

# 女川原子力発電所 2 号炉

## 設計基準対象施設について

### (第 4 条 地震による損傷の防止)

平成 3 0 年 6 月

東北電力株式会社

## 第4条：地震による損傷の防止

### <目次>

#### 第1部

1. 基本方針
  - 1.1 要求事項の整理
  - 1.2 追加要求事項に対する適合性
    - (1) 位置，構造及び設備
    - (2) 安全設計方針
    - (3) 適合性説明
  - 1.3 気象等
  - 1.4 設備等
  - 1.5 手順等

#### 第2部

1. 耐震設計の基本方針
  - 1.1 基本方針
  - 1.2 適用規格
2. 耐震設計上の重要度分類
  - 2.1 重要度分類の基本方針
  - 2.2 耐震重要度分類
3. 設計用地震力
  - 3.1 地震力の算定法
  - 3.2 設計用地震力
4. 荷重の組合せと許容限界
  - 4.1 基本方針
5. 地震応答解析の方針
  - 5.1 建物・構築物
  - 5.2 機器・配管系
  - 5.3 屋外重要土木構造物
  - 5.4 津波防護施設，浸水防止設備及び津波監視設備並びに浸水防止設備又は津波監視設備が設置された建物・構築物
6. 設計用減衰定数
7. 耐震重要施設の安全機能への下位クラス施設の波及的影響
8. 水平2方向及び鉛直方向の地震力の組合せに関する影響評価方針
9. 構造計画と配置計画

(別 添)

- 別添－ 1 設計用地震力
- 別添－ 2 動的機能維持の評価
- 別添－ 3 弾性設計用地震力  $S_d$  ・静的地震力による評価
- 別添－ 4 上位クラス施設の安全機能への下位クラス施設の波及的影響の検討について
- 別添－ 5 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響評価方針
- 別添－ 6 屋外重要土木構造物の耐震評価における断面選定の考え方
- 別添－ 7 主要建屋の構造概要及び解析モデルについて
- 別添－ 8 入力地震動について

(別 紙)

- 別紙－ 1 東北地方太平洋沖地震等による影響を踏まえた建屋耐震設計方法への反映について
- 別紙－ 2 応力解析モデルへの弾塑性解析の適用
- 別紙－ 3 土木構造物の解析手法及び解析モデルの精緻化について
- 別紙－ 4 使用済燃料貯蔵ラックの減衰定数について
- 別紙－ 5 原子炉建屋屋根トラスの解析モデルへの弾塑性解析の適用
- 別紙－ 6 機器・配管系設備に関するその他手法の相違点について
- 別紙－ 7 機器・配管系設備の既工認からの構造変更について
- 別紙－ 8 下位クラス施設の波及的影響の検討について
- 別紙－ 9 水平 2 方向及び鉛直方向の適切な組合せに関する検討について
- 別紙－ 1 0 後施工せん断補強筋による耐震補強について
- 別紙－ 1 1 地盤の液状化
- 別紙－ 1 2 屋外重要土木構造物の耐震評価における断面選定について
- 別紙－ 1 3 埋め込まれた建屋の周辺地盤による影響について
- 別紙－ 1 4 原子炉本体の基礎の復元力特性について

下線部：今回提出資料

## 女川原子力発電所 2 号炉

原子炉本体の基礎の復元力特性について  
(耐震)

平成 3 0 年 6 月  
東北電力株式会社

## 目次

1	はじめに	1
2	RPV ペDESTALの設計概要	2
2.1	RPV ペDESTALの構造	2
2.2	RPV ペDESTALの設計フロー及び今回工認の変更点	5
2.3	地震応答解析	6
2.4	RPV ペDESTALの構造強度評価	7
3	詳細化の目的と効果	8
3.1	詳細化の目的	8
3.2	詳細化の効果	10
4	詳細化の検討方針	13
4.1	概要	13
4.2	今回工認の検討範囲	15
4.3	スケルトンカーブの評価方針	16
4.4	妥当性確認が必要な評価上の仮定	23
4.5	妥当性の確認方針	23
5	復元力特性の設定方法	24
5.1	SC 規程を参考にした設定方針	24
5.1.1	RPV ペDESTALの復元力特性の設定方針	24
5.1.2	RPV ペDESTALの復元力特性の検討手順	25
5.2	RPV ペDESTALの構造の特徴の抽出及び構造に応じた追加検討事項	26
5.3	スケルトンカーブの設定方法	27
5.3.1	地震応答解析における R PV ペDESTALのモデル化	27
5.3.2	曲げに対する非線形特性を考慮したスケルトンカーブ設定方法	33
5.3.3	せん断に対する非線形特性を考慮したスケルトンカーブ設定方法	42
5.4	構造の特徴に応じた追加検討事項の妥当性	50
5.4.1	妥当性の確認対象	50
5.4.2	確認方法	51
5.4.3	確認結果	53
6	スケルトンカーブの作成	56
7	履歴特性の設定	65
7.1	検討目的	65
7.2	検討方法	65
7.3	検討ケース	65
7.4	検討結果	68
8	まとめ	69

- 添付資料-1：地震応答解析モデルにおける RPV ペDESTALの減衰定数
  - 添付資料-2：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
  - 添付資料-3：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-変形特性の作成方法
  - 添付資料-4：既往試験の概要，信頼性及び実機への適用性
  - 添付資料-5：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方法
  - 添付資料-6：コンクリートせん断ひび割れ後の RPV ペDESTALの支持性能
  - 添付資料-7：RPV ペDESTAL円筒部の構造強度評価
  - 添付資料-8：スケルトンカーブの近似方法
  - 添付資料-9：RPV ペDESTAL復元力特性の直線近似の影響検討
  - 添付資料-10：コンクリートせん断ひび割れ後の剛性評価の理論式
  - 添付資料-11：地震応答解析における RPV ペDESTAL下部の扱いについて
- 
- 参考資料-1：RPV ペDESTALの構造特徴を反映した復元力特性評価式の比較
  - 参考資料-2：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

## 1 はじめに

女川原子力発電所 2 号炉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があり、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 2 号炉の建設時工認（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 ペデスタルは概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こととしている。

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<sup>(1)</sup>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<sup>(2)</sup>を用いてその妥当性を確認するものとする。

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	<b>非線形解析*</b>
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）

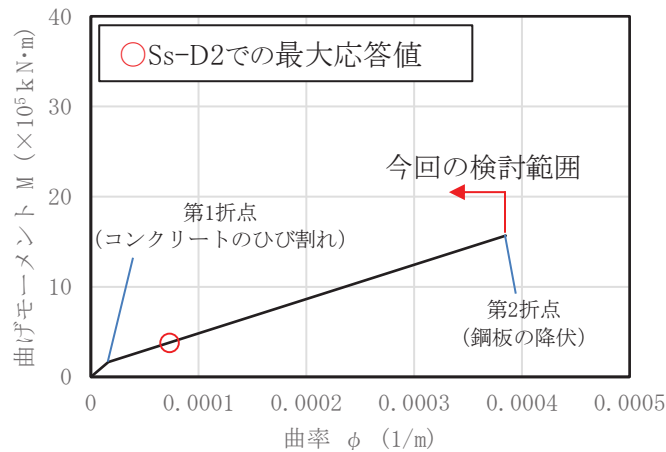


図 1-1 今回工認の基準地震動  $S_s$  に対する RPV ペDESTAL の地震応答の例

## 2 RPV ペDESTAL の設計概要

### 2.1 RPV ペDESTAL の構造

RPV ペDESTAL 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 2.1-1 に RPV ペDESTAL の構造概要図を示す。

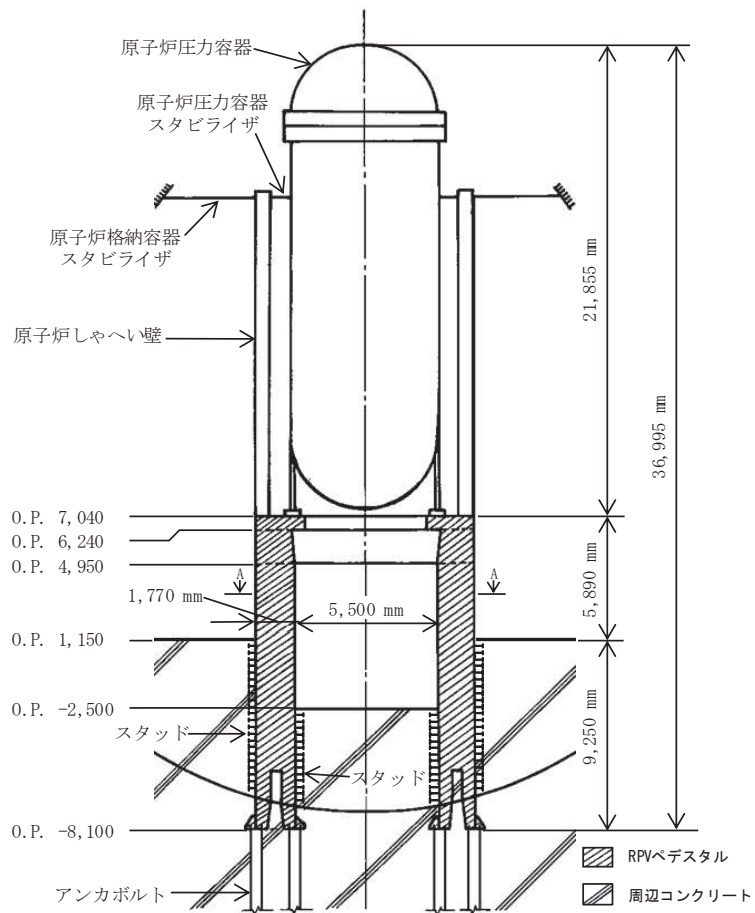
RPV ペDESTAL は、内外の円筒鋼板とそれらを一体化するための放射状の縦リブ鋼板（隔壁）で構成され、内部にコンクリートを充填している\*。

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。）及び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、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 2.1-2 に RPV ペDESTAL の構造詳細図を示す。

\*: 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 2 号炉においては、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

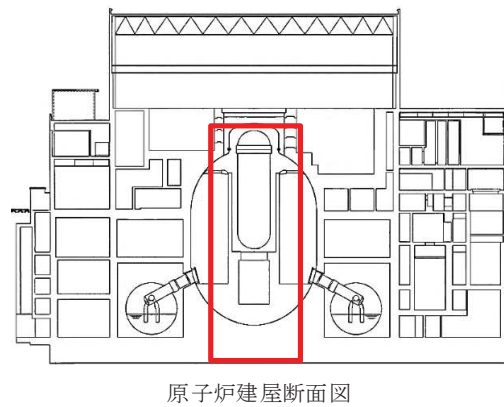
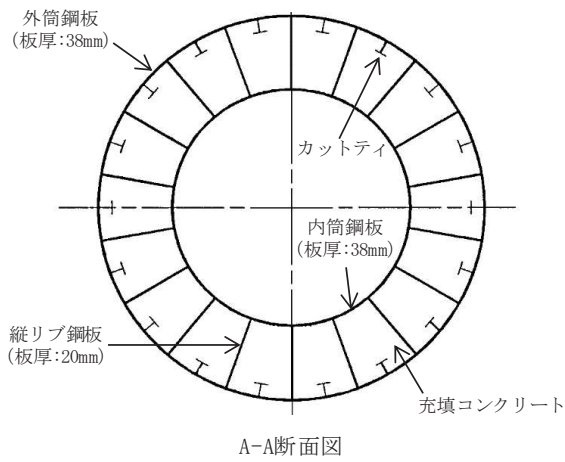


図 2.1-1 RPV ペDESTALの構造概要図

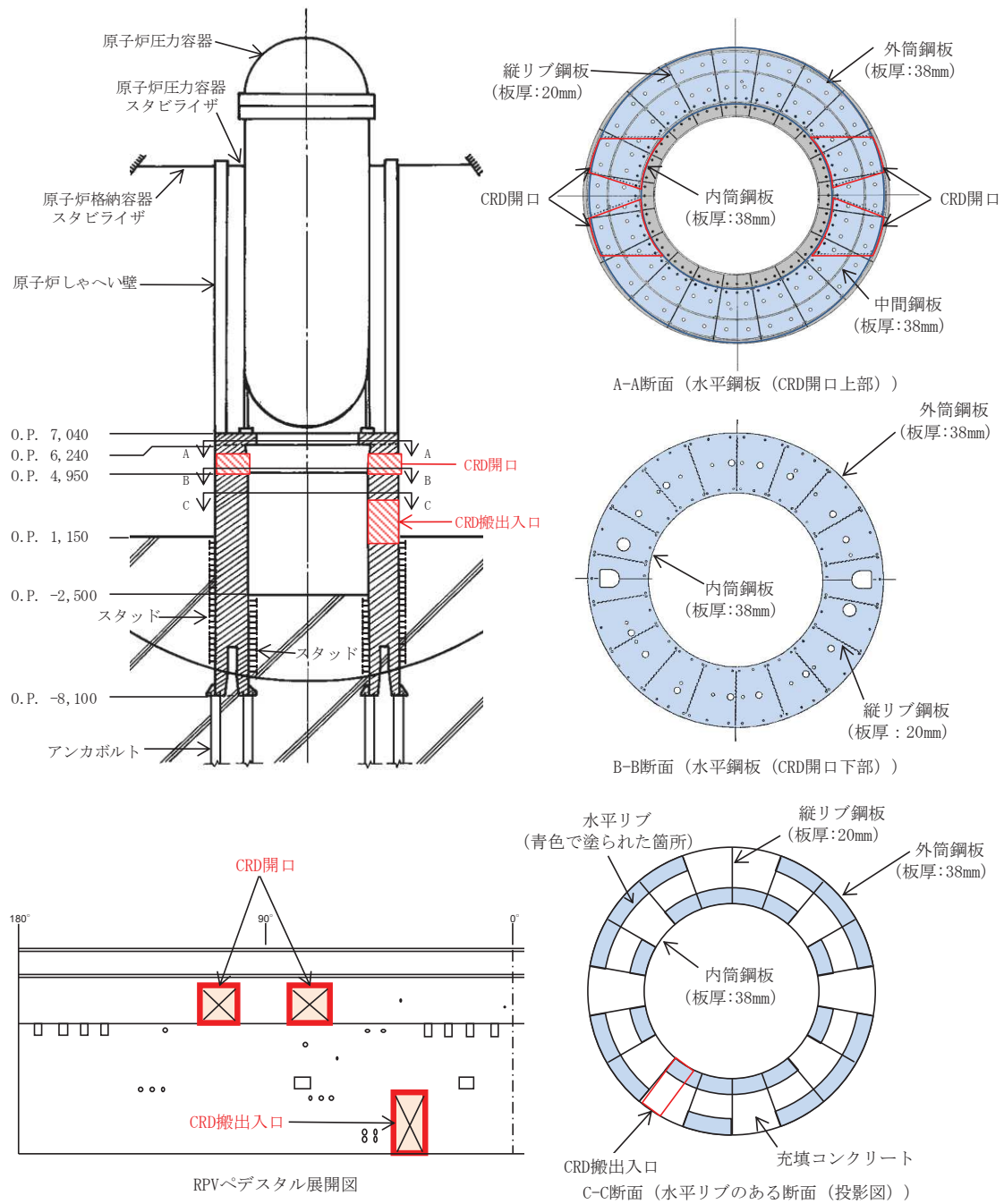


図 2.1-2 RPV ペダスタルの構造詳細図

## 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圧力容器，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 2.2-1）。

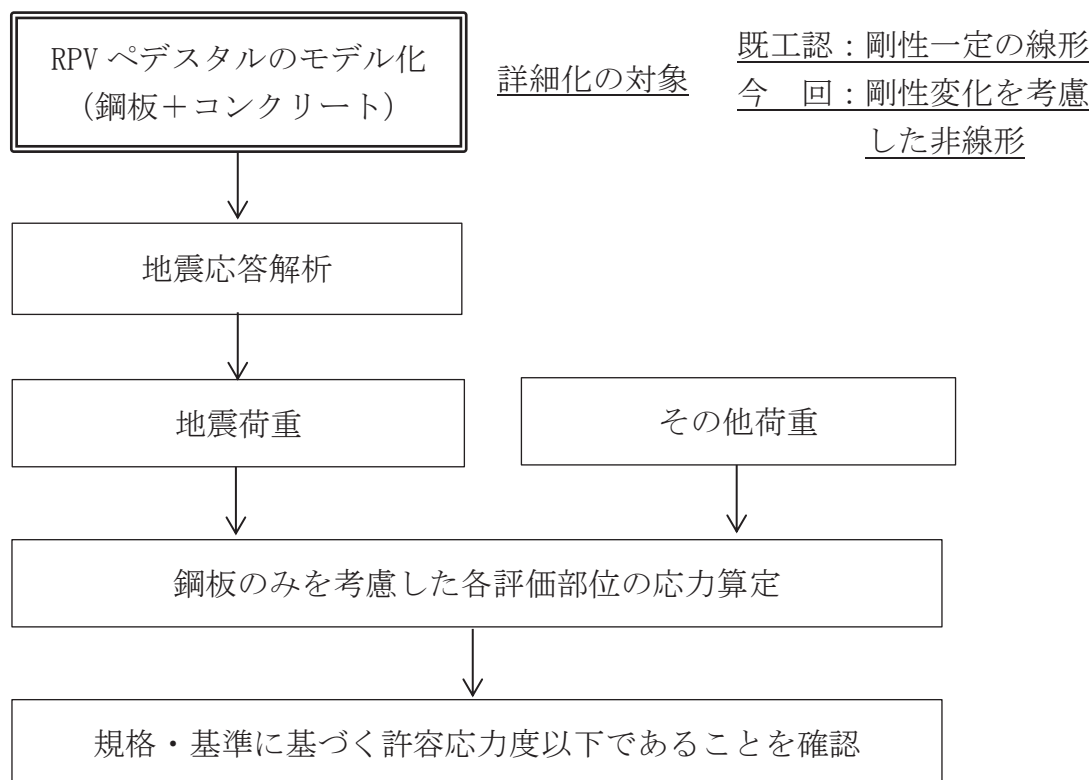


図 2.2-1 RPV ペDESTALの設計フロー

### 2.3 地震応答解析

RPV ペDESTALの地震応答解析モデルは、原子炉建屋基礎版を介して原子炉建屋から地震の入力があることを考慮して、原子炉建屋及び RPV ペDESTALを連成させている。今回工認評価に用いる地震応答解析モデルを図2.3-1に示す。

このモデルを用いた地震応答解析により RPV ペDESTALに生じる地震荷重を算出する。

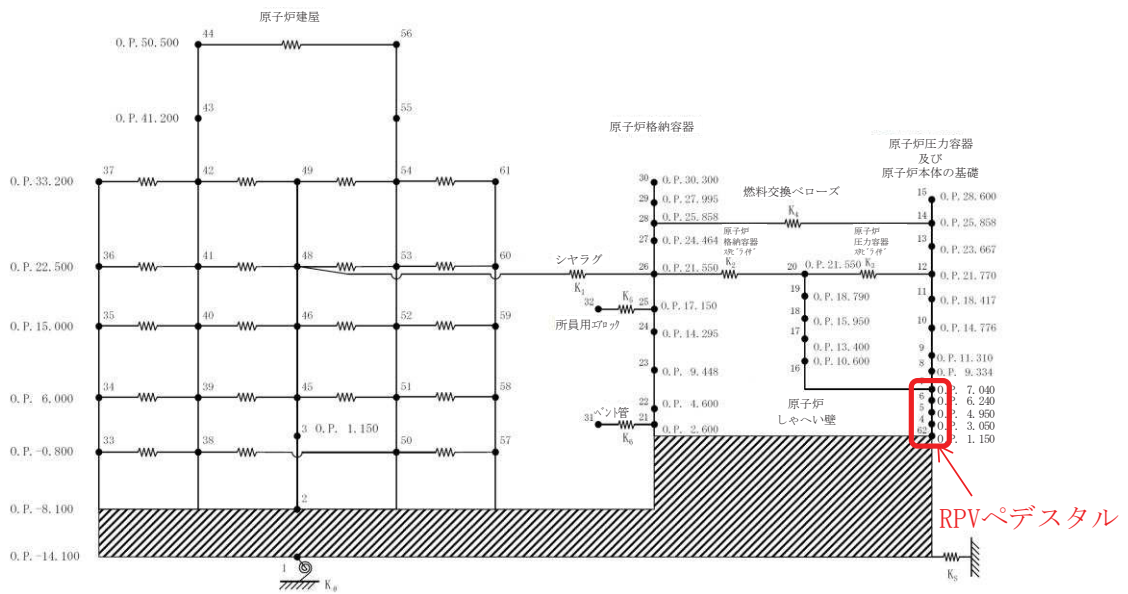


図 2.3-1 地震応答解析モデルの例

## 2.4 RPV ペDESTALの構造強度評価

RPV ペDESTALの構造強度評価は、2.3 項で述べた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 2.4-1）。

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、鋼板のみで概ね弾性状態で耐えるように設計する。アンカ部は、コンクリートに埋没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。

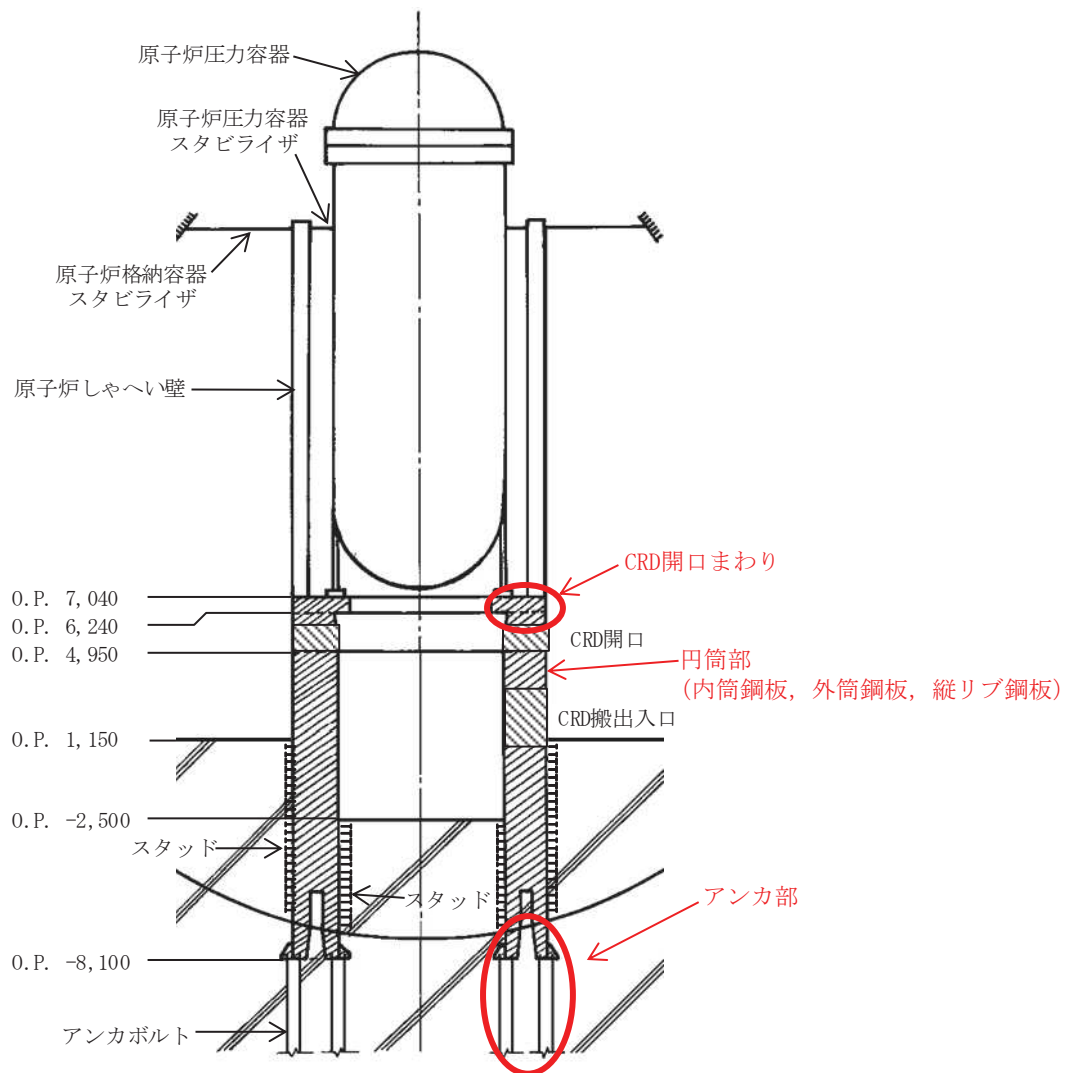


図 2.4-1 RPV ペDESTALの構造強度評価部位

### 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の地震応答は概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予定である。

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3.1-1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3.1-1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3.1-1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。

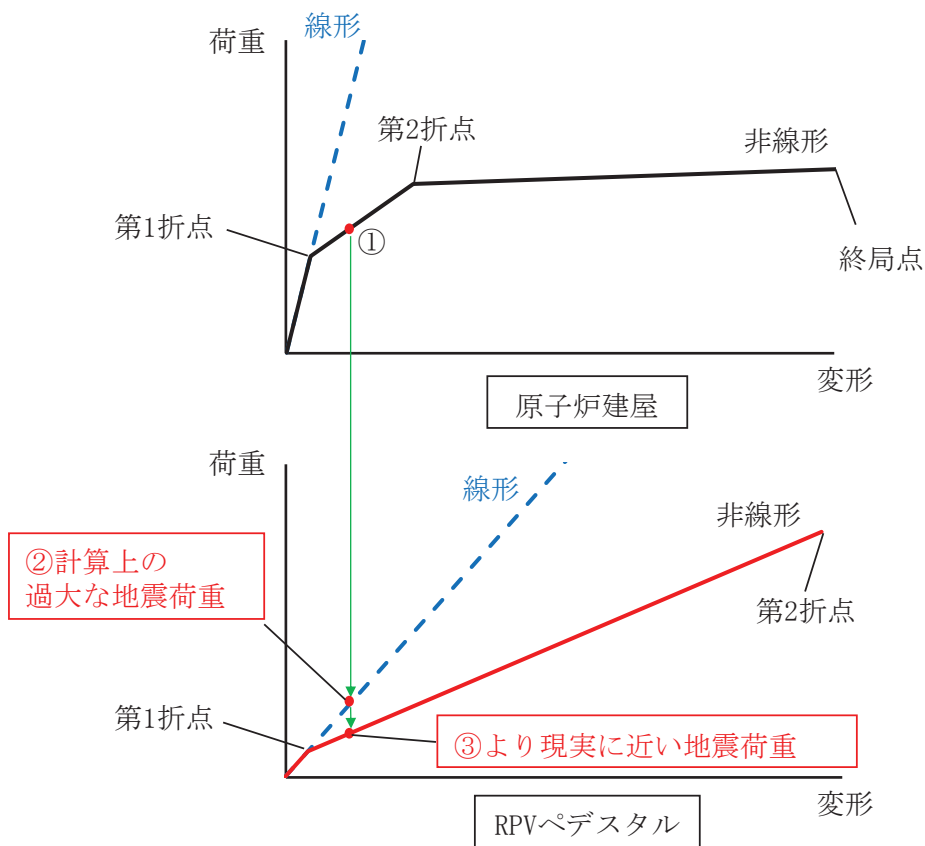
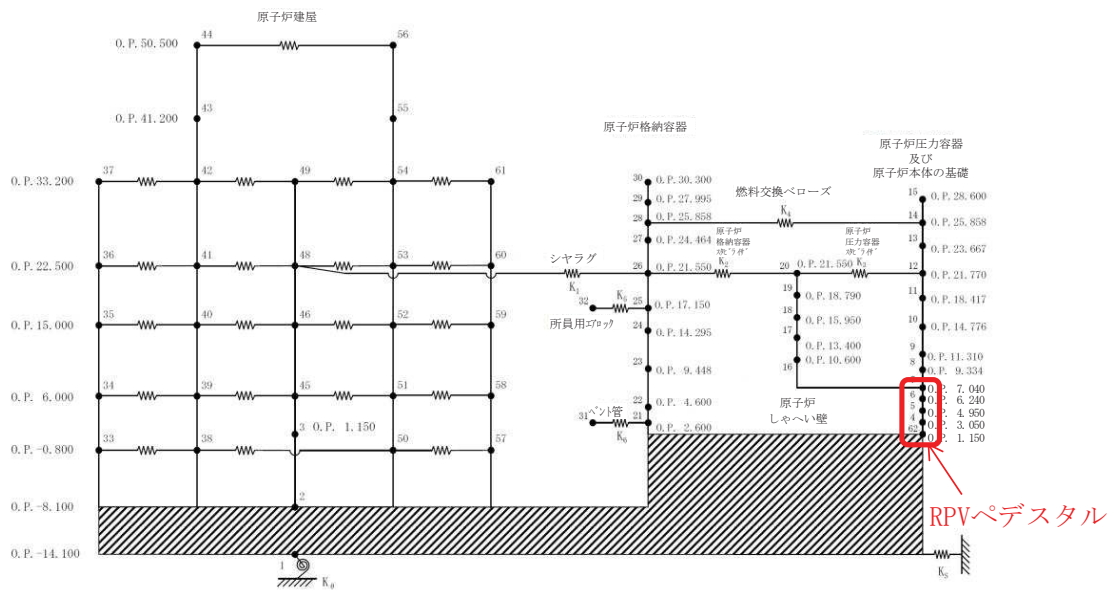


図 3.1-1 地震力の増大に伴う RPV ペDESTAL の応答増加の概念図

### 3.2 詳細化の効果

RPV ペデスタル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 ペデスタル荷重分担が減少した（表 3.2-1）。

また、表 3.2-2 及び図 3.2-1 に基準地震動 S<sub>s</sub>-D2 に対する各部位の地震応答を示す。基準地震動 S<sub>s</sub> に対する原子炉圧力容器、原子炉しゃへい壁及び RPV ペデスタルの曲げモーメント及びせん断力は低減する見込みである。

表 3.2-1 原子炉建屋と RPV ペデスタルの荷重分担の比較

モデル化方法	原子炉建屋：非線形 RPV ペデスタル： <u>線形</u>		原子炉建屋：非線形 RPV ペデスタル： <u>非線形</u> (今回工認)	
地震動	基準地震動 S <sub>s</sub> -D2		基準地震動 S <sub>s</sub> -D2	
部位	原子炉建屋 (原子炉格納 容器部の荷重 を含む)	RPV ペデスタル	原子炉建屋 (原子炉格納 容器部の荷重 を含む)	RPV ペデスタル
曲げモーメント [×10 <sup>3</sup> 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 [×10 <sup>3</sup> kN]	1,853	37	1,847	34
せん断力の 分担割合[%]*	98.0	2.0	98.2	1.8

(暫定値)

\*：原子炉建屋と RPV ペデスタルの合計を 100%とした場合の荷重の割合



表 3.2-2 基準地震動 S<sub>s</sub>-D2 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	525,000	530,000	101.0
原子炉圧力容器	97,500	76,200	78.2

(暫定値)

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

(暫定値)

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	7,470	104.5
シヤラグ	26,500	23,800	89.8

(暫定値)

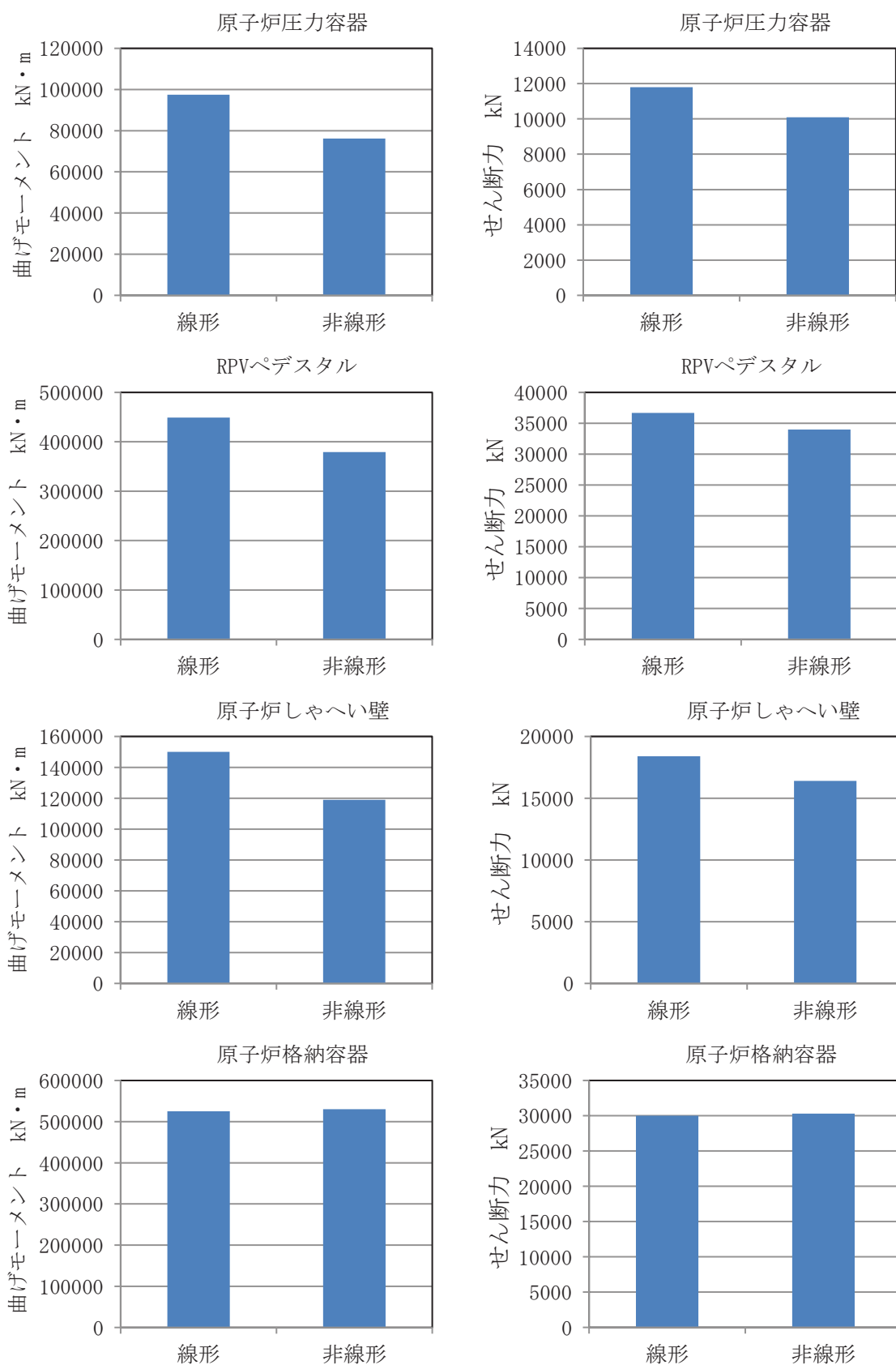


図 3.2-1 基準地震動 Ss-D2 に対する各部位の地震応答の比較

## 4 詳細化の検討方針

### 4.1 概要

詳細化の検討は、RPV ペDESTALの地震応答解析における復元力特性を考慮することのみ行い、復元力特性の設定以外の項目については、既工認と同様の考え方にに基づき評価を行う（表 4.1-1）。

表 4.1-1 Rpv ペDESTALの耐震設計に関する既工認と今回工認の比較

	既工認	今回工認
地震応答解析	原子炉建屋と連成しモデル化	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	<b>非線形解析*</b>
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した復元力特性を設定（鋼板は降伏に至らない範囲）

RPV ペDESTALの復元力特性の設定フローを図 4.1-1 に示す。本項ではフローの概要を示し、詳細は次項以降に示す。

基準地震動  $S_s$  の増大により、RPV ペDESTALの応答が線形領域を超えることから、より現実に近い地震荷重を算出するために Rpv ペDESTALに対してコンクリートひび割れ後の剛性低下を考慮した復元力特性を設定する。なお、RPV ペDESTALの復元力特性の検討範囲は鋼板の降伏を示す第 2 折点までとする（4.2 項参照）。

復元力特性評価式の検討に当たっては、鉄筋コンクリート構造（RC 構造）に関する考え方「原子力発電所耐震設計技術指針（JEAG4601-1991 追補版）」、鋼板及びコンクリートで構成された複合構造物に関する既往知見等を参考にして曲げモーメント及びせん断力それぞれに対し、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 折点を設定し、復元力特性の評価式を検討する（4.3 項、4.4 項、4.5 項及び 5.1 項参照）。

設定した復元力特性評価式について、女川 2 号炉 Rpv ペDESTALの構造特徴を踏まえ、評価式へ考慮すべき事項を抽出し、反映する（5.2 項及び 5.3 項参照）。

構造特徴を踏まえた復元力特性評価式の妥当性確認のために、改良型沸騰水型原子炉（以下「ABWR」という。）の Rpv ペDESTALを模擬した試験体の加力試験の結果を参照し、試験結果と評価式を用いたスケルトンカーブの比較を行う。なお、女川 2 号炉は沸騰水型原子炉（以下「BWR」という。）であるため、ABWR と BWR の構造差異を整理し、試験結果が適用可能であることを確認する（5.4 項及び添付資料-4 参照）。

妥当性を確認した評価式に女川 2 号炉の実機の材質、寸法を考慮し、復元力特性を設定する。

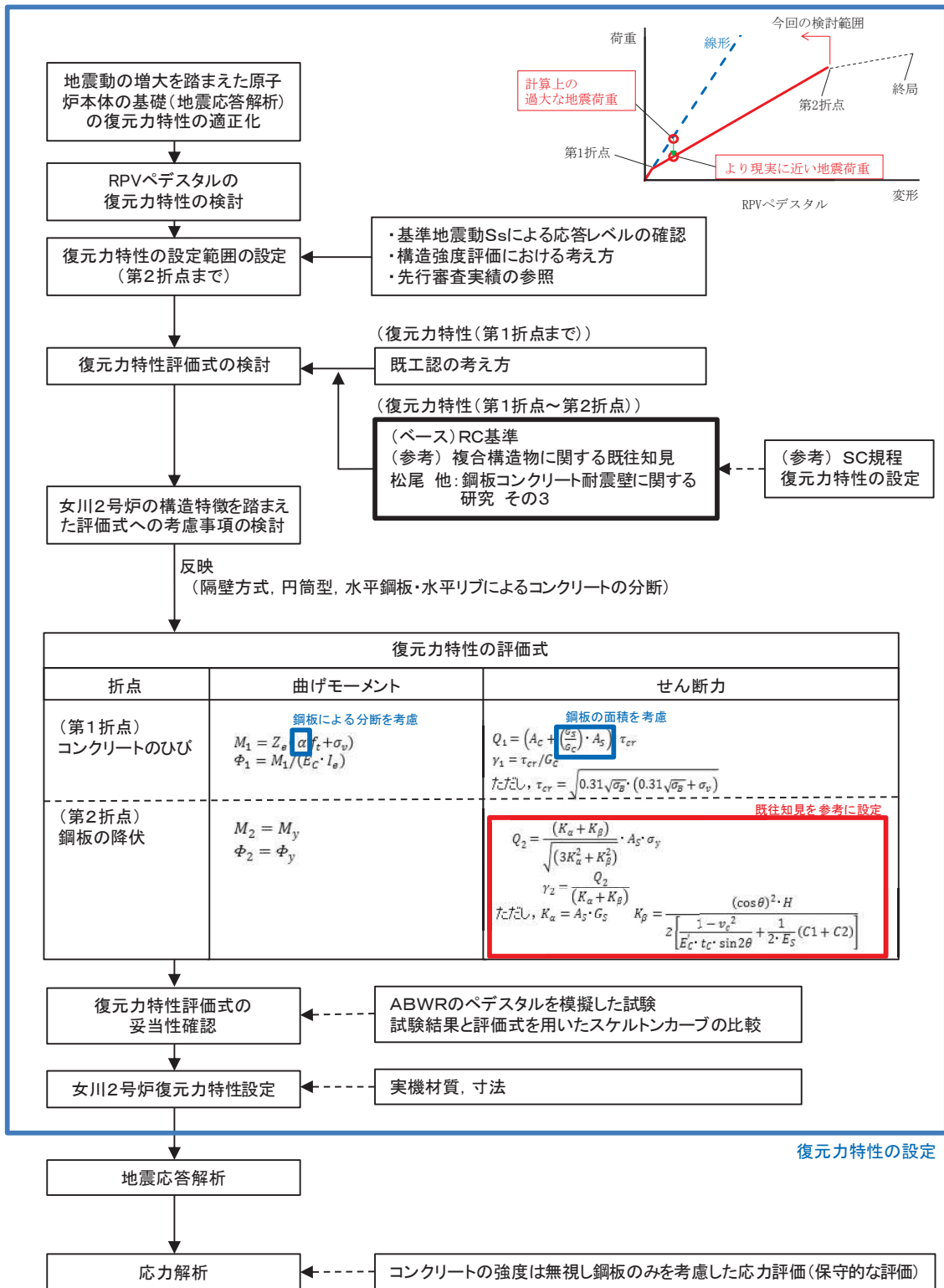
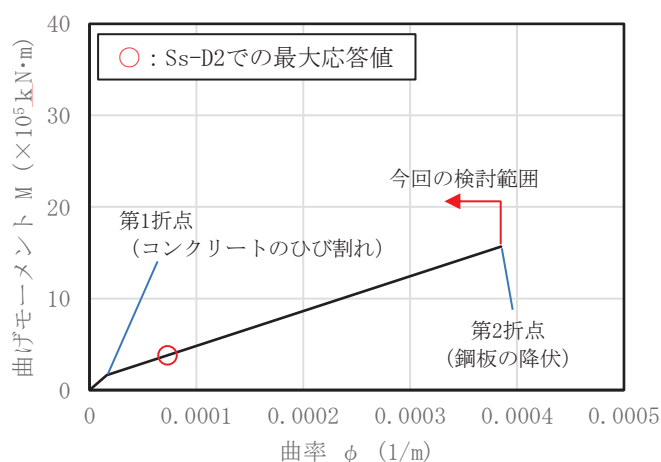


図 4.1-1 RPV ペDESTALの復元力特性の設定フロー

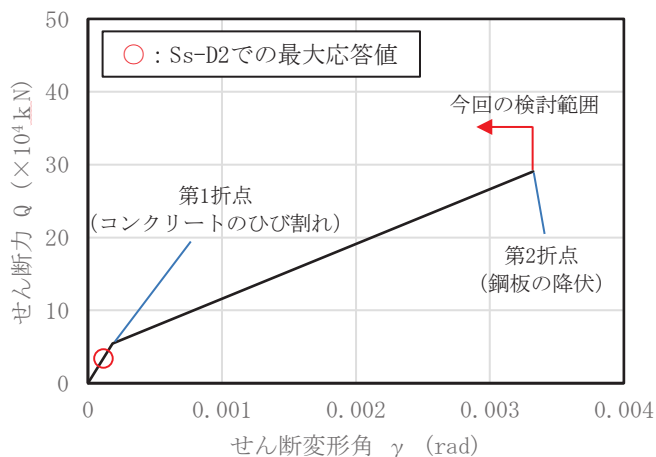
## 4.2 今回工認の検討範囲

RPV ペデスタルは、構造強度設計上鋼構造であり、概ね弾性状態で耐える設計思想であることから、今回の検討範囲は鋼板の降伏を表す第 2 折点までとし、第 2 折点以降の領域は設定しない。

RPV ペデスタルの剛性を非線形とした場合、最大の地震荷重はコンクリートのひび割れを表す第 1 折点を少し超える程度であり、鋼板の降伏を表す第 2 折点に対しては大きな余裕を有している。



(a) 曲げモーメント-曲率関係



(b) せん断力-せん断ひずみ関係

図 4.2-1 曲げ及びせん断に対するスケルトンカーブの概念図

### 4.3 スケルトンカーブの評価方針

RPV ペデスタルは鋼構造の内部に、コンクリートを充填した構造であり、地震応答解析においては鉄筋コンクリート構造（以下「RC 構造」という。）と同様に、コンクリートと鋼板の複合構造物として直線近似した剛性を用いている。

RPV ペデスタルの復元力特性の設定は、曲げ及びせん断それぞれに対し、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 折点を設定することにより行う。

ここでは、原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991 追補版<sup>(3)</sup>に規定され、原子力発電所に多く適用されている RC 構造のスケルトンカーブ評価方法を参照しながら、RPV ペデスタルのスケルトンカーブの評価方針を示す。

#### a. 曲げの第 1 折点

曲げの第 1 折点は、コンクリートに曲げひび割れが入ることにより剛性が変化する点であり、RC 構造も RPV ペデスタルもこの基本原則は共通である。

RC 構造の第 1 折点は、引張側コンクリートの応力がコンクリート引張強度に至るときのモーメント及び曲率を求めることにより評価している。

RC 構造の第 1 折点の評価は、コンクリートと鉄筋の断面性能を用いて算出しているのみであるため、RPV ペデスタルについても同様にコンクリートと鋼板の断面性能に応じて計算することが可能である。

#### b. 曲げの第 2 折点

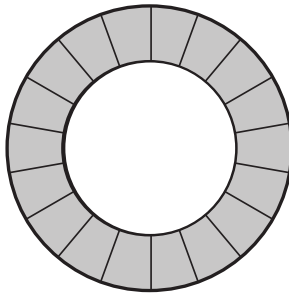
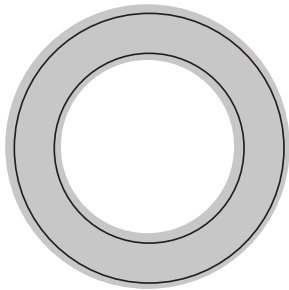
曲げの第 2 折点は、鋼材の降伏により剛性が変化する点であり、RC 構造も RPV ペデスタルもこの基本原則は共通である。

RC 構造の第 2 折点は、引張側の鉄筋が降伏に至るときのモーメント及び曲率を求めることにより評価している。

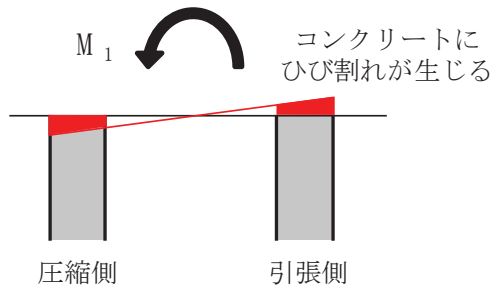
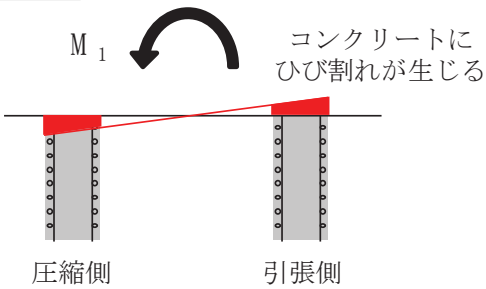
RC 構造の第 2 折点の評価する際は、コンクリートと鉄筋の断面性能を等価断面に置き換えて評価をしているのみであるため、RPV ペデスタルについても同様にコンクリートと鋼板の断面形状に応じて計算することが可能である。

RC構造

RPVペデスタル



第1折点



第2折点

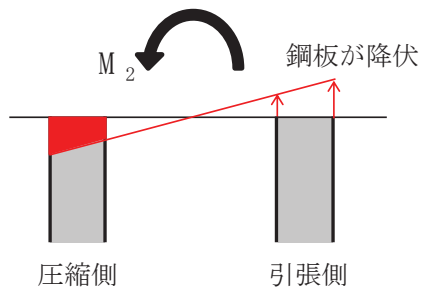
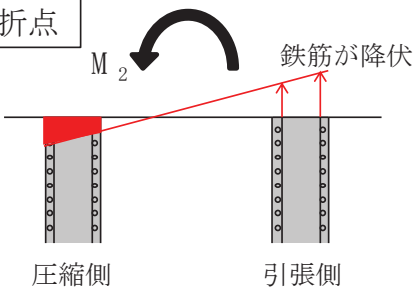


図 4.3-1 RC 構造と RPV ペデスタルの曲げに対する抵抗機構

c. せん断の第1折点

せん断の第1折点は、コンクリートにせん断ひび割れが入ることにより、剛性が変化する点であり、RC構造もRPVペデスタルもこの基本原則は共通である。

RC構造では、鉄筋がせん断抵抗にほとんど寄与しないため、第1折点はコンクリートのせん断ひび割れ強度にコンクリートの断面積を乗じて評価している。

一方、RPVペデスタルは、鋼板がせん断抵抗に寄与することを踏まえ、コンクリートのせん断ひび割れ強度にコンクリートの断面積及び鋼板部の等価断面積（鋼板とコンクリートの剛性比を用いて算出）を乗じることで算出可能である。

d. せん断の第2折点

RC構造及びRPVペデスタルのコンクリートひび割れ後のせん断力に対する鋼材の抵抗機構は、RC構造が縦横に配置された鉄筋の引張降伏機構であるのに対し、RPVペデスタルは鋼板のせん断引張の組合せ応力による降伏機構であり、異なることから、RPVペデスタルのせん断第2折点を評価する際は、RC構造とは別の知見が必要となる。

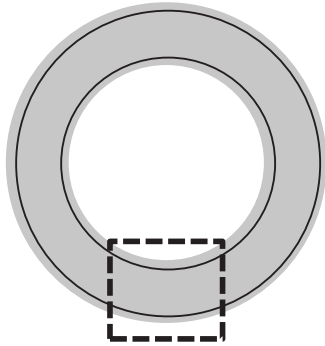
コンクリートひび割れ後の鋼材及びコンクリートの抵抗機構については、RC構造物の場合、圧縮ストラット角度を $45^\circ$ として理論構築されている。

RPVペデスタルについては、構造に応じた圧縮ストラット角度を考慮する必要があり、この角度を仮定することで、鋼板及びコンクリートで構成された複合構造物に関する既往知見<sup>(1)</sup>に示されたコンクリートひび割れ後の荷重変形関係の理論式で評価可能である。

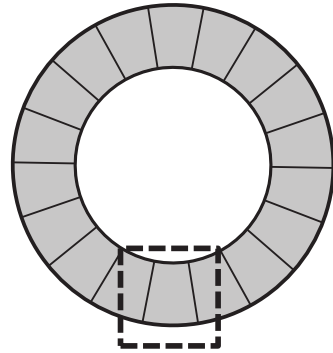
さらに、RPVペデスタルの構造を模擬した試験体を用いた試験によりその仮定の妥当性を検証することで、RPVペデスタルのせん断第2折点を算出可能である。



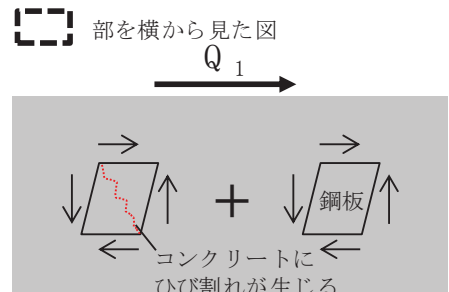
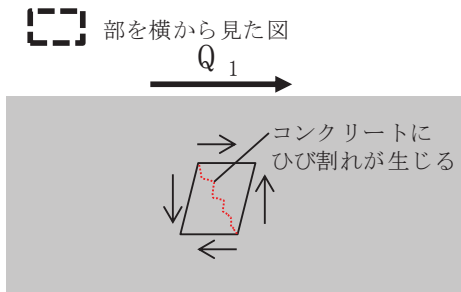
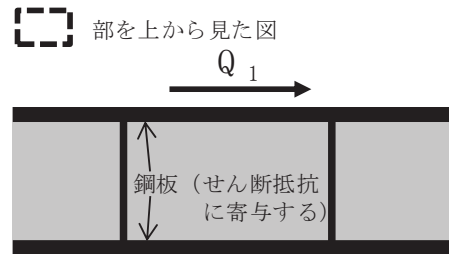
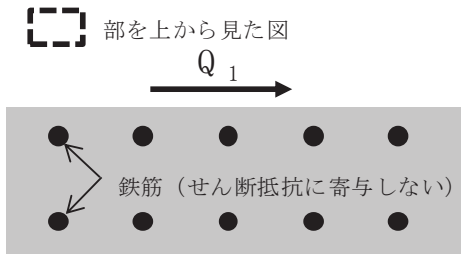
RC構造



RPVペデスタル



第1折点



第2折点

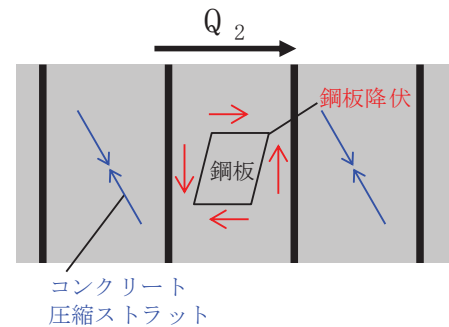
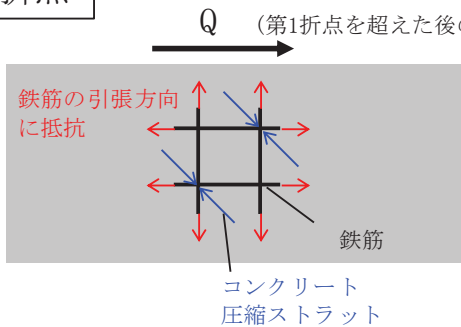


図 4. 3-2 RC 構造と RPV ペデスタルのせん断に対する抵抗機構

a 項～c 項より，曲げの第 1，第 2 折点及びせん断の第 1 折点については，RPV ペデスタルは RC 構造と同様の考え方でスケルトンカーブを評価することが可能である。

一方，d 項に示したせん断の第 2 折点については，RC 構造とはコンクリートひび割れ後の鋼材及びコンクリートの抵抗機構が異なることから，鋼板及びコンクリートで構成された複合構造物に関する既往知見<sup>(1)</sup>に基づきスケルトンカーブを評価する。

なお，これらの考え方を踏まえた鋼板及びコンクリートで構成された複合構造物に関するスケルトンカーブの評価方法が，鋼板コンクリート構造耐震設計技術規程（JEAC4618-2009，以下「SC 規程」<sup>(4)</sup>という。）にまとめられていることから，RPV ペデスタルの復元力特性を考慮した評価は，便宜上 SC 規程を参考に行うこととする。

表 4.3-2 RC 構造と RPV ペDESTAL のスケルトンカーブ評価式一覧 (凡例は次頁)

		RC 構造 (JEAG4601-1991, SI 換算)	RPV ペDESTAL (SC 規程に同様の記載あり)
曲げ	第 1 折点	$M_1 = Z_e(f_t + \sigma_v)$ $\Phi_1 = M_1 / (E_C \cdot I_e)$	RC 構造と同様の考え方で評価が可能 $M_1 = Z_e(f_t + \sigma_v)$ $\Phi_1 = M_1 / (E_C \cdot I_e)$
	第 2 折点	$M_2 = M_y$ $\Phi_2 = \Phi_y$	RC 構造と同様の考え方で評価が可能 $M_2 = M_y$ $\Phi_2 = \Phi_y$
せん断	第 1 折点	$\tau_1 = \sqrt{0.31\sqrt{F_c}(0.31\sqrt{F_c} + \sigma_v)}$ $\gamma_1 = \tau_1 / G$	鋼板のせん断剛性の寄与分を考慮して同様の考え方で評価が可能 $\tau_{cr} = \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}$ ただし, $\sigma_B$ は $F_c$ を用いて良い $\gamma_1 = \tau_{cr} / G_C$ $Q_1 = \left( A_C + \left( \frac{G_S}{G_C} \right) \cdot A_S \right) \cdot \tau_{cr}$ 鋼板の面積を考慮
	第 2 折点	$\tau_2 = 1.35\tau_1$ $\gamma_2 = 3\gamma_1$	鋼板及びコンクリートで構成された複合構造物に関する既往知見 <sup>(1)</sup> に基づき, コンクリートの圧縮ストラット角度 $\theta$ に応じたせん断ひび割れ後のコンクリート剛性 $K_\beta$ を求めることで評価が可能 $Q_2 = \frac{(K_\alpha + K_\beta)}{\sqrt{(3K_\alpha^2 + K_\beta^2)}} \cdot A_S \cdot \sigma_y$ $\gamma_2 = \frac{Q_2}{(K_\alpha + K_\beta)}$ $K_\alpha = A_S \cdot G_S$ $K_\beta = \frac{(\cos \theta)^2 \cdot H}{2 \left[ \frac{1 - \nu_c^2}{E'_c \cdot t_c \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot E_s} (C1 + C2) \right]}$ ここで, C1 及び C2 は寸法と圧縮ストラット角度 $\theta$ から定まる係数である (詳細は 5.3.3 項参照)。

<RC 構造>

- $E_c$  : コンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_v$  : 縦軸応力度 (N/mm<sup>2</sup>) (圧縮を正とする)
- $I_e$  : 鉄筋を考慮した断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)
- $Z_e$  : 鉄筋を考慮した断面係数 (mm<sup>3</sup>)
- $f_t$  : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm<sup>2</sup>) =  $0.38\sqrt{F_c}$
- $M_y$  : 引張鉄筋降伏時モーメント (N・mm)
- $\phi_y$  : 引張鉄筋降伏時曲率 (1/mm)
- $F_c$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $G$  : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)

<RPV ペデスタル>

- $\sigma_v$  : 鋼板を考慮した鉛直方向軸応力度 (圧縮を正, N/mm<sup>2</sup>)
- $I_e$  : 鋼板を考慮した断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)
- $Z_e$  : 鋼板を考慮した断面係数 (mm<sup>3</sup>)
- $f_t$  : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $E_c$  : コンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $M_y$  : 鋼板降伏時モーメント (N・mm)
- $\phi_y$  : 鋼板降伏時曲率 (1/mm)
- $A_s$  : 鋼板のせん断断面積 (mm<sup>2</sup>)
- $A_c$  : コンクリートのせん断断面積 (mm<sup>2</sup>)
- $G_s$  : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $G_c$  : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $E_s$  : 鋼板のヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $E_c'$  : コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数で, コンクリートのヤング係数に 0.7 を乗じた値を用いてよい (N/mm<sup>2</sup>)
- $K_\alpha$  : 鋼板のせん断剛性
- $K_\beta$  : 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
- $\sigma_y$  : 鋼板の降伏点強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度で設計基準強度  $F_c$  を用いてよい (N/mm<sup>2</sup>)
- $F_c$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\nu_c$  : 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)

#### 4.4 妥当性確認が必要な評価上の仮定

RPV ペデスタルの復元力特性を考慮した評価で参考とする，SC 規程における曲げの第1，第2折点及びせん断の第1折点の評価方法は，既工認で認可実績のあるRC構造と同様の考え方に基づいている。

したがって，基本的な評価方法に関する論点は無いと言えるものの，RPV ペデスタルは一般的な壁と比較すると複雑な構造であることから，その構造の特徴を踏まえて設定した，水平鋼板及び水平リブによるコンクリートの不連続部に対する評価上の仮定について妥当性を確認することとする。

また，せん断の第2折点の評価方法については，SC規程の参考文献となっている鋼板及びコンクリートで構成された複合構造物に関する既往知見<sup>(1)</sup>に示された理論式を活用する際に設定する，構造に応じたコンクリートの圧縮ストラット角度に対する評価上の仮定について妥当性を確認することとする。

#### 4.5 妥当性の確認方針

RPV ペデスタルの構造を踏まえて設定したスケルトンカーブ評価上の仮定について，実機を模擬した試験体でその妥当性を確認する。

## 5 復元力特性の設定方法

### 5.1 SC 規程を参考にした設定方針

#### 5.1.1 RPV ペDESTALの復元力特性の設定方針

RPV ペDESTALは、鋼板円筒殻の内部にコンクリートを充填した構造であり、隔壁方式の鋼板コンクリート構造（以下「SC 構造」という。）に近い構造物である。

今回工認で採用する RPV ペDESTALの非線形特性を考慮した復元力特性は、SC 構造の耐震設計に関する民間規格である SC 規程に定められた復元力特性の評価方法を参考にして設定する。

なお、SC 規程はスタッド方式を前提としており、規程で取り扱われていない方式に対しては調査・検討を行うことで準用できるとされている。

RPV ペDESTALは二重円筒鋼板と縦リブ（隔壁）からなる構造物であり、隔壁方式の SC 構造に近い構造であることから、SC 規程の評価式に対して RPV ペDESTALの構造の特徴に応じた追加検討を行った上で復元力特性の設定を行うものとする。

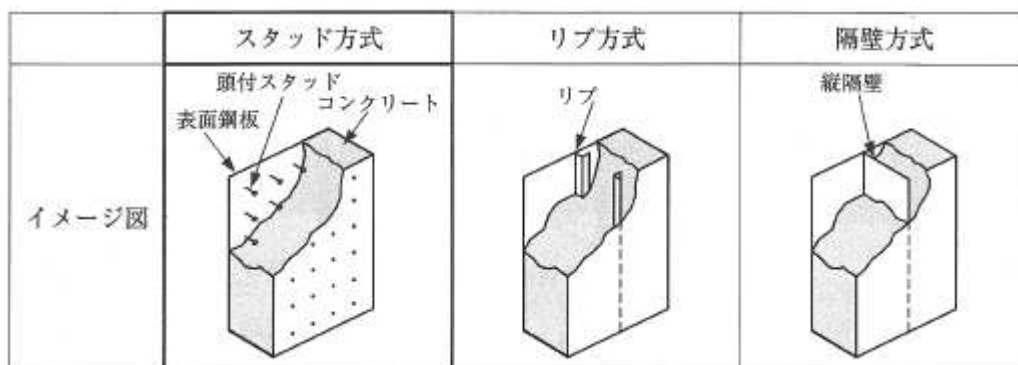


図 5.1-1 SC 構造の各種構造形式（例）（(4)より引用）

### 5.1.2 RPV ペDESTALの復元力特性の検討手順

SC 規程を参考にして RPV ペDESTALの復元力特性を設定するために、RPV ペDESTALの構造の特徴を抽出し、それぞれの構造の特徴に対して、追加検討の要否を確認する。

RPV ペDESTALの構造の特徴のうち追加検討が必要なものに対しては、復元力特性の評価式への反映方法について検討し、実機を模擬した試験体の加力試験結果を用いて検討事項の妥当性を確認する。

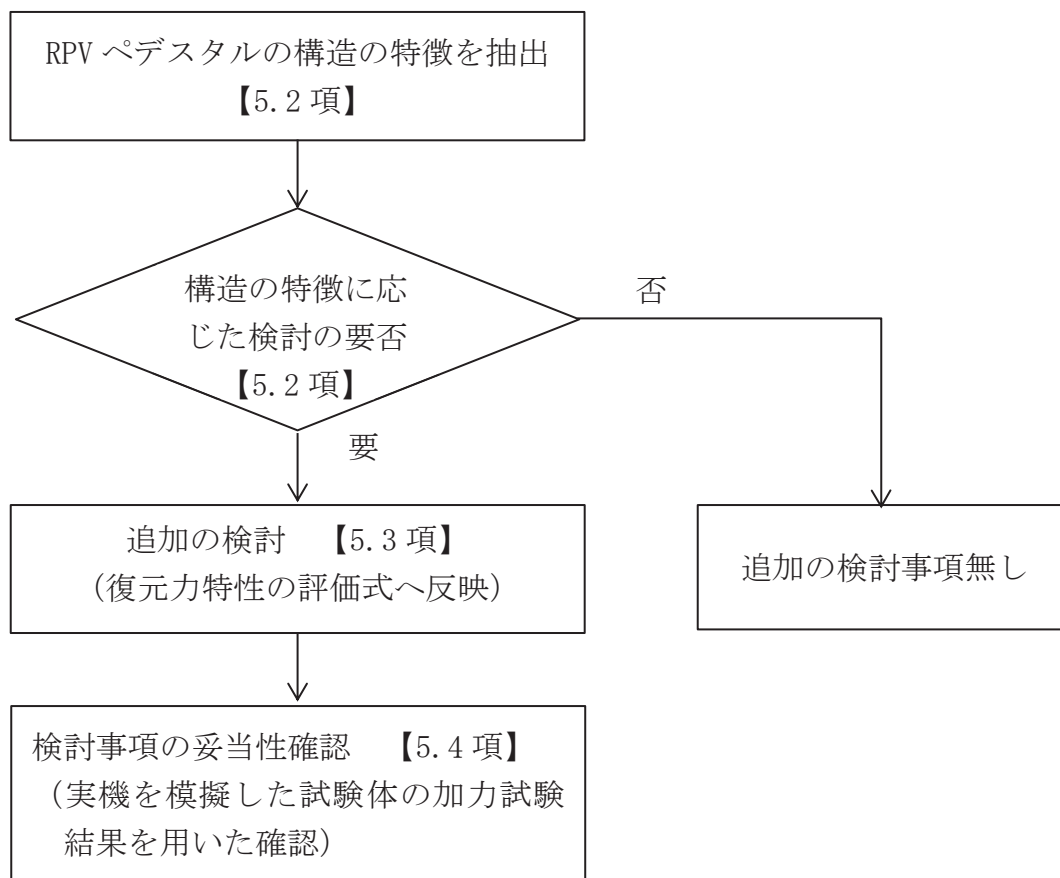


図 5.1-2 RPV ペDESTALの復元力特性評価方法の検討手順

## 5.2 RPV ペDESTALの構造の特徴の抽出及び構造に応じた追加検討事項

RPV ペDESTALの構造の特徴を抽出し、各々に対する構造に応じた追加検討の要否について整理した結果を表 5.2-1 に示す。

RPV ペDESTALの構造の特徴のうち、以下の4点が構造に応じた追加検討が必要な項目であることから、5.3項では、これらの特殊構造を復元力特性の評価方法へ反映する方法を検討する。

- ・隔壁方式のSC構造に近い構造であり、SC規程の前提としているスタッド方式と異なる。
- ・円筒型のSC構造に近い構造であり、SC規程の根拠としている試験結果に含まれていない。
- ・CRD開口上下の水平鋼板によって、コンクリートが分断されている。
- ・水平リブによって、コンクリートが部分的に分断されている。

表 5.2-1 RPV ペDESTALの構造の特徴及び追加検討の要否

RPV ペDESTALの構造の特徴		構造の特徴に応じた追加検討の要否		
		○：要 ×：否	理由	
構造方式	隔壁方式	○	SC規程（スタッド方式）とは一体化方式が異なる。	
形状	円筒型	○	SC規程は円筒型への適用を排除するものではないが、規程の根拠となっているデータが矩形断面であることから、念のため追加検討を行う。	
RPV ペDESTAL	O.P. 7, 040 ～ O.P. 4, 950	水平鋼板	○	水平鋼板によって、コンクリートが上下に分断される。
		中間鋼板	○	中間鋼板によって、隔壁が分割される。
	CRD開口	×	SC規程の開口の取扱いに関する規定に準じることで追加の検討は不要である。	
	O.P. 4, 950 ～ O.P. 1, 150	水平リブ	○	水平リブによって、部分的にコンクリートが上下に分断される。
		CRD搬出入口	×	SC規程の開口の取扱いに関する規定に準じることで追加の検討は不要である。



### 5.3 スケルトンカーブの設定方法

#### 5.3.1 地震応答解析における RPV ペデスタルのモデル化

RPV ペデスタルは、隔壁方式の SC 構造に近い構造である。

RPV ペデスタルは、外筒鋼板に取り付けられたスタッドにより周辺コンクリートと強固に固定されていることから、地震応答解析モデルにおいては、図 5.3.1-1 に示すように、周辺コンクリート部分を下端として質点を繋ぎ、曲げ変形及びせん断変形を考慮した 4 要素でモデル化している。RPV ペデスタル下部から要素①、要素②、要素③、要素④とし、これらの要素ごとに曲げ及びせん断のスケルトンカーブを設定する（RPV ペデスタルの各要素の主要寸法は表 5.3.1-1 参照）。

RPV ペデスタルは各断面で中間鋼板の有無や開口の有無といった構造の差異があるが、既工認では構造の差異について各要素で個別に考慮して剛性を算定している。

今回工認のスケルトンカーブの設定においても、既工認同様に各断面の構造の差異を考慮し、複雑な断面形状を有する実機 RPV ペデスタルに対して、構造に応じた検討を行った上で SC 規程を参考にしてスケルトンカーブを求める（既工認と今回工認の剛性設定の比較表は表 5.3.1-2 参照）。

SC 規程を参考にした RPV ペデスタル実機の構造特性を踏まえた評価式を表 5.3.1-3 に示す。また、曲げ及びせん断に対するスケルトンカーブ設定方法について 5.3.2 項及び 5.3.3 項に示す。

なお、スケルトンカーブ設定に用いるコンクリート強度は、既工認と同様に設計基準強度を用いることとするが、原子炉建屋の初期剛性低下による議論を踏まえ、RPV ペデスタルの復元力特性に対する影響を検討する。地震応答解析モデルに用いる減衰は既工認と同様に 5%とする（添付資料-1）。

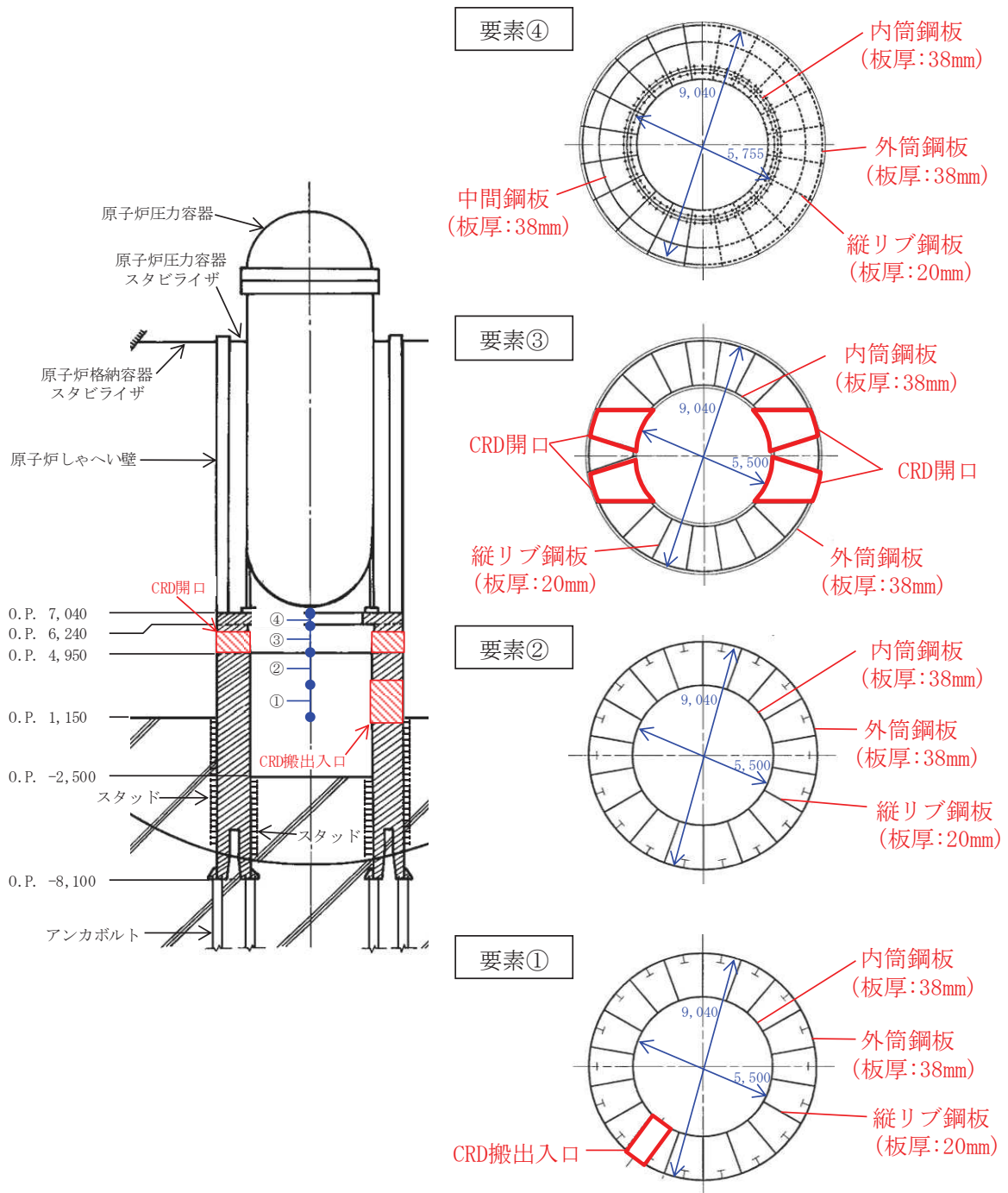


図 5.3.1-1 RPV ペDESTAL と地震応答解析モデルの対応

表 5.3.1-1 RPV ペDESTAL各断面における主要寸法まとめ

部位		個数	寸法
R P V ペ DESTAL	要素④ (O.P. 7, 040 ～ O.P. 6, 240)	内筒鋼板	1 内径：5,755 mm 板厚：38 mm
		中間鋼板	1 内径：7,720 mm 板厚：38 mm
		外筒鋼板	1 外径：9,040 mm 板厚：38 mm
		縦リブ鋼板	20 板厚：20 mm
	要素③ (O.P. 6, 240 ～ O.P. 4, 950)	内筒鋼板	1 内径：5,500 mm 板厚：38 mm
		外筒鋼板	1 外径：9,040 mm 板厚：38 mm
		縦リブ鋼板	20 板厚：20 mm
		CRD 開口	4 -
	要素② (O.P. 4, 950 ～ O.P. 3, 050)	内筒鋼板	1 内径：5,500 mm 板厚：38 mm
		外筒鋼板	1 外径：9,040 mm 板厚：38 mm
		縦リブ鋼板	18 板厚：20 mm
	要素① (O.P. 3, 050 ～ O.P. 1, 150)	内筒鋼板	1 内径：5,500 mm 板厚：38 mm
		外筒鋼板	1 外径：9,040 mm 板厚：38 mm
		縦リブ鋼板	18 板厚：20 mm
		CRD 搬出入口	1 -

表 5.3.1-2 既工認及び今回工認における RPV ペデスタルの剛性設定方法の比較

項目		既工認	今回工認
曲げ変形	初期剛性	鋼板及びコンクリートの曲げ剛性を合成 $I_s \cdot E_s + I_c \cdot E_c$	同左
	コンクリートひび割れ後の剛性	設定無し (線形仮定)	$I_s \cdot E_s +$ (曲げひび割れ後のコンクリート剛性)*
せん断変形	初期剛性	鋼板及びコンクリートのせん断剛性を合成 $A_s \cdot G_s + A_c \cdot G_c$	同左
	コンクリートひび割れ後の剛性	設定無し (線形仮定)	$A_s \cdot G_s +$ (せん断ひび割れ後のコンクリート剛性)*

\*: SC 規程に RPV ペデスタルの構造の特徴を反映した評価式に基づき算定し, 既往の加力試験結果との整合性を確認することにより妥当性を確認した方法を用いて設定する。

- $E_c$  : コンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $E_s$  : 鋼板のヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $I_c$  : コンクリートの断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)
- $I_s$  : 鋼板の断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)
- $G_c$  : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $G_s$  : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $A_c$  : コンクリートのせん断断面積 (mm<sup>2</sup>)
- $A_s$  : 鋼板のせん断断面積 (mm<sup>2</sup>)

表 5.3.1-3 RPV ペデスタル実機の構造特性を踏まえた評価式

変形特性		RC 構造 (JEAG4601-1991, SI 換算)	SC 規程 (JEAC4618-2009)	構造を踏まえた RPV ペデスタルの評価式		設定理由	試験で妥当性確認する範囲
				要素番号①, ②	要素番号③, ④		
曲げ	第1折点	$M_1 = Z_e(f_t + \sigma_v)$ $\Phi_1 = M_1 / (E_C \cdot I_e)$	$M_1 = Z_e(f_t + \sigma_v)$ $\Phi_1 = M_1 / (E_C \cdot I_e)$	$M_1 = Z_e(\alpha \cdot f_t + \sigma_v)$ ただし, $\alpha = 0.6$ とする	$M_1 = Z_e(\alpha \cdot f_t + \sigma_v)$ ただし, $\alpha = 0$ とする。	*1, *2	評価式は RC 構造と同様の考え方で適用可能。構造を踏まえたコンクリート引張強度 $f_t$ に係る考慮 (開口率 $\alpha$ ) について, 試験で妥当性確認を行う。
	第2折点	$M_2 = M_y$ $\Phi_2 = \Phi_y$	$M_2 = M_y$ $\Phi_2 = \Phi_y$	同左 (構造特性の反映点無し)	同左 (構造特性の反映点無し)		
せん断	第1折点	$\tau_1 = \sqrt{0.31\sqrt{F_C}(0.31\sqrt{F_C} + \sigma_v)}$ $\gamma_1 = \tau_1 / G$	$Q_1 = (A_C + \frac{G_S}{G_C} \cdot A_S) \cdot \tau_{cr}$ $\gamma_1 = \tau_{cr} / G_C$ ただし, $\tau_{cr} = \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}$	同左 (構造特性の反映点無し)	同左 (構造特性の反映点無し)		RC 構造とはせん断力に対する抵抗機構が異なる。構造に応じたコンクリートの圧縮ストラット角度 $\theta$ に関する評価上の仮定について, 試験で妥当性確認を行う。
	第2折点	$\tau_2 = 1.35\tau_1$ $\gamma_2 = 3\gamma_1$	$Q_2 = \frac{(K_\alpha + K_\beta)}{\sqrt{(3K_\alpha^2 + K_\beta^2)}} \cdot A_S \cdot \sigma_y$ $\gamma_2 = \frac{Q_2}{(K_\alpha + K_\beta)}$ ただし, $K_\alpha = A_S \cdot G_S$ $K_\beta = \frac{1}{\frac{4}{(A_C \cdot E'_C)} + \frac{2(1 - \nu_S)}{(A_S \cdot E_S)}}$	同左 (構造特性の反映点無し)	同左 (構造特性の反映点無し)		
				$K_\beta$ : SC 規程の附属書 2.1 解説を参考に設定 $K_\beta = \frac{(\cos \theta)^2 \cdot H}{2 \left[ \frac{1 - \nu_c^2}{E'_C \cdot t_c \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot E_S} (C1 + C2) \right]}$	$K_\beta$ : SC 規程の附属書 2.1 解説を参考に設定 $K_\beta = \frac{(\cos \theta)^2 \cdot H}{2 \left[ \frac{1 - \nu_c^2}{E'_C \cdot t_c \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot E_S} (C1 + C2) \right]}$		

注：記号の凡例は次ページに示す。

\*1：RPV ペデスタル (要素①, ②) は, コンクリートが部分的に水平リブによって分断されているが, 約 60% が連続していることから, 開口率  $\alpha = 0.6$  とする。

\*2：RPV ペデスタル (要素③, ④) は, コンクリート部が水平鋼板によってほぼ分断されているため, コンクリート部の引張強度には期待せず, 開口率  $\alpha = 0$  とする。

\*3：SC 規程における  $K_\beta$  (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) はコンクリートの圧縮ストラット角度を  $\theta = 45^\circ$  と仮定して簡略化された評価式を記載している。RPV ペデスタルの構造特性を踏まえ, SC 規程の附属書 2.1 解説に示される釣り合い式を用い, 実際の  $\theta$  に合わせた値を設定した。

<RC 構造 (JEAG4601-1991, SI 換算) >

- $E_c$  : コンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_v$  : 縦軸応力度 (N/mm<sup>2</sup>) (圧縮を正とする)
- $I_e$  : 鉄筋を考慮した断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)
- $Z_e$  : 鉄筋を考慮した断面係数 (mm<sup>3</sup>)
- $f_t$  : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm<sup>2</sup>) =  $0.38\sqrt{F_c}$
- $M_y$  : 引張鉄筋降伏時モーメント (N・m)
- $\phi_y$  : 引張鉄筋降伏時曲率 (1/mm)
- $F_c$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $G$  : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)

<RPV ペデスタル (JEAC4618-2009) >

- $\sigma_v$  : 鋼板を考慮した鉛直方向軸応力度 (圧縮を正, N/mm<sup>2</sup>)
- $I_e$  : 鋼板を考慮した断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)
- $Z_e$  : 鋼板を考慮した断面係数 (mm<sup>3</sup>)
- $f_t$  : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $E_c$  : コンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $M_y$  : 鋼板降伏時モーメント (N・mm)
- $\phi_y$  : 鋼板降伏時曲率 (1/mm)
- $A_s$  : 鋼板のせん断断面積 (mm<sup>2</sup>)
- $A_c$  : コンクリートのせん断断面積 (mm<sup>2</sup>)
- $G_s$  : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $G_c$  : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $E_s$  : 鋼板のヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $E_c'$  : コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数で, コンクリートのヤング係数に 0.7 を乗じた値を用いてよい (N/mm<sup>2</sup>)
- $K_\alpha$  : 鋼板のせん断剛性
- $K_\beta$  : 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
- $\sigma_y$  : 鋼板の降伏点強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度で設計基準強度  $F_c$  を用いてよい (N/mm<sup>2</sup>)
- $F_c$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\nu_c$  : コンクリートのポアソン比

<構造を踏まえた RPV ペデスタルの評価式>

- $H$  : コンクリートの高さ (mm)
- $t_c$  : コンクリート板厚 (mm)
- $\alpha$  : 開口率 (RPV ペデスタルの全断面積に対する開口部の面積の比率)
- $C1, C2$  : 寸法と圧縮ストラット角度  $\theta$  から定まる係数 (詳細は 5.3.3 項参照)

### 5.3.2 曲げに対する非線形特性を考慮したスケルトンカーブ設定方法

#### a. SC 規程の曲げ変形に対するスケルトンカーブ

SC 規程に示された曲げ変形に対するスケルトンカーブは、曲げモーメント  $M$  と曲率  $\phi$  との  $M-\phi$  関係を以下に示す状態を考慮して算定する（図 5.3.2-1 参照）。

- ① コンクリートの曲げひび割れによる剛性の変化（第 1 折点）
- ② 鋼板の降伏による剛性の変化（第 2 折点）

SC 規程記載内容の抜粋を以下に示す。

第 1 折点 コンクリートの曲げひび割れにより剛性が変化する点

$$\left[ \begin{array}{l} M_1 = Z_e \cdot (f_t + \sigma_v) \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad \dots\dots\dots (\text{附} 2.1-7) \\ \phi_1 = \frac{M_1}{E_c \cdot I_e} \quad (1/\text{mm}) \quad \dots\dots\dots (\text{附} 2.1-8) \end{array} \right.$$

第 2 折点 鋼板の降伏により剛性が変化する点

$$\left[ \begin{array}{l} M_2 = M_y \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad \dots\dots\dots (\text{附} 2.1-9) \\ \phi_2 = \phi_y \quad (1/\text{mm}) \quad \dots\dots\dots (\text{附} 2.1-10) \end{array} \right.$$

終局点 曲げ終局強度及び曲げ終局曲率を示す点

$$\left[ \begin{array}{l} M_3 = M_u \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad \dots\dots\dots (\text{附} 2.1-11) \\ \phi_3 = \frac{0.004}{X_{nu}} \quad (1/\text{mm}) \quad \dots\dots\dots (\text{附} 2.1-12) \end{array} \right.$$

ただし、 $\phi_3 > 20\phi_2$  ならば  $\phi_3 = 20\phi_2$  とする。

ここで、

- $\sigma_v$  : 鋼板を考慮した鉛直方向軸応力度（圧縮を正,  $\text{N}/\text{mm}^2$ ）
- $\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度で設計基準強度  $F_c$  を用いてよい ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
- $\nu_1$  : コンクリート圧縮強度の有効係数で、 $0.7 - \frac{\sigma_B}{200}$  を用いてよい
- $I_e$  : 鋼板を考慮した断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )
- $Z_e$  : 鋼板を考慮した断面係数 ( $\text{mm}^3$ )
- $f_t$  : コンクリートの曲げ引張強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
- $\sigma_v$  : 鋼板を考慮した鉛直方向軸応力度（圧縮を正,  $\text{N}/\text{mm}^2$ ）
- $E_c$  : コンクリートのヤング係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
- $M_y$  : 鋼板降伏時モーメント ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ )
- $\phi_y$  : 鋼板降伏時曲率 ( $1/\text{mm}$ )
- $M_u$  : 全塑性モーメント ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ )
- $X_{nu}$  : 全塑性モーメント時の圧縮縁から中立軸までの距離 ( $\text{mm}$ )

今回の  
設定範囲

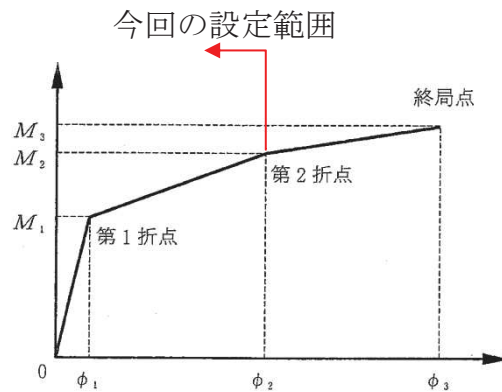


図 5.3.2-1 曲げ変形に対するスケルトンカーブ ((4)に加筆)

b. RPV ペDESTAL (要素①, ②) の曲げ変形に対するスケルトンカーブ

a 項に示す SC 規程の記載内容を参考に RPV ペDESTAL 固有の構造特性を反映した点及び反映後の評価式を以下に示す。

図 5.3.2-2 に示すとおり, RPV ペDESTAL の曲げモーメントが大きくなると, 引張側のコンクリートは引張側の死荷重による圧縮応力度が 0 となった後も引張に抵抗し, コンクリートの引張応力が引張強度に到達してひび割れが発生する (第 1 折点)。曲げモーメントがさらに大きくなると, 圧縮側のコンクリート及び鋼板並びに引張側の鋼板が曲げに抵抗し, 引張側の鋼板が降伏する (第 2 折点)。

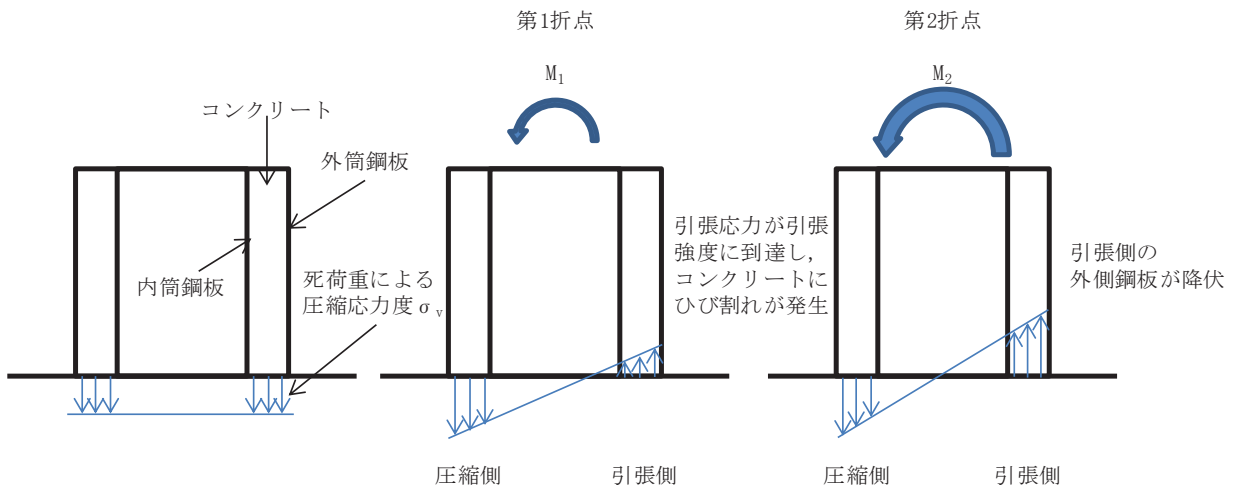


図 5.3.2-2 RPV ペDESTAL (要素①, ②) の曲げ変形の状態概念図

(i) RPV ペDESTAL 固有の構造特性を反映した点 (第 1 折点)

- RPV ペDESTAL の地震応答解析モデルにおける部材断面性能について, コン



クリートの剛性は CRD 搬出入口等の開口欠損を考慮した断面積に基づき性能評価する。

- RPV ペデスタルの全断面積に対する開口部の面積の比率を開口率  $\alpha$  と定義し、開口率に応じたコンクリートの引張強度を評価上考慮するものとする。RPV ペデスタル（要素①，②）は、水平リブによってコンクリート部が部分的に分断されている。高さによって水平リブの配置に違いはあるものの、上下に投影した場合、コンクリート断面積のうち約 60%が連続していることから、開口率  $\alpha = 0.6$  とする。図 5.3.2-3 に水平リブの配置概要を示す。

(第 2 折点)

構造特性の反映点は無い。

(i) 反映後の評価式

(第 1 折点)

- $M_1 = Z_e \cdot (\alpha \cdot f_t + \sigma_v)$
- $\phi_1$  は初期剛性と  $M_1$  の交点 ( $\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$ )
- \* : 水平リブによってコンクリートが部分的に分断されている。高さによって水平リブの配置に違いはあるものの、上下に投影した場合、約 60%はコンクリートが連続していることから、開口率  $\alpha = 0.6$  とする。

$Z_e$  : 鋼板を考慮したコンクリートの断面係数 ( $\text{mm}^3$ ) ( $= I_e / (D/2)$ )

$D/2$  : 中心から最外縁までの距離 ( $D$  は最外直径)

$\sigma_v$  : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

(RPV ペデスタル及び RPV ペデスタルが支持する機器の死荷重による鉛直方向の軸力) / ((各鋼板の断面積の和)  $\times (E_s/E_c)$  + (開口欠損を考慮したコンクリート部の断面積))

$f_t$  : コンクリートの曲げ引張強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ) ( $= 0.38\sqrt{\sigma_B}$ )

$\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

RPV ペデスタルコンクリートの設計基準強度 = 32.3 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$E_c$  : コンクリートのヤング係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$E_s$  : 鋼板のヤング係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$I_e$  : 鋼板を考慮したコンクリートの断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )

(各鋼板の断面二次モーメントの和)  $\times (E_s/E_c)$  + (開口欠損を考慮したコンクリート部の断面二次モーメント)

第1折点は、RPV ペデスタル円筒部の曲げ引張側のコンクリート部にひび割れが生じる点のM及び $\phi$ を表している。

(第2折点)

- $M_2 = M_y$

- $\phi_2 = \phi_y$

$M_y$  : 鋼板降伏時モーメント (N・mm)

$\phi_y$  : 鋼板降伏時曲率 (1/mm)

第2折点は、RPV ペデスタル円筒部の曲げ引張側の鋼板が降伏する時点のM及び $\phi$ を表している。

第2折点の曲げモーメントM及び曲率 $\phi$ は、断面の平面保持を仮定し、引張側の鋼板部が降伏状態となる場合の応力(ひずみ)分布を中立軸を変えながら収束計算し、収束する際の $M_2$ 及び $\phi_2$ を求める。

表 5.3.2-2 曲げに対する RPV ペデスタル (要素①, ②) の構造特性を踏まえた評価式

変形特性		SC 規程	構造特性を踏まえた評価式	RPV ペデスタル固有の構造特性を反映した点
曲げ変形	第1折点	$M_1 = Z_e \cdot (f_t + \sigma_v)$	$M_1 = Z_e \cdot (\alpha \cdot f_t + \sigma_v)$ ただし、開口率 $\alpha = 0.6$ とする。	コンクリートが部分的に水平リブによって分断されているが、約 60% が連続していることから、開口率 $\alpha = 0.6$ とする。
		$\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$	同左 (構造特性の反映点無し)	-
	第2折点	$M_2 = M_y$ $\phi_2 = \phi_y$	同左 (構造特性の反映点無し)	-

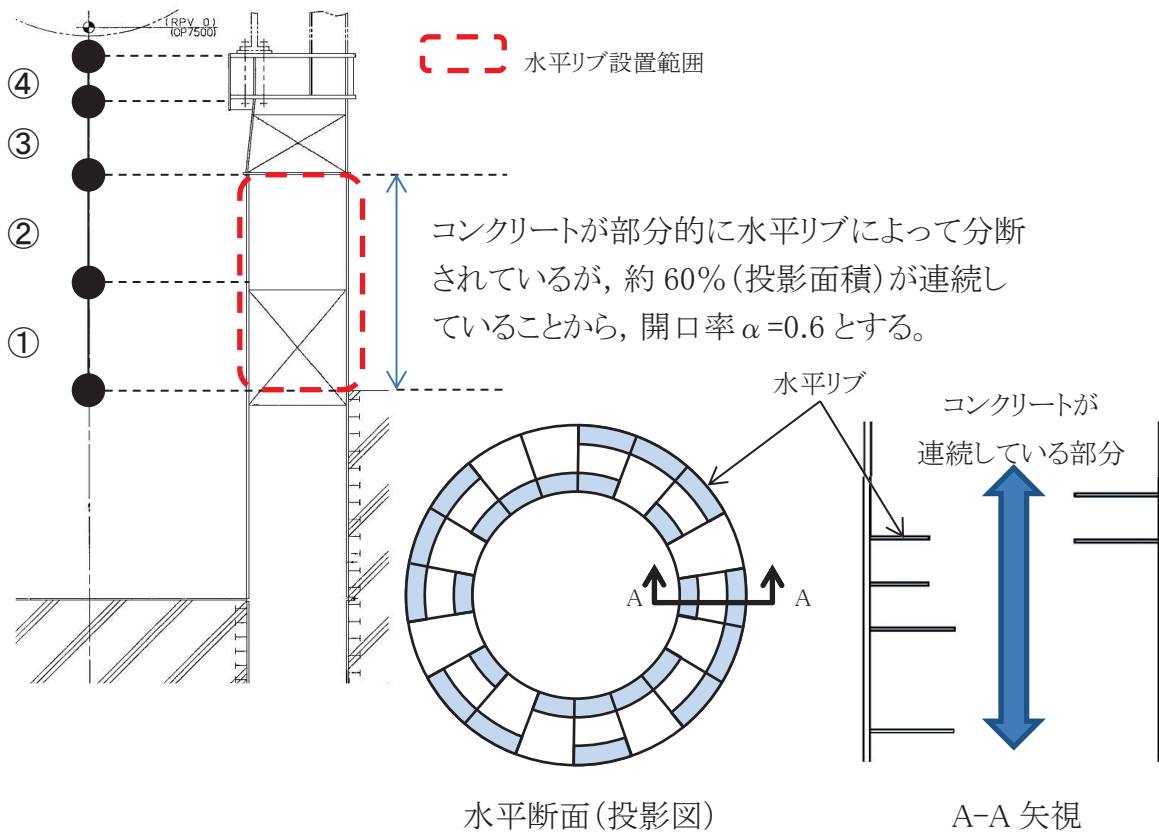


図 5.3.2-3 水平リブの配置概要図

c. RPV ペDESTAL (要素③, ④) の曲げ変形に対するスケルトンカーブ

a 項に示した SC 規程の記載内容を参考に RPV ペDESTAL 固有の構造特性を反映した点及び反映後の評価式を以下に示す。

RPV ペDESTAL (要素③, ④) は, 図 5.3.2-2 に示すように, コンクリート打設孔等で部分的にコンクリートが連続しているものの, その面積は RPV ペDESTAL の全断面積に対して僅かである。曲げの第 1 折点は, コンクリートの曲げひび割れにより剛性が変化する点であるが, コンクリートが上下に分断されている場合, コンクリートが引張に抵抗することができないため, コンクリート部の引張強度には期待しないものとし, コンクリートの死荷重による鉛直方向軸応力度  $\sigma_v$  が 0 となる点を曲げの第 1 折点とする。

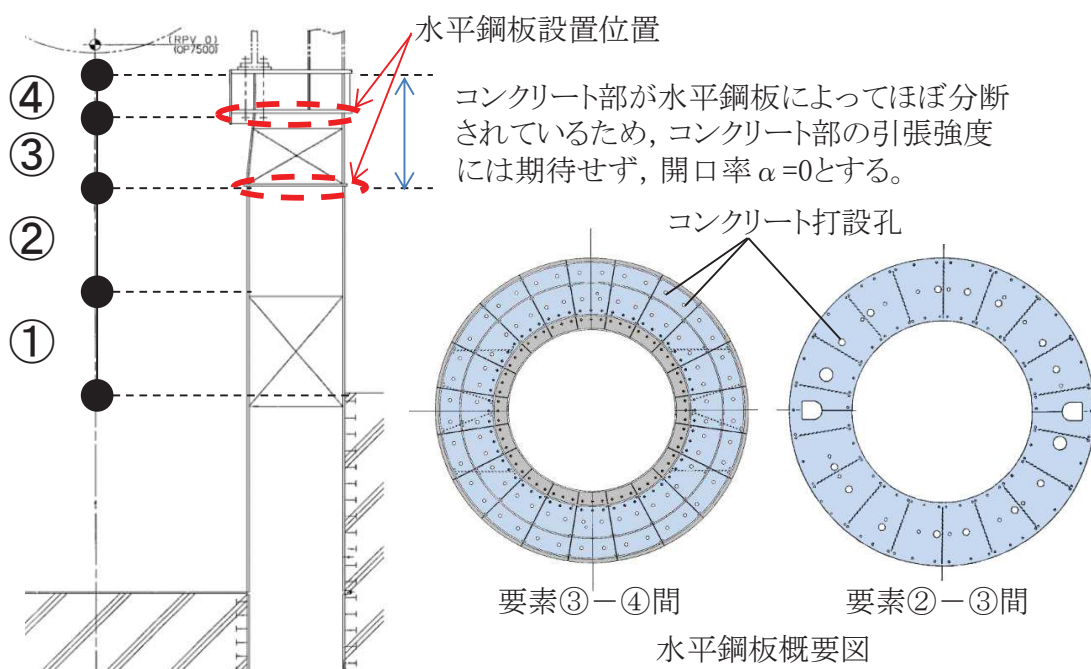


図 5.3.2-4 RPV ペDESTAL 上部構造図

図 5.3.2-5 に示すとおり, RPV ペDESTAL (要素③, ④) の曲げモーメントが大きくなると, 引張側のコンクリートの死荷重による鉛直方向軸応力度が 0 となり (第 1 折点), 曲げモーメントがさらに大きくなると, 圧縮側のコンクリート及び鋼板並びに引張側の鋼板が曲げに抵抗し, 引張側の鋼板が降伏する (第 2 折点)。

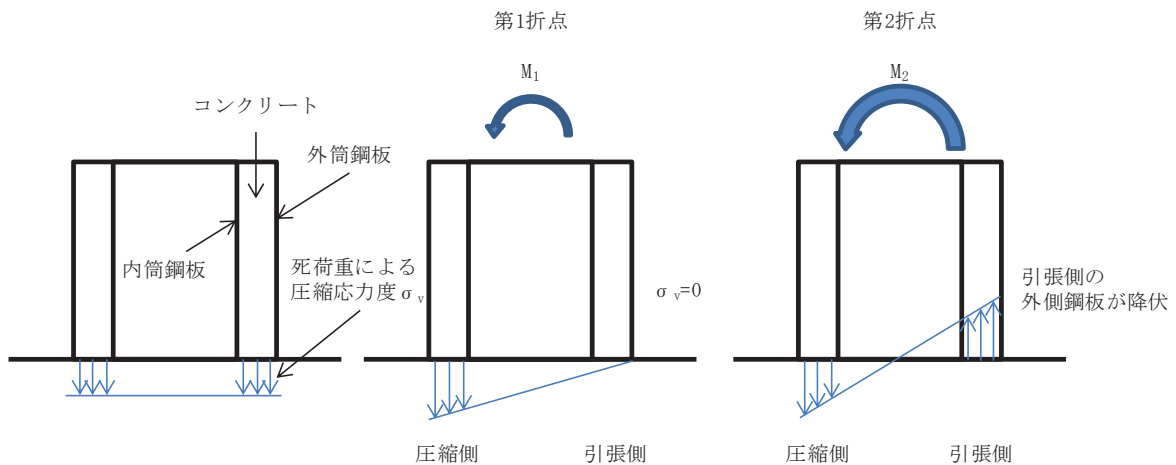


図 5.3.2-5 RPV ペDESTAL (要素③, ④) の曲げ変形の状態概念図

(i) RPV ペDESTAL固有の構造特性を反映した点  
(第1折点)

- RPV ペDESTALの地震応答解析モデルにおける部材断面性能について、コンクリートの剛性は CRD 開口等の開口欠損を考慮した断面積に基づき性能評価する。
- RPV ペDESTAL (要素③, ④) は、水平鋼板によってほぼ分断されているため、コンクリート部の引張強度には期待しないものとして開口率  $\alpha = 0$  とする。

(第2折点)

構造特性の反映点は無い。

(ii) 反映後の評価式

(第1折点)

- $M_1 = Z_e \cdot (\alpha \cdot f_t + \sigma_v)$
- $\phi_1$  は初期剛性と  $M_1$  の交点 ( $\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$ )
- \* : RPV ペDESTAL (要素③, ④) は、コンクリート部が水平鋼板によってほぼ分断されており、コンクリート部の引張による抵抗が期待できないため、開口率  $\alpha = 0$  とする。

$Z_e$  : 鋼板を考慮したコンクリートの断面係数 ( $\text{mm}^3$ ) ( $= I_e / (D/2)$ )

$D/2$  : 中心から最外縁までの距離 ( $D$  は最外直径)

$f_t$  : コンクリートの曲げ引張強度 ( $\text{N/mm}^2$ ) ( $= 0.38\sqrt{\sigma_B}$ )

$\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度 ( $\text{N/mm}^2$ )

RPV ペDESTALコンクリートの設計基準強度  $= 32.3 (\text{N/mm}^2)$

$\sigma_v$  : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 ( $\text{N/mm}^2$ )

(RPV ペDESTAL及びRPV ペDESTALが支持する機器の死荷重による鉛直)

方向の軸力) / ((各鋼板の断面積の和) × (E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>) + (開口欠損を考慮したコンクリート部の断面積))

E<sub>c</sub> : コンクリートのヤング係数(N/mm<sup>2</sup>)

E<sub>s</sub> : 鋼板のヤング係数(N/mm<sup>2</sup>)

I<sub>e</sub> : 鋼板を考慮したコンクリートの断面二次モーメント(mm<sup>4</sup>)

(各鋼板の断面二次モーメントの和) × (E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>) + (開口欠損を考慮したコンクリート部の断面二次モーメント)

第1折点は, RPV ペデスタル円筒部の曲げ引張側のコンクリートの死荷重による鉛直方向軸応力度が0となる時点のM及びφを表している。

(第2折点)

•  $M_2 = M_y$

•  $\phi_2 = \phi_y$

M<sub>y</sub> : 鋼板降伏時モーメント (N・mm)

φ<sub>y</sub> : 鋼板降伏時曲率 (1/mm)

第2折点は, RPV ペデスタル円筒部の曲げ引張側の鋼板が降伏する時点のM及びφを表している。

第2折点の曲げモーメントM及び曲率φは, 断面の平面保持を仮定し, 引張側の鋼板部が降伏状態となる場合の応力(ひずみ)分布を中立軸を変えながら収束計算し, 収束する際のM<sub>2</sub>及びφ<sub>2</sub>を求める。

表 5.3.2-1 RPV ペデスタル (要素③, ④) の構造特性を踏まえた曲げに対する評価式

変形特性		SC 規程	構造特性を踏まえた評価式	RPV ペデスタル固有の構造特性を反映した点
曲げ変形	第 1 折点	$M_1 = Z_e \cdot (f_t + \sigma_v)$	$M_1 = Z_e \cdot (\alpha \cdot f_t + \sigma_v)$ ただし, $\alpha = 0$ とする。	コンクリート部が水平鋼板によってほぼ分断されているため, コンクリート部の引張強度には期待せず, 開口率 $\alpha = 0$ とする。
		$\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$	同左 (構造特性の反映点無し)	-
	第 2 折点	$M_2 = M_y$ $\phi_2 = \phi_y$	同左 (構造特性の反映点無し)	-

5.3.3 せん断に対する非線形特性を考慮したスケルトンカーブ設定方法

a. SC 規程のせん断変形に対するスケルトンカーブ

SC 規程に示されたせん断変形に対するスケルトンカーブは、せん断力 Q とせん断変形角  $\gamma$  との Q- $\gamma$  関係を以下に示す状態を考慮して算定する (図 5.3.3-1 参照)。

- ① コンクリートのせん断ひび割れによる剛性の変化 (第 1 折点)
- ② 鋼板の降伏による剛性の変化 (第 2 折点)

以下、SC 規程記載内容の抜粋。

第 1 折点 コンクリートのせん断ひび割れにより剛性が変化する点

$$\left[ \begin{array}{l} Q_1 = (A_c + \frac{G_s}{G_c} \cdot A_s) \cdot \tau_{cr} \quad (\text{N}) \dots\dots\dots (\text{附 2.1-1}) \\ \gamma_1 = \left( \frac{\tau_{cr}}{G_c} \right) \quad (\text{rad}) \dots\dots\dots (\text{附 2.1-2}) \end{array} \right.$$

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

第 2 折点 鋼板の降伏により剛性が変化する点

$$\left[ \begin{array}{l} Q_2 = \frac{(K_\alpha + K_\beta)}{\sqrt{3K_\alpha^2 + K_\beta^2}} \cdot A_s \cdot \sigma_y \quad (\text{N}) \dots\dots\dots (\text{附 2.1-3}) \\ \gamma_2 = \frac{Q_2}{(K_\alpha + K_\beta)} \quad (\text{rad}) \dots\dots\dots (\text{附 2.1-4}) \end{array} \right.$$

ただし、 $K_\alpha = A_s \cdot G_s$

$$K_\beta = \frac{1}{\frac{4}{(A_c \cdot E_c')} + \frac{2(1-\nu_s)}{(A_s \cdot E_s)}}$$

終局点 せん断終局強度及びせん断終局ひずみ度を示す点

$$\left[ \begin{array}{l} Q_3 = A_c \cdot \sqrt{\left( \frac{A_s}{A_c} \right) \cdot \sigma_y \cdot \nu_1 \cdot \sigma_B} \quad (\text{N}) \dots\dots\dots (\text{附 2.1-5}) \\ \gamma_3 = 6.0 \times 10^{-3} \quad (\text{rad}) \dots\dots\dots (\text{附 2.1-6}) \end{array} \right.$$

ここで、

- $A_s$  : 鋼板のせん断断面積 (mm<sup>2</sup>)
- $A_c$  : コンクリートのせん断断面積 (mm<sup>2</sup>)
- $G_s$  : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $G_c$  : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $E_s$  : 鋼板のヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $E_c'$  : コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数で、コンクリートのヤング係数に 0.7 を乗じた値を用いてよい (N/mm<sup>2</sup>)
- $\nu_s$  : 鋼板のポアソン比
- $\sigma_v$  : 鋼板を考慮した鉛直方向軸応力度 (圧縮を正, N/mm<sup>2</sup>)
- $K_\alpha$  : 鋼板のせん断剛性
- $K_\beta$  : 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
- $\sigma_y$  : 鋼板の降伏点強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度で設計基準強度  $F_c$  を用いてよい (N/mm<sup>2</sup>)
- $\nu_1$  : コンクリート圧縮強度の有効係数で、 $0.7 - \frac{\sigma_B}{200}$  を用いてよい

今回の  
設定範囲



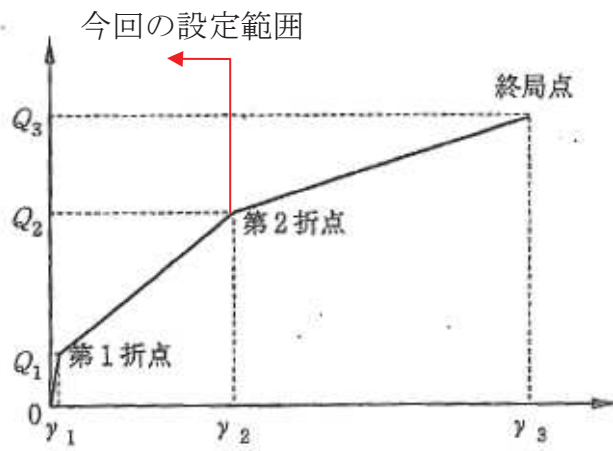


図 5.3.3-1 せん断変形に対するスケルトンカーブ ((4)に加筆)

b. RPV ペDESTAL (要素①, ②, ③, ④) のせん断変形に対するスケルトンカーブ

a 項に示す SC 規程の内容から RPV ペDESTAL 固有の構造特性を反映した点及び反映後の評価式を以下に示す。なお, RPV ペDESTAL (要素①, ②) と RPV ペDESTAL (要素③, ④) には, せん断変形に対する構造上の特性の違いはない。

図 5.3.3-2 に示すとおり, RPV ペDESTAL のせん断力が大きくなると, コンクリートのせん断応力がひび割れ強度  $\tau_{cr}$  に到達してせん断ひび割れが発生する (第 1 折点)。第 1 折点でコンクリートにひび割れが発生した後もコンクリートは圧縮方向 (圧縮ストラット角度  $\theta$  の方向, コンクリートのひび割れの方法は圧縮方向と同じ) にのみ抵抗する弾性体 (異方性弾性体) として挙動し, ひび割れたコンクリートを鋼板が拘束し, コンクリートと鋼板が一体となってせん断力に抵抗する。せん断力がさらに大きくなると, 鋼板の応力が降伏点強度  $\sigma_y$  に到達する (第 2 折点)。

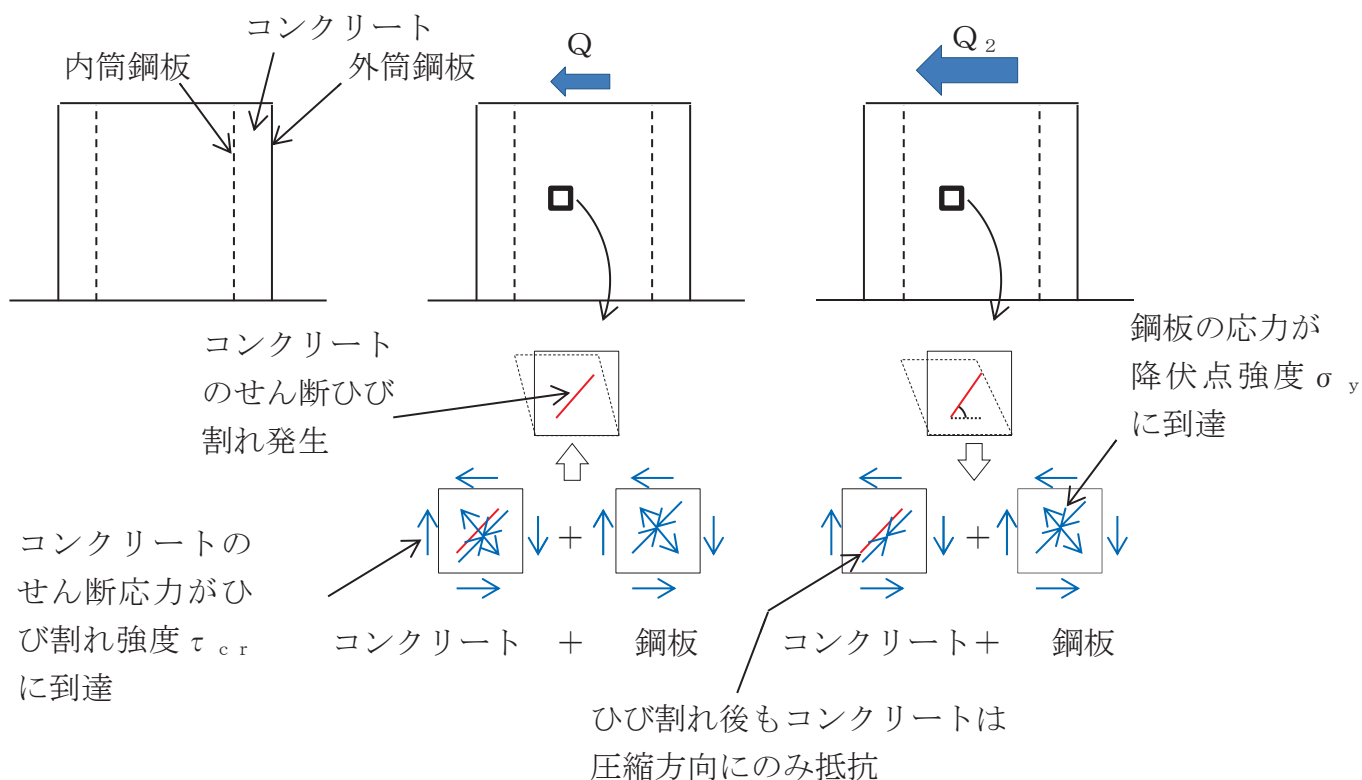


図 5.3.3-2 RPV ペDESTAL のせん断変形の状態概念図

(i) RPV ペデスタル固有の構造特性を反映した点

(第1折点)

- 構造特性の反映点は無い。

(第2折点)

- コンクリートの圧縮ストラット角度  $\theta$  に RPV ペデスタルの構造に合わせた角度を入力することでせん断剛性を算出する。

(ii) 反映後の評価式

(第1折点)

- $Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr}$
- $\gamma_1 = \tau_{cr}/G_c$

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

$A_c$  : コンクリートのせん断断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$A_s$  : 鋼板のせん断断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$G_c$  : コンクリートのせん断弾性係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$G_s$  : 鋼板のせん断弾性係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$E_c$  : コンクリートのヤング係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$E_s$  : 鋼板のヤング係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$\tau_{cr}$  : コンクリートのせん断ひび割れ強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

RPV ペデスタルコンクリートの設計基準強度 =  $32.3 (\text{N}/\text{mm}^2)$

$\sigma_v$  : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

(RPV ペデスタル及び RPV ペデスタルが支持する機器の死荷重による鉛直方向の軸力) / ((各鋼板の断面積の和)  $\times$  ( $E_s/E_c$ ) + (コンクリート部の断面積))

第1折点は、RPV ペデスタルのコンクリートと鋼板を考慮したせん断断面積(コンクリートのせん断断面積  $A_c$  及びそれと等価なペデスタル鋼板のせん断断面積  $(G_s/G_c) \cdot A_s$  の和)にコンクリートのせん断ひび割れ強度  $\tau_{cr}$  を乗じた値、すなわち RPV ペデスタルコンクリート部にせん断ひび割れが発生する点の  $Q$ 、 $\gamma$  を表している。

(第2折点)

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

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

ただし,  $K_\alpha = A_s \cdot G_s$

$A_s$  : 鋼板のせん断断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$G_s$  : 鋼板のせん断弾性係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$K_\alpha$  : 鋼板のせん断剛性

$K_\beta$  : 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

$\sigma_y$  : 鋼板の降伏点強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

第1折点でコンクリートにひび割れが発生した後もコンクリートは圧縮方向(圧縮ストラット角度 $\theta$ の方向)にのみ抵抗する弾性体(異方性弾性体)として挙動し、鋼板と一体となってせん断力に抵抗する。

第2折点の評価に用いるコンクリートの有効せん断剛性 $K_\beta$ は、SC規程の附属書2.1解説及びコンクリートひび割れ後のコンクリートと鋼板の挙動に関する既往知見<sup>(1)</sup>に示される以下の理論式を用いて、 $Q_c = K_\beta \cdot \gamma$ 、 $\delta = H \cdot \gamma$ の関係より算出する。

$$Q_c = \frac{(\cos\theta)^2}{2 \left[ \frac{1 - \nu_c^2}{E'_c \cdot t_c \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot E_s} (C1 + C2) \right]} \cdot \delta$$

$$C1 = L \cdot \cos\theta \left( \frac{\cos\theta}{sAx} - \frac{\sin\theta}{sAy} \nu_s \right)$$

$$C2 = H \cdot \sin\theta \left( \frac{\sin\theta}{sAy} - \frac{\cos\theta}{sAx} \nu_s \right)$$

ここで、

$Q_c$  : コンクリートの受け持つせん断力(N)

$\delta$  : 水平変位(mm)

$\gamma$  : せん断ひずみ度

$E'_c$  : コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数で、コンクリートのヤ

ング係数に 0.7 を乗じた値を用いる。(N/mm<sup>2</sup>)

$E_s$  : 鋼材のヤング係数(N/mm<sup>2</sup>)

$t_c$  : コンクリート板厚(mm)

$\nu_c$  : コンクリートのポアソン比

$\nu_s$  : 鋼材のポアソン比

$L$  : 隔壁の間隔(mm)

$H$  : 隔壁の高さ(mm)

$s_{Ay}$  : 鋼材の水平断面の断面積(mm<sup>2</sup>)

$s_{Ax}$  : 鋼材の鉛直断面の断面積(mm<sup>2</sup>)

$\theta$  : 圧縮ストラット角度 ( $\theta = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L}\right)$ )

( $\theta=45^\circ$  とした場合の評価式が SC 規程に例示されている。)

ここで、コンクリートの圧縮ストラット角度  $\theta$  は、ペDESTALの縦リブ鋼板(隔壁)で分断された区画ごとに等価矩形断面に置換し、実際の構造に合わせた値を設定する。

$\theta$  は、水平鋼板が設置されている層を考慮し、要素①・②、要素③及び要素④に分けて、縦リブ鋼板(隔壁)及び円筒鋼板並びにそれらに囲まれたコンクリートを1つのSC構造体として、その対角線(鋼板の間隔  $L$  及び高さ  $H$ )にコンクリートひび割れが発生すると仮定して設定する。

各々の  $\theta$  を用いて  $K_\beta$  (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)を算出し、それぞれ足し合わせることで各層の  $K_\beta$  を算出し、上に示した SC 規程式に代入し、 $Q_2$ 、 $\gamma_2$  を求める。

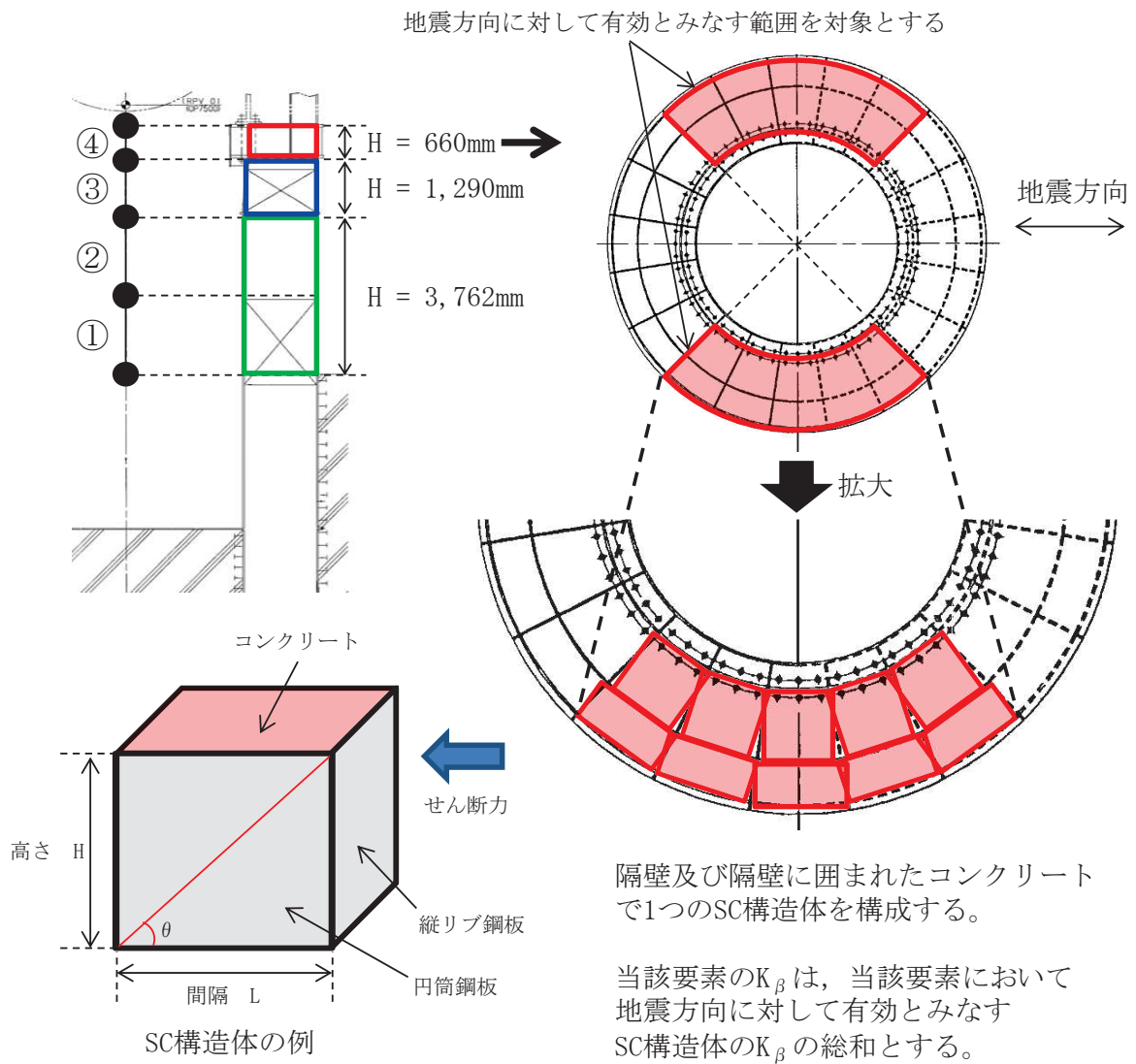


図 5.3.3-3 RPV ペDESTALの隔壁構造の概念図 (要素④を例示)

表 5.3.3-1 せん断に対する実機 RPV ペデスタルの構造特性を踏まえた評価式

変形特性	SC 規程	構造特性を踏まえた評価式	RPV ペデスタル固有の構造特性を反映した点
せん断変形	第1折点 $Q_1 = \left( A_s + \frac{G_s}{G_c} \cdot A_s \right) \cdot \tau_{cr}$	同左 (構造特性の反映無し)	-
	$\gamma_1 = \frac{\tau_{cr}}{G_c}$ ただし $\tau_{cr} = \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}$	同左 (構造特性の反映無し)	-
	第2折点 $Q_2 = \frac{(K_\alpha + K_\beta)}{\sqrt{3K_\alpha^2 + K_\beta^2}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$ $\gamma_2 = \frac{Q_2}{(K_\alpha + K_\beta)}$ ただし、 $K_\alpha = A_s \cdot G_s$	同左 (構造特性の反映無し)	-
	$K_\beta = \frac{1}{\frac{4}{(A_c \cdot E_c')} + \frac{2(1-\nu_s)}{(A_s \cdot E_s)}}$	$K_\beta$ : SC 規程の附属書 2.1 解説を参考に設定	圧縮ストラット角度 $\theta$ は、縦リブ鋼板及び円筒鋼板並びにそれらに囲まれたコンクリートを一つの SC 構造体として、その対角線 (鋼板の間隔 L 及び高さ H) にコンクリートひび割れが発生すると仮定する。 SC 規程の附属書 2.1 及び既往知見 <sup>(1)</sup> に示される理論式を用い、実際の $\theta$ に合わせた値を設定した。

## 5.4 構造の特徴に応じた追加検討事項の妥当性

### 5.4.1 妥当性の確認対象

構造の特徴に応じた追加検討により復元力特性の評価式へ反映する事項の妥当性の確認は、既往の加力試験の結果を活用し行う。なお、追加検討事項のうち、水平リブによるコンクリートの分断については、単純にコンクリート断面積の減少を反映しているのみであることから妥当性の確認は不要とする。

表 5.4.1-1 追加検討事項の妥当性確認対象

RPV ペDESTALの 構造の特徴		追加検討事項の妥当性確認	
		○：要 ×：不要	内容 (検証不要の場合はその理由)
共通	隔壁方式	○	<ul style="list-style-type: none"> <li>せん断の第2折点を求める際の構造に応じた圧縮ストラット角度の仮定</li> <li>せん断力に対して有効とみなす範囲を全断面の半分と仮定</li> </ul>
	円筒型	○	
要素③, ④	水平鋼板	○	<ul style="list-style-type: none"> <li>曲げの第1折点を求める際、コンクリートの引張に対する抵抗を無視</li> <li>隔壁方式の構造の一部を成すものであるため、隔壁方式の妥当性確認に包絡される。</li> </ul>
	中間鋼板	×	
要素①, ②	水平リブ	×	<ul style="list-style-type: none"> <li>単純にコンクリート断面積の減少を考慮すればよいため、妥当性の確認は不要</li> </ul>



#### 5.4.2 確認方法

追加検討事項を反映した復元力特性の評価式を用いて作成した、既往の試験体の荷重－変形特性と試験で実測された試験体の荷重－変形特性の整合性を確認することにより、追加検討事項の妥当性を判断する（スケルトンカーブの作成方法、荷重－変形特性の作成方法は、それぞれ添付資料-2,3 参照）。

妥当性確認が必要となる構造上の特徴は、隔壁方式であること、円筒型であること及び要素③、④のコンクリートが水平鋼板によって分断されていることである。既往の試験は、ABWR の RPV ペDESTAL を模擬した試験体で実施しており、試験体が隔壁方式であること及び円筒型であることは、女川 2 号炉 RPV ペDESTAL と共通の構造である。なお、試験体には、ベント管を内蔵する部分と内蔵しない部分があるが、女川 2 号炉 RPV ペDESTAL の構造は、試験体のベント管を内蔵しない部分と類似した構造のため、ベント管を内蔵しない部分と同様の考え方で評価することができる。また、試験体では、ベースプレートによって上下のコンクリートが分断されているのに対し、女川 2 号炉 RPV ペDESTAL では、水平鋼板によって上下のコンクリートが分断されていることから、同様の考え方で評価することができる。

このように、試験体と女川 2 号炉 RPV ペDESTAL の構造特徴が類似していることから、ABWR の RPV ペDESTAL を模擬した試験結果を用いた妥当性の確認が可能である（表 5.4.2-1、図 5.4.2-1、加力試験の内容は添付資料-4 参照）。

表 5.4.2-1 RPV ペDESTAL と試験体の構造の比較

RPV ペDESTAL の構造の特徴		追加検討事項の 妥当性確認の要否 (表 5.4.1-1 再掲)	実機と試験体の差異	
		○：対象 ×：対象外	○：差異なし ×：差異あり	差異あり の理由
共通	隔壁方式	○	○	—
	円筒型	○	○	—
要素③、④	水平鋼板	○	○	—

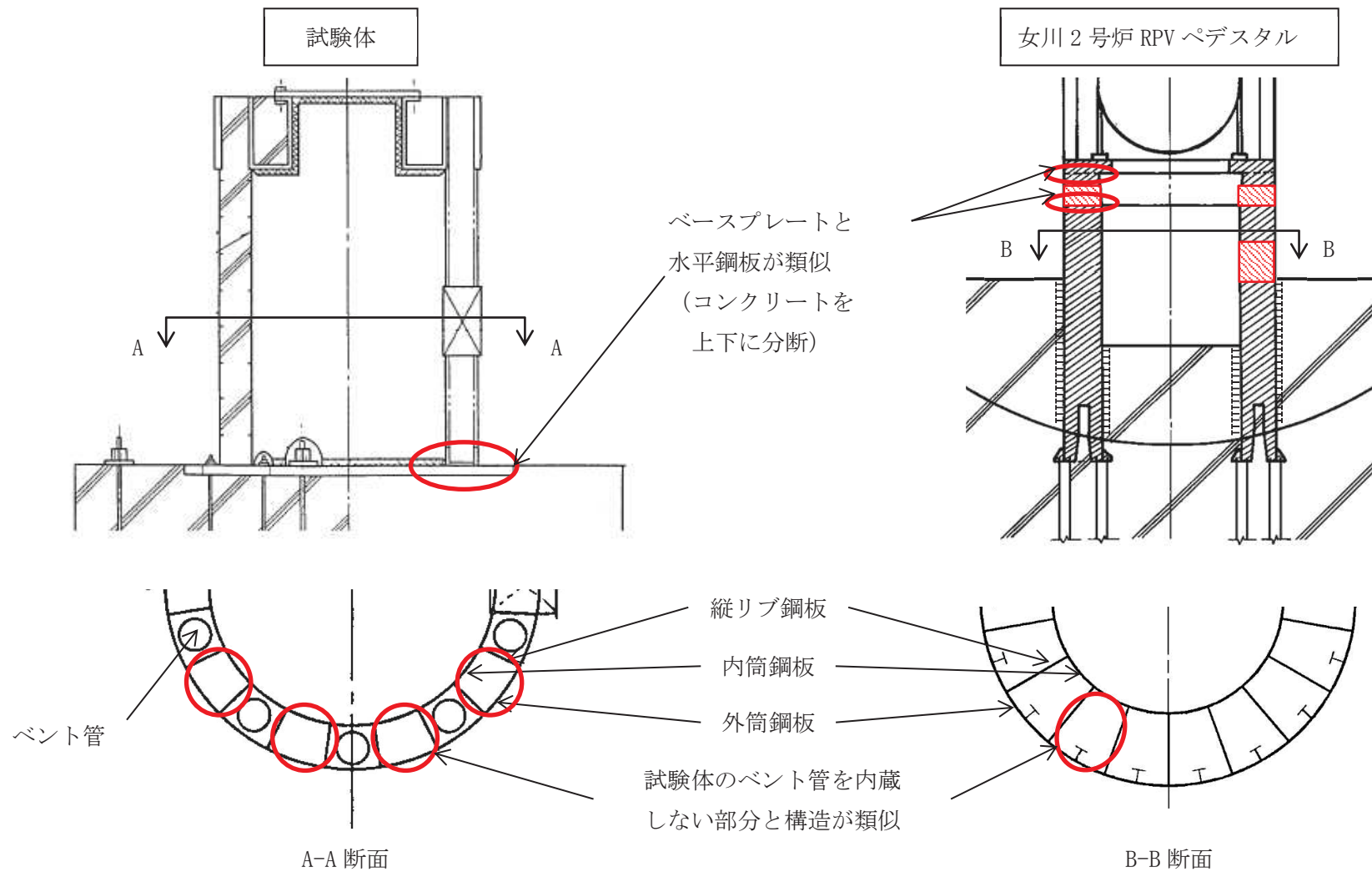


図 5.4.2-1 試験体と女川2号炉 RPV ペDESTALの構造

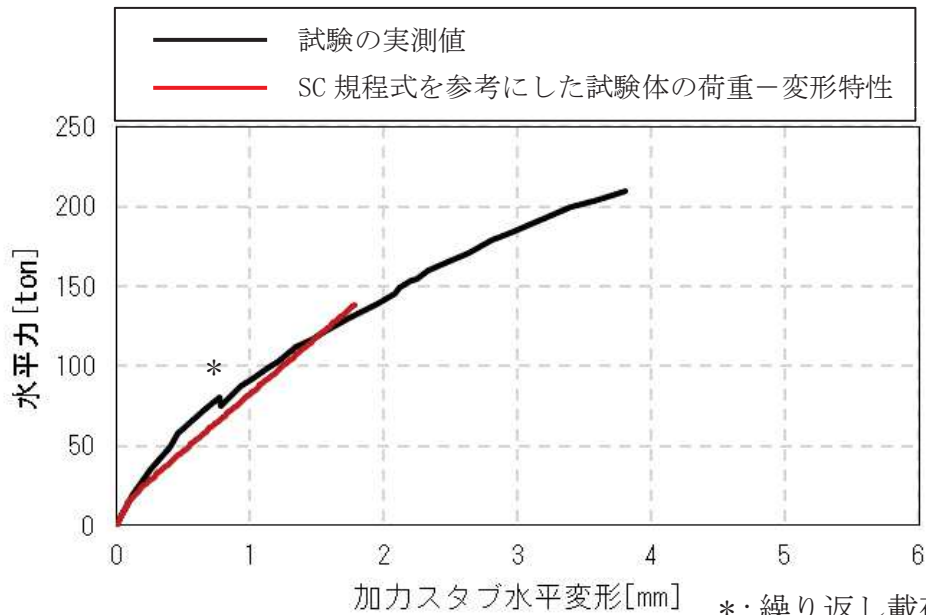
#### 5.4.3 確認結果

5.3 項で設定した SC 規程式を参考にした試験体の曲げ及びせん断のスケルトンカーブを用いた荷重-変形特性を作成し、試験で実測された荷重-変形特性との比較を行った。なお、試験で実測された荷重-変形特性については、全体変形を曲げ変形及びせん断変形に分離して比較する。分離方法の詳細は、添付資料-3 参照)

図 5.4.3-1(a)に曲げ変形における荷重-変形特性, 図 5.4.3-1(b)にせん断変形における荷重-変形特性, 図 5.4.3-1(c)に試験結果全体としての荷重-変形特性を示す。また、今回適用範囲としている鋼板降伏までの範囲近傍を拡大した荷重-変形特性を図 5.4.3-1(d)に示す。

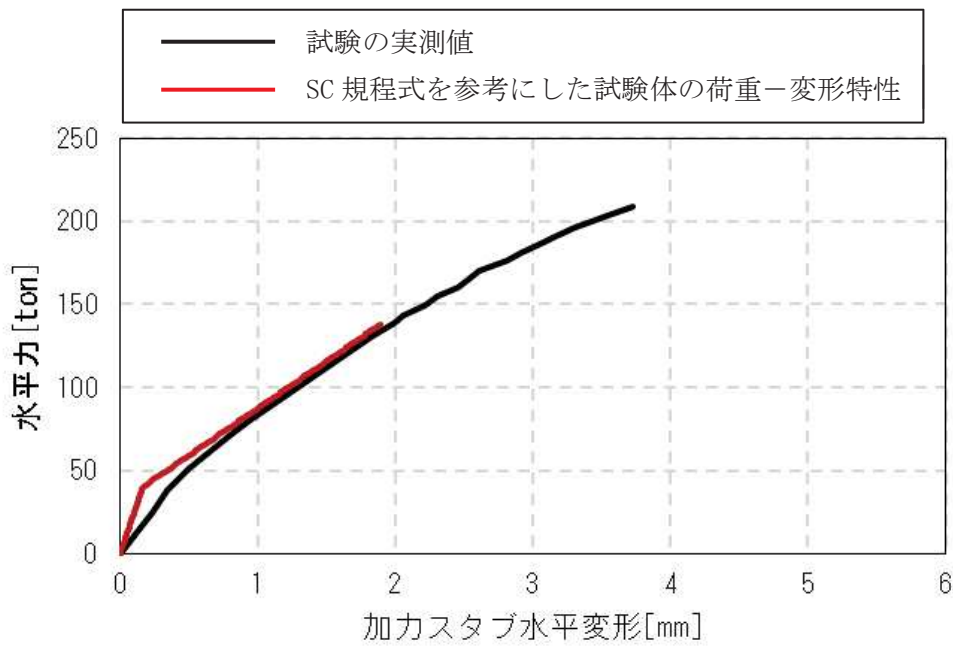
今回適用範囲としている鋼板降伏までの範囲において、SC 規程式を参考にした試験体の荷重-変形特性は、試験結果とよく一致していることから、SC 規程の評価式に対し、RPV ペDESTALの構造の特徴を踏まえて追加検討して設定した以下の妥当性を確認した。

- ・複雑な形状によるコンクリートの不連続部に対する評価上の扱い  
(曲げの第1折点を求める際、コンクリートの引張に対する抵抗を無視)
- ・せん断力に対して有効とみなす範囲を全断面の半分
- ・せん断の第2折点を求める際の構造に応じた圧縮ストラット角度  
(鋼板に囲まれたコンクリートの対角上にひび割れが発生する)



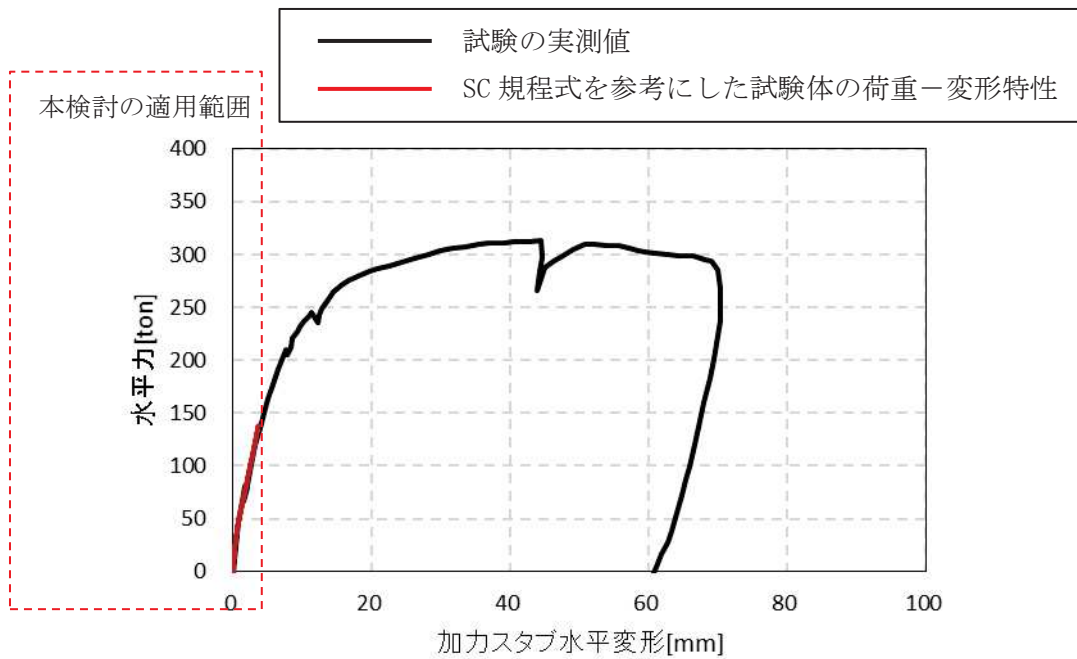
\*: 繰り返し載荷した試験結果を包絡したことによる不連続点

(a) 曲げ変形の比較

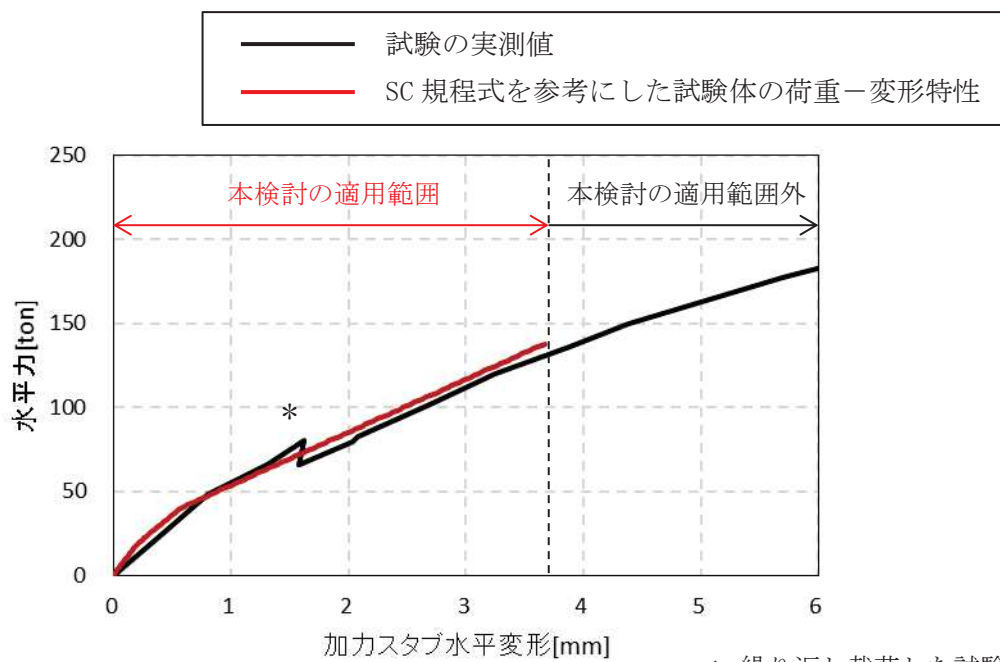


(b) せん断変形の比較

図 5.4.3-1 荷重-変形特性の比較 (1/2)



(c) 荷重-変形特性の比較 (試験結果全体での比較)



\*: 繰り返し载荷した試験結果を包絡したことによる不連続

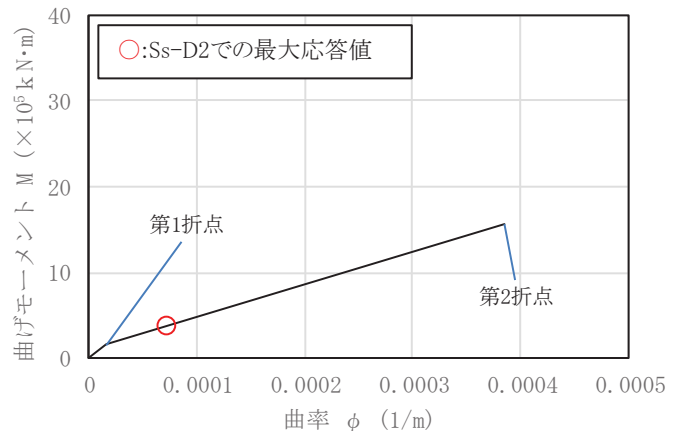
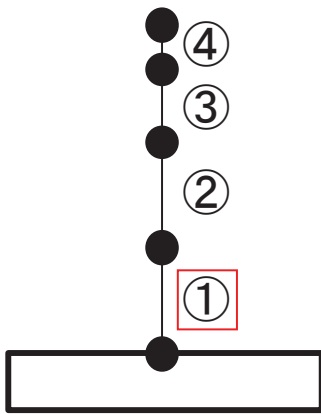
(d) 適用範囲近傍の拡大図

図 5.4.3-1 荷重-変形特性の比較 (2/2)

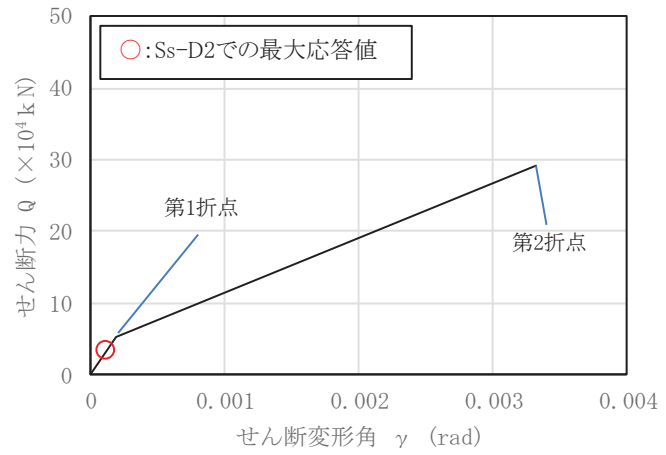
## 6 スケルトンカーブの作成

5項で妥当性が確認された方法に基づき、RPV ペDESTALのスケルトンカーブを作成した。RPV ペDESTALの各要素に対する曲げ変形及びせん断変形に対するスケルトンカーブに、暫定条件を用いて基準地震動  $S_s$  による地震応答解析を実施した際の応答レベルをプロットしたものを図 6 に示す（スケルトンカーブの導出過程は添付資料-2 参照）。

要素①のスケルトンカーブ (NS 方向)



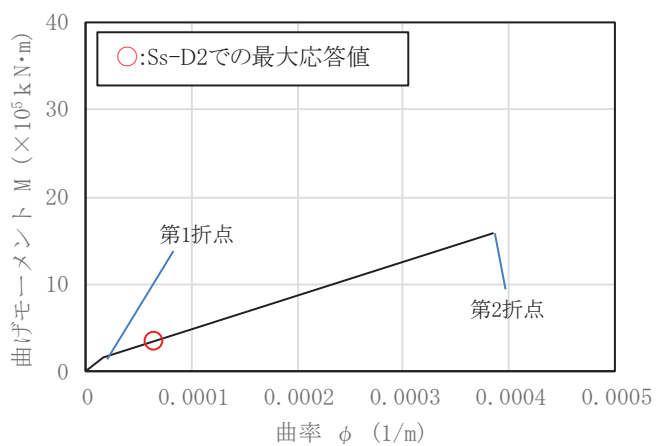
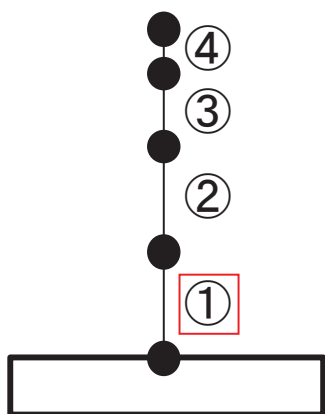
(a) 曲げモーメント-曲率関係



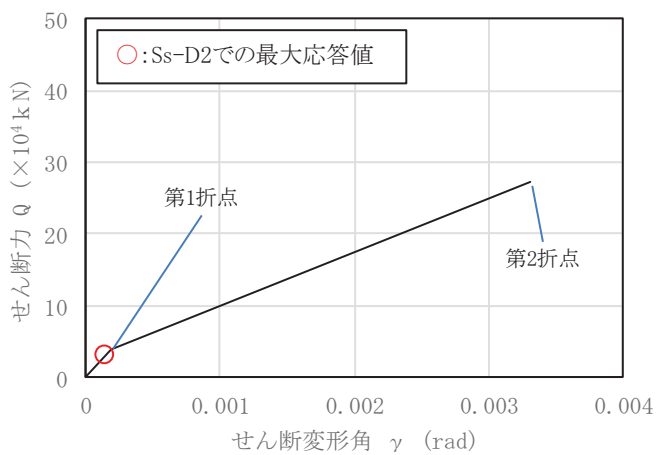
(b) せん断力-せん断変形角関係

図6 SC規程を参考にしたRPVペデスタルのスケルトンカーブ (1/8)

要素①のスケルトンカーブ (EW 方向)



(a) 曲げモーメント-曲率関係

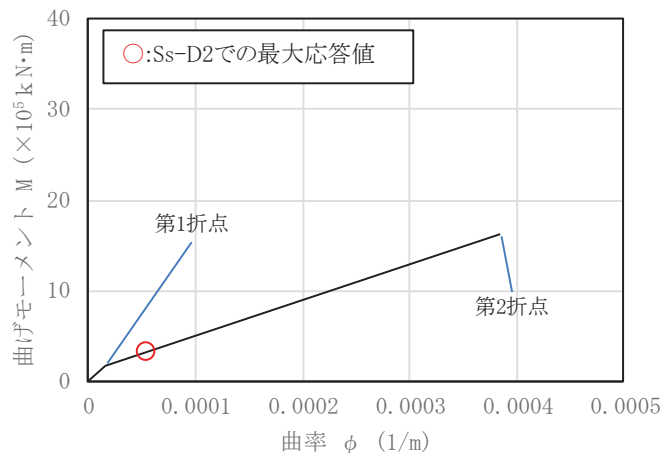
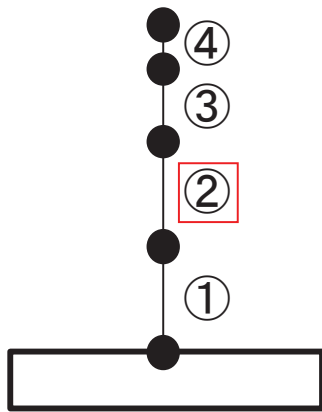


(b) せん断力-せん断変形角関係

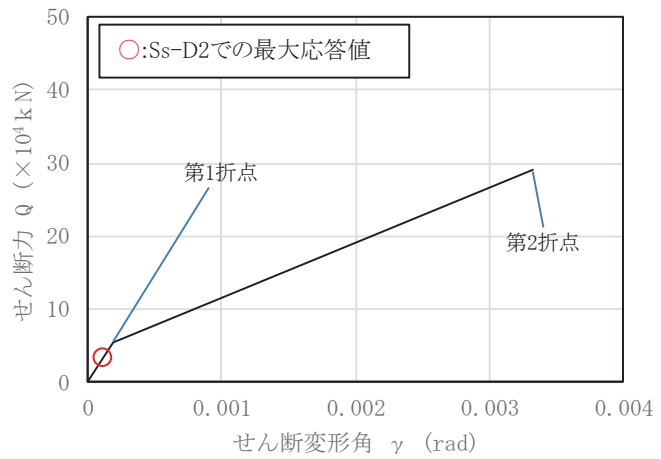
図6 SC 規程を参考にした RPV ペデスタルのスケルトンカーブ (2/8)



要素②のスケルトンカーブ (NS 方向)



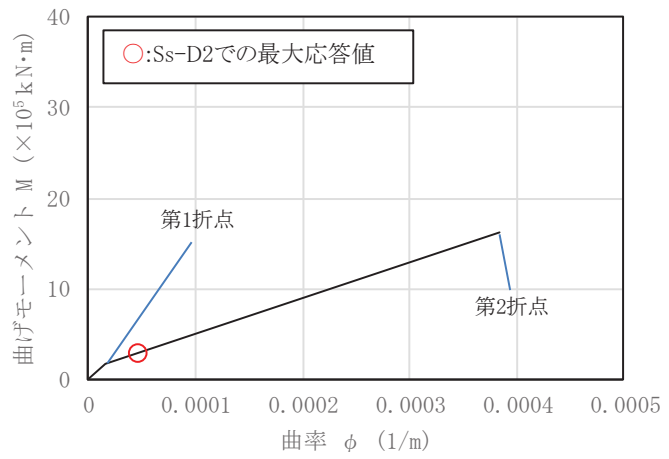
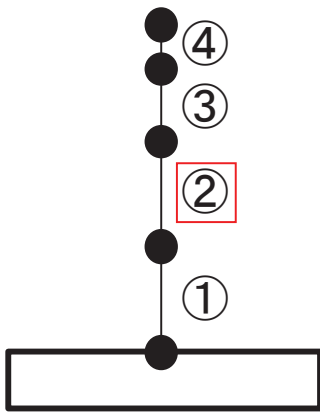
(a) 曲げモーメント-曲率関係



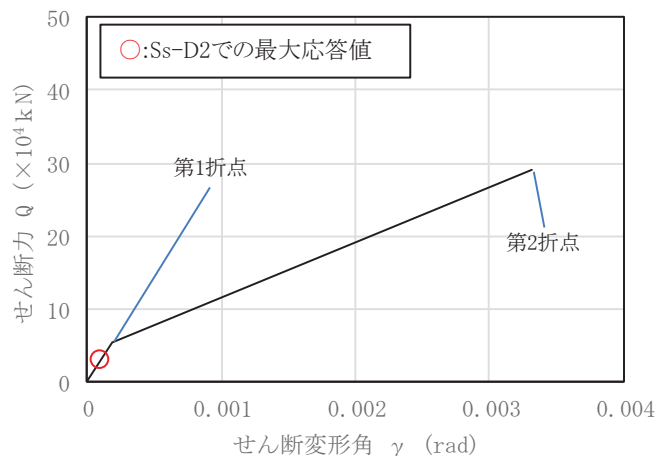
(b) せん断力-せん断変形角関係

図6 SC 規程を参考にした RPV ペデスタルのスケルトンカーブ (3/8)

要素②のスケルトンカーブ (EW 方向)



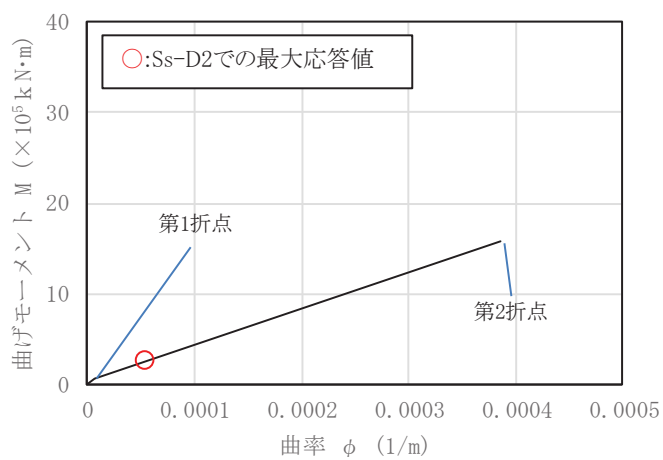
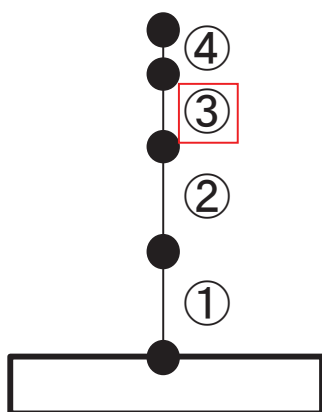
(a) 曲げモーメント-曲率関係



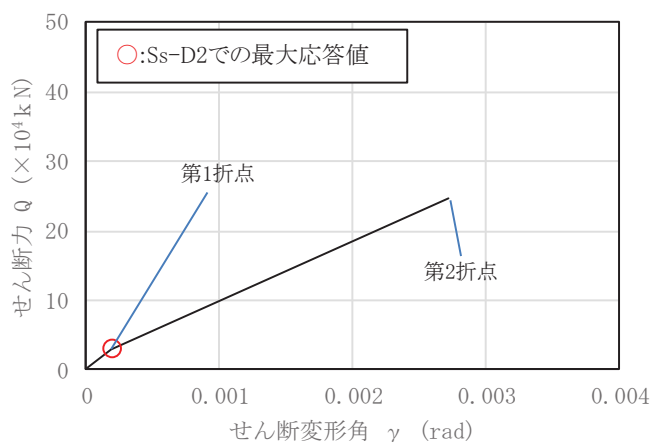
(b) せん断力-せん断変形角関係

図6 SC規程を参考にしたRPVペデスタルのスケルトンカーブ (4/8)

要素③のスケルトンカーブ (NS 方向)



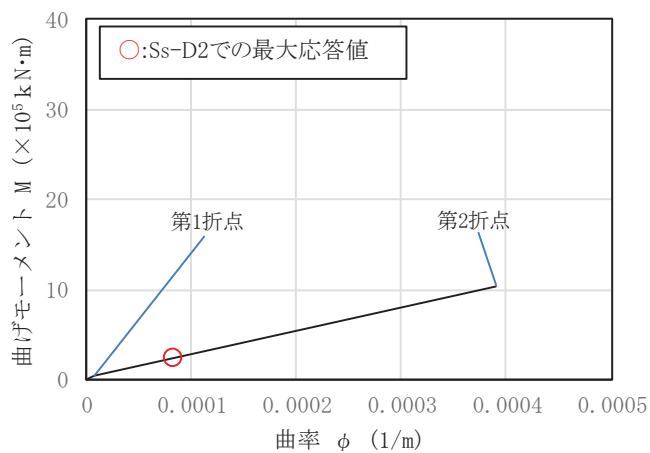
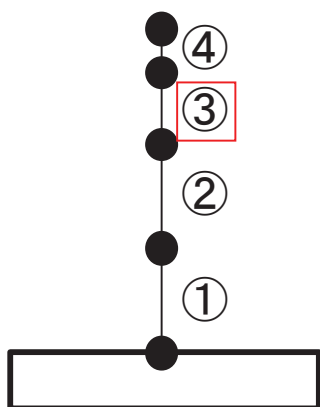
(a) 曲げモーメント-曲率関係



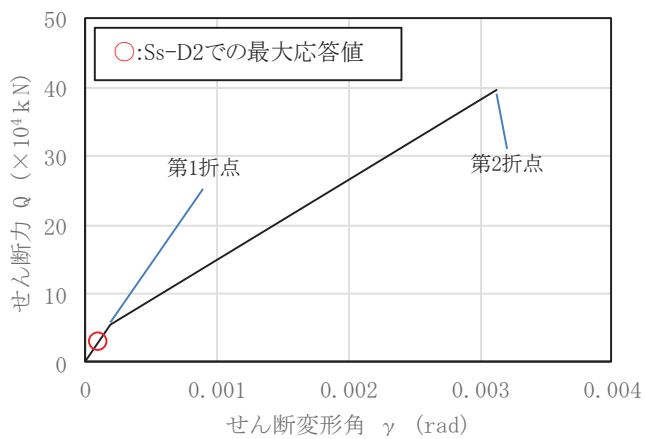
(b) せん断力-せん断変形角関係

図 6 SC 規程を参考にした RPV ペデスタルのスケルトンカーブ (5/8)

要素③のスケルトンカーブ (EW 方向)



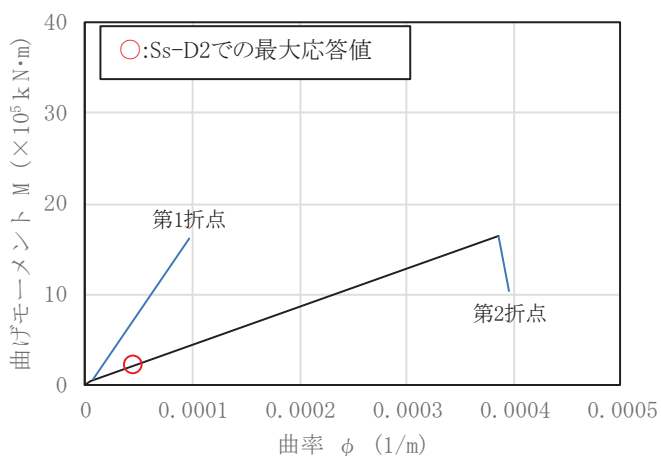
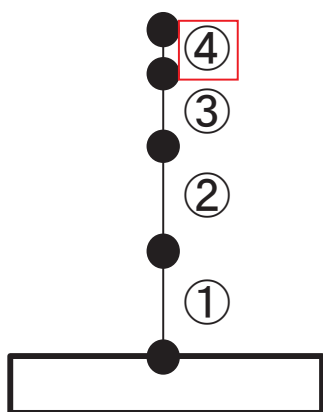
(a) 曲げモーメント-曲率関係



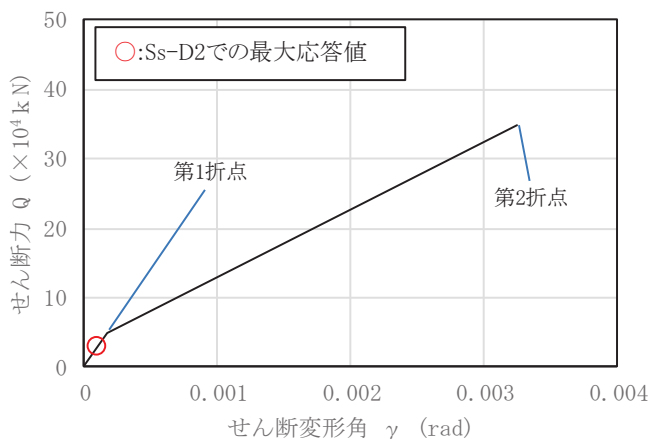
(b) せん断力-せん断変形角関係

図 6 SC 規程を参考にした RPV ペデスタルのスケルトンカーブ (6/8)

要素④のスケルトンカーブ (NS 方向)



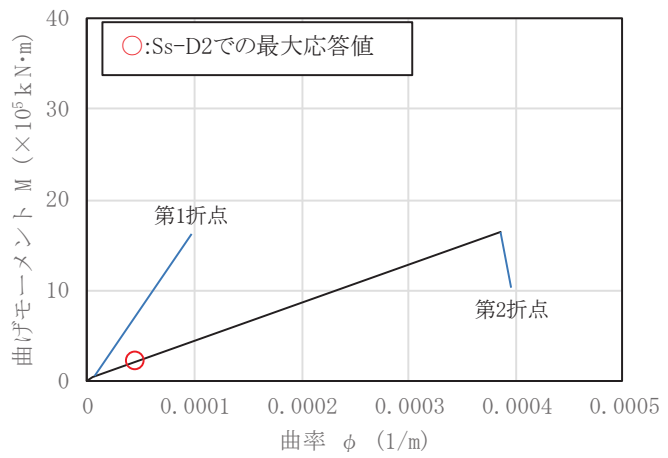
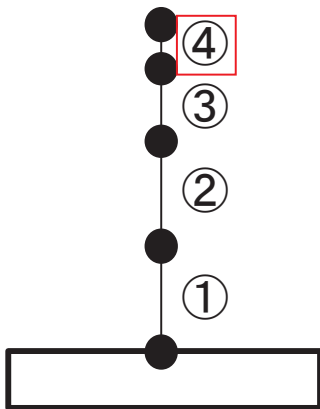
(a) 曲げモーメント-曲率関係



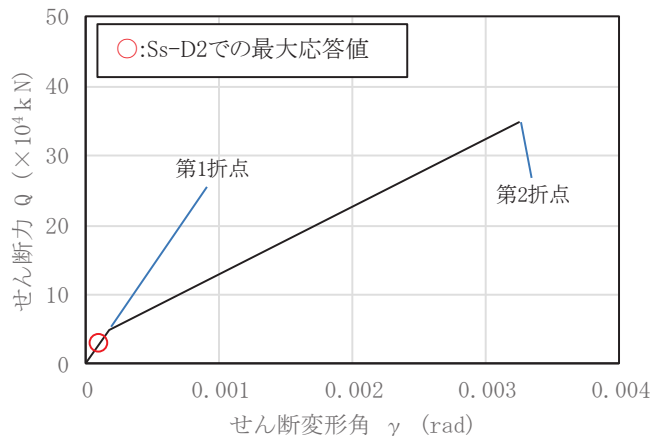
(b) せん断力-せん断変形角関係

図6 SC 規程を参考にした RPV ペデスタルのスケルトンカーブ (7/8)

要素④のスケルトンカーブ (EW 方向)



(a) 曲げモーメント-曲率関係



(b) せん断力-せん断変形角関係

図 6 SC 規程を参考にした RPV ペデスタルのスケルトンカーブ (8/8)

## 7 履歴特性の設定

### 7.1 検討目的

地震応答解析で応答が第1折点を超える場合は、線形時の減衰定数（一定値）に加え、採用した復元力特性による履歴減衰を考慮する。

RPV ペデスタルについても応答が第1折点を超えることから、復元力特性を実機に適用するに当たり、載荷と除荷の繰り返しに対する履歴特性を設定する必要がある。設定する履歴特性に応じて履歴減衰が異なることから、保守性に配慮し、履歴減衰による消費エネルギーが小さくなる履歴特性を設定する。

### 7.2 検討方法

既往の検討<sup>(5)</sup>において、SC 規程で定められている履歴特性及び実機を模擬した試験体の加力試験結果<sup>(2)</sup>から得られた結果に近い履歴特性を適用した場合の地震応答解析におけるひずみエネルギーに関する知見が示されている。女川2号炉においては、この知見が適用可能であることを確認し、履歴減衰による消費エネルギーがより小さくなる履歴特性を設定する。

既往の検討における検討ケース及び検討結果を以下に示す。

### 7.3 検討ケース

履歴特性に関するパラメータスタディの検討ケースを表7.3-1に示す。

ケースAは、SC規程を踏まえて、曲げとせん断の双方ともに最大点指向型の履歴特性を採用したケースである。

ケースBは、曲げに対する履歴特性に、加力試験結果を踏まえた現実的なもの（ディグレイディングトリリニア型）を採用し、せん断に対しては、ひずみエネルギー吸収性能がより小さい原点指向型の履歴特性を採用したケースである。

参考として、最大点指向型、ディグレイディングトリリニア型及び原点指向型の履歴特性のイメージを図7.3-1～3に示す。

表 7.3-1 履歴特性に関するパラメータスタディ

ケース	曲げ	せん断
ケース A (SC 規程準拠)	最大点指向型	最大点指向型
ケース B	ディグレイディング トリリニア型	原点指向型

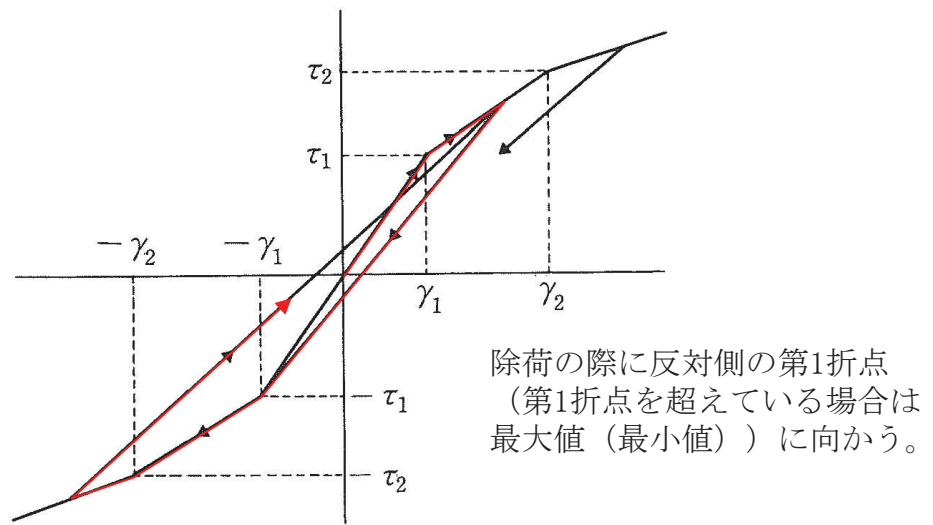


図 7.3-1 履歴特性のイメージ (最大点指向型)

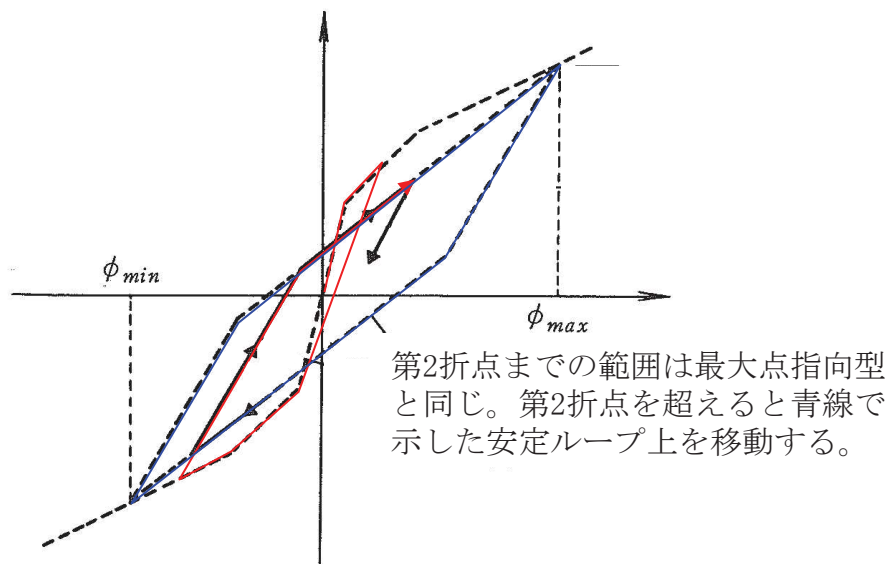


図 7.3-2 履歴特性のイメージ (ディグレイディングトリリニア型)



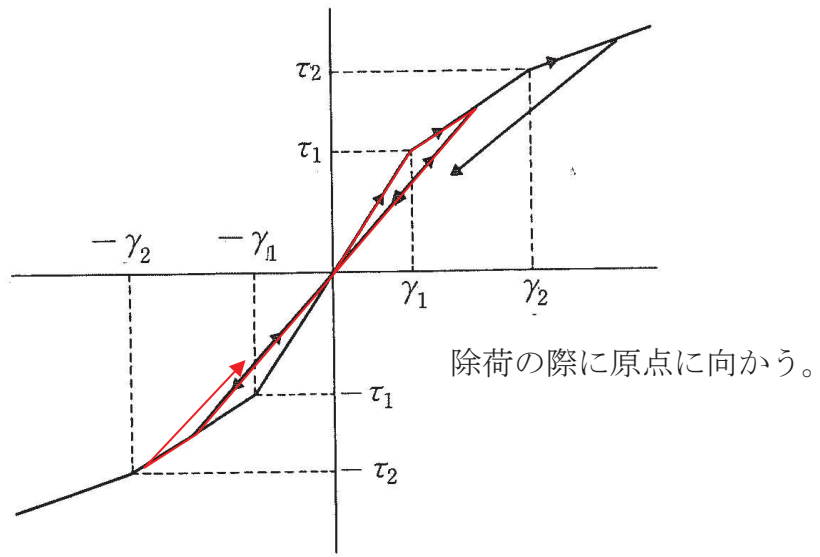
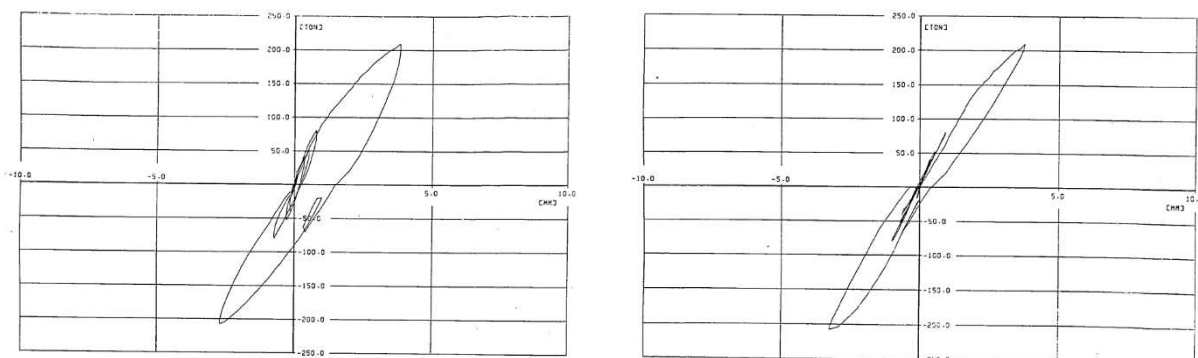


図 7.3-3 履歴特性のイメージ (原点指向型)

## 7.4 検討結果

加力試験結果の履歴特性に関して、鋼板の降伏点近傍までの全体変形を曲げ変形とせん断変形に分離した荷重-変位関係を図 7.4-1 に示す。この図から、曲げ変形の履歴特性は、ディグレイディングトリリニア型に近い紡錘型の安定したループ形状を示しており、せん断変形よりも履歴減衰が大きい傾向にあることが判る。



(a) 荷重-曲げ変形関係

(b) 荷重-せん断変形関係

図 7.4-1 実験における曲げ及びせん断の履歴特性 ((2)より引用)

履歴減衰による消費エネルギーの累積値を比較したものを図 7.4-3 に示す。曲げによる消費エネルギーは、せん断による消費エネルギーと比べると 2 桁大きいオーダーの値を示しており、消費エネルギーの観点からは曲げによる影響が大きく支配的であるといえる。

さらに、曲げによる消費エネルギーは、試験結果に近いディグレイディングトリリニア型を採用したケース B では、ケース A の 1.5 倍以上のエネルギーが消費されていることが示された。

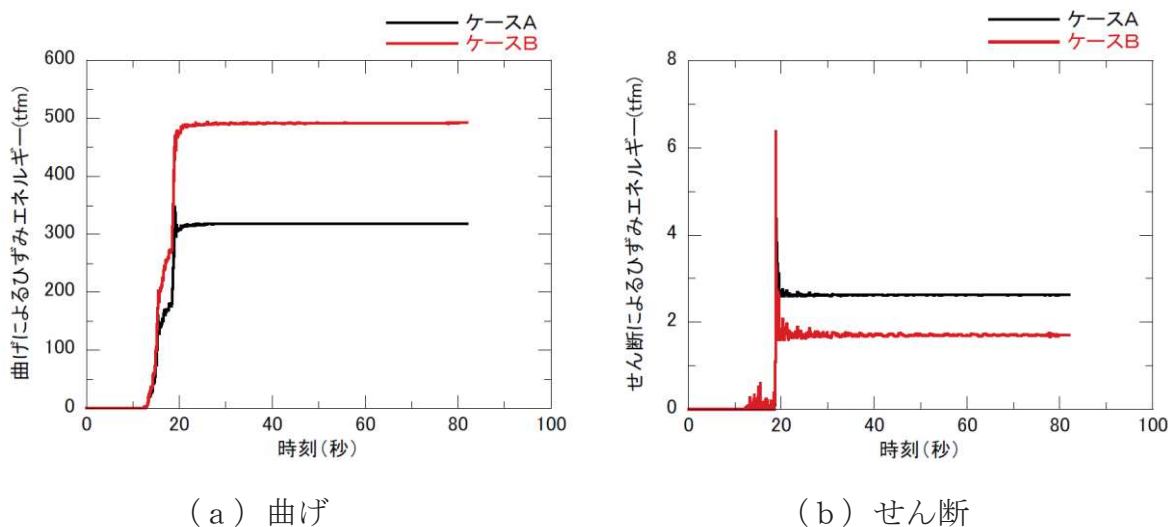


図 7.4-3 曲げ及びせん断によるひずみエネルギーの比較 ((5)より引用)

## 7.5 女川原子力発電所 2 号炉への適用性

女川 2 号炉の RPV ペDESTAL は、加力試験の試験体と同様に円筒型、隔壁方式の構造物であることから、曲げ及びせん断に対して、同様の变形挙動を示すと考えられる。したがって、7.4 項に示したとおり、曲げによるエネルギーの消費が支配的であり、せん断によるエネルギーの消費は極めて小さい。また、6 項に示したとおり、女川 2 号炉の地震応答解析においても、曲げが支配的である。

このことから、曲げによる消費エネルギーが小さくなるような最大点指向型の履歴特性を適用することは妥当であると考えられる。なお、せん断の履歴特性は、SC 規程を参照し、加力試験の結果に近い最大点指向型を採用する。

## 8 まとめ

基準地震動の増大により、RPV ペDESTAL についても原子炉建屋と同様に非線形解析モデルとした復元力特性を適用し、より現実に近い適正な地震応答解析が可能になるようにした。

非線形解析モデルの評価は、既往の RC 構造との類似性を検討し、同様の理論で評価可能であることを確認した上で、既往知見である SC 規程を参考に RPV ペDESTAL の構造を踏まえた評価を行い、隔壁方式、円筒型の RPV ペDESTAL を模擬した試験結果を用いてその妥当性を確認した。

## 9 参考文献

- (1) 松尾 他：鋼板コンクリート耐震壁に関する研究 その3 せん断荷重-変形関係の解析 日本建築学会学術講演梗概集，平成4年8月
- (2) 東京電力株式会社，東北電力株式会社，中部電力株式会社，北陸電力株式会社，中国電力株式会社，日本原子力発電株式会社，株式会社 東芝，株式会社 日立製作所：共同研究報告書「コンクリートPCVの構造評価および基準確立のための実証試験」，昭和62年度上半期（最終報告書），昭和62年9月
- (3) 社団法人日本電気協会 電気技術基準調査委員会：電気技術規程原子力編 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991 追補版
- (4) 社団法人日本電気協会 原子力規格委員会：電気技術規程原子力編 鋼板コンクリート構造耐震設計技術規程 JEAC4618-2009
- (5) 有限責任中間法人 日本原子力技術協会 中越沖地震後の原子炉機器の健全性評価委員会：中越沖地震後の原子炉機器の健全性評価平成20年度中間報告，JANTI-SANE-02，平成21年4月

## 地震応答モデルにおける RPV ペデスタルの減衰定数

## 1. 地震応答解析における RPV ペデスタルの減衰定数

地震応答解析に用いる RPV ペデスタルの減衰定数は、既工認と同じく 5%とする。RPV ペデスタルは、鋼板円筒殻の内部にコンクリートを充填した構造である。本構造の減衰定数は、原子力発電所耐震設計技術指針（JEAG4601-1987）に示される減衰定数のうち、RC 構造物の減衰定数を準用し、5%とする。これは、RPV ペデスタルの減衰が、材料の内部粘性減衰及び鋼板とコンクリート間の摩擦減衰等で生じ、これらが鉄筋コンクリートと同等である、という工学的判断による。また、重大事故等時の減衰定数も、上記の考え方に従い、RC 構造物と同じ 5%を適用する。

上記の減衰定数は、以下の運動方程式の減衰マトリックス $[c]$ の値として考慮する。

$$[m]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + [k]\{u\} = -[m]\{H\}\Delta\ddot{a}$$

ここで

$[m]$ : 質量マトリックス

$[k]$ : 剛性マトリックス

$[c]$ : 減衰マトリックス

$\{u\}$ : 変位マトリックス

$\{H\}$ : 入力ベクトル

$\Delta\ddot{a}$ : 地震加速度

固有円振動数と固有モードは次式により求める。

$$([k] - \omega_i^2[m])\{\phi_i\} = \{0\}$$

ここで

$\omega_i$ :  $i$  次の固有円振動数

$\{\phi_i\}$ :  $i$  次振動モードの固有ベクトル

このときの減衰マトリックス $[c]$ は次式により求める。

$$[c] = [m] \left( \sum_i \{\phi_i\} \eta_i \{\phi_i\}^T \right) [m]$$

ここで

$$\eta_i = \frac{2 \cdot h_i \cdot \omega_i}{M_i}$$

$$M_i = \{\phi_i\}^T [m] \{\phi_i\}$$

$M_i$ :  $i$  次のモード換算質量

$h_i$ :  $i$  次のモード減衰定数

なお、モード減衰定数は各次モードにおける各部材のひずみエネルギーに比例するものとして、次式により求める。

$$h_i = \frac{\sum_j (h^j \cdot E_i^j)}{\sum_j E_i^j}$$

$$E_i^j = \frac{1}{2} \{\phi_i^j\}^T [k^j] \{\phi_i^j\}$$

ここで

$E_i^j$ :  $i$  次振動モードにおける  $j$  部材のひずみエネルギー

$h^j$ :  $j$  部材の減衰定数

$[k^j]$ :  $j$  部材の初期剛性マトリックス

$\{\phi_i^j\}$ :  $i$  次振動モードにおける  $j$  部材の材端変位ベクトル

上記で求まる減衰マトリックス $[c]$ は、復元力特性上の線形領域（第1折点以下）及び第1折点を越えた弾塑性領域で同じ値として適用される。

## 2. RPV ペデスタルの履歴特性による減衰効果

弾塑性解析では1. で示す通り、減衰マトリックス $[c]$ は、復元力特性上の線形領域（第1折点以下）および第1折点を越えた弾塑性領域でも同じ値を適用する。剛性マトリックス $[k]$ は、第1折点を越えた弾塑性領域では履歴特性上の位置に応じて変化する。この変化により描かれる履歴ループでエネルギー消費が行われ、減衰効果となる。

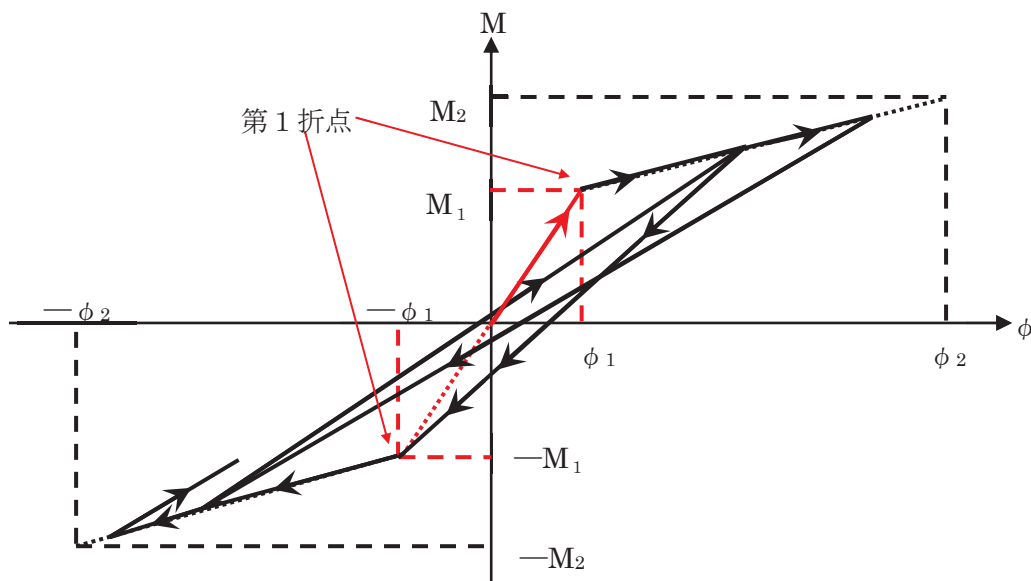


図1 最大点指向型の履歴特性の例（曲げモーメント）

## 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

### 1. SC 規程を参考にした試験体のスケルトンカーブ導出過程

SC 規程を参考にし、RPV ペDESTAL の復元力特性を設定した際の追加検討事項の妥当性を確認するため、追加検討事項を反映した復元力特性の評価式を用いて作成した既往の試験体の荷重-変位特性と、試験で実測された試験体の荷重-変位特性の整合性を確認することにより、追加検討事項の妥当性を判断している。

ここでは、妥当性検証に用いた、SC 規程を参考にした試験体の曲げ及びせん断のスケルトンカーブの導出過程を説明する。

また、試験体の加力方向は 1 方向であるため、スケルトンカーブの設定は加力方向 1 方向に対して行う。なお、試験体は各層共通してベント管を内蔵していることから、より複雑な構造である開口部を有する断面を具体的計算過程提示の代表として抽出した。(図 1-1)

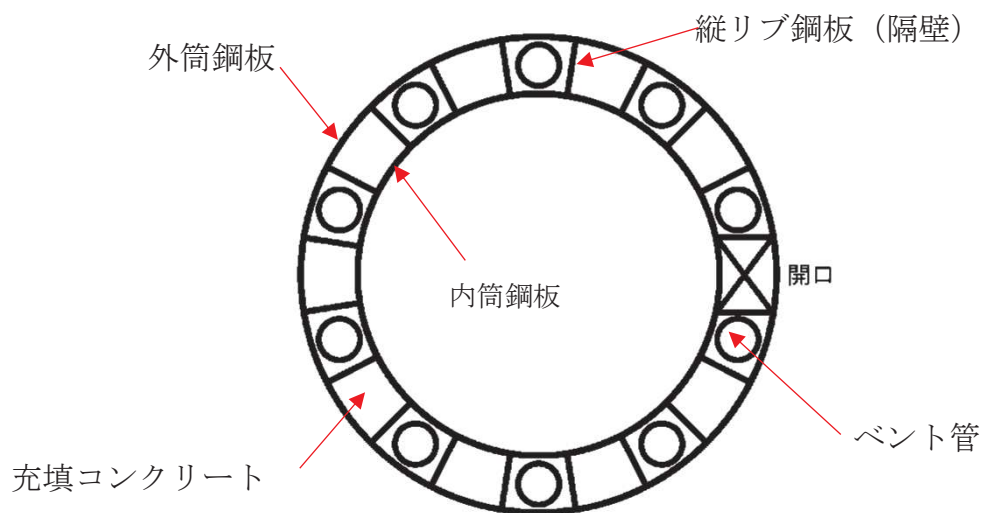
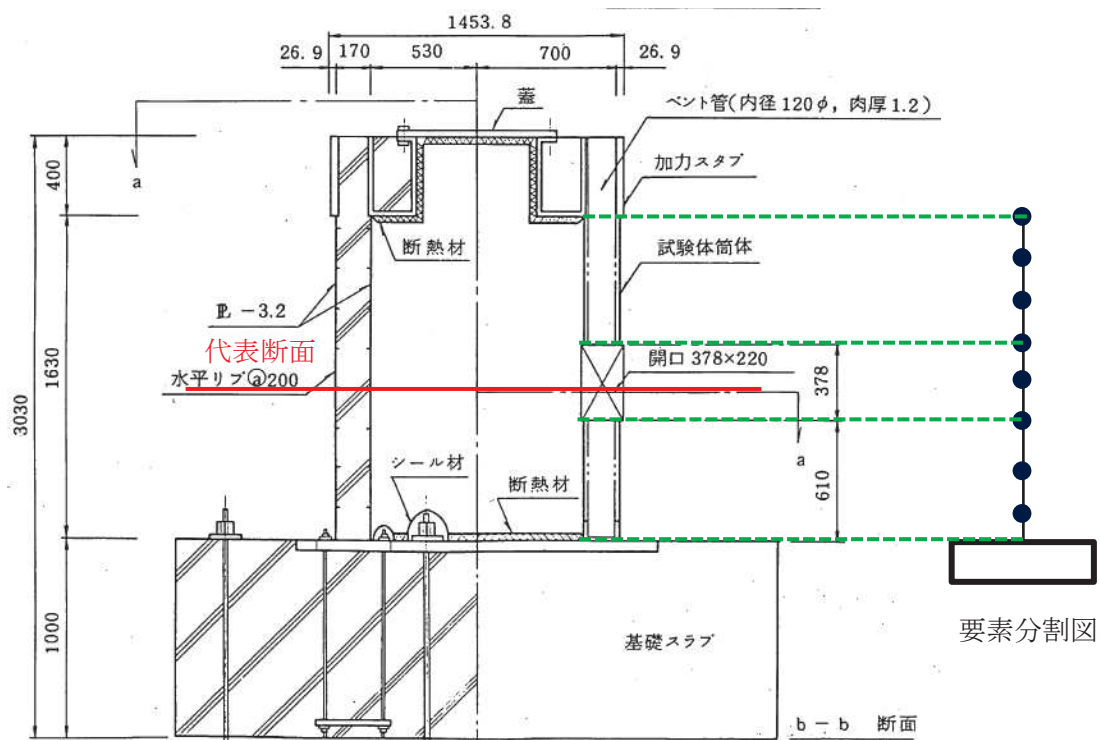


図 1-1 スケルトンカーブ設定の具体的計算過程提示の代表断面



## 2. 試験体のスケルトンカーブの計算過程

### (1) 曲げのスケルトンカーブ導出過程

#### a. 試験体の構造特性を踏まえた評価式

##### (第1折点)

- $M_1 = Z_e \cdot (f_t + \sigma_v)$  ただし、 $f_t = 0$  とする
- $\phi_1$  は初期剛性と  $M_1$  の交点 ( $\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$ )

注) 下部ペデスタルはコンクリート部がベースプレートにて完全に分断されておりコンクリート部の引張による抵抗が期待できないため  $f_t = 0$  となる。

$Z_e$  : 鋼板を考慮したコンクリートの断面係数 ( $\text{mm}^3$ ) ( $= I_e / (D / 2)$ )

$D / 2$  : 中心から最外縁までの距離 ( $D$  は最外直径)

$f_t$  : コンクリートの曲げ引張強度 ( $\text{N/mm}^2$ ) ( $= 0.38\sqrt{\sigma_B}$ )

$\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度 ( $\text{N/mm}^2$ )

RPV ペデスタルコンクリートの設計基準強度 =  $29.4 (\text{N/mm}^2)$

$\sigma_v$  : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 ( $\text{N/mm}^2$ )

(RPV ペデスタル及びRPV ペデスタルが支持する機器の死荷重による鉛直方向の軸力) / ((各鋼板の断面積の和)  $\times (E_s / E_c)$  + (開口欠損を考慮したコンクリート部の断面積))

$E_c$  : コンクリートのヤング係数 ( $\text{N/mm}^2$ )

$E_s$  : 鋼板のヤング係数 ( $\text{N/mm}^2$ )

$I_e$  : 鋼板を考慮したコンクリートの断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )

(各鋼板の断面二次モーメントの和)  $\times (E_s / E_c)$  + (開口欠損を考慮したコンクリート部の断面二次モーメント)

第1折点は、RPV ペデスタル円筒部の曲げ引張側の死荷重による圧縮応力 ( $\sigma_v$ ) が 0 となる時点の  $M$  及び  $\phi$  を表している。

##### (第2折点)

- $M_2 = M_y$
- $\phi_2 = \phi_y$

$M_y$  : 鋼板降伏時モーメント ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ )

$\phi_y$  : 鋼板降伏時曲率 ( $1/\text{mm}$ )

b. 具体的計算過程

(第1折点)

ベント管及びアクセストンネルを模擬した開口による断面欠損を考慮し算出する。

(図2(1)-1)

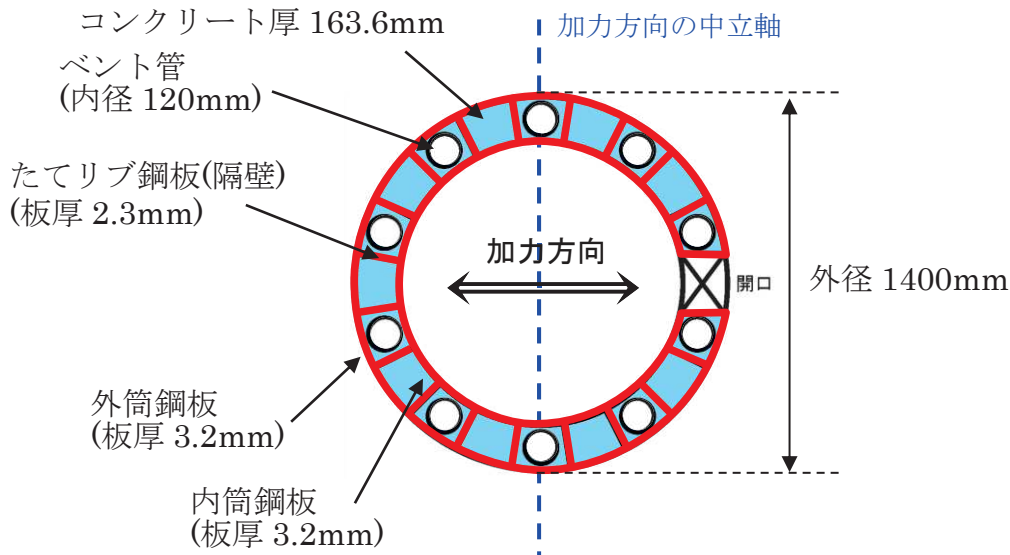


図2(1)-1 断面二次モーメント及び断面積の算出に考慮する各部材断面  
(赤：鋼板，水色：コンクリート)

● 計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値は，試験体の規格値を用いる。また，各部材断面の断面二次モーメント及び断面積は，実機 RPV ペDESTAL と同様に求める。(表2(1)-1，表2(1)-2)

コンクリートのヤング係数 $E_c$ は，既工認と同様に鉄筋コンクリート構造計算規準に基づいて，コンクリートの単位体積重量 $\gamma=2.3\text{t/m}^3$ 及び設計基準強度を用いて求める。

$$\begin{aligned}
 E_c &= 2.1 \times 10^5 \times \left( \frac{\gamma}{2.3} \right)^{1.5} \times \sqrt{\frac{\sigma_B}{200}} \\
 &= 2.6 \times 10^5 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \\
 &= 2.55 \times 10^4 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(式2(1)-1)}
 \end{aligned}$$

表 2(1)-1 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのヤング係数 $E_c$	25,500 (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(1)-1)
鋼板のヤング係数 $E_s$	192,000 (N/mm <sup>2</sup> )	告示 501 号
コンクリートの圧縮強度 $\sigma_B$	29.4 (N/mm <sup>2</sup> ) (300 (kg/cm <sup>2</sup> ))	設計基準強度

表 2(1)-2 各部材断面の断面二次モーメント及び断面積

項目	値	対象箇所
コンクリート部の 断面二次モーメント $I_c$	$9.91886 \times 10^{10}$ (mm <sup>4</sup> )	図 2(1)-1 の水色部分
各鋼板の 断面二次モーメントの和 $I_s$	$5.0359 \times 10^9$ (mm <sup>4</sup> )	図 2(1)-1 の赤線部分
コンクリート部の 断面積 $A_{n,c}$	$5.19 \times 10^5$ (mm <sup>2</sup> )	図 2(1)-1 の水色部分
各鋼板の 断面積の和 $A_{n,s}$	$2.85 \times 10^4$ (mm <sup>2</sup> )	図 2(1)-1 の赤線部分

各部材断面の断面二次モーメント (表 2(1)-2) を用いて、鋼板を考慮したコンクリートの断面二次モーメント  $I_e$  を求める。

$$I_e = I_s \times (E_s / E_c) + I_c = 3.79174 \times 10^{10} + 9.91886 \times 10^{10} \\ = 1.37106 \times 10^{11} \text{ (mm}^4\text{)} \dots\dots\dots \text{(式 2(1)-2)}$$

中心から最外縁までの距離  $D/2 = 700\text{mm}$  ( $D$  は最外直径) を用いて、鋼板を考慮したコンクリートの断面係数  $Z_e$  を求める。

$$Z_e = I_e / (D/2) = 1.95866 \times 10^8 \text{ (mm}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(式 2(1)-3)}$$

試験体に負荷される鉛直方向のプレストレス力による鉛直方向の軸力  $N$  ( $= 9.23 \times 10^5 \text{ (N)}$ ) を用いて、鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度  $\sigma_v$  を求める。

$$\sigma_v = N / (A_{n,s} \times (E_s / E_c) + A_{n,c}) = 1.26 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots \text{(式 2(1)-4)}$$

以上より，第1折点の曲げモーメント  $M_1$  及び曲率  $\phi_1$  を算出する。

$$M_1 = Z_e \cdot \sigma_v = \underline{2.47 \times 10^2 (\text{kN} \cdot \text{m})} \cdots \cdots \cdots \text{(式 2(1)-5)}$$

$$\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e) = \underline{7.06 \times 10^{-5} (1/\text{m})} \cdots \cdots \cdots \text{(式 2(1)-6)}$$

### (第2折点)

ファイバーモデルは、有限要素法におけるはり部材のモデルの1つであり、構造物の断面欠損を考慮した非線形特性を評価することができる。RPV ペDESTALの開口による断面欠損を考慮し、ファイバーモデルを用いて漸増させる荷重(モーメント)に対する収束計算により、中立軸と曲率を求め、鋼板とコンクリートの応力度 $\sigma$ とひずみ $\varepsilon$ を導出する。

鋼板が降伏状態に至る際のモーメント及び曲率が、それぞれ第2折点のモーメント $M_2$ 及び曲率 $\phi_2$ となる。

### ● モデル化方法

RPV ペDESTALの断面をファイバーモデルとしてモデル化する際は、ベント管及びアクセストンネルを模擬した開口によるコンクリート及び鋼板の断面欠損を考慮した等価板厚を用いる。(図2(1)-2, 3参照)

本計算に用いるコンクリートの応力度 $\sigma$ とひずみ $\varepsilon$ の関係は、発電用原子力設備規格コンクリート製原子炉格納容器規格(JSME S NE1-2003)<sup>(1)</sup>を参考に、CEB-FIP<sup>(2)</sup>モデルを採用する。具体的には、応力ひずみ曲線をパラボラ型とし、圧縮強度到達以降はフラットとする。なお、引張側の強度は無視する。

また、鋼板の応力ひずみ関係は、完全弾塑性(バイリニア)を採用する。

### ● 第2折点のモーメント $M_2$ 及び曲率 $\phi_2$ の算出方法

荷重(モーメント)を漸増させていき、鋼板の応力度が降伏状態に至る際のモーメント及び曲率を算出する。

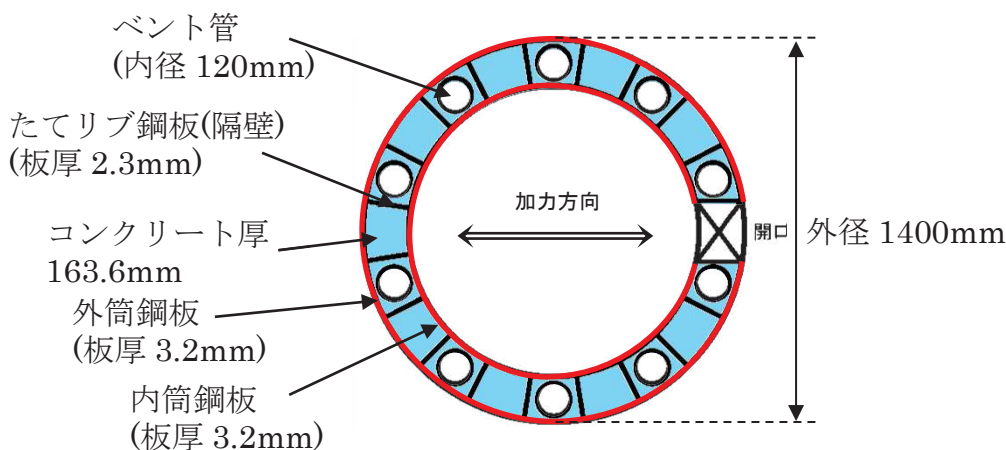


図2(1)-2 ファイバーモデルに考慮する各部材断面  
(赤：鋼板，水色：コンクリート)

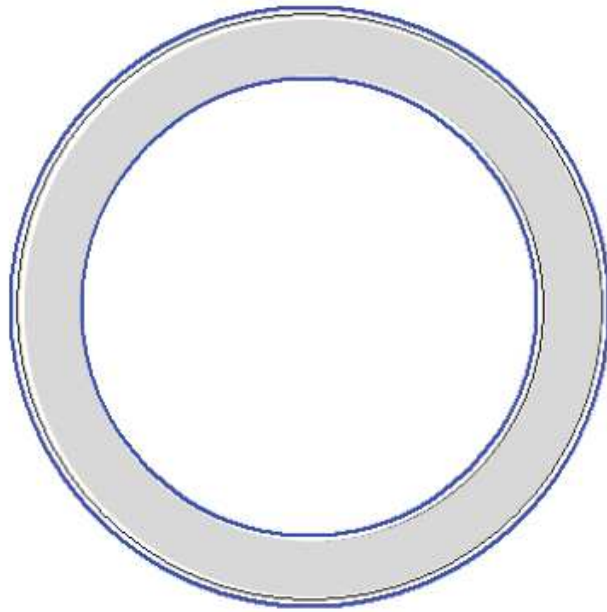


図 2(1)-3 ファイバーモデル構造図(黒線の間がコンクリート, 青線が鋼板)

N : 軸力	$\phi$ : 曲率
M : モーメント	$\epsilon_c$ : コンクリートの圧縮側最大ひずみ
$x_n$ : 中立軸の位置 (モデル左端からの距離)	$\epsilon_s$ : 鋼板の圧縮ひずみ (引張は「-」で示す。)

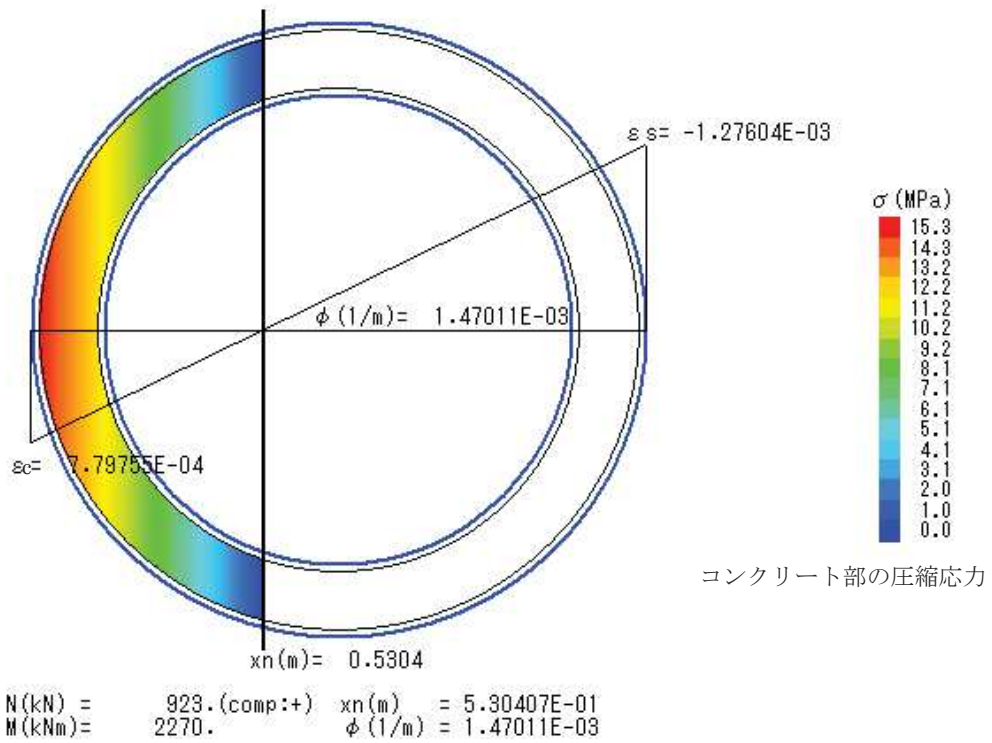


図 2(1)-4 ファイバーモデルによる解析結果

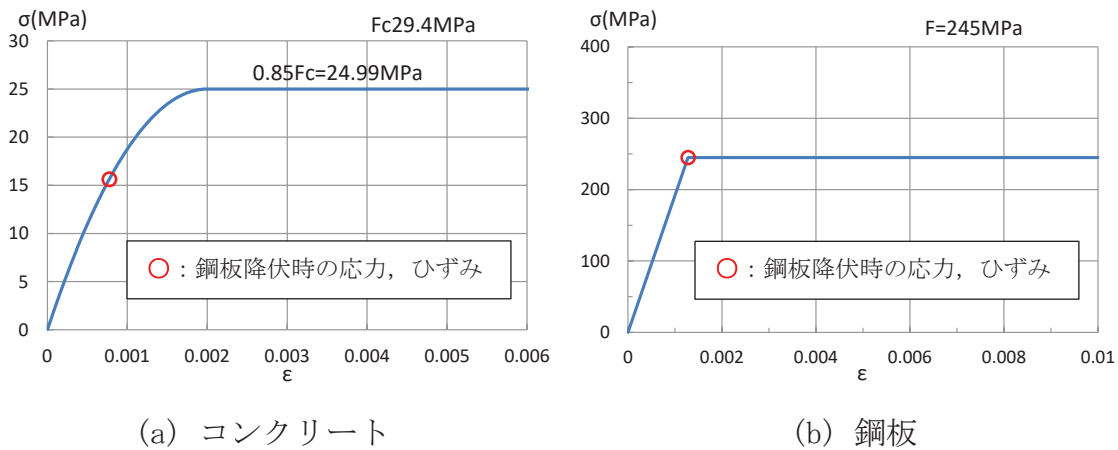


図 2(1)-5 コンクリート及び鋼板の応力ひずみ関係

- 第2折点の曲げモーメント  $M_2 = 2.27 \times 10^3 (kN \cdot m)$
- 第2折点の曲率  $\phi_2 = 1.47 \times 10^{-3} (1/m)$

(2) せん断のスケルトンカーブ導出過程

a. 評価式

(第1折点)

$$\bullet Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr}$$

$$\bullet \gamma_1 = \tau_{cr}/G_c$$

$$\text{ただし, } \tau_{cr} = 0.5^{*1} \times \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_V)}$$

注) \*1: せん断ひび割れ強度については, RPV ペDESTALの内外円筒鋼板及び縦リブ間に充填されたコンクリートにベント管を埋め込んだ特殊な構造であり, コンクリートに大きな開口欠損がある。ベント管周りのコンクリート部は実際には複雑な応力状態を形成していると考えられるため, その影響を考慮して, せん断ひび割れ強度  $\tau_{cr}$  の 0.5 倍の値を仮定し用いる。

$A_c$  : コンクリートのせん断断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$A_s$  : 鋼板のせん断断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$G_c$  : コンクリートのせん断弾性係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$G_s$  : 鋼板のせん断弾性係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$E_c$  : コンクリートのヤング係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$E_s$  : 鋼板のヤング係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$\tau_{cr}$  : コンクリートのせん断ひび割れ強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

ペDESTALコンクリートの設計基準強度 = 29.4 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$\sigma_V$  : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

(RPV ペDESTAL及び RPV ペDESTALが支持する機器の死荷重による鉛直方向の軸力) / ((各鋼板の断面積の和)  $\times$  ( $E_s/E_c$ ) + (コンクリート部の断面積))

第1折点は, RPV ペDESTALのコンクリートと鋼板を考慮したせん断断面積 (コンクリートのせん断断面積  $A_c$  及びそれと等価な RPV ペDESTAL鋼板のせん断断面積  $(G_s/G_c) \cdot A_s$  の和) にコンクリートのせん断ひび割れ強度  $\tau_{cr}$  を乗じた値, すなわち RPV ペDESTALコンクリート部にせん断ひび割れが発生する点の  $Q$ ,  $\gamma$  を表している。



(第2折点)

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

$$\gamma_2 = Q_2 / (K_\alpha + K_\beta)$$

ただし,  $K_\alpha = A_s \cdot G_s$

$A_s$  : 鋼板のせん断断面積 (mm<sup>2</sup>)

$G_s$  : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$K_\alpha$  : 鋼板のせん断剛性

$K_\beta$  : 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

$\sigma_y$  : 鋼板の降伏点強度 (N/mm<sup>2</sup>)

第1折点でコンクリートにひび割れが発生した後もコンクリートは圧縮方向(ひび割れ角度 $\theta$ の方向)にのみ抵抗する弾性体(異方性弾性体)として挙動し、鋼板と一体となってせん断力に抵抗する。

第2折点の評価に用いるコンクリートの有効せん断剛性 $K_\beta$ は、SC規程の附属書2.1解説及び、コンクリートひび割れ後のコンクリートと鋼板の挙動に関する既往知見<sup>(3)</sup>に示される以下の理論式を用いて、 $Q_c = K_\beta \cdot \gamma$ 、 $\delta = H \cdot \gamma$ の関係より算出する。

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

$$C1 = L \cdot \cos\theta \left( \frac{\cos\theta}{sAx} - \frac{\sin\theta}{sAy} \nu_s \right)$$

$$C2 = H \cdot \sin\theta \left( \frac{\sin\theta}{sAy} - \frac{\cos\theta}{sAx} \nu_s \right)$$

ここで、

$Q_c$  : コンクリートの受け持つせん断力 (N)

$\delta$  : 水平変位 (mm)

$\gamma$  : せん断ひずみ度

$E_c'$  : コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数で、コンクリートのヤング係数に0.7を乗じた値を用いる。(N/mm<sup>2</sup>)

$E_s$  : 鋼材のヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$t_c$  : コンクリート板厚 (mm)

$\nu_c$  : コンクリートのポアソン比

$\nu_s$  : 鋼材のポアソン比

L : 隔壁の間隔 (mm)

H : 隔壁の高さ (mm)

sAy : 鋼材の水平断面の断面積 (mm<sup>2</sup>)

sAx : 鋼材の鉛直断面の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\theta$  : 圧縮ストラット角度 ( $\theta = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L}\right)$ )

( $\theta = 45^\circ$  とした場合の評価式が SC 規程に例示されている。)

b. 具体的計算過程

(第1折点)

ベント管による断面欠損を考慮し算出する。(図2(2)-1)

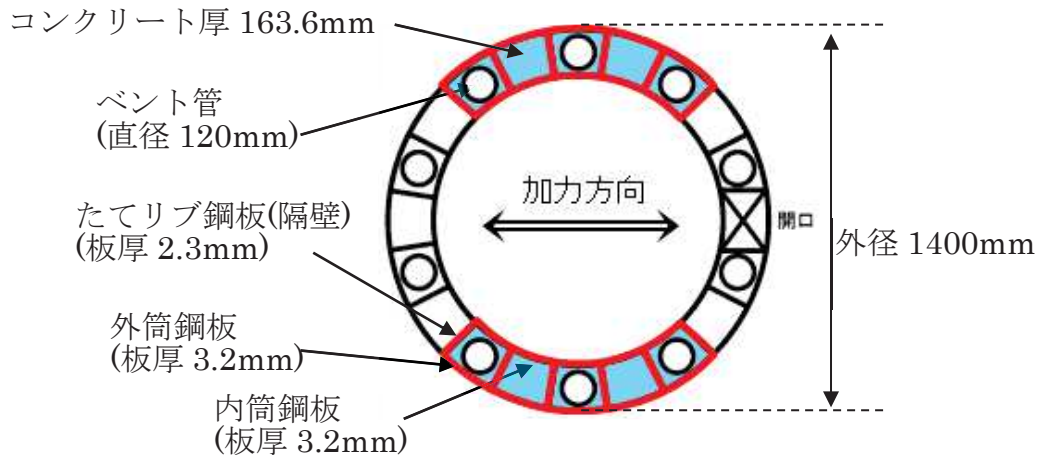


図2(2)-1 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面  
(赤：鋼板，水色：コンクリート)

● 計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値は，試験体の規格値を用いる。また，各部材のせん断断面積は，実機 RPV ペデスタルと同様に求める。(表2(2)-1, 表2(2)-2)

コンクリート及び鋼板のせん断弾性係数  $G_c$ ， $G_s$  は，以下に示す式により，それぞれのヤング係数，ポアソン比  $\nu_c=0.167$ ， $\nu_s=0.3$  を用いて求める。

$$G_c = \frac{E_c}{2(1+\nu_c)} = 10900 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(式 2(2)-1)}$$

$$G_s = \frac{E_s}{2(1+\nu_s)} = 73900 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(式 2(2)-2)}$$

表 2(2)-1 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのせん断弾性係数 $G_c$	10,900 (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(2)-1)
鋼板のせん断弾性係数 $G_s$	73,900 (N/mm <sup>2</sup> )	式 2(2)-2
コンクリートのヤング係数 $E_c$	25,500 (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(1)-1)
鋼板のヤング係数 $E_s$	192,000 (N/mm <sup>2</sup> )	告示 501 号
コンクリートの圧縮強度 $\sigma_B$	29.4 (N/mm <sup>2</sup> )	設計基準強度

表 2(2)-2 各部材断面のせん断断面積

項目	値	対象箇所
コンクリートのせん断断面積 $A_c$	$2.595 \times 10^5$ (mm <sup>2</sup> )	図 2(2)-1 の水色部分
鋼板のせん断断面積 $A_s$	$1.425 \times 10^4$ (mm <sup>2</sup> )	図 2(2)-1 の赤線部分

鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度  $\sigma_v$  は、曲げのスケルトンカーブ算出に用いた値と同一であり、 $\sigma_v = 1.26$  (N/mm<sup>2</sup>) となる。

コンクリートの圧縮強度  $\sigma_B$  (表 2(2)-1) と  $\sigma_v$  を用いて、コンクリートのせん断ひび割れ強度  $\tau_{cr}$  を求める。

$$\tau_{cr} = 0.5^{*1} \times \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)} = 1.11 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(式 2(2)-3)}$$

注) \*1 : せん断ひび割れ強度については、RPV ペDESTALの内外円筒鋼板及び縦リブ間に充填されたコンクリートにベント管を埋め込んだ特殊な構造であり、コンクリートに大きな開口欠損がある。ベント管周りのコンクリート部は実際には複雑な応力状態を形成していると考えられるため、その影響を考慮して、せん断ひび割れ強度  $\tau_{cr}$  の 0.5 倍の値を仮定し用いる。

以上より、第 1 折点のせん断力  $Q_1$  及びせん断変形角  $\gamma_1$  を算出する。

$$Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr} = \underline{3.95 \times 10^2 \text{ (kN)}} \dots\dots\dots \text{(式 2(2)-4)}$$

$$\gamma_1 = \tau_{cr}/G_c = \underline{1.02 \times 10^{-4} \text{ (rad)}} \dots\dots\dots \text{(式 2(2)-5)}$$

(第2折点)

コンクリート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 $K_{\beta}$ を算出する際は、断面全体のうち半分がせん断力に対して有効な領域と仮定し、SC構造体ユニット①、②それぞれについて、全周（欠損がないものとして扱う）の半分に相当する部分の剛性を評価する。

具体的には、次に示す手順で層全体の $K_{\beta}$ を求める。

- ・ SC構造体ユニット①とSC構造体ユニット②それぞれの $K_{\beta}$ を求める。
- ・ 層全体の $K_{\beta}$ を求める。

(層全体の $K_{\beta}$  = (SC構造体ユニット①の $K_{\beta}$ の総和 + SC構造体ユニット②の $K_{\beta}$ の総和) / 2)

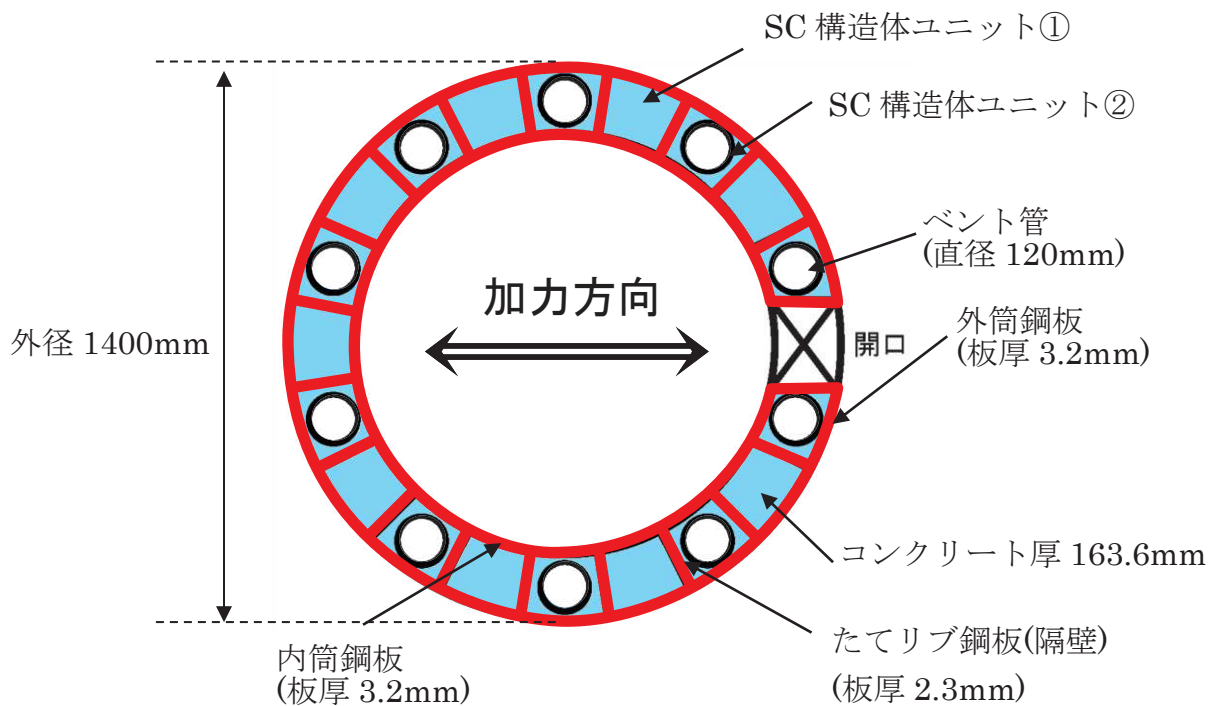


図 2(2)-2 SC 構造体ユニット (赤が鋼板, 青がコンクリート)

鋼板のせん断剛性 $K_{\alpha}$ は、第1折点と同様に方向に応じた部材断面を考慮し求める。

●  $K_\beta$ の算出方法 (SC 構造体ユニット①)

コンクリート及び鋼板の材料物性値は、試験体の規格値を用いる。 $K_\beta$ の算出は、実機試験体の構造(寸法)に応じた値を用いて行う。(図2(2)-3, 表2(2)-3, 表2(2)-4)

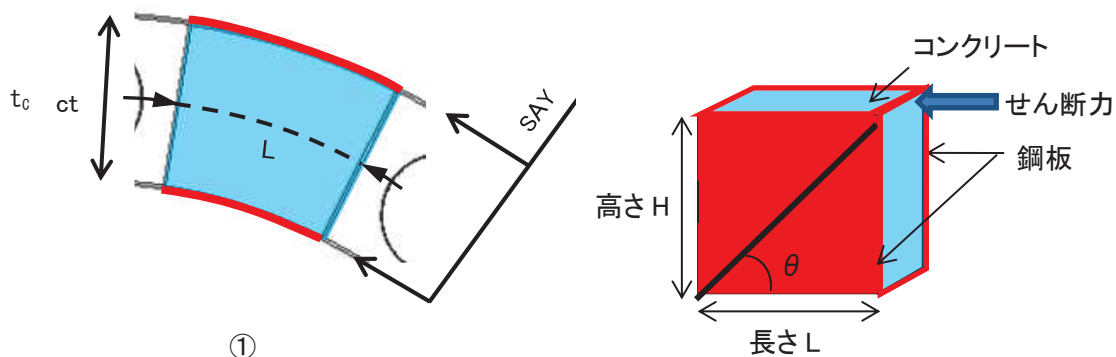


図2(2)-3 SC 構造体ユニット① (赤が鋼板, 水色がコンクリート)

表2(2)-3 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのヤング係数 $E_c$	25,500 (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式2(1)-1)
鋼板のヤング係数 $E_s$	192,000 (N/mm <sup>2</sup> )	告示501号
コンクリートのポアソン比 $\nu_c$	0.167	鉄筋コンクリート構造計算規準
鋼材のポアソン比 $\nu_s$	0.3	鋼構造設計規準

表2(2)-4 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
SC 構造体ユニットの高さ H	1,630 (mm)	図2(2)-3 の高さ H
SC 構造体ユニットの長さ L	193.2 (mm)	図2(2)-3 の長さ L
コンクリート板厚 $t_c$	163.6 (mm)	図2(2)-3 の $t_c$
鋼材の水平断面の断面積 $s_{Ay}$	1,236 (mm <sup>2</sup> )	-
鋼材の鉛直断面の断面積 $s_{Ax}$	10,432 (mm <sup>2</sup> )	-

圧縮ストラット角度  $\theta$  は、SC 構造体ユニット①の高さ  $H$  及び長さ  $L$  を用いて求める。

$$\theta = \tan^{-1}(H/L) = 83.2(^{\circ}) \dots\dots\dots (式 2(2)-6)$$

コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数  $E_c'$  は、コンクリートのヤング係数  $E_c$  に 0.7 を乗じることにより求める。

$$E_c' = 0.7 \times E_c = 17,850 (N/mm^2) \dots\dots\dots (式 2(2)-7)$$

以上より、SC 構造体ユニット①ひとつあたりの  $K_{\beta}$  を求める。

$$C1 = L \cdot \cos\theta \left( \frac{\cos\theta}{sAx} - \frac{\sin\theta}{sAy} \nu_s \right) = -0.00525 \dots\dots\dots (式 2(2)-8)$$

$$C2 = H \cdot \sin\theta \left( \frac{\sin\theta}{sAy} - \frac{\cos\theta}{sAx} \nu_s \right) = 1.29477 \dots\dots\dots (式 2(2)-9)$$

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

$$= \underline{2.39 \times 10^6 (N)} \dots\dots\dots (式 2(2)-10)$$

●  $K_\beta$ の算出方法 (SC 構造体ユニット②)

コンクリート及び鋼板の材料物性値は、試験体の規格値を用いる。 $K_\beta$ の算出は、実機試験体の構造(寸法)に応じた値を用いて行う。(図2(2)-4, 表2(2)-5, 表2(2)-6)

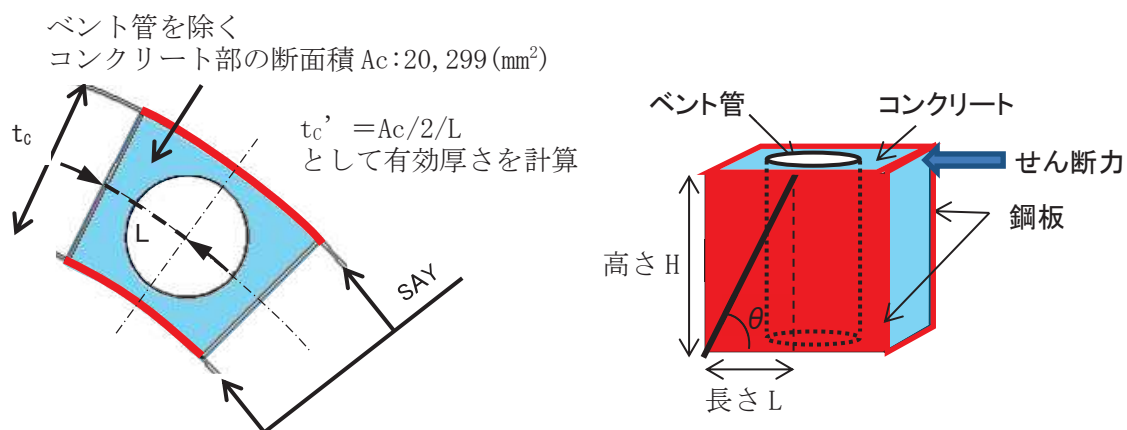


図2(2)-4 SC 構造体ユニット② (赤が鋼板, 水色がコンクリート)

表2(2)-5 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのヤング係数 $E_c$	25,500 (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式2(1)-1)
鋼板のヤング係数 $E_s$	192,000 (N/mm <sup>2</sup> )	告示501号
コンクリートのポアソン比 $\nu_c$	0.167	鉄筋コンクリート構造計算規準
鋼材のポアソン比 $\nu_s$	0.3	鋼構造設計規準

表2(2)-6 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
SC 構造体ユニットの高さ $H$	1,630 (mm)	図2(2)-4 の高さ $H$
SC 構造体ユニットの長さ $L$	96.6 (mm)	図2(2)-4 の長さ $L$
コンクリート板厚 $t_c$	163.6 (mm)	図2(2)-4 の $t_c$
鋼材の水平断面の断面積 $s_{Ay}$	618 (mm <sup>2</sup> )	-
鋼材の鉛直断面の断面積 $s_{Ax}$	10,432 (mm <sup>2</sup> )	-



圧縮ストラット角度  $\theta$  は、SC 構造体ユニット②の高さ  $H$  及び長さ  $L$  を用いて求める。

$$\theta = \tan^{-1}(H/L) = 86.6(^{\circ}) \dots\dots\dots \text{(式 2(2)-11)}$$

コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数  $E_c'$  は、コンクリートのヤング係数  $E_c$  に 0.7 を乗じることにより求める。

$$E_c' = 0.7 \times E_c = 17,850 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(式 2(2)-12)}$$

SC 構造体ユニット②では、コンクリート部にベント管が内蔵されていることから、 $K_{\beta}$  の算出に用いるコンクリート厚さは、ベント管を除くコンクリート部の断面積  $A_c$  のうち、半分が有効とし、SC 構造体ユニットの長さ  $L$  で除することにより求まる有効板厚  $t_c'$  を用いる。

$$t_c' = A_c/2/L = 105.1 \text{ (mm)} \dots\dots\dots \text{(式 2(2)-13)}$$

以上より、SC 構造体ユニット②ひとつあたりの  $K_{\beta}$  を求める。

$$C1 = L \cdot \cos\theta \left( \frac{\cos\theta}{s_{Ax}} - \frac{\sin\theta}{s_{Ay}} \nu_s \right) = -0.00274 \dots\dots\dots \text{(式 2(2)-14)}$$

$$C2 = H \cdot \sin\theta \left( \frac{\sin\theta}{s_{Ay}} - \frac{\cos\theta}{s_{Ax}} \nu_s \right) = 2.62549 \dots\dots\dots \text{(式 2(2)-15)}$$

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

$$= 2.56 \times 10^5 \text{ (N)} \dots\dots\dots \text{(式 2(2)-16)}$$

● 層全体の  $K_{\beta}$

層全体の  $K_{\beta}$  は、 = SC 構造体ユニット①の  $K_{\beta}$  の総和 + SC 構造体ユニット②の  $K_{\beta}$  の総和) / 2

$$= 1.32 \times 10^7 \text{ (N)} \dots\dots\dots \text{(式 2(2)-17)}$$

●  $K_a$ の算出方法

ベント管による断面欠損を考慮し算出する。(図 2(2)-5)

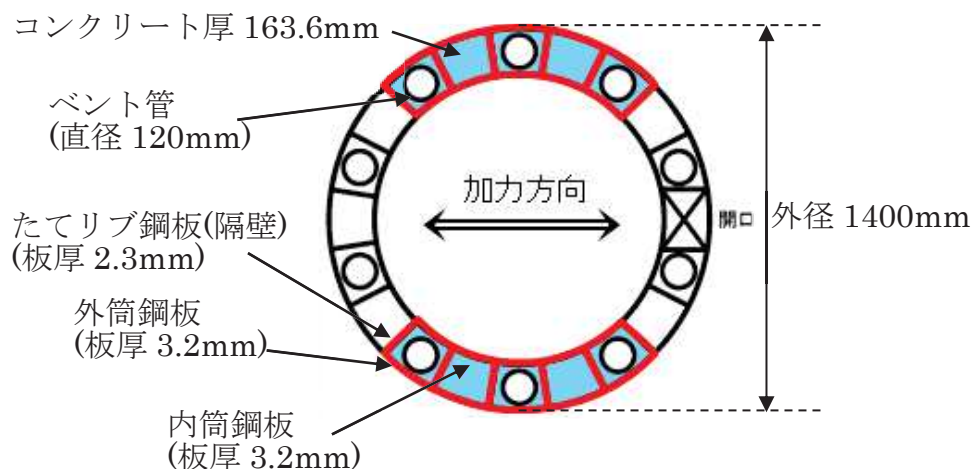


図 2(2)-5 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面  
(赤：鋼板，水色：コンクリート)

● 計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値は，試験体の規格値を用いる。 $K_a$ の算出は，実機試験体の構造（寸法）に応じた値を用いて行う。(表 2(2)-7, 表 2(2)-8)

表 2(2)-7 鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
鋼板のヤング係数 $E_s$	192,000 (N/mm <sup>2</sup> )	告示 501
鋼板のせん断弾性係数 $G_s$	73,900 (N/mm <sup>2</sup> )	式 2(2)-2
鋼板の降伏点強度 $\sigma_y$	245 (N/mm <sup>2</sup> )	鋼構造設計基準, JIS G 3101

表 2(2)-8 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
鋼板のせん断断面積 $A_s$	$1.425 \times 10^4$ (mm <sup>2</sup> )	図 2(2)-5 の赤線部分

鋼板のせん断断面積  $A_s$  及びせん断弾性係数  $G_s$  を用いて鋼板のせん断剛性  $K_\alpha$  を求める。

$$K_\alpha = A_s \cdot G_s = 105 \times 10^7 \text{ (N)} \dots\dots\dots \text{(式 2(2)-18)}$$

以上より，式 2(2)-17 で求めた，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  $K_\beta$  を用いて，第 2 折点のせん断力  $Q_2$  及びせん断変形角  $\gamma_2$  を算出する。

$$K_\alpha = 105 \times 10^7 \text{ (N)}$$

$$K_\beta = 1.32 \times 10^7 \text{ (N)}$$

・ 第 2 折点のせん断力  $Q_2$

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

$$= 2.04 \times 10^3 \text{ (kN)} \dots\dots\dots \text{(式 2(2)-19)}$$

・ 第 2 折点のせん断変形角  $\gamma_2$

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

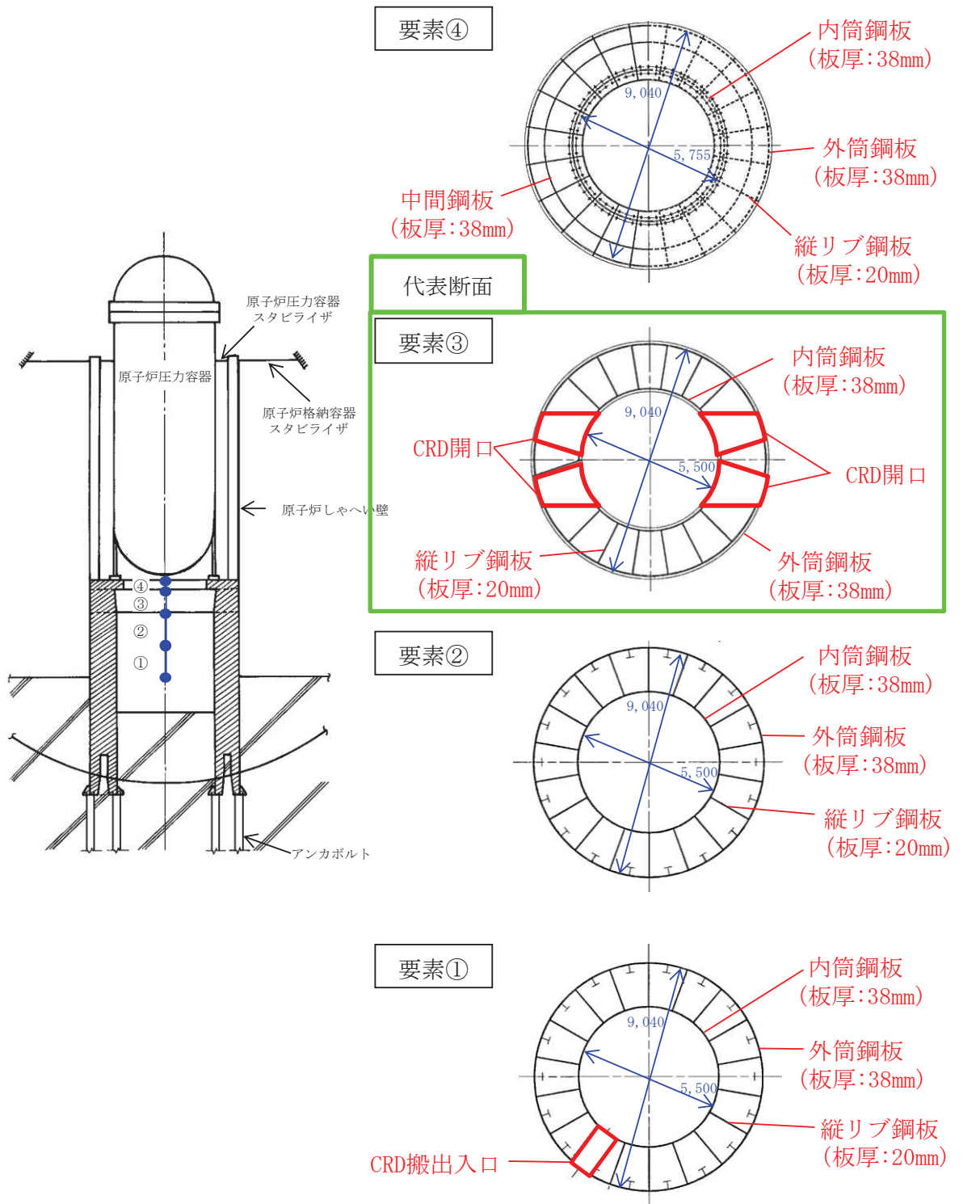
$$= 1.92 \times 10^{-3} \text{ (rad)} \dots\dots\dots \text{(式 2(2)-20)}$$

### 3. 女川 2 号炉 RPV ペDESTAL のスケルトンカーブ設定方針

RPV ペDESTAL は、各断面で水平鋼板、中間鋼板、水平リブ、CRD 開口及び CRD 搬出入口の有無などの構造の差異があるため、既工認と同様、今回の RPV ペDESTAL の復元力特性の設定においては、各断面の構造差異を考慮し、スケルトンカーブを設定する。

RPV ペDESTAL の各断面を図 3-1 に示す。

スケルトンカーブの設定においては、各断面で、水平鋼板、中間鋼板及び水平リブによるコンクリートの分断を考慮することを含め、CRD 開口及び CRD 搬出入口による断面欠損を考慮するという点は共通で、計算過程も同一であることから、一例として CRD 開口を有する断面を代表として 4 項に計算過程を示す。



(単位 : mm)

図 3-1 RPV ペデスタルの各断面

#### 4. 女川2号炉 RPV ペDESTALの計算過程 (要素③)

##### (1) 曲げのスケルトンカーブ導出過程

##### a. RPV ペDESTALの構造特性を踏まえた評価式

###### (第1折点)

- $M_1 = Z_e \cdot (\alpha f_t + \sigma_v)$
- $\phi_1$ は初期剛性と $M_1$ の交点 ( $\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$ )

注) 水平鋼板及び水平リブがコンクリートを分断するため、コンクリートの曲げ引張強度  $f_t$  に対して、RPV ペDESTALの全断面積とコンクリートが連続する面積との比率を乗じる必要があります、水平鋼板で分断される要素③、④は $\alpha=0$ 、水平リブで分断される要素①、②は $\alpha=0.6$ を乗じる。なお、水平リブによる分断については、水平リブの上下方向の投影した面積を考慮した。

$Z_e$  : 鋼板を考慮したコンクリートの断面係数( $\text{mm}^3$ ) ( $= I_e / (D/2)$ )

$D/2$  : 中心から最外縁までの距離 ( $D$ は最外直径)

$\sigma_v$  : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

(RPV ペDESTAL及び RPV ペDESTALが支持する機器の死荷重による鉛直方向の軸力) / ((各鋼板の断面積の和)  $\times$  ( $E_s/E_c$ ) + (開口欠損を考慮したコンクリート部の断面積))

$f_t$  : コンクリートの曲げ引張強度( $\text{N}/\text{mm}^2$ ) ( $= 0.38\sqrt{\sigma_B}$ )

$\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

RPV ペDESTALコンクリートの設計基準強度 $= 32.3$  ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$E_c$  : コンクリートのヤング係数( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$E_s$  : 鋼板のヤング係数( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$I_e$  : 鋼板を考慮したコンクリートの断面二次モーメント( $\text{mm}^4$ )

(各鋼板の断面二次モーメントの和)  $\times$  ( $E_s/E_c$ ) + (開口欠損を考慮したコンクリート部の断面二次モーメント)

$\alpha$  : 開口率 (RPV ペDESTALの全断面積に対する開口部の面積の比率)

要素③、④における第1折点は、RPV ペDESTAL円筒部の曲げ引張側の死荷重による圧縮応力( $\sigma_v$ )が0となる時点の $M$ 及び $\phi$ を表し、要素①、②の第1折点は、RPV ペDESTAL円筒部の曲げ引張側のコンクリート部にひび割れが生じる点の $M$ 及び $\phi$ を表している。

###### (第2折点)

- $M_2 = M_y$

- $\phi_2 = \phi_y$

$M_y$  : 鋼板降伏時モーメント ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ )

$\phi_y$  : 鋼板降伏時曲率 ( $1/\text{mm}$ )

b. 具体的計算過程

(第1折点)

● NS 方向

CRD 開口による断面欠損を考慮し算出する。(図 4(1)-1)

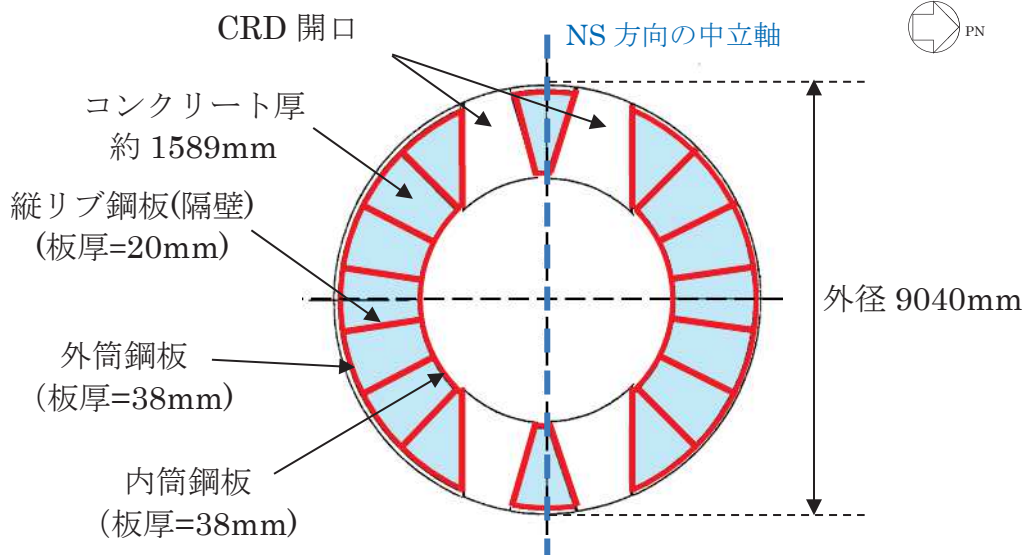


図 4(1)-1 断面二次モーメント及び断面積の算出に考慮する各部材断面  
(赤：鋼板，水色：コンクリート)

● 計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値，各部材断面の断面二次モーメント及び断面積は，既工認と同様に設定する。(表 4(1)-1，表 4(1)-2)

表 4(1)-1 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのヤング係数 $E_c$	26,500 (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(1)-1)
鋼板のヤング係数 $E_s$	191,000 (N/mm <sup>2</sup> )	告示 501 号
コンクリートの圧縮強度 $\sigma_B$	32.3 (N/mm <sup>2</sup> )	設計基準強度

表 4(1)-2 各部材断面の断面二次モーメント及び断面積

項目	値	対象箇所
コンクリート部の断面二次モーメント $I_c$	$2.534 \times 10^{14}$ (mm <sup>4</sup> )	図 4(1)-1 の水色部分
各鋼板の断面二次モーメントの和 $I_s$	$1.514 \times 10^{13}$ (mm <sup>4</sup> )	図 4(1)-1 の赤線部分
コンクリート部の断面積 $A_{n,c}$	$9.974 \times 10^6$ (mm <sup>2</sup> )	図 4(1)-1 の水色部分
各鋼板の断面積の和 $A_{n,s}$	$5.515 \times 10^5$ (mm <sup>2</sup> )	図 4(1)-1 の赤線部分

各部材断面の断面二次モーメント（表 4(1)-2）を用いて，鋼板を考慮したコンクリートの断面二次モーメント  $I_e$  を求める。

$$I_e = I_s \times (E_s / E_c) + I_c = 1.097 \times 10^{14} + 2.534 \times 10^{14} \\ = 3.631 \times 10^{14} (\text{mm}^4) \dots \dots \dots \text{(式 4(1)-1)}$$

中心から最外縁までの距離  $D / 2 = 4,520\text{mm}$ （ $D$  は最外直径）を用いて，鋼板を考慮したコンクリートの断面係数  $Z_e$  を求める。

$$Z_e = I_e / (D / 2) = 8.033 \times 10^{10} (\text{mm}^3) \dots \dots \dots \text{(式 4(1)-2)}$$

RPV ペDESTAL 及び RPV ペDESTAL が支持する機器の死荷重による鉛直方向の軸力  $N (= 3.172 \times 10^7 (\text{N}))$  を用いて，鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度  $\sigma_v$  を求める。

$$\sigma_v = N / (A_{n,s} \times (E_s / E_c) + A_{n,c}) = 0.7875 (\text{N/mm}^2) \dots \text{(式 4(1)-3)}$$

以上より，第 1 折点の曲げモーメント  $M_1$  及び曲率  $\phi_1$  を算出する。

$$M_1 = Z_e \cdot \sigma_v = \underline{6.326 \times 10^4 (\text{kN} \cdot \text{m})} \dots \dots \dots \text{(式 4(1)-4)}$$

$$\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e) = \underline{6.574 \times 10^{-6} (1/\text{m})} \dots \dots \dots \text{(式 4(1)-5)}$$



● EW 方向

CRD 開口による断面欠損を考慮し算出する。(図 4(1)-2)

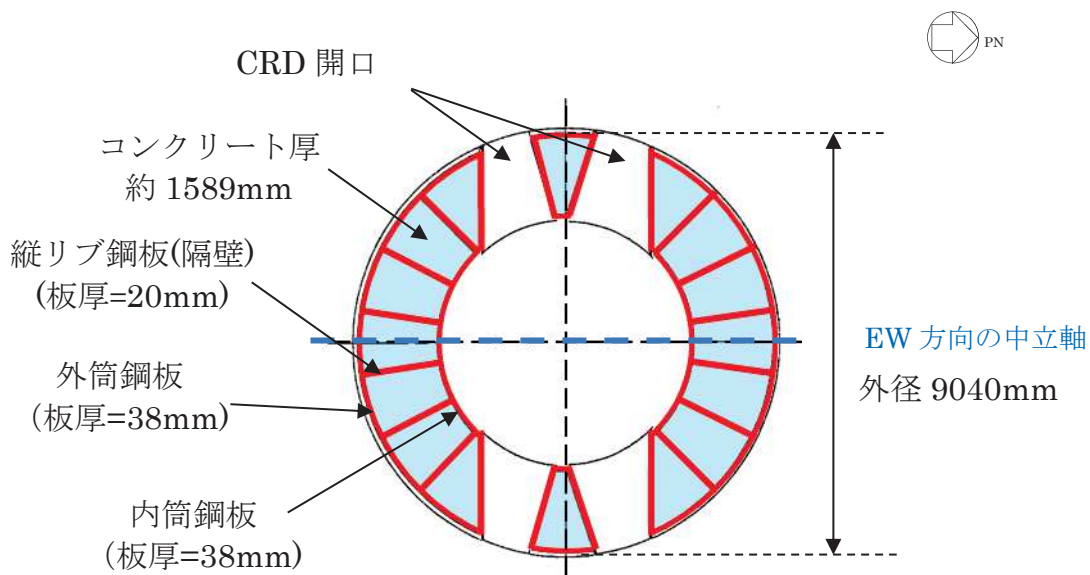


図 4(1)-2 断面二次モーメント及び断面積の算出に考慮する各部材断面  
(赤：鋼板，水色：コンクリート)

● 計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値，各部材断面の断面二次モーメント及び断面積は，既工認と同様に設定する。(表 4(1)-1，表 4(1)-2)

表 4(1)-1 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのヤング係数 $E_c$	26,500 (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(1)-1)
鋼板のヤング係数 $E_s$	191,000 (N/mm <sup>2</sup> )	告示 501 号
コンクリートの圧縮強度 $\sigma_B$	32.3 (N/mm <sup>2</sup> )	設計基準強度

表 4(1)-2 各部材断面の断面二次モーメント及び断面積

項目	値	対象箇所
コンクリート部の断面二次モーメント $I_c$	$1.642 \times 10^{14}$ (mm <sup>4</sup> )	図 4(1)-2 の水色部分
各鋼板の断面二次モーメントの和 $I_s$	$9.810 \times 10^{12}$ (mm <sup>4</sup> )	図 4(1)-2 の赤線部分
コンクリート部の断面積 $A_{n,c}$	$1.878 \times 10^7$ (mm <sup>2</sup> )	図 4(1)-2 の水色部分
各鋼板の断面積の和 $A_{n,s}$	$1.039 \times 10^6$ (mm <sup>2</sup> )	図 4(1)-2 の赤線部分

各部材断面の断面二次モーメント（表 4(1)-2）を用いて，鋼板を考慮したコンクリートの断面二次モーメント  $I_e$  を求める。

$$I_e = I_s \times (E_s / E_c) + I_c = 7.109 \times 10^{13} + 1.642 \times 10^{14} \\ = 2.353 \times 10^{14} (\text{mm}^4) \dots\dots\dots \text{(式 4(1)-6)}$$

中心から最外縁までの距離  $D / 2 = 4,520\text{mm}$ （ $D$  は最外直径）を用いて，鋼板を考慮したコンクリートの断面係数  $Z_e$  を求める。

$$Z_e = I_e / (D / 2) = 5.206 \times 10^{13} (\text{mm}^3) \dots\dots\dots \text{(式 4(1)-7)}$$

RPV ペDESTAL 及び RPV ペDESTAL が支持する機器の死荷重による鉛直方向の軸力  $N (= 3.172 \times 10^7 (\text{N}))$  を用いて，鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度  $\sigma_v$  を求める。

$$\sigma_v = N / (A_{n,s} \times (E_s / E_c) + A_{n,c}) = 0.7875 (\text{N/mm}^2) \dots \text{(式 4(1)-8)}$$

以上より，第 1 折点の曲げモーメント  $M_1$  及び曲率  $\phi_1$  を算出する。

$$M_1 = Z_e \cdot \sigma_v = \underline{4.100 \times 10^4 (\text{kN} \cdot \text{m})} \dots\dots\dots \text{(式 4(1)-9)}$$

$$\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e) = \underline{6.575 \times 10^{-6} (1/\text{m})} \dots\dots\dots \text{(式 4(1)-10)}$$

(第2折点)

RPV ペDESTALの断面をファイバーモデルとしてモデル化し、漸増させる荷重（モーメント）に対して収束計算により中立軸と曲率を求め、鋼板とコンクリートの応力度 $\sigma$ とひずみ $\varepsilon$ を導出する。

鋼板が降伏状態に至る際のモーメント及び曲率が、それぞれ第2折点のモーメント $M_2$ 及び曲率 $\phi_2$ となる。

● モデル化方法

RPV ペDESTALの断面をファイバーモデルとしてモデル化する際は、CRD開口によるコンクリート及び鋼板の断面欠損を考慮した等価板厚を用いる。(図4(1)-3～5参照)

本計算に用いるコンクリートの応力度 $\sigma$ とひずみ $\varepsilon$ の関係は、発電用原子力設備規格コンクリート製原子炉格納容器規格(JSME S NE1-2003)<sup>(1)</sup>を参考に、CEB-FIP<sup>(2)</sup>モデルを採用する。具体的には、応力ひずみ曲線をパラボラ型とし、圧縮強度到達以降はフラットとする。なお、引張側の強度は無視する。

また、鋼板の応力ひずみ関係は、完全弾塑性(バイリニア)を採用する。

● 第2折点のモーメント $M_2$ 及び曲率 $\phi_2$ の算出方法

荷重(モーメント)を漸増させていき、鋼板の応力度が降伏状態に至る際のモーメント及び曲率を算出する。

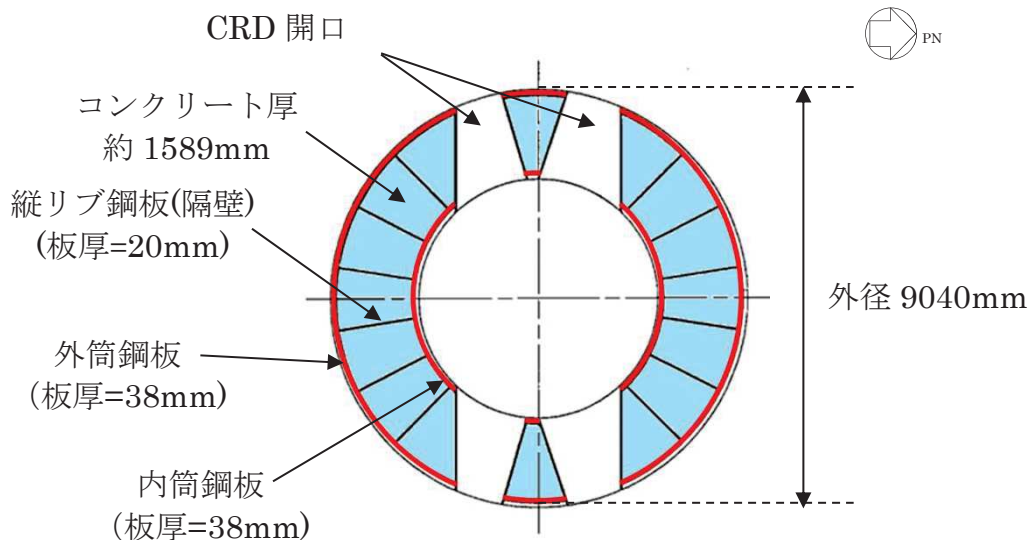


図4(1)-3 ファイバーモデルに考慮する各部材断面  
(赤：鋼板，水色：コンクリート)

● NS方向

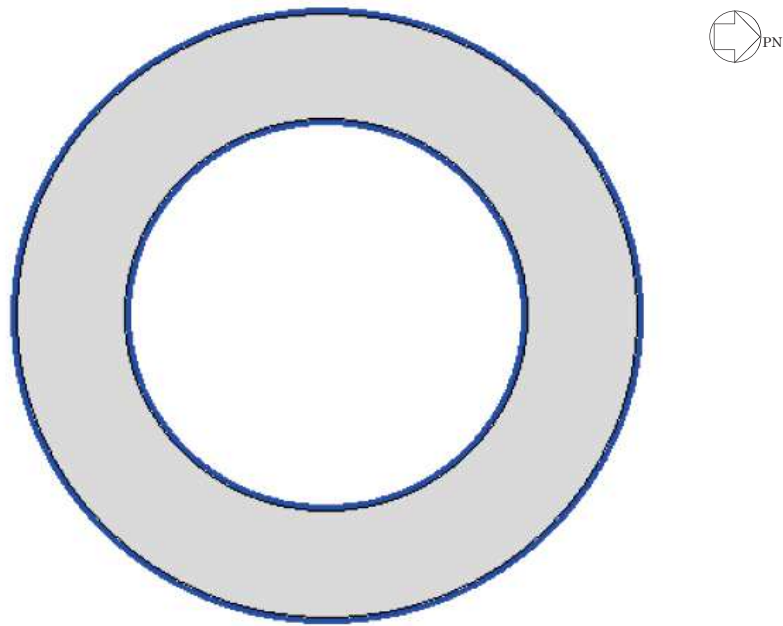


図 4(1)-4 ファイバーモデル構造図(黒線の間がコンクリート, 青線が鋼板)  
【NS 方向】

● EW方向

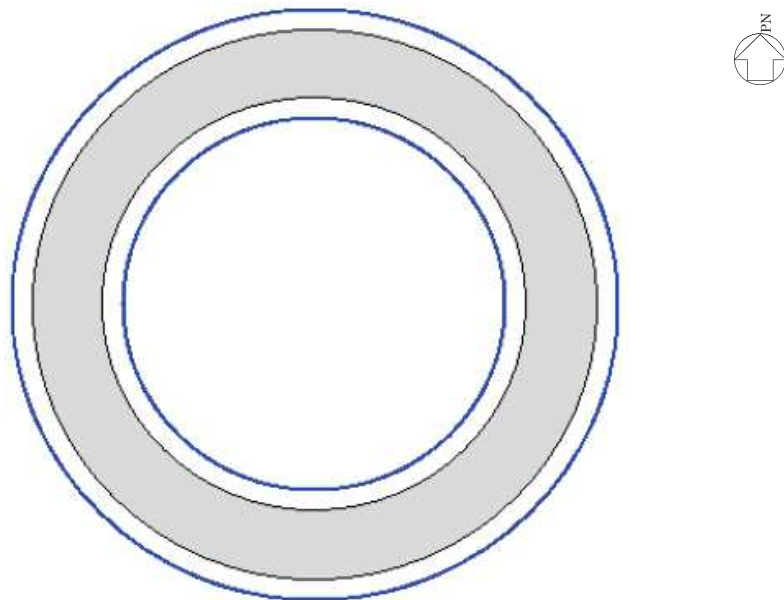


図 4(1)-5 ファイバーモデル構造図(黒線の間がコンクリート, 青線が鋼板)  
【EW 方向】

● NS方向

N : 軸力	$\phi$ : 曲率
M : モーメント	$\epsilon_c$ : コンクリートの圧縮側最大ひずみ
$X_n$ : 中立軸の位置 (モデル左端からの距離)	$\epsilon_s$ : 鋼板の圧縮ひずみ (引張は「-」で示す。)

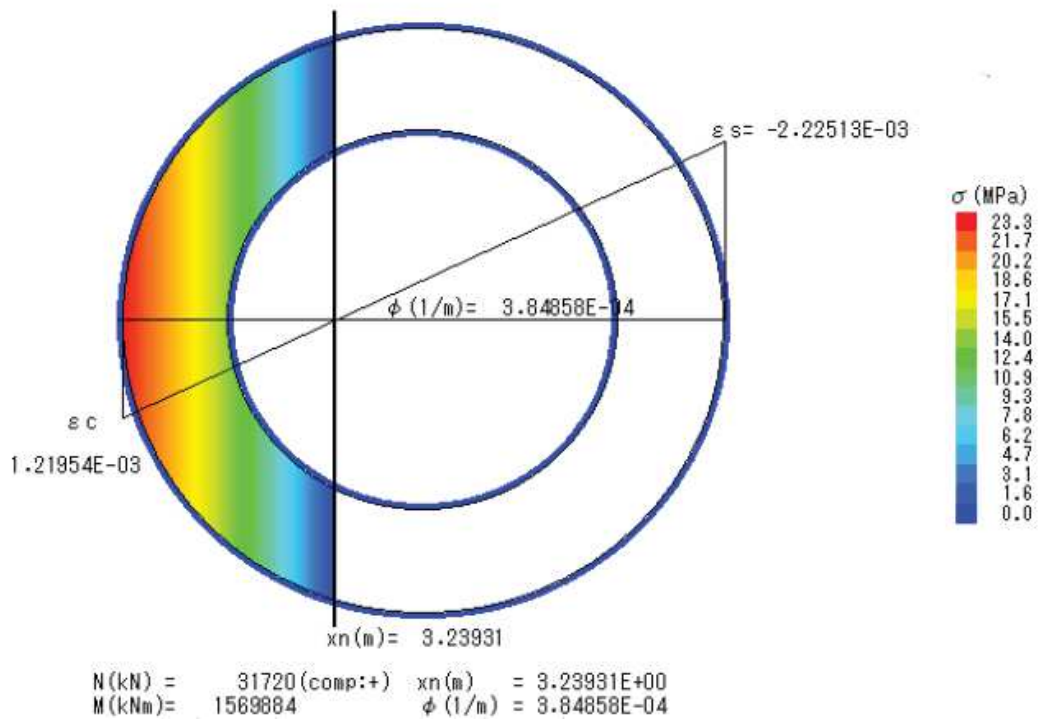
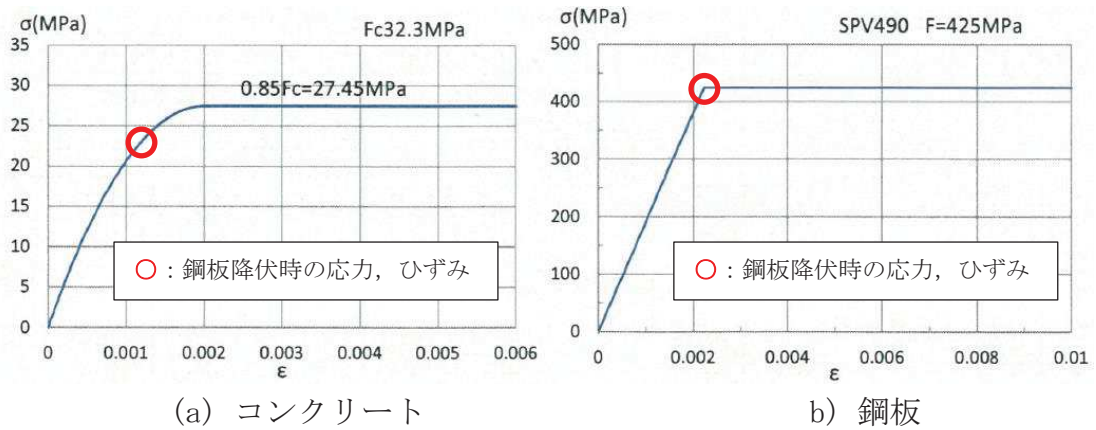


図 4(1)-6 ファイバーモデルによる解析結果 【NS 方向】



(a) コンクリート (b) 鋼板  
図 4(1)-7 コンクリート及び鋼板の応力ひずみ関係 【NS 方向】

- 第2折点の曲げモーメント  $M_2 = 1.570 \times 10^6$  (kN・m)
- 第2折点の曲率  $\phi_2 = 3.849 \times 10^{-4}$  (1/m)

● EW方向

N : 軸力	$\phi$ : 曲率
M : モーメント	$\varepsilon_c$ : コンクリートの圧縮側最大ひずみ
$X_n$ : 中立軸の位置 (モデル左端からの距離)	$\varepsilon_s$ : 鋼板の圧縮ひずみ (引張は「-」で示す。)

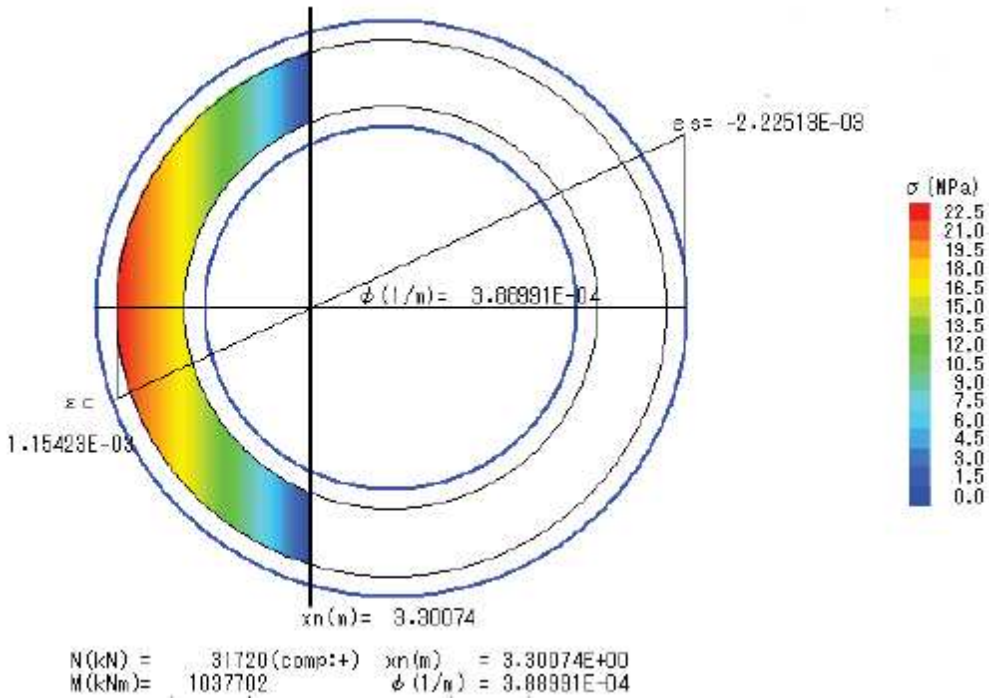
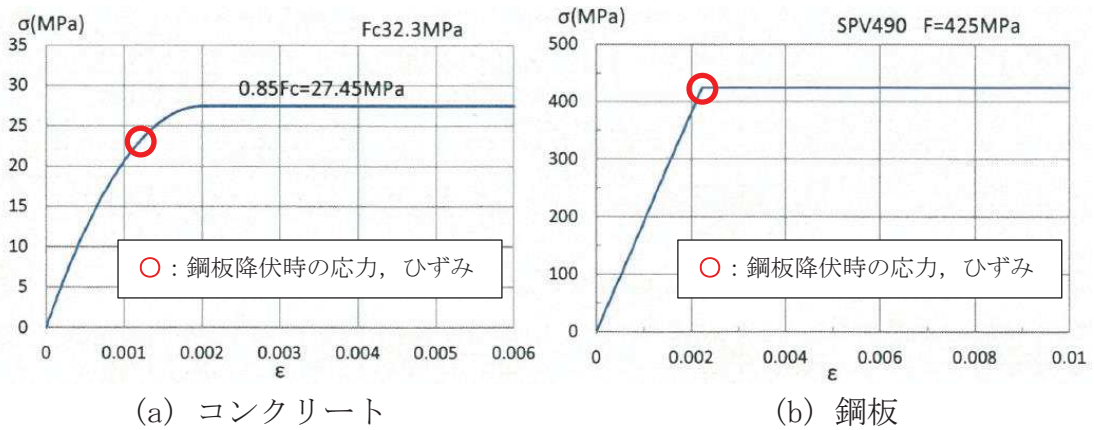


図 4(1)-8 ファイバーモデルによる解析結果 【EW 方向】



(a) コンクリート (b) 鋼板  
図 4(1)-9 コンクリート及び鋼板の応力ひずみ関係 【EW 方向】

- 第2折点の曲げモーメント  $M_2 = 1.038 \times 10^6$  (kN · m)
- 第2折点の曲率  $\phi_2 = 3.890 \times 10^{-4}$  (1/m)

(2) せん断のスケルトンカーブ導出過程

a. 評価式

(第1折点)

- $Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr}$
- $\gamma_1 = \tau_{cr}/G_c$

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

注) RPV ペデスタルのコンクリートは4面を鋼板で囲まれた閉鎖断面のため、せん断ひび割れ強度  $\tau_{cr}$  は SC 規定に従う。

$A_c$  : コンクリートのせん断断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$A_s$  : 鋼板のせん断断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$G_c$  : コンクリートのせん断弾性係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$G_s$  : 鋼板のせん断弾性係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$E_c$  : コンクリートのヤング係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$E_s$  : 鋼板のヤング係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$\tau_{cr}$  : コンクリートのせん断ひび割れ強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

RPV ペデスタルコンクリートの設計基準強度 =  $32.3 (\text{N}/\text{mm}^2)$

$\sigma_v$  : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

(RPV ペデスタル及び RPV ペデスタルが支持する機器の死荷重による鉛直方向の軸力) / ((各鋼板の断面積の和)  $\times (E_s/E_c)$  + (コンクリート部の断面積))

第1折点は、RPV ペデスタルのコンクリートと鋼板を考慮したせん断断面積 (コンクリートのせん断断面積  $A_c$  及びそれと等価な RPV ペデスタル鋼板のせん断断面積  $(G_s/G_c) \cdot A_s$  の和) にコンクリートのせん断ひび割れ強度  $\tau_{cr}$  を乗じた値、すなわち RPV ペデスタルコンクリート部にせん断ひび割れが発生する点の  $Q$ 、 $\gamma$  を表している。

(第2折点)

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

$$\gamma_2 = Q_2 / (K_\alpha + K_\beta)$$

ただし、 $K_\alpha = A_s \cdot G_s$

$A_s$  : 鋼板のせん断断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$G_s$  : 鋼板のせん断弾性係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$K_\alpha$  : 鋼板のせん断剛性

$K_\beta$  : 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

$\sigma_y$  : 鋼板の降伏点強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

第1折点でコンクリートにひび割れが発生した後もコンクリートは圧縮方向(圧縮ストラット角度 $\theta$ の方向)にのみ抵抗する弾性体(異方性弾性体)として挙動し、鋼板と一体となってせん断力に抵抗する。

第2折点の評価に用いるコンクリートの有効せん断剛性 $K_\beta$ は、SC規程の附属書2.1解説及び、コンクリートひび割れ後のコンクリートと鋼板の挙動に関する既往知見<sup>(3)</sup>に示される以下の理論式を用いて、 $Q_c = K_\beta \cdot \gamma$ 、 $\delta = H \cdot \gamma$ の関係より算出する。

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

$$C1 = L \cdot \cos\theta \left( \frac{\cos\theta}{sAx} - \frac{\sin\theta}{sAy} \nu_s \right)$$

$$C2 = H \cdot \sin\theta \left( \frac{\sin\theta}{sAy} - \frac{\cos\theta}{sAx} \nu_s \right)$$

ここで、

$Q_c$  : コンクリートの受け持つせん断力 (N)

$\delta$  : 水平変位 (mm)

$\gamma$  : せん断変形角 (rad)

$E_c'$  : コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数で、コンクリートのヤング係数に0.7を乗じた値を用いる。 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$E_s$  : 鋼材のヤング係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$t_c$  : コンクリート板厚 (mm)

$\nu_c$  : コンクリートのポアソン比



$\nu_s$  : 鋼材のポアソン比

L : 隔壁の間隔 (mm)

H : 隔壁の高さ (mm)

sAy : 鋼材の水平断面の断面積 (mm<sup>2</sup>)

sAx : 鋼材の鉛直断面の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\theta$  : 圧縮ストラット角度 ( $\theta = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L}\right)$ )

( $\theta = 45^\circ$  とした場合の評価式が SC 規程に例示されている。)

b. 具体的計算過程

(第1折点)

● NS 方向

CRD 開口による断面欠損を考慮し算出する。(図 4(2)-1)

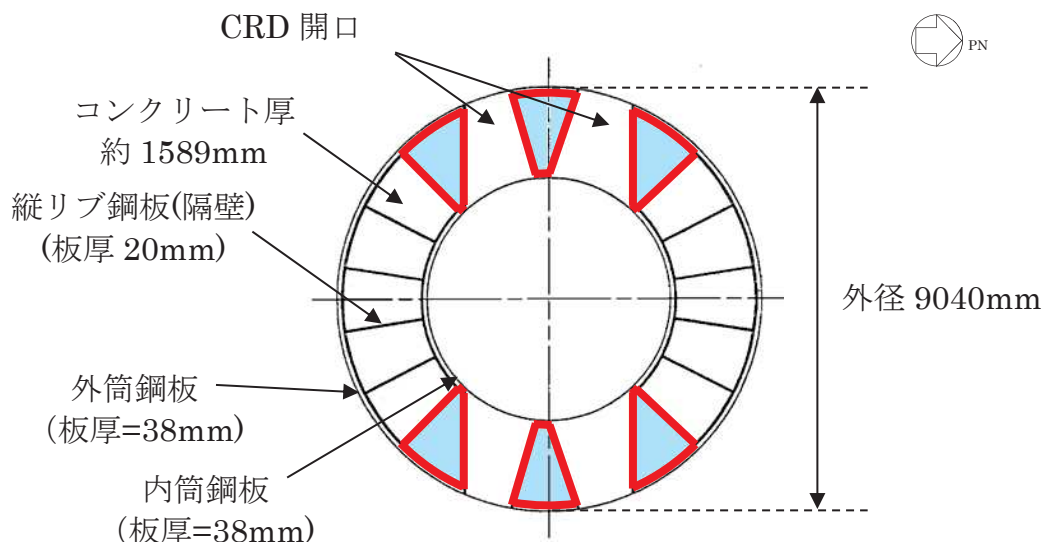


図 4(2)-1 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面  
(赤：鋼板，水色：コンクリート)

● 計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値，各部材断面のせん断断面積は，既工認と同様に設定する。(表 4(2)-1，表 4(2)-2)

表 4(2)-1 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのせん断弾性係数 $G_c$	11,400 (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(2)-1)
鋼板のせん断弾性係数 $G_s$	73,500 (N/mm <sup>2</sup> )	式 2(2)-2
コンクリートのヤング係数 $E_c$	26,500 (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(1)-1)
鋼板のヤング係数 $E_s$	191,000 (N/mm <sup>2</sup> )	告示 501 号
コンクリートの圧縮強度 $\sigma_B$	32.3 (N/mm <sup>2</sup> )	設計基準強度

表 4(2)-2 各部材断面のせん断断面積

項目	値	対象箇所
コンクリートのせん断断面積 $A_c$	$9.974 \times 10^6$ (mm <sup>2</sup> )	図 4(2)-1 の水色部分
鋼板のせん断断面積 $A_s$	$5.515 \times 10^5$ (mm <sup>2</sup> )	図 4(2)-1 の赤線部分

鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度  $\sigma_v$  は、曲げのスケルトンカーブ算出に用いた値と同一であり、 $\sigma_v = 0.7875$  (N/mm<sup>2</sup>) となる。

コンクリートの圧縮強度  $\sigma_B$  (表 4(2)-1) と  $\sigma_v$  を用いて、コンクリートのせん断ひび割れ強度  $\tau_{cr}$  を求める。

$$\tau_{cr} = \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)} = 2.119 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(式 4(2)-1)}$$

以上より、第 1 折点のせん断力  $Q_1$  及びせん断変形角  $\gamma_1$  を算出する。

$$Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr} = \underline{2.867 \times 10^4 \text{ (kN)}} \dots\dots\dots \text{(式 4(2)-2)}$$

$$\gamma_1 = \tau_{cr}/G_c = \underline{1.859 \times 10^{-4} \text{ (rad)}} \dots\dots\dots \text{(式 4(2)-3)}$$

● EW 方向

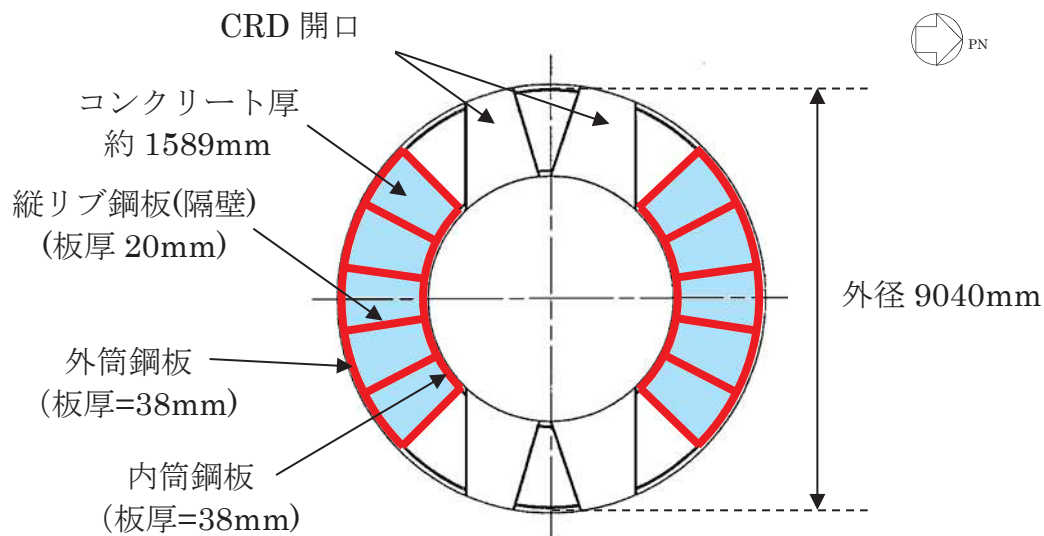


図 4(2)-2 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面  
(赤：鋼板，水色：コンクリート)

● 計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値，各部材断面のせん断断面積は，既工認と同様に設定する。(表 4(2)-3，表 4(2)-4)

表 4(2)-3 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのせん断弾性係数 $G_c$	11,400 (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(2)-1)
鋼板のせん断弾性係数 $G_s$	73,500 (N/mm <sup>2</sup> )	式 2(2)-2
コンクリートのヤング係数 $E_c$	26,500 (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(1)-1)
鋼板のヤング係数 $E_s$	191,000 (N/mm <sup>2</sup> )	告示 501 号
コンクリートの圧縮強度 $\sigma_B$	32.3 (N/mm <sup>2</sup> )	設計基準強度

表 4(2)-4 各部材断面のせん断断面積

項目	値	対象箇所
コンクリートのせん断断面積 $A_c$	$1.878 \times 10^7 \text{ (mm}^2\text{)}$	図 4(2)-2 の水色部分
鋼板のせん断断面積 $A_s$	$1.039 \times 10^6 \text{ (mm}^2\text{)}$	図 4(2)-2 の赤線部分

鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度  $\sigma_v$  は、曲げのスケルトンカーブ算出に用いた値と同一であり、 $\sigma_v = 0.7875 \text{ (N/mm}^2\text{)}$  となる。

コンクリートの圧縮強度  $\sigma_B$  (表 4(2)-3) と  $\sigma_v$  を用いて、コンクリートのせん断ひび割れ強度  $\tau_{cr}$  を求める。

$$\tau_{cr} = \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)} = 2.119 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(式 4(2)-4)}$$

以上より、第 1 折点のせん断力  $Q_1$  及びせん断変形角  $\gamma_1$  を算出する。

$$Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr} = 5.400 \times 10^4 \text{ (kN)} \dots\dots\dots \text{(式 4(2)-5)}$$

$$\gamma_1 = \tau_{cr}/G_c = 1.859 \times 10^{-4} \text{ (rad)} \dots\dots\dots \text{(式 4(2)-6)}$$

(第2折点)

コンクリート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 $K_{\beta}$ を算出する際は、試験体を用いて妥当性を確認した手法と同様に、断面全体のうち半分がせん断力に対して有効な領域と仮定し、SC構造体ユニットについて、全周（欠損がないものとして扱う）の半分に相当する部分の剛性を評価する。

この場合、NS 及び EW の各方向に対する平均的なせん断剛性が得られることから、 $K_{\beta}$ はNS 及び EW 方向について共通の値を用いる。

具体的には、次に示す手順で層全体の $K_{\beta}$ を求める。

- ・ SC 構造体ユニットの $K_{\beta}$ を求める。
- ・ 層全体の $K_{\beta}$ を求める。  
(層全体の $K_{\beta}$ =SC 構造体ユニットの $K_{\beta}$ の総和/2)

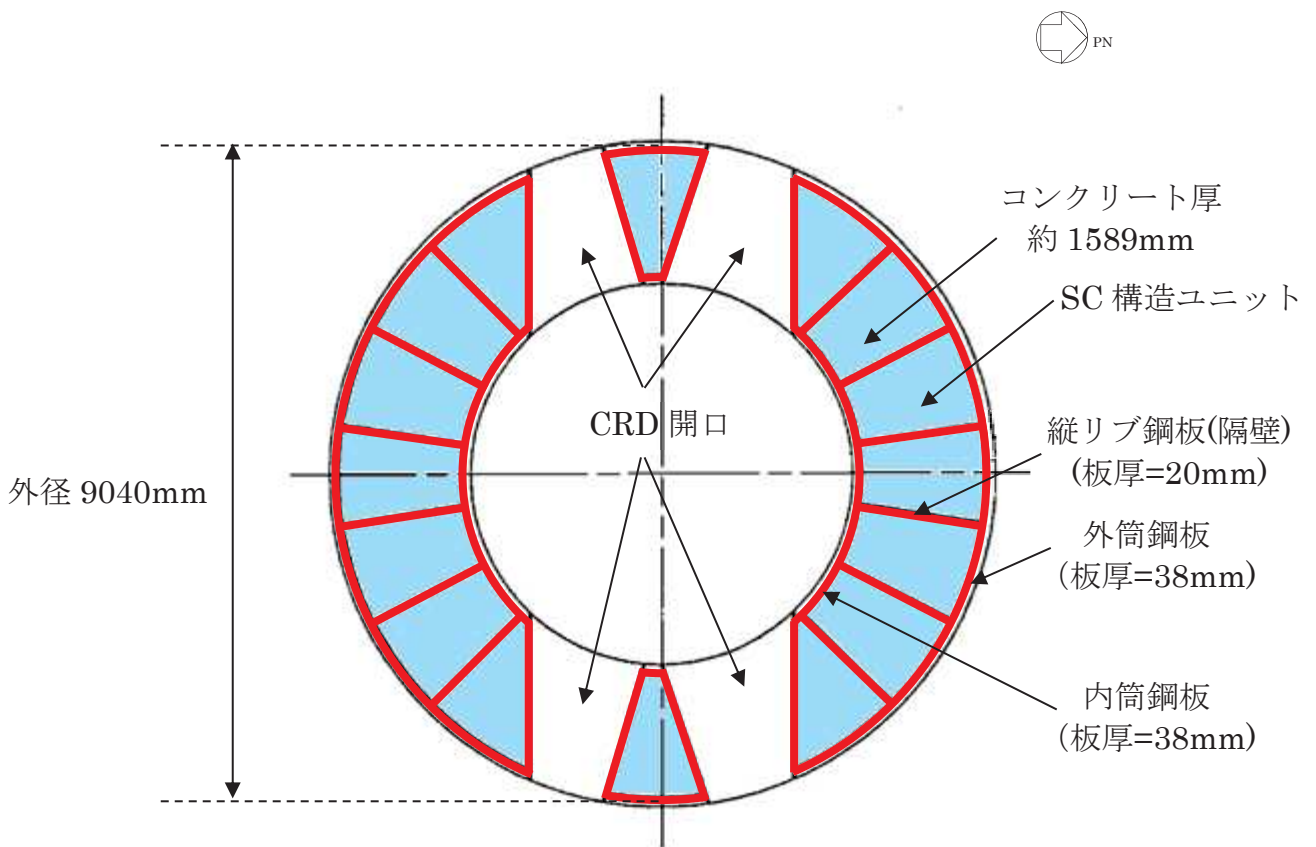


図 5(2)-3 SC 構造体ユニット (赤：鋼板，水色：コンクリート)

鋼板のせん断剛性 $K_{\alpha}$ は、第1折点と同様に方向に応じた部材断面を考慮し求める。

●  $K_\beta$ の算出方法 (SC 構造体ユニット)

コンクリート及び鋼板の材料物性値は、既工認と同様に設定し、 $K_\beta$ の算出は、実機 RPV ペDESTALの構造(寸法)に応じた値を用いて行う。(図 4(2)-4, 表 4(2)-5, 表 4(2)-6)

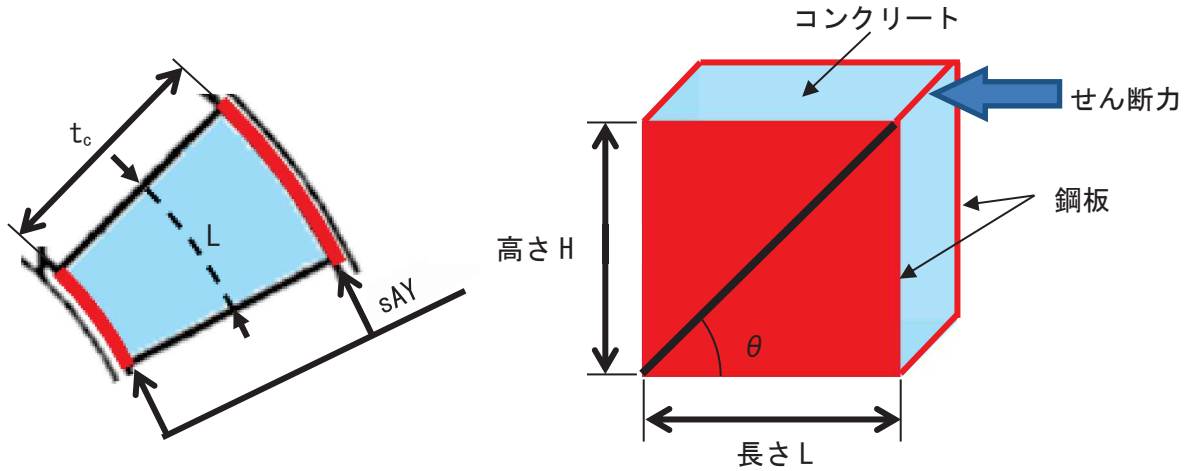


図 4(2)-4 SC 構造体ユニット (赤：鋼板，水色：コンクリート)

表 4(2)-5 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのヤング係数 $E_c$	26,500 (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(1)-1)
鋼板のヤング係数 $E_s$	191,000 (N/mm <sup>2</sup> )	告示 501 号
コンクリートのポアソン比 $\nu_c$	0.167	鉄筋コンクリート構造計算規準
鋼材のポアソン比 $\nu_s$	0.3	鋼構造設計規準

表 5(2)-6 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
SC 構造体ユニットの高さ H	1,290 (mm)	図 4(2)-4 の高さ H
SC 構造体ユニットの長さ L	1,152 (mm)	図 4(2)-4 の長さ L
コンクリート板厚 $t_c$	1630 (mm)	図 4(2)-4 の $t_c$
鋼材の水平断面の断面積 $s_{Ay}$	87,550 (mm <sup>2</sup> )	-
鋼材の鉛直断面の断面積 $s_{Ax}$	98,040 (mm <sup>2</sup> )	-

圧縮ストラット角度  $\theta$  は、SC 構造体ユニットの高さ  $H$  及び長さ  $L$  を用いて求める。

$$\theta = \tan^{-1}(H/L) = 48.2 \text{ (}^\circ\text{)} \dots\dots\dots \text{(式 4(2)-7)}$$

コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数  $E_c'$  は、コンクリートのヤング係数  $E_c$  に 0.7 を乗じることにより求める。

$$E_c' = 0.7 \times E_c = 18,550 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(式 4(2)-8)}$$

以上より、SC 構造体ユニットひとつあたりの  $K_\beta$  を求める。

$$C1 = L \cdot \cos\theta \left( \frac{\cos\theta}{s_{Ax}} - \frac{\sin\theta}{s_{Ay}} \nu_s \right) = 0.003259 \dots\dots\dots \text{(式 4(2)-9)}$$

$$C2 = H \cdot \sin\theta \left( \frac{\sin\theta}{s_{Ay}} - \frac{\cos\theta}{s_{Ax}} \nu_s \right) = 0.006227 \dots\dots\dots \text{(式 4(2)-10)}$$

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

$$= \underline{5.011 \times 10^9 \text{ (N)}} \dots\dots\dots \text{(式 4(2)-11)}$$

● 層全体の  $K_\beta$

$$\begin{aligned} \text{層全体の } K_{\beta \text{ は、}} &= \text{SC 構造体ユニットの } K_\beta \times 10 \\ &= \underline{5.011 \times 10^{10} \text{ (N)}} \dots\dots\dots \text{(式 4(2)-12)} \end{aligned}$$



●  $K_a$ の算出方法

● NS 方向

CRD 開口による断面欠損を考慮し算出する。(図 4(2)-5)

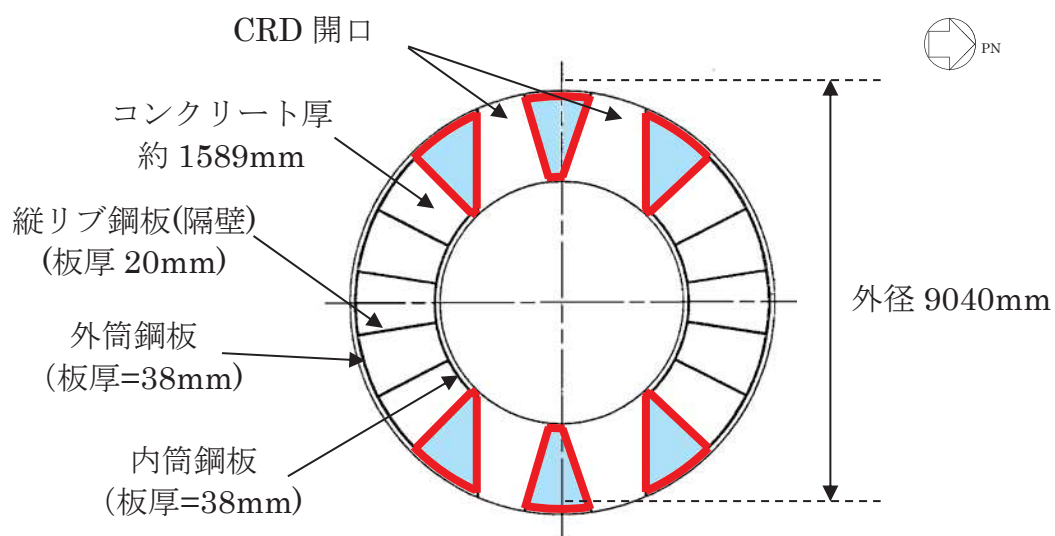


図 4(2)-5 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面  
(赤：鋼板，水色：コンクリート)

● 計算過程

鋼板の材料物性値及び各部材断面のせん断断面積は、既工認と同様に設定する。  
(表 4(2)-7, 表 4(2)-8)

表 4(2)-7 鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
鋼板のヤング係数 $E_s$	191,000 (N/mm <sup>2</sup> )	告示 501 号
鋼板のせん断弾性係数 $G_s$	73,500 (N/mm <sup>2</sup> )	式 2(2)-2
鋼板の降伏点強度 $\sigma_y$	425 (N/mm <sup>2</sup> )	鋼構造設計基準, JIS G 3115

表 4(2)-8 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
鋼板のせん断断面積 $A_s$	$5.515 \times 10^5$ (mm <sup>2</sup> )	図 4(2)-5 の赤線部分

鋼板のせん断断面積  $A_s$  及びせん断弾性係数  $G_s$  を用いて鋼板のせん断剛性  $K_\alpha$  を求める。

$$K_\alpha = A_s \cdot G_s = 4.054 \times 10^{10} \text{ (N)} \dots\dots\dots \text{ (式4(2)-13)}$$

以上より，式4(2)-12 で求めた，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  $K_\beta$  を用いて，第2折点のせん断力  $Q_2$  及びせん断変形角  $\gamma_2$  を算出する。

$$K_\alpha = 4.054 \times 10^{10} \text{ (N)}$$

$$K_\beta = 5.011 \times 10^{10} \text{ (N)}$$

・ 第2折点のせん断力  $Q_2$

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

$$= 2.463 \times 10^5 \text{ (kN)} \dots\dots\dots \text{ (式4(2)-14)}$$

・ 第2折点のせん断変形角  $\gamma_2$

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

$$= 2.717 \times 10^{-3} \text{ (rad)} \dots\dots\dots \text{ (式4(2)-15)}$$

● EW 方向

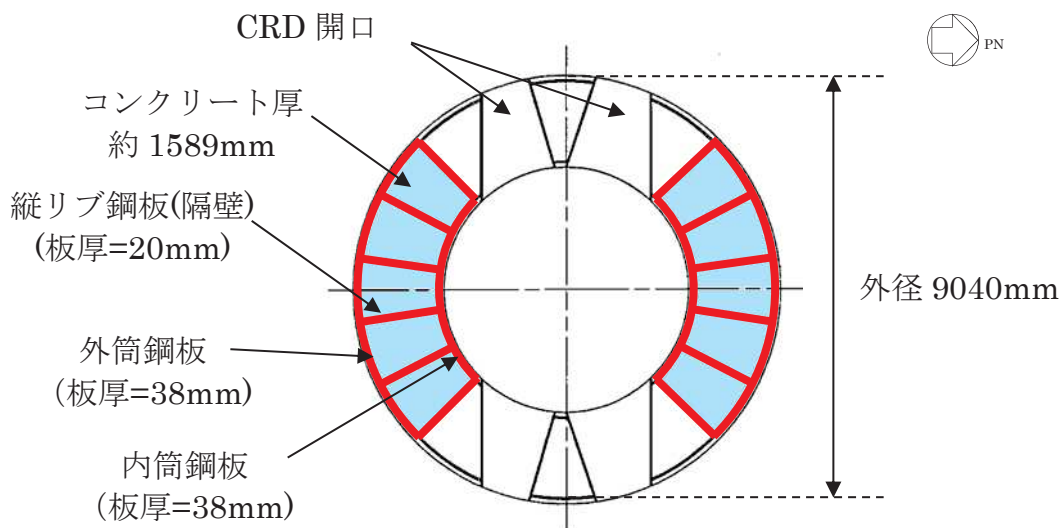


図 4(2)-6 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面  
(赤：鋼板，水色：コンクリート)

● 計算過程

鋼板の材料物性値及び各部材断面のせん断断面積は，既工認と同様の値を用いる。  
(表 4(2)-9，表 4(2)-10)

表 4(2)-9 鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
鋼板のヤング係数 $E_s$	191,000 (N/mm <sup>2</sup> )	告示 501 号
鋼板のせん断弾性係数 $G_s$	73,500 (N/mm <sup>2</sup> )	式 2(2)-2
鋼板の降伏点強度 $\sigma_y$	425 (N/mm <sup>2</sup> )	鋼構造設計基準，JIS G 3115

表 4(2)-10 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
鋼板のせん断断面積 $A_s$	$1.039 \times 10^6$ (mm <sup>2</sup> )	図 4(2)-5 の赤線部分

鋼板のせん断断面積  $A_s$  及びせん断弾性係数  $G_s$  を用いて鋼板のせん断剛性  $K_\alpha$  を求める。

$$K_\alpha = A_s \cdot G_s = 1.039 \times 10^9 \text{ (N)} \cdots \cdots \text{ (式 4(2)-15)}$$

以上より、式 4(2)-12 で求めた、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  $K_\beta$  を用いて、第 2 折点のせん断力  $Q_2$  及びせん断変形角  $\gamma_2$  を算出する。

$$K_\alpha = 1.039 \times 10^9 \text{ (N)}$$

$$K_\beta = 5.011 \times 10^{10} \text{ (N)}$$

・第 2 折点のせん断力  $Q_2$

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

$$= 3.948 \times 10^5 \text{ (kN)} \cdots \cdots \text{ (式 4(2)-16)}$$

・第 2 折点のせん断変形角  $\gamma_2$

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

$$= 3.121 \times 10^{-3} \text{ (rad)} \cdots \cdots \text{ (式 4(2)-17)}$$

〈参考文献〉

- (1) 日本機械学会 発電用原子力設備規格コンクリート製原子炉格納容器規格 JSME S NE1-2003
- (2) Comite Euro-International du Beton : CEB-FIP MODEL CODE 1990 (DESIGN CODE), 1993
- (3) 松尾 他 : 鋼板コンクリート耐震壁に関する研究 その3 せん断荷重-変形関係の解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (1992年)

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形特性の作成方法

## 1. 概要

SC 規程を参考にして試験体の荷重変形特性を作成するため、試験体を実機 RPV ペDESTALと同様に要素分割し、地震応答解析モデルの各要素に対して、本文 5.3 項の考え方に基づき SC 規程を参考に作成したスケルトンカーブ(M- $\phi$ 特性, Q- $\gamma$ 特性)を用いて、荷重変形特性を作成する。

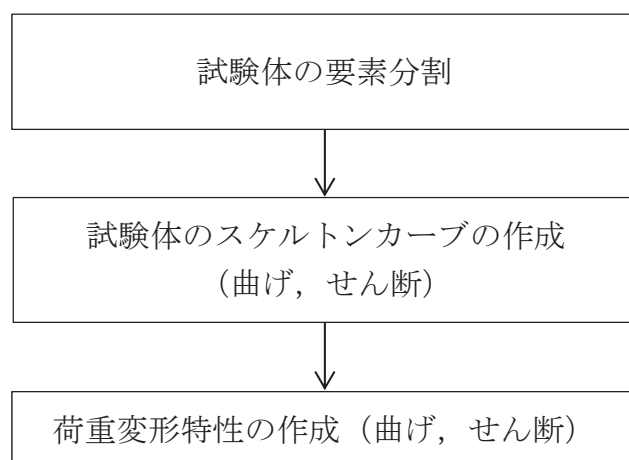


図1-1 SC規定を参考にした試験体の荷重変形特性の作成フロー

## 2. 試験体の構造及びスケルトンカーブの作成

### (1) 構造及び要素分割

試験体は、改良型沸騰水型原子炉（以下、ABWR という。）の実機 RPV ペDESTALと同様に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内にはベント管を内蔵している。（図 2-1）

試験体は、ほぼ一様断面の構造となっているものの、下部ドライウェルアクセストンネルを模擬した開口部を含んでいることから、当該部分については個別に要素分割を行う。（図 2-2）

なお、BWR の実機 RPV ペDESTALは、隔壁方式であること、円筒型であること及びコンクリートが水平鋼板で分断されることの特徴が、ABWR のペDESTALと類似であることから、ベント管を内蔵していない部分の考え方を適用できる。

(2) 試験体のスケルトンカーブの作成

試験体は ABWR の下部ペDESTAL と類似の構造であることから、本文 5.3.2a. 及び 5.3.3a. 項の設定方法に基づき曲げ及びせん断のスケルトンカーブを作成する。

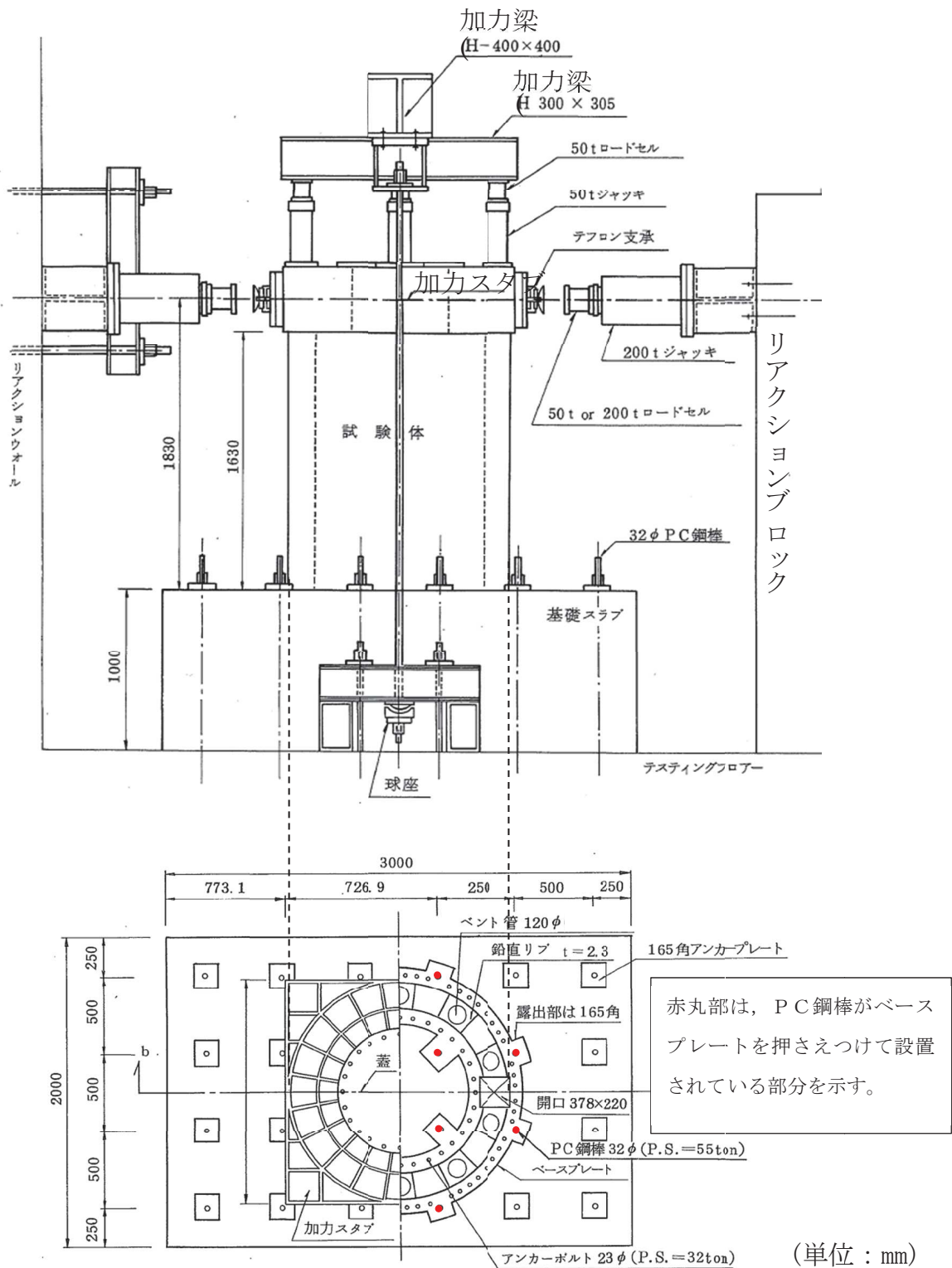
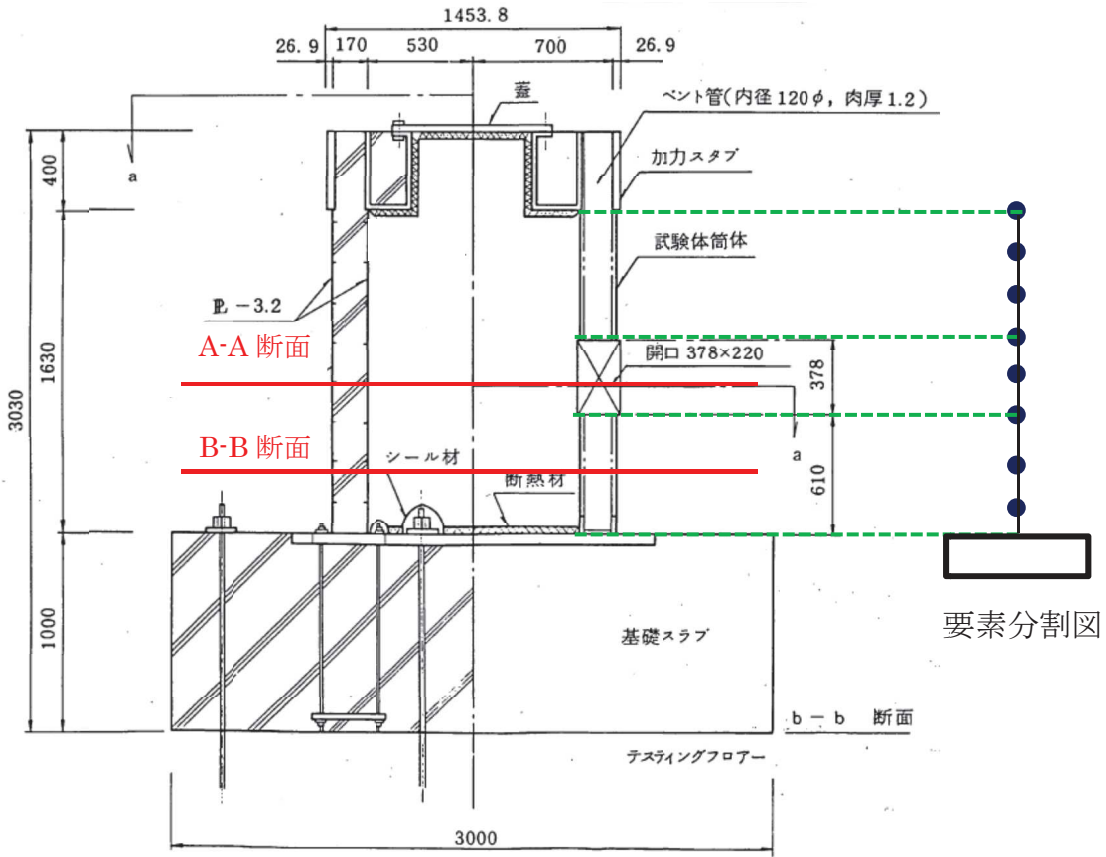
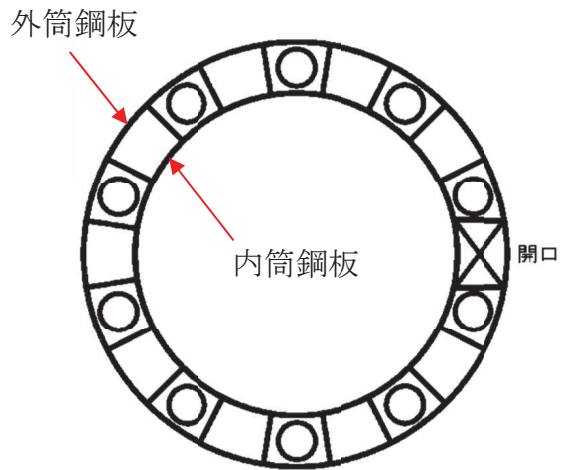


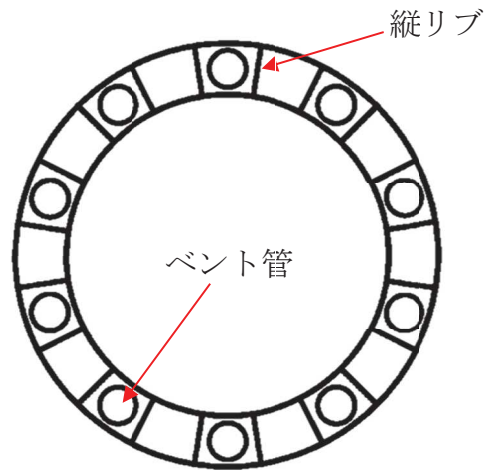
図 2-1 RPV ペDESTAL の試験体と加力装置の概要  
(1)より引用，加筆)



(a) 試験体要素分割図



(b) A-A 断面概要図



(c) B-B 断面概要図

図 2-2 試験体の要素分割及び断面

### 3. 荷重変形特性の作成

#### (1) 作成方法

実機 RPV ペデスタルと同様に断面形状を考慮した試験体の各層の曲げモーメント  $M$ —曲率  $\phi$  関係, せん断力  $Q$ —せん断変形角  $\gamma$  関係をもとに, 荷重  $P$ —変位  $\delta$  関係を作成する。

図 3-1 に示すとおり, 頂部に荷重  $P$  を作用させたときの全体変形量  $\delta$  は曲げ変形量  $\delta_b$  とせん断変形量  $\delta_s$  の和で表され,  $\delta_b$  と  $\delta_s$  を各層ごとに積み重ねることで, 頂部における  $\delta$  を算出する。

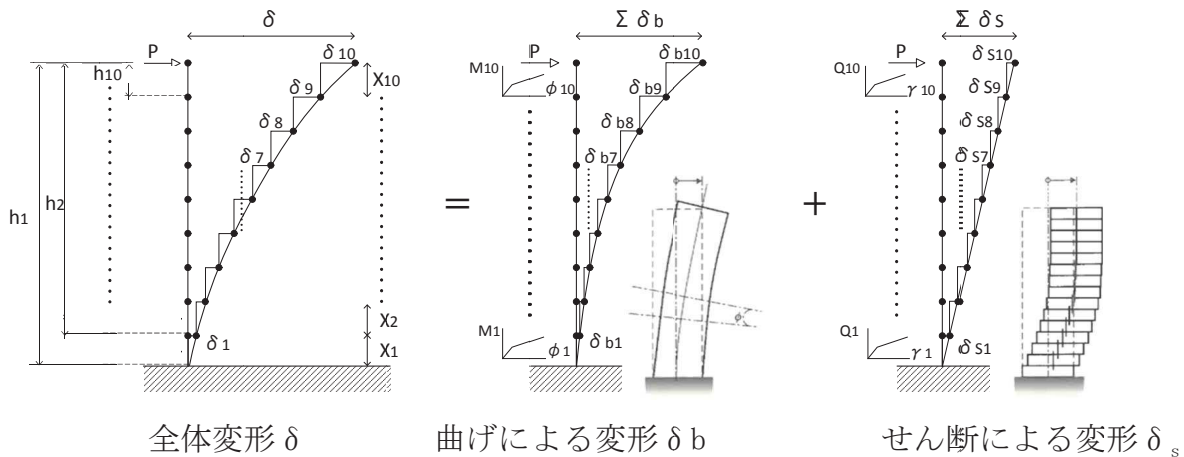


図 3-1 算出方法のイメージ

下記①～④の手順により, 頂部における荷重  $P$  に対する変位  $\delta_b$  及び  $\delta_s$  を算出し, 荷重変形特性を作成する。

- ① 頂部に荷重  $P$  を作用させたときの, 各層の曲げモーメント  $M$ , せん断力  $Q$  を求める。  
 各層の  $M = P \times$  ペデスタル頂部から対象要素下端までの距離  $h$   
 各層の  $Q = P$
- ② 各層の  $M$ ,  $Q$ , スケルトンカーブの  $M-\phi$ ,  $Q-\gamma$  関係から, 各層の  $\phi$ ,  $\gamma$  を求める。  
 各層の  $M \rightarrow$  スケルトンカーブ ( $M-\phi$  関係)  $\rightarrow$  各層の  $\phi$   
 各層の  $Q \rightarrow$  スケルトンカーブ ( $Q-\gamma$  関係)  $\rightarrow$  各層の  $\gamma$
- ③ 各層の  $\phi$ ,  $\gamma$  から, 各層の曲げ変形  $\delta_b$ , せん断変形  $\delta_s$  を求める。  
 $\delta_b =$  各層の回転角  $\theta \times$  ペデスタル頂部から対象要素下端までの距離  $h$   
 $=$  各層の  $\phi \times$  各層の要素長さ  $X \times$  ペデスタル頂部から対象要素下端



までの距離  $h^*$

$\delta_s =$  各層の  $\gamma \times$  各層の要素長さ  $X$

④ 各層の  $\delta_b$ ,  $\delta_s$  を足し合わせ、全体の  $\delta$  を求める。

$$\delta = \sum \delta_b + \sum \delta_s$$

\* 曲げ変形量  $\delta_b$  の算出について

$\delta_b$  を算出するにあたり、図 3-2 の様に以下を定義する。

$X_i$  : 曲げ変形量を算出しようとしている対象要素の長さ

$h_i$  : ペDESTAL 頂部から対象要素下端までの距離

$\theta_i$  : 曲げ変形により生じる要素の傾き

これらについて、スケルトンカーブから求める曲率  $\phi$  と曲率の逆数である曲率半径  $\rho$  を用いて整理すると、

$$X_i \doteq \rho_i \times \theta_i = \theta_i / \phi_i$$

となるため、

$$\theta_i = X_i \times \phi_i$$

となる。求めた回転角  $\theta$  より各層の曲げ変形量  $\delta_{bi}$  を表すと

$$\delta_{bi} \doteq h_i \times \theta_i$$

となり、 $\delta_b$  は以下の式で求めることができる。

$$\begin{aligned} \delta_b &= \delta_{b1} + \delta_{b2} + \delta_{b3} + \delta_{b4} + \dots \\ &\doteq (h_1 \times \theta_1) + (h_2 \times \theta_2) + (h_3 \times \theta_3) + (h_4 \times \theta_4) + \dots \\ &\doteq (h_1 \times X_1 \times \phi_1) + (h_2 \times X_2 \times \phi_2) + (h_3 \times X_3 \times \phi_3) + (h_4 \times X_4 \times \phi_4) \dots \end{aligned}$$

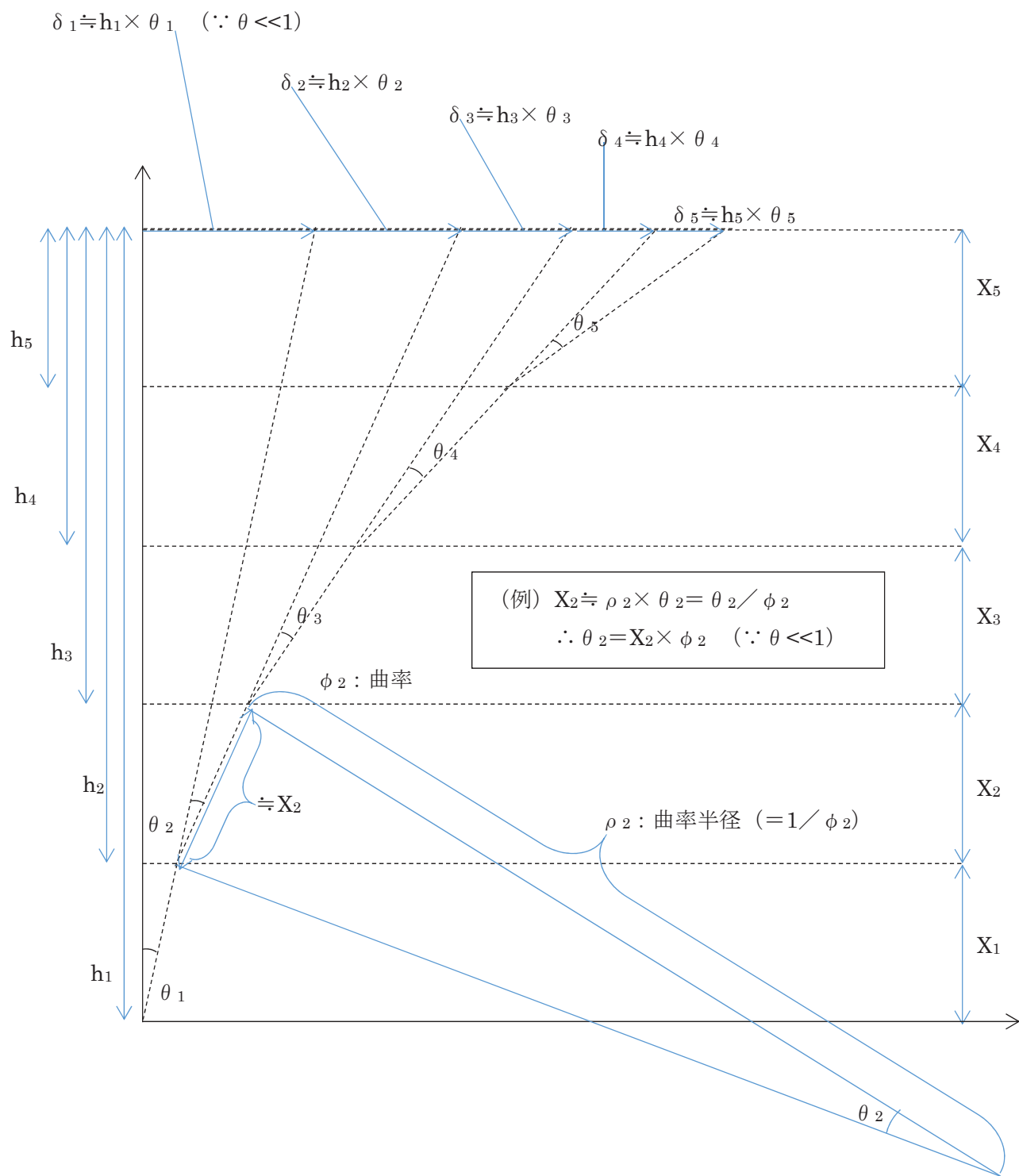


図 3-2 曲げ変形の算出

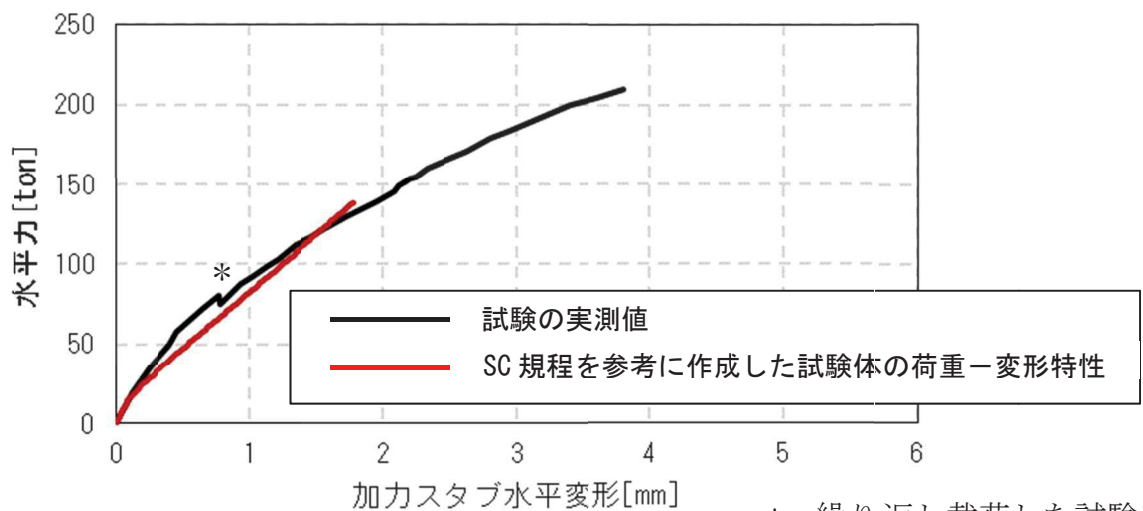
(2) 荷重変形特性

前項 (1) に基づき作成した曲げ及びせん断の荷重変形特性を図3-3に示す。

a. 曲げ変形

黒線：試験体へ水平力を付加した際に実測した試験体の曲率をもとに算出した曲げによる変形（添付資料-4のP. 9～10参照）

赤線：SC規程を参考に作成したスケルトンカーブ（ $M-\phi$ ）から算出したもの（本資料のP. 4～6参照）



(a) 曲げ変形の比較

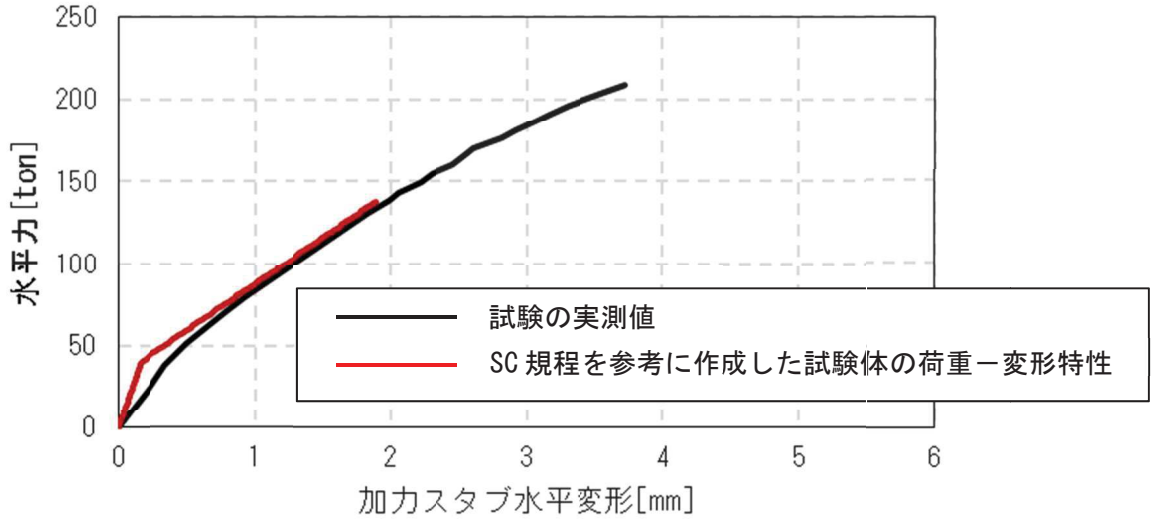
\*：繰り返し載荷した試験結果を包絡したことによる不連続点

図 3-3 荷重-変形関係の比較（曲げ変形）

b. せん断変形

黒線：試験体へ水平力を付加した際に実測した試験体頂部の全体変形から、  
曲げによる変形分を除いたもの（添付資料-4のP. 10参照）

赤線：SC規程を参考に作成したスケルトンカーブ（ $Q-\gamma$ ）から算出したもの  
（本資料のP. 4参照）



(b) せん断変形の比較

図 3-4 荷重-変形関係の比較（せん断変形）

c. 全体変形

黒線：試験体へ水平力を付加した際に実測した試験体頂部の全体変形（添付資料-4のP. 8参照）

赤線：SC規程を参考に作成したスケルトンカーブ（ $M-\phi$  及び  $Q-\gamma$ ）から算出したもの（本資料のP. 4参照）

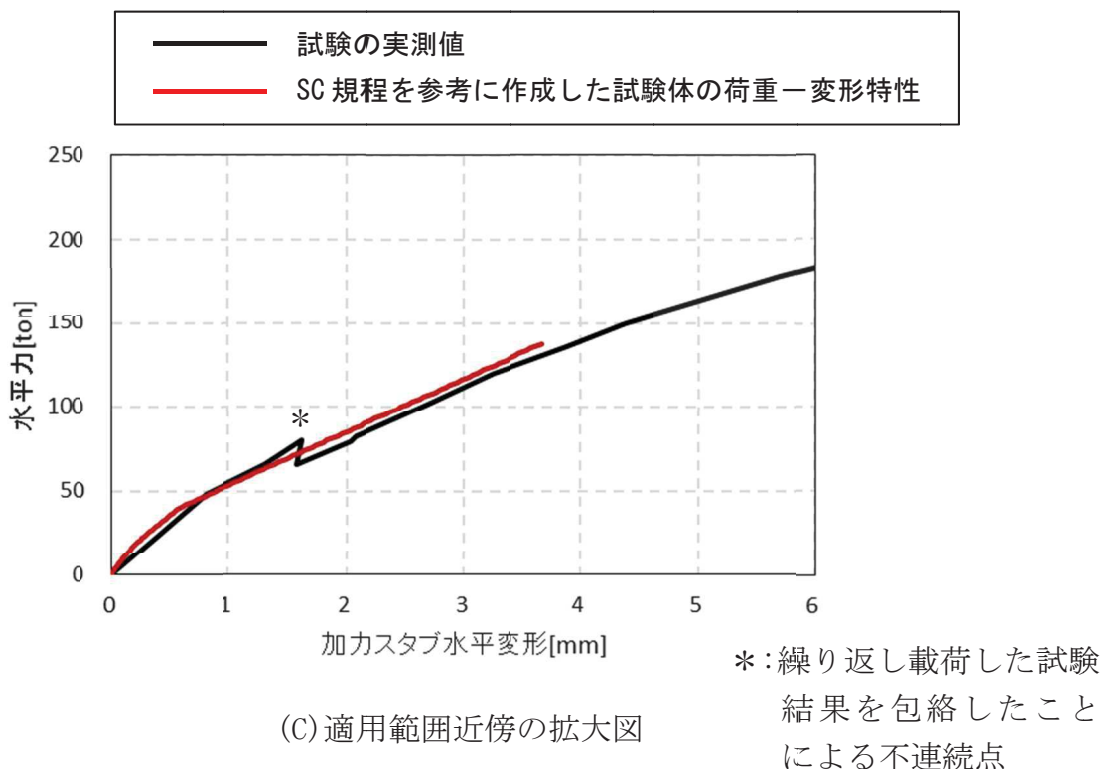


図 3-5 荷重-変形関係の比較（全体変形）

4. 参考文献

- (1) 東京電力株式会社，東北電力株式会社，中部電力株式会社，北陸電力株式会社，中国電力株式会社，日本原子力発電株式会社，株式会社 東芝，株式会社 日立製作所：共同研究報告書「コンクリートPCVの構造評価および基準確立のための実証実験」，昭和62年度上半期（最終報告書），昭和62年9月

## 既往試験の概要，信頼性及び実機への適用性

## 1. 既往の試験

改良型沸騰水型原子炉（以下「ABWR」という。）のRPVペDESTALは、鋼板及びコンクリートからなる複合構造物にベント管が埋め込まれているという構造上の特徴を有している。ABWRの開発段階において、RPVペDESTALの水平荷重に対する終局状態までの荷重-変位特性を把握するため、電力共同研究として実機を模擬した試験体を用いて静的加力試験<sup>(1)</sup>（以下「試験」という。）を行っている。試験体と加力装置の概要を図1-1に、試験体の断面図を図1-2に示す。

本試験結果のうち鋼板が降伏するまでの範囲を、今回工認で設定するRPVペDESTALのスケルトンカーブの評価上の仮定に対する妥当性確認に用いている。

なお、本添付資料中における実機とは、ABWRを示す。

## (1) 試験体

試験は、実機の構造の特徴を模擬した1/10縮尺の円筒型の鋼板コンクリート構造試験体を製作して行った。試験体に発生する応力度が実機相当になるように、試験体寸法の縮尺を実機の1/10程度、載荷する荷重を試験当時の実機設計荷重の1/100程度として試験を実施した。

試験体の模擬対象は、実機の構造のうち隔壁方式の鋼板コンクリート構造の特徴を有するとともに、地震時に比較的大きな荷重が作用して非線形挙動を示すRPVペDESTALの下部とした。試験体の内外筒鋼板の間に20枚の鉛直方向の隔壁を配置し、底部にはベースプレートを設置することにより内部コンクリートが実機と同様に分断されている状態を模擬するとともに、10本のベント管による内部コンクリートの欠損状態を考慮している。

試験体の据付けにおいては、加力の影響を受けない剛なテストングフローア-と試験体の基礎スラブを、PC鋼棒による軸力を介して緊結し固定した。

## (2) 加力方法

試験当時の設計荷重相当の鉛直力\*を付加した後、試験体の反力の影響を受けない剛なリアクションウォール(反力壁)及びリアクションブロック(反力ブロック)にそれぞれジャッキを取付け、水平方向に静的に漸増載荷した。

試験体への鉛直力は、試験体頂部加力スタブにPC鋼棒及び加力梁を介して50tジャッキにより付加し、圧力ジャッキと加力梁間のロードセル(荷重計)により計測した。なお、加力梁とテストングフローア-を緊結するPC鋼棒に取付く球座は、水平方向の加力に対して追従するために設けた治具である。

水平方向の荷重は、200tジャッキ先端に設けたロードセル(荷重計)によって測

定した。なお、試験体に設けたテフロン支承は、ジャッキとの摩擦力を緩和し、点荷重に近い状態とすることを目的に設置した。

水平力の載荷サイクルを図 1-3 に示す。まず、コンクリートのひび割れが生じない荷重(弾性荷重)で繰返し載荷を行った。次に水平力が当時の設計荷重相当(図 1-3 に示す  $Q_0=52\text{ton}$ ) に至るまで載荷を行い、その後、設計荷重の 1.5 倍相当 ( $1.5Q_0=80\text{ton}$ )、鋼板曲げ降伏レベル (209ton) のサイクルを経て、荷重降下に至るレベルまで加力した(荷重変位特性は図 1-4 参照)。

\*：本試験は、水平荷重に対する RPV ペDESTAL の終局状態までの荷重-変位特性の把握を目的として実施したものである。RPV ペDESTAL のコンクリートは構造強度部材として期待していないが、試験当時の設計荷重による圧縮応力度 ( $1.2\text{N/mm}^2$ ) は、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説の長期許容応力度 ( $1/3F_c=9.8\text{N/mm}^2$ ,  $F_c$  : 設計基準強度) に比べて十分に小さいレベルであり、水平加力に対して脆性的な終局状態を引き起こすものではないことを確認している。

### (3) 計測方法

試験体の非線形挙動を把握するために、荷重、試験体頂部の水平方向変位、試験体側面の鉛直方向相対変位及び鋼板のひずみを計測した。計測項目と計測方法のまとめを表 1-1 に示す。

表 1-1 計測項目と計測方法のまとめ

計測項目	目的	計測方法	計測位置等
荷重	試験体に載荷された水平力の計測	加力ジャッキに取り付けたロードセルにより計測する。	図 1-1 参照
試験体頂部の水平方向変位	全体変形量の計測	基礎スラブを不動点として、変位計により全体変形量を計測する。	図 1-5 参照
試験体側面の鉛直方向相対変位	曲げ変形量の計測	鉛直方向相対変位を変位計により計測し、図 1-7 に示す手法により曲げ変形量を算出する。	図 1-6 参照
鋼板のひずみ	鋼板の応力度の算出	試験体に取り付けたひずみゲージでひずみを計測し、得られたひずみにヤング係数を乗じて応力度を算出する。	図 1-8 参照

荷重値はジャッキに取り付けたロードセル（荷重計）により計測した。（図 1-1）

水平力載荷時の試験体各部の変形量は、不動点である基礎スラブに設置した計測フレームに取り付けた変位計にて計測を行った。また、試験体の曲げ変形量を算出するため、試験体鉛直方向の相対変位を変位計にて計測した（図 1-6）。

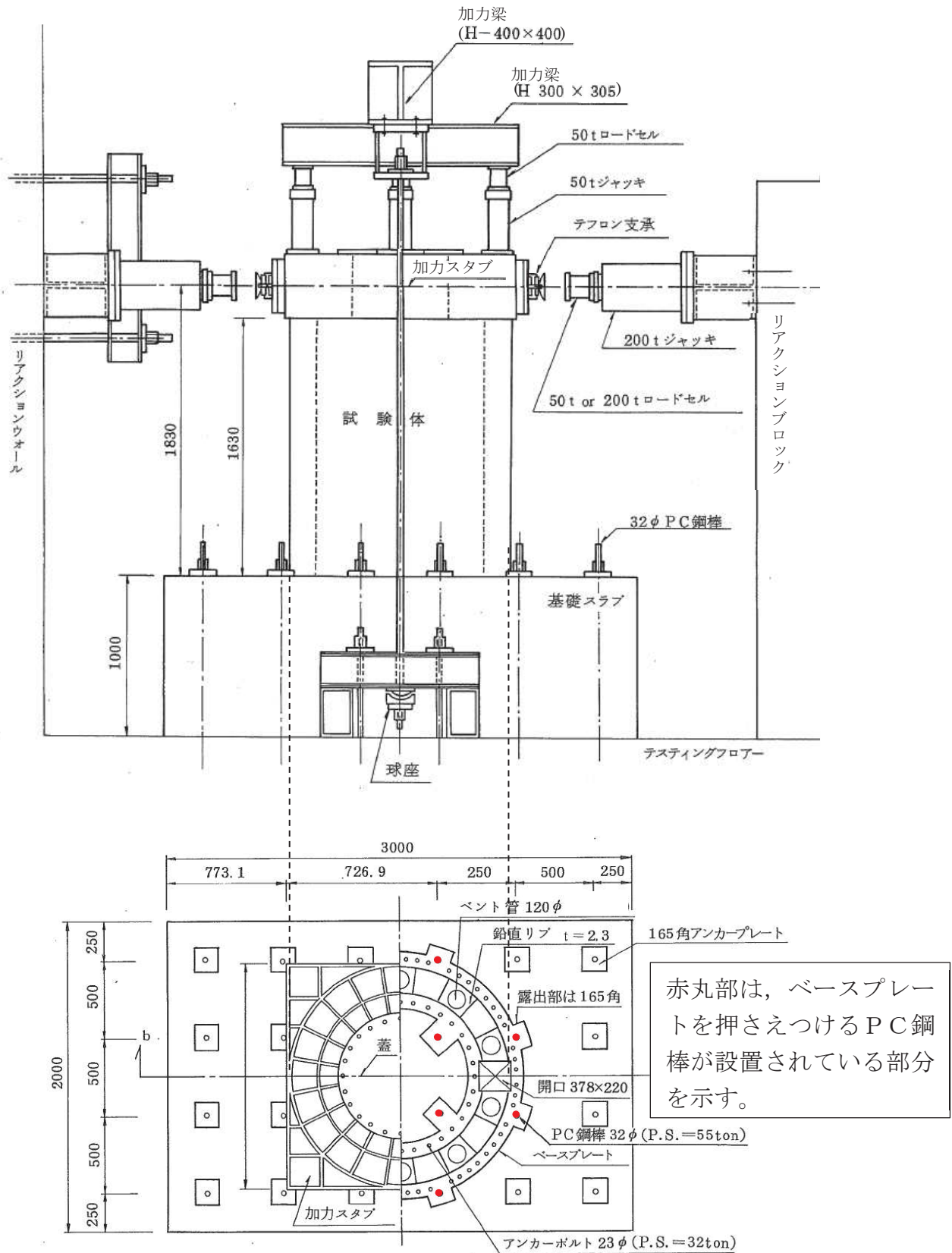
全体変形量  $\delta_T$  は基礎スラブを不動点として、試験体頂部の変位計により計測した（試験体頂部の変位計は図 1-5 の赤丸で図示）。

曲げ変形量  $\delta_B$  は、計測した鉛直方向の相対変位から定まる曲率を用いて算出し、せん断変形量  $\delta_s$  は  $\delta_T$  から  $\delta_B$  を減算することにより算出した（図 1-7）。

水平力載荷時の鋼板のひずみを、鋼板の側面に取り付けたひずみゲージにより計測し、鋼板の応力度を（ひずみ）×（鋼材のヤング係数）の関係から算出した。

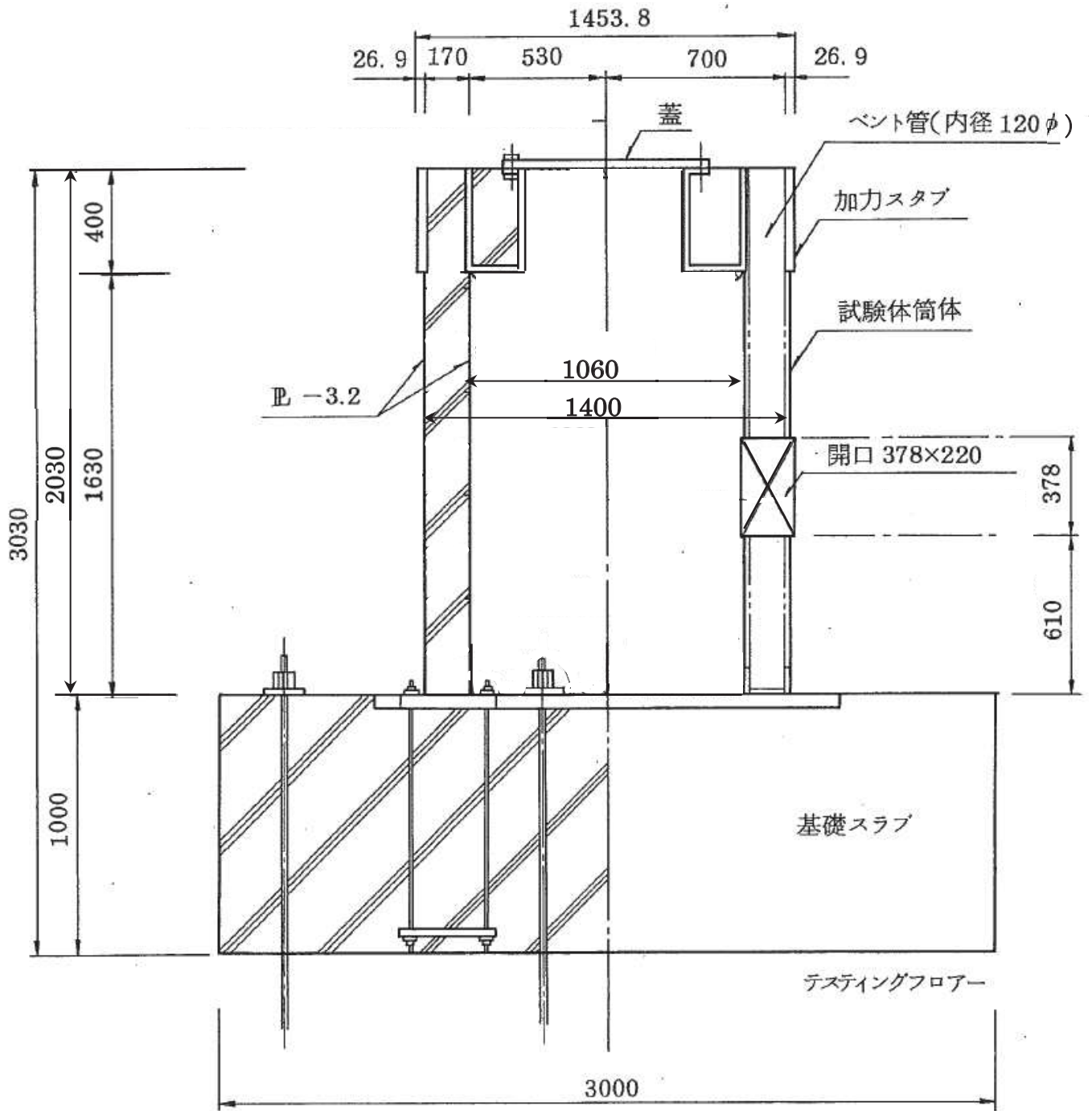
試験体は、PC 鋼棒を介してベースプレートにプレストレス力（1 本あたり 55ton）を作用させており、測定データがベースプレートの変形の影響を受けないようにして測定される試験体の水平変形量の信頼性を確保している。





(単位 : mm)

図 1-1 RPV ペDESTALの試験体と加力装置の概要 ((1)より引用, 加筆)



(単位 : mm)

図 1-2 試験体の断面図 ((1)より引用)

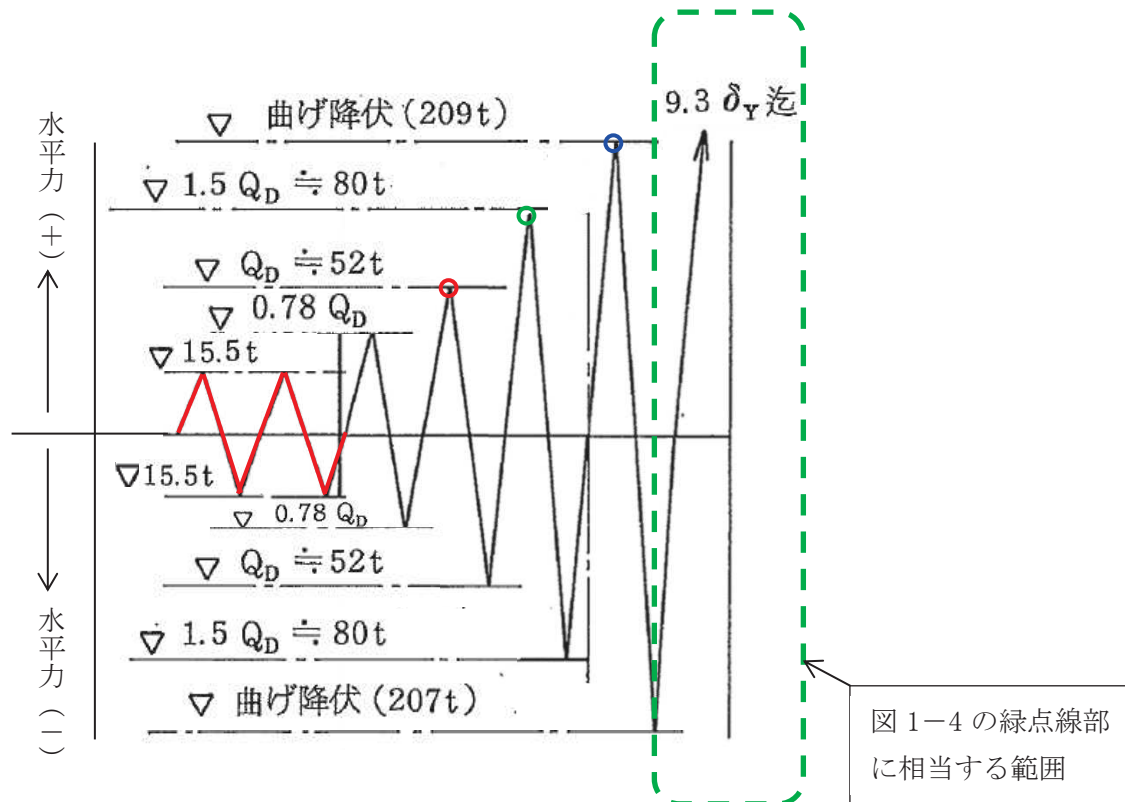


図 1-3 水平力の荷重サイクル (1)より引用, 加筆)

<記号の説明>

$Q_D$  : 設計荷重に相当する荷重

$\delta_Y$  : 鋼板降伏時の水平変位

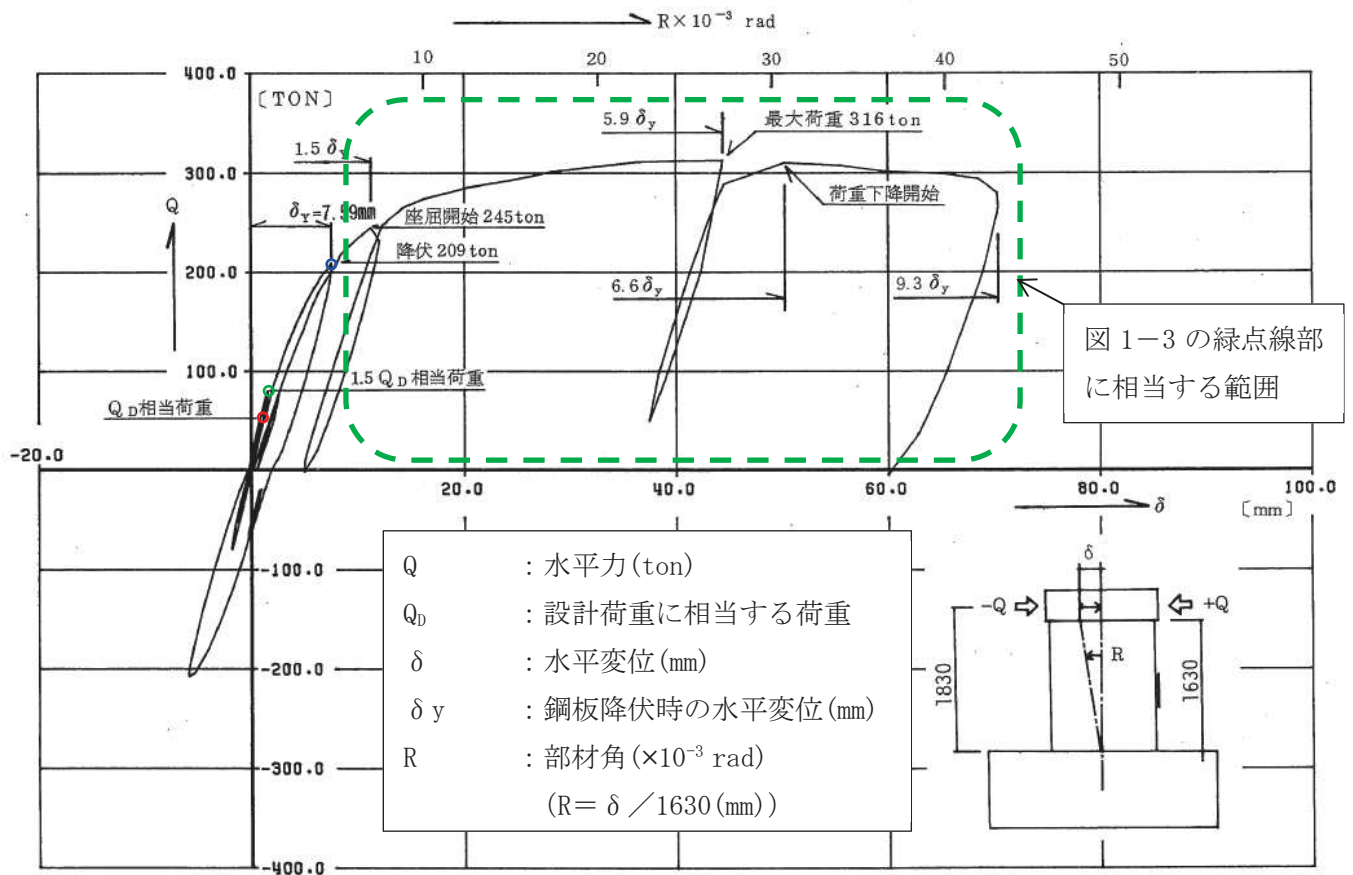
赤線 : コンクリートのひび割れが生じない程度の小さな荷重(弾性荷重)で荷重する範囲

赤丸 : 設計荷重に相当する荷重( $Q_D=52\text{ton}$ ) ( 図 1-4 の赤丸と対応)

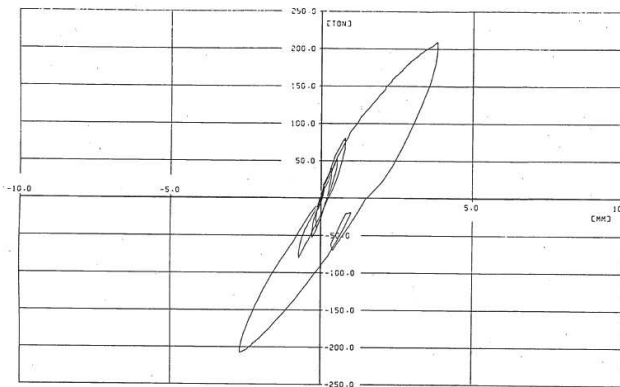
緑丸 : 設計荷重に相当する荷重の 1.5 倍の荷重( $1.5Q_D=80\text{ton}$ ) (図 1-4 の緑丸と対応)

青丸 : 曲げ降伏時の荷重(209ton) (図 1-4 青丸と対応)

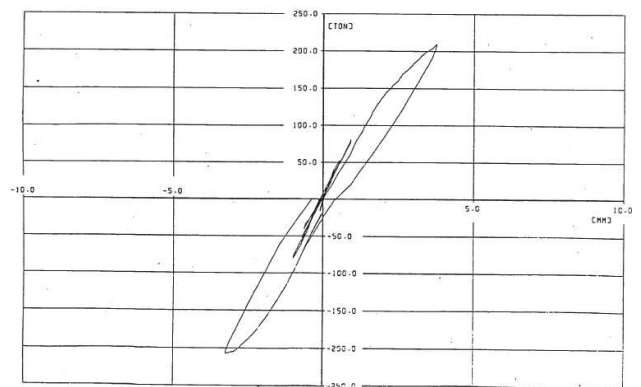
緑点線 : 図 1-4 の緑点線部に対応する範囲



(a) 水平力-水平変位特性 (曲げ+せん断)



(b) 水平力-水平変位特性 (曲げ)



(c) 水平力-水平変位特性 (せん断)

図1-4 試験で得られた荷重変位特性 ((1)より引用, 加筆)

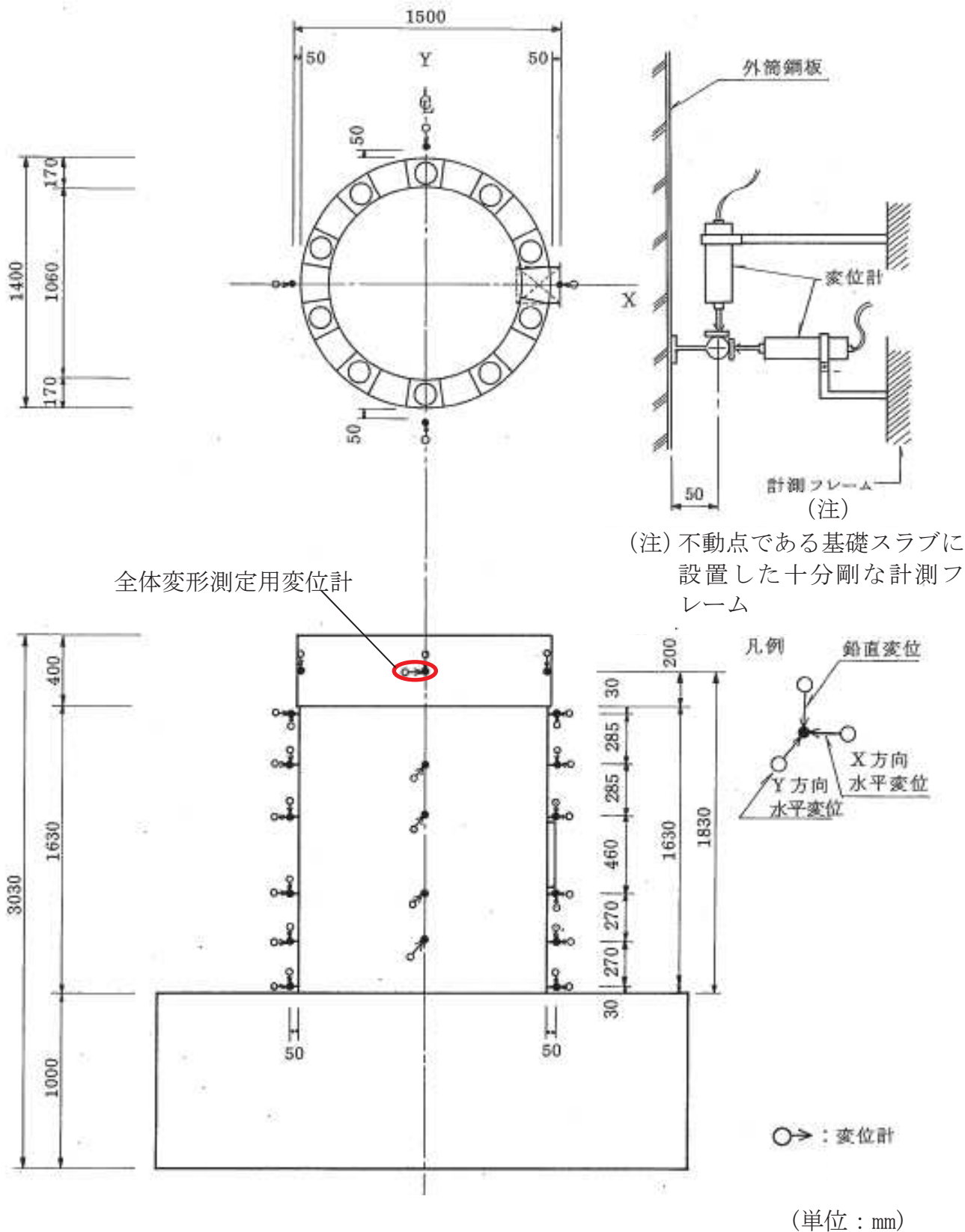


図 1-5 水平変位及び鉛直変位測定位置 ((1)より引用, 加筆)

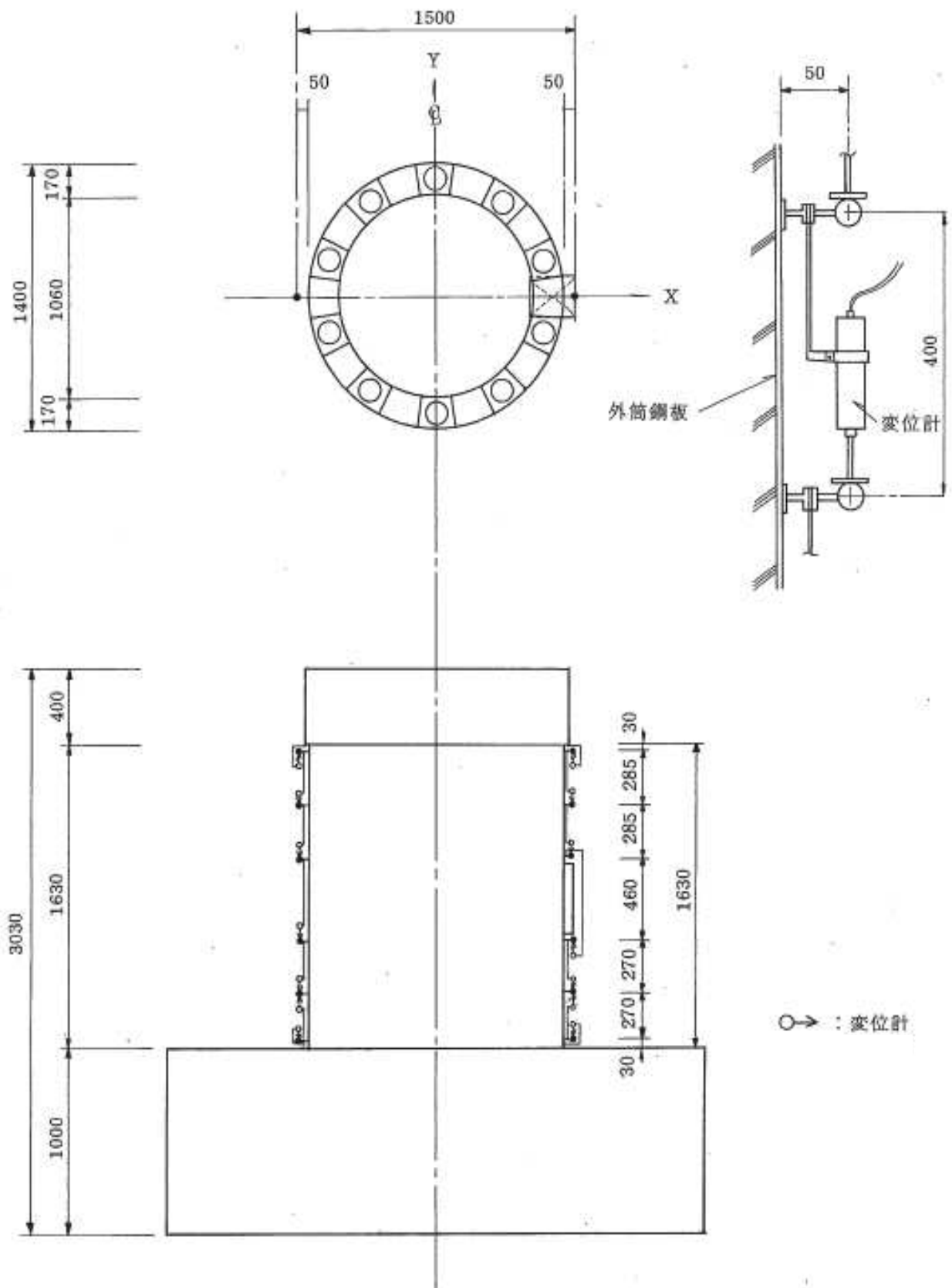
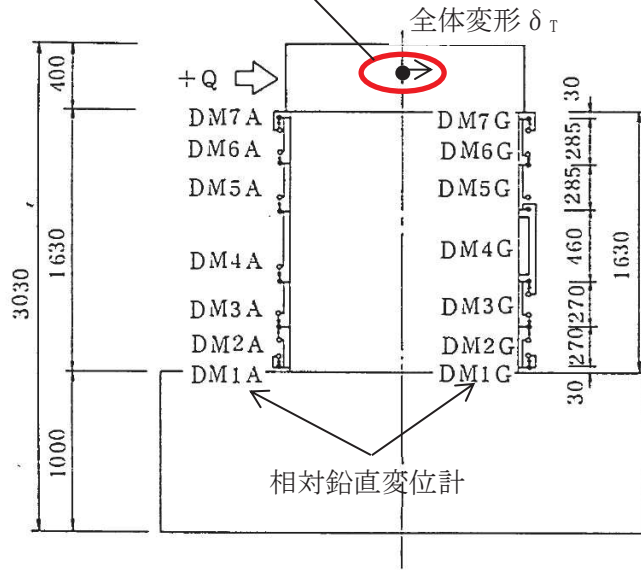
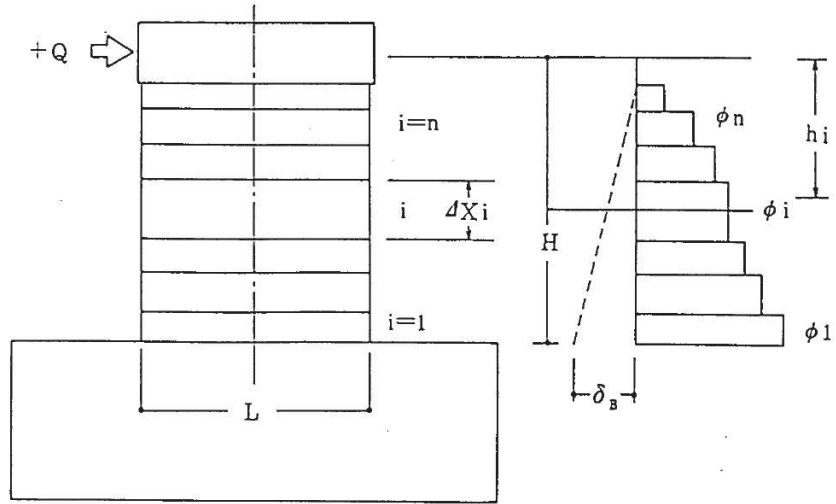


図 1-6 曲げ変形算出用変位測定位置 ((1)より引用)

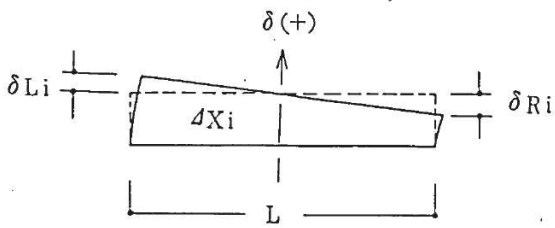
全体変形測定用変位計



(単位：mm)



$$\text{曲率} : \phi_i = \frac{\delta_{Li} - \delta_{Ri}}{L} \cdot \frac{1}{\Delta X_i}$$



$$\text{曲げ変形} : \delta_B = \sum_{i=1}^n h_i (\phi_i \cdot \Delta X_i)$$

$$\text{せん断変形} : \delta_s = \delta_T - \delta_B$$

$\delta_T$  : 全体変形

(頂部水平変位計による)

図 1-7 変形成成分離手法 ((1)より引用, 加筆)

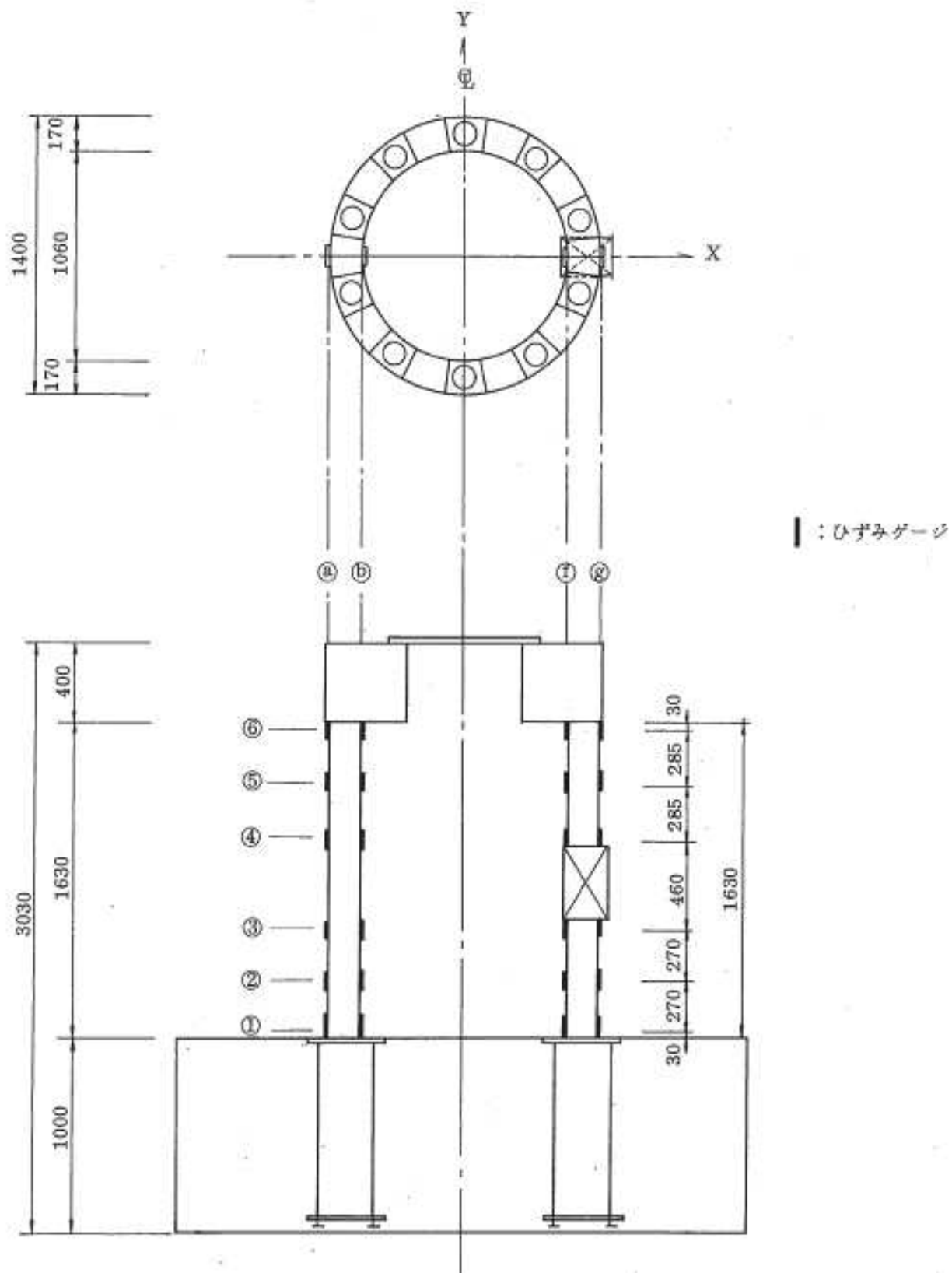


図 1-8 内外鋼板応力度算出用ひずみ測定位置 ((1)より引用)



## 2. 試験結果の実機及び女川2号炉への適用性

試験体は、RPV ペDESTALの構造上の特徴を反映するため内外鋼板の間にコンクリートを充填した構造とし、ABWR のペDESTALを模擬するためベント管を内蔵する部分と内蔵しない部分を含めたものである。

ここで、試験体の鋼材が実機と異なるが、試験体に対するSC規程を用いた荷重－変位特性を求める際は、使用材料の規格値に基づく剛性を用いることで、差異を適切に考慮している。

したがって、本試験体の試験結果は、実機の隔壁構造及びベント管を有した構造といったSC規程に対して追加検討が必要な構造に対する妥当性の確認に適用可能である。なお、スケール効果の観点では、実機を縮小した場合の試験体に用いるコンクリートのうち骨材寸法の影響が考えられるが、この影響については、参考文献(2)において、骨材寸法の差が復元力特性に与える影響は少なく、実用上無視できることが確認されている。

女川2号炉と試験体に関するRPV ペDESTALの仕様を表2-1に示す。女川2号炉RPV ペDESTALと試験体の構造は、隔壁方式であること、円筒型であること及び内外鋼板の間に充填されたコンクリートが上下に分断されていることが共通の特徴である。構造の差異として、女川2号炉RPV ペDESTALには、ベント管を内蔵する部分が存在しないが、試験体はベント管を内蔵する部分とベント管を内蔵しない部分をそれぞれ模擬しているため、女川2号炉RPV ペDESTALは、試験体のベント管を内蔵しない部分と同様の考え方で評価をすることができる。また、女川2号炉RPV ペDESTALの底部には、上下のコンクリートを分断するベースプレートは存在しないが、RPV ペDESTALの上部に設置した水平鋼板によって上下のコンクリートが分断されていることから、試験体のベースプレートによるコンクリートの分断に関する考え方を女川2号炉RPV ペDESTALの水平鋼板に適用することで、コンクリートの分断について評価することができる。

したがって、女川2号炉のRPV ペDESTALの材質、各部の寸法等を適切に反映することによって、既往試験結果によって妥当性が確認された復元力特性評価式が適用可能である。

## 3. 参考文献

- (1) 東京電力株式会社，東北電力株式会社，中部電力株式会社，北陸電力株式会社，中国電力株式会社，日本原子力発電株式会社，株式会社 東芝，株式会社 日立製作所：共同研究報告書「コンクリートPCVの構造評価および基準確立のための実証実験」，昭和62年度上半期（最終報告書），昭和62年9月
- (2) 吉崎 他：原子炉建屋の復元力特性試験（その6）スケール・イフェクト試験 日本建築学会大会学術講演梗概集（昭和61年）

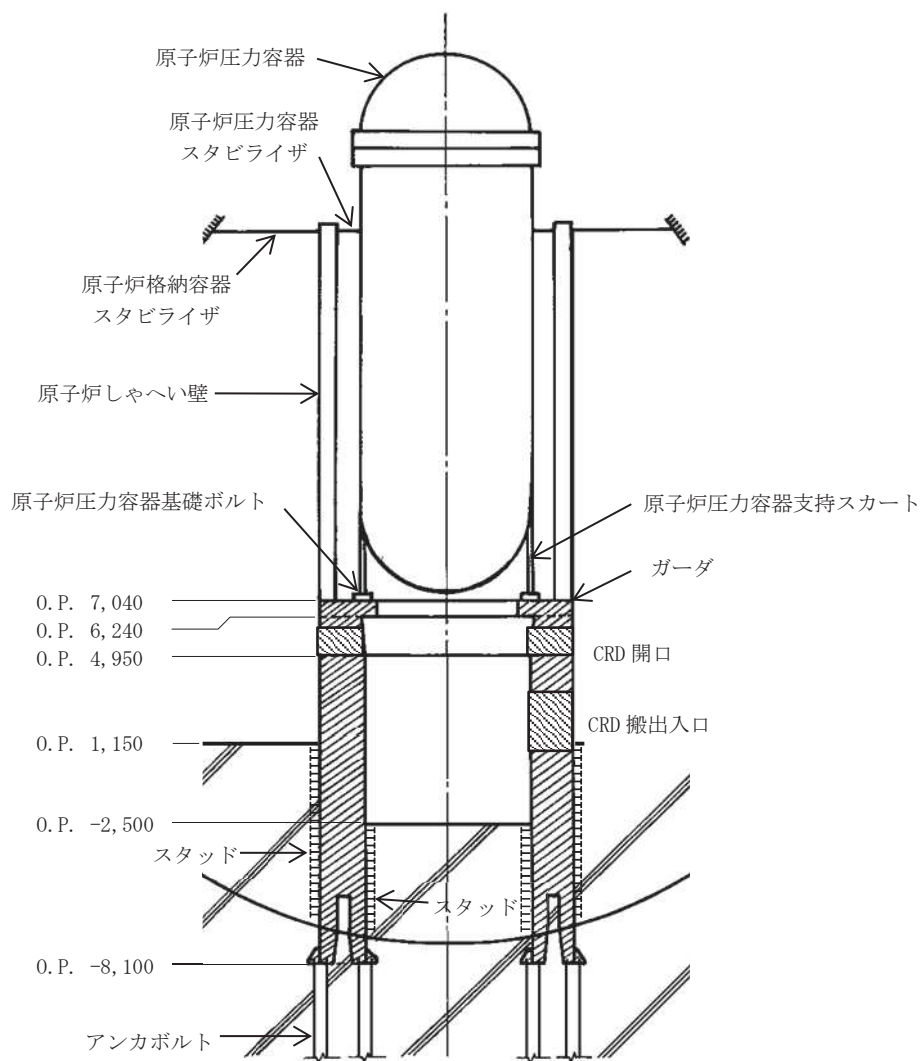
表 2-1 女川 2 号炉の RPV ペDESTAL 及び試験体の構造概要

項目		女川原子力発電所 2 号炉	試験体
構造	鋼板コンクリート構造の形式	隔壁方式	同左
	断面形状	円筒型	同左
	ベント管内蔵	なし	あり
	ベースプレート	あり*	あり
(以下, 参考)			
二重円筒部 (内筒及び 外筒鋼板)	高さ (mm)	5,890	2,030
	厚さ (mm)	1,770	170
	内筒鋼板の内径 (mm)	5,500	1,060
	外筒鋼板の外径 (mm)	9,040	1,400
	内筒及び外筒鋼板の板厚 (mm)	38	3.2
縦リブ	板厚 (mm)	20	2.3
	個数	18/20	20
	配置 (角度)	20° /18°	18°
開口部	高さ×幅 (mm)	2,000×900	378×220
材質	鋼材	SPV50	SS400
	コンクリート 設計基準強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	330	300

\* : 水平鋼板がベースプレートに該当する

(参考 1) 女川 2 号炉の RPV ペDESTAL の荷重状態

女川2号炉のRPVペDESTALは、RPVペDESTAL頂部のガーダに原子炉圧力容器及び原子炉しゃへい壁を支持している。地震時に原子炉圧力容器及び原子炉しゃへい壁へ作用する荷重は、原子炉圧力容器支持スカート、原子炉圧力容器基礎ボルトを介して曲げモーメントとしてRPVペDESTALへ伝達されることから、既往試験と同様、女川2号炉のRPVペDESTALへ作用する荷重は曲げが支配的となる。



参考図 1 女川 2 号炉の RPV ペDESTAL 概略図

(参考2) 試験体と女川2号炉のRPVペDESTALの鉛直方向の圧縮応力度について

試験当時の設計荷重に基づく試験体の鉛直方向の圧縮応力度は(1.2N/mm<sup>2</sup>)に対し、女川2号炉の圧縮応力度(約0.6N/mm<sup>2</sup>, 評価断面により異なる)は相違があるものの、この差が試験体の終局変形に与える影響は小さく、既往試験結果を用いることができる(参考表1)。

また、SC規程を参考にしたスケルトンカーブの評価においては、女川2号炉のRPVペDESTALの圧縮応力度に応じた鉛直方向軸応力度 $\sigma_v$ を用いることから、試験体に対する鉛直方向の圧縮応力度の差による影響はないといえる。

参考表1 女川2号炉のRPVペDESTAL及び試験体の鉛直方向の圧縮応力度

女川2号炉 RPVペDESTAL*1	試験*2 (鉛直力として付加)
約0.6 N/mm <sup>2</sup>	1.2 N/mm <sup>2</sup>

\*1: RPVペDESTALが支持するRPV、原子炉しゃへい壁の総重量を、コンクリートと鋼板のヤング係数比から、鋼板部分をコンクリートの断面積相当に換算した鉛直方向圧縮応力度

\*2: 試験当時の設計荷重相当の鉛直力(軸力)を、\*1と同様にコンクリート基準の鉛直方向圧縮応力度に換算したもの

## 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方法

既工認では、地震と組み合わせる運転状態の温度を考慮し、当該温度における材料物性値を用いて剛性の設定を行っており、今回工認の非線形特性を考慮した復元力特性の設定においても、設計基準における温度条件は既工認と同一のため既工認の材料物性値を用いる。

また重大事故等の高温状態の影響を考慮する場合においても、既工認における考え方と同様に設定を行うが、既工認より温度条件が変更となるため、温度による影響を考慮した材料物性値を用いて剛性の設定を行う。

RPV ペDESTALの復元力特性を設定する際に用いる物性値のうち、温度による影響を受けるものを整理し、設定に用いる規格・基準類を表1に示す。

表1 温度に応じた材料物性値の設定に用いる規格・基準類

		既工認	今回工認	
			設計基準	重大事故等の高温状態の影響を考慮する場合
コンクリート	ヤング係数	RC 規準	同左	同左 (温度による影響はEurocodeを用いて確認予定)
	圧縮強度	RC 規準	同左	同左 (温度による影響はEurocodeを用いて確認予定)
鋼板	ヤング係数	告示 501	同左	JSME
	降伏点	— (線形仮定のため剛性算定に用いていない)	JIS G 3115 (既工認の応力評価の許容値根拠と整合させる。)	JSME (温度による影響を考慮するため JSME を参照)

<略称の説明>

RC規準	: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (日本建築学会 1982 改定)
告示501	: 発電用原子力設備に関する構造等の技術基準 (告示第501号)
JSME	: 発電用原子力設備規格 (設計・建設規格 JSME S NC1-2005/2007)
Eurocode*	: EN 1992-1-1, Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings / EN 1992-1-2, Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-2: General rules. Structural fire design

\* : Eurocodeは、EU域内のみならず、海外で標準的に用いられている設計規準であり、日本国内においても「福島第一原子力発電所 特定原子力施設に係る実施計画」における福島第一原子力発電所4号機原子炉建屋等の耐震性評価において、プール水温の高温化による影響を考慮する際にEurocodeを用いた解析評価を行い、認可された実績があることから、RPVペデスタルにも適用可能と考える。

## コンクリートせん断ひび割れ後の RPV ペDESTALの支持性能

## 1. RPV ペDESTALの構造強度設計

RPVペDESTALは、地震力を含む荷重に対して鋼板のみで概ね弾性状態を保持する設計としており、コンクリートを強度部材として期待しない設計である。

## 2. コンクリートせん断ひび割れ後の支持性能

コンクリートにせん断ひび割れが生じたとしても、1. のとおりRPVペDESTALはコンクリートに期待せず鋼板のみで弾性状態を保持する設計であることから、ひび割れたコンクリートの横拘束効果は鋼板によって発揮される。

鋼板による横拘束効果が発揮されることにより、せん断力に対して鋼板とひび割れたコンクリートが一体となって荷重を分担することが可能となる。

したがって、コンクリートせん断ひび割れ後においてもRPVペDESTALの支持機能は維持される。

## 3. 試験結果との対比

SC規程のスケルトンカーブの評価式は、鋼板とコンクリートが一体となって荷重を分担することを前提としたものである。

SC規程を参考に作成した試験体のスケルトンカーブを用いた荷重-変位特性と、試験で実測された荷重-変位特性を比較すると、コンクリートひび割れ後であっても両者は整合していることから、試験体においてもSC規程と同様に鋼板とコンクリートが一体となって挙動していることが確認できる（図1）。

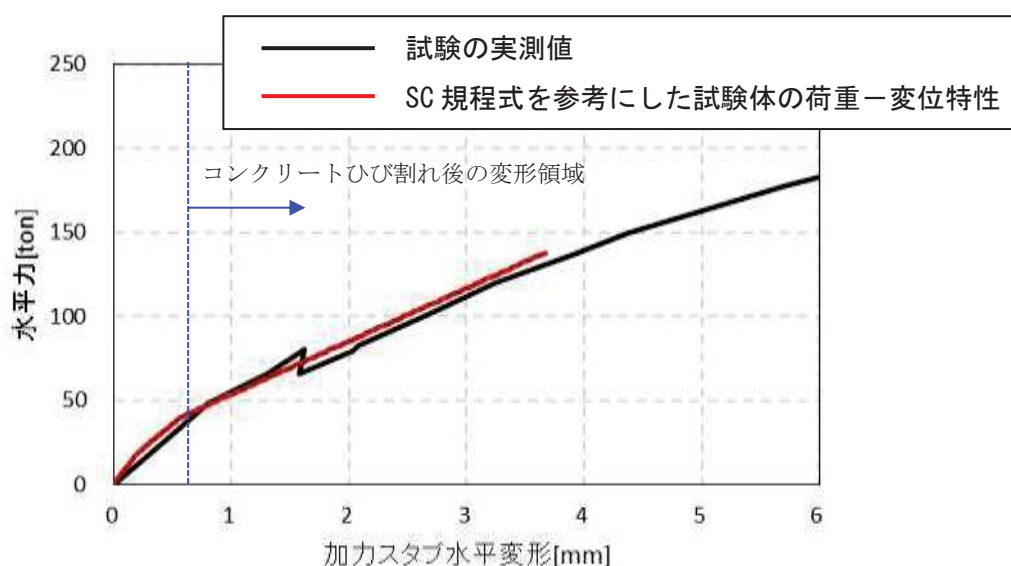


図1 荷重-変形関係の比較

(参考) RPVペデスタルへの圧縮荷重について

RPVペデスタルは、鋼板のみでも十分な支持性能が発揮される設計であることから、コンクリートに高圧縮力が負荷される環境ではない。

実際に、実機や試験体の鉛直力は第1表のとおりであって、実機RPVペデスタルコンクリートの圧縮強度 ( $32.3\text{N/mm}^2$ ) に比べて十分に小さく、コンクリートの圧縮強度に至るような荷重が負荷されることはない。

表1 実機 RPV ペデスタル及び試験体の鉛直方向の圧縮応力度

実機 RPV ペデスタル*1	試験*1 (鉛直力として付加)
約 $0.6\text{ N/mm}^2$	$1.2\text{ N/mm}^2$

\*1：RPV ペデスタルが支持する RPV，原子炉しゃへい壁の総重量を，コンクリートと鋼板のヤング係数比から，鋼板部分をコンクリートの断面積相当に換算した鉛直方向圧縮応力度

\*2：試験当時の設計荷重相当の鉛直力（軸力）を，\*1 と同様にコンクリート基準の鉛直方向圧縮応力度に換算したもの



RPVペDESTAL円筒部の構造強度評価

RPVペDESTALの内部にはコンクリートが充填されていることから、地震応答解析では鋼板と内部コンクリートをともに考慮した剛性を設定し、地震荷重を求める。

円筒部の評価は、鋼板のみを考慮したFEM解析モデルを用いて応力算定を行い、各荷重による応力の組合せが鋼構造設計規準（日本建築学会）に基づく許容値以内に収まることを確認する。

なお、RPV ペDESTALの応力算定は、FEM 解析モデルを用いて行っており、構造不連続部の局所の効果を含んだ応力が許容値以内に収まることを確認している。また、実際には内部にコンクリートが充填されており円筒鋼板が座屈しにくい構造であることに加え、座屈補強材として円筒鋼板に鉛直方向に鉄骨、水平方向に水平リブを設置し、鋼板の幅厚比制限を満足することにより、局部座屈を防止する設計としている。

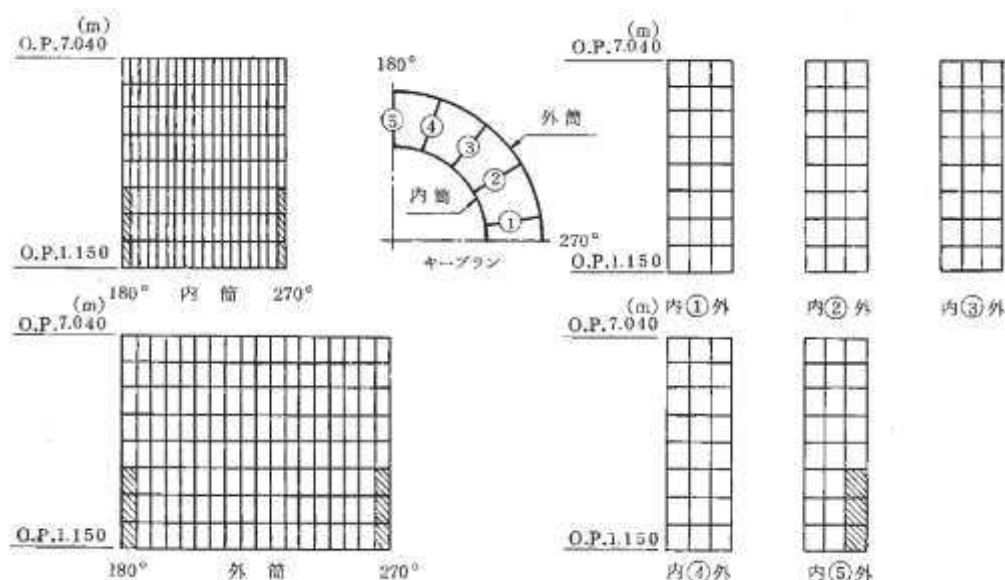


図 1 RPV ペDESTAL円筒部の FEM 解析モデル

表 1 円筒部の許容応力度（鋼構造設計規準に基づき算定）

	長期	短期
面内せん断応力	$\frac{F}{1.5 \times \sqrt{3}}$	$\frac{F}{\sqrt{3}}$
組合せ応力	$\frac{F}{1.5}$	$F$

$$F = \text{Min}(\sigma_y, 0.7\sigma_u)$$

$\sigma_y$  : JIS G 3115 に規定される鋼板の降伏点 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_u$  : JIS G 3115 に規定される鋼板の引張強さ (N/mm<sup>2</sup>)

## スケルトンカーブの近似方法

## 1. スケルトンカーブの近似方法

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、スケルトンカーブを多折れ線で近似するこの方法は「原子力発電所耐震設計技術指針JEAG4601-1991」（以下「JEAG」という。）に示される鉄筋コンクリート造耐震壁のスケルトンカーブの近似方法と同じである（図1-1）。

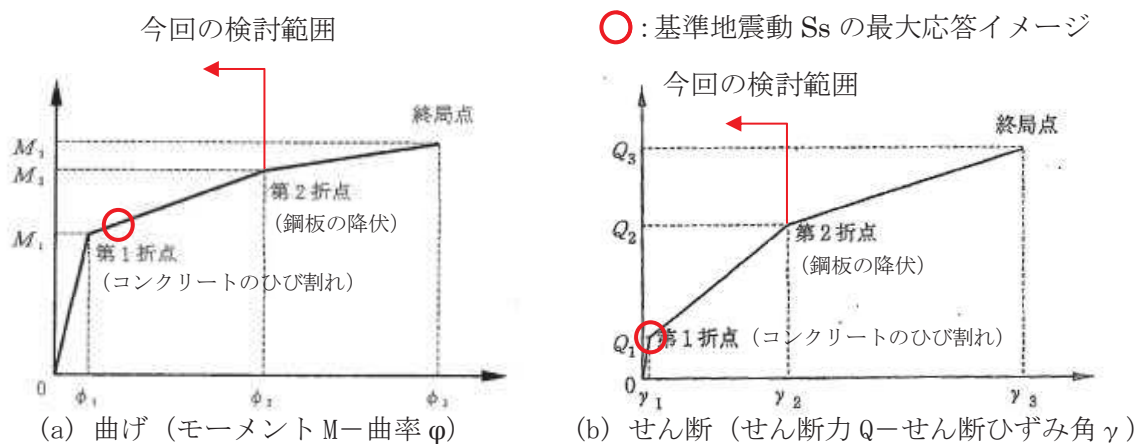


図 1-1 スケルトンカーブの概念図

JEAGにおいては、スケルトンカーブは、応答解析上の取扱いが容易なものであると同時に、建屋が終局に至るまでの挙動をできるだけ忠実に表すことが望ましいとされており、本評価法は、原子炉建屋の耐震壁を対象とした模型実験の結果ともよく適合したものとなっている<sup>(1)</sup>。

## 2. 地震応答へ与える影響

建屋耐震壁のスケルトンカーブの変動が地震応答に与える影響を調査した既往検討例では、折点のせん断力を25~30%変動させても、最大応答せん断力、最大応答加速度の変動は数%程度であり、スケルトンカーブの変動が、地震応答へ与える影響は小さいことが確認されている<sup>(2)</sup>。

## &lt;参考文献&gt;

- (1) 古川茂, 他: 原子炉建屋鉄筋コンクリート耐震壁の復元力特性評価法 (その1~6) 日本建築学会大会学術講演梗概集 (昭和62年)
- (2) 株式会社大林組, 大成建設株式会社, 鹿島建設株式会社, 清水建設株式会社, 株式会社竹中工務店: 受託研究報告書「原子炉建屋耐震余裕の評価法の研究その4」, 昭和61年度下半期 (最終報告書), 昭和62年3月

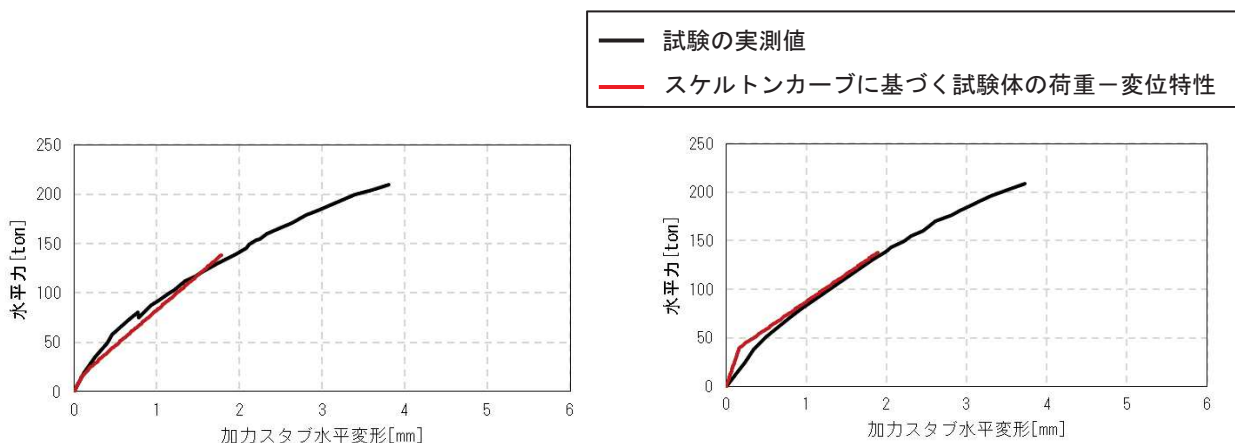
## RPV ペデスタル復元力特性の直線近似の影響検討

## 1. はじめに

RPVペデスタル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ペデスタル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。

なお、RPVペDESTALの構造強度評価は曲げモーメントの最大応答値を用いて実施することを踏まえ、影響検討は曲げモーメントの最大応答値が算出されるNS方向のスケルトンカーブに対して行うこととする。

## 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折点を越えた範囲において、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。

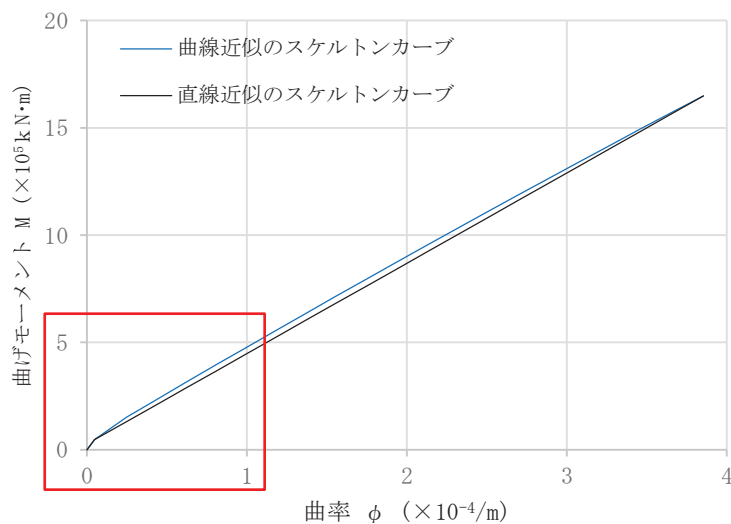


図 3-1 RPV ペDESTAL (要素④) の曲線近似と直線近似との比較 (NS 方向)

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Ss-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。

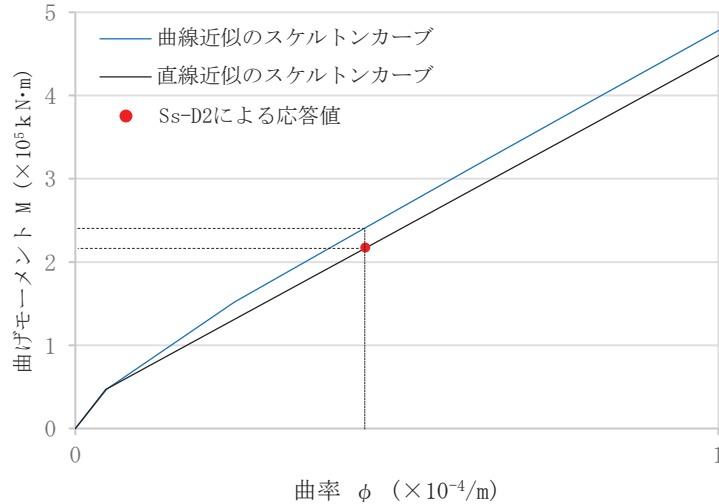


図 3-2 RPV ペDESTAL (要素④) の曲線近似と直線近似との比較 (拡大図)

#### 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た設計を行うこととする。

##### (1) 直線近似の不確実性を考慮したスケルトンカーブの作成

RPVペDESTALの地震応答解析モデルの各要素、各方向(NS, EW方向)の曲げ変形に対するスケルトンカーブについて、曲線近似を包絡するように折線のスケルトンカーブ(以下「包絡スケルトンカーブ」という。)を作成する。

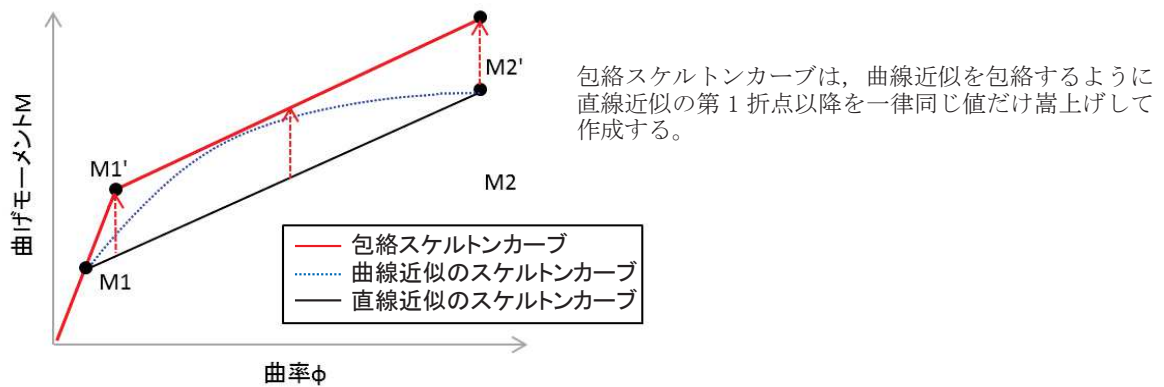


図 4-1 包絡スケルトンカーブの概念図

- (2) 包絡スケルトンカーブを用いた地震応答解析結果に基づく機器への影響評価  
 包絡スケルトンカーブを用いて原子炉格納容器，原子炉圧力容器及び原子炉本体の基礎の地震応答解析を実施し，得られた地震荷重等を用いて機器・配管系への影響評価を行う。

コンクリートせん断ひび割れ後の剛性評価の理論式

1. はじめに

本資料は鋼板コンクリート構造（以下「SC構造」という。）のせん断ひび割れ後のコンクリート剛性に関する既往知見<sup>(1)</sup>に示される理論式の概要を示すものである。

2. SC構造のせん断抵抗挙動

SC構造にせん断力Qが作用する際、既往知見が参照している実験結果から鋼板が降伏するまでの範囲においてSC構造は以下の挙動を示す。本資料では②の状態におけるコンクリートのせん断剛性の算定について説明する。

- ① 鋼板SとコンクリートCがともに等方性弾性状態で変形。
- ② コンクリートCの対角方向にひび割れが発生し、コンクリートCが異方性弾性状態として振る舞う（Cのひび割れは体積膨張を伴うため、S-C間に内力Nが生じる。図2-1参照）。

せん断力Qは、鋼板S及びコンクリートCがそれぞれせん断力sQ及びcQとして分担する。また、コンクリートひび割れ後は、鋼板に内力sNx及びsNy、コンクリートには内力cNx及びcNyが作用し、両者はそれぞれ釣り合う。

$$Q = sQ + cQ \tag{式 2-1}$$

$$sN_x + cN_x = 0, \quad sN_y + cN_y = 0 \tag{式 2-2}$$

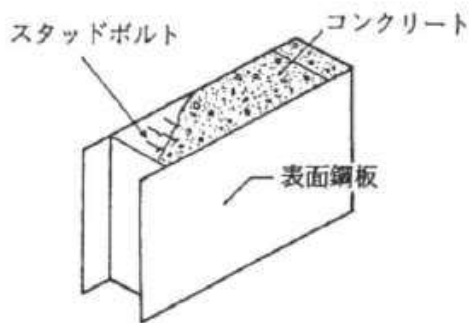


図 1-1 SC構造の例

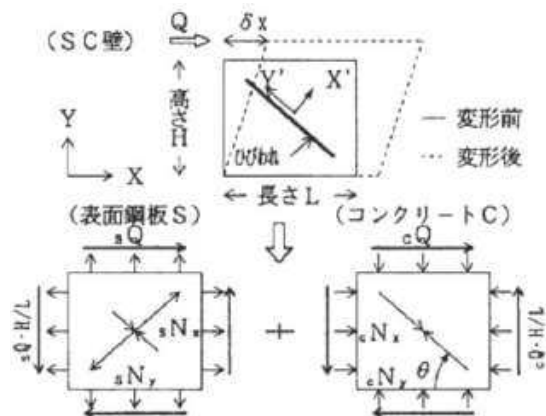


図 2-1 ひび割れ後の荷重分担

### 3. ひび割れ発生後の応力-ひずみ状態の仮定

鋼板は等方性弾性材料とし、コンクリートはひび割れに沿った斜め圧縮力のみ抵抗する異方性弾性材料と仮定する。この場合の対角方向（コンクリートの圧縮ストラット方向）をY'軸とするX'-Y'座標系における応力{σ}とひずみ{ε}の関係は、一般的な応力とひずみの構成方程式より、Dマトリクスを介して式3-1～式3-4で表される。

$$s \{\sigma\} = s [D] \cdot \{\varepsilon\} \quad \text{(式 3-1)}$$

ここで,

$$s [D] = \frac{sE}{1-s\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & s\nu & 0 \\ s\nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & (1-s\nu)/2 \end{bmatrix} \quad \text{(式 3-2)}$$

[コンクリートの応力ひずみ関係]

$$c \{\sigma\} = c [D] \cdot \{\varepsilon\} \quad \text{(式 3-3)}$$

ここで,

$$c [D] = \frac{cE}{1-c\nu^2} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad \text{(式 3-4)}$$

E, νはそれぞれヤング係数, ポアソン比であり, 各変数の添字S及びCは, それぞれ鋼板S及びコンクリートCを表している。

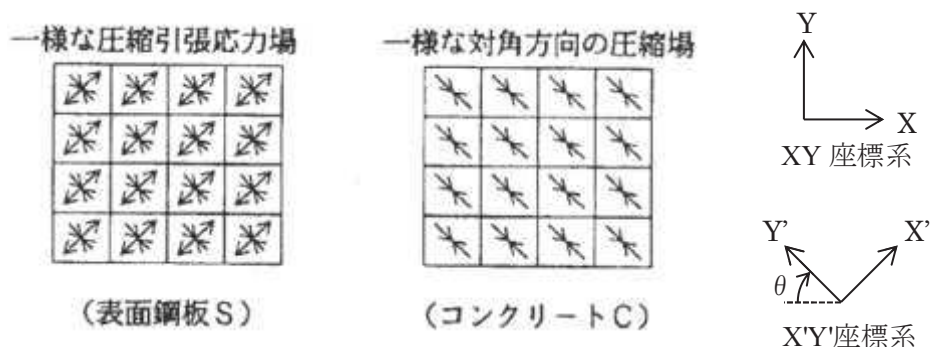


図 3-1 ひび割れ後の応力状態の仮定



#### 4. ひび割れ後の荷重－変形関係式

壁長さ方向をX軸とするX-Y座標系に変換し、応力に有効断面積を乗じて鋼板とコンクリートに生じる内力N及びせん断力Qを求める。

鋼板は等方性弾性材料の仮定であるため、座標変換後も式3-2と同じDマトリクスを用いる（式4-1）。

一方のコンクリートは異方性弾性材料の仮定であるため、圧縮ストラット方向で定義した式3-4のX'-Y'座標系のDマトリクスをそのまま用いることができないことから、 $\pi/2-\theta$ の応力変換マトリクス  $[T_1]$  及びひずみ変換マトリクス  $[T_2]$  を用いてX-Y座標系に変換する（式4-2）。

$$s \begin{bmatrix} N_x \\ N_y \\ Q \end{bmatrix} = s \begin{bmatrix} A_x \\ A_y \\ A_{ys} \end{bmatrix} \cdot s [D] \cdot \{\varepsilon\}_{xy} \quad (式 4-1)$$

$$c \begin{bmatrix} N_x \\ N_y \\ Q \end{bmatrix} = c \begin{bmatrix} A_x \\ A_y \\ A_y \end{bmatrix} \cdot [T_1] \cdot c [D] \cdot [T_2] \cdot \{\varepsilon\}_{xy} \quad (式 4-2)$$

ここで、内力の釣り合い条件より、

$$sN_x + cN_x = 0, \quad sN_y + cN_y = 0 \quad (式 4-3)$$

式 4-1～式 4-3 を  $sQ$  および  $cQ$  について解くと、SC 構造が水平方向に  $\delta_x (=H \cdot \gamma)$  せん断変形する際のせん断力  $sQ$ 、 $cQ$  は式 4-4～式 4-7 で表される。

$$sQ = \frac{sA_{ys} \cdot sE}{2(1+s\nu) \cdot H} \cdot \delta_x \quad (式 4-4)$$

$$cQ = \frac{(\cos\theta)^2}{2 \cdot \left[ \frac{1-c\nu^2}{cE \cdot ct \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot sE} (C1+C2) \right]} \cdot \delta_x \quad (式 4-5)$$

$$C1 = L \cdot \cos\theta \left( \frac{\cos\theta}{sA_x} - \frac{\sin\theta}{sA_y} s\nu \right) \quad (式 4-6)$$

$$C2 = H \cdot \sin\theta \left( \frac{\sin\theta}{sA_y} - \frac{\cos\theta}{sA_x} s\nu \right) \quad (式 4-7)$$

ここで、 H, L : SC 構造の高さ, SC 構造の長さ

ct : コンクリート板厚

$sA_x$ 、 $sA_y$  : X, Y 方向の鋼板軸力有効断面積

$sA_{ys}$  : Y 方向の鋼板せん断有効断面積

式4-5に  $\delta x = H \cdot \gamma$  を代入することにより、 $cQ = K_{\beta} \cdot \gamma$  の関係からひび割れ後のコンクリートの有効せん断剛性  $K_{\beta}$  を求めることができる。(C1, C2は式4-6, 7により求める。)

$$cQ = \frac{(\cos \theta)^2}{2 \cdot \left[ \frac{1 - c\nu^2}{cE \cdot ct \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot sE} (C1 + C2) \right]} \cdot \delta x \quad (\text{式 4-5})$$

ここで、 $\delta x = H \cdot \gamma$  を代入すると以下の式が得られる。

$$cQ = \frac{(\cos \theta)^2}{2 \cdot \left[ \frac{1 - c\nu^2}{cE \cdot ct \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot sE} (C1 + C2) \right]} H \cdot \gamma \quad (\text{式 4-8})$$

$K_{\beta}$

## 5. 参考文献

- (1) 松尾 他：鋼板コンクリート耐震壁に関する研究 その3 せん断荷重-変形関係の解析 日本建築学会大会学術講演梗概集 (1992年)

## 地震応答解析における RPV ペDESTAL 下部の扱いについて

## 1. はじめに

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。また、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されている。

そのため、地震応答解析のモデル化においては、RPVペDESTAL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（O. P. 1, 150）を原子炉建屋基礎版に剛として結合させている。

本書では、周辺コンクリートを考慮した剛性の検討及びRPVペDESTAL下部と周辺コンクリートとの定着部の検討を行い、上記の考え方に対する妥当性を確認する。

## 2. 周辺コンクリートを考慮した剛性の検討

RPVペDESTALの地震応答解析における地震荷重は、別紙14本文6項に示すとおり、曲げモーメントが支配的であるため、曲げ剛性に対する検討を行う。

RPVペDESTAL下部の周辺コンクリートの曲げ剛性は、図1に示す範囲について、下式により算定する。

$$K = \frac{4EI}{H}$$

$K$ ：RPVペDESTAL下部の周辺コンクリートの曲げ剛性

$E$ ：コンクリートのヤング率

$I$ ：RPVペDESTAL下部の周辺コンクリートの断面2次モーメント

$H$ ：RPVペDESTAL下部の周辺コンクリートの高さ

RPVペDESTAL下部の周辺コンクリートの曲げ剛性を表1に示す。ここで、RPVペDESTALの地震応答解析モデルの要素①の曲げ剛性と比較した場合、RPVペDESTAL下部の周辺コンクリートの曲げ剛性は、要素①に対して約29倍あり、剛性が高いことから、RPVペDESTALを原子炉建屋基礎版と一体として扱うことは妥当であることを確認した。

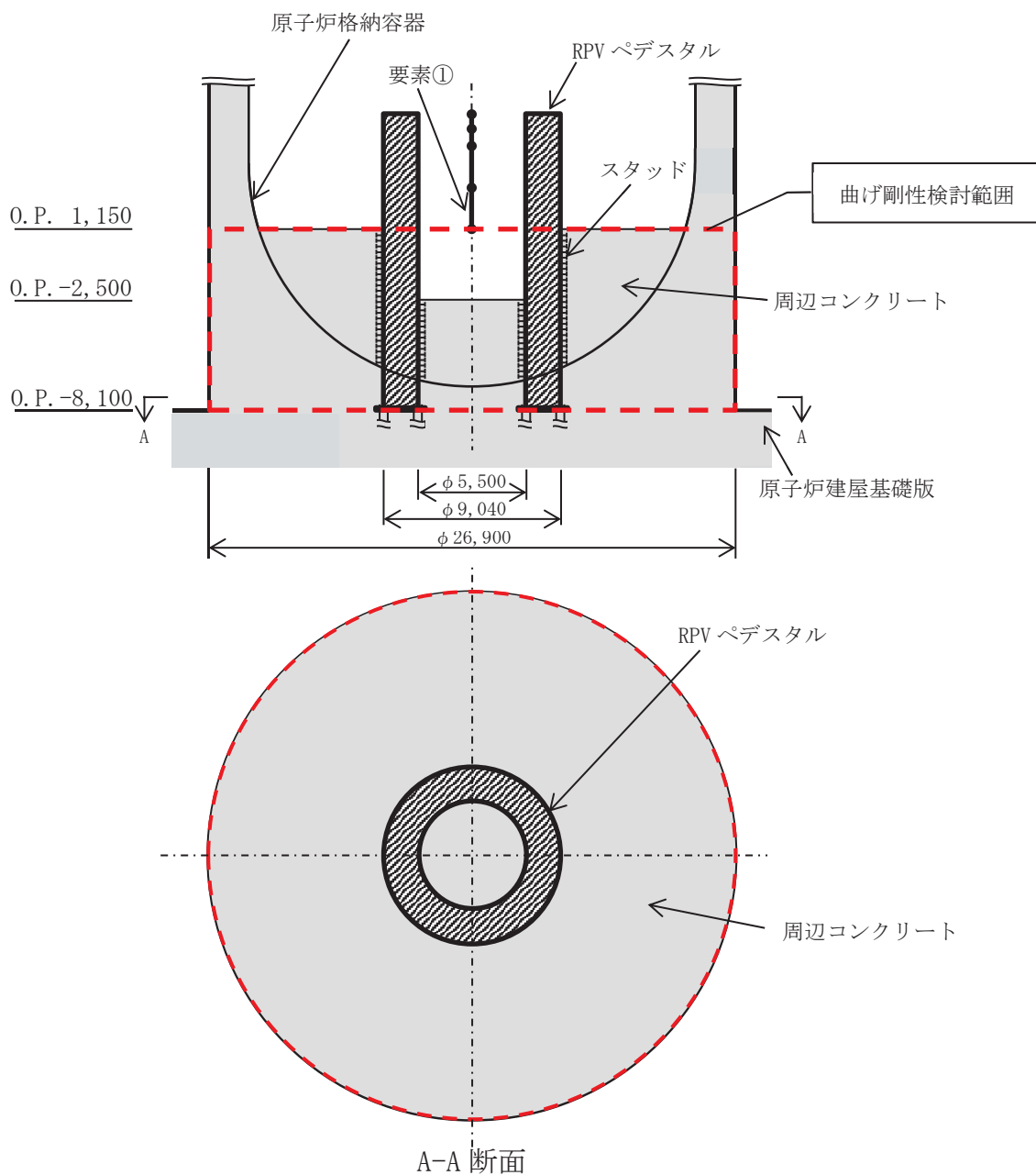


図1 RPV ペDESTAL 概略図

表1 RPV ペDESTAL 下部の周辺コンクリートの曲げ剛性

物性値	値	備考
周辺コンクリートのヤング率 $E(N/mm^2)$	26,500	鉄筋コンクリート構造計算規準
周辺コンクリートの断面2次モーメント $I(mm^4)$	$2.570 \times 10^{16}$	図1の赤枠部分
周辺コンクリートの曲げ剛性 $K_c(kN \cdot mm^2)$	$2.945 \times 10^5$	図1の赤枠部分
要素①の曲げ剛性 $K_p(kN \cdot mm^2)$	$9.851 \times 10^3$	
剛性比 $K_c/K_p$	約29倍	

### 3. RPV ペDESTAL下部と周辺コンクリートとの定着部の検討

RPVペDESTAL下部と周辺コンクリートの定着部の検討は、RPVペDESTALから負荷されるせん断荷重及び曲げモーメントに対するRPVペDESTAL下部の周辺コンクリート及びRPVペDESTAL下部のスタッドの健全性を検討する。検討には、基準地震動Ss-D2による荷重（暫定値）を用いた。

#### 3.1 せん断荷重に対する検討

RPVペDESTALから負荷されるせん断荷重は、図2に示すとおり、RPVペDESTAL下部からその周辺コンクリートに伝達するため、RPVペDESTAL下部とその周辺コンクリートの健全性を確認する。

表2に示す評価結果のとおり、RPVペDESTAL下部から負荷されるせん断荷重は、周辺コンクリートの許容せん断荷重に対して、裕度があることを確認した。

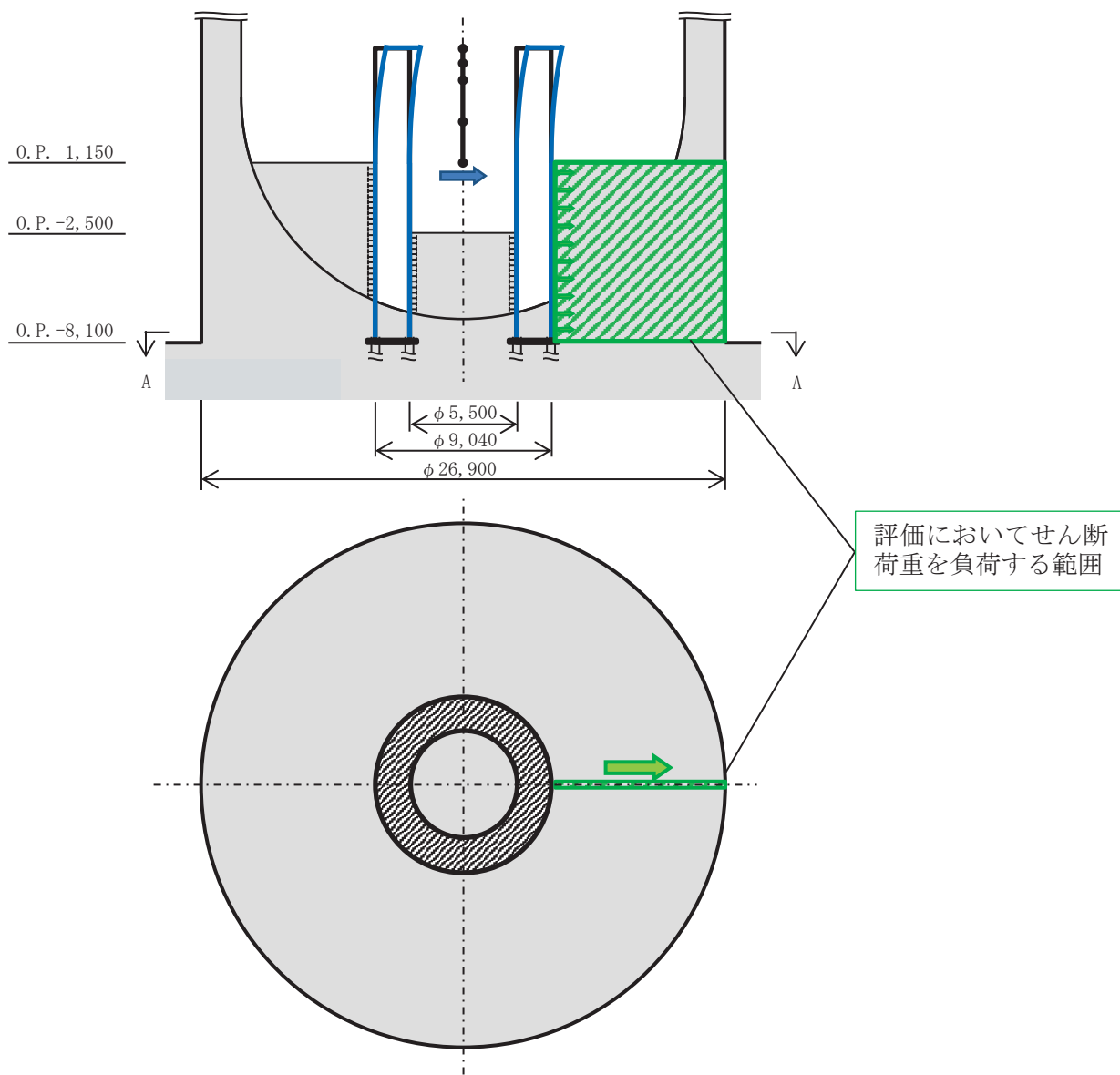


図2 RPV ペDESTAL下部の周辺コンクリートへのせん断荷重イメージ

表 2 せん断荷重に対する評価結果

項目	値	備考
設計基準強度 $\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	32.3	
周辺コンクリート鉛直断面積 $A_v$ (mm <sup>2</sup> )	$8.260 \times 10^7$	図 2 の緑枠部分
許容せん断応力度 $\tau_{cr}$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.76	$0.31\sqrt{\sigma_B}$
許容せん断荷重 $T_{av}$ (kN)	$1.45 \times 10^5$	$A_v \times \tau_{cr}$
RPV ペデスタルのせん断荷重 $T_{pv}$ (kN)	$3.4 \times 10^4$	要素①
裕度 (-)	4.26	$T_{av} / T_{pv}$

### 3.2 曲げモーメントに対する検討

RPVペDESTALから負荷される曲げモーメントは、図3に示すとおり、RPVペDESTALの鋼板からその周辺コンクリートに伝達されるため、RPVペDESTALと周辺コンクリートの定着について検討を行う。

RPVペDESTALと周辺コンクリートの定着は、曲げモーメントによってRPVペDESTAL下部の外筒鋼板スタッド及び内筒鋼板スタッドの縦1列に加わる上下方向の荷重（せん断）が合成梁構造設計指針における頭付きスタッドに対するせん断耐力に対して余裕があることを確認する。

図4にRPVペDESTAL断面及びスタッドの設置状況、図5に荷重負担範囲のイメージを示す。

ここで、RPVペDESTAL下部は、剛性の高い周辺コンクリートにより変位が拘束されるため、RPVペDESTAL下部に曲げモーメントは発生しないことから、RPVペDESTALと周辺コンクリートの定着の検討にあたっては、周辺コンクリートの上端（O.P. 1, 150）での曲げモーメントを用いる。

表3に示す評価結果のとおり、RPVペDESTAL下部の外筒鋼板スタッド及び内筒鋼板スタッドの縦1列に加わる荷重は、せん断耐力に対して余裕があることを確認した。

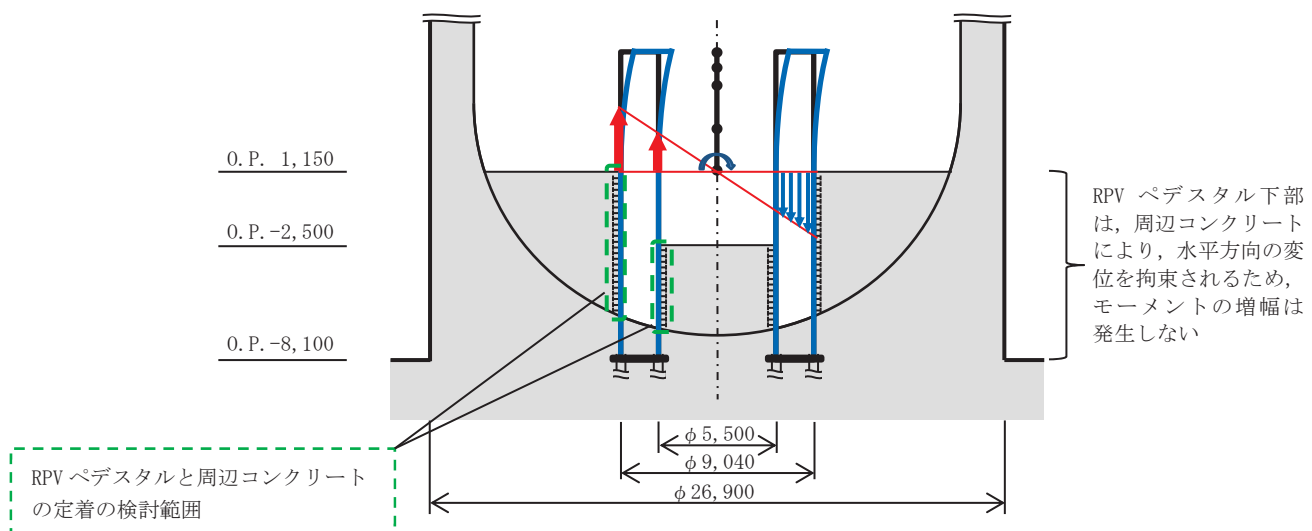


図3 RPV ペDESTAL下部のスタッドに加わる荷重イメージ

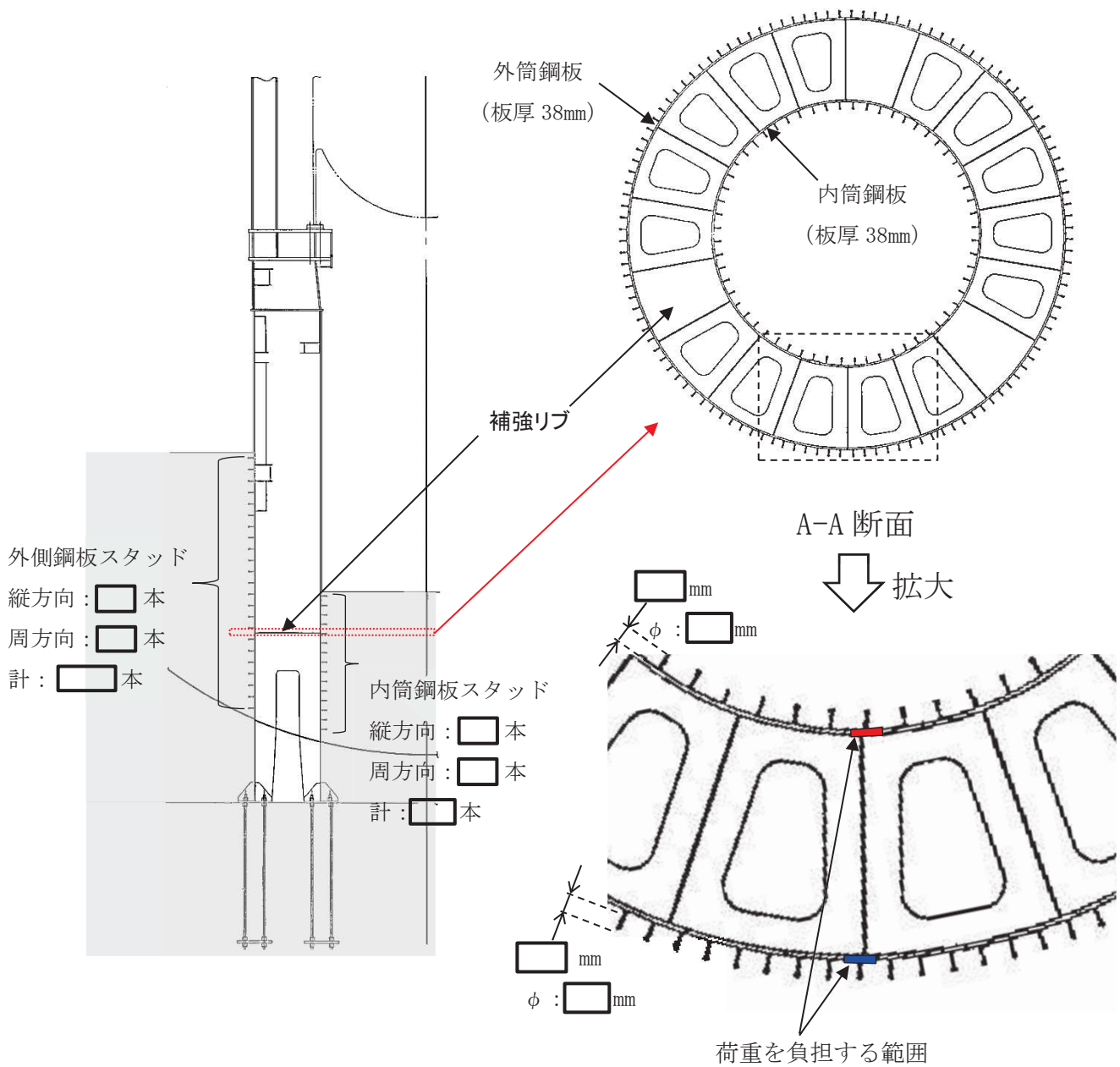


図 4 RPV ペDESTAL 断面及びスタッドの設置状況

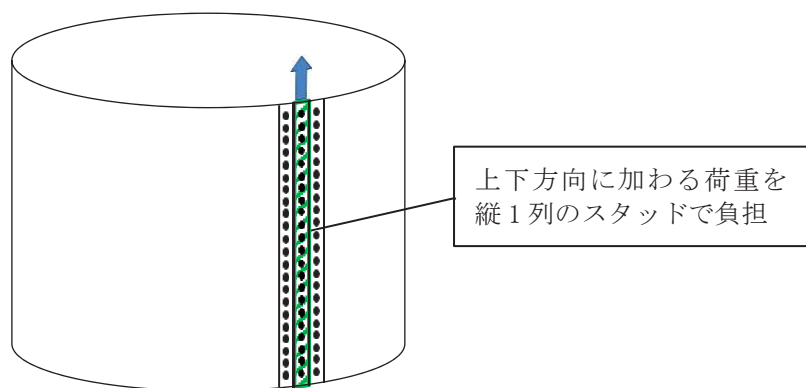


図 5 荷重負担範囲のイメージ

4 条-別紙 14-添 11-6

枠囲みの内容は、商業機密に属するため公開できません。



表 3 曲げモーメントに対する評価結果

項目	値	備考	
断面 2 次モーメント $I$ (mm <sup>4</sup> )	$1.342 \times 10^{13}$	外筒 + 内筒鋼板の断面 2 次モーメント	
断面係数 $Z$ (mm <sup>3</sup> )	$2.969 \times 10^9$		
曲げモーメント $M$ (kN・mm)	$3.79 \times 10^8$	要素①	
外筒鋼板スタッド	曲げ応力 $\sigma_{bo}$ (MPa)	128	$M/Z$
	鋼板の水平断面積 $A_{so}$ (mm <sup>2</sup> )	$8.956 \times 10^3$	図 4 の青枠部分
	スタッド縦 1 列に加わる荷重 $F_o$ (kN)	$1.144 \times 10^3$	$\sigma_{bo} \times A_{so}$
	スタッド縦 1 列のせん断耐力 $F_{ao}$ (kN)	$4.044 \times 10^3$	合成梁構造設計指針 $0.5_{sc} a \sqrt{F_c \cdot E_c} \times \square$ 本
	裕度	3.53	$F_{ao}/F_o$
内筒鋼板スタッド	曲げ応力 $\sigma_{bi}$ (MPa)	79	$\sigma_{bo} \times$ 内筒鋼板の外径/外筒鋼板の外径
	鋼板の水平断面積 $A_{si}$ (mm <sup>2</sup> )	$1.102 \times 10^4$	図 4 の赤枠部分
	スタッド縦 1 列に加わる荷重 $F_i$ (kN)	$8.706 \times 10^2$	$\sigma_{bi} \times A_{si}$
	スタッド縦 1 列のせん断耐力 $F_{ai}$ (kN)	$2.637 \times 10^3$	合成梁構造設計指針 $0.5_{sc} a \sqrt{F_c \cdot E_c} \times \square$ 本
	裕度	3.02	$F_{ai}/F_i$

$sc a$  : スタッドボルトの断面積

$F_c$  : コンクリートの設計基準強度

$E_c$  : コンクリートのヤング係数

#### 4. まとめ

地震応答解析のモデル化において、RPV ペDESTAL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（O. P. 1, 150）を原子炉建屋基礎版に剛として結合させていることの妥当性について検討を行った。検討の結果、以下の3項目を確認したことから、RPV ペDESTAL下部とその周辺コンクリートが強固に固定されており、上記の扱いは妥当であると考えられる。

- RPV ペDESTALに対して RPV ペDESTALの下部の周辺コンクリートの剛性が高い
- RPV ペDESTALから負荷されるせん断荷重に対してペDESTALの下部の周辺コンクリートが健全である
- RPV ペDESTALから負荷される曲げモーメントに対して RPV ペDESTAL下部の外筒鋼板及び内筒鋼板のスタッドの定着が健全である

試験体, ABWR プラント及び女川 2 号炉における構造特徴を反映した評価式 (せん断) の比較

ケース	試験体 (先行 ABWR プラント (下部ペデスタル) 模擬)	先行 ABWR プラント (下部ペデスタルの場合)	女川 2 号炉 (先行 ABWR プラント (上部ペデスタル))	
第 1 折点	評価 モデル			
	評価式	$\tau_{cr} = 0.5 \times \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_V)}$ ベント管の構造特徴を反映	$\tau_{cr} = 0.5 \times \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_V)}$ ベント管の構造特徴を反映	$\tau_{cr} = \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_V)}$ RC 基準と同様
第 2 折点	評価 モデル			
	評価式 ( $K_\beta$ )	①ユニット幅の半分を長さ L ②ユニット幅を長さ L $K_\beta = (\sum K_\beta \text{①} + \sum K_\beta \text{②}) / 2$	①ユニット幅の半分を長さ L ②ユニット幅を長さ L $K_\beta = (\sum K_\beta \text{①} + \sum K_\beta \text{②}) / 2$	②ユニット幅を長さ L $K_\beta = \sum K_\beta \text{②} / 2$

## 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

## 1. はじめに

RPVペデスタルのせん断第2折点の設定を行う際は、既往知見<sup>(1)</sup>に記載のある鋼板コンクリート構造（以下「SC構造」という。）に関する理論式を用いて、コンクリートせん断ひび割れ後の鋼板及びコンクリートの剛性を算出している。

既往知見の理論式は、試験結果との対比により整合性が確認されているが、ここでは更なる確認として、既往知見に記載された試験以外の隔壁により鋼板とコンクリートを一体化したSC構造の試験結果を用いて、理論式との整合性を確認する。

## 2. 確認方法

実験結果の荷重変形関係と理論式に基づき算出する荷重変形関係の比較を行う。実験値として使用するデータは、以下に示す2つの論文から得られる荷重変形関係とする。解析で求める荷重変形関係は別紙14本文に記載の方法に基づいて設定し、鋼材の材料物性値は規格値、コンクリートの材料物性値は試験1については設計基準強度、試験2については論文中から設計基準強度が読み取れないため論文に記載のある実測値を用いた。

【試験1】加藤，遠山他：コンクリート充填鋼板耐力壁の実験的研究その3，日本建築学会大会学術講演梗概集（1985年）

【試験2】鋼板コンクリート構造に関する研究その1（大林組技術研究所報）

### 3. 参照する試験の概要

#### (1) 試験1 コンクリート充填鋼板耐力壁の実験的研究その3

試験1の試験体の仕様を表3-1，各試験体の断面を図3-1に示す。

試験概要・方法は図3-2に示しており，試験体には正負交番の漸増繰返しで荷重を与える。

試験結果として得られた荷重変形関係を図3-3に示す。なお，試験体にはせん断力とともに曲げモーメントも生じるため，荷重変形関係の評価に当たっては，曲げによる変形も考慮する。

表 3-1 試験 1 の試験体の仕様

試験体名	隔壁枚数	鋼板板厚 (mm)		鋼板材料		コンクリート 設計基準強度 (kgf/cm <sup>3</sup> )
		表面 隔壁	フランジ	表面 隔壁	フランジ	
200K	0	3.2	19	SS41	SM50A	240
100K	1					
67K	2					

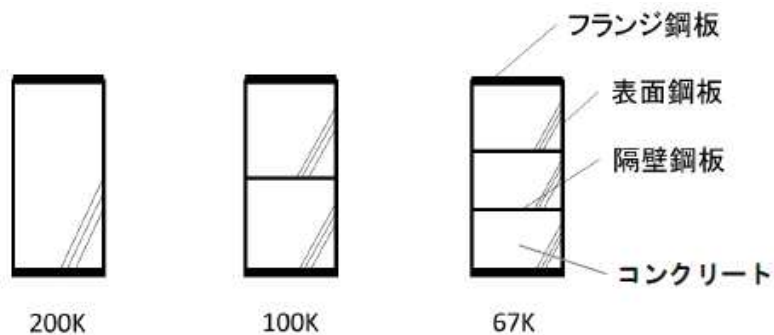


図 3-1 試験 1 の試験体断面

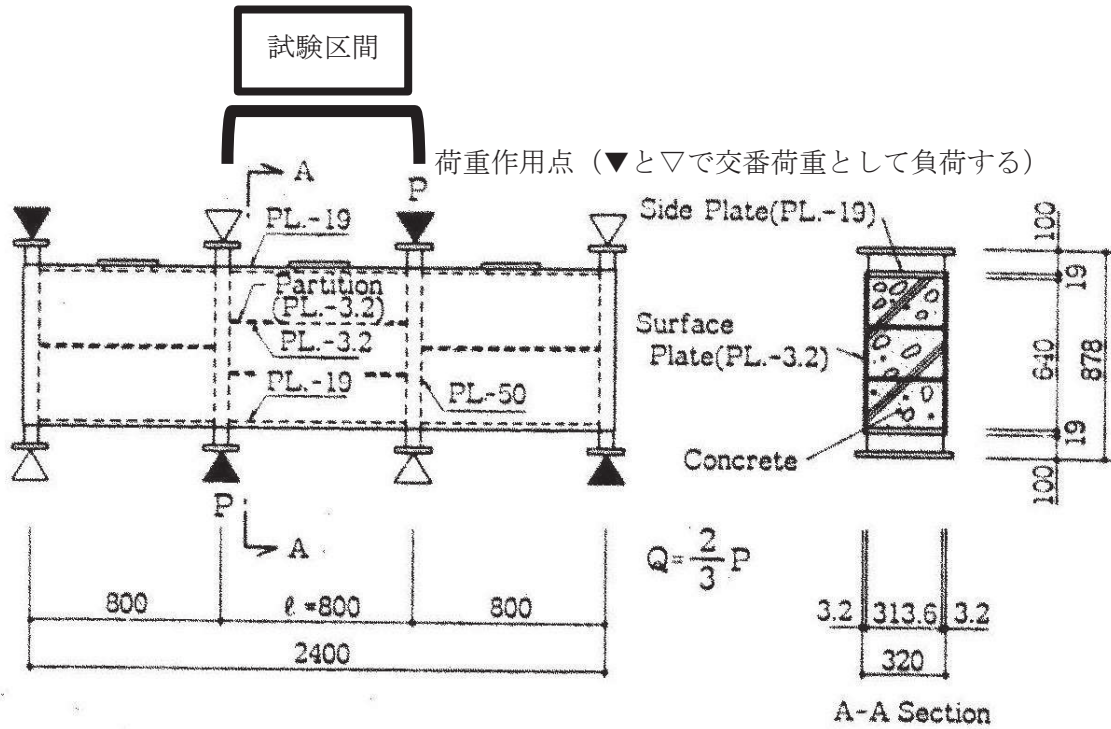


図 3-2 試験 1 の概要

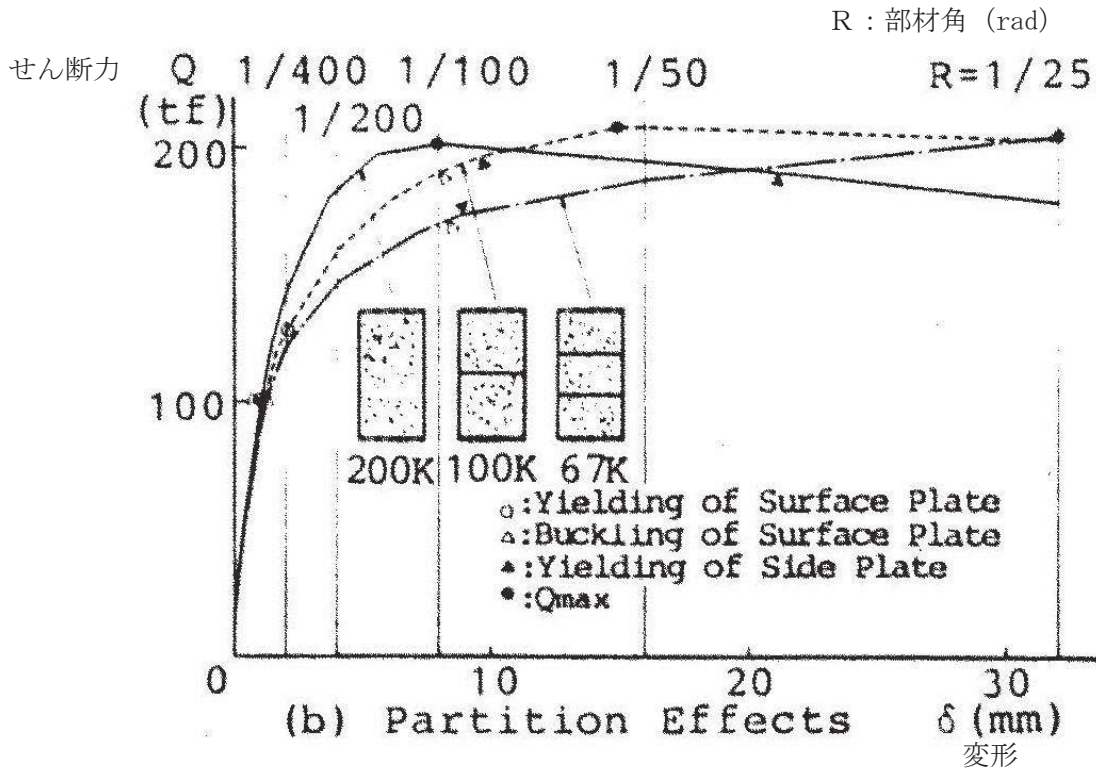


図 3-3 試験 1 の結果

(2) 試験2 鋼板コンクリート構造に関する研究その1 (大林組技術研究所報)

試験2で使用されている試験体の仕様を表3-2に示す。試験体の平断面、及び断面が、図3-4、図3-5である。

加力方法は、試験体各辺にそれぞれ4分割された加力治具を取り付け、各々の加力治具をPC鋼棒によってまとめて引っ張り、試験体に純せん断応力を与える(図3-6)。したがって、試験体にはせん断変形のみが生じるものとし、曲げによる変形は考慮しない。

試験結果が図3-7である。

表 3-2 試験 2 の試験体の仕様

試験体	隔壁枚数	鋼材				コンクリート	
		表面鋼板板厚[mm]	隔壁板厚[mm]	フランジ鋼板板厚[mm]	材料	ヤング係数 [kgf/cm <sup>2</sup> ]	圧縮強度 [kgf/cm <sup>2</sup> ]
SC209-2	0	2.3	4.5	4.5	SS400	2.68	377
SC150-0	0	3.2		-		2.83	436
SC150-2	0	3.2		4.5		2.85	412
SC150-3	1	3.2		4.5		2.78	444

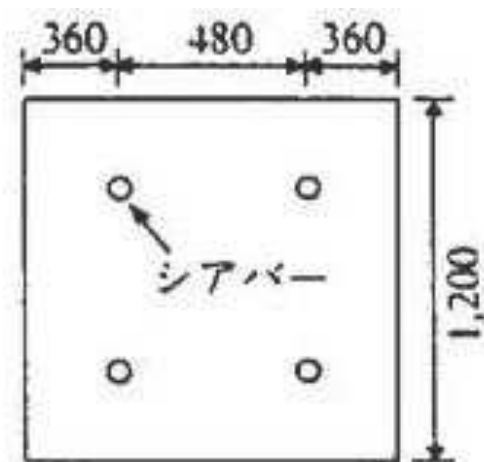


図 3-4 試験 2 の試験体縦断面

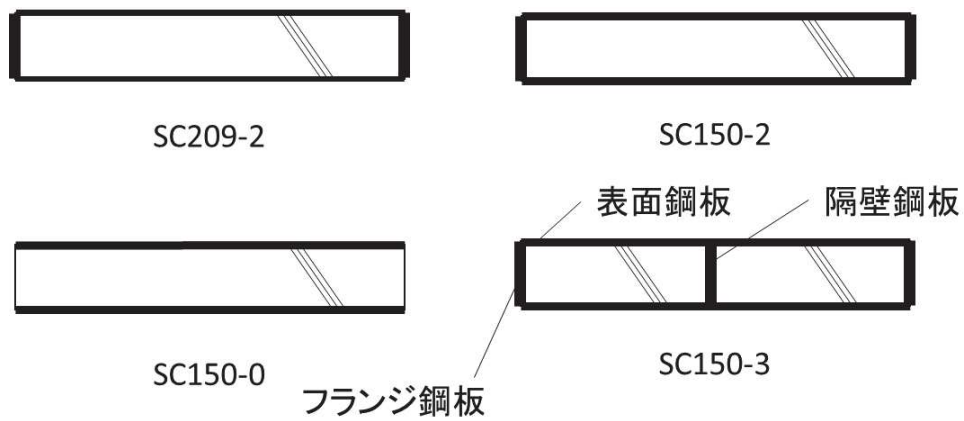


図 3-5 試験 2 の各試験体断面

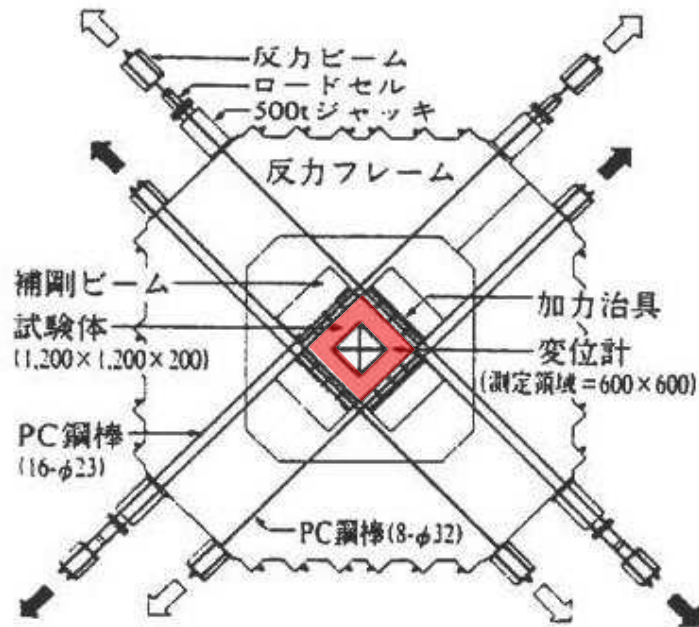


図 3-6 試験 2 の加力装置概要



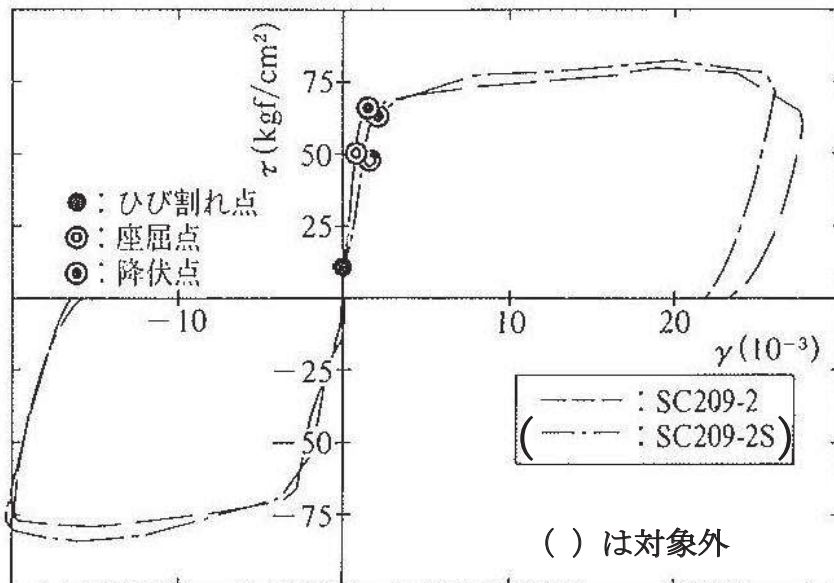
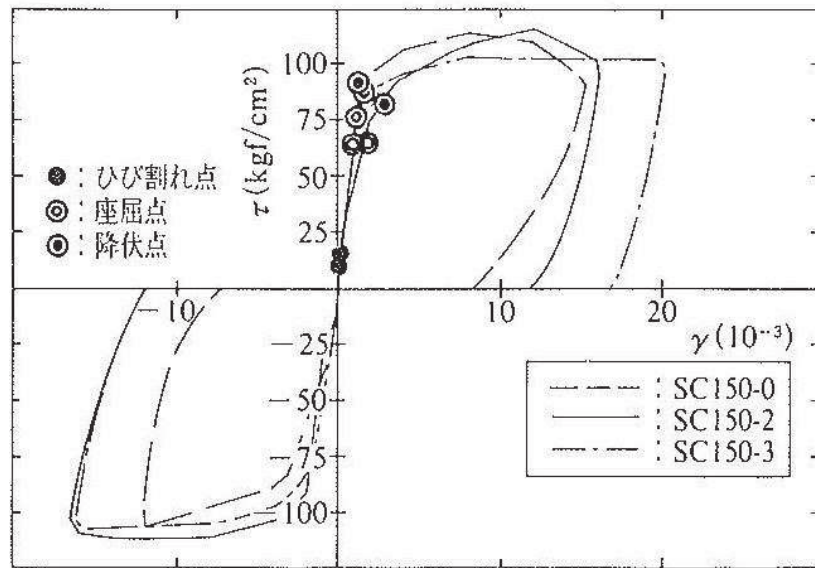


図 3-7 試験 2 の結果

#### 4. 荷重変形特性の比較

3. で示した計7体のケースに関して、実験結果と理論式に基づく算出結果を図4-1～3, 5～8に示す。一般的にコンクリートの試験においては、コンクリート材料の不均一性、試験体の形状や加力方法等により、ある程度のばらつきが生じることが知られており、これらの試験についてもばらつきの範囲内にあると考えられる。

試験体の形状や加力方法といった試験固有の推定要因についても以下に示す。

##### (1) 試験1

<試験結果との比較>

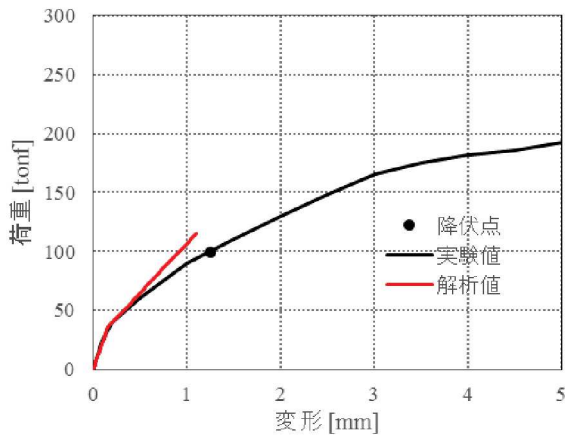


図 4-1 試験1 200K

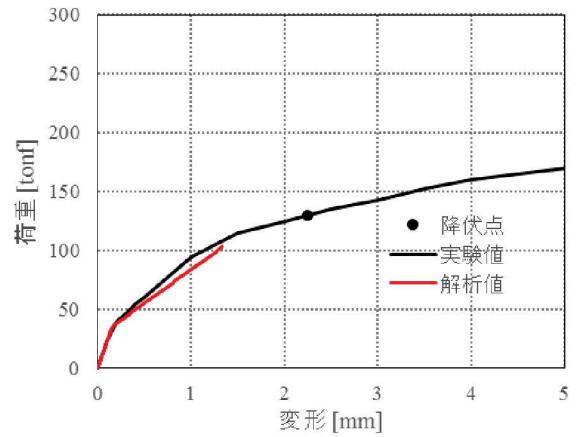


図 4-2 試験1 100K

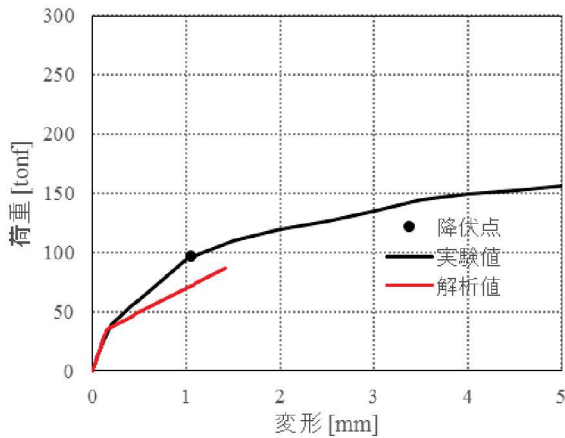


図 4-3 試験1 67K

<差異に関する試験固有の推定要因>

a. 鋼板のひずみ計測点と実際にコンクリートにひび割れが入る点の差異

降伏点の差異については、理論式では鋼板降伏ひずみは一様分布すると仮定しているのに対して、試験ではひずみ計測は鋼板上の数点（論文中には主要点で計測との記載があるが詳細は読み取ることができない。）で行っており、鋼板の降伏は局所のひずみを用いて判定している。鋼板のひずみはコンクリートのひび割れ発生位置の分布に応じて計測位置によって異なる可能性があることから、試験時の降伏点の判定ポイントがばらついた可能性が考えられる。

b. 隔壁に設けられたコンクリート打設孔を介したコンクリートの一体性

試験体内部に隔壁を内蔵する 100K と 67K の試験体（図 4-2, 3）については、2 枚の隔壁にコンクリート打設孔が設けられていると考えられる。理論式は隔壁によりコンクリートが完全に分断されている前提であることに対し、実際は打設孔を介して隣接するコンクリートが一体として挙動することにより、理論式よりも剛性が高くなっている可能性がある。

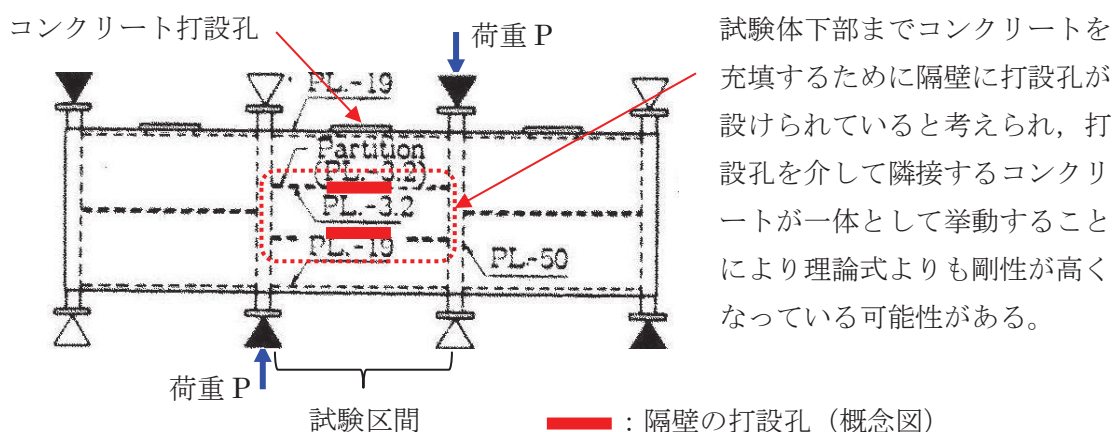


図 4-4 試験体に設けられたコンクリート打設孔の概念図

(2) 試験 2

<試験結果との比較>

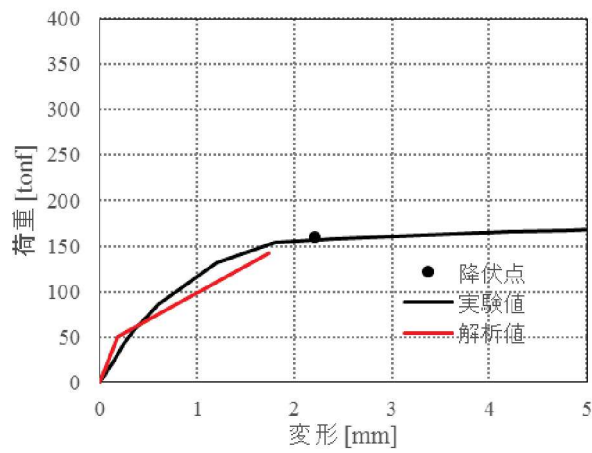


図 4-5 試験 2 SC209-2

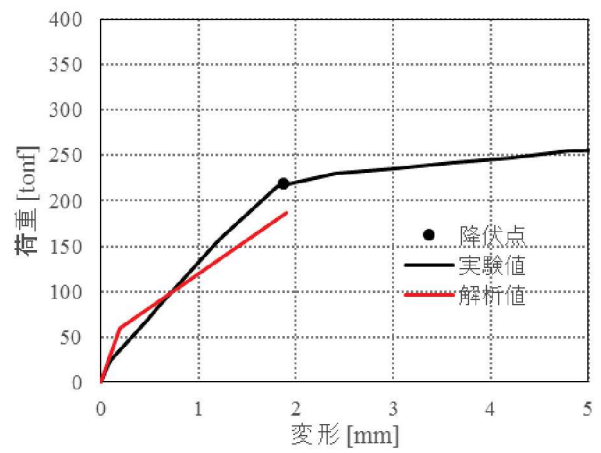


図 4-6 試験 2 SC150-0

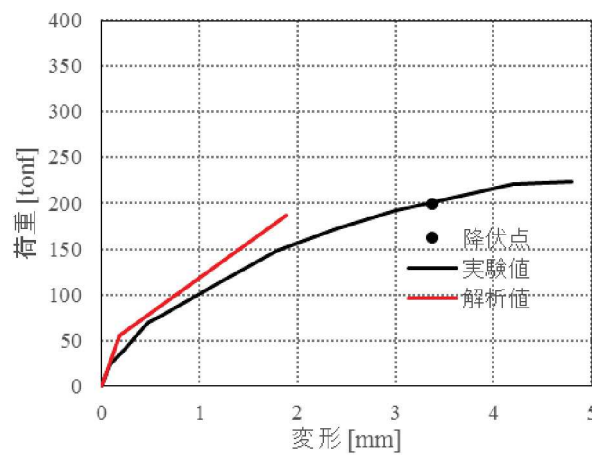


図 4-7 試験 2 SC150-2

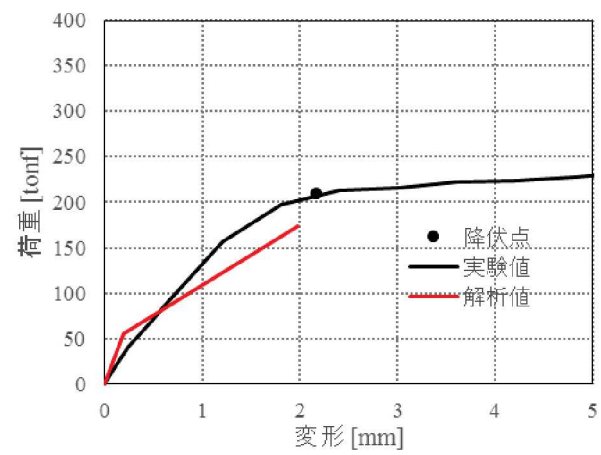


図 4-8 試験 2 SC150-3

<差異に関する試験固有の推定要因>

a. 鋼板のひずみ計測点と実際にコンクリートにひび割れが入る点の差異

降伏点の差異については、理論式では鋼板降伏ひずみは一様分布すると仮定しているのに対して、実験ではひずみ計測は図 4-9 のように 1,200mm 四方の鋼板上の 6 点で行っており、鋼板の降伏は局所のひずみを用いて判定している。鋼板のひずみはコンクリートのひび割れ発生位置の分布に応じて計測位置によって異なる可能性があることから、実験時の降伏点の判定ポイントがばらついた可能性が考えられる。

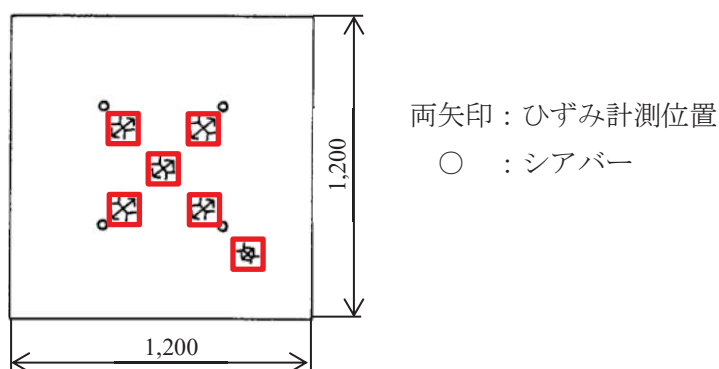


図 4-9 鋼板のひずみ計測点 (SC150-2)

b. 試験装置と試験体の定着部での局所的な応力集中の影響

試験 2 の試験体はアンカー筋やシアキーを介した特殊な加力方式を採用しており、それらの取り付く部位で局部的に応力集中が生じることにより、コンクリートひび割れを表す第 1 折点よりも早期に剛性低下が生じた可能性が考えられる。

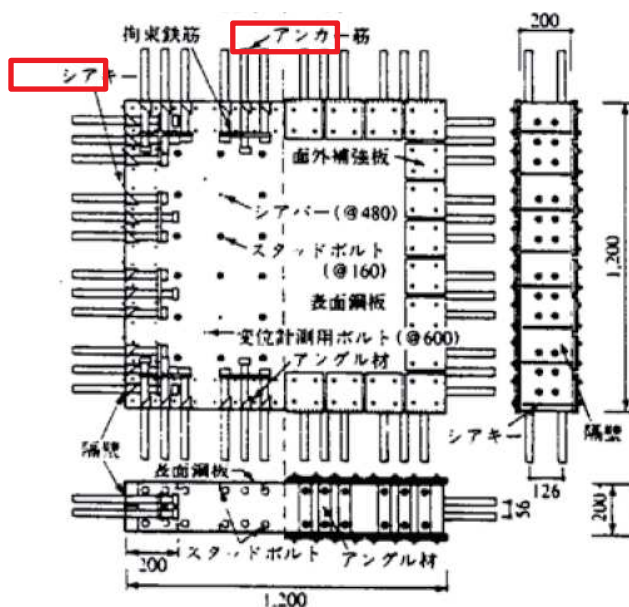


図 4-10 試験体及び加力装置

c. 鋼板降伏の判定に用いる材料物性値の差異

理論式では鋼材の規格値の物性値（ヤング係数及び降伏強度）を用いて降伏点を求めていることに対して，試験では実測した鋼板の物性値が用いられている。実測した鋼板の降伏点が規格値を上回ることが，試験値が理論式の降伏点を上回る要因と考えられる。

表 4-1 降伏点の算出に用いた鋼板の物性値（ヤング係数及び降伏強度）

	試験				理論式
試験体名	SC209-2	SC150-0	SC150-2	SC150-3	各試験体で 同一の規格値を使用 (SS400)
表面鋼板板厚 (mm)	2.3	3.2			
ヤング係数 (GPa) (SI 換算)	220	223			
降伏強度(MPa) (SI 換算)	242	291			

5. 参考文献

- (1) 松尾 他：鋼板コンクリート耐震壁に関する研究 その3 せん断荷重-変形関係の解析 日本建築学会大会学術講演梗概集（1992年）
- (2) 加藤，遠山他：コンクリート充填鋼板耐力壁の実験的研究その3，日本建築学会大会学術講演梗概集（1985年）
- (3) 鋼板コンクリート構造に関する研究その1（大林組技術研究所報）