

本資料のうち、枠囲みの内容は商業機密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-03-0600-8-3_改3
提出年月日	2021年9月3日

補足-600-8-3 建屋-機器連成解析モデルにおける原子炉本体の基礎の非線形復元力特性等の設定に関する補足説明資料

目次

1.	はじめに	1
2.	RPV ペDESTALの構造概要	1
2.1	RPV ペDESTALの構造	1
2.2	RPV ペDESTALの設計フロー及び今回工認の変更点	5
2.3	RPV ペDESTALの構造強度評価	5
2.4	先行プラントとの RPV ペDESTALの構造の比較	7
3	詳細化の目的と効果	9
3.1	詳細化の目的	9
3.2	詳細化の効果	10
4.	RPV ペDESTALのスケルトンカーブの設定方法	13
4.1	せん断力-せん断変形角関係 ($Q-\gamma$ 関係)	13
4.1.1	第1折点の設定	14
4.1.2	第2折点の設定	15
4.2	せん断力-せん断変形角関係の履歴特性	16
4.3	曲げモーメント-曲率関係 ($M-\phi$ 関係)	17
4.3.1	第1折点の設定	18
4.3.2	第2折点の設定	19
4.3.3	今回工認におけるスケルトンカーブの設定方法	20
4.4	曲げモーメント-曲率関係の履歴特性	21
5.	評価に適用する RPV ペDESTALのスケルトンカーブ	22
5.1	使用材料の物性値	22
5.2	スケルトンカーブの設定方法	23
5.3	せん断力のスケルトンカーブ	27
5.4	曲げモーメントのスケルトンカーブ	32
5.5	RPV ペDESTALの剛性に対する影響確認	37

別紙-1 RPV ペDESTALの復元力特性の設定の考え方及び妥当性検証

別紙-2 地震応答解析モデルにおける RPV ペDESTALの減衰定数

別紙-3 SC 規程を参考にした RPV ペDESTALのスケルトンカーブ導出過程

別紙-4 SC 規程を参考に作成したスケルトンカーブに基づく試験体の荷重変位特性の
作成方法

別紙-5 既往試験の概要, 信頼性及び実機への適用性

別紙-6 コンクリートせん断ひび割れ後の RPV ペDESTALの支持性能

別紙-7 コンクリートせん断ひび割れ後の剛性評価の理論式

別紙-8 隔壁方式の鋼板コンクリート構造に関する理論式と試験結果の比較

別紙-9 地震応答解析における RPV ペデスタル下部の扱いについて

別紙-10 RPV ペデスタル復元力特性の直線近似の影響検討

別紙-11 復元力特性の設定における温度に応じた材料物性値の設定

: 今回提出範囲

1. はじめに

女川原子力発電所第2号機の原子炉本体の基礎（以下「RPV ペデスタル」という。）は、鋼板とコンクリートで構成されており、構造強度上は、鋼板によって地震等の荷重に耐える鋼構造として設計している。コンクリートは構造強度部材として期待していないものの、万が一の配慮として、終局耐力の向上を目的として充填している。

一方で、地震時の振動特性を考慮するとコンクリートは無視できないものであり、RPV ペデスタルの地震応答解析モデルとしては、コンクリートの剛性及び重量もモデルに取り込んでいる。

地震応答解析は、原子炉建屋とRPV ペデスタルを連成させて行っている。女川原子力発電所第2号機の建設時工認（以下「既工認」という。）で用いた基準地震動のレベルにおいては、原子炉建屋は非線形領域付近であったため非線形特性、RPV ペデスタルはおおむね線形領域に収まっていたことから、剛性一定の線形特性と仮定していた。

しかしながら、今回工認では基準地震動のレベルが増大し、RPV ペデスタルの地震応答が線形領域を超えることから、適正な地震応答に基づく評価を行うために、原子炉建屋の地震応答解析モデルだけでなく、RPV ペデスタルにもコンクリートの剛性変化を考慮した非線形解析モデルを採用する。

非線形解析モデルの評価は、鉄筋コンクリートの評価手法として実績のある手法に加え、鋼板とコンクリートの複合構造としての特徴に留意した既往の知見を参考にして行い、実物のRPV ペデスタルを模擬した試験体による加力試験結果を用いてその妥当性を確認している（別紙1参照）。

構造強度設計は、今回工認においても既工認と同様に、鋼板のみで地震等の荷重に耐える設計とする。なお、基準地震動 S_s によるRPV ペデスタルの応答は鋼板の降伏点に対して大きな余裕を有する範囲にとどまる。

表 1-1 RPV ペデスタルの耐震評価条件に関する比較

	既工認	今回工認
地震応答解析	原子炉建屋と連成してモデル化	同左
	剛性は鋼板及びコンクリートをともに考慮	同左
	線形解析	非線形解析*
構造強度評価	鋼構造として、鋼板のみで耐えるよう設計	同左

*：コンクリートひび割れ後の剛性低下を考慮（鋼板は降伏に至らない範囲で設定）

2. RPV ペデスタルの構造概要

2.1 RPV ペデスタルの構造

RPV ペデスタルは、原子炉圧力容器及び原子炉しゃへい壁を支持する円筒状の構造

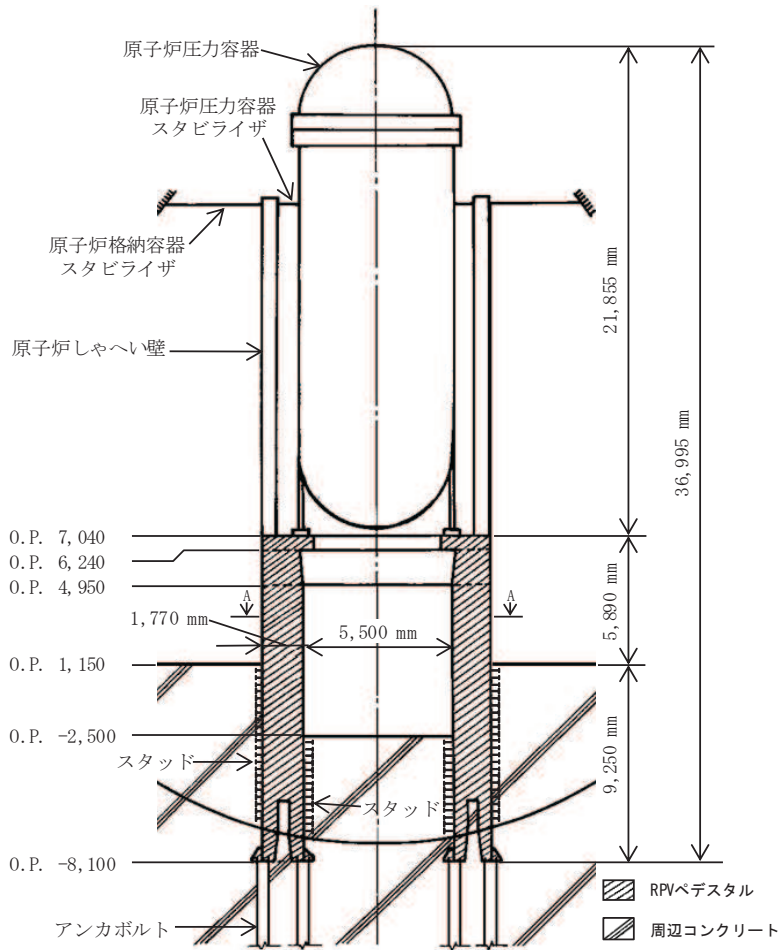
物である。図 2-1 に RPV ペDESTALの構造概要図を示す。

RPV ペDESTALは、内外の円筒鋼板とそれらを一体化するための放射状の縦リブ鋼板（隔壁）で構成され、内部にコンクリートを充填している*。

RPV ペDESTALには、制御棒駆動水圧系配管の貫通部（以下「CRD 開口」という。）、制御棒駆動機構の搬出入のための開口（以下「CRD 搬出入口」という。）等の開口部があり、RPV ペDESTALの上部には CRD 開口の補強のための水平鋼板が設置されている。また、内筒鋼板及び外筒鋼板の補強のため、各部に水平リブ及びカットティが設置されている。RPV ペDESTALの下端はアンカボルトによって原子炉建屋基礎版に定着されている。さらに RPV ペDESTALの下部は、コンクリートに埋没されており、内筒鋼板及び外筒鋼板に取り付けたスタッドにより、原子炉格納容器底部の周辺コンクリートと強固に固定している。

図 2-2 に RPV ペDESTALの構造詳細図を示す。

注記* : RPV ペDESTALは、当社 BWR プラントの初期では鉄筋コンクリート構造としていたが、女川原子力発電所第 2 号機においては、施工性改善の観点から、内外の円筒鋼板の間にコンクリートを充填した構造を採用している。



赤枠部拡大図

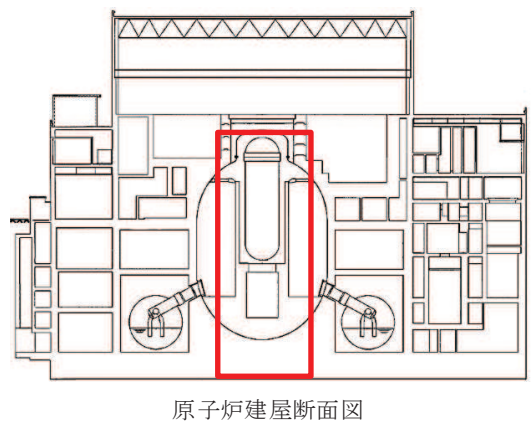
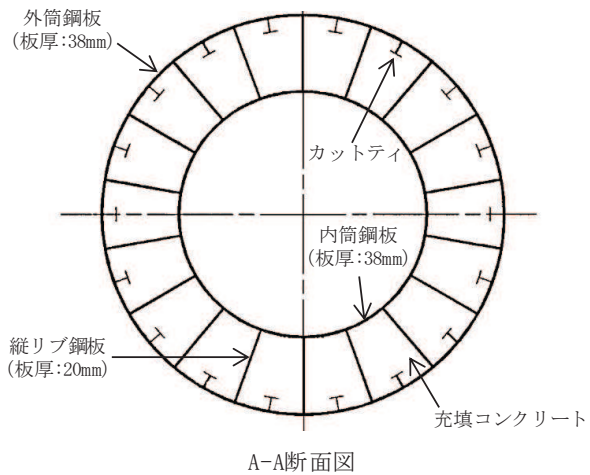


図 2-1 RPV ペDESTAL の構造概要図

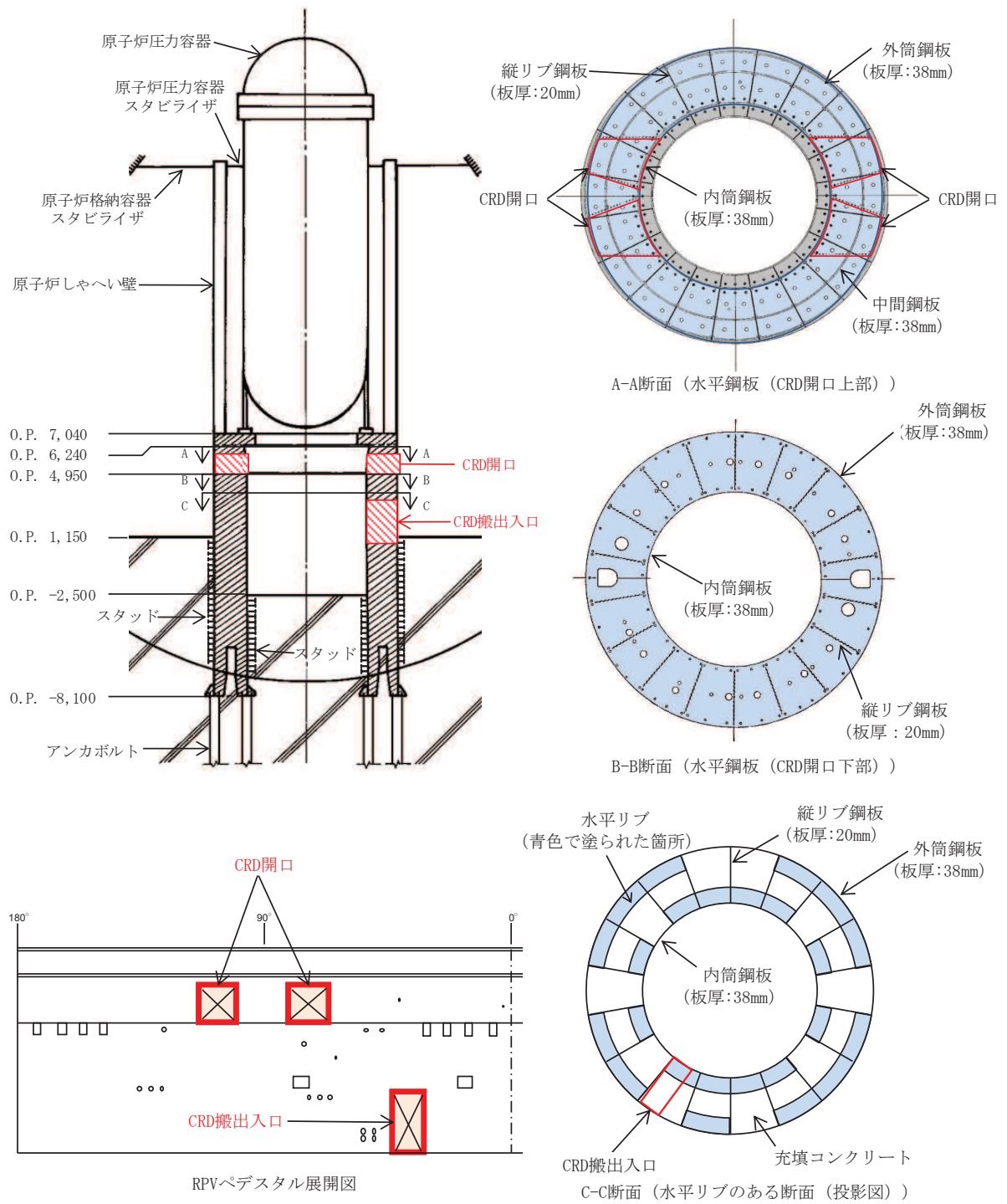


図 2-2 RPV ペダスタルの構造詳細図

2.2 RPV ペDESTALの設計フロー及び今回工認の変更点

RPV ペDESTALに作用する地震力は、原子炉建屋内の原子炉压力容器、原子炉しゃへい壁、RPV ペDESTAL等の大型機器・構築物及び原子炉建屋を連成させた地震応答解析モデルを用いて算定している。

地震時の振動特性を考慮すると RPV ペDESTALの鋼板内に充填したコンクリートは無視できないものであることから、RPV ペDESTALの地震応答解析モデルとしては、鋼板に加えてコンクリートの剛性及び重量もモデルに取り込んでいる。

既工認では、RPV ペDESTALを剛性一定としてモデル化していたが、今回工認ではコンクリートひび割れによる剛性変化を考慮し、より詳細なモデル化を行う。

構造強度評価では、地震力及びその他の荷重に対して鋼板内部に充填されたコンクリートの強度には期待せず、鋼板のみ（外筒鋼板、内筒鋼板、中間鋼板、縦リブ鋼板及び水平鋼板）で耐える設計とし、既工認からの変更はない（図 2-3）。

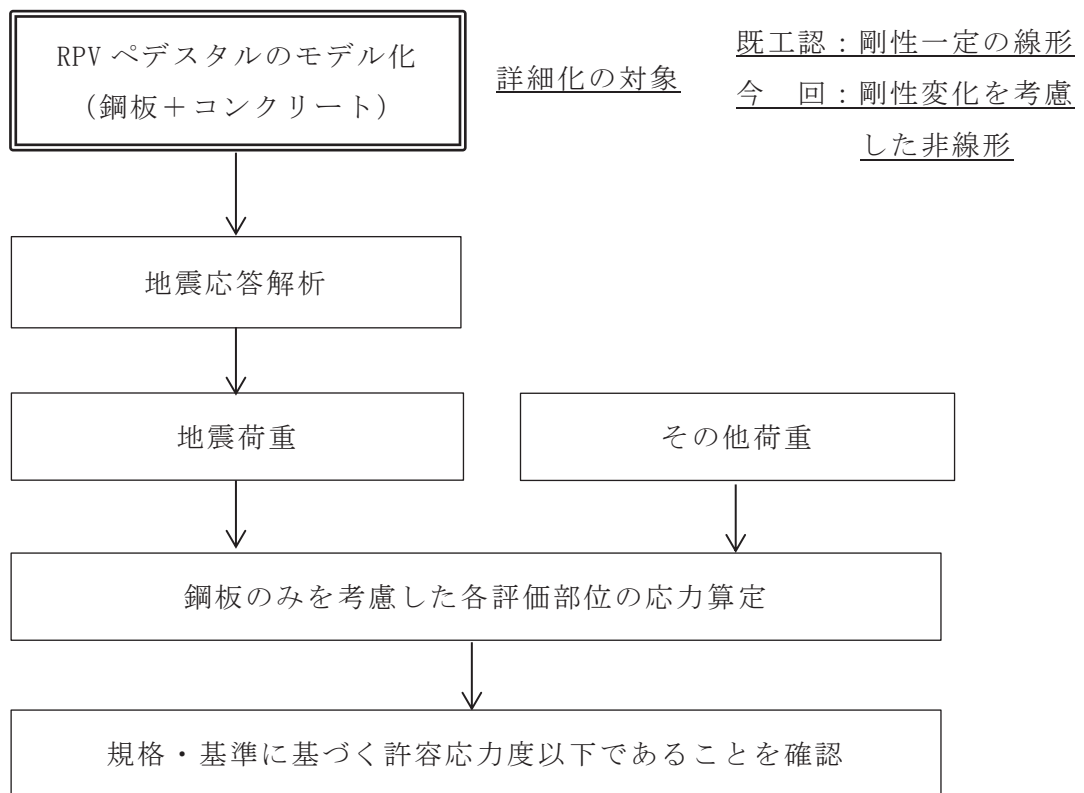


図 2-3 RPV ペDESTALの設計フロー

2.3 RPV ペDESTALの構造強度評価

RPV ペDESTALの構造強度評価は、地震応答解析により得られた地震荷重を用いて行っており、評価部位は CRD 開口まわり、円筒部（内筒鋼板、外筒鋼板及び縦リブ鋼板）及びアンカ部である（図 2-4）。

このうち、CRD 開口まわり及び円筒部については、鋼構造設計規準に準拠し、鋼板のみでおおむね弾性状態で耐えるように設計する。アンカ部は、コンクリートに埋設されていることから、せん断力は作用しないものとし、曲げモーメントと鉛直力に対してアンカボルトが許容値を満足する設計とする。

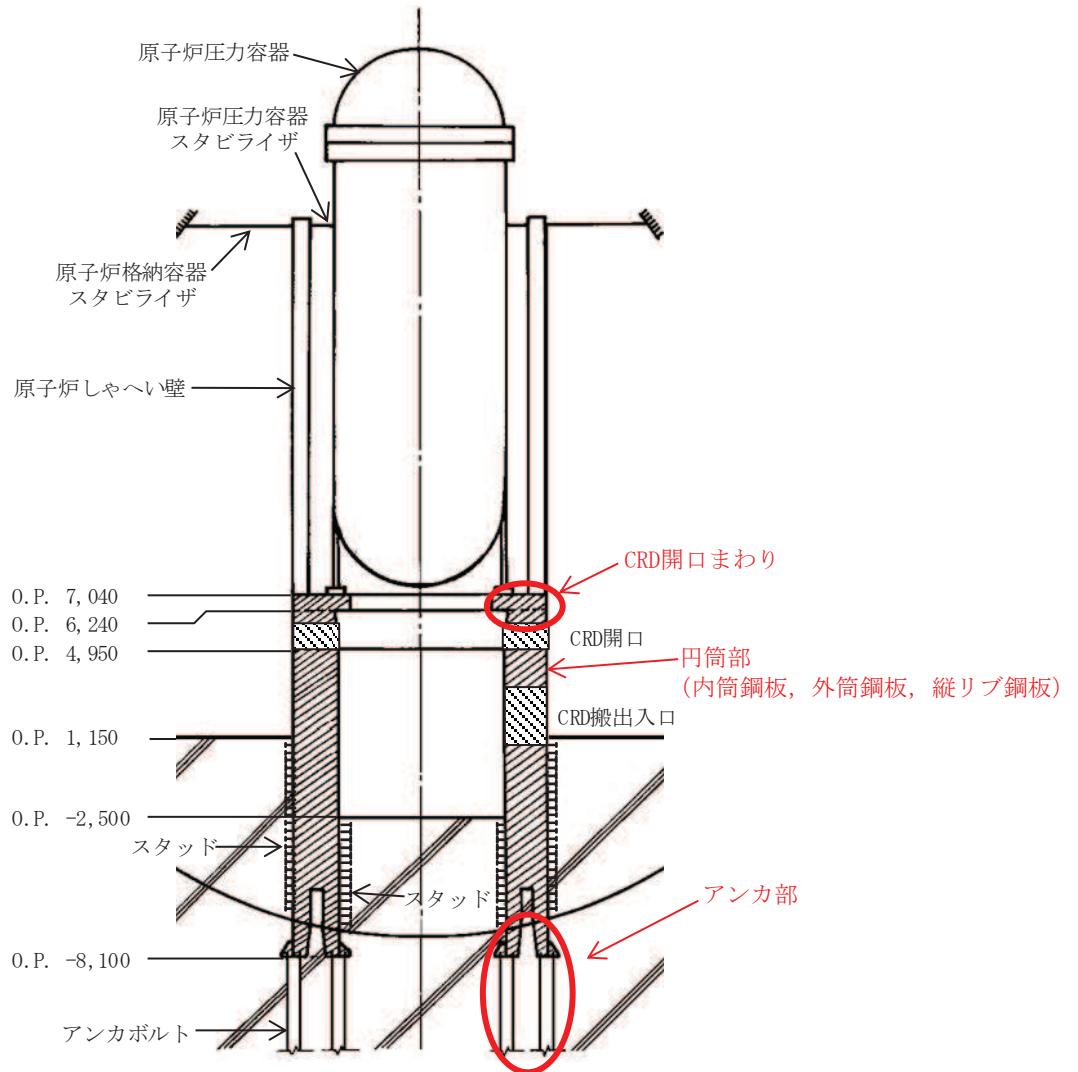


図 2-4 RPV ペDESTALの構造強度評価部位

2.4 先行プラントとの RPV ペDESTAL の構造の比較

女川原子力発電所第2号機の RPV ペDESTAL の構造概要を図 2-5 に、柏崎刈羽原子力発電所7号機の RPV ペDESTAL の構造概要を図 2-6 に示す。

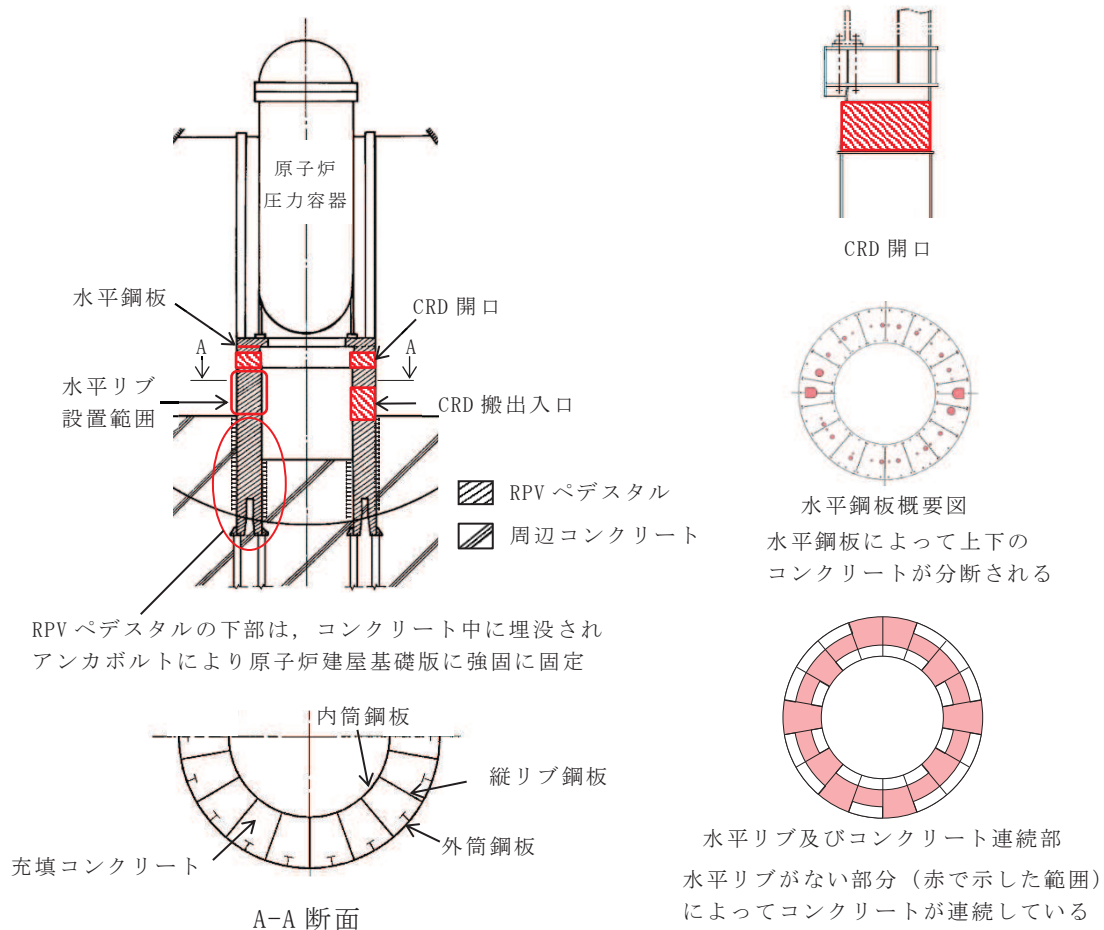


図 2-5 女川原子力発電所第2号機の RPV ペDESTAL の構造概要

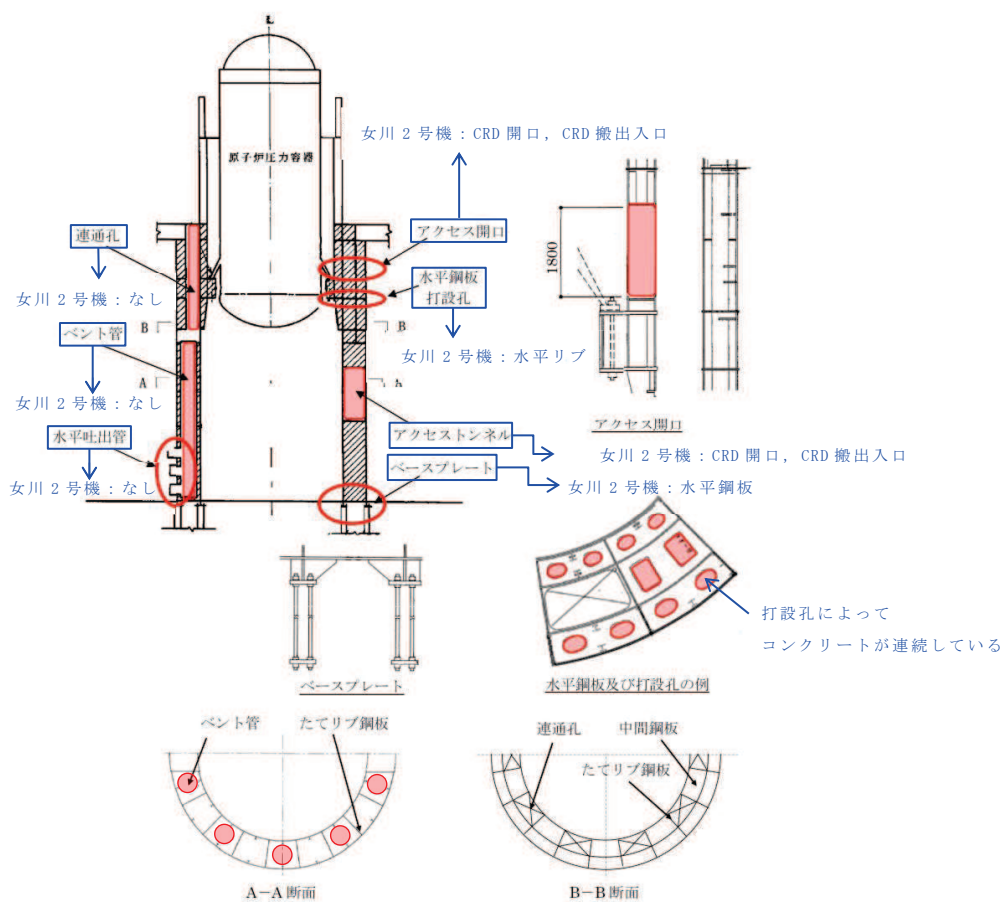


図 2-6 柏崎刈羽原子力発電所第 7 号機の RPV ペDESTAL の構造概要
 (第 442 回原子力発電所の新規制基準に係る審査会合資料 1-1-3
 (H29.2.14) より引用, 一部加筆)

沸騰水型原子炉 (BWR-5) である女川原子力発電所第 2 号機と改良型沸騰水型原子炉 (ABWR) である柏崎刈羽原子力発電所第 7 号機の RPV ペDESTAL の構造は, 原子炉の形式の差による差はあるものの, 復元力特性を設定する際の基本的な考え方 (開口部の考慮, 鋼板等によるコンクリートの分断) は同様である。

一方, 構造の差異として, 女川原子力発電所第 2 号機の RPV ペDESTAL 下部は, コンクリート中に埋没され, アンカボルトによって原子炉建屋基礎版に固定されているため, 女川原子力発電所第 2 号機の地震応答解析モデルにおいては, RPV ペDESTAL の下部を原子炉建屋基礎版と一体として扱い, 周辺コンクリートの上端位置で原子炉建屋基礎版に剛として結合させている。この扱いについては, RPV ペDESTAL 下部に対する周辺コンクリートを考慮した剛性及び周辺コンクリートとの定着の観点で確認するとともに, 3次元 FEM による静的弾性解析を実施し, RPV ペDESTAL 下部を原子炉建屋基礎版と一体として扱うことが妥当であることを検証している (別紙 9)。

3 詳細化の目的と効果

3.1 詳細化の目的

既工認では、地震動レベルが小さく、RPV ペDESTALの地震応答はおおむね弾性領域と考えられたことから、RPV ペDESTALは剛性一定の線形仮定としていた。

今回工認では、既工認に比べ、地震動レベルが増大していることから、原子炉建屋の地震応答解析モデルだけでなく、RPV ペDESTALにもコンクリートの剛性変化を考慮した非線形解析モデルを採用する。

RPV ペDESTALの剛性を既工認のまま変更せず線形とする場合、原子炉建屋がコンクリートのひび割れ点である第1折点を超え剛性低下した際（図3-1中の①）に、原子炉建屋と並列ばねを構成するRPV ペDESTALが過大な地震荷重を計算上受け持つこととなり、原子炉建屋とRPV ペDESTALの荷重分担のバランスが実態と異なることとなる（図3-1中の②）。

したがって、より現実に近い、詳細化した地震応答解析モデルを用いて、プラント全体の安全性向上を適切に行うことを目的として、RPV ペDESTALに対しても原子炉建屋と同様にコンクリートの剛性変化を考慮した復元力特性を導入する（図3-1中の③）。

なお、剛性変化の要因となるコンクリートのひび割れは、コンクリートの一部に微細なひび割れが発生する程度であり、遮蔽性能に影響を与えるものではない。

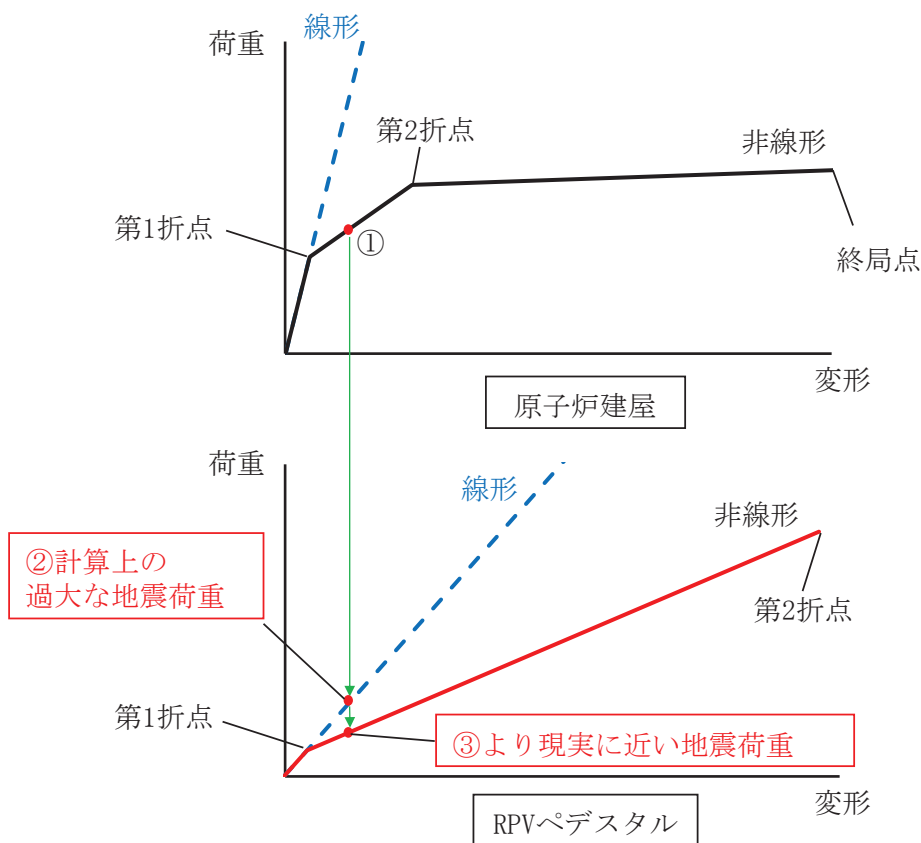


図 3-1 地震力の増大に伴う RPV ペDESTALの応答増加の概念図

3.2 詳細化の効果

RPV ペDESTALにコンクリートの剛性低下を考慮した復元力特性を導入することで、より現実に近い地震荷重を計算でき、原子炉建屋の地震荷重分担割合が増加し、RPV ペDESTAL荷重分担が減少した（表 3-1）。

また、表 3-2 及び図 3-2 に基準地震動 $S_s - D 2$ に対する各部位の地震応答を示す。基準地震動 S_s に対する原子炉圧力容器、原子炉しゃへい壁及び RPV ペDESTALの曲げモーメント及びせん断力は低減する傾向を示す。

表 3-1 原子炉建屋と RPV ペDESTALの荷重分担の比較

モデル化方法	原子炉建屋：非線形 RPV ペDESTAL： <u>線形</u> (既工認)		原子炉建屋：非線形 RPV ペDESTAL： <u>非線形</u> (今回工認)	
地震動	基準地震動 $S_s - D 2$		基準地震動 $S_s - D 2$	
部位	原子炉建屋 (原子炉格納 容器部の荷重 を含む。)	RPV ペDESTAL	原子炉建屋 (原子炉格納 容器部の荷重 を含む。)	RPV ペDESTAL
曲げモーメント [$\times 10^3$ kN・m]	58,840	460	58,940	380
曲げモーメントの 分担割合[%]*	99.2	0.8	99.4	0.6
せん断力 [$\times 10^3$ kN]	1,853	37	1,847	34
せん断力の 分担割合[%]*	98.0	2.0	98.2	1.8

*：原子炉建屋と RPV ペDESTALの合計を 100%とした場合の荷重の割合

表 3-2 基準地震動 $S_s - D_2$ に対する各部位の地震応答

評価部位	曲げモーメント (kN・m)		非線形/線形 (%)
	線形	非線形	
RPV ペDESTAL	449,000	379,000	84.4
原子炉しゃへい壁	150,000	119,000	79.3
原子炉格納容器	567,000	573,000	101.1
原子炉圧力容器	97,500	76,200	78.2

評価部位	せん断力 (kN)		非線形/線形 (%)
	線形	非線形	
RPV ペDESTAL	36,700	34,000	92.6
原子炉しゃへい壁	18,400	16,400	89.1
原子炉格納容器	30,000	30,300	101.0
原子炉圧力容器	11,800	10,100	85.6

評価部位	評価用ばね反力 (kN)		非線形/線形 (%)
	線形	非線形	
PCV スタビライザ	13,200	13,800	104.5
RPV スタビライザ	7,480	7,810	104.5
シヤラグ	26,500	23,800	89.8

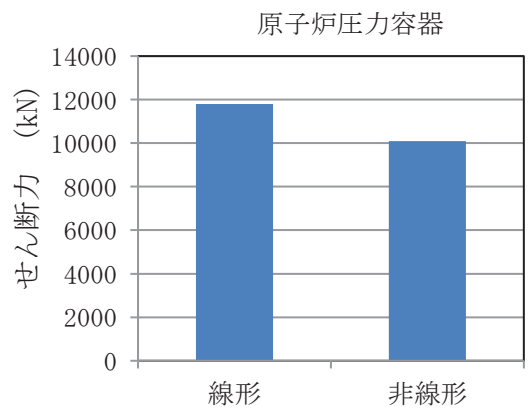
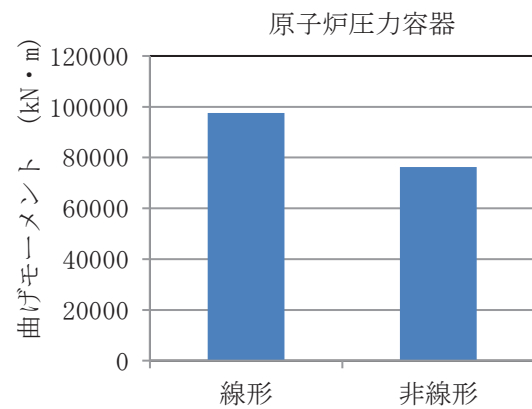
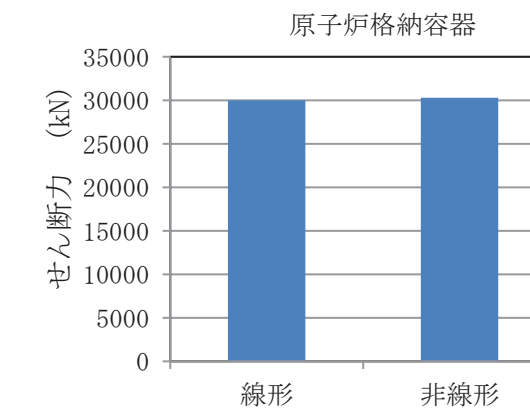
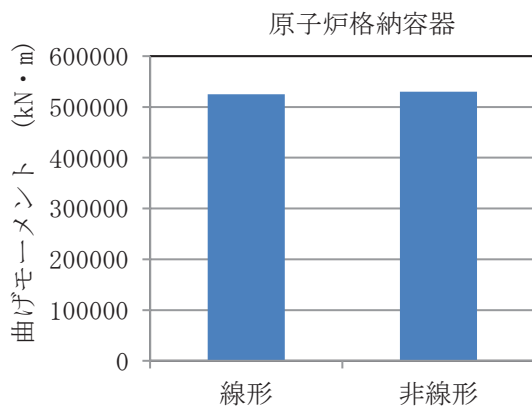
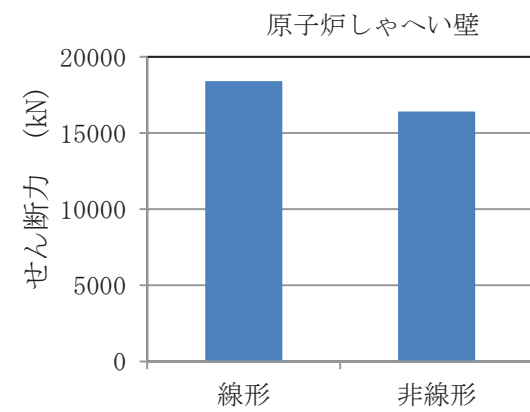
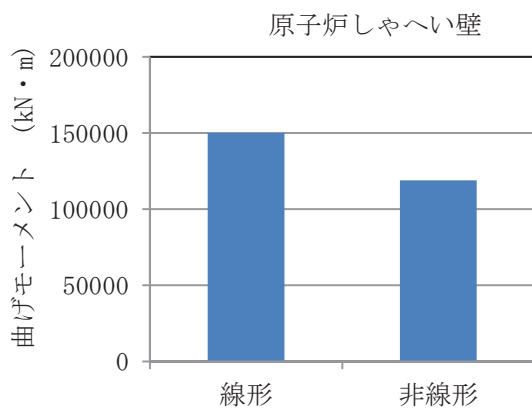
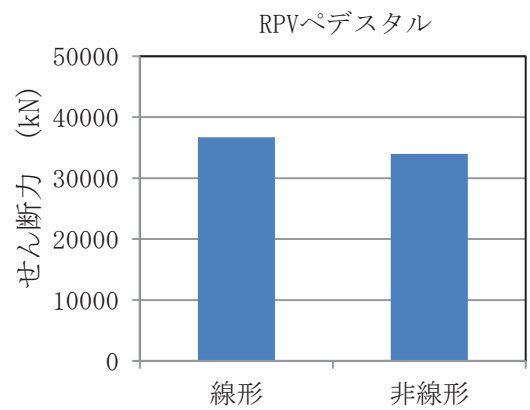
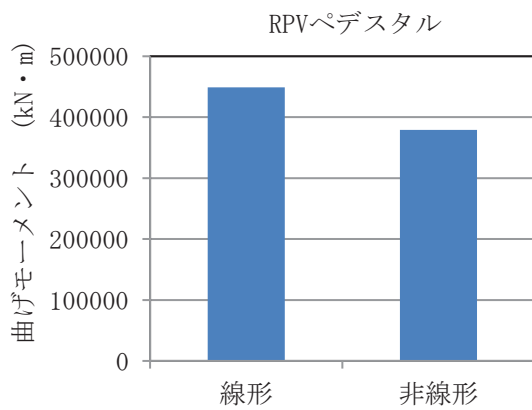
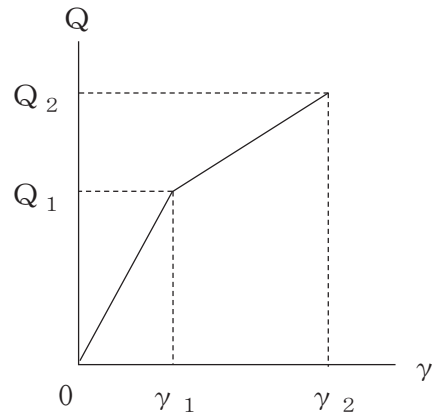


図 3-2 基準地震動 $S_s - D2$ に対する各部位の地震応答の比較

4. RPV ペデスタルのスケルトンカーブの設定方法

4.1 せん断力-せん断変形角関係 ($Q-\gamma$ 関係)

RPV ペデスタルのせん断力-せん断変形角関係 ($Q-\gamma$ 関係) は、コンクリートのひび割れを表す第 1 折点と鋼板の降伏を表す第 2 折点までを設定する。RPV ペデスタルのせん断力-せん断変形角関係を図 4-1 に示す。



Q_1 : 第 1 折点のせん断力

Q_2 : 第 2 折点のせん断力

γ_1 : 第 1 折点のせん断変形角

γ_2 : 第 2 折点のせん断変形角

図 4-1 RPV ペデスタルのせん断力-せん断変形角関係

4.1.1 第1折点の設定

RPV ペデスタルにおけるせん断力のスケルトンカーブの第1折点は、以下の式より算出している。

$$Q_1 = \left(A_C + \left(\frac{G_S}{G_C} \right) \cdot A_S \right) \cdot \tau_{cr}$$

$$\gamma_1 = \tau_{cr} / G_C$$

$$\text{ただし, } \tau_{cr} = \sqrt{0.31 \sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31 \sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}$$

ここで、

A_C : コンクリートのせん断断面積 (mm^2)

A_S : 鋼板のせん断断面積 (mm^2)

G_C : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm^2)

G_S : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm^2)

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

σ_v : 鋼板を考慮した鉛直方向軸応力度 (圧縮を正, N/mm^2)

4.1.2 第2折点の設定

RPV ペデスタルにおけるせん断力のスケルトンカーブの第2折点は、以下の式より算出している。

$$Q_2 = \frac{(K_\alpha + K_\beta)}{\sqrt{(3 \cdot K_\alpha^2 + K_\beta^2)}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$$

$$\gamma_2 = \frac{Q_2}{(K_\alpha + K_\beta)}$$

ただし、 $K_\alpha = A_s \cdot G_s$

$$K_\beta = \frac{(\cos \theta)^2 \cdot H}{2 \left[\frac{1 - \nu_c^2}{E_c' \cdot t_c \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot E_s} (C1 + C2) \right]}$$

ここで、

A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm²)

G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm²)

E_c' : ひび割れを考慮したコンクリートの縦弾性係数 (N/mm²)

E_s : 鋼板の縦弾性係数 (N/mm²)

K_α : 鋼板のせん断剛性 (N)

K_β : ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮した
コンクリートの有効せん断剛性 (N)

σ_y : 鋼板の降伏点強度 (N/mm²)

ν_c : コンクリートのポアソン比

H : コンクリートの高さ (mm)

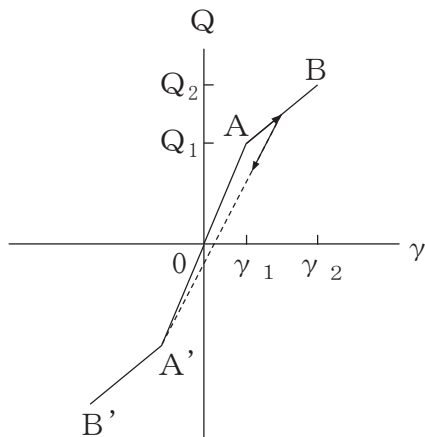
t_c : コンクリート板厚 (mm)

θ : 圧縮ストラット角度

$C1, C2$: 寸法及び θ から定まる係数

4.2 せん断力-せん断変形角関係の履歴特性

RPV ペDESTALのせん断力-せん断変形角関係の履歴特性は、最大点指向型モデルとする。RPV ペDESTALのせん断力-せん断変形角関係の履歴特性を図 4-2 に示す。

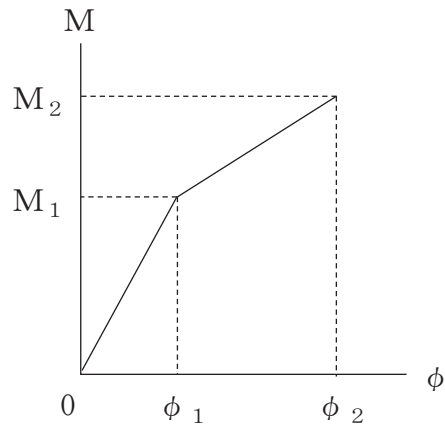


- 0-A間 : 弾性範囲
- A-B間 : 負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第1折点を越えていなければ、負側第1折点に向かう。
- 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。
- 安定ループは面積を持たない。

図 4-2 RPV ペDESTALのせん断力-せん断変形角関係の履歴特性

4.3 曲げモーメント-曲率関係 (M- ϕ 関係)

RPV ペデスタルの曲げモーメント-曲率関係 (M- ϕ 関係) は、コンクリートのひび割れを表す第 1 折点と鋼板の降伏を表す第 2 折点までを設定する。RPV ペデスタルの曲げモーメント-曲率関係を図 4-3 に示す。



M_1 : 第 1 折点の曲げモーメント

M_2 : 第 2 折点の曲げモーメント

ϕ_1 : 第 1 折点の曲率

ϕ_2 : 第 2 折点の曲率

図 4-3 RPV ペデスタルの曲げモーメント-曲率関係

4.3.1 第1折点の設定

RPV ペDESTALにおける曲げモーメントのスケルトンカーブの第1折点は、以下の式より算出している。

$$M_1 = Z_e (\alpha \cdot f_t + \sigma_v)$$

$$\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$$

ここで、

Z_e : 鋼板を考慮した断面係数 (mm³)

α : RPV ペDESTALの水平断面積に対する開口部の面積の比率
(図 4-4 及び図 4-5 参照)

f_t : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²)

σ_v : 鋼板を考慮した鉛直方向軸応力度 (圧縮を正, N/mm²)

E_c : コンクリートの縦弾性係数 (N/mm²)

I_e : 鋼板を考慮した断面二次モーメント (mm⁴)

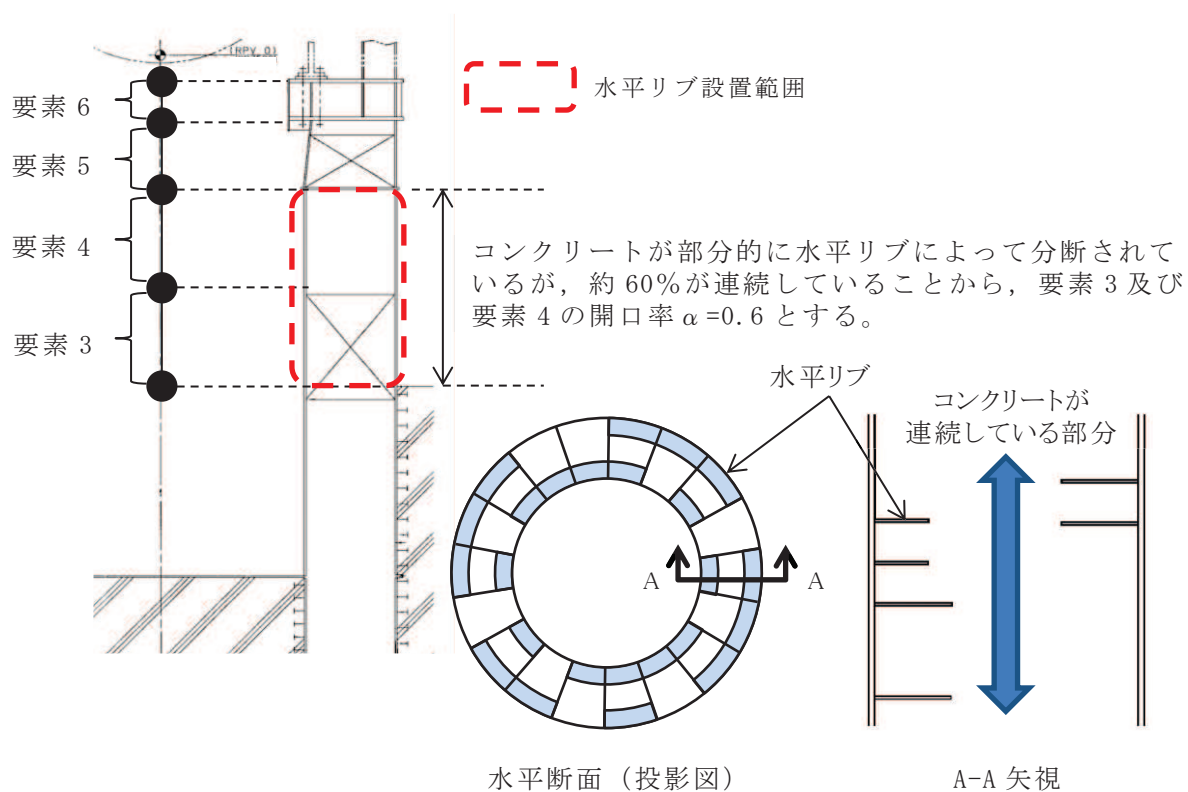


図 4-4 水平リブがある場合の開口率の考え方

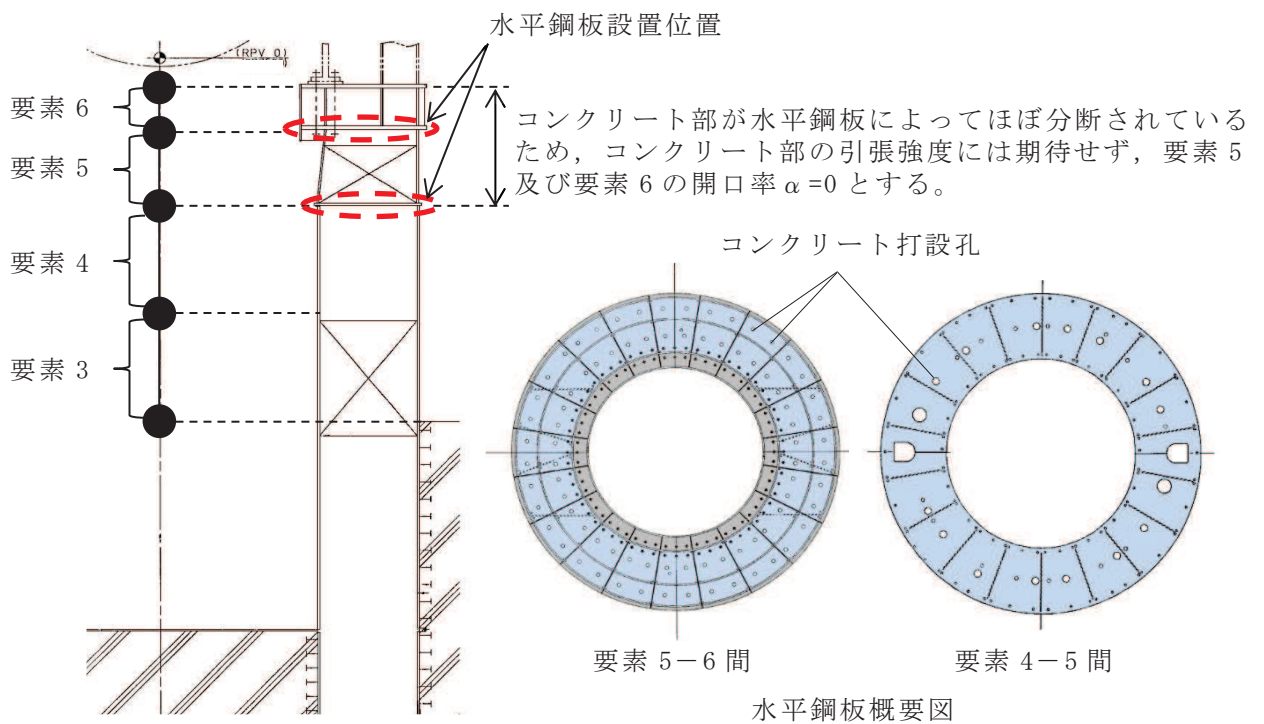


図 4-5 水平鋼板がある場合の開口率の考え方

4.3.2 第 2 折点の設定

RPV ペデスタルにおける曲げモーメントのスケルトンカーブの第 2 折点は、以下の式より算出している。

$$M_2 = M_y$$

$$\phi_2 = \phi_y$$

ここで、

M_y : 鋼板降伏時モーメント (N・mm)

ϕ_y : 鋼板降伏時曲率 (1/mm)

鋼板降伏時のモーメント M_y 及び鋼板降伏時の曲率 ϕ_y は、断面の平面保持を仮定し、引張側の鋼板が降伏状態になる場合の応力及びひずみを中立軸を変えながら収束計算することで算出する (別紙 3 参照)。

応力計算に用いるコンクリート及び鋼板の応力-ひずみ関係を図 4-6 及び図 4-7 に示す。

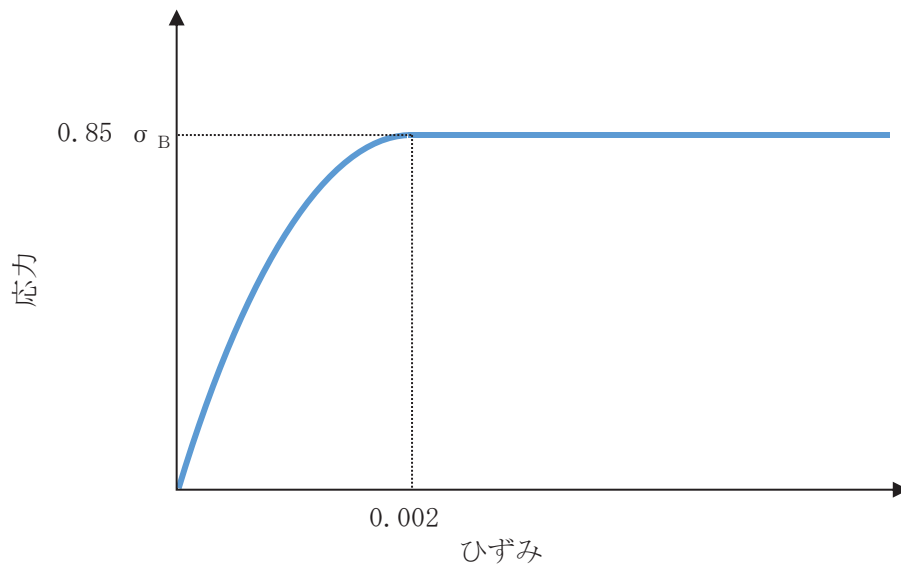


図 4-6 コンクリートの応力-ひずみ関係

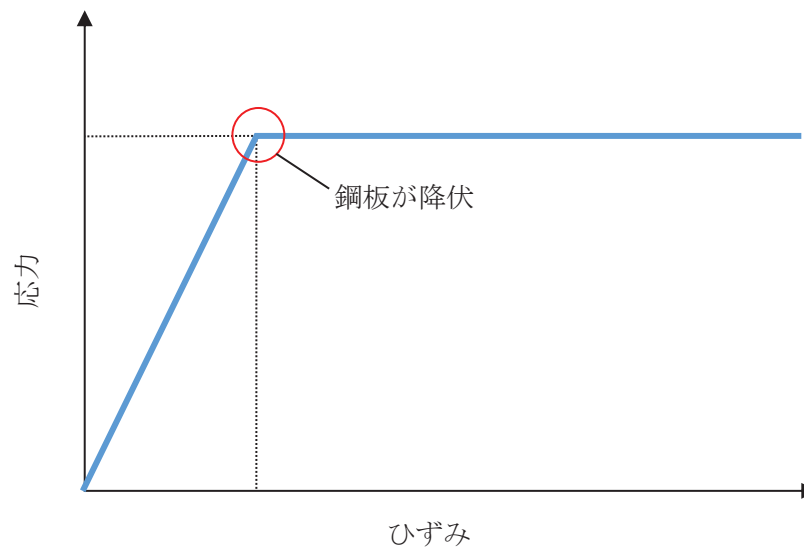


図 4-7 鋼板の応力-ひずみ関係

4.3.3 今回工認におけるスケルトンカーブの設定方法

RPV ペDESTALの曲げ・せん断のスケルトンカーブは、第1折点から第2折点の区間を直線近似としているが、実現象としては第1折点で内部コンクリートの初期ひび割れが生じ、その後も荷重の増加に伴うひび割れが徐々に増加することによってコンクリートの剛性が低下していくため、徐々に剛性が低下（スケルトンカーブの勾配が低下）する曲線で近似した方が直線近似よりも実現象に近いと考えられる。

RPV ペデスタルについて曲線近似した曲げスケルトンカーブとの比較により、直線近似よりも曲線近似の荷重が大きく算定されることを確認したことから（別紙 10）、今回工認の設計としては、図 4-8 に示すように曲線近似のスケルトンカーブを包絡するように設定した折線のスケルトンカーブ（曲線包絡スケルトンカーブ）を用いている。

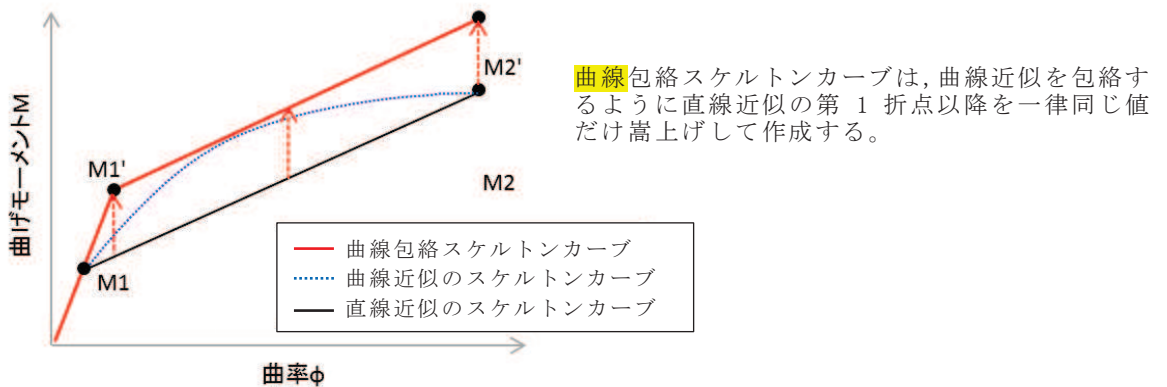
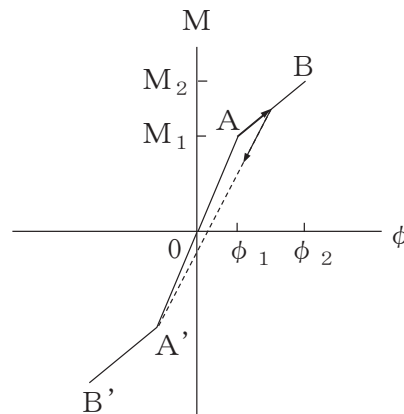


図 4-8 曲線包絡スケルトンカーブの概念図

4.4 曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

RPV ペデスタルの曲げモーメントー曲率関係の履歴特性は、最大点指向型モデルとする。RPV ペデスタルの曲げモーメントー曲率関係の履歴特性を図 4-9 に示す。



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

図 4-9 RPV ペデスタルの曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

5. 評価に適用する RPV ペDESTALのスケルトンカーブ

5.1 使用材料の物性値

RPV ペDESTALのスケルトンカーブの設定に用いるコンクリート強度の設計条件は、既工認と同様に設計基準強度を用いることとする。一方、建屋側でコンクリートの乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響として、初期剛性低下が確認されていることに対して、RPV ペDESTALの内部に充填されたコンクリートは、鋼板に囲まれており、乾燥収縮の影響はないと考えられるが、建屋側と同様に初期剛性低下を考慮した地震応答解析を行い、影響を確認する。RPV ペDESTALは原子炉建屋と一体となって地震力を受けていること等を踏まえ、RPV ペDESTALの初期剛性低下の検討に当たっては、原子炉建屋の耐震壁の初期剛性の設計値に対する補正係数を適用する。また、RPV ペDESTALのコンクリート強度を実強度とした場合の影響についても確認する。

各ケースの地震応答解析に用いる RPV ペDESTALの使用材料の物性値を表 5-1 及び表 5-2 に示す。また、各ケースにおけるモデルの設定の考え方を表 5-3 に示す。

表 5-1 使用材料の物性値（コンクリート）

スケルトンカーブ	圧縮強度	縦弾性係数 E_c (N/mm ²)	せん断弾性係数 G_c (N/mm ²)
基本ケース		2.65×10^4	1.14×10^4
初期剛性低下*1	$\sigma_B = 32.3$ (N/mm ²) *2	NS方向： 1.99×10^4	NS方向： 0.853×10^4
		EW方向： 2.12×10^4	EW方向： 0.908×10^4
実強度	$\sigma_B = 51.2$ (N/mm ²) *3	3.33×10^4	1.43×10^4

注記*1：添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」に示す原子炉建屋の耐震壁の初期剛性の設計値に対する補正係数（地下3階から地上2階：NS方向0.75、EW方向0.80）を適用して縦弾性係数及びせん断弾性係数を設定

*2：設計基準強度に基づくコンクリートの圧縮強度

*3：建設時における RPV ペDESTALのコンクリートの圧縮強度試験結果（材令91日）に基づくコンクリートの圧縮強度

表 5-2 使用材料の物性値（鋼板）

使用材料	縦弾性係数 E_s (N/mm ²)	せん断弾性係数 G_s (N/mm ²)
鋼板：SPV50 (SPV490相当)	1.91×10^5	7.35×10^4

5.2 スケルトンカーブの設定方法

(1) 初期剛性低下を考慮したスケルトンカーブ

コンクリートの初期剛性低下を考慮したスケルトンカーブの設定に当たっては、原子炉建屋の初期剛性低下の考慮方法に合わせ、耐震壁の初期剛性の設計値に対する補正係数を考慮してコンクリートの縦弾性係数及びせん断弾性係数を設定した。縦弾性係数が変わることによって曲げの第1折点が、せん断弾性係数が変わることによってせん断の第1折点がそれぞれ設計条件から変更される。図5-1に示すように、初期剛性低下を考慮した第1勾配と基本ケースのスケルトンカーブにおける第2勾配の交点を新たな第1折点とし、第1折点以降は基本ケースのスケルトンカーブと同様の設定とする（原子炉建屋と同様の設定）。

また、曲げのスケルトンカーブは、図4-8に示すとおり、曲線近似のスケルトンカーブを包絡するように設定した曲線包絡スケルトンカーブを用いる。

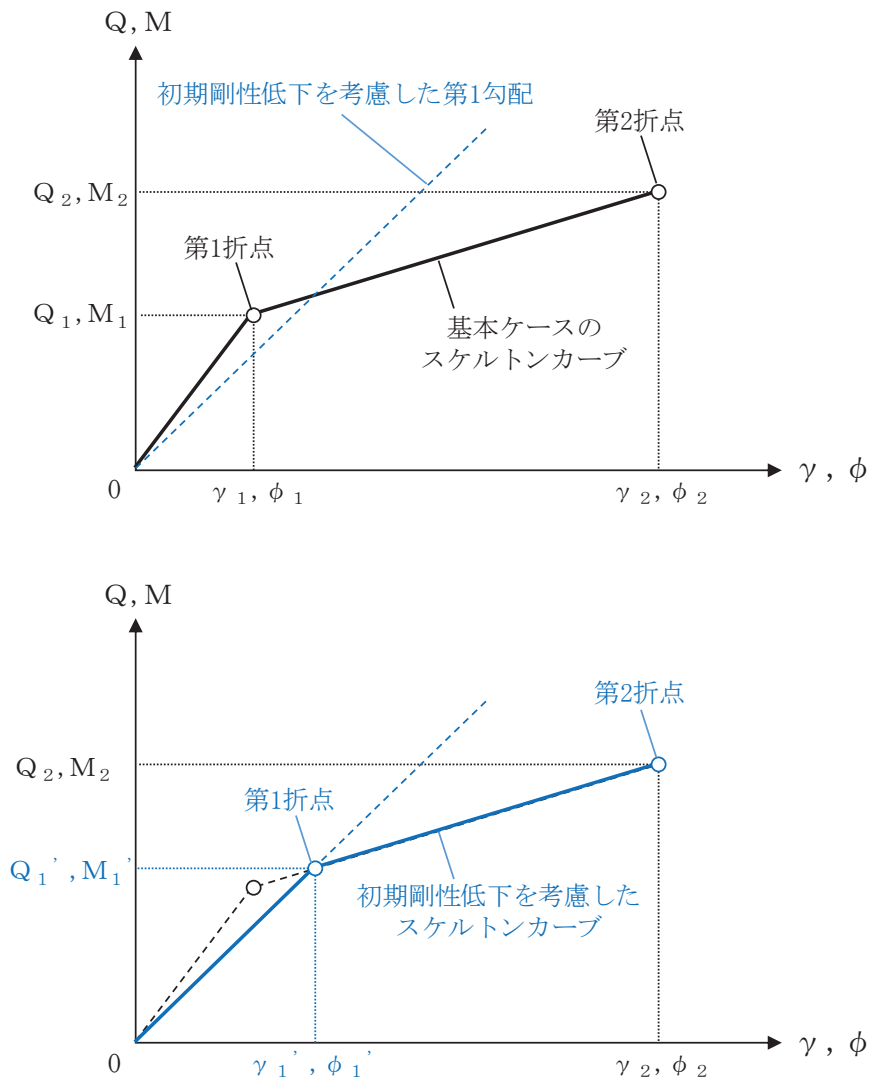


図5-1 初期剛性低下を考慮したスケルトンカーブの設定方法（イメージ）

(2) コンクリート実強度を考慮したスケルトンカーブ

コンクリート実強度を考慮したスケルトンカーブの設定に当たっては、建設時における RPV ペDESTAL のコンクリート圧縮強度試験結果に基づくコンクリートの圧縮強度を用いて縦弾性係数及びせん断弾性係数を設定した。初期剛性低下ケースと同様に、縦弾性係数が変わることによって曲げの第 1 折点が、せん断弾性係数が変わることによってせん断の第 1 折点がそれぞれ設計条件から変更される。また、コンクリートの圧縮強度が変わることにより、曲げ及びせん断の第 2 折点も変動する (図 5-2)。

また、曲げのスケルトンカーブは、図 4-8 に示すとおり、曲線近似のスケルトンカーブを包絡するように設定した曲線包絡スケルトンカーブを用いる。

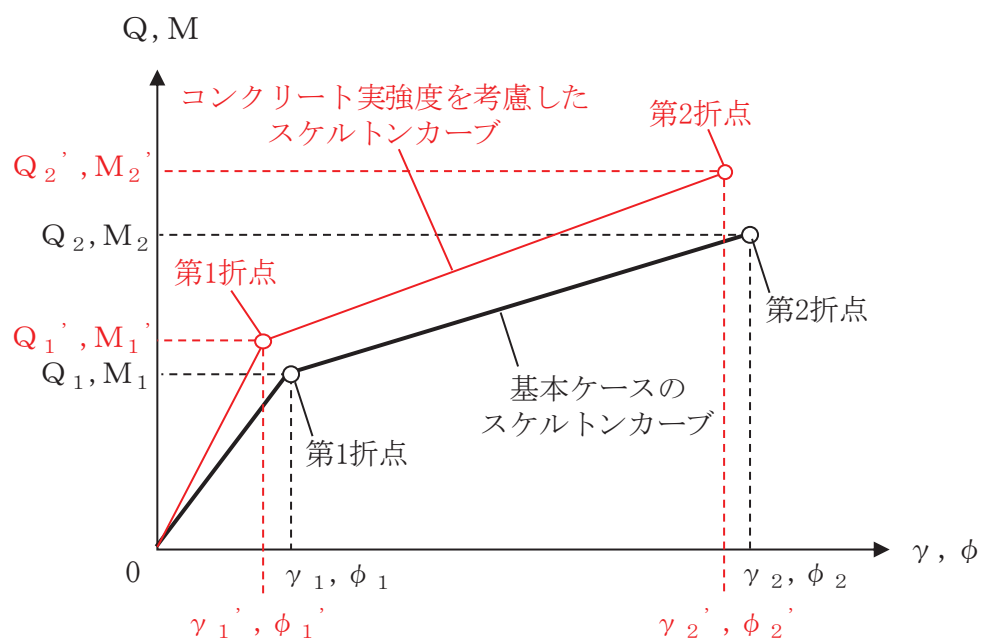


図 5-2 コンクリート実強度を考慮したスケルトンカーブの設定方法 (イメージ)

なお、既設構造物である原子炉本体の基礎に対して鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（1999年版）を適用し、ポアソン比を0.2とした場合、コンクリートの縦弾性係数及びせん断弾性係数は表5-3のとおりとなる。コンクリートの縦弾性係数及びせん断弾性係数は基本ケースと比較して小さい値になるが、その変動幅は初期剛性低下ケースの方が大きいことから、地震応答解析への影響については、初期剛性低下ケースに対する確認によって包絡されるものと考えられる。

表 5-3 ポアソン比の違いによるコンクリートの縦弾性係数及びせん断弾性係数

	ポアソン比	圧縮強度	縦弾性係数 E_c (N/mm ²)	せん断弾性係数 G_c (N/mm ²)	適用基準
設計条件 (基本ケース)	0.167	330 (kgf/cm ²) (32.3 (N/mm ²))	2.65×10^4	1.14×10^4	鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 1988年
影響検討条件 (ポアソン比を変更)	0.200	32.3 (N/mm ²)	2.50×10^4	1.04×10^4	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年
設計条件 (初期剛性低下)	0.167	330 (kgf/cm ²) (32.3 (N/mm ²))	NS 方向 1.99×10^4	NS 方向 0.853×10^4	鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 1988年
			EW 方向 2.12×10^4	EW 方向 0.908×10^4	

表 5-4 建物-機器連成地震応答解析の各検討ケースにおける RPV ペデスタル及び原子炉建屋のモデル設定

検討ケース	RPV ペデスタル			建屋初期剛性	地盤物性	
	コンクリート強度	初期剛性低下	スケルトンカーブ		入力地震動	底面地盤ばね
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*1 基本ケースの 0.78 倍*2	表層上部：非線形性を考慮 表層下部：Vs 900m/s	標準地盤
ケース 2					表層上部：非線形性を考慮 表層下部：Vs 900+100m/s	標準地盤+σ
ケース 3		初期剛性低下を考慮しない	基本		表層上部：非線形性を考慮 表層下部：Vs 900-100m/s	標準地盤-σ
ケース 4	設計基準強度				表層上部：非線形性を考慮 表層下部：Vs 900m/s	標準地盤
ケース 5					表層上部：非線形性を考慮 表層下部：Vs 900+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：Vs 900-100m/s	標準地盤-σ
ケース 7	設計基準強度	原子炉建屋地下 3 階から地上 2 階の補正係数を適用*1	初期剛性低下		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*1	標準地盤
ケース 8	実強度	初期剛性低下を考慮しない	実強度		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*1	標準地盤

注記*1：コンクリート強度は設計基準強度とし、添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」に示す原子炉建屋の耐震壁の初期剛性の設計値に対する補正係数（地上 3 階及びクレーン階：NS 方向 0.30, EW 方向 0.50, 地下 3 階から地上 2 階：NS 方向 0.75, EW 方向 0.80）を適用して初期剛性を設定する。

*2：原子炉建屋の基準地震動 Ss 入力前後の 1 次ピーク振動数の比から算定した剛性比（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物耐震設計方法への反映について」参照）

5.3 せん断力のスケルトンカーブ

基本ケース，初期剛性低下ケース及び実強度ケースにおける RPV ペDESTAL の各要素のせん断力のスケルトンカーブの諸数値を表 5-5～表 5-10 に，スケルトンカーブの比較を図 5-3 及び図 5-4 に示す。

表 5-5 せん断力のスケルトンカーブ（ $Q-\gamma$ 関係）（基本ケース，NS 方向）

質点番号	要素番号	Q_1 ($\times 10^4$ kN)	γ_1 ($\times 10^{-4}$)	Q_2 ($\times 10^4$ kN)	γ_2 ($\times 10^{-4}$)
7	6	5.042	1.775	34.90	32.51
6					
5	5	2.867	1.859	24.63	27.17
	4	5.343	1.808	29.06	33.23
4	3	5.428	1.837	29.06	33.23
62					

表 5-6 せん断力のスケルトンカーブ（ $Q-\gamma$ 関係）（基本ケース，EW 方向）

質点番号	要素番号	Q_1 ($\times 10^4$ kN)	γ_1 ($\times 10^{-4}$)	Q_2 ($\times 10^4$ kN)	γ_2 ($\times 10^{-4}$)
7	6	5.042	1.775	34.90	32.51
6					
5	5	5.400	1.859	39.48	31.21
	4	5.343	1.808	29.06	33.23
4	3	5.032	1.837	27.23	33.20
64					

表 5-7 セン断力のスケルトンカーブ ($Q - \gamma$ 関係) (初期剛性低下ケース, NS 方向)

質点番号	要素番号	Q_1 ($\times 10^4$ kN)	γ_1 ($\times 10^{-4}$)	Q_2 ($\times 10^4$ kN)	γ_2 ($\times 10^{-4}$)
7	6	5.713	2.466	34.90	32.51
6					
5	5	4.024	3.204	24.63	27.17
	4	5.805	2.420	29.06	33.23
4	3	5.895	2.457	29.06	33.23
62					

表 5-8 セン断力のスケルトンカーブ ($Q - \gamma$ 関係) (初期剛性低下ケース, EW 方向)

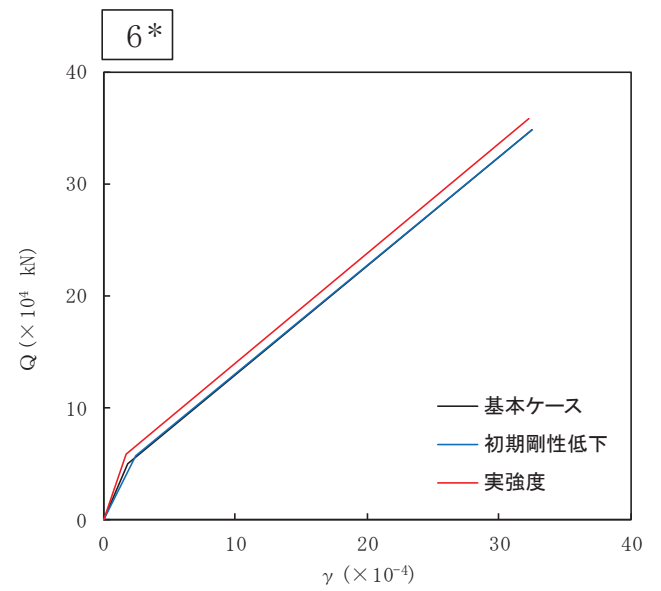
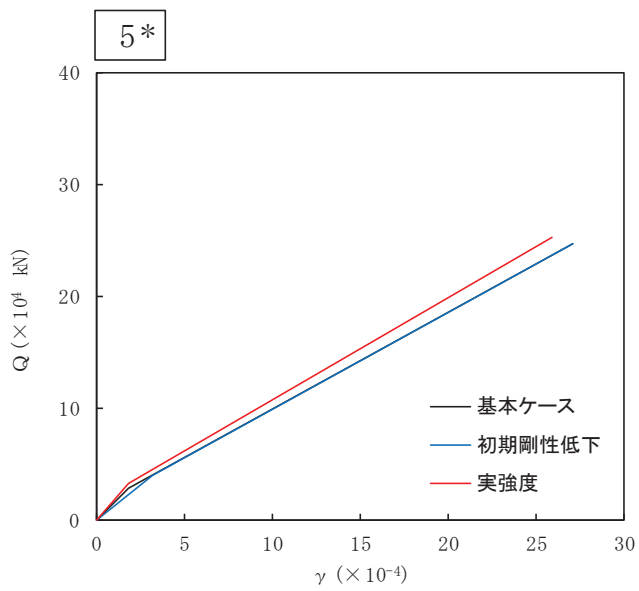
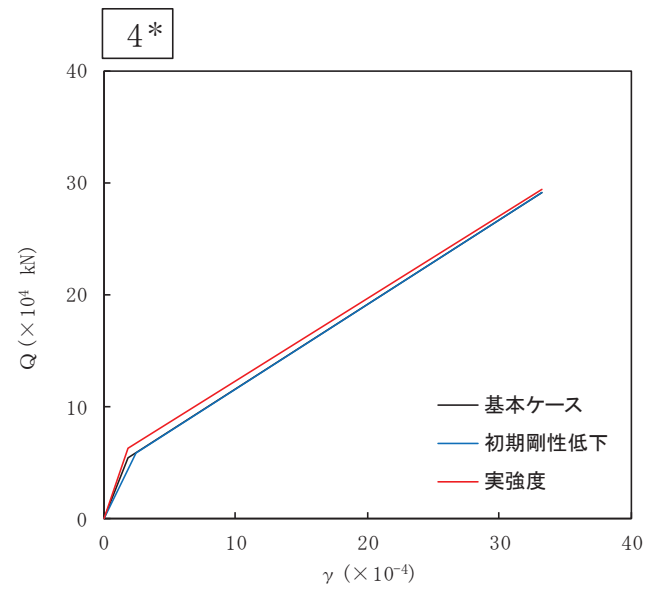
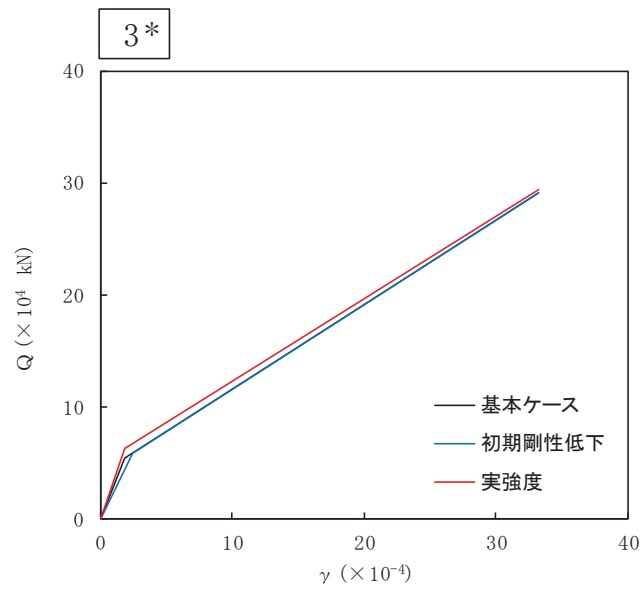
質点番号	要素番号	Q_1 ($\times 10^4$ kN)	γ_1 ($\times 10^{-4}$)	Q_2 ($\times 10^4$ kN)	γ_2 ($\times 10^{-4}$)
7	6	5.538	2.285	34.90	32.51
6					
5	5	6.105	2.466	39.48	31.21
	4	5.686	2.263	29.06	33.23
4	3	5.360	2.301	27.23	33.20
64					

表 5-9 セン断力のスケルトンカーブ ($Q-\gamma$ 関係) (実強度ケース, NS 方向)

質点番号	要素番号	Q_1 ($\times 10^4$ kN)	γ_1 ($\times 10^{-4}$)	Q_2 ($\times 10^4$ kN)	γ_2 ($\times 10^{-4}$)
7	6	5.885	1.748	35.79	32.32
6					
5	5	3.333	1.820	25.25	25.98
	4	6.239	1.776	29.38	33.20
4	3	6.328	1.801	29.38	33.20
62					

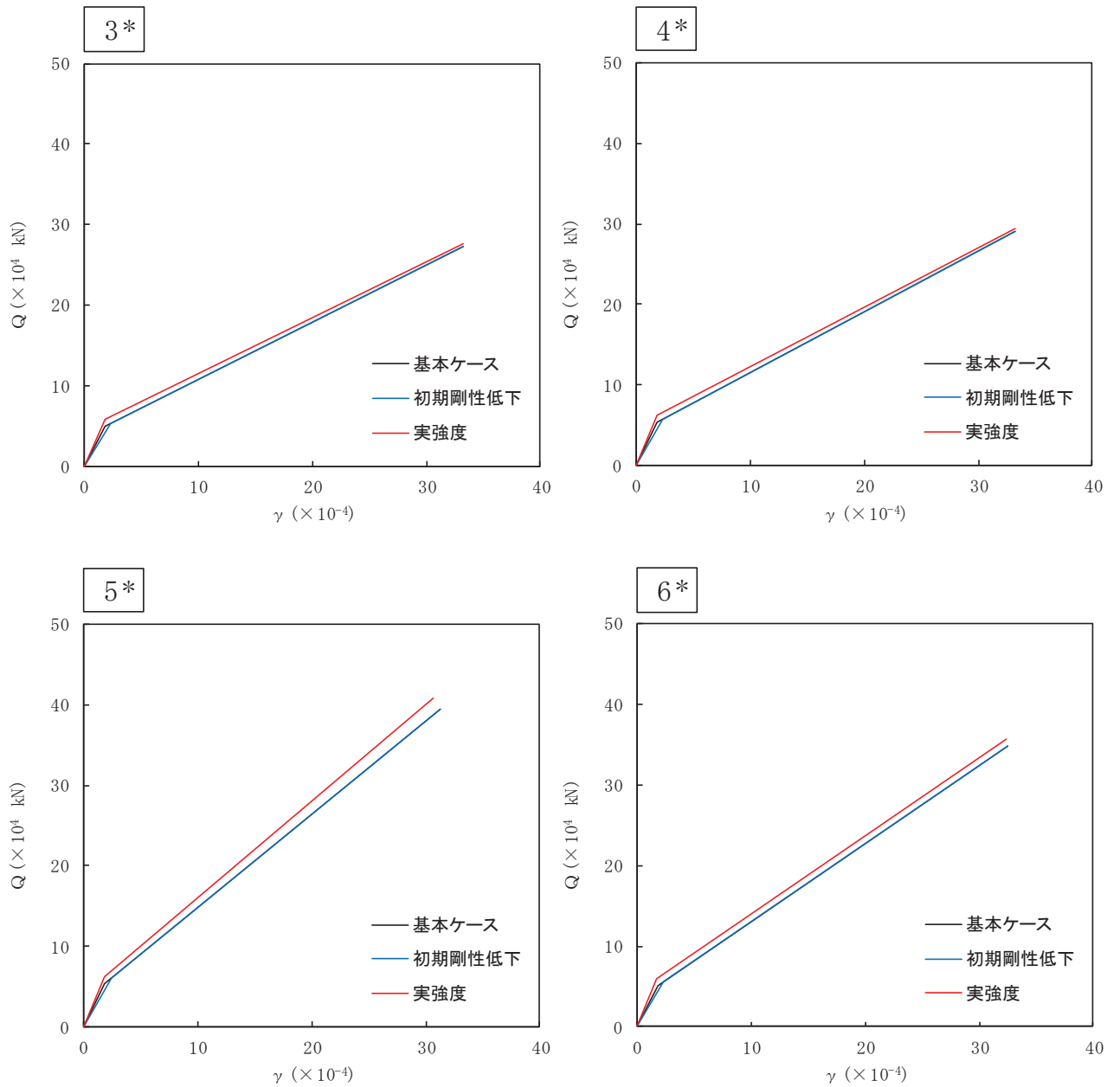
表 5-10 セン断力のスケルトンカーブ ($Q-\gamma$ 関係) (実強度ケース, EW 方向)

質点番号	要素番号	Q_1 ($\times 10^4$ kN)	γ_1 ($\times 10^{-4}$)	Q_2 ($\times 10^4$ kN)	γ_2 ($\times 10^{-4}$)
7	6	5.885	1.748	35.79	32.32
6					
5	5	6.275	1.820	40.82	30.68
	4	6.239	1.776	29.38	33.20
4	3	5.867	1.801	27.55	33.18
64					



注記*：各図上の記載の番号は、表 5-5～表 5-10 の要素番号に対応

図 5-3 Q - γ 関係の比較 (NS 方向)



注記*：各図上の記載の番号は、表 5-5～表 5-10 の要素番号に対応

図 5-4 Q - γ 関係の比較 (EW 方向)

5.4 曲げモーメントのスケルトンカーブ

基本ケース，初期剛性低下ケース及び実強度ケースにおける RPV ペDESTAL の各要素の曲げモーメントのスケルトンカーブの諸数値を表 5-11～表 5-16 に，スケルトンカーブの比較を図 5-5 及び図 5-6 に示す。

表 5-11 曲げモーメントのスケルトンカーブ (M-φ 関係) (基本ケース, NS 方向)

質点番号	要素番号	M ₁ (×10 ⁸ kN・mm)	φ ₁ (×10 ⁻⁵ 1/m)	M ₂ (×10 ⁸ kN・mm)	φ ₂ (×10 ⁻⁵ 1/m)
7	6	1.032	1.036	16.81	38.53
6					
5	5	1.107	1.151	15.98	38.49
4					
4	4	1.740	1.721	16.36	38.39
62					
	3	1.738	1.799	15.73	38.50

表 5-12 曲げモーメントのスケルトンカーブ (M-φ 関係) (基本ケース, EW 方向)

質点番号	要素番号	M ₁ (×10 ⁸ kN・mm)	φ ₁ (×10 ⁻⁵ 1/m)	M ₂ (×10 ⁸ kN・mm)	φ ₂ (×10 ⁻⁵ 1/m)
7	6	1.032	1.036	16.81	38.53
6					
5	5	0.8983	1.441	10.66	38.90
4					
4	4	1.740	1.721	16.36	38.39
64					
	3	1.767	1.794	16.01	38.49

表 5-13 曲げモーメントのスケルトンカーブ (M- ϕ 関係)
(初期剛性低下ケース, NS 方向)

質点番号	要素番号	M ₁ ($\times 10^8$ kN \cdot mm)	ϕ_1 ($\times 10^{-5}$ 1/m)	M ₂ ($\times 10^8$ kN \cdot mm)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}$ 1/m)
7	6	1.222	1.487	16.81	38.53
6					
5	5	1.304	1.646	15.98	38.49
	4	2.026	2.438	16.36	38.39
4	3	2.024	2.549	15.73	38.50
62					

表 5-14 曲げモーメントのスケルトンカーブ (M- ϕ 関係)
(初期剛性低下ケース, EW 方向)

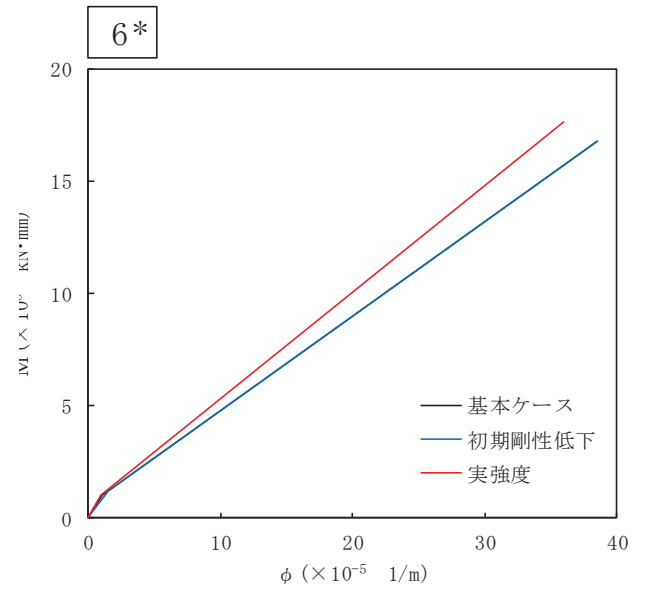
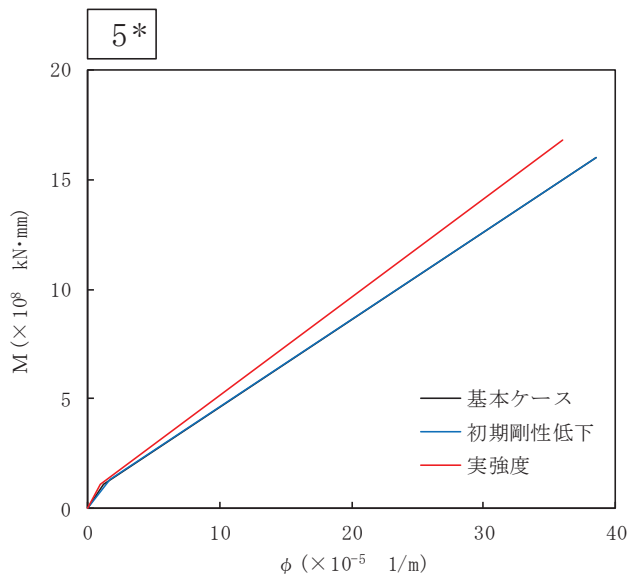
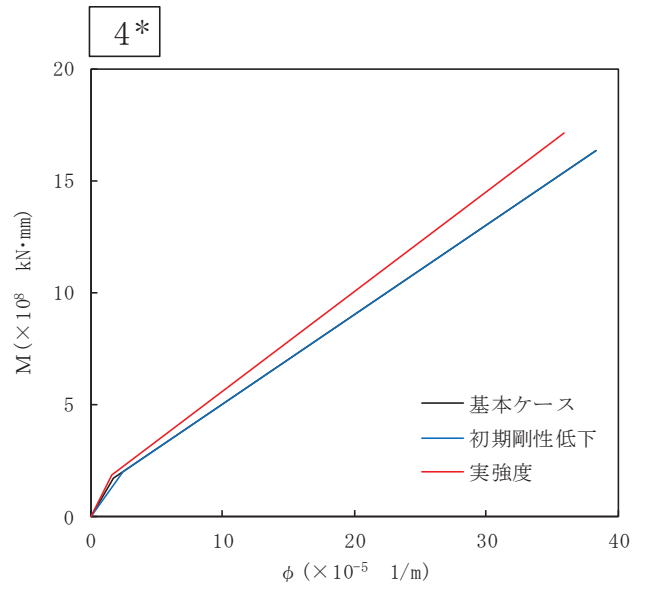
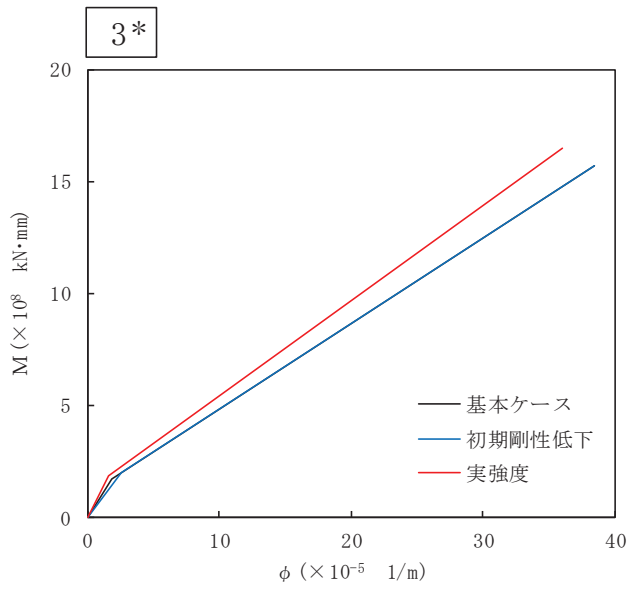
質点番号	要素番号	M ₁ ($\times 10^8$ kN \cdot mm)	ϕ_1 ($\times 10^{-5}$ 1/m)	M ₂ ($\times 10^8$ kN \cdot mm)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}$ 1/m)
7	6	1.172	1.368	16.81	38.53
6					
5	5	1.018	1.901	10.66	38.90
	4	1.952	2.252	16.36	38.39
4	3	1.982	2.348	16.01	38.49
64					

表 5-15 曲げモーメントのスケルトンカーブ (M-φ 関係) (実強度ケース, NS 方向)

質点番号	要素番号	M ₁ (×10 ⁸ kN・mm)	φ ₁ (×10 ⁻⁵ 1/m)	M ₂ (×10 ⁸ kN・mm)	φ ₂ (×10 ⁻⁵ 1/m)
7	6	1.034	0.8823	17.68	36.06
6					
5	5	1.116	0.9841	16.80	36.02
	4	1.870	1.567	17.16	35.94
4	3	1.859	1.630	16.50	36.03
62					

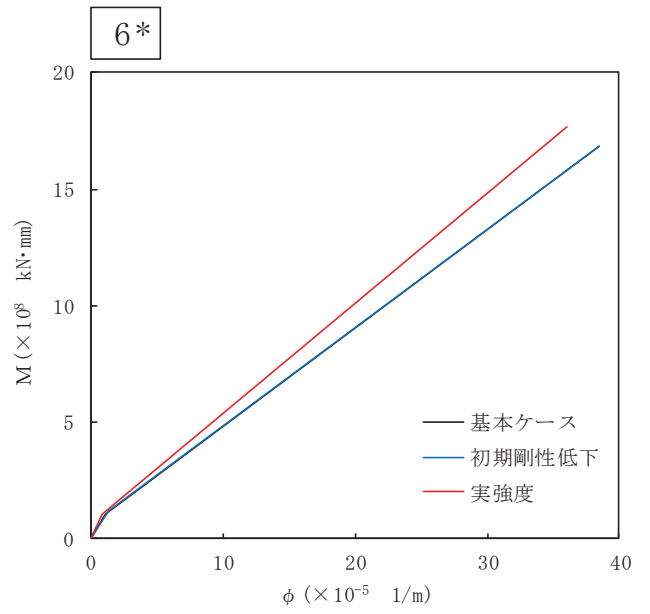
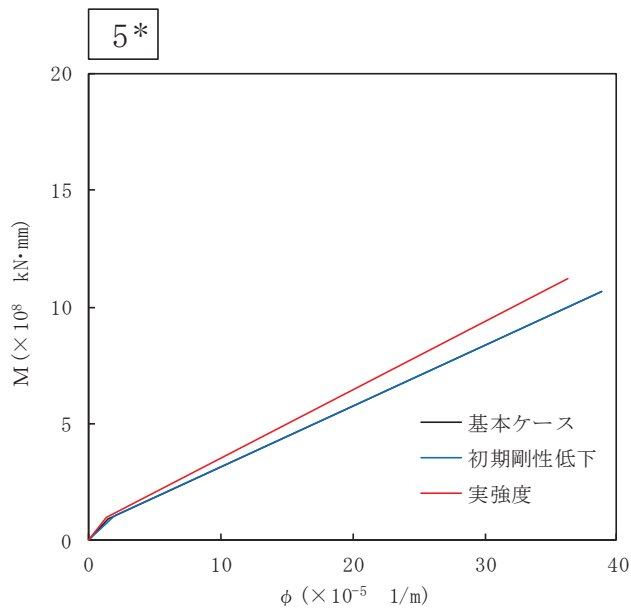
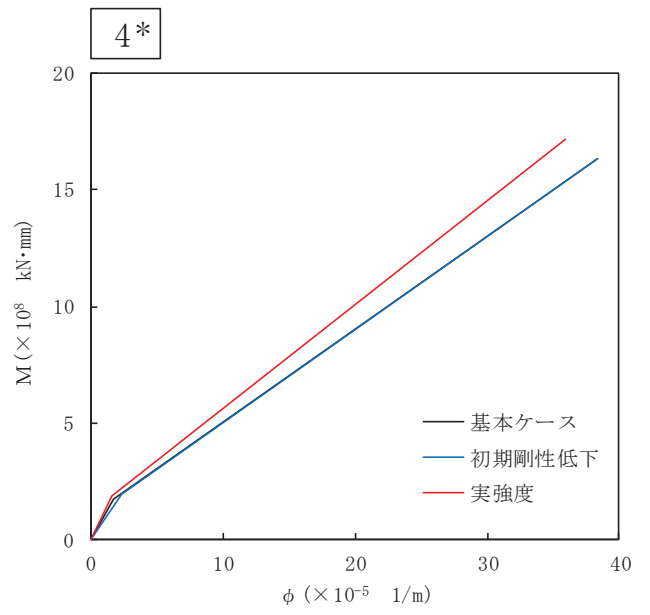
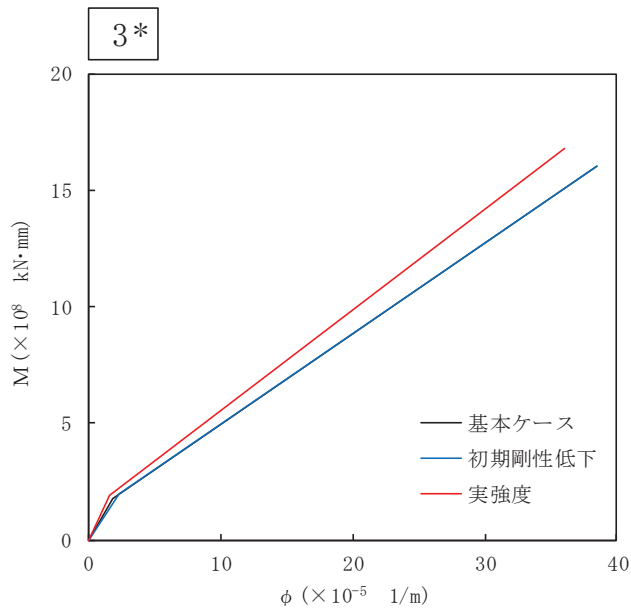
表 5-16 曲げモーメントのスケルトンカーブ (M-φ 関係) (実強度ケース, EW 方向)

質点番号	要素番号	M ₁ (×10 ⁸ kN・mm)	φ ₁ (×10 ⁻⁵ 1/m)	M ₂ (×10 ⁸ kN・mm)	φ ₂ (×10 ⁻⁵ 1/m)
7	6	1.034	0.8823	17.68	36.06
6					
5	5	0.9809	1.335	11.24	36.33
	4	1.870	1.567	17.16	35.94
4	3	1.892	1.628	16.80	36.02
64					



注記*：各図上の記載の番号は、表 5-11～表 5-16 の要素番号に対応

図 5-5 M- ϕ 関係の比較 (NS 方向)



注記*：各図上の記載の番号は、表 5-11～表 5-16 の要素番号に対応

図 5-6 M- ϕ 関係の比較 (EW 方向)

5.5 RPV ペデスタルの剛性に対する影響確認

RPV ペデスタルの剛性に対する影響を確認するために、5.2 項及び 5.3 項に示すスケルトンカーブを用いた建屋-機器連成地震応答解析を行った。解析モデルのうち、建屋側の物性値は、コンクリートの乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響を考慮して初期剛性を低下させた基本ケースとした。入力地震動は、補足-600-8-1「建屋-機器連成解析モデルの時刻歴応答解析における材料物性の不確かさ等を考慮した設計用地震力の設定について」と同様に、基準地震動 S_s の基本ケースの各質点で地震力が最大となる地震動を用いることとし、水平方向は S_s-D1 、 S_s-D2 、 S_s-D3 、 S_s-F3 及び S_s-N1 、鉛直方向は S_s-D2 を用いた。建屋-機器連成地震応答解析の各検討ケースに用いる入力地震動を表 5-17 及び表 5-18 に、解析で得られた地震荷重の比較を表 5-19 に示す。

表 5-17 建屋-機器連成地震応答解析の各検討ケースに用いる入力地震動（水平方向）

検討ケース	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 (基本ケース)	○	○	○	○	○	○	○
ケース 2	○	○	○	/	/	○	○
ケース 3	○	○	○			○	○
ケース 4	○	○	○			○	○
ケース 5	○	○	○			○	○
ケース 6	○	○	○			○	○
ケース 7 (初期剛性低下)	○	○	○			○	○
ケース 8 (実強度)	○	○	○			○	○

表 5-18 建屋-機器連成地震応答解析の各検討ケースに用いる入力地震動（鉛直方向）

検討ケース	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 (基本ケース)	○	○	○	○	○	○	○
ケース 2	/	○	/	/	/	/	/
ケース 3		○					
ケース 4		/					
ケース 5		/					
ケース 6		/					
ケース 7 (初期剛性低下)		○					
ケース 8 (実強度)		○					

影響確認の結果，表 5-19 に示すとおり，RPV ペDESTAL の内部コンクリートの初期剛性を低下させた場合，基本ケースの地震荷重を上回る場合（主として軸力及びばね反力）がある。また，図 5-7 から図 5-14 に示すとおり，初期剛性低下ケースの床応答曲線は，基本ケースの床応答曲線を上回る場合があることから，RPV ペDESTAL の内部コンクリートの初期剛性を低下させたケースを設計条件として考慮する。一方，RPV ペDESTAL の内部コンクリートの強度を実強度とした場合は，炉心シュラウドのせん断力（1 箇所）において基本ケースの地震荷重をわずかに上回るが，その差は 1%程度である。当該の荷重を評価に用いる設備としては，気水分離器，スタンドパイプ及びシュラウドヘッドがあるが，添付書類「VI-2-3-4-3-3 気水分離器及びスタンドパイプの耐震性についての計算書」及び「VI-2-3-4-3-4 シュラウドヘッドの耐震性についての計算書」に示すとおり，これらの設備の評価における最小裕度はシュラウドヘッドの 1.03 であり，設計裕度に収まる。また，実強度ケースの床応答曲線は，基本ケース又は初期剛性低下ケースの床応答曲線に包絡されることから，評価に及ぼす影響はないことを確認した。

表 5-19 (1) 地震荷重の比較 (せん断力, S s) (1/2)

構造物	標高 O.P. (m)	せん断力 (×10 ² kN)				実強度 (C)	比率		設計用地震力 (A, B の包絡値)
		基本ケース* (A)	初期剛性低下 (B)	B/A	C/A				
原子炉圧力容器		5.59	5.23		5.28	0.94	0.95	5.59	
		22.2	20.7		21.0	0.94	0.95	22.2	
		44.0	41.8		42.4	0.95	0.97	44.0	
		36.9	34.8		31.4	0.95	0.86	36.9	
		39.0	32.5		35.5	0.84	0.92	39.0	
		67.4	63.9		66.2	0.95	0.99	67.4	
		93.0	87.8		90.3	0.95	0.98	93.0	
		115	113		111	0.99	0.97	115	
		306	304		295	1.00	0.97	306	
		333	331		319	1.00	0.96	333	
原子炉基礎本体		364	357		343	0.99	0.95	364	
		393	378		364	0.97	0.93	393	
		74.0	74.1		65.5	1.01	0.89	74.1	
		78.4	66.9		71.2	0.86	0.91	78.4	
しゃへい炉壁		102	88.6		94.8	0.87	0.93	102	
		135	125		128	0.93	0.95	135	
原子炉格納容器		175	168		167	0.96	0.96	175	
		3.12	2.90		2.89	0.93	0.93	3.12	
		6.09	5.62		5.63	0.93	0.93	6.09	
		34.6	33.9		32.6	0.98	0.95	34.6	
		41.7	40.8		40.5	0.98	0.98	41.7	
		345	289		288	0.84	0.84	345	
		357	303		302	0.85	0.85	357	
		365	313		311	0.86	0.86	365	
		379	328		327	0.87	0.87	379	
		385	334		332	0.87	0.87	385	
	399	343		342	0.86	0.86	399		

注記* : 添付書類「VI-2-3-2 炉心, 原子炉圧力容器及び原子炉内部構造物並びに原子炉格納容器及び原子炉本体の基礎の地震応答計算書」に示すケース 1~ケース 6 の包絡値

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 5-19 (1) 地震荷重の比較 (せん断力, S s) (2/2)

構造物	標高 O.P. (m)	せん断力 (×10 ² kN)				実強度 (C)	比率		設計用地震力 (A, B の包絡値)
		基本ケース* (A)	初期剛性低下 (B)	B/A	C/A				
炉心シユラウド		6.65	6.16		5.79	0.93	0.88	6.65	
		14.7	13.5		12.7	0.92	0.87	14.7	
		24.3	23.4		24.3	0.97	1.00	24.3	
		30.1	29.0		30.3	0.97	1.01	30.1	
		38.8	37.4		36.3	0.97	0.94	38.8	
		37.5	34.9		35.5	0.94	0.95	37.5	
		40.8	38.8		36.9	0.96	0.91	40.8	
		43.9	42.0		40.0	0.96	0.92	43.9	
		46.9	46.2		42.7	0.99	0.92	46.9	
		51.5	50.1		46.0	0.98	0.90	51.5	
		57.2	54.7		51.5	0.96	0.91	57.2	
		63.4	61.5		61.9	0.98	0.98	63.4	
		64.6	62.7		62.3	0.98	0.97	64.6	
		15.4	13.7		12.4	0.89	0.81	15.4	
		4.06	3.60		3.25	0.89	0.81	4.06	
	制御管内管棒		13.2	11.8		10.6	0.90	0.81	13.2
		20.0	17.6		15.8	0.88	0.79	20.0	
		6.08	5.30		5.54	0.88	0.92	6.08	
		3.45	3.19		3.38	0.93	0.98	3.45	
制御棒ハウジング機構		0.274	0.204		0.210	0.75	0.77	0.274	
		3.28	3.02		3.20	0.93	0.98	3.28	
		38.1	33.5		32.8	0.88	0.87	38.1	
		26.2	23.1		22.7	0.89	0.87	26.2	
燃料集合体		9.81	8.65		8.48	0.89	0.87	9.81	
		10.5	9.10		9.01	0.87	0.86	10.5	
		26.3	23.3		22.9	0.89	0.88	26.3	
		36.2	32.2		31.8	0.89	0.88	36.2	

注記* : 添付書類「VI-2-3-2 炉心, 原子炉圧力容器及び原子炉内部構造物並びに原子炉格納容器及び原子炉本体の基礎の地震応答計算書」に示すケース 1~ケース 6 の包絡値

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 5-19 (2) 地震荷重の比較 (モーメント, S s) (1/2)

構造物	標高 O.P. (m)	モーメント (×10 ⁶ kN・mm)				比率		設計用地震力 (A,Bの包絡値)
		基本ケース*(A)	初期剛性低下(B)	実強度(C)	B/A	C/A		
原子炉圧力容器		0	0	0	-	-	0	
		1.54	1.44	1.45	0.94	0.95	1.54	
		6.38	5.92	6.02	0.93	0.95	6.38	
		14.8	13.8	14.0	0.94	0.95	14.8	
		19.7	17.4	17.6	0.89	0.90	19.7	
		32.6	28.3	29.6	0.87	0.91	32.6	
		52.1	47.3	49.3	0.91	0.95	52.1	
		65.9	60.6	63.1	0.92	0.96	65.9	
		89.1	79.2	83.7	0.89	0.94	89.1	
		234	206	219	0.89	0.94	234	
		257	225	238	0.88	0.93	257	
		296	260	272	0.88	0.92	296	
原子炉基礎本体		360	323	330	0.90	0.92	360	
		428	389	392	0.91	0.92	428	
		0	0	0	-	-	0	
		20.5	20.5	18.1	1.00	0.89	20.5	
しゃへい炉壁		41.6	37.1	37.8	0.90	0.91	41.6	
		63.7	52.3	57.2	0.83	0.90	63.7	
		91.1	77.3	84.6	0.85	0.93	91.1	
		145	127	136	0.88	0.94	145	
原子炉格納容器		0	0	0	-	-	0	
		0.720	0.667	0.667	0.93	0.93	0.720	
		2.02	1.87	1.87	0.93	0.93	2.02	
		6.57	6.36	6.35	0.97	0.97	6.57	
		18.7	18.2	18.2	0.98	0.98	18.7	
		164	142	141	0.87	0.86	164	
		265	228	227	0.87	0.86	265	
		442	379	377	0.86	0.86	442	
		625	538	535	0.87	0.86	625	
		702	605	602	0.87	0.86	702	
	759	655	651	0.87	0.86	759		

注記* : 添付書類「VI-2-3-2 炉心, 原子炉圧力容器及び原子炉内部構造物並びに原子炉格納容器及び原子炉本体の基礎の地震応答計算書」に示すケース1～ケース6の包絡値

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 5-19 (2) 地震荷重の比較 (モーメント, S s) (2/2)

構造物	標高 O.P. (m)	モーメント ($\times 10^5$ kN・mm)			比率		設計用地震力 (A,Bの包絡値)
		基本ケース* (A)	初期剛性低下 (B)	実強度 (C)	B/A	C/A	
炉心 シユラウド		0	0	0	-	-	0
		8.53	7.90	7.43	0.93	0.88	8.53
		27.3	25.2	23.7	0.93	0.87	27.3
		67.2	63.2	62.3	0.95	0.93	67.2
		93.4	88.4	89.0	0.95	0.96	93.4
		107	101	91.3	0.95	0.86	107
		121	114	107	0.95	0.89	121
		149	141	133	0.95	0.90	149
		179	169	160	0.95	0.90	179
		210	199	188	0.95	0.90	210
		243	231	218	0.96	0.90	243
		277	266	249	0.97	0.90	277
		348	338	315	0.98	0.91	348
		421	411	383	0.98	0.91	421
		0	0	0	-	-	0
	案制 内御 管棒		18.1	16.1	14.5	0.89	0.81
		22.8	20.3	18.3	0.90	0.81	22.8
制 御 棒 ハ ウ ジ ン グ 機 構		0	0	0	-	-	0
		0	0	0	-	-	0
		21.9	19.4	17.4	0.89	0.80	21.9
		0.790	0.585	0.604	0.75	0.77	0.790
		3.51	3.28	3.42	0.94	0.98	3.51
		3.49	3.21	3.40	0.92	0.98	3.49
燃 料 集 合 体		0	0	0	-	-	0
		0	0	0	-	-	0
		26.8	23.6	23.1	0.89	0.87	26.8
		45.2	39.8	39.0	0.89	0.87	45.2
		51.1	45.2	44.5	0.89	0.88	51.1
		43.8	39.0	38.4	0.90	0.88	43.8
		25.4	22.7	22.4	0.90	0.89	25.4
		0	0	0	-	-	0

注記* : 添付書類「VI-2-3-2 炉心, 原子炉圧力容器及び原子炉内部構造物並びに原子炉格納容器及び原子炉本体の基礎の地震応答計算書」に示すケース1~ケース6の包絡値

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 5-19 (3) 地震荷重の比較 (軸力, S s) (1/2)

構造物	標高 O.P. (m)	軸力 (×10 ² kN)				設計用地震力 (A,Bの包絡値)	
		基本ケース* (A)	初期剛性低下 (B)	実強度 (C)	B/A		C/A
原子炉圧力容器		2.00	2.04	1.88	1.02	0.93	2.04
		14.5	14.9	13.7	1.03	0.92	14.9
		25.1	25.8	23.6	1.03	0.92	25.8
		32.0	33.0	30.2	1.04	0.92	33.0
		40.9	42.5	38.7	1.04	0.92	42.5
		48.9	51.0	46.1	1.05	0.91	51.0
		57.4	59.6	53.4	1.04	0.90	59.6
		120	123	113	1.03	0.92	123
		330	338	323	1.03	0.96	338
		348	357	340	1.03	0.96	357
原子炉本体		366	376	358	1.03	0.96	376
		381	392	372	1.03	0.95	392
		26.4	26.1	26.2	0.99	1.00	26.4
しゃげい壁		59.2	58.9	59.1	1.00	1.00	59.2
		116	115	115	1.00	1.00	116
		157	156	156	1.00	1.00	157
		196	198	195	1.02	0.99	198
		1.43	1.40	1.40	0.98	0.98	1.43
		2.85	2.79	2.79	0.98	0.98	2.85
		11.0	10.7	10.7	0.98	0.98	11.0
		15.5	15.2	15.2	0.99	0.99	15.5
		29.7	29.1	29.0	0.98	0.98	29.7
		40.1	39.0	39.7	0.98	1.00	40.1
原子炉格納容器		47.7	45.8	47.2	0.97	0.99	47.7
		61.0	58.5	60.3	0.96	0.99	61.0
		66.9	64.2	66.1	0.96	0.99	66.9
		79.9	76.6	78.9	0.96	0.99	79.9

注記* : 添付書類「VI-2-3-2 炉心, 原子炉圧力容器及び原子炉内部構造物並びに原子炉格納容器及び原子炉本体の基礎の地震応答計算書」に示すケース1~ケース3の包絡値

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 5-19 (3) 地震荷重の比較 (軸力, S s) (2/2)

構造物	標高 O.P. (m)	軸力 (×10 ² kN)				比率		設計用地震力 (A, B の包絡値)
		基本ケース* (A)	初期剛性低下 (B)	実強度 (C)	B/A	C/A		
炉 心 シ ュ ラ ウ ド		1.05	1.08	1.02	1.03	0.95	1.08	
		3.15	3.24	3.05	1.03	0.95	3.24	
		4.85	4.98	4.70	1.03	0.95	4.98	
		6.86	7.04	6.64	1.03	0.95	7.04	
		9.96	10.2	9.64	1.03	0.95	10.2	
		11.7	12.0	11.3	1.03	0.95	12.0	
		12.1	12.3	11.7	1.02	0.96	12.3	
		12.4	12.7	12.0	1.03	0.95	12.7	
		12.7	13.0	12.3	1.03	0.95	13.0	
		13.1	13.4	12.7	1.03	0.95	13.4	
		13.4	13.7	13.0	1.03	0.95	13.7	
		16.6	17.0	16.0	1.03	0.95	17.0	
		16.8	17.2	16.2	1.03	0.95	17.2	
		17.0	17.4	16.4	1.03	0.95	17.4	
		24.9	25.5	24.2	1.03	0.95	25.5	
	案 制 内 御 管 棒		25.6	26.2	24.8	1.03	0.95	26.2
		26.2	26.8	25.4	1.03	0.95	26.8	
制 御 棒 ハ ウ ジ ン グ 機 構		27.0	27.6	26.1	1.03	0.95	27.6	
		6.73	6.93	6.44	1.03	0.93	6.93	
		6.15	6.33	5.89	1.03	0.94	6.33	
		5.56	5.72	5.32	1.03	0.94	5.72	
		4.96	5.11	4.75	1.04	0.93	5.11	

注記* : 添付書類「VI-2-3-2 炉心, 原子炉圧力容器及び原子炉内部構造物並びに原子炉格納容器及び原子炉本体の基礎の地震応答計算書」に示すケース 1~ケース 3 の包絡値

表 5-19 (4) 地震荷重の比較 (ばね反力, S s)

名称	ばね反力 (×10 ³ kN)			比率		設計用地震力 (A, B の包絡値)
	基本ケース* (A)	初期剛性低下 (B)	実強度 (C)	B/A	C/A	
原子炉圧力容器スタビライザ	7.81	8.25	7.62	1.06	0.98	8.25
原子炉格納容器スタビライザ	15.0	15.8	13.7	1.06	0.92	15.8
原子炉格納容器シヤラグ	34.1	25.9	26.5	0.76	0.78	34.1
制御棒駆動機構ハウジング レストレントピーム	0.473	0.404	0.422	0.86	0.90	0.473
炉心シユエラウド回転ばね [×10 ⁷ kN・mm]	4.21	4.11	3.83	0.98	0.91	4.21
上部サポート	5.91	5.43	5.46	0.92	0.93	5.91
下部スタビライザ	1.61	1.48	1.48	0.92	0.92	1.61

注記* : 添付書類「VI-2-3-2 炉心, 原子炉圧力容器及び原子炉内部構造物並びに原子炉格納容器及び原子炉本体の基礎の地震応答計算書」に示すケース 1~ケース 6 の包絡値

表 5-19 (5) 地震荷重の比較 (相対変位, S s)

名称	標高 O.P. (m)	相対変位 (mm)			比率		設計用地震力 (A, B の包絡値)
		基本ケース* (A)	初期剛性低下 (B)	実強度 (C)	B/A	C/A	
燃料集合体	[Redacted]	0	0	0	0	0	0
		27.4	24.2	23.8	0.89	0.87	27.4
		47.2	41.7	41.0	0.89	0.87	47.2
		54.2	48.0	47.2	0.89	0.88	54.2
		46.8	41.5	40.8	0.89	0.88	46.8
		27.0	24.0	23.6	0.89	0.88	27.0
		0	0	0	0	0	0

注記* : 添付書類「VI-2-3-2 炉心, 原子炉圧力容器及び原子炉内部構造物並びに原子炉格納容器及び原子炉本体の基礎の地震応答計算書」に示すケース 1~ケース 6 の包絡値

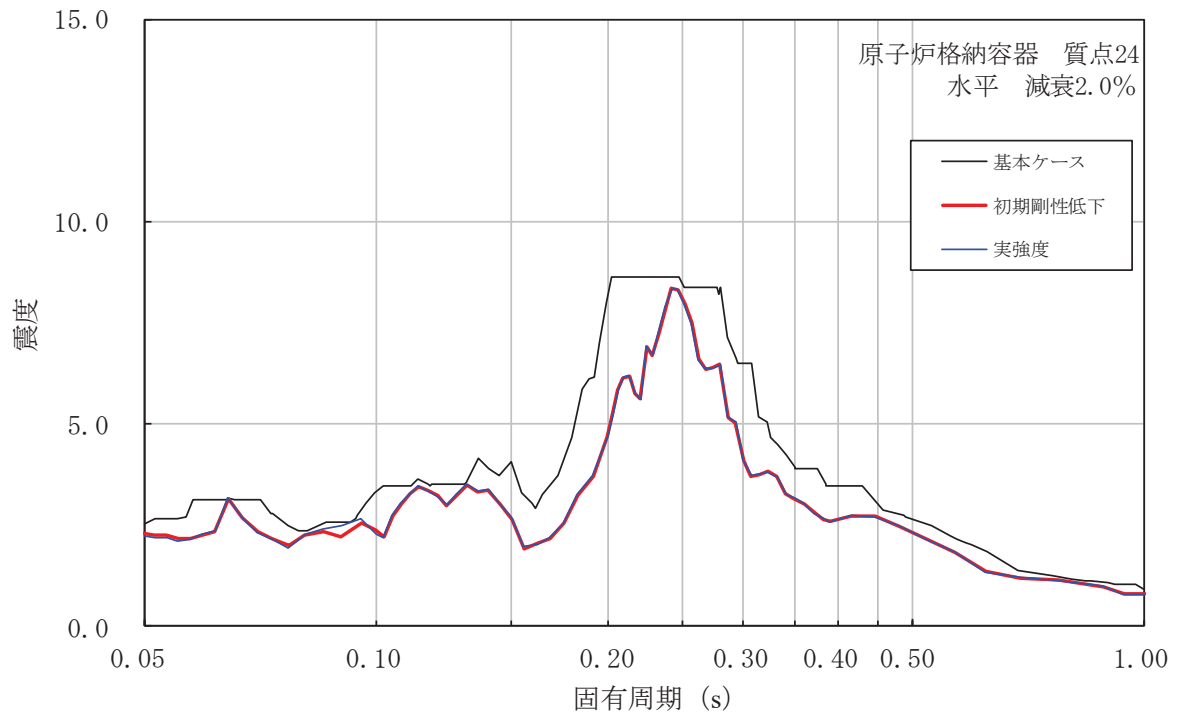


図 5-7 床応答曲線の比較 (原子炉格納容器, 水平方向)

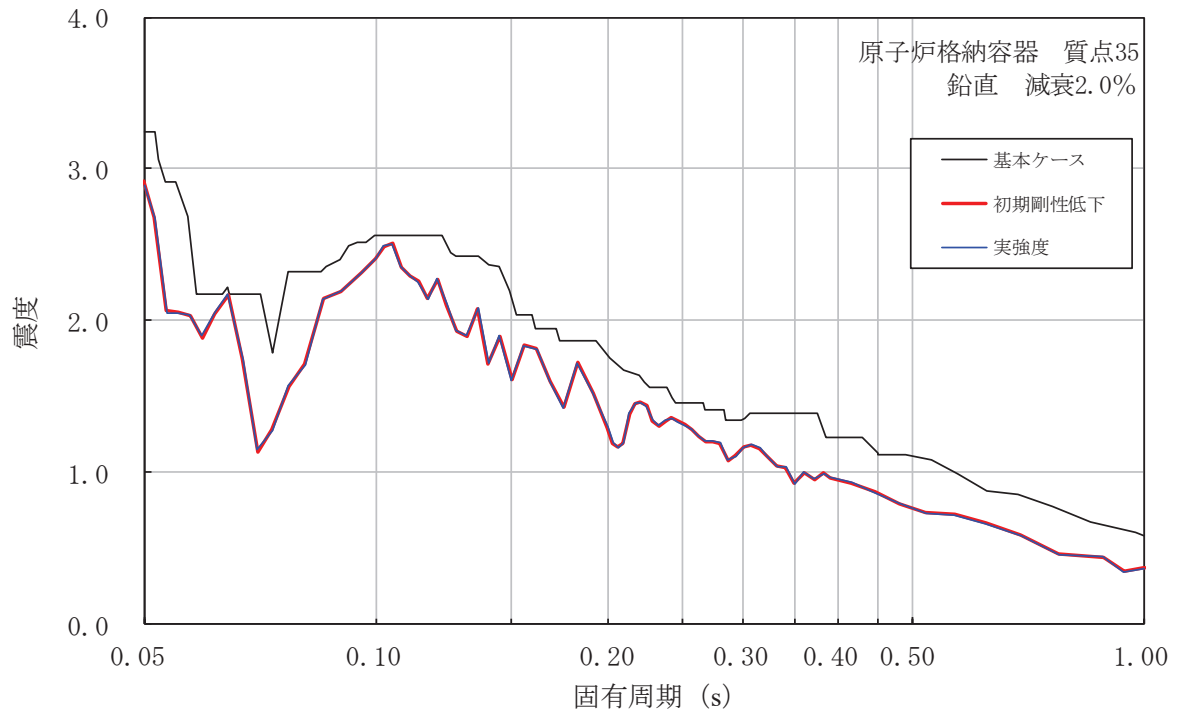


図 5-8 床応答曲線の比較 (原子炉格納容器, 鉛直方向)

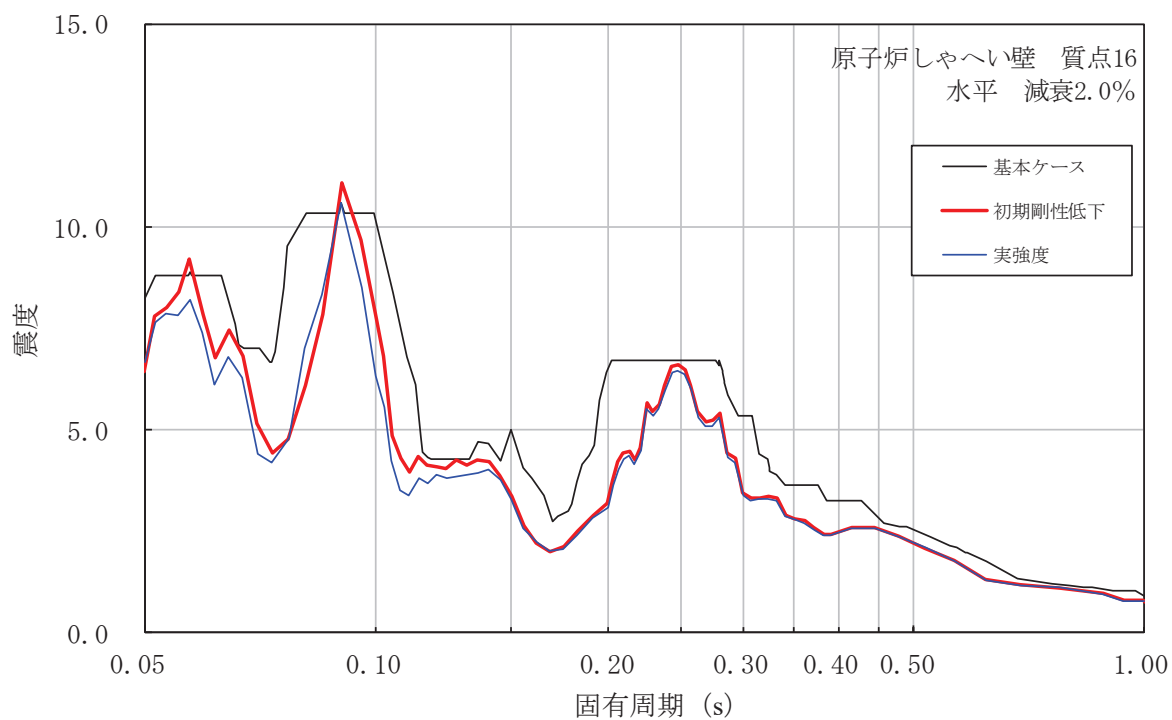


図 5-9 床応答曲線の比較 (原子炉しゃへい壁, 水平方向)

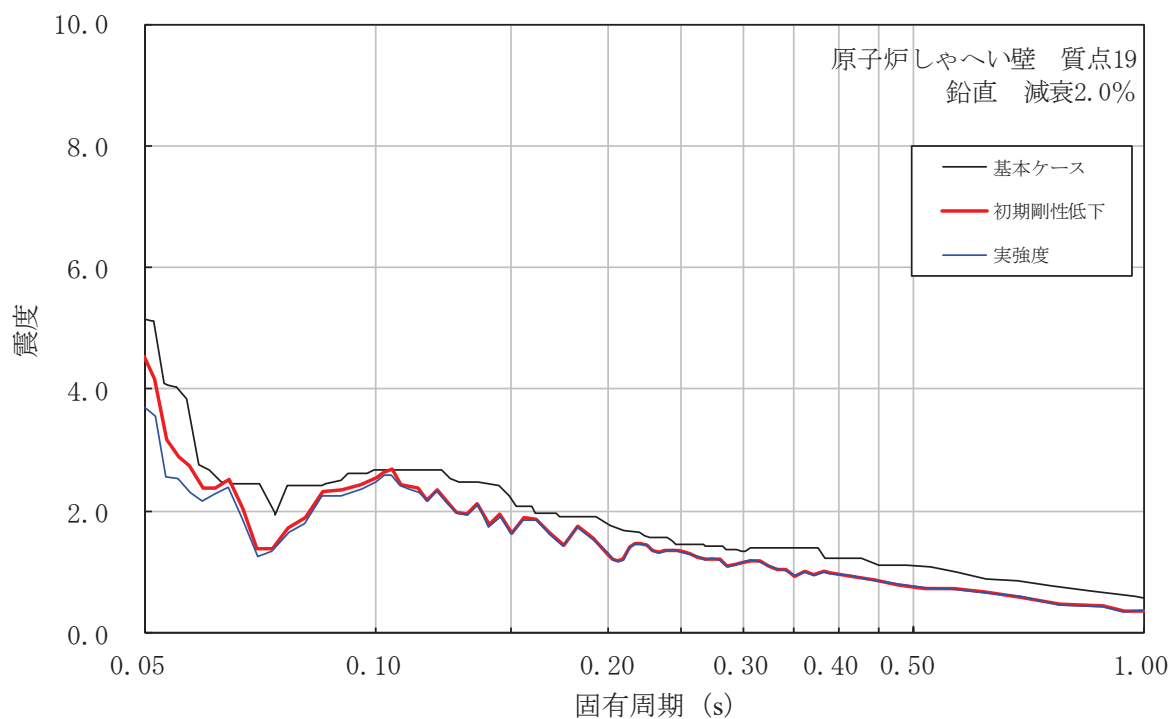


図 5-10 床応答曲線の比較 (原子炉しゃへい壁, 鉛直方向)

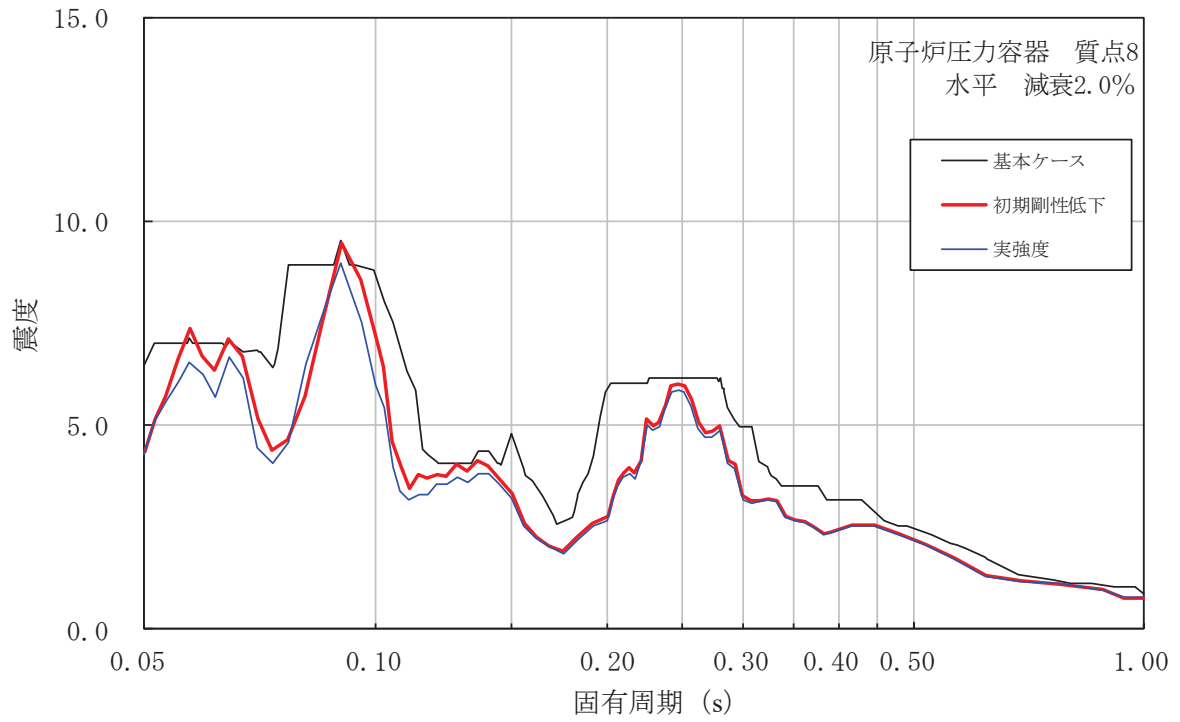


図 5-11 床応答曲線の比較 (原子炉压力容器, 水平方向)

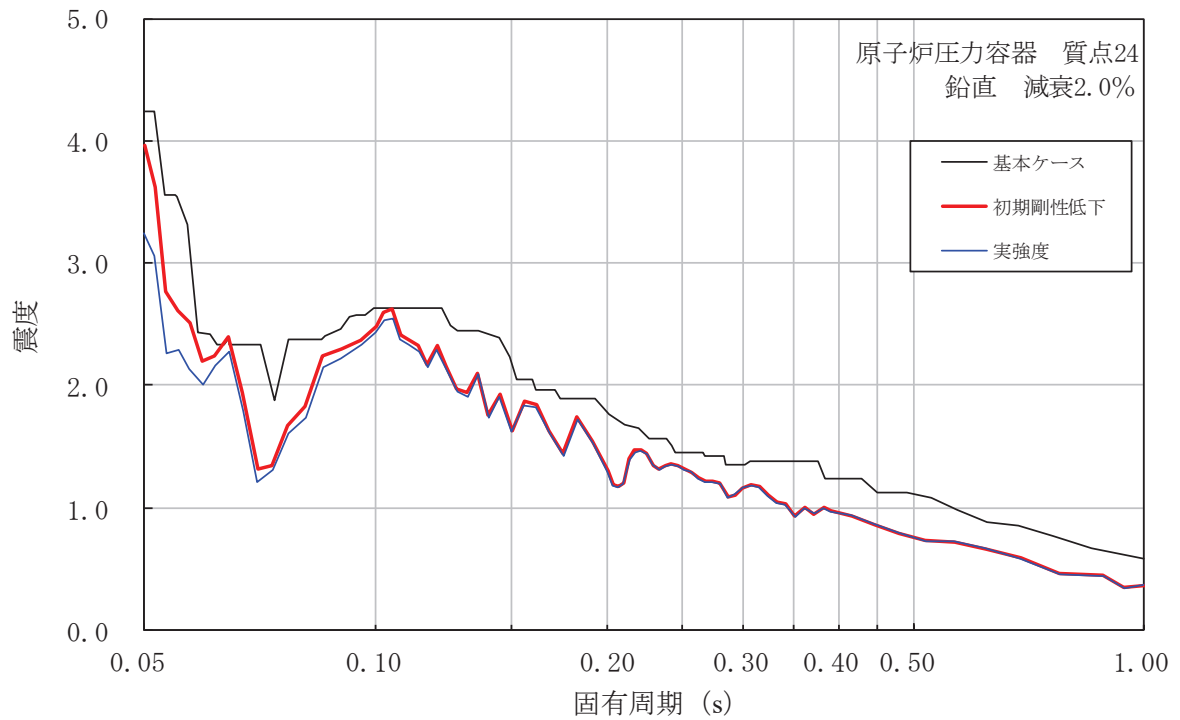


図 5-12 床応答曲線の比較 (原子炉压力容器, 鉛直方向)

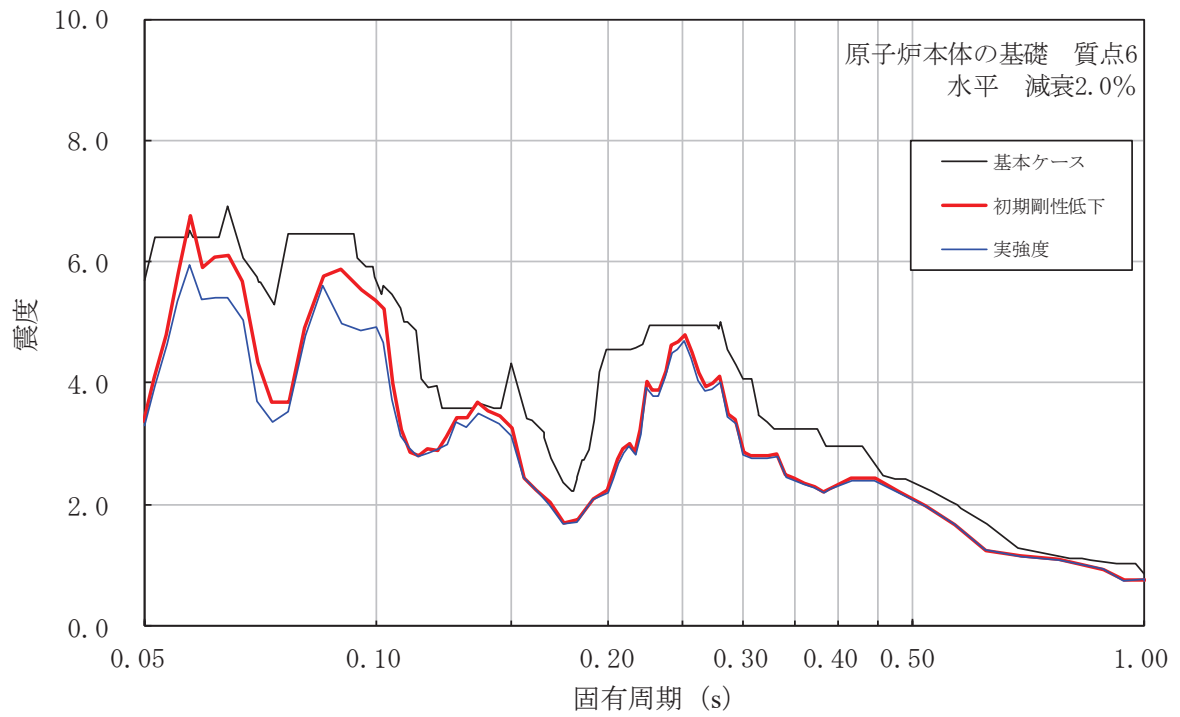


図 5-13 床応答曲線の比較（原子炉本体の基礎，水平方向）

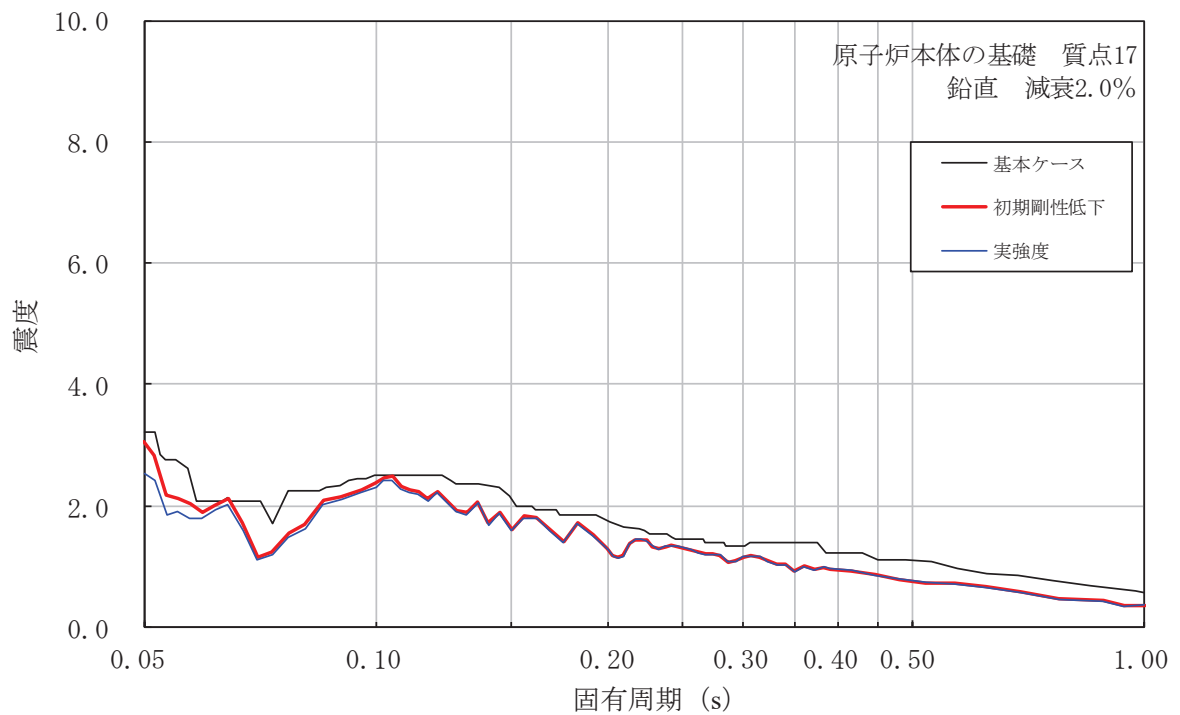


図 5-14 床応答曲線の比較（原子炉本体の基礎，鉛直方向）

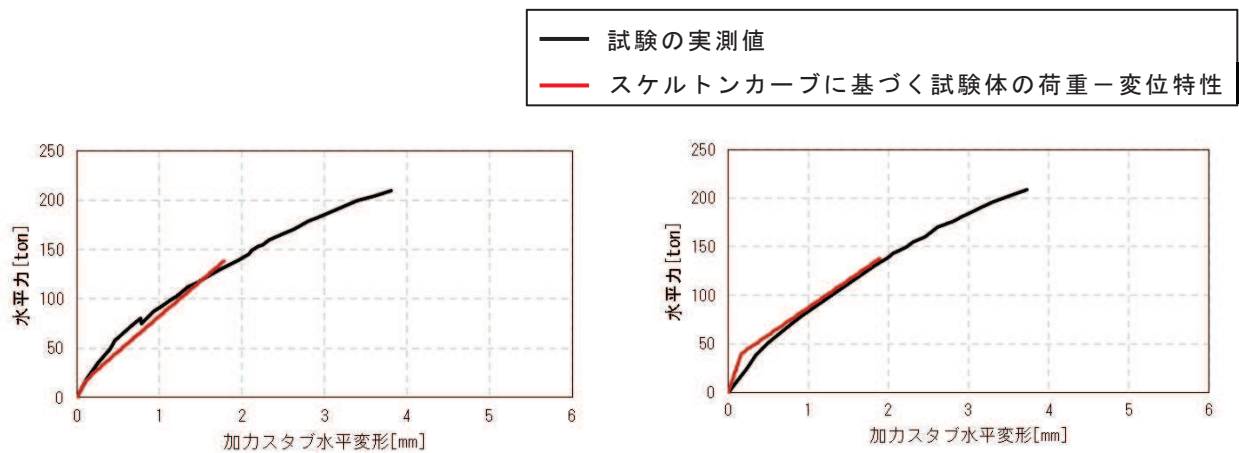
RPV ペDESTAL 復元力特性の直線近似の影響検討

1. はじめに

RPVペDESTALのスケルトンカーブは、曲げ、せん断ともに第1折点を内部コンクリートのひび割れが生じる点、第2折点を鋼板が降伏する点として2直線で近似しており、第1折点を越えた範囲では剛性が一定との仮定に基づいている。

一方、実現象としては第1折点で初期ひび割れが生じた後も、荷重の増加に伴い内部コンクリートのひび割れは徐々に増加していく。ひび割れの増加はコンクリートの剛性低下を意味することから、第1折点から第2折点の間の区間は直線で近似するよりも、徐々に剛性すなわちスケルトンカーブの勾配が低下する曲線で近似する方が実現象に近いと考えられる。

以上を踏まえ、RPVペDESTALについて曲線近似したスケルトンカーブを作成し、直線近似との比較により影響検討を行うこととする。なお、図1-1に示すように、曲げ及びせん断のうち、せん断変形については、直線近似したスケルトンカーブに基づく荷重-変位特性が加力試験の実測値を上回っていることから、影響検討は曲げ変形についてのみ実施する。



(a) 曲げ変形の比較

(b) せん断変形の比較

図 1-1 荷重-変形関係の比較

2. 曲線近似したスケルトンカーブの作成方法

RPVペDESTALの曲げの第2折点は，断面の鋼板及びコンクリートを等価断面に置き換えてモデル化したファイバーモデルを用いて鋼板が降伏状態に至る際の曲げモーメント及び曲率を求めている。スケルトンカーブの曲線近似は，第2折点の算出と同様の手法で曲げモーメント及び曲率の関係を求め，プロットすることにより行う。

3. 影響検討

図3-1に，曲線近似及び直線近似のスケルトンカーブを示す。第1折点を超えた範囲において，曲線近似として作成したRPVペDESTALのスケルトンカーブは上に凸の形状で，直線近似のものに比べて曲げモーメントが大きく算出されることを確認した。

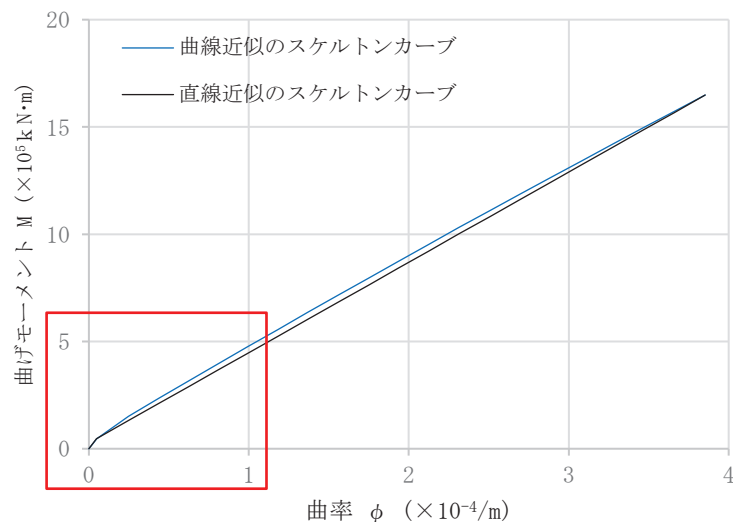


図 3-1 RPV ペDESTAL (要素④) の曲線近似と直線近似との比較 (NS 方向)

図3-2に、図3-1の赤線部の拡大図を示す。直線近似のスケルトンカーブ上に、基準地震動 $S_s - D2$ における応答値をプロットし、同じ曲率における曲線近似のスケルトンカーブ上の値を参照すると、曲線近似による値は、直線近似に比べ、約6.5%大きい値が得られた。

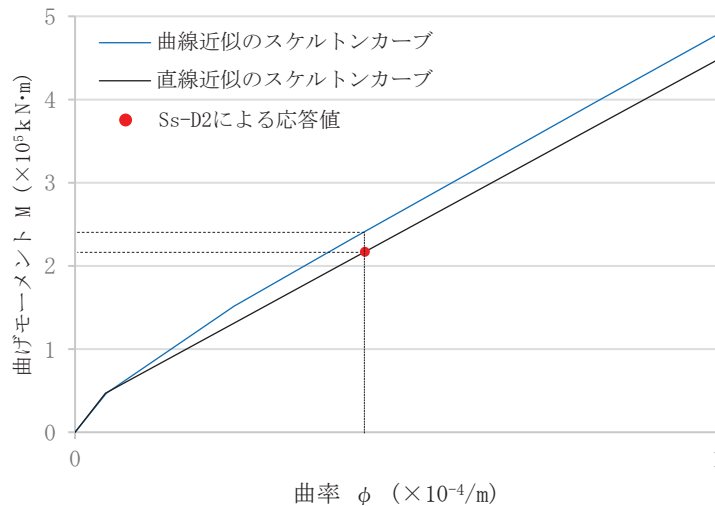


図 3-2 RPV ペDESTAL (要素④) の曲線近似と直線近似との比較 (拡大図)

4. 設計への反映方針

直線近似による変形量を設計に用いる場合は、同じ荷重レベルに対して大きい変形量を与えることになり安全側の設計となる。一方、直線近似による荷重を設計に用いる場合は、同じ変形量に対して小さい荷重を与えることになる。

曲線近似のスケルトンカーブを用いた場合の応答は、地震応答解析により得られるため、図3-1に示す曲線近似と直線近似の比は純粋な荷重比にはならないものの、直線近似では表現できていない不確実性を表すものと考えられる。

以上を踏まえ、RPVペDESTALの構造強度評価は地震応答解析から得られる地震荷重に対して、直線近似による不確実性を考慮し、曲線近似のスケルトンカーブを包絡するように設定した折線のスケルトンカーブ（**曲線包絡スケルトンカーブ**）を用いた設計を行うこととする。**曲線包絡スケルトンカーブ**を設計に用いる場合、直線近似のスケルトンカーブ（**影響検討条件**）を用いた場合と比較して、同じ変位に対して荷重が大きくなるため、保守的な設計となる。また、変位を用いた設計はしていないことから、評価に対する影響はない。

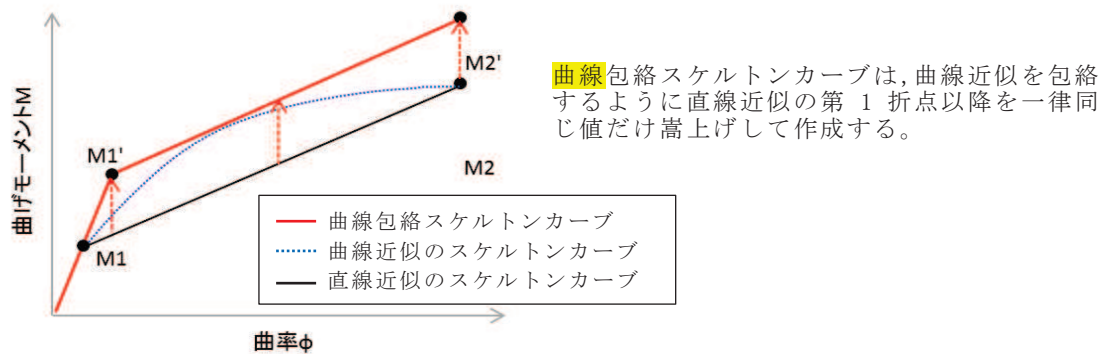


図 4-1 曲線包絡スケルトンカーブの概念図

直線近似のスケルトンカーブを適用した場合と曲線包絡スケルトンカーブを適用した場合との比較を実施した。影響検討に当たっては、大型機器系モデルにおいて、RPV ペデスタルに発生する荷重（モーメント）が大きい基準地震動 $S_s - D 2$ での評価結果を比較する。評価に用いた直線近似のスケルトンカーブを表 4-1、表 4-2、図 4-2 及び図 4-3 に、地震荷重の比較を表 4-3 及び表 4-4 に、床応答曲線の比較を図 4-4 から図 4-7 に示す。

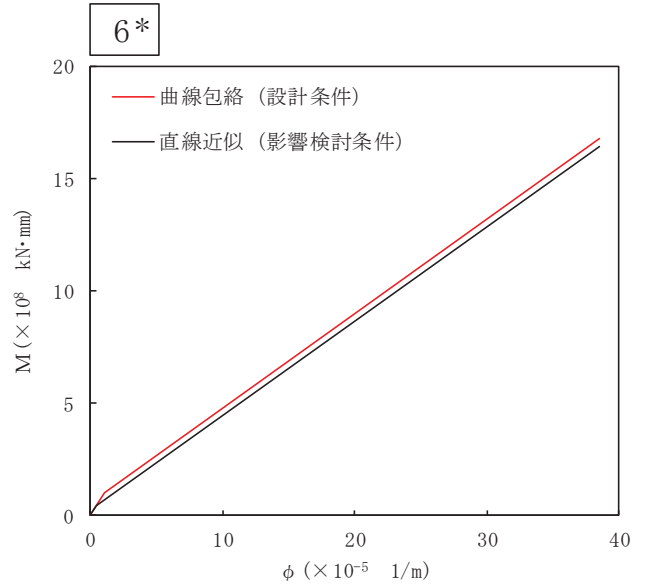
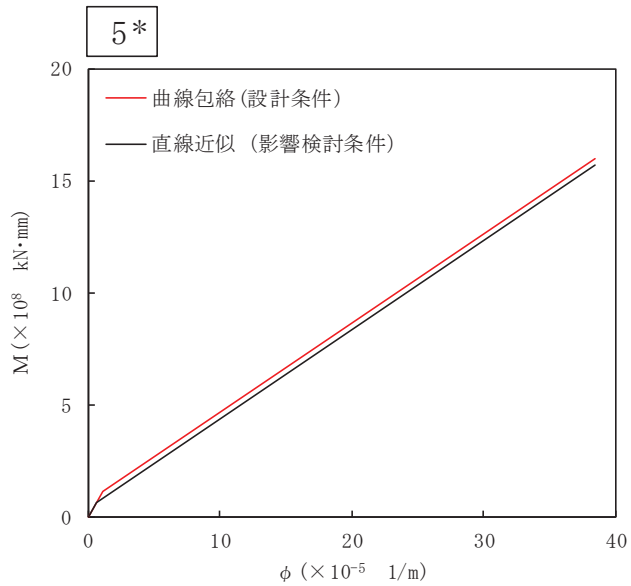
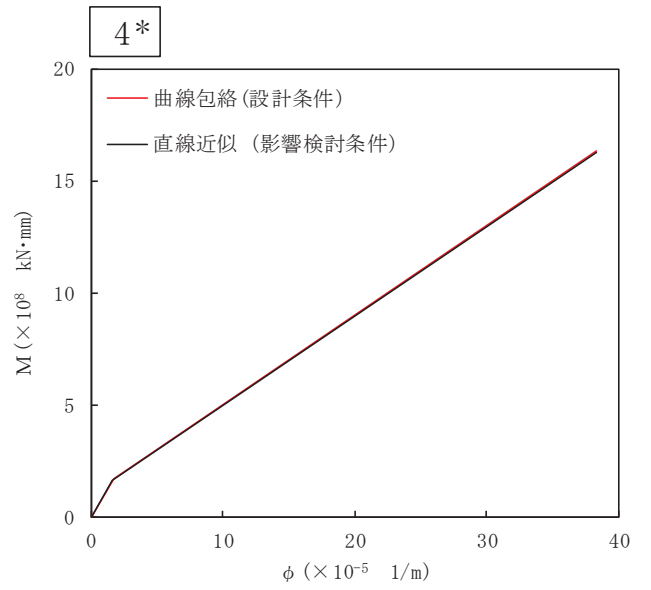
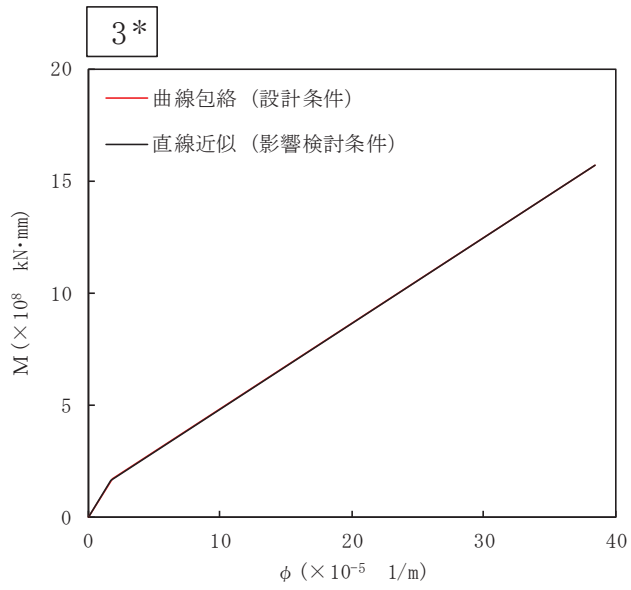
比較の結果から、地震荷重は±3%程度の変動であり、評価に及ぼす影響は小さいと考えられる。また、直線近似のスケルトンカーブを適用した場合の床応答曲線は、設計条件の床応答曲線におおむね包絡されており、評価に及ぼす影響がないと考えられる。

表 4-1 曲げモーメントのスケルトンカーブ (M- ϕ 関係)
 (直線近似 (影響検討条件), NS 方向)

質点番号	要素番号	M ₁ ($\times 10^8$ kN \cdot mm)	ϕ_1 ($\times 10^{-5}$ 1/m)	M ₂ ($\times 10^8$ kN \cdot mm)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}$ 1/m)
7	6	0.4687	0.4710	16.49	38.53
6					
5	5	0.6326	0.6570	15.70	38.49
	4	1.641	1.623	16.30	38.39
4	3	1.632	1.689	15.67	38.50
62					

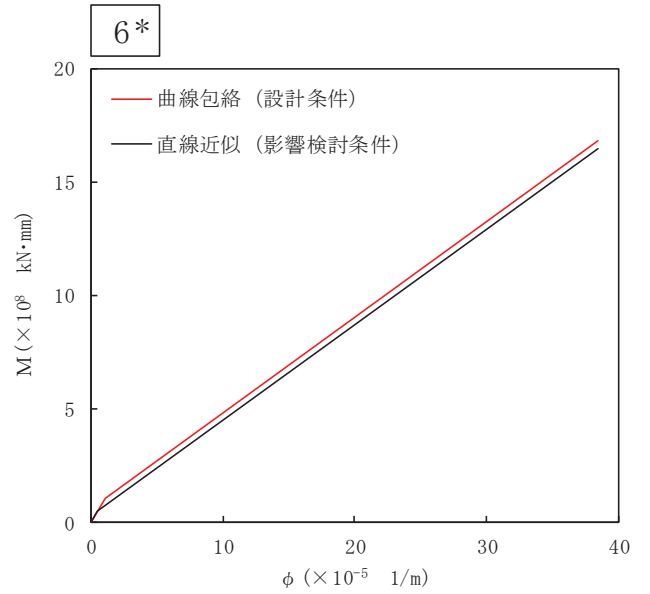
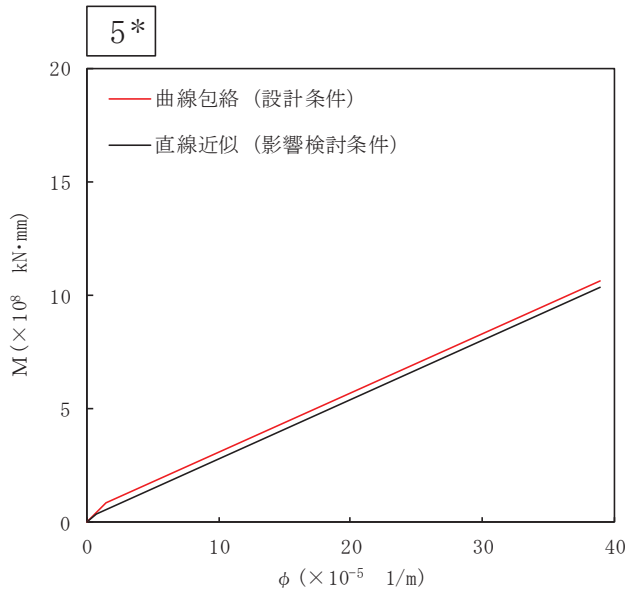
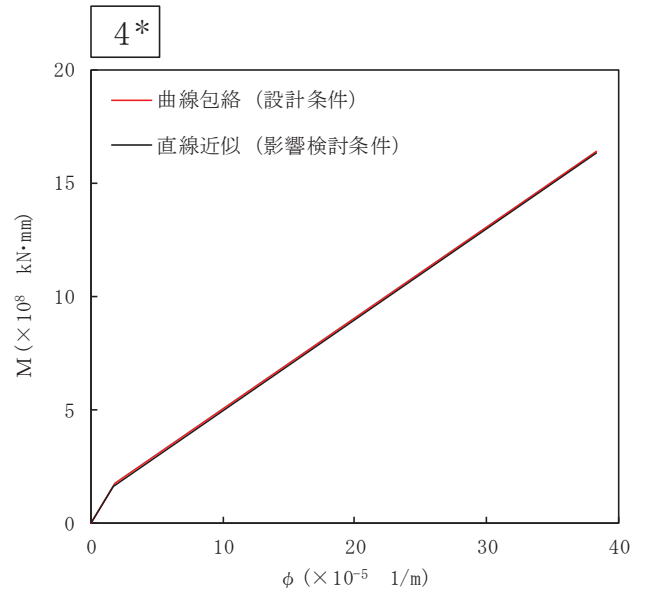
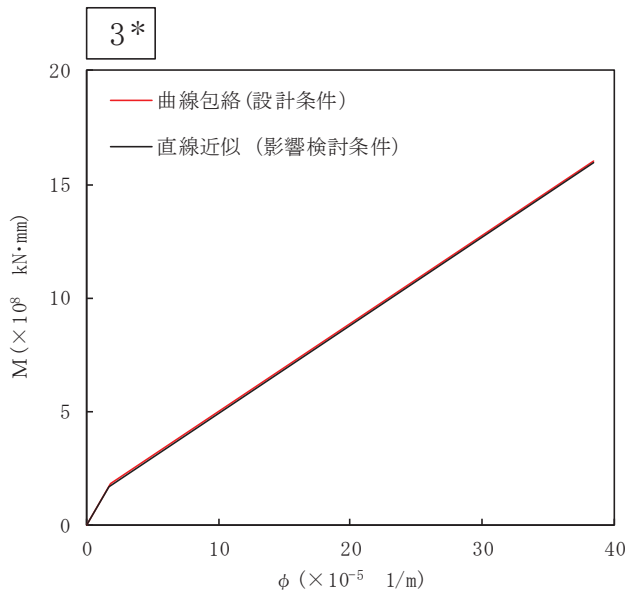
表 4-2 曲げモーメントのスケルトンカーブ (M- ϕ 関係)
 (直線近似 (影響検討条件), EW 方向)

質点番号	要素番号	M ₁ ($\times 10^8$ kN \cdot mm)	ϕ_1 ($\times 10^{-5}$ 1/m)	M ₂ ($\times 10^8$ kN \cdot mm)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}$ 1/m)
7	6	0.4687	0.4705	16.49	38.53
6					
5	5	0.4100	0.6575	10.38	38.90
	4	1.641	1.623	16.30	38.39
4	3	1.663	1.688	15.95	38.49
64					



注記* : 各図上に記載の番号は, 表 4-1 の要素番号に対応

図 4-2 M- ϕ 関係の比較 (NS 方向)



注記* : 各図上に記載の番号は、表 4-2 の要素番号に対応

図 4-3 M- ϕ 関係の比較 (EW 方向)

表 4-3 せん断力の比較

構造物	標高 O.P. (m)	せん断力 $\times 10^2$ (kN)		比率 (B) / (A)
		曲線包絡 (A) (設計条件)	直線近似 (B) (影響検討条件)	
原子炉压力容器		5.36	5.45	1.02
		21.3	21.3	1.00
		42.1	42.5	1.01
		30.5	30.7	1.01
		32.7	31.8	0.98
		64.8	64.2	1.00
		89.3	89.0	1.00
		111	111	1.00
原子炉本体の基礎		28.3	28.1	1.00
		30.2	30.0	1.00
		32.2	32.1	1.00
		34.1	34.0	1.00
原子炉しゃへい壁		68.4	67.6	0.99
		66.4	64.3	0.97
		86.1	83.7	0.98
		125	123	0.99
		166	164	0.99
原子炉格納容器		2.86	2.86	1.00
		5.56	5.56	1.00
		32.2	32.9	1.03
		39.8	40.4	1.02
		262	263	1.01
		273	274	1.01
		281	281	1.00
		294	294	1.00
		298	299	1.01
	314	315	1.01	

表 4-4 モーメントの比較

構造物	標高 O. P. (m)	モーメント $\times 10^6$ (kN \cdot mm)		比率 (B)/(A)
		曲線包絡(A) (設計条件)	直線近似(B) (影響検討条件)	
原子炉压力容器		0	0	-
		1.47	1.50	1.03
		6.12	6.15	1.01
		14.1	14.2	1.01
		16.9	16.5	0.98
		27.9	27.2	0.98
		46.7	45.6	0.98
		59.5	58.3	0.98
		77.8	76.5	0.99
原子炉本体の基礎		199	195	0.98
		222	217	0.98
		261	256	0.99
		321	316	0.99
		385	379	0.99
原子炉しゃへい壁		0	0	-
		18.9	18.7	0.99
		35.3	34.2	0.97
		53.3	51.6	0.97
		76.8	74.6	0.98
		122	119	0.98
原子炉格納容器		0	0	-
		0.657	0.658	1.01
		1.85	1.85	1.00
		6.21	6.31	1.02
		17.8	18.1	1.02
		129	130	1.01
		207	207	1.00
		343	343	1.00
		484	485	1.01
		543	544	1.01
	587	588	1.01	

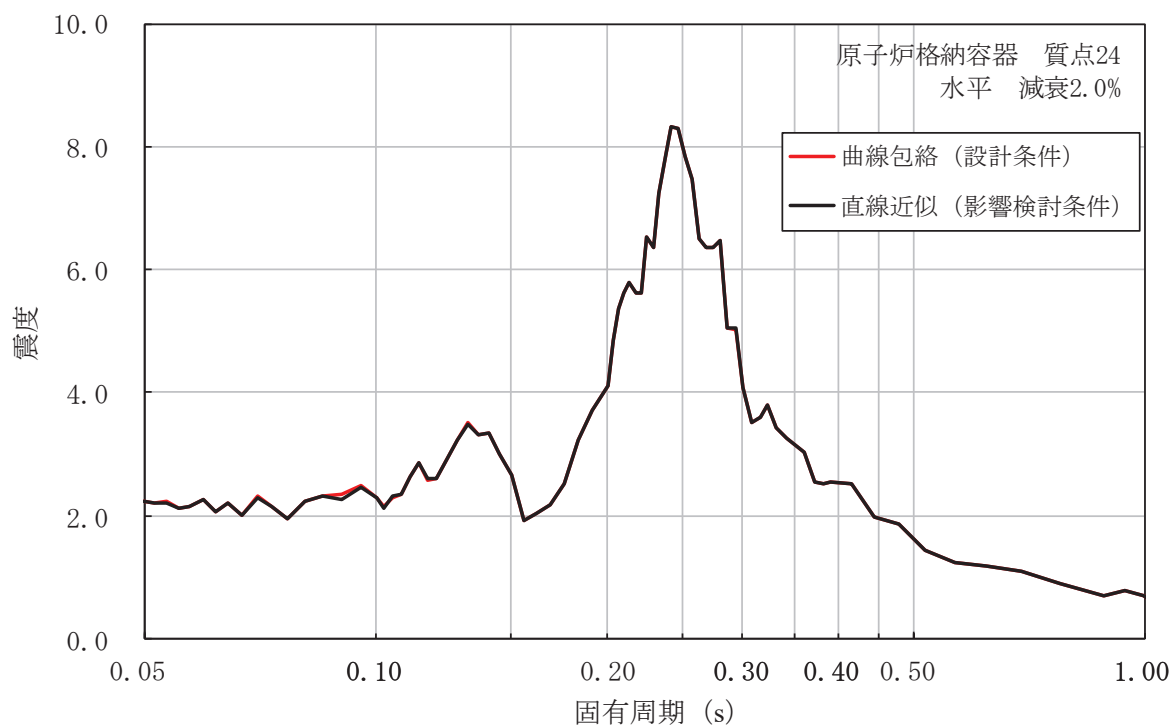


図 4-4 床応答曲線の比較 (原子炉格納容器)

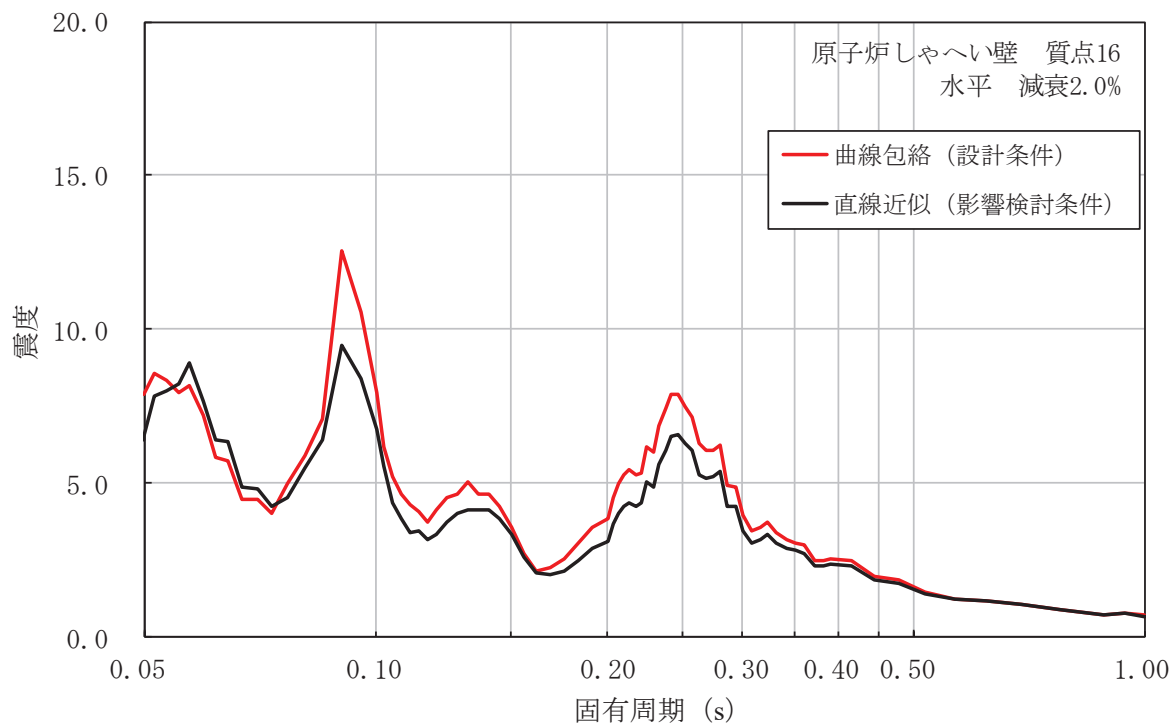


図 4-5 床応答曲線の比較 (原子炉しゃへい壁)

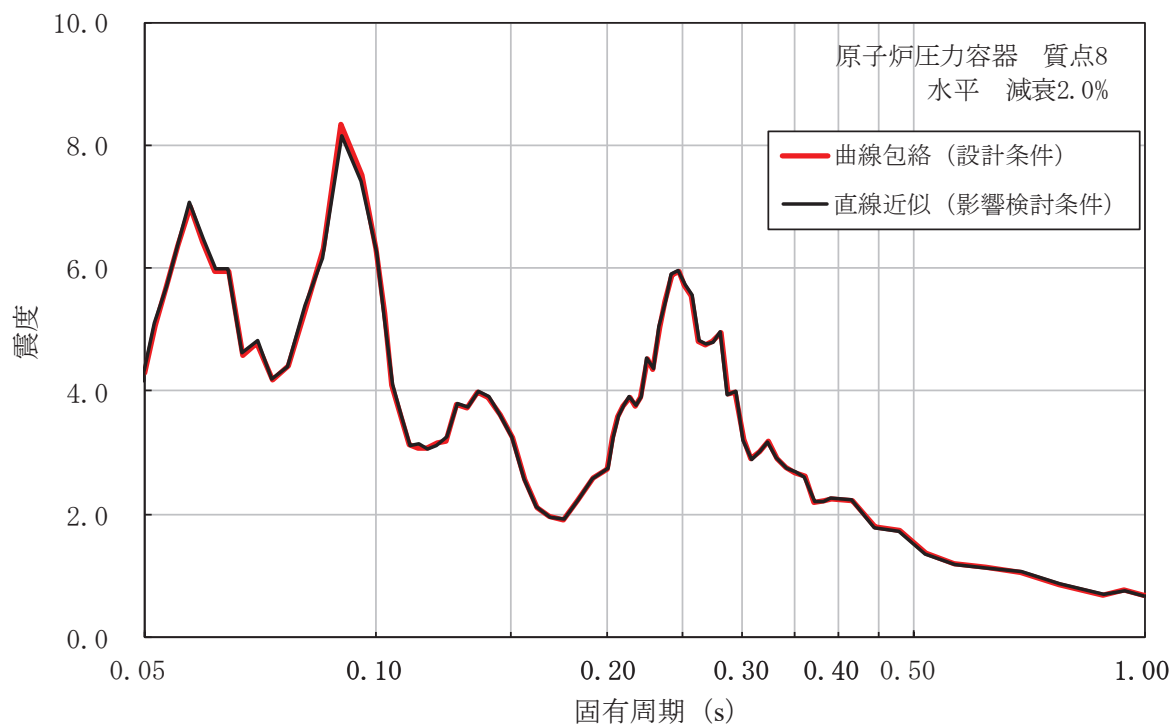


図 4-6 床応答曲線の比較 (原子炉压力容器)

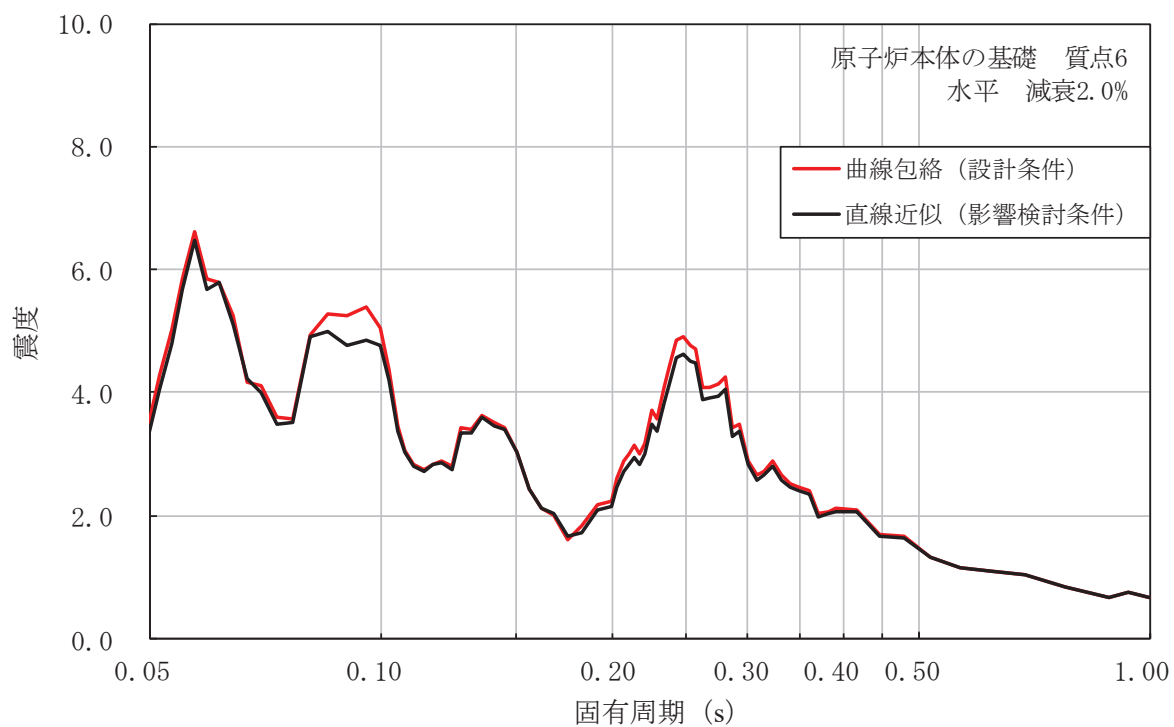


図 4-7 床応答曲線の比較 (原子炉本体の基礎)