

| | |
|-------------------|--------------|
| 島根原子力発電所第2号機 審査資料 | |
| 資料番号 | NS2-補-025-11 |
| 提出年月日 | 2022年12月19日 |

原子炉建物基礎スラブの耐震性についての計算書に関する
補足説明資料

2022年12月

中国電力株式会社

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

VI-2-9-3-4「原子炉建物基礎スラブの耐震性についての計算書」の記載内容を補足するための資料を以下に示す。

今回提出範囲：

別紙 1 応力解析における既工認と今回工認の解析モデル及び手法の比較

別紙 1-1 基礎スラブの応力解析モデルへの弾塑性解析の適用について

別紙 1-1-1 許容限界設定の考え方について

別紙 1-1-2 コンクリート圧縮側の応力ひずみ曲線の設定について

別紙 1-1-3 ドライウェル外側壁内部の構造物から基礎スラブに伝達される荷重等の考え方について

別紙 2 応力解析におけるモデル化、境界条件及び拘束条件の考え方

別紙 2-1 応力解析モデルでモデル化している部材の扱いについて

別紙 3 地震荷重の入力方法

別紙 3-1 原子炉本体基礎からの反力等の影響について

別紙 4 応力解析における断面の評価部位の選定

別紙 5 地震応答解析による壁の塑性化に対する影響検討

別紙 6 最大接地圧について

別紙 7 原子炉建物基礎スラブの応力解析における浮力の影響検討

別紙 8 原子炉建物基礎スラブの弾性設計用地震動 S_d による検討

別紙 9 原子炉建物基礎スラブのポンプピット周辺の構造について

別紙 1 応力解析における既工認と今回工認の
解析モデル及び手法の比較

目 次

| | |
|--------------------------------|---------|
| 1. 概要 | 別紙 1-1 |
| 2. 応力解析モデル及び手法の比較 | 別紙 1-2 |
| 2.1 既工認時及び今回工認時の応力解析モデル及び手法の比較 | 別紙 1-2 |
| 2.2 設置変更許可申請時からの変更について | 別紙 1-6 |
| 2.2.1 モデル化方法の変更 | 別紙 1-6 |
| 2.2.2 モデル化方法の変更による影響 | 別紙 1-8 |
| 2.3 既工認モデルと今回工認モデルの差異について | 別紙 1-10 |
| 2.3.1 弾塑性解析の採用 | 別紙 1-10 |
| 2.3.2 一部壁及び床スラブの積層シェル要素でのモデル化 | 別紙 1-10 |

別紙 1-1 基礎スラブの応力解析モデルへの弾塑性解析の適用について

別紙 1-1-1 許容限界設定の考え方について

別紙 1-1-2 コンクリート圧縮側の応力ひずみ曲線の設定について

別紙 1-1-3 ドライウェル外側壁内部の構造物から基礎スラブに伝達される荷重等の
考え方について

1. 概要

本資料は、原子炉建物基礎スラブの既工認時及び今回工認時の応力解析モデル及び手法の比較並びに設置変更許可申請時からの変更点を示すものである。

2. 応力解析モデル及び手法の比較

2.1 既工認時及び今回工認時の応力解析モデル及び手法の比較

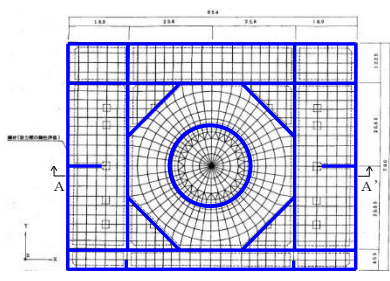

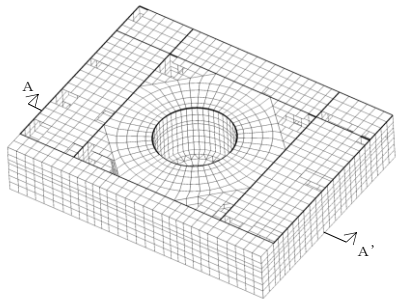
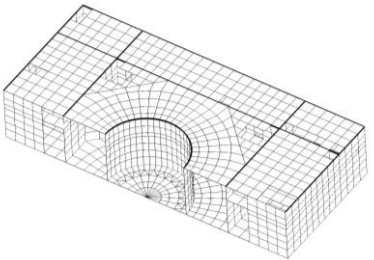
原子炉建物基礎スラブの応力解析モデル及び手法の比較を表 2-1 に示す。

比較に用いる既工認時の応力解析モデル及び手法は，昭和 59 年 2 月 24 日付け 58 資庁第 15180 号にて認可された工事計画の IV-1-3 「原子炉格納施設の基礎に関する説明書」（以下「既工認」という。）のものである。

表 2-1(1) 応力解析モデル及び手法の比較 (原子炉建物基礎スラブ)

| 項目 | 内容 | 既工認 | 今回工認 | 備考 |
|-----------|--|---|---|----|
| 解析手法 | | 3次元 F E Mモデルを用いた応力解析 (弾性解析) | 3次元 F E Mモデルを用いた応力解析 (弾塑性解析) | ① |
| 解析コード | | N A S T R A N | A B A Q U S | ① |
| モデル | モデル化範囲 | (基礎スラブモデル部分) ・基礎スラブ全体 (上部構造物モデル部分) ・基礎スラブより立ち上がる剛性の高い一部壁 | (基礎スラブモデル部分) ・同左 (上部構造物モデル部分) ・基礎スラブより立ち上がる剛性の高い一部壁及び床スラブ | ② |
| | 材料物性 | 検討時の規準に基づき設定 ・コンクリートのヤング係数: $E = 2.06 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ (SI換算) ・コンクリートのポアソン比: $\nu = 0.167$ | 適用規準の見直しによる再設定 ・コンクリートのヤング係数: $E = 2.25 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ ・コンクリートのポアソン比: $\nu = 0.2$ ・鉄筋のヤング係数: $E = 2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ | ③ |
| | 要素種別 | (基礎スラブモデル部分) ・シェル要素 (上部構造物モデル部分) ・はり要素 | (基礎スラブモデル部分) ・積層シェル要素 (上部構造物モデル部分) ・積層シェル要素 ・はり要素 | ② |
| | 拘束条件 | ・EL 1.3m~EL 42.8mの一部壁の剛性をはり要素で考慮 | ・EL 1.3m~EL 15.3mの一部壁の剛性を積層シェル要素で考慮 ・EL 15.3m~EL 42.8mの一部壁の剛性をはり要素で考慮 ・EL 8.8m, EL 10.3m, EL 12.5m及びEL 15.3mの床スラブの剛性を積層シェル要素で考慮 | ② |
| | 境界条件 | ・底面を弾性地盤ばねにより支持 ・底面の弾性地盤ばねは浮上りを考慮 | 同左 | — |
| | 非線形特性 | 考慮せず | (基礎スラブモデル部分) コンクリート ・圧縮側のコンクリート構成則: CEB-FIP Model codeに基づき設定 ・ひび割れ発生後の引張軟化曲線: 出雲ほか(1987)による式 鉄筋の構成則 ・バイリニア型 (上部構造物モデル部分) ・考慮せず | ① |
| 地震荷重との組合せ | S_1 地震時: $G + P + S_1$ S_2 地震時: $G + P + S_2$ G : 固定荷重 (浮力を含む) P : 積載荷重 S_1 : S_1 地震荷重 (地震時土圧荷重を含む) S_2 : S_2 地震荷重 (地震時土圧荷重を含む) | S_s 地震時: $G + P + S_s$ G : 固定荷重 (浮力を含む) P : 積載荷重 S_s : S_s 地震荷重 (地震時土圧荷重を含む) | — | |

表 2-1(2) 応力解析モデル及び手法の比較 (原子炉建物基礎スラブ)

| 項目 | 内容 | 既工認 | 今回工認 | 備考 |
|-------|---|---|--|--|
| 荷重の設定 | 固定荷重及び積載荷重 | 躯体自重, 機器配管重量, 上部構造物からの荷重及び浮力 | 躯体自重, 機器配管重量, 上部構造物からの荷重, 逃がし安全弁作動時荷重及び浮力 | — |
| | 地震荷重 | 上部構造物からの地震力 (水平力, 曲げモーメント, 鉛直力) 及び基礎部の付加地震力を入力 | 同左 | — |
| | 地震時土圧荷重 | S_1 地震時 南側: $0.67 \cdot \gamma \cdot h$ 西側: $0.86 \cdot \gamma \cdot h$ S_2 地震時 南側: $1.11 \cdot \gamma \cdot h$ 西側: $0.90 \cdot \gamma \cdot h$ γ : 土の単位体積重量 (t/m^3) h : 地表面からの深さ (m) | 南側: $273.6 + 0.5 \cdot \gamma \cdot h$ 西側: $237.4 + 0.5 \cdot \gamma \cdot h$ γ : 土の単位体積重量 (kN/m^3) h : 地表面からの深さ (m) | ・地震時土圧は, 常時土圧に地震時増分土圧を加えて算出 ・地震時増分土圧は「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版 ((社) 日本電気協会)」に基づき算出した加力側増分土圧荷重及び支持側増分土圧を包絡したものと評価 |
| 評価方法 | 応力解析 | 発生応力が許容応力度を超えないことを確認 | 鉄筋及びコンクリートのひずみ並びに面外せん断力が評価基準値を超えないことを確認 | ④, ⑤ |
| 解析モデル |  <p>(a) 平面図</p>  <p>(b) 断面図 (A-A' 断面)</p> <p>注: 青太線は, はり要素を示す。</p> |  <p>(a) 全体鳥瞰図</p>  <p>(b) 全体鳥瞰断面図 (A-A' 断面)</p> <p>注: 黒太線は, はり要素を示す。</p> | ② | |

【具体的な反映事項】（表の備考欄に対応）

- ① 既工認では弾性解析を採用しているが、今回工認では弾塑性解析を採用する。（詳細は「2.3.1 弾塑性解析の採用」及び別紙1-1「基礎スラブの応力解析モデルへの弾塑性解析の適用について」に示す。）
- ② 今回工認ではEL 1.3m～EL 15.3mの剛性の高い一部壁及び床スラブを積層シェル要素でモデル化する。（詳細は「2.2 設置変更許可申請時からの変更について」及び「2.3.2 一部壁及び床スラブの積層シェル要素でのモデル化」に示す。）
- ③ コンクリートのヤング係数及びポアソン比については、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，1999 改定）」に基づき再計算する。
- ④ 「発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格（（社）日本機械学会，2003）」に基づき評価する。（詳細は別紙1-1-1「許容限界設定の考え方について」に示す。）
- ⑤ 荷重の種類で区分した解析ステップごとに荷重を入力する一連の解析を実施し、最終的な応力又はひずみにより評価を実施する。なお、解析ステップは地震荷重以外の荷重，地震荷重の順である。

2.2 設置変更許可申請時からの変更について

2.2.1 モデル化方法の変更

設置変更許可申請時に採用予定としていた解析モデル（以下「設置許可モデル」という。）は、既工認モデルと同様に、内部ボックス壁、外部ボックス壁、火打ち壁、ドライウエル外側壁等の剛性の高い壁を、その剛性を考慮した等価なはり要素でモデル化することとしていた。しかし、今回工認モデルでは、壁の立体的な形状による剛性への寄与を考慮することを目的として、はり要素でモデル化する予定であった壁のうち、EL 1.3m～EL 15.3m の壁を積層シェル要素でモデル化する。また、EL 8.8m, EL 10.3m, EL 12.5m 及び EL 15.3m の床スラブを積層シェル要素でモデル化する。

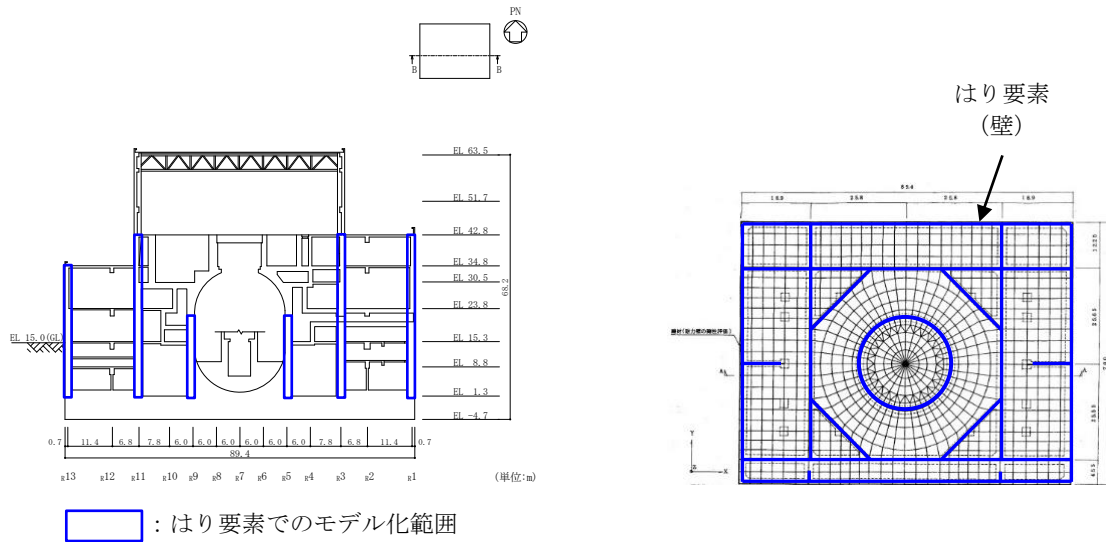
設置変更許可申請時からのモデル化方法の変更点を表 2-2 に、設置許可モデル（既工認モデル）と今回工認モデルの概念図を図 2-1 に示す。

なお、今回工認モデルにおいて、EL 1.3m～EL 15.3m の壁及び床スラブは積層シェル要素でモデル化しているが、弾性部材としてモデル化している。一方、VI-2-2-2 「原子炉建物の地震応答計算書」に示すとおり、原子炉建物の地震応答解析では弾塑性時刻歴応答解析を実施しており、S_s地震時にせん断スケルトン曲線上の最大応答値が第 1 折れ点を超え、塑性化する結果となっていることから、壁が塑性化することによる影響について確認する。確認結果については、別紙 5 「地震応答解析による壁の塑性化に対する影響検討」に示す。

表 2-2 設置変更許可申請時からのモデル化方法の変更点

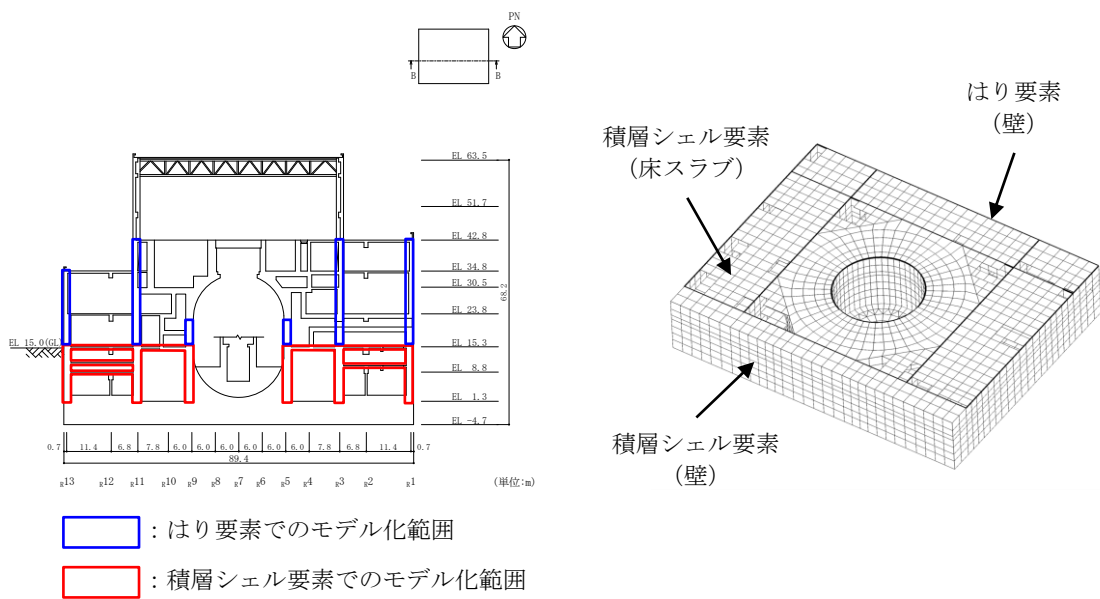
| 部位 | EL (m) | 設置許可モデル* (既工認モデル) | 今回工認モデル* | 備考 |
|------|--------------------------|----------------------|----------|------|
| 壁 | 15.3～42.8 | はり要素 | はり要素 | 変更なし |
| | 1.3～15.3 | はり要素 | 積層シェル要素 | |
| 床スラブ | 8.8, 10.3, 12.5, 15.3 | — | 積層シェル要素 | |

注記*：壁及び床スラブは弾性部材としてモデル化。



注：右図の青太線は、はり要素を示す。

(a) 設置許可モデル (既工認モデル)



注：右図の黒太線は、はり要素を示す。

(b) 今回工認モデル

図 2-1 設置許可モデル (既工認モデル) と今回工認モデルの概念図

2.2.2 モデル化方法の変更による影響

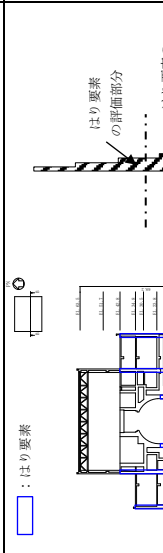
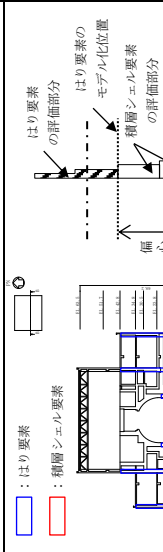
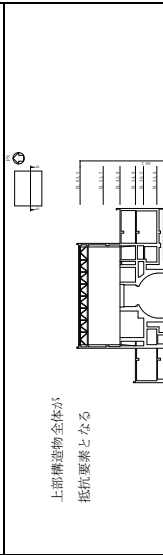
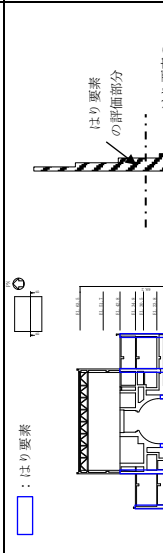
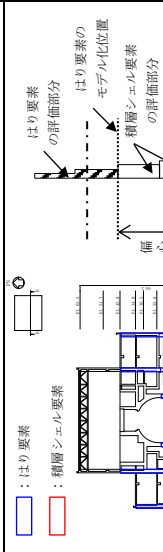
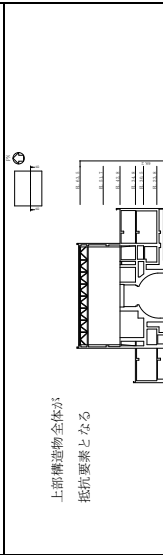
設置許可モデル（既工認モデル）は、内部ボックス壁、外部ボックス壁、火打ち壁、ドライウエル外側壁等の剛性の高い壁を等価な剛性を考慮したはり要素でモデル化しているが、考慮している剛性は基礎スラブ面外方向の剛性のみとしている。本来、基礎スラブより上階において耐震壁等の直交する壁は相互につながっているが、その効果は考慮されていない。

一方、今回工認モデルでは EL 1.3m～EL 15.3m の壁を積層シェル要素でモデル化していることから、設置許可モデル（既工認モデル）ではり要素として考慮していた基礎スラブに対する面外剛性に加えて、壁の面外剛性、面内剛性も考慮される。また、EL 8.8m, EL 10.3m, EL 12.5m 及び EL 15.3m の床スラブを積層シェル要素でモデル化している。これらの壁及び床スラブが全体として基礎スラブへの拘束部材となり、より実状に近い構造挙動となる。例えば、地震荷重時に基礎スラブが面外に変形しながら浮上りを生ずる挙動に対して、地震方向と直交方向の壁が一体性を保持しつつ、立体的に抵抗することとなる。また、設置許可モデル（既工認モデル）のはり要素は中立軸を壁の図心として評価したものを基礎スラブ中心位置に設定しており偏心が考慮されないのに対し、今回工認モデルでは壁の積層シェル要素を基礎スラブ上端より立ち上げるため、基礎スラブ中心（モデル化位置）からの偏心距離が考慮されることにより曲げ剛性が大きく評価される。これらの結果、基礎スラブの面外変形が設置許可モデル（既工認モデル）と比較して小さくなり、基礎スラブの応力は低減することとなる。

ただし、実機では上部構造物全体の壁及びスラブが一体となって拘束効果を発揮するのに対し、今回工認モデルでは EL 1.3m～EL 15.3m のみを積層シェル要素でモデル化することから、拘束効果は実機より小さく保守的である。

上部構造物のモデル化方法の変更に伴う解析上の影響を表 2-3 に示す。

表 2-3 上部構造物のモデル化方法の変更に伴う解析上の影響

| 項目 | 設置許可モデル (既工認モデル) | 今回工認モデル | 実機の状態 (想定される実現象) |
|--------------------------|---|---|---|
| 影響範囲 (モデル化範囲) | <ul style="list-style-type: none"> EL 1.3m~EL 42.8m までの内部ボックス壁、外部ボックス壁、火打ち壁、ドライウエル外側壁等の剛性の高い壁  | <ul style="list-style-type: none"> EL 1.3m~EL 42.8m までの内部ボックス壁、外部ボックス壁、火打ち壁、ドライウエル外側壁等の剛性の高い壁 EL 8.8m, EL 10.3m, EL 12.5m 及び EL 15.3m の床スラブ  | <ul style="list-style-type: none"> 建物全体の壁及びスラブが抵抗要素となる  |
| 上部構造物の剛性 |  |  |  |
| 要素種別 | <ul style="list-style-type: none"> EL 1.3m~EL 42.8m までの壁を等価な剛性を考慮したはり要素でモデル化 | <ul style="list-style-type: none"> EL 1.3m~EL 15.3m までの壁及び床スラブを積層シェル要素でモデル化 EL 15.3m~EL 42.8m までの壁を等価な剛性を考慮したはり要素でモデル化 | <p>—</p> |
| 剛性評価 | <ul style="list-style-type: none"> EL 1.3m~EL 42.8m までの壁を対象としたせん断面積、断面二次モーメントから等価な 1 本のはり要素に置き換えており、拘束効果は実機及び今回工認モデルより弱い。 壁の曲げ剛性は壁の図心位置で評価したものを基礎スラブ中心位置に設定しており、偏心が考慮されないため、実機及び今回工認モデルより小さい。 | <ul style="list-style-type: none"> EL 1.3m~EL 15.3m までは中立軸に対する曲げ剛性を考慮しており、設置許可モデル (既工認モデル) に比べて実機の状態に近いモデルとなっている。EL 15.3m より上にある床スラブはモデル化しておらず、その拘束は考慮していないことから、拘束効果は実機より弱い。 壁の曲げ剛性は基礎スラブ中心からの偏心が考慮されており、設置許可モデル (既工認モデル) と比べて実機により近いモデルとなっている。 | <ul style="list-style-type: none"> スラブの拘束等により、おおよそ層毎に中立軸に対する曲げ剛性が働くと考えられ、建物上部躯体全体として拘束効果を発揮する。 |
| 土圧の負担要素 | <ul style="list-style-type: none"> 土圧による荷重は全て基礎スラブが負担するモデルとなっており、実機及び今回工認モデルより負担要素は少ない。 | <ul style="list-style-type: none"> 土圧による荷重は基礎スラブに加え、地下部分の壁及び床スラブが荷重を負担するモデルとなっており、実機と同等である。 | <ul style="list-style-type: none"> 土圧による荷重は基礎スラブに加え、地下部分の壁及び床スラブが荷重を負担する。 |
| 基礎スラブの評価におけるモデル化の特徴及び保守性 | <p>設置許可モデルは既工認モデルに基づいたモデルである。既工認モデルは当時の計算能力の制約もあり、上部躯体の立体的構造をモデル化しないシンブルなモデルとしているため、モデル化した範囲の荷重を基礎スラブがすべて負担するモデルとなっている。</p> <p>このようなモデル化により、基礎スラブの評価において実挙動に対して保守的なモデルとなっている。</p> | <p>今回工認モデルは EL 15.3m より上にある床スラブはモデル化していないため、これらの床スラブを含めた建物上部躯体全体としての拘束効果は考慮されていない。</p> <p>このようなモデル化により、基礎スラブの評価において実挙動に対して保守的なモデルとなっている。</p> | <p>—</p> |

2.3 既工認モデルと今回工認モデルの差異について

2.3.1 弾塑性解析の採用

応力解析に弾塑性解析を採用することについては、基準地震動 S_s による入力が増大に伴い、原子炉建物の鉄筋コンクリート構造全体としての挙動が塑性域に入ると考えられるため、その塑性域の挙動を適切に評価するために採用するものである。弾塑性解析の適用の妥当性については、別紙 1-1「基礎スラブの応力解析モデルへの弾塑性解析の適用について」に示す。

また、準拠する規格・基準について、原子炉建物基礎スラブに要求される機能は、基準地震動 S_s に対する間接支持構造物としての機能であり、許容限界としては機能維持となる。一方、鉄筋コンクリート造構造物に関する規格である「発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格（(社)日本機械学会, 2003）」（以下「CCV規格」という。）は、基準地震動 S_s に対して主要施設としての機能確保が必要な施設に対する設計規格であるため、原子炉建物基礎スラブの弾塑性解析はCCV規格に基づき実施する。

2.3.2 一部壁及び床スラブの積層シェル要素でのモデル化

既工認モデルと設置許可モデルにおける上部構造物のモデル化方法は同じであることから、既工認モデルと今回工認モデルの差異については「2.2 設置変更許可申請時からの変更について」に示すとおりである。

なお、耐震壁の地震力算定に用いる地震応答解析では基礎スラブを剛体として扱っているため、基礎スラブの柔性等の実際の柔らかさを考慮する場合に対し基本的に耐震壁が負担する地震力を保守的に評価している。また、耐震壁の土圧荷重の評価においては一方向版を仮定し、基礎スラブとの接続部で固定とする等の評価を実施していることから耐震壁には十分な余裕があるが、積層シェル要素でモデル化した耐震壁に発生する応力については、念のためその影響について確認する。確認結果については、別紙 2-1「応力解析モデルでモデル化している部材の扱いについて」に示す。

別紙 1-1 基礎スラブの応力解析モデルへの
弾塑性解析の適用について

目 次

| | |
|------------------------------|-----------|
| 1. 概要 | 別紙 1-1-1 |
| 2. 弾塑性解析を採用する目的と解析条件について | 別紙 1-1-2 |
| 2.1 弾塑性解析を採用する目的 | 別紙 1-1-2 |
| 2.2 弾塑性解析を採用するに当たっての解析条件 | 別紙 1-1-3 |
| 3. 材料構成則の適用性・妥当性について | 別紙 1-1-5 |
| 3.1 コンクリート（引張側） | 別紙 1-1-5 |
| 3.2 コンクリート（圧縮側） | 別紙 1-1-17 |
| 3.3 鉄筋（引張側，圧縮側） | 別紙 1-1-18 |
| 4. 既往研究に基づく弾塑性解析の適用性・妥当性について | 別紙 1-1-19 |
| 5. まとめ | 別紙 1-1-25 |
| 6. 参考文献 | 別紙 1-1-26 |

参考資料 1 原子炉建物の基礎スラブの耐震重要度分類の考え方及び耐震評価方針について

1. 概要

島根原子力発電所の建設時の工事計画認可申請書（以下「既工認」という。）では、原子炉建物の基礎スラブ等の鉄筋コンクリート部材の応力解析において、3次元FEMモデル等を用いた弾性解析により評価を実施していた。

今回の工事計画認可申請書（以下「今回工認」という。）では、入力地震動の増大に伴い、鉄筋コンクリート部材の塑性化が想定されることから、鉄筋コンクリートの弾塑性挙動を踏まえた適切な評価を実施するために、基準地震動 S_s による検討においては、基本的に材料（コンクリート、鉄筋）の非線形特性を考慮した弾塑性解析を採用する。

本資料は、既往の研究から得られた知見の整理を通して、原子炉建物の基礎スラブ等の応力解析において、3次元FEMモデルを用いた弾塑性解析を採用することの適用性・妥当性について説明するものである。

2. 弾塑性解析を採用する目的と解析条件について

2.1 弾塑性解析を採用する目的

弾性解析と弾塑性解析の応答性状の違いを示した概念図を図 2-1 に示す。弾性解析は、どれだけ入力が大きくなっても初期の剛性が維持され続けるという仮定での解析を実施することとなるので、入力レベルが小さい場合は実現象を精度良く再現することができるが、入力の増大により挙動が塑性領域に入るような場合、部材の塑性化により剛性が低下する現象を模擬できない。そのため、実挙動が塑性領域に入る場合に弾性解析を用いると、応力を過大に評価し、ひずみ（変形量）は過小に評価することとなる。この傾向は入力が大きくなればなるほど、より顕著になると考えられる。

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

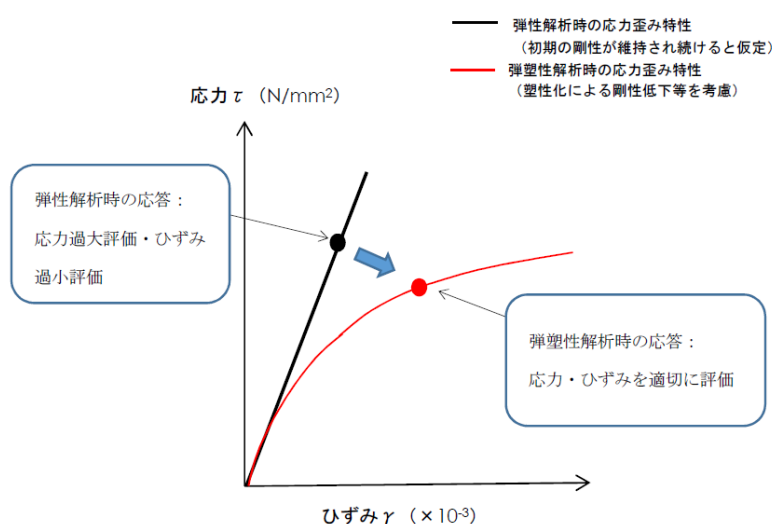


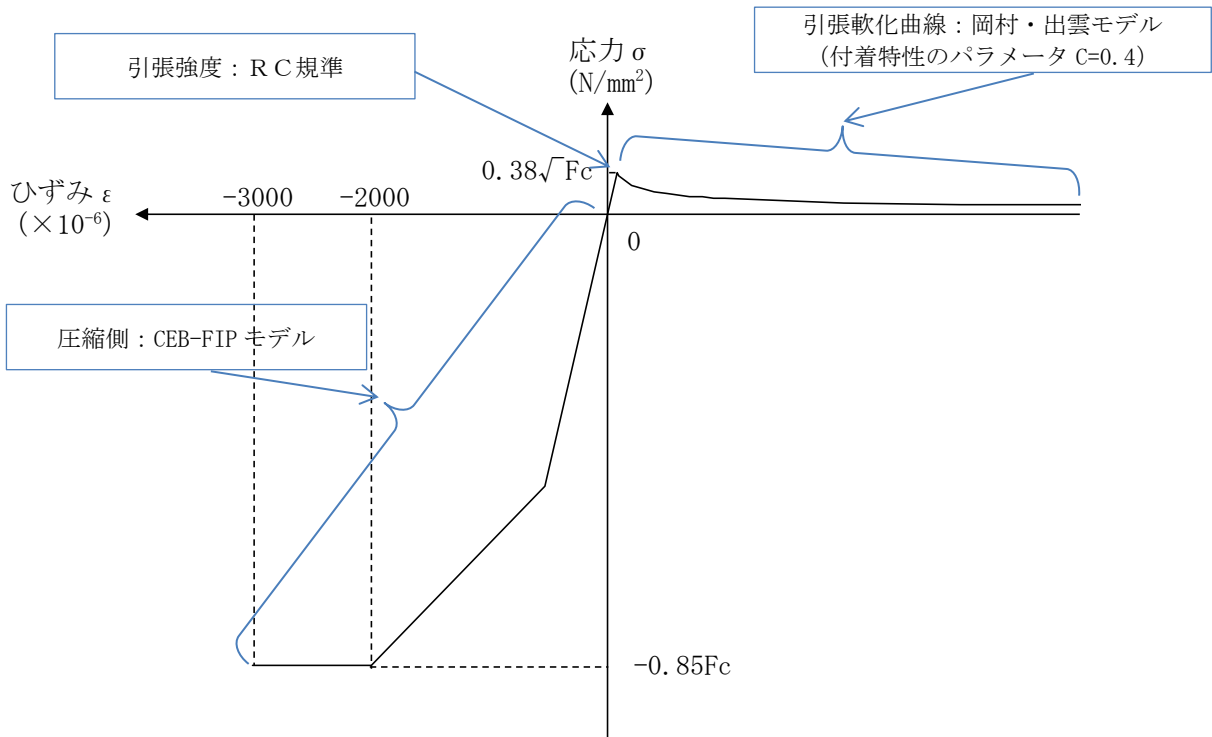
図 2-1 弾性解析と弾塑性解析の違い（概念図）

2.2 弾塑性解析を採用するに当たっての解析条件

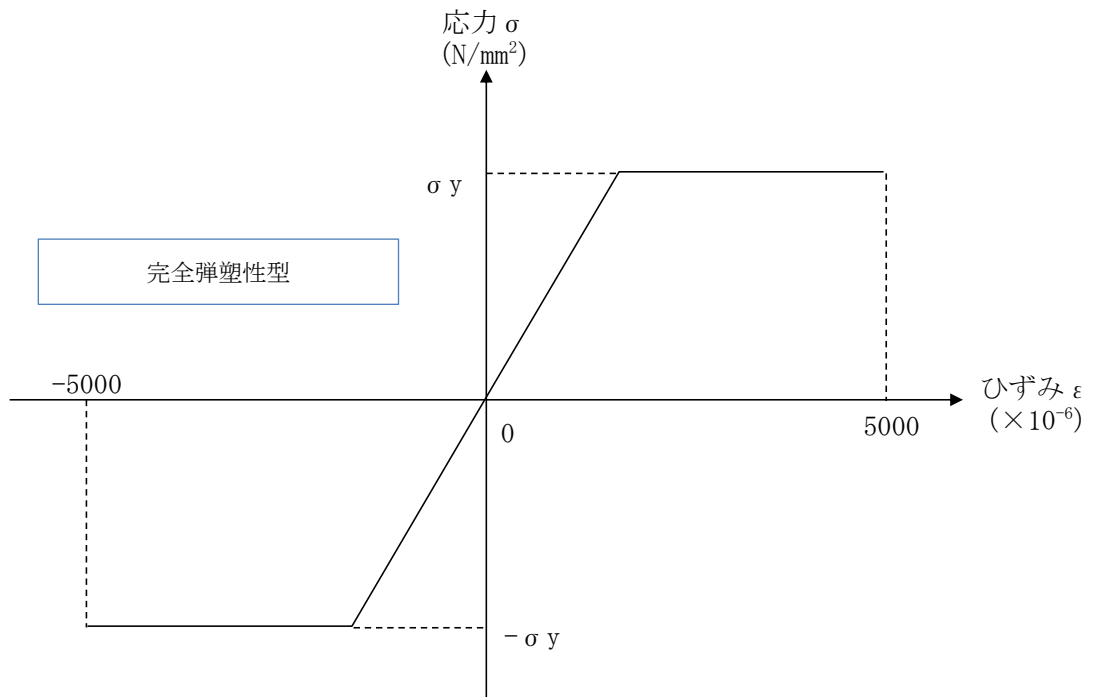
2.1 で説明したとおり，原子炉建物の基礎スラブ等の応力解析に弾塑性解析を取り入れることによる利点としては，既工認で採用していた弾性解析では表現出来ないような大入力時の弾塑性挙動を評価できることにある。弾塑性挙動を適切に評価するに当たっては，塑性領域を含めた鉄筋及びコンクリートの材料構成則（材料の応力とひずみの関係をモデル化したもの）を適切に設定し解析を実施する必要があると考えられる。

今回工認で採用する材料構成則を図 2-2 に示す。ここで，コンクリート（圧縮側）は CEB-FIP⁽¹⁾モデル，コンクリート（引張側）は「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，1999 改定）」（以下「RC規準」という。）（ひび割れ点の評価）と岡村・出雲モデル⁽²⁾（ひび割れ点以降の引張軟化曲線），鉄筋（圧縮・引張側）は完全弾塑性型を用いているが，弾塑性挙動へ与える影響が大きいため，その設定の適用性・妥当性について検討する。

また，応力解析においてシェル要素を用いた弾塑性解析を採用することについても，その適用性・妥当性を検討する。



(a) コンクリートの応力-ひずみ関係



(b) 鉄筋の応力-ひずみ関係

F_c : コンクリートの設計基準強度, σ_y : 鉄筋の降伏強度

図 2-2 採用する材料構成則

3. 材料構成則の適用性・妥当性について

原子炉建物の基礎スラブ等の応力解析では、基準地震動 S_s による外力の増大に伴い、鉄筋コンクリート部材の塑性化が想定されることから、鉄筋コンクリートの弾塑性挙動を踏まえた適切な評価を実施するために弾塑性解析を採用する。その中でも適用した材料構成則が弾塑性挙動に直結する項目であることから、以下で設定に当たって適用した文献の内容を整理し、その適用性・妥当性を検討する。

3.1 コンクリート（引張側）

コンクリートの引張側の材料構成則のうち、ひび割れが発生するまでのコンクリートの剛性は圧縮側の初期剛性と同様の値とし、引張強度については、RC規準における曲げひび割れ時のコンクリート引張強度に関する記載である(3.1)式を参考に、その下限値を設定している。なお、RC規準は、既工認でも適用実績のある規格規準である。また、今回工認では引張強度の下限値を参照し、コンクリート引張側のエネルギー消費を低く見積もることにより鉄筋の引張側の負担が増えるように配慮しており、十分に保守的な設定であると考えられる。

$${}_c\sigma_t = (0.38 \sim 0.75) \sqrt{\sigma_b} \dots \dots \dots (3.1)$$

ここで、

${}_c\sigma_t$: コンクリートの引張強度

σ_b : コンクリートの圧縮強度

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

岡村・出雲モデルは、既往文献における知見を参照して設定した項目であり、既工認で適用実績がないため、以下で、モデルの概要（モデルが提唱された論文における妥当性検証の内容含む）について整理した上で、既往の検討例を整理することにより原子炉建物の基礎スラブ等の弾塑性解析への適用性を検討する。

(1) 岡村・出雲モデルの概要

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

$$\frac{\sigma_t}{f_t} = \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_t} \right)^c \dots\dots\dots (3.2)$$

ここで、

σ_t : ひび割れと直角方向のコンクリートの平均引張応力

f_t : 2軸応力下のコンクリートの引張強度

ε_{cr} : ひび割れ発生時の平均引張ひずみ

ε_t : ひび割れと直角方向の平均引張ひずみ

c : 付着性状を表すパラメータ

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

原論文では、(3.2)式を用いることで既往の実験 (Collins-Vecchio の実験⁽³⁾及び森田・角の実験⁽⁴⁾) から求められたコンクリートの平均応力-平均ひずみ曲線をほぼ再現できることを確認している (図3-1)。ここで、付着性状を表すパラメータ c としては、鉄筋として溶接された金網を用いた Collins-Vecchio の実験では $c=0.2$ 、異形鉄筋を用いた森田・角の実験は $c=0.4$ が採用されている。なお、今回工認の原子炉建物の基礎スラブ等の応力解析モデルでは、原子炉建物の基礎スラブ等で用いている鉄筋が異形鉄筋であることを踏まえ、 $c=0.4$ を採用している。

また、ひび割れ後のコンクリートの構成則として(3.2)式を用いた検討を実施し、既往の実験時の挙動を再現できるかを確認している。ここでは、既往の実験 (Collins-Vecchioの実験及び青柳・山田の実験⁽⁵⁾) からコンクリートの引張剛性の影響を受ける供試体を選定し、鉄筋コンクリート部材の挙動 (せん断ひずみ、鉄筋のひずみ) が実験値とよく一致する結果となることを確認している (図 3-2)。このことから岡村・出雲モデルがひび割れ後の挙動をよく表現できるモデルであるとされている。

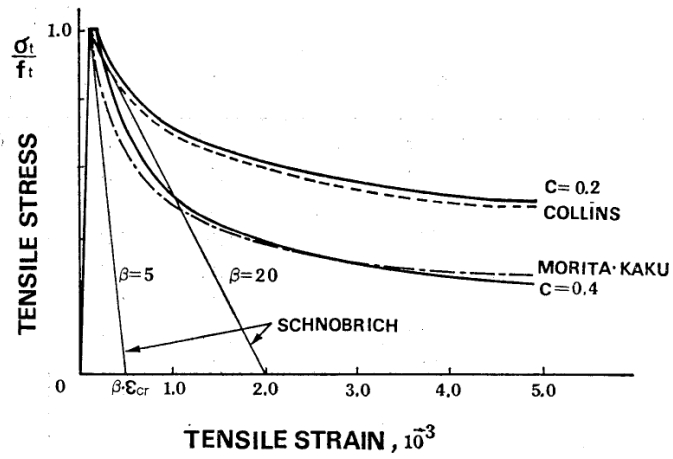


図 3-1 岡村・出雲モデルと他のモデルとの比較
(文献(2)より引用)

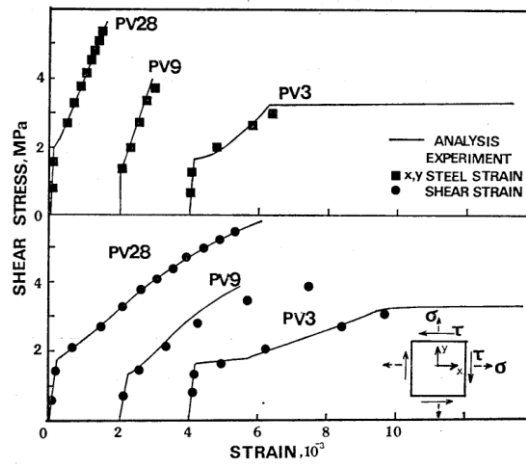


図 3-2 コンクリート引張剛性モデルの検証結果
(文献(2)より引用)

(2) 解析プログラム「ABAQUS」を用いた検討例

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

日本建築学会「コンクリート系構造の部材解析モデルと設計への応用」⁽⁶⁾には、鉄筋コンクリート部材の応力解析に用いる解析プログラム「ABAQUS」を使用した解析例が示されている。

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

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

梁せん断破壊試験については、既往の文献⁽⁷⁾に示される試験体を模擬して、試験体中央部に鉛直方向単調荷重を変位制御で載荷する静的漸増非線形解析を実施し、「ABAQUS」で用いる塑性損傷モデルに係るパラメータを検討したものである（図 3-3）。ここでの検討の結論としても、コンクリートの引張軟化曲線は、岡村・出雲モデルを用いた検討ケースが文献における実験結果との対応が良好とされている。

鉄筋コンクリート床の曲げ破壊試験については、既往の文献⁽⁸⁾に示される試験体を模擬し、荷重積載部に鉛直方向単位荷重を変位制御で載荷する静的漸増非線形解析を実施し、「ABAQUS」で用いる塑性損傷モデルに係るパラメータを検討したものである（図 3-4）。ここでの検討の結論としても、コンクリートの引張軟化曲線は、岡村・出雲モデルを用いた検討ケースが文献における実験結果との対応が良好とされている。

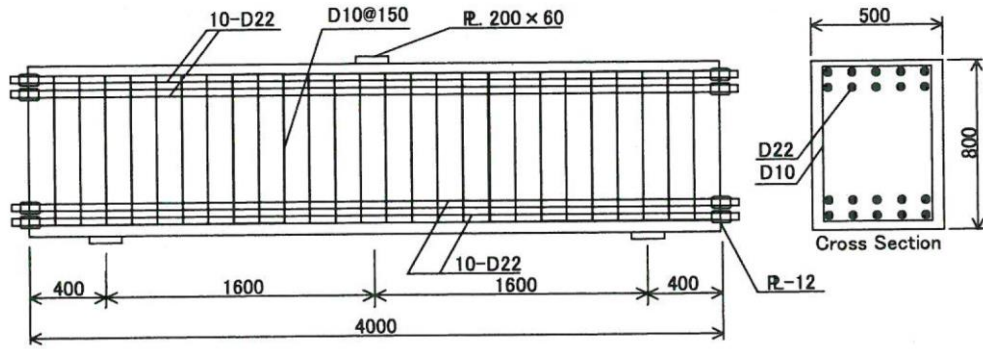


図-4.3.9 試験体諸元 (単位: mm)

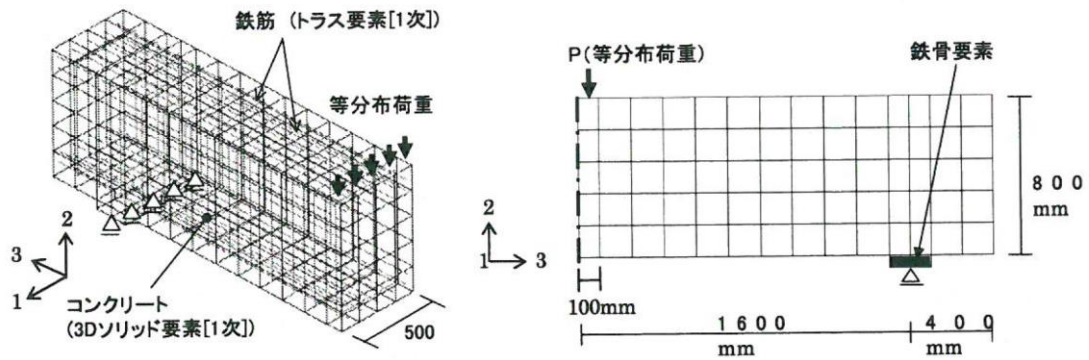


図-4.3.10 解析モデル

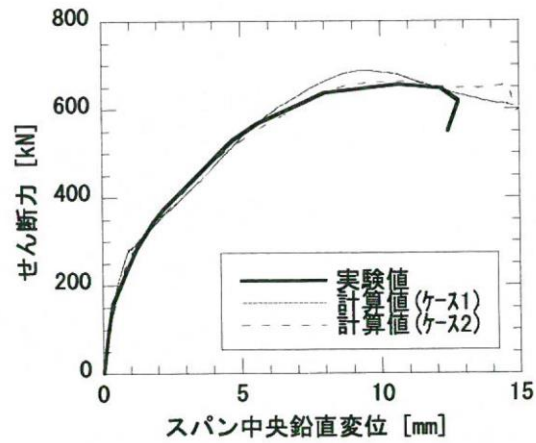


図-4.3.11 セン断力ー-span中央鉛直変位関係

図 3-3 梁せん断破壊試験に基づく検証結果
(文献(6)より引用)

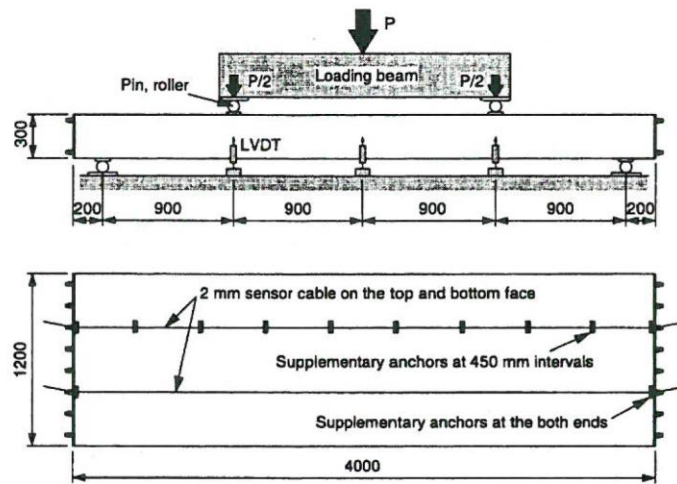


図-4.3.12 試験体諸元

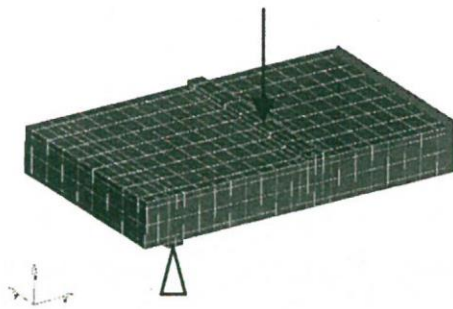


図-4.3.13 解析モデル

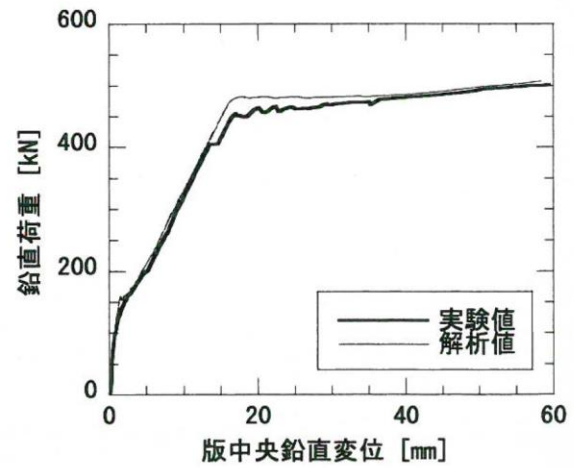


図-4.3.14 鉛直荷重—版中央鉛直変位関係

図 3-4 鉄筋コンクリートの曲げ破壊試験に基づく検証結果
(文献(6)より引用)

b. 原子炉格納容器信頼性実証事業における検討例

財団法人原子力発電技術機構が実施した原子炉格納容器信頼性実証事業⁽⁹⁾においても、基礎要素特性試験（二軸引張基礎要素特性試験）の結果を用いて、「ABAQUS」による検討を実施しており、そこで得られた知見として、コンクリートの構成則特性については、出雲式(岡村・出雲モデル)が実験との整合が良いと記載されている。試験及び解析の概要を以下に示す。

基礎要素特性試験は、RCCVの限界挙動を評価する解析モデルの妥当性検証を主たる目的として実施されたものであり、RCCVにおいて想定される破損部位とモードを踏まえて試験内容が設定されている。RCCVの破壊想定部位及びモードは図3-5に示すとおりとしており、このうち、局所的な損傷が大きくなる領域（円筒壁脚部：面外せん断，面外曲げ，大開口部：引張，トップスラブ開口部：円周方向引張曲げ，トップスラブ隅角部：面外せん断，面外曲げ）に対しては、部分詳細モデルを用いた解析を実施し、特に、円筒壁における大開口部周りでは、開口部周りの厚板部と薄板の接合部等の開口部を構成する補強部材等の影響で、ライナにひずみ集中が発生することが想定された。このため、開口部及び周囲の鉄筋コンクリート／ライナ性状を模擬した2軸引張試験が実施されることとなったものである。

試験ではRCCVの開口部及び周囲の鉄筋コンクリート／ライナ性状を模擬した試験体（ライナあり・なしの2種類の試験体）を直角2方向に引張加力し、その構造的挙動を確認している。試験体の材料（鉄筋，コンクリート）は実機と同等のものを用いており、配筋についても実機をできる限り忠実にモデル化している。試験体の縮尺は、ライナの破損を評価するためにはできるだけ大きな縮尺が望ましいとして、1/2倍としている。試験体形状及び加力装置を図3-6に示す。

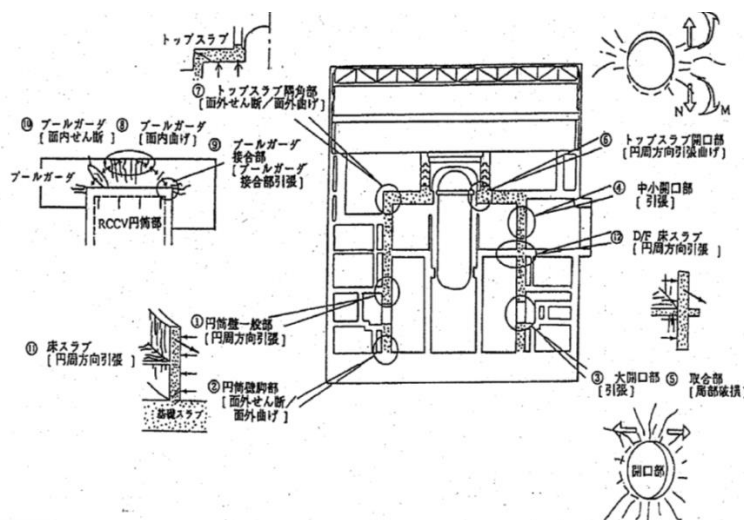


図3-5 RCCVの破損想定部位とモード
(文献(9)より引用)

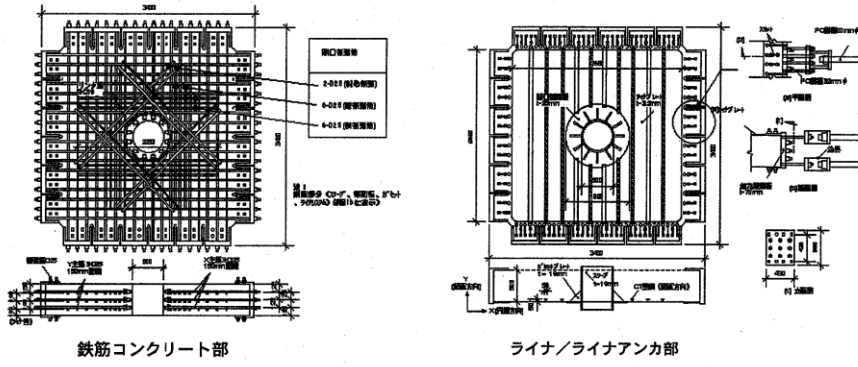


図 4.3-9 二軸引張試験体

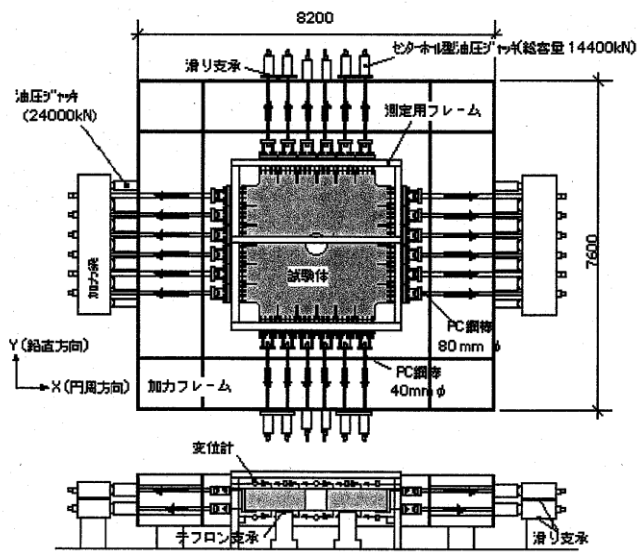


図 4.3-10 二軸引張試験装置

図 3-6 二軸引張基礎要素特性試験の試験体及び試験装置
(文献(9)より引用)

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

ソリッド要素モデルは，開口部周りや円筒部脚部，トップスラブ隅角部を対象とする解析に用いられており，検討に当たっては，図 3-7 に示すとおり，ライナなしの RC のみのモデルとライナありのモデルが作成されている。ライナなしのモデルはコンクリートの引張強度とテンションスティフニング特性（引張軟化曲線）をパラメータとして解析し，シェル要素モデルと解析精度の比較が行われている。

解析結果を図 3-8 に示す。この解析から得られた知見のうち，コンクリート構成則特性については，出雲式（岡村・出雲モデル）が実験との整合が良いとされている。

なお，NUPEC による解析において，岡村・出雲モデル適用時の付着性状を表すパラメータは，岡村・出雲モデルの原論文で異形鉄筋に対する適用性が確認されている $c=0.4$ が使用されている。

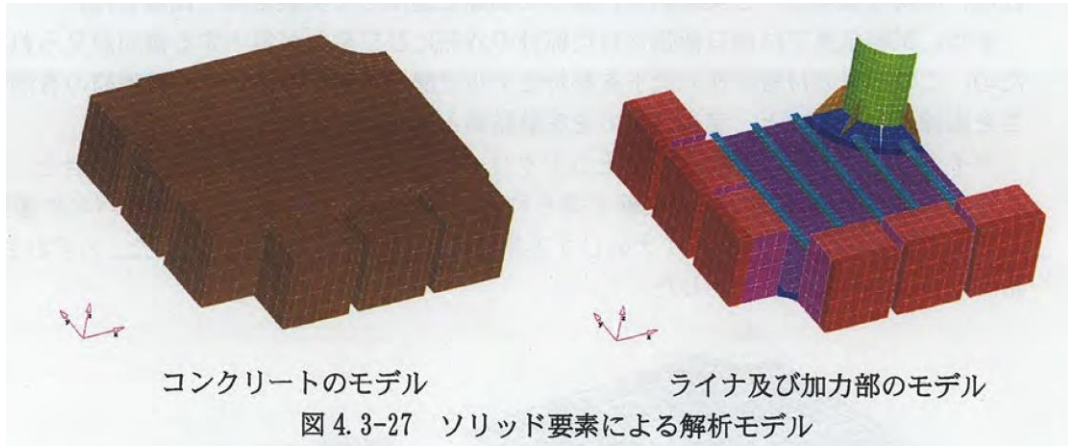


図 3-7 ソリッド要素による解析モデル
(文献(9)より引用)

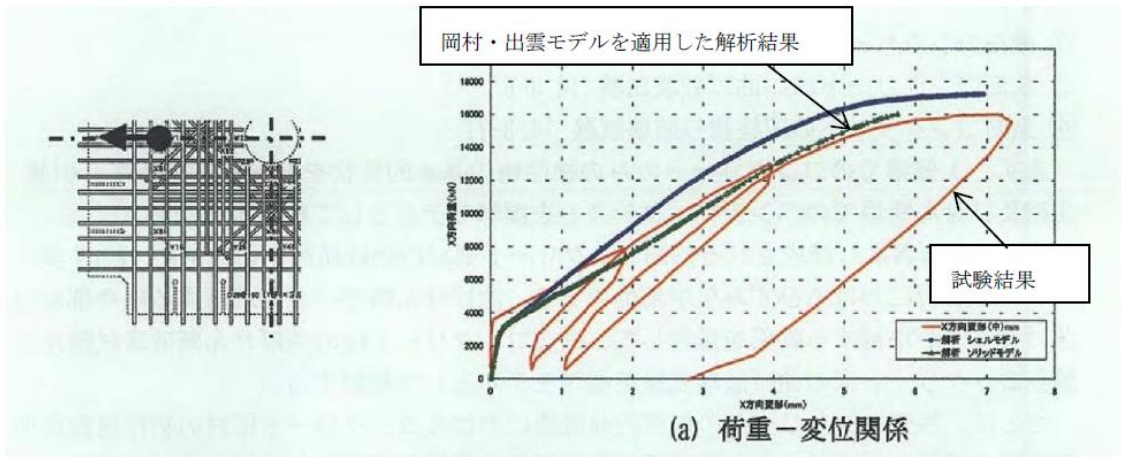


図 3-8 解析結果
(文献(9)より引用, 加筆)

c. 基礎スラブをシェル要素でモデル化した場合の検討例

弾塑性解析による既往の検討⁽¹⁰⁾⁽¹¹⁾では、基礎スラブをシェル要素でモデル化した場合の面外変形時の応力分布性状に関する比較検討を行っており、A I J 指針、道路橋示方書、鉄道構造物等設計標準、Eurocode に記述されている柱・梁部材の塑性ヒンジ領域の長さとの関係におおむね整合する解析結果が得られることを示している（図3-9）。

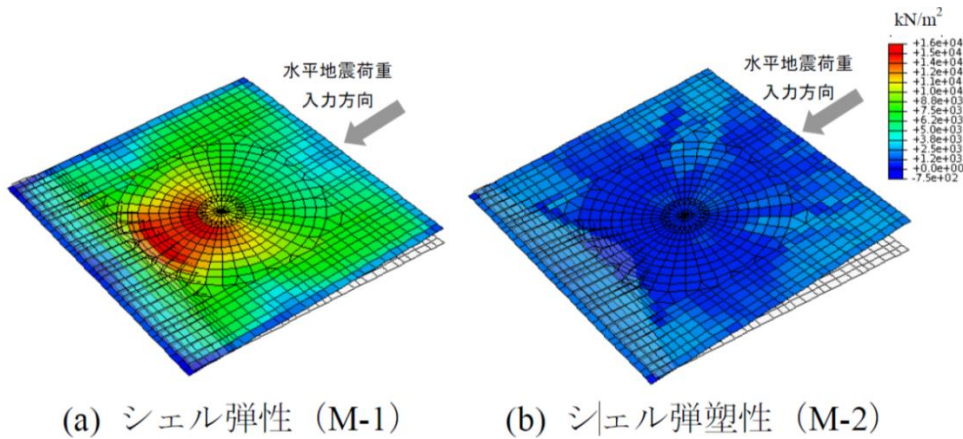


図-5 基礎スラブコンクリート部の最大主応力分布

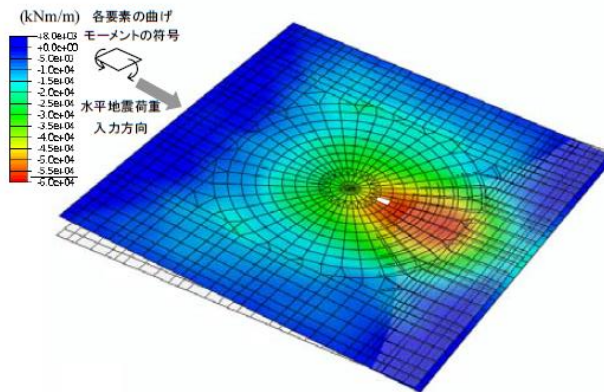


図-3 弾塑性解析 (M-2) による曲げモーメント分布

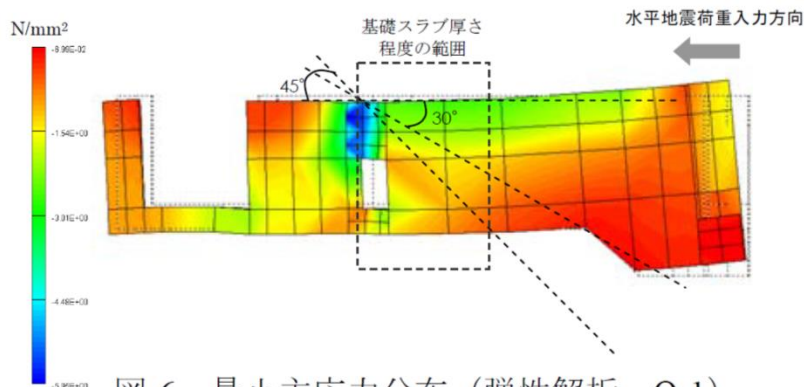


図-6 最小主応力分布 (弾性解析、Q-1)

図3-9 弾塑性解析による既往の検討例
(文献(10), (11)より引用)

(3) 岡村・出雲モデルの鉄筋コンクリート部材の応力解析への適用性について

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

3.2 コンクリート（圧縮側）

コンクリートの圧縮応力度とひずみの関係は、「発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格（（社）日本機械学会，2003）」（以下「CCV規格」という。）の図 CVE3511.2-1 を参考にした上で，パラボラ型の応力ひずみ曲線を想定するに当たって標準的な CEB-FIP Model Code に基づき設定している。

CEB-FIP Model Code におけるコンクリート（圧縮側）の構成則は以下の(3.3)式により規定されている。なお，(3.3)式に基づく場合，島根2号機のコンクリート強度は50MPa(N/mm²)以下であるため，終局ひずみは0.0035となるが，CCV規格における終局ひずみは0.003であるため，鉄筋コンクリート部材の応力解析で用いるのは0.003までの範囲内とする。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{cd} &= 0.85f_{cd} \left[2 \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \right) - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \right)^2 \right] && (\epsilon_c < \epsilon_{c1} \text{ の場合}) \\ \sigma_{cd} &= 0.85f_{cd} && (\epsilon_{c1} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu} \text{ の場合}) \\ \sigma_{cd} &= 0 && (\epsilon_{cu} < \epsilon_c \text{ の場合}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.3)$$

ここで，

$$\begin{aligned} \epsilon_{c1} &= 0.002 \\ \epsilon_{cu} &= 0.0035 && (f_{ck} \leq 50\text{MPa} \text{ の場合}) \\ \epsilon_{cu} &= 0.0035 \left(\frac{50}{f_{ck}} \right) && (50\text{MPa} < f_{ck} \leq 80\text{MPa} \text{ の場合}) \end{aligned}$$

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

CCV規格では，鉄筋コンクリート部材から構成されるRCCVにおいて，荷重状態IVに対する応力解析から求まる応力（膜力，曲げモーメント等）をもとにコンクリートの圧縮ひずみを算定する際，パラボラ型の応力ひずみ曲線を仮定している。CCV規格に示されるコンクリートの応力度・ひずみ関係を図3-10に示す。

なお，今回工認で参照した CEB-FIP Model Code はパラボラ型であるものの，前掲した図2-2に示したとおり，今回工認では折れ線近似している。

今回工認で適用するコンクリート圧縮側の応力ひずみ曲線の設定については，別紙1-1-2「コンクリート圧縮側の応力ひずみ曲線の設定について」に示す。

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

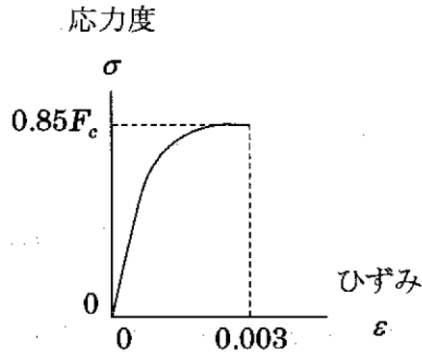


図 CVE3511.2-1 コンクリートの
応力度・ひずみ関係

図 3-10 コンクリートの応力度・ひずみ関係
(CCV規格より引用)

3.3 鉄筋（引張側，圧縮側）

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

CCV規格では，鉄筋コンクリート部材から構成されるRCCVにおいて，荷重状態IVに対する応力解析から求まる応力をもとに鉄筋の圧縮及び引張ひずみを算定する際，完全弾塑性型を仮定している。CCV規格に示される鉄筋の応力度・ひずみ関係を図3-11に示す。

以上のことから，3次元FEMモデルによる弾塑性応力解析を実施する際の鉄筋（引張側，圧縮側）の材料構成則として，完全弾塑性型を採用することは妥当であると考えている。

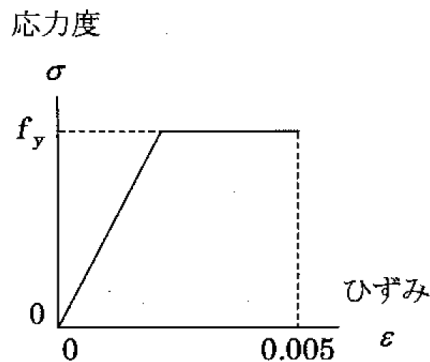


図 CVE3511.2-2 鉄筋の
応力度・ひずみ関係

図 3-11 鉄筋の応力度・ひずみ関係
(CCV規格より引用)

4. 既往研究に基づく弾塑性解析の適用性・妥当性について

(1) 基礎スラブの応力解析における適用要素の規基準類上の扱い

「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会)」の「5.3.2 応力解析」には、「格納施設の基礎マット等の厚いコンクリート構造のFEM解析のモデル化については、基礎の幾何学的形状、上部構造及び基礎の解析モデル作成上の整合性を考慮して適切な要素を選択しなければならない。一般的に、原子炉建屋の基礎マットのようにマット厚の厚い部位の3次元FEM解析にはソリッド要素、又は面外せん断を考慮した平板要素を採用するのが良い。」と記載されている。ここで、面外せん断を考慮した平板要素とは、今回適用するシェル要素に該当する。

「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ((社) 日本建築学会, 2005 制定)」(以下「RC-N規準」という。)の「8 条 構造解析の基本事項」の解説には、「基礎スラブは荷重状態が複雑なため、弾性地盤に支持された板としてFEMでモデル化する場合が多い。要素としてはシェル要素またはソリッド要素が用いられる。」とされており、また、「11 条 基礎スラブ」の解説には、「原子炉建屋の基礎スラブの解析モデルは図 11.1 に示すように基礎スラブの形状に応じて、シェル要素やソリッド要素によりモデル化する。また、ボックス壁やボックス壁に接合する上層の床スラブによる全体変形の拘束効果を適切に反映する。」として、シェル要素を用いた基礎スラブのモデル化例(図 4-1)が記載されている。

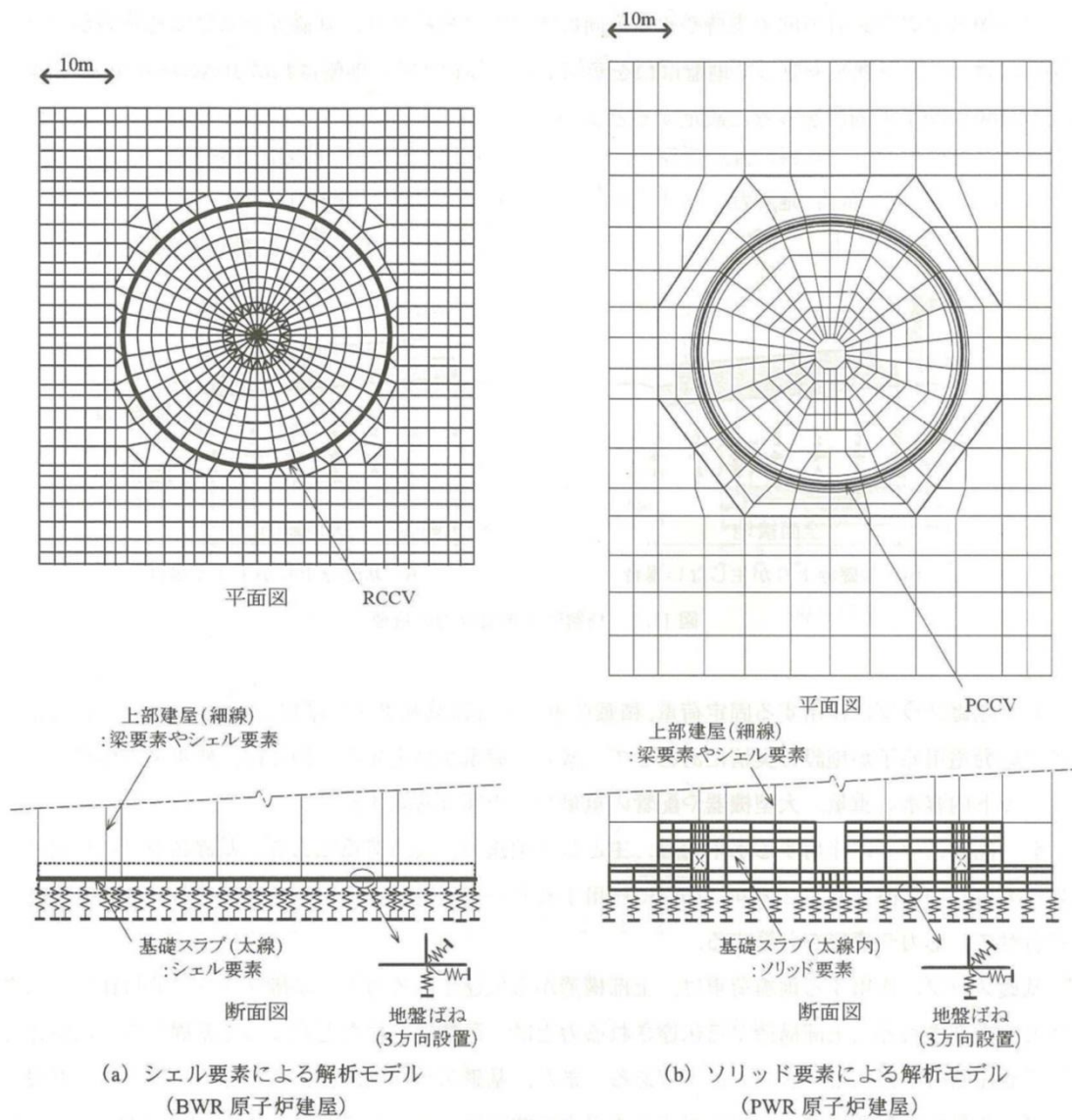


図 4-1 FEMによる解析モデルの例
(RC-N規準より引用)

(2) 弾塑性解析を用いた解析的検討

小柳他、小林他が実施した「原子炉建屋基礎スラブの合理的応力評価方法に関する解析的検討」⁽¹⁰⁾⁽¹¹⁾においては、基礎スラブをシェル要素でモデル化した場合とソリッド要素でモデル化した場合の弾性解析及び弾塑性解析を実施し、曲げモーメント及びせん断力の応力性状について比較検討することにより、合理的な応力評価法について検討している。

検討に当たっては、曲げモーメントについては、厚さ 5.5m 程度の基礎スラブを対象に積層シェル要素を、面外せん断力に対しては厚さ 8m 程度の基礎スラブを対象にソリッド要素をそれぞれ用いて検討を実施している。解析結果の概要を図 4-2 及び図 4-3 に示す。

図 4-2 に示したシェル要素によるモデルでは、弾塑性解析結果の各要素の曲げモーメントと弾性解析結果の曲げモーメントの比率の分析から、これらの比率が一定とみなせる範囲を評価している。この結果、基礎スラブ程度の厚さの範囲では応力比率がほぼ一定であり、弾塑性モデルにおいてコンクリートのひび割れ等により応力が平均化されていると評価している。また、この結果は既往知見に基づく柱・梁接合部の塑性ヒンジ領域と同等であるとしている。

図 4-3 に示したソリッド要素によるモデルの場合は、基礎スラブの断面内の応力分布から圧縮ストラット角度を 30~45° と評価し、柱・梁部材に関する既往知見とおおむね対応することを示している。圧縮ストラット角度から面外せん断力に関する平均化応力の範囲を基礎スラブ厚さの 0.8 倍~1.4 倍、平均的には 1.0 倍程度と想定できると評価している。また、この結果は実験等による既往知見ともおおむね対応しているとしている。

本文献は、塑性化が生じる応力レベルの基礎スラブの部位についての合理的な応力評価法について検討した文献であり、検討の過程において厚さ 5.5m 程度の基礎スラブの曲げモーメントに対してはシェル要素の弾性解析及び弾塑性解析を、厚さ 8m 程度の基礎スラブの面外せん断力に対してはソリッド要素を用いて検討を実施している。これらより、曲げモーメントに関しては、弾性解析結果と弾塑性解析結果の比較により平均化応力の範囲を検討し、既往知見の塑性ヒンジ領域と同等であることが確認された。また、検討に用いているモデルは違うものの、シェル要素とソリッド要素を用いた検討では同程度の平均化応力の範囲を示していることが確認された。

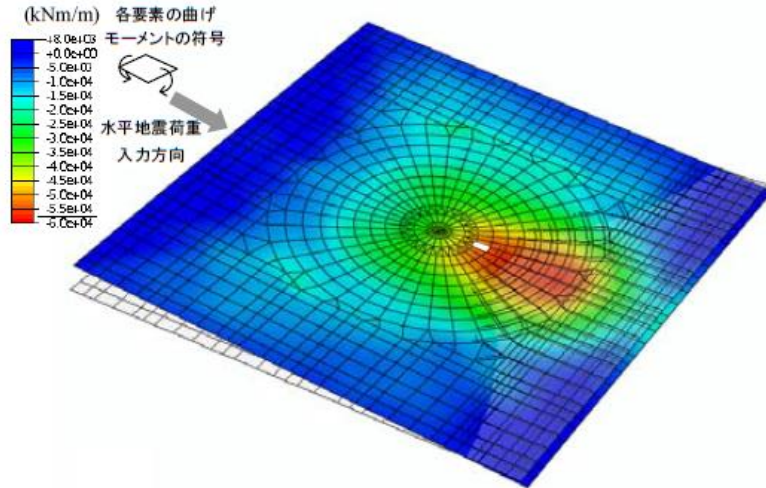


図-3 弾塑性解析 (M-2) による曲げモーメント分布

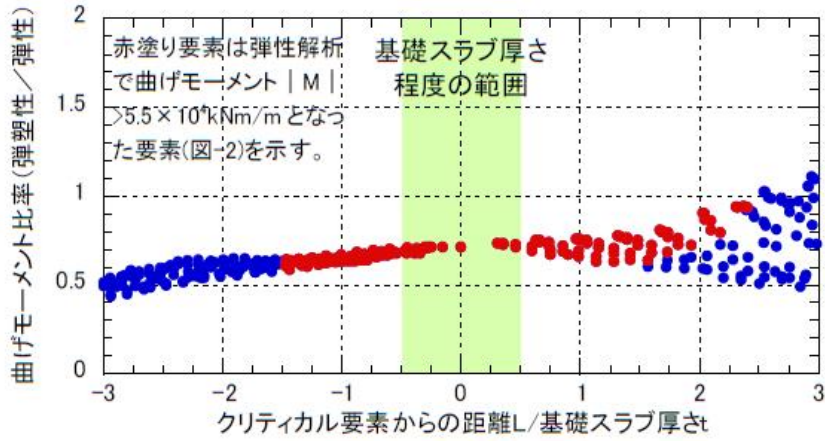


図 4-2 シェル要素を用いた基礎スラブの弾塑性解析結果の概要 (文献(11)より引用)

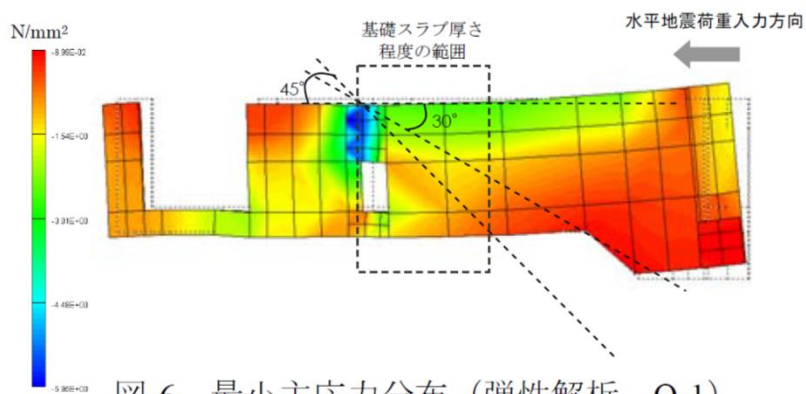


図-6 最小主応力分布 (弾性解析、Q-1)

図 4-3 ソリッド要素を用いた基礎スラブの弾塑性解析結果の概要 (文献(11)より引用)

(3) ソリッド要素と梁要素及びシェル要素の比較検討

山田が実施した「FEMにおける構造モデリング—ソリッド要素と構造要素（はり，シェル）の選択—」⁽¹²⁾においては、「コンピュータ性能の飛躍的な進歩により，非常に大規模な連続体の数値シミュレーションが可能となっている現状では，はり要素やシェル要素によってモデル化されてきた対象を，連続体としてソリッド要素によってモデル化し，大規模問題として複雑な構造物の応力解析を行うことが可能となっている。しかしながら，工学的観点で計算の精度や効率を考えたとき，すべてをソリッド要素でモデル化することは必ずしも適切ではない」との観点に基づき，モデル化の選択について考察を加えている。本文献では，はり要素やシェル要素の構造要素とソリッド要素とした場合について，片持ちはりを対象とした解析を行い，たわみの理論値との比較から要素選定に関する検討を行っている。

表 4-1 及び図 4-4 は，せん断変形の影響が表れる問題として，片持ちはりの長さが比較的短い場合の結果であり，たわみの数値をソリッド要素（双 1 次四辺形要素）とティモシェンコはり要素で比較したものである。表中の値は，ソリッド要素を用いた詳細な分割（1000×2000）による結果を参照解として正規化したものである。局所的な応力集中が無く曲げとほぼ様なせん断変形が支配的な状況においては，はり要素が適用可能であること，また，ある程度詳細な要素分割を行うことで，ソリッド要素についても適用可能であることが分かる。「以上では，はりにより議論を進めてきたが，シェル要素についても基本的には同様である」とされている。

なお，基礎スラブに支配的な地震時においては，ほぼ同様な応力状態にあると考えられる。

本論文では，はり，シェルの構造要素について，「一般に構造要素が適用可能な場合には，連続体としてソリッド要素によりモデル化するよりも効率的で精度の高いシミュレーションが可能となる」としている。

表 4-1 梁モデルを用いたソリッド要素と梁要素の解析結果の概要
(文献(12)より引用)

表 3 短い片持ちはりに対するたわみ

| L | 双 1 次四辺形要素 | | | ティモシェンコ はり要素 | |
|---|------------|-------|-------|-----------------|-------|
| | 分割 | 変位型 | 改良型 | 分割 | 1 次要素 |
| 3 | 3×2 | 0.697 | 0.952 | 5 | 0.995 |
| | 6×4 | 0.898 | 0.984 | 10 | 1.002 |
| | 12×8 | 0.971 | 0.995 | 20 | 1.004 |
| 5 | 5×2 | 0.703 | 0.978 | 5 | 0.993 |
| | 10×4 | 0.902 | 0.992 | 10 | 1.000 |
| | 20×8 | 0.973 | 0.997 | 20 | 1.002 |

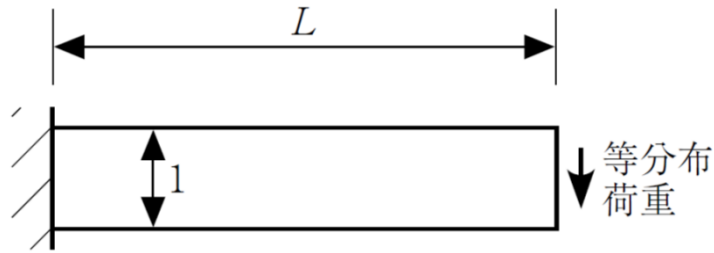


図7 一定断面片持ちはりの問題

図4-4 梁モデルを用いたソリッド要素と梁要素の解析検討モデル概要図
(文献(12)より引用)

(4) まとめ

既往研究に基づき、弾塑性解析の適用性・妥当性についての検討を行った結果、シェル要素を用いた基礎スラブの応力解析については規基準類上採用できること、また既往文献における適用実績があることを確認した。

以上より、原子炉建物の基礎スラブ等の応力解析において、シェル要素を用いた弾塑性解析による手法を採用することは妥当であると考えられる。

5. まとめ

原子炉建物の基礎スラブ等の応力解析で採用する材料構成則について、適用文献の内容を整理し、その適用性・妥当性を確認した。また、応力解析においてシェル要素を用いた弾塑性解析を採用することについても、既往研究に基づき適用性・妥当性を確認した。

以上より、原子炉建物の基礎スラブ等の応力解析において、3次元FEMモデルを用いた弾塑性解析を採用することの妥当性を確認した。

6. 参考文献

- (1) Comite Euro-International du Beton : CEB-FIP MODEL CODE 1990 (DESIGN CODE), 1993
- (2) 出雲 淳一, 島 弘, 岡村 甫 : 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学, Vol. 25, No. 9, pp. 107-120, 1987. 9
- (3) M.P. Collins, F.J. Vecchio: The response of reinforced concrete to in-plane shear and normal stresses, University of Toronto, March 1982
- (4) 森田司郎・角徹三 : 鉄筋コンクリート部材の引張試験による付着効果の研究, セメント技術年報, Vol. 18, pp. 426-430, 昭 39
- (5) 山田一字, 青柳征夫: ひび割れ面におけるせん断伝達, 第 2 回 R C 構造物のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集, pp. 19-26, 1983. 10
- (6) 日本建築学会 : コンクリート系構造の部材解析モデルと設計への応用, 2008
- (7) Saito, H et al. : Ultimate strength of reinforced concrete members subjected to transient high temperature distribution, Transactions of the 12th international conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT), Volume H, pp. 31-36, Aug. 1993
- (8) Kumagai, H. et al. : Fiber optic distributed sensor for concrete structures, Proceeding of the 1st fib Congress, Session 15, pp. 179-184, 2002
- (9) 財団法人 原子力発電技術機構 : 重要構造物安全評価 (原子炉格納容器信頼性実証事業) に関する総括報告書, 平成 15 年 3 月
- (10) 小柳他 : 原子炉建屋基礎スラブの合理的応力評価方法に関する解析的検討 (その 1) 基礎スラブの試解析, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造 II, pp. 1039-1040, 2009
- (11) 小林他 : 原子炉建屋基礎スラブの合理的応力評価方法に関する解析的検討 (その 2) 合理的応力評価法 (案), 日本建築学会学術講演梗概集, 構造 II, pp. 1041-1042, 2009
- (12) 山田貴博 : F E Mにおける構造モデリング—ソリッド要素と構造要素 (はり, シェル) の選択—, 精密工学会誌 Vol. 77, No9, 2011

原子炉建物の基礎スラブの耐震重要度分類の考え方及び耐震評価方針について

既工認時において原子炉建物は原子炉棟を含む建物全体の耐震重要度分類をAクラス（S₂機能維持）として設計しており、基礎スラブについては基準地震動S₂及び基準地震動S₁に対する荷重組合せによる耐震評価を実施していた。

一方、今回工認において、耐震重要度分類は、各施設の安全機能が喪失した場合の影響の相対的な程度（耐震重要度）に応じて分類することとされている。BWR MARK-Iである島根2号機原子炉建物の基礎スラブについては、J E A G 4 6 0 1-1987において、図1に示すように、「格納容器底部基礎マット」及び「格納容器底部外基礎マット」は耐漏えい機能は求められておらず、支持機能のみが要求されている。従って、原子炉建物の基礎スラブはSクラス設備ではなく、Sクラス設備の間接支持構造物として分類される。

以上を踏まえ、今回工認における原子炉建物の基礎スラブの評価においては、基準地震動S_sに対する評価を実施する。

ただし、既工認時にAクラスとして設計していること及び二次格納施設バウンダリである原子炉棟との連続性を踏まえ、弾性設計用地震動S_dに対する荷重組合せについて影響を確認することとする。影響確認については、別紙 8「原子炉建物基礎スラブの弾性設計用地震動S_dによる検討」に示す。なお、解析は弾性解析とし、基準地震動S_sの評価に用いる今回工認モデルにより実施する。

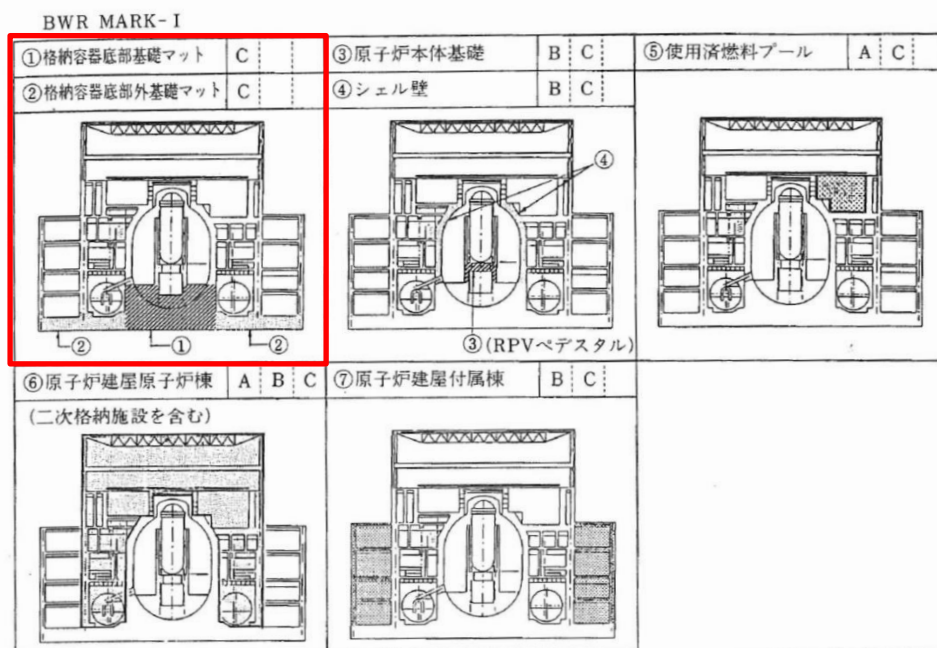


図1 原子炉建物に要求される機能
(J E A G 4 6 0 1-1987 より引用, 加筆)

別紙 1-1-1 許容限界設定の考え方について

目 次

| | |
|--------------------------|------------|
| 1. 概要 | 別紙 1-1-1-1 |
| 2. コンクリート | 別紙 1-1-1-2 |
| 3. 鉄筋 | 別紙 1-1-1-3 |
| 4. 鉄筋コンクリートの面外せん断力 | 別紙 1-1-1-4 |

1. 概要

本資料は、「発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格（（社）日本機械学会，2003）」（以下「CCV規格」という。）等における荷重状態Ⅳのコンクリート及び鉄筋のひずみ並びに面外せん断力の許容限界設定の考え方について示すものである。

2. コンクリート

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

これは、American Concrete Institute「Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI318-02)」のChapter 10 Flexual and axial loads の記載に基づき設定されている。

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

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

3. 鉄筋

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

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

一般に、鉄筋のひずみが 5000μ に達した状態は、降伏ひずみの2～3倍程度であり、最大引張強度に至るまでには程遠い状態である。また、JISに示される鉄筋の機械的性質としては、SD345及びSD390の場合、伸びが $16\sim 19\%(160000\sim 190000\mu)$ 以上とされており、 5000μ は破断に対しても十分余裕のある状態にあるといえる。

4. 鉄筋コンクリートの面外せん断力

面外せん断力の許容値は「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（社）日本建築学会，2005 制定）」に基づく短期許容応力度を基本とする。

別紙 1-1-2 コンクリート圧縮側の応力ひずみ曲線の
設定について

目 次

| | |
|--------------------------------------|------------|
| 1. 概要 | 別紙 1-1-2-1 |
| 2. CEB-FIP Model Code の適用について | 別紙 1-1-2-2 |
| 3. コンクリート圧縮側の応力ひずみ曲線の折れ線近似について | 別紙 1-1-2-3 |

1. 概要

本資料は、コンクリート圧縮側の応力ひずみ曲線の設定の考え方について示すものである。

2. CEB-FIP Model Code の適用について

コンクリートの圧縮応力度とひずみの関係は、「発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格（（社）日本機械学会，2003）」（以下「CCV規格」という。）の図 CVE3511.2-1 を参考にした上で，パラボラ型の応力ひずみ曲線を想定するに当たって標準的な CEB-FIP Model Code に基づき設定している。CEB-FIP Model Code におけるコンクリート（圧縮側）の構成則は別紙 1-1 「基礎スラブの応力解析モデルへの弾塑性解析の適用について」で (3.3) 式として示した以下の (2.1) 式により規定されている。なお，(2.1) 式に基づく場合，島根 2 号機のコンクリート強度は 50MPa(N/mm²) 以下であるため，終局ひずみは 0.0035 となるが，CCV規格における終局ひずみは 0.003 であるため，鉄筋コンクリート部材の応力解析に用いる範囲は 0.003 までとする。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{cd} &= 0.85f_{cd} \left[2 \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \right) - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \right)^2 \right] && (\epsilon_c < \epsilon_{c1} \text{ の場合}) \\ \sigma_{cd} &= 0.85f_{cd} && (\epsilon_{c1} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu} \text{ の場合}) \\ \sigma_{cd} &= 0 && (\epsilon_{cu} < \epsilon_c \text{ の場合}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.1)$$

ここで，

$$\epsilon_{c1} = 0.002$$

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

$$\epsilon_{cu} = 0.0035 \left(\frac{50}{f_{ck}} \right) \quad (50\text{MPa} < f_{ck} \leq 80\text{MPa の場合})$$

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

3. コンクリート圧縮側の応力ひずみ曲線の折れ線近似について

コンクリート圧縮側の構成則の設定に当たって参照している CEB-FIP Model Code では、コンクリートの応力ひずみ関係はパラボラ型として定義されている。一方、今回工認の鉄筋コンクリート部材の応力解析に当たっては、CEB-FIP Model Code に基づくパラボラ型を折れ線近似した応力ひずみ関係を用いて解析を実施する。

今回工認で用いる材料構成則について、折れ線近似を用いるに当たっての考え方を下記の①～③及び図 3-1 に示す。

- ① CEB-FIP Model Code に基づくパラボラ型の応力ひずみ曲線（図中破線）を算定する。算定式については、(2.1) 式を用いることとする。
- ② 初期剛性（ヤング係数）については、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 — 許容応力度設計法—（(社) 日本建築学会，1999 改定）」（以下「RC規準」という。）に基づく算定式により算定する。なお、CCV規格（CVE-3320）においても解析に用いる材料定数は本算定式を用いて設定することとされている。
- ③ CEB-FIP Model Code によるパラボラ型の曲線が包絡する面積と、折れ線近似の応力ひずみ関係が包絡する面積が等価となる初期剛性上の折れ点を算出し、解析に用いる折れ線近似の応力ひずみ関係とする。

以上で示したとおり、今回工認で採用するコンクリート圧縮側の応力ひずみ関係は、折れ線近似しているものの、包絡面積は CEB-FIP Model Code に基づくパラボラ型と等価としており、保守性を損なうような近似方法ではないと考えられる。また、RC規準において、初期剛性は図 3-2 に示すとおりセカントモジュラス（応力度—ひずみ度曲線におけるコンクリート強度の 1/4 または 1/3 の応力度の点と原点を結んだ直線の傾斜）から設定しており、初期剛性からある一定範囲について剛性を一定とすることを示していることから、直線により初期剛性を設定することは妥当であると考えている。

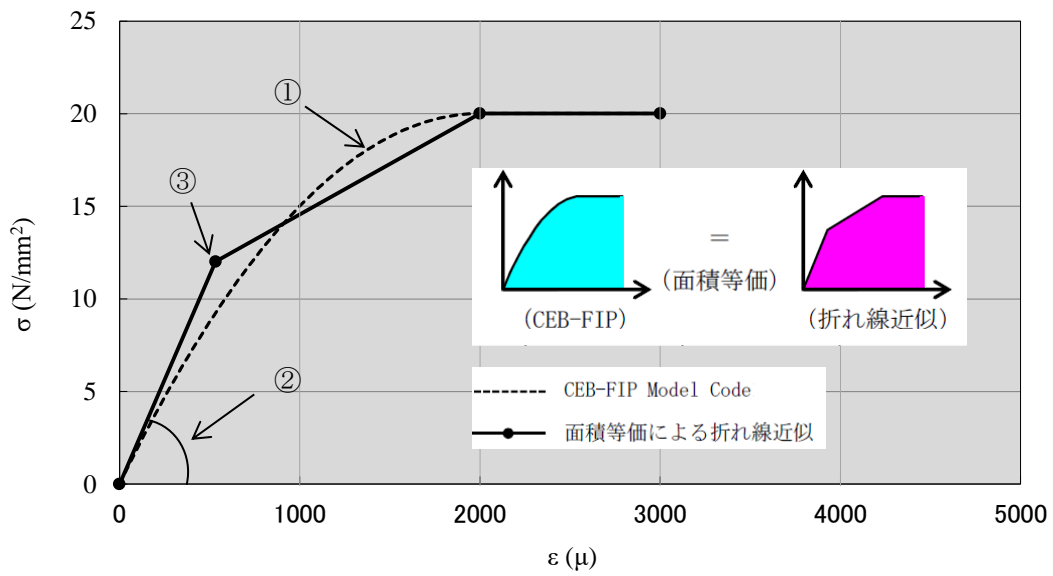


図 3-1 CEB-FIP Model Code に基づくパラボラ型と折れ線近似の応力ひずみ関係

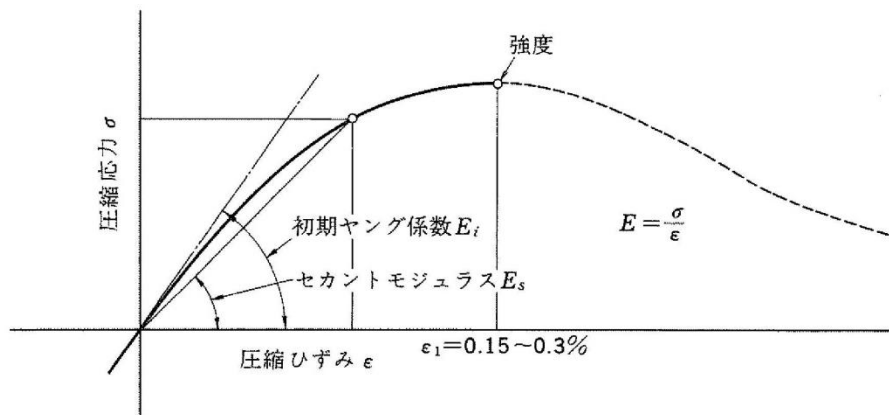


図 5.1 コンクリートの応力度-ひずみ度曲線

図 3-2 セカントモジュラスによる初期剛性の設定
(RC 規準より引用)

別紙 1-1-3 ドライウェル外側壁内部の構造物から
基礎スラブに伝達される荷重等の
考え方について

目 次

| | |
|---------------------------|------------|
| 1. 概要 | 別紙 1-1-3-1 |
| 2. 基礎スラブのモデル化の考え方 | 別紙 1-1-3-2 |
| 3. 基礎スラブへ伝達する荷重の考え方 | 別紙 1-1-3-3 |

1. 概要

本資料は、原子炉建物の基礎スラブの応力解析におけるドライウエル外側壁内部の構造物に関するモデル化及び基礎スラブへ伝達する荷重の考え方について示すものである。

2. 基礎スラブのモデル化の考え方

基礎スラブの解析モデルでは、基礎スラブは一律 6m の厚さとしてモデル化しており、原子炉本体他 P C V 内機器や P C V 底部コンクリート及び P C V 下部コンクリートの剛性についてはモデル化上考慮せず、これらの常時荷重及び地震時の慣性力は考慮している。これは既工認と同様の考え方である。

3. 基礎スラブへ伝達する荷重の考え方

(1) 鉛直荷重の考え方

ドライウエル外側壁内部の鉛直荷重については、基礎に作用する荷重を当該作用位置に応じて入力する。ドライウエル外側壁から作用する鉛直荷重については、当該壁位置に入力している。原子炉本体他PCV内機器、PCV底部コンクリート及びPCV下部コンクリートの自重並びに鉛直地震荷重（質点系モデルによる応答結果に基づき設定）は、基礎スラブに直接作用する荷重として入力しており、図3-1に鉛直荷重の考え方を示す。また、ドライウエル外側壁内部以外の荷重についても考え方は同様である。

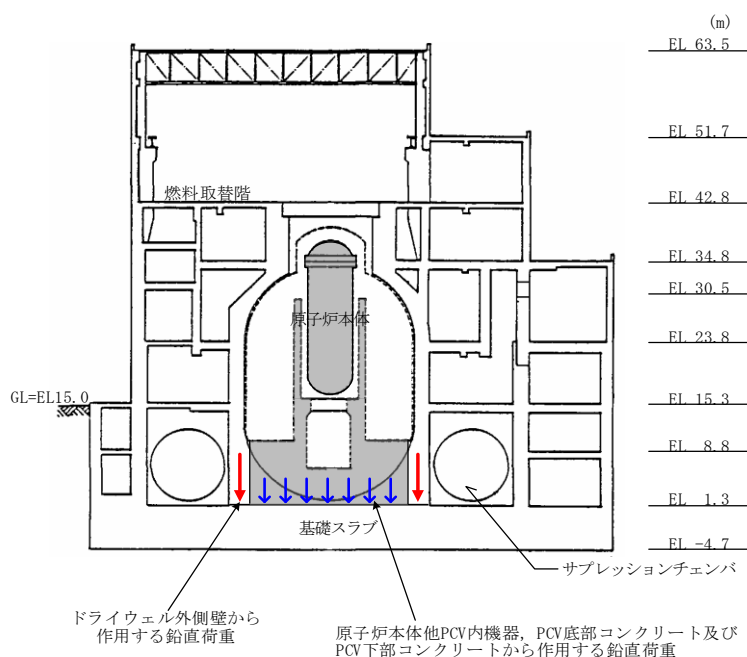


図3-1 ドライウエル外側壁内部の鉛直荷重の考え方

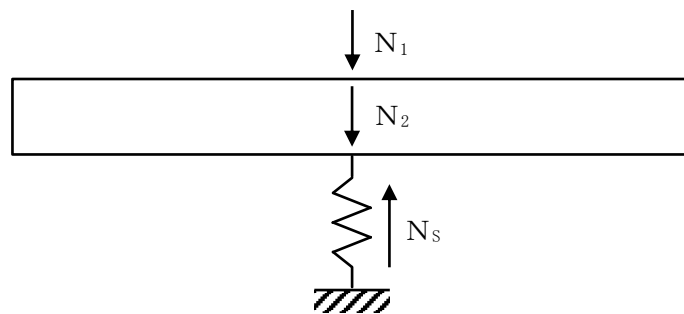
具体的な鉛直地震荷重の設定方法は次のとおり。

① 壁から作用する鉛直地震荷重

壁から作用する鉛直地震荷重は、基礎スラブの解析モデルにおいて当該部分が支える重量（原子炉本体他PCV内機器、PCV底部コンクリート及びPCV下部コンクリートは含まない）に係数を乗じて算定する。算定に用いる係数は、質点系モデルによる鉛直方向の地震応答解析により算定される基礎スラブ直上の軸力を、質点系モデルにおいて当該部分が支える重量で除して求める。ここで、鉛直方向の質点系モデルの質点重量は水平方向の質点系モデルの質点重量と整合した値としている。

② 基礎スラブに直接作用する鉛直地震荷重

基礎スラブに直接作用する鉛直地震荷重は、質点系モデルによる鉛直方向の地震応答解析より算定される基礎底面地盤ばねの軸力から、壁から作用する鉛直地震荷重を差し引いた値を、基礎スラブ各部に直接作用する重量（原子炉本体他PCV内機器、PCV底部コンクリート及びPCV下部コンクリートの他、基礎スラブの自重を含む）に応じて分配する。すなわち、基礎スラブの解析モデルにおける鉛直方向地盤ばねの反力の総和と、質点系モデルの基礎底面ばねの軸力が等価になるように設定する。図3-2に基礎スラブに直接作用する鉛直地震荷重の算定の考え方を示す。



N_1 : 壁から作用する鉛直地震荷重 (①)

N_2 : 基礎スラブに直接作用する鉛直地震荷重 (②)

N_s : 地震応答解析より算定される基礎底面に生じる軸力

$$N_2 = N_s - N_1$$

図3-2 基礎スラブに直接作用する鉛直地震荷重の算定の考え方

(2) 水平荷重の考え方

ドライウエル外側壁内部の水平荷重については、質点系モデルによる地震応答解析結果より得られるドライウエル外側壁脚部のせん断力及び曲げモーメントを用い、基礎上端 (EL 1.3m) と基礎スラブのモデル化位置である基礎スラブ中心 (EL -1.7m) との離間距離により付加される曲げモーメント分についても考慮のうえ、ドライウエル外側壁位置に入力*する。

質点系モデルでは、原子炉本体他PCV内機器、PCV底部コンクリート及びPCV下部コンクリートの重量は、DW軸の質点重量に集約している。重量を算入する質点レベルはRPVスタビライザや原子炉本体基礎脚部の位置を考慮して、図3-3に示すように算入している。

このため、ドライウエル外側壁内部の構造物に作用する水平地震時慣性力は、原子炉建物地震応答解析により得られるDW軸の応答 (せん断力及び曲げモーメント) に含まれ、曲げモーメントは各重量算入質点の高さを考慮した値として得られる。

曲げモーメントの補正方法を図3-4に、ドライウエル外側壁から伝達する水平地震荷重の基礎スラブ解析における入力イメージを図3-5に示す。なお、ドライウエル外側壁内部以外の荷重についても考え方は同様である。

注記*：耐震設計上、当該レベルの耐震要素として評価しているドライウエル外側壁部で地震力を負担することとしており、原子炉本体基礎からの反力等の影響については、別紙3-1「原子炉本体基礎からの反力等の影響について」に示す。

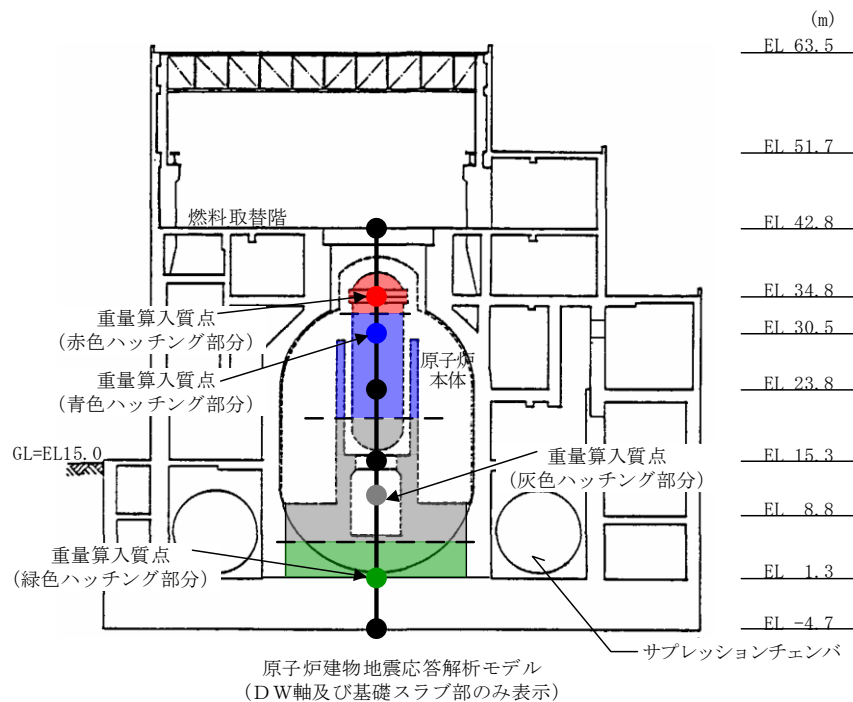


図3-3 原子炉本体他PCV内機器、PCV底部コンクリート及びPCV下部コンクリートの重量算入質点の考え方

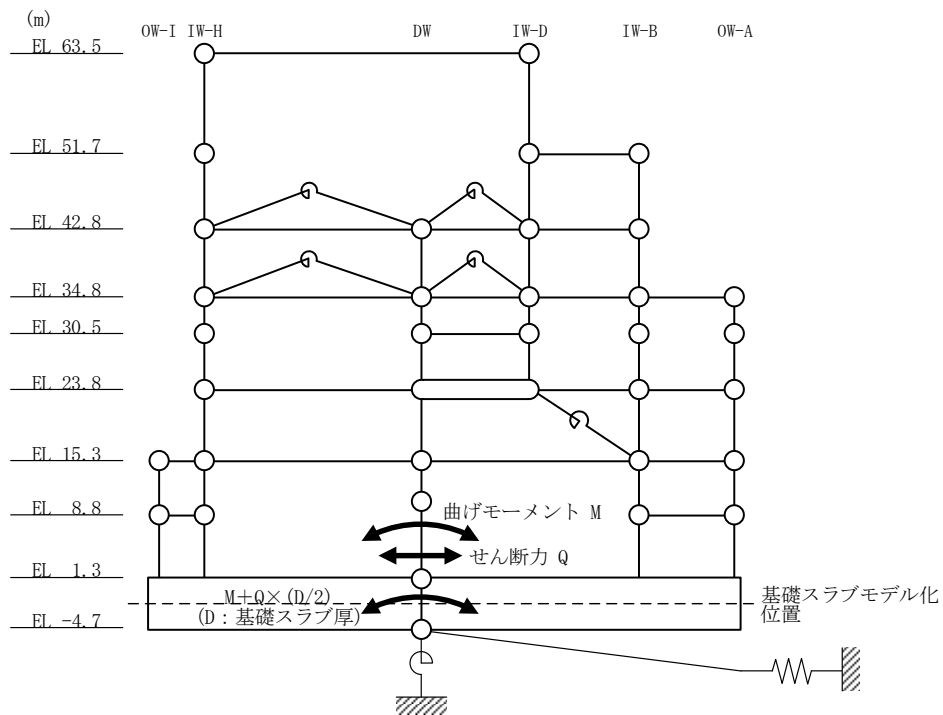


図 3-4 基礎スラブの解析モデルに用いる曲げモーメントの補正方法

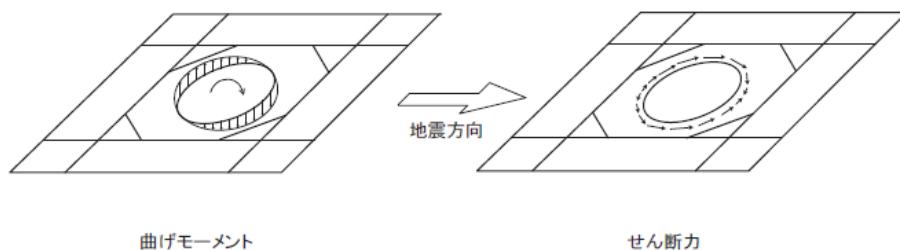


図 3-5 ドライウェル外側壁から伝達する水平地震荷重の基礎スラブの解析モデルにおける入力イメージ

別紙2 応力解析におけるモデル化, 境界条件
及び拘束条件の考え方

目 次

- | | |
|-----------------------------------|--------|
| 1. 概要 | 別紙 2-1 |
| 2. 応力解析におけるモデル化, 境界条件及び拘束条件 | 別紙 2-2 |

別紙 2-1 応力解析モデルでモデル化している部材の扱いについて

1. 概要

本資料は、原子炉建物基礎スラブの応力解析におけるモデル化、境界条件及び拘束条件についての概要を示すものである。

2. 応力解析におけるモデル化，境界条件及び拘束条件

原子炉建物基礎スラブの応力解析におけるモデル化，境界条件及び拘束条件を表 2-1 に示す。

直接基礎の底面の地盤ばねの設定における基本的な考え方は，以下のとおり。なお，地震時の評価を行うことから，各荷重に共通で動的な地盤物性に基づく地盤ばねを用いる。

・水平ばね

振動アドミッタンス理論に基づく水平ばねより算出する。

・鉛直ばね

基礎浮上りを考慮し，回転ばね反力として生じる転倒モーメントを適切に評価するため，振動アドミッタンス理論に基づく回転ばねより算出する。

有限要素法を用いた解析モデルにおける要素分割の考え方*については，以下のとおり。

・はり要素

はり要素の場合は，曲げの変位関数が 3 次で精度が高いため，基本的に要素分割の細分化は不要であるが，部材の接合点間で変位情報出力や荷重入力がある場合には複数要素に細分し，曲線部材がある場合は，その曲線が直線近似できる程度の分割にすることが一般的である。また，分布荷重がある場合や分布質量が関係する自重荷重などの計算では，要素分割することにより質量分布がより正確になり，解析結果の精度が向上する。さらに，要素分割の細分化により，変形図やモード図で構造物の変形状態を容易に把握することが可能となる。

・シェル要素

要素分割は，基本的には発生する応力状態によって決まり，構造形状と荷重条件より要素分割数を考慮する。要素形状の縦横比（アスペクト比）は，重要部分で 1:2 以下，その他の領域や応力変化が少ない領域では，1:3 程度までで，分割に際しては 4 角形要素を利用して格子状とするのが一般的である。曲面板構造の場合は，平板要素や軸対称シェル要素の大きさは，集中荷重や不連続部を含む曲面近傍では $2.5\sqrt{R/t}$ を 10~20 分割すると適切な応力分布が求められ，構造物の半径 (R) と板厚 (t) が考慮されている。また，面内曲げ・軸力及び面外のせん断や曲げを受ける部材のシェル要素の辺の長さは，シェルの広がり方向の応力分布の状態から決まり，応力変化が大きい領域は要素を小さくする必要がある。

注記*：構造解析のための有限要素法実践ハンドブック（非線形 CAE 協会，2006 年）

表 2-1(1) モデル化, 境界条件及び拘束条件

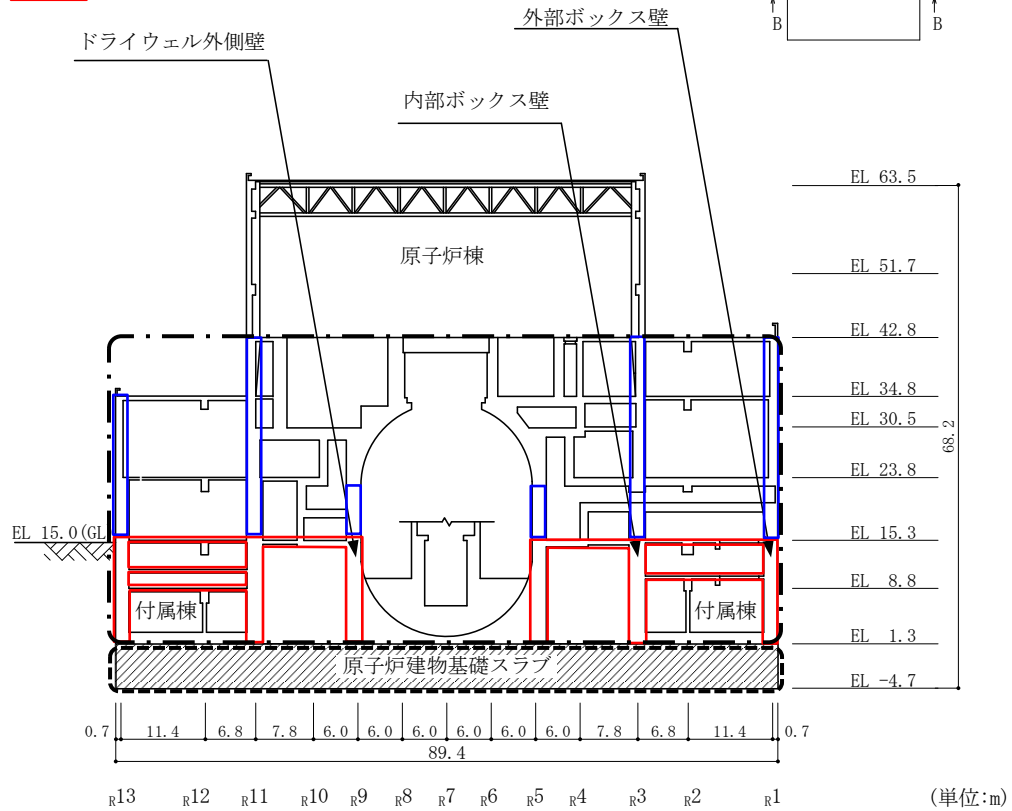
モデル概要

○モデル化範囲

- ・評価対象である基礎スラブ全体をモデル化する。
- ・上部構造物については、基礎スラブより立ち上がる剛性の高い一部壁及び床スラブの剛性を拘束条件として考慮する。

: はり要素でのモデル化範囲

: 積層シェル要素でのモデル化範囲



拘束条件として考慮

評価対象のモデル化範囲

モデル化範囲

表 2-1(2) モデル化、境界条件及び拘束条件

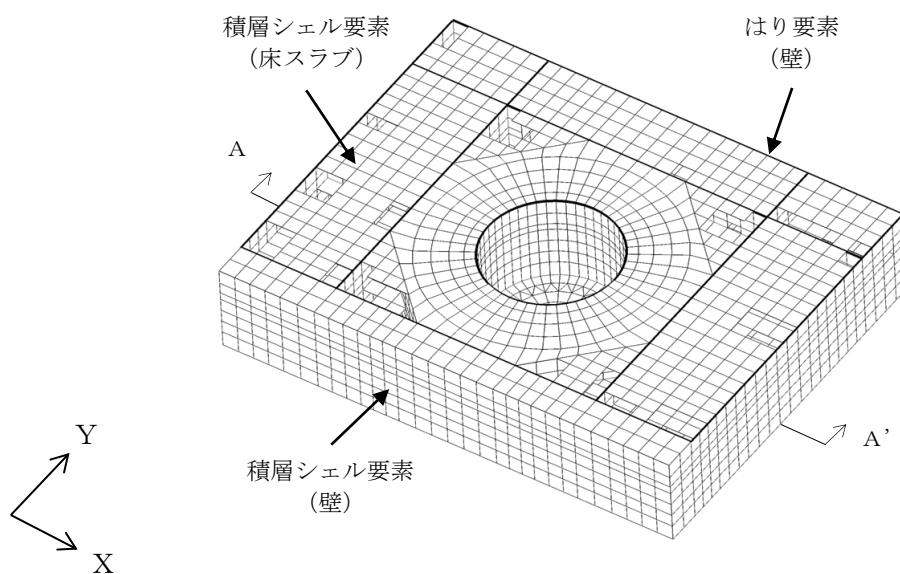
モデル概要

○使用要素

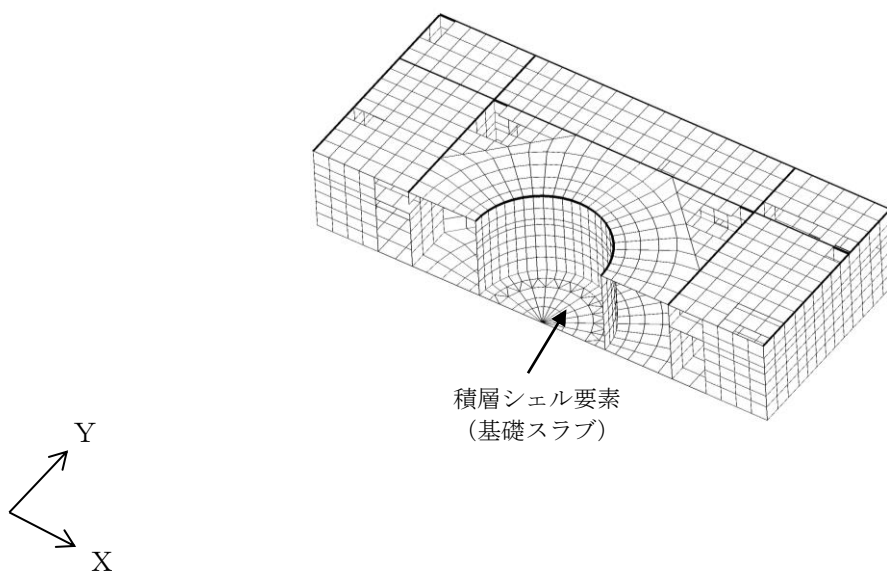
- ・積層シェル要素
- ・はり要素

○要素分割

- ・要素の一边の長さを 3.0m 程度とし、壁及びスラブの配置を考慮して分割する。



全体鳥瞰図



全体鳥瞰断面図 (A-A' 断面)

モデル概要

表 2-1(3) モデル化, 境界条件及び拘束条件

| 境界条件 | |
|---|--|
| 基礎スラブと地盤の境界 | |
| <p>・基礎スラブと底面地盤との間に底面地盤を表現するギャップ要素を設け, 基礎スラブと底面地盤との間の剝離(基礎スラブの浮上り)を考慮している。</p> | <p style="text-align: center;">ギャップ要素</p> <p style="text-align: center;">モデル概要</p> |
| <p>○ギャップ要素</p> <p>鉛直ばねに引張力が発生した際に, 水平剛性及び鉛直剛性をゼロとし, 浮上りを考慮する。</p> | |
| <p style="text-align: center;">(a) 水平剛性</p> | <p style="text-align: center;">(b) 鉛直剛性</p> |
| <p>注：鉛直ばねに引張力が発生した場合には, 水平剛性もゼロとする。</p> <p style="text-align: center;">ギャップ要素の概念図</p> | |
| <p>○底面地盤ばね</p> <p>水平剛性及び鉛直剛性は以下のとおり設定する。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・水平剛性：振動アドミタンス理論による水平ばねK_Hを節点支配面積A_iで離散化。 $K_{Hi} = (K_{HNS}/A + K_{HEW}/A) / 2 \times A_i$ A：基礎スラブの底面積 ・鉛直剛性：転倒モーメントが支配的となるため振動アドミタンス理論による回転ばねK_Rを節点支配面積A_iで離散化。 $K_{Vi} = (K_{RNS}/I_{NS} + K_{REW}/I_{EW}) / 2 \times A_i$ I：基礎スラブの断面二次モーメント | |
| <p style="text-align: center;">底面地盤ばね</p> | <p>基礎スラブ底面全体で 離散化</p> |

表 2-1(4) モデル化, 境界条件及び拘束条件

| 拘束条件 | |
|---|--|
| 上部構造物と基礎スラブの境界 | |
| <ul style="list-style-type: none"> ・ 基礎スラブと上部構造物の境界部においては, 上部構造物の剛性を考慮することで, 基礎スラブの応力・変形状態を評価する。 ・ 上部構造物の剛性は以下のとおり考慮する。なお, 上部構造物は弾性要素としている。 <ol style="list-style-type: none"> (1) EL 1.3m~EL 15.3m の壁の剛性を積層シェル要素として考慮する。 (2) EL 15.3m~EL 42.8m の壁の剛性をはり要素として考慮する。 (3) EL 8.8m, EL 10.3m, EL 12.5m 及び EL 15.3m の床スラブの剛性を積層シェル要素として考慮する。 | |
| はり要素の剛性 (断面性能) | |
| <ul style="list-style-type: none"> ・ 曲げ剛性 (断面二次モーメント) $I = t \cdot h^3 / 12 + t \cdot h \cdot y^2$ ・ せん断剛性 (せん断断面積) $A_s = t \cdot h$ | <ul style="list-style-type: none"> t : 壁の厚さ h : モデル化する壁の高さ y : 基礎スラブ中心から壁のモデル化位置までの距離 |

別紙 3 地震荷重の入力方法

目 次

- | | |
|--------------------|--------|
| 1. 概要 | 別紙 3-1 |
| 2. 地震荷重の入力方法 | 別紙 3-2 |

別紙 3-1 原子炉本体基礎からの反力等の影響について

1. 概要

本資料は，原子炉建物基礎スラブに作用する地震荷重の入力方法について示すものである。

2. 地震荷重の入力方法

原子炉建物基礎スラブの応力解析に当たって、FEMモデルに入力する地震荷重として、水平地震力、鉛直地震力及び地震時土圧荷重を考慮する。

地震荷重の入力は、基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果を考慮し、FEMモデルに入力する水平力、曲げモーメント及び鉛直力が、各質点位置で地震応答解析結果と等価になるように設定する。

具体的には、水平地震力については、地震応答解析により求まる最大応答せん断力に基づく水平力をFEMモデルに入力する。上部構造物から作用する基礎スラブへの地震時反力については、FEMモデルにおける上部構造物脚部に対応する基礎スラブの各節点に、節点の支配面積に応じて分配し、節点荷重として入力する。基礎スラブモデル部分については、地震応答解析より求まる基礎スラブ底面地盤ばねの最大水平力から、上部構造物から作用する水平力を差し引いた値と等価になる荷重（以下「付加せん断力」という。）をFEMモデルの基礎スラブの各節点に、節点の支配面積に応じて分配し、節点荷重として入力する。

また、地震応答解析により求まる最大応答曲げモーメントをFEMモデルに入力する。上部構造物から作用する基礎スラブへの地震時反力は、偶力に置換して水平力を入力位置に節点荷重として入力する。基礎スラブモデル部分については、地震応答解析より求まる基礎スラブ底面地盤ばねの最大曲げモーメントから、上部構造物から作用する曲げモーメントを差し引いた値と等価になる荷重（以下「付加曲げモーメント」という。）をFEMモデルの基礎スラブの各節点に、節点の支配面積と中心位置からの距離に応じて偶力に置換して分配し、節点荷重として入力する。

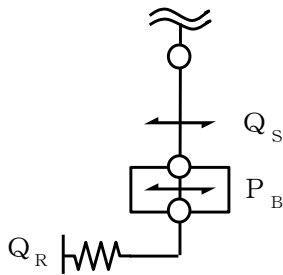
なお、水平地震力及び曲げモーメントについては、耐震壁の位置に対応する節点に入力する。また、曲げモーメントの偶力への置換については、建物中心軸からの平面保持を仮定している。

鉛直地震力については、地震応答解析により求まる基礎スラブ直上の部材の軸力から算出した軸力係数に基づく鉛直力をFEMモデルに入力する。上部構造物から作用する基礎スラブへの地震時反力については、FEMモデルにおける上部構造物脚部位置に対応する基礎スラブの各節点の支配面積に応じて上部構造物の重量を分配した支配重量に軸力係数を乗じた節点荷重として入力する。基礎スラブモデル部分については、地震応答解析より求まる基礎スラブ底面地盤ばねの鉛直力から上部構造物から作用する鉛直力を差し引いた値と等価になる荷重（以下「付加軸力」という。）を基礎スラブの質点重量で除して付加軸力係数を算出する。そして、FEMモデルの基礎スラブの各節点の支配重量に付加軸力係数を乗じた節点荷重及び面荷重として入力する。

地下外壁部に作用する地震時土圧荷重により基礎スラブに作用する荷重は、せん断力及び曲げモーメントを考慮し、外壁を各階スラブ位置で支持した連続はりモデルを用いて算出する。算出した外壁脚部に生じる単位長さあたりのせん断力及び曲げモーメントは、基礎スラブ外周の節点の支配長さに応じて分配し、節点荷重として入力する。

FEMモデルに入力する地震荷重の概念図を図2-1に示す。また、FEMモデルに入力する地震荷重を図2-2に示す。

■基礎スラブモデル部分に作用させる付加せん断力 P_B の算出



$$P_B = Q_R - Q_S$$

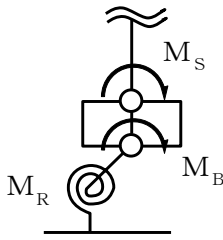
P_B : FEMにする付加せん断力

Q_R : 地震応答解析より設定した地盤ばねに生じる水平力

Q_S : 地震応答解析より設定した上部構造物から基礎スラブに作用するせん断力

(a) 水平地震力

■基礎スラブモデル部分に作用させる付加曲げモーメント M_B の算出



$$M_B = M_R - M_S$$

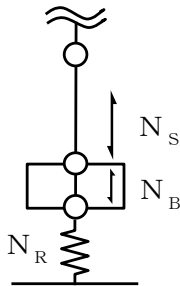
M_B : FEMにする付加曲げモーメント

M_R : 地震応答解析より設定した地盤ばねに生じる曲げモーメント

M_S : 地震応答解析より設定した上部構造物から基礎スラブに作用する曲げモーメント

(b) 曲げモーメント

■基礎スラブモデル部分に作用させる付加軸力 N_B の算出



$$N_B = N_R - N_S$$

N_B : FEMにする付加軸力

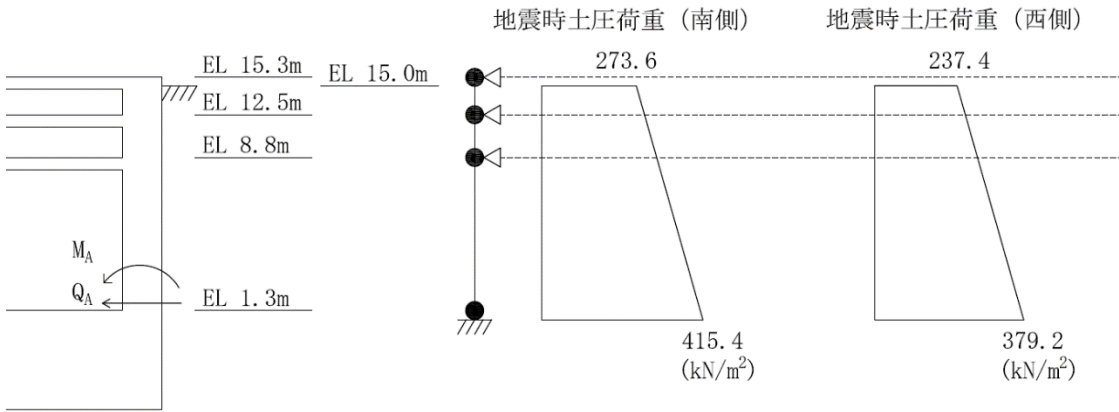
N_R : 地震応答解析より設定した地盤ばねに生じる鉛直力

N_S : 地震応答解析より設定した上部構造物から基礎スラブに作用する鉛直力

(c) 鉛直地震力

図 2-1(1) FEMモデルにする地震荷重の概念図

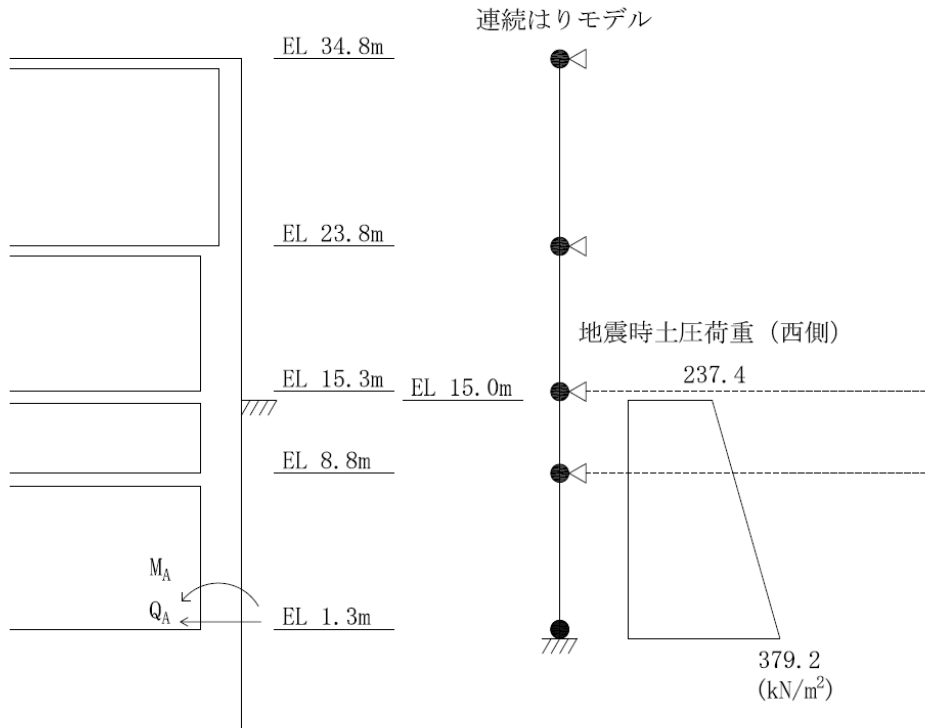
連続はりモデル



M_A : 基礎スラブに入力する曲げモーメント

Q_A : 基礎スラブに入力するせん断力

(d) 地震時土圧荷重 ($R1 \sim R13$ 通り, $RH \sim RI$ 通り)

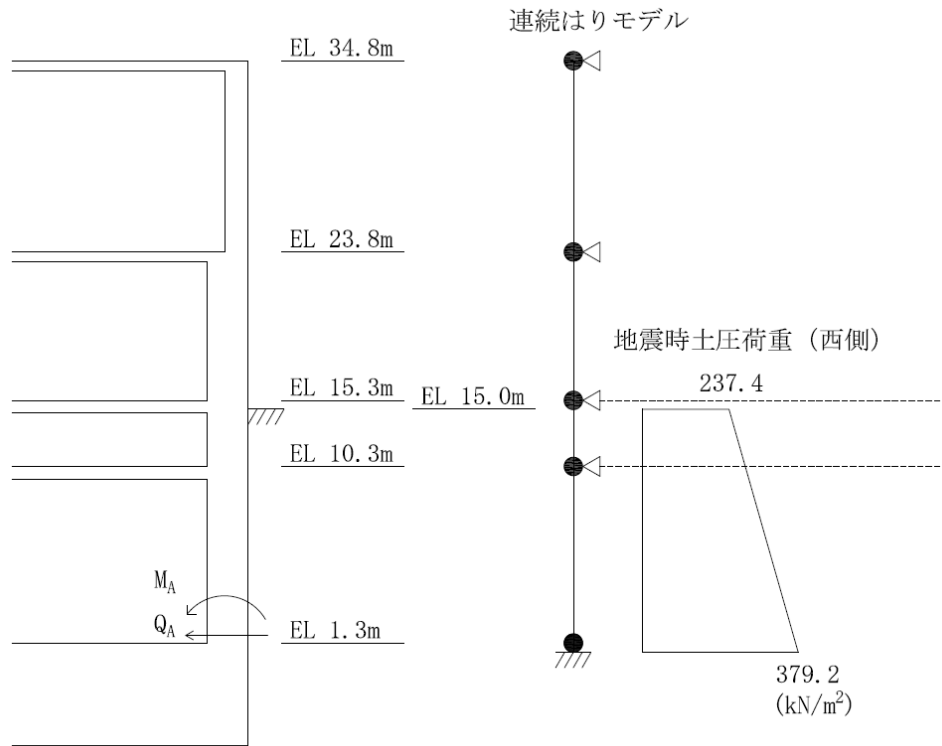


M_A : 基礎スラブに入力する曲げモーメント

Q_A : 基礎スラブに入力するせん断力

(e) 地震時土圧荷重 ($R_A \sim R_E$ 通り)

図 2-1(2) FEMモデルに入力する地震荷重の概念図

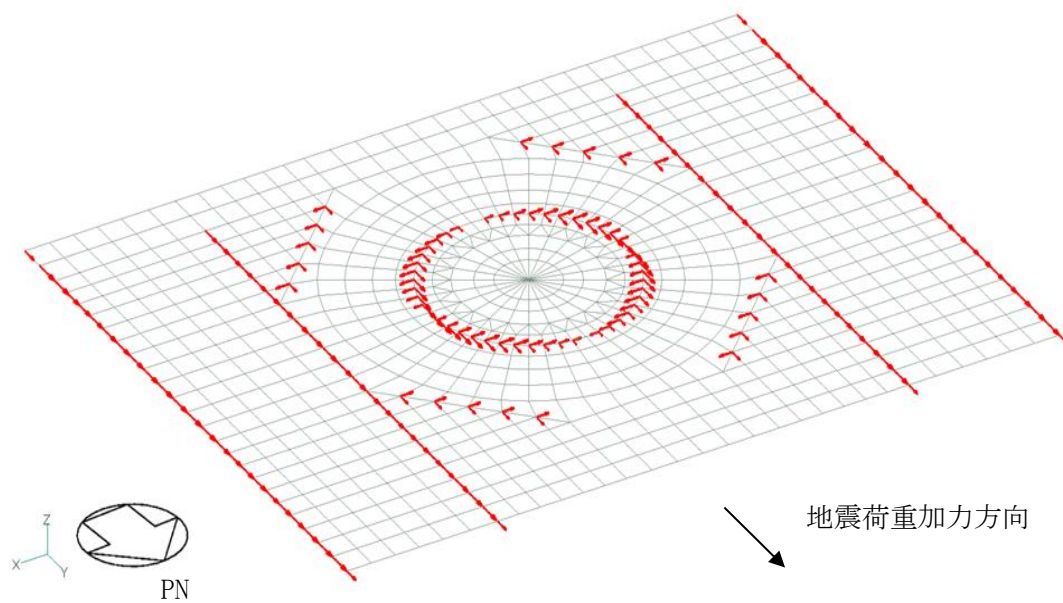


M_A : 基礎スラブに入力する曲げモーメント

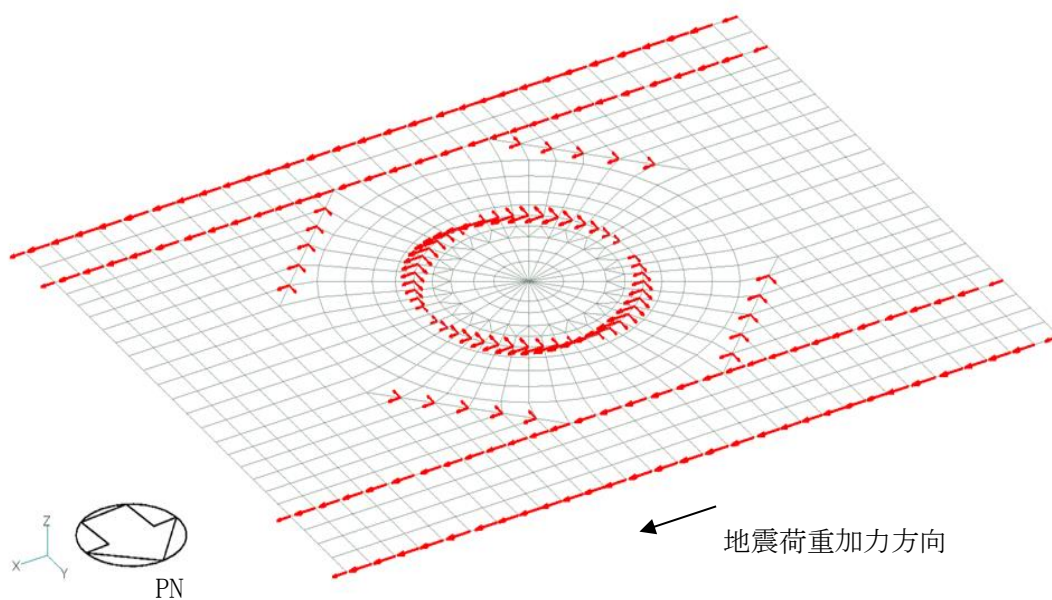
Q_A : 基礎スラブに入力するせん断力

(f) 地震時土圧荷重 ($R_E \sim R_H$ 通り)

図 2-1(3) FEMモデルに入力する地震荷重の概念図

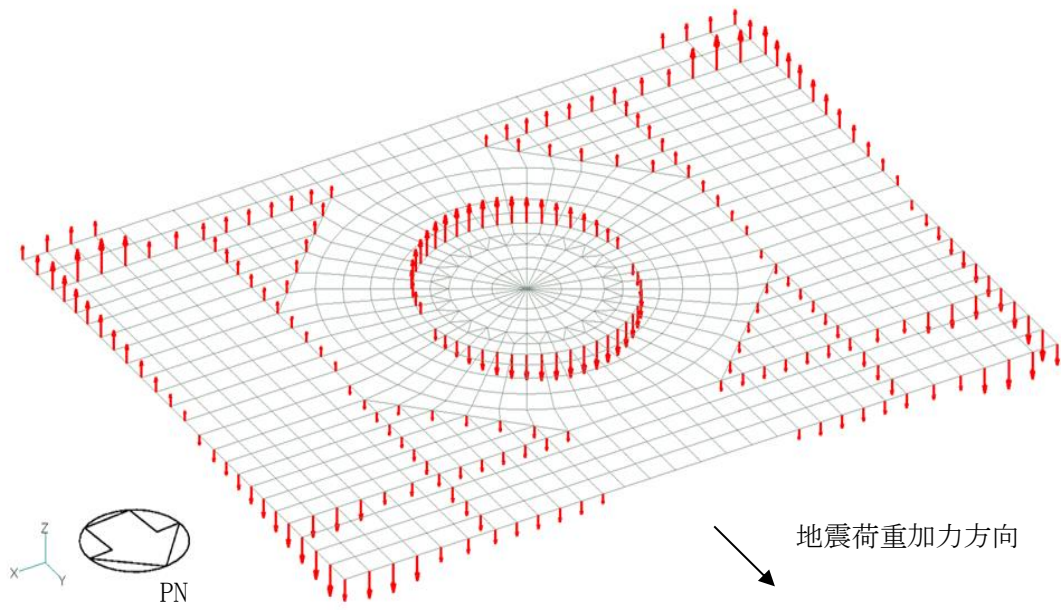


(a) 水平力 (N S方向)

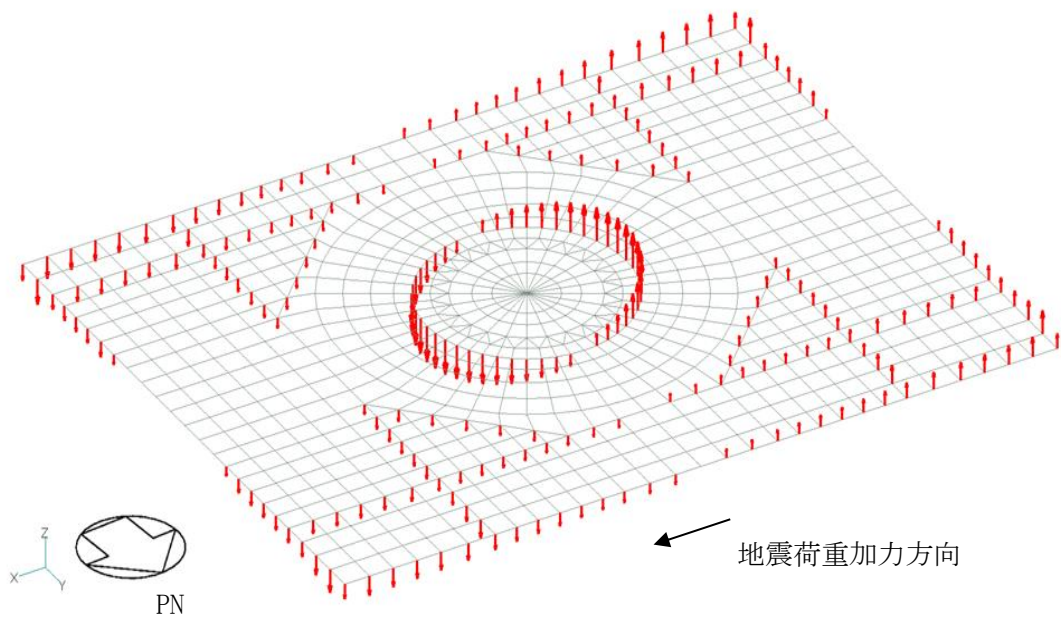


(b) 水平力 (E W方向)

図 2-2(1) FEMモデルに入力する地震荷重

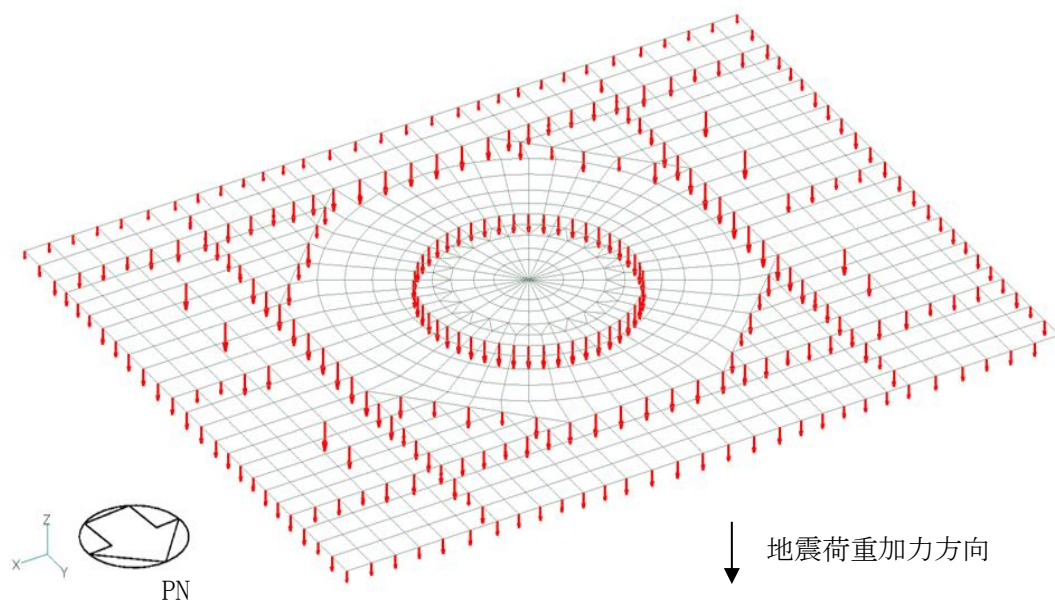


(c) 曲げモーメント (NS方向)



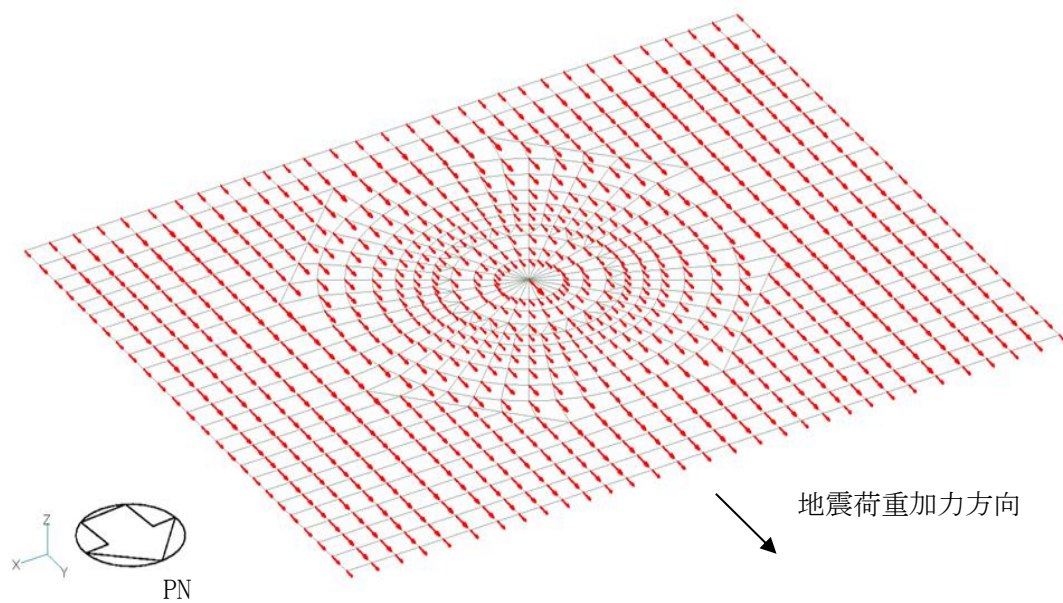
(d) 曲げモーメント (EW方向)

図 2-2(2) FEMモデルに入力する地震荷重

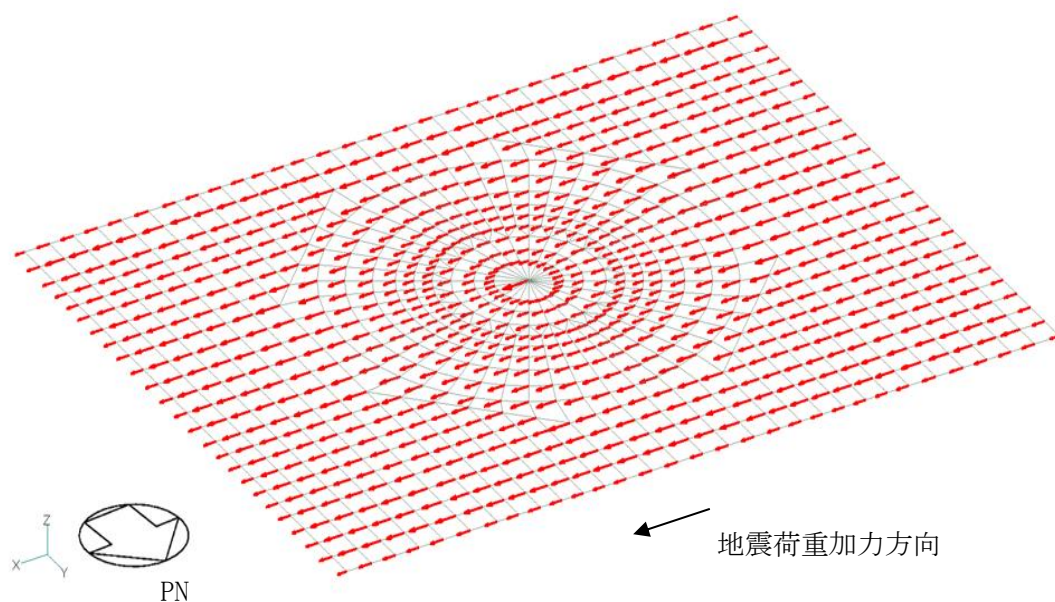


(e) 鉛直力

図 2-2(3) FEMモデルに入力する地震荷重

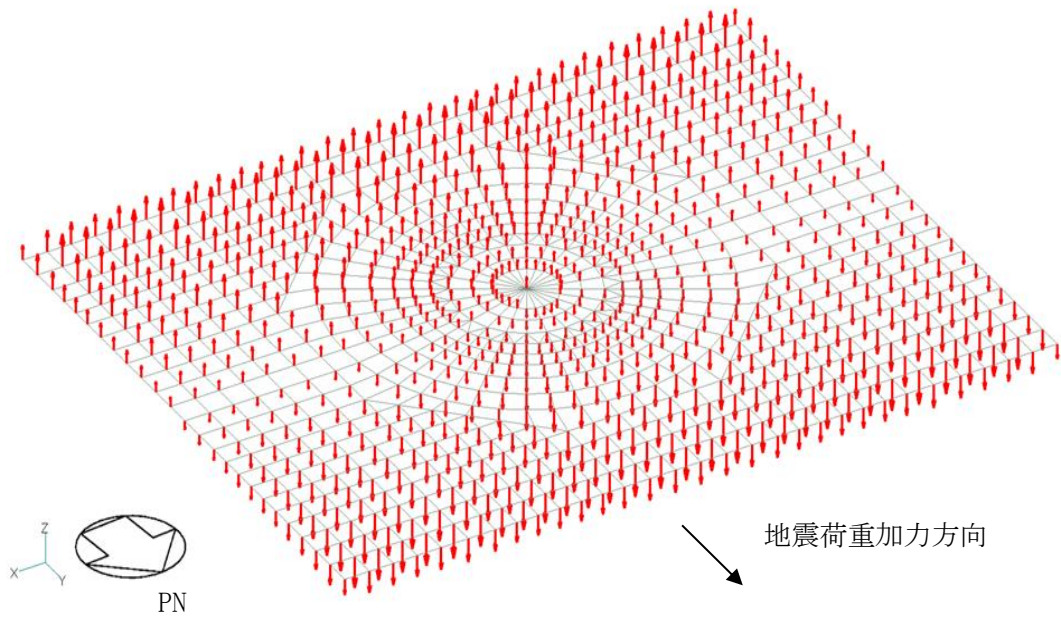


(f) 付加せん断力 (N S 方向)

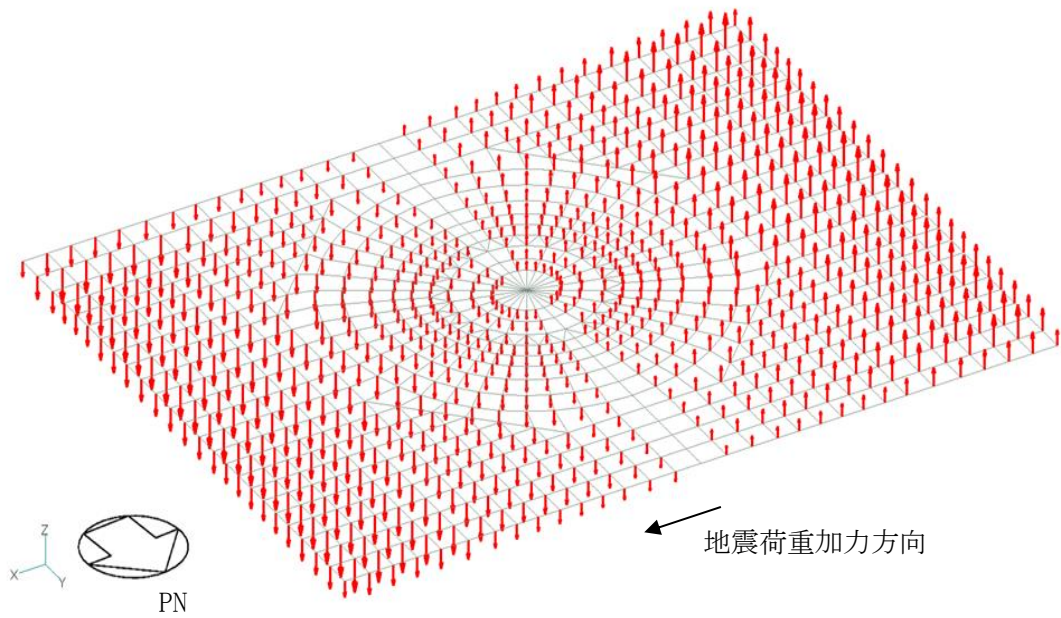


(g) 付加せん断力 (E W 方向)

図 2-2(4) F E Mモデルに入力する地震荷重

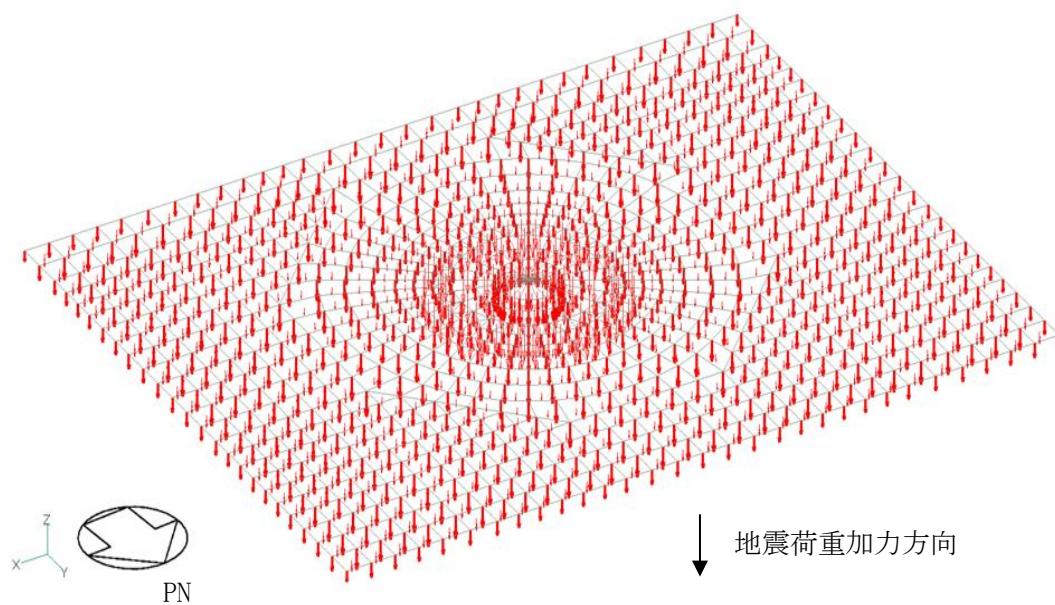


(h) 付加曲げモーメント (N S方向)



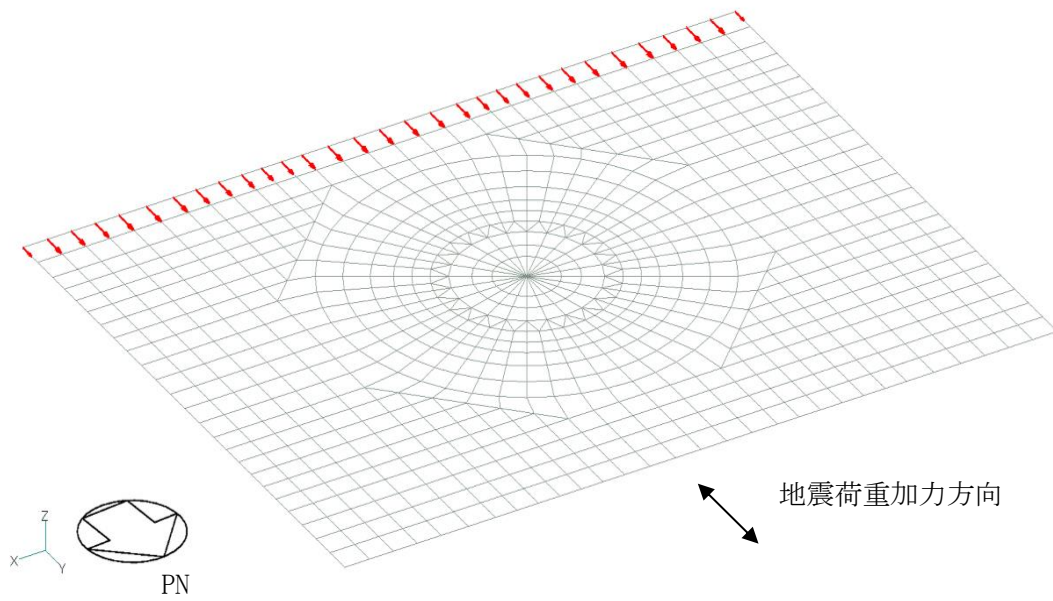
(i) 付加曲げモーメント (E W方向)

図 2-2(5) FEMモデルに入力する地震荷重

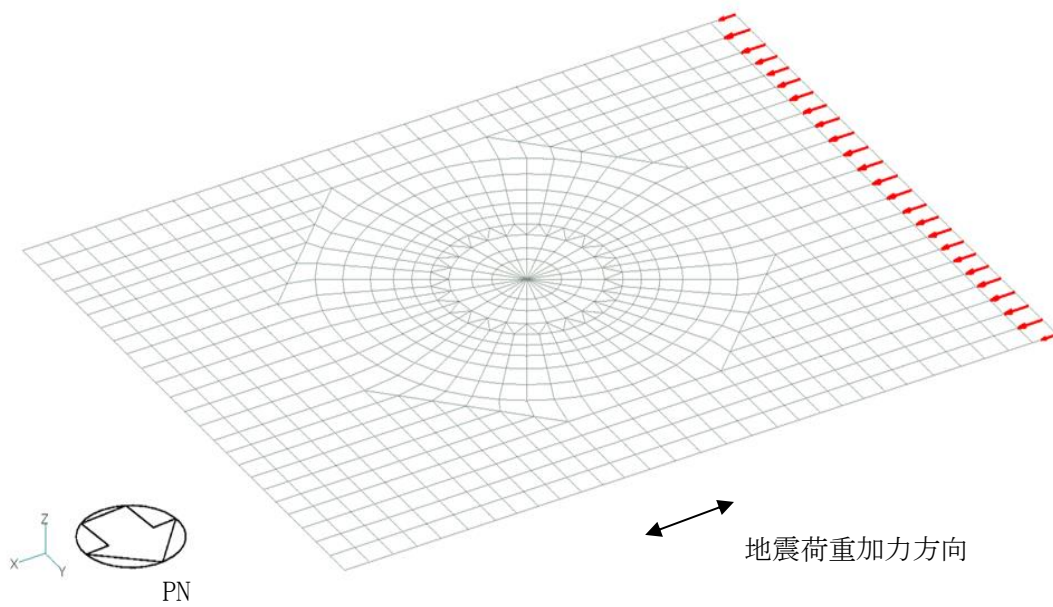


(j) 付加軸力

図 2-2(6) FEMモデルに入力する地震荷重



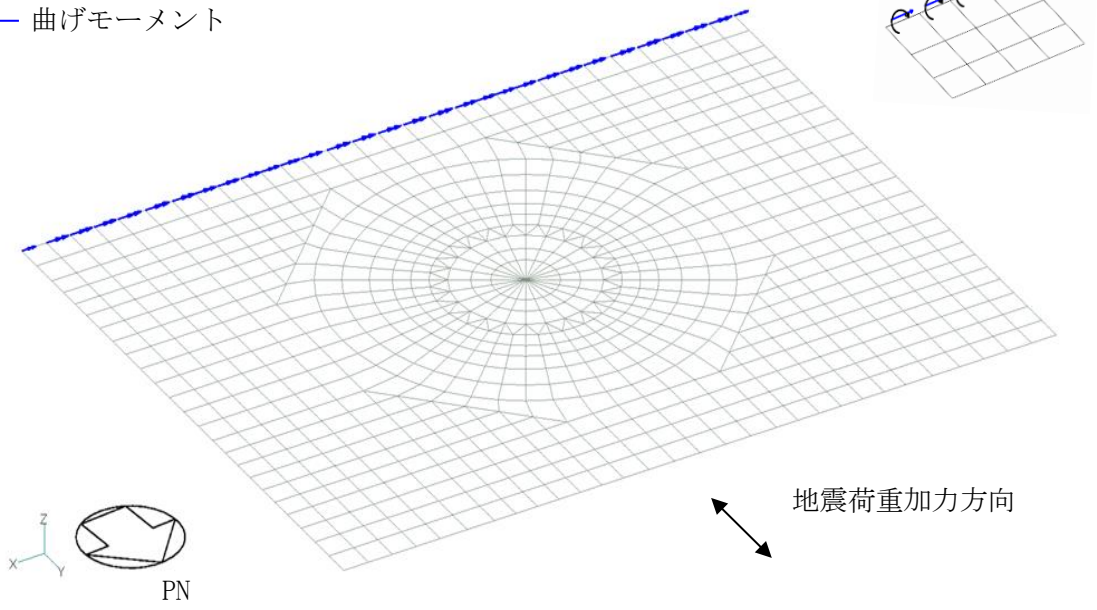
(k) 地震時土圧荷重（せん断力）（N S方向）



(l) 地震時土圧荷重（せん断力）（E W方向）

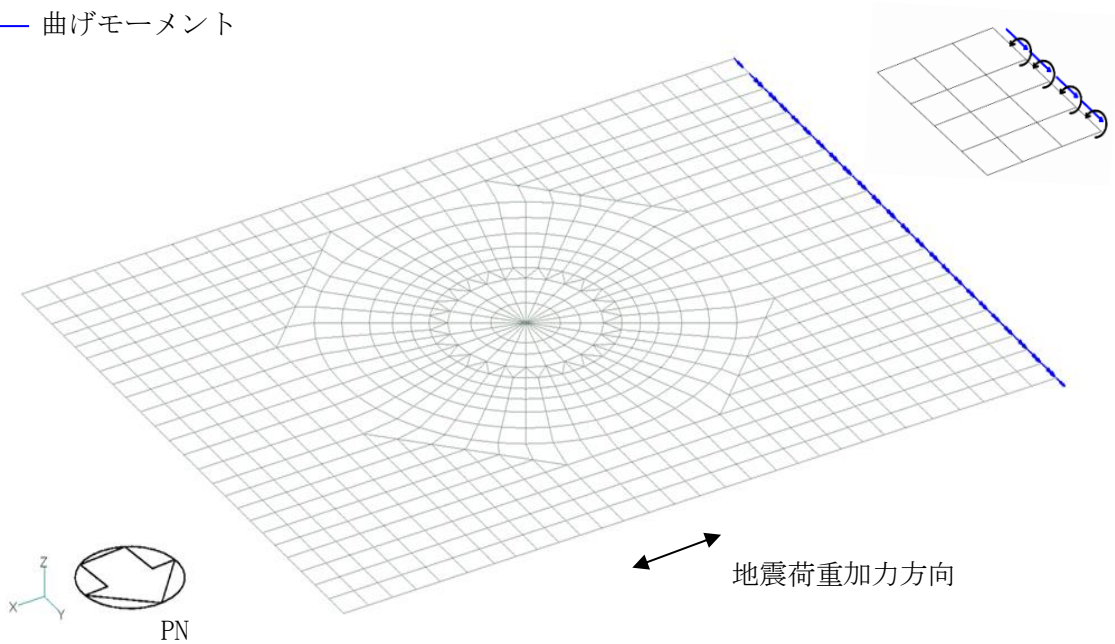
図 2-2(7) FEMモデルに入力する地震荷重

← 曲げモーメント



(m) 地震時土圧荷重（曲げモーメント）（NS方向）

← 曲げモーメント



(n) 地震時土圧荷重（曲げモーメント）（EW方向）

図 2-2(8) FEMモデルに入力する地震荷重

別紙 4 応力解析における断面の評価部位の選定

目 次

| | |
|---------------------|--------|
| 1. 概要 | 別紙 4-1 |
| 2. 断面の評価部位の選定 | 別紙 4-2 |

1. 概要

本資料は，原子炉建物基礎スラブの応力解析における断面の評価部位の選定について示すものである。

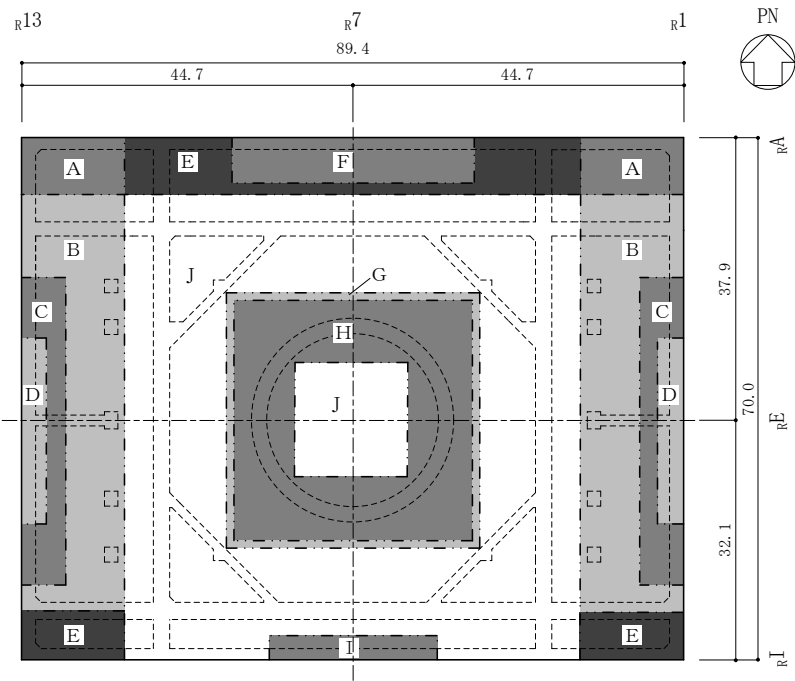
2. 断面の評価部位の選定

原子炉建物基礎スラブの荷重の組合せケースを表 2-1 に、配筋領域図を図 2-1 に、配筋一覧を表 2-2 に示す。

各評価項目の検定値一覧を表 2-3 に、断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果を図 2-2 に、断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図を図 2-3 に示す。

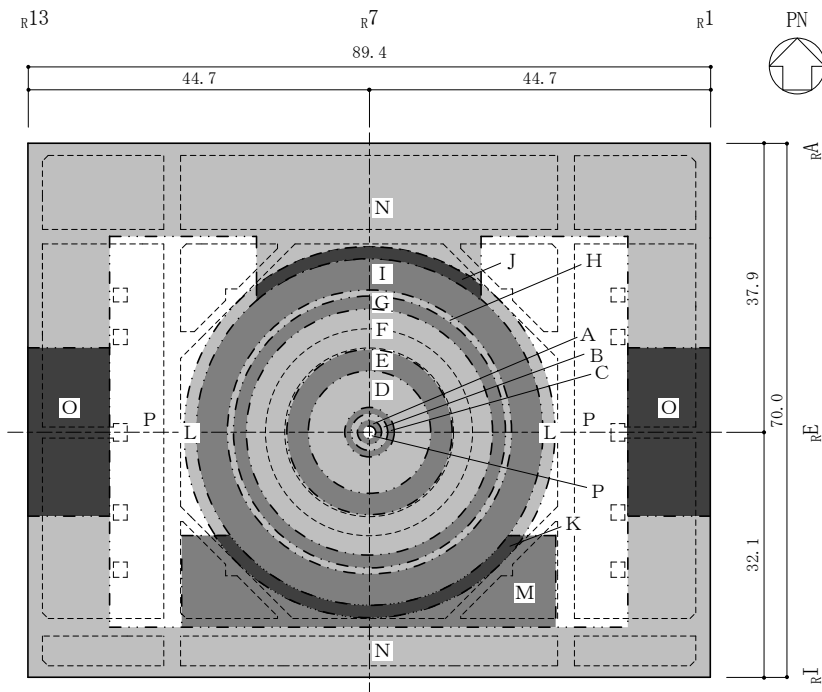
表 2-1 荷重の組合せケース

| 外力の状態 | ケース No. | 荷重の組合せ |
|---------|---------|---------------------------------|
| S s 地震時 | 1-1 | $G + P + 1.0S_{SN} + 0.4S_{UD}$ |
| | 1-2 | $G + P + 1.0S_{SN} + 0.4S_{DU}$ |
| | 1-3 | $G + P + 1.0S_{NS} + 0.4S_{UD}$ |
| | 1-4 | $G + P + 1.0S_{NS} + 0.4S_{DU}$ |
| | 1-5 | $G + P + 1.0S_{EW} + 0.4S_{UD}$ |
| | 1-6 | $G + P + 1.0S_{EW} + 0.4S_{DU}$ |
| | 1-7 | $G + P + 1.0S_{WE} + 0.4S_{UD}$ |
| | 1-8 | $G + P + 1.0S_{WE} + 0.4S_{DU}$ |
| | 1-9 | $G + P + 0.4S_{SN} + 1.0S_{UD}$ |
| | 1-10 | $G + P + 0.4S_{SN} + 1.0S_{DU}$ |
| | 1-11 | $G + P + 0.4S_{NS} + 1.0S_{UD}$ |
| | 1-12 | $G + P + 0.4S_{NS} + 1.0S_{DU}$ |
| | 1-13 | $G + P + 0.4S_{EW} + 1.0S_{UD}$ |
| | 1-14 | $G + P + 0.4S_{EW} + 1.0S_{DU}$ |
| | 1-15 | $G + P + 0.4S_{WE} + 1.0S_{UD}$ |
| | 1-16 | $G + P + 0.4S_{WE} + 1.0S_{DU}$ |



(単位:m)

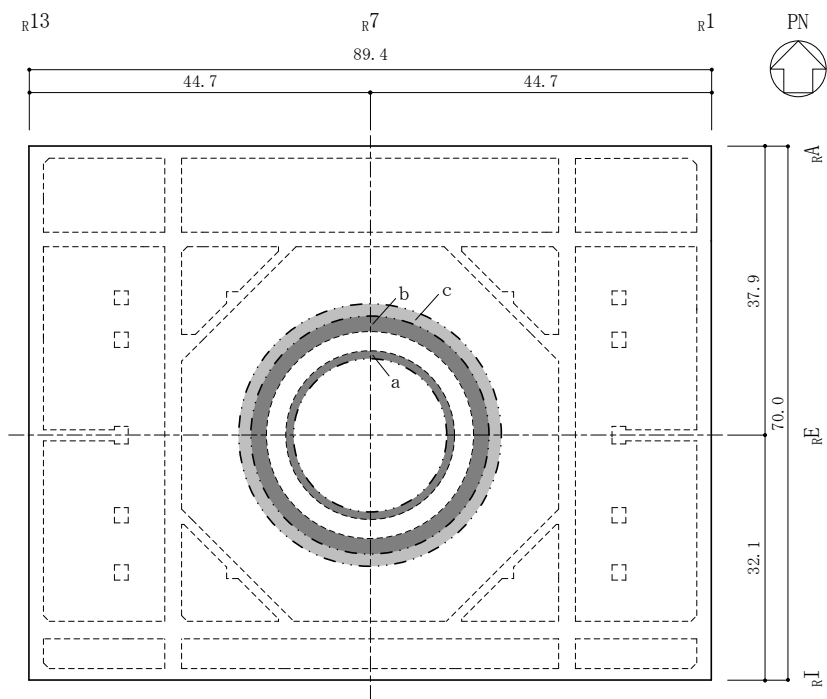
(a) 主筋 (下ば筋)



(単位:m)

(b) 主筋 (上ば筋)

図 2-1(1) 配筋領域図



(単位:m)

(c) せん断補強筋

図 2-1(2) 配筋領域図

表 2-2(1) 配筋一覧

(a) 主筋 (下ば筋)

| 領域 | 方向 | 配筋 |
|----|-----|---------------------------|
| A | N S | D38@200+D38@400 |
| | E W | D38@200+D38@400 |
| B | N S | 2-D38@200 |
| | E W | D38@200+D38@400 |
| C | N S | 2-D38@200+D38@400 |
| | E W | D38@200+D38@400+D32@400 |
| D | N S | 3-D38@200+D38@400 |
| | E W | D38@200+D38@400+2-D32@400 |
| E | N S | D38@200+D38@400 |
| | E W | 2-D38@200 |
| F | N S | D38@200+D38@400+D32@400 |
| | E W | 2-D38@200+D38@400 |
| G | N S | 2-D38@200+D38@400 |
| | E W | 2-D38@200+D38@400 |
| H | N S | 3-D38@200+D32@400 |
| | E W | 3-D38@200+D32@400 |
| I | N S | 2-D38@200+D32@400 |
| | E W | 2-D38@200+D38@400 |
| J | N S | 2-D38@200 |
| | E W | 2-D38@200 |

表 2-2(2) 配筋一覧
 (b) 主筋 (上ば筋) (1/2)

| 領域 | 方向 | 配筋 |
|----|-----|--|
| A | 放射 | 48-D38 + 48-D35 / 周 |
| | 円周 | D38@200 + D32@400 |
| | N S | D38@200 |
| | E W | D38@200 |
| B | 放射 | 96-D38 + 48-D35 / 周 |
| | 円周 | D38@200 + D32@400 |
| | N S | D38@200 |
| | E W | D38@200 |
| C | 放射 | 96-D38 + 48-D35 / 周 |
| | 円周 | D38@200 + D32@400 |
| D | 放射 | 192-D38 + 96-D35 / 周 |
| | 円周 | D38@200 + D32@400 |
| E | 放射 | 384-D38 + 192-D35 / 周 |
| | 円周 | D38@200 + D32@400 |
| F | 放射 | 384-D38 + 2 × 384-D35 / 周 |
| | 円周 | 2-D38@200 + D32@400 |
| G | 放射 | 384-D38 + 384-D35 + 192-D35 / 周 |
| | 円周 | 2-D38@200 + D32@400 |
| H | 放射 | 384-D38, 384-D35 交互 + 384-D35 + 192-D35 / 周 |
| | 円周 | 2-D38@200 + D32@400 |
| I | 放射 | 384-D38, 384-D35 交互 + 384-D35 / 周 |
| | 円周 | 2-D38@200 |
| J | 放射 | 384-D38, 384-D35 交互 + 384-D35 / 周 |
| | 円周 | 2-D38@200 |
| | N S | D38@200 + D32@400 |
| | E W | D38@200 + D32@400 |

表 2-2(3) 配筋一覧
(c) 主筋 (上ば筋) (2/2)

| 領域 | 方向 | 配筋 |
|----|-----|--------------------------------------|
| K | 放射 | 384-D38, 384-D35 交互 + 384-D35 / 周 |
| | 円周 | 2-D38@200 |
| | N S | D38@200 + D32@400 |
| | E W | 2-D38@200 |
| L | 放射 | 384-D38, 384-D35 交互 + 384-D35 / 周 |
| | 円周 | 2-D38@200 |
| | N S | D38@200 |
| | E W | D38@200 |
| M | N S | D38@200 + D32@400 |
| | E W | 2-D38@200 |
| N | N S | D38@200 + D32@400 |
| | E W | D38@200 + D32@400 |
| O | N S | D38@200 + D38@400 |
| | E W | D38@200 + D32@400 |
| P | N S | D38@200 |
| | E W | D38@200 |

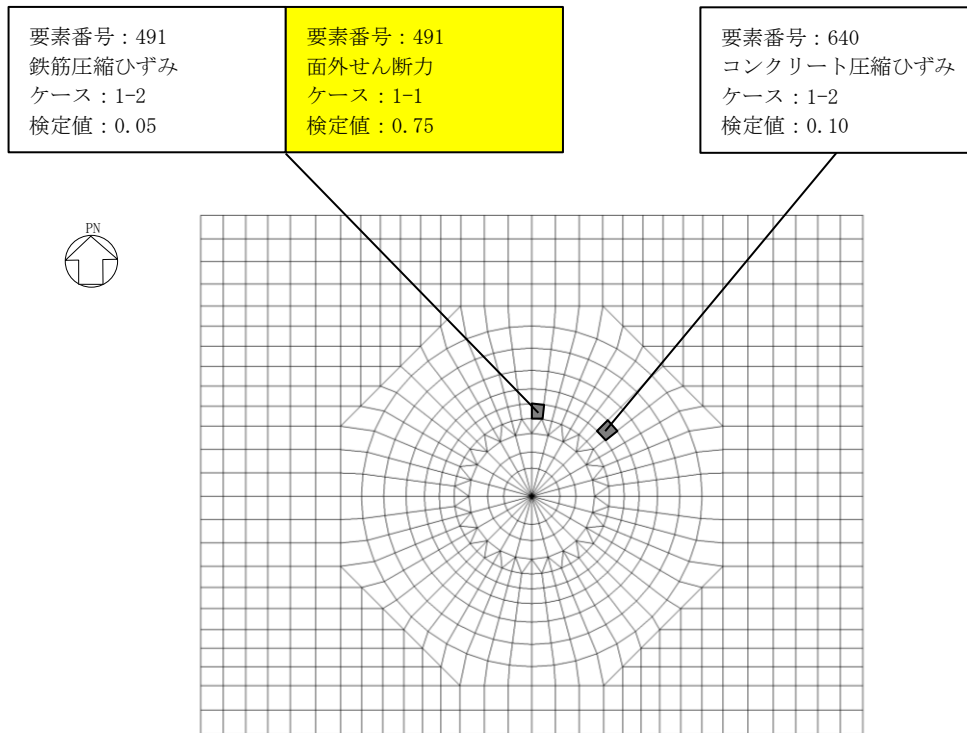
(d) せん断補強筋

| 領域 | 配筋 |
|----|-------------------|
| a | D29@400 × 96 / 周 |
| b | D35@200 × 192 / 周 |
| c | D29@400 × 192 / 周 |

表 2-3 各評価項目の検定値一覧

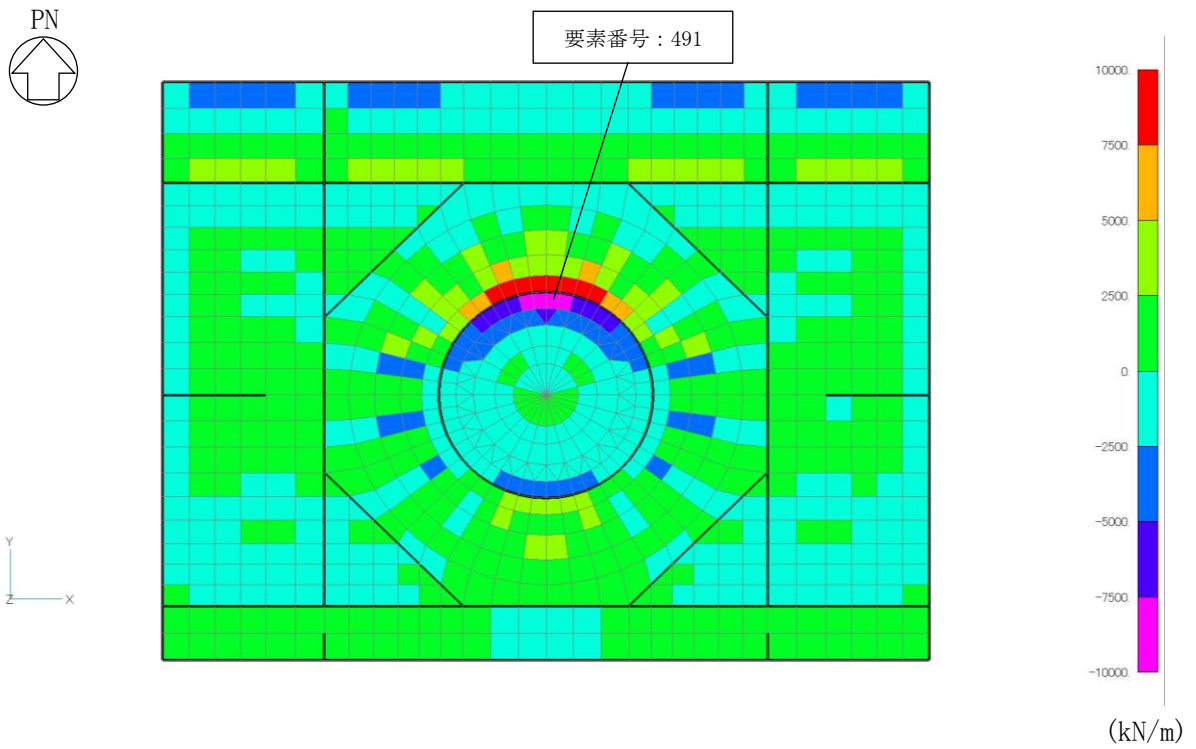
| 評価項目 | | 方向 | 要素 番号 | 組合せ ケース | 検定値 |
|--------------------|---|----|----------|------------|------|
| 軸力 + 曲げモーメント | コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$) | NS | 640 | 1-2 | 0.10 |
| | 鉄筋圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$) | 放射 | 491 | 1-2 | 0.05 |
| 面外せん断力 | 面外せん断力 ($\times 10^3 \text{kN/m}$) | NS | 491 | 1-1 | 0.75 |

注： は、検定値が最大となる要素を示す。



注 : は、検定値が最大となる要素を示す。

図 2-2 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果



面外せん断力 (NS方向, ケース 1-1)

図 2-3 断面の評価部分の選定に関する荷重組合せケースの断面力コンター図

別紙 6 最大接地圧について

目 次

| | |
|--------------|--------|
| 1. 概要 | 別紙 6-1 |
| 2. 接地圧 | 別紙 6-2 |

1. 概要

本資料は、原子炉建物基礎スラブの基準地震動 S_s による地震力（以下「 S_s 地震時」という。）に対する接地圧を示すものである。

2. 接地圧

S s 地震時の最大接地圧が、岩盤の極限支持力度 ($9.8 \times 10^3 \text{kN/m}^2$) を超えないことを確認する。

S s 地震時の接地圧を表 2-1～表 2-8 に示す。材料物性の不確かさを考慮した S s 地震時の最大接地圧は $2.01 \times 10^3 \text{kN/m}^2$ であることから、岩盤の極限支持力度を超えないことを確認した。なお、鉛直力及び転倒モーメントは減衰力を含んだ反力とする。

表 2-1 S s 地震時の接地圧 (ケース 1, NS 方向)

| 基準地震動 S s | 鉛直力 N ($\times 10^5 \text{kN}$) | 転倒モーメント M ($\times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}$) | 最大接地圧 ($\times 10^3 \text{kN/m}^2$) |
|--------------|--------------------------------------|---|--|
| S s - D | 22.8 | 62.1 | 2.01 |
| S s - F 1 | 16.1 | 41.0 | 1.19 |
| S s - F 2 | 16.6 | 45.5 | 1.25 |
| S s - N 1 | 16.3 | 61.5 | 1.69 |
| S s - N 2 NS | 18.1 | 56.7 | 1.49 |
| S s - N 2 EW | 18.1 | 52.5 | 1.36 |

表 2-2 S s 地震時の接地圧 (ケース 1, EW 方向)

| 基準地震動 S s | 鉛直力 N ($\times 10^5 \text{kN}$) | 転倒モーメント M ($\times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}$) | 最大接地圧 ($\times 10^3 \text{kN/m}^2$) |
|--------------|--------------------------------------|---|--|
| S s - D | 22.8 | 66.3 | 1.38 |
| S s - F 1 | 16.1 | 65.4 | 1.33 |
| S s - F 2 | 16.6 | 47.3 | 1.14 |
| S s - N 1 | 16.3 | 57.8 | 1.25 |
| S s - N 2 NS | 18.1 | 51.3 | 1.19 |
| S s - N 2 EW | 18.1 | 57.7 | 1.26 |

表 2-3 S_s地震時の接地圧 (ケース 2, NS方向)

| 基準地震動 S _s | 鉛直力 N (×10 ⁵ kN) | 転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m) | 最大接地圧 (×10 ³ kN/m ²) |
|------------------------|--------------------------------|--------------------------------------|--|
| S _s -D | 22.0 | 61.6 | 1.92 |
| S _s -F 1 | 15.3 | 42.0 | 1.20 |
| S _s -F 2 | 17.5 | 48.4 | 1.30 |
| S _s -N 1 | 16.8 | 61.2 | 1.69 |
| S _s -N 2 NS | 20.0 | 56.7 | 1.53 |
| S _s -N 2 EW | 20.0 | 53.4 | 1.39 |

表 2-4 S_s地震時の接地圧 (ケース 2, EW方向)

| 基準地震動 S _s | 鉛直力 N (×10 ⁵ kN) | 転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m) | 最大接地圧 (×10 ³ kN/m ²) |
|------------------------|--------------------------------|--------------------------------------|--|
| S _s -D | 22.0 | 65.3 | 1.37 |
| S _s -F 1 | 15.3 | 64.4 | 1.32 |
| S _s -F 2 | 17.5 | 47.1 | 1.14 |
| S _s -N 1 | 16.8 | 58.4 | 1.26 |
| S _s -N 2 NS | 20.0 | 49.7 | 1.19 |
| S _s -N 2 EW | 20.0 | 56.0 | 1.25 |

表 2-5 S_s地震時の接地圧 (ケース 3, NS方向)

| 基準地震動 S _s | 鉛直力 N (×10 ⁵ kN) | 転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m) | 最大接地圧 (×10 ³ kN/m ²) |
|----------------------|--------------------------------|--------------------------------------|--|
| S _s -D | 22.1 | 60.8 | 1.86 |
| S _s -F1 | 15.5 | 39.7 | 1.17 |
| S _s -F2 | 17.2 | 46.2 | 1.27 |
| S _s -N1 | 14.8 | 62.8 | 1.72 |
| S _s -N2NS | 16.7 | 57.5 | 1.50 |
| S _s -N2EW | 16.7 | 49.2 | 1.31 |

表 2-6 S_s地震時の接地圧 (ケース 3, EW方向)

| 基準地震動 S _s | 鉛直力 N (×10 ⁵ kN) | 転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m) | 最大接地圧 (×10 ³ kN/m ²) |
|----------------------|--------------------------------|--------------------------------------|--|
| S _s -D | 22.1 | 65.7 | 1.37 |
| S _s -F1 | 15.5 | 64.6 | 1.32 |
| S _s -F2 | 17.2 | 49.7 | 1.17 |
| S _s -N1 | 14.8 | 58.7 | 1.25 |
| S _s -N2NS | 16.7 | 53.8 | 1.21 |
| S _s -N2EW | 16.7 | 51.8 | 1.19 |

表 2-7 S_s地震時の接地圧 (ケース 4, NS方向)

| 基準地震動 S _s | 鉛直力 N (×10 ⁵ kN) | 転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m) | 最大接地圧 (×10 ³ kN/m ²) |
|------------------------|--------------------------------|--------------------------------------|--|
| S _s -D | 22.8 | 62.0 | 2.00 |
| S _s -F 1 | 16.0 | 41.1 | 1.19 |
| S _s -F 2 | 16.6 | 45.8 | 1.26 |
| S _s -N 1 | 16.3 | 61.8 | 1.71 |
| S _s -N 2 NS | 18.1 | 56.9 | 1.50 |
| S _s -N 2 EW | 18.1 | 52.7 | 1.37 |

表 2-8 S_s地震時の接地圧 (ケース 4, EW方向)

| 基準地震動 S _s | 鉛直力 N (×10 ⁵ kN) | 転倒モーメント M (×10 ⁶ kN・m) | 最大接地圧 (×10 ³ kN/m ²) |
|------------------------|--------------------------------|--------------------------------------|--|
| S _s -D | 22.8 | 66.4 | 1.38 |
| S _s -F 1 | 16.0 | 65.0 | 1.33 |
| S _s -F 2 | 16.6 | 47.4 | 1.14 |
| S _s -N 1 | 16.3 | 57.8 | 1.25 |
| S _s -N 2 NS | 18.1 | 51.4 | 1.19 |
| S _s -N 2 EW | 18.1 | 57.4 | 1.26 |