

| | |
|--------------|------------------|
| 東海第二発電所 審査資料 | |
| 資料番号 | PS-C-1 改 90 |
| 提出年月日 | 平成 30 年 6 月 22 日 |

東海第二発電所

重大事故等対策の有効性評価

平成 30 年 6 月
日本原子力発電株式会社

本資料のうち、は営業秘密又は防護上の観点から公開できません。

- 添付資料3.2.10 代替循環冷却系による原子炉注水を考慮しない場合の影響評価について
- 添付資料3.2.11 7日間における水源の対応について（高圧溶融物放出／格納容器雰囲気直接加熱）
- 添付資料3.2.12 7日間における燃料の対応について（高圧溶融物放出／格納容器雰囲気直接加熱）
- 添付資料3.2.13 常設代替交流電源設備の負荷（高圧溶融物放出／格納容器雰囲気直接加熱）
- 添付資料3.2.14 原子炉圧力容器破損時の溶融炉心の冠水評価について
- 添付資料3.2.15 コリウムシールド材料の選定について
- 添付資料3.2.16 コリウムシールド厚さ，高さの設定について
- 添付資料3.2.17 原子炉圧力容器の破損位置について
- 添付資料3.2.18 格納容器内に注入する窒素温度条件について
-
- 添付資料3.3.1 原子炉圧力容器外の溶融燃料－冷却材相互作用（炉外FCI）に関する知見の整理について
- 添付資料3.3.2 水蒸気爆発の発生を想定した場合の格納容器の健全性への影響評価
- 添付資料3.3.3 JASMIN解析について
- 添付資料3.3.4 水蒸気爆発評価の解析モデルについて
- 添付資料3.3.5 水蒸気爆発発生時のコリウムシールドへの影響
- 添付資料3.3.6 解析コード及び解析条件の不確かさの影響評価について（原子炉圧力容器外の溶融燃料－冷却材相互作用）
- 添付資料3.3.7 エントレインメント係数の圧カスパイクに対する影響
- 添付資料3.3.8 プラント損傷状態をLOCAとした場合の圧カスパイクへ

水蒸気爆発の発生を想定した場合の格納容器の健全性への影響評価

1. 評価目的

溶融炉心（以下「デブリ」という。）が原子炉圧力容器（以下「R P V」という。）の破損口から落下した際に水蒸気爆発（以下「S E」という。）が発生する可能性は、これまでの知見からも極めて低いと考えられる。しかしながら、S Eが発生した場合を考慮し、格納容器の健全性に対する影響を確認しておくことは格納容器下部への水張り等の格納容器破損防止対策の適切性を確認する上でも有益な参考情報になると考える。このため、ここではデブリ落下時のS E発生を想定し、その際の格納容器の健全性を評価する。

2. 評価方針

東海第二発電所のペDESTALは鉄筋コンクリート造の上下層円筒部の中間に床スラブを有する構造であり、デブリ落下時にS Eが発生した場合、ペDESTALの側壁（上下層円筒部）及び床スラブに過大な圧力が作用する。

ペDESTALの側壁はR P V支持機能を分担している。S E発生の影響により、ペDESTALの側壁が損傷し、R P V支持機能が喪失した場合には、R P Vが転倒し格納容器本体へ接触する等により、格納容器の健全性が損なわれるおそれがある。

また、ペDESTALの床スラブは、R P V破損時に落下するデブリをペDESTAL（ドライウェル部）で保持する機能を分担している。S E発生の影響により、ペDESTALの床スラブが損傷し、デブリ保持機能が喪失した場合には、サブプレッション・チェンバへデブリが落下し、サブプレッション・チェンバを水源とする系統（残留熱除去系、代替循環冷却系）に影響を及ぼし、格納容器の冷却ができなくなることで格納容器の健全性が損なわれるおそれがある。

以上を踏まえ、S E発生時の格納容器の健全性を評価するため、S Eが発生した場合のペDESTALの構造健全性を評価し、ペDESTALのR P V支持機能及びデブリ保持機能が損なわれないことを確認する。

3. 評価方法

(1) 評価条件

S Eの影響を評価するに当たっては、S Eによって発生するエネルギー、発生エネルギーによる圧力伝播挙動及び構造応答が重要な現象となる。よって、これらの現象を適切に評価することが可能であるS E解析コードJ A S M I N E及び汎用有限要素解析コードL S - D Y N Aを用いてペDESTALの構造健全性を評価する。

本評価に適用するJ A S M I N Eコードの解析条件及び解析結果の詳細を添付資料 3.3.3 に示す。また、L S - D Y N Aコードの評価モデル及び入力の詳細を添付資料 3.3.4 に示す。なお、これらの解析コードにおいて、ペDESTAL（ドライウエル部）の水位は1mとし、コリウムシールドは模擬しない条件とする。

(2) 判断基準

炉心損傷防止に失敗し、重大事故時を想定する防護レベルにおいて、格納容器の健全性維持に必要な安全機能であるR P V支持機能及びデブリ保持機能が損なわれないことを確認する観点から、本評価では構造物が終局限界状態に至らないことを確認するための判断基準を設定する。

第1表にペDESTAL構造健全性評価の判断基準を示す。

a. 側壁（R P V支持機能）

ペDESTルの側壁は上下層円筒構造であることから、同様な円筒形状の構築物の設計規格が示されている、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「C C V規格」という。）を準用して判断基準を設定する。

コンクリートの圧縮ひずみについては，C C V規格 CVE-3511.2 荷重状態Ⅳのシェル部コンクリートの許容ひずみである $3,000 \mu$ を基準として，R P V支持機能に影響を及ぼす範囲の圧壊が生じないこととする。鉄筋の引張ひずみについては，C C V規格 CVE-3511.2 荷重状態Ⅳの鉄筋の許容ひずみである $5,000 \mu$ を超えないこととする。S E時に発生する面外方向のせん断については，C C V規格 CVE-3514.2 荷重状態Ⅳにおける終局面外せん断応力度を設定し，上部側壁で 3.09N/mm^2 ，下部側壁で 2.65N/mm^2 を超えないこととする。別添 1 に終局面外せん断応力度の算定過程を示す。

また，S Eは爆発事象であり衝撃荷重が問題となることから，建築物の耐衝撃設計の考え方（（社）日本建築学会，2015）（以下「A I J耐衝撃設計の考え方」という。）において進行性崩壊回避の考え方が示されていることを参考に，構造物の崩壊に対する健全性を確認する観点より，S Eによる側壁の変位が増大しないことを確認することとする。

b. 床スラブ（デブリ保持機能）

コンクリートの圧縮ひずみについては，側壁と同様にC C V規格を準用することとし，荷重状態Ⅳのコンクリートの許容ひずみである $3,000 \mu$ を基準として，デブリ保持機能に影響を及ぼす範囲の圧壊が生じないこととする。鉄筋についても側壁と同様に荷重状態Ⅳの鉄筋の許容ひずみである $5,000 \mu$ を超えないこととする。

ペデスタルは上下層円筒部の中間に円盤形の床スラブを有する構造であるが、この構造に対する面外せん断の判断基準設定に当たり、CCV規格には適した規定がないことから、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002）（以下「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕」という。）に基づく終局面外せん断応力度を設定し、 4.33N/mm^2 を超えないこととした。別添2に終局面外せん断応力度の算定過程を示す。

また、側壁と同様に、AIJ耐衝撃設計の考え方を参考に、構造物の崩壊に対する健全性を確認する観点より、SEによる床スラブの変位（たわみ量）が増大しないことを確認することとする。

4. 評価結果

(1) 側壁（RPV支持機能）

a. 側壁の変位

第1図に側壁の半径方向変位時刻歴を示す。最大変位はX方向で約0.16mmにとどまり、変位は増大していないことから、SE後の構造物の進行性の崩壊はない。

b. コンクリートの圧縮ひずみ

第3図に最小主ひずみ（圧縮ひずみ）分布を示す。側壁にはCCV規格に基づく許容ひずみ $3,000\mu$ を超える部位は生じないことから、機能に影響を及ぼす圧壊は生じない。

c. 鉄筋の引張ひずみ

第4図に鉄筋の軸ひずみ（引張ひずみ）分布を示す。側壁の鉄筋に発生する軸ひずみは約 184μ であり、CCV規格に基づく許容ひずみ $5,000\mu$ を超えない。

d. 側壁の面外せん断

第2表に側壁の面外せん断評価結果を示す。発生するせん断応力度は上部約 $0.93\text{N}/\text{mm}^2$ 及び下部約 $0.77\text{N}/\text{mm}^2$ であり、それぞれのCCV規格に基づく終局面外せん断応力度である、 $3.09\text{N}/\text{mm}^2$ 及び $2.65\text{N}/\text{mm}^2$ を超えない。

(2) 床スラブ（デブリ保持機能）

a. 床スラブの変位（たわみ量）

第2図に床スラブの鉛直方向変位の時刻歴を示す。最大変位は約 2.0mm とどまり、変位は増大していないことから、SE後の構造物の進行性の崩壊はない。

b. コンクリートの圧縮ひずみ

第3図に示したとおり、CCV規格に基づく許容ひずみ $3,000\mu$ を超える部位は、床スラブ上面の僅かな範囲にとどまることから、機能に影響を及ぼす圧壊は生じない。

c. 鉄筋の引張ひずみ

第4図に示したとおり、床スラブの鉄筋に発生する軸ひずみは約 364μ であり、CCV規格に基づく許容ひずみ $5,000\mu$ を超えない。

d. 床スラブの面外せん断

第3表に床スラブの面外せん断に対する評価結果を示す。発生するせん断応力度は約 $3.70\text{N}/\text{mm}^2$ であり、終局面外せん断応力度 $4.33\text{N}/\text{mm}^2$ を超えない。

第4表にペDESTAL構造健全性評価の評価結果のまとめを示す。

5. まとめ

SE解析コードJASMIN E，汎用有限要素解析コードLS-DYNAにより，SEの発生を想定した場合の格納容器健全性への影響を評価した。その結果，SE時のペDESTAL（ドライウエル部）床面及び壁面に発生する応力やひずみは判断基準を満足し，SE後においても変位の増大はないことから，ペDESTALに要求されるRPV支持機能及びデブリ保持機能が損なわれないことを確認した。したがって，SEの発生を想定した場合であっても，格納容器の健全性は維持される。

第1表 ペデスタル構造健全性評価の判断基準

| 機能 | 評価部位 | | 項目 | 判断基準 | 準用規格等 |
|------------|------|--------|--------------------------|---|--------------------------|
| R P V 支持機能 | 側壁 | コンクリート | 変位 | 変位が増大せず，S E 後の構造物の進行性の崩壊がない | A I J 耐衝撃設計の考え方 |
| | | | 圧縮ひずみ | 機能に影響を及ぼす範囲の圧壊（3,000 μ ）が生じない | C C V 規格 CVE-3511.2 |
| | | | 面外せん断 | 終局面外せん断応力度（上部側壁：3.09 N/mm ² ，下部側壁 2.65N/mm ² ）を超えない | C C V 規格 CVE-3514.2 |
| | 鉄筋 | 引張ひずみ | 許容ひずみ（5,000 μ ）を超えない | C C V 規格 CVE-3511.2 | |
| デブリ保持機能 | 床スラブ | コンクリート | 変位 | 変位が増大せず，S E 後の構造物の進行性の崩壊がない | A I J 耐衝撃設計の考え方 |
| | | | 圧縮ひずみ | 機能に影響を及ぼす範囲の圧壊（3,000 μ ）が生じない | C C V 規格 CVE-3511.2 |
| | | | 面外せん断 | 終局面外せん断応力度（4.33N/mm ² ）を超えない | コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] |
| | 鉄筋 | 引張ひずみ | 許容ひずみ（5,000 μ ）を超えない | C C V 規格 CVE-3511.2 | |

第2表 側壁の面外せん断に対する評価結果

| 評価部位 | 発生応力度 | 判断基準 | 評価※ |
|------|--------------------------|------------------------|-----|
| 側壁上部 | 約 0.93 N/mm ² | 3.09 N/mm ² | ○ |
| 側壁下部 | 約 0.77 N/mm ² | 2.65 N/mm ² | ○ |

※ 「○」 解析結果の発生応力度が判断基準を満足する

第3表 床スラブの面外せん断に対する評価結果

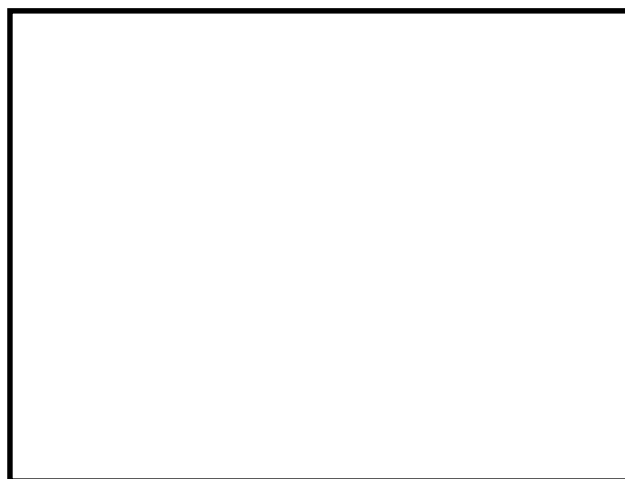
| 評価部位 | 発生応力度 | 判断基準 | 評価※ |
|------|--------------------------|------------------------|-----|
| 床スラブ | 約 3.70 N/mm ² | 4.33 N/mm ² | ○ |

※ 「○」 解析結果の発生応力度が判断基準を満足する

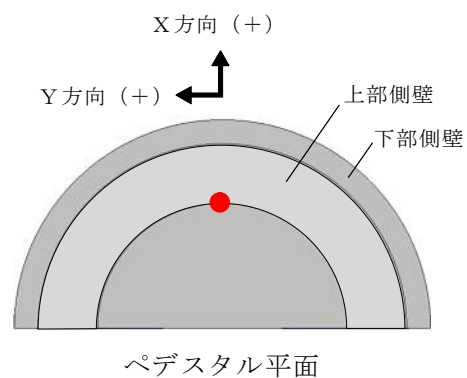
第4表 ペデスタル構造健全性評価の評価結果のまとめ

| 機能 | 評価部位 | | 項目 | 判断基準 | 解析結果 | 評価※ |
|------------|------|--------|-------|---|--|-----|
| R P V 支持機能 | 側壁 | コンクリート | 変位 | 変位が増大せず，S E後の構造物の進行性の崩壊がない | 変位は増大しない | ○ |
| | | | 圧縮ひずみ | 機能に影響を及ぼす範囲の圧壊（3,000 μ ）が生じない | 圧壊は側壁に生じない | ○ |
| | | | 面外せん断 | 終局面外せん断応力度（上部側壁：3.09N/mm ² ，下部側壁2.65N/mm ² ）を超えない | 上部側壁：約0.93N/mm ² 下部側壁：約0.77N/mm ² | ○ |
| | | 鉄筋 | 引張ひずみ | 許容ひずみ（5,000 μ ）を超えない | 約184 μ | ○ |
| デブリ保持機能 | 床スラブ | コンクリート | 変位 | 変位が増大せず，S E後の構造物の進行性の崩壊がない | 変位は増大しない | ○ |
| | | | 圧縮ひずみ | 機能に影響を及ぼす範囲の圧壊（3,000 μ ）が生じない | 圧壊は床スラブ上面の僅かな範囲にとどまる | ○ |
| | | | 面外せん断 | 終局面外せん断応力度（4.33N/mm ² ）を超えない | 約3.70N/mm ² | ○ |
| | | 鉄筋 | 引張ひずみ | 許容ひずみ（5,000 μ ）を超えない | 約364 μ | ○ |

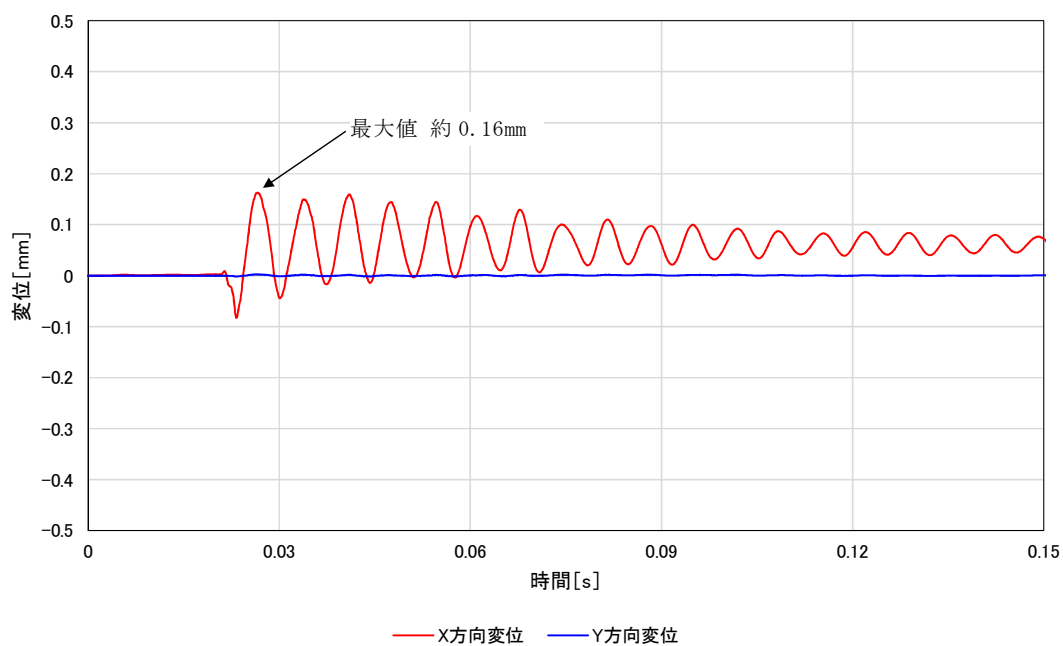
※ 「○」解析結果が判断基準を満足する



ペDESTAL断面



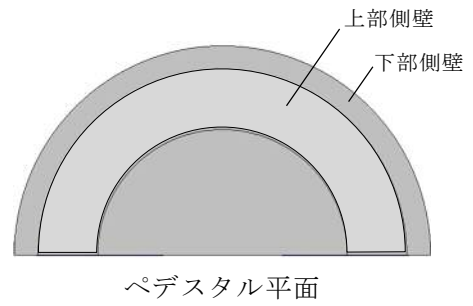
● 対象部位



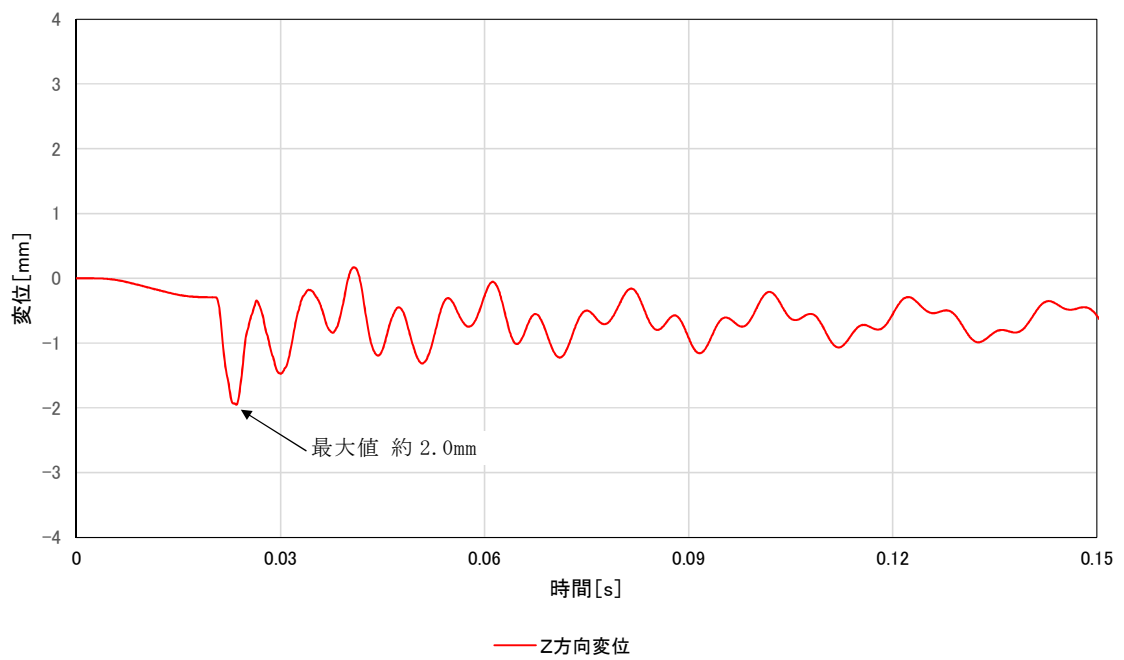
第 1 図 ペDESTAL側壁の半径方向変位時刻歴



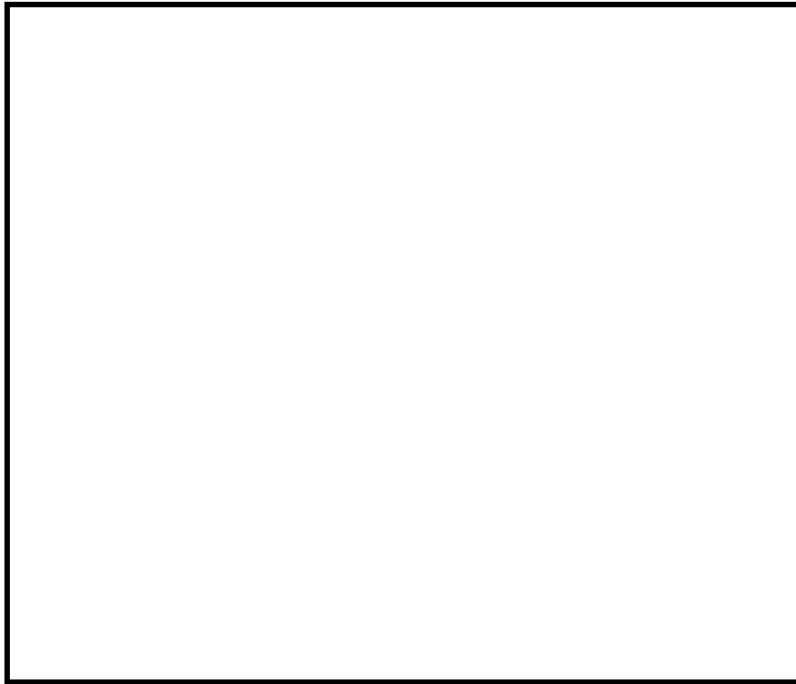
ペDESTAL断面



● 対象部位



第2図 ペDESTAL床スラブの鉛直方向変位時刻歴



第3図 コンクリートの最小主ひずみ（圧縮ひずみ）分布



第4図 鉄筋の軸ひずみ分布

側壁の終局面外せん断応力度

1. 算定条件

ペDESTALの側壁は、円筒形シェル構造であることから、CCV規格 CVE-3514.2 荷重状態Ⅳにおけるシェル部の終局面外せん断応力度の算定式を適用し、側壁の終局面外せん断応力度を算定する。第1図に算定対象部位を示す。

$$\tau_H = 10p_{t\theta} \cdot f_y / (13.2\sqrt{\beta} - \beta)$$

ここで、

τ_H : 終局面外せん断応力度 (N/mm²)

$p_{t\theta}$: 円周方向主筋の鉄筋比 (-)

f_y : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)

β : 次の計算式により計算した値 $\beta = r/t$

r : シェル部の胴の厚さの中心までの半径(mm)

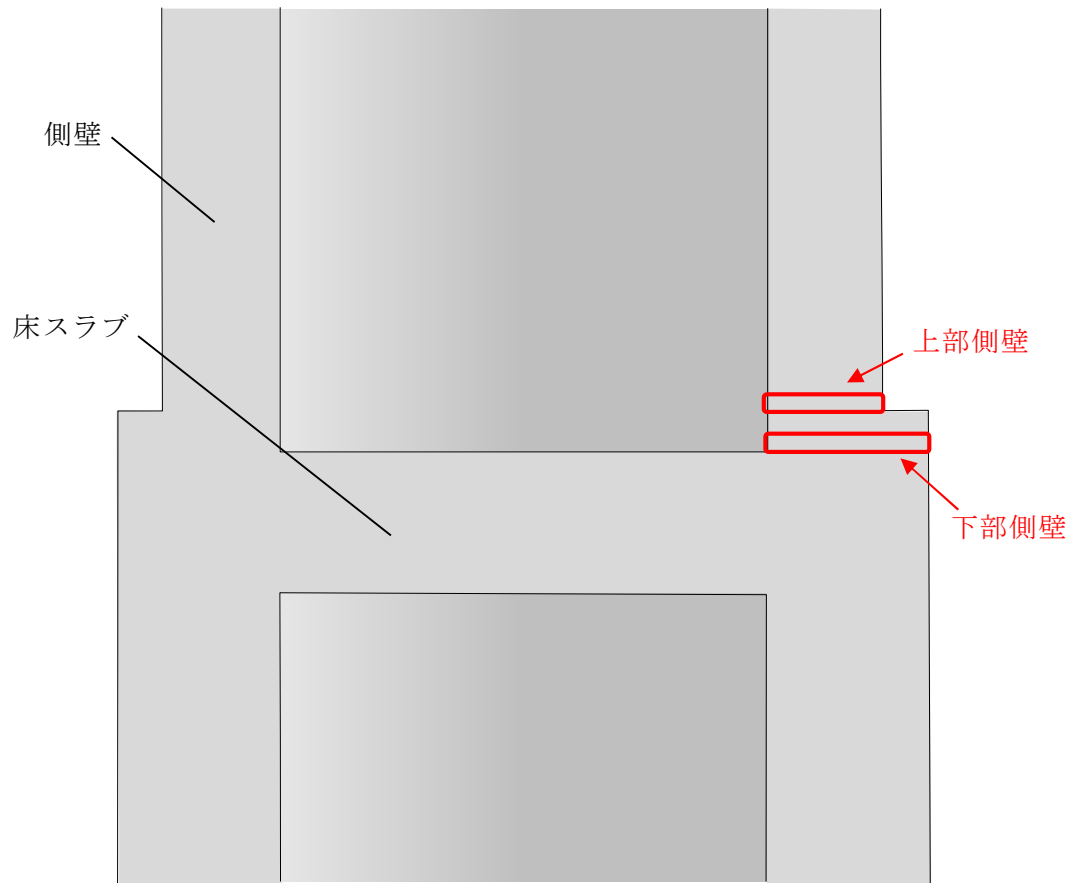
t : シェル部の胴の厚さ(mm)

各項目の数値を下表に示す。

| 項目 | | 数値 |
|------|----------------------------|----------------------|
| 上部側壁 | $p_{t\theta}$: 円周方向主筋の鉄筋比 | |
| | f_y : 鉄筋の許容引張応力度 | 345N/mm ² |
| | r : シェル部の胴の厚さの中心までの半径 | |
| | t : シェル部の胴の厚さ | |
| 下部側壁 | $p_{t\theta}$: 円周方向主筋の鉄筋比 | |
| | f_y : 鉄筋の許容引張応力度 | 345N/mm ² |
| | r : シェル部の胴の厚さの中心までの半径 | |
| | t : シェル部の胴の厚さ | |

2. 算定結果

算定の結果、側壁の終局面外せん断応力度は上部側壁で 3.09N/mm²，下部側壁で 2.65N/mm²となる。



第1図 算定対象部位

床スラブの終局面外せん断応力度

1. 算定条件

S E時の床スラブのせん断力に対する検討は、コンクリート標準示方書[構造性能照査編]に基づき、終局限界状態に至らないことを確認する。評価対象となる床スラブの形状は円盤形であり、S Eによる分布荷重を受ける。

せん断に対する検討に際して、分布荷重を受ける円盤スラブの部材応力分布について、機械工学便覧を参照し、対象とする部材のせん断力の最大値が生じている断面の曲げモーメント及びせん断力と躯体の形状寸法より、せん断スパン比が1.0以下であることを確認した。一般的に、せん断スパン比が1.0以下である梁部材はディープビームと呼ばれており、本検討では、コンクリート標準示方書[構造性能照査編]に示されるディープビームの設計せん断耐力式を適用し、床スラブの終局面外せん断応力度を設定する。

$$V_{cda} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{da} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$$

ここで、

$$f_{da} = 0.19 \sqrt{f'_{ca}} \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad \text{ただし、} \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } 1.5 \text{ とする}$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p_w} \quad \text{ただし、} \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } 1.5 \text{ とする}$$

$$\beta_a = \frac{5}{1+(a/d)^2}$$

f'_{ca} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)

d : 有効せい (m)

p_w : 引張鉄筋比 (—)

a/d : せん断スパン比 (—)

b_w : 腹部の幅 (mm)

γ_b : 部材係数 (—)

各項目の数値を下表に示す。

| 項目 | 数値 |
|---------------------------|------------------------|
| f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 | 32.86N/mm ² |
| コンクリートの設計基準強度 | 22.06N/mm ² |
| 圧縮強度動的増倍率 [※] | 1.49 |
| d : 有効せい | |
| p_w : 引張鉄筋比 | |
| a/d : せん断スパン比 | 0.43 |
| b_w : 腹部の幅 | |
| γ_b : 部材係数 | 1.3 |

※ 次項参照

2. 圧縮強度動的増倍率の算定

一般に、コンクリートの強度、ヤング係数等の材料特性は、コンクリートに作用する荷重の載荷速度に依存する。その強度とヤング係数は、応力速度又はひずみ速度の対数に比例して増加することが明らかになっていることより、床スラブの終局面外せん断応力度算定においては、圧縮に対する材料強度にひずみ速度効果を考慮することとし、本評価ではコンクリート標準示方書[構造性能照査編]において具体的計算方法が示されている、CEB-FIP Model Code 1990 による圧縮強度動的増倍率を設定した。

LS-DYNAコードによるSE解析では、せん断検討範囲の床スラブのコンクリート要素が経験するひずみ速度が $30s^{-1}$ 以下であるため、その範囲における CEB-FIP Model Code 1990 の圧縮強度動的増倍率の算定式を以下に示す。

$$f_{c,imp}/f_{cm} = (\dot{\varepsilon}_c/\dot{\varepsilon}_{c0})^{1.026\alpha_s} \quad \text{for } |\dot{\varepsilon}_c| \leq 30s^{-1}$$

ここで、

$$\alpha_s = \frac{1}{5 + 9f_{cm}/f_{cm0}}$$

$f_{c,imp}$: 衝撃時の圧縮強度

f_{cm} : 圧縮強度 = $225\text{kg}/\text{cm}^2 \times 0.0980665 \doteq 22.06 \text{ MPa}$

f_{cm0} : 10MPa

$\dot{\varepsilon}_c$: ひずみ速度* = 0.5 s^{-1}

$\dot{\varepsilon}_{c0}$: $30 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$

※ LS-DYNAコードを用いたSE解析における床スラブ端部のひずみ速度に基づき設定

以上より、圧縮強度の動的増倍率は1.49となる。


3. 算定結果

ディープビームの設計せん断耐力 V_{cad} は、約6,078 kNとなり、終局面外せん断応力度として $4.33 \text{ N}/\text{mm}^2$ となる。

S E 発生時の面外せん断応力度の算定方法

1. 面外せん断に対する検討範囲

(1) 床スラブの検討範囲

第 1 図にペDESTALの床スラブの形状寸法を示す。ペDESTALの床スラブは直径 6,172mm, 板厚  の円盤形状であり, S E 時には圧力波の伝播による分布荷重を受ける。面外せん断に対する検討に際して, 分布荷重を受ける円盤スラブの部材応力分布について, 機械工学便覧の円板の応力計算式に基づき, 対象とする部材のせん断力 (Q) の最大値が生じている断面の曲げモーメント (M) 及びせん断力 (Q) によりせん断スパン比を確認した。第 2 図に曲げモーメント及びせん断力分布図を示す。せん断力の最大値が生じる断面はスラブ端部であり, 曲げモーメントとの関係を算定した結果, せん断スパン比が 1.0 以下であった。一般的にせん断スパン比が 1.0 以下である梁部材は, ディープビームと呼ばれており, 本検討では, コンクリートコンクリート標準示方書 [構造性能照査編] に示されるディープビームの設計せん断耐力式に適用し, 終局限界に対する構造健全性を確認する。

前述のとおり, 東海第二発電所のペDESTALの床スラブは, 躯体の形状, 寸法及び応力状態より, せん断スパン比が小さい構造物である。本評価に用いる検討範囲及び検討用のせん断力については, 原子力発電所耐震設計技術規程 J E A C 4601-2008 ((社) 日本電気協会, 2008) において, 主要な荷重が分布荷重又は多点荷重で, 材料非線形解析手法を用いて具体的な部材性能照査を行う場合の参考図書として記載されている原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル ((社) 土木学会, 1992)

を用いて検討範囲及び検討用せん断力の設定を行った。

第3図に床スラブの形状及び発生するせん断力分布の概念図を示す。検討断面の位置は側壁内側のスラブ端部からの距離 x に設定する。なお、距離 x の上限値として有効せいの1.5倍、下限値として断面せいの1/2倍と規定されているため、本評価においては、安全側に下限値となる断面せいの1/2倍である とし、更に検討用のせん断力についても、スラブ端部から の位置のせん断力ではなく、距離 x から部材端部までのせん断力分布の平均値を用いた値を検討用のせん断力とした。第4図に、解析モデルにおける床スラブ検討範囲（L S - D Y N A解析結果の評価におけるせん断力の抽出範囲）を示す。

(2) 側壁の検討範囲

第5図に側壁検討範囲を示す。ペDESTALの側壁はEL. 12. 184mにて上部と下部の二階層に分けられている設計である。S E発生時の水張高さであるペDESTAL床面高さ1mまでの側壁に直接動的荷重が加わることから、側壁の検討断面は上部、下部のそれぞれの水の接する高さの断面とした。

2. 面外せん断応力度の算定

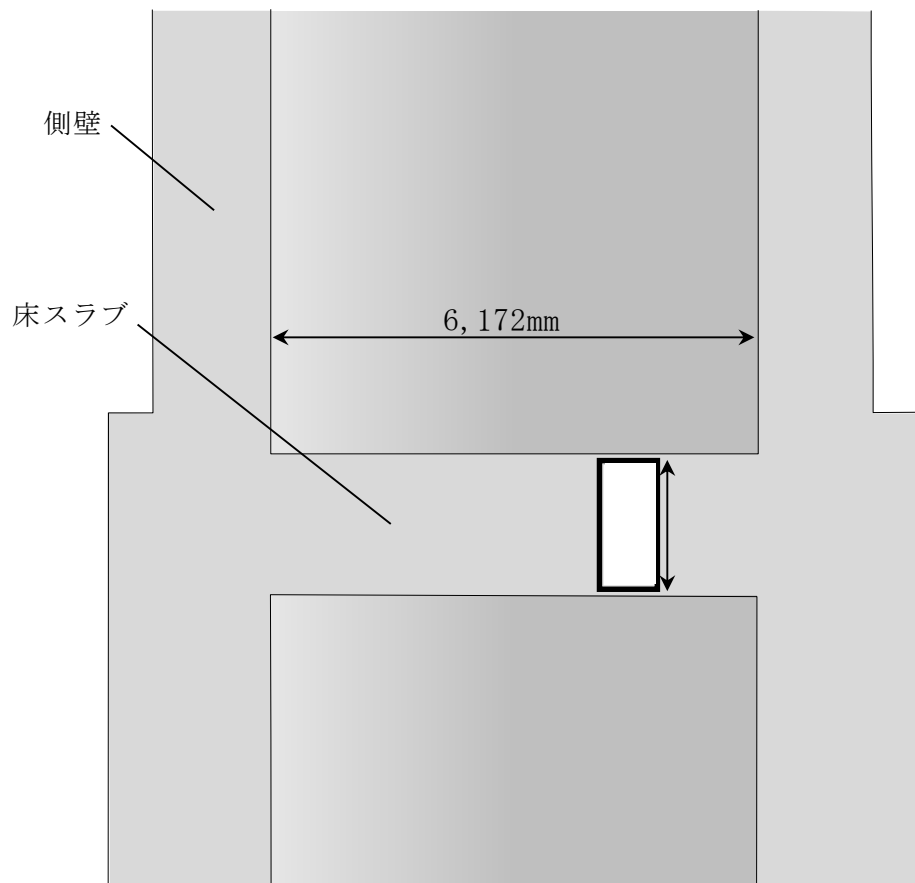
面外せん断応力度の算定について、床スラブを例に説明する。なお、側壁についても床スラブと同様に面外せん断応力度を算定している。

第6図にペDESTAL床スラブ端部の躯体形状の概念を示す。また、第7図に直交座標系応力成分を示す。床スラブ端部1列目の各要素のせん断力 ($Q(1, 1) \sim Q(1, j)$) は、直交座標系における τ_{yz} 応力成分に相当するせん断応力度 ($\tau_{yz}(1, 1) \sim \tau_{yz}(1, j)$) を要素毎に取り出し、要素毎のせん断断面積 ($A(1, 1) \sim A(1, j)$) をそれぞれ乗じることにより算定する。

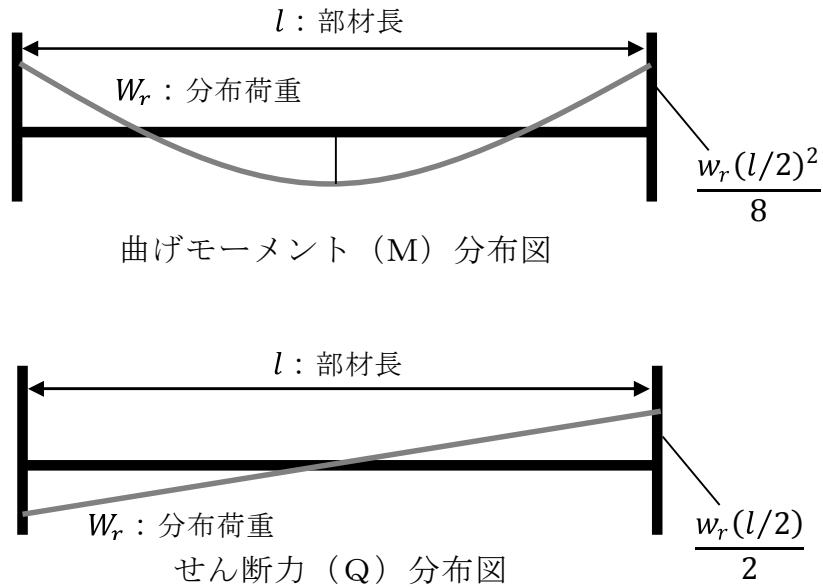
床スラブ端部の1列目の要素幅当たりの面外せん断応力度は、スラブの厚さ方向(1~j行目)の各要素のせん断力(Q(1,1)~Q(1,j))を合算した値($\sum_{i=1}^j Q_{(1,i)}$)に1列目のせん断断面積($\sum_{i=1}^j A_{(1,i)}$)で除して、スラブ端部1列目の面外せん断応力度(τ_1)を算定する。したがって、k列目の面外せん断応力度(τ_k)は、 $\tau_k = \sum_{i=1}^j Q_{(k,i)} / \sum_{i=1}^j A_{(k,i)}$ で表すことができる。次に、列毎の面外せん断応力度($\tau_1 \sim \tau_k$)に、それぞれの半径方向要素幅を乗じて合算した値を検討範囲の幅で除すことにより、検討範囲における面外せん断応力度を算定する。第1表に本手順により算定したSE発生時の面外せん断応力度を示す。

第1表 SE発生時の面外せん断応力度

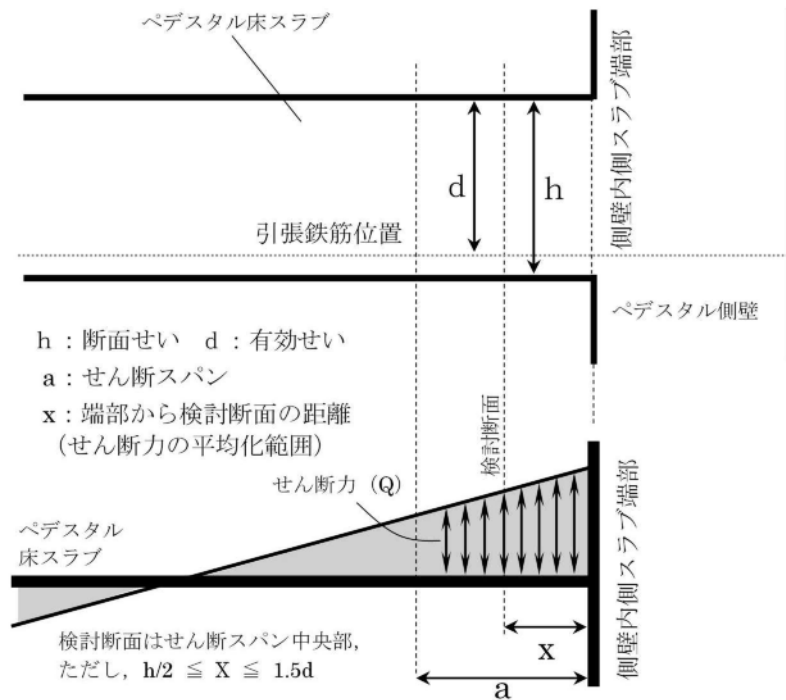
| 評価対象部位 | | 発生応力度 |
|--------|----|--------------------------|
| 側壁 | 上部 | 約 0.93 N/mm ² |
| | 下部 | 約 0.77 N/mm ² |
| 床スラブ | | 約 3.70 N/mm ² |



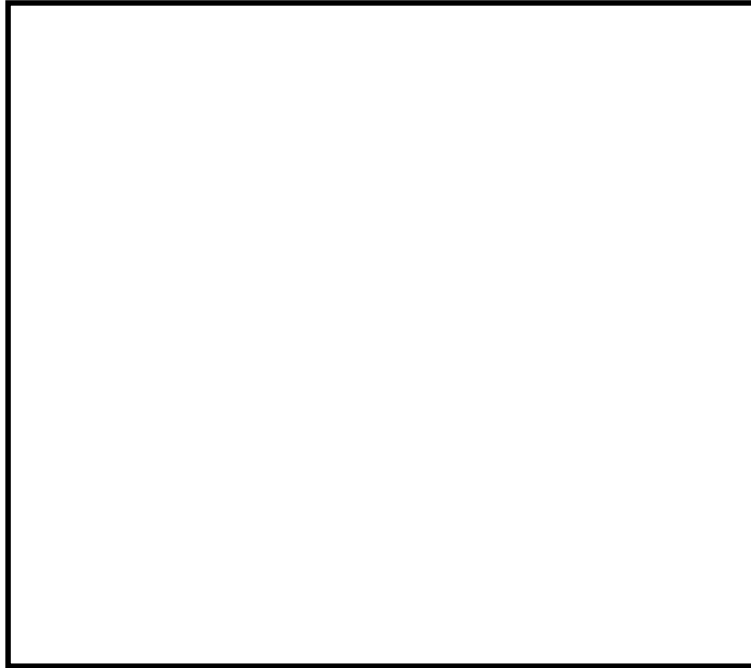
第1図 ペDESTALの床スラブの形状寸法



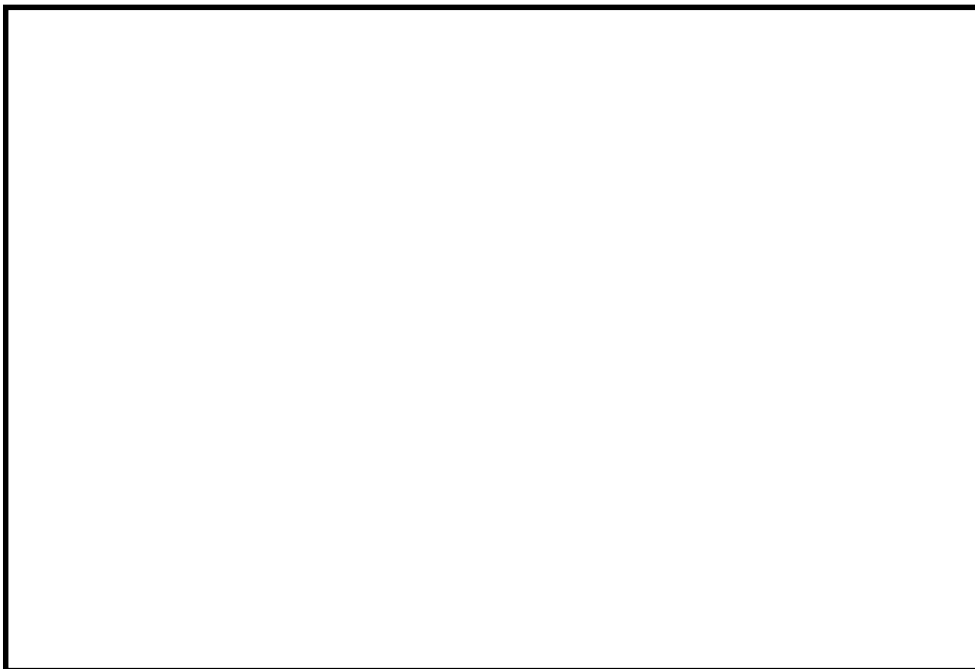
第 2 図 曲げモーメント及びせん断力分布の関係



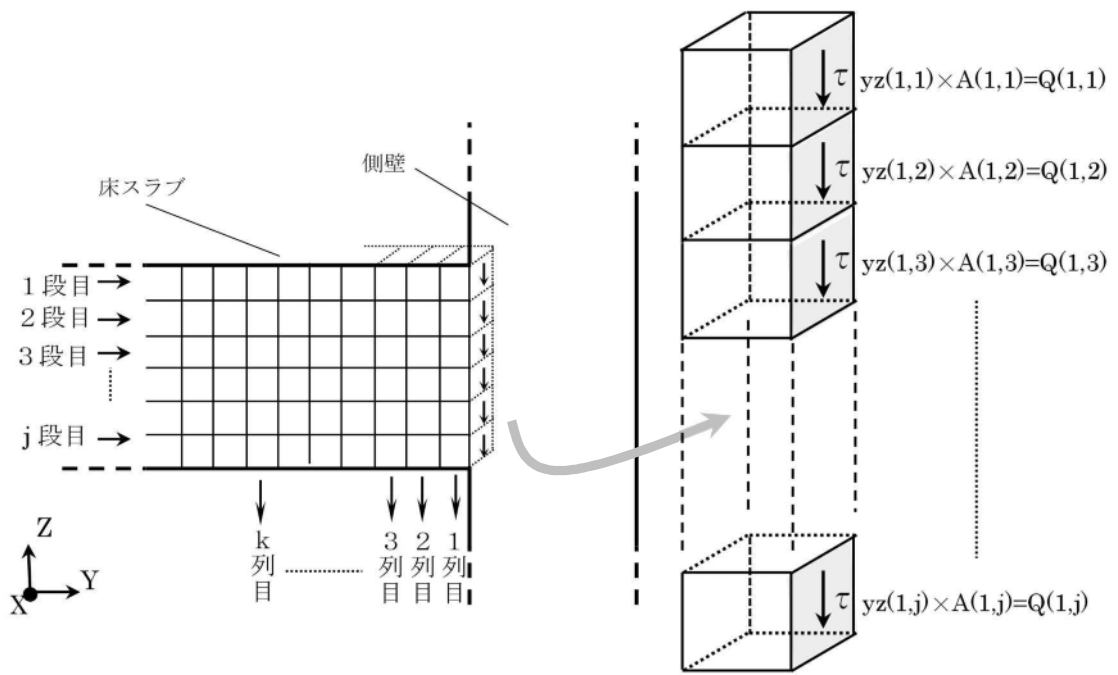
第 3 図 床スラブの形状及び発生するせん断力分布の概念



第4図 床スラブ部解析モデルにおける面外せん断力の検討範囲

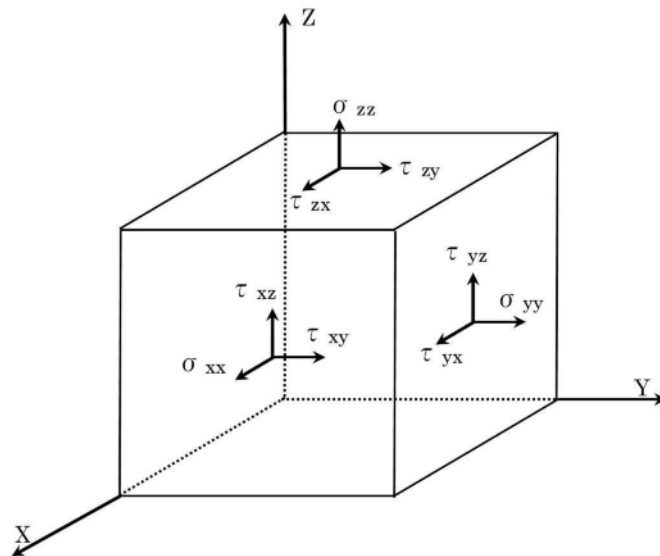


第5図 側壁部解析モデルにおける面外せん断力の検討範囲



<1列目の面外せん断応力の算出>

第6図 床スラブ端部躯体形状概念図



第7図 直交座標系応力成分

ペDESTALに作用する圧力について

1. ペDESTAL躯体に作用する圧力の分布

水蒸気爆発は、溶融デブリが水中に落下し、融体が膜沸騰状態で分散混合することで粗混合領域が形成され、さらに、この粗混合領域においてトリガリングが発生することで、融体の細粒化、急速放熱に伴い圧力波が粗混合領域内を伝播し、この相互作用の結果、高圧領域（爆発源）が形成される事象である。ペDESTAL中心でSEが発生すると、高圧領域より生じた圧力波は、水中で減衰（距離減衰）しながら側壁の方向へ進行する。

第1図及び第2図にLS-DYNA解析におけるペDESTAL躯体に作用する圧力の分布を示す。LS-DYNA解析では、床スラブには最高約55MPa、側壁には最高約4MPaの圧力が作用する。

なお、LS-DYNAにおける爆発源の調整の結果、側壁及び床スラブの力積がSE解析コードJASMINEの解析結果を包絡していることを確認している。（添付資料3.3.4別添）

2. 手計算との発生応力の比較

ペDESTAL躯体に作用する圧力より材料力学に基づく手計算手法を用いて求めたコンクリートの応力と、LS-DYNA解析におけるコンクリートの応力を比較した。

第3図に手計算及び解析結果の応力比較を示す。下部側壁に作用する圧力の平均値（最高約2MPa）より機械工学便覧に示されている内圧を受ける円筒の弾性応力算定式にて求めた面外方向応力の平均値は最大約0.70N/mm²であり、解析結果の約0.77N/mm²と比較して両者はよく一致している。したがって、LS-DYNA解析では構造物の応答が適切に評価されている。

$$\sigma_r = -\frac{k^2/R^2 - 1}{k^2 - 1} P_a$$

ここで、

k : b/a により計算した値

R : r/a により計算した値

a : 内半径 (mm) …3,086mm

b : 外半径 (mm) …

r : 半径方向の座標 (mm) … (下部側壁の壁厚中心)

P_a : 内圧 (MPa)

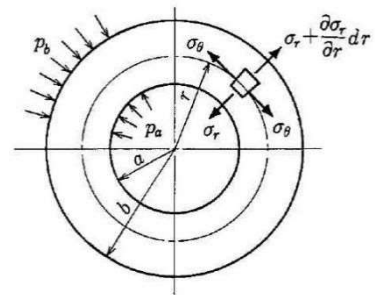
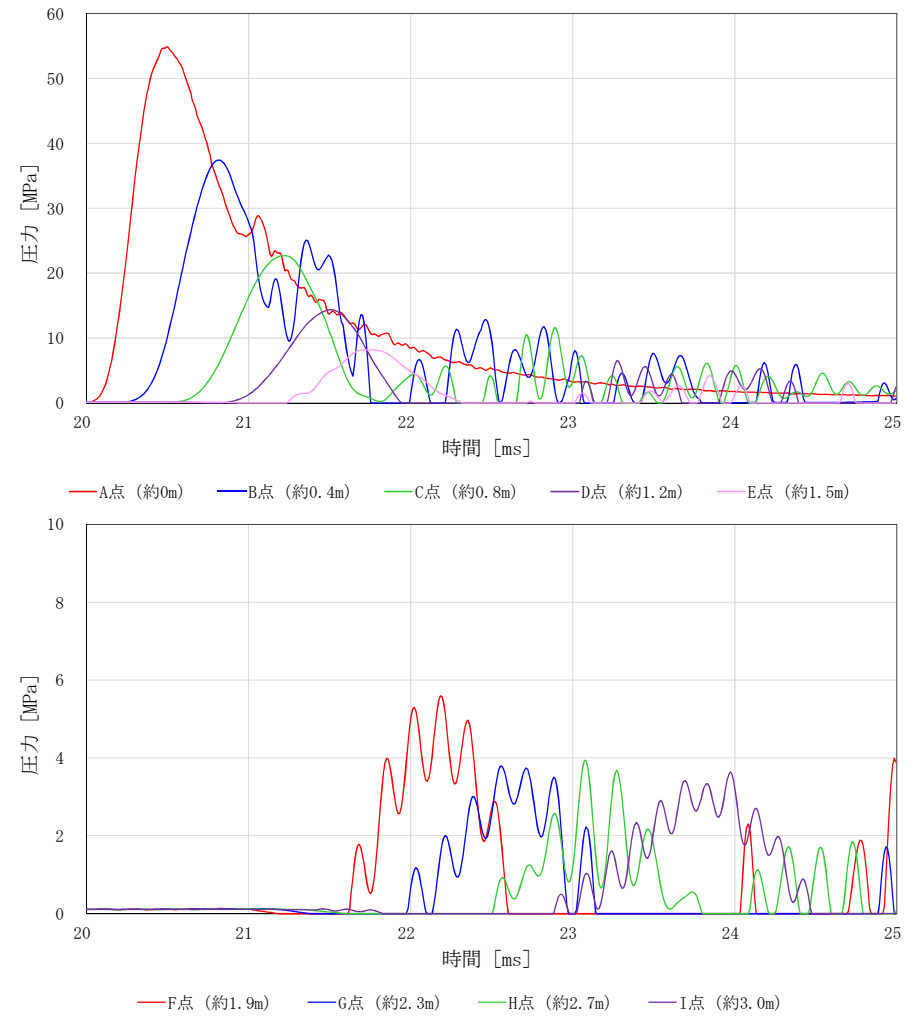
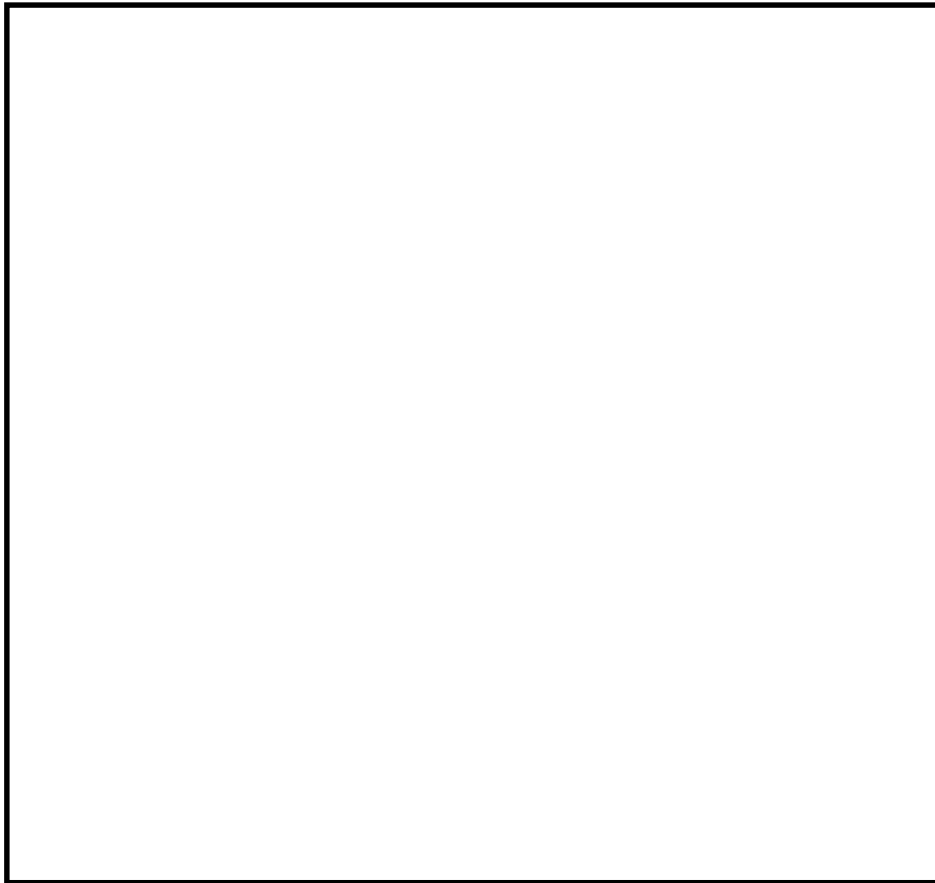
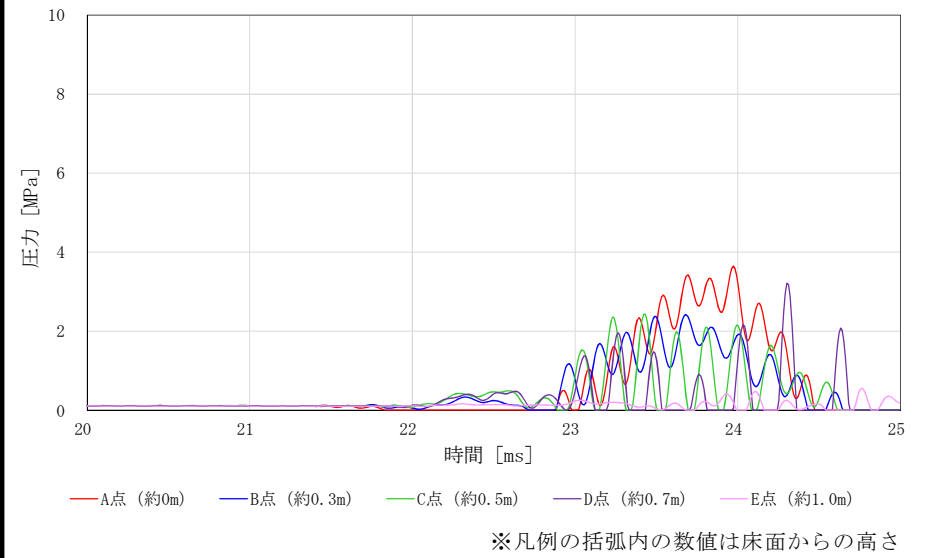
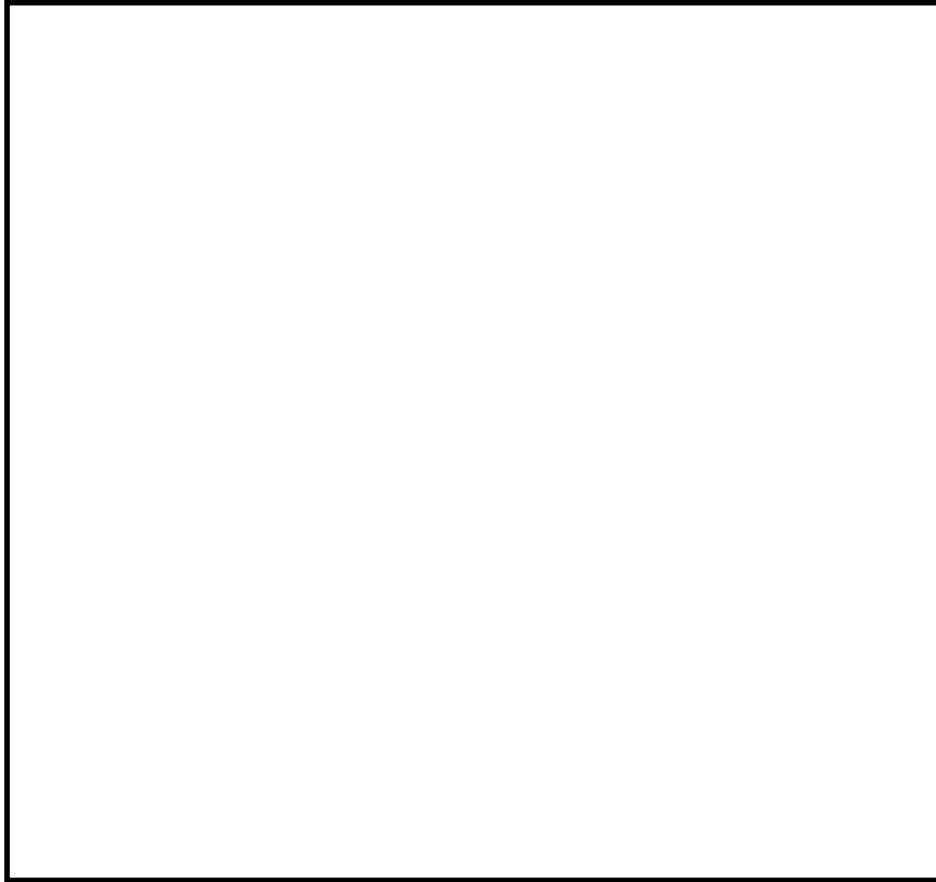


図6・9 内外圧を受ける円筒
(機械工学便覧 基礎編 a3 材料力学)

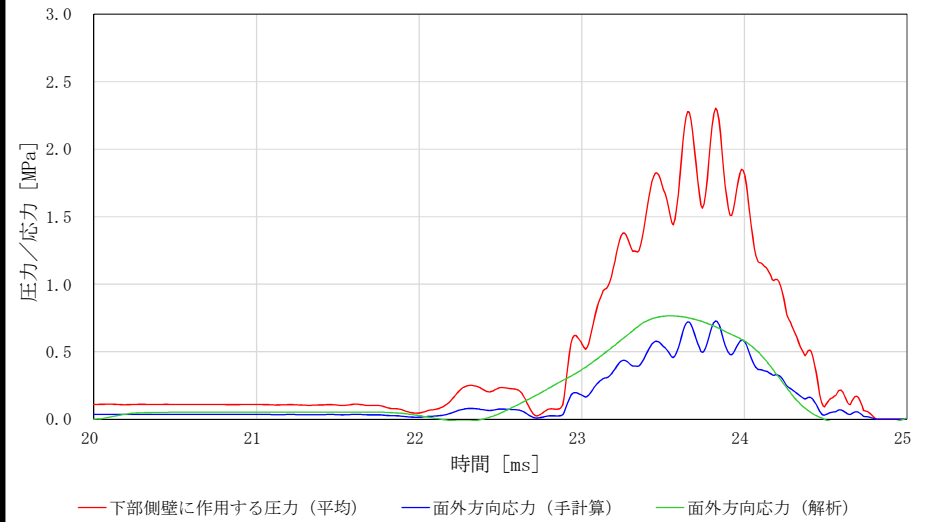
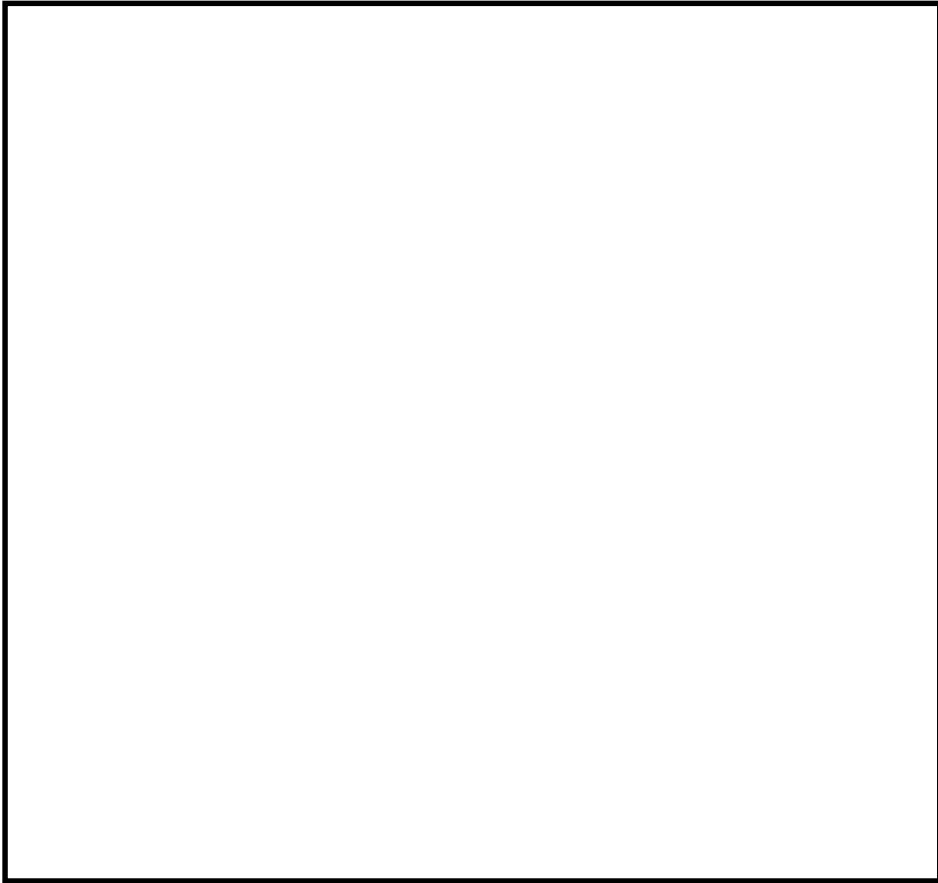


※凡例の括弧内の数値は床スラブ中心からの距離

第1図 床スラブに作用する圧力の分布



第2図 側壁に作用する圧力の分布



第 3 図 手計算及び解析結果の応力比較 (下部側壁)

S E後のコンクリートの残留ひび割れの影響（参考）

1. はじめに

東海第二発電所では，S Eによって残留熱除去系及び代替循環冷却系の水源となるサプレッション・チェンバに大量のデブリが移行するような経路が形成されないことを確認するため，S EによってペDESTALの構造が終局状態に至らないことを評価し，R P V支持機能及びデブリ保持機能が維持されることを確認している。しかしながら，S Eによって躯体に生じた残留ひび割れより，デブリの冷却水がペDESTALの外へ漏えいすることも考えられることから，デブリ冷却性の観点で残留ひび割れからの漏水影響を検討する。

2. 残留ひび割れ幅の算定

(1) 算定方法

L S - D Y N AコードによるS E解析終了時刻における鉄筋の軸方向の引張応力状態により，コンクリート標準示方書〔設計編〕（（社）土木学会，2012））（以下「コンクリート標準示方書〔設計編〕」という。）のひび割れ幅の算定式を用いてペDESTAL躯体の残留ひび割れ幅を算定する。

鉄筋コンクリート部材に曲げモーメントが作用した場合，曲げモーメントの増加と共にひび割れが発生し，その本数が増加することでひび割れ間隔が小さくなっていく。しかし，曲げモーメントがある程度以上大きくなると，新たなひび割れが発生しない状態となる。このとき，鉄筋コンクリートのひび割れ幅（ W_{cr} ）は，一般的に（1）式で表すことができ，鉄筋コンクリートのひび割れ間隔に，ひび割れ間のコンクリートと鉄筋のひずみ差を乗じた値として与えられることになる。

$$W_{cr} = \int_0^{l_{cr}} (\varepsilon_s - \varepsilon_c) dx \cdots (1)$$

ここで、

- l_{cr} : ひび割れ間隔
 $\varepsilon_s - \varepsilon_c$: 鉄筋とコンクリートのひずみ差

これを基に、コンクリート標準示方書〔設計編〕では、鉄筋のかぶりや鋼材の表面形状等を考慮し、(2)式のように示されている。

$$W_{cr} = 1.1k_1k_2k_3\{4c + 0.7(C_s - \phi)\} \left(\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \varepsilon'_{csd} \right) \cdots (2)$$

ここで、

- k_1 : 鉄筋の表面形状がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数 (－)
 k_2 : コンクリートの品質がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数で (3) 式による
 $k_2 = \frac{15}{f'_c + 20} + 0.7 \cdots (3)$
 f'_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
 k_3 : 引張鋼材の段数の影響を表す係数で (4) 式による
 $k_3 = \frac{5(n+2)}{7n+8} \cdots (4)$
 n : 引張鋼材の段数 (－)
 c : かぶり (mm)
 C_s : 鋼材の中心間隔 (mm)
 ϕ : 鋼材径 (mm)
 σ_{se} : 鋼材位置のコンクリートの応力が 0 の状態からの鉄筋応力度の増加量 (N/mm²)
 E_s : 鉄筋のヤング係数 (N/mm²)
 ε'_{csd} : コンクリートの収縮及びクリープ等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値 (－)

(1) 式及び (2) 式より S E によりペデスタル躯体に生じる残留ひび割れ幅 (W_{cr}) を算出する。

$$W_{cr} = l_{cr} \left(\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \varepsilon'_{csd} \right) \cdots (5)$$

各項目の数値を下表に示す。

| 項目 | 数値 |
|--|--------------------------------------|
| k_1 : 鉄筋の表面形状がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数 (異形鉄筋) | 1.0 |
| f'_c : コンクリートの圧縮強度 | 22.06 N/mm ² |
| n : 引張鋼材の段数 | |
| c : かぶり | |
| C_s : 鋼材の中心間隔 | |
| \emptyset : 鋼材径 | |
| E_s : 鉄筋のヤング係数 | 2.05×10^5 N/mm ² |
| ε'_{csd} : コンクリートの収縮及びクリープ等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値 | 150×10^{-6} |

(2) 算定結果

第1図に側壁部及び床スラブ部での残留ひび割れ幅を示す。解析終了時刻における鉄筋の軸方向引張応力状態に基づき算定した各鉄筋位置における残留ひび割れ幅の最大値は側壁部で約0.05mm, 床スラブ部(最下段鉄筋)で約0.13mmである。

3. S E後の残留ひび割れによる漏水影響の検討

(1) ペDESTAL躯体の応力状態を考慮した漏水影響の検討

残留ひび割れによる漏水影響が表れやすいと考えられる床スラブを対象に、ペDESTAL躯体の応力状態より漏水影響について検討する。

第2図に鉄筋の応力-ひずみ関係を示す。解析終了時刻における床スラブ下端鉄筋の1段目の軸方向の引張ひずみは 200μ 程度である。これは、鉄筋の応力-ひずみ関係で表現した場合、ほぼ初期状態に当たる長期許容応力度 ($195\text{N}/\text{mm}^2$) の $1/5$ に相当する応力レベルであり、床スラブ下端側に作用する引張応力に対する強度は損なわれていない。

第3図に床スラブ断面応力状態を示す。S E後にはデブリ自重等の荷重が作用した状態となることから、構造的に床スラブ断面内では中立軸を境に鉄筋が配置される床スラブ下端側に引張応力が作用するが、床スラブ上端側ではひび割れを閉鎖させる方向の圧縮応力が作用する。また、S E後においても、ペDESTAL（ドライウェル部）へ落下したデブリによって床スラブの上端側のコンクリートが加熱されることで、圧縮応力が作用した状態となる。

以上のことより、ペDESTAL躯体の応力状態を考慮すると、実機においてS E後の残留ひび割れが生じた場合においても、漏水量は相当小さい値になると考えられる。

(2) 既往の知見を踏まえた漏水影響の検討

「コンクリートのひび割れ調査，補修・補強指針—2009—」において，建築物を対象とした漏水実験や実構造物における実態調査がまとめられている。この中で坂本他の検討^{※1}では，10cm～26cm までの板厚による実験を行っており，板厚が厚くなる方が漏水に対して有利であり，26cm では漏水が生じるひび割れ幅は 0.2mm 以上であったと報告されている。これに対して，実機ペDESTALの側壁（厚さ：上部 下部 ）及び床スラブ（厚さ：）は，26cm 以上の板厚を有している。

また，一般に，ひび割れ幅が 0.2mm 未満であれば，水質による目詰まりやひび割れ内部のコンクリートの水和反応による固形物の析出等により，漏水流量が時間とともに減少する^{※2}ことが分かっている。

※1 コンクリート壁体のひびわれと漏水の関係について（その2）（日本建築学会大会学術講演便概集，昭和55年9月）

※2 沈埋トンネル側壁のひび割れからの漏水と自癒効果の確認実験（コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17，No.1 1995）

(3) MCC I 影響抑制対策施工に伴う漏水影響の低減効果について

MCC I 影響抑制対策であるコリウムシールドの設置に伴い，水密性確保の観点でペDESTAL躯体とコリウムシールドの間をSUS製ライナでライニングする計画としている。このため，デブリが落下した以降の状態においても，SUS製ライナが残留ひび割れからの漏水影響低減に寄与すると考えられる。

4. 残留ひび割れからの漏水を仮定したデブリ冷却性への影響評価

前述のとおり、ペDESTAL 躯体の応力状態や既往の知見等を考慮すると、実機において残留ひび割れから漏えいが発生した場合においても、漏水量は相当小さくなると考えられるが、ここでは残留ひび割れからの漏水を仮定した場合のデブリ冷却性への影響について定量的に検討する。

(1) 漏水量の評価

漏水量は「コンクリートのひび割れ調査，補修・補強指針－2009－付：ひび割れの調査と補修・補強事例（社団法人日本コンクリート工学協会）」における漏水量の算定式に基づき，残留ひび割れ幅に対する漏水量を評価する。なお，本評価における算定条件は漏水量を多く見積もる観点で保守的な設定とする。

【漏水量算定式】

$$Q = \frac{C_w \cdot L \cdot w^3 \cdot \Delta p}{12\nu \cdot t}$$

ここで，

Q : 漏水量 (mm^3/s)

C_w : 低減係数 (－)

L : ひび割れ長さ (mm)

w : ひび割れ幅 (mm)

Δp : 作用圧力 (N/mm^2)

ν : 水の粘性係数 (Ns/mm^2)

t : 部材の厚さ (ひび割れ深さ) (mm)

項目の数値を下表に示す。

| 項目 | 数値 |
|---------------------------------|--|
| C_w : 低減係数 ^{※1} | 0.01 |
| L : ひび割れ長さ ^{※2} | 上部側壁 : 112,000mm 下部側壁 : 27,000mm 床スラブ : 74,000mm |
| w : ひび割れ幅 ^{※3} | 側 壁 : 0.05mm 床スラブ : 0.13mm |
| Δp : 作用圧力 ^{※4} | 0.25 N/mm ² |
| ν : 水の粘性係数 ^{※5} | 1.82×10^{-10} Ns/mm ² |
| t : 部材の厚さ (ひび割れ深さ) | |

- ※1 構造体の壁厚さ 1m の実験結果 (「沈埋トンネル側壁のひび割れからの漏水と自癒効果実験」コンクリート工学年次論文報告集 vol.17 No.1 1995) に基づく値
- ※2 コンクリート標準示方書 [設計編] の算定式にて評価したひび割れ間隔及びペDESTAL 躯体寸法に基づき設定したひび割れ長さ
- ※3 L S - D Y N A 解析結果に基づき算定した床スラブ及び側壁の残留ひび割れ幅の最大値
- ※4 デブリ全量落下後に人通用開口部高さまで水張りされた状態 (床面より約 3m 高さ) での床スラブ上面での水頭圧, 及び R P V 破損後のドライウェル - サプレッション・チェンバ差圧を考慮した圧力 (側壁部の漏水量算定においても, 保守的に同じ作用圧力を適用)
- ※5 R P V 破損後のサプレッション・チェンバ温度に基づき 150°C の値を設定

(2) 漏水量の算定結果

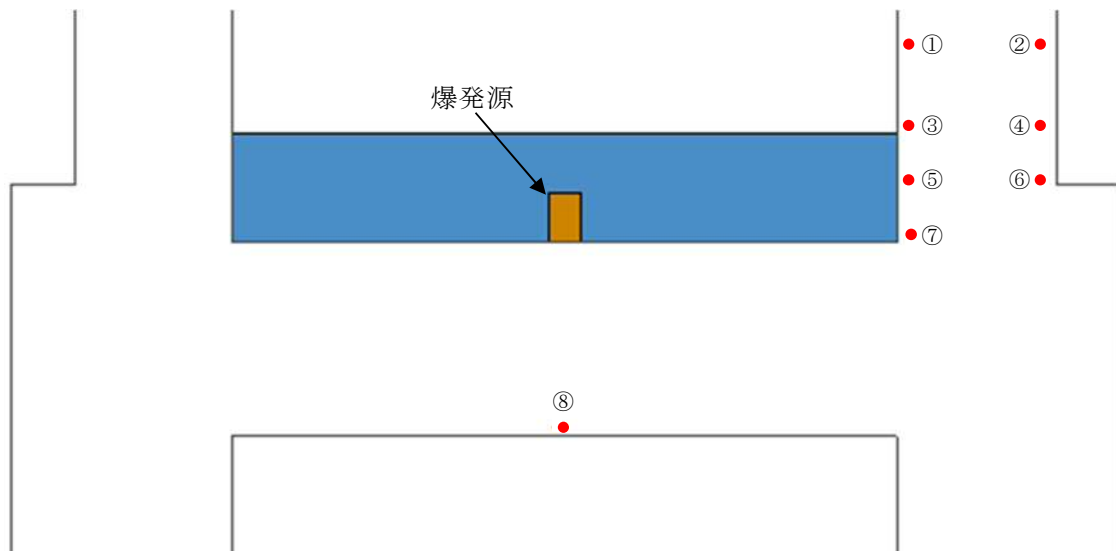
上記の条件にて求めた漏水量は、側壁部で約 $0.05\text{m}^3/\text{h}$ 、床スラブで約 $0.38\text{m}^3/\text{h}$ となり、合計約 $0.43\text{m}^3/\text{h}$ である。

(3) 漏水量に対するデブリ冷却性への影響評価

算定した床スラブ及び側壁の漏水量は合計で約 $0.43\text{m}^3/\text{h}$ であるが、これに対して格納容器下部注水系（常設）にて $80\text{m}^3/\text{h}$ のペDESTAL注水が可能である。したがって、万が一SE後のコンクリートの残留ひび割れによる漏水が生じた場合においても、漏水量を十分に上回る注水量を確保できることから、デブリ冷却性への影響はない。

5. まとめ

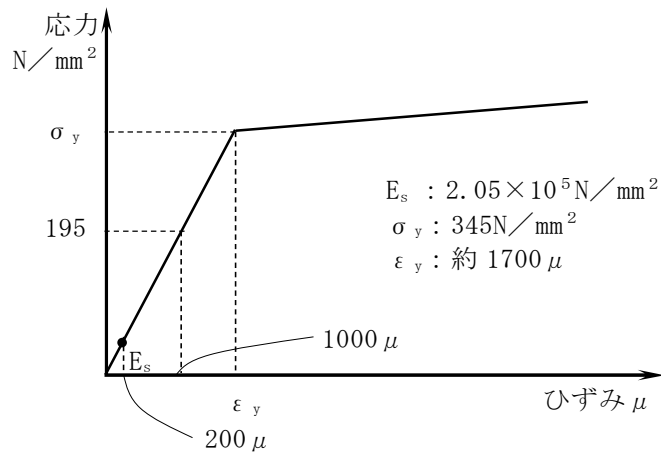
LS-DYNAコードの解析結果に基づきペDESTAL躯体に発生する残留ひび割れ幅は側壁部で約 0.05mm 、床スラブ部で約 0.13mm であることを評価した。これに対して、ペDESTAL躯体の応力状態、既往の知見等を考慮すると残留ひび割れからの漏水量は相当小さくなると考えられる。さらに、残留ひび割れからの漏水を仮定して保守的に評価した漏水量約 $0.43\text{m}^3/\text{h}$ に対して、ペDESTALの床面に落下したデブリを冷却するための格納容器下部注水系（常設）は $80\text{m}^3/\text{h}$ で注水可能であることから、万が一SE後の残留ひび割れによる漏水が生じた場合においても、ペDESTALの床面に落下したデブリを十分に冷却することが可能である。



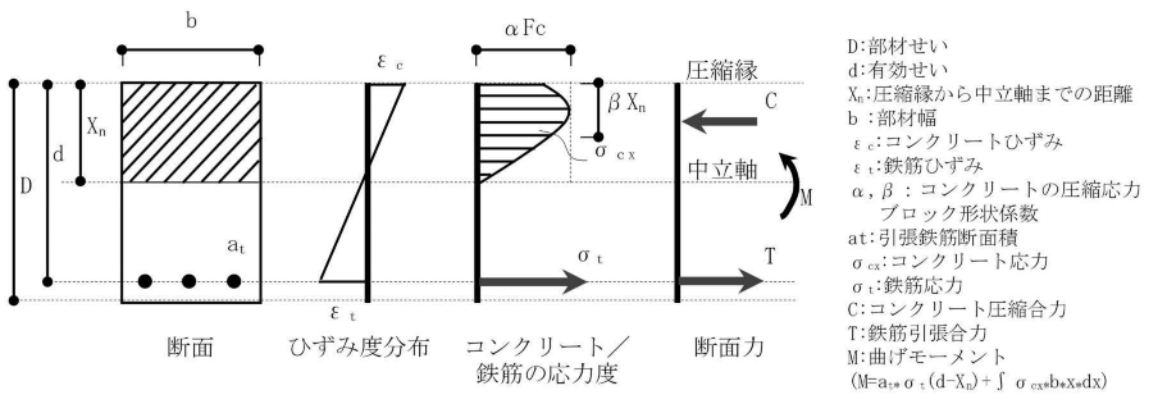
| | 要素番号 | 残留ひび割れ幅 [※] |
|---|---------|----------------------|
| ① | B699530 | 約 0.04 mm |
| ② | B678799 | 約 0.04 mm |
| ③ | B696183 | 約 0.04 mm |
| ④ | B704282 | 約 0.04 mm |
| ⑤ | B703078 | 約 0.04 mm |
| ⑥ | B704112 | 約 0.04 mm |
| ⑦ | B696021 | 約 0.05 mm |
| ⑧ | B601447 | 約 0.13 mm |

※ 解析終了時刻における鉄筋の軸方向引張応力より算定

第 1 図 側壁部及び床スラブ部の鉄筋位置における残留ひび割れ幅



第 2 図 鉄筋の応力-ひずみ関係と S E 後の鉄筋の応力レベル (SD345 鉄筋)



第 3 図 床スラブ断面応力状態

ペDESTALの対策施工に伴う床スラブの補強について

SEが発生した場合のLS-DYNAコードによるペDESTAL構造健全性評価では、ペDESTAL全体のコンクリートを一体としてモデル化している。一方で、実機では、MCCI対策であるスリット状排水流路の施工等のため、床スラブ上部の既存コンクリートを研り、スリット等を設置した上で再度コンクリートを打継ぐこととなる。そこで、コンクリート打継ぎに当たっては、ペDESTALの対策施工に併せて床スラブを補強することとする。

ここでは、床スラブの補強に関して、補強の考え方、必要鉄筋量の評価、補強の成立性及び悪影響の有無について説明する。

1. 床スラブの補強の考え方

対策後のペDESTAL概要図を第1図に示す。スリット等の設置のためにコンクリートを研り、再度打継ぐ際は、既設コンクリートとの一体性を確保するために必要な差筋量を追加する。これにより、補強後の当該箇所は、LS-DYNAコードによるペDESTAL構造健全性評価のモデルと同じ状態となる。さらに、SEの発生を想定した場合の床スラブ端部に作用するせん断力（第2図）に対する、床スラブ端部のせん断耐力の余裕が小さいことから、念のため水平方向差筋については、SE発生時のせん断力を負担可能な差筋量を追加する。

以上より、対策施工後のペDESTALの強度は対策施工前に比べて同等以上であり、コンクリート一体打設を前提とした対策施工前のSE評価結果よりも裕度は向上する

なお、実際は、打継処理した境界のコンクリートによってもせん断力は負担可能と考えるが、保守的にこの効果を考慮せず、必要な差筋量を評価することとする。

2. 必要差筋量の評価

2.1 鉛直方向差筋

床スラブ中央部の補強は、既設コンクリートと同等の強度を確保するため、鉛直方向差筋を追加することとし、設計強度は原子力施設の鉄筋コンクリート構造建築物を対象とした、原子炉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）（以下、「RC-N規準」という。）及び耐震改修設計指針に基づき算定する。

(1) せん断耐力

①コンクリートの許容圧縮応力度

RC-N規準より、

$$f_s = \frac{1}{30} \cdot F_c \text{ かつ } \left(0.49 + \frac{1}{100} F_c\right) \text{ 以下}$$

ここで、

$$\begin{aligned} f_s &: \text{コンクリートの許容圧縮応力度} \text{ [N/mm}^2\text{]} \\ F_c &: \text{コンクリートの設計基準強度} = 22.06 \text{ [N/mm}^2\text{]} \end{aligned}$$

以上より、

$$\begin{aligned} \frac{1}{30} \cdot F_c &= 0.73 \text{ [N/mm}^2\text{]} \\ \left(0.49 + \frac{1}{100} F_c\right) &= 0.71 \text{ [N/mm}^2\text{]} \end{aligned}$$

よって、コンクリートの許容圧縮応力度 f_s は 0.71N/mm^2 となる。

②接着系アンカーのせん断耐力 (鉄筋)

耐震改修設計指針より、

$$Q_a = \min\{Q_{a1}, Q_{a2}\}$$

$$Q_{a1} = 0.7 \cdot \sigma_y \cdot \alpha_e$$

$$Q_{a2} = 0.4 \cdot \sqrt{E_c \cdot \sigma_B} \cdot \alpha_e$$

ただし、 $\tau = (Q_a/\alpha_e)$ は 294N/mm^2 以下とする。

ここで、

Q_a : あと施工アンカーを用いた接合部のせん断耐力 [N]

σ_y : 鉄筋の規格降伏点強度 = $345\text{ [N/mm}^2]$

α_e : 接合面におけるアンカー筋の断面積 (\square) = $198.6\text{ [mm}^2]$

E_c : コンクリートのヤング係数 = $2.2 \times 10^4\text{ [N/mm}^2]$

σ_B : 既設部コンクリートの圧縮強度 = $22.06\text{ [N/mm}^2]$

以上より、

$$Q_{a1} \doteq 4.8 \times 10^4\text{ [N]}$$

$$Q_{a2} \doteq 5.5 \times 10^4\text{ [N]}$$

$$294 \cdot \alpha_e \doteq 5.8 \times 10^4\text{ [N]}$$

よって、せん断耐力 Q_a は $4.8 \times 10^4\text{N}$ となる。

③必要な差筋本数

1m^2 当たりのコンクリートの許容せん断耐力は、

$$f_{sa} = f_s \cdot 1000^2 = 7.1 \times 10^5\text{ [N]}$$

1m^2 当たりに配置する差筋の本数は、

$$n_a = f_{sa}/Q_a \doteq 14.8\text{ [本]}$$

以上より、打継ぎコンクリート部底面 1m^2 当たり 15 本以上の差筋を配置することで、既設コンクリートの同等の強度を確保する。

2.2 水平方向差筋

打継ぎコンクリート側面の補強は、水蒸気爆発によって断面に生じるせ

ん断力を，全て追加する水平方向差筋で負担するものと仮定して設計する。
 設計強度は国内の既存鉄筋コンクリート造建築物を対象とした，既存鉄筋
 コンクリート造建築物の耐震改修設計指針 同解説（（財）日本建築防災
 協会，2001）（以下，「耐震改修設計指針」という。）に基づき算定する。

(1) せん断耐力

①設計断面積（鉄筋段×本，鉄筋段×本）※

$$\alpha_e = (3\alpha_{s29} + \alpha_{s22}) \cdot n$$

ここで，

α_e : 設計断面積 [mm²]

α_{s29} : 鉄筋公称断面積 = 642.4 [mm²]

α_{s22} : 鉄筋公称断面積 = 387.1 [mm²]

n : 配筋本数 = 136 [-]

※ 配筋設計は今後の設計進捗により，安全裕度を低下させない範囲で変更
 する可能性がある。

以上より，設計断面積 α_e は 314,744mm²となる。

②接着系アンカーのせん断耐力

$$Q_a = \min\{Q_{a1}, Q_{a2}\}$$

$$Q_{a1} = 0.7 \cdot \sigma_y \cdot \alpha_e$$

$$Q_{a2} = 0.4 \cdot \sqrt{E_c \cdot \sigma_B} \cdot \alpha_e$$

ただし， $\tau = (Q_a / \alpha_e)$ は 294N/mm²以下とする。

ここで，

Q_a : あと施工アンカーを用いた接合部のせん断耐力 [N]

σ_y : 鉄筋の規格降伏点強度 = 345 [N/mm²]

α_e : 接合面におけるアンカー筋の断面積（設計断面積） [mm²]

E_c : コンクリートのヤング係数 = 2.2×10^4 [N/mm²]

σ_B : 既設部コンクリートの圧縮強度 = 22.05 [N/mm²]

以上より，

$$Q_{a1} \cong 7.6 \times 10^7 \text{ [N]}$$

$$Q_{a2} \cong 8.7 \times 10^7 \text{ [N]}$$

$$294 \cdot \alpha_e \cong 9.2 \times 10^7 \text{ [N]}$$

よって、せん断耐力 Q_a は $7.6 \times 10^7 \text{ N}$ となる。

③打継ぎコンクリート側面に発生するせん断力

$$Q_c = \tau_c \cdot d \cdot t \cdot \pi \cong 7.1 \times 10^7 \text{ [N]}$$

ここで、

Q_c : 発生せん断力 [N]

τ_c : 発生せん断応力度 (LS-DYNA解析) = 3.70 [N/mm²]

d : ペDESTAL床スラブ打継ぎ直径 = [mm]

t : ペDESTAL床スラブ打継ぎ高さ = [mm]

④せん断耐力と発生せん断力の比較

$$Q_a/Q_c \cong 1.05$$

以上より、 鉄筋 段 × 本) 及び 鉄筋 段 × 本) の差筋により、全ての発生せん断力を負担すると仮定しても約 5% の設計余裕が確保できる。

(2) 引張耐力

①アンカー 1 本当たりの設計引張耐力

$$T_a = \min\{T_{a1}, T_{a2}, T_{a3}\}$$

$$T_{a1} = \sigma_y \cdot \alpha_e$$

$$T_{a2} = 0.23 \cdot \sqrt{\sigma_B} \cdot A_c$$

$$T_{a3} = \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_e$$

$$T_a = 10 \times \sqrt{(\sigma_B/21)}$$

ここで,

- σ_y : 鉄筋の規格降伏点強度 = 345 [N/mm²]
 α_e : 接合面におけるアンカー筋の断面積 (設計断面積) [mm²]
 σ_B : 既設部コンクリートの圧縮強度 = 22.05 [N/mm²]
 A_c : 既設コンクリート躯体へのコーン上破壊面のアンカー1本あたりの有効水平投影面積 = 5.0×10^5 [mm²]
 τ_a : 接着系のアンカーの引抜き力に対する付着強度 = 10 [N/mm²]
 d_a : アンカー筋の軸部の直径 () = () [mm]
 l_e : アンカーの有効埋め込み深さ = 400 [mm]

以上より,

$$T_{a1-D29} = \sigma_y \cdot \alpha_e \doteq 2.2 \times 10^5 \text{ [N]}$$

$$T_{a2-D29} = 0.23 \cdot \sqrt{\sigma_B} \cdot A_c \doteq 5.4 \times 10^5 \text{ [N]}$$

$$T_{a3-D29} = \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_e \doteq 3.6 \times 10^5 \text{ [N]}$$

$$T_{a1-D22} = \sigma_y \cdot \alpha_e \doteq 1.3 \times 10^5 \text{ [N]}$$

$$T_{a2-D22} = 0.23 \cdot \sqrt{\sigma_B} \cdot A_c \doteq 5.4 \times 10^5 \text{ [N]}$$

$$T_{a3-D22} = \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_e \doteq 2.8 \times 10^5 \text{ [N]}$$

よって, 設計引張力 T_a は () 鉄筋で 2.2×10^5 [N], () 鉄筋で 1.3×10^5 [N]となる。

②発生引張力

LS-DYNA解析結果における床スラブ端部断面の発生引張力より求めたアンカー1本当たりの発生引張力は以下のとおり。

- | | | | |
|-------|--------------|-----|--------------------------------|
| T_1 | : 上面から1段目の差筋 | () | の発生引張力 = 1.7×10^5 [N] |
| T_2 | : 上面から2段目の差筋 | () | の発生引張力 = 1.4×10^5 [N] |
| T_3 | : 上面から3段目の差筋 | () | の発生引張力 = 1.1×10^5 [N] |
| T_4 | : 上面から4段目の差筋 | () | の発生引張力 = 5.3×10^4 [N] |

③引張耐力と発生引張力の比較

$$T_{a-D29}/T_1 \doteq 1.33$$

$$T_{a-D29}/T_2 \doteq 1.58$$

$$T_{a-D29}/T_3 \doteq 1.95$$

$$T_{a-D22}/T_4 \doteq 2.54$$

以上より、 \square 鉄筋 (\square 段 \times \square 本) 及び \square 鉄筋 (\square 段 \times \square 本) の差筋により、全ての発生引張力を負担すると仮定しても 33%以上の設計余裕が確保できる。

2.3 補強前後でのペDESTAL構造の比較

上記で評価した必要差筋量を追加した場合のペDESTAL構造を、補強前と比較して第3図に示す。

鉛直方向差筋の追加により、補強後の無筋層と鉄筋層を含めた床スラブの強度は、補強前と同等の強度となる。また、水平方向差筋の追加により、補強後の床スラブ端部のせん断耐力は、補強前よりも向上し、SE発生時のせん断耐力に対する裕度が向上する。なお、形状保持筋については、床スラブの補強ではなく、打継ぎコンクリート部の形状を保持するために追加する。

3. 補強の成立性

- ①鉛直差筋 (\square) の埋込長は、床スラブの既設鉄筋深さまで到達しないことから、鉛直鉄筋の削孔は可能である。また、既設鉄筋の最小ピッチは \square mm 程度であり、差筋 (\square) 用の削孔の施工は可能である。
- ②ペDESTAL壁面に差筋用の削孔をする際は、ハンマードリルで穴を開ける。ハンマードリルは鉄筋を切断しないため、鉄筋の誤切断を回避可能である。
- ③既設鉄筋ピッチを確認するため、一部は表面の鉄筋まで研り出し、既設鉄筋位置を目視にて確認して削孔位置を決める。
- ④差筋の施工管理として、削孔後の穴を清掃し異物を除去する。その後掘削

深さを確認し、規定範囲であることを確認する。規定の深さまで削孔出来なかった穴が存在する場合は、規定範囲の穴と識別表示する。

⑤使用するセメント系アンカー（接着剤）の施工手順に基づいて注入し、所定の長さまで鉄筋を挿入する。

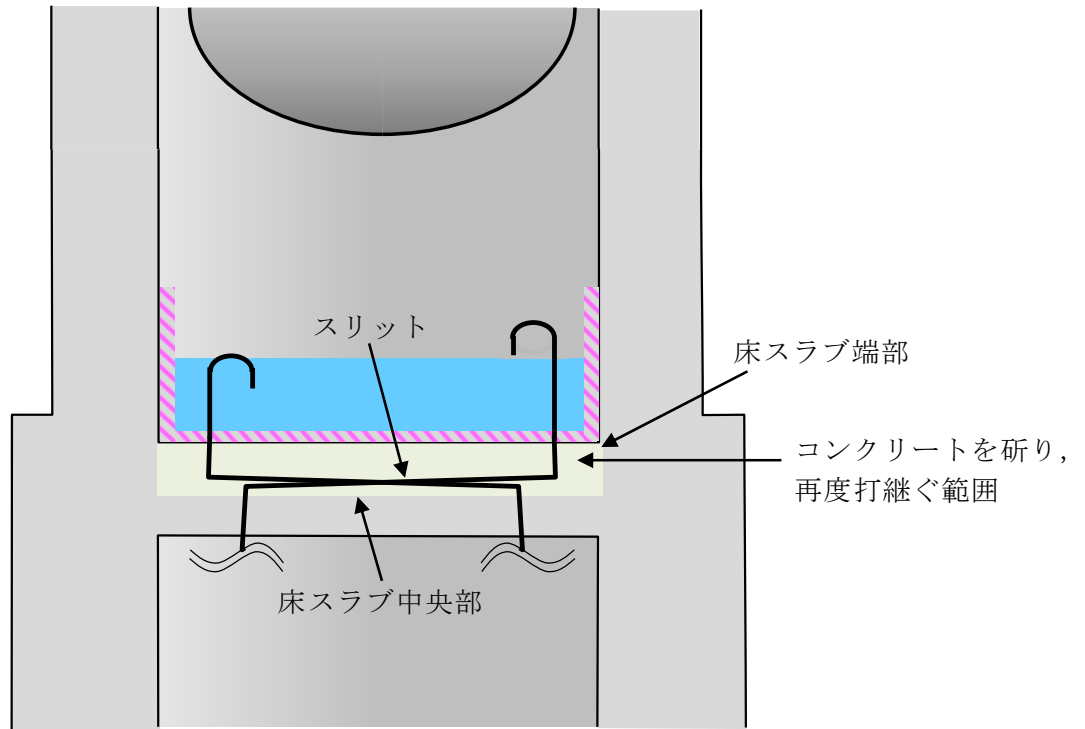
⑦アンカーが固まった後、穴をコンクリートで埋め戻す。

以上のとおり、既存のコンクリートに差筋を追加するための削孔は可能であり、工事の内容は一般建築の耐震補強で広く用いられているものであるため、補強の成立性に問題はない。

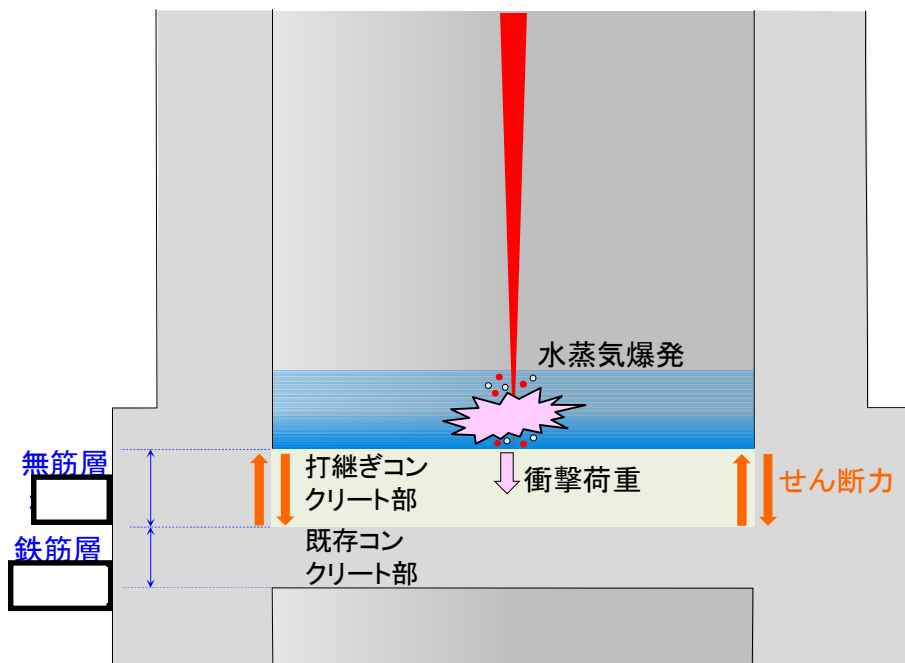
4. 床スラブ補強による悪影響の有無

床スラブへの差筋追加に伴い、既存コンクリートを削孔することになるが、削孔部には耐環境性に優れ、コンクリートよりも付着強度や圧縮強度に優れたセメント系アンカーや、コンクリートよりも強度・剛性の高い鉄筋を埋め込み、その上でコンクリートを充てんする。この接合部の引張強度は、鉄筋の降伏点以上の強度が得られることから、削孔箇所は補強前と同等以上の強度が確保され、補強後にペDESTALの構造強度が低下する部位は生じない。以上より、補強による構造強度への悪影響はなく、既存の耐震評価への影響もない。

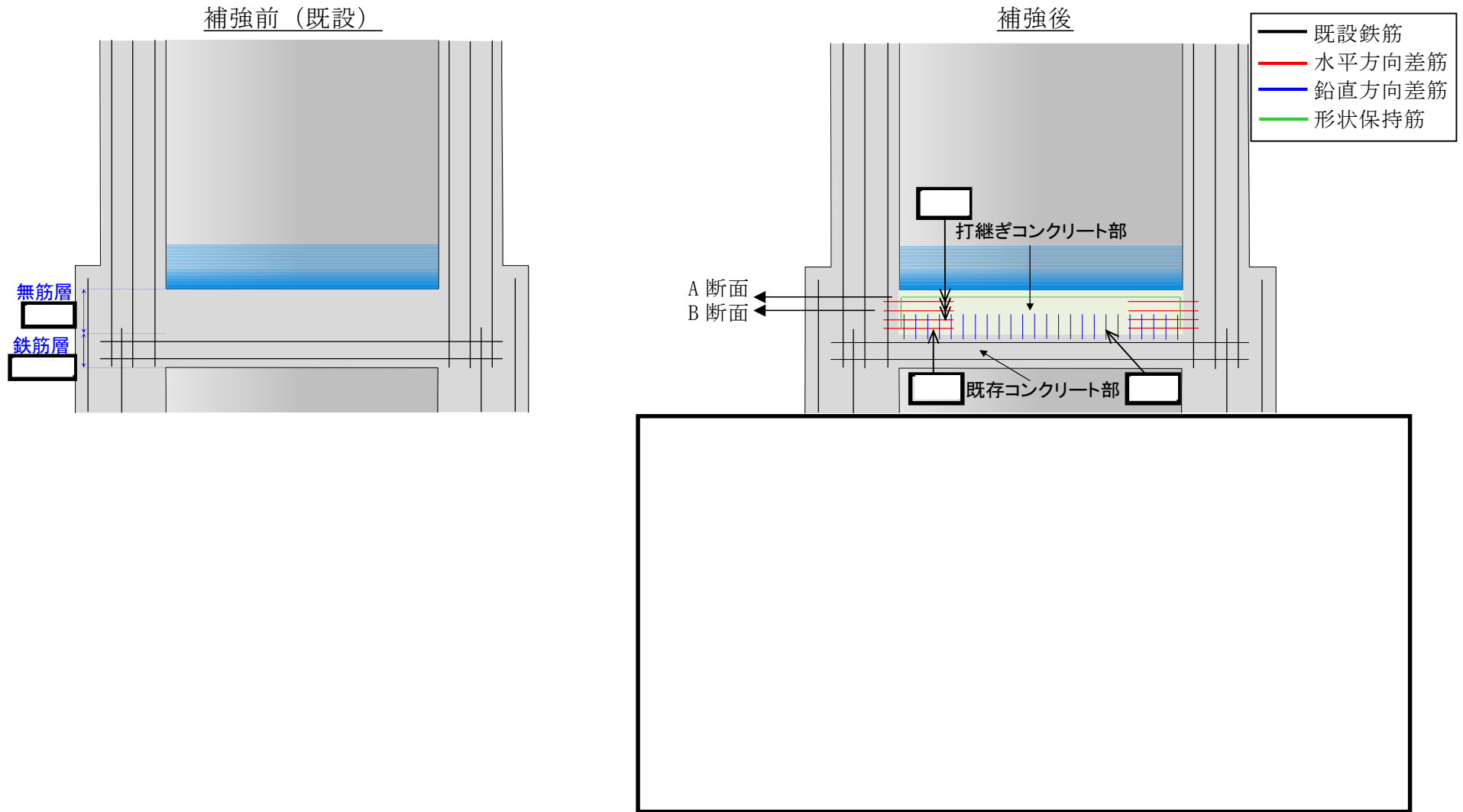
以上より、床スラブ補強に伴う悪影響はない。



第1図 対策後のペデスタル概要図



第2図 SE時に床スラブ端部に作用するせん断イメージ図



※今後の設計進捗により，詳細については安全裕度を低下させない範囲で変更となる可能性がある。

第3図 補強前後でのペDESTAL構造の比較