

柏崎刈羽原子力発電所6号及び7号炉審査資料	
資料番号	KK67-0100 改04
提出年月日	平成28年6月15日

柏崎刈羽原子力発電所 6号及び7号炉

地震による損傷の防止について
(補足説明資料)

平成28年6月

東京電力ホールディングス株式会社

目次

I. 耐震評価対象の網羅性，既工認との手法の相違点の整理について

I-1 耐震評価対象の網羅性について

1. 申請施設の網羅性，代表性について

I-2 既工認との手法の相違点の整理について

1. 建屋及び原子炉の地震応答解析モデルの高度化について

別紙1 原子炉建屋の地震応答解析におけるコンクリート実剛性の採用について

別紙2 地震応答解析モデルにおける補助壁の評価方法について

別紙3 建屋側面地盤回転ばねを考慮することの妥当性について

別紙4 原子炉本体基礎の復元力特性について

2. 既工認実績のない規格・手法の適用性について

2-1 原子炉格納容器コンクリート部の応力解析における弾塑性解析の採用について

2-2 土木構造物の解析手法および解析モデルの精緻化について

2-3 使用済燃料貯蔵ラックの減衰定数について

3. その他手法の相違点等について

3-1 原子炉建屋屋根トラス及び排気筒の評価モデルについて

3-2 機器・配管系の減衰定数について

4. 機器・配管系の設備の既工認からの構造変更について

下線部：今回ご提出資料

建屋の地震応答解析における
コンクリート実剛性の採用について

目 次

1. 概要	1
2. 今回工認における施設の耐震設計上のコンクリート実強度の扱いについて	1
3. 建屋の地震応答解析におけるコンクリート物性値について	2
3.1 既工認と今回工認におけるコンクリート物性値の差異について	2
3.2 既工認との差異についての考察	3
4. コンクリート実剛性を採用するにあたっての論点について	3
5. 実強度の値の妥当性・信頼性について	3
5.1 実強度の値の設定方針	3
5.2 原子炉建屋における建設時コンクリートの91日強度データの整理	4
5.3 経年後のコンクリート強度に関する知見	5
5.4 原子炉建屋から直接採取したコア強度との比較	8
5.5 実強度の値の設定	12
6. 原子炉建屋以外の建屋への適用性について	13
7. 実強度のばらつきに関する考え方	14
8. まとめ	14

1. 概要

柏崎刈羽原子力発電所 6 号炉及び 7 号炉の補正工認（以下、今回工認という）における建屋（原子炉建屋、タービン建屋、コントロール建屋、廃棄物処理建屋）の地震応答解析においては、建屋コンクリートの実強度を用いて算定したコンクリート実剛性を採用する予定である。本資料は、原子炉建屋を含む鉄筋コンクリート構造物の地震応答解析においてコンクリートの実剛性を用いることが、先行電力を含めた既工認での採用事例がないことを踏まえ、その妥当性・信頼性について説明するものである。

本資料では、まず、今回工認での耐震設計におけるコンクリート実強度の取り扱いについて明確にする。その上で、コンクリート実剛性の採用に関して、建屋の地震応答解析におけるコンクリート物性値について、既工認と今回工認における差異を考察し、新手法としての妥当性を確認すべき項目として、コンクリート剛性の評価にコンクリート実強度の値を用いていることが抽出されることを確認する。その後、コンクリート実強度を採用する際の論点を整理し、抽出された論点に対して、原子炉建屋を例として、既往の知見や試験等から得られたデータを通してその妥当性・信頼性について考察した上で、今回工認に用いる実剛性の値を設定する。また、原子炉建屋以外の建屋についても同様のデータ整理を行い、原子炉建屋同様のコンクリート実剛性が適用可能であることを確認する。

2. 今回工認における施設の耐震設計上のコンクリート実強度の扱いについて

今回工認の耐震設計にあたっては、既工認とは異なり、対象施設が設計前に現に存在していることから、地震時の挙動をより実応答に近い形で評価できる条件を用いて耐震設計を実施する予定である。上記条件の一つとして、原子力施設の主要構造材料であるコンクリートの剛性の評価が挙げられる。ここでは、コンクリートの剛性の評価に用いるコンクリート実強度に関して、今回工認における耐震設計上の取り扱いについて説明する。

今回工認においては評価条件を実応答に近づけるという観点から、動的地震荷重算定時の地震応答解析において使用する建屋剛性の評価に関して、コンクリート実強度に基づき評価される実剛性を用いる予定である。ただし、評価対象部位に発生する応力が許容値以内におさまっているか否かの応力評価の検討にあたっては、設計基準強度（ 330kg/cm^2 : 32.3N/mm^2 ）を用いて算定される許容値を用いて検討を行う。

3. 建屋の地震応答解析におけるコンクリート物性値について

3.1 既工認と今回工認におけるコンクリート物性値の差異について

既工認で採用したコンクリートの物性値と今回工認で採用予定のコンクリートの物性値を比較し、論点となりうる項目を整理する。

地震応答解析に用いるコンクリートの物性値について、既工認及び今回工認での設定を表 3-1 に示す。表 3-1 のうち、コンクリートの単位体積重量及びヤング係数の差異については、1992 年の計量法改正において、重力単位系から国際単位系に見直されたことを受け、適用規準である学会刊行物においても単位系を国際単位系へ変更したことによるものである。以上を踏まえると、既工認と今回工認におけるコンクリート物性値の主要な差異は、コンクリート剛性（ヤング係数 E_c ）の評価に用いる F_c の値に、コンクリート実強度を用いていることである。

表 3-1 地震応答解析に用いるコンクリートの材料物性値の設定

材料物性値	既工認	今回工認
コンクリート強度 F_c	設計基準強度 330【kg/cm ² 】	実強度
コンクリートの 単位体積重量 γ	2.3 【t/m ³ 】	23.5 【kN/m ³ 】
ヤング係数 E_c	$2.1 \times 10^5 \times \left(\frac{\gamma}{2.3}\right)^{1.5} \times \sqrt{\frac{F_c}{200}}$ 【kg/cm ² 】	$3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \times \left(\frac{F_c}{60}\right)^{\frac{1}{3}}$ 【N/mm ² 】
せん断弾性係数 G_c	$\frac{E_c}{2(1+\nu)}$	$\frac{E_c}{2(1+\nu)}$
ポアソン比 ν	0.167	0.2
適用規準	日本建築学会：鉄筋コンクリート構造 計算規準・同解説（1988）	日本建築学会：原子力施設鉄筋コンク リート構造計算規準・同解説（2005）

3.2 既工認との差異についての考察

既工認も含め、通常の構造設計において、地震応答解析は対象構造物の構築前に実施し、構造物の耐震安全性についての検討を完了し場合によってはその結果を設計へ反映してから、構造物の構築に着手する。従って、地震応答解析時に実際の構造物のデータを得ることは物理的に不可能である。そのため、解析で用いるコンクリート剛性の評価には、設計基準強度を用いるのが一般的である。

今回工認の場合、既工認や通常の構造設計とは異なり、対象構造物が解析実施以前に現に存在しているため、材料物性値を推定することは物理的に可能であることから、建屋挙動を実応答により近い形で評価できる条件で設計することを目的として、コンクリート剛性の評価に実強度を採用している。ただし、先行電力を含めた既工認での採用事例がないことから、以降でその詳細について検討し、今回工認で新手法として採用することの妥当性を確認することとする。

4. コンクリート実剛性を採用するにあたっての論点について

6号炉及び7号炉の原子炉建屋及びタービン建屋、コントロール建屋、廃棄物処理建屋の地震応答解析は、多質点系曲げせん断棒モデルを用いて行う。同モデルによる地震応答解析において、解（応答値）の精度は、構造物のせん断ばね特性の精度に大きく依存し、誤差を小さく抑えるためには、せん断ばねの復元力特性（スケルトンカーブ）をできる限り精度よくモデル化する必要がある。

今回工認では、スケルトンカーブの設定にあたり、コンクリートのせん断剛性の評価に用いるコンクリート強度に実強度の値を用いる予定だが、コンクリート実強度の値は、応答値の精度に直接影響を及ぼすことから、その設定の妥当性・信頼性については十分に確認する必要があると判断し、「コンクリート実強度の値」を論点として位置づけ、その妥当性・信頼性を検討することとした。

5. 実強度の値の妥当性・信頼性について

5.1 実強度の値の設定方針

一般に、コンクリート強度は打ち込みから14日くらいまで大きく強度が増進し、材齢28日から90日くらいでほぼ安定し、材齢1年以上の長期においては緩やかに増進する傾向にあるといわれている。従って、コンクリート実強度を推定するにあたっては、データベースとして豊富なサンプル数があることから、建設時のコンクリート打設の際にフレッシュコンクリートから採取したコア供試体の材齢91日における圧縮強度（以下、91日強度という）をデータベースとして用いることとした。また、実際に実強度の数値を設定するにあたっては、コンクリートの長期的な強度増進効果に関する既往の知見や、実機から採取して得たコア強度との比較を通じて、総合的に判断することとした。

5.2 原子炉建屋における建設時コンクリートの91日強度データの整理

6号炉及び7号炉原子炉建屋の建設時におけるコア供試体の91日強度試験の統計値を表5-1に示す。本統計値は、6号炉及び7号炉原子炉建屋の各階、各部位ごとに打設の際に採取した供試体から得られており、十分な数のデータから算出されているため、建屋コンクリートの平均的な91日強度を推定する統計値として妥当性・信頼性を有していると考えられる。なお、表5-1(c)より、6号炉及び7号炉原子炉建屋の打設後91日のコンクリート強度は平均で445kg/cm²であり、その標準偏差は30.3kg/cm²である。

表 5-1 建設時コンクリートの91日強度データの統計値

(a) 6号炉原子炉建屋

打設箇所	平均値 【kg/cm ² 】	標準偏差 【kg/cm ² 】	最大値 【kg/cm ² 】	最小値 【kg/cm ² 】	中央値 【kg/cm ² 】	データ数 【個】
B3F,MB3F	437	25.4	510	403	433	41
B2F	425	23.8	483	344	426	65
B1F,MB1F	431	34.5	518	376	422	69
1F	468	16.8	490	430	473	67
2F	453	25.6	493	366	456	48
3F	439	19.8	471	358	444	74
4F,M4F,RF	465	21.4	547	428	465	82
全体	446	29.0	547	344	447	446

(b) 7号原子炉建屋

打設箇所	平均値 【kg/cm ² 】	標準偏差 【kg/cm ² 】	最大値 【kg/cm ² 】	最小値 【kg/cm ² 】	中央値 【kg/cm ² 】	データ数 【個】
B3F	476	14.9	494	423	479	51
B2F	460	26.4	496	404	472	55
B1F,MB1F	427	16.8	475	400	425	62
1F	460	20.0	493	403	465	59
2F	460	24.9	489	389	466	45
3F	422	20.6	477	372	426	45
4F,M4F,RF	418	28.7	473	365	422	97
全体	443	31.7	496	365	442	414

(c) 6号炉及び7号炉原子炉建屋全体

打設箇所	平均値 【kg/cm ² 】	標準偏差 【kg/cm ² 】	最大値 【kg/cm ² 】	最小値 【kg/cm ² 】	中央値 【kg/cm ² 】	データ数 【個】
B3F,MB3F	459	28.1	510	403	466	92
B2F	441	30.6	496	344	439	120
B1F,MB1F	429	27.5	518	376	425	131
1F	464	18.7	493	403	470	126
2F	457	25.4	493	366	458	93
3F	432	21.5	477	358	434	119
4F,M4F,RF	440	34.8	547	365	446	179
全体	445	30.3	547	344	446	860

5.3 経年後のコンクリート強度に関する知見

前述の通り，一般的にはコンクリート強度は打ち込み後 90 日程度でほぼ安定し，材齢 1 年以上の長期においては緩やかに増進することが知られている。ここでは，経年によるコンクリート強度の変化を考察している既往の知見について整理し，コンクリート強度の経年による影響について検討する。

6 号炉及び 7 号炉原子炉建屋の構造体コンクリートの調合に用いている材料のうち，普通コンクリートと異なる点は，混和材としてフライアッシュを用いていることである。コンクリートの強度発現はセメントの水和反応に伴う物性変化であるため，水とセメントの割合（水セメント比：W/C）に大きく依存する。さらに，混和材としてフライアッシュを用いた場合，ポゾラン反応によりセメントの水和生成物と類似した化合物を生成し，コンクリートの耐久性や水密性を高めることにつながる。以上を踏まえると，コンクリートの強度発現に影響を及ぼす要因として，水セメント比及び水結合材比（水とセメント及びフライアッシュの割合：W / (C+F)）が挙げられることから，本検討においては，水セメント比及び水結合材比に着目して文献を抽出し整理を行った。コンクリート強度の経年変化に関する文献の一覧を表 5-2 に，文献の抽出フローを図 5-1 に示す。

表 5-2 コンクリート強度の経年変化に関する文献一覧

No.	文献名 (出典)	著者名	FA 有無	水セメ ント比	水結合 材比	セメント 種類
1	コンクリートの長期物性モニタリング試験 (日本建築学会技術報告集 第 13 号 9-14 2001)	尾崎昌彦 大藤信雄 北川高史 小野香	有	47.9%	39.0%	中庸熟
2	10 年曝露した FAIII 種コンクリートのコア供試体の強度 特性及び中性化性状 (コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.1, 2009)	岡野智久 山地功二 橋本親典 渡辺健	有	56~ 66%	40~ 62%	普通
3	10 年屋外曝露したフライアッシュを使用したコンクリ ートの性状 (コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.1, 2007)	安田正雪 阿部道彦 千歩修 小山智幸	有	27~ 78%	27,40, 55%	普通
4	材齢 10 年以上を経過した高強度コンクリートの強度性 状に関する研究【基盤】(平成 20 年度に終了した研究開 発)	古賀純子	無	22,27 %	—	不明
5	長期材齢における高強度コンクリートの圧縮強度と弾性 係数の関係に関する研究 (日本建築学会大会学術講演梗 概集, 2000)	中村則清 真野孝次 池永博威	無	25~ 65%	—	普通
6	32 年経過した早強ポルトランドセメントコンクリート の強度・中性化 (日本建築学会大会学術講演梗概集, 2003)	依田彰彦 横室隆	無	57%	—	早強
7	40 年経過した高炉スラグ細骨材を用いたコンクリート の長期性状 (日本建築学会関東支部研究報告集 I, 2015)	彦根俊海 尾作勇介 阿部道彦	無	72%	—	高炉
8	45 年経過した混合セメントコンクリートの長期強度発 現性について (コンクリート工学論文集, 第 23 巻第 2 号, 2012)	植木康知 大塚勇介 平本真也 檀康弘	有	58~86 %	58~ 65%	高炉

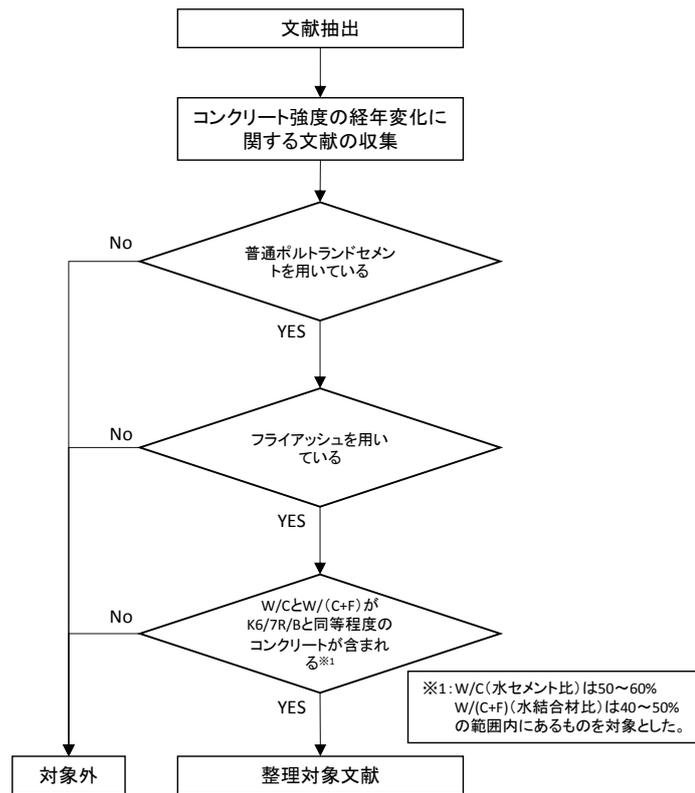


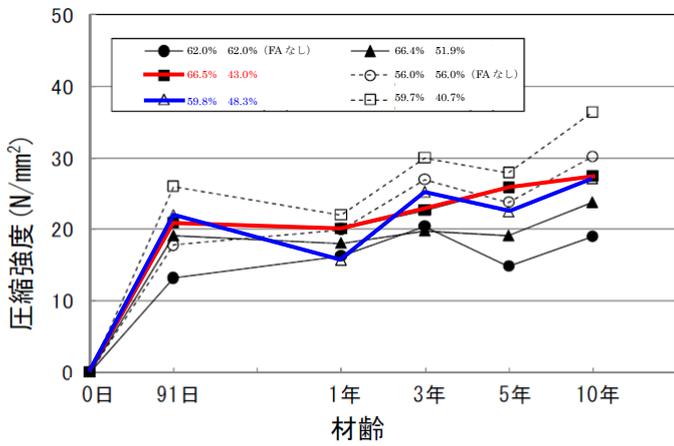
図 5-1 コンクリート強度の経年変化に関する文献の抽出フロー

図 5-1 のフローにより整理対象となる文献は、表 5-1 中の No.2, No.3 の文献である。表 5-3 に 6 号炉及び 7 号炉原子炉建屋の構造体コンクリートと対象文献におけるコンクリートの使用材料及び水結合材比の比較を、図 5-2 に対象文献における水セメント比、水結合材比ごとの圧縮強度の経年変化を示す。図 5-2 (a) ~ (c) より、フライアッシュを用いたコンクリートの圧縮強度の経年変化は、打設時期に関わらず 91 日以降 10 年目まで概ね緩やかに増進しており、その増加率は 91 日強度に対して約 1.2~1.4 倍程度になっていることが伺える。また図 5-2 (d) より、水結合材比の過多に関わらず、程度は異なるものの長期的な強度の増進効果は表れていることが分かる。

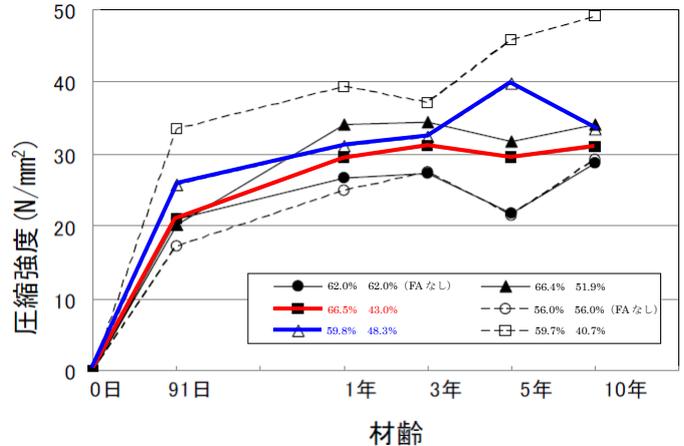
各文献における水セメント比及び水結合材比は、6 号炉及び 7 号炉原子炉建屋の構造体コンクリートにおけるそれと類似しているため、強度発現の傾向は定性的には同一であると考えられることから、当該原子炉建屋の構造体コンクリートについても、材齢 91 日に対して強度は増進していると推察される。以上を踏まえると、既往の知見から得られた材齢 91 日から 10 年にかけてのコンクリート強度の増加を考慮して推定される実強度（推定実強度）の値は、約 500kg/cm² 程度となる。

表 5-3 使用材料，水セメント比及び水結合材比の比較

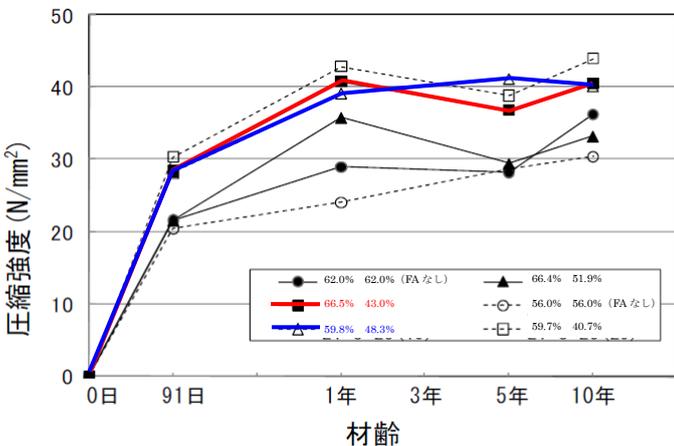
	使用材料		水セメント比 (%)	水結合材比 (%)
	セメント	混和材		
6号炉 7号炉	普通ポルトランド セメント	フライアッシュ	50 ~ 60	40 ~ 50
文献 No.2	普通ポルトランド セメント	フライアッシュ	56 ~ 66	40 ~ 62
文献 No.3	普通ポルトランド セメント	フライアッシュ	27 ~ 78	27, 40, 55



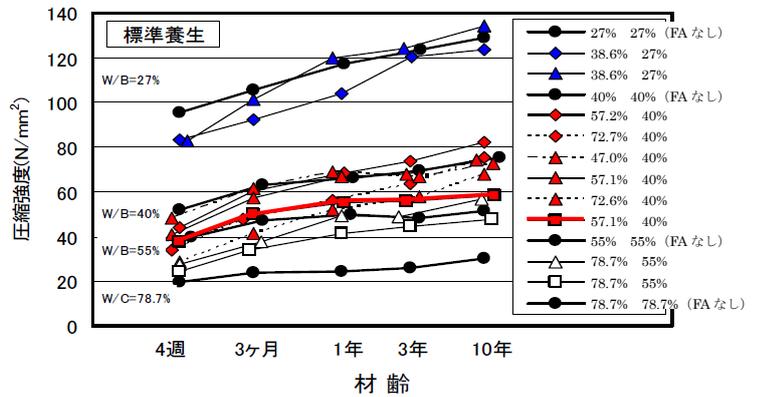
(a) 打設時期の影響：夏期打設



(b) 打設時期の影響：秋期打設



(c) 打設時期の影響：冬期打設



(d) 水結合材比の影響

図 5-2 コンクリート圧縮強度の経年変化
(文献 No.2, No.3 より抜粋，一部加筆修正※2,3,4)

※2：凡例は，左：水セメント比，右：水結合材比の順に示す。

※3：上記のうち，論文中に直接記載のない値については，各単位量から算定した値を記載している。

※4：グラフ中の色付きで示す線は，K6/7と同程度の水セメント比，水結合比を有し，かつ，混和材にフライアッシュを使用しているコンクリートを示す。

5.4 原子炉建屋から直接採取したコア強度との比較

長期的な強度増進効果を考慮した**推定実強度** 500kg/cm^2 について、実機から直接採取して得られる強度と比較して過大評価となっていないかを検討した。図 5-3 に 6 号炉及び 7 号炉原子炉建屋の経年後（約 10 年）のコア強度と、強度増進を考慮して得られる**推定実強度**との比較を示す。また、各建屋におけるコアの採取位置及び試験実施日を表 5-4 に示す。

図 5-3 より、長期的な強度増進効果を考慮した**推定実強度**の値は、サンプル数が少ないという問題はあるものの、経年後のコア強度の平均値と概ね同等であることから、著しく過大評価となっていないことが確認できる。

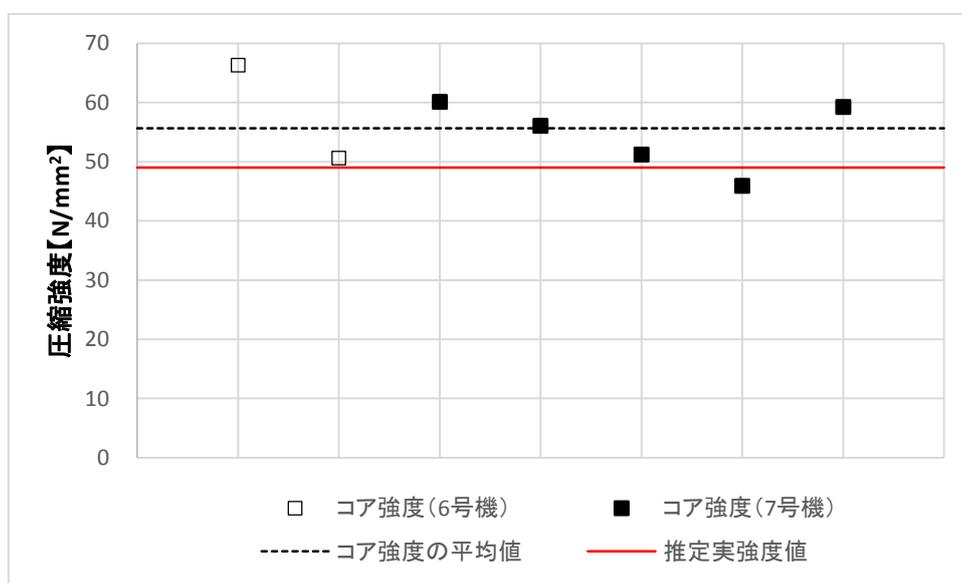
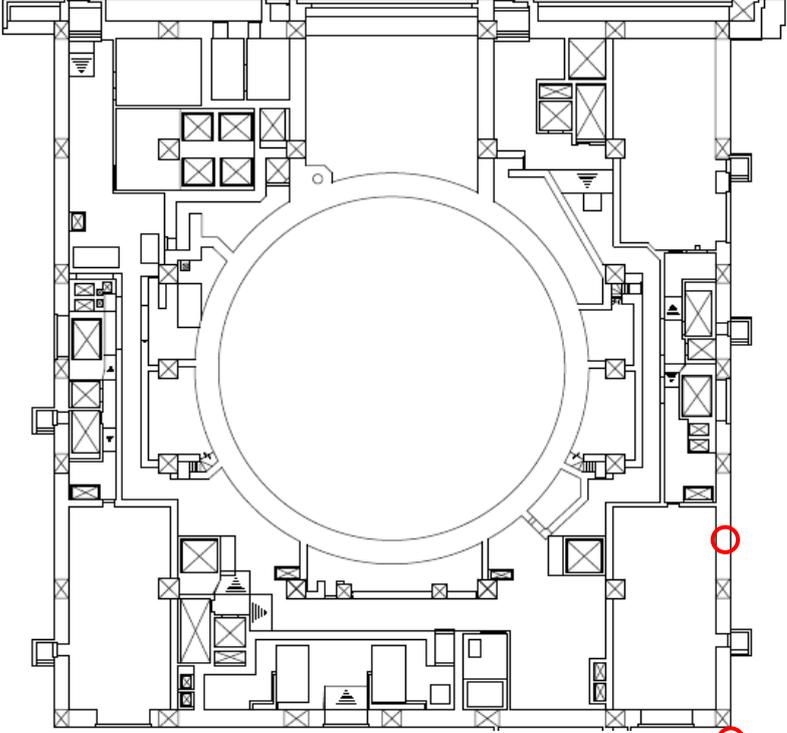
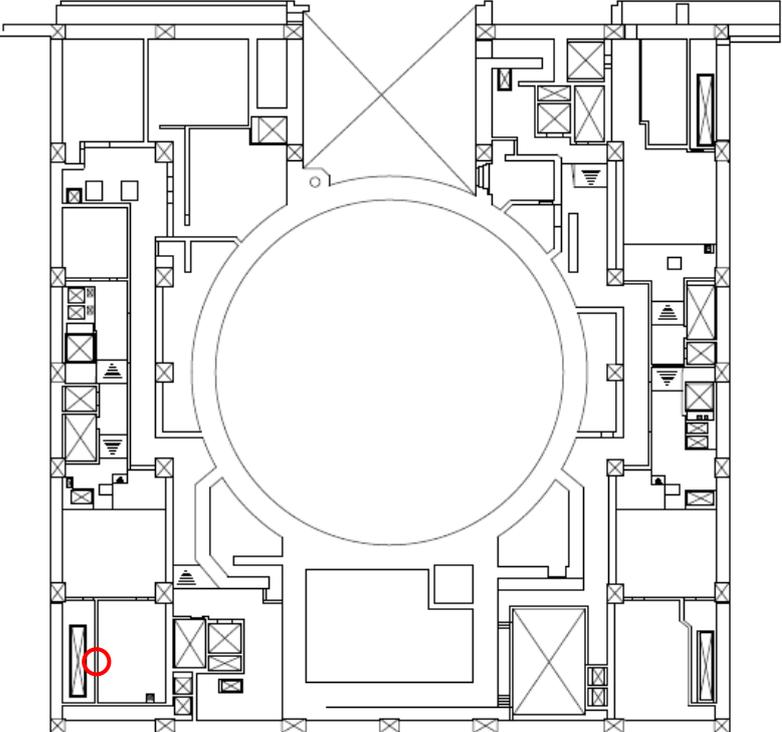


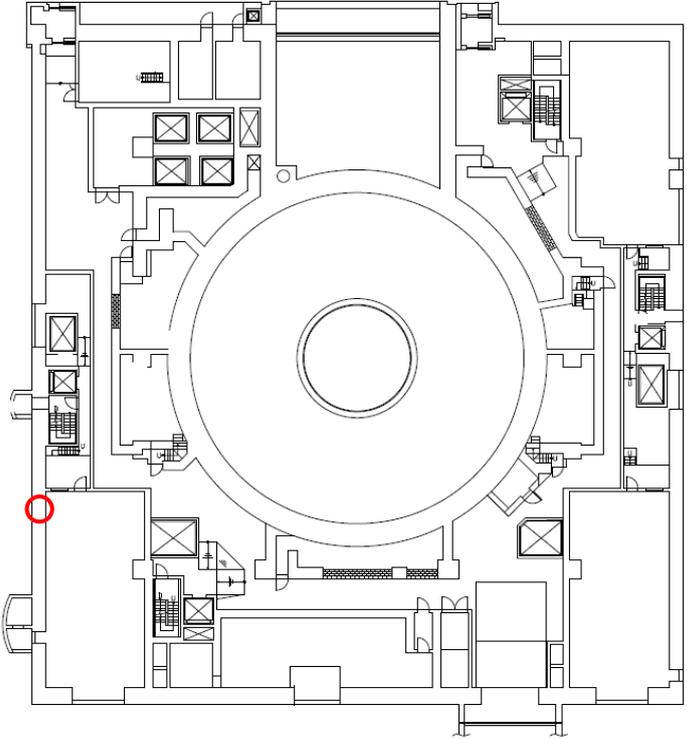
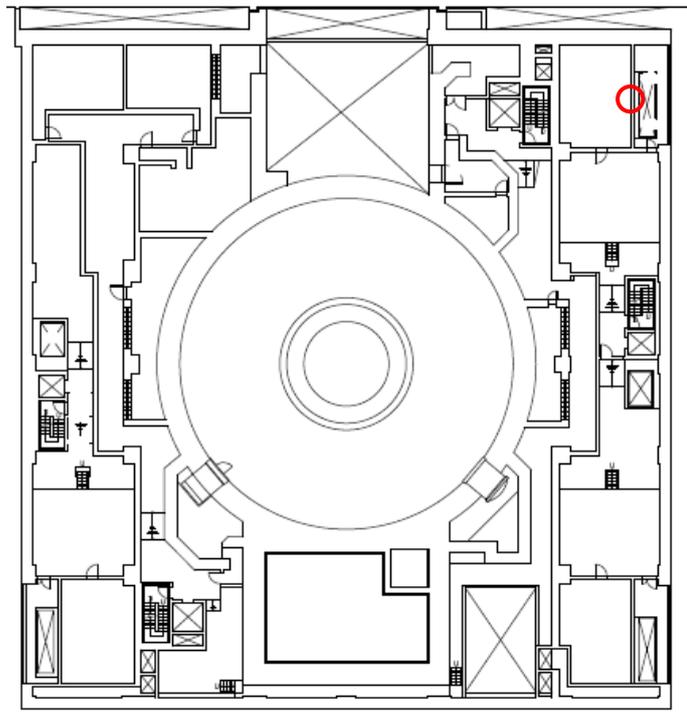
図 5-3 コア強度との比較

表 5-4 コア採取位置

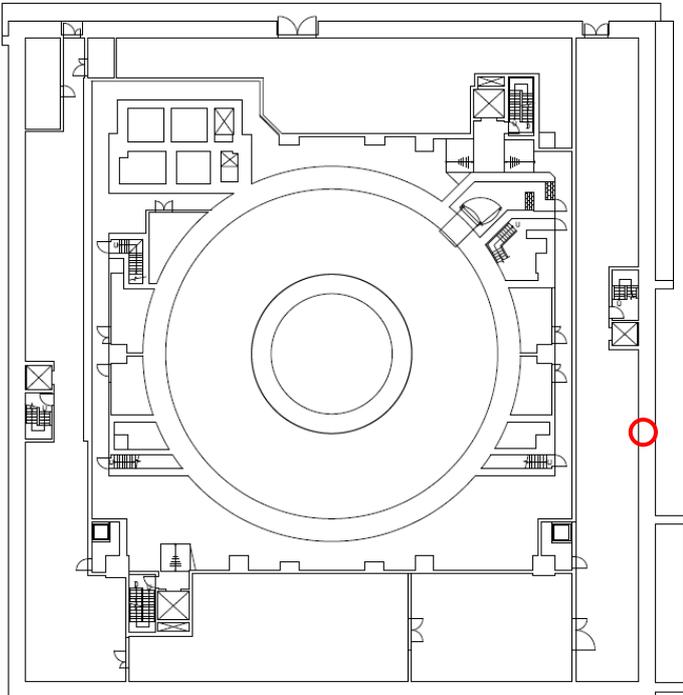
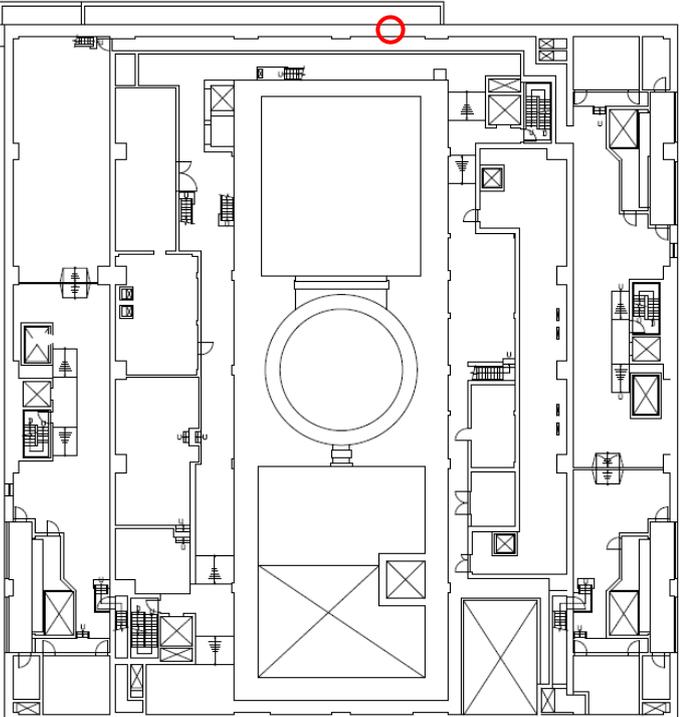
(a) 6号原子炉建屋

採取位置	上：1階 下：2階
<p>試験日 H18.6</p>	 <p>○：コア採取位置</p>
<p>試験日 H18.6</p>	 <p>○：コア採取位置</p>

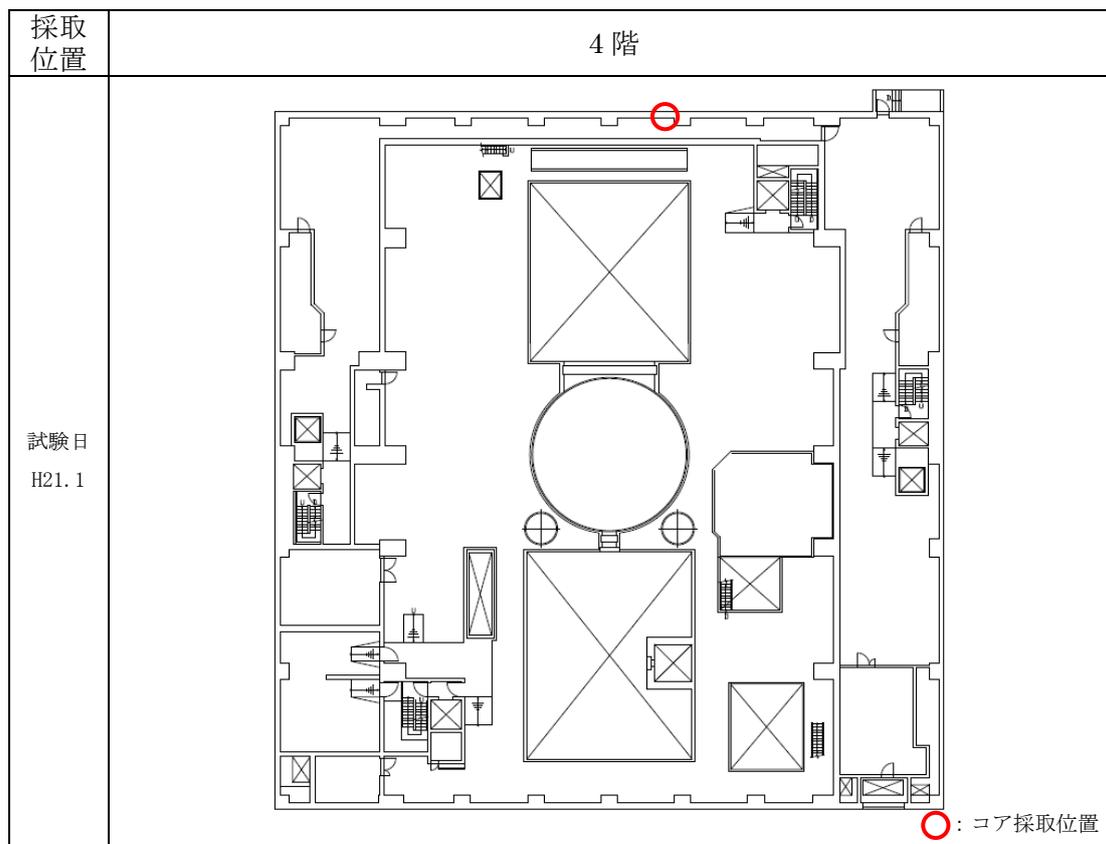
(b) 7号原子炉建屋

採取位置	上：1階 下：2階
試験日 H19.7	 <p data-bbox="1149 1153 1332 1187">○：コア採取位置</p>
試験日 H19.7	 <p data-bbox="1149 1960 1332 1993">○：コア採取位置</p>

(c) 7号原子炉建屋

採取位置	上 : B1階 下 : 3階
試験日 H21.1	 <p data-bbox="1155 1160 1345 1200">○ : コア採取位置</p>
試験日 H21.1	 <p data-bbox="1155 1951 1345 2004">○ : コア採取位置</p>

(d) 7号原子炉建屋



5.5 実強度の値の設定

6号炉及び7号炉原子炉建屋については、建設後約20年経過しており、経年後のコンクリート強度に関する既往の知見や実機から直接採取したコア強度の値を鑑みても、建設時コンクリートの91日強度に対してある程度強度増進していることが推察される。一方で、強度増進効果を考慮する際に必要となる増加率の値に関しては、既往の文献において詳細な考察はなされておらず、コンクリートの養生場所や温度等の環境条件により変動することが考えられる。また、実機から直接採取したコア強度の値については、現状ではサンプル数が少ないため、妥当性・信頼性に欠ける。

以上を踏まえ、今回工認で用いるコンクリート実強度の値については、経年によるコンクリート強度の増進効果を見做することとし、妥当性・信頼性の観点からサンプルの数と種類が豊富な91日強度を基に設定することとした。

表5-1より、6号炉及び7号炉原子炉建屋の91日強度の平均値はそれぞれ、 446kg/cm^2 、 443kg/cm^2 であり、両建屋のデータをまとめて処理した場合の平均値は 445kg/cm^2 であることから、今回工認で採用するコンクリート実強度の値としては、保守的に評価して有効数字3桁を切り下げ、 440kg/cm^2 (43.1N/mm^2) という値を用いることとした。また、ばらつきについては、標準偏差の平均値を参考に 30kg/cm^2 (2.94N/mm^2) とした。

6. 原子炉建屋以外の建屋への適用性について

今回工認においては、6号炉及び7号炉原子炉建屋に加えて、同タービン建屋、コントロール建屋、廃棄物処理建屋についても、地震応答解析においてコンクリート実剛性を採用する予定である。ここでは、原子炉建屋について設定した実強度の値が、原子炉建屋以外の建屋についても適用可能であるかを検討する。

原子炉建屋以外の建屋については、原子炉建屋と同じ設計基準強度でほぼ同時期に同じ発電所構内に建設されており、コンクリートの調合も概ね同等であることや建屋の経年環境もほぼ同等であることを踏まえると、材齢91日からの強度の増進については原子炉建屋と同程度の効果が期待できると考えられる。

各建屋の91日強度データの整理結果を表6-1に示す。表6-1より、どの建屋においても91日強度の平均値は原子炉建屋で設定した実強度の値（440kg/cm²）と同程度であり、建設時期や経年環境が同等であることを踏まえると、原子炉建屋で設定した実強度の値を用いることは妥当であると考えられる。なお、標準偏差についても、全ての建屋において原子炉建屋のそれとほぼ同等になっていることが確認できる。

表 6-1 原子炉建屋以外の建屋における91日強度データの統計値

建屋	平均値 【kg/cm ² 】	標準偏差 【kg/cm ² 】	データ数 【個】
6号炉タービン建屋	455	28.6	531
7号炉タービン建屋	447	30.2	402
コントロール建屋	443	32.0	127
廃棄物処理建屋	450	31.0	245
(参考)6号炉原子炉建屋	446	29.0	446
(参考)7号炉原子炉建屋	443	31.7	414

7. 実強度のばらつきに関する考え方

今回工認では、建屋の地震応答解析におけるコンクリート剛性の評価にコンクリート実強度を採用する予定である。地震応答解析に用いる材料定数は、材料のばらつきによる変動幅を適切に考慮する必要があることから、ここでは、コンクリート実強度の値のばらつきについて検討する。

コンクリート剛性の不確かさの検討における先行電力との考え方の比較を表 7-1 に示す。先行電力では、一般的にコンクリート強度は設計基準強度を上回るよう設計されていることから、不確かさとしては実強度を考慮することとしている。一方、今回工認においては、基本ケースとして実強度を用いており、その数値は概ね建設時コンクリートの 91 日強度の平均値と同等となっている。不確かさの検討にあたっては、データベースである 91 日強度の分布を考慮し、平均値に対して $\pm 1\sigma$ ^{※5}を考慮することとした。さらに保守的な評価として、91 日強度の値として 95%信頼区間の上限値、下限値に相当する値（平均値 $\pm 2\sigma$ ^{※5}）についても設計上考慮し、地震応答解析における保守性を確保することとした。

※5： $\sigma = 30\text{kg/cm}^2$ とする。

表 7-1 地震応答解析モデルにおけるコンクリート強度の不確かさ検討の考え方

地震応答解析モデル	先行電力	今回工認
基本ケース	設計基準強度	実強度 440kg/cm ² (43.1N/mm ²)
不確かさケース	実強度	ばらつき： $\pm 1\sigma$ 470kg/cm ² , 410kg/cm ² (46.1N/mm ² , 40.2N/mm ²) 保守性： $\pm 2\sigma$ 500kg/cm ² , 380kg/cm ² (49.0N/mm ² , 37.3N/mm ²)

8. まとめ

今回工認における建屋の地震応答解析に用いるコンクリート物性値について、既工認と今回工認での設定の差異を整理した。その際、地震応答解析の解（応答値）の精度に直接影響を及ぼすコンクリート実強度の値を論点として抽出した。その上で、コンクリート実強度の設定の考え方や用いたデータベースについて整理し、既往の知見やデータと比較した結果、設定した実強度の値が妥当性・信頼性を有していることを確認した。

設定したコンクリートの各物性値を表 8-1 に示す。

表 8-1 設定したコンクリート物性値

コンクリート実強度	440kg/cm ² (43.1N/mm ²)
ヤング係数	$2.88 \times 10^4 \text{N/mm}^2$
せん断弾性係数	$1.20 \times 10^4 \text{N/mm}^2$

<参考文献>

- [1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説，2006
- [2] 日本建築学会：構造体コンクリートの品質に関する研究の動向と問題点，2008
- [3] 岡野 他：10年曝露したFAⅢ種コンクリートのコア供試体の強度特性及び中性化性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.31,No.1,2009
- [4] 安田 他：10年屋外曝露したフライアッシュを使用したコンクリートの性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.29,No.1,2007

原子炉本体基礎の復元力特性について

目次

1	はじめに	1
2	RPV ペDESTALの設計概要	2
2.1	構造	2
2.2	応力評価	4
3	スケルトンカーブの設定	6
3.1	SC 規程の適用性及び設定方針	6
3.2	スケルトンカーブの設定方法	8
(1)	地震応答解析における RPV ペDESTALのモデル化	8
(2)	曲げに対する弾塑性特性を考慮したスケルトンカーブ設定方法	13
(3)	せん断に対する弾塑性特性を考慮したスケルトンカーブ設定方法	24
(4)	復元力特性を設定する際の温度設定	38
3.3	妥当性及び適用性	39
(1)	確認方針	39
(2)	確認方法	39
(3)	確認結果	39
4	スケルトンカーブの作成	42
5	履歴特性の設定	63
(1)	検討目的	63
(2)	検討方法	63
(3)	検討ケース	63
(4)	検討結果	66
6	まとめ	68
7	参考文献	68

添付資料-1：既往試験の概要，信頼性及び実機への適用性

添付資料-2：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-3：RPV ペDESTALの SC 規程に基づくスケルトンカーブ算出過程 【追而】

添付資料-4：SC 規程式に基づく試験体の荷重変位特性の作成方法

1 はじめに

柏崎刈羽原子力発電所第6号炉及び7号炉の原子炉本体基礎(以下、「RPV ペDESTAL」という)は、いずれも鋼板円筒殻の内部にコンクリートを充填した構造となっている。

既工認の耐震設計では、RPV ペDESTALの剛性を線形仮定とした地震応答解析を実施しているが、今回工認では地震動レベルが増大していることから、RPV ペDESTALの弾塑性特性を考慮した復元力特性を導入し、原子炉建屋の地震応答解析モデルと整合させる。

RPV ペDESTALの弾塑性特性を考慮した復元力特性の設定は、鋼板コンクリート構造耐震設計技術規程 JEAC4618-2009⁽¹⁾ (以下、「SC 規程」という) の評価式をもとに RPV ペDESTAL固有の構造特性を考慮し行う。RPV ペDESTALの弾塑性特性を考慮した復元力特性の設定フローを図 1-1 に示す。

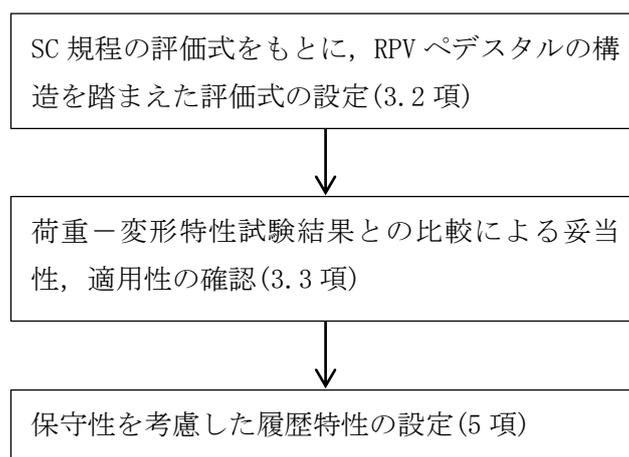


図 1-1 RPV ペDESTALの弾塑性特性を考慮した復元力特性の設定フロー

2 RPV ペDESTALの設計概要

2.1 構造

RPV ペDESTALは、原子炉圧力容器を支持する他、原子炉遮蔽壁、ダイヤフラムフロアを支持する円筒状の構造物である。(RPV ペDESTALの概略図は図 2. 1-1 参照)

RPV ペDESTALの構造は、内外の円筒鋼板とそれらを一体化するための放射状のたてリブ鋼板 (隔壁)、及びブラケットの支持部である水平配置の鋼板で構成され、内部にコンクリートを充填している。RPV ペDESTAL内には、上部ドライウエルと下部ドライウエルを連絡する連通路を設けており、ベント管を内蔵している。

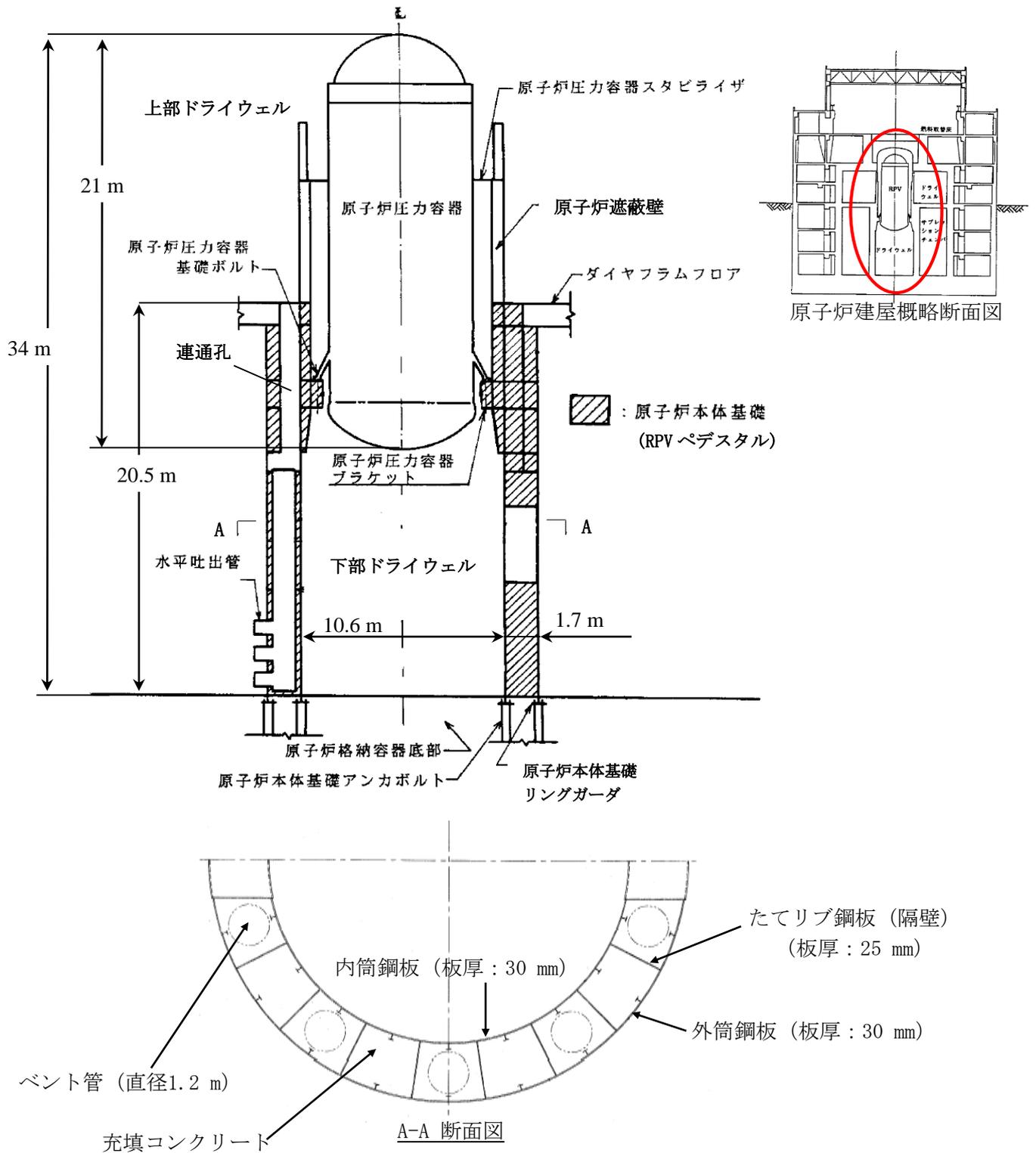


図 2.1-1 RPV ペDESTAL 概略図

2.2 応力評価

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。

RPV ペDESTALは、地震荷重及びその他の荷重に対して、鋼板のみで十分な耐力を有するように設計する。具体的には、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に基づく許容値以内に収まることを確認している。(RPV ペDESTALの応力評価フロー及び許容応力度は図 2. 2-1 及び表 2. 2-1 参照。)

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、座屈補強材として鉛直方向に鉄骨、水平方向にスティフナープレート円筒鋼板に設置し、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。

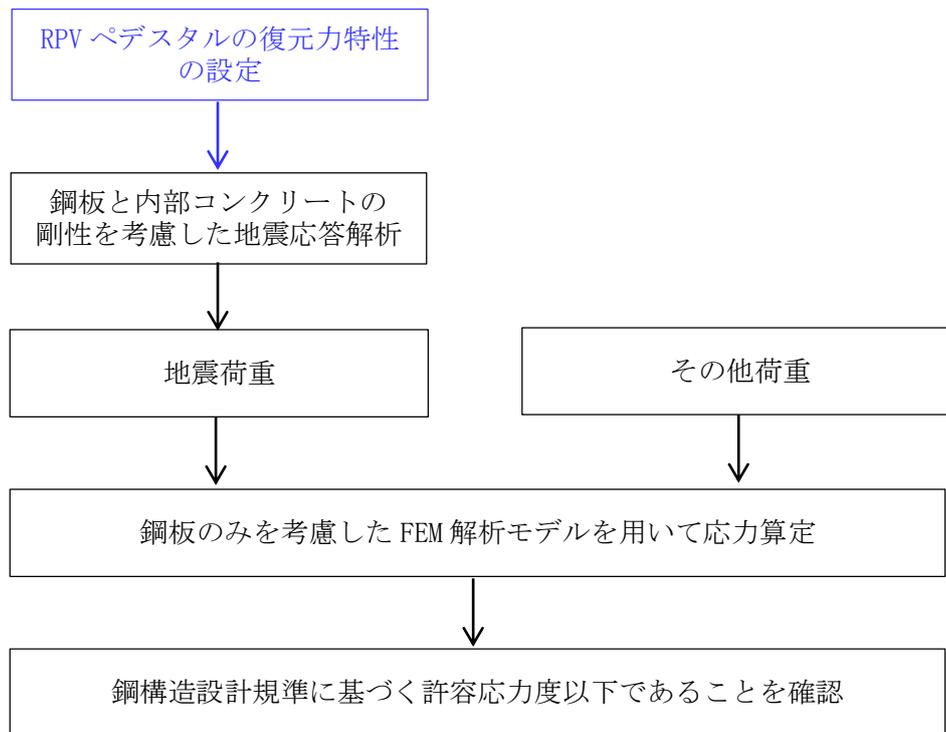


図 2. 2-1 RPV ペDESTALの応力評価フロー

表 2.2-1 鋼板部の許容応力度（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

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

σ_y : JIS G 3115 に規定される鋼板の降伏点 (N/mm)

σ_u : JIS G 3115 に規定される鋼板の引張強さ (N/mm)

3 スケルトンカーブの設定

3.1 SC 規程の適用性及び設定方針

鋼板内部にコンクリートを充填した鋼板コンクリート構造（以下、「SC 構造」という）は、様々な既往の研究により、せん断に対しては鉄筋コンクリート構造（以下、「RC 構造」という）と異なる構造特性を、曲げに対しては類似の特性を有していることが報告されている。

SC 構造の弾塑性特性を考慮したスケルトンカーブの設定方法は SC 規程に示されている。一般に SC 構造と呼称される構造は、鋼板とコンクリートの一体化と表面鋼板の座屈拘束のためにスタッド方式、リブ方式または隔壁方式が用いられている。SC 規程では、これらのうち、頭付スタッド（以下、「スタッド」という）により鋼板とコンクリートが、ともに外力に抵抗することを前提としたスタッド方式による SC 構造板部材を基本として記載されている。（SC 構造の各種構造形式は図 3.1-1 参照）

RPV ペDESTALは、隔壁方式により鋼板とコンクリートを一体化した SC 構造である。

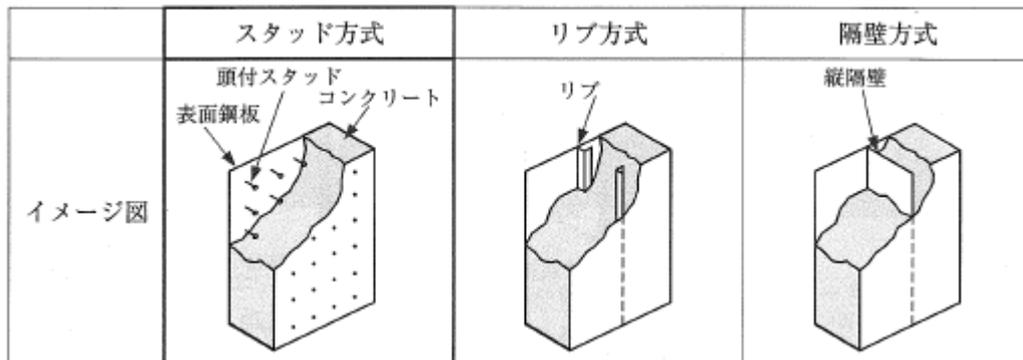
曲げに対してはスタッド方式、リブ方式または隔壁方式といった型式の違いによらず RC 構造と類似の特性を有していることから、RPV ペDESTALの実機構造を適切に反映し用いることで SC 規程を適用可能である。

一方、せん断に対しては RC 構造と異なる構造特性を有しており、その程度はスタッド方式、リブ方式または隔壁方式といった型式に依存する。このため、SC 規程の根拠となった既往研究⁽³⁾に基づいて、スケルトンカーブを設定する。この既往研究では、構造特性に応じて圧縮ストラット角度 θ を定めることで、隔壁方式、スタッド方式の双方に適用可能な評価式が提案され、試験によって評価式が検証されている。

以上を踏まえ、隔壁方式である RPV ペDESTALのスケルトンカーブは、次のように設定する。

- 曲げ：SC 規程の評価式に基づいて設定する。
- せん断：SC 規程の根拠となった既往研究の評価式に基づき、圧縮ストラット角度 θ を RPV ペDESTALの構造に応じて定めることで設定する。

柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉の実機 RPV ペDESTALへ適用する際は、実機構造を上記評価式に反映させてスケルトンカーブを設定する。設定した評価式で求めたスケルトンカーブの妥当性は、既往の加力試験の結果（添付資料-1 参照）に基づいて確認する。



((1)より引用)

図 3.1-1 SC 構造の各種構造形式 (例)

なお、今回工認では第2折点までの範囲を設定対象とする。第1折点はコンクリートのひび割れにより剛性が変化する点であり、第2折点は鋼板の降伏により剛性が変化する点である。第2折点以降については現状想定する地震応答荷重の範囲外となるため考慮しない。(SC 構造の曲げ及びせん断に関するスケルトンカーブは図 3.1-2 参照)

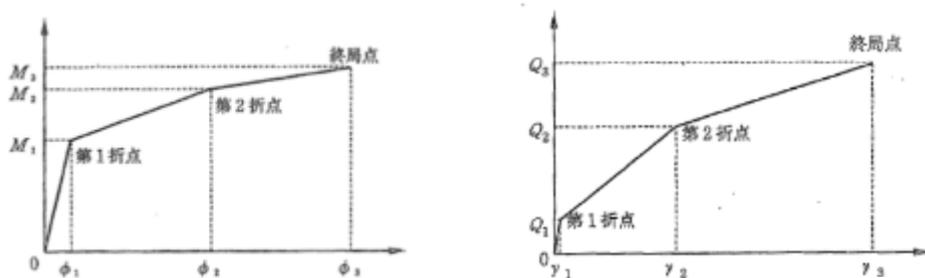


図 3.1-2 曲げ及びせん断に対するスケルトンカーブ

((1)より引用)

3.2 スケルトンカーブの設定方法

(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 構造であり、図 3.2(1)-1 に示すように下部ペデスタルと上部ペデスタルに大別できる。さらに、上部ペデスタルは中間鋼板を含む断面形状の違いから、以下に示す 3 部位に細分類できる。なお、下部ペデスタルにはベント管を内蔵している。

①下部ペデスタル

②上部ペデスタル

- ・ RPV 支持点上部
- ・ RPV 支持点下部
- ・ ベント取入孔部

地震応答解析モデルにおいて RPV ペデスタルは図 3.2(1)-1 に示す質点を繋いだものとしてモデル化される。(RPV ペデスタルの各断面における主要寸法は表 3.2(1)-1 参照。)

下部ペデスタルは、質点番号 1～7 の各質点を繋ぐ曲げ変形及びせん断変形を考慮した 6 要素でモデル化している。

上部ペデスタルは、質点番号 7～11 の各質点を繋ぐ曲げ変形及びせん断変形を考慮した 4 要素から構成され、RPV 支持点上部では 2 要素、RPV 支持点下部では 1 要素及びベント取入孔部では 1 要素でモデル化している。

なお、RPV ペデスタルは各断面で中間鋼板の有無やベント管による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剛性を算定している。今回の弾塑性特性を考慮した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することで、複雑な断面形状を有する実機 RPV ペデスタルに対して SC 規程を適用しスケルトンカーブを求めることが可能である。(既工認と今回の剛性設定の比較表は表 3.2(1)-2 参照。算出方法の詳細は、添付資料-3 参照)

SC 規程をもとに RPV ペデスタル実機の構造特性を踏まえた評価式を表 3.2(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本項(2)及び(3)に示す。

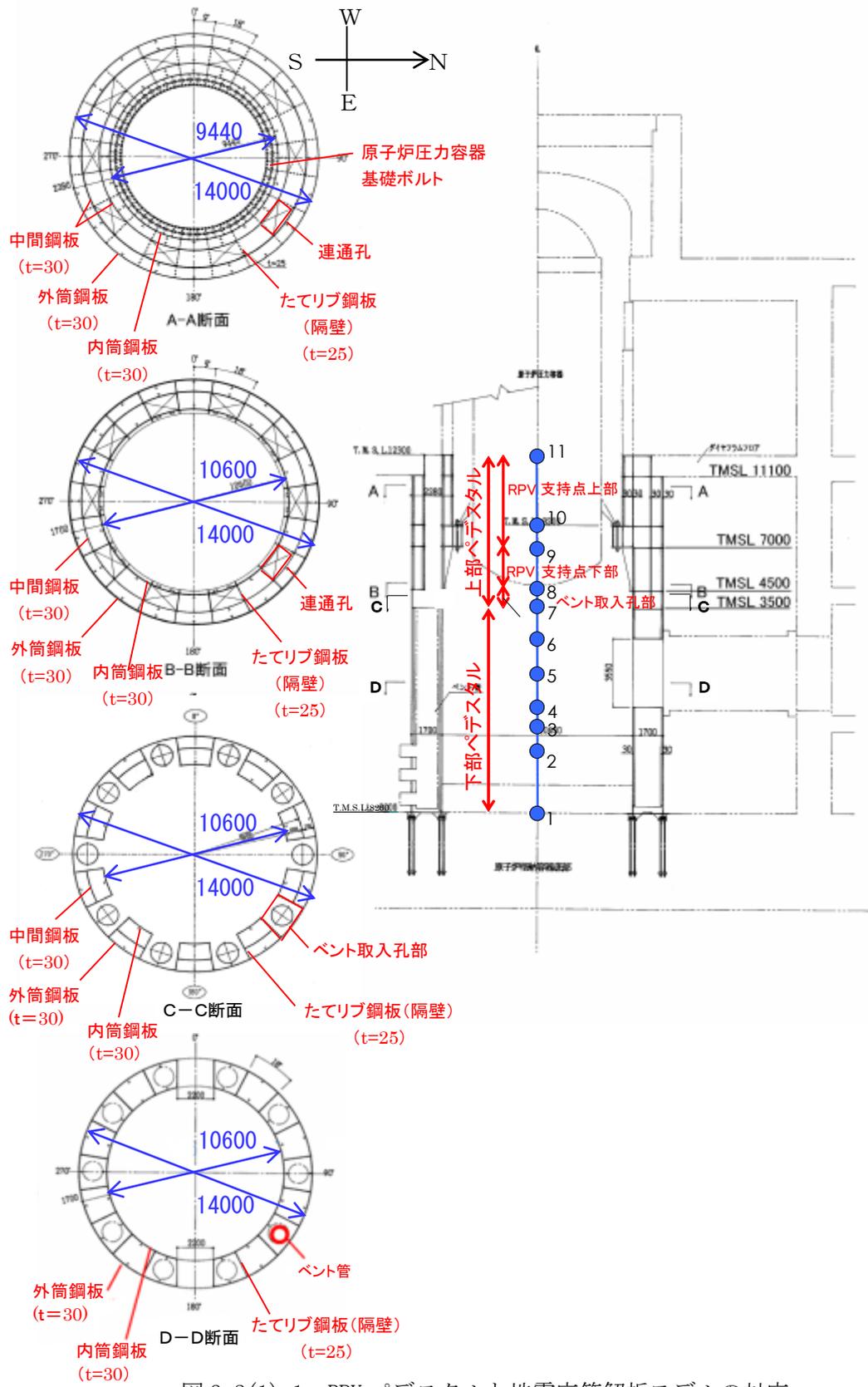


図 3.2(1)-1 RPV ペDESTALと地震応答解析モデルの対応

表 3.2(1)-1 RPV ペデスタル各断面における主要寸法まとめ（6号炉）

項目			個数(配置)	寸法	
上部 ペデスタル	RPV 支持点 上部	連通孔なし	円筒鋼板	4（中間鋼板含む）	内径：9440mm 外径：14000mm 板厚：30mm
			隔壁	20（18°）	板厚：25mm
		連通孔あり	円筒鋼板	4（中間鋼板含む）	内径：9440mm 外径：14000mm 板厚：30mm
			隔壁	20（18°）	板厚：25mm
			連通孔	10（18° おきに開口部（連通孔）と無開口部が連続する構造）	—
	RPV 支持点 下部	連通孔なし	円筒鋼板	3（中間鋼板含む）	内径：10600mm 外径：14000mm 板厚：30mm
			隔壁	20（18°）	板厚：25mm
		連通孔あり	円筒鋼板	3（中間鋼板含む）	内径：10600mm 外径：14000mm 板厚：30mm
			隔壁	20（18°）	板厚：25mm
			連通孔	10（18° おきに開口部（連通孔）と無開口部が連続する構造）	—
	ベント 取入孔部	ベント取入 孔なし	円筒鋼板	3（中間鋼板含む）	内径：10600mm 外径：14000mm 板厚：30mm
			隔壁	20（18°）	板厚：25mm
		ベント取入 孔あり	円筒鋼板	1（外筒のみ）	外径：14000mm 板厚：30mm
			隔壁	20（18°）	板厚：25mm
			ベント 取入孔部	10（18° おきに開口部（ベント取入孔）と無開口部が連続する構造）	—
下部 ペデスタル	円筒鋼板		2	内径：10600mm 外径：14000mm 板厚：30mm	
	隔壁		20（18°）	板厚：25mm	
	ベント管		10（36°）	内径：1200mm	

表 3.2(1)-2 RPV ペDESTAL剛性設定の既工認及び今回手法の比較

項目		既工認	今回
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算定方法の妥当性及び SC 規程の適用性を確認する。

- E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)
- E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm²)
- I_c : コンクリートの断面 2 次モーメント (mm⁴)
- I_s : 鋼板の断面 2 次モーメント (mm⁴)
- G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm²)
- G_c : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm²)
- A_c : コンクリートのせん断断面積 (mm²)
- A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm²)

表 3.2(1)-3 RPV ペDESTAL 実機の構造特性を踏まえた評価式

変形特性	SC 規程	構造を踏まえた評価式		設定理由	
		下部ペDESTAL	上部ペDESTAL		
曲げ変形	第 1 折点	$M_1 = Z_e \cdot (f_t + \sigma_v)$ $\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$	$M_1 = Z_e \cdot \sigma_v$ 同左 (構造特性の反映点無し) 同左 (構造特性の反映点無し)	$M_1 = Z_e \cdot (0.5f_t + \sigma_v)$ 同左 (構造特性の反映点無し) 同左 (構造特性の反映点無し)	注 2, 注 3
	第 2 折点	$M_2 = M_y$ $\phi_2 = \phi_y$			
せん断変形	第 1 折点	$Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr}$ $\gamma_1 = \tau_{cr}/G_c$ 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)	同左 (構造特性の反映点無し) SC 規程式と同じ (構造特性の反映点無し)	注 4
	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、 $K_\alpha = A_s \cdot G_s$			
		$K_\beta = \frac{1}{\frac{4}{(A_c \cdot E_c)} + \frac{2(1-\nu_s)}{(A_s \cdot E_s)}}$	K_β : SC 規程の附属書 2.1 解説に基づき設定	K_β : SC 規程の附属書 2.1 解説に基づき設定	注 5

- 注：
1. 記号は SC 規程と同じ。
 2. 下部ペDESTAL 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 $f_t=0$ とした。
 3. 上部ペDESTAL はコンクリート部断面積のうち約 1/2 がコンクリート打設孔により連続しているためコンクリート部の引張による抵抗は $0.5f_t$ を考慮した。
 4. 下部ペDESTAL はベント管開口の平均的な応力集中を考慮し、せん断ひび割れ強度 τ_{cr} に 0.5 を乗じた。
 5. SC 規程における K_β (=ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性) 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DESTAL 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 θ に合わせた値を設定した。

(2) 曲げに対する弾塑性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 ϕ との $M-\phi$ 関係を以下に示す状態を考慮して算定する (図 3.2(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、

- σ_v : 鋼板を考慮した鉛直方向軸応力度 (圧縮を正, N/mm^2)
- σ_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^2)
- ν_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 (mm^4)
- Z_e : 鋼板を考慮した断面係数 (mm^3)
- f_t : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm^2)
- σ_v : 鋼板を考慮した鉛直方向軸応力度 (圧縮を正, N/mm^2)
- E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)
- M_y : 鋼板降伏時モーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)
- ϕ_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 (mm)

今回の
参照範囲

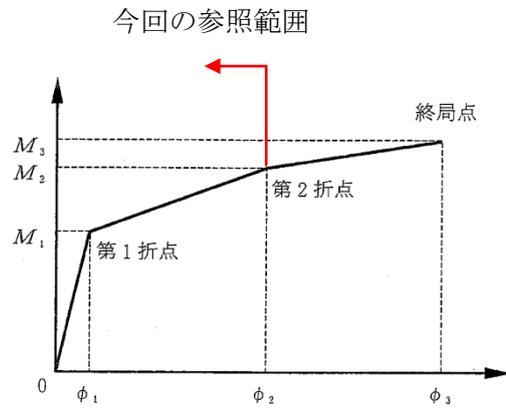


図 3.2(2)-1 曲げ変形に対するスケルトンカーブ
([1]に加筆)

b. 下部ペDESTALの曲げ変形に対するスケルトンカーブ

上記 a. 項に示す SC 規程の記載内容に基づき 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 3.2(2)-2 に示すとおり，下部ペDESTALの曲げモーメントが大きくなると引張側の死荷重による圧縮応力度がゼロとなり（第1折点），さらに大きくなると圧縮側のコンクリートと鋼板及び引張側の鋼板が曲げに抵抗し，引張側の鋼板が降伏することで第2折点に到達する。

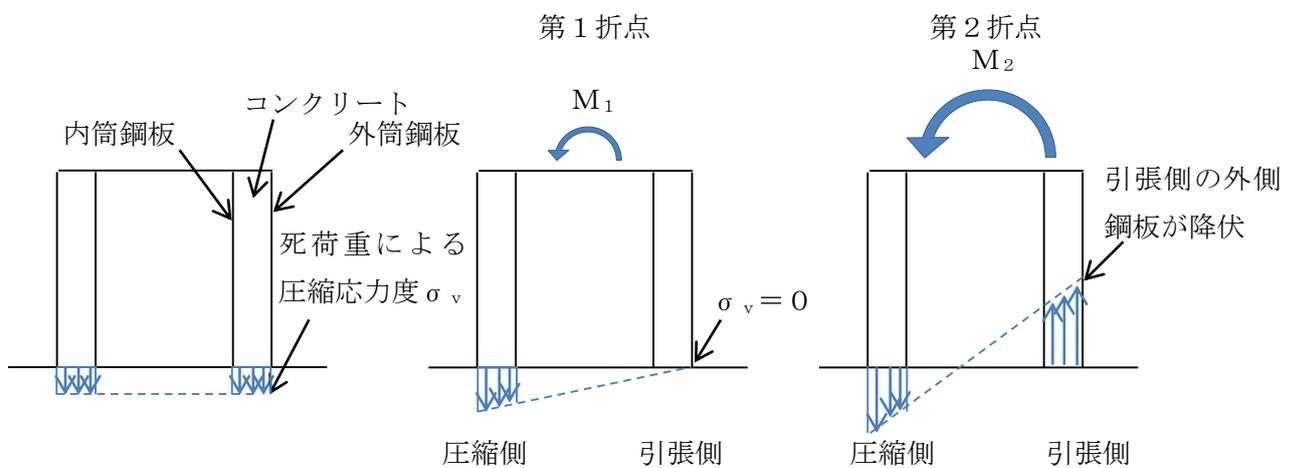


図 3.2(2)-2 下部ペDESTAL曲げ変形の各状態（概念図）

(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は，コンクリートの剛性はベント管等の開口欠損を考慮した断面積に基づき性能評価する。
- 下部ペDESTALは，図 3.2(2)-3（赤破線囲み）に示すように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いることから，コンクリートの引張強度 f_t は無視する。

(第2折点)

構造特性の反映点無し。

(ii) 反映後の評価式

(第1折点)

- $M_1 = Z_e \cdot \sigma_v$
- ϕ_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DESTAL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 (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)

σ_v : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 (N/mm^2)

(ペDESTAL及びペDESTALが支持する機器の死荷重によるペDESTAL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 (N/mm^2)

E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm^2)

I_e : 鋼板を考慮したコンクリートの断面2次モーメント (mm^4)

(各鋼板の断面2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2次モーメント)

第1折点は、ペDESTAL円筒の曲げ引張側の死荷重による圧縮応力 (σ_v) がゼロとなる時点の M 及び ϕ を表している。

(第2折点)

- $M_2 = M_y$
- ϕ_2 は M_y 到達時の ϕ_y

第2折点は、ペDESTAL円筒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、鋼板部の引張応力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 ϕ_2 を求める。

表 3.2(2)-1 曲げに対する実機下部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
曲げ変形	第 1 折点	$M_1 = Z_e \cdot (f_t + \sigma_v)$	$M_i = Z_e \cdot \sigma_v$	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 $f_t = 0$ とした。
		$\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$	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)	

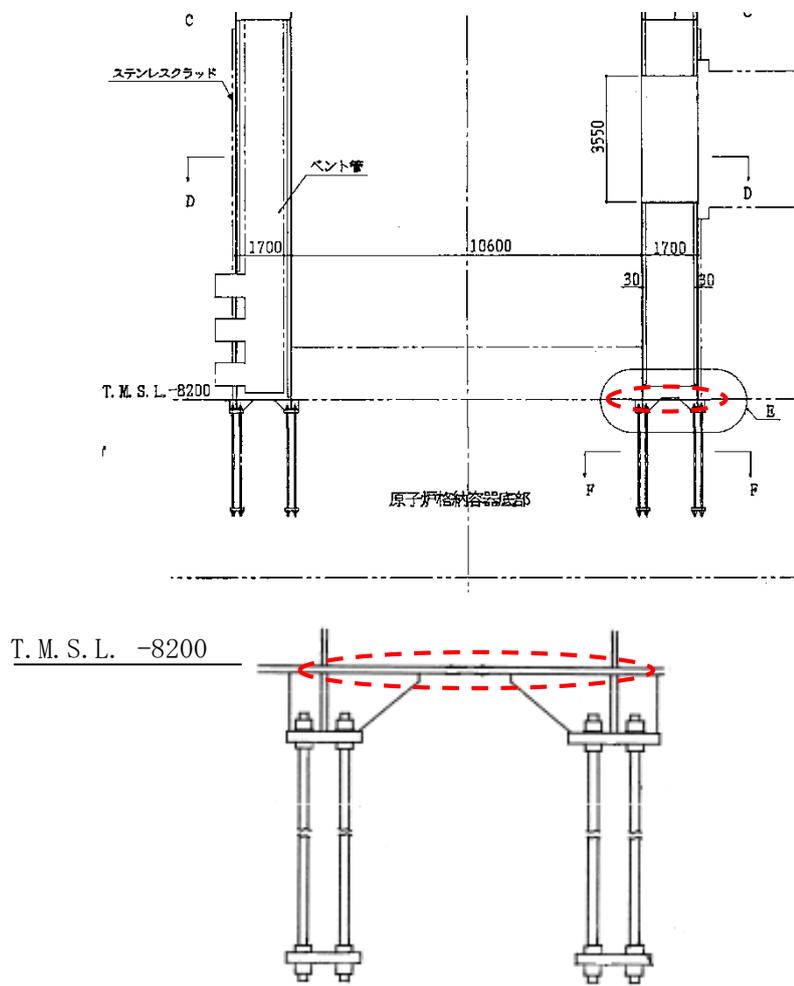


図 3.2(2)-3 RPV ペDESTALの脚部
 [コンクリートがベースプレートにて分断されている箇所を赤破線で示す]

c. 上部ペDESTALの曲げ変形に対するスケルトンカーブ

上記 a. 項に示す SC 規程の記載内容に基づき 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 3.2(2)-4 に示すとおり，上部ペ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ゼロとなった後も引張に抵抗し，コンクリート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）。さらに大きくなると圧縮側のコンクリートと鋼板及び引張側の鋼板が曲げに抵抗し，引張側の鋼板が降伏することで第2折点に到達する。

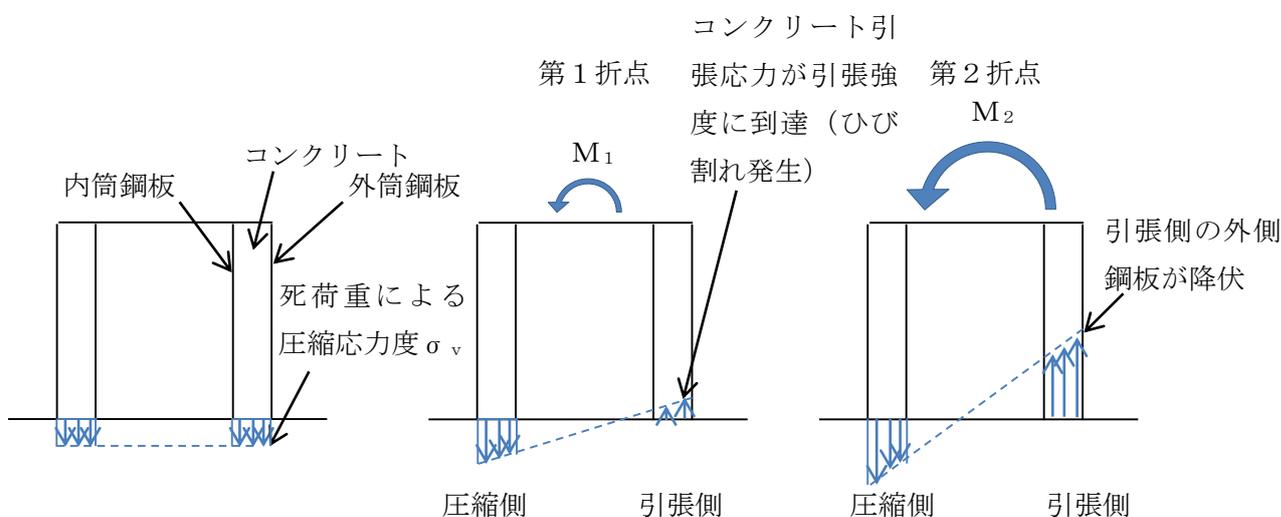


図 3.2(2)-4 上部ペDESTAL曲げ変形の各状態（概念図）

(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は，コンクリートの剛性はベント管等の開口欠損を考慮した断面積に基づき性能評価する。
- 水平鋼板によるコンクリートの分断を考慮するが，コンクリート断面積のうち約 1/2 がコンクリート打設孔により連続していると仮定する。図 3.2(2)-5 及び図 3.2(2)-6 にコンクリート打設孔の概念図を示す。

(第2折点)

構造特性の反映点無し。

(i) 反映後の評価式

(第1折点)

- $M_1 = Z_e \cdot (0.5f_t^{*1} + \sigma_v)$
- ϕ_1 は初期剛性と M_1 の交点 ($\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$)

注) *1: 水平鋼板がコンクリートを分断するように設置されるが、水平鋼板面積のうち約 1/2 はコンクリート打設孔による開口があり、コンクリートが連続していることから、コンクリートの曲げ引張強度 f_t に 0.5 を乗じる。

Z_e : 鋼板を考慮したコンクリートの断面係数 (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)

σ_v : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 (N/mm^2)

(ペDESTAL及びペDESTALが支持する機器の死荷重によるペDESTAL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 (N/mm^2) ($= 0.38\sqrt{\sigma_B}$)

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

ペDESTALコンクリートの設計基準強度 = 29.4 (N/mm^2)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)

E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm^2)

I_e : 鋼板を考慮したコンクリートの断面2次モーメント (mm^4)

(各鋼板の断面2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2次モーメント)

第1折点は、ペDESTAL円筒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 ϕ を表している。

(第2折点)

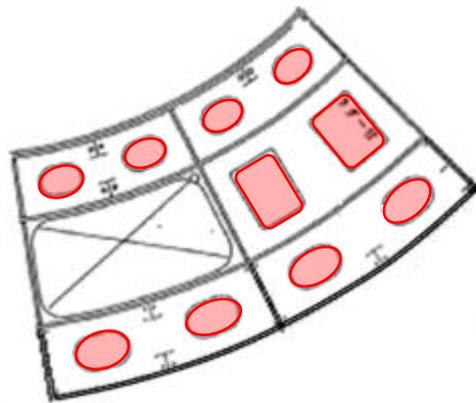
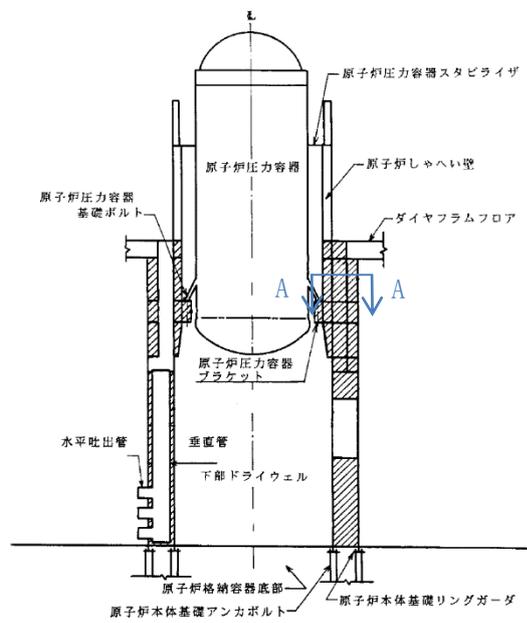
- $M_2 = M_y$
- ϕ_2 は M_y 到達時の ϕ_y

第2折点は、ペDESTAL円筒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、鋼板部の引張応力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 ϕ_2 を求める。

表 3.2(2)-2 曲げに対する実機上部ペデスタル円筒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	$M_1 = Z_e \cdot (f_t + \sigma_v)$	$M_1 = Z_e \cdot (0.5f_t + \sigma_v)$	上部ペデスタルはコンクリート部断面積のうち約 1/2 が打設孔により連続しているためコンクリート部の引張による抵抗は $0.5f_t$ を考慮した。
		$\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$	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)	



A-A 断面

図 3.2(2)-5 上部 RPV ペDESTALの断面 (一部)
[赤線部がコンクリート打設孔を示す]

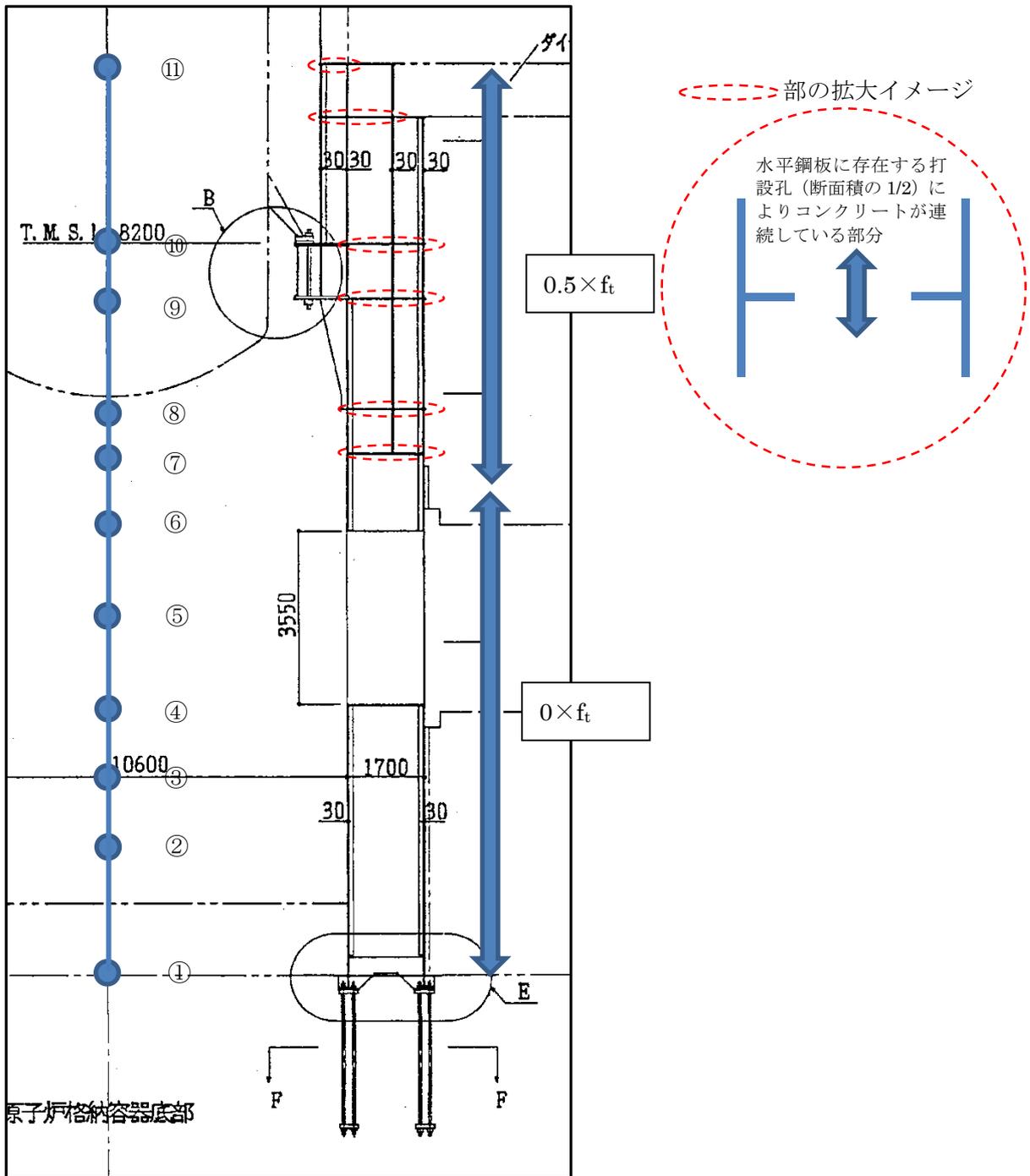


図 3.2(2)-6 RPV ペデスタル立面図
(コンクリート打設用開口部を赤破線部で示す)

(3) せん断に対する弾塑性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 とせん断ひずみ γ との Q- γ 関係を以下に示す状態を考慮して算定する (図 3.2(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 : 鋼板のせん断面積 (mm²)
- A_c : コンクリートのせん断面積 (mm²)
- G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm²)
- G_c : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm²)
- E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm²)
- 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/mm²)
- ν_s : 鋼板のポアソン比
- σ_v : 鋼板を考慮した鉛直方向軸応力度 (圧縮を正, N/mm²)
- K_α : 鋼板のせん断剛性
- K_β : ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性
- σ_y : 鋼板の降伏点強度 (N/mm²)
- σ_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/mm²)
- ν_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
参照範囲

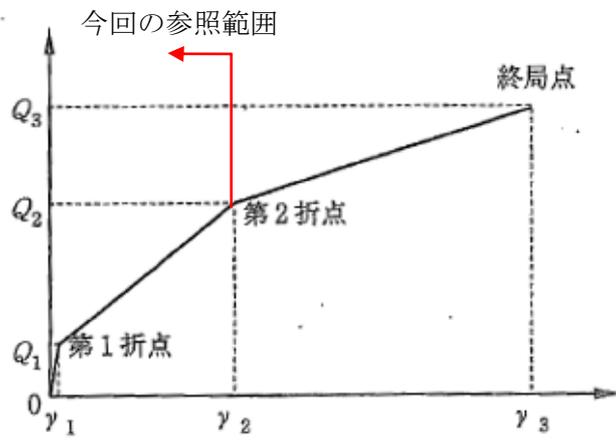


図 3.2(3)-1 せん断変形に対するスケルトンカーブ
 ([1]に加筆)

b. 下部ペDESTALのせん断変形に対するスケルトンカーブ

上記 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。

図 3.2(3)-2 に示すとおり，下部ペ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 τ_{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（ひび割れ角度 θ の方向，コンクリートのひび割れの方向は圧縮方向と同じ）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。さらに大きくなると鋼板の応力が降伏点強度 σ_y に到達し第 2 折点に到達する。

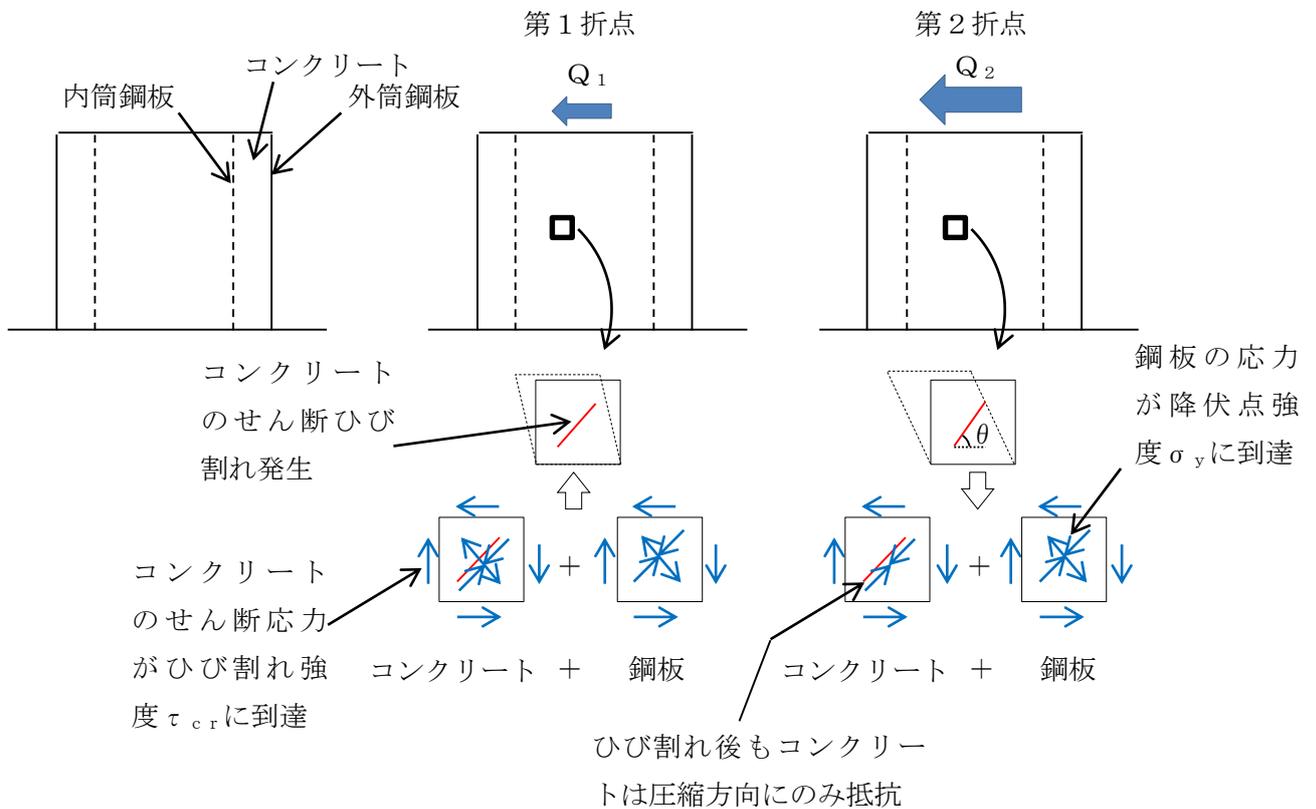


図 3.2(3)-2 下部ペDESTALせん断変形の各状態（概念図）

(i) RPV ペデスタル固有の構造特性を反映した点

(第1折点)

せん断ひび割れ強度については、ペデスタルの二重円筒、たてリブ及びベント管を埋め込んだ複雑な構造であることからベント管周りのコンクリート部も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、ベント管開口部を考慮し、せん断ひび割れ強度 τ_{cr} の 0.5 倍の値を仮定し用いる。仮定の妥当性は、3.3 項に示す実験結果との整合性により確認する。

(第2折点)

- コンクリートの圧縮ストラット角度 θ に RPV ペデスタルの構造に合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)

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

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

注) *1: せん断ひび割れ強度については、ペDESTALの二重円筒、たてリブ及びベント管を埋め込んだ複雑な構造であることからベント管周りのコンクリート部も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、ベント管開口部を考慮して、せん断ひび割れ強度 τ_{cr} の0.5倍の値を仮定し用いる。仮定の妥当性は、3.3項に示す実験結果との整合性により確認する。

- A_c : コンクリートのせん断断面積 (mm^2)
 A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm^2)
 G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm^2)
 G_c : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm^2)
 E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)
 E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm^2)
 τ_{cr} : コンクリートのせん断ひび割れ強度 (N/mm^2)
 σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)
ペDESTALコンクリートの設計基準強度 = 29.4 (N/mm^2)
 σ_V : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 (N/mm^2)
(ペDESTAL及びペDESTALが支持する機器の死荷重によるペDESTAL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、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 τ_{cr} を乗じた値、すなわちペDESTALコンクリート部にせん断ひび割れが発生する点の Q , γ を表している。

(第2折点)

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

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

$$\text{ただし, } K_\alpha = A_s \cdot G_s$$

A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm^2)

G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm^2)

K_α : 鋼板のせん断剛性

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

σ_y : 鋼板の降伏点強度 (N/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（ひび割れ角度 θ 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、鋼板と一体となつてせん断力に抵抗することから、コンクリートと鋼板の内力のつり合いを考慮したせん断剛性 K_β を算出する。

第2折点の算出は、SC 規程の評価式における、コンクリートの圧縮ストラット角度 θ に RPV ペデスタルの構造に合せた角度を入力することで行う。

具体的には SC 規程の附属書 2.1 解説及び以下に示す参考文献(3)における算出式を用いて、 $cQ = K_\beta \cdot \gamma$ 、 $\delta = H \cdot \gamma$ の関係より K_β を算出する。

$$cQ = \frac{(\cos\theta)^2}{2 \left[\frac{1 - cv^2}{cE \cdot ct \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot sE} (C1 + C2) \right]} \cdot \delta$$

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

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

ここで、

cQ : コンクリートの受け持つせん断力 (N)

δ : 水平変位 (mm)

γ : せん断ひずみ度

cE : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)

sE : 鋼材のヤング係数 (N/mm^2)

ct : コンクリート板厚 (mm)

cv : コンクリートのポアソン比

sv : 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(mm²)

sAx : 鋼材の鉛直断面の断面積(mm²)

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

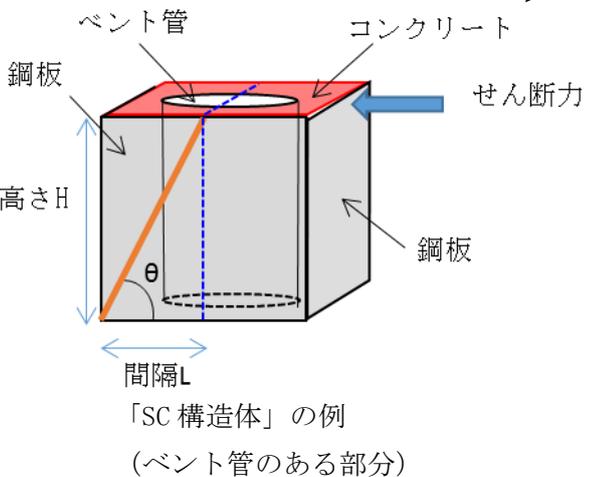
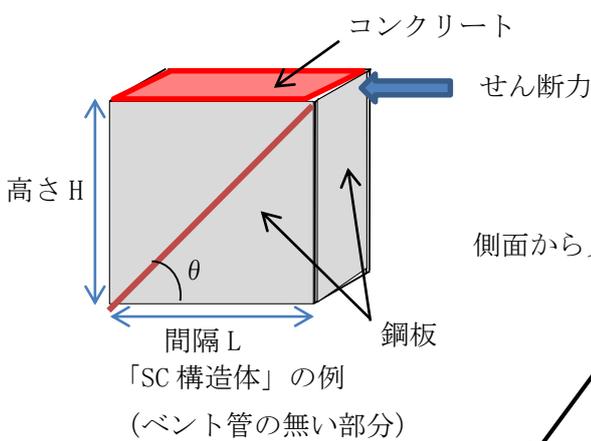
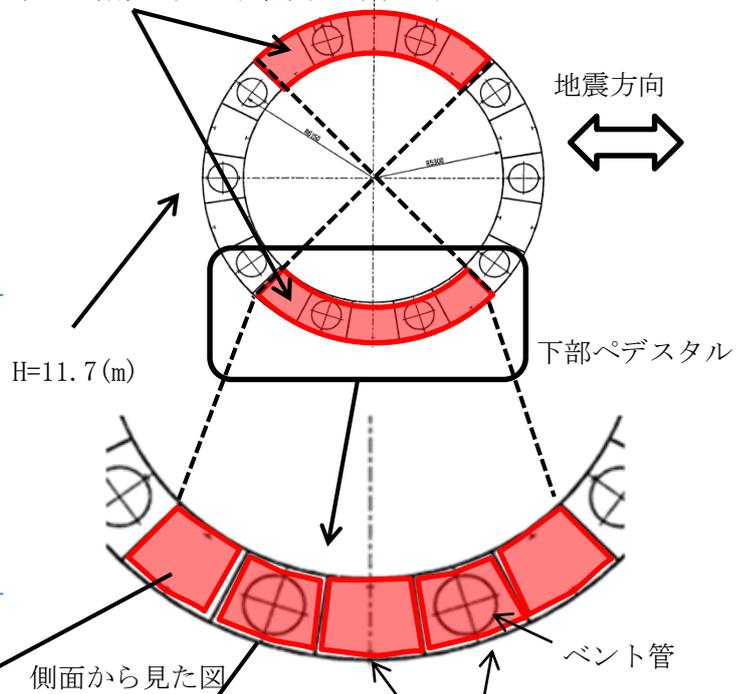
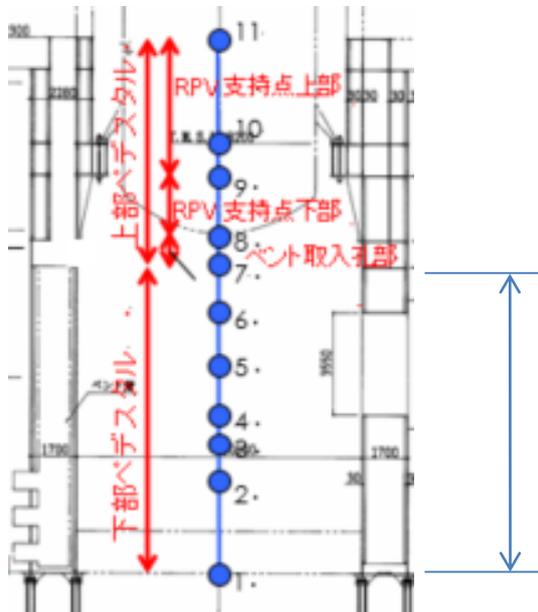
($\theta=45^\circ$ とした場合の評価式が SC 規程に例示されている。)

ここで、コンクリートのひび割れ角度 θ は、ペDESTALのたてリブ鋼板(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。

下部ペDESTALのコンクリートの圧縮ストラット角度 θ は、たてリブ及び円筒鋼板に囲まれた各々の隔壁及び隔壁に囲まれたコンクリートを一つの SC 構造体として、その寸法(隔壁の高さ及び間隔)の対角線にコンクリートひび割れが発生すると仮定し、コンクリートの圧縮ストラット角度 θ を設定する。ベント管内蔵部については、たてリブ端部からベント管中心までの寸法を間隔 L として仮定する。(図 3.2(3)-3 参照。)

各々の θ を用いて K_β (ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性)を算出し、それぞれ足し合わせることで各層の K_β を算出し、上に示した SC 規程式に代入し、 Q_2 、 γ_2 を求める。

地震方向に対して有効と見なす範囲を対象とする



隔壁と隔壁に囲まれたコンクリートで一つのSC構造体を構成

K_{β} = 当該層における「SC構造体」※の K_{β} の和
 ※地震方向に対して有効と見なす範囲を対象とする

図 3.2(3)-3 下部ペダスタルの隔壁構造の概念図

表 3.2(3)-1 せん断に対する実機下部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	$Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr}$ $\gamma_1 = \tau_{cr}/G_c$	同左 (構造特性の反映無し)	
		<p>ただし,</p> $\tau_{cr} = \frac{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}{\sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}}$	<p>ただし,</p> $\tau_{cr} = \frac{0.5 \times \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}}{\sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}}$	下部ペデスタルはベント管開口の平均的な応力集中を考慮し、せん断ひび割れ強度 τ_{cr} に 0.5 を乗じた。
	第 2 折点	$Q_2 = \frac{(K_\alpha + K_\beta)}{\sqrt{(3K_\alpha^2 + K_\beta^2)}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$ $\gamma_2 = \frac{Q_2}{(K_\alpha + K_\beta)}$ <p>ただし, $K_\alpha = A_s \cdot G_s$</p>	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_β : SC 規程の附属書 2.1 解説に基づき設定	下部ペデスタルのコンクリートの圧縮ストラット角度 θ は、たてリブ及び円筒鋼板に囲まれた各々の隔壁及び隔壁に囲まれたコンクリートを一つの SC 構造体として、その寸法（隔壁の高さ及び間隔）の対角線にコンクリートひび割れが発生すると仮定し、コンクリートの圧縮ストラット角度 θ を設定する。ベント管内蔵部は、たてリブ端部からベント管中心までの寸法を間隔 L として仮定する。 SC 規程の附属書 2.1 に示される釣り合い式を用い、実際の θ に合わせた値を設定した。	

c. 上部ペDESTALのせん断変形に対するスケルトンカーブ

上記 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。

上部ペDESTALのせん断変形における第 1 折点, 第 2 折点の各状態については, 下部ペDESTALと同様である (図 3.2(3)-2 参照)。

(i) RPV ペDESTAL固有の構造特性を反映した点

(第 1 折点)

構造特性の反映点無し

(第 2 折点)

コンクリートの圧縮ストラット角度 θ に RPV ペDESTALの構造に合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 , γ_1 評価式は下部ペデスタルと同様。

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

注) 上部ペデスタルはベント管の開口もなく, コンクリートは4面を鋼板で囲まれた閉鎖断面のために, せん断ひび割れ強度 τ_{cr} は SC 規程に従う。

(第2折点)

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

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

$$\text{ただし, } K_\alpha = A_s \cdot G_s$$

A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm^2)

G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm^2)

K_α : 鋼板のせん断剛性

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

σ_y : 鋼板の降伏点強度 (N/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 (ひび割れ角度 θ 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, **鋼板と一体となつてせん断力に抵抗することから**, コンクリートと鋼板の内力のつり合いを考慮したせん断剛性 K_β を算出する。

第2折点の算出は, SC 規程の評価式における, コンクリートの圧縮ストラット角度 θ に RPV ペデスタルの構造に合せた角度を入力することで行う。

具体的には SC 規程の附属書 2.1 解説及び下に示す参考文献(3)における算出式を用いて, $cQ = K_\beta \cdot \gamma$, $\delta = H \cdot \gamma$ の関係より K_β を算出する。

$$cQ = \frac{(\cos\theta)^2}{2 \left[\frac{1 - cv^2}{cE \cdot ct \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot sE} (C1 + C2) \right]} \cdot \delta$$

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

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

ここで、

cQ : コンクリートの受け持つせん断力(N)

δ : 水平変位(mm)

γ : せん断ひずみ度

cE : コンクリートのヤング係数(N/mm²)

sE : 鋼材のヤング係数(N/mm²)

ct : コンクリート板厚(mm)

c ν : コンクリートのポアソン比

s ν : 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(mm²)

sAx : 鋼材の鉛直断面の断面積(mm²)

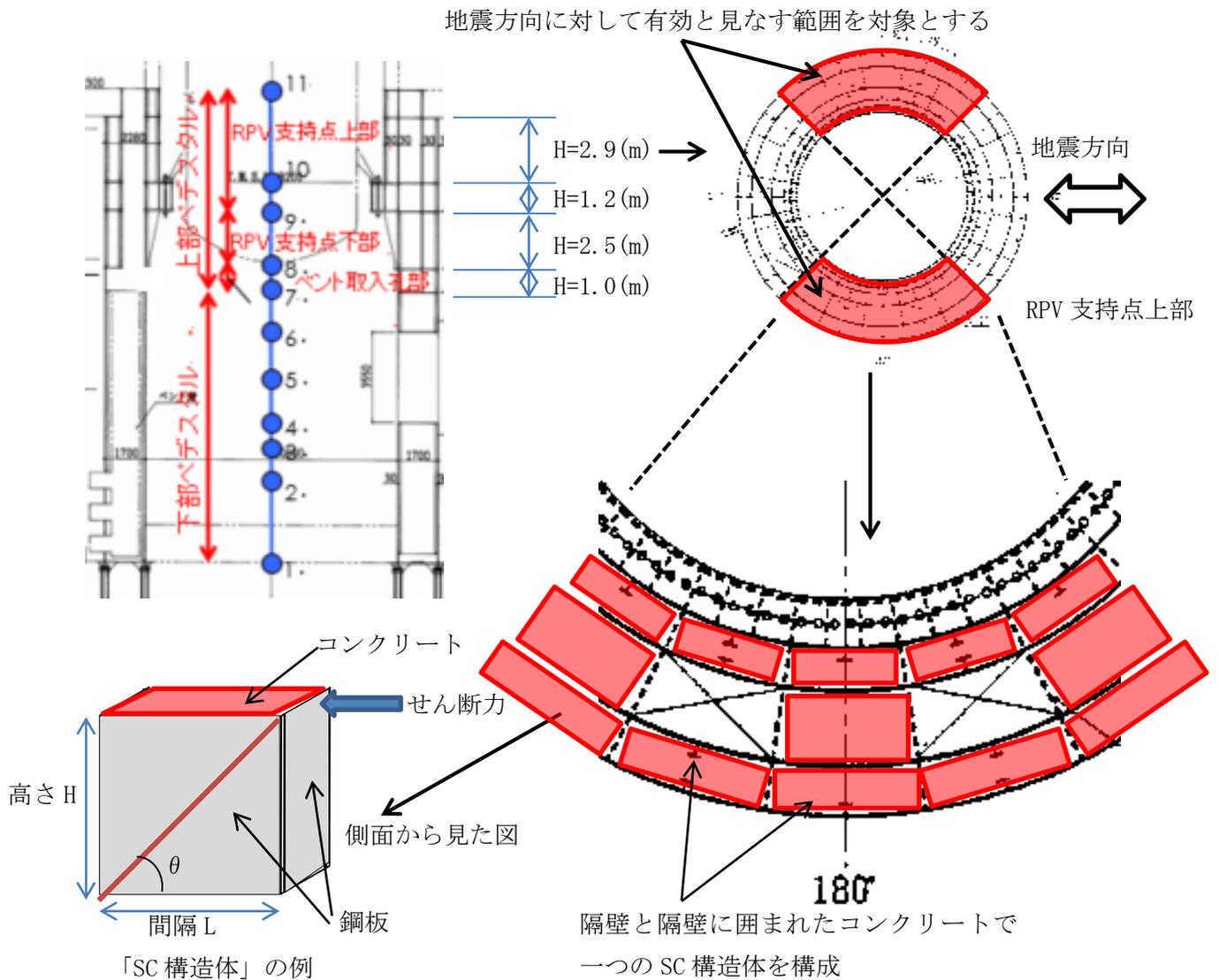
θ : 圧縮ストラット角度 ($\theta = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L}\right)$)

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

ここで、コンクリートのひび割れ角度 θ は、ペDESTALのたてリブ鋼板（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。

上部ペDESTALのコンクリートの圧縮ストラット角度 θ は、水平隔壁が設置されている層を考慮し、RPV 支持点上部（2層（質点番号 10～11, 9～10））、RPV 支持点下部（1層（質点番号 8～9））及びベント取入孔部（1層（質点番号 7～8））に分けて、たてリブ及び円筒鋼板に囲まれた各々の隔壁及び隔壁に囲まれたコンクリートを一つの SC 構造体として、その寸法（隔壁の高さ及び間隔）の対角線にコンクリートひび割れが発生すると仮定し、コンクリートの圧縮ストラット角度 θ を設定する。

各々の θ を用いて K_β （ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性）を算出し、それぞれ足し合わせることで上記の各層の K_β を算出し、上に示した SC 規程式に代入し、 Q_2 、 γ_2 を求める。



K_{β} = 当該層における「SC 構造体」※の K_{β} の和

※地震方向に対して有効と見なす範囲を対象とする

図 3.2(3)-5 上部ペダスタルの隔壁構造の概念図 (RPV 支持点上部を例示)

表 3.2(3)-2 セン断に対する実機上部ペデスタルの構造を踏まえた評価式

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	$Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr}$ $\gamma_1 = \tau_{cr}/G_c$	同左 (構造特性の反映無し)	
		<p>ただし,</p> $\tau_{cr} = \frac{1}{\sqrt{0.31\sqrt{\sigma_b} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_b} + \sigma_v)}}$	同左 (構造特性の反映無し)	
	第 2 折点	$Q_2 = \frac{(K_\alpha + K_\beta)}{\sqrt{(3K_\alpha^2 + K_\beta^2)}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$ $\gamma_2 = \frac{Q_2}{(K_\alpha + K_\beta)}$ <p>ただし, $K_\alpha = A_s \cdot G_s$</p> $K_\beta = \frac{1}{\frac{4}{(A_c \cdot E_c')} + \frac{2(1-\nu_c)}{(A_s \cdot E_s)}}$	同左 (構造特性の反映無し)	
		$K_\beta = \frac{1}{\frac{4}{(A_c \cdot E_c')} + \frac{2(1-\nu_c)}{(A_s \cdot E_s)}}$	K_β : SC 規程の附属書 2.1 解説に基づき設定	下部ペデスタルのコンクリートの圧縮ストラット角度 θ は, たてリブ及び円筒鋼板に囲まれた各々の隔壁及び隔壁に囲まれたコンクリートを一つの SC 構造体として, その寸法 (隔壁の高さ及び間隔) の対角線にコンクリートひび割れが発生すると仮定し, コンクリートの圧縮ストラット角度 θ を設定する。ベント管内蔵部は, たてリブ端部からベント管中心までの寸法を間隔 L として仮定する。 SC 規程の附属書 2.1 に示される釣り合い式を用い, 実際の θ に合わせた値を設定した。

(4)復元力特性を設定する際の温度設定

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、今回の弾塑性特性を考慮した復元力特性の設定においても、既工認と同一の考え方に基づいている。重大事故等時においても、既工認における考え方と同様に、地震と組み合わせる温度条件を考慮し、適切な材料物性値を用いて剛性の設定を行う。

3.3 妥当性及び適用性

(1) 確認方針

改良型沸騰水型原子炉である柏崎刈羽原子力発電所第6号炉及び7号炉のRPVペデスタルは、隔壁構造かつ下部ペデスタルにベント管を内蔵する構造となっている。

ここでは、3.2項で設定したスケルトンカーブの設定方法（評価式）を、隔壁方式やベント管のような内蔵物を含んだ構造へ適用する場合の妥当性を既往試験（添付資料-1）に基づいて確認する。

- a. 隔壁方式のSC構造に対する妥当性及び適用性
- b. ベント管を内蔵した構造に対する妥当性及び適用性

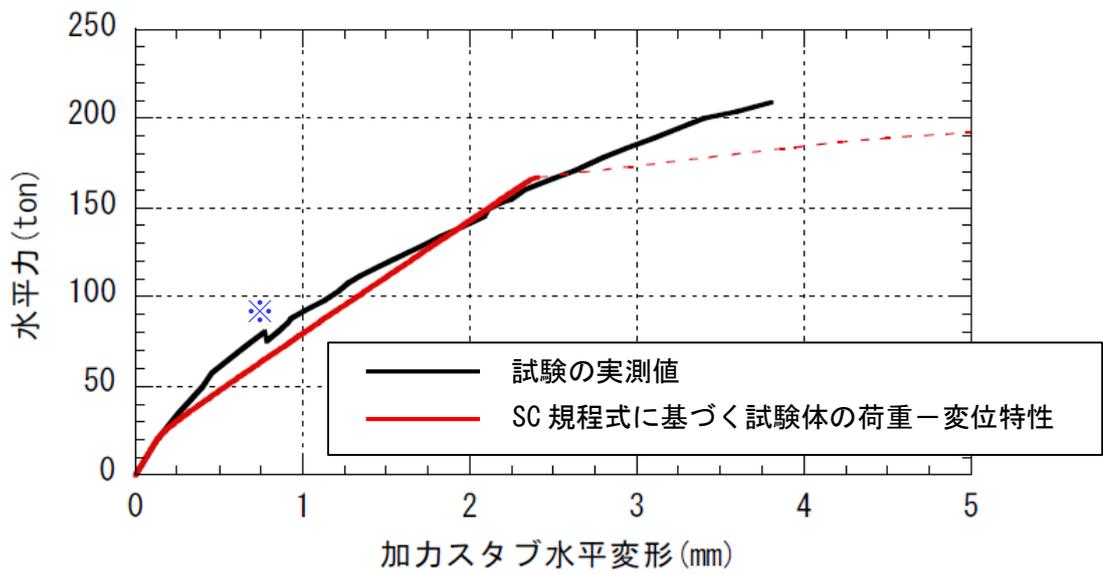
(2) 確認方法

3.2項で設定したSC規程式に基づく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－変位特性をそれぞれ作成し、試験で実測された曲げ及びせん断の荷重－変位特性との比較を行い、両者が概ね整合する場合、上記a.及びb.ともに妥当であり適用性があると判断される。

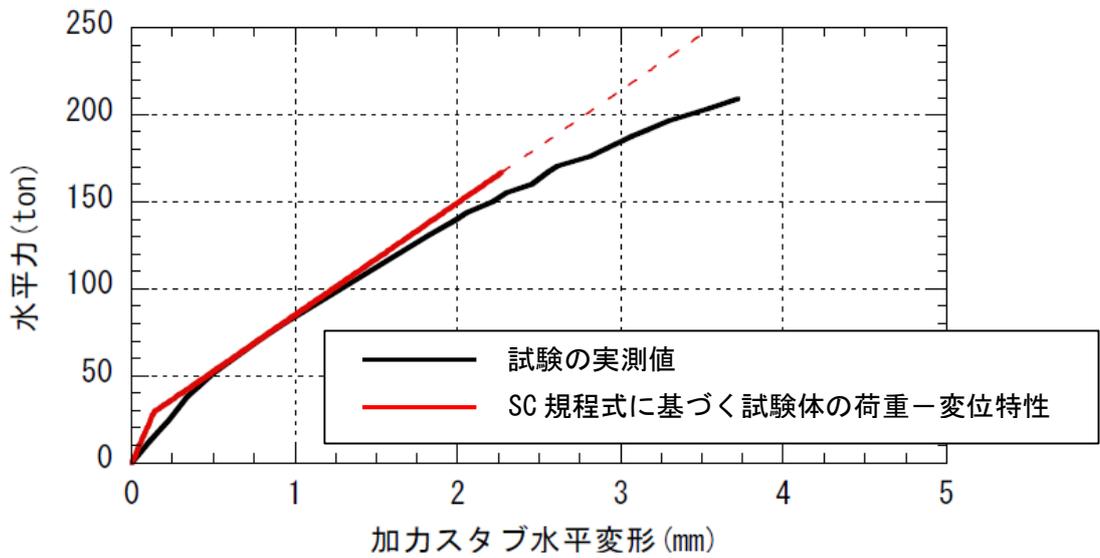
(3) 確認結果

3.2項で設定したSC規程式に基づく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－変位特性を作成し、試験で実測された荷重－変位特性との比較を行った結果を図3.3-1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規程式に基づく試験体の荷重－変位特性は実験結果とよく一致していることから、SC規程の評価式が隔壁方式のSC構造に対する妥当性及び適用性並びに、ベント管を内蔵した構造に対する妥当性及び適用性を有することを確認した。



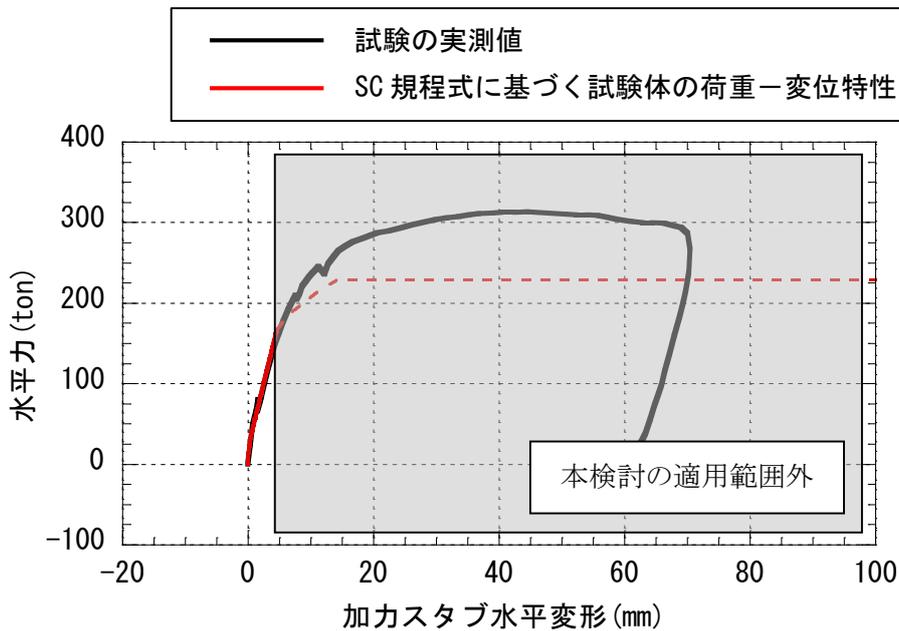
(a) 曲げ変形の比較



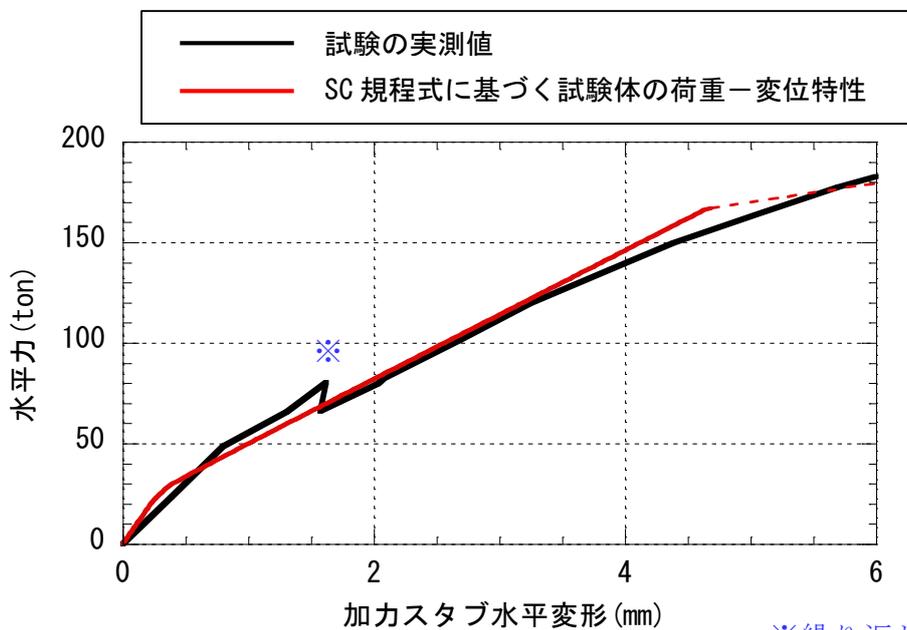
(b) せん断変形の比較

※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点

図 3.3-1 荷重-変形関係の比較 (1 / 2)
(解析より求まる鋼板降伏点以降は点線で示す)



(c) 荷重-変位関係の比較 (試験結果全体での比較)



(d) 適用範囲近傍の拡大図

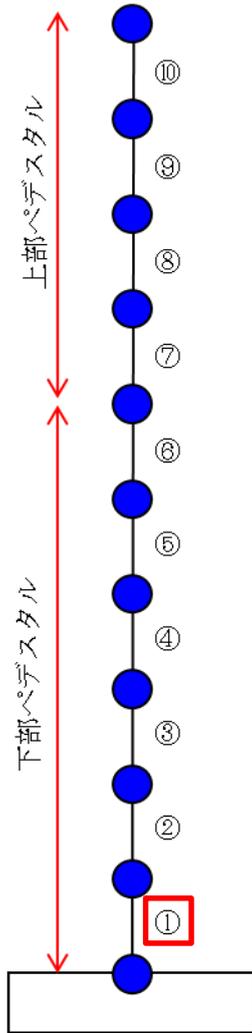
※繰り返し载荷した試験結果を包絡したことによる不連続点

図 3.3-1 荷重-変形関係の比較 (2 / 2)
(解析より求まる鋼板降伏点以降は点線で示す)

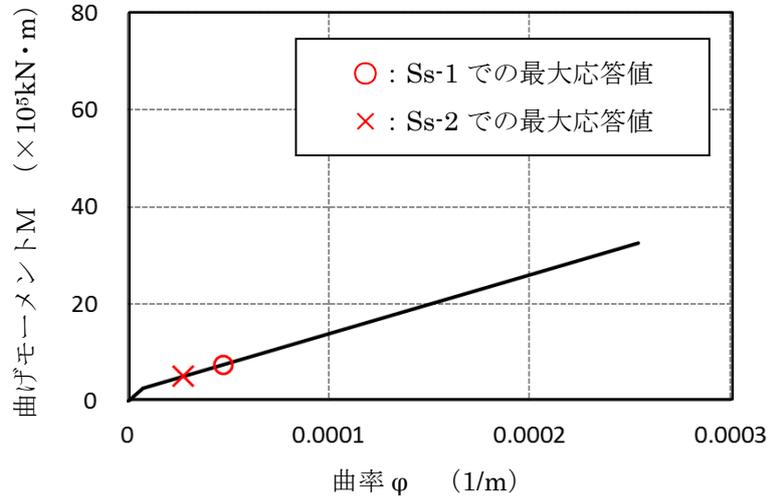
4 スケルトンカーブの作成

SC 規程の記載内容に基づき RPV ペDESTAL固有の構造特性を反映した設定方法（3.2 項参照）により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 $S_s-1, 2$ 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 4 に示す。

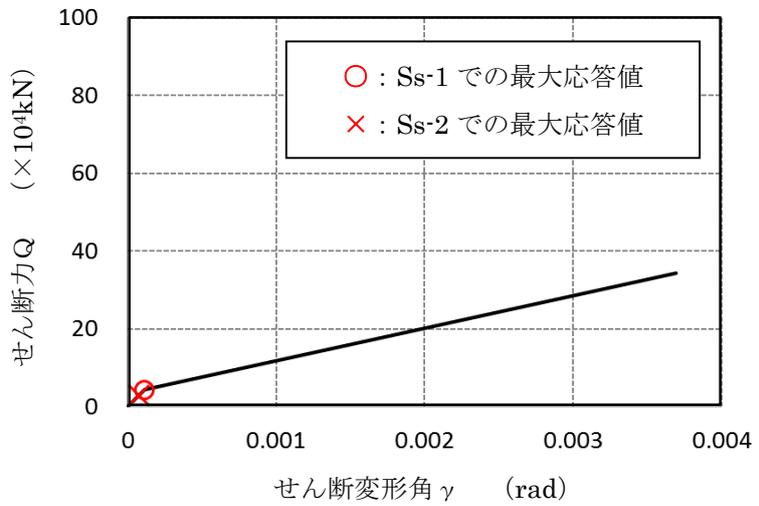
要素①のスケルトンカーブ (NS方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

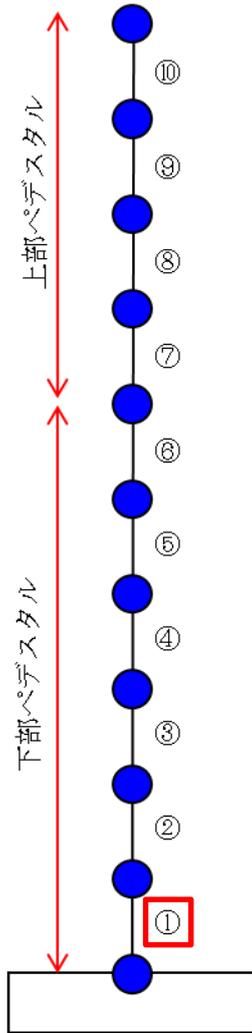


(b) せん断力ーせん断変形角関係

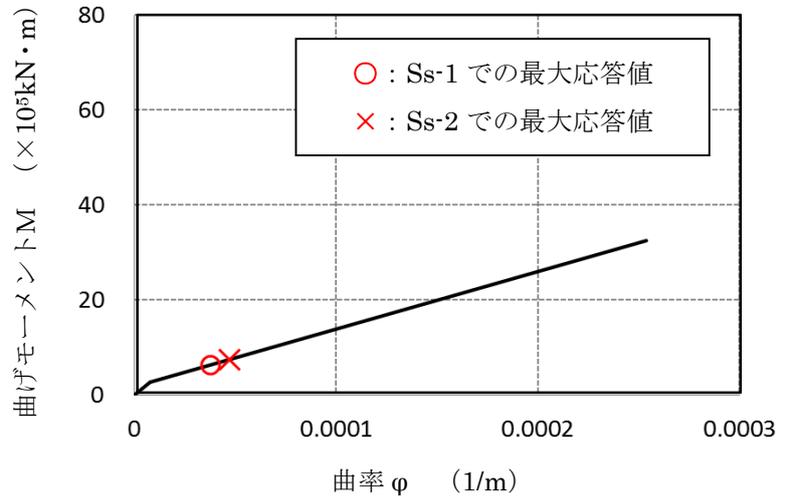
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTALのスケルトンカーブ (1/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

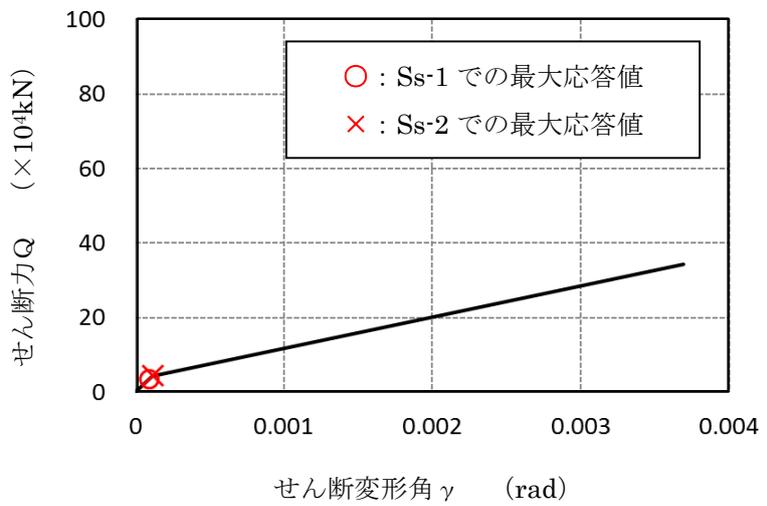
要素①のスケルトンカーブ (EW方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

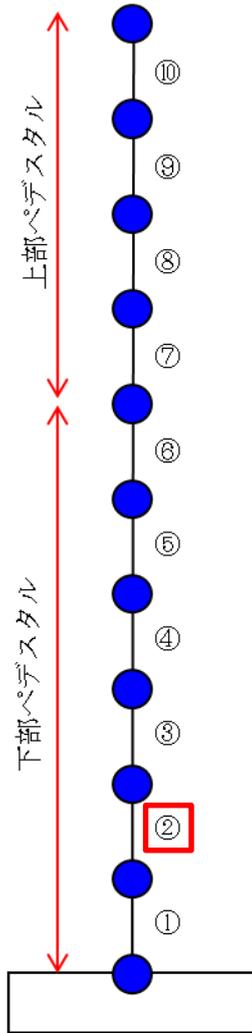


(b) せん断力ーせん断変形角関係

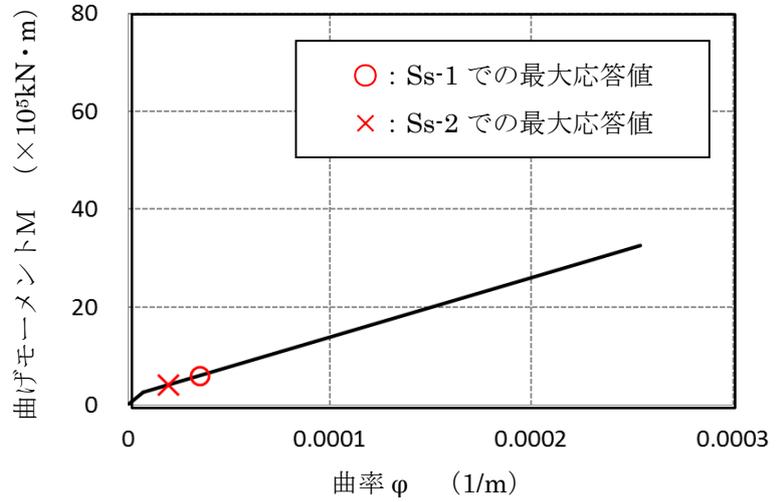
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTアルのスケルトンカーブ (2/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

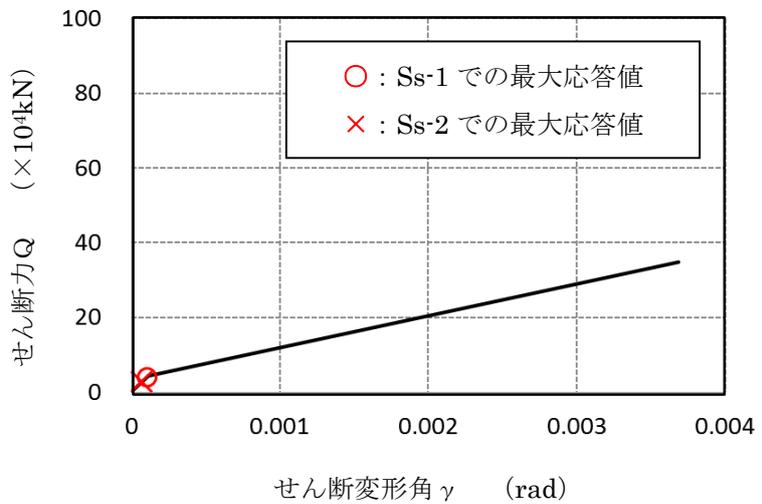
要素②のスケルトンカーブ (NS方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

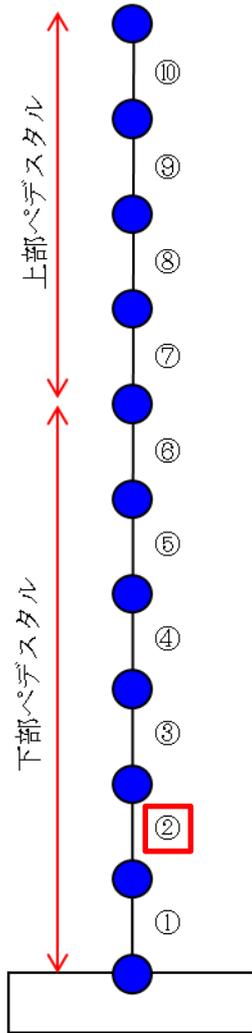


(b) せん断力ーせん断変形角関係

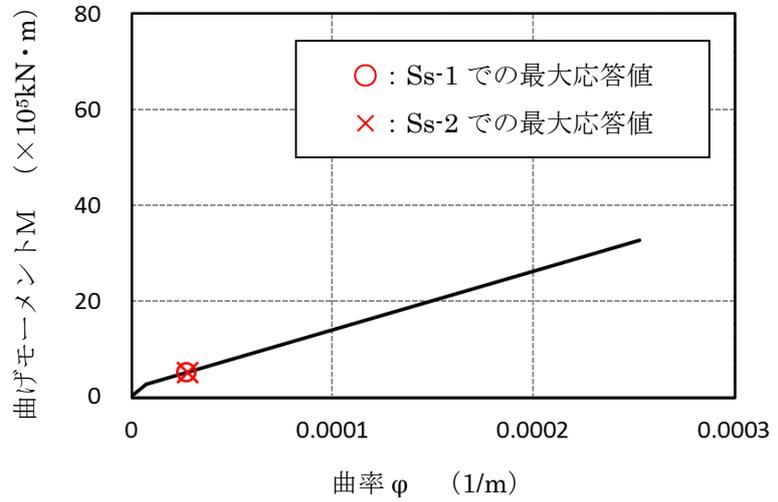
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTアルのスケルトンカーブ (3/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

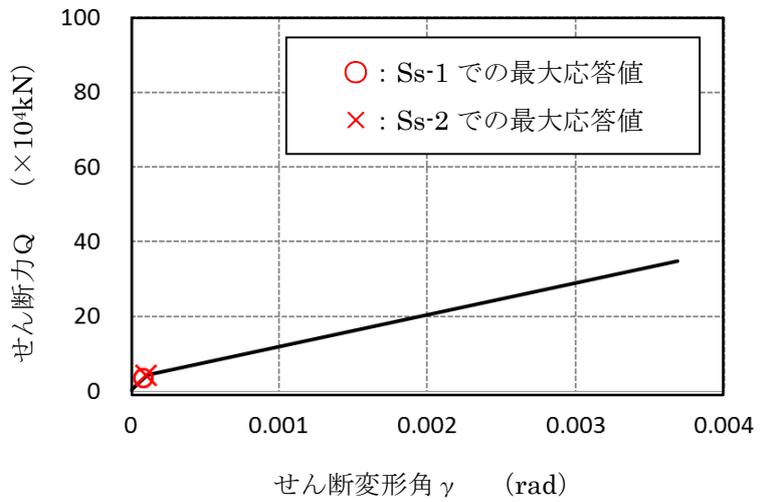
要素②のスケルトンカーブ（EW方向）



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

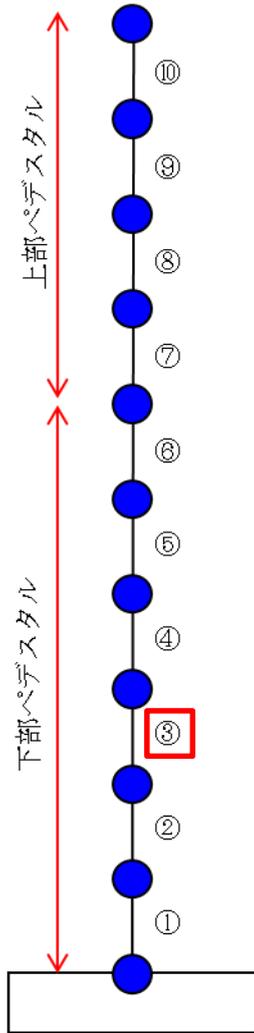


(b) せん断力ーせん断変形角関係

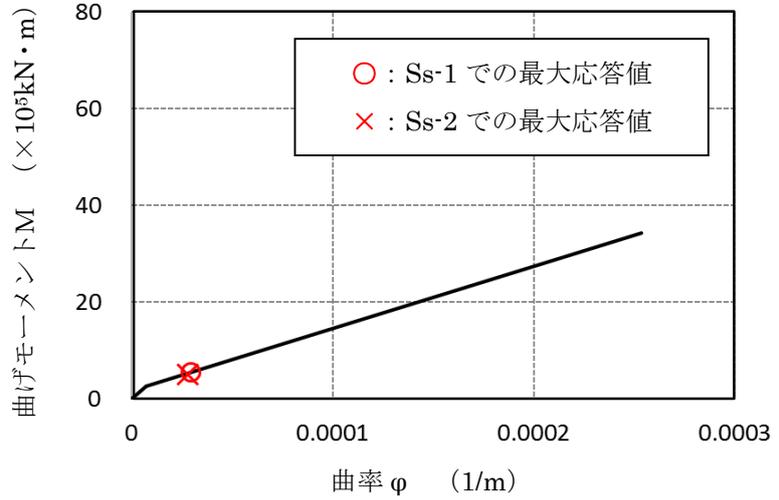
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTアルのスケルトンカーブ（4/20）
（鋼板降伏点である第2折点までを算定）

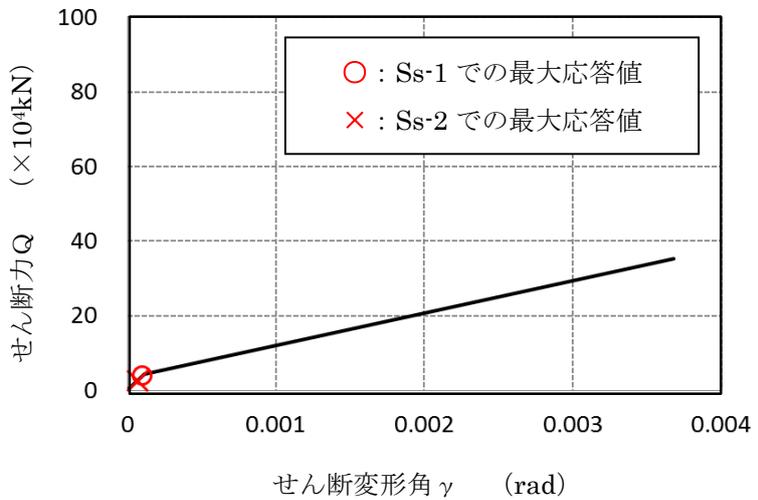
要素③のスケルトンカーブ (NS方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

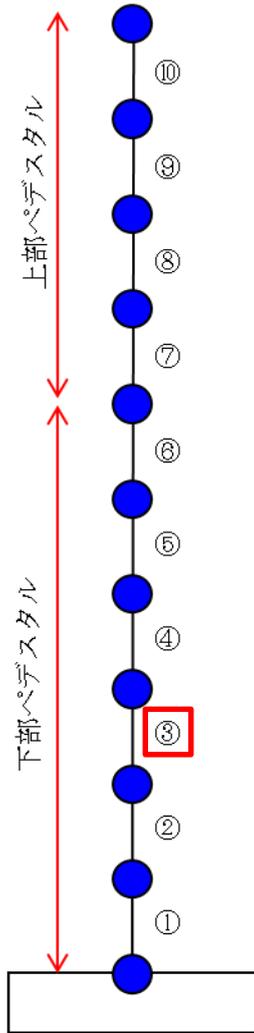


(b) せん断力ーせん断変形角関係

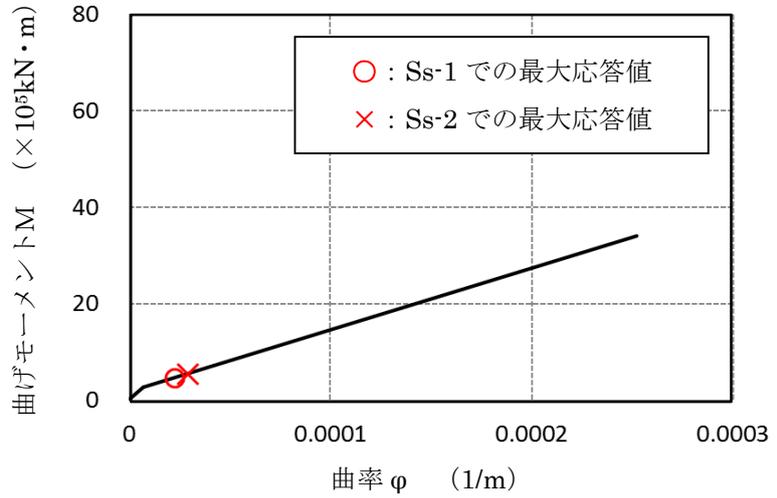
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTALのスケルトンカーブ (5/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

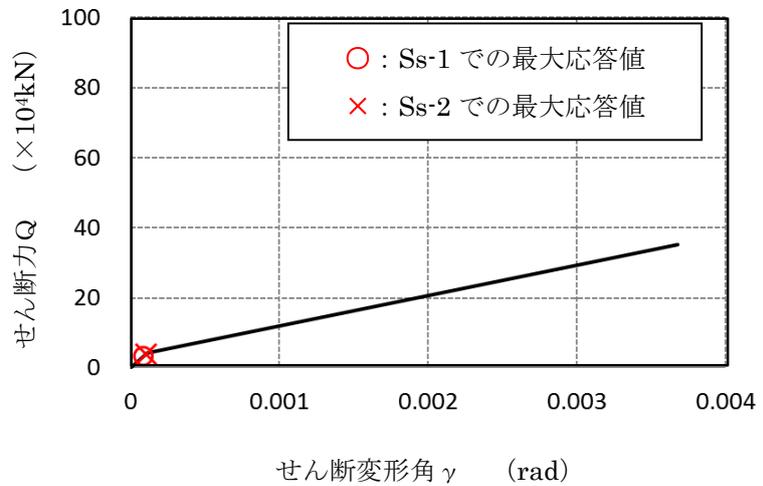
要素③のスケルトンカーブ (EW方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

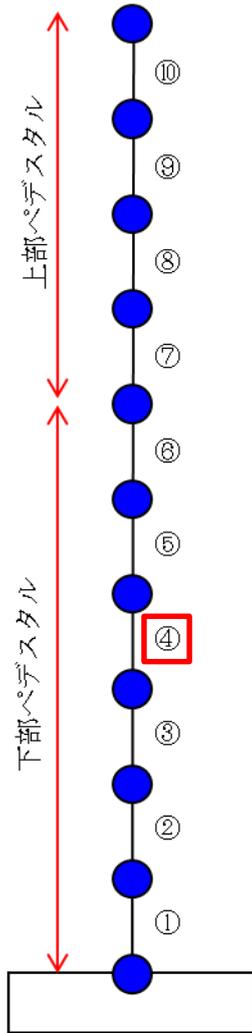


(b) せん断力ーせん断変形角関係

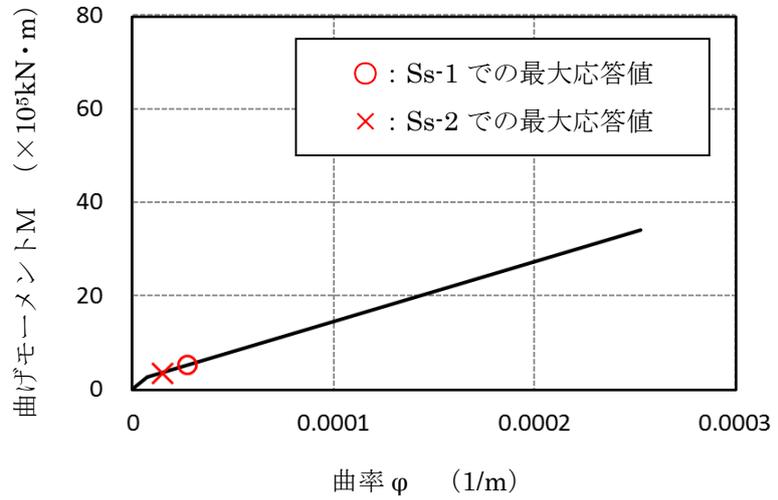
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTアルのスケルトンカーブ (6/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

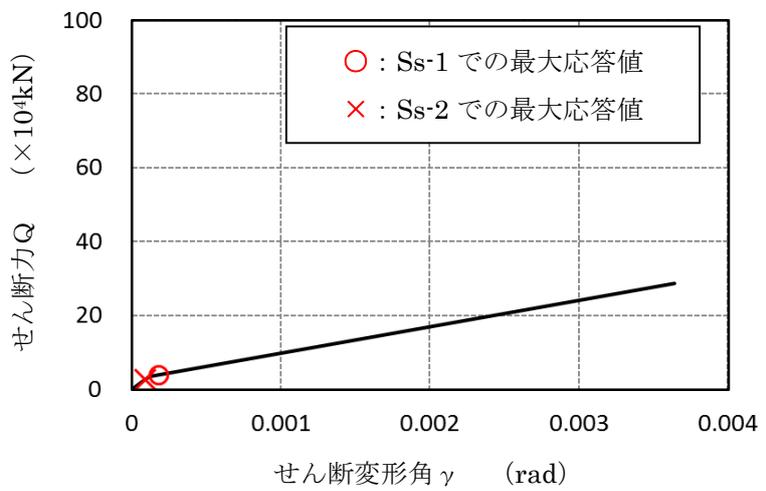
要素④のスケルトンカーブ (NS方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

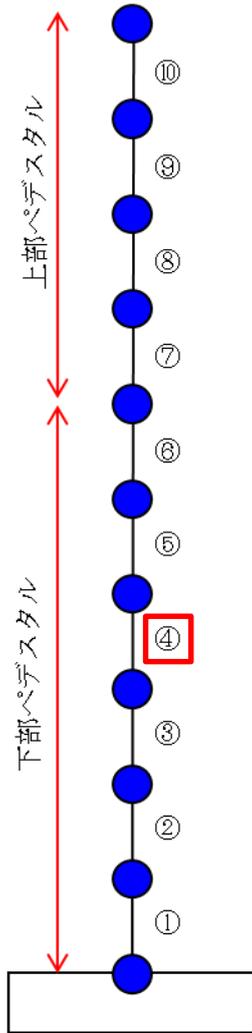


(b) せん断力ーせん断変形角関係

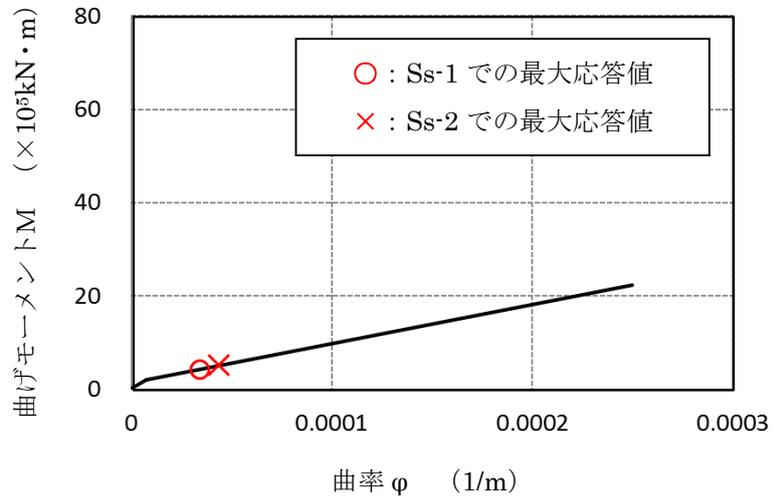
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTアルのスケルトンカーブ (7/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

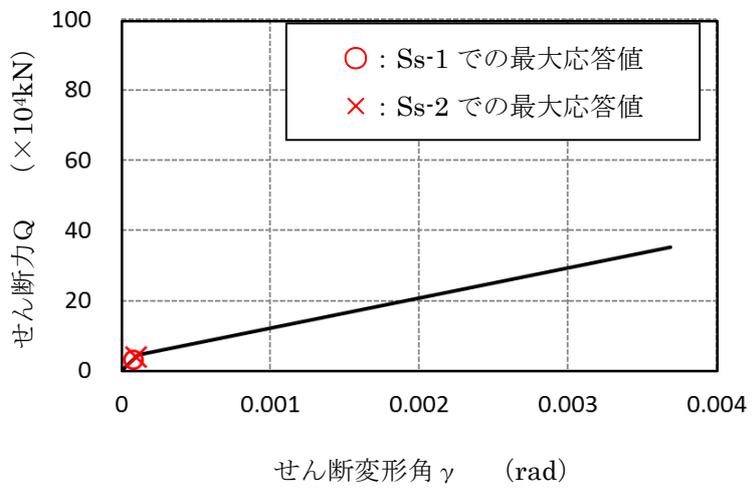
要素④のスケルトンカーブ (EW方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

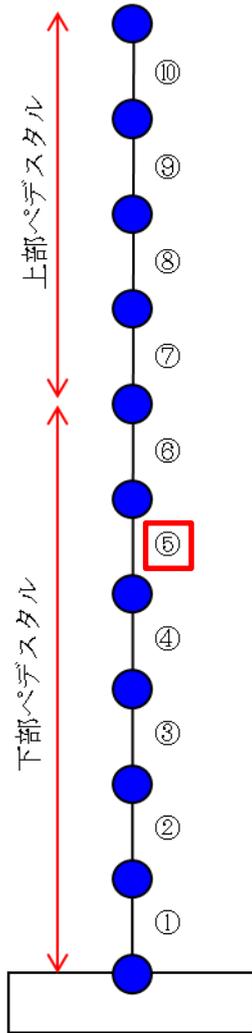


(b) せん断力ーせん断変形角関係

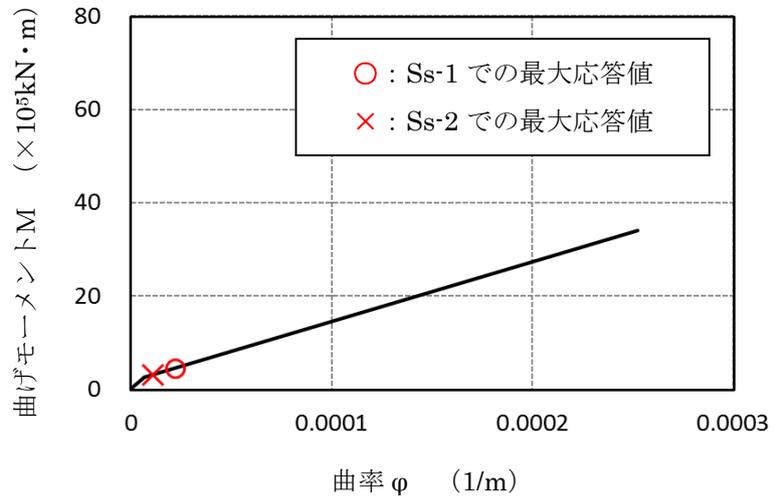
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTアルのスケルトンカーブ (8/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

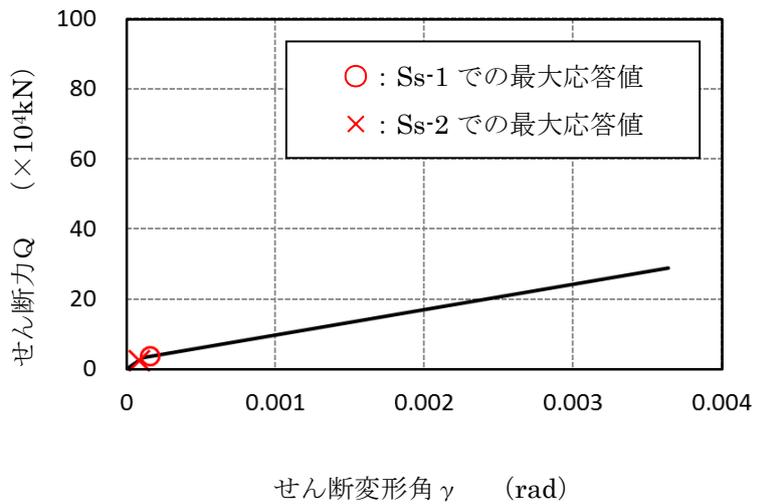
要素⑤のスケルトンカーブ (NS方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

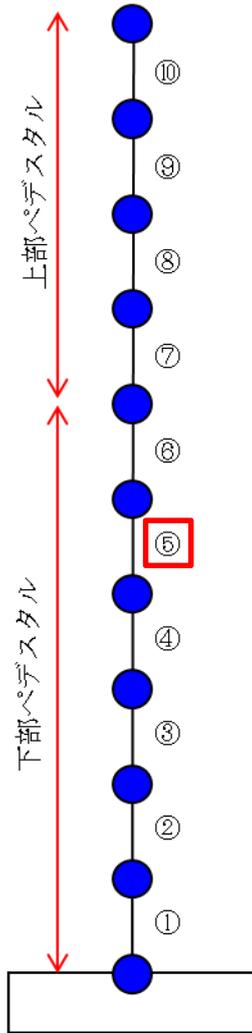


(b) せん断力ーせん断変形角関係

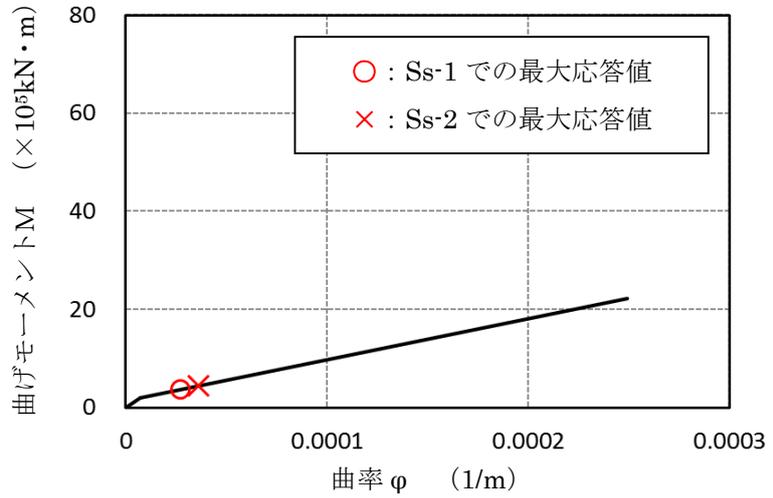
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTアルのスケルトンカーブ (9/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

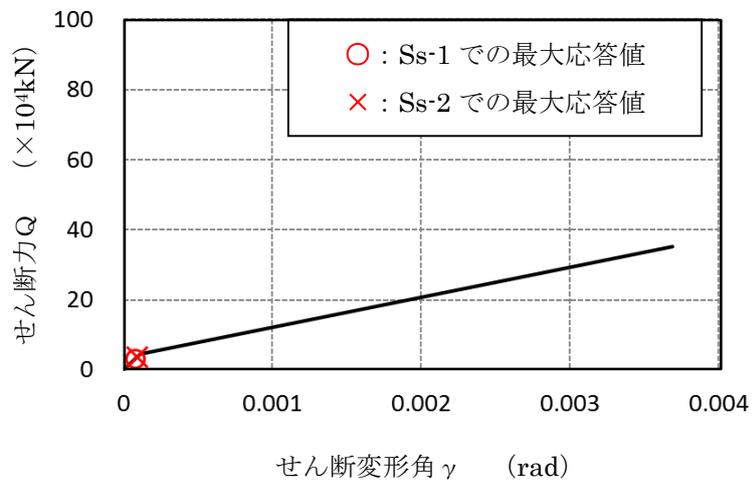
要素⑤のスケルトンカーブ (EW方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

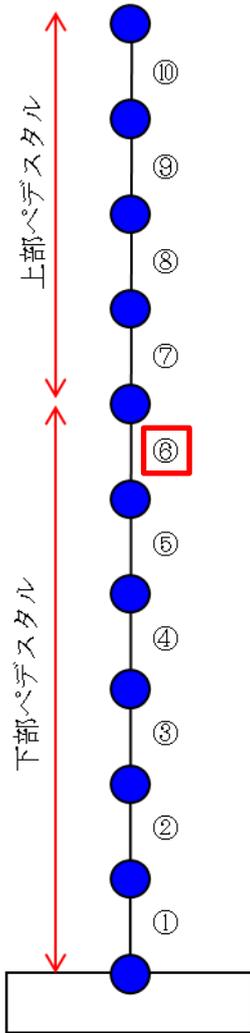


(b) せん断力ーせん断変形角関係

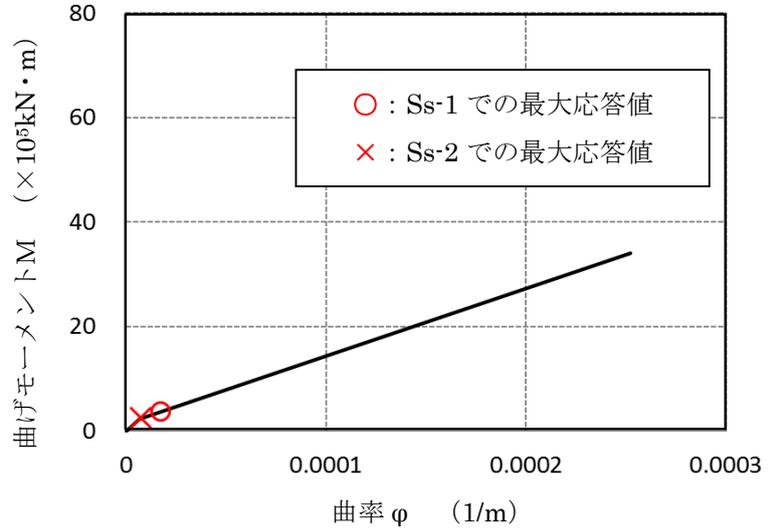
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTALのスケルトンカーブ (10/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

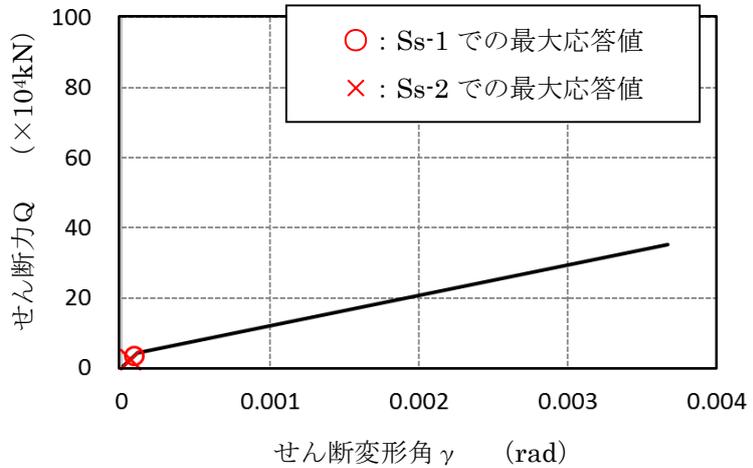
要素⑥のスケルトンカーブ (NS方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

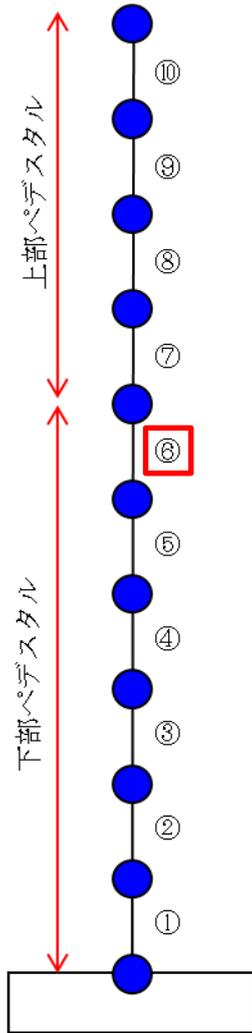


(b) せん断力ーせん断変形角関係

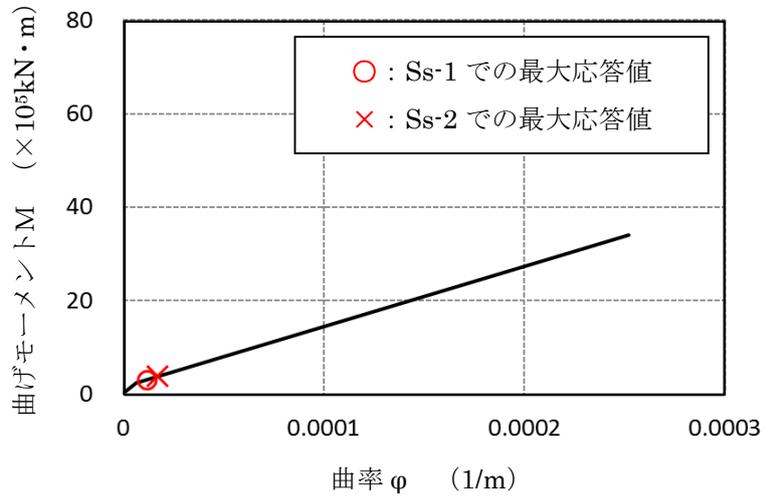
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTALのスケルトンカーブ (11/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

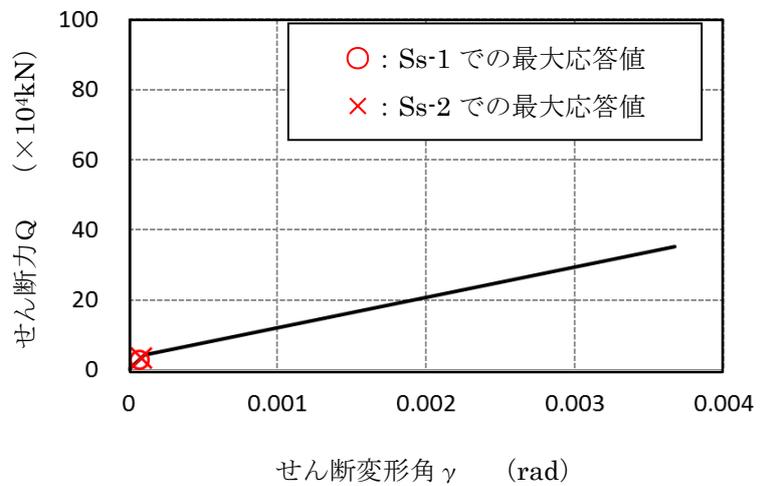
要素⑥のスケルトンカーブ (EW方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

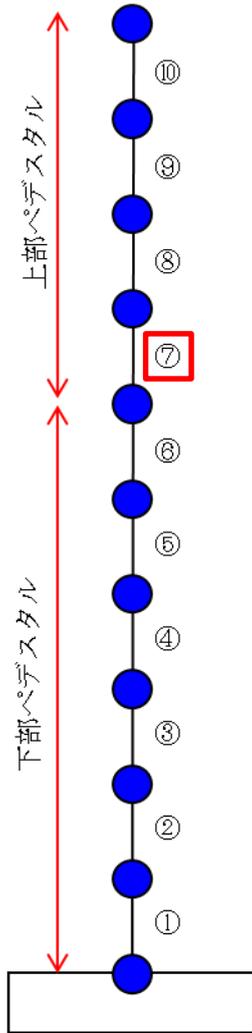


(b) せん断力ーせん断変形角関係

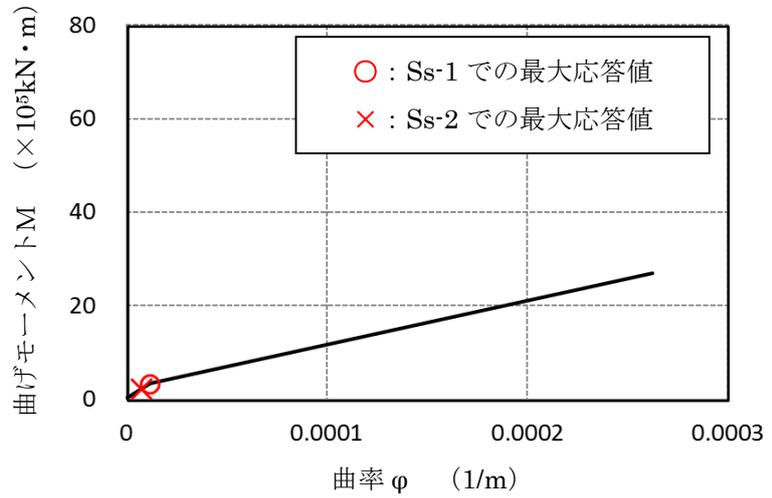
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTアルのスケルトンカーブ (12/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

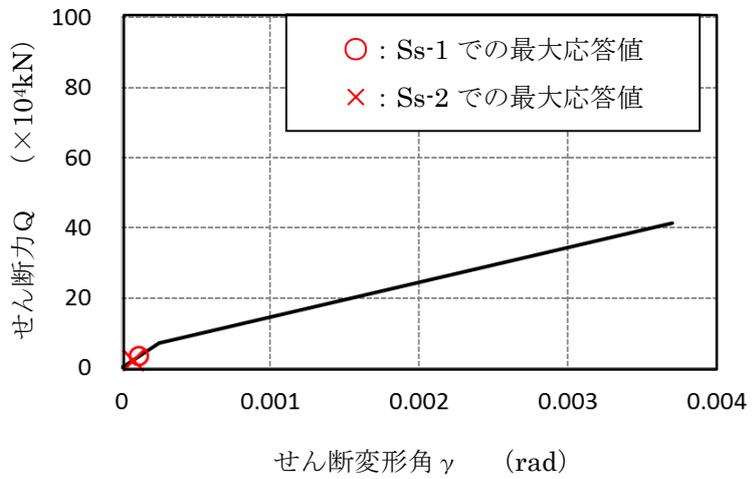
要素⑦のスケルトンカーブ (NS方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

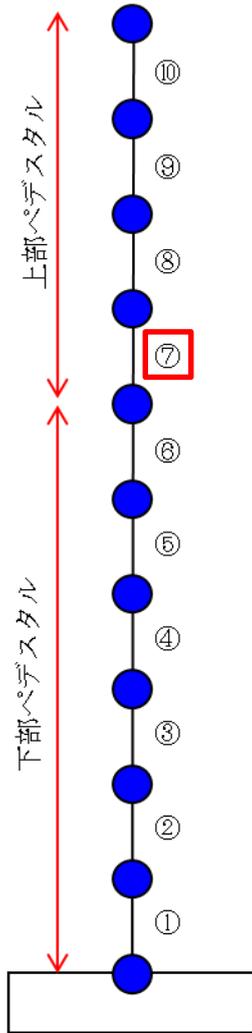


(b) せん断力ーせん断変形角関係

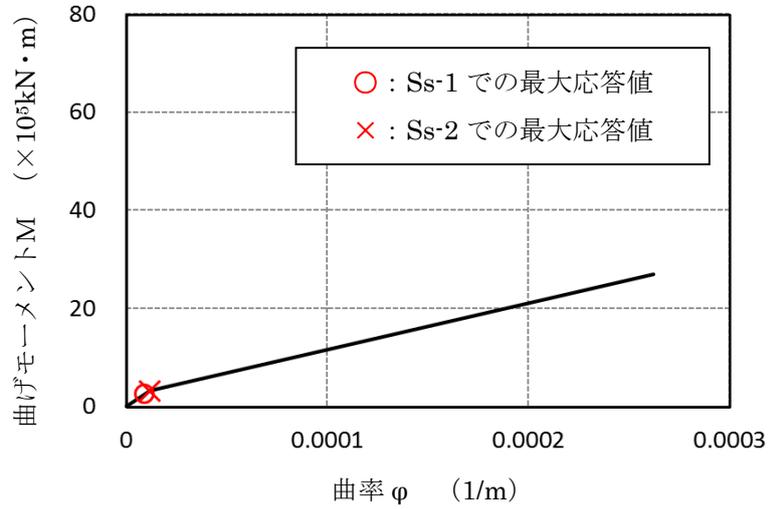
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTアルのスケルトンカーブ (13/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

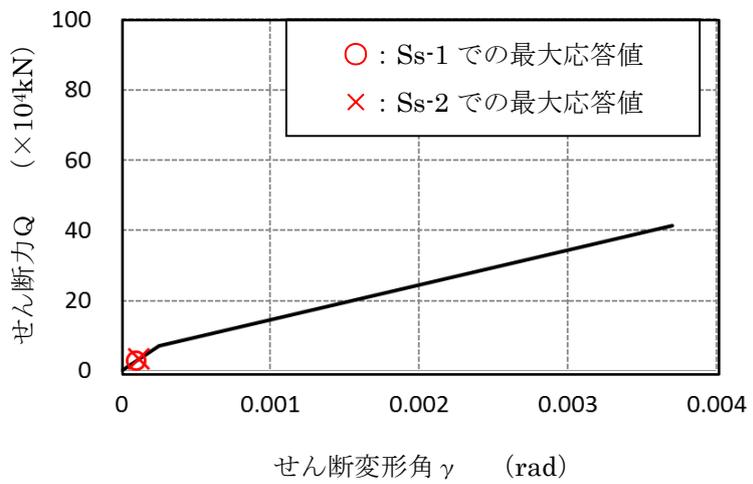
要素⑦のスケルトンカーブ (EW方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

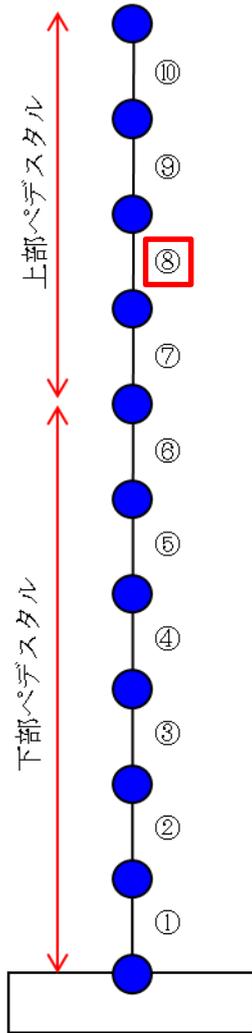


(b) せん断力ーせん断変形角関係

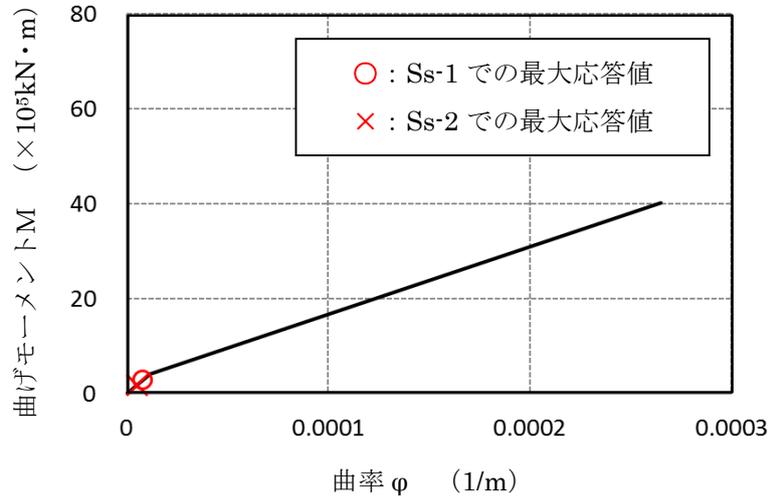
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTアルのスケルトンカーブ (14/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

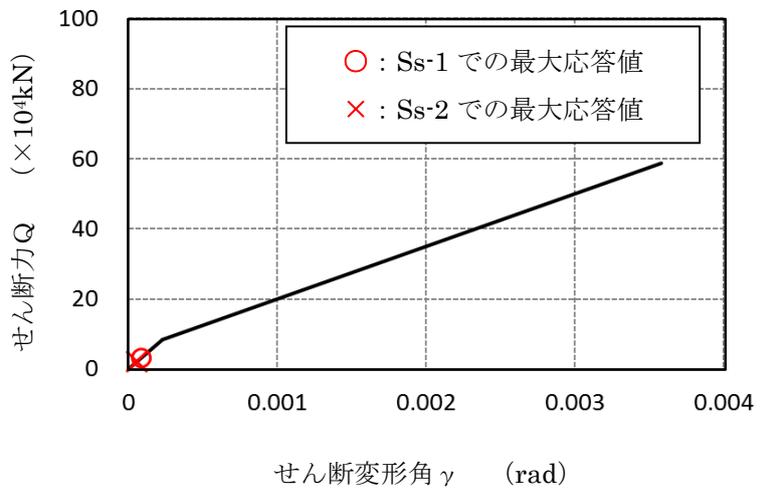
要素⑧のスケルトンカーブ (NS方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

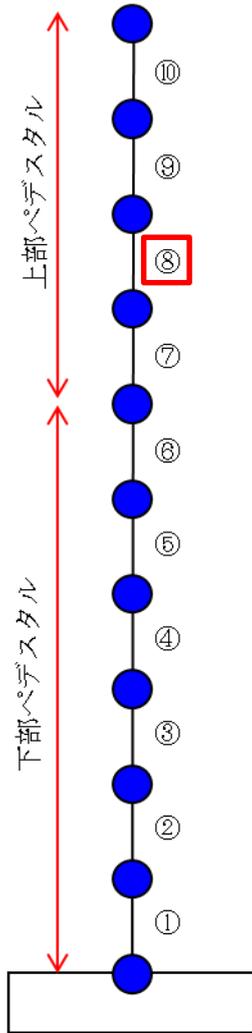


(b) せん断力ーせん断変形角関係

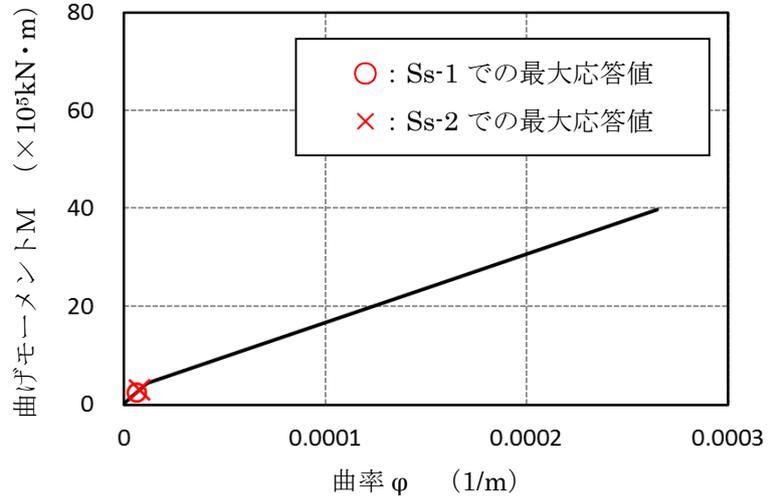
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTアルのスケルトンカーブ (15/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

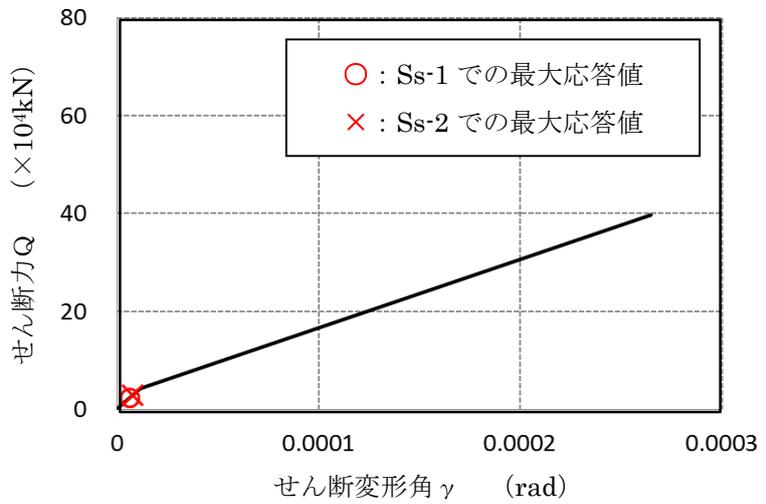
要素⑧のスケルトンカーブ（EW方向）



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

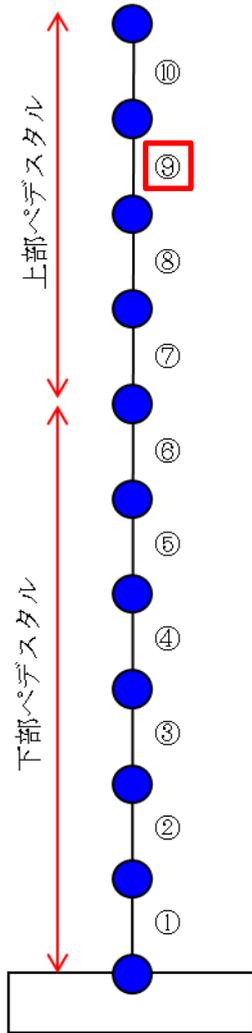


(b) せん断力ーせん断変形角関係

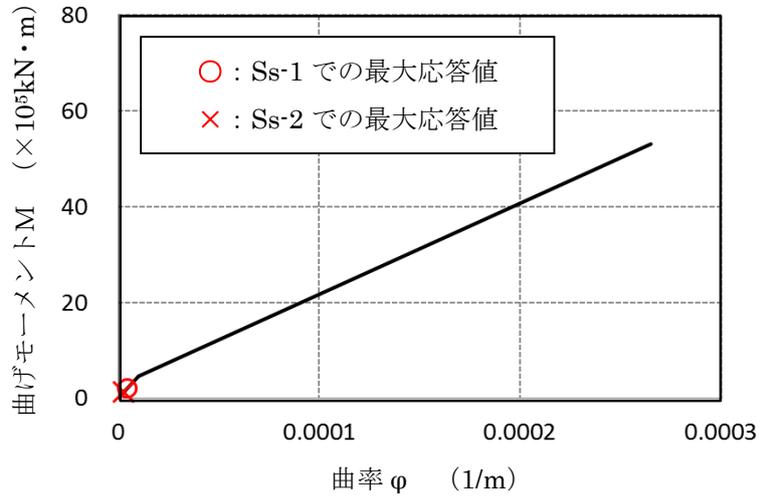
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTALのスケルトンカーブ（16/20）
（鋼板降伏点である第2折点までを算定）

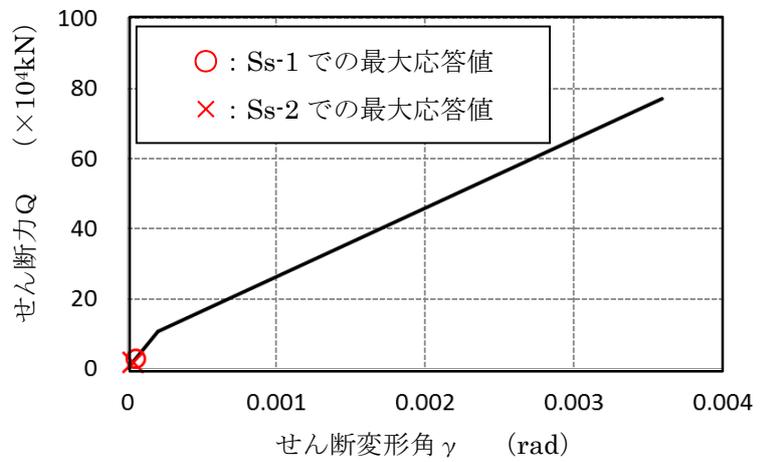
要素⑨のスケルトンカーブ (NS方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

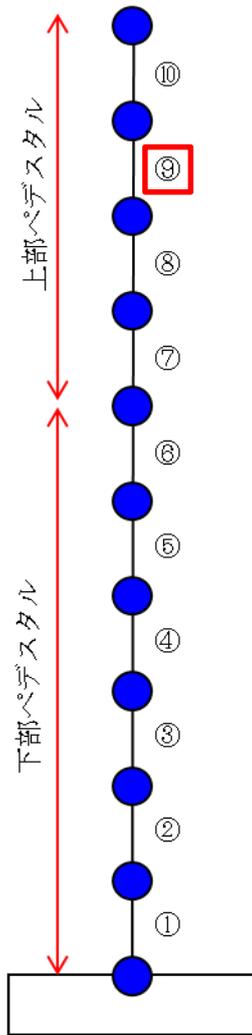


(b) せん断力ーせん断変形角関係

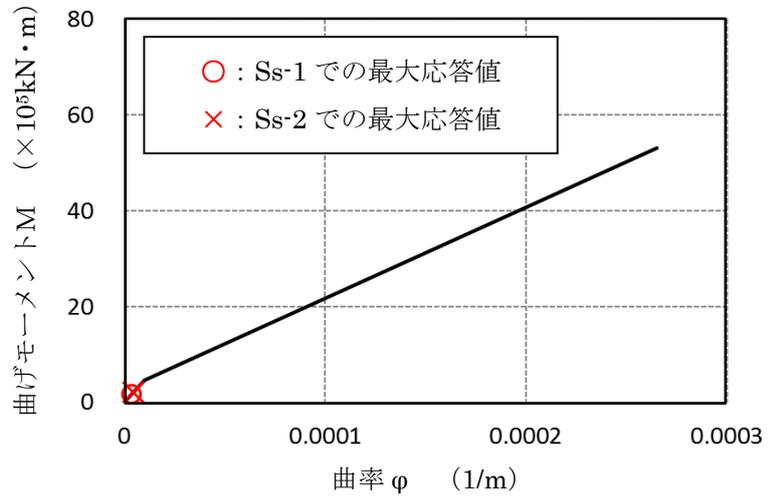
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTアルのスケルトンカーブ (17/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

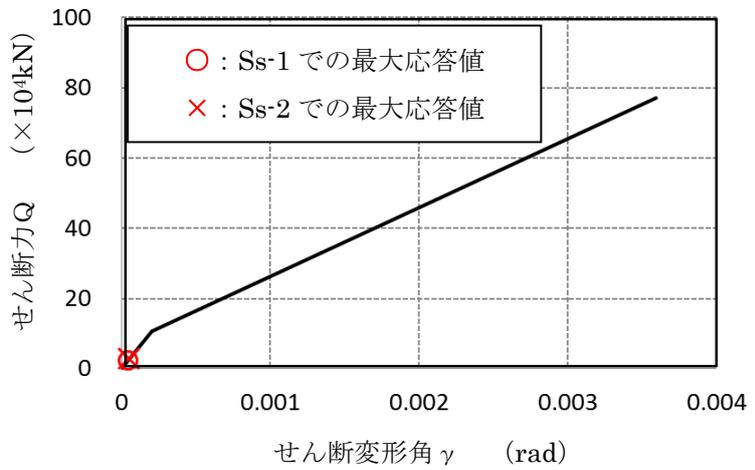
要素⑨のスケルトンカーブ（EW方向）



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

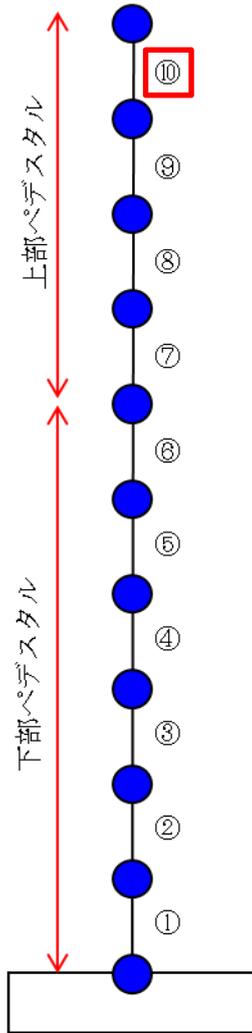


(b) せん断力ーせん断変形角関係

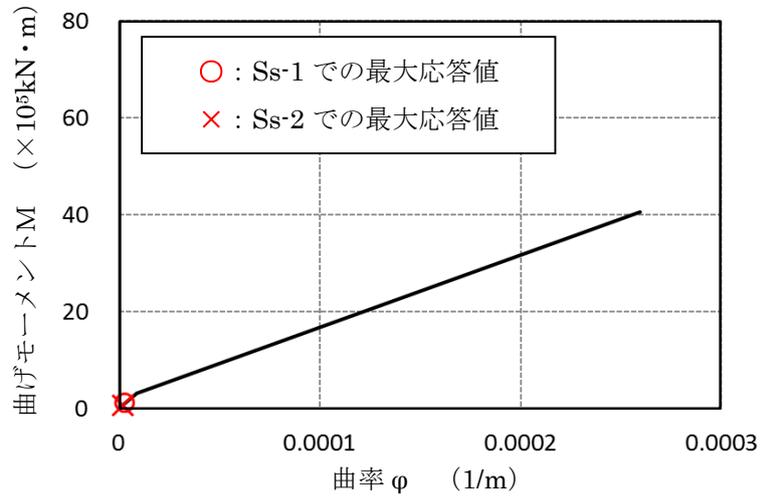
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTALのスケルトンカーブ（18/20）
（鋼板降伏点である第2折点までを算定）

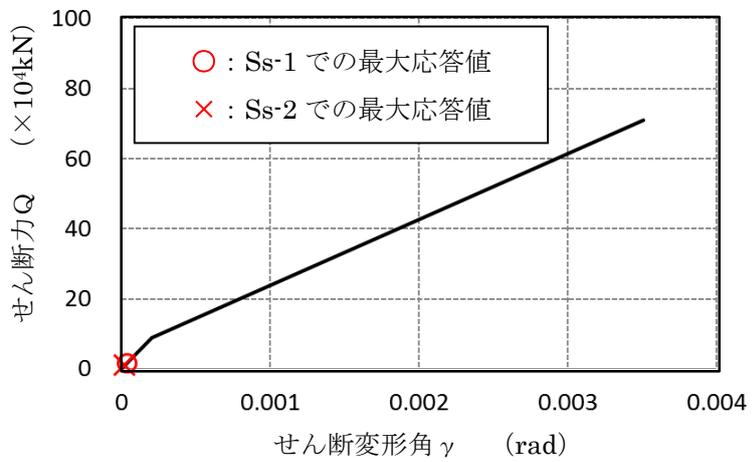
要素⑩のスケルトンカーブ (NS方向)



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係

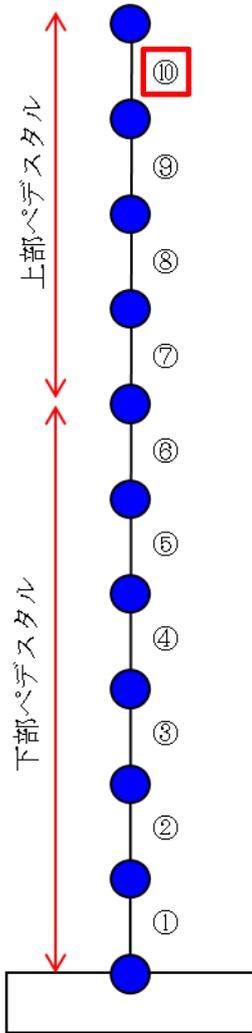


(b) せん断力ーせん断変形角関係

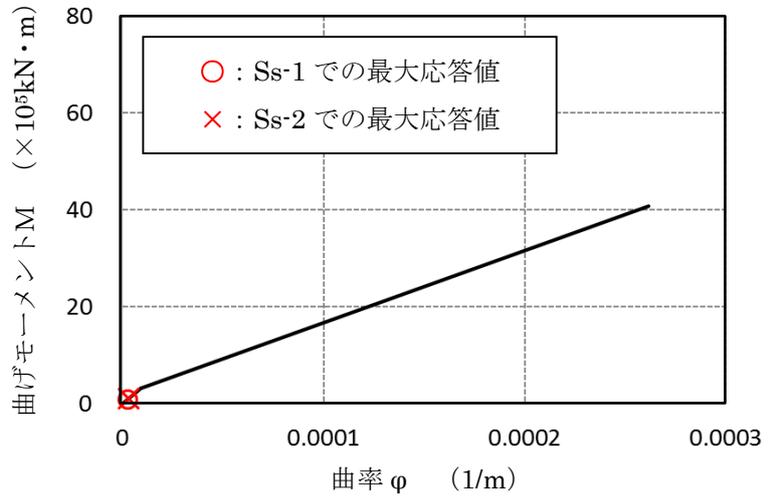
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTアルのスケルトンカーブ (19/20)
(鋼板降伏点である第2折点までを算定)

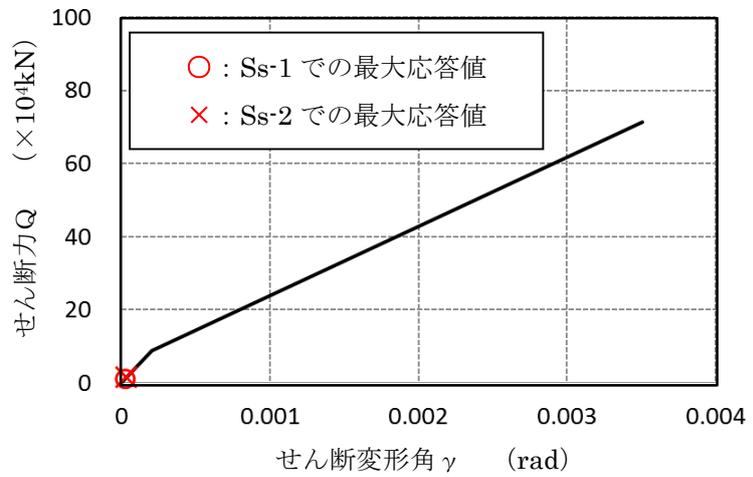
要素⑩のスケルトンカーブ（EW方向）



原子炉本体基礎
地震応答解析モデル概念図



(a) 曲げモーメントー曲率関係



(b) せん断力ーせん断変形角関係

※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTアルのスケルトンカーブ（20/20）
（鋼板降伏点である第2折点までを算定）

5 履歴特性の設定

(1) 検討目的

地震応答解析で応答が第一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復元力特性を実機に適用するにあたり、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より小さくなる履歴特性を設定する。

(2) 検討方法

試験結果に近い履歴特性と、SC 規程で定められている履歴特性をそれぞれ適用した地震応答解析を実施し、各々の消費エネルギー、即ち履歴減衰の大きさを比較する。

(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 5(3)-1 に示す。

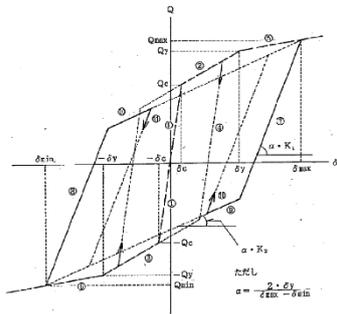
ケース A は、SC 規程を踏まえて、曲げとせん断の双方ともに最大点指向型の履歴特性を採用したケースである。

ケース B は、曲げ変形の履歴特性については、試験で得られた曲げ変形及びせん断変形の履歴特性（図 5(3)-2 参照）より、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が得られていることを踏まえ、曲げに対する履歴特性に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、せん断に対しては消費エネルギーがより小さな原点指向型の履歴特性を採用したケースである。

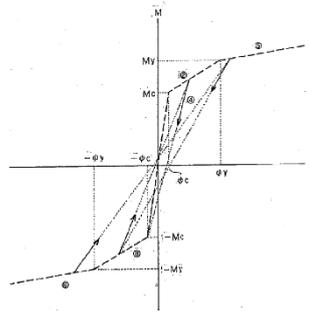
参考として、最大点指向型、ディグレイディングトリリニア型及び原点指向型の履歴特性のイメージを図 5(3)-1 に示す。

表 5(3)-1 履歴特性に関するパラメータスタディ

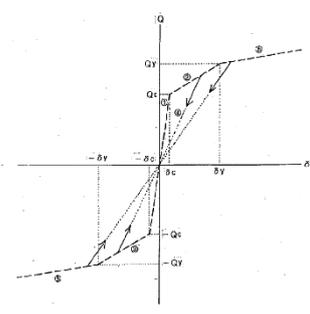
ケース	曲げ	せん断
ケース A (SC 規程準拠)	最大点指向型	最大点指向型
ケース B	ディグレイディング トリリニア型	原点指向型



(a)ディグレイディングトリリニア型

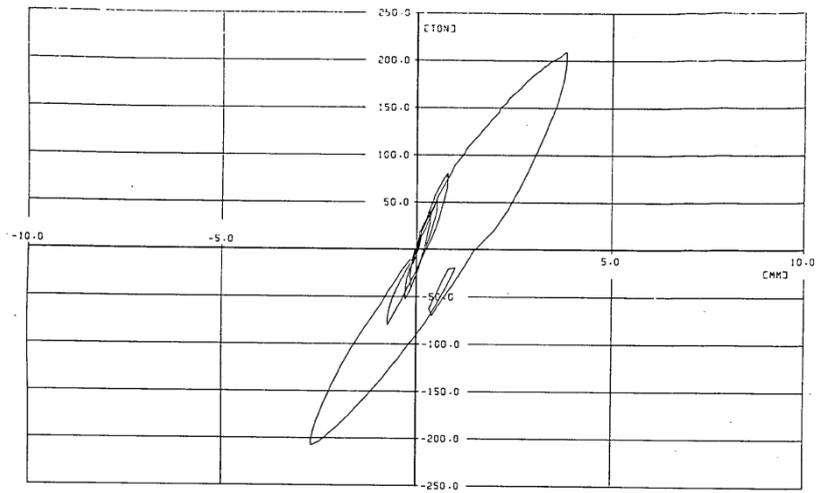


(b)最大点指向型

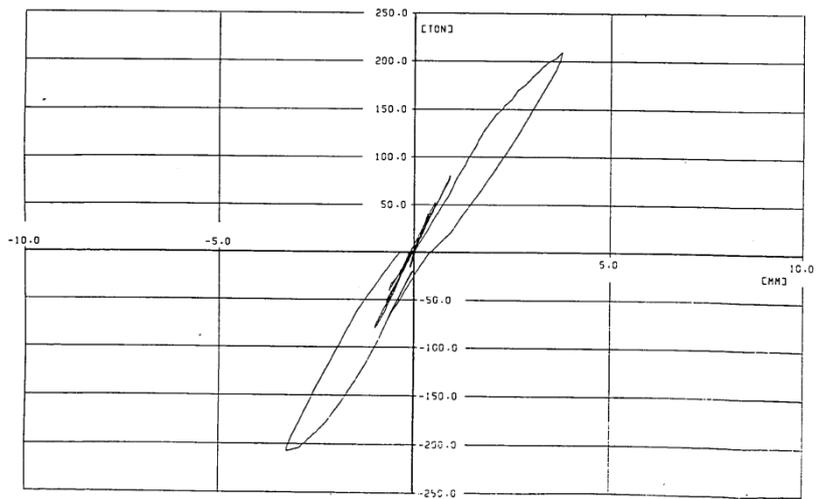


(c)原点指向型

図 5(3)-1 履歴特性のイメージ



(a) 水平力-曲げ変形関係



(b) 水平力-せん断変形関係

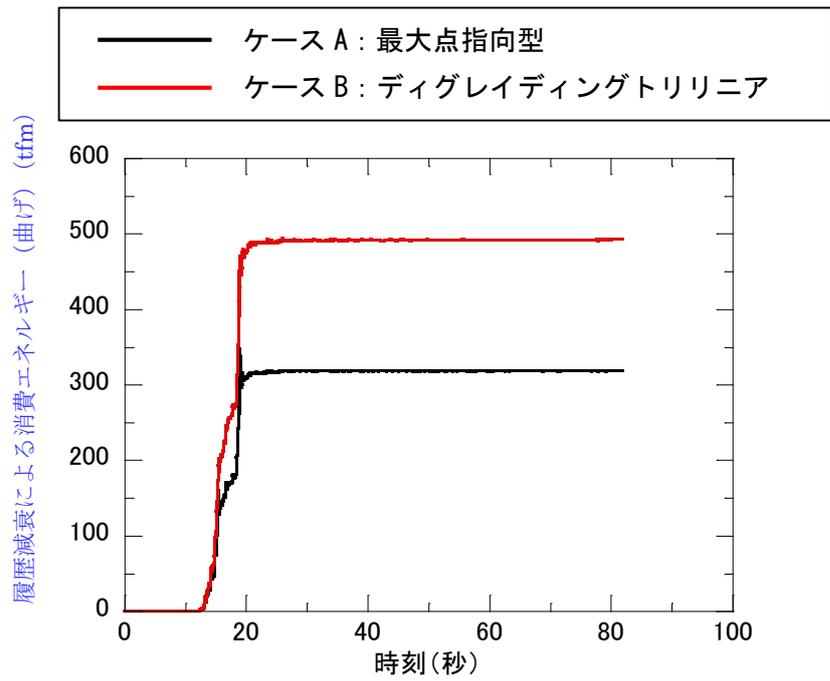
図 5(3)-2 実験における曲げ及びせん断の履歴特性
(2)より引用)

(4) 検討結果

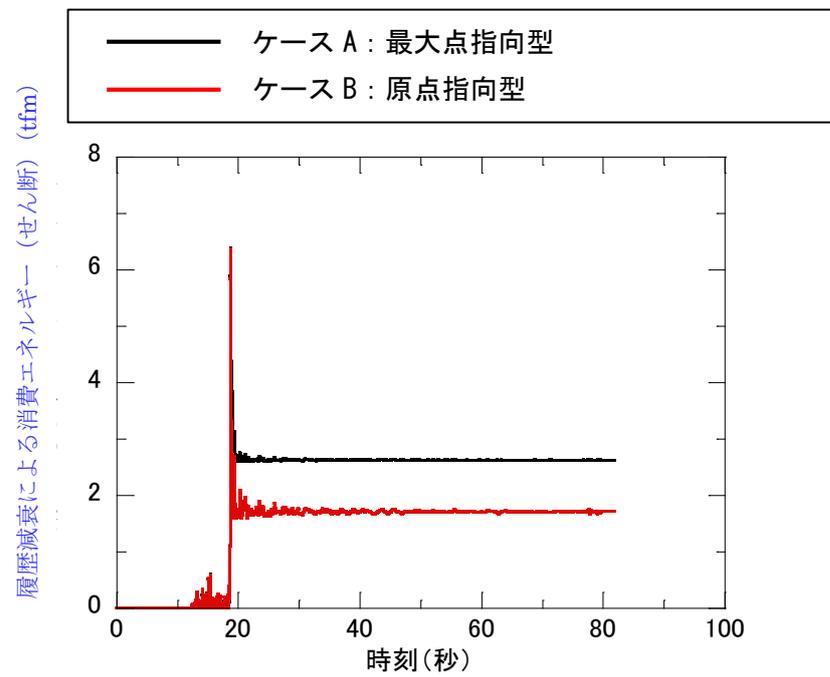
履歴減衰による消費エネルギーの累積値を比較したものを図 5(4)-1 に示す。曲げによる消費エネルギーは、せん断による消費エネルギーと比べると 2 桁大きいオーダーの値を示しており、消費エネルギーの観点からは曲げによる影響が大きく支配的であると言える。

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 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。

以上より、RPV ペDESTAL の弾塑性特性を考慮した復元力特性の履歴特性としては、消費エネルギーが小さく保守的な応答を与えると考えられるケース A の最大点指向型を採用することとした。



(a) 曲げ



(b) せん断

図 5(4)-1 履歴特性のパラメータスタディによる消費エネルギーの比較

6 まとめ

RPV ペDESTALの復元力特性について、SC 規程とその根拠となった既往研究に基づいて、RPV ペDESTAL固有の構造特性を反映したスケルトンカーブを設定し、実機を模擬した既往試験結果を用いてその妥当性及び適用性について確認した。

また、履歴特性については、SC 規程に基づく履歴特性と既往試験の結果に近い履歴特性を用いたパラメータスタディを実施し、保守的な応答が得られると考えられる履歴減衰による消費エネルギーの小さい SC 規程に基づく最大点指向型を採用することとした。

7 参考文献

- (1) 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
- (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) 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（1992年）
- (4) 菊地 他：原子炉本体基礎の弾塑性モデル化手法に関する研究 その1 復元力特性評価法の妥当性検討 日本建築学会学術講演梗概集（2010年）
- (5) 肱岡 他：原子炉本体基礎の弾塑性モデル化手法に関する研究 その2 復元力特性評価法の適用性検討 日本建築学会学術講演梗概集（2010年）
- (6) 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 日本建築学会学術講演梗概集（昭和61年）
- (7) 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平成20年度中間報告，JANTI-SANE-02，中越沖地震後の原子炉機器の健全性評価委員会，平成21年4月

添付資料-1：既往試験の概要、信頼性及び実機への適用性

1. 試験の概要

RPV ペDESTAL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⁽¹⁾（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 に示す。

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おり、測定される RPV ペDESTALの水平変形量の信頼性を確保している。

試験体頂部に水平力を加え、基礎スラブを不動点として全体変形 δ ($= \delta_s$ (せん断変形) $+ \delta_M$ (曲げ変形)) と δ_M を測定している。

加力レベルは、弾性範囲、設計荷重、設計荷重の 1.5 倍、鋼板降伏レベルを経て、荷重降下に至るレベルまで加力した。(加力変位特性は図 1-2 参照)

2. 試験結果の実機への適用性

試験体は、RPV ペDESTALの構造上の特徴を反映するため隔壁構造の SC 構造とし、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。柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉と試験体に関する RPV ペDESTALの仕様を表 2-1 に示す。

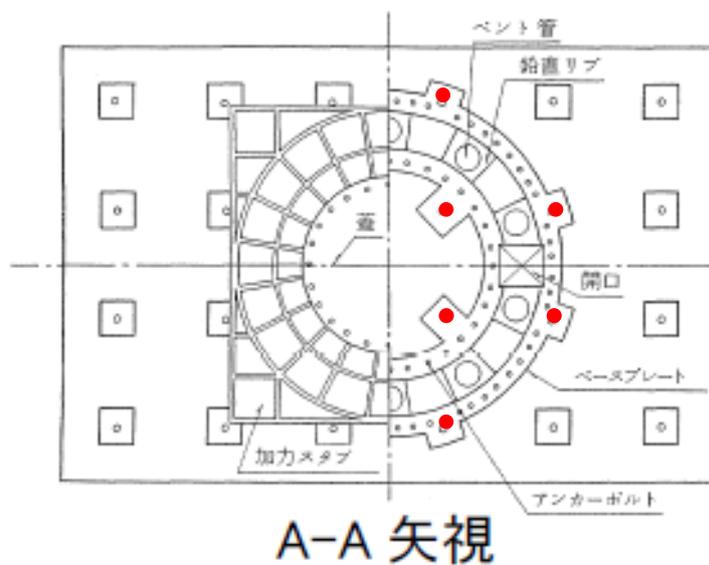
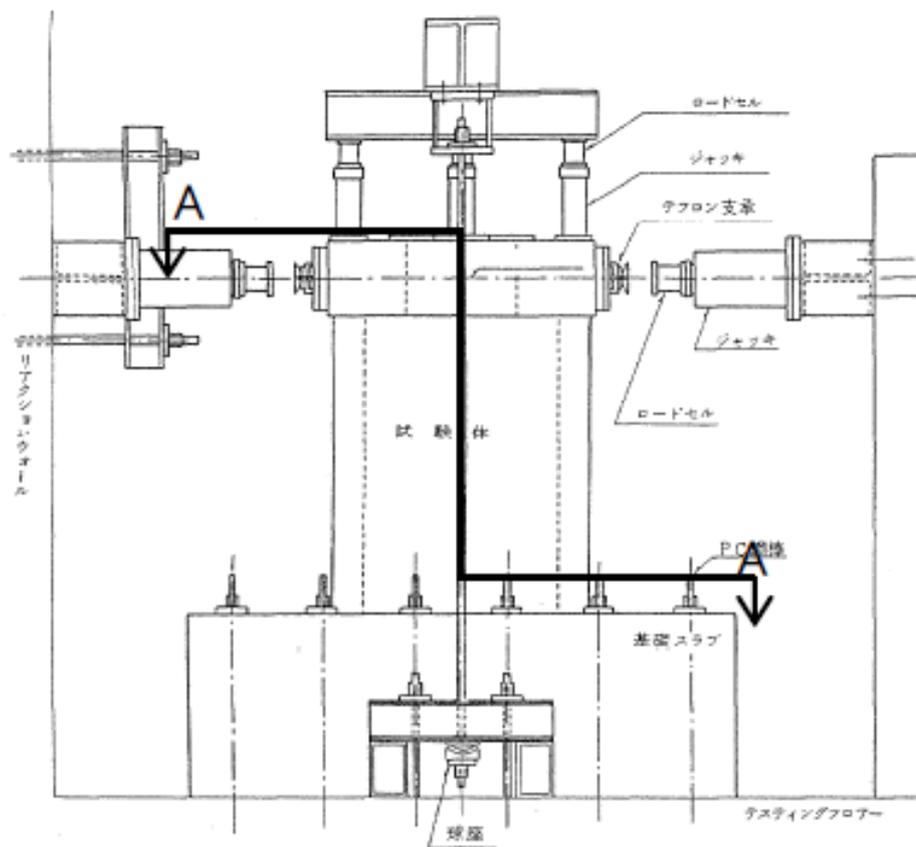
鋼材の材質やコンクリートの圧縮強度の差異については、試験体に対する SC 規程式を用いた荷重－変位特性を求める場合は、試験体に使用した材料の実測した剛性を用いることで適切に考慮している。

従って、本試験体の試験結果は、隔壁構造及びベント管を有した構造に対する SC 規程式の妥当性及び適用性の確認に適用可能である。

また、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。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。

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試験」，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 日本建築学会学術講演梗概集（昭和 61 年）



赤丸部は、P C鋼棒がベースプレートを押さえつけて設置されている部分を示す。

図 1-1 RPV ペダスタルの試験体と加力装置の概要
 ((1)より引用, 加筆)

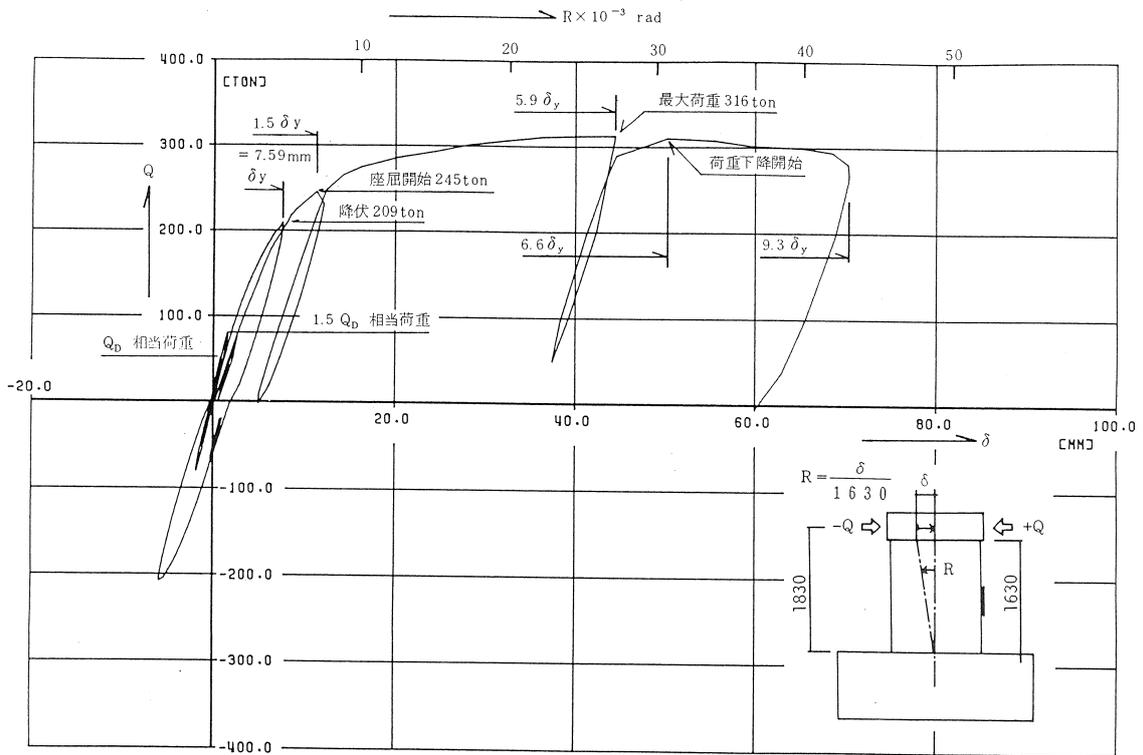


図 4.3.2(5)-11 水平力-加力スタブ水平変位 (ステップⅡ, V, VI)

(a) 水平力-水平変位特性 (曲げ+せん断)

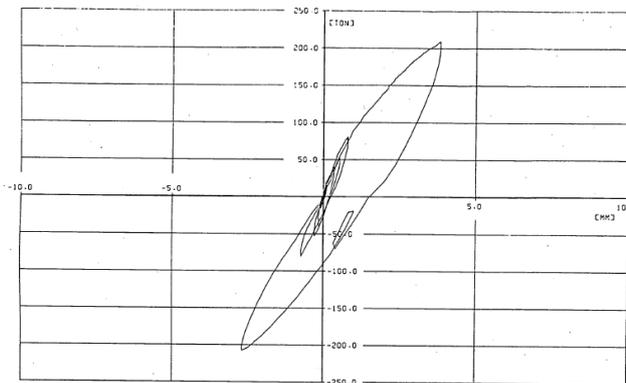


図 4.3.2(5)-23 荷重-曲げ変形関係 (δ_B)

(b) 水平力-水平変位特性 (曲げ)

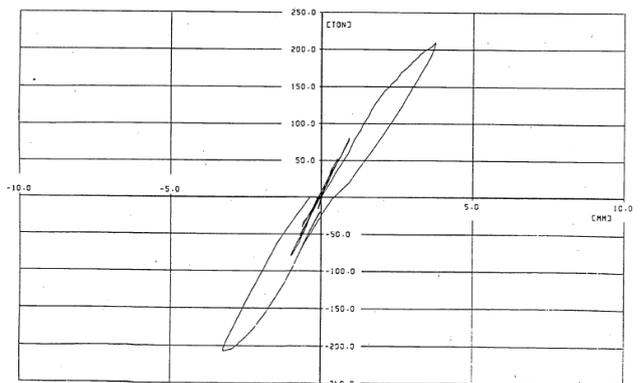


図 4.3.2(5)-24 荷重-せん断変形関係 (δ_S)

(c) 水平力-水平変位特性 (せん断)

図 1-2 試験で得られた加力変位特性
((1)より引用, 加筆)

表 2-1 RPV ペデスタル及び試験体の構造概要

項目		柏崎刈羽原子力発電所 6号炉及び7号炉	試験体
構造	鋼板コンクリート構造の型式	隔壁方式 ^{※1}	同左
	ベント管内蔵	あり ^{※2}	同左
(以下、参考)			
二重円筒部 (内筒及び 外筒鋼板)	高さ(mm)	20500	2030
	厚さ(mm)	1700	170
	内筒鋼板の内径(mm)	5300	530
	外筒鋼板の外径(mm)	7000	700
	内筒及び外筒鋼板の板厚(mm)	30	3.2
たてリブ	板厚(mm)	25	2.3
	個数	20	20
	配置(角度)	18°	18°
開口部	高さ×幅(mm)	3800×2200	378×220
ベント管	内径(mm)	1200	120
	個数	10	10
	配置(角度)	36°	36°
材質	鋼材	SPV490	SS400
	コンクリート 圧縮強度(kg/cm ²)	300	236

※1：柏崎刈羽原子力発電所の他号炉も含めて採用されている方式

※2：柏崎刈羽原子力発電所6号炉及び7号炉固有の構造（改良型沸騰水型原子炉）

添付資料-2：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. の通り 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。

従って、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 規程に基づき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、試験で実測された曲げ及びせん断の荷重-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 規程の前提が成立し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)

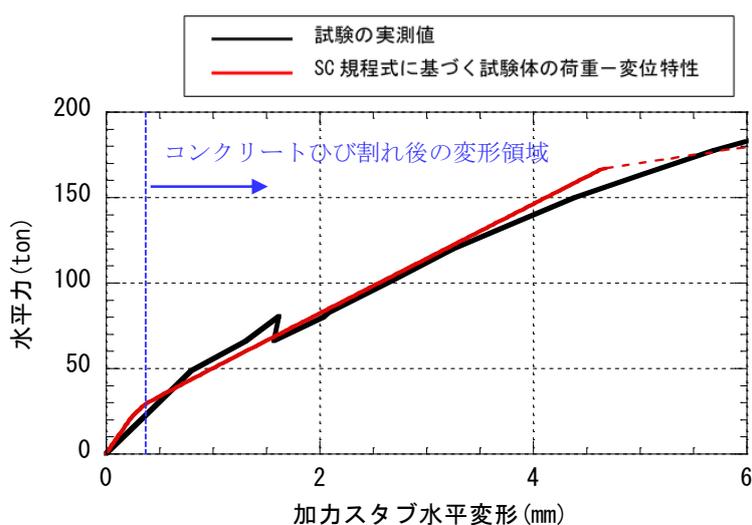


図1 荷重-変形関係の比較
(解析より求まる鋼板降伏点以降は点線で示す)

(参考) RPV ペDESTALへの圧縮荷重について

RPV ペDESTAL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表1の通りであって、実機 RPV ペDESTALの圧縮強度 (29.4N/mm²) 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 単位面積あたりの鉛直支持応力

実機 RPV ペDESTAL※	試験 (プレストレス力)
1.0N/mm ²	1.7N/mm ²

※RPV ペDESTALが支持する RPV、原子炉遮蔽壁、ダイヤフラムフロア等の総重量を、単位面積あたりの鉛直支持応力に換算

添付資料-4：SC規程式に基づく試験体の荷重変位特性の作成方法

1. 荷重変位特性の作成

(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 ϕ 関係，せん断力 Q —せん断変形角 γ 関係をもとに，荷重 P —変位 δ 関係を作成する。

図1に示す通り，頂部に荷重 P を作用させたときの全体変形 δ は曲げ変形 δ_b とせん断変形 δ_s の和で表され，曲げ変形 δ_b とせん断変形 δ_s を各層ごとに積み重ねることで，頂部における全体変位 δ を算出する。

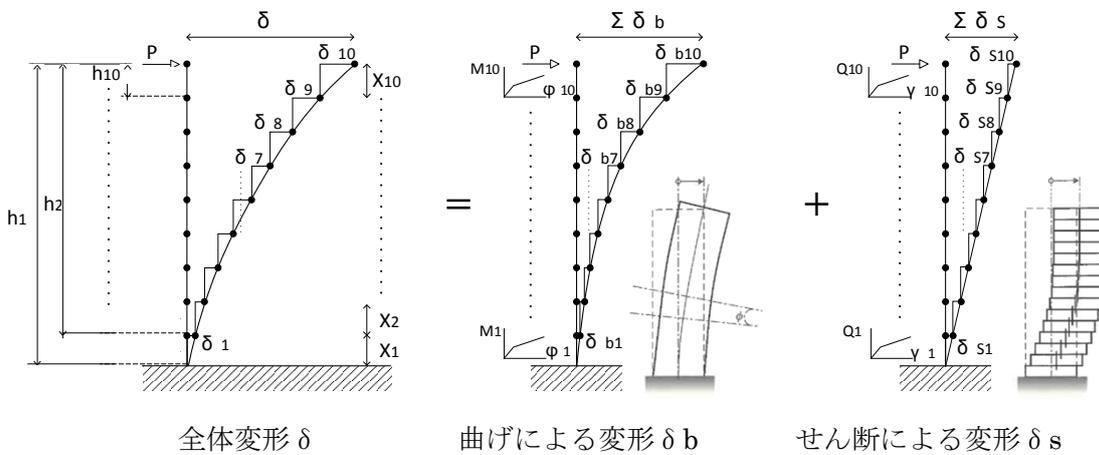


図1 算出方法のイメージ

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 δ_b 及び δ_s を算出し，荷重変位特性を作成する。

- 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 から，スケルトンカーブの $M-\phi$ ， $Q-\gamma$ 関係より，各層の ϕ ， γ 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 ϕ
各層の $Q \rightarrow$ スケルトンカーブ ($Q-\gamma$ 関係) \rightarrow 各層の γ
- ③ 各層の ϕ ， γ から，各層の曲げ変形 δ_b ，せん断変形 δ_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 δ_b ， δ_s を足し合わせ，全体の δ を求める。
 $\delta = \sum \delta_b + \sum \delta_s$

※ 曲げ変形 δ_b の算出について

曲げ変形 δ_b を算出するにあたり、図 2 の様に以下を定義する。

X_i : 曲げ変形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

θ_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 ϕ と曲率の逆数である曲率半径 ρ 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 θ より各層の曲げ変形 δ_{bi} を表すと

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

となる。そのため全体の曲げ変形 δ_b は以下の式で求めることができる。

$$\begin{aligned} \delta_b &= \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \delta_4 + \dots \\ &\doteq (h_1 \times \theta_1) + (h_2 \times \theta_2) + (h_3 \times \theta_3) + (h_4 \times \theta_4) + \dots \\ &\doteq (h_1 \times X_1 \times \phi_1) + (h_2 \times X_2 \times \phi_2) + (h_3 \times X_3 \times \phi_3) + (h_4 \times X_4 \times \phi_4) + \dots \end{aligned}$$

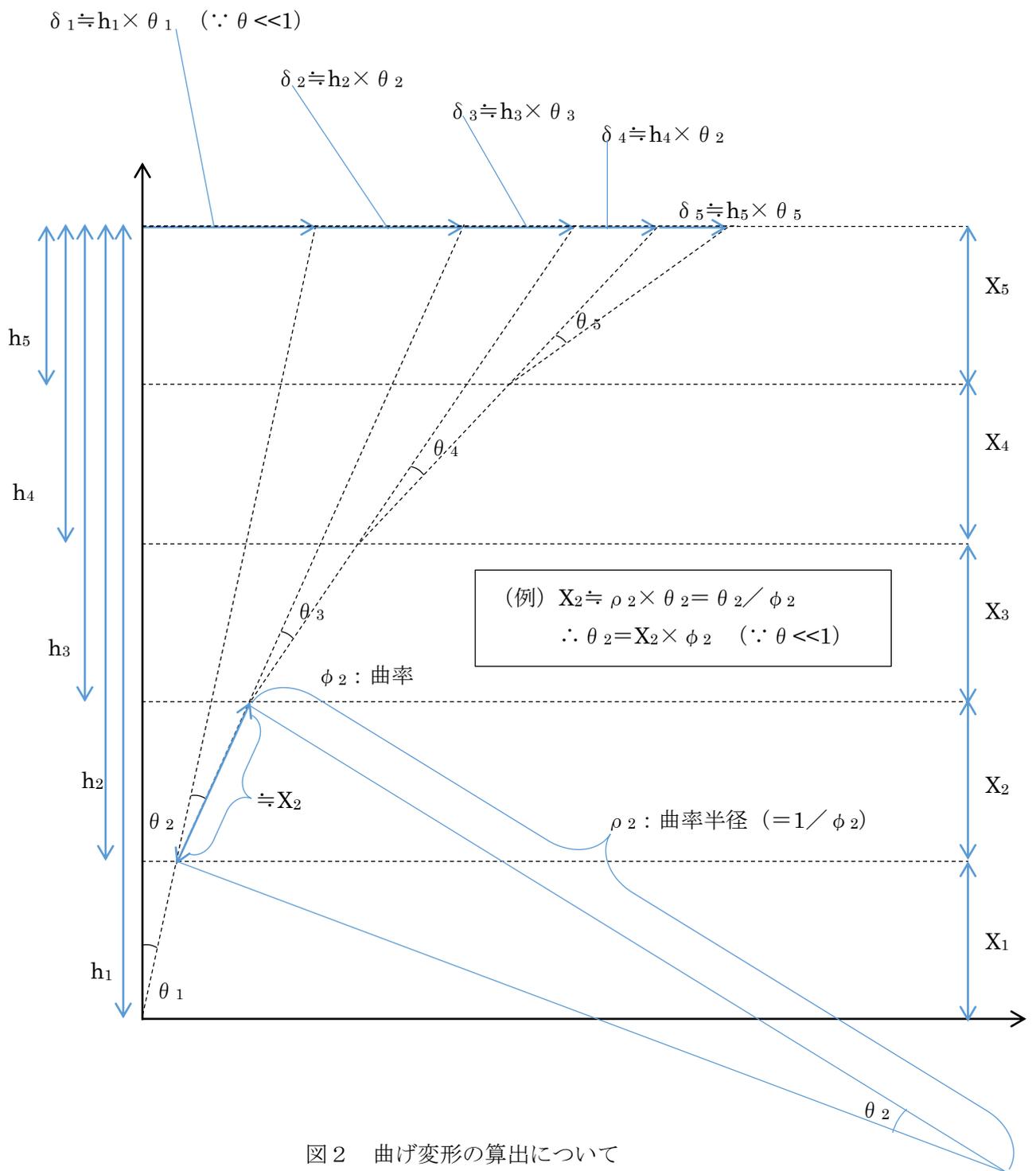
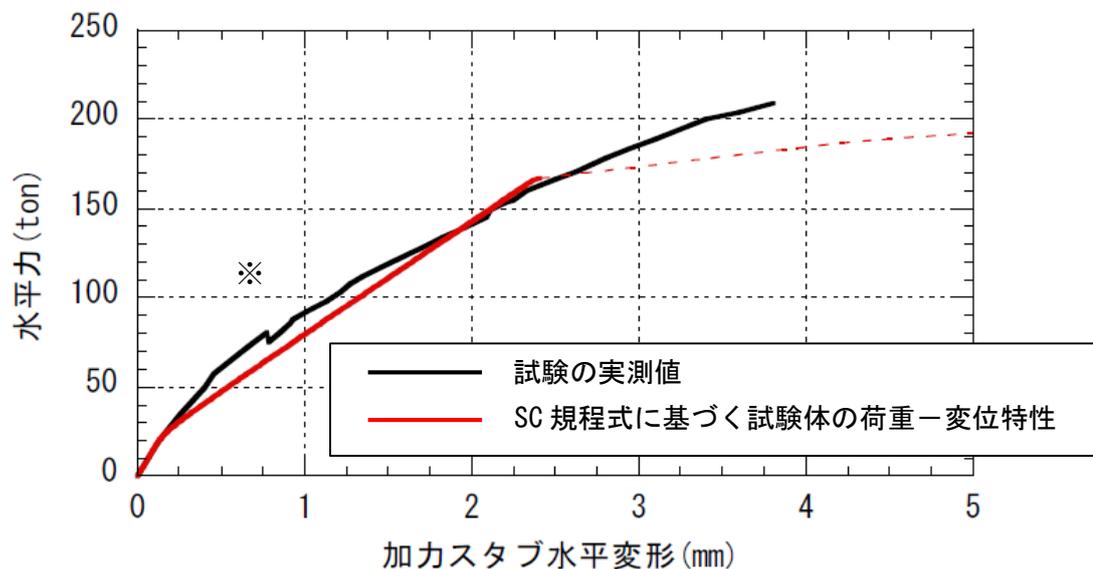


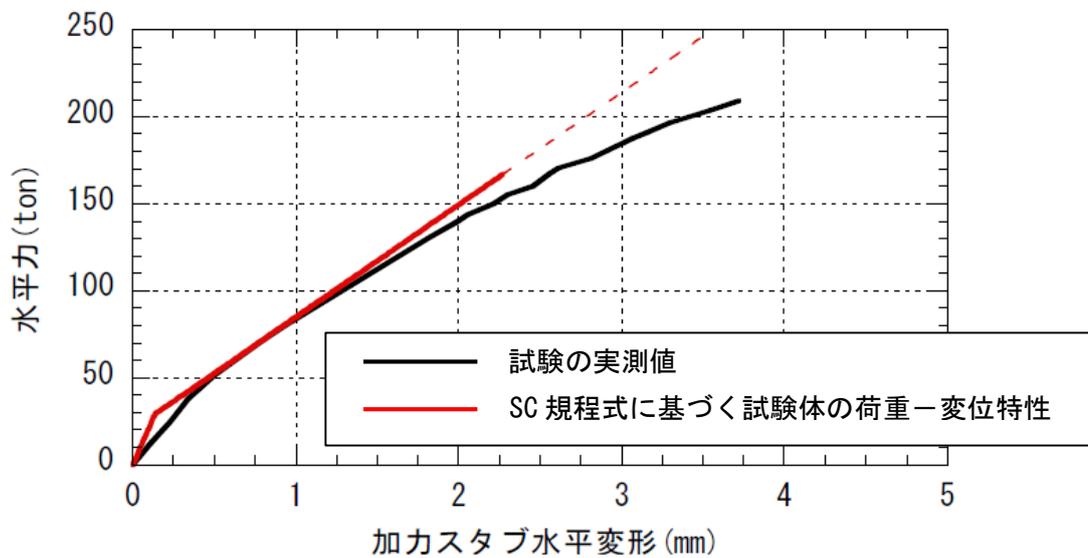
図2 曲げ変形の算出について

(2) 荷重変位特性

前項 (1) に基づき作成した曲げ及びせん断の荷重変位特性を図 3 に示す



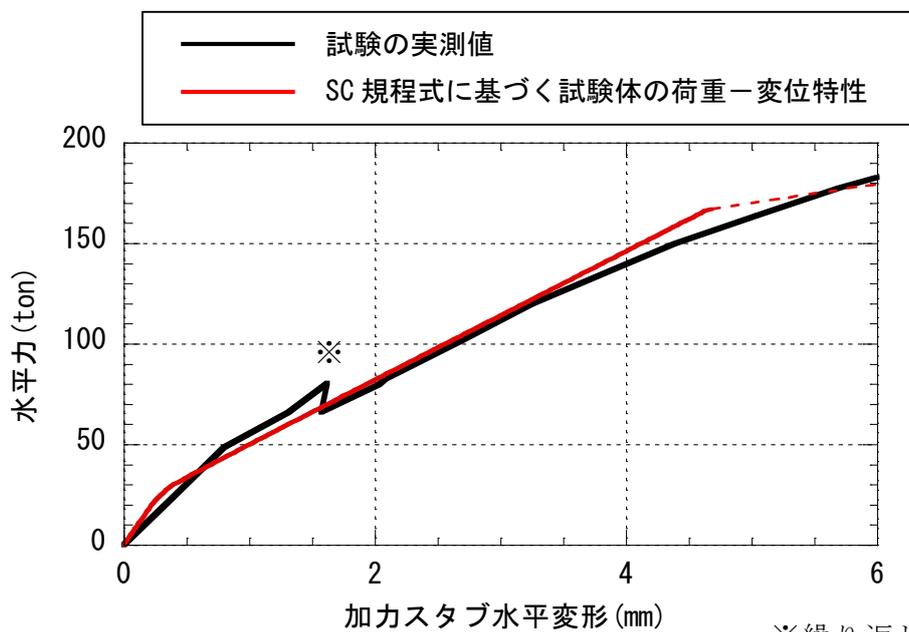
(a) 曲げ変形の比較



(b) せん断変形の比較

※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 荷重-変形関係の比較 (1 / 2)
(解析より求まる鋼板降伏点以降は点線で示す)



(C)適用範囲近傍の拡大図

※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点

図3 荷重-変形関係の比較 (2 / 2)
(解析より求まる鋼板降伏点以降は点線で示す)

2-1 原子炉格納容器コンクリート部の
応力解析における弾塑性解析の採用について

目 次

1. 概要	1
2. 既工認モデルと今回工認で採用予定のモデルの差異について	1
2. 1 原子炉格納容器の構造概要	1
2. 2 既工認モデルと今回工認で採用予定のモデルの差異について	3
2. 3 既工認との差異についての考察	7
3. 弾塑性解析を採用する目的と論点について	9
3. 1 弾塑性解析を採用することの目的	9
3. 2 弾塑性解析を採用するにあたっての論点	10
4. 材料構成則の適用性・妥当性について	12
4. 1 コンクリート（引張側）	12
4. 2 コンクリート（圧縮側）	21
4. 3 鉄筋（圧縮側、引張側）	21
5. まとめ	24

添付資料ー1 有効性評価における RCCV 検討時の評価モデルとの差異について

添付資料ー2 CCV 規格における許容限界設定の考え方について

添付資料ー3 コンクリート引張側構成則に関する影響検討

1. 概要

6号炉及び7号炉原子炉格納容器コンクリート部（以下、「RCCV」という）の応力解析において、荷重状態IVにおける評価のうち基準地震動 S_s を含む荷重組合せでは基本的に弾塑性解析を採用する予定である。本資料は、鉄筋コンクリート構造物の3次元弾塑性解析応力解析が先行電力を含めた既工認での採用事例がないことを踏まえ、その妥当性・適用性について説明するものである。

本資料では、まず既工認モデルと今回工認モデルの差異について整理・考察し、新手法としての妥当性を確認すべき項目として、弾塑性応力解析の採用のみが抽出されることを確認する。その上で、弾塑性解析を採用する際の論点を整理する。次に、抽出された論点に対して、既往の研究から得られた知見の整理を通して、その適用性又は妥当性について考察する。

2. 既工認モデルと今回工認で採用予定のモデルの差異について

2. 1 原子炉格納容器の構造概要

RCCVの構造は6,7号炉ではほぼ同じであるため、構造概要については7号炉を代表として説明する。

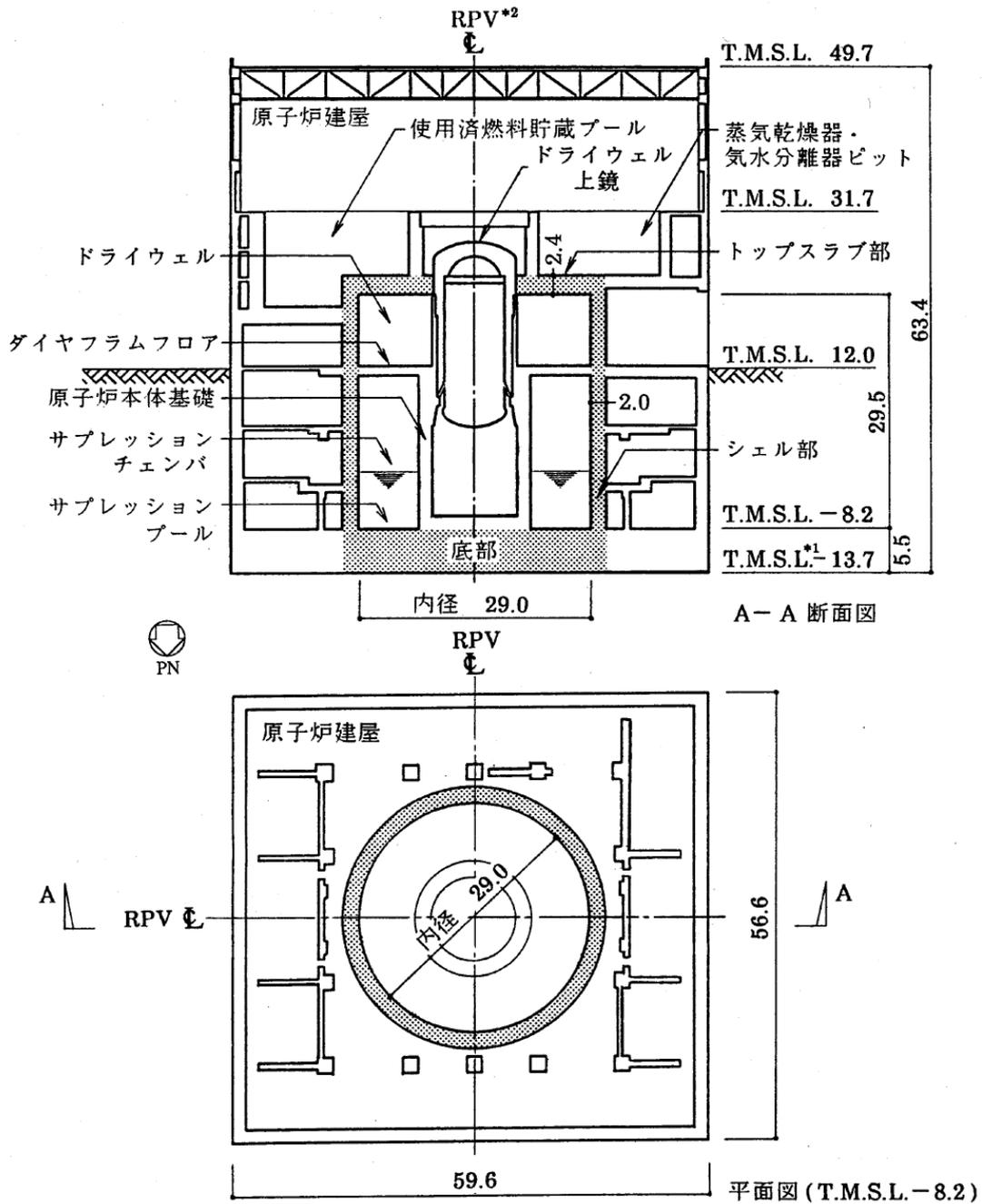
原子炉格納容器は、コンクリート部が耐圧、耐震およびしゃへいの機能を有し、コンクリート部に内張りした鋼板であるライナプレートが漏えい防止の機能を有する鉄筋コンクリート製原子炉格納容器である。

コンクリート部は、シェル部、トップスラブ部および底部から構成され、シェル部は、原子炉建屋の床と接合されている。また、トップスラブ部の一部は、使用済燃料貯蔵プール、蒸気乾燥器・気水分離器ピット等を兼ねる構造となっている。底部は、RCCVおよびこれを取り囲む原子炉建屋の共通の基礎となっている鉄筋コンクリート造の基礎スラブであり、平面の形状は、NS方向56.6m、EW方向59.6mの矩形である。

RCCVの内径は29.0m、底部上端からトップスラブ部下端までの高さは29.5m、ドライウエル上鏡を含めた全体高さは約36mである。RCCVの概要を図2-1に示す。

RCCVの内部は、ダイヤフラムフロアおよび原子炉本体基礎によりドライウエルとサブレーションチェンバに区分されている。

基礎スラブは、RCCVの底部となっている部分とそれ以外の部分より構成され、特にRCCV底部は、圧力バウンダリを構成するように設計されている。また、その上面には、漏えい防止の機能を有するライナプレートが設けられている。



注記 *1: 東京湾平均海面 (以下, 「T.M.S.L.」と略す。)

*2: 原子炉圧力容器 (以下, 「RPV」と略す。)

注:  部分は, 原子炉格納容器を示す。

(単位: m)

図 2-1 RCCV の概要 (7号炉の例)

2. 2 既工認モデルと今回工認で採用予定のモデルの差異について

まず、既工認で採用した RCCV の解析モデルと今回工認で採用する予定の解析モデルとの差異を整理し、論点となりうる項目を整理する。

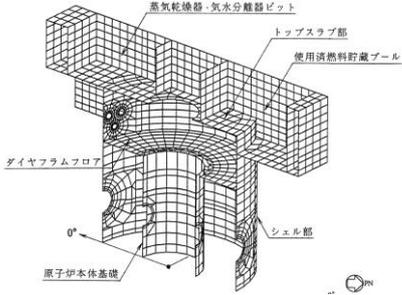
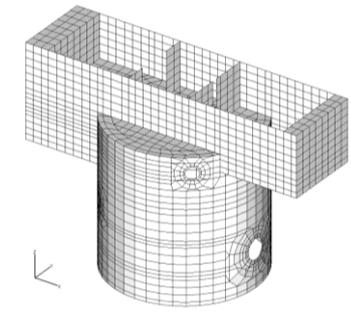
既工認における RCCV の解析モデルと今回工認で採用予定の解析モデルの比較表を表 2-1 に示す。また、今回工認で採用予定の解析モデルの境界条件、拘束条件を表 2-2 に示す。

表 2-1 で整理した通り、既工認と今回工認における解析モデルの差異としては、以下の 3 点が抽出された。

- (1) 既工認時に半割モデルとしていたものを全周モデルとしたこと
- (2) 応力解析に弾塑性解析を採用すること
- (3) コンクリートの物性値（ヤング係数、ポアソン比）

なお、上記は今回工認の耐震設計で用いる評価モデルと既工認の耐震設計の評価モデルとの差異を整理した結果であるが、今回工認の重大事故評価で採用予定の RCCV の評価モデルについても、既往の有効性評価時の検討（200℃2Pd 条件時の RCCV 構造健全性評価）で用いた RCCV の評価モデルから一部モデルを見直す予定である。そこで、有効性評価時と工認時のモデル化の差異及び差異が既往の有効性評価時の解析結果に与える影響について検討を実施した。その結果を添付資料-1 に示す。

表 2-1 応力解析モデル及び手法の比較 (RCCV)

項目	内容	既工認時	今回工認時
解析手法		・ 3次元 FEM モデルを用いた応力解析	・ 同左
解析コード		・ NASTRAN	・ NASTRAN (弾性解析 ^{※1}) ・ ABAQUS (弾塑性解析 ^{※2})
モデル化		・ 構造が東西軸に対してほぼ対称であることを踏まえ北半分の 180° のみをモデル化 (半割モデル)	・ 360° 全周をモデル化
要素分割		シェル要素：シェル部，トップスラブ部 ROD 要素，BAR 要素：境界条件の設定に使用	・ 同左
材料物性		・ コンクリートのヤング係数 $E=2.7 \times 10^6 \text{t/m}^2$ ・ コンクリートのポアソン比 $\nu=0.167$ ・ コンクリートの線膨張係数 $\alpha= 1.0 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$	・ コンクリートのヤング係数 $E=2.88 \times 10^{-3} \text{ kN/mm}^2$ ^{※3} ・ コンクリートのポアソン比 $\nu=0.2$ ^{※4} ・ コンクリートの線膨張係数 $\alpha= 1.0 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$ (変更無し)
評価方法	応力解析	S1 及び S2：弾性応力解析	Ss：弾塑性応力解析 Sd：弾性応力解析
	許容限界	・ 部材に発生する応力・ひずみが許容限界を超えないことを確認 ^{※5}	・ 同左 ^{※5}
モデル図			

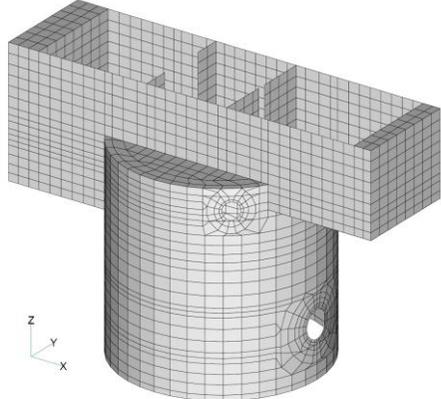
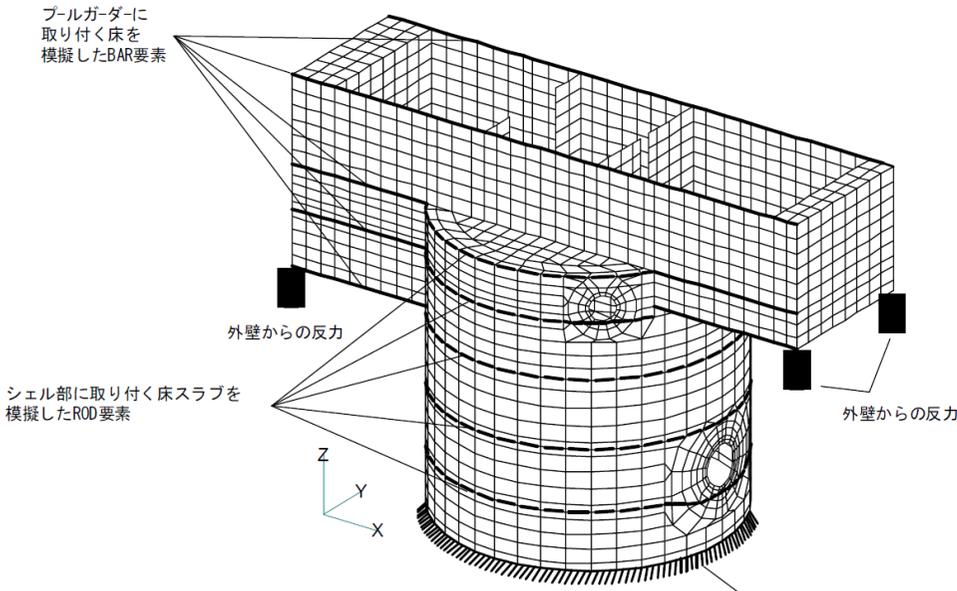
※1, 2：基準地震動 Ss を含む荷重組合せに対して弾塑性解析を実施し，弾性設計用地震動 Sd を含む荷重組合せに対しては弾性解析を実施する。

※3：コンクリートのヤング係数としては、RCCVが原子炉建屋の躯体の一部であることを鑑み、地震応答解析モデルで採用する数値（実剛性）を準用する方針である。なお、表に記載した数値は暫定値であり、原子炉建屋の地震応答解析モデルに関する審査が完了し、原子炉建屋の地震応答解析で用いる物性値が確定した段階で、原子炉建屋の地震応答解析モデルでの最終的な採用値と整合させる予定。また、応力評価に用いるコンクリート強度としては、既工認と同様に設計基準強度を採用する方針である。

※4：適用規準を日本建築学会「原子炉施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（2005）に見直したことによる。

※5：許容限界については、既工認時：通商産業省告示 452 号「コンクリート製原子炉格納容器に関する構造等の技術基準」、今回工認：「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」に基づき設定しているが、数値は同じである。荷重状態Ⅳ（ S_s （既工認時は S_2 ）を含む荷重組合せ等）の場合は、鉄筋： 5000μ 、コンクリート： 3000μ という鉄筋及びコンクリートの非線形化を許容するような許容限界となっているが、この数値が設定された経緯及び考え方について整理した結果を添付資料-2 に示す。

表 2-2 RCCV の応力解析におけるモデル化、境界条件、拘束条件

モデル概要	境界条件、拘束条件
<p>○モデル化範囲 使用済燃料プール、蒸気乾燥器・気水分離器ピット及びダイヤフラムを含めて 360° モデル化</p>	<p>基礎スラブ及び床との境界条件</p> <p>基礎スラブとシェル部とは固定とし、シェル部及びプールガードに取り付く床スラブはそれぞれ梁要素 (ROD 要素・BAR 要素*) としてモデル化</p>
<p>○使用要素 シェル要素, ROD 要素, BAR 要素</p>  <p style="text-align: center;">応力解析モデル</p>	 <p>※ROD要素：軸剛性のみ有する線材要素 BAR要素：軸剛性・曲げ剛性・せん断剛性を有する線材要素</p> <p style="text-align: center;">基礎スラブ及び床スラブとの境界</p>

2. 3 既工認との差異についての考察

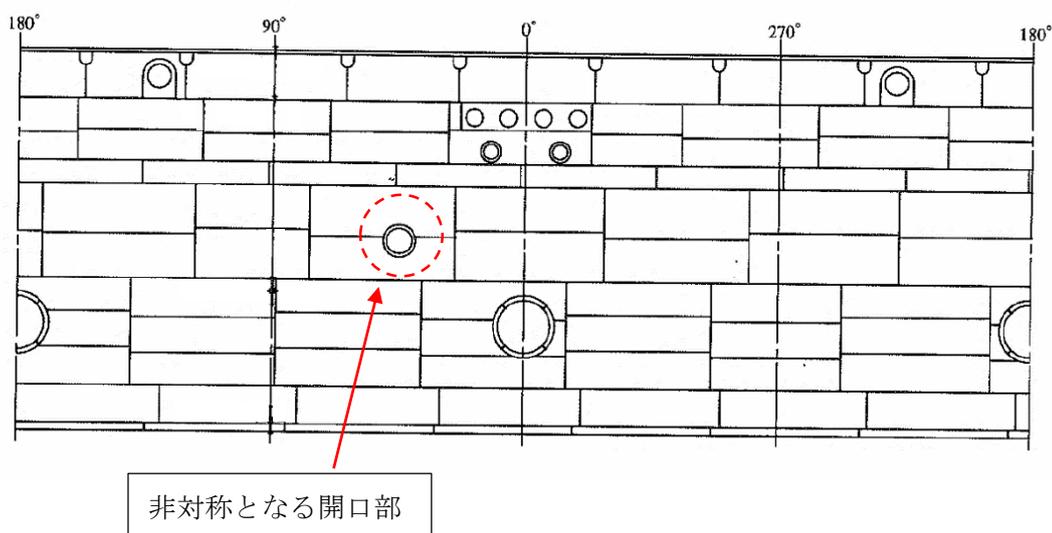
(1) 応力解析に弾塑性解析を採用することについて

弾塑性応力解析については、基準地震動 S_s による地震動の増大に伴い、原子炉建屋の鉄筋コンクリート構造全体としての挙動が弾塑性領域に入ると考えられることから、弾塑性挙動を適切に評価するために採用するものである。ただし、先行電力を含めた既工認で採用された事例がなく、手法自体の変更となることから解析結果に与える影響も大きいと判断し、以降でその詳細について分析・検討し、今回工認で新手法として採用することの妥当性を確認することとする。

(2) 既工認時に半割モデルとしていたものを全周モデルとしたことについて

既工認で使用した半割モデルは、RCCV が東西軸に対してほぼ対称な構造となっていることを踏まえ、建設当時の計算機速度等を考慮して作成したものであり、北半分のみをモデル化している。また、その妥当性については、建設当時実施した構造実験のシミュレーション解析を行うことにより確認しているものである。ただし、RCCV は完全な対称構造ではなく、図 2-2 に示す通り、ドライウェル上部の開口部に差異があり、この開口部周辺の評価を正確に行うためには、全周モデルとし解析することが望ましいと考えられる。

現在の計算機速度等を踏まえると、全周モデルにより解析を実施することが可能であることから、今回工認で採用予定の解析モデルでは、弾性解析、弾塑性解析共に全周モデルを採用することとした。これは非対称条件をより正確に評価するための変更であることから、本変更点については、論点としては扱わないこととする。



RCCV 外周展開図

図 2-2 RCCV シェル部の開口部の非対称性

(3) コンクリートの物性値（ヤング係数，ポアソン比）

コンクリートの物性値のうち，ヤング係数については，原子炉建屋の動解モデルで使用する物性値と整合の取れた値（実剛性）を採用する予定であり，表 2-1 には現段階の暫定値を示している。実剛性の設定値の妥当性については，原子炉建屋の動解モデルの審査における論点となっており，動的解析モデルの審査の中で妥当性を説明する予定である。また，原子炉建屋の動的解析モデルに関する審査が完了し，原子炉建屋の解析で用いる物性値が確定した段階で，RCCV の応力解析で採用する値についても修正する予定である。また，応力評価に用いるコンクリート強度としては設計基準強度を採用する方針である。

一方，ポアソン比の変更については適用規準を日本建築学会「原子炉施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（2005）に見直したことによるものであり，同様の変更については先行審査でも認可実績があり，論点とはならないと考えている。

以上のことから，コンクリートの物性値の変更については，本資料における論点としては取り扱わないこととする。

3. 弾塑性解析を採用することの目的と論点について

3. 1 弾塑性解析を採用することの目的

弾性解析と弾塑性解析の応答性状の違いを示した概念図を図 3-1 に示す。弾性解析は、どれだけ入力が大きくなっても初期の剛性が維持され続けるという仮定での解析を実施することとなるので、入力レベルが小さい場合は実現象を精度良く再現することが出来るが、入力の増大により挙動が弾塑性領域に入るような場合、部材の塑性化により剛性が低下する現象を模擬できない。そのため、実挙動が弾塑性に入る場合に弾性解析を用いると、せん断力を過大に評価し、せん断ひずみ（変形量）は過小に評価することとなる。この傾向は入力が大きくなればなるほど、より顕著になると考えられる。

今回工認では、基準地震動 S_s による地震動の増大に伴い、原子炉建屋の鉄筋コンクリート構造全体としての挙動が弾塑性領域に入ると考えられることから、入力レベルに応じた構造物の挙動を適切に評価することを目的として弾塑性解析を採用することが必要であると判断した。

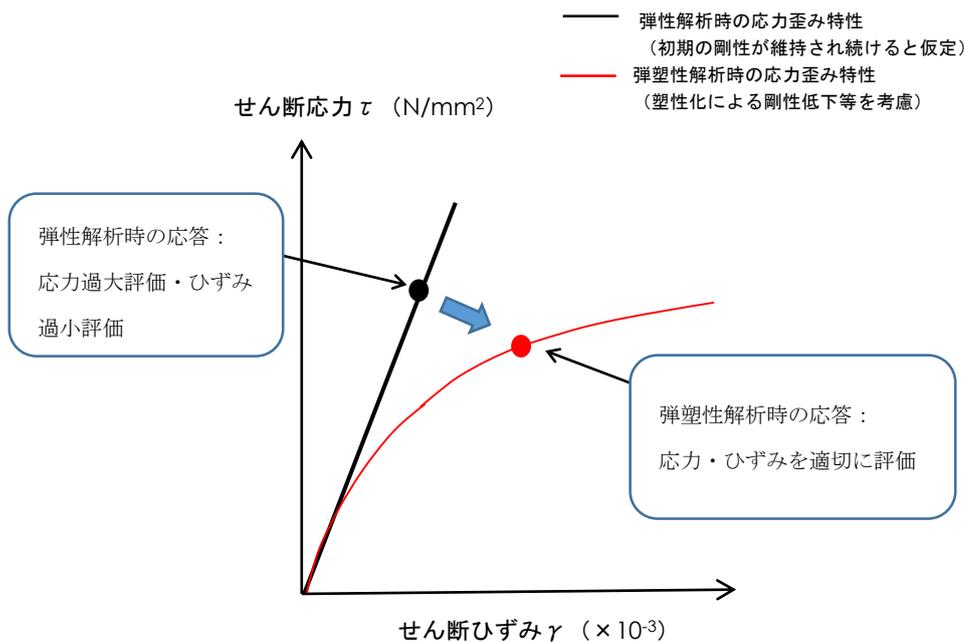


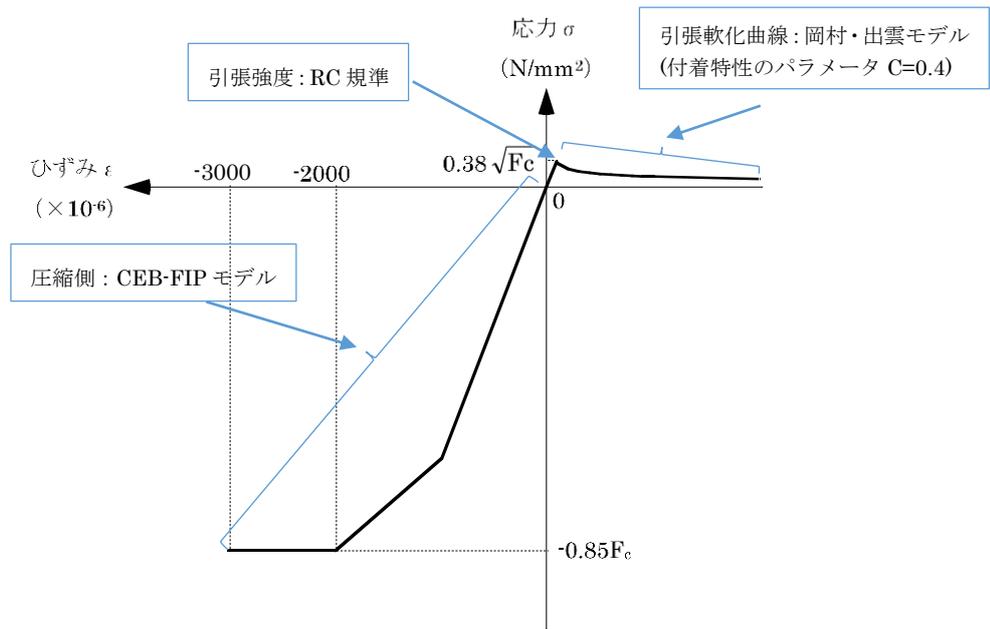
図 3-1 弾性解析と弾塑性解析の違い（概念図）

3. 2 弾塑性解析を採用するにあたっての論点

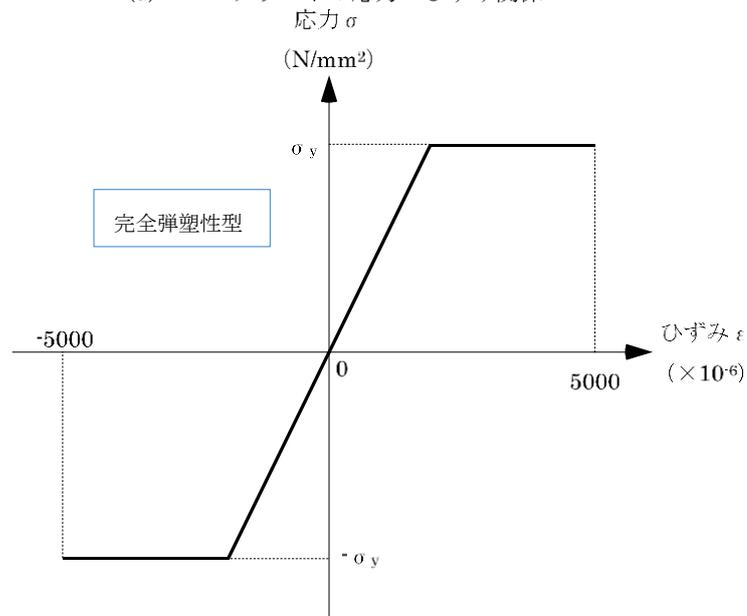
3. 1で説明したとおり、RCCVの応力解析に弾塑性解析を取り入れることによる利点としては、既工認で採用していた弾性解析では表現出来ないような大入力時の弾塑性挙動を評価できることにある。弾塑性挙動を適切に評価するにあたっては、弾塑性領域を含めた鉄筋及びコンクリートの材料構成則（材料の応力とひずみの関係をモデル化したもの）を適切に設定し解析を実施する必要があると考えられる。

今回の工認で採用予定の材料構成則を図3-3に示す。ここで、コンクリート（圧縮側）はCEB-FIP^[1]モデル、コンクリート（引張側）はRC規準^[2]（ひび割れ点の評価）と岡村・出雲モデル^[3]（ひび割れ点以降の引張軟化曲線）、鉄筋（圧縮・引張側）は完全弾塑性型を用いているが、弾塑性挙動へ与える影響が大きいため、その設定の妥当性・適用性については十分に確認する必要があると判断し、「材料構成則の設定の妥当性」を弾塑性解析採用にあたっての論点として位置づけ、その妥当性・適用性を検討することとした。

なお、コンクリートの構成則の設定において、初期剛性については実剛性、最大応力を決める際のコンクリート強度（図3-3における $0.38\sqrt{F_c}$ 及び $0.85F_c$ の F_c の値）としては設計基準強度を採用する方針である。



(a) コンクリートの応力-ひずみ関係



(b) 鉄筋の応力-ひずみ関係

F_c : コンクリートの設計基準強度, σ_y : 鉄筋の降伏強度

図 3-4 採用予定の材料構成則

4. 材料構成則の適用性・妥当性について

RCCV の応力解析では、基準地震動 S_s による外力の増大に伴い、鉄筋コンクリート部材の塑性化が想定されることから、鉄筋コンクリートの弾塑性挙動を踏まえた適切な評価を実施するために弾塑性解析を採用する予定である。その中でも適用した材料構成則が弾塑性挙動に直結する項目であることから、弾塑性解析を採用する上での論点として位置づけ、以下で設定にあたって適用した文献の内容を整理し、その妥当性・適用性を検討する。

4.1 コンクリート（引張側）

コンクリートの引張側の材料構成則のうち、ひび割れが発生するまでのコンクリートの剛性は圧縮側の初期剛性と同様の値とし、引張強度については、RC 規準²⁾における曲げひび割れ時のコンクリート引張強度に関する記載である(4.1)式を参考に、その下限値を設定している。なお、RC 規準は、既工認でも適用実績のある規格規準であり、今回の検討では保守的に引張強度の下限値を参照していることから、十分に保守的な設定であると考えられる。

$${}_c\sigma_t = (0.38 \sim 0.75) \sqrt{\sigma_b} \quad (4.1)$$

${}_c\sigma_t$: コンクリートの引張強度

σ_b : コンクリートの圧縮強度

また、ひび割れ発生後は応力再配分により力の大部分は鉄筋が負担することとなるものの、実現象としては、鉄筋とコンクリート間の付着によりひび割れ後のコンクリートも構造全体に生じる応力の一部を負担することから、ひび割れ後の性状を考慮するために、ひび割れ点以降のコンクリートの構成則として引張軟化曲線を定義している。引張軟化曲線としては、弾塑性解析で使用する計算機コード(Abaqus)で、各種実験結果との対応が良いことが確認されている岡村・出雲モデル³⁾を採用する予定である。

岡村・出雲モデルは、既往文献における知見を参照して設定した項目であり、先行審査を含めた既工認で適用実績が無いため、以下で、モデルの概要（モデルが提唱された論文における妥当性検証の内容含む）について整理した上で、既往の検討例を整理することにより RCCV の弾塑性応力解析への適用性を検討する。

なお、コンクリートの引張側構成則については、設定値が解析結果に与える影響を確認するための検討を実施している。検討結果については、添付資料-3 に示す。

(1) 岡村・出雲モデルの概要

岡村・出雲モデルは、文献^[3]に示されるコンクリートの引張軟化曲線であり、ひび割れた鉄筋コンクリートの引張軟化曲線を評価する際に設定する。鉄筋に関係なく、ひびわれ後のコンクリートの平均応力-平均ひずみの関係を与えているのが特徴であり、下記の式により表現される。

$$\frac{\sigma_t}{f_t} = \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_t} \right)^c \quad (4.2)$$

σ_t : ひびわれと直角方向のコンクリートの平均引張応力

f_t : 2軸応力下のコンクリートの引張強度

ε_{cr} : ひびわれ発生時の平均引張ひずみ

ε_t : ひびわれと直角方向の平均引張ひずみ

c : 付着性状を表すパラメータ

本モデルの妥当性については、原論文においても既往の実験結果との比較により検証されているため、以下ではその概要について記載する。

原論文では、(4.2)式を用いることで既往の実験 (Collins-Vecchio の実験^[4]、森田・角の実験^[5]) から求められたコンクリートの平均応力-平均ひずみ曲線をほぼ再現できることを確認している (図 4-1)。ここで、付着性状を表すパラメータ c としては、鉄筋として溶接された金網を用いた Collins-Vecchio の実験^[4]では $c=0.2$ 、異形鉄筋を用いた森田・角の実験^[5]は $c=0.4$ が採用されている。なお、今回工認の RCCV の応力解析モデルでは、RCCV で用いている鉄筋が異形鉄筋であることを踏まえ、 $c=0.4$ を採用している。後述する財団法人原子力発電技術機構の原子炉格納容器信頼性実証事業における解析例でも $c=0.4$ が採用されている。

また、ひび割れ後のコンクリートの構成則として(4.2)式を用いた検討を実施し、既往の実験時の挙動を再現できるかを確認している。ここでは、既往の実験 (Collins-Vecchio の実験^[4]及び青柳・山田の実験^[6]) からコンクリートの引張剛性の影響を受ける供試体を選定し、鉄筋コンクリート部材の挙動 (せん断ひずみ、鉄筋のひずみ) が実験値とよく一致する結果となることを確認している (図 4-2)。このことから岡村・出雲モデルがひび割れ後の挙動をよく表現できるモデルであるとしている。

なお、青柳・山田の実験^[6]については、コンクリートの主引張応力の作用する方向と鉄筋応力の作用する方向が異なる場合の検証例として取り上げられており、提唱するモデルがコンクリートの主引張応力と鉄筋応力の作用方向が一致しない平面応力場にも適用できるかという観点で実験値と解析を比較している。降伏応力や最大応力については概ね対応が良い結果となっているとしており、コンクリートの主引張応力と鉄筋応力の作用方向が一致しない平面応力場にも適用できるとされている。

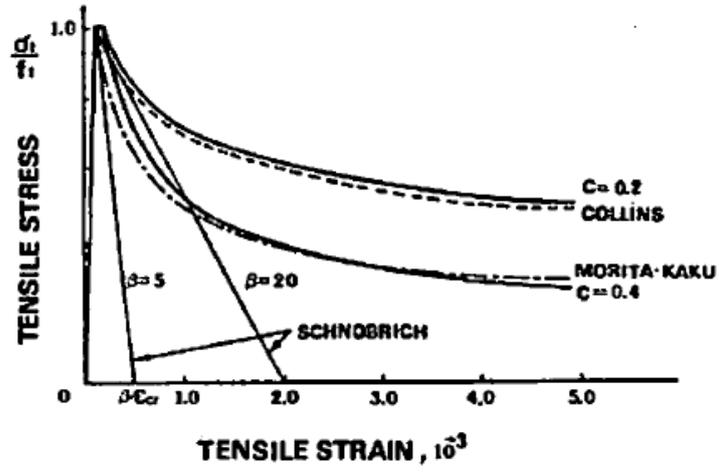


図 4-1 岡村・出雲モデルと他のモデルのとの比較 ([3]より引用)

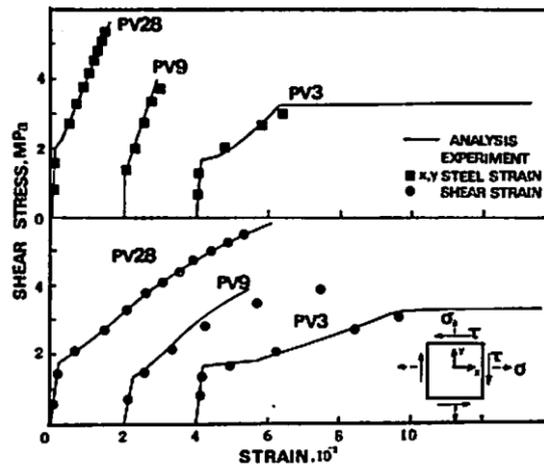


図 4-2 コンクリート引張剛性モデルの検証結果 ([3]より引用)

(2) 解析プログラム「Abaqus」を用いた検討例

a) 日本建築学会「コンクリート系構造の部材解析モデルと設計への応用」での検討例

日本建築学会「コンクリート系構造の部材解析モデルと設計への応用」^[7]には、RCCVの応力解析でも用いる予定の解析プログラム「Abaqus」を使用した解析例が示されている。

ここでもコンクリートの引張軟化曲線として岡村・出雲モデルを用いた検討例が示されており、既往の試験結果と解析結果との対応が良好であることが確認されている。

本文献においては、簡易要素ベンチマークテスト、梁せん断試験、床曲げ試験の検討例が示されている。以下にその概要を述べる。

簡易ベンチマークテストについては、文献^[8]での検討内容を参照している。これは、既往の無筋コンクリートの直接せん断試験結果（前述の青柳・山田の実験）をもとにAbaqusで用いる塑性損傷モデルに係るパラメータについて、パラメータスタディを実施したものである。ここでの検討の結論として、コンクリートの引張軟化曲線は、岡村・出雲モデルを用いることで実験結果との対応が良好とされている。

梁せん断破壊試験については、既往の文献^[9]に示される試験体を模擬して、試験体中央部に鉛直方向単調荷重を変位制御で載荷する静的漸増非線形解析を実施し、Abaqusで用いる塑性損傷モデルに係るパラメータを検討したものである（図4-3）。ここでの検討の結論としても、コンクリートの引張軟化曲線は、岡村・出雲モデルを用いた検討ケースが文献における実験結果との対応が良好とされている。

鉄筋コンクリート床の曲げ破壊試験については、既往の文献^[10]に示される試験体を模擬し、荷重積載部に鉛直方向単位荷重を変位制御で載荷する静的漸増非線形解析を実施し、Abaqusで用いる塑性損傷モデルに係るパラメータを検討したものである（図4-4）。ここでの検討の結論としても、コンクリートの引張軟化曲線は、岡村・出雲モデルを用いた検討ケースが文献における実験結果との対応が良好とされている。

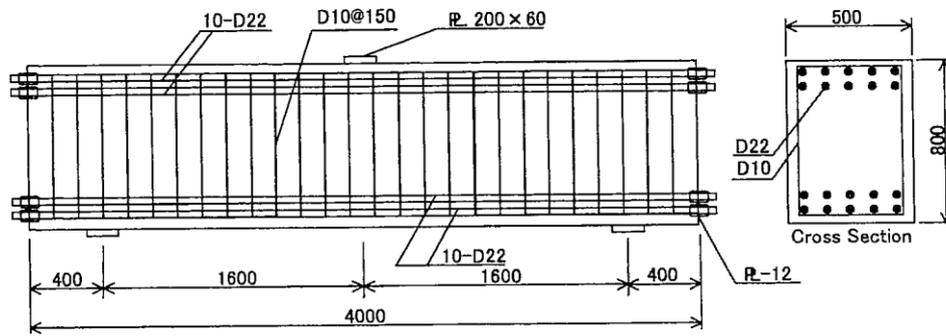


図-4.3.9 試験体諸元 (単位: mm)

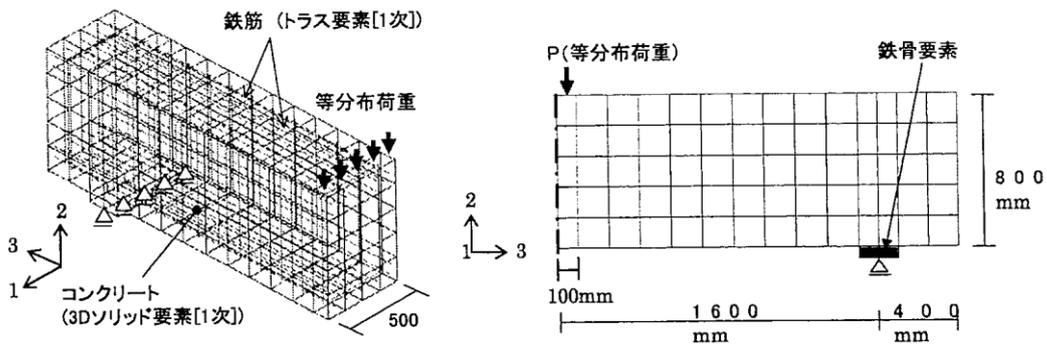


図-4.3.10 解析モデル

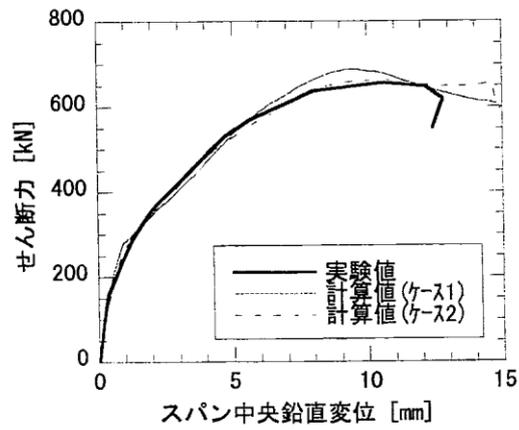


図-4.3.11 せん断カースパン中央鉛直変位関係

図 4-3 梁せん断破壊試験に基づく検証結果 ([9]より引用)

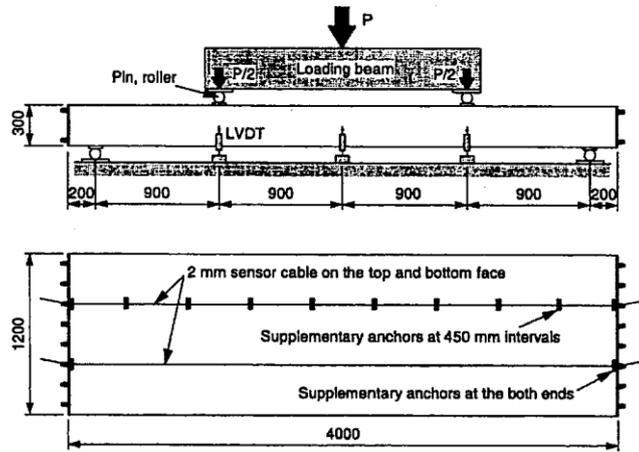


図-4.3.12 試験体諸元

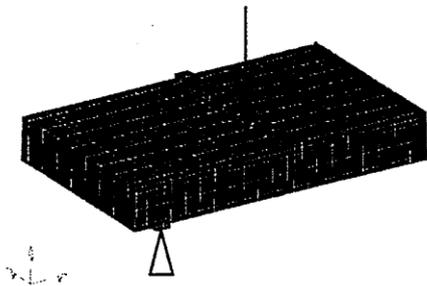


図-4.3.13 解析モデル

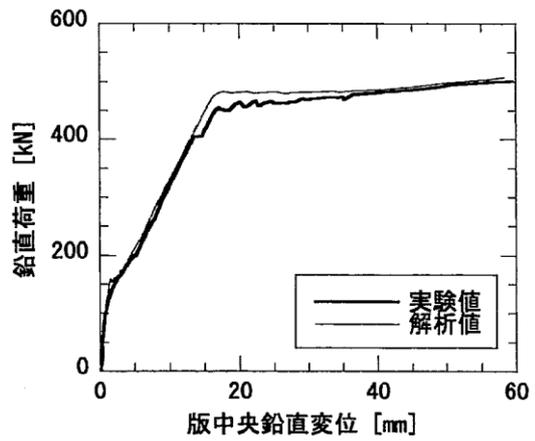


図-4.3.14 鉛直荷重—版中央鉛直変位関係

図 4-4 鉄筋コンクリートの曲げ破壊試験に基づく検証結果 ([10]より引用)

b) 原子炉格納容器信頼性実証事業における検討例

財団法人原子力発電技術機構が実施した原子炉格納容器信頼性実証事業^[11]においても、基礎要素特性試験（二軸引張基礎要素特性試験）の結果を用いて、Abaqusによる検討を実施しており、そこで得られた知見として、コンクリートの構成則特性については、出雲式が実験との整合が良いと記載されている。試験及び解析の概要を以下に示す。

基礎要素特性試験は、RCCVの限界挙動を評価する解析モデルの妥当性検証を主たる目的として実施されたものであり、RCCVにおいて想定される破損部位とモードを踏まえて試験内容が設定されている。RCCVの破壊想定部位及びモードは図4-5に示す通りとしており、この内、局部的な損傷が大きくなる領域（円筒壁脚部：面外せん断、面外曲げ、大開口部：引張、トップスラブ開口部：円周方向引張曲げ、トップスラブ隅角部：面外せん断、面外曲げ）に対しては、部分詳細モデルを用いた解析を実施し、特に、円筒壁における大開口部周りでは、開口部周りの厚板部と薄板の接合部等の開口部を構成する補強部材等の影響で、ライナにひずみ集中が発生することが想定された。このため、開口部及び周囲の鉄筋コンクリート/ライナ性状を模擬した2軸引張試験が実施されることとなったものである。

試験ではRCCVの開口部及び周囲の鉄筋コンクリート/ライナ性状を模擬した試験体（ライナ有り・無し）の2種類の試験体を直角2方向に引張加力し、その構造的挙動を確認している。試験体の材料（鉄筋、コンクリート）は実機と同等のものを用いており、配筋についても実機をできる限り忠実にモデル化している。試験体の縮尺は、ライナの破損を評価するためにはできるだけ大きな縮尺が望ましいとして、1/2倍としている。試験体形状及び加力装置を図4-6に示す。

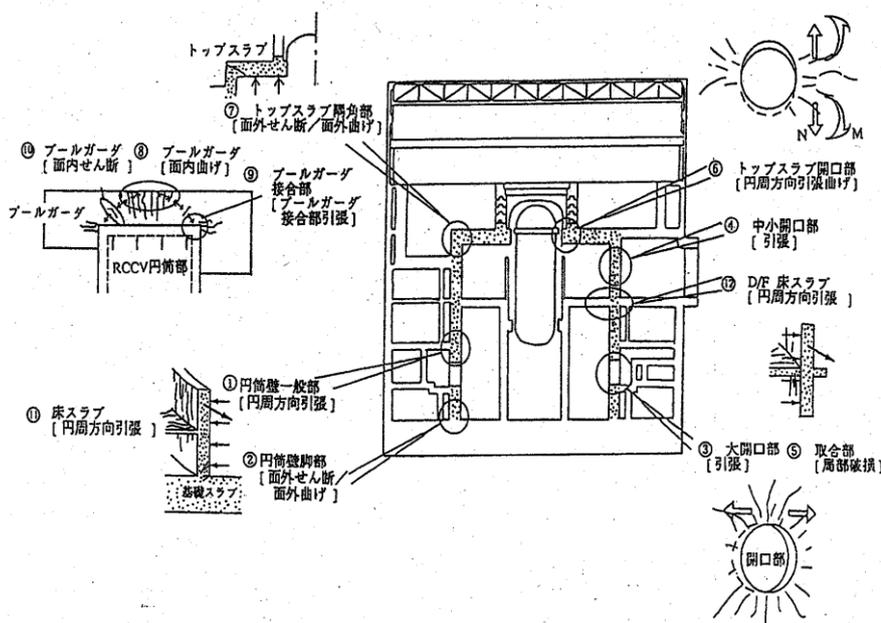
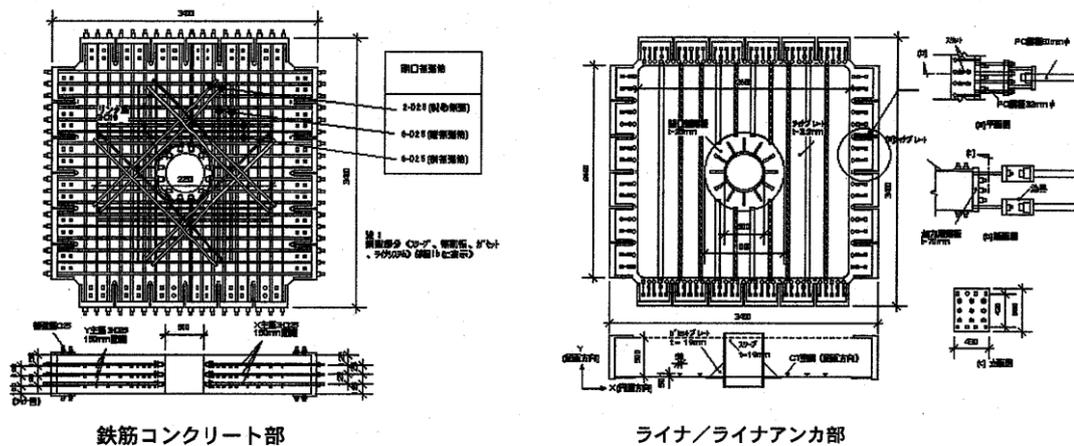
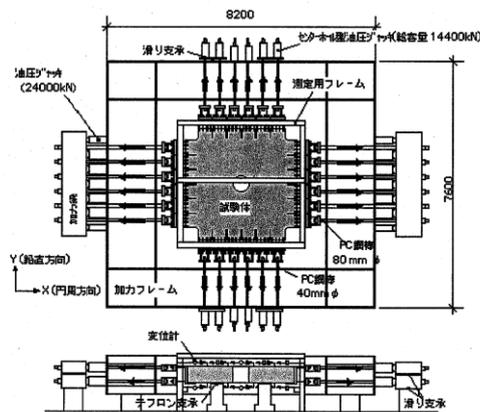


図 4-5 RCCV の破損想定部位とモード ([11]より抜粋)



試験体形状



試験装置

図 4-6 二軸引張基礎要素特性試験の試験体及び試験装置 ([11]より抜粋)

実験結果を踏まえた解析としては、荷重分布・材料物性・構成則・要素の種類（シェル要素，ソリッド要素）・ライナアンカのモデル化が及ぼす影響について検討が行われている。シェル要素での検討は、解析コード LASHET(清水建設(株) 所有)，ソリッド要素での検討では、解析コードとして Abaqus が使用されている。

ソリッド要素モデルは、開口部周りや円筒部脚部，トップスラブ隅角部を対象とする解析に用いられており，検討にあたっては，図 4-7 に示す通り，ライナ無し of RC のみのモデルとライナ有りのモデルが作成されている。ライナ無しのモデルはコンクリートの引張強度とテンションスティフニング特性（引張軟化曲線）をパラメータとして解析し，シェル要素モデルと解析精度の比較が行われている。

この解析から得られた知見のうち，コンクリート構成則特性については，出雲式(岡村・出雲モデル)が実験との整合が良いとされている。

なお，NUPEC による解析において，岡村・出雲モデル適用時の付着性状を表すパラメー

タは、岡村・出雲モデルの原論文で異形鉄筋に対する適用性が確認されている $c=0.4$ が使用されている。

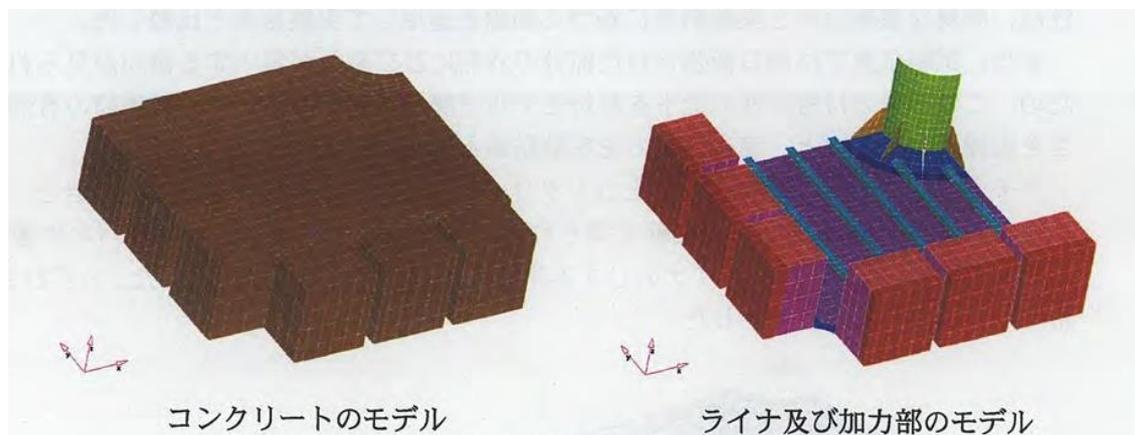


図 4-7 ソリッド要素による解析モデル ([11]より抜粋)

(3) 岡村・出雲モデルの RCCV 応力解析への適用性について

岡村・出雲モデルは、提案時より既往の複数の実験結果を用いて妥当性が十分に検証されていること、また、今回使用する解析プログラム「Abaqus」を用いた検討例でも RCCV 実機を想定した試験体を含めた各種実験結果との対応が良好とされていることから、3次元 FEM モデルによる弾塑性応力解析を実施する際のコンクリート（引張側）の構成則（引張軟化曲線）として、採用することは妥当であると考えている。

4.2 コンクリート(圧縮側)

コンクリートの圧縮応力度とひずみの関係は、「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」(以下、CCV 規格という)の図 CVE3511.2-1 を参考にした上で、パラボラ型の応力歪み曲線を想定するにあたって標準的な CEB-FIP Model code^[9]に基づき設定している。

CEB-FIP Model code^[1]におけるコンクリート(圧縮側)の構成則は以下の(4.3)式により規定されている。なお、(4.3)式に基づく場合、6, 7 号炉のコンクリート強度は 50MPa(N/mm²)以下であるため、終局ひずみは 0.0035 となるが、CCV 規格における終局ひずみは 0.003 であるため RCCV の応力解析で用いるのは 0.003 までの範囲内とする。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{cd} &= 0.85f_{cd} \left[2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 \right] && (\varepsilon_c < \varepsilon_{c1} \text{ の場合}) \\ \sigma_{cd} &= 0.85f_{cd} && (\varepsilon_{c1} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \text{ の場合}) \\ \sigma_{cd} &= 0 && (\varepsilon_{cu} < \varepsilon_c \text{ の場合}) \end{aligned} \right\} \quad (4.3)$$

ここで、 $\varepsilon_{c1} = 0.002$,

$\varepsilon_{cu} = 0.0035$ ($f_{ck} \leq 50\text{MPa}$ の場合) ,

$\varepsilon_{cu} = 0.0035 \left(\frac{50}{f_{ck}} \right)$ ($50\text{MPa} \leq f_{ck} \leq 80\text{MPa}$ の場合) とする。

σ_{cd} :コンクリートの応力, ε_c :コンクリートのひずみ, ε_{cu} :コンクリートの終局ひずみ
 f_{cd}, f_{ck} :コンクリート強度

既工認において、荷重状態IVに対する RCCV の応力解析は弾性解析であったが、応力解析から求まる応力(膜力、曲げモーメント等)をもとにコンクリートの圧縮ひずみを算定する際、パラボラ型の応力歪み曲線を仮定している。既工認「原子炉格納容器コンクリート部の耐震性についての計算書」から関連箇所の抜粋を図 4-7 及び図 4-8 に示す。ここで設定したパラボラ型の応力歪み曲線は、今回と同様に CEB-FIP Model Code に基づき設定している。

以上のことから、コンクリートの圧縮側の弾塑性特性については、CEB-FIP Model Code^[9]に基づき設定することは妥当であると考えている。

4.3 鉄筋(引張側, 圧縮側)

鉄筋の非線形特性については、CCV 規格(CVE-3511.2 の記載)に基づき完全弾塑性型として設定している。

既工認において、荷重状態IVに対する RCCV の応力解析は弾性解析であったが、応力解析から求まる応力をもとに鉄筋の圧縮及び引張ひずみを算定する際、完全弾塑性型を仮定している。既工認「原子炉格納容器コンクリート部の耐震性についての計算書」から関連箇所の抜粋を図 4-8 及び図 4-9 に示す。

以上のことから、3次元 FEM モデルによる弾塑性応力解析を実施する際の鉄筋(引張側,

圧縮側) の材料構成則として、採用することは妥当であると考えている。

(b) 荷重状態Ⅳ

荷重状態Ⅳにおいて生ずる膜力及び曲げ応力によるひずみは次による。

・ コンクリートの圧縮ひずみが、0.003を超えないことを確認する。

・ 鉄筋の引張ひずみ及び圧縮ひずみが、0.005を超えないことを確認する。

・ コンクリート及び鉄筋のひずみは、次により算定する。

イ. ひずみは、中立軸からの距離に比例する。

ロ. コンクリートの圧縮応力度とひずみの関係は放物線とし、

・ コンクリートの最大圧縮応力度は、コンクリートの設計基準強度の0.85倍の値(280kg/cm²)とする。

ハ. コンクリートの引張強度は無視する。

ニ. 鉄筋の応力度とひずみの関係は完全弾塑性型とし、鉄筋の

最大引張応力度及び最大圧縮応力度は、表2-3に示す鉄筋の許容応力度であって荷重状態Ⅲの値とする。

この場合、膜力は、荷重状態Ⅰ、荷重状態Ⅱ及び荷重状態Ⅲと同様に等価膜力を用いる。

図5-9に断面内応力度分布の概念図を示す。

図 4-8 既工認からの抜粋 (RCCV シェル部の検討を例示)

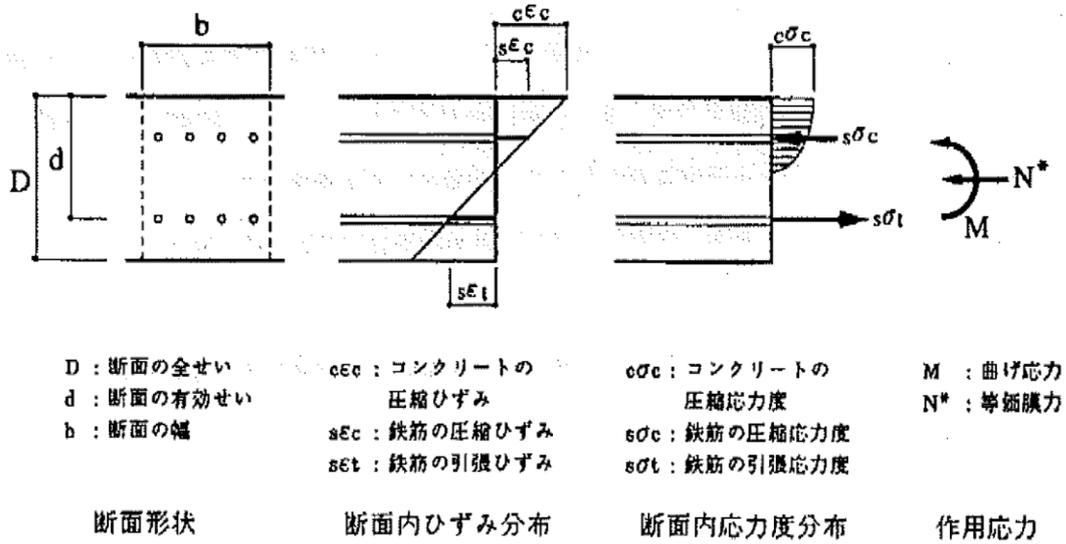


図5-9 シェル部断面内応力度分布概念図(荷重状態Ⅳ)

図 4-9 既工認からの抜粋 (RCCV シェル部断面内応力度分布概念図を例示)

5. まとめ

原子炉格納容器コンクリート部の応力解析で採用予定の解析モデルについて、既工認との手法の差異を整理した。論点として、弾塑性挙動に与える影響が大きい材料構成則（鉄筋、コンクリート）を抽出した。その上で適用文献の内容を整理し、その適用性・妥当性を確認した。

以上より、今回採用予定の応力解析モデルの妥当性を確認した。

<参考文献>

- [1] Comite Euro-International du Beton : CEB-FIP MODEL CODE 1990 (DESIGN CODE),1993
- [2] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説--許容応力度設計法-1999, 1999年
- [3] 出雲, 島, 岡村：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学, Vol.25, No.9.1987.9
- [4] M.P.Collins, F.J. Vecchio: The response of reinforced concrete to in-plane shear and normal stresses, University of Toronto, March 1982
- [5] 森田司郎・角徹三：鉄筋コンクリート部材の引張試験による付着効果の研究, セメント技術年報, Vol.18, pp.426-430, 昭 39
- [6] 山田一字・青柳征夫：ひび割れ面におけるせん断伝達,第 2 回 鉄筋コンクリート構造物のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集, pp.19-26, 1983.10
- [7] 日本建築学会：コンクリート系構造の部材解析モデルと設計への応用, 2008 年
- [8] 美原義徳：「ABAQUS V6.3 における塑性損傷論に基づくコンクリートモデルについて」, ABAQUS 国内ユーザーズミーティング 2002 講演論文集, pp.59-68, 2002
- [9] Saito,H et al. : Ultimate strength of reinforced concrete members subjected to transient high temperature distribution, Transactions of the 12th international conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT), Volume H, pp.31-36, Aug. 1993
- [10] Kumagai,H. et al.:Fiber optic distributed sensor for concrete structures, Proceeding of the 1st fib Congress, Session 15, pp.179-184,2002
- [11] 財団法人 原子力発電技術機構：重要構造物の安全評価(原子炉格納容器信頼性実証事業)に関する総括報告書, 平成 15 年 3 月

添付資料－1 有効性評価における RCCV 検討時の評価モデルとの差異について

1. 有効性評価における RCCV 検討時の評価モデルとの差異について

有効性評価で説明した 200°C2Pd 条件の解析モデルと今回申請の耐震設計で用いる解析モデル、加えて、工認段階の重大事故評価で用いる解析モデルについて、主な差異を表 1-1 に示す。主な差異として、構成側設定時のコンクリート強度を実強度から設計基準強度に見直すこと以外にも、重大事故評価用の解析モデルで RCCV と基礎版とを一体化させることやライナプレートの弾塑性特性を考慮することが挙げられる。

表 1-1 解析モデルの差異

条件	設置許可	今回工認	
	①有効性評価 (200°C2Pd 評価)	②重大事故 評価条件	③設計基準 耐震設計条件
コンクリート剛性	実剛性	実剛性	実剛性
コンクリート強度	実強度	設計基準強度	設計基準強度
境界条件	RCCV 脚部固定	基礎版と一体化	RCCV 脚部固定
ライナプレート	弾性(温度依存性非 考慮)	弾塑性 (温度依存性 考慮)	無し*

※温度荷重モデルでは、ライナを弾性（温度依存なし）でモデル化

2. 条件の違いが既往の評価結果に与える影響について

今回工認における重大事故評価については、表 1-1 の条件②を用いて実施する予定であるが、一方で有効性評価時に RCCV の 200°C2Pd 条件時の構造健全性について、条件①で実施した解析結果を元に説明している。そこで仮に条件②を採用した場合でも、有効性評価で説明した 200°C2Pd 時の RCCV の評価結果へ与える影響がないことを確認するために、条件②による 200°C2Pd 時の評価を実施することとした。

条件①（有効性評価時）と条件②について、シェル部及びトップスラブ部の一般部での鉄筋のひずみ分布及びコンクリートの最小主ひずみ分布を比較した結果を図 2-1～4 に示す。

条件②による評価の場合、有効性評価時と若干傾向が異なる部分はあるものの、鉄筋の大部分は降伏ひずみに達しておらず、一部の要素で局所的に降伏ひずみに達している程度であり、破断までには十分な余裕があり、コンクリートは、ひび割れは発生しているものの、圧縮ひずみは 2000 μ よりも小さく、破壊までには十分な余裕があることが評価できる。また、条件①による評価の場合も同様の考察となる。

以上より、仮に条件②を採用して 200°C2Pd 条件による解析を実施した場合でも、既往の有効性評価時と同様の結論が得られることが確認できることから、有効性評価時の RCCV

の限界温度・圧力として 200°C2Pd を用いることを妥当と判断した解析結果には与える影響がないことを確認した。

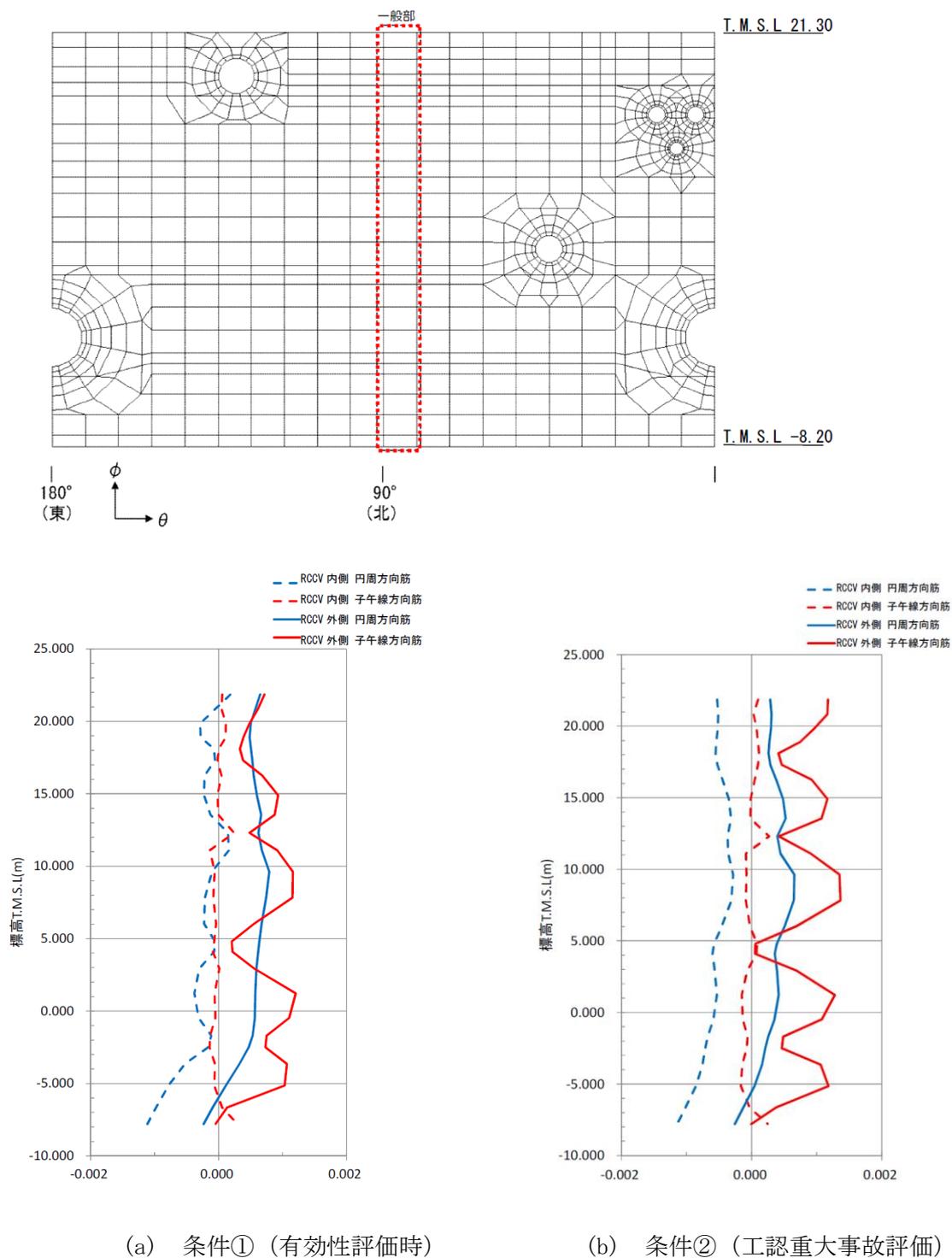


図 2-1 シェル部の一般部での変形状態 (鉄筋のひずみ)

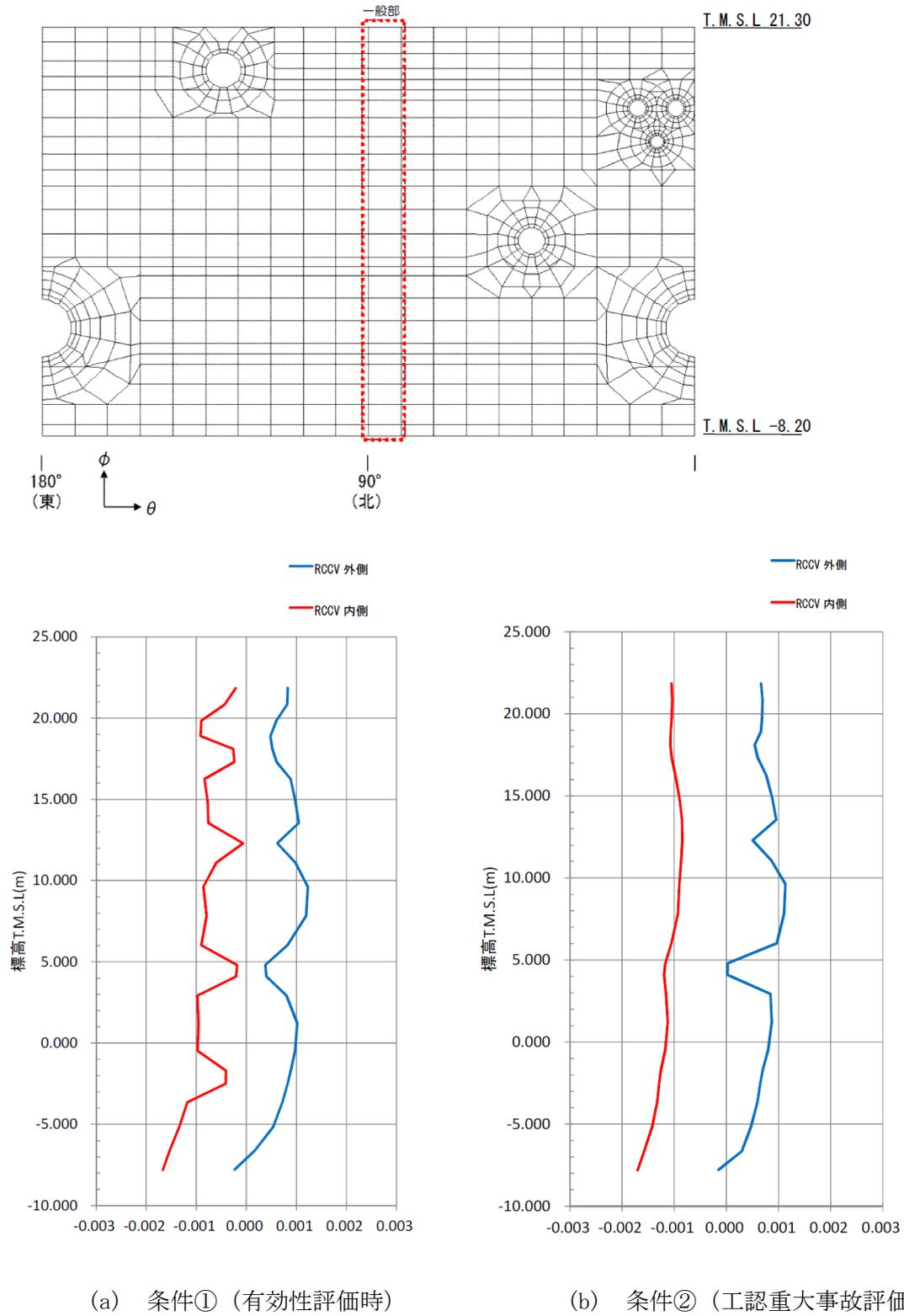
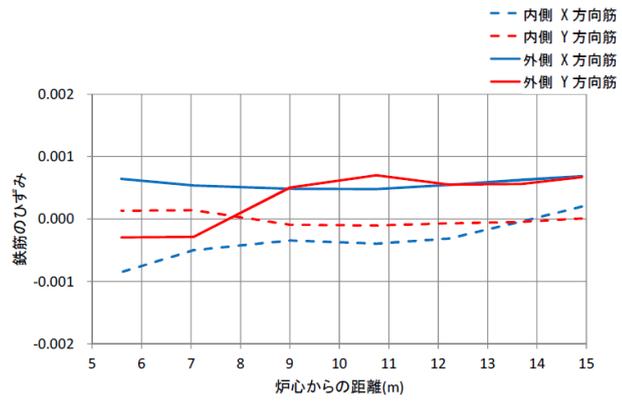
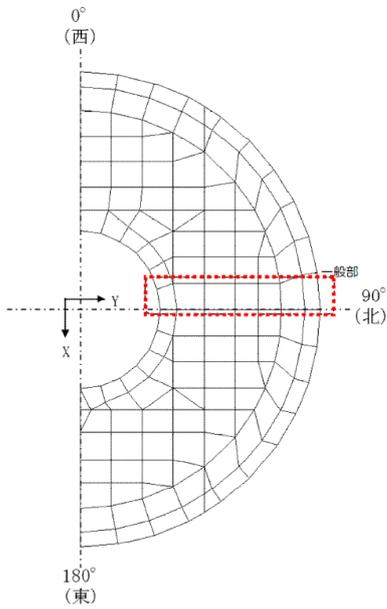
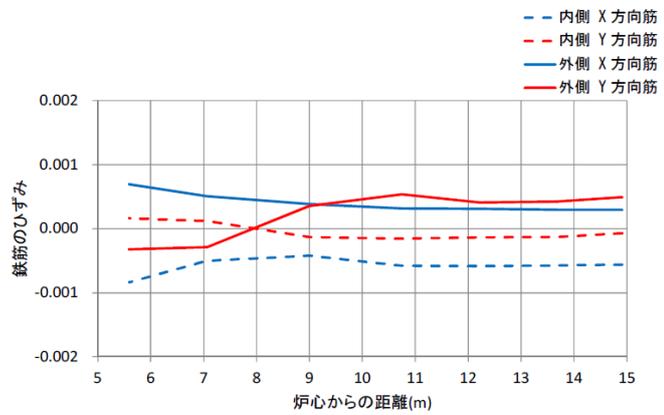


図 2-2 シェル部の一般部での変形状態 (コンクリートの主ひずみ)

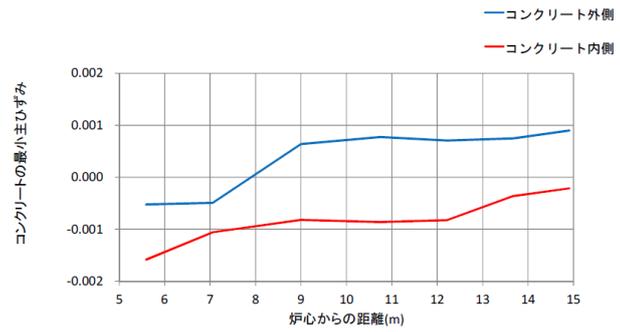
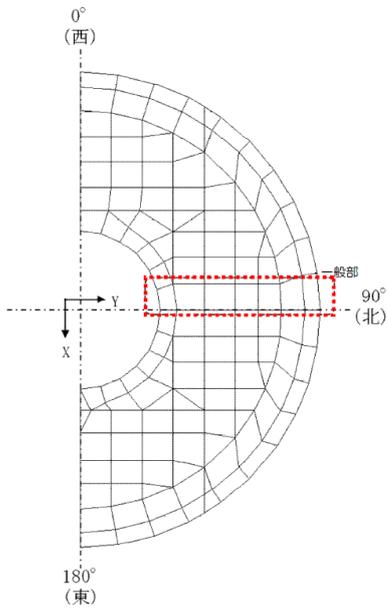


(a) 条件① (有効性評価時)

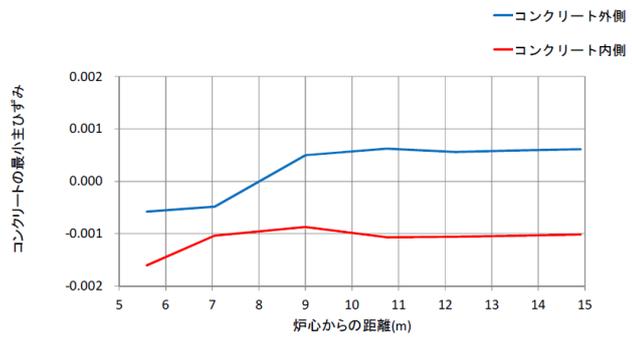


(b) 条件② (工認重大事故評価)

図 2-3 トップスラブ部の一般部での変形状態 (鉄筋のひずみ)



(a) 条件① (有効性評価時)



(b) 条件② (工認重大事故評価)

図 2-4 トップスラブ部の一般部での変形状態 (コンクリートのまひずみ)

添付資料－２ CCV 規格における許容限界設定の考え方について

CCV 規格における荷重状態Ⅳのコンクリート及び鉄筋のせん断ひずみの許容限界設定の考え方について以下に示す。

1. コンクリート

CCV 規格において荷重状態Ⅳのコンクリートのひずみの許容値としては、 $0.003(3000\mu)$ が採用されている。

これは、American Concrete Institute「Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-02)」の Chapter 10 Flexural and axial loads の記載に基づき設定されている。

コンクリートのひずみが 3000μ に達した状態は、最大圧縮強度時のひずみ (2000μ 程度) を超えた応力下降域 (軟化域) の状態にあり、若干のひび割れが入っているものの、ある程度の強度を有している状態である。また、一般的に、コンクリートのひび割れは、スリット状ではなく、複雑な形状で生じるため、放射線の低減効果が期待でき、遮へい性能にあたる影響は無い。

なお、コンクリートの最大圧縮強度については、American Concrete Institute「Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-02)」の Chapter 10 Flexural and axial loads の記載に基づき、 $0.85F_c$ (設計基準強度の 0.85 倍) に制限しており、実際のコンクリートの最大圧縮強度に対して余裕を見込んだ数値が設定されている。

2. 鉄筋

CCV 規格において荷重状態Ⅳの鉄筋のひずみの許容値としては、 $0.005(5000\mu)$ が採用されている。

鉄筋のひずみを 5000μ とした理由について、CCV 規格の解説に「部材の変形が過大にならないように配慮して定めた」とし、「一般的に多く使用されている SD345 および SD390 の降伏ひずみ (中略) は 0.0017 及び 0.0019 であり、鉄筋の最大ひずみはこれら降伏ひずみの 2 から 3 倍程度とした」と記載されている。

一般に、鉄筋のひずみが 5000μ に達した状態は、降伏ひずみの 2～3 倍程度であり、最大引張強度に至るまでには程遠い状態である。また、JIS に示される鉄筋の機械的性質としては、Sd345 及び Sd390 の場合、伸びが 16～19% ($160000\sim 190000\mu$) 以上とされており、 5000μ は破断に対しても十分余裕のある状態にあるといえる。

3. 気密性について

原子炉格納容器内部の機器から放出される放射性物質等の有害な物質の漏洩を防止するために、RCCV には鋼製のライナプレートが内張りされており、気密性はライナプレートにより担保されている。なお、柏崎の 6,7 号炉の場合、材質は SGV49 及び SUS304L であ

る。

CCV 規格によれば、ライナプレートは、「鉄筋コンクリート部の変形およびコンクリートとの温度差により強制されるような自己制御的ひずみ」に対して、「漏えいを生じることなく追従できる変形性能を有していればよいことから、ひずみを制限すること」としており、米国機械学会：「ASME Boiler & Pressure Vessel Code Section III Div.2」(2001)に基づき、ひずみについての許容値（表 3-1）が設定されている。

表 3-1 に示される許容値は、鋼材の降伏ひずみの数倍程度であり、破断に対しては十分余裕のある状態にあると言え、CCV 規格におけるライナプレートの許容ひずみは、耐漏えい性能を十分に確保することができる数値であると考えられる。

なお、JIS に示される SGV49（現在の SGV480 に相当）の伸びは 17～21%（170000～210000 μ ）、SUS304L の伸びは 40%（400000 μ ）以上であり、表 3-1 で規定された値は破断に対しても十分余裕のある状態にあるといえる。

表 3-1 ライナプレートの許容ひずみ (CCV 規格)

ひずみの種類		許容ひずみ	
荷重状態	ひずみの種別	膜	膜と曲げの和
ⅢおよびⅣ	圧縮ひずみ	0.005	0.014
	引張ひずみ	0.003	0.010

添付資料-3 コンクリートの引張側構成則に関する影響検討

1. 検討概要

引張側構成則の影響検討にあたって、まずは引張側構成則を無視する検討を試みたが、解の収束性が悪く、解析結果を得ることが出来なかった。そのため、コンクリートの引張強度が解析結果に与える影響に着目し、引張強度の変動に応じて、解がどの程度増減するかの検討を試みることにした。

今回の工認の解析モデルでは、コンクリートの引張強度として、RC 規準に記載されている引張強度のうち、下限値を採用している (図 1-1)。

ここでは、コンクリートの引張強度として、RC 規準に平均値として記載されている値を用い、引張強度の設定値が解析評価に与える影響を検討する。

今回検討と影響検討時のコンクリートの引張強度 $c\sigma_t$ を以下に示す。

今回工認：RC 規準に記載されているコンクリートの引張強度の下限値

$$\begin{aligned} c\sigma_t &= 0.38\sqrt{\sigma_B} \\ &= 2.15(\text{N/mm}^2) \end{aligned}$$

影響検討：RC 規準に記載されているコンクリートの引張強度の平均値

$$\begin{aligned} c\sigma_t &= 0.56\sqrt{\sigma_B} \\ &= 3.18(\text{N/mm}^2) \end{aligned}$$

ここで、 $c\sigma_t$ ：コンクリート引張強度

σ_B ：コンクリート圧縮強度 (設計基準強度 $330\text{kg/cm}^2(32.3\text{N/mm}^2)$)

影響検討では、代表例として、Ss 地震時 (N→S 方向) の結果 (暫定条件に基づく概算値) を示す。なお、引張側軟化特性については、下限値を用いた場合と同様に岡村・出雲モデルとし、付着特性を示すパラメータ c は 0.4 とする。図 1-2 にコンクリートの引張側応力-ひずみ関係を示す。

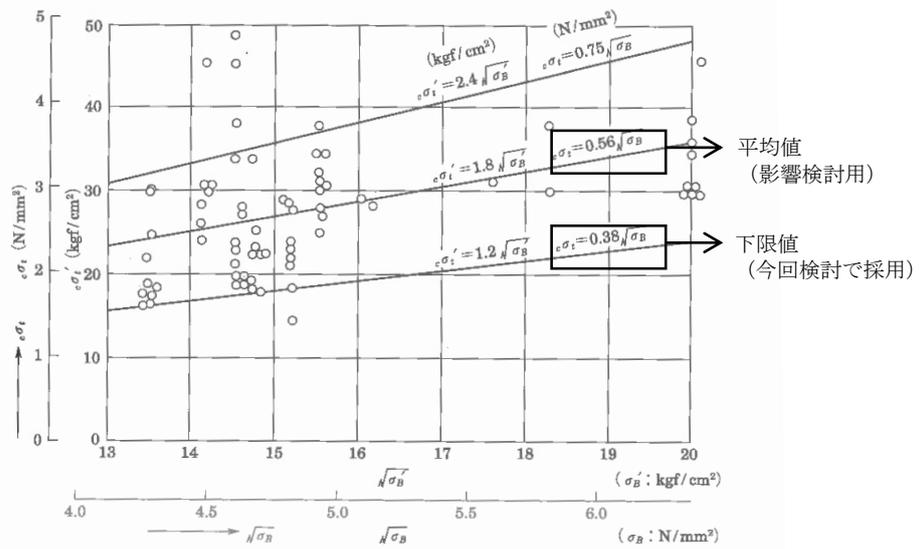


図 8.2 梁の曲げひび割れ時のコンクリート引張応力

図 1-1 コンクリートの引張強度 (RC 規準から抜粋)

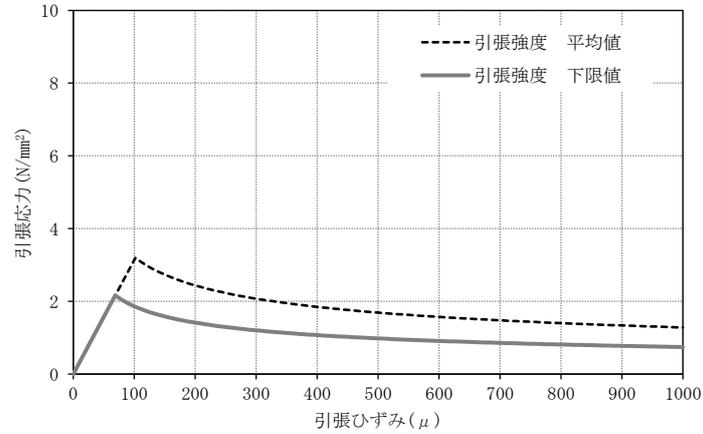


図 1-2 コンクリートの引張側応力-ひずみ関係

2. 検討結果

今回工認モデル（以下、下限値モデルとする）と、影響検討用のモデル（以下、平均値モデルとする）のシェル部一般部の子午線方向鉄筋のひずみを図 2-1 に、コンクリート最小主ひずみ分布を図 2-2 に示す。

図 2-1, 図 2-2 からコンクリート引張強度として、RC 規準による下限値を用いた場合は、平均値を用いた場合に比べ、コンクリート、鉄筋ともひずみが大きくなった。これは、コンクリートの引張軟化により剛性が低下するためである。

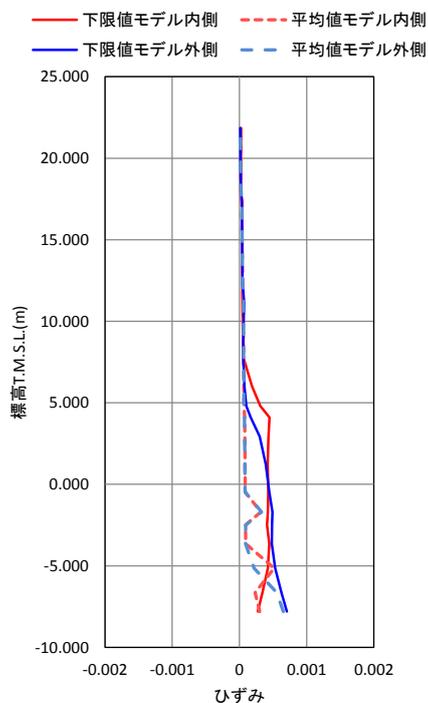
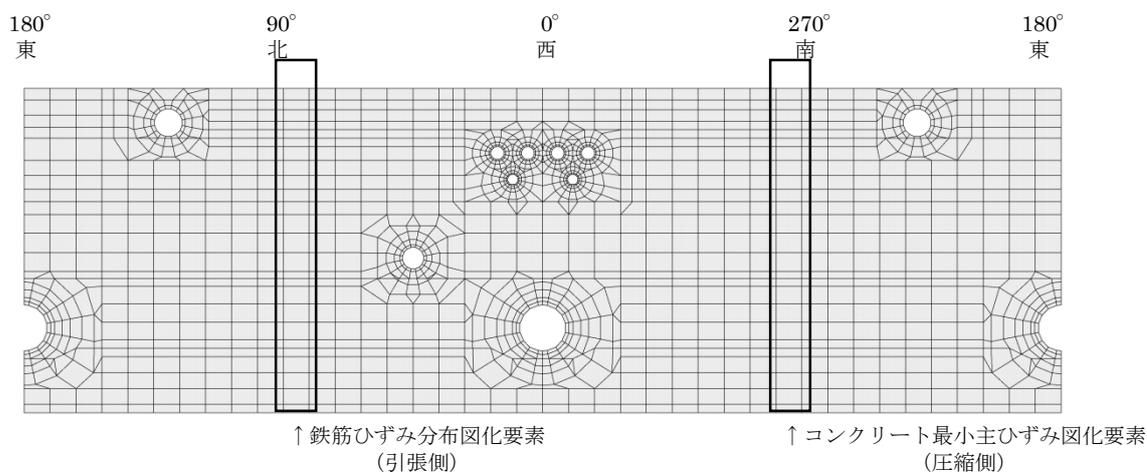


図 2-1 子午線方向鉄筋のひずみ

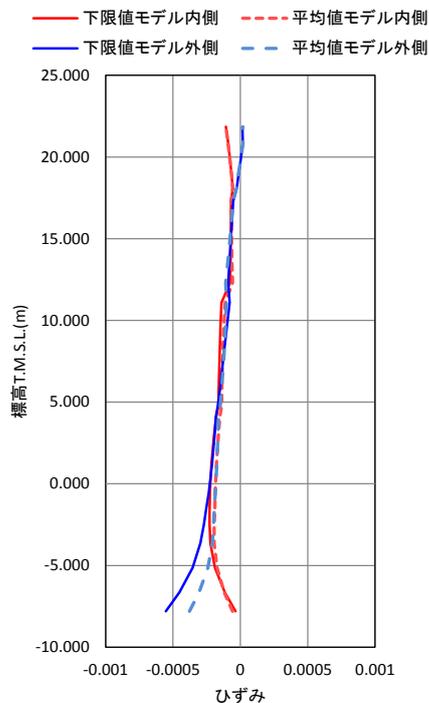


図 2-2 コンクリートの最小主ひずみ

3. まとめ

コンクリートの引張強度として、RC 規準に記載されている平均値と下限値を用いた場合の解析結果を比較して、コンクリートの引張強度の設定値が解析評価に与える影響を検討した。

その結果、下限値を用いた場合は、平均値を用いた場合に比べ、コンクリートと鉄筋のひずみが大きくなる傾向となることがわかった。このことからコンクリートの引張強度として、RC 規準に下限値として記載されている値を用いることは、躯体健全性評価に対して保守的な評価を与える設定であるといえる。