

第2回妥当性確認WGにおける指摘事項についての最終報告書への追加項目

平成22年9月7日

京 都 大 学

**1. 一般的な建物に採用する地震力と比較し、どの程度の大きさになっているかを
確認した資料を記載すること。**

以下の文と図表を最終報告書 4.5 節文末に追記することとした。

次に、設定した入力地震動の水平動成分の加速度応答スペクトルの大きさを考察する。このスペクトルと建築物の設計等で用いる国土交通省告示による地震動（極めて稀に発生する地震動(時刻歴応答解析用)、以下告示と称する）で定められた加速度応答スペクトルの比較を図 4.5.1-6 に示す。設定した Ss-2EW 成分の入力地震動のスペクトル値は、告示のスペクトル(工学基盤)の同値より、全ての周期帯域において少なくとも 3 ~ 5 割程度上回っている。なお、原子炉建屋支持地盤における地盤 S 波速度は 400m/s 程度であり、これは告示のスペクトルで定義されている工学基盤相当とみなせる。

さらに、後章で示すこれら入力地震動による原子炉建屋の地震応答解析の結果から求められた層せん断力係数（Ss-2EW 成分の方が Ss-2NS 成分より全ての階で同係数が上回ったので、ここでは Ss-2EW 成分による値のみ示す）、原子炉建屋の確認保有水平耐力から算定した同係数、設計に採用した水平震度から換算した同係数及び設計時及び現行の建築基準法に基づいて求めた同係数との比較を図 4.5.1-7 に示す。原子炉建屋は設計当時の同基準法で定められた標準せん断力係数(0.2)に対して 1.5 倍を乗じた値(0.3)に基づいて許容応力度設計（現行の 1 次設計と同等）が行われている。原子炉建屋設計時の地震力から求めた層せん断力分布係数に対する確認保有水平耐力（終局時）から求めた同係数の比は、下層部(1,2 階部分)では 5 倍程度、上層部(3,4 階部分)では 5 倍以上となっており、この値は現行基準法の 1 次設計と 2 次設計の標準せん断力係数の比（5 倍）と同等かそれ以上となっている。この上層部の層せん断力係数の比がより大きくなっている理由としては、確認保有水平耐力を算定する際の静的増分解析における高さ方向の荷重分布が現行基準法の 1 次設計における同分布 (Ai 分布) よりも上層階では大きめの設定となっていること等が考えられる。

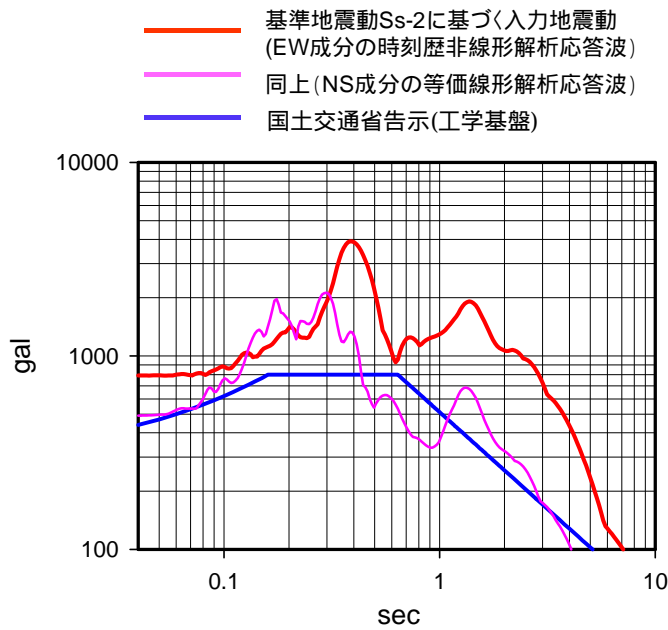


図 4.5.1-6 基準地震動に基づいて作成した入力地震動と国土交通省告示による応答スペクトルの比較

- 建設当時(S.37)、設計に採用した水平震度から換算した層せん断力係数
- 建築基準法(S.25年施行)で規定された水平震度から換算した層せん断力係数
- 現行建築基準法 1 次設計時の層せん断力係数(Co=0.2)
- 現行建築基準法 2 次設計時の層せん断力係数(Co=1.0)
- 基準地震動Ss-2に基づく入力地震動による応答層せん断力係数
- 確認保有耐力(荷重増分解析結果・算定した層せん断力係数)

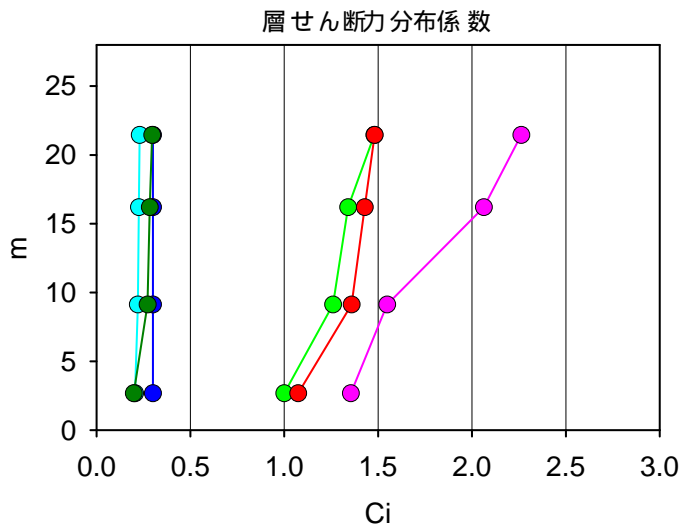


図 4.5.1-7 各種、層せん断力係数の比較

2. 超過確率についてロジックツリーの設定に係る内容を記載すべき

以下（下線部）の文を最終報告書 4.6 節に追記することとした。

4.6 基準地震動 Ss の超過確率

ここでは，入力地震動策定に用いた基準地震動 Ss-2 の応答スペクトルと日本原子力学会(2007)⁽⁴³⁾の方法に基づき試算した敷地における地震動の一樣ハザードスペクトルを比較し，策定した基準地震動 Ss の応答スペクトルがどの程度の年超過確率に相当するか把握する。

地震ハザード評価においては，京都大学原子炉実験所の敷地から半径 100km 以内の範囲内の震源を対象とし，地震調査研究推進本部の確率論的地震動予測地図⁽⁴⁴⁾の作成に用いられている震源モデルを用い，2007 年から 30 年間の発生確率から評価を行った。ロジックツリーの設定を第 4.6.1-1 図に示す。

ここでは特定震源モデルとして，確率論的地震動予測地図⁽⁴⁴⁾による主要 98 活断層帯で発生する地震，主要 98 活断層帯以外の活断層で発生する地震，及び海溝型地震を考慮した。領域震源モデルとして，確率論的地震動予測地図⁽⁴⁴⁾によるフィリピン海プレートのプレート間及びプレート内の震源断層を予め特定しにくい地震，及び内陸で発生する地震のうち活断層が特定されていない場所で発生する地震を考慮した。

確率論的地震動予測地図⁽⁴⁴⁾による主要 98 活断層帯で発生する地震の発生確率は，平均ケースと最大ケースの 2 通りの発生確率が算定されているが，ここでは，平均ケースと最大ケースをロジックツリーの分岐とし，分岐の重み係数は平均ケースを 0.75，最大ケースを 0.25 と設定した。また，応答スペクトルに基づく地震動評価（Noda et al. (2002)⁽²³⁾）の内陸地震補正係数の扱いについて，ここでは，内陸地震補正を考慮の有無をロジックツリーに分岐とし，分岐の重み係数は，考慮する場合，考慮しない場合とも 0.5 とした。

日本原子力学会(2007)⁽⁴³⁾の方法に基づき試算した敷地における地震動の一樣ハザードスペクトルと，基準地震動 Ss-2 の応答スペクトルの比較を第 4.6.1-2 図に示す。基準地震動 Ss-2 の年超過確率は $10^{-4} \sim 10^{-5}$ 程度である。

3. 原子炉建屋水平地震応答解析におけるモデル化（剛・非剛床仮定）について、質点系モデルと有限要素モデルとの建屋固有周期の相違及び屋根面周縁部の相対変位に関して追記すること

以下（下線部）の文を最終報告書 5.2.3.3 節に追記することとした。

5.2.3.3 外周壁の曲げ変形に対する地震応答解析結果

前出の図 5.2.2-3 の弾性有限要素モデル（基礎固定）において、水平方向の入力地震動に対して最も影響を受けやすいモードに対する固有周期は、剛床モデルでは 0.086 秒、非剛床モデルでは 0.097 秒となっている。一方、質点系モデルでは 0.139 秒（X方向）となっており、剛性が低く見積もられている。これら上部構造のみのモデルに建屋基礎-地盤間の相互作用を考慮した場合の固有周期に対するCASE-2 の入力地震動から求めた応答スペクトル値を各モデル間で比較すると、質点系モデルによるSRモデルの固有周期に対する応答値が最も大きくなる。

原子炉建屋の質点系モデルにおいて、床面が存在しない2階および3階床にも質点を配置し、剛床仮定の下で荷重増分解析による復元力特性を設定している。上述の弾性有限要素モデルを用いた非剛床仮定に基づく地震応答解析による屋根版周縁部（屋根版と円筒壁との接合部）各節点の応答において、これら節点間の変位差の最大値は全ての節点（16点）の平均変位に対して25%程度となっている。従って、円筒壁には剛床仮定時に比べて非剛床仮定時には、より大きな面外曲げモーメントが作用すると考えられる。剛床モデルと非剛床モデルの違いによって、この付加的な曲げモーメントが円筒壁の鉛直方向と水平方向に沿って伝わる。ここでは、質点系モデルの地震応答解析では表現することができない水平方向（円周方向）へ伝わる曲げモーメントの割合（鉛直方向に対する）について考察する。

（以下省略）

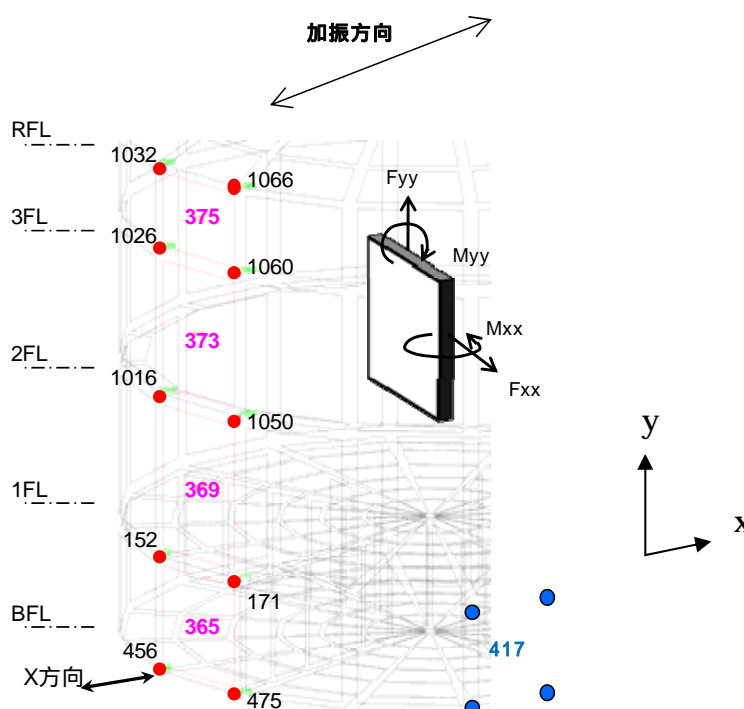
4. 壁脚部の応力は塑性域に入るようだが、建屋全体として（耐震安全上）問題がないという評価結果のみでなく、壁脚部における各種応力の発生状況等についての評価結果も記載すること。

以下の文と図表を新たに設けた最終報告書 5.2.3.4 節に記載することとした。

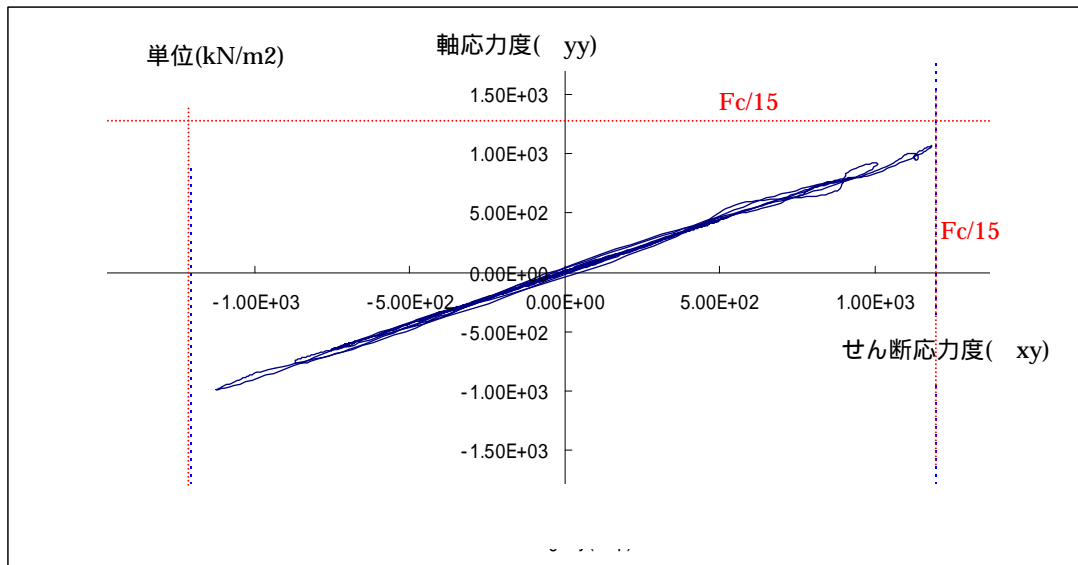
5.2.3.4 外周壁の地震応答時における応力度の発生状況に関する考察

円筒外周壁の水平方向地震応答時の引張及びせん断応力度の発生状況を地震力作用方向と平行な壁要素と直交する壁要素について地階の壁を対象に考察する。モデルは前節同様に基礎固定弾性有限要素モデルとし、質点系 SR モデルによる基礎版の応答波形を入力する。せん断及び引張の許容応力度はコンクリートの設計基準強度 F_c の 15 分の 1 とする。

時刻歴応答解析の結果を第 5.2.3-26 図に示し、以下に説明する。地震力作用方向と平行な壁に生じるせん断応力度とそれと直交する壁に生じる引張応力度の関係は完全な線形関係ではなく、前節で述べた局所的な壁の曲げ変形の発生により、僅かなゆらぎが見られる。両応力度の最大応答値は、ほぼ両許容応力度付近に存在する。なお、1 階壁についても地階壁と同様な時刻歴応答特性（引張とせん断応力度の関係）を示しているが、両応力度の発生値については地階の結果よりも小さく、両許容値よりも明瞭に小さくなっている。



第 5.2.3-25 図 原子炉建屋有限要素モデルの建屋-屋根一体モデルの主要節点・要素の番号と断面力記号(各壁要素間にはリング状の梁要素が存在する)



第 5.2.3-26 図 弾性有限要素モデルによる地震力作用方向と平行な壁要素(第 5.2.3-25 図の要素番号 417)と直交する壁要素(同 365)の垂直応力度とせん断応力度の時刻歴応答(壁要素断面の縁応力度を示す)

5. 屋根版は、版厚の薄いシェル構造となっている。屋根版についても、種々の検討内容を追記してはどうか。

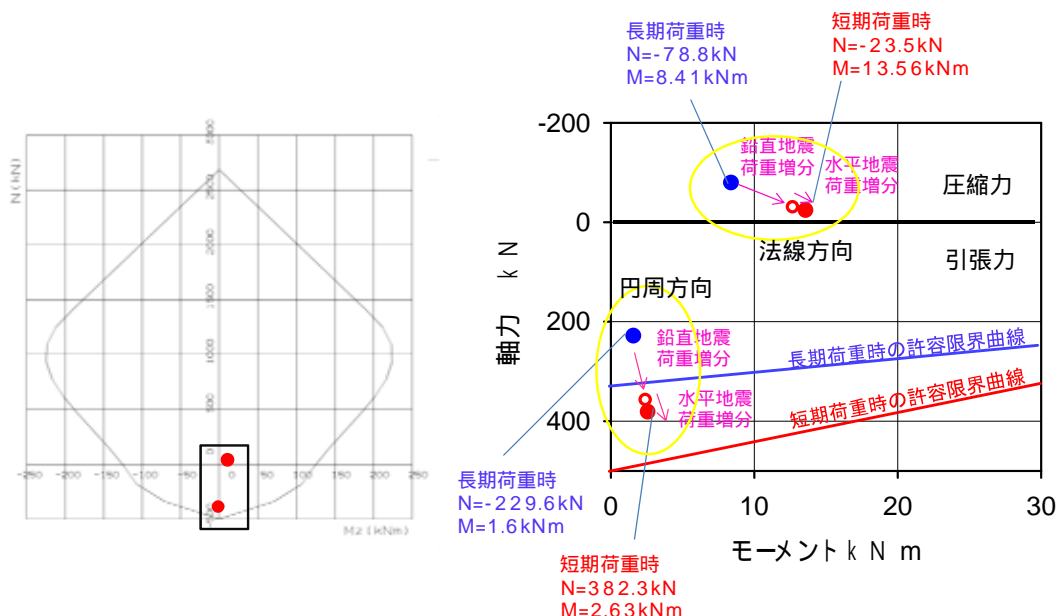
以下（下線部）の文を最終報告書 5.7.23 節に追記し、第 5.7.2-2 図を修正することとした。

5.7.2 原子炉建屋屋根版の評価

原子炉建屋屋根版のコンクリートのみが荷重に抵抗すると考えた場合の短期荷重時に生じる縁応力度は、第 5.7.2-1 図に示す領域 1 ~ 5 において、発生最大圧縮応力度はコンクリートの短期許容圧縮応力度以下、発生最大引張応力度は短期許容引張応力度以下となった。コンクリートのみを考慮した場合の屋根版の断面検討結果を第 5.7.2-1 表に示す

領域 6 については、屋根版の縁応力度が引張時においてコンクリート短期許容引張応力度を上回ったので、部材断面に作用する引張応力は全て鉄筋が負担するものとして検討を行った結果、短期許容応力度以下となった。軸力と曲げモーメントの組み合わせによる発生応力度と軸力 - 曲げモーメント短期許容応力度相関曲線との関係を第 5.7.2-2 図に示す。右側の発生応力値付近の拡大図に基づいて考察する。法線方向及び円周方向共に、長期荷重時からの応力の増分は水平方向より鉛直方向の入力地震動に対して大きくなっている。

以上の結果から、原子炉建屋屋根版の耐震安全性は確保できている。



(領域6 配筋D13@150ダブル 屋根版厚さ $t=200\text{mm}$ として計算)

第 5.7.2-2 図 屋根版の軸力 - 曲げモーメント短期許容応力度相関曲線と発生応力の関係 (領域 6 , 右側は拡大図)