

本資料のうち、枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

※なお、本資料は抜粋版のため、公開できない箇所はありません。

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-工-B-19-0151_改3
提出年月日	2021年10月4日

## 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

2021年10月  
東北電力株式会社

## 目 次

1.	概要	1
2.	基本方針	2
2.1	位置	2
2.2	構造概要	3
2.3	評価方針	14
2.4	適用規格・基準等	17
3.	地震応答解析による評価方法	18
4.	応力解析による評価方法	20
4.1	評価対象部位及び評価方針	20
4.1.1	屋根スラブ及び床スラブ	20
4.1.2	屋根トラス	23
4.1.3	耐震壁	27
4.2	荷重及び荷重の組合せ	29
4.2.1	屋根スラブ	29
4.2.2	床スラブ	30
4.2.3	屋根トラス	31
4.2.4	耐震壁	40
4.3	許容限界	46
4.3.1	屋根スラブ、床スラブ及び耐震壁	46
4.3.2	屋根トラス	49
4.4	解析モデル及び諸元	50
4.4.1	屋根スラブ	50
4.4.2	床スラブ	50
4.4.3	屋根トラス	52
4.4.4	耐震壁	58
4.5	応力評価方法	59
4.5.1	屋根スラブ	59
4.5.2	床スラブ	61
4.5.3	屋根トラス	64
4.5.4	耐震壁	65
4.6	断面の評価方法	69
4.6.1	屋根スラブ	69
4.6.2	床スラブ	70
4.6.3	屋根トラス	72

4.6.4	耐震壁	73
5.	地震応答解析による評価結果	75
5.1	耐震壁のせん断ひずみの評価結果	75
6.	応力解析による評価結果	79
6.1	屋根スラブの評価結果	79
6.2	床スラブの評価結果	80
6.3	屋根トラスの評価結果	81
6.3.1	固有値解析結果	81
6.3.2	断面の評価結果	85
6.4	耐震壁の評価結果	91
7.	引用文献	93

別紙 1 大物搬入口躯体の耐震性についての計算書

別紙 2 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の気密性についての計算書

  本日の説明範囲

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき、原子炉建屋のうち、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しゃへいの地震時の構造強度及び機能維持の確認について説明するものであり、その評価は、地震応答解析による評価及び応力解析による評価に基づき行う。

原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）は、設計基準対象施設においては「Sクラスの施設」に、重大事故等対処施設においては「常設重大事故緩和設備」に分類される。また、原子炉建屋を構成する壁及びスラブの一部は、原子炉建屋の2次しゃへい壁及び補助しゃへいに該当し、その2次しゃへい壁及び補助しゃへいは、重大事故等対処施設においては「常設耐震重要重大事故防止設備以外の常設重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備」に分類される。

以下、原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の「Sクラスの施設」及び「常設重大事故緩和設備」としての分類に応じた耐震評価並びに2次しゃへい壁及び補助しゃへいの「常設耐震重要重大事故防止設備以外の常設重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備」としての分類に応じた耐震評価を示す。

## 2. 基本方針

### 2.1 位置

原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）は原子炉建屋の一部を構成している。原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）を含む原子炉建屋の設置位置を図 2-1 に示す。

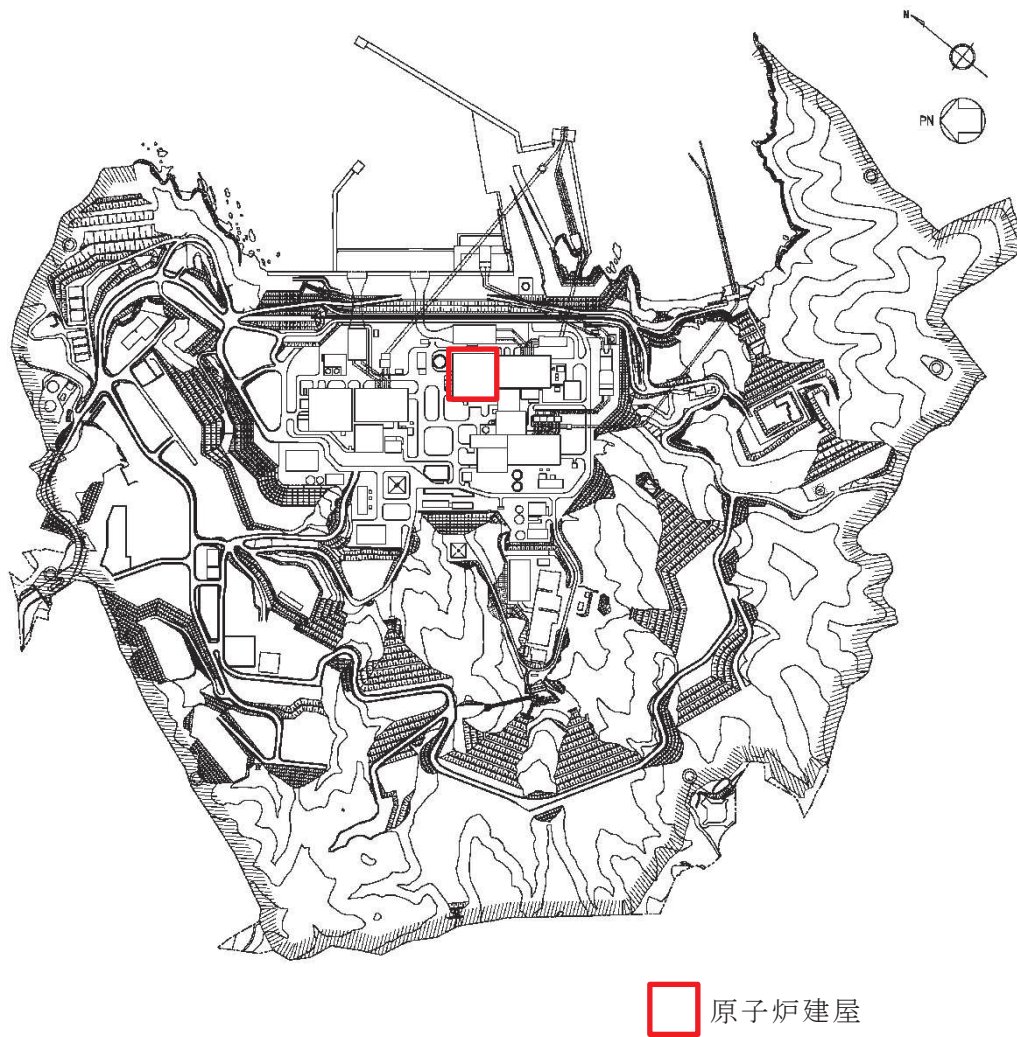


図 2-1 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）を含む原子炉建屋の設置位置

## 2.2 構造概要

原子炉建屋は、地下3階、地上3階建で、基礎底面からの高さは64.6mであり、平面は下部で77.0m(NS方向)×84.0m(EW方向)\*のほぼ正方形である。建屋の構造は鉄筋コンクリート造(一部鉄骨鉄筋コンクリート造及び鉄骨造)である。

原子炉建屋の中央部には、平面が66.0m×53.0m\*(最下階)で地下3階、地上3階建の原子炉建屋原子炉棟(以下「原子炉棟」という。)があり、その周囲には地下3階、地上2階建の原子炉建屋附属棟(以下「附属棟」という。)が配置され、これらは同一基礎版上に設置された一体構造である。なお、原子炉建屋1階の北側には大物搬入口躯体が位置しており、大物搬入口躯体の基礎は、厚さ2.0mのべた基礎で、原子炉建屋の支持地盤上に配置されたマンメイドロック上に設置されており、原子炉建屋と一体化している。また、大物搬入口躯体の耐震壁は原子炉建屋とエキスパンションジョイント(以下「EXP. J」という。)を介して接続している。

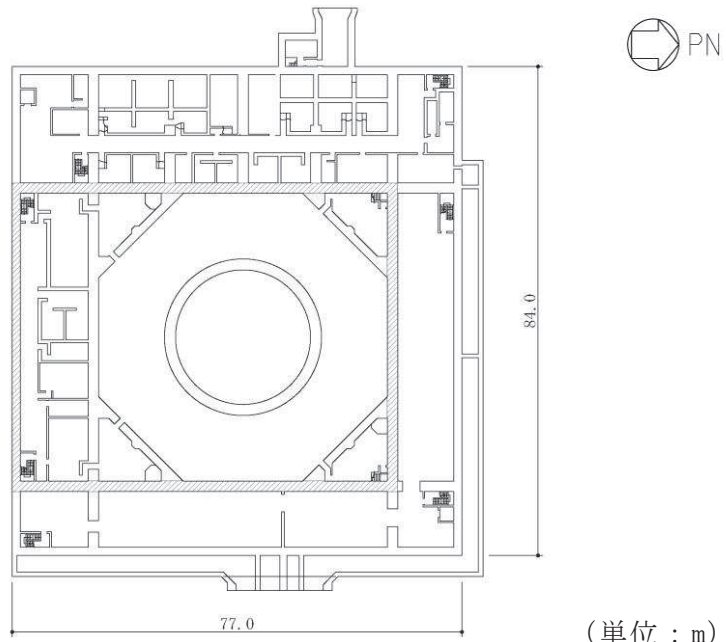
原子炉建屋最上部に位置する鉄骨フレーム(以下「屋根トラス」という。)の平面は、40.6m(NS方向)×53.0m(EW方向)\*の長方形をなしており、燃料取替床レベルからの高さは17.3mである。

原子炉建屋の基礎は、厚さ6.0mのべた基礎で、支持地盤である砂岩及び頁岩上に設置されている。

原子炉建屋原子炉棟(二次格納施設)は、基礎スラブから屋根面まで連続した壁、床スラブ、屋根トラスに支持される屋根スラブから構成されている。

原子炉建屋原子炉棟(二次格納施設)の範囲の平面図及び断面図を図2-2及び図2-3に示す。また、2次しゃへい壁及び補助しゃへいの範囲の平面図及び断面図を図2-4及び図2-5に示す。

注記\* : 建屋寸法は壁外面押えとする。

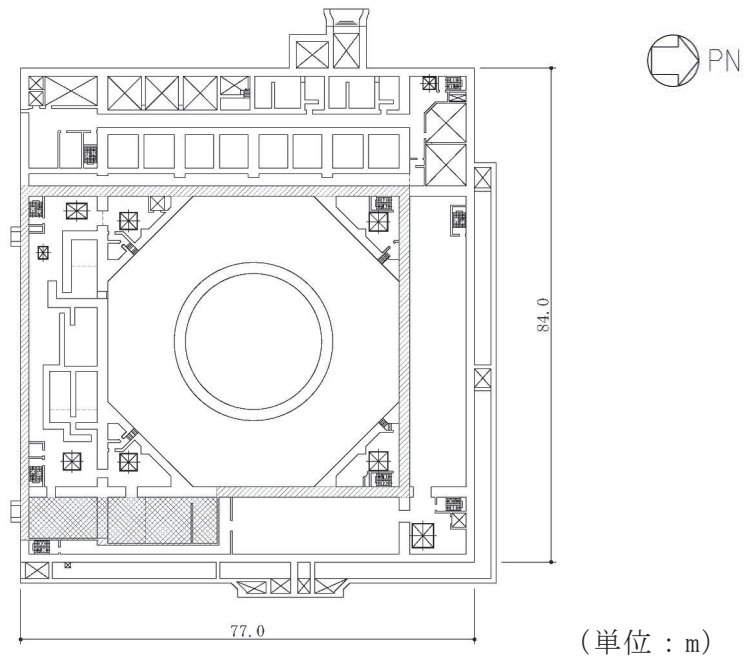


(単位：m)

- 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。

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.)  $-0.74\text{m}$  である。

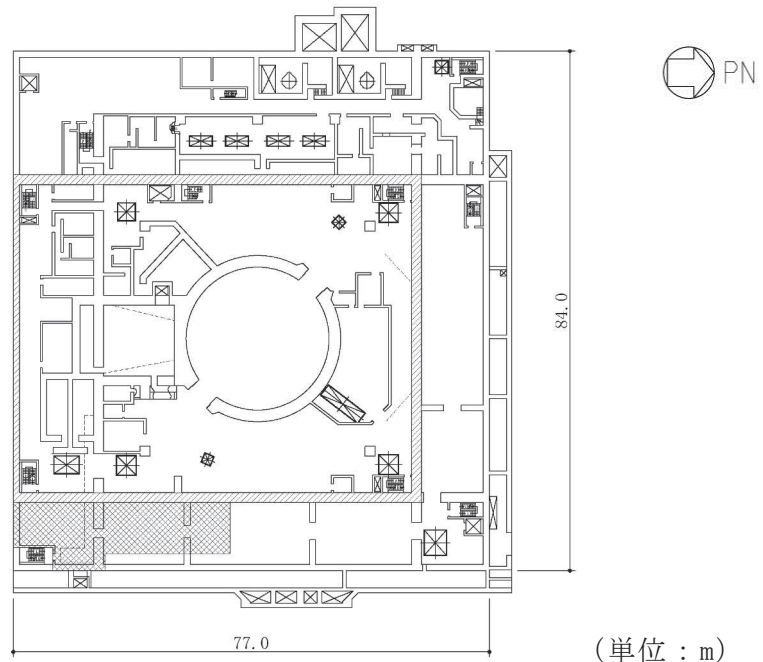
図 2-2(1) 原子炉建屋原子炉棟 (二次格納施設) の範囲の平面図  
(B3F, O.P.  $-8.1\text{m}$ )



(単位：m)

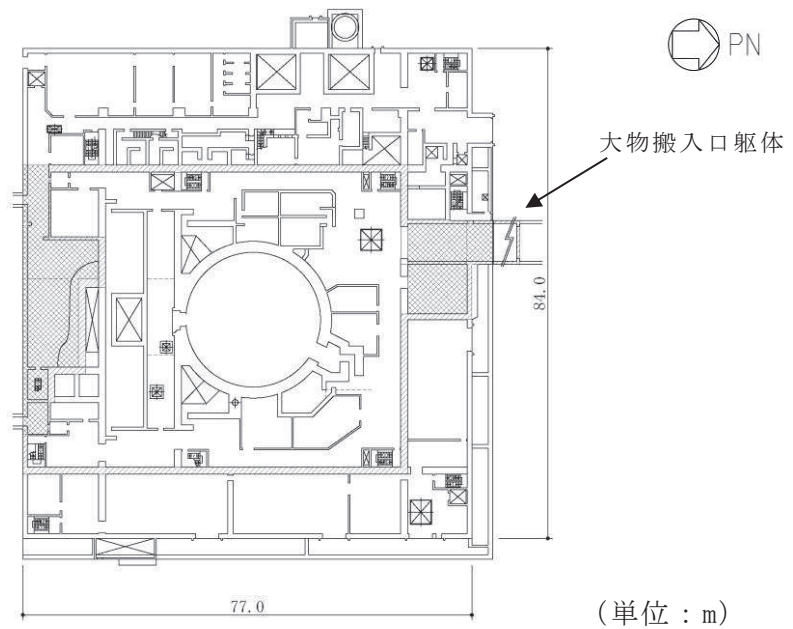
- 二次格納施設バウンダリ(壁)を示す。
- 二次格納施設バウンダリ(床)を示す。

図 2-2(2) 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.  $-0.8\text{m}$ )



- 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。

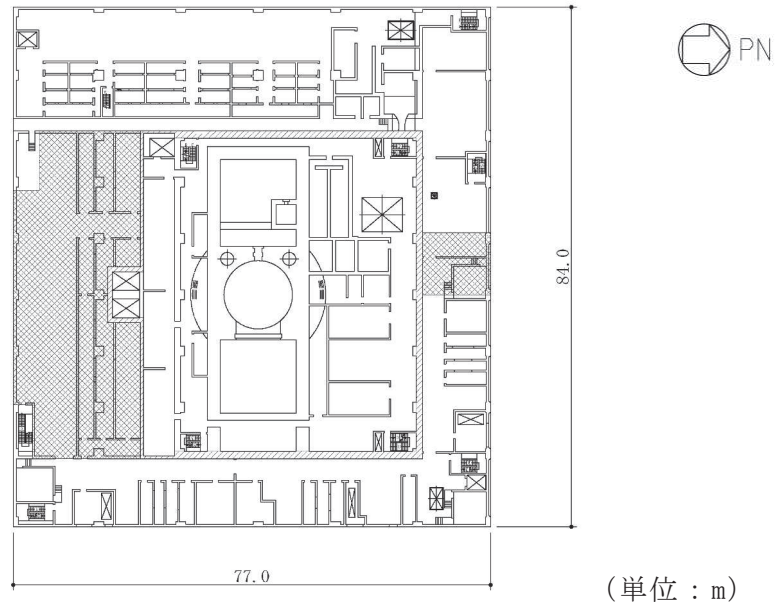
図 2-2(3) 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の範囲の平面図  
(B1F, O.P. 6.0m)



- 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。

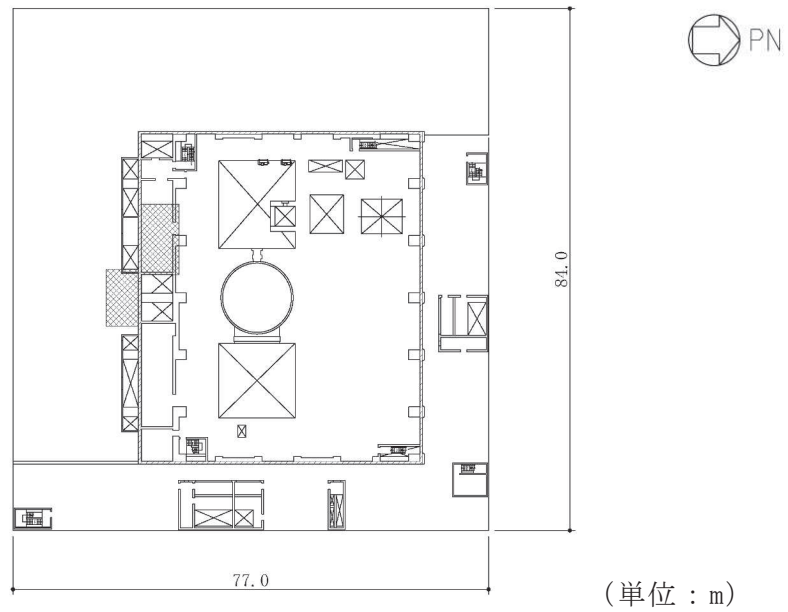
図 2-2(4) 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の範囲の平面図  
(1F, O.P. 15.0m)





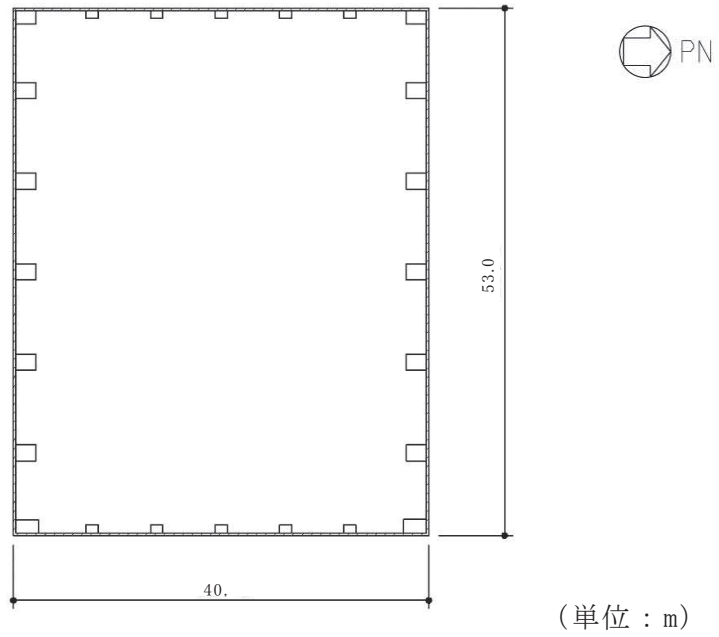
- 二次格納施設バウンダリ(壁)を示す。
- 二次格納施設バウンダリ(床)を示す。

図 2-2(5) 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)



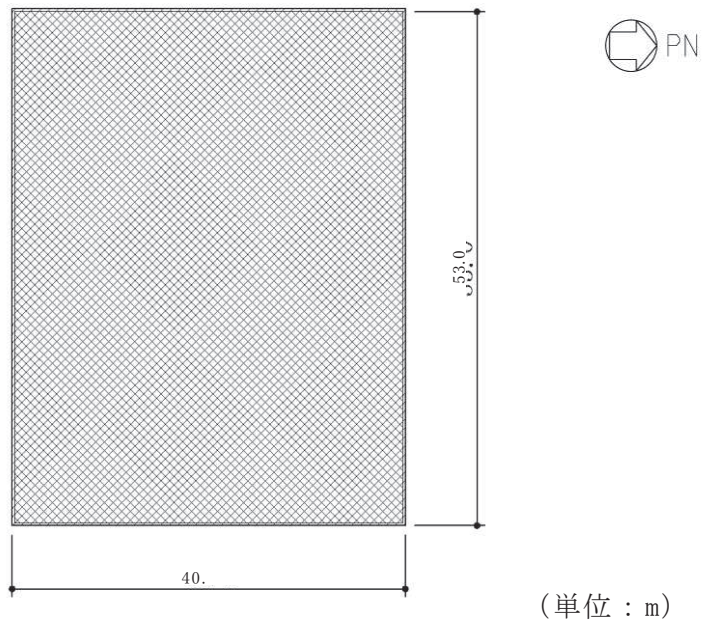
- 二次格納施設バウンダリ(壁)を示す。
- 二次格納施設バウンダリ(床)を示す。

図 2-2(6) 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)



- 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 2-2(7) 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 2-2(8) 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)

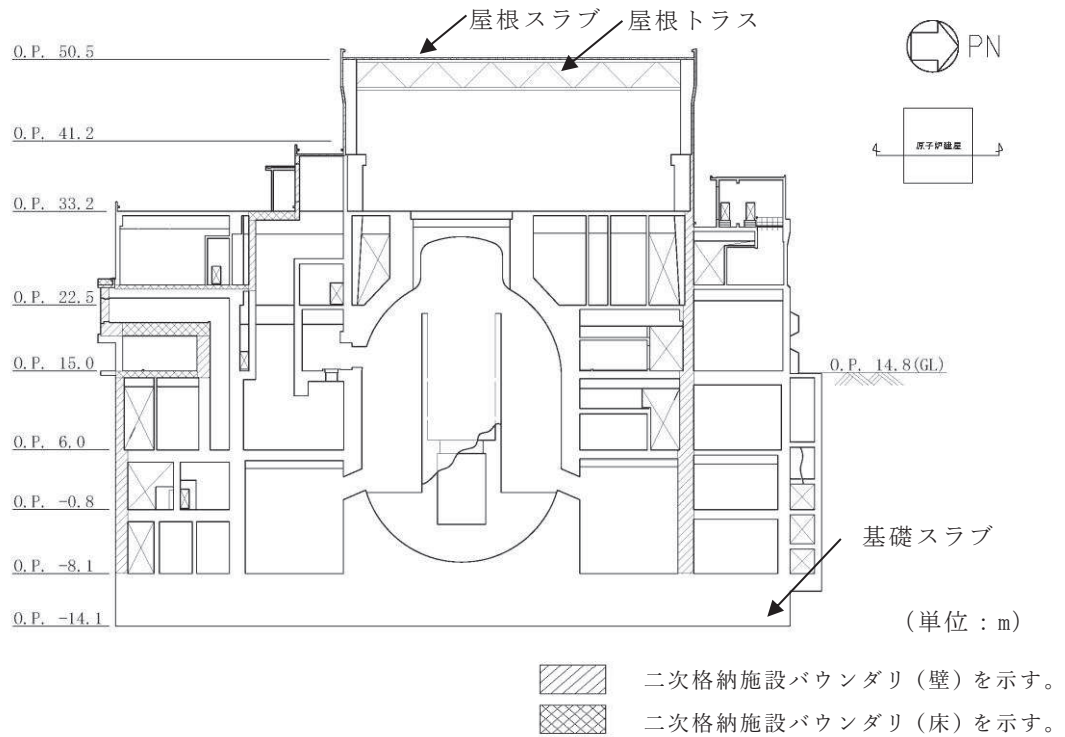


図 2-3(1) 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の範囲の断面図  
(NS 方向)

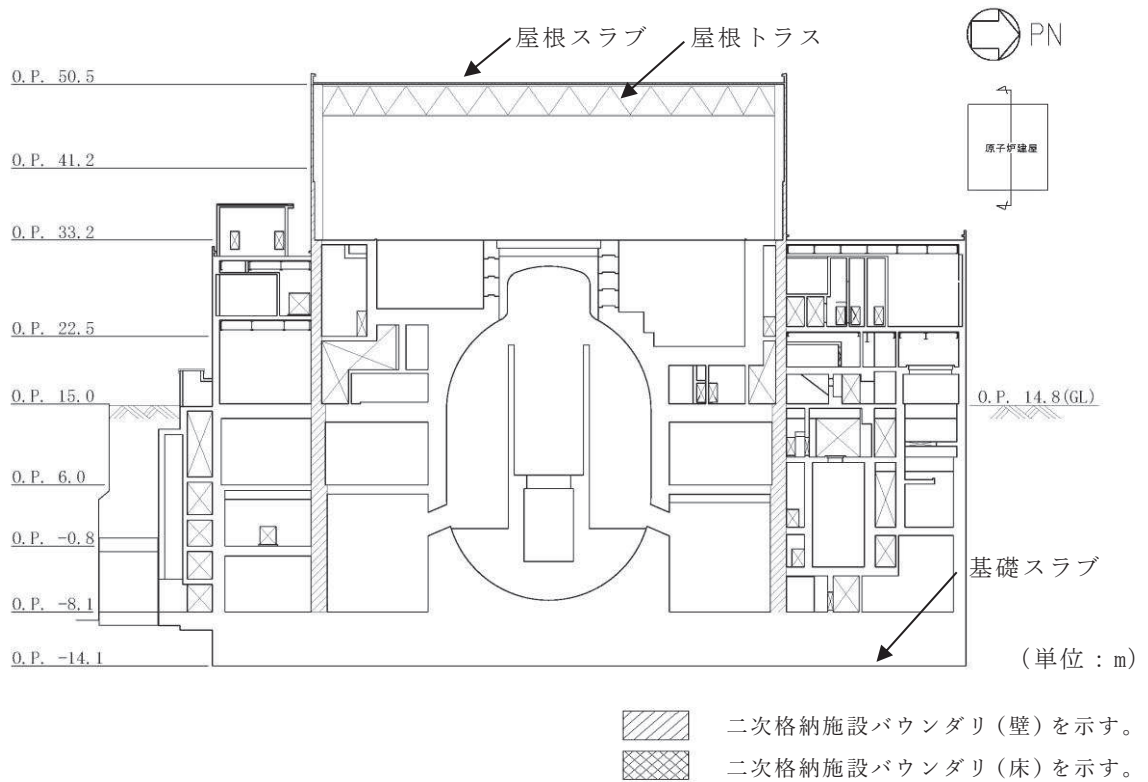


図 2-3(2) 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の範囲の断面図  
(EW 方向)

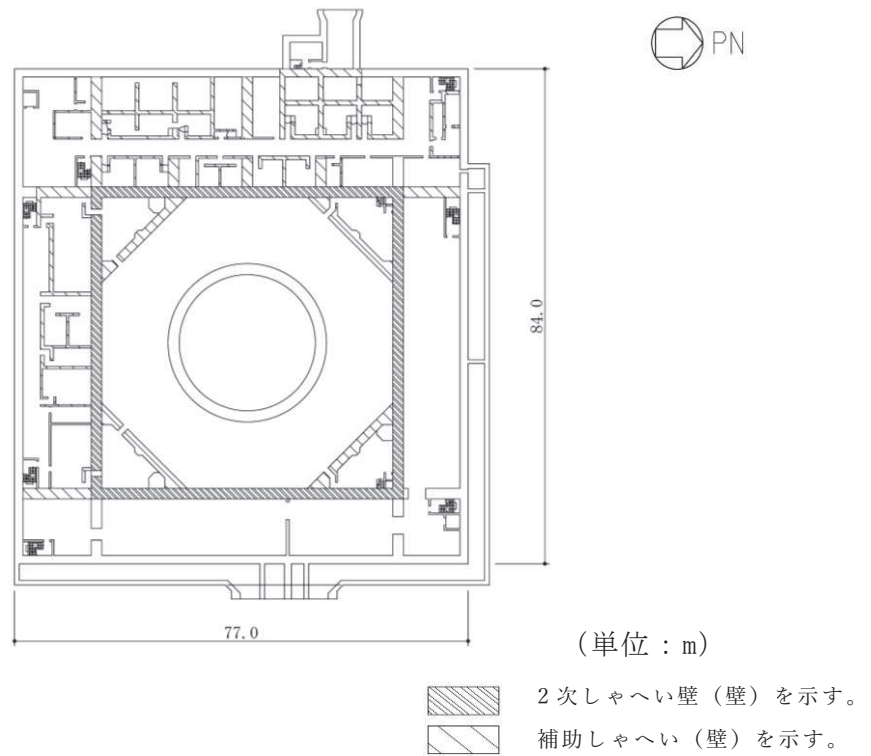


図 2-4(1) 2次しゃへい壁及び補助しゃへいの範囲の平面図  
(B3F, O. P. -8.1m)

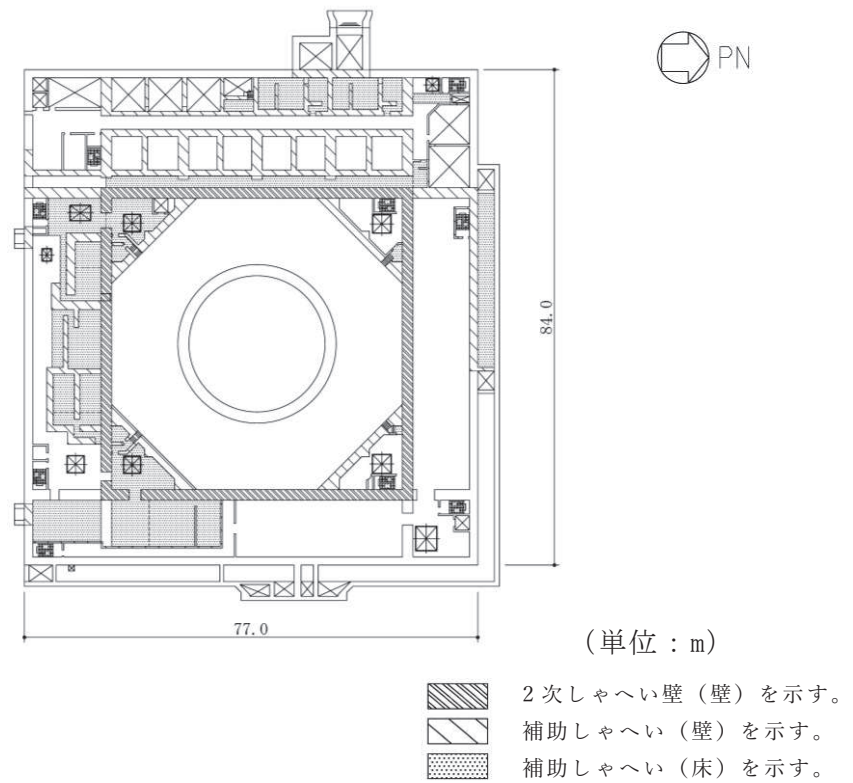


図 2-4(2) 2次しゃへい壁及び補助しゃへいの範囲の平面図  
(B2F, O. P. -0.8m)

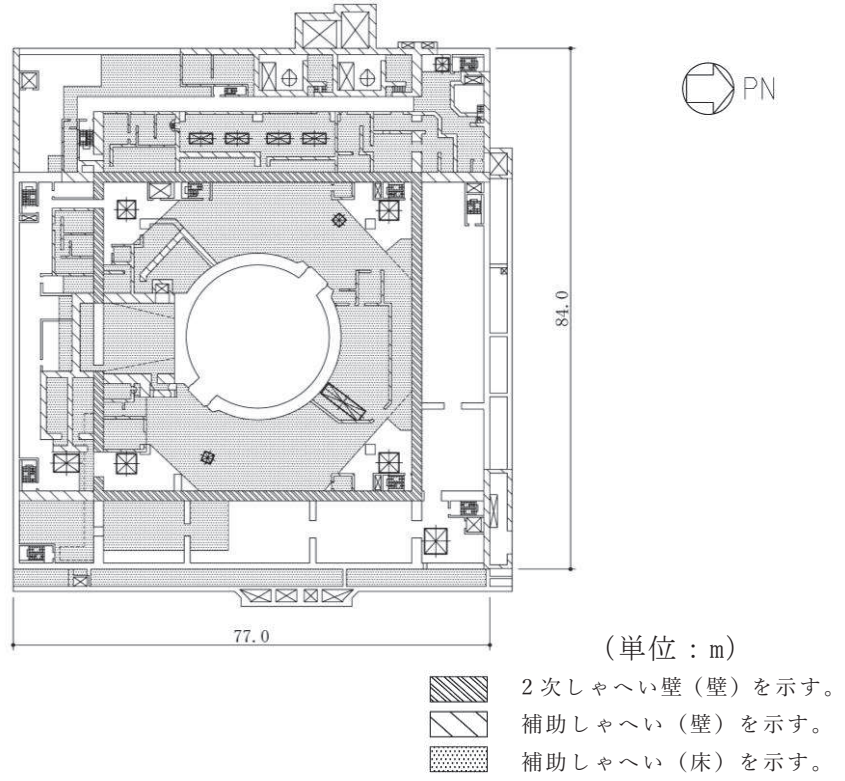


図 2-4(3) 2次しゃへい壁及び補助しゃへいの範囲の平面図  
(B1F, O.P. 6.0m)

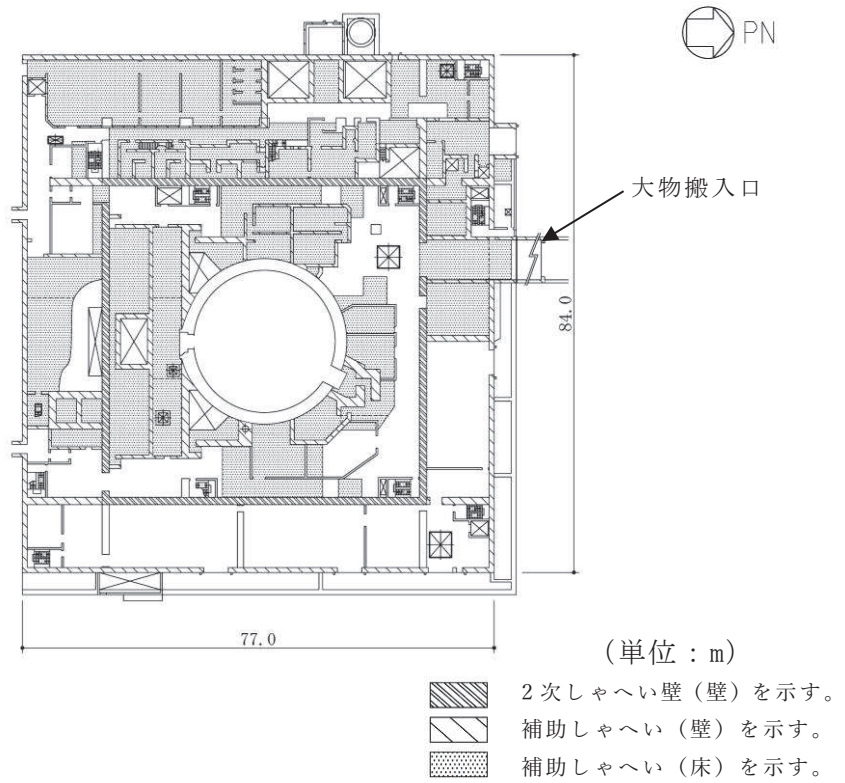
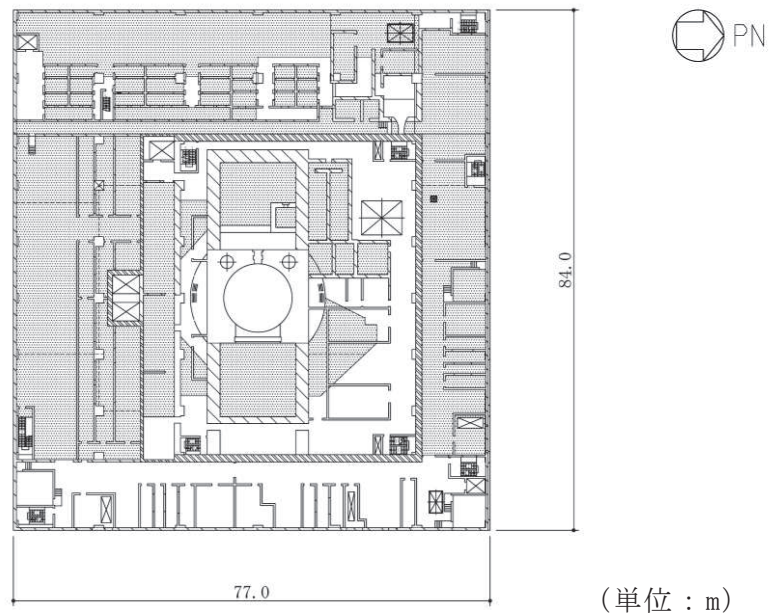
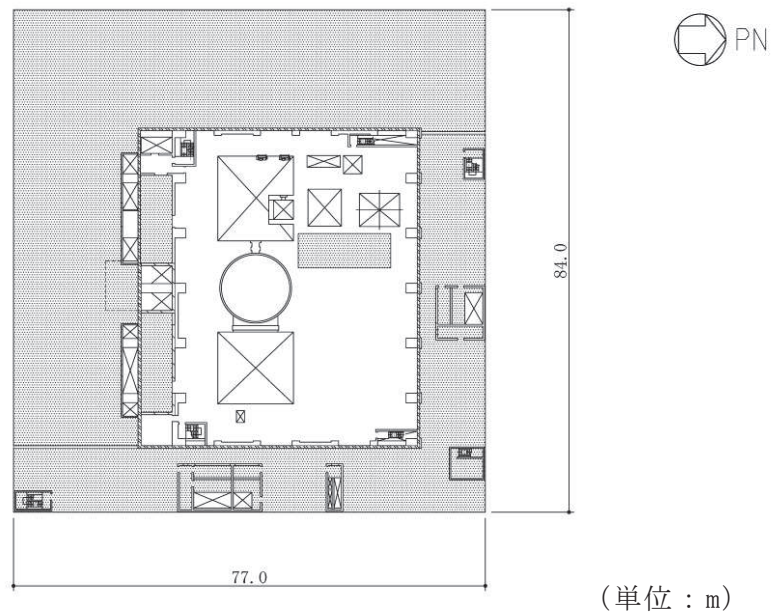


図 2-4(4) 2次しゃへい壁及び補助しゃへいの範囲の平面図  
(1F, O.P. 15.0m)



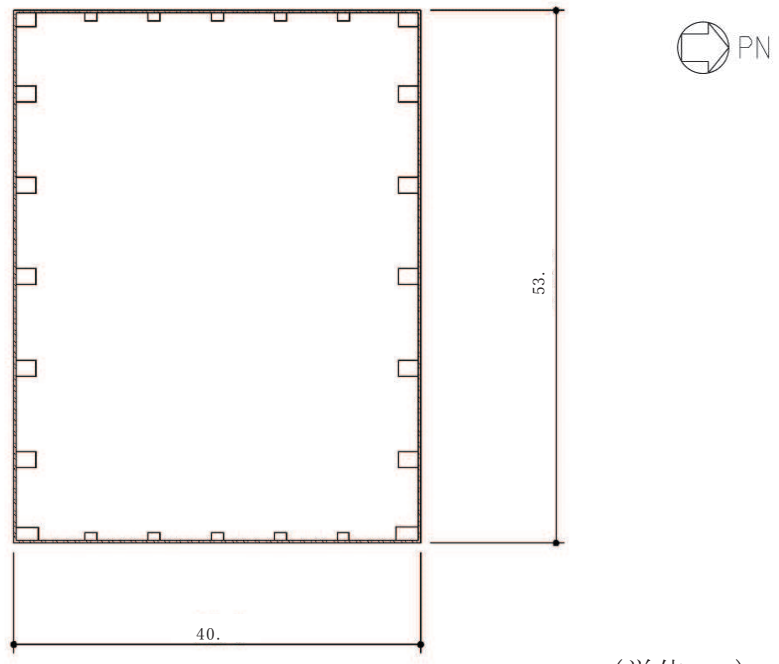
- 2次しゃへい壁(壁)を示す。
- 補助しゃへい(壁)を示す。
- 補助しゃへい(床)を示す。

図 2-4(5) 2次しゃへい壁及び補助しゃへいの範囲の平面図  
(2F, O.P. 22.5m)



- 2次しゃへい壁(壁)を示す。
- 補助しゃへい(壁)を示す。
- 補助しゃへい(床)を示す。

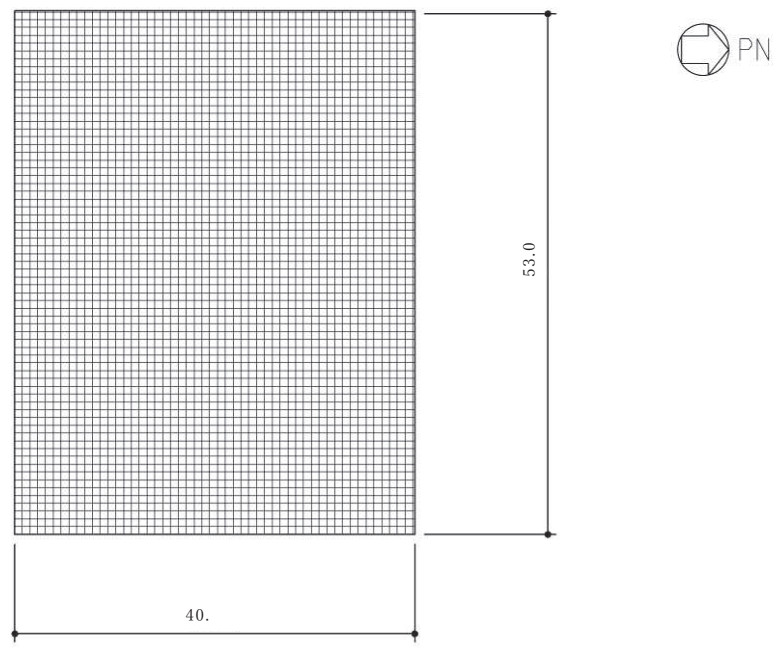
図 2-4(6) 2次しゃへい壁及び補助しゃへいの範囲の平面図  
(3F, O.P. 33.2m)



(単位：m)

2次しゃへい壁(壁)を示す。

図 2-4(7) 2次しゃへい壁及び補助しゃへいの範囲の平面図  
(CRF, O.P. 41.2m)



(単位：m)

2次しゃへい壁(床)を示す。

図 2-4(8) 2次しゃへい壁及び補助しゃへいの範囲の平面図  
(RF, O.P. 50.5m)

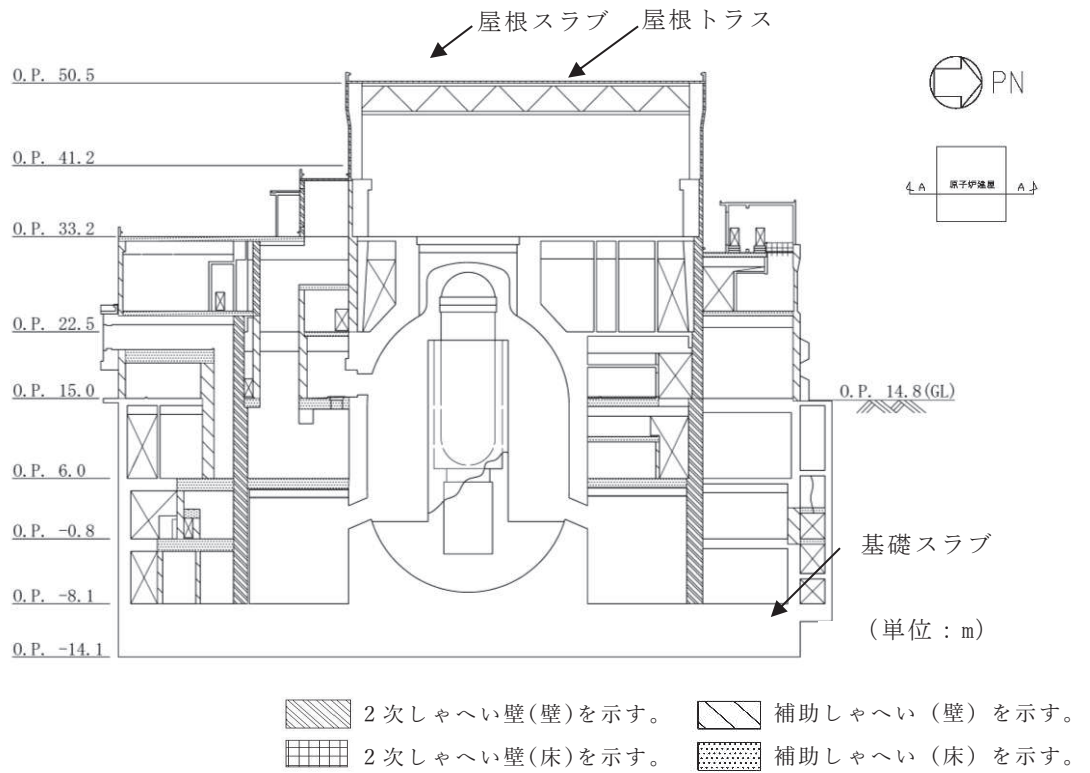


図 2-5(1) 2次しゃへい壁及び補助しゃへいの範囲の断面図 (NS 方向)

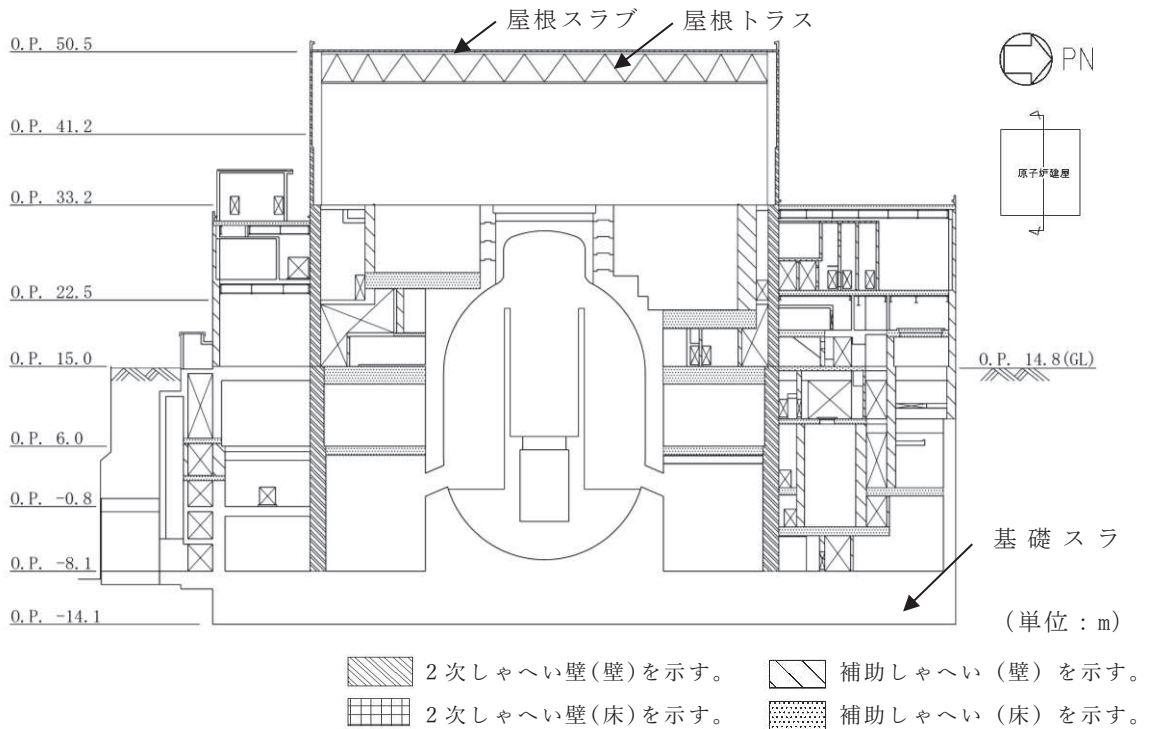


図 2-5(2) 2次しゃへい壁及び補助しゃへいの範囲の断面図 (EW 方向)



### 2.3 評価方針

原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）は，設計基準対象施設においては「Sクラスの施設」に，重大事故等対処施設においては「常設重大事故緩和設備」に分類される。また，原子炉建屋を構成する壁及びスラブの一部は，原子炉建屋の2次しゃへい壁及び補助しゃへいに該当し，その2次しゃへい壁及び補助しゃへいは，重大事故等対処施設においては「常設耐震重要重大事故防止設備以外の常設重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備」に分類される。

原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の設計基準対象施設としての評価においては，弾性設計用地震動 $S_d$ による地震力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。）及び基準地震動 $S_s$ による地震力に対する評価（以下「 $S_s$ 地震時に対する評価」という。）及び保有水平耐力の評価を行う。

原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の評価は，添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき，地震応答解析による評価においては，耐震壁のせん断ひずみ及び保有水平耐力の評価を，応力解析による評価においては断面の評価を行うことで，地震時の構造強度及び機能維持の確認を行う。

それぞれの評価は，添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」の結果を踏まえたものとする。評価にあたっては，材料物性の不確かさを考慮する。表2-1に原子炉建屋の材料物性の不確かさを考慮する解析ケースを示す。

なお，原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の地震時の構造強度及び機能維持の確認には，地震応答解析による評価において保有水平耐力の評価及び支持機能の確認が必要であるが，原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）が原子炉建屋の一部であることを踏まえ，原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）を含む原子炉建屋全体としての評価結果を添付書類「VI-2-2-2 原子炉建屋の耐震性についての計算書」に示す。

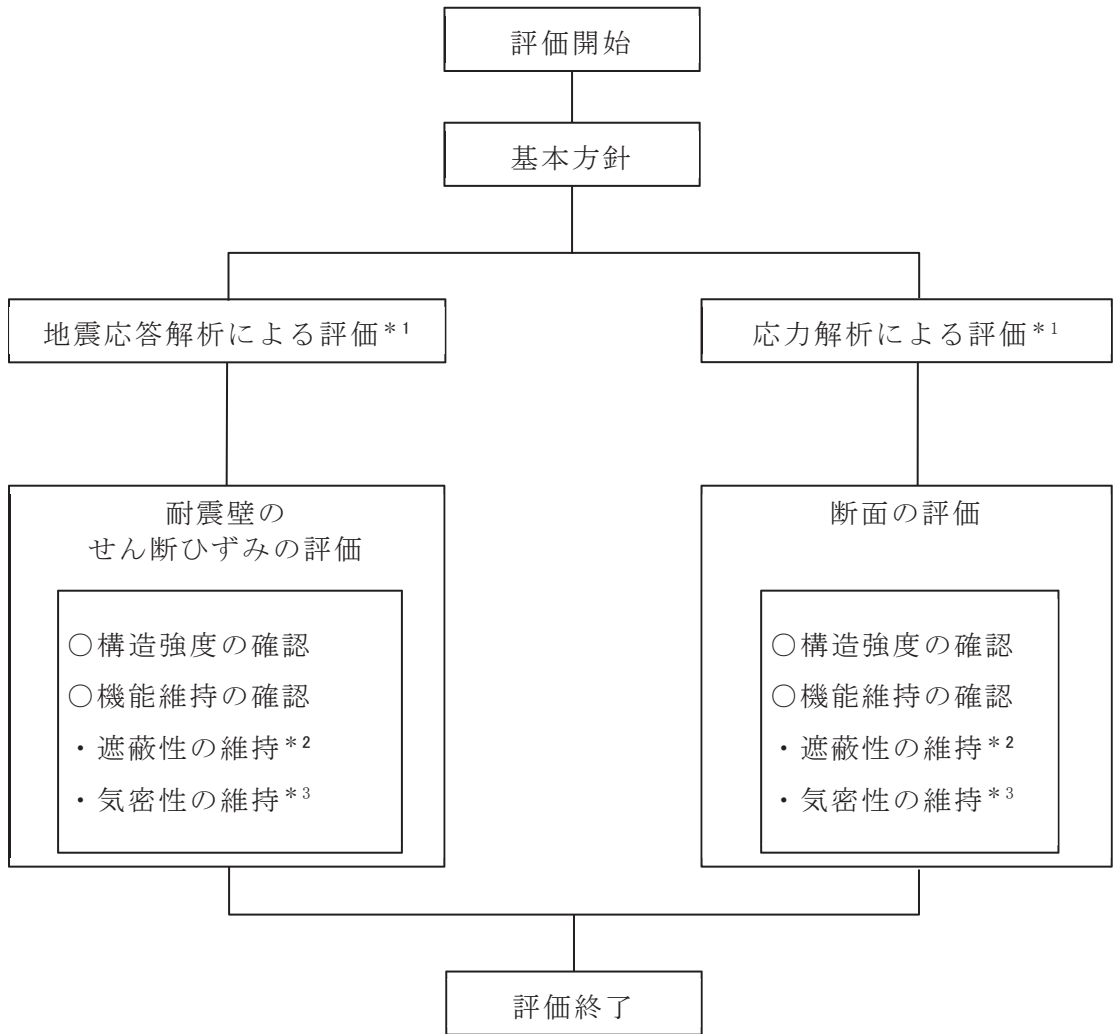
また，原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設），2次しゃへい壁及び補助しゃへいの重大事故等対処施設としての評価においては， $S_s$ 地震時に対する評価及び保有水平耐力の評価を行う。ここで，原子炉建屋は使用済燃料プールにおいて，運転時，設計基準事故時及び重大事故等時の状態で温度の条件が異なるが，コンクリートの温度が上昇した場合においても，コンクリートの圧縮強度の低下は認められず，剛性低下は認められるが，その影響は小さいと考えられること，また，「J S M E S N E 1 - 2 0 0 3 発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格」では要素内の温度差及び拘束力により発生する熱応力は自己拘束的な応力であり，十分な塑性変形能力がある場合は終局耐力に影響しないとされていることから，重大事故等対処施設としての評価は，設計基準対象施設としての評価と同一となる。

図2-6に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しゃへいの評価フローを示す。

表 2-1 材料物性の不確かさを考慮する解析ケース

対象地震動	ケース名	スケルトンカーブ		建屋材料減衰	地盤物性	
		初期剛性	終局耐力		入力地震動	底面地盤ばね
基準地震動 S <sub>s</sub> (水平)	ケース1 (基本ケース)	2011年3月11日東北地方太平洋沖地震の観測記録を用いたシミュレーション解析により補正	設計基準強度を用いたJEAG式で評価	5%	表層上部：非線形性を考慮 表層下部：Vs900m/s	標準地盤
	ケース2	同上	同上	同上	表層上部：非線形性を考慮 表層下部：Vs900+100m/s	標準地盤 +σ
	ケース3				表層上部：非線形性を考慮 表層下部：Vs900-100m/s	標準地盤 -σ
	ケース4	基本ケースの0.78倍*	同上	同上	表層上部：非線形性を考慮 表層下部：Vs900m/s	標準地盤
	ケース5				表層上部：非線形性を考慮 表層下部：Vs900+100m/s	標準地盤 +σ
	ケース6				表層上部：非線形性を考慮 表層下部：Vs900-100m/s	標準地盤 -σ
基準地震動 S <sub>s</sub> (鉛直)	ケース1 (基本ケース)	設計剛性	—	5%	直接入力	標準地盤
	ケース2	同上	—	同上	同上	標準地盤 +σ
	ケース3				標準地盤 -σ	
弾性設計用 地震動 S <sub>d</sub> (水平, 鉛直)	ケース1 (基本ケース)	2011年3月11日東北地方太平洋沖地震の観測記録を用いたシミュレーション解析により補正	—	5% (水平, 鉛直とも)	(水平) 表層上部：非線形性を考慮 表層下部：Vs900m/s (鉛直) 直接入力	標準地盤
	ケース2	同上	—	同上	(水平) 表層上部：非線形性を考慮 表層下部：Vs900+100m/s (鉛直) 直接入力	標準地盤 +σ
	ケース3				(水平) 表層上部：非線形性を考慮 表層下部：Vs900-100m/s (鉛直) 直接入力	標準地盤 -σ

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



注記\*1：添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」の結果を踏まえた評価を行う。

\*2：2次しゃへい壁及び補助しゃへいについて実施する。

\*3：原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）について実施する。

図 2-6 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しゃへいの評価フロー

## 2.4 適用規格・基準等

本評価において適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法（昭和 25 年 5 月 24 日法律第 201 号）
- ・ 建築基準法施行令（昭和 25 年 11 月 16 日政令第 338 号）
- ・ 日本建築学会 1988 年 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説
- ・ 日本建築学会 1999 年 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ー許容応力度設計法ー
- ・ 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。)
- ・ 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
- ・ 日本建築学会 2001 年 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ー許容応力度設計と保有水平耐力ー
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1－1987）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編（J E A G 4 6 0 1・補－1984）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1－1991 追補版）
- ・ 2015 年版 建築物の構造関係技術基準解説書（国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人建築研究所）

### 3. 地震応答解析による評価方法

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しゃへいの構造強度については，添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」に基づき，材料物性の不確かさを考慮した耐震壁の最大応答せん断ひずみが許容限界を超えないことを確認する。

また，遮蔽性及び気密性の維持については，添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」に基づき，材料物性の不確かさを考慮した耐震壁の最大応答せん断ひずみが許容限界を超えないことを確認する。

地震応答解析による評価における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しゃへいの許容限界は，添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に記載の構造強度上の制限及び機能維持方針に基づき，表3-1及び表3-2のとおり設定する。

表3-1 地震応答解析による評価における許容限界  
(設計基準対象施設としての評価)

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界(評価基準値)
—	構造強度を有すること	基準地震動 S <sub>s</sub>	耐震壁*1	最大応答せん断ひずみが構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 2.0×10 <sup>-3</sup>
気密性	換気性能とあいまって気密機能を維持すること	基準地震動 S <sub>s</sub>	耐震壁*1 (原子炉建屋原子炉棟(二次格納施設))	最大応答せん断ひずみが気密性を維持するための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 2.0×10 <sup>-3</sup> *2

注記\*1: 建屋全体としては，耐震壁で地震力を全て負担する構造となっており，剛性の高い耐震壁の変形に追従する柱，はり，間仕切壁等の部材の層間変形は十分小さいこと，また，全体に剛性の高い構造となっており複数の耐震壁間の相対変形が小さく床スラブの変形が抑えられることから，各層の耐震壁の最大応答せん断ひずみが許容限界を満足していれば，建物・構築物に要求される機能は維持される。

\*2: 事故時においては，PCV から漏えいした空気を非常用ガス処理設備で処理できるように気密性を有する設計とし，地震時においてもその機能を維持できる設計とする。気密性に対する許容限界の適用性は，「別紙 2 原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の気密性に関する計算書」に示す。

表 3-2 地震応答解析による評価における許容限界  
(重大事故等対処施設としての評価)

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界(評価基準値)
—	構造強度を有すること	基準地震動 S <sub>s</sub>	耐震壁*1	最大応答せん断ひずみが構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 2.0×10 <sup>-3</sup>
遮蔽性	遮蔽体の損傷により遮蔽性を損なわないこと	基準地震動 S <sub>s</sub>	耐震壁*1 (2次しゃへい壁及び補助しゃへい)	最大応答せん断ひずみが遮蔽性を維持するための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 2.0×10 <sup>-3</sup>
気密性	換気性能とあいまって気密機能を維持すること	基準地震動 S <sub>s</sub>	耐震壁*1 (原子炉建屋原子炉棟(二次格納施設))	最大応答せん断ひずみが気密性を維持するための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 2.0×10 <sup>-3</sup> *2

注記\*1: 建屋全体としては、耐震壁で地震力を全て負担する構造となっており、剛性の高い耐震壁の変形に追従する柱、はり、間仕切壁等の部材の層間変形は十分小さいこと、また、全体に剛性の高い構造となっており複数の耐震壁間の相対変形が小さく床スラブの変形が抑えられることから、各層の耐震壁の最大応答せん断ひずみが許容限界を満足していれば、建物・構築物に要求される機能は維持される。

\*2: 事故時においては、PCV から漏えいした空気を非常用ガス処理設備で処理できるように気密性を有する設計とし、地震時においてもその機能を維持できる設計とする。気密性に対する許容限界の適用性は、「別紙 2 原子炉建屋原子炉棟(二次格納施設)の気密性に関する計算書」に示す。

#### 4. 応力解析による評価方法

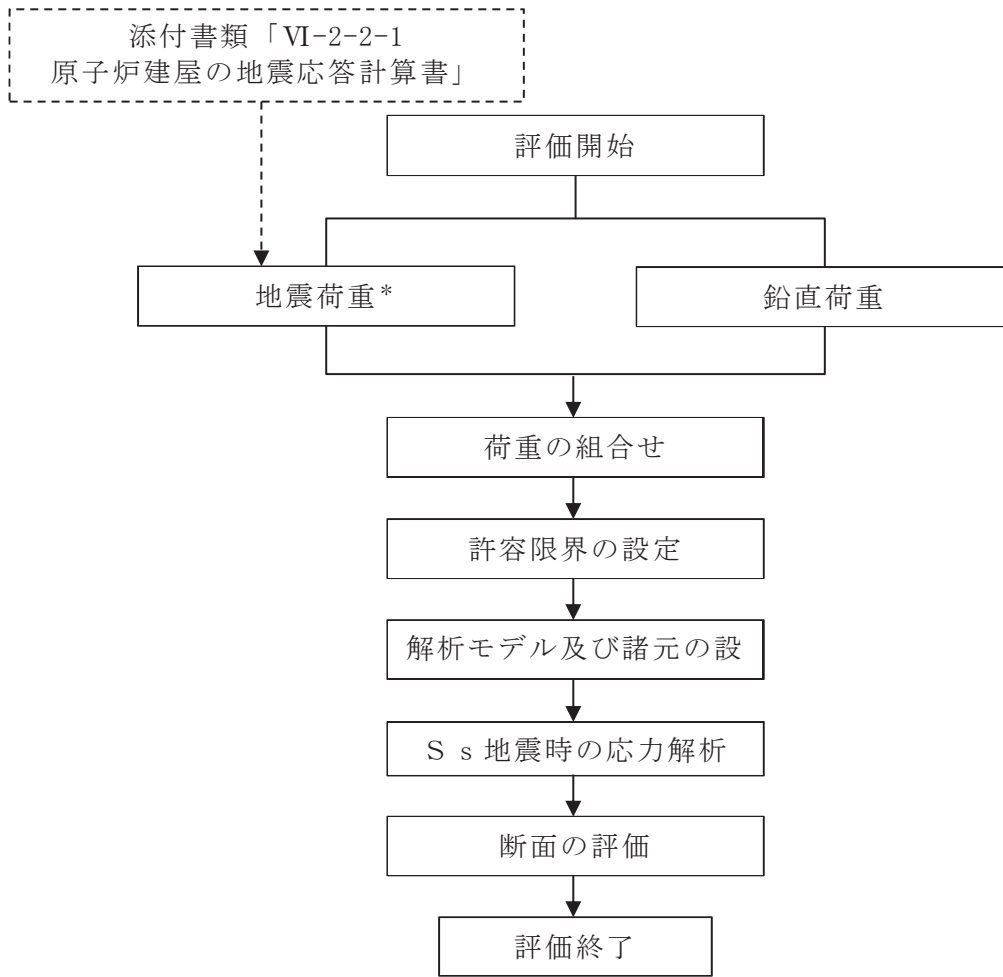
##### 4.1 評価対象部位及び評価方針

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しゃへいの応力解析による評価対象部位は、屋根スラブ、床スラブ、屋根トラス及び耐震壁とする。

##### 4.1.1 屋根スラブ及び床スラブ

屋根スラブ及び床スラブについては、鉛直方向の地震動の影響を受けやすいと考えられる。したがって、 $S_s$ 地震時に対する評価は、基準地震動 $S_s$ による鉛直震度を考慮した応力解析モデルを用いて、各部材の断面評価を行う。鉛直震度については、添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」により得られた基準地震動 $S_s$ による結果を用いる。許容限界については、屋根スラブ及び床スラブは、「RC-N規準」に基づき設定する。 $S_d$ 地震時に対する評価については、上記のとおり基準地震動 $S_s$ で評価するため新たな検討は行わない。評価については、各断面の検定値が最も大きい部材を選定して示す。

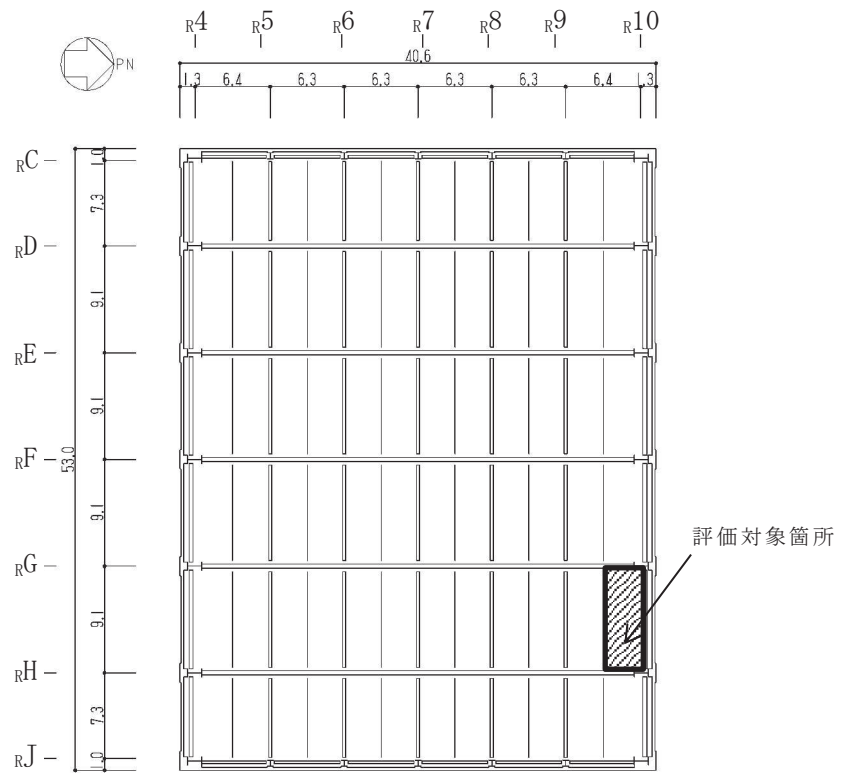
応力解析による評価フローを図4-1に、選定した部材を図4-2に示す。



注記\*：材料物性の不確かさを考慮する。

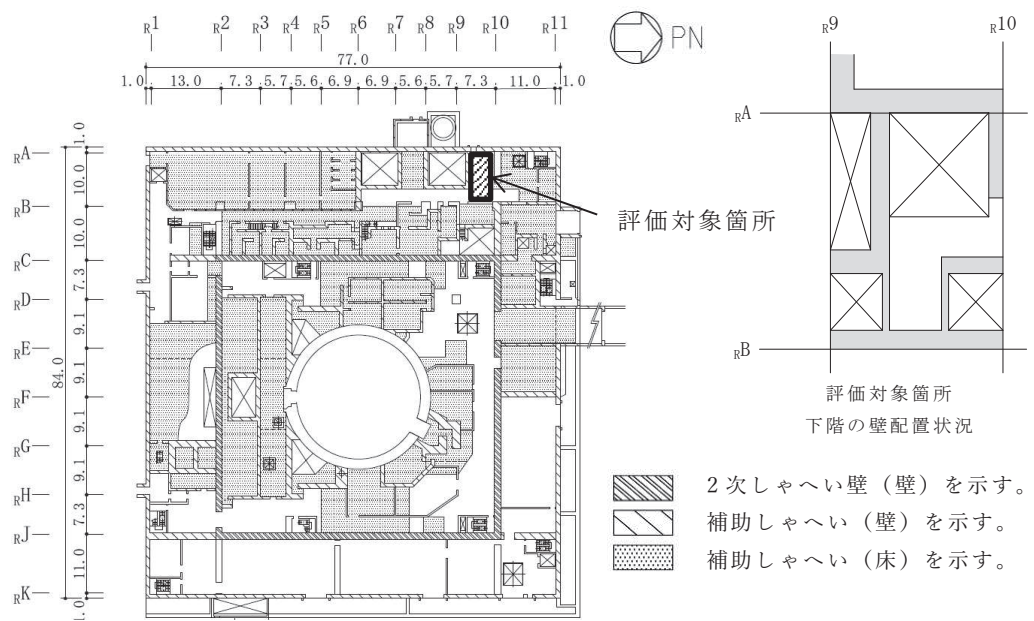
図 4-1 屋根スラブ及び床スラブの応力解析による評価フロー





(単位：m)

(a) 屋根スラブ，RF，O.P. 50.5m



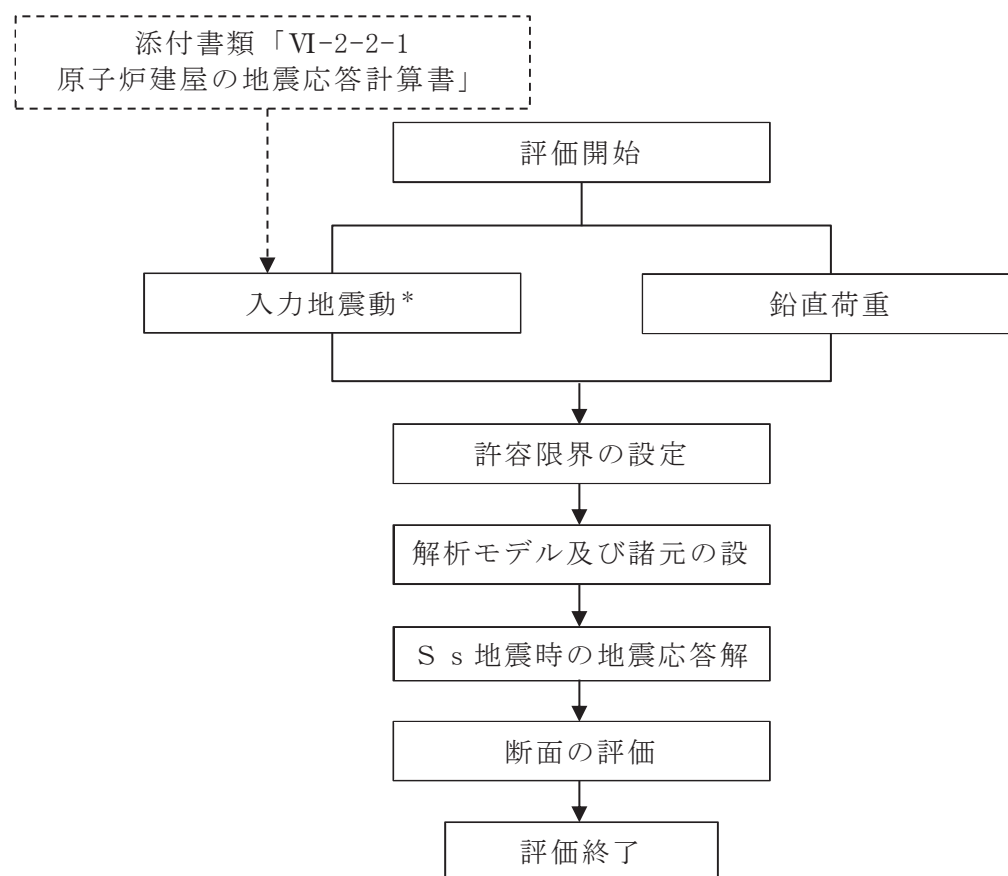
(b) 床スラブ，1F，O.P. 15.0m

図4-2 評価を記載する部材の位置

#### 4.1.2 屋根トラス

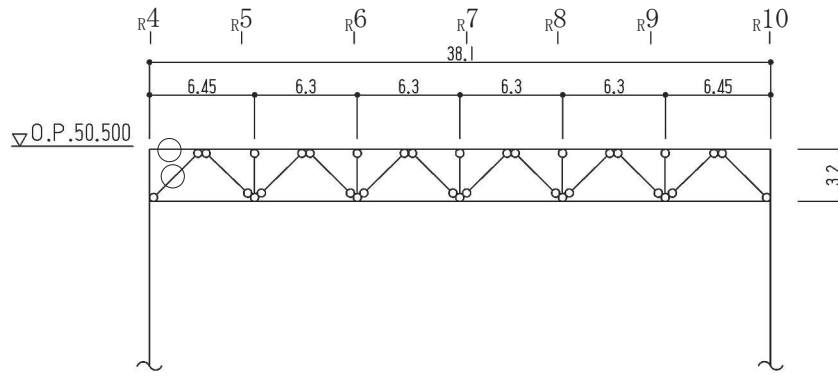
屋根トラスについては、水平方向の地震動に加え、鉛直方向の地震動の影響を受けやすいと考えられる。したがって、水平方向と鉛直方向地震力の同時入力による評価を行うために、3次元 FEM モデルを用いた地震応答解析により生じた応力を用いて、各部材の断面の評価を行う。S<sub>s</sub>地震時に対する評価については、添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」により得られた基準地震動 S<sub>s</sub> による結果を用いる。許容限界については、「建設省告示第 2464 号」に基づき F 値に 1.1 倍の割増しを考慮した弾性限強度とする。なお、弾性設計用地震動 S<sub>d</sub> の応答加速度が基準地震動 S<sub>s</sub> の 0.5 倍又は 0.58 倍であり、許容限界が基準地震動 S<sub>s</sub> の 1/1.1 倍であることから、基準地震動 S<sub>s</sub> により生じる各部材の断面の応力が弾性限強度を超えないことを確認することで、屋根トラスの S<sub>d</sub> 地震時に対する評価については、行わないこととする。評価については、各部材の検定値が最も大きい部材を選定して示す。

応力解析による評価フローを図 4-3 に、選定した部材を図 4-4～図 4-7 に示す。

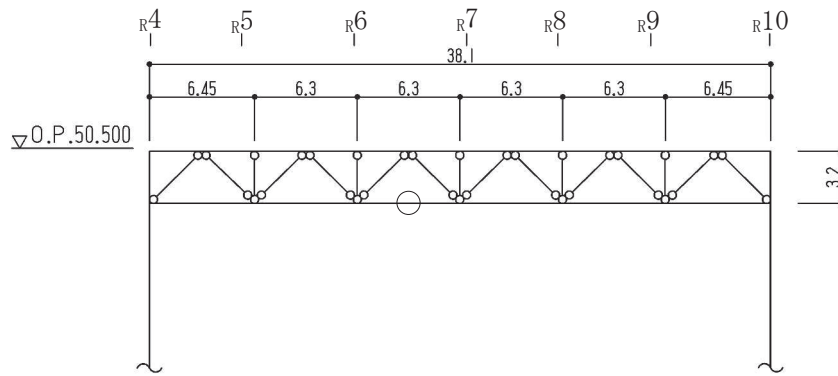


注記\*：材料物性の不確かさを考慮する。

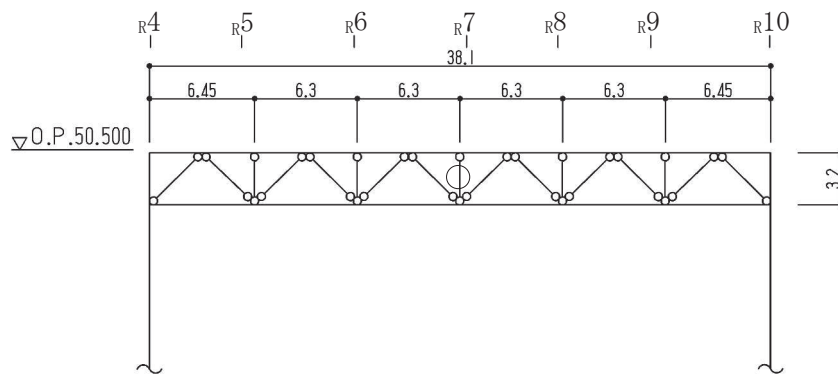
図 4-3 屋根トラスの応力解析による評価フロー



(a) 主トラス :  $R_E$  通り



(b) 主トラス :  $R_F$  通り

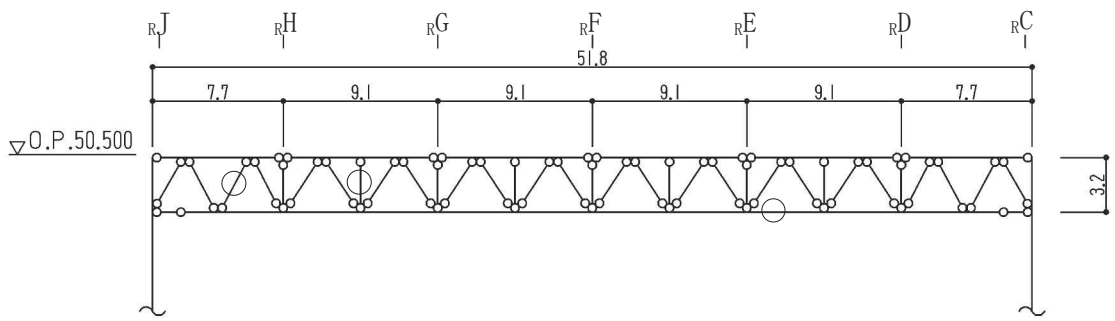


(c) 主トラス :  $R_G$  通り

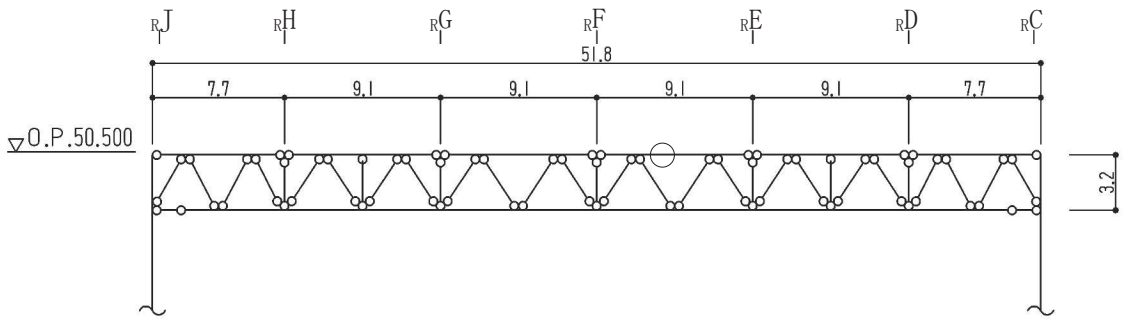
○ : 最大応力発生箇所を示す。

(単位 : m)

図 4-4 評価を記載する部材の位置 (主トラス)



(a) サブトラス :  $r_7$  通り

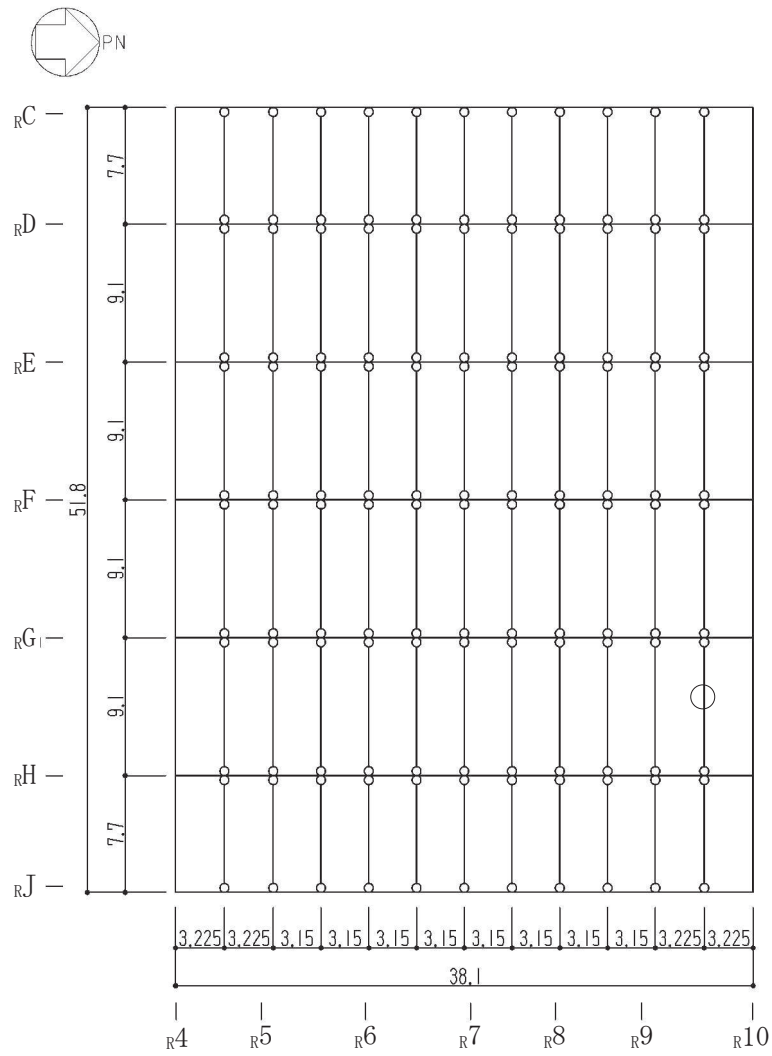


(b) サブトラス :  $r_9$  通り

○ : 最大応力発生箇所を示す。

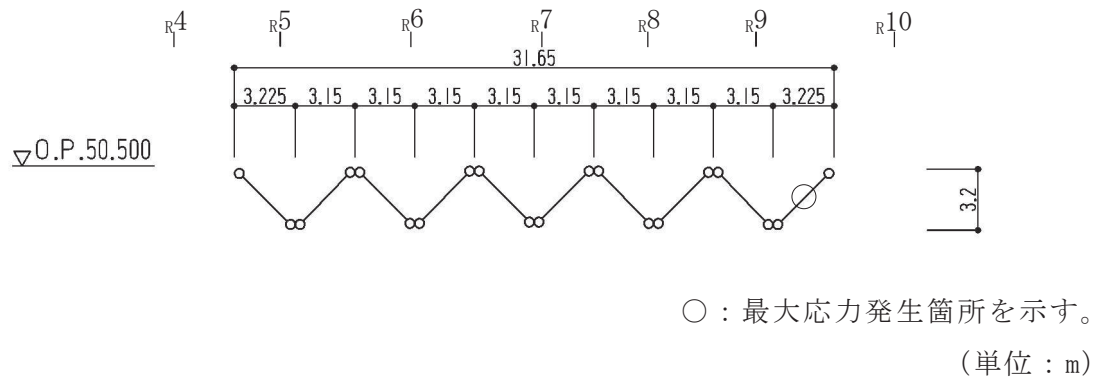
(単位 : m)

図 4-5 評価を記載する部材の位置 (サブトラス)



○：最大応力発生箇所を示す。  
(単位：m)

図 4-6 評価を記載する部材の位置 (母屋：O.P. 50.5m)



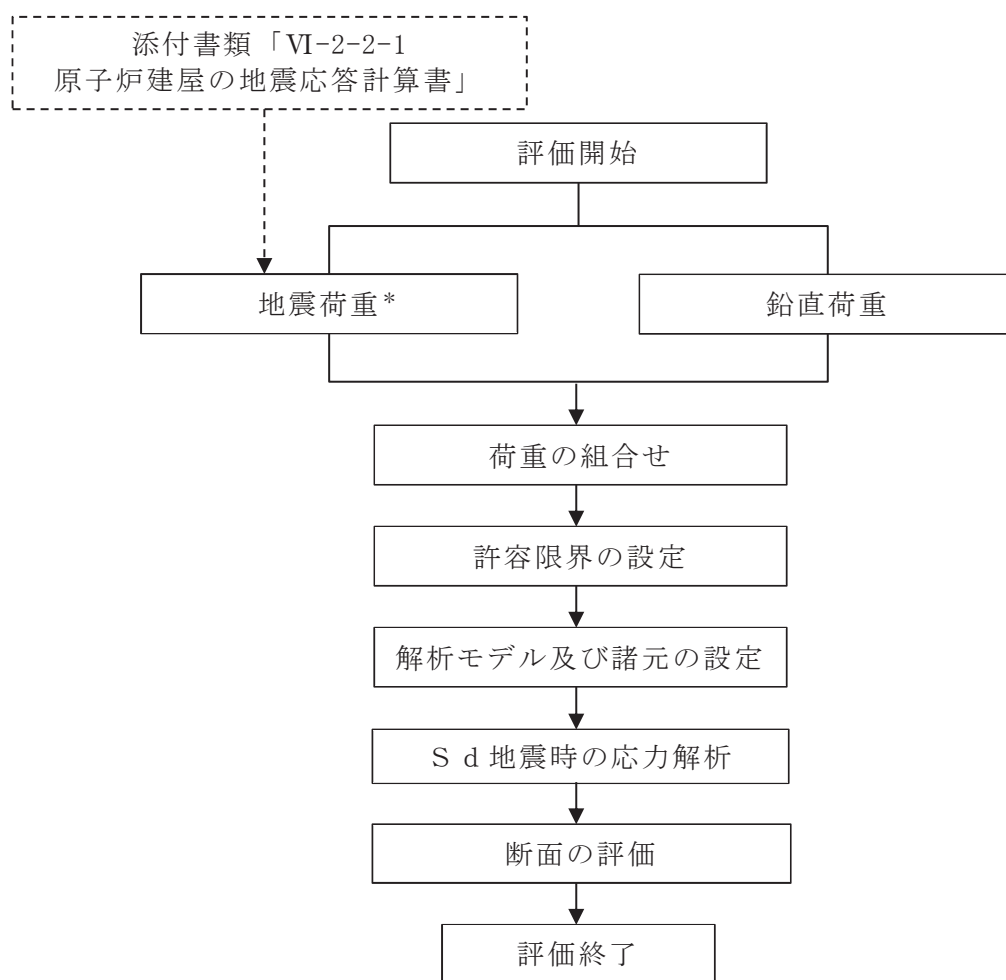
○：最大応力発生箇所を示す。  
(単位：m)

図 4-7 評価を記載する部材の位置 (方杖：RH 通り RJ 通り間)

#### 4.1.3 耐震壁

S d地震時に対する評価は、材料物性の不確かさを考慮した地震力と地震力以外の荷重の組合せの結果により発生する応力が、「RC-N規準」に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する。評価については、耐震壁の検定値が最も大きい部材を選定して示す。

応力解析による評価フローを図4-8に、選定した部材を図4-9に示す。



注記\*：材料物性の不確かさを考慮する。

図 4-8 耐震壁の応力解析による評価フロー

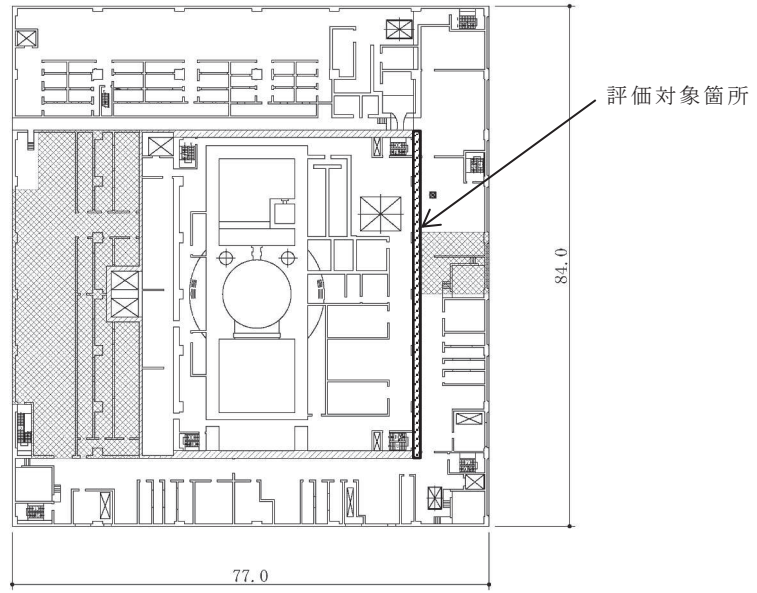


図 4-9 耐震壁の評価を記載する部材の位置  
(2F, O.P. 22.5m)

## 4.2 荷重及び荷重の組合せ

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

### 4.2.1 屋根スラブ

#### (1) 荷重

##### a. 鉛直荷重

固定荷重 (G)、積載荷重 (P) は「既工認」に基づき設定する。ただし、屋根スラブの固定重量の低減を図り、ルーフブロック等を撤去したため、その重量も反映する。

##### b. 地震荷重

地震荷重 ( $S_s$ ) は、基準地震動  $S_s$  に対する質点系モデルの屋根トラス部の鉛直方向最大応答加速度より鉛直震度を算定する。なお、鉛直震度は材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を包絡したものとする。

#### (2) 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4-1 に示す。

表 4-1 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

P : 積載荷重

$S_s$  : 地震荷重



#### 4.2.2 床スラブ

##### (1) 荷重

###### a. 鉛直荷重

固定荷重 (G), 積載荷重 (P) は「既工認」に基づき設定する。

###### b. 地震荷重

地震荷重 ( $S_s$ ) は, 基準地震動  $S_s$  に対する質点系モデルの各層の鉛直方向最大応答加速度より鉛直震度を算定する。なお, 鉛直震度は材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を包絡したものとする。

##### (2) 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4-2 に示す。

表 4-2 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

P : 積載荷重

$S_s$  : 地震荷重

### 4.2.3 屋根トラス

#### (1) 荷重

##### a. 鉛直荷重

表 4-3 に荷重の一覧を示す。固定荷重 (G) は「既工認」に基づき設定する。ただし、屋根トラスは裕度向上を目的として、耐震補強工事を実施しており、その際に屋根スラブの固定重量の低減を図り、ルーフブロック等を撤去したため、その重量も反映する。なお、原子炉建屋内は負圧となっており、屋根スラブに鉛直下向きの圧力荷重が作用しているが、鉛直荷重と比較して  $6.28 \times 10^{-2} \text{ kN/m}^2$  と非常に軽微なため考慮しない。

表 4-3 荷重一覧

固定荷重 (G)	屋根スラブ	4.41 kN/m <sup>2</sup>
	トラス鋼材	77.0 kN/m <sup>3</sup>
	クレーン荷重	3270 kN
積載荷重 (P)		0.294 kN/m <sup>2</sup>

##### b. 地震荷重

地震荷重 (S<sub>s</sub>) は、添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」から得られる燃料取替床レベル (3F, 0.P. 33.2m) の S<sub>s</sub> 地震時の水平及び鉛直方向の時刻歴応答加速度とし、「2.3 評価方針」に示したとおり、材料物性の不確かさを考慮する。これらの中で屋根トラスの振動特性を踏まえ影響が大きいと考えられるケース 2 の S<sub>s</sub>-D1, S<sub>s</sub>-D2 及び S<sub>s</sub>-F3 の水平 2 成分、鉛直成分及び回転 2 成分の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図 4-10 ~ 図 4-17 に示す。

#### (2) 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4-4 に示す。

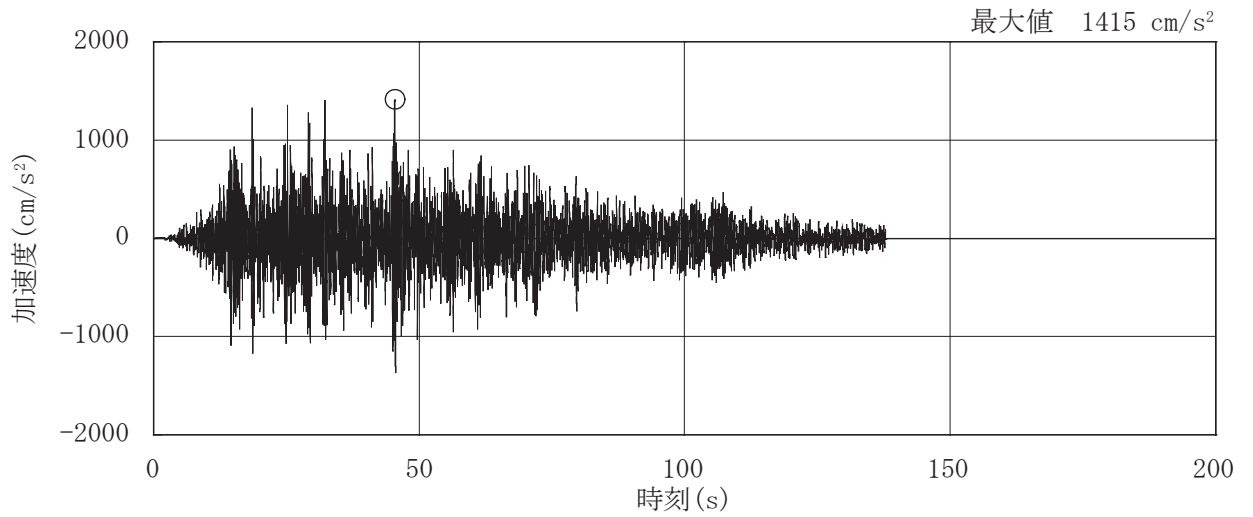
表 4-4 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
S <sub>s</sub> 地震時	G + P + S <sub>s</sub>

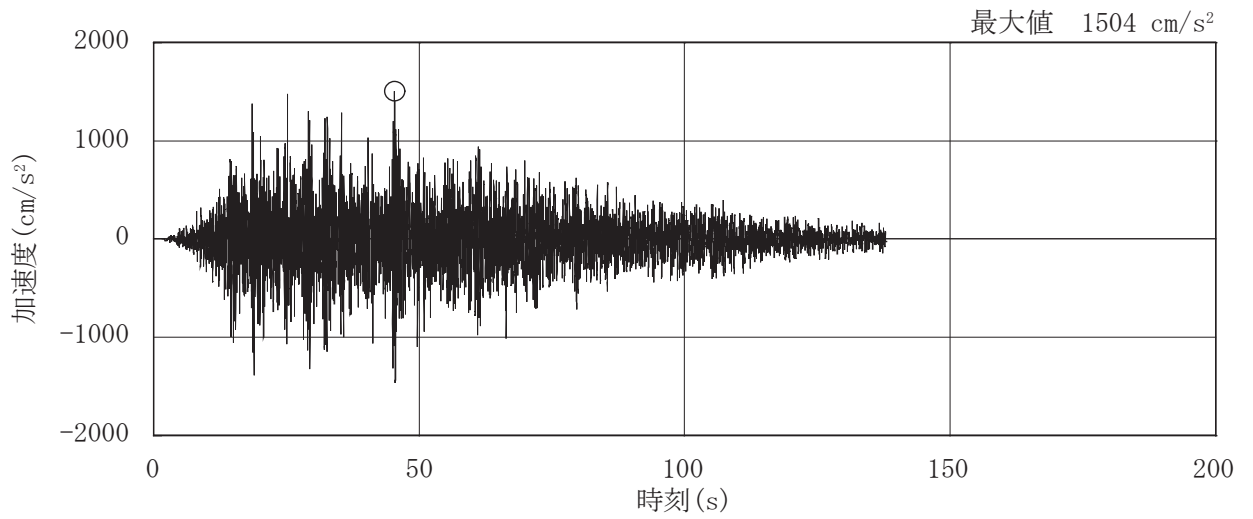
G : 固定荷重

P : 積載荷重

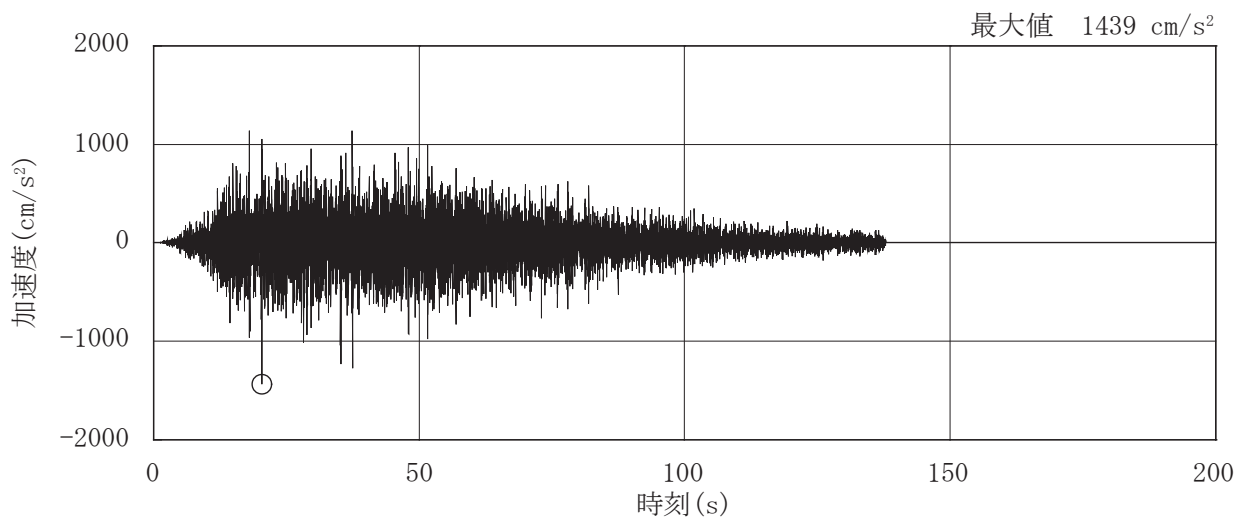
S<sub>s</sub> : 地震荷重



(a) NS 方向

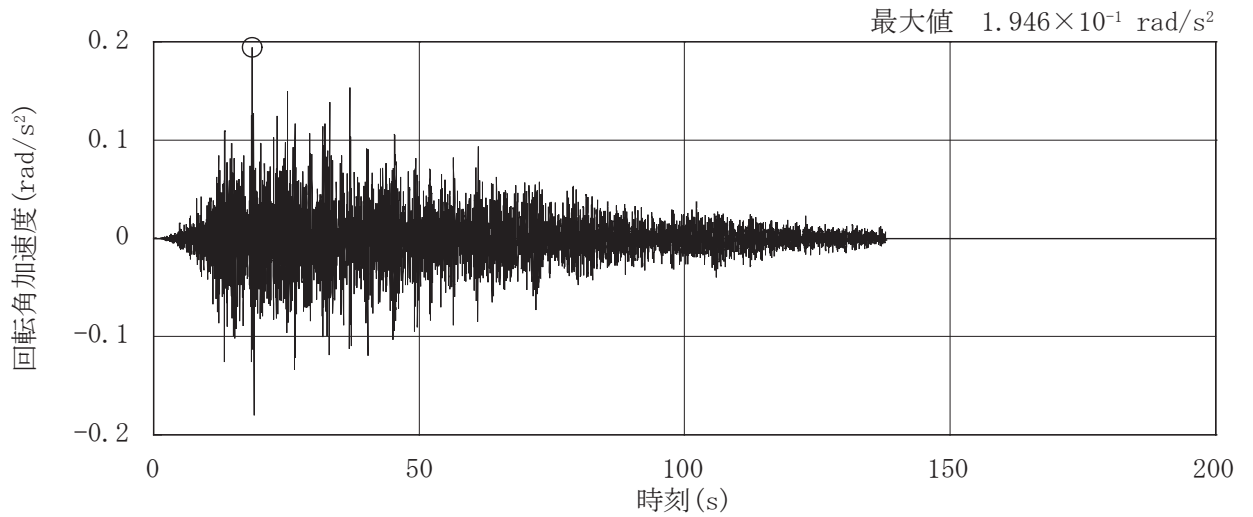


(b) EW 方向

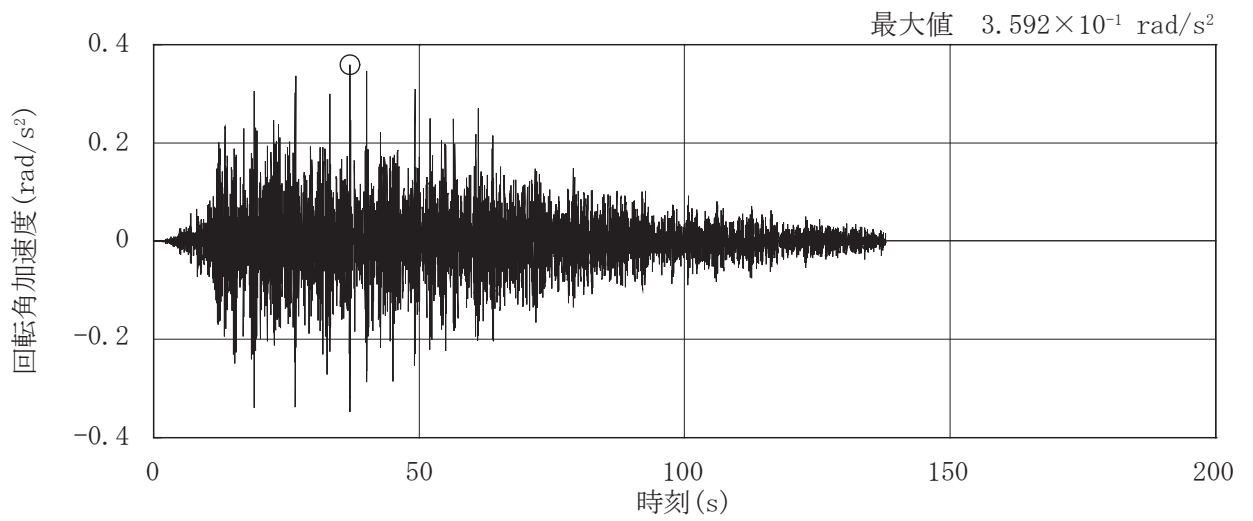


(c) UD 方向

図 4-10 燃料取替床レベル (3F, 0. P. 33.2m) の加速度時刻歴波形  
(S s - D 1, ケース 2, 水平, 鉛直成分)

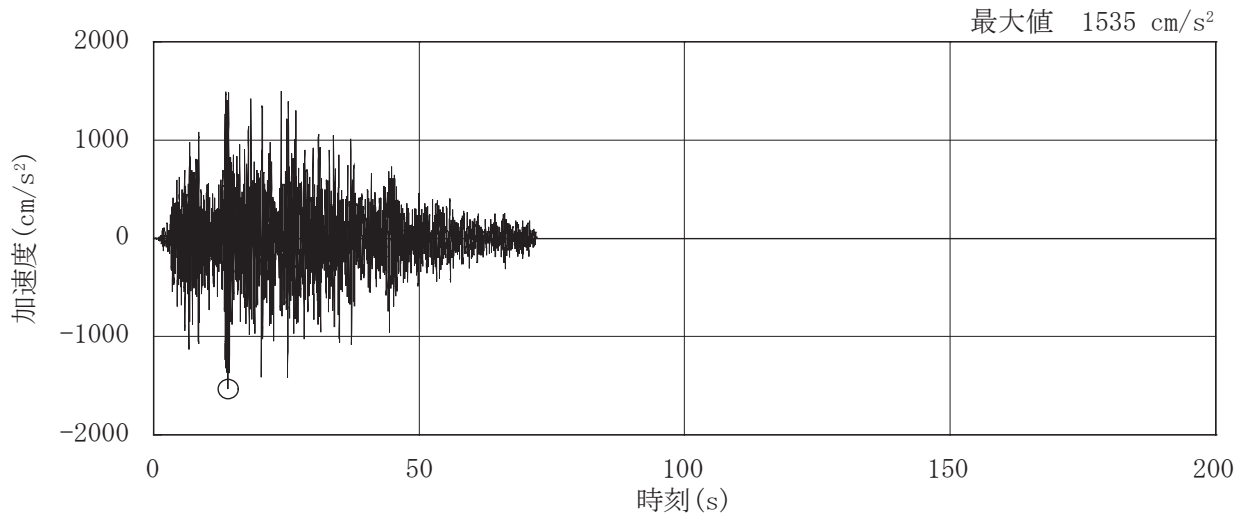


(a) NS 方向

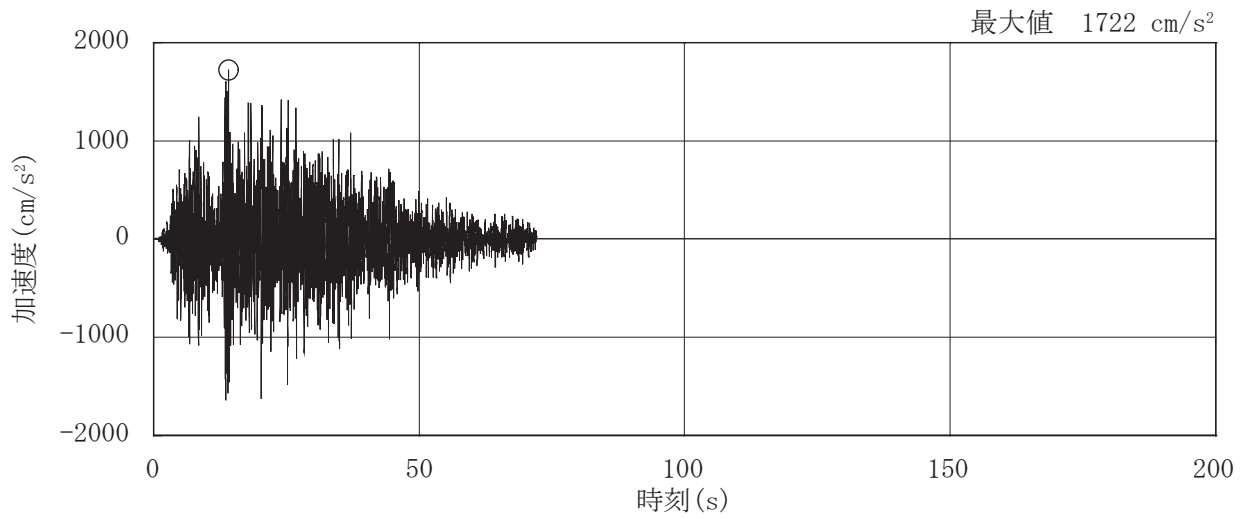


(b) EW 方向

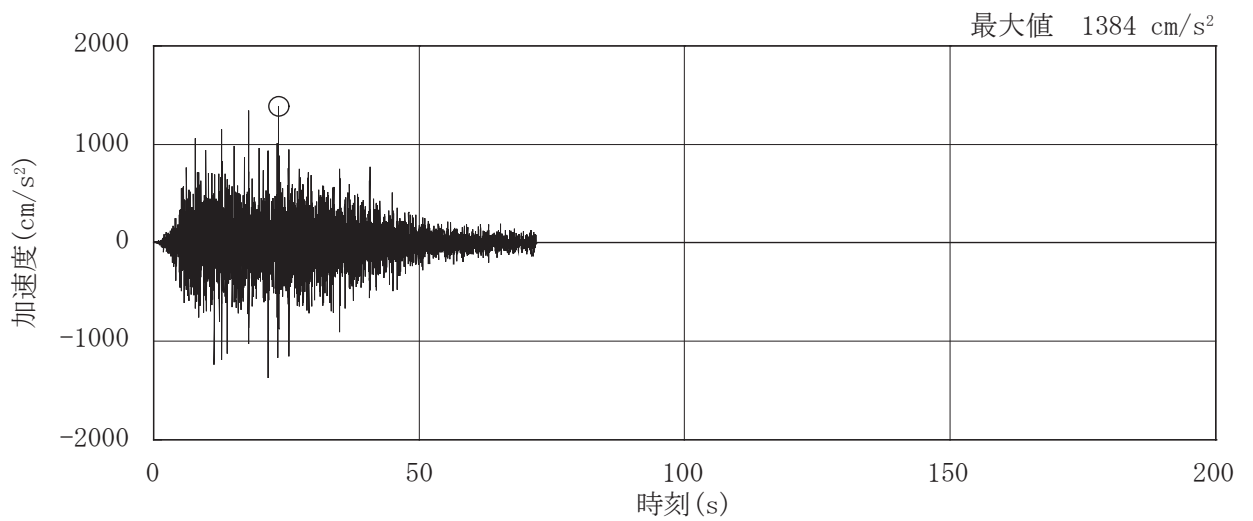
図 4-11 燃料取替床レベル (3F, O.P. 33.2m) の加速度時刻歴波形  
(S s - D 1, ケース 2, 回転成分)



(a) NS 方向

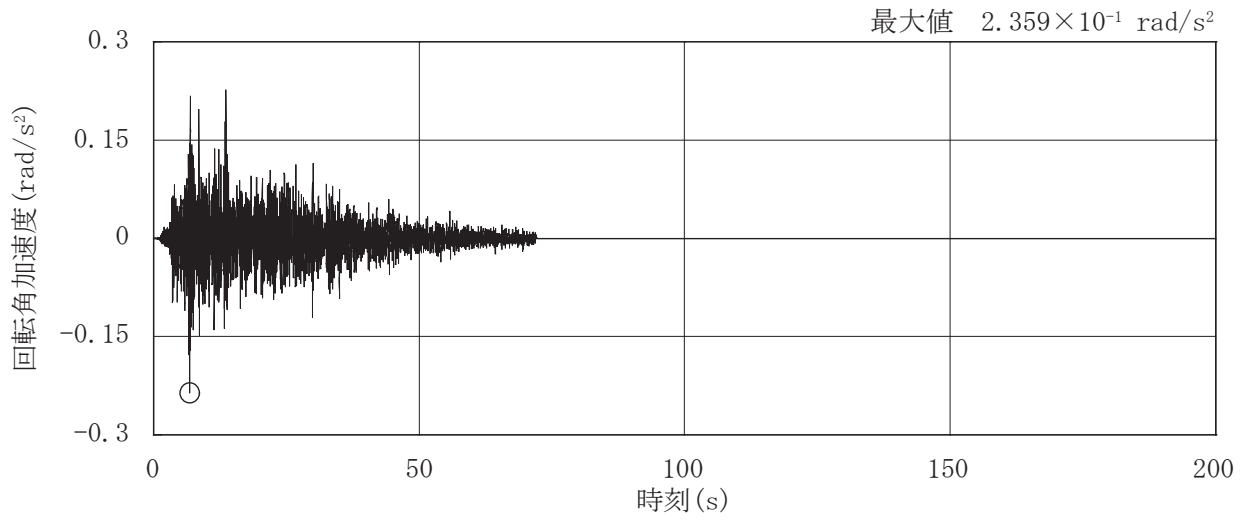


(b) EW 方向

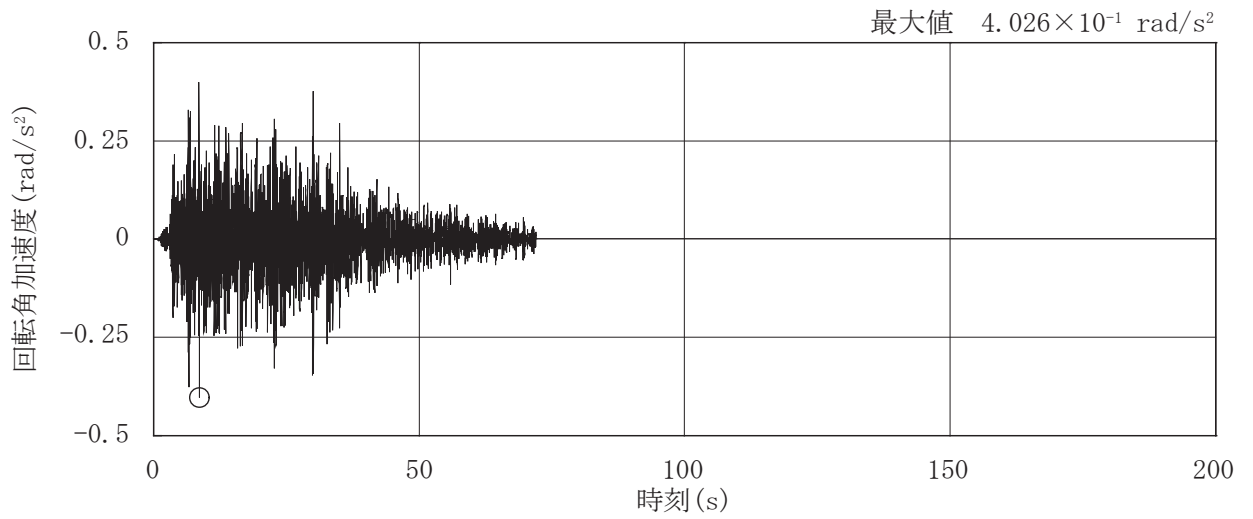


(c) UD 方向

**図 4-12** 燃料取替床レベル (3F, 0. P. 33.2m) の加速度時刻歴波形  
(S s - D 2, ケース 2, 水平, 鉛直成分)

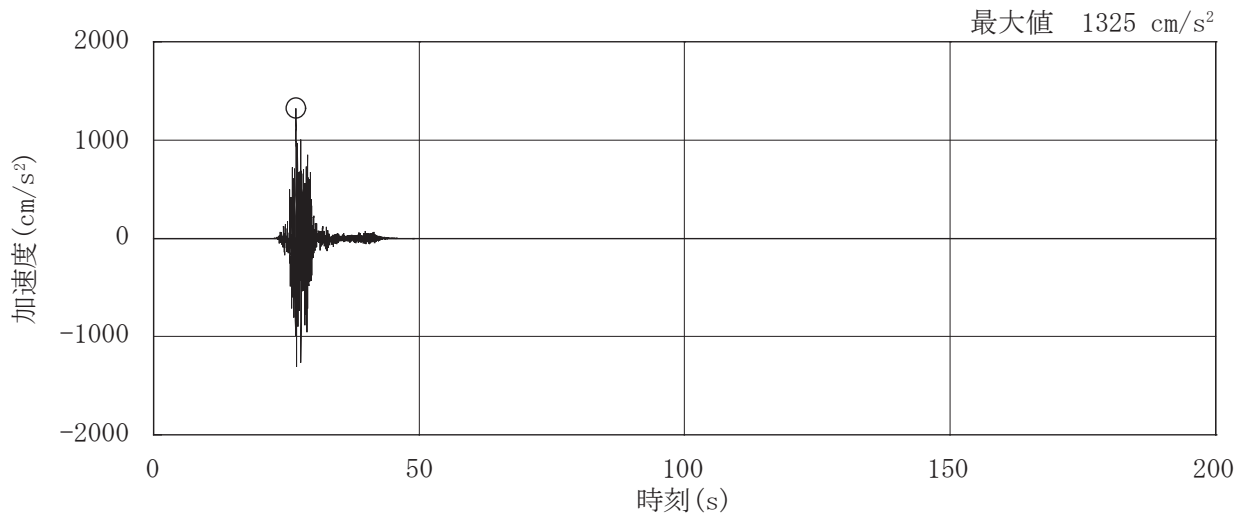


(a) NS 方向

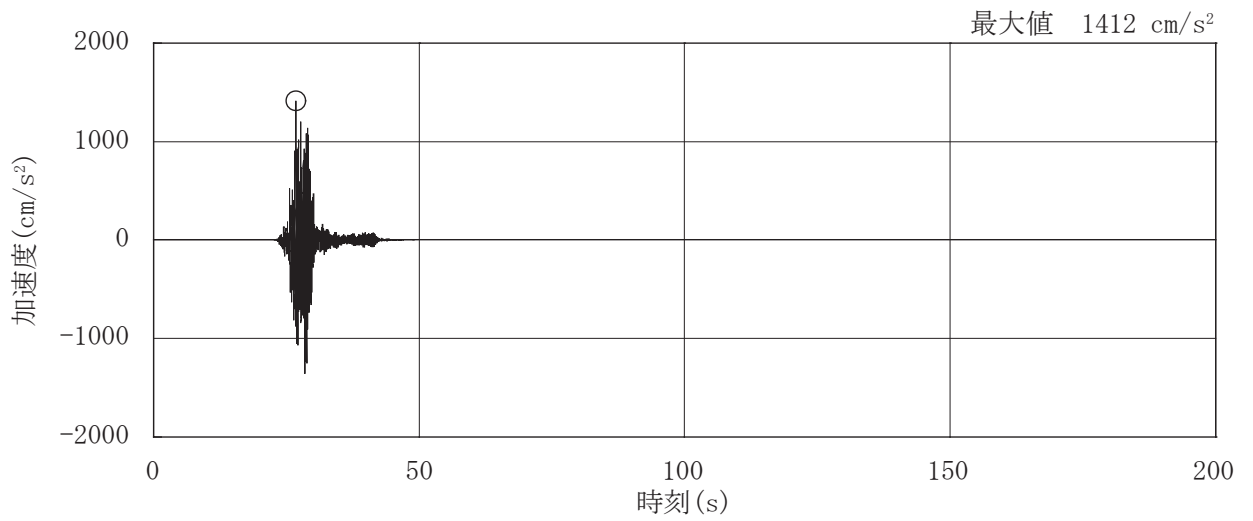


(b) EW 方向

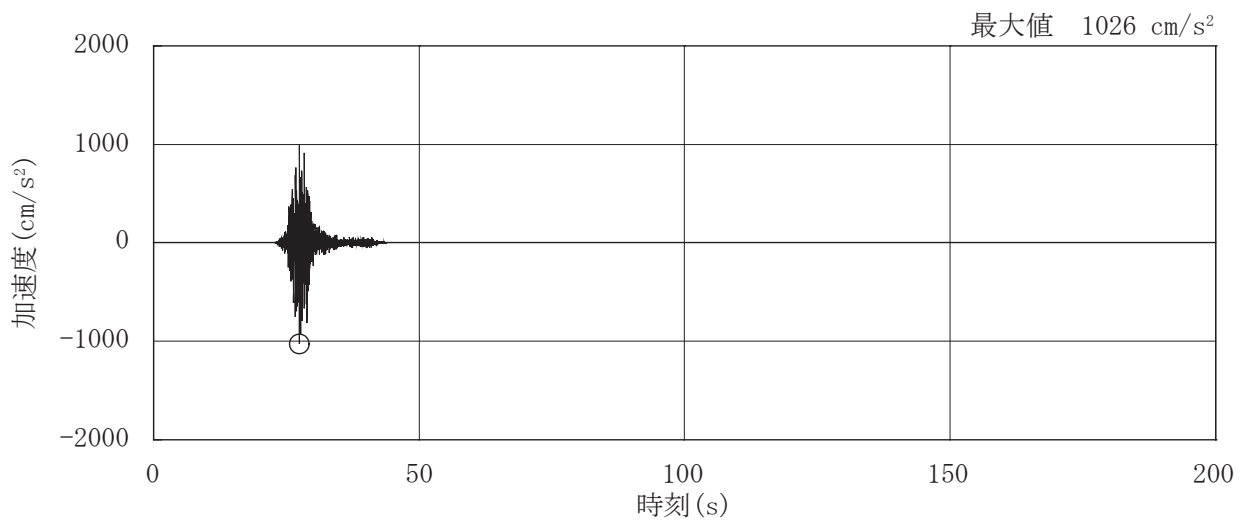
図 4-13 燃料取替床レベル (3F, O.P. 33.2m) の加速度時刻歴波形  
(S s - D 2, ケース 2, 回転成分)



(a) NS 方向

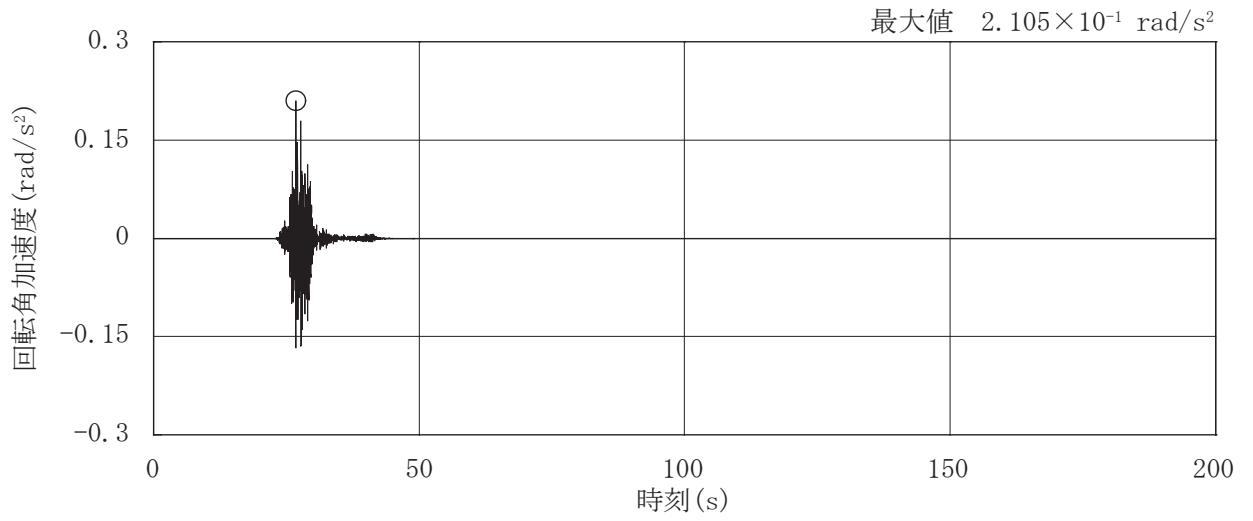


(b) EW 方向

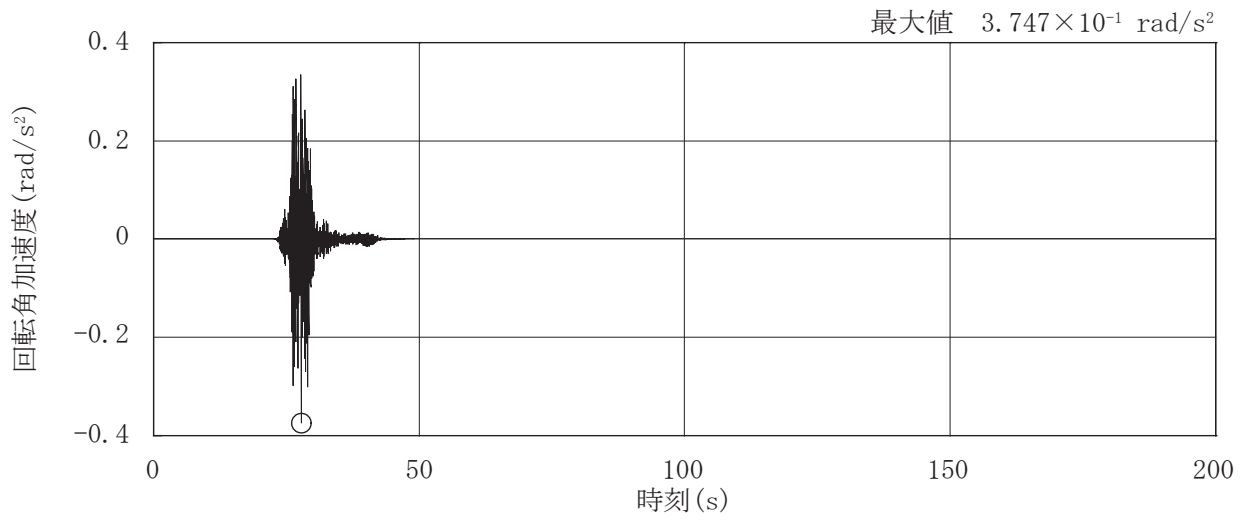


(c) UD 方向

図 4-14 燃料取替床レベル (3F, O.P. 33.2m) の加速度時刻歴波形  
(S s - F 3, ケース 2, 水平, 鉛直成分)



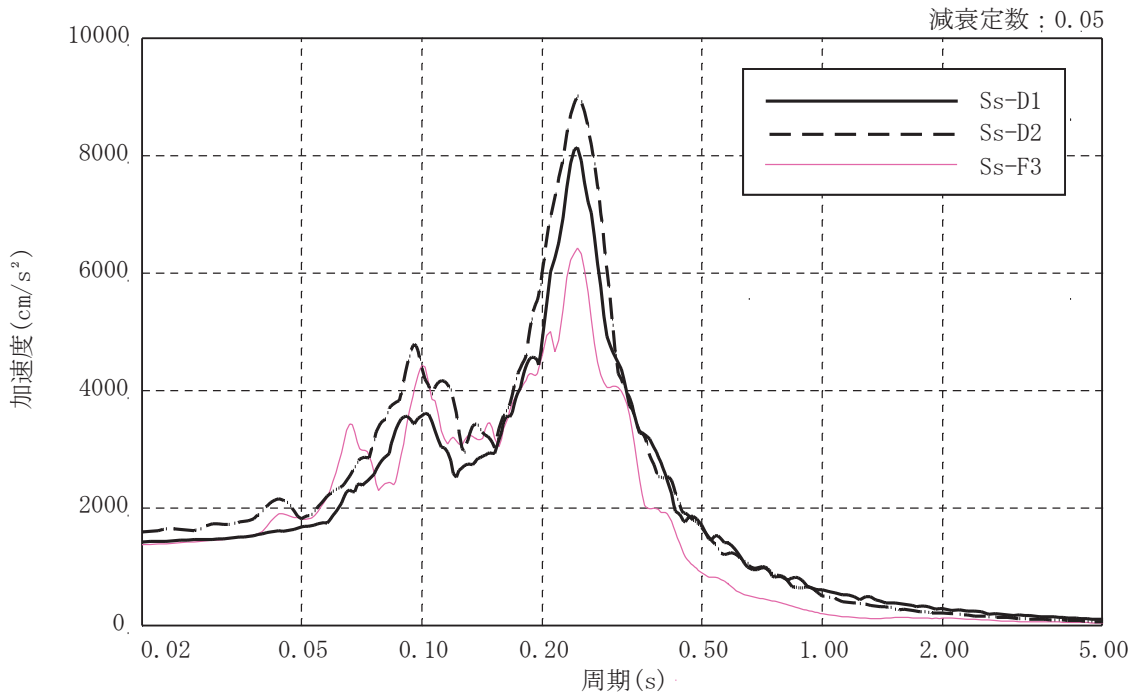
(a) NS 方向



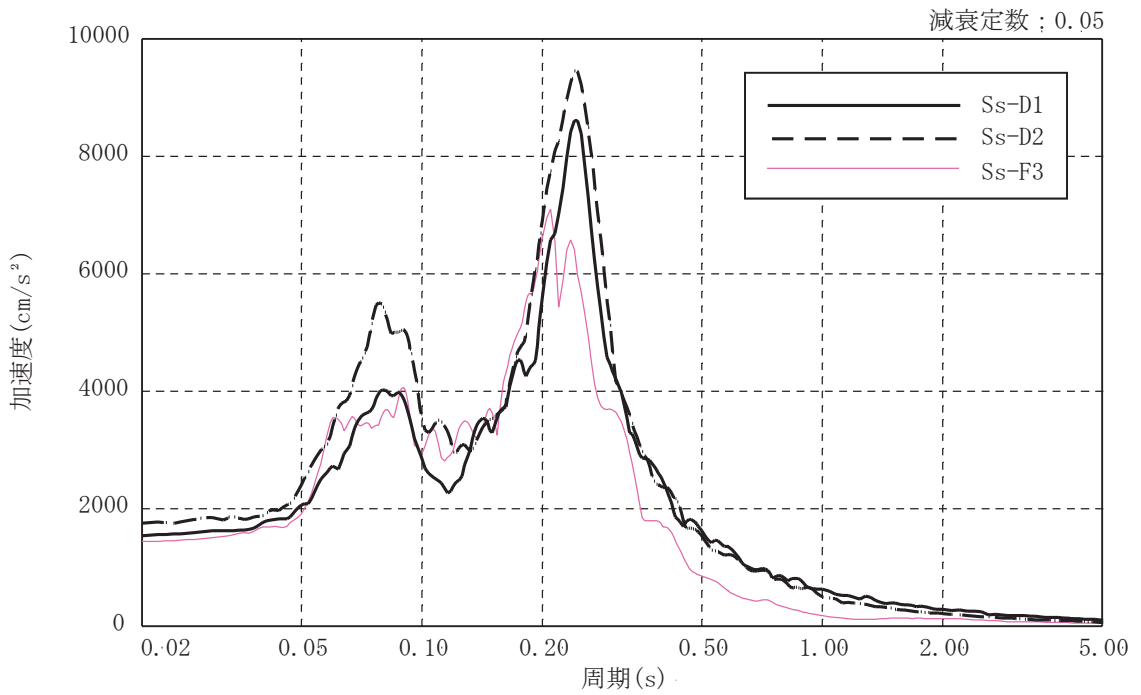
(b) EW 方向

図 4-15 燃料取替床レベル (3F, O.P. 33.2m) の加速度時刻歴波形  
(S s - F 3, ケース 2, 回転成分)





(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 4-16 水平成分の加速度応答スペクトル  
(燃料取替床レベル (3F, O.P. 33.2m), ケース 2)

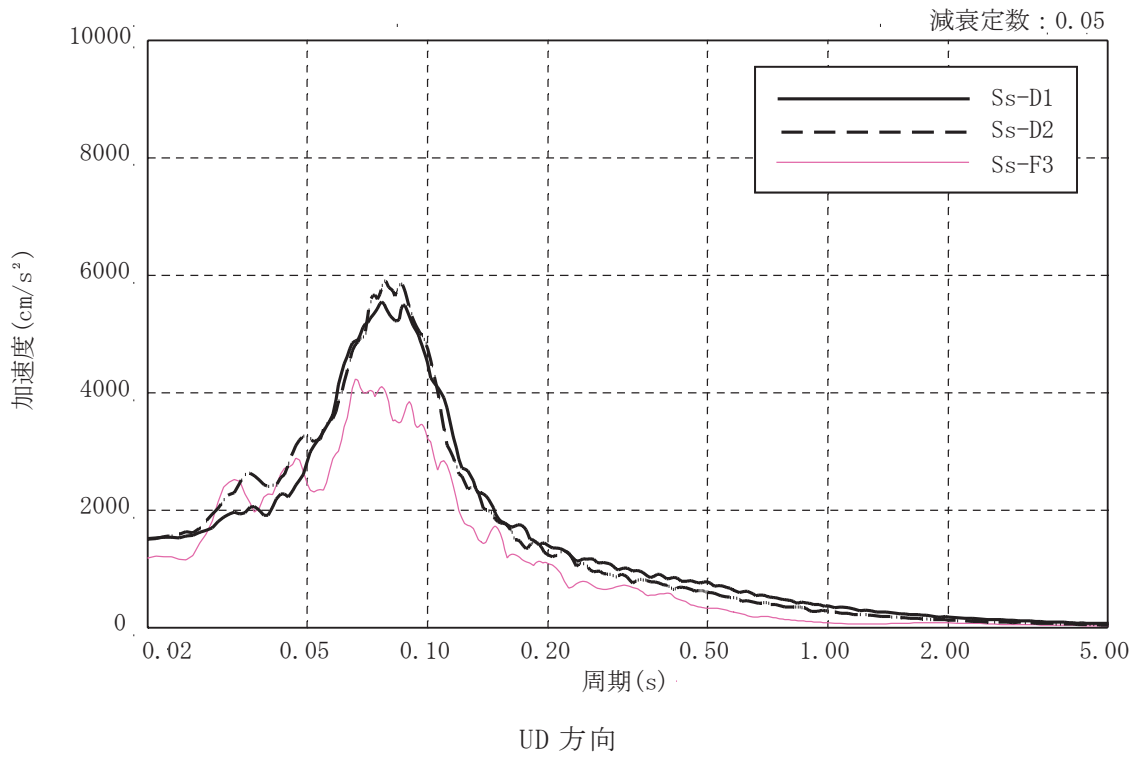


図 4-17 鉛直成分の加速度応答スペクトル  
(燃料取替床レベル (3F, O.P. 33.2m), ケース 2)

#### 4.2.4 耐震壁

##### (1) 荷重

##### a. 鉛直荷重

固定荷重 (G), 積載荷重 (P) は「既工認」に基づき設定する。

##### b. 地震荷重

##### (a) 地震荷重

地震荷重 ( $S_d$ ) は, 静的地震力と弾性設計用地震動  $S_d$  に対する地震応答解析により算定される動的地震力を包絡した荷重とする。このとき, 弾性設計用地震動  $S_d$  に対する地震応答解析より算定される動的地震力は, 添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」に基づき, 材料物性の不確かさを考慮して設定する。

地震荷重を表 4-5~表 4-7 に示す。

表 4-5 地震荷重 (S<sub>d</sub>, せん断力)  
(a) NS 方向

OW-K ( $\times 10^3$ kN)				IW-J ( $\times 10^3$ kN)				SW ( $\times 10^3$ kN)				IW-C ( $\times 10^3$ kN)				OW-A ( $\times 10^3$ kN)											
O.P. (m)				O.P. (m)				O.P. (m)				O.P. (m)				O.P. (m)											
50.50	Sd			静的	包絡値		50.50	Sd			静的	包絡値		50.50	Sd			静的	包絡値		50.50	Sd			静的	包絡値	
41.20	21.3			16.1	21.3		41.20	23.0			18.8	23.0		41.20	22.2			15.8	22.2		41.20	22.1			16.9	22.1	
33.20	53.5			44.0	53.5		33.20	121			99.5	121		33.20	134			103	134		33.20	59.7			48.2	59.7	
22.50	96.8			85.0	96.8		22.50	185			167	185		22.50	207			186	207		22.50	114			103	114	
15.00	138			125	138		15.00	248			224	248		15.00	278			246	278		15.00	152			137	152	
6.00	171			151	171		6.00	286			253	286		6.00	325			281	325		6.00	191			165	191	
-0.80	202			170	202		-0.80	320			270	320		-0.80	384			311	384		-0.80	222			182	222	
-8.10							-8.10							-8.10							-8.10						

(b) EW 方向

OW-1 ( $\times 10^3$ kN)				IW-2 ( $\times 10^3$ kN)				IW-4 ( $\times 10^3$ kN)				SW ( $\times 10^3$ kN)				IW-10 ( $\times 10^3$ kN)				OW-11 ( $\times 10^3$ kN)							
O.P. (m)				O.P. (m)				O.P. (m)				O.P. (m)				O.P. (m)				O.P. (m)							
50.50	Sd			静的	包絡値		50.50	Sd			静的	包絡値		50.50	Sd			静的	包絡値		50.50	Sd			静的	包絡値	
41.20	88.6			66.2	88.6		41.20	23.6			21.6	23.6		41.20	26.0			23.2	26.0		41.20	46.5			37.1	46.5	
33.20	112			99.4	112		33.20	27.5			23.5	27.5		33.20	124			88.1	124		33.20	68.5			50.6	68.5	
22.50	152			139	152		22.50	97.8			73.9	97.8		22.50	58.0			42.9	58.0		22.50	180			161	180	
15.00	182			163	182		15.00	73.6			61.8	73.6		15.00	99.2			91.7	99.2		15.00	246			223	246	
6.00	205			179	205		6.00	225			204	225		6.00	129			119	129		6.00	292			264	292	
-0.80							-0.80	280			253	280		-0.80	125			114	125		-0.80	331			284	331	
-8.10							-8.10	325			278	325		-8.10	160			133	160		-8.10	211			183	211	

表 4-6 地震荷重 (Sd, 曲げモーメント)

(a) NS 方向

OW-K ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )			IW-J ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )			SW ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )			IW-C ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )			OW-A ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )			
O.P. (m)	Sd	静的	包絡値	O.P. (m)	Sd	静的	包絡値	O.P. (m)	Sd	静的	包絡値	O.P. (m)	Sd	静的	包絡値
50.50				50.50	0.0299	0.0048	0.0299	50.50	0.0365	0.0051	0.0365	50.50			
41.20				41.20	0.227	0.145	0.227	41.20	0.239	0.142	0.239	41.20			
33.20	0.129	0.0000	0.129	33.20	0.441	0.247	0.441	33.20	0.379	0.201	0.379	33.20	0.171	0.0000	0.171
22.50	0.640	0.471	0.640	22.50	0.625	0.398	0.625	22.50	0.553	0.337	0.553	22.50	0.772	0.516	0.772
15.00	0.759	0.471	0.759	15.00	1.43	0.551	1.43	15.00	1.65	0.516	1.65	15.00	0.995	0.516	0.995
6.00	1.43	1.11	1.43	6.00	2.43	1.62	2.43	6.00	3.71	1.62	3.71	6.00	1.81	1.29	1.81
-0.80	1.59	1.11	1.59	-0.80	3.17	1.62	3.17	-0.80	5.01	3.01	5.01	-0.80	1.99	1.29	1.99
-8.10	2.75	2.23	2.75	-8.10	4.43	2.87	4.43	-8.10	5.65	3.01	5.65	-8.10	3.21	2.52	3.21
	2.87	2.23	2.87		4.96	2.87	4.96		7.91	5.22	7.91		3.37	2.52	3.37
	3.95	3.26	3.95		7.10	4.88	7.10		8.43	5.22	8.43		4.45	3.64	4.45
	4.05	3.26	4.05		7.52	4.88	7.52		10.3	7.13	10.3		4.56	3.64	4.56
	5.39	4.50	5.39		9.26	6.60	9.26		10.6	7.13	10.6		6.10	4.97	6.10
					9.51	6.60	9.51		12.6	9.40	12.6				
					11.4	8.57	11.4								

(b) EW 方向

OW-1 ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )			IW-2 ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )			IW-4 ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )			SW ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )			IW-10 ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )			OW-11 ( $\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ )				
O.P. (m)	Sd	静的	包絡値	O.P. (m)	Sd	静的	包絡値	O.P. (m)	Sd	静的	包絡値	O.P. (m)	Sd	静的	包絡値	O.P. (m)	Sd	静的	包絡値
50.50				50.50				50.50	0.139	0.0000	0.139	50.50	0.101	0.0000	0.101	50.50			
41.20				41.20	0.638	0.0000	0.638	41.20	0.341	0.201	0.341	41.20	0.322	0.216	0.322	41.20			
33.20	0.542	0.0000	0.542	33.20	0.468	0.201	0.468	33.20	0.468	0.201	0.468	33.20	0.404	0.216	0.404	33.20	0.139	0.0000	0.139
22.50	1.80	0.708	1.80	22.50	0.673	0.390	0.673	22.50	0.673	0.390	0.673	22.50	0.715	0.512	0.715	22.50	0.843	0.542	0.843
15.00	2.63	1.45	2.63	15.00	2.93	0.688	2.93	15.00	2.93	0.688	2.93	15.00	2.23	0.702	2.23	15.00	1.84	1.27	1.84
6.00	2.91	1.45	2.91	6.00	3.26	1.48	3.26	6.00	3.26	1.48	3.26	6.00	3.21	1.64	3.21	6.00	2.04	1.27	2.04
-0.80	4.20	2.70	4.20	-0.80	4.67	1.72	4.67	-0.80	4.67	1.72	4.67	-0.80	4.51	1.96	4.51	-0.80	3.30	2.49	3.30
-8.10	4.42	2.70	4.42	-8.10	4.76	2.19	4.76	-8.10	4.76	2.19	4.76	-8.10	5.76	3.17	5.76	-8.10	3.50	2.49	3.50
	5.50	3.81	5.50										6.37	3.17	6.37		4.55	3.58	4.55
	5.65	3.81	5.65										8.33	5.18	8.33		4.69	3.58	4.69
	6.86	5.12	6.86										8.76	5.18	8.76		5.87	4.92	5.87
													10.4	6.98	10.4				
													10.7	6.98	10.7				
													12.5	9.05	12.5				

表 4-7 地震荷重 (S<sub>d</sub>, 鉛直震度)

O. P. (m)	S <sub>d</sub>	S <sub>d</sub> ×0.4	静的	包絡値
48.725	1.01	0.40	0.24	0.40
41.2	0.91	0.36	0.24	0.36
33.2	0.85	0.34	0.24	0.34
22.5	0.75	0.30	0.24	0.30
15.0	0.66	0.26	0.24	0.26
6.0	0.52	0.21	0.24	0.24
-0.8	0.42	0.17	0.24	0.24
-8.1				

(b) 地震時土圧

地震時土圧荷重は、「J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」に基づき有限要素モデルより算出し、常時土圧に地震時増分土圧を加えて算定した地震時土圧を設定する。地震時土圧荷重を表 4-8 に、地震時土圧による荷重分布を図 4-18 に示す。なお、南側はタービン建屋及び制御建屋が隣接しているため、地震時土圧荷重を考慮しない。

表 4-8 地震時土圧荷重

O. P. (m)	地震時土圧荷重 (kN/m <sup>2</sup> )		
	東側	西側	北側
14.8	69.5	81.4	79.2
10.5	109.5	121.4	119.2
10.5	155.1	146.6	145.7
2.6	228.6	220.1	219.2
2.6	270.6	218.2	208.1
-4.45	336.1	283.7	273.6
-4.45	477.6	356.4	342.3
-11.1	539.5	418.3	404.2

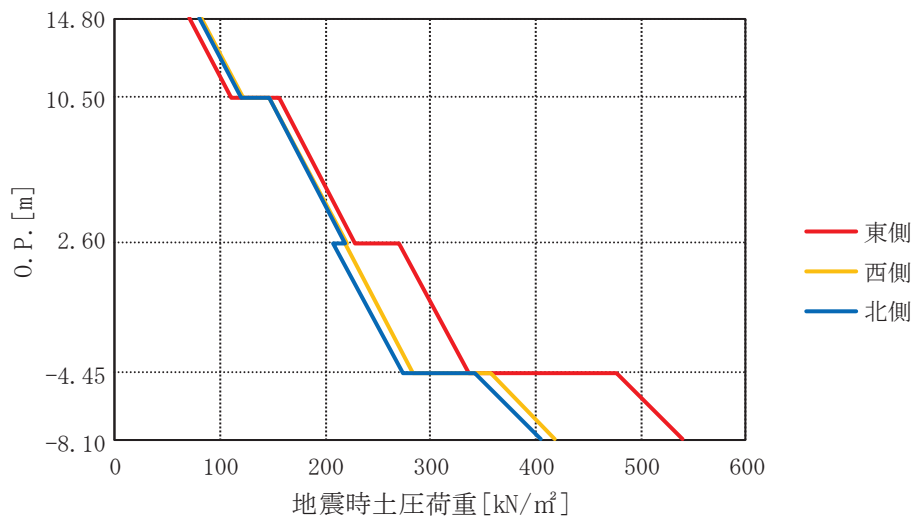


図 4-18 地震時土圧による荷重分布

(2) 荷重組合せ

荷重の組合せを表 4-9 に示す。

表 4-9 荷重の組合せ

荷重状態	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 (常時土圧を含む)

S d : 地震荷重 (地震時土圧荷重を含む)



### 4.3 許容限界

#### 4.3.1 屋根スラブ，床スラブ及び耐震壁

応力解析による評価における屋根スラブ，床スラブ及び耐震壁の許容限界は，添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき，表 4-10 及び表 4-11 のとおり設定する。また，表 4-12 及び表 4-13 にコンクリート及び鉄筋の短期許容応力度を示す。

表 4-10 応力解析による評価における許容限界（設計基準対象施設としての評価）

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界（評価基準値）
—	構造強度を有すること	基準地震動 $S_s$	原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の屋根スラブ及び床スラブ	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N規準」に基づく短期許容応力度*1
		弾性設計用地震動 $S_d$ 及び静的地震力	原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震壁	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N規準」に基づく短期許容応力度
気密性	換気性能とあいまって気密機能を有すること	基準地震動 $S_s$	原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の屋根スラブ及び床スラブ	部材に生じる応力が気密性を維持するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N規準」に基づく短期許容応力度*2
		弾性設計用地震動 $S_d$ 及び静的地震力	原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の耐震壁	部材に生じる応力が気密性を維持するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N規準」に基づく短期許容応力度

注記\*1：許容限界は終局耐力に対し妥当な安全余裕を有したものとして設定することとし，さらなる安全余裕を考慮して短期許容応力度とする。

\*2：地震時に生じる応力に対して許容応力度設計とし，地震時及び地震後においても気密性を維持できる設計とする。

表 4-11 応力解析による評価における許容限界（重大事故等対処施設としての評価）

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界（評価基準値）
—	構造強度を有すること	基準地震動 S s	原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の屋根スラブ及び床スラブ、2次しゃへい壁（床）及び補助しゃへい（床）	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N規準」に基づく短期許容応力度*1
遮蔽性	遮蔽体の損傷により遮蔽性を損なわないこと	基準地震動 S s	2次しゃへい壁（床）及び補助しゃへい（床）	部材に生じる応力が遮蔽性を維持するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N規準」に基づく短期許容応力度*1
気密性	換気性能とあいまって気密機能を有すること	基準地震動 S s	原子炉建屋原子炉棟（二次格納施設）の屋根スラブ及び床スラブ	部材に生じる応力が気密性を維持するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N規準」に基づく短期許容応力度*2

注記\*1：許容限界は終局耐力に対し妥当な安全余裕を有したものとして設定することとし、さらなる安全余裕を考慮して短期許容応力度とする。

\*2：地震時に生じる応力に対して許容応力度設計とし、地震時及び地震後においても気密性を維持できる設計とする。

表 4-12 コンクリートの短期許容応力度（屋根スラブ及び床スラブ）

(a) 屋根スラブ

(単位：N/mm<sup>2</sup>)

設計基準強度 F <sub>c</sub>	圧縮	せん断
32.4	21.6	1.21

(b) 床スラブ

(単位：N/mm<sup>2</sup>)

設計基準強度 F <sub>c</sub>	圧縮	せん断
32.4	21.6	1.21

表 4-13 鉄筋の短期許容応力度（屋根スラブ，床スラブ及び耐震壁）

(単位：N/mm<sup>2</sup>)

種別	引張及び圧縮	せん断
SD35 (SD345 相当)	345	345

#### 4.3.2 屋根トラス

応力解析による評価における屋根トラスの許容限界は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき、表 4-14 及び表 4-15 のとおり設定する。また、表 4-16 に鉄骨の弾性限強度を示す。

表 4-14 応力解析による評価における許容限界（設計基準対象施設としての評価）

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界（評価基準値）
—	構造強度を有すること	基準地震動 S <sub>s</sub>	主トラス サブトラス 母屋 方杖	部材に生じる応力が許容限界を超えないことを確認	弾性限強度
支持機能	屋根スラブを支持する機能をそこなわないこと	基準地震動 S <sub>s</sub>	主トラス サブトラス 母屋 方杖	部材に生じる応力が許容限界を超えないことを確認	弾性限強度

表 4-15 応力解析による評価における許容限界（重大事故等対処施設としての評価）

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界（評価基準値）
—	構造強度を有すること	基準地震動 S <sub>s</sub>	主トラス サブトラス 母屋 方杖	部材に生じる応力が許容限界を超えないことを確認	弾性限強度

表 4-16 鉄骨の弾性限強度

（単位：N/mm<sup>2</sup>）

材 料	板 厚	F 値	弾性限強度		
			圧縮及び引張*	曲げ*	せん断
SS41(SS400 相当) SS400 SN400B	t ≤ 40mm	235	258	258	135
SM50A(SM490A 相当) SN490B	t ≤ 40mm	325	357	357	187

注記\*：「建設省告示第 2464 号」に基づき F 値に 1.1 倍の割増しを考慮する。ただし、圧縮及び曲げの弾性限強度に対しては上限値であり、座屈長さ等を勘案して設定する。

#### 4.4 解析モデル及び諸元

##### 4.4.1 屋根スラブ

###### (1) モデル化の基本方針

屋根スラブは、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。

###### (2) 解析諸元

使用材料の物性値を表 4-17 に示す。

表 4-17 使用材料の物性値

コンクリートの 設計基準強度 Fc (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 ν
32.4	2.51×10 <sup>4</sup>	0.2

##### 4.4.2 床スラブ

###### (1) モデル化の基本方針

床スラブは、床スラブ周囲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。FEM 解析により評価した 1 階 (O.P. 15.0m) の評価対象箇所の解析モデル図を図 4-19 に示す。FEM 解析では、床スラブをシェル要素でモデル化し、下階から壁で支持されている位置を固定として評価する。

###### (2) 解析諸元

使用材料の物性値を表 4-18 に示す。

表 4-18 使用材料の物性値

コンクリートの 設計基準強度 Fc (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 ν
32.4	2.51×10 <sup>4</sup>	0.2

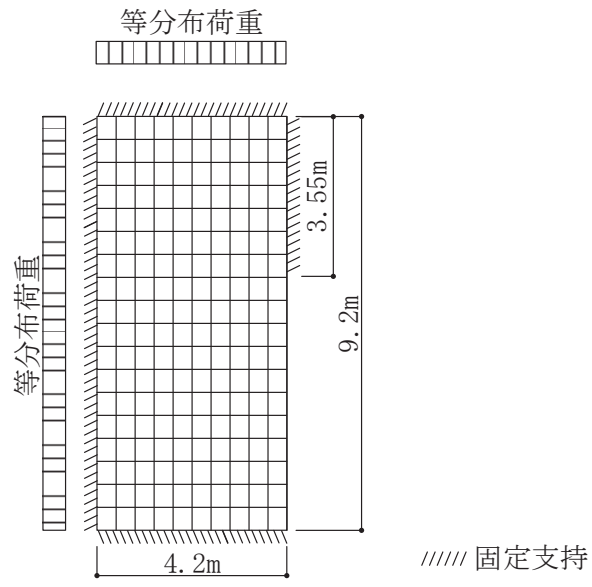


図 4-19 解析モデル

#### 4.4.3 屋根トラス

##### (1) モデル化の基本方針

屋根トラスの評価に用いる応力は、地震応答解析により評価する。屋根トラスの地震応答解析モデルは、燃料取替床レベル（3F，0.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。

屋根トラスは、主トラス，サブトラス，母屋及び方杖をモデル化する。各鉄骨部材は軸，曲げ変形を考慮したはり要素（トラスの上下弦材及び母屋）と軸変形のみを考慮したトラス要素（トラスの斜材，束材及び方杖）としてモデル化し，減衰を剛性比例型減衰として設定する。屋根スラブはシェル要素でモデル化し，面内剛性のみ考慮することとし，屋根トラスの応力評価に対する保守性の観点から，面外剛性については考慮しない。耐震壁及び外周はりは各々シェル要素及び軸，曲げ変形を考慮したはり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。柱脚の条件は固定とする。解析モデルの節点数は1424，要素数は2582である。

解析モデルの概要を図4-20に，代表例としてサブトラス下弦材の断面を図4-21に，部材リストを表4-19に示す。

なお，平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震等の地震やコンクリートの乾燥収縮によるひび割れ等に伴う初期剛性の低下については，観測記録や試験データなどから適切に地震応答解析モデルへ反映し，保守性を確認した上で適用する。耐震壁の初期剛性の設計値に対する補正係数は，添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」における質点系モデルの地上3階及びクレーン階の値を採用し，NS方向で0.30，EW方向で0.50とする。

また，耐震補強工事で追設した部材として，内部ボックス壁と同じ構面において3階（0.P.33.2m～0.P.41.2m）には耐震壁を，クレーン階（0.P.41.2m～0.P.50.5m）には鉄骨ブレースを地震応答解析モデルに反映している。さらに，屋根トラスについては，サブトラス及び母屋の補強工事を解析モデルに反映しており，添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」に示す質点系モデルの質点重量とは条件が異なる。

基準地震動 $S_s$ に対する評価を実施する際，屋根トラスを構成する部材の一部が弾性範囲を超える場合には，屋根トラスを構成する部材の一部に対して弾塑性特性として修正若林モデル（引用文献(1)参照）を適用する。修正若林モデルの弾塑性特性を図4-22に示す。修正若林モデルは，繰返し载荷による初期座屈以降の耐力低下を累積塑性ひずみの関数で表現し，実験との対応度を向上させた手法である。屋根トラス部材の弾塑性特性について表4-20に示す。

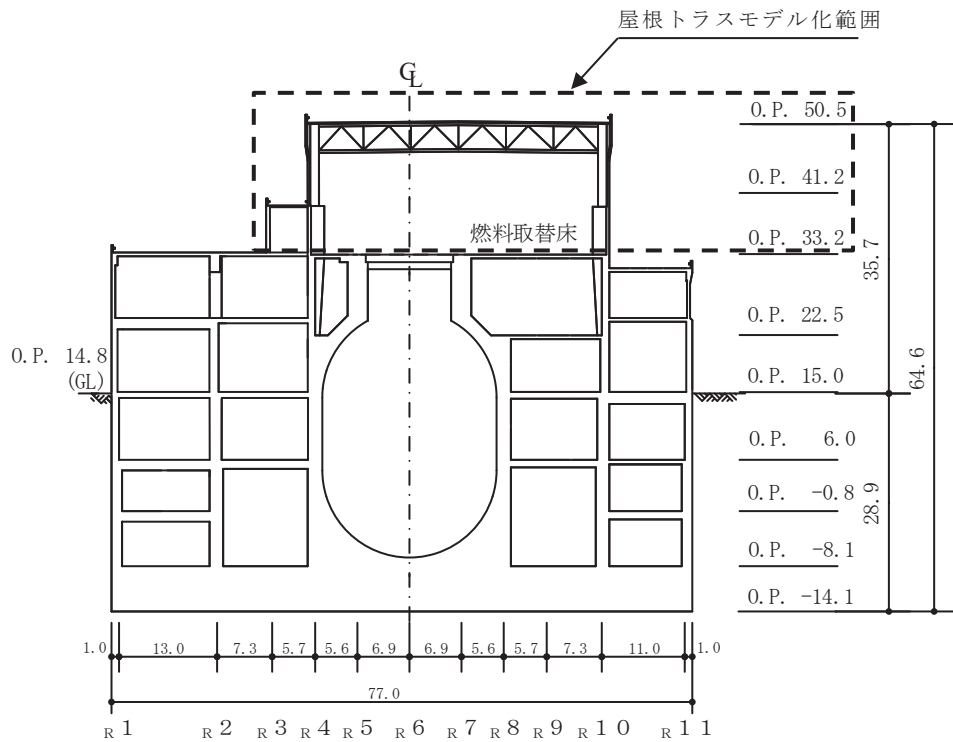
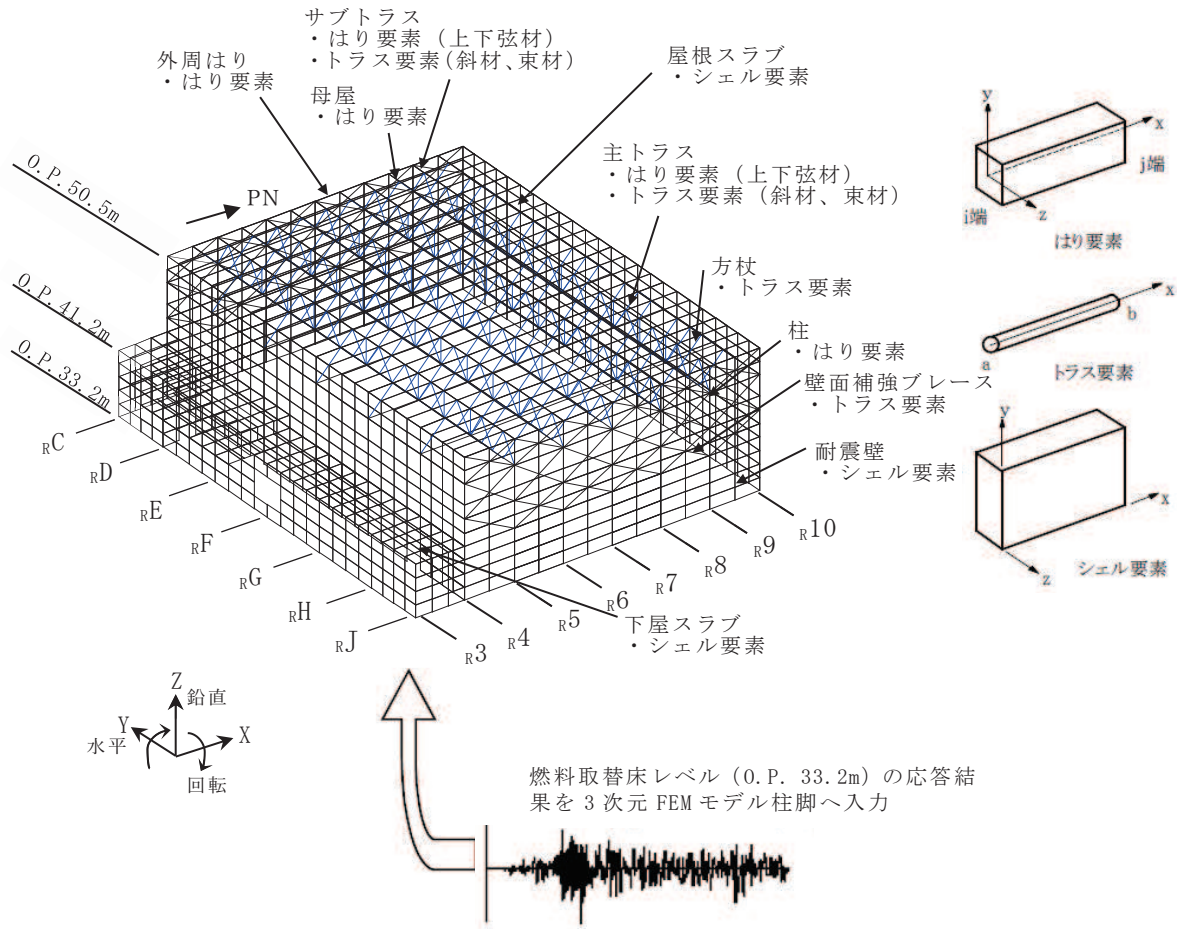
解析モデルへの入力は，原子炉建屋全体の地震応答解析から得られる燃料取

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（並進・回転）と鉛直方向の3成分同時入力とする。

また，原子炉建屋全体の地震応答解析では，接地率が65%未満となるケースについては誘発上下動を考慮しており，屋根トラスについても当該ケースについては誘発上下動を考慮した応答を用いるものとする。

解析には，解析コード「fappase」を使用し，解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。





(単位 : m)

図 4-20 屋根トラス (燃料取替床上部フレーム) の解析モデル図と入力概要

表 4-19 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4-16参照)		382.4	96860
		(d3) CT-170×250×9×14 +BT-280×250×9×12 +2PLs-16×350 (図4-16参照)		SS41 (SS400相当) SN400B	216.9
	斜材	2Ls-130×130×9 +2Ls-150×90×12	SS41 (SS400相当)  SS400	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		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	—

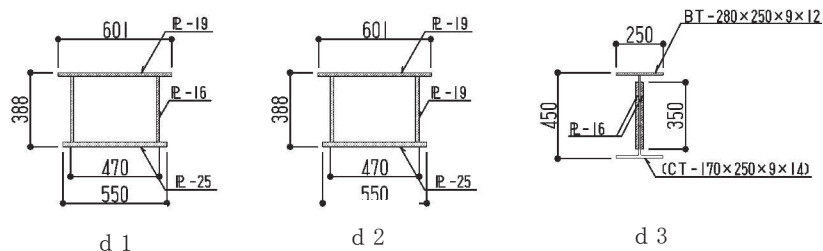


図 4-21 サブトラス下弦材の断面

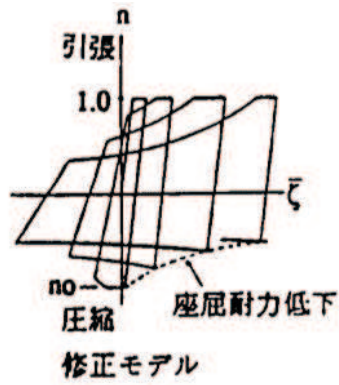


図 4-22 修正若林モデルの弾塑性特性

表 4-20 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)

(2) 解析諸元

使用材料の物性値を表 4-21 に示す。耐震壁（追設耐震壁を除く）の初期剛性の設計値に対する補正係数は、添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」における質点系モデルの地上 3 階及びクレーン階の値を採用し、NS 方向で 0.30、EW 方向で 0.50 とする。

表 4-21 使用材料の物性値

使用材料	ヤング係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	せん断 弾性係数 G (N/mm <sup>2</sup> )	減衰定数 h (%)	備考
鉄筋コンクリート コンクリート： F <sub>c</sub> = 32.4 (N/mm <sup>2</sup> ) (F <sub>c</sub> = 330 (kgf/cm <sup>2</sup> )) 鉄筋：SD35 (SD345 相当)	2.65 × 10 <sup>4</sup>	1.14 × 10 <sup>4</sup>	5	既設部
鉄筋コンクリート コンクリート： F <sub>c</sub> = 33 (N/mm <sup>2</sup> ) 鉄筋：SD345	2.52 × 10 <sup>4</sup>	1.05 × 10 <sup>4</sup>	5	追設部
鉄骨：SS41 (SS400 相当) SM50A (SM490A 相当)	2.05 × 10 <sup>5</sup>	7.90 × 10 <sup>4</sup>	2	屋根トラス
鉄骨：SN400B SN490B BCR295	2.05 × 10 <sup>5</sup>	7.90 × 10 <sup>4</sup>	2	追設ブレース

#### 4.4.4 耐震壁

##### (1) モデル化の基本方針

耐震壁の応力は、添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」に基づき評価する。

地震時土圧に対する地下外壁の応力解析は、図 4-23 に示すように、基礎版上端で固定、各床位置をピン支承とする一方向版として行う。

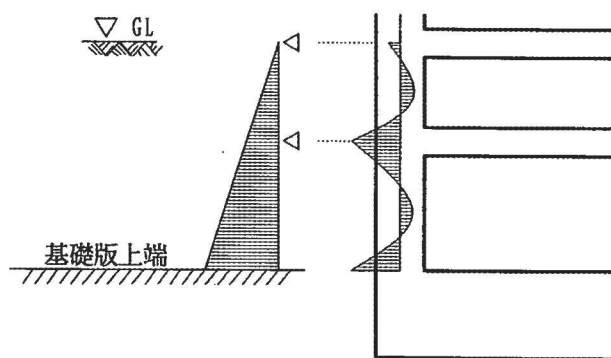


図 4-23 地下外壁の応力解析モデル

##### (2) 解析諸元

使用材料の物性値を表 4-22 に示す。

表 4-22 使用材料の物性値

コンクリートの 設計基準強度 $F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 $E$ (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$
32.4	$2.51 \times 10^4$	0.2

#### 4.5 応力評価方法

##### 4.5.1 屋根スラブ

###### a. 荷重ケース

S<sub>s</sub>地震時の応力は、単独荷重による応力を組み合わせて求める。

単独荷重の記号を以下に示す。鉛直震度算定のための最大応答鉛直加速度は、質点系モデルにより得られた屋根面の加速度のうち、最大の加速度を採用する。なお、対象とするスラブは十分な剛性（固有振動数 20Hz 以上）を有していることから、共振は考慮しない。最大鉛直加速度及び鉛直震度を表 4-23 に示す。

- G : 固定荷重  
 P : 積載荷重  
 S<sub>sUD</sub> : 地震荷重（鉛直方向）

表 4-23 最大鉛直加速度及び鉛直震度

O. P. (m)	階	ケース	最大応答 鉛直加速度 (m/s <sup>2</sup> )	鉛直震度
50.5	RF	S <sub>s</sub> -D 2 ケース 2	39.6	4.04

###### b. 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを表 4-24 に示す。

鉛直地震力は、固定荷重及び積載荷重と同じ載荷方向となる下向き方向に作用させるものとする。

表 4-24 荷重の組合せケース（屋根スラブ）

外力の状態	荷重の組合せ
S <sub>s</sub> 地震時	G + P + 1.0 S <sub>sUD</sub>

c. 応力算出方法

等分布荷重を受ける両端固定はりの曲げモーメント及びせん断力は下式より求める。

(端部曲げモーメント)

$$M = \frac{1}{12} \cdot w \cdot l^2$$

ここで,

w : 等分布荷重 (N/m)

l : スパン (m)

(端部せん断力)

$$Q = \frac{1}{2} \cdot w \cdot l$$

ここで,

w : 等分布荷重 (N/m)

l : スパン (m)

#### 4.5.2 床スラブ

##### a. 荷重ケース

S s 地震時の応力は、単独荷重による応力を組み合わせて求める。

単独荷重の記号を以下に示す。鉛直震度算定のための最大鉛直加速度は、添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」による。なお、対象とするスラブで固有振動数が 20Hz を下回る部分については、共振を考慮する。共振を考慮しない場合の鉛直震度を表 4-25 に示す。

G : 固定荷重

P : 積載荷重

S s U D : 地震荷重（鉛直方向）

表 4-25 最大鉛直加速度及び鉛直震度

0. P. (m)	階	ケース	最大鉛直加速度 (m/s <sup>2</sup> )	鉛直震度
41.2	CRF	S s - D 3 ケース 2	15.40	1.58
33.2	3F	S s - D 1 ケース 2	14.39	1.47
22.5	2F	S s - D 1 ケース 2	12.69	1.30
15.0	1F	S s - D 1 ケース 2	11.18	1.15
6.0	B1F	S s - D 1 ケース 2	8.84	0.91
-0.8	B2F	S s - D 1 ケース 2	7.12	0.73

##### b. 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを表 4-26 に示す。

鉛直地震力は、固定荷重と同じ載荷方向となる下向き方向に作用させるものとする。

表 4-26 荷重の組合せケース（床スラブ）

外力の状態	荷重の組合せ
S s 地震時	G + P + 1.0 S s U D



c. 応力算出方法

等分布荷重を受ける両端固定はり，四辺固定版の曲げモーメント及びせん断力は下式より求める。また，等分布荷重を受ける三辺固定・一辺自由版の曲げモーメント及びせん断力は，計算図表（引用文献(2)参照）を用いて求める。FEM解析を実施した箇所では，対象スラブ範囲で発生した各要素の最大応力を用いて評価する。

（両端固定はり）

- ・ 端部曲げモーメント ( $M_E$ )

$$M_E = -\frac{1}{12} \cdot w \cdot l^2$$

- ・ 中央部曲げモーメント ( $M_C$ )

$$M_C = \frac{1}{24} \cdot w \cdot l^2$$

- ・ 端部せん断力 ( $Q_E$ )

$$Q_E = 0.5 \cdot w \cdot l$$

ここで，

$l$  : 有効スパン (m)

$w$  : 等分布荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

（四辺固定版）

- ・ 短辺の端部曲げモーメント ( $M_{X1}$ )

$$M_{X1} = -\frac{1}{12} \cdot w_x \cdot l_x^2$$

- ・ 短辺の中央部曲げモーメント ( $M_{X2}$ )

$$M_{X2} = \frac{1}{18} \cdot w_x \cdot l_x^2$$

- ・ 短辺のせん断力 ( $Q_x$ )

$$Q_x = 0.52 \cdot w \cdot l_x$$

- ・ 長辺の端部曲げモーメント ( $M_{Y1}$ )

$$M_{Y1} = -\frac{1}{24} \cdot w \cdot l_x^2$$

- ・長辺の中央部曲げモーメント ( $M_{Y2}$ )

$$M_{Y2} = \frac{1}{36} \cdot w \cdot l_X^2$$

- ・長辺のせん断力 ( $Q_Y$ )

$$Q_Y = 0.46 \cdot w \cdot l_X$$

ここで,

$l_X$  : 短辺有効スパン (m)

$l_Y$  : 長辺有効スパン (m)

$w$  : 等分布荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$$w_x = \frac{l_Y^4}{l_X^4 + l_Y^4} \cdot w$$

#### 4.5.3 屋根トラス

屋根トラスについては、3次元 FEM モデルを用いた地震応答解析により得られた各部材の応力を評価する。

##### a. 荷重ケース

S<sub>s</sub>地震時の応力は、次の荷重を3次元 FEM モデルに入力して求める。

荷重の記号を以下に示す。

G : 固定荷重

P : 積載荷重

S<sub>s</sub> : 地震荷重 (燃料取替床レベルの S<sub>s</sub>地震時の水平及び鉛直方向の時刻歴応答加速度)

##### b. 荷重の組合せケース

水平地震荷重と鉛直地震荷重は、加速度時刻歴波形を同時に入力して組み合わせる。

##### c. 荷重の入力方法

屋根面の固定荷重は面荷重として、天井クレーンは待機位置 (R<sub>J</sub> 通り側) にあるものとし、その重量は対応する節点に集中荷重として入力する。

地震荷重は、図 4-3～図 4-8 に示した加速度時刻歴波形を3次元 FEM モデルの脚部に入力する。

#### 4.5.4 耐震壁

##### (1) 地震時面内せん断応力度

地震荷重に対する耐震壁の面内せん断力に対して、耐震壁の有効せん断断面積により面内せん断応力度を評価する。

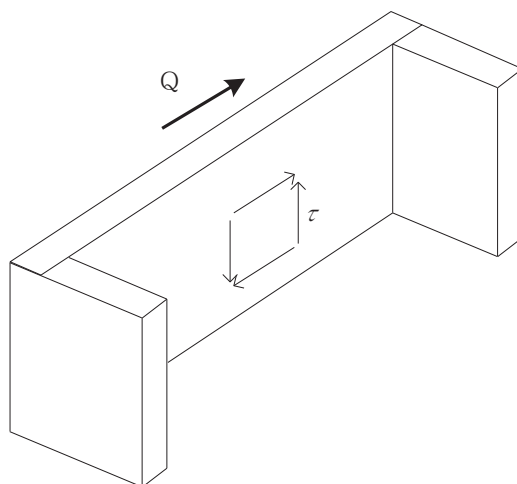
$$\tau = \frac{Q}{A_s}$$

ここで、

$\tau$  : 面内せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$Q$  : 面内せん断力 (N)

$A_s$  : 有効せん断断面積 (mm<sup>2</sup>)



(2) 地震時曲げモーメント及び軸力

a. 鉄筋比により評価する場合

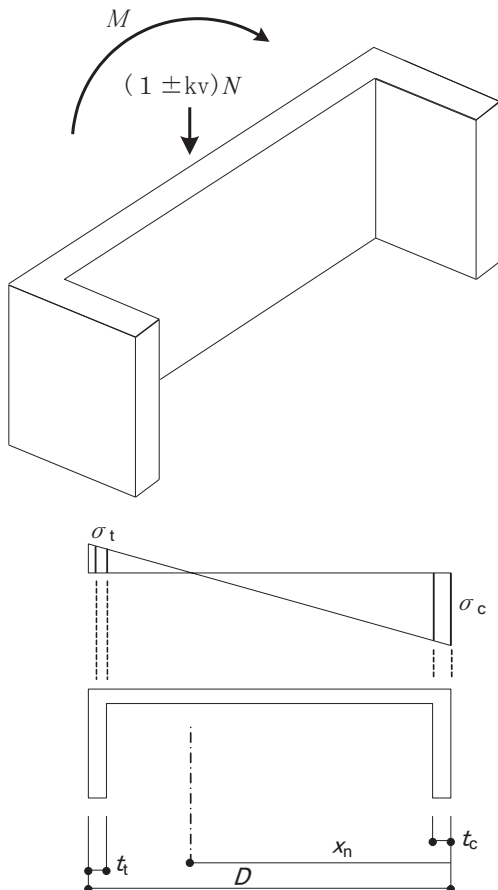
地震時曲げモーメント及び軸力に対して，耐震壁の有効断面 2 次モーメントにより軸方向応力度を評価する。鉛直荷重に対しては，鉛直震度を考慮する。

$$\sigma_c = (1 + k v) \sigma_o + \frac{M}{I} (\chi_n - t_c) \times 10^{-3} \quad (\text{ウェブ})$$

$$= (1 + k v) \sigma_o + \frac{M}{I} \chi_n \times 10^{-3} \quad (\text{フランジ})$$

$$\sigma_t = (1 - k v) \sigma_o - \frac{M}{I} (D - \chi_n - t_t) \times 10^{-3} \quad (\text{ウェブ})$$

$$= (1 - k v) \sigma_o - \frac{M}{I} (D - \chi_n - \frac{t_t}{2}) \times 10^{-3} \quad (\text{フランジ})$$



ここで，

$\sigma_c$  : 軸方向最大圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_t$  : 軸方向最大引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_o$  : 鉛直荷重による平均軸圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

M : 地震時曲げモーメント (kN・m)

N : 長期軸力 (kN)

I : 耐震壁の断面 2 次モーメント (m<sup>4</sup>)

$\chi_n$  : 曲げ材の圧縮縁から中立軸までの距離 (m)

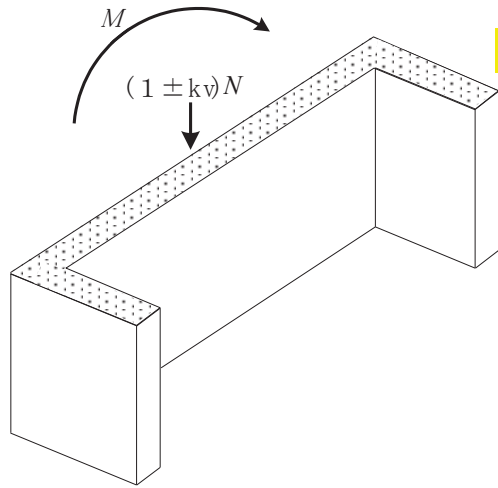
D : 曲げ材のせい (m)

$t_c$  : 圧縮側フランジ部分の厚さ (m)

$t_t$  : 引張側フランジ部分の厚さ (m)

b. 応力度により評価する場合

鉄筋比により健全性が確認できなかった場合、「RC-N規準 14条 柱の軸方向力と曲げに対する断面算定」に準じて地震時曲げモーメント及び軸力に対する耐震壁の鉄筋の応力度を評価する。なお、鉛直荷重に対しては、鉛直震度を考慮する。



ここで、

$r \sigma_t$  : 曲げモーメント及び軸力による鉄筋の最大引張応力度 ( $N/mm^2$ )

$M$  : 地震時曲げモーメント ( $kN \cdot m$ )

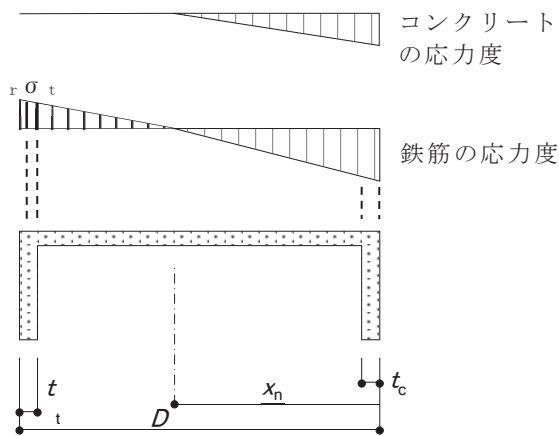
$N$  : 長期軸力 ( $kN$ )

$X_n$  : 曲げ材の圧縮縁から中立軸までの距離 ( $m$ )

$D$  : 曲げ材のせい ( $m$ )

$t_c$  : 圧縮側フランジ部分の厚さ ( $m$ )

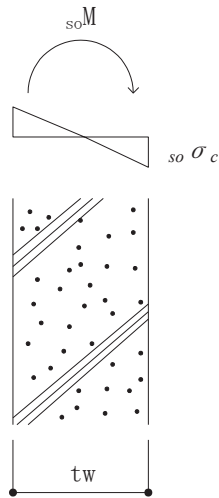
$t_t$  : 引張側フランジ部分の厚さ ( $m$ )



(3) 地震時土圧による面外応力度

耐震壁で地震時土圧による面外曲げモーメントの生じる部分については、下式によりそれぞれコンクリートの最大圧縮応力度及び鉄筋の最大引張応力度を評価する。

$$s_o \sigma_c = \frac{s_o M}{Z}$$



ここで、

$s_o \sigma_c$  : コンクリートの最大圧縮応力度

$s_o M$  : 土圧による面外曲げモーメント

$Z$  : 単位幅あたりの壁の面外断面係数

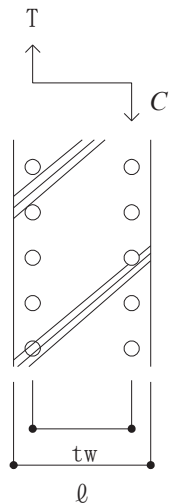
$$\left( = \frac{b \cdot t_w^2}{6} \right)$$

$b$  : 単位幅

$t_w$  : 壁の厚さ

$$a_t = \frac{s_o M}{f_t \cdot \ell}$$

$$P_{s_o} = \frac{2}{b} \cdot \frac{a_t}{t_w}$$



ここで、

$a_t$  : 片側必要鉄筋断面積

$\ell$  : 鉄筋の重心間距離

$f_t$  : 鉄筋の許容引張応力度

$b$  : 耐震壁の幅

$P_{s_o}$  : 土圧による面外曲げモーメントによる必要鉄筋比

## 4.6 断面の評価方法

### 4.6.1 屋根スラブ

断面の評価は以下の方法で行う。

屋根スラブについては、曲げモーメントによる鉄筋応力度及び面外せん断力を算定し、各許容限界を超えないことを確認する。

#### a. 曲げモーメントに対する断面の評価方法

断面の評価は、「RC-N規準」に基づき、次式をもとに計算した評価対象箇所が生じる曲げモーメントによる鉄筋応力度が、許容限界を超えないことを確認する。

$$\sigma_t = \frac{M}{a_t \cdot j}$$

ここで、

$\sigma_t$  : 鉄筋の引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

M : 曲げモーメント (N・mm)

$a_t$  : 引張鉄筋断面積 (mm<sup>2</sup>)

j : 断面の応力中心距離で、断面の有効せいの 7/8 倍の値 (mm)

#### b. 面外せん断力に対する断面の評価方法

断面の評価は、「RC-N規準」に基づき、評価対象箇所が生じる面外せん断力が、次式をもとに計算した許容面外せん断力を超えないことを確認する。

$$Q_A = b \cdot j \cdot \{ \alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot w \cdot f_t \cdot (p_w - 0.002) \}$$

ここで、

$Q_A$  : 許容面外せん断力 (N)

b : 断面の幅 (mm)

j : 断面の応力中心距離で、断面の有効せいの 7/8 倍の値 (mm)

$\alpha$  : 許容せん断力の割増し係数

(2 を超える場合は 2, 1 未満の場合は 1 とする。)

$$\alpha = \frac{4}{M / (Q \cdot d) + 1}$$

ここで、

M : 曲げモーメント (N・mm)

Q : せん断力 (N)

d : 断面の有効せい (mm)



$f_s$  : コンクリートの短期許容せん断応力度で, 表 4-7 に示す値 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $w f_t$  : せん断補強筋の短期許容引張応力度で, 表 4-8 に示す値 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $p_w$  : せん断補強筋比で, 次式による。(0.002 以上とする。\*)

$$p_w = \frac{a_w}{b \cdot x}$$

$a_w$  : せん断補強筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$x$  : せん断補強筋の間隔 (mm)

注記\* : せん断補強筋がない領域については, 第 2 項を 0 とする。

(なお, 屋根スラブには, 面外せん断補強筋は入っていない。)

#### 4.6.2 床スラブ

床スラブの評価対象箇所は, 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しゃへいの範囲の床スラブとし, 断面の評価は以下の方法で行う。

曲げモーメントによる鉄筋応力度及び面外せん断力を算定し, 各許容限界を超えないことを確認する。

##### a. 曲げモーメントに対する断面の評価方法

断面の評価は, 「RC-N 規準」に基づき, 次式をもとに計算した評価対象箇所に生じる曲げモーメントによる鉄筋応力度が, 許容限界を超えないことを確認する。

$$\sigma_t = \frac{M}{a_t \cdot j}$$

ここで,

$\sigma_t$  : 鉄筋の引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$M$  : 曲げモーメント (N・mm)

$a_t$  : 引張鉄筋断面積 (mm<sup>2</sup>)

$j$  : 断面の応力中心距離で, 断面の有効せいの 7/8 倍の値 (mm)

##### b. 面外せん断力に対する断面の評価方法

断面の評価は, 「RC-N 規準」に基づき, 評価対象箇所に生じる面外せん断力が, 次式をもとに計算した許容面外せん断力を超えないことを確認する。

$$Q_A = b \cdot j \cdot \{ \alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot w f_t \cdot (p_w - 0.002) \}$$

ここで,

$Q_A$  : 許容面外せん断力 (N)

- b : 断面の幅 (mm)  
 j : 断面の応力中心距離で、断面の有効せいの 7/8 倍の値 (mm)  
 α : 許容せん断力の割増し係数  
 (2 を超える場合は 2, 1 未満の場合は 1 とする。)

$$\alpha = \frac{4}{M / (Q \cdot d) + 1}$$

- M : 曲げモーメント (N・mm)  
 Q : せん断力 (N)  
 d : 断面の有効せい (mm)  
 f<sub>s</sub> : コンクリートの短期許容せん断応力度で、表 4-7 に示す値 (N/mm<sup>2</sup>)  
 w f<sub>t</sub> : せん断補強筋の短期許容引張応力度で、表 4-8 に示す値 (N/mm<sup>2</sup>)  
 p<sub>w</sub> : せん断補強筋比で、次式による。(0.002 以上とする。\*)

$$p_w = \frac{a_w}{b \cdot x}$$

- a<sub>w</sub> : せん断補強筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)  
 x : せん断補強筋の間隔 (mm)

注記\* : せん断補強筋がない領域については、第 2 項を 0 とする。  
 (なお、床スラブには、面外せん断補強筋は入っていない。)

#### 4.6.3 屋根トラス

断面の評価は以下の方法で行う。

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許容限界を超えないことを確認する。

地震時に生じる軸力及び曲げモーメントに対する断面検定について、下式を用いて行う。ただし、主トラス、サブトラスの斜材、束材及び方杖は軸応力度のみ評価する。なお、主トラス上下弦材の弱軸周りの曲げモーメントはサブトラスが直交方向の変形を拘束しているため考慮しない。

(圧縮)

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} \leq 1.0$$

ここに、 $\sigma_c$  : 地震時における部材の軸応力度

$\sigma_b$  : 地震時における部材の曲げ応力度

$f_c$  : 圧縮応力度に対する許容値\*

$f_b$  : 曲げ応力度に対する許容値\*

(引張)

$$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b} \leq 1.0$$

ここに、 $\sigma_t$  : 地震時における部材の軸応力度

$\sigma_b$  : 地震時における部材の曲げ応力度

$f_t$  : 引張応力度に対する許容値\*

$f_b$  : 曲げ応力度に対する許容値\*

注記\* : 「建設省告示第 2464 号」に基づく鋼材の材料強度 (F 値の 1.1 倍) による。

#### 4.6.4 耐震壁

耐震壁の断面評価の評価フローを図 4-24 に示す。

ここで、図中の記号は以下による。

$\sigma_t$  : 軸方向最大引張応力度

$\tau$  : 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

${}_{so}M$  : 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

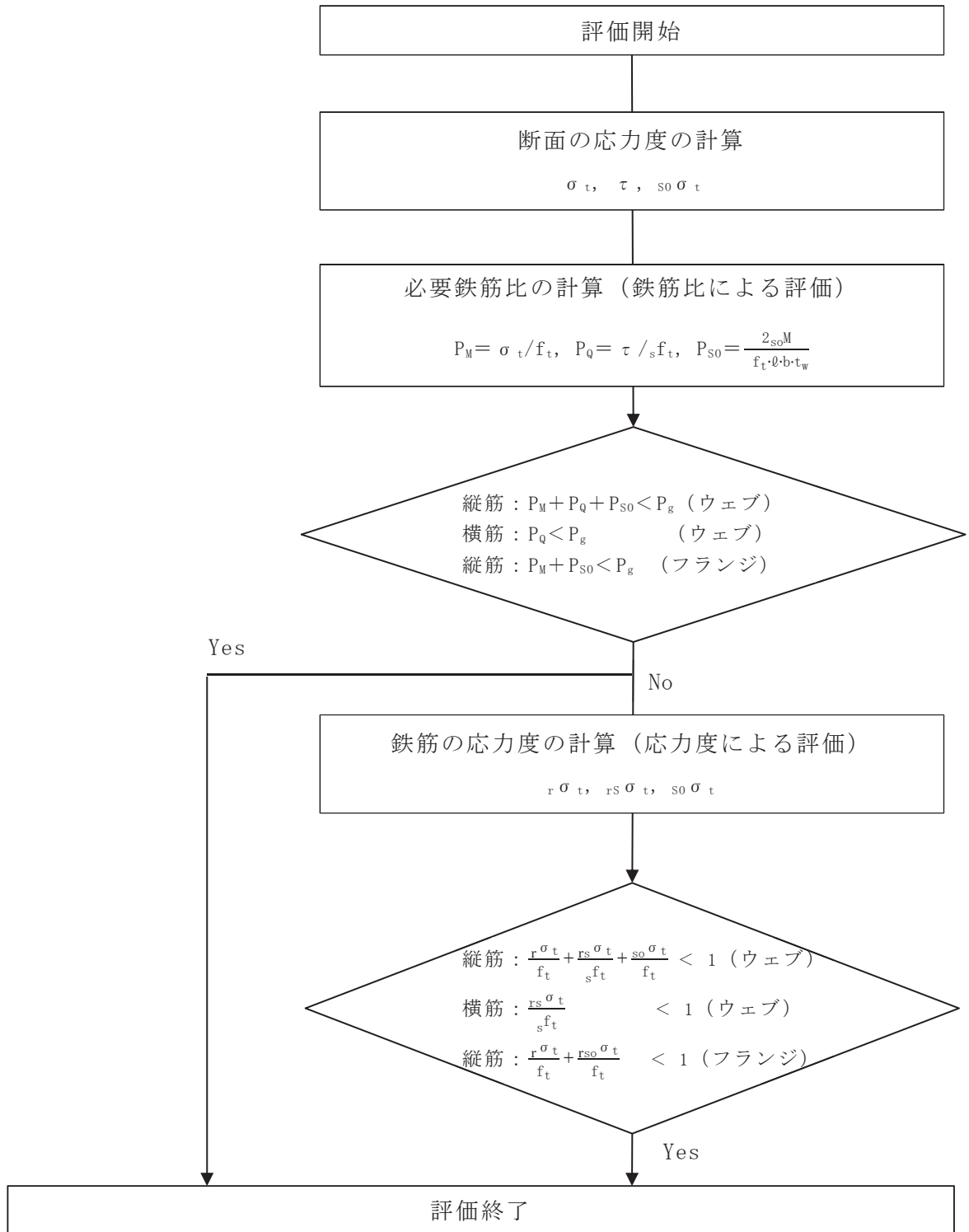
$t_w$  : 耐震壁の厚さ

$\ell$  : 鉄筋の重心間距離

耐震壁の断面評価は、「4.5 応力評価方法」に示す方法により地震時面内せん断応力度、地震時曲げモーメント及び軸力による軸方向応力度並びに土圧による面外応力度によってそれぞれ計算される必要鉄筋比の和が設計鉄筋比を超えないことを確認する。

必要鉄筋比の和が設計鉄筋比を上回る場合には、地震時曲げモーメント及び軸力に対して、RC-N規準 14 条「柱の軸方向力と曲げに対する断面算定」に準じて鉄筋の応力度を算定し、地震時面内せん断応力度及び地震時土圧による面外応力度を組み合わせた応力度が鉄筋の許容応力度を超えないことを確認する。

各部の評価において考慮する応力度は次の通りとする。ウェブの評価においては、地震時面内せん断応力度、地震時曲げモーメント及び軸力による軸方向応力度並びに常時土圧による面外応力度を考慮するものとする。フランジにおいては、地震時曲げモーメント及び軸力による軸方向応力度並びに地震時土圧による面外応力度を考慮するものとする。なお、フランジのうちウェブと交差する箇所は、地震時面内せん断応力度も考慮するものとする。



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

\*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 4-24 耐震壁の評価フロー

## 5. 地震応答解析による評価結果

### 5.1 耐震壁のせん断ひずみの評価結果

鉄筋コンクリート造耐震壁について、 $S_s$ 地震時の各層の最大応答せん断ひずみが許容限界 ( $2.0 \times 10^{-3}$ ) を超えないことを確認する。

材料物性の不確かさを考慮した最大応答せん断ひずみは  $1.62 \times 10^{-3}$  (NS 方向, IW-J 部,  $S_s - F3$ , ケース 5) であり, 許容限界 ( $2.0 \times 10^{-3}$ ) を超えないことを確認した。各階の耐震壁の最大応答せん断ひずみ一覧を表 5-1 及び表 5-2 に示す。各表において, 最大応答せん断ひずみのうち最も大きい値について, せん断スケルトンカーブ上にプロットした図を図 5-1 及び図 5-2 に示す。

表 5-1(1) 最大応答せん断ひずみ (NS 方向)

要素番号	最大応答せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ )	許容限界 ( $\times 10^{-3}$ )	要素番号	最大応答せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ )	許容限界 ( $\times 10^{-3}$ )
(1)	0.59	2.0	(17)	0.40	2.0
(2)	0.74		(18)	1.48	
(3)	0.68		(19)	1.51	
(4)	0.49		(20)	0.74	
(5)	0.65		(21)	0.96	
(6)	1.33		(22)	0.77	
(7)	1.62		(23)	0.52	
(8)	0.59		(24)	0.88	
(9)	0.78		(25)	0.72	
(10)	0.76		(26)	0.83	
(11)	0.55		(27)	0.77	
(12)	0.68		(28)	0.52	
(13)	0.16		(29)	0.79	
(14)	0.38		(32)	1.54	
(15)	0.41		(34)	1.43	
(16)	0.76				

注：ハッチングは各要素の最大応答せん断ひずみのうち最も大きい値を表示

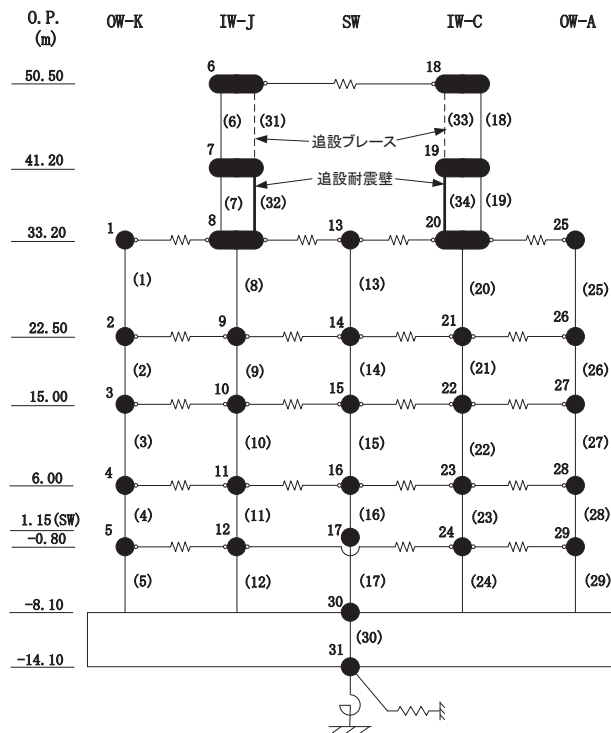
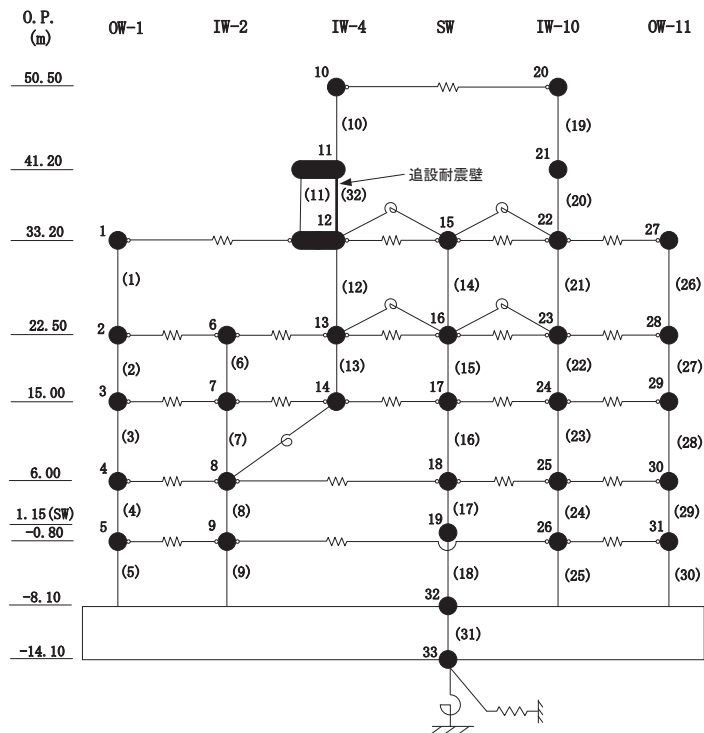


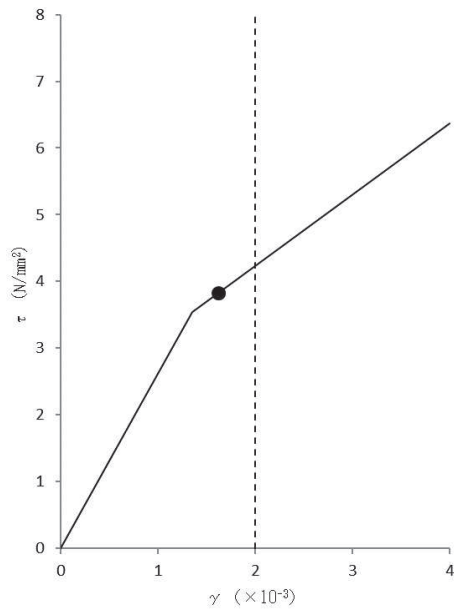
表 5-1(2) 最大応答せん断ひずみ (EW 方向)

要素番号	最大応答せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ )	許容限界 ( $\times 10^{-3}$ )	要素番号	最大応答せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ )	許容限界 ( $\times 10^{-3}$ )
(1)	0.57	2.0	(17)	0.78	2.0
(2)	0.56		(18)	0.41	
(3)	0.71		(19)	1.06	
(4)	0.50		(20)	0.97	
(5)	0.64		(21)	0.51	
(6)	0.44		(22)	0.77	
(7)	0.77		(23)	0.66	
(8)	0.52		(24)	0.50	
(9)	0.68		(25)	0.72	
(10)	0.87		(26)	0.56	
(11)	0.98		(27)	0.77	
(12)	0.42		(28)	0.60	
(13)	0.50		(29)	0.52	
(14)	0.21		(30)	0.67	
(15)	0.39		(32)	0.97	
(16)	0.61				

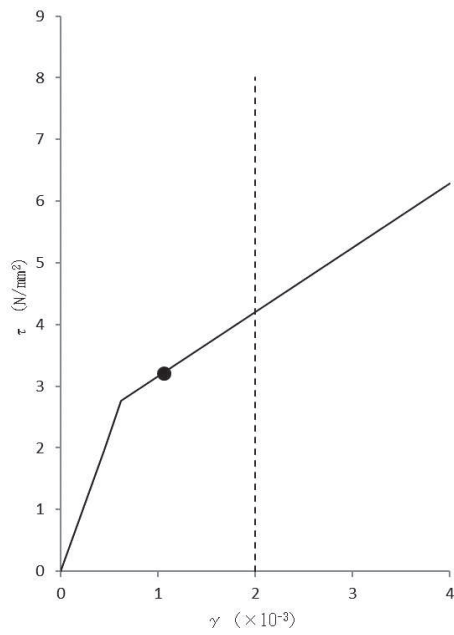
注：ハッチングは各要素の最大応答せん断ひずみのうち最も大きい値を表示







(a) NS 方向 (S s - F 3, ケース 5, 要素番号(7))



(b) EW 方向 (S s - F 3, ケース 5, 要素番号(19))

図 5-1 せん断スケルトンカーブ上の最大応答せん断ひずみ

6. 応力解析による評価結果

6.1 屋根スラブの評価結果

屋根スラブの評価結果を表 6-1 に示す。

屋根スラブについては，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。

表 6-1 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 <sup>2</sup> /m)
曲げモーメント	発生曲げモーメント M (kN・m/m)	25.1
	鉄筋応力度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	272
	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	345
	検定値	0.79
面外せん断力	発生せん断力 Q (kN/m)	42.6
	せん断スパン比による 割増し係数 $\alpha$	1.00
	許容限界 (kN/m)	112.2
	検定値	0.38
判定		可

## 6.2 床スラブの評価結果

床スラブの評価結果を表 6-2 に示す。

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。

表 6-2 評価結果 (床スラブ)

O.P. (m)		15.0
厚さ t (mm)		500
有効せい d (mm)		431
配筋 (鉄筋断面積)	上ば筋	D19@200 (1435mm <sup>2</sup> /m)
	下ば筋	D19@200 (1435mm <sup>2</sup> /m)
曲げモーメント	発生曲げモーメント M (kN・m/m)	132
	鉄筋応力度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	244
	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	345
	検定値	0.71
面外せん断力	発生せん断力 Q (kN/m)	322
	せん断スパン比による 割増し係数 $\alpha$	2.00
	許容限界 (kN/m)	912
	検定値	0.36
判定		可

### 6.3 屋根トラスの評価結果

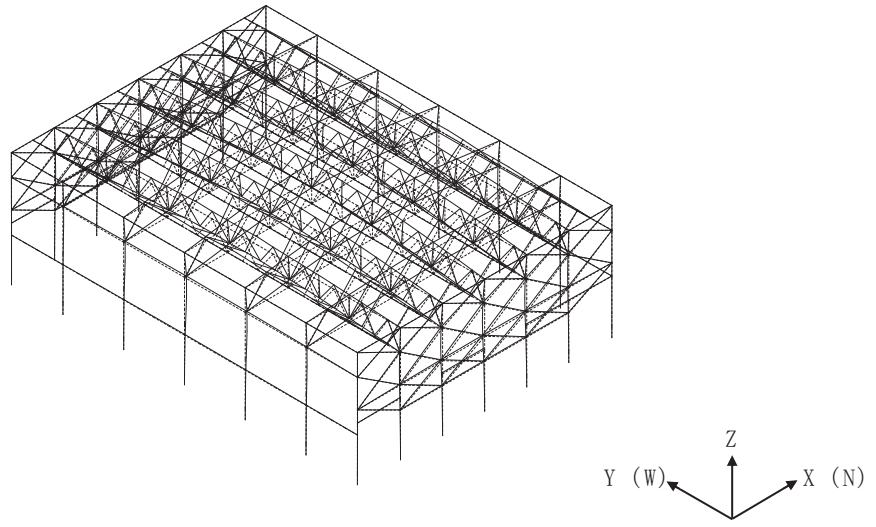
#### 6.3.1 固有値解析結果

屋根トラスの固有値解析結果を表 6-3 及び図 6-3 に示す。

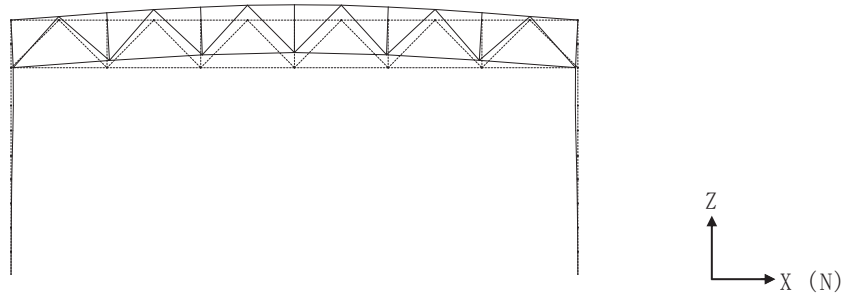
1 次固有振動数は鉛直方向で 3.60Hz, 水平方向で 6.16Hz (EW 方向), 6.64Hz (NS 方向) となる。

表 6-3 固有値解析結果

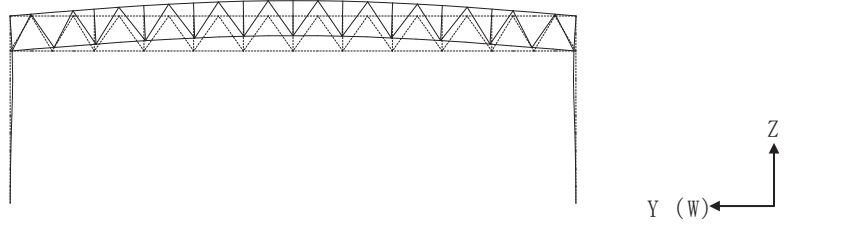
次数	振動数 (Hz)	周期 (s)	刺激係数			備考
			水平方向 (NS)	水平方向 (EW)	鉛直方向 (UD)	
1	3.60	0.278	0.011	0.005	1.567	鉛直方向1次
2	5.65	0.177	0.101	-0.148	0.005	
3	6.07	0.165	0.953	-0.008	0.028	
4	6.16	0.162	-0.055	-1.527	0.012	EW方向1次
5	6.40	0.156	-0.150	-0.366	-0.051	
6	6.43	0.156	-0.096	-0.023	0.151	
7	6.58	0.152	0.458	-1.190	-0.016	
8	6.61	0.151	-1.606	-0.733	-0.042	
9	6.64	0.151	-3.310	0.227	-0.036	NS方向1次
10	6.71	0.149	-1.515	-0.121	-0.019	



(a) 鳥瞰図

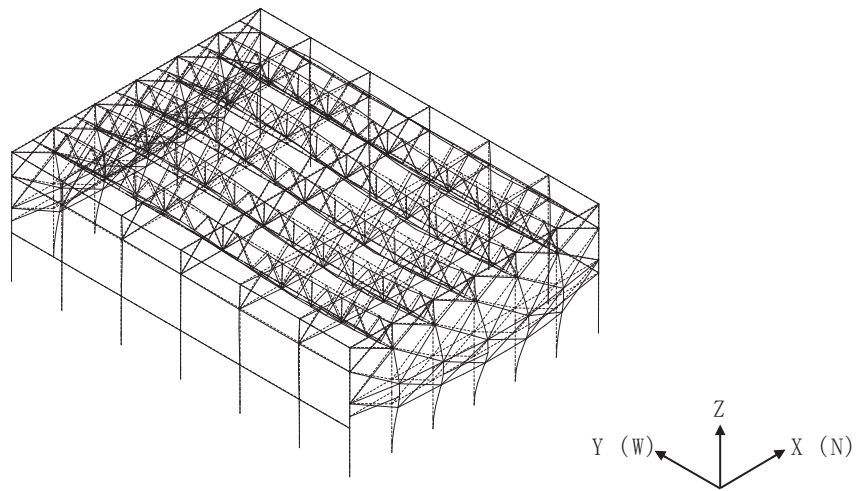


(b) XZ 面

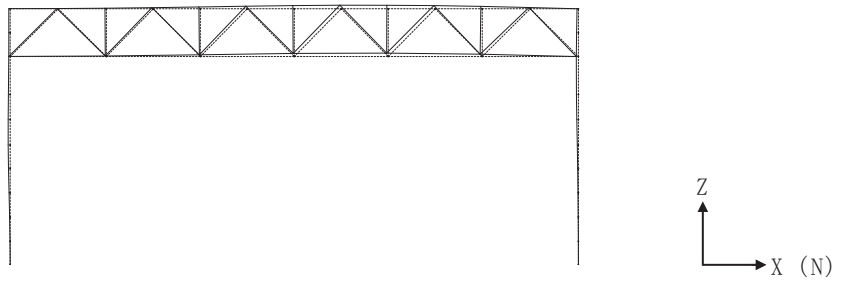


(c) YZ 面

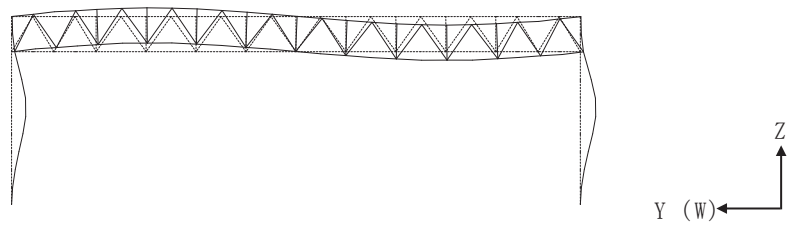
図 6-3(1) 固有モード図  
(鉛直方向 1 次)



(a) 鳥瞰図

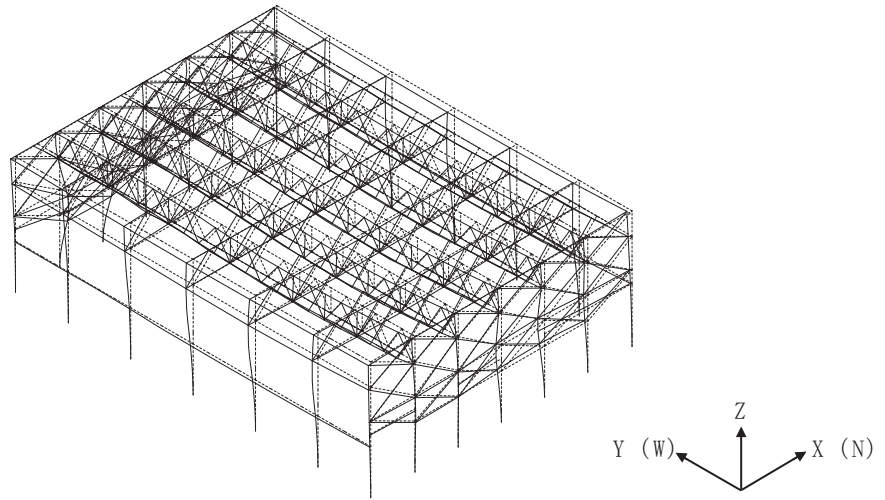


(b) XZ 面

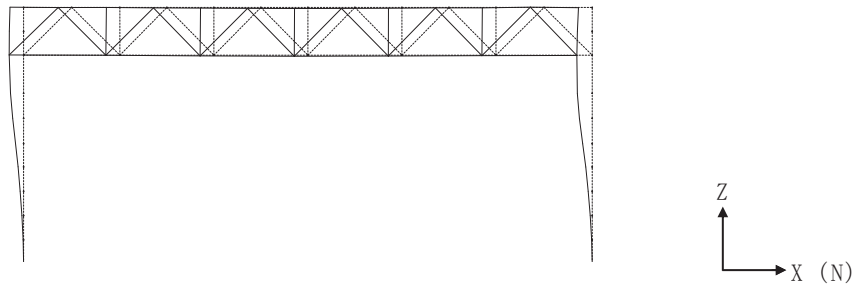


(c) YZ 面

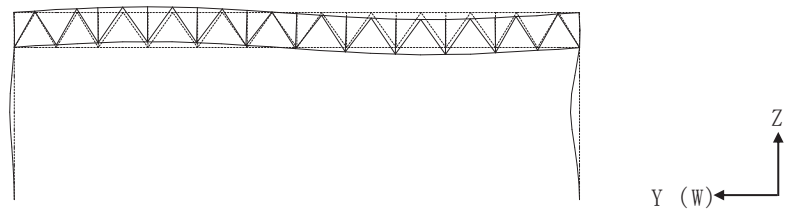
図 6-3(2) 固有モード図  
(EW 方向 1 次)



(a) 鳥瞰図



(b) XZ 面



(c) YZ 面

図 6-3(3) 固有モード図  
(NS 方向 1 次)

### 6.3.2 断面の評価結果

屋根トラスの各部材の断面算定結果を表 6-4～表 6-7 に示す。

屋根トラスの各部材における発生応力度が許容限界を超えないことを確認した。



表 6-4(1) 断面算定結果 (主トラス :  $R_E$  通り)

部材 (種類)		上弦材	
位置		$R_4$ 通り $R_5$ 通り間	
ケース		S s - D 2, ケース 2	
鉄骨断面	部材	H-350×350×12×19	
	種別	SM50A (SM490A 相当)	
応力状態		引張	圧縮
N (kN)		765	78.7
M (kN・m)		120	120
断面算定	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	44.0	—
	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	4.53
	$\sigma_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	52.2	52.2
	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	357	—
	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	357
	$f_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	357	357
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.28 (<1.0)	—
$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.17 (<1.0)	
判定		可	可

表 6-4(2) 断面算定結果 (主トラス :  $R_F$  通り)

部材 (種類)		下弦材	
位置		$R_6$ 通り $R_7$ 通り間	
ケース		S s - D 2, ケース 2	
鉄骨断面	部材	H-350×350×12×19	
	種別	SM50A (SM490A 相当)	
応力状態		引張	圧縮
N (kN)		4350	981
M (kN・m)		58.2	58.2
断面算定	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	250	—
	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	56.4
	$\sigma_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	25.3	25.3
	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	357	—
	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	280
	$f_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	357	357
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.79 (<1.0)	—
$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.29 (<1.0)	
判定		可	可

表 6-4(3) 断面算定結果 (主トラス :  $R_E$  通り)

部材 (種類)		斜材	
位置		$R_4$ 通り $R_5$ 通り間	
ケース		S s - D 2, ケース 2	
鉄骨断面	部材	2CTs - 175 × 350 × 12 × 19	
	種別	SM50A (SM490A 相当)	
応力状態		引張	圧縮
N (kN)		126	3170
断面算定	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	7.25	—
	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	182
	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	357	—
	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	300
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.03 (< 1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.61 (< 1.0)
判定		可	可

表 6-4(4) 断面算定結果 (主トラス :  $R_G$  通り)

部材 (種類)		束材	
位置		$R_7$ 通り	
ケース		S s - D 2, ケース 2	
鉄骨断面	部材	2CTs - 100 × 200 × 8 × 12	
	種別	SM50A (SM490A 相当)	
応力状態		引張	圧縮
N (kN)		132	290
断面算定	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	20.8	—
	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	45.6
	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	357	—
	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	262
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.06 (< 1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.18 (< 1.0)
判定		可	可

表 6-5(1) 断面算定結果 (サブトラス :  $r_9$  通り)

部材 (種類)		上弦材	
位置		$r_E$ 通り $r_F$ 通り間	
ケース		S s - D 2 , ケース 2	
鉄骨断面	部材	H-250×250×9×14	
	種別	SS41 (SS400 相当)	
応力状態		引張	圧縮
N (kN)		35.9	174
M (kN・m)		117	117
断面算定	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	3.89	—
	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	18.9
	$\sigma_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	135	135
	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	258	—
	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	258
	$f_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	258	258
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.55 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.61 (<1.0)
判定		可	可

表 6-5(2) 断面算定結果 (サブトラス :  $r_7$  通り)

部材 (種類)		下弦材	
位置		$r_D$ 通り $r_E$ 通り間	
ケース		S s - D 2 , ケース 2	
鉄骨断面	部材	PL-19×601+PL-25×550+2PL-19×344	
	種別	SN490B	
応力状態		引張	圧縮
N (kN)		6170	2350
M (kN・m)		341	341
断面算定	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	180	—
	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	68.6
	$\sigma_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	84.6	84.6
	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	357	—
	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	353
	$f_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	357	357
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.75 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.44 (<1.0)
判定		可	可

表 6-5(3) 断面算定結果 (サブトラス :  $r_7$  通り)

部材 (種類)		斜材	
位置		$r_H$ 通り $r_J$ 通り間	
ケース		S s - D 2, ケース 2	
鉄骨断面	部材	2Ls - 90×90×10 + 2Ls - 250×90×10×15	
	種別	SS41(SS400 相当), SS400	
応力状態		引張	圧縮
N (kN)		577	1950
断面算定	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	53.0	—
	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	179
	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	258	—
	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	226
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.21 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.80 (<1.0)
判定		可	可

表 6-5(4) 断面算定結果 (サブトラス :  $r_7$  通り)

部材 (種類)		束材	
位置		$r_G$ 通り $r_H$ 通り間	
ケース		S s - D 2, ケース 2	
鉄骨断面	部材	4Ls - 90×90×6	
	種別	SS400	
応力状態		引張	圧縮
N (kN)		117	209
断面算定	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	27.7	—
	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	49.5
	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	258	—
	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	219
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.11 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.23 (<1.0)
判定		可	可

表 6-6 断面算定結果 (母屋 :  $r_9$  通り  $r_{10}$  通り間)

部材 (種類)		母屋	
位置		$r_G$ 通り $r_H$ 通り間	
ケース		S s - D 1, ケース 2	
鉄骨断面	部材	H-390×300×10×16	
	種別	SS41 (SS400 相当)	
応力状態		引張	圧縮
N (kN)		46.3	99.9
M (kN・m)		350	350
断面算定	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	3.40	—
	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	7.35
	$\sigma_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	177	177
	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	258	—
	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	258
	$f_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	258	258
	$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	0.71 (<1.0)	—
$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b}$	—	0.72 (<1.0)	
判定		可	可

表 6-7 断面算定結果 (方杖 :  $r_H$  通り  $r_J$  通り間)

部材 (種類)		方杖	
位置		$r_9$ 通り $r_{10}$ 通り間	
ケース		S s - D 2, ケース 2	
鉄骨断面	部材	2Ls-130×130×9	
	種別	SS400	
応力状態		引張	圧縮
N (kN)		274	472
断面算定	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	60.2	—
	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	104
	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	258	—
	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	—	156
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.24 (<1.0)	—
$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.67 (<1.0)	
判定		可	可

#### 6.4 耐震壁の評価結果

耐震壁の評価結果を表 6-8 に示す。対象部位において、応力度による評価を実施した結果、S<sub>s</sub>地震時に曲げモーメント及び軸力並びに面内せん断力により生じる鉄筋応力度が許容限界を超えないことを確認した。

表 6-8 評価結果 (2 階)

O. P. (m)		22.5~33.2
壁位置 (通り)		R10
壁厚 (mm)		1000
せん断断面積 (m <sup>2</sup> )		53.00
配筋	縦筋配筋	4-D29@200
	縦筋設計鉄筋比 P <sub>g</sub> (%)	1.284
	横筋配筋	2-D29@200 2-D29@400
	横筋設計鉄筋比 P <sub>g</sub> (%)	0.963
せん断に対する検討	せん断力 Q (×10 <sup>4</sup> kN)	12.4
	鉄筋応力度 r <sub>s</sub> σ <sub>t</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	195
	許容限界 s f <sub>t</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	345
曲げモーメントに対する検討	曲げモーメント M (×10 <sup>5</sup> kN・m)	32.1
	軸力 N (×10 <sup>3</sup> kN)	36.1
	鉄筋応力度 rσ <sub>t</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	135
	許容限界 f <sub>t</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	345
rσ <sub>t</sub> / f <sub>t</sub> + r <sub>s</sub> σ <sub>t</sub> / s f <sub>t</sub>		0.96
判定		可

## 7. 引用文献

- (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) 「鉄筋コンクリート構造計算用資料集」( (社)日本建築学会, 2002 年)