

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	15

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

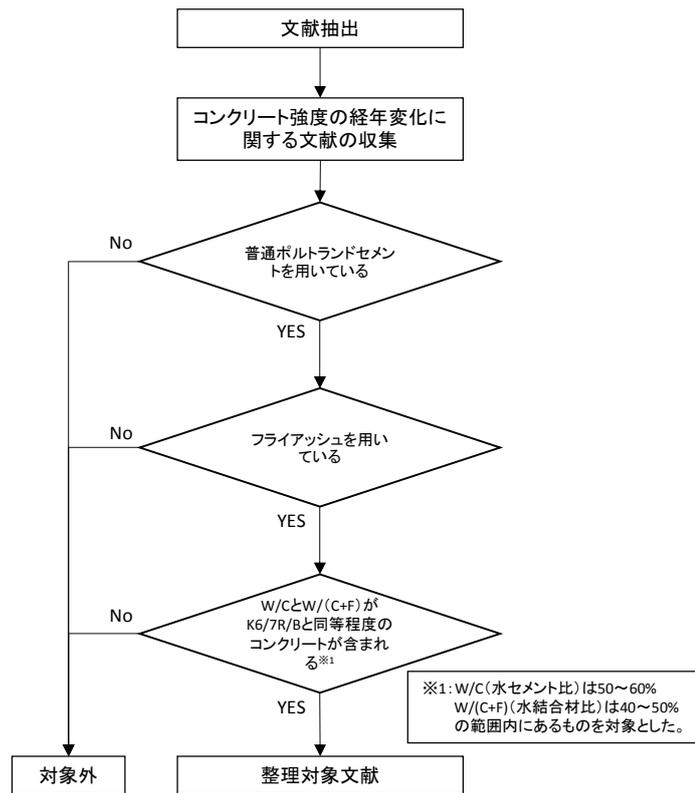


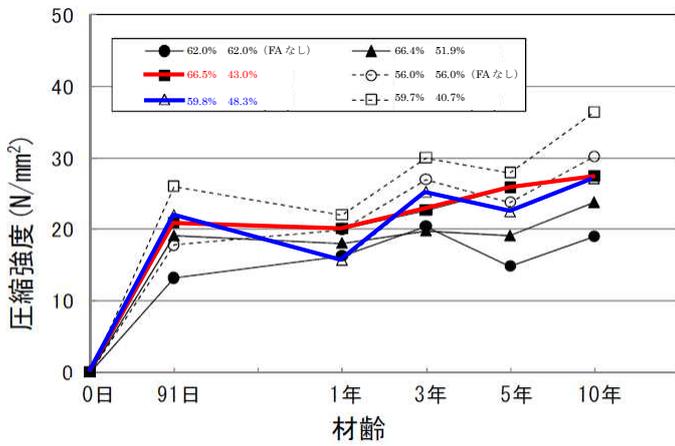
図 5-1 コンクリート強度の経年変化に関する文献の抽出フロー

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。

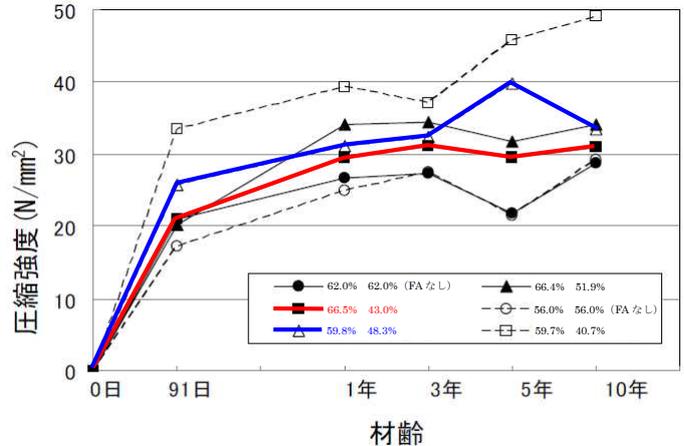
各文献における水セメント比及び水結合材比は、6 号炉及び 7 号炉原子炉建屋の構造体コンクリートにおけるそれと類似しているため、強度発現の傾向は定性的には同一であると考えられることから、当該原子炉建屋の構造体コンクリートについても、材齢 91 日に対して強度は増進していると推察される。以上を踏まえると、既往の知見から得られた材齢 91 日から 10 年にかけてのコンクリート強度の増加を考慮して推定される実強度（推定実強度）の値は、約 500kg/cm² 程度となる。

表 5-3 使用材料，水セメント比及び水結合材比の比較

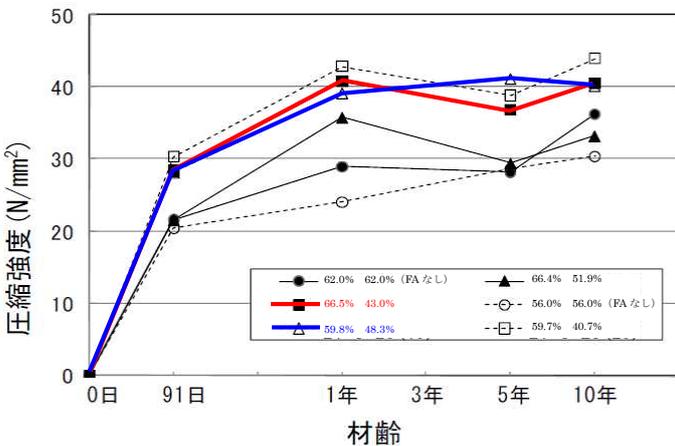
	使用材料		水セメント比 (%)	水結合材比 (%)
	セメント	混和材		
6号炉 7号炉	普通ポルトランドセメント	フライアッシュ	50 ~ 60	40 ~ 50
文献 No.2	普通ポルトランドセメント	フライアッシュ	56 ~ 66	40 ~ 62
文献 No.3	普通ポルトランドセメント	フライアッシュ	27 ~ 78	27, 40, 55



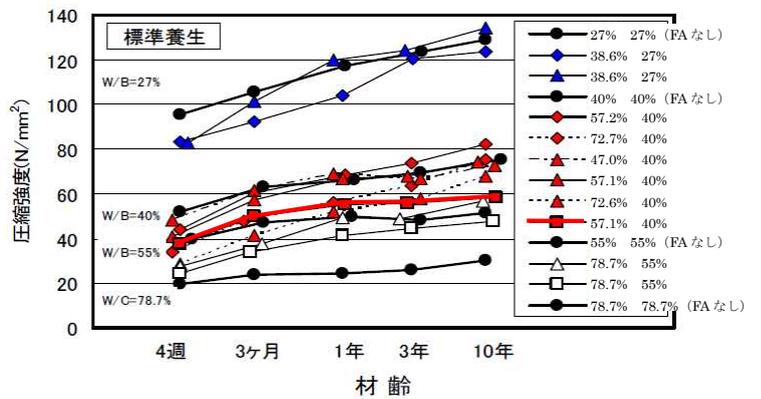
(a) 打設時期の影響：夏期打設



(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数値に大きな差異がないかを検討した。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を確認した。

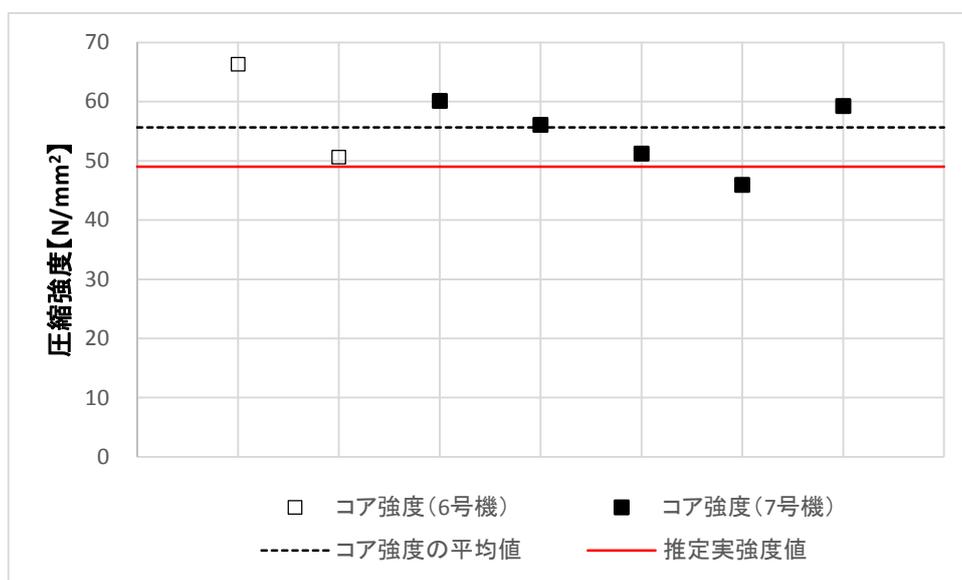
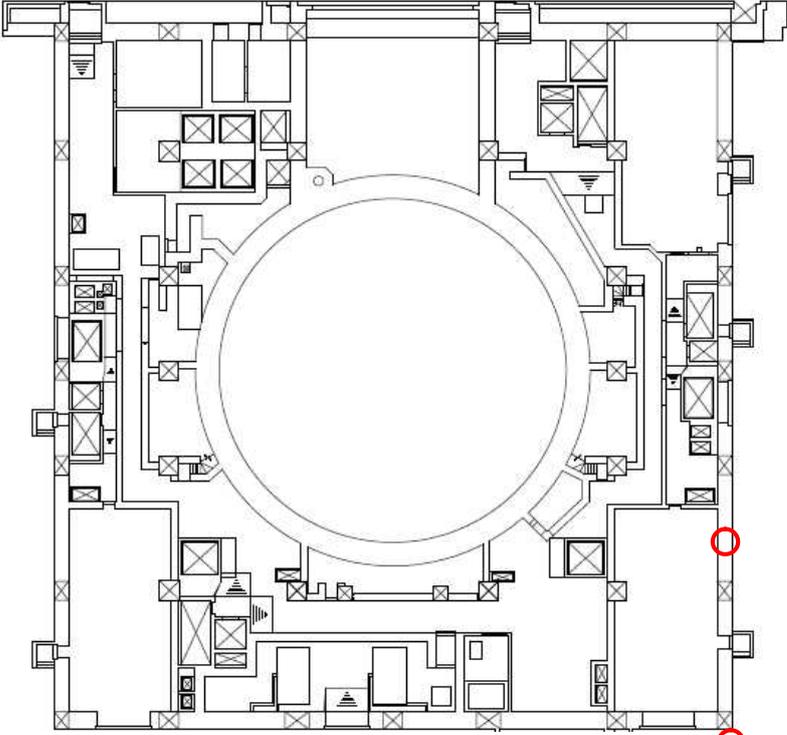
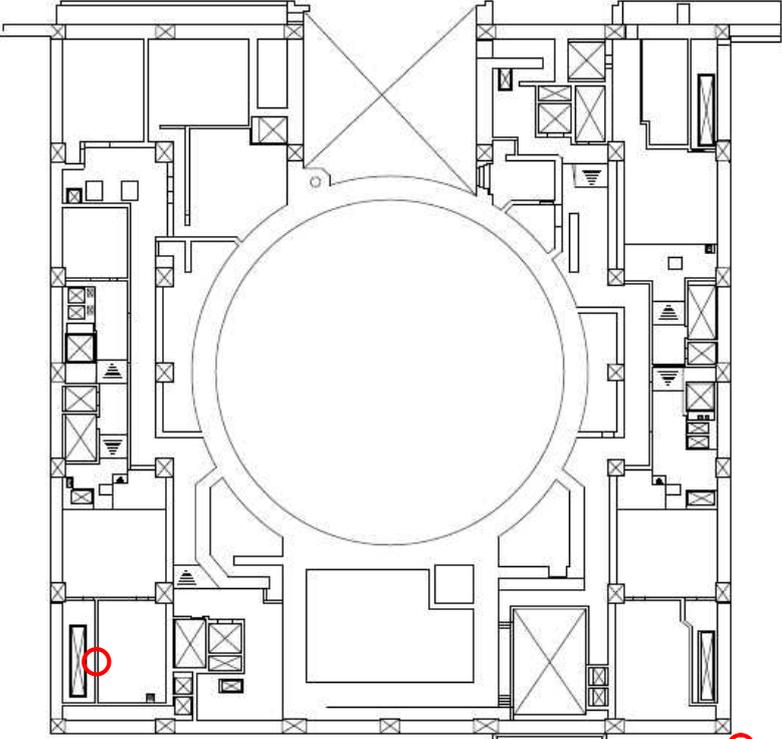


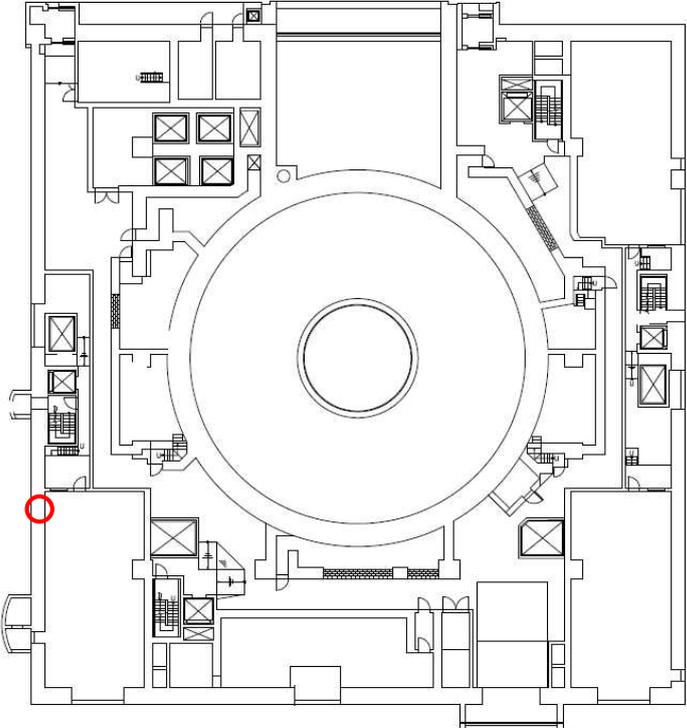
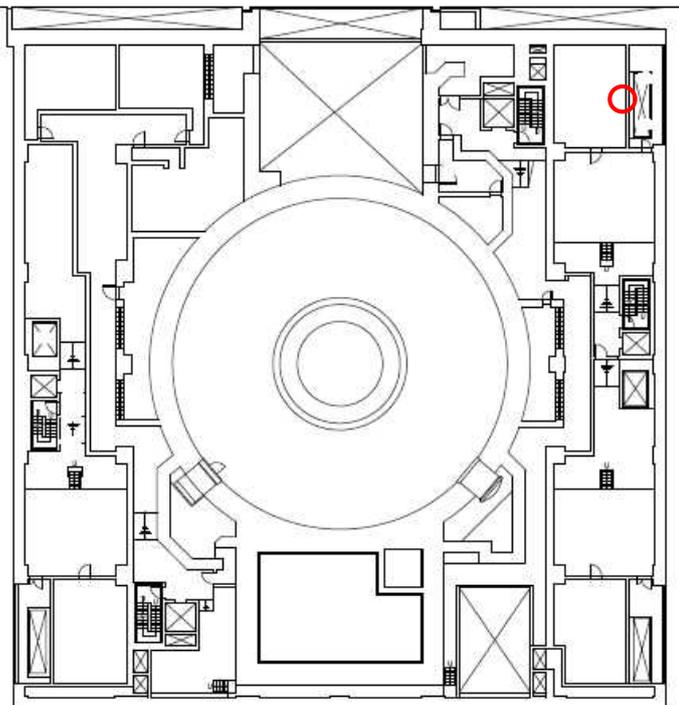
図 5-3 コア強度との比較

表 5-4 コア採取位置

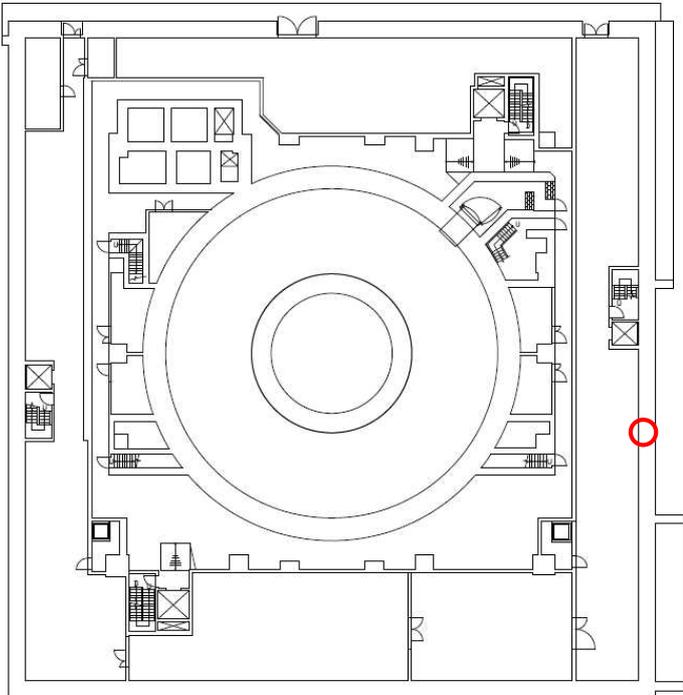
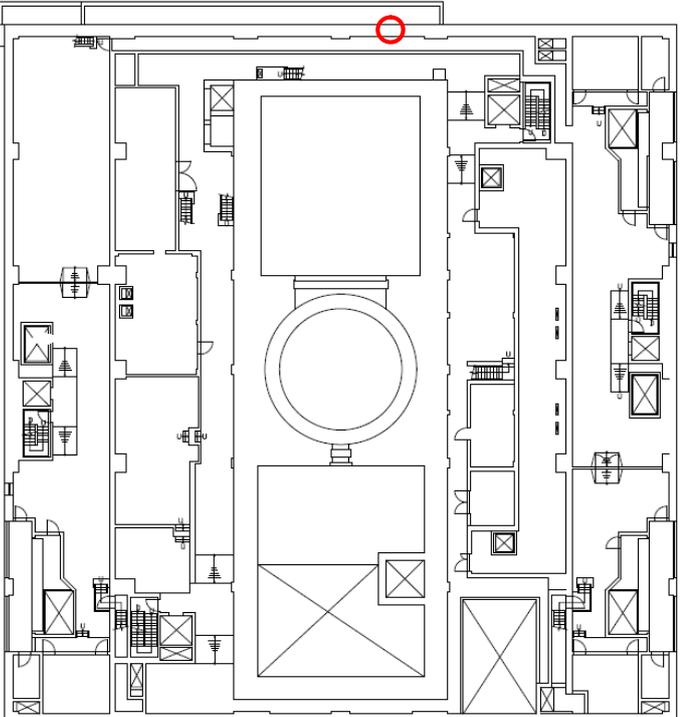
(a) 6号原子炉建屋

採取位置	上：1階 下：2階
<p>試験日 H18.6</p>	 <p style="text-align: right;">○：コア採取位置</p>
<p>試験日 H18.6</p>	 <p style="text-align: right;">○：コア採取位置</p>

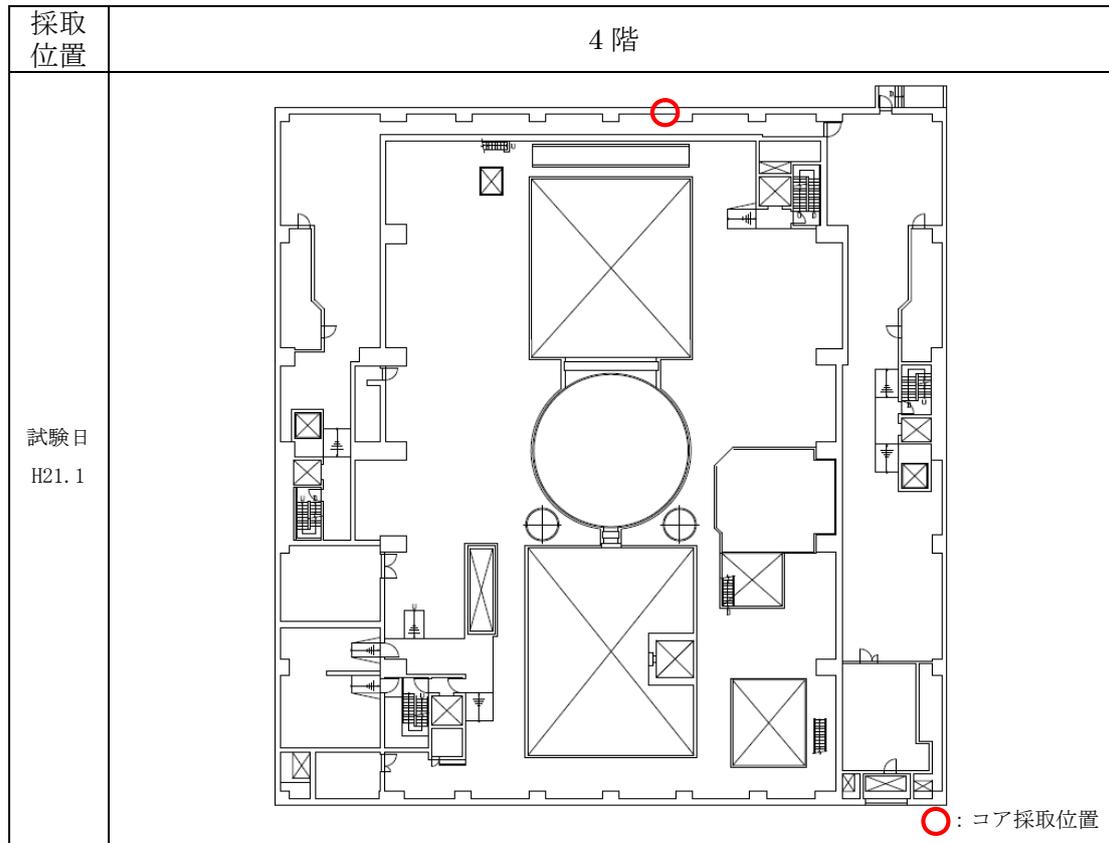
(b) 7号原子炉建屋

採取位置	上：1階 下：2階
試験日 H19.7	 <p data-bbox="1157 1153 1332 1176">○：コア採取位置</p>
試験日 H19.7	 <p data-bbox="1157 1960 1332 1982">○：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 1196">○ : 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無視することとし、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。

表 6-1 に、原子炉建屋及び原子炉建屋以外の建屋のコンクリートの使用材料、水セメント比及び水結合材比を示す。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 6-2 に示す。表 6-2 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 各建屋の使用材料、水セメント比及び水結合材比

建屋	使用材料		水セメント比 【%】	水結合材比 【%】
	セメント	混和材		
6号炉原子炉建屋	普通ポルトランド セメント	フライアッシュ	50～60	40～50
7号炉原子炉建屋				
6号炉タービン建屋				
7号炉タービン建屋				
コントロール建屋				
廃棄物処理建屋				

表 6-2 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	449	30.5	453
コントロール建屋	442	32.0	123
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、実強度値のマイナス側については、91 日強度の値として 95%信頼区間の下限値に相当する値(平均値 $-2\sigma^{*5}$)を、プラス側については、実機のコア強度の平均値である 568kg/cm^2 (55.7N/mm^2) を設計上考慮し、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	<ul style="list-style-type: none"> ・ばらつき：$\pm 1\sigma$ 470kg/cm^2, 410kg/cm^2 (46.1N/mm^2, 40.2N/mm^2) ・保守性 プラス側：568kg/cm^2 (55.7N/mm^2) マイナス側：380kg/cm^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	2.88×10 ⁴ N/mm ²
せん断弾性係数	1.20×10 ⁴ 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年屋外暴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

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

目次

1. 概要	1
2. 補助壁の選定	2
2.1 補助壁の選定方針	2
2.2 補助壁の選定結果	4
3. 地震応答解析で用いるスケルトンカーブへの補助壁の反映方針	6
3.1 せん断スケルトンカーブ	6
3.2 曲げスケルトンカーブ	7
4. 設計手法としての妥当性	8
5. まとめ	8

添付資料-1 補助壁の選定結果（6号炉原子炉建屋）

添付資料-2 補助壁の選定結果（7号炉原子炉建屋）

添付資料-3 せん断スケルトンカーブにおける耐震壁と補助壁の合算方法

1. 概要

柏崎刈羽原子力発電所 6/7 号炉の補正工認（以下、「今回工認」という）においては、地震応答解析モデルで考慮する建屋剛性に、設計時には耐震要素として考慮できなかったが、実際には耐震壁として考慮可能であると考えられる壁を補助壁として、その分の剛性を考慮する予定である。

本資料は、柏崎刈羽原子力発電所 6 号炉及び 7 号炉の既工認（以下、「既工認」という）で考慮した耐震壁と今回工認で新たに考慮する補助壁の扱いの差異及び耐震性評価における考え方について整理し、その上で耐震要素として補助壁を考慮することの設計手法としての妥当性を判断する。

2. 補助壁の選定

2.1 補助壁の選定方針

既設建屋の地震応答解析の実施にあたっては、より実現象に近い応答を模擬するという観点から、設計時には考慮されていなかったが実際は耐震要素として考慮可能な壁を補助壁として位置づけ、地震応答解析モデルに取り込むこととした。

補助壁の選定基準の設定にあたっては、先行審査を含む既工認で適用実績のある規準である、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）」（以下、RC-N 規準という）を参考にした。RC-N 規準 19 条「耐震壁の断面算定」には、耐震壁の壁厚、せん断補強筋比等に関する規定として「算定外の規定」が示されており、今回工認の補助壁の選定条件を設定するにあたり、「算定外の規定」の記載を踏まえ、表 2-1 に示す選定条件を設定することとした。表 2-1 を踏まえた具体的な選定プロセスを、図 2-1 にフロー図として示す。

表 2-1 補助壁の選定条件

項目	RC-N 規準 (算定外の規定)	補助壁の選定条件	【参考】耐震壁の選定条件 (既工認)
壁厚・内法高さ	・壁の厚さは 200mm 以上, かつ壁の内法高さの 1/30 以上	・壁の厚さは 300mm 以上, かつ壁の内法高さの 1/30 以上	同左
せん断補強筋比	・壁のせん断補強筋比は, 直交する各方向に関し, それぞれ 0.25%以上	同左	・壁のせん断補強筋比は, 直交する各方向に関し, それぞれ 0.6% 以上
壁筋	・複筋配置 ・D13 以上の異形鉄筋を用い, 壁の見付面に関する間隔は 300mm 以下	同左	同左
その他条件		・下階まで壁が連続している, もしくは床スラブを介して壁に生じるせん断力を下階の耐震壁に伝達できる壁	・基礎スラブから連続して立ち上がっている壁
		・フレーム構面外でも上記を満たす壁	・フレーム構面内 (柱, 梁間) の壁

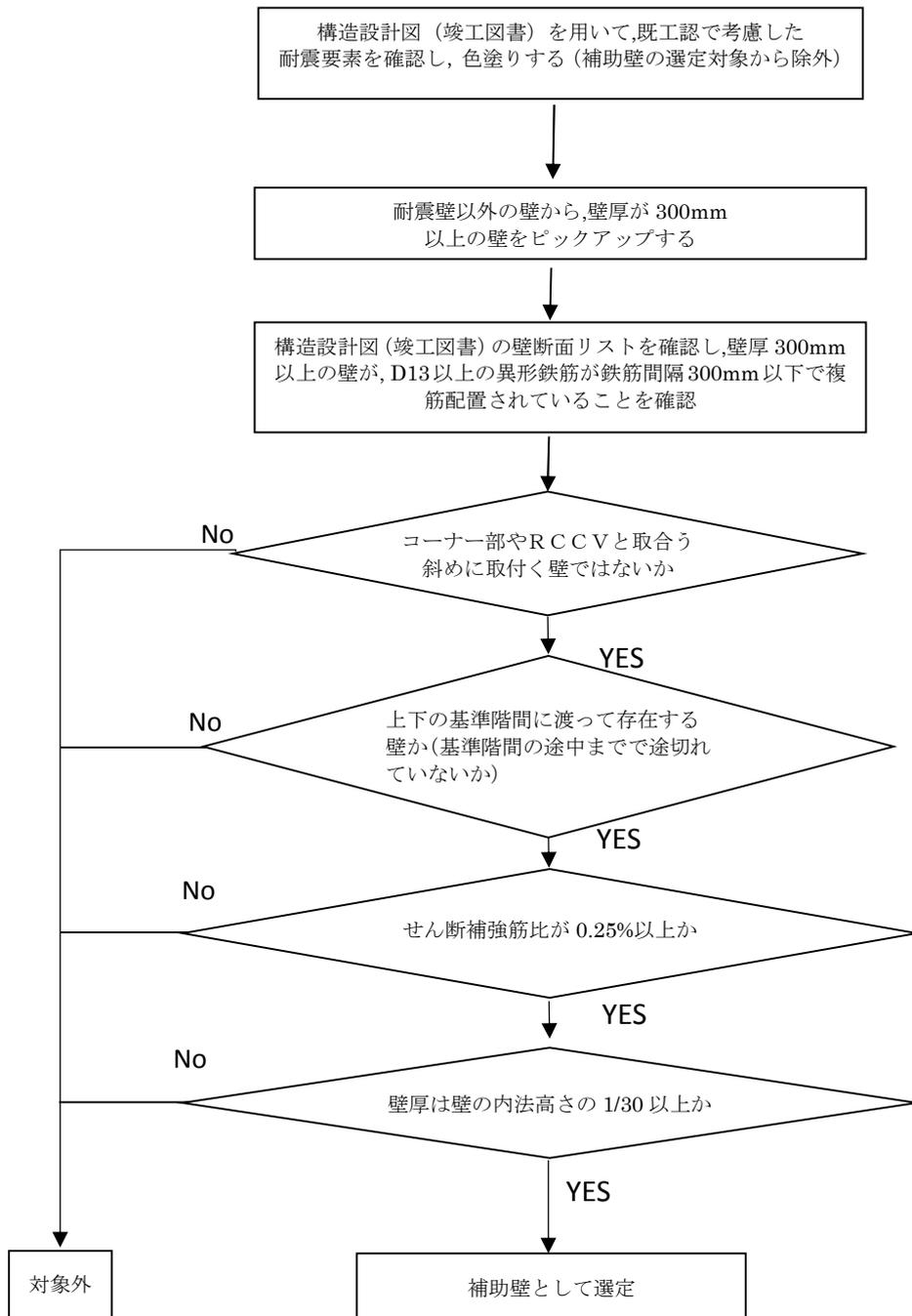


図 2-1 補助壁の選定プロセス

2.2 補助壁の選定結果

表 2-1 で示した考え方に基づき、耐震要素として考慮する補助壁の選定を実施した。

新たに補助壁として剛性を考慮した壁の断面積と耐震壁として従来より考慮していた分の断面積について整理した結果を、6号炉原子炉建屋を表 2-2 に、7号炉原子炉建屋を表 2-3 示す。(耐震壁+補助壁)/耐震壁の比率は約 1.1~1.7 程度であり、数字が大きくなっている部分は燃料プールや蒸気乾燥器・気水分離器ピットの壁を補助壁として算定したことに起因している。考慮した補助壁の範囲(概要図)については添付資料-1 及び添付資料-2 に示す。

表 2-2 補助壁の評価結果 (6号炉原子炉建屋) ※1

T.M.S.L. (m)	階	耐震壁		補助壁		耐震壁+補助壁		比率 (今回工認/既工認)	
		NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向
		m ²							
49.7	屋上階	41.0	54.7	0.0	0.0	41.0	54.7	1.00	1.00
38.2	クレーン階	82.4	122.6	0.0	0.0	82.4	122.6	1.00	1.00
31.7	4階	231.3	273.2	70.7	137.3	302.0	410.5	1.31	1.50
23.5	3階	213.6	209.4	22.1	146.4	235.7	355.8	1.10	1.70
18.1	2階	220.3	231.7	86.2	85.0	306.5	316.7	1.39	1.37
12.3	1階	260.8	274.7	52.4	40.9	313.2	315.6	1.20	1.15
4.8	地下1階	280.8	288.2	40.5	106.6	321.3	394.8	1.14	1.37
-1.7	地下2階	336.3	340.1	64.9	78.7	401.2	418.8	1.19	1.23
-8.2	地下3階								

※1：表に示した数値は暫定値であり、今後の審査における議論を踏まえ適宜見直す。

表 2-3 補助壁の評価結果（7号炉原子炉建屋）※2

T.M.S.L. (m)	階	耐震壁		補助壁		耐震壁+補助壁		比率 (今回工認/既工認)	
		NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向
		m ²							
49.7	屋上階	41.0	54.7	0.0	0.0	41.0	54.7	1.00	1.00
38.2	クレーン階	83.0	122.9	0.0	0.0	83.0	122.9	1.00	1.00
31.7	4 階	231.8	267.7	75.7	124.0	307.5	391.7	1.33	1.46
23.5	3 階	214.5	207.3	31.0	147.3	245.5	354.6	1.14	1.71
18.1	2 階	215.8	228.9	71.2	145.2	287.0	374.1	1.33	1.63
12.3	1 階	261.9	275.8	57.7	55.7	319.6	331.5	1.22	1.20
4.8	地下 1 階	281.9	288.2	34.1	103.3	315.7	391.5	1.12	1.36
-1.7	地下 2 階	337.2	343.6	72.7	80.3	409.9	423.9	1.22	1.23
-8.2	地下 3 階								

※2：表に示した数値は暫定値であり，今後の審査における議論を踏まえ適宜見直す。

3. 地震応答解析で用いるスケルトンカーブへの補助壁の反映方針

地震応答解析で用いるスケルトンカーブへの補助壁の反映方針を以下で説明する。

3.1 せん断スケルトンカーブ

鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断スケルトンカーブは、JEAG4601-1991 追補版の評価法を基本とするが、補助壁については、JEAG4601-1991 追補版で評価される第1折れ点で降伏する、完全弾塑性型のスケルトンカーブとして評価する方針とする。終局点を与えるせん断ひずみについては JEAG4601-1991 追補版の記載による値を採用する方針としている。耐震壁及び補助壁のせん断に関するスケルトンカーブの概念図を図 3-1 に示す。

補助壁のせん断スケルトンカーブを完全弾塑性型とした理由は、以下の点を踏まえた上で、保守的な評価とするためである。

- JEAG4601-1991 追補版におけるせん断スケルトンカーブの終局点の評価法は BOX 壁、円筒壁、I型壁の実験結果に基づいており、直交壁が存在しない壁の場合は、直交する壁の効果を見込まないような終局点の評価方法を適用する必要があると考えられるが、補助壁については、直交壁が存在しない場合も多いことから、JEAG4601-1991 追補版の終局点の評価法を採用すると過剰にせん断応力の負担を期待するようなスケルトンカーブとなる場合があること。
- 補助壁の鉄筋比は耐震壁と比べて小さい場合が多く、鉄筋によるせん断力の負担が生じる第一折れ点以降のせん断応力の負担については補助壁分の寄与が小さいと考えられることから、第一折れ点まで補助壁の効果を考慮することにより、補助壁による効果を踏まえた応答性状になると考えられること。

また、実際の地震応答解析は、複数の耐震壁と補助壁のスケルトンカーブを軸毎に集約した合算後のスケルトンカーブを用いて解析を実施している。スケルトンカーブの集約方法の詳細を添付資料-3 に示す

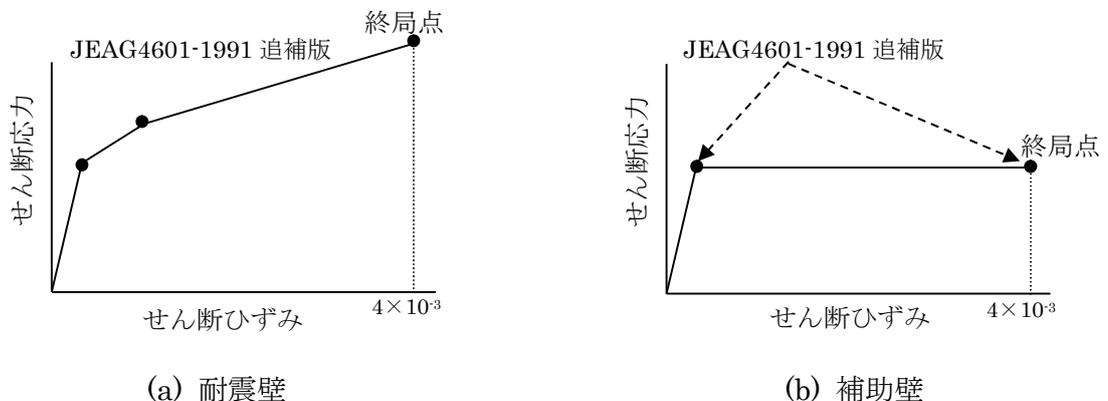


図 3-1 せん断に関するスケルトンカーブの概念図

3.2 曲げスケルトンカーブ

鉄筋コンクリート造耐震壁の曲げスケルトンカーブは、せん断スケルトンカーブと同様に JEAG4601-1991 追補版の評価法を基本とするが、補助壁については、その影響を無視する方針である。

曲げスケルトンカーブの算定時に補助壁の影響を無視することとしたのは、以下の点を踏まえた上で、保守的な評価とするためである。

- ・補助壁として新たに考慮した壁のうち、燃料プール、蒸気乾燥器・気水分離器ピットの壁については、EW 方向の解析モデルの曲げ剛性への影響は大きいと考えられるため、建屋質点系モデルにおける建屋質点間を繋ぐ回転ばねとして既工認時より考慮済みであること(図 3-2 参照)。
- ・その他の補助壁については、既工認で耐震壁として考慮した外壁部やフレーム部を構成するような大スパンの連続的な壁ではなく、短スパンの壁であり、建屋全体の曲げ剛性に与える影響は小さいと判断されることから、その影響を無視しても応答性状に与える影響は小さいと考えられること。

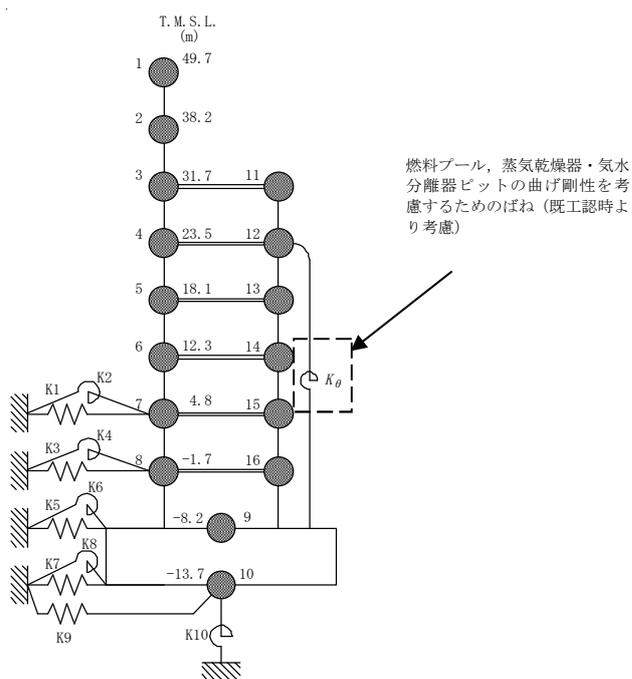


図 3-2 今回工認で採用予定の原子炉建屋の地震応答解析モデル (EW 方向)

4. 設計手法としての妥当性

今回工認で新たに耐震要素として考慮する補助壁は、RC-N 規準における耐震壁の規定を踏まえて設定した選定基準に基づき選定されていることから、耐震要素として十分に考慮可能であると考えられる。

また、地震応答解析で用いる解析モデルへの反映方針としては、JEAG4601-1991 追補版におけるスケルトン評価法のベースとなった実験の内容や耐震壁と補助壁の違い（鉄筋比、直交壁の有無）を踏まえ、補助壁のせん断スケルトンカーブとしては第1折れ点で降伏する完全弾塑性型とし、曲げスケルトンとしては補助壁の剛性を無視する保守的な設定としている。

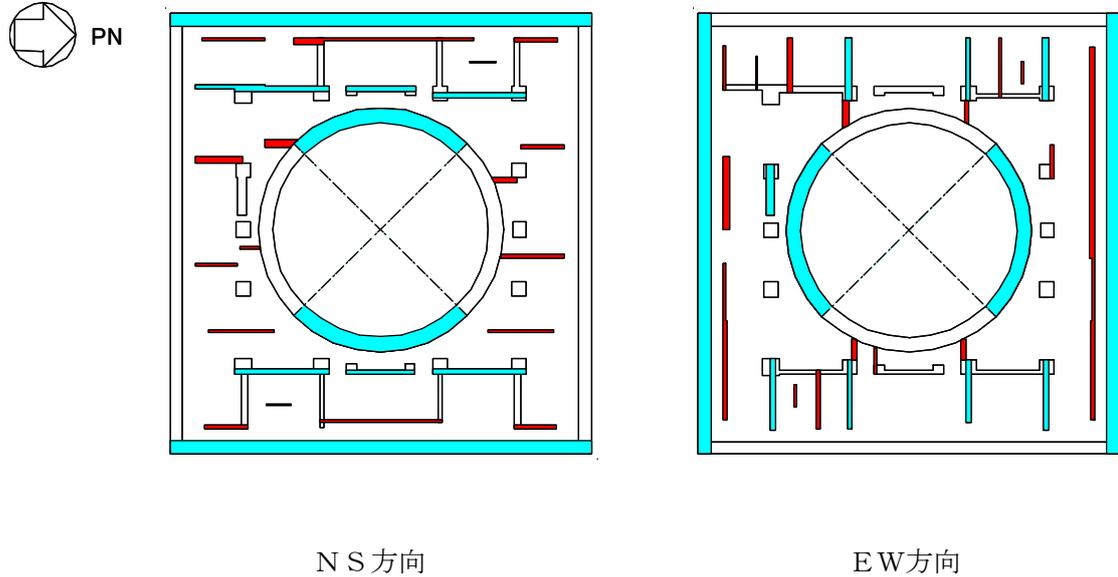
以上のことから、補助壁を耐震要素として新たに考慮することは、設計手法として妥当であると判断した。

5. まとめ

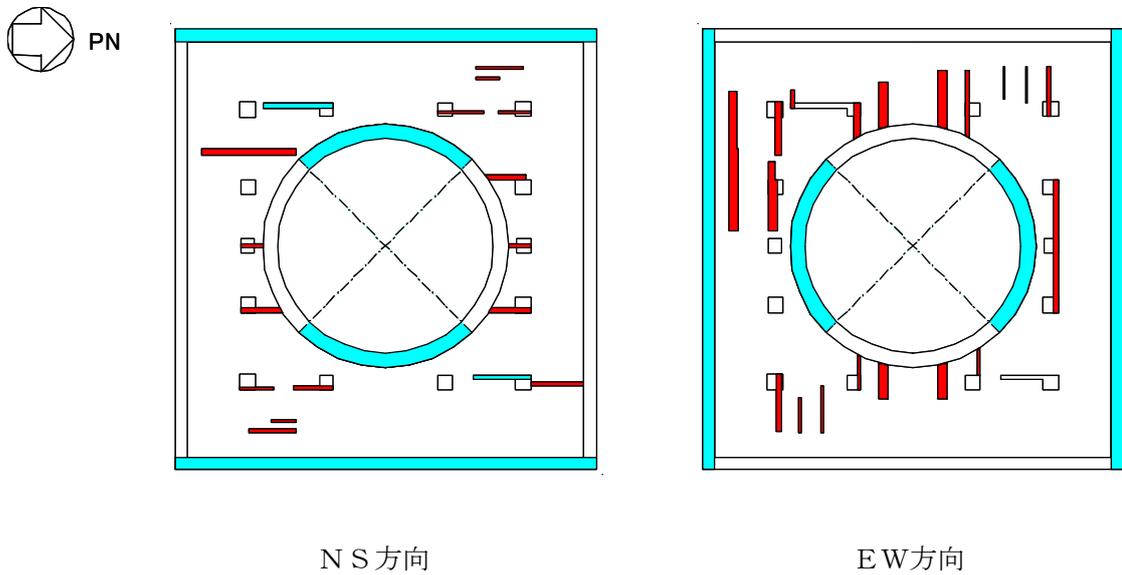
今回工認では、より実現に近い応答を模擬するという観点から新たに耐震要素として取り入れる補助壁について、選定の考え方と選定結果について整理した。また、耐震評価の考え方についても整理した。その上で今回工認において耐震要素として、補助壁を考慮することが設計手法として妥当であると判断した。

添付資料-1 補助壁の選定結果（6号炉原子炉建屋）

6号炉原子炉建屋の地震応答解析時に耐震壁及び補助壁として剛性を評価する範囲（概要図）を以下に示す。



B3F(T.M.S.L.-8.2m~T.M.S.L.-1.7m)

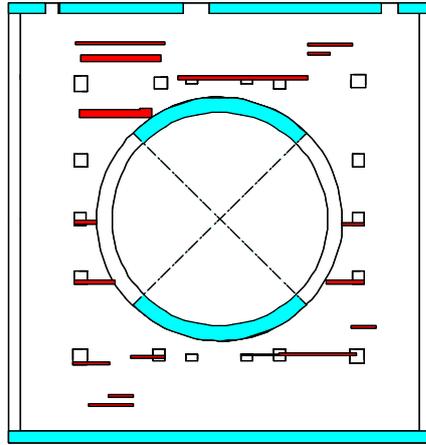


B2F(T.M.S.L.-1.7m~T.M.S.L.+4.8m)

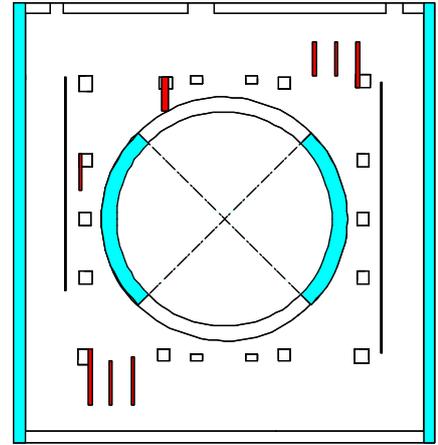
 : 耐震壁として剛性を評価する範囲
(既工認と同じ)

 : 補助壁として剛性を評価する範囲

添図 1-1 耐震壁と補助壁の考慮範囲

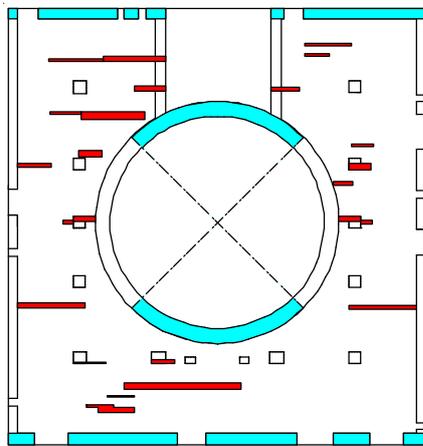


NS方向

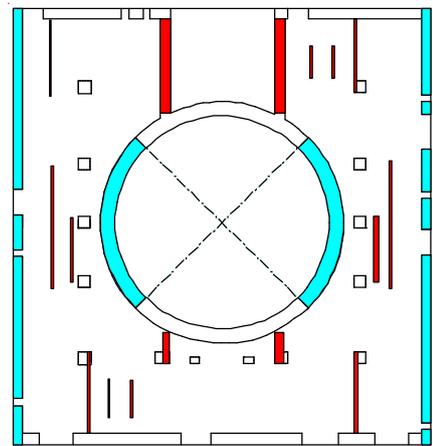


EW方向

B1F(T.M.S.L.+4.8m~T.M.S.L.+12.3m)



NS方向

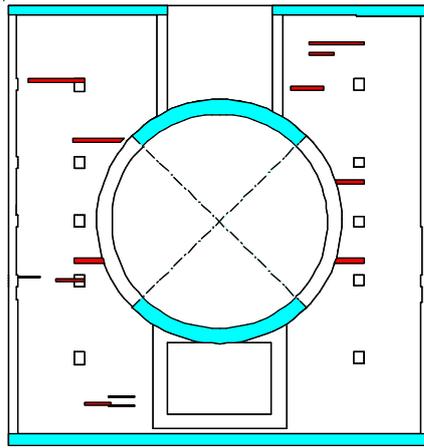


EW方向

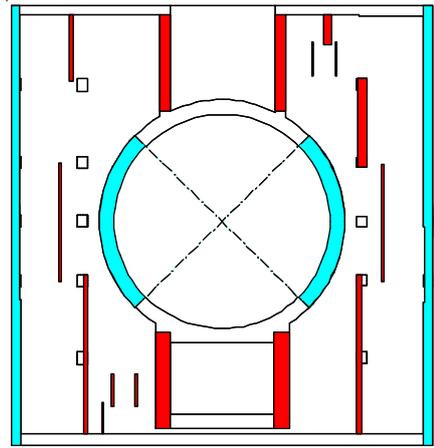
1F(T.M.S.L. +12.3m~T.M.S.L.+ 18.1m)

- :耐震壁として剛性を評価する範囲
(既工認と同じ)
- :補助壁として剛性を評価する範囲

添図 1-2 耐震壁と補助壁の考慮範囲

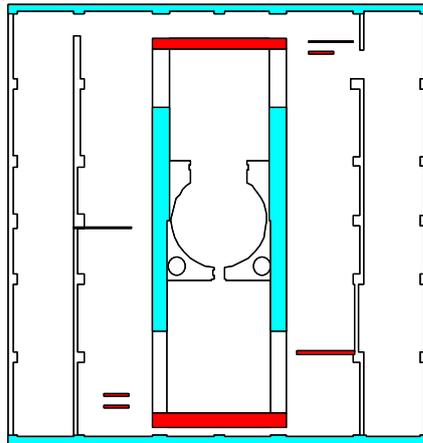


NS方向

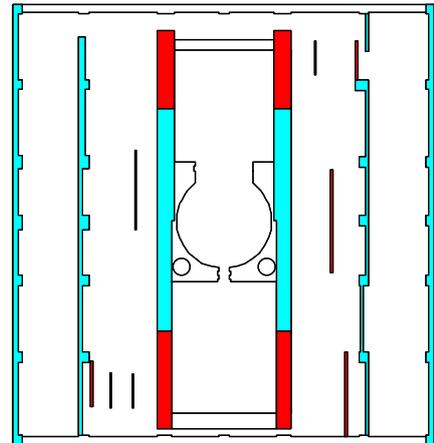


EW方向

2F(T.M.S.L.+18.1m~T.M.S.L.+23.5m)



NS方向

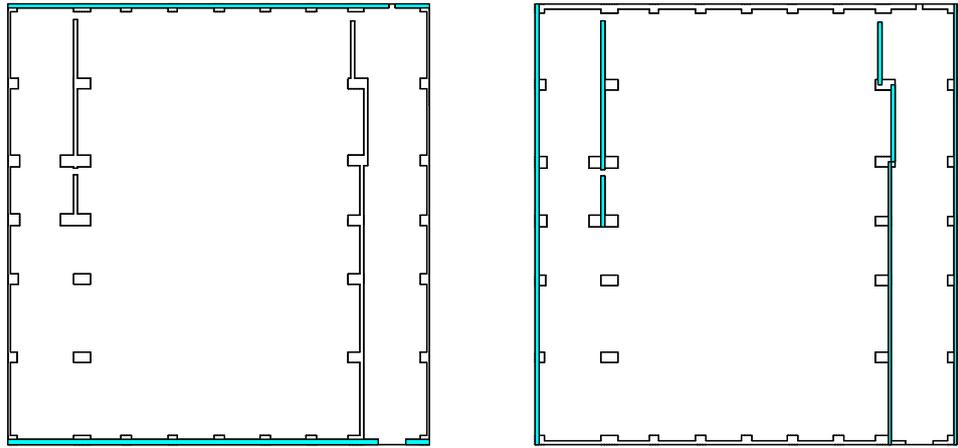


EW方向

3F(T.M.S.L. +23.5m~T.M.S.L.+31.7m)

-  : 耐震壁として剛性を評価する範囲
(既工認と同じ)
-  : 補助壁として剛性を評価する範囲

添図 1-3 耐震壁と補助壁の考慮範囲

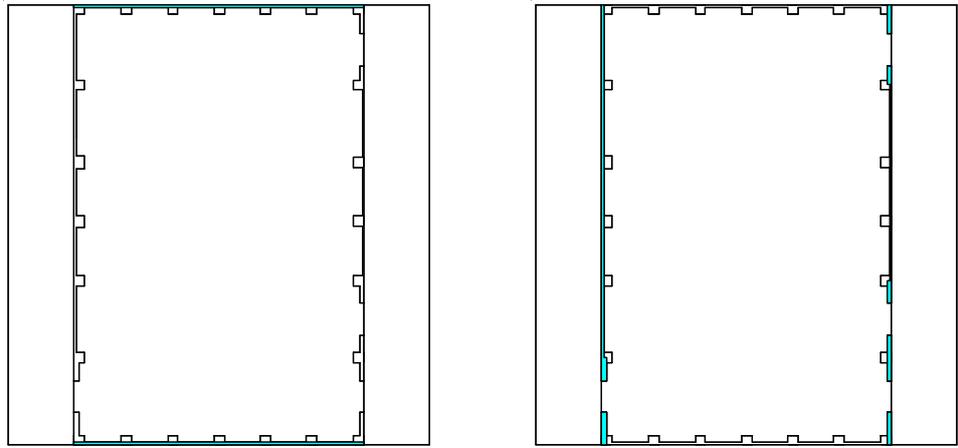


補助壁該当なし

NS方向

EW方向

4F(T.M.S.L.+31.7m~T.M.S.L.+38.2m)



補助壁該当なし

NS方向

EW方向

CRF(T.M.S.L.+38.2m~T.M.S.L.+49.7m)

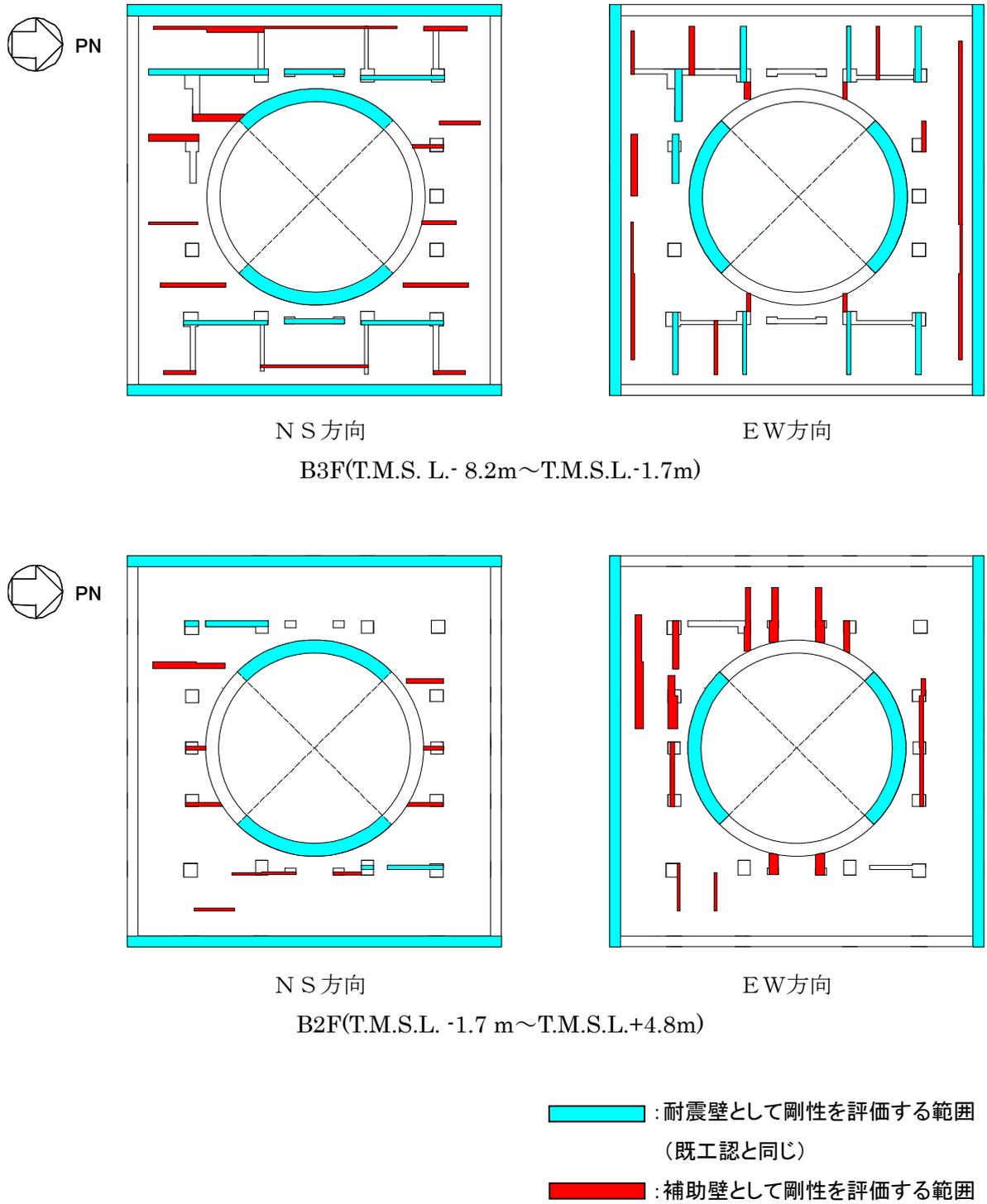
: 耐震壁として剛性を評価する範囲

(既工認と同じ)

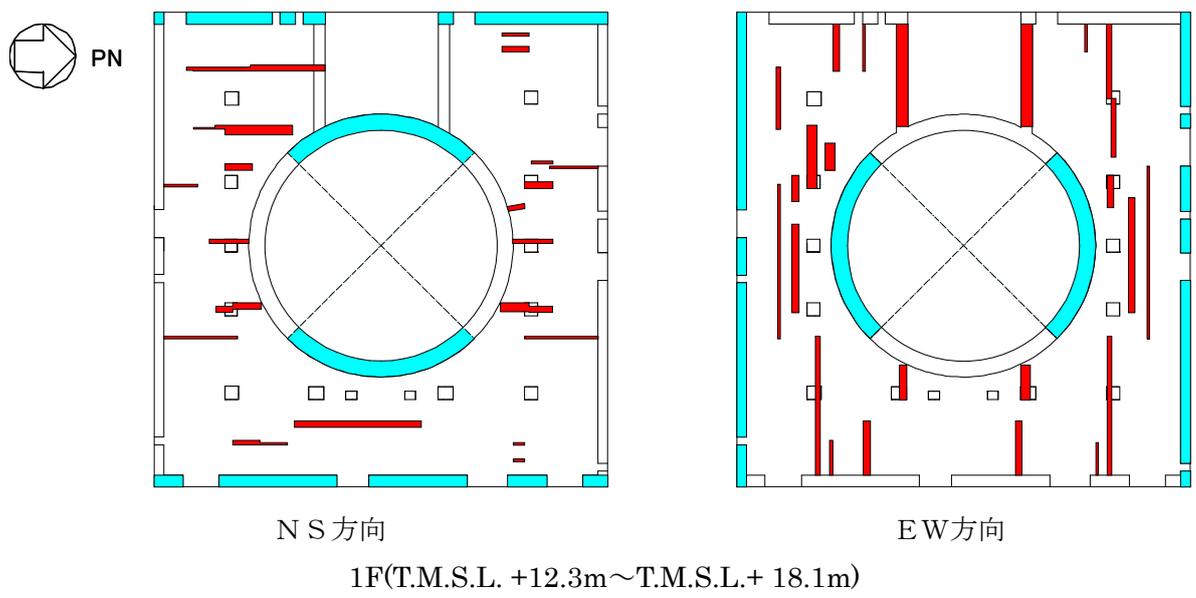
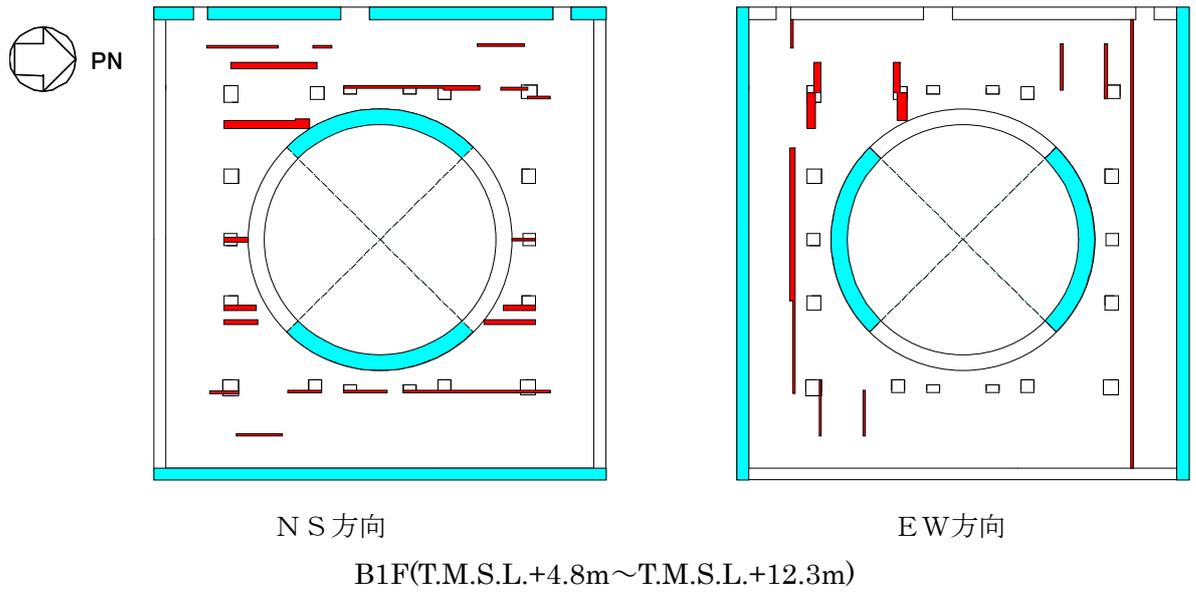
添図 1-4 耐震壁と補助壁の考慮範囲

添付資料-2 補助壁の選定結果（7号炉原子炉建屋）

7号炉原子炉建屋の地震応答解析時に耐震壁及び補助壁として剛性を評価する範囲（概要図）を以下に示す。

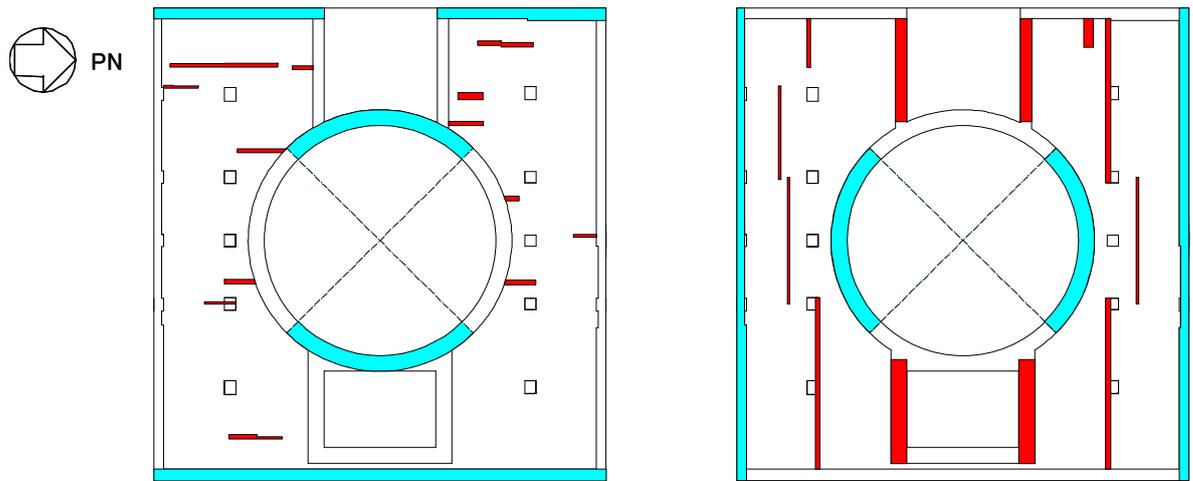


添図 2-1 耐震壁と補助壁の考慮範囲



- : 耐震壁として剛性を評価する範囲
(既工認と同じ)
- : 補助壁として剛性を評価する範囲

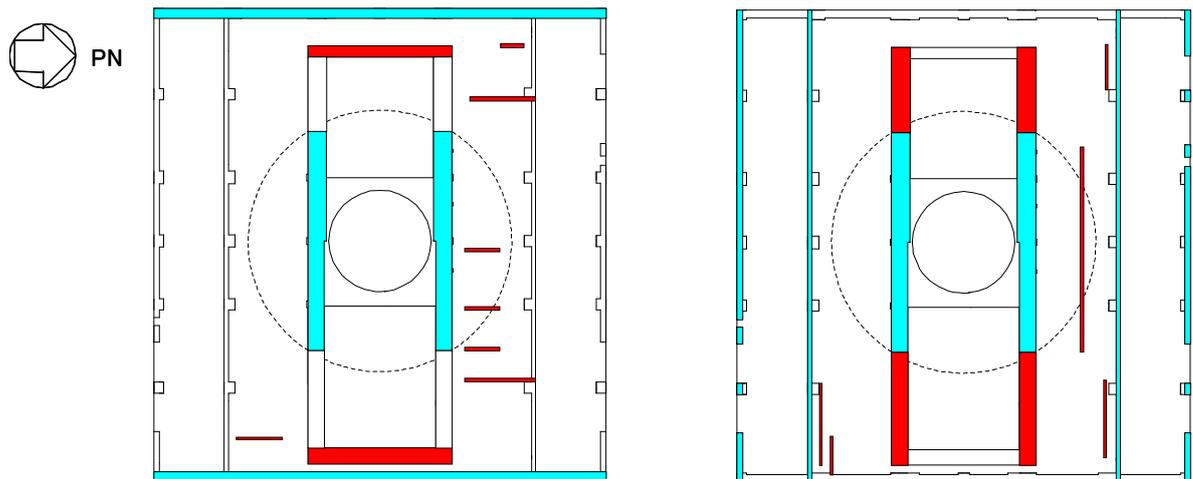
添図 2-2 耐震壁と補助壁の考慮範囲



NS方向

EW方向

2F(T.M.S.L.+18.1m~T.M.S.L.+23.5m)



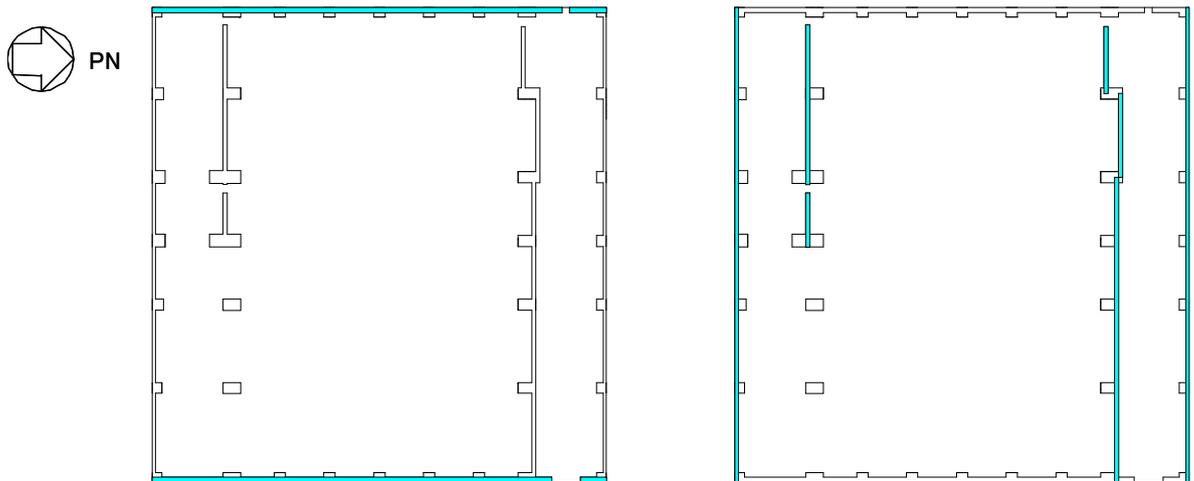
NS方向

EW方向

3F(T.M.S.L. +23.5m~T.M.S.L.+31.7m)

- : 耐震壁として剛性を評価する範囲
(既工認と同じ)
- : 補助壁として剛性を評価する範囲

添図 2-3 耐震壁と補助壁の考慮範囲

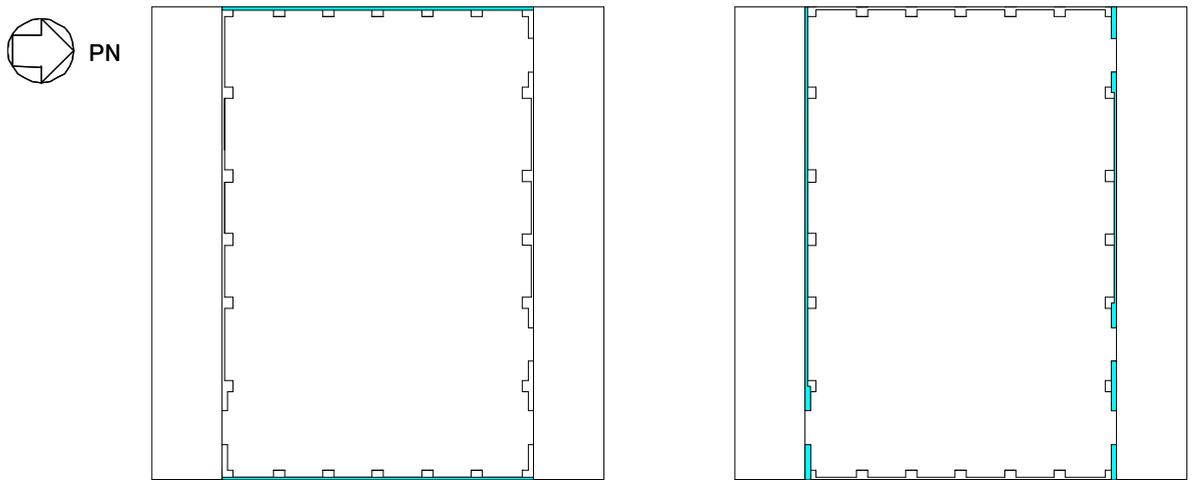


補助壁該当なし

NS方向

EW方向

4F(T.M.S.L.+31.7m~T.M.S.L.+38.2m)



補助壁該当なし

NS方向

EW方向

CRF(T.M.S.L.+38.2m~T.M.S.L.+49.7m)

: 耐震壁として剛性を評価する範囲
(既工認と同じ)

添図 2-4 耐震壁と補助壁の考慮範囲

添付資料-3 せん断スケルトンカーブにおける耐震壁と補助壁の合算方法

原子炉建屋の地震応答解析モデルにおけるせん断スケルトンカーブは、耐震壁と補助壁を合算評価して設定している。耐震壁と補助壁を評価する場合のスケルトンカーブの算定フローを添図 3-1 に示す。

算定フローに基づき算定した結果として、7号炉原子炉建屋のNS方向B3F（最下階）の外壁軸における計算例を添表 3-1 に示す。

また、算定フローに基づき設定した地震応答解析モデルに用いるせん断スケルトンカーブについて、7号炉原子炉建屋のNS方向を例として、添図 3-2～9 に示す。

① 耐震壁のスケルトンの算定

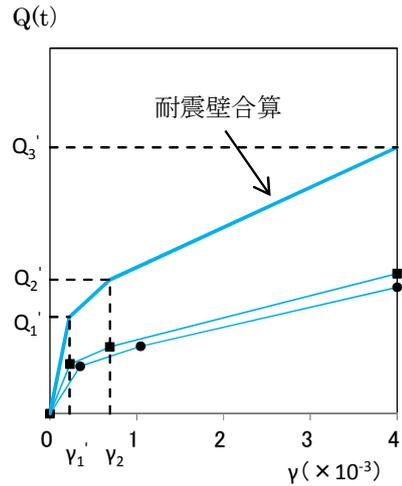
耐震壁については、せん断スケルトンカーブを JEAG4601-1991 追補版の評価法に従い算定する。

ここで、コンクリート強度は、実強度 (440kg/cm²) とする。

複数壁の合算方法は以下とする。

- Q_1' : 各壁 q_1' の和
- γ_1' : $Q_1' / G \cdot$ (耐震壁 A_s の和)
- Q_2' : 各壁 q_2' の和
- γ_2 : 各壁 γ_2 の最小値
- Q_3' : 各壁 q_3' の和
- γ_3 : 4.0×10^{-3}

ここで、 q_i' : 個々の耐震壁のせん断力
 G : せん断弾性係数

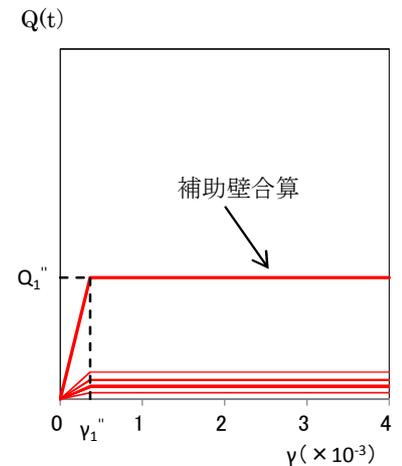


② 補助壁のスケルトンの算定

補助壁については、JEAG4601-1991 追補版で評価される第1折点まで耐力を有すると仮定して、完全弾塑性型のスケルトンカーブとする。

複数壁の合算方法は以下とする。

- Q_1'' : 各壁 q_1'' の和 (Q_2'', Q_3'' も同じ)
 - γ_1'' : $Q_1'' / G \cdot$ (補助壁 A_s の和)
- ここで、 q_i'' : 個々の補助壁のせん断力

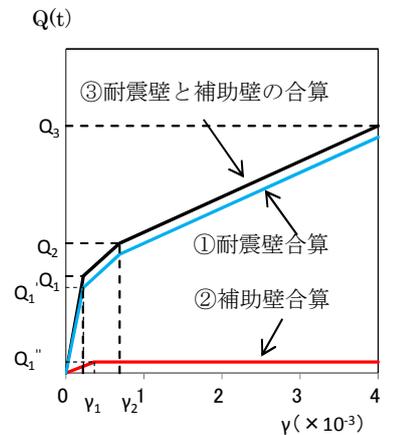


③ 地震応答解析モデルのためのスケルトンの設定 (1軸への集約方法)

①耐震壁と②補助壁を合算して、1軸に集約したスケルトンカーブを設定する。

合算方法は以下とする。

- Q_1 : 耐震壁 Q_1' と補助壁 Q_1'' の和
- γ_1 : $Q_1 / G \cdot$ (耐震壁 A_s + 補助壁 A_s の和)
- Q_2 : 耐震壁 Q_2' と補助壁 Q_2'' の和
- γ_2 : 耐震壁 γ_2 の最小値
- Q_3 : 耐震壁 Q_3' と補助壁 Q_3'' の和
- γ_3 : 4.0×10^{-3}

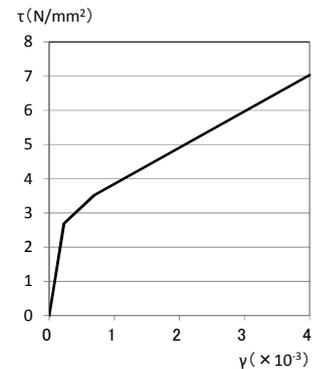


④ 地震応答解析モデルのためのスケルトンの設定 (Q-γ 曲線から τ-γ 曲線へ変換、SI 単位系に換算)

③で得られた Q-γ 曲線を τ-γ 曲線に変換する。

変換方法は以下とする。

- τ_1 : $Q_1 /$ (耐震壁 A_s + 補助壁 A_s の和)
- τ_2 : $Q_2 /$ (耐震壁 A_s + 補助壁 A_s の和)
- τ_3 : $Q_3 /$ (耐震壁 A_s + 補助壁 A_s の和)



添図 3-1 スケルトンカーブの算定フロー

添表 3-1 せん断スケルトンカーブ算定例（原子炉建屋 NS 方向，地下 3 階 外壁軸）

① 耐震壁のスケルトンの算定結果

T. M. S. L. (m)	通り	耐震壁As (m ²)	JEAG 第 1 折点			JEAG 第 2 折点			JEAG 終局点		
			τ_1 (kg/cm ²)	Q ₁ (t)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (kg/cm ²)	Q ₂ (t)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (kg/cm ²)	Q ₃ (t)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
-8.2~-1.7	kA	96.2	28.09	27023	0.230	37.92	36480	0.691	79.55	76523	4.000
	kG	96.2	28.34	27262	0.232	38.26	36804	0.697	79.76	76730	4.000

耐震壁の合算

T. M. S. L. (m)	部位	耐震壁As (m ²)	Q ₁ (t)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	Q ₂ (t)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	Q ₃ (t)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
-8.2~-1.7	耐震壁	192.4	54285	0.231	73284	0.691	153253	4.000

注 : G = 1.22 $\times 10^5$ kg/cm²

② 補助壁のスケルトンの算定結果

T. M. S. L. (m)	壁NO	補助壁As A(m ²)	JEAG 第 1 折点		
			τ_1 (kg/cm ²)	Q ₁ (t)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)
-8.2~-1.7	1	3.50	22.27	779	0.183
	2	6.93	22.27	1543	0.183
	3	4.83	22.27	1076	0.183
	4	1.65	22.27	367	0.183
	5	3.06	22.27	681	0.183
	6	3.06	22.27	681	0.183
	7	5.04	22.27	1122	0.183
	8	3.06	22.27	681	0.183

補助壁の合算

T. M. S. L. (m)	部位	補助壁As (m ²)	Q ₁ (t)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)
-8.2~-1.7	補助壁	31.13	6933	0.183

注 : G = 1.22 $\times 10^5$ kg/cm²

③ 地震応答解析モデルのためのスケルトンの設定結果（1 軸への集約）

T. M. S. L. (m)	部位	ΣAs (m ²)	第 1 折点		第 2 折点		第 3 折点	
			Q ₁ ^{*1} (t)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	Q ₂ ^{*1} (t)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	Q ₃ ^{*1} (t)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
-8.2~-1.7	外壁軸	223.53	61218	0.224	80217	0.691	160186	4.000

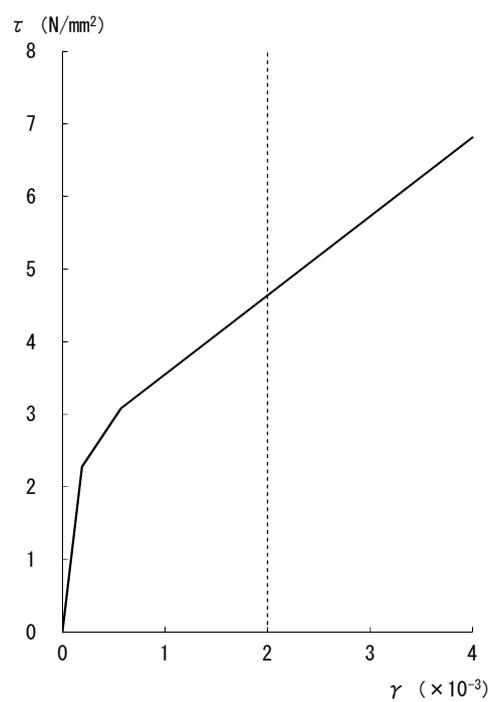
*1 : ①耐震壁と②補助壁の和

④ 地震応答解析モデルのためのスケルトンの設定結果（Q- γ 曲線から τ - γ 曲線へ変換）

T. M. S. L. (m)	部位	ΣAs (m ²)	第 1 折点		第 2 折点		第 3 折点	
			τ_1 ^{*1} (kg/cm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 ^{*1} (kg/cm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 ^{*1} (kg/cm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
-8.2~-1.7	外壁軸	223.53	27.39 (2.686)	0.224	35.89 (3.519)	0.691	71.66 (7.028)	4.000

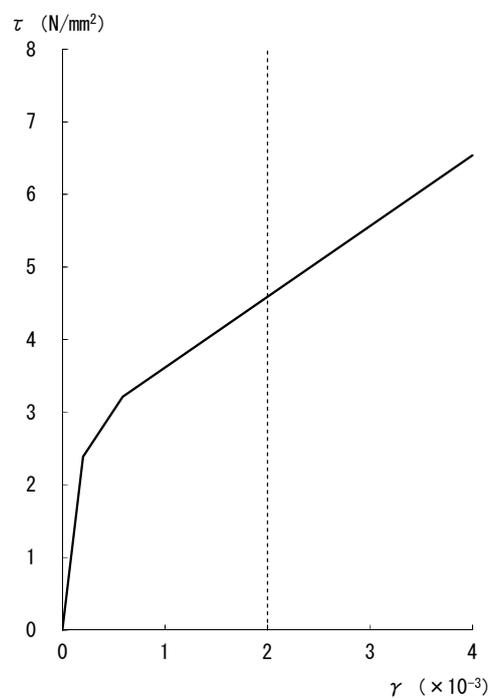
*1 : $\tau_i = Q_i / \Sigma As$ 、() 内は、N/mm² (SI 単位換算値を示す)

(NS 方向)



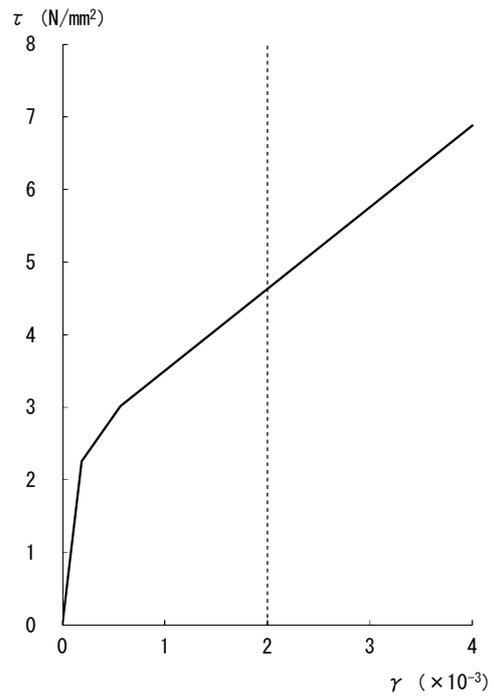
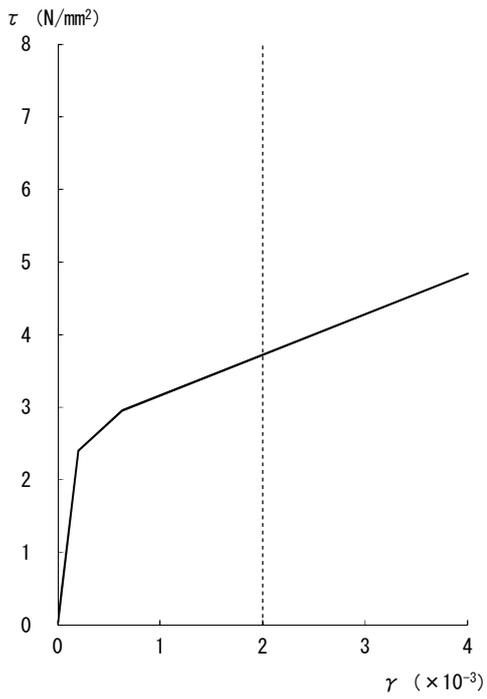
[外壁]

添図 3-2 せん断スケルトンカーブ (NS 方向, CRF)



[外壁]

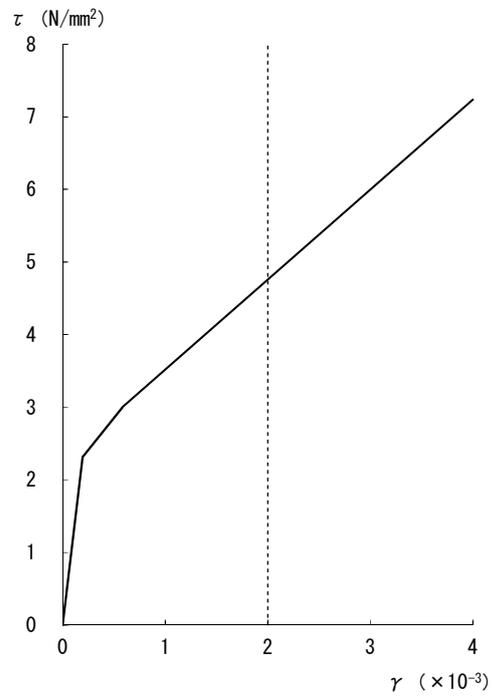
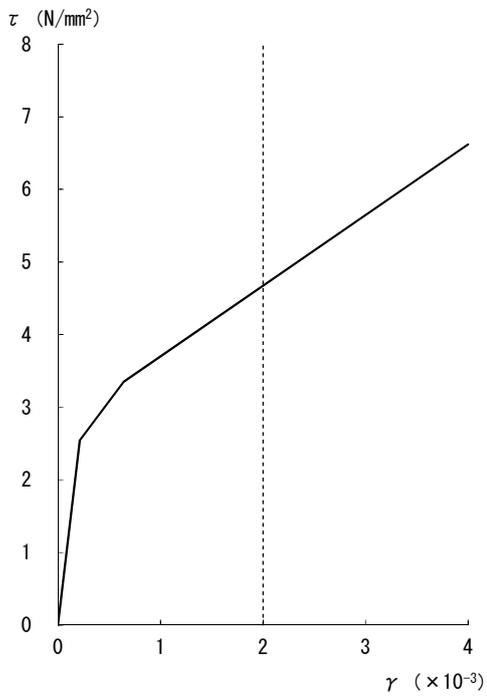
添図 3-3 せん断スケルトンカーブ (NS 方向, 4F)



[外壁]

[RCCV]

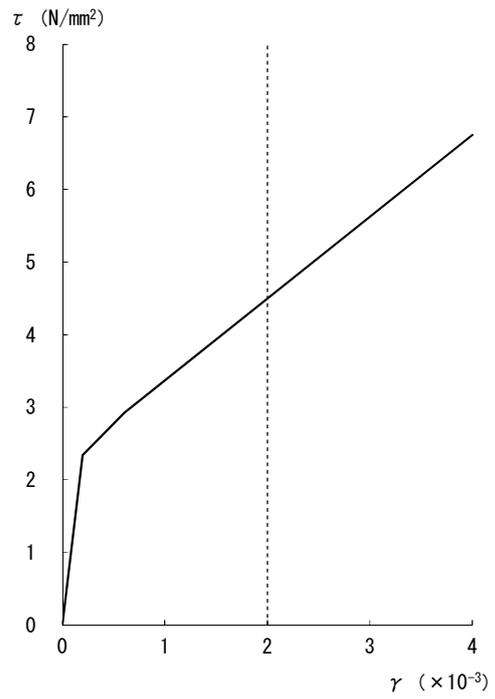
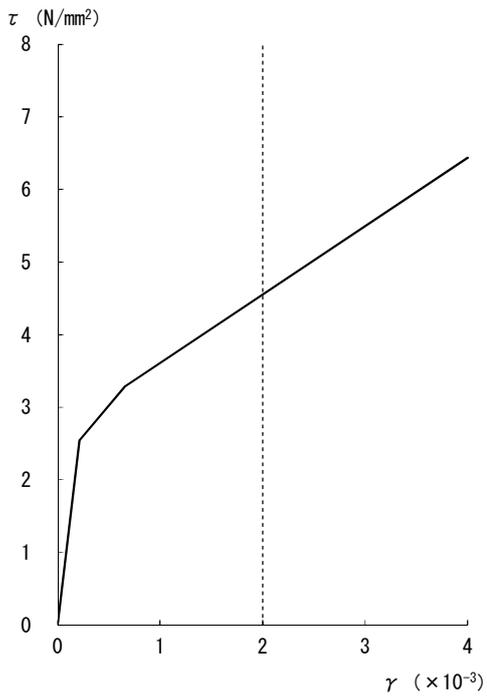
添図 3-4 セン断スケルトンカーブ (NS 方向, 3F)



[外壁]

[RCCV]

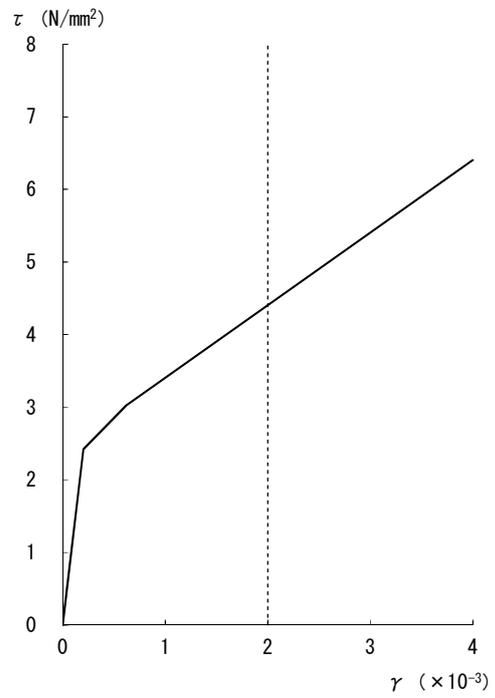
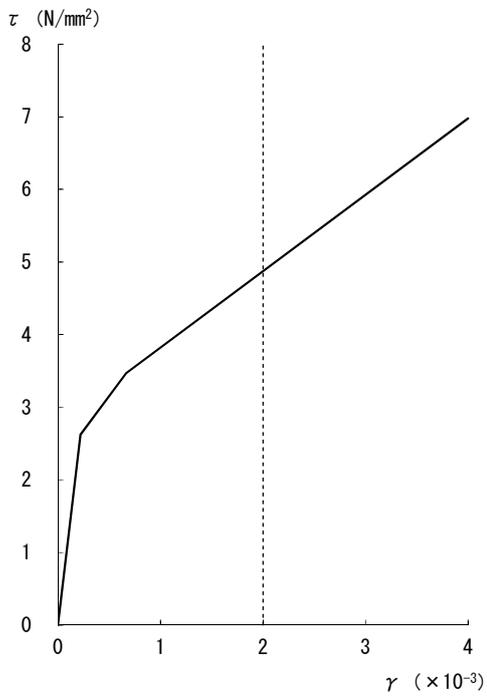
添図 3-5 セン断スケルトンカーブ (NS 方向, 2F)



[外壁]

[RCCV]

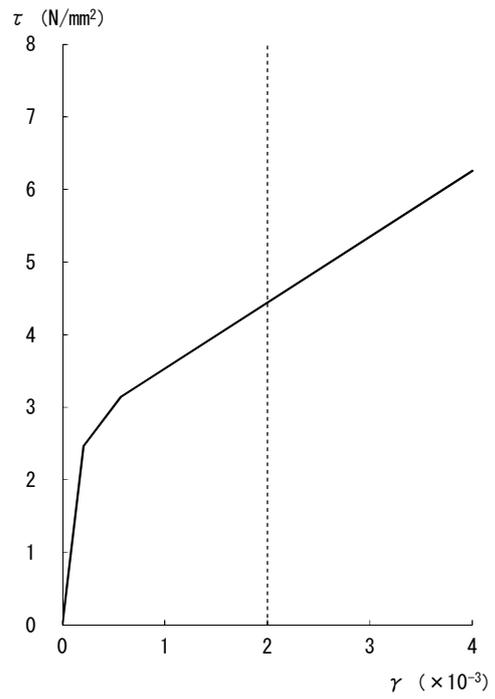
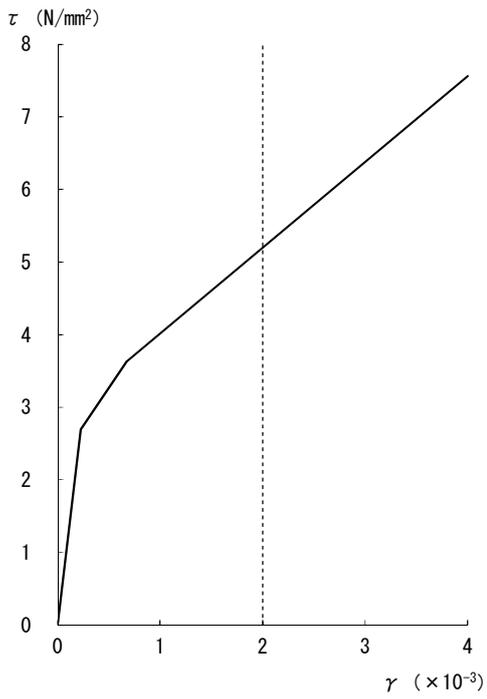
添図 3-6 せん断スケルトンカーブ (NS 方向, 1F)



[外壁]

[RCCV]

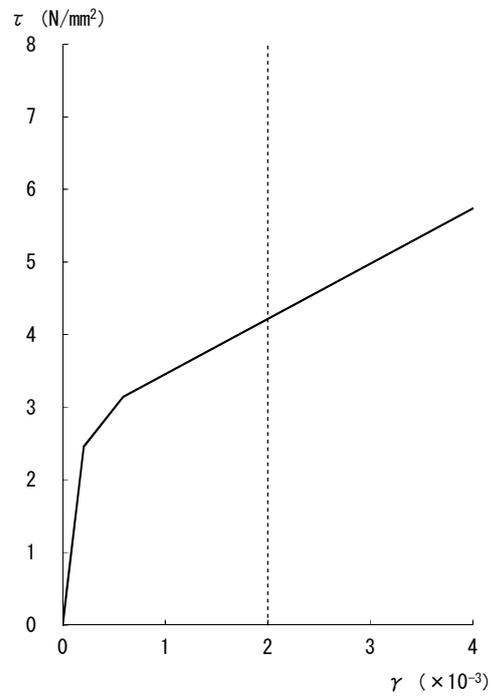
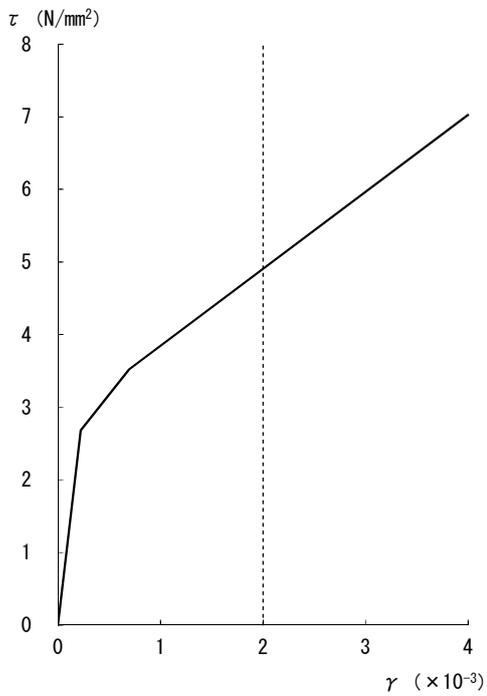
添図 3-7 せん断スケルトンカーブ (NS 方向, B1F)



[外壁]

[RCCV]

添図 3-8 せん断スケルトンカーブ (NS 方向, B2F)



[外壁]

[RCCV]

添図 3-9 せん断スケルトンカーブ (NS 方向, B3F)

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	復元力特性の設定方法	6
3.1	SC 規程の適用性及び設定方針	6
(1)	SC 規程の適用性及び設定方針	6
(2)	SC 規程に基づく RPV ペDESTALの復元力特性の検討手順	8
(3)	復元力特性の検討範囲	9
3.2	RPV ペDESTALの構造の特徴の抽出及び構造に応じた追加検討事項	10
3.3	スケルトンカーブの設定方法	12
(1)	地震応答解析における RPV ペDESTALのモデル化	12
(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	17
(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	28
3.4	構造の特徴に応じた追加検討事項の妥当性	42
(1)	妥当性の確認対象	42
(2)	確認方法	43
(3)	確認結果	45
4	スケルトンカーブの作成	48
5	履歴特性の設定	69
(1)	検討目的	69
(2)	検討方法	69
(3)	検討ケース	69
(4)	検討結果	72
6	まとめ	74
7	参考文献	74

添付資料-1：RPV ペDESTALの復元力特性に用いるコンクリート強度の取り扱い

添付資料-2：地震応答解析モデルにおける RPV ペDESTALの減衰定数

添付資料-3：RPV ペDESTALの SC 規程に基づくスケルトンカーブ導出過程

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

添付資料-5：既往試験の概要，信頼性及び実機への適用性

添付資料-6：復元力特性の設定における温度に応じた材料物性値の設定方法

添付資料-7：コンクリートせん断ひび割れ後の RPV ペDESTALの支持性能

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。

既工認の耐震設計における地震応答解析では、RPV ペDESTALをより正確にモデル化する観点から、現実に存在する鋼板及びコンクリートの剛性をともに考慮した剛性を設定し、線形仮定を置きモデル化している。一方、応力評価においては、RPV ペDESTALに作用する地震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している。

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に対しコンクリートのひび割れによる弾塑性挙動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。

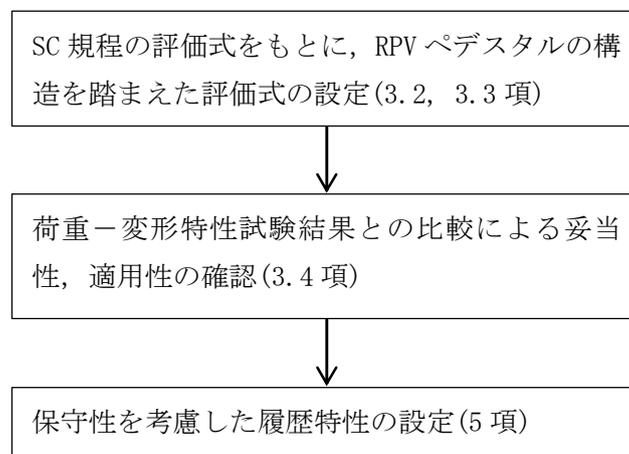


図 1-1 RPV ペDESTALの弾塑性特性を考慮した復元力特性の設定フロー

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）、及び原子炉圧力容器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、上部ドライウェルと下部ドライウェルを連絡する連通孔を設けており、ベント管を内蔵している。

※RPV ペDESTALは当社 BWR プラントの初期では鉄筋コンクリート構造としていたが、柏崎刈羽原子力発電所においては施工性改善の観点から鋼板コンクリート構造を採用している。

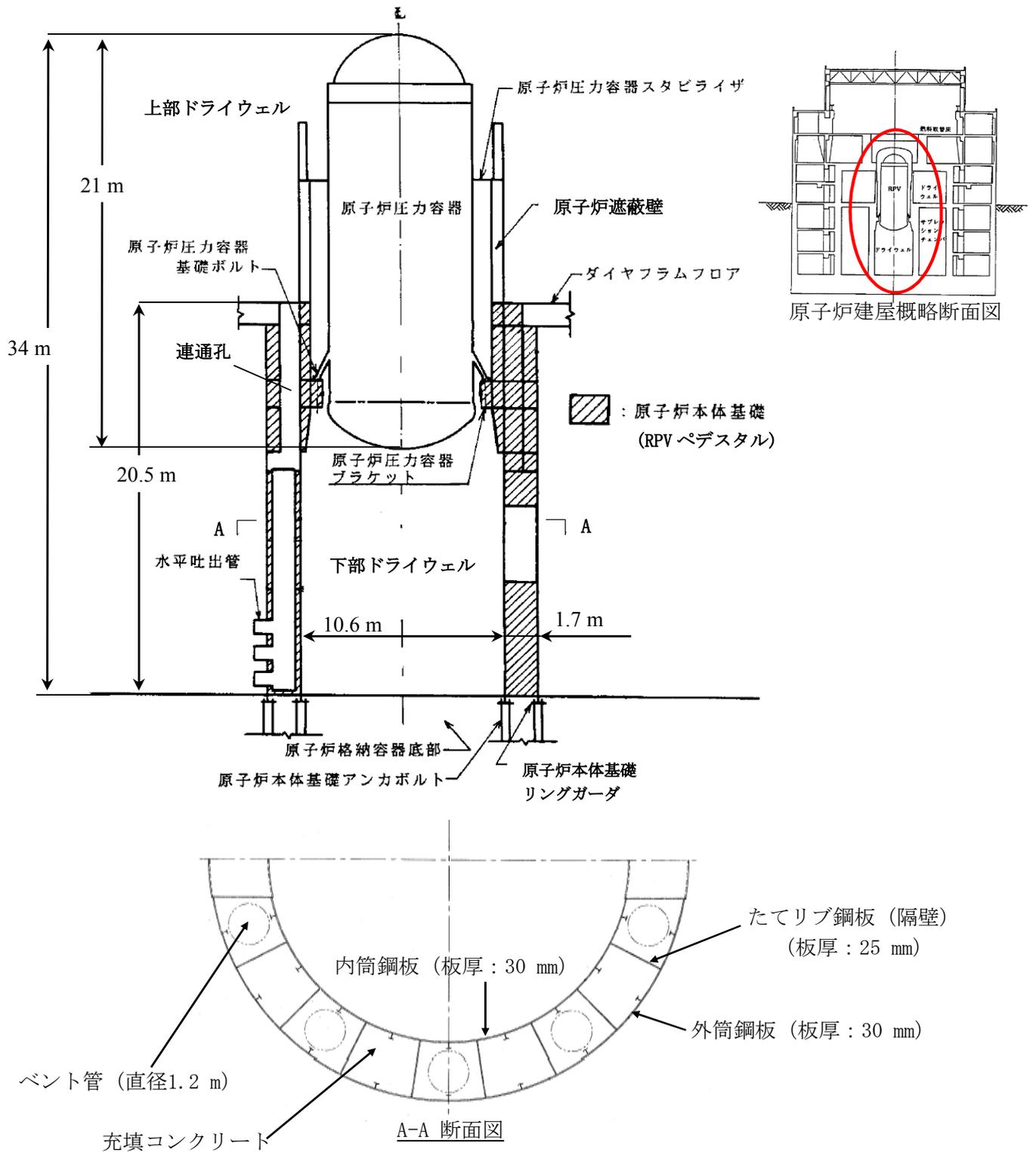


図 2.1-1 RPV ペデスタル概略図

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を円筒鋼板に設置し、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。

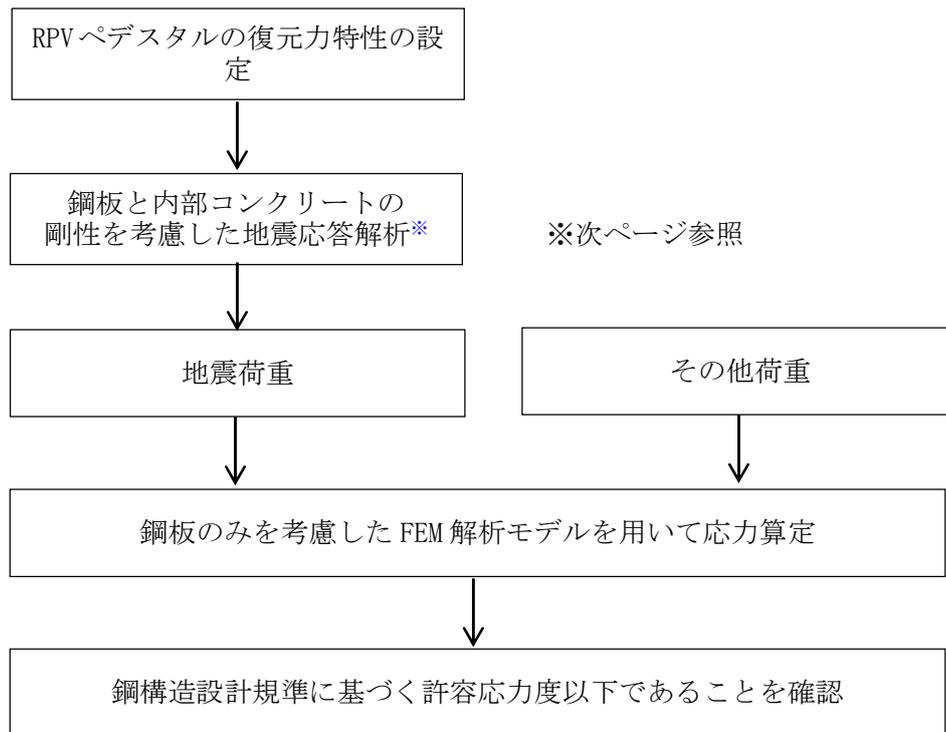


図 2. 2-1 RPV ペDESTALの応力評価フロー

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)

※地震応答解析モデル

原子炉建屋内の原子炉压力容器，原子炉遮蔽壁，原子炉本体基礎等の大型機器・構築物は，基礎マットやダイヤフラムフロアを介して原子炉建屋から地震の入力があることを考慮して，既工認から建屋と連成させた地震応答解析モデルを用いている。

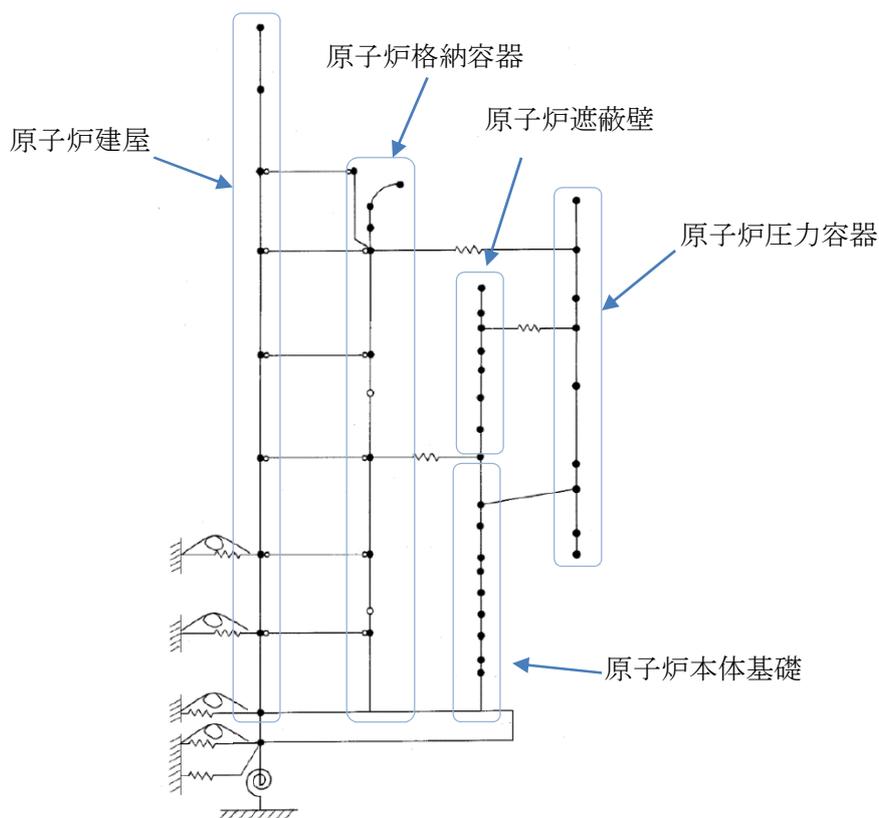


図 2.2-2 地震応答解析モデルの例

3. 復元力特性の設定方法

3.1 SC 規程の適用性及び設定方針

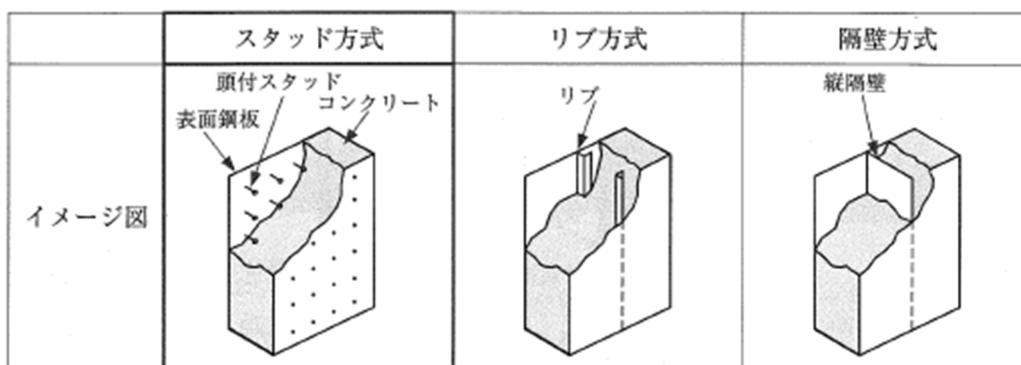
(1) SC 規程の適用性及び設定方針

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

今回工認で採用する RPV ペDESTALの弾塑性特性を考慮した復元力特性は、SC 構造の耐震設計に関する民間規格である SC 規程に定められた復元力特性の評価方法を準用することにより設定する。

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

RPV ペDESTALは隔壁方式であることから、RPV ペDESTALの構造の特徴に応じた追加検討を行うことで SC 規程を準用し復元力特性の設定を行うものとする。



((1)より引用)

図 3.1-1 SC 構造の各種構造形式 (例)

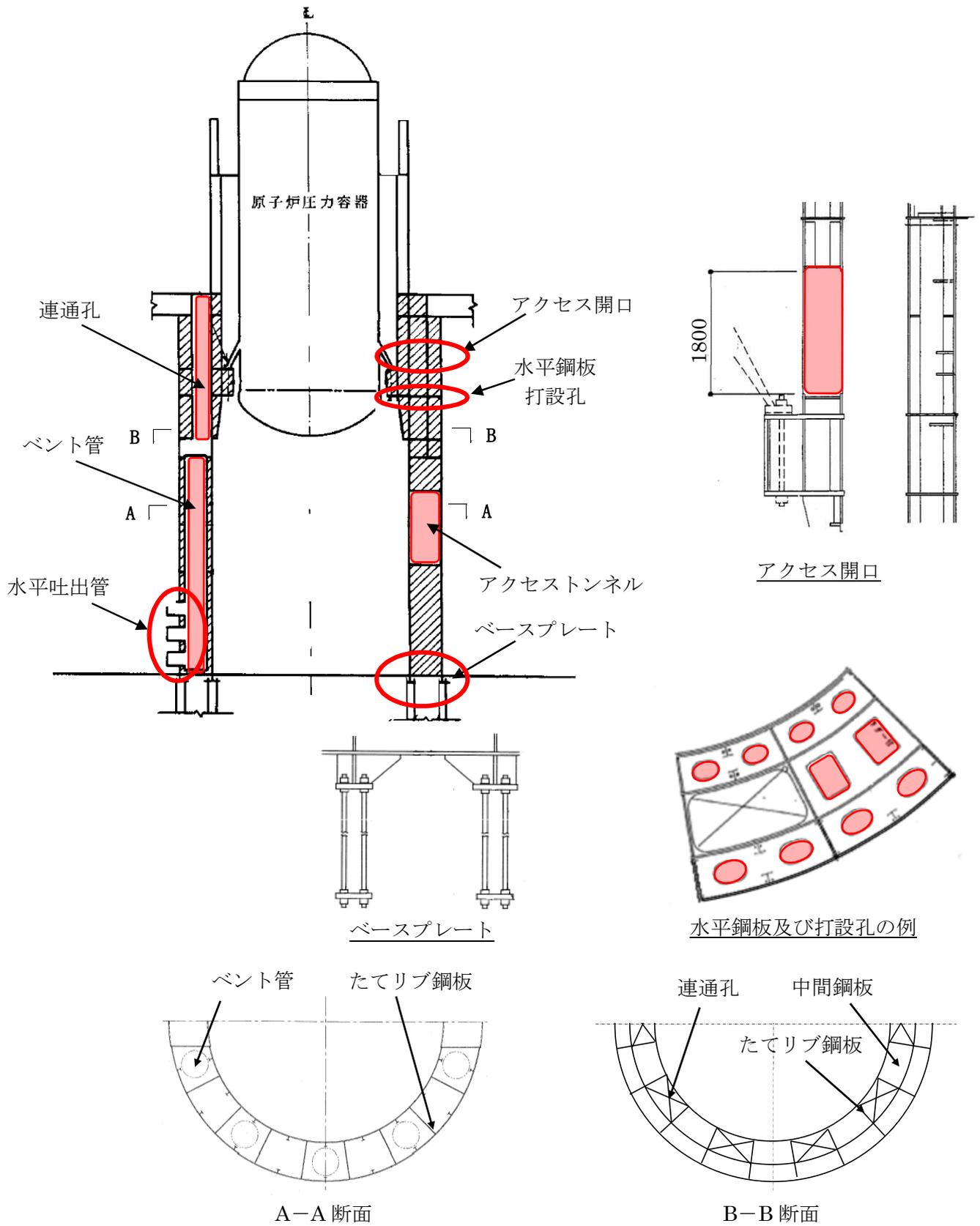


図 3.1-2 RPV ペDESTALの構造概要

(2) SC 規程に基づく RPV ペDESTAL の復元力特性の検討手順

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

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

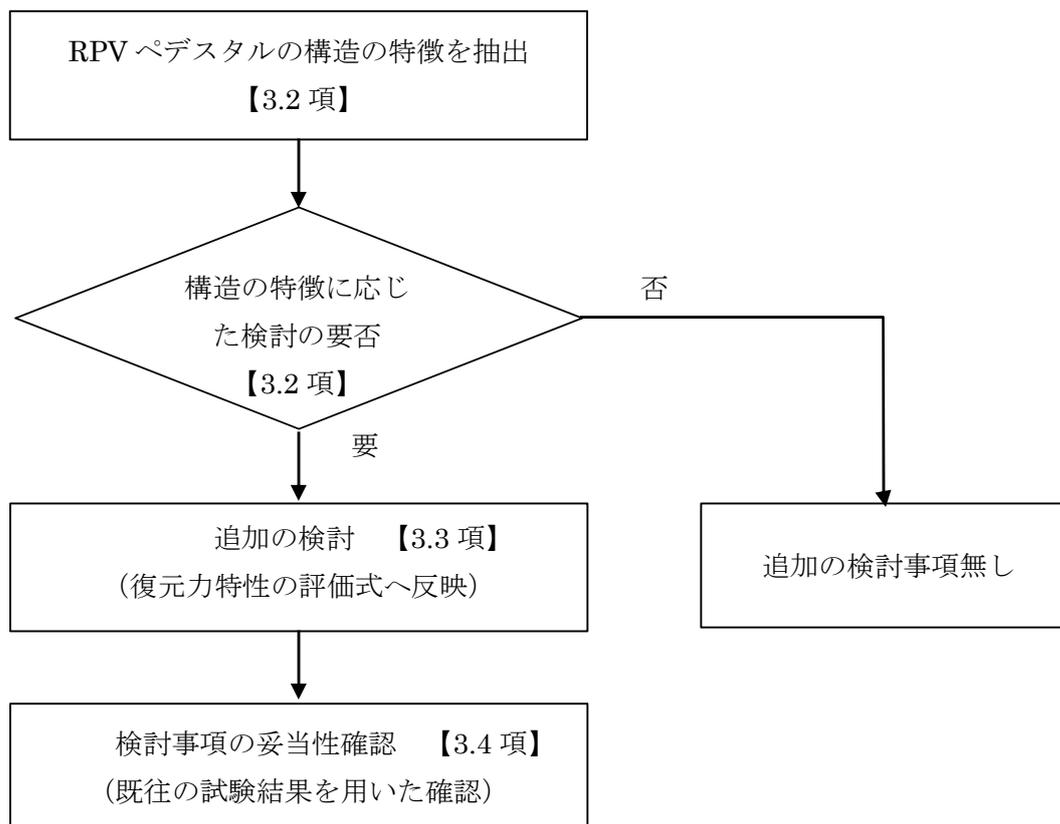
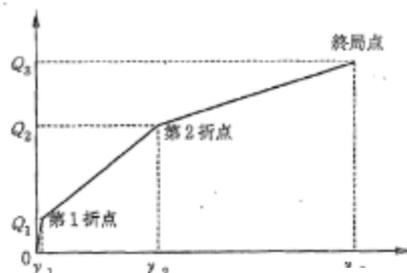
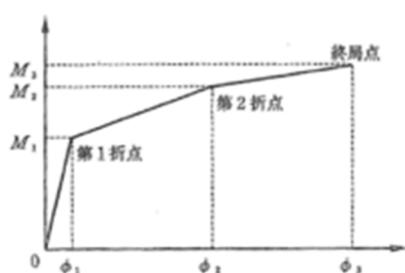


図 3.1-3 RPV ペDESTAL の復元力特性評価方法の検討手順

(3) 復元力特性の検討範囲

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対するスケルトンカーブは図3.1-4参照)



((1)より引用)

図 3.1-4 曲げ及びせん断に対するスケルトンカーブ

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

RPV ペDESTALの構造の特徴を抽出し、各々に対する構造に応じた追加検討の要否について整理した結果を表 3.2 に示す。

RPV ペDESTALの構造の特徴のうち、以下の 5 点が構造に応じた追加検討が必要な項目であることから、3.3 項では、これらの特殊構造を復元力特性の評価方法へ反映する方法を検討する。

- ①隔壁方式の SC 構造であり、SC 規程の前提としているスタッド方式と異なる。
- ②円筒型の SC 構造であり、SC 規程の根拠としている試験結果に含まれていない。
- ③ベント管を内蔵しており、コンクリートに大きな断面欠損がある。
- ④コンクリート底面が、鋼製のベースプレートにより基礎マットと分断されている。
- ⑤水平鋼板内に、施工用のコンクリート打設孔が設けてある。

表 3.2 RPV ペDESTALの構造の特徴及び追加検討の要否

RPV ペDESTALの構造の特徴		構造の特徴に応じた追加検討の要否	
		○：要 ×：否	理由
共通	隔壁方式	○	SC 規程（スタッド方式）とは一体化方式が異なる。
	円筒型	○	SC 規程は円筒型への適用を排除するものではないが、規程の根拠となっているデータが矩形断面であることから、念のため追加検討を行う。
下部 ペDESTAL	ベント管	○	RPV ペDESTALの内外円筒鋼板及び縦リブ間に充填されたコンクリートに埋め込んだベント管による大きな開口欠損がある。
	水平吐出管	×	SC 規程の開口の取り扱いに関する規定に準じることで追加の検討は不要である※1
	ベースプレート	○	基礎マットとの接続部がベースプレートにより分断されている。
	アクセストンネル	×	※1 と同じ
上部 ペDESTAL	連通孔	×	※1 と同じ
	ベント取入孔	×	※1 と同じ
	中間鋼板	○	一体化方式の違いによる相違
	水平鋼板	○	一体化方式の違いによる相違
	水平鋼板のコンクリート打設孔	○	打設孔部分のコンクリートの取り扱いについては、SC 規程に特に規定されていない。
	アクセス開口	×	※1 と同じ

3.3 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 3.3(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 3.3(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 3.3(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。

スケルトンカーブは、これらの要素ごとに曲げ及びせん断について設定する。

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し、複雑な断面形状を有する実機 RPV ペデスタルに対して、構造に応じた検討を行った上で SC 規程を準用しスケルトンカーブを求める。(既工認と今回工認の剛性設定の比較表は表 3.3(1)-2 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 3.3(1)-3 に示す。また、曲げ及びせん断に対するスケルトンカーブ設定方法について本項(2)及び(3)に示す。

なお、スケルトンカーブ設定に用いるコンクリート強度は、既工認と同様に設計基準強度を用いることとするが、実強度を用いた影響評価も合わせて実施する。地震応答解析モデルに用いる減衰は既工認と同様に 5%とする。(添付資料-1, 2)

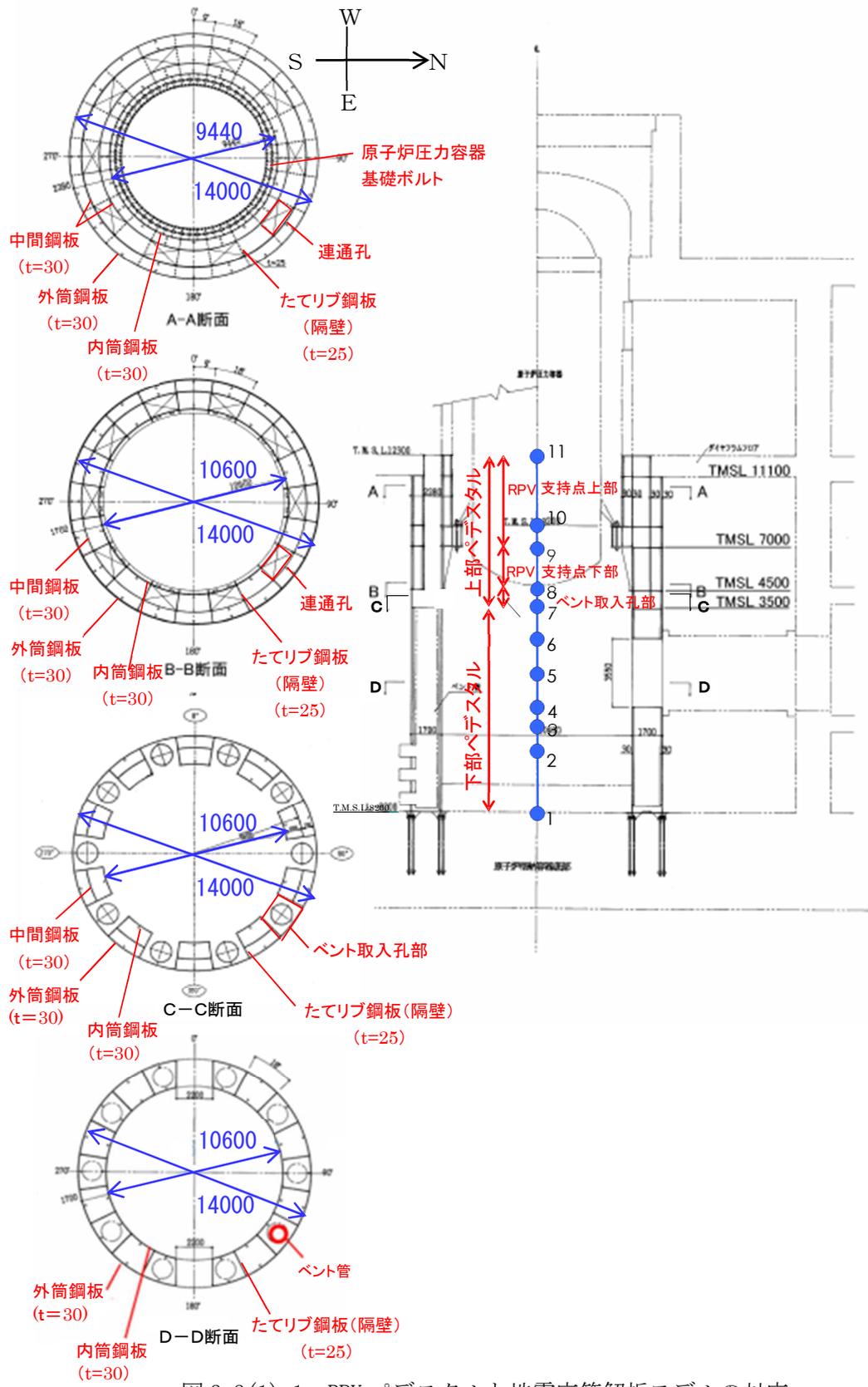


図 3.3(1)-1 RPV ペデスタルと地震応答解析モデルの対応

表 3.3(1)-1 RPV ペデスタル各断面における主要寸法まとめ（6号炉及び7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）
	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 3.3(1)-2 RPV ペデスタル剛性設定の既工認及び今回工認の比較

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

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

- E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)
- E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm²)
- I_c : コンクリートの断面二次モーメント (mm⁴)
- I_s : 鋼板の断面二次モーメント (mm⁴)
- G_c : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm²)
- G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (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 3.3(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 3.3(2)-1 参照)。

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

SC 規程記載内容の抜粋を以下に示す。

第 1 折点 コンクリートの曲げひび割れにより剛性が変化する点

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

第 2 折点 鋼板の降伏により剛性が変化する点

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

終局点 曲げ終局強度及び曲げ終局曲率を示す点

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

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

ここで、

- 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

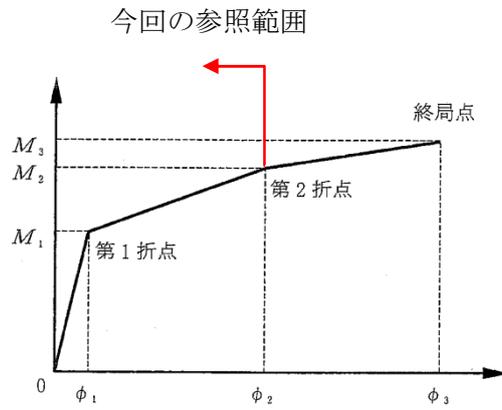


図 3.3(2)-1 曲げ変形に対するスケルトンカーブ
 ([1]に加筆)

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 3.3(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。

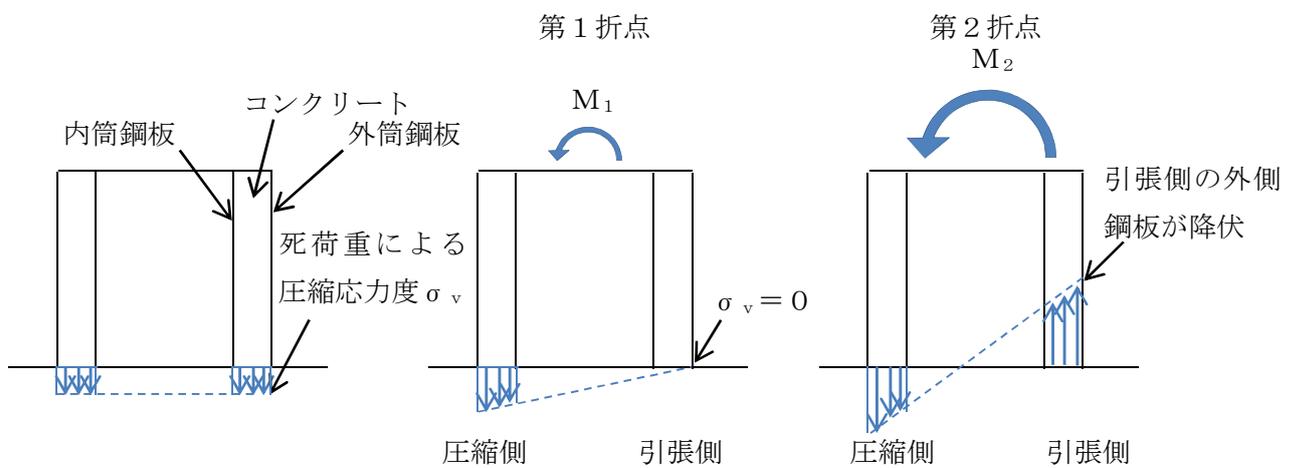


図 3.3(2)-2 下部ペDESTAL曲げ変形の各状態（概念図）

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

Z_e : 鋼板を考慮したコンクリートの断面係数 (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)

(ペデスタル及びペデスタルが支持する機器の死荷重によるペデスタル鉛直方向の軸力) / ((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二次モーメント (mm^4)

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

第1折点は、ペデスタル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、ペデスタル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 3.3(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	$M_1 = Z_e \cdot (f_t + \sigma_v)$	$M_1 = Z_e \cdot \sigma_v$	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)	

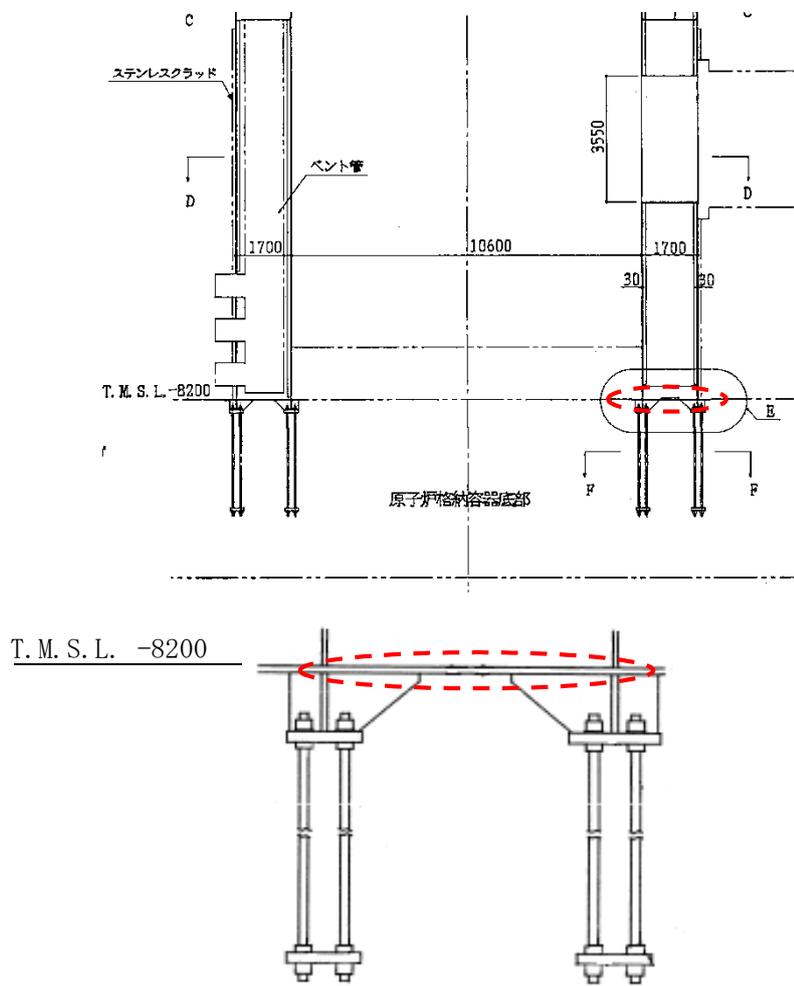


図 3.3(2)-3 RPV ペDESTALの脚部
 [コンクリートがベースプレートにて分断されている箇所を赤破線で示す]

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 3.3(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。

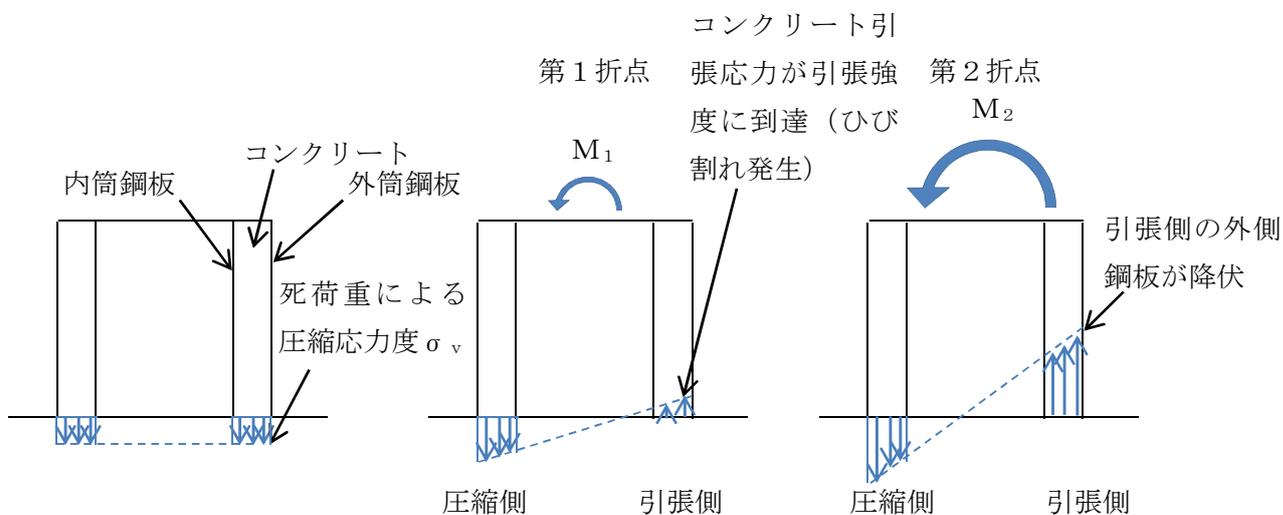


図 3.3(2)-4 上部ペDESTAL曲げ変形の各状態（概念図）

(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連通孔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 3.3(2)-5 及び図 3.3(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二次モーメント (mm^4)

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

第1折点は、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)

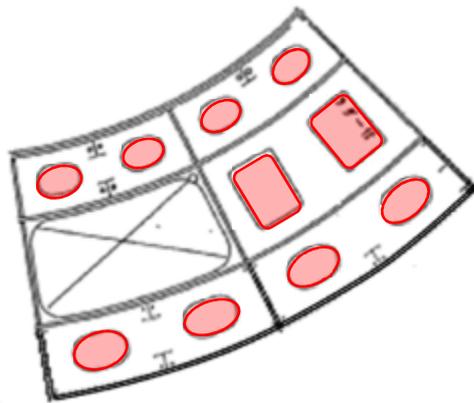
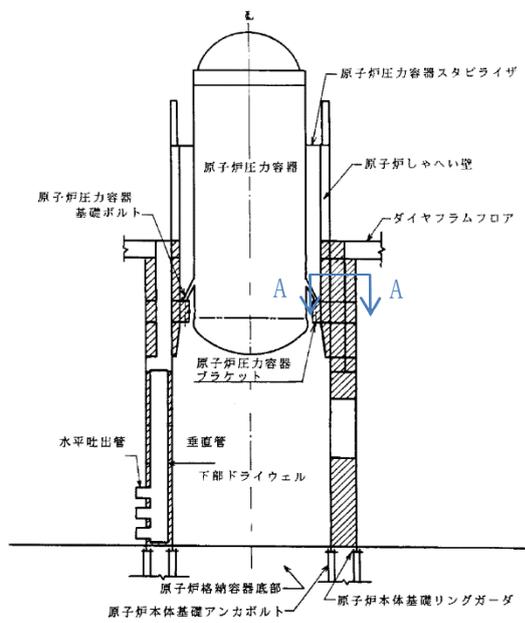
- $M_2 = M_y$
- ϕ_2 は M_y 到達時の ϕ_y

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 3.3(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 3.3(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]

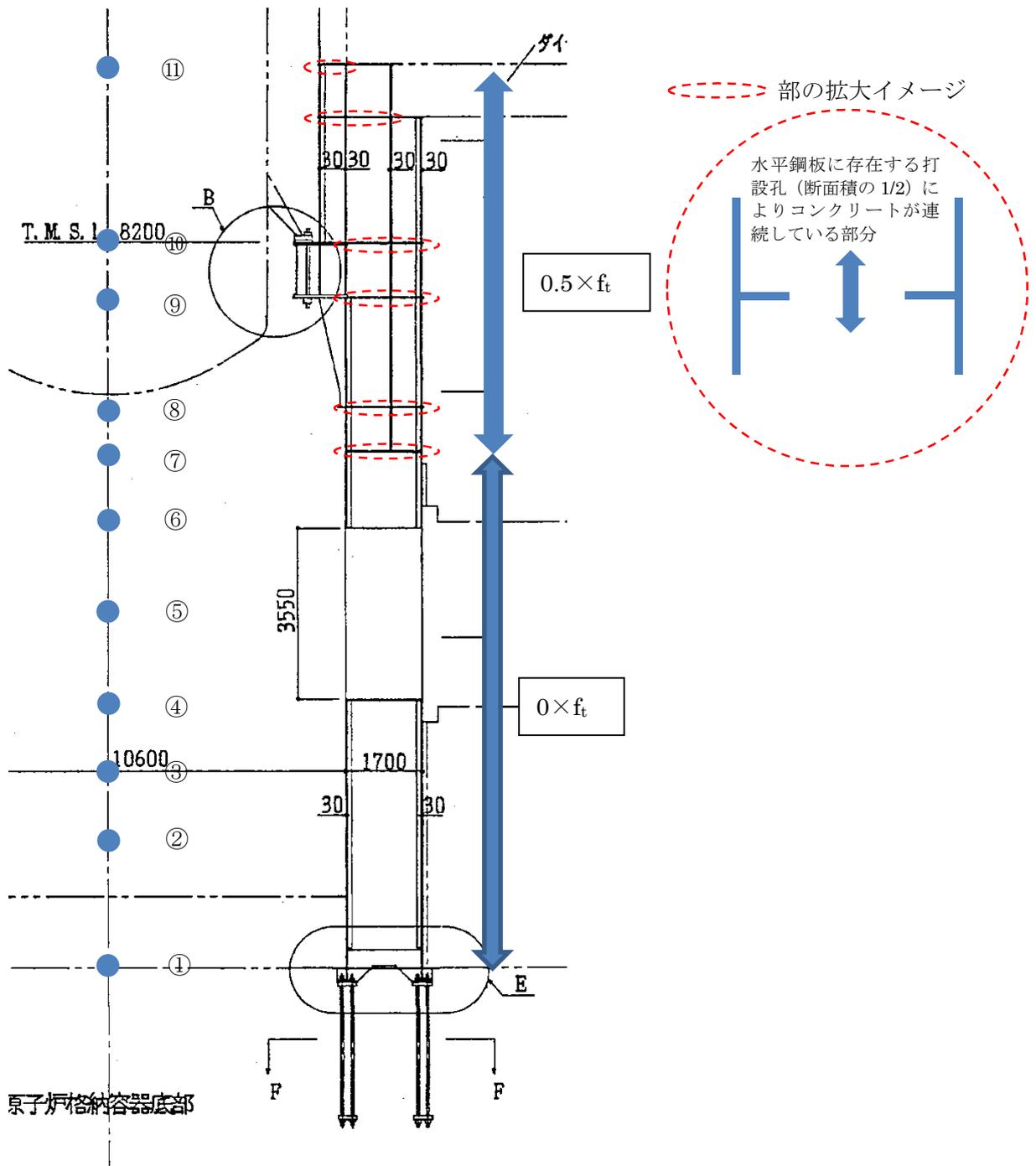


図 3.3(2)-6 RPV ペデスタル立面図
(コンクリート打設用開口部を赤破線部で示す)

(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 3.3(3)-1 参照)。

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

以下、SC 規程記載内容の抜粋。

第 1 折点 コンクリートのせん断ひび割れにより剛性が変化する点

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

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

第 2 折点 鋼板の降伏により剛性が変化する点

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

ただし、 $K_\alpha = A_s \cdot G_s$

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

終局点 せん断終局強度及びせん断終局ひずみ度を示す点

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

ここで、

- A_s : 鋼板のせん断面積 (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

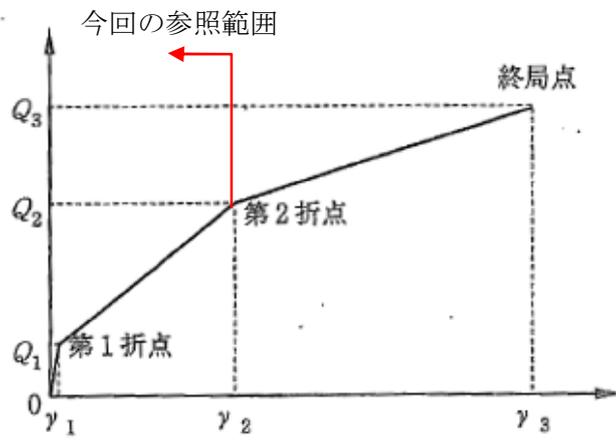


図 3.3(3)-1 せん断変形に対するスケルトンカーブ
 ([1]に加筆)

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 3.3(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。

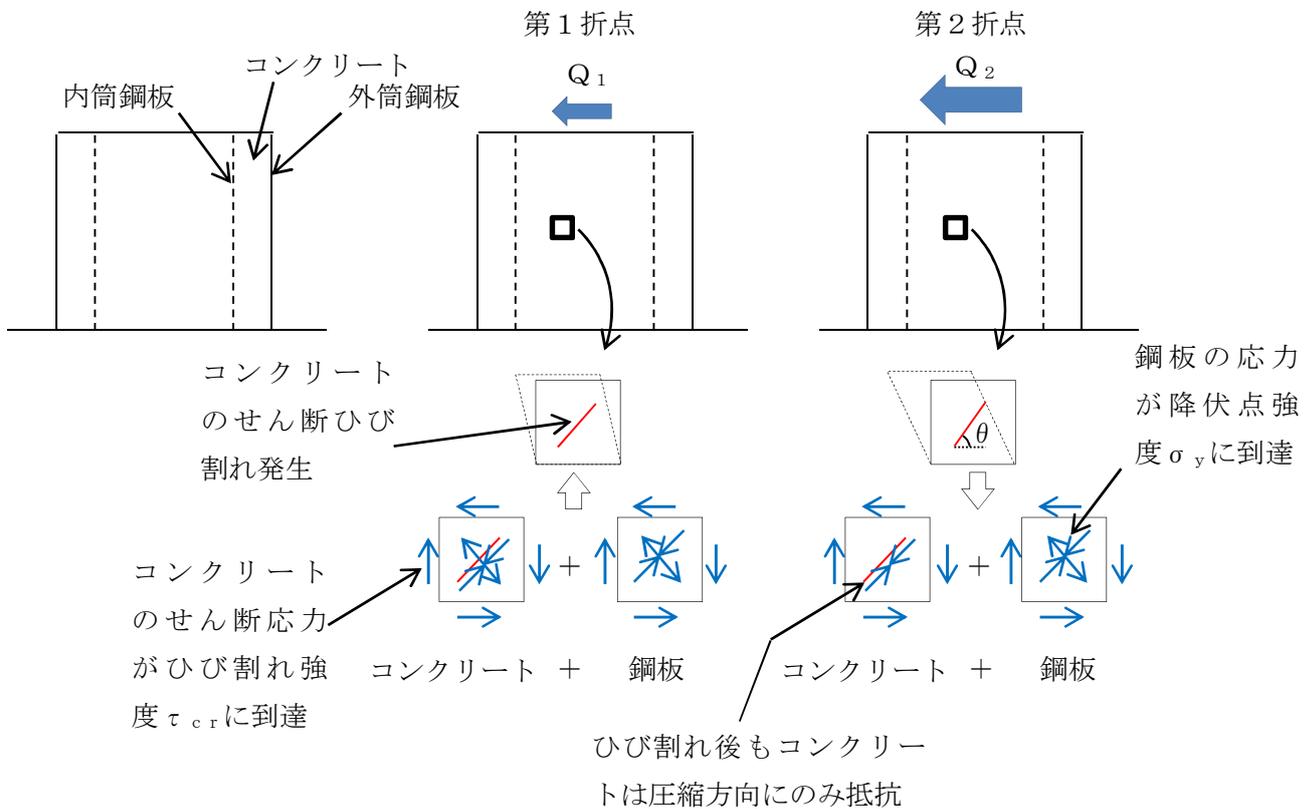


図 3.3(3)-2 下部ペDESTALせん断変形の各状態（概念図）

(i) RPV ペDESTAL固有の構造特性を反映した点

(第1折点)

- せん断ひび割れ強度については、RPV ペDESTALの内外円筒鋼板及び縦リブ間に充填されたコンクリートにベント管を埋め込んだ特殊な構造であり、コンクリートに大きな開口欠損がある。ベント管周りのコンクリート部は実際には複雑な応力状態を形成していると考えられるため、その影響を考慮して、せん断ひび割れ強度 τ_{cr} の0.5倍の値を仮定し用いる。仮定の妥当性は、3.4項に示す試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)

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

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

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

注) *1: せん断ひび割れ強度については, RPV ペDESTALの内外円筒鋼板及び縦リブ間に充填されたコンクリートにベント管を埋め込んだ特殊な構造であり, コンクリートに大きな開口欠損がある。ベント管周りのコンクリート部は実際には複雑な応力状態を形成していると考えられるため, その影響を考慮して, せん断ひび割れ強度 τ_{cr} の0.5倍の値を仮定し用いる。仮定の妥当性は, 3.4項に示す試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 (mm²)

G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (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)

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、鋼板と一体となっ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 : コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数で、コンクリートのヤング係数に 0.7 を乗じた値を用いる。(N/mm²)

sE : 鋼材のヤング係数 (N/mm²)

ct : コンクリート板厚 (mm)

cv : コンクリートのポアソン比

$s\nu$: 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 ($\theta = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L}\right)$)

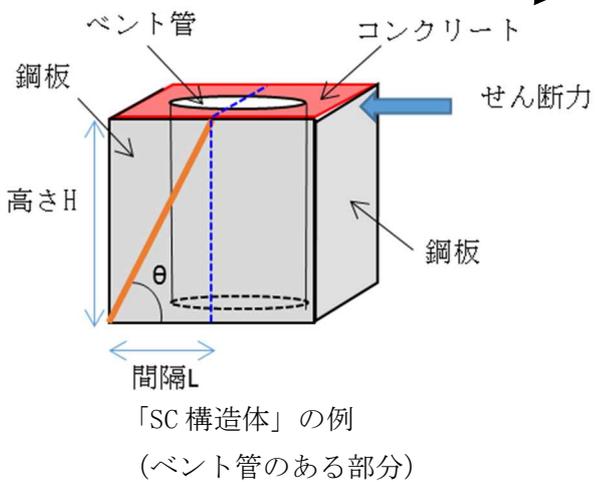
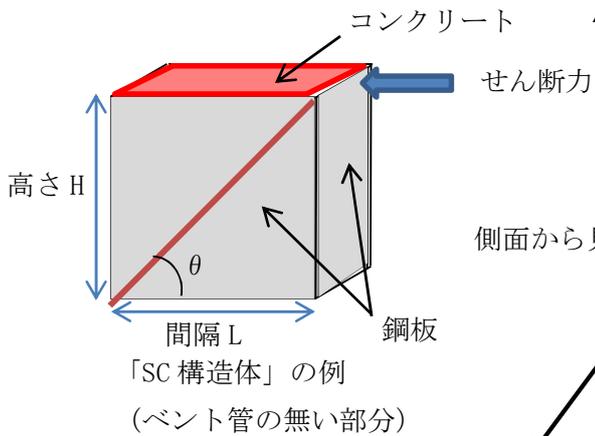
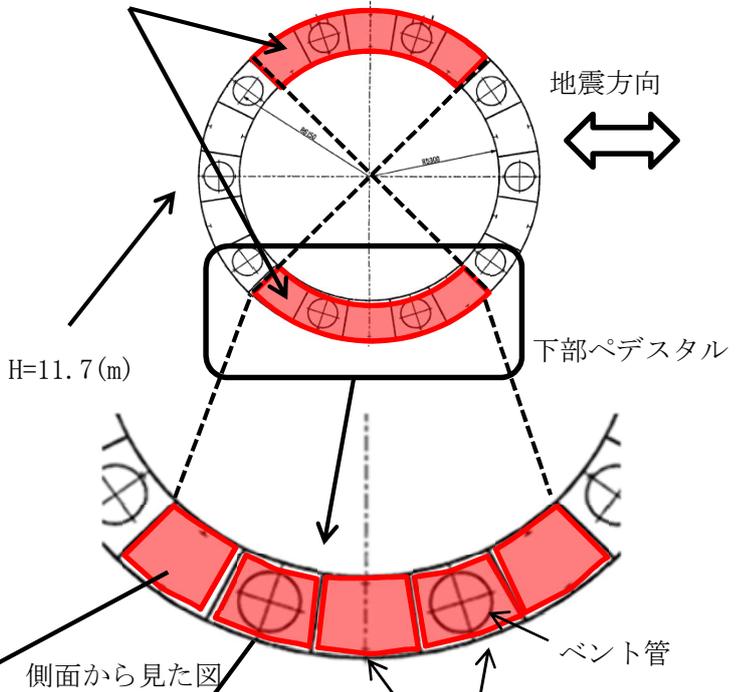
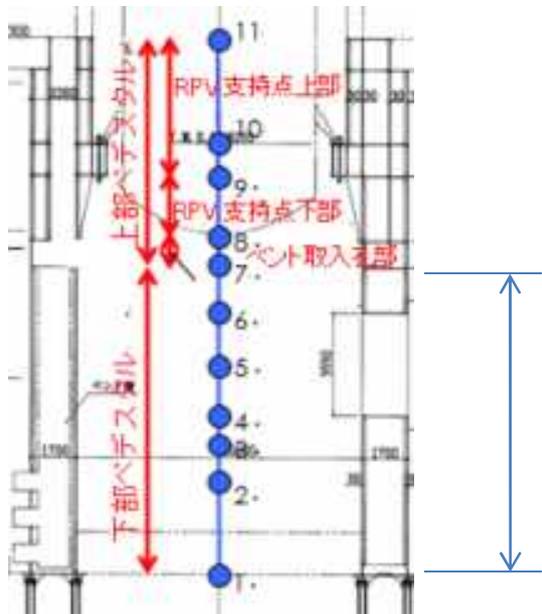
($\theta=45^\circ$ とした場合の評価式が SC 規程に例示されている。)

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 3.3(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 3.3(3)-3 下部ペデスタルの隔壁構造の概念図

表 3.3(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. 上部ペデスタル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 ペデスタル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。

上部ペデスタル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, 下部ペデスタルと同様である (図 3.3(3)-2 参照)。

(i) RPV ペデスタル固有の構造特性を反映した点

(第 1 折点)

構造特性の反映点無し

(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, 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, 鋼板と一体となっ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 : コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数で、コンクリートのヤング係数に 0.7 を乗じた値を用いる。(N/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。

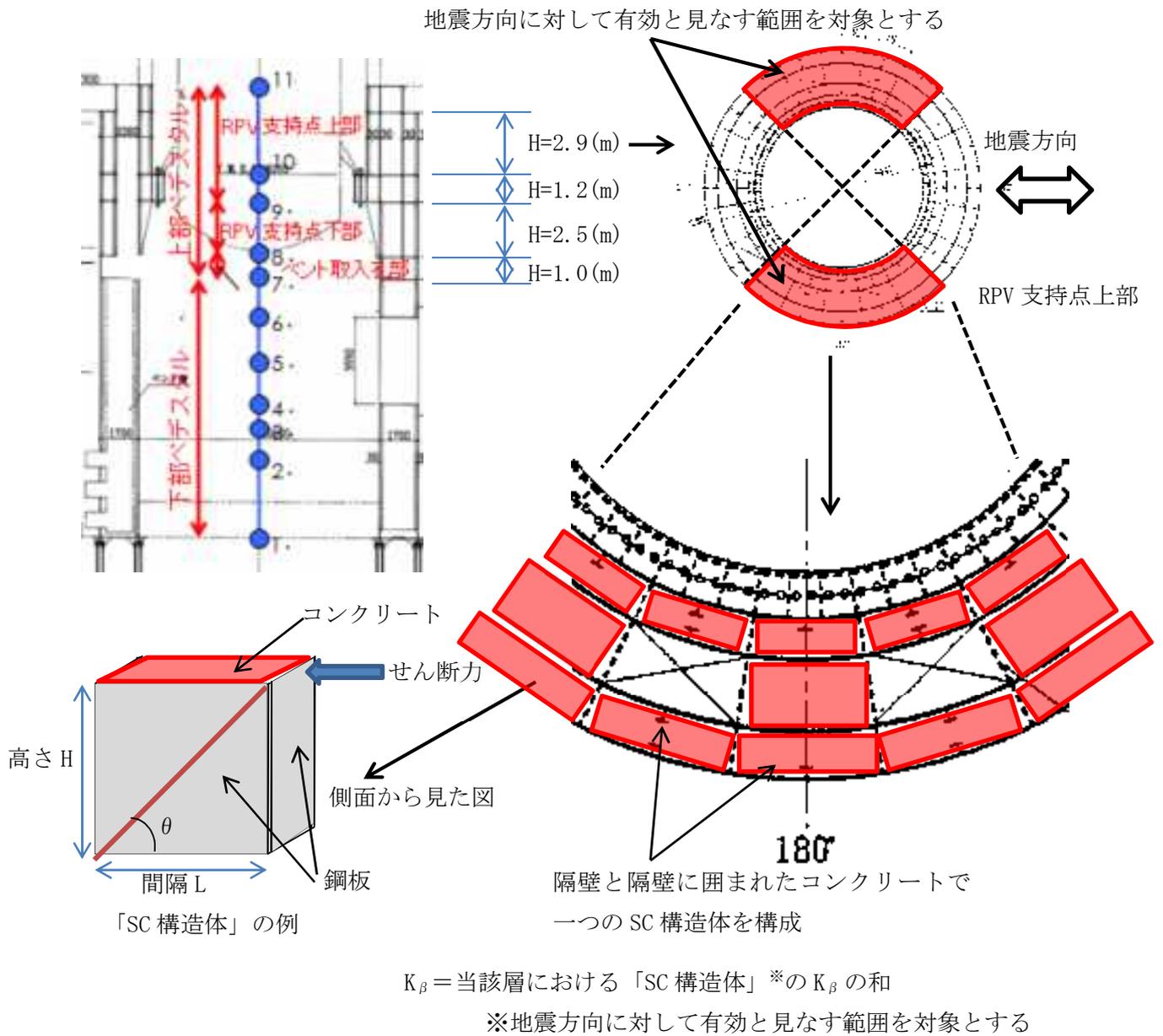


図 3.3(3)-5 上部ペダスタルの隔壁構造の概念図 (RPV 支持点上部を例示)

表 3.3(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)	
		ただし, $\tau_{cr} = \frac{1}{\sqrt{0.31\sqrt{\sigma_s} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_s} + \sigma_s)}}$	同左 (構造特性の反映無し)	
	第 2 折点	$Q_2 = \frac{(K_\alpha + K_\beta)}{\sqrt{(3K_\alpha^2 + K_\beta^2)}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$ $\gamma_2 = \frac{Q_2}{(K_\alpha + K_\beta)}$ ただし, $K_\alpha = A_s \cdot G_s$	同左 (構造特性の反映無し)	
		$K_\beta = \frac{1}{\frac{4}{(A_c \cdot E_c')} + \frac{2(1-\nu_s)}{(A_s \cdot E_s)}}$	K_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。

3.4 構造の特徴に応じた追加検討事項の妥当性

(1) 妥当性の確認対象

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

表 3.4(1) 追加検討事項の妥当性確認対象

RPV ペDESTALの構造の特徴		追加検討事項の妥当性確認	
		○：要 ×：不要	内容 (検証不要の場合はその理由)
共通	隔壁方式	○	構造を模擬した試験体の加力試験結果を用いて、以下に示す構造に応じた追加検討事項の妥当性を確認する。
	円筒型	○	<ul style="list-style-type: none"> せん断の第2折点を求める際の構造に応じたコンクリートひび割れ角度の仮定 せん断力に対して有効と見なす範囲を全断面の半分と仮定
下部 ペDESTAL	ベント管	○	<ul style="list-style-type: none"> せん断の第1折点を求める際のコンクリートのせん断ひび割れ強度を0.5倍と仮定
	ベースプレート	○	<ul style="list-style-type: none"> 曲げの第1折点を求める際、コンクリートの引張に対する抵抗を無視
上部 ペDESTAL	中間鋼板	×※1	※1：隔壁方式の構造の一部を成すものであるため、隔壁方式の妥当性確認に包絡される。
	水平鋼板	×※1	
	水平鋼板のコンクリート打設孔	×	断面積の減少を反映したものであり妥当性の確認は不要。

(2) 確認方法

追加検討事項を反映した復元力特性の評価式を用いて作成した既往の試験体の荷重－変位特性と、試験で実測された試験体の荷重－変位特性の整合性を確認することにより、追加検討事項の妥当性を判断する。(スケルトンカーブの作成方法，荷重－変位特性の作成方法は，それぞれ添付資料-3, 4 参照)

既往の加力試験結果を用いた妥当性の確認が必要な構造は，下部ペDESTALの構造が該当することから，参照する既往の加力試験は，下部ペDESTALの構造を適切に模擬したものとする。(表 3.4(2)，図 3.4(2)，加力試験の内容は添付資料-5 参照)

表 3.4(2) RPV ペDESTALと試験体の構造の比較

RPV ペDESTALの構造の特徴		追加検討事項の妥当性確認の要否 (表 3.4(1)再掲)	実機と試験体の差異	
		○：対象 ×：対象外	○：差異なし ×：差異あり	差異ありの理由
共通	隔壁方式	○	○	—
	円筒型	○	○	—
下部 ペDESTAL※	ベント管	○	○	—
	ベースプレート	○	○	—

※ RPV ペDESTAL及び試験体ともにアンカー方式を採用している。

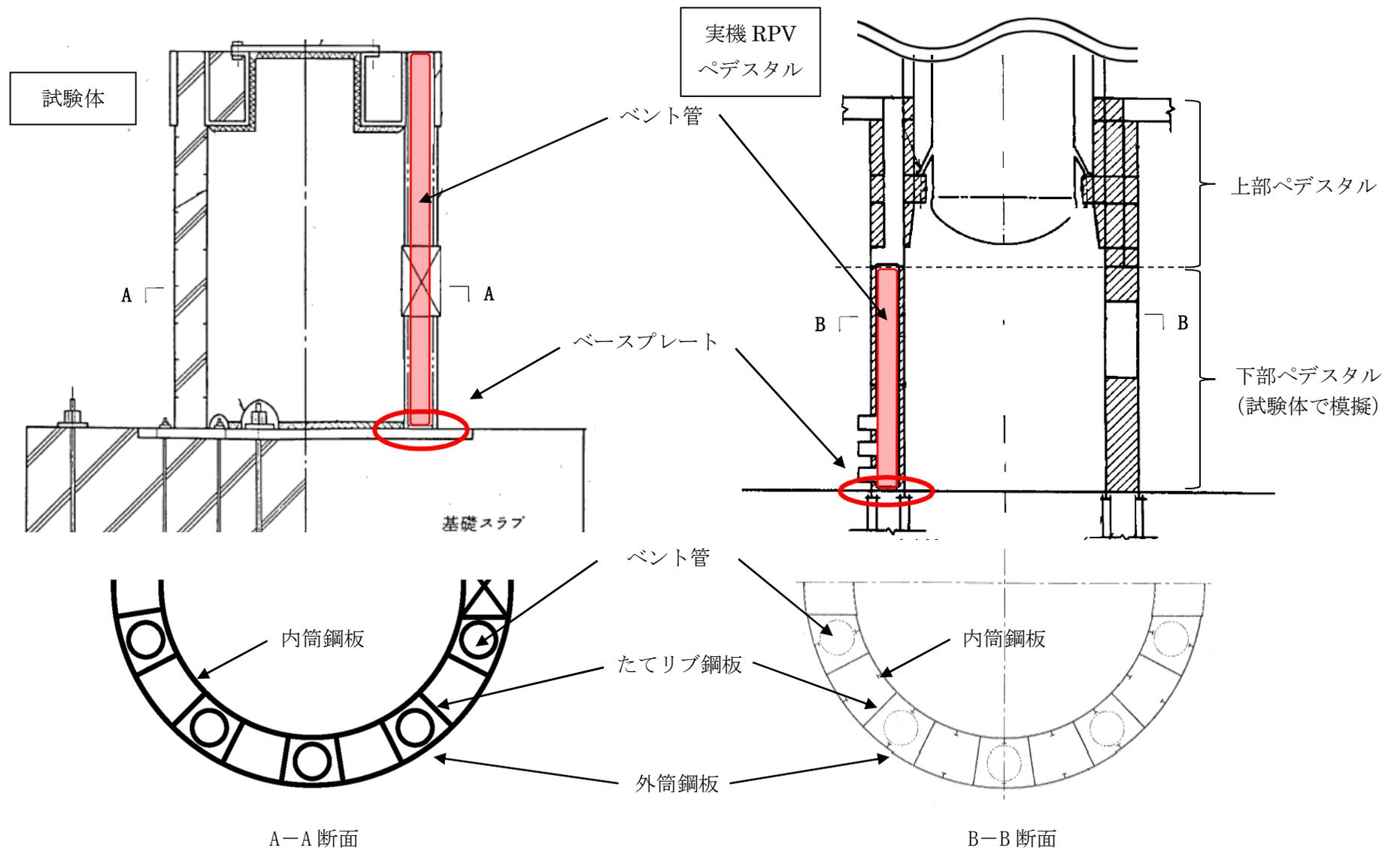
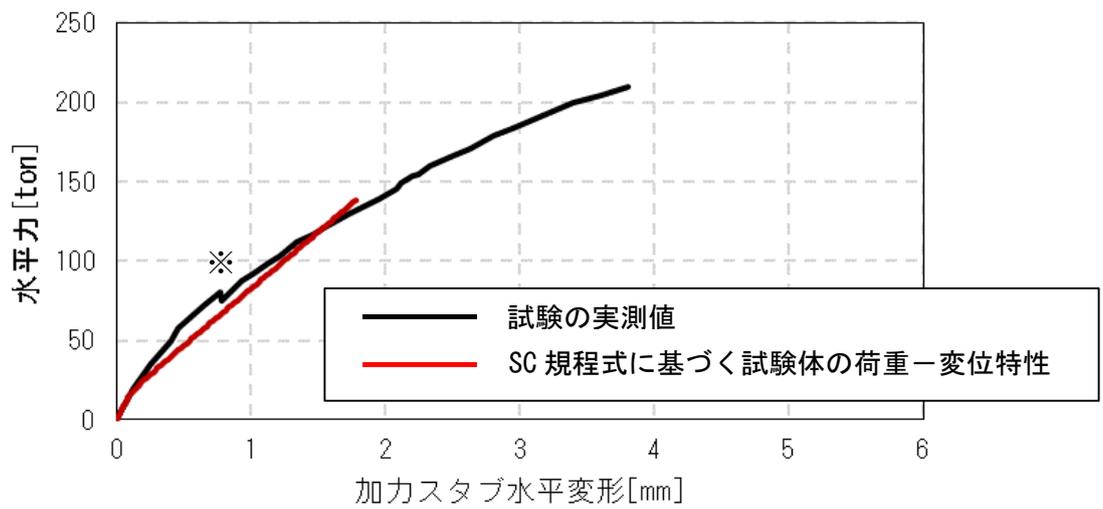


図 3.4(2) 試験体と実機 RPV ペデスタルの構造

(3) 確認結果

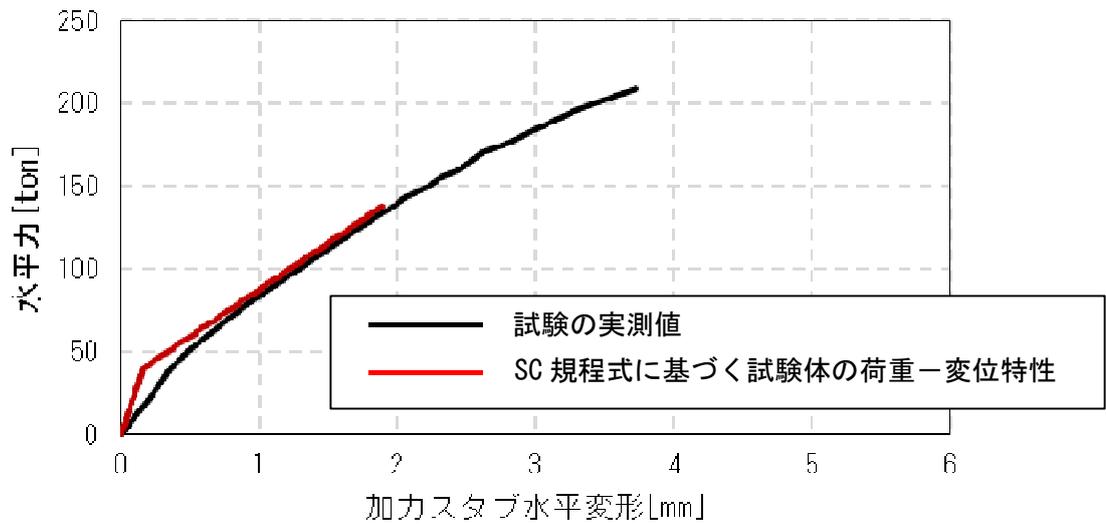
3.3 項で設定した SC 規程式に基づく試験体の曲げ及びせん断のスケルトンカーブを用いた荷重－変位特性を作成し、試験で実測された荷重－変位特性との比較を行った結果を図 3.4-1 に示す。

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－変位特性は試験結果とよく一致していることから、SC 規程の評価式に対し、RPV ペDESTAL の構造の特徴を踏まえて追加検討した事項の妥当性を確認した。



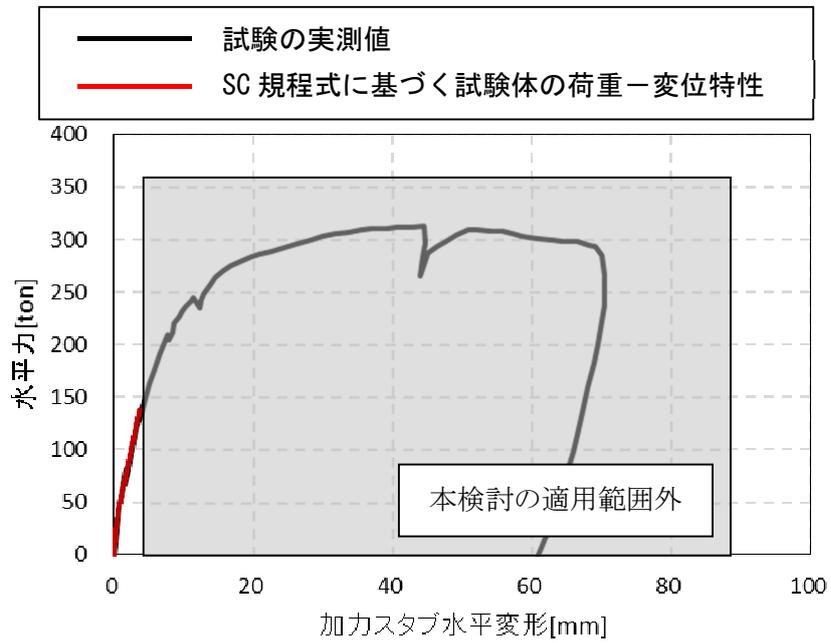
(a) 曲げ変形の比較

※繰り返し載荷した試験結果を包絡したことによる不連続点

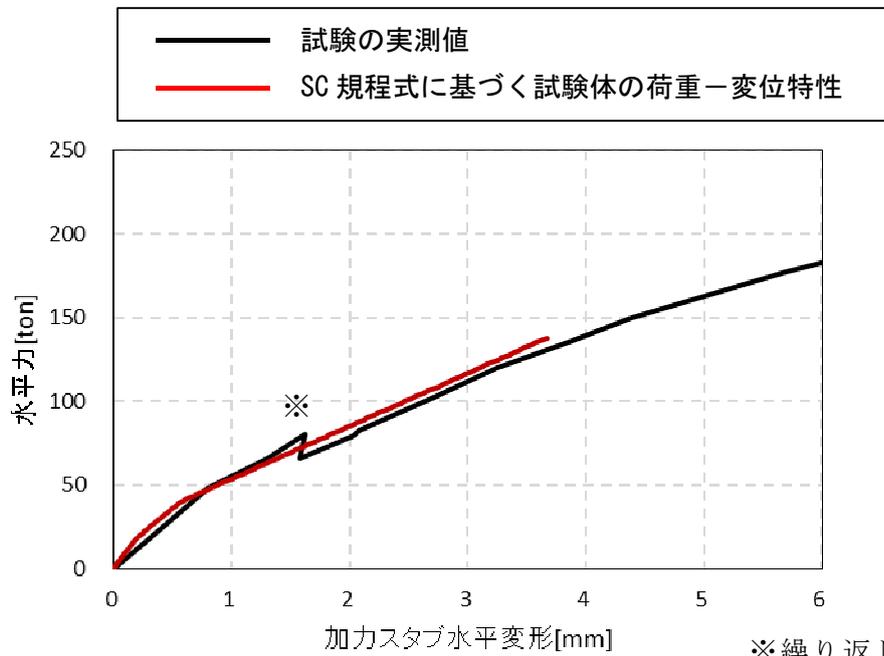


(b) せん断変形の比較

図 3.4-1 荷重-変形関係の比較 (1 / 2)



(c) 荷重-変位関係の比較 (試験結果全体での比較)



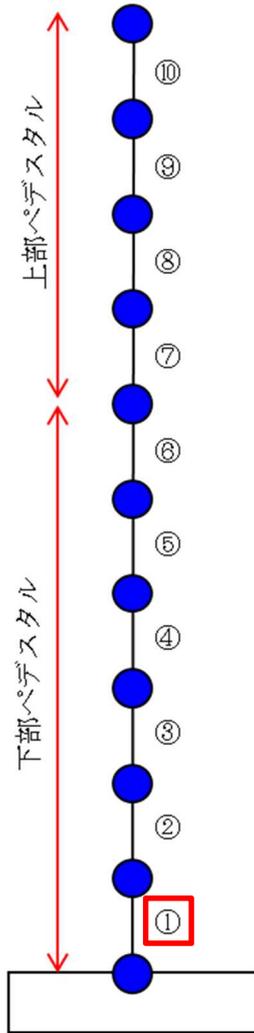
※繰り返し载荷した試験結果を包絡したことによる不連続点

図 3.4-1 荷重-変形関係の比較 (2 / 2)

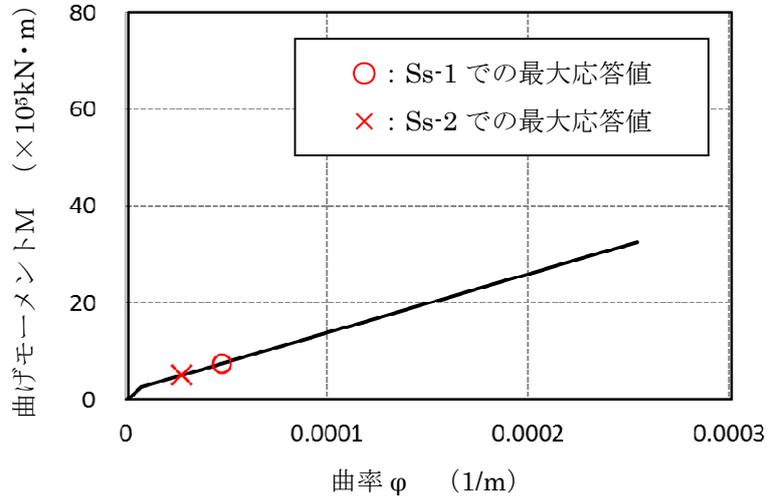
4 スケルトンカーブの作成

3 項で妥当性が確認された方法に基づき, RPV ペDESTALのスケルトンカーブを作成した。RPV ペDESTALの各要素に対する曲げ変形及びせん断変形に対するスケルトンカーブに, 暫定条件を用いて Ss-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。(スケルトンカーブの導出過程は添付資料-3 参照)

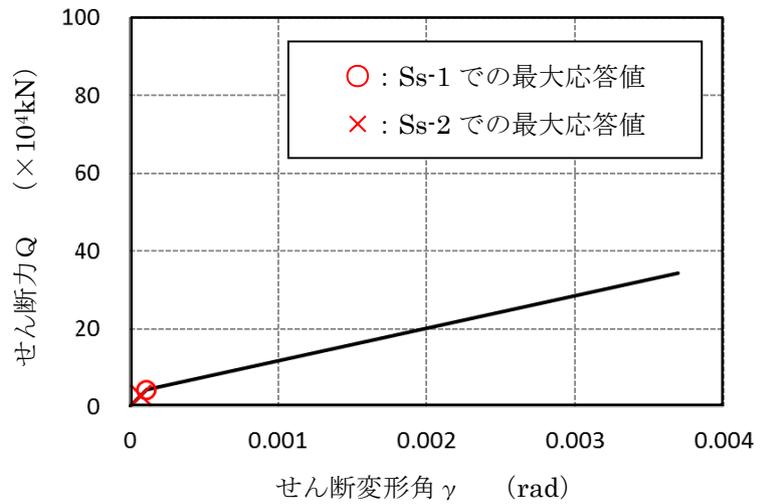
要素①のスケルトンカーブ (NS方向)



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

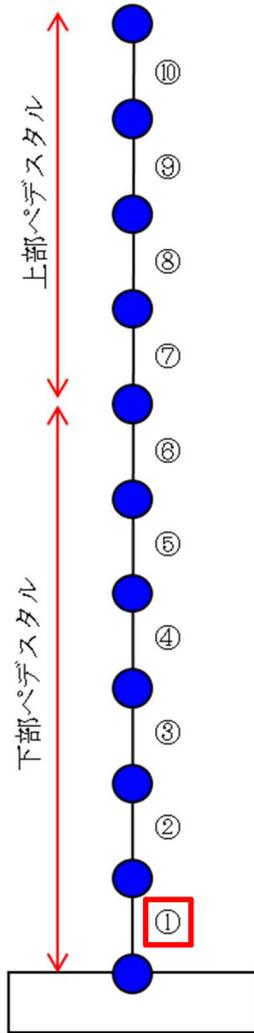


(b) せん断力ーせん断変形角関係

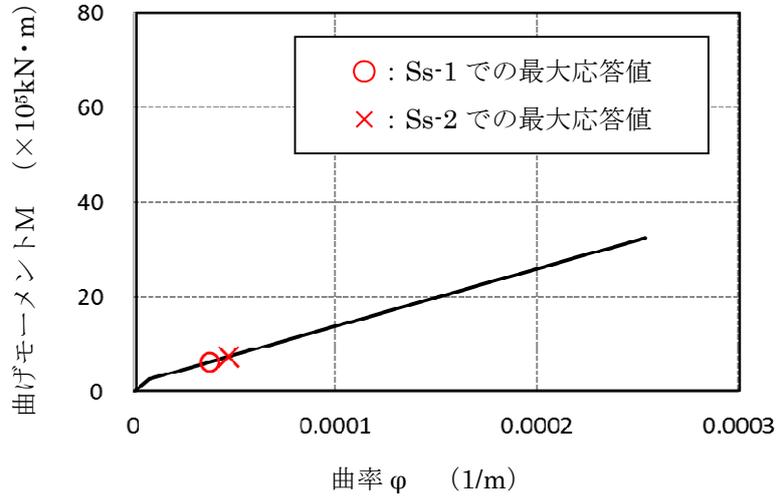
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTアル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)

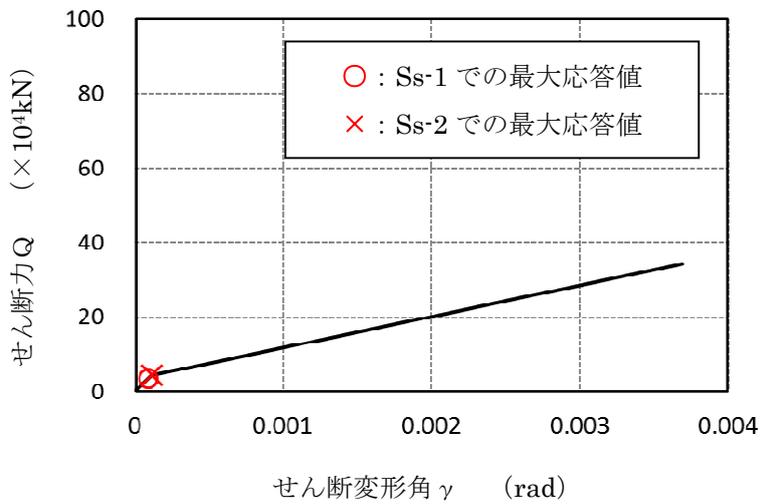
要素①のスケルトンカーブ (EW方向)



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

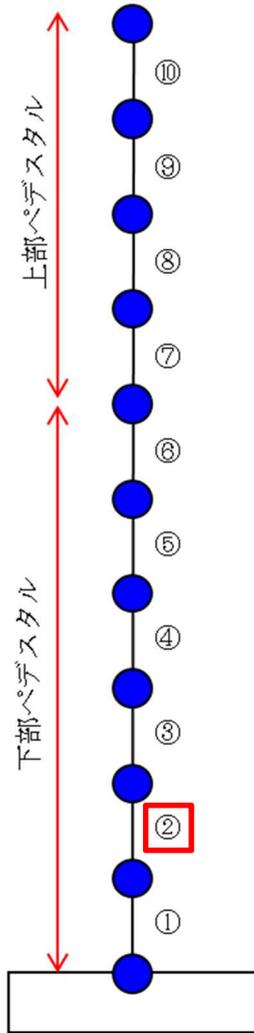


(b) せん断力ーせん断変形角関係

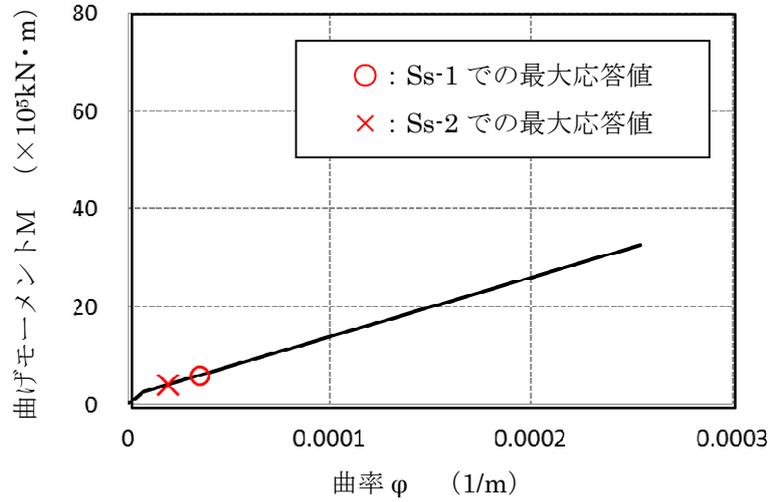
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTAL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)

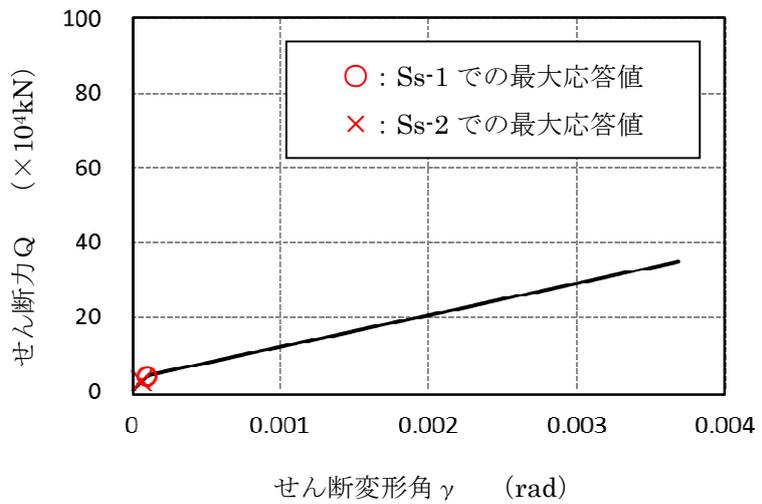
要素②のスケルトンカーブ (NS方向)



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

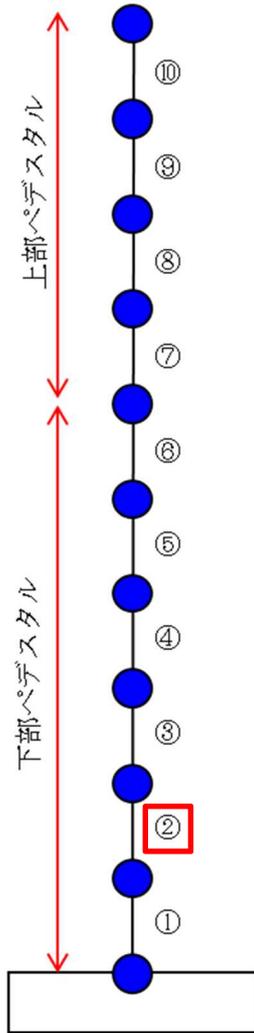


(b) せん断力ーせん断変形角関係

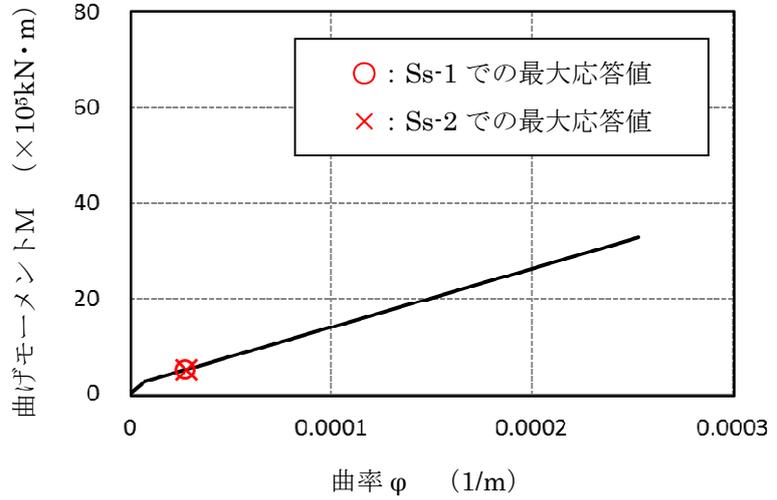
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTAL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)

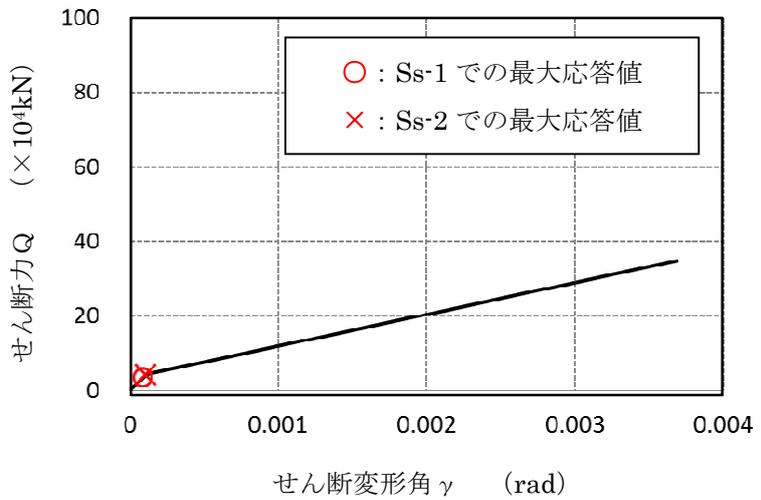
要素②のスケルトンカーブ (EW方向)



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

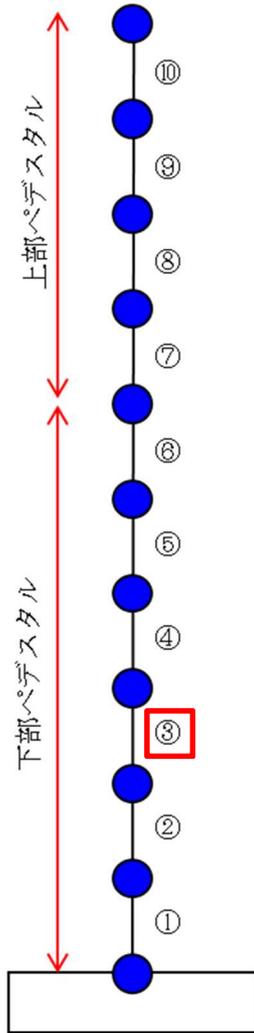


(b) せん断力ーせん断変形角関係

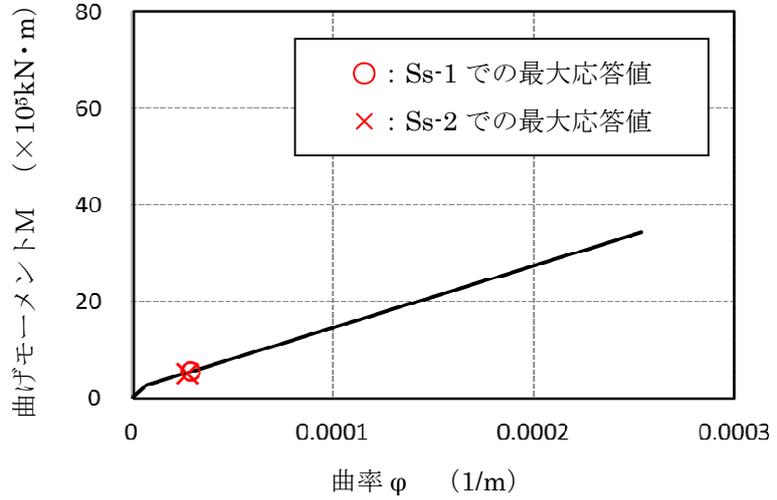
※暫定条件に基づく概算値

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)

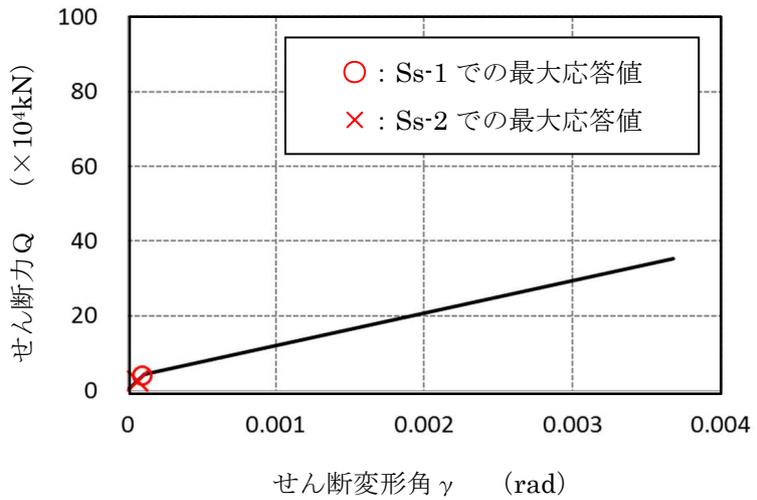
要素③のスケルトンカーブ (NS方向)



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

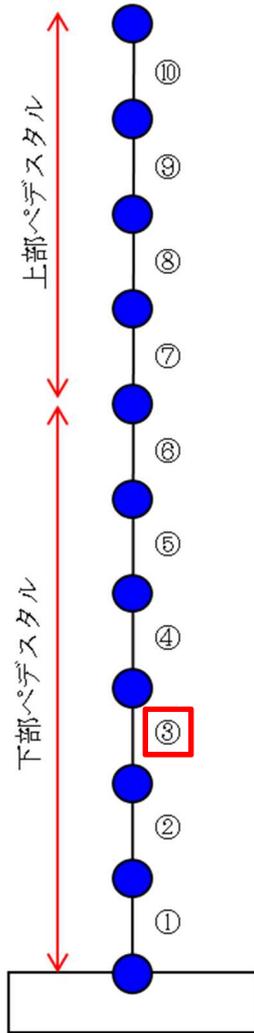


(b) せん断力ーせん断変形角関係

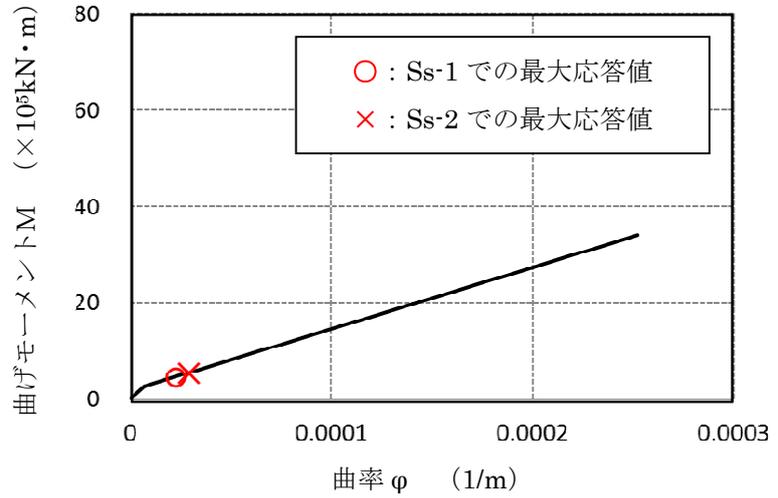
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTアル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)

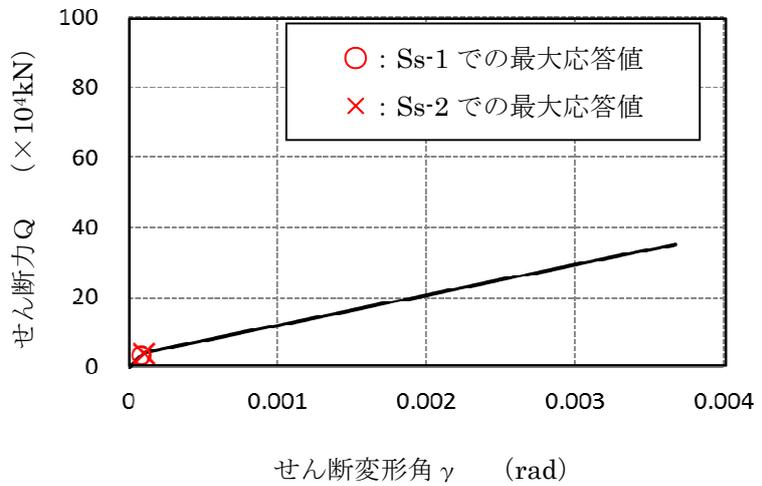
要素③のスケルトンカーブ (EW方向)



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

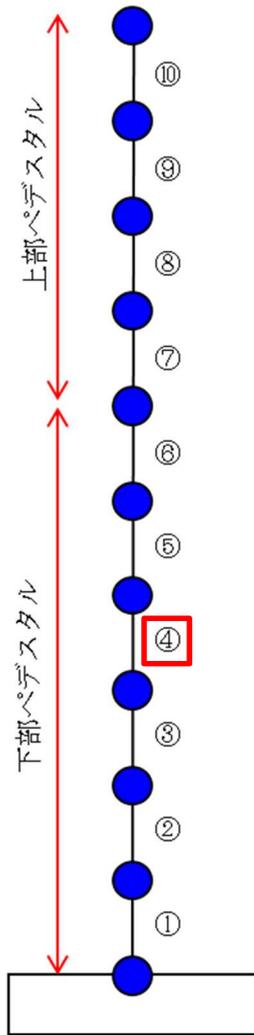


(b) せん断力ーせん断変形角関係

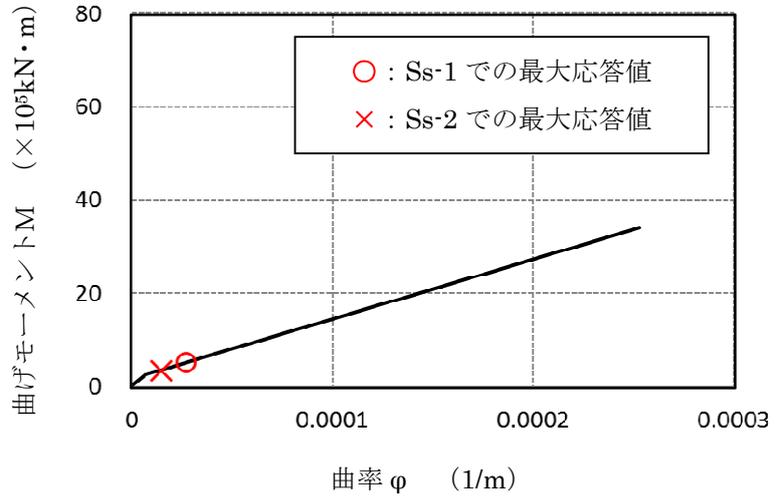
※暫定条件に基づく概算値

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)

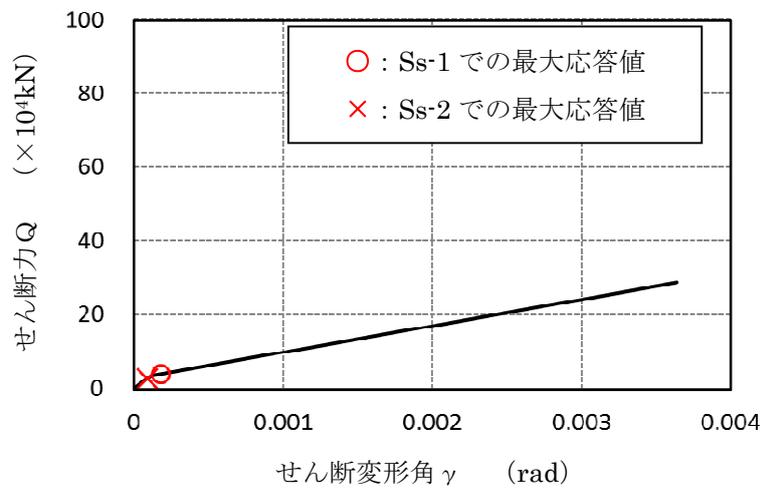
要素④のスケルトンカーブ (NS方向)



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

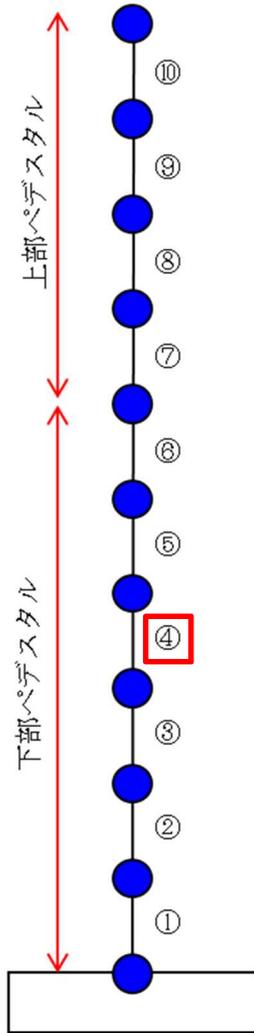


(b) せん断力ーせん断変形角関係

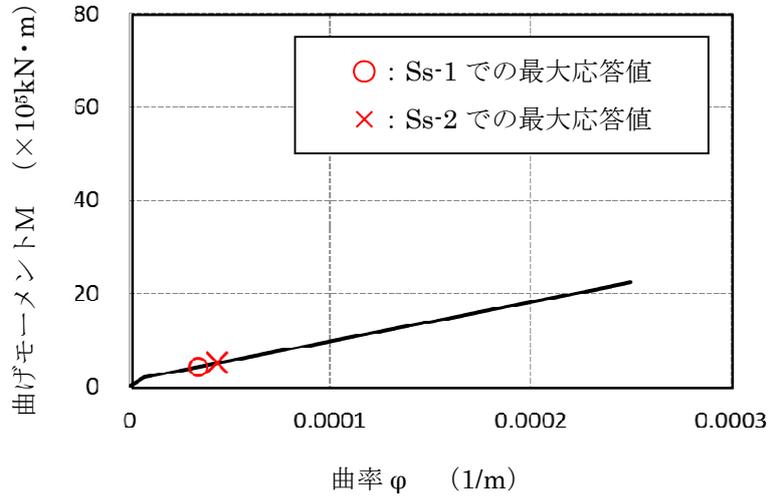
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTAL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)

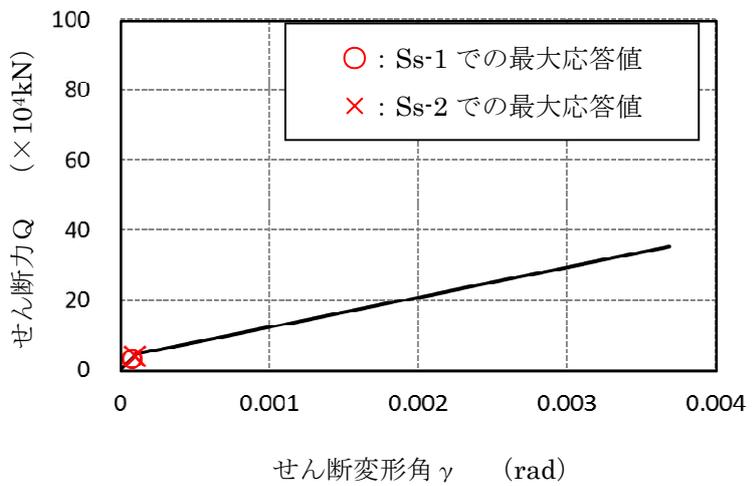
要素④のスケルトンカーブ（EW方向）



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

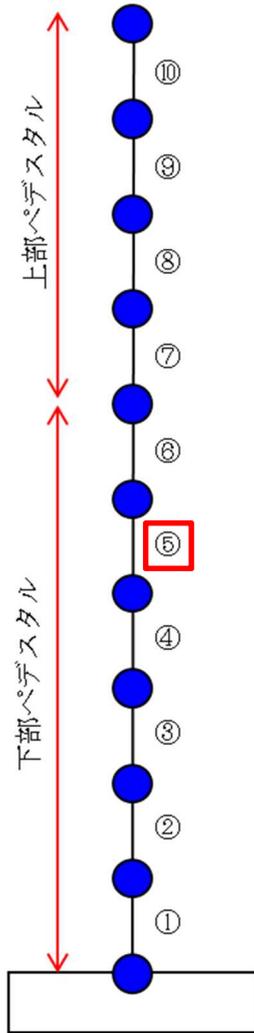


(b) せん断力ーせん断変形角関係

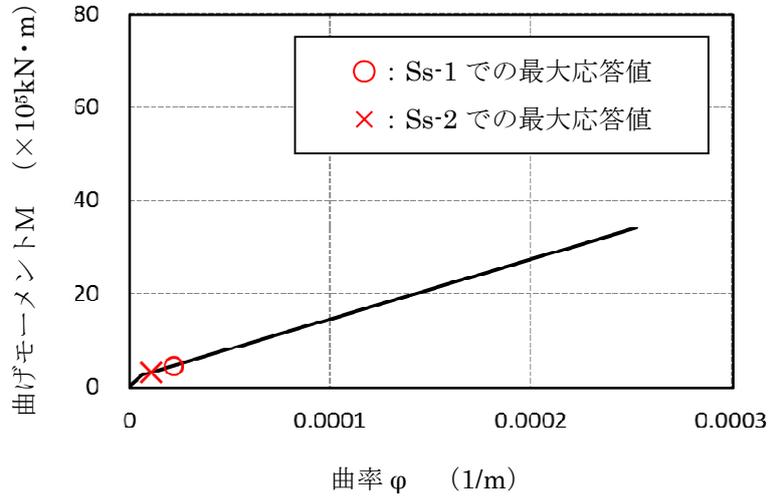
※暫定条件に基づく概算値

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）

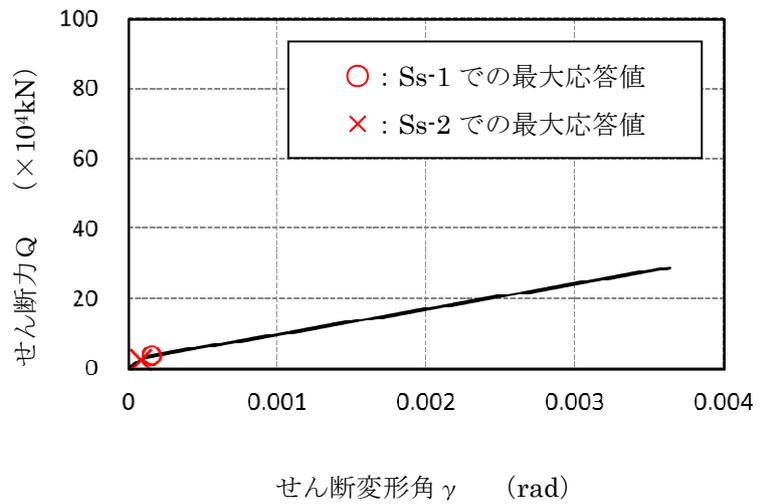
要素⑤のスケルトンカーブ (NS方向)



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

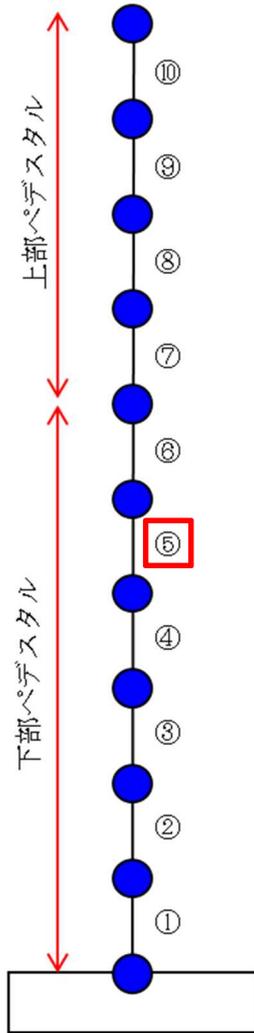


(b) せん断力ーせん断変形角関係

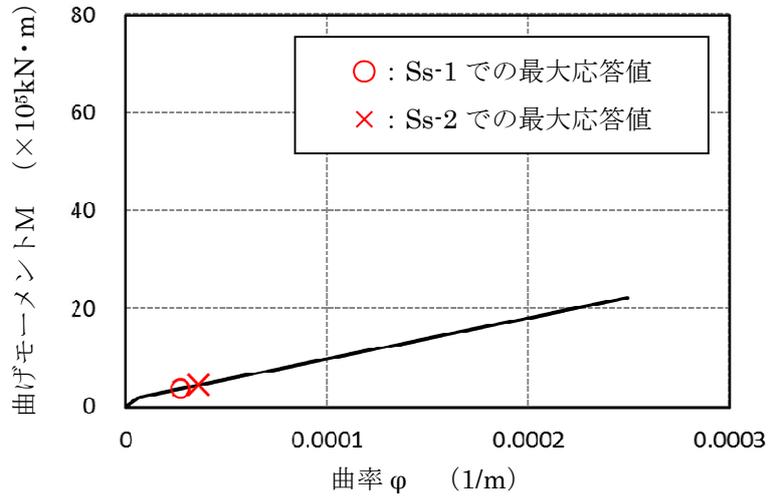
※暫定条件に基づく概算値

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)

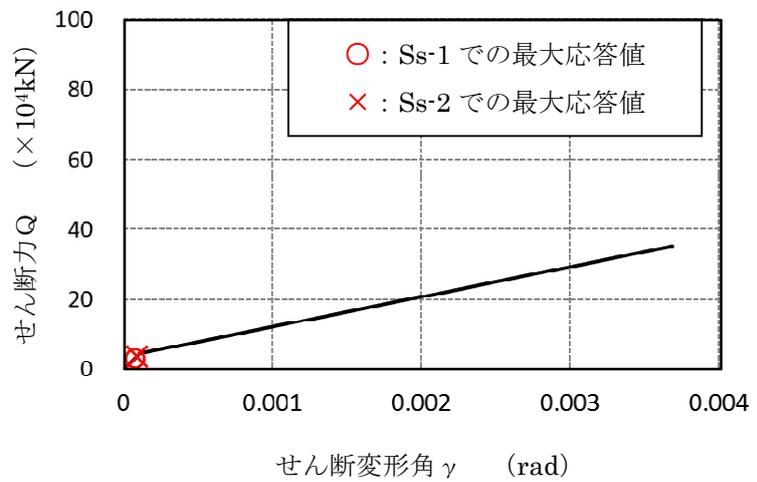
要素⑤のスケルトンカーブ (EW方向)



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

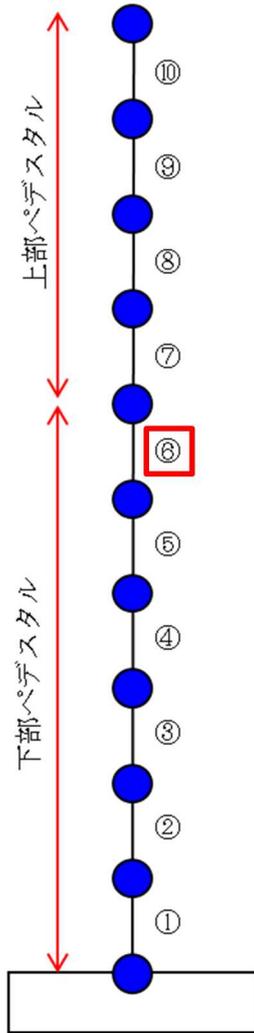


(b) せん断力ーせん断変形角関係

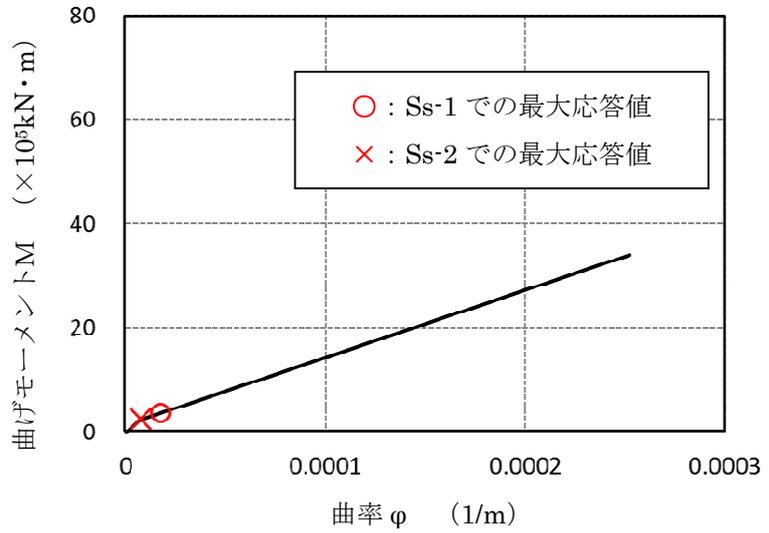
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTアル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)

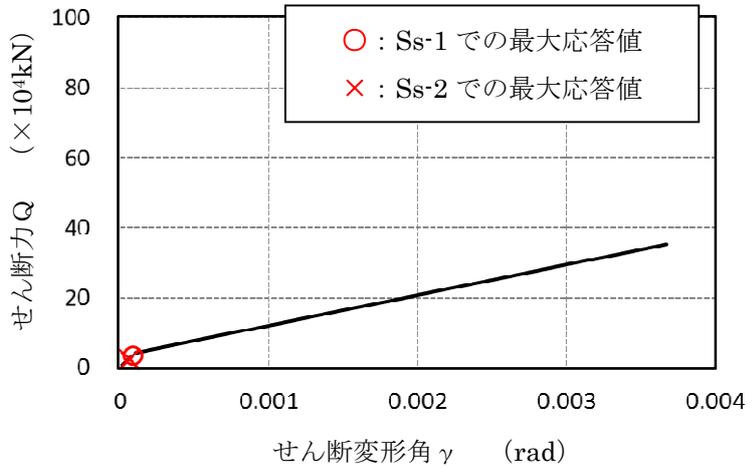
要素⑥のスケルトンカーブ (NS方向)



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

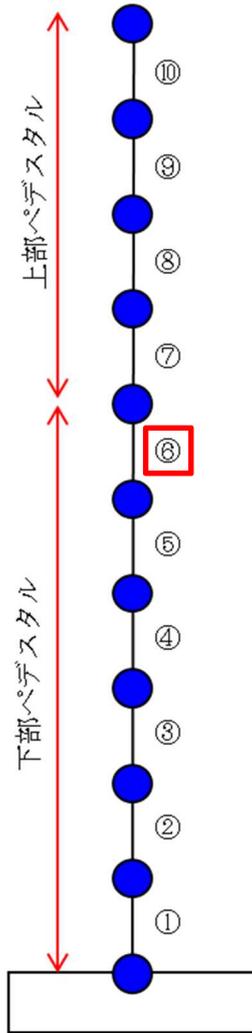


(b) せん断力ーせん断変形角関係

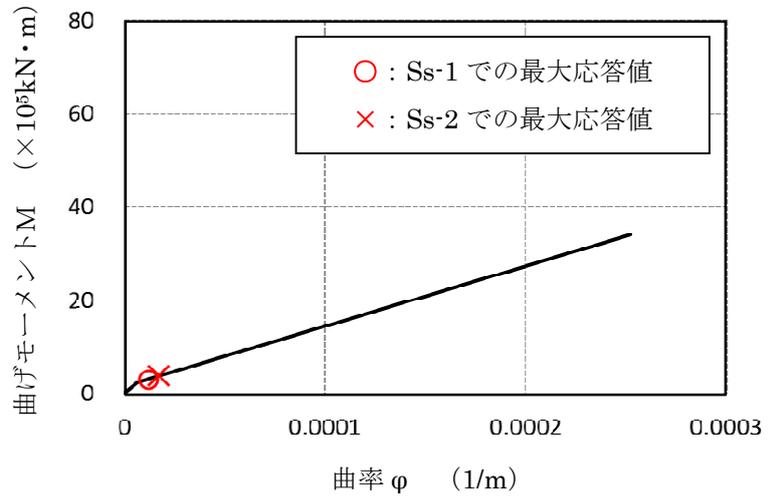
※暫定条件に基づく概算値

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)

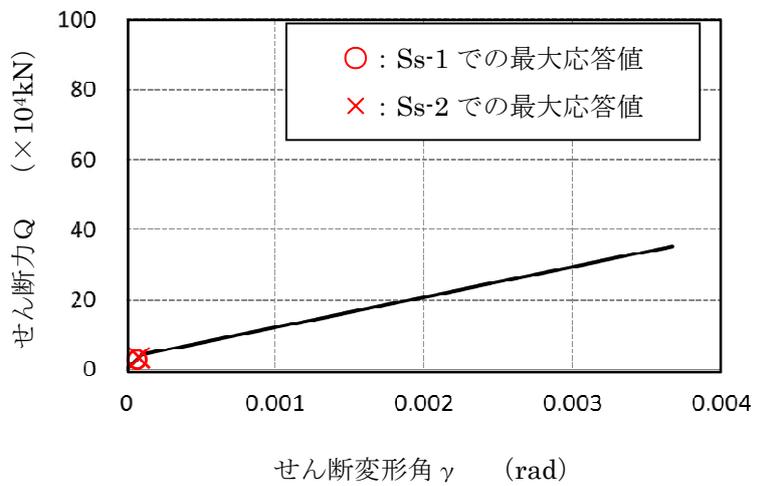
要素⑥のスケルトンカーブ（EW方向）



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

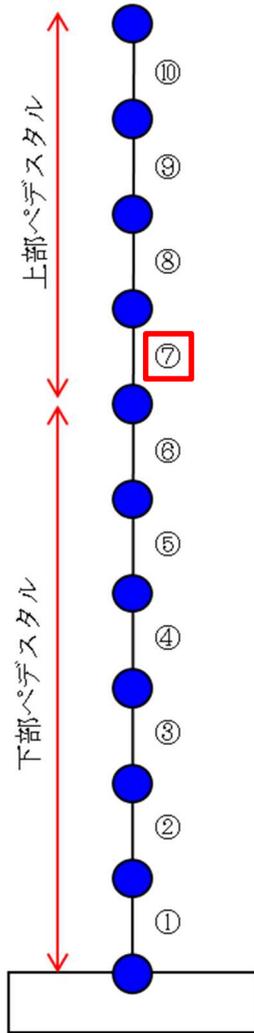


(b) せん断力ーせん断変形角関係

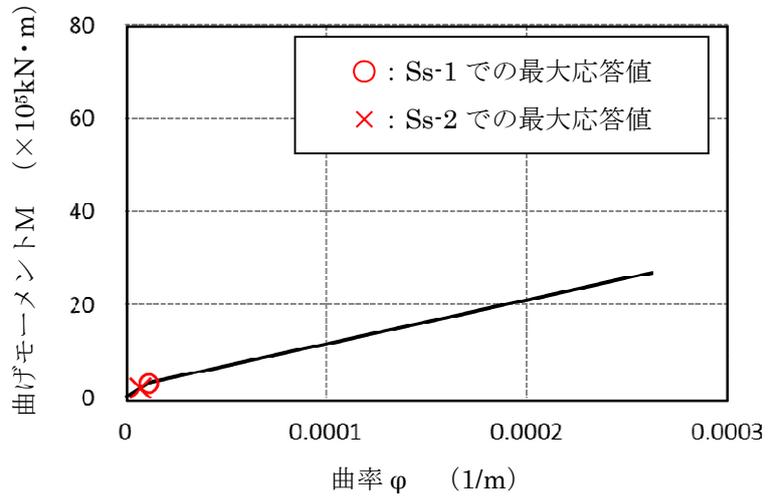
※暫定条件に基づく概算値

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）

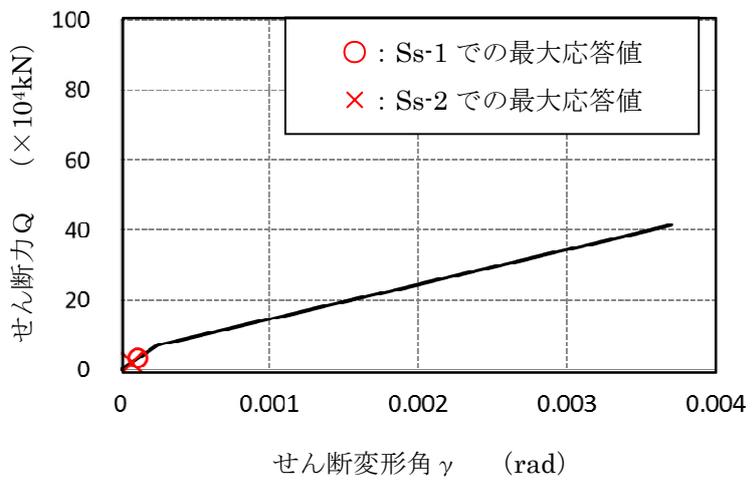
要素⑦のスケルトンカーブ (NS方向)



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

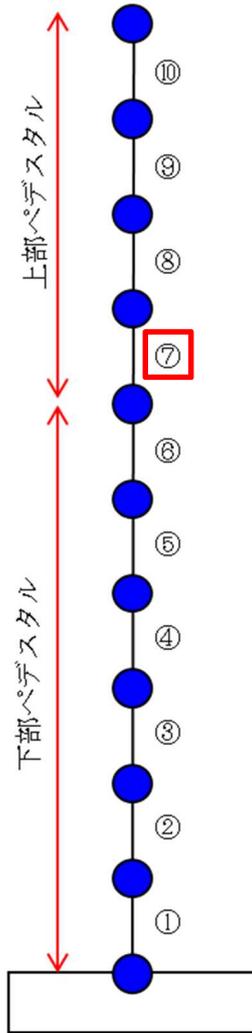


(b) せん断力ーせん断変形角関係

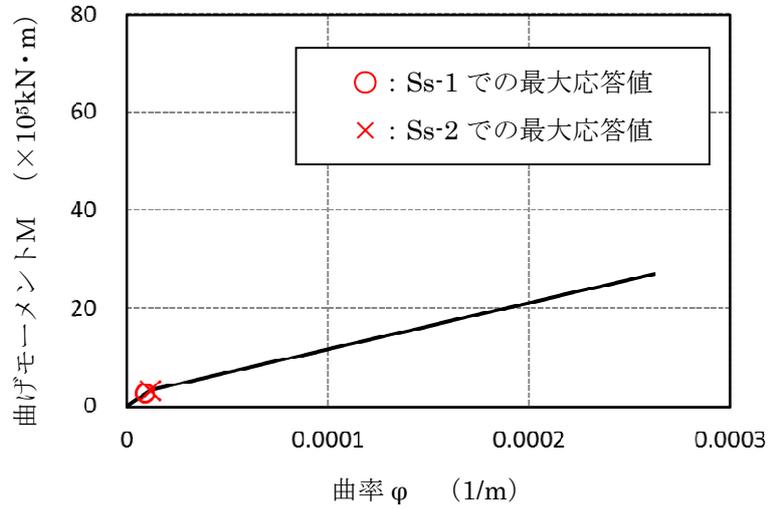
※暫定条件に基づく概算値

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)

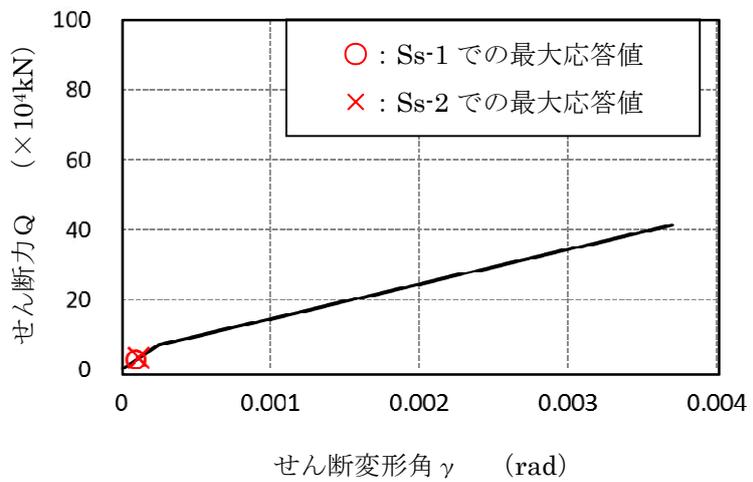
要素⑦のスケルトンカーブ (EW方向)



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

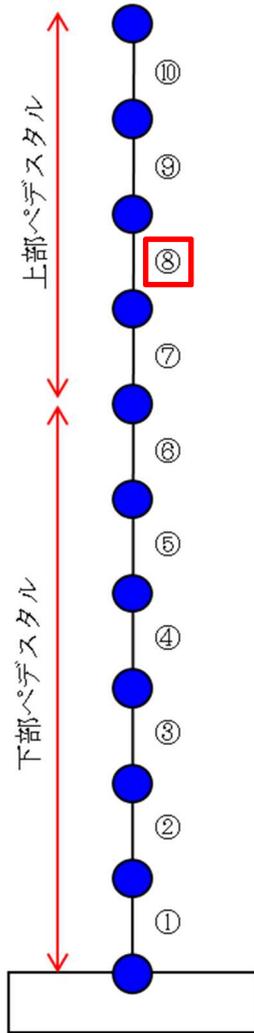


(b) せん断力ーせん断変形角関係

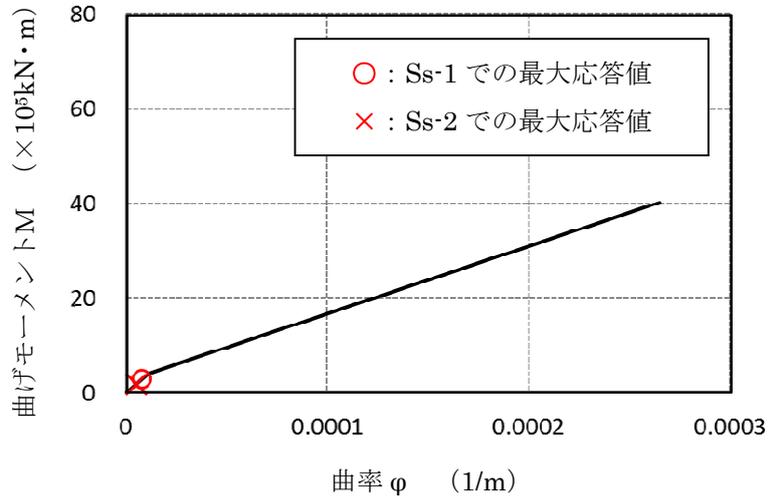
※暫定条件に基づく概算値

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)

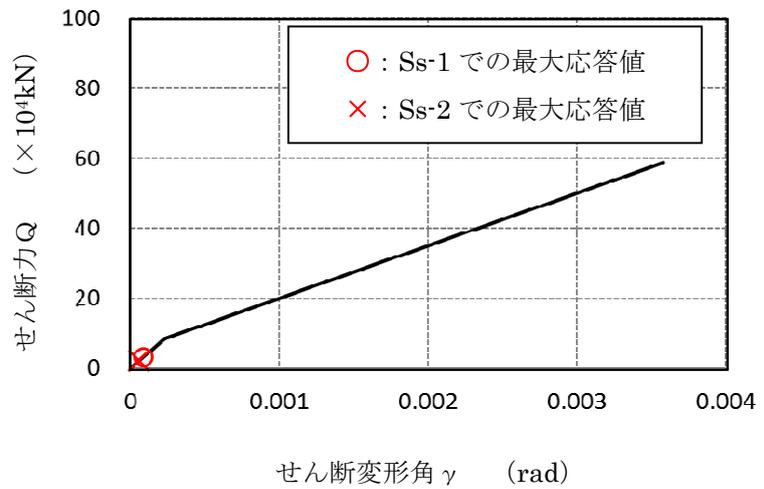
要素⑧のスケルトンカーブ (NS方向)



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

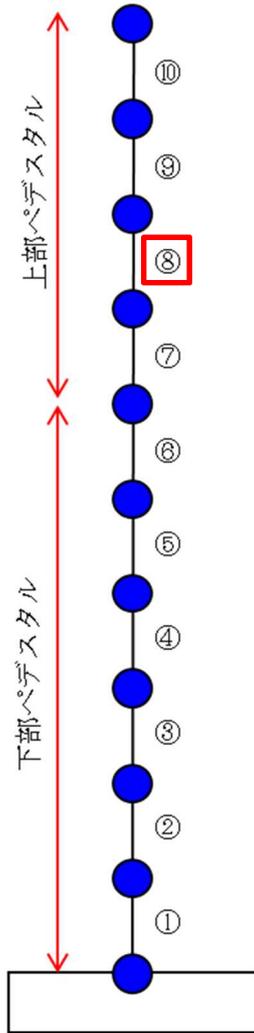


(b) せん断力ーせん断変形角関係

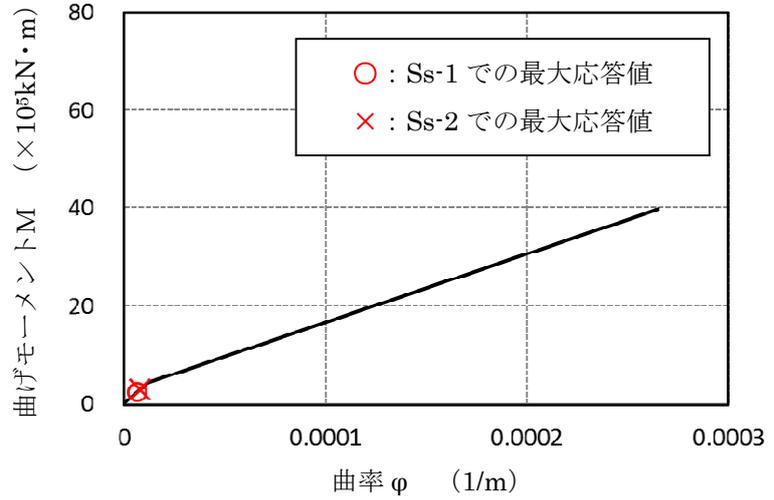
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTAL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)

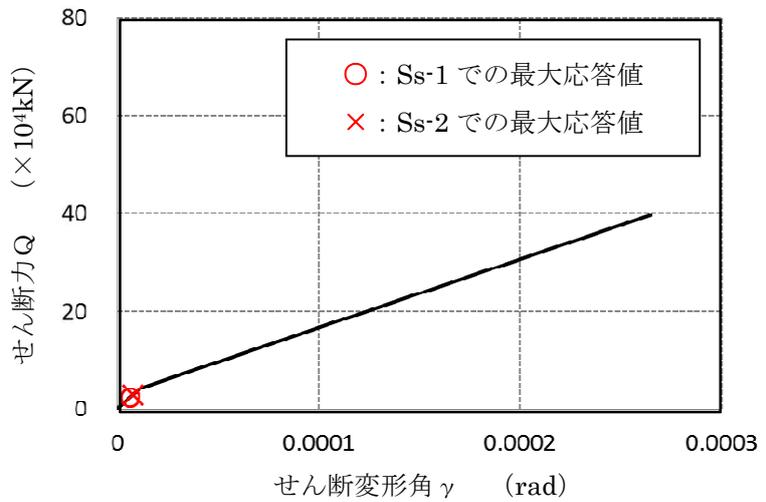
要素⑧のスケルトンカーブ（EW方向）



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

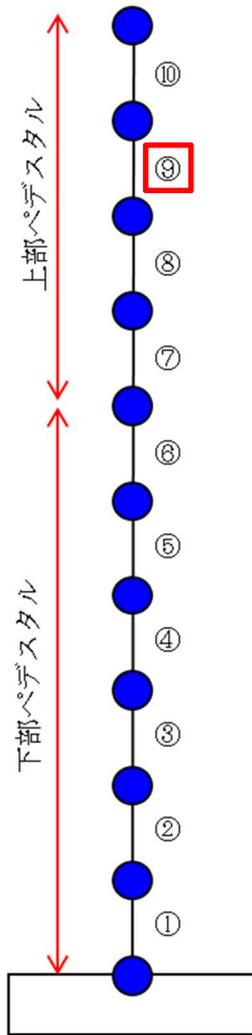


(b) せん断力ーせん断変形角関係

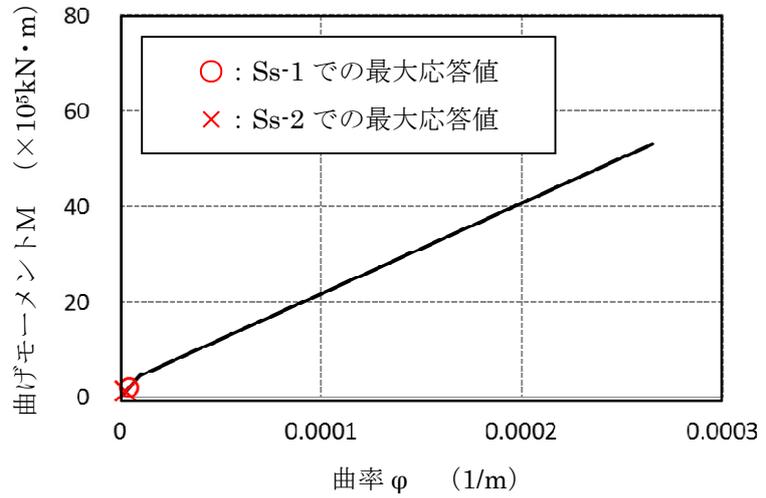
※暫定条件に基づく概算値

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）

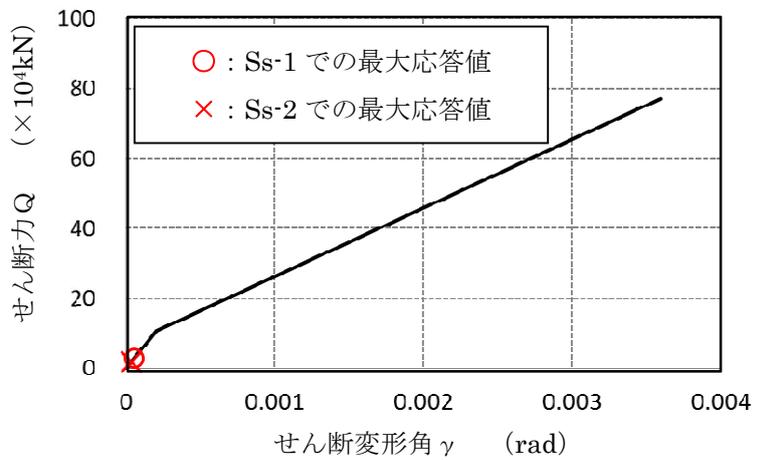
要素⑨のスケルトンカーブ (NS方向)



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

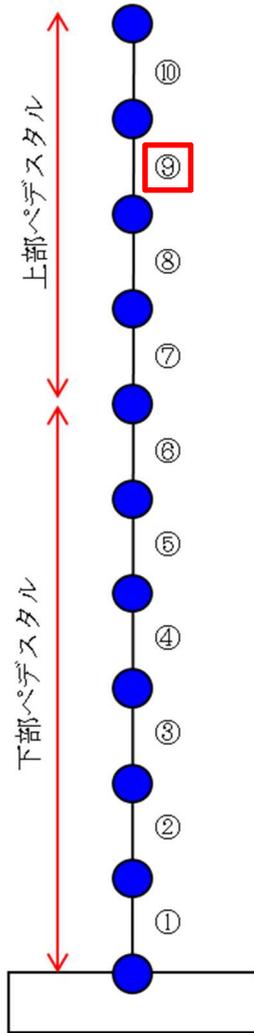


(b) せん断力ーせん断変形角関係

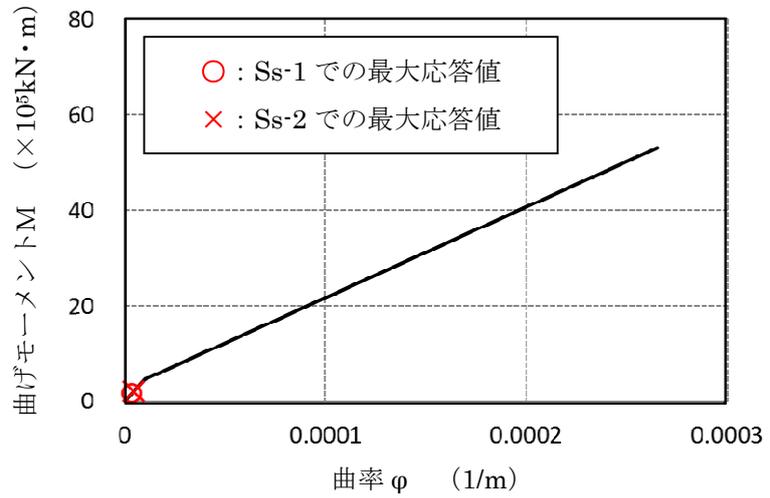
※暫定条件に基づく概算値

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)

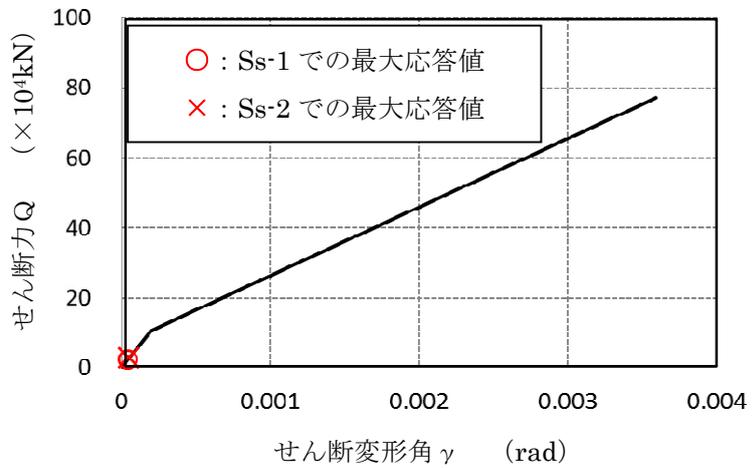
要素⑨のスケルトンカーブ (EW方向)



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

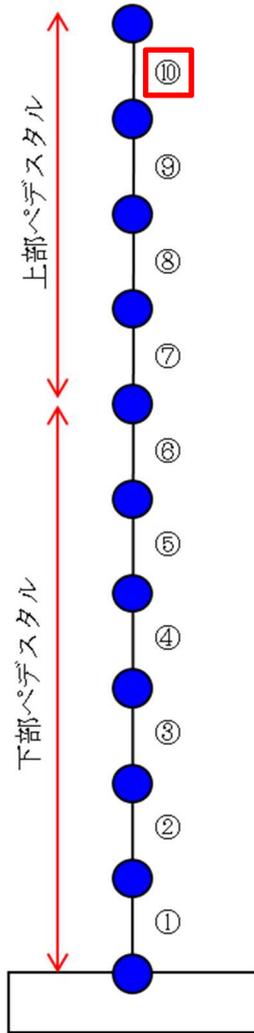


(b) せん断力ーせん断変形角関係

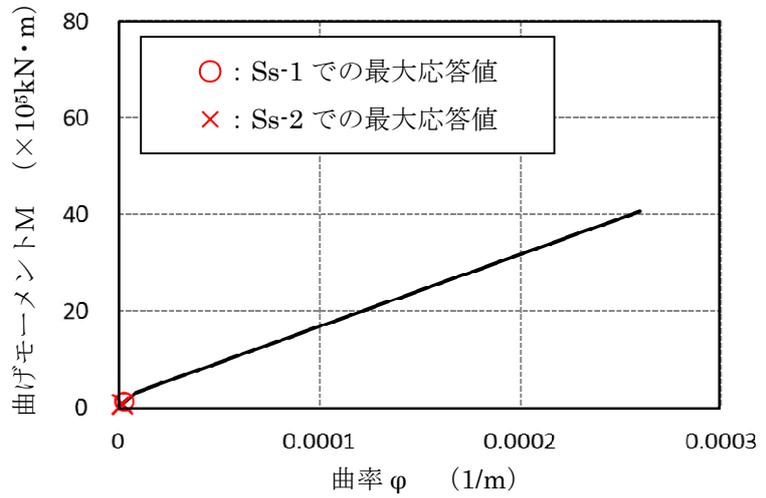
※暫定条件に基づく概算値

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)

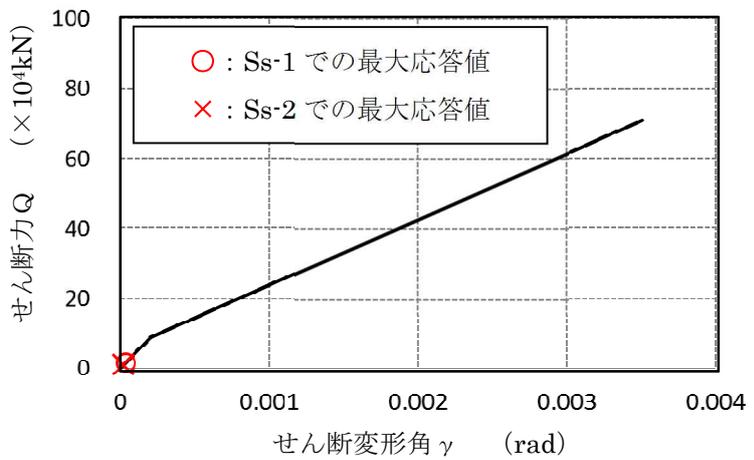
要素⑩のスケルトンカーブ (NS方向)



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

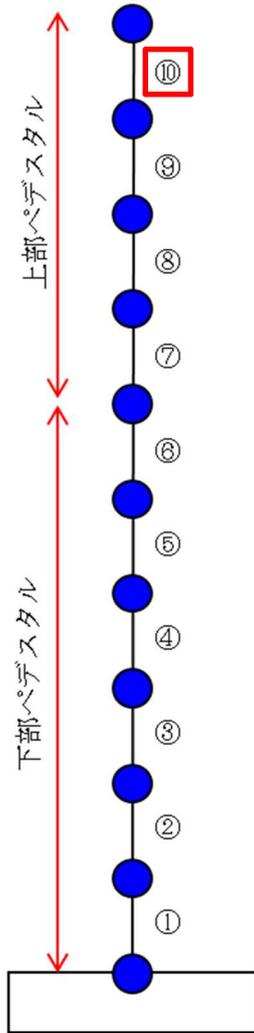


(b) せん断力ーせん断変形角関係

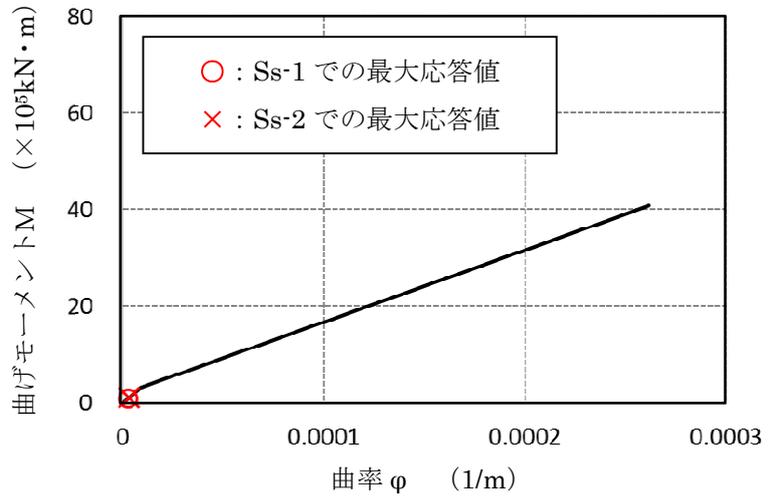
※暫定条件に基づく概算値

図4 SC規程に基づくRPVペDESTAL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)

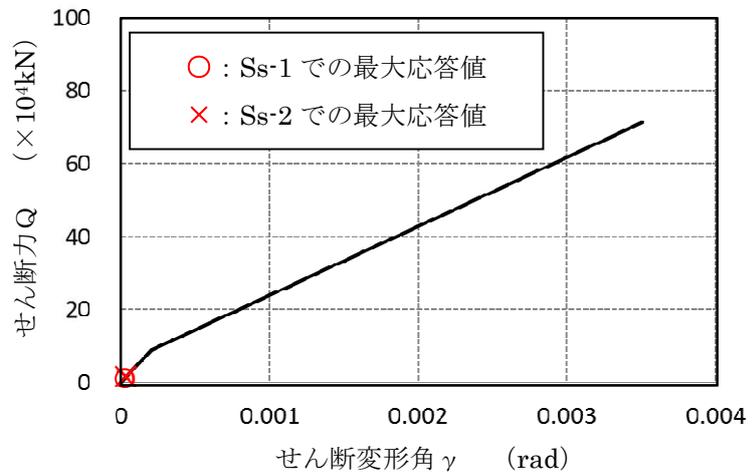
要素⑩のスケルトンカーブ（EW方向）



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

RPV ペDESTAL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。

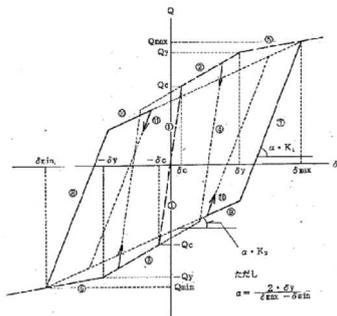
ケース A は、SC 規程を踏まえて、曲げとせん断の双方ともに最大点指向型の履歴特性を採用したケースである。

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。

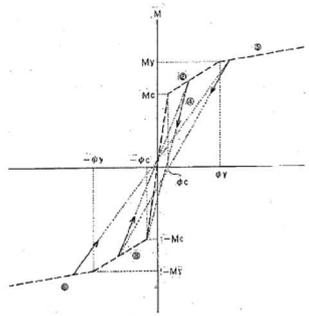
参考として、最大点指向型、ディグレイディングトリリニア型及び原点指向型の履歴特性のイメージを図 5(3)-1 に示す。

表 5(3)-1 履歴特性に関するパラメータスタディ

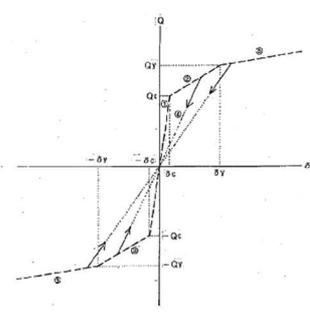
ケース	曲げ	せん断
ケース A (SC 規程準拠)	最大点指向型	最大点指向型
ケース B	ディグレイディング トリリニア型	原点指向型



(a)ディグレイディングトリリニア型

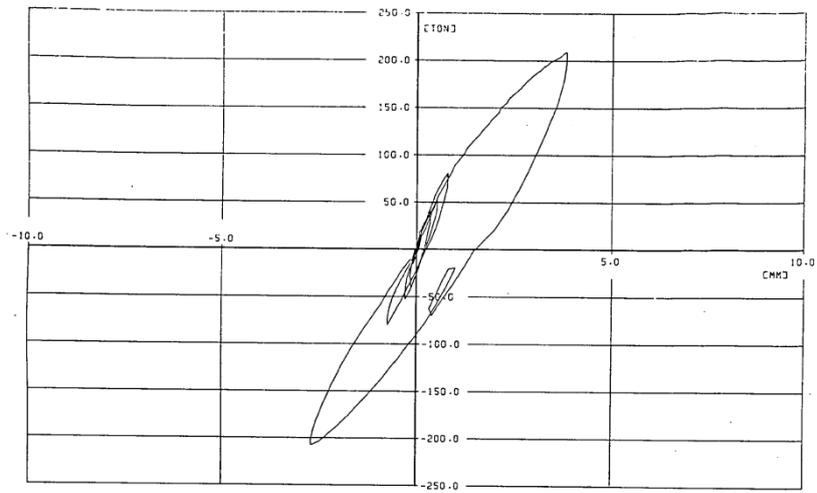


(b)最大点指向型

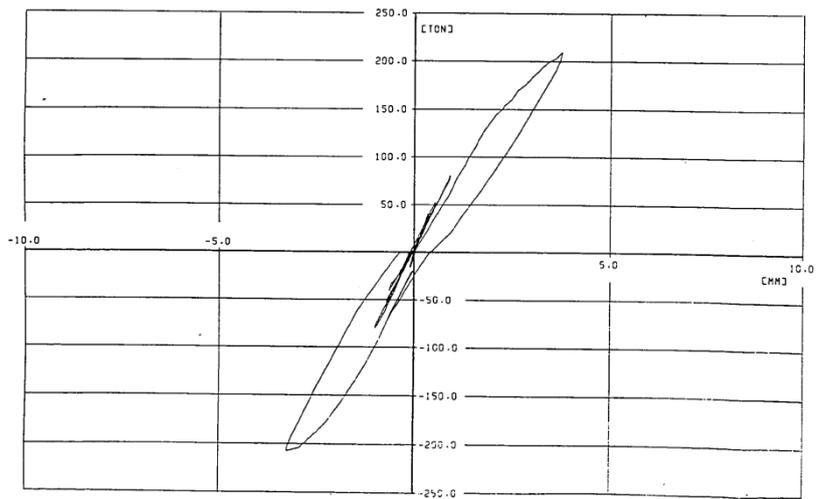


(c)原点指向型

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

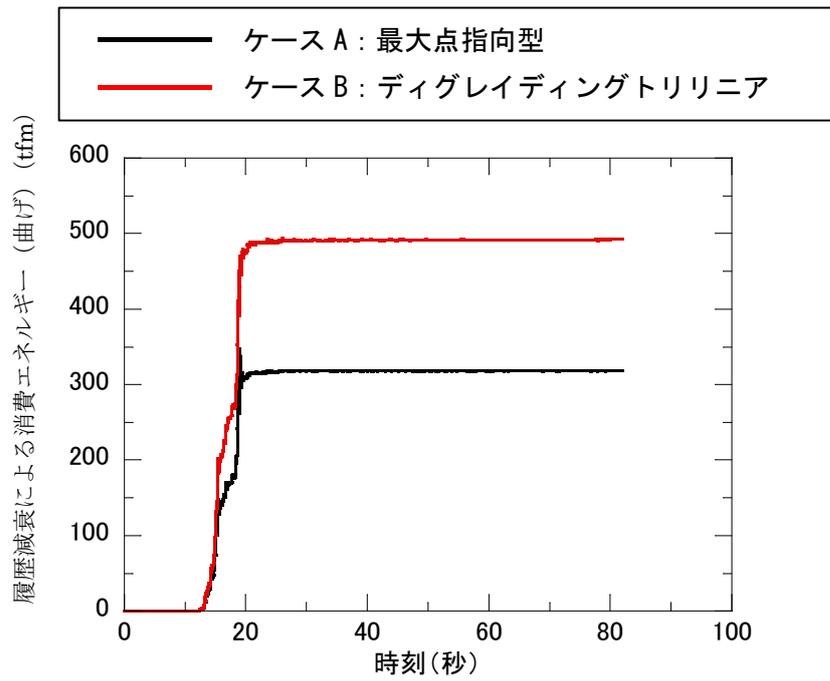
図 5(3)-2 実験における曲げ及びせん断の履歴特性
(2)より引用)

(4) 検討結果

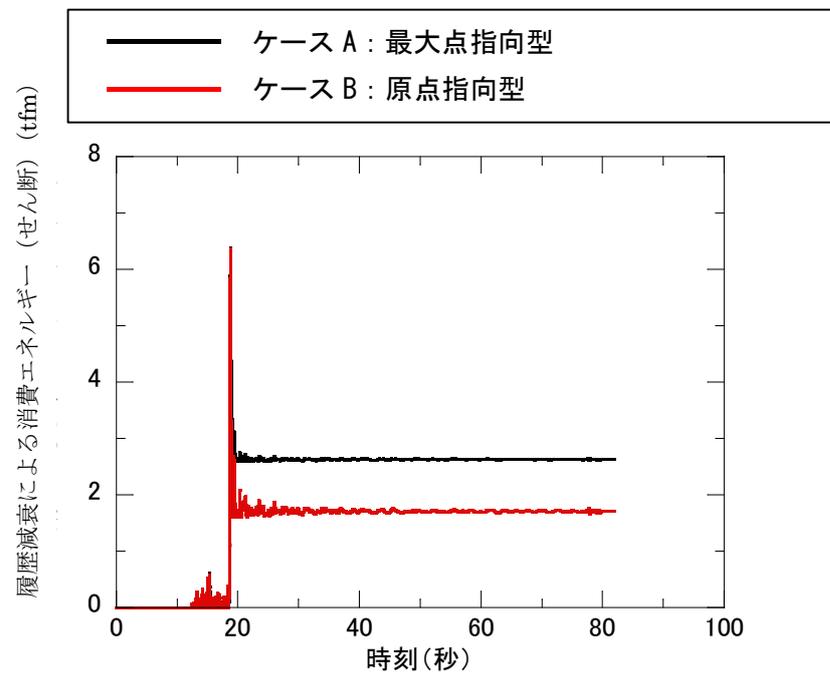
履歴減衰による消費エネルギーの累積値を比較したものを図 5(4)-1 に示す。曲げによる消費エネルギーは、せん断による消費エネルギーと比べると 2 桁大きいオーダーの値を示しており、消費エネルギーの観点からは曲げによる影響が大きく支配的であると言える。

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 ペダスタル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を確認した。

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 セン断荷重-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：RPV ペDESTALの復元力特性に用いるコンクリート強度の取り扱い

1. コンクリート強度の取り扱い方針

今回工認における RPV ペDESTALの復元力特性の設定に用いるコンクリート強度は、原子炉建屋（以下、「R/B」という）等のような施工時の「91日強度データ」がないこと及びプラント運転開始後にコア採取を実施していないことから、既工認と同様に設計基準強度を用いている。

しかしながら、RPV ペDESTALについても R/B 等と同様に、現実のコンクリート強度は設計基準強度を上回ると考えられることから、コンクリート実強度を考慮した復元力特性を設定し影響評価を行う方針とする。

2. RPV ペDESTALで想定するコンクリート実強度

RPV ペDESTALは実測したコンクリート強度がないことから、R/B 等で実測値をもとに設定したコンクリート強度を参照し、実強度を想定する。

具体的には、R/B のコンクリート実強度（440kg/cm²）に、RPV ペDESTALの設計基準強度（300kg/cm²）と R/B の設計基準強度（330kg/cm²）の比率を乗じることにより、影響評価に用いる RPV ペDESTALの設計基準強度を 400kg/cm² と想定する。

$$\begin{aligned} \text{RPV ペDESTALの実強度} &= \text{R/Bの実強度} \times \frac{\text{RPV ペDESTALの設計基準強度}}{\text{R/Bの設計基準強度}} \\ &= 440 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \times \frac{300 \text{ (kg/cm}^2\text{)}}{330 \text{ (kg/cm}^2\text{)}} \\ &= 400 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

添付資料-2：地震応答解析モデルにおける RPV ペDESTALの減衰定数

(1) 地震応答解析における RPV ペDESTALの減衰定数

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

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

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

ここで

$[m]$: 質量マトリックス

$[k]$: 剛性マトリックス

$[c]$: 減衰マトリックス

$\{u\}$: 変位マトリックス

$\{H\}$: 入力ベクトル

$\Delta\ddot{a}$: 地震加速度

固有円振動数と固有モードは次式により求める。

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

ここで

ω_i : i 次の固有円振動数

$\{\phi_i\}$: i 次振動モードの固有ベクトル

この時の減衰マトリックス $[c]$ は次式により求められる。

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

ここで

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

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

M_i : i 次のモード換算質量

h_i : i 次のモード減衰定数

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

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

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

E_i^j : i 次振動モードにおける j 部材のひずみエネルギー

h^j : j 部材の減衰定数

$[k^j]$: j 部材の初期剛性マトリックス

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

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

(2) RPV ペDESTALの履歴特性による減衰効果

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

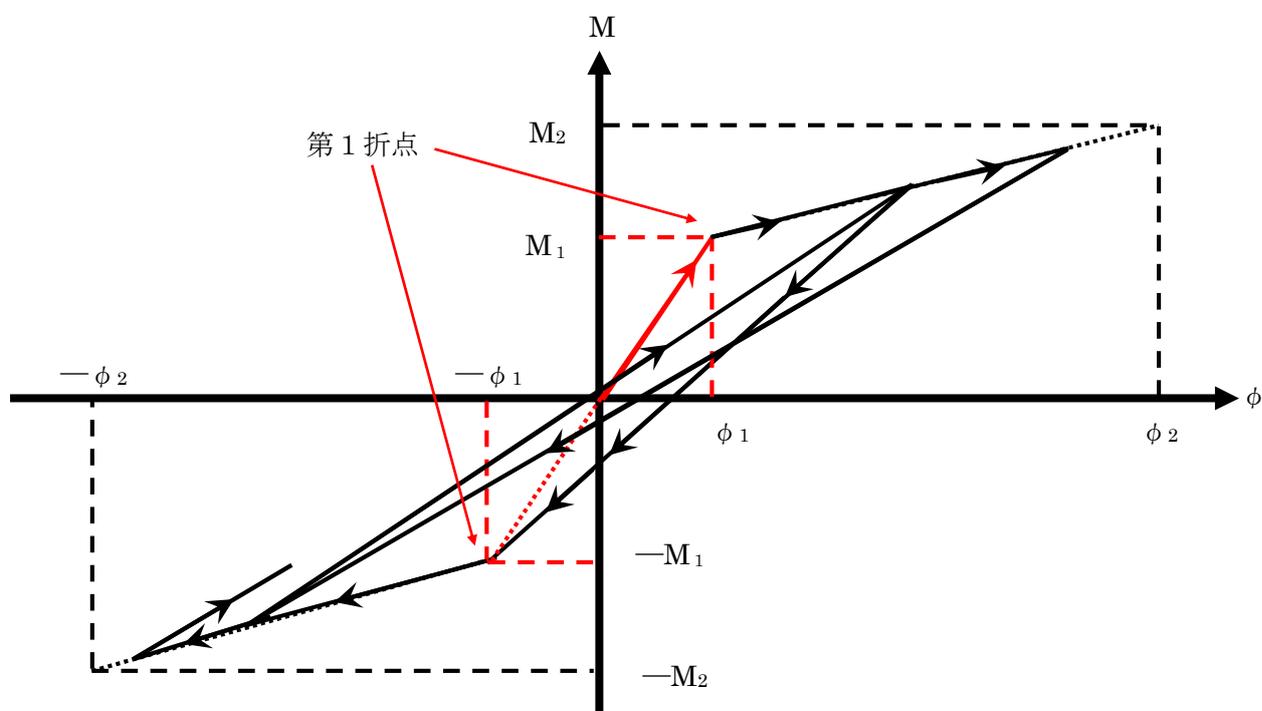


図 最大点指向型の履歴特性の例（曲げモーメント）

添付資料-3 : RPV ペDESTALの SC 規程に基づくスケルトンカーブ導出過程

目次

1. 試験体の SC 規程に基づくスケルトンカーブ導出過程	3
2. 試験体の計算過程	5
(1) 曲げのスケルトンカーブ導出過程	5
(2) せん断のスケルトンカーブ導出過程	11
3. 実機 RPV ペDESTALの SC 規程に基づくスケルトンカーブ導出過程	23
4. 下部ペDESTALの計算過程	25
(1) 曲げのスケルトンカーブ導出過程	25
(2) せん断のスケルトンカーブ導出過程	34
5. 上部ペDESTALの計算過程	50
(1) 曲げのスケルトンカーブ導出過程	50
(2) せん断のスケルトンカーブ導出過程	59

1. 試験体の SC 規程に基づくスケルトンカーブ導出過程

RPV ペデスタルの復元力特性を SC 規程に準じて設定する際に検討した追加検討事項の妥当性を確認するため、追加検討事項を反映した復元力特性の評価式を用いて作成した既往の試験体の荷重－変位特性と、試験で実測された試験体の荷重－変位特性の整合性を確認することにより、追加検討事項の妥当性を判断している。

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

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

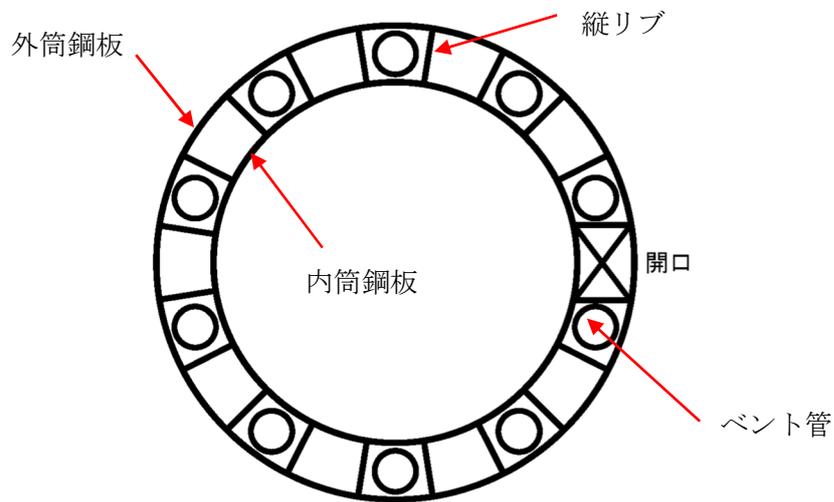
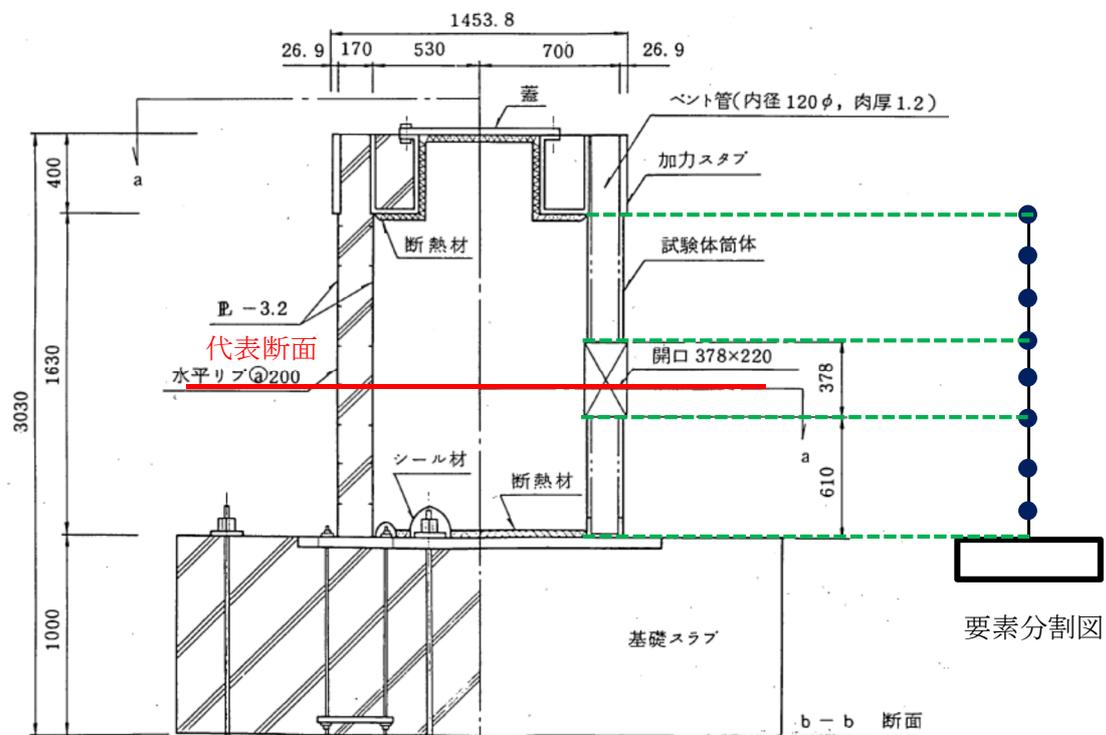


図 1-1 スケルトンカーブ設定の具体的計算過程提示の代表断面

2. 試験体の計算過程

(1) 曲げのスケルトンカーブ導出過程

a. 試験体の構造特性を踏まえた評価式

(第1折点)

- $M_1 = Z_e \cdot \sigma_v$

- ϕ_1 は初期剛性と M_1 の交点 ($\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$)

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

Z_e : 鋼板を考慮したコンクリートの断面係数 (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)

(ペデスタル及びペデスタルが支持する機器の死荷重によるペデスタル鉛直方向の軸力) / ((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二次モーメント (mm^4)

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

第1折点は、ペデスタル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

b. 具体的計算過程

(第1折点)

ベント管及びアクセストンネルを模擬した開口による断面欠損を考慮し算出する。(図 2(1)-1)

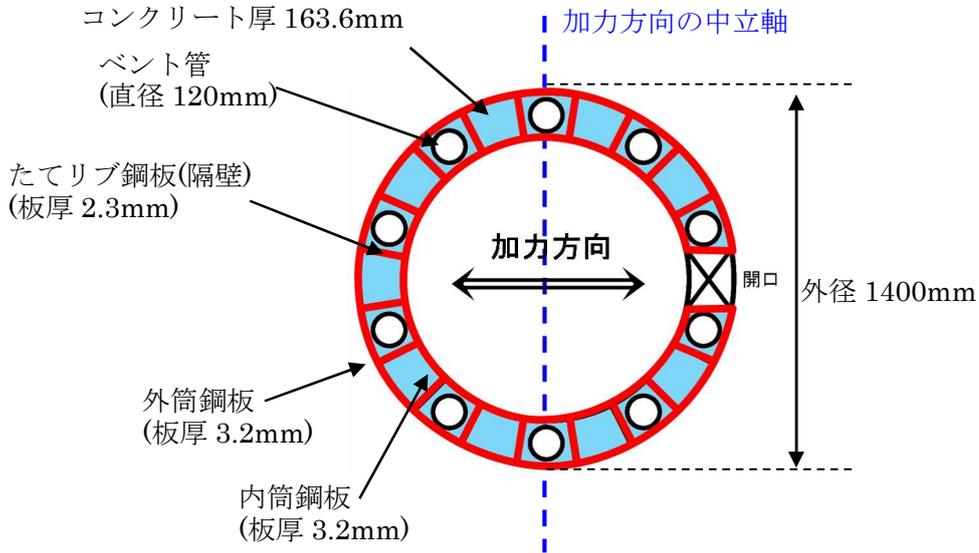


図 2(1)-1 断面二次モーメント及び断面積の算出に考慮する各部材断面
(赤：鋼板, 水色：コンクリート)

●計算過程

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

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

$$E_c = 2.1 \times 10^5 \times \left(\frac{\gamma}{2.3} \right)^{1.5} \times \sqrt{\frac{\sigma_B}{200}}$$

$$= 2.6 \times 10^5 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$= 2.55 \times 10^4 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \dots \text{(式 2 (1)-1)}$$

表 2 (1)-1 コンクリート及び鋼板の材料物性値

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

表 2(1)-2 各部材断面の断面二次モーメント及び断面積

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

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

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

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

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

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

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

以上より、第 1 折点の曲げモーメント M_1 及び曲率 ϕ_1 を算出する。

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

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

(第2折点)

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

鋼板が降伏状態に至る際のモーメント及び曲率が、それぞれ第2折点のモーメント M_2 及び曲率 ϕ_2 となる。

●モデル化方法

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

本計算に用いるコンクリートの応力度 σ とひずみ ε の関係は、パラボラ型の応力ひずみ曲線を採用し、CEB-FIP⁽¹⁾モデルに基づき設定し、圧縮強度到達以降はフラットとする。なお、引張側の強度は無視する。

また、鋼板の応力ひずみ関係は、完全弾塑性（バイリニア）を採用する。

●第2折点のモーメント M_2 及び曲率 ϕ_2 の算出方法

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

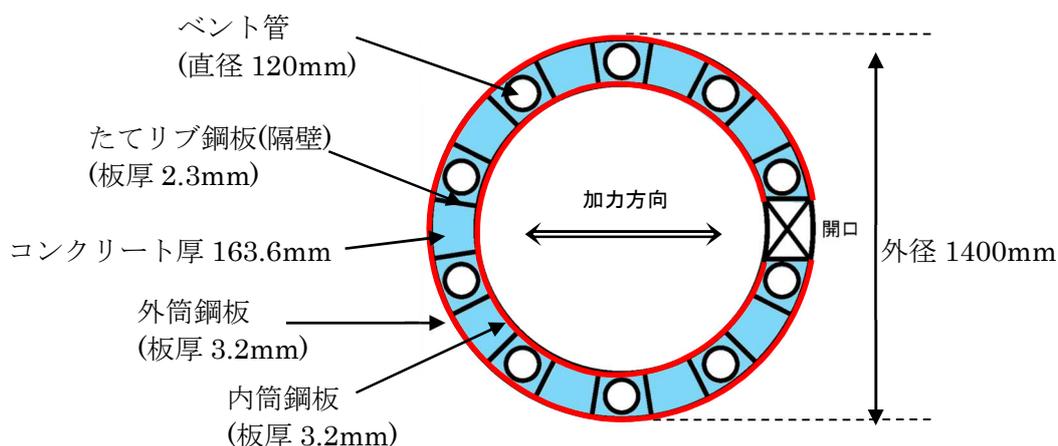


図2(1)-2 ファイバーモデルに考慮する各部材断面
(赤：鋼板， 水色：コンクリート)

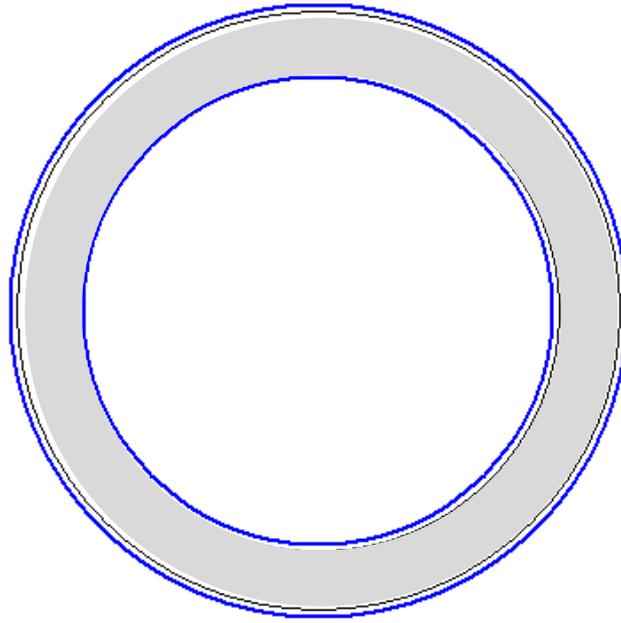


図 2(1)-3 ファイバーモデル構造図(黒線の間がコンクリート，青線が鋼板)

N : 軸力	ϕ : 曲率
M : モーメント	ϵ_c : コンクリートの圧縮ひずみ
xn : 中立軸の位置 (モデル左端からの距離)	ϵ_s : 鋼板の圧縮ひずみ

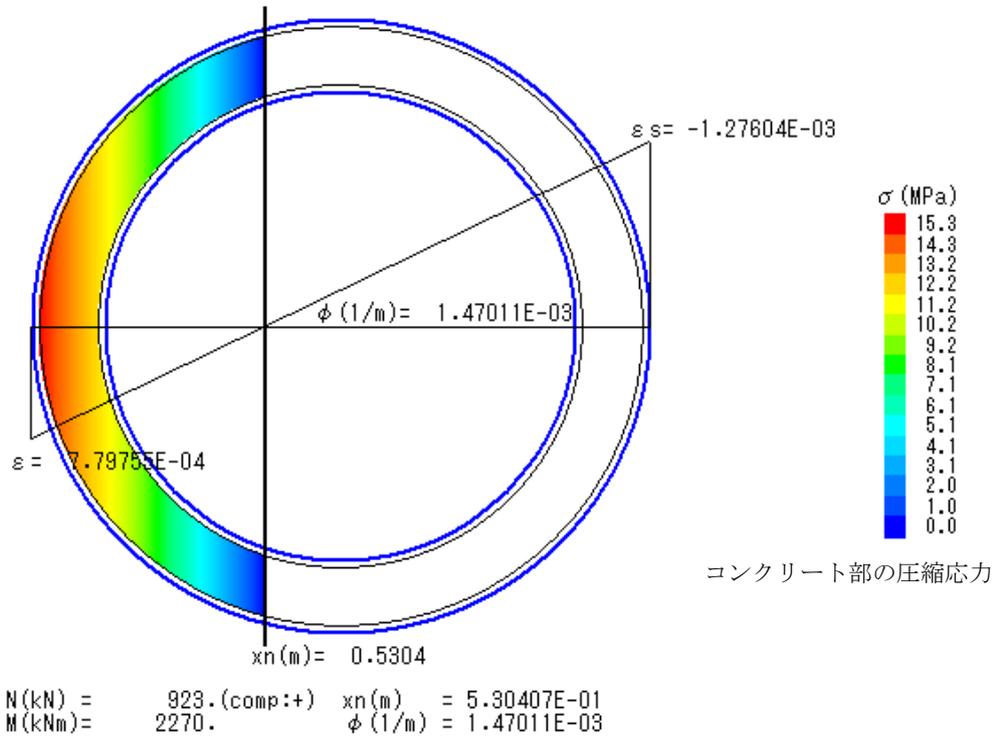
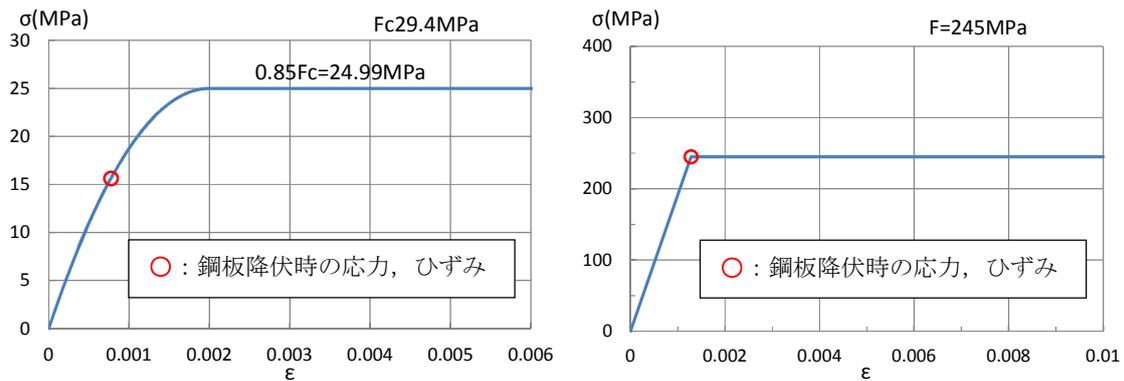


図 2(1)-4 ファイバーモデルによる解析結果



(a) コンクリート

(b) 鋼板

図 2(1)-5 コンクリート及び鋼板の応力ひずみ関係

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

(2) せん断のスケルトンカーブ導出過程

a. 評価式

(第1折点)

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

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

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。

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)

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

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

ただし, $K_\alpha = A_s \cdot G_s$

A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm²)

G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm²)

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)

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、鋼板と一体となっ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DESTAL 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(2)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 : コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数で、コンクリートのヤング係数に 0.7 を乗じた値を用いる。 (N/mm²)

sE : 鋼材のヤング係数 (N/mm²)

ct : コンクリート板厚 (mm)

c_v : コンクリートのポアソン比

s_v : 鋼材のポアソン比

L : 隔壁の間隔(mm)

H : 隔壁の高さ(mm)

s_{Ay} : 鋼材の水平断面の断面積(mm²)

s_{Ax} : 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。)

b. 具体的計算過程

(第1折点)

ベント管及び開口による断面欠損を考慮し算出する。(図2(2)-1)

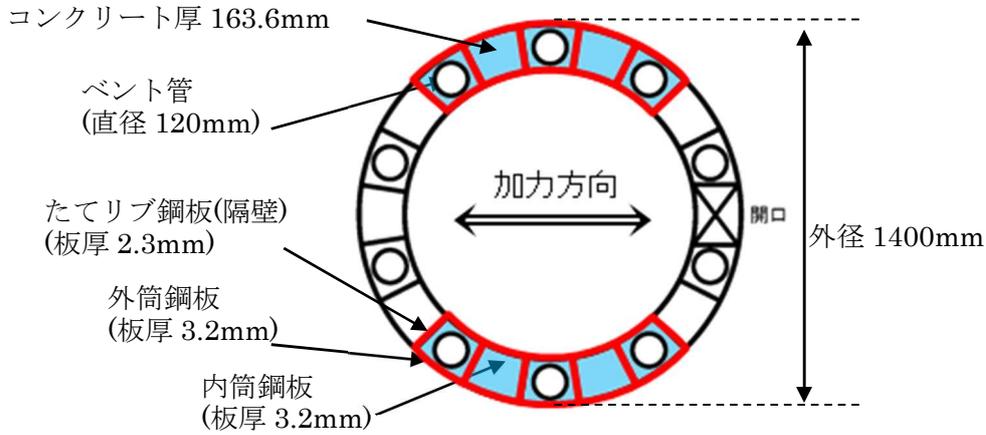


図2(2)-1 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面
(赤：鋼板, 水色：コンクリート)

●計算過程

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

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

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

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

表 2(2)-1 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのせん断弾性係数 G_c	10,900 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(2)-1)
鋼板のせん断弾性係数 G_s	73,900 (N/mm ²)	式 4(2)-2
コンクリートのヤング係数 E_c	25,500 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 4(1)-1)
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示 501 号
コンクリートの圧縮強度 σ_B	29.4 (N/mm ²)	設計基準強度

表 2(2)-2 各部材断面のせん断断面積

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

鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 σ_v は、曲げのスケルトンカーブ算出に用いた値と同一であり、 $\sigma_v = 1.26$ (N/mm²) となる。

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

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

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。

以上より、第 1 折点のせん断力 Q_1 及びせん断変形角 γ_1 を算出する。

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

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

(第2折点)

コンクリートひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性 K_{β} を算出する際は、断面全体のうち半分がせん断力に対して有効な領域と仮定し、SC構造体ユニット①、②それぞれについて、全10箇所の中の半分に相当する5箇所分の剛性を評価する。

具体的には、次に示す手順で層全体の K_{β} を求める。

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

$$(\text{層全体の } K_{\beta} = \text{SC 構造体ユニット①の } K_{\beta} \times 5 + \text{SC 構造体ユニット②の } K_{\beta} \times 5)$$

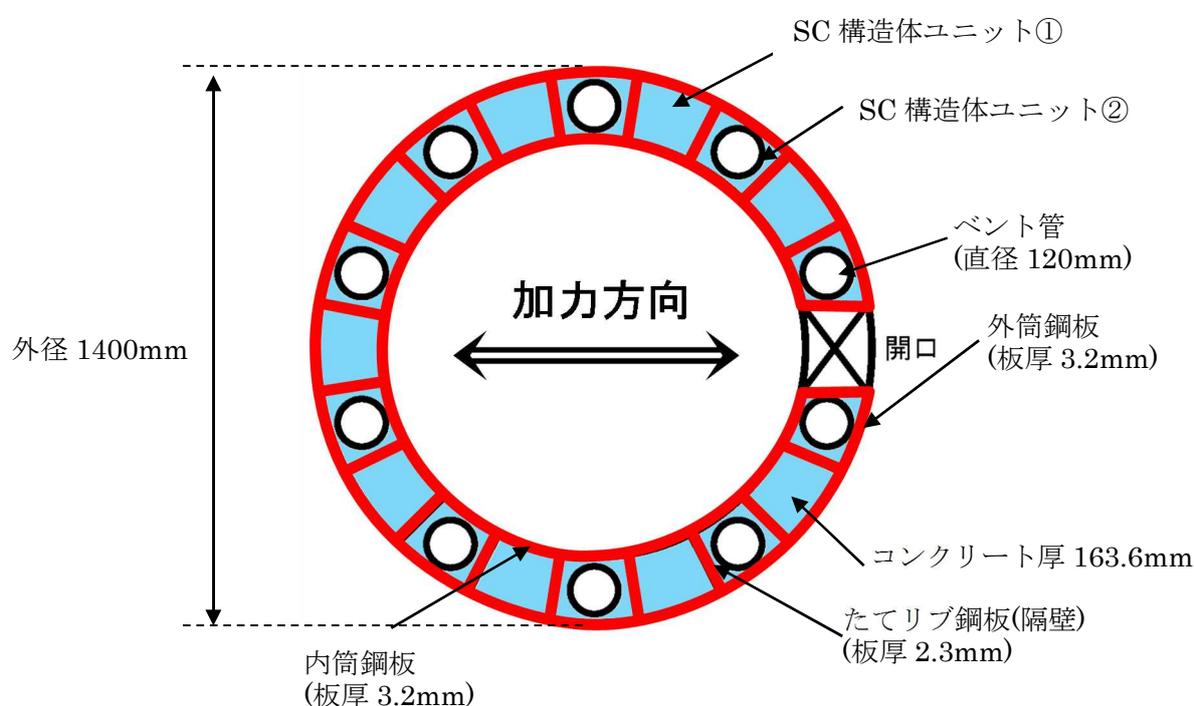


図 2(2)-2 SC 構造体ユニット (赤が鋼板, 青がコンクリート)

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

● K_β の算出方法 (SC 構造体ユニット①)

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

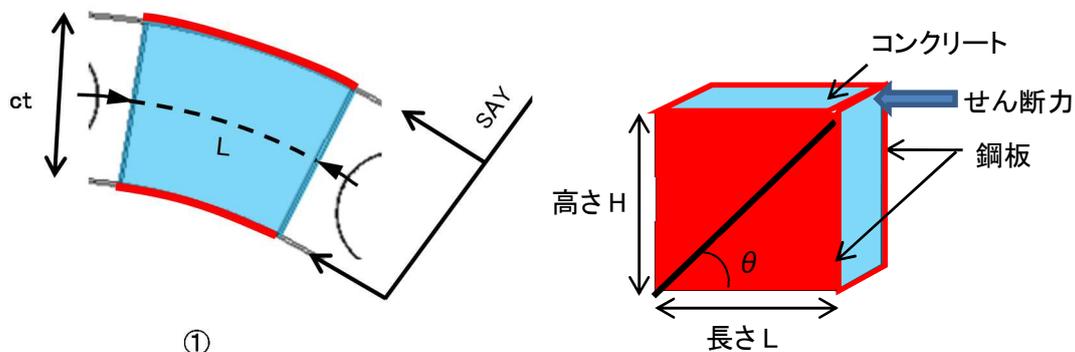


図 2(2)-3 SC 構造体ユニット① (赤が鋼板, 水色がコンクリート)

表 2(2)-3 コンクリート及び鋼板の材料物性値

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

表 2(2)-4 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
SC 構造体ユニットの高さ H	1,630 (mm)	図 2(2)-3 の高さ H
SC 構造体ユニットの長さ L	193.2 (mm)	図 2(2)-3 の長さ L
コンクリート板厚 ct	163.6 (mm)	図 2(2)-3 の ct
鋼材の水平断面の断面積 sAy	1,236 (mm ²)	-
鋼材の鉛直断面の断面積 sAx	10,432 (mm ²)	-

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

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

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

$$cE = 0.7 \times E_c = 17,850 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \dots \dots \text{(式 2(2)-7)}$$

以上より，SC 構造体ユニット①ひとつあたりの K_{β} を求める。

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

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

$$K_{\beta} = \frac{(\cos\theta)^2}{2 \left[\frac{1 - c\nu^2}{cE \cdot ct \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot sE} (C1 + C2) \right]} \cdot H$$

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

● K_{β} の算出方法 (SC 構造体ユニット②)

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

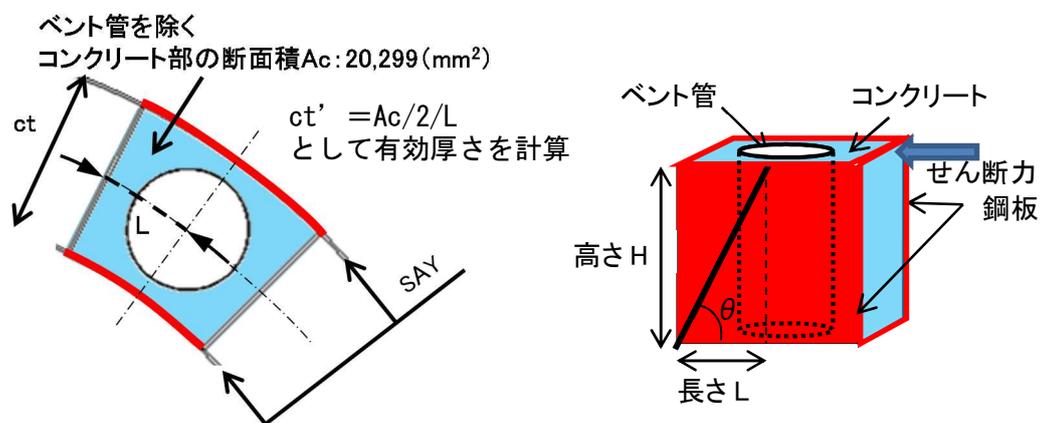


図 2(2)-4 SC 構造体ユニット② (赤が鋼板, 水色がコンクリート)

表 2(2)-5 コンクリート及び鋼板の材料物性値

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

表 2(2)-6 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
SC 構造体ユニットの高さ H	1,630 (mm)	図 2(2)-4 の高さ H
SC 構造体ユニットの長さ L	96.6 (mm)	図 2(2)-4 の長さ L
コンクリート板厚 ct	163.6 (mm)	図 2(2)-4 の ct
鋼材の水平断面の断面積 sAy	618 (mm ²)	-
鋼材の鉛直断面の断面積 sAx	10,432 (mm ²)	-

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

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

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

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

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

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

以上より、SC 構造体ユニット②ひとつあたりの K_{β} を求める。

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

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

$$K_{\beta} = \frac{(\cos\theta)^2}{2 \left[\frac{1 - c_{\nu}^2}{cE \cdot ct' \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot sE} (C1 + C2) \right]} \cdot H$$

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

●層全体の K_{β}

$$\begin{aligned} \text{層全体の } K_{\beta} \text{ は、} &= \text{SC 構造体ユニット①の } K_{\beta} \times 5 + \text{SC 構造体ユニット②の } K_{\beta} \times 5 \\ &\underline{= 1.32 \times 10^7 \text{ (N)}} \quad \dots \dots \dots \text{(式 2(2)-17)} \end{aligned}$$

● K_α の算出方法

ベント管による断面欠損を考慮し算出する。(図 2(2)-5)

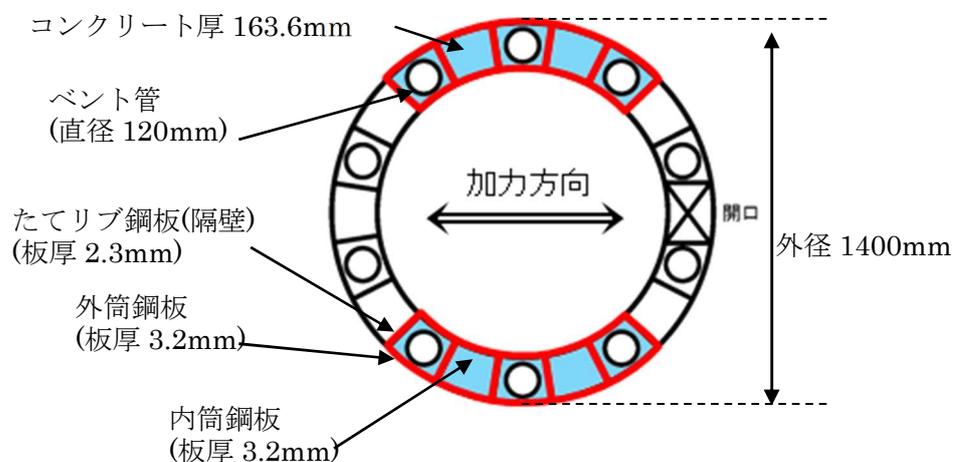


図 2(2)-5 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面

(赤：鋼板, 水色：コンクリート)

● 計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値は、試験体の規格値を用いる。 K_β の算出は、実機試験体の構造（寸法）に応じた値を用いて行う。(表 2(2)-6, 表 2(2)-7)

表 2(2)-7 鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示 501 号
鋼板のせん断弾性係数 G_s	73,900 (N/mm ²)	式 2(2)-2
鋼板の降伏点強度 σ_y	245 (N/mm ²)	JIS G 3101

表 2(2)-7 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
鋼板のせん断断面積 A_s	1.425×10^4 (mm ²)	図 2(2)-5 の赤線部分

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

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

以上より、式 2(2)-17 で求めた、ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性 K_β を用いて、第 2 折点のせん断力 Q_2 及びせん断変形角 γ_2 を算出する。

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

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

・第 2 折点のせん断力 Q_2

$$Q_2 = \frac{K_\alpha + K_\beta}{\sqrt{3K_\alpha^2 + K_\beta^2}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$$
$$\underline{= 2.04 \times 10^3 \text{ (kN)}} \quad \dots \dots \text{(式 2(2)-19)}$$

・第 2 折点のせん断変形角 γ_2

$$\gamma_2 = \frac{Q_2}{K_\alpha + K_\beta}$$
$$\underline{= 1.92 \times 10^{-3} \text{ (rad)}} \quad \dots \dots \text{(式 2(2)-20)}$$

3. 実機 RPV ペDESTALの SC 規程に基づくスケルトンカーブ導出過程

RPV ペDESTAL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し、複雑な断面形状を有する実機 RPV ペDESTALに対して、構造に応じた検討を行った上で SC 規程を準用しスケルトンカーブを求める。

本項では、曲げ及びせん断のスケルトンカーブの具体的導出過程を示す。

上部ペDESTALは、各層で連通路の有無、ベント取入孔の有無及び中間鋼板の個数という点で構造上の特徴が異なる。(表 3-1)

スケルトンカーブの設定においては、いずれの層においても、中間鋼板を断面積等の算定に含め、連通路及びベント取入孔による開口分の断面欠損を考慮するという点は共通で、計算過程も同一であることから、ここでは一例として RPV 支持点上部の計算過程を示す。

表 3-1 上部ペDESTALの構造上の特徴

	連通路	ベント取入孔	中間鋼板の個数
RPV 支持点上部	あり	無し	2
RPV 支持点下部	あり	無し	1
ベント取入孔部	無し	あり	1

下部ペDESTALは、各層共通してベント管を内蔵していることから、ベント管以外の構造物を含む下部ドライウェルアクセストンネルを有する断面を代表として計算過程を示す。

代表として計算過程を示す断面を図 3-1 に示す。

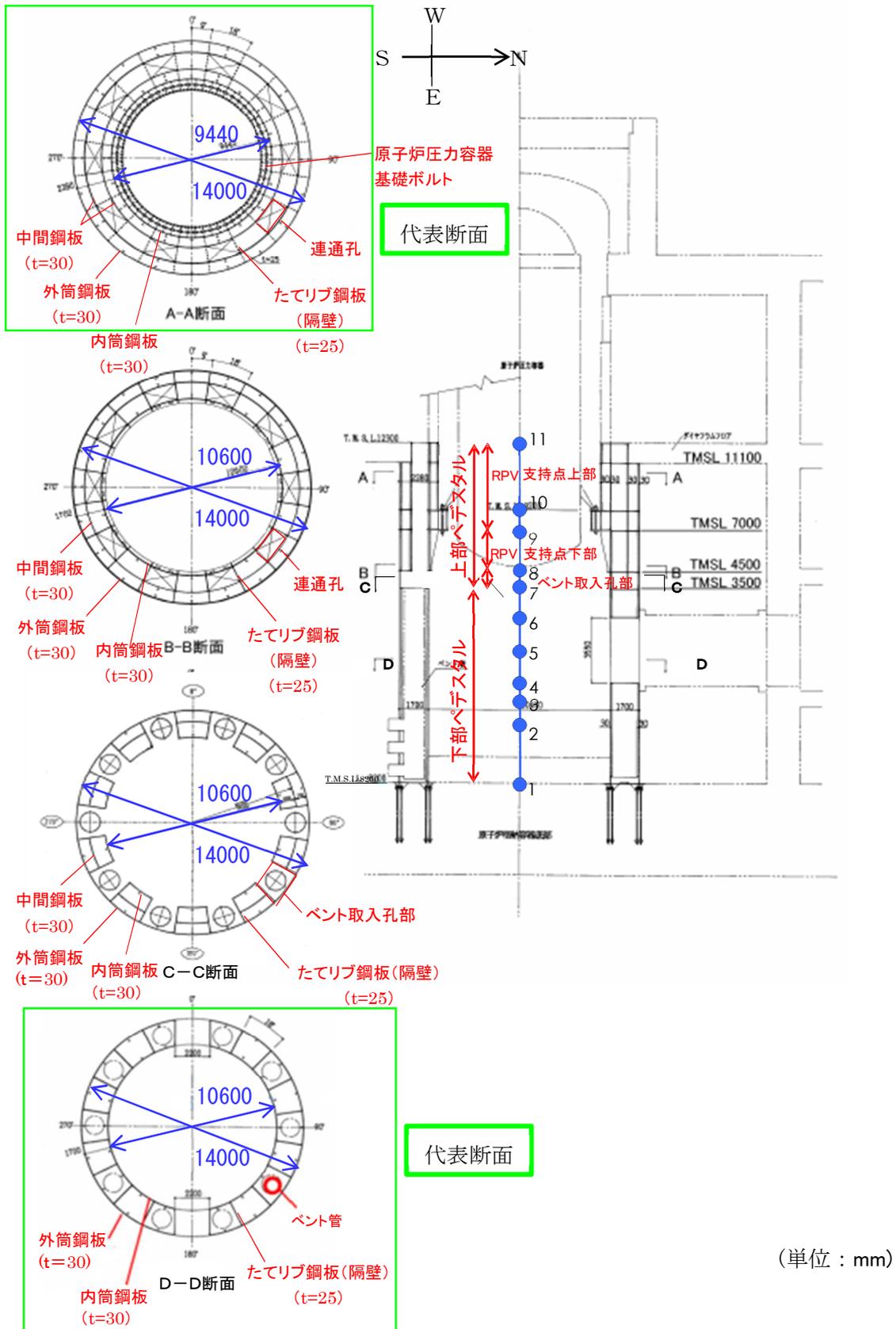


図 3-1 スケルトンカーブ設定の具体的計算過程提示の代表断面

4. 下部ペデスタルの計算過程

(1) 曲げのスケルトンカーブ導出過程

a. RPV ペデスタルの構造特性を踏まえた評価式

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

Z_e : 鋼板を考慮したコンクリートの断面係数 (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)

(ペデスタル及びペデスタルが支持する機器の死荷重によるペデスタル鉛直方向の軸力) / ((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二次モーメント (mm^4)

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

第1折点は、ペデスタル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

b. 具体的計算過程

(第1折点)

●NS 方向

ベント管及び下部ドライウェルアクセストンネル (以下「アクセストンネル」という) による断面欠損を考慮し算出する。(図 4(1)-1)

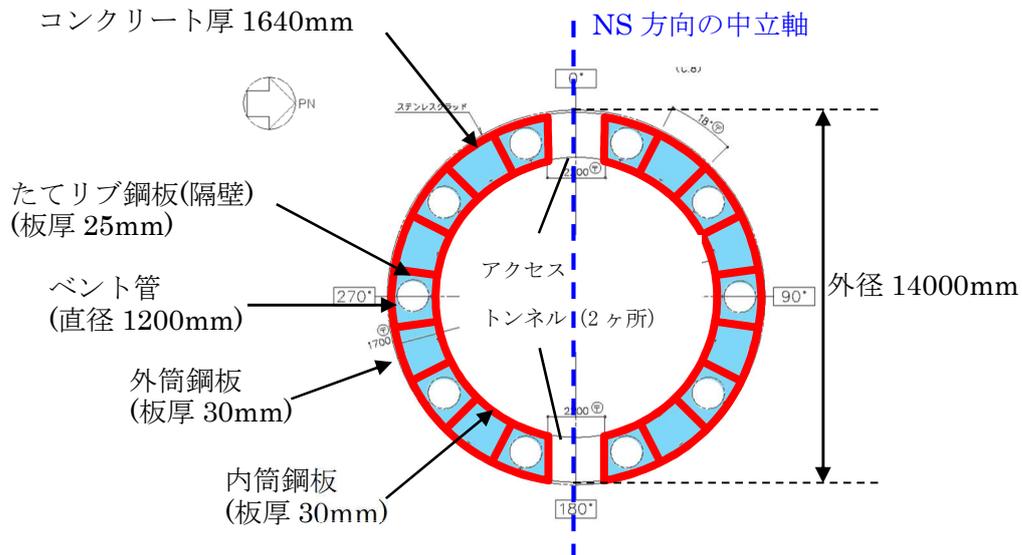


図 4(1)-1 断面二次モーメント及び断面面積の算出に考慮する各部材断面
(赤：鋼板, 水色：コンクリート)

●計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値, 各部材断面の断面二次モーメント及び断面面積は, 既工認と同様の値を用いる。(表 4(1)-1, 表 4(1)-2)

表 4(1)-1 コンクリート及び鋼板の材料物性値

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

表 4(1)-2 各部材断面の断面二次モーメント及び断面積

項目	値	対象箇所
コンクリート部の断面二次モーメント I_c	9.93430×10^{14} (mm ⁴)	図 4(1)-1 の水色部分
各鋼板の断面二次モーメントの和 I_s	5.3917×10^{13} (mm ⁴)	図 4(1)-1 の赤線部分
コンクリート部の断面積 $A_{n,c}$	4.4807×10^7 (mm ²)	図 4(1)-1 の水色部分
各鋼板の断面積の和 $A_{n,s}$	2.463×10^6 (mm ²)	図 4(1)-1 の赤線部分

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

$$I_e = I_s \times (E_s / E_c) + I_c = 4.05963 \times 10^{14} + 9.93430 \times 10^{14} \\ = 1.39939 \times 10^{15} (\text{mm}^4) \quad \dots \dots \text{(式 4(1)-1)}$$

中心から最外縁までの距離 $D/2 = 7,000\text{mm}$ (D は最外直径) を用いて，鋼板を考慮したコンクリートの断面係数 Z_e を求める。

$$Z_e = I_e / (D/2) = 1.99913 \times 10^{11} (\text{mm}^3) \quad \dots \dots \text{(式 4(1)-2)}$$

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 $N (= 7.50 \times 10^7 (\text{N}))$ を用いて，鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 σ_v を求める。

$$\sigma_v = N / (A_{n,s} \times (E_s / E_c) + A_{n,c}) = 1.18 (\text{N/mm}^2) \quad \dots \dots \text{(式 4(1)-3)}$$

以上より，第 1 折点の曲げモーメント M_1 及び曲率 ϕ_1 を算出する。

$$M_1 = Z_e \cdot \sigma_v = \underline{2.36 \times 10^5 (\text{kN} \cdot \text{m})} \quad \dots \dots \text{(式 4(1)-4)}$$

$$\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e) = \underline{6.61 \times 10^{-6} (1/\text{m})} \quad \dots \dots \text{(式 4(1)-5)}$$

●EW 方向

ベント管及びアクセストンネルによる断面欠損を考慮し算出する。(図 4(1)-2)

コンクリート厚 1640mm

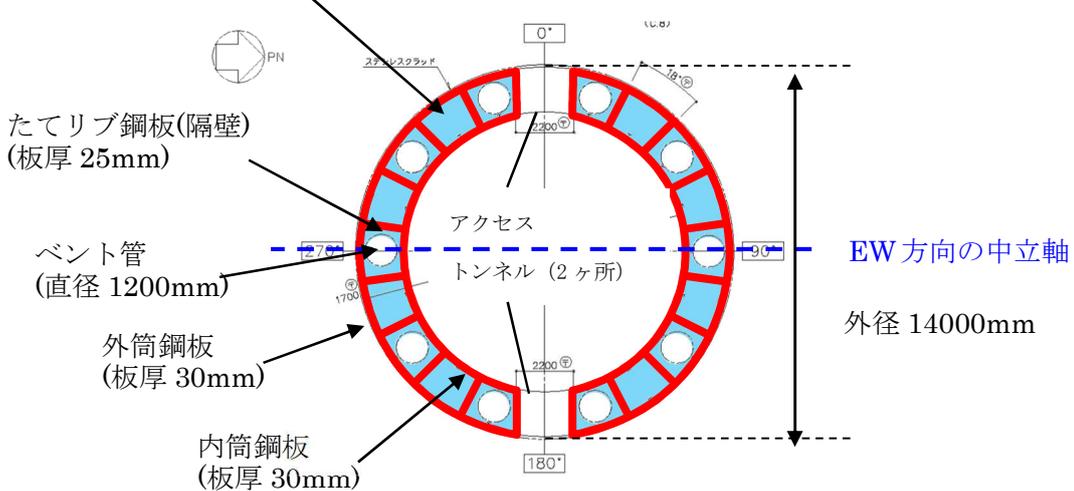


図 4(1)-2 断面二次モーメント及び断面積の算出に考慮する各部材断面
(赤：鋼板， 水色：コンクリート)

●計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値，各部材断面の断面二次モーメント及び断面積は，既工認と同様の値を用いる。(表 4(1)-3，表 4(1)-4)

表 4(1)-3 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのヤング係数 E_c	25,500 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(1)-1)
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示 501 号

表 4(1)-4 各部材断面の断面二次モーメント及び断面積

項目	値	対象箇所
コンクリート部の断面二次モーメント I_c	7.2490×10^{14} (mm ⁴)	図 4(1)-2 の水色部分
各鋼板の断面二次モーメントの和 I_s	4.3908×10^{13} (mm ⁴)	図 4(1)-2 の赤線部分
コンクリート部の断面積 $A_{n,c}$	4.4807×10^7 (mm ²)	図 4(1)-2 の水色部分
各鋼板の断面積の和 $A_{n,s}$	2.463×10^6 (mm ²)	図 4(1)-2 の赤線部分

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

$$I_e = I_s \times (E_s / E_c) + I_c = 3.30601 \times 10^{14} + 7.24900 \times 10^{14} \\ = 1.05550 \times 10^{15} (\text{mm}^4) \quad \dots \dots \text{(式 4(1)-6)}$$

中心から最外縁までの距離 $D/2 = 7,000\text{mm}$ (D は最外直径) を用いて、鋼板を考慮したコンクリートの断面係数 Z_e を求める。

$$Z_e = I_e / (D/2) = 1.50786 \times 10^{11} (\text{mm}^3) \quad \dots \dots \text{(式 4(1)-7)}$$

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 $N (= 7.50 \times 10^7 (\text{N}))$ を用いて、鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 σ_v を求める。

$$\sigma_v = N / (A_{n,s} \times (E_s / E_c) + A_{n,c}) = 1.18 (\text{N/mm}^2) \quad \dots \dots \text{(式 4(1)-8)}$$

以上より、第 1 折点の曲げモーメント M_1 及び曲率 ϕ_1 を算出する。

$$M_1 = Z_e \cdot \sigma_v = \underline{1.78 \times 10^5 (\text{kN} \cdot \text{m})} \quad \dots \dots \text{(式 4(1)-9)}$$

$$\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e) = \underline{6.61 \times 10^{-6} (1/\text{m})} \quad \dots \dots \text{(式 4(1)-10)}$$

(第2折点)

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

鋼板が降伏状態に至る際のモーメント及び曲率が、それぞれ第2折点のモーメント M_2 及び曲率 ϕ_2 となる。

●モデル化方法

RPV ペDESTALの断面をファイバーモデルとしてモデル化する際は、ベント管及びアクセストンネルによるコンクリート及び鋼板の断面欠損を考慮した等価板厚を用いる。（図4(1)-3～5参照）

本計算に用いるコンクリートの応力度 σ とひずみ ε の関係は、パラボラ型の応力ひずみ曲線を採用し、CEB-FIP⁽¹⁾モデルに基づき設定し、圧縮強度到達以降はフラットとする。なお、引張側の強度は無視する。

また、鋼板の応力ひずみ関係は、完全弾塑性（バイリニア）を採用する。

●第2折点のモーメント M_2 及び曲率 ϕ_2 の算出方法

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

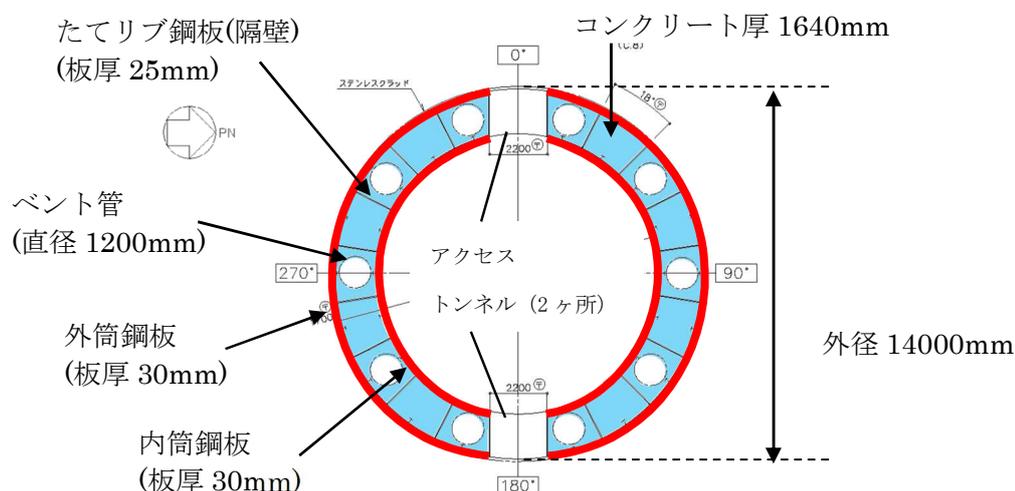


図4(1)-3 ファイバーモデルに考慮する各部材断面
(赤：鋼板， 水色：コンクリート)

●NS 方向

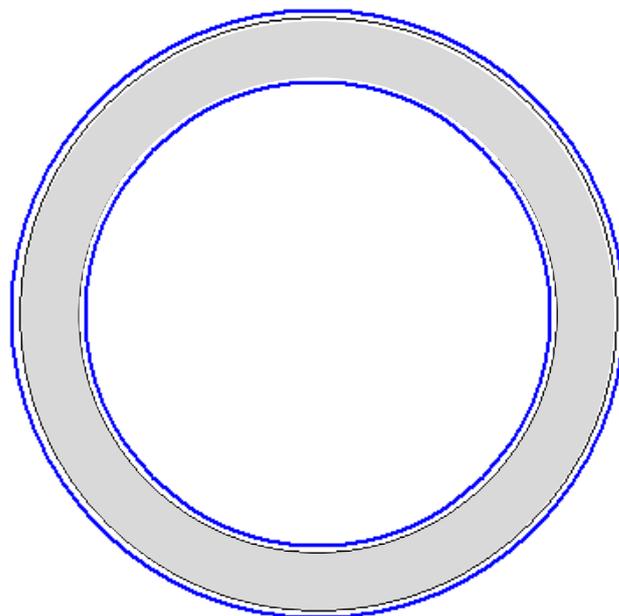


図 4(1)-4 ファイバーモデル構造図(黒線の間がコンクリート，青線が鋼板)【NS 方向】

●EW 方向

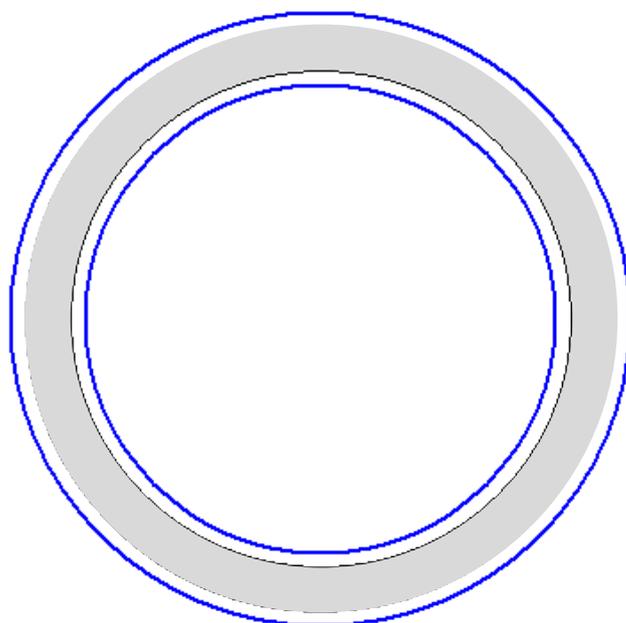


図 4(1)-5 ファイバーモデル構造図(黒線の間がコンクリート，青線が鋼板)【EW 方向】

●NS 方向

N : 軸力
M : モーメント
xn : 中立軸の位置
(モデル左端からの距離)

φ : 曲率
εc : コンクリートの圧縮ひずみ
εs : 鋼板の圧縮ひずみ

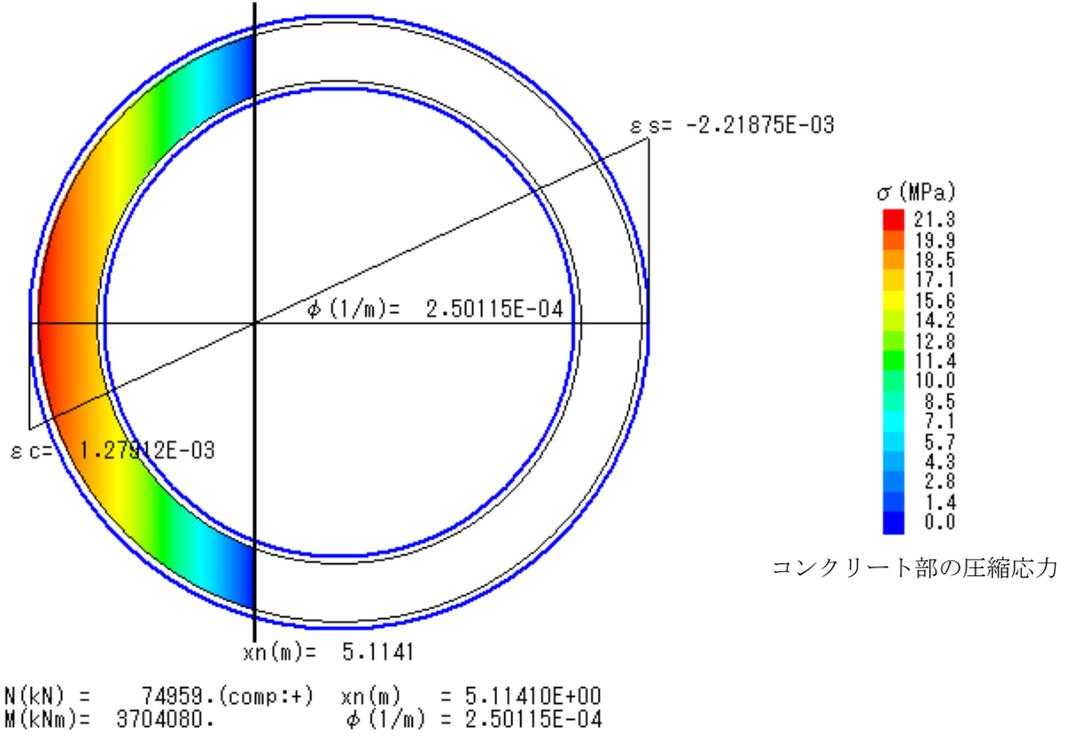
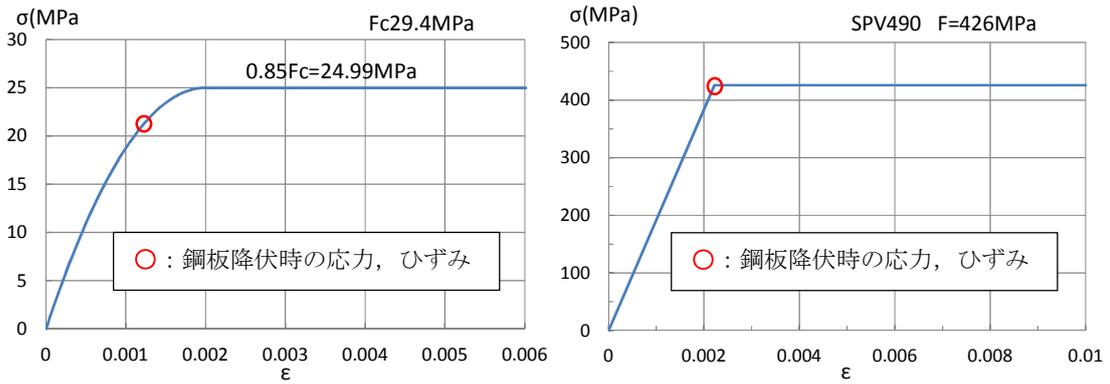


図 4(1)-6 ファイバーモデルによる解析結果 【NS 方向】



(a) コンクリート

(b) 鋼板

図 4(1)-7 コンクリート及び鋼板の応力ひずみ関係 【NS 方向】

- 第 2 折点の曲げモーメント $M_2 = 3.70 \times 10^6 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
- 第 2 折点の曲率 $\phi_2 = 2.50 \times 10^{-4} \text{ (1/m)}$

●EW 方向

N : 軸力
 M : モーメント
 xn : 中立軸の位置
 (モデル左端からの距離)

φ : 曲率
 ε c : コンクリートの圧縮ひずみ
 ε s : 鋼板の圧縮ひずみ

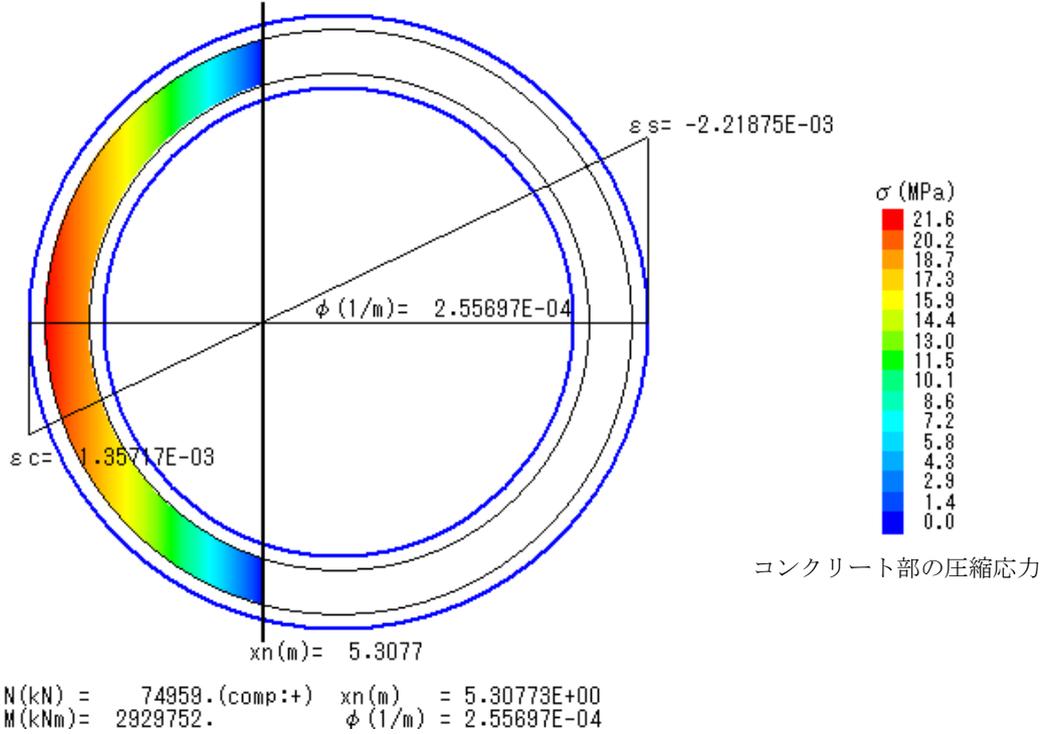
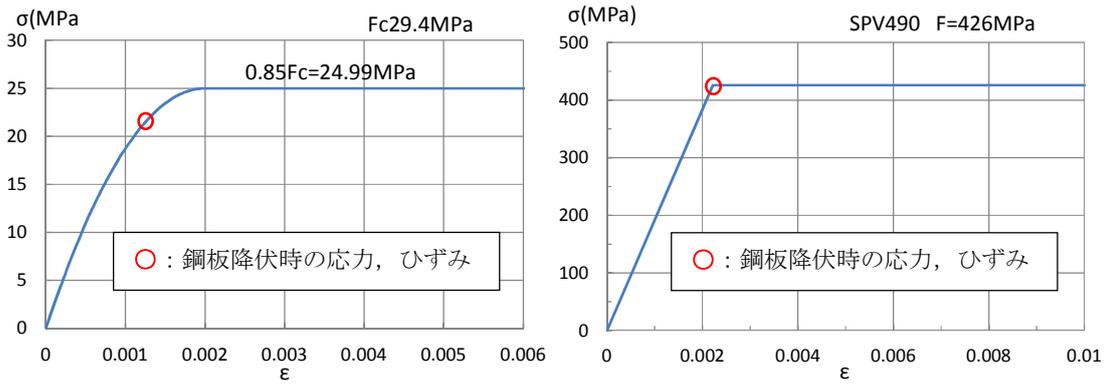


図 4(1)-8 ファイバーモデルによる解析結果 【EW 方向】



(a) コンクリート

(b) 鋼板

図 4(1)-9 コンクリート及び鋼板の応力ひずみ関係 【EW 方向】

- 第 2 折点の曲げモーメント $M_2 = 2.93 \times 10^6 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
- 第 2 折点の曲率 $\phi_2 = 2.56 \times 10^{-4} \text{ (1/m)}$

(2) せん断のスケルトンカーブ導出過程

a. 評価式

(第1折点)

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

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

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。

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 (mm²)

G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (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)

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、鋼板と一体となっ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DESTAL 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(2)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 : コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数で、コンクリートのヤング係数に 0.7 を乗じた値を用いる。 (N/mm²)

sE : 鋼材のヤング係数 (N/mm²)

ct : コンクリート板厚 (mm)

c_v : コンクリートのポアソン比

s_v : 鋼材のポアソン比

L : 隔壁の間隔 (mm)

H : 隔壁の高さ (mm)

s_{Ay} : 鋼材の水平断面の断面積 (mm²)

s_{Ax} : 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。)

b. 具体的計算過程

(第1折点)

●NS 方向

ベント管及びアクセストンネルによる断面欠損を考慮し算出する。(図4(2)-1)

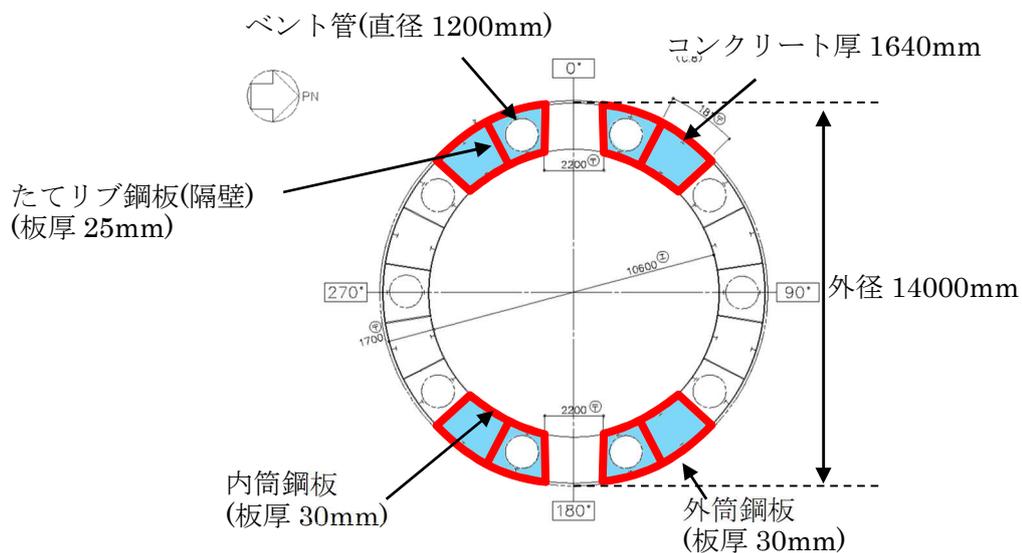


図4(2)-1 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面
(赤：鋼板， 水色：コンクリート)

●計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値，各部材断面のせん断断面積は，既工認と同様の値を用いる。(表4(2)-1，表4(2)-2)

表 4(2)-1 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのせん断弾性係数 G_c	10,900 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(2)-1)
鋼板のせん断弾性係数 G_s	73,900 (N/mm ²)	式 2(2)-2
コンクリートのヤング係数 E_c	25,500 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 4(1)-1)
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示 501 号
コンクリートの圧縮強度 σ_B	29.4 (N/mm ²)	設計基準強度

表 4(2)-2 各部材断面のせん断断面積

項目	値	対象箇所
コンクリートのせん断断面積 A_c	1.8776×10^7 (mm ²)	図 4(2)-1 の水色部分
鋼板のせん断断面積 A_s	1.099×10^6 (mm ²)	図 4(2)-1 の赤線部分

鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 σ_v は、曲げのスケルトンカーブ算出に用いた値と同一であり、 $\sigma_v = 1.18$ (N/mm²) となる。

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

$$\tau_{cr} = 0.5^{*1} \times \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)} = 1.10 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \dots \text{(式 4(2)-1)}$$

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。

以上より、第 1 折点のせん断力 Q_1 及びせん断変形角 γ_1 を算出する。

$$Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr} = \underline{2.88 \times 10^4 \text{ (kN)}} \quad \dots \dots \text{(式 4(2)-2)}$$

$$\gamma_1 = \tau_{cr}/G_c = \underline{1.01 \times 10^{-4} \text{ (rad)}} \quad \dots \dots \text{(式 4(2)-3)}$$

●EW 方向

ベント管による断面欠損を考慮し算出する。(図 4(2)-2)

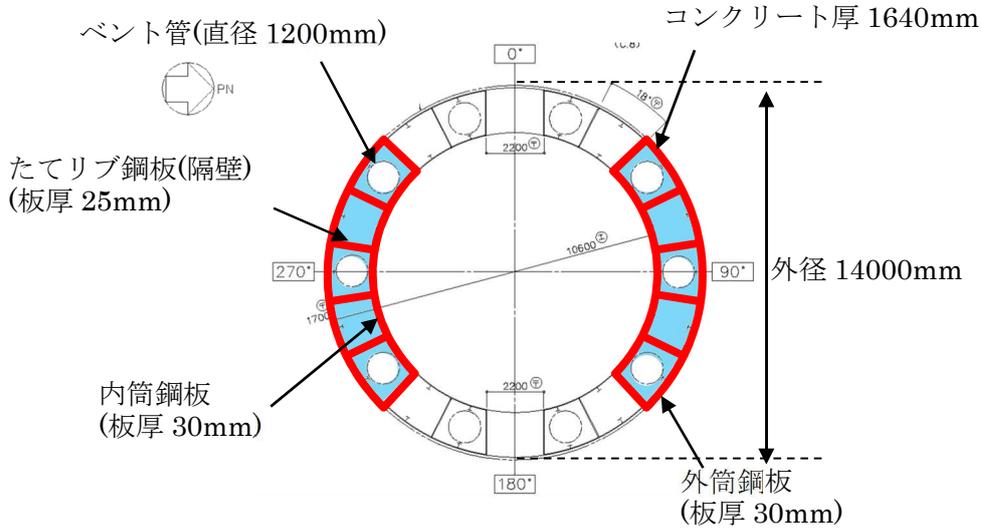


図 4(2)-2 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面
(赤：鋼板， 水色：コンクリート)

●計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値，各部材断面のせん断断面積は，既工認と同様の値を用いる。(表 4(2)-3，表 4(2)-4)

表 4(2)-3 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのせん断弾性係数 G_c	10,900 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(2)-1)
鋼板のせん断弾性係数 G_s	73,900 (N/mm ²)	式 4(2)-2
コンクリートのヤング係数 E_c	25,500 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(1)-1)
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示 501 号
コンクリートの圧縮強度 σ_B	29.4 (N/mm ²)	設計基準強度

表 4(2)-4 各部材断面のせん断断面積

項目	値	対象箇所
コンクリートのせん断断面積 A_c	2.6031×10^7 (mm ²)	図 4(2)-2 の水色部分
鋼板のせん断断面積 A_s	1.364×10^6 (mm ²)	図 4(2)-2 の赤線部分

鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 σ_v は、曲げのスケルトンカーブ算出に用いた値と同一であり、 $\sigma_v = 1.18$ (N/mm²) となる。

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

$$\tau_{cr} = 0.5^{*1} \times \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)} = 1.10 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \dots \text{(式 4(2)-4)}$$

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。

以上より、第 1 折点のせん断力 Q_1 及びせん断変形角 γ_1 を算出する。

$$Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr} = \underline{3.88 \times 10^4 \text{ (kN)}} \quad \dots \dots \text{(式 4(2)-5)}$$

$$\gamma_1 = \tau_{cr}/G_c = \underline{1.01 \times 10^{-4} \text{ (rad)}} \quad \dots \dots \text{(式 4(2)-6)}$$

(第2折点)

下部ペデスタルは、各層を通じて概ね均一な断面であることから、コンクリートひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性 K_β を算出する際は、平均的な断面として基部の断面を用いる。また、試験体を用いて妥当性を確認した手法と同様に、断面全体のうち半分がせん断力に対して有効な領域とし、SC構造体ユニット①、②それぞれについて、全10箇所の中の半分に相当する5箇所分の剛性を評価する。

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

具体的には、次に示す手順で層全体の K_β を求める。

- ・SC構造体ユニット①とSC構造体ユニット②それぞれの K_β を求める。
- ・層全体の K_β を求める。

$$(\text{層全体の } K_\beta = \text{SC構造体ユニット①の } K_\beta \times 5 + \text{SC構造体ユニット②の } K_\beta \times 5)$$

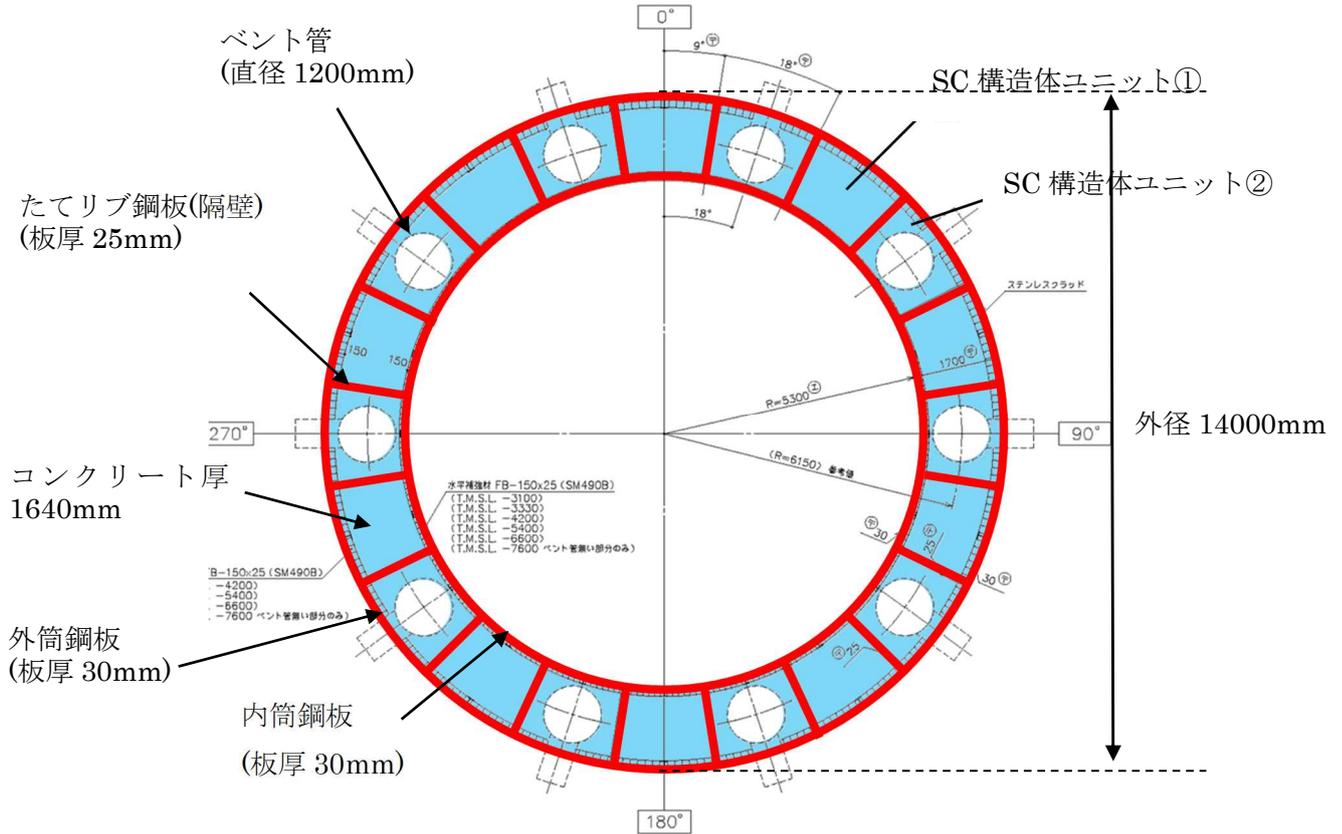


図 4(2)-3 SC構造体ユニット (赤が鋼板, 青がコンクリート)

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

● K_β の算出方法 (SC 構造体ユニット①)

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

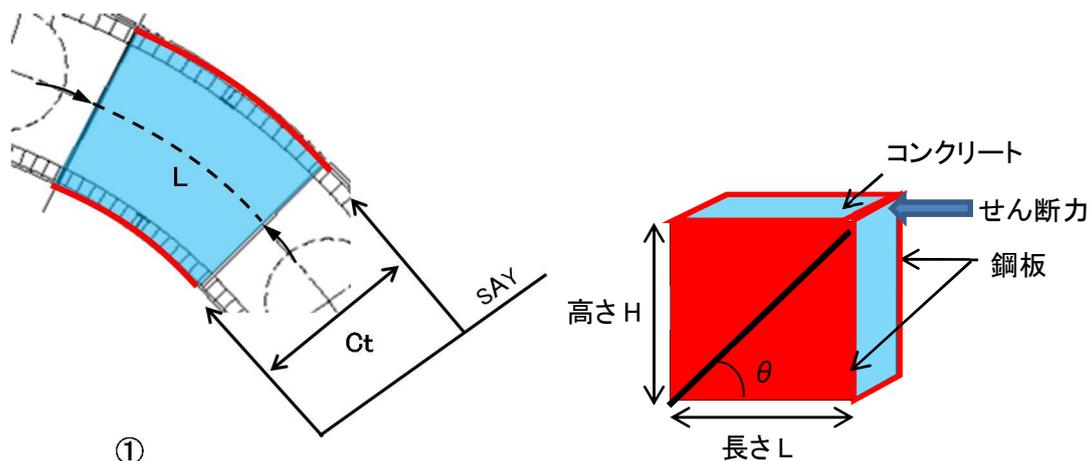


図4(2)-4 SC 構造体ユニット① (赤が鋼板, 水色がコンクリート)

表4(2)-5 コンクリート及び鋼板の材料物性値

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

表4(2)-6 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
SC 構造体ユニットの高さ H	11,700 (mm)	図4(2)-4 の高さ H
SC 構造体ユニットの長さ L	1,932 (mm)	図4(2)-4 の長さ L
コンクリート板厚 ct	1,640 (mm)	図4(2)-4 の ct
鋼材の水平断面の断面積 sAy	115,920 (mm ²)	-
鋼材の鉛直断面の断面積 sAx	702,000 (mm ²)	-

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

$$\theta = \tan^{-1}(H/L) = 80.6(^{\circ}) \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(2)-7)}$$

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

$$cE = 0.7 \times E_c = 17,850 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(2)-8)}$$

以上より，SC 構造体ユニット①ひとつあたりの K_{β} を求める。

$$C1 = L \cdot \cos\theta \left(\frac{\cos\theta}{sAx} - \frac{\sin\theta}{sAy} s\nu \right) = -0.00073 \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(2)-9)}$$

$$C2 = H \cdot \sin\theta \left(\frac{\sin\theta}{sAy} - \frac{\cos\theta}{sAx} s\nu \right) = 0.09743 \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(2)-10)}$$

$$K_{\beta} = \frac{(\cos\theta)^2}{2 \left[\frac{1 - c\nu^2}{cE \cdot ct \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot sE} (C1 + C2) \right]} \cdot H$$

$$= \underline{4.40 \times 10^8 \text{ (N)}} \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(2)-11)}$$

● K_{β} の算出方法 (SC 構造体ユニット②)

コンクリート及び鋼板の材料物性値は、既工認と同様の値を用い、 K_{β} の算出は、実機RPVペDESTALの構造(寸法)に応じた値を用いて行う。(図4(2)-5, 表4(2)-7, 表4(2)-8)

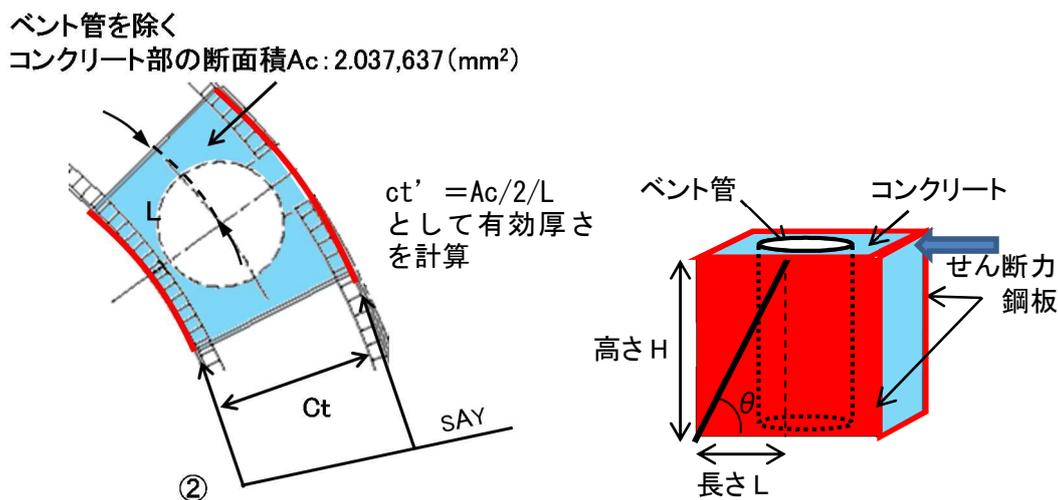


図4(2)-5 SC構造体ユニット② (赤が鋼板, 水色がコンクリート)

表4(2)-7 コンクリート及び鋼板の材料物性値

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

表4(2)-8 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
SC構造体ユニットの高さH	11,700 (mm)	図4(2)-5の高さH
SC構造体ユニットの長さL	966 (mm)	図4(2)-5の長さL
コンクリート板厚 ct	1,640 (mm)	図4(2)-5の ct
鋼材の水平断面の断面積 s_{Ay}	57,960 (mm ²)	-
鋼材の鉛直断面の断面積 s_{Ax}	702,000 (mm ²)	-

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

$$\theta = \tan^{-1}(H/L) = 85.3(^{\circ}) \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(2)-12)}$$

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

$$cE = 0.7 \times E_c = 17,850 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(2)-13)}$$

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

$$ct' = A_c/2/L = 1,055 \text{ (mm)} \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(2)-14)}$$

以上より、SC 構造体ユニット②ひとつあたりの K_{β} を求める。

$$C1 = L \cdot \cos\theta \left(\frac{\cos\theta}{sAx} - \frac{\sin\theta}{sAy} s\nu \right) = -0.00040 \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(2)-15)}$$

$$C2 = H \cdot \sin\theta \left(\frac{\sin\theta}{sAy} - \frac{\cos\theta}{sAx} s\nu \right) = 0.20010 \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(2)-16)}$$

$$K_{\beta} = \frac{(\cos\theta)^2}{2 \left[\frac{1 - c\nu^2}{cE \cdot ct' \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot sE} (C1 + C2) \right]} \cdot H$$

$$\underline{= 4.70 \times 10^7 \text{ (N)}} \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(2)-17)}$$

●層全体の K_{β}

層全体の K_{β} は、 $=$ SC 構造体ユニット①の $K_{\beta} \times 5 +$ SC 構造体ユニット②の $K_{\beta} \times 5$

$$\underline{= 2.44 \times 10^9 \text{ (N)}} \quad \dots \dots \dots \text{(式 4(2)-18)}$$

● K_α の算出方法

● NS 方向

ベント管及びアクセストンネルによる断面欠損を考慮し算出する。(図 4(2)-6)

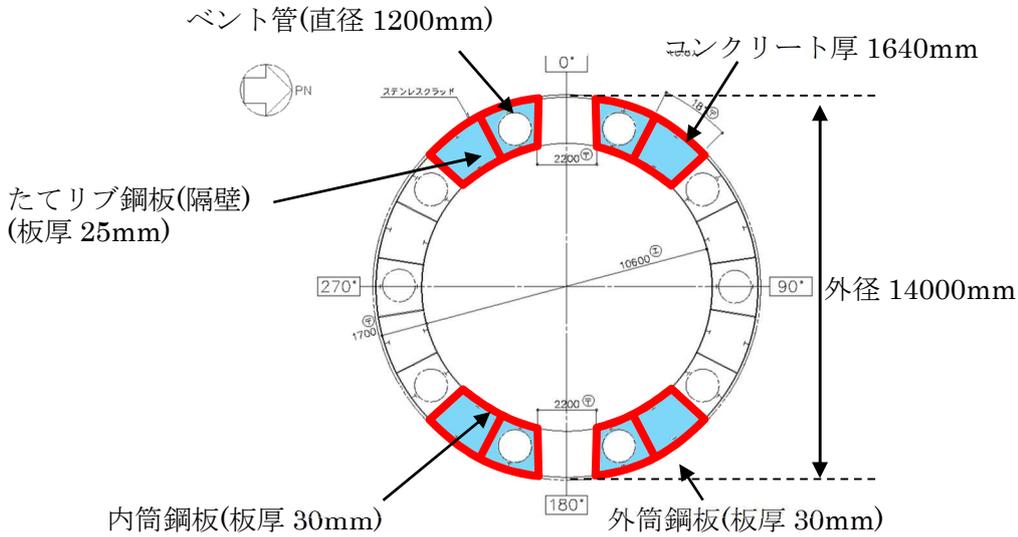


図 4(2)-6 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面

(赤：鋼板， 水色：コンクリート)

● 計算過程

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

表 4(2)-9 鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示 501 号
鋼板のせん断弾性係数 G_s	73,900 (N/mm ²)	式 2(2)-2
鋼板の降伏点強度 σ_y	426 (N/mm ²)	JIS G 3115

表 4(2)-10 鋼板のせん断断面積

項目	値	対象箇所
鋼板のせん断断面積 A_s	1.099×10^6 (mm ²)	図 4(2)-6 の赤線部分

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

$$K_\alpha = A_s \cdot G_s = 81.2 \times 10^9 \text{ (N)} \quad \dots \dots \text{ (式 4(2)-19)}$$

以上より、式 4(2)-18 で求めた、ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性 K_β を用いて、第 2 折点のせん断力 Q_2 及びせん断変形角 γ_2 を算出する。

$$K_\alpha = 81.2 \times 10^9 \text{ (N)}$$

$$K_\beta = 2.44 \times 10^9 \text{ (N)}$$

・第 2 折点のせん断力 Q_2

$$Q_2 = \frac{K_\alpha + K_\beta}{\sqrt{3K_\alpha^2 + K_\beta^2}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$$
$$\underline{= 2.78 \times 10^5 \text{ (kN)}} \quad \dots \dots \text{ (式 4(2)-20)}$$

・第 2 折点のせん断変形角 γ_2

$$\gamma_2 = \frac{Q_2}{K_\alpha + K_\beta}$$
$$\underline{= 3.32 \times 10^{-3} \text{ (rad)}} \quad \dots \dots \text{ (式 4(2)-21)}$$

●EW 方向

ベント管による断面欠損を考慮し算出する。(図 4(2)-7)

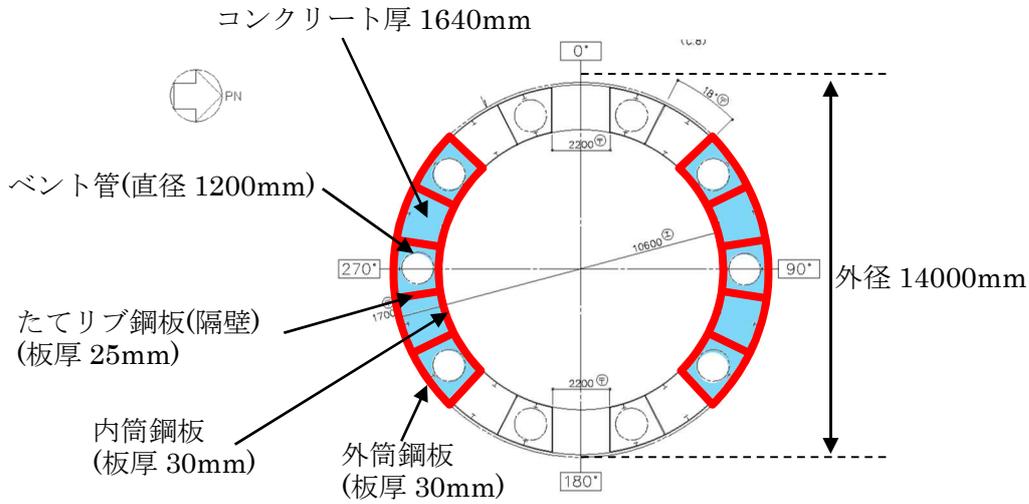


図 4(2)-7 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面
(赤：鋼板, 水色：コンクリート)

●計算過程

鋼板の材料物性値及び各部材断面のせん断断面積は、既工認と同様の値を用いる。(表 4(2)-11, 表 4(2)-12)

表 4(2)-11 鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示 501 号
鋼板のせん断弾性係数 G_s	73,900 (N/mm ²)	式 2(2)-2
鋼板の降伏点強度 σ_y	426 (N/mm ²)	JIS G 3115

表 4(2)-12 鋼板のせん断断面積

項目	値	対象箇所
鋼板のせん断断面積 A_s	1.364×10^6 (mm ²)	図 4(2)-7 の赤線部分

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

$$K_\alpha = A_s \cdot G_s = 101 \times 10^9 \text{ (N)} \quad \dots \dots \text{ (式 4(2)-22)}$$

以上より、式 4(2)-18 項で求めた、ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性 K_β を用いて、第 2 折点のせん断力 Q_2 及びせん断変形角 γ_2 を算出する。

$$K_\alpha = 101 \times 10^9 \text{ (N)}$$

$$K_\beta = 2.44 \times 10^9 \text{ (N)}$$

・第 2 折点のせん断力 Q_2

$$Q_2 = \frac{K_\alpha + K_\beta}{\sqrt{3K_\alpha^2 + K_\beta^2}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$$
$$\underline{= 3.44 \times 10^5 \text{ (kN)}} \quad \dots \dots \text{ (式 4(2)-23)}$$

・第 2 折点のせん断変形角 γ_2

$$\gamma_2 = \frac{Q_2}{K_\alpha + K_\beta}$$
$$\underline{= 3.33 \times 10^{-3} \text{ (rad)}} \quad \dots \dots \text{ (式 4(2)-24)}$$

5. 上部ペDESTALの計算過程

(1) 曲げのスケルトンカーブ導出過程

a. RPV ペDESTALの構造特性を踏まえた評価式

(第1折点)

- $M_1 = Z_e \cdot (0.5f_t^{*1} + \sigma_v)$

- 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二次モーメント (mm^4)

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

第1折点は、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

b. 具体的計算過程

(第1折点)

●NS 方向

連通孔及びアクセス開口による断面欠損を考慮し算出する。(図5(1)-1)

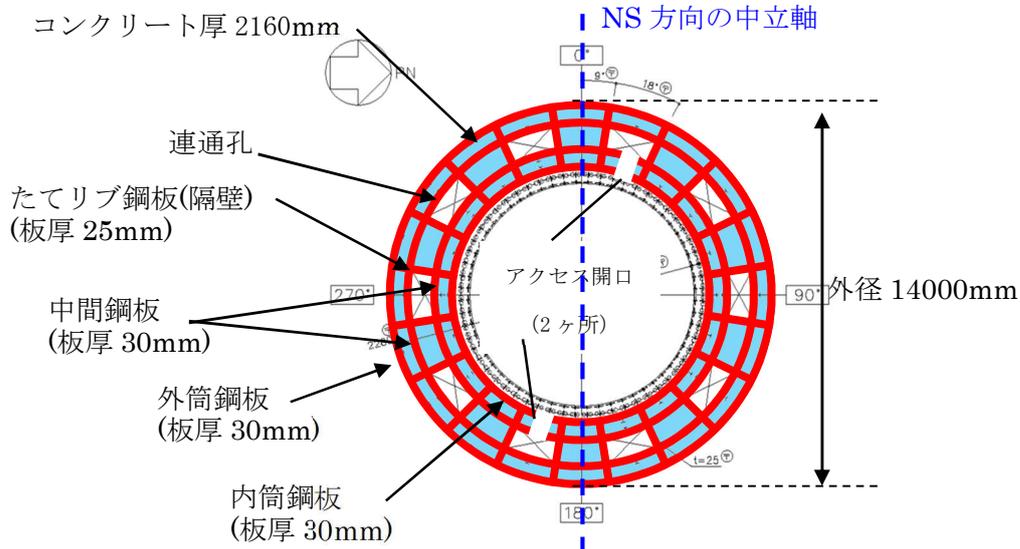


図5(1)-1 断面二次モーメント及び断面積の算出に考慮する各部材断面
(赤：鋼板， 水色：コンクリート)

●計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値，各部材断面の断面二次モーメント及び断面積は，既工認と同様の値を用いる。(表5(1)-1，表5(1)-2)

表5(1)-1 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのヤング係数 E_c	25,500 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式2(1)-1)
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示501号

表5(1)-2 各部材断面の断面二次モーメント及び断面積

項目	値	対象箇所
コンクリート部の断面二次モーメント I_c	8.35811×10^{14} (mm ⁴)	図5(1)-1の水色部分
各鋼板の断面二次モーメントの和 I_s	7.5003×10^{13} (mm ⁴)	図5(1)-1の赤線部分
コンクリート部の断面積 $A_{n,c}$	5.0397×10^7 (mm ²)	図5(1)-1の水色部分
各鋼板の断面積の和 $A_{n,s}$	4.392×10^6 (mm ²)	図5(1)-1の赤線部分

各部材断面の断面二次モーメント（表 5(1)-2）を用いて，鋼板を考慮したコンクリートの断面二次モーメント I_e を求める。

$$I_e = I_s \times (E_s / E_c) + I_c = 5.64728 \times 10^{14} + 8.35811 \times 10^{14} \\ = 1.40054 \times 10^{15} (\text{mm}^4) \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(1)-1)}$$

中心から最外縁までの距離 $D/2 = 7,000\text{mm}$ （ D は最外直径）を用いて，鋼板を考慮したコンクリートの断面係数 Z_e を求める。

$$Z_e = I_e / (D/2) = 2.00077 \times 10^{11} (\text{mm}^3) \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(1)-2)}$$

ペデスタル及びペデスタルが支持する機器の死荷重によるペデスタル鉛直方向の軸力 N （ $= 3.53 \times 10^7 (\text{N})$ ）を用いて，鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 σ_v を求める。

$$\sigma_v = N / (A_{n,s} \times (E_s / E_c) + A_{n,c}) = 0.42 (\text{N/mm}^2) \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(1)-3)}$$

以上より，第 1 折点の曲げモーメント M_1 及び曲率 ϕ_1 を算出する。

$$M_1 = Z_e \cdot (0.5f_t + \sigma_v) = \underline{2.90 \times 10^5 (\text{kN} \cdot \text{m})} \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(1)-4)}$$

$$\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e) = \underline{8.12 \times 10^{-6} (1/\text{m})} \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(1)-5)}$$

●EW 方向

連通孔及びアクセス開口による断面欠損を考慮し算出する。(図 5(1)-2)
 コンクリート厚 2160mm

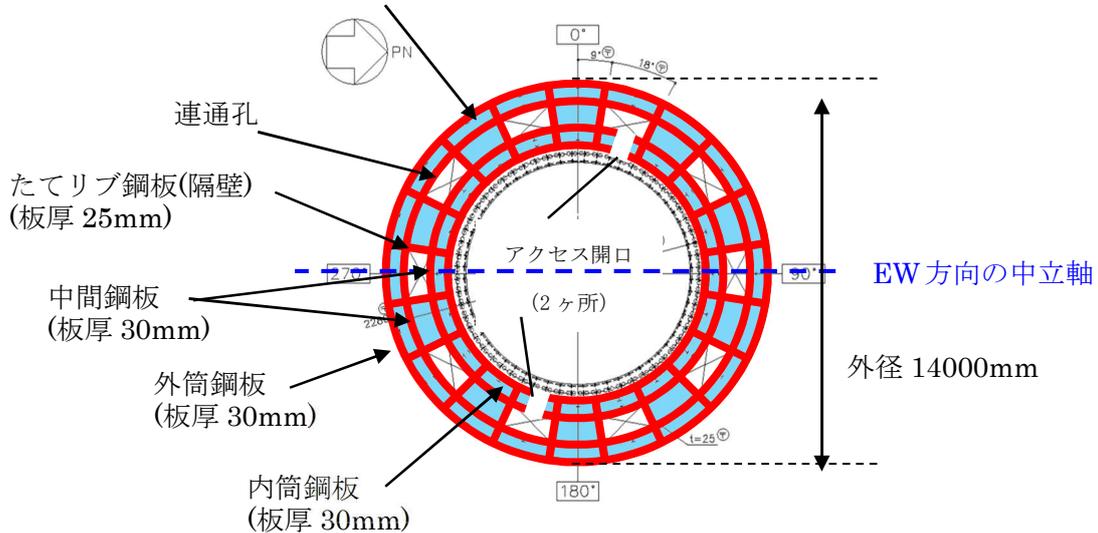


図 5(1)-2 断面二次モーメント及び断面積の算出に考慮する各部材断面
 (赤：鋼板， 水色：コンクリート)

●計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値，各部材断面の断面二次モーメント及び断面積は，既工認と同様の値を用いる。(表 5(1)-3，表 5(1)-4)

表 5(1)-3 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのヤング係数 E_c	25,500 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(1)-1)
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示 501 号

表 5(1)-4 各部材断面の断面二次モーメント及び断面積

項目	値	対象箇所
コンクリート部の断面二次モーメント I_c	8.33523×10^{14} (mm ⁴)	図 5(1)-2 の水色部分
各鋼板の断面二次モーメントの和 I_s	7.4655×10^{13} (mm ⁴)	図 5(1)-2 の赤線部分
コンクリート部の断面積 $A_{n,c}$	5.0397×10^7 (mm ²)	図 5(1)-2 の水色部分
各鋼板の断面積の和 $A_{n,s}$	4.392×10^6 (mm ²)	図 5(1)-2 の赤線部分

各部材断面の断面二次モーメント（表 5(1)-4）を用いて，鋼板を考慮したコンクリートの断面二次モーメント I_e を求める。

$$I_e = I_s \times (E_s / E_c) + I_c = 5.62108 \times 10^{14} + 8.33523 \times 10^{14} \\ = 1.39563 \times 10^{15} (\text{mm}^4) \quad \dots \dots \text{(式 5(1)-6)}$$

中心から最外縁までの距離 $D/2 = 7,000\text{mm}$ (D は最外直径) を用いて，鋼板を考慮したコンクリートの断面係数 Z_e を求める。

$$Z_e = I_e / (D/2) = 1.99376 \times 10^{11} (\text{mm}^3) \quad \dots \dots \text{(式 5(1)-7)}$$

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 N ($= 3.53 \times 10^7 (\text{N})$) を用いて，鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 σ_v を求める。

$$\sigma_v = N / (A_{n,s} \times (E_s / E_c) + A_{n,c}) = 0.42 (\text{N/mm}^2) \quad \dots \dots \text{(式 5(1)-8)}$$

以上より，第 1 折点の曲げモーメント M_1 及び曲率 ϕ_1 を算出する。

$$M_1 = Z_e \cdot (0.5f_t + \sigma_v) = \underline{2.89 \times 10^5 (\text{kN} \cdot \text{m})} \quad \dots \dots \text{(式 5(1)-9)}$$

$$\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e) = \underline{8.12 \times 10^{-6} (1/\text{m})} \quad \dots \dots \text{(式 5(1)-10)}$$

(第2折点)

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

鋼板が降伏状態に至る際のモーメント及び曲率が、それぞれ第2折点のモーメント M_2 及び曲率 ϕ_2 となる。

●モデル化方法

RPV ペデスタルの断面をファイバーモデルとしてモデル化する際は、連通路及びアクセス開口によるコンクリート及び鋼板の断面欠損を考慮した等価板厚を用いる。(図 5(1)-3~5 参照)

本計算に用いるコンクリートの応力度 σ とひずみ ε の関係は、パラボラ型の応力ひずみ曲線を採用し、CEB-FIP⁽¹⁾モデルに基づき設定し、圧縮強度到達以降はフラットとする。なお、引張側の強度は無視する。

また、鋼板の応力ひずみ関係は、完全弾塑性（バイリニア）を採用する。

●第2折点のモーメント M_2 及び曲率 ϕ_2 の算出方法

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

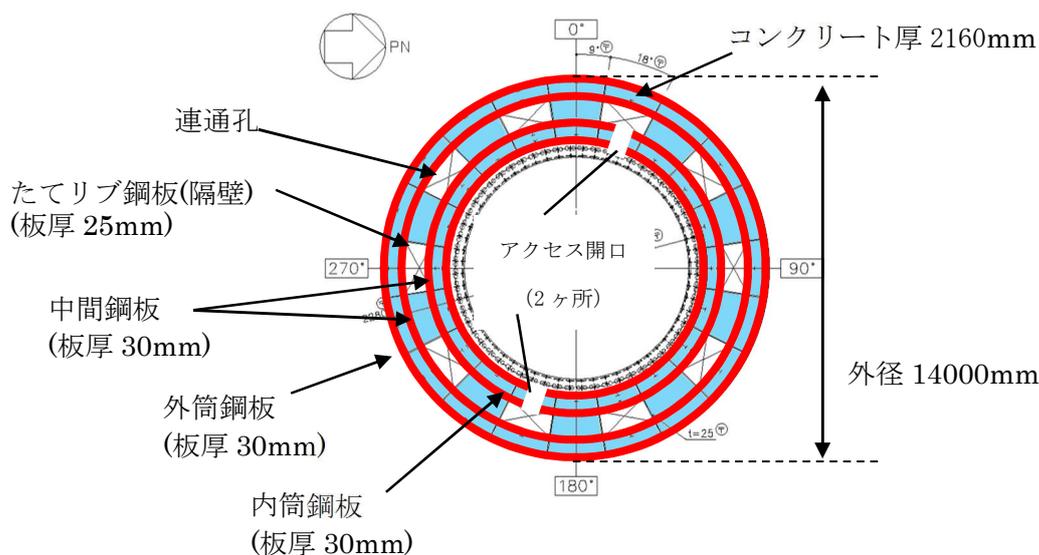


図 5(1)-3 ファイバーモデルに考慮する各部材断面
(赤：鋼板， 水色：コンクリート)

●NS 方向

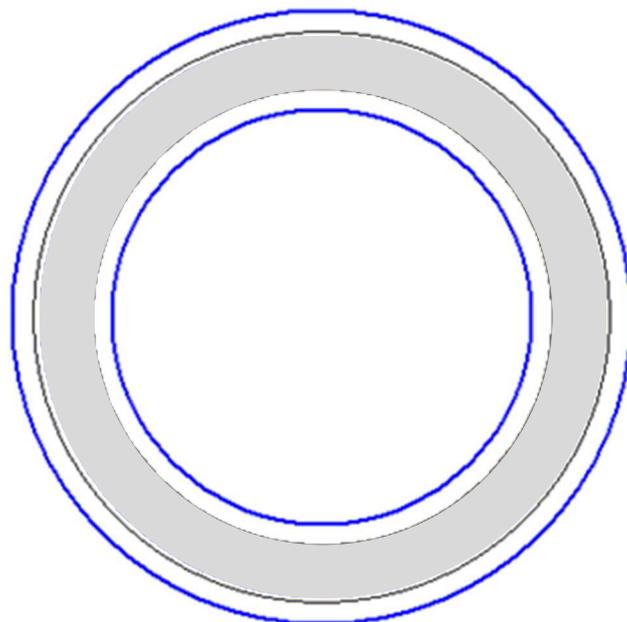


図 5(1)-4 ファイバーモデル構造図(黒線の間がコンクリート, 青線が鋼板)

●EW 方向

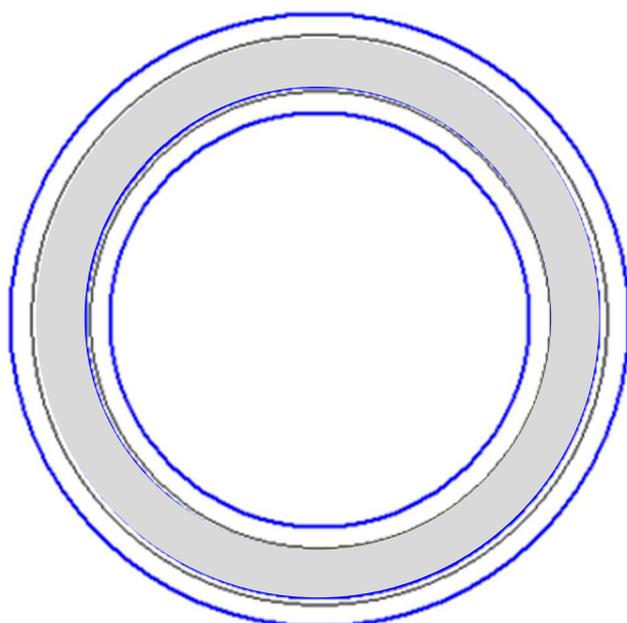


図 5(1)-5 ファイバーモデル構造図(黒線の間がコンクリート, 青線が鋼板)

●NS 方向

N : 軸力
 M : モーメント
 xn : 中立軸の位置
 (モデル左端からの距離)

φ : 曲率
 ε_c : コンクリートの圧縮ひずみ
 ε_s : 鋼板の圧縮ひずみ

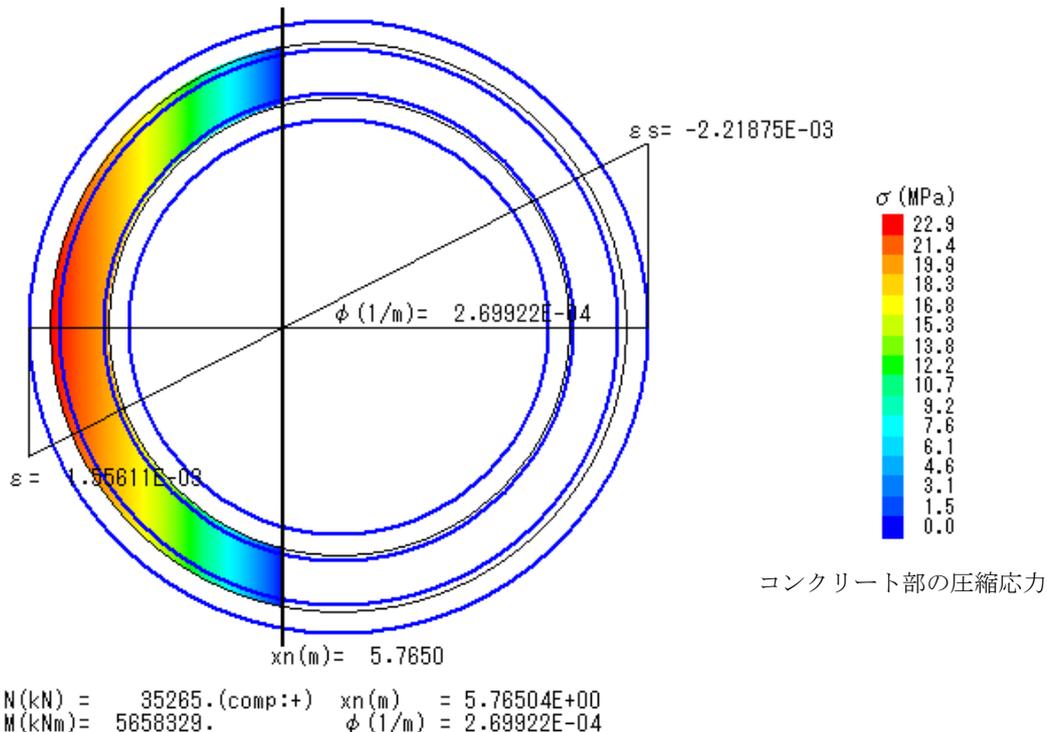
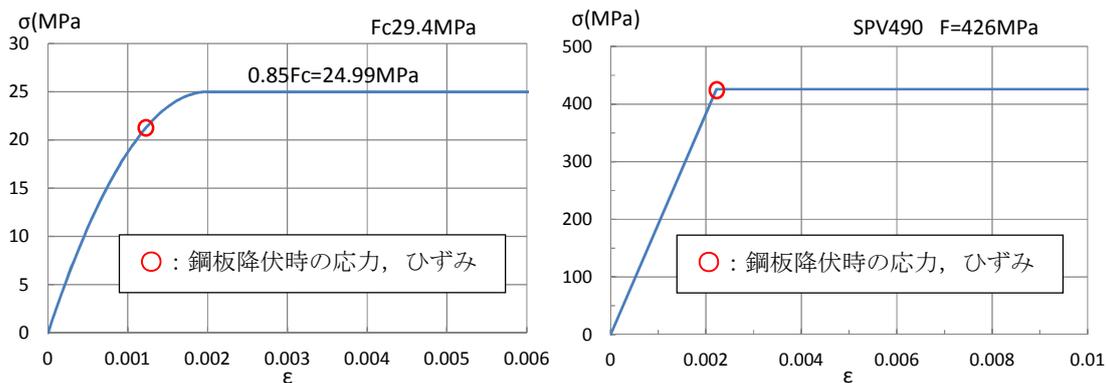


図 5(1)-6 ファイバーモデルによる解析結果 【NS 方向】



(a) コンクリート

(b) 鋼板

図 5(1)-7 コンクリート及び鋼板の応力ひずみ関係 【NS 方向】

- 第 2 折点の曲げモーメント $M_2 = 5.66 \times 10^6$ (kN・m)
- 第 2 折点の曲率 $\phi_2 = 2.70 \times 10^{-4}$ (1/m)

●EW 方向

N : 軸力
 M : モーメント
 xn : 中立軸の位置
 (モデル左端からの距離)

φ : 曲率
 ε_c : コンクリートの圧縮ひずみ
 ε_s : 鋼板の圧縮ひずみ

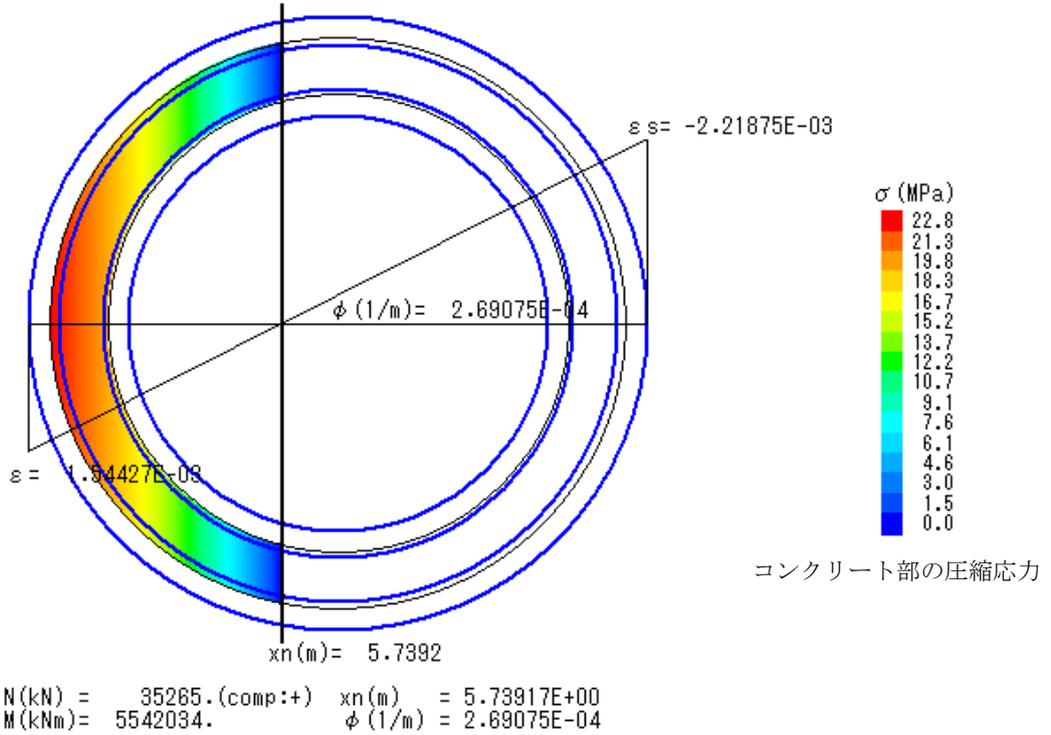
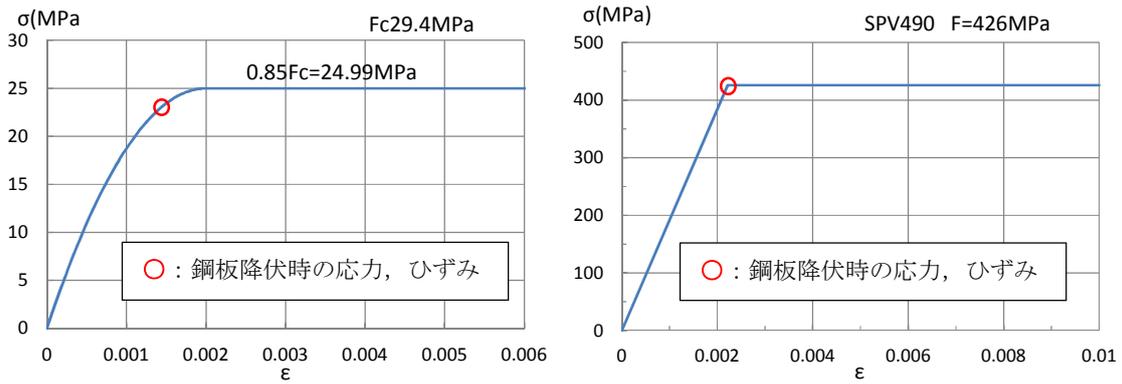


図 5(1)-8 ファイバーモデルによる解析結果 【EW 方向】



(a) コンクリート

(b) 鋼板

図 5(1)-9 コンクリート及び鋼板の応力ひずみ関係 【EW 方向】

- 第2折点の曲げモーメント $M_2 = 5.54 \times 10^6$ (kN・m)
- 第2折点の曲率 $\phi_2 = 2.69 \times 10^{-4}$ (1/m)

(2) せん断のスケルトンカーブ導出過程

a. 評価式

(第1折点)

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

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

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

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。

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)

ペデスタル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)

(ペデスタル及びペデスタルが支持する機器の死荷重によるペデスタル鉛直方向の軸力) / ((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、ペデスタルのコンクリートと鋼板を考慮したせん断断面積 (コンクリートのせん断断面積 A_c 及びそれと等価なペデスタル鋼板のせん断断面積 $(G_s/G_c) \cdot A_s$ の和) にコンクリートのせん断ひび割れ強度 τ_{cr} を乗じた値、すなわちペデスタルコンクリート部にせん断ひび割れが発生する点の Q , γ を表している。

(第2折点)

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

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

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、鋼板と一体となっ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(2)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 : コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数で、コンクリートのヤング係数に 0.7 を乗じた値を用いる。 (N/mm^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

s_{ν} : 鋼材のポアソン比

L : 隔壁の間隔 (mm)

H : 隔壁の高さ (mm)

s_{Ay} : 鋼材の水平断面の断面積 (mm²)

s_{Ax} : 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。)

b. 具体的計算過程

(第1折点)

●NS 方向

連通孔及びアクセス開口による断面欠損を考慮し算出する。(図5(2)-1)

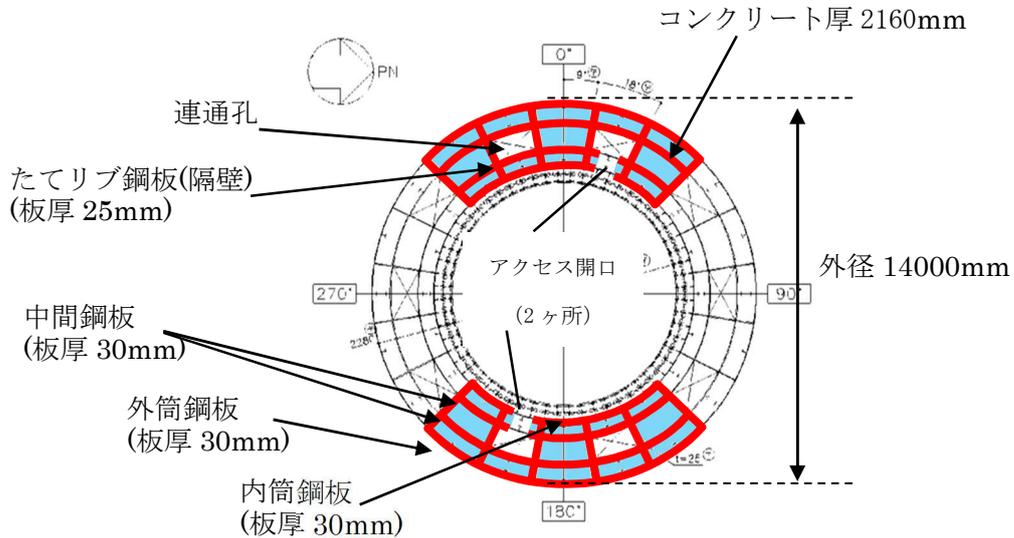


図5(2)-1 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面

(赤：鋼板, 水色：コンクリート)

●計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値, 各部材断面のせん断断面積は, 既工認と同様の値を用いる。(表5(2)-1, 表5(2)-2)

表5(2)-1 コンクリート及び鋼板の材料物性値

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

表 5(2)-2 各部材断面のせん断断面積

項目	値	対象箇所
コンクリートのせん断断面積 A_c	$2.5122 \times 10^7 \text{ (mm}^2\text{)}$	図 5(2)-1 の水色部分
鋼板のせん断断面積 A_s	$2.186 \times 10^6 \text{ (mm}^2\text{)}$	図 5(2)-1 の赤線部分

鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 σ_v は、曲げのスケルトンカーブ算出に用いた値と同一であり、 $\sigma_v = 0.42 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ となる。

コンクリートの圧縮強度 σ_B (表 5(2)-1) と σ_v を用いて、コンクリートのせん断ひび割れ強度 τ_{cr} を求める。

$$\tau_{cr} = \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)} = 1.88 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \dots \text{(式 5(2)-1)}$$

以上より、第 1 折点のせん断力 Q_1 及びせん断変形角 γ_1 を算出する。

$$Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr} = \underline{7.51 \times 10^4 \text{ (kN)}} \quad \dots \dots \text{(式 5(2)-2)}$$

$$\gamma_1 = \tau_{cr}/G_c = \underline{1.72 \times 10^{-4} \text{ (rad)}} \quad \dots \dots \text{(式 5(2)-3)}$$

●EW 方向

連通孔の開口欠損を考慮し算出する。(図 5(2)-2)

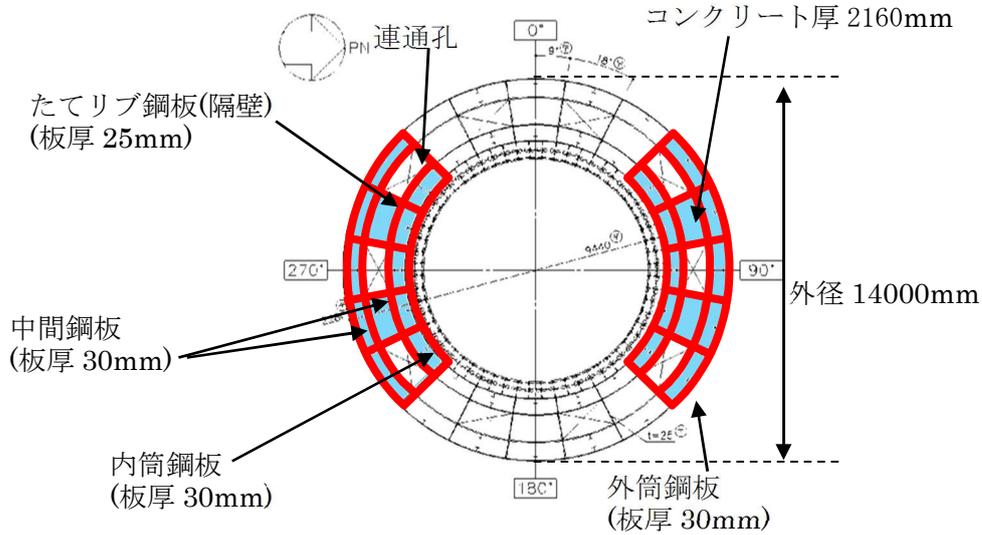


図 5(2)-2 セン断断面積の算出に考慮する各部材断面
(赤：鋼板， 水色：コンクリート)

●計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値，各部材断面のせん断断面積は，既工認と同様の値を用いる。(表 5(2)-3，表 5(2)-4)

表 5(2)-3 コンクリート及び鋼板の材料物性値

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

表 5(2)-4 各部材断面のせん断断面積

項目	値	対象箇所
コンクリートのせん断断面積 A_c	2.5275×10^7 (mm ²)	図 5(2)-2 の水色部分
鋼板のせん断断面積 A_s	2.206×10^6 (mm ²)	図 5(2)-2 の赤線部分

鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 σ_v は、曲げのスケルトンカーブ算出に用いた値と同一であり、 $\sigma_v = 0.42$ (N/mm²) となる。

コンクリートの圧縮強度 σ_B (表 5(2)-3) と σ_v を用いて、コンクリートのせん断ひび割れ強度 τ_{cr} を求める。

$$\tau_{cr} = \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)} = 1.88 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \dots \text{(式 5(2)-4)}$$

以上より、第 1 折点のせん断力 Q_1 及びせん断変形角 γ_1 を算出する。

$$Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr} = \underline{7.56 \times 10^4 \text{ (kN)}} \quad \dots \dots \text{(式 5(2)-5)}$$

$$\gamma_1 = \tau_{cr}/G_c = \underline{1.72 \times 10^{-4} \text{ (rad)}} \quad \dots \dots \text{(式 5(2)-6)}$$

(第2折点)

コンクリートひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性 K_β を算出する際は、試験体を用いて妥当性を確認した手法と同様に、断面全体のうち半分がせん断力に対して有効な領域とし、SC構造体ユニット①、②、③それぞれについて、全10箇所の半分に相当する5箇所分の剛性を評価する。

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

具体的には、次に示す手順で層全体の K_β を求める。

- ・SC構造体ユニット①、SC構造体ユニット②、SC構造体ユニット③それぞれの K_β を求める。
- ・層全体の K_β を求める。

(層全体の $K_\beta = \text{SC構造体ユニット①の} K_\beta \times 5 + \text{SC構造体ユニット②の} K_\beta \times 5 + \text{SC構造体ユニット③の} K_\beta \times 5$)

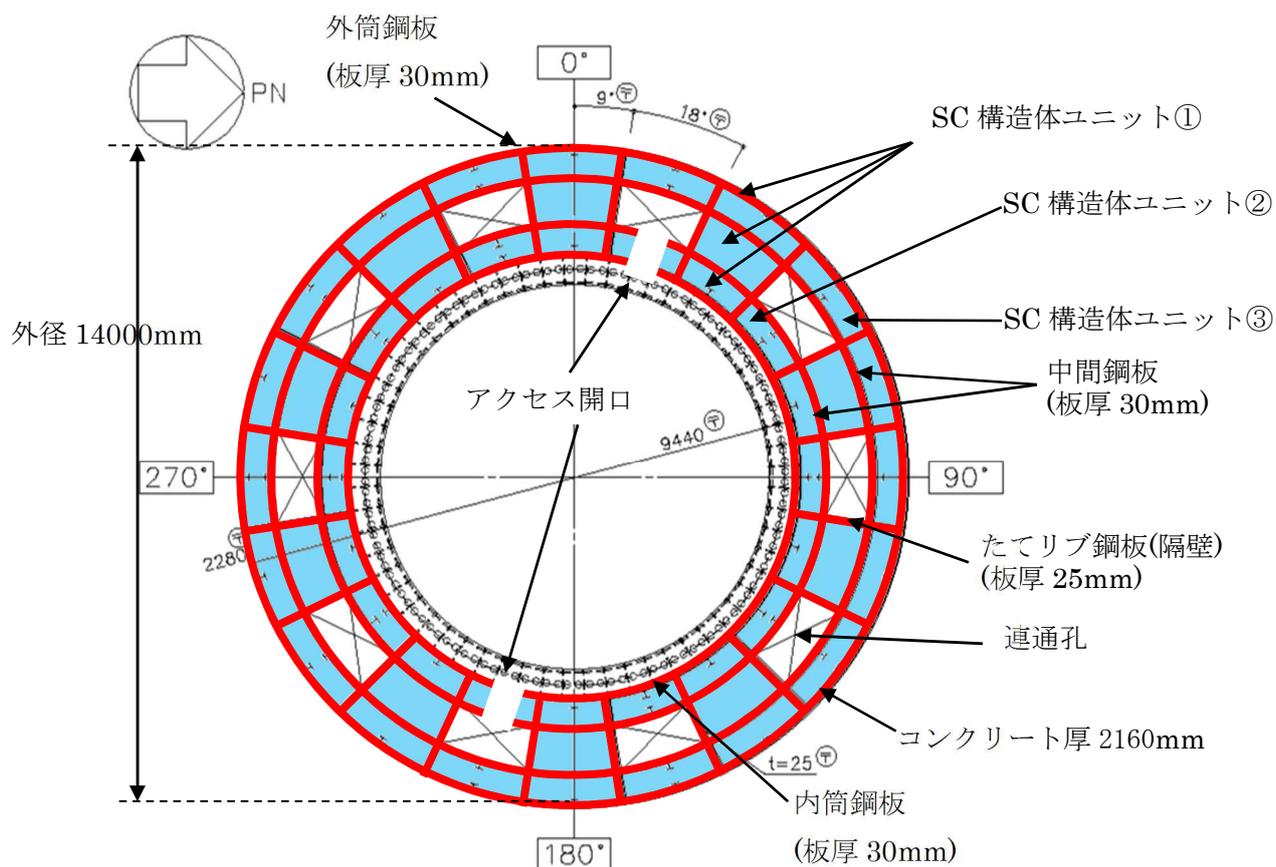


図 5(2)-3 SC構造体ユニット (赤が鋼板, 青がコンクリート)

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

● K_β の算出方法 (SC 構造体ユニット①)

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

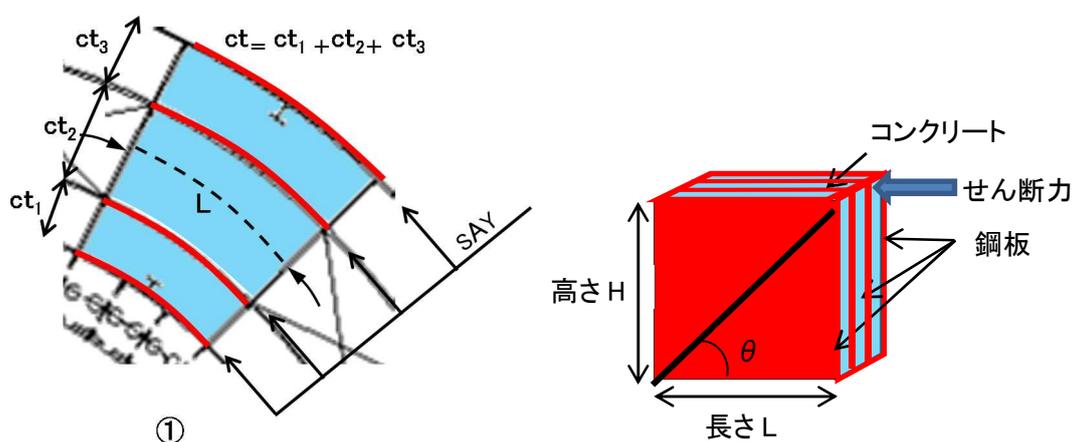


図 5(2)-4 SC 構造体ユニット① (赤が鋼板, 青がコンクリート)

表 5(2)-5 コンクリート及び鋼板の材料物性値

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

表 5(2)-6 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
SC 構造体ユニットの高さ H	2,900 (mm)	図 5(2)-4 の高さ H
SC 構造体ユニットの長さ L	1,841 (mm)	図 5(2)-4 の長さ L
コンクリート板厚 ct	2,160 (mm)	図 5(2)-4 の ct
鋼材の水平断面の断面積 s_{Ay}	220,920 (mm ²)	-
鋼材の鉛直断面の断面積 s_{Ax}	348,000 (mm ²)	-

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

$$\theta = \tan^{-1}(H/L) = 57.6(^{\circ}) \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-7)}$$

コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数 cE は，鋼板のヤング係数 E_s に 0.7 を乗
 じることにより求める。

$$cE = 0.7 \times E_s = 17,850 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-8)}$$

以上より，SC 構造体ユニット①ひとつあたりの K_{β} を求める。

$$C1 = L \cdot \cos\theta \left(\frac{\cos\theta}{sAx} - \frac{\sin\theta}{sAy} s \nu \right) = 0.00039 \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-9)}$$

$$C2 = H \cdot \sin\theta \left(\frac{\sin\theta}{sAy} - \frac{\cos\theta}{sAx} s \nu \right) = 0.00823 \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-10)}$$

$$K_{\beta} = \frac{(\cos\theta)^2}{2 \left[\frac{1 - c \nu^2}{cE \cdot ct \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot sE} (C1 + C2) \right]} \cdot H$$

$$\underline{\underline{= 8.27 \times 10^9 \text{ (N)}}} \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-11)}$$

● K_β の算出方法 (SC 構造体ユニット②)

コンクリート及び鋼板の材料物性値は、既工認と同様の値を用い、 K_β の算出は、実機RPVペDESTALの構造(寸法)に応じた値を用いて行う。(図5(2)-5, 表5(2)-7, 表5(2)-8)

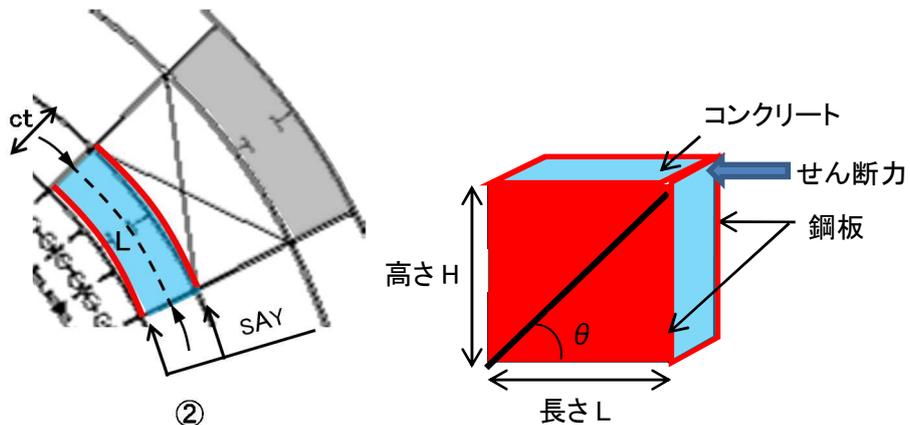


図5(2)-5 SC 構造体ユニット② (赤が鋼板, 青がコンクリート)

表5(2)-7 コンクリート及び鋼板の材料物性値

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

表5(2)-8 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
SC 構造体ユニットの高さ H	2,900 (mm)	図5(2)-5の高さ H
SC 構造体ユニットの長さ L	1,569 (mm)	図5(2)-5の長さ L
コンクリート板厚 ct	550 (mm)	図5(2)-5の ct
鋼材の水平断面の断面積 s_{Ay}	94,140 (mm ²)	-
鋼材の鉛直断面の断面積 s_{Ax}	174,000 (mm ²)	-

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

$$\theta = \tan^{-1}(H/L) = 61.6(^{\circ}) \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-12)}$$

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

$$cE = 0.7 \times E_c = 17,850 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-13)}$$

以上より、SC 構造体ユニット②ひとつあたりの K_{β} を求める。

$$C1 = L \cdot \cos\theta \left(\frac{\cos\theta}{sAx} - \frac{\sin\theta}{sAy} s\nu \right) = -0.00005 \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-14)}$$

$$C2 = H \cdot \sin\theta \left(\frac{\sin\theta}{sAy} - \frac{\cos\theta}{sAx} s\nu \right) = 0.02174 \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-15)}$$

$$K_{\beta} = \frac{(\cos\theta)^2}{2 \left[\frac{1 - c\nu^2}{cE \cdot ct' \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot sE} (C1 + C2) \right]} \cdot H$$

$$\underline{= 1.88 \times 10^9 \text{ (N)}} \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-16)}$$

● K_β の算出方法 (SC 構造体ユニット③)

コンクリート及び鋼板の材料物性値は、既工認と同様の値を用い、 K_β の算出は、実機RPVペDESTALの構造(寸法)に応じた値を用いて行う。(図5(2)-6, 表5(2)-9, 表5(2)-10)

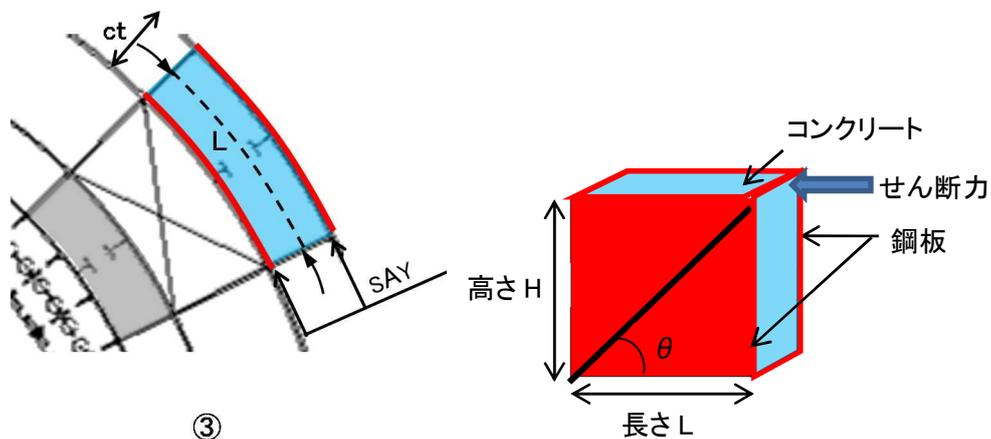


図5(2)-6 SC 構造体ユニット③ (赤が鋼板, 青がコンクリート)

表5(2)-9 コンクリート及び鋼板の材料物性値

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

表5(2)-10 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
SC 構造体ユニットの高さ H	2,900 (mm)	図5(2)-6の高さ H
SC 構造体ユニットの長さ L	2,099 (mm)	図5(2)-6の長さ L
コンクリート板厚 ct	640 (mm)	図5(2)-6の ct
鋼材の水平断面の断面積 s_{Ay}	125,940 (mm ²)	-
鋼材の鉛直断面の断面積 s_{Ax}	174,000 (mm ²)	-

圧縮ストラット角度 θ は、SC 構造体ユニット③の高さ H 及び長さ L を用いて求める。

$$\theta = \tan^{-1}(H/L) = 54.1(^{\circ}) \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-17)}$$

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

$$cE = 0.7 \times E_c = 17,850 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-18)}$$

以上より、SC 構造体ユニット③ひとつあたりの K_{β} を求める。

$$C1 = L \cdot \cos\theta \left(\frac{\cos\theta}{sAx} - \frac{\sin\theta}{sAy} s\nu \right) = 0.00177 \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-19)}$$

$$C2 = H \cdot \sin\theta \left(\frac{\sin\theta}{sAy} - \frac{\cos\theta}{sAx} s\nu \right) = 0.01273 \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-20)}$$

$$K_{\beta} = \frac{(\cos\theta)^2}{2 \left[\frac{1 - c\nu^2}{cE \cdot ct' \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot sE} (C1 + C2) \right]} \cdot H$$

$$\underline{\underline{= 3.92 \times 10^9 \text{ (N)}}} \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-21)}$$

●層全体の K_{β}

$$\begin{aligned} \text{層全体の } K_{\beta} \text{ は、} &= \text{SC 構造体ユニット①の } K_{\beta} \times 5 + \text{SC 構造体ユニット②の } K_{\beta} \times 5 \\ &\quad + \text{SC 構造体ユニット③の } K_{\beta} \times 5 \\ &\underline{\underline{= 7.04 \times 10^{10} \text{ (N)}}} \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-22)} \end{aligned}$$

● K_a の算出方法

● NS 方向

連通孔及びアクセス開口による断面欠損を考慮し算出する。(図 5(2)-7)

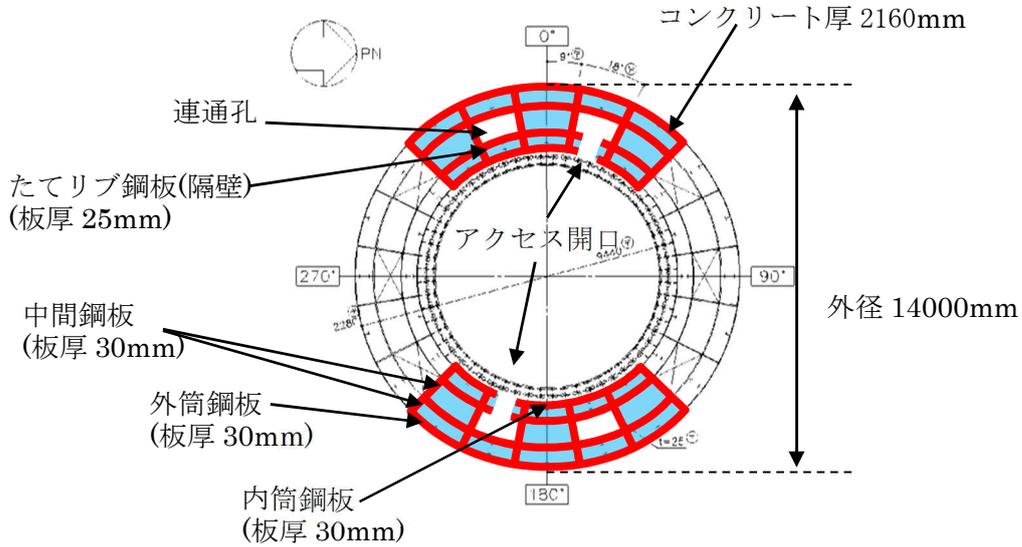


図 5(2)-7 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面

(赤：鋼板, 水色：コンクリート)

● 計算過程

鋼板の材料物性値は、既工認と同様に鋼構造設計規準に基づき定める。また、各部材断面の断面積も既工認と同様に求める。(表 5(2)-11, 表 5(2)-12)

表 5(2)-11 鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示 501 号
鋼板のせん断弾性係数 G_s	73,900 (N/mm ²)	式 2(2)-2
鋼板の降伏点強度 σ_y	426 (N/mm ²)	JIS G 3115

表 5(2)-12 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
鋼板のせん断断面積 A_s	2.186×10^6 (mm ²)	図 5(2)-7 の赤線部分

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

$$K_\alpha = A_s \cdot G_s = 16.2 \times 10^{10} \text{ (N)} \quad \dots \dots \text{(式 5(2)-23)}$$

以上より、式 5(2)-22 項で求めた、ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性 K_β を用いて、第 2 折点のせん断力 Q_2 及びせん断変形角 γ_2 を算出する。

$$K_\alpha = 16.2 \times 10^{10} \text{ (N)}$$

$$K_\beta = 7.04 \times 10^{10} \text{ (N)}$$

・第 2 折点のせん断力 Q_2

$$Q_2 = \frac{K_\alpha + K_\beta}{\sqrt{3K_\alpha^2 + K_\beta^2}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$$
$$\underline{= 7.48 \times 10^5 \text{ (kN)}} \quad \dots \dots \text{(式 5(2)-24)}$$

・第 2 折点のせん断変形角 γ_2

$$\gamma_2 = \frac{Q_2}{K_\alpha + K_\beta}$$
$$\underline{= 3.22 \times 10^{-3} \text{ (rad)}} \quad \dots \dots \text{(式 5(2)-25)}$$

●EW 方向

連通孔による断面欠損を考慮し算出する。(図 5(2)-8)

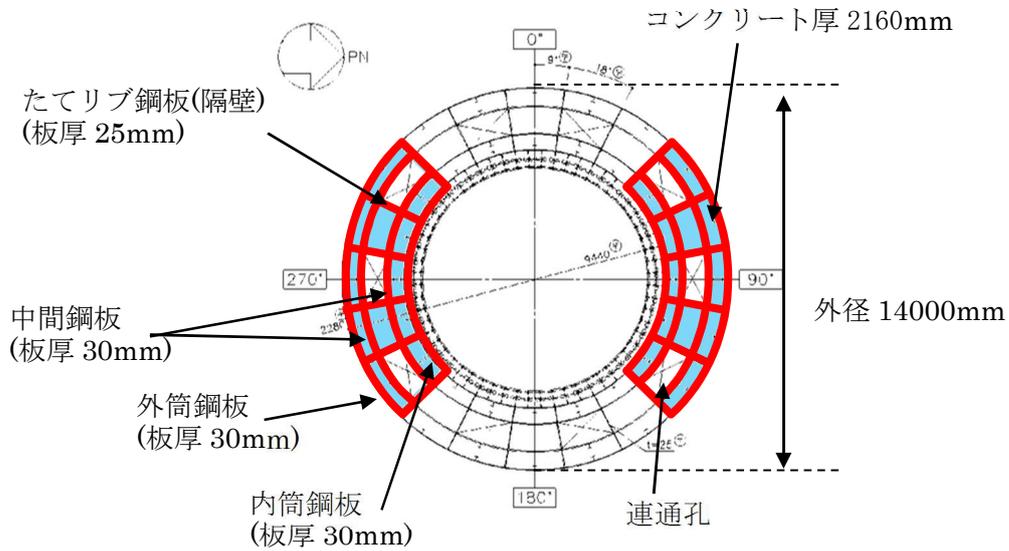


図 5(2)-8 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面
(赤：鋼板， 水色：コンクリート)

●計算過程

鋼板の材料物性値は、既工認と同様に鋼構造設計規準に基づき定める。また、各部材断面の断面積も既工認と同様に求める。(表 5(2)-13, 表 5(2)-14)

表 5(2)-13 鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示 501 号
鋼板のせん断弾性係数 G_s	73,900 (N/mm ²)	式 2(2)-2
鋼板の降伏点強度 σ_y	426 (N/mm ²)	JIS G 3115

表 5(2)-14 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
鋼板のせん断断面積 A_s	2.206×10^6 (mm ²)	図 5(2)-8 の赤線部分

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

$$K_\alpha = A_s \cdot G_s = 16.3 \times 10^{10} (\text{N}) \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-26)}$$

以上より、式 5(2)-22 で求めた、ひび割れ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効せん断剛性 K_β を用いて、第 2 折点のせん断力 Q_2 及びせん断変形角 γ_2 を算出する。

$$K_\alpha = 16.3 \times 10^{10} (\text{N})$$

$$K_\beta = 7.04 \times 10^{10} (\text{N})$$

・第 2 折点のせん断力 Q_2

$$Q_2 = \frac{K_\alpha + K_\beta}{\sqrt{3K_\alpha^2 + K_\beta^2}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$$
$$\underline{= 7.54 \times 10^5 (\text{kN})} \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-27)}$$

・第 2 折点のせん断変形角 γ_2

$$\gamma_2 = \frac{Q_2}{K_\alpha + K_\beta}$$
$$\underline{= 3.23 \times 10^{-3} (\text{rad})} \quad \dots \dots \dots \text{(式 5(2)-28)}$$

〈参考文献〉

- (1) Comite Euro-International du Beton : CEB-FIP MODEL CODE 1990 (DESIGN CODE),1993
- (2) 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)

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. 概要

SC 規程式に基づく試験体の荷重変位特性を作成するため、試験体を実機 RPV ペDESTAL と同様に要素分割し、地震応答解析モデルの各要素に対して、3.3 項の考え方にに基づき SC 規程式により作成したスケルトンカーブ (M- ϕ 特性, Q- γ 特性) を用いて、荷重変位特性を作成する。

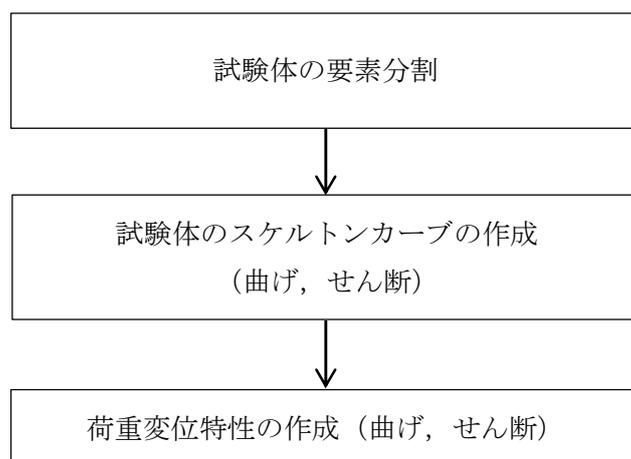


図 1-1 試験体の SC 規程式に基づく荷重変位特性の作成フロー

2. 試験体の構造及びスケルトンカーブの作成

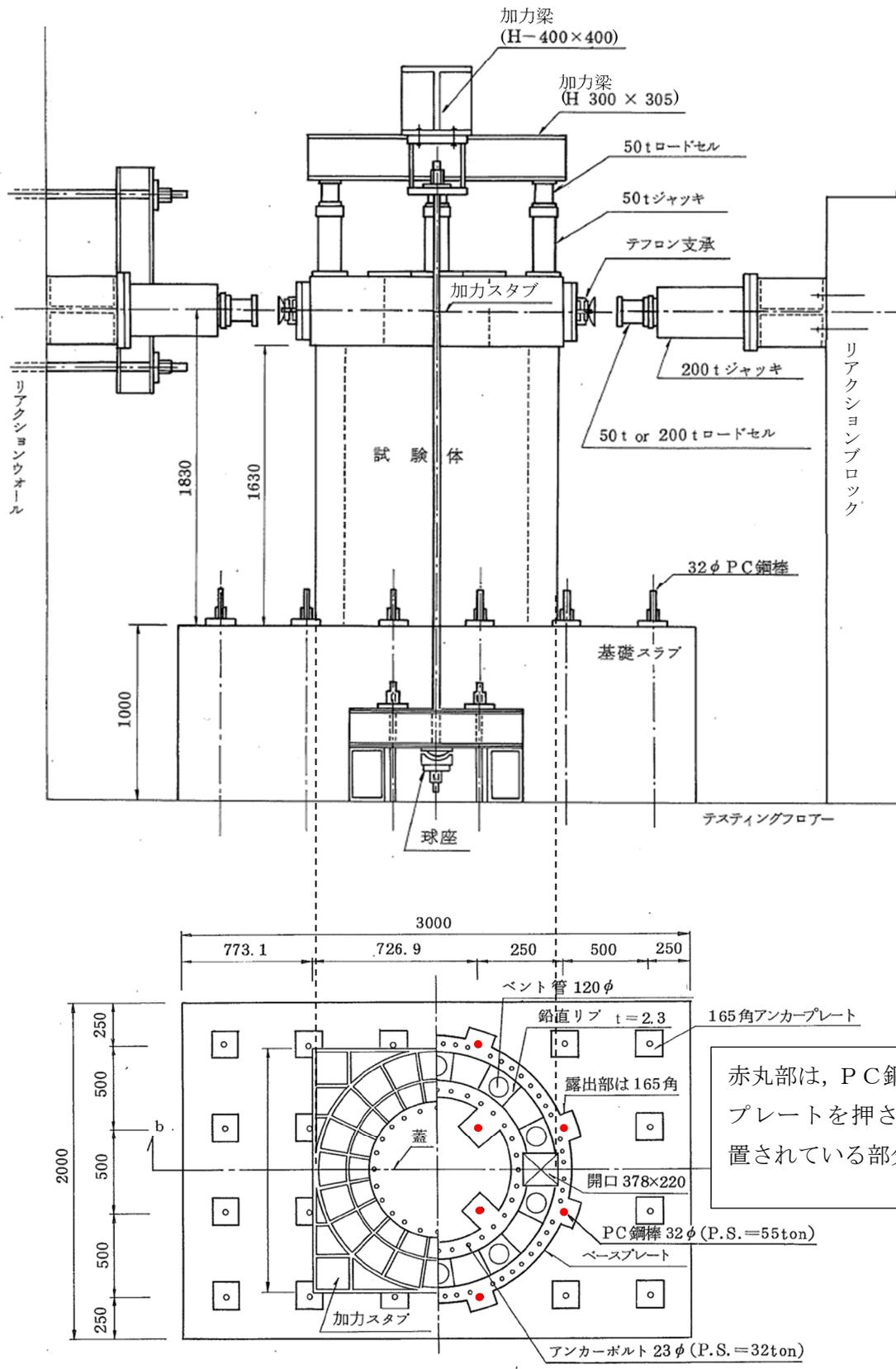
(1) 構造及び要素分割

試験体の構造は、実機 RPV ペDESTAL と同様に内外の円筒鋼板とそれらを一体化するための放射状のたてリブ鋼板 (隔壁) で構成され、内部にコンクリートを充填している。RPV ペDESTAL 内にはベント管を内蔵している。(図 2-1)

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

(2) 試験体のスケルトンカーブの作成

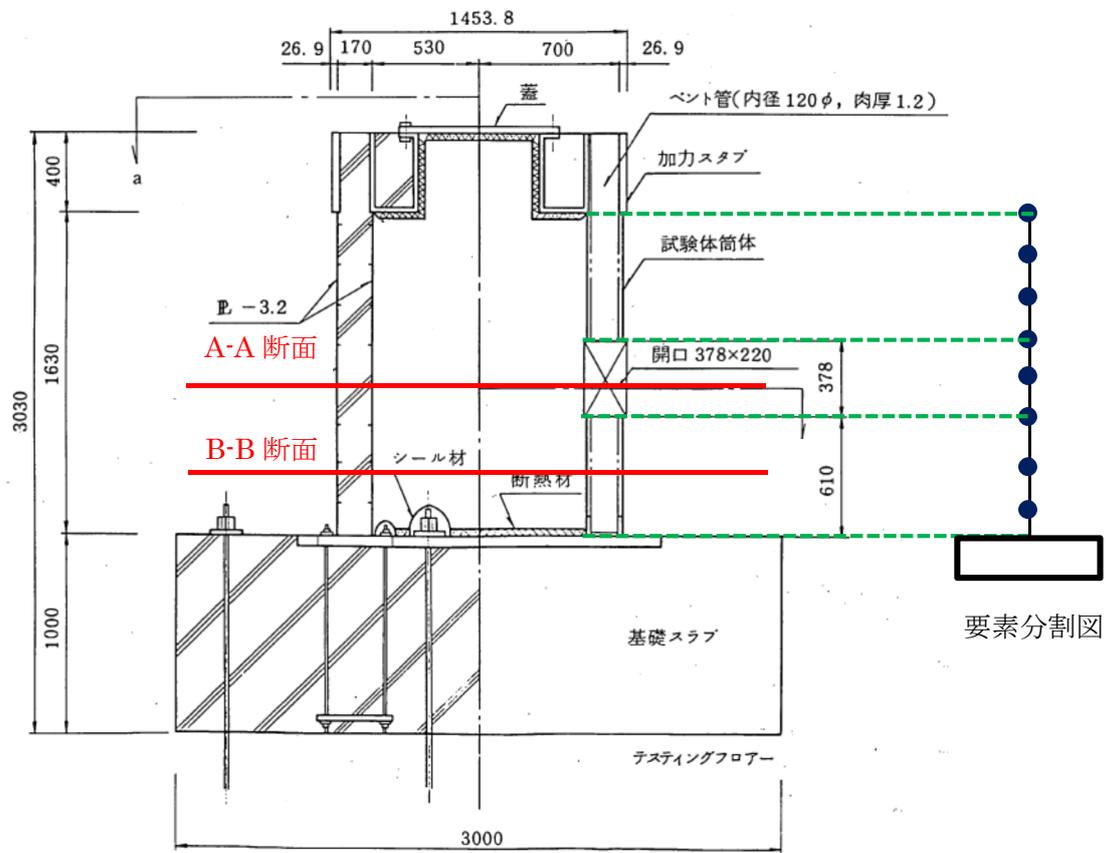
試験体は下部ペDESTAL と類似の構造であることから、本文 3.3(2)a. 及び 3.3(3)a. 項の設定方法に基づき曲げ及びせん断のスケルトンカーブを作成する。



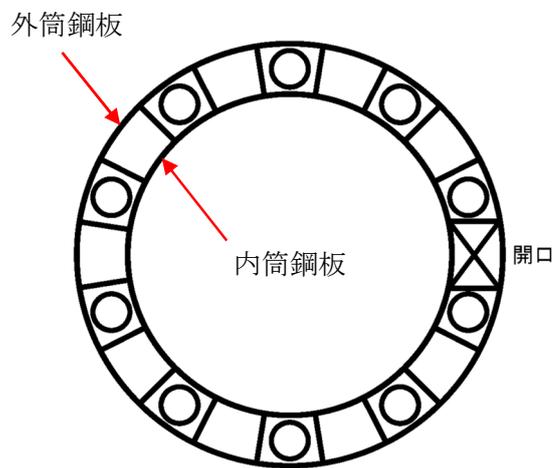
赤丸部は、PC鋼棒がベースプレートを押さえつけて設置されている部分を示す。

(単位：mm)

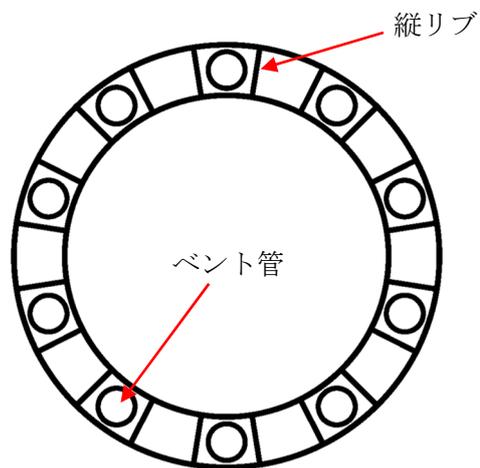
図 2-1 RPV ペDESTALの試験体と加力装置の概要
 ((1)より引用, 加筆)



(a) 試験体要素分割図



(b) A-A 断面概要図



(c) B-B 断面概要図

図 2-2 試験体の要素分割及び断面

3. 荷重変位特性の作成

(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3-1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。

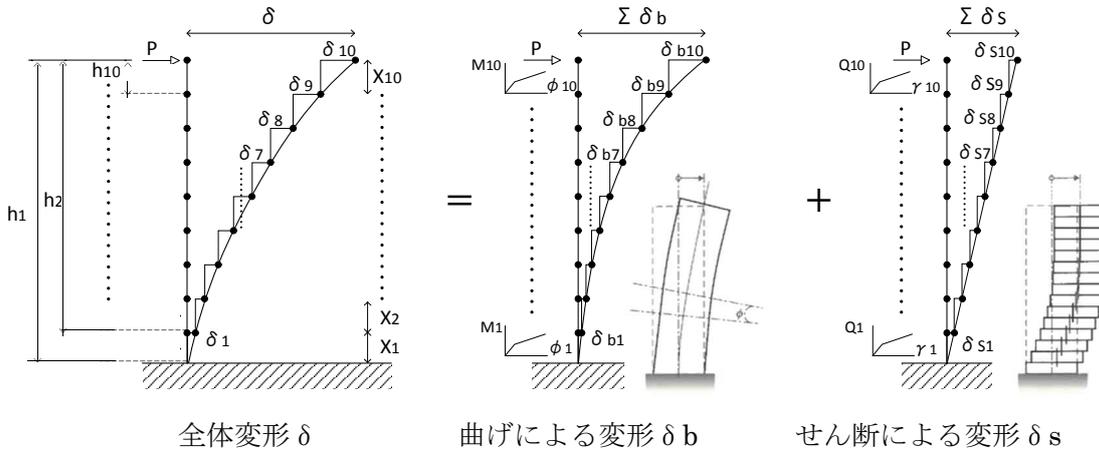


図3-1 算出方法のイメージ

下記①～④の手順により頂部における荷重 P に対する変位 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 — ϕ 、 Q — γ 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 — ϕ 関係) \rightarrow 各層の ϕ

各層の $Q \rightarrow$ スケルトンカーブ (Q — γ 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。

$\delta = \Sigma \delta_b + \Sigma \delta_s$

※ 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 3-2 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、

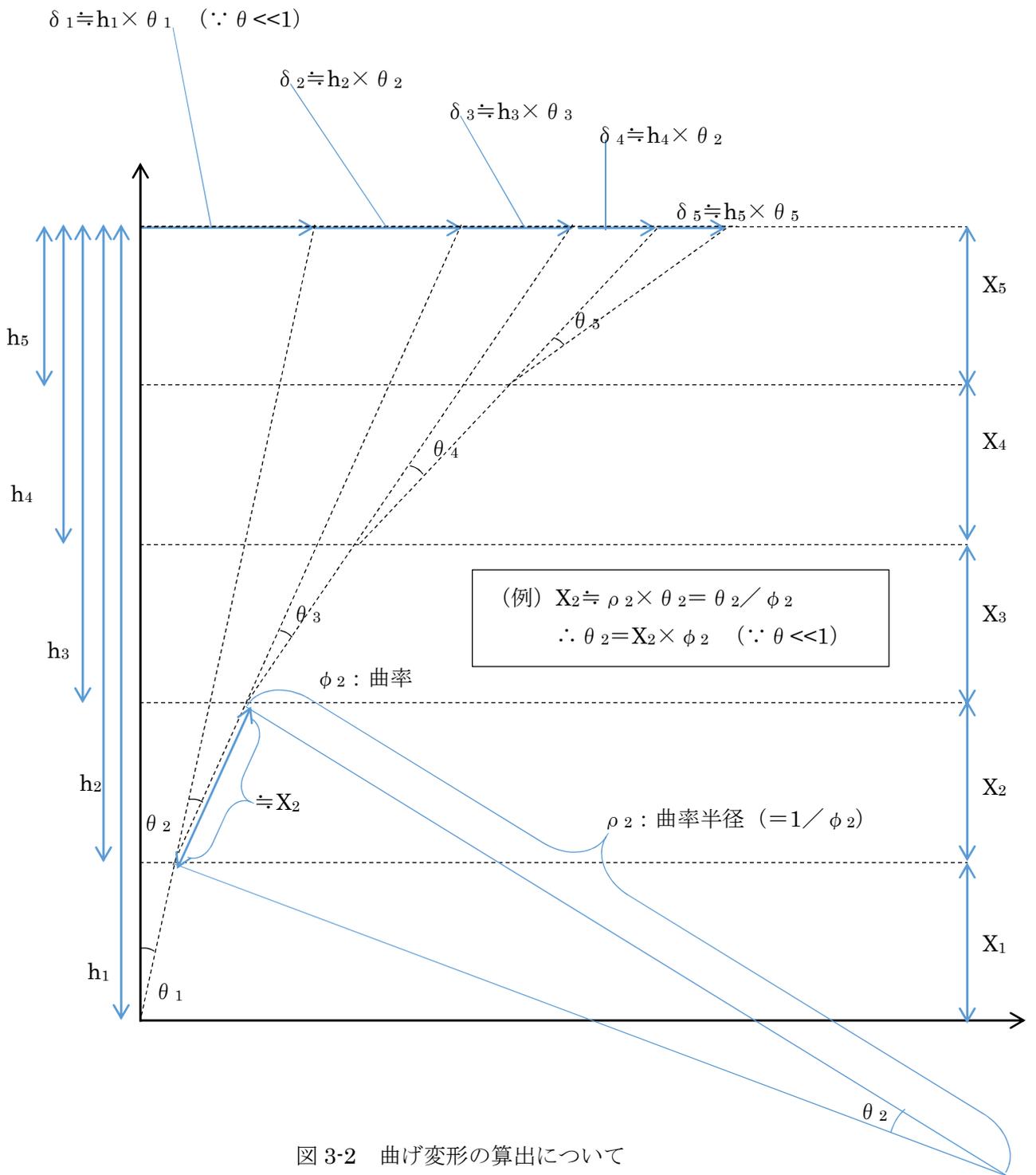
$$\theta_i = X_i \times \phi_i$$

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。

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



(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3-3に示す

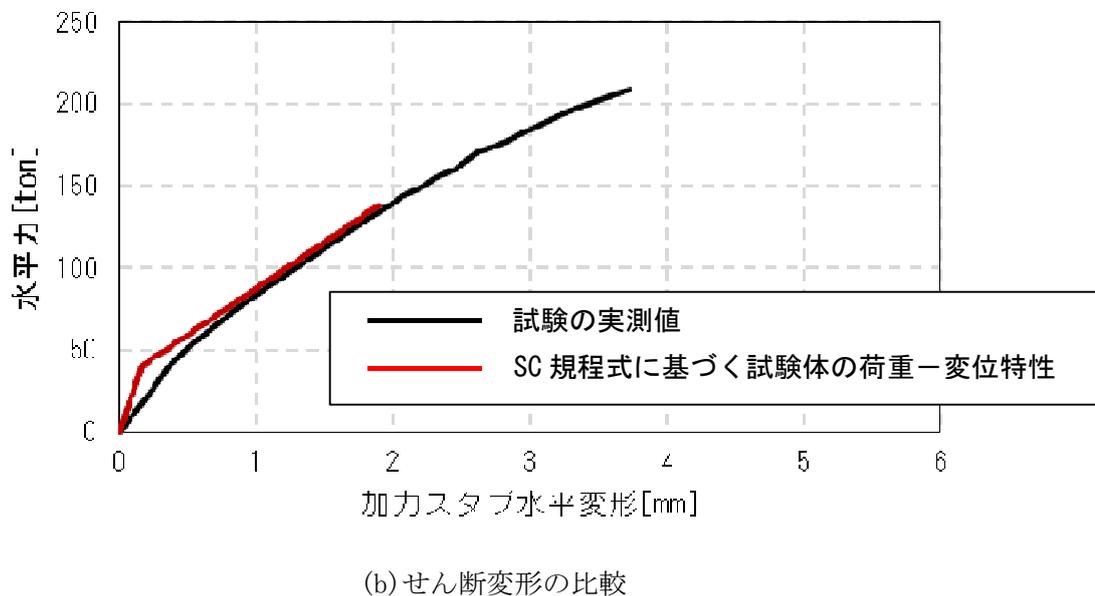
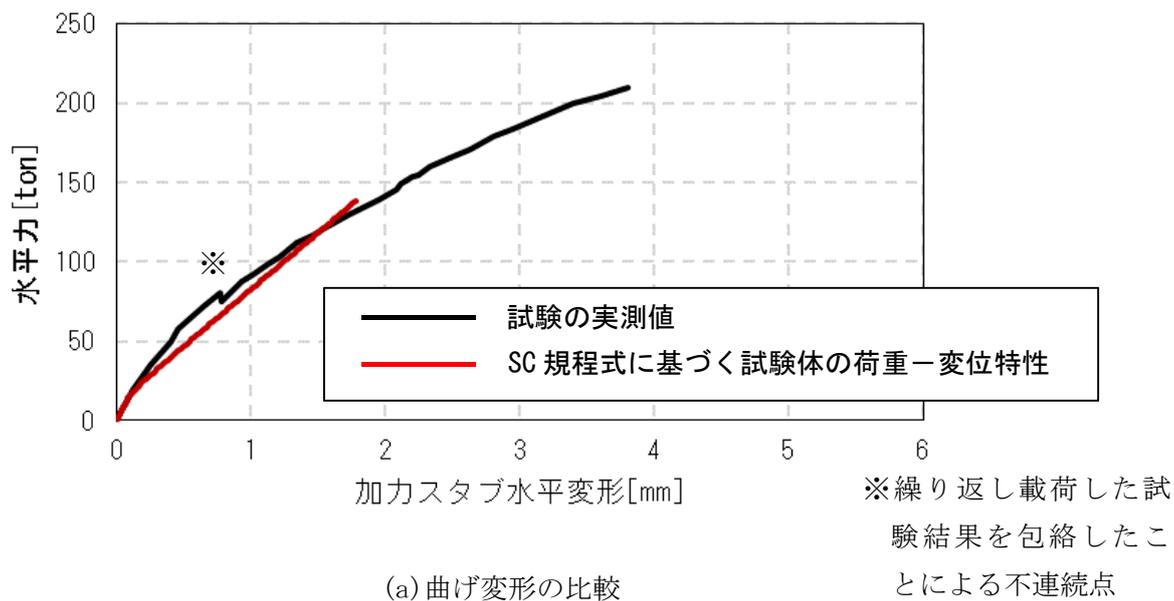


図3-3 荷重-変形関係の比較 (1/2)

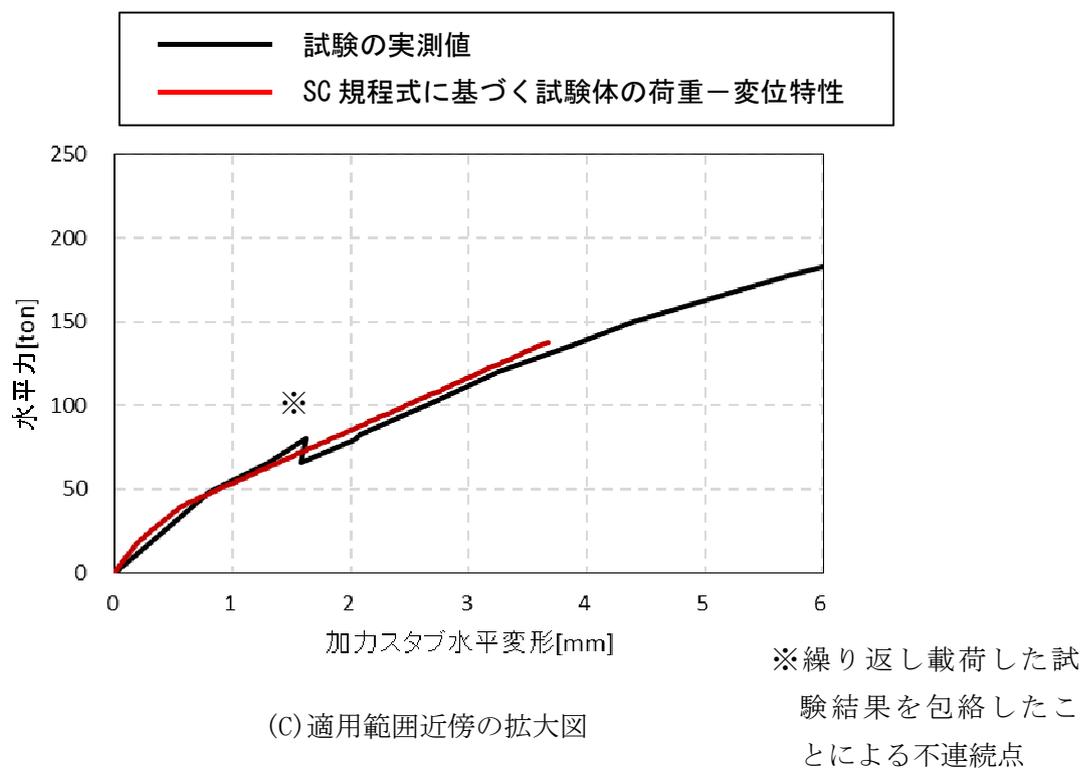


図 3-3 荷重-変形関係の比較 (2 / 2)

4. 参考文献

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

添付資料-5：既往試験の概要、信頼性及び実機への適用性

1. 既往の試験

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、試験体の断面図を図 1-2 に示す。

(1) 試験体

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

試験体の模擬対象は、実機の構造のうち隔壁方式の鋼板コンクリート構造の特徴を有すると共に、地震時に比較的大きな荷重が作用して弾塑性挙動を示す RPV ペDESTALの下部とした。試験体の内外筒鋼板の間に 20 枚の鉛直方向の隔壁を配置し、底部にはベースプレート⁽²⁾を配置することにより内部コンクリートが実機と同様に分断されている状態を模擬すると共に、10 本のベント管による内部コンクリートの欠損状態を考慮している。

(2) 加力方法

試験体の据付けは、加力の影響を受けない剛なテストングフローア⁽³⁾と試験体の基礎スラブを、PC 鋼棒による軸力を介して緊結し固定した。

据付け後、試験体頂部加力スタブに PC 鋼棒及び加力梁を介して、50t ジャッキにより実機 RPV ペDESTALの鉛直力（軸力）に相当する鉛直力（軸力）を加えた。適切な鉛直力の導入は、圧力ジャッキと加力梁間のロードセル（荷重計）によって確認した。なお、加力梁とテストングフローアを緊結する PC 鋼棒に取付く球座は、後述する水平方向の加力に対して追従するために設けた治具である。

鉛直力導入後、試験体の反力の影響を受けない剛なリアクションウォール（反力壁）及びリアクションブロック（反力ブロック）にそれぞれジャッキを取付け、水平方向に静的に漸増載荷した。水平方向の荷重は、200t ジャッキ先端に設けたロードセル（荷重計）によって測定した。なお、試験体に設けたテフロン支承は、ジャッキとの摩擦力を緩和し、点荷重に近い状態とすることを目的に設置した。

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

(3) 計測方法

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

表 1-1 計測項目と計測方法のまとめ

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

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

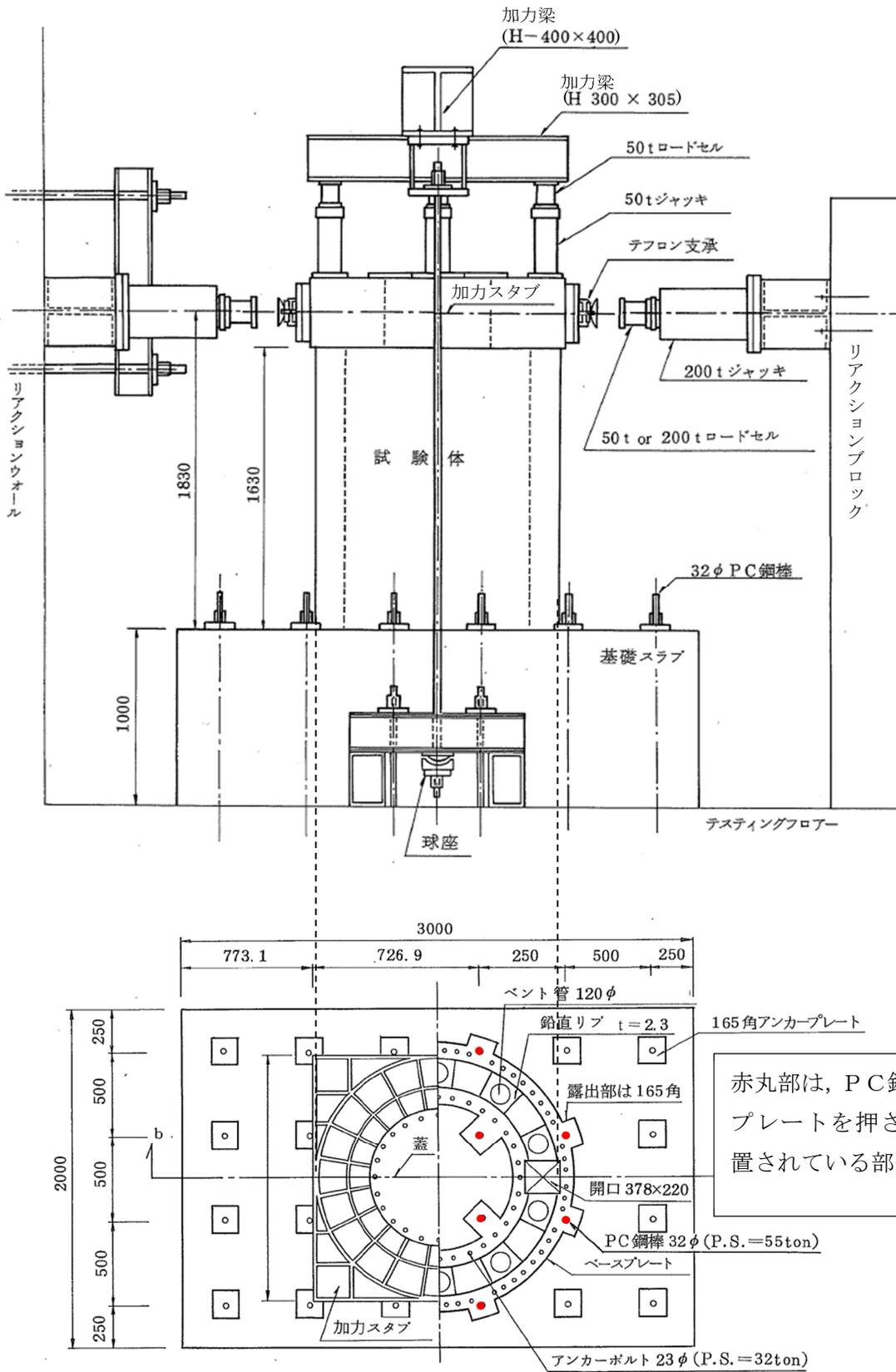
水平力載荷時の試験体各部の変形量は、不動点である基礎スラブに設置した計測フレームに取り付けた変位計にて計測を行った。また、試験体の曲げ変形を算出するため、試験体鉛直方向の相対変位を変位計にて計測した。（図 1-6）

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

曲げ変形 δ_B は、計測した鉛直方向の相対変位から定まる曲率を用いて算出し、せん断変形 δ_s は全体変形 δ_T から曲げ変形 δ_B を減算することにより算出した。（図 1-7）

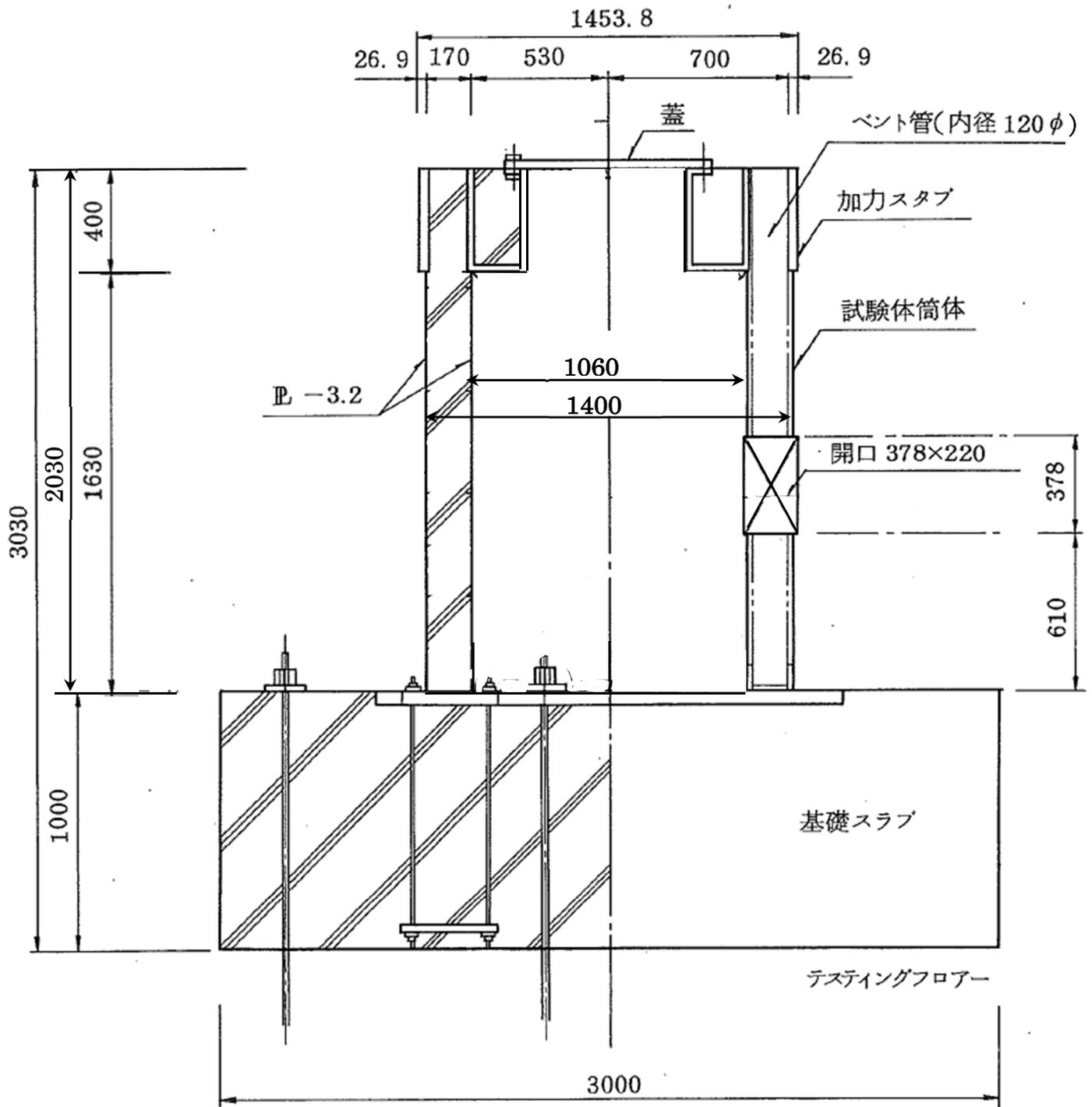
水平力載荷時の鋼板のひずみを、鋼板の側面に取り付けたひずみゲージにより計測し、鋼板の応力を（ひずみ）×（鋼材の縦弾性係数）の関係から算出した。

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



(単位 : mm)

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



(単位：mm)

図 1-2 試験体の断面図
((1)より引用, 加筆)

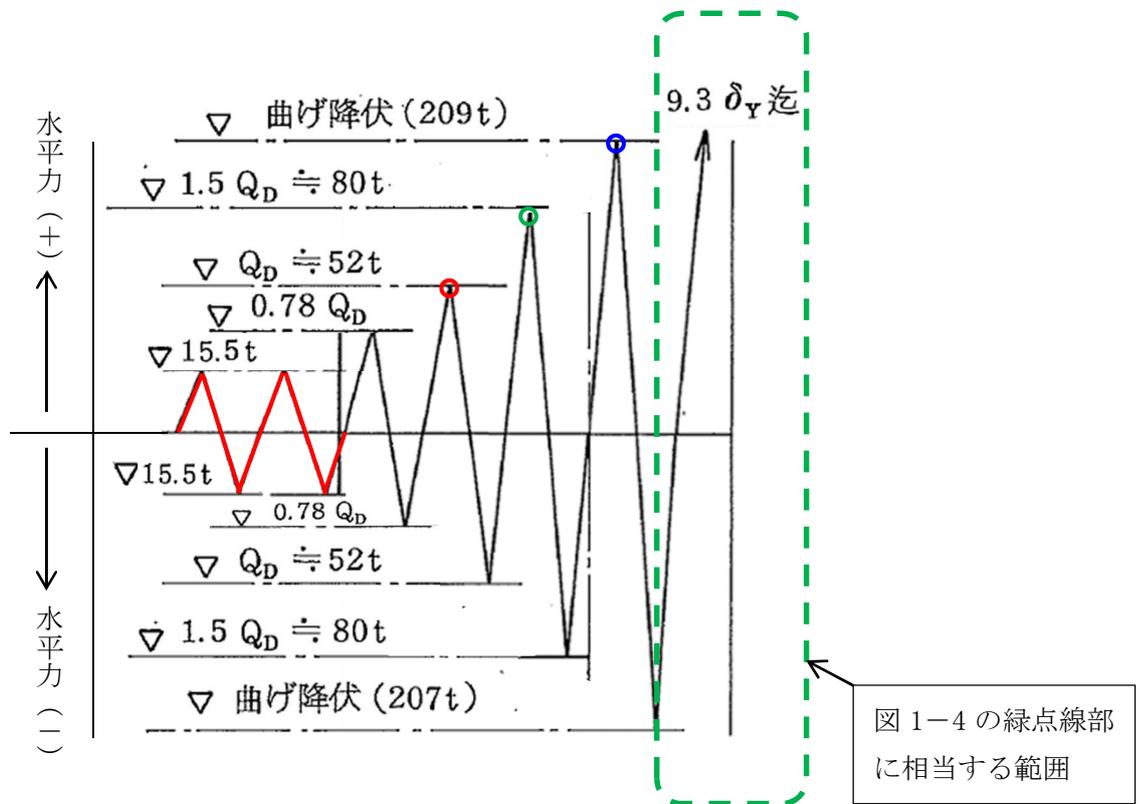
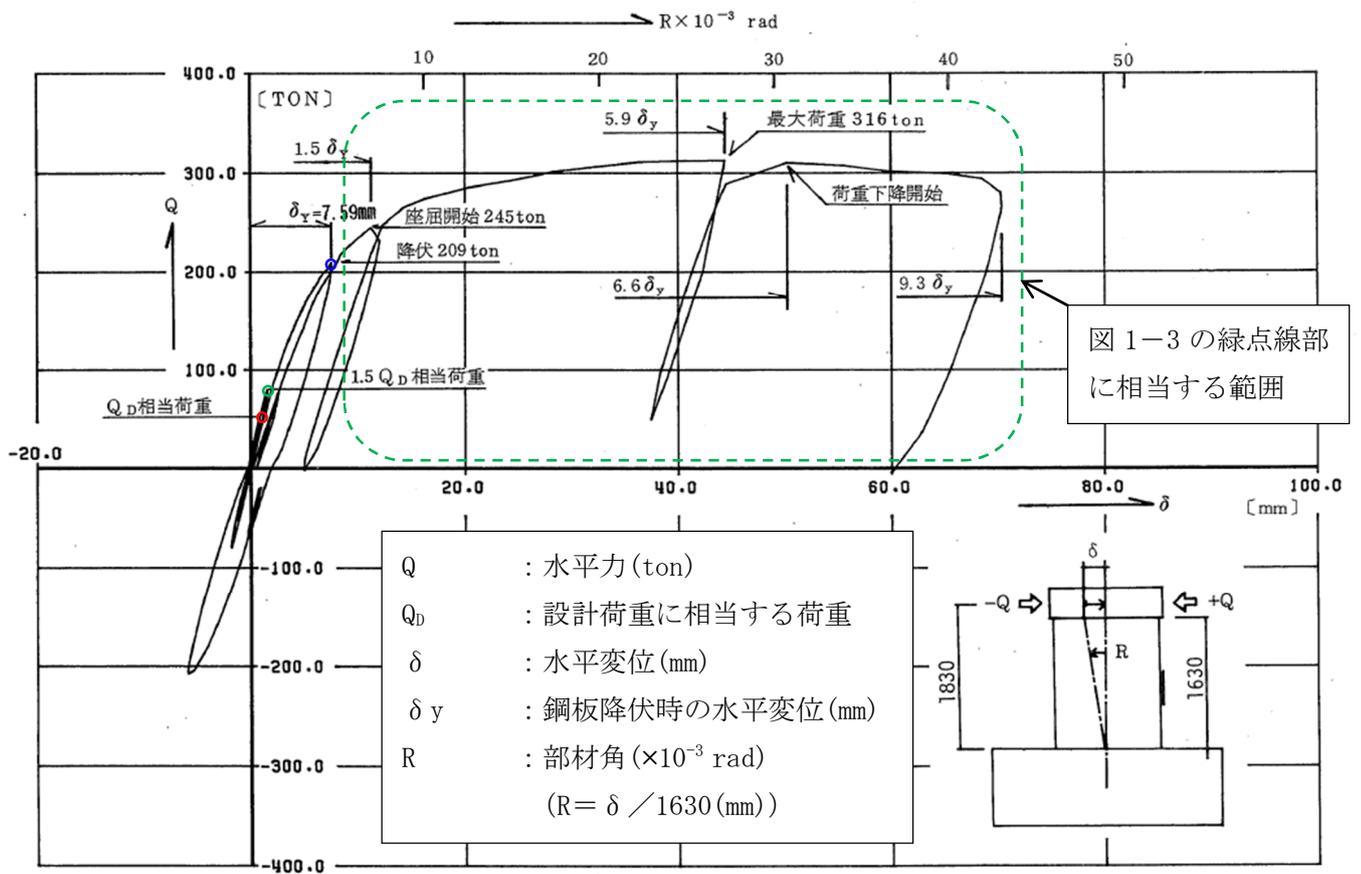


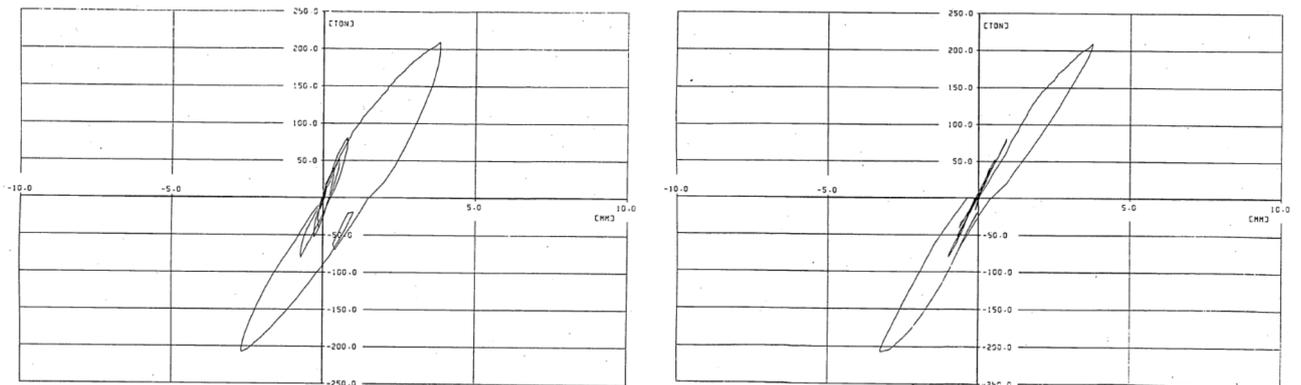
図 1-3 水平力の載荷サイクル
 ((1)より引用, 加筆)

<記号の説明>

- Q_D : 設計荷重に相当する荷重
- δ_Y : 鋼板降伏時の水平変位
- 赤線 : コンクリートのひび割れが生じない程度の小さな荷重(弾性荷重)で載荷する範囲
- 赤丸 : 設計荷重に相当する荷重($Q_D = 52 \text{ ton}$) (図 1-4 の赤丸に相当)
- 緑丸 : 設計荷重に相当する荷重の 1.5 倍の荷重($1.5Q_D = 80 \text{ ton}$) (図 1-4 の緑丸に相当)
- 青丸 : 曲げ降伏時の荷重(209 ton) (図 1-4 の青丸に相当)
- 緑点線 : 図 1-4 の緑点線部に相当する範囲



(a) 水平力-水平変位特性 (曲げ+せん断)



(b) 水平力-水平変位特性 (曲げ)

(c) 水平力-水平変位特性 (せん断)

図 1-4 試験で得られた荷重変位特性
 ((1)より引用, 加筆)

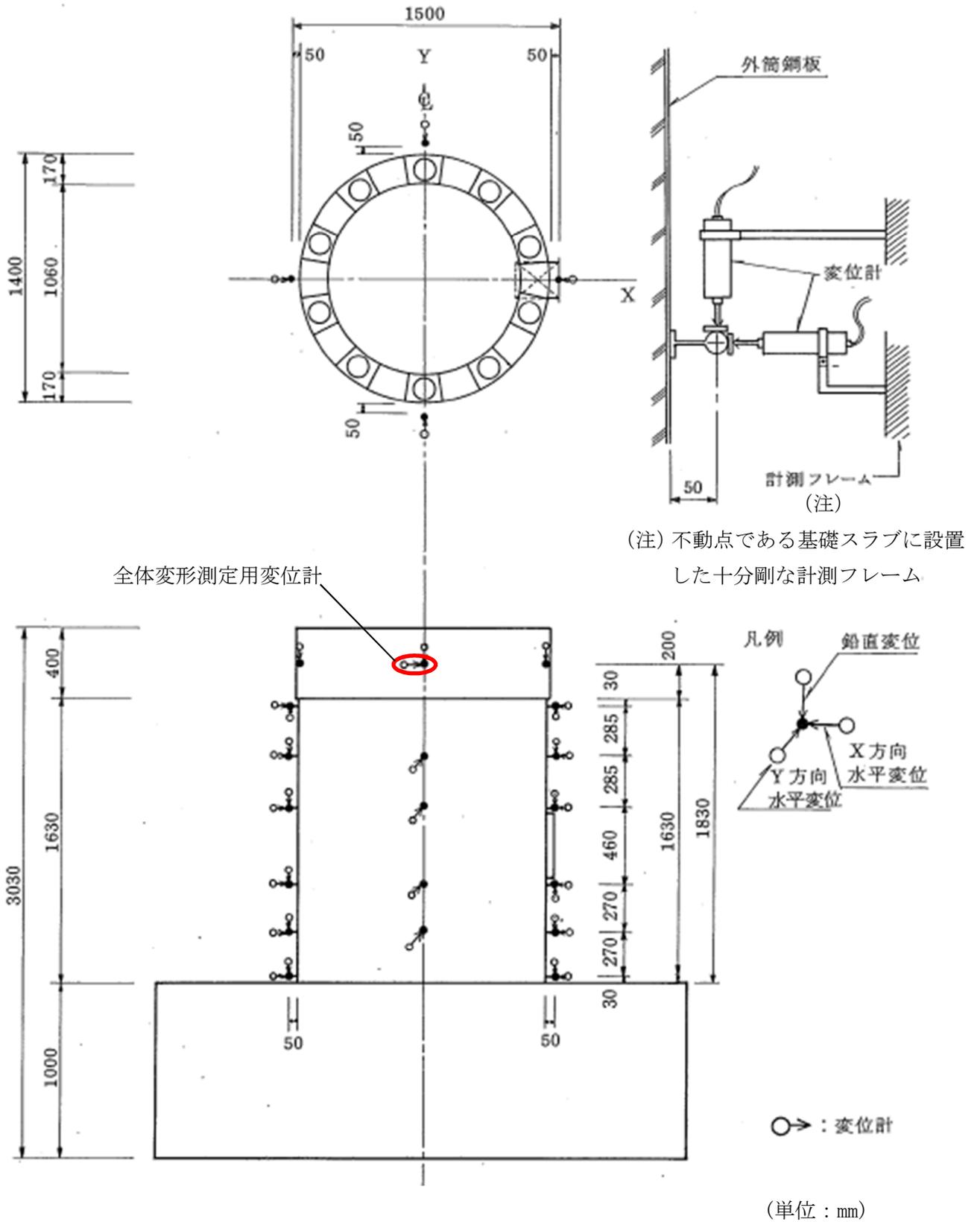
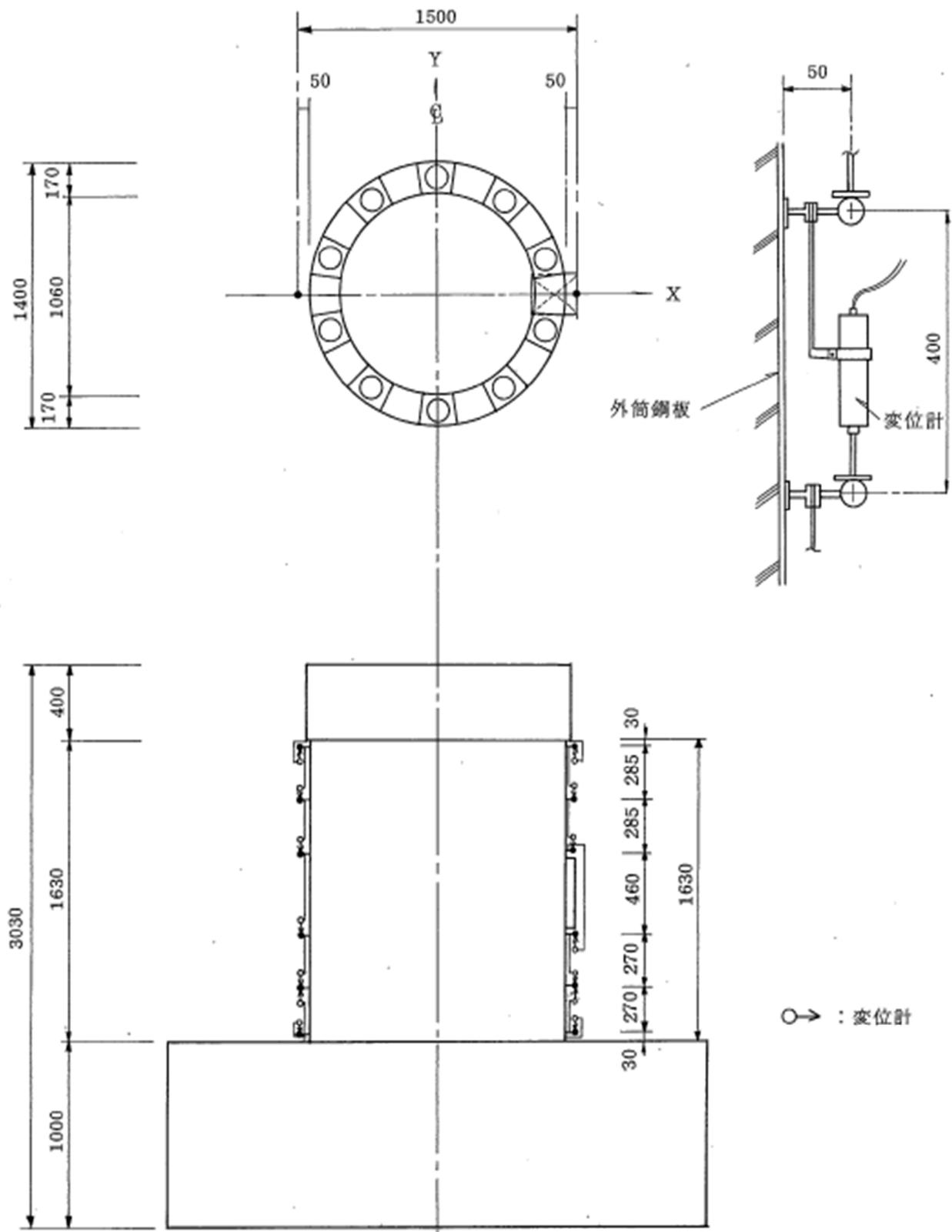


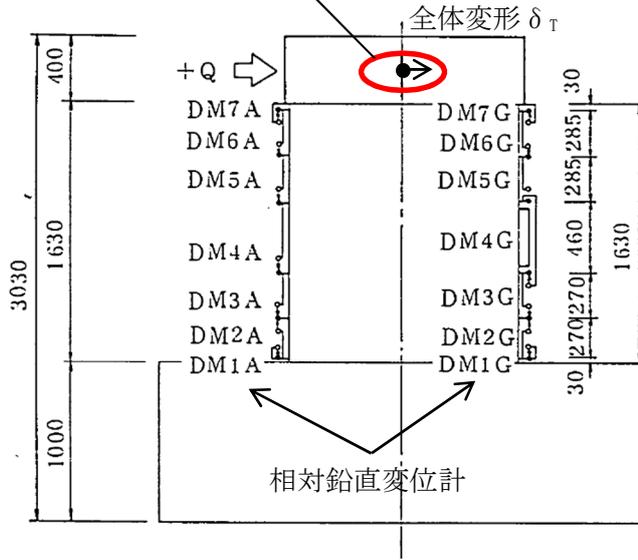
図 1-5 水平変位及び鉛直変位測定位置
((1)より引用, 加筆)



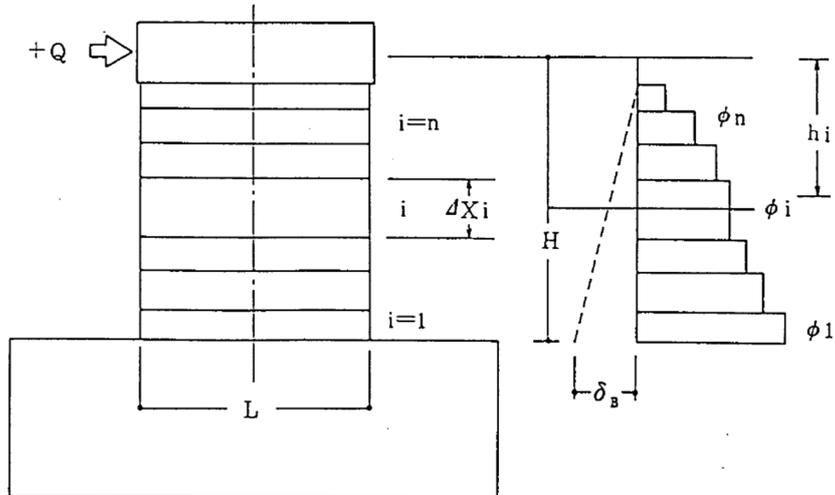
(単位 : mm)

図 1-6 曲げ変形算出用変位測定位置
((1)より引用, 加筆)

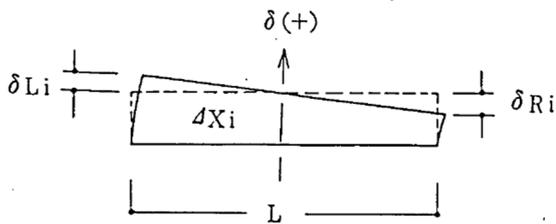
全体変形測定用変位計



(単位: mm)



$$\text{曲率: } \phi_i = \frac{\delta L_i - \delta R_i}{L} \cdot \frac{1}{\Delta X_i}$$



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

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

δ_T : 全体変形

(頂部水平変位計による)

図 1-7 変形成成分離手法

((1)より引用, 加筆)

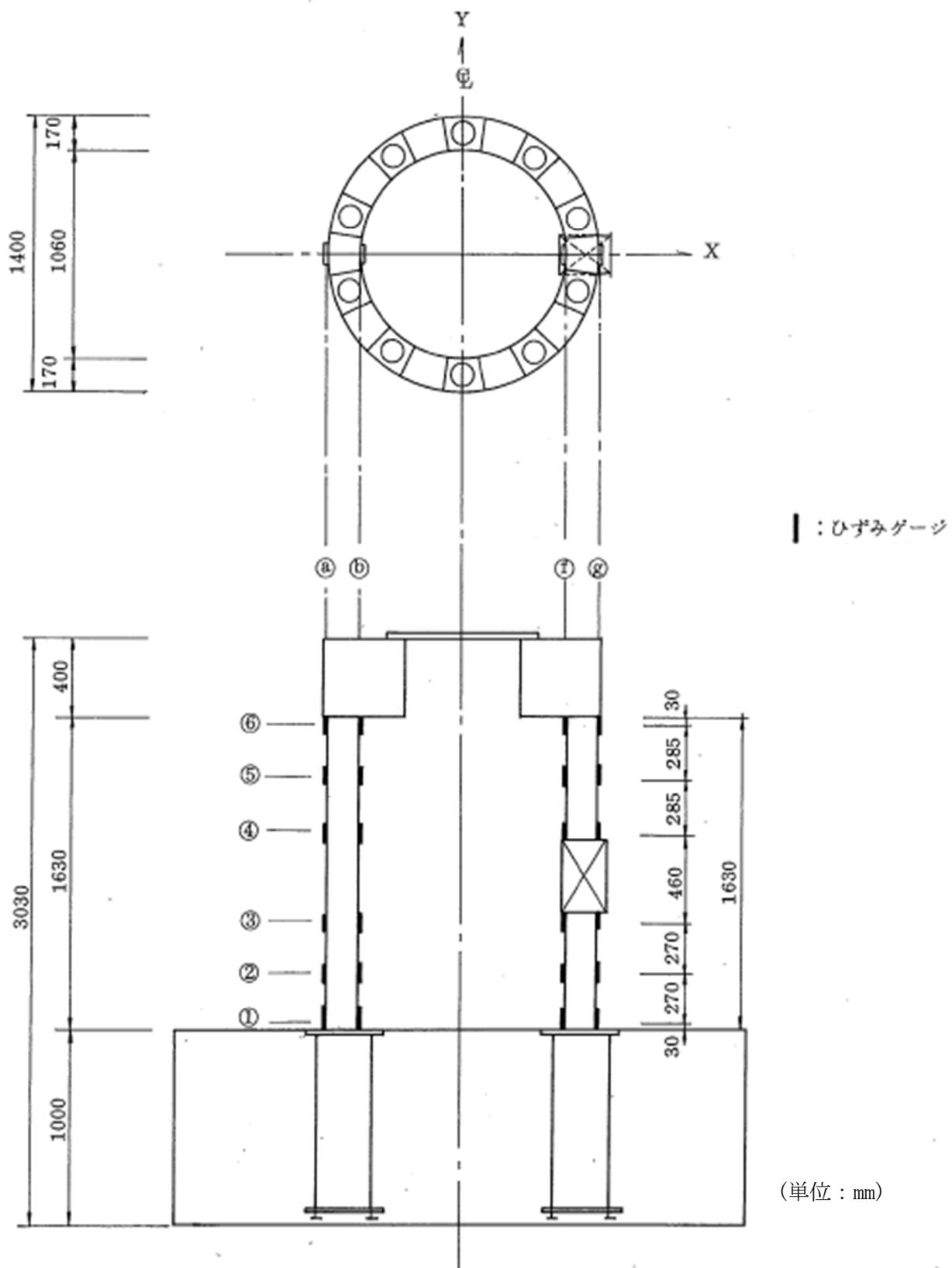


図 1-8 内外鋼板応力算出用ひずみ測定位置
((1)より引用, 加筆)

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。

鋼材の材質が実機 RPV ペDESTALと異なるが、試験体に対する SC 規程式を用いた荷重-変位特性を求める際は、使用材料の規格値に基づく剛性を用いることで、差異を適切に考慮している。

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といった SC 規程に対して追加検討に対する妥当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）

表 2-1 RPV ペDESTAL 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
	断面形状	円筒型 ^{※1}	同左
	ベント管内蔵	あり ^{※2}	同左
	ベースプレート	あり ^{※1}	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)	10600	1060
	外筒鋼板の外径(mm)	14000	1400
	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 ^{※3}	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 設計基準強度(kg/cm ²)	300	300

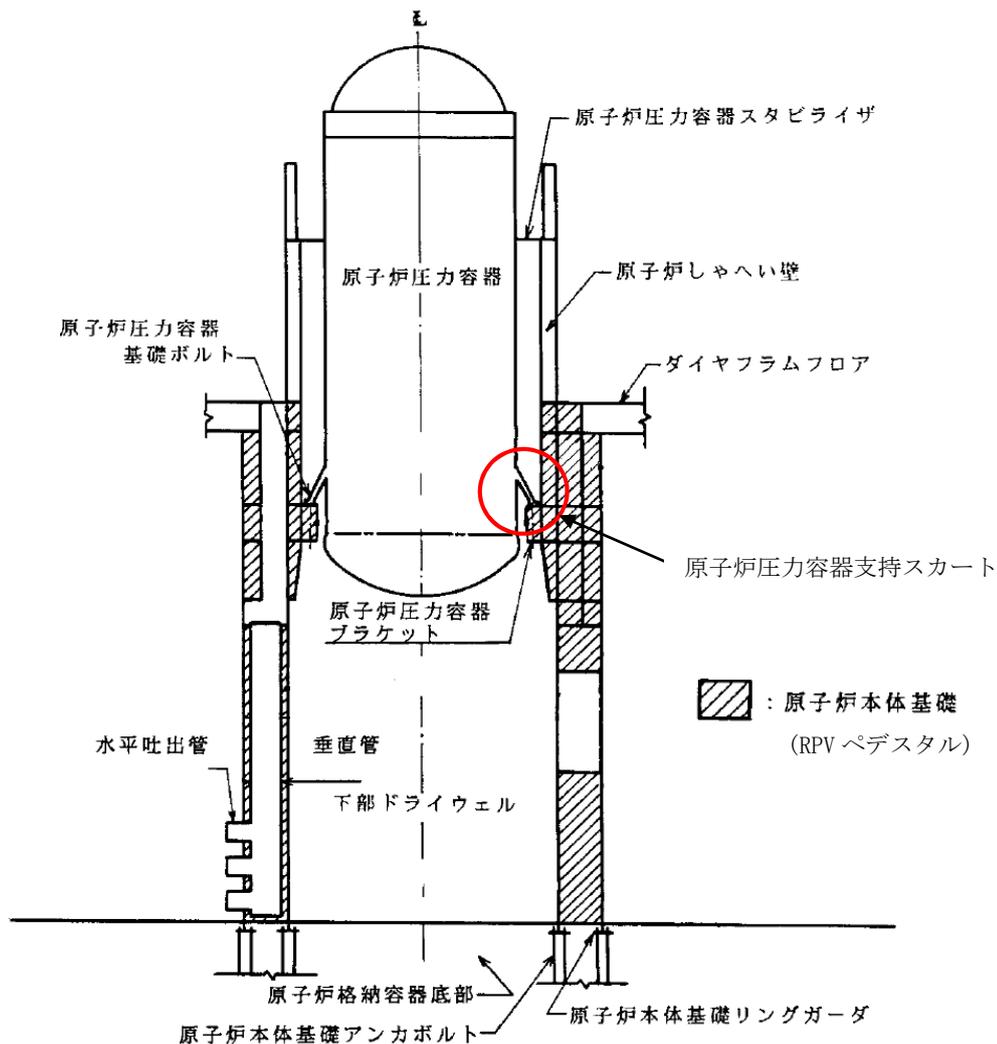
※1：柏崎刈羽原子力発電所の他号炉も含めて採用されている方式

※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）

※3：ベント管の断面積や断面二次モーメントはRPVペDESTAL全体に対して小さいことから、既工認同様に復元力特性の設定においてベント管の板厚は考慮しない。

(参考) 実機 RPV ペDESTALの荷重状態

実機 RPV ペDESTALは、上部ペDESTALに設けたブラケット部にて原子炉圧力容器を支持している。地震時に原子炉圧力容器へ作用する荷重は、原子炉圧力容器支持スカート及び原子炉圧力容器基礎ボルトを介して曲げモーメントとして RPV ペDESTALへ伝達されることから、実機 RPV ペDESTALへ作用する荷重は曲げが支配的となる。



参考図 RPV ペDESTAL概略図

添付資料-6：復元力特性の設定における温度に応じた材料物性値の設定方法

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

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

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

表1 温度に応じた材料物性値の設定に用いる規格・基準類

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

<略称の説明>

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

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

添付資料-7：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)

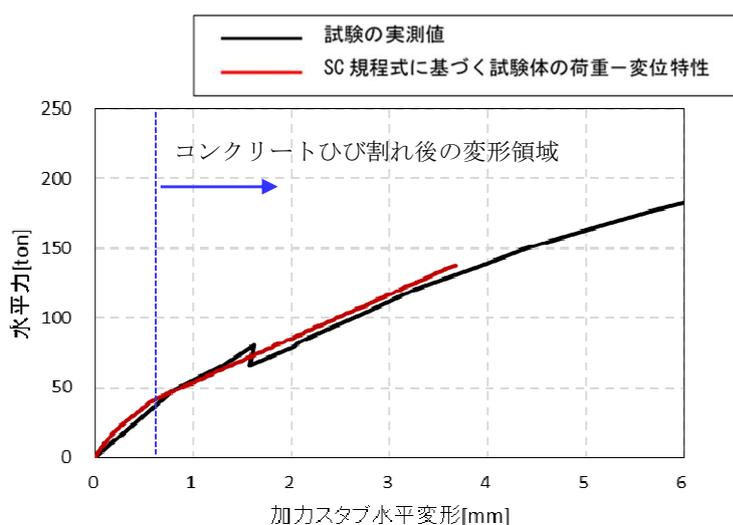


図1 荷重-変形関係の比較

(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コンクリートの圧縮強度 (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 ^{※1}	試験 ^{※2} (鉛直力)
約 1.0 N/mm ²	1.2 N/mm ²

※1 : 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、コンクリートと鋼板のヤング係数比から、鋼板部分をコンクリートの断面積相当に換算した単位面積あたりの鉛直支持応力。

※2 : 試験当時の設計荷重相当の鉛直力 (軸力) を、※1と同様にコンクリート基準の単位面積あたりの鉛直支持応力に換算したもの。