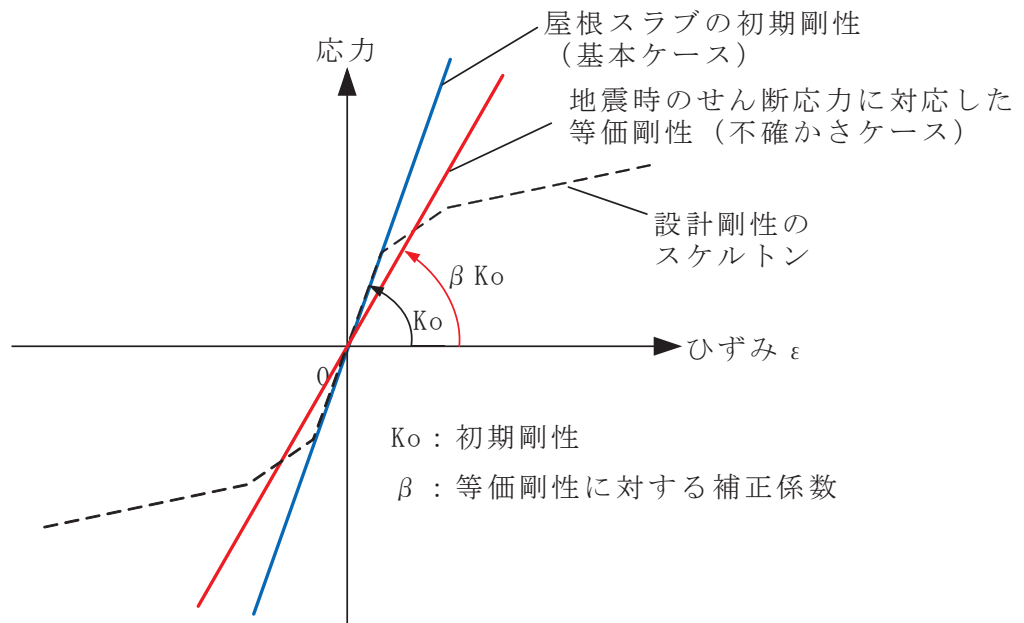


図 3-3 屋根スラブの剛性の考え方

3.4 入力地震動，材料減衰

解析モデルへの入力地震動は，原子炉建屋の質点系モデルによる地震応答解析結果から得られる燃料取替床レベル (0. P. 33. 2m) の応答結果 (水平，鉛直及び回転成分) を用いることとし，燃料取替床位置を固定として，水平方向と鉛直方向の同時入力による地震応答解析を実施する。原子炉建屋水平方向の質点系モデルは床ばねモデルを採用しているため，入力波はモデル脚部の 2 質点の時刻歴の平均波を入力する。また，地震応答解析における減衰評価は，水平材の応答に影響の大きい鉛直方向 1 次固有振動数 (3. 60Hz) に対して，鉄骨造部分の減衰定数が 2%，鉄筋コンクリート造及び鉄骨鉄筋コンクリート造部分の減衰定数が 5%となる剛性比例型内部粘性減衰 (各部別) とする。なお，剛性比例型減衰を採用することの妥当性については別紙 1-3 に示す。

3.5 要求機能に対する設計方針（設計クライテリア）

屋根トラスの要求機能は屋根スラブの間接支持構造物であり，基準地震動 S_s に対し二次格納施設のバウンダリを構成する屋根スラブの要求機能である気密性が確保されるように屋根トラスの設計を行う。

屋根スラブの評価方針は，面内方向については屋根トラスの地震応答解析モデルにおいて屋根スラブの面内剛性を考慮しているため，屋根スラブに発生する面内応力を対象に機能維持評価を実施する。面外方向については，質点系モデルの屋根面に対応する鉛直方向震度を用いて，サブトラス上弦材と母屋に支持される一方向版として評価する。また，屋根トラスの地震応答解析モデルにおいては屋根スラブの面外剛性は考慮していないが，影響検討として面外剛性を考慮した解析により，屋根スラブの応答性状や応力分布などを確認のうえ機能維持評価を実施する。

屋根トラスの評価方針は，基準地震動 S_s に対して屋根スラブを支持できることを確認する。

また，屋根トラスの解析モデルのうち，二次格納施設のバウンダリを構成する耐震壁の気密性については，質点系モデルによる算定結果を採用するが，屋根トラスのモデルによる応答性状と比較した上で，必要に応じオペフロ上部の耐震壁のせん断ひずみ等の評価に反映する。

表 3-2 に屋根トラスの解析モデルのうち二次格納施設のバウンダリを構成する屋根スラブ，屋根トラスの機能維持の評価方針を示す。

表 3-2 機能維持の評価方針

部位	要求機能	評価方針
屋根スラブ	気密性	（面内） おおむね弾性状態であることを算定される応力度より確認する。おおむね弾性状態を超える場合は，面内せん断ひずみを踏まえて漏えい量を算定し換気能力を下回ることを確認する* ¹ 。 （面外） 面外曲げに対して，鉄筋が降伏しないこと* ² を確認する* ³ 。
屋根トラス	間接支持構造物	基準地震動 S_s に対して屋根スラブを支持できること。 （各部材のクライテリアは表 5-1 参照）

注記*¹：漏えい量の算定にあたっては，別途算定する耐震壁の漏えい量を考慮する。

*²：鋼材の基準強度 1.1 倍を超えないこと

*³：屋根スラブについては，辺長比を考慮して，サブトラス上弦材と母屋に支持される一方向版として鉛直方向の震度を考慮する。

4. 弾塑性解析の採用について

4.1 弾塑性解析を採用することの目的

原子炉建屋屋根トラスについては、基準地震動 S_s による地震動の増大に伴い、トラスを構成する部材の一部が塑性域に入る可能性を考慮して、弾性解析では当該部材の塑性化による影響を考慮できないため、解析と実現象に乖離が生じることになる。そこで今回工認では、屋根トラスの弾塑性挙動を適切に評価することを目的として、部材の弾塑性特性を考慮した地震応答解析を採用した。

原子炉建屋屋根トラスの応力解析に弾塑性解析を取り入れることによる利点としては、既工認で採用していた弾性解析では表現できないような大入力時の弾塑性挙動を評価できることにある。弾塑性挙動の適切な評価に当たっては、部材の弾塑性特性を適切に設定し解析を実施する必要があると考えられる。

今回工認で採用した屋根トラス部材の弾塑性特性を表 4-1 に示す。表 4-1 に示すとおり、軸力のみを負担するトラス要素に対してのみ弾塑性特性として修正若林モデルを採用する。

以下では、修正若林モデルの概要を確認した上で、原子炉建屋屋根トラス部材への適用性を検討する。また、修正若林モデルを用いた弾塑性解析を実施することにより、一部部材の塑性化を考慮することとなるため、当該部材のクライテリアについても検討する。

表 4-1 屋根トラス部材の弾塑性特性について

部位		モデル要素	弾塑性特性
主トラス	上弦材	はり要素	考慮しない（弾性）
	下弦材		考慮しない（弾性）
	斜材	トラス要素	弾塑性（修正若林モデル）
	束材		
サブトラス	上弦材	はり要素	考慮しない（弾性）
	下弦材		考慮しない（弾性）
	斜材	トラス要素	弾塑性（修正若林モデル）
	束材		
母屋	上弦面	はり要素	考慮しない（弾性）
方杖	—	トラス要素	弾塑性（修正若林モデル）

4.2 弾塑性特性の設定の妥当性・適用性について

4.2.1 弾塑性特性（修正若林モデル）の概要

原子炉建屋屋根トラスを構成する部材のうち、軸力のみを負担するトラス要素としてモデル化した部材については、弾塑性特性として修正若林モデルを使用している。

修正若林モデルは、原子力発電所建屋（実機）を対象として実施された谷口らの研究^[1]に示される部材レベルの弾塑性特性である。修正若林モデルは、若林モデル^[2]を基本としているが、谷口らの研究^[1]で実施された実験のシミュレーション解析を踏まえて、繰返し载荷による初期座屈以降の耐力低下を累積塑性歪の関数で表現し、実験との対応度を向上させた手法であり、式(1)により評価される。

$$n/n_0 = 1/(\bar{\zeta} - Pn)^{1/6} \leq 1 \quad (1)$$

$$n = N/N_y \quad N: \text{軸力} \quad N_y: \text{降伏軸力}$$

$$n_0: \text{無次元化初期座屈耐力} \quad \bar{\zeta}: \text{無次元化圧縮側累積塑性歪}$$

$$Pn = (n_E/4) - 5 \quad n_E = \pi^2 E / (\lambda e^2 \sigma_y) \quad \lambda e: \text{有効細長比}$$

修正若林モデルの弾塑性特性を図4-1に示す。

谷口らの研究^[1]においては、実機の特徴を反映したX型ブレース架構の静的繰返し実験を実施している。また、修正若林モデルの妥当性を確認するに当たって、ブレース部材の弾塑性特性として修正モデルを適用した解析モデルによる実験のシミュレーション解析を実施しており、解析結果は実験結果をおおむねよく捉えているとしている。試験体の概要を図4-2、解析モデルを図4-3、解析結果と実験結果の比較を図4-4に示す。

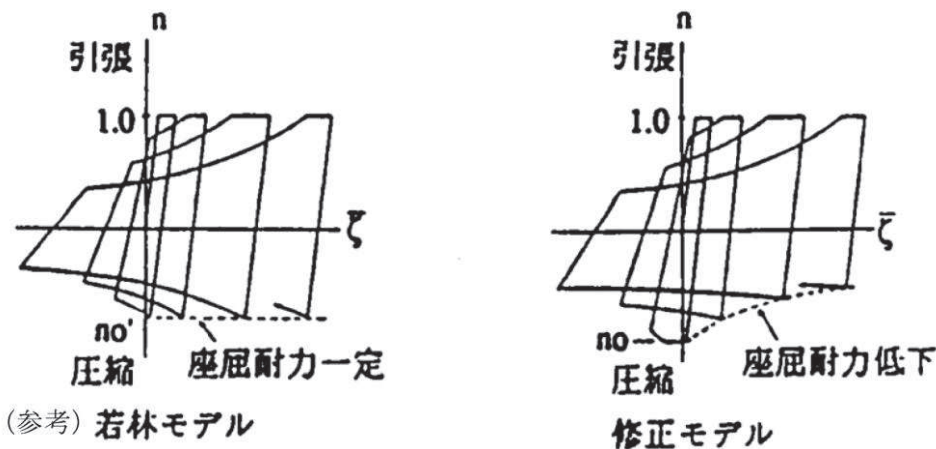


図4-1 修正若林モデルの弾塑性特性（[1]より引用，一部加筆）

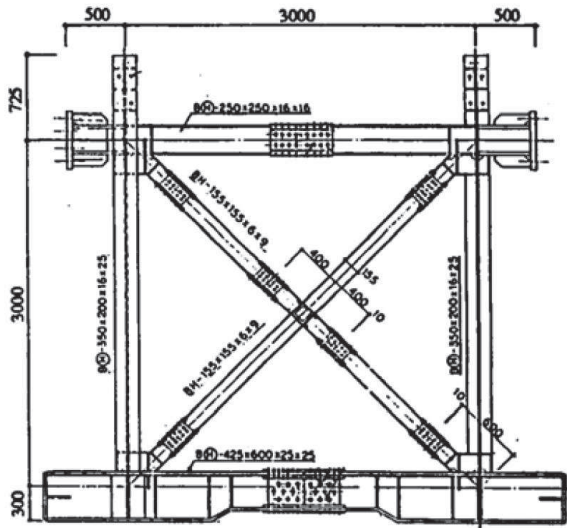
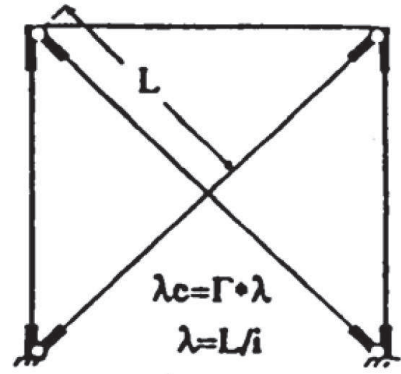
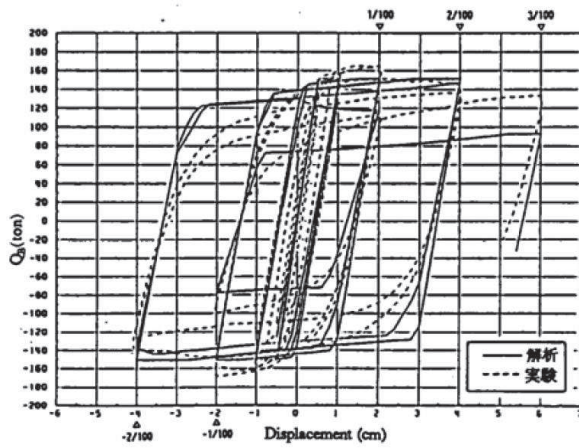


図 4-2 試験体の概要 ([1]より引用)

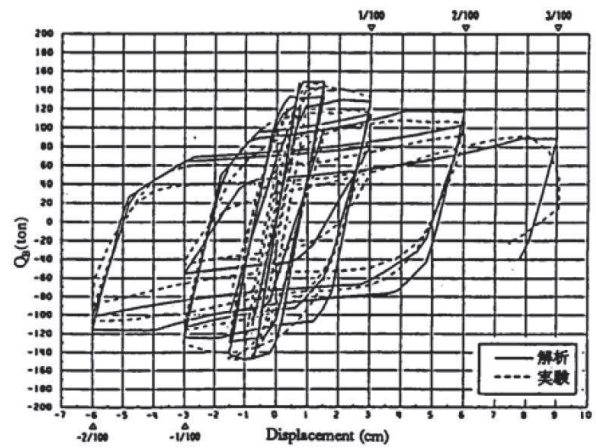


Γ : 等価座屈長さ係数
 λ_c : 有効細長比
 λ : 細長比(芯々)

図 4-3 解析モデル ([1]より引用)



SXII - 40.9 - B



SXIII - 60.9 - B

図 4-4 解析結果と実験結果の比較 ([1]より引用)

4.2.2 原子炉建屋屋根トラスに対する検証例

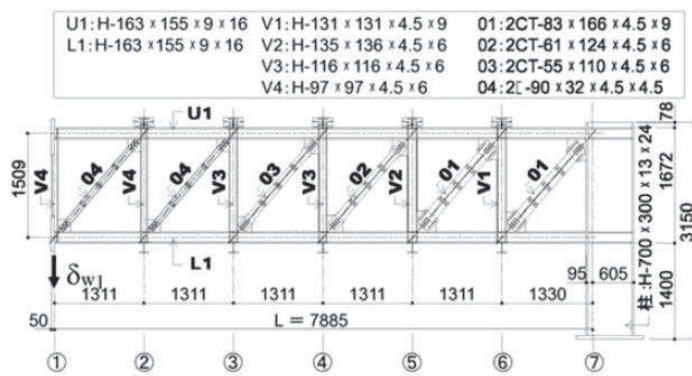
谷口らの研究^[1]は、X型ブレース架構を対象としたものであったが、原子炉建屋屋根トラスに対して本弾塑性特性を適用した検討例として、鈴木らの研究^[3]がある。

この研究は、原子炉建屋屋根トラスの終局耐力について検討したものであるが、実験結果を高精度にシミュレーションするために構築したモデルの中で本弾塑性特性が適用されている。

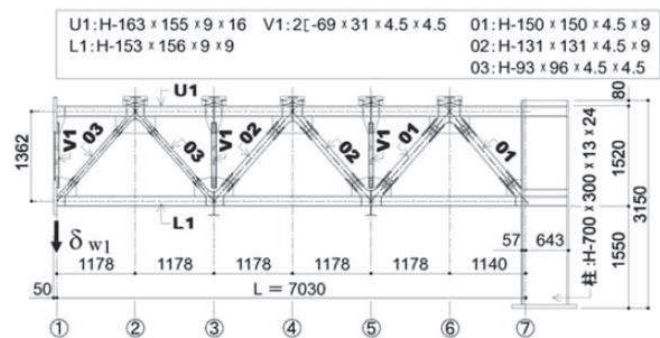
鈴木らの研究^[3]では、終局耐力を検討するに当たり原子炉建屋屋根トラスを模擬した縮小試験体を製作し、トラスの崩壊挙動に与える影響が大きい鉛直動的荷重を模擬した静的載荷試験により、その弾塑性挙動を確認している。なお、試験に当たっては、原子力発電所鉄骨屋根トラスがプラット形とワーレン形の2種類に分類されることを踏まえ、この2種類のトラス形式についての試験体を製作している。原子炉建屋屋根トラスはこのうち、ワーレン形に該当する。試験体の概要を図4-5に示す。

実験のシミュレーション解析においては、トラス要素としてモデル化した部材の弾塑性特性として修正若林モデルが適用されており、実験結果とシミュレーション解析を比較し、精度良く実験結果を追跡できているとしている。結果の比較を図4-6に示す。

以上のように修正若林モデルは、提案当初のX型ブレース材に加えて、ワーレン形、プラット形の鉄骨トラスでも実験結果を精度良く追跡できており、幅広い鉄骨架構形式において軸力のみを負担する部材の弾塑性特性として適用可能であると考えられる。



(a) プラット形試験体



(b) ワーレン形試験体

図 4-5 試験体の概要 ([3]より引用)

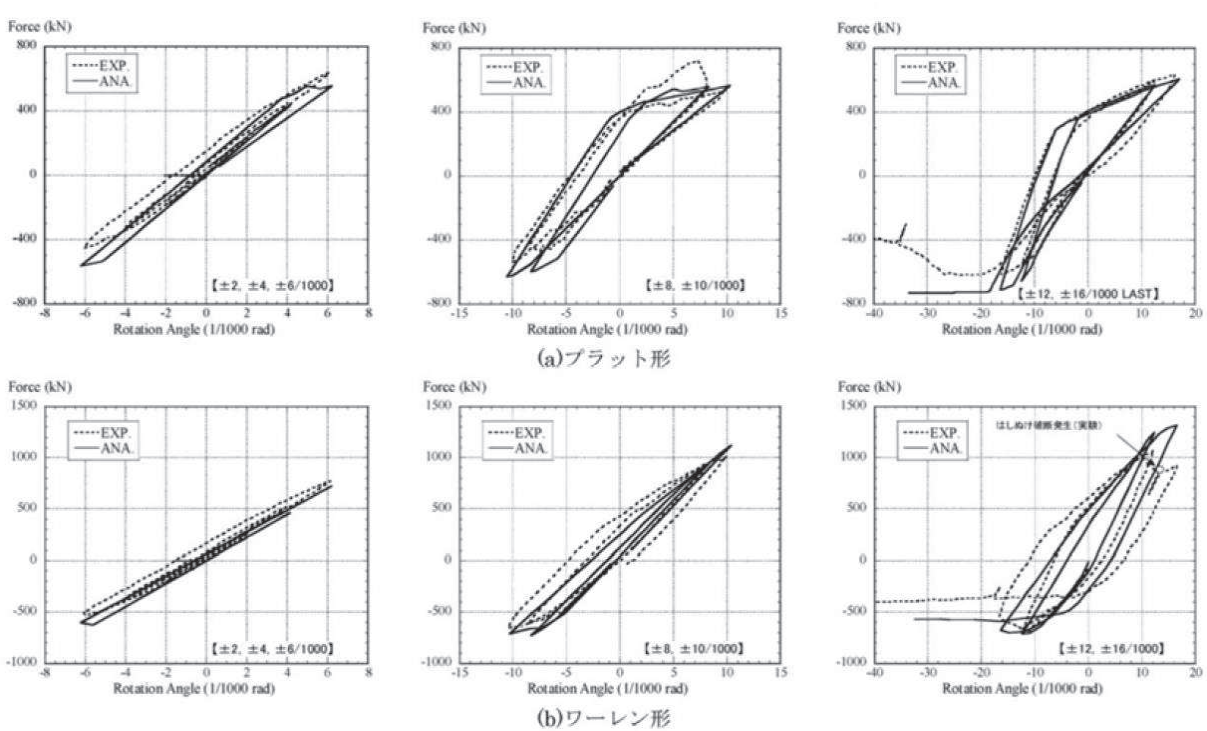


図 4-6 実験のシミュレーション解析結果 ([3]より引用)

4.2.3 原子力発電所鉄骨屋根トラスへの適用性

今回採用した修正若林モデルについては、提案当初より、原子力発電所（実機）を対象として実施された実験により妥当性が検証されており、また、原子炉建屋鉄骨屋根トラスを模擬した加力実験のシミュレーション解析においてもその適用性・妥当性が検証されている。これより、原子炉建屋屋根トラスの鉄骨部材のうち、トラス要素としてモデル化した部材の弾塑性特性として、修正若林モデルを採用することは妥当であると考えられる。

5. 各部材のクライテリアについて

入力地震動の増大に伴い鉄骨部材の一部が塑性域に入る可能性を考慮して、今回工認においては、弾塑性解析による評価を実施する。

表 5-1 に各部材のクライテリアを示す。

評価方法としては、主要部材が弾性範囲であることを確認する方針とする。

表 5-1 今回工認における屋根トラス各部材のクライテリア

評価部位		要求機能*1	弾塑性特性	評価方法
主トラス	上弦材	鉛直荷重の支持， フレームを構成する部材として水平地震荷重，クレーン荷重の支持	考慮しない（弾性）	主要部材が弾性範囲であることを確認*2
	下弦材		弾塑性 （修正若林モデル）	
	斜材			
	束材			
サブトラス	上弦材	鉛直荷重の支持	考慮しない（弾性）	
	下弦材		弾塑性 （修正若林モデル）	
	斜材			
	束材			
母屋		鉛直荷重の支持	考慮しない（弾性）	
方杖		鉛直荷重の支持	弾塑性 （修正若林モデル）	

注記*1：主な機能を示しており基準地震動 S_s に対する発生応力の負担も考慮する。

*2：鋼材の基準強度 1.1 倍を超えないこと。

6. 原子炉建屋屋根トラスの評価に関するまとめ

今回工認では、原子炉建屋屋根トラスの評価に当たって、3次元フレームモデルによる弾塑性解析（弾塑性特性としては修正若林モデルを考慮）を採用する。修正若林モデルは先行審査で採用実績のある弾塑性特性であるが、X型ブレースを対象として検討されたものであったため、既往文献（原子炉建屋鉄骨屋根トラスを模擬した加力実験のシミュレーション解析）を参照し、その適用性・妥当性が検証されていることを確認した。また、屋根スラブの要求機能と評価方針を踏まえ、弾塑性特性を考慮する鉄骨部材のクライテリアについて整理した。

以上より、今回工認において原子炉建屋屋根トラスの評価に弾塑性解析を採用することは妥当であると考ええる。また、弾塑性解析の結果を踏まえ、屋根トラスの評価及び屋根スラブの検討により、屋根スラブの二次格納施設としての機能維持の評価方針を整理した。

なお、原子炉建屋屋根トラスは、原子炉建屋の地震応答解析結果に基づく燃料取替床（地上3階）レベルの応答を入力地震動として評価を実施しており、入力地震動の不確かさ（建屋応答の不確かさ）を踏まえた場合でも許容値を満足することを確認することにより保守性に配慮した設計とする。

【参考文献】

- [1] 谷口ほか：鉄骨 X 型ブレース架構の復元力特性に関する研究，日本建築学会構造工学論文集 Vol. 37B 号，1991 年 3 月，pp303-316
- [2] 柴田ほか：鉄骨筋違の履歴特性の定式化，日本建築学会構造系論文報告集第 316 号，昭和 57 年 6 月，pp18-24
- [3] 鈴木ほか：原子力発電所鉄骨屋根トラスの終局限界に関する研究，日本建築学会構造系論文集 Vol. 76No. 661，2011 年 3 月，P571-580
- [4] 中込ほか（1995）：繰返し力を受ける SM490 鋼の疲労性に関する研究 日本建築学会構造系論文集 No. 469, 127-136, 1995. 3

別紙 1-1-1 原子炉建屋屋根トラスの地震時シミュレーション

原子炉建屋の屋根トラスのモデル化の妥当性を確認するために、地震観測記録を用いてシミュレーション解析を実施している。検討対象地震は、3.11地震の観測記録とし、燃料取替床（地上3階）の観測記録を入力地震動として、屋上の地震観測記録のシミュレーション解析を実施している。解析結果は補足説明資料「補足-620-1 東北地方太平洋沖地震等による影響を踏まえた建屋耐震設計方法への反映について」別紙7に示す。

屋上位置のシミュレーション解析と観測記録の加速度応答スペクトルを比較すると、各方向ともおおむね整合する結果となっている。

このことから、オペフロ上部の耐震壁に対する補強工事（鉄骨ブレースの設置や鉄筋コンクリート壁の増設等）前において屋根トラスのモデルについては妥当と考えられる。

なお、今回工認の屋根トラスの解析モデルにおいては、屋根トラスに対する保守性を考慮した設計的観点及び3.11地震後に実施した補強工事等を考慮して、表1に示す項目を、このシミュレーションモデルから変更している。

表1 シミュレーション解析モデルと今回工認モデルの比較

項目		シミュレーション 解析モデル	今回工認モデル
目的		地震観測記録の再現	保守性を考慮した設計
モデル化	合成梁	主トラス上弦材, サブトラス上弦材, 母屋, 外周鉄骨梁を合成梁として考慮	考慮しない
	屋根面のシェル要素	面内剛性, 面外剛性を考慮	面内剛性のみ考慮
	オペフロ上部耐震補強工事	工事前の状態（補強なし）	工事後の追設部材をモデル化
	積載荷重	実状を勘案し, 屋根面の積載荷重は考慮しない	設計として屋根面の積載荷重を考慮

別紙 1-1-2 原子炉建屋屋根トラスの入力地震動に係る影響検討について

1. 概要

原子炉建屋屋根トラスの地震応答解析モデルへの入力地震動は、原子炉建屋の質点系モデルによる地震応答解析結果から得られる燃料取替床（地上 3 階）レベルの応答時刻歴波形の平均波を用いるが、鉛直動に対する質点系モデルでは、屋根スラブの剛性は考慮していない。

鉛直動に対する質点系モデルにおいて、屋根スラブの剛性を考慮した場合についても解析を実施し、原子炉建屋屋根トラスの地震応答解析モデルへの入力地震動に与える影響を確認する。

2. 検討結果

鉛直動に対する質点系モデルを図 2-1 に、屋根スラブの面外剛性を屋根部分の剛性に考慮したモデルを図 2-2 に示す。

上記 2 つのモデルによる燃料取替床（地上 3 階）レベルの応答スペクトル（ $h=2\%$ ）の比較を、基準地震動 $S_s - D 1$ 及び $S_s - D 2$ を例に図 2-3 に示す。

全周期帯にわたり、2 つのモデルによる応答値の差はほとんど無く、屋根トラスの評価において無視できる範囲である。

設計基準強度 : $F_c = 32.4$ N/mm²
 ヤング係数 : $E_c = 2.65 \times 10^4$ N/mm²
 せん断弾性係数 : $G_c = 1.14 \times 10^4$ N/mm²
 減衰定数 : $h = 5\%$ (RC造)
 : $h = 2\%$ (トラス部)

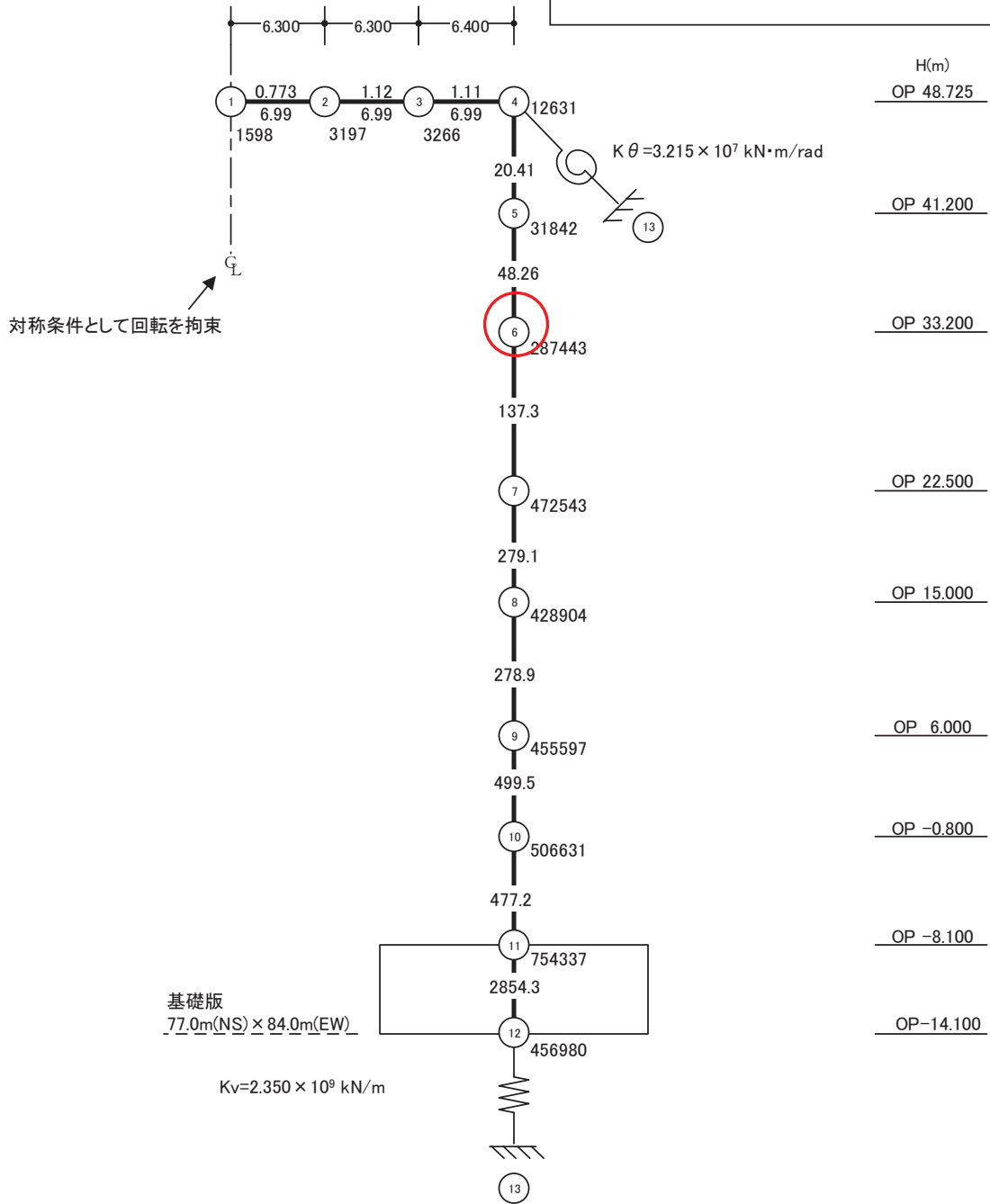
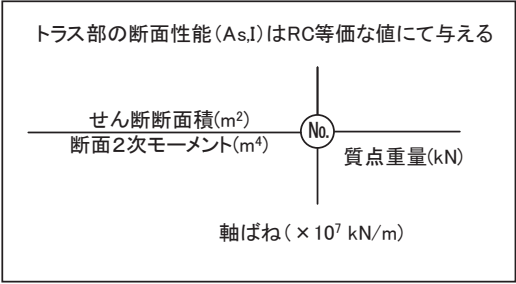


図 2-1 鉛直動に対する質点系モデル
 (屋根の面外剛性非考慮)

設計基準強度 : $F_c = 32.4 \text{ N/mm}^2$
ヤング係数 : $E_c = 2.65 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
せん断弾性係数 : $G_c = 1.14 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
減衰定数 : $h = 5\%$ (RC造)
: $h = 2\%$ (トラス部)

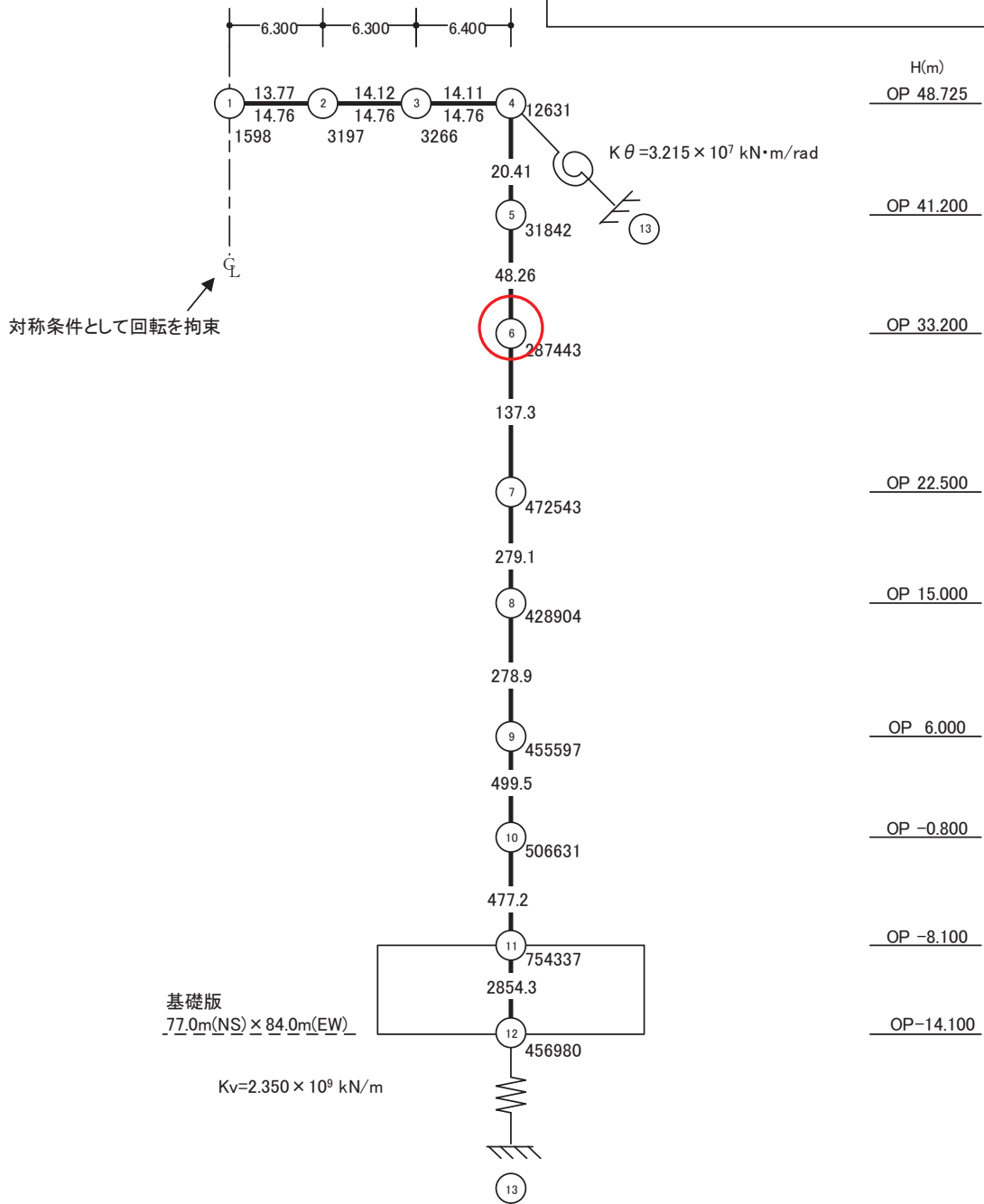
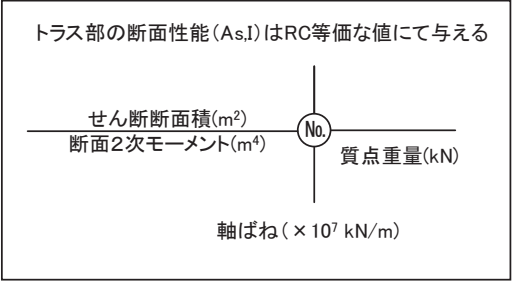
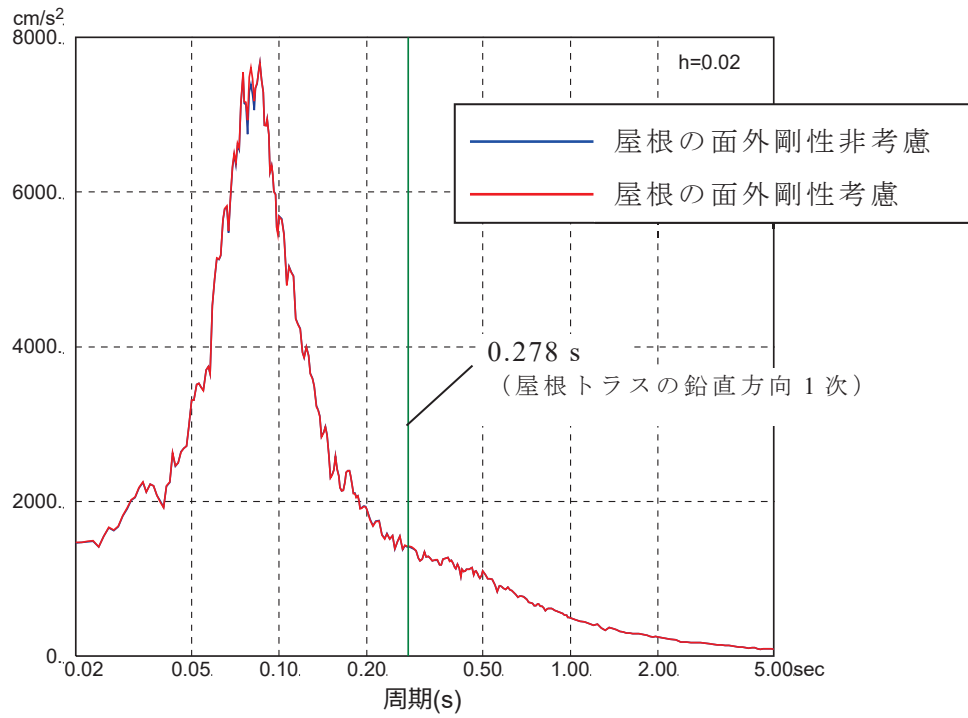
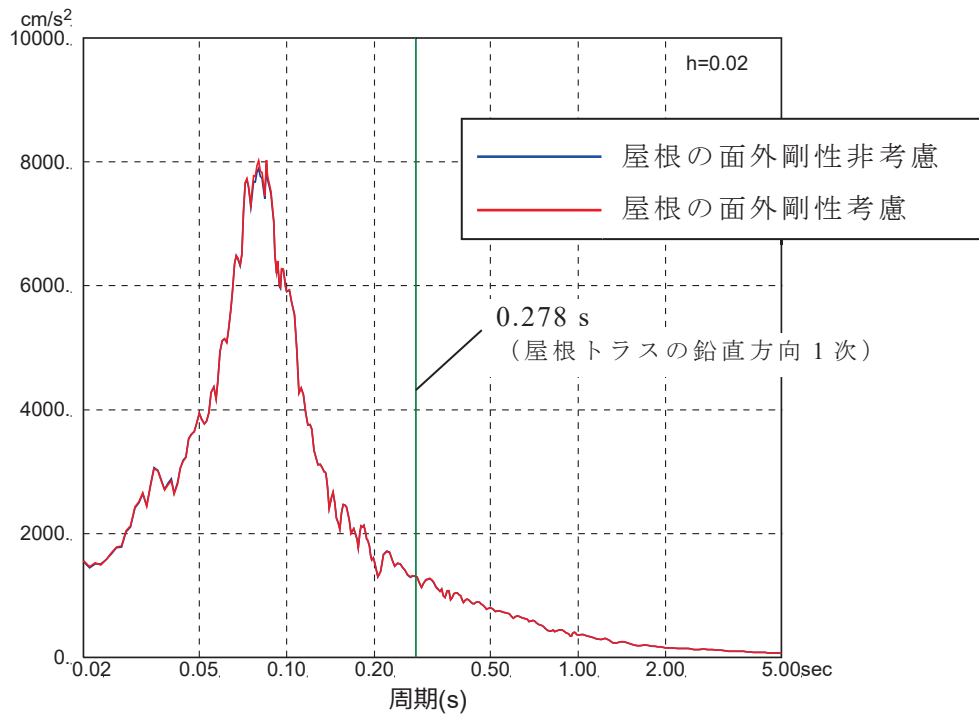


図 2-2 鉛直動に対する質点系モデル
(屋根の面外剛性を考慮した場合)



(a) 基準地震動 S s - D 1



(b) 基準地震動 S s - D 2

図 2-3 燃料取替床（地上 3 階）レベルの応答スペクトル ($h=2\%$) の比較

別紙 1-2 原子炉建屋屋根トラスの補強概要

目 次

1. 概要.....	別紙 1-2-1
2. 補強概要.....	別紙 1-2-2
2.1 接合部補強.....	別紙 1-2-2
2.2 サブトラス及び母屋の補強.....	別紙 1-2-3

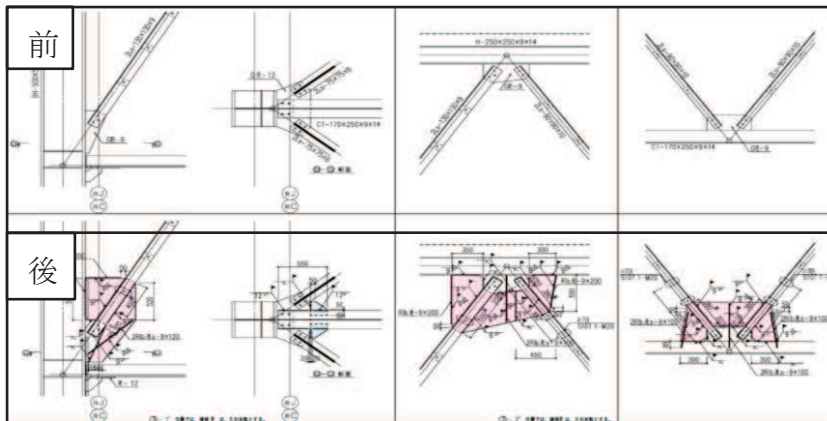
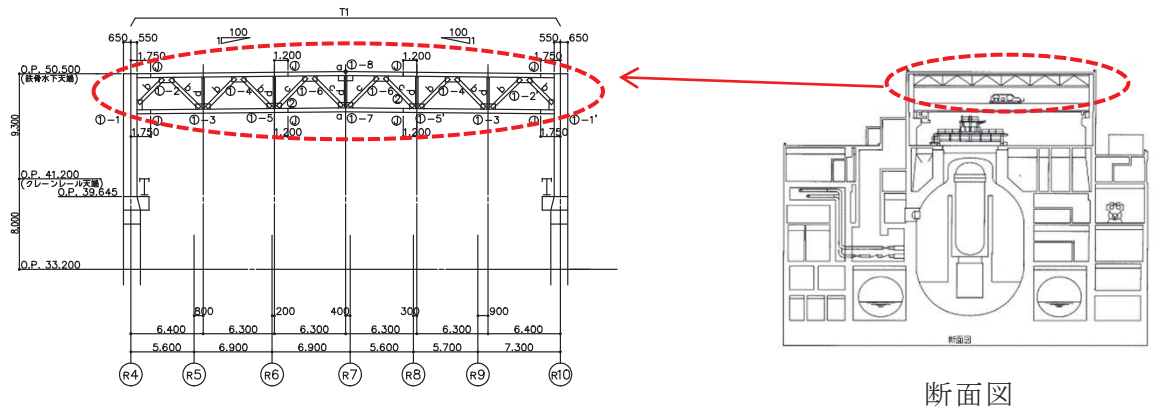
1. 概要

原子炉建屋の屋根トラスは、平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震（以下「3.11 地震」という。）後に、接合部の補強を実施している。また、サブトラスと母屋の補強を実施する。なお、建設時に仮設材として設置していた上下弦面の水平ブレースは撤去する。

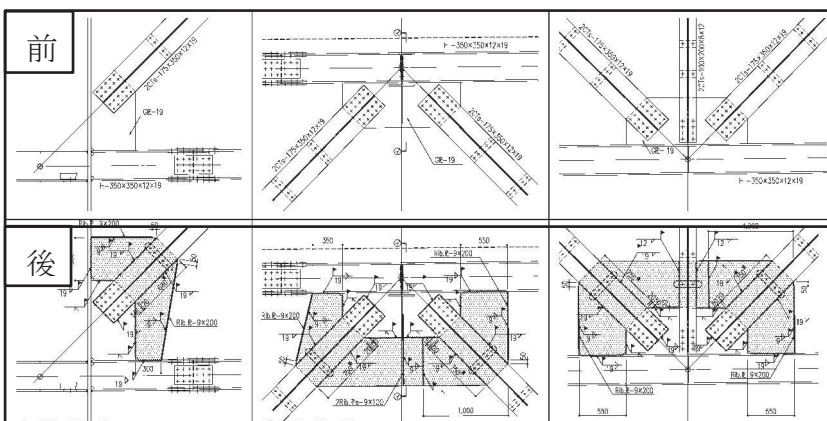
2. 補強概要

2.1 接合部補強

屋根トラスの接合部について、基準地震動 S_s に対して短期許容応力度以下となるように補強工事を実施した。補強概要を図 2-1 に示す。



サブトラス：補強前後



主トラス：補強前後

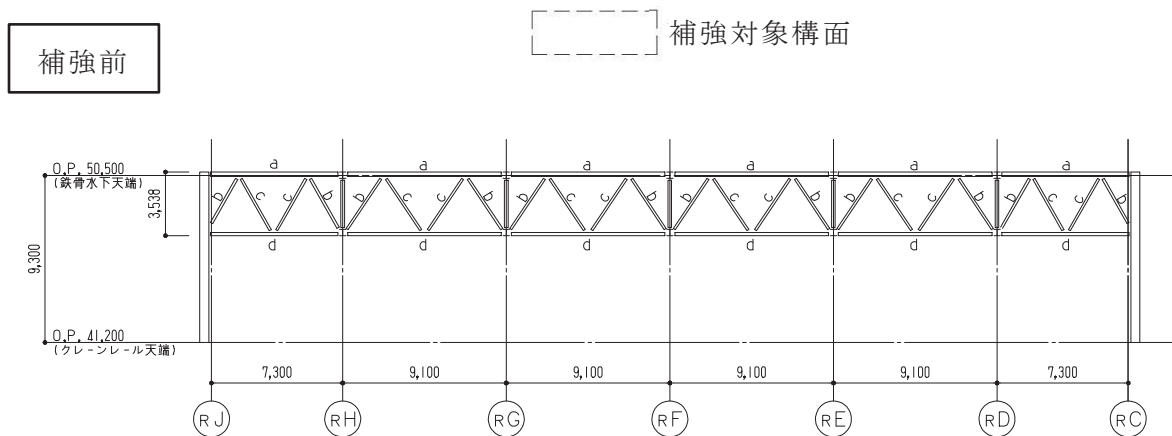
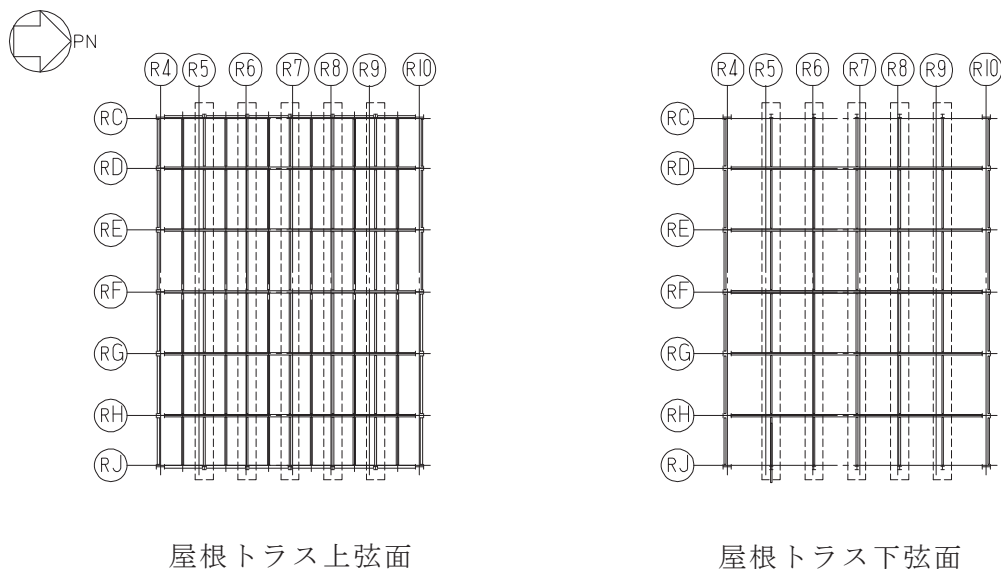


屋根トラス接合部の補強状況写真

図 2-1 原子炉建屋屋根トラス接合部の補強概要

2.2 サブトラス及び母屋の補強

サブトラスについて、斜材、下弦材に部材を追加して部材断面を大きくし、一部に束材を追加するとともに、母屋について、サブトラス下弦材から方杖による支持を追加する補強工事を実施する。補強概要を図 2-2～図 2-9、表 2-1～表 2-3 に示す。補強にあたっては、接合部が部材耐力以上となるように設計している。



補強前

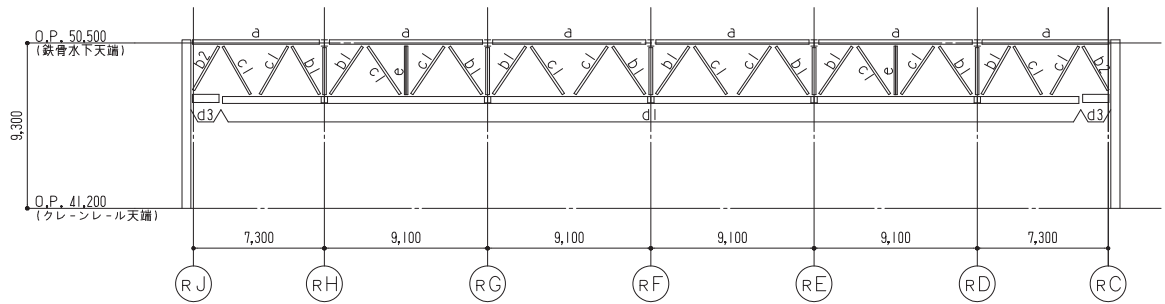
補強対象構面

図 2-2 サブトラス各構面軸組図 (補強前)

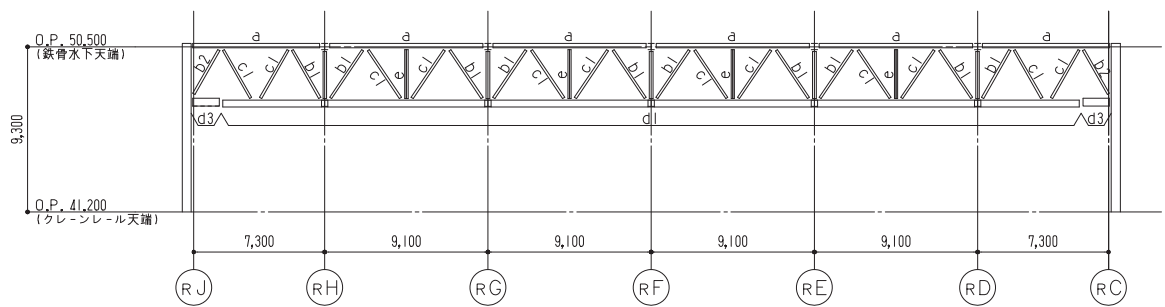
表 2-1 サブトラス断面 (補強前)

	符号	部材断面
上弦材	a	H-250×250×9×14
斜材	b	2Ls-130×130×9
	c	2Ls-90×90×10
下弦材	d	CT-170×250×9×14

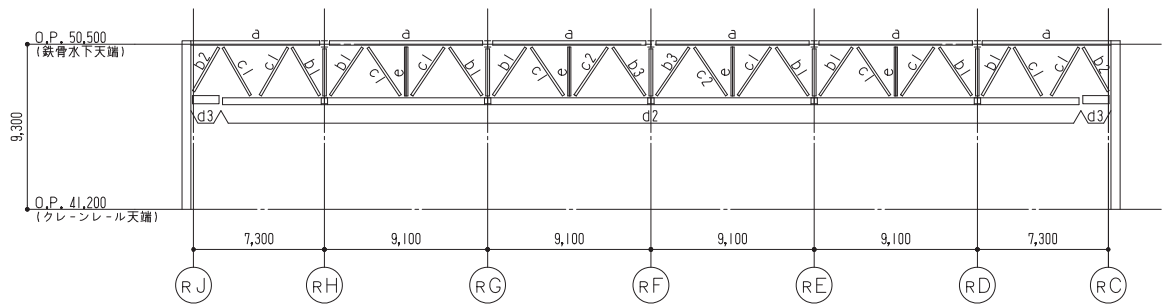
補強後



サブトラス (R5), (R9) 通り軸組図



サブトラス (R6), (R8) 通り軸組図



サブトラス (R7) 通り軸組図

図 2-3 サブトラス各構面軸組図 (補強後)

表 2-2 サブトラス断面（補強後）

	符号	部材断面	備考
上弦材	a	(H-250×250×9×14)	
斜材	b1	(2Ls-130×130×9)+2Ls-150×90×12	図 2-4 参照
	b2	(2Ls-130×130×9)+2Ls-150×150×15	
	b3	(2Ls-130×130×9)+2Ls-250×90×12×16	
	c1	(2Ls-90×90×10)+2Ls-250×90×10×15	
	c2	(2Ls-90×90×10)+2Ls-300×90×11×16	
下弦材	d1	PL-19×601+ PL-25×550+ 2PLs-16×344	図 2-5 参照
	d2	PL-19×601+ PL-25×550+ 2PLs-19×344	
	d3	(CT-170×250×9×14)+BT-280×250×9×12+2PLs-16×350	
束材	e	4Ls-90×90×6	図 2-6 参照

()内は既存部材を示す。

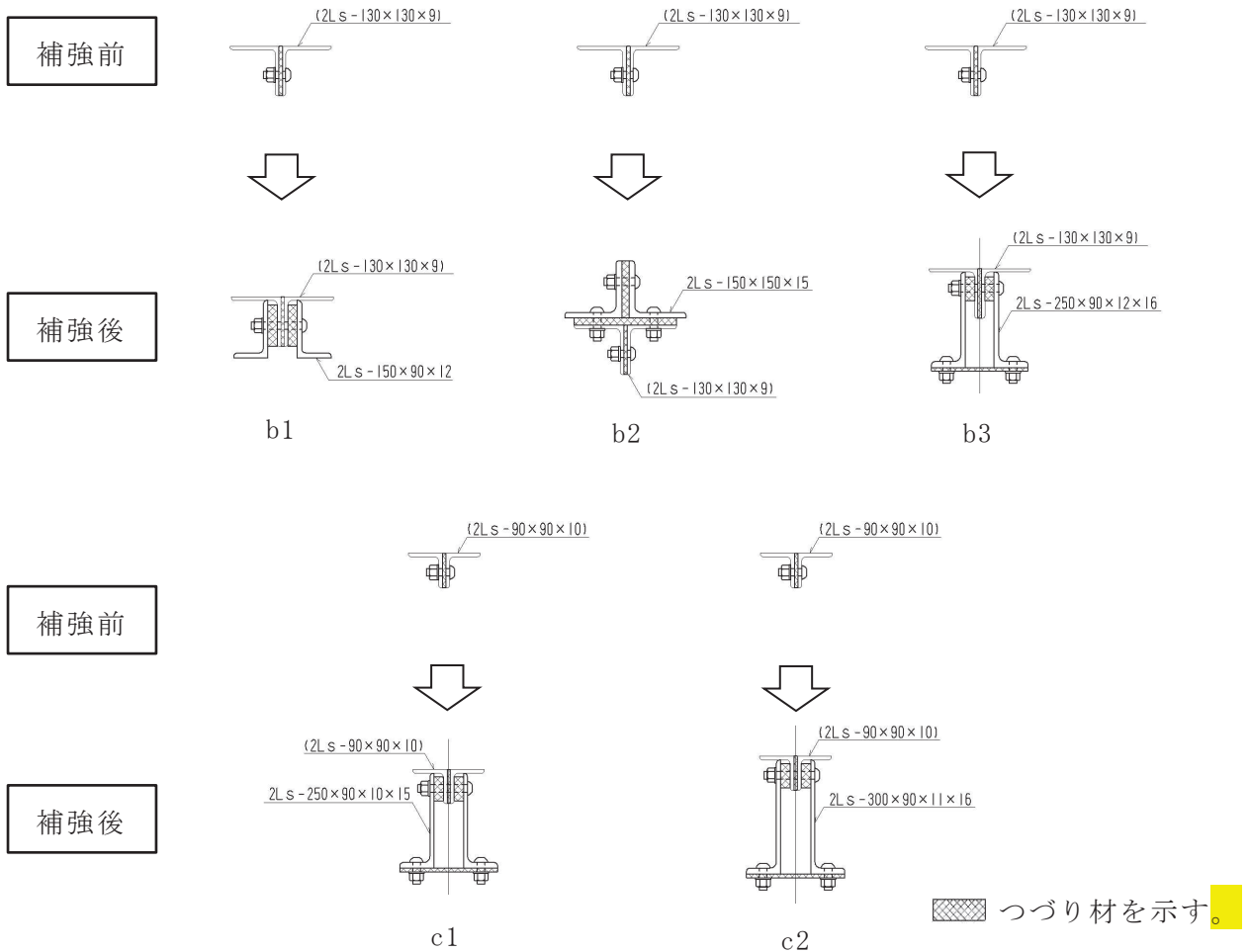


図 2-4 サブトラス斜材補強概要

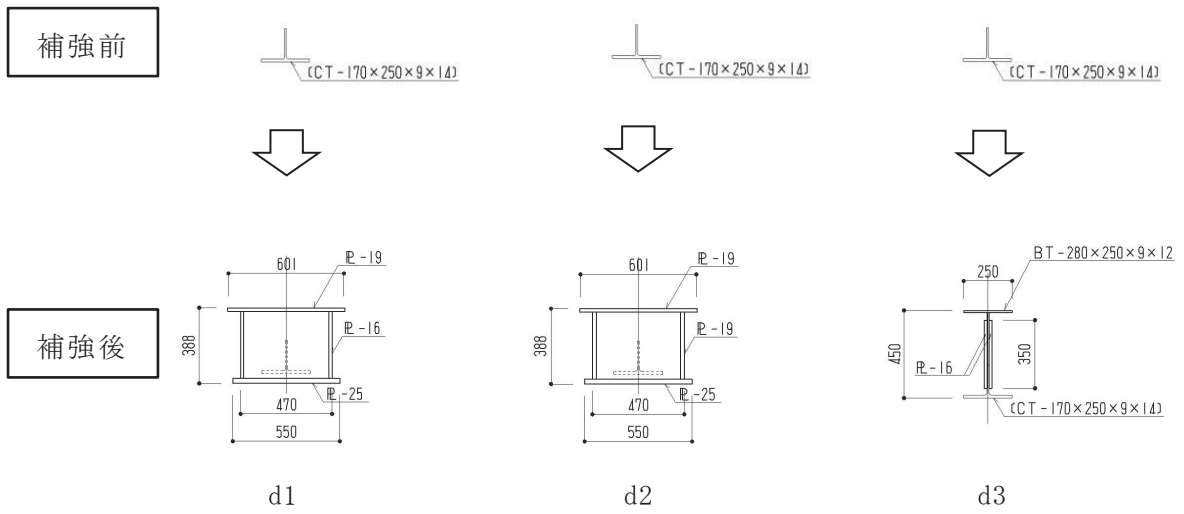
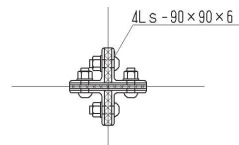


図 2-5 サブトラス下弦材補強概要




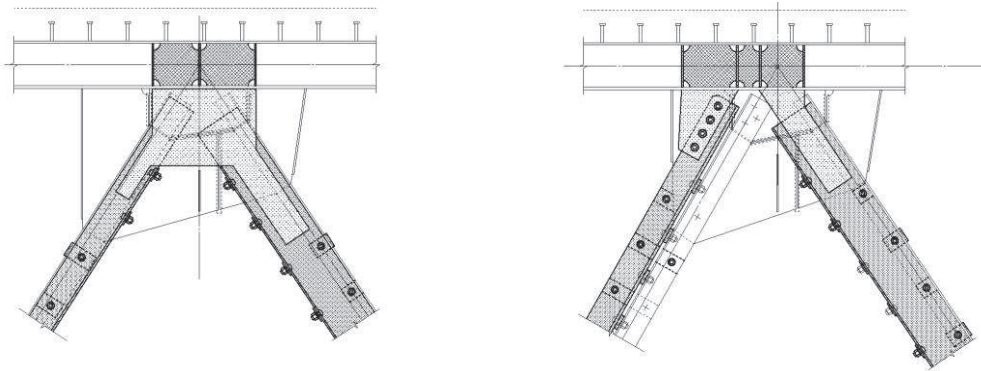
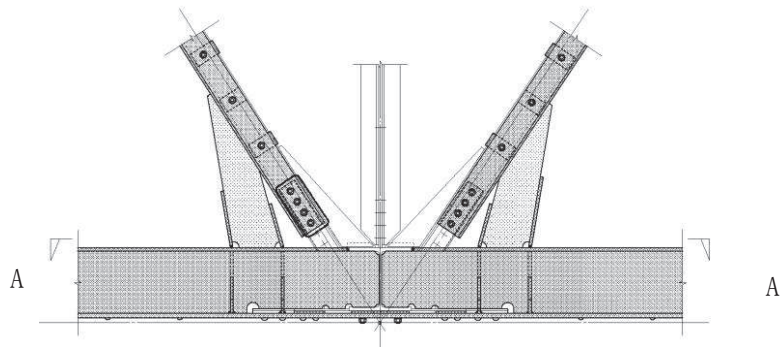
 つづり材を示す。

図 2-6 サブトラス束材断面



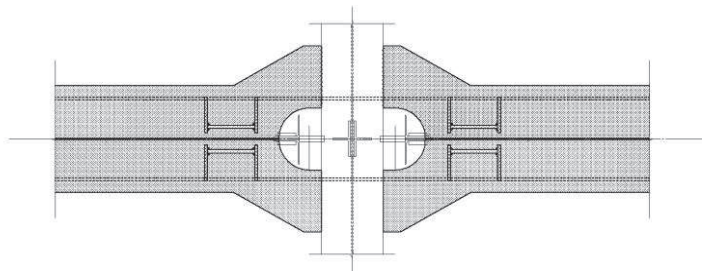
a 部

b 部



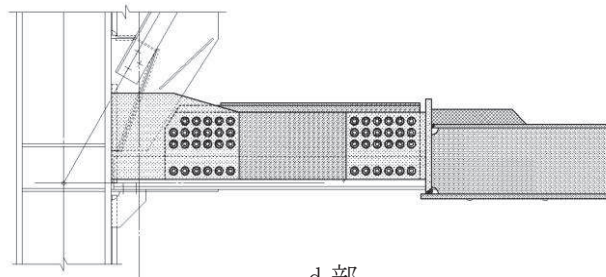
A

A






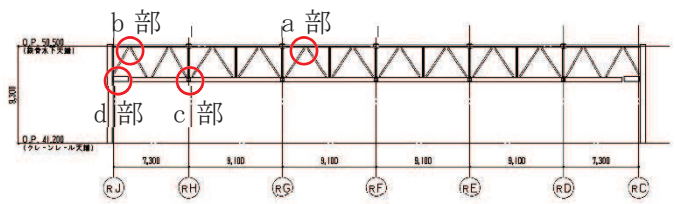
A-A section

c 部



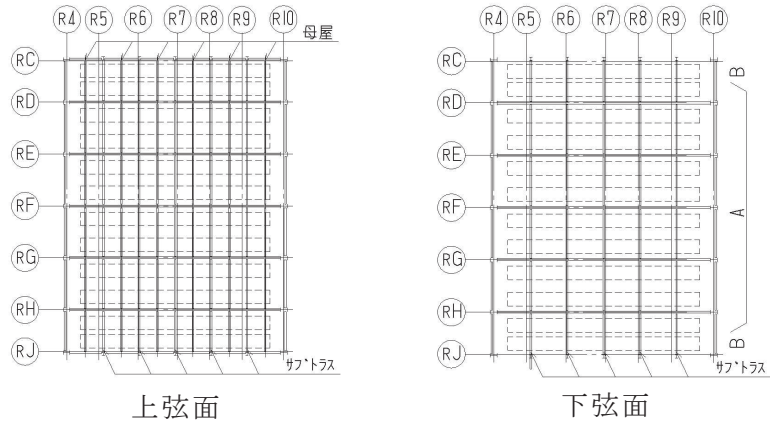
d 部

-  : 補強部材
-  : 補強 G. PL
-  : その他の補強 PL

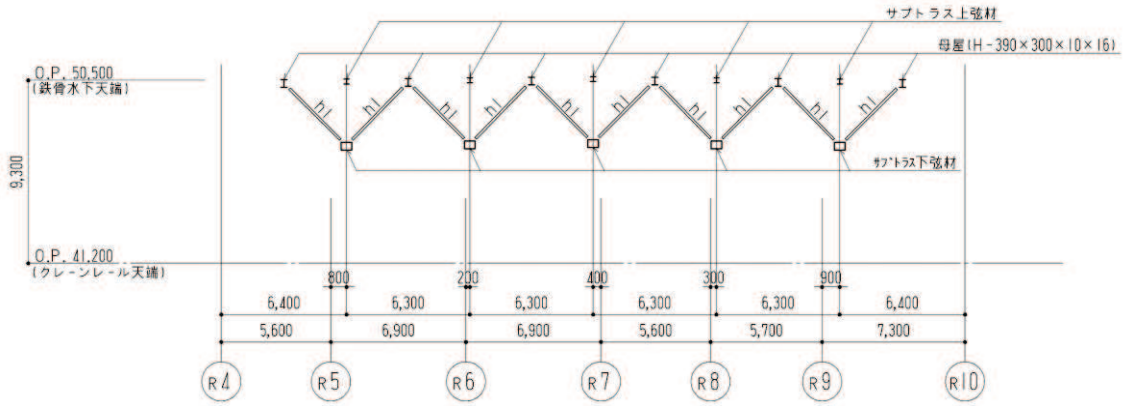


キープラン

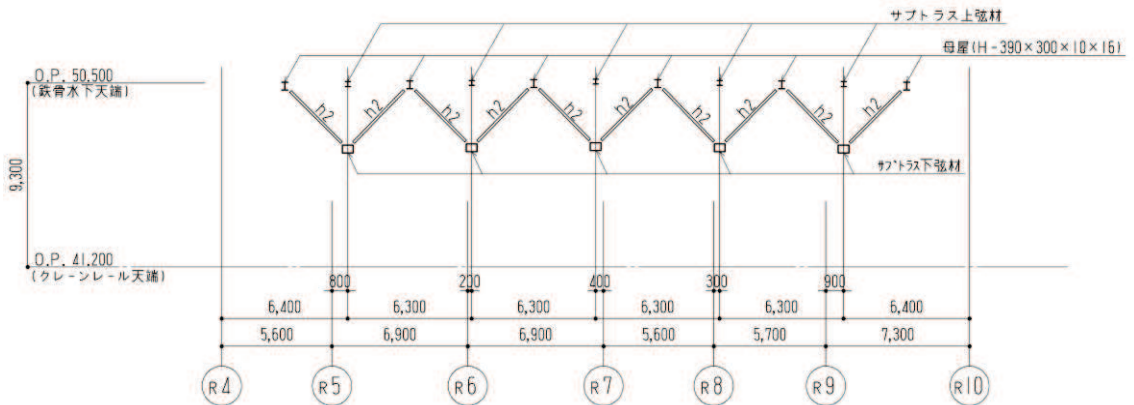
図 2-7 サブトラス接合部概要



補強対象構



A 部



B 部

図 2-8 母屋補強概要 (方杖追加)

表 2-3 方杖断面 (母屋補強後)

	符号	部材断面
方杖	h1	2Ls-130×130×9
	h2	2Ls-90×90×10

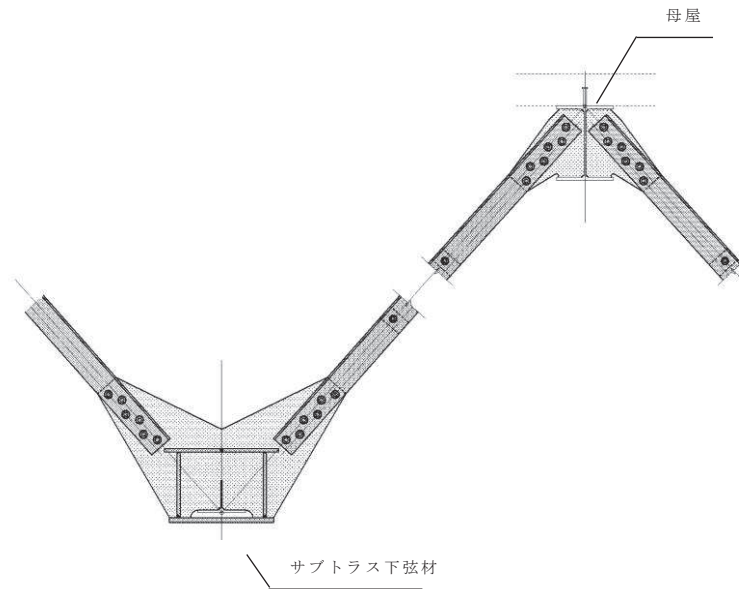


図 2-9 方杖接合部概要

別紙 1-3 屋根トラス評価モデルにおける減衰について

目 次

1. 概要.....	別紙 1-3- 1
2. 剛性比例型減衰設定の妥当性の確認.....	別紙 1-3- 2
3. レーリー減衰による影響検討.....	別紙 1-3- 5
3.1 解析モデル.....	別紙 1-3- 5
3.2 検討ケース.....	別紙 1-3- 8
3.3 レーリー減衰の設定.....	別紙 1-3-10
3.4 評価結果.....	別紙 1-3-11
4. 引用文献.....	別紙 1-3-21

1. 概要

本資料は、原子炉建屋屋根トラスの評価において、添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」で示した評価に用いている剛性比例型減衰について説明するものである。

鉄骨造の構造物については、例えば「4. 引用文献」に示す引用文献（1）や引用文献（2）に記されているように地震応答解析を実施する場合、剛性比例型減衰を用いることが一般的である。また、（一財）日本建築センターより毎月発行されている「ビルディングレター」*に掲載されている評定条件の概要によると、振動系モデルに減衰の記載があるものについては、剛性比例型減衰を採用している。以上のことを踏まえ、屋根トラスの評価においては減衰を剛性比例型とすることを基本とする。

「2. 剛性比例型減衰設定の妥当性の確認」において、剛性比例型減衰の設定方法の妥当性を示し、「3. レーリー減衰による影響検討」において、剛性比例型減衰以外の減衰としてレーリー減衰を用いることによる影響を検討する。

注記*：2012年1月～2020年12月に発行されたものを対象に調査。

2. 剛性比例型減衰設定の妥当性の確認

屋根トラスについて、剛性比例型減衰の設定の妥当性を以下で確認する。剛性比例型減衰による減衰定数と振動数の関係を図 2-1 に、固有振動数、固有周期、刺激係数及び有効質量比の固有値解析結果を表 2-1 に、屋根トラスの各方向の固有周期及び解析モデルへの入力地震動の加速度応答スペクトルの関係を図 2-2～図 2-4 に示す。

屋根トラスの構造面からは、水平材に対して鉛直方向の挙動が卓越すると考えられ、表 2-1 より鉛直方向の固有振動数は、2 次以降の高次モードは明確ではなく、1 次モードが他のモードに対して刺激係数、有効質量比とも大きく、1 次モードが全体応答に対して支配的であると考えられる。

図 2-2 より、入力地震動の応答スペクトルの卓越周期は原子炉建屋の地盤-建屋連成系の 1 次固有振動数 (9.96Hz*) におおむね対応しており、赤線で示す屋根トラスの 1 次固有振動数 3.60Hz よりも高振動数側にピークがある。図 2-1 に示すように剛性比例型減衰の特徴として高次モードの減衰を大きくとることになるが、屋根トラスは 1 次モードが全体応答に対して支配的であり、高次モードの屋根トラスの応答の影響は小さくなるため、剛性比例型減衰の採用による影響は小さいと考えられる。

なお、水平方向については、図 2-3 及び図 2-4 に示すとおり屋根トラスの 1 次固有振動数は、6.64Hz (NS 方向)、6.16Hz (EW 方向) であり、原子炉建屋の地盤-建屋連成系の水平方向の 1 次固有振動数 (NS 方向 4.21Hz*、EW 方向 4.36Hz*) と開きがあることから入力による影響は小さく、また、入力地震動のピークが屋根トラスの 1 次固有振動数よりも低振動数側にあることから、剛性比例型減衰の採用による影響は小さいと考えられる。

以上のことから、鉛直方向の 1 次固有振動数 (3.60Hz) に対して鋼材の減衰定数 (2%)、コンクリートの減衰定数 (5%) となる剛性比例型減衰を設定することは妥当である。

注記*：添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」に記載。

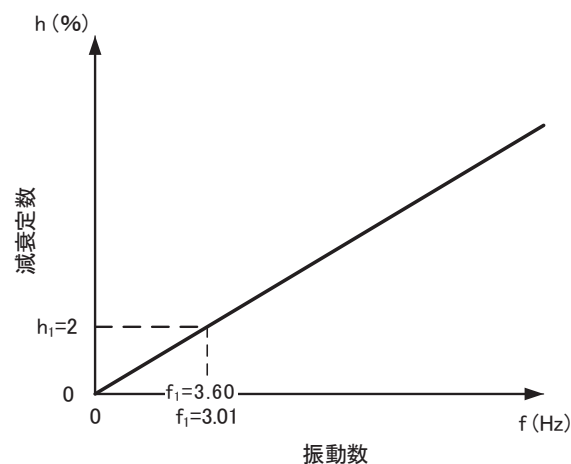


図 2-1 剛性比例型減衰による減衰定数と振動数の関係

表 2-1 屋根トラス解析モデルの固有値解析結果

次数	振動数 (Hz)	周期 (s)	刺激係数			有効質量比			備考
			水平方向 (NS)	水平方向 (EW)	鉛直方向 (UD)	水平方向 (NS)	水平方向 (EW)	鉛直方向 (UD)	
1	3.60	0.278	0.011	0.005	1.567	0.000	0.000	0.119	鉛直方向1次
2	5.65	0.177	0.101	-0.148	0.005	0.000	0.000	0.000	
3	6.07	0.165	0.953	-0.008	0.028	0.006	0.000	0.000	
4	6.16	0.162	-0.055	-1.527	0.012	0.000	0.130	0.000	EW方向1次
5	6.40	0.156	-0.150	-0.366	-0.051	0.000	0.001	0.000	
6	6.43	0.156	-0.096	-0.023	0.151	0.000	0.000	0.001	
7	6.58	0.152	0.458	-1.190	-0.016	0.005	0.034	0.000	
8	6.61	0.151	-1.606	-0.733	-0.042	0.057	0.012	0.000	
9	6.64	0.151	-3.310	0.227	-0.036	0.376	0.002	0.000	NS方向1次
10	6.71	0.149	-1.515	-0.121	-0.019	0.031	0.000	0.000	
11	6.80	0.147	-0.363	-1.127	-0.024	0.002	0.024	0.000	
12	6.94	0.144	-0.061	-0.015	0.001	0.000	0.000	0.000	
13	7.11	0.141	0.570	-0.023	-0.024	0.011	0.000	0.000	
14	7.17	0.139	0.070	0.105	-0.054	0.000	0.000	0.000	
15	7.18	0.139	0.050	0.246	-0.036	0.000	0.001	0.000	
16	7.22	0.138	-0.316	0.072	-0.078	0.002	0.000	0.000	
17	7.29	0.137	0.294	0.296	0.022	0.001	0.001	0.000	
18	7.32	0.137	-0.085	-0.299	0.028	0.000	0.001	0.000	
19	7.41	0.135	-0.252	-0.434	0.006	0.001	0.003	0.000	
20	7.47	0.134	0.080	0.062	0.022	0.000	0.000	0.000	

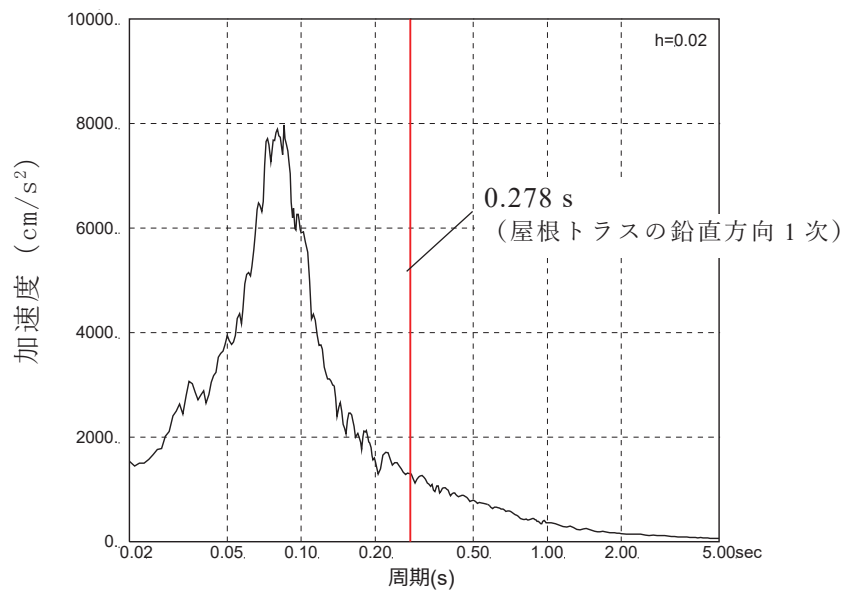


図 2-2 固有周期と入力地震動の加速度応答スペクトルの関係 (鉛直方向)

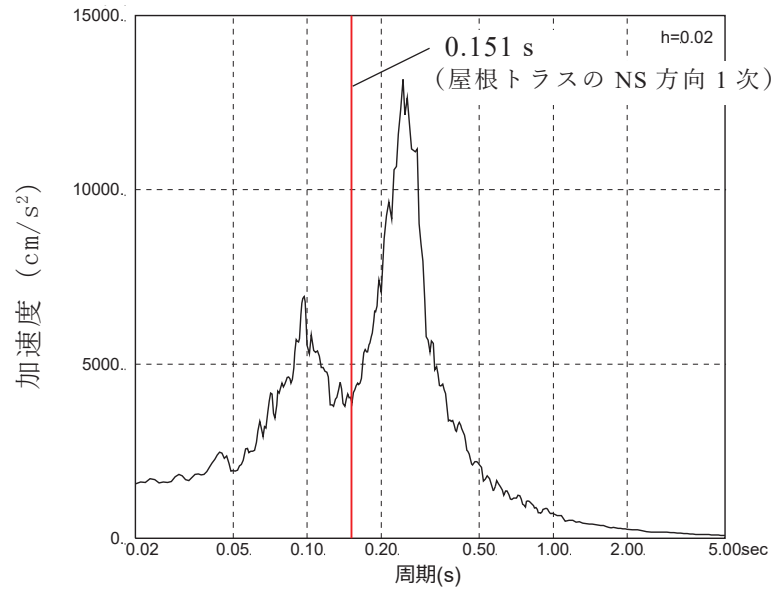


図 2-3 固有周期と入力地震動の加速度応答スペクトルの関係 (NS 方向)

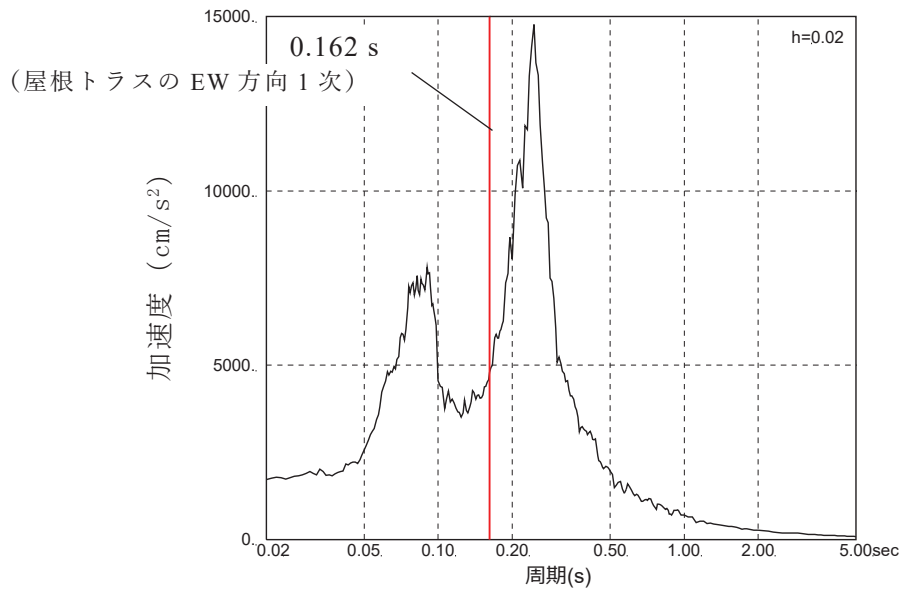


図 2-4 固有周期と入力地震動の加速度応答スペクトルの関係 (EW 方向)

3. レーリー減衰による影響検討

3.1 解析モデル

屋根トラスの地震応答解析に用いる解析モデルは、添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」で用いるモデルと同じであり、燃料取替床レベル（3F, O.P. 33.2m）より上部の鉄骨鉄筋コンクリート造の柱，はり，壁，鉄骨造の屋根トラス等を線材及び面材により立体的にモデル化した3次元FEMモデルとする。

解析モデルへの入力は、添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」と同様に、添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」に示す原子炉建屋全体の地震応答解析から得られる燃料取替床レベル（3F, O.P. 33.2m）の応答結果を用いることとし、燃料取替床位置を固定として水平方向と鉛直方向の同時入力とする（水平成分、鉛直成分及び回転成分）。

解析モデルの概要を図3-1に、部材リストを表3-1に示す。

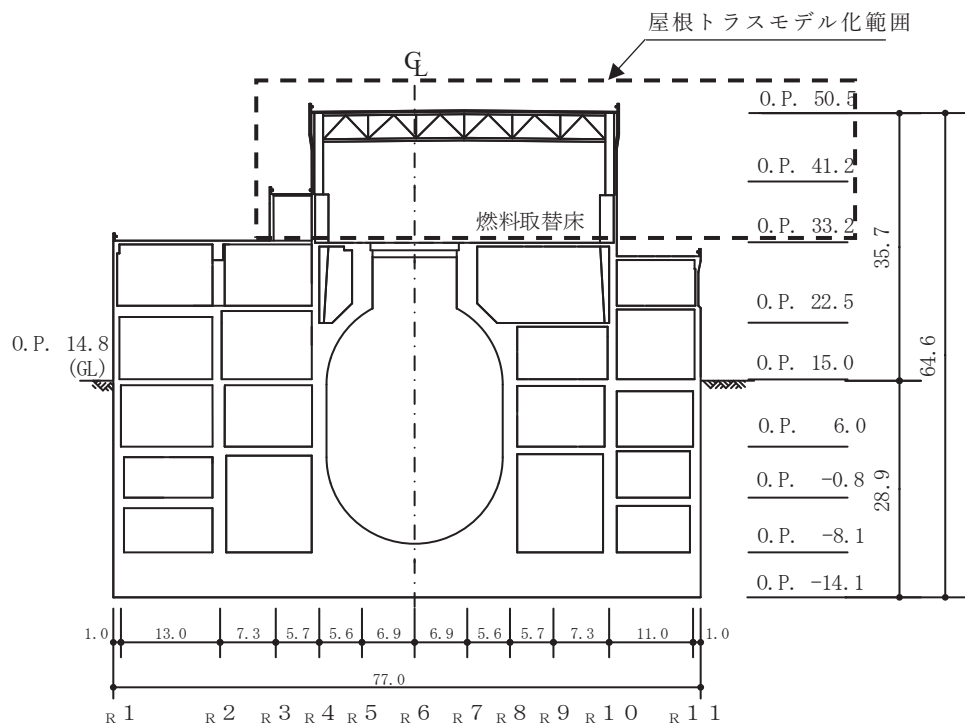
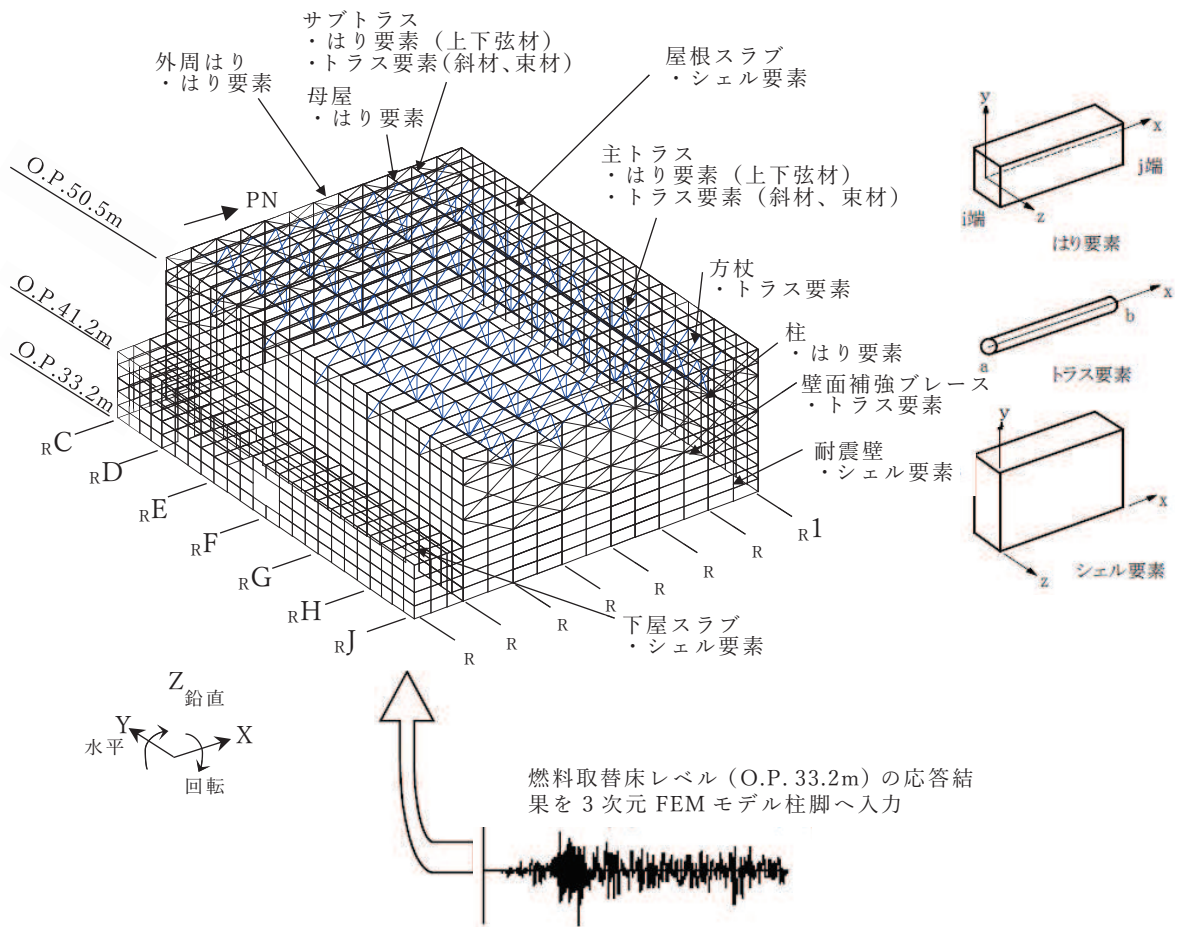


図 3-1 解析モデルの概要

表 3-1 部材リスト

部位		使用部材	材質	断面積 ($\times 10^2 \text{mm}^2$)	断面二次 モーメント ($\times 10^4 \text{mm}^4$)
主トラス	上弦材	H-350×350×12×19	SM50A (SM490A相当)	173.9	40300
	下弦材	H-350×350×12×19	SM50A (SM490A相当)	173.9	40300
	斜材	2CTs-175×350×12×19 2CTs-150×300×10×15	SM50A (SM490A相当)	173.9 119.8	—
	束材	2CTs-100×200×8×12	SM50A (SM490A相当)	63.54	—
サブ トラス	上弦材	H-250×250×9×14	SS41 (SS400相当)	92.18	10800
	下弦材	(d1) PL-19×601+PL-25×550 +2PLs-16×344	SN490B	361.8	94790
		(d2) PL-19×601+PL-25×550 +2PLs-19×344 (図3-2参照)		382.4	96860
		(d3) CT-170×250×9×14 +BT-280×250×9×12 +2PLs-16×350 (図3-2参照)	SS41 (SS400相当) SN400B	216.9	48830
	斜材	2Ls-130×130×9 +2Ls-150×90×12	SS41 (SS400相当)	100.2	—
		2Ls-130×130×9 +2Ls-150×150×15		131.0	
		2Ls-130×130×9 +2Ls-250×90×12×16	SS400	131.4	
2Ls-90×90×10 +2Ls-250×90×10×15		108.9			
2Ls-90×90×10 +2Ls-300×90×11×16		126.4			
束材	4Ls-90×90×6	SS400	42.20	—	
母屋	上弦面	H-390×300×10×16	SS41 (SS400相当)	136.0	38700
方杖	—	2Ls-130×130×9 2Ls-90×90×10	SS400	45.48 34.00	—

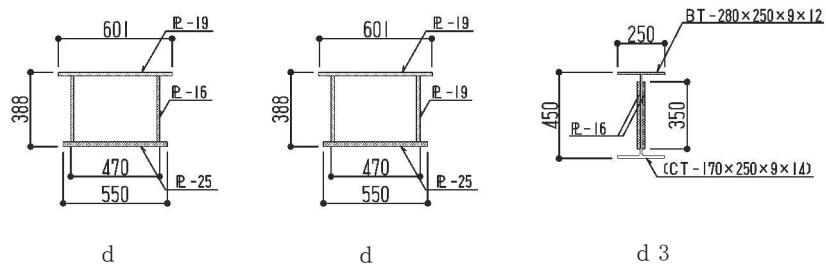
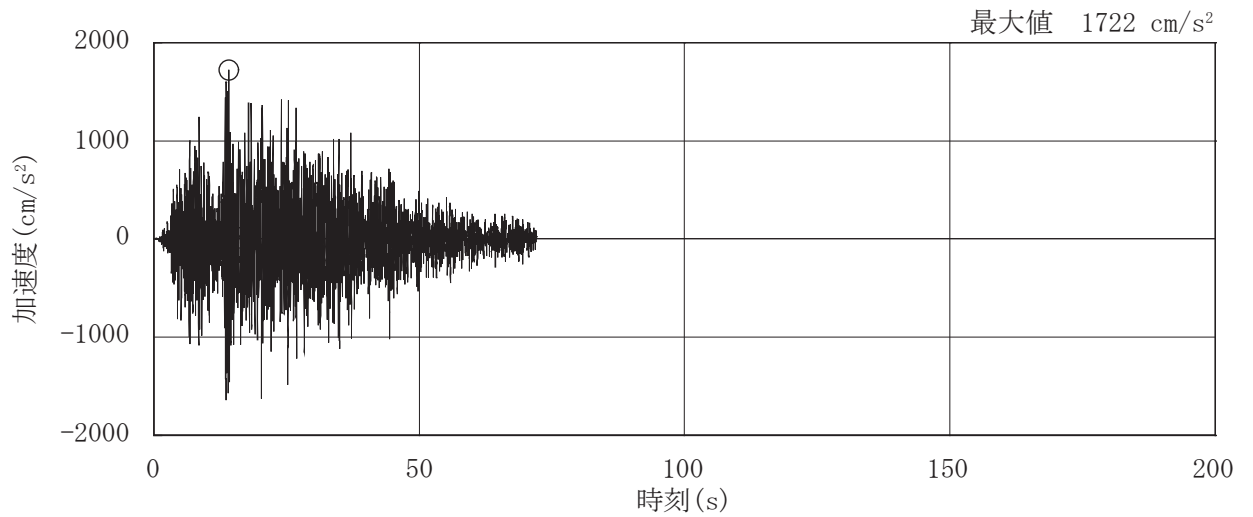


図 3-2 サブトラス下弦材断面

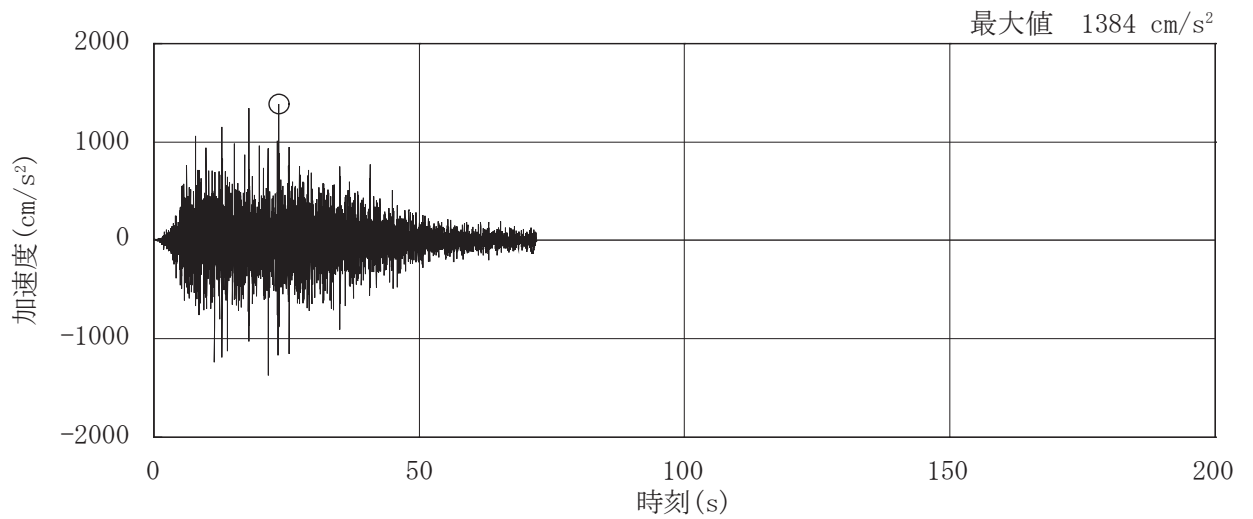
3.2 検討ケース

検討ケースは、添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」に示す屋根トラスの評価結果において、多くの部材で検定比が最大となった基準地震動 $S_s - D 2$ のケース 2 の EW 方向及び鉛直方向とする。

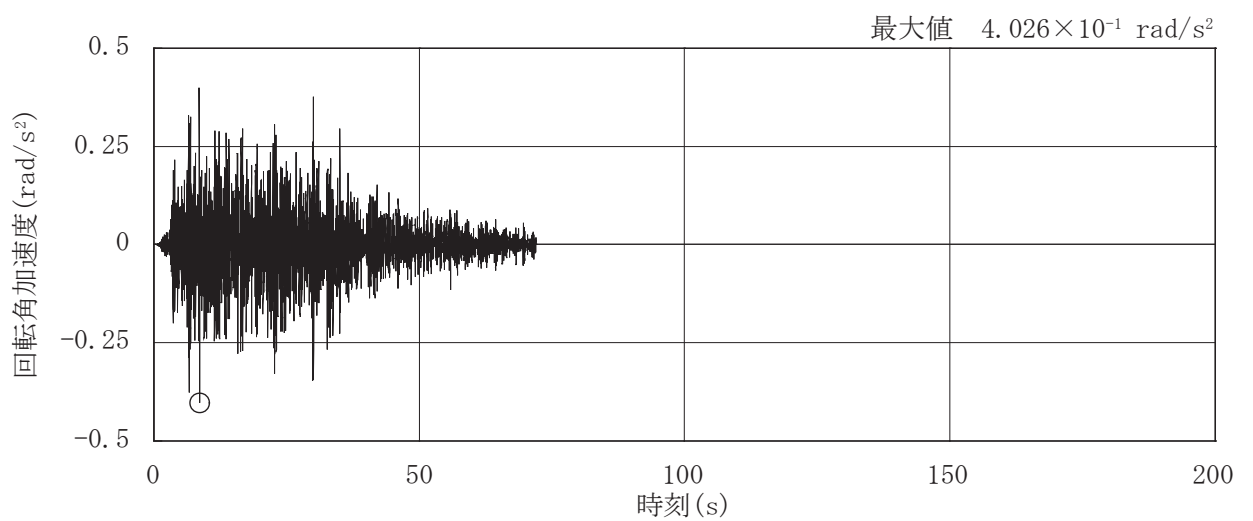
入力地震動は、添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」に示す原子炉建屋全体の地震応答解析から得られる燃料取替床レベル（3F, 0. P. 33. 2m）の時刻歴応答加速度とする。図 3-3 に燃料取替床レベル（3F, 0. P. 33. 2m）の水平成分、鉛直成分及び回転成分の加速度時刻歴波形を示す。



(a) EW 方向 (水平)



(b) 鉛直方向



(c) EW 方向 (回転)

図 3-3 燃料取替床レベル (3F, O.P. 33.2m) の加速度時刻歴波形

3.3 レーリー減衰の設定

レーリー減衰は、影響が大きいと考えられる鉛直方向の1次固有振動数(3.60Hz)及び主トラス方向であるNS方向の1次固有振動数(6.64Hz)に対し、鋼材の減衰定数(2%)、コンクリートの減衰定数(5%)となるように設定する。鋼材におけるレーリー減衰の設定について、図3-4に示す。なお、EW方向の1次固有振動数は6.16Hzであることから、3.60Hzと6.64Hzに対してレーリー減衰を設定することは減衰を小さく評価する範囲が広がることから保守的な設定となる。

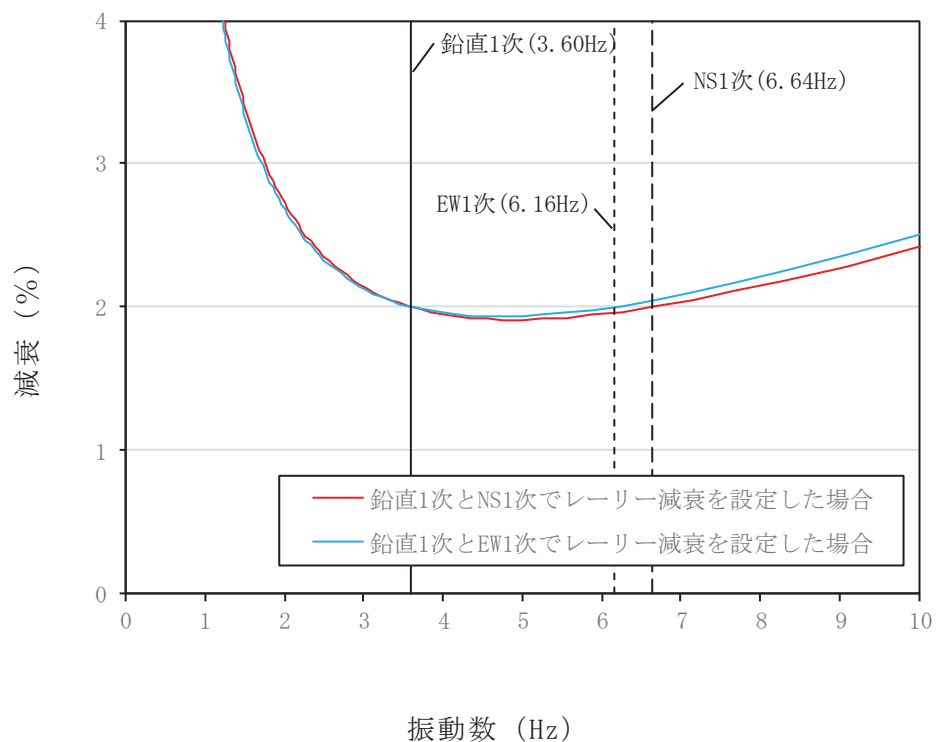


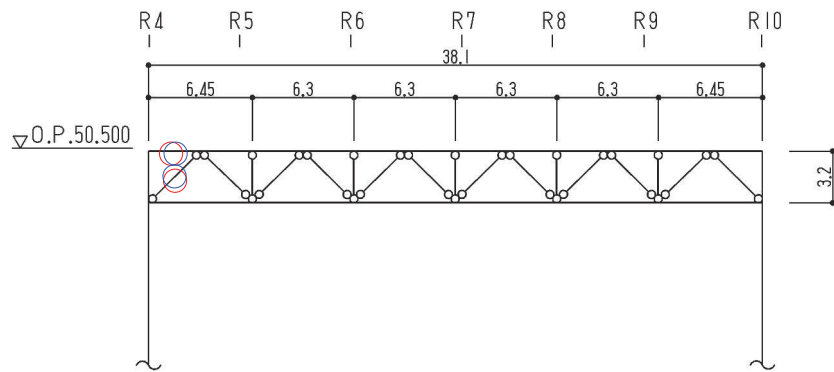
図3-4 レーリー減衰の設定(鋼材の例)

3.4 評価結果

剛性比例型減衰及びレーリー減衰を用いた地震応答解析結果から各部材の断面の評価を実施し、結果の比較を行う。なお、断面の評価方法については、添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」で示した方法と同じである。

評価対象箇所は、各部材の検定値が最も大きい箇所とする。評価対象箇所を図3-5～図3-8に示す。また、断面算定結果を表3-2～表3-5に示す。

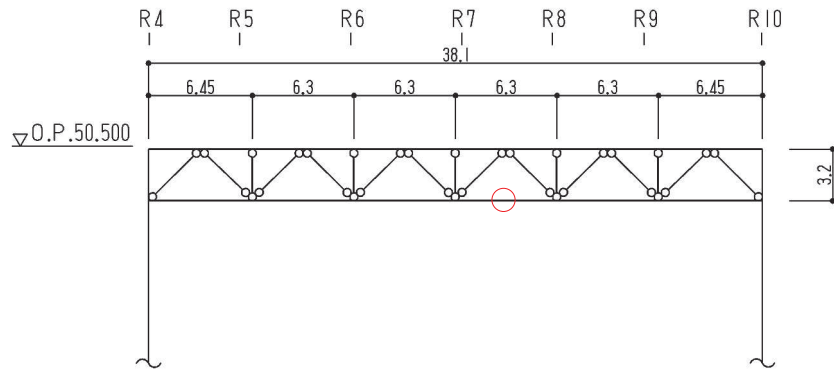
屋根トラスの各部材における断面算定の検定比は、レーリー減衰による評価結果が剛性比例型減衰による評価結果を多くの部位で上回るものの、レーリー減衰を採用した場合には鉛直方向の1次モード(振動数3.60Hz)により発生する応力に加え、より高次の減衰が小さくなるためEW方向の1次モード(振動数6.16Hz)等により発生する応力の影響が大きくなることにより、位相の関係によっては両者が打ち消しあい、主トラス下弦材のようにレーリー減衰を採用した場合の方が検定比が小さくなる場合もあるが、いずれの減衰を採用した場合にも、減衰の違いが耐震安全性に影響を与えないことを確認した。



○：剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

○：レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

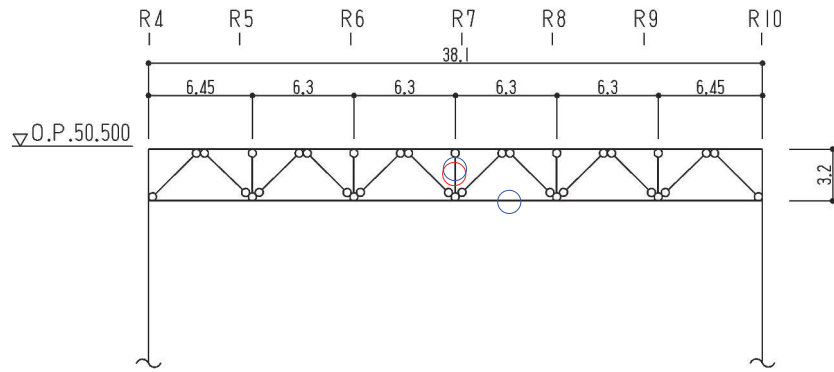
(a) 主トラス： R_E 通り



○：剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

○：レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

(b) 主トラス： R_F 通り



○：剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

○：レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

(c) 主トラス： R_G 通り

(単位：m)

図 3-5 評価対象箇所 (主トラス)

表 3-2(1) 断面算定結果 (主トラス) (1/4)

部材 (種類)		上弦材			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		_{RE} 通り (_{R4-R5} 通り間)		_{RE} 通り (_{R4-R5} 通り間)	
鉄骨断面	部材	H-350×350×12×19		H-350×350×12×19	
	種別	SM50A (SM490A 相当)		SM50A (SM490A 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		765	78.7	789	57.9
M (kN・m)		120	120	125	125
断面算定	σ_t (N/mm ²)	44.0	—	45.4	—
	σ_c (N/mm ²)	—	4.53	—	3.33
	σ_b (N/mm ²)	52.2	52.2	54.3	54.3
	f_t (N/mm ²)	357	—	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	357	—	357
	f_b (N/mm ²)	357	357	357	357
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.28 (< 1.0)	—	0.29 (< 1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.17 (< 1.0)	—	0.17 (< 1.0)

表 3-2(2) 断面算定結果 (主トラス) (2/4)

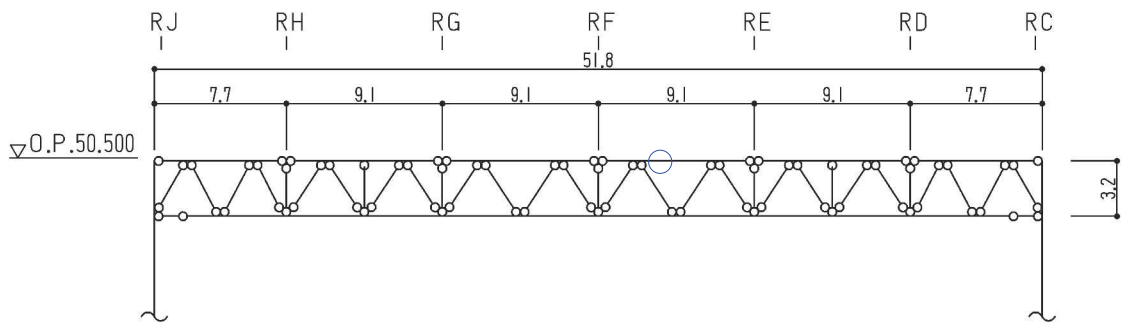
部材 (種類)		下弦材			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		_{RF} 通り (_{R7-R8} 通り間)		_{RG} 通り (_{R7-R8} 通り間)	
鉄骨断面	部材	H-350×350×12×19		H-350×350×12×19	
	種別	SM50A (SM490A 相当)		SM50A (SM490A 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		4350	1020	4260	656
M (kN・m)		57.5	57.5	51.6	51.6
断面算定	σ_t (N/mm ²)	250	—	245	—
	σ_c (N/mm ²)	—	58.7	—	37.7
	σ_b (N/mm ²)	25.0	25.0	22.4	22.4
	f_t (N/mm ²)	357	—	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	280	—	280
	f_b (N/mm ²)	357	357	357	357
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.79 (< 1.0)	—	0.76 (< 1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.29 (< 1.0)	—	0.21 (< 1.0)

表 3-2(3) 断面算定結果 (主トラス) (3/4)

部材 (種類)		斜材			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		R_E 通り (R_4 - R_5 通り間)		R_E 通り (R_4 - R_5 通り間)	
鉄骨断面	部材	2CT _S -175×350×12×19		2CT _S -175×350×12×19	
	種別	SM50A (SM490A 相当)		SM50A (SM490A 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		126	3170	168	3290
断面算定	σ_t (N/mm ²)	7.25	—	9.66	—
	σ_c (N/mm ²)	—	182	—	189
	f_t (N/mm ²)	357	—	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	300	—	300
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.03 (< 1.0)	—	0.03 (< 1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.61 (< 1.0)	—	0.63 (< 1.0)

表 3-2(4) 断面算定結果 (主トラス) (4/4)

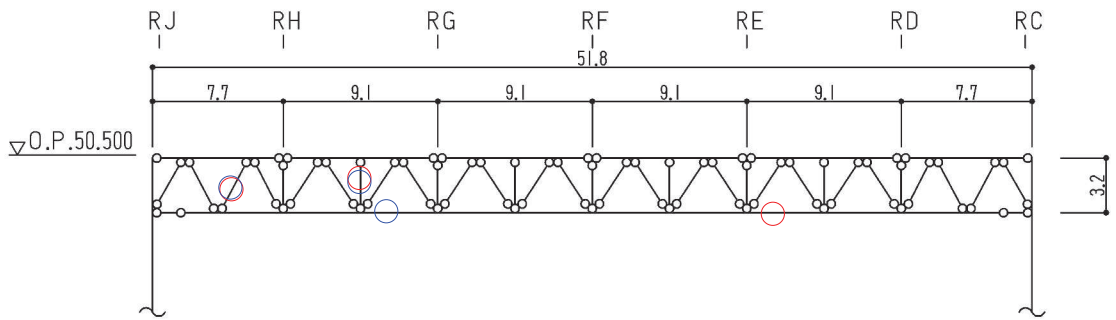
部材 (種類)		束材			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		R_G 通り (R_7 通り)		R_G 通り (R_7 通り)	
鉄骨断面	部材	2CT _S -100×200×8×12		2CT _S -100×200×8×12	
	種別	SM50A (SM490A 相当)		SM50A (SM490A 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		132	290	138	310
断面算定	σ_t (N/mm ²)	20.8	—	21.7	—
	σ_c (N/mm ²)	—	45.6	—	48.8
	f_t (N/mm ²)	357	—	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	262	—	262
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.06 (< 1.0)	—	0.07 (< 1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.18 (< 1.0)	—	0.19 (< 1.0)



○：剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

○：レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

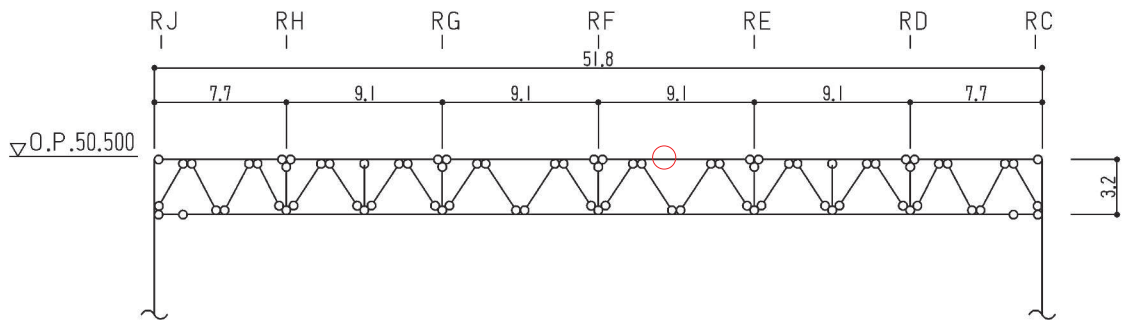
(a) サブトラス： R_5 通り



○：剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

○：レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

(b) サブトラス： R_7 通り



○：剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

○：レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

(c) サブトラス： R_9 通り

(単位：m)

図 3-6 評価対象箇所 (サブトラス)

表 3-3(1) 断面算定結果 (サブトラス) (1/4)

部材 (種類)		上弦材			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		R9 通り (RE 通り RF 通り間)		R5 通り (RE 通り RF 通り間)	
鉄骨断面	部材	H-250×250×9×14		H-250×250×9×14	
	種別	SS41 (SS400 相当)		SS41 (SS400 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		35.9	174	51.9	188
M (kN・m)		117	117	152	152
断面算定	σ_t (N/mm ²)	3.89	—	5.63	—
	σ_c (N/mm ²)	—	18.9	—	20.4
	σ_b (N/mm ²)	135	135	175	175
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	258	—	258
	f_b (N/mm ²)	258	258	258	258
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.55 (< 1.0)	—	0.71 (< 1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.61 (< 1.0)	—	0.76 (< 1.0)

表 3-3(2) 断面算定結果 (サブトラス) (2/4)

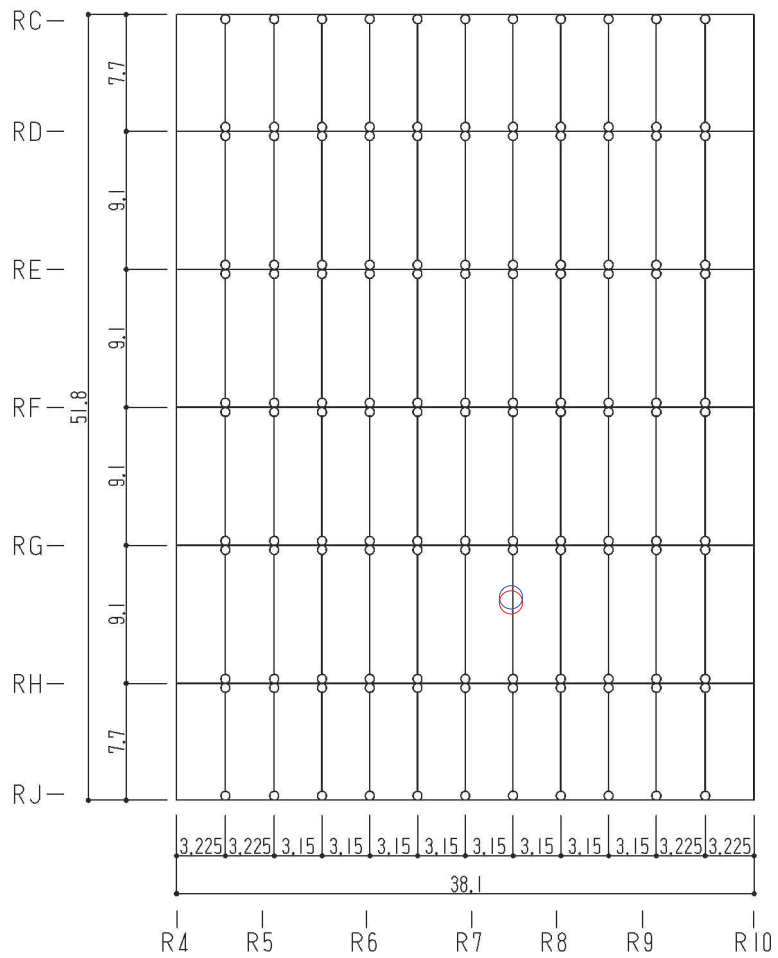
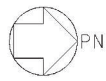
部材 (種類)		下弦材			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		R7 通り (RD 通り RE 通り間)		R7 通り (RG 通り RH 通り間)	
鉄骨断面	部材	PL-19×601+PL-25×550 +2PL-19×344		PL-19×601+PL-25×550 +2PL-19×344	
	種別	SN490B		SN490B	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		6170	2350	6630	3000
M (kN・m)		341	341	413	413
断面算定	σ_t (N/mm ²)	180	—	194	—
	σ_c (N/mm ²)	—	68.6	—	87.6
	σ_b (N/mm ²)	84.6	84.6	102	102
	f_t (N/mm ²)	357	—	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	353	—	348
	f_b (N/mm ²)	357	357	357	357
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.75 (< 1.0)	—	0.84 (< 1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.44 (< 1.0)	—	0.55 (< 1.0)

表 3-3(3) 断面算定結果 (サブトラス) (3/4)

部材 (種類)		斜材			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		R7 通り (RH 通り RJ 通り間)		R7 通り (RH 通り RJ 通り間)	
鉄骨断面	部材	2Ls-90×90×10 + 2Ls-250×90×10×15		2Ls-90×90×10 + 2Ls-250×90×10×15	
	種別	SS41 (SS400 相当), SS400		SS41 (SS400 相当), SS400	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		577	1950	775	2150
断面算定	σ_t (N/mm ²)	53.0	—	71.2	—
	σ_c (N/mm ²)	—	179	—	197
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	226	—	226
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.21 (< 1.0)	—	0.28 (< 1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.80 (< 1.0)	—	0.88 (< 1.0)

表 3-3(4) 断面算定結果 (サブトラス) (4/4)

部材 (種類)		束材			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		R7 通り (RG 通り RH 通り間)		R7 通り (RG 通り RH 通り間)	
鉄骨断面	部材	4Ls-90×90×6		4Ls-90×90×6	
	種別	SS400		SS400	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		117	209	133	236
断面算定	σ_t (N/mm ²)	27.7	—	31.5	—
	σ_c (N/mm ²)	—	49.5	—	55.9
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	219	—	219
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.11 (< 1.0)	—	0.13 (< 1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.23 (< 1.0)	—	0.26 (< 1.0)



○ : 剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

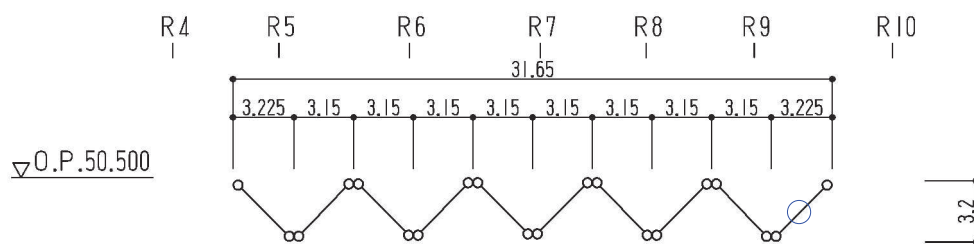
○ : レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

(単位 : m)

図 3-7 評価対象箇所 (母屋)

表 3-4 断面算定結果 (母屋)

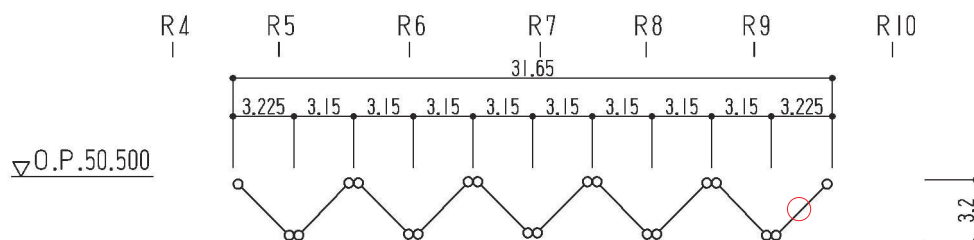
部材 (種類)		母屋			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		R7 通り R8 通り間 (RG 通り RH 通り間)		R7 通り R8 通り間 (RG 通り RH 通り間)	
鉄骨断面	部材	H-390×300×10×16		H-390×300×10×16	
	種別	SS41 (SS400 相当)		SS41 (SS400 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		147	349	191	392
M (kN・m)		302	302	352	352
断面算定	σ_t (N/mm ²)	10.8	—	14.0	—
	σ_c (N/mm ²)	—	25.7	—	28.8
	σ_b (N/mm ²)	153	153	178	178
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	258	—	258
	f_b (N/mm ²)	258	258	258	258
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.65 (< 1.0)	—	0.75 (< 1.0)	—
$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.70 (< 1.0)	—	0.81 (< 1.0)	



○：剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

○：レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

(a) 方杖： R_G 通り R_H 通り間



○：剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

○：レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

(b) 方杖： R_H 通り R_J 通り間

(単位：m)

図 3-8 評価対象箇所 (方杖)

表 3-5 断面算定結果 (方杖)

部材 (種類)		方杖			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		R_H 通り R_J 通り間 (R_9 通り R_{10} 通り間)		R_G 通り R_H 通り間 (R_9 通り R_{10} 通り間)	
鉄骨断面	部材	2Ls-130×130×9		2Ls-130×130×9	
	種別	SS400		SS400	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		274	472	360	524
断面算定	σ_t (N/mm ²)	60.2	—	79.2	—
	σ_c (N/mm ²)	—	104	—	115
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	156	—	156
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.24 (< 1.0)	—	0.31 (< 1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.67 (< 1.0)	—	0.74 (< 1.0)

4. 引用文献

- (1) 大振幅地震動と建築物の耐震性評価—巨大海溝型地震・内陸地震に備えて— ((社)日本建築学会, 2013年)
- (2) 長周期地震動と超高層建物の対応策—専門家として知っておきたいこと— ((社)日本建築学会, 2013年)

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の考え方 別紙 2-2

1. 概要

本資料は、原子炉建屋屋根トラス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

原子炉建屋屋根トラス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。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。

・トラス要素

トラス要素は要素内応力が一定であるため，部材長さに合わせて分割する。

・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。

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，2006 年）

表 2-1(1) 原子炉建屋屋根トラスの応力解析におけるモデル化, 境界条件及び拘束条件 (1/2)

モデル概要

○モデル化範囲

- ・燃料取替床レベル (3F, O.P. 33.2m) より上部の鉄筋コンクリート造, 鉄骨鉄筋コンクリート造及び鉄骨造部分をモデル化する。

○使用要素

- ・鉄筋コンクリート部：はり要素 (柱, はり), シェル要素 (耐震壁, 屋根スラブ, 下屋スラブ)
- ・鉄骨鉄筋コンクリート部：はり要素 (柱, はり)
- ・鉄骨部：はり要素 (主トラス及びサブトラスの上下弦材, 母屋, はり), トラス要素 (主トラス及びサブトラスの斜材・束材, 方杖, 壁面補強ブレース)

○要素分割

- ・評価対象である鉄骨部の部材長さに合わせて分割する。

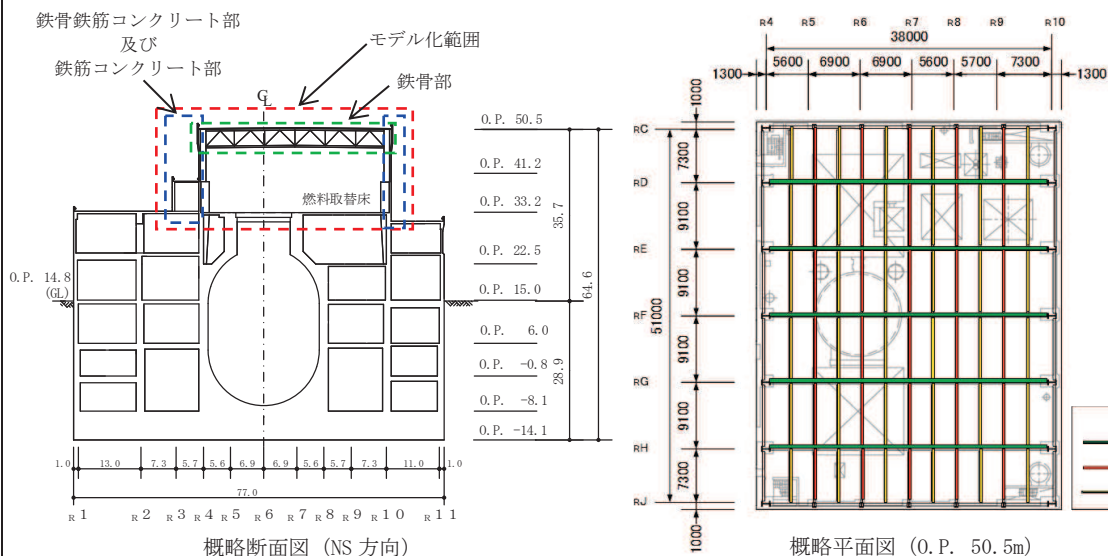


図 1 モデル化範囲

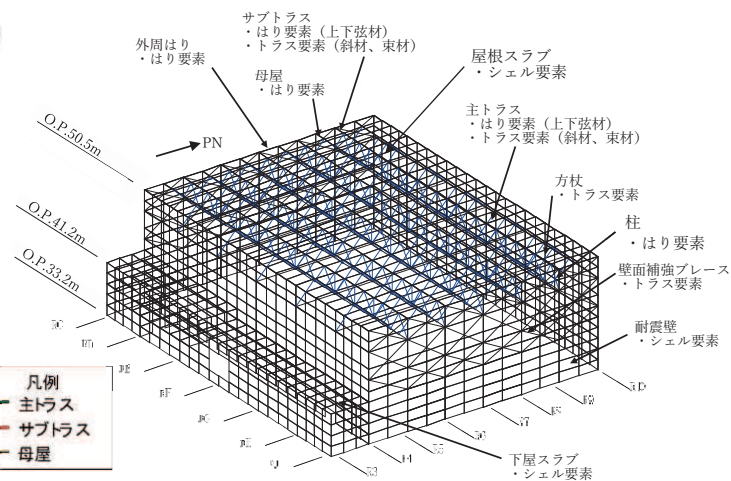


図 2 3次元 FEM モデル

表 2-1(2) 原子炉建屋屋根トラスの応力解析におけるモデル化, 境界条件及び拘束条件 (2/2)

境界条件及び拘束条件

モデル下端の境界

○境界条件

・モデル下端の境界条件は, 燃料取替床レベル (3F, O.P. 33.2m) 位置について固定とする。

○荷重の入力方法

・長期荷重は, 全体下向きの重力加速度を作用させることで入力する。

・地震荷重は, 質点系地震応答解析結果の燃料取替床レベル (3F, O.P. 33.2m) の質点の応答時刻歴 (水平, 鉛直, 回転: 回転中心は基礎スラブ中心) を入力する。

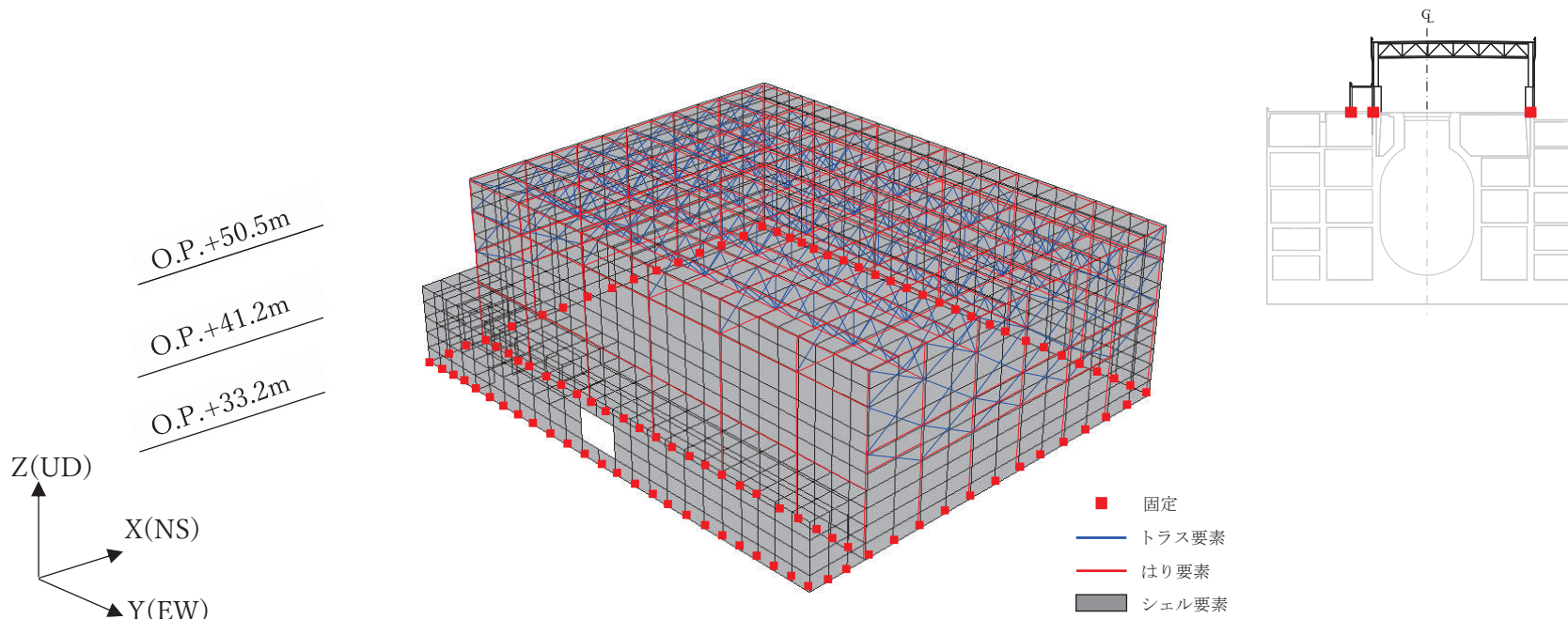


図 3 境界条件

別紙 3 応力解析における断面の評価部位の選定

目 次

1. 概要	別紙 3- 1
2. 屋根スラブ・床スラブ	別紙 3- 2
2.1 評価方針	別紙 3- 2
2.2 評価部位の選定	別紙 3- 3
3. 耐震壁	別紙 3-17
3.1 評価方針	別紙 3-17
3.2 評価部位の選定	別紙 3-19

1. 概要

本資料は、原子炉建屋の応力解析における断面の評価部位の選定について示すものである。

2. 屋根スラブ・床スラブ

2.1 評価方針

屋根スラブについては、1方向スラブとしてモデル化し、スパンがほぼ均等なスラブの外端がスラブに比べて十分剛性の大きいRC壁と連続していることから、両端固定はりとして評価する。

床スラブについては、床スラブ周辺の境界条件を考慮して両端固定はり、三辺固定・一辺自由版、四辺固定版又はFEM解析により評価する。図2-1に床スラブの評価フローを示す。

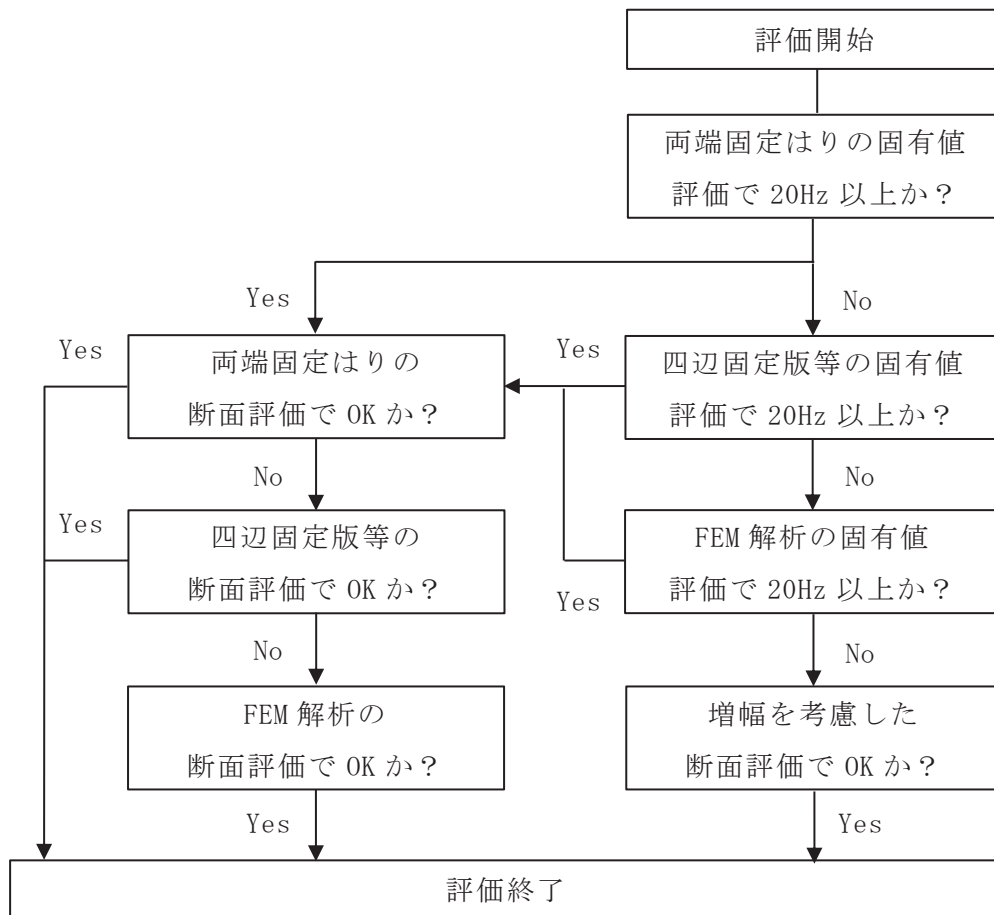


図 2-1 屋根スラブ・床スラブの応力解析による評価フロー

2.2 評価部位の選定

屋根スラブ及び床スラブの選定部位については、各階の原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）、2次しゃへい壁及び補助遮蔽を構成するスラブの種類ごとに、スパンが長くスラブの応力が大きくなる部位が最も厳しくなると判断した。

原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）、2次しゃへい壁及び補助遮蔽を構成するスラブの評価における荷重の組合せケースを表 2-1 に、床スラブの位置及び断面の評価位置を図 2-1 に、床スラブのスラブ厚及び配筋一覧を表 2-2 に、屋根スラブの位置及び断面の評価位置を図 2-2 に、屋根スラブのスラブ厚及び配筋一覧を表 2-3 に示す。

床スラブの検定値及び評価法の一覧を表 2-4 に、屋根スラブの検定値及び評価法の一覧を表 2-5 に、検定値及び評価法を踏まえて選定した評価位置及び断面の評価結果を図 2-3 に示す。

表 2-1 荷重の組合せケース

外力の状態	荷重の組合せ
S _s 地震時	G + P + 1.0 S _{sUD}

G : 固定荷重

P : 積載荷重

S_{sUD} : S_s地震荷重（鉛直方向）

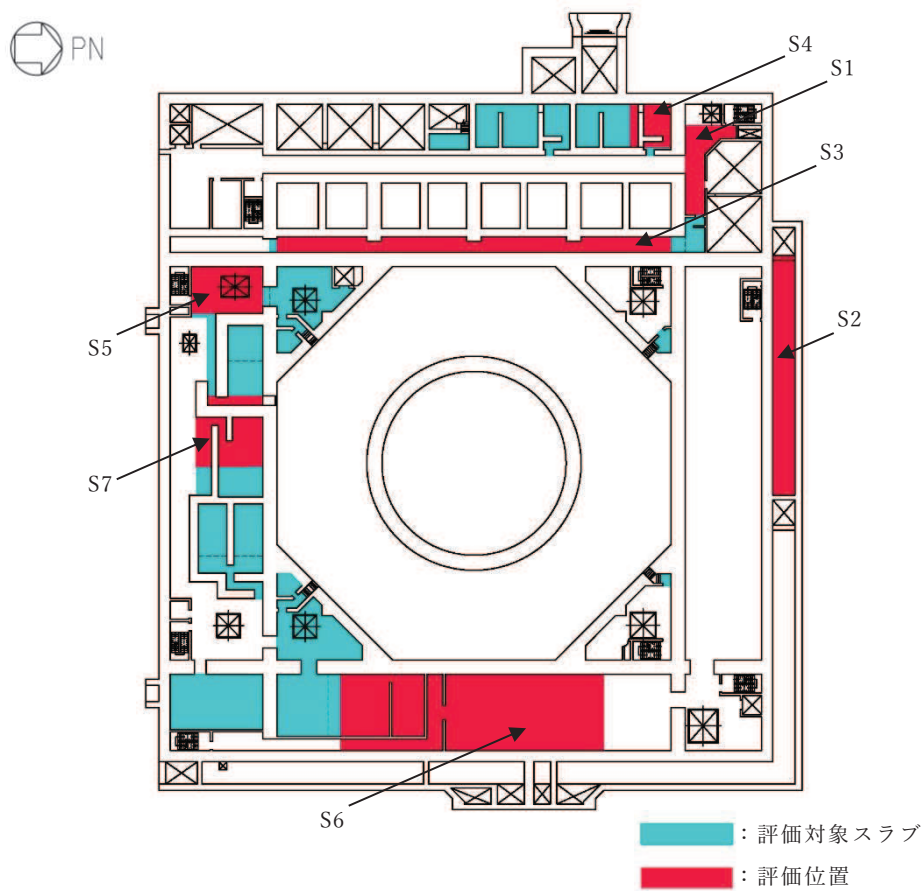


図 2-2 (1) 原子炉建屋原子炉棟 (二次格納施設), 2 次しゃへい壁及び補助遮蔽を構成する床スラブの位置及び断面の評価位置 (B2F, O. P. -0.8m)

注: O. 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。

表 2-2 (1) 床スラブのスラブ厚及び配筋一覧 (B2F, O. P. -0.8m)

符号	スラブ厚 (mm)	配筋 (上下共)	
		NS 方向	EW 方向
S1	600	D19@200	D19@200
S2	600	D22@200	D22@200
S3	800	D22@200	D22@200
S4	900	D22@200	D22@200
S5	1000	D25@200	D25@200
S6	1100	D38@200	D38@200
S7	1400	D38@200	D38@200

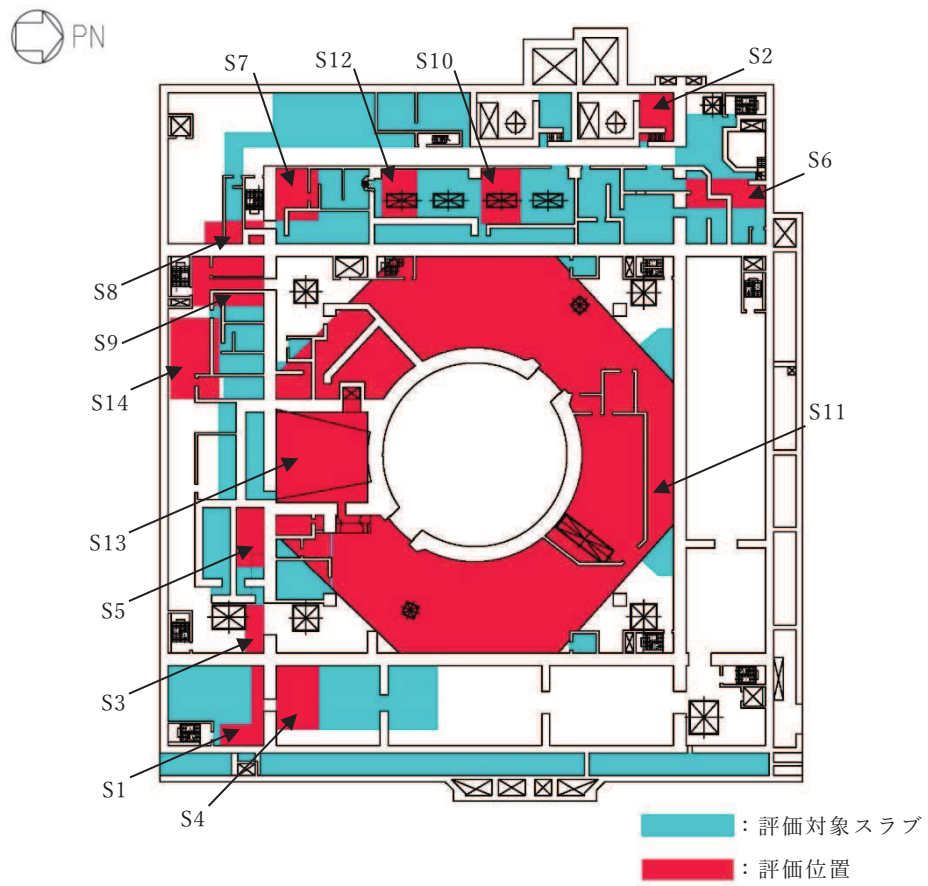


図 2-2 (2) 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設），2次しゃへい壁及び補助遮蔽を構成する床スラブの位置及び断面の評価位置
(B1F, O.P. 6.0m)

表 2-2 (2) 床スラブのスラブ厚及び配筋一覧 (B1F, O.P. 6.0m)

符号	スラブ厚 (mm)	配筋 (上下共)	
		NS 方向	EW 方向
S1	480	D19@200	D19@200
S2	500	D19@200	D19@200
S3	520	D19@200	D19@200
S4	600	D19@200	D19@200
S5	600	D22@200	D22@200
S6	600	D25@200	D25@200
S7	600	D29@200	D29@200
S8	700	D19@200	D19@200
S9	800	D22@200	D22@200
S10	800	D32@200	D32@200
S11	1000	D38@200	D38@200
S12	1100	D38@200	D38@200
S13	1200	D38@200	D38@200
S14	1400	D38@200	D38@200

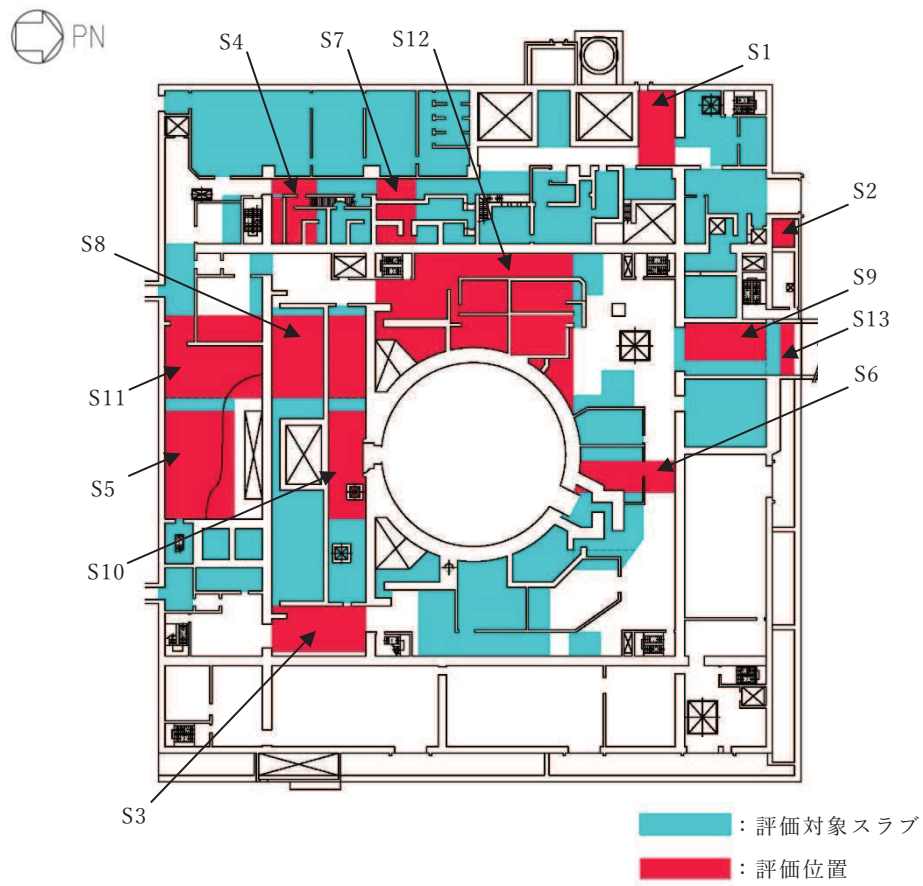


図 2-2 (3) 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設），2次しゃへい壁及び補助遮蔽を構成する床スラブの位置及び断面の評価位置
(1F, O.P. 15.0m)

表 2-2 (3) 床スラブのスラブ厚及び配筋一覧 (1F, O.P. 15.0m)

符号	スラブ厚 (mm)	配筋 (上下共)	
		NS 方向	EW 方向
S1	500	D19@200	D19@200
S2	500	D22@200	D22@200
S3	500	D25@200	D25@200
S4	600	D29@200	D29@200
S5	800	D22@200	D22@200
S6	900	D22@200	D22@200
S7	1000	D25@200	D25@200
S8	1000	D32@200	D32@200
S9	1200	D25@200	D25@200
S10	1200	D32@200	D32@200
S11	1500	D29@200	D29@200
S12	2000	D38@200	D38@200
S13	2000	D32@200	D32@200

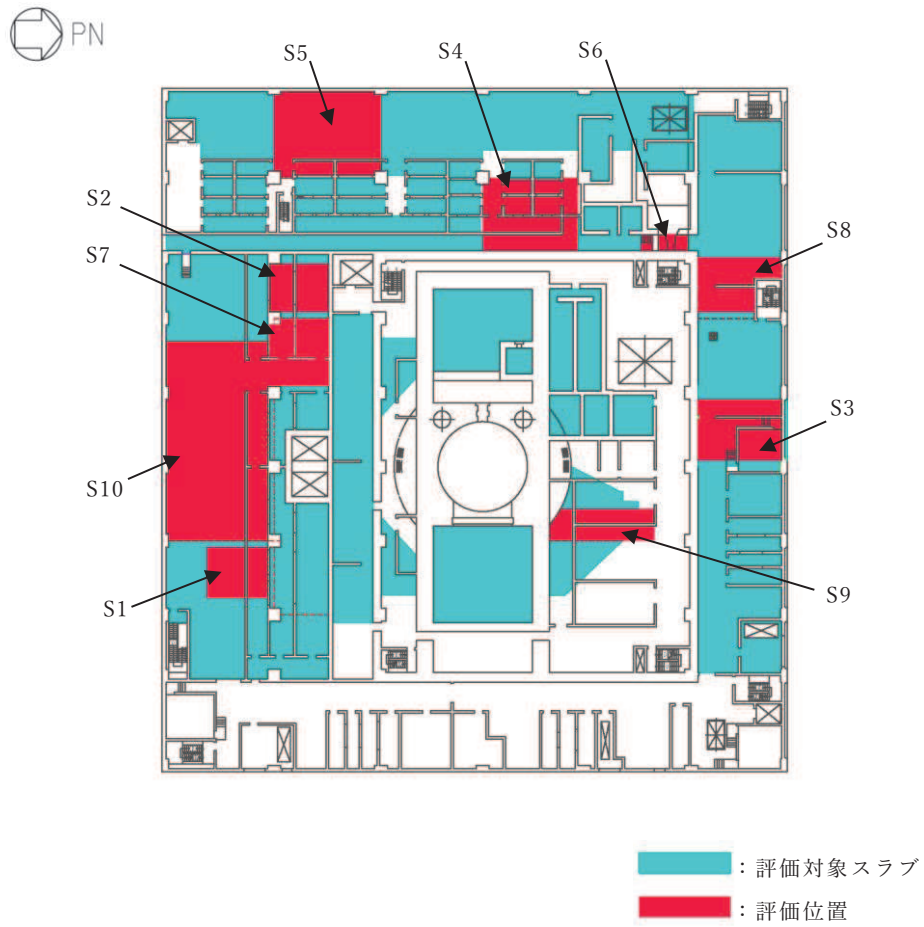


図 2-2 (4) 原子炉建屋原子炉棟 (二次格納施設), 2次しゃへい壁及び補助遮蔽を構成する床スラブの位置及び断面の評価位置 (2F, O.P. 22.5m)

表 2-2 (4) 床スラブのスラブ厚及び配筋一覧 (2F, O.P. 22.5m)

符号	スラブ厚 (mm)	配筋 (上下共)	
		NS 方向	EW 方向
S1	500	D19@200	D19@200
S2	500	D25@200	D25@200
S3	500	D29@200	D29@200
S4	600	D19@200	D19@200
S5	600	D25@200	D25@200
S6	700	D19@200	D19@200
S7	700	D29@200	D29@200
S8	800	D22@200	D22@200
S9	900	D22@200	D22@200
S10	1500	D38@200	D38@200

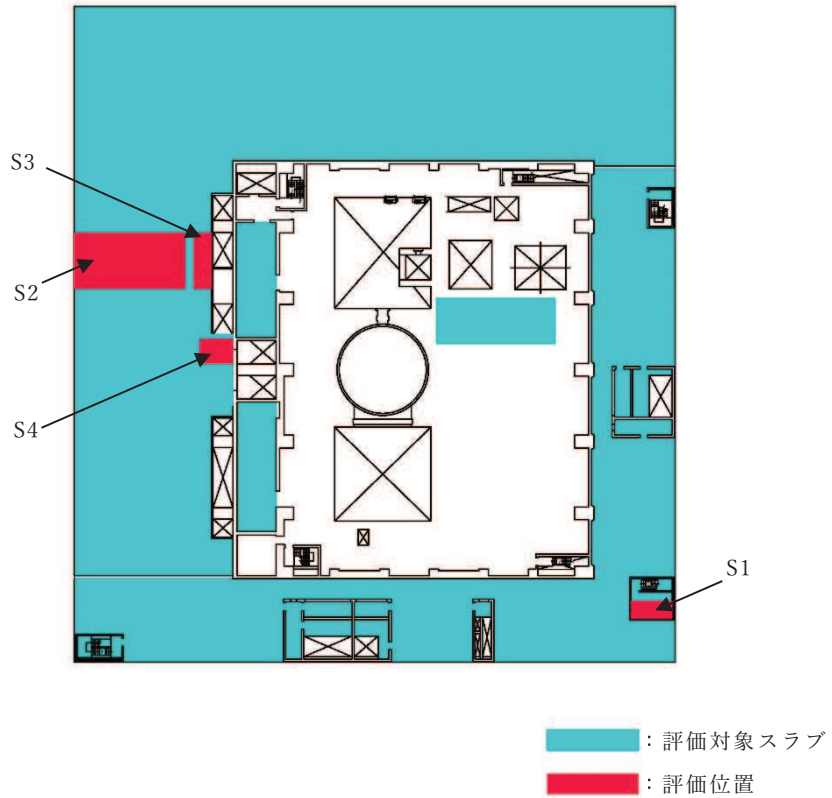


図 2-2 (5) 原子炉建屋原子炉棟 (二次格納施設), 2 次しゃへい壁及び補助遮蔽を構成する床スラブの位置及び断面の評価位置 (3F, O.P. 33.2m)

表 2-2 (5) 床スラブのスラブ厚及び配筋一覧 (3F, O.P. 33.2m)

符号	スラブ厚 (mm)	配筋 (上下共)	
		NS 方向	EW 方向
S1	300	D16@200	D16@200
S2	500	D19@200	D19@200
S3	500	D25@200	D25@200
S4	1000	D25@200	D25@200

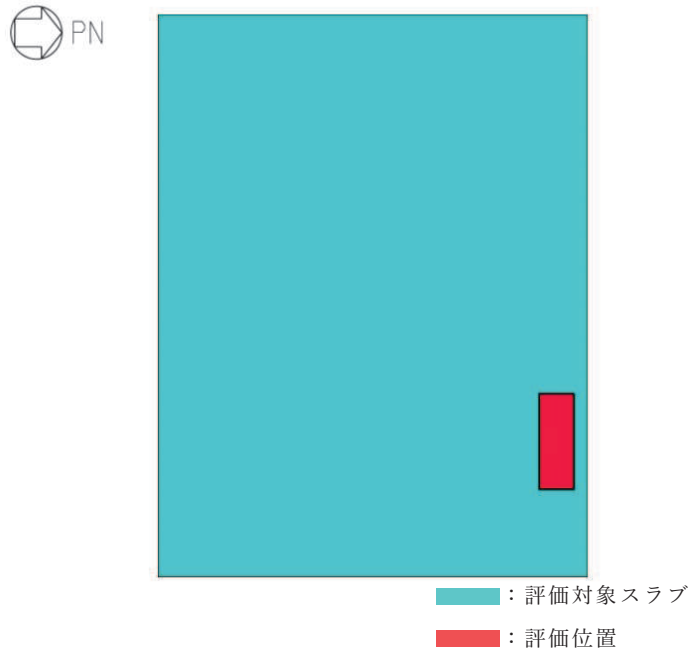


図 2-3 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設），2次しゃへい壁及び補助遮蔽を構成する屋根スラブの位置及び断面の評価位置
(RF, O.P. 50.5m)

表 2-3 屋根スラブのスラブ厚及び配筋一覧 (RF, O.P. 50.5m)

符号	スラブ厚 (mm)	配筋 (上下共)	
		NS 方向	EW 方向
-	170	D16@200	D16@200

表 2-4 (1) 床スラブの検定値及び評価法一覧 (1/3)

(a) O. P. -0.8m

符号	検定値		評価法
	曲げモーメント	せん断力	
S1	0.74	0.22	両端固定はり
S2	0.07	0.04	両端固定はり
S3	0.05	0.04	両端固定はり
S4	0.31	0.10	両端固定はり
S5	0.29	0.11	両端固定はり
S6	0.32	0.21	両端固定はり
S7	0.20	0.13	両端固定はり

(b) O. P. 6.0m

符号	検定値		評価法
	曲げモーメント	せん断力	
S1	0.14	0.07	両端固定はり
S2	0.32	0.14	両端固定はり
S3	0.06	0.05	両端固定はり
S4	0.69	0.21	両端固定はり
S5	0.27	0.13	両端固定はり
S6	0.19	0.12	両端固定はり
S7	0.22	0.16	両端固定はり
S8	0.86	0.22	両端固定はり
S9	0.47	0.16	両端固定はり
S10	0.14	0.10	両端固定はり
S11	0.65	0.42	増幅考慮 両端固定はり
S12	0.09	0.08	両端固定はり
S13	0.64	0.37	両端固定はり
S14	0.12	0.10	両端固定はり

表 2-4 (2) 床スラブの検定値及び評価法一覧 (2/3)

(c) O.P. 15.0m

符号	検定値		評価法
	曲げモーメント	せん断力	
S1	0.71	0.36	FEM 解析
S2	0.16	0.10	両端固定はり
S3	0.55	0.34	両端固定はり
S4	0.30	0.21	両端固定はり
S5	0.87	0.27	4 辺固定版
S6	0.31	0.11	両端固定はり
S7	0.25	0.11	両端固定はり
S8	0.72	0.34	両端固定はり
S9	0.80	0.31	両端固定はり
S10	0.10	0.08	両端固定はり
S11	0.76	0.22	両端固定はり
S12	0.39	0.32	FEM 解析
S13	0.09	0.11	両端固定はり

(d) O.P. 22.5m

符号	検定値		評価法
	曲げモーメント	せん断力	
S1	0.92	0.36	4 辺固定版
S2	0.65	0.39	両端固定はり
S3	0.77	0.55	両端固定はり
S4	0.81	0.24	両端固定はり
S5	0.18	0.12	両端固定はり
S6	0.73	0.20	両端固定はり
S7	0.63	0.35	両端固定はり
S8	0.64	0.21	両端固定はり
S9	0.15	0.08	両端固定はり
S10	0.60	0.30	両端固定はり

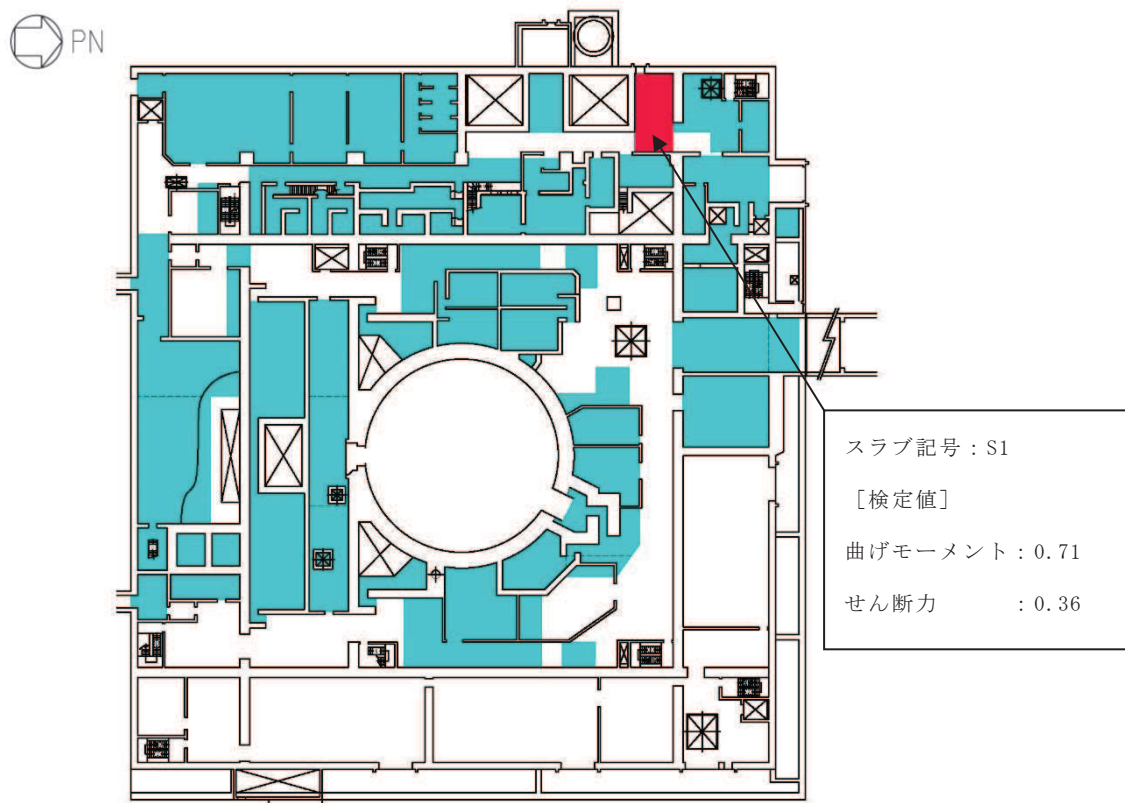
表 2-4 (3) 床スラブの検定値及び評価法一覧 (3/3)

(e) O.P. 33.2m

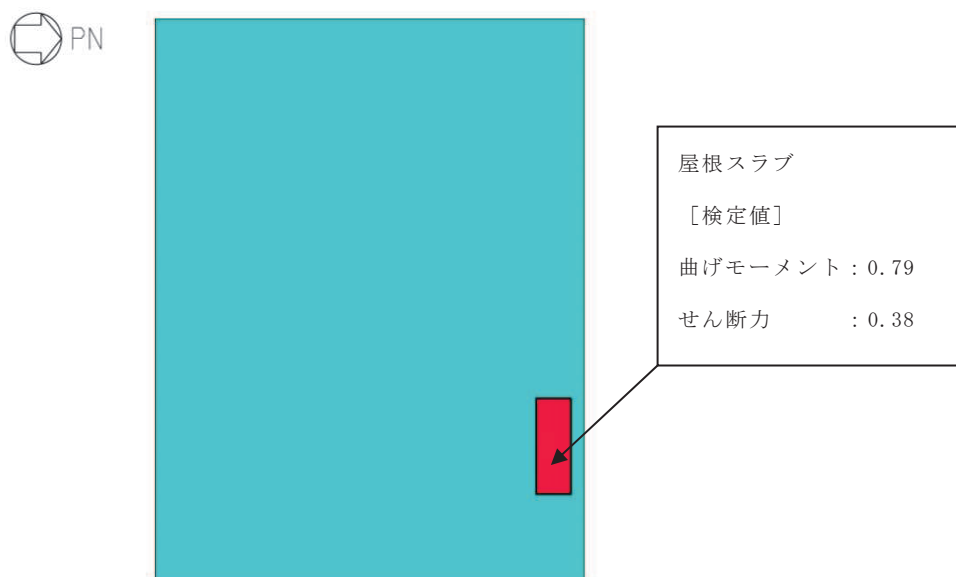
符号	検定値		評価法
	曲げモーメント	せん断力	
S1	0.32	0.15	両端固定はり
S2	0.86	0.29	4辺固定版
S3	0.67	0.38	両端固定はり
S4	0.06	0.05	両端固定はり

表 2-5 屋根スラブの検定値及び評価法一覧

符号	検定値		評価法
	曲げモーメント	せん断力	
-	0.79	0.38	両端固定はり



(a) 床スラブ (1F, O.P. 15.0m)



(b) 屋根スラブ (RF, O.P. 50.5m)

図 2-4 断面の評価位置及び評価結果

3. 耐震壁

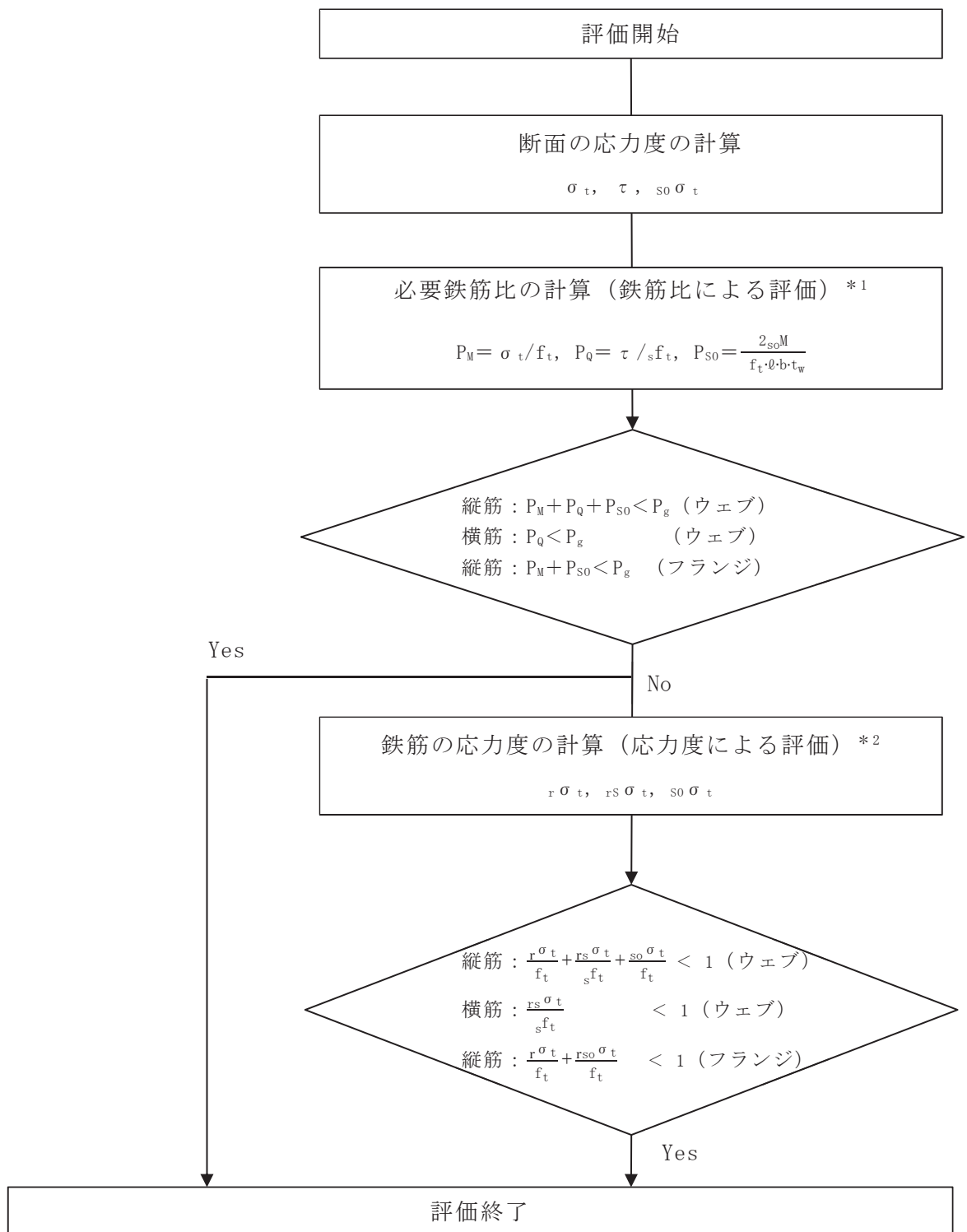
3.1 評価方針

耐震壁の評価では、まず、添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」の「4.5.4 耐震壁」に基づき評価する。この評価で健全性が確認できない場合は、曲げ及び軸力による軸方向力の算定においてRC-N規
準14条「柱の軸方向力と曲げに対する断面算定」に準じて評価する。

図3-1に耐震壁の評価フローを示す。

ここで、図中の記号は以下による。

- σ_t : 軸方向最大引張応力度
- τ : 面内せん断応力度
- ${}_{so}\sigma_t$: 土圧による鉄筋の最大引張応力度
- f_t : 鉄筋の許容引張応力度
- ${}_s f_t$: 鉄筋のせん断補強用許容引張応力度
- P_g : 設計鉄筋比
- P_Q : 面内せん断力による必要鉄筋比
- P_{SO} : 土圧による面外曲げモーメントによる必要鉄筋比
- P_M : 曲げモーメント及び軸力による必要鉄筋比
- ${}_s OM$: 土圧による面外曲げモーメント
- ${}_r \sigma_t$: 曲げモーメント及び軸力による鉄筋の最大引張応力度
- ${}_{rs} \sigma_t$: 面内せん断力による鉄筋の最大引張応力度
- b : 耐震壁の幅
- t_w : 耐震壁の厚さ
- ℓ : 鉄筋の重心間距離





注記*1：添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」の「4.5.4 耐震壁」による。

注記*2：RC-N規準14条「柱の軸方向力と曲げに対する断面算定」による。

図3-1 耐震壁の評価フロー

3.2 評価部位の選定

耐震壁の選定部位については、原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）部位全てにおいて評価を実施し、最も厳しい部位を選定する。

原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）を構成する耐震壁の評価における荷重の組合せケースを表 3-1 に、原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）を  ~  に示す。また、耐震壁の評価結果のうち添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」の「4.5.4 耐震壁」に基づき評価した結果を表 3-2 ~ 表 3-11, 表 3-13 及び表 3-14 に示す。このうち、健全性が確認できなかった 2 階 EW 方向の R10 通りの耐震壁に対して、曲げ及び軸力による軸方向力の算定において RC-N 基準 14 条「柱の軸方向力と曲げに対する断面算定」に準じて評価した結果を表 3-12 に示す。耐震壁の選定部位は、2 階 EW 方向の R10 通りとする。

耐震壁の検定値一覧を表 3-15 に示す。

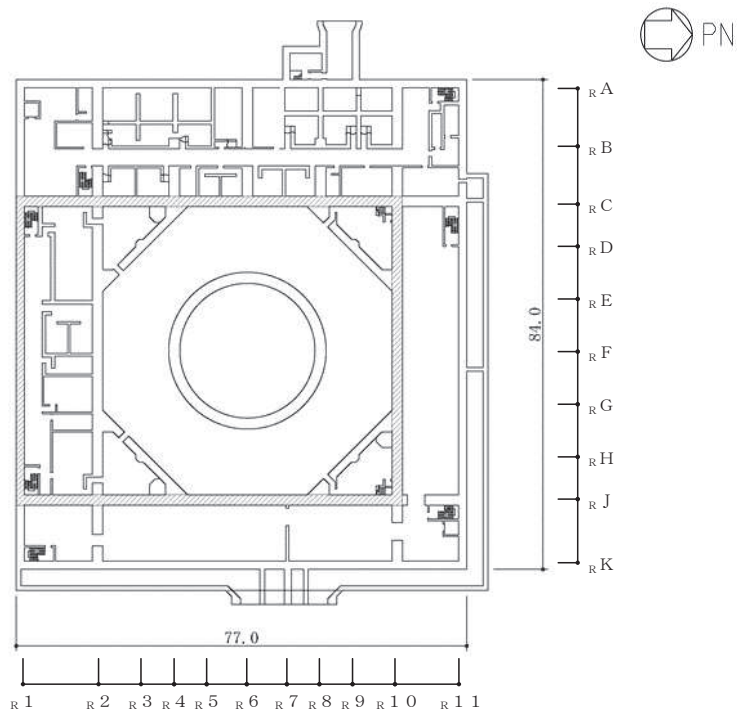
表 3-1 荷重の組合せケース

外力の状態	荷重の組合せ
S d 地震時	G + P + S d

G : 固定荷重

P : 積載荷重

S d : S d 地震荷重（地震時土圧荷重を含む）



(単位：m)



-  二次格納施設バウンダリ（壁）を示す。
-  二次格納施設バウンダリ（床）を示す。

図 3-2 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の範囲の平面図
(B3F, O. P. -8.1m)

表 3-2 耐震壁断面算定表 (NS 方向壁 ウェブ検討)

階	壁位置		断面積 ($\times 10^6 \text{mm}^2$)	壁厚 ($\times 10 \text{mm}$)	配筋 上段 ㄴ筋 下段 コ筋 ()内はPg : %	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				土圧に対する検討		PQ+PM+PSO Pg
						せん断力 Q ($\times 10^4 \text{kN}$)	せん断 応力度 τ (N/mm^2)	必要 鉄筋比 PQ (%)	曲げ モーメント M ($\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 N* ($\times 10^2 \text{kN}$)	必要 鉄筋比 PM (%)	コンクリートの 最大圧縮 応力 σ_c (N/mm^2)	必要 鉄筋比 PSO (%)	コンクリートの 最大圧縮 応力 so σ_c (N/mm^2)	
地下 3階	RC	R1~ R2	165.18	180	4-D38@200 (1.487)	38.4	2.32	0.672	126	3990	0.274	4.21	—	—	0.64
					2-D32@400						—	—	—	—	0.64
		2-D35@200		0.068	3.50						—	—	0.59		
		4-D35@400 (1.063)												—	—
	RJ	R1~ R2	159.78	180	4-D38@200 (1.266)	32.0	2.00	0.580	114	3280	0.324	4.03	—	—	0.61
					2-D32@400						—	—	—	—	0.55
		2-D35@200		0.137	3.38						—	—	0.57		
		4-D35@400 (1.063)												—	—
R2~ R10	180	4-D38@200 (1.266)	5350	0.137	3.38	—	—	—	—	—	—	—	0.57		
		4-D35@200 (1.063)												—	—

注記 * : 上段は鉛直震度上向き、下段は鉛直震度下向き

表 3-3 耐震壁断面算定表 (EW 方向壁 ウェブ検討)

階	壁位置	断面積 ($\times 10^6 \text{mm}^2$)	壁厚 ($\times 10 \text{mm}$)	配筋 上段 ㄴ筋 下段 ㄷ筋 ()内はPg : %	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				土圧に対する検討		PQ+PM+PSO Pg	
					せん断力 Q ($\times 10^4 \text{kN}$)	せん断 応力度 τ (N/mm^2)	必要 鉄筋比 PQ (%)	曲げ モーメント M ($\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 N* ($\times 10^2 \text{kN}$)	必要 鉄筋比 PM (%)	コンクリートの 最大圧縮 応力度 σ_c (N/mm^2)	必要 鉄筋比 PSO (%)	コンクリートの 最大圧縮 応力度 so σ_c (N/mm^2)		
地下 3階	R1	117.60	140	4-D38@200 (1.628)	20.5	1.74	0.504	68.6	1710	0.386	4.21	—	—	0.55	
				4-D32@200 (1.134)											2800
	R10	RC RJ	167.16	180	4-D38@200 (1.266)	33.1	1.98	0.574	125	3350	0.153	3.46	—	—	0.58
					4-D35@200 (1.063)										

注記 * : 上段は鉛直震度上向き、下段は鉛直震度下向き

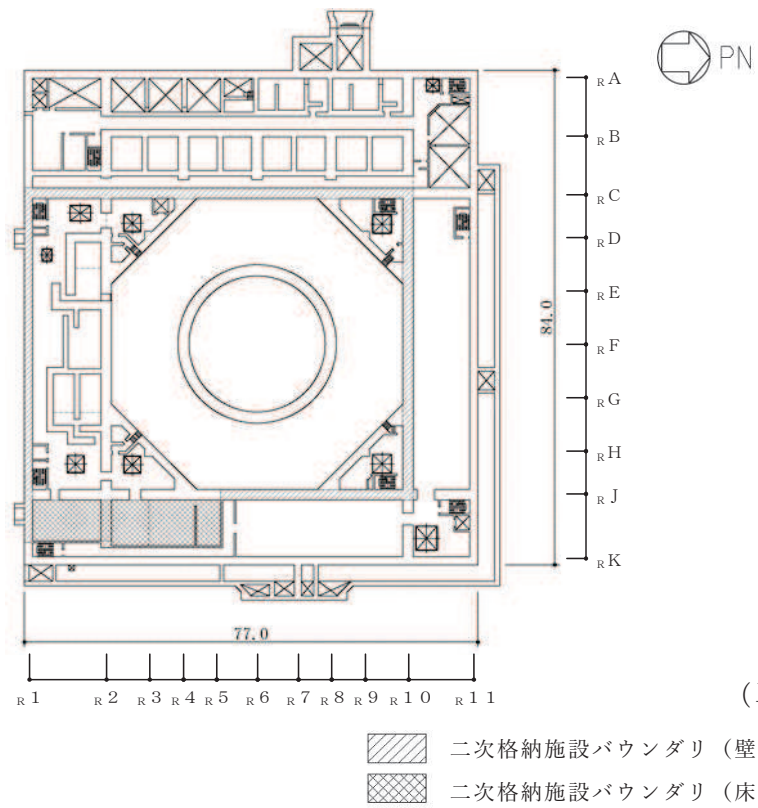


図 3-3 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の範囲の平面図
(B2F, O. P. -0.8m)

表 3-4 耐震壁断面算定表 (NS 方向壁 ウェブ検討)

階	壁位置		断面積 ($\times 10^6 \text{mm}^2$)	壁厚 ($\times 10 \text{mm}$)	配筋 上段 ㄴ筋 下段 ヲ筋 ()内はPg : %	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				土圧に対する検討		PQ+PM+PSO Pg
						せん断力 Q ($\times 10^4 \text{kN}$)	せん断 応力度 τ (N/mm^2)	必要 鉄筋比 PQ (%)	曲げ モーメント M ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)	軸力 N* ($\times 10^2 \text{kN}$)	必要 鉄筋比 PM (%)	コンクリートの 最大圧縮 応力度 σ_c (N/mm^2)	必要 鉄筋比 PSO (%)	コンクリートの 最大圧縮 応力度 so σ_c (N/mm^2)	
地下 2階	RC	R1~ R11	165.18	180	4-D38@200 (1.266)	32.5	1.97	0.571	103	3160	0.238	3.33	—	—	0.64
					4-D35@200 (1.063)						—	—	—	—	0.54
	RJ	R1~ R11	155.28	180	4-D38@200 (1.266)	28.6	1.84	0.533	92.6	2540	0.290	3.32	—	—	0.66
					4-D35@200 (1.063)						—	—	—	—	0.51

注記 * : 上段は鉛直震度上向き、下段は鉛直震度下向き

表 3-5 耐震壁断面算定表 (EW 方向壁 ウェブ検討)

階	壁位置		断面積 ($\times 10^6 \text{mm}^2$)	壁厚 ($\times 10 \text{mm}$)	配筋 上段 ㄴ筋 下段 ヲ筋 ()内はPg : %	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				土圧に対する検討		PQ+PM+PSO Pg
						せん断力 Q ($\times 10^4 \text{kN}$)	せん断 応力度 τ (N/mm^2)	必要 鉄筋比 PQ (%)	曲げ モーメント M ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)	軸力 N* ($\times 10^2 \text{kN}$)	必要 鉄筋比 PM (%)	コンクリートの 最大圧縮 応力度 σ_c (N/mm^2)	必要 鉄筋比 PSO (%)	コンクリートの 最大圧縮 応力度 so σ_c (N/mm^2)	
地下 2階	R1		114.80	140	2-D38@200 (1.381)	18.2	1.59	0.461	55.0	1320	0.319	3.36	—	—	0.57
					2-D32@200						—	—	—	—	0.41
					4-D32@200 (1.134)						—	—	—	—	0.41
	R10	RA~ RK	170.04	180	4-D38@200 (1.266)	29.2	1.72	0.499	104	2650	0.332	3.43	—	—	0.66
4-D35@200 (1.063)					—						—	—	—	0.47	

注記 * : 上段は鉛直震度上向き、下段は鉛直震度下向き

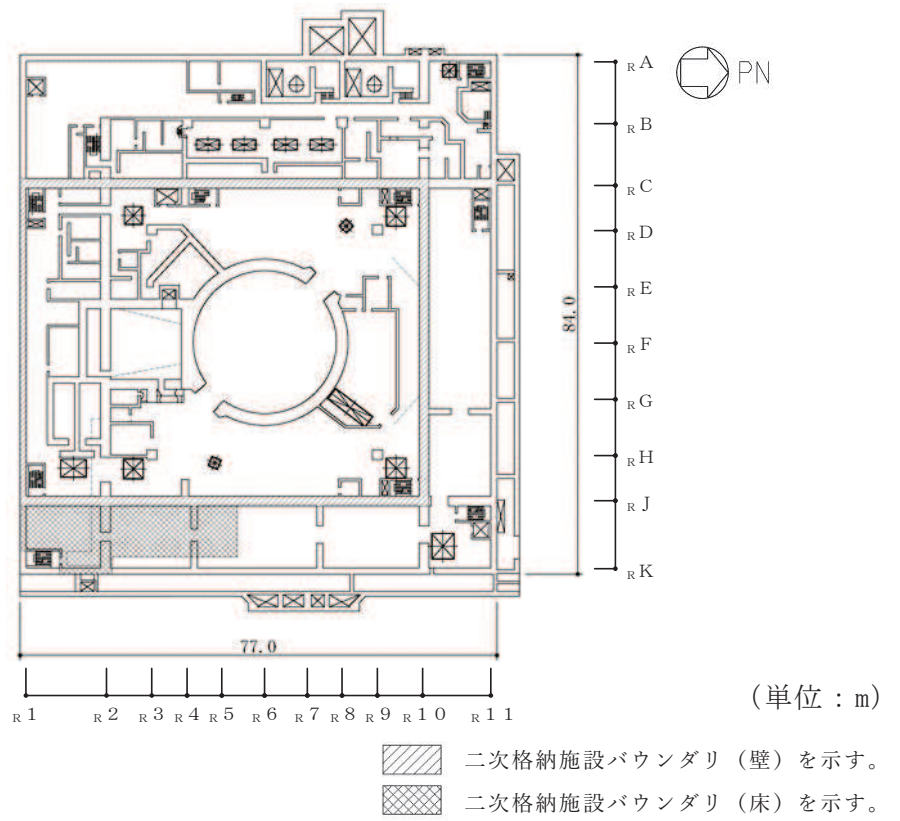


図 3-4 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の範囲の平面図
(B1F, O.P. 6.0m)

表 3-6 耐震壁断面算定表 (NS 方向壁 ウェブ検討)

階	壁位置	断面積 ($\times 10^6 \text{mm}^2$)	壁厚 ($\times 10 \text{mm}$)	配筋 上段 ㄴ筋 下段 ヲ筋 ()内はPg : %	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				土圧に対する検討		PQ+PM+PSO Pg
					せん断力 Q ($\times 10^4 \text{kN}$)	せん断応力度 τ (N/mm^2)	必要鉄筋比 PQ (%)	曲げモーメント M ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)	軸力 N* ($\times 10^2 \text{kN}$)	必要鉄筋比 PM (%)	コンクリートの最大圧縮応力度 σ_c (N/mm^2)	必要鉄筋比 PSO (%)	コンクリートの最大圧縮応力度 so σ_c (N/mm^2)	
地下 1階	RC	123.20	160	2-D38@200 (1.310)	27.8	2.26	0.655	79.1	2250	0.247	3.58	—	—	0.69
				2-D35@200 (1.094)						—		—	—	
	RJ	118.72	160	2-D38@200 (1.310)	24.8	2.09	0.606	71.0	1650	0.338	3.47	—	—	0.73
				2-D35@200 (1.094)						—		—	—	

注記 * : 上段は鉛直震度上向き、下段は鉛直震度下向き

表 3-7 耐震壁断面算定表 (EW 方向壁 ウェブ検討)

階	壁位置		断面積 ($\times 10^6 \text{mm}^2$)	壁厚 ($\times 10 \text{mm}$)	配筋 上段 ㄴ筋 下段 ヲ筋 ()内はPg : %	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				土圧に対する検討		PQ+PM+PSO Pg
						せん断力 Q ($\times 10^4 \text{kN}$)	せん断応力度 τ (N/mm^2)	必要鉄筋比 PQ (%)	曲げモーメント M ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)	軸力 N* ($\times 10^2 \text{kN}$)	必要鉄筋比 PM (%)	コンクリートの最大圧縮応力度 σ_c (N/mm^2)	必要鉄筋比 PSO (%)	コンクリートの最大圧縮応力度 so σ_c (N/mm^2)	
地下 1階	R1	RA~ RJ	84.00	100	4-D32@200 (1.588)	15.2	1.81	0.525	42.0	906	0.183	2.71	—	—	0.45
					2-D32@200 (1.191)						—		—	—	
	R10		121.36	160	2-D38@200 (1.310)	24.6	2.03	0.588	83.3	1790	0.407	3.82	—	—	0.76
					2-D35@200 (1.094)						—		—	—	

注記 * : 上段は鉛直震度上向き、下段は鉛直震度下向き

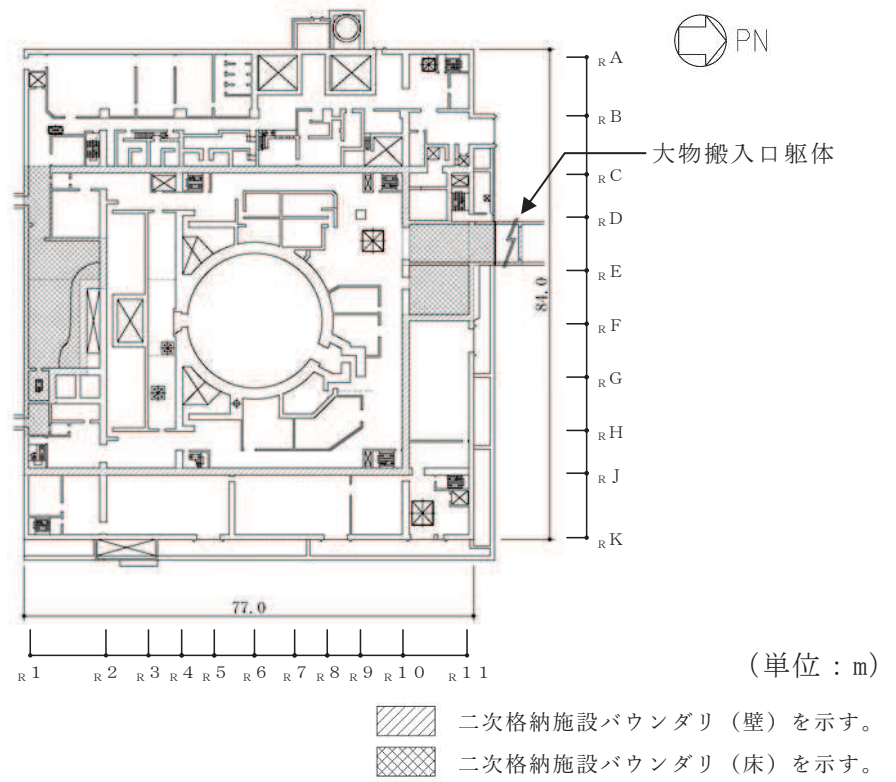


図 3-5 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の範囲の平面図
(1F, O.P. 15.0m)

表 3-8 耐震壁断面算定表 (NS 方向壁 ウェブ検討)

階	壁位置	断面積 ($\times 10^6 \text{mm}^2$)	壁厚 ($\times 10 \text{mm}$)	配筋 上段 ㄴ筋 下段 ㄱ筋 ()内はPg : %	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				土圧に対する検討		PQ+PM+PSO Pg
					せん断力 Q ($\times 10^4 \text{kN}$)	せん断応力度 τ (N/mm^2)	必要鉄筋比 PQ (%)	曲げモーメント M ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)	軸力 N* ($\times 10^2 \text{kN}$)	必要鉄筋比 PM (%)	コンクリートの最大圧縮応力度 σ_c (N/mm^2)	必要鉄筋比 PSO (%)	コンクリートの最大圧縮応力度 so σ_c (N/mm^2)	
1 階	RC	85.80	120	4-D32@200 (1.323)	20.7	2.41	0.699	50.1	1280	0.323	3.51	—	—	0.78
				4-D29@200 (1.070)						—		—	—	—
	RJ	90.00	120	4-D32@200 (1.323)	18.5	2.06	0.597	44.3	1010	0.271	2.83	—	—	0.66
				4-D29@200 (1.070)						—		—	—	—

注記 * : 上段は鉛直震度上向き、下段は鉛直震度下向き

表 3-9 耐震壁断面算定表 (EW 方向壁 ウェブ検討)

階	壁位置	断面積 ($\times 10^6 \text{mm}^2$)	壁厚 ($\times 10 \text{mm}$)	配筋 上段 ㄴ筋 下段 ㄱ筋 ()内はPg : %	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				土圧に対する検討		PQ+PM+PSO Pg
					せん断力 Q ($\times 10^4 \text{kN}$)	せん断応力度 τ (N/mm^2)	必要鉄筋比 PQ (%)	曲げモーメント M ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)	軸力 N* ($\times 10^2 \text{kN}$)	必要鉄筋比 PM (%)	コンクリートの最大圧縮応力度 σ_c (N/mm^2)	必要鉄筋比 PSO (%)	コンクリートの最大圧縮応力度 so σ_c (N/mm^2)	
1 階	R1	57.36	80	2-D35@200 (1.196)	11.2	1.95	0.565	26.3	556	0.288	2.88	—	—	0.72
				2-D32@200 (0.992)						—		—	—	—
	R10	79.80	120	4-D32@200 (1.323)	18.0	2.26	0.655	57.6	999	0.442	3.64	—	—	0.83
				4-D29@200 (1.070)						—		—	—	—

注記 * : 上段は鉛直震度上向き、下段は鉛直震度下向き

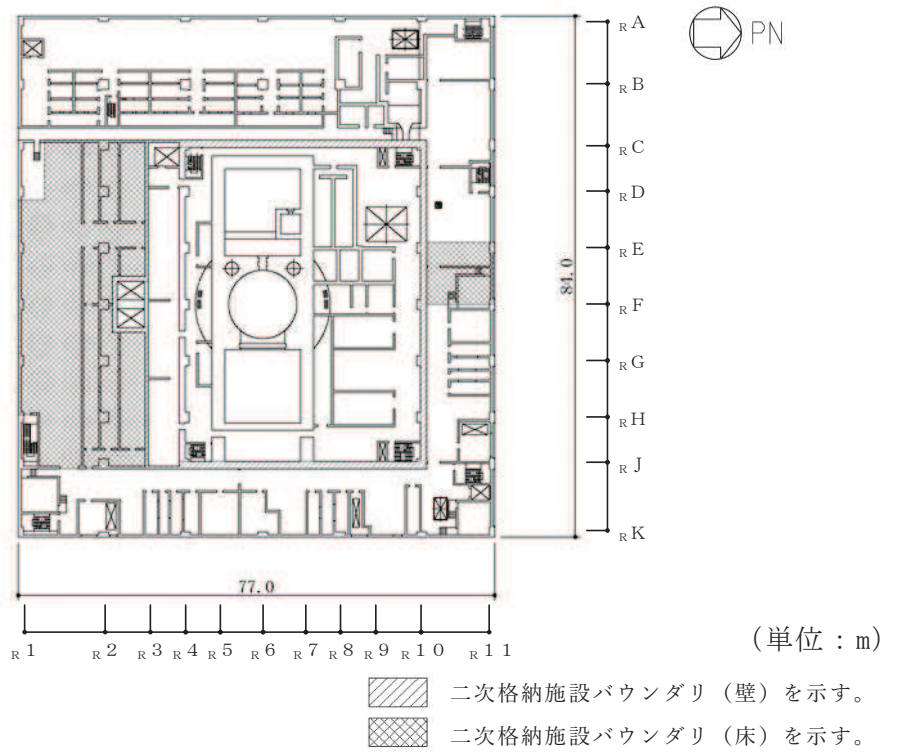


図 3-6 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の範囲の平面図
(2F, O.P. 22.5m)

表 3-10 耐震壁断面算定表 (NS 方向壁 ウェブ検討)

階	壁位置		断面積 ($\times 10^6 \text{mm}^2$)	壁厚 ($\times 10 \text{mm}$)	配筋 上段 ㄴ筋 下段 コ筋 ()内はPg : %	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				土圧に対する検討		PQ+PM+PSO Pg
						せん断力 Q ($\times 10^4 \text{kN}$)	せん断応力度 τ (N/mm^2)	必要鉄筋比 PQ (%)	曲げモーメント M ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)	軸力 N* ($\times 10^2 \text{kN}$)	必要鉄筋比 PM (%)	コンクリートの最大圧縮応力 σ_c (N/mm^2)	必要鉄筋比 PSO (%)	コンクリートの最大圧縮応力 so σ_c (N/mm^2)	
2 階	RC	R1~ R4	59.36	40	2-D25@200 (1.267)	13.4	2.26	0.655	26.6	518	0.428	3.04	—	—	0.86
					2-D22@200 (0.967)						—	—	—	—	0.68
		R4~ R10		120	4-D32@200 (1.323)						0.203	2.26	—	—	0.65
					4-D29@200 (1.070)						—	—	—	—	0.62
	RJ	R1~ R4	59.75	40	2-D25@200 (1.267)	12.1	2.03	0.588	24.3	455	0.443	2.91	—	—	0.82
					2-D22@200 (0.967)						—	—	—	—	0.61
		R4~ R10		120	4-D32@200 (1.323)						0.203	2.09	—	—	0.60
					4-D29@200 (1.070)						—	—	—	—	0.55

注記 * : 上段は鉛直震度上向き、下段は鉛直震度下向き

表 3-11 耐震壁断面算定表 (EW 方向壁 ウェブ検討)

階	壁位置	断面積 ($\times 10^6 \text{mm}^2$)	壁厚 ($\times 10 \text{mm}$)	配筋 上段 ㄴ筋 下段 ㄷ筋 ()内はPg : %	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				土圧に対する検討		PQ+PM+PSO Pg
					せん断力 Q ($\times 10^4 \text{kN}$)	せん断 応力度 τ (N/mm^2)	必要 鉄筋比 PQ (%)	曲げ モーメント M ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)	軸力 N* ($\times 10^2 \text{kN}$)	必要 鉄筋比 PM (%)	コンクリートの 最大圧縮 応力度 σ_c (N/mm^2)	必要 鉄筋比 PSO (%)	コンクリートの 最大圧縮 応力度 σ_c (N/mm^2)	
2 階	R1	41.00	50	2-D25@200 (1.014)	8.86	2.16	0.626	14.0	189	0.351	2.32	—	—	0.97
				2-D22@200 (0.774)						—		—	—	—
	R10	53.00	100	4-D29@200 (1.284)	12.4	2.34	0.678	32.1	361	0.730	3.97	—	—	1.10
				2-D29@200 2-D29@400 (0.963)						—		—	—	—

注記 * : 上段は鉛直震度上向き、下段は鉛直震度下向き

表 3-12 柱式による断面算定表 (EW 方向壁 2 階_R10)

O. P. (m)		22.5~33.2
壁位置 (通り)		_R 10
壁厚 (mm)		1000
せん断断面積 (m ²)		53.00
配筋	縦筋配筋	4-D29@200
	縦筋設計鉄筋比 P _g (%)	1.284
	横筋配筋	2-D29@200 2-D29@400
	横筋設計鉄筋比 P _g (%)	0.963
せん断に対する検討	せん断力 Q (×10 ⁴ kN)	12.4
	鉄筋応力度 r _s σ _t (N/mm ²)	195
	許容限界 s f _t (N/mm ²)	345
曲げモーメントに対する検討	曲げモーメント M (×10 ⁵ kN・m)	32.1
	軸力 N (×10 ³ kN)	36.1
	鉄筋応力度 rσ _t (N/mm ²)	135
	許容限界 f _t (N/mm ²)	345
σ _t / f _t + sσ _t / s f _t		0.96

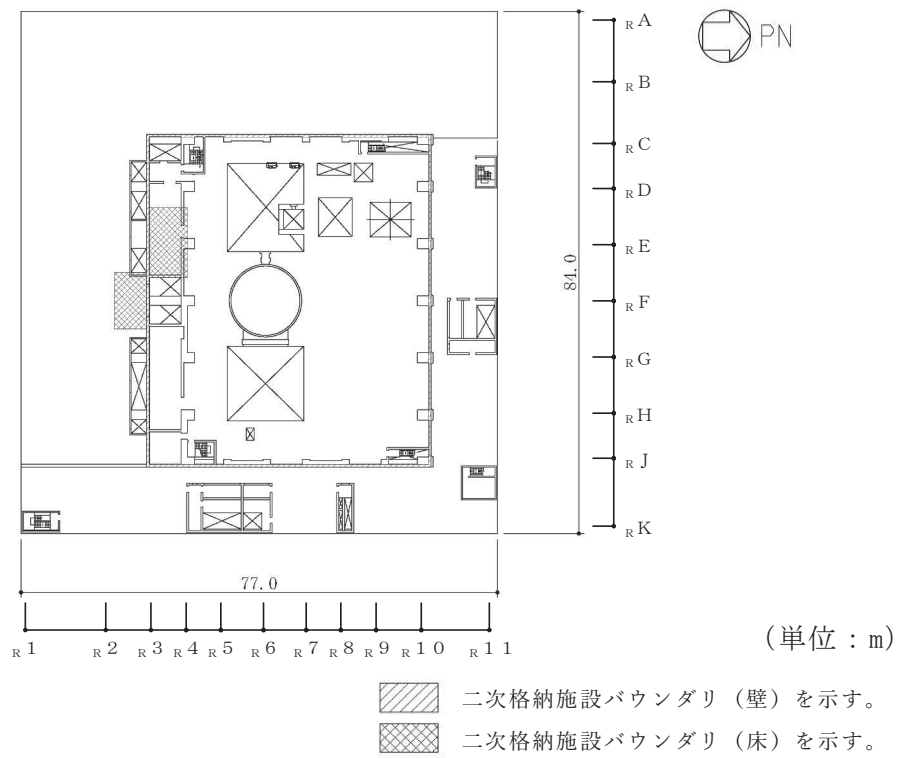


図 3-7 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の範囲の平面図
 (3F, O.P. 33.2m)

表 3-13 耐震壁断面算定表 (NS 方向壁 ウェブ検討)

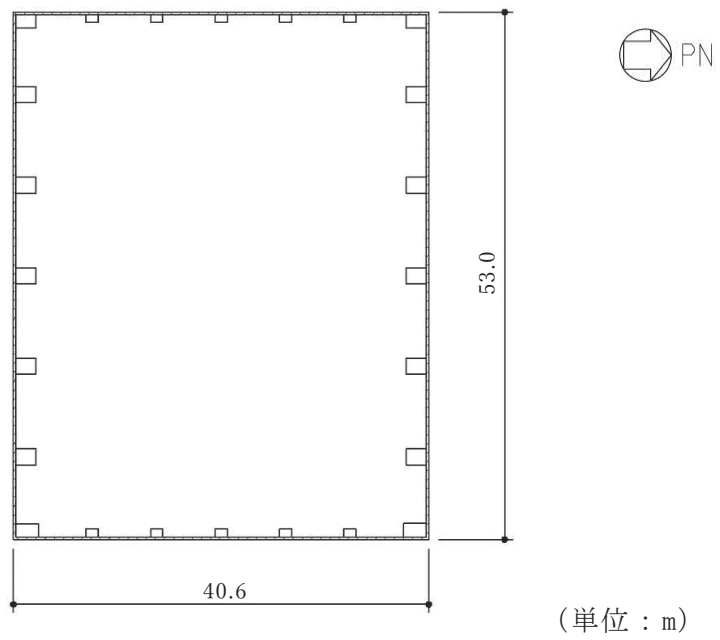
階	壁位置	断面積 ($\times 10^6 \text{mm}^2$)	壁厚 ($\times 10 \text{mm}$)	配筋 上段 ㄴ筋 下段 ㄱ筋 ()内はPg : %	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				土圧に対する検討		PQ+PM+PSO Pg
					せん断力 Q ($\times 10^4 \text{kN}$)	せん断応力度 τ (N/mm^2)	必要鉄筋比 PQ (%)	曲げモーメント M ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)	軸力 N* ($\times 10^2 \text{kN}$)	必要鉄筋比 PM (%)	コンクリートの最大圧縮応力度 σ_c (N/mm^2)	必要鉄筋比 PSO (%)	コンクリートの最大圧縮応力度 so σ_c (N/mm^2)	
3 階	R _C	18.20	40	2-D29@200 (1.605)	2.21	1.21	0.351	5.53	65.4	0.569	2.75	—	—	0.58
				2-D25@200 (1.267)						—		—	—	0.30
	R _J	18.20	40	2-D29@200 (1.605)	2.30	1.26	0.365	6.25	66.4	0.580	2.76	—	—	0.59
				2-D25@200 (1.267)						—		—	—	0.31

注記 * : 上段は鉛直震度上向き、下段は鉛直震度下向き

表 3-14 耐震壁断面算定表 (EW 方向壁 ウェブ検討)

階	壁位置	断面積 ($\times 10^6 \text{mm}^2$)	壁厚 ($\times 10 \text{mm}$)	配筋 上段 ㄴ筋 下段 ㄱ筋 ()内はPg : %	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討				土圧に対する検討		PQ+PM+PSO Pg
					せん断力 Q ($\times 10^4 \text{kN}$)	せん断応力度 τ (N/mm^2)	必要鉄筋比 PQ (%)	曲げモーメント M ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}$)	軸力 N* ($\times 10^2 \text{kN}$)	必要鉄筋比 PM (%)	コンクリートの最大圧縮応力度 σ_c (N/mm^2)	必要鉄筋比 PSO (%)	コンクリートの最大圧縮応力度 so σ_c (N/mm^2)	
3 階	R ₄	17.37	45	2-D25@200 (1.126)	2.75	1.58	0.458	6.73	72.0	0.382	2.08	—	—	0.75
				2-D22@200 (0.860)						—		—	—	0.54
	R ₁₀	21.20	40	2-D25@200 (1.267)	4.65	2.19	0.635	7.15	70.7	0.455	2.34	—	—	0.87
				2-D22@200 (0.967)						—		—	—	0.66

注記 * : 上段は鉛直震度上向き、下段は鉛直震度下向き





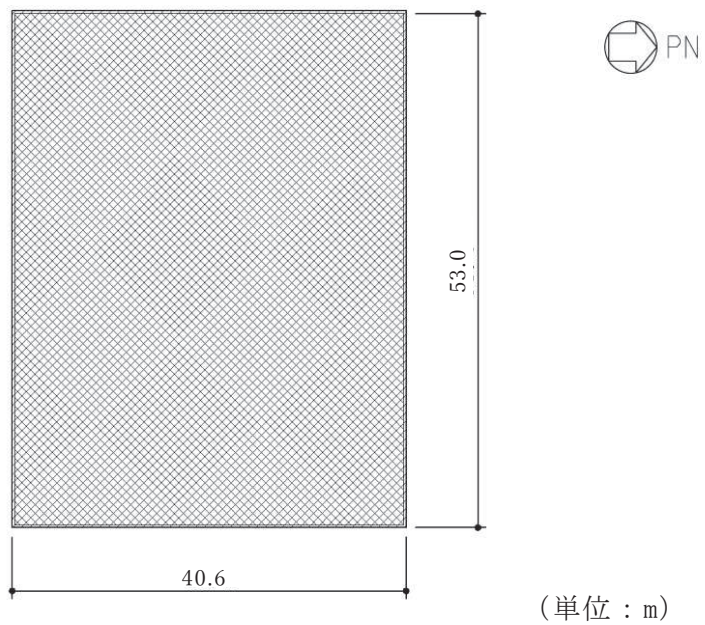
-  二次格納施設バウンダリ（壁）を示す。
-  二次格納施設バウンダリ（床）を示す。

図 3-8 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の範囲の平面図
(CRF, O.P. 41.2m)





-  二次格納施設バウンダリ（壁）を示す。
-  二次格納施設バウンダリ（床）を示す。

図 3-9 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の範囲の平面図
(RF, O.P. 50.5m)

表 3-15(1) 耐震壁の検定値一覧(1/2)

(a) NS 方向

階	壁位置		検定値	
			タテ筋	ヨコ筋
3 階	R C		0.58	0.30
	R J		0.59	0.31
2 階	R C	R 1 ~ R 4	0.86	0.68
		R 4 ~ R 1 0	0.65	0.62
	R J	R 1 ~ R 4	0.82	0.61
		R 4 ~ R 1 0	0.60	0.55
1 階	R C		0.78	0.66
	R J		0.66	0.56
地下 1 階	R C		0.69	0.60
	R J		0.73	0.56
地下 2 階	R C	R 1 ~ R 1 1	0.64	0.54
	R J	R 1 ~ R 1 1	0.66	0.51
地下 3 階	R C	R 1 ~ R 2	0.64	0.64
		R 2 ~ R 1 0	0.59	0.64
	R J	R 1 ~ R 2	0.61	0.55
		R 2 ~ R 1 0	0.57	0.55

表 3-15(2) 耐震壁の検定値一覧(2/2)

(b) EW 方向

階	壁位置		検定値	
			タテ筋	ヨコ筋
3 階	R 4		0.75	0.54
	R 1 0		0.87	0.66
2 階	R 1		0.97	0.81
	R 1 0		1.10 (0.96*)	0.71
1 階	R 1		0.72	0.57
	R 1 0		0.83	0.62
地下 1 階	R 1	R A ~ R J	0.45	0.45
	R 1 0		0.76	0.54
地下 2 階	R 1		0.57	0.41
	R 1 0	R A ~ R K	0.66	0.47
地下 3 階	R 1		0.55	0.45
	R 1 0	R C ~ R J	0.58	0.54

注記* : 柱式による評価結果を示す。

別紙 4 原子炉建屋の既工認時の設計用地震力と今回工認における
静的地震力及び弾性設計用地震動 S_d による地震力の比較

目 次

1. 概要.....	別紙 4-1
2. 検討方針.....	別紙 4-2
2.1 水平地震力.....	別紙 4-2
2.2 鉛直地震力.....	別紙 4-3
3. 検討結果.....	別紙 4-4

1. 概要

設計基準対象施設のうち「Sクラスの施設」については、耐震性の検討において、弾性設計用地震動S_dによる地震力（以下「S_d地震力」という。）又は静的地震力のいずれか大きい方の地震力に対する評価（以下「S_d地震時に対する評価」という。）を行うこととしている。

本資料では、S_d地震力及び静的地震力と既工認時の設計用地震力（以下「設計時地震力」という。）を比較し、建物・構築物の評価への影響について確認する。

また、本資料は、以下の添付資料の補足説明をするものである。

- ・添付書類「VI-2-4-2-1 使用済燃料プール（キャスクピットを含む）（第1, 2号機共用）の耐震性についての計算書
- ・添付書類「VI-2-8-4-1 2次しゃへい壁の耐震性についての計算書」
- ・添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」

2. 検討方針

原子炉建屋について、S d 地震力及び静的地震力と設計時地震力の比較を行う。なお、S d 地震力及び静的地震力については、添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」において実施した地震応答解析に基づき算出したものとし、S d 地震力については地盤物性のばらつきを考慮する。静的地震力の算定について以下に示す。

2.1 水平地震力

水平地震力算定用の基準面は基礎上面 (0. P. -8. 10m) とし、基準面より上の部分の地震力は、地震層せん断力係数を用いて、次式により算出する。

$$Q_i = n \cdot C_i \cdot W_i$$
$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

ここで、

- Q_i : 第 i 層に生じる水平地震力
- n : 施設の重要度分類に応じた係数 (3. 0)
- C_i : 第 i 層の地震層せん断力係数
- W_i : 第 i 層が支える重量
- Z : 地震地域係数 (1. 0)
- R_t : 振動特性係数 (0. 8)
- A_i : 第 i 層の地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数
- C₀ : 標準層せん断力係数 (0. 2)

基準面より下の部分 (基礎部分) の地震力は、当該部分の重量に、次式によって算定する地下震度を乗じて定める。

$$K = 0. 1 \cdot n \cdot (1 - H/40) \cdot \alpha$$

ここで、

- K : 地下部分の水平震度
- n : 施設の重要度分類に応じた係数 (3. 0)
- H : 各部分の基準面からの深さ (m)
- α : 建物・構築物側方の地盤の影響を考慮した水平地下震度の補正係数 (1. 0)

また、 A_i はモーダルアナリシスにより算出する。

$$A_i = A_i' / A_1'$$

ここで、

$$A_i' = \sqrt{\sum_{j=i}^k \left(\sum_{m=i}^s W_m \cdot \beta_j \cdot U_{mj} \cdot R_{tj} \right)^2} / \sum_{m=i}^s W_m$$

k : 考慮すべき最高次数で通常 3 以上とする。

(NS:62 次 EW:66 次まで考慮)

s : 建築物の層数

W_m : 第 m 層の重量

$\beta_j \cdot U_{mj}$: 第 m 層の j 次刺激関数

R_{tj} : j 次固有周期に対応する加速度応答 スペクトルの値
(=1.0)

2.2 鉛直地震力

鉛直地震力は、鉛直震度 0.3 を基準とし、建物・構築物の振動特性及び地盤の種類等を考慮して、次式によって算定する鉛直震度を用いて定める。

$$C_v = 0.3 \cdot R_v$$

ここで、

C_v : 鉛直震度

R_v : 鉛直方向振動特性係数 (0.8)

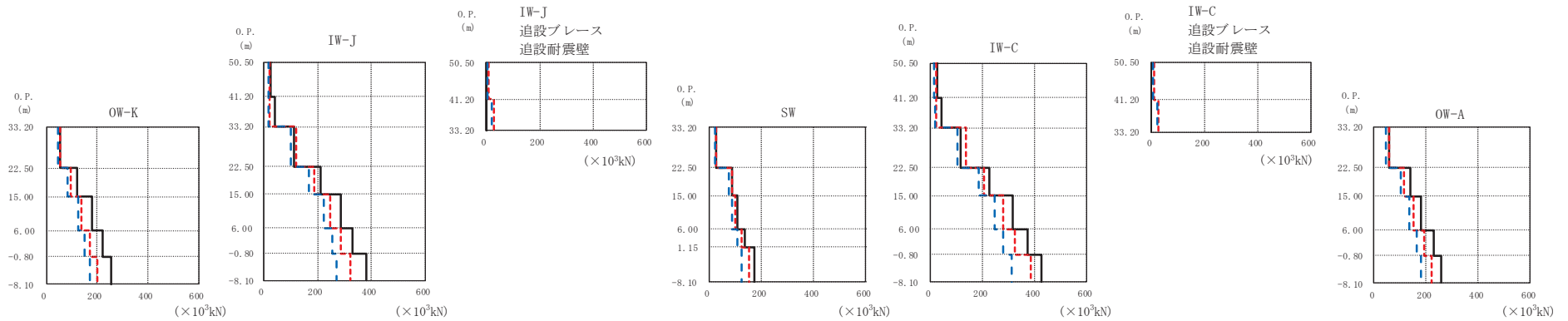
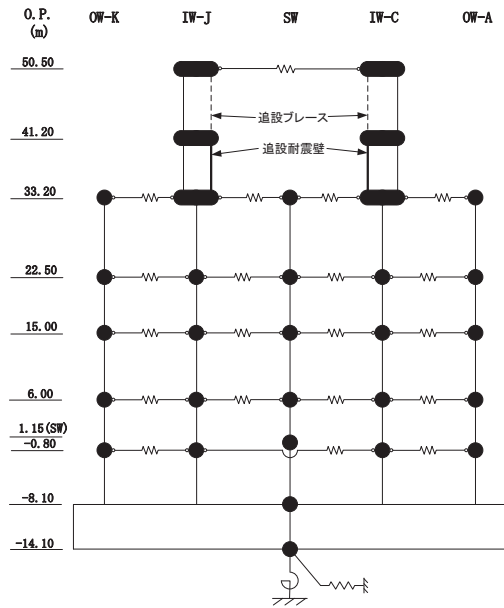
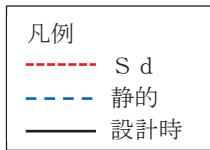
3. 検討結果

比較結果を図 3-1～図 3-3 に示す。使用済燃料プールは O. P. 33. 20m～O. P. 22. 50m, 原子炉棟については O. P. 50. 50m～O. P. -8. 10m の応答が対象となる。

S d 地震力及び静的地震力と設計時地震力と比較すると、せん断力については、NS 及び EW 方向の O. P. 22. 50m より上部で設計時地震力を上回る。また、曲げモーメントは NS, EW 方向ともに概ね設計時地震力を上回り、鉛直地震力は全てのレベルにおいて、設計時地震力を上回る。

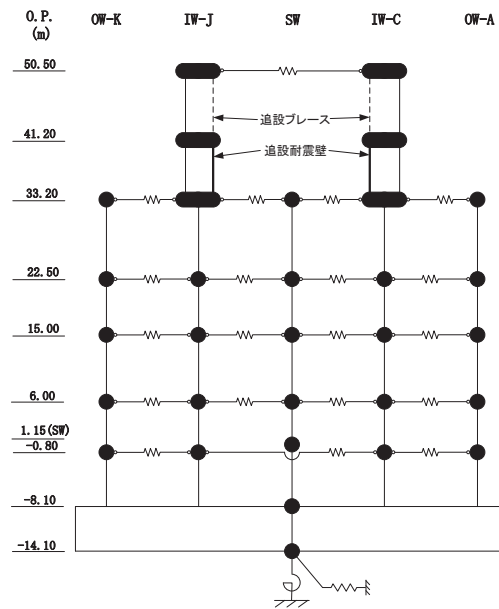
水平方向の地震力が支配的となる部位は耐震壁、鉛直方向の地震力が支配的となる部位は屋根スラブ・床スラブである。S d 地震時に対する評価部位を表 3-1 に示す。

以上より、水平方向の地震力が評価の上で支配的となる原子炉建屋原子炉棟の耐震壁及び使用済燃料プールについては S d 地震時に対する評価を行う。また、鉛直方向の地震力が評価の上で支配的となる原子炉建屋原子炉棟の屋根スラブ及び床スラブについては S d 地震時に対する評価を行う。



(a) NS 方向

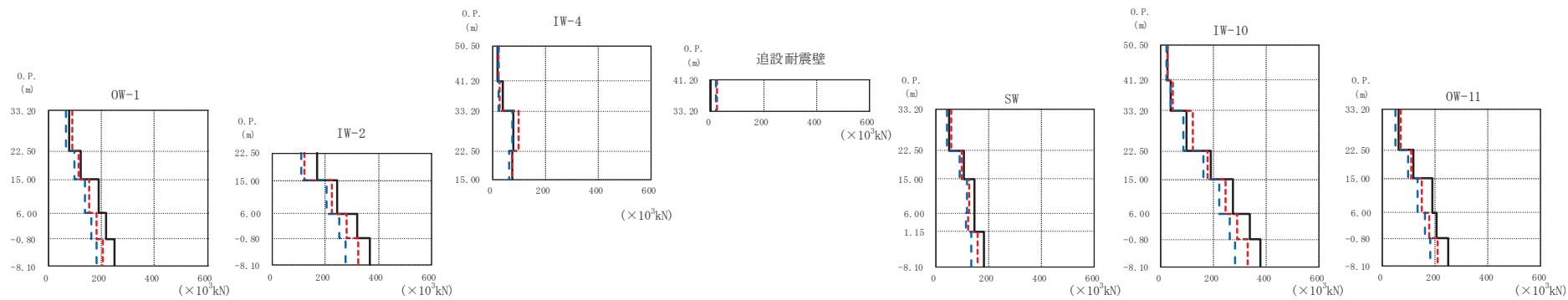
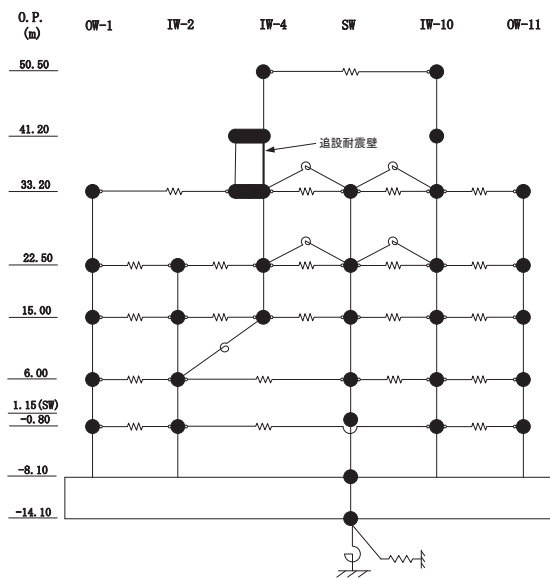
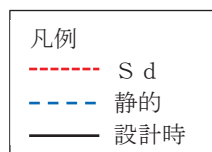
図 3-1(1) せん断力の比較 (1/4)



O. P. (m)	OW-K ($\times 10^3$ kN)			IW-J 追設ブレース 追設耐震壁 ($\times 10^3$ kN)			O. P. (m)	SW ($\times 10^3$ kN)			IW-C 追設ブレース 追設耐震壁 ($\times 10^3$ kN)			O. P. (m)	OW-A ($\times 10^3$ kN)			
	Sd	静的	設計時	Sd	静的	設計時		Sd	静的	設計時	Sd	静的	設計時		Sd	静的	設計時	
50.50				21.3	16.1	25.3	50.50	9.17	6.93	—	50.50	22.2	15.8	26.5	50.50	9.56	6.80	—
41.20				23.0	18.8	43.0	41.20	28.4	23.2	—	41.20	22.1	16.9	41.4	41.20	27.8	21.2	—
33.20	53.5	44.0	52.2	121	99.5	111	33.20	27.9	22.1	25.5	33.20	134	103	115	33.20	59.7	48.2	59.3
22.50	96.8	85.0	119	185	167	212	22.50	87.9	75.4	88.7	22.50	207	186	228	22.50	114	103	141
15.00	138	125	180	248	224	286	15.00	100	86.8	108	15.00	278	246	314	15.00	152	137	182
6.00	171	151	221	286	253	329	6.00	123	106	136	6.00	325	281	373	6.00	191	165	228
-0.80	202	170	255	320	270	382	1.15	152	125	172	-0.80	384	311	427	-0.80	222	182	258
-8.10							-8.10				-8.10				-8.10			

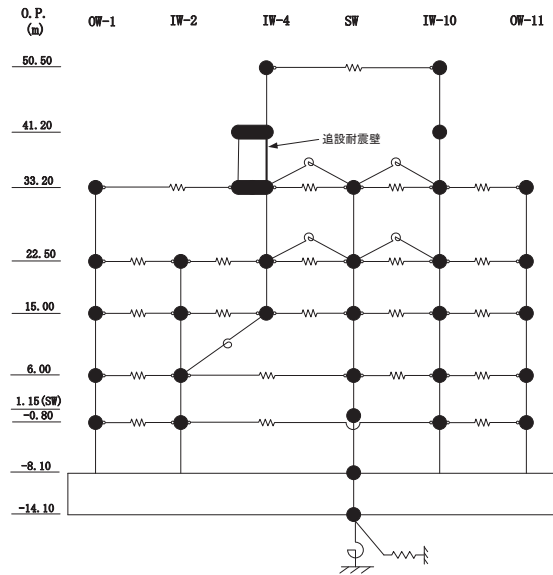
(a) NS 方向

図 3-1(2) せん断力の比較 (2/4)



(b) EW 方向

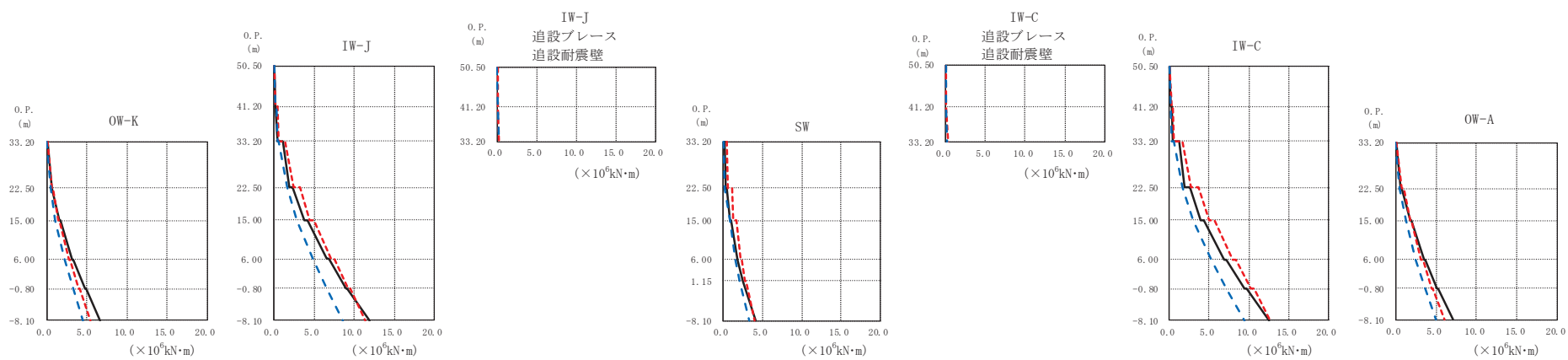
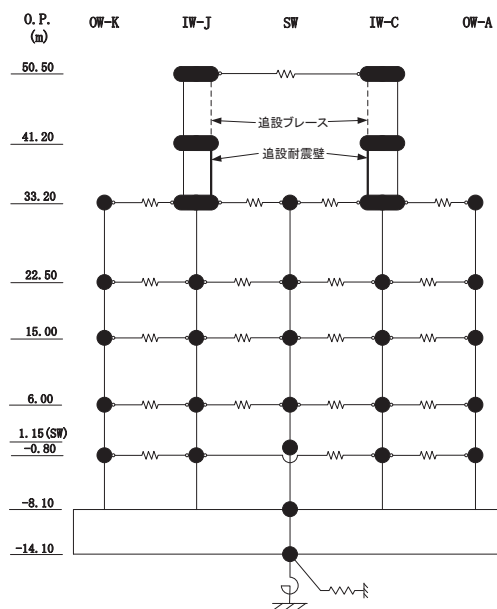
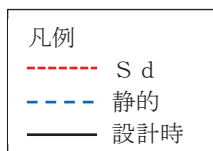
図 3-1(3) せん断力の比較 (3/4)



OW-1 ($\times 10^3$ kN)				IW-2 ($\times 10^3$ kN)				追設耐震壁 ($\times 10^3$ kN)			SW ($\times 10^3$ kN)			IW-10 ($\times 10^3$ kN)			OW-11 ($\times 10^3$ kN)						
0.P. (m)	Sd	静的	設計時	0.P. (m)	Sd	静的	設計時	0.P. (m)	Sd	静的	設計時	0.P. (m)	Sd	静的	設計時	0.P. (m)	Sd	静的	設計時	0.P. (m)	Sd	静的	設計時
50.50				50.50	23.6	21.6	18.7	41.20	24.8	21.3	—	41.20	26.0	23.2	26.3	41.20	46.5	37.1	39.6	33.20			
41.20				41.20	27.5	23.5	39.3	33.20				33.20	46.5	37.1	39.6	33.20	68.5	50.6	60.9	33.20			
33.20				33.20	97.8	73.9	77.4	22.50				22.50	124	88.1	97.2	22.50	111	97.3	117	22.50			
22.50				22.50	73.6	61.8	73.6	15.00				15.00	180	161	191	15.00	148	135	189	15.00			
15.00				15.00				6.00				6.00	246	223	274	6.00	180	161	207	6.00			
6.00				6.00				1.15				1.15	292	264	337	-0.80	211	183	249	-0.80			
1.15 (SW)				-0.80				-8.10				-8.10	331	284	378	-8.10				-8.10			
-0.80				-8.10																			
-8.10																							
-14.10																							

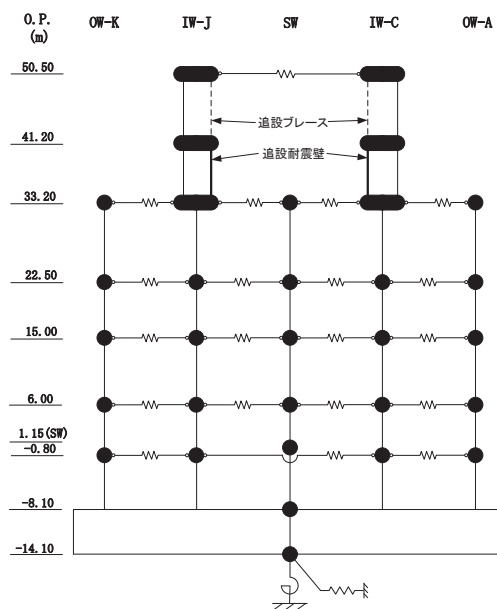
(b) EW 方向

図 3-1(4) せん断力の比較 (4/4)



(a) NS 方向

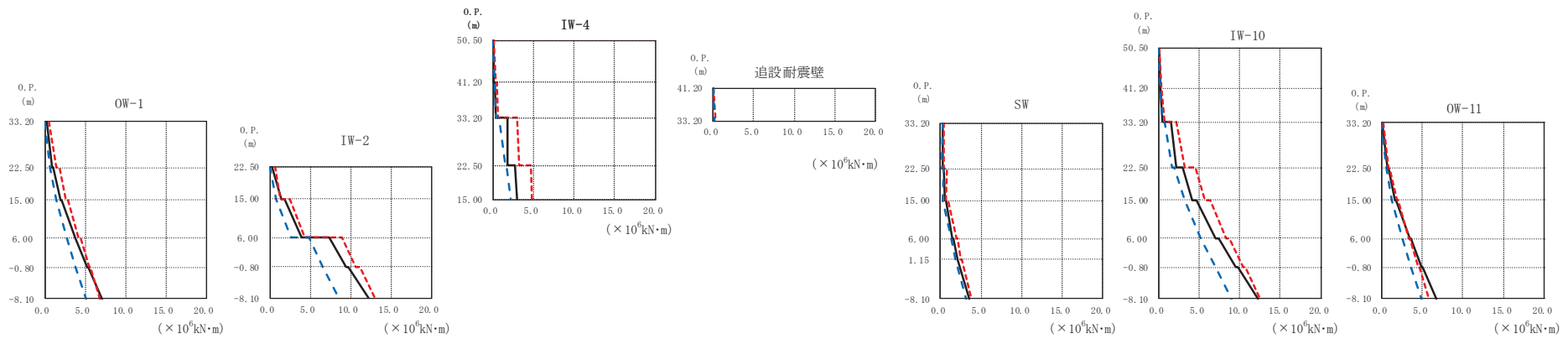
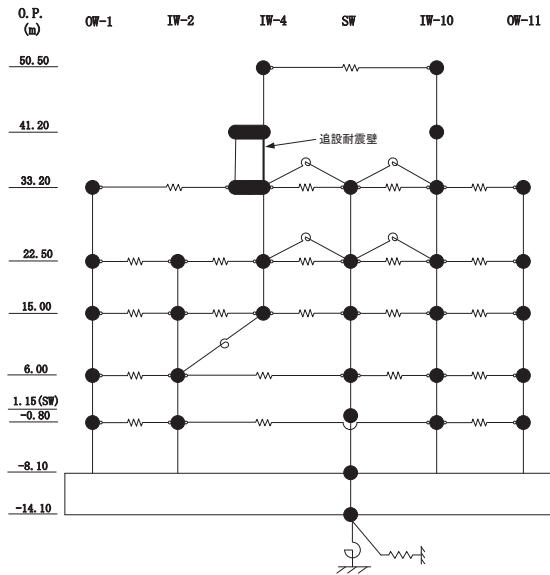
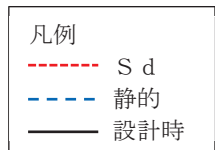
図 3-2(1) 曲げモーメントの比較 (1/4)



OW-K				IW-J			SW			IW-C			OW-A		
(×10 ⁶ kN・m)				(×10 ⁶ kN・m)			(×10 ⁶ kN・m)			(×10 ⁶ kN・m)			(×10 ⁶ kN・m)		
O.P. (m)	Sd	静的	設計時	O.P. (m)	Sd	静的	設計時	O.P. (m)	Sd	静的	設計時	O.P. (m)	Sd	静的	設計時
50.50				50.50	0.0299	0.0048	0.0324	50.50	0.0253	0.0048	—	50.50	0.0365	0.0051	0.0343
41.20				41.20	0.227	0.145	0.190	41.20	0.110	0.0692	—	41.20	0.239	0.142	0.195
33.20				33.20	0.441	0.247	0.235	33.20	0.0340	0.0329	—	33.20	0.379	0.201	0.235
22.50				22.50	0.625	0.398	0.470	22.50	0.213	0.153	—	22.50	0.553	0.337	0.454
15.00				15.00	1.43	0.551	1.06	15.00	0.455	0.0000	0.151	15.00	1.65	0.516	1.24
6.00				6.00	2.43	1.62	1.88	6.00	0.541	0.236	0.254	6.00	2.66	1.62	1.94
1.15 (SW)				1.15 (SW)	3.17	1.62	2.26	1.15 (SW)	1.13	0.236	0.408	1.15 (SW)	3.71	1.62	2.53
-0.80				-0.80	4.43	2.87	3.77	-0.80	1.25	0.802	0.888	-0.80	5.01	3.01	3.92
-8.10				-8.10	4.96	2.87	4.12	-8.10	1.71	0.802	1.05	-8.10	5.65	3.01	4.31
-14.10				-14.10	7.10	4.88	6.54	-14.10	2.20	1.58	1.78	-14.10	7.91	5.22	6.86
					7.52	4.88	6.84		2.33	1.58	1.86		8.43	5.22	7.22
					9.26	6.60	8.96		2.77	2.10	2.49		10.3	7.13	9.47
					9.51	6.60	9.14		2.87	2.10	2.55		10.6	7.13	9.73
					11.4	8.57	11.8		3.96	3.25	4.10		12.6	9.40	12.5
													6.10	4.97	7.06

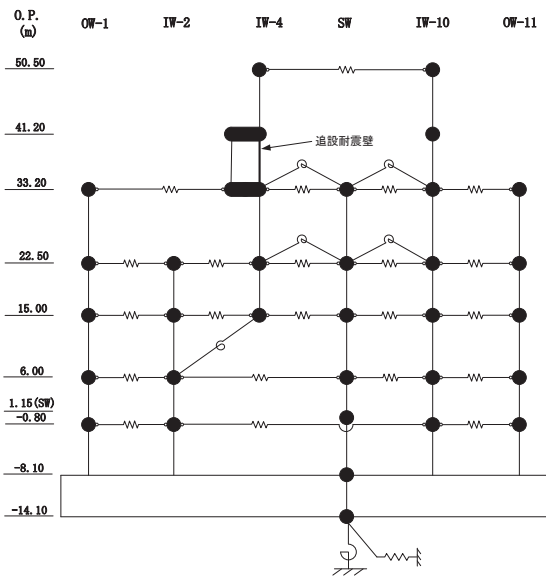
(a) NS 方向

図 3-2(2) 曲げモーメントの比較 (2/4)



(b) EW 方向

図 3-2(3) 曲げモーメントの比較 (3/4)



OW-1				IW-2				IW-4				SW				IW-10				OW-11											
$(\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m})$				$(\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m})$				$(\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m})$				$(\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m})$				$(\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m})$				$(\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m})$											
O.P. (m)	Sd	静的	設計時	O.P. (m)	Sd	静的	設計時	O.P. (m)	Sd	静的	設計時	O.P. (m)	Sd	静的	設計時	O.P. (m)	Sd	静的	設計時	O.P. (m)	Sd	静的	設計時	O.P. (m)	Sd	静的	設計時	O.P. (m)	Sd	静的	設計時
50.50				50.50				50.50				50.50				50.50				50.50				50.50				50.50			
41.20				41.20				41.20				41.20				41.20				41.20				41.20				41.20			
33.20				33.20				33.20				33.20				33.20				33.20				33.20				33.20			
22.50	0.542	0.0000	0.268	22.50	0.638	0.0000	0.211	22.50	0.426	0.319	0.258	22.50	0.432	0.140	0.255	22.50	3.21	1.64	2.15	22.50	0.843	0.542	0.693	22.50	0.843	0.542	0.693	22.50	0.843	0.542	0.693
15.00	1.80	0.708	1.08	15.00	1.36	0.808	1.40	15.00	0.746	0.426	0.442	15.00	0.734	0.262	0.518	15.00	4.51	1.96	2.97	15.00	1.01	0.542	0.789	15.00	1.01	0.542	0.789	15.00	1.01	0.542	0.789
6.00	2.63	1.45	1.98	6.00	2.47	0.808	1.84	6.00	0.936	0.262	0.647	6.00	0.936	0.262	0.647	6.00	5.76	3.17	4.20	6.00	1.84	1.27	1.64	6.00	1.84	1.27	1.64	6.00	1.84	1.27	1.64
1.15 (SW)	2.91	1.45	2.09	1.15 (SW)	4.29	2.65	3.97	1.15 (SW)	1.94	1.33	1.45	1.15 (SW)	1.94	1.33	1.45	1.15 (SW)	6.37	3.17	4.62	1.15 (SW)	2.04	1.27	1.77	1.15 (SW)	2.04	1.27	1.77	1.15 (SW)	2.04	1.27	1.77
-0.80	4.20	2.70	3.75	-0.80	8.97	4.84	7.38	-0.80	2.07	1.33	1.53	-0.80	2.07	1.33	1.53	-0.80	8.33	5.18	7.02	-0.80	3.30	2.49	3.43	-0.80	3.30	2.49	3.43	-0.80	3.30	2.49	3.43
-8.10	4.42	2.70	3.86	-8.10	10.7	6.55	9.46	-8.10	2.56	1.89	2.11	-8.10	2.56	1.89	2.11	-8.10	8.76	5.18	7.38	-8.10	3.50	2.49	3.56	-8.10	3.50	2.49	3.56	-8.10	3.50	2.49	3.56
-14.10	5.50	3.81	5.30	-14.10	11.2	6.55	9.76	-14.10	2.67	1.89	2.17	-14.10	2.67	1.89	2.17	-14.10	10.4	6.98	9.53	-14.10	4.55	3.58	4.93	-14.10	4.55	3.58	4.93	-14.10	4.55	3.58	4.93
	6.86	5.12	7.12		13.1	8.58	12.3		3.77	3.12	3.55		3.77	3.12	3.55		12.5	9.05	12.3		5.87	4.92	6.77		5.87	4.92	6.77		5.87	4.92	6.77

(b) EW 方向

図 3-2(4) 曲げモーメントの比較 (4/4)

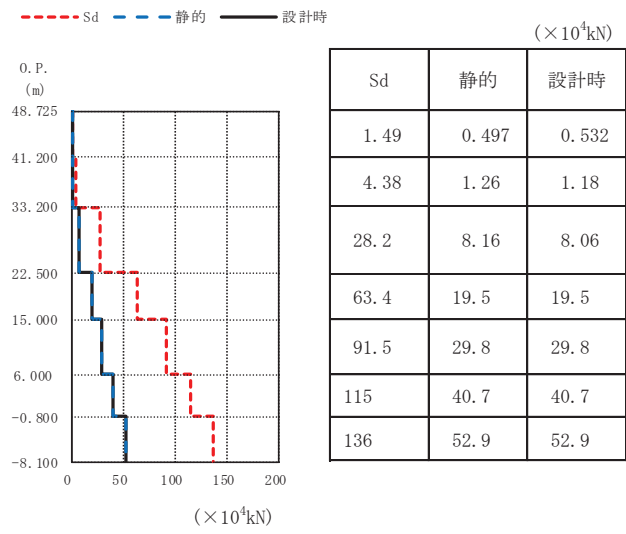


図 3-3 鉛直地震力の比較

表 3-1 S d 地震時に対する評価部位

施設	部位	支配的となる地震力の方向	S d 地震時に対する評価
原子炉建屋原子炉棟	耐震壁	水平	○
	屋根スラブ・床スラブ	鉛直	○
使用済燃料プール	壁	水平	○

○：評価を実施する

－：既工認に包絡される

別紙 5 屋根スラブの面外剛性を考慮した影響検討

目 次

1. 概要.....	別紙 5- 1
2. 解析モデル, 入力地震動.....	別紙 5- 2
2.1 解析モデル.....	別紙 5- 2
2.2 検討ケース.....	別紙 5- 5
3. 屋根トラスの評価結果.....	別紙 5- 7
4.2 面内応力の検討.....	別紙 5-24

1. 概要

原子炉建屋屋根トラスの評価においては，屋根トラス部材の応力評価に対する保守性を考慮し，屋根スラブの面外剛性は考慮しないこととしている。

本資料は，屋根トラスの地震応答解析モデルにおいて屋根スラブの面外剛性を考慮した場合について，屋根トラスへの影響を確認するとともに，屋根スラブに発生する応力を確認し，屋根スラブの機能維持について説明するものである。

2. 解析モデル，入力地震動

2.1 解析モデル

屋根トラスの地震応答解析に用いる解析モデルは，添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」で用いるモデルにおいて，屋根スラブの面外剛性を考慮したモデルとする。

解析モデルへの入力は，添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」に示す原子炉建屋全体の地震応答解析から得られる燃料取替床レベル（3F，O.P. 33.2m）の応答結果を用いることとし，燃料取替床位置を固定として水平方向と鉛直方向の同時入力とする（水平成分，鉛直成分及び回転成分）。

解析モデルの概要を図 2-1 に，部材リストを表 2-1 に示す。

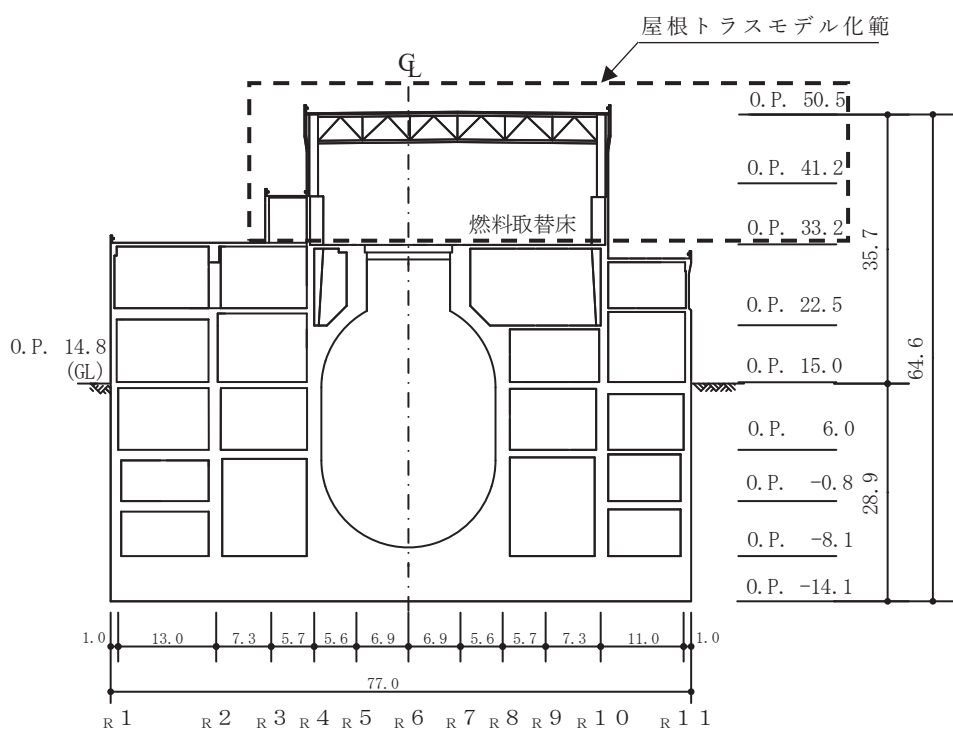
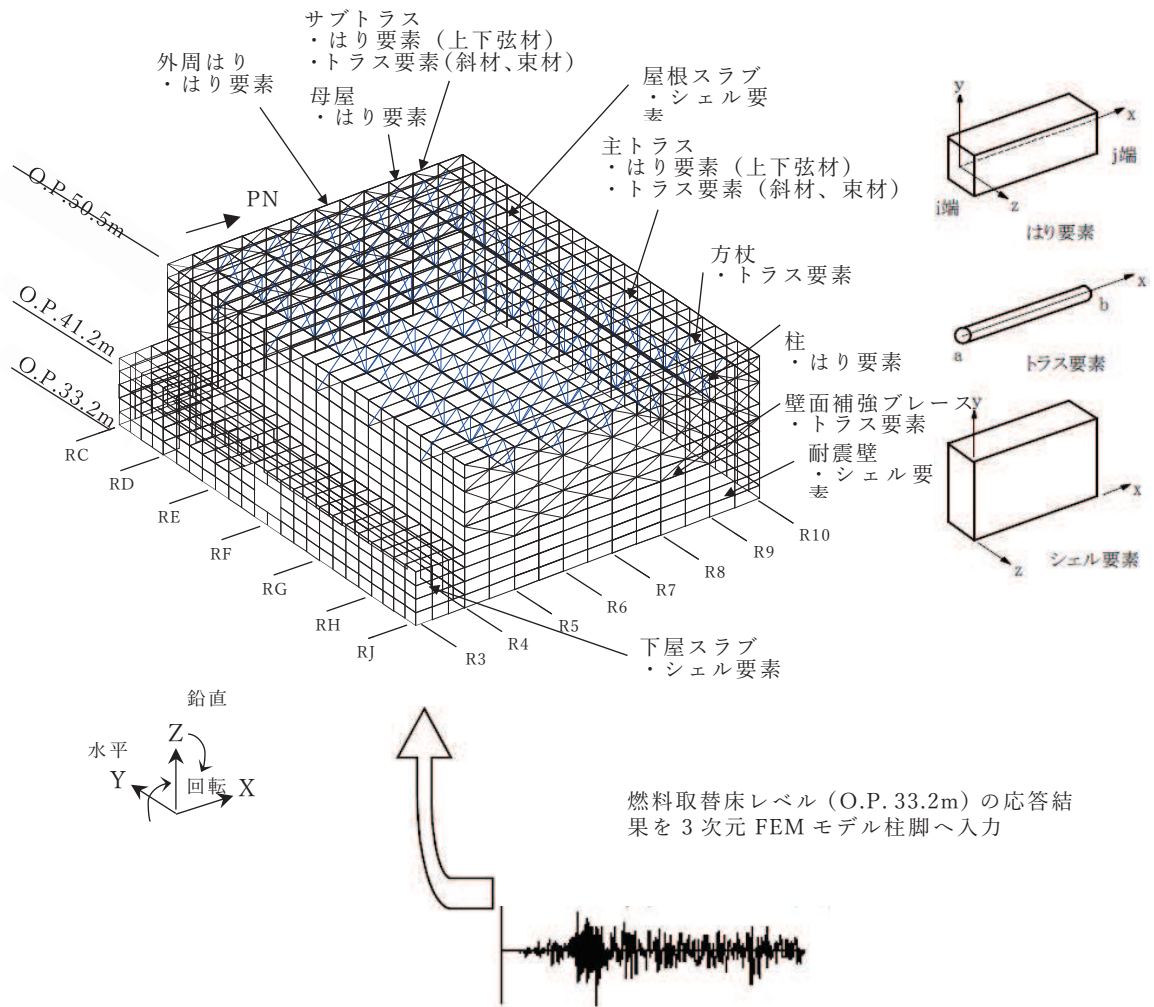


図 2-1 解析モデルの概要

表 2-1 部材リスト

部位		使用部材	材質	断面積 ($\times 10^2 \text{mm}^2$)	断面二次 モーメント ($\times 10^4 \text{mm}^4$)
主トラス	上弦材	H-350×350×12×19	SM50A (SM490A相当)	173.9	40300
	下弦材	H-350×350×12×19	SM50A (SM490A相当)	173.9	40300
	斜材	2CTs-175×350×12×19 2CTs-150×300×10×15	SM50A (SM490A相当)	173.9 119.8	—
	束材	2CTs-100×200×8×12	SM50A (SM490A相当)	63.54	—
サブ トラス	上弦材	H-250×250×9×14	SS41 (SS400相当)	92.18	10800
	下弦材	(d1) PL-19×601+PL-25×550 +2PLs-16×344	SN490B	361.8	94790
		(d2) PL-19×601+PL-25×550 +2PLs-19×344 (図2-2参照)		382.4	96860
		(d3) CT-170×250×9×14 +BT-280×250×9×12 +2PLs-16×350 (図2-2参照)	SS41 (SS400相当) SN400B	216.9	48830
	斜材	2Ls-130×130×9 +2Ls-150×90×12	SS41 (SS400相当)	100.2	—
		2Ls-130×130×9 +2Ls-150×150×15		131.0	
		2Ls-130×130×9 +2Ls-250×90×12×16		131.4	
2Ls-90×90×10 +2Ls-250×90×10×15		SS400	108.9		
2Ls-90×90×10 +2Ls-300×90×11×16			126.4		
束材	4Ls-90×90×6	SS400	42.20	—	
母屋	上弦面	H-390×300×10×16	SS41 (SS400相当)	136.0	38700
方杖	—	2Ls-130×130×9 2Ls-90×90×10	SS400	45.48 34.00	—

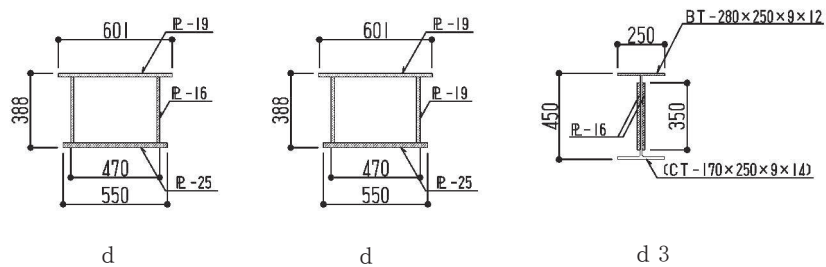
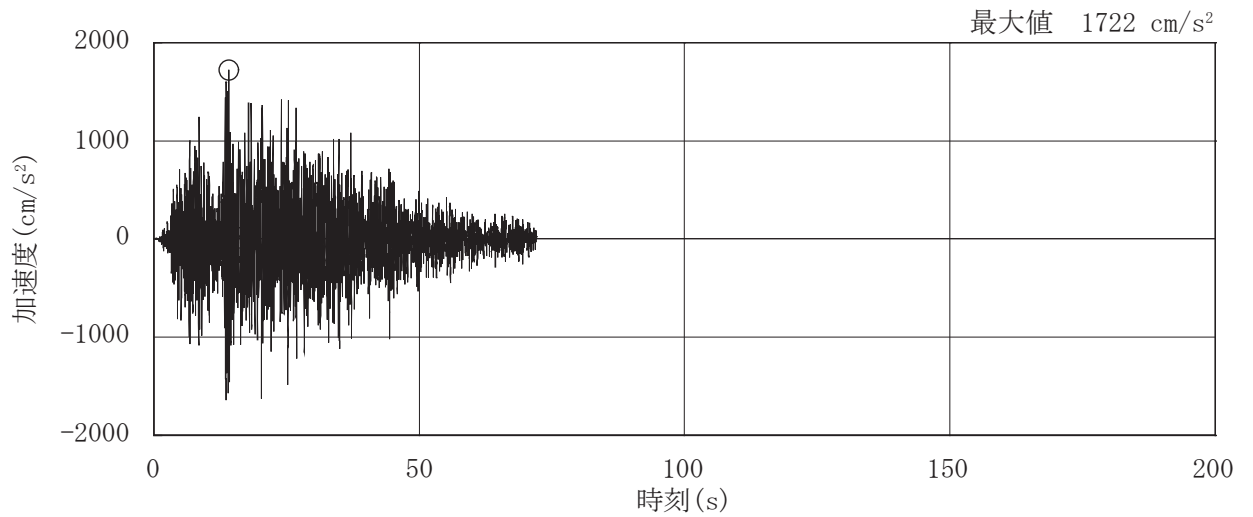


図 2-2 サブトラス下弦材断面

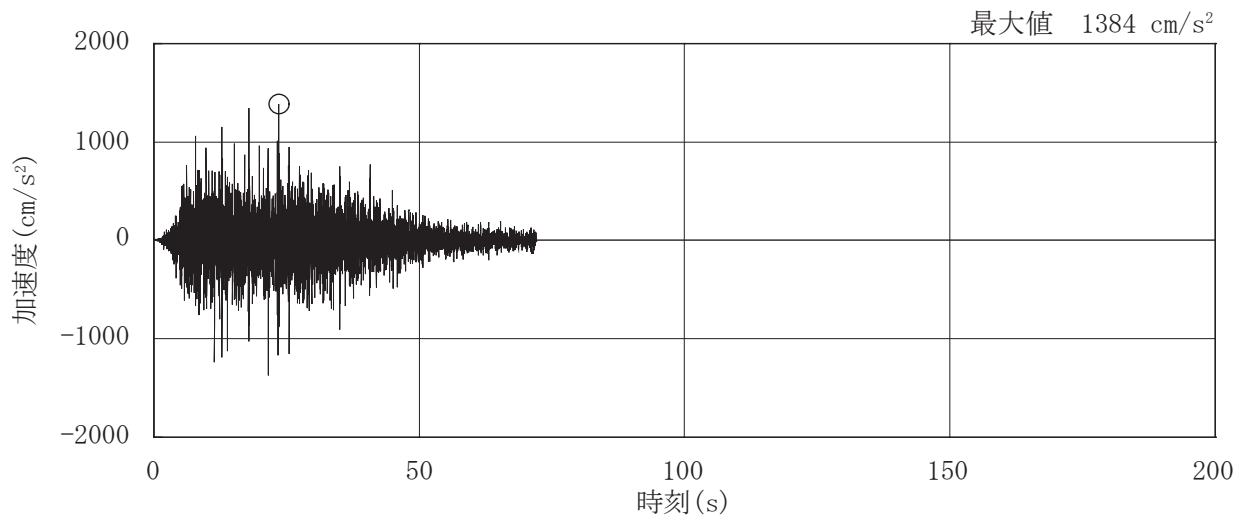
2.2 検討ケース

検討ケースは、添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」に示す屋根トラスの評価結果において、多くの部材で検定比が最大となった基準地震動 $S_s - D 2$ のケース 2 の EW 方向及び鉛直方向とする。

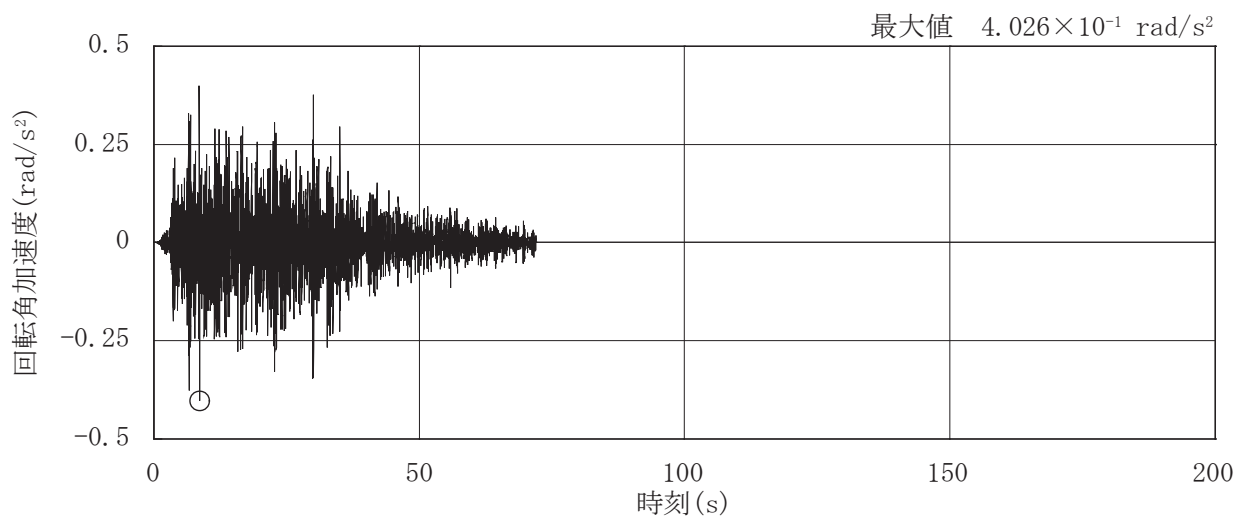
入力地震動は、添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」に示す原子炉建屋全体の地震応答解析から得られる燃料取替床レベル（3F, O.P. 33.2m）の時刻歴応答加速度とする。図 2-3 に燃料取替床レベル（3F, O.P. 33.2m）の水平成分、鉛直成分及び回転成分の加速度時刻歴波形を示す。



(a) EW 方向 (水平)



(b) 鉛直方向



(c) EW 方向 (回転)

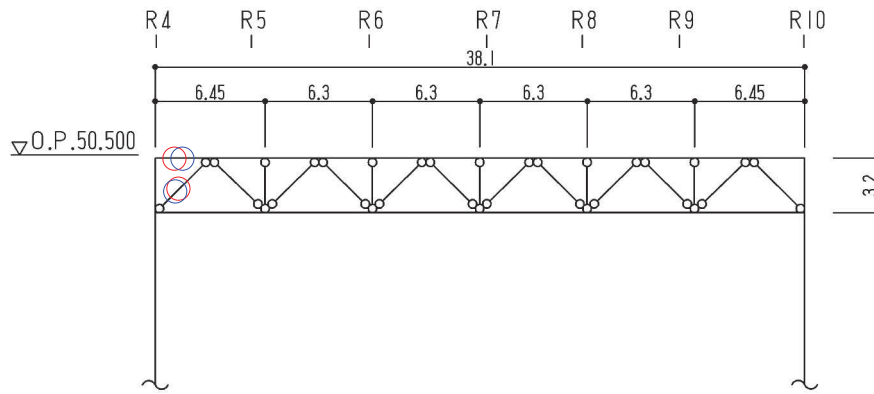
図 2-3 燃料取替床レベル (3F, O.P. 33.2m) の加速度時刻歴波形

3. 屋根トラスの評価結果

屋根スラブの面外剛性を考慮した地震応答解析結果から各部材の断面の評価を実施し、結果の比較を行う。なお、断面の評価方法については、添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」で示した方法と同じである。

評価対象箇所は、各部材の検定値が最も大きい箇所とする。評価対象箇所を図 3-1～図 3-4 に示す。また、断面算定結果を表 3-1～表 3-4 に示す。

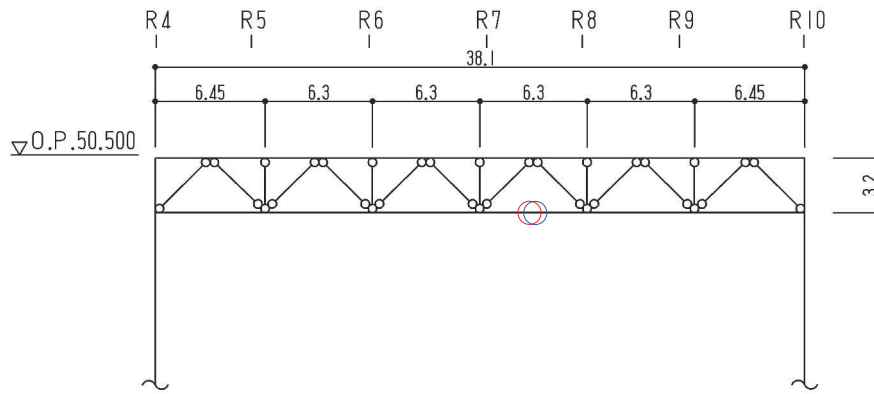
屋根トラスの各部材における断面算定の検定比は、工認モデルとして採用している屋根スラブの面外剛性を考慮しない場合の方が、屋根スラブの面外剛性を考慮した場合に比べ、概ね保守的な結果となることを確認した。



○：面外剛性非考慮のケースの最大応力発生箇所を示す。

○：面外剛性考慮のケースの最大応力発生箇所を示す。

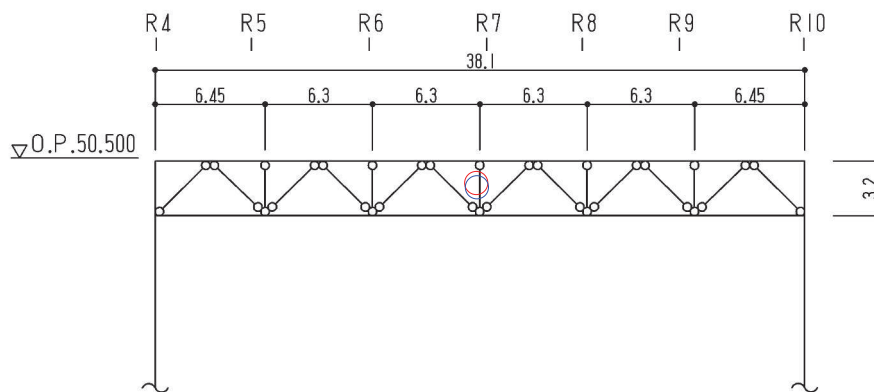
(a) 主トラス： R_E 通り



○：面外剛性非考慮のケースの最大応力発生箇所を示す。

○：面外剛性考慮のケースの最大応力発生箇所を示す。

(b) 主トラス： R_F 通り



○：面外剛性非考慮のケースの最大応力発生箇所を示す。

○：面外剛性考慮のケースの最大応力発生箇所を示す。

(c) 主トラス： R_G 通り

図 3-1 評価対象箇所（主トラス）

表 3-1(1) 断面算定結果 (主トラス)

部材 (種類)		上弦材			
面外剛性		非考慮		考慮	
位置		_{RE} 通り (_{R4-R5} 通り間)		_{RE} 通り (_{R4-R5} 通り間)	
鉄骨断面	部材	H-350×350×12×19		H-350×350×12×19	
	種別	SM50A (SM490A 相当)		SM50A (SM490A 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		765	78.7	649	76.1
M (kN・m)		120	120	70.3	70.3
断面算定	σ_t (N/mm ²)	44.0	—	37.3	—
	σ_c (N/mm ²)	—	4.53	—	4.38
	σ_b (N/mm ²)	52.2	52.2	30.6	30.6
	f_t (N/mm ²)	357	—	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	357	—	357
	f_b (N/mm ²)	357	357	357	357
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.28 (< 1.0)	—	0.20 (< 1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.17 (< 1.0)	—	0.11 (< 1.0)

表 3-1(2) 断面算定結果 (主トラス)

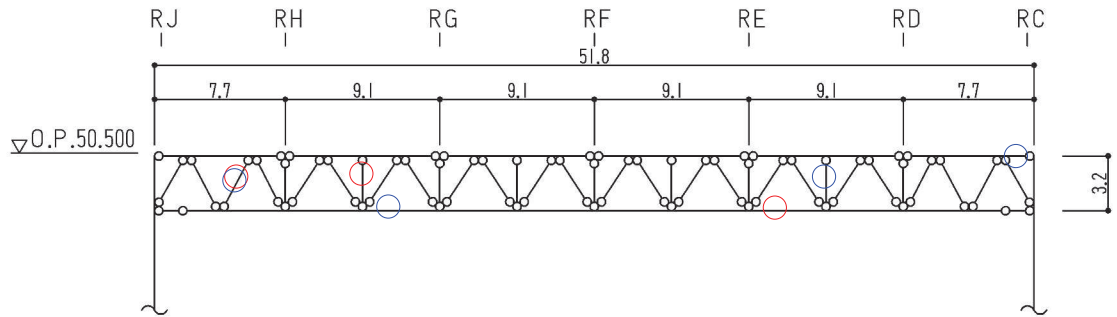
部材 (種類)		下弦材			
面外剛性		非考慮		考慮	
位置		_{RF} 通り (_{R7-R8} 通り間)		_{RF} 通り (_{R7-R8} 通り間)	
鉄骨断面	部材	H-350×350×12×19		H-350×350×12×19	
	種別	SM50A (SM490A 相当)		SM50A (SM490A 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		4350	1020	4250	977
M (kN・m)		57.5	57.5	62.3	62.3
断面算定	σ_t (N/mm ²)	250	—	244	—
	σ_c (N/mm ²)	—	58.7	—	56.2
	σ_b (N/mm ²)	25.0	25.0	27.1	27.1
	f_t (N/mm ²)	357	—	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	280	—	280
	f_b (N/mm ²)	357	357	357	357
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.79 (< 1.0)	—	0.77 (< 1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.29 (< 1.0)	—	0.29 (< 1.0)

表 3-1(3) 断面算定結果 (主トラス)

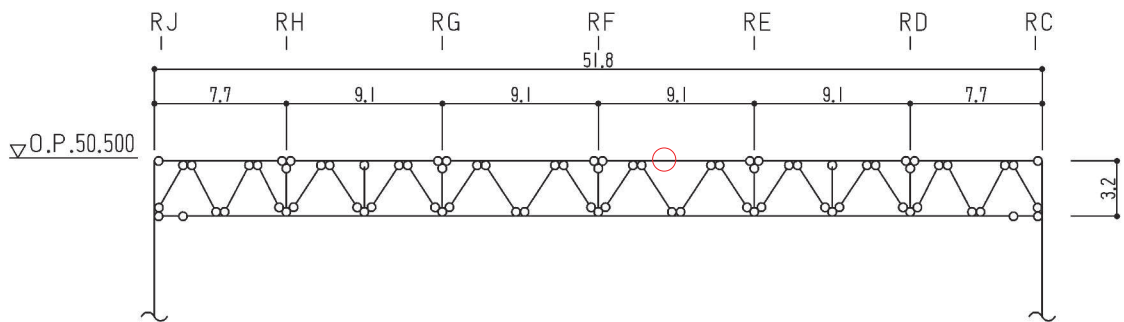
部材 (種類)		斜材			
面外剛性		非考慮		考慮	
位置		R_E 通り (R_4-R_5 通り間)		R_E 通り (R_4-R_5 通り間)	
鉄骨断面	部材	2CT _S -175×350×12×19		2CT _S -175×350×12×19	
	種別	SM50A (SM490A 相当)		SM50A (SM490A 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		126	3170	178	2660
断面算定	σ_t (N/mm ²)	7.25	—	10.2	—
	σ_c (N/mm ²)	—	182	—	153
	f_t (N/mm ²)	357	—	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	300	—	300
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.03 (< 1.0)	—	0.03 (< 1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.61 (< 1.0)	—	0.51 (< 1.0)

表 3-1(4) 断面算定結果 (主トラス)

部材 (種類)		束材			
面外剛性		非考慮		考慮	
位置		R_G 通り (R_7 通り)		R_G 通り (R_7 通り)	
鉄骨断面	部材	2CT _S -100×200×8×12		2CT _S -100×200×8×12	
	種別	SM50A (SM490A 相当)		SM50A (SM490A 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		132	290	94.7	391
断面算定	σ_t (N/mm ²)	20.8	—	14.9	—
	σ_c (N/mm ²)	—	45.6	—	61.5
	f_t (N/mm ²)	357	—	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	262	—	262
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.06 (< 1.0)	—	0.05 (< 1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.18 (< 1.0)	—	0.24 (< 1.0)



- : 面外剛性非考慮のケースの最大応力発生箇所を示す。
 ○ : 面外剛性考慮のケースの最大応力発生箇所を示す。
 (a) サブトラス : R7 通り



- : 面外剛性非考慮のケースの最大応力発生箇所を示す。
 ○ : 面外剛性考慮のケースの最大応力発生箇所を示す。
 (b) サブトラス : R9 通り

図 3-2 評価対象箇所 (サブトラス)

表 3-2(1) 断面算定結果 (サブトラス)

部材 (種類)		上弦材			
面外剛性		非考慮		考慮	
位置		R9 通り (RE 通り RF 通り間)		R7 通り (RC 通り RD 通り間)	
鉄骨断面	部材	H-250×250×9×14		H-250×250×9×14	
	種別	SS41 (SS400 相当)		SS41 (SS400 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		35.9	174	104	35.8
M (kN・m)		117	117	75.5	75.5
断面算定	σ_t (N/mm ²)	3.89	—	11.3	—
	σ_c (N/mm ²)	—	18.9	—	3.88
	σ_b (N/mm ²)	135	135	87.1	87.1
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	258	—	258
	f_b (N/mm ²)	258	258	258	258
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.55 (< 1.0)	—	0.39 (< 1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.61 (< 1.0)	—	0.36 (< 1.0)

表 3-2(2) 断面算定結果 (サブトラス)

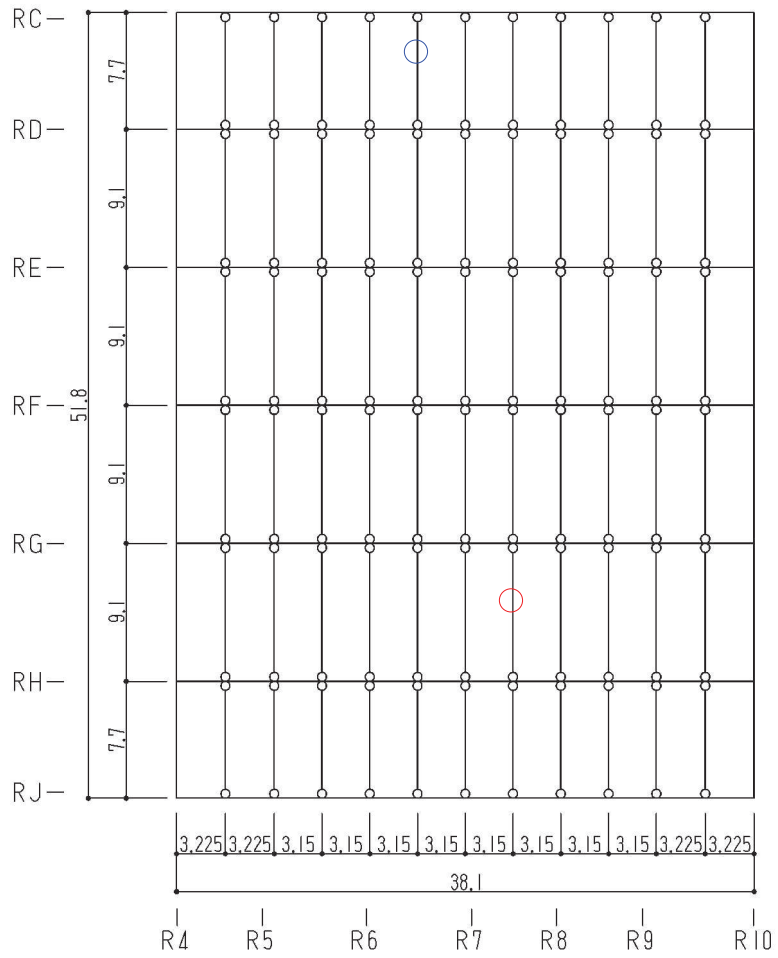
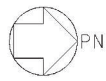
部材 (種類)		下弦材			
面外剛性		非考慮		考慮	
位置		R7 通り (RD 通り RE 通り間)		R7 通り (RG 通り RH 通り間)	
鉄骨断面	部材	PL-19×601+PL-25×550 +2PL-19×344		PL-19×601+PL-25×550 +2PL-19×344	
	種別	SN490B		SN490B	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		6170	2350	5710	2640
M (kN・m)		341	341	135	135
断面算定	σ_t (N/mm ²)	180	—	167	—
	σ_c (N/mm ²)	—	68.6	—	77.1
	σ_b (N/mm ²)	84.6	84.6	33.5	33.5
	f_t (N/mm ²)	357	—	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	353	—	348
	f_b (N/mm ²)	357	357	357	357
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.75 (< 1.0)	—	0.57 (< 1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.44 (< 1.0)	—	0.33 (< 1.0)

表 3-2(3) 断面算定結果 (サブトラス)

部材 (種類)		斜材			
面外剛性		非考慮		考慮	
位置		R7 通り (RH 通り RJ 通り間)		R7 通り (RH 通り RJ 通り間)	
鉄骨断面	部材	2Ls-90×90×10 + 2Ls-250×90×10×15		2Ls-90×90×10 + 2Ls-250×90×10×15	
	種別	SS41 (SS400 相当), SS400		SS41 (SS400 相当), SS400	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		577	1950	587	1860
断面算定	σ_t (N/mm ²)	53.0	—	53.9	—
	σ_c (N/mm ²)	—	179	—	171
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	226	—	226
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.21 (< 1.0)	—	0.21 (< 1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.80 (< 1.0)	—	0.76 (< 1.0)

表 3-2(4) 断面算定結果 (サブトラス)

部材 (種類)		束材			
面外剛性		非考慮		考慮	
位置		R7 通り (RG 通り RH 通り間)		R7 通り (RD 通り RE 通り間)	
鉄骨断面	部材	4Ls-90×90×6		4Ls-90×90×6	
	種別	SS400		SS400	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		117	209	134	273
断面算定	σ_t (N/mm ²)	27.7	—	31.8	—
	σ_c (N/mm ²)	—	49.5	—	64.7
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	219	—	219
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.11 (< 1.0)	—	0.13 (< 1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.23 (< 1.0)	—	0.30 (< 1.0)



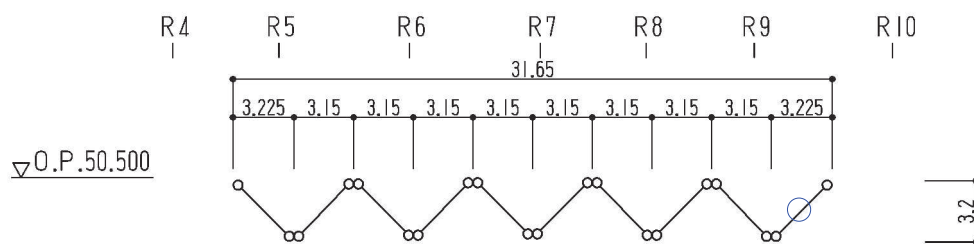
○ : 面外剛性非考慮のケースの最大応力発生箇所を示す。

○ : 面外剛性考慮のケースの最大応力発生箇所を示す。

図 3-3 評価対象箇所 (母屋)

表 3-3 断面算定結果（母屋）

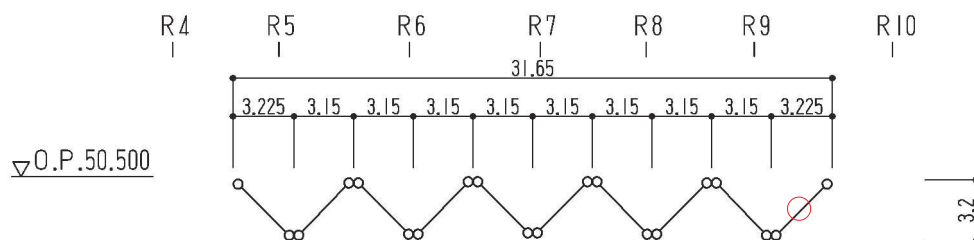
部材（種類）		母屋			
面外剛性		非考慮		考慮	
位置		R7 通り R8 通り間 (RG 通り RH 通り間)		R6 通り R7 通り間 (RC 通り RD 通り間)	
鉄骨断面	部材	H-390×300×10×16		H-390×300×10×16	
	種別	SS41 (SS400 相当)		SS41 (SS400 相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		147	349	36.8	87.0
M (kN・m)		302	302	88.5	88.5
断面算定	σ_t (N/mm ²)	10.8	—	2.71	—
	σ_c (N/mm ²)	—	25.7	—	6.40
	σ_b (N/mm ²)	153	153	44.7	44.7
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	258	—	258
	f_b (N/mm ²)	258	258	258	258
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.65 (< 1.0)	—	0.20 (< 1.0)	—
$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.70 (< 1.0)	—	0.21 (< 1.0)	



○：面外剛性非考慮のケースの最大応力発生箇所を示す。

○：面外剛性考慮のケースの最大応力発生箇所を示す。

(a) 方杖：_RE 通り _RF 通り間



○：面外剛性非考慮のケースの最大応力発生箇所を示す。

○：面外剛性考慮のケースの最大応力発生箇所を示す。

(b) 方杖：_RH 通り _RJ 通り間

図 3-4 評価対象箇所（方杖）

表 3-4 断面算定結果（方杖）

部材（種類）		方杖			
面外剛性		非考慮		考慮	
位置		_R H 通り _R J 通り間 (_R 9 通り _R 10 通り間)		_R E 通り _R F 通り間 (_R 9 通り _R 10 通り間)	
鉄骨断面	部材	2Ls-130×130×9		2Ls-130×130×9	
	種別	SS400		SS400	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		274	472	197	27.3
断面算定	σ_t (N/mm ²)	60.2	—	49.3	—
	σ_c (N/mm ²)	—	104	—	6.00
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	156	—	156
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.24 (< 1.0)	—	0.17 (< 1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.67 (< 1.0)	—	0.04 (< 1.0)

4. 屋根スラブの応力分布，機能維持評価

4.1 面外応力の検討

屋根スラブの面外剛性を考慮した場合に屋根スラブに発生する面外最大応答曲げモーメントを図 4-1 に，面外最大応答せん断力を図 4-2 に示す。これらのうち，最大値発生箇所について，屋根スラブの断面を評価した結果を表 4-1 に示す。なお，断面の評価方法については，添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書」で示した方法と同じ一方向版として評価する。

屋根スラブの面外剛性を考慮した場合にも，屋根スラブはS_s地震時において，曲げモーメントに対する鉄筋応力度が許容限界を超えないこと及び発生する面外せん断力が許容限界を超えないことを確認した。

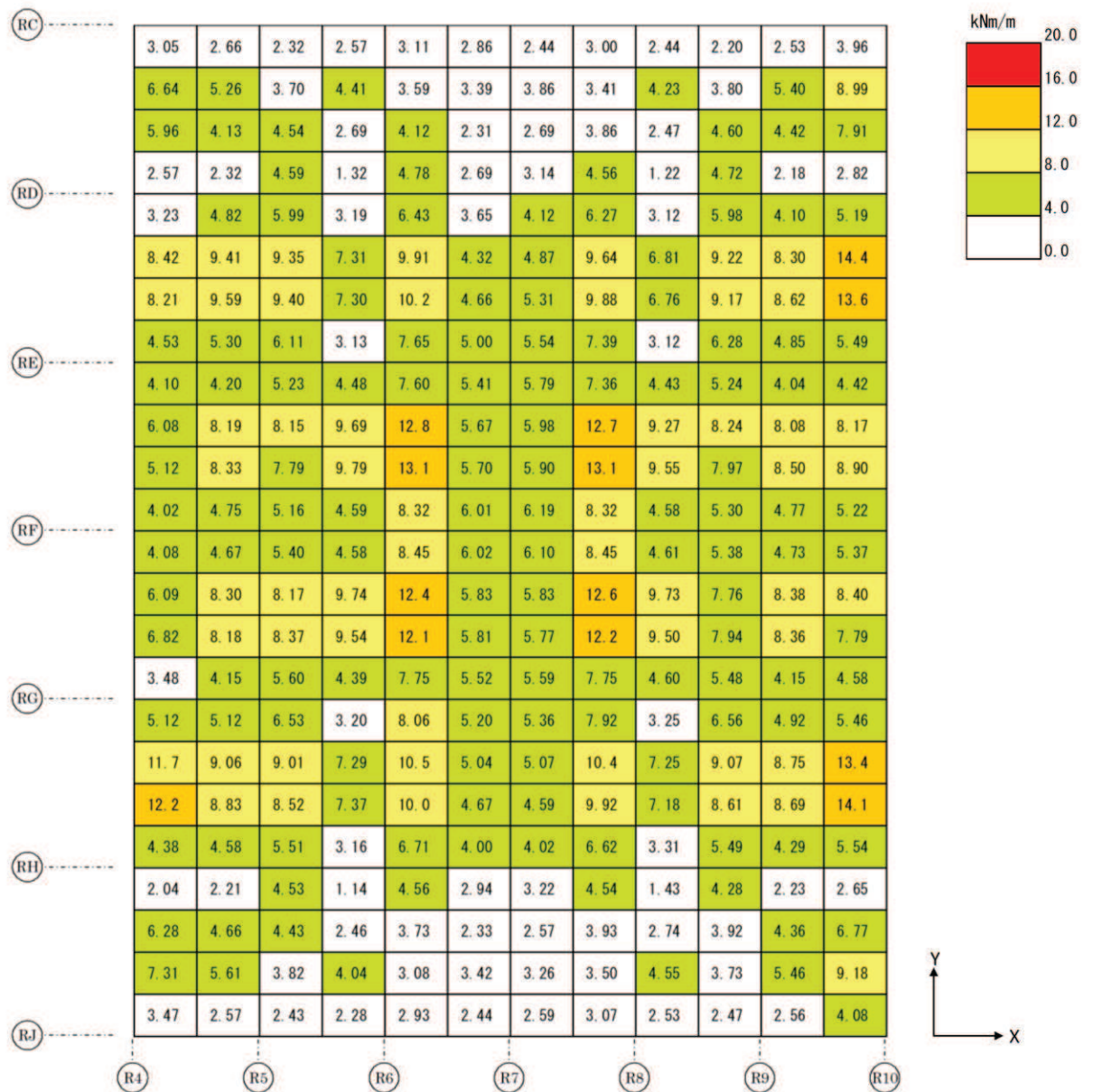
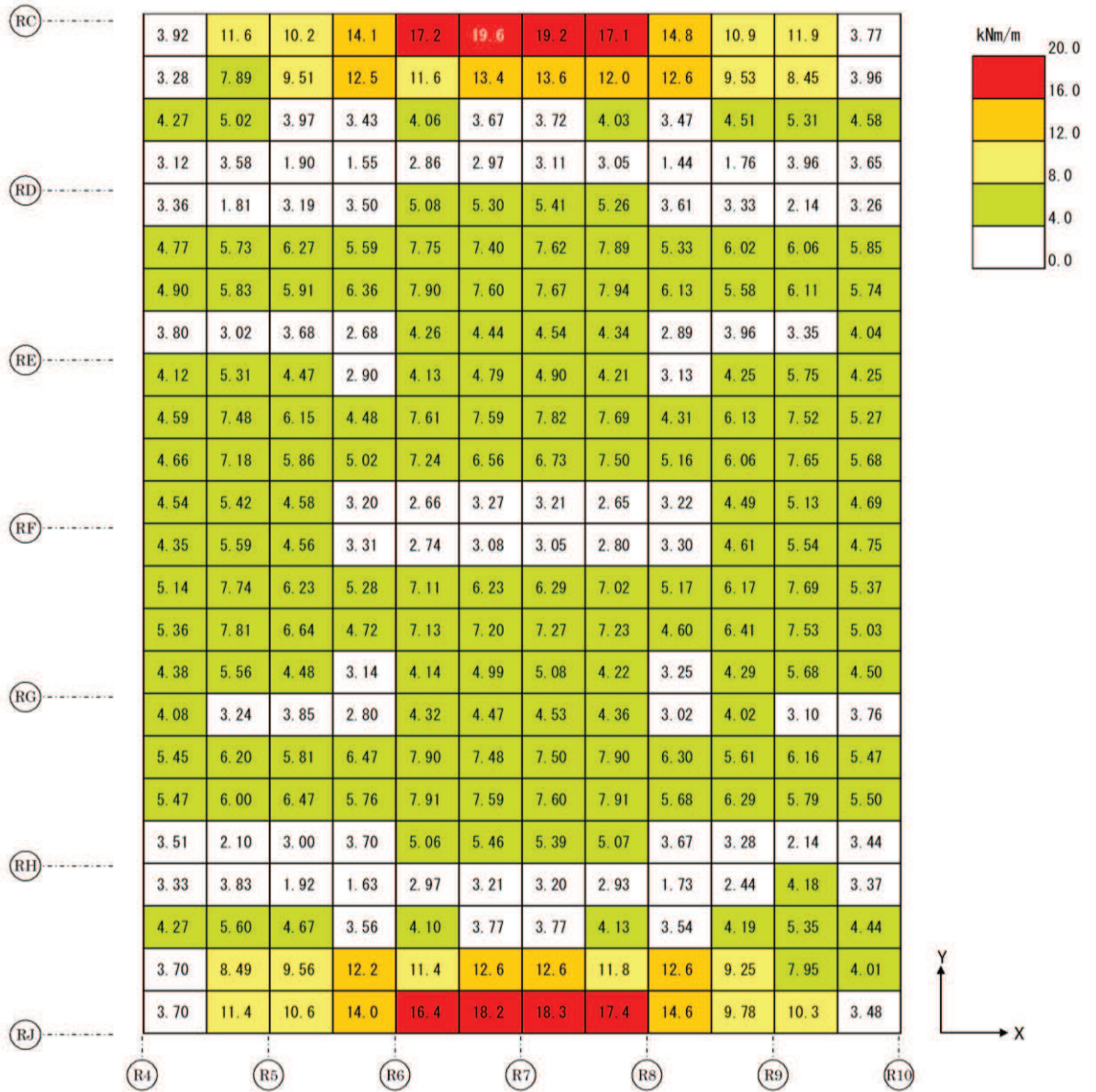


図 4-1(1) 最大応答曲げモーメント (M_x)



注：最大応答曲げモーメント (M_x , M_y) の最大値発生箇所を「白字」で示す。

図 4-1(2) 最大応答曲げモーメント (M_y)

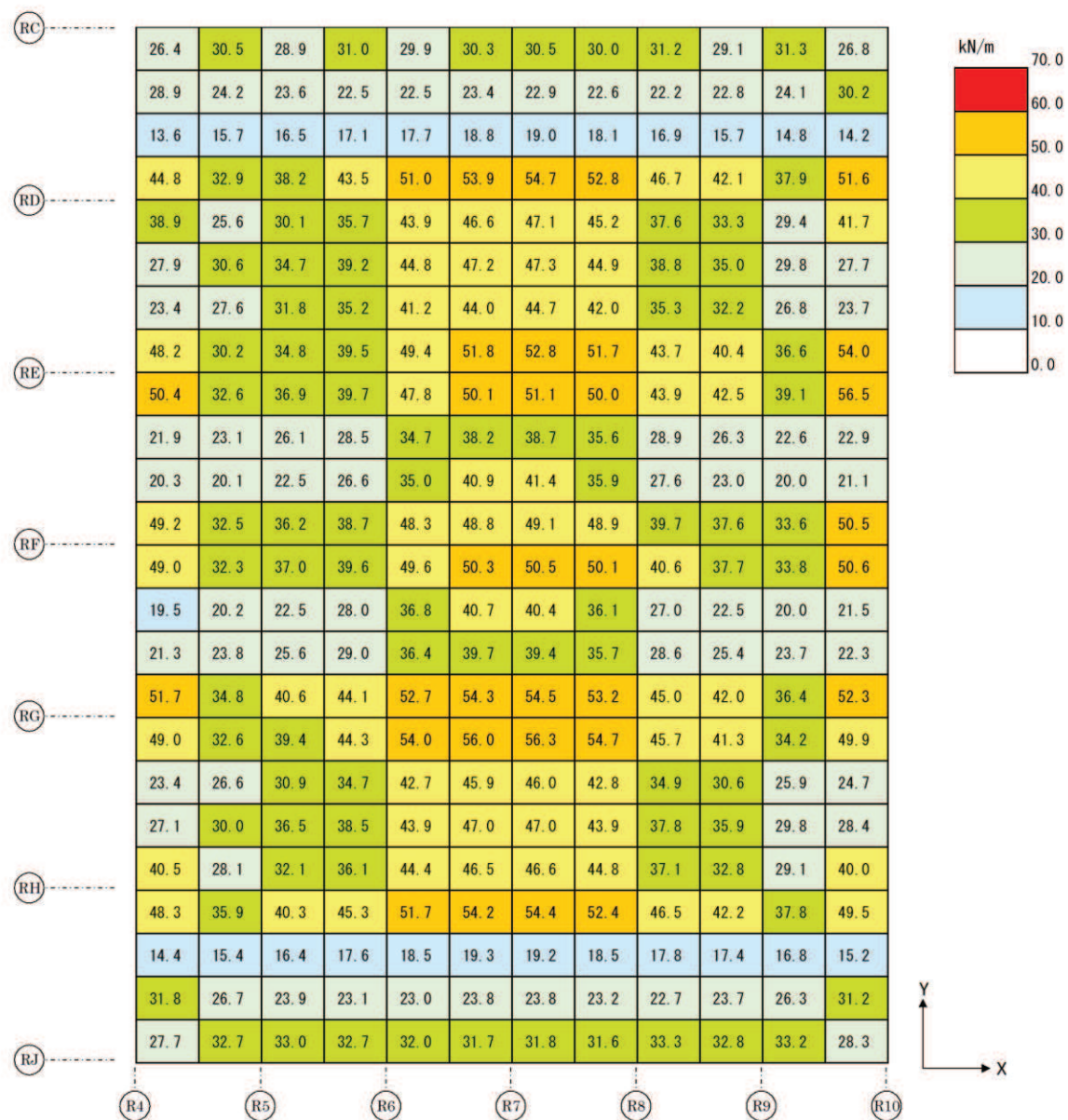
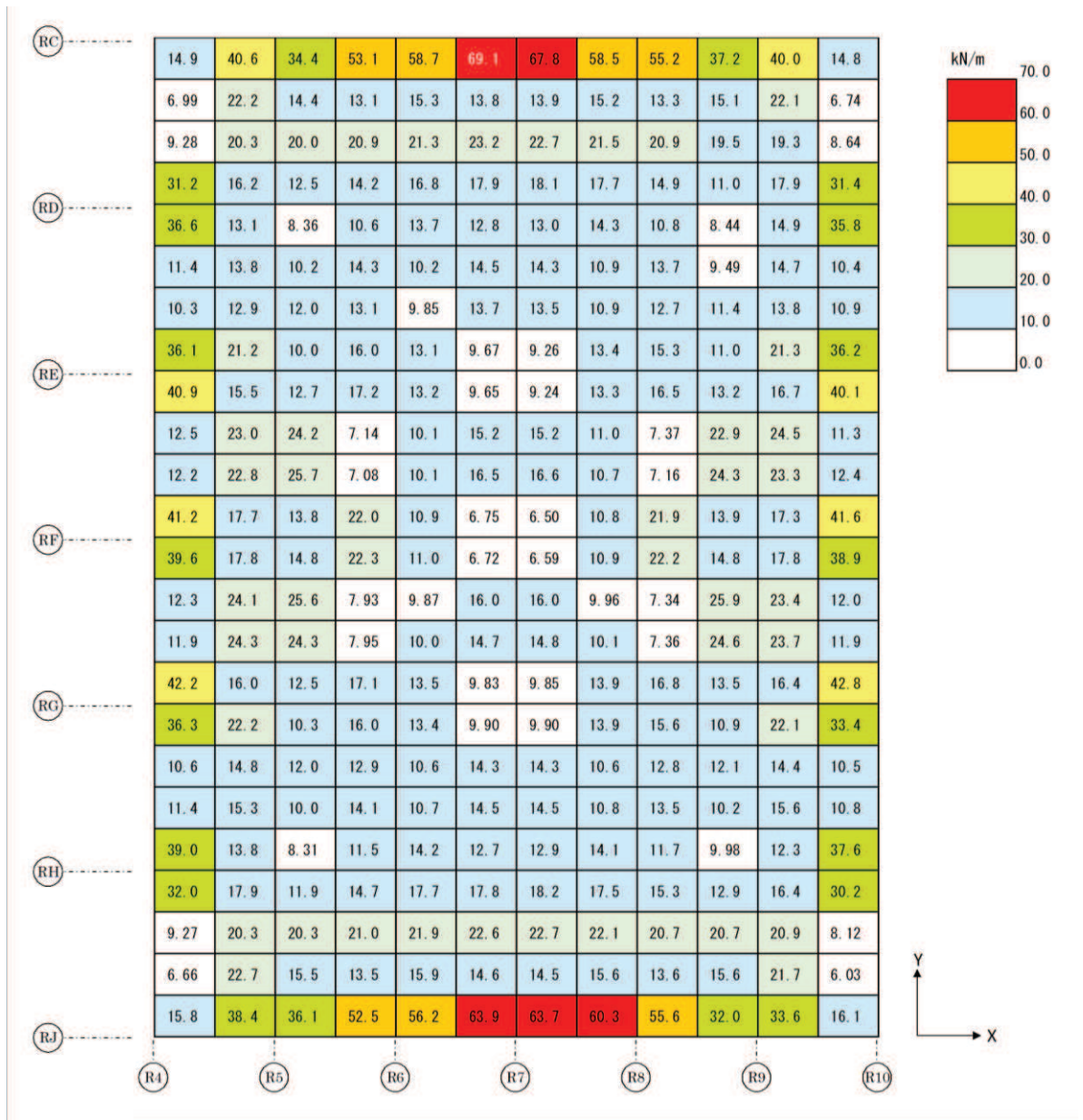
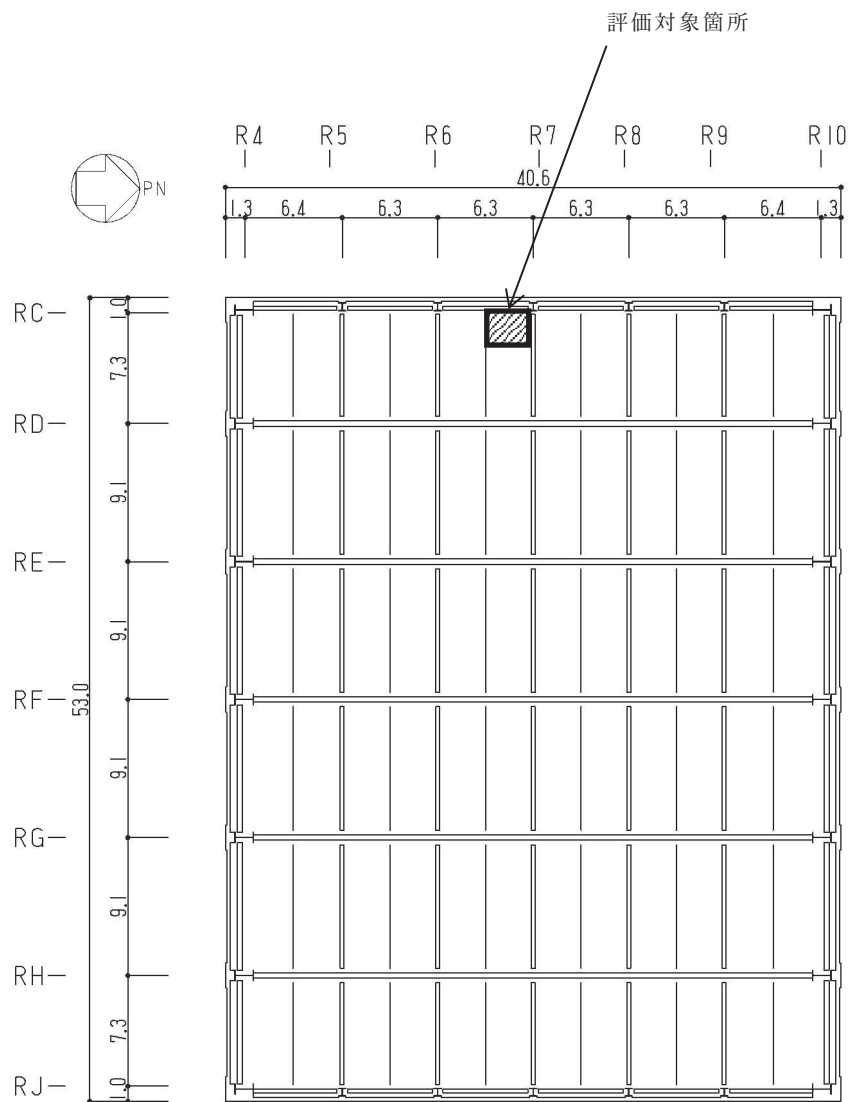


図 4-2(1) 最大応答せん断力 (Q_x)



注：最大応答せん断力（ Q_x ， Q_y ）の最大値発生箇所を「白字」で示す。

図 4-2(2) 最大応答せん断力（ Q_y ）



(単位 : m)

RF, O.P. 50.5m

図 4-3 評価対象箇所 (屋根スラブ)

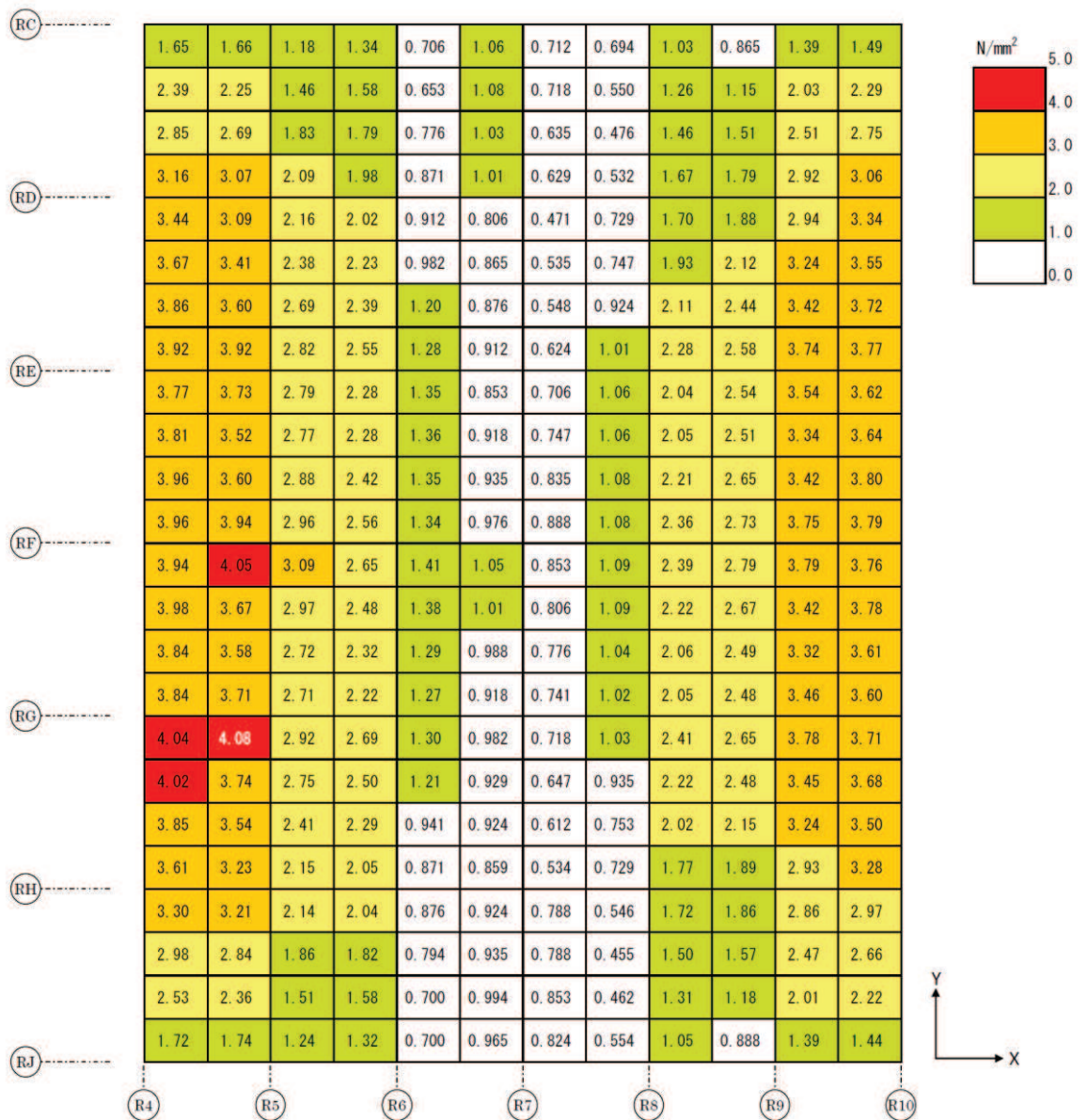
表 4-1 評価結果（屋根スラブ）

O.P. (m)		50.5
厚さ t (mm)		170
有効せい d (mm)		106
配筋 (鉄筋断面積)		D16@200 (995mm ² /m)
曲げモーメント	発生曲げモーメント M (kN・m/m)	19.6
	鉄筋応力度 σ_t (N/mm ²)	212
	許容限界 (N/mm ²)	345
	検定値	0.62
面外せん断力	発生せん断力 Q (kN/m)	69.1
	せん断スパン比による 割増し係数 α	1.09
	許容限界 (kN/m)	122.3
	検定値	0.57
判定		可

4.2 面内応力の検討

屋根スラブの面外剛性を考慮した場合に屋根スラブに発生する最大面内せん断応力を図 4-4 に示す。このうち、最大値発生箇所において、屋根スラブの最大せん断ひずみを図 4-5 のようにエネルギー等価な屋根スラブのスケルトン上の応答値に換算し、局所的にも最大せん断ひずみが 2000μ 以下であることを確認する。なお、屋根スラブのせん断スケルトンは、「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」に基づき、軸応力度を考慮せずに算定する。

屋根スラブに局所的に発生する最大面内せん断ひずみを算出した結果を表 4-2 に示す。屋根スラブの面外剛性を考慮した場合には、屋根スラブが負担する応力が大きくなると考えられるが、その場合でも屋根スラブの面内せん断ひずみは局所的な最大値においても 0.443×10^{-3} であり許容限界（せん断ひずみ 2.0×10^{-3} ）を超えず、屋根スラブが二次格納施設として気密性が確保されていることを確認した。



注：最大面内せん断応力発生箇所を「白字」で示す。

図 4-4 最大面内応答せん断応力

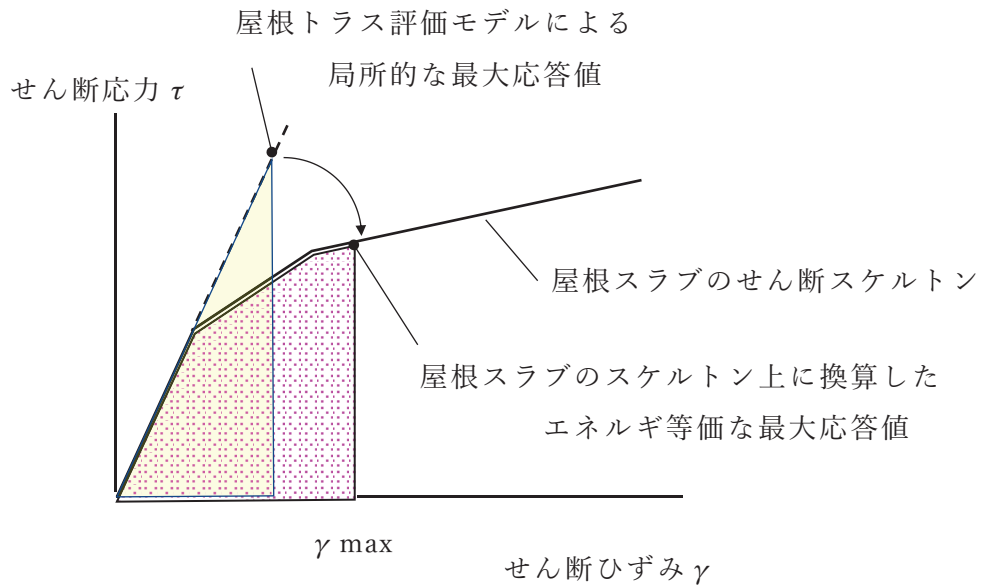


図 4-5 エネルギー一定則に基づく屋根スラブのせん断ひずみの評価方法

表 4-2 屋根スラブの最大面内せん断ひずみ

位置	屋根トラスモデル線形応答値		等価 最大面内 せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)
	最大面内 せん断応力度 (N/mm^2)	最大面内 せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)	
$R4 \sim R5$ 通り間 $R6 \sim R8$ 通り間	4.08	0.357	0.443

別紙 6 大物搬入口躯体の耐震性についての計算書に関する
補足説明資料

目 次

- 別紙6-1 地震応答解析におけるモデル化方針
- 別紙6-2 地震応答解析におけるスケルトンカーブの設定
- 別紙6-3 地震応答解析における材料特性の不確かさに関する検討
 - 別紙6-3-1 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6-3-2 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果
- 別紙6-4 大物搬入口躯体の耐震補強
- 別紙6-5 地震応答解析モデルに関する検討
- 別紙6-6 原子炉建屋と大物搬入口躯体の相対変位に関する検討

別紙 6-1 地震応答解析におけるモデル化方針

目 次

1. 概要.....	別紙 6-1-1
2. 建屋のモデル化.....	別紙 6-1-2
2.1 地震応答解析モデル.....	別紙 6-1-2
2.2 地震応答解析モデルの設定に用いた物性値.....	別紙 6-1-6
3. 地盤のモデル化.....	別紙 6-1-8

1. 概要

本資料は、大物搬入口躯体の地震応答解析に用いる解析モデルのモデル化方針を示すものである。

添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書 別紙 1（I）大物搬入口躯体の地震応答計算書」において、大物搬入口躯体の地震応答解析モデルは、基礎スラブ上端を固定とする 1 質点モデルとしている。これは、大物搬入口躯体の基礎スラブが原子炉建屋 1 階床スラブと一体構造となっていることから、原子炉建屋 1 階の床応答を入力地震動として地震応答解析を行うためである。

地震応答解析モデルの概要を表 1-1 に示す。

表 1-1 地震応答解析モデルの概要

項目		内容
入力地震動の算定法		基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d に対する 原子炉建屋 1 階の床応答を入力地震動とする
解析コード		N U P P 4
建屋の モデル化	モデル	1 質点モデル
	材料物性	基本ケースに用いる材料物性（新設部） コンクリートの設計基準強度： $F_c = 33\text{N/mm}^2$ コンクリートのヤング係数： $E = 2.52 \times 10^4\text{N/mm}^2$ コンクリートのポアソン比： $\nu = 0.2$ 建屋剛性の不確かさケースに用いる材料物性（既設部） コンクリートの設計基準強度： $F_c = 32.4\text{N/mm}^2$ コンクリートのヤング係数： $E = 2.65 \times 10^4\text{N/mm}^2$ コンクリートのポアソン比： $\nu = 0.167$
	剛性評価	NS 方向：耐震壁を考慮 EW 方向：単位幅の耐震壁と屋根スラブで構成されるフレーム構造を考慮
	減衰定数	5%（ひずみエネルギー比例型減衰）
	非線形特性	水平方向：非線形特性を考慮 鉛直方向：考慮せず

2. 建屋のモデル化

建屋のモデル化は、添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書 別紙1（I）大物搬入口躯体の地震応答計算書」の「3.2 地震応答解析モデル」による。

2.1 地震応答解析モデル

NS方向の地震応答解析モデルは、大物搬入口躯体の基礎スラブが原子炉建屋の1階床スラブと一体となっていることから、基礎スラブ上端（O.P. 15.0m）を固定とする基礎固定モデルとする。質点位置は屋根スラブ上面（O.P. 22.6m）とし、基礎スラブ上面と屋根スラブ上面の中間高さより上部の重量を質点重量とする。曲げせん断要素の断面は、2枚の壁を耐震要素とする壁構造のため、耐震壁部分のみを考慮したはり要素でモデル化する。質点重量には大物搬入口を支持するフレームの柱、はりと大物搬入口の重量を考慮する。

EW方向の地震応答解析モデルは、大物搬入口躯体の基礎スラブが原子炉建屋の1階床スラブと一体となっていることから、基礎スラブ上端（O.P. 15.0m）を固定とする基礎固定モデルとする。上部構造部（耐震壁及び屋根スラブ）は、フレーム構造となっていることを踏まえ、耐震壁及び屋根スラブが一樣な断面形状であることから、耐震壁部分の単位長さの門型フレームでモデル化し、静的荷重漸増解析モデルにより求まる水平方向の変位量と等価せん断変形を考慮したはり要素を用いてモデル化する。基礎スラブ上端より上側のフレーム部の非線形特性は、静的荷重漸増解析モデルにより求まる水平方向の荷重-変形曲線から設定した等価せん断要素としてモデル化する。質点位置は、等価せん断要素の部材長さが静的荷重漸増解析のフレームモデルの高さに合うように、屋根スラブ中心（O.P. 22.2m）とする。基礎スラブ上端と屋根スラブ中心の中間高さより上部の重量を質点重量とする。

上記のとおり、大物搬入口躯体のNS方向は耐震壁の面内方向、EW方向は耐震壁の面外方向（フレーム構造）となっていることから、地震により耐震壁に発生する応力はEW方向に比べNS方向では非常に小さく、EW方向の評価が主体となるため、大物搬入口躯体の耐震壁を水平2方向の検討対象としない。

UD方向の地震応答解析モデルは、大物搬入口躯体の基礎スラブが原子炉建屋の1階床スラブと一体となっていることから、基礎スラブ上端（O.P. 15.0m）を固定とする基礎固定モデルとする。質点位置は屋根スラブ上面（O.P. 22.6m）とし、基礎スラブ上面と屋根スラブ上面の中間高さより上部の重量を質点重量とする。軸変形を考慮したはり要素を用いてモデル化し、軸剛性には耐震壁の断面積と大物搬入口取付部のフレームを構成する柱の軸断面積を考慮する。質点重量には大物搬入口を支持するフレームの柱、はりと大物搬入口の重量を考慮する。

建屋の減衰定数は5%とし、ひずみエネルギー比例型減衰とする。

建屋の地震応答解析モデルを図 2-1～図 2-3 に、地震応答解析モデルの諸元を表 2-1～表 2-3 に示す。

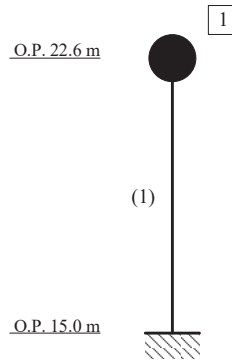


図 2-1 地震応答解析モデル (NS 方向)

表 2-1 地震応答解析モデルの諸元 (NS 方向)

質点 番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I _G (×10 ³ kN・m ²)	要素 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	5630	72.4			
			(1)	20.4	176.8
合計	5630				

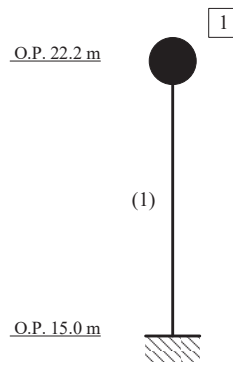


図 2-2 地震応答解析モデル (EW 方向)

表 2-2 地震応答解析モデルの諸元 (EW 方向)

質点 番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I_G ($\times 10^3 \text{kN} \cdot \text{m}^2$)	要素 番号	等価せん断 断面積 A_s (m^2)	断面二次 モーメント I (m^4)
1	370	—	(1)	0.0503	—
合計	370				

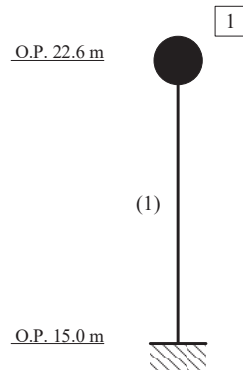


図 2-3 地震応答解析モデル (UD 方向)

表 2-3 地震応答解析モデルの諸元 (UD 方向)

質点 番号	質点重量 W (kN)	要素 番号	軸断面積 A_N (m ²)
1	5630	(1)	28.4
合計	5630		

2.2 地震応答解析モデルの設定に用いた物性値

地震応答解析モデルの設定に用いた物性値について、大物搬入口躯体は既設部と新設部が一体となった構造であることを踏まえ、基本ケースでは新設部の物性値とする。

また、原子炉建屋の地震応答解析と同様に建屋剛性の低下に関する不確かさを考慮するものとし、入力する地震動に対して最も剛性が低下するケースを考慮する。

基準地震動 S_s 入力時は、原子炉建屋の地震応答解析モデルで考慮している、基準地震動 S_s 入力後のさらなる剛性低下を考慮したケースについて検討する。弾性設計用地震動 S_d 入力時は、原子炉建屋の 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設定した剛性補正係数による剛性低下を考慮したケースについて検討する。なお、建屋剛性の不確かさを考慮するケースにおけるコンクリート物性値は、原子炉建屋の地震応答解析における建屋剛性の不確かさを考慮するケースでの物性値と同一とする。

地震応答解析モデルの設定に用いた物性値を表 2-4 に示す。

表 2-4 地震応答解析モデルの設定に用いた物性値

対象 地震動	ケース名	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰 定数 h (%)	地盤物性*	備考
基準地震 動 S _s	ケース 1 (基本ケース)	2.52×10 ⁴	1.05×10 ⁴	5	標準地盤	新設部のコンクリート設計基準強度 F _c =33(N/mm ²)に 基づき設定
	ケース 2				標準地盤 + σ	
	ケース 3				標準地盤 - σ	
	ケース 4	1.55×10 ⁴	0.67×10 ⁴	5	標準地盤	既設部のコンクリート設計基準強度 F _c =32.4(N/mm ²) に基づき、原子炉建屋の基準地震動 S _s に対する地 震応答解析ケース 4~6 (基準地震動 S _s 入力後の剛 性) と同様に剛性低下を考慮した物性値
	ケース 5				標準地盤 + σ	
	ケース 6				標準地盤 - σ	
弾性設計 用地震動 S _d	ケース 1 (基本ケース)	2.52×10 ⁴	1.05×10 ⁴	5	標準地盤	新設部のコンクリート設計基準強度 F _c =33(N/mm ²)に 基づき設定
	ケース 2				標準地盤 + σ	
	ケース 3				標準地盤 - σ	
	ケース 4	1.99×10 ⁴	0.85×10 ⁴	5	標準地盤	既設部のコンクリート設計基準強度 F _c =32.4(N/mm ²) に基づき、原子炉建屋の弾性設計用地震動 S _d に対 する地震応答解析ケース 1~3 (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 ション解析により設定した剛性) と同様に剛性低下 を考慮した物性値
	ケース 5				標準地盤 + σ	
	ケース 6				標準地盤 - σ	

注記* : 基礎固定モデルであることから、地盤物性については入力地震動となる原子炉建屋 1 階の床応答を算定する際の原子炉建屋の
解析モデルの地盤物性値を表している。

3. 地盤のモデル化

入力地震動は原子炉建屋 1 階の床応答とするため、地盤のモデル化は考慮しない。なお、別紙 6-5 に大物搬入口躯体直下の地盤モデルにより算定した入力地震動との比較結果を示しており、原子炉建屋 1 階の床応答を入力地震動とすることの保守性を確認している。

別紙 6-2 地震応答解析におけるスケルトンカーブの設定

目 次

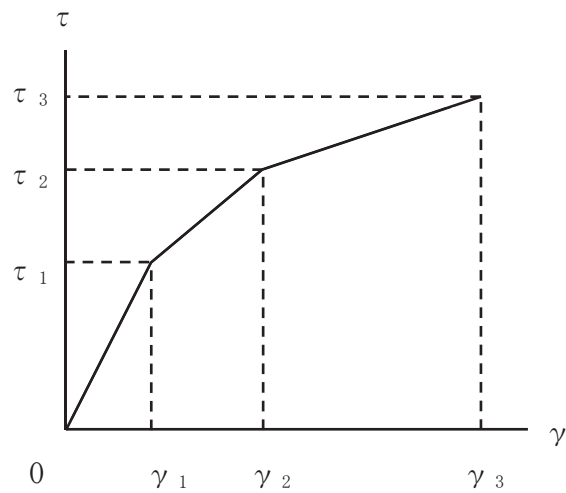
1. 概要.....	別紙 6-2- 1
2. NS 方向の RC 造耐震壁の非線形特性の設定について.....	別紙 6-2- 2
2.1 第 1 折点の設定.....	別紙 6-2- 3
2.2 第 2 折点の設定.....	別紙 6-2- 3
2.3 終局点の設定.....	別紙 6-2- 3
3. EW 方向の RC 造フレーム構造部の非線形特性の設定について.....	別紙 6-2- 4
3.1 フレームモデルの作成.....	別紙 6-2- 4
3.2 個材の非線形特性.....	別紙 6-2- 5
3.3 静的荷重漸増解析.....	別紙 6-2- 7
3.4 等価せん断モデルの作成.....	別紙 6-2- 7
4. せん断力のスケルトンカーブの設定について.....	別紙 6-2- 9
4.1 水平方向モデル.....	別紙 6-2- 9
4.1.1 NS 方向モデル.....	別紙 6-2- 9
4.1.2 EW 方向モデル.....	別紙 6-2-10
4.2 使用材料の物性値.....	別紙 6-2-11
4.3 基本ケースのせん断力のスケルトンカーブの諸数値.....	別紙 6-2-12
4.3.1 NS 方向.....	別紙 6-2-12
4.3.2 EW 方向.....	別紙 6-2-15
4.4 剛性低下による補正後のせん断力のスケルトンカーブの諸数値.....	別紙 6-2-17
4.4.1 初期剛性の補正の考え方.....	別紙 6-2-17
4.4.2 NS 方向.....	別紙 6-2-18
4.4.3 EW 方向.....	別紙 6-2-22
5. まとめ.....	別紙 6-2-26

1. 概要

大物搬入口躯体は、地上1階建ての鉄筋コンクリート造であり、NS 方向は壁構造、EW 方向はフレーム構造である。このため、建物・構築物の地震応答解析においては、鉄筋コンクリート造耐震壁（以下「RC 造耐震壁」という。）及び鉄筋コンクリート造フレーム構造部（以下「RC 造フレーム構造部」という。）の非線形特性を考慮している。本資料は、これらの RC 造耐震壁及び RC 造フレーム構造部のせん断スケルトンカーブの設定について説明するものである。

2. NS 方向の RC 造耐震壁の非線形特性の設定について

NS 方向の RC 造耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）は、「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。）に基づき、トリリニア型スケルトンカーブとする。せん断応力度－せん断ひずみ関係を図 2-1 に示す。なお、既設部と新設部は目荒らし等により一体化を図っていることから、既設部と新設部は一部材として評価する。



τ_1 : 第 1 折点のせん断応力度

τ_2 : 第 2 折点のせん断応力度

τ_3 : 終局点のせん断応力度

γ_1 : 第 1 折点のせん断ひずみ

γ_2 : 第 2 折点のせん断ひずみ

γ_3 : 終局点のせん断ひずみ (4.0×10^{-3})

図 2-1 せん断応力度－せん断ひずみ関係

2.1 第1折点の設定

NS方向のRC造耐震壁におけるせん断力のスケルトンカーブの第1折点は、「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」に基づき、以下の式より算出している。

$$\tau_1 = \sqrt{\sqrt{F_c} \left(\sqrt{F_c + \sigma_v} \right)}$$
$$\gamma_1 = \tau_1 / G$$

ここで、

- F_c : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm²)
- G : コンクリートのせん断弾性係数 (kgf/cm²)
- σ_v : 縦軸応力度 (kgf/cm²) (圧縮を正とする。)

2.2 第2折点の設定

NS方向のRC造耐震壁におけるせん断力のスケルトンカーブの第2折点は、「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」に基づき、以下の式より算出している。

$$\tau_2 = 1.35 \cdot \tau_1$$
$$\gamma_2 = 3 \cdot \gamma_1$$

2.3 終局点の設定

NS方向のRC造耐震壁におけるせん断力のスケルトンカーブの終局点は、「保有水平耐力の計算方法(平成19年5月18日国交省告示594号第四)」に基づき、以下の式より算出している。

$$\tau_u = \frac{0.068 \cdot P_{te}^{0.23} \cdot (F_c + 18)}{\sqrt{M/QD + 0.12}} + 0.85 \cdot \sqrt{\sigma_{wh} \cdot P_{wh} + 0.1 \cdot \sigma_0}$$

ただし、 $1 \leq M/QD \leq 3$

ここで、

- F_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
- P_{wh} : せん断補強筋比 (実数)
- σ_0 : 縦応力度 (N/mm²) (圧縮を正とする)
- σ_{wh} : 鉄筋降伏応力度 (N/mm²)
- M/QD : シアスパン比
- P_{te} : 等価引張鉄筋比 (%)

3. EW方向のRC造フレーム構造部の非線形特性の設定について

EW方向のRC造フレーム構造部の非線形特性は、耐震壁と屋根スラブの単位幅のフレームモデルの静的荷重漸増解析に基づいて、等価せん断モデルとしてトリリニア型スケルトンカーブを設定する。

3.1 フレームモデルの作成

EW方向モデルは、単位幅の等価せん断モデルとしてモデル化する。単位幅の耐震壁と屋根スラブで構成されるRC造フレーム構造部をフレームモデルとしてモデル化し、静的荷重漸増解析で評価したスケルトンをトリリニア型に近似することで、等価せん断モデルを作成する。

等価せん断モデルの作成フローを図3-1に示す。

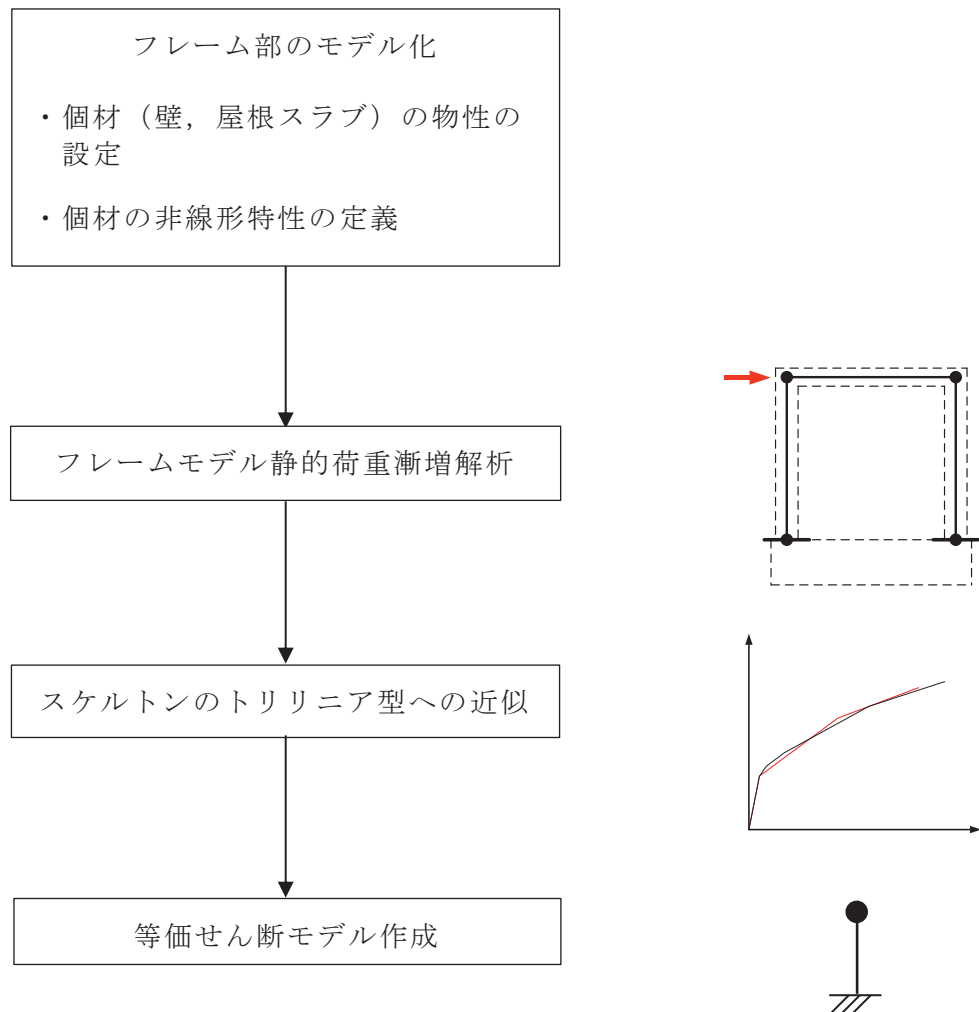
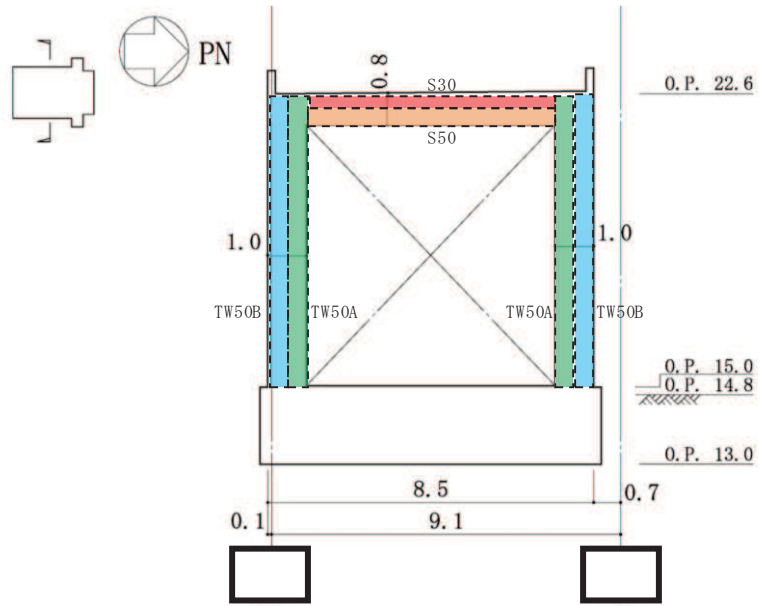


図3-1 EW方向RC造フレーム構造部の等価せん断モデルの作成フロー

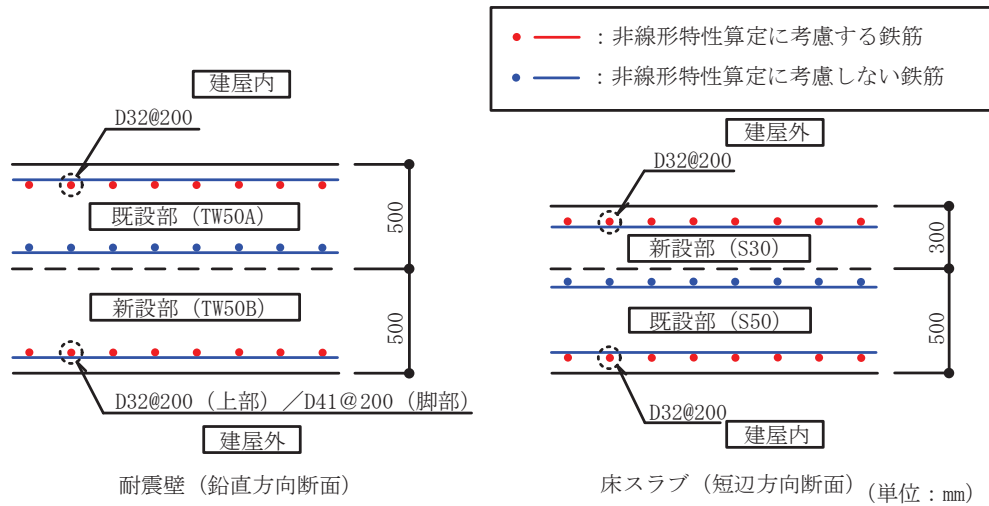
3.2 個材の非線形特性

個材（フレームを構成する壁，屋根スラブ）の非線形特性は「日本建築学会 1999年 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」に基づき図 3-2 のように設定する。

なお，既設部と新設部は目荒らし等により一体化を図っていることから，既設部と新設部は一部材として評価する。個材の非線形特性算定に用いる壁及びスラブの引張鉄筋比の算定は，面外曲げに対して有効となる既設部の室内側鉄筋と新設部鉄筋（新設部設置後に両外側となる鉄筋）を考慮することとし，既設部の屋外側鉄筋（壁については屋外側，スラブについては上端）の鉄筋は考慮しないものとする。



概略断面図 (EW 方向)



非線形特性算定に考慮する鉄筋

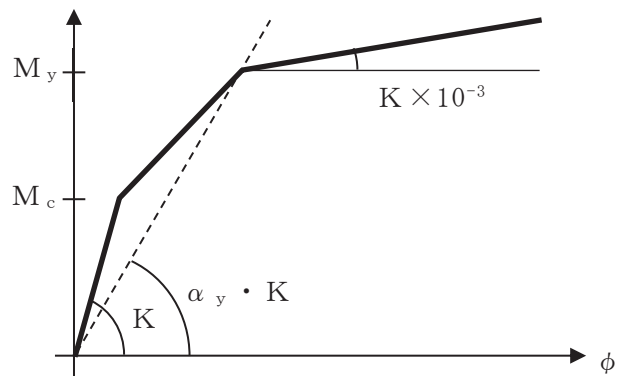


図 3-2 個材の非線形特性の設定 (材端モーメント-回転角関係)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

$$M_c [\text{kN} \cdot \text{m}] = 0.56 \cdot \sqrt{\sigma_B} \cdot Z_e + N \cdot D / 6$$

σ_B : コンクリートの圧縮強度 [N/mm²]

Z_e : 鉄筋を考慮した断面係数 [cm³]

N : 軸力で、ここでは対象部材の長期軸力とする。 [kN]

D : 耐震壁及びスラブの全せい [mm]

$$M_y [\text{kN} \cdot \text{m}] = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d$$

a_t : 引張鉄筋の断面積 [mm²]

σ_y : 鉄筋の降伏強度 [N/mm²] (SD345 の場合は、1.1 倍を考慮する。)

d : 有効せい [mm] (= $D - d_c$)

d_c : 圧縮側縁端から引張側鉄筋重心位置までの距離。

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64 \cdot n \cdot p_t + 0.043 \cdot a / D + 0.33 \cdot \eta_0) (d / D)^2$$

n : ヤング係数比

p_t : 引張鉄筋比 (= $a_t / (b \cdot D)$)

b : 壁及びスラブの単位幅 [mm]

a / D : シアスパン比

a : シアスパン長さ。ここでは部材の内法長さとする。 [mm]

η_0 : $N / (b \cdot D \cdot \sigma_B)$

$$K = E \cdot I$$

注記*1: 非線形特性は曲げのみ考慮し、せん断は弾性とする。

*2: 第2剛性は M_c と M_y を結ぶ剛性とし、第3剛性は初期剛性の1/1000とする。

3.3 静的荷重漸増解析

静的荷重漸増解析は、解析コード「fappase」により行う。

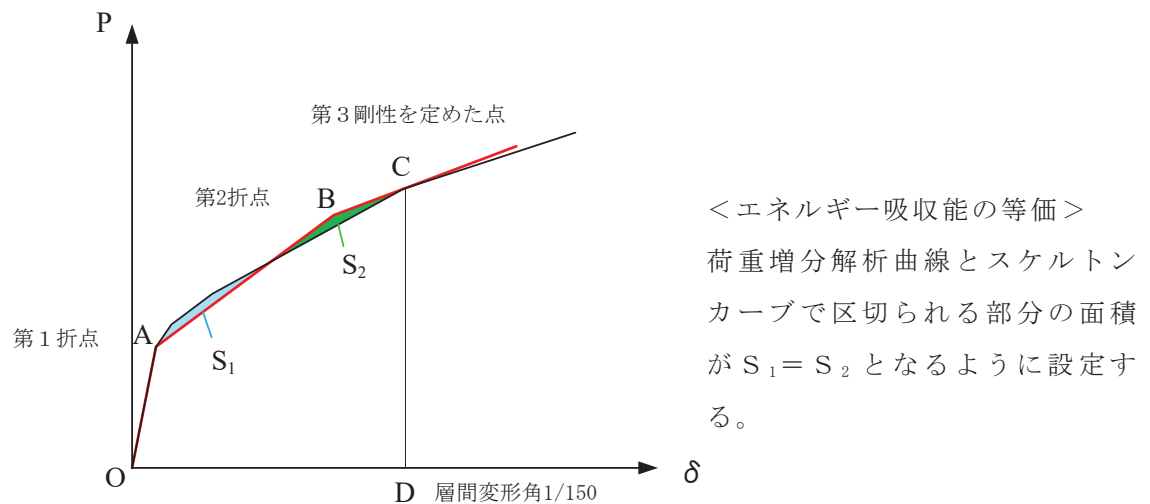
荷重の刻みは、最大荷重を1000kNと想定し、最大荷重に対して100分割(10kN)と設定する。

3.4 等価せん断モデルの作成

「3.3 静的荷重漸増解析」で得られた荷重-変形関係を用いて、トリリニア型に近似し、等価せん断モデルを作成する。

トリリニア型スケルトンカーブへの近似の手順を以下に示す。

- ①初期剛性 — 1ステップ目の荷重－変形関係
- ②第1折点 — いずれかの部材に曲げひび割れが発生したステップ (M_0 を超えたステップ)の荷重(せん断力)
- ③第3勾配 — 層間変形角 $1/150$ の接線勾配とする。
- ④第2折点 — 下図に示すエネルギー吸収能が等価になる点とする。
- ⑤第2勾配 — 第1折点と第2折点を結ぶ勾配
- ⑥上記手順で作成した荷重－変形関係の初期勾配から、壁部材に設定したせん断弾性係数を用いて等価せん断断面積と等価せん断応力度を算定する
- ⑦変形をフレームの高さで除した値を等価せん断ひずみとする



$O-C-D$ (荷重増分解析曲線の面積) = $OABCD$ (スケルトンの面積)

$\therefore S_1 = S_2$ C: 第3剛性を定めたステップ

図 3-4 トリリニア型スケルトンカーブへの近似方法

4. せん断力のスケルトンカーブの設定について

4.1 水平方向モデル

4.1.1 NS 方向モデル

NS 方向モデルは、耐震壁の曲げ及びせん断剛性を評価した 1 質点モデルとして
いる。NS 方向の地震応答解析モデルを図 4-1 に、NS 方向モデルの諸元を表 4-
1 に示す。

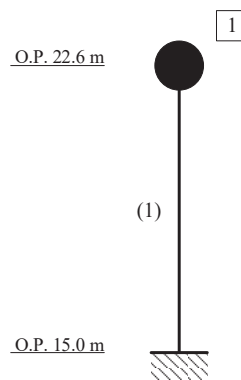


図 4-1 地震応答解析モデル (NS 方向)

表 4-1 地震応答解析モデルの諸元 (NS 方向)

質点 番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I _G (× 10 ³ kN・m ²)	要素 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	5630	72.4			
			(1)	20.4	176.8
合計	5630				

4.1.2 EW 方向モデル

EW 方向モデルは、耐震壁と屋根スラブで構成される単位幅のフレームモデルの静的荷重漸増解析により評価した等価せん断剛性の 1 質点系モデルとしている。EW 方向の地震応答解析モデルを図 4-2 に、EW 方向モデルの諸元を表 4-2 に示す。

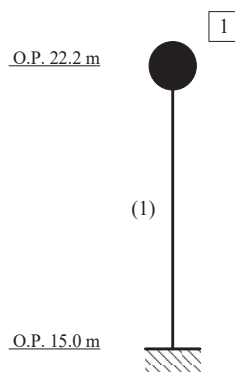


図 4-2 地震応答解析モデル (EW 方向)

表 4-2 地震応答解析モデルの諸元 (EW 方向)

質点 番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I _G (× 10 ³ kN・m ²)	要素 番号	等価せん断 断面積 A _s (m ²)	断面二次 モーメント I (m ⁴)
1	370	—	(1)	0.0503	—
合計	370				

4.2 使用材料の物性値

地震応答解析に用いる大物搬入口躯体の使用材料の物性値を表4-3～表4-5に示す。

表 4-3 建物・構築物の物性値

使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰定数 h (%)	備 考
鉄筋コンクリート コンクリート： F _c = 33 (N/mm ²) 鉄筋：SD345, SD490	2.52 × 10 ⁴	1.05 × 10 ⁴	5	新設部の設計値

注：既設部のコンクリートの設計基準強度 F_c は 32.4N/mm² (330kgf/cm²) である。

表 4-4 使用材料の物性値（コンクリート）

使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰定数 h (%)	備 考
F _c = 32.4N/mm ²	2.65 × 10 ⁴	1.14 × 10 ⁴	5	既設部
F _c = 33N/mm ²	2.52 × 10 ⁴	1.05 × 10 ⁴	5	新設部

表 4-5 使用材料の物性値（鉄筋）

使用材料	降伏応力度 s σ _y (N/mm ²)	備 考
SD345	345	
SD490	490	新設部脚部縦筋

4.3 基本ケースのせん断力のスケルトンカーブの諸数値

4.3.1 NS 方向

(1) 第1折点

NS 方向の RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブの第1折点の設定根拠を表4-6に示す。

表4-6 NS 方向耐震壁のせん断力のスケルトンカーブ
($\tau - \gamma$ 関係, 第1折点)

要素 番号	設計基準 強度 F_c (N/mm^2)	せん断弾性 係数 G ($\times 10^4 N/mm^2$)	せん断断 面積 A_s (m^2)	縦軸応力度 σ_v^* (N/mm^2)	τ_1 (N/mm^2)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)
(1)	33	1.05	20.4	0.185	1.87	0.178

注記* : 縦軸応力度 $\sigma_v =$ 当該部分が支える重量 / 断面積

(2) 第2折点

NS 方向の RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブの第2折点の設定根拠を表4-7に示す。

表4-7 NS 方向耐震壁のせん断力のスケルトンカーブ
($\tau - \gamma$ 関係, 第2折点)

要素 番号	τ_2^{*1} (N/mm^2)	γ_2^{*2} ($\times 10^{-3}$)
(1)	2.53	0.535

注記*1 : $\tau_2 = 1.35 \cdot \tau_1$

*2 : $\gamma_2 = 3 \cdot \gamma_1$

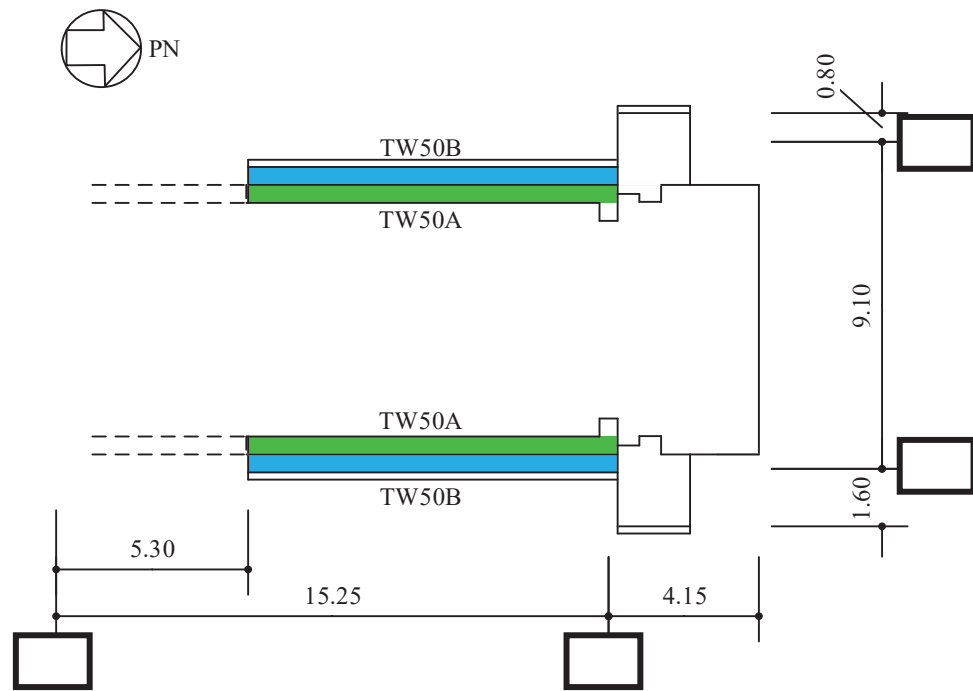
(3) 終局点

NS 方向の RC 造耐震壁の終局点は、「2.3 終局点の設定」に基づき、終局せん断応力度を算出する。

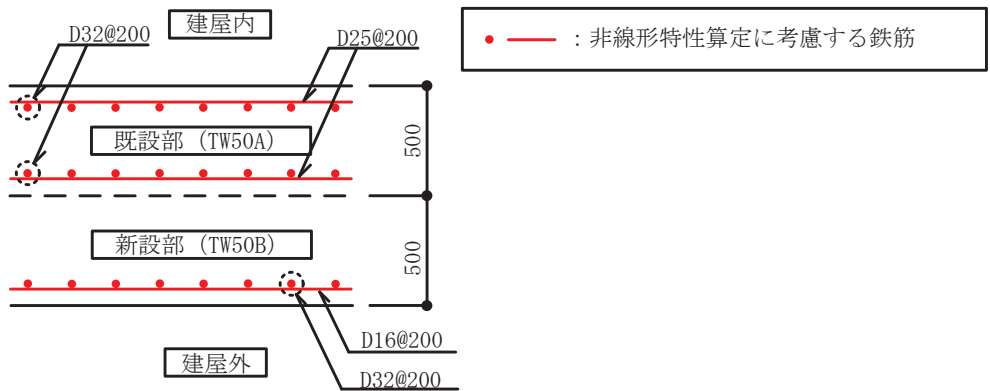
NS 方向の RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブの終局点の設定根拠を表 4-8 に示す。また、大物搬入口躯体の耐震壁の配筋を示したものを図 4-2 に示す。既設部と新設部は一体化を図っていることから、NS 方向のせん断力のスケルトンカーブの終局点の算定においては既設部と新設部の合計鉄筋量より算定される鉄筋比のうち、鉄筋比が小さい耐震壁上部の値を用いる。

表 4-8 NS 方向の RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブ
($\tau - \gamma$ 関係, 終局点)

要素 番号	F_c (N/mm ²)	P_{te} (%)	P_{wh} (%)	σ_0 (N/mm ²)	M/QD	σ_{wh} (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
(1)	33	0.119	0.607	0.185	1.0	345	3.26	4.0



1階伏図 (O.P. 15.0m)



耐震壁 (上部) (鉛直方向断面)

(単位 : mm)

非線形特性算定に考慮する鉄筋

記号	縦筋	横筋	備考
TW50A	2-D32@200	2-D25@200	既設部
TW50B	D32@200 (上部) D41@200 (脚部)	D16@200	新設部

注記* : 記号に含まれる数値は壁厚 (cm) を表す。(例 : TW50 は 50cm)

図4-2 耐震壁の配筋図 (O.P. 15.0m~O.P. 22.6m)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

4.3.2 EW 方向

EW 方向の RC 造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブは、静的荷重漸増解析により得られた荷重－変形関係に対して面積等価なトリリニア型スケルトンカーブとして設定する。

(1) 第 1 折点

EW 方向の RC 造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブの第 1 折点を表 4-9 に示す。

表 4-9 EW 方向の RC 造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブ
($\tau - \gamma$ 関係, 第 1 折点)

要素 番号	せん断弾性係数 G ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)	等価せん断断面積 A_s (m^2)	τ_1' (N/mm^2)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)
(1)	1.05	0.0503	5.37	0.512

(2) 第 2 折点

EW 方向の RC 造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブの第 2 折点を表 4-10 に示す。

表 4-10 EW 方向の RC 造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブ
($\tau - \gamma$ 関係, 第 2 折点)

要素 番号	τ_2 (N/mm^2)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)
(1)	11.1	4.26

注記* : τ_2 は等価せん断断面積と壁部材のせん断弾性係数から算定した値

(3) 終局点

EW 方向の RC 造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブの終局点を表 4-11 に示す。

表 4-11 EW 方向の RC 造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブ
($\tau - \gamma$ 関係, 終局点)

要素 番号	τ_3^* (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
(1)	12.9	6.67

注記* : τ_3 は等価せん断断面積と壁部材のせん断弾性係数から算定した値

4.4 剛性低下による補正後のせん断力のスケルトンカーブの諸数値

4.4.1 初期剛性の補正の考え方

大物搬入口躯体の耐震壁は既設部と新設部が目荒らし等により一体となった構造であることを踏まえ、基本ケースでは新設部の物性値としている。一方、材料物性の不確かさのうち建屋剛性については、原子炉建屋の地震応答解析と同様に建屋剛性の低下に関する不確かさを考慮するものとし、入力する地震動に対して最も剛性が低下するケースを考慮することとしている。なお、適用する剛性補正係数は、弾性設計用地震動 S_d に対する不確かさケースのモデルでは、原子炉建屋の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るNS方向1階部分の剛性補正係数と同じ0.75を適用する。基準地震動 S_s に対する不確かさケースのモデルでは、上記剛性低下を考慮したモデルに基準地震動 S_s が入力した後の更なる剛性低下による補正係数0.78をさらに乗じた剛性補正係数0.585を適用する。剛性補正係数を表4-12に示す。

表4-12 耐震壁の初期剛性の基本ケースに対する剛性補正係数

(a) 弾性設計地震動 S_d に対する不確かさケース

方向	剛性補正係数
NS	0.75
EW	0.75

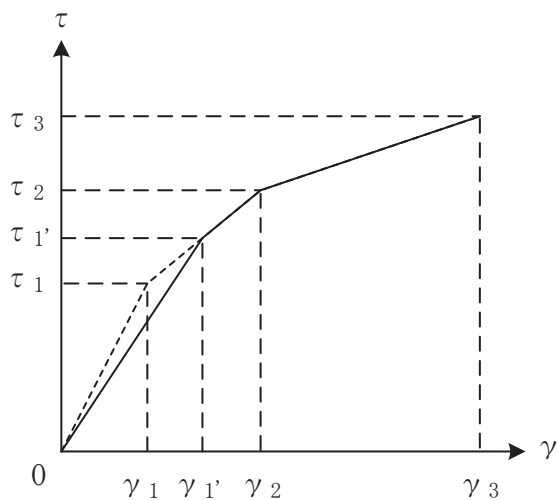
(b) 基準地震動 S_s に対する不確かさケース

方向	剛性補正係数
NS	0.585
EW	0.585

注：EW方向は静的荷重漸増解析を行うフレームモデルの耐震壁部分の剛性補正係数を表す。

4.4.2 NS 方向

せん断力のスケルトンカーブの初期剛性の補正方法を図 4-3 に示す。



注記：大物搬入口躯体 NS 方向 RC 造耐震壁に適用する剛性補正係数（弾性設計用地震動 $S_d : 0.75$ ，基準地震動 $S_s : 0.585$ ）の場合は補正後の初期剛性が第 2 勾配と交わる

図 4-3 初期剛性を補正したせん断力のスケルトンカーブ

(1) 第1折点

NS 方向 RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブの第1折点の設定根拠を表 4-13 に示す。なお、剛性低下を考慮するスケルトンは、既設部の材料物性 ($F_c = 32.4\text{N/mm}^2$) のスケルトンに対して剛性低下を考慮する。

表 4-13 せん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係, 第1折点) (補正後)

(a) 弾性設計地震動 S_d に対する不確かさケース

要素番号	せん断弾性係数 G ($\times 10^4\text{N/mm}^2$)	せん断断面積 A_s (m^2)	τ_1' (N/mm^2)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	0.86	20.4	2.01	0.236	剛性補正係数 0.75

(b) 基準地震動 S_s に対する不確かさケース

要素番号	せん断弾性係数 G ($\times 10^4\text{N/mm}^2$)	せん断断面積 A_s (m^2)	τ_1' (N/mm^2)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	0.67	20.4	2.20	0.331	剛性補正係数 0.585

(2) 第2折点

NS 方向 RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブの剛性低下による補正後の第2折点を表4-14に示す。剛性低下を考慮するスケルトンは、既設部の材料物性 ($F_c = 32.4 \text{ N/mm}^2$) のスケルトンに対して剛性低下を考慮する。

表4-14 せん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係, 第2折点) (補正後)

(a) 弾性設計地震動 S_d に対する不確かさケース

要素 番号	τ_2 (N/mm^2)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	2.53	0.494	剛性補正係数 0.75

(b) 基準地震動 S_s に対する不確かさケース

要素 番号	τ_2 (N/mm^2)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	2.53	0.494	剛性補正係数 0.585

(3) 終局点

NS 方向 RC 造耐震壁のせん断力のスケルトンカーブの剛性低下による補正後の終局点を表 4-15 に示す。剛性低下を考慮するスケルトンは、既設部の材料物性 ($F_c = 32.4\text{N/mm}^2$) のスケルトンに対して剛性低下を考慮する。

表 4-15 せん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係, 終局点) (補正後)

(a) 弾性設計地震動 S d に対する不確かさケース

要素 番号	τ_3 (N/mm^2)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	3.39	4.00	剛性補正係数 0.75

(b) 基準地震動 S s に対する不確かさケース

要素 番号	τ_3 (N/mm^2)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	3.39	4.00	剛性補正係数 0.585

4.4.3 EW 方向

EW 方向モデルについては、静的荷重漸増解析を行う RC 造フレーム構造部の非線形特性に初期剛性の補正を行って等価せん断スケルトンを算定する。RC 造フレーム構造部の非線形特性の初期剛性の補正方法を図 4-4 に示す。

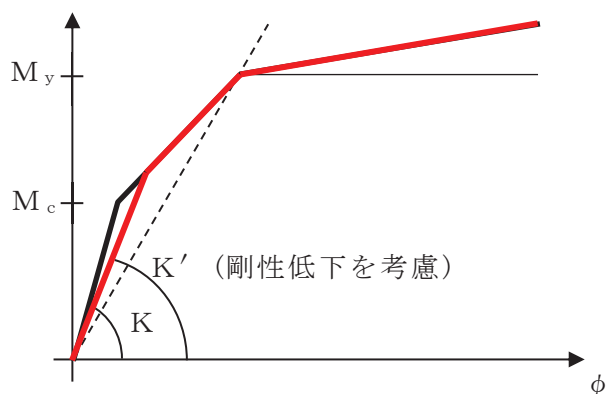


図 4-4 RC 造フレーム構造部の初期剛性の補正方法

EW 方向の RC 造フレーム構造部の剛性低下を考慮した等価せん断モデルのスケルトンカーブは、図 4-4 に示した初期剛性を補正したフレームモデルによる静的荷重漸増解析の荷重-変形関係に対してエネルギー吸収能が等価なトリリニア型スケルトンとして設定する（図 3-4 を参照）。

(1) 第1折点

EW方向のRC造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブの第1折点を表4-16に示す。

表4-16 EW方向のRC造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブ
($\tau - \gamma$ 関係, 第1折点) (補正後)

(a) 弾性設計地震動 S_d に対する不確かさケース

要素番号	せん断弾性係数 G ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)	等価せん断断面積 A_s (m^2)	τ_{1^*} (N/mm^2)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	0.86	0.0533	4.88	0.572	剛性補正係数 0.75

注記* : τ_{1^*} は等価せん断断面積と壁部材のせん断弾性係数から算定した値

(b) 基準地震動 S_s に対する不確かさケース

要素番号	せん断弾性係数 G ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)	等価せん断断面積 A_s (m^2)	τ_{1^*} (N/mm^2)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	0.67	0.0570	4.38	0.659	剛性補正係数 0.585

注記* : τ_{1^*} は等価せん断断面積と壁部材のせん断弾性係数から算定した値

(2) 第2折点

EW方向のRC造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブの第2折点を表4-17に示す。

表4-17 EW方向のRC造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブ
($\tau - \gamma$ 関係, 第2折点) (補正後)

(a) 弾性設計地震動 S_d に対する不確かさケース

要素 番号	τ_2^* (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	11.7	4.23	剛性補正係数 0.75

注記* : τ_2 は等価せん断断面積と壁部材のせん断弾性係数から算定した値

(b) 基準地震動 S_s に対する不確かさケース

要素 番号	τ_2^* (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	11.2	4.36	剛性補正係数 0.585

注記* : τ_2 は等価せん断断面積と壁部材のせん断弾性係数から算定した値

(3) 終局点

EW 方向の RC 造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブの終局点を表 4-18 に示す。

表 4-18 EW 方向の RC 造フレーム構造部のせん断力のスケルトンカーブ
($\tau - \gamma$ 関係, 終局点) (補正後)

(a) 弾性設計地震動 S_d に対する不確かさケース

要素 番号	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	13.3	6.54	剛性補正係数 0.75

注記* : τ_3 は等価せん断断面積と壁部材のせん断弾性係数から算定した値

(b) 基準地震動 S_s に対する不確かさケース

要素 番号	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)	備考
(1)	12.5	6.55	剛性補正係数 0.585

注記* : τ_3 は等価せん断断面積と壁部材のせん断弾性係数から算定した値

5. まとめ

大物搬入口躯体におけるせん断力のスケルトンカーブの設定について整理した。算出したせん断力のスケルトンカーブの諸数値を表 5-1 に示す。NS 方向は RC 造耐震壁のスケルトンカーブ，EW 方向は RC 造フレーム構造部の等価せん断モデルのスケルトンカーブである。

表 5-1(1) 大物搬入口躯体のせん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係)
(基本ケース)

(a) NS 方向

要素 番号	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 ($\times 10^{-3}$)
(1)	1.87	0.178	2.53	0.535	3.26	4.00

(b) EW 方向

要素 番号	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 ($\times 10^{-3}$)
(1)	5.37	0.512	11.1	4.26	12.9	6.67

注記* : EW 方向の終局点は層間変形角 1/150 に対応する変形としている

表5-1(2) 大物搬入口躯体のせん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係)
(弾性設計用地震動 S d に対する不確かさケース)

(a) NS 方向

要素 番号	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 ($\times 10^{-3}$)
(1)	2.01	0.236	2.53	0.494	3.39	4.00

(b) EW 方向

要素 番号	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 ($\times 10^{-3}$)
(1)	4.88	0.572	11.7	4.23	13.3	6.54

注記* : EW 方向の終局点は層間変形角 1/150 に対応する変形としている

表5-1(3) 大物搬入口躯体のせん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係)
(基準地震動 S s に対する不確かさケース)

(a) NS 方向

要素 番号	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 ($\times 10^{-3}$)
(1)	2.20	0.331	2.53	0.494	3.39	4.00

(b) EW 方向

要素 番号	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 ($\times 10^{-3}$)
(1)	4.38	0.659	11.2	4.36	12.5	6.55

注記* : EW 方向の終局点は層間変形角 1/150 に対応する変形としている

別紙 6-3 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 6-3- 1
1.1 検討概要.....	別紙 6-3- 1
1.2 検討方針.....	別紙 6-3- 1
2. 材料物性の不確かさの分析.....	別紙 6-3- 2
2.1 建屋剛性の不確かさ.....	別紙 6-3- 2
2.2 地盤物性の不確かさ.....	別紙 6-3- 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 6-3- 3
3.1 設計用地震力の設定方法.....	別紙 6-3- 3
3.2 材料物性の不確かさの設定.....	別紙 6-3- 5
4. 地震応答解析による建屋剛性及び地盤物性の不確かさの影響検討.....	別紙 6-3- 7
4.1 検討概要.....	別紙 6-3- 7
4.2 不確かさの影響検討.....	別紙 6-3- 9
4.3 まとめ.....	別紙 6-3-10

別紙 6-3-1 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 6-3-2 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果

1. 概要

1.1 検討概要

本資料は、大物搬入口躯体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、地震応答解析結果に影響を及ぼす建屋剛性（コンクリート剛性）及び地盤物性（地盤のせん断波速度）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・構築物の耐震性評価において、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。

1.2 検討方針

建物・構築物の耐震性評価に用いる動的地震力は、各建物・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、地盤物性、建物・構築物の剛性、地盤のばね定数及び減衰定数、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、建屋剛性及び地盤物性であることが確認されている。^{*}

大物搬入口躯体の地震応答解析モデルの建屋剛性は、新設部の物性値に基づき設定しているが、既設部と一体となっていることから原子炉建屋における検討と同様に剛性が変動することが考えられる。

地盤物性については、地盤のせん断波速度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が、大物搬入口躯体の地震応答解析では、原子炉建屋1階の床応答を入力地震動としていることから、地盤物性の不確かさを考慮した原子炉建屋の床応答を入力地震動とすることで地盤物性の不確かさを考慮する。

以上より、建屋剛性の不確かさ要因としてはコンクリート剛性を、地盤物性の不確かさ要因としては入力地震動を算定する原子炉建屋の地震応答解析において地盤のせん断波速度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、耐震性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、建屋剛性及び地盤物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

初期剛性の多少の違いが応答結果に与える影響は小さいが、一方で、過去の中小地震も含めた記録では時間経過に伴い剛性が低下する傾向の他に、更新地震によっても剛性が低下する傾向が認められていることから、初期剛性低下の影響を保守的に反映するモデルを不確かさケースとして採用する。

具体的には、更なる剛性低下として、基本モデルを用いた基準地震動 S_s の応答結果として得られる剛性低下を考慮する。大物搬入口躯体の基礎スラブは原子炉建屋 1 階床スラブと構造的に一体となっていることから、大物搬入口躯体の剛性低下は原子炉建屋の 1 階部分に対して評価した剛性低下率を適用する。なお、原子炉建屋では NS 方向と EW 方向それぞれで剛性低下率を設定しているが、大物搬入口躯体の耐震壁は原子炉建屋 NS 方向の耐震壁と同じ方向に配置されていることから、原子炉建屋の NS 方向の剛性低下率を適用する。不確かさモデルへの適用にあたっては、NS 方向モデルの耐震壁については、この非線形化による剛性低下を初期剛性低下とみなし、耐震壁におけるスケルトン曲線の初期剛性の低下として考慮する。大物搬入口躯体の EW 方向のフレームモデルについては、静的荷重増分解析により等価せん断剛性を評価するフレームモデルの壁部材に NS 方向の耐震壁と同じ剛性低下率を適用して等価せん断モデルを評価する。

建屋剛性の不確かさを考慮することにより、部材の発生応力については、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が、耐力については変動しない。また、変位及びせん断ひずみについては、剛性が低下することから、基本ケースよりも大きくなると考えられる。

よって、大物搬入口躯体の耐震性評価において、建屋剛性の不確かさを考慮する。ただし、原子炉建屋の鉛直方向では水平方向に比べ建設時からの剛性低下は小さく、これまでの地震の経験において設計剛性を下回っていないこと、原子炉建屋のシミュレーション解析では既工認モデルで観測記録を再現できたことから、大物搬入口躯体についても、鉛直方向モデルについては不確かさは考慮しない。

2.2 地盤物性の不確かさ

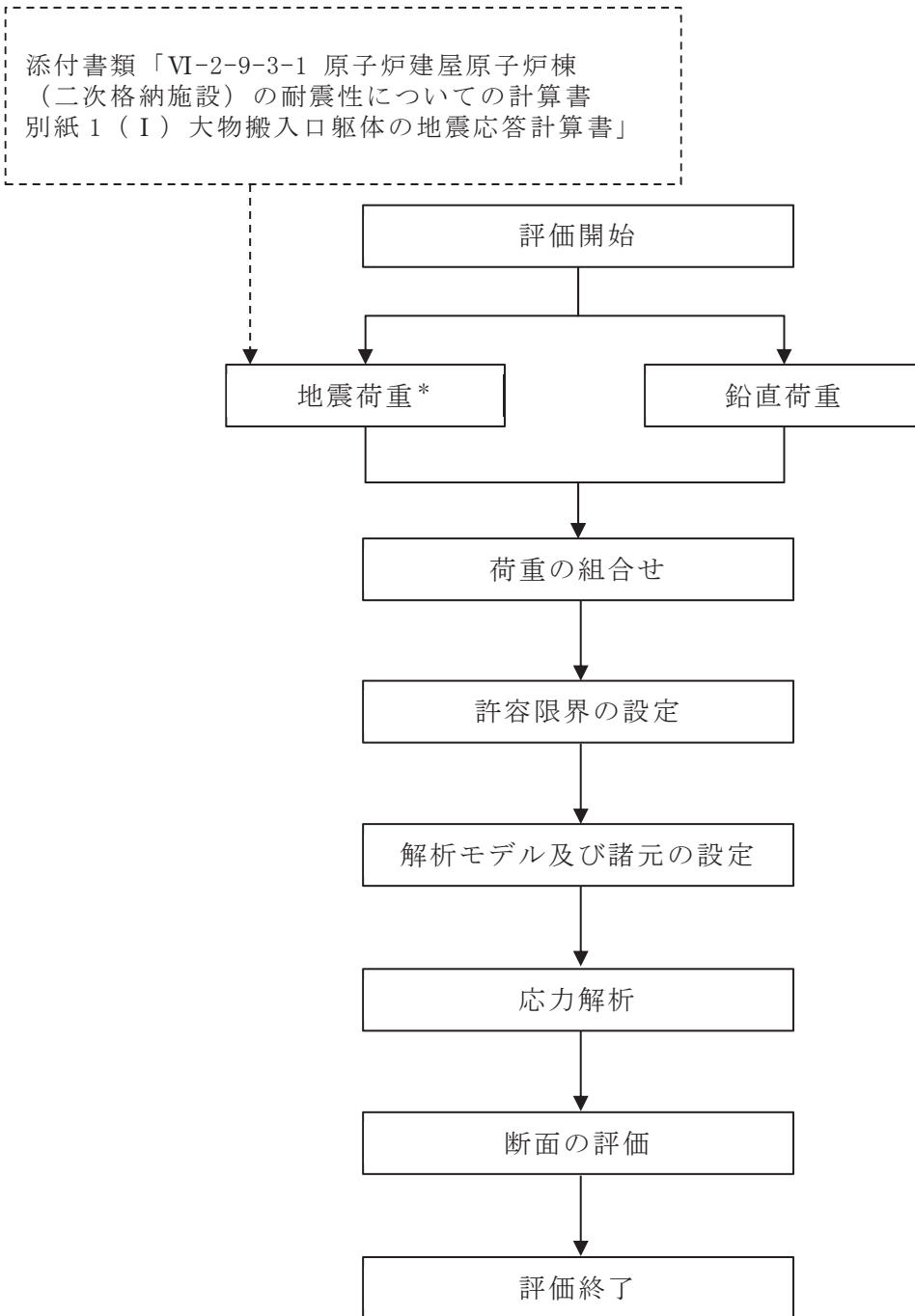
地盤物性の不確かさについては、地盤のせん断波速度が変動することにより、地盤物性が変動する。これに対応して、建屋への入力地震動の特性が変動し、建屋に考慮すべき設計用地震力も変動すると考えられるが、大物搬入口躯体の地震応答解析では、原子炉建屋の 1 階床応答を入力地震動としていることから、地盤物性の不確かさを考慮した原子炉建屋の床応答を入力地震動とすることで地盤物性の不確かさを考慮する。

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地震応答解析モデルの応答値の算出にあたっては、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6-3-1「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、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、基準地震動 $S_s - D1$ ～ $S_s - N1$ 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6-3-2「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*：建屋剛性及び地盤物性の不確かさを考慮する。

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地震応答解析モデルの応答値の算出にあたり、建屋剛性及び地盤のせん断波速度の不確かさを設定する。

建屋剛性の不確かさは、入力する地震動に対して最も剛性が低下するケースを考慮することとしている。

具体的には、基準地震動 S_s 入力に対しては、原子炉建屋の地震応答解析モデルで考慮している、基準地震動 S_s 入力後のさらなる剛性低下を考慮したケースについて検討することとしている。弾性設計用地震動 S_d 入力に対しては、原子炉建屋の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設定した剛性補正係数による剛性低下を考慮したケースについて検討することとしている。

基本ケースの初期剛性を表3-1に、不確かさを考慮した初期剛性を表3-2及び表3-3に示す。なお、鉛直方向には建屋剛性の不確かさを考慮しない。

表 3-1 基本モデルの初期剛性

方向	部材	初期剛性 補正係数	ヤング係数 E ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)	せん断 弾性係数 G ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)	備考
NS	耐震壁	1.0	2.52	1.05	新設部材の設計剛性
EW	耐震壁	1.0	2.52	1.05	新設部材の設計剛性
	屋根スラブ	1.0	2.52	1.05	新設部材の設計剛性

表 3-2 基準地震動 S_s に対する評価に適用する不確かさを考慮した初期剛性

方向	部材	初期剛性 補正係数	ヤング係数 E ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)	せん断 弾性係数 G ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)	備考
NS	耐震壁	0.585	1.55	0.67	既設部材の設計剛性に剛性補正考慮
EW	耐震壁	0.585	1.55	0.67	既設部材の設計剛性に剛性補正考慮
	屋根スラブ	1.0	2.52	1.05	新設部材の設計剛性

表 3-3 弾性設計用地震動 S_d に対する評価に適用する不確かさを考慮した初期剛性

方向	部材	初期剛性 補正係数	ヤング係数 E ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)	せん断 弾性係数 G ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)	備考
NS	耐震壁	0.75	1.99	0.86	既設部材の設計剛性に剛性補正考慮
EW	耐震壁	0.75	1.99	0.86	既設部材の設計剛性に剛性補正考慮
	屋根スラブ	1.0	2.52	1.05	新設部材の設計剛性

地盤物性の不確かさの影響評価においては、大物搬入口躯体の地震応答解析は原子炉建屋の1階床応答を入力しているため、原子炉建屋の不確かさケースの床応答を入力することで地盤物性の不確かさを考慮する。原子炉建屋の地震応答解析に考慮する表層地盤のせん断波速度の不確かさを表3-4に、底面地盤のせん断波速度の不確かさを表3-5に示す。

表 3-4 表層地盤のせん断波速度の不確かさ (原子炉建屋)

高さ O.P. (m)	区分	地盤のせん断波速度 (m/s)		
		基本ケース	+ σ 相当	- σ 相当
0.0 ~ -14.1	表層 地盤 下部	900	1000	800

注：表層地盤上部は、非線形特性を考慮していることから不確かさを考慮しない。

表 3-5 底面地盤のせん断波速度の不確かさ (原子炉建屋)

高さ O.P. (m)	区分	地盤のせん断波速度 (m/s)		
		基本ケース	+ σ 相当	- σ 相当
-14.1 ~ -25.0	底面 地盤	1300	1390	1210
-25.0 ~ -80.0		2150	2300	2000
-80.0 ~ -200.0		2440	2610	2270

4. 地震応答解析による建屋剛性及び地盤物性の不確かさの影響検討

本章では、建屋剛性及び地盤物性の不確かさを考慮したモデルにより固有値解析を実施し、建屋の応答並びに耐震安全性に及ぼす影響について確認する。

4.1 検討概要

建屋剛性及び地盤物性（地盤のせん断波速度）の不確かさを考慮して検討ケースを定め、建屋応答への影響を確認する。

検討ケースを表4-1に、地震応答解析モデルを図4-1～図4-3に示す。ここで、建屋剛性を新設部の設計剛性、地盤のせん断波速度を標準地盤とした検討ケースを基本ケースとする。なお、原子炉建屋の1階の床応答を入力地震動としているため、それぞれの地盤条件に対応する原子炉建屋の床応答を入力することで地盤物性の不確かさの影響を考慮する。

表 4-1 検討ケース一覧

検討ケース	建屋剛性 (初期剛性)	地盤物性*
ケース 1 (基本ケース)	新設部のコンクリート設計基準強度に基づく剛性	標準地盤
ケース 2 (地盤物性 + σ)		標準地盤 + σ
ケース 3 (地盤物性 - σ)		標準地盤 - σ
ケース 4 (建屋剛性考慮)	基準地震動 S_s に対しては 既設部のコンクリート設計基準強度に基づく剛性の 0.585 倍 弾性設計用地震動 S_d に対しては 既設部のコンクリート設計基準強度に基づく剛性の 0.75 倍	標準地盤
ケース 5 (建屋剛性考慮, 地盤物性 + σ)		標準地盤 + σ
ケース 6 (建屋剛性考慮, 地盤物性 - σ)		標準地盤 - σ

注記*：地盤物性の影響は床応答を評価する原子炉建屋モデルで考慮する。

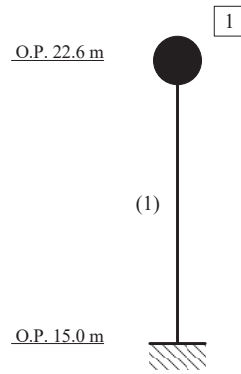


図 4-1 地震応答解析モデル (NS 方向)

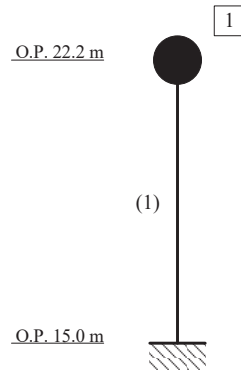


図 4-2 地震応答解析モデル (EW 方向)

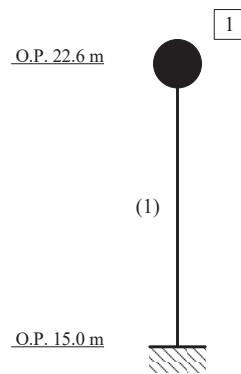


図 4-3 地震応答解析モデル (UD 方向)

4.2 不確かさの影響検討

(1) 影響評価方針

建屋剛性を変動させたケース（ケース 4）の固有値解析を実施し，基本ケースの結果と比較する。なお，大物搬入口躯体の地震応答解析モデルは，基礎固定モデルとしているため，地盤物性の変動は固有値に影響しない。

(2) 固有値解析結果

建屋剛性を変動させた解析モデルにより固有値解析を実施した。固有値解析結果を表 4-2 に示す。

基本ケースに対する建屋剛性を変動させた解析モデルの固有振動数の変動について，最大で低振動数側に 21%シフトした。

表 4-2 固有値解析結果の比較（単位：Hz）

(a) NS 方向

次数	NS		
	ケース 1	ケース 4	
		S s	S d
1	23.78	18.76 (0.79)	21.24 (0.89)

(b) EW 方向

次数	EW		
	ケース 1	ケース 4	
		S s	S d
1	7.02	5.96 (0.85)	6.52 (0.93)

注：（ ）内は基本モデルに対する比率

4.3 まとめ

建屋剛性の不確かさを考慮したモデルの固有値解析結果より，基本ケースに対する建屋剛性の不確かさを考慮したモデルの固有値は最大で21%低振動数側にシフトする傾向であることを確認した。

別紙 6-3-1 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

目 次

1. 概要..... 別紙 6-3-1- 1
2. 選定方法..... 別紙 6-3-1- 1
3. 地震動の選定..... 別紙 6-3-1- 3
4. 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動..... 別紙 6-3-1-10

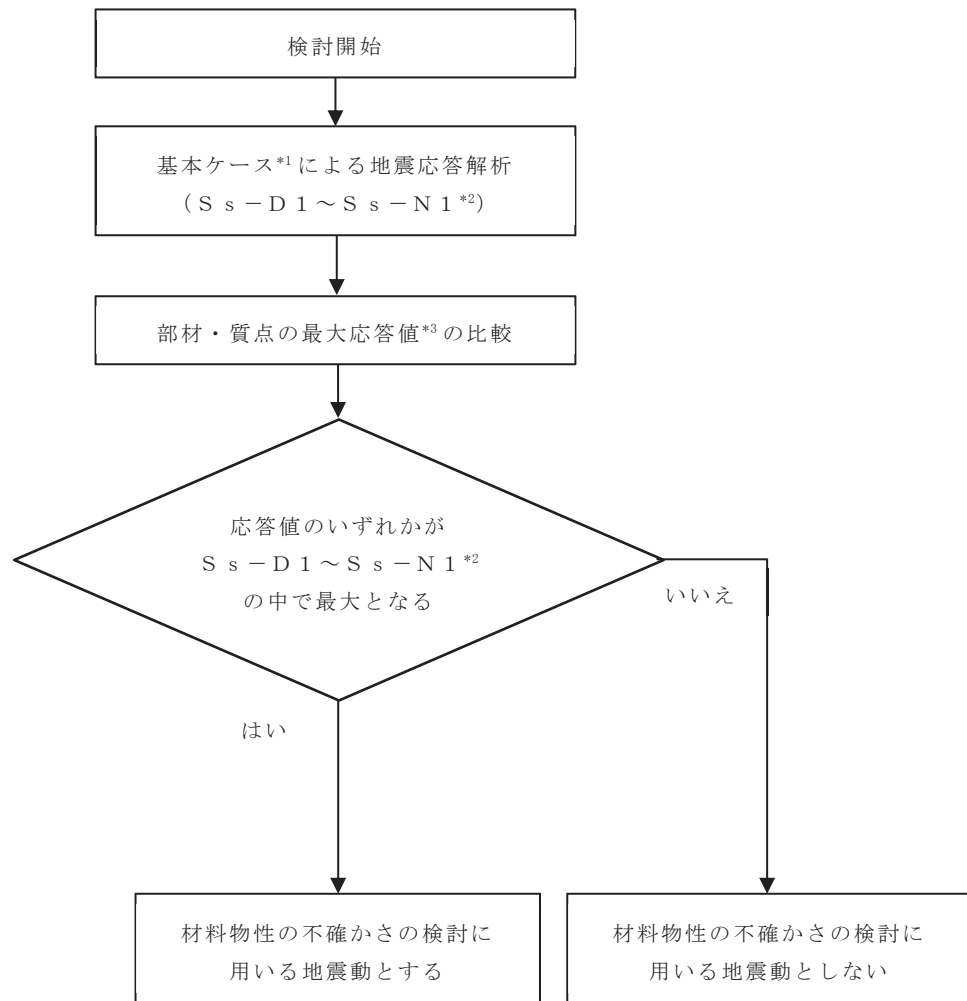
1. 概要

材料物性の不確かさの考慮にあたっては、地震動（基準地震動 S_s 又は弾性設計用地震動 S_d ）ごとの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波に対して検討を実施する。本資料では、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方法及び地震動の選定結果について説明する。

2. 選定方法

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方法を以下に示す。また、選定方法のフローを図 2-1 に示す。

- ① 基本ケースによる地震応答解析を行う。
- ② 地震応答解析結果より、部材及び質点の最大応答値の比較を行う。ここで用いる応答値は、基準地震動 S_s については、加速度、変位、せん断力、曲げモーメント、軸力、層間変形角及びせん断ひずみとし、弾性設計用地震動 S_d については、加速度、変位、せん断力、曲げモーメント及び軸力とする。
- ③ 応答値のいずれかが基準地震動 S_s の中で最大となる波を、材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動とする。また、弾性設計用地震動 S_d についても同様である。



注記*1：建屋剛性：新設部の物性値に基づく剛性，地盤物性：標準地盤

*2：弾性設計用地震動 S_d による不確かさ検討に用いる地震動の選定の際は，「 $S_s - D 1 \sim S_s - N 1$ 」を「 $S_d - D 1 \sim S_d - N 1$ 」に読み替える。

*3：応答値は，基準地震動 S_s については，加速度，変位，せん断力，曲げモーメント，軸力，層間変形角及びせん断ひずみとし，弾性設計用地震動 S_d については，加速度，変位，せん断力，曲げモーメント及び軸力とする。

図 2-1 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法のフロー

3. 地震動の選定

大物搬入口躯体における基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d に対する地震動の選定を以下に示す。大物搬入口躯体の基準地震動 S_s に対する最大応答値を表3-1～表3-12に、弾性設計用地震動 S_d に対する応答を表3-13～表3-24に示す。

「2. 選定方法」に基づき確認した結果、基準地震動 $S_s - D 1$ 、 $S_s - D 2$ 及び $S_s - F 3$ については、応答値のいずれかが基準地震動 $S_s - D 1 \sim S_s - N 1$ の中で最大となること、弾性設計用地震動 $S_d - D 1$ 及び $S_d - D 2$ については、応答値のいずれかが弾性設計用地震動 $S_d - D 1 \sim S_d - N 1$ の中で最大となることから、不確かさ検討に用いる地震動とする。

表 3-1 最大応答加速度一覧表（基準地震動 S_s，NS 方向）

質点番号	最大応答加速度 (cm/s ²)							
	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1	最大値
1	1101	1805	1394	1205	1434	1704	1119	1805
基礎 上端	882	1283	891	774	918	1024	1051	1283

注：網掛け部分は最大値を示す。

表 3-2 最大応答変位一覧表（基準地震動 S_s，NS 方向）

質点番号	最大応答変位 (cm)							
	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1	最大値
1	0.045	0.073	0.057	0.050	0.059	0.073	0.045	0.073

注1：網掛け部分は最大値を示す。

注2：O.P. 15.0m（原子炉建屋の1階スラブ上端レベル）に対する相対変位を示す。

表 3-3 最大応答せん断力一覧表（基準地震動 S_s，NS 方向）

要素番号	最大応答せん断力 (×10 ³ kN)							
	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1	最大値
(1)	6.3	10.3	8.0	6.9	8.2	9.7	6.4	10.3

注：網掛け部分は最大値を示す。

表 3-4 最大応答曲げモーメント一覧表（基準地震動 S_s，NS 方向）

要素番号	最大応答曲げモーメント (×10 ³ kN・m)							
	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1	最大値
(1)	51.28	82.79	65.74	57.02	67.43	84.22	49.92	84.22

注：網掛け部分は最大値を示す。

表 3-5 最大応答せん断ひずみ一覧表（基準地震動 S_s，NS 方向）

要素番号	最大応答せん断ひずみ (×10 ⁻³)							
	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1	最大値
(1)	0.029	0.048	0.037	0.032	0.038	0.046	0.030	0.048

注：網掛け部分は最大値を示す。

表 3-6 最大応答加速度一覧表（基準地震動 S_s ，EW 方向）

質点番号	最大応答加速度 (cm/s^2)							
	S_s -D1	S_s -D2	S_s -D3	S_s -F1	S_s -F2	S_s -F3	S_s -N1	最大値
1	1628	1628	1400	1124	1417	1040	1116	1628
基礎 上端	815	1143	926	703	903	850	1106	1143

注：網掛け部分は最大値を示す。

表 3-7 最大応答変位一覧表（基準地震動 S_s ，EW 方向）

質点番号	最大応答変位 (cm)							
	S_s -D1	S_s -D2	S_s -D3	S_s -F1	S_s -F2	S_s -F3	S_s -N1	最大値
1	3.440	3.391	2.611	1.688	2.676	1.387	1.678	3.440

注1：網掛け部分は最大値を示す。

注2：O.P. 15.0m（原子炉建屋の1階スラブ上端レベル）に対する相対変位を示す。

表 3-8 最大応答せん断力一覧表（基準地震動 S_s ，EW 方向）

要素番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3 \text{kN}$)							
	S_s -D1	S_s -D2	S_s -D3	S_s -F1	S_s -F2	S_s -F3	S_s -N1	最大値
(1)	0.576	0.573	0.507	0.409	0.514	0.378	0.408	0.576

注：網掛け部分は最大値を示す。

表 3-9 最大応答層間変形角一覧表（基準地震動 S_s ，EW 方向）

要素番号	最大応答層間変形角							
	S_s -D1	S_s -D2	S_s -D3	S_s -F1	S_s -F2	S_s -F3	S_s -N1	最大値
(1)	1/209	1/212	1/276	1/427	1/269	1/519	1/429	1/209

注：網掛け部分は最大値を示す。

表 3-10 最大応答加速度一覧表（基準地震動 S_s ，鉛直方向）

質点番号	最大応答加速度 (cm/s^2)							
	S_s-D1	S_s-D2	S_s-D3	S_s-F1	S_s-F2	S_s-F3	S_s-N1	最大値
1	1113	1069	797	509	581	707	654	1113
基礎 上端	1078	969	773	454	547	639	641	1078

注：網掛け部分は最大値を示す。

表 3-11 最大応答変位一覧表（基準地震動 S_s ，鉛直方向）

質点番号	最大応答変位 (cm)							
	S_s-D1	S_s-D2	S_s-D3	S_s-F1	S_s-F2	S_s-F3	S_s-N1	最大値
1	0.0068	0.0065	0.0049	0.0031	0.0035	0.0043	0.0040	0.0068

注1：網掛け部分は最大値を示す。

注2：O.P. 15.0m（原子炉建屋の1階スラブ上端レベル）に対する相対変位を示す。

表 3-12 最大応答軸力一覧表（基準地震動 S_s ，鉛直方向）

要素番号	最大応答軸力 ($\times 10^3 \text{kN}$)							
	S_s-D1	S_s-D2	S_s-D3	S_s-F1	S_s-F2	S_s-F3	S_s-N1	最大値
(1)	12.8	12.3	9.2	5.8	6.7	8.1	7.5	12.8

注：網掛け部分は最大値を示す。

表 3-13 最大応答加速度一覧表（弾性設計用地震動 S_d，NS 方向）

質点番号	最大応答加速度 (cm/s ²)							
	S _d -D1	S _d -D2	S _d -D3	S _d -F1	S _d -F2	S _d -F3	S _d -N1	最大値
1	689	1038	880	617	565	808	604	1038
基礎 上端	579	623	500	403	496	600	576	623

注：網掛け部分は最大値を示す。

表 3-14 最大応答変位一覧表（弾性設計用地震動 S_d，NS 方向）

質点番号	最大応答変位 (cm)							
	S _d -D1	S _d -D2	S _d -D3	S _d -F1	S _d -F2	S _d -F3	S _d -N1	最大値
1	0.029	0.044	0.037	0.026	0.023	0.034	0.024	0.044

注1：網掛け部分は最大値を示す。

注2：O.P. 15.0m（原子炉建屋の1階スラブ上端レベル）に対する相対変位を示す。

表 3-15 最大応答せん断力一覧表（弾性設計用地震動 S_d，NS 方向）

要素番号	最大応答せん断力 (×10 ³ kN)							
	S _d -D1	S _d -D2	S _d -D3	S _d -F1	S _d -F2	S _d -F3	S _d -N1	最大値
(1)	3.9	5.9	5.0	3.5	3.2	4.6	3.5	5.9

注：網掛け部分は最大値を示す。

表 3-16 最大応答曲げモーメント一覧表（弾性設計用地震動 S_d，NS 方向）

要素番号	最大応答曲げモーメント (×10 ³ kN・m)							
	S _d -D1	S _d -D2	S _d -D3	S _d -F1	S _d -F2	S _d -F3	S _d -N1	最大値
(1)	32.64	49.83	41.64	29.26	26.28	38.89	26.61	49.83

注：網掛け部分は最大値を示す。

表 3-17 最大応答せん断ひずみ一覧表（弾性設計用地震動 S_d，NS 方向）

要素番号	最大応答せん断ひずみ (×10 ⁻³)							
	S _d -D1	S _d -D2	S _d -D3	S _d -F1	S _d -F2	S _d -F3	S _d -N1	最大値
(1)	0.018	0.028	0.024	0.017	0.015	0.022	0.016	0.028

注：網掛け部分は最大値を示す。

表 3-18 最大応答加速度一覧表（弾性設計用地震動 S d , EW 方向）

質点番号	最大応答加速度 (cm/s ²)							
	S d-D1	S d-D2	S d-D3	S d-F1	S d-F2	S d-F3	S d-N1	最大値
1	749	797	757	599	782	758	734	797
基礎 上端	503	563	454	359	387	458	523	563

注：網掛け部分は最大値を示す。

表 3-19 最大応答変位一覧表（弾性設計用地震動 S d , EW 方向）

質点番号	最大応答変位 (cm)							
	S d-D1	S d-D2	S d-D3	S d-F1	S d-F2	S d-F3	S d-N1	最大値
1	0.406	0.581	0.417	0.306	0.519	0.423	0.385	0.581

注1：網掛け部分は最大値を示す。

注2：O.P. 15.0m（原子炉建屋の1階スラブ上端レベル）に対する相対変位を示す。

表 3-20 最大応答せん断力一覧表（弾性設計用地震動 S d , EW 方向）

要素番号	最大応答せん断力 (×10 ³ kN)							
	S d-D1	S d-D2	S d-D3	S d-F1	S d-F2	S d-F3	S d-N1	最大値
(1)	0.274	0.292	0.275	0.224	0.286	0.276	0.272	0.292

注：網掛け部分は最大値を示す。

表 3-21 最大応答層間変形角一覧表（弾性設計用地震動 S d , EW 方向）

要素番号	最大応答層間変形角							
	S d-D1	S d-D2	S d-D3	S d-F1	S d-F2	S d-F3	S d-N1	最大値
(1)	1/1773	1/1240	1/1727	1/2350	1/1388	1/1702	1/1872	1/1240

注：網掛け部分は最大値を示す。

表 3-22 最大応答加速度一覧表（弾性設計用地震動 S d，鉛直方向）

質点番号	最大応答加速度 (cm/s ²)							
	S d-D1	S d-D2	S d-D3	S d-F1	S d-F2	S d-F3	S d-N1	最大値
1	646	620	462	255	291	354	327	646
基礎 上端	625	562	448	227	274	319	320	625

注：網掛け部分は最大値を示す。

表 3-23 最大応答変位一覧表（弾性設計用地震動 S d，鉛直方向）

質点番号	最大応答変位 (cm)							
	S d-D1	S d-D2	S d-D3	S d-F1	S d-F2	S d-F3	S d-N1	最大値
1	0.0039	0.0038	0.0028	0.0016	0.0018	0.0022	0.0020	0.0039

注1：網掛け部分は最大値を示す。

注2：O.P. 15.0m（原子炉建屋の1階スラブ上端レベル）に対する相対変位を示す。

表 3-24 最大応答軸力一覧表（弾性設計用地震動 S d，鉛直方向）

要素番号	最大応答軸力 (×10 ³ kN)							
	S d-D1	S d-D2	S d-D3	S d-F1	S d-F2	S d-F3	S d-N1	最大値
(1)	7.4	7.1	5.3	2.9	3.3	4.1	3.8	7.4

注：網掛け部分は最大値を示す。

4. 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動

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結果を表4-1に示す。地震動の選定にあたり、基本ケースにおける建屋応答の確認は、以下の資料に基づき実施した。

- ・添付書類「VI-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書 別紙1（I）大物搬入口躯体の地震応答計算書」

表 4-1 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動

建屋名	材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動	
	基準地震動 S_s	弾性設計用地震動 S_d
大物搬入口躯体	$S_s - D 1$ $S_s - D 2$ $S_s - F 3$	$S_d - D 1$ $S_d - D 2$

別紙 6-3-2 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果

目 次

1. 概要.....	別紙 6-3-2- 1
2. 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果.....	別紙 6-3-2- 1
2.1 建屋剛性の不確かさ.....	別紙 6-3-2- 1
2.2 地盤物性の不確かさ.....	別紙 6-3-2-16
2.3 建屋剛性及び地盤物性の不確かさ.....	別紙 6-3-2-37
3. まとめ.....	別紙 6-3-2-52

1. 概要

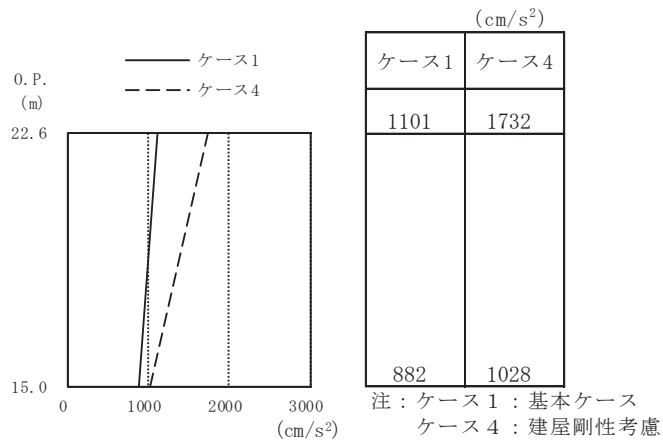
本資料は、材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定方法及び地震動の選定結果について説明する。

2. 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果

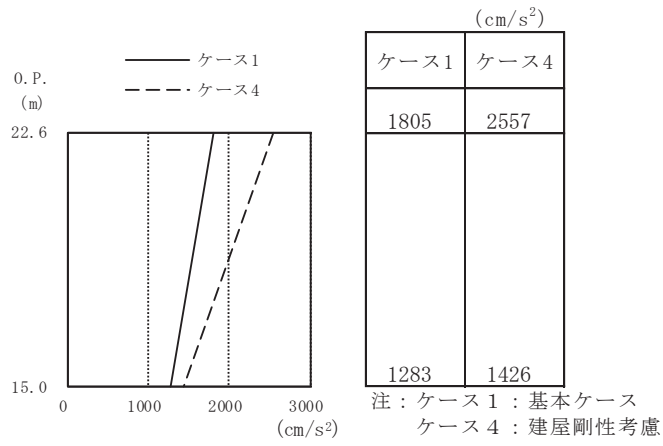
2.1 建屋剛性の不確かさ

大物搬入口躯体の建屋剛性の不確かさを考慮した基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果を図 2-1～図 2-7 に、弾性設計用地震動 S_d に対する地震応答解析結果を図 2-8～図 2-14 に示す。

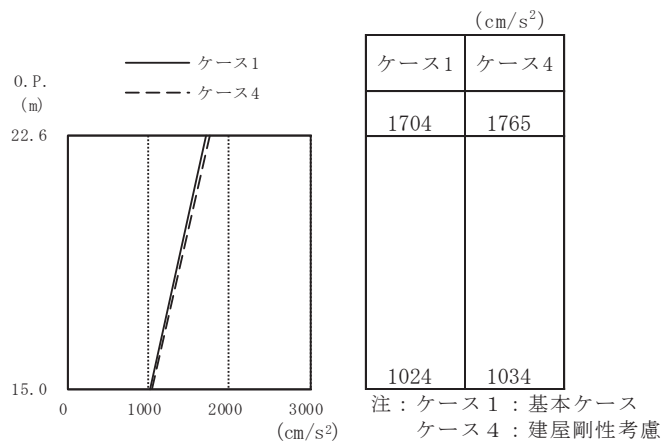
以後、基本ケースをケース 1、建屋剛性の不確かさを考慮したケースをケース 4 として示す。



(a) S s - D 1

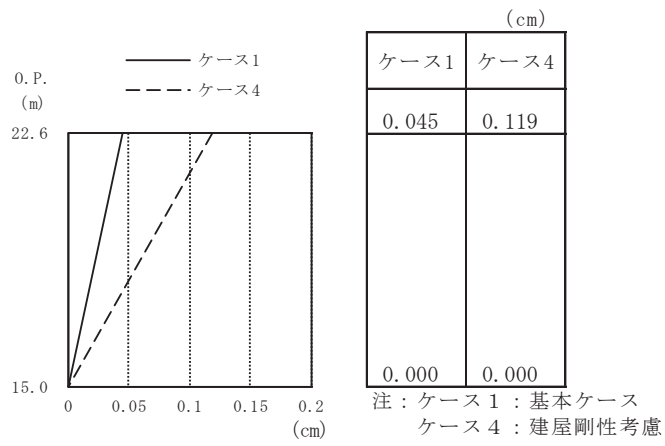


(b) S s - D 2

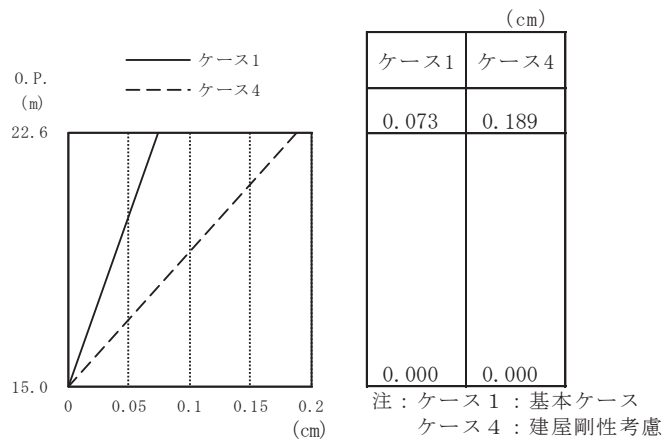


(c) S s - F 3

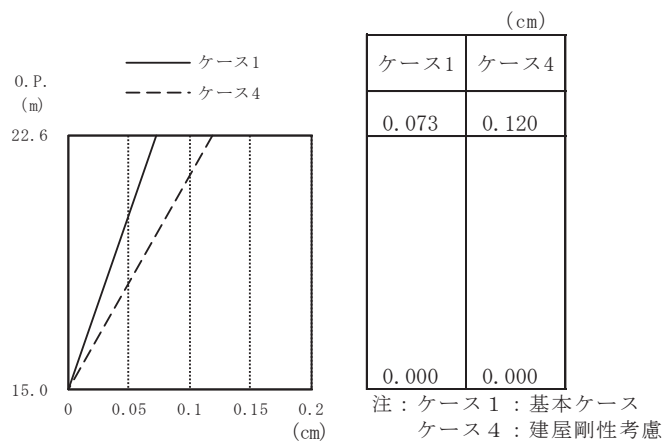
図 2-1 最大応答加速度 (基準地震動 S s , NS 方向)



(a) S s - D 1

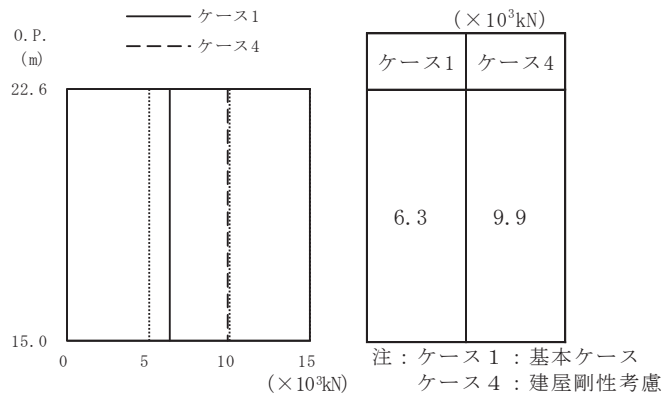


(b) S s - D 2

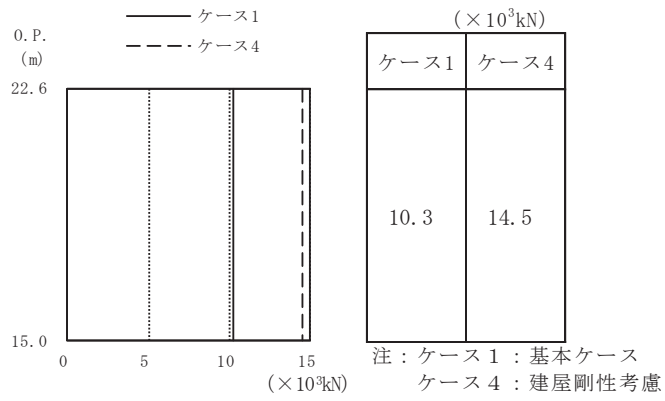


(c) S s - F 3

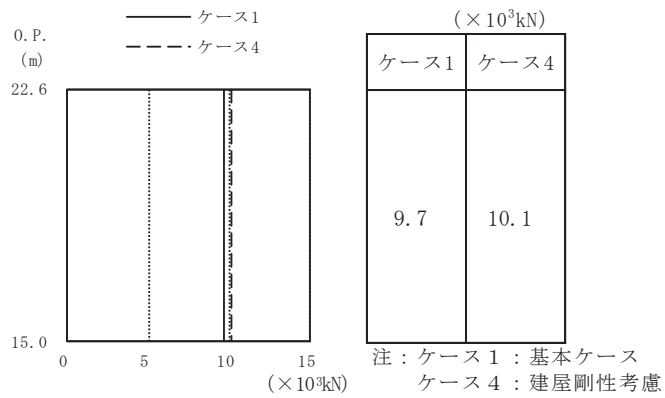
図 2-2 最大応答変位 (基準地震動 S s, NS 方向)



(a) S s - D 1

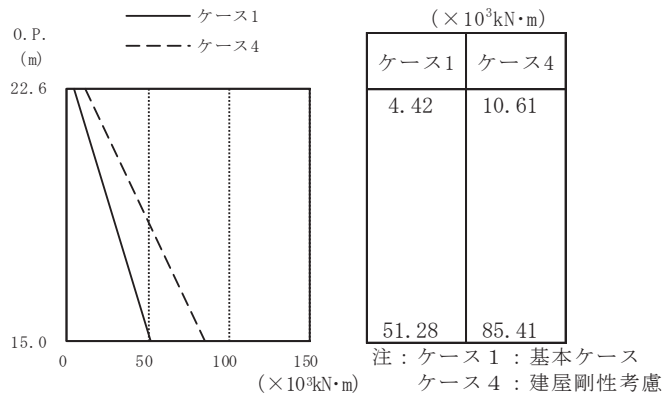


(b) S s - D 2

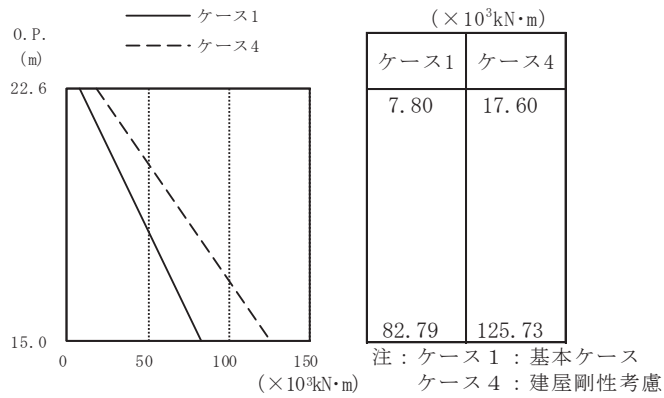


(c) S s - F 3

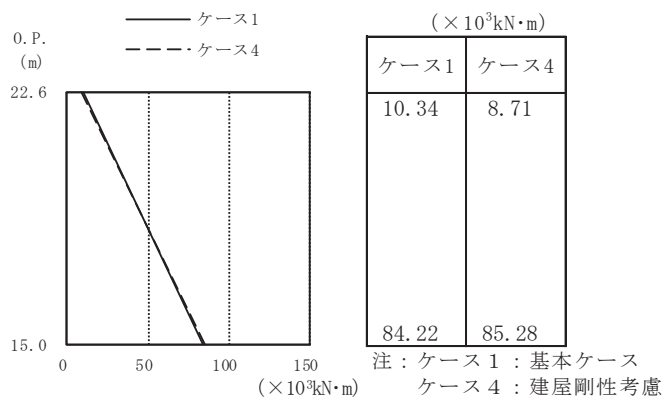
図 2-3 最大応答せん断力 (基準地震動 S s, NS 方向)



(a) S s - D 1

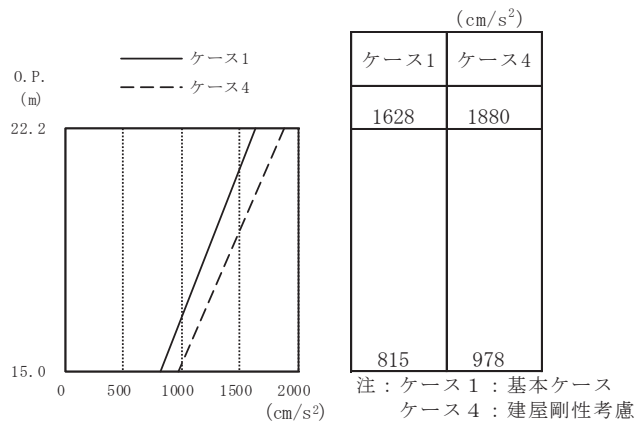


(b) S s - D 2

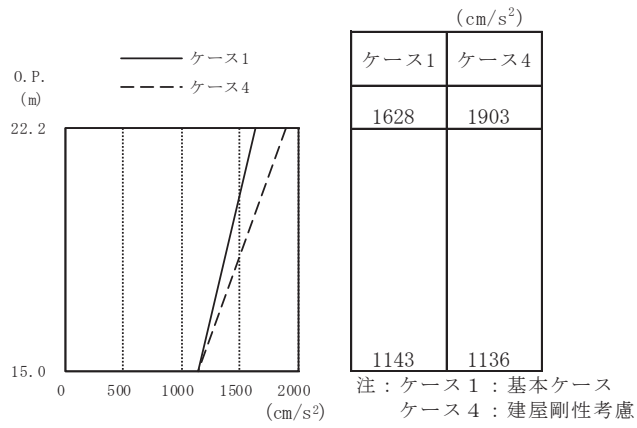


(c) S s - F 3

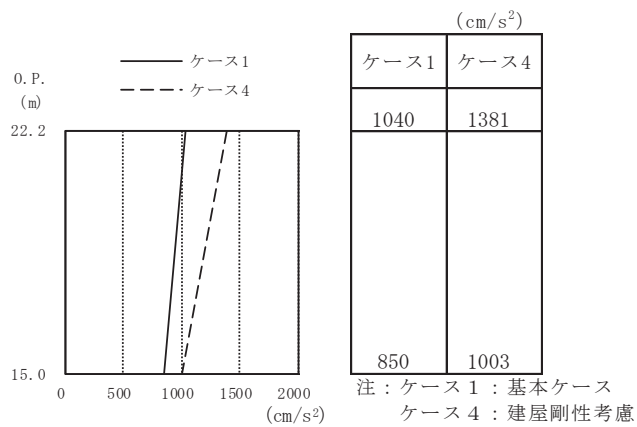
図 2-4 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S s, NS 方向)



(a) S s - D 1

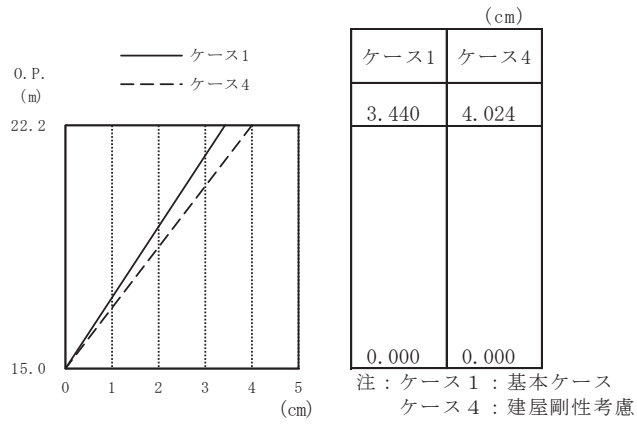


(b) S s - D 2

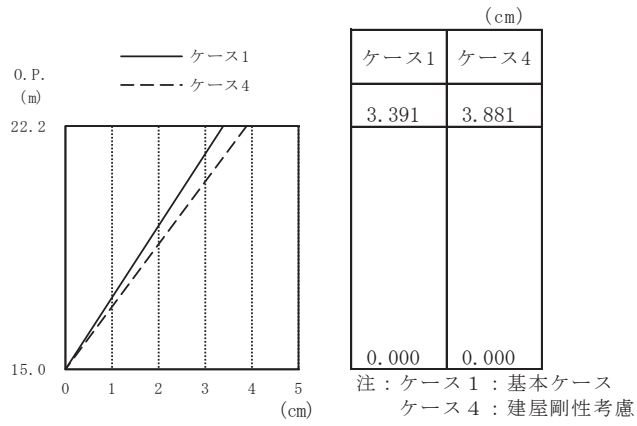


(c) S s - F 3

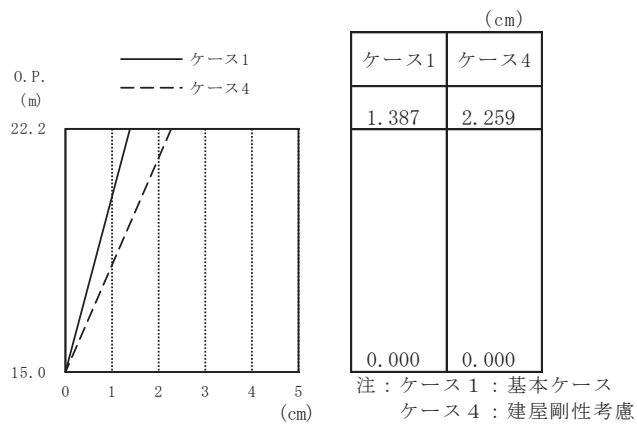
図 2-5 最大応答加速度（基準地震動 S s , EW 方向）



(a) S s - D 1

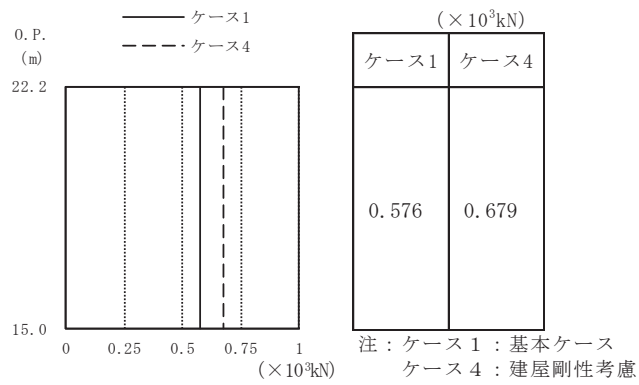


(b) S s - D 2

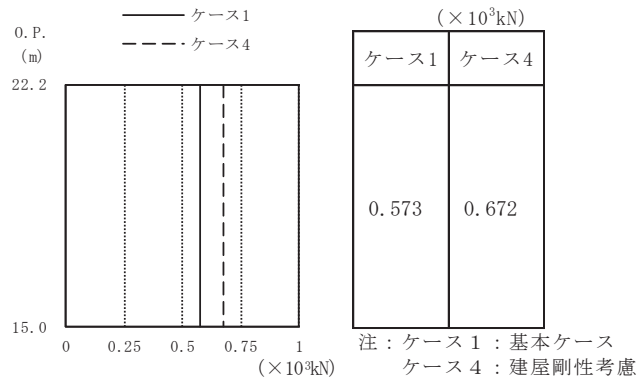


(c) S s - F 3

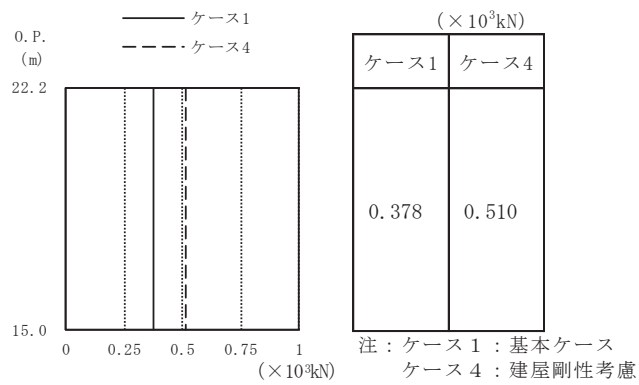
図 2-6 最大応答変位 (基準地震動 S s, EW 方向)



(a) S s - D 1

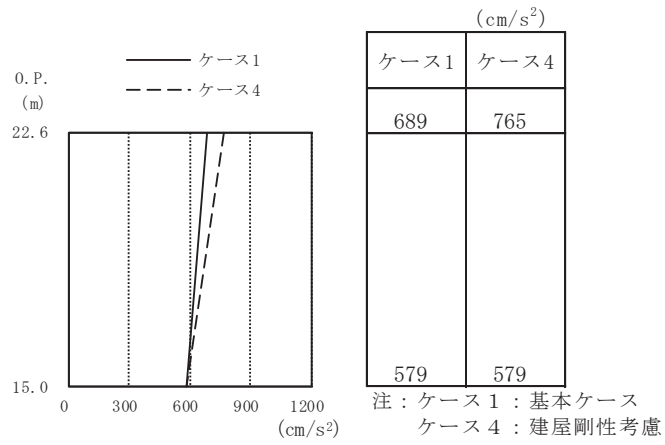


(b) S s - D 2

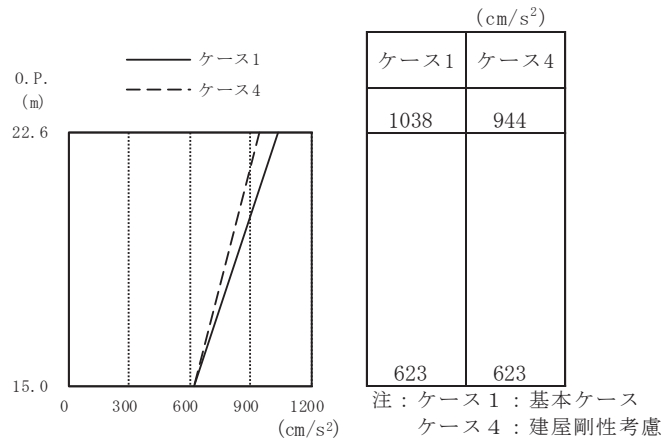


(c) S s - F 3

図 2-7 最大応答せん断力 (基準地震動 S s, EW 方向)

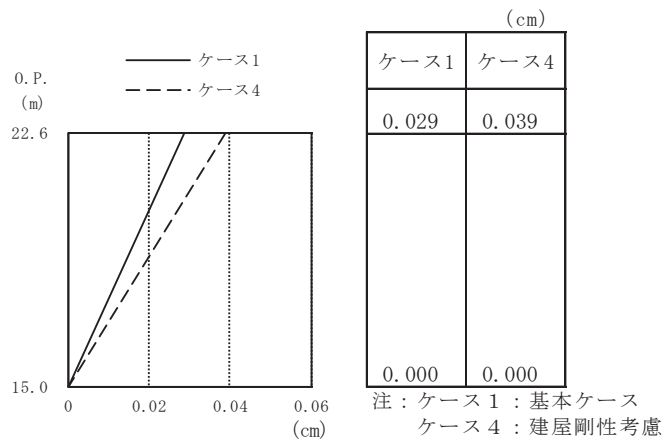


(a) S d - D 1

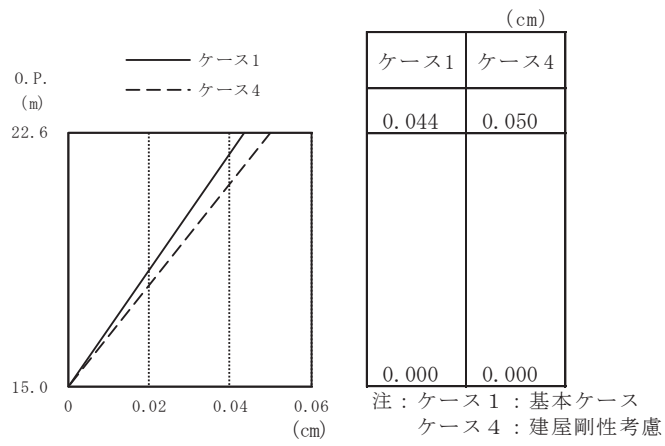


(b) S d - D 2

図 2-8 最大応答加速度（弾性設計用地震動 S d，NS 方向）

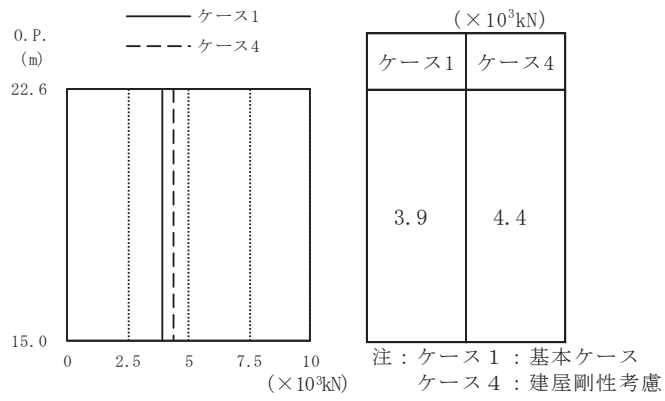


(a) S d - D 1

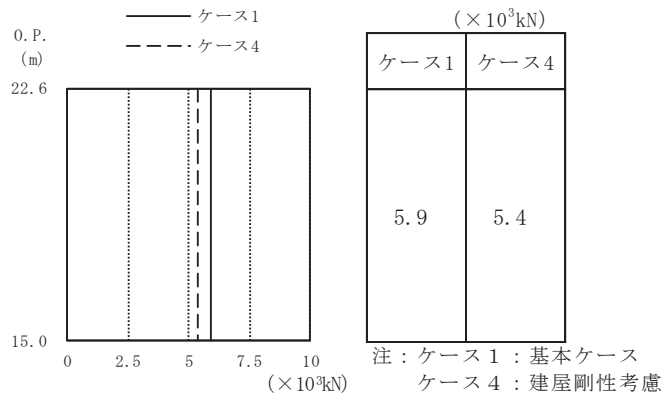


(b) S d - D 2

図 2-9 最大応答変位（弾性設計用地震動 S d , NS 方向）

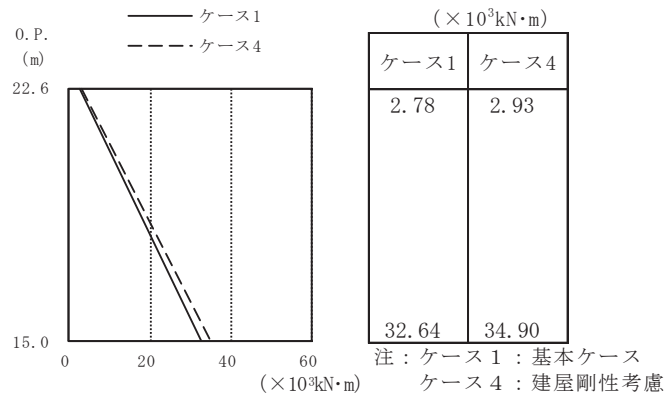


(a) S d - D 1

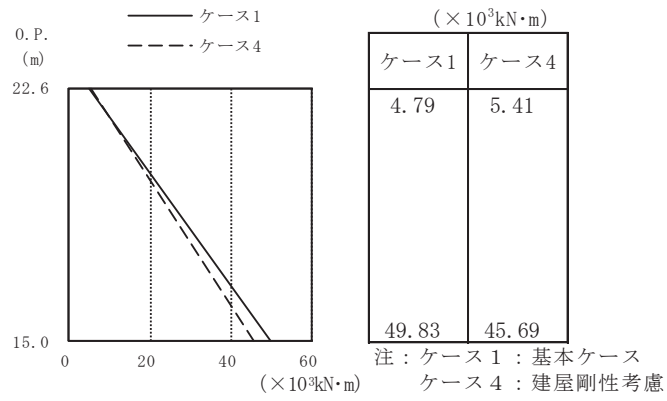


(b) S d - D 2

図 2-10 最大応答せん断力 (弾性設計用地震動 S d, NS 方向)

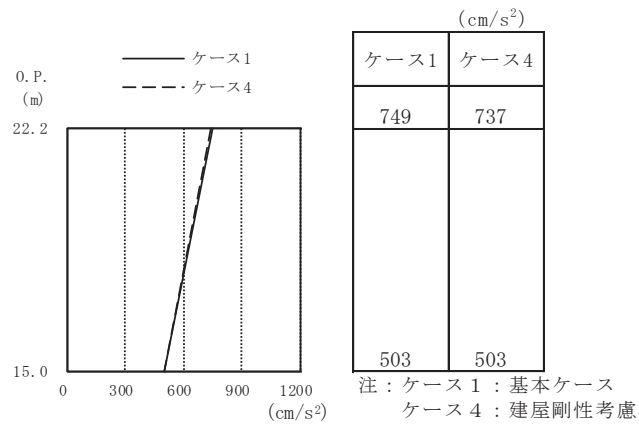


(a) S d - D 1

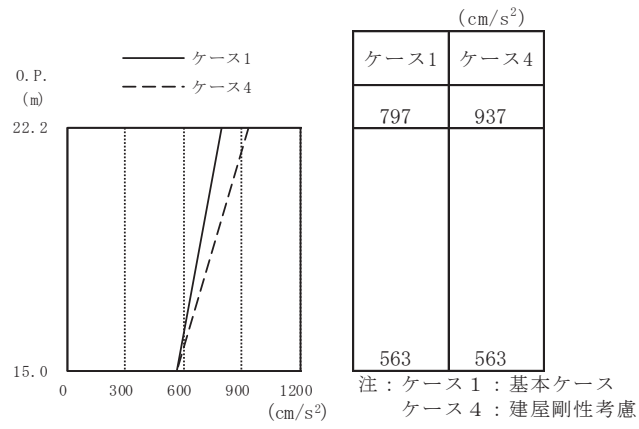


(b) S d - D 2

図 2-11 最大応答曲げモーメント（弾性設計用地震動 S d , NS 方向）

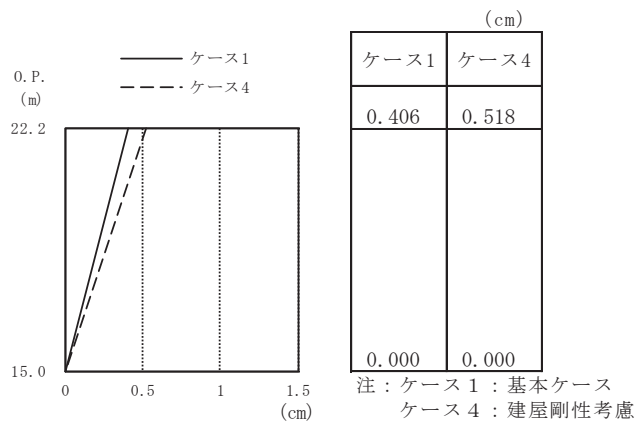


(a) S d - D 1

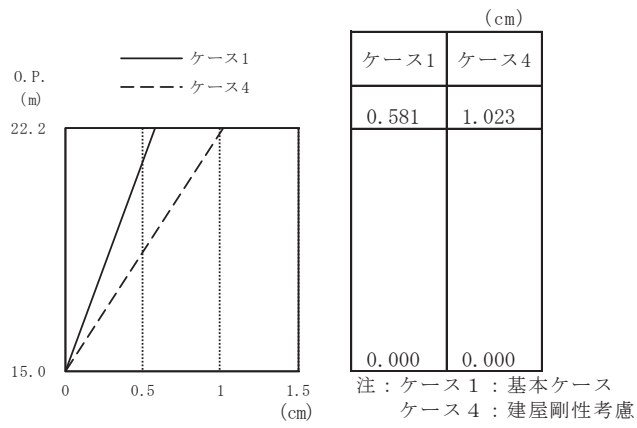


(b) S d - D 2

図 2-12 最大応答加速度 (弾性設計用地震動 S d, EW 方向)

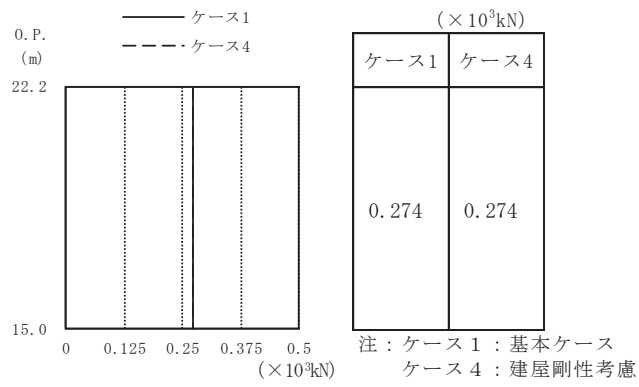


(a) S d - D 1

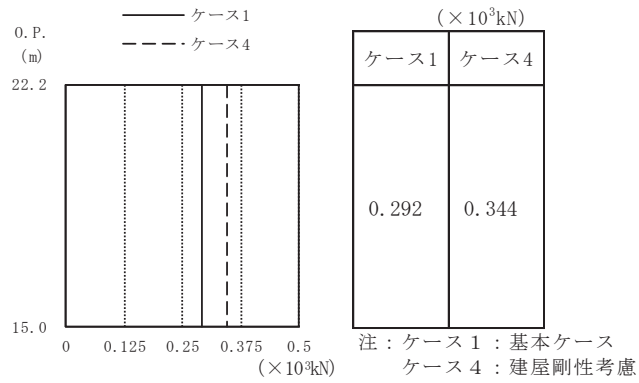


(b) S d - D 2

図 2-13 最大応答変位（弾性設計用地震動 S d , EW 方向）



(a) S d - D 1



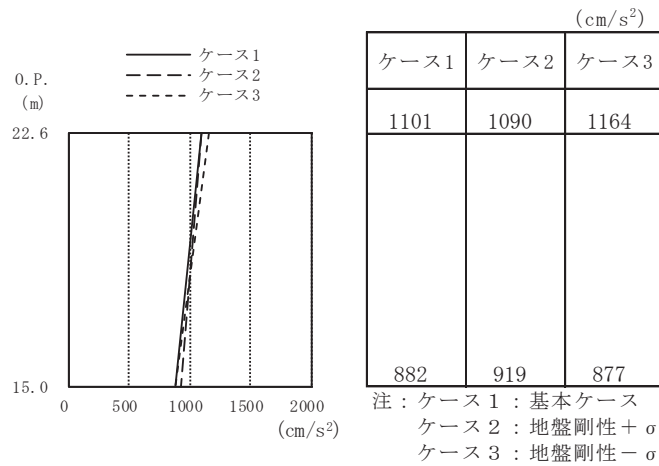
(b) S d - D 2

図 2-14 最大応答せん断力 (弾性設計用地震動 S d, EW 方向)

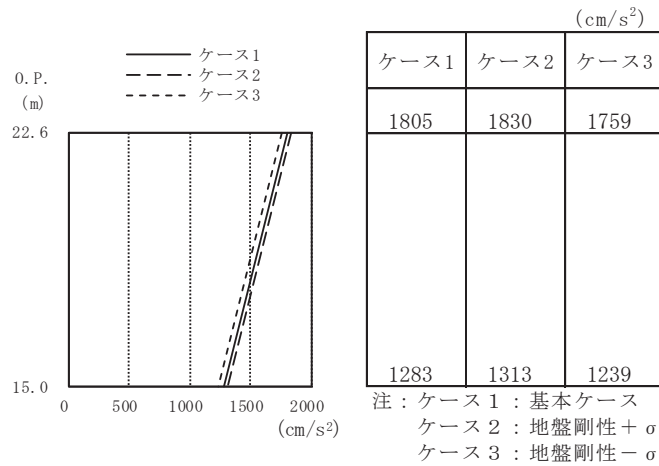
2.2 地盤物性の不確かさ

地盤物性の不確かさを考慮した基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果を図 2-15～図 2-24 に、弾性設計用地震動 S_d に対する地震応答解析結果を図 2-25～図 2-34 に示す。

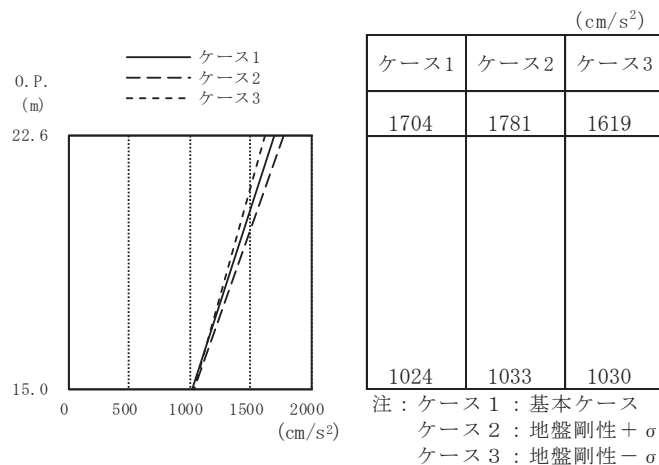
以後、基本ケースをケース 1、地盤物性 $+\sigma$ としたケースをケース 2、地盤物性 $-\sigma$ としたケースをケース 3 として示す。



(a) S s - D 1

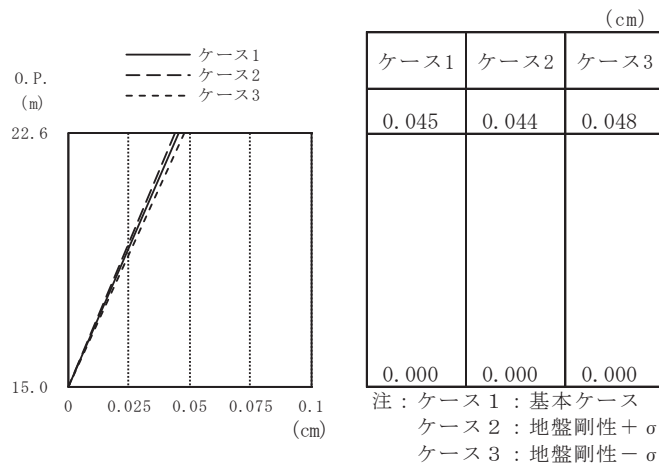


(b) S s - D 2

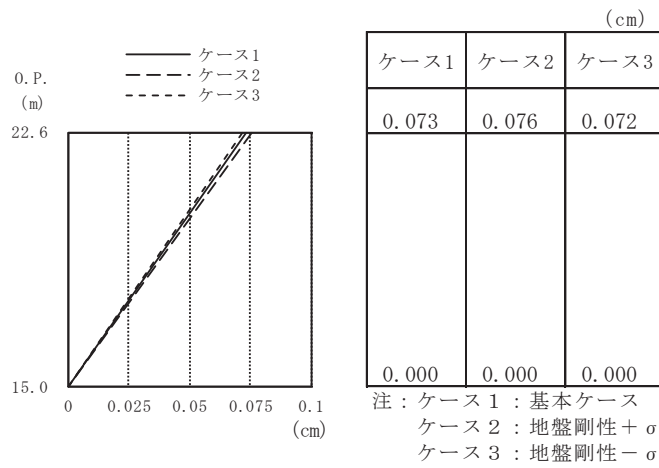


(c) S s - F 3

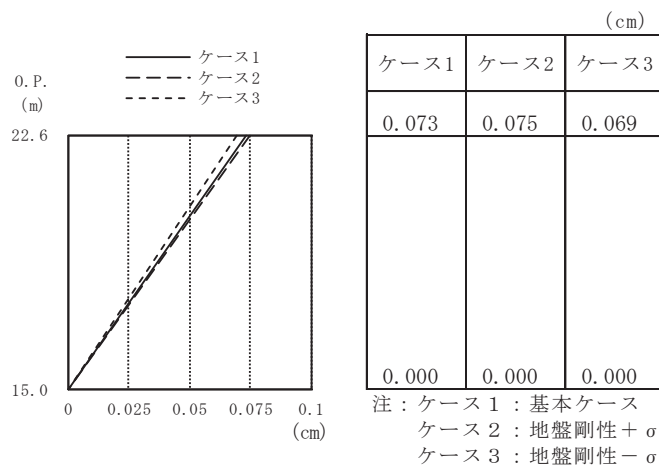
図 2-15 最大応答加速度 (基準地震動 S s , NS 方向)



(a) S s - D 1

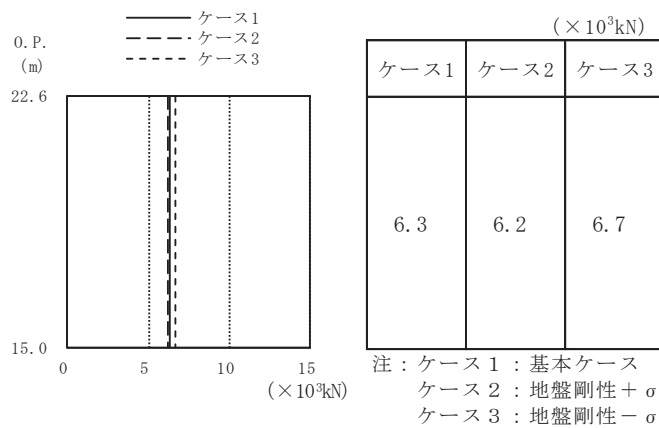


(b) S s - D 2

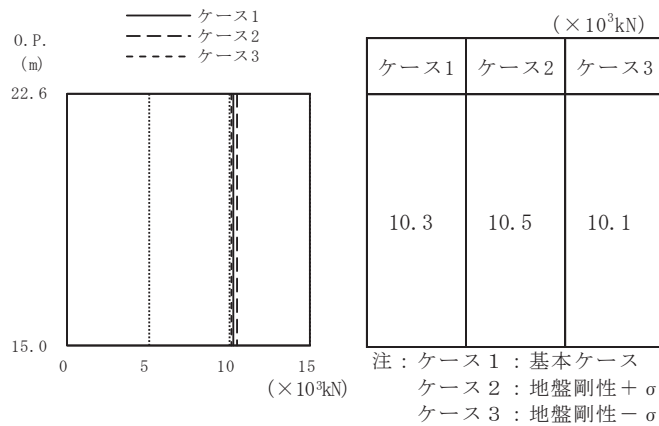


(c) S s - F 3

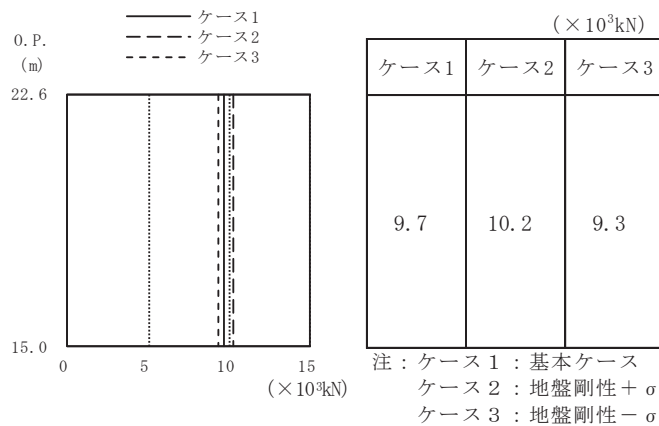
図 2-16 最大応答変位 (基準地震動 S s, NS 方向)



(a) S s - D 1

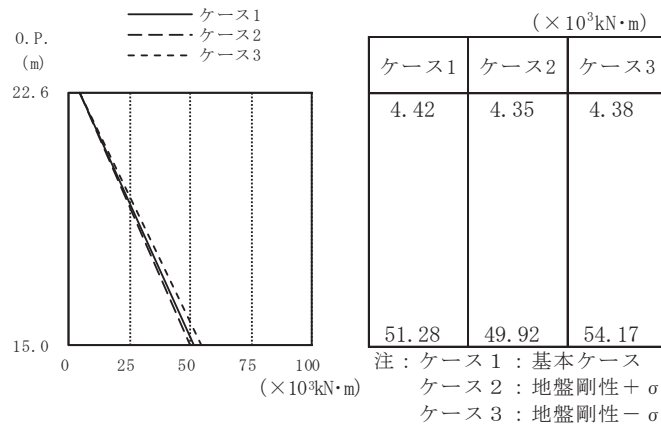


(b) S s - D 2

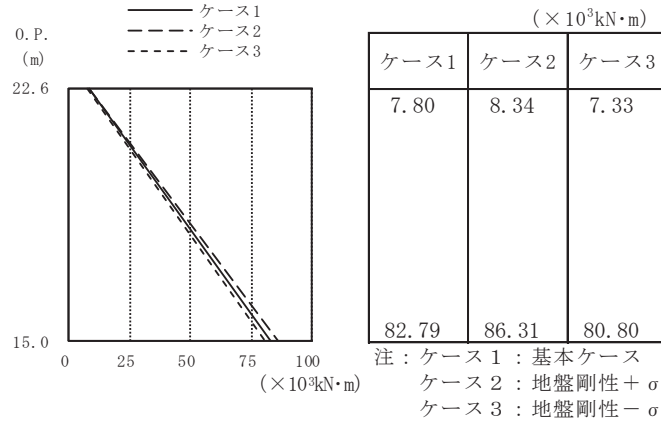


(c) S s - F 3

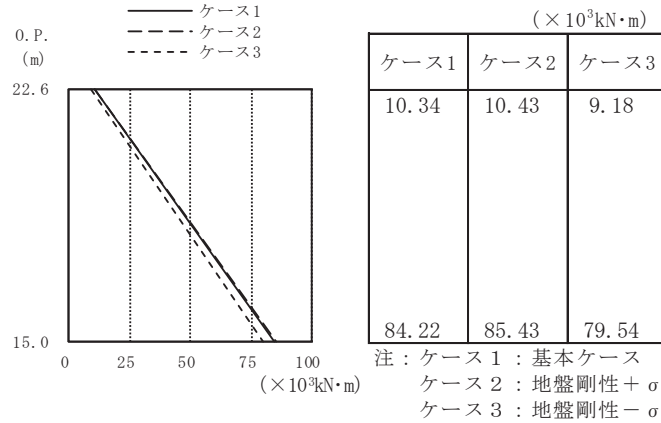
図 2-17 最大応答せん断力 (基準地震動 S s , NS 方向)



(a) S s - D 1

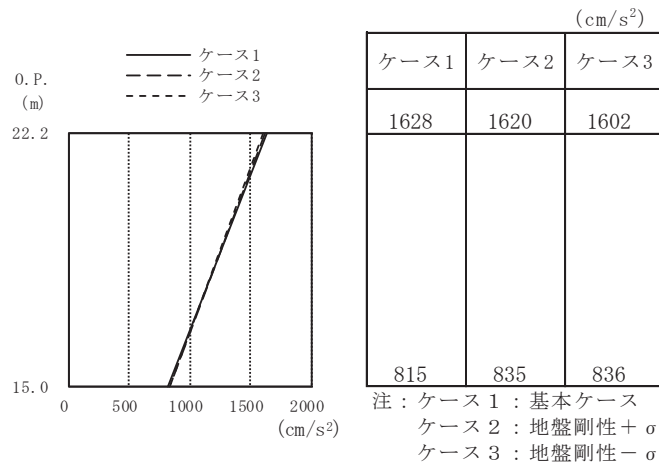


(b) S s - D 2

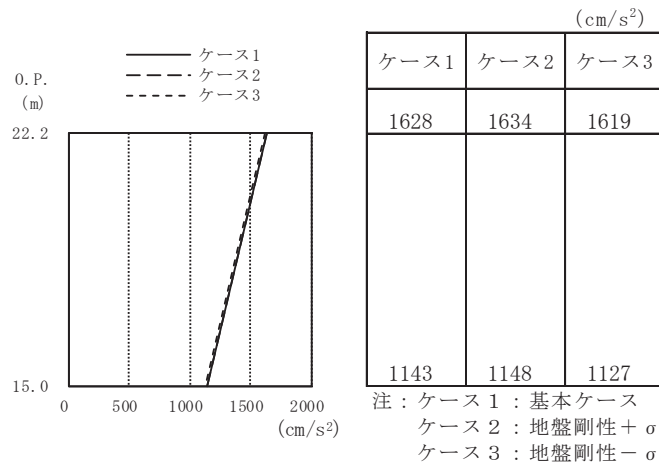


(c) S s - F 3

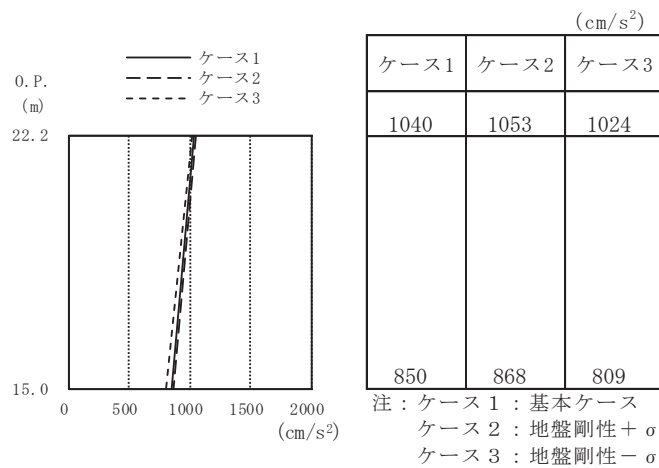
図 2-18 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S s, NS 方向)



(a) S s - D 1

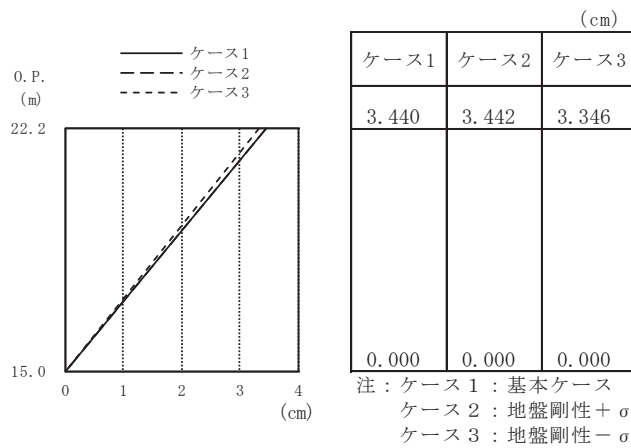


(b) S s - D 2

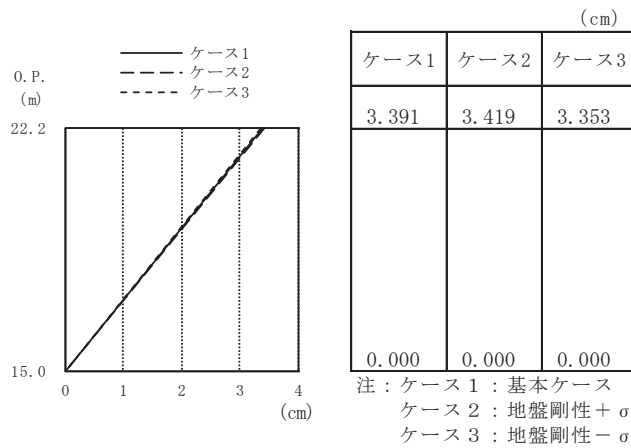


(c) S s - F 3

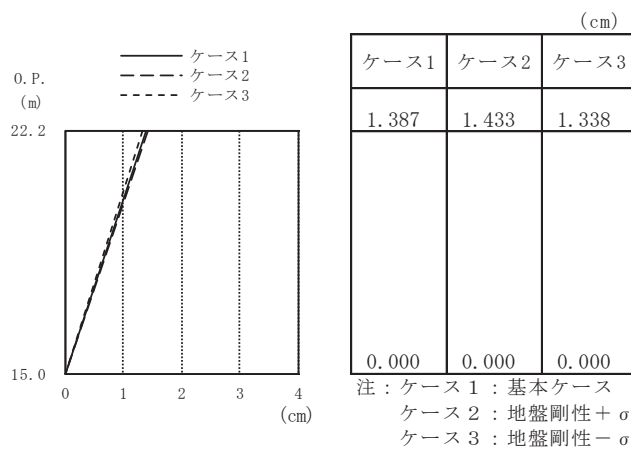
図 2-19 最大応答加速度 (基準地震動 S s , EW 方向)



(a) S s - D 1

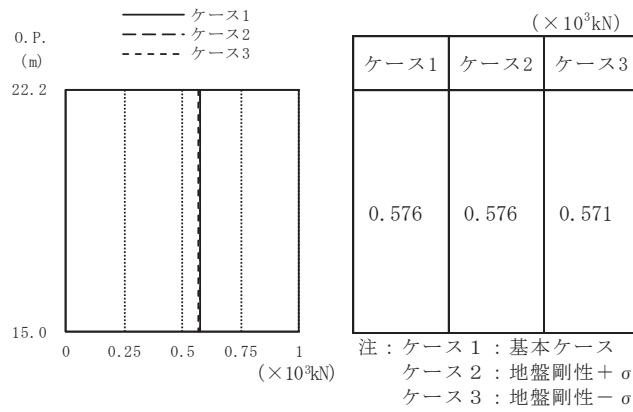


(b) S s - D 2

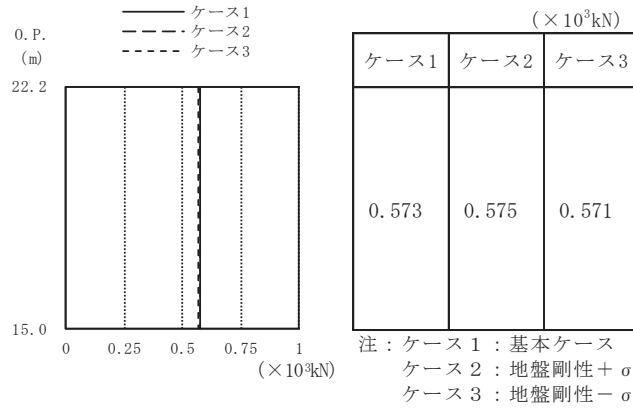


(c) S s - F 3

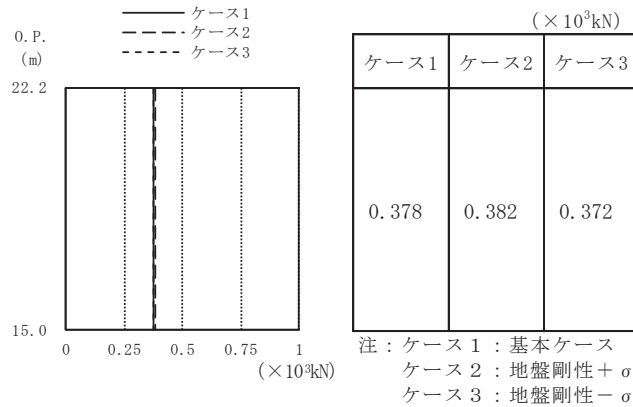
図 2-20 最大応答変位 (基準地震動 S s , EW 方向)



(a) S s - D 1

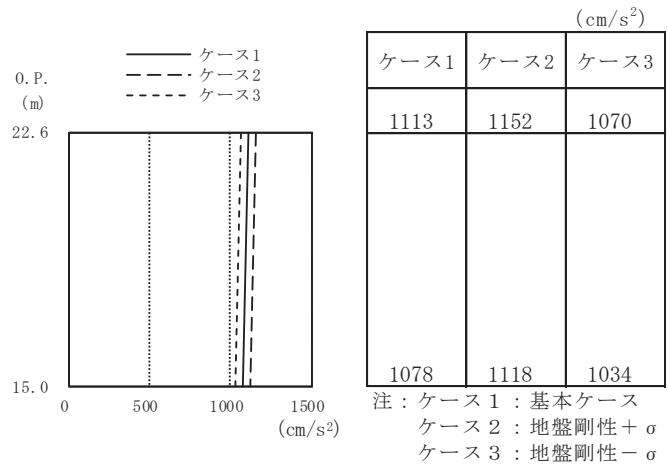


(b) S s - D 2

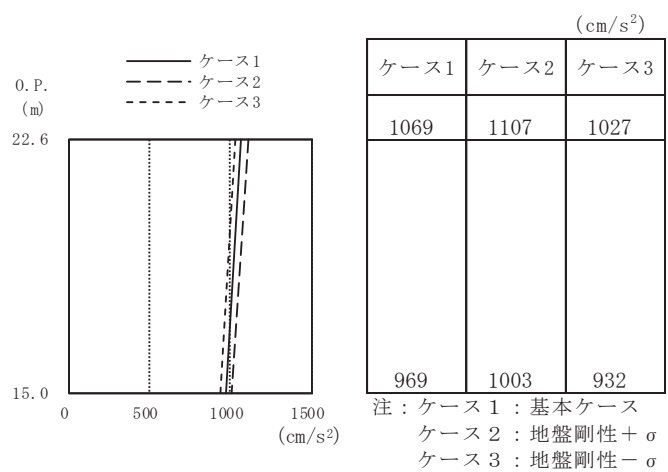


(c) S s - F 3

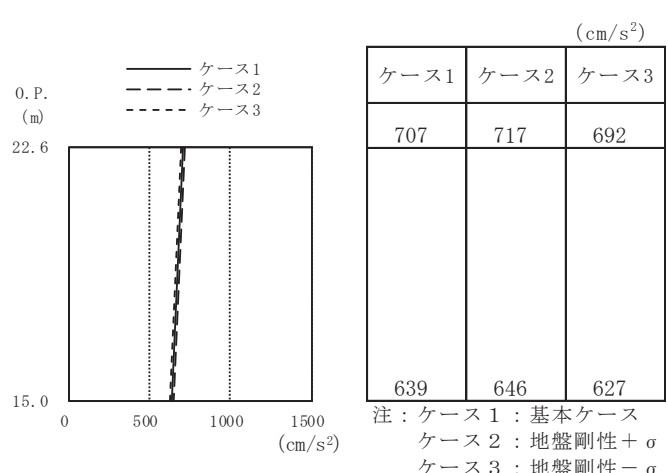
図 2-21 最大応答せん断力（基準地震動 S s ， EW 方向）



(a) S s - D 1

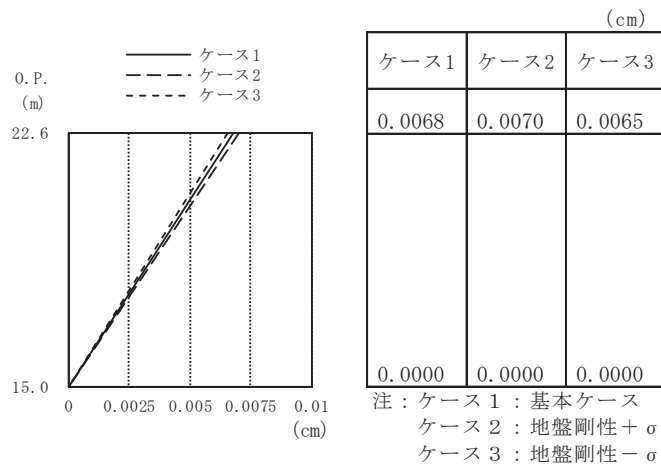


(b) S s - D 2

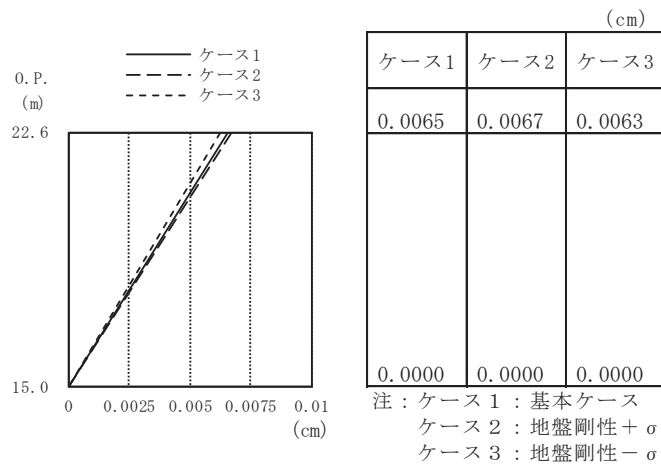


(c) S s - F 3

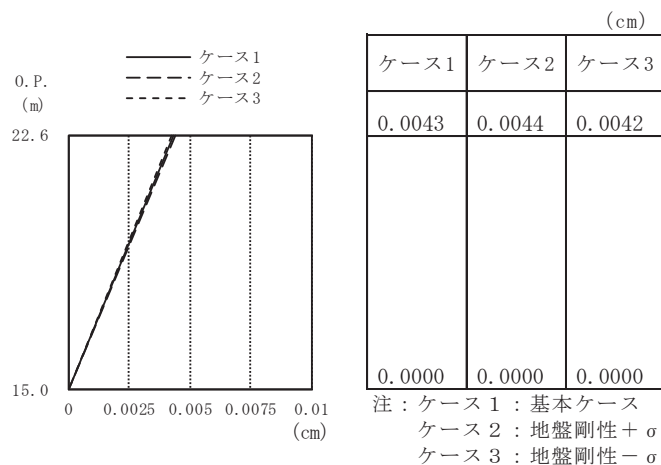
図 2-22 最大応答加速度 (基準地震動 S s, 鉛直方向)



(a) S s - D 1

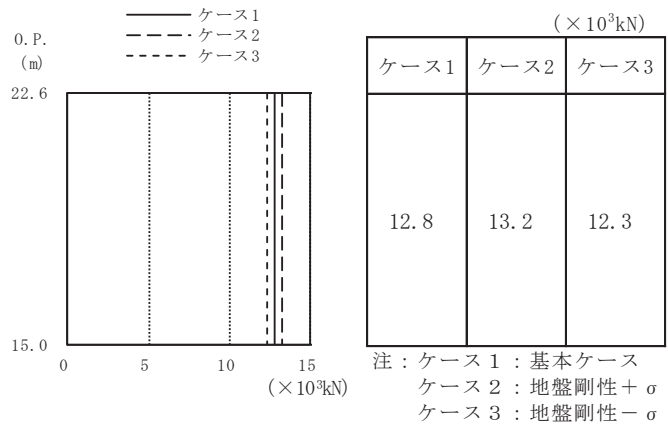


(b) S s - D 2

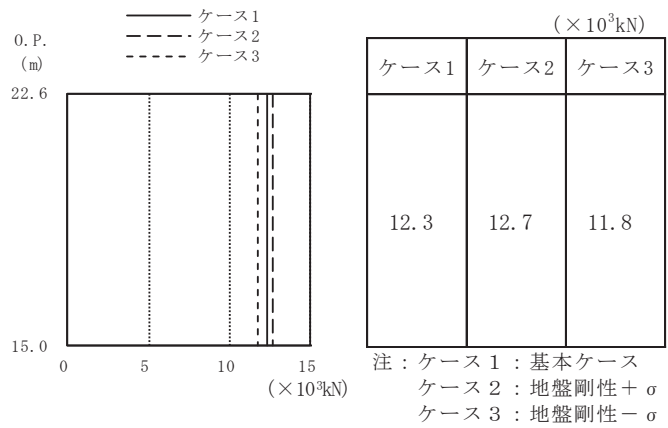


(c) S s - F 3

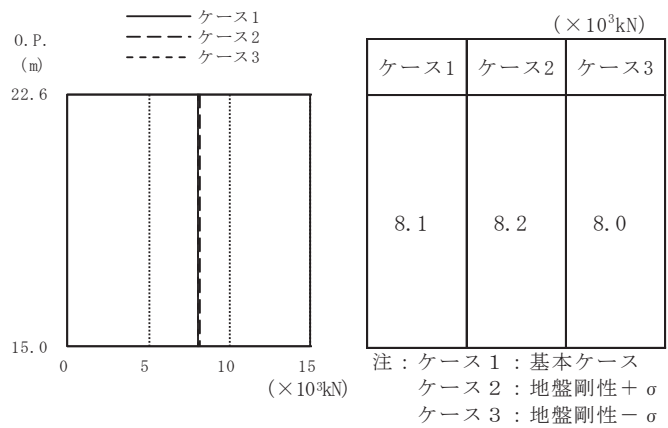
図 2-23 最大応答変位 (基準地震動 S s , 鉛直方向)



(a) S s - D 1

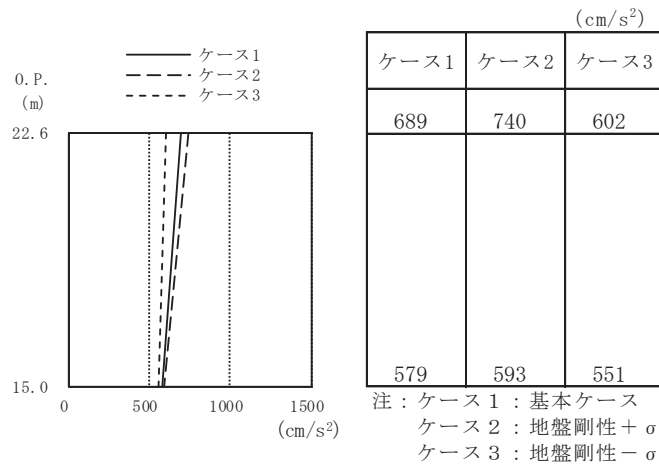


(b) S s - D 2

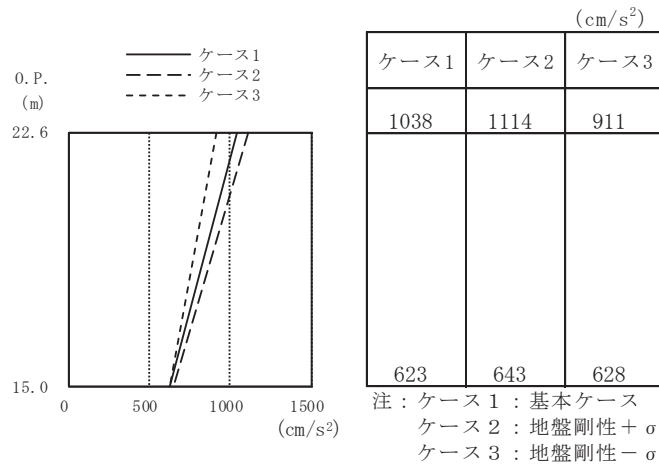


(c) S s - F 3

図 2-24 最大応答軸力 (基準地震動 S s , 鉛直方向)

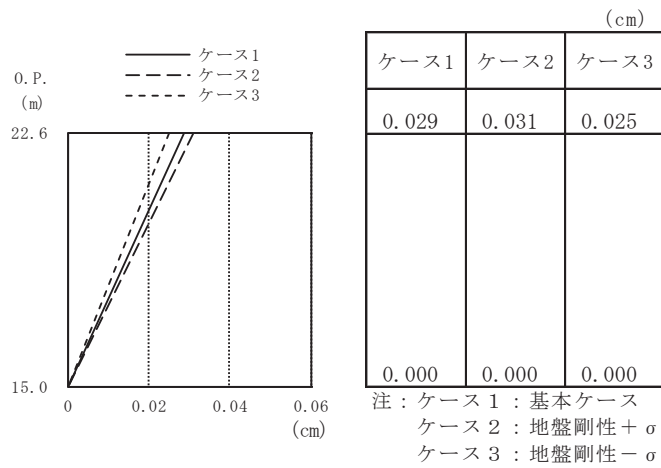


(a) S d - D 1

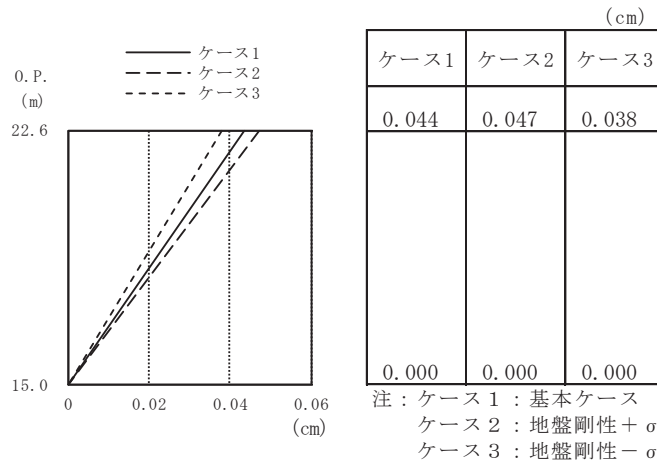


(b) S d - D 2

図 2-25 最大応答加速度 (弾性設計用地震動 S d, NS 方向)

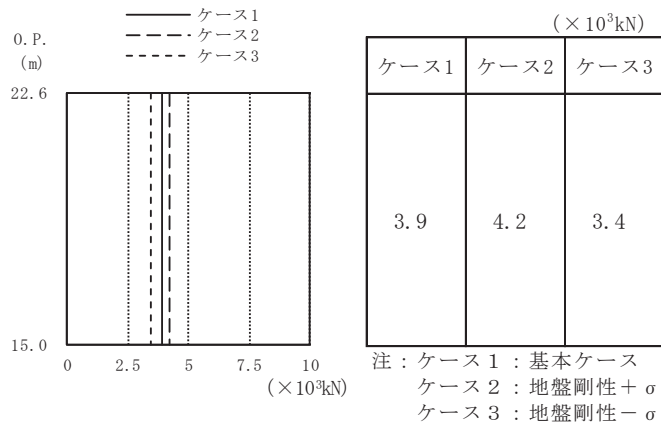


(a) S d - D 1

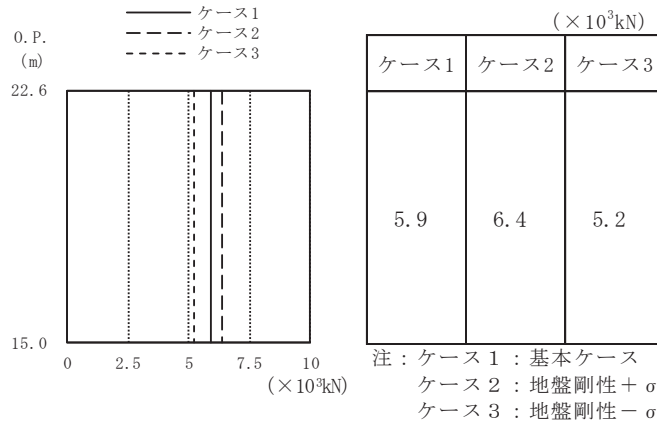


(b) S d - D 2

図 2-26 最大応答変位 (弾性設計用地震動 S d , NS 方向)

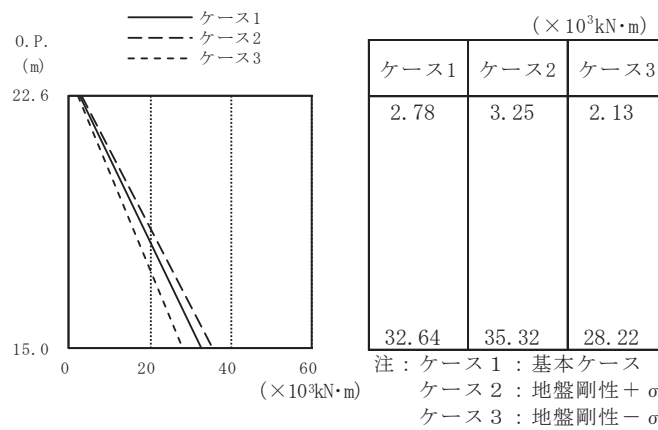


(a) S d - D 1

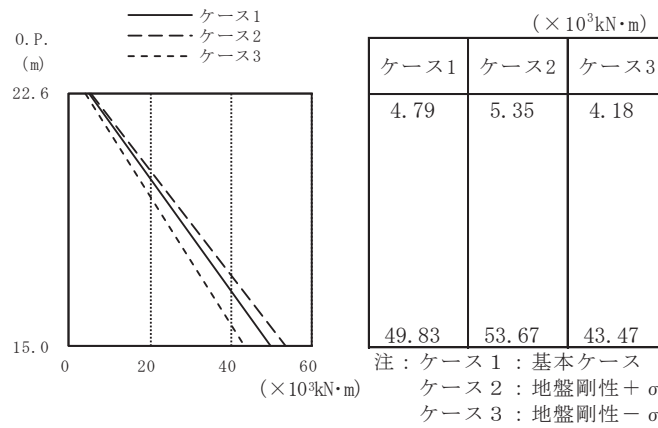


(b) S d - D 2

図 2-27 最大応答せん断力 (弾性設計用地震動 S d, NS 方向)

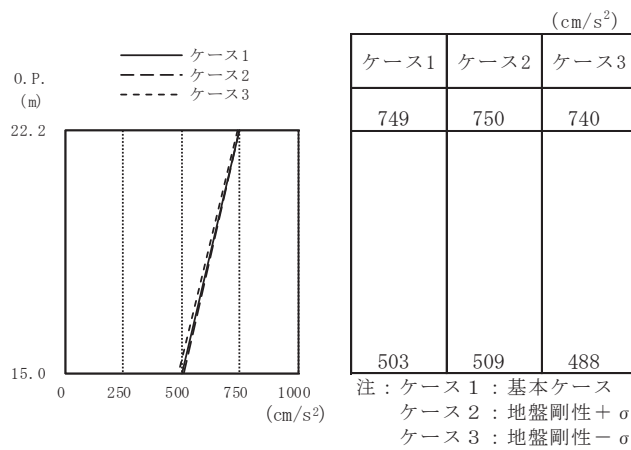


(a) S d - D 1

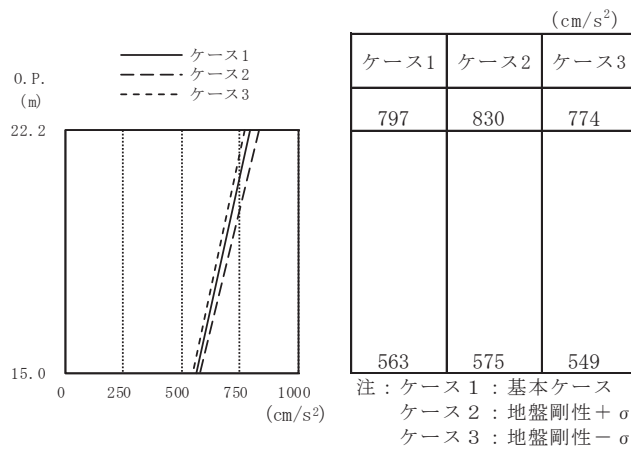


(b) S d - D 2

図 2-28 最大応答曲げモーメント（弾性設計用地震動 S d, NS 方向）

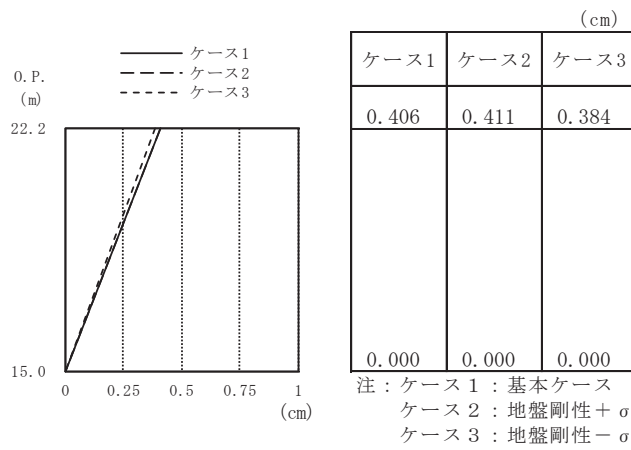


(a) S d - D 1

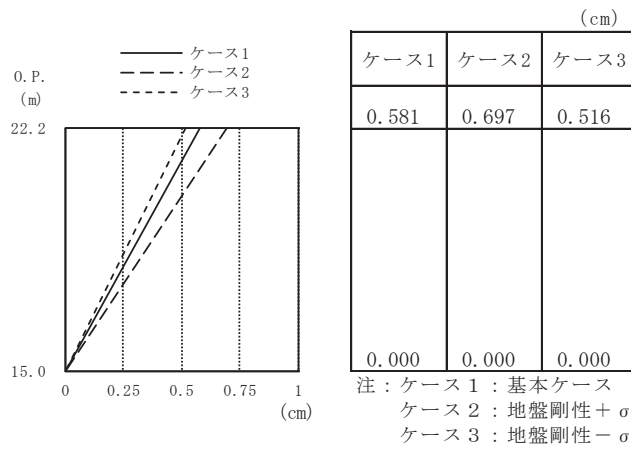


(b) S d - D 2

図 2-29 最大応答加速度 (弾性設計用地震動 S d, EW 方向)

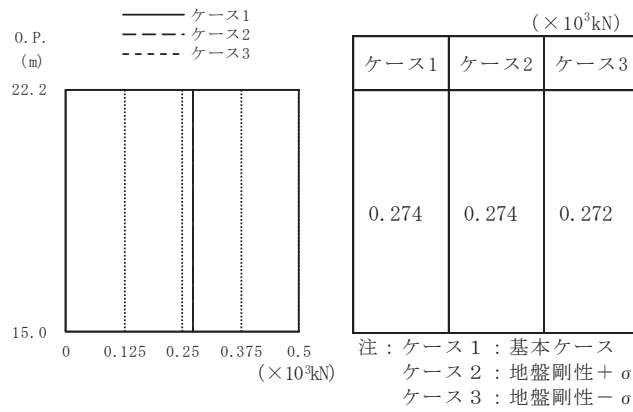


(a) S d - D 1

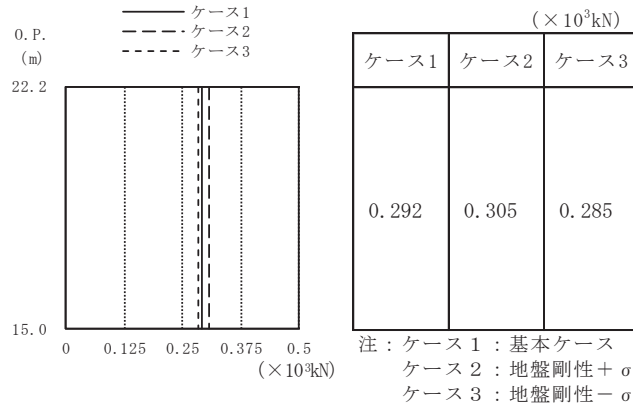


(b) S d - D 2

図 2-30 最大応答変位 (弾性設計用地震動 S d, EW 方向)

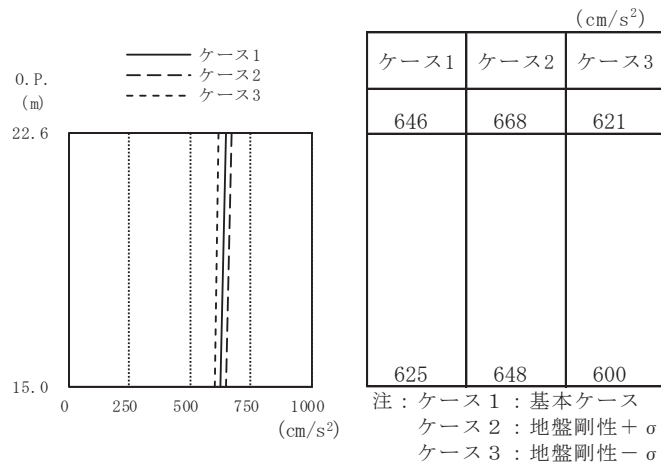


(a) S d - D 1

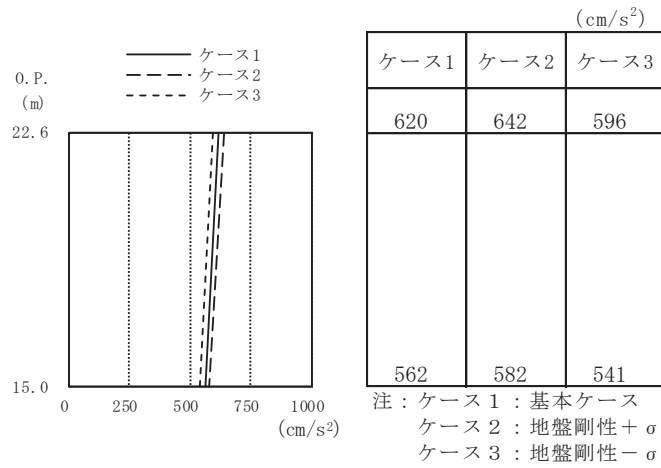


(b) S d - D 2

図 2-31 最大応答せん断力 (弾性設計用地震動 S d, EW 方向)

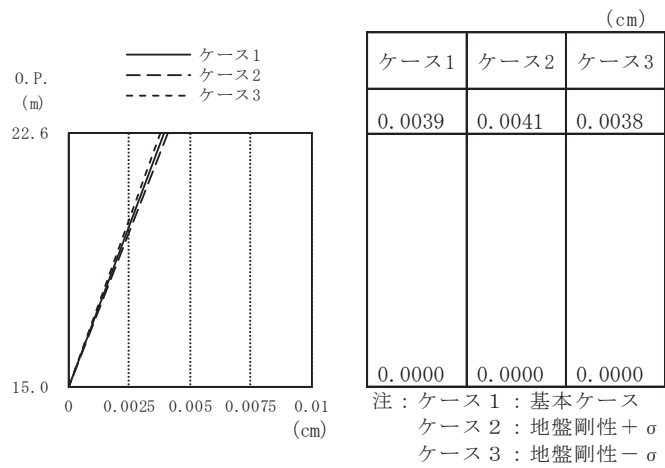


(a) S d - D 1

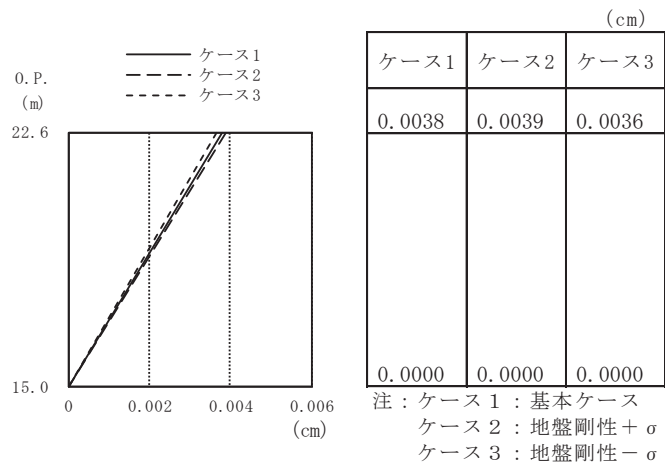


(b) S d - D 2

図 2-32 最大応答加速度（弾性設計用地震動 S d，鉛直方向）

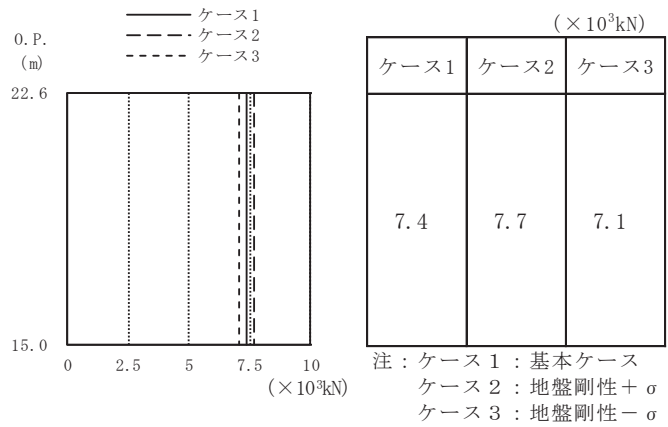


(a) S d - D 1

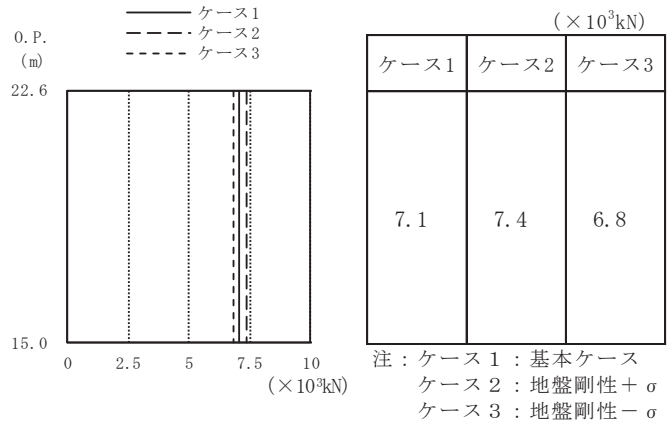


(b) S d - D 2

図 2-33 最大応答変位（弾性設計用地震動 S d，鉛直方向）



(a) S d - D 1



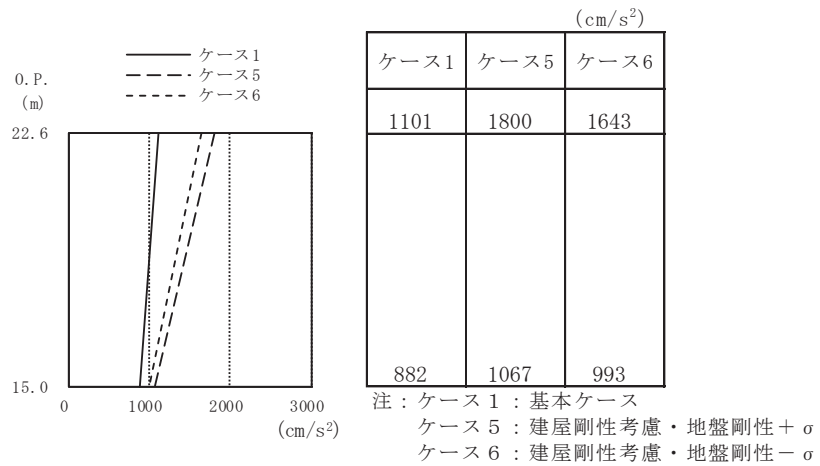
(b) S d - D 2

図 2-34 最大応答軸力（弾性設計用地震動 S d，鉛直方向）

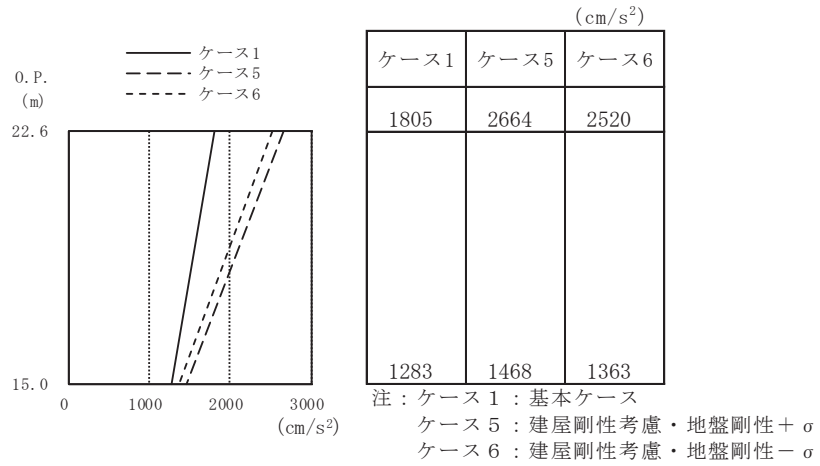
2.3 建屋剛性及び地盤物性の不確かさ

建屋剛性及び地盤物性の不確かさを考慮した基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果を図 2-35～図 2-41 に、弾性設計用地震動 S_d に対する地震応答解析結果を図 2-42～図 2-48 に示す。

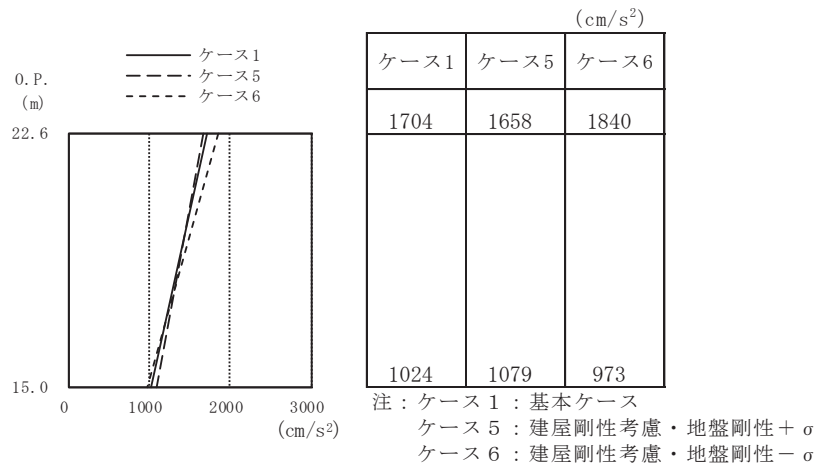
以後、基本ケースをケース 1、建屋剛性の不確かさを考慮した地盤物性 $+\sigma$ ケースをケース 5、建屋剛性の不確かさを考慮した地盤物性 $-\sigma$ としたケースをケース 6 として示す。



(a) S s - D 1

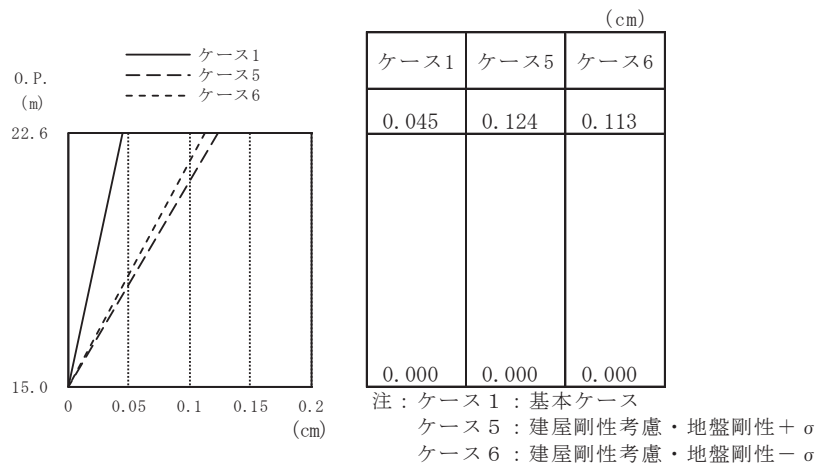


(b) S s - D 2

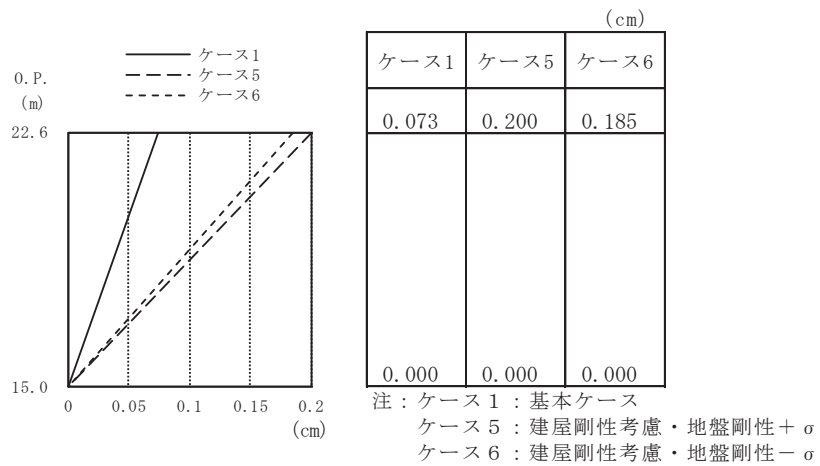


(c) S s - F 3

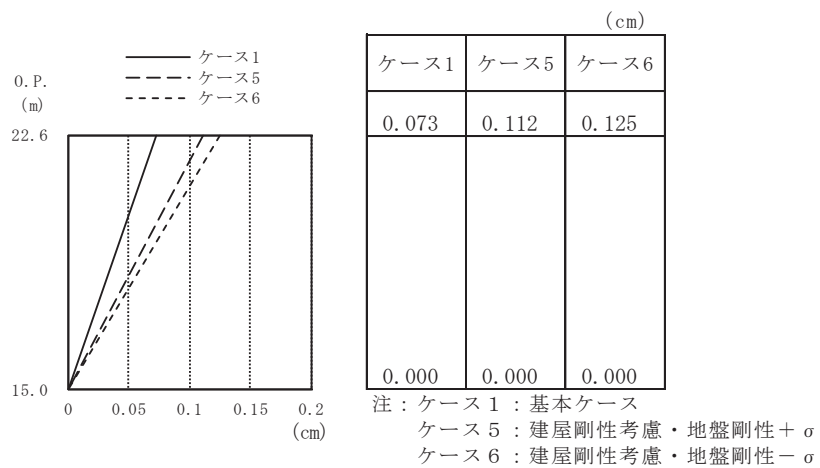
図 2-35 最大応答加速度 (基準地震動 S s, NS 方向)



(a) S s - D 1

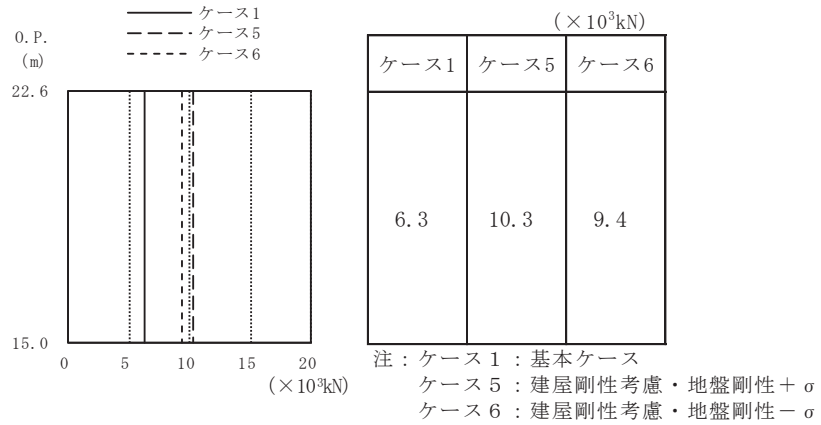


(b) S s - D 2

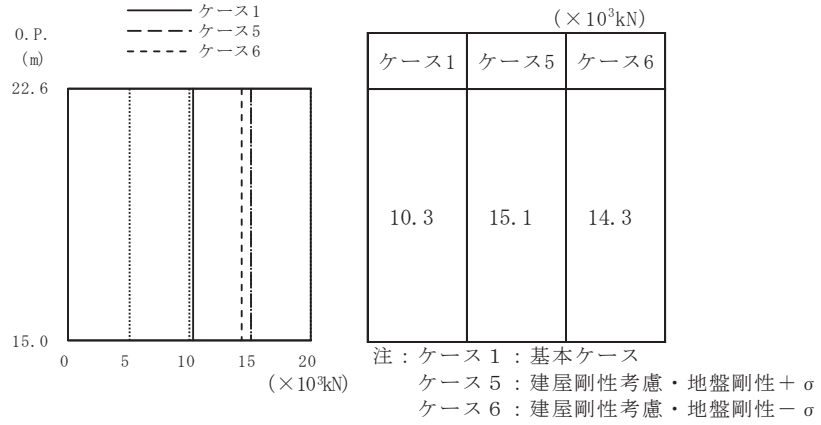


(c) S s - F 3

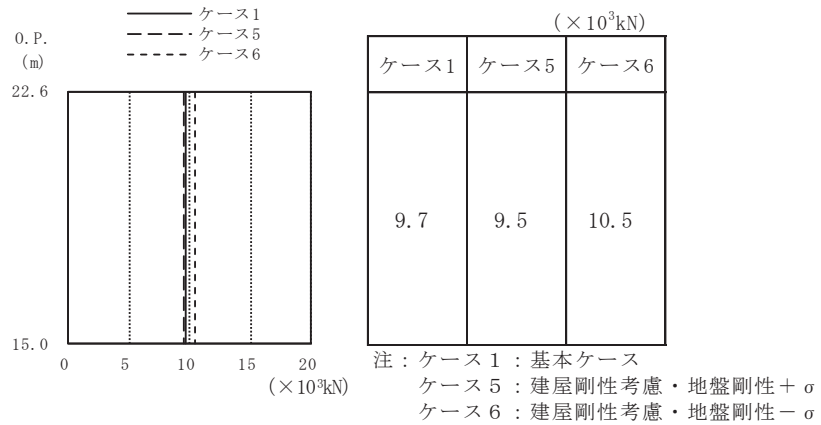
図 2-36 最大応答変位 (基準地震動 S s , NS 方向)



(a) S s - D 1

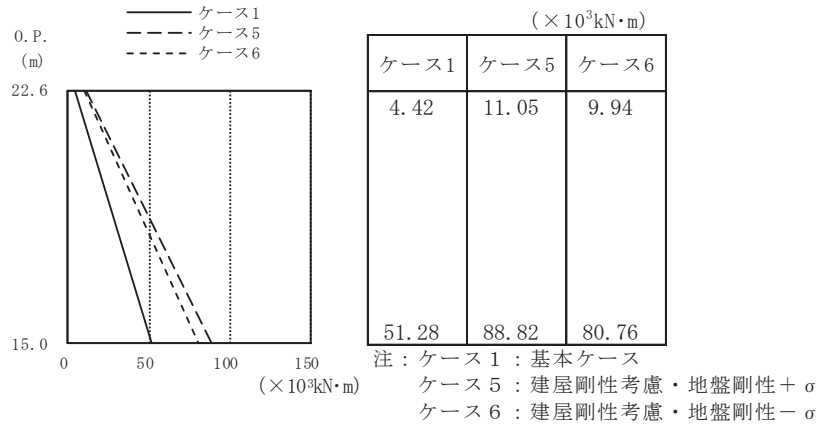


(b) S s - D 2

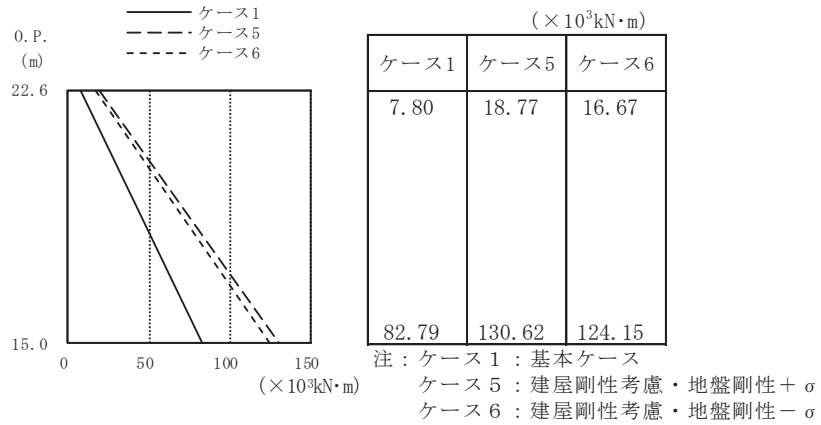


(c) S s - F 3

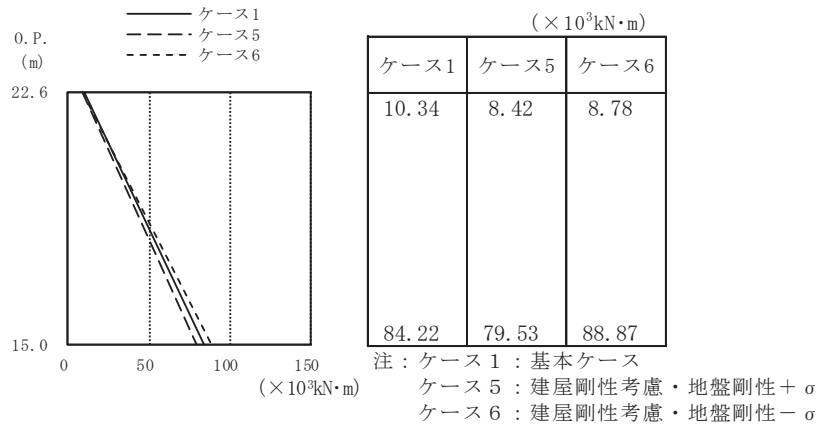
図 2-37 最大応答せん断力 (基準地震動 S s , NS 方向)



(a) S s - D 1

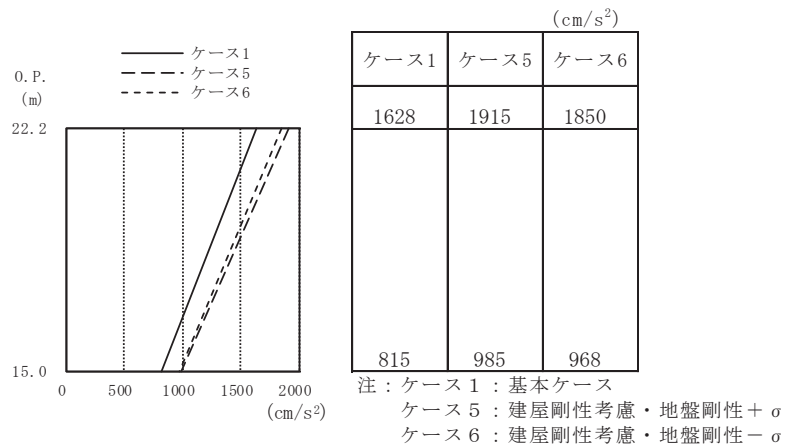


(b) S s - D 2

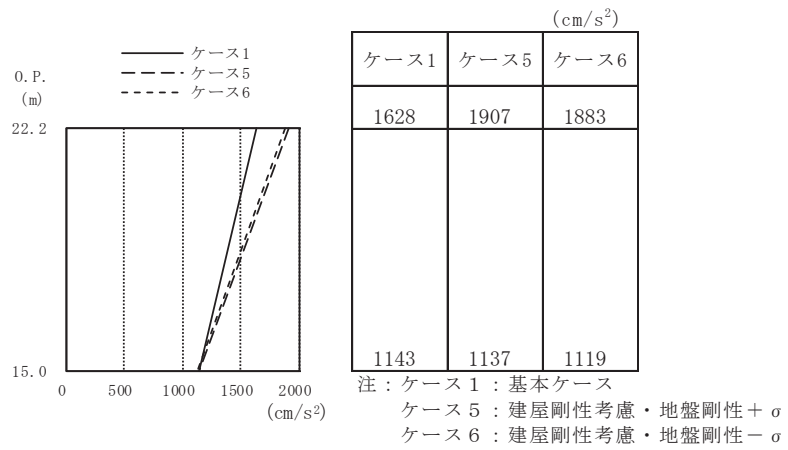


(c) S s - F 3

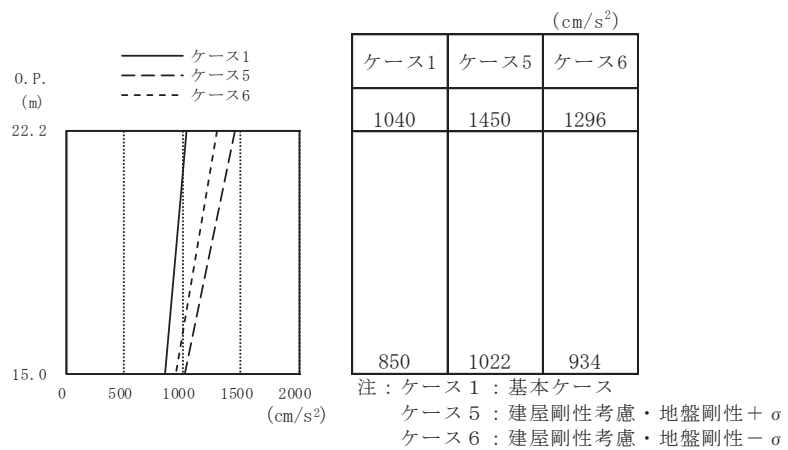
図 2-38 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S s, NS 方向)



(a) S s - D 1

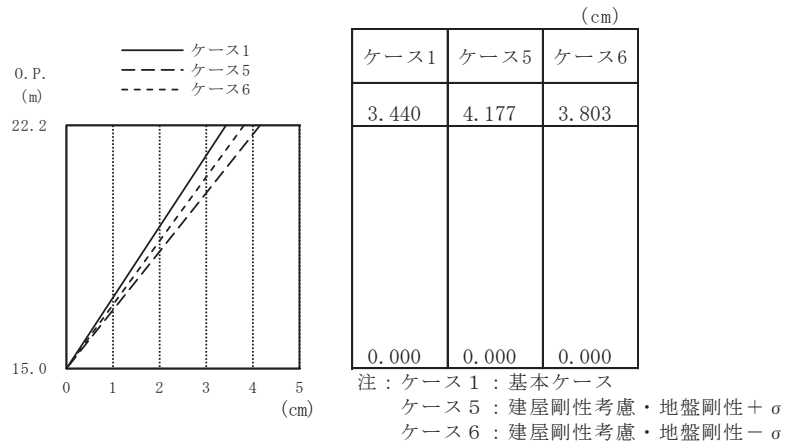


(b) S s - D 2

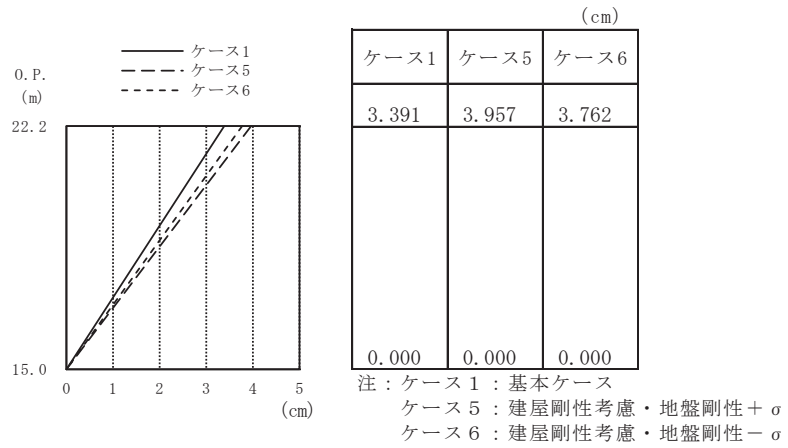


(c) S s - F 3

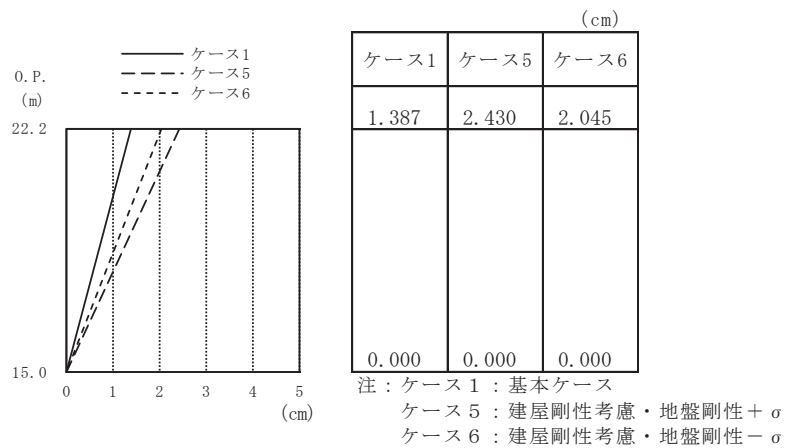
図 2-39 最大応答加速度 (基準地震動 S s , EW 方向)



(a) S s - D 1

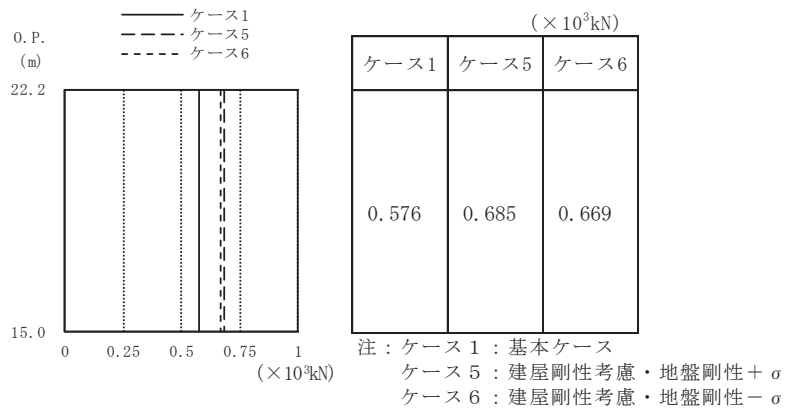


(b) S s - D 2

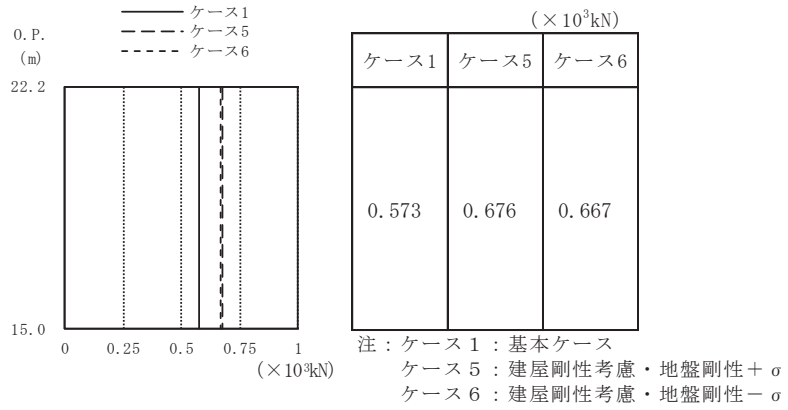


(c) S s - F 3

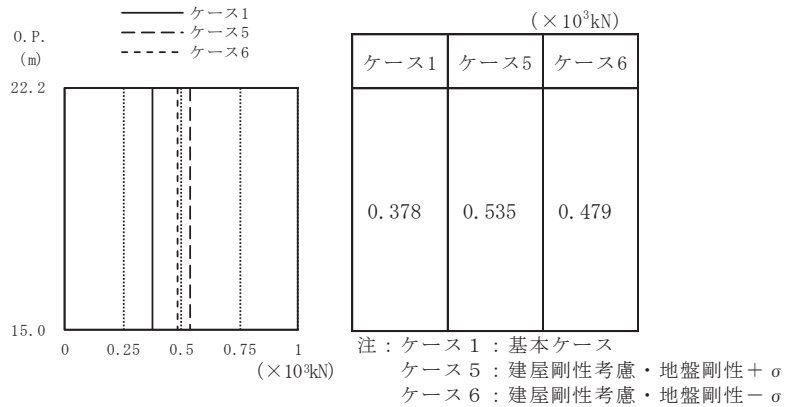
図 2-40 最大応答変位 (基準地震動 S s , EW 方向)



(a) S s - D 1

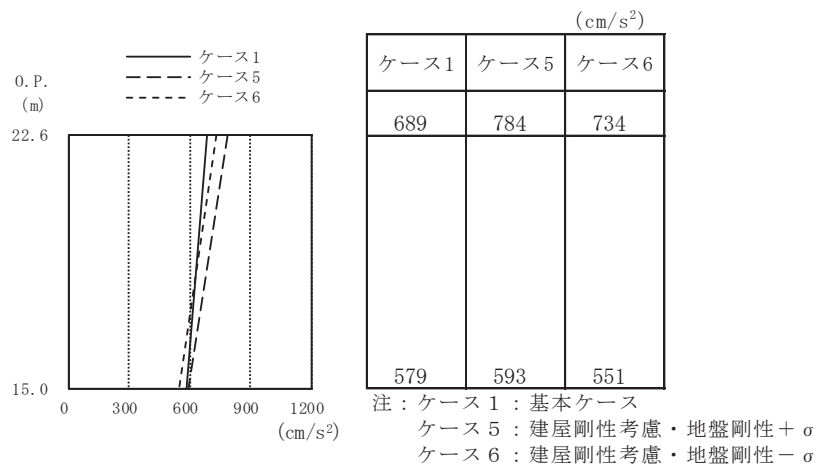


(b) S s - D 2

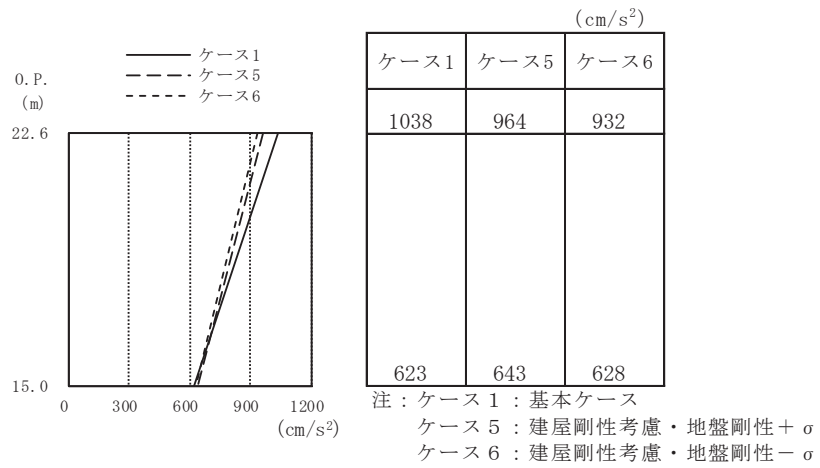


(c) S s - F 3

図 2-41 最大応答せん断力 (基準地震動 S s , EW 方向)

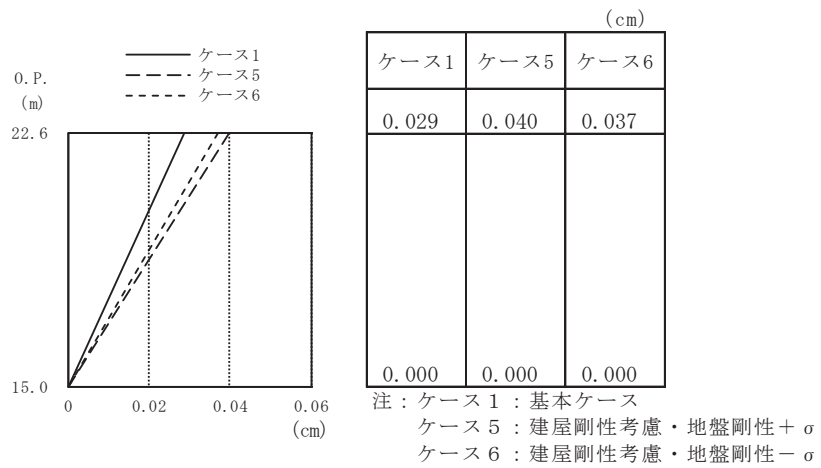


(a) S d - D 1

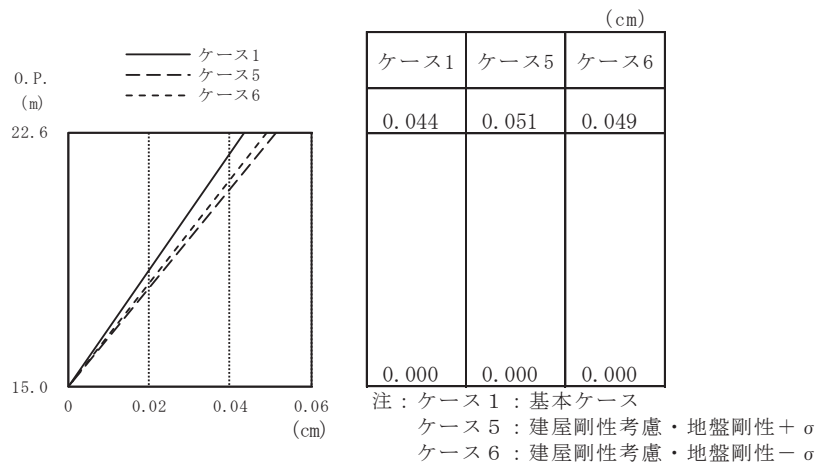


(b) S d - D 2

図 2-42 最大応答加速度 (弾性設計用地震動 S d , NS 方向)

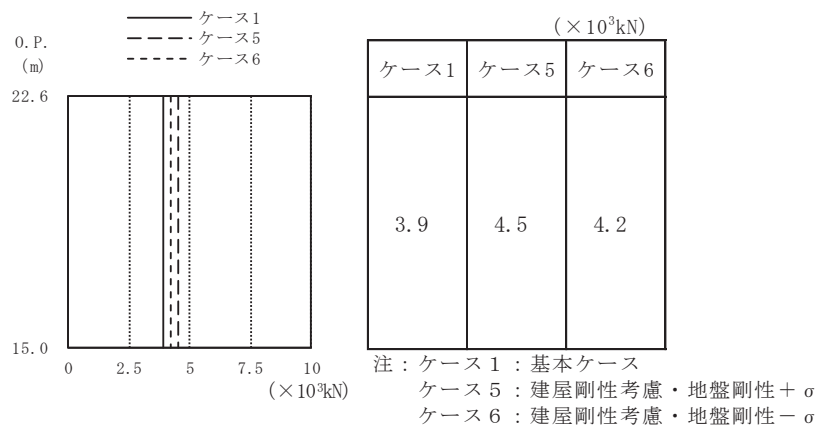


(a) S d - D 1

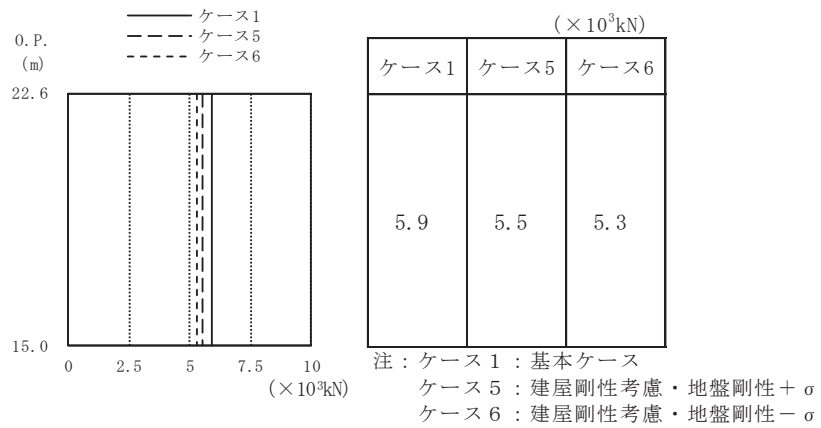


(b) S d - D 2

図 2-43 最大応答変位（弾性設計用地震動 S d , NS 方向）

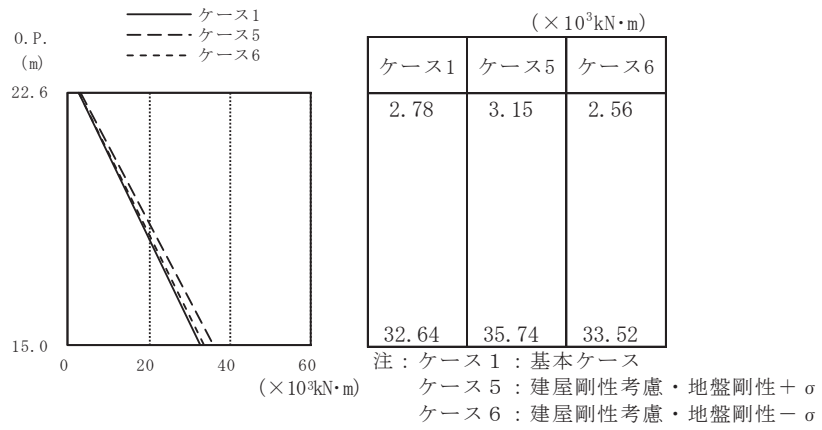


(a) S d - D 1

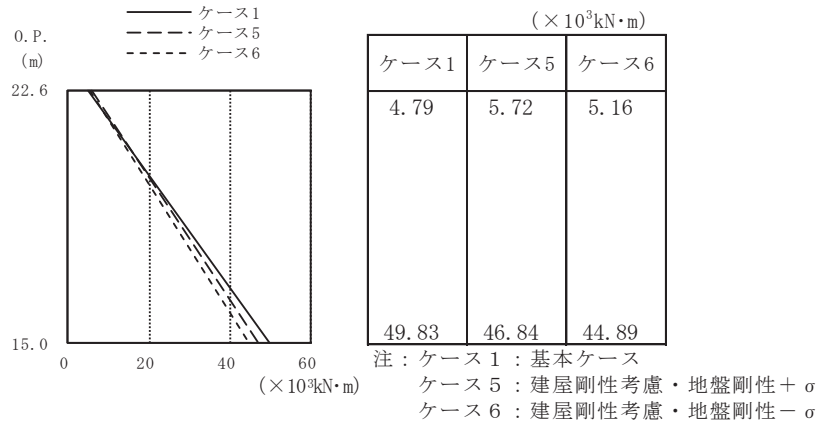


(b) S d - D 2

図 2-44 最大応答せん断力 (弾性設計用地震動 S d , NS 方向)

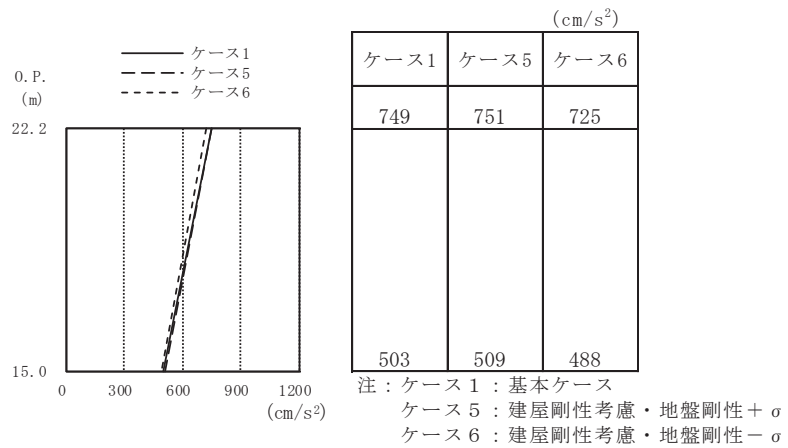


(a) S d - D 1

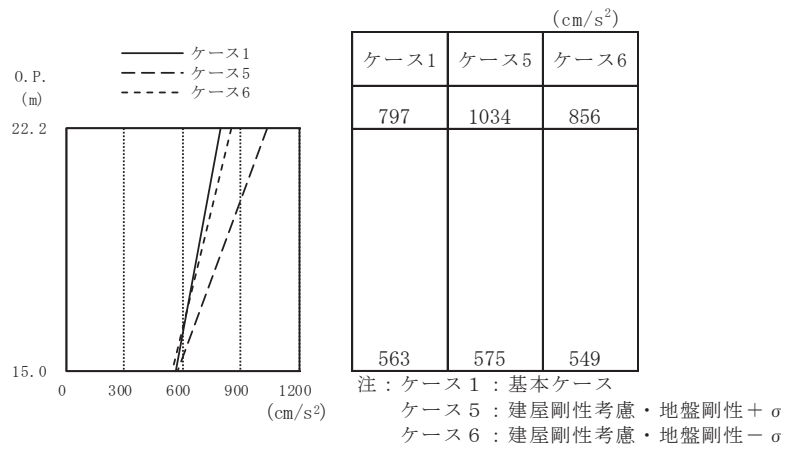


(b) S d - D 2

図 2-45 最大応答曲げモーメント (弾性設計用地震動 S d, NS 方向)

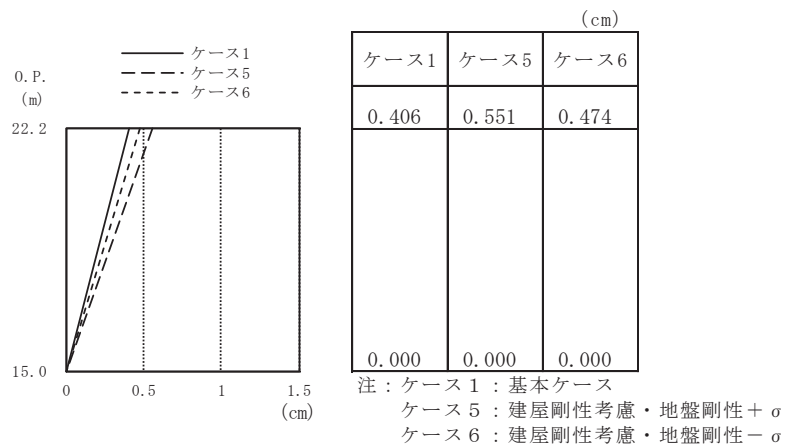


(a) S d - D 1

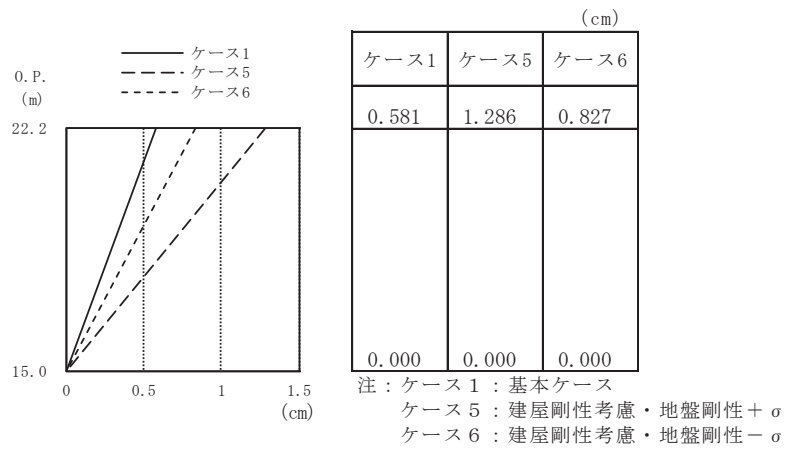


(b) S d - D 2

図 2-46 最大応答加速度 (弾性設計用地震動 S d, EW 方向)

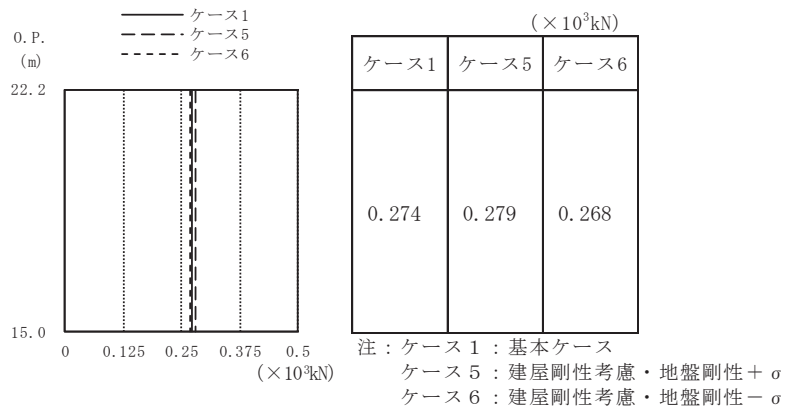


(a) S d - D 1

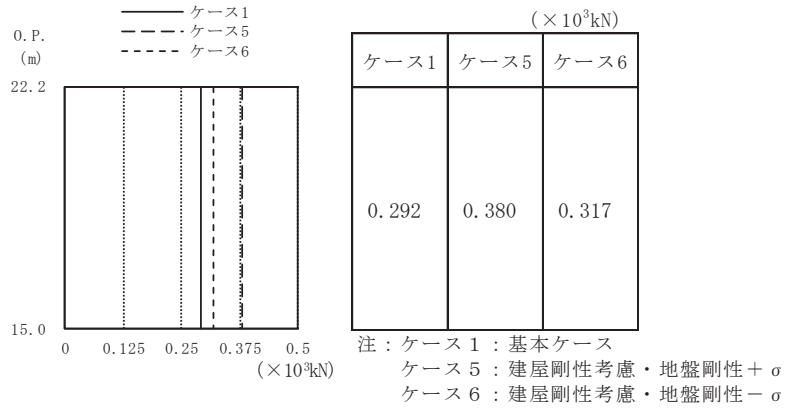


(b) S d - D 2

図 2-47 最大応答変位 (弾性設計用地震動 S d, EW 方向)



(a) S d - D 1



(b) S d - D 2

図 2-48 最大応答せん断力 (弾性設計用地震動 S d, EW 方向)

3. まとめ

前章で実施した材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を基本ケースと併せて以下に示す。

基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果を表3-1～表3-10に，弾性設計用地震動 S_d に対する地震応答解析結果を表3-11～表3-20に示す。

表 3-1(1) 最大応答加速度一覧表 (基準地震動 S_s , NS 方向) (1/2)

(a) $S_s - D 1$

質点 番号	最大応答加速度 (cm/s^2)											
	$S_s - D 1$						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	1101	1090	1164	1732	1800	1643	1805	1830	1759	2557	2664	2520
基礎 上端	882	919	877	1028	1067	993	1283	1313	1239	1426	1468	1363

注：ケース1：工認モデル，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性+ σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性- σ

(b) $S_s - D 2$

質点 番号	最大応答加速度 (cm/s^2)											
	$S_s - D 2$						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	1805	1830	1759	2557	2664	2520	1805	1830	1759	2557	2664	2520
基礎 上端	1283	1313	1239	1426	1468	1363	1283	1313	1239	1426	1468	1363

注：ケース1：工認モデル，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性+ σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性- σ

表3-1(2) 最大応答加速度一覧表 (基準地震動 S_s , NS方向) (2/2)

(c) $S_s - F3$

質点 番号	最大応答加速度 (cm/s^2)											
	$S_s - F3$						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	1704	1781	1619	1765	1658	1840	1805	1830	1759	2557	2664	2520
基礎 上端	1024	1033	1030	1034	1079	973	1283	1313	1239	1426	1468	1363

注：ケース1：工認モデル，ケース2：地盤剛性 $+\sigma$ ，ケース3：地盤剛性 $-\sigma$ ，

ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性 $+\sigma$ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性 $-\sigma$

表3-2 最大応答変位一覧表（基準地震動 S_s ，NS方向）

(a) $S_s - D 1$

質点 番号	最大応答変位 (cm)											
	$S_s - D 1$						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	0.045	0.044	0.048	0.119	0.124	0.113	0.073	0.076	0.072	0.189	0.200	0.185

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性+ σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性- σ

(b) $S_s - D 2$

質点 番号	最大応答変位 (cm)											
	$S_s - D 2$						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	0.073	0.076	0.072	0.189	0.200	0.185	0.073	0.076	0.072	0.189	0.200	0.185

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性+ σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性- σ

(c) $S_s - F 3$

質点 番号	最大応答変位 (cm)											
	$S_s - F 3$						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	0.073	0.075	0.069	0.120	0.112	0.125	0.073	0.076	0.072	0.189	0.200	0.185

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性+ σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性- σ

表3-3 最大応答せん断力一覧表（基準地震動 S_s ，NS方向）

(a) $S_s - D 1$

要素番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3 \text{kN}$)											
	$S_s - D 1$						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	6.3	6.2	6.7	9.9	10.3	9.4	10.3	10.5	10.1	14.5	15.1	14.3

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性 $+\sigma$ ，ケース3：地盤剛性 $-\sigma$ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性 $+\sigma$ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性 $-\sigma$

(b) $S_s - D 2$

要素番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3 \text{kN}$)											
	$S_s - D 2$						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	10.3	10.5	10.1	14.5	15.1	14.3	10.3	10.5	10.1	14.5	15.1	14.3

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性 $+\sigma$ ，ケース3：地盤剛性 $-\sigma$ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性 $+\sigma$ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性 $-\sigma$

(c) $S_s - F 3$

要素番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3 \text{kN}$)											
	$S_s - F 3$						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	9.7	10.2	9.3	10.1	9.5	10.5	10.3	10.5	10.1	14.5	15.1	14.3

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性 $+\sigma$ ，ケース3：地盤剛性 $-\sigma$ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性 $+\sigma$ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性 $-\sigma$

表3-4 最大応答曲げモーメント一覧表（基準地震動 S_s ，NS方向）

(a) $S_s - D 1$

要素 番号	最大応答曲げモーメント ($\times 10^3 \text{kN}\cdot\text{m}$)											
	$S_s - D 1$						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	51.28	49.92	54.17	85.41	88.82	80.76	84.22	86.31	80.80	125.73	130.62	124.15

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性 $+\sigma$ ，ケース3：地盤剛性 $-\sigma$ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性 $+\sigma$ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性 $-\sigma$

(b) $S_s - D 2$

要素 番号	最大応答曲げモーメント ($\times 10^3 \text{kN}\cdot\text{m}$)											
	$S_s - D 2$						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	82.79	86.31	80.80	125.73	130.62	124.15	84.22	86.31	80.80	125.73	130.62	124.15

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性 $+\sigma$ ，ケース3：地盤剛性 $-\sigma$ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性 $+\sigma$ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性 $-\sigma$

(c) $S_s - F 3$

要素 番号	最大応答曲げモーメント ($\times 10^3 \text{kN}\cdot\text{m}$)											
	$S_s - F 3$						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	84.22	85.43	79.54	85.28	79.53	88.87	84.22	86.31	80.80	125.73	130.62	124.15

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性 $+\sigma$ ，ケース3：地盤剛性 $-\sigma$ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性 $+\sigma$ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性 $-\sigma$

表3-5(1) 最大応答加速度一覧表 (基準地震動 S_s , EW方向) (1/2)

(a) $S_s - D 1$

質点 番号	最大応答加速度 (cm/s^2)											
	$S_s - D 1$						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	1628	1620	1602	1880	1915	1850	1628	1634	1619	1903	1915	1883
基礎 上端	815	835	836	978	985	968	1143	1148	1127	1136	1137	1119

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性 $+\sigma$ ，ケース3：地盤剛性 $-\sigma$ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性 $+\sigma$ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性 $-\sigma$

(b) $S_s - D 2$

質点 番号	最大応答加速度 (cm/s^2)											
	$S_s - D 2$						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	1628	1634	1619	1903	1907	1883	1628	1634	1619	1903	1915	1883
基礎 上端	1143	1148	1127	1136	1137	1119	1143	1148	1127	1136	1137	1119

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性 $+\sigma$ ，ケース3：地盤剛性 $-\sigma$ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性 $+\sigma$ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性 $-\sigma$

表3-5(2) 最大応答加速度一覧表 (基準地震動 S_s , EW方向) (2/2)

(c) $S_s - F_3$

質点 番号	最大応答加速度 (cm/s^2)											
	$S_s - F_3$						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	1040	1053	1024	1381	1450	1296	1628	1634	1619	1903	1915	1883
基礎 上端	850	868	809	1003	1022	934	1143	1148	1127	1136	1137	1119

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性 $+\sigma$ ，ケース3：地盤剛性 $-\sigma$ ，

ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性 $+\sigma$ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性 $-\sigma$

表3-6 最大応答変位一覧表（基準地震動 S_s ，EW方向）

(a) $S_s - D 1$

質点 番号	最大応答変位 (cm)											
	$S_s - D 1$						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	3.440	3.442	3.346	4.024	4.177	3.803	3.440	3.442	3.353	4.024	4.177	3.803

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性+ σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性- σ

(b) $S_s - D 2$

質点 番号	最大応答変位 (cm)											
	$S_s - D 2$						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	3.391	3.419	3.353	3.881	3.957	3.762	3.440	3.442	3.353	4.024	4.177	3.803

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性+ σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性- σ

(c) $S_s - F 3$

質点 番号	最大応答変位 (cm)											
	$S_s - F 3$						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	1.387	1.433	1.338	2.259	2.430	2.045	3.440	3.442	3.353	4.024	4.177	3.803

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性+ σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性- σ

表3-7 最大応答せん断力一覧表（基準地震動 S_s ，EW方向）

(a) $S_s - D 1$

要素 番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3 \text{kN}$)											
	$S_s - D 1$						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	0.576	0.576	0.571	0.679	0.685	0.669	0.576	0.576	0.571	0.679	0.685	0.669

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性 $+\sigma$ ，ケース3：地盤剛性 $-\sigma$ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性 $+\sigma$ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性 $-\sigma$

(b) $S_s - D 2$

要素 番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3 \text{kN}$)											
	$S_s - D 2$						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	0.573	0.575	0.571	0.672	0.676	0.667	0.576	0.576	0.571	0.679	0.685	0.669

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性 $+\sigma$ ，ケース3：地盤剛性 $-\sigma$ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性 $+\sigma$ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性 $-\sigma$

(c) $S_s - F 3$

要素 番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3 \text{kN}$)											
	$S_s - F 3$						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	0.378	0.382	0.372	0.510	0.535	0.479	0.576	0.576	0.571	0.679	0.685	0.669

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性 $+\sigma$ ，ケース3：地盤剛性 $-\sigma$ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性 $+\sigma$ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性 $-\sigma$

表3-8 最大応答加速度一覧表（基準地震動 S_s ，鉛直方向）

(a) $S_s - D1$

質点 番号	最大応答加速度 (cm/s^2)					
	$S_s - D1$			最大値		
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
1	1113	1152	1070	1113	1152	1070
基礎 上端	1078	1118	1034	1078	1118	1034

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ

(b) $S_s - D2$

質点 番号	最大応答加速度 (cm/s^2)					
	$S_s - D2$			最大値		
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
1	1069	1107	1027	1113	1152	1070
基礎 上端	969	1003	932	1078	1118	1034

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ

(c) $S_s - F3$

質点 番号	最大応答加速度 (cm/s^2)					
	$S_s - F3$			最大値		
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
1	707	717	692	1113	1152	1070
基礎 上端	639	646	627	1078	1118	1034

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ

表3-9 最大応答変位一覧表（基準地震動 S_s ，鉛直方向）

(a) $S_s - D1$

質点 番号	最大応答変位 (cm)					
	$S_s - D1$			最大値		
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
1	0.0068	0.0070	0.0065	0.0068	0.0070	0.0065

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ

(b) $S_s - D2$

質点 番号	最大応答変位 (cm)					
	$S_s - D2$			最大値		
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
1	0.0065	0.0067	0.0063	0.0068	0.0070	0.0065

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ

(c) $S_s - F3$

質点 番号	最大応答変位 (cm)					
	$S_s - F3$			最大値		
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
1	0.0043	0.0044	0.0042	0.0068	0.0070	0.0065

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ

表3-10 最大応答軸力一覧表（基準地震動 S_s ，鉛直方向）

(a) $S_s - D 1$

要素番号	最大応答軸力 ($\times 10^3 \text{kN}$)					
	$S_s - D 1$			最大値		
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
(1)	12.8	13.2	12.3	12.8	13.2	12.3

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性 $+\sigma$ ，ケース3：地盤剛性 $-\sigma$

(b) $S_s - D 2$

要素番号	最大応答軸力 ($\times 10^3 \text{kN}$)					
	$S_s - D 2$			最大値		
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
(1)	12.3	12.7	11.8	12.8	13.2	12.3

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性 $+\sigma$ ，ケース3：地盤剛性 $-\sigma$

(c) $S_s - F 3$

要素番号	最大応答軸力 ($\times 10^3 \text{kN}$)					
	$S_s - F 3$			最大値		
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
(1)	8.1	8.2	8.0	12.8	13.2	12.3

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性 $+\sigma$ ，ケース3：地盤剛性 $-\sigma$

表 3-11 最大応答加速度一覧表（弾性設計用地震動 S d, NS 方向）

(a) S d - D 1

質点 番号	最大応答加速度 (cm/s ²)											
	S d - D 1						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	689	740	602	765	784	734	1038	1114	911	944	964	932
基礎 上端	579	593	551	579	593	551	623	643	628	623	643	628

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性+ σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性- σ

(b) S d - D 2

質点 番号	最大応答加速度 (cm/s ²)											
	S d - D 2						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	1038	1114	911	944	964	932	1038	1114	911	944	964	932
基礎 上端	623	643	628	623	643	628	623	643	628	623	643	628

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性+ σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性- σ

表3-12 最大応答変位一覧表（弾性設計用地震動 S d，NS方向）

(a) S d - D 1

質点 番号	最大応答変位 (cm)											
	S d - D 1						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	0.029	0.031	0.025	0.039	0.040	0.037	0.044	0.047	0.038	0.050	0.051	0.049

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性+ σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性- σ

(b) S d - D 2

質点 番号	最大応答変位 (cm)											
	S d - D 2						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	0.044	0.047	0.038	0.050	0.051	0.049	0.044	0.047	0.038	0.050	0.051	0.049

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性+ σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性- σ

表3-13 最大応答せん断力一覧表（弾性設計用地震動 S d，NS方向）

(a) S d - D 1

要素 番号	最大応答せん断力(×10 ³ kN)											
	S d - D 1						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	3.9	4.2	3.4	4.4	4.5	4.2	5.9	6.4	5.2	5.4	5.5	5.3

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性+ σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性- σ

(b) S d - D 2

要素 番号	最大応答せん断力(×10 ³ kN)											
	S d - D 2						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	5.9	6.4	5.2	5.4	5.5	5.3	5.9	6.4	5.2	5.4	5.5	5.3

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性+ σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性- σ

表3-14 最大応答曲げモーメント一覧表（弾性設計用地震動 S d，NS方向）

(a) S d - D 1

要素 番号	最大応答曲げモーメント(×10 ³ kN・m)											
	S d - D 1						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	32.64	35.32	28.22	34.90	35.74	33.52	49.83	53.67	43.47	45.69	46.84	44.89

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性+ σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性- σ

(b) S d - D 2

要素 番号	最大応答曲げモーメント(×10 ³ kN・m)											
	S d - D 2						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	49.83	53.67	43.47	45.69	46.84	44.89	49.83	53.67	43.47	45.69	46.84	44.89

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性+ σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性- σ

表3-15 最大応答加速度一覧表（弾性設計用地震動 S d, EW方向）

(a) S d - D 1

質点 番号	最大応答加速度 (cm/s ²)											
	S d - D 1						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	749	750	740	737	751	725	797	830	774	937	1034	856
基礎 上端	503	509	488	503	509	488	563	575	549	563	575	549

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性+ σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性- σ

(b) S d - D 2

質点 番号	最大応答加速度 (cm/s ²)											
	S d - D 2						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	797	830	774	937	1034	856	797	830	774	937	1034	856
基礎 上端	563	575	549	563	575	549	563	575	549	563	575	549

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性+ σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性- σ

表3-16 最大応答変位一覧表（弾性設計用地震動 S d , EW方向）

(a) S d - D 1

質点 番号	最大応答変位 (cm)											
	S d - D 1						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	0.406	0.411	0.384	0.518	0.551	0.474	0.581	0.697	0.516	1.023	1.286	0.827

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性+ σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性- σ

(b) S d - D 2

質点 番号	最大応答変位 (cm)											
	S d - D 2						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	0.581	0.697	0.516	1.023	1.286	0.827	0.581	0.697	0.516	1.023	1.286	0.827

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性+ σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性- σ

表3-17 最大応答せん断力一覧表（弾性設計用地震動 S d, EW方向）

(a) S d - D 1

要素 番号	最大応答せん断力(×10 ³ kN)											
	S d - D 1						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	0.274	0.274	0.272	0.274	0.279	0.268	0.292	0.305	0.285	0.344	0.380	0.317

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性+ σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性- σ

(b) S d - D 2

要素 番号	最大応答せん断力(×10 ³ kN)											
	S d - D 2						最大値					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
(1)	0.292	0.305	0.285	0.344	0.380	0.317	0.292	0.305	0.285	0.344	0.380	0.317

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+ σ ，ケース3：地盤剛性- σ ，
 ケース4：建屋剛性考慮，ケース5：建屋剛性考慮・地盤剛性+ σ ，ケース6：建屋剛性考慮・地盤剛性- σ

表3-18 最大応答加速度一覧表（弾性設計用地震動 S d，鉛直方向）

(a) S d - D 1

質点 番号	最大応答加速度 (cm/s ²)					
	S d - D 1			最大値		
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
1	646	668	621	646	668	621
基礎 上端	625	648	600	625	648	600

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+σ，ケース3：地盤剛性-σ

(b) S d - D 2

質点 番号	最大応答加速度 (cm/s ²)					
	S d - D 2			最大値		
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
1	620	642	596	646	668	621
基礎 上端	562	582	541	625	648	600

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+σ，ケース3：地盤剛性-σ

表3-19 最大応答変位一覧表（弾性設計用地震動 S d，鉛直方向）

(a) S d - D 1

質点 番号	最大応答変位 (cm)					
	S d - D 1			最大値		
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
1	0.0039	0.0041	0.0038	0.0039	0.0041	0.0038

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+σ，ケース3：地盤剛性-σ

(b) S d - D 2

質点 番号	最大応答変位 (cm)					
	S d - D 2			最大値		
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
1	0.0038	0.0039	0.0036	0.0039	0.0041	0.0038

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+σ，ケース3：地盤剛性-σ

表3-20 最大応答軸力一覧表（弾性設計用地震動 S d，鉛直方向）

(a) S d - D 1

要素 番号	最大応答軸力(×10 ³ kN)					
	S d - D 1			最大値		
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
(1)	7.4	7.7	7.1	7.4	7.7	7.1

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+σ，ケース3：地盤剛性-σ

(b) S d - D 2

要素 番号	最大応答軸力(×10 ³ kN)					
	S d - D 2			最大値		
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
(1)	7.1	7.4	6.8	7.4	7.7	7.1

注：ケース1：基本ケース，ケース2：地盤剛性+σ，ケース3：地盤剛性-σ

別紙 6-4 大物搬入口躯体の耐震補強

目 次

1. 概要.....	別紙 6-4- 1
2. 補強設計方針.....	別紙 6-4- 1
2.1 基礎スラブの支持.....	別紙 6-4- 1
2.2 大物搬入口躯体補強.....	別紙 6-4- 1
3. 耐震補強部材の詳細.....	別紙 6-4- 2
3.1 基礎スラブの支持.....	別紙 6-4- 2
3.2 大物搬入口躯体補強.....	別紙 6-4- 6
4. 地盤の支持性能の検討.....	別紙 6-4-11
4.1 検討方法.....	別紙 6-4-11
4.2 支持性能の検討結果.....	別紙 6-4-12

1. 概要

本資料は、大物搬入口躯体の耐震補強について説明するものである。

2. 補強設計方針

2.1 基礎スラブの支持

大物搬入口躯体は、現状は原子炉建屋の支持岩盤上面から大物搬入口躯体基礎スラブ下面までの範囲が埋戻土であることから、支持壁で基礎スラブを支持することとしている。基準地震動 S_s に対する裕度を確保する目的で、大物搬入口躯体の直下地盤を原子炉建屋の支持岩盤上面から大物搬入口躯体基礎スラブ下面までの範囲にマンメイドロックを打設し、大物搬入口躯体の基礎スラブをマンメイドロックで直接支持する構造とする。また、大物搬入口躯体の直下地盤をマンメイドロックに置換することで、地盤は液状化しない。なお、現状の大物搬入口躯体基礎スラブを支持している支持壁については、マンメイドロック打設完了後に基礎スラブに局所的な応力が作用することを避ける目的で、主筋を切断した上で基礎スラブ下端レベルまでのマンメイドロックを打設する計画としている。また、原子炉建屋側の一部については、原子炉建屋躯体に作用する地震時土圧を低減することを目的に、O.P. 2.7 m より上部の 3m 幅の範囲はマンメイドロックを打設せず埋戻土で埋戻すこととする。

2.2 大物搬入口躯体補強

大物搬入口躯体は、原子炉建屋 1 階の北側に配置された南北方向に長い箱型断面の地上 1 階の構造物である。大物搬入口躯体の基礎スラブは原子炉建屋 1 階床スラブと一体の構造となっており、1 階の耐震壁と屋根スラブはエキスパンションジョイントにより原子炉建屋と構造的に分離されている。

大物搬入口躯体は、NS 方向については耐震壁により十分な耐震性を有しているが、EW 方向については、耐震壁と屋根スラブで構成される門型のフレーム構造で耐震性を確保する構造となっているため、耐震壁と屋根スラブを増厚して耐震性を向上させることとする。新設部の壁と既設部との一体化を目的に、基礎スラブを EW 方向に拡幅して新設部の壁の縦方向主筋脚部を定着させるとともに、新設部の壁の頂部は床スラブの増厚部に定着させる。基礎スラブの拡幅部と既設基礎スラブ部は、あと施工アンカーにより一体化を図る。

また、新設する大物搬入口は、柱及びはりで構成される強固なフレームを新設して支持する計画とする。

3. 耐震補強部材の詳細

3.1 基礎スラブの支持

大物搬入口躯体の直下地盤を原子炉建屋の支持岩盤上面から大物搬入口基礎スラブ下面までの範囲にマンメイドロックを打設し，大物搬入口躯体の基礎スラブをマンメイドロックで直接支持する構造とする。大物搬入口躯体直下のマンメイドロックの打設範囲及び施工順序を図 3-1 に，マンメイドロックの物性値を表 3-1 に示す。

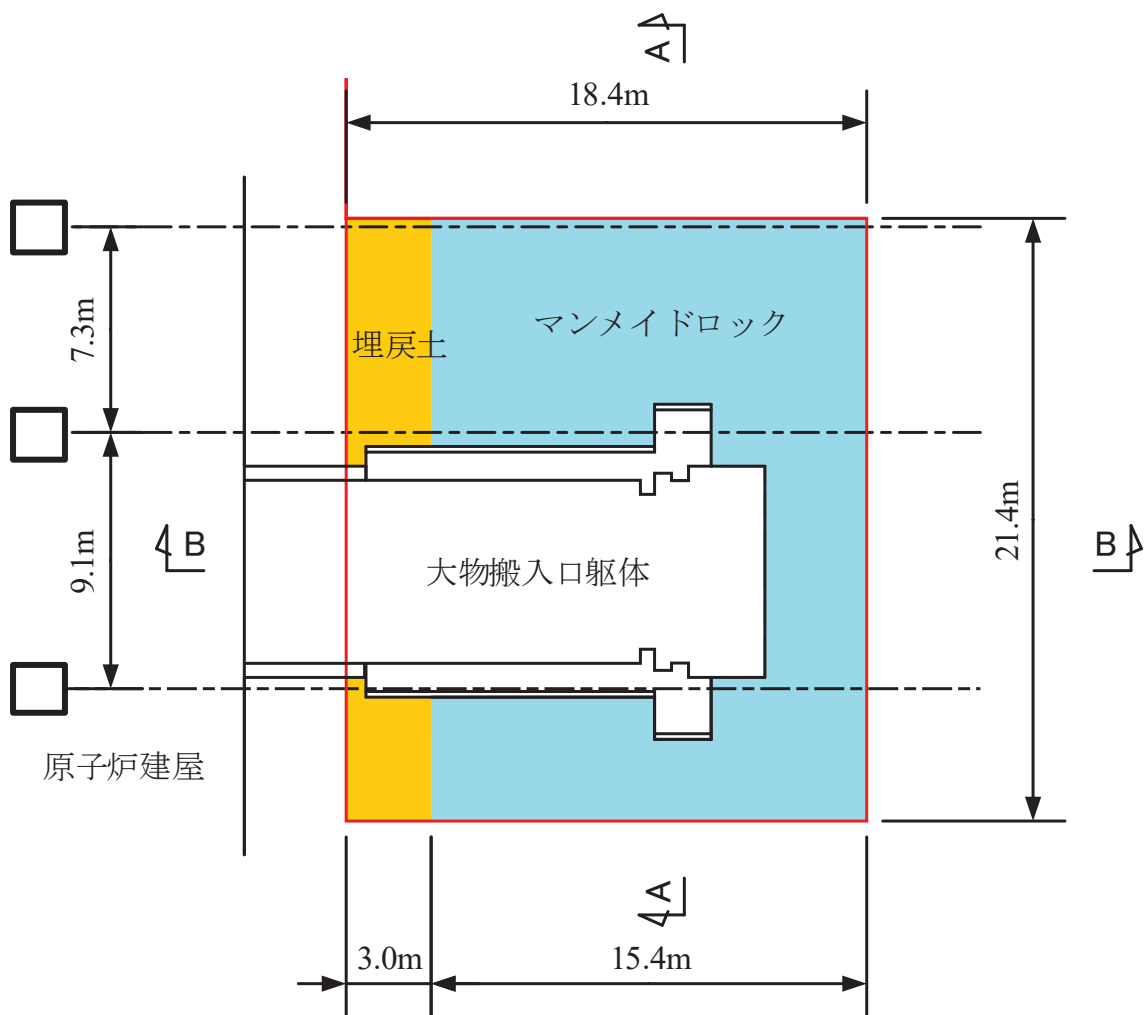


図 3-1(1) 大物搬入口躯体直下のマンメイドロック（平面図）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

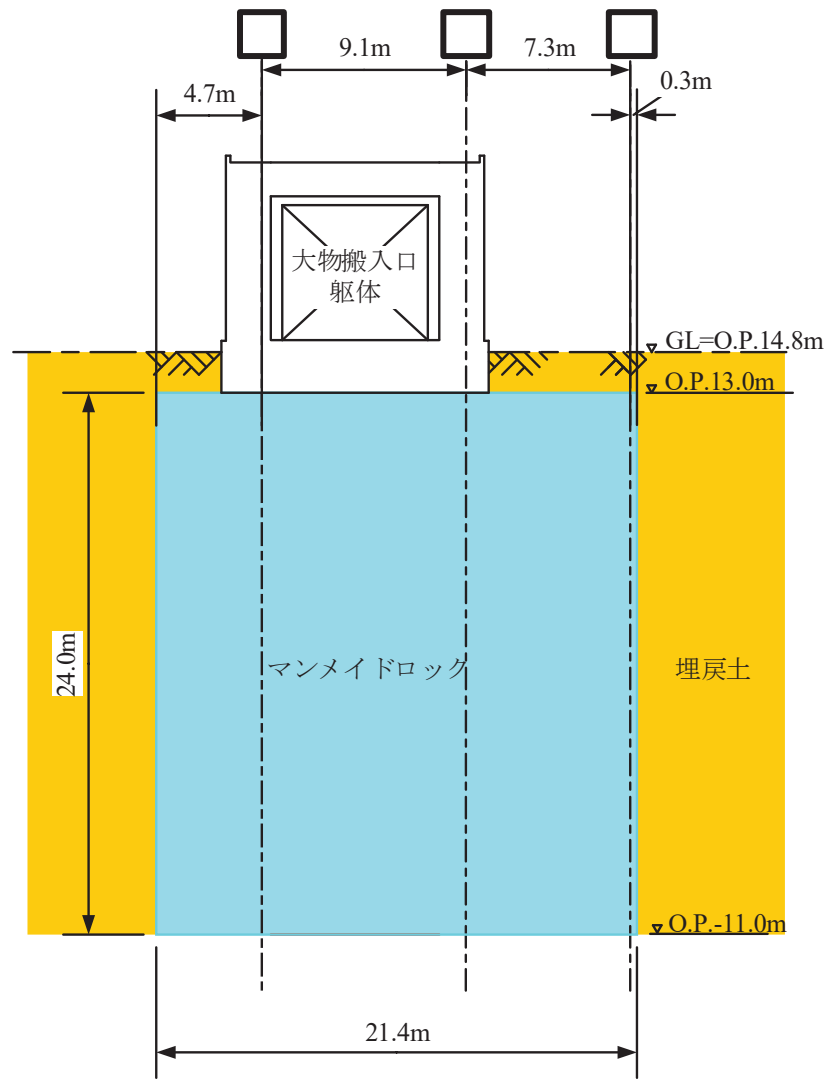


図 3-1(2) 大物搬入口躯体直下のマンメイドロック (A-A 断面)

注記* : O.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。

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

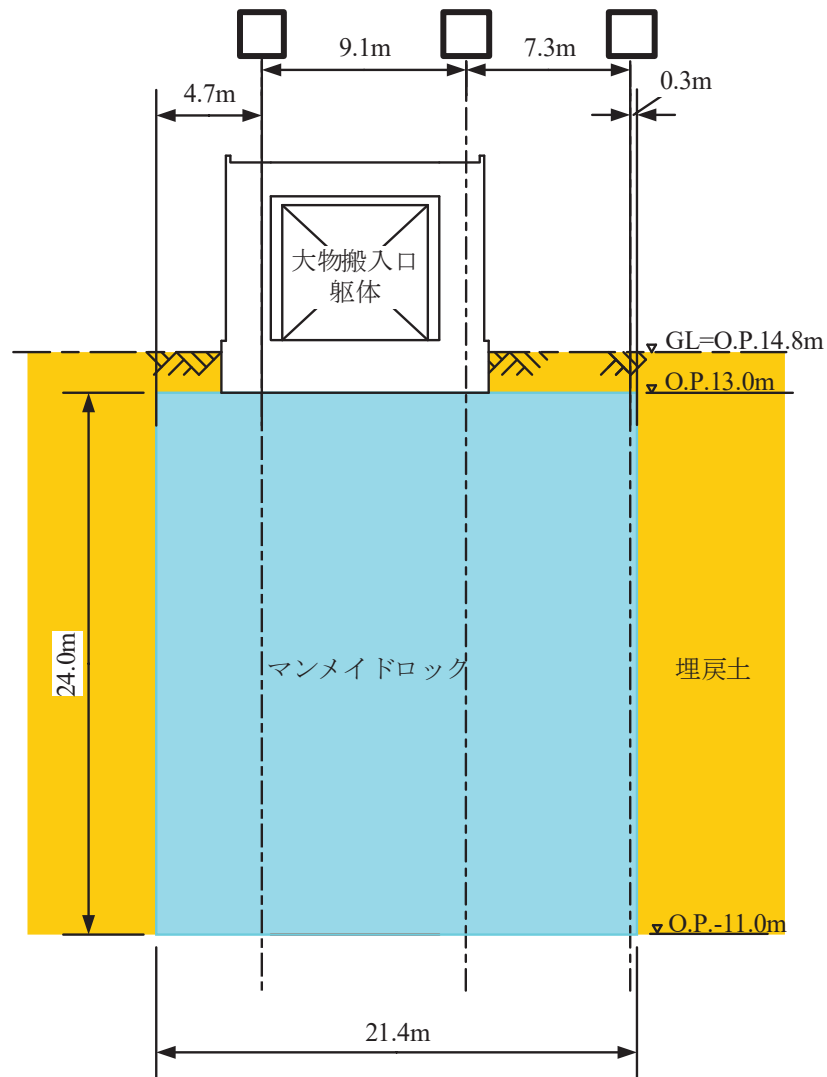


図 3-1(3) 大物搬入口躯体直下のマンメイドロック (B-B 断面)

表 3-1 マンメイドロックの物性値

	設計値*
単位重量 (kN/m ³)	22.5
ポアソン比	0.2
ヤング係数 (kN/m ²)	2.80×10^7

注記* : 土木学会 2007 年 コンクリート標準示方書 [設計編] に基づく。

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

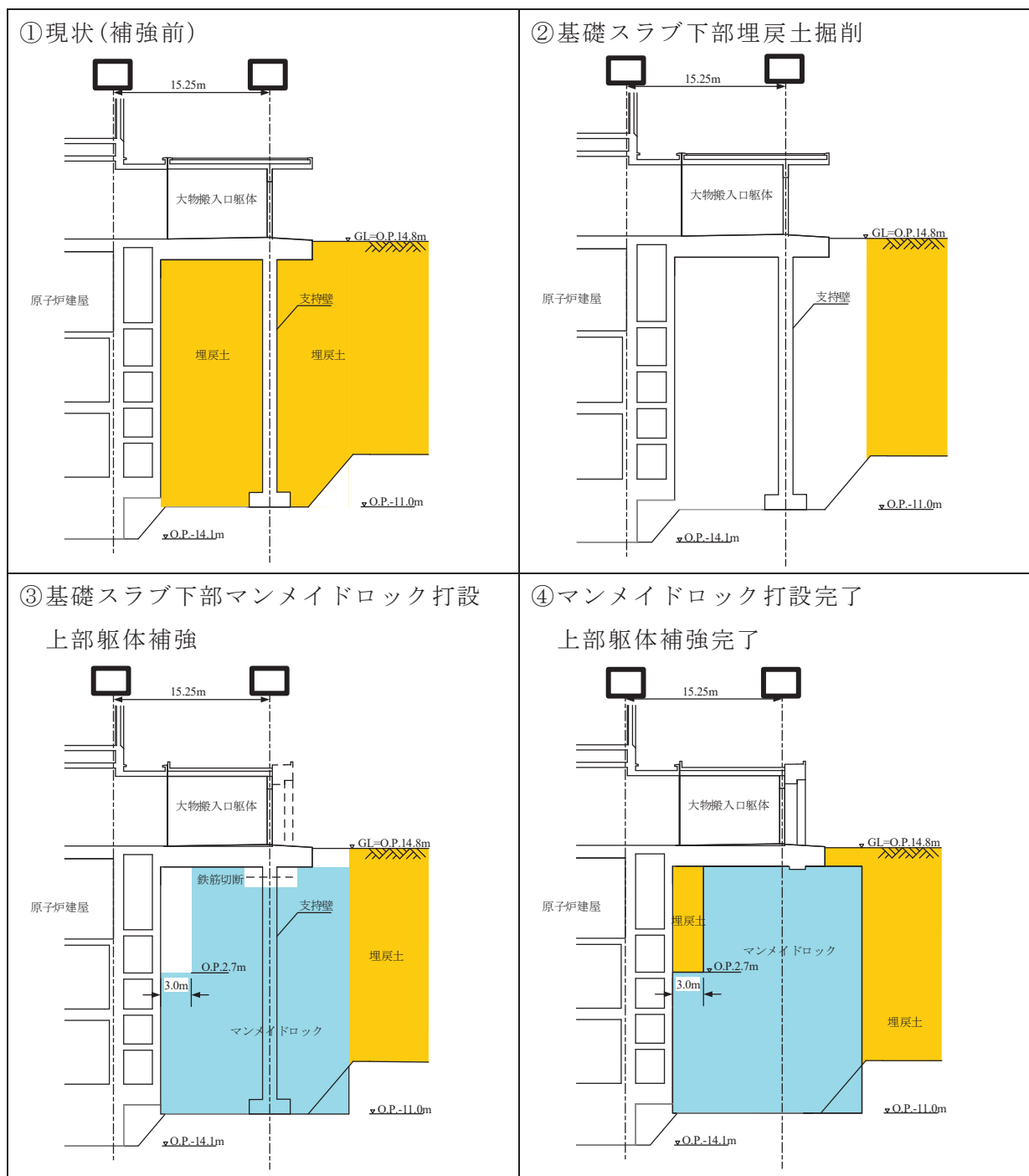


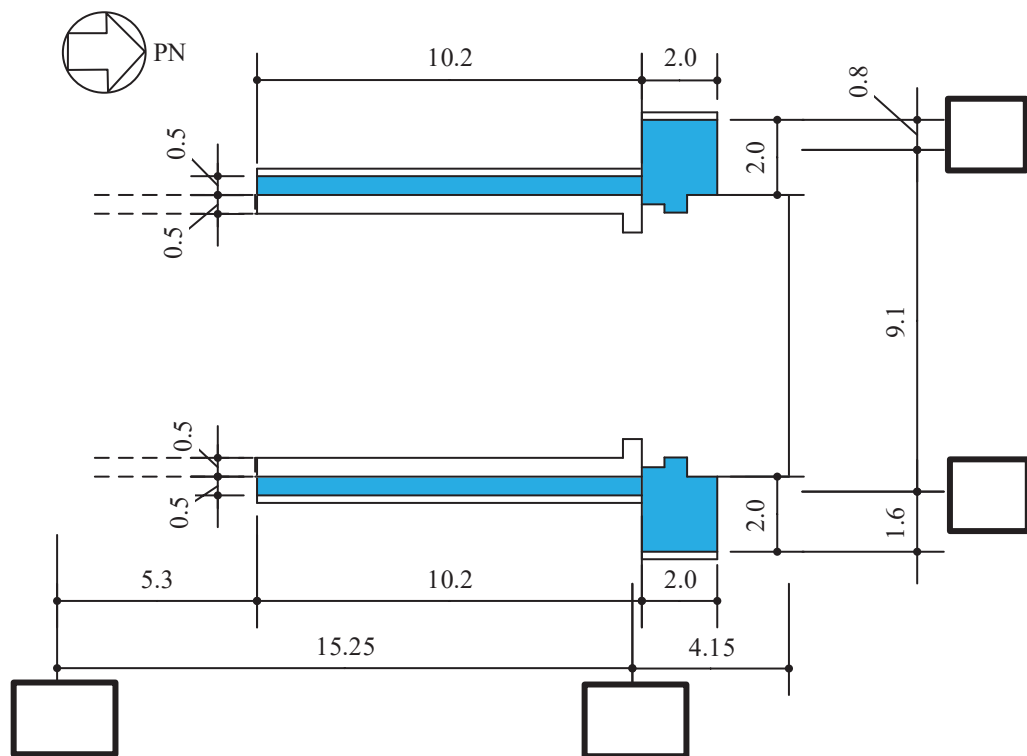
図 3-1(4) 大物搬入口躯体直下のマンメイドロックの施工順序

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

3.2 大物搬入口躯体補強

耐震補強後の大物搬入口躯体の構造を図 3-2 に、使用材料を表 3-2 に示す。耐震壁は既存躯体と一体化するように外側に 50cm 増厚し、屋根スラブは既存躯体と一体化するように外側に 30cm 増厚する計画とする。

また、新設する大物搬入口は、大型の扉を支持するために、2m×2m の柱と幅 2m、せい 1.5m のはりで構成される強固なフレームを新設して支持する計画とする。

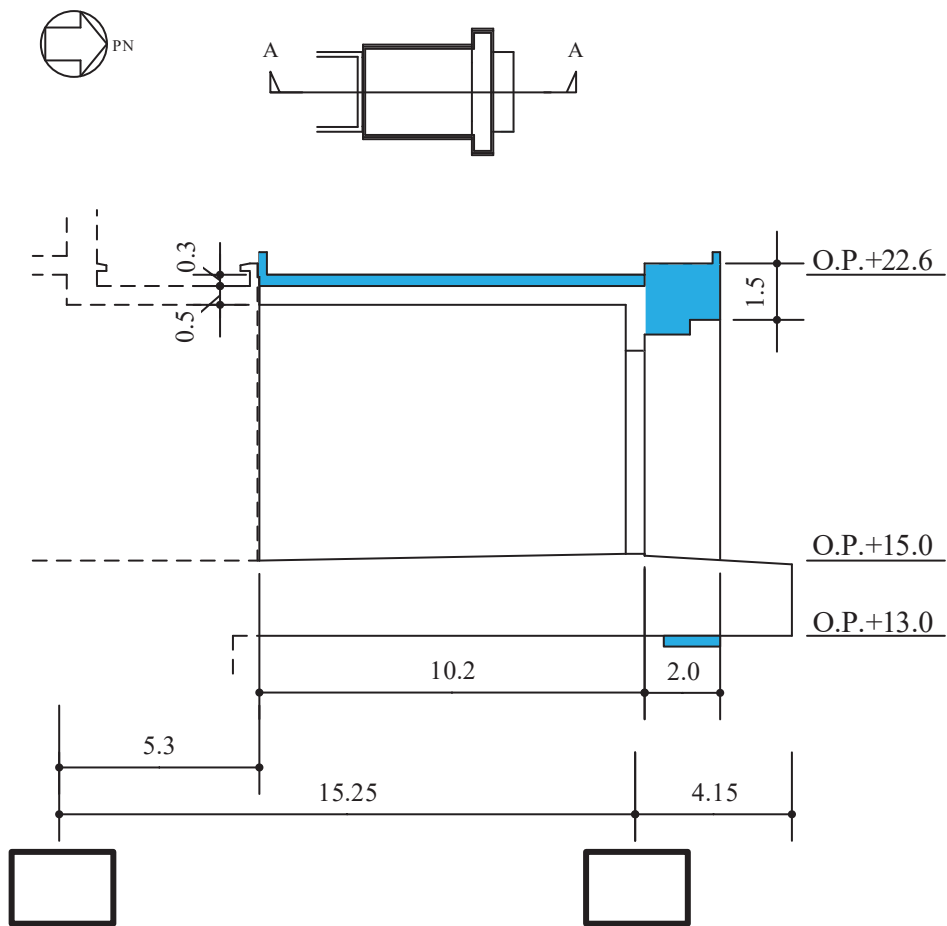


注：青色部は補強のため新設する躯体

(単位：m)

図 3-2(1) 大物搬入口躯体の概略平面図 (0.P. 15.0m)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

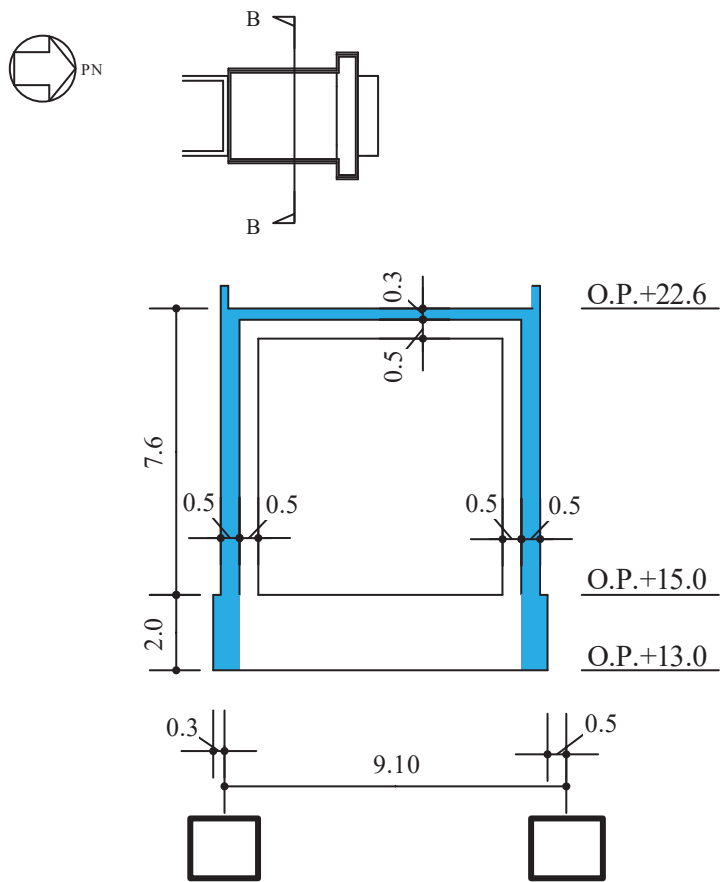


注：青色部は補強のため新設する躯体

(単位：m)

図 3-2(2) 大物搬入口躯体の概略断面図 (A-A 断面 NS 方向)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

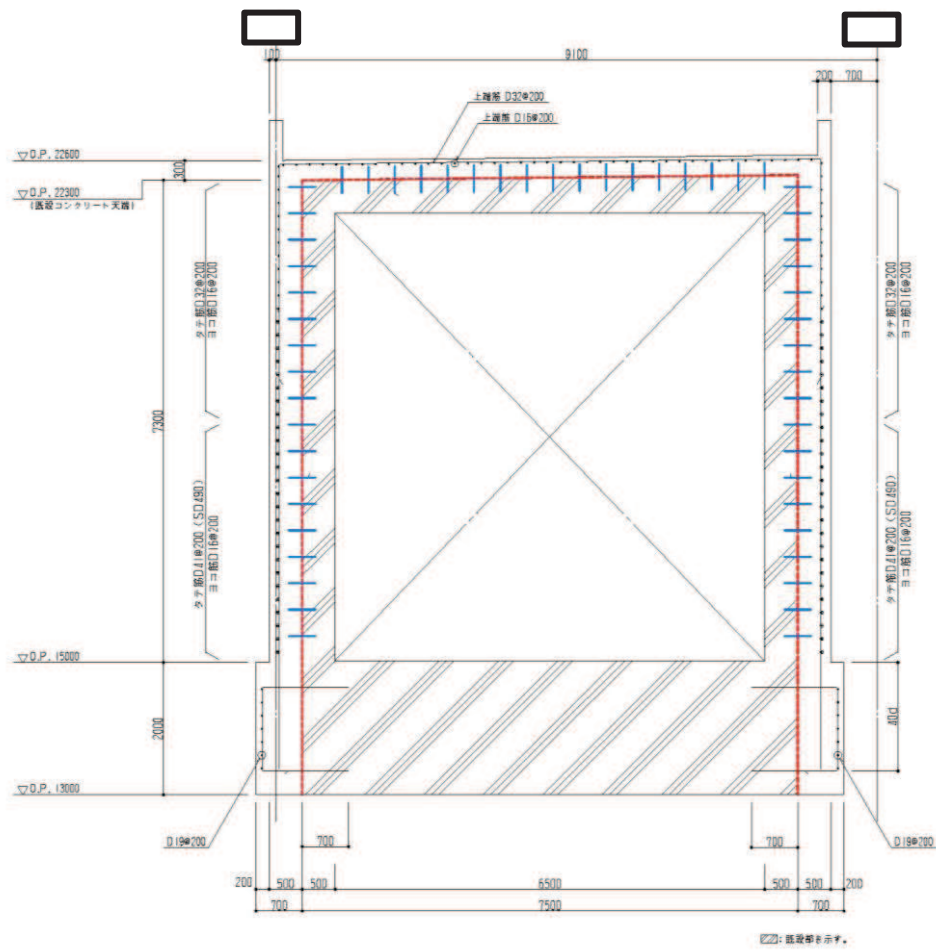


注：青色部は補強のため新設する躯体

(単位：m)

図 3-2(3) 大物搬入口躯体の概略断面図 (B-B 断面 EW 方向)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



(単位：mm)

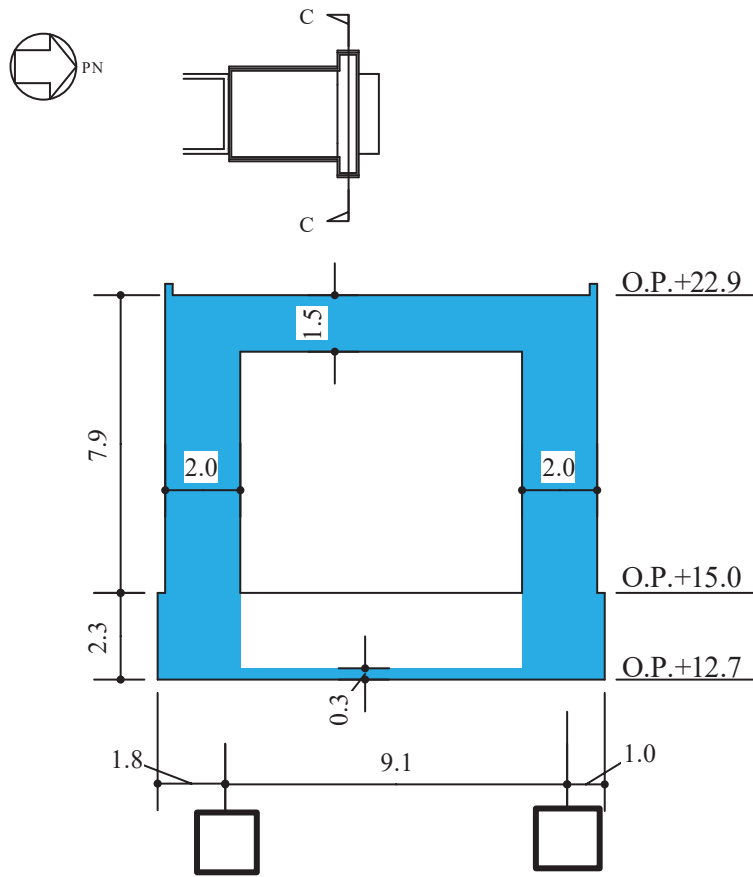
既設部と新設部の一体化のための処置

----- : 目荒らし

————— : 差し筋

図 3-2(4) 大物搬入口躯体の概略断面図 (鉄筋定着)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



注：青色部は防護扉設置のため新設する躯体

(単位：m)

図 3-2(5) 大物搬入口躯体の概略断面図 (C-C 断面 EW 方向)

表 3-2 耐震補強の使用材料

使用材料	種別	備考
コンクリート	Fc33	
鉄筋	SD345	
	SD490	脚部

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

4. 地盤の支持性能の検討

4.1 検討方法

(1) 大物搬入口躯体に対するマンメイドロックの支持性能の検討方法

大物搬入口躯体の重量と自重を考慮した鉛直震度から算定した鉛直荷重がマンメイドロックに作用した際の接地圧を算定し、マンメイドロックの許容限界以下であることを確認する。マンメイドロックの許容限界は、「土木学会 2002年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」に基づき、コンクリートの支圧強度とする。

鉛直震度は、添付書類「VI-2-9-3-1 別紙 1 大物搬入口躯体の耐震性についての計算書」における鉛直方向の地震応答解析結果に基づき算定する。

(2) マンメイドロックに対する支持地盤の支持性能の検討方法

大物搬入口躯体及びマンメイドロックの総重量と自重を考慮した鉛直震度から算定した鉛直荷重が支持地盤に作用した際の接地圧を算定し、地盤の許容限界以下であることを確認する。支持地盤の許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、地盤の極限支持力度とする。

鉛直震度は、基準地震動 S_s において最も鉛直加速度が大きい基準地震動 $S_s - D2$ の最大加速度 (600cm/s^2) に基づき算定する。

4.2 支持性能の検討結果

(1) 大物搬入口躯体に対するマンメイドロックの支持性能

表 4-1 に基準地震動 S_s 時の大物搬入口躯体の最大応答鉛直加速度を示す。鉛直震度を算定する際の鉛直加速度は、ばらつきケースを含む包絡値である 1152 cm/s^2 ($S_s - D 2$, ケース 2) を用いる。

表 4-2 に大物搬入口躯体の最大接地圧を、表 4-3 にマンメイドロックの支持性能の評価結果を示す。最大接地圧はマンメイドロックの支圧強度以下となっており、マンメイドロックの支持性能に対して十分余裕があることを確認した。

表 4-1 基準地震動 S_s 時の大物搬入口躯体の鉛直加速度

(単位 : cm/s^2)

	0. P. (m)	$S_s - D 1$	$S_s - D 2$	$S_s - D 3^*$	$S_s - F 1^*$	$S_s - F 2^*$	$S_s - F 3$	$S_s - N 1^*$
ケース 1	22.6	1113	1069	797	509	581	707	654
(標準地盤)	15.0	1078	969	773	454	547	639	641
ケース 2*	22.6	1152	1107	—	—	—	717	—
(+ σ 地盤)	15.0	1118	1003	—	—	—	646	—
ケース 3*	22.6	1070	1027	—	—	—	692	—
(- σ 地盤)	15.0	1034	932	—	—	—	627	—

注：網掛部はケース 1～ケース 3 の最大値

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

表 4-2 大物搬入口躯体の最大接地圧

重量 (kN)	検討用	接地面積	最大接地圧
大物搬入口躯体	鉛直震度*	($\times 10^8 \text{ mm}^2$)	(N/mm^2)
1.525×10^4	2.18	1.084	0.307

注記*：検討用鉛直震度には長期荷重時の重量を含むものとする。

表 4-3 マンメイドロックの支持性能の評価結果

評価部位	最大接地圧 (N/mm^2)	支圧強度* (N/mm^2)	検定比
マンメイドロック	0.307	30	0.011

注記*：マンメイドロック（設計基準強度 $F_c=30 \text{ N/mm}^2$ ）に発生する接地圧に対する許容限界は、「土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」に基づき、コンクリートの支圧強度とする。

(2) マンメイドロックに対する支持地盤の支持性能

表 4-4 にマンメイドロックの最大接地圧を，表 4-5 に地盤の支持性能の評価結果を示す。最大接地圧は支持地盤の極限支持力度以下となっており，マンメイドロックの支持性能に対して十分余裕があることを確認した。

表 4-4 マンメイドロックの最大接地圧

重量 (kN)		検討用 鉛直震度*	接地面積 ($\times 10^8 \text{mm}^2$)	最大接地圧 (N/mm^2)
マンメイドロック	大物搬入口躯体			
2.10×10^5	1.525×10^4	1.62	3.938	0.927

注記*：検討用鉛直震度には長期荷重時の重量を含むものと，基準地震動 S s - D 2 の最大加速度 (600cm/s^2) から算定する。

表 4-5 地盤の支持性能の評価結果

評価部位	発生応力 (N/mm^2)	極限支持力度 (N/mm^2)	検定比
支持地盤	0.927	13.7	0.07

別紙 6-5 地震応答解析モデルに関する検討

目 次

1. 概要.....	別紙 6-5-1
2. 解析モデルに関する検討.....	別紙 6-5-2
2.1 検討方法.....	別紙 6-5-2
2.1.1 モデル化方針.....	別紙 6-5-2
2.1.2 解析モデル.....	別紙 6-5-4
2.2 検討結果.....	別紙 6-5-5
3. 入力地震動に関する検討.....	別紙 6-5-6
3.1 検討方法.....	別紙 6-5-6
3.2 検討結果.....	別紙 6-5-9

1. 概要

大物搬入口躯体の EW 方向モデルはフレーム構造部（一般部）*¹の単位幅モデル（以下「EW 方向 1 軸モデル」という。）であり，このモデルを用いて地震応答解析を実施している。一方，北側端部にはフレーム構造部（扉部）*²を設置しており，大物搬入口躯体の振動への影響が考えられることから，フレーム構造部（扉部）をモデル化した 2 軸モデル（以下「EW 方向 2 軸モデル」という。）による地震応答解析を行い，EW 方向 1 軸モデルとの応答比較により EW 方向 1 軸モデルの妥当性を確認する。

また，大物搬入口躯体の地震応答解析では，原子炉建屋 1 階床スラブと大物搬入口躯体の基礎スラブが一体となっていることから，原子炉建屋 1 階の床応答を入力地震動としている。大物搬入口躯体直下の地盤増幅を考慮した入力地震動と原子炉建屋 1 階床応答の比較を行い，原子炉建屋 1 階の床応答を入力地震動として用いることの妥当性を確認する。

注記*1：耐震壁と屋根スラブで構成される EW 方向のフレーム

*2：大物搬入口が取付く柱及びはりによるフレーム

2. 解析モデルに関する検討

2.1 検討方法

大物搬入口躯体 EW 方向について、フレーム構造部（一般部）とフレーム構造部（扉部）を等価せん断モデルでモデル化し、EW 方向 2 軸モデルを作成する。ここで、屋根スラブは非線形性を考慮した床ばねでモデル化する。作成した EW 方向 2 軸モデルと EW 方向 1 軸モデルにおける屋根スラブ面の応答加速度を比較し、解析モデルの妥当性を確認する。

2.1.1 モデル化方針

EW 方向 2 軸モデルは、フレーム構造部（一般部）とフレーム構造部（扉部）の 2 軸 2 質点モデルとする。2 つの質点は屋根スラブを等価な床ばねでモデル化して接続する。モデルの概要と質点重量の評価範囲の考え方を図 2-1 に示す。床ばねのせん断断面積の評価範囲を図 2-2 に、床ばねの長さの設定方法を図 2-3 に示す。

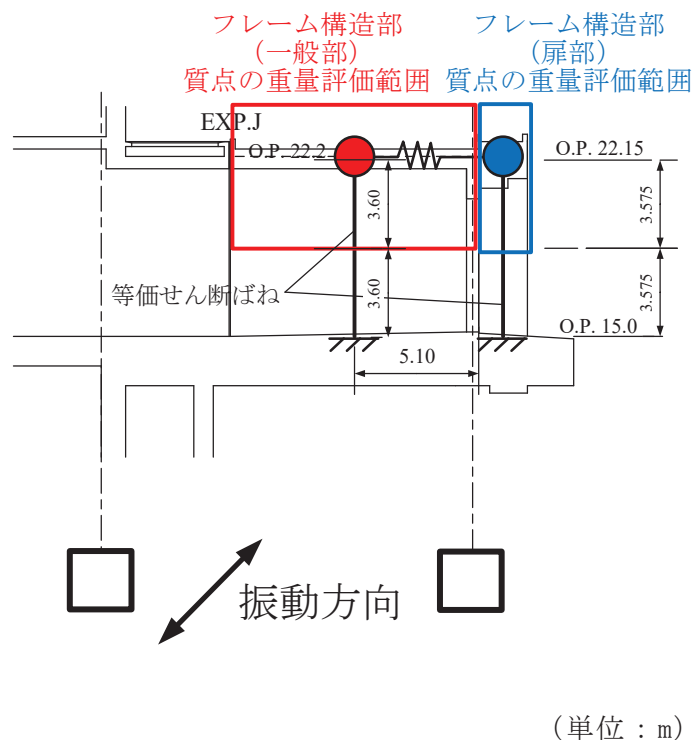
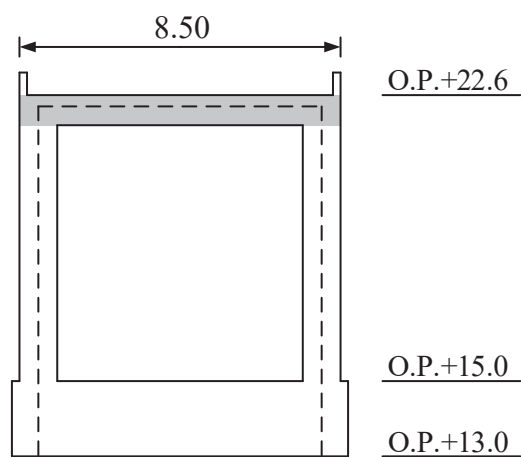


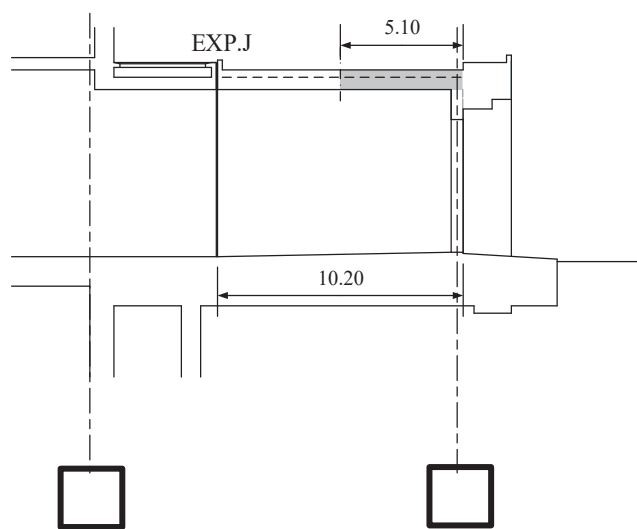
図 2-1 EW 方向 2 軸モデルの重量評価範囲

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



(単位：m)

図 2-2 床ばねのせん断断面積の評価範囲（網掛部）



(単位：m)

図 2-3 床ばねの長さの設定（網掛部）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

2.1.2 解析モデル

フレーム構造部（一般部）とフレーム構造部（扉部）の連成を考慮した地震応答解析モデル（EW方向2軸モデル）を図2-4に、諸元を表2-1に、床ばねの非線形特性を表2-2に示す。

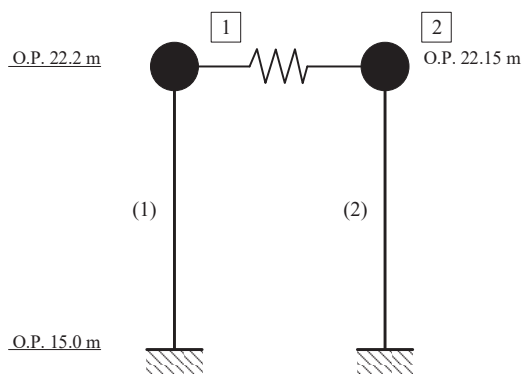


図2-4 地震応答解析モデル（EW方向2軸モデル）

表2-1 地震応答解析モデルの諸元（EW方向2軸モデル）

質点 番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I_G (kN·m ²)	要素 番号	等価せん断 断面積 A_s (m ²)	断面二次 モーメント I (m ⁴)
1	3750	—	(1)	0.513	—
2	1930	—	(2)	0.510	—
合計	5680				

表2-2 床ばねの非線形特性（EW方向2軸モデル）

剛性 (kN/m)		せん断力 (kN)	
K_1	1.399×10^7	Q_1	12230
K_2	2.448×10^6	Q_2	16510
K_3	1.241×10^6		

2.2 検討結果

EW 方向 2 軸モデルの固有値解析結果を表 2-3 に、EW 方向 1 軸モデルの固有値解析結果を表 2-4 に示す。EW 方向 2 軸モデルおよび EW 方向 1 軸モデルの基本ケースの基準地震動 S_s に対する最大応答加速度を表 2-5 に、床ばねのせん断応力度を表 2-6 に示す。EW 方向 1 軸モデル（工認モデル）の最大応答加速度は 2 軸モデルの各質点の最大応答加速度より 6% 程度大きい値となっている。また、床ばね（屋根スラブ）の最大応答せん断応力度は弾性範囲である。

以上のことから、EW 方向 1 軸モデルの妥当性を確認した。

表 2-3 固有値解析結果（EW 方向 2 軸モデル）

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.128	7.80	1.005
2	0.019	52.94	0.011

表 2-4 固有値解析結果（EW 方向 1 軸モデル）

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.142	7.02	1.204

表 2-5 最大応答加速度

(単位: cm/s^2)

モデル	質点 番号	S_s-D1	S_s-D2	S_s-D3	S_s-F1	S_s-F2	S_s-F3	S_s-N1
EW 方向 2 軸モデル	1	1524	1503	1096	943	1333	1087	1068
	2	1514	1503	1091	961	1335	1094	1081
EW 方向 1 軸モデル	1	1628	1628	1400	1124	1417	1040	1116

表 2-6 床ばねの最大応答せん断応力度（EW 方向 2 軸モデル）

	S_s-D1	S_s-D2	S_s-D3	S_s-F1	S_s-F2	S_s-F3	S_s-N1
Q (kN)	1226	1220	703	606	1001	712	706
τ (N/mm^2)	0.18	0.18	0.10	0.09	0.15	0.10	0.10

3. 入力地震動に関する検討

3.1 検討方法

大物搬入口躯体直下は原子炉建屋支持岩盤より上部にマンメイドロックを打設し、大物搬入口躯体の基礎スラブを直接支持している。大物搬入口躯体直下のマンメイドロックを考慮した1次元地盤モデル（以下「直下地盤モデル」という。）により算定した入力地震動と、原子炉建屋1階の床応答を比較する。図3-1及び図3-2に入力地震動の算定方法及び検討方法を、表3-1に直下地盤モデルの諸元を示す。

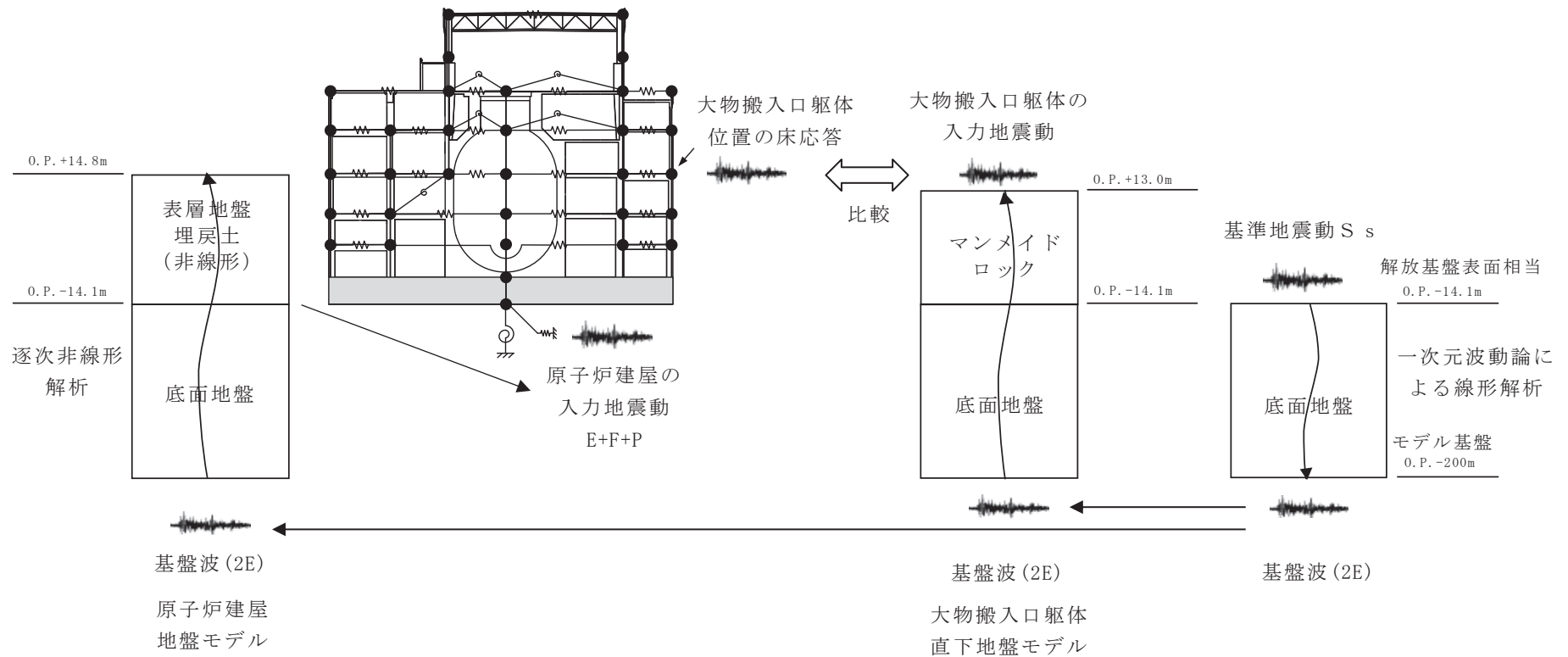


図 3-1 大物搬入口躯体の入力地震動の比較方法の概念 (水平方向)

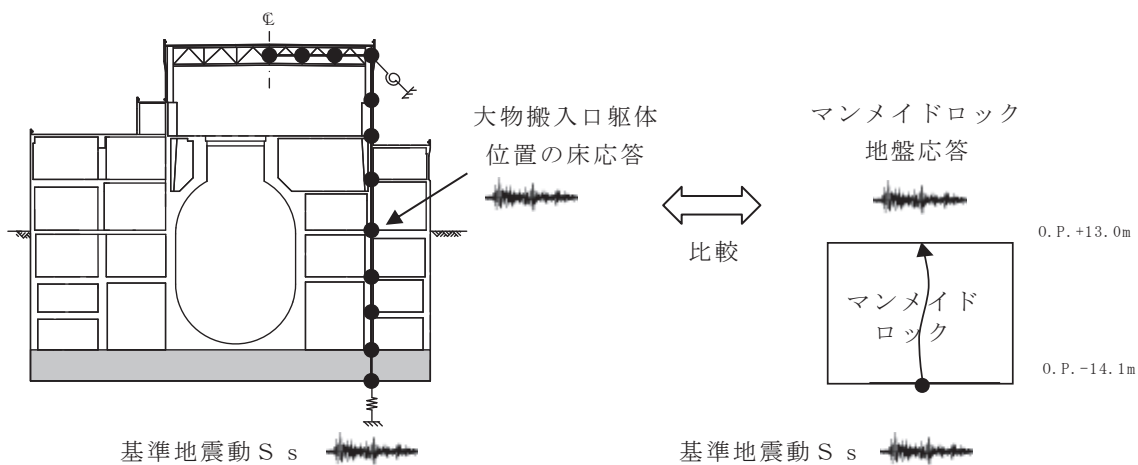


図 3-2 大物搬入口躯体の入力地震動の比較方法の概念（鉛直方向）

表 3-1 直下地盤モデルの諸元

	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 h (%)
底面地盤	-14.10	23.8	1300	3
	-25.00	24.6	2150	3
	-80.00	25.0	2440	3
	-200.0	25.0	2440	3

3.2 検討結果

原子炉建屋 1 階の床応答スペクトルと直下地盤モデルにより算定した大物搬入口躯体基礎スラブ直下の地盤応答の応答スペクトルを比較して図 3-3 に示す。

NS 方向については、原子炉建屋 1 階床応答の応答スペクトルは直下地盤モデルにより算定した大物搬入口躯体基礎スラブ直下の地盤応答の応答スペクトルを上回っており、原子炉建屋 1 階床応答を入力地震動とすることが保守的であることを確認した。

EW 方向については、原子炉建屋の 1 階床応答は周期 0.25 秒付近と周期 0.07 秒付近に大きなピークがあるが、大物搬入口躯体の EW 方向の固有周期 0.14 秒付近では、基準地震動 S_{s-D1} 、 S_{s-D2} 、 S_{s-D3} 及び S_{s-F3} で直下地盤モデルの入力地震動の応答スペクトルが原子炉建屋 1 階床応答より大きくなっている。大物搬入口躯体の EW 方向モデルは、フレームを等価せん断モデルとしてモデル化しており、応答は非線形応答となるため、非線形応答を考慮した場合の周期帯域での応答スペクトルの比較を行う。図 3-3(2)には、せん断スケルトン上の応答最大値に対する等価剛性に対応する固有周期を示している。等価剛性を考慮した周期範囲では、原子炉建屋 1 階の床応答スペクトルは直下地盤モデルの応答スペクトルを大きく上回っているため、原子炉建屋 1 階の床応答を入力した場合の方が保守的であると判断される。

UD 方向については、直下地盤モデルの地盤応答は、原子炉建屋 1 階の床応答にほぼ包絡されるため、原子炉建屋 1 階の床応答を入力地震動とすることが保守的であることを確認した。

以上のことから、大物搬入口躯体の入力地震動として原子炉建屋 1 階の床応答を入力地震動とすることの妥当性を確認した。

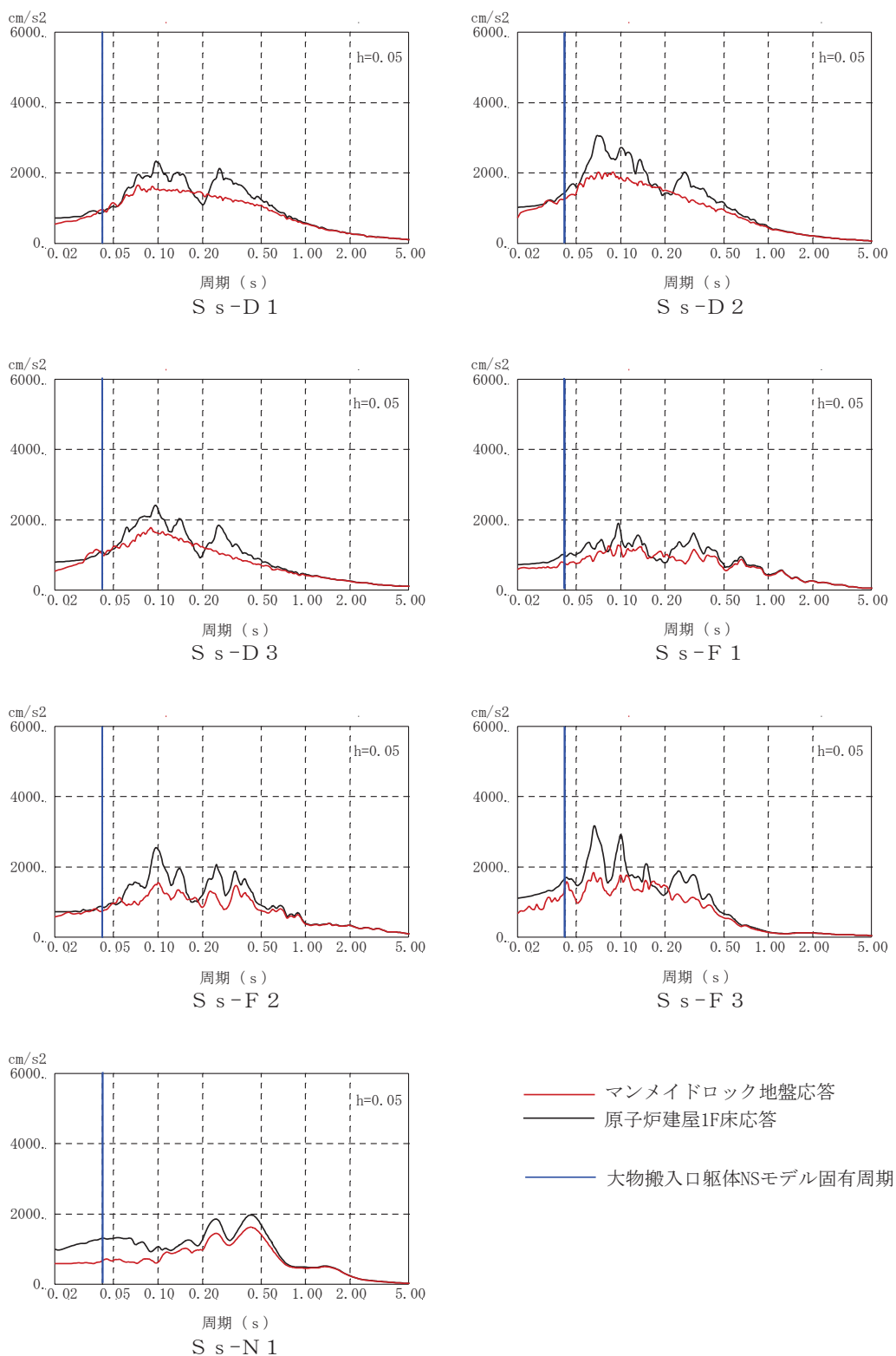


図 3-3(1) 原子炉建屋 1 階床応答とマンメイドロックの地盤応答の
 加速度応答スペクトルの比較 (NS 方向, 基準地震動 S s)

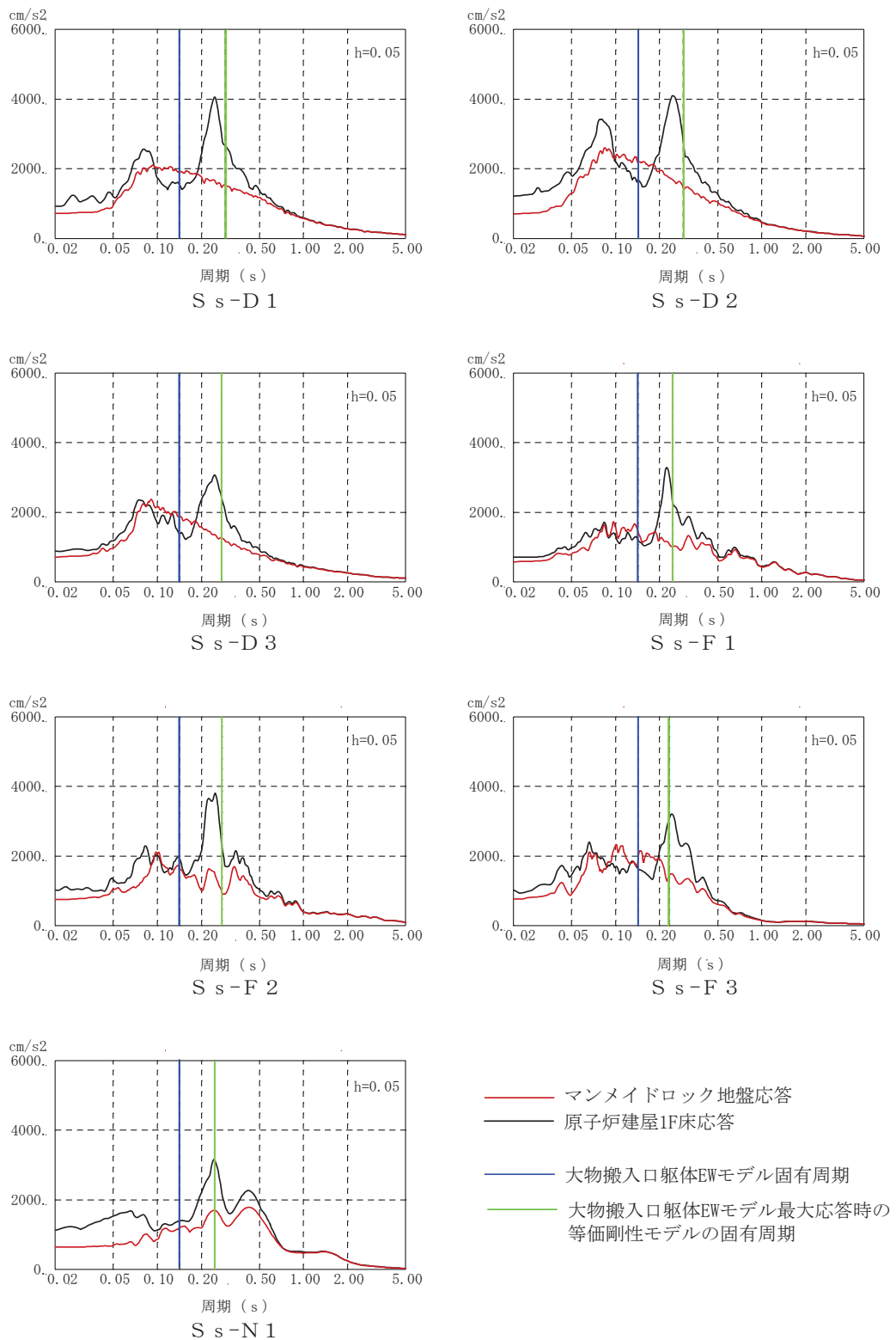


図 3-3(2) 原子炉建屋 1 階床応答とマンメイドロックの地盤応答の
 加速度応答スペクトルの比較 (EW 方向, 基準地震動 S s)

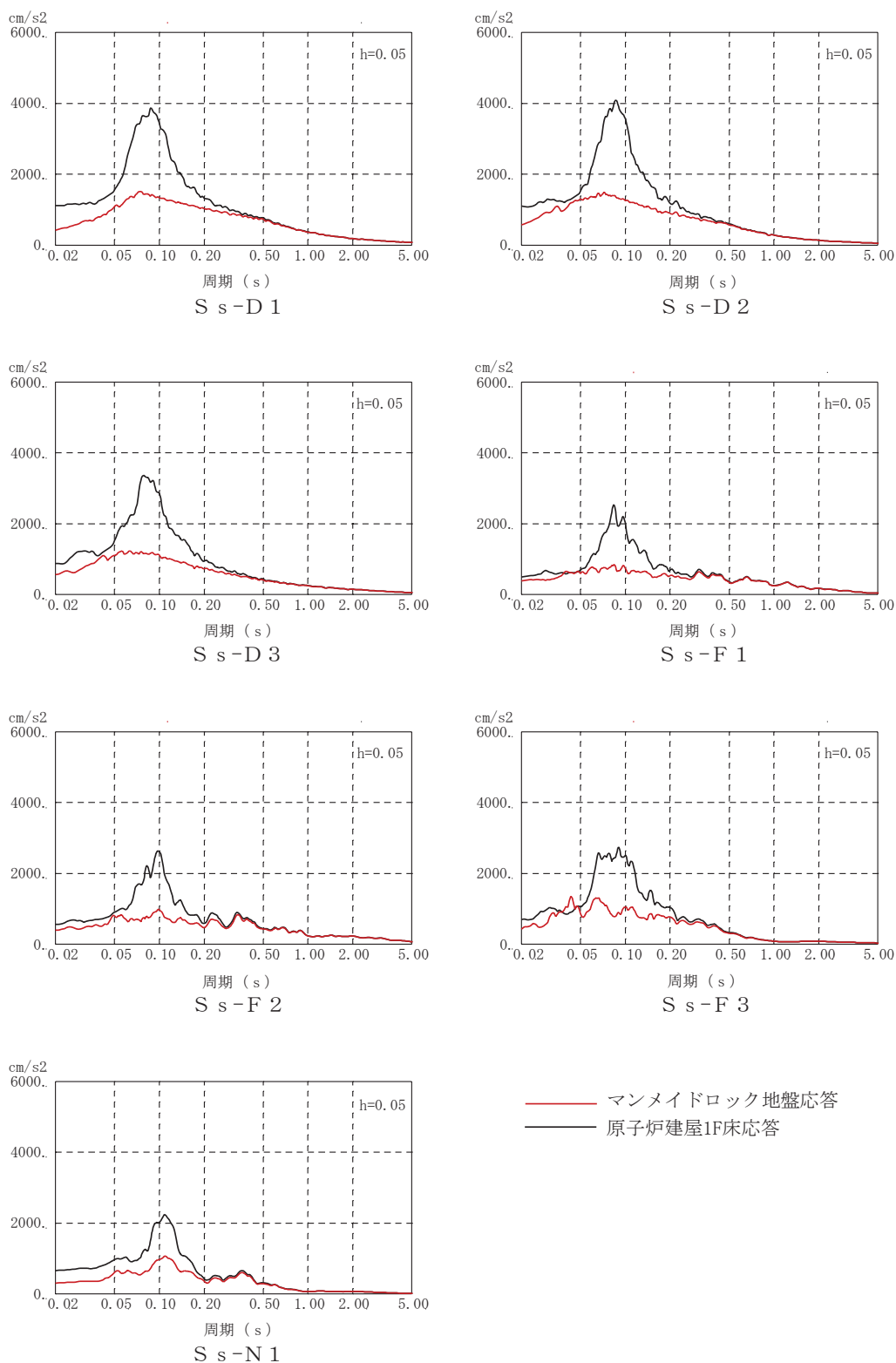


図 3-3(3) 原子炉建屋 1 階床応答とマンメイドロックの地盤応答の
 加速度応答スペクトルの比較 (UD 方向, 基準地震動 S s)
 (建屋の 1 次固有周期は 0.0155s でスペクトルの作図範囲外)

別紙 6-6 原子炉建屋と大物搬入口躯体の相対変位に関する検討

目 次

1. 概要.....	別紙 6-6-1
2. 検討内容.....	別紙 6-6-2
2.1 検討方法.....	別紙 6-6-2
2.2 検討結果.....	別紙 6-6-4

1. 概要

大物搬入口躯体の耐震壁と屋根スラブは、原子炉建屋とエキスパンションジョイントを介して接続されている。エキスパンションジョイントのクリアランスは 50mm で設計されており、NS 方向の地震入力時に原子炉建屋と大物搬入口躯体が衝突しないことを確認する。図 1-1 に原子炉建屋と大物搬入口躯体の配置状況を示す。

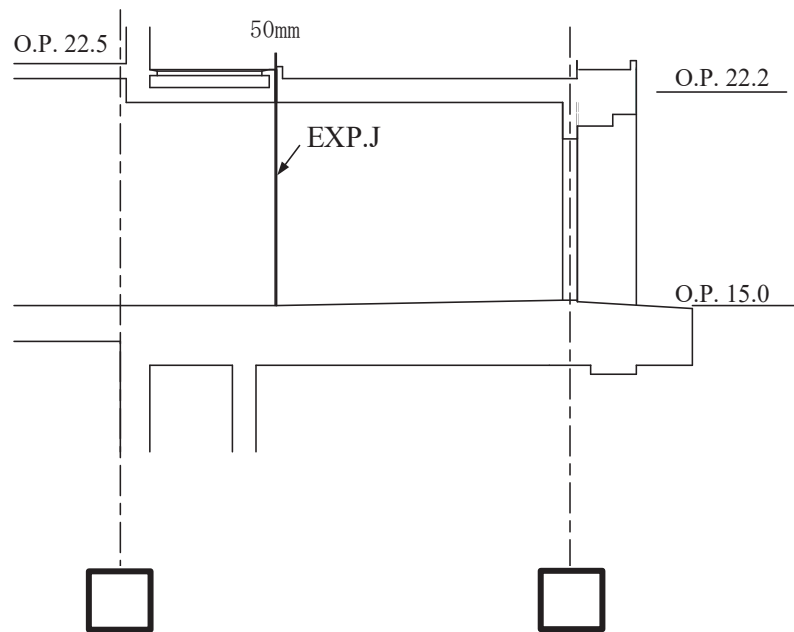
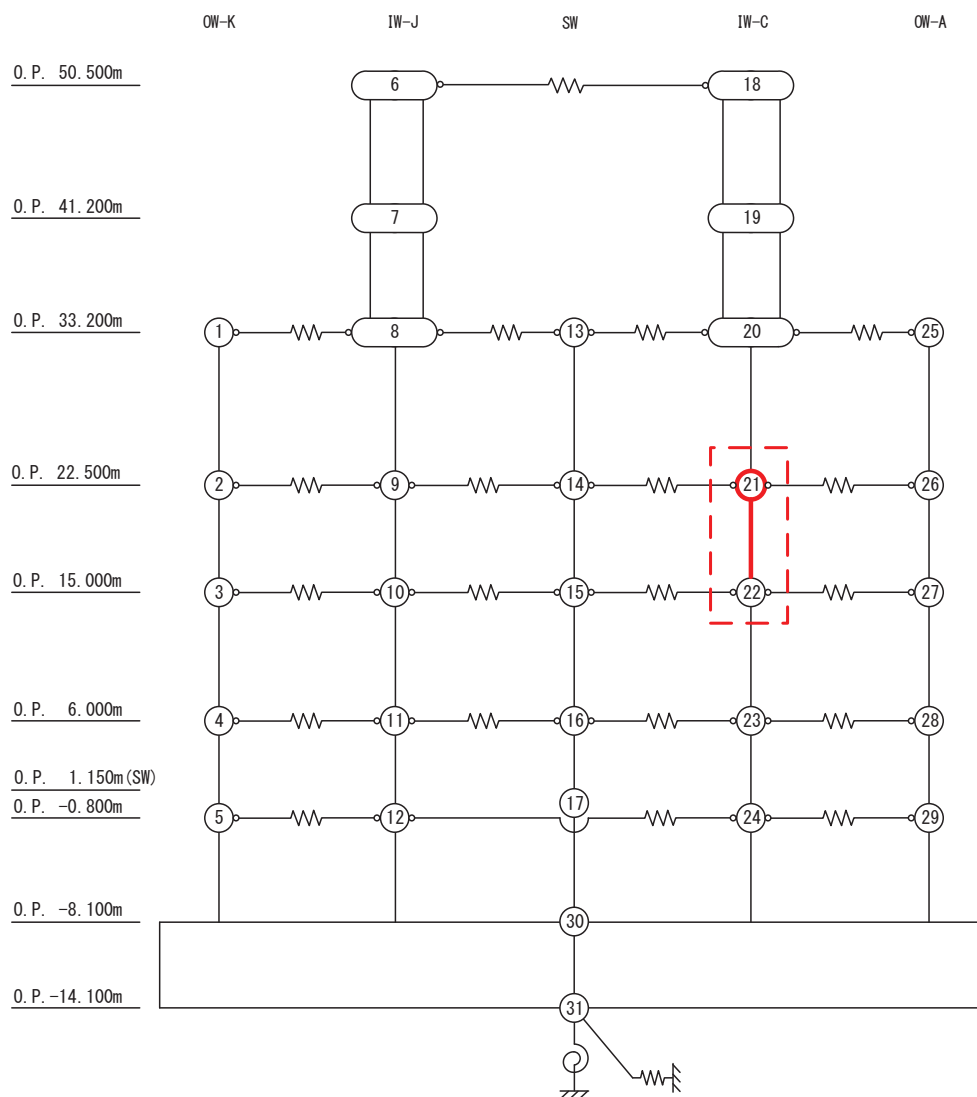


図 1-1 原子炉建屋と大物搬入口躯体の配置状況

2. 検討内容

2.1 検討方法

大物搬入口躯体の基礎スラブは、原子炉建屋の1階床スラブと一体となっていることから、NS方向地震応答解析モデルについて、大物搬入口躯体と原子炉建屋の最大層間変位を確認し、その合計値である最大相対変位がエキスパンションジョイント部のクリアランスの50mm以内であることを確認する。原子炉建屋NS方向モデルの層間変位の評価位置を図2-1に示す。



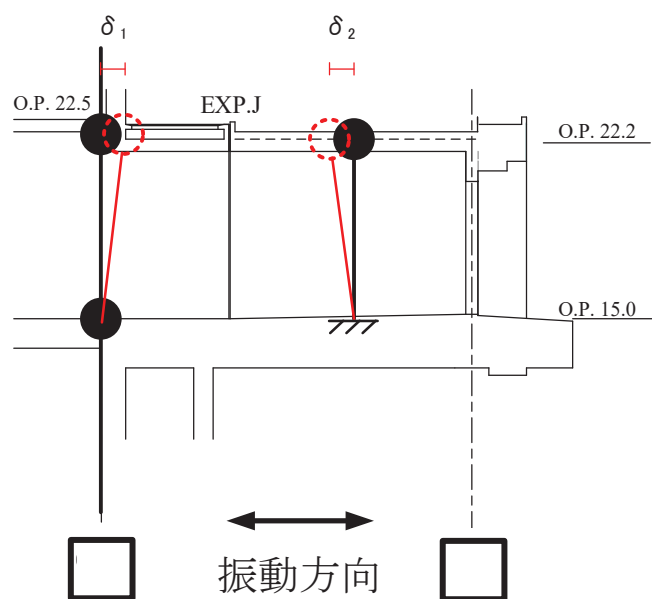
注：赤色の曲げせん断要素が相対変位を評価する要素

図2-1 原子炉建屋NS方向モデルの層間変位の評価位置

原子炉建屋 1 階の最大層間変位 (δ_1) 大物搬入口躯体 NS 方向モデルの最大層間変位 (δ_2) から

$$\delta_1 + \delta_2 < 50\text{mm}$$

であることを確認する。(図 2-2 参照)



(単位 : m)

図 2-2 最大相対変位の算定

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

2.2 検討結果

表 2-1 に原子炉建屋 NS 方向の 1 階の最大層間変位を、表 2-2 に大物搬入口躯体 NS 方向の最大層間変位を示す。表 2-3 に原子炉建屋と大物搬入口躯体の最大相対変位を示す。保守的な評価として原子炉建屋 NS 方向 1 階の最大層間変位 8.31mm と大物搬入口躯体 NS 方向の最大層間変位 1.99mm を加算した値で最大相対変位を評価しても 10.3mm であり、クリアランスの 50mm に対して十分余裕があることを確認した。

表 2-1 原子炉建屋 NS 方向の 1F の最大層間変位

(単位：mm)

ケース	S s - D 1	S s - D 2	S s - D 3	S s - F 1	S s - F 2	S s - F 3	S s - N 1
1	6.46	6.22	5.11	2.82	5.57	4.61	5.65
2	6.60	6.49	5.31	2.90	5.71	4.87	5.72
3	6.26	5.93	4.92	2.73	5.37	4.30	5.56
4	7.86	8.02	5.02	3.88	4.42	4.72	7.14
5	8.23	8.31	5.29	4.07	4.80	4.95	7.39
6	7.43	7.60	4.69	3.70	4.09	4.47	6.81

注：ハッチングは最大値を示す。

表 2-2 大物搬入口躯体 NS 方向の最大層間変位

(単位：mm)

ケース	S s - D 1	S s - D 2	S s - D 3	S s - F 1	S s - F 2	S s - F 3	S s - N 1
1	0.45	0.73	0.57	0.50	0.59	0.73	0.45
2	0.44	0.76	0.64	0.52	0.60	0.75	0.46
3	0.48	0.72	0.53	0.47	0.55	0.69	0.46
4	1.19	1.89	0.89	0.69	0.78	1.20	0.67
5	1.24	1.99	0.91	0.70	0.85	1.12	0.68
6	1.13	1.84	0.85	0.66	0.76	1.25	0.67

注：ハッチングは最大値を示す。

表 2-3 原子炉建屋と大物搬入口躯体の最大相対変位

(単位：mm)

①	原子炉建屋 1 階 最大層間変位	8.31
②	大物搬入口躯体 最大層間変位	1.99
③	最大相対変位 (①+②)	10.30

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-補-E-19-0610-8_改9

補足-610-8 原子炉建屋基礎版の耐震性についての計算書に関する
補足説明資料

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

添付書類「VI-2-9-3-4 原子炉建屋基礎版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1-1 原子炉建屋基礎版の応力解析モデルへの弾塑性解析の適用

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 最大接地圧について

別紙6 原子炉建屋基礎版の応力解析における応力平均化の考え方

別紙7 原子炉建屋基礎版の応力解析における浮力の影響検討

別紙8 原子炉建屋基礎版の応力解析における地震時増分土圧の算定と隣接構造物の影響について

別紙9 原子炉建屋基礎版評価における誘発上下動の取り扱いについて

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
2.1 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.....	別紙 1-2
2.2 既工認モデルと今回工認モデルの差異について.....	別紙 1-6
2.2.1 弾塑性解析の採用.....	別紙 1-6
2.2.2 一部耐震壁及び床スラブのシェル要素でのモデル化.....	別紙 1-6

別紙 1-1 原子炉建屋基礎版の応力解析モデルへの弾塑性解析の適用

1. 概要

本資料は、原子炉建屋基礎版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

2.1 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

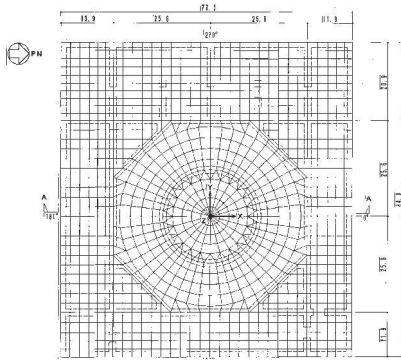

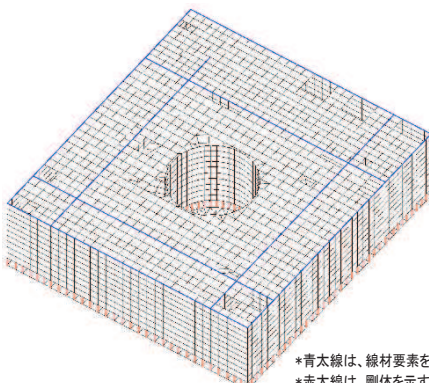
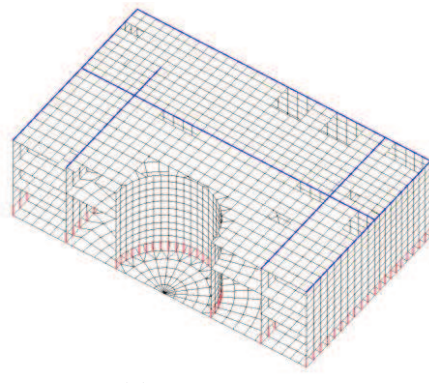
原子炉建屋基礎版の応力解析モデル及び手法の比較を表2-1に示す。

比較に用いる既工認時の応力解析モデル及び手法は、平成元年6月8日付け元資庁第2015号にて認可された既工事計画認可申請書 第1回申請 添付書類「IV-2-6-1 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 (1) 応力解析モデル及び手法の比較 (原子炉建屋基礎版) (1/2)

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)	・ 3次元 FEM モデルを用いた応力解析 (弾塑性解析)	(1)
解析コード		・ N A S T R A N	・ A B A Q U S	(1)
モデル	モデル化範囲	(基礎版部分) ・ 基礎版 (上部構造モデル部分) ・ 基礎版より立ち上がる耐震壁	(基礎版部分) ・ 同左 (上部構造モデル部分) ・ 基礎版より立ち上がる耐震壁及び床スラブ	(2)
	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: $E = 2.65 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ (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 耐震壁の剛性は, 原子炉建屋の地震応答解析モデルに基づき設定 ・ コンクリートのヤング係数 基礎版 : $E = 2.51 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ 耐震壁 (NS 方向) : $E = 1.88 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ 耐震壁 (EW 方向) : $E = 2.01 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ シェル壁 : $E = 1.945 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ 床スラブ : $E = 2.51 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ ・ コンクリートのポアソン比 : $\nu = 0.2$ ・ 鉄筋のヤング係数 : $E = 2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$	(3)
	要素種別	・ 基礎版全体をシェル要素でモデル化 ・ 外部、内部ボックス壁、火打ち壁、シェル壁等の剛性の高い壁は、等価な剛性を考慮したはり要素でモデル化	・ 基礎版全体をシェル要素でモデル化 ・ 地下部分の一部はシェル要素でモデル化し、壁及び床スラブの立体的な形状による剛性への寄与を考慮	(2)
	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 ・ B3F~2F の耐震壁の剛性を考慮	・ 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 ・ B3F~2F の耐震壁の剛性を考慮 ・ B2F~1F の床スラブの剛性を考慮	(2)
	非線形特性	・ 考慮しない	コンクリート ・ 圧縮側のコンクリート構成則 : CEB-FIP Model code に基づき設定 ・ ひび割れ発生後の引張軟化曲線: 出雲ほか (1987) による式 鉄筋 ・ バイリニア型	(1)
地震荷重との組合せ	$G + P + S_1$ $G + P + S_2$ G : 固定荷重 (浮力を含む) P : 積載荷重 S_1 : S_1 地震荷重と $3.0C_i$ 静的地震荷重の包絡荷重 (地震時土圧荷重を含む) S_2 : S_2 地震荷重 (地震時土圧荷重を含む)	$G + P + S_s$ G : 固定荷重 (浮力を含む) P : 積載荷重 S_s : S_s 地震荷重 (地震時土圧荷重, トラスサポート地震時反力を含む)	-	

表 2-1 (2) 応力解析モデル及び手法の比較 (原子炉建屋基礎版) (2/2)

項目	内容	既工認	今回工認	備考
荷重の設定	固定荷重及び積載荷重	・固定荷重, 配管荷重, 機器荷重, 積載荷重及び浮力	・固定荷重, 配管荷重, 機器荷重, 積載荷重, 逃がし安全弁作動時荷重及び浮力	—
	地震荷重	・上部構造からの地震力 (水平力, 曲げモーメント, 鉛直力) 及び基礎部の付加地震力を入力	・同左	—
	地震時土圧荷重	$P = 10.0 + 0.6 \cdot \gamma \cdot h$ γ : 土の単位体積重量 (t/m^3) h : 地表面からの深さ (m)	$P = 0.5 \cdot \gamma \cdot h + C$ γ : 土の単位体積重量 (kN/m^3) h : 地表面からの深さ (m) C : 地震時増分土圧 (kN/m^2)	<ul style="list-style-type: none"> 地震時土圧は, 常時土圧に地震時増分土圧を加えて算出 地震時増分土圧は「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)」に基づき有限要素モデルより算出した荷重を包絡したものと評価
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	(4) (5)
解析モデル	 <p>(a) 平面図</p>  <p>(b) 断面図</p>	 <p>(a) 全体図</p> <p>*青太線は、線材要素を示す。 *赤太線は、剛体を示す。</p>  <p>(b) 西側半分図化</p>		

【主要な差異】（表の備考欄に対応）

- (1) 既工認では弾性解析を採用しているが、今回工認では弾塑性解析を採用する。（詳細は「2.2.1 弾塑性解析の採用」及び別紙 1-1 に示す。）
- (2) 今回工認では一部耐震壁及び床スラブをシェル要素でモデル化する。（詳細は「2.2.2 一部耐震壁及び床スラブのシェル要素でのモデル化」に示す。）
- (3) コンクリートのヤング係数については、「日本建築学会 1999 年 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－」に基づき再計算し、地震応答解析モデルと同様に、初期剛性低下については地震観測記録の分析等を踏まえてその影響を考慮する。その考え方については別紙 1-1 に示す。
- (4) 「日本機械学会 2003 年 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」, 「日本建築学会 2005 年 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」に基づき評価（詳細は別紙 1-1 に示す。）
- (5) 荷重の種類で区分した解析ステップごとに荷重を入力する一連の解析を実施し、最終的な応力又はひずみにより評価を実施する。なお、解析ステップは地震荷重以外の荷重、地震荷重の順である。（詳細は別紙 1-1 に示す。）

2.2 既工認モデルと今回工認モデルの差異について

2.2.1 弾塑性解析の採用

応力解析に弾塑性解析を採用することについては、基準地震動 S_s による入力
の増大に伴い、原子炉建屋の鉄筋コンクリート構造全体としての挙動が塑性域に
入ると考えられるため、その塑性域の挙動を適切に評価するために採用するもの
である。弾塑性解析の適用の妥当性について別紙 1-1 に示す。

また、準拠する規格・基準について、原子炉建屋の基礎版に要求される機能は、
基準地震動 S_s に対する間接支持構造物としての機能であり、許容限界としては
機能維持となる。一方、鉄筋コンクリート造構造物に関する規格である「日本機械
学会 2003 年 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（以
下「CCV 規格」という。）」は、基準地震動 S_s に対して主要施設としての機能確保
が必要な施設に対する設計規格であるため、原子炉建屋基礎版の弾塑性解析は CCV
規格に基づき実施する。

2.2.2 一部耐震壁及び床スラブのシェル要素でのモデル化

既工認時は、ボックス壁、火打ち壁、シェル壁等の剛性の高い壁を等価な剛性を
考慮したはり要素でモデル化している。このうち地下部分の一部をシェル要素で
モデル化することは、壁の立体的な形状による剛性への寄与を考慮することを目
的に採用するものである。既工認モデルと今回工認モデルの概念図を図 2-1 に、
既工認と今回工認の耐震壁の剛性評価及び解析上の影響について表 2-2 に示す。

既工認時はボックス壁、火打ち壁、シェル壁等の剛性の高い壁を等価な剛性を考
慮したはり要素でモデル化しているが、考慮している剛性は基礎版面外方向の剛
性のみとしている。本来、基礎版より上階において直交する耐震壁は相互につな
がっているが、その効果は考慮されない。

一方、今回工認時では地下 3 階、地下 2 階及び地下 1 階の壁をシェル要素でモ
デル化していることから、既工認時にははり要素で考慮していた基礎版に対する面
外剛性に加えて、耐震壁の面外剛性、面内剛性も考慮される。また、地下 2 階、地
下 1 階及び 1 階の床スラブをシェル要素でモデル化する。これらの壁及び床スラ
ブが全体として基礎版への拘束部材となり、より実状に近い構造挙動となる。例え
ば、地震荷重時に基礎版が面外に変形しながら浮上りを生ずる挙動に対して、地震
方向の耐震壁と直交方向の耐震壁が一体性を保持しつつ、立体的に抵抗すること
となる。また、既工認モデルのはり要素は中立軸を耐震壁の図心として評価したも
のを基礎版中心位置に設定しており偏心が考慮されないのに対し、今回工認モデ
ルではシェル要素を基礎版上端より立ち上げるため、基礎版中心（モデル化位置）
と耐震壁の図心の偏心距離が考慮されることにより曲げ剛性が大きく評価される。
これらの結果、基礎版の面外変形が既工認モデルに比較して小さくなり、基礎版の
応力は低減することとなる。

ただし、実機では基礎版上端から上部全体の耐震壁及び床スラブが一体として拘束効果を発揮するのに対し、今回工認モデルではシェル要素でモデル化するのは基礎版直上の 3 層分の耐震壁のみであり、拘束効果は実機より小さく保守的である。

なお、耐震壁の地震力算定に用いる地震応答解析では基礎版を剛体として扱っているため、基礎版の柔性等の実際の柔らかさを考慮する場合に対し基本的に耐震壁が負担する地震力を保守的に評価している。また、耐震壁の土圧荷重の評価においては一方向版を仮定し、基礎版との接続部で固定とする等の評価を実施していることなどから耐震壁には十分な余裕があるが、シェル要素でモデル化した耐震壁に発生する応力については、念のためその影響について確認する。

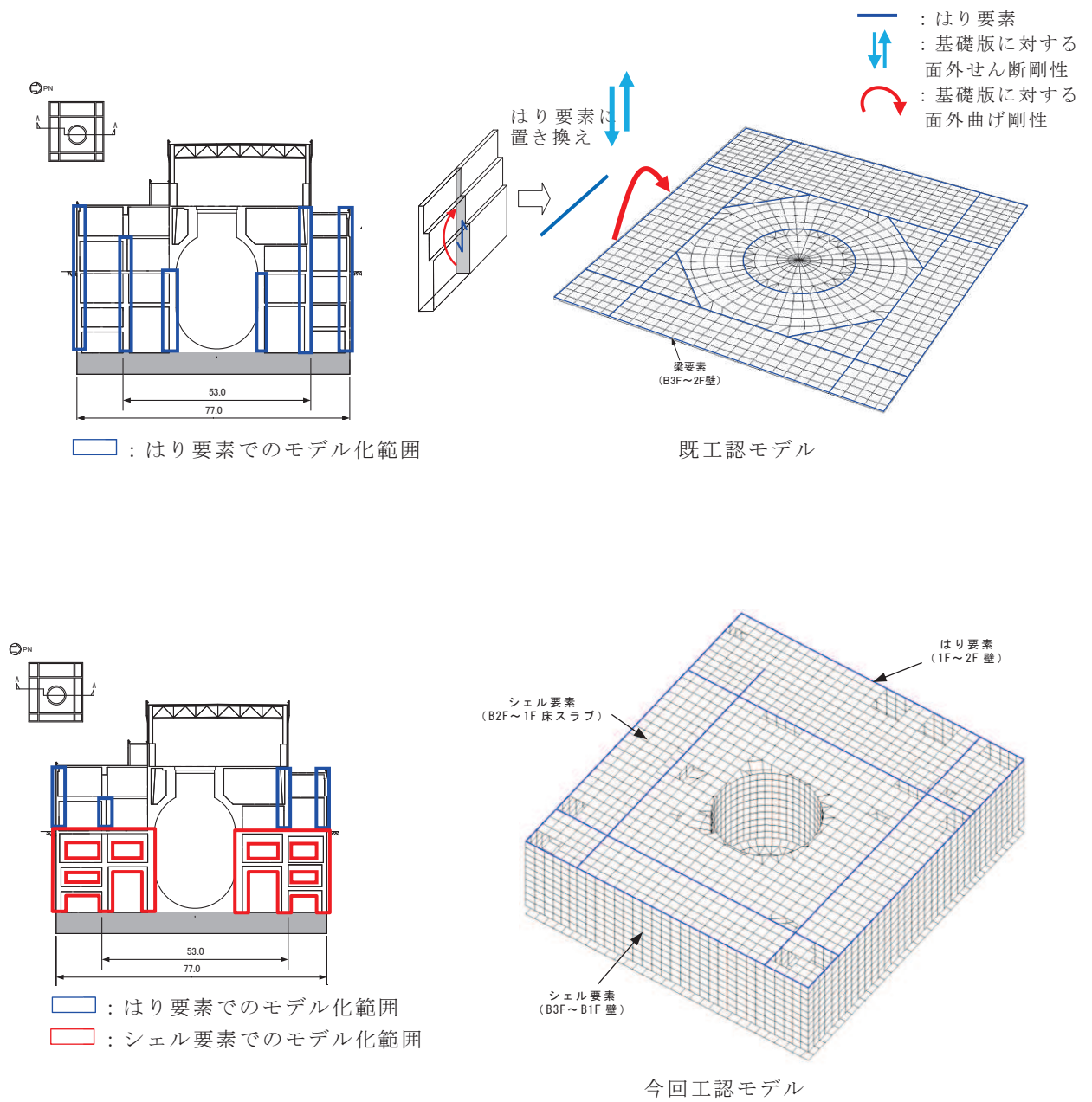
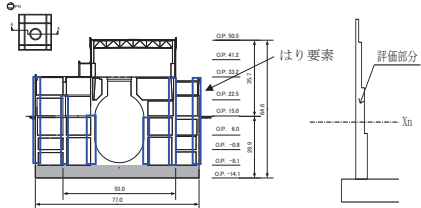
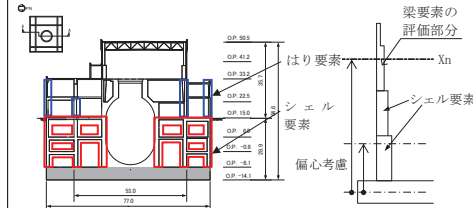
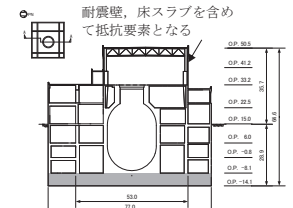


図 2-1 既工認モデルと今回工認モデルの概念図

表 2-2 一部耐震壁及び床スラブをシェル要素へ変更したことに伴う解析上の影響

項目	既工認	今回工認	実機の状態 (想定される実現象)
上部 躯体 の 剛性	<p>地下3階から地上2階までの外部、内部ボックス壁、火打ち壁、シェル壁等の剛性の高い壁</p> 	<p>地下3階から地上2階までの外部、内部ボックス壁、火打ち壁、シェル壁等の剛性の高い壁 地下2階から地上1階までの床スラブ</p> 	<p>建屋全体として、耐震壁、床スラブも抵抗要素となる</p> 
	<p>要素タイプ</p> <p>モデル化範囲の耐震壁は、等価な剛性を考慮したはり要素でモデル化</p>	<p>耐震壁は、地下3階から地下1階までをシェル要素、地上1階より上部ははり要素でモデル化 床スラブは、地下2階から地上1階までをシェル要素でモデル化</p>	<p>—</p>
剛性評価	<p>地下3階から地上2階までの壁を対象としたせん断面積、断面二次モーメントから等価な1本のはり要素に置き換えている。 ⇒拘束効果は実機及び今回工認モデルより弱い。</p> <p>壁の曲げ剛性は壁の図心位置で評価したものを基礎版中心位置に設定しており偏心が考慮されないため、今回工認モデルより小さい。</p>	<p>地下3階から地上2階は層毎に中立軸に対する曲げ剛性を考慮しており、既工認モデルに比べて実機の状態に近いモデルとなっている。地上2階以上の床スラブはモデル化しておらず、その拘束は考慮していない。 ⇒拘束効果は実機より弱い。</p> <p>壁の曲げ剛性は基礎版中心からの偏心が考慮されており既工認と比べて実機により近いモデルとなっている。</p>	<p>床スラブの拘束等により、およそ層毎に中立軸に対する曲げ剛性が働くと考えられ、建屋上部躯体全体として拘束効果を発揮する。</p>
土圧に 対する 挙動	<p>抵抗要素</p> <p>基礎版のみ</p>	<p>基礎版、シェル要素でモデル化した耐震壁（地下3階から地下1階）及び床スラブ（地下2階から地上1階）</p>	<p>基礎版、地下耐震壁及び床スラブ（地下3階から地表まで）</p>
	<p>土圧の 負担要素</p> <p>土圧による荷重はすべて基礎版が負担するモデルとなっている。 ⇒実機及び今回工認モデルより負担要素は少ない。</p>	<p>基礎版に加え地下3階から地表までの3層分の耐震壁及び各階の床スラブが荷重を負担するモデルとなっている。 ⇒実機と同等。</p>	<p>基礎版に加え地下3階から地表までの3層分の耐震壁及び各階の床スラブが荷重を負担する。</p>
基礎版の評価 における モデル化の特徴 及び保守性	<p>既工認モデルは当時の計算能力の制約もあり、上部躯体の立体的構造をモデル化しないシンプルなモデルとしているため、モデル化した範囲の荷重を基礎版がすべて負担するモデルとなっている。 このようなモデル化により、基礎版の評価において実挙動に対して保守的なモデルとなっている。</p>	<p>今回工認モデルは基礎版及び地下2階から地上1階以外の床スラブはモデル化していないため、これらの床スラブを含めた建屋上部躯体全体としての拘束効果は考慮されていない。 このようなモデル化により、基礎版の評価において実挙動に対して保守的なモデルとなっている。</p>	<p>—</p>

別紙 1-1 原子炉建屋基礎版の応力解析モデルへの弾塑性解析の適用

目 次

1. 概要.....	別紙 1-1- 1
2. 原子炉建屋基礎版の概要.....	別紙 1-1- 1
2.1 原子炉建屋基礎版の構造概要.....	別紙 1-1- 1
2.2 基礎版における地震観測.....	別紙 1-1- 1
3. 弾塑性解析の採用について.....	別紙 1-1- 3
3.1 弾塑性解析を採用する目的とその効果.....	別紙 1-1- 3
3.2 弾塑性解析を採用するに当たっての解析条件.....	別紙 1-1- 4
4. 材料構成則の妥当性・適用性について.....	別紙 1-1- 8
4.2 コンクリート(圧縮側).....	別紙 1-1-16
4.3 鉄筋(引張側, 圧縮側).....	別紙 1-1-16
5. 既往研究に基づく弾塑性解析の妥当性・適用性.....	別紙 1-1-17
6. まとめ.....	別紙 1-1-23

別紙 1-1-1 許容限界設定の考え方について

別紙 1-1-2 シェル壁内部の構造物から基礎版に伝達される荷重等の考え方について

参考資料 1 原子炉建屋 地震計配置

参考資料 2 地震観測記録に基づく基礎版の剛性低下に係る試検討

1. 概要

原子炉建屋の基礎版等の応力解析においては、既工認では弾性解析を採用しているが、今回工認では弾塑性解析を採用する。

本資料は、基礎版の3次元弾塑性解析の妥当性・適用性について説明するものである。

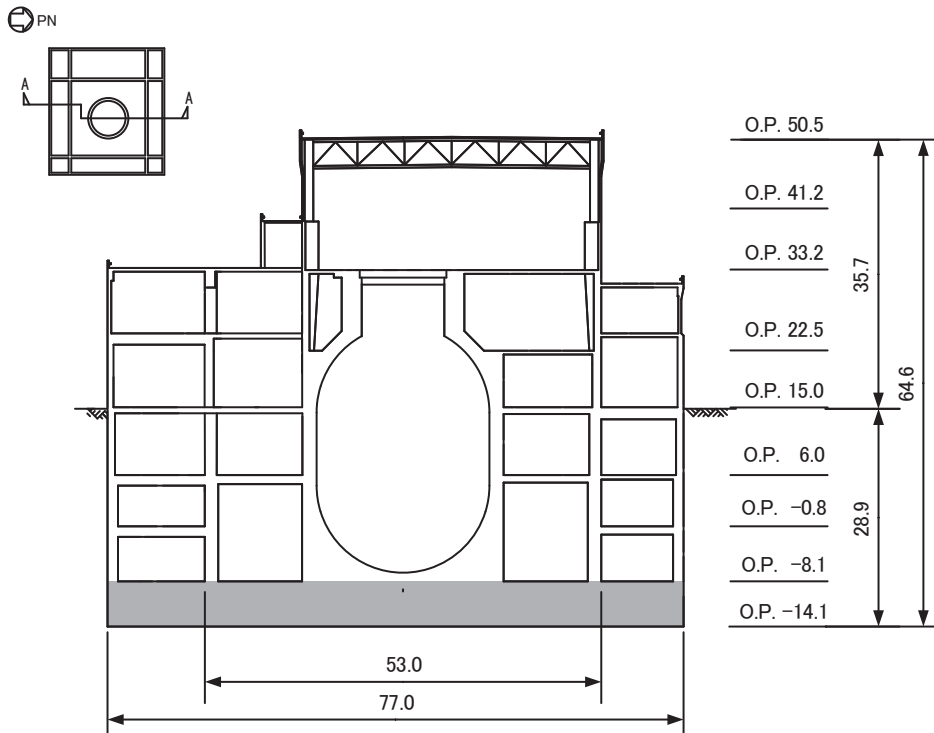
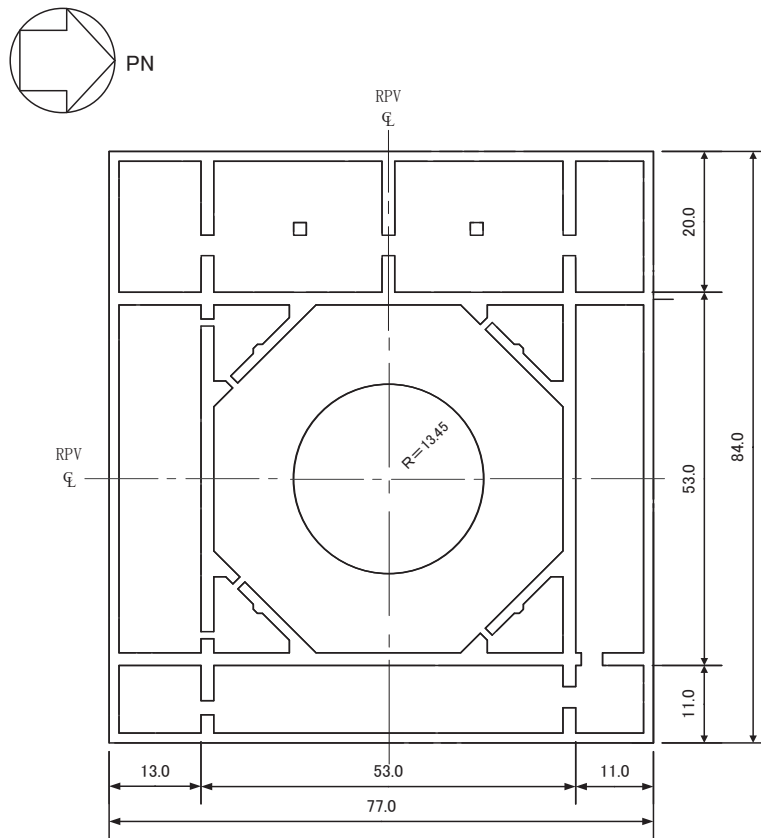
2. 原子炉建屋基礎版の概要

2.1 原子炉建屋基礎版の構造概要

基礎版は厚さ 6.0m の鉄筋コンクリートの平板であり、外部ボックス壁、内部ボックス壁、火打ち壁、シェル壁、RPV ペデスタル等から伝わる上部構造物や機器配管系の荷重を支持する部材である。図 2-1 に基礎版の概要を示す。

2.2 基礎版における地震観測

基礎版上には地震計を複数設置して地震観測を実施しており、3.11 地震等の観測記録が得られている。解析モデルの策定に当たっては、これらの記録の分析結果を考慮する。



(単位:m)

図 2-1 基礎版の概要

3. 弾塑性解析の採用について

3.1 弾塑性解析を採用する目的とその効果

弾性解析と弾塑性解析の応答性状の違いを示した概念図を図3-1に示す。弾性解析は、どれだけ入力が大きくなっても初期の剛性が維持され続けるという仮定での解析を実施することとなるため、入力レベルが小さい場合は実現象を精度良く再現することができるが、入力の増大により挙動が塑性域に入るような場合、部材の塑性化により剛性が低下する現象を模擬できない。そのため、実挙動が塑性域に入る場合に弾性解析を用いると、応力を過大に評価する場合やひずみ（変形量）を過小に評価する場合がある。図3-1は入力を応力で与える場合の傾向を示しており、入力する応力が大きくなるに従い、ひずみが過少に評価される傾向を示している。

今回工認では、基準地震動 S_s による入力の増大に伴い、原子炉建屋の鉄筋コンクリート構造全体としての挙動が塑性域に入ると考えられることから、入力レベルに応じた構造物の挙動を適切に評価することを目的として弾塑性解析を採用することが必要であると判断した。

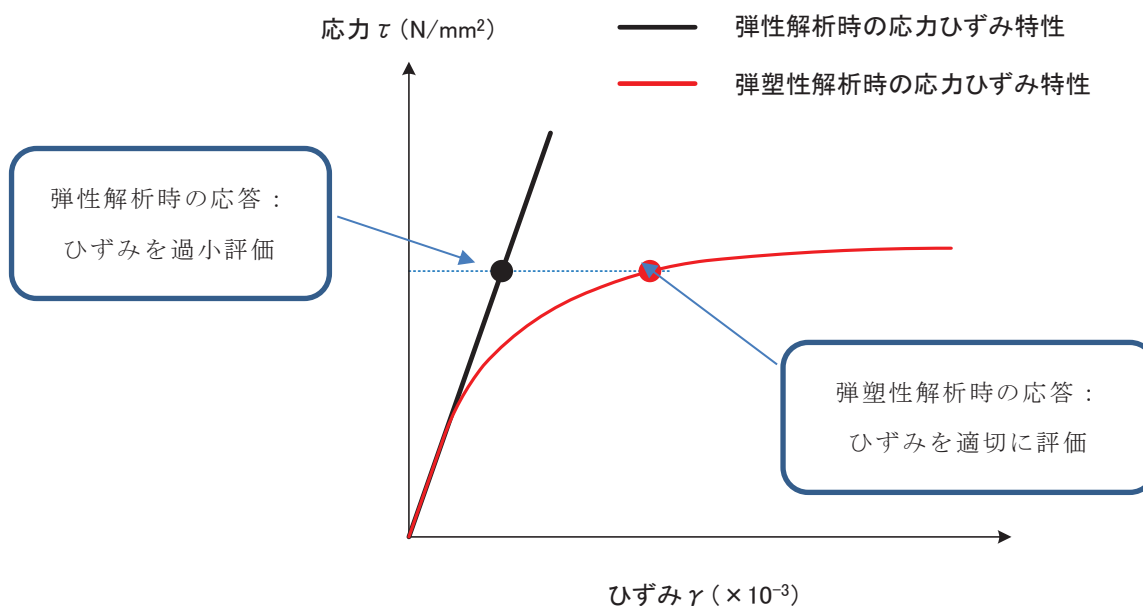


図3-1 弾性解析と弾塑性解析の違い（概念図）

3.2 弾塑性解析を採用するに当たっての解析条件

(1) 材料構成則の妥当性

基礎版の応力解析に弾塑性解析を取り入れることによる利点は、既工認で採用していた弾性解析では表現できないような大入力時の弾塑性挙動を評価できることにある。弾塑性挙動を適切に評価するには、塑性域を含めた鉄筋及びコンクリートの材料構成則（材料の応力とひずみの関係をモデル化したもの）を適切に設定し解析を実施する必要がある。

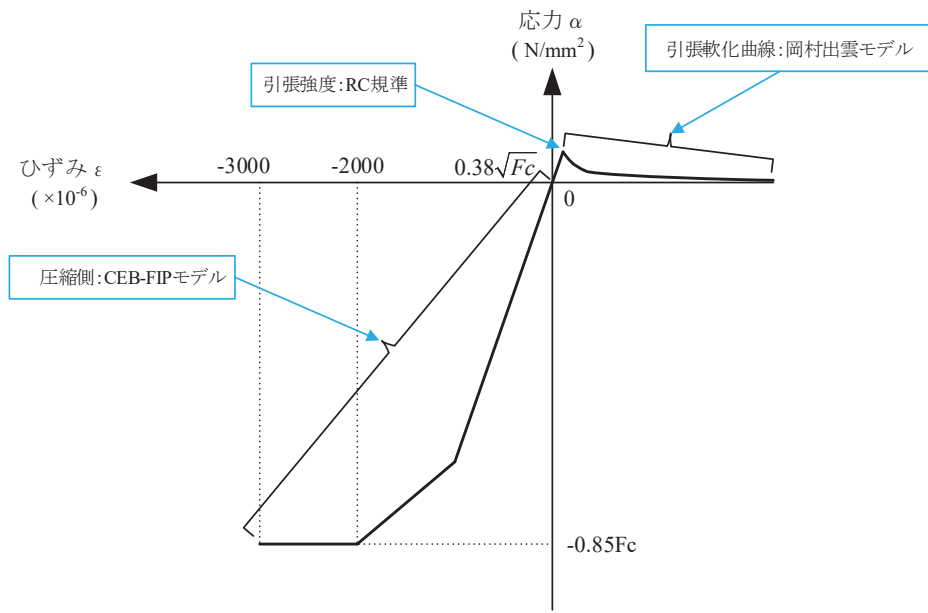
今回工認で採用する材料構成則を図 3-2 に示す。ここで、コンクリート（圧縮側）は CEB-FIP^[1]モデル、コンクリート（引張側）は RC 規準^[2]（ひび割れ点の評価）と岡村・出雲モデル^[3]（ひび割れ点以降の引張軟化曲線）、鉄筋（圧縮・引張側）は完全弾塑性型を用いているが、弾塑性挙動へ与える影響が大きいいため、その設定の妥当性・適用性について検討することとする。

(2) 鉄筋コンクリート構造物の初期剛性低下

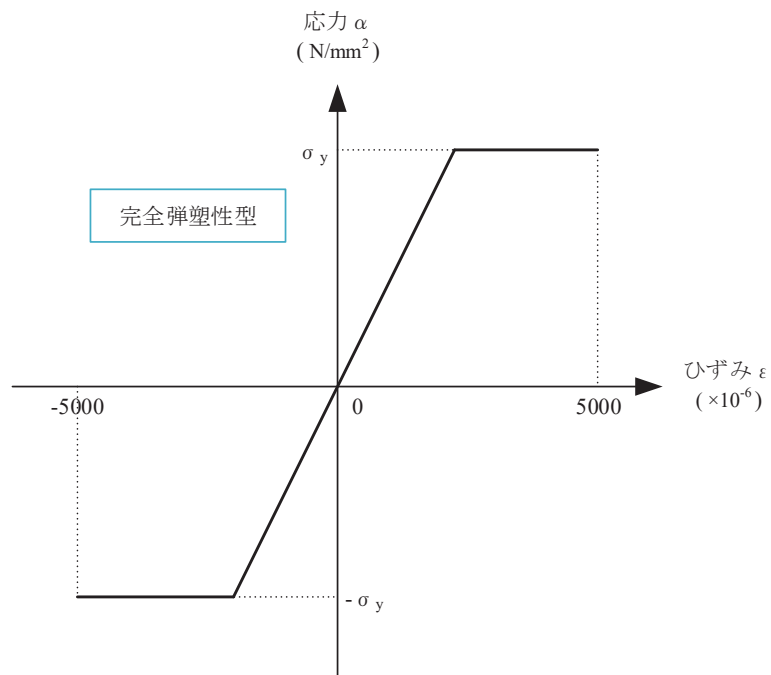
3.11 地震に対する原子炉建屋の質点系モデルを用いたシミュレーション解析では、耐震壁の初期剛性を低下させることにより観測記録との整合性が図られており、その傾向を基礎版の弾塑性解析にも適用する。

具体的には、以下の解析を実施する。

- ・ 3.11 地震に関する点検・解析結果では、基礎版には地震によるひび割れは発生していないことを踏まえ、基礎版部分は、既工認と同様に設計基準強度に基づき剛性を評価する。
- ・ 一方、基礎版の弾塑性解析では、剛性を低下させた解析が、低下させない解析と比較し、必ずしもすべてのメッシュが安全側に評価される訳ではないことから、剛性低下を考慮した影響検討を実施する。
- ・ 基礎版部分については、参考資料 2 に示すとおり、基礎版上に設置されている地震観測記録の分析結果から剛性低下の傾向が確認されないことから、基礎版部分の剛性低下は考慮しない方針とする。
- ・ 耐震壁部分については、質点系モデルの基本ケースにおける耐震壁の初期剛性に基づき評価を実施する。剛性低下を考慮した影響検討としては、質点系モデルの不確かさケースにおける耐震壁の初期剛性に基づき評価を実施する。その場合、シェル要素についてはコンクリートの材料構成則の初期剛性を低下させることとし、圧縮側も引張側も質点系モデルと整合する値で低下させることとする。はり要素については上部耐震壁の質点系モデルの初期剛性低下に整合するように補正する。補正の考え方を図 3-3 に示す。また、基礎版と耐震壁の剛性の組合せの考え方を表 3-1 に示す。



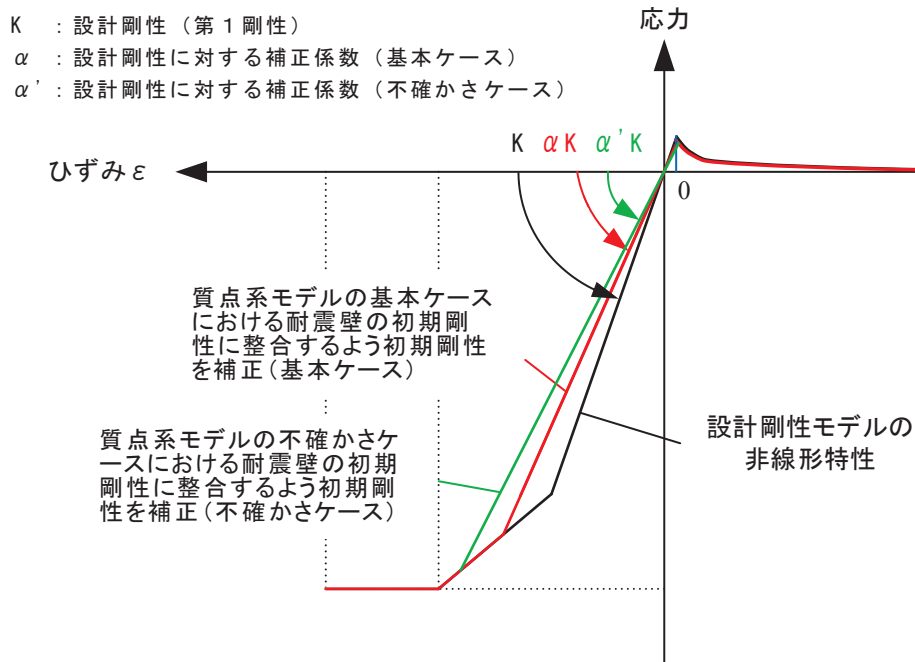
(a) コンクリートの応力-ひずみ関係



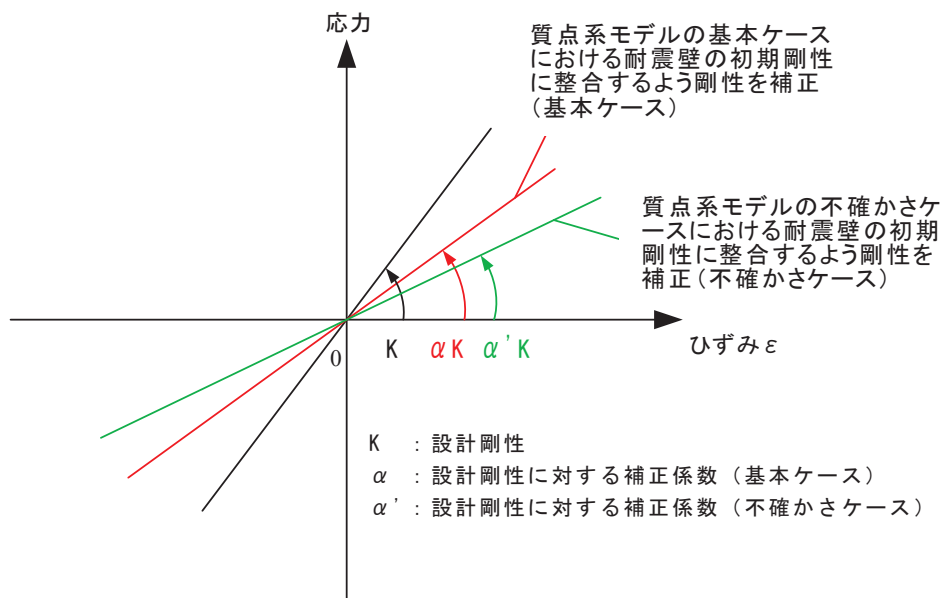
(b) 鉄筋の応力-ひずみ関係

F_c :コンクリートの設計基準強度, σ_y :鉄筋の降伏強度

図 3-2 採用予定の材料構成則



(a) シェル要素



(b) はり要素

図 3-3 耐震壁の剛性低下の考え方

表 3-1 基礎版と耐震壁の剛性の組合せの考え方

		耐震壁	
		質点系モデルの 基本ケース (ケース 1) における 耐震壁の初期剛性に整合	質点系モデルの 不確かさケース (ケース 4～ケース 6) における 耐震壁の初期剛性に整合
基礎版	設計基準強度による剛性	基本ケース	影響検討ケース
	地震観測記録の分析等を踏まえ初期剛性を低下*	—	—

注記*：参考資料 2 の基礎版上に設置されている地震観測記録の分析結果を踏まえ、基礎版部分の剛性低下は考慮しない

4. 材料構成則の妥当性・適用性について

基礎版の応力解析では、基準地震動 S_s による外力の増大に伴い、鉄筋コンクリート部材の塑性化が想定されることから、鉄筋コンクリートの弾塑性挙動を踏まえた適切な評価を実施するために弾塑性解析を採用する。その中でも適用した材料構成則が弾塑性挙動に直結する項目であることから、以下で設定に当たって適用した文献の内容を整理し、その妥当性・適用性を検討する。

4.1 コンクリート（引張側）

コンクリートの引張側の材料構成則のうち、ひび割れが発生するまでのコンクリートの剛性は圧縮側の初期剛性と同様の値とし、引張強度については、RC 規準^[2]における曲げひび割れ時のコンクリート引張強度に関する記載である(4.1)式を参考に、その下限値を設定している。なお、RC 規準は、既工認でも適用実績のある規格規準である。

$${}_c\sigma_t = (0.38 \sim 0.75) \sqrt{\sigma_B} \quad (4.1)$$

${}_c\sigma_t$: コンクリートの引張強度

σ_B : コンクリートの圧縮強度

また、ひび割れ発生後は応力再配分により力の大部分は鉄筋が負担することとなるものの、実現象としては、鉄筋とコンクリート間の付着によりひび割れ後のコンクリートも構造全体に生じる応力の一部を負担することから、ひび割れ後の性状を考慮するために、ひび割れ点以降のコンクリートの構成則として引張軟化曲線を定義している。引張軟化曲線としては、弾塑性解析で使用する解析コード「ABAQUS」で、各種実験結果との対応が良いことが確認されている岡村・出雲モデル^[3]を採用する予定である。

岡村・出雲モデルは、既往文献における知見を参照して設定した項目であり、既工認で適用実績がないため、以下で、モデルの概要（モデルが提唱された論文における妥当性検証の内容含む）について整理した上で、既往の検討例を整理することにより基礎版の弾塑性解析への適用性を検討する。

(1) 岡村・出雲モデルの概要

岡村・出雲モデルは、文献^[3]に示されるコンクリートの引張軟化曲線であり、ひび割れた鉄筋コンクリートの引張軟化曲線を評価する際に設定する。鉄筋に関係なく、ひび割れ後のコンクリートの平均応力-平均ひずみの関係を与えているのが特徴であり、(4.2)式により表現される。

$$\frac{\sigma_t}{f_t} = \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_t} \right)^c \quad (4.2)$$

- σ_t : ひび割れと直角方向のコンクリートの平均引張応力
- f_t : 2軸応力下のコンクリートの引張強度
- ε_{cr} : ひび割れ発生時の平均引張ひずみ
- ε_t : ひび割れと直角方向の平均引張ひずみ
- c : 付着性状を表すパラメータ

本モデルの妥当性については、原論文においても既往の実験結果との比較により検証されているため、以下ではその概要について記載する。

原論文では、(4.2)式を用いることで既往の実験（Collins-Vecchioの実験^[4]、森田・角の実験^[5]）から求められたコンクリートの平均応力-平均ひずみ曲線をほぼ再現できることを確認している（図4-1）。ここで、付着性状を表すパラメータ c としては、鉄筋として溶接された金網を用いた Collins-Vecchioの実験^[4]では $c = 0.2$ 、異形鉄筋を用いた森田・角の実験^[5]は $c = 0.4$ が採用されている。また、ひび割れ後のコンクリートの構成則として(5.2)式を用いた検討を実施し、既往の実験時の挙動を再現できるかを確認している。ここでは、既往の実験（Collins-Vecchioの実験^[4]及び青柳・山田の実験^[6]）からコンクリートの引張剛性の影響を受ける供試体を選定し、鉄筋コンクリート部材の挙動（せん断ひずみ、鉄筋のひずみ）が実験値とよく一致する結果となることを確認している（図4-2）。このことから岡村・出雲モデルがひび割れ後の挙動をよく表現できるモデルであるとしている。

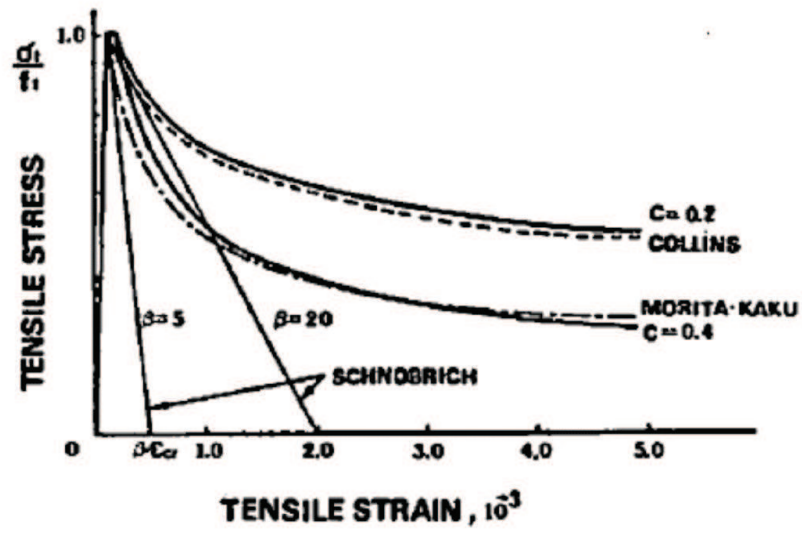


図 4-1 岡村・出雲モデルと他のモデルとの比較 ([3]より引用)

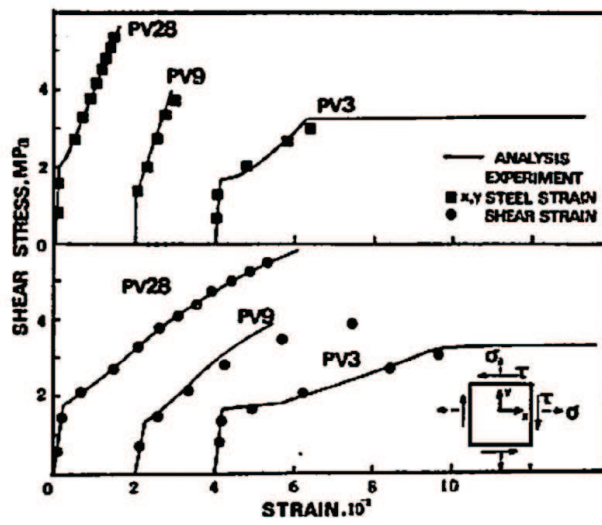


図 4-2 コンクリート引張剛性モデルの検証結果 ([3]より引用)

(2) 解析コード「ABAQUS」を用いた検討例

日本建築学会「コンクリート系構造の部材解析モデルと設計への応用」^[7]には、基礎版の応力解析でも用いる予定の解析コード「ABAQUS」を使用した解析例が示されている。

ここでもコンクリートの引張軟化曲線として岡村・出雲モデルを用いた検討例が示されており、既往の試験結果と解析結果との対応が良好であることが確認されている。

本文献においては、簡易要素ベンチマークテスト、梁せん断試験、床曲げ試験の検討例が示されている。以下にその概要を述べる。

梁せん断破壊試験については、既往の文献^[8]に示される試験体を模擬して、試験体中央部に鉛直方向単調荷重を変位制御で載荷する静的漸増非線形解析を実施し、解析コード「ABAQUS」で用いる塑性損傷モデルに係るパラメータを検討したものである(図4-3)。ここでの検討の結論としても、コンクリートの引張軟化曲線は、岡村・出雲モデルを用いた検討ケースが文献における実験結果との対応が良好とされている。

鉄筋コンクリート床の曲げ破壊試験については、既往の文献^[9]に示される試験体を模擬し、荷重積載部に鉛直方向単位荷重を変位制御で載荷する静的漸増非線形解析を実施し、解析コード「ABAQUS」で用いる塑性損傷モデルに係るパラメータを検討したものである(図4-4)。ここでの検討の結論としても、コンクリートの引張軟化曲線は、岡村・出雲モデルを用いた検討ケースが文献における実験結果との対応が良好とされている。

また、弾塑性解析による既往の検討^{[10][11]}では、基礎版をシェル要素でモデル化した場合の面外せん断変形時の応力分布性状に関する比較検討を行っており、AIJ指針、道路橋示方書、鉄道構造物等設計標準、Eurocode に記述されている柱・梁部材の塑性ヒンジ領域の長さや部材せいとの関係におおむね整合する解析結果が得られることを示している(図4-5)。

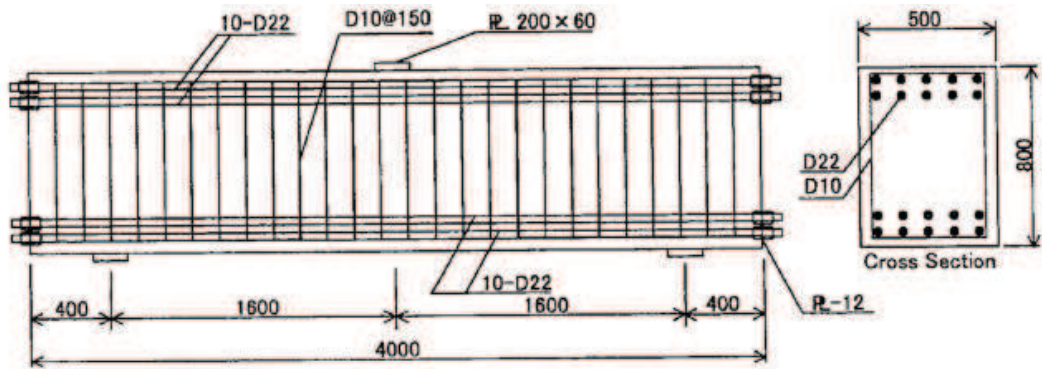


図-4.3.9 試験体諸元 (単位: mm)

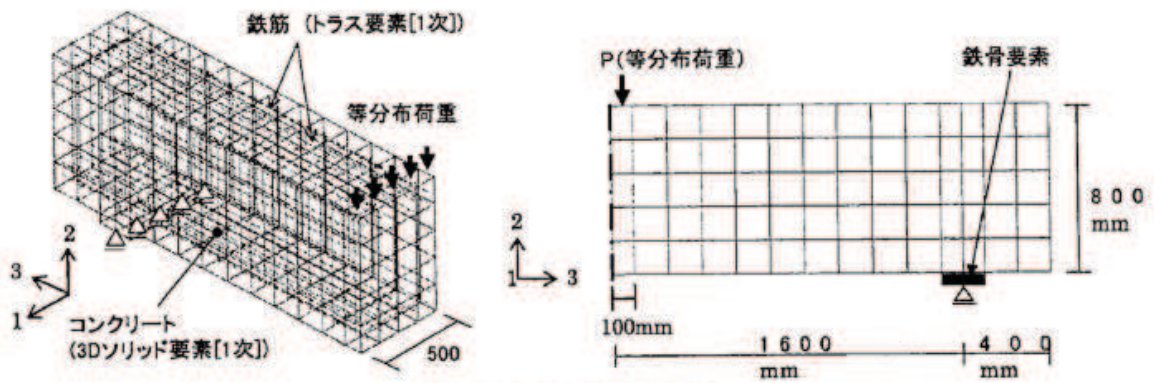


図-4.3.10 解析モデル

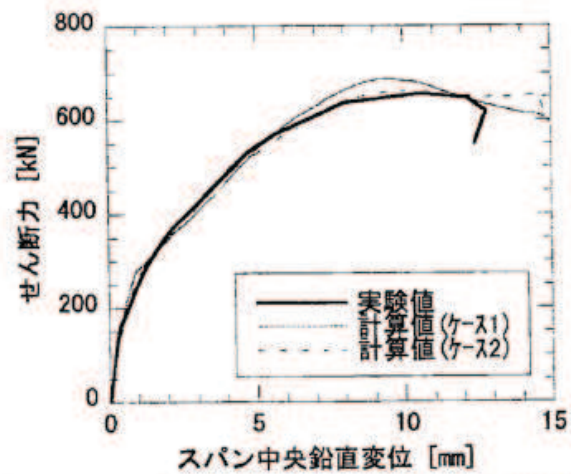


図-4.3.11 セン断力ースパン中央鉛直変位関係

図 4-3 梁せん断破壊試験に基づく検証結果 ([7]より引用)

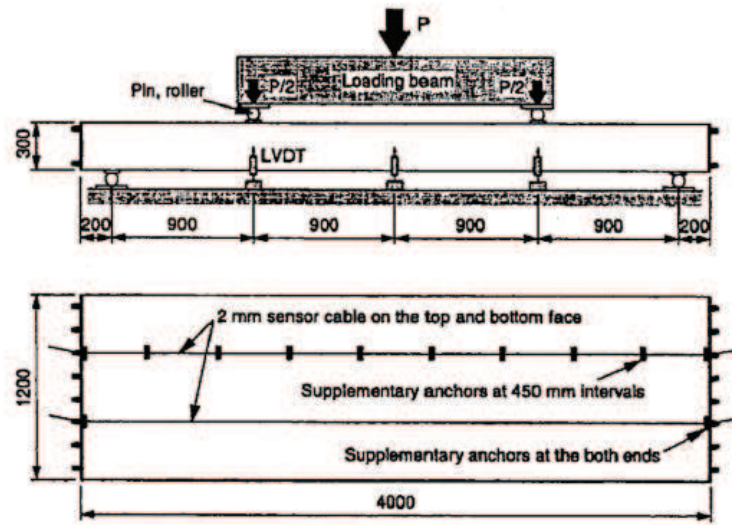


図-4.3.12 試験体諸元

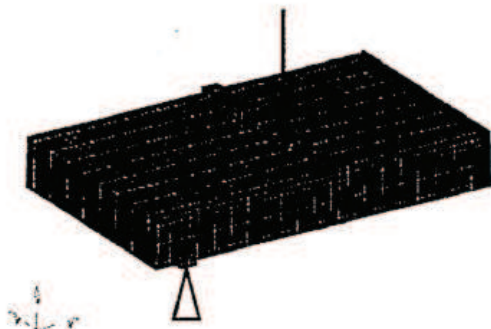


図-4.3.13 解析モデル

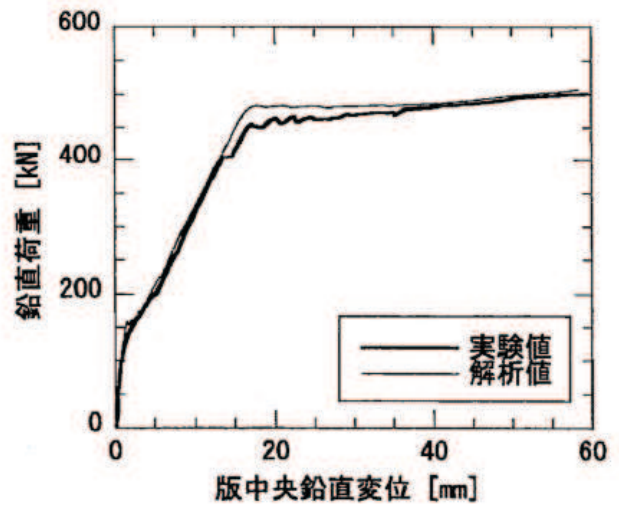


図-4.3.14 鉛直荷重—版中央鉛直変位関係

図 4-4 鉄筋コンクリートの曲げ破壊試験に基づく検証結果
 ([7]より引用)

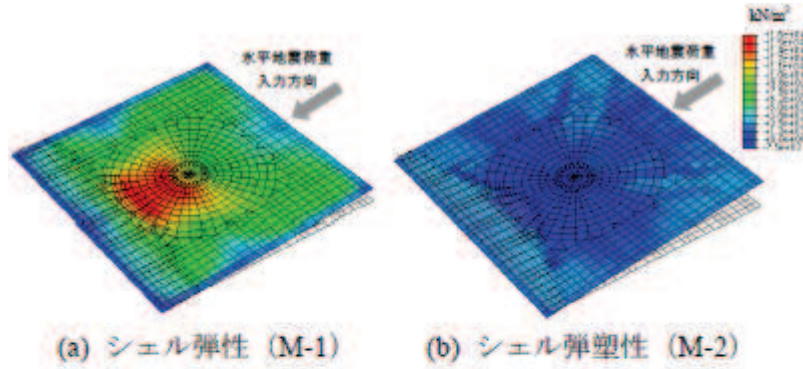


図-5 基礎スラブコンクリート部の最大主応力分布

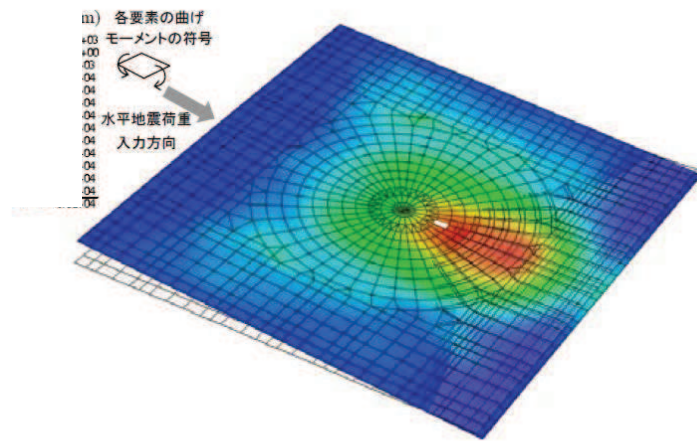


図-3 弾塑性解析 (M-2) による曲げモーメント分布

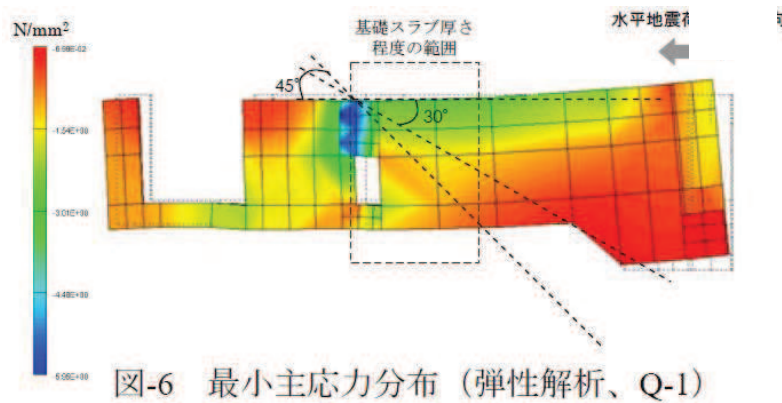


図 4-5 弾塑性解析による既往の検討例
([10], [11]より引用)

(3) 岡村・出雲モデルの基礎版応力解析への適用性について

岡村・出雲モデルは、提案時より既往の複数の実験結果を用いて妥当性が十分に検証されていることから、3次元 FEM モデルによる弾塑性解析を実施する際のコンクリート（引張側）の構成則（引張軟化曲線）として、採用することは妥当であると考えられる。

4.2 コンクリート (圧縮側)

コンクリートの圧縮応力度とひずみの関係は、CCV 規格の図 CVE3511.2-1 を参考にした上で、パラボラ型の応力ひずみ曲線を想定するに当たって標準的な CEB-FIP Model Code^[1]に基づき設定している。

CEB-FIP Model Code におけるコンクリート (圧縮側) の構成則は以下の(4.3)式により規定されている。なお、(4.3)式に基づく場合、女川2号炉のコンクリート圧縮強度は50MPa(N/mm²)以下であるため、終局ひずみは0.0035となるが、CCV規格における終局ひずみは0.003であるため基礎版の応力解析で用いるのは0.003までの範囲内とする。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{cd} &= 0.85f_{cd} \left[2\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}}\right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}}\right)^2 \right] && (\varepsilon_c < \varepsilon_{cl} \text{ の場合}) \\ \sigma_{cd} &= 0.85f_{cd} && (\varepsilon_{cl} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \text{ の場合}) \\ \sigma_{cd} &= 0 && (\varepsilon_{cu} < \varepsilon_c \text{ の場合}) \end{aligned} \right\} \quad (4.3)$$

ここで $\varepsilon_{cl} = 0.002$

$$\varepsilon_{cu} = 0.0035 \quad (f_{ck} \leq 50\text{MPa} \text{ の場合})$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.0035 \left(\frac{50}{f_{ck}} \right) \quad (50\text{MPa} \leq f_{ck} \leq 80\text{MPa} \text{ の場合})$$

σ_{cd} : コンクリートの応力

ε_c : コンクリートのひずみ

ε_{cu} : コンクリートの終局ひずみ

f_{cd}, f_{ck} : コンクリート圧縮強度

4.3 鉄筋 (引張側, 圧縮側)

鉄筋の非線形特性については、CCV 規格 (CVE-3511.2 の記載) に基づき完全弾塑性型として設定している。このことから、図 3-2(b) に示した鉄筋の非線形特性を採用することは妥当であると考えられる。

5. 既往研究に基づく弾塑性解析の妥当性・適用性

(1) 基礎版の応力解析における適用要素の規基準類上の扱い

「原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1987）」の「5.3.2 応力解析」には、「格納施設の基礎マット等の厚いコンクリート構造の FEM 解析のモデル化については、基礎の幾何学的形状、上部構造及び基礎の解析モデル作成上の整合性を考慮して適切な要素を選択しなければならない。一般的に、原子炉建屋の基礎マットのようにマット厚の厚い部位の 3 次元 FEM 解析にはソリッド要素、又は面外せん断を考慮した平板要素を採用するのが良い。」と記載されている。ここで、面外せん断を考慮した平板要素とは、今回適用するシェル要素に該当する。

「日本建築学会 2005 年 原子炉施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」の「8 条 構造解析の基本事項」の解説には、「基礎スラブは荷重状態が複雑なため、弾性地盤に支持された板として FEM でモデル化する場合が多い。要素としてはシェル要素またはソリッド要素が用いられる。」とされており、また、「11 条 基礎スラブ」の解説には、「原子炉建屋の基礎スラブの解析モデルは図 11.1 に示すように基礎スラブの形状に応じて、シェル要素やソリッド要素によりモデル化する。また、ボックス壁やボックス壁に接合する上層の床スラブによる全体変形の拘束効果を適切に反映する。」として、シェル要素を用いた基礎版のモデル化例（図 5-1）が記載されている。

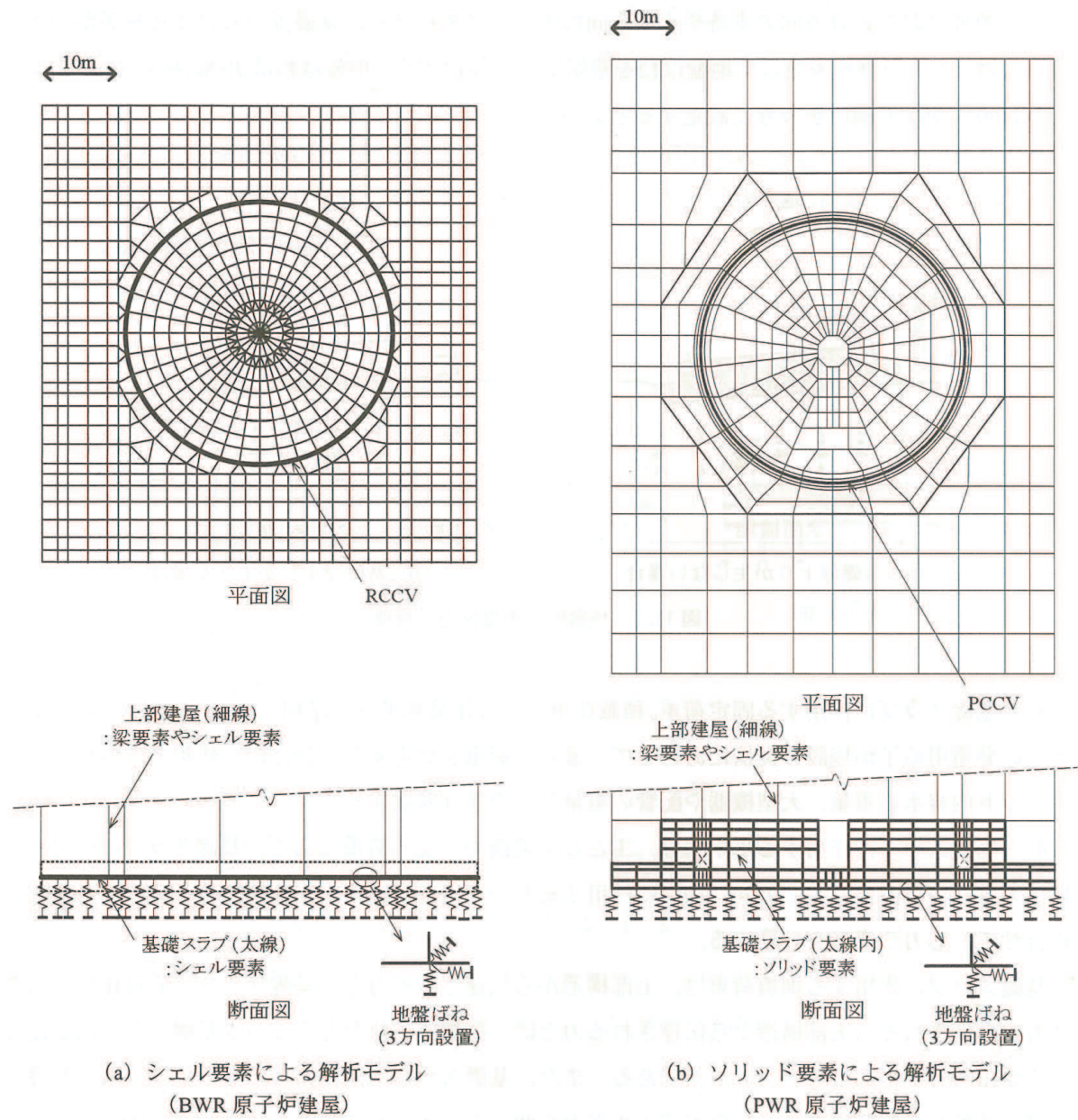


図 5-1 FEM による解析モデルの例 (文献 [12] より引用)

(2) 弾塑性解析を用いた解析的検討

小柳他が実施した「原子炉建屋基礎スラブの合理的応力評価方法に関する解析的検討」^{[10] [11]}においては、基礎版をシェル要素でモデル化した場合とソリッド要素でモデル化した場合の弾性解析及び弾塑性解析を実施し、曲げモーメント及びせん断力の応力性状について比較検討することにより、合理的な応力評価法について検討している。

検討に当たっては、曲げモーメントについては、厚さ 5.5m 程度の基礎版を対象に積層シェル要素を、面外せん断力に対しては厚さ 8m 程度の基礎版を対象にソリッド要素をそれぞれ用いて検討を実施している。解析結果の概要を図 5-2 及び図 5-3 に示す。

図 5-2 に示したシェル要素によるモデルでは、弾塑性解析結果の各要素の曲げモーメントと弾性解析結果の曲げモーメントの比率の分析から、これらの比率が一定とみなせる範囲を評価している。この結果、基礎版程度の厚さの範囲では応力比率がほぼ一定であり、弾塑性モデルにおいてコンクリートのひび割れ等により応力が平均化されていると評価している。また、この結果は既往知見に基づく柱・梁接合部の塑性ヒンジ領域と同等であるとしている。

図 5-3 に示したソリッド要素によるモデルの場合は、基礎版の断面内の応力分布から圧縮ストラット角度を 30~45° と評価し、柱・梁部材に関する既往知見とおおむね対応することを示している。圧縮ストラット角度から面外せん断力に関する平均化応力の範囲を基礎版厚さの 0.8 倍~1.4 倍、平均的には 1.0 倍程度と想定できると評価している。また、この結果は実験等による既往知見ともおおむね対応しているとしている。

本文献は、塑性化が生じる応力レベルの基礎版の部位についての合理的な応力評価法について検討した文献であり、検討の過程において厚さ 5.5m 程度の基礎版の曲げモーメントに対してはシェル要素の弾性解析及び弾塑性解析を、厚さ 8m 程度の基礎版の面外せん断力に対してはソリッド要素を用いて検討を実施している。これらより、曲げモーメントに関しては、弾性解析結果と弾塑性解析結果の比較により平均化応力の範囲を検討し、既往知見の塑性ヒンジ領域と同等であることが確認された。また、検討に用いているモデルは違うものの、シェル要素とソリッド要素を用いた検討では同程度の平均化応力の範囲を示していることが確認された。

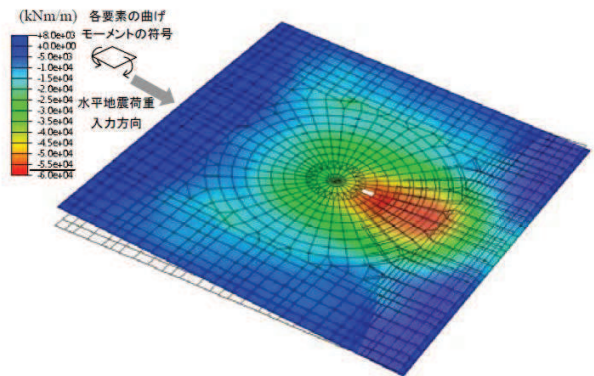


図-3 弾塑性解析 (M-2) による曲げモーメント分布

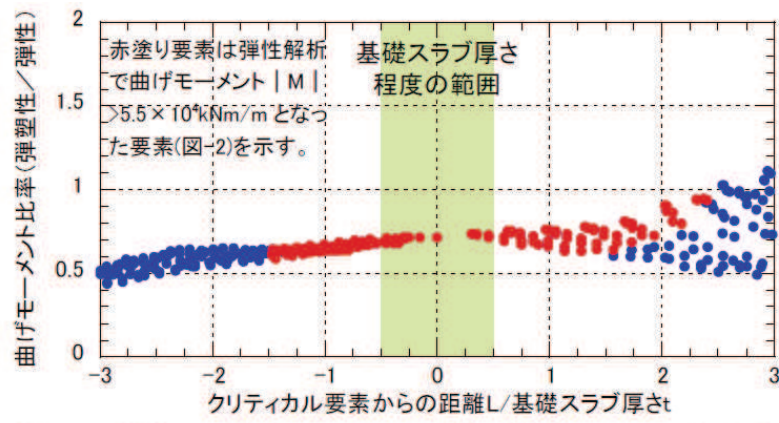


図-4 白塗り要素中心からの距離と曲げモーメント比率

図 5-2 シェル要素を用いた基礎版の弾塑性解析結果の概要 (文献 [11] より引用)

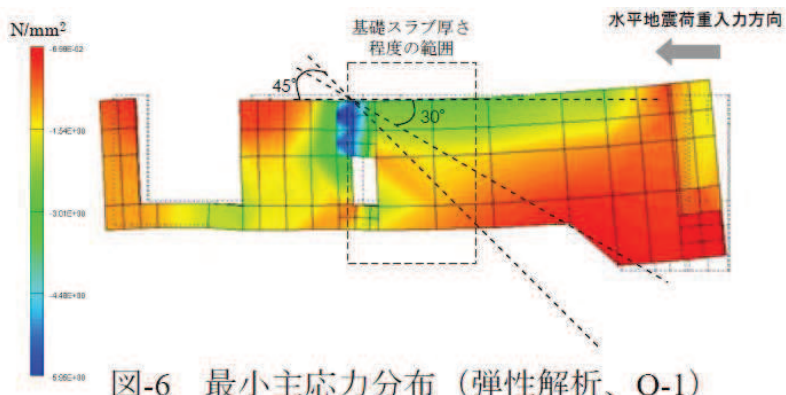


図-6 最小主応力分布 (弾性解析、Q-1)

図 5-3 ソリッド要素を用いた基礎版の弾塑性解析結果の概要 (文献 [11] より引用)

(3) ソリッド要素とはり要素及びシェル要素の比較検討

山田が実施した「FEMにおける構造モデリング—ソリッド要素と構造要素（はり、シェル）の選択—」^[13]においては、「コンピュータ性能の飛躍的な進歩により、非常に大規模な連続体の数値シミュレーションが可能となっている現状では、はり要素やシェル要素によってモデル化されてきた対象を、連続体としてソリッド要素によってモデル化し、大規模問題として複雑な構造物の応力解析を行うことが可能となっている。しかしながら、工学的観点で計算の精度や効率を考えたとき、すべてをソリッド要素でモデル化することは必ずしも適切ではない」との観点に基づき、モデル化の選択について考察を加えている。本文献では、はり要素やシェル要素の構造要素とソリッド要素とした場合について、片持ちはりを対象とした解析を行い、たわみの理論値との比較から要素選定に関する検討を行っている。

表 5-1 及び図 5-4 は、せん断変形の影響が表れる問題として、片持ちはりの長さが比較的短い場合の結果であり、たわみの数値をソリッド要素（双1次四辺形要素）とティモシェンコはり要素で比較したものである。表中の値は、ソリッド要素を用いた詳細な分割（1000×2000）による結果を参照解として正規化したものである。局所的な応力集中がなく曲げとほぼ一樣なせん断変形が支配的な状況においては、はり要素が適用可能であること、また、ある程度詳細な要素分割を行うことで、ソリッド要素についても適用可能であることが分かる。「以上では、はりにより議論を進めてきたが、シェル要素についても基本的には同様である」とされている。

なお、基礎版に支配的な地震時においては、ほぼ同様な応力状態にあると考えられる。

本論文では、はり、シェルの構造要素について、「一般に構造要素が適用可能な場合には、連続体としてソリッド要素によりモデル化するよりも効率的で精度の高いシミュレーションが可能となる」としている。

表 5-1 梁モデルを用いたソリッド要素とはり要素の解析結果の概要
(文献 [13] より引用)

表 3 短い片持ちはりに対するたわみ

L	双1次四辺形要素			ティモシェンコ はり要素	
	分割	変位型	改良型	分割	1次要素
3	3×2	0.697	0.952	5	0.995
	6×4	0.898	0.984	10	1.002
	12×8	0.971	0.995	20	1.004
5	5×2	0.703	0.978	5	0.993
	10×4	0.902	0.992	10	1.000
	20×8	0.973	0.997	20	1.002

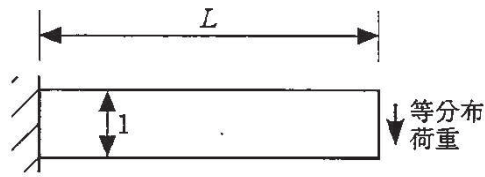


図7 一定断面片持ちはりの問題

図 5-4 梁モデルを用いたソリッド要素とはり要素の解析検討モデル概要図
(文献 [13] より引用)

(4) まとめ

既往研究に基づき、弾塑性解析の妥当性・適用性についての検討を行った結果、シェル要素を用いた基礎版の応力解析については規基準類上採用できること、また既往文献における適用実績があることを確認した。

以上より、原子炉建屋の基礎版の応力解析において、シェル要素を用いた弾塑性解析による手法を採用することは妥当であると考えられる。

また、シェル要素を用いた応力解析の検証の観点から、面外せん断応力が大きい場合には、代表ケースを選定してソリッド要素で基礎版をモデル化した解析を行い、モデル化手法による比較を行うこととする。

6. まとめ

基礎版の応力解析で採用した解析モデルについて、既工認との手法の差異を整理した。弾塑性挙動に与える影響が大きい材料構成則（鉄筋，コンクリート）について、適用文献の内容を整理し、その妥当性・適用性を確認した。また、原子炉建屋で確認されている初期剛性低下について、材料構成則への反映方法を確認した。

以上より、今回採用した応力解析モデルの妥当性を確認した。

<参考文献>

- [1] Comite Euro-International du Beton : CEB-FIP MODEL CODE 1990 (DESIGN CODE), 1993
- [2] 日本建築学会 : 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-1999, 1999年
- [3] 出雲, 島, 岡村 : 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学, Vol.25, No.9.1987.9
- [4] M.P.Collins, F.J. Vecchio: The response of reinforced concrete to in-plane shear and normal stresses, University of Toronto, March 1982
- [5] 森田司郎・角徹三 : 鉄筋コンクリート部材の引張試験による付着効果の研究, セメント技術年報, Vol.18, pp.426-430, 昭39
- [6] 山田一字・青柳征夫 : ひび割れ面におけるせん断伝達, 第2回 鉄筋コンクリート構造物のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集, pp.19-26, 1983.10
- [7] 日本建築学会 : コンクリート系構造の部材解析モデルと設計への応用, 2008年
- [8] Saito,H et al. : Ultimate strength of reinforced concrete members subjected to transient high temperature distribution, Transactions of the 12th international conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT), Volume H, pp.31-36, Aug. 1993
- [9] Kumagai,H. et al. :Fiber optic distributed sensor for concrete structures,Proceeding of the 1st fib Congress, Session 15, pp.179-184,2002
- [10] 小柳他 : 原子炉建屋基礎スラブの合理的応力評価方法に関する解析的検討 (その1) 基礎スラブの試解析, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.1039-1040, 2009
- [11] 小林他 : 原子炉建屋基礎スラブの合理的応力評価方法に関する解析的検討 (その2) 合理的応力評価法 (案), 日本建築学会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.1041-1042, 2009
- [12] 日本建築学会 : 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2005年
- [13] 山田貴博 : FEMにおける構造モデリング—ソリッド要素と構造要素 (はり, シェル) の選択—, 精密工学会誌 Vol. 77, No. 9, 2011

別紙 1-1-1 許容限界設定の考え方について

CCV 規格等におけるコンクリート及び鉄筋のひずみ、面外せん断力の許容限界設定の考え方について以下に示す。

1. コンクリート

CCV 規格においてコンクリートのひずみの許容値としては、 $0.003(3000\mu)$ が採用されている。

これは、American Concrete Institute「Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-02)」の Chapter 10 Flexural and axial loads の記載に基づき設定されている。

コンクリートのひずみが 3000μ に達した状態は、最大圧縮強度時のひずみ (2000μ 程度) を超えた応力下降域 (軟化域) の状態にあり、若干のひび割れが入っているものの、ある程度の強度を有している状態である。また、一般的に、コンクリートのひび割れは、スリット状ではなく、複雑な形状で生じるため、放射線の低減効果が期待でき、遮蔽性能に与える影響は無い。

なお、コンクリートの最大圧縮強度については、American Concrete Institute「Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-02)」の Chapter 10 Flexural and axial loads の記載に基づき、 $0.85F_c$ (設計基準強度の 0.85 倍) に制限しており、実際のコンクリートの最大圧縮強度に対して余裕を見込んだ数値が設定されている。

2. 鉄筋

CCV 規格において鉄筋のひずみの許容値としては、 $0.005(5000\mu)$ が採用されている。

鉄筋のひずみを 5000μ とした理由について、CCV 規格の解説に「部材の変形が過大にならないように配慮して定めた」とし、「一般的に多く使用されている SD345 及び SD390 の降伏ひずみ (中略) は 0.0017 及び 0.0019 であり、鉄筋の最大ひずみはこれら降伏ひずみの 2 から 3 倍程度とした」と記載されている。

一般に、鉄筋のひずみが 5000μ に達した状態は、降伏ひずみの 2~3 倍程度であり、最大引張強度に至るまでには程遠い状態である。また、JIS に示される鉄筋の機械的性質としては、SD345 及び SD390 の場合、伸びが 16~19% ($160000\sim 190000\mu$) 以上とされており、 5000μ は破断に対しても十分余裕のある状態にあるといえる。

3. 鉄筋コンクリートの面外せん断力

面外せん断力の許容値は、短期許容応力度を基本とする。

別紙 1-1-2 シェル壁内部の構造物から基礎版に伝達される荷重等の
考え方について

1. はじめに

原子炉建屋基礎版の応力解析において、シェル壁内部の構造物に関するモデル化、及び基礎版へ伝達する荷重の考え方を以下に示す。

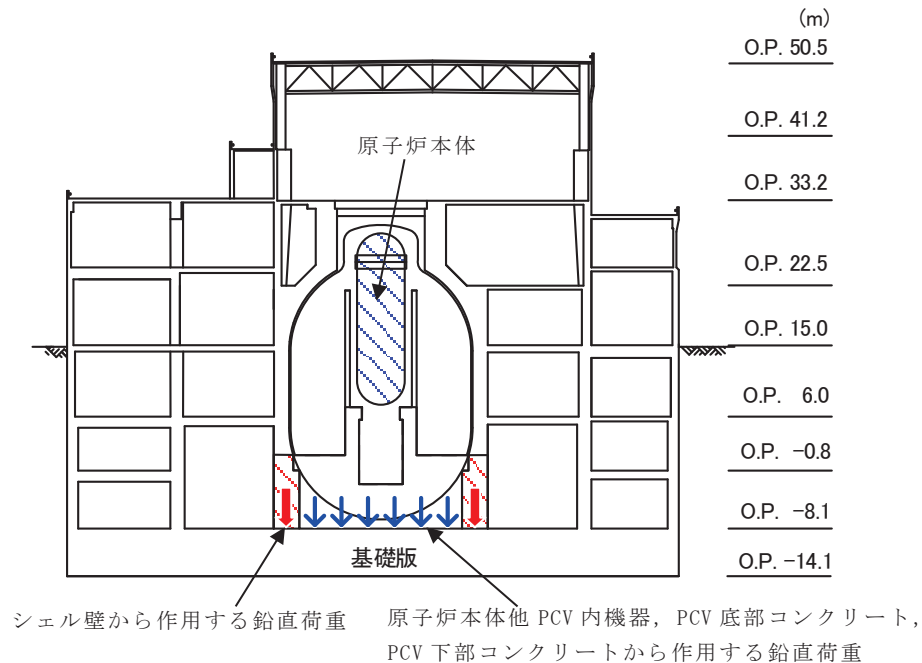
2. 基礎版モデルの考え方

基礎版の解析モデルでは、基礎版は一律 6m の厚さとしてモデル化しており、原子炉本体他 PCV 内機器や PCV 底部コンクリート、PCV 下部コンクリートの剛性についてはモデル化上は考慮せず、これらの常時荷重、地震時の慣性力は考慮している。これは既工認と同様の考え方である。

3. 基礎版へ伝達する荷重の考え方

(1) 鉛直荷重の考え方

シェル壁内部の鉛直荷重については、基礎に作用する荷重を当該作用位置に応じて入力する。シェル壁から作用する鉛直荷重については、当該壁位置に入力している。原子炉本体他 PCV 内機器、PCV 底部コンクリート、PCV 下部コンクリートの自重および鉛直地震荷重（質点系モデルによる応答結果に基づき設定）は、基礎版に直接作用する荷重として入力しており、図 3-1 に鉛直荷重の考え方を示す。また、シェル壁内部以外の荷重についても考え方は同様である。



具体的な鉛直地震荷重の設定方法は次のとおり。

① 壁から作用する鉛直地震荷重

壁から作用する鉛直地震荷重は、基礎版の解析モデルにおいて当該部分が支える重量（原子炉本体他 PCV 内機器、PCV 底部コンクリート、PCV 下部コンクリートは含まない）に係数を乗じて算定する。算定に用いる係数は、一軸の質点系モデルによる鉛直方向の地震応答解析より算定される基礎版直上の軸力を、質点系モデルにおいて当該部分が支える重量で除して求める。ここで、鉛直方向の質点系モデルの質点重量は水平方向の質点系モデルの質点重量と整合した値としている。

② 基礎版に直接作用する鉛直地震荷重

基礎版に直接作用する鉛直地震荷重は、質点系モデルによる鉛直方向の地震応答解析より算定される基礎底面地盤ばねの軸力から、壁から作用する鉛直地震荷重を差し引いた値を、基礎版各部に直接作用する重量（原子炉本体他 PCV 内機器、PCV 底部コンクリート、PCV 下部コンクリートの他、基礎版の自重を含む）に応じて分配する。すなわち、基礎版の解析モデルにおける鉛直方向地盤ばねの反力の総和と、質点系モデルの基礎底面ばねの軸力が等価になるように設定する。図 3-2 に基礎版に直接作用する鉛直地震荷重の算定の考え方を示す。

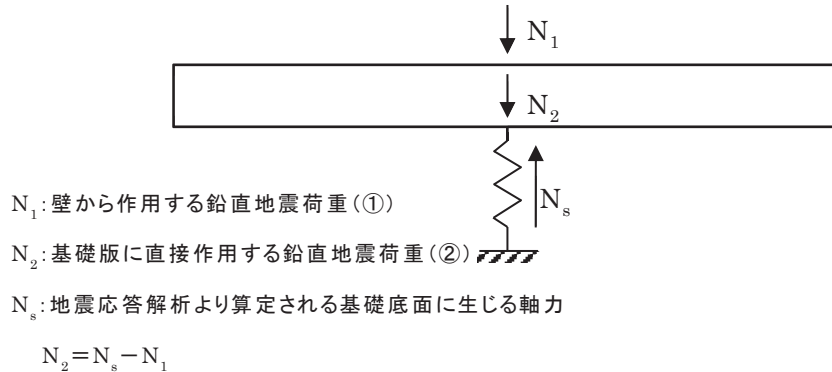


図 3-2 基礎版に直接作用する鉛直地震荷重の算定の考え方

(2) 水平荷重の考え方

シェル壁内部の水平荷重については、質点系モデルによる地震応答解析結果より得られるシェル壁脚部のせん断力、曲げモーメントを用い、基礎上端(O.P. -8.1m)と基礎版のモデル化位置である基礎版中心(O.P. -11.1m)との離間距離により付加される曲げモーメント分についても考慮のうえ、シェル壁の内側に入力する。

質点系モデルでは、原子炉本体他 PCV 内機器、PCV 底部コンクリート、PCV 下部コンクリートの重量は、シェル壁軸の質点重量に集約している。重量を算入する質点レベルは、RPV スタビライザや原子炉本体基礎脚部の位置を考慮して、図 3-3 に示すように算入している。

このため、シェル壁内部の構造物に作用する水平地震時慣性力は、原子炉建屋地震応答解析により得られるシェル壁軸の応答（せん断力、曲げモーメント）に含まれ、曲げモーメントは各重量算入質点の高さを考慮した値として得られる。

曲げモーメントの補正方法を図 3-4 に、シェル壁から伝達する水平地震荷重の基礎版解析における入力イメージを図 3-5 に示す。また、シェル壁内部以外の荷重についても考え方は同様である。

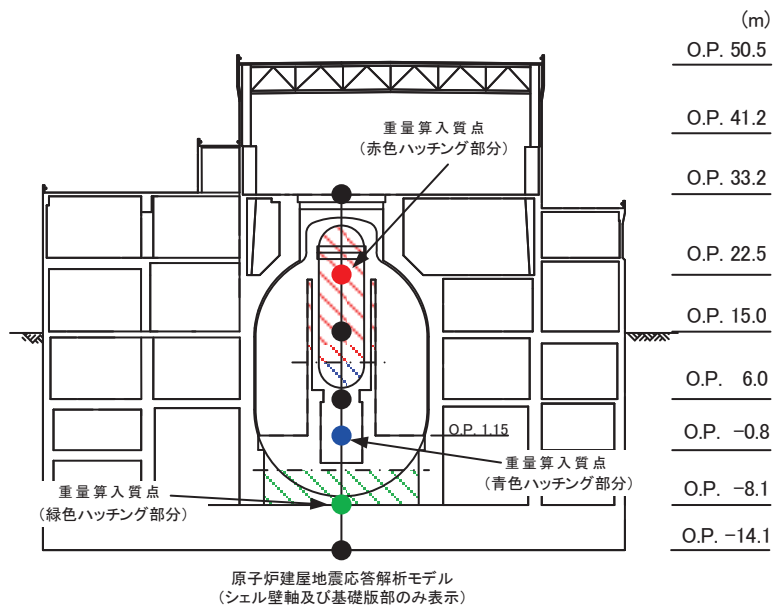


図 3-3 原子炉本体他 PCV 内機器、PCV 底部コンクリート、PCV 下部コンクリートの重量算入質点の考え方

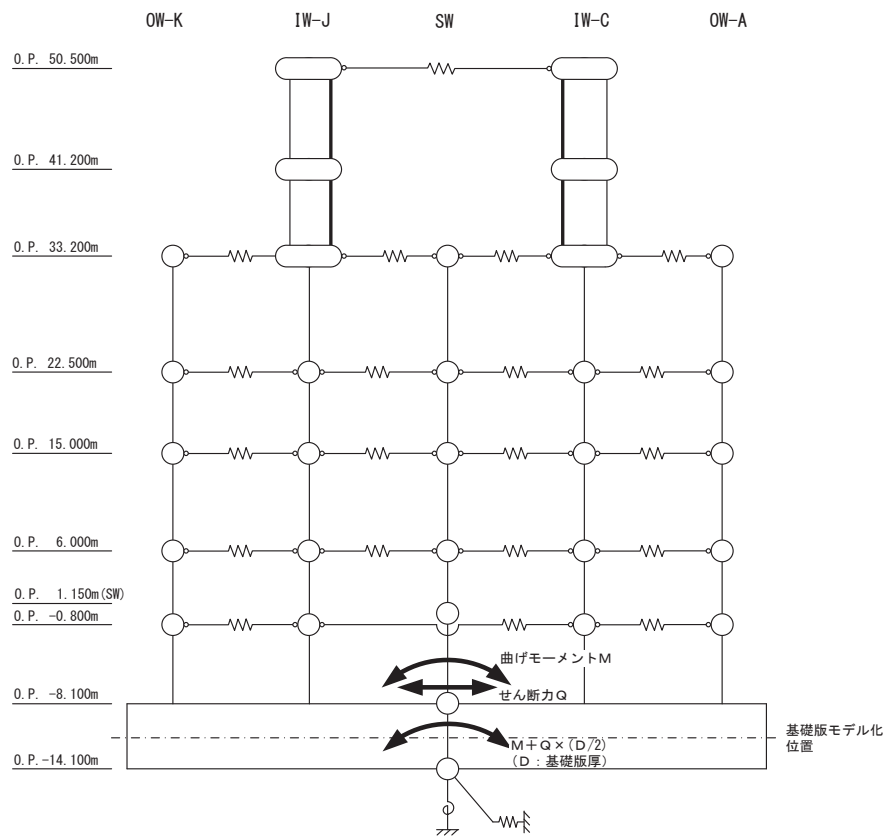


図 3-4 基礎版の解析モデルに用いる曲げモーメントの補正方法

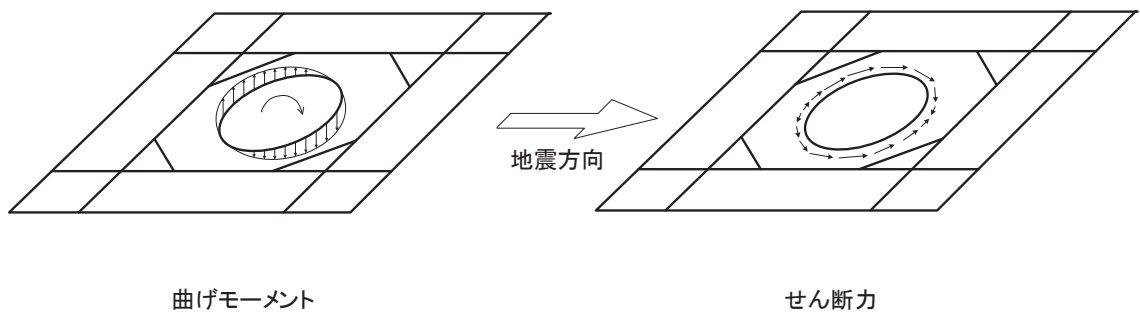
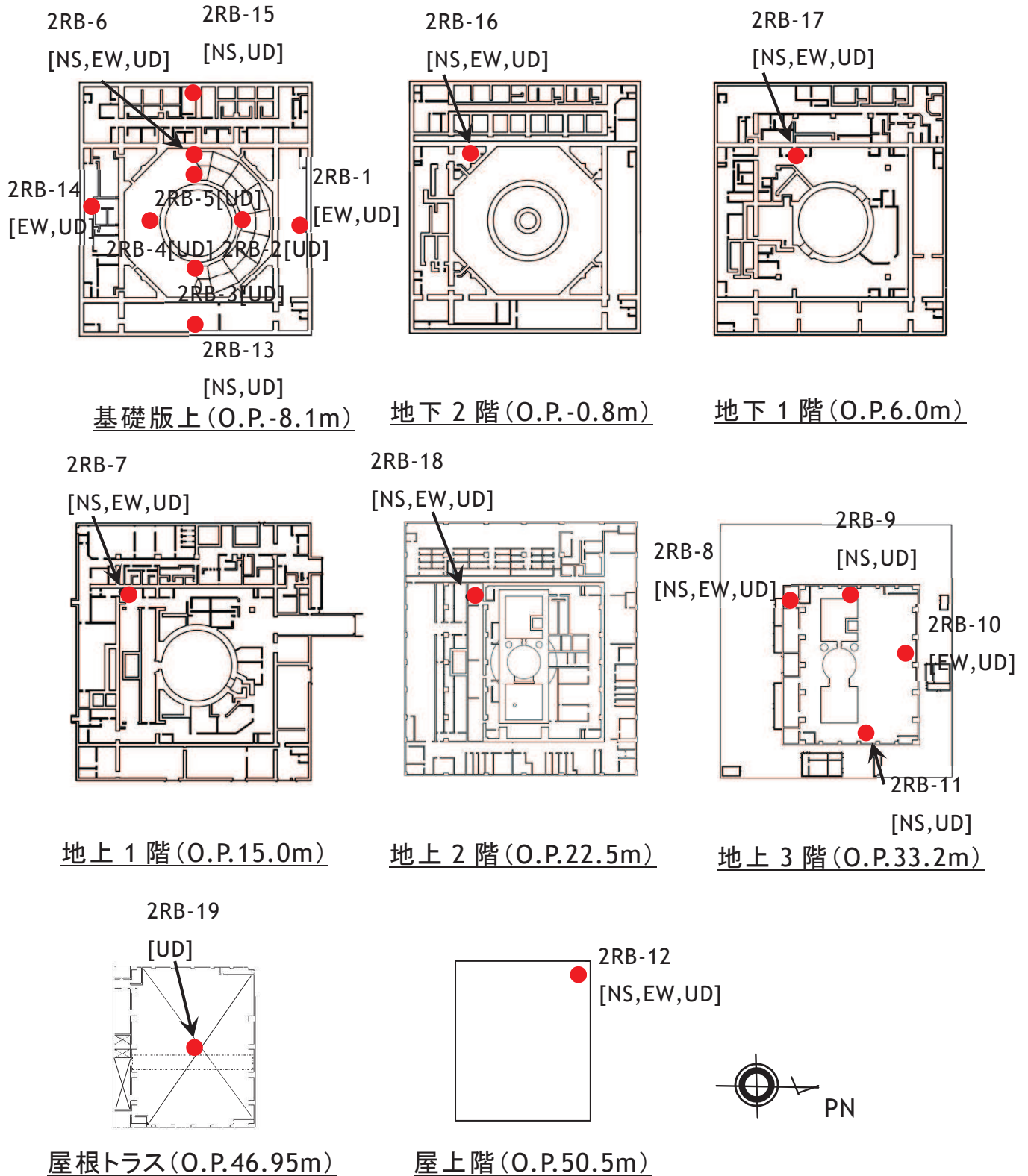


図 3-5 シェル壁から伝達する水平地震荷重の基礎版の解析モデルにおける入力イメージ

原子炉建屋 地震計配置



地震観測記録に基づく基礎版の剛性低下に係る検討

1. はじめに

基礎版の応力解析モデルについては、既工認と同様に設計基準強度ベースで剛性を評価したケースを基本ケースとし、更に初期剛性を低下させるケースは不確かさケースとして扱う方針としている。不確かさケースに用いる初期剛性の低下量については、基礎版上に設置されている地震観測記録の分析を踏まえ設定する方針としており、ここではその検討結果を示す。

2. 検討方法

基礎版上には鉛直方向の地震動を観測する地震計が NS 方向、EW 方向に各 4 箇所配置されており、3.11 地震を含めた複数地震に対して、鉛直方向の平均変位に対する相対変位量と、基礎版に作用した地震力の大きさの相関性について、以下の手順にて検討する。

検討方法の概念図を図 2-1 に、地震観測位置を図 2-2 に示す。

- ① 鉛直方向の加速度記録を積分して変位波形を算定する。
- ② 直線上に並ぶ 4 点の変位波形から平均変位波形を時刻歴上で算定する。
- ③ 平均変位波形と各観測点の変位波形の差分の最大値（絶対値）を算定する。
- ④ 算定した各観測点の変位差分の最大値と建屋への入力地震動の大きさ（例えば質点系モデルを用いたシミュレーション解析より算定されるベースシャー係数（最下層の層せん断力係数））の関係をプロットする。
- ⑤ プロットしたベースシャー係数と鉛直変位の関係より基礎版の剛性を分析する。
（おおむね比例関係であれば、特に大きな剛性低下はないと考えられる。）

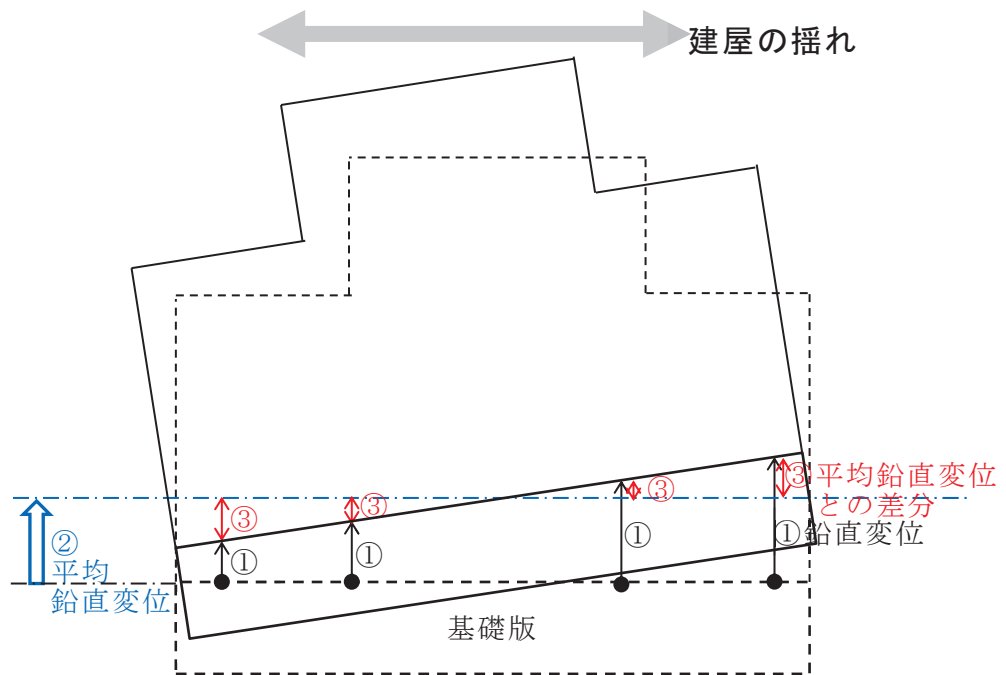
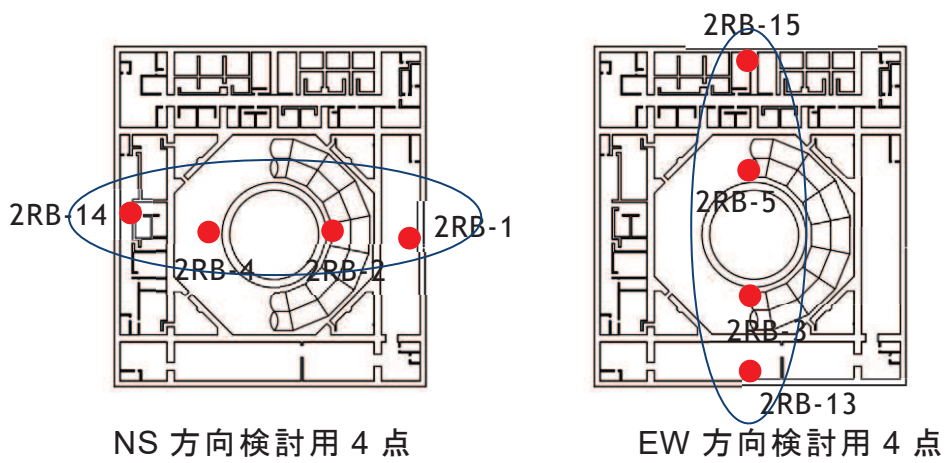


図 2-1 検討方法の概念図



基礎版上 (O.P.-8.1m)

図 2-2 地震観測位置 (原子炉建屋基礎版, 鉛直方向)

3. 検討結果

表 3-1 に示す過去の代表地震について、前述の方法により算定した鉛直変位とベースシヤール係数の関係を図 3-1 に示す。また、3.11 地震前後の中小地震に対する検討結果を図 3-2 に示す。

ここで、過去の代表地震は、比較的大きな地震観測記録として、基礎版上の最大加速度を更新した地震を選定した。3.11 地震前後の検討においては、M5 以上かつ基礎版上で 20cm/s^2 以上の観測記録を条件に、3.11 地震前については 2005 年 8 月 16 日宮城県沖の地震以降の 7 地震を選定し、3.11 地震後については、4.7 地震以降の発生順に 7 地震を選定した。

検討の結果、代表地震の比較では鉛直変位とベースシヤール係数の関係が比例関係となっており、3.11 地震前後の比較でも大きな傾向の違いは認められなかったため、基礎版部分の剛性低下は考慮しない方針とする。

表 3-1 過去の代表地震

No.	日時	検討用地震	ベースシヤール係数	
			NS 方向	EW 方向
1	1994/10/4 22:22	北海道東方沖の地震	0.03	0.02
2	1996/2/17 0:22	福島県沖の地震	0.06	0.05
3	2003/5/26 18:24	宮城県沖の地震	0.21	0.20
4	2005/8/16 11:46	宮城県沖の地震	0.36	0.20
5	2011/3/11 14:46	東北地方太平洋沖地震	0.63	0.74

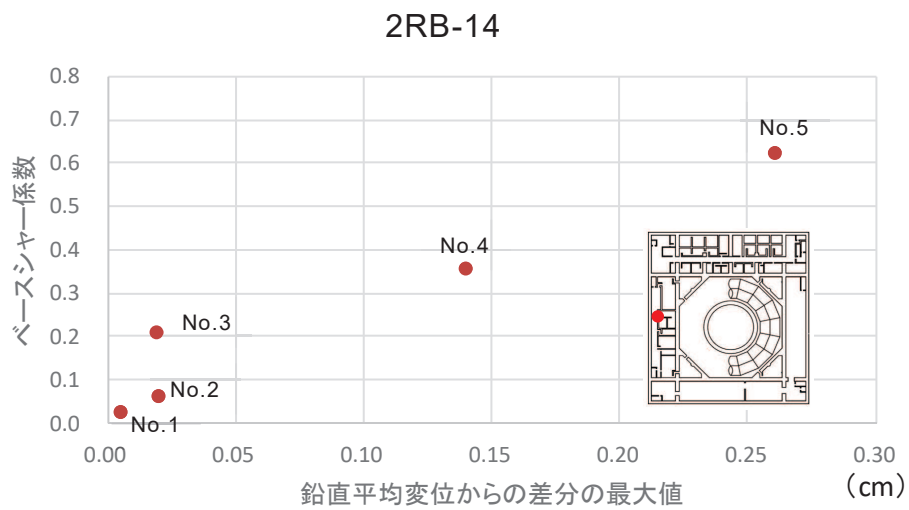
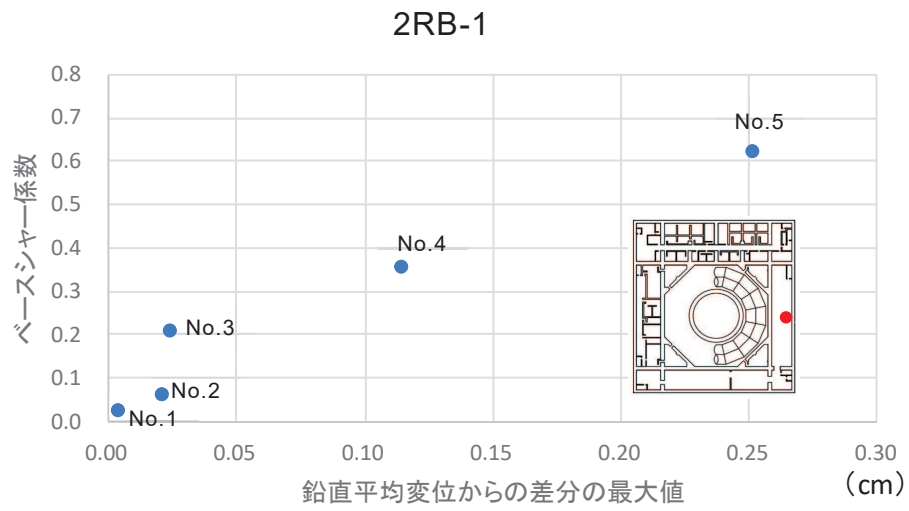


図 3-1 (1) ベースシャー係数と鉛直変位の比較 (NS 方向) (代表地震) (1)

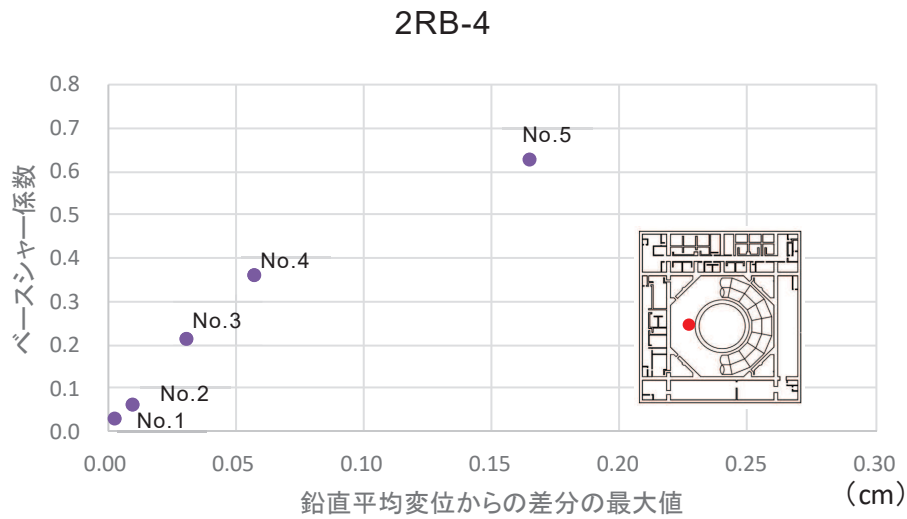
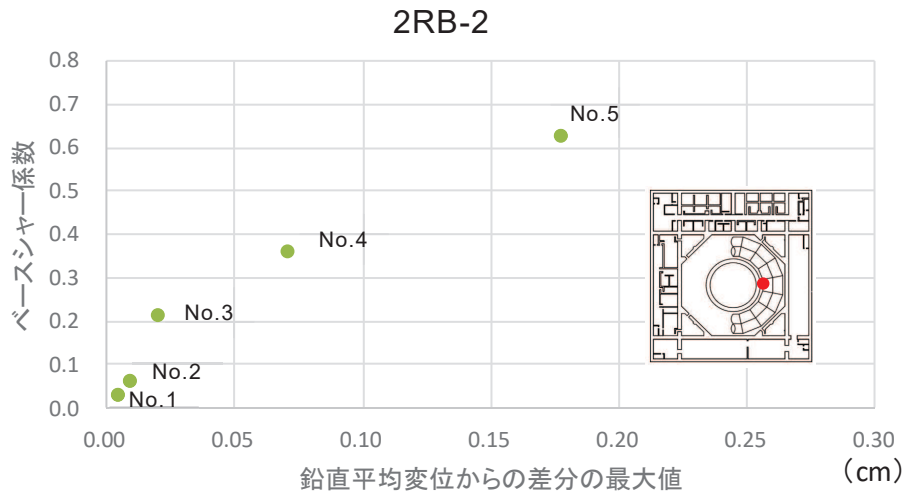
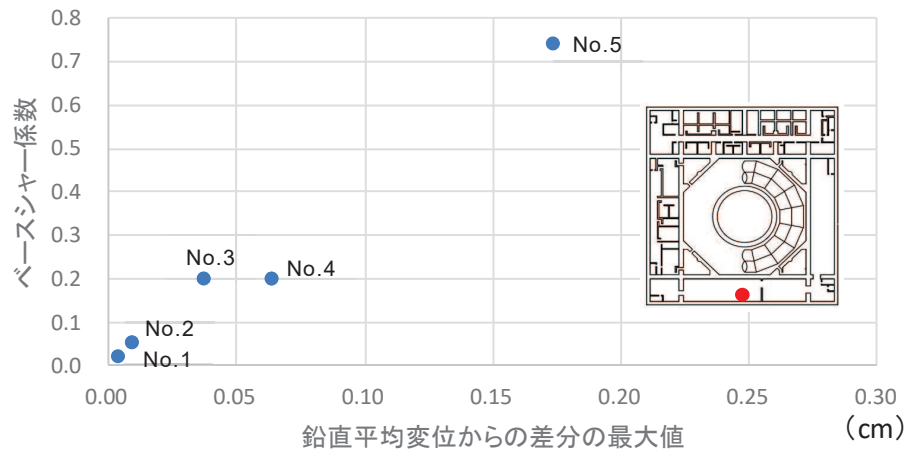


図 3-1 (2) ベースシャー係数と鉛直変位の比較 (NS 方向) (代表地震) (2)

2RB-13



2RB-15

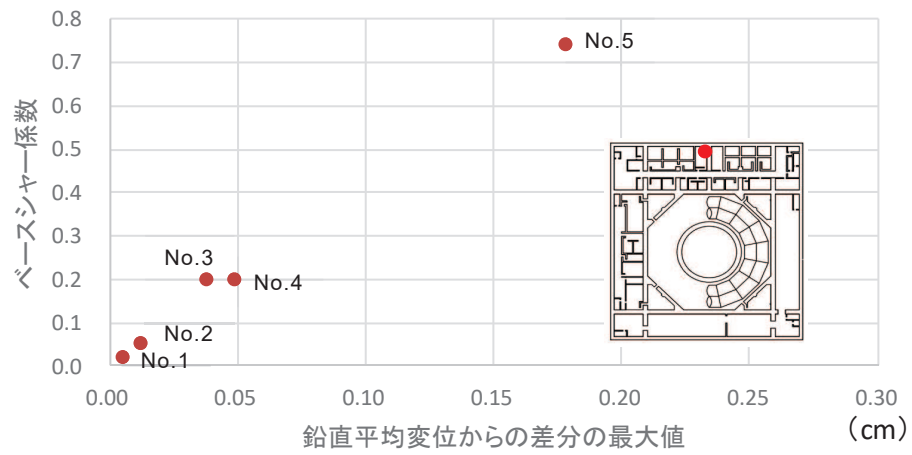


図 3-1 (3) ベースシャー係数と鉛直変位の比較 (EW 方向) (代表地震) (1)

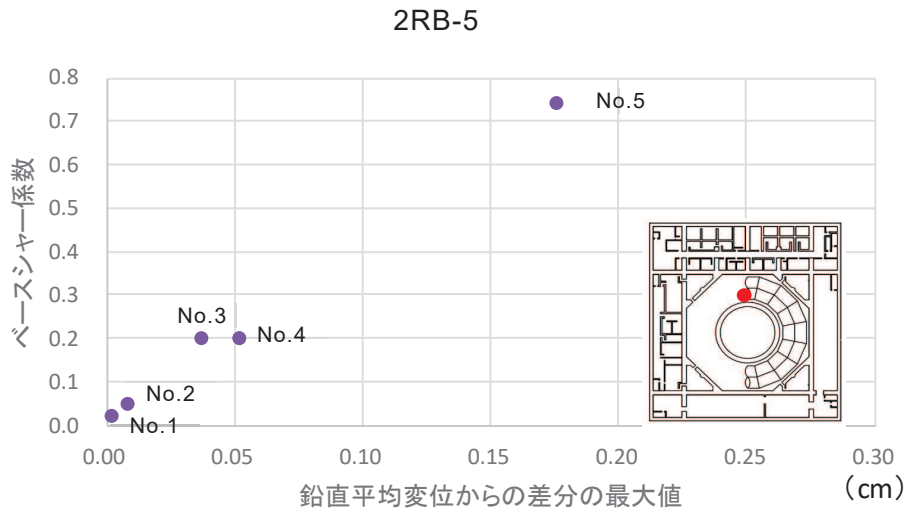
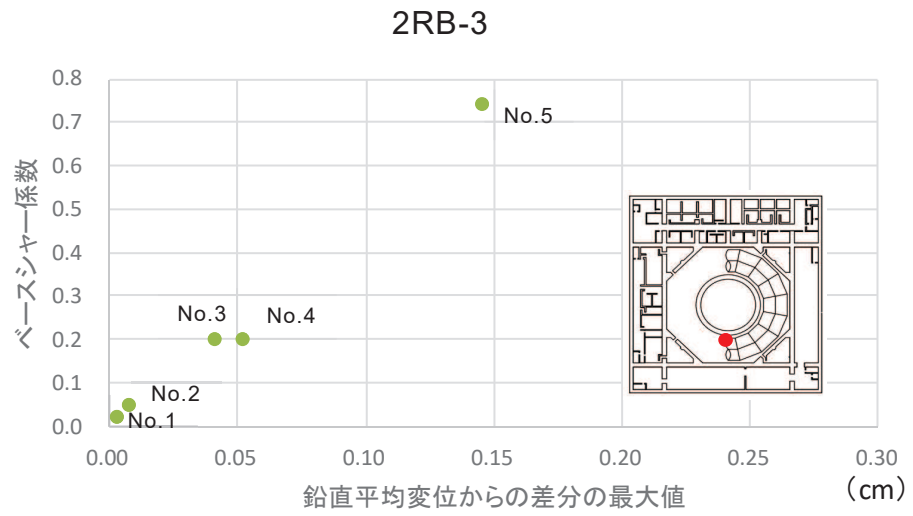


図 3-1 (4) ベースシャー係数と鉛直変位の比較 (EW 方向) (代表地震) (2)

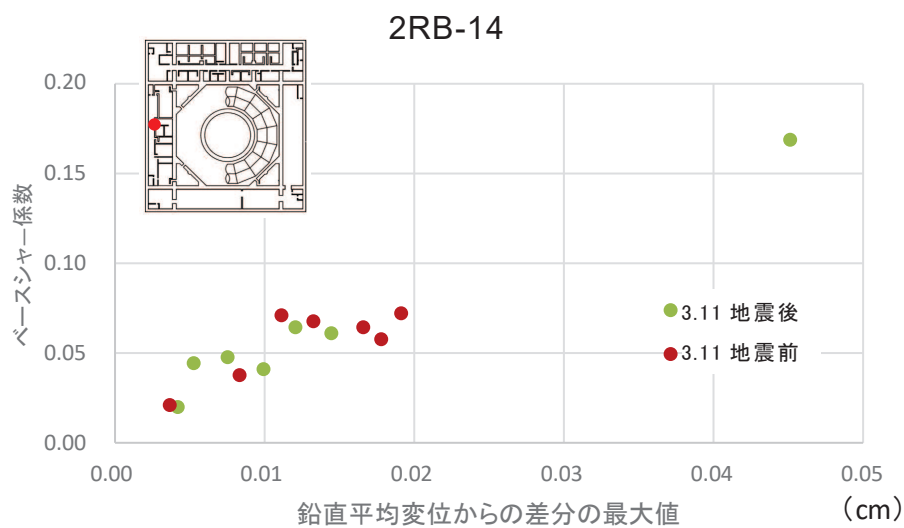
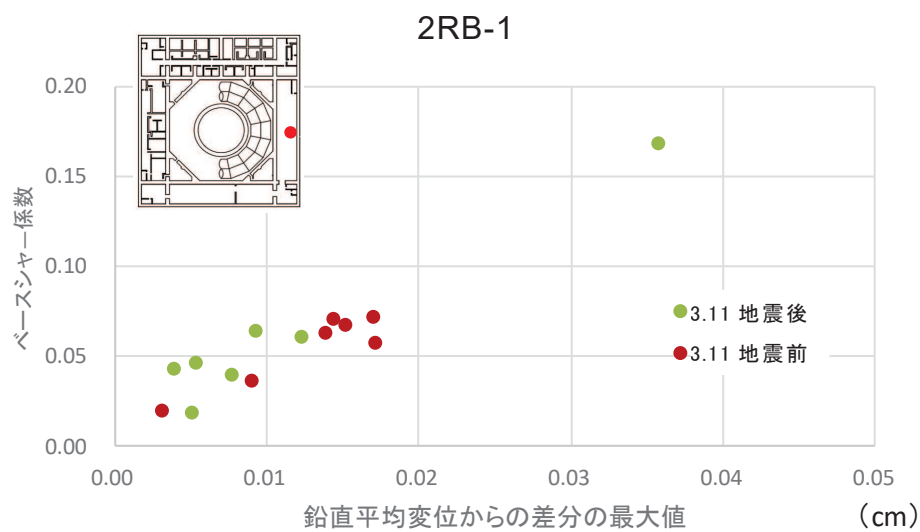


図 3-2 (1) ベースシャー係数と鉛直変位の比較 (NS 方向)
 (3.11 地震前後の中小地震) (1)

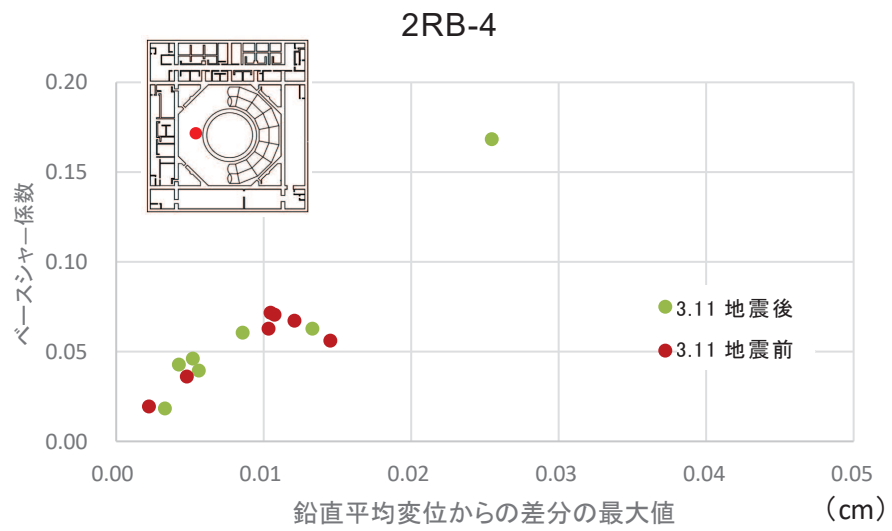
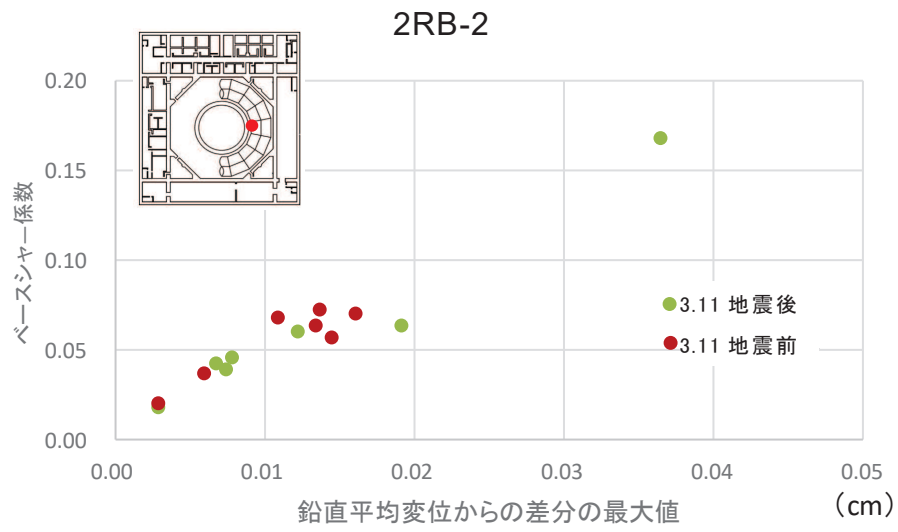


図 3-2 (2) ベースシャー係数と鉛直変位の比較 (NS 方向)
(3.11 地震前後の中小地震) (2)

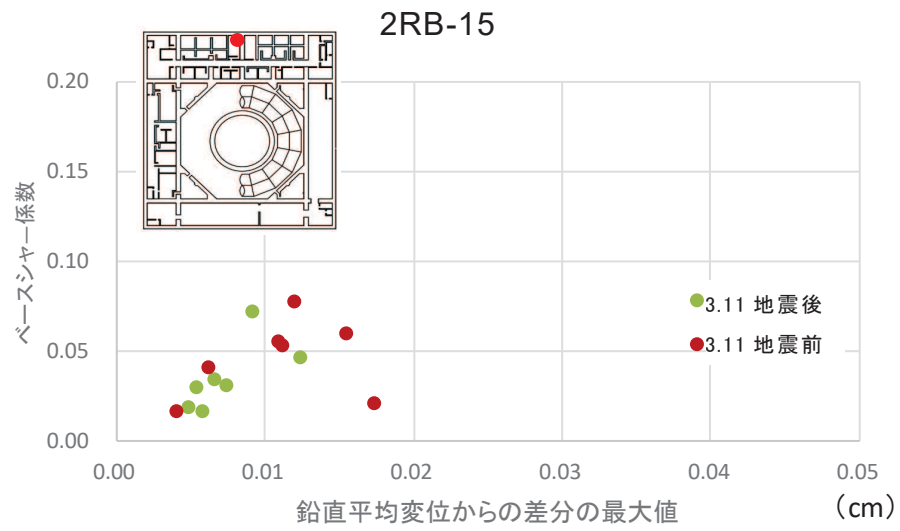
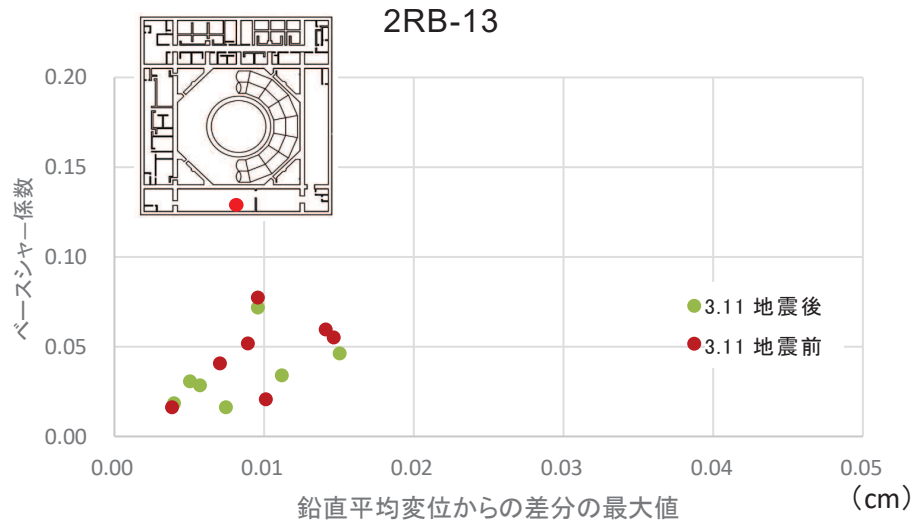


図 3-2 (3) ベースシャー係数と鉛直変位の比較 (EW 方向)
(3.11 地震前後の中小地震) (1)

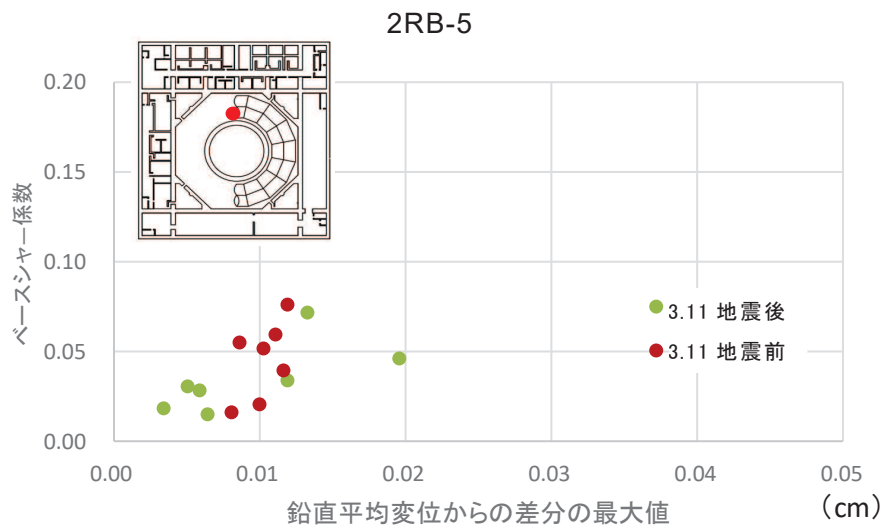
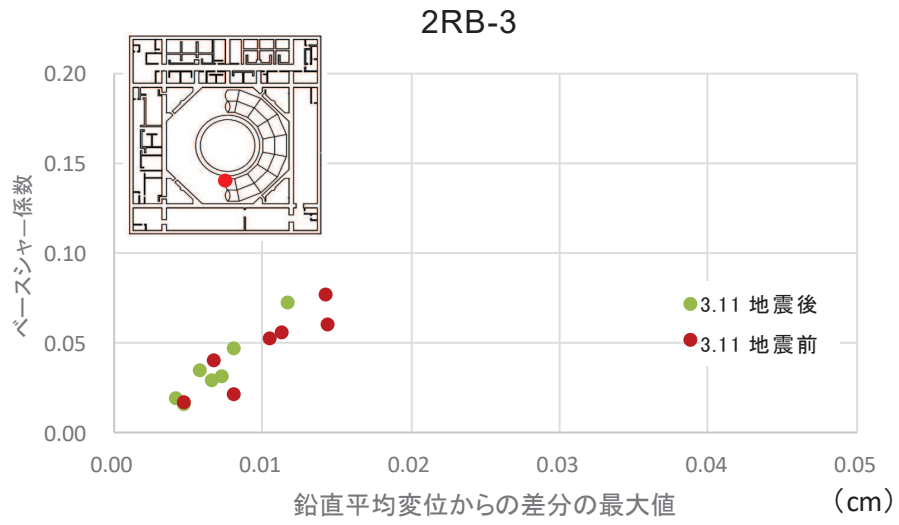


図 3-2 (4) ベースシャー係数と鉛直変位の比較 (EW 方向)
(3.11 地震前後の中小地震) (2)

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、原子炉建屋基礎版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

原子炉建屋基礎版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。なお，地震時の評価を行うことから，各荷重に共通で動的な地盤物性に基づく地盤ばねを用いる。

- ・ 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。

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，構造形状と荷重条件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。曲面板構造の場合は，平板要素や軸対称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。

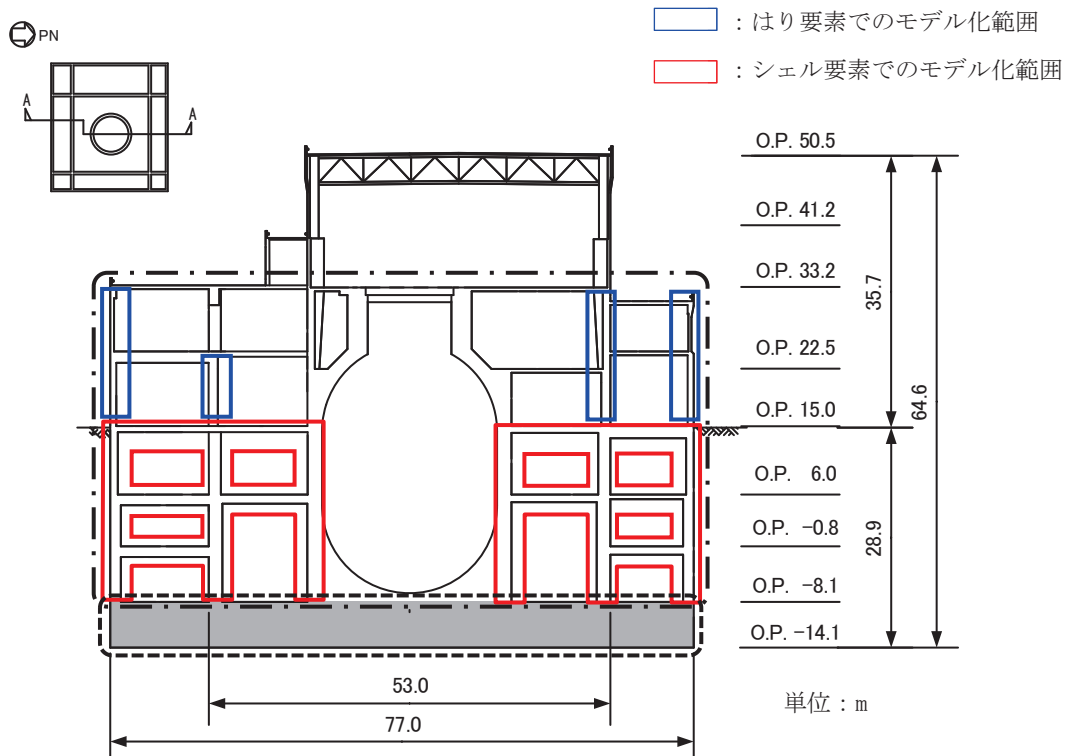
注記*：構造解析のための有限要素法実践ハンドブック（非線形 CAE 協会，2008 年）

表 2-1 (1) モデル化, 境界条件及び拘束条件 (1/4)

モデル概要

○モデル化範囲

- ・基礎版全体及び上部構造モデル部分については基礎版より立ち上がる耐震壁及び床スラブの剛性を拘束条件として考慮する。



拘束条件として考慮

モデル化範囲

モデル化範囲 (単位 : m)

表 2-1 (2) モデル化, 境界条件及び拘束条件 (2/4)

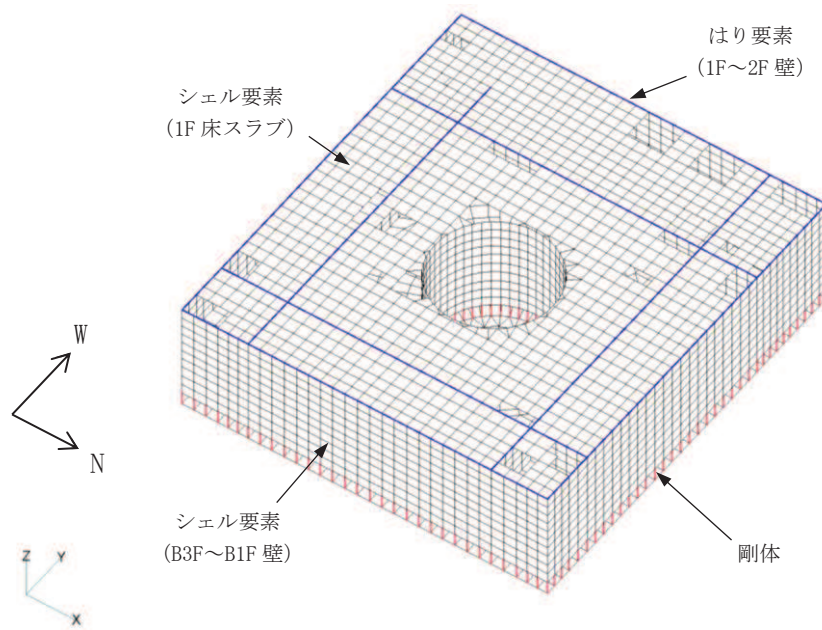
モデル概要

○使用要素

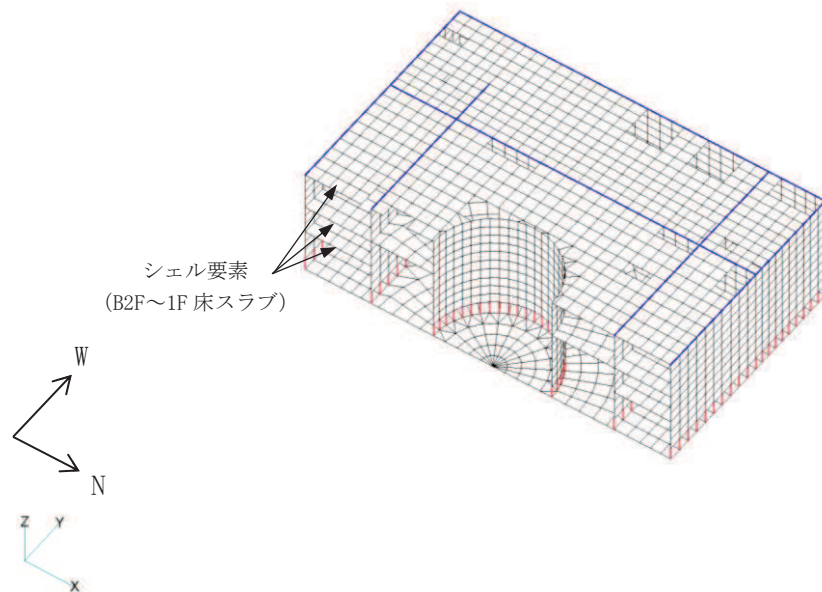
- ・積層シェル要素

○要素分割

- ・要素の一辺の長さを 2.0m 程度とし, 壁及びスラブの配置を考慮して分割する。



(a) 全体図



(b) 西側半分図化

節点数 : 6642
要素数 : 7080

モデル概要

表 2-1 (3) モデル化, 境界条件及び拘束条件 (3/4)

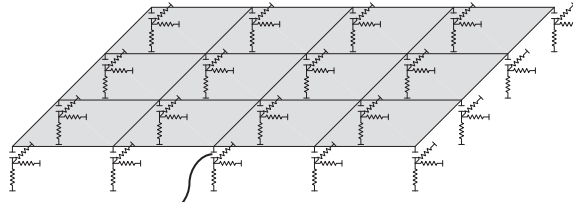
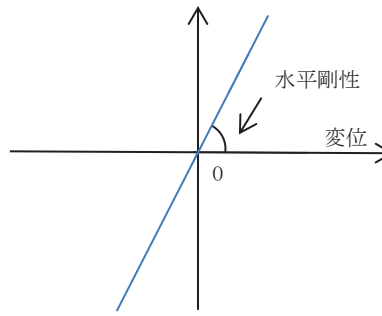
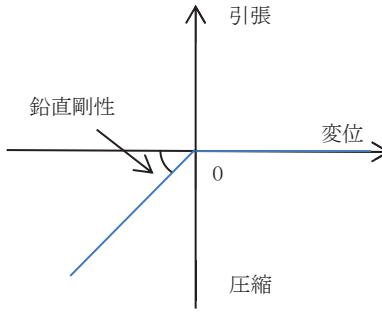
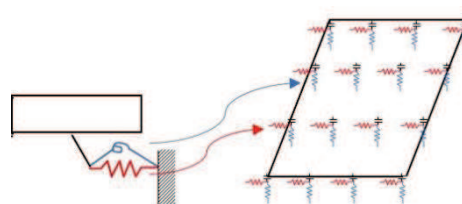
境界条件	
基礎版と地盤の境界	
<p>・基礎版と底面地盤との間に底面地盤を表現するギャップ要素を設け, 基礎版と底面地盤との間の剥離(基礎版の浮上り)を考慮している。</p>	 <p>ギャップ要素</p> <p>モデル概要</p>
<p>○ギャップ要素</p> <p>鉛直ばねに引張力が発生した際に, 水平剛性及び鉛直剛性をゼロとし, 浮上りを考慮する。</p>	
<p>水平ばね応力</p>  <p>(a) 水平剛性</p>	<p>鉛直ばね応力</p>  <p>(b) 鉛直剛性</p>
<p>注: 鉛直ばねに引張力が発生した場合には, 水平剛性もゼロとする。</p> <p>ギャップ要素の概念図</p>	
<p>○底面地盤ばね</p> <p>水平剛性及び鉛直剛性は以下のとおり設定する。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・水平剛性: 振動アドミ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。 $K_{Hi} = (K_{HNS} / A + K_{HEW} / A) / 2 \times A_i \quad A: \text{基礎版の底面積}$ ・鉛直剛性: 転倒モーメントが支配的となるため振動アドミ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。 $K_{Vi} = (K_{RNS} / I_{NS} + K_{REW} / I_{EW}) / 2 \times A_i$ $I: \text{基礎版の断面二次モーメント}$ 	
 <p>底面地盤ばね</p>	<p>基礎版底面全体で 離散化</p>

表 2-1 (4) モデル化, 境界条件及び拘束条件 (4/4)

拘束条件	
上部構造物と基礎版の境界	
<ul style="list-style-type: none"> ・基礎版と上部構造物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, 基礎版の応力・変形状態を評価する。なお, 上部構造物の剛性は以下のように考慮する。 ・B3F, B2F 及び B1F の耐震壁をシェル要素として剛性を評価する。それより上部の 1F 及び 2F の耐震壁は O. P. 15. 0m 位置にはり要素として剛性を評価する。 ・B2F, B1F 及び 1F の床スラブをシェル要素として剛性を評価する。 	
はり要素の剛性 (断面性能)	
<ul style="list-style-type: none"> ・曲げ剛性 (断面二次モーメント) : $I = t \times h^3 / 12 + t \times h \times y^2$ ・せん断剛性 (せん断断面積) : $A_s = t \times h$ 	<p>t : 壁の厚さ h : モデル化する壁の高さ y : 基礎版中心から壁 図心までの距離</p>

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、原子炉建屋基礎版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

原子炉建屋基礎版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、鉛直地震力及び地震時土圧荷重を考慮する。

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 モデルに入力する水平力、曲げモーメント及び鉛直力が、各質点位置で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、水平地震力については、地震応答解析により求まる最大応答せん断力に基づく水平力を FEM モデルに入力する。上部構造物から作用する基礎版への地震時反力については、FEM モデルにおける上部構造物脚部に対応する各節点に、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。基礎版モデル部分については、地震応答解析より求まる基礎版底面地盤ばねの最大水平力から、上部構造物から作用する水平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 モデルの基礎版の各節点に、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、地震応答解析により求まる最大応答曲げモーメントを FEM モデルに入力する。上部構造物から作用する基礎版への地震時反力は、偶力に置換して水平力を入力位置に節点荷重として入力する。基礎版モデル部分については、地震応答解析より求まる基礎版底面地盤ばねの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 モデルの基礎版の各節点に、節点の支配面積と中心位置からの距離に応じて偶力に置換して分配し、節点荷重として入力する。

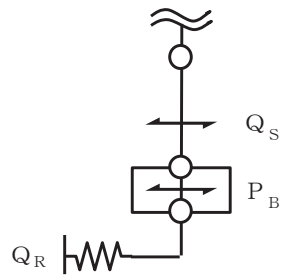
なお、水平地震力及び曲げモーメントについては、耐震壁の位置に対応する節点に入力することを原則とするが、シェル壁は内部の PCV 底部コンクリート、PCV 下部コンクリートと一体となって基礎版に地震力を伝達することから、シェル壁の内側に対応する節点に入力する。また、曲げモーメントの偶力への置換については、建屋中心軸からの平面保持を仮定している。

鉛直地震力については、地震応答解析により求まる基礎直上の部材の軸力から算出した軸力係数に基づく鉛直力を FEM モデルに入力する。上部構造物から作用する基礎版への地震時反力については、FEM モデルにおける上部構造物脚部位置に対応する各節点の支配面積に応じて上部構造物の重量を分配した支配重量に軸力係数を乗じた節点荷重として入力する。基礎版モデル部分については、地震応答解析より求まる基礎版底面地盤ばねの鉛直力から上部構造物から作用する鉛直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。）を基礎版の重量で除して付加軸力係数を算定する。そして、FEM モデルの基礎版の各節点の支配重量に付加軸力係数を乗じた節点荷重として入力する。

地下外壁部に作用する地震時土圧荷重により基礎版に作用する荷重は、曲げモーメントを考慮し、外壁を各階スラブ位置で支持した連続はりモデルを用いて算定する。算定

した外壁脚部に生じる単位長さ当たりの曲げモーメントは、基礎版外周の節点の支配長さに応じて分配し、節点荷重として入力する。なお、外壁脚部にはせん断力も生じるが、外壁脚部のせん断力は基礎版に対して圧縮力として作用することから、既工認でも断面設計において必要鉄筋量が保守的になるように考慮しないこととしており、今回工認でも同様とする。

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。



■ 基礎版モデル部分に作用させる付加せん断力 P_B の算出

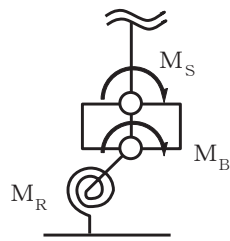
$$P_B = Q_R - Q_S$$

P_B : FEM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地盤ばねに生じる水平力

Q_S : 地震応答解析より設定した上部構造物から基礎版に作用するせん断力

(a) 水平地震力



■ 基礎版モデル部分に作用させる付加曲げモーメント M_B の算出

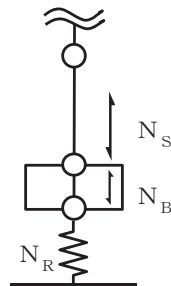
$$M_B = M_R - M_S$$

M_B : FEM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地盤ばねに生じる曲げモーメント

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

(b) 曲げモーメント



■ 基礎版モデル部分に作用させる付加軸力 N_B の算出

$$N_B = N_R - N_S$$

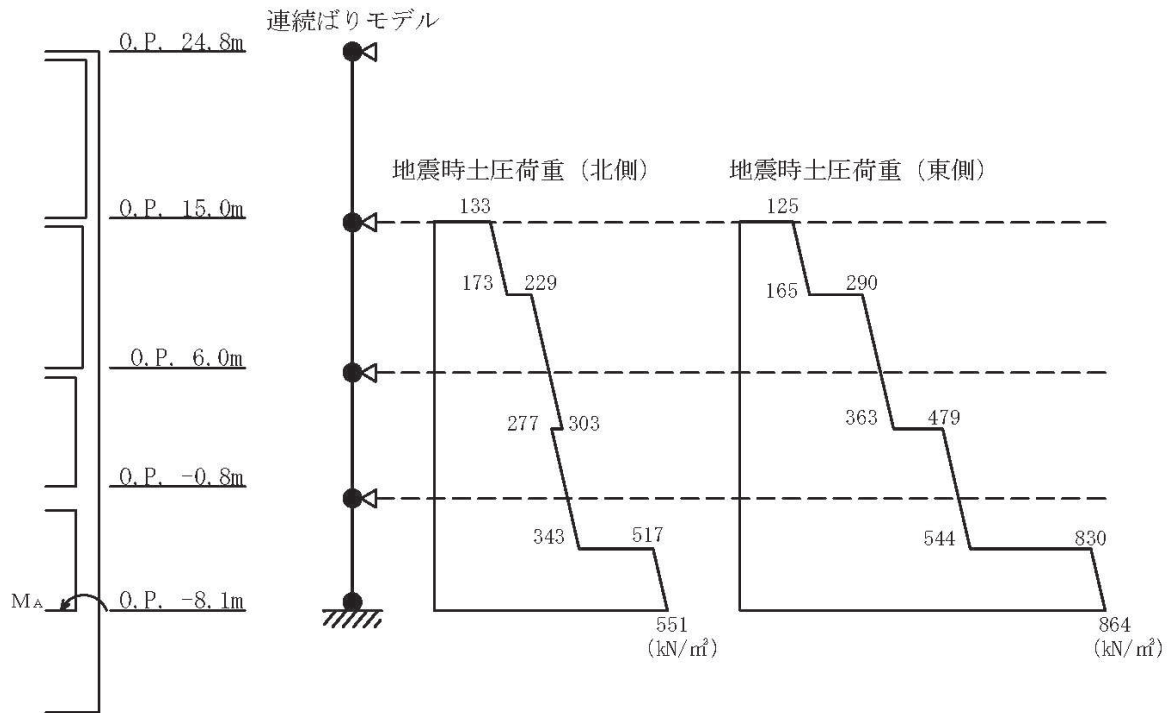
N_B : FEMに入力する付加軸力

N_R : 地震応答解析より設定した地盤ばねに生じる鉛直力

N_S : 地震応答解析より設定した上部構造物から基礎版に作用する鉛直力

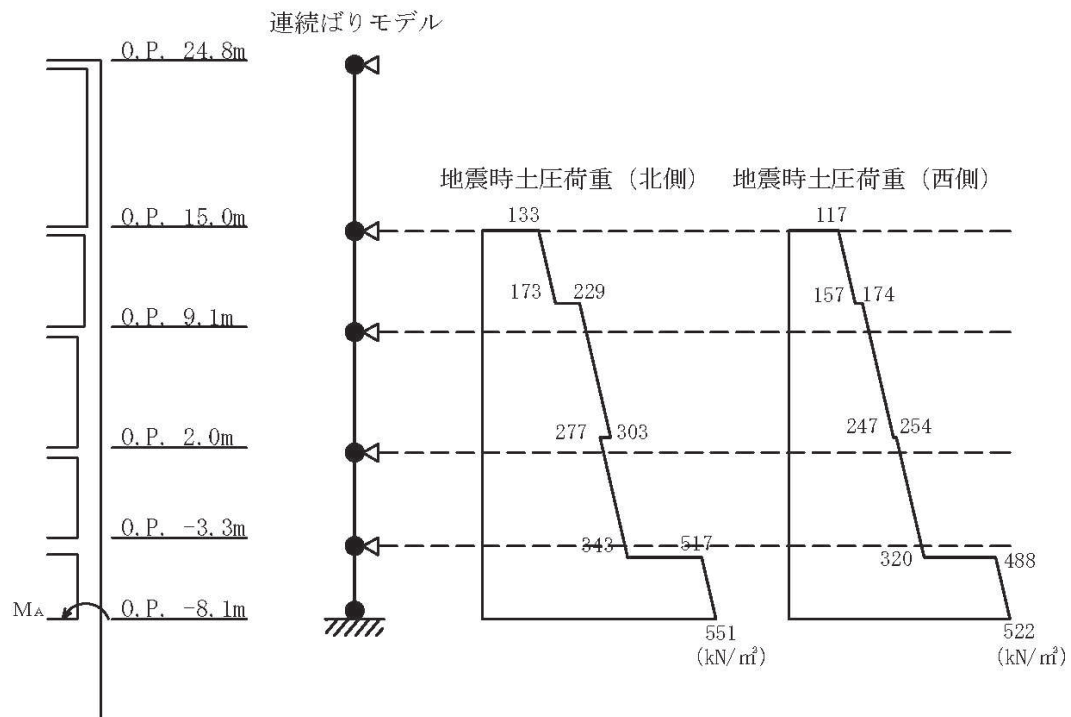
(c) 鉛直地震力

図 2-1 (1) FEM モデルに入力する地震荷重の概念図 (1/2)



M_A : 基礎版に入力する曲げモーメント

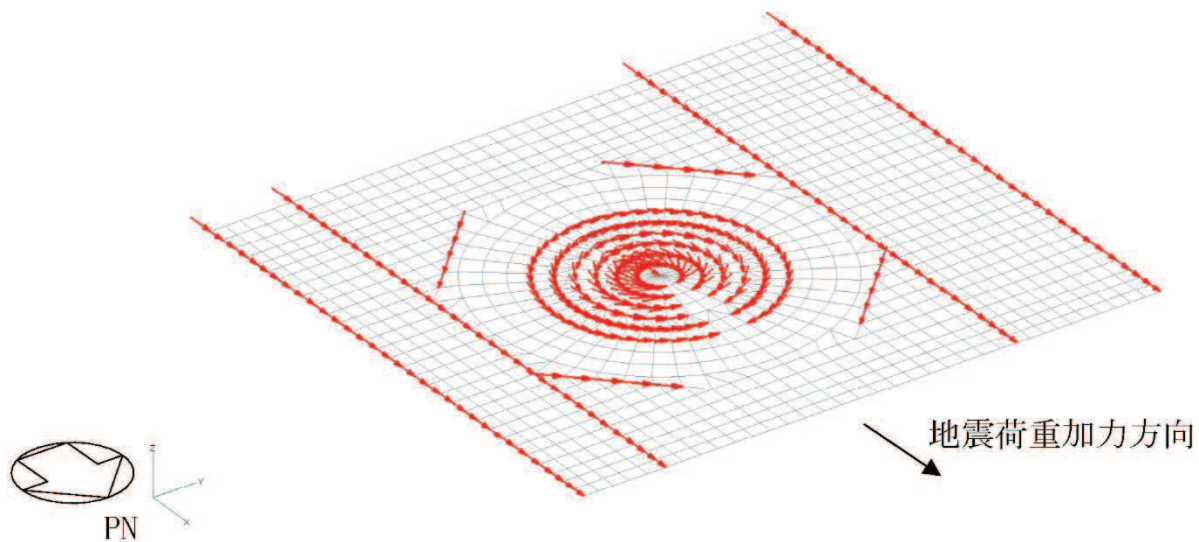
(d) 地震時土圧荷重 (R_K 通り, $R11$ 通りの $R_C \sim R_K$ 間)



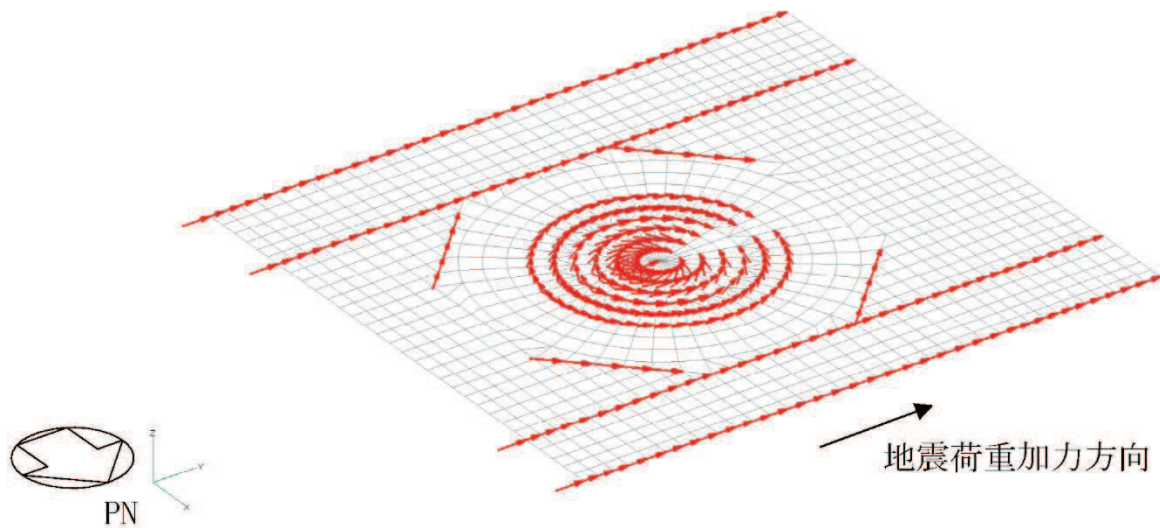
M_A : 基礎版に入力する曲げモーメント

(e) 地震時土圧荷重 (R_A 通り, $R11$ 通りの $R_A \sim R_C$ 間)

図 2-1 (2) FEM モデルに入力する地震荷重の概念図 (2/2)

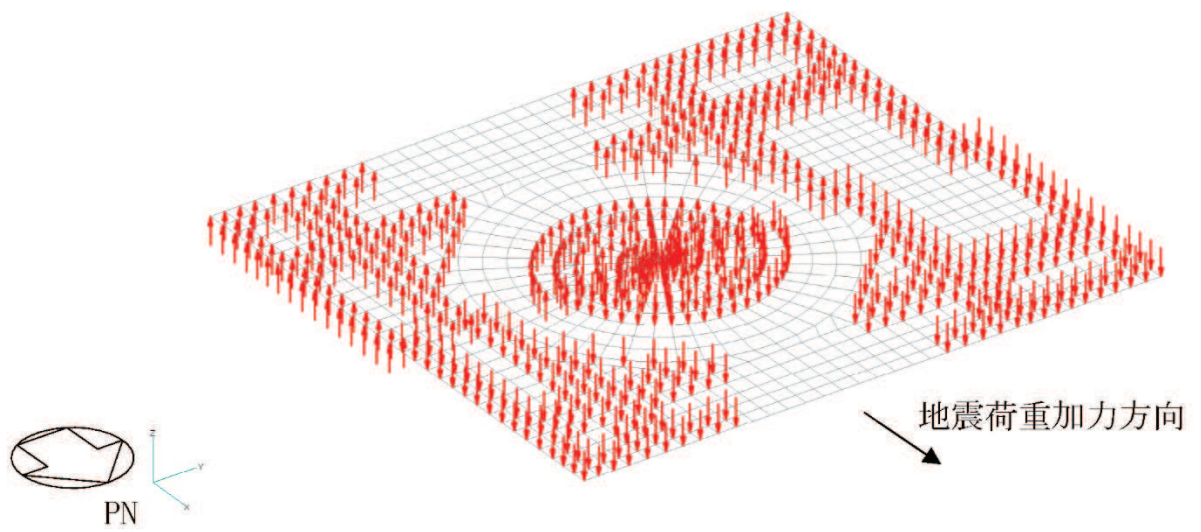


(a) 水平力 (SN 方向) 基礎版モデル部分

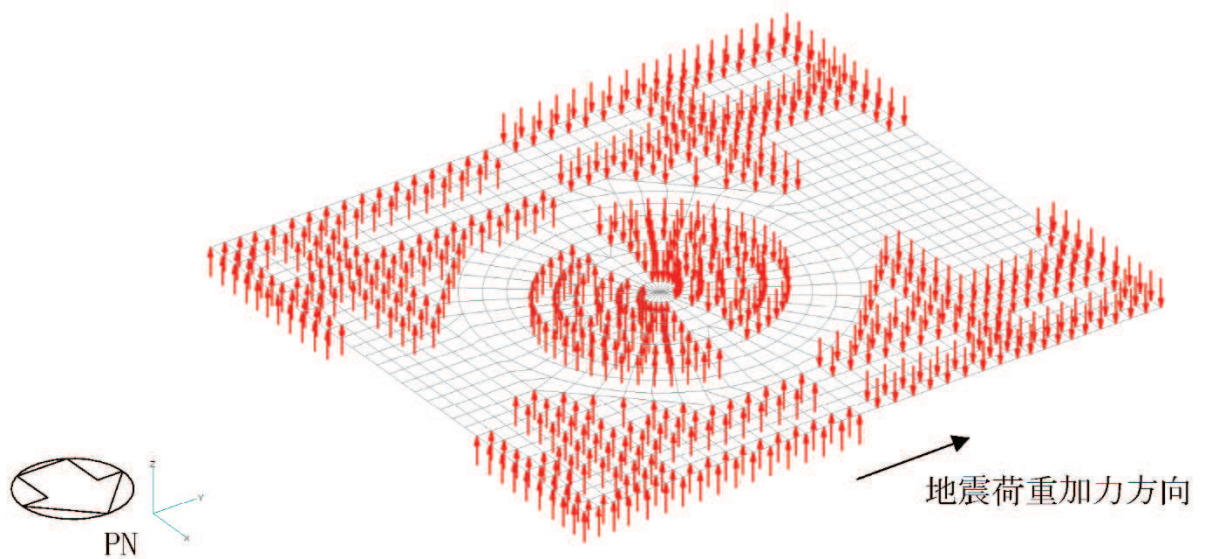


(b) 水平力 (EW 方向) 基礎版モデル部分

図 2-2 (1) FEM モデルに入力する地震荷重 (1/7)

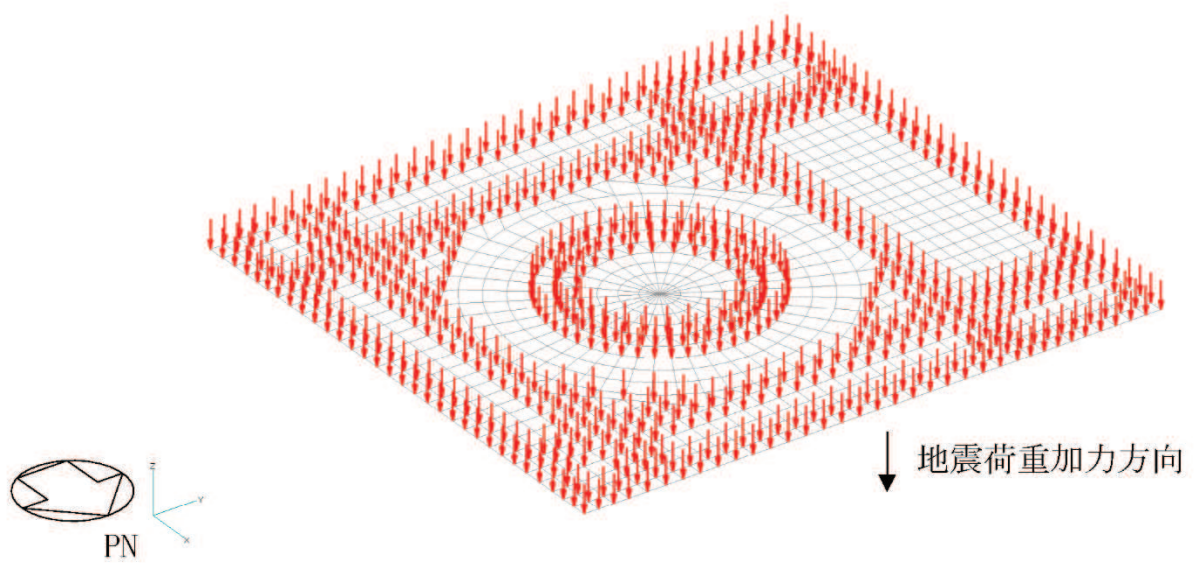


(c) 曲げモーメント (SN 方向) 基礎版モデル部分



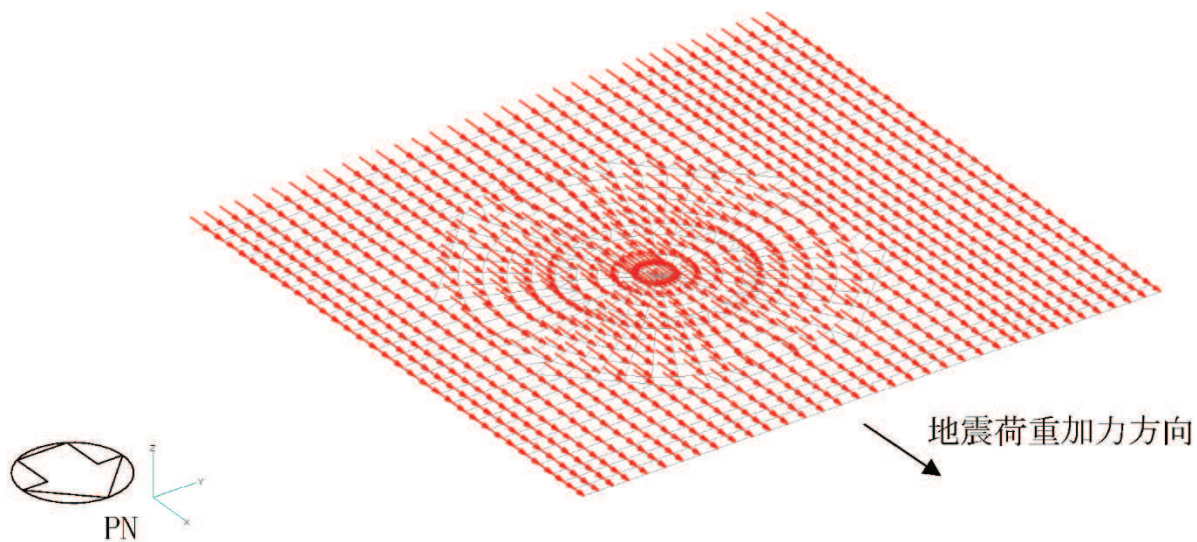
(d) 曲げモーメント (EW 方向) 基礎版モデル部分

図 2-2 (2) FEM モデルに入力する地震荷重 (2/7)

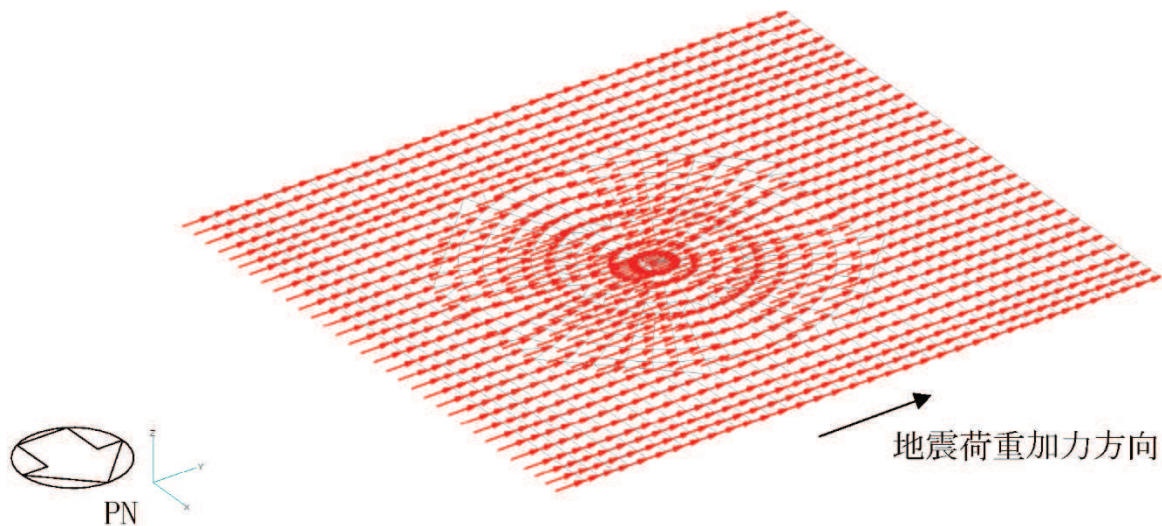


(e) 鉛直力 基礎版モデル部分

図 2-2 (3) FEM モデルに入力する地震荷重 (3/7)

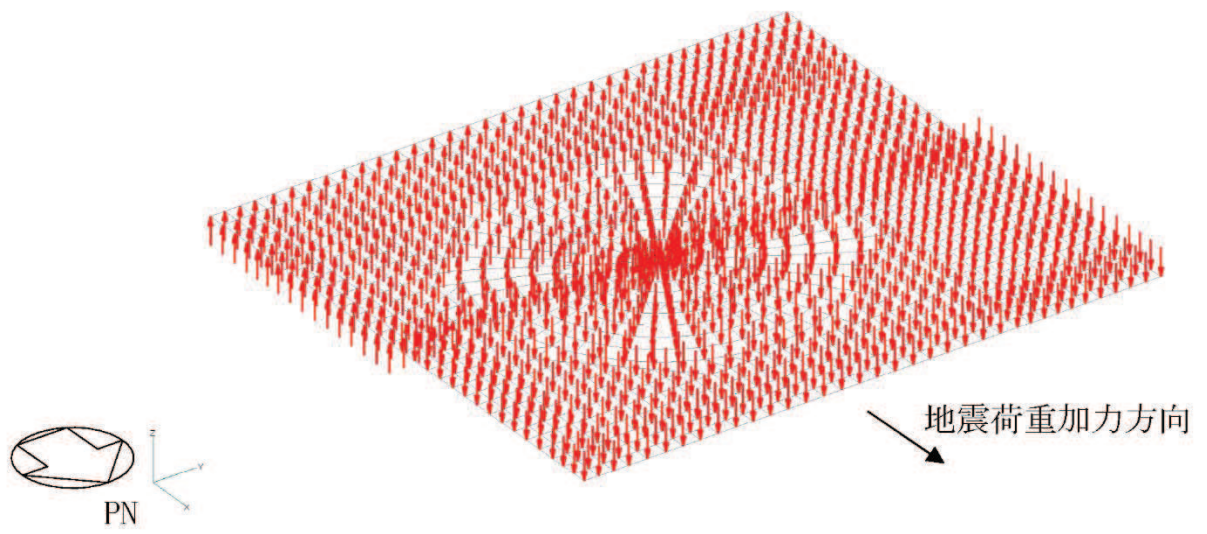


(f) 付加せん断力 (SN 方向)

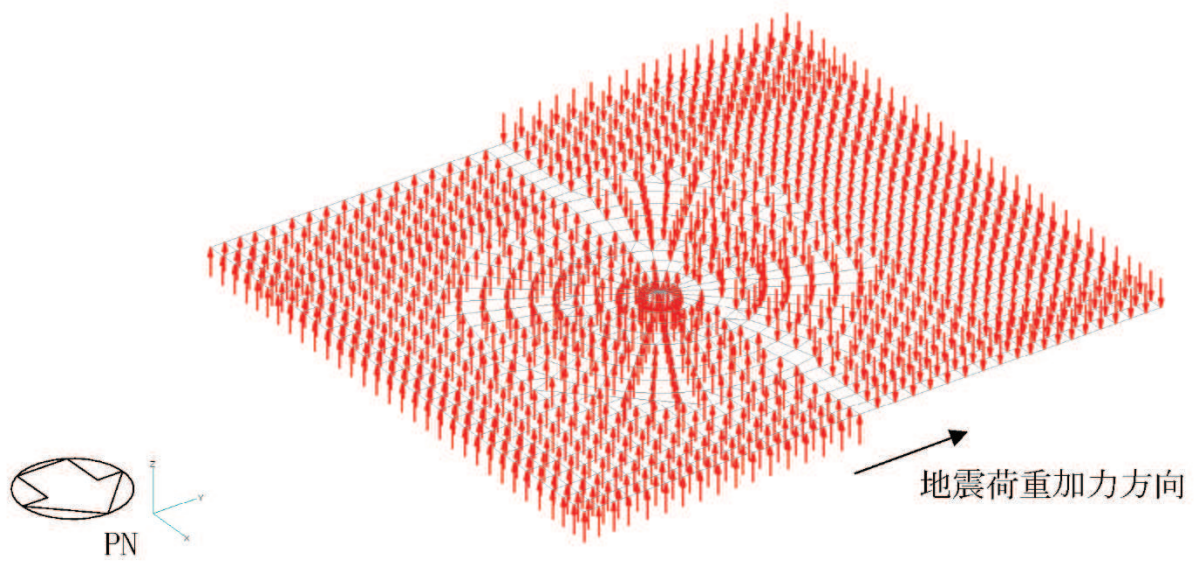


(g) 付加せん断力 (EW 方向)

図 2-2 (4) FEM モデルに入力する地震荷重 (4/7)

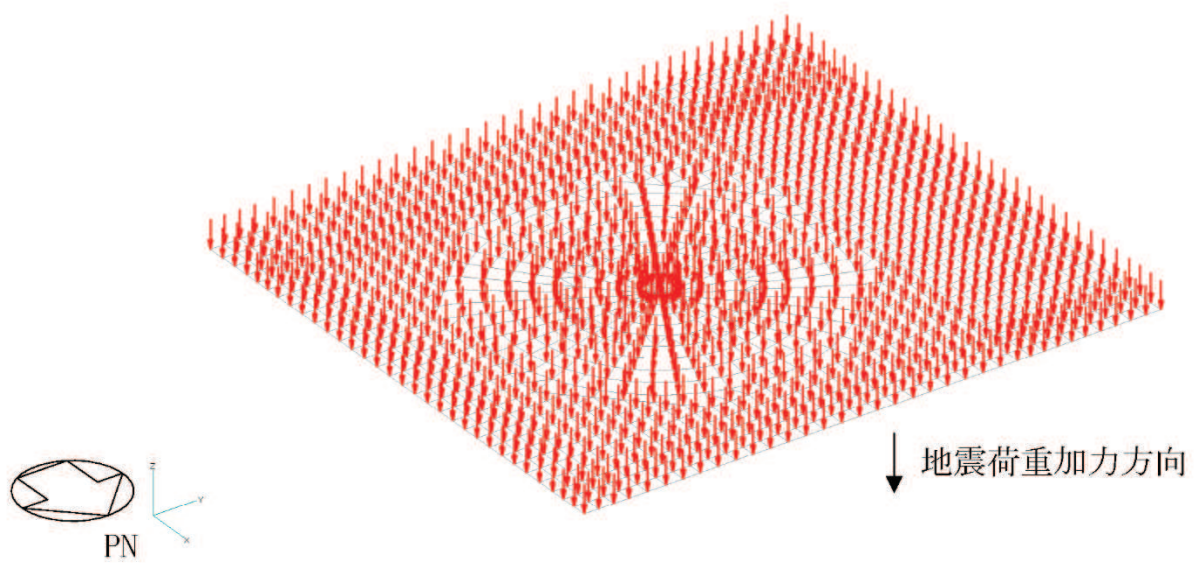


(h) 付加曲げモーメント (SN 方向)



(i) 付加曲げモーメント (EW 方向)

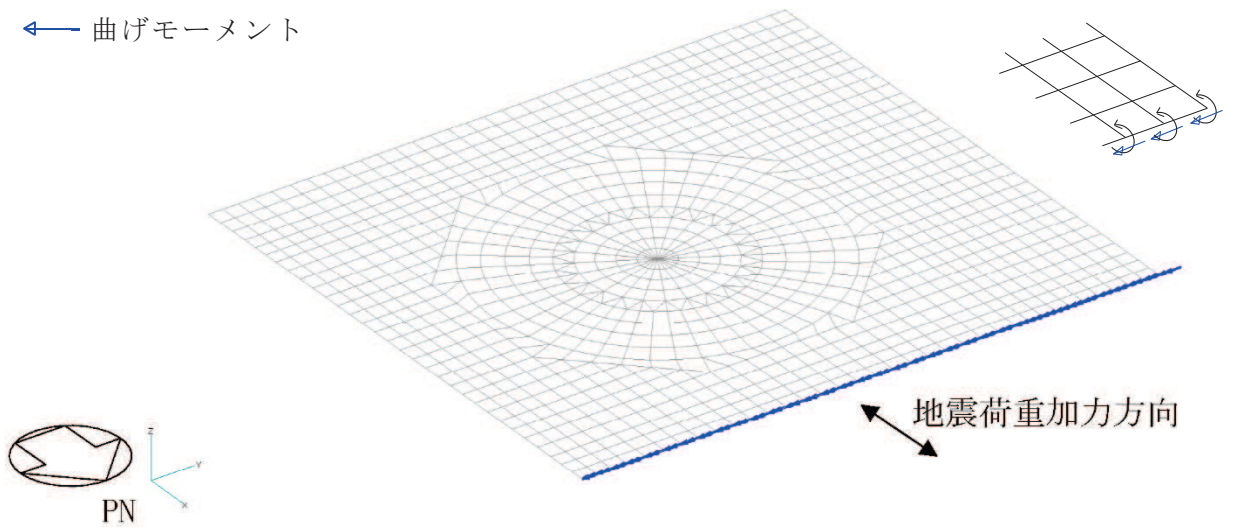
図 2-2 (5) FEM モデルに入力する地震荷重 (5/7)



(j) 付加軸力

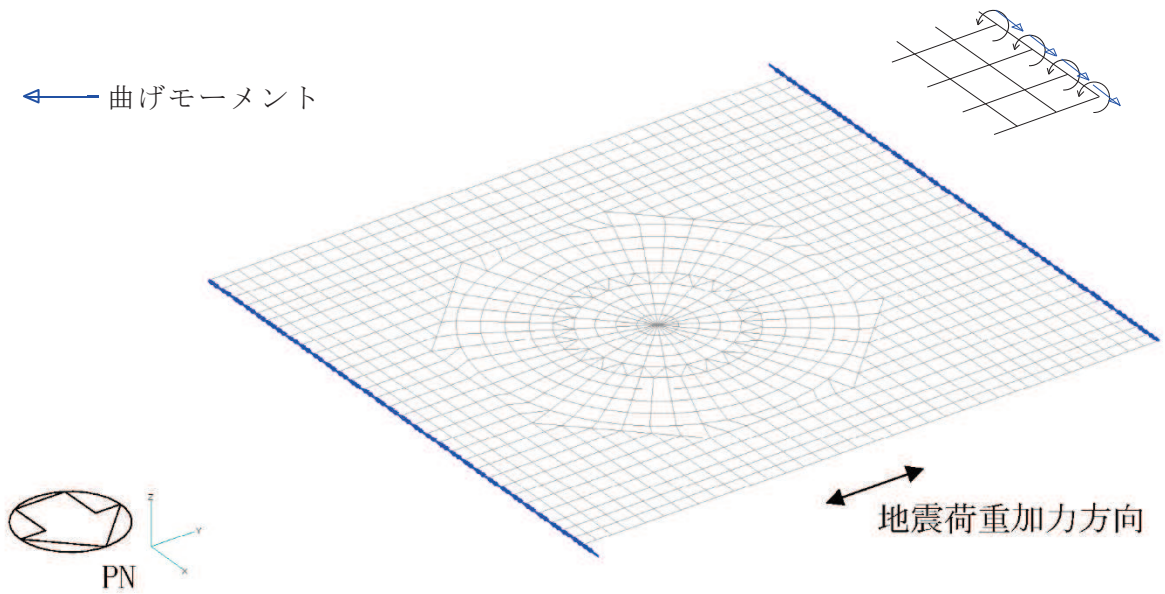
図 2-2 (6) FEM モデルに入力する地震荷重 (6/7)

← 曲げモーメント



(k) 地震時土圧荷重 (SN 方向) 曲げモーメント

← 曲げモーメント



(l) 地震時土圧荷重 (EW 方向) 曲げモーメント

図 2-2 FEM モデルに入力する地震荷重 (7/7)

別紙 4 応力解析における断面の評価部位の選定

目 次

1. 概要..... 別紙 4-1
2. 断面の評価部位の選定..... 別紙 4-2

1. 概要

本資料は、原子炉建屋基礎版の応力解析における断面の評価部位の選定に関し、工認記載の断面の評価要素の選定結果について示すものである。

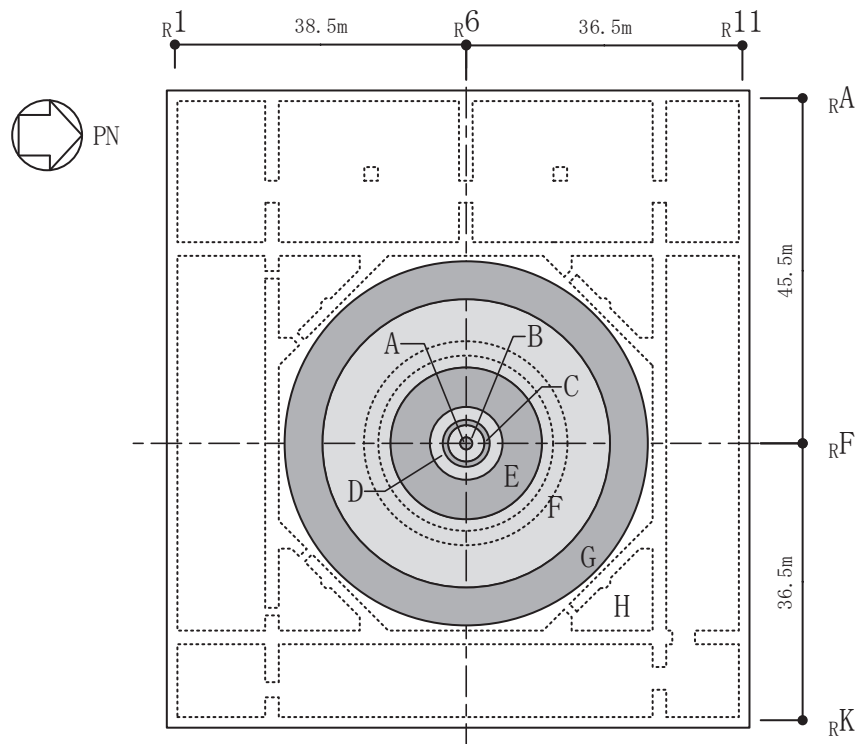
2. 断面の評価部位の選定

原子炉建屋基礎版の荷重の組合せケースを表 2-1 に，配筋領域図を図 2-1 に，配筋一覧を表 2-2 に示す。

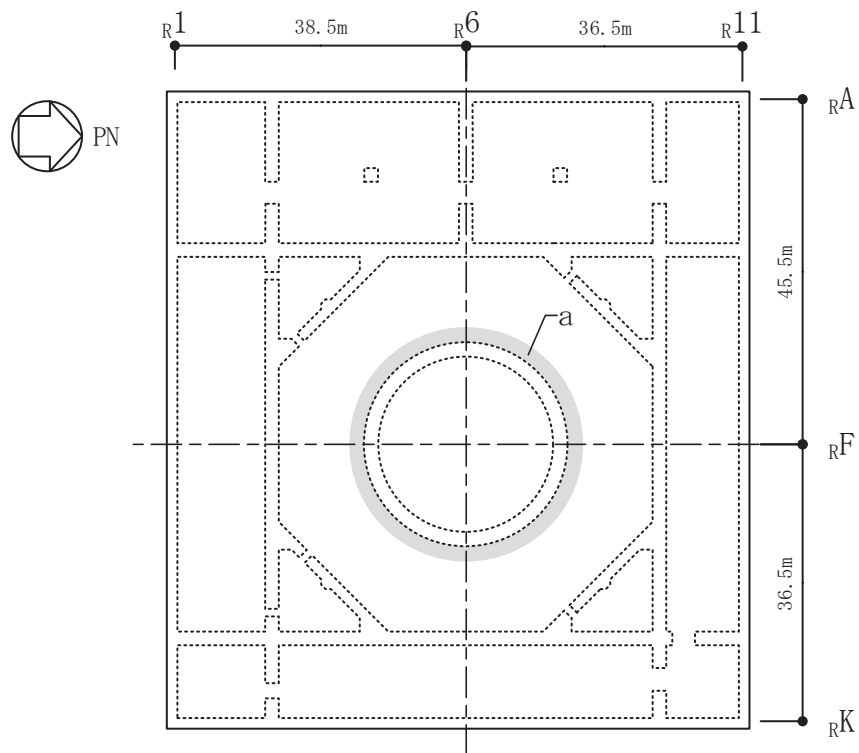
各評価項目の検定値一覧を表 2-3 に，断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果を図 2-2 に，断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図を図 2-3 に示す。

表 2-1 荷重の組合せケース

外力の状態	ケース No.	荷重の組合せ
S s 地震時	1	$G + P + 1.0 S_{s\ SN} + 0.4 S_{s\ UD}$
	2	$G + P + 1.0 S_{s\ SN} + 0.4 S_{s\ DU}$
	3	$G + P + 1.0 S_{s\ NS} + 0.4 S_{s\ UD}$
	4	$G + P + 1.0 S_{s\ NS} + 0.4 S_{s\ DU}$
	5	$G + P + 1.0 S_{s\ EW} + 0.4 S_{s\ UD}$
	6	$G + P + 1.0 S_{s\ EW} + 0.4 S_{s\ DU}$
	7	$G + P + 1.0 S_{s\ WE} + 0.4 S_{s\ UD}$
	8	$G + P + 1.0 S_{s\ WE} + 0.4 S_{s\ DU}$
	9	$G + P + 0.4 S_{s\ SN} + 1.0 S_{s\ UD}$
	10	$G + P + 0.4 S_{s\ SN} + 1.0 S_{s\ DU}$
	11	$G + P + 0.4 S_{s\ NS} + 1.0 S_{s\ UD}$
	12	$G + P + 0.4 S_{s\ NS} + 1.0 S_{s\ DU}$
	13	$G + P + 0.4 S_{s\ EW} + 1.0 S_{s\ UD}$
	14	$G + P + 0.4 S_{s\ EW} + 1.0 S_{s\ DU}$
	15	$G + P + 0.4 S_{s\ WE} + 1.0 S_{s\ UD}$
	16	$G + P + 0.4 S_{s\ WE} + 1.0 S_{s\ DU}$



(a) 主筋



(b) せん断補強筋

図 2-1 配筋領域図

表 2-2 配筋一覧

(a) 主筋

領域	上ば筋		下ば筋	
	方向	配筋	方向	配筋
A	NS	2-D38@200	NS	2-D38@200
	EW	2-D38@200	EW	2-D38@200
B	NS	2-D38@200	NS	2-D38@200
	EW	2-D38@200	EW	2-D38@200
	放射	3×54-D38	放射	5×54-D38
C	放射	3×54-D38	放射	5×54-D38
	円周	2-D38@200 + D38@400	円周	2-D38@200 + 3-D38@400
D	放射	3×108-D38	放射	5×108-D38
	円周	2-D38@200 + D38@400	円周	2-D38@200 + 3-D38@400
E	放射	3×216-D38	放射	5×216-D38
	円周	2-D38@200 + D38@400	円周	2-D38@200 + 3-D38@400
F	放射	3×432-D38	放射	5×432-D38
	円周	2-D38@200 + D38@400	円周	2-D38@200 + 3-D38@400
G	放射	3×864-D38	放射	5×864-D38
	円周	2-D38@200 + D38@400	円周	2-D38@200 + 3-D38@400
H	NS	2-D38@200	NS	3-D38@200 + D38@400
	EW	2-D38@200	EW	3-D38@200 + D38@400

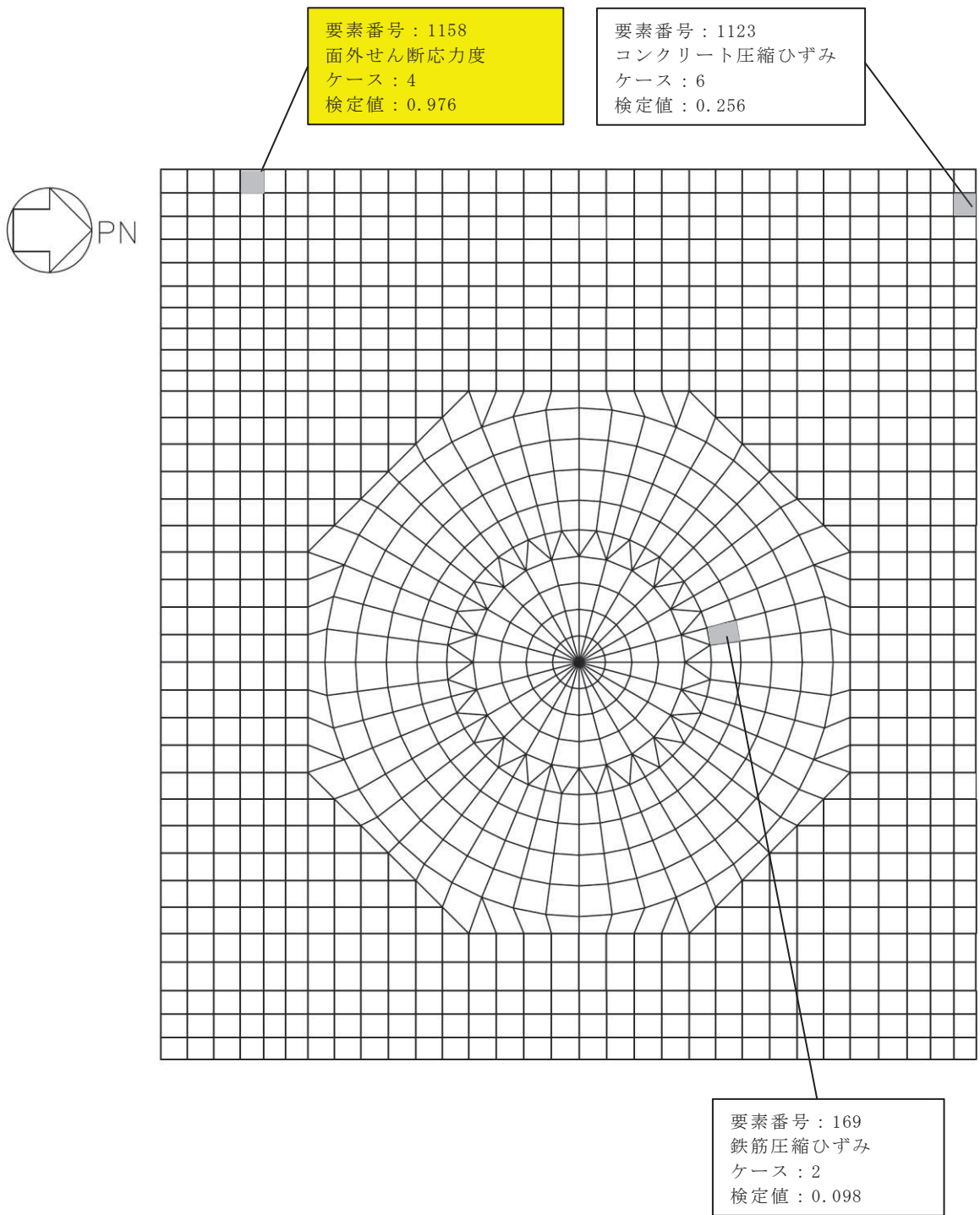
(b) せん断補強筋

領域	配筋
a	D32@400×108/周

表 2-3 各評価項目の検定値一覧

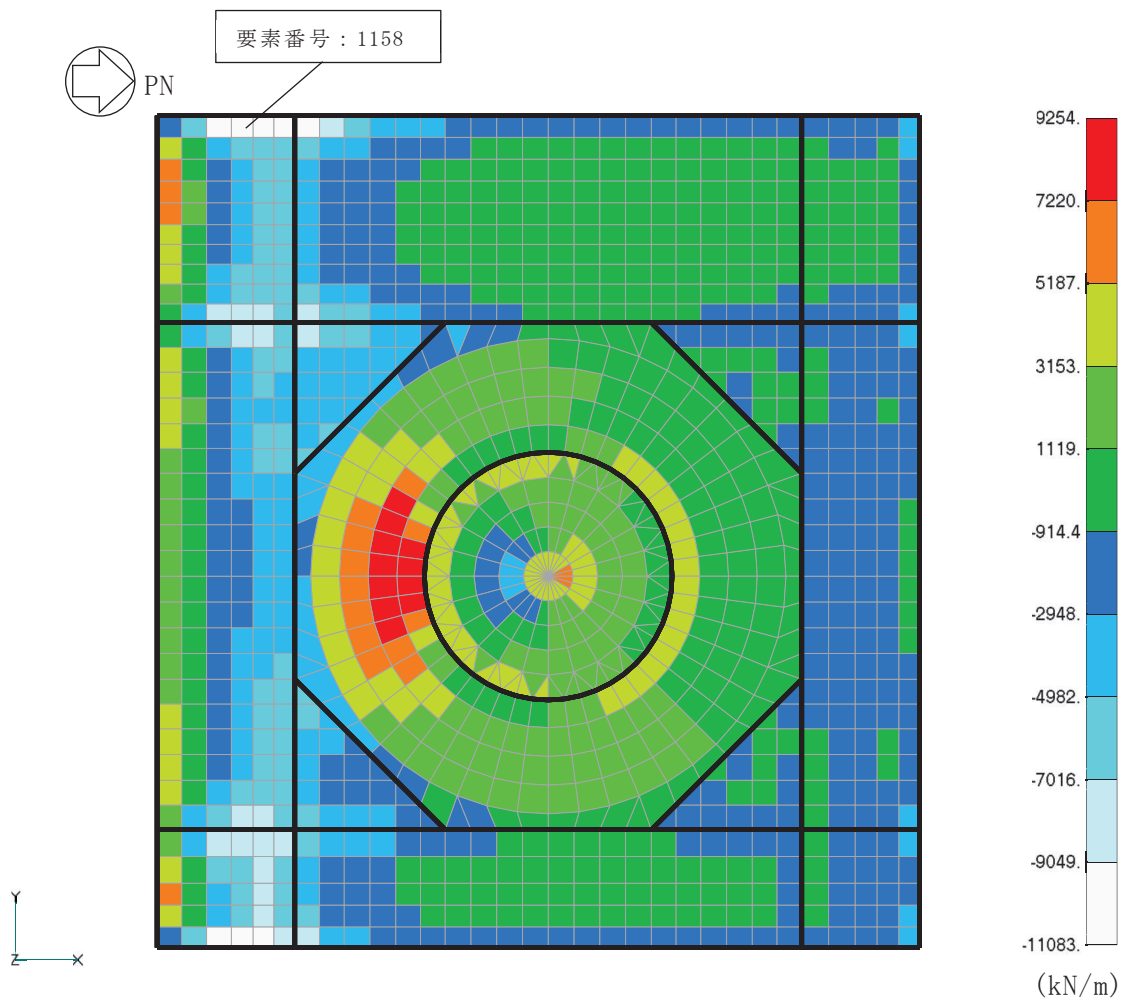
評価項目		方向	要素番号	組合せケース	検定値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ	EW	1123	6	0.256
	鉄筋圧縮ひずみ	放射	169	2	0.098
面外せん断力	面外せん断応力度	NS	1158	4	0.976

注： は、検定値が最大となる要素を示す。



注：■ は、検定値が最大となる要素を示す。

図 2-2 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果



面外せん断力 (NS 方向, ケース 4)

図 2-3 断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図

別紙 5 最大接地圧について

目 次

1. 概要..... 別紙 5-1
2. 接地圧..... 別紙 5-2

1. 概要

本資料は、原子炉建屋基礎版の基準地震動 S_s による地震力（以下「 S_s 地震時」という。）に対する接地圧を示すものである。

2. 接地圧

S_s地震時の最大接地圧が、地盤の極限支持力度（13700 kN/m²）を超えないことを確認する。

S_s地震時の接地圧を表2-1～表2-12に示す。材料物性の不確かさを考慮したS_s地震時の最大接地圧は3500 kN/m²であることから、地盤の極限支持力度を超えないことを確認した。なお、鉛直力及び転倒モーメントは減衰力を含んだ反力とする。

表2-1 S_s地震時の接地圧（基本ケース，NS方向）

基準地震動 S _s	鉛直力 N (×10 ⁵ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
S _s -D1	28.3	73.0	2780
S _s -D2	22.3	69.2	1820
S _s -D3	19.0	63.1	1430
S _s -F1	12.0	51.2	1220
S _s -F2	16.6	68.1	1600
S _s -F3	16.0	71.2	1720
S _s -N1	16.7	73.9	1890

表2-2 S_s地震時の接地圧（基本ケース，EW方向）

基準地震動 S _s	鉛直力 N (×10 ⁵ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
S _s -D1	28.3	78.1	2540
S _s -D2	22.3	72.4	1640
S _s -D3	19.0	62.3	1340
S _s -F1	12.0	52.5	1190
S _s -F2	16.6	68.3	1400
S _s -F3	16.0	70.1	1440
S _s -N1	16.7	73.2	1560

表 2-3 S_s 地震時の接地圧 (ケース 2, NS 方向)

基準地震動 S _s	鉛直力 N (×10 ⁵ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
S _s - D 1	29.1	73.1	2980
S _s - D 2	23.1	69.9	1900
S _s - D 3	19.8	64.4	1500
S _s - F 2	16.7	68.7	1620
S _s - F 3	16.1	72.0	1760
S _s - N 1	16.8	74.1	1910

表 2-4 S_s 地震時の接地圧 (ケース 2, EW 方向)

基準地震動 S _s	鉛直力 N (×10 ⁵ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
S _s - D 1	29.1	78.6	2770
S _s - D 2	23.1	73.0	1700
S _s - D 3	19.8	63.9	1360
S _s - F 2	16.7	68.6	1410
S _s - F 3	16.1	70.1	1440
S _s - N 1	16.8	73.3	1560

表 2-5 S_s地震時の接地圧（ケース 3, NS 方向）

基準地震動 S _s	鉛直力 N (×10 ⁵ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
S _s -D1	27.3	72.1	2470
S _s -D2	21.4	68.3	1720
S _s -D3	18.3	61.3	1390
S _s -F2	16.3	67.3	1560
S _s -F3	15.8	69.3	1630
S _s -N1	16.5	73.5	1860

表 2-6 S_s地震時の接地圧（ケース 3, EW 方向）

基準地震動 S _s	鉛直力 N (×10 ⁵ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
S _s -D1	27.3	76.8	2250
S _s -D2	21.4	71.5	1580
S _s -D3	18.3	60.6	1320
S _s -F2	16.3	67.7	1390
S _s -F3	15.8	69.2	1410
S _s -N1	16.5	72.9	1540

表 2-7 S_s地震時の接地圧 (ケース 4, NS 方向)

基準地震動 S _s	鉛直力 N (×10 ⁵ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
S _s -D 1	28.3	74.0	2990
S _s -D 2	22.3	73.3	2130
S _s -D 3	19.0	59.3	1370
S _s -F 2	16.6	56.9	1320
S _s -F 3	16.0	65.8	1500
S _s -N 1 *	16.7	78.1	2170

注記* : 誘発上下動考慮モデル

表 2-8 S_s地震時の接地圧 (ケース 4, EW 方向)

基準地震動 S _s	鉛直力 N (×10 ⁵ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
S _s -D 1	28.3	73.3	2000
S _s -D 2	22.3	73.3	1690
S _s -D 3	19.0	63.1	1350
S _s -F 2	16.6	64.6	1360
S _s -F 3	16.0	75.6	1630
S _s -N 1 *	16.7	81.3	1930

注記* : 誘発上下動考慮モデル

表 2-9 S_s地震時の接地圧 (ケース 5, NS 方向)

基準地震動 S _s	鉛直力 N (×10 ⁵ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
S _s -D1*	29.1	75.1	3500
S _s -D2	23.1	74.2	2270
S _s -D3	19.8	61.1	1400
S _s -F2	16.7	59.1	1360
S _s -F3	16.1	67.8	1570
S _s -N1*	16.8	79.0	2250

注記* : 誘発上下動考慮モデル

表 2-10 S_s地震時の接地圧 (ケース 5, EW 方向)

基準地震動 S _s	鉛直力 N (×10 ⁵ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
S _s -D1	29.1	73.9	2140
S _s -D2	23.1	74.6	1790
S _s -D3	19.8	65.7	1390
S _s -F2	16.7	65.9	1370
S _s -F3	16.1	77.8	1730
S _s -N1*	16.8	81.9	1960

注記* : 誘発上下動考慮モデル

表 2-11 S_s 地震時の接地圧 (ケース 6, NS 方向)

基準地震動 S _s	鉛直力 N (×10 ⁵ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
S _s - D 1	27.3	72.3	2500
S _s - D 2	21.4	71.7	1940
S _s - D 3	18.3	57.0	1330
S _s - F 2	16.3	54.4	1290
S _s - F 3	15.8	63.6	1420
S _s - N 1 *	16.5	77.0	2080

注記* : 誘発上下動考慮モデル

表 2-12 S_s 地震時の接地圧 (ケース 6, EW 方向)

基準地震動 S _s	鉛直力 N (×10 ⁵ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
S _s - D 1	27.3	72.3	1850
S _s - D 2	21.4	71.5	1580
S _s - D 3	18.3	60.2	1310
S _s - F 2	16.3	62.7	1330
S _s - F 3	15.8	72.7	1520
S _s - N 1	16.5	80.5	1880

注記* : 誘発上下動考慮モデル

別紙 6 原子炉建屋基礎版の応力解析における応力平均化の考え方

目 次

1. 概要	別紙 6- 1
2. 応力平均化の考え方	別紙 6- 2
2.1 応力平均化を実施した領域における断面の評価要素	別紙 6- 2
2.2 応力平均化の方法	別紙 6- 4
2.3 応力平均化の結果	別紙 6- 10
2.4 断面の評価結果	別紙 6-12
2.4.1 断面の評価方法	別紙 6-12
2.4.2 断面の評価結果	別紙 6-12

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-9-3-4 原子炉建屋基礎版の耐震性評価についての計算書」のうち「別紙 1 剛性低下を考慮した影響検討」の不確かさケースの初期剛性に基づく解析ケース及び基本ケースの初期剛性に基づく解析ケース(工認ケース)を対象として、原子炉建屋基礎版の応力解析における応力平均化の考え方について示すものである。

3次元 FEM モデルを用いた応力の算定において、FEM 要素に応力集中等が見られる場合については、「日本建築学会 2005 年 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(以下「RC-N規準」という。))」に基づき、応力の再配分等を考慮してある一定の領域の応力を平均化したうえで断面の評価を行っている。この場合、当該要素における応力度ではなく、周囲の複数の要素で平均化した応力度に対して断面の評価を実施していることから、本資料では、複数の要素での応力平均化の考え方及びその結果を示す。

2. 応力平均化の考え方

2.1 応力平均化を実施した領域における断面の評価要素

断面の評価要素は、応力平均化を行うことによって応力が変わることから、応力平均化前の断面力に対する検定値を元を選定している。

原子炉建屋基礎版では、応力平均化前の応力分布において、局所的に大きな面外せん断力が発生している要素を断面の評価要素とし、応力平均化を行い、応力平均化後の値に対する断面の評価を実施した。

応力平均化を実施した要素を表 2-1、要素位置図を図 2-1 に示す。

表 2-1 応力平均化要素

(a) 不確かさケースの初期剛性に基づく解析モデル

評価項目	方向	要素番号	組合せケース	平均化前の検定値 (発生値/許容値)
面外せん断 応力度	NS	1158	4	1.00

(b) 基本ケースの初期剛性に基づく解析モデル

評価項目	方向	要素番号	組合せケース	平均化前の検定値 (発生値/許容値)
面外せん断 応力度	NS	1158	4	0.98

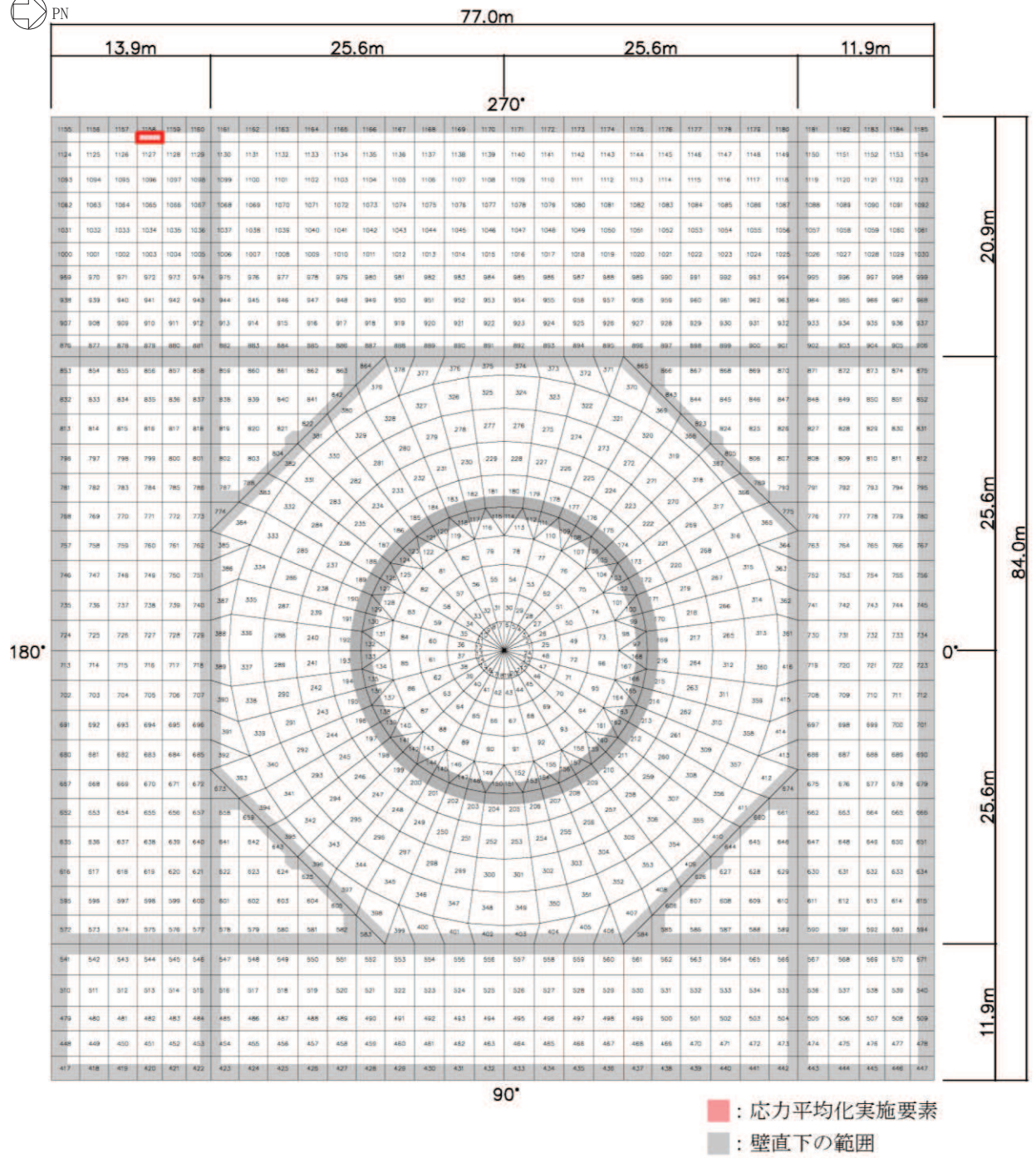


図 2-1 要素位置図

2.2 応力平均化の方法

3次元 FEM モデルを用いた応力解析においては、部材断面やモデル形状が大きく変化して不連続になっている箇所は、局所的な応力集中が発生しやすい。原子炉建屋基礎版の3次元 FEM モデルを用いた応力解析において、当該部は図 2-2 に示すようにシェル壁、耐震壁と隣接した要素であり、応力が集中しやすい。図 2-3 に示す面外せん断力のコンター図を見ると、当該要素周辺では大きな面外せん断力が発生していることが分かる。

そこで、今回の原子炉建屋基礎版の応力解析においては、弾塑性解析を採用し、材料の非線形特性を設定しているが、面外せん断力に対しては非線形特性を考慮できないことから、「RC-N規準」を参考に、コンクリートのひび割れによる応力の再配分を考慮し、応力の平均化を行った。なお、基礎版全体でも鉄筋ひずみの最大値は、工認ケースで 0.488×10^{-3} 、不確かさケースの初期剛性に基づく解析モデルで 0.512×10^{-3} であり、鉄筋降伏時のひずみ 1.68×10^{-3} を下回っていること、応力平均化範囲及びその周辺領域では全面的な曲げ降伏状態には至っていないことを確認している。

「RC-N規準」においては、「線材では、部材端に生じる斜めせん断ひび割れによって部材有効せい程度離れた断面の引張鉄筋の応力度が部材端と同じ大きさまで増大する現象（テンションシフト）が生じるが、面材では、斜めひび割れが発生した場合においても、材軸直交方向への応力再配分によって、線材におけるテンションシフトのような現象は生じにくいと考えられる。」とされており、耐震壁の面外せん断力について、「面材であるため、局所的に応力の集中があったとしても、応力の再配分を生じ、破壊に至ることはない。」とされている。また、基礎版のような大断面を有する面材の面外せん断力について、「通常の場合、FEM 解析の要素サイズは、基礎版厚より小さいため、付図 2.2 に模式的に示されるように設計用面外せん断力は想定されるひび割れ領域での平均面外せん断力に対して大きめの評価となっているといえる。また、基礎版においても、耐震壁と同様、面材における面外せん断力の再配分も期待できる。」とされている。「RC-N規準」の付図 2.2 を図 2-4 に示す。

壁、床スラブ、基礎版のような面材については、「RC-N規準」に示されるように、面材に荷重を作用させる直交部材からせん断破壊面が 45 度の角度で進展すると考えられることから、せん断破壊面が面材の表面から裏面まで貫通する範囲、すなわち部材厚の範囲に応力が再配分されると考えられる。原子炉建屋基礎版における面外せん断力に対する応力平均化の考え方を図 2-5 に示す。

以上より、応力の平均化は、応力コンター図及び基礎版の直上の壁配置等を考慮し、当該要素の応力方向に位置する要素に対して、壁面から基礎版の部材厚である 6.0m の範囲で行った。また、応力平均化に用いる一連の要素が連続した壁により拘束される場合には、これらが壁直下の範囲に含まれていること、図 2-3 に示す面外せん断力のコンター図より、当該要素周辺では大きな面外せん断力が発生していることを踏ま

えると応力方向の直交方向にも応力が再配分されると考え、応力方向の直交方向に隣接する要素を含む範囲で平均化を行った。各要素について応力平均化範囲を図 2-6 に示す。

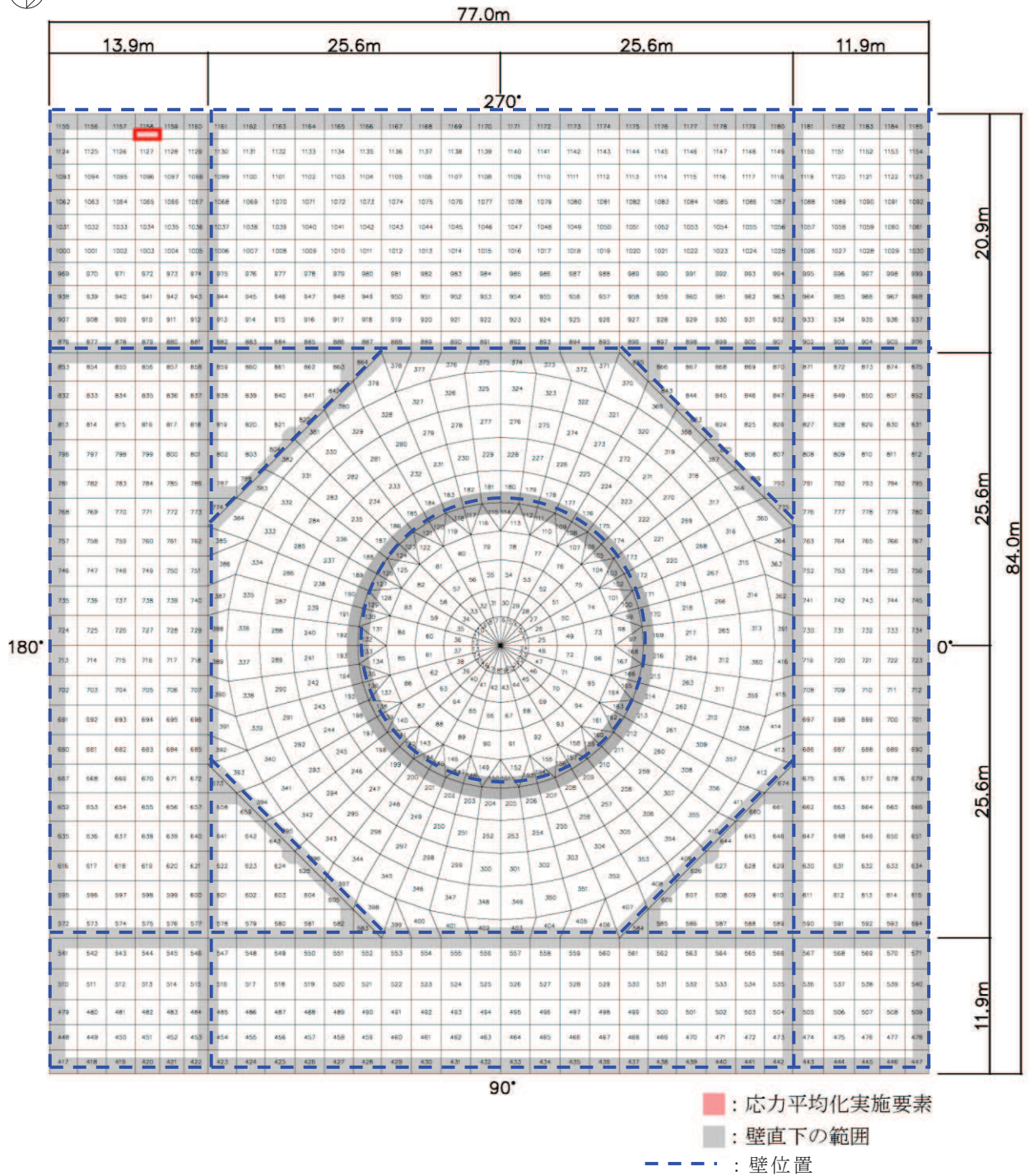
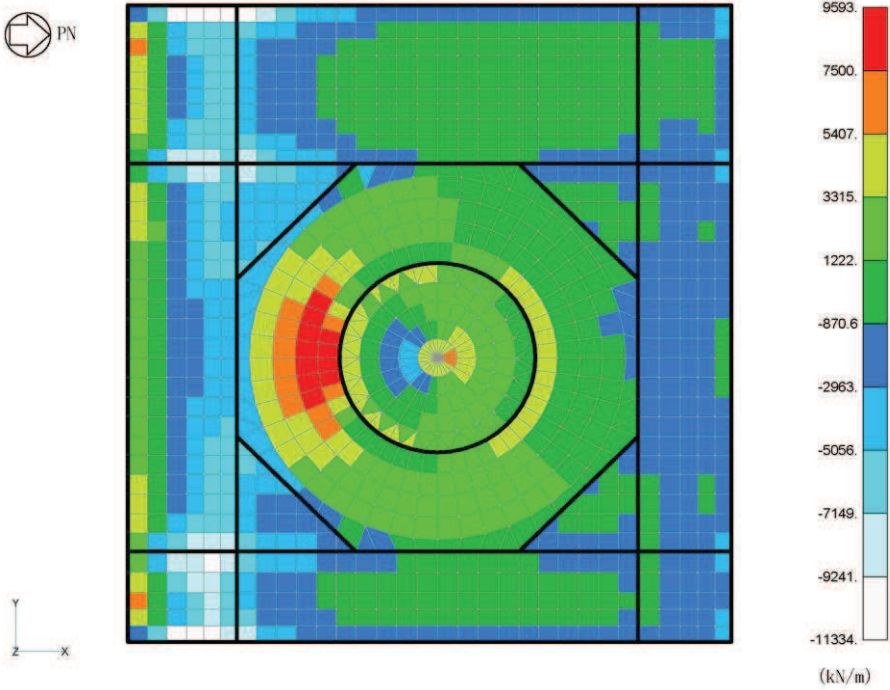


図 2-2 原子炉建屋基礎版に接続する壁の配置

c4004 Qx

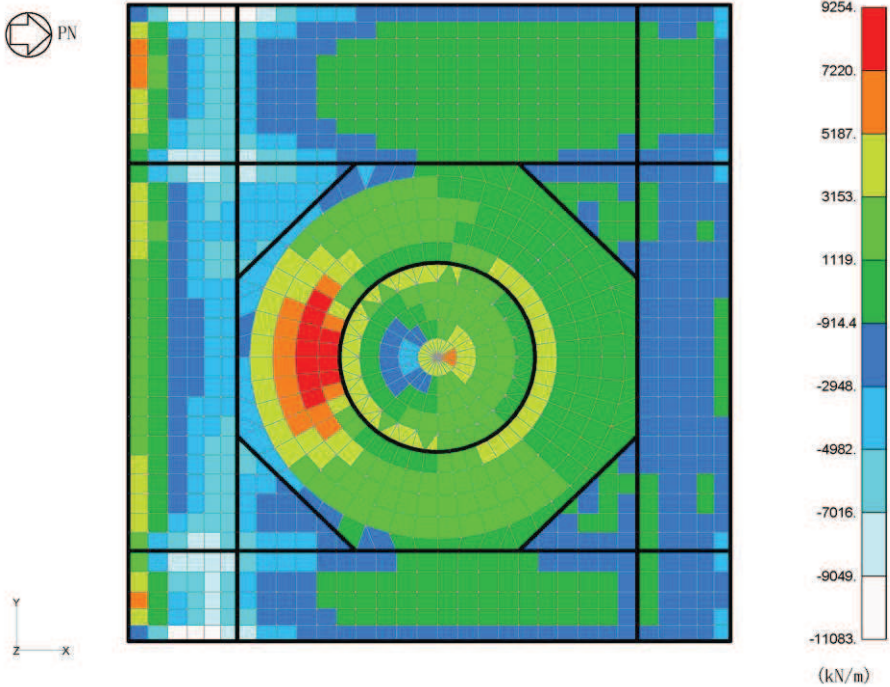


※要素25～360は円周方向を示す。
 ※太線部は壁の位置を示す。

組合せケース 4 (放射方向, NS 方向)

(a) 不確かさケースの初期剛性に基づく解析モデル

c3004 Qx



※要素25～360は円周方向を示す。
 ※太線部は壁の位置を示す。

組合せケース 4 (放射方向, NS 方向)

(b) 基本ケースの初期剛性に基づく解析モデル

図 2-3 面外せん断力のコンター図

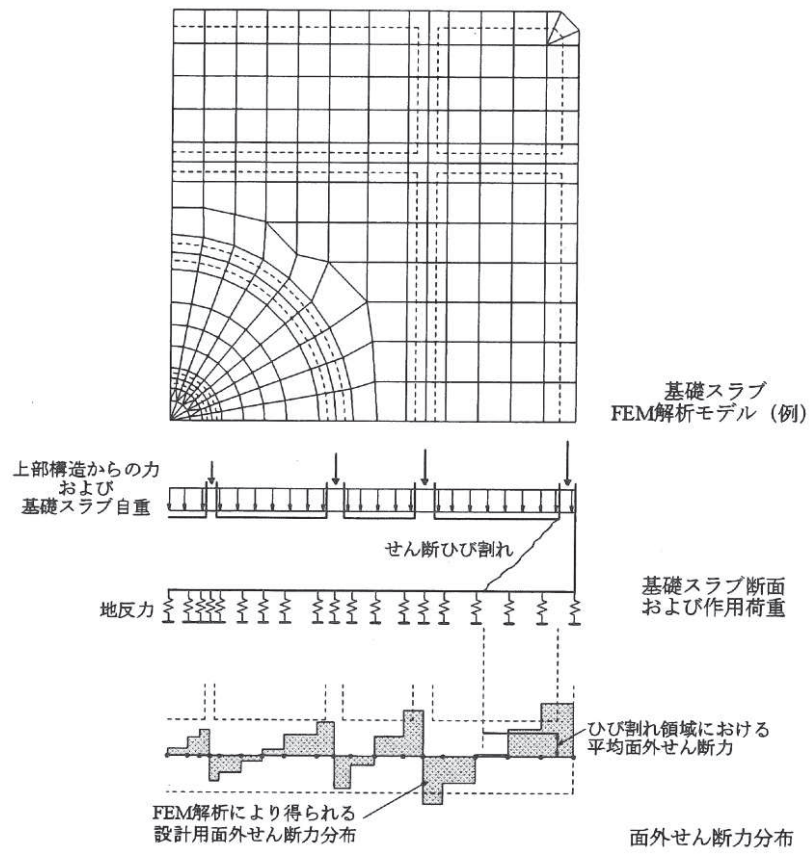


図 2-4 「RC-N規準」の付図 2.2

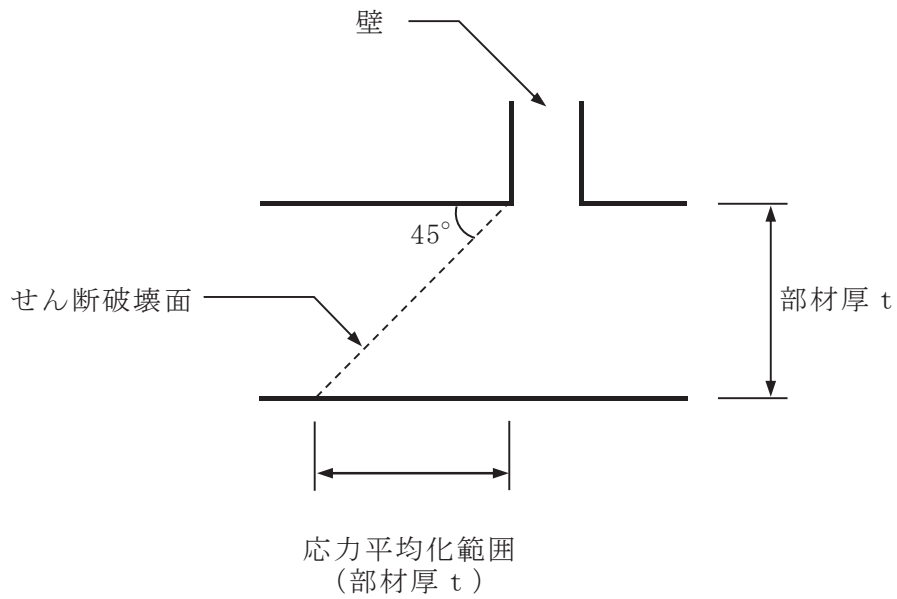
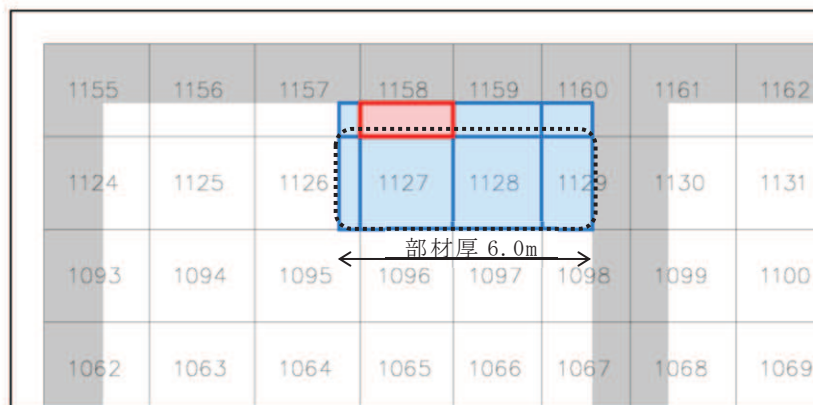
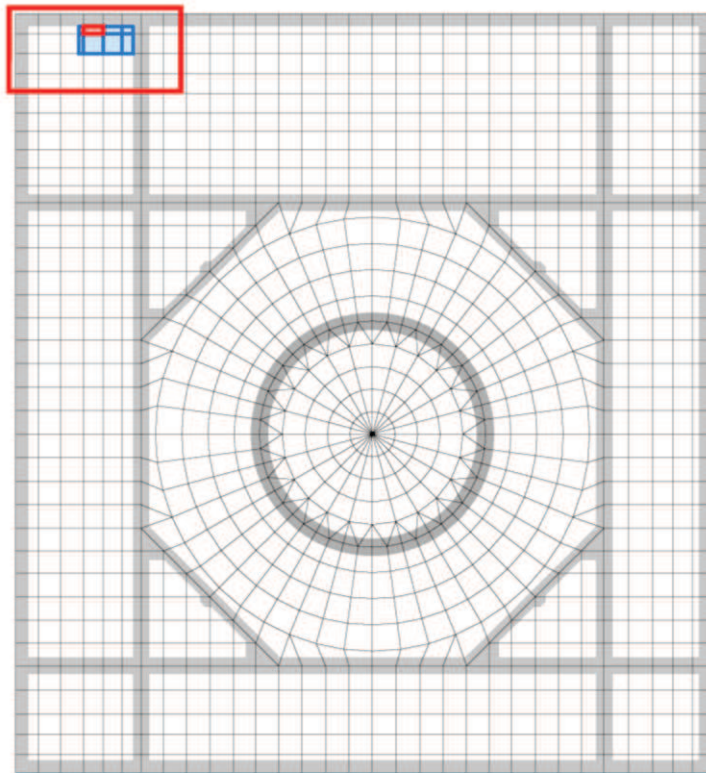


図 2-5 原子炉建屋基礎版における面外せん断力に対する応力平均化の考え方



- : 応力平均化実施要素
- : 平均化実施に用いた周辺要素
- : 壁直下の範囲 (平均化対象外)
- : 隣接要素への応力平均化範囲

NS 方向 要素番号 1158

図 2-6 応力平均化範囲

2.3 応力平均化の結果

応力平均化の手法として、下式のとおり、要素面積を考慮した重み付け平均で平均化を行っている。応力平均化に用いる各要素の発生値、面積及び重み付け値を表2-2及び表2-4に示す。また、応力平均化の結果を表2-3及び表2-5に示す。

$$\tau_{ave} = \Sigma (\tau_i \times A_i) / \Sigma A_i$$

ここで、

τ_{ave} : 平均化後の面外せん断応力度

τ_i : 平均化前の各要素の面外せん断応力度 (発生値)

A_i : 応力平均化範囲における各要素の面積

表 2-2 応力平均化に用いる各要素の発生値、面積及び重み付け値
(不確かさケースの初期剛性に基づく解析モデル)

方向	応力平均化対象要素	組合せケース	要素番号	発生値 τ_i (N/mm ²)	要素面積 A_i (m ²)	重み付け値 $\tau_i \times A_i$ ($\times 10^6$ N)
NS	1158	4	1126	0.74	1.10	0.82
			1127	1.16	4.84	5.61
			1128	1.48	4.62	6.85
			1129	1.46	2.64	3.86
			1157	2.13	0.40	0.86
			1158	2.41	1.76	4.25
			1159	2.39	1.68	4.01
			1160	2.16	0.96	2.07
合計					18.00	28.33

表 2-3 応力平均化結果
(不確かさケースの初期剛性に基づく解析モデル)

方向	要素番号	組合せケース	面外せん断応力度 (N/mm ²)	
			平均化前	平均化後
NS	1158	4	2.41	1.57

表 2-4 応力平均化に用いる各要素の発生値，面積及び重み付け値
(基本ケースの初期剛性に基づく解析モデル)

方向	応力平均化対象要素	組合せケース	要素番号	発生値 τ_i (N/mm ²)	要素面積 A_i (m ²)	重み付け値 $\tau_i \times A_i$ ($\times 10^6$ N)
NS	1158	4	1126	0.72	1.10	0.79
			1127	1.12	4.84	5.41
			1128	1.43	4.62	6.62
			1129	1.40	2.64	3.69
			1157	2.04	0.40	0.82
			1158	2.36	1.76	4.16
			1159	2.32	1.68	3.90
			1160	2.08	0.96	2.00
合計					18.00	27.39

表 2-5 応力平均化結果
(基本ケースの初期剛性に基づく解析モデル)

方向	要素番号	組合せケース	面外せん断応力度 (N/mm ²)	
			平均化前	平均化後
NS	1158	4	2.36	1.52

2.4 断面の評価結果

2.4.1 断面の評価方法

断面の評価方法として、面外せん断力の発生値が許容値を超えないことを確認する。許容値は、「RC-N規準」に基づき算出する。

2.4.2 断面の評価結果

応力平均化後の評価結果を表2-6に示す。表2-6より、応力平均化後の面外せん断応力度の発生値が許容値を超えないことを確認した。

表2-6 応力平均化後の評価結果

(a) 不確かさケースの初期剛性に基づく解析モデル

方向	要素番号	組合せケース	面外せん断応力度 (N/mm ²)		平均化後の検定値 (発生値/許容 値)
			発生値	許容値	
NS	1158	4	1.57	2.42	0.66

注記*：許容せん断力の割増し係数を算定する際の曲げモーメント及びせん断力は、応力平均化範囲の要素面積を考慮した重み付け値とする。

(b) 基本ケースの初期剛性に基づく解析モデル

方向	要素番号	組合せケース	面外せん断応力度 (N/mm ²)		平均化後の検定値 (発生値/許容 値)
			発生値	許容値	
NS	1158	4	1.52	2.42	0.63

注記*：許容せん断力の割増し係数を算定する際の曲げモーメント及びせん断力は、応力平均化範囲の要素面積を考慮した重み付け値とする。

別紙 7 原子炉建屋基礎版の応力解析における浮力の影響検討

目 次

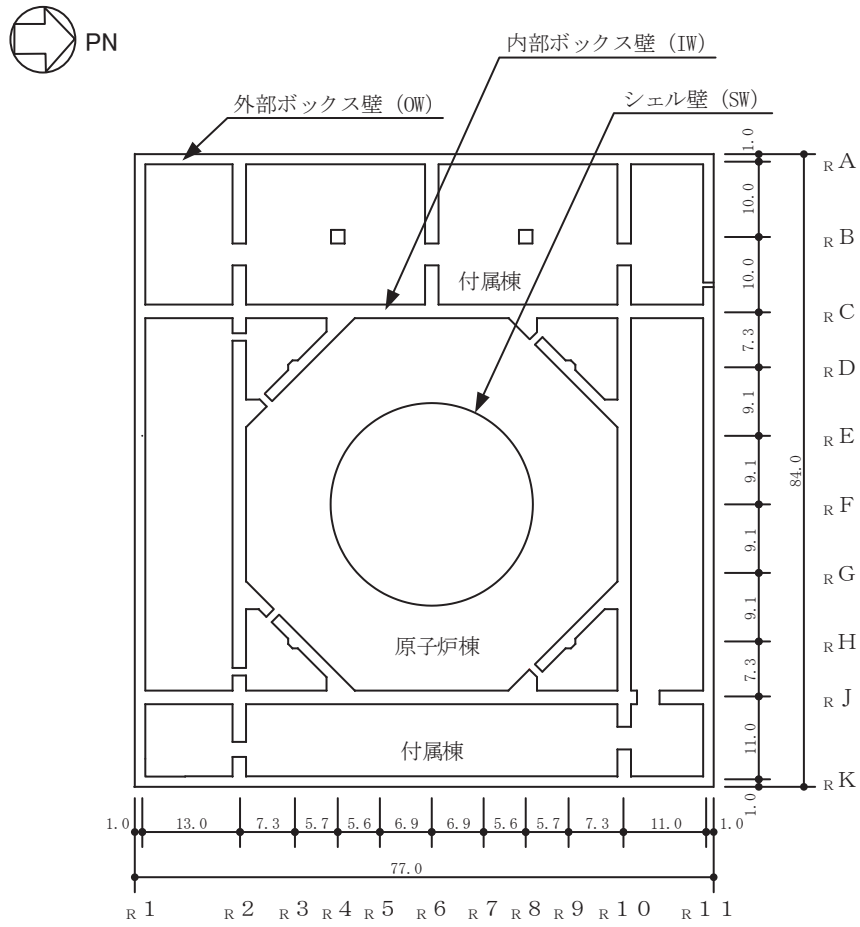
1. 検討の概要	別紙 7- 1
2. 検討方針	別紙 7- 4
3. 荷重及び荷重の組合せ	別紙 7- 4
4. 使用材料の許容限界	別紙 7- 4
5. 応力解析	別紙 7- 5
6. 評価方法	別紙 7- 9
7. 評価結果	別紙 7- 9
8. 検討のまとめ	別紙 7-14

1. 検討の概要

添付書類「VI-2-9-3-4 原子炉建屋基礎版の耐震性についての計算書」において、浮力の算定にあたっては、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、地下水位を基礎版中央レベルに設定して評価を行っている。一方で、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」では、浸透流解析の結果は原子炉建屋基礎版よりも低い位置であることから、ここでは、地下水位を基礎版下レベルに設定した場合の影響を検討する。

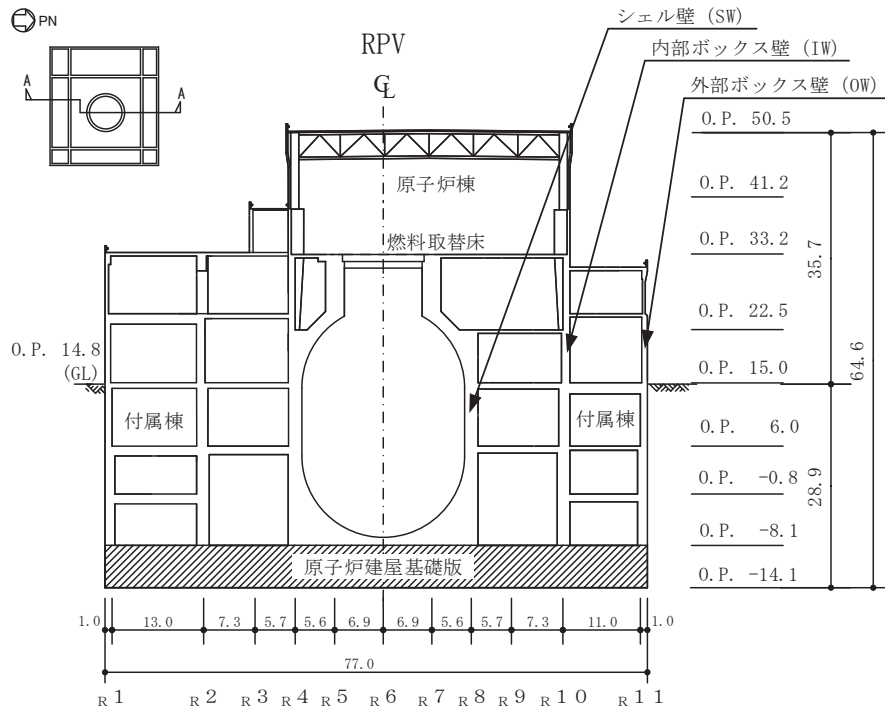
原子炉建屋基礎版は、付属棟基礎と一体となっており、付属棟基礎を含む平面の形状は、南北方向 77.0m、東西方向 84.0m の矩形であり、厚さは 6.0m である。

原子炉建屋基礎版の概略平面図及び概略断面図を図 1-1 及び図 1-2 に示す。



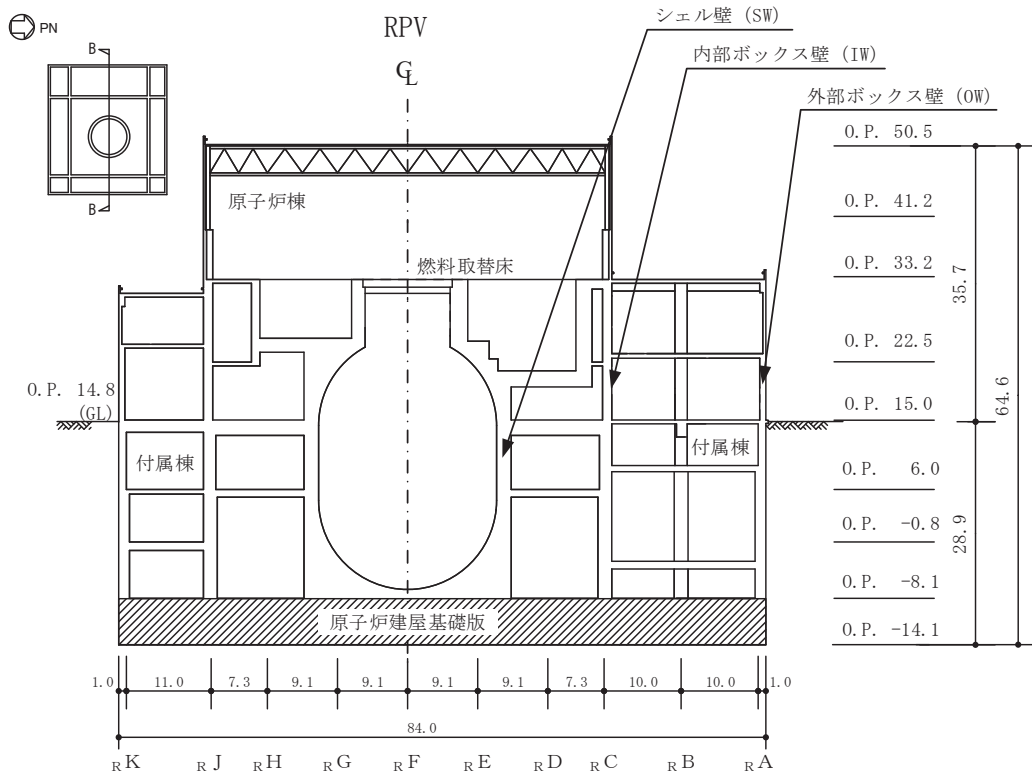
(単位 : m)

図 1-1 原子炉建屋基礎版の概略平面図 (0.P. -8.1 m)



(単位 : m)

図 1-2(1) 原子炉建屋基礎版の概略断面図 (A-A 断面 NS 方向)



(単位 : m)

図 1-2(2) 原子炉建屋基礎版の概略断面図 (B-B 断面 EW 方向)

2. 検討方針

原子炉建屋基礎版の評価にあたり、浮力の算定において、地下水位を基礎版下レベルに設定した場合の影響を検討する。

評価に当たっては、 S_s 地震時に対して、3次元FEMモデルの応力解析結果を用いた断面の評価について、許容値を超えないことを確認する。

解析モデルの詳細及び許容値については、添付書類「VI-2-9-3-4 原子炉建屋基礎版の耐震性についての計算書」（以下「基礎版の耐震計算書」という。）に示すものと同一である。

3. 荷重及び荷重の組合せ

荷重の組合せは、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。また、荷重の組合せを表3-1に示す。固定荷重（G）を除き荷重の詳細は、基礎版の耐震計算書に示す積載荷重（P）及び地震荷重（ S_s ）と同一である。固定荷重（G）については、地下水位を基礎版下レベルに設定した場合の検討を行う。

表3-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
S_s 地震時	G + P + S_s

G : 固定荷重（浮力は0 kN/m²とする）

P : 積載荷重

S_s : 地震荷重（地震時土圧，トラスサポート地震時反力を含む）

4. 使用材料の許容限界

コンクリート及び鉄筋の許容限界は、基礎版の耐震計算書の「4.3 許容限界」に示す内容と同一である。

5. 応力解析

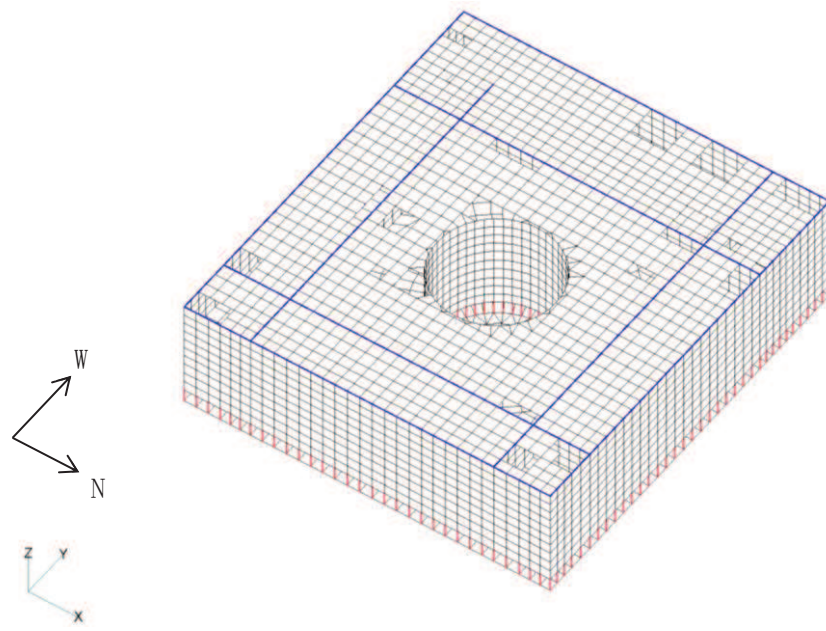
解析モデル図を図 5-1 に示す。解析モデルの詳細は、基礎版の耐震計算書の「4.4 解析モデル及び諸元」に示す内容と同一である。

S_s地震時の応力は、基礎版の耐震計算書の「4.5.1 応力解析方法」に示す、次の荷重を組み合わせて求める。

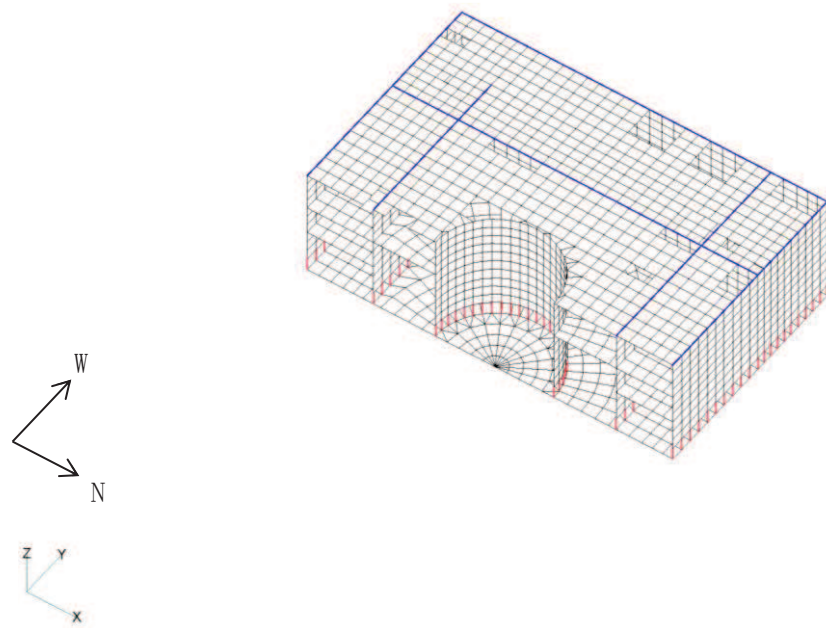
G	: 固定荷重
P	: 積載荷重
S _s S _{SN}	: S→N 方向 S _s 地震荷重 (地震時土圧を含む)
S _s S _{NS}	: N→S 方向 S _s 地震荷重 (地震時土圧を含む)
S _s S _{EW}	: E→W 方向 S _s 地震荷重 (地震時土圧を含む)
S _s S _{WE}	: W→E 方向 S _s 地震荷重 (地震時土圧を含む)
S _s S _{UD}	: 鉛直方向 (下向き) S _s 地震荷重
S _s S _{DU}	: 鉛直方向 (上向き) S _s 地震荷重

水平地震力と鉛直地震力の組合せは、「原子力発電所耐震設計技術規程 (J E A C 4 6 0 1 - 2015)」を参考に、組合せ係数法 (組合せ係数は 1.0 と 0.4) を用いるものとする。荷重の組合せケースを表 5-1 に示す。

影響検討にあたっては、鉛直方向 (上向き) の中で最も検定比の大きいケース No. 4, 及び鉛直方向 (下向き) の中で最も検定比の大きいケース No. 11 に対する検討を実施する。

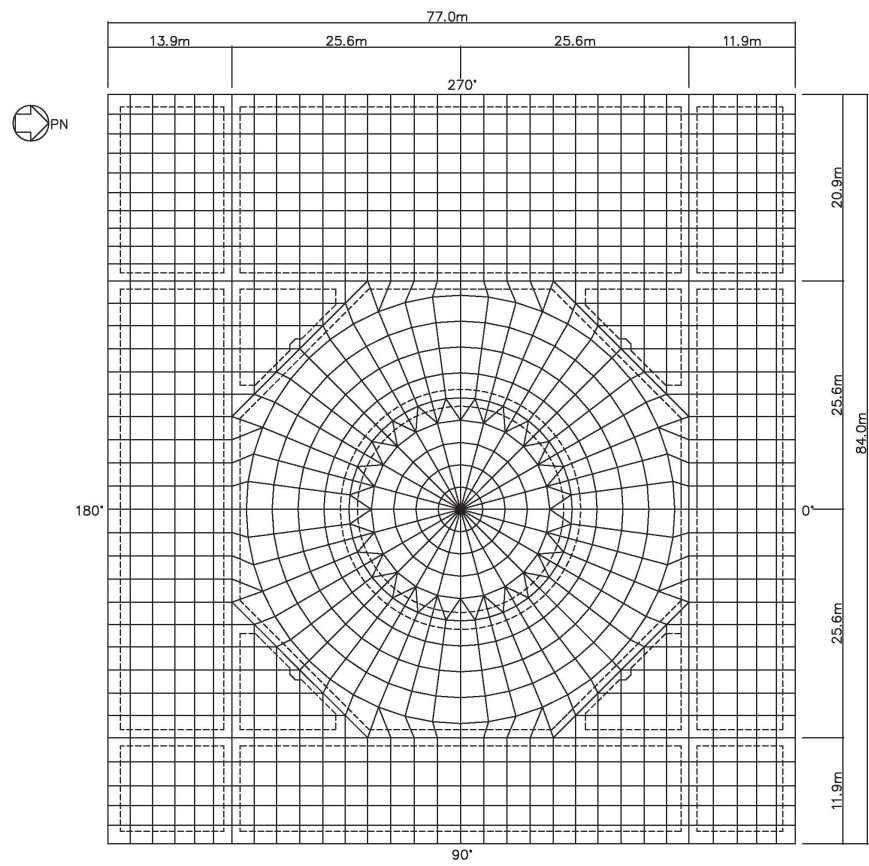


(a) 全体鳥瞰図



(b) 全体鳥瞰断面図

図 5-1(1) 解析モデル (1/2)



(c) 基礎版要素分割図

図 5-1(2) 解析モデル (2/2)

表 5-1 荷重の組合せケース

外力の状態	ケース No.	荷重の組合せ
S s 地震時	1	$G + P + 1.0 S_{s\ SN} + 0.4 S_{s\ UD}$
	2	$G + P + 1.0 S_{s\ SN} + 0.4 S_{s\ DU}$
	3	$G + P + 1.0 S_{s\ NS} + 0.4 S_{s\ UD}$
	4	$G + P + 1.0 S_{s\ NS} + 0.4 S_{s\ DU}$
	5	$G + P + 1.0 S_{s\ EW} + 0.4 S_{s\ UD}$
	6	$G + P + 1.0 S_{s\ EW} + 0.4 S_{s\ DU}$
	7	$G + P + 1.0 S_{s\ WE} + 0.4 S_{s\ UD}$
	8	$G + P + 1.0 S_{s\ WE} + 0.4 S_{s\ DU}$
	9	$G + P + 0.4 S_{s\ SN} + 1.0 S_{s\ UD}$
	10	$G + P + 0.4 S_{s\ SN} + 1.0 S_{s\ DU}$
	11	$G + P + 0.4 S_{s\ NS} + 1.0 S_{s\ UD}$
	12	$G + P + 0.4 S_{s\ NS} + 1.0 S_{s\ DU}$
	13	$G + P + 0.4 S_{s\ EW} + 1.0 S_{s\ UD}$
	14	$G + P + 0.4 S_{s\ EW} + 1.0 S_{s\ DU}$
	15	$G + P + 0.4 S_{s\ WE} + 1.0 S_{s\ UD}$
	16	$G + P + 0.4 S_{s\ WE} + 1.0 S_{s\ DU}$

注：着色部分は本資料における検討ケースを示す。

6. 評価方法

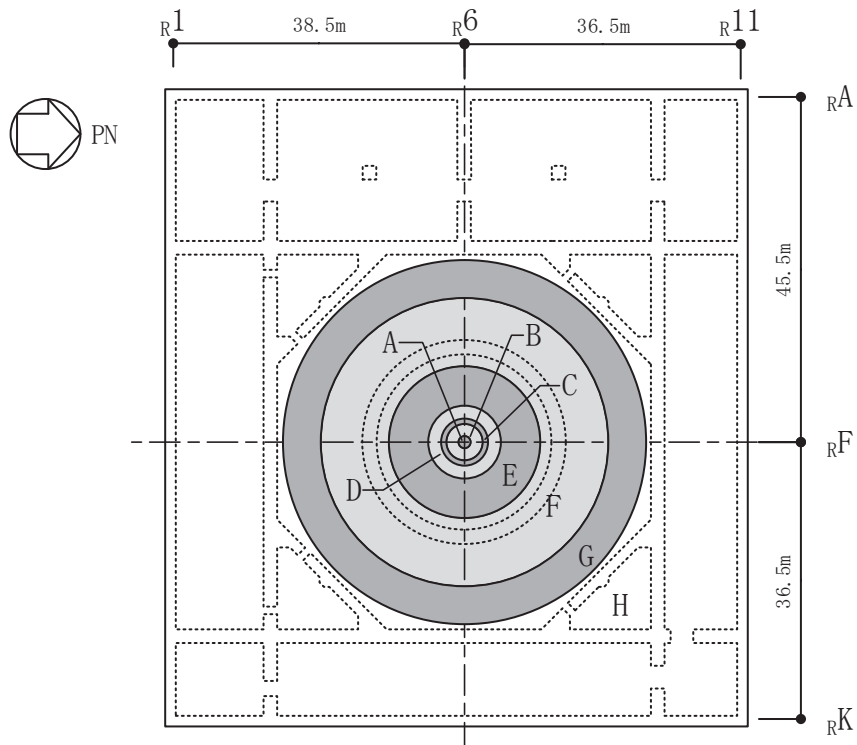
基礎の断面の評価は、基礎版の耐震計算書の「4.5.2 断面の評価方法」に示す方法と同一である。

7. 評価結果

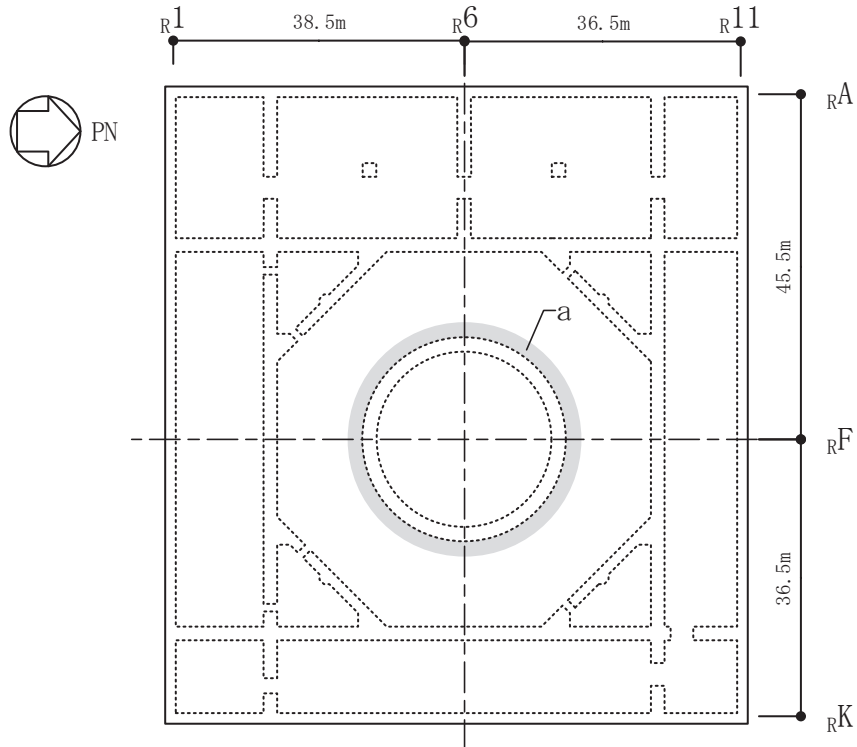
断面の評価結果を以下に示す。また、3次元 FEM モデルの配筋領域図及び配筋一覧を図 7-1 及び表 7-1 に示す。断面の評価結果を記載する要素は、軸力及び曲げモーメントによる鉄筋及びコンクリートのひずみ並びに面外せん断力に対する評価において、発生値に対する許容値の割合が最小となる要素とする。

選定した要素の位置を図 7-2 に、評価結果を表 7-2 に示す。

地下水位を基礎版中央レベルとして評価したケースに対する評価結果と比較すると、鉛直方向（上向き）のケース No. 4 では発生値は減少傾向にあり、鉛直方向（下向き）のケース No. 11 では発生値は変わらず、軸力及び曲げモーメントによる鉄筋及びコンクリートのひずみ並びに面外せん断応力度が、各許容値を超えないことを確認した。



(a) 主筋



(b) せん断補強筋

図 7-1 配筋領域図

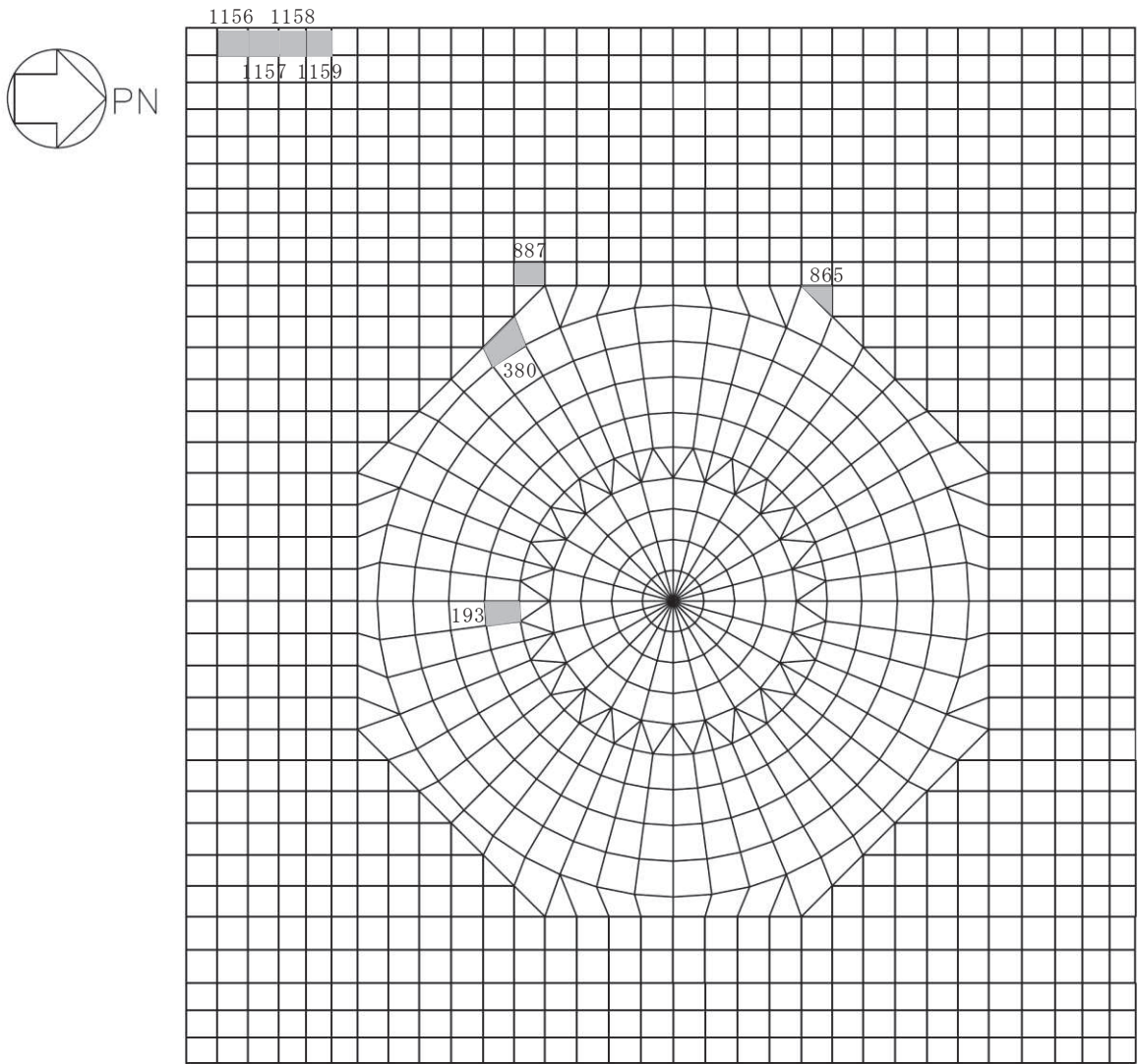
表 7-1 配筋一覧

(a) 主筋

領域	上ば筋		下ば筋	
	方向	配筋	方向	配筋
A	NS	2-D38@200	NS	2-D38@200
	EW	2-D38@200	EW	2-D38@200
B	NS	2-D38@200	NS	2-D38@200
	EW	2-D38@200	EW	2-D38@200
	放射	3×54-D38	放射	5×54-D38
C	放射	3×54-D38	放射	5×54-D38
	円周	2-D38@200 + D38@400	円周	2-D38@200 + 3-D38@400
D	放射	3×108-D38	放射	5×108-D38
	円周	2-D38@200 + D38@400	円周	2-D38@200 + 3-D38@400
E	放射	3×216-D38	放射	5×216-D38
	円周	2-D38@200 + D38@400	円周	2-D38@200 + 3-D38@400
F	放射	3×432-D38	放射	5×432-D38
	円周	2-D38@200 + D38@400	円周	2-D38@200 + 3-D38@400
G	放射	3×864-D38	放射	5×864-D38
	円周	2-D38@200 + D38@400	円周	2-D38@200 + 3-D38@400
H	NS	2-D38@200	NS	3-D38@200 + D38@400
	EW	2-D38@200	EW	3-D38@200 + D38@400

(b) せん断補強筋

領域	配筋
a	D32@400×108/周



注：数字は要素番号を示す。

図 7-1 選定した要素の位置 S s 地震時

表 7-1 原子炉建屋基礎版の評価結果 S s 地震時

(a) 地下水位を基礎版下レベルとした場合

評価項目		方向	要素 番号	組合せ ケース	発生値	許容値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	NS	1157	4	0.592	3.00
		NS	887	11	0.0779	3.00
	鉄筋圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	放射	193	4	0.354	5.00
		EW	865	11	0.0575	5.00
面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	NS	1159	4	1.92	2.42
		EW	380	11	1.16	2.42

(b) 地下水位を基礎版中央レベルとした場合 (工認ケース)

評価項目		方向	要素 番号	組合せ ケース	発生値	許容値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	NS	1156	4	0.690	3.00
		NS	887	11	0.0779	3.00
	鉄筋圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	放射	193	4	0.472	5.00
		EW	865	11	0.0575	5.00
面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	NS	1158	4	2.36	2.42
		EW	380	11	1.16	2.42

8. 検討のまとめ

原子炉建屋基礎版の評価にあたり、浮力の算定において、地下水位を基礎版下レベルに設定した場合の影響を検討した。

検討の結果、地下水位が基礎版下レベルの場合に対する評価結果を地下水位が基礎版中央レベルの場合に対する評価結果と比較すると、浮力の影響により鉛直方向（上向き）のケース No. 4 では発生値は減少傾向にあり、鉛直方向（下向き）のケース No. 11 では発生値は変わらず、軸力及び曲げモーメントによる鉄筋及びコンクリートのひずみ並びに面外せん断応力度が、各許容値を超えないことを確認した。

以上のことから、地下水位を基礎版下レベルに設定した場合の影響検討の結果、原子炉建屋基礎版が有する耐震性への影響はないことを確認した。

別紙 8 原子炉建屋基礎版の応力解析における地震時増分土圧の算定
と隣接構造物の影響について

目 次

1. 概要	別紙 8- 1
2. 地震時増分土圧の算定	別紙 8- 2
2.1 算定のプロセス	別紙 8- 2
2.2 建屋等価剛性の算定	別紙 8- 3
2.3 入力地震動の算定	別紙 8- 5
2.4 解析モデル	別紙 8- 7
2.4.1 解析モデル概要	別紙 8- 7
2.4.2 建屋諸元	別紙 8- 7
2.4.3 地盤諸元	別紙 8-11
2.5 地震応答解析	別紙 8-14
2.6 地震時増分土圧の算定結果	別紙 8-14
3. 隣接構造物の影響確認	別紙 8-17
3.1 影響確認方針	別紙 8-17
3.2 解析モデル	別紙 8-18
3.3 地震時増分土圧の算定結果	別紙 8-20
3.4 まとめ	別紙 8-21

1. 概要

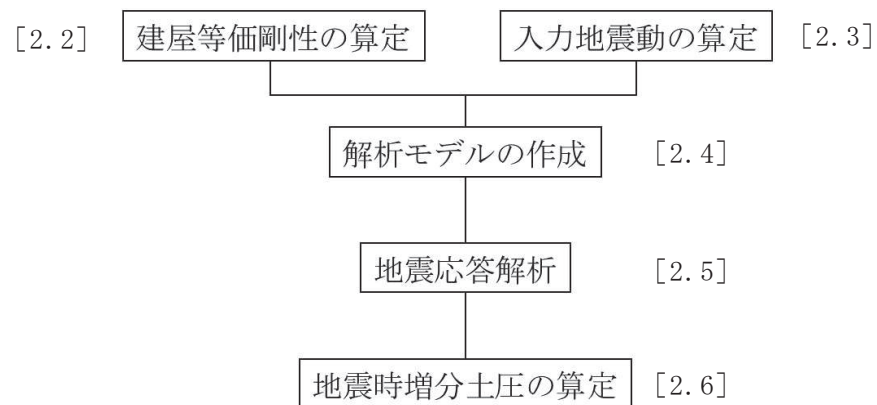
本資料は、原子炉建屋基礎版の評価に用いる地震時増分土圧の算定について、使用した解析モデル及び算定プロセスを説明するものである。本資料においては、EW 方向断面を代表に説明する。

また、原子炉建屋基礎版の評価に用いる地震時増分土圧は、隣接構造物を考慮していない解析モデルにより評価している。一方、原子炉建屋の東側には海水ポンプ室が位置していることから、本資料では、原子炉建屋の基礎版評価に用いる地震時増分土圧について、海水ポンプ室を考慮した地震応答解析から得られる地震時増分土圧との比較を行い、その保守性を確認する。

2. 地震時増分土圧の算定

2.1 算定のプロセス

地震時増分土圧の算定プロセスの概要を図 2-1 に示す。



注：[]内は、本資料における章番号を示す。

図 2-1 地震時増分土圧の算定プロセスの概要

2.2 建屋等価剛性の算定

土圧算定に用いる解析プログラムである解析コード「SuperFLUSH/2D」では、周波数応答解析を行うため、線形問題にしか適用が出来ない。建屋は、基準地震動 S_s に対する地震応答解析時に非線形領域に到達することから、等価線形剛性を以下の手順により算出する。

- ① 質点系モデル（非線形）において、各床レベルの応答加速度時刻歴波形をフーリエ変換し、フーリエスペクトルを算定する。さらに、基礎レベルの応答波形フーリエスペクトルで除すことで、基礎に対する建屋各床レベルのフーリエスペクトル比（伝達関数）を算出する（図 2-2 の青線）。
- ② 質点系モデル（線形）において、①と同様の手順により、フーリエスペクトル比を算出する（図 2-2 の赤線）。
- ③ 質点系モデル（非線形）と質点系モデル（線形）のフーリエスペクトル比の 1 次ピーク振動数を比較すると、図 2-2 で示したように差が生じる。非線形モデルの 1 次ピーク振動数 f_1 と、線形モデルの 1 次ピーク振動数 f_2 を算出する。
- ④ 振動数比 f_1/f_2 を算出する。
- ⑤ 振動数比を 2 乗することにより、剛性比 α を算定する（表 2-1 参照）。
- ⑥ 等価線形モデルの剛性は、非線形地震応答解析モデルの初期剛性 K に剛性比 α を乗じ、 $K_e = \alpha \cdot K$ とする。

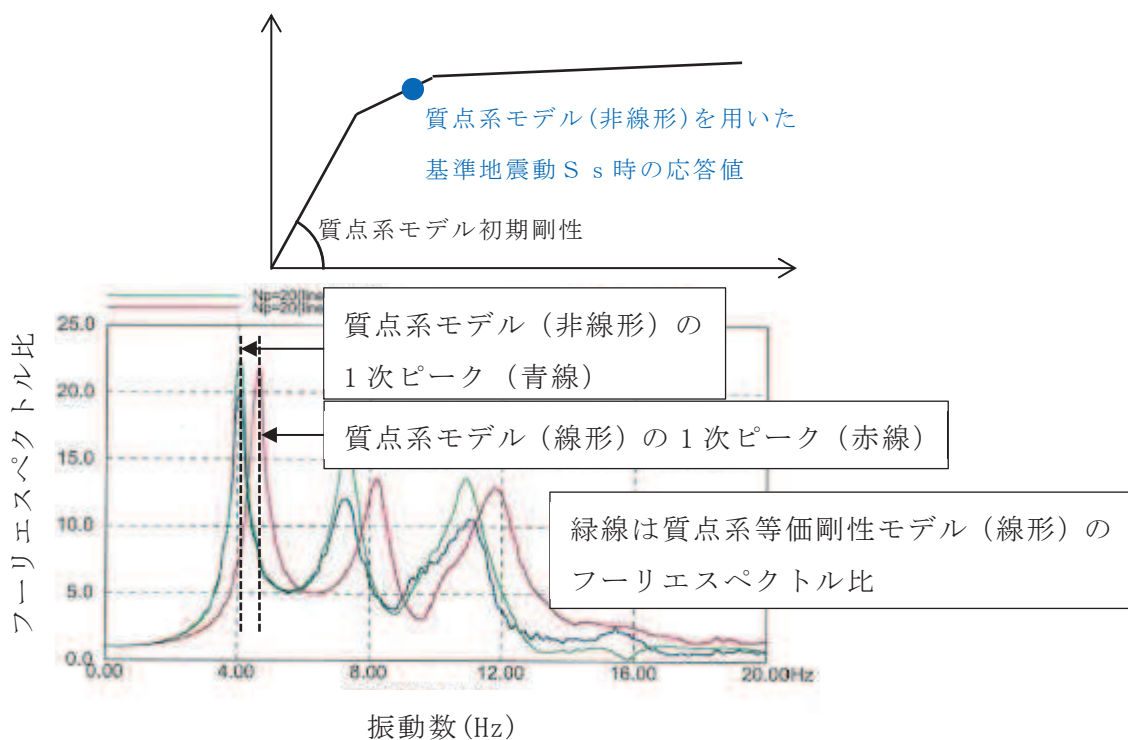


図 2-2 質点系モデル（非線形）と質点系モデル（線形）の伝達関数の例

表 2-1 1次ピーク振動数比及び剛性比 α (EW 方向)

地震波	非線形モデルの 1次ピーク振動数 f_1 (Hz)	線形モデルの 1次ピーク振動数 f_2 (Hz)	1次ピーク振動数比	剛性比 α
S s - D 1	4.102	4.571	0.90	0.81
S s - D 2	4.058	4.590	0.88	0.78
S s - D 3	4.431	4.571	0.97	0.94
S s - F 1	4.550	4.571	1.00	0.99
S s - F 2	4.371	4.619	0.95	0.90
S s - F 3	4.475	4.565	0.98	0.96
S s - N 1	4.189	4.604	0.91	0.83
最小値	-	-	-	0.78

2.3 入力地震動の算定

解析モデルに入力する地震動は、解放基盤表面で定義された基準地震動 S_s から、2次元 FEM モデル入力基盤面 (O.P. -200m) までの地盤モデルを用いて、一次元波動論 (SHAKE) により求める。入力地震動の算定の概念図を図 2-3 に、地盤モデルの諸元を表 2-2～表 2-4 に示す。地盤物性の不確かさケースの地盤モデルは、標準地盤モデルの各層の V_s の値を変動係数 7% で変動させたモデルである。

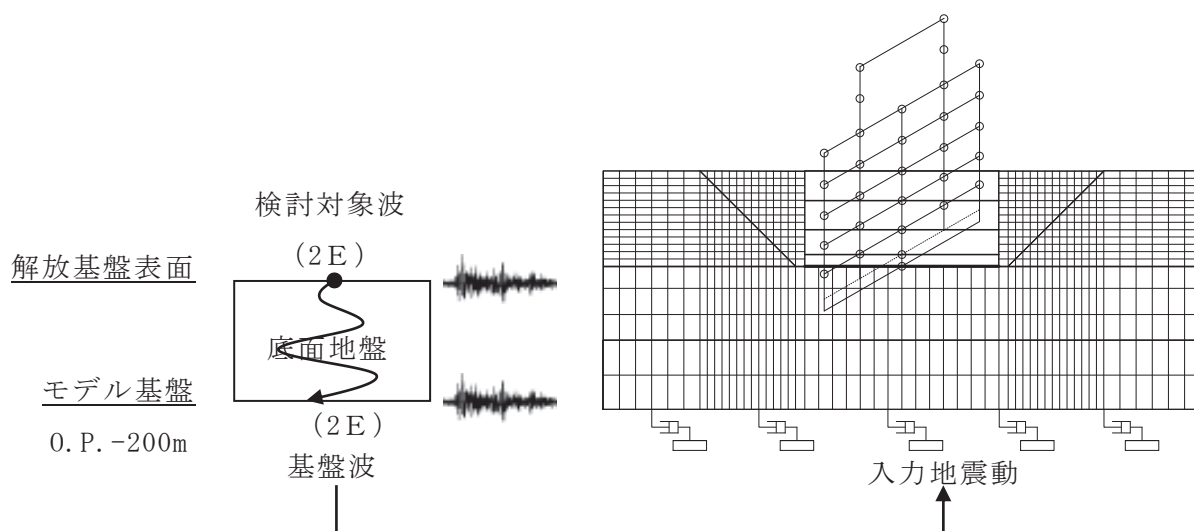


図 2-3 入力地震動の算定の概念図

表 2-2 入力地震動算定地盤物性（標準地盤）

	地層レベル O.P. (m)	密度 ρ (t/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	せん断弾性係数 G ($\times 10^7$ kN/m ²)
底面地盤	-14.1 ~ -25.0	2.43	1300	0.4110
	-25.0 ~ -80.0	2.51	2150	1.157
	-80.0 ~ -200	2.55	2440	1.520

表 2-3 入力地震動算定地盤物性（+ σ 地盤）

	地層レベル O.P. (m)	密度 ρ (t/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	せん断弾性係数 G ($\times 10^7$ kN/m ²)
底面地盤	-14.1 ~ -25.0	2.43	1390	0.4695
	-25.0 ~ -80.0	2.51	2300	1.328
	-80.0 ~ -200	2.55	2610	1.737

表 2-4 入力地震動算定地盤物性（- σ 地盤）

	地層レベル O.P. (m)	密度 ρ (t/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	せん断弾性係数 G ($\times 10^7$ kN/m ²)
底面地盤	-14.1 ~ -25.0	2.43	1210	0.3558
	-25.0 ~ -80.0	2.51	2000	1.004
	-80.0 ~ -200	2.55	2270	1.314

2.4 解析モデル

2.4.1 解析モデル概要

解析モデル図を図 2-4 に示す。モデルの側方境界はエネルギー伝達境界とし、底面境界は粘性境界とする。

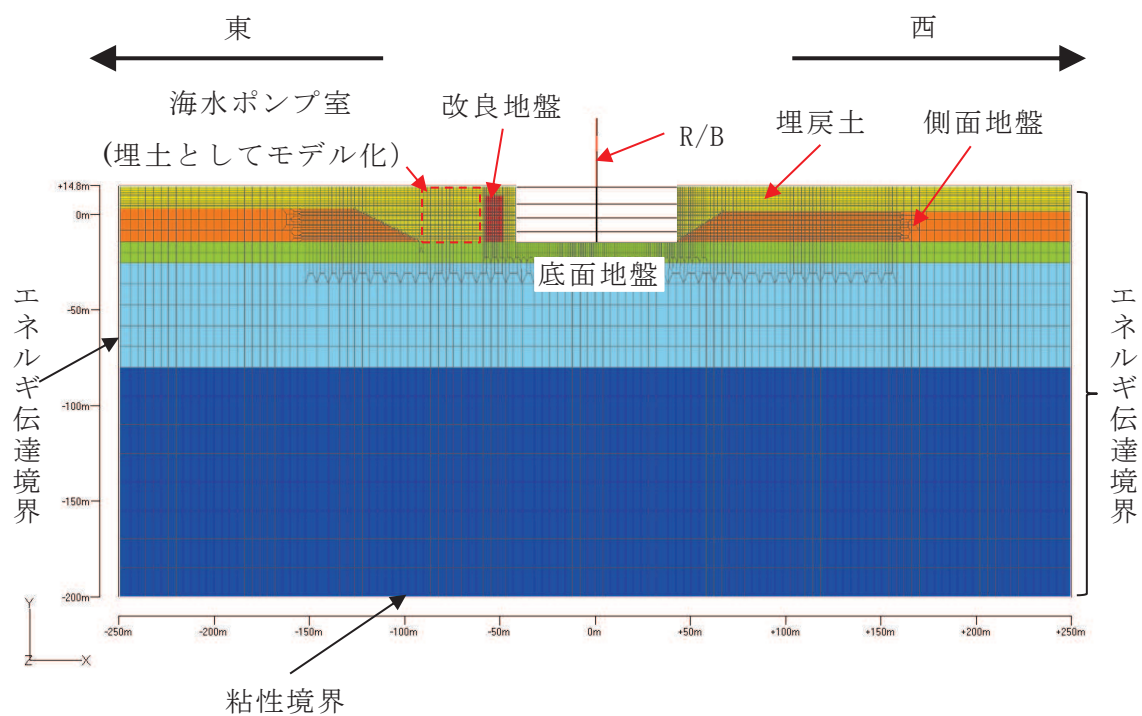
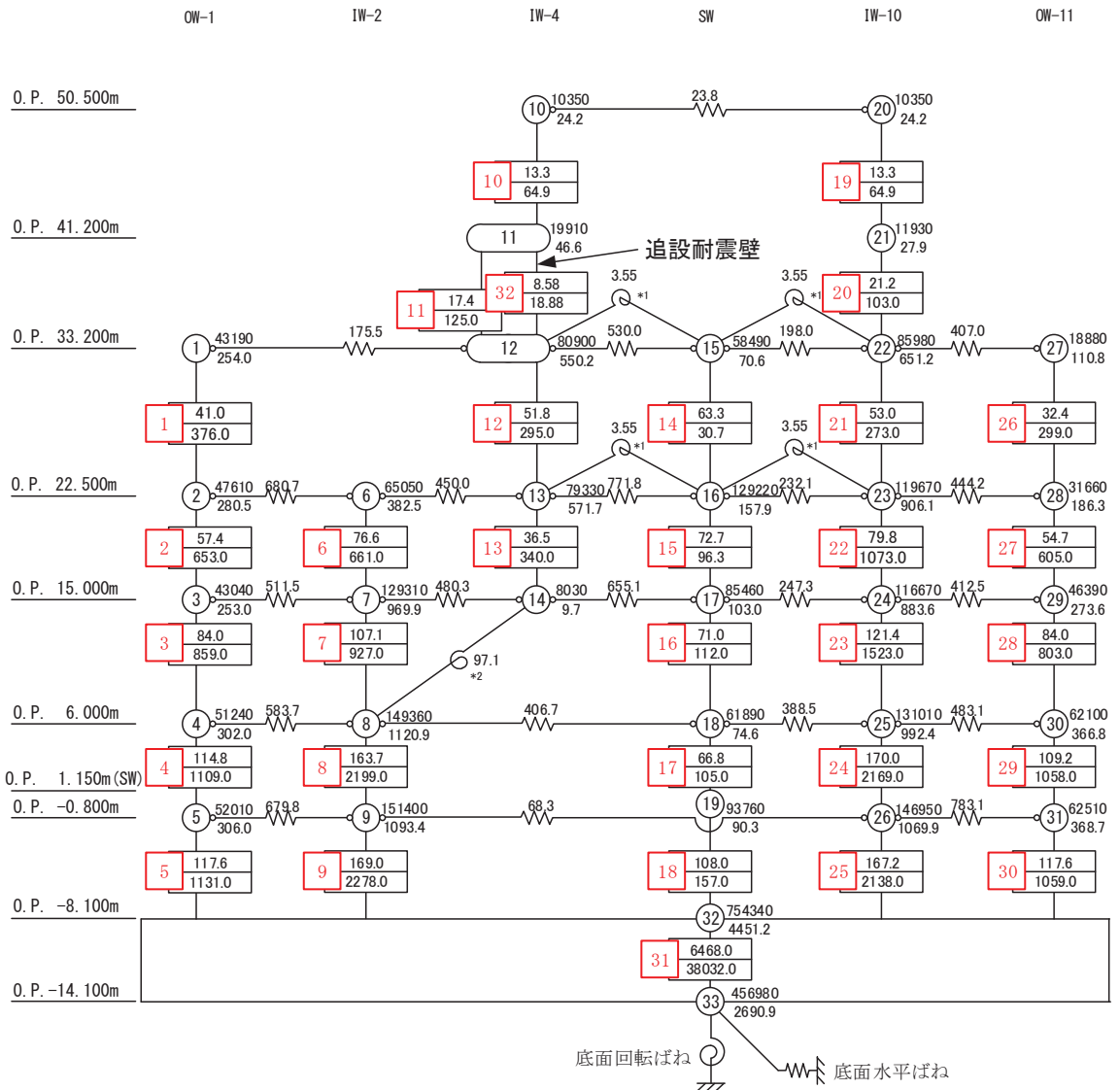
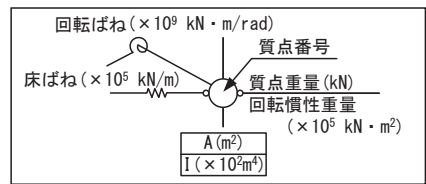


図 2-4 解析モデル図

2.4.2 建屋諸元

建屋諸元は、質点系モデル (図 2-5) をベースに単位幅 (1m) のモデルに換算して算定する。また、建屋諸元の算定にあたっては、「2.2 建屋等価剛性の算定」を踏まえて、剛性比 0.78 を考慮する。建屋諸元を表 2-5 及び表 2-6 に示す。

$E_c = 2.12 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
 $1.32 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ (燃料取替床上部)
 $2.52 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ (追設耐震壁)
 $G_c = 9.10 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$
 $5.69 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$ (燃料取替床上部)
 $1.05 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ (追設耐震壁)



注：赤字は曲げせん断棒の要素番号を示す。

図 2-5 原子炉建屋質点系モデル及び諸元 (EW 方向)

表 2-5 質点の諸元 (EW 方向, 単位幅(1m)あたり)

質点番号	質量 (kN)	回転慣性質量 ($\times 10^5$ kN \cdot m ²)
1	560.9	3.299
2	618.3	3.643
3	559.0	3.286
4	665.5	3.922
5	675.5	3.974
6	844.8	4.968
7	1679.4	12.596
8	1939.7	14.557
9	1966.2	14.200
10	134.4	0.314
11	258.6	0.605
12	1050.6	7.145
13	1030.3	7.425
14	104.3	0.126
15	759.6	0.917
16	1678.2	2.051
17	1109.9	1.338
18	803.8	0.969
19	1217.7	1.173
20	134.4	0.314
21	154.9	0.362
22	1116.6	8.457
23	1554.2	11.768
24	1515.2	11.475
25	1701.4	12.888
26	1908.4	13.895
27	245.2	1.439
28	411.2	2.419
29	602.5	3.553
30	806.5	4.764
31	811.8	4.788
32	9796.6	57.808
33	5934.8	34.947

表 2-6 曲げせん断棒の諸元 (EW 方向, 単位幅(1m)あたり)

部材番号	せん断断面積 (m ²)	断面 2 次モーメント (×10 ² m ⁴)
1	0.532	4.883
2	0.745	8.481
3	1.091	11.156
4	1.491	14.403
5	1.527	14.688
6	0.995	8.584
7	1.391	12.039
8	2.126	28.558
9	2.195	29.584
10	0.173	0.843
11	0.226	1.623
12	0.673	3.831
13	0.474	4.416
14	0.822	0.399
15	0.944	1.251
16	0.922	1.455
17	0.868	1.364
18	1.403	2.039
19	0.173	0.843
20	0.275	1.338
21	0.688	3.545
22	1.036	13.935
23	1.577	19.779
24	2.208	28.169
25	2.171	27.766
26	0.421	3.883
27	0.710	7.857
28	1.091	10.429
29	1.418	13.740
30	1.527	13.753
31	84.0	493.922
32	0.111	0.245

2.4.3 地盤諸元

地盤の要素サイズは 20Hz 透過となるよう表 2-7 に従って設定する。原地盤及び埋戻土の地盤物性を表 2-8 及び表 2-9 に示す。地盤諸元については、原地盤の地盤物性のばらつきを考慮する。また、埋戻土の非線形特性は以下に従って設定する。

G/G₀-γ 関係

$$G/G_0 = 1 / (1 + \gamma / \gamma_m)$$

$$\gamma_m = \tau_m / G_0$$

$$G_0 = 1787 \cdot \sigma_c^{0.84}$$

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

Z : 深度 (m) (地表面から各層中心までの距離)

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

(地下水位以浅は, 18.6kN/m², 地下水位以深は, 20.6kN/m³)

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

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

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

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

$$\gamma_m = \tau_m / G_0$$

G : せん断剛性

G₀ : 初期せん断剛性

γ : 埋戻土のせん断ひずみ

h-γ 関係

$$h = 0.183 \cdot \gamma / (\gamma + 0.000261)$$

h : 埋戻土の減衰比

γ : 埋戻土のせん断ひずみ

表 2-7 地盤の要素サイズ

地層レベル O. P. (m)		せん断波速度 V_s (m/s)	波長 ($f=20\text{Hz}$) (m)	最大要素サイズ (m)
埋戻土	14.8 ~ -14.1	111	5.55	1.1
側面地盤	0.0 ~ -14.1	900	45.0	9.0
底面地盤	-14.1 ~ -25.0	1300	65.0	13.0
	-25.0 ~ -80.0	2150	107.5	21.0
	-80.0 ~ -200	2440	122.0	24.0

表 2-8 原地盤の地盤物性

(a) 標準地盤

O. P. (m)		単位体積重量 (kN/m^3)	ポアソン比	せん断弾性係数 ($\times 10^7 \text{kN/m}^2$)
上端	下端			
14.8	-14.1	23.3	0.448	0.1930
-14.1	-25.0	23.8	0.415	0.4110
-25.0	-80.0	24.6	0.368	1.157
-80.0	-200.0	25.0	0.354	1.520
-200.0	—	25.0	0.354	1.520

(b) $+\sigma$ 地盤

O. P. (m)		単位体積重量 (kN/m^3)	ポアソン比	せん断弾性係数 ($\times 10^7 \text{kN/m}^2$)
上端	下端			
14.8	-14.1	23.3	0.448	0.2380
-14.1	-25.0	23.8	0.415	0.4695
-25.0	-80.0	24.6	0.368	1.328
-80.0	-200.0	25.0	0.354	1.737
-200.0	—	25.0	0.354	1.737

(c) $-\sigma$ 地盤

O. P. (m)		単位体積重量 (kN/m^3)	ポアソン比	せん断弾性係数 ($\times 10^7 \text{kN/m}^2$)
上端	下端			
14.8	-14.1	23.3	0.448	0.1523
-14.1	-25.0	23.8	0.415	0.3558
-25.0	-80.0	24.6	0.368	1.004
-80.0	-200.0	25.0	0.354	1.314
-200.0	—	25.0	0.354	1.314

表 2-9 埋戻土の地盤物性

O. P. (m)		単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比	せん断弾性係数 ($\times 10^5$ kN/m ²)
上端	下端			
14.8	13.9	18.6	0.48	0.2287
13.9	13.0	18.6	0.48	0.5755
13.0	12.1	18.6	0.48	0.8840
12.1	11.1	18.6	0.48	1.188
11.1	10.1	18.6	0.48	1.493
10.1	9.0	18.6	0.48	1.801
9.0	8.0	18.6	0.48	2.099
8.0	7.0	18.6	0.48	2.376
7.0	6.0	18.6	0.48	2.646
6.0	5.1	18.6	0.48	2.898
5.1	4.3	18.6	0.48	3.121
4.3	3.5	18.6	0.48	3.327
3.5	2.8	18.6	0.48	3.518
2.8	2.0	18.6	0.48	3.707
2.0	1.4	18.6	0.48	3.882
1.4	0.7	18.6	0.48	4.044
0.7	0.0	18.6	0.48	4.216
0.0	-0.8	18.6	0.48	4.399
-0.8	-0.5	18.6	0.48	4.581
-0.5	-2.2	18.6	0.48	4.749
-2.2	-2.9	18.6	0.48	4.916
-2.9	-3.6	18.6	0.48	5.082
-3.6	-4.3	18.6	0.48	5.247
-4.3	-5.0	18.6	0.48	5.411
-5.0	-5.7	18.6	0.48	5.574
-5.7	-6.5	18.6	0.48	5.748
-6.5	-7.3	18.6	0.48	5.932
-7.3	-8.1	18.6	0.48	6.116
-8.1	-9.1	18.6	0.48	6.320
-9.1	-10.0	18.6	0.48	6.535
-10.0	-10.6	18.6	0.48	6.704
-10.6	-11.1	18.6	0.48	6.827
-11.1	-12.1	18.6	0.48	6.948
-12.1	-13.1	18.6	0.48	7.077
-13.1	-14.1	18.6	0.48	7.205

2.5 地震応答解析

作成した入力地震動を解析モデルに入力して地震応答解析（周波数応答解析）を行う。使用プログラムは、解析コード「SuperFLUSH/2D」である。

2.6 地震時増分土圧の算定結果

建屋と地盤を結ぶ剛ばねの反力を，各剛ばねの支配幅で除して地震時増分土圧を算定する。算定した地震時増分土圧を表 2-10 及び表 2-11 に，地震時土圧荷重を表 2-12 に示す。

表 2-10(1) 東側の地震時増分土圧の算定結果（標準地盤）

O. P. (m)	地震時増分土圧 (kN/m ²)						
	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1
14.8	92.0	98.2	85.7	66.8	87.5	77.9	123.0
10.5	92.0	98.2	85.7	66.8	87.5	77.9	123.0
10.5	153.7	181.4	155.2	129.3	192.0	183.8	247.0
2.6	153.7	181.4	155.2	129.3	192.0	183.8	247.0
2.6	237.4	258.1	194.0	170.9	257.4	271.3	357.3
-4.45	237.4	258.1	194.0	170.9	257.4	271.3	357.3
-4.45	465.0	472.7	374.1	322.2	387.8	439.5	629.1
-8.1	465.0	472.7	374.1	322.2	387.8	439.5	629.1

注：赤字は最大値を示す。

表 2-10(2) 東側の地震時増分土圧の算定結果（+σ地盤）

O. P. (m)	地震時増分土圧 (kN/m ²)						
	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1
14.8	87.4	99.0	84.4	67.5	85.5	79.8	124.9
10.5	87.4	99.0	84.4	67.5	85.5	79.8	124.9
10.5	155.2	176.8	159.2	134.7	195.2	184.9	249.7
2.6	155.2	176.8	159.2	134.7	195.2	184.9	249.7
2.6	242.1	260.7	199.2	178.2	259.5	276.6	365.4
-4.45	242.1	260.7	199.2	178.2	259.5	276.6	365.4
-4.45	479.4	491.1	384.0	335.5	390.9	447.9	650.5
-8.1	479.4	491.1	384.0	335.5	390.9	447.9	650.5

注：赤字は最大値を示す。

表 2-10(3) 東側の地震時増分土圧の算定結果（-σ地盤）

O. P. (m)	地震時増分土圧 (kN/m ²)						
	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1
14.8	96.0	96.7	85.5	65.4	89.4	76.9	119.8
10.5	96.0	96.7	85.5	65.4	89.4	76.9	119.8
10.5	155.6	187.4	149.2	122.6	183.4	183.3	241.3
2.6	155.6	187.4	149.2	122.6	183.4	183.3	241.3
2.6	229.8	252.6	187.4	161.0	248.9	257.2	343.5
-4.45	229.8	252.6	187.4	161.0	248.9	257.2	343.5
-4.45	447.3	450.2	362.8	304.3	385.5	429.3	605.4
-8.1	447.3	450.2	362.8	304.3	385.5	429.3	605.4

注：赤字は最大値を示す。

表 2-11(1) 西側の地震時増分土圧の算定結果 (標準地盤)

O. P. (m)	地震時増分土圧 (kN/m ²)						
	S _s -D 1	S _s -D 2	S _s -D 3	S _s -F 1	S _s -F 2	S _s -F 3	S _s -N 1
14.8	100.5	116.8	94.0	88.6	90.9	97.7	98.4
10.5	100.5	116.8	94.0	88.6	90.9	97.7	98.4
10.5	125.9	131.8	121.7	111.0	117.5	131.6	120.4
2.6	125.9	131.8	121.7	111.0	117.5	131.6	120.4
2.6	115.8	140.4	107.2	109.8	121.8	122.1	81.2
-4.45	115.8	140.4	107.2	109.8	121.8	122.1	81.2
-4.45	227.1	245.3	173.4	197.3	240.4	244.8	293.2
-8.1	227.1	245.3	173.4	197.3	240.4	244.8	293.2

注：赤字は最大値を示す。

表 2-11(2) 西側の地震時増分土圧の算定結果 (+σ地盤)

O. P. (m)	地震時増分土圧 (kN/m ²)						
	S _s -D 1	S _s -D 2	S _s -D 3	S _s -F 1	S _s -F 2	S _s -F 3	S _s -N 1
14.8	98.9	116.4	92.4	87.9	87.7	98.3	93.7
10.5	98.9	116.4	92.4	87.9	87.7	98.3	93.7
10.5	123.3	131.4	117.8	106.7	110.6	129.5	112.0
2.6	123.3	131.4	117.8	106.7	110.6	129.5	112.0
2.6	120.9	132.1	104.0	104.3	110.5	116.2	77.6
-4.45	120.9	132.1	104.0	104.3	110.5	116.2	77.6
-4.45	215.3	225.9	160.6	189.4	221.9	227.4	282.3
-8.1	215.3	225.9	160.6	189.4	221.9	227.4	282.3

注：赤字は最大値を示す。

表 2-11(3) 西側の地震時増分土圧の算定結果 (-σ地盤)

O. P. (m)	地震時増分土圧 (kN/m ²)						
	S _s -D 1	S _s -D 2	S _s -D 3	S _s -F 1	S _s -F 2	S _s -F 3	S _s -N 1
14.8	99.6	115.1	95.3	89.0	92.0	94.9	105.8
10.5	99.6	115.1	95.3	89.0	92.0	94.9	105.8
10.5	128.4	133.5	121.1	116.1	124.3	130.4	132.6
2.6	128.4	133.5	121.1	116.1	124.3	130.4	132.6
2.6	121.2	140.5	114.9	118.0	133.2	126.5	92.6
-4.45	121.2	140.5	114.9	118.0	133.2	126.5	92.6
-4.45	239.8	261.4	193.5	204.0	259.5	256.9	308.8
-8.1	239.8	261.4	193.5	204.0	259.5	256.9	308.8

注：赤字は最大値を示す。

表 2-12 地震時土圧荷重

O. P. (m)	東側			西側		
	地震時 増分土圧 (kN/m ²)	常時土圧 (kN/m ²)	地震時 土圧荷重 (kN/m ²)	地震時 増分土圧 (kN/m ²)	常時土圧 (kN/m ²)	地震時 土圧荷重 (kN/m ²)
14.8	124.9	0.0	125	116.8	0.0	117
10.5	124.9	40.0	165	116.8	40.0	157
10.5	249.7	40.0	290	133.5	40.0	174
2.6	249.7	113.5	363	133.5	113.5	247
2.6	365.4	113.5	479	140.5	113.5	254
-4.45	365.4	179.0	544	140.5	179.0	320
-4.45	650.5	179.0	830	308.8	179.0	488
-8.1	650.5	213.0	864	308.8	213.0	522

3. 隣接構造物の影響確認

原子炉建屋の基礎版評価に用いる地震時増分土圧は、隣接構造物を考慮していない解析モデルにより評価している。一方、原子炉建屋の東側には海水ポンプ室が位置していることから、原子炉建屋の基礎版評価に用いる地震時増分土圧について、海水ポンプ室を考慮した地震応答解析から得られる地震時増分土圧との比較を行い、その保守性を確認する。

3.1 影響確認方針

原子炉建屋と海水ポンプ室の位置関係を図 3-1 に示す。海水ポンプ室は原子炉建屋の東側にあることから、原子炉建屋東側の地震時増分土圧（基準地震動 S_s7 波の包絡値、地盤のばらつきを考慮）について、①海水ポンプ室を考慮したケースと、②海水ポンプ室を考慮しないケースについて比較を行う。

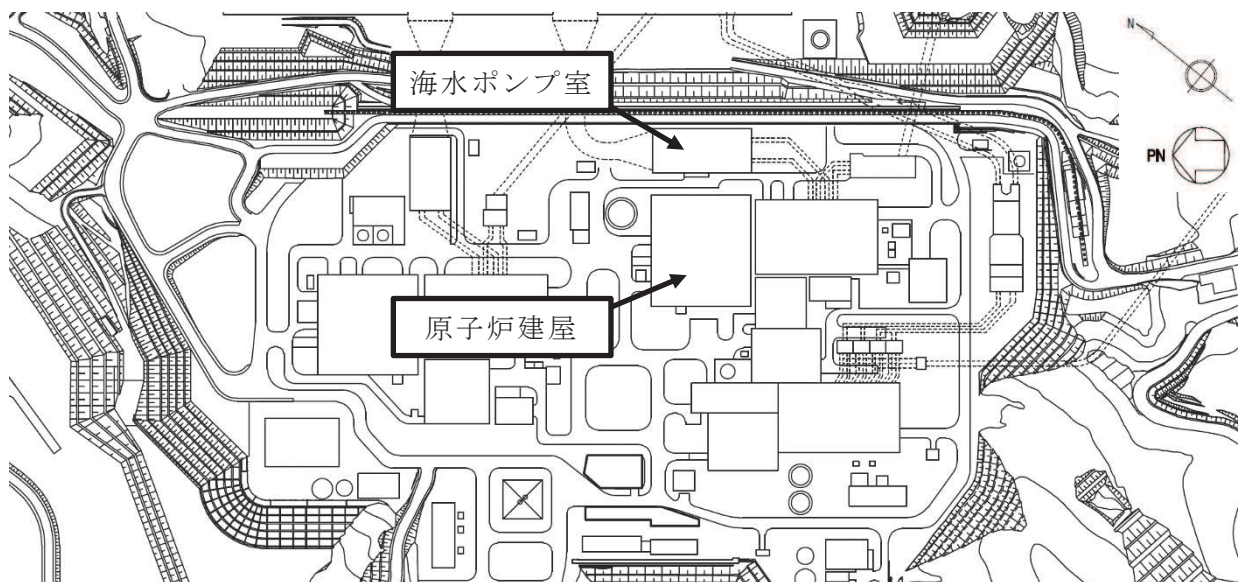


図 3-1 原子炉建屋と海水ポンプ室の位置関係

3.2 解析モデル

解析モデル図を図 3-2 に、海水ポンプ室の平面図及び断面図を図 3-3 に示す。

なお、海水ポンプ室のモデル化に当たっては、補足説明資料「補足-610-20 屋外重要土木構築物の耐震安全性評価について」のうち「資料 9 海水ポンプ室の耐震安全性評価」を参照して解析モデルに反映している。海水ポンプ室は図 3-3 に示すとおり複数のエリアに分かれるが、ここでは原子炉建屋中心の東側に位置する「補機ポンプエリア」部分をモデル化した。

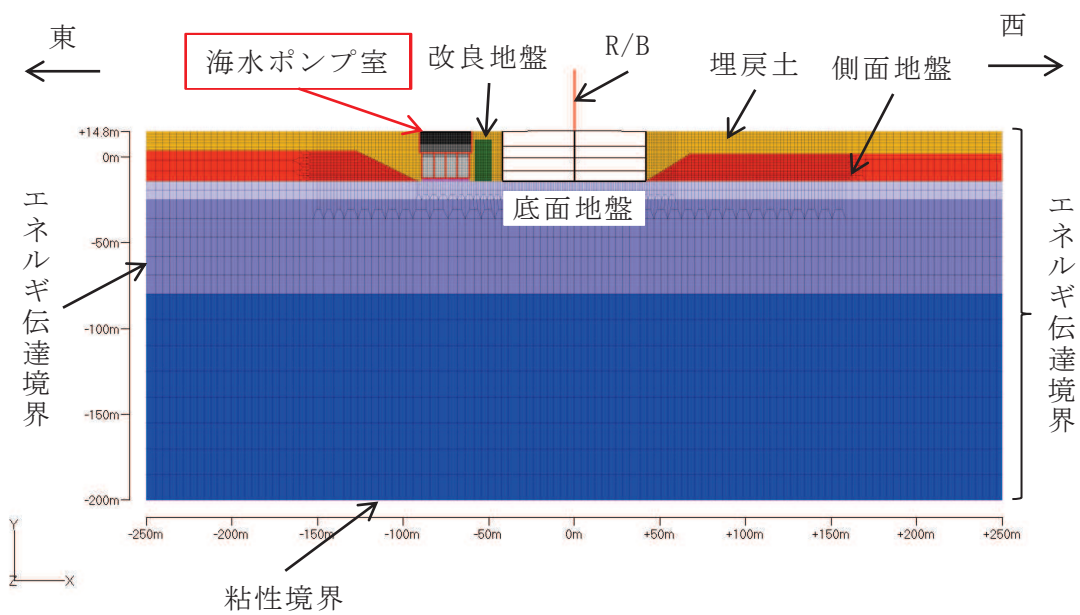
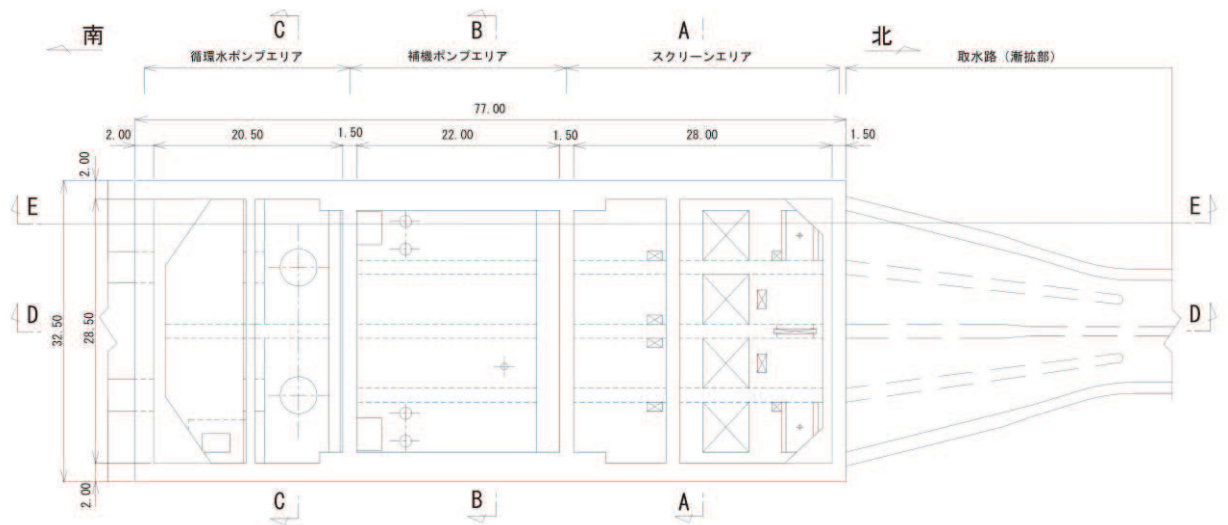
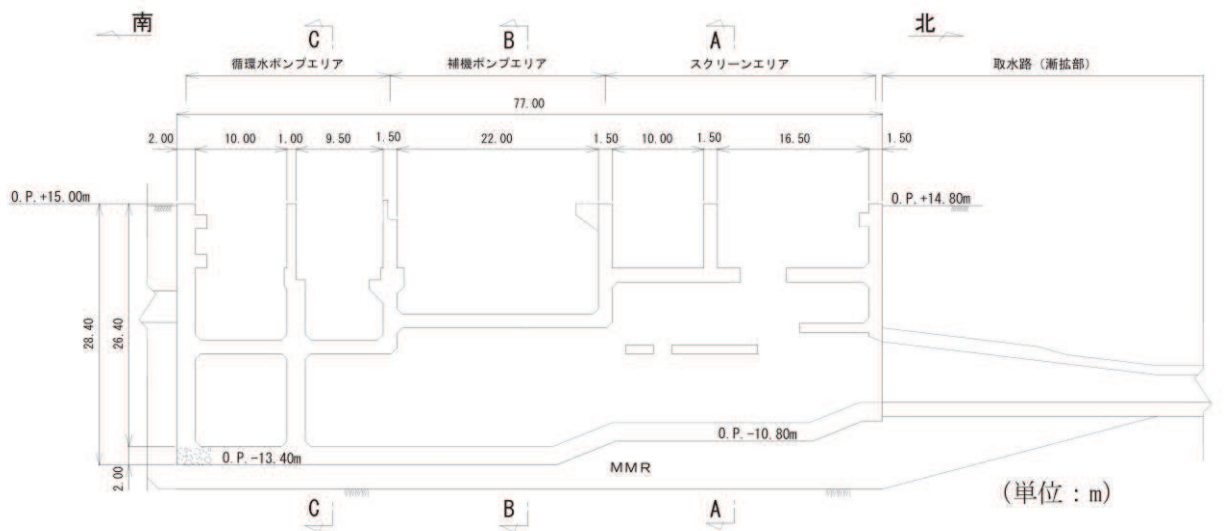


図 3-2 解析モデル図



(単位：m)

図 3-3 (1) 海水ポンプ室平面図



(単位：m)

図 3-3 (2) 海水ポンプ室断面図 (D-D 断面)

3.3 地震時増分土圧の算定結果

①海水ポンプ室を考慮したケースの地震時増分土圧と②海水ポンプ室を考慮しないケースの地震時増分土圧の比較を表 3-1 に示す。O. P. 2.6m～O. P. -11.1m では①海水ポンプ室を考慮したケースが②海水ポンプ室を考慮しないケースを約 10% 下回るものの、O. P. 14.8m～O. P. 2.6m では①海水ポンプ室を考慮したケースが②海水ポンプ室を考慮しないケースを約 5% 上回る結果となった。

表 3-1 地震時増分土圧の比較（原子炉建屋東側）

O. P. [m]	地震時増分土圧[kN/m ²]		①/②
	①海水ポンプ室を考慮したケース	②海水ポンプ室を考慮しないケース	
14.8	128.5	124.9	1.03
10.5	128.5	124.9	1.03
10.5	262.0	249.7	1.05
2.6	262.0	249.7	1.05
2.6	327.4	365.4	0.90
-4.45	327.4	365.4	0.90
-4.45	591.6	650.5	0.91
-11.1	591.6	650.5	0.91

一部で①海水ポンプ室を考慮したケースの土圧が②海水ポンプ室を考慮しないケースの土圧を上回ったため、基礎版評価に与える影響を検討する。

基礎版評価において土圧荷重は、外壁を各階スラブ位置で支持した連続はりモデルを用いて算定した曲げモーメント（図 3-4 の M_A）として入力している。基礎版の FEM モデルに入力する土圧荷重について、①海水ポンプ室を考慮したケースと②海水ポンプ室を考慮しないケースの比較を表 3-2 に示す。表 3-2 より、①海水ポンプ室を考慮したケースが②海水ポンプ室を考慮しないケースを約 6% 下回ることを確認した。

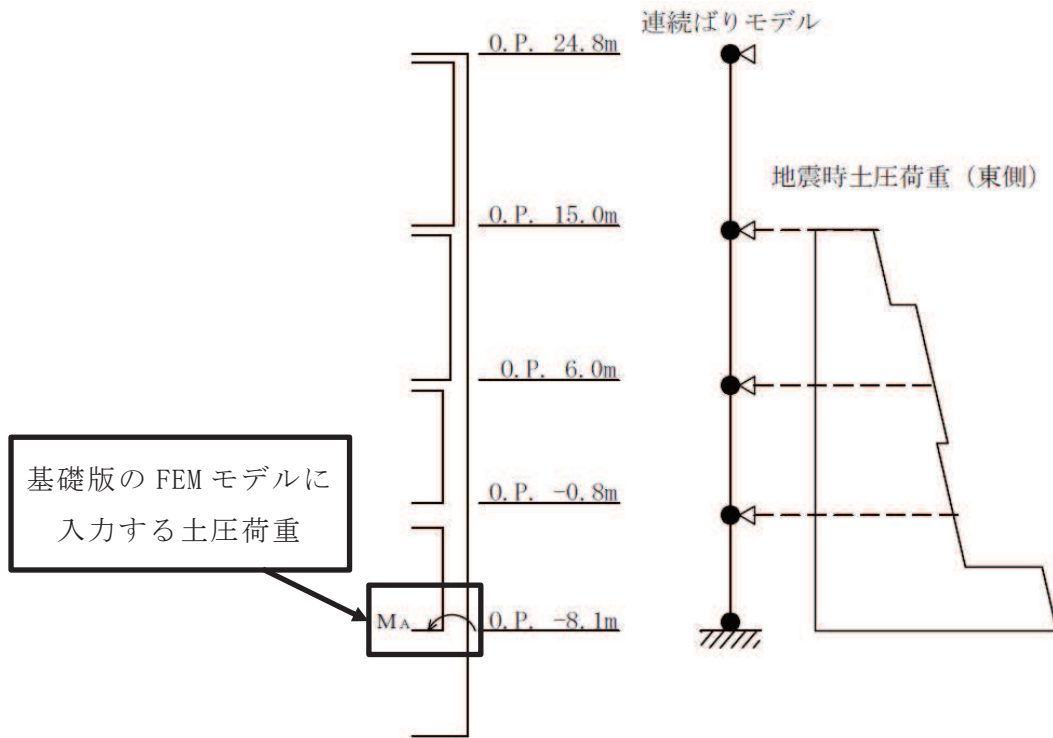


図 3-4 基礎版の FEM モデルに入力する土圧荷重の概念図（原子炉建屋東側）

表 3-2 基礎版の FEM モデルに入力する土圧荷重の比較（原子炉建屋東側）

基礎版の FEM モデルに入力する 土圧荷重 [kN・m/m]		①/②
①海水ポンプ室を 考慮したケース	②海水ポンプ室を 考慮しないケース	
10447	11196	0.94

3.4 まとめ

原子炉建屋の基礎版評価に用いる地震時増分土圧について、①海水ポンプ室を考慮したケースと②海水ポンプ室を考慮しないケースの比較を行った。その結果、O.P. 2.6m～O.P. -11.1m では①海水ポンプ室を考慮したケースの土圧が②海水ポンプ室を考慮しないケースの土圧を約 10% 下回るものの、O.P. 14.8m～O.P. 2.6m では①海水ポンプ室を考慮したケースの土圧が②海水ポンプ室を考慮しないケースの土圧を約 5% 上回った。

一方、基礎版の FEM モデルに入力する曲げモーメントについては、①海水ポンプ室を考慮したケースが②海水ポンプ室を考慮しないケースを約 6% 下回る結果となった。これらの結果から、原子炉建屋の基礎版評価に用いる地震時増分土圧には保守性があることを確認した。

別紙 9 原子炉建屋基礎版評価における誘発上下動の取り扱い
について

目 次

1. はじめに..... 別紙 9-1
2. 検討方法..... 別紙 9-2
3. 検討結果..... 別紙 9-5

1. はじめに

原子炉建屋基礎版の評価においては、鉛直地震荷重の評価に誘発上下動を考慮していない。誘発上下動は、水平方向地震動入力時に、基礎の浮き上がりが生じた場合に誘発されて生じる鉛直方向の建屋応答であり、誘発上下動の最大振幅が発生する時刻は、水平方向地震動により基礎の浮き上がりが最大となる時刻に対応する。誘発上下動と鉛直方向地震動の最大値の発生時刻は異なると考えられ、誘発上下動と鉛直方向地震動を時刻歴上で合算した波形による鉛直震度、鉛直軸力及び鉛直地盤ばね反力の応答最大値は、鉛直方向地震動のみの応答最大値との差がほとんどないと考えられる。

本資料では、誘発上下動を考慮しても原子炉建屋基礎版の評価における鉛直地震荷重の評価に影響がないことを確認する。

2. 検討方法

原子炉建屋基礎版の評価における鉛直地震動による外力評価における誘発上下動の影響を確認するため、原子炉建屋の基準地震動 S_s に対する地震応答解析のうち、誘発上下動考慮モデルによる解析を行ったケースについて、誘発上下動を考慮した場合と誘発上下動を考慮しない場合の鉛直震度、鉛直軸力及び鉛直地盤ばね反力の最大値の確認を行う。

表 2-1 に原子炉建屋の基準地震動 S_s に対する地震応答解析の検討ケースのうち、誘発上下動モデルを採用しているケースを、図 2-1 に検討方法の概念を示す。原子炉建屋の場合は、誘発上下動モデルを適用したケースは 6 ケースあり、 $S_s - D1$ を入力したケースが 1 ケース、 $S_s - N1$ を入力したケースが 5 ケースである。

基礎版評価における鉛直地震荷重は、基礎版上端の軸力と減衰力を考慮した鉛直地盤ばね反力の包絡値から以下の式により求めている。

$$k_{V_{\text{基礎}}} = (R_{\text{max}} - N_{\text{max}}) / W_{\text{基礎}} \quad (\text{基礎版})$$

$$k_{V_{\text{上部}}} = N_{\text{max}} / W_{\text{上部}} \quad (\text{上部構造：柱および壁軸力に作用させる})$$

ここで、 R_{max} ：減衰力を考慮した鉛直地盤ばね反力の最大値

N_{max} ：基礎上端の最大応答軸力

$W_{\text{基礎}}$ ：基礎上下の質点重量 (1211320kN)

$W_{\text{上部}}$ ：上部構造の質点重量 (2203650kN)

表 2-1 誘発上下動モデルを適用した
原子炉建屋の基準地震動 S_s の地震応答解析ケース

ケース	方向	地震動						
		S_s-D1	S_s-D2	S_s-D3	S_s-F1	S_s-F2	S_s-F3	S_s-N1
ケース 1	NS							
	EW							
ケース 2	NS							
	EW							
ケース 3	NS							
	EW							
ケース 4	NS							○
	EW							○
ケース 5	NS	○						○
	EW							○
ケース 6	NS							○
	EW							

注記* : ○は誘発上下動モデルを採用したケース

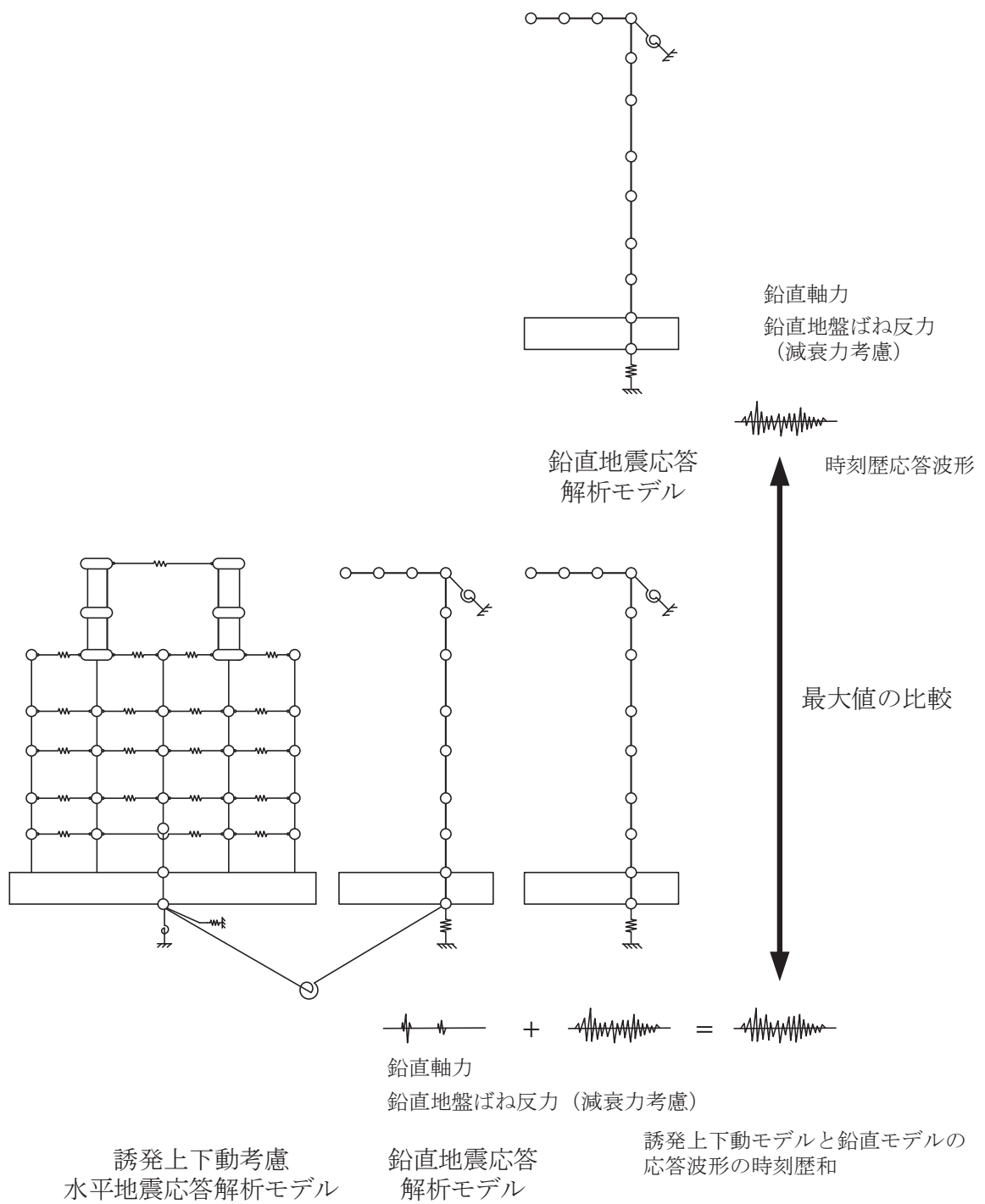


図 2-1 誘発上下動の影響検討方法の概念図

3. 検討結果

表 3-1～表 3-4 に原子炉建屋の鉛直方向地震応答解析結果の鉛直軸力及び鉛直地盤ばね反力の最大応答値と、誘発上下動を時刻歴上で合算した場合の最大応答値との比率を示す。S_s-N1 を入力したケースでは、鉛直動と誘発上下動を同符号で合算した場合は最大値が大きくなり、逆符号で合算した場合は小さくなるが、S_s-D1 を入力したケースでは誘発上下動を合算しても最大応答値はほとんど変化しない。

原子炉建屋基礎版の評価に用いている鉛直地震荷重（誘発上下動を考慮していない場合の包絡値）と誘発上下動を考慮した場合の包絡値を比較して表 3-5 に示す。鉛直地震荷重の包絡値は鉛直方向地震応答解析のケース 2 の S_s-D1 となっているのに対して、誘発上下動を考慮した場合の包絡値はケース 5 の S_s-D1 の誘発上下動と組み合わせたケースとなっており、両者に違いが無いことから、原子炉建屋基礎版の評価における鉛直地震荷重の評価に影響がないことを確認した。

表 3-1 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直軸力比（原子炉建屋）
（誘発上下動＋鉛直動） / （鉛直動）

部材 番号	O. P. (m)	NS	NS	NS	NS	EW	EW
		ケース 4	ケース 5	ケース 5	ケース 6	ケース 4	ケース 5
		S _s -N1	S _s -D1	S _s -N1	S _s -N1	S _s -N1	S _s -N1
(7)	-8.100	1.11	1.00	1.12	1.10	1.09	1.08

表 3-2 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直軸力比（原子炉建屋）
（誘発上下動－鉛直動） / （－鉛直動）

部材 番号	O. P. (m)	NS	NS	NS	NS	EW	EW
		ケース 4	ケース 5	ケース 5	ケース 6	ケース 4	ケース 5
		S _s -N1	S _s -D1	S _s -N1	S _s -N1	S _s -N1	S _s -N1
(7)	-8.100	0.89	1.00	0.88	0.90	0.91	0.92

表 3-3 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直地盤ばね反力比（原子炉建屋）
（誘発上下動＋鉛直動） / （鉛直動）

	NS	NS	NS	NS	EW	EW
	ケース 4	ケース 5	ケース 5	ケース 6	ケース 4	ケース 5
	S _s -N1	S _s -D1	S _s -N1	S _s -N1	S _s -N1	S _s -N1
減衰力考慮	1.10	1.00	1.11	1.09	1.08	1.08
減衰力非考慮	1.16	1.00	1.15	1.16	1.12	1.10

表 3-4 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直地盤ばね反力比（原子炉建屋）
（誘発上下動－鉛直動） / （－鉛直動）

	NS	NS	NS	NS	EW	EW
	ケース 4	ケース 5	ケース 5	ケース 6	ケース 4	ケース 5
	S _s -N1	S _s -D1	S _s -N1	S _s -N1	S _s -N1	S _s -N1
減衰力考慮	0.90	1.00	0.89	0.91	0.92	0.92
減衰力非考慮	0.93	1.00	0.91	0.94	0.94	0.94

表 3-5 原子炉建屋基礎版評価に適用する鉛直地震荷重包絡値の比較

	最大値発生ケース （地震動）	基礎上端軸力 (kN)	鉛直地盤ばね反力 (kN) (減衰力考慮)
誘発上下動 考慮なし	ケース 2 (S _s -D1)	2.34×10^6	2.91×10^6
誘発上下動 考慮	ケース 5 NS 方向 (S _s -D1)	2.34×10^6	2.91×10^6

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-補-E-19-0610-9_改5

補足-610-9 制御建屋の耐震性についての計算書に関する
補足説明資料

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

添付書類「VI-2-2-4 制御建屋の耐震性についての計算書」, 「VI-2-8-4-3 中央制御室しゃへい壁の耐震性についての計算書」及び「VI-2-8-4-4 中央制御室待避所遮蔽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 最大接地圧について

別紙6 制御建屋基礎版の応力解析における応力平均化の考え方

別紙7 中央制御室しゃへい壁及び中央制御室待避所遮蔽についての補足説明資料

別紙7-1 中央制御室しゃへい壁及び中央制御室待避所遮蔽のスラブの固有値解析結果

別紙8 制御建屋基礎版評価における誘発上下動の取り扱いについて

別紙9 制御建屋基礎版の応力解析における地震時増分土圧の算定について

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、制御建屋基礎版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

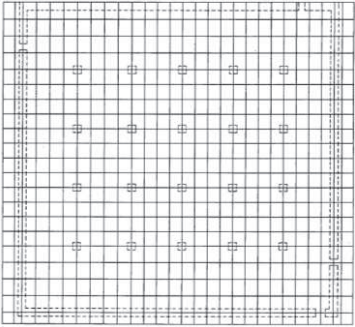
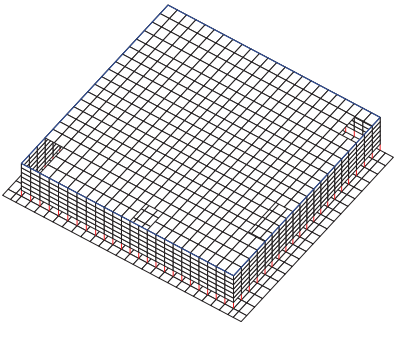
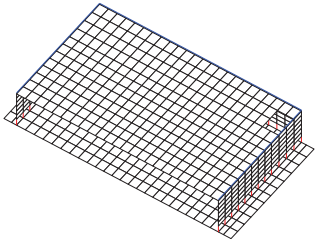
制御建屋基礎版の応力解析モデル及び手法の比較を表2-1に示す。また、今回工認時の応力解析モデルを図2-1に示す。

比較に用いる既工認時の応力解析モデル及び手法は、平成2年5月24日付け元資庁第14466号にて認可された既工事計画認可申請書 第2回申請 添付書類「IV-2-4 制御建屋の耐震性についての計算書」（以下「既工認」という。）のものである。

表 2-1 (1) 応力解析モデル及び手法の比較 (制御建屋基礎版) (1/2)

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)	・ 3次元 FEM モデルを用いた応力解析 (弾塑性解析)	(1)
解析コード		・ N A S T R A N	・ A B A Q U S	(1)
モデル	モデル化範囲	(基礎版部分) ・ 基礎版 (上部構造モデル部分) ・ 基礎版より立ち上がる耐震壁	(基礎版部分) ・ 同左 (上部構造モデル部分) ・ 基礎版より立ち上がる耐震壁及び床スラブ	(2)
	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: $E = 2.65 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ (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 耐震壁の剛性は, 制御建屋の地震応答解析モデルに基づき設定 ・ コンクリートのヤング係数 基礎版 : $E = 2.51 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ 耐震壁 (NS 方向) : $E = 1.00 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ 耐震壁 (EW 方向) : $E = 1.26 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ 床スラブ : $E = 2.51 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ ・ コンクリートのポアソン比 : $\nu = 0.2$ ・ 鉄筋のヤング係数 : $E = 2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$	(3)
	要素種別	・ 基礎版全体をシェル要素でモデル化 ・ 外部、内部ボックス壁の剛性の高い壁は、等価な剛性を考慮したはり要素でモデル化	・ 基礎版全体をシェル要素でモデル化 ・ 地下部分の一部はシェル要素でモデル化し、壁及び床スラブの立体的な形状による剛性への寄与を考慮	(2)
	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 ・ B2F~3F の耐震壁の剛性を考慮	・ 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 ・ B2F~3F の耐震壁の剛性を考慮 ・ B1F の床スラブの剛性を考慮	(2)
	非線形特性	・ 考慮しない	コンクリート ・ 圧縮側のコンクリート構成則 : CEB-FIP Model code に基づき設定 ・ ひび割れ発生後の引張軟化曲線 : 出雲ほか (1987) による式 鉄筋 ・ バイリニア型	(1)
地震荷重との組合せ	$G + P + S_1$ $G + P + S_2$ G : 固定荷重 (浮力を含む) P : 積載荷重 S_1 : S_1 地震荷重と $3.0C_1$ 静的地震荷重の包絡荷重 (地震時土圧荷重を含む) S_2 : S_2 地震荷重 (地震時土圧荷重を含む)	$G + P + S_s$ G : 固定荷重 (浮力を含む) P : 積載荷重 S_s : S_s 地震荷重 (地震時土圧荷重を含む)	-	

表 2-1 (2) 応力解析モデル及び手法の比較 (制御建屋基礎版) (2/2)

項目	内容	既工認	今回工認	備考
荷重の設定	固定荷重及び積載荷重	・固定荷重, 配管荷重, 機器荷重, 積載荷重及び浮力	・同左	—
	地震荷重	・上部構造からの地震力(水平力, 曲げモーメント, 鉛直力)及び基礎部の付加地震力を入力	・同左	—
	地震時土圧荷重	$P = 10.0 + 0.6 \cdot \gamma \cdot h$ γ : 土の単位体積重量 (t/m ³) h : 地表面からの深さ (m)	$P = 0.5 \cdot \gamma \cdot h + C$ γ : 土の単位体積重量 (kN/m ³) h : 地表面からの深さ (m) C : 地震時増分土圧 (kN/m ²) ・地震時土圧は, 常時土圧に地震時増分土圧を加えて算出 ・地震時増分土圧は「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)」に基づき有限要素モデルより算出した荷重を包絡したものとして評価	—
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	(4) (5)
解析モデル		 <p>(a) 平面図</p>	 <p>(a) 全体図</p> <p>*青太線は、線材要素を示す。 *赤太線は、剛体を示す。</p>  <p>(b) 西側半分図化</p>	

【主要な差異】（表の備考欄に対応）

- (1) 既工認では弾性解析を採用しているが、今回工認では弾塑性解析を採用する。（詳細は「補足-610-8 原子炉建屋基礎版の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」に示す。）
- (2) 今回工認では一部耐震壁及び床スラブをシェル要素でモデル化する。
- (3) コンクリートのヤング係数については、「日本建築学会 1999年 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－」に基づき再計算し、地震応答解析モデルと同様に、初期剛性低下については地震観測記録の分析等を踏まえてその影響を考慮する。
- (4) 「日本機械学会 2003年 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」, 「日本建築学会 2005年 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」に基づき評価。
- (5) 荷重の種類で区分した解析ステップごとに荷重を入力する一連の解析を実施し、最終的な応力又はひずみにより評価を実施する。なお、解析ステップは地震荷重以外の荷重、地震荷重の順である。

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、制御建屋基礎版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

制御建屋基礎版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。なお，地震時の評価を行うことから，各荷重に共通で動的な地盤物性に基づく地盤ばねを用いる。

- ・ 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。

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，構造形状と荷重条件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。曲面板構造の場合は，平板要素や軸対称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。

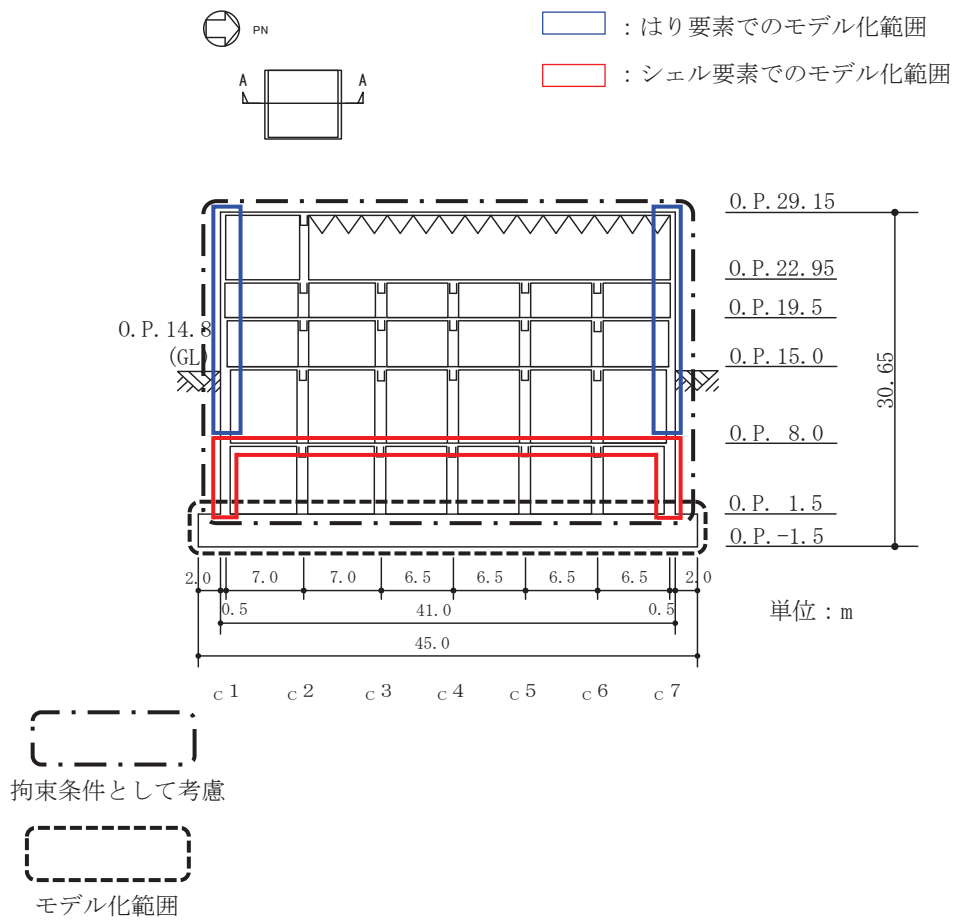
注記*：構造解析のための有限要素法実践ハンドブック（非線形 CAE 協会，2008 年）

表 2-1(1) モデル化, 境界条件及び拘束条件 (1/4)

モデル概要

○モデル化範囲

- 基礎版全体及び上部構造モデル部分については基礎版より立ち上がる耐震壁及び床スラブの剛性を拘束条件として考慮する。なお、原子炉建屋においては、基礎版厚さ 6.0m に対して基礎版上から地上 1 階床レベルまで (O.P. -8.1m~O.P. 15.0m) の耐震壁, 床スラブをシェル要素でモデル化している。制御建屋基礎版の厚さは 3.0m であり、建屋規模も小さいことから、基礎版上から地下 1 階床レベルまで (O.P. 1.5m~O.P. 8.0m) の耐震壁と床スラブを積層シェル要素でモデル化する。



モデル化範囲 (単位 : m)

表 2-1(2) モデル化, 境界条件及び拘束条件 (2/4)

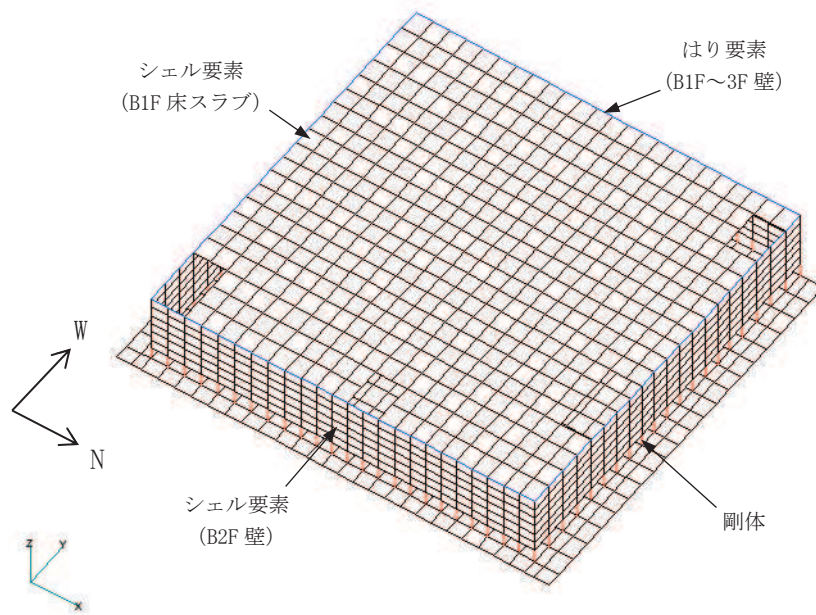
モデル概要

○使用要素

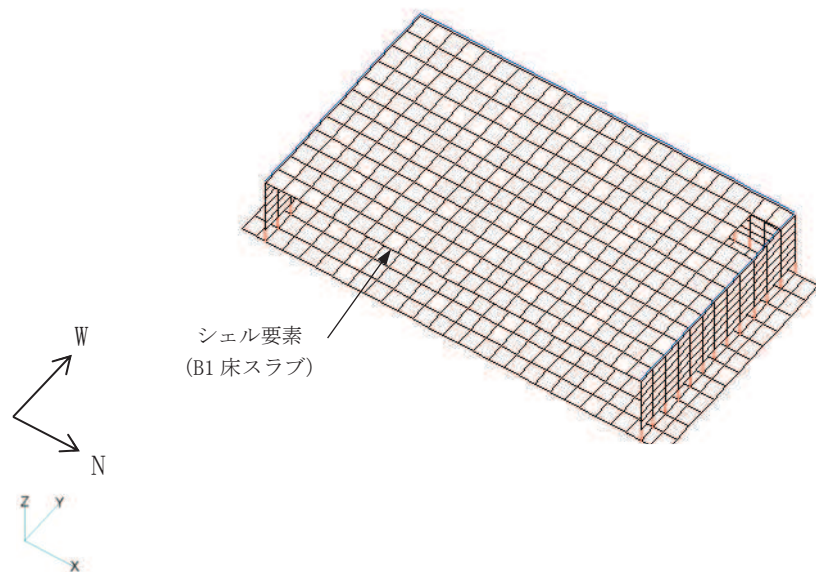
- ・積層シェル要素

○要素分割

- ・要素の一辺の長さを 2.0m 程度とし, 壁及びスラブの配置を考慮して分割する。



(a) 全体図



(b) 西側半分図化

節点数 : 1684
要素数 : 1662

モデル概要

表 2-1(3) モデル化, 境界条件及び拘束条件 (3/4)

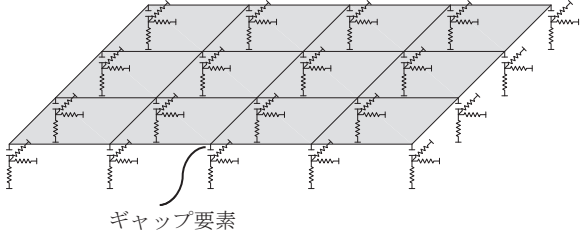
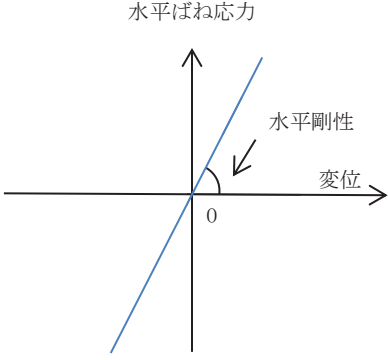
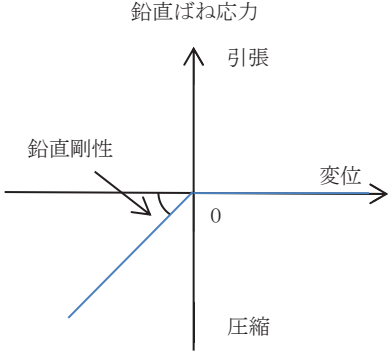
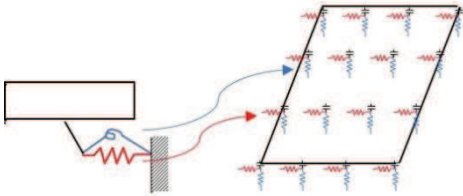
境界条件	
基礎版と地盤の境界	
<p>・基礎版と底面地盤との間に底面地盤を表現するギャップ要素を設け, 基礎版と底面地盤との間の剥離(基礎版の浮上り)を考慮している。</p>	 <p>ギャップ要素</p>
モデル概要	
○ギャップ要素	
鉛直ばねに引張力が発生した際に, 水平剛性及び鉛直剛性をゼロとし, 浮上りを考慮する。	
<p>水平ばね応力</p> 	<p>鉛直ばね応力</p> 
注: 鉛直ばねに引張力が発生した場合には, 水平剛性もゼロとする。	
(a) 水平剛性	(b) 鉛直剛性
ギャップ要素の概念図	
○底面地盤ばね	
水平剛性及び鉛直剛性は以下のとおり設定する。	
<ul style="list-style-type: none"> ・水平剛性: 振動アドミ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。 	
$K_{Hi} = (K_{H NS} / A + K_{H EW} / A) / 2 \times A_i \quad A: \text{基礎版の底面積}$	
<ul style="list-style-type: none"> ・鉛直剛性: 転倒モーメントが支配的となるため振動アドミ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。 	
$: K_{Vi} = (K_{R NS} / I_{NS} + K_{R EW} / I_{EW}) / 2 \times A_i$	
I: 基礎版の断面二次モーメント	
 <p>底面地盤ばね</p>	<p>基礎版底面全体で 離散化</p>

表 2-1(4) モデル化, 境界条件及び拘束条件 (4/4)

拘束条件	
上部構造物と基礎版の境界	
<ul style="list-style-type: none"> ・基礎版と上部構造物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, 基礎版の応力・変形状態を評価する。なお, 上部構造物の剛性は以下のように考慮する。 ・B2F の耐震壁をシェル要素として剛性を評価する。それより上部の B1F, 1F, 2F 及び 3F の耐震壁の剛性は 0. P. 8. 0m 位置にはり要素として剛性を評価する。 ・B1F の床スラブをシェル要素として剛性を評価する。 	
はり要素の剛性 (断面性能)	
<ul style="list-style-type: none"> ・曲げ剛性 (断面二次モーメント) : $I = t \times h^3 / 12 + t \times h \times y^2$ ・せん断剛性 (せん断断面積) : $A_s = t \times h$ 	<ul style="list-style-type: none"> t : 壁の厚さ h : モデル化する壁の高さ y : 基礎版上ばから壁図芯までの距離

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，制御建屋基礎版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

制御建屋基礎版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、鉛直地震力及び地震時土圧荷重を考慮する。

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 モデルに入力する水平力、曲げモーメント及び鉛直力が、各質点位置で地震応答解析結果と等価になるように設定する。

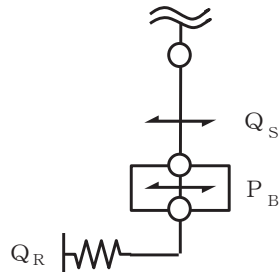
具体的には、水平地震力については、地震応答解析により求まる最大応答せん断力に基づく水平力を FEM モデルに入力する。上部構造物から作用する基礎版への地震時反力については、FEM モデルにおける上部構造物脚部に対応する各節点に、節点の支配面積に応じて分配し、節点荷重として入力する。基礎版モデル部分については、地震応答解析より求まる基礎版底面地盤ばねの最大水平力から、上部構造物から作用する水平力を差し引いた値と等価になる荷重（以下「付加せん断力」という。）を FEM モデルの基礎版の各節点に、節点の支配面積に応じて分配し、節点荷重として入力する。

また、地震応答解析により求まる最大応答曲げモーメントを FEM モデルに入力する。上部構造物から作用する基礎版への地震時反力は、偶力に置換して水平力を入力位置に節点荷重として入力する。基礎版モデル部分については、地震応答解析より求まる基礎版底面地盤ばねの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 モデルの基礎版の各節点に、節点の支配面積と中心位置からの距離に応じて偶力に置換して分配し、節点荷重として入力する。

鉛直地震力については、地震応答解析により求まる基礎直上の部材の軸力から算出した軸力係数に基づく鉛直力を FEM モデルに入力する。上部構造物から作用する基礎版への地震時反力については、FEM モデルにおける上部構造物脚部位置に対応する各節点の支配面積に応じて上部構造物の重量を分配した支配重量に軸力係数を乗じた節点荷重として入力する。基礎版モデル部分については、地震応答解析より求まる基礎版底面地盤ばねの鉛直力から上部構造物から作用する鉛直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。）を基礎版の重量で除して付加軸力係数を算定する。そして、FEM モデルの基礎版の各節点の支配重量に付加軸力係数を乗じた節点荷重として入力する。

地下外壁部に作用する地震時土圧荷重により基礎版に作用する荷重は、曲げモーメントを考慮し、外壁を各階スラブ位置で支持した連続はりモデルを用いて算定する。算定した外壁脚部に生じる単位長さ当たりの曲げモーメントは、基礎版外周の節点の支配長さに応じて分配し、節点荷重として入力する。なお、外壁脚部にはせん断力も生じるが、外壁脚部のせん断力は基礎版に対して圧縮力として作用することから、既工認でも断面設計において必要鉄筋量が保守的になるように考慮しないこととしており、今回工認でも同様とする。

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。

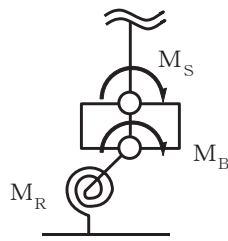


■基礎版モデル部分に作用させる付加せん断力 P_B の算出

$$P_B = Q_R - Q_S$$

P_B : FEM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地盤ばねに生じる水平力
 Q_S : 地震応答解析より設定した上部構造物から基礎版に作用するせん断力

(a) 水平地震力

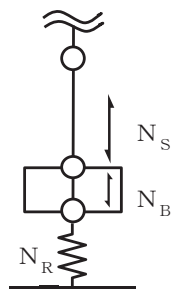


■基礎版モデル部分に作用させる付加曲げモーメント M_B の算出

$$M_B = M_R - M_S$$

M_B : FEM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地盤ばねに生じる曲げモーメント
 M_S : 地震応答解析より設定した上部構造物から基礎版に作用する曲げモーメント

(b) 曲げモーメント



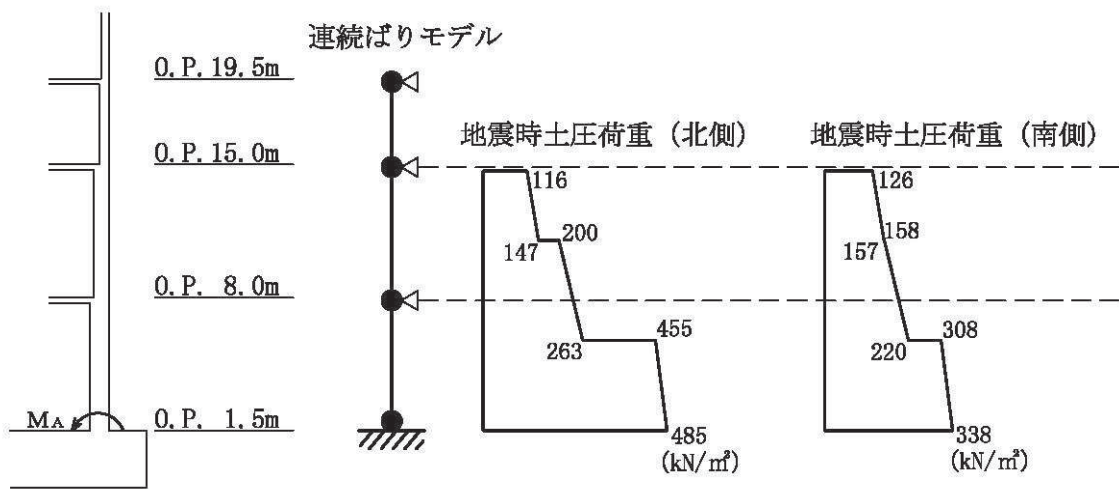
■基礎版モデル部分に作用させる付加軸力 N_B の算出

$$N_B = N_R - N_S$$

N_B : FEMに入力する付加軸力
 N_R : 地震応答解析より設定した地盤ばねに生じる鉛直力
 N_S : 地震応答解析より設定した上部構造物から基礎版に作用する鉛直力

(c) 鉛直地震力

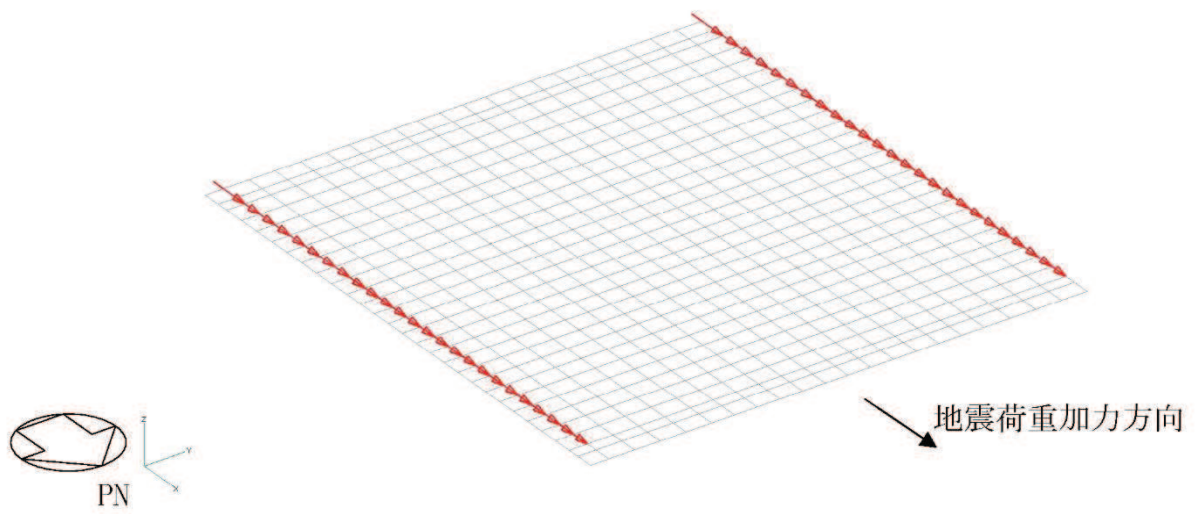
図2-1(1) FEMモデルに入力する地震荷重の概念図 (1/2)



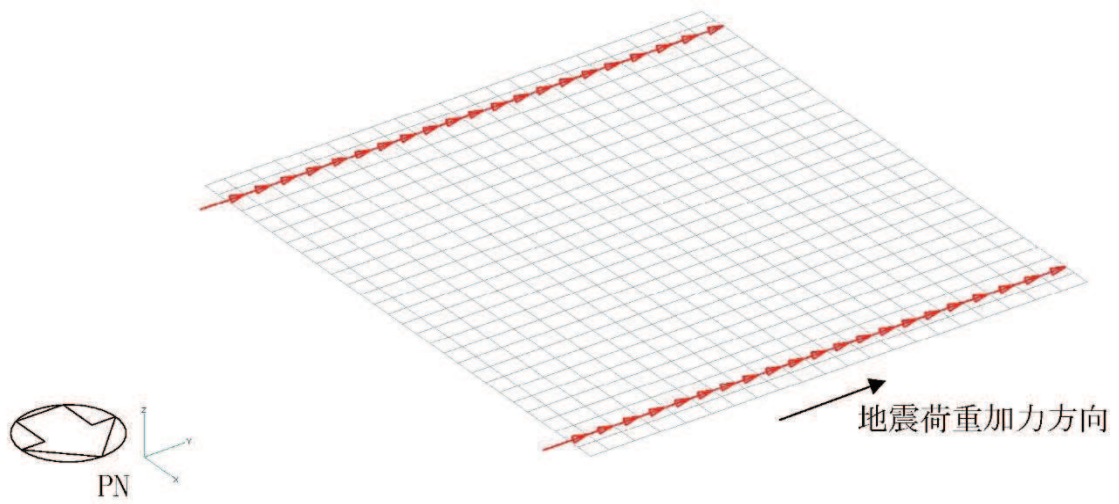
M_A : 基礎版に入力する曲げモーメント

- (d) 地震時土圧荷重（ $c1$ 通りの $cA \sim cD$ 間， $c7$ 通りの $cA \sim cD$ 間）

図 2-1(2) FEM モデルに入力する地震荷重の概念図 (2/2)

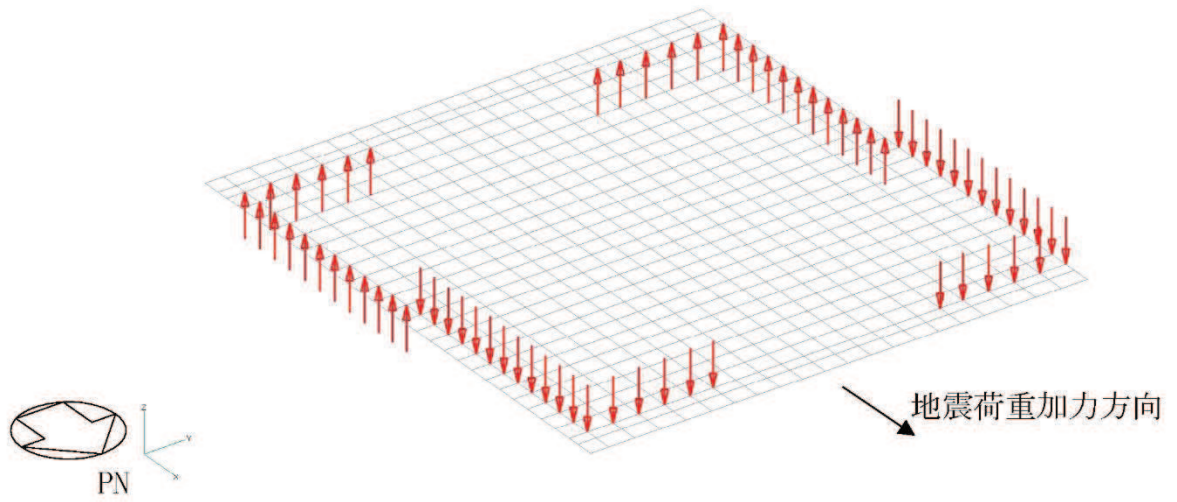


(a) 水平力 (SN 方向) 基礎版モデル部分

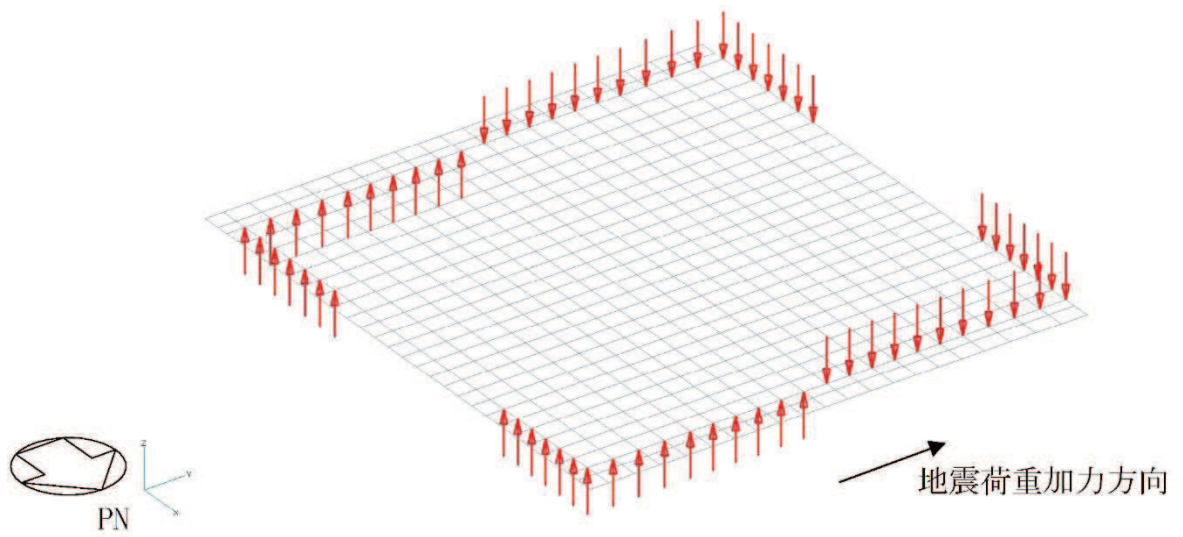


(b) 水平力 (EW 方向) 基礎版モデル部分

図 2-2(1) FEM モデルに入力する地震荷重 (1/6)

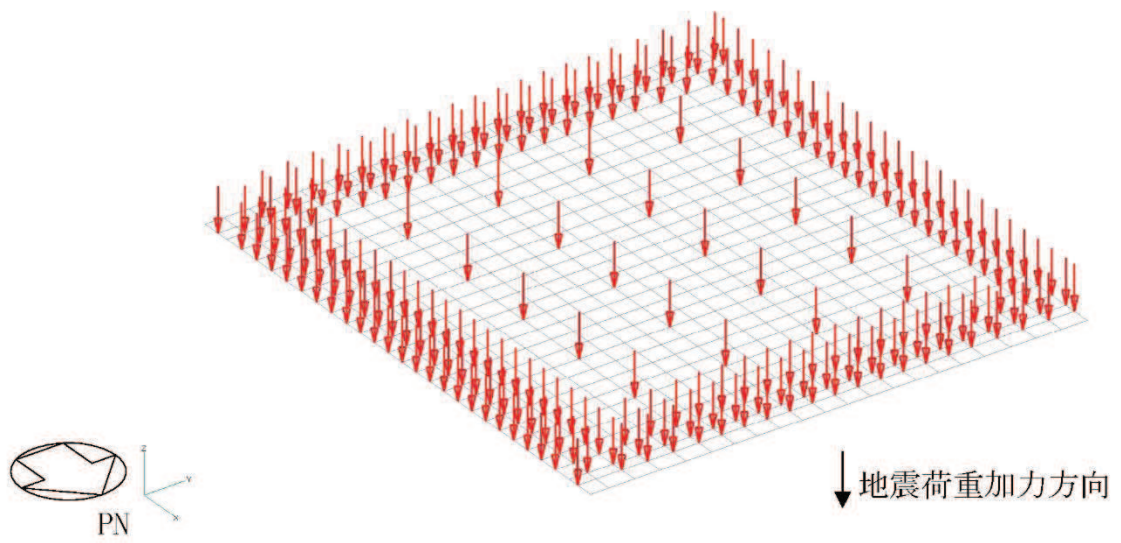


(c) 曲げモーメント (SN 方向) 基礎版モデル部分



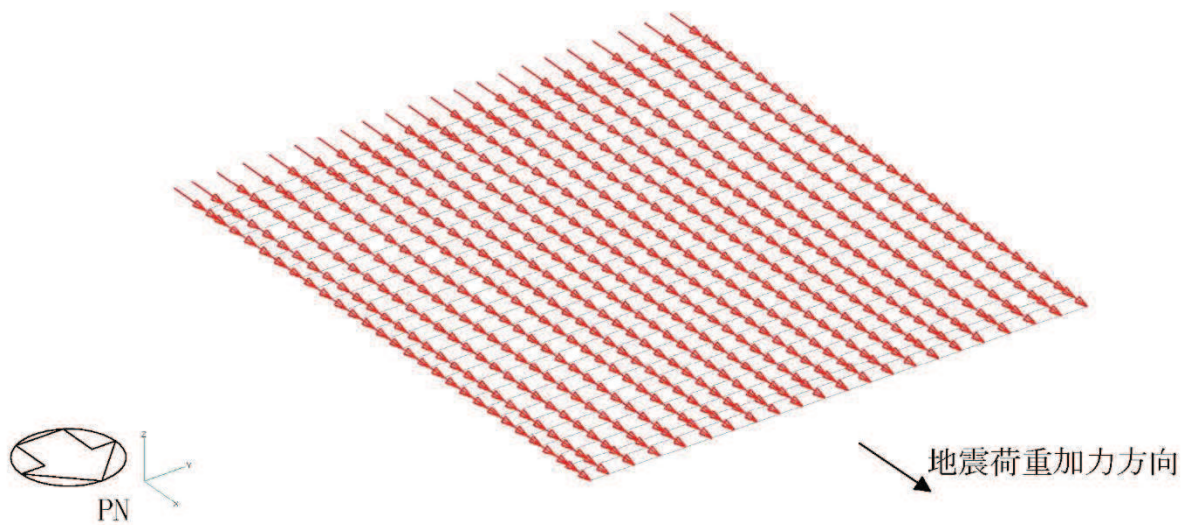
(d) 曲げモーメント (EW 方向) 基礎版モデル部分

図 2-2(2) FEM モデルに入力する地震荷重 (2/6)

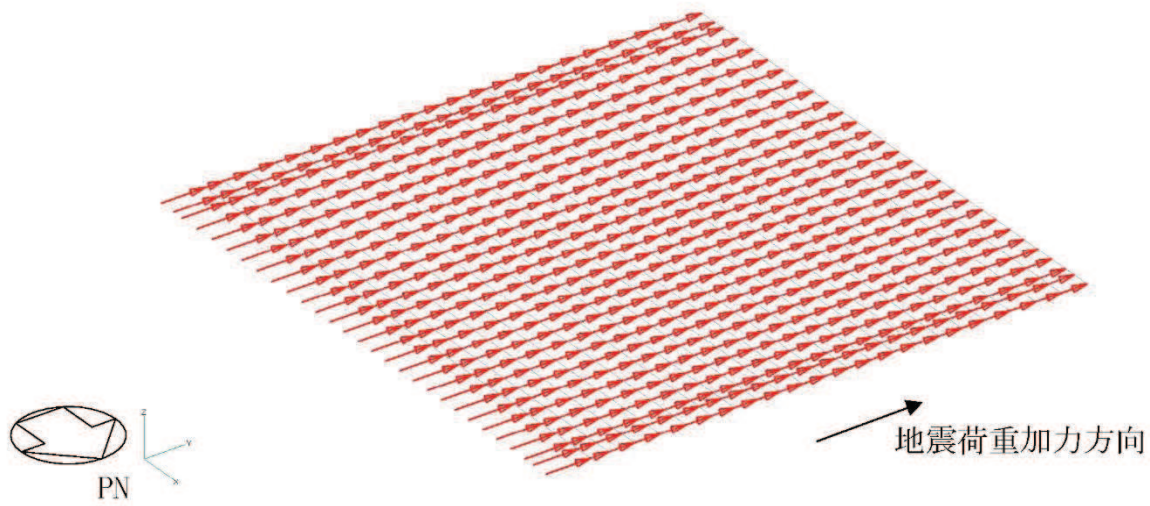


(e) 鉛直力 基礎版モデル部分

図 2-2(3) FEM モデルに入力する地震荷重 (3/6)

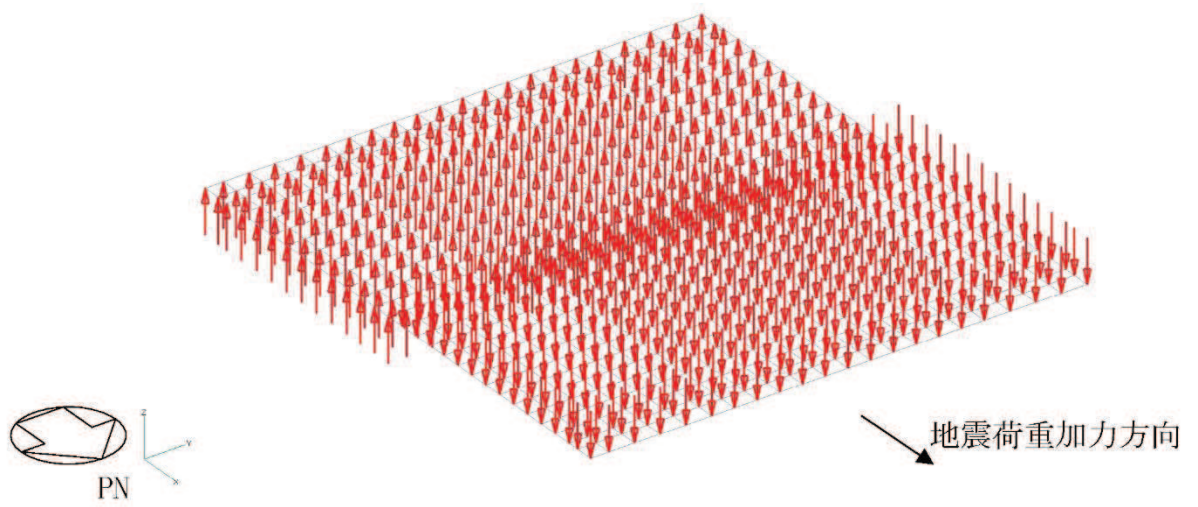


(f) 付加せん断力 (SN 方向)

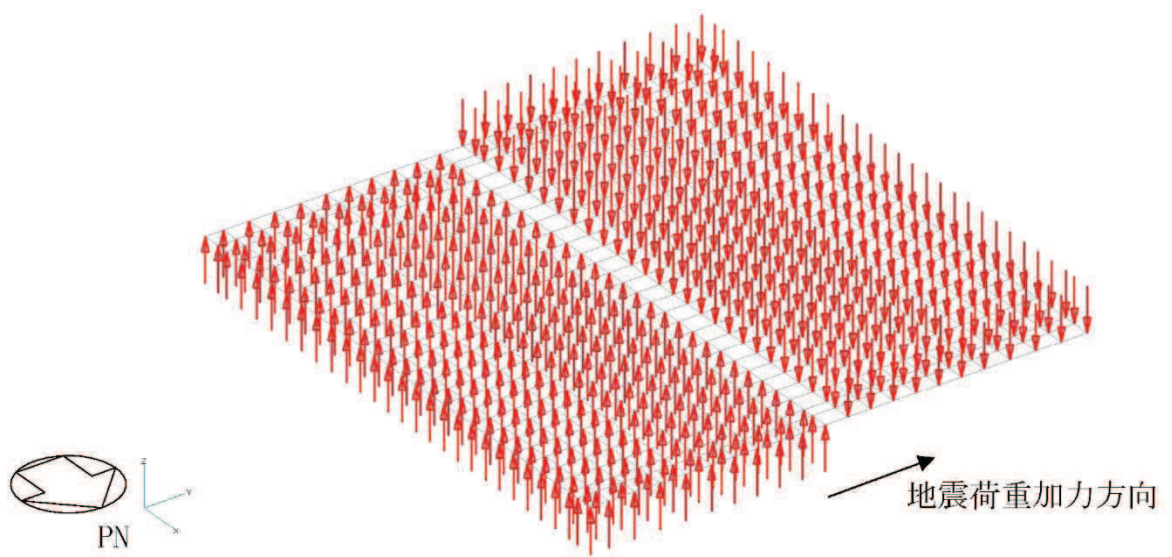


(g) 付加せん断力 (EW 方向)

図 2-2(4) FEM モデルに入力する地震荷重 (4/6)

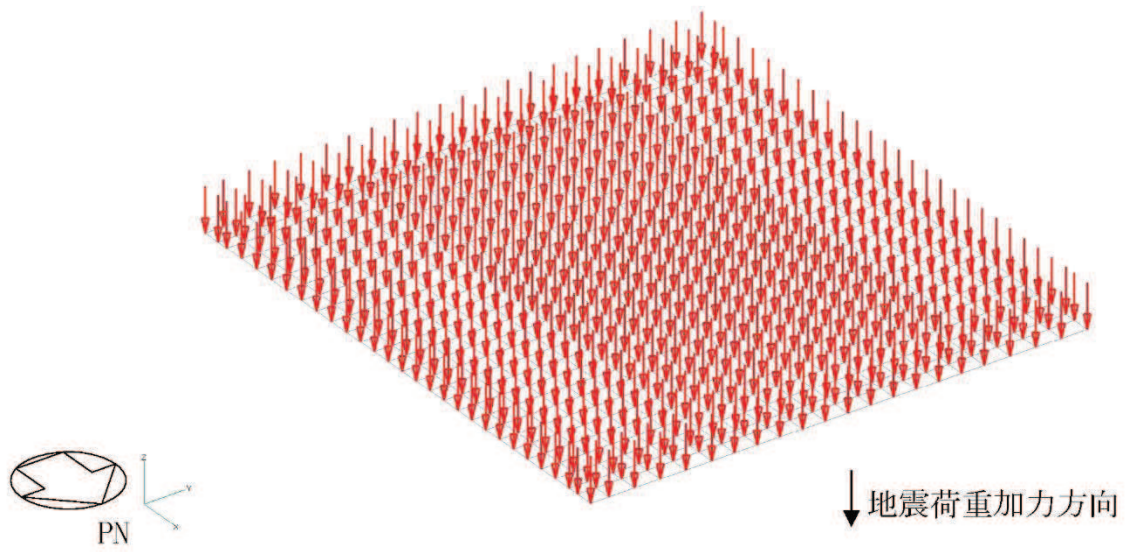


(h) 付加曲げモーメント (SN 方向)

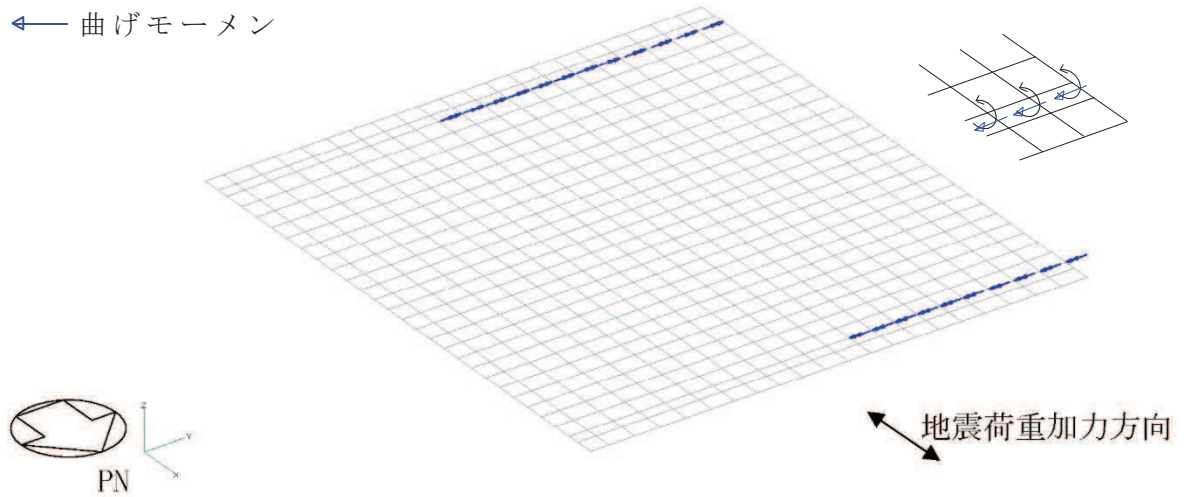


(i) 付加曲げモーメント (EW 方向)

図 2-2(5) FEM モデルに入力する地震荷重 (5/6)



(j) 付加軸力



(k) 地震時土圧荷重 (SN 方向) 曲げモーメント

図 2-2(6) FEM モデルに入力する地震荷重 (6/6)

別紙 4 応力解析における断面の評価部位の選定

目 次

1. 概要..... 別紙 4-1
2. 断面の評価部位の選定..... 別紙 4-2

1. 概要

本資料は、制御建屋基礎版の応力解析における断面の評価部位の選定に関し、工認記載の断面の評価要素の選定結果について示すものである。

2. 断面の評価部位の選定

制御建屋基礎版の荷重の組合せケースを表 2-1 に，配筋領域図を図 2-1 に，配筋一覧を表 2-2 に示す。

各評価項目の検定値一覧を表 2-3 に，断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果を図 2-2 に，断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図を図 2-3 に示す。

表 2-1 荷重の組合せケース

外力の状態	ケース No.	荷重の組合せ
S s 地震時	1	$G + P + 1.0 S_{s\ SN} + 0.4 S_{s\ UD}$
	2	$G + P + 1.0 S_{s\ SN} + 0.4 S_{s\ DU}$
	3	$G + P + 1.0 S_{s\ NS} + 0.4 S_{s\ UD}$
	4	$G + P + 1.0 S_{s\ NS} + 0.4 S_{s\ DU}$
	5	$G + P + 1.0 S_{s\ EW} + 0.4 S_{s\ UD}$
	6	$G + P + 1.0 S_{s\ EW} + 0.4 S_{s\ DU}$
	7	$G + P + 1.0 S_{s\ WE} + 0.4 S_{s\ UD}$
	8	$G + P + 1.0 S_{s\ WE} + 0.4 S_{s\ DU}$
	9	$G + P + 0.4 S_{s\ SN} + 1.0 S_{s\ UD}$
	10	$G + P + 0.4 S_{s\ SN} + 1.0 S_{s\ DU}$
	11	$G + P + 0.4 S_{s\ NS} + 1.0 S_{s\ UD}$
	12	$G + P + 0.4 S_{s\ NS} + 1.0 S_{s\ DU}$
	13	$G + P + 0.4 S_{s\ EW} + 1.0 S_{s\ UD}$
	14	$G + P + 0.4 S_{s\ EW} + 1.0 S_{s\ DU}$
	15	$G + P + 0.4 S_{s\ WE} + 1.0 S_{s\ UD}$
	16	$G + P + 0.4 S_{s\ WE} + 1.0 S_{s\ DU}$

G : 固定荷重

P : 積載荷重

$S_{s\ SN}$: S→N 方向 S s 地震荷重 (地震時土圧を含む)

$S_{s\ NS}$: N→S 方向 S s 地震荷重 (地震時土圧を含む)

$S_{s\ EW}$: E→W 方向 S s 地震荷重 (地震時土圧を含む)

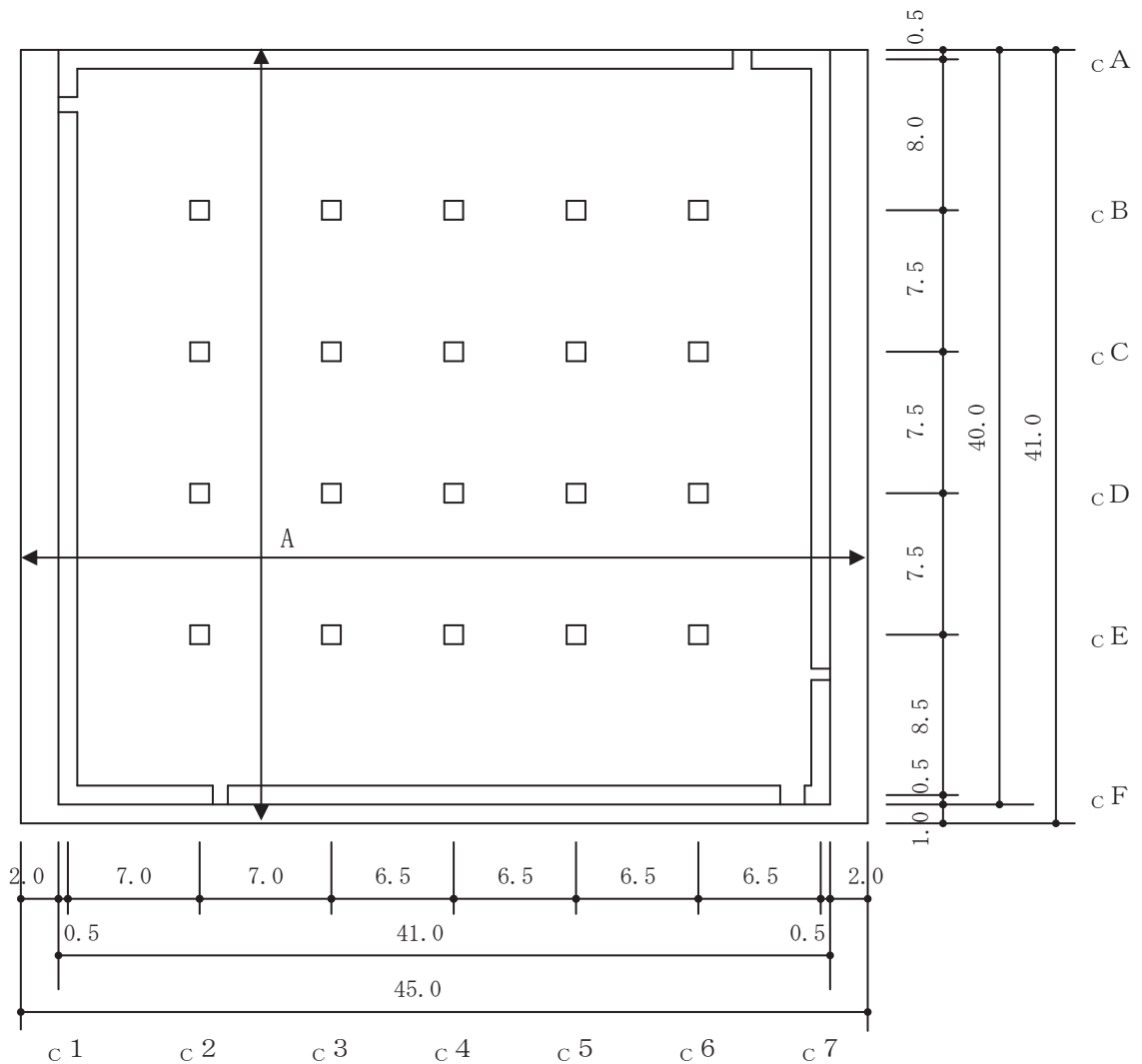
$S_{s\ WE}$: W→E 方向 S s 地震荷重 (地震時土圧を含む)

$S_{s\ UD}$: 鉛直方向 (下向き) S s 地震荷重

$S_{s\ DU}$: 鉛直方向 (上向き) S s 地震荷重

表 2-2 配筋一覧

領域	上ば筋		下ば筋	
	方向	配筋	方向	配筋
A	NS	D38@200	NS	D38@200
	EW	D38@200	EW	D38@200



(単位 : m)

図 2-1 配筋領域図

表 2-3 各評価項目の検定値一覧

評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	検定値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ	NS	584	2	0.221
	鉄筋引張ひずみ	EW	254	2	0.196
面外せん断力	面外せん断応力度	NS	587	2	0.728 (1.24)

注 1 : ハッチングは、検定値が最大となる要素を示す。

注 2 : () 内は応力平均化前の値を示す。

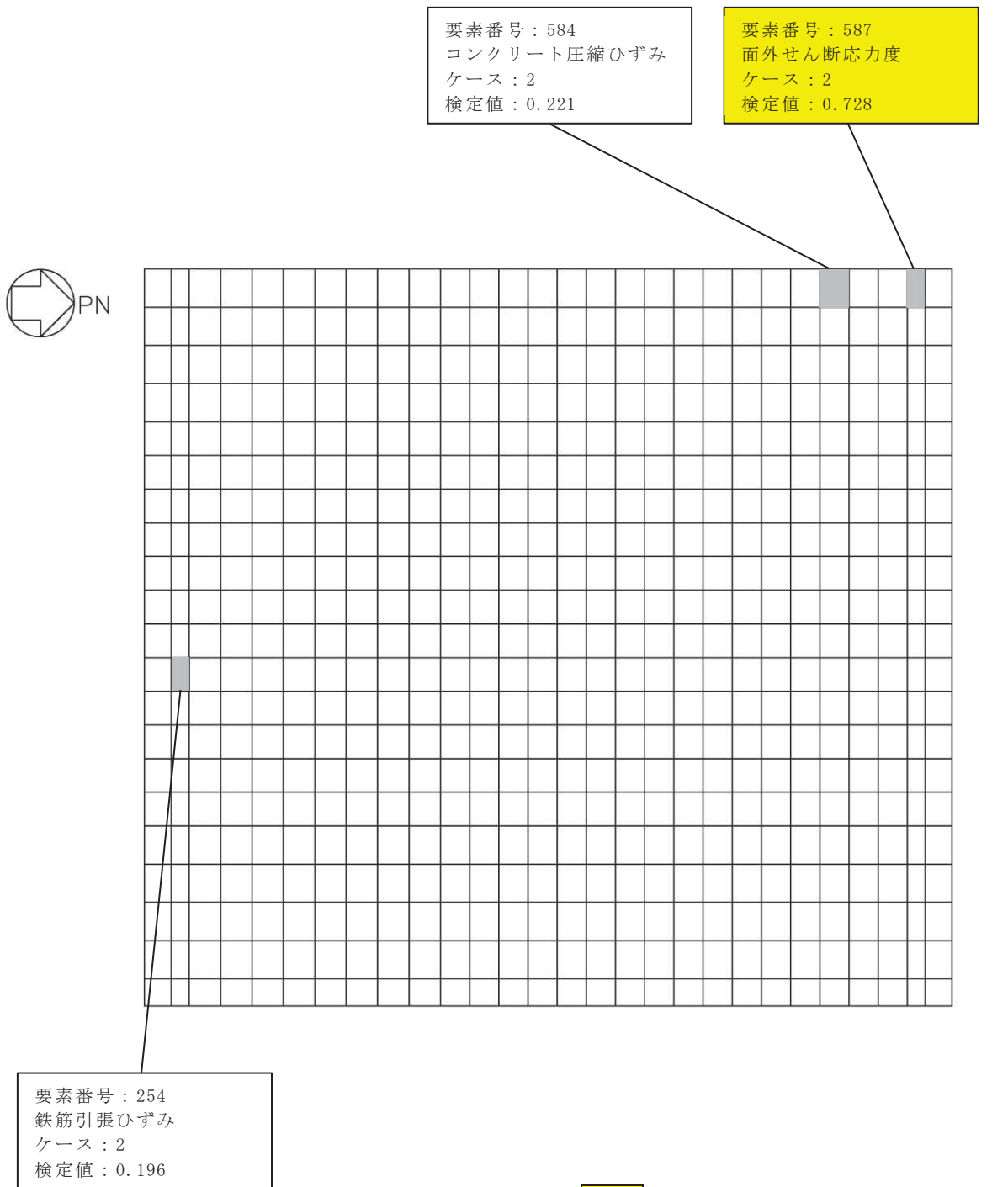
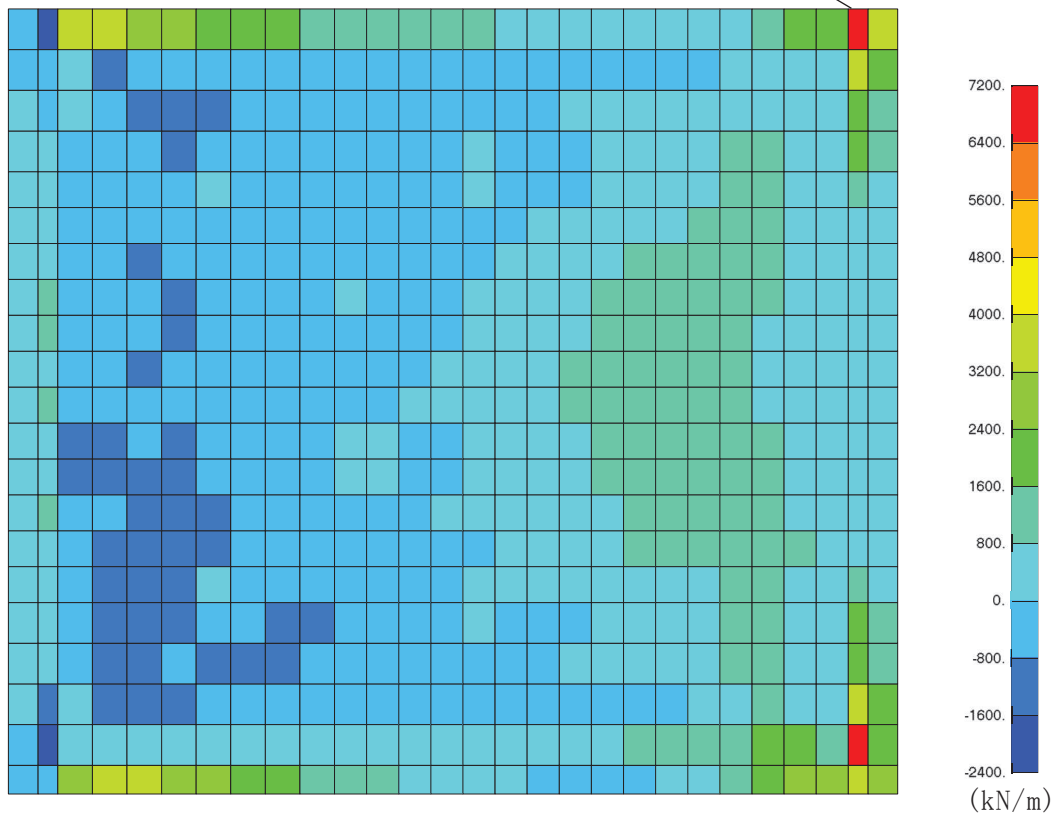


図 2-2 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果



要素番号 : 587



面外せん断力 (NS 方向, ケース 2)

図 2-3 断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図

別紙 5 最大接地圧について

目 次

1. 概要..... 別紙 5-1
2. 接地圧..... 別紙 5-2

1. 概要

本資料は、制御建屋基礎版の基準地震動 S_s による地震力（以下「 S_s 地震時」という。）に対する接地圧を示すものである。

2. 接地圧

S_s地震時の最大接地圧が、地盤の極限支持力度（13700 kN/m²）を超えないことを確認する。

S_s地震時の接地圧は表2-1～表2-12に示す。材料物性の不確かさを考慮したS_s地震時の最大接地圧は3740 kN/m²であることから、地盤の極限支持力度を超えないことを確認した。なお、鉛直力及び転倒モーメントは減衰力を含んだ反力とする。

表2-1 S_s地震時の接地圧（基本ケース，NS方向）

基準地震動 S _s	鉛直力 N (×10 ⁵ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
S _s -D1*	2.97	5.62	2070
S _s -D2*	2.77	5.67	1770
S _s -D3	2.56	5.04	890
S _s -F1	1.69	4.25	580
S _s -F2*	1.75	5.30	830
S _s -F3	2.63	5.01	900
S _s -N1*	1.67	5.31	820

注記*：誘発上下動考慮モデル

表2-2 S_s地震時の接地圧（基本ケース，EW方向）

基準地震動 S _s	鉛直力 N (×10 ⁵ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
S _s -D1*	2.97	4.94	1560
S _s -D2*	2.77	4.93	1320
S _s -D3*	2.56	4.99	1230
S _s -F1	1.69	4.20	630
S _s -F2	1.75	3.88	580
S _s -F3*	2.63	5.13	1480
S _s -N1	1.67	4.17	620

注記*：誘発上下動考慮モデル

表 2-3 S_s地震時の接地圧（ケース 2, NS 方向）

基準地震動 S _s	鉛直力 N (×10 ⁵ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
S _s -D1*	2.98	5.60	2070
S _s -D2*	2.82	5.66	1820
S _s -D3	2.58	5.02	880
S _s -F3	2.66	5.05	920
S _s -N1*	1.67	5.28	810

注記*：誘発上下動考慮モデル

表 2-4 S_s地震時の接地圧（ケース 2, EW 方向）

基準地震動 S _s	鉛直力 N (×10 ⁵ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
S _s -D1*	2.98	4.91	1540
S _s -D2*	2.82	4.93	1360
S _s -D3*	2.58	5.01	1260
S _s -F3*	2.66	5.12	1490
S _s -N1	1.67	4.14	610

注記*：誘発上下動考慮モデル

表 2-5 S_s地震時の接地圧（ケース 3, NS 方向）

基準地震動 S _s	鉛直力 N (×10 ⁵ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
S _s -D 1 *	2.94	5.63	2050
S _s -D 2 *	2.73	5.67	1700
S _s -D 3	2.54	5.08	900
S _s -F 3	2.59	4.96	860
S _s -N 1 *	1.66	5.34	830

注記*：誘発上下動考慮モデル

表 2-6 S_s地震時の接地圧（ケース 3, EW 方向）

基準地震動 S _s	鉛直力 N (×10 ⁵ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
S _s -D 1 *	2.94	4.96	1560
S _s -D 2 *	2.73	4.94	1280
S _s -D 3 *	2.54	4.97	1190
S _s -F 3 *	2.59	5.14	1470
S _s -N 1	1.66	4.22	630

注記*：誘発上下動考慮モデル

表 2-7 S_s地震時の接地圧（ケース 4, NS 方向）

基準地震動 S _s	鉛直力 N (×10 ⁵ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
S _s -D 1 *	2.97	5.59	1990
S _s -D 2 *	2.77	5.60	1610
S _s -D 3	2.56	4.52	670
S _s -F 3	2.63	4.59	710
S _s -N 1 *	1.67	5.92	1130

注記*：誘発上下動考慮モデル

表 2-8 S_s地震時の接地圧（ケース 4, EW 方向）

基準地震動 S _s	鉛直力 N (×10 ⁵ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
S _s -D 1 *	2.97	5.34	3490
S _s -D 2 *	2.77	5.28	2120
S _s -D 3 *	2.56	4.94	1170
S _s -F 3 *	2.63	5.11	1460
S _s -N 1 *	1.67	5.53	1240

注記*：誘発上下動考慮モデル

表 2-9 S_s 地震時の接地圧 (ケース 5, NS 方向)

基準地震動 S _s	鉛直力 N (×10 ⁵ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
S _s -D1*	2.98	5.57	1970
S _s -D2*	2.82	5.61	1700
S _s -D3	2.58	4.52	680
S _s -F3	2.66	4.61	720
S _s -N1*	1.67	5.93	1140

注記* : 誘発上下動考慮モデル

表 2-10 S_s 地震時の接地圧 (ケース 5, EW 方向)

基準地震動 S _s	鉛直力 N (×10 ⁵ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
S _s -D1*	2.98	5.35	3740
S _s -D2*	2.82	5.28	2260
S _s -D3*	2.58	4.96	1200
S _s -F3*	2.66	5.12	1490
S _s -N1*	1.67	5.53	1240

注記* : 誘発上下動考慮モデル

表 2-11 S_s 地震時の接地圧 (ケース 6, NS 方向)

基準地震動 S _s	鉛直力 N (×10 ⁵ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
S _s -D1*	2.94	5.62	2000
S _s -D2*	2.73	5.58	1520
S _s -D3	2.54	4.50	670
S _s -F3	2.59	4.57	690
S _s -N1*	1.66	5.92	1120

注記* : 誘発上下動考慮モデル

表 2-12 S_s 地震時の接地圧 (ケース 6, EW 方向)

基準地震動 S _s	鉛直力 N (×10 ⁵ kN)	転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m)	最大接地圧 (kN/m ²)
S _s -D1*	2.94	5.36	3430
S _s -D2*	2.73	5.32	2150
S _s -D3*	2.54	4.93	1150
S _s -F3*	2.59	5.11	1410
S _s -N1*	1.66	5.55	1250

注記* : 誘発上下動考慮モデル

別紙 6 制御建屋基礎版の応力解析における応力平均化の考え方

目 次

1. 概要	別紙 6- 1
2. 応力平均化の考え方	別紙 6- 2
2.1 応力平均化を実施した領域における断面の評価要素	別紙 6- 2
2.2 応力平均化の方法	別紙 6- 4
2.3 応力平均化の結果	別紙 6- 9
2.4 断面の評価結果	別紙 6-10
2.4.1 断面の評価方法	別紙 6-10
2.4.2 断面の評価結果	別紙 6-10

1. 概要

3次元 FEM モデルを用いた応力の算定において、FEM 要素に応力集中等が見られる場合については、「日本建築学会 2005 年 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（以下「RC-N規準」という。）」に基づき、応力の再配分等を考慮してある一定の領域の応力を平均化したうえで断面の評価を行っている。この場合、当該要素における応力度ではなく、周囲の複数の要素で平均化した応力度に対して断面の評価を実施していることから、本資料では、制御建屋基礎版における複数の要素での応力平均化の考え方及びその結果を示す。

2. 応力平均化の考え方

2.1 応力平均化を実施した領域における断面の評価要素

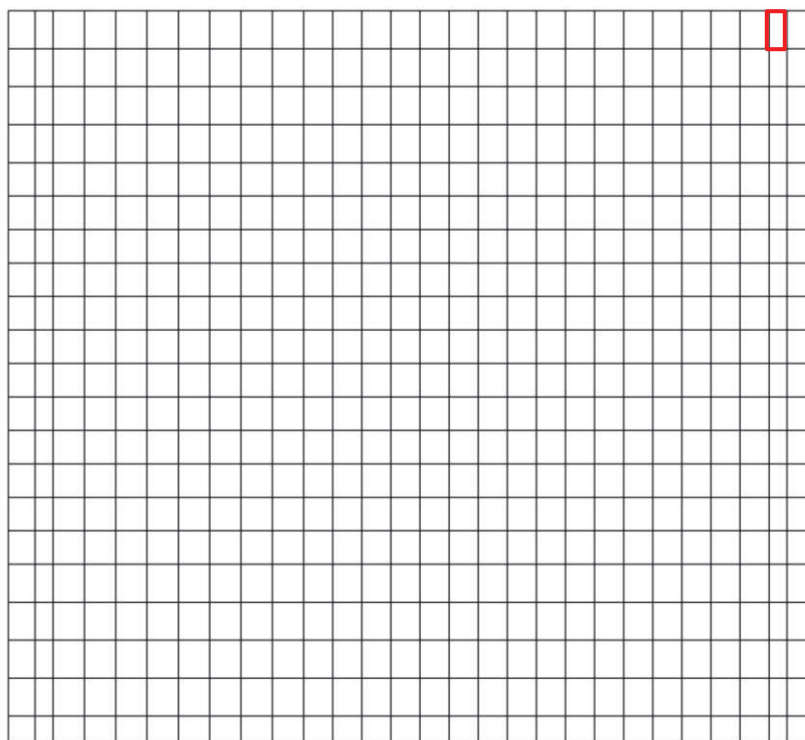
断面の評価要素は、応力平均化を行うことによって応力が変わることから、応力平均化前の断面力に対する検定値を元に選定している。

制御建屋基礎版では、応力平均化前の応力分布において、局所的に大きな面外せん断力が発生している要素を断面の評価要素とし、応力平均化を行い、応力平均化後の値に対する断面の評価を実施した。

応力平均化を実施した要素を表 2-1、要素位置図を図 2-1 に示す。

表 2-1 応力平均化要素

部位	評価項目		方向	要素番号	組合せケース	平均化前の検定値 (発生値/許容値)
基礎版	面外 せん断力	面外 せん断 応力度	NS	587	2	1.24



583	584	585	586	587	588
555	556	557	558	559	560
527	528	529	530	531	532

図 2-1 要素位置図

2.2 応力平均化の方法

3次元 FEM モデルを用いた応力解析においては、部材断面やモデル形状が大きく変化して不連続になっている箇所は、局所的な応力集中が発生しやすい。

図 2-2 に制御建屋基礎版の 3次元 FEM モデルを示す。図 2-2 に示すように、当該部は剛体との接続部分であり、応力が集中しやすい。図 2-3 に示す面外せん断力のコンター図を見ると、当該要素周辺では大きな面外せん断力が発生していることが分かる。

そこで、今回の制御建屋基礎版の応力解析においては、弾塑性解析を採用し、材料の非線形特性を設定しているが、面外せん断力に対しては非線形特性を考慮できないことから、「RC-N規準」を参考に、コンクリートのひび割れによる応力の再配分を考慮し、応力の平均化を行った。なお、基礎版全体でも鉄筋ひずみの最大値は、 0.980×10^{-3} であり、鉄筋降伏時のひずみ 1.68×10^{-3} を下回っていること、応力平均化範囲及びその周辺領域では全面的な曲げ降伏状態には至っていないことを確認している。

「RC-N規準」においては、「線材では、部材端に生じる斜めせん断ひび割れによって部材有効せい程度離れた断面の引張鉄筋の応力度が部材端と同じ大きさまで増大する現象（テンションシフト）が生じるが、面材では、斜めひび割れが発生した場合においても、材軸直交方向への応力再配分によって、線材におけるテンションシフトのような現象は生じにくいと考えられる。」とされており、耐震壁の面外せん断力について、「面材であるため、局所的に応力の集中があったとしても、応力の再配分を生じ、破壊に至ることはない。」とされている。また、基礎版のような大断面を有する面材の面外せん断力について、「通常の場合、FEM 解析の要素サイズは、基礎版厚より小さいため、付図 2.2 に模式的に示されるように設計用面外せん断力は想定されるひび割れ領域での平均面外せん断力に対して大きめの評価となっているといえる。また、基礎版においても、耐震壁と同様、面材における面外せん断力の再配分も期待できる。」とされている。「RC-N規準」の付図 2.2 を図 2-4 に示す。

壁、床スラブ、基礎版のような面材については、「RC-N規準」に示されるように、面材に荷重を作用させる直交部材からせん断破壊面が 45 度の角度で進展すると考えられることから、せん断破壊面が面材の表面から裏面まで貫通する範囲、すなわち部材厚の範囲に応力が再配分されると考えられる。制御建屋基礎版における面外せん断力に対する応力平均化の考え方を図 2-5 に示す。

以上より、応力の平均化は、応力コンター図及び基礎版の直上の壁配置等を考慮し、当該要素の壁から離れる側の応力方向に位置する隣接要素に対して、壁面から基礎スラブの部材厚である 3m 分の範囲で行った。各要素について応力平均化範囲を図 2-6 に示す。なお、応力平均化箇所については外壁から跳出端部までの長さが 2m のため、応力平均化はスラブの部材厚である 3m より狭い、外壁から跳出端部までの 2m の範囲

とする。

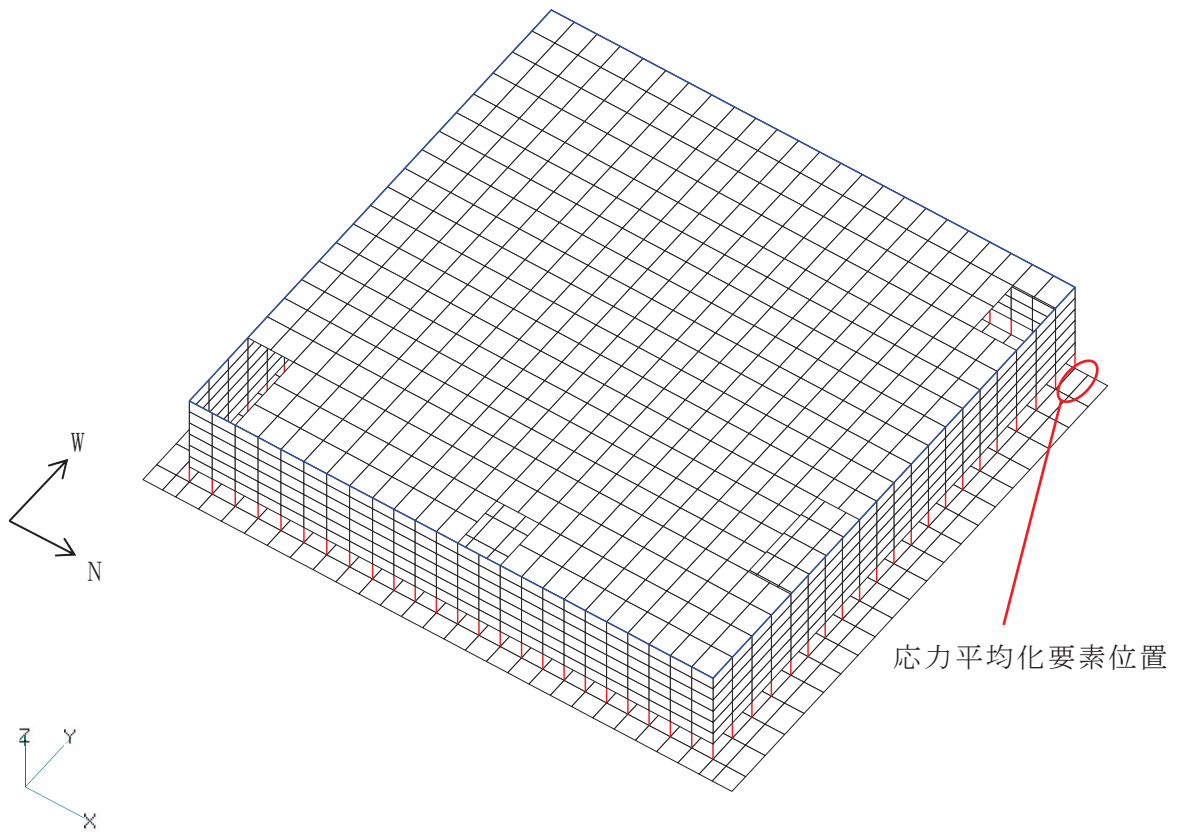
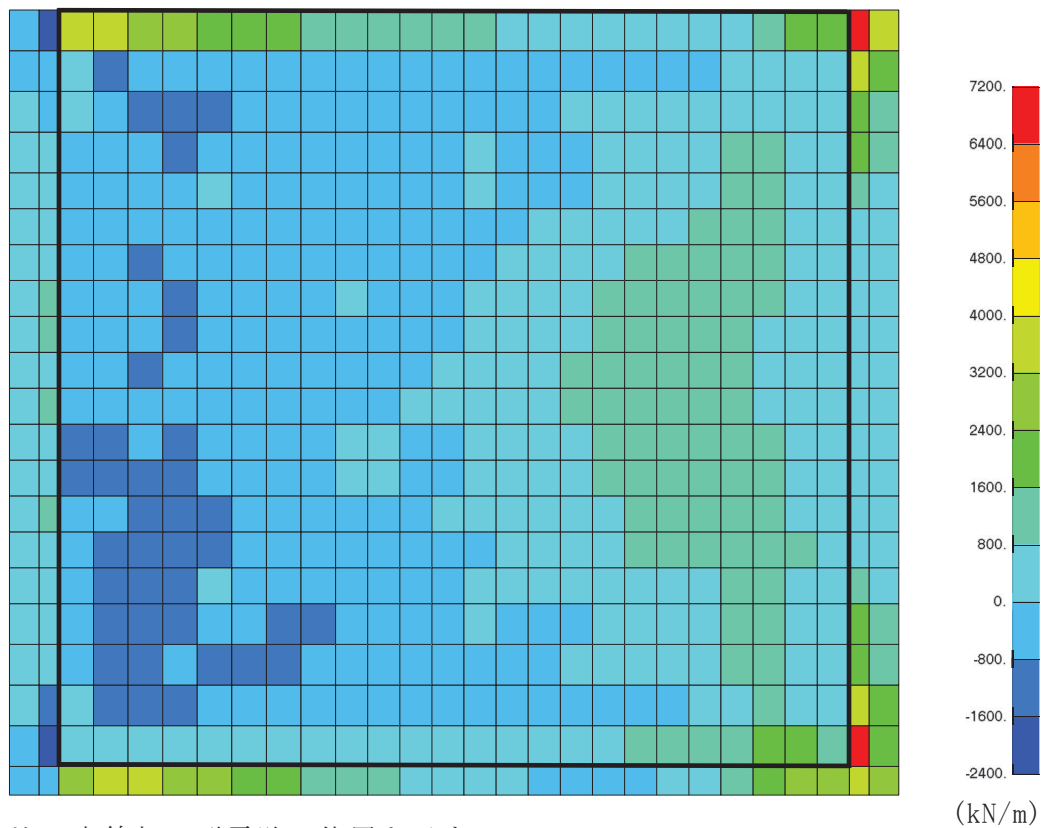


図 2-2 制御建屋基礎版の 3 次元 FEM モデル



注：太線部は耐震壁の位置を示す。

組合せケース 2 (NS 方向)

図 2-3 面外せん断力のコンター図

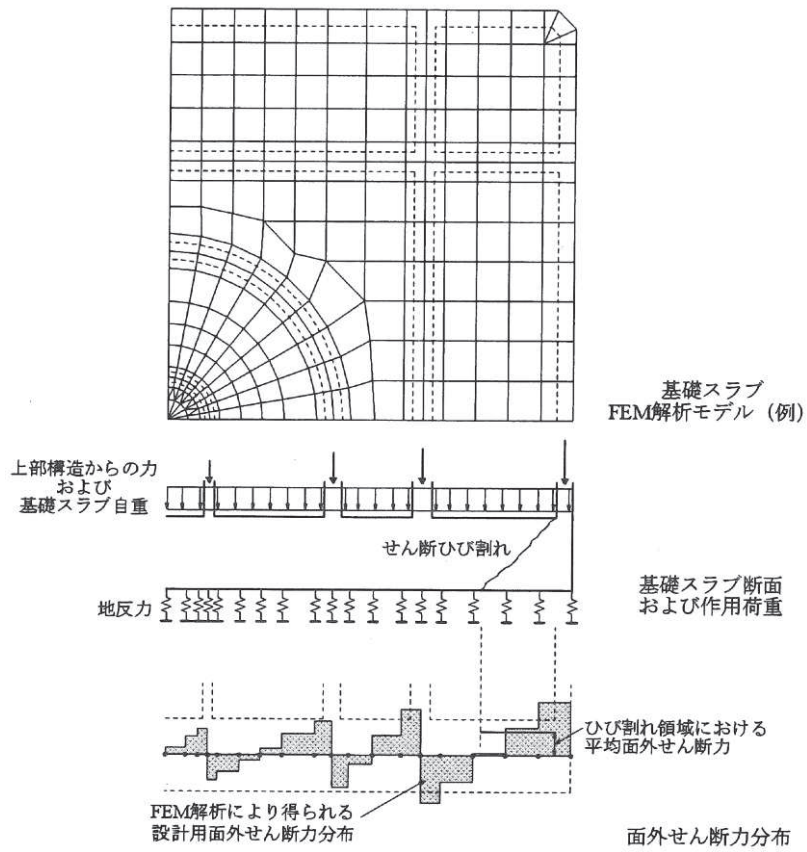


図 2-4 「RC-N 規準」の付図 2.2

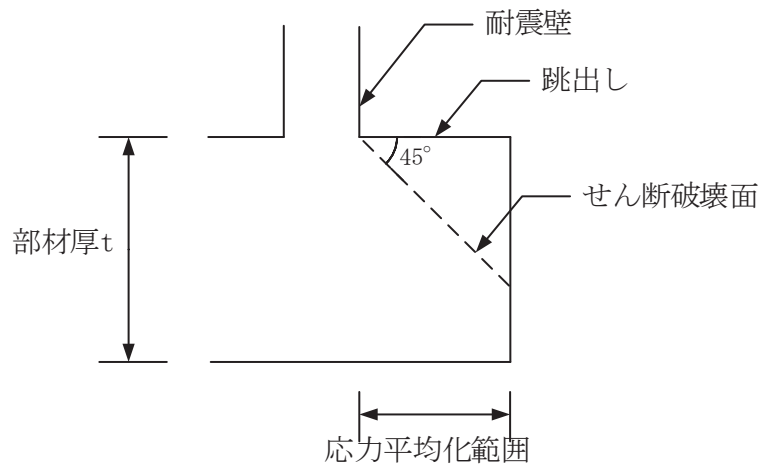
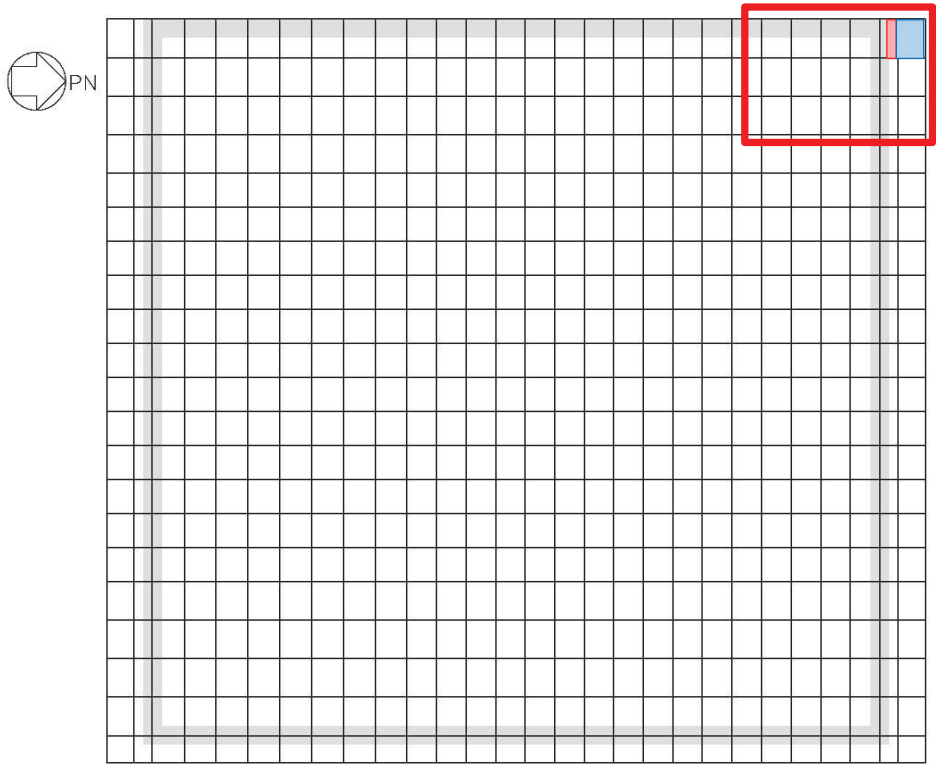


図 2-5 制御建屋基礎版における面外せん断力に対する応力平均化の考え方



外壁から跳出端部
までの 2.0m の範囲

583	584	585	586	587	588
555	556	557	558	559	560
527	528	529	530	531	532

- 応力平均化実施要素
- 平均化実施に用いた周辺要素
- 壁直下の範囲（平均化対象外）

要素番号 587

図 2-6 応力平均化範囲

2.3 応力平均化の結果

応力平均化の手法として、下式のとおり、要素面積を考慮した重み付け平均で平均化を行っている。応力平均化に用いる各要素の発生値、面積及び重み付け値を表2-2に示す。また、応力平均化の結果を表2-3に示す。

$$\tau_{ave} = \Sigma (\tau_i \times A_i) / \Sigma A_i$$

ここで、

τ_{ave} : 平均化後の面外せん断応力度

τ_i : 平均化前の各要素の面外せん断応力度 (発生値)

A_i : 応力平均化範囲における各要素の面積

表2-2 応力平均化に用いる各要素の発生値、面積及び重み付け値

応力平均化対象要素	方向	組合せケース	要素番号	発生値 τ_i (N/mm ²)	要素面積 A_i (m ²)	重み付け値 $\tau_i \times A_i$ ($\times 10^6$ N)
587	NS	2	587	2.98	1.0625	3.17
			588	1.35	3.1875	4.30
合計					4.25	7.47

表2-3 応力平均化結果

要素番号	方向	組合せケース	面外せん断応力度 (N/mm ²)	
			平均化前	平均化後
587	NS	2	2.98	1.76

2.4 断面の評価結果

2.4.1 断面の評価方法

組合せケース 2 の面外せん断応力度について、発生値が許容値を超えないことを確認する。許容値は、「RC-N規準」に基づき算出する。

2.4.2 断面の評価結果

応力平均化後の評価結果を表 2-4 に示す。表 2-4 より、応力平均化後の面外せん断応力度の発生値が許容値を超えないことを確認した。

表 2-4 応力平均化後の評価結果

要素番号	方向	組合せ ケース	面外せん断応力度 (N/mm ²)		平均化後の検定値 (発生値/許容値)
			発生値	許容値	
587	NS	2	1.76	2.42	0.73

注記*：許容せん断力の割増し係数を算定する際の曲げモーメント及びせん断力は、
応力平均化範囲の要素面積を考慮した重み付け値とする。

別紙 7 中央制御室しゃへい壁及び中央制御室待避所遮蔽についての
補足説明資料

目 次

1. 概要 別紙 7-1
2. 評価方針 別紙 7-2
3. 評価部位の選定 別紙 7-3

別紙 7-1 中央制御室しゃへい壁及び中央制御室待避所遮蔽のスラブの固有値解析結果

1. 概要

本資料は、添付資料「VI-2-8-4-3 中央制御室しゃへい壁の耐震性についての計算書」に示す中央制御室しゃへい壁を構成するスラブの応力解析における断面の評価部位の選定について示すものである。

2. 評価方針

屋根スラブについては、1 方向スラブまたは四辺固定版としてモデル化し、スパンがほぼ均等なスラブの外端がスラブに比べて十分剛性の大きい RC 壁又ははりに支持されることから、両端固定として評価する。

床スラブについては、床スラブ周辺の境界条件を考慮して四辺固定版として評価する。

3. 評価部位の選定

選定部位については、中央制御室のある 3F (O. P. 22. 95m) の床スラブ及び天井スラブに相当する RF (O. P. 29. 15m) のスラブの種類ごとに、スパンや設計荷重が大きく断面評価上最も厳しくなる部位とした。

中央制御室しゃへい壁を構成するスラブの設計荷重(積載荷重 P)を図 3-1 に、評価における荷重の組合せケースを表 3-1 に、中央制御室しゃへい壁を構成するスラブの位置及び断面の評価位置を図 3-2 及び図 3-3 に、スラブ厚及び配筋一覧を表 3-2 及び表 3-3 に示す。

各評価項目の検定値一覧を表 3-4 に、断面力評価が最も厳しくなる評価位置及び断面の評価結果を図 3-4 に示す。

	c1	c2	c3	c4	c5	c6	c7
cA	6.2	10.4	9.6	8.4	6.0	6.3	
cB	6.1	12.0	11.6	9.6	7.2	6.9	
cC	5.8	11.3	10.9	11.5	12.0	11.2	
cD	6.8	10.7	12.3	11.2	12.4	9.6	
cE	6.7	11.4	11.9	10.9	11.7	9.6	
cF							

(単位 : kN/m²)

(a) 3F O.P. 22.95m

	c1	c2	c3	c4	c5	c6	c7
cA	2.3	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	
cB	2.3	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	
cC	2.3	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	
cD	4.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	
cE	4.0	4.0	2.3	2.3	2.3	2.3	
cF							

(単位 : kN/m²)

(b) RF O.P. 29.15m

図 3-1 中央制御室しゃへい壁を構成するスラブの設計荷重 (積載荷重 P)

表 3-1 荷重の組合せケース

外力の状態	荷重の組合せ
S s 地震時	$(1 + K_v)(G + P)$

G : 固定荷重
 P : 積載荷重
 K_v : 鉛直震度

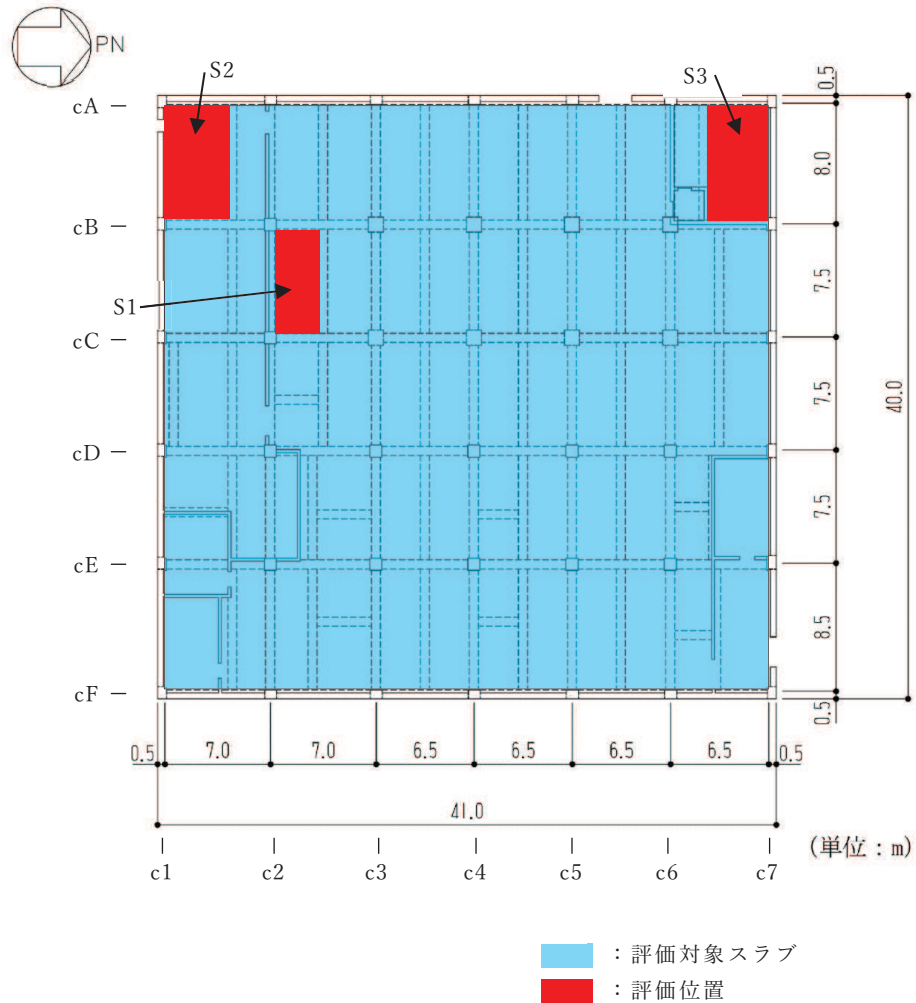


図 3-2 中央制御室しゃへい壁を構成するスラブの位置及び断面の評価位置
 (3F 0. P. 22. 95m)

表 3-2 スラブ厚及び配筋一覧 (3F 0. P. 22. 95m)

符号	スラブ厚 (mm)	配筋 (上下共)	
		NS 方向	EW 方向
S1	300	D16@200	D16@200
S2	300	D19@200	D19@200
S3	400	D19@200	D19@200

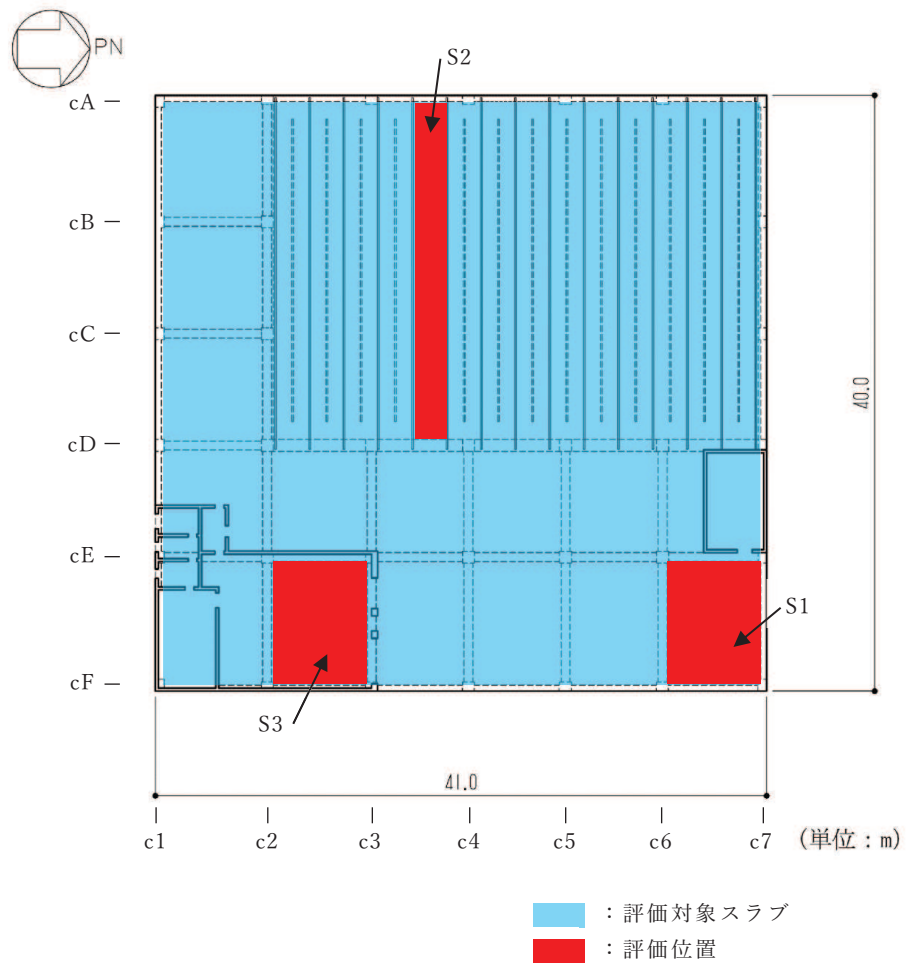


図 3-3 中央制御室しゃへい壁を構成するスラブの位置及び断面の評価位置
(RF 0.P. 29. 15m)

表 3-3 スラブ厚及び配筋一覧 (RF 0.P. 29. 15m)

符号	スラブ厚 (mm)	配筋 (上下共)	
		NS 方向	EW 方向
S1	300	D16@200	D16@200
S2	300	D16@200	D16@200
S3	300	D19@200	D19@200

表 3-4 各評価項目の検定値一覧

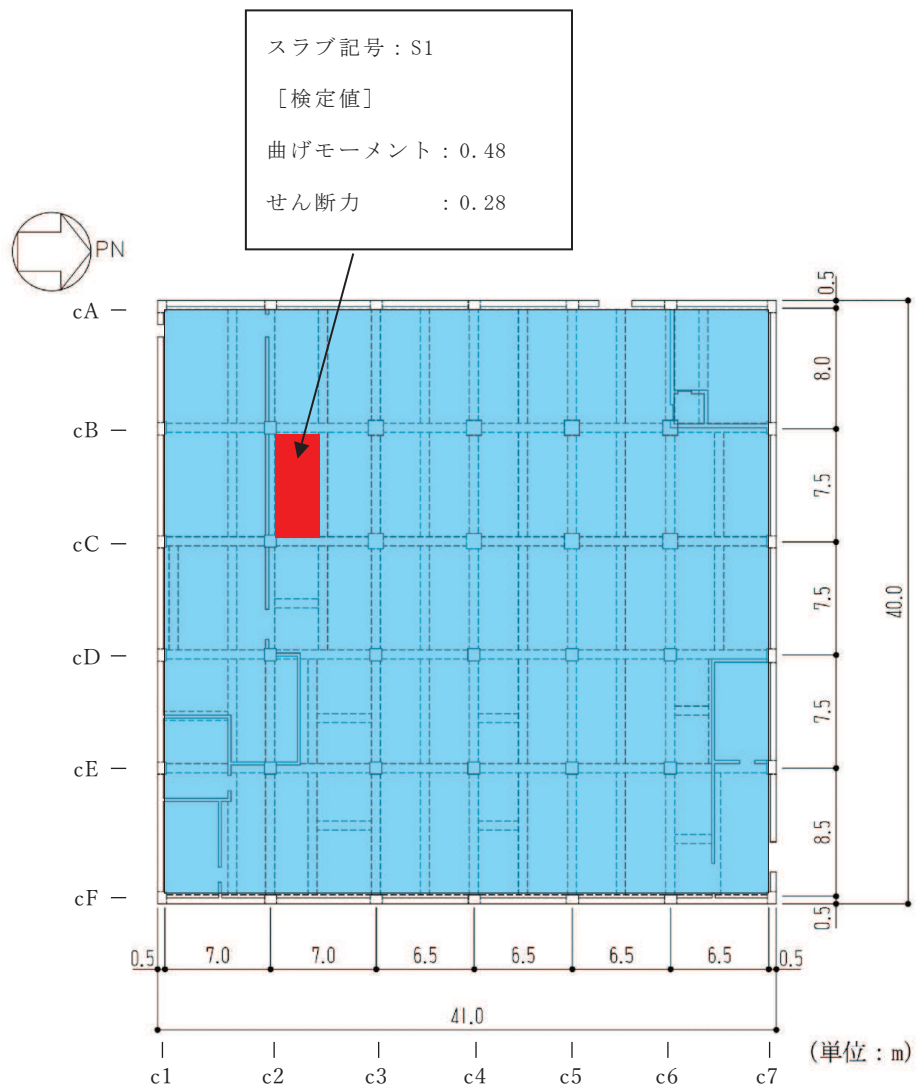
(a) 3F 0. P. 22. 95m

符号	検定値	
	曲げモーメント	せん断力
S1	0. 48	0. 28
S2	0. 47	0. 30
S3	0. 36	0. 24

(b) RF 0. P. 29. 15m

符号	検定値	
	曲げモーメント	せん断力
S1	0. 90	0. 33
S2	0. 15	0. 11
S3	0. 77	0. 41

注：ハッチングは各評価位置の検定値のうち最も大きい値を表示



(a) 3F O.P. 22.95m

図 3-4(1) 断面の評価位置及び評価結果(1/2)

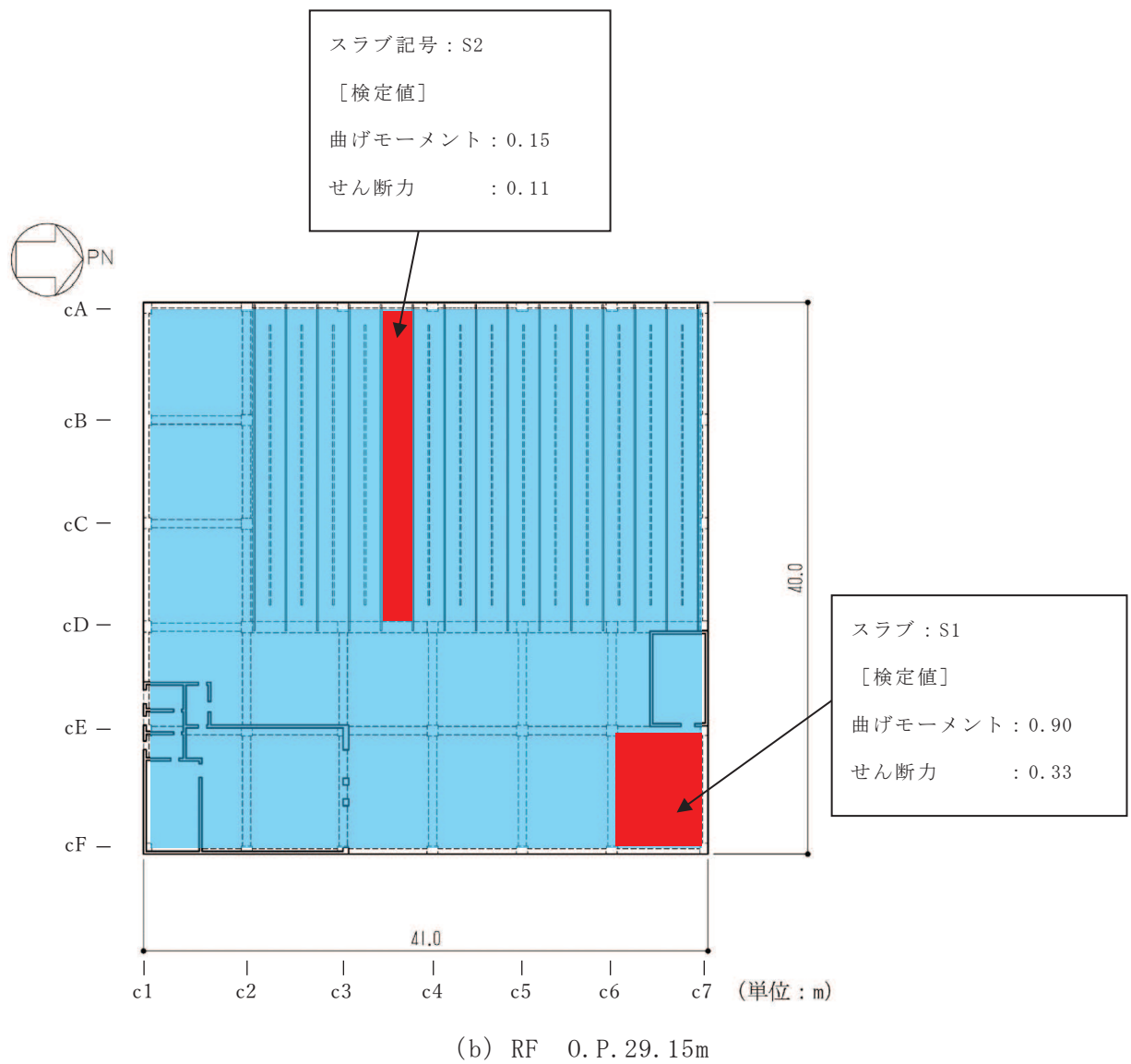


図 3-4(2) 断面の評価位置及び評価結果 (2/2)

別紙 7-1 中央制御室しゃへい壁及び中央制御室待避所遮蔽の
スラブの固有値解析結果

目 次

1. 概要.....	別紙 7-1- 1
2. 評価方針.....	別紙 7-1- 2
3. 振動特性の確認.....	別紙 7-1- 3
3.1 解析方法.....	別紙 7-1- 3
3.2 固有値解析結果.....	別紙 7-1-10

1. 概要

本資料は、添付資料「VI-2-8-4-3 中央制御室しゃへい壁の耐震性についての計算書」及び添付資料「VI-2-8-4-4 中央制御室待避所遮蔽の耐震性についての計算書」におけるスラブの鉛直地震力に対する耐震評価を補足的に説明するものである。

2. 評価方針

中央制御室しゃへい壁及び中央制御室待避所遮蔽並びに中央制御室バウンダリを構成するスラブは遮蔽性及び気密性を維持するための構成部材の一つであり、基準地震動 S_s による地震力に対し機能維持が求められている。

地震時の機能維持の確認では、当該スラブは十分に剛であるとし、地震荷重は質点系モデルにおいて、当該部が位置する質点の鉛直方向の応答値を用いている。

ここでは、当該スラブの支持条件を適切にモデル化した 3 次元 FEM モデルを用いた固有値解析により当該スラブの振動特性を確認する。

3. 振動特性の確認

3.1 解析方法

評価対象部位の振動性状の確認は、3次元 FEM モデルを用いた固有値解析により行う。

図 3-1 に示す耐震壁及び大ばりで囲まれたスラブの範囲のうち、スラブのスパンから判断して、鉛直方向地震力による増幅の影響が最も大きいと思われる部位を評価対象部位としてモデル化する。また、大ばりについても幅の半分をモデル化し、はりの柔性の影響を考慮する。解析モデルに使用する FEM 要素は、形状及び厚さを踏まえたシェル要素とする。境界条件は、添付書類「VI-2-8-4-3 中央制御室しゃへい壁の耐震性についての計算書」では、はりもしくは耐震壁に支持されている状況に応じ、4 辺固定版または両端固定ばりとしてモデル化している。本検討における境界条件は、壁で支持されている範囲は固定とし、はりの上部もしくは下部に壁がない大ばり及び小ばりは、鉛直方向のみ自由とする。ただし、添付書類「VI-2-8-4-4 中央制御室待避所遮蔽の耐震性についての計算書」に示す、待避所の天井スラブについては、同厚の壁で直接支持されているため、固定とはせず回転は自由とする。

固有値解析には、解析コード「MSC NASTRAN」を用いる。ただし、天井スラブ②については一方向スラブとして理論値により算定する。

材料物性値を表 3-1 に、解析モデルを図 3-2 に示す。

表 3-1 鉄筋コンクリートの物性値

コンクリートの 設計基準強度 Fc (N/mm ²)	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν
32.4	2.51×10^4	0.2

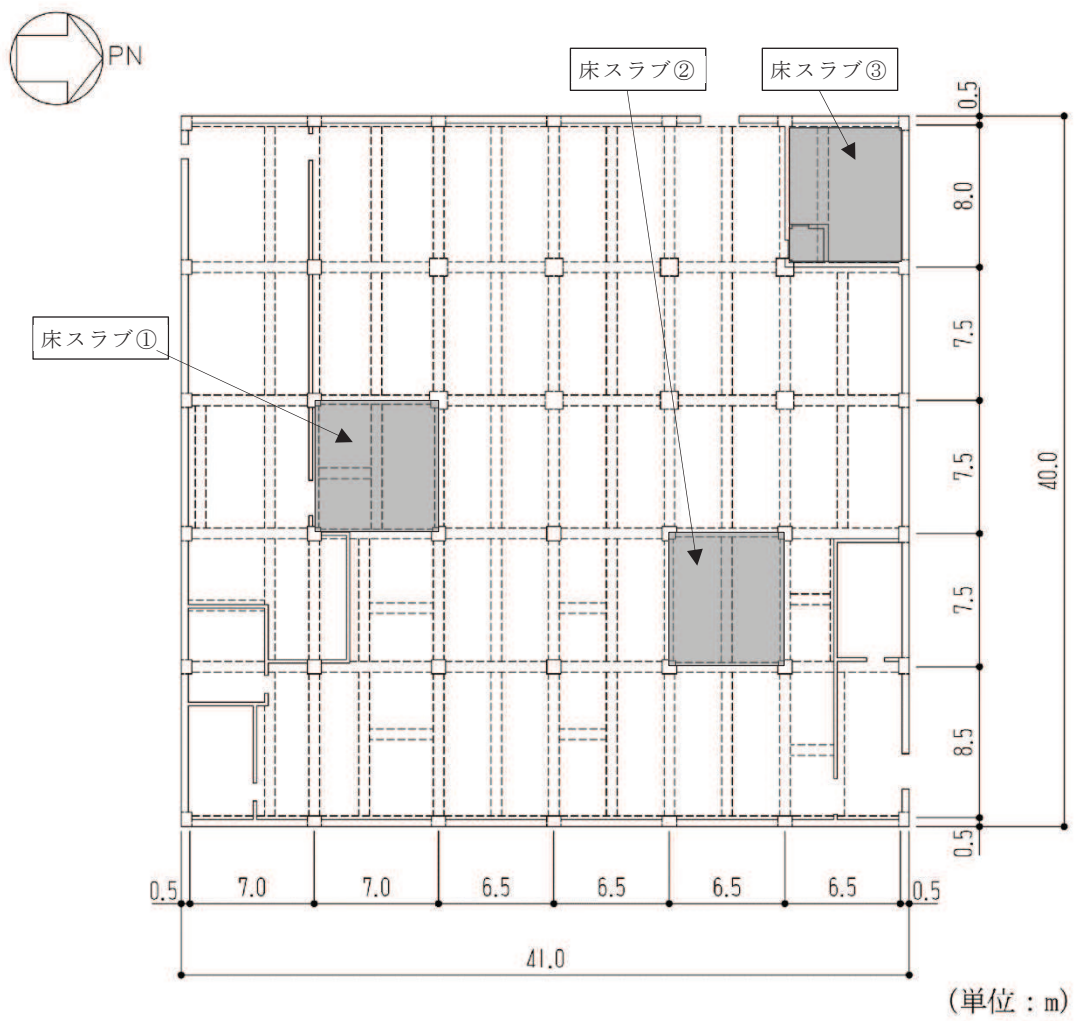


図 3-1(1) スラブの評価を記載する部材の位置 (3F 0.P. 22.95m)

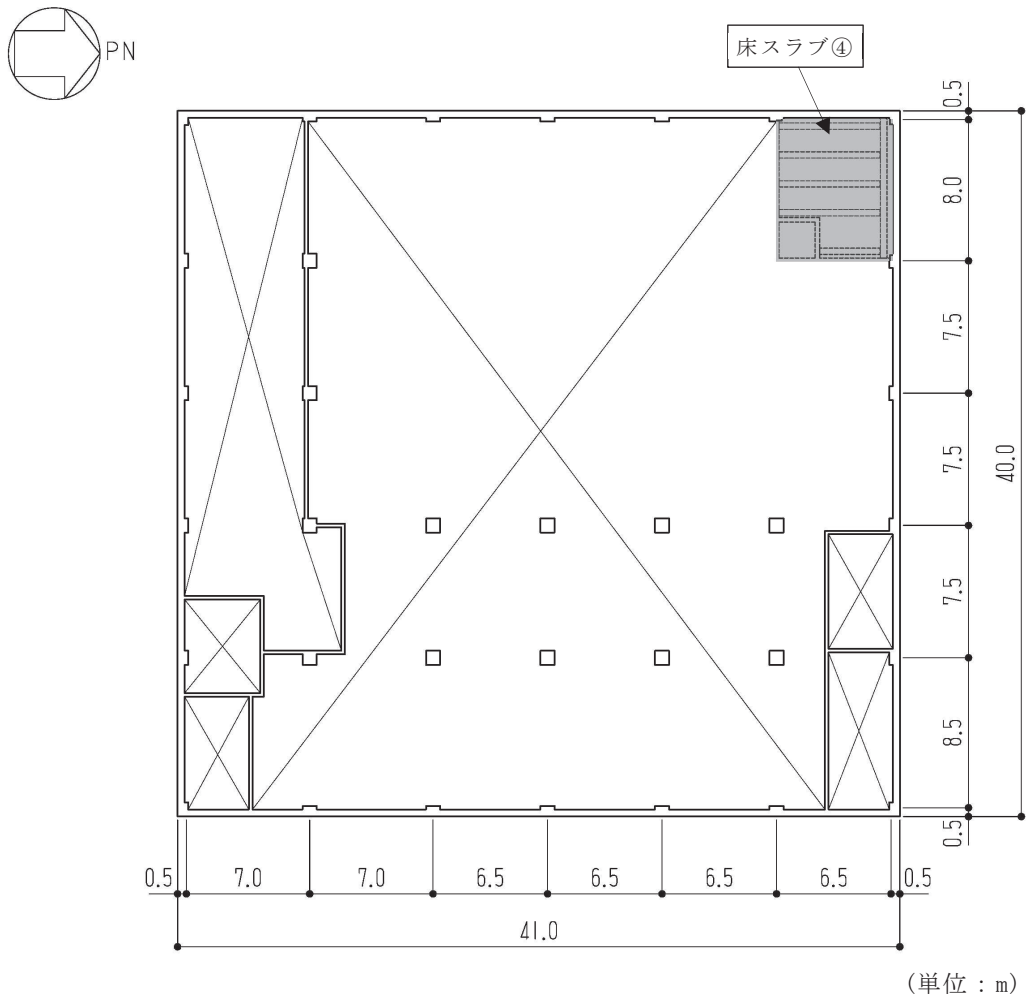
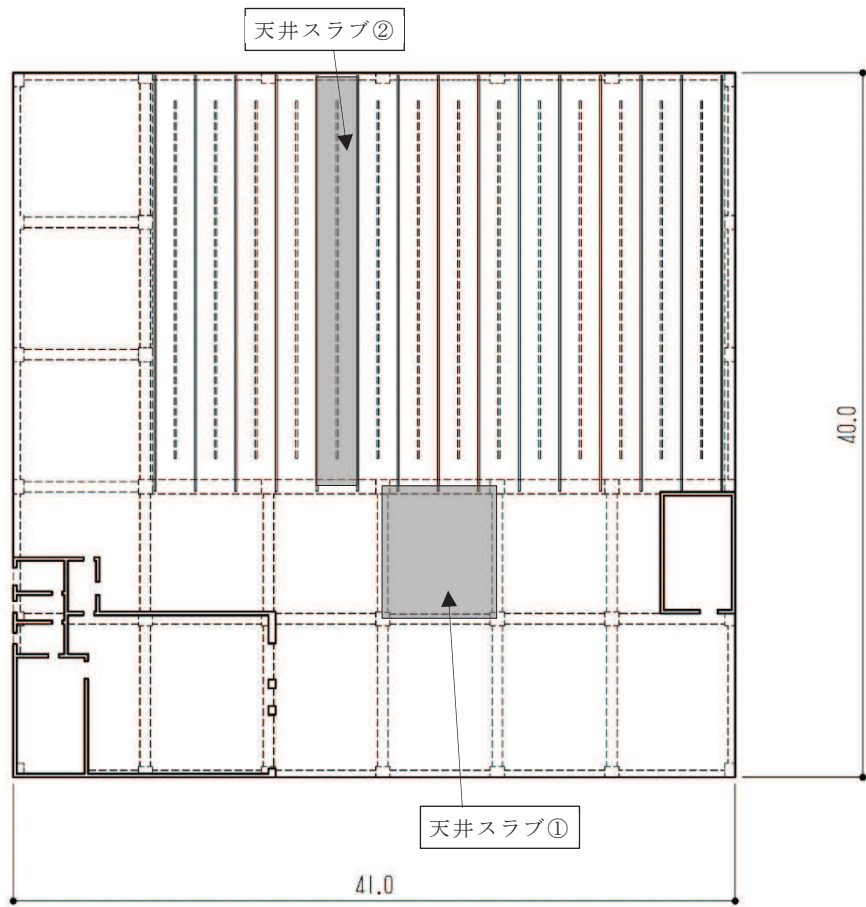
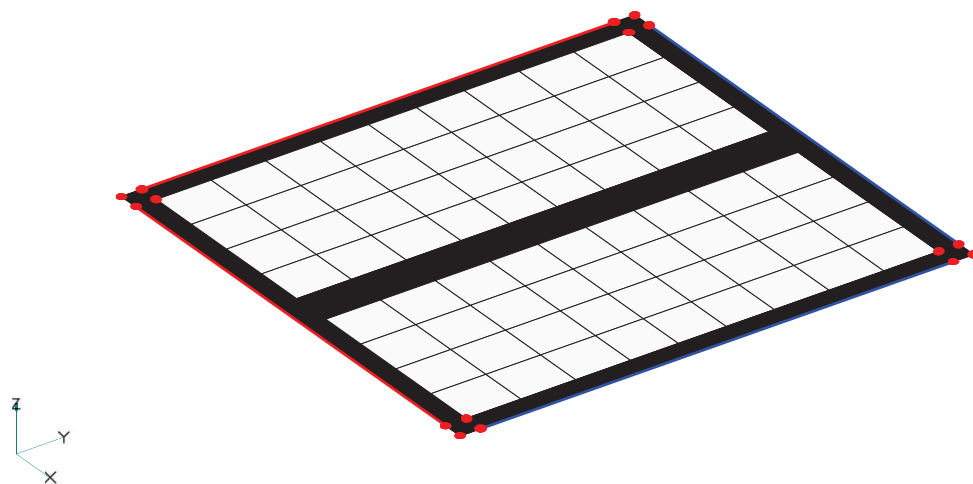


図 3-1(2) スラブの評価を記載する部材の位置 (0. P. 26. 50m)

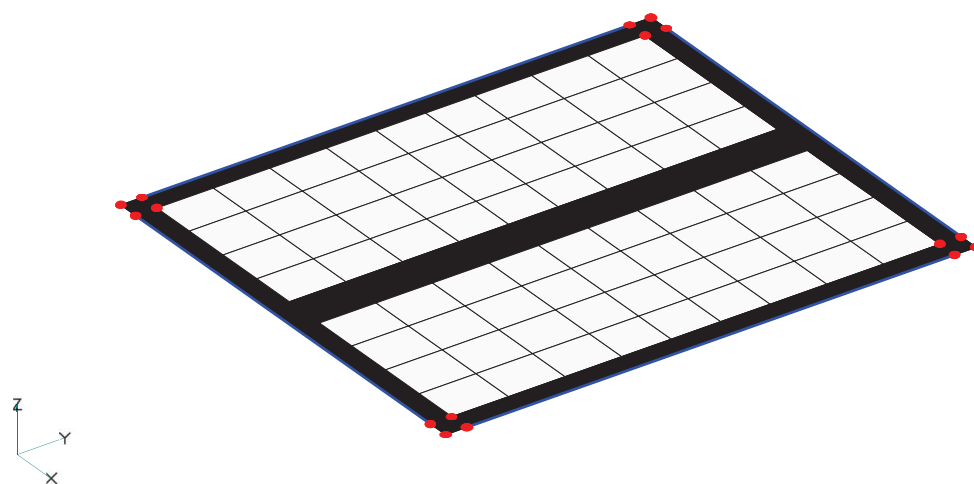


(単位：m)

図 3-1(3) スラブの評価を記載する部材の位置 (RF 0.P. 29.15m)



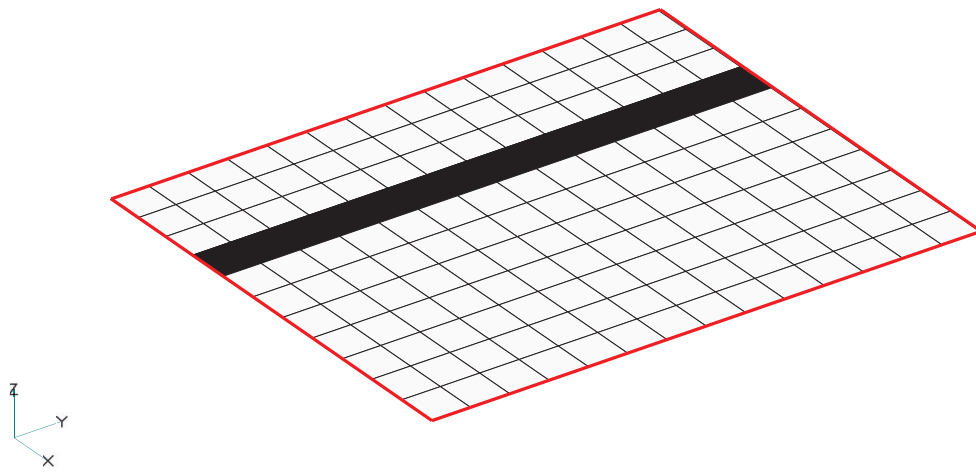
(a) 床スラブ①



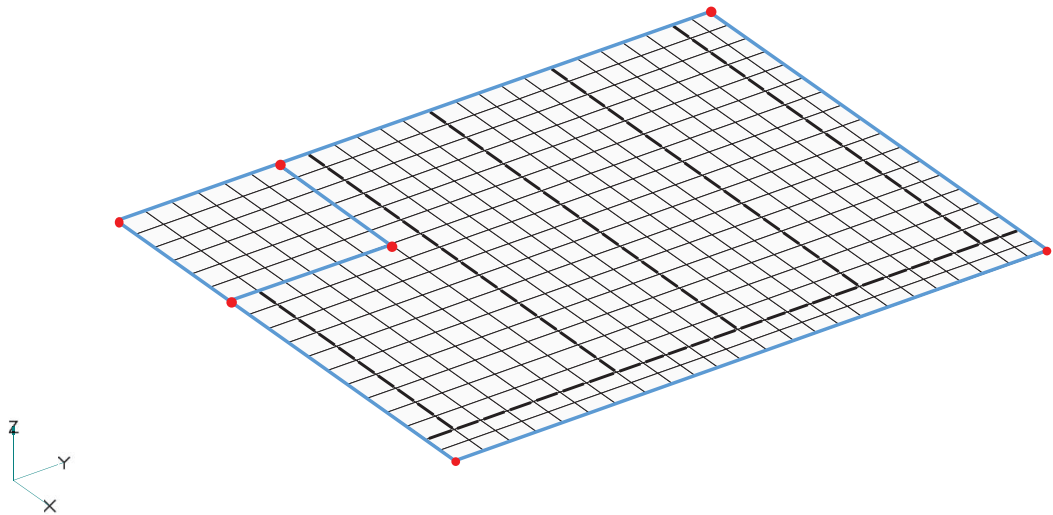
(b) 床スラブ②

● , — : 固定 — : 鉛直のみ自由 (ハッチング部ははりの範囲を示す)

図 3-2(1) 解析モデル図(1/3)



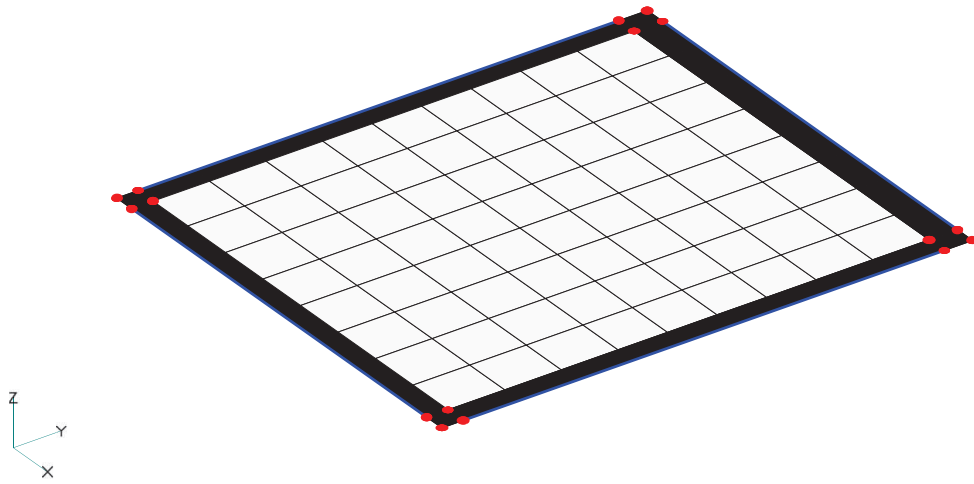
(c) 床スラブ③



(d) 床スラブ④

●, — : 固定 — : 回転のみ自由 — : 鉄骨梁

図 3-2(2) 解析モデル図(2/3)



(e) 天井スラブ①

● , — : 固定 — : 鉛直のみ自由 (ハッチング部ははりの範囲を示す)

図 3-2(3) 解析モデル図(3/3)

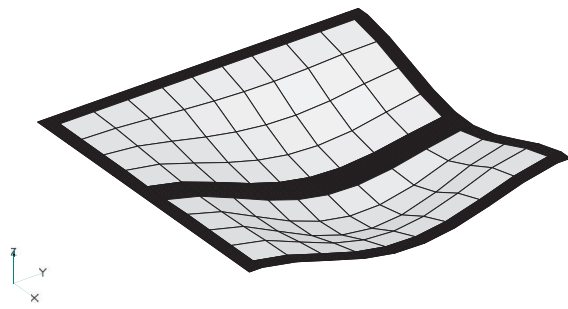
3.2 固有値解析結果

床及び天井スラブの固有振動数を表 3-2 に、モード図を図 3-3 に示す。ただし、天井スラブ②については一方向スラブとして理論値により算定したためモード図は省略する。

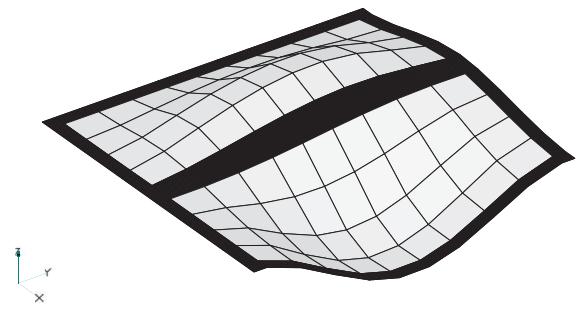
全ての部位で 1 次固有振動数が 20 Hz を上回っており、当該部位の応答の増幅は考慮しない。

表 3-2 床及び天井スラブの固有振動数

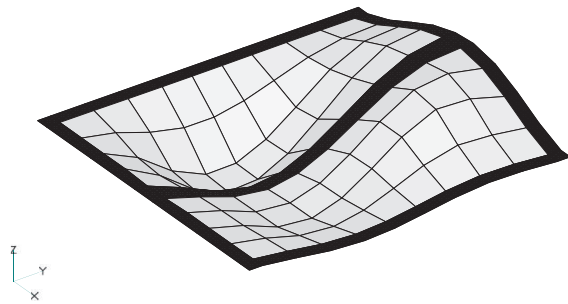
部 位	次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
床スラブ①	1 次	30.7	1.58	
	2 次	41.3	-0.04	
	3 次	57.1	0.26	
床スラブ②	1 次	28.4	1.49	
	2 次	37.7	0.00	
	3 次	48.2	0.00	
床スラブ③	1 次	39.2	1.69	
	2 次	75.6	0.00	
	3 次	76.4	0.03	
床スラブ④	1 次	25.9	1.69	
	2 次	46.7	0.42	
	3 次	62.8	0.62	
天井スラブ①	1 次	29.8	1.89	
	2 次	47.9	0.00	
	3 次	53.4	0.05	
天井スラブ②	1 次	74.5	—	理論値



1次 : 30.7Hz

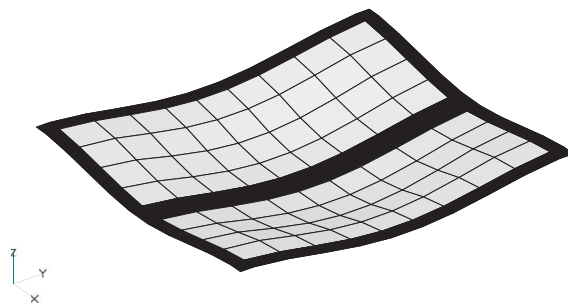


2次 : 41.3Hz

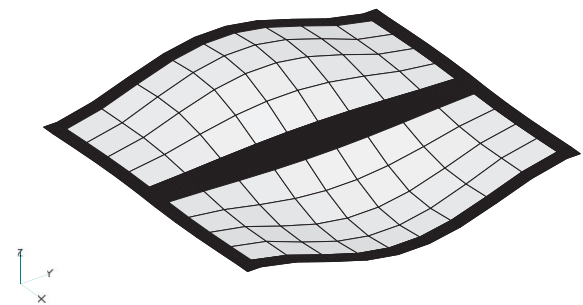


3次 : 57.1Hz

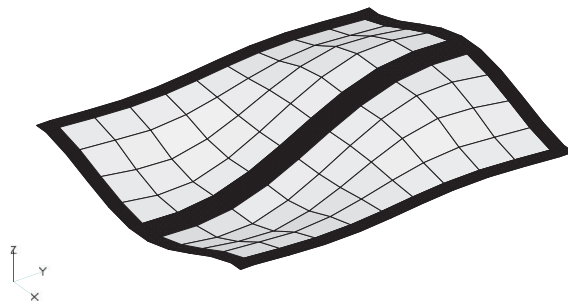
(a) 床スラブ①



1次 : 28.4Hz



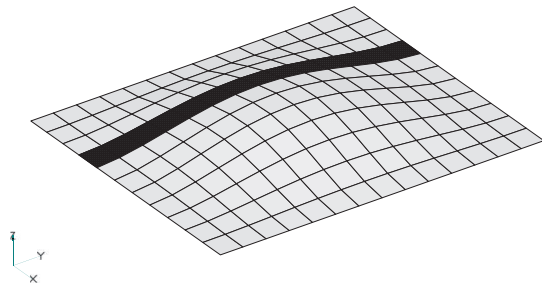
2次 : 37.7Hz



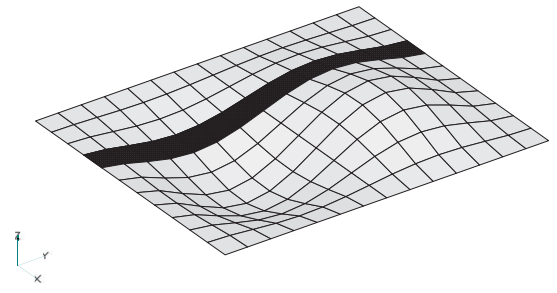
3次 : 48.2Hz

(b) 床スラブ②

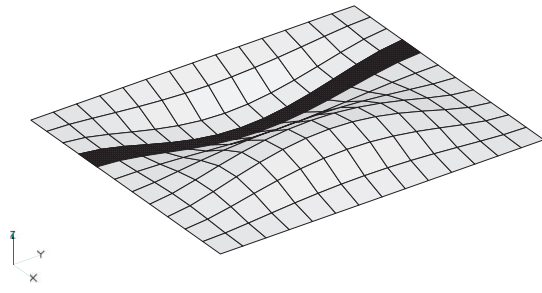
図 3-3(1) 床及び天井スラブのモード図(1/3)



1次 : 39.2Hz

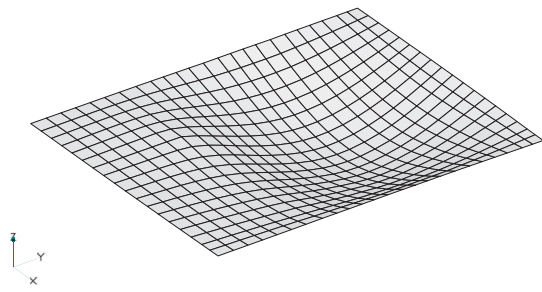


2次 : 75.6Hz

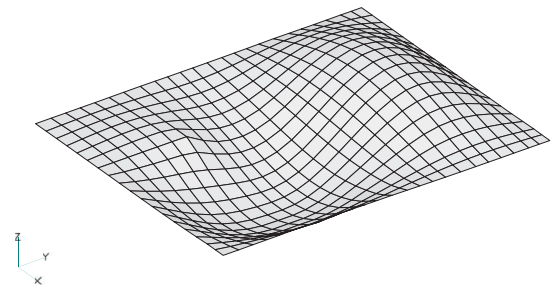


3次 : 76.4Hz

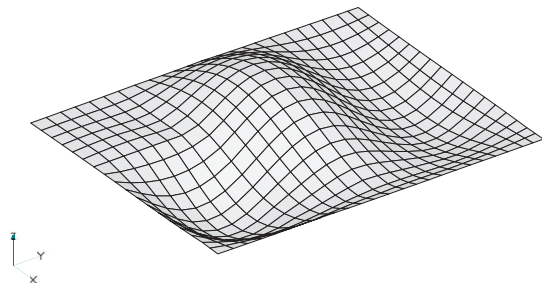
(c) 床スラブ③



1次 : 25.9Hz



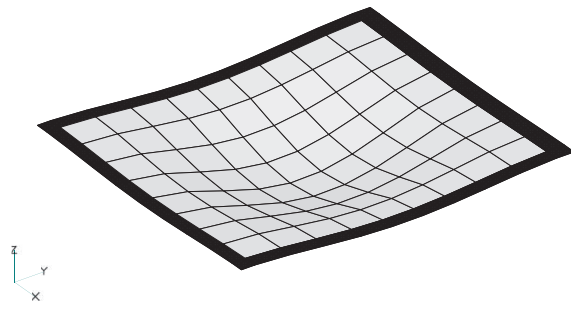
2次 : 46.7Hz



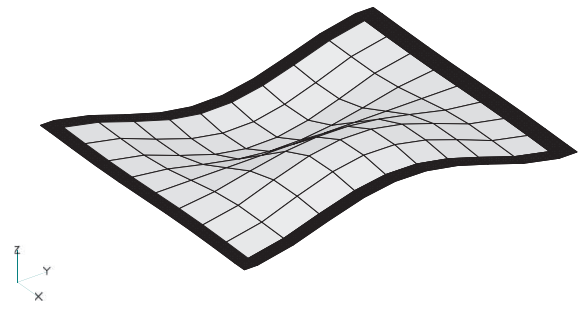
3次 : 62.8Hz

(d) 床スラブ④

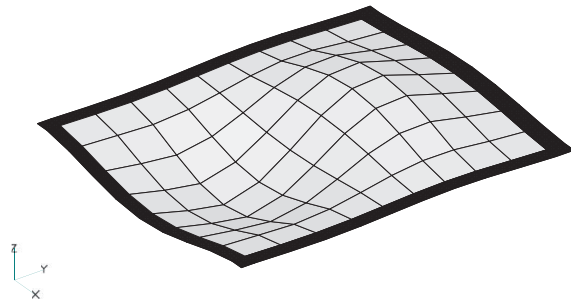
図 3-3(2) 床及び天井スラブのモード図 (2/3)



1次 : 29.8Hz



2次 : 47.9Hz



3次 : 53.4Hz

(e) 天井スラブ①

図 3-3(3) 床及び天井スラブのモード図(3/3)

別紙 8 制御建屋基礎版評価における誘発上下動の取り扱いについて

目 次

1. はじめに 別紙 8-1
2. 検討方法 別紙 8-2
3. 検討結果 別紙 8-4

1. はじめに

制御建屋基礎版の評価においては、鉛直地震荷重の評価に誘発上下動を考慮していない。誘発上下動は、水平方向地震動入力時に、基礎の浮き上がりが生じた場合に誘発されて生じる鉛直方向の建屋応答であり、誘発上下動の最大振幅が発生する時刻は、水平方向地震動により基礎の浮き上がりが最大となる時刻に対応する。誘発上下動と鉛直方向地震動の最大値の発生時刻は異なると考えられ、誘発上下動と鉛直方向地震動を時刻歴上で合算した波形による鉛直震度、鉛直軸力及び鉛直地盤ばね反力の応答最大値は、鉛直方向地震動のみの応答最大値との差がほとんどないと考えられる。

本資料では、誘発上下動を考慮しても制御建屋基礎版の評価における鉛直地震荷重の評価に影響がないことを確認する。

2. 検討方法

制御建屋基礎版の評価における鉛直地震動による外力評価における誘発上下動の影響を確認するため、制御建屋の基準地震動 S_s に対する地震応答解析のうち、誘発上下動考慮モデルによる解析を行ったケースについて、誘発上下動を考慮した場合と誘発上下動を考慮しない場合の鉛直震度、鉛直軸力及び鉛直地盤ばね反力の最大値の確認を行う。

表 2-1 に制御建屋の基準地震動 S_s に対する地震応答解析の検討ケースのうち、誘発上下動モデルを採用しているケースを、図 2-1 に検討方法の概念を示す。制御建屋の場合は、誘発上下動モデルを適用したケースは 84 ケース中 51 ケースである。

基礎版評価における鉛直地震荷重は、基礎版上端の軸力と減衰力を考慮した鉛直地盤ばね反力の包絡値から以下の式により求めている。

$$k_{V_{\text{基礎}}} = (R_{\text{max}} - N_{\text{max}}) / W_{\text{基礎}} \quad (\text{基礎版})$$

$$k_{V_{\text{上部}}} = N_{\text{max}} / W_{\text{上部}} \quad (\text{上部構造：柱および壁軸力に作用させる})$$

ここで、 R_{max} ：減衰力を考慮した鉛直地盤ばね反力の最大値

N_{max} ：基礎上端の最大応答軸力

$W_{\text{基礎}}$ ：基礎上下の質点重量 (165330kN)

$W_{\text{上部}}$ ：上部構造の質点重量 (193290kN)

表 2-1 誘発上下動モデルを適用した制御建屋の基準地震動 S_s の地震応答解析ケース

ケース	方向	地震動						
		S_s-D1	S_s-D2	S_s-D3	S_s-F1	S_s-F2	S_s-F3	S_s-N1
ケース 1	NS	○	○			○		○
	EW	○	○	○			○	
ケース 2	NS	○	○			○		○
	EW	○	○	○			○	
ケース 3	NS	○	○			○		○
	EW	○	○	○			○	
ケース 4	NS	○	○					○
	EW	○	○	○		○	○	○
ケース 5	NS	○	○					○
	EW	○	○	○		○	○	○
ケース 6	NS	○	○					○
	EW	○	○	○		○	○	○

注記*：○は誘発上下動モデルを採用したケース

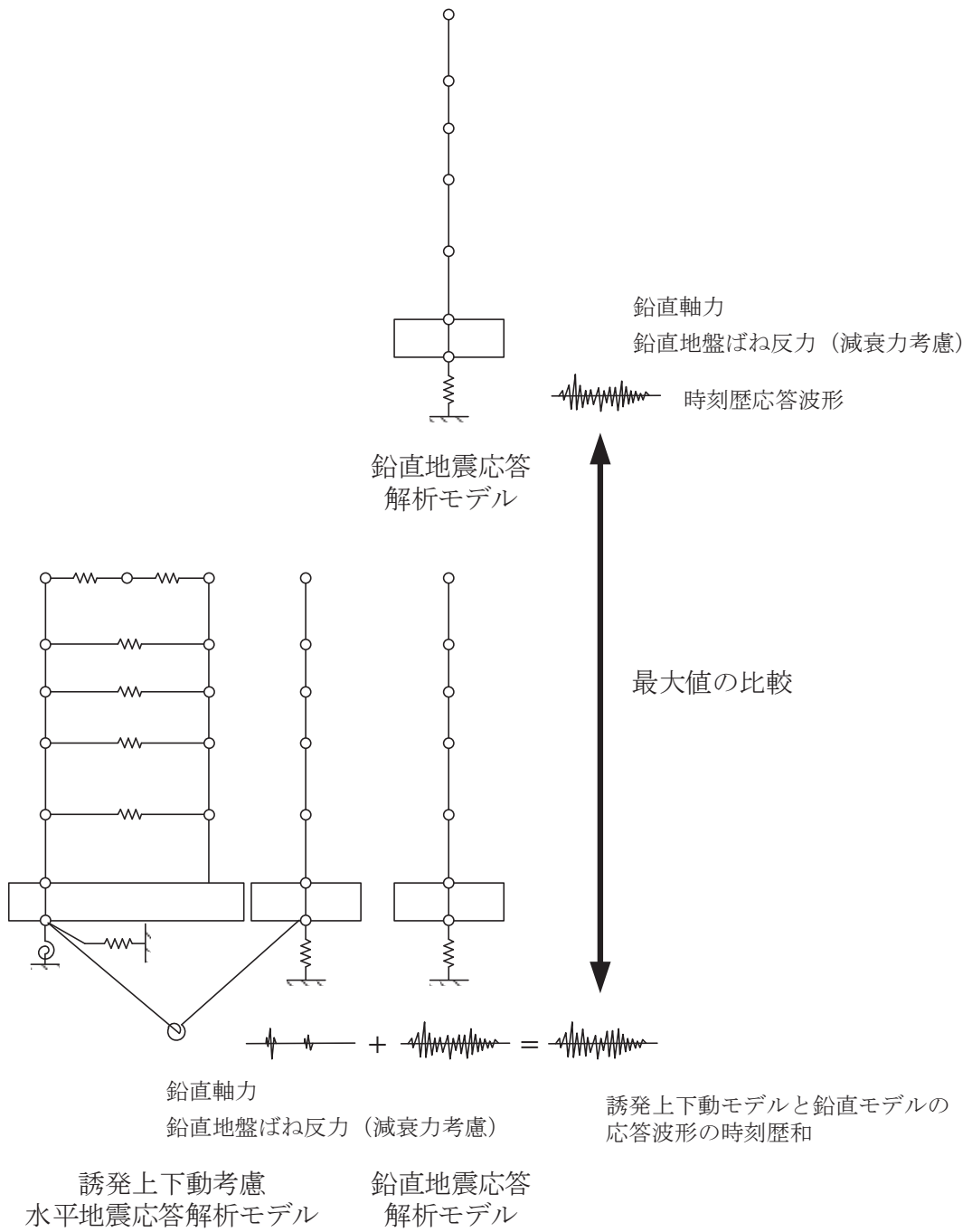


図 2-1 誘発上下動の影響検討方法の概念図

3. 検討結果

表 3-1～表 3-48 に制御建屋の鉛直方向地震応答解析結果の鉛直軸力及び鉛直地盤ばね反力の最大応答値と、誘発上下動を時刻歴上で合算した場合の最大応答値との比率を示す。S_s-N1を入力したケースでは、鉛直動と誘発上下動を同符号で合算した場合は最大値が大きくなり、逆符号で合算した場合は小さくなり、S_s-D2及びS_s-F2を入力したケースでも誘発上下動を合算した場合の最大応答値に変化が見られる。S_s-D1を入力した場合は誘発上下動を合算しても最大応答値はほとんど変化しない。

制御屋基礎版の評価に用いている鉛直地震荷重（誘発上下動を考慮していない場合の包絡値）と誘発上下動を考慮した場合の包絡値を比較して表 3-49 に示す。鉛直地震荷重の包絡値は鉛直方向地震応答解析のケース 2 の S_s-D1 となっているのに対して、誘発上下動を考慮した場合の包絡値はケース 2 及びケース 5 の S_s-D1 の誘発上下動と組み合わせたケースとなっており、これらのケースの値に違いが無いことから、制御建屋基礎版の評価における鉛直地震荷重の評価に影響がないことを確認した。

表 3-1 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直軸力比（制御建屋）
 （誘発上下動＋鉛直動） / （鉛直動）（ケース 1 NS 方向）

部 材 番 号	0. P. (m)	S s-D1	S s-D2	S s-D3	S s-F1	S s-F2	S s-F3	S s-N1
(5)	1.50	1.00	1.00	—	—	1.00	—	1.04

表 3-2 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直軸力比（制御建屋）
 （誘発上下動＋鉛直動） / （鉛直動）（ケース 2 NS 方向）

部 材 番 号	0. P. (m)	S s-D1	S s-D2	S s-D3	S s-F1	S s-F2	S s-F3	S s-N1
(5)	1.50	1.00	1.00	—	—	1.00	—	1.03

表 3-3 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直軸力比（制御建屋）
 （誘発上下動＋鉛直動） / （鉛直動）（ケース 3 NS 方向）

部 材 番 号	0. P. (m)	S s-D1	S s-D2	S s-D3	S s-F1	S s-F2	S s-F3	S s-N1
(5)	1.50	1.00	1.00	—	—	1.00	—	1.04

表 3-4 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直軸力比（制御建屋）
 （誘発上下動＋鉛直動） / （鉛直動）（ケース 4 NS 方向）

部 材 番 号	0. P. (m)	S s-D1	S s-D2	S s-D3	S s-F1	S s-F2	S s-F3	S s-N1
(5)	1.50	1.00	1.00	—	—	—	—	0.97

表 3-5 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直軸力比（制御建屋）
 （誘発上下動＋鉛直動） / （鉛直動）（ケース 5 NS 方向）

部 材 番 号	0. P. (m)	S s-D1	S s-D2	S s-D3	S s-F1	S s-F2	S s-F3	S s-N1
(5)	1.50	1.00	1.00	—	—	—	—	0.95

表 3-6 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直軸力比（制御建屋）
 （誘発上下動＋鉛直動） / （鉛直動）（ケース 6 NS 方向）

部 材 番 号	0. P. (m)	S s-D1	S s-D2	S s-D3	S s-F1	S s-F2	S s-F3	S s-N1
(5)	1.50	1.00	1.00	—	—	—	—	1.00

表 3-7 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直軸力比（制御建屋）
（誘発上下動＋鉛直動） / （鉛直動）（ケース 1 EW 方向）

部 材 番 号	0. P. (m)	S s-D1	S s-D2	S s-D3	S s-F1	S s-F2	S s-F3	S s-N1
(5)	1.50	1.00	1.01	1.00	—	—	1.00	—

表 3-8 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直軸力比（制御建屋）
（誘発上下動＋鉛直動） / （鉛直動）（ケース 2 EW 方向）

部 材 番 号	0. P. (m)	S s-D1	S s-D2	S s-D3	S s-F1	S s-F2	S s-F3	S s-N1
(5)	1.50	1.00	1.01	1.00	—	—	1.00	—

表 3-9 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直軸力比（制御建屋）
（誘発上下動＋鉛直動） / （鉛直動）（ケース 3 EW 方向）

部 材 番 号	0. P. (m)	S s-D1	S s-D2	S s-D3	S s-F1	S s-F2	S s-F3	S s-N1
(5)	1.50	1.00	1.01	1.00	—	—	1.00	—

表 3-10 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直軸力比（制御建屋）
（誘発上下動＋鉛直動） / （鉛直動）（ケース 4 EW 方向）

部 材 番 号	0. P. (m)	S s-D1	S s-D2	S s-D3	S s-F1	S s-F2	S s-F3	S s-N1
(5)	1.50	1.00	0.99	1.00	—	1.01	1.00	0.94

表 3-11 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直軸力比（制御建屋）
 （誘発上下動＋鉛直動） / （鉛直動）（ケース 5 EW 方向）

部 材 番 号	0. P. (m)	S s-D1	S s-D2	S s-D3	S s-F1	S s-F2	S s-F3	S s-N1
(5)	1.50	1.00	0.99	1.00	—	1.01	1.00	0.96

表 3-12 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直軸力比（制御建屋）
 （誘発上下動＋鉛直動） / （鉛直動）（ケース 6 EW 方向）

部 材 番 号	0. P. (m)	S s-D1	S s-D2	S s-D3	S s-F1	S s-F2	S s-F3	S s-N1
(5)	1.50	1.00	0.99	1.00	—	1.01	1.00	0.91

表 3-13 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直軸力比（制御建屋）
 （誘発上下動－鉛直動） / （－鉛直動）（ケース 1 NS 方向）

部 材 番 号	0. P. (m)	S s-D1	S s-D2	S s-D3	S s-F1	S s-F2	S s-F3	S s-N1
(5)	1.50	1.00	1.00	—	—	1.00	—	0.96

表 3-14 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直軸力比（制御建屋）
 （誘発上下動－鉛直動） / （－鉛直動）（ケース 2 NS 方向）

部 材 番 号	0. P. (m)	S s-D1	S s-D2	S s-D3	S s-F1	S s-F2	S s-F3	S s-N1
(5)	1.50	1.00	1.00	—	—	1.00	—	0.97

表 3-15 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直軸力比（制御建屋）
 （誘発上下動－鉛直動） / （－鉛直動）（ケース 3 NS 方向）

部 材 番 号	0. P. (m)	S s-D1	S s-D2	S s-D3	S s-F1	S s-F2	S s-F3	S s-N1
(5)	1.50	1.00	1.00	—	—	1.00	—	0.96

表 3-16 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直軸力比（制御建屋）
 （誘発上下動－鉛直動） / （－鉛直動）（ケース 4 NS 方向）

部 材 番 号	0. P. (m)	S s-D1	S s-D2	S s-D3	S s-F1	S s-F2	S s-F3	S s-N1
(5)	1.50	1.00	1.00	—	—	—	—	1.06

表 3-17 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直軸力比（制御建屋）
 （誘発上下動－鉛直動） / （－鉛直動）（ケース 5 NS 方向）

部 材 番 号	0. P. (m)	S s-D1	S s-D2	S s-D3	S s-F1	S s-F2	S s-F3	S s-N1
(5)	1.50	1.00	1.00	—	—	—	—	1.06

表 3-18 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直軸力比（制御建屋）
 （誘発上下動－鉛直動） / （－鉛直動）（ケース 6 NS 方向）

部 材 番 号	0. P. (m)	S s-D1	S s-D2	S s-D3	S s-F1	S s-F2	S s-F3	S s-N1
(5)	1.50	1.00	1.00	—	—	—	—	1.04

表 3-19 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直軸力比（制御建屋）
 （誘発上下動－鉛直動） / （－鉛直動）（ケース 1 EW 方向）

部 材 番 号	0. P. (m)	S s-D1	S s-D2	S s-D3	S s-F1	S s-F2	S s-F3	S s-N1
(5)	1.50	1.00	0.99	1.00	—	—	1.00	—

表 3-20 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直軸力比（制御建屋）
 （誘発上下動－鉛直動） / （－鉛直動）（ケース 2 EW 方向）

部 材 番 号	0. P. (m)	S s-D1	S s-D2	S s-D3	S s-F1	S s-F2	S s-F3	S s-N1
(5)	1.50	1.00	0.99	1.00	—	—	1.00	—

表 3-21 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直軸力比（制御建屋）
 （誘発上下動－鉛直動） / （－鉛直動）（ケース 3 EW 方向）

部 材 番 号	0. P. (m)	S s-D1	S s-D2	S s-D3	S s-F1	S s-F2	S s-F3	S s-N1
(5)	1.50	1.00	0.99	1.00	—	—	1.00	—

表 3-22 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直軸力比（制御建屋）
 （誘発上下動－鉛直動） / （－鉛直動）（ケース 4 EW 方向）

部 材 番 号	0. P. (m)	S s-D1	S s-D2	S s-D3	S s-F1	S s-F2	S s-F3	S s-N1
(5)	1.50	1.00	1.05	1.00	—	0.99	1.00	1.08

表 3-23 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直軸力比（制御建屋）
 （誘発上下動－鉛直動） / （－鉛直動）（ケース 5 EW 方向）

部 材 番 号	0. P. (m)	S s-D1	S s-D2	S s-D3	S s-F1	S s-F2	S s-F3	S s-N1
(5)	1.50	1.00	1.04	1.00	—	0.99	1.00	1.05

表 3-24 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直軸力比（制御建屋）
 （誘発上下動－鉛直動） / （－鉛直動）（ケース 6 EW 方向）

部 材 番 号	0. P. (m)	S s-D1	S s-D2	S s-D3	S s-F1	S s-F2	S s-F3	S s-N1
(5)	1.50	1.00	1.05	1.00	—	0.99	1.00	1.10

表 3-25 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直地盤ばね反力比（制御建屋）
 （誘発上下動＋鉛直動） / （鉛直動）（ケース 1 NS 方向）

	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1
減衰力考慮	1.00	1.00	—	—	1.00	—	1.03
減衰力非考慮	1.00	1.00	—	—	1.00	—	1.02

表 3-26 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直地盤ばね反力比（制御建屋）
 （誘発上下動＋鉛直動） / （鉛直動）（ケース 2 NS 方向）

	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1
減衰力考慮	1.00	1.00	—	—	1.00	—	1.03
減衰力非考慮	1.00	1.00	—	—	1.00	—	1.02

表 3-27 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直地盤ばね反力比（制御建屋）
 （誘発上下動＋鉛直動） / （鉛直動）（ケース 3 NS 方向）

	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1
減衰力考慮	1.00	1.00	—	—	1.00	—	1.03
減衰力非考慮	1.00	1.00	—	—	1.00	—	1.03

表 3-28 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直地盤ばね反力比（制御建屋）
 （誘発上下動＋鉛直動） / （鉛直動）（ケース 4 NS 方向）

	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1
減衰力考慮	1.00	1.00	—	—	—	—	0.99
減衰力非考慮	1.00	1.00	—	—	—	—	0.99

表 3-29 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直地盤ばね反力比（制御建屋）
 （誘発上下動＋鉛直動） / （鉛直動）（ケース 5 NS 方向）

	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1
減衰力考慮	1.00	1.00	—	—	—	—	0.98
減衰力非考慮	1.00	1.00	—	—	—	—	0.98

表 3-30 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直地盤ばね反力比（制御建屋）
 （誘発上下動＋鉛直動） / （鉛直動）（ケース 6 NS 方向）

	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1
減衰力考慮	1.00	1.00	—	—	—	—	1.01
減衰力非考慮	1.00	1.00	—	—	—	—	1.02

表 3-31 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直地盤ばね反力比（制御建屋）
 （誘発上下動＋鉛直動） / （鉛直動）（ケース 1 EW 方向）

	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1
減衰力考慮	1.00	1.00	1.00	—	—	1.00	—
減衰力非考慮	1.00	1.00	1.00	—	—	1.00	—

表 3-32 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直地盤ばね反力比（制御建屋）
 （誘発上下動＋鉛直動） / （鉛直動）（ケース 2 EW 方向）

	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1
減衰力考慮	1.00	1.00	1.00	—	—	1.00	—
減衰力非考慮	1.00	1.00	1.00	—	—	1.00	—

表 3-33 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直地盤ばね反力比（制御建屋）
 （誘発上下動＋鉛直動） / （鉛直動）（ケース 3 EW 方向）

	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1
減衰力考慮	1.00	1.00	1.00	—	—	1.00	—
減衰力非考慮	1.00	1.00	1.00	—	—	1.00	—

表 3-34 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直地盤ばね反力比（制御建屋）
 （誘発上下動＋鉛直動） / （鉛直動）（ケース 4 EW 方向）

	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1
減衰力考慮	1.00	1.00	1.00	—	1.01	1.00	0.94
減衰力非考慮	1.00	1.00	1.00	—	1.00	1.00	0.95

表 3-35 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直地盤ばね反力比（制御建屋）
 （誘発上下動＋鉛直動） / （鉛直動）（ケース 5 EW 方向）

	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1
減衰力考慮	1.00	1.00	1.00	—	1.00	1.00	0.96
減衰力非考慮	1.00	1.00	1.00	—	1.00	1.00	0.97

表 3-36 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直地盤ばね反力比（制御建屋）
 （誘発上下動＋鉛直動） / （鉛直動）（ケース 6 EW 方向）

	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1
減衰力考慮	1.00	1.00	1.00	—	1.01	1.00	0.92
減衰力非考慮	1.00	1.00	1.00	—	1.00	1.00	0.94

表 3-37 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直地盤ばね反力比（制御建屋）
 （誘発上下動－鉛直動） / （－鉛直動）（ケース 1 NS 方向）

	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1
減衰力考慮	1.00	1.00	—	—	1.00	—	0.97
減衰力非考慮	1.00	1.00	—	—	1.00	—	0.98

表 3-38 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直地盤ばね反力比（制御建屋）
 （誘発上下動－鉛直動） / （－鉛直動）（ケース 2 NS 方向）

	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1
減衰力考慮	1.00	1.00	—	—	1.00	—	0.97
減衰力非考慮	1.00	1.00	—	—	1.00	—	0.98

表 3-39 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直地盤ばね反力比（制御建屋）
 （誘発上下動－鉛直動） / （－鉛直動）（ケース 3 NS 方向）

	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1
減衰力考慮	1.00	1.00	—	—	1.00	—	0.97
減衰力非考慮	1.00	1.00	—	—	1.00	—	0.97

表 3-40 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直地盤ばね反力比（制御建屋）
 （誘発上下動－鉛直動） / （－鉛直動）（ケース 4 NS 方向）

	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1
減衰力考慮	1.00	1.00	—	—	—	—	1.03
減衰力非考慮	1.00	1.00	—	—	—	—	1.02

表 3-41 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直地盤ばね反力比（制御建屋）
 （誘発上下動－鉛直動） / （－鉛直動）（ケース 5 NS 方向）

	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1
減衰力考慮	1.00	1.00	—	—	—	—	1.04
減衰力非考慮	1.00	1.00	—	—	—	—	1.03

表 3-42 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直地盤ばね反力比（制御建屋）
 （誘発上下動－鉛直動） / （－鉛直動）（ケース 6 NS 方向）

	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1
減衰力考慮	1.00	1.00	—	—	—	—	1.02
減衰力非考慮	1.00	1.00	—	—	—	—	1.01

表 3-43 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直地盤ばね反力比（制御建屋）
 （誘発上下動－鉛直動） / （－鉛直動）（ケース 1 EW 方向）

	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1
減衰力考慮	1.00	1.00	1.00	—	—	1.00	—
減衰力非考慮	1.00	1.00	1.00	—	—	1.00	—

表 3-44 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直地盤ばね反力比（制御建屋）
 （誘発上下動－鉛直動） / （－鉛直動）（ケース 2 EW 方向）

	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1
減衰力考慮	1.00	1.00	1.00	—	—	1.00	—
減衰力非考慮	1.00	1.00	1.00	—	—	1.00	—

表 3-45 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直地盤ばね反力比（制御建屋）
 （誘発上下動－鉛直動） / （－鉛直動）（ケース 3 EW 方向）

	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1
減衰力考慮	1.00	1.00	1.00	—	—	1.00	—
減衰力非考慮	1.00	1.00	1.00	—	—	1.00	—

表 3-46 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直地盤ばね反力比（制御建屋）
 （誘発上下動－鉛直動） / （－鉛直動）（ケース 4 EW 方向）

	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1
減衰力考慮	1.00	1.00	1.00	—	0.99	1.00	1.07
減衰力非考慮	1.00	1.00	1.00	—	1.00	1.00	1.05

表 3-47 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直地盤ばね反力比（制御建屋）
 （誘発上下動－鉛直動） / （－鉛直動）（ケース 5 EW 方向）

	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1
減衰力考慮	1.00	1.00	1.00	—	1.00	1.00	1.05
減衰力非考慮	1.00	1.00	1.00	—	1.00	1.00	1.04

表 3-48 誘発上下動モデルによる解析ケースの最大鉛直地盤ばね反力比（制御建屋）
 （誘発上下動－鉛直動） / （－鉛直動）（ケース 6 EW 方向）

	S _s -D1	S _s -D2	S _s -D3	S _s -F1	S _s -F2	S _s -F3	S _s -N1
減衰力考慮	1.00	1.00	1.00	—	0.99	1.00	1.09
減衰力非考慮	1.00	1.00	1.00	—	1.00	1.00	1.07

表 3—49 制御建屋基礎版評価に適用する鉛直地震荷重包絡値の比較

	最大値発生ケース (地震動)	基礎上端軸力(kN)	鉛直地盤ばね反力(kN) (減衰力考慮)
誘発上下動考慮なし	ケース 2 (S _s -D1)	2.27×10 ⁵	2.98×10 ⁵
誘発上下動考慮	ケース 2 NS 方向 (S _s -D1) ケース 2 EW 方向 (S _s -D1) ケース 5 NS 方向 (S _s -D1) ケース 5 EW 方向 (S _s -D1)	2.27×10 ⁵	2.98×10 ⁵

別紙 9 制御建屋基礎版の応力解析における地震時増分土圧の算定について

目 次

1. 概要	別紙 9- 1
2. 地震時増分土圧の算定	別紙 9- 1
2.1 算定プロセス	別紙 9- 1
2.2 建屋等価剛性の算定	別紙 9- 2
2.3 入力地震動の算定	別紙 9- 3
2.4 解析モデル	別紙 9- 5
2.4.1 解析モデル概要	別紙 9- 5
2.4.2 建屋諸元	別紙 9- 5
2.4.3 地盤諸元	別紙 9- 8
2.5 地震応答解析	別紙 9-11
2.6 地震時増分土圧の算定結果	別紙 9-11

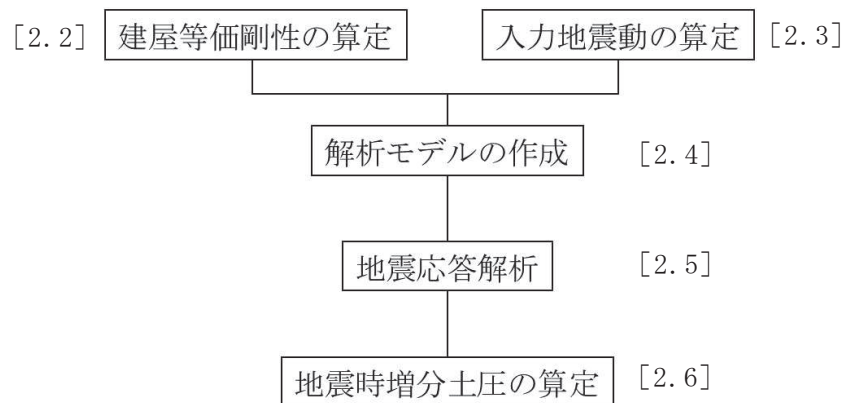
1. 概要

本資料は、制御建屋基礎版の評価に用いる地震時増分土圧の算定について、使用した解析モデル及び算定プロセスを説明するものである。本資料においては、NS方向断面を代表に説明する。

2. 地震時増分土圧の算定

2.1 算定プロセス

地震時増分土圧の算定プロセスの概要を図2-1に示す。



注：[]内は、本資料における章番号を示す。

図2-1 地震時増分土圧の算定プロセスの概要

2.2 建屋等価剛性の算定

土圧算定に用いる解析プログラムである解析コード「SuperFLUSH/2D」では、周波数応答解析を行うため、線形問題にしか適用が出来ない。建屋は、基準地震動 S_s に対する地震応答解析時に非線形領域に到達することから、等価線形剛性を以下の手順により算出する。

- ① 質点系モデル（非線形）において、各床レベルの応答加速度時刻歴波形をフーリエ変換し、フーリエスペクトルを算定する。さらに、基礎レベルの応答波形をフーリエスペクトルで除すことで、基礎上に対する建屋各床レベルのフーリエスペクトル比（伝達関数）を算出する（図 2-2 の青線）。
- ② 質点系モデル（線形）において、①と同様の手順により、フーリエスペクトル比を算出する（図 2-2 の赤線）。
- ③ 質点系モデル（非線形）と質点系モデル（線形）のフーリエスペクトル比の 1 次ピーク振動数を比較すると、図 2-2 で示したように差が生じる。非線形モデルの 1 次ピーク振動数 f_1 と、線形モデルの 1 次ピーク振動数 f_2 を算出する。
- ④ 振動数比 f_1 / f_2 を算出する。
- ⑤ 振動数比を 2 乗することにより、剛性比 α を算定する（表 2-1 参照）。
- ⑥ 等価線形モデルの剛性は、非線形地震応答解析モデルの初期剛性 K に剛性比 α を乗じ、 $K_e = \alpha \cdot K$ とする。

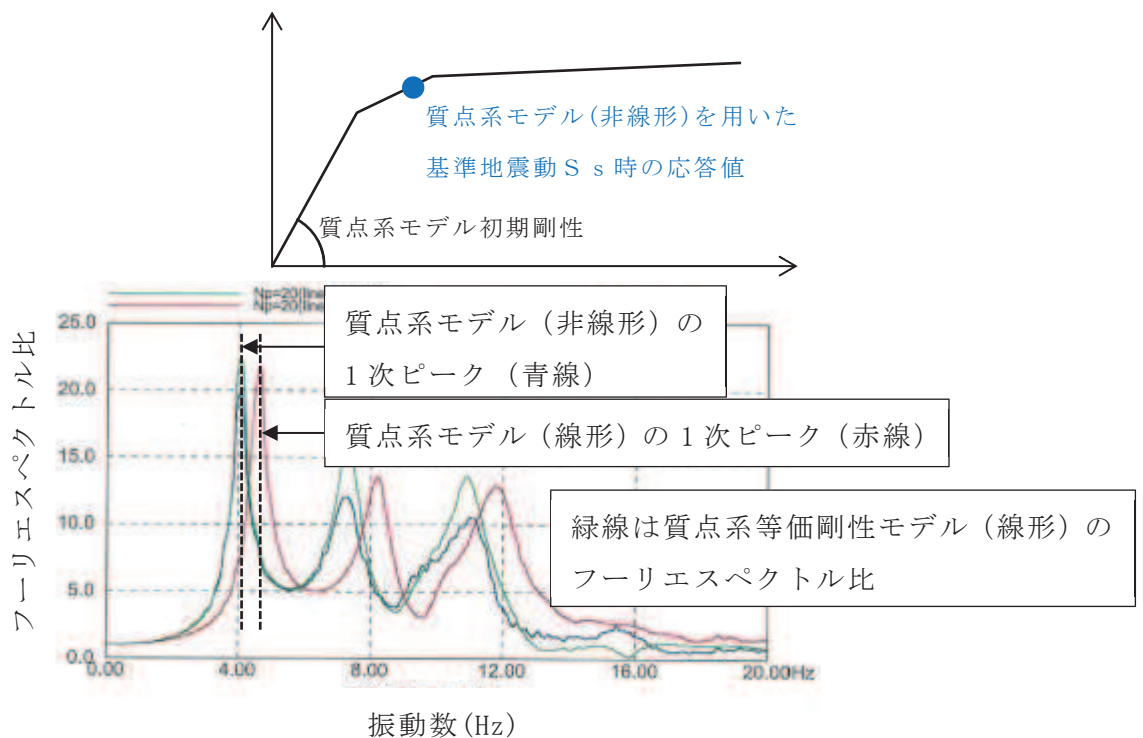


図 2-2 質点系モデル（非線形）と質点系モデル（線形）の伝達関数の例

表 2-1 1次ピーク振動数比及び剛性比 α (NS 方向)

地震波	非線形モデルの 1次ピーク振動数 f_1 (Hz)	線形モデルの 1次ピーク振動数 f_2 (Hz)	1次ピーク振動数比	剛性比 α
Ss-D1	4.508	4.601	0.98	0.96
Ss-D2	4.231	4.629	0.91	0.84
Ss-D3	4.526	4.604	0.98	0.97
Ss-F1	4.625	4.625	1.00	1.00
Ss-F2	4.393	4.659	0.94	0.89
Ss-F3	4.543	4.604	0.99	0.97
Ss-N1	4.531	4.629	0.98	0.96
最小値	-	-	-	0.84

2.3 入力地震動の算定

解析モデルに入力する地震動は、解放基盤表面で定義された基準地震動 S_s から、2次元 FEM モデル入力基盤面 (O.P.-200m) までの地盤モデルを用いて、一次元波動論 (SHAKE) により求める。入力地震動の算定の概念図を図 2-3 に、地盤モデルの諸元を表 2-2~表 2-4 に示す。地盤物性の不確かさケースの地盤モデルは、標準地盤モデルの各層の V_s の値を変動係数 7% で変動させたモデルである。

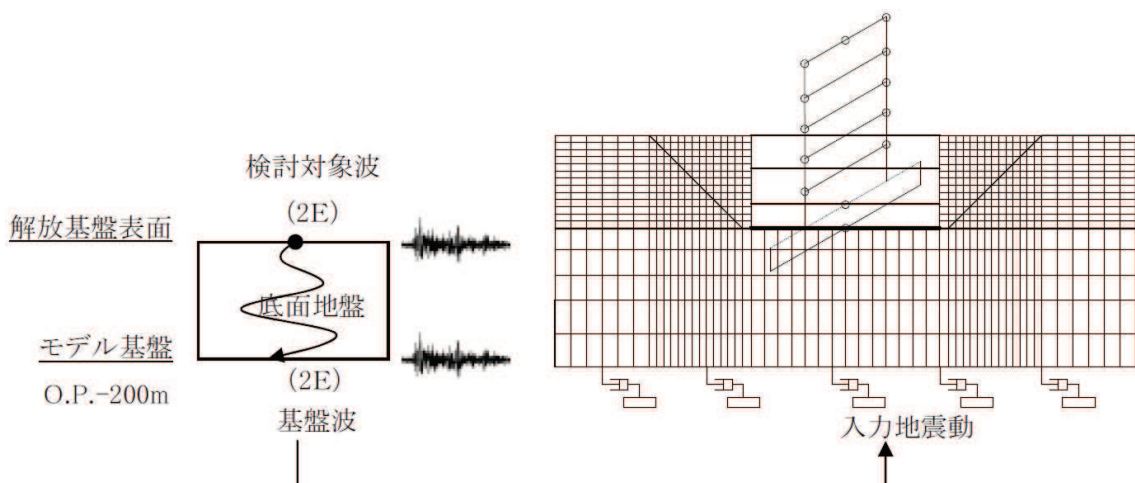


図 2-3 入力地震動の算定の概念図

表 2-2 地盤物性 (標準地盤)

	地層レベル O.P. (m)	密度 ρ (t/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	せん断弾性係数 G ($\times 10^7$ kN/m ²)
底面地盤	-14.1 ~ -25.0	2.43	1300	0.4110
	-25.0 ~ -80.0	2.51	2150	1.157
	-80.0 ~ -200	2.55	2440	1.520

表 2-3 地盤物性 (+ σ 地盤)

	地層レベル O.P. (m)	密度 ρ (t/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	せん断弾性係数 G ($\times 10^7$ kN/m ²)
底面地盤	-14.1 ~ -25.0	2.43	1390	0.4695
	-25.0 ~ -80.0	2.51	2300	1.328
	-80.0 ~ -200	2.55	2610	1.737

表 2-4 地盤物性 (- σ 地盤)

	地層レベル O.P. (m)	密度 ρ (t/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	せん断弾性係数 G ($\times 10^7$ kN/m ²)
底面地盤	-14.1 ~ -25.0	2.43	1210	0.3558
	-25.0 ~ -80.0	2.51	2000	1.004
	-80.0 ~ -200	2.55	2270	1.314

2.4 解析モデル

2.4.1 解析モデル概要

解析モデル図を図 2-4 に示す。モデルの側方境界はエネルギー伝達境界とし、底面境界は粘性境界とする。

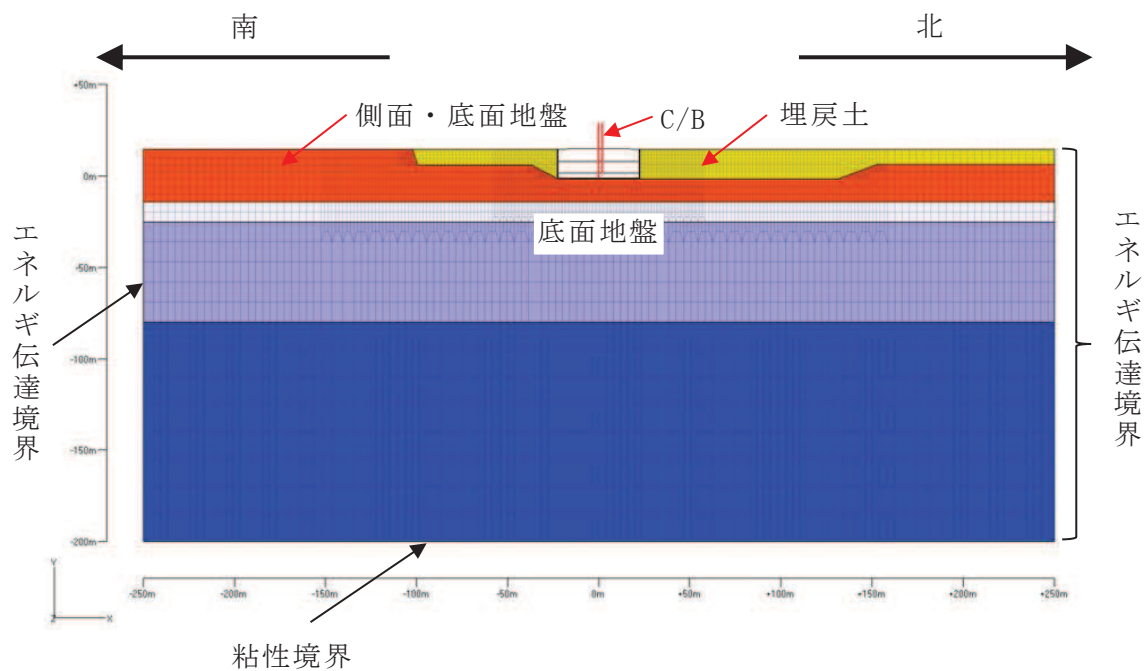
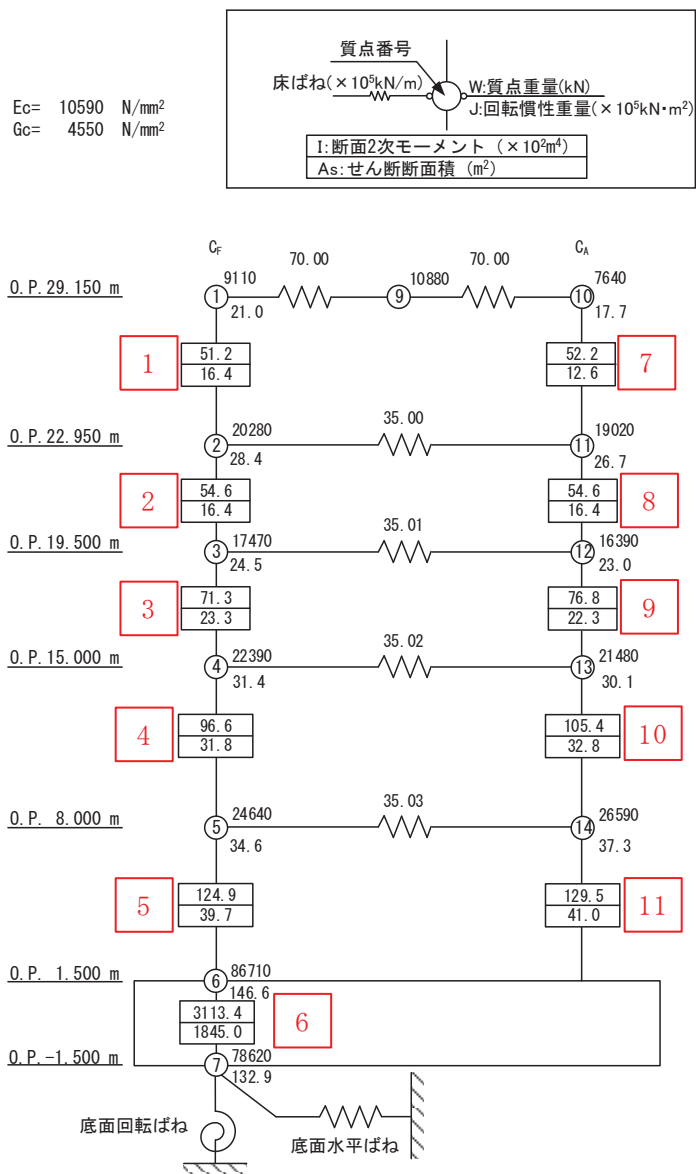


図 2-4 解析モデル図

2.4.2 建屋諸元

建屋諸元は、質点系モデル（図 2-5）をベースに単位幅（1m）に換算して算定する。また、建屋諸元の算定にあたっては、「2.2 建屋等価剛性の算定」を踏まえて、剛性比 0.84 を考慮する。建屋諸元を表 2-5 及び表 2-6 に示す。



注：赤字は曲げせん断棒の要素番号を示す。

図 2-5 制御建屋質点系モデル及び諸元 (NS 方向)

表 2-5 質点の諸元 (単位幅(1m)あたり)

質点番号	質量 (kN)	回転慣性質量 ($\times 10^5$ kN \cdot m ²)
1	222.2	0.512
2	494.6	0.693
3	426.1	0.598
4	546.1	0.766
5	601.0	0.844
6	2114.9	3.576
7	1917.6	3.241
9	265.4	—
10	186.3	0.432
11	463.9	0.651
12	399.8	0.561
13	523.9	0.734
14	648.5	0.910

表 2-6 曲げせん断棒の諸元 (単位幅(1m)あたり)

部材番号	せん断断面積 (m ²)	断面 2 次モーメント ($\times 10^2$ m ⁴)
1	0.400	1.249
2	0.400	1.332
3	0.568	1.738
4	0.776	2.356
5	0.968	3.046
6	45.000	75.938
7	0.307	1.272
8	0.400	1.332
9	0.544	1.873
10	0.800	2.571
11	1.000	3.157

2.4.3 地盤諸元

地盤の要素サイズは 20Hz 透過となるよう表 2-7 に従って設定する。原地盤および埋戻土の地盤物性を表 2-8 及び表 2-9 に示す。地盤諸元については、原地盤の地盤物性のばらつきを考慮する。また、埋戻土の非線形特性は以下に従って設定する。

G/G₀-γ 関係

$$G/G_0 = 1 / (1 + \gamma / \gamma_m)$$

$$\gamma_m = \tau_m / G_0$$

$$G_0 = 1787 \cdot \sigma_c^{0.84}$$

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

Z : 深度 (m) (地表面から各層中心までの距離)

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

(地下水位以浅は, 18.6kN/m², 地下水位以深は, 20.6kN/m³)

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

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

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

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

$$\gamma_m = \tau_m / G_0$$

G : せん断剛性

G₀ : 初期せん断剛性

γ : 埋戻土のせん断ひずみ

h-γ 関係

$$h = 0.183 \cdot \gamma / (\gamma + 0.000261)$$

h : 埋戻土の減衰比

γ : 埋戻土のせん断ひずみ

表 2-7 地盤の要素サイズ

地層レベル O. P. (m)		せん断波速度 V_s (m/s)	波長 ($f=20\text{Hz}$) (m)	最大要素サイズ (m)
埋戻土	14.8 ~ -1.5	117	5.85	1.0
側面・底面地盤	14.8 ~ -14.1	900	45.0	9.0
	-14.1 ~ -25.0	1300	65.0	13.0
	-25.0 ~ -80.0	2150	107.5	21.0
	-80.0 ~ -200	2440	122.0	24.0

表 2-8 原地盤の地盤物性

(a) 標準地盤

O. P. (m)		単位体積重量 (kN/m^3)	ポアソン比	せん断弾性係数 ($\times 10^7 \text{kN/m}^2$)
上端	下端			
14.8	-14.1	23.3	0.448	0.1930
-14.1	-25.0	23.8	0.415	0.4110
-25.0	-80.0	24.6	0.368	1.157
-80.0	-200.0	25.0	0.354	1.520
-200.0	—	25.0	0.354	1.520

(b) $+\sigma$ 地盤

O. P. (m)		単位体積重量 (kN/m^3)	ポアソン比	せん断弾性係数 ($\times 10^7 \text{kN/m}^2$)
上端	下端			
14.8	-14.1	23.3	0.448	0.2380
-14.1	-25.0	23.8	0.415	0.4695
-25.0	-80.0	24.6	0.368	1.328
-80.0	-200.0	25.0	0.354	1.737
-200.0	—	25.0	0.354	1.737

(c) $-\sigma$ 地盤

O. P. (m)		単位体積重量 (kN/m^3)	ポアソン比	せん断弾性係数 ($\times 10^7 \text{kN/m}^2$)
上端	下端			
14.8	-14.1	23.3	0.448	0.1523
-14.1	-25.0	23.8	0.415	0.3558
-25.0	-80.0	24.6	0.368	1.004
-80.0	-200.0	25.0	0.354	1.314
-200.0	—	25.0	0.354	1.314

表 2-9 埋戻土の地盤物性

O. P. (m)		単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比	せん断弾性係数 (×10 ⁵ kN/m ²)
上端	下端			
14.8	14.0	18.6	0.48	0.2072
14.0	13.0	18.6	0.48	0.5576
13.0	12.0	18.6	0.48	0.9004
12.0	11.0	18.6	0.48	1.219
11.0	10.0	18.6	0.48	1.523
10.0	9.0	18.6	0.48	1.815
9.0	8.0	18.6	0.48	2.099
8.0	7.25	18.6	0.48	2.341
7.25	6.5	18.6	0.48	2.545
6.5	5.8	18.6	0.48	2.740
5.8	4.94	18.6	0.48	2.946
4.94	4.08	18.6	0.48	3.170
4.08	3.22	18.6	0.48	3.391
3.22	2.36	18.6	0.48	3.609
2.36	1.5	18.6	0.48	3.825
1.5	0.5	18.6	0.48	4.056
0.5	-0.5	18.6	0.48	4.301
-0.5	-1.5	18.6	0.48	4.544

2.5 地震応答解析

作成した入力地震動を解析モデルに入力して地震応答解析（周波数応答解析）を行う。使用プログラムは、解析コード「SuperFLUSH/2D」である。

2.6 地震時増分土圧の算定結果

建屋と地盤を結ぶ剛ばねの反力を、各剛ばねの支配幅で除して地震時増分土圧を算定する。算定した地震時増分土圧を表 2-10～表 2-15 に、地震時土圧荷重を表 2-16 に示す。

表 2-10 北側地震時増分土圧の算定結果（標準地盤）

O. P. (m)	地震時増分土圧 (kN/m ²)						
	S _s -D 1	S _s -D 2	S _s -D 3	S _s -F 1	S _s -F 2	S _s -F 3	S _s -N 1
14.8	86.9	110.9	95.5	76.3	73.8	92.3	95.8
11.5	86.9	110.9	95.5	76.3	73.8	92.3	95.8
11.5	117.5	98.0	88.0	88.4	90.0	104.6	167.4
4.75	117.5	98.0	88.0	88.4	90.0	104.6	167.4
4.75	273.4	271.9	233.9	186.9	236.1	242.8	354.7
1.5	273.4	271.9	233.9	186.9	236.1	242.8	354.7

注：赤字は最大値を示す。

表 2-11 北側地震時増分土圧の算定結果（+σ地盤）

O. P. (m)	地震時増分土圧 (kN/m ²)						
	S _s -D 1	S _s -D 2	S _s -D 3	S _s -F 1	S _s -F 2	S _s -F 3	S _s -N 1
14.8	92.7	115.9	96.6	75.5	79.6	93.9	99.0
11.5	92.7	115.9	96.6	75.5	79.6	93.9	99.0
11.5	116.7	103.8	83.3	84.1	93.4	107.1	169.6
4.75	116.7	103.8	83.3	84.1	93.4	107.1	169.6
4.75	274.1	263.7	235.8	191.0	240.3	247.6	361.7
1.5	274.1	263.7	235.8	191.0	240.3	247.6	361.7

注：赤字は最大値を示す。

表 2-12 北側地震時増分土圧の算定結果（-σ地盤）

O. P. (m)	地震時増分土圧 (kN/m ²)						
	S _s -D 1	S _s -D 2	S _s -D 3	S _s -F 1	S _s -F 2	S _s -F 3	S _s -N 1
14.8	84.6	111.2	93.3	74.5	70.2	87.5	93.9
11.5	84.6	111.2	93.3	74.5	70.2	87.5	93.9
11.5	122.6	99.8	89.3	90.5	90.4	102.8	164.1
4.75	122.6	99.8	89.3	90.5	90.4	102.8	164.1
4.75	274.6	261.0	234.6	188.6	215.1	240.1	347.2
1.5	274.6	261.0	234.6	188.6	215.1	240.1	347.2

注：赤字は最大値を示す。

表 2-13 南側地震時増分土圧の算定結果（標準地盤）

O. P. (m)	地震時増分土圧 (kN/m ²)						
	S _s -D 1	S _s -D 2	S _s -D 3	S _s -F 1	S _s -F 2	S _s -F 3	S _s -N 1
14.8	95.7	122.4	94.9	97.9	89.9	97.8	64.1
11.5	95.7	122.4	94.9	97.9	89.9	97.8	64.1
11.5	100.9	122.9	99.1	107.5	106.5	107.4	68.5
4.75	100.9	122.9	99.1	107.5	106.5	107.4	68.5
4.75	198.2	192.1	156.0	140.6	165.7	176.0	203.3
1.5	198.2	192.1	156.0	140.6	165.7	176.0	203.3

注：赤字は最大値を示す。

表 2-14 南側地震時増分土圧の算定結果（+σ地盤）

O. P. (m)	地震時増分土圧 (kN/m ²)						
	S _s -D 1	S _s -D 2	S _s -D 3	S _s -F 1	S _s -F 2	S _s -F 3	S _s -N 1
14.8	99.4	120.5	94.0	93.1	91.5	100.2	61.2
11.5	99.4	120.5	94.0	93.1	91.5	100.2	61.2
11.5	102.9	117.8	99.5	101.9	99.7	108.2	66.2
4.75	102.9	117.8	99.5	101.9	99.7	108.2	66.2
4.75	193.1	174.9	145.8	140.1	162.9	170.8	202.7
1.5	193.1	174.9	145.8	140.1	162.9	170.8	202.7

注：赤字は最大値を示す。

表 2-15 南側地震時増分土圧の算定結果（-σ地盤）

O. P. (m)	地震時増分土圧 (kN/m ²)						
	S _s -D 1	S _s -D 2	S _s -D 3	S _s -F 1	S _s -F 2	S _s -F 3	S _s -N 1
14.8	95.8	125.8	96.4	101.7	93.9	104.1	63.3
11.5	95.8	125.8	96.4	101.7	93.9	104.1	63.3
11.5	103.0	126.9	98.7	115.5	107.9	103.9	71.6
4.75	103.0	126.9	98.7	115.5	107.9	103.9	71.6
4.75	202.4	214.0	164.0	159.5	178.3	179.5	206.2
1.5	202.4	214.0	164.0	159.5	178.3	179.5	206.2

注：赤字は最大値を示す。

表 2-16 地震時土圧荷重

O. P. (m)	北側			南側		
	地震時増分土圧 (kN/m ²)	常時土圧 (kN/m ²)	地震時土圧荷重 (kN/m ²)	地震時増分土圧 (kN/m ²)	常時土圧 (kN/m ²)	地震時土圧荷重 (kN/m ²)
14.8	115.9	0.0	116	125.8	0.0	126
11.5	115.9	30.7	147	125.8	30.7	157
11.5	169.6	30.7	200	126.9	30.7	158
4.75	169.6	93.5	263	126.9	93.5	220
4.75	361.7	93.5	455	214.0	93.5	308
1.5	361.7	123.7	485	214.0	123.7	338