

3. 応力解析による評価結果

断面の評価結果を以下に示す。

(1) 荷重状態Ⅱ及びⅢ

断面の評価結果を記載する要素を、以下のとおり選定する。

軸力及び曲げモーメントによる引張応力度及び圧縮応力度並びに面外せん断応力度に対する評価において、発生値に対する許容値の割合が最小となる要素をそれぞれ選定する。

選定した要素の位置を図 3-1～図 3-5 に、評価結果を表 3-1～表 3-5 に示す。

荷重状態Ⅱ及びⅢにおいて、軸力及び曲げモーメントによる引張応力度及び圧縮応力度並びに面外せん断力を算定し、各許容値を超えないことを確認した。

(2) 荷重状態Ⅳ

断面の評価結果を記載する要素を、以下のとおり選定する。

軸力及び曲げモーメントによる鉄筋及びコンクリートのひずみ並びに面外せん断応力度に対する評価において、発生値に対する許容値の割合が最小となる要素をそれぞれ選定する。

選定した要素の位置を図 3-6 及び図 3-7 に、評価結果を表 3-6 及び表 3-7 に示す。

荷重状態Ⅳにおいて、軸力及び曲げモーメントによる鉄筋及びコンクリートのひずみ並びに面外せん断力を算定し、各許容値を超えないことを確認した。

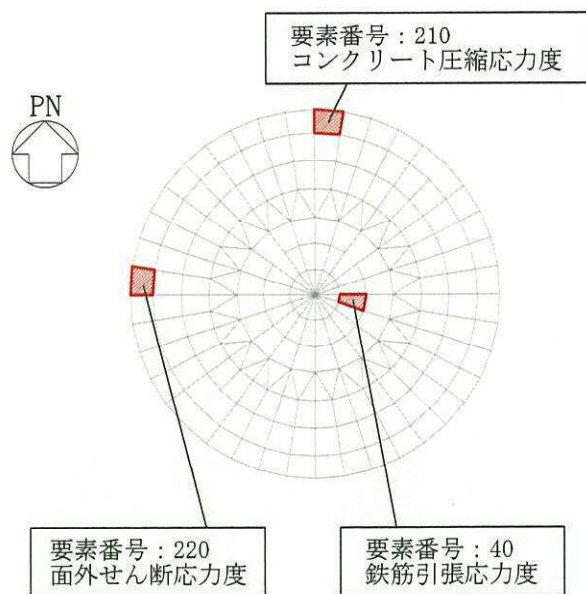


図 3-1 結果を記載する要素の位置 荷重状態Ⅱ・逃がし安全弁作動時

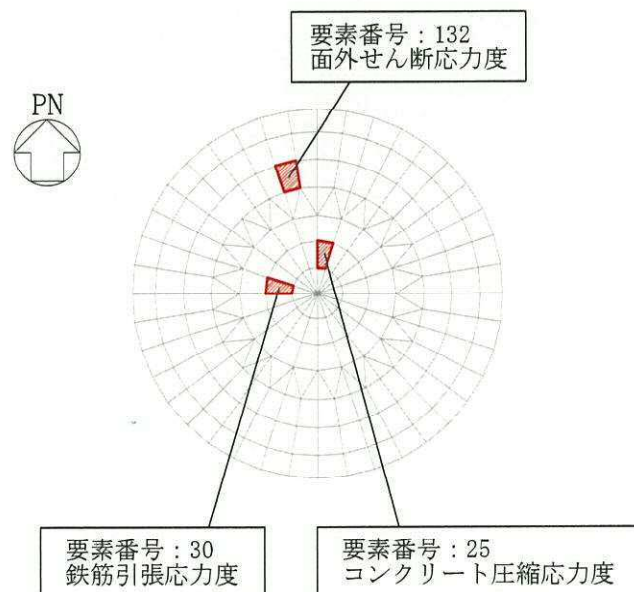


図 3-2 結果を記載する要素の位置 荷重状態Ⅱ・試験時

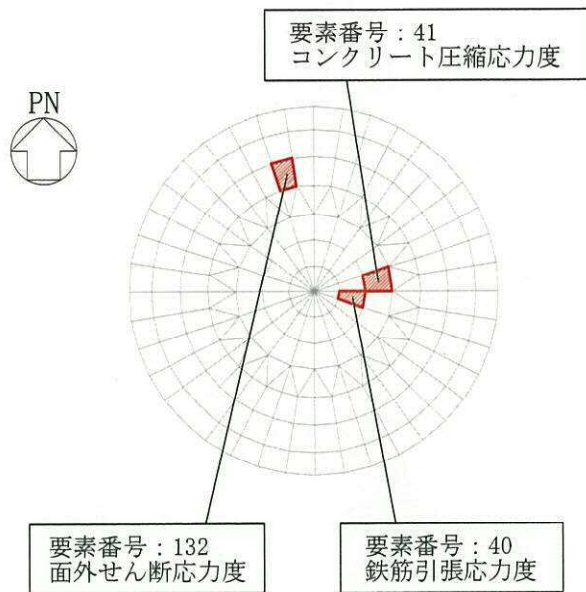


図 3-3 結果を記載する要素の位置 荷重状態Ⅲ・異常時(1)

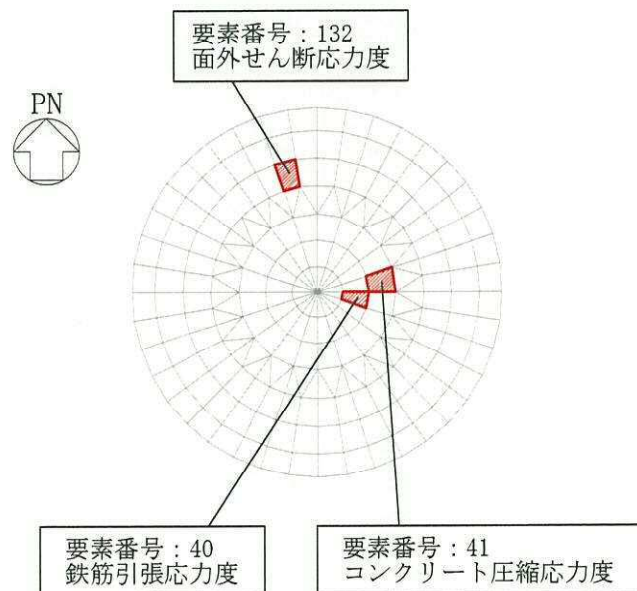


図 3-4 結果を記載する要素の位置 荷重状態Ⅲ・異常時(2)

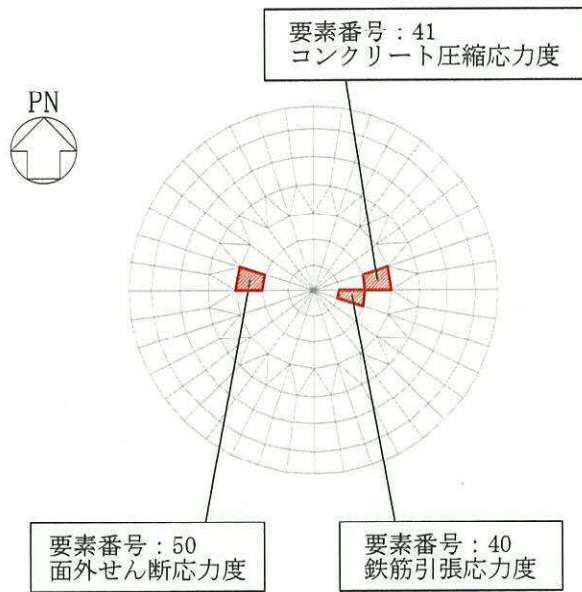


図 3-5 結果を記載する要素の位置 荷重状態Ⅲ・異常時(3)

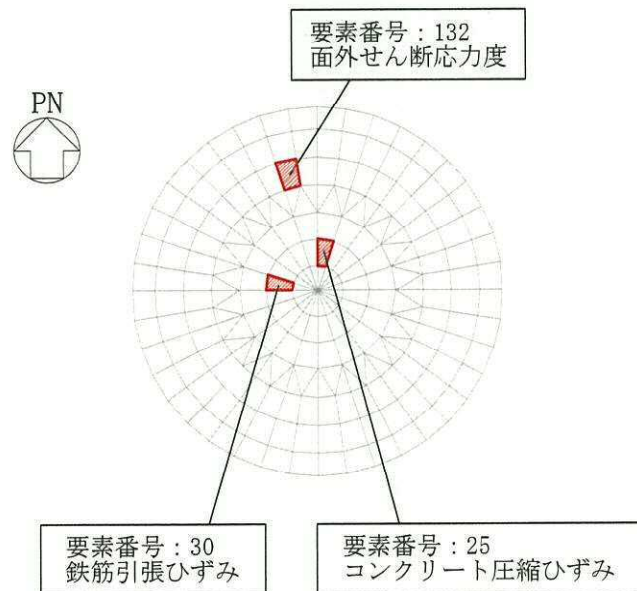


図 3-6 結果を記載する要素の位置 荷重状態Ⅳ・異常時(4)

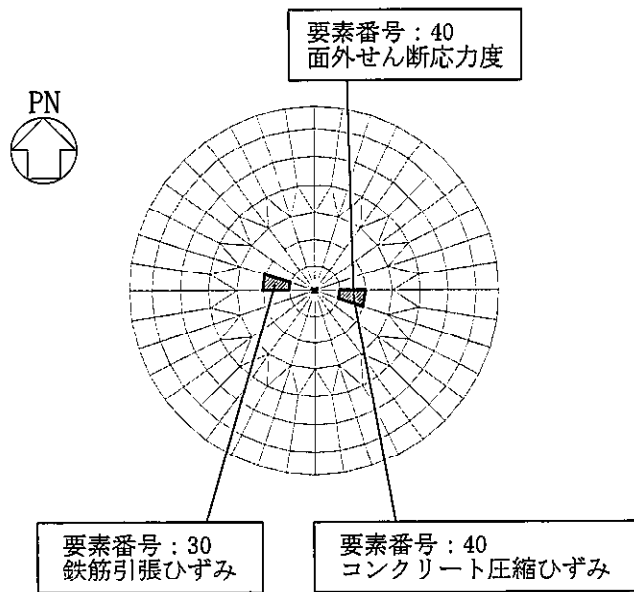


図 3-7 結果を記載する要素の位置 荷重状態IV・ジェット力作用時

表 3-1 評価結果 荷重状態Ⅱ・逃がし安全弁作動時

評価項目		方向	要素番号	発生値	許容値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮応力度 (N/mm ²)	円周	210	2.56	9.94
	鉄筋引張応力度 (N/mm ²)	円周	40	133	195
面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm ²)	半径	220	0.176	0.711

表 3-2 評価結果 荷重状態Ⅱ・試験時

評価項目		方向	要素番号	発生値	許容値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮応力度 (N/mm ²)	円周	25	2.55	7.36
	鉄筋引張応力度 (N/mm ²)	円周	30	100	195
面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm ²)	半径	132	0.392	0.711

表 3-3 評価結果 荷重状態Ⅲ・異常時(1)

評価項目		方向	要素番号	発生値	許容値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮応力度 (N/mm ²)	半径	41	2.92	16.5
	鉄筋引張応力度 (N/mm ²)	円周	40	208	345
面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm ²)	半径	132	0.332	1.06

表 3-4 評価結果 荷重状態Ⅲ・異常時(2)

評価項目		方向	要素番号	発生値	許容値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮応力度 (N/mm ²)	半径	41	3.15	16.5
	鉄筋引張応力度 (N/mm ²)	円周	40	229	345
面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm ²)	半径	132	0.384	1.06

表 3-5 評価結果 荷重状態Ⅲ・異常時(3)

評価項目		方向	要素番号	発生値	許容値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮応力度 (N/mm ²)	半径	41	3.32	16.5
	鉄筋引張応力度 (N/mm ²)	円周	40	181	345
面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm ²)	半径	50	0.486	1.92

表 3-6 評価結果 荷重状態Ⅳ・異常時(4)

評価項目		方向	要素番号	発生値	許容値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	円周	25	0.250	3.00
	鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	円周	30	0.668	5.00
面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm ²)	半径	132	0.586	1.06

表 3-7 評価結果 荷重状態Ⅳ・ジェット力作用時

評価項目		方向	要素番号	発生値	許容値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	半径	40	0.148	3.00
	鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	円周	30	0.360	5.00
面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm ²)	半径	40	0.409	1.06

補足-370-10 【原子炉建屋地下排水設備に関する補足説明】

目次

1. 概要.....	1
2. 各部の評価方法について.....	2
2.1 地下排水上屋の評価に用いる地震荷重.....	2
2.2 スラブ評価の考え方.....	2
3. ヒューム管の評価方法について.....	4
4. 地震後の排水設備の機能に期待しない場合の止水壁内の地下水流量評価.....	8
4.1 応答変位法に用いる1次元有効応力解析の地盤の水平変位量について.....	8
4.2 止水壁の透水係数の設定について.....	17
4.3 止水壁の内側から外側の方向に荷重を作用させた応答変位法.....	19
5. 原子炉建屋への地下水位の影響.....	20
5.1 概要.....	20
5.2 常時荷重に対する検討.....	20
5.3 地震時荷重に対する検討.....	31

1. 概要

本資料では、原子炉建屋地下排水設備を設置する施設の耐震評価について説明する。
また、本資料は、以下の添付書類の補足説明をするものである。

- ・添付書類「V-2-2-2 原子炉建屋の耐震性についての計算書」
- ・添付書類「V-2-2-2-1 原子炉建屋地下排水設備設置位置の地盤応答」
- ・添付書類「V-2-2-2-2 原子炉建屋地下排水ポンプの耐震性についての計算書」
- ・添付書類「V-2-2-2-3 管の耐震性についての計算書」
- ・添付書類「V-2-2-2-4 原子炉建屋地下排水設備集水ピット水位の耐震性についての計算書」
- ・添付書類「V-2-2-2-5 原子炉建屋地下排水設備排水ポンプ制御盤の耐震性についての計算書」
- ・添付書類「V-2-2-2-6 原子炉建屋地下排水設備地下排水上屋の耐震性についての計算書」
- ・添付書類「V-2-2-2-7 原子炉建屋地下排水設備排水シャフトの耐震性についての計算書」
- ・添付書類「V-2-2-2-8 原子炉建屋地下排水設備集水ピットの耐震性についての計算書」
- ・添付書類「V-2-2-2-9 原子炉建屋地下排水設備集水管の耐震性についての計算書」
- ・添付書類「V-2-9-2-2 原子炉格納容器底部コンクリートマットの耐震性についての計算書」
- ・添付書類「V-2-9-3-4 原子炉建屋基礎盤の耐震性についての計算書」

2. 各部の評価方法について

2.1 地下排水上屋の評価に用いる地震荷重

地下排水上屋の評価に用いる地震荷重は、建屋が壁式構造であり且つ屋根重量も小さいため、建屋の増幅は小さいと考えらる。したがって、建屋評価に用いる地震荷重算定用の震度には地表面の最大応答加速度を用いる。

2.2 スラブ評価の考え方

2.2.1 地下排水上屋床スラブ

地下排水上屋の床スラブについては、荷重として固定荷重、積載荷重及び地震荷重を考慮する。また、積載荷重には機器荷重を含むものとする。地震荷重は地表面 (EL. 8.0 m) の鉛直方向の最大加速度より算定される鉛直震度とする。

応力を算出する解析モデルは、四辺支持版として評価する。

2.2.2 集水ピット頂版

集水ピットの頂版については、荷重として頂版並びに排水シャフトの固定荷重及び地震荷重を考慮する。地震荷重は原子炉建屋基礎下 (EL. -9.0 m) 地盤の鉛直方向の最大加速度より算定される鉛直震度とする。

頂版には地盤改良体が上載しているが、以下に示すような状況であることから、改良土自体が自立していると考えられるため、頂版への上載荷重として考慮しない。

- ・改良土は集水ピット側面まで造成されており、岩着している。
- ・地盤応答解析により改良土に発生するせん断応力度が改良土のせん断強度以下であるため、改良土はせん断破壊しない。(表 2-1 参照)

応力を算出する解析モデルは、排水シャフトが接続する開口を考慮して、三辺固定版として評価する。

表 2-1 改良土の地盤応答解析結果

ケース	発生せん断応力 (kN/m ²)	せん断強度 (kN/m ²)
S _s -31	190	1500

2.2.3 集水ピット底版

集水ピットの底版については、荷重として固定荷重、積載荷重及び地震荷重を考慮する。積載荷重は、集水ピットに設定している常水位 2.75 m 及びポンプ重量 1000 kg より算定している。地震荷重は原子炉建屋基礎下 (EL. -9.0 m) 地盤の鉛直方向の最大加速度より算定される鉛直震度とする。

応力を算出する解析モデルは、四辺単純支持版として評価する。底版は、全体の固定荷重及び積載荷重から底版の固定荷重及び積載荷重を除いた重量に対して鉛直地震力を考慮した際に生じる地反力に対して評価する。

3. ヒューム管の評価方法について

原子炉建屋地下排水設備の排水シャフト及び集水管を構成するヒューム管（遠心力鉄筋コンクリート管）は、鉄筋コンクリート製の円形管きよであり、日本工業規格「JIS A 5303 遠心力鉄筋コンクリート管」に基づく工場製品である。

表 3-1 に建設当時の設計年代に該当する JIS で規定されたヒューム管の形状寸法を示す。排水シャフトは呼び径 1000，集水管は呼び径 300 の製品を使用している。

表 3-1 ヒューム管の形状寸法（JIS A 5303：1972 年改正）

呼び径	内径(mm)	厚さ(mm)	長さ(mm)		
			A形	B形	C形
150	150	26	2000	2000	
200	200	27	2000	2000	
250	250	28	2000	2000	
300	300	30	2000	2000	
350	350	32	2000	2000	
400	400	35	2430	2430	
450	450	38	2430	2430	
500	500	42	2430	2430	
600	600	50	2430	2430	
700	700	58	2430	2430	
800	800	66	2430	2430	
900	900	75	2430	2430	2360
1000	1000	82	2430	2430	2360
1100	1100	88	2430	2430	2360
1200	1200	95	2430	2430	2360
1350	1350	103	2430	2430	2360
1500	1500	112	2430	2430	2360
1650	1650	120	2430	2430	2360
1800	1800	127	2430	2430	2360
2000	2000	145	2430	2430	2360
2200	2200	160	2430		2360
2400	2400	175	2430		2360
2600	2600	190	2430		2360
2800	2800	205	2430		2360
3000	3000	220	2430		2360

「下水道施設の耐震対策指針と解説－2014年版－（（社）日本下水道協会）」（以下「下水道指針」という。）では、JIS 製品である遠心力鉄筋コンクリート管を差し込み継手管きよの管路施設に分類している。重要な幹線等の管路施設については、レベル1地震動（施設の供用期間内に1～2度発生する確率を有する地震動）に対して設計流下能力を確保するとともに、レベル2地震動（施設の供用期間内に発生する確率は低いが大きな強度を有する地震動）に対して流下機能を確保することが耐震性能として設定されている。

これらの耐震性能を満足するために、レベル1地震動に対しては管きよ本体にひび割れが生じて漏水しない使用限界状態を想定し、許容応力度法に基づく許容耐力として、図 3-1 に示す薄肉リングの公式に基づく次式のひび割れ保証モーメントを照査基準値としている。表 3-2 に示すひび割れ荷重は、図 3-1 の荷重状態及び支持状態を再現した試験方法で設定されたものである。管きよが地中に配置される場合は、周囲の土圧によって円管の変形が拘束されてひび割れが発生しにくくなる。そのため、次式のひび割れ保証モーメントの算定条件は、地下排水設備の排水シャフト及び集水管の配置状況に対して保守的な設定となっている。ここで、排水シャフトは軸方向が鉛直方向となることから「下水道指針」のマンホールの規定に従うことも考えられるが、その場合の耐震照査は差し込み継手管きよと同様に許容応力度法に基づく許容耐力を基準値とすることから、基準値として次式を適用する。

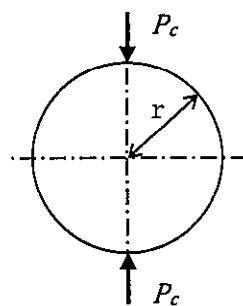
$$M_c = 0.318 \cdot P_c \cdot r + 0.239 \cdot W \cdot r$$

M_c : ひび割れ保証モーメント

P_c : ひび割れ荷重（表 3-2 参照）

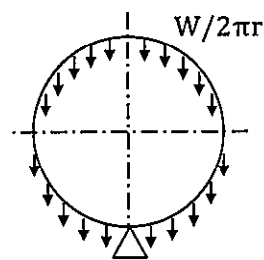
W : 管きよの自重

r : 管きよの管厚中心半径



$$M_{max} = 0.318 \cdot P_c \cdot r$$

相対する 2 点集中荷重



$$M_{max} = 0.239 \cdot W \cdot r$$

自重及び 1 点支持

図 3-1 薄肉リングの公式

レベル2地震動に対しては管きよ本体の断面崩壊等が起こらないように、終局限界状態に対応するように補正した次式の破壊保証モーメントを照査基準値としている。

$$M_d = 0.318 \cdot P_e \cdot r + 0.239 \cdot W \cdot r$$

$$P_e = \frac{P_B}{C_S}$$

M_d : 破壊保証モーメント

P_B : 破壊荷重 (表 3-2 参照)

C_S : 構造物の靱性を考慮した補正係数

なお、下水道指針では、小口径円形管きよ (φ700) については、一定の地盤条件等を満たせば耐震性の照査は省略できるとされている。

表 3-2 ヒューム管の外圧強さ (JIS A 5303 : 1972 年改正)

呼び径	外圧強さ 単位:kg/m			
	ひび割れ荷重		破壊荷重	
	1種	2種	1種	2種
150	1600	-	2500	-
200	1400	-	2200	-
250	1300	-	2000	-
300	1400	-	2000	-
350	1500	-	2200	-
400	1600	-	2400	-
450	1700	-	2700	-
500	1800	-	3000	-
600	2000	-	3600	-
700	2200	-	4300	-
800	2400	-	4900	-
900	2600	-	5500	-
1000	2800	5200	6100	10400
1100	2900	5400	6700	10800
1200	3000	5600	7300	11200
1350	3200	6000	8300	12000
1500	3400	6400	9300	12800
1650	3600	6800	10300	13600
1800	3800	7200	11300	14400
2000	4000	7700	12000	15400
2200	4200	8200	12600	16400
2400	4400	8700	13200	17400
2600	4600	9200	13800	18400
2800	4800	9700	14400	19400
3000	5000	10200	15000	20400

排水シャフトは地下排水設備の支持機能を有することから、保守的にひび割れを許容しないこととして許容応力度による照査を行う。また、集水管は、通水機能を有することから、断面崩壊を想定した終局限界状態に対する照査が求められる。それぞれの要求される耐震性能に応じて、「下水道指針」で規定された照査基準値を許容限界として適用した場合、排水シャフトはひび割れ保証モーメント、集水管は破壊保証モーメントを許容限界とできる。

ただし、ヒューム管の評価にあたっては、基準地震動 S_0 に対する妥当な安全余裕を持たせるため、排水シャフト及び集水管ともに許容応力度によって照査することとし、両者の許容限界をひび割れ保証モーメントとする。ひび割れ荷重は強度の小さい1種の外圧強さを使用する。

4. 地震後の排水設備の機能に期待しない場合の止水壁内の地下水流量評価

4.1 応答変位法に用いる1次元有効応力解析の地盤の水平変位量について

応答変位法に入力する地盤の水平変位量は、1次元有効応力解析で算定した地盤の相対変位量を用いた。1次元有効応力解析モデルは、止水壁外側は豊浦標準砂と岩盤、止水壁内側は埋戻土と岩盤による土柱モデルである。

この1次元有効応力解析による地盤の水平変位量と、周辺構造物で実施している2次元有効応力解析で算定した地盤の水平変位量を比較した結果、止水壁外側の地盤はほぼ同様の変位量となるが一部の断面では1次元有効応力解析結果を上回る。したがって、応答変位法への変位入力については、1次元有効応力解析の変位量を保守的に50cmと設定した。止水壁外側の両解析の比較結果を表4-1に、2次元有効応力解析で抽出した変位量位置を図4-1に、解析結果図を図4-2に示す。また、図4-3に示すとおり、止水壁内側の不飽和土については、2次元等価線形解析結果での最大変位量を確認した結果7cm程度であり、1次元有効応力解析結果のほうが保守的であることを確認した。

表 4-1 2次元有効応力解析による止水壁周辺地盤の水平変位量の比較表

位置	2次元有効応力解析 (豊浦標準砂)	応答変位法に用いる地盤の水平変位量
①	約 32.9cm (TP.+8m~TP-15m)	1次元有効応力解析(豊浦標準砂の土柱モデル)で算定した変位量は岩盤が浅い箇所では約31cm(TP.+8m~TP.-19m)、岩盤が深い箇所では約36cm(TP.+8m~TP.-37m)となった。 2次元有効応力解析で算定した地止水壁周辺の地盤の変位量は、上記1次元有効応力解析結果の変位量を一部上回ることを確認した。 したがって、応答変位法に用いる地盤の水平変位量については50cmと設定した。
②	約 36.5cm (TP.+8m~TP-20m)	
③	約 31.7cm (TP.+8m~TP-32m)	
④	約 35.1cm (TP.+8m~TP-25m)	
⑤	約 33.6cm (TP.+8m~TP-33m)	
⑥	約 32.2cm (TP.+8m~TP-50m)	
⑦	約 24.5cm (TP.+8m~TP-17m)	
⑧	約 21.5cm (TP.+8m~TP-43m)	
⑨	約 30.4cm (TP.+8m~TP-60m)	
⑩	約 43.2cm (TP.+8m~TP-15m)	
⑪	約 46.0cm (TP.+8m~TP-37m)	
⑫	約 44.8cm (TP.+8m~TP-58m)	

なお、岩盤が傾斜する範囲に設置されている止水壁においては、地震時の地盤の液状化に伴う側方流動の影響が考えられるため液状化の程度と変位量について確認した。

同様の岩盤傾斜が認められる止水壁周辺地盤において、敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させた場合の残留変位量を確認した。

その結果、図4-4に示す通り②と③地点における残留変位量分布は、深部において最大でも15cm程度である。

敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した保守的な評価であり、岩盤傾斜部においては岩盤が低い方の残留変位量は多少大きくなるものの、岩盤の傾斜方向が止水壁に向かう方向ではないことから、止水壁がその影響を受けることはない。

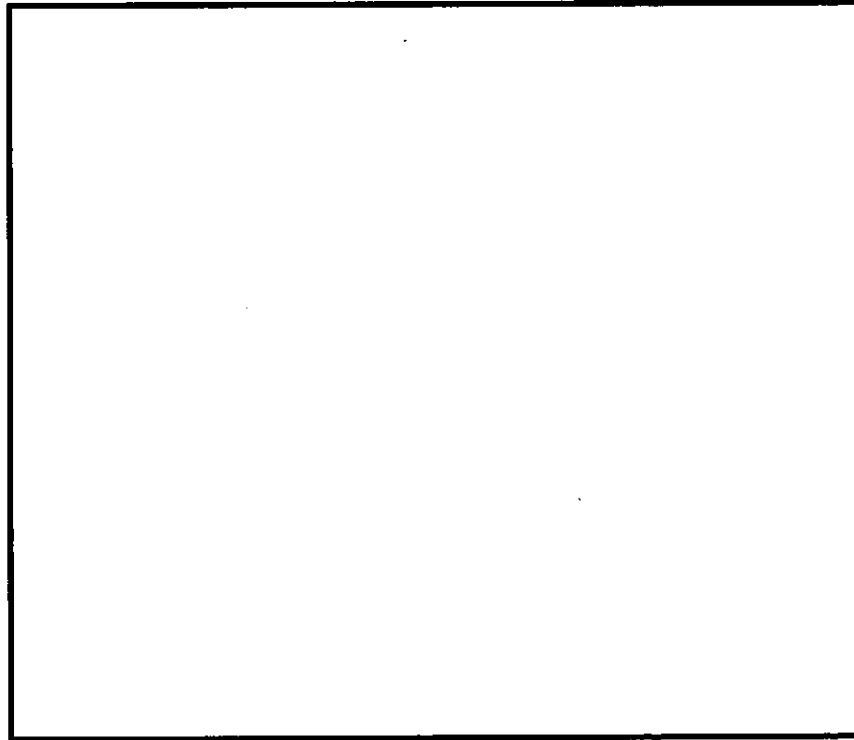


図 4-1 (1/2) 2次元有効応力解析の地盤の最大水平変位量算定位置
(敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

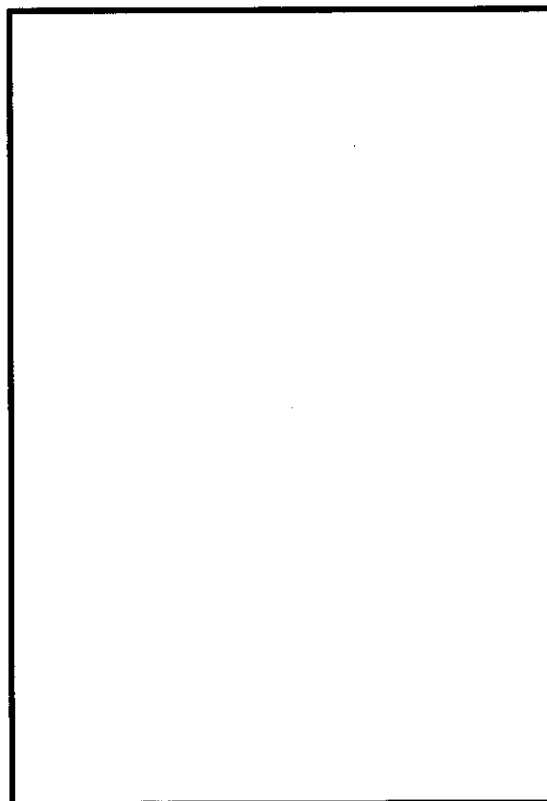


図 4-1 (2/2) 止水壁周辺の岩盤コンター図

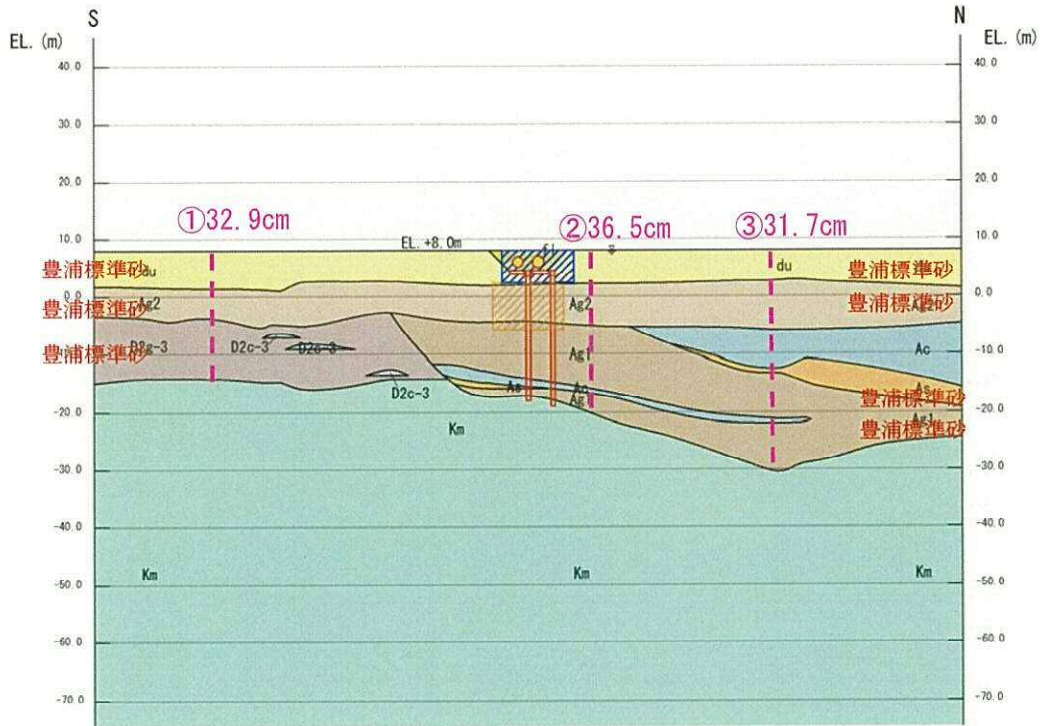


図 4-2 (1/10) 屋外二重管横断図 (2次元有効応力解析)

(敷地に存在しない豊浦標準砂の液化化強度特性により地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース)

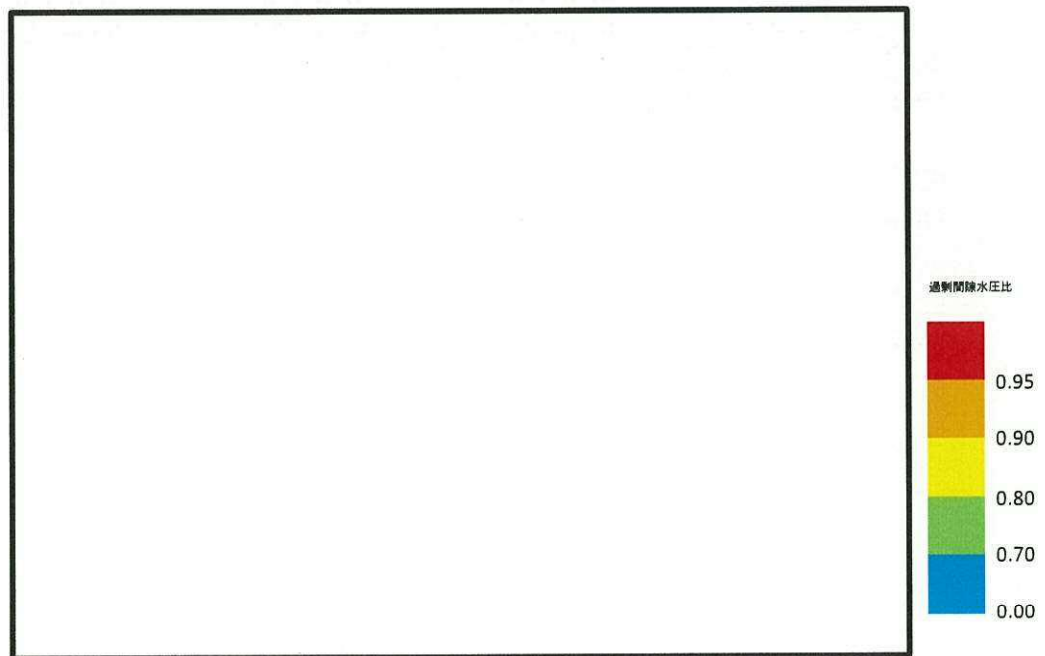


図 4-2 (2/10) 過剰間隙水圧図分布 (地震波: $S_s - D1 [H-, V+]$)

(敷地に存在しない豊浦標準砂の液化化強度特性により地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース)

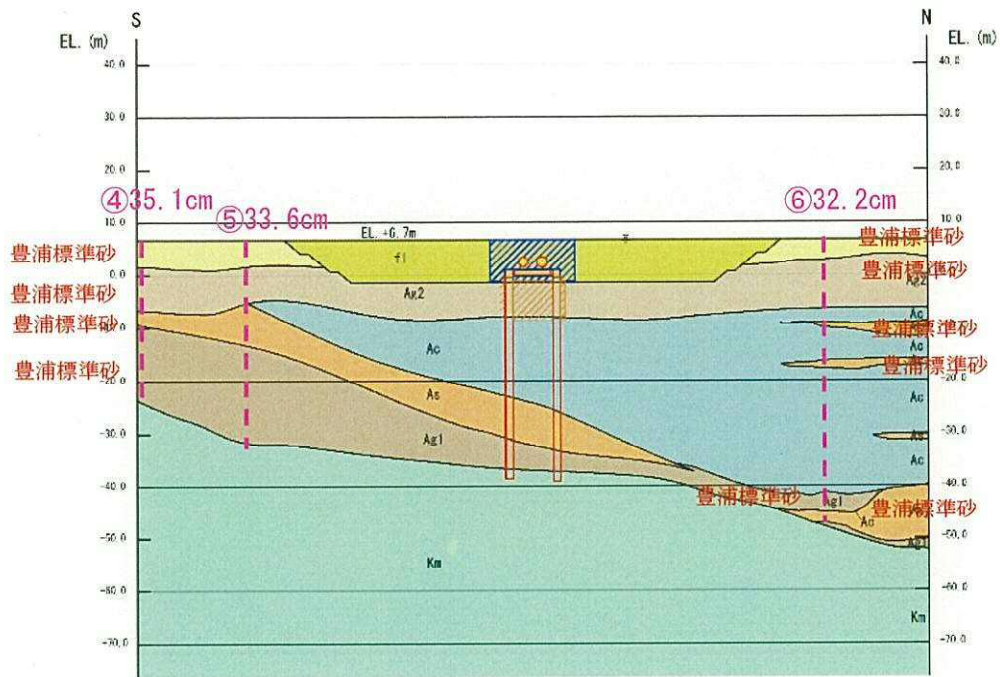


図 4-2 (3/10) 屋外二重管横断図 (2次元有効応力解析)

(敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

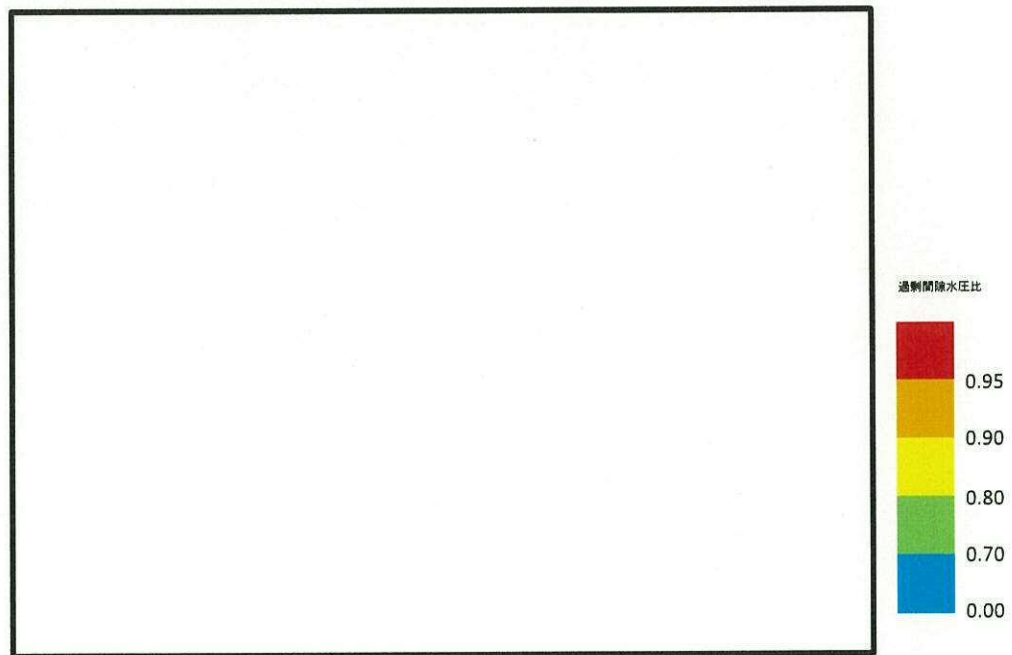


図 4-2 (4/10) 過剰間隙水圧図分布 (地震波: S_s-D1 [H-, V+])

(敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

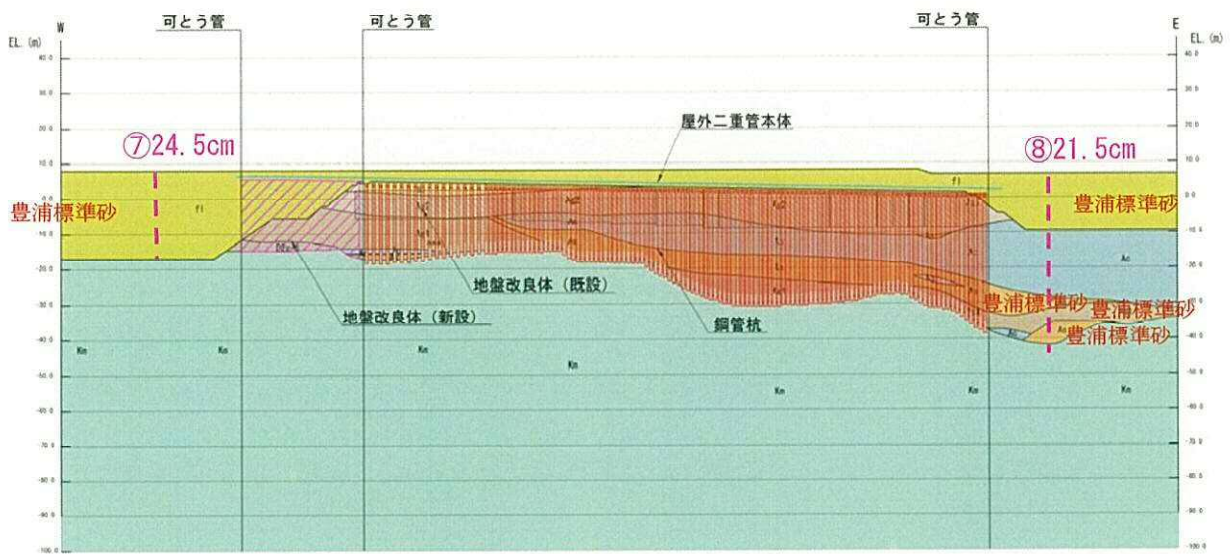


図 4-2 (5/10) 屋外二重管縦断図 (2次元有効応力解析)

(敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

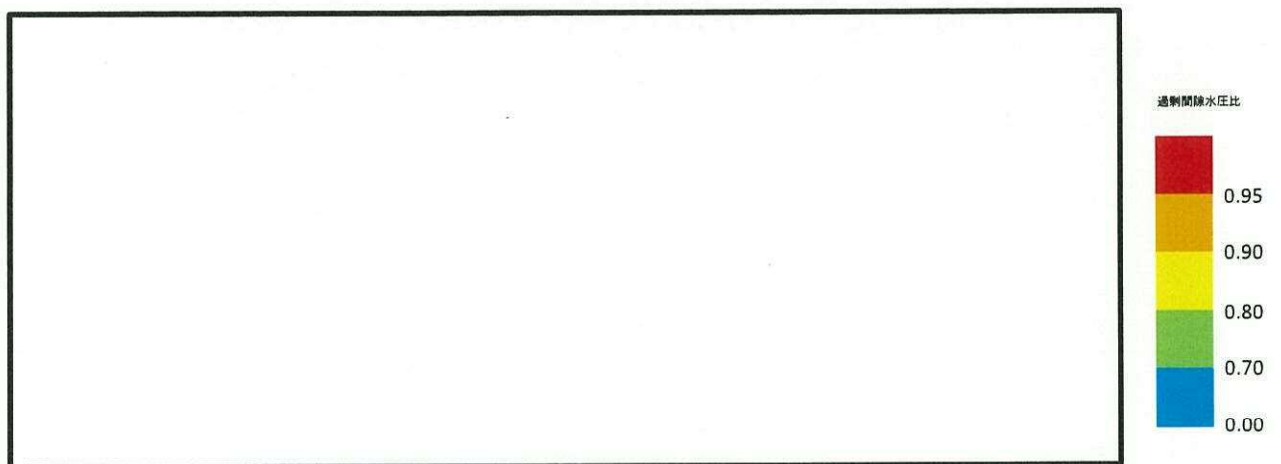


図 4-2 (6/10) 過剰間隙水圧図分布 (地震波: $S_s - D1 [H+, V+]$)

(敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

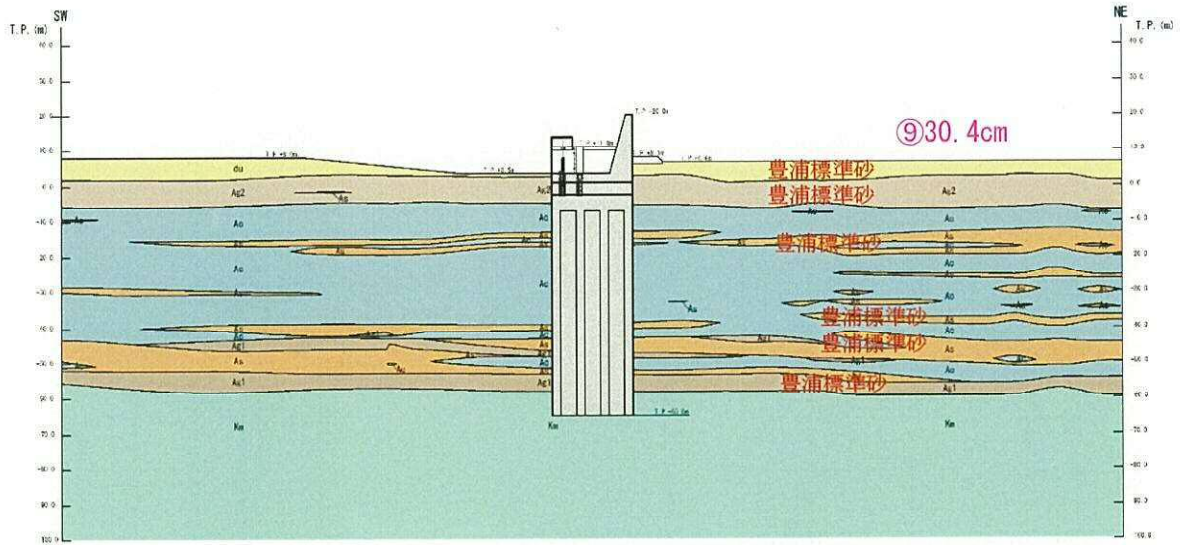


図 4-2 (7/10) 鉄筋コンクリート防潮壁 (放水路横断面) 断面図 (2次元有効応力解析)

(敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

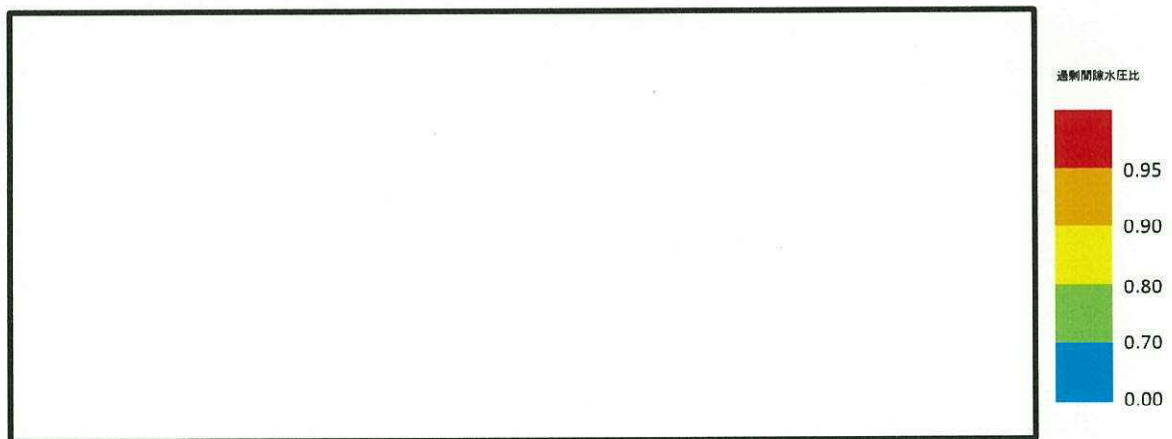


図 4-2 (8/10) 過剰間隙水圧図分布 (地震波 : $S_s - D1$ [H+, V-])

(敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

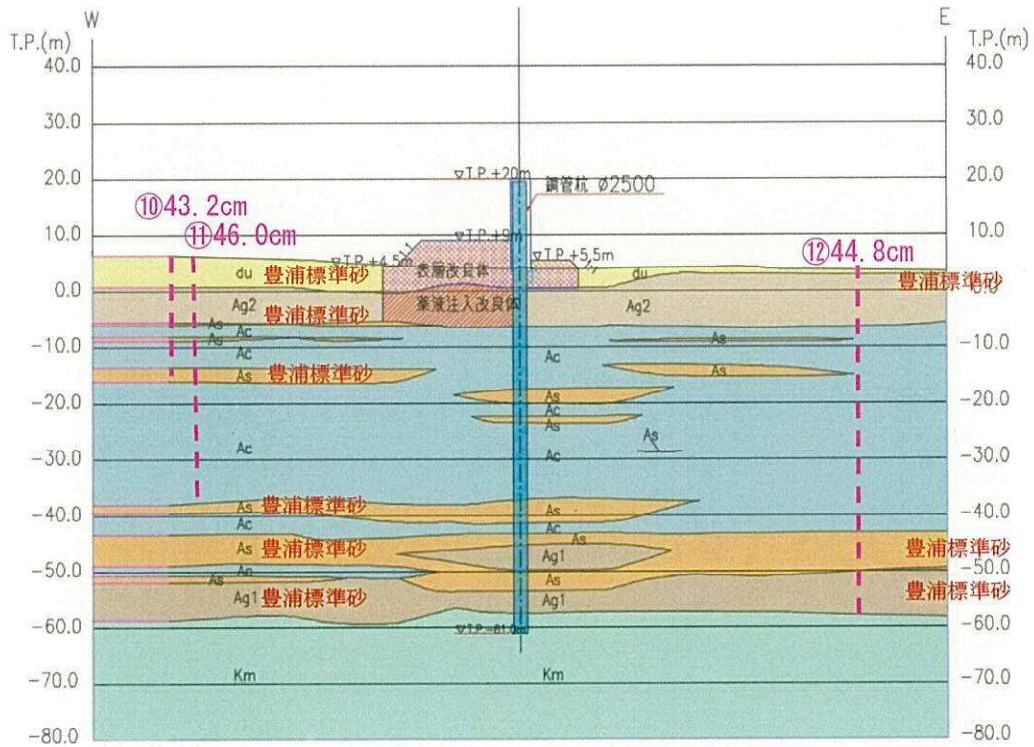


図 4-2 (9/10) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁断面図 (2次元有効応力解析)

(敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

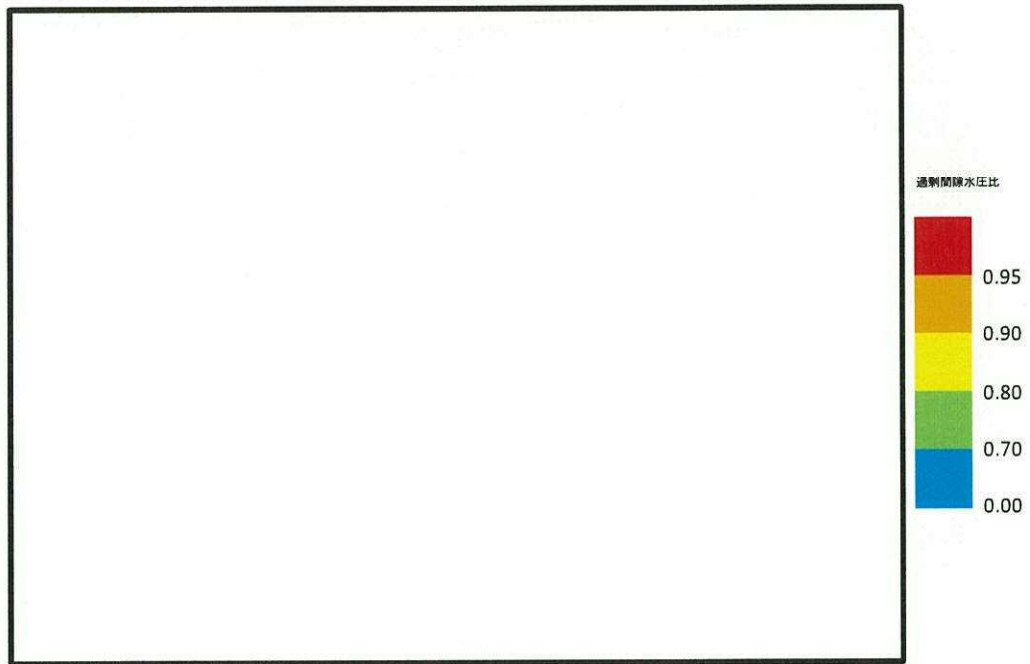
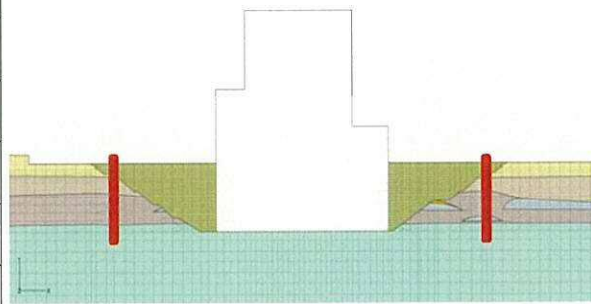
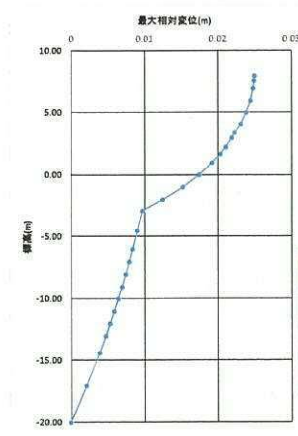


図 4-2 (10/10) 過剰間隙水圧図分布 (地震波: $S_s - D1 [H+, V+]$)

(敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

最大水平変位量：2.50cm



最大水平変位量：2.83cm

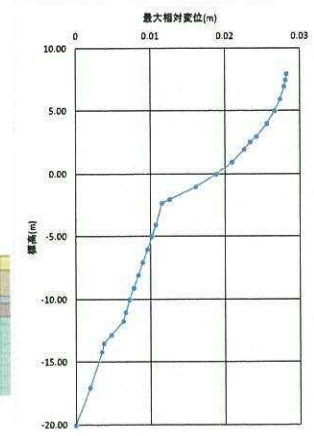
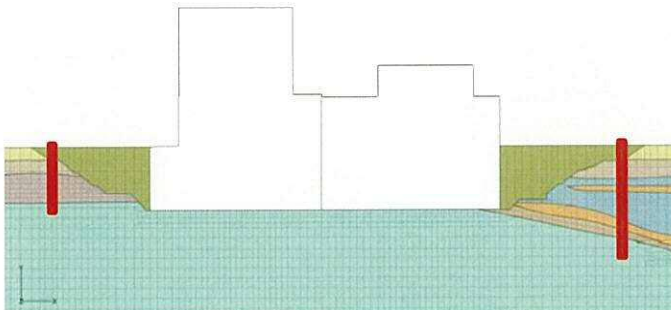
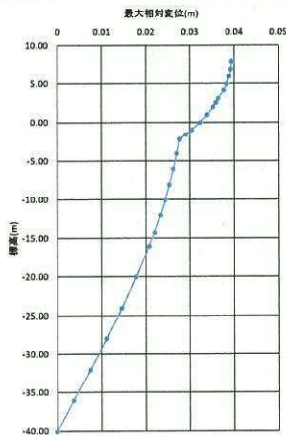


図 4-3 (1/2) 原子炉建屋EW方向断面 止水壁位置の最大水平変位量
(2次元等価線形解析)

最大水平変位量：3.95cm



最大水平変位量：7.16cm

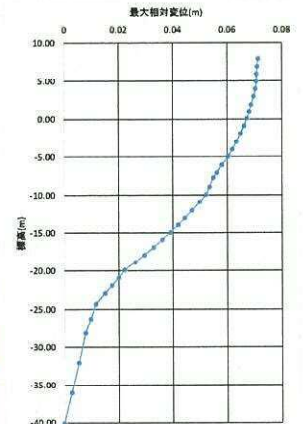


図 4-3 (2/2) 原子炉建屋EW方向断面 止水壁位置の最大水平変位量
(2次元等価線形解析)

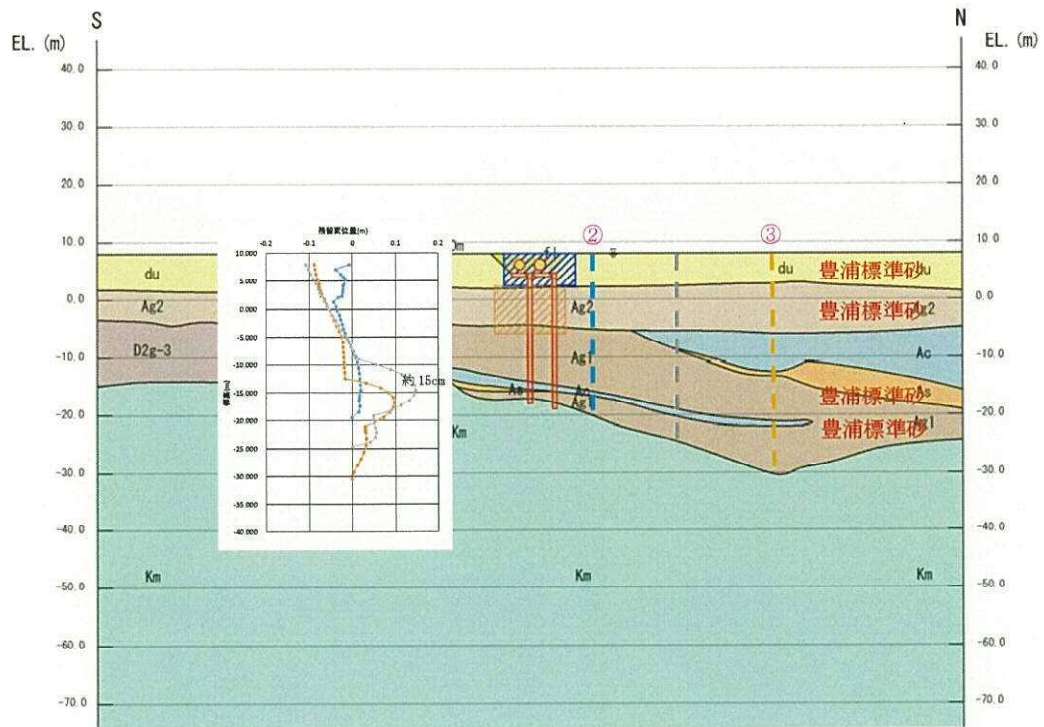


図 4-4 (1/2) 残留変位量 (2次元有効応力解析)

(敷地に存在しない豊浦標準砂の液化化強度特性により地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース)

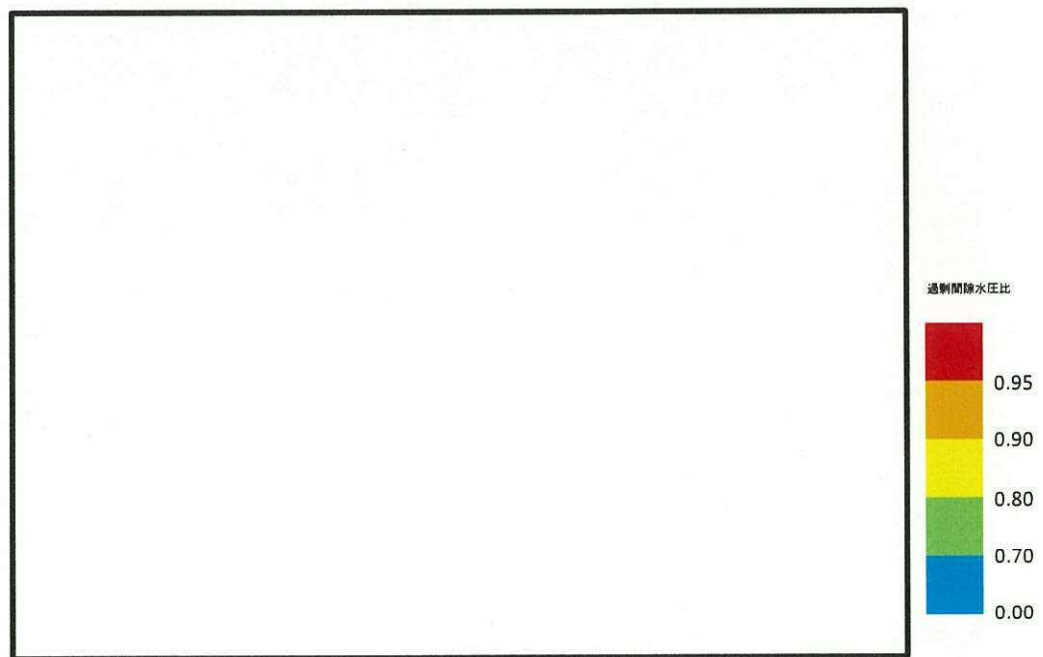


図 4-4 (2/2) 過剰間隙水圧図分布 (地震波: $S_s - D1 [H-, V+]$)

(敷地に存在しない豊浦標準砂の液化化強度特性により地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース)

4.2 止水壁の透水係数の設定について

止水壁の透水係数については、止水壁内の排水設備による最大地下水排水量が止水壁外側から内側に浸透したと仮定して求めた。

4.2.1 排水設備による地下水排水量

2014年6月1日～2015年5月30日の1年間における排水設備による地下水排水量と同時期における降雨量を図4-5に示す。

排水設備による最大地下水排水量は約230m³/日である。

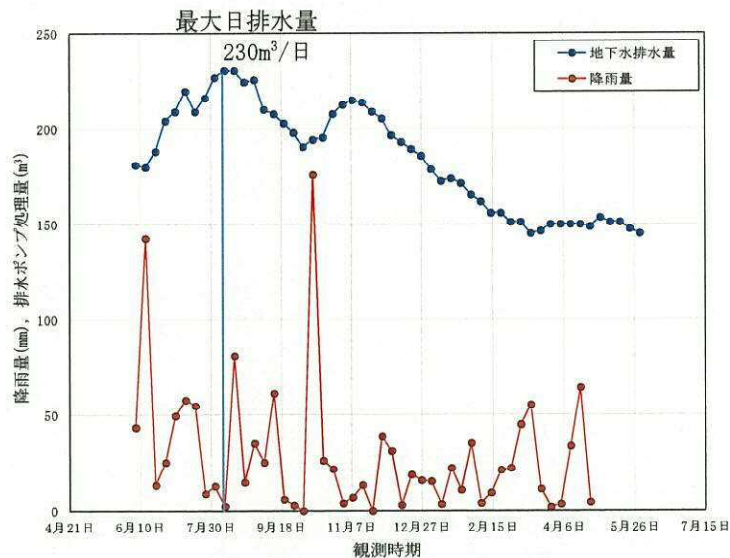


図4-5 排水設備による地下水排水量と降雨量

4.2.2 止水壁の透水係数

止水壁の透水係数は、排水設備による最大地下水排水量 (Q=230m³/日) と止水壁外側の地下水位を用いて算定した。この最大地下水排水量が、止水壁外側から止水壁を通過して止水壁内側に浸透したものと仮定した結果、止水壁の透水係数は 1.98×10⁻⁶cm/s となった。図4-6に検討概念図を示す。

$$k_{con} = \frac{Q \times 2 \times L}{(H^2 - h_e^2)}$$

ここに、

Q：止水壁 1m 当たりの流量 (m³/日/m)

L：止水壁厚さ (m)

H：止水壁外側で仮定した地下水位 (m)

h_e：止水壁内側の初期水位 (m)

$$k_{con} = \frac{0.44 \times 2 \times 0.6}{(17.5^2 - 0.2^2)} = 0.0017(\text{day}) = 1.98 \times 10^{-6}(\text{cm/s})$$

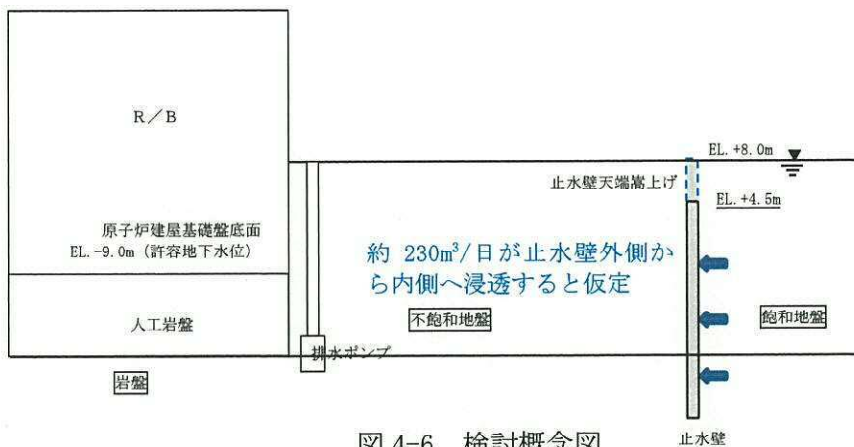


図 4-6 検討概念図

なお、排水設備による地下水排水量は表 4-2 に示すとおり、降雨による止水壁内側の雨水を排水しているものがほとんどであり、止水壁を通過している地下水はほとんどないと判断される。したがって、止水壁の実際の透水係数は前述の $1.98 \times 10^{-6} \text{cm/s}$ より小さいため保守的な設定となっている。図 4-7 に止水壁内側の状況図を示す。なお、止水壁については、今後、天端を地表面まで嵩上げする。

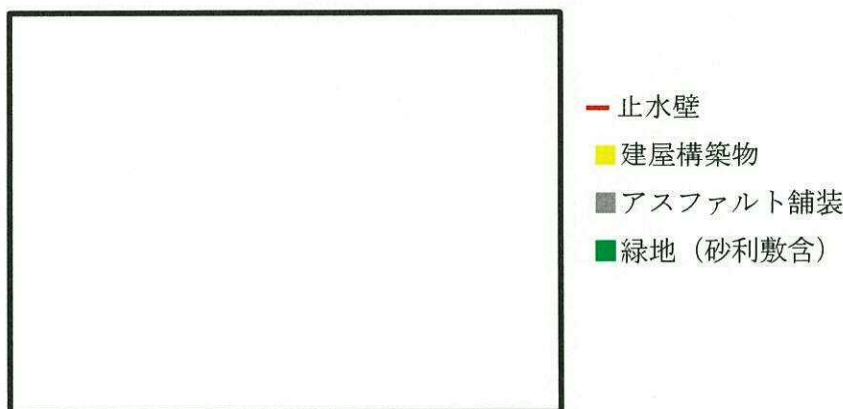


図 4-7 止水壁内側の状況図

表 4-2 止水壁内側の降雨量と地盤に浸透する雨水量

止水壁内側	面積	降雨量	降雨量のうち地盤に浸透する雨量		
			最大浸透雨量	最小浸透雨量	平均浸透雨量
建屋構築物範囲	17,600m ²	24,000m ³ /年	建屋構築物範囲では表面流出係数は 1.0		
舗装範囲	6,600m ²	9,000m ³ /年	1,350m ³ /年	900m ³ /年	1,130m ³ /年
緑地範囲 (砂利敷含)	6,600m ²	9,000m ³ /年	8,470m ³ /年	6,690m ³ /年	7,580m ³ /年
合計	30,800m ²	42,000m ³ /年	9,820m ³ /年	7,590m ³ /年	8,710m ³ /年
備考	最小表面流出係数を用いた舗装範囲及び緑地範囲からの最大地盤浸透雨量は約 9,820m ³ /年であり、観測年間排水量 8,850m ³ /年より約 970m ³ /年の増加となった。なお、排水増加量 970m ³ /年において、最大日排水時の増加量は 25m ³ /日である。 ・舗装部の表面流出係数 0.85~0.9, ・緑地部の表面流出係数 0.05~0.15				

4.3 止水壁の内側から外側の方向に荷重を作用させた応答変位法

止水壁の内側から外側に荷重を作用させた場合の応答変位法の評価結果を表 4-3 及び図 4-8 に示す。

鉄筋コンクリート部材の曲げ軸力に対する照査は、最大発生曲げモーメントに対して降伏モーメント以下であることを確認した。

鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査は、発生せん断力が鉄筋コンクリート部のうちコンクリートのみのせん断耐力で受け持てることを確認した。

表 4-3 (1/2) 止水壁の曲げ軸力に対する照査結果

	曲げモーメント [kNm]	降伏モーメント [kNm]	照査値
岩盤が浅い位置 (EL. -14m)	59	214	0.28
岩盤が深い位置 (EL. -34m)	97	272	0.36

表 4-3 (2/2) 止水壁のせん断に対する照査結果

	せん断力 [kN]	せん断耐力 [kN]	照査値
岩盤が浅い位置 (EL. -14m)	59	277	0.22
岩盤が深い位置 (EL. -34m)	110		0.40

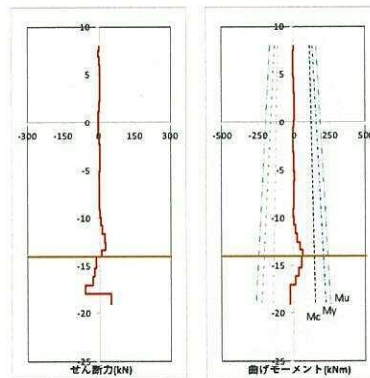


図 4-8 (1/2) 断面力図 (岩盤が浅い位置)

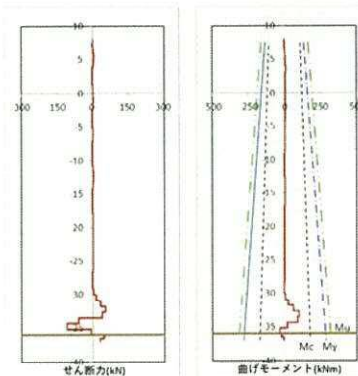


図 4-8 (2/2) 断面力図 (岩盤が深い位置)

5. 原子炉建屋への地下水位の影響

5.1 概要

原子炉建屋の周辺には、地下水位低減を目的としたサブドレン設備が設置されている。水位 EL. -15.2m で排水ポンプが起動する設定となっており、原子炉建屋周辺の地下水位は、通常において EL. -15.2m 以下となっている。

本検討では、地震時のポンプの故障等により排水されなくなった場合に、浮力及び水圧が原子炉建屋に与える影響について検討する。浮力及び水圧の影響を受ける部位は地下部分であるため、検討対象は地下外壁及び原子炉建屋基礎盤（以下「基礎盤」という。）とする。

5.2 常時荷重に対する検討

5.2.1 検討方針

ポンプの故障等により排水されなくなった場合の保守的な評価として、地表面まで水位が上昇すると仮定し影響評価を実施する。

影響評価は、地下水位の上昇に伴う浮力及び水圧の影響を考慮した応力解析に基づく各部応力が長期許容応力度以下となることを確認する。

5.2.2 地下外壁への影響検討

(a) 許容限界

許容限界は長期許容応力度とする。コンクリート及び鉄筋の長期許容応力度を表 5-1 及び表 5-2 に示す。

表 5-1 コンクリートの長期許容応力度

Fc (N/mm ²)	圧縮 (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)
22.1	7.36	0.711

表 5-2 鉄筋の長期許容応力度

引張及び圧縮 (N/mm ²)	せん断補強 (N/mm ²)
SD345*1	SD345*1
215 (195*2)	195

注記 *1：建設当時の鉄筋の種類は SD35 であるが現在の規格（SD345）に読み替えた許容応力度を示す。

*2：D29 以上の太さの鉄筋に対しては（ ）内の数値とする。

(b) 検討用荷重

地下外壁側面に考慮する水圧を図 5-1 に示す。地下外壁に取り付く床による外壁の拘束条件の違いから、外壁を 3 タイプに分類して静止土圧及び地下水圧による荷重を算定する。地下外壁の分類を図 5-2 に示す。静止土圧及び地下水圧を考慮した際に外壁に生じる端部モーメント、中央モーメント及びせん断力を表 5-3 に示す。

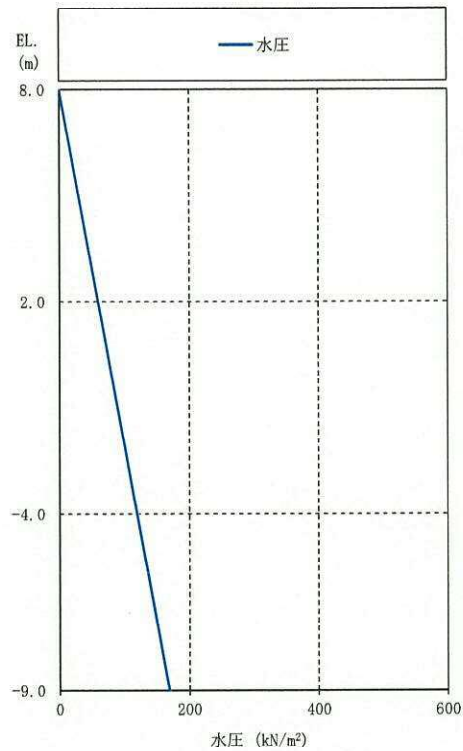


図 5-1 地下外壁側面に考慮する水圧

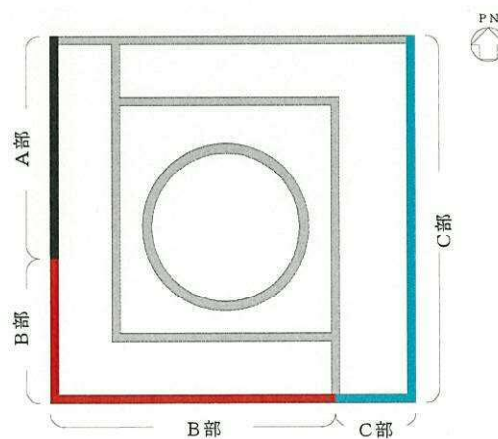


図 5-2 地下外壁の分類

表 5-3 端部モーメント，中央モーメント及びせん断力

	壁方向	端部モーメント (kN・m/m)	中央モーメント (kN・m/m)	せん断力 (kN/m)
A 部	NS 方向	751	366	704
B 部	NS 方向	464	274	428
	EW 方向	464	274	428
C 部	NS 方向	2006	865	1088
	EW 方向	2006	865	1088

(c) 評価結果

地下水位を地表面まで考慮した場合の外壁の評価を表 5-4 に示す。表 5-4 より，地下水位を地表面まで考慮しても発生値が許容値を超えないことを確認した。したがって，ポンプの故障等により仮に地下水位が地表面まで上昇しても，地下外壁の健全性に問題は生じない。

表 5-4 (1/3) 南側壁

部 位		B 部		C 部	
		端部	中央	端部	中央
厚さ t (mm) × 幅 b (mm)		1500×1000		1500×1000	
有効せい d (mm)		1440		1440	
鉄筋量 (mm ²)	外側	14349	—	14349	—
	内側	—	9566	—	9566
土圧及 び水圧	発生曲げモーメント M (kN・m/m)	464	274	2006	865
鉄筋引張応力度 σ_t (N/mm ²)		25.7	22.7	111.0	71.8
許容値 f_t (N/mm ²)		195	195	195	195
検定値 σ_t/f_t		0.14	0.12	0.57	0.37
発生せん断力 Q (kN)		428		1088	
せん断スパン比による 割増係数 α		2.0		1.75	
許容値 Q_A (kN)		1791		1571	
検定値 Q/Q_A		0.24		0.70	
判 定		可	可	可	可

表 5-4 (2/3) 西側壁

ケース		ケース 1-1			
部 位		A 部		B 部	
		端部	中央	端部	中央
厚さ t (mm) × 幅 b (mm)		1500×1000		1500×1000	
有効せい d (mm)		1440		1440	
鉄筋量 (mm ²)	外側	17100	—	17100	—
	内側	—	11400	—	11400
土圧及 び水圧	発生曲げモーメント M (kN・m/m)	751	366	464	274
鉄筋引張応力度 σ_t (N/mm ²)		34.9	25.5	21.5	19.1
許容値 f_t (N/mm ²)		195	195	195	195
検定値 σ_t/f_t		0.18	0.14	0.12	0.10
発生せん断力 Q (kN)		704		428	
せん断スパン比による 割増係数 α		2.0		2.0	
許容値 Q_A (kN)		1791		1791	
検定値 Q/Q_A		0.40		0.24	
判 定		可	可	可	可

表 5-4 (3/3) 東側壁

部 位		C 部	
		端部	中央
厚さ t (mm) × 幅 b (mm)		1500×1000	
有効せい d (mm)		1440	
鉄筋量 (mm ²)	外側	14349	—
	内側	—	9566
土圧及 び水圧	発生曲げモーメント M (kN・m/m)	2006	865
鉄筋引張応力度 σ_t (N/mm ²)		111.0	71.8
許容値 f_t (N/mm ²)		195	195
検定値 σ_t/f_t		0.57	0.37
発生せん断力 Q (kN)		1088	
せん断スパン比による 割増係数 α		1.75	
許容値 Q_A (kN)		1571	
検定値 Q/Q_A		0.70	
判 定		可	可

5.2.3 基礎盤への影響検討

(a) 許容限界

許容限界は長期許容応力度とする。コンクリート及び鉄筋の長期許容応力度を表 5-5 及び表 5-6 に示す。

表 5-5 コンクリートの許容応力度

温度荷重	Fc (N/mm ²)	圧縮 (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)
なし	22.1	7.36	0.711
あり		9.94	0.711

表 5-6 鉄筋の許容応力度

引張及び圧縮 (N/mm ²)	せん断補強 (N/mm ²)
SD345*	SD345*
195	195

注記 * : 建設当時の鉄筋の種類は SD35 であるが現在の規格 (SD345) に読み替えた許容応力度を示す。

(b) 検討用荷重

検討するケースは通常運転時とし、夏季及び冬季の温度荷重を考慮する。

地下水位による荷重は、基礎盤底面に作用する浮力 ($10 \text{ kN/m}^3 \times 17 \text{ m} = 170 \text{ kN/m}^3$) 及び側面の水圧とする。側面の水圧は、図 5-1 に示す地下外壁側面に考慮する水圧を考慮する。具体的には、表 5-3 に示す端部モーメントとせん断力を基礎盤端部に作用させる。

(c) 検討結果

コンクリートの圧縮応力及び鉄筋の引張応力及び面外せん断応力の検定値コンターを図 5-3～図 5-5 に示す。なお、図 5-3～図 5-5 には比較のため、地下水位の上昇を考慮しない通常運転時の検定値も併せて示している。図 5-3～図 5-5 に示すように検定値は十分余裕があり (最大で 0.539)、ポンプの故障等により仮に地下水位が地表面まで上昇しても、基礎盤の健全性に問題は生じない。

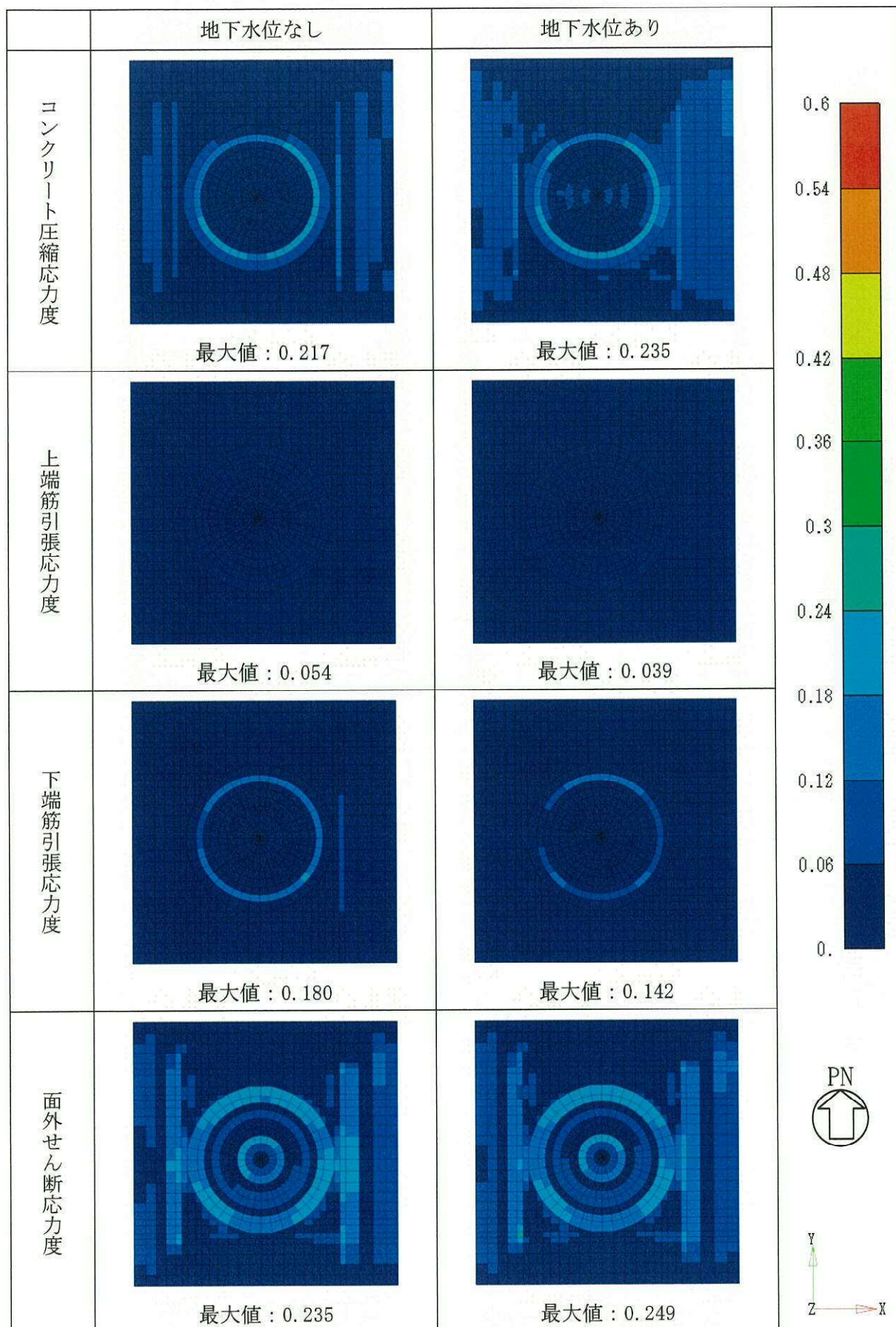


図 5-3 (1/2) 検定値コンター (温度荷重なし, X 方向または半径方向)

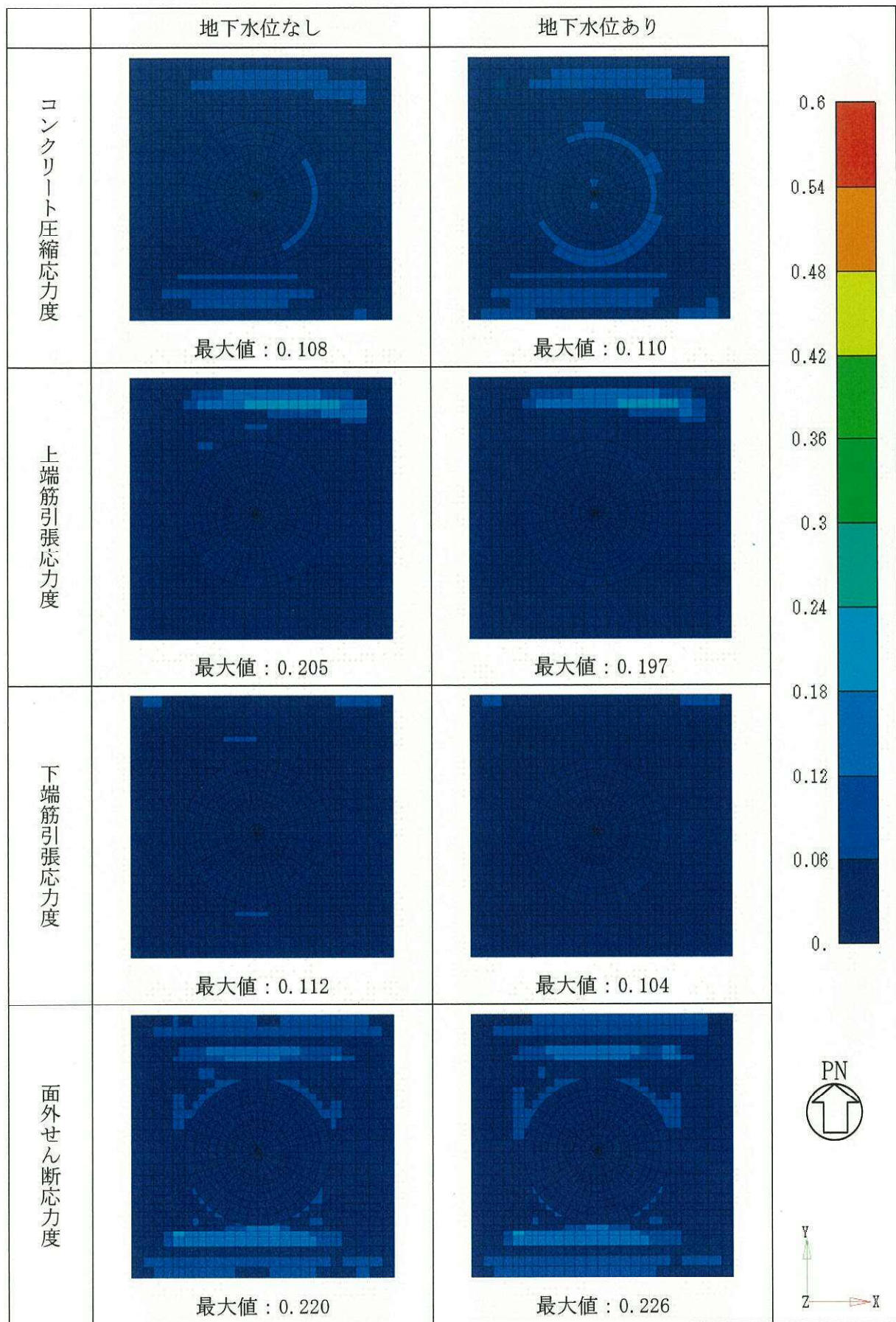


図 5-3 (2/2) 検定値コンター (温度荷重なし, Y 方向または円周方向)

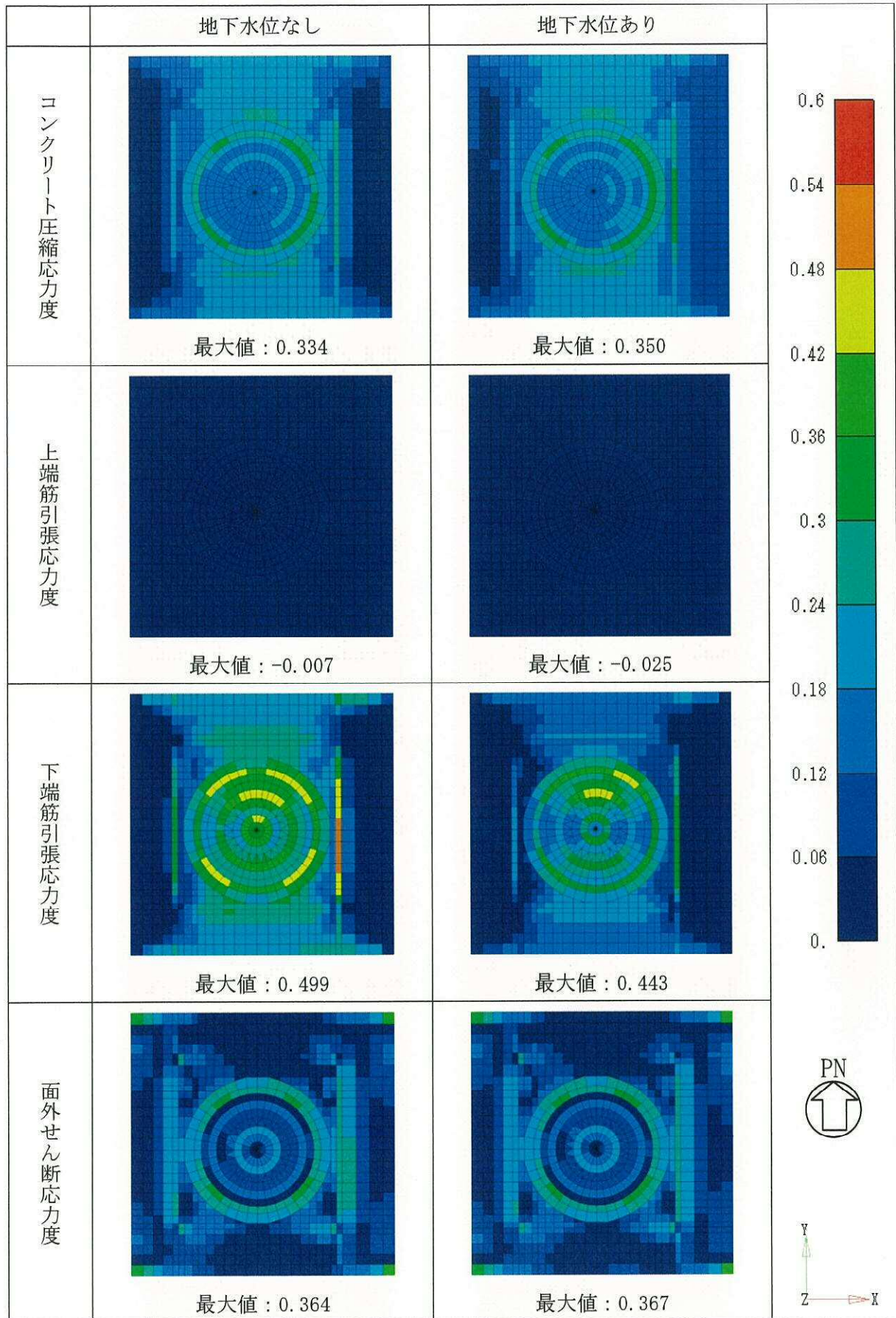


図 5-4 (1/2) 検定値コンター (夏季, X方向または半径方向)

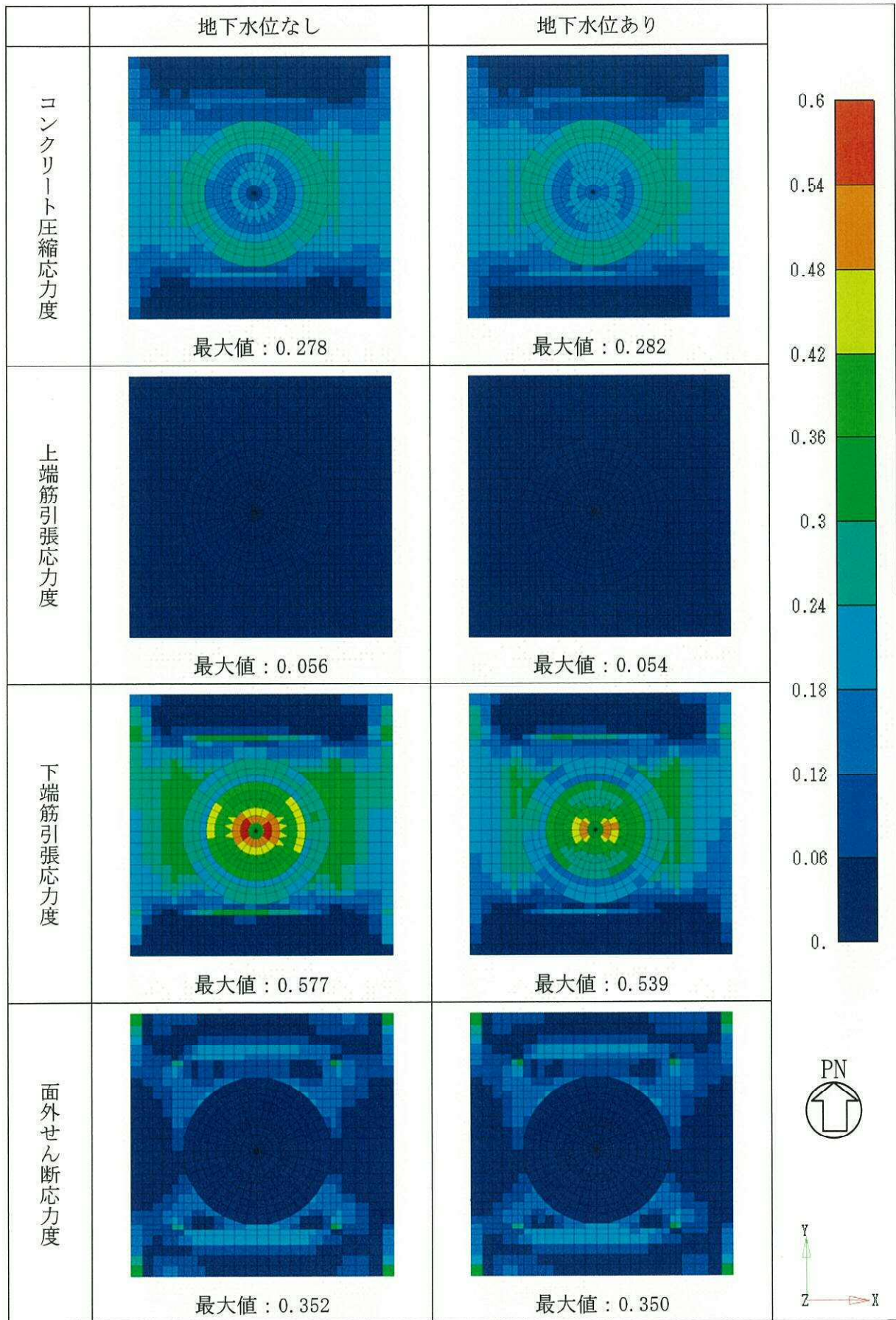


図 5-4 (2/2) 検定値コンター (夏季, X 方向または半径方向)

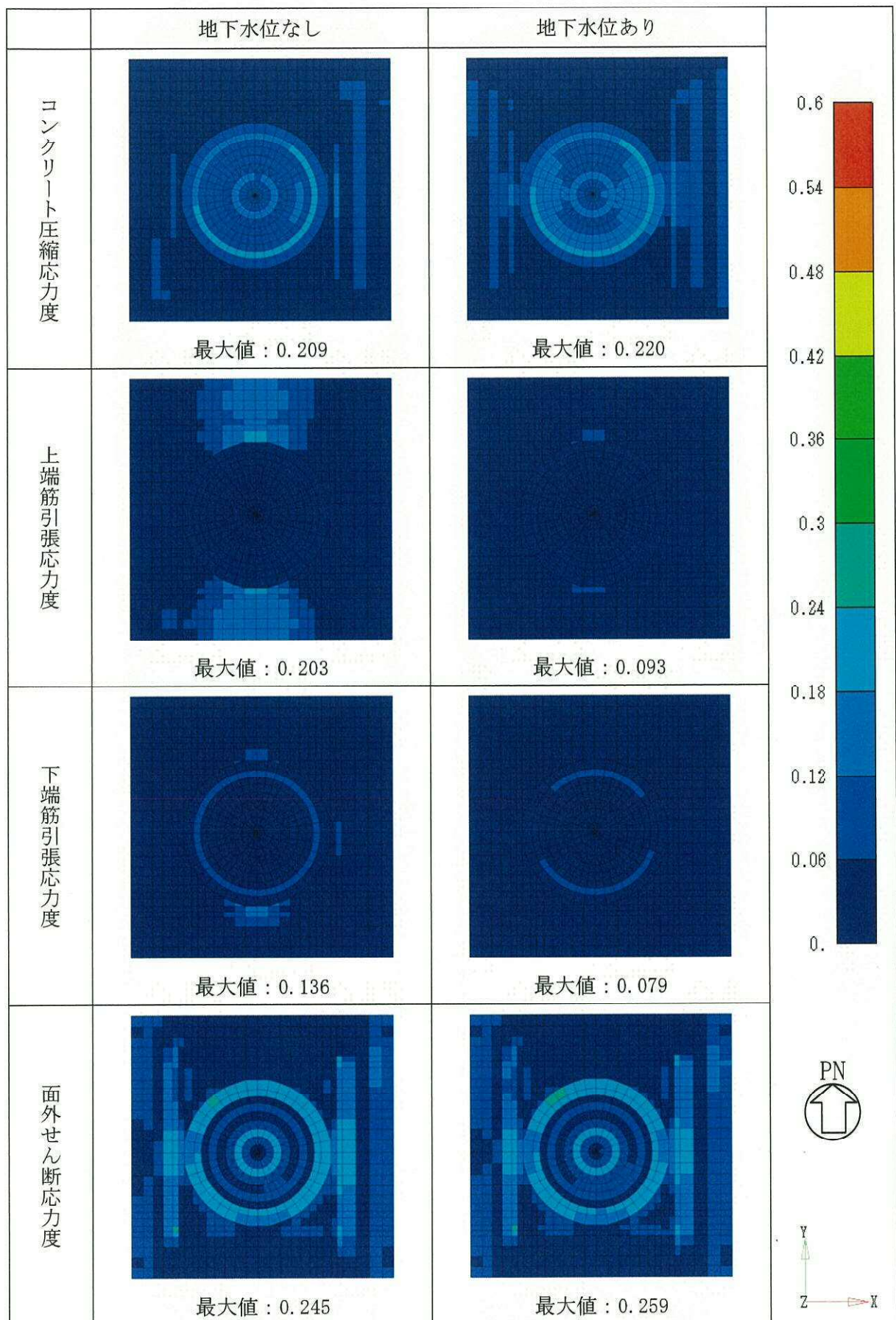


図 5-5 (1/2) 検定値コンター (冬季, X 方向または半径方向)

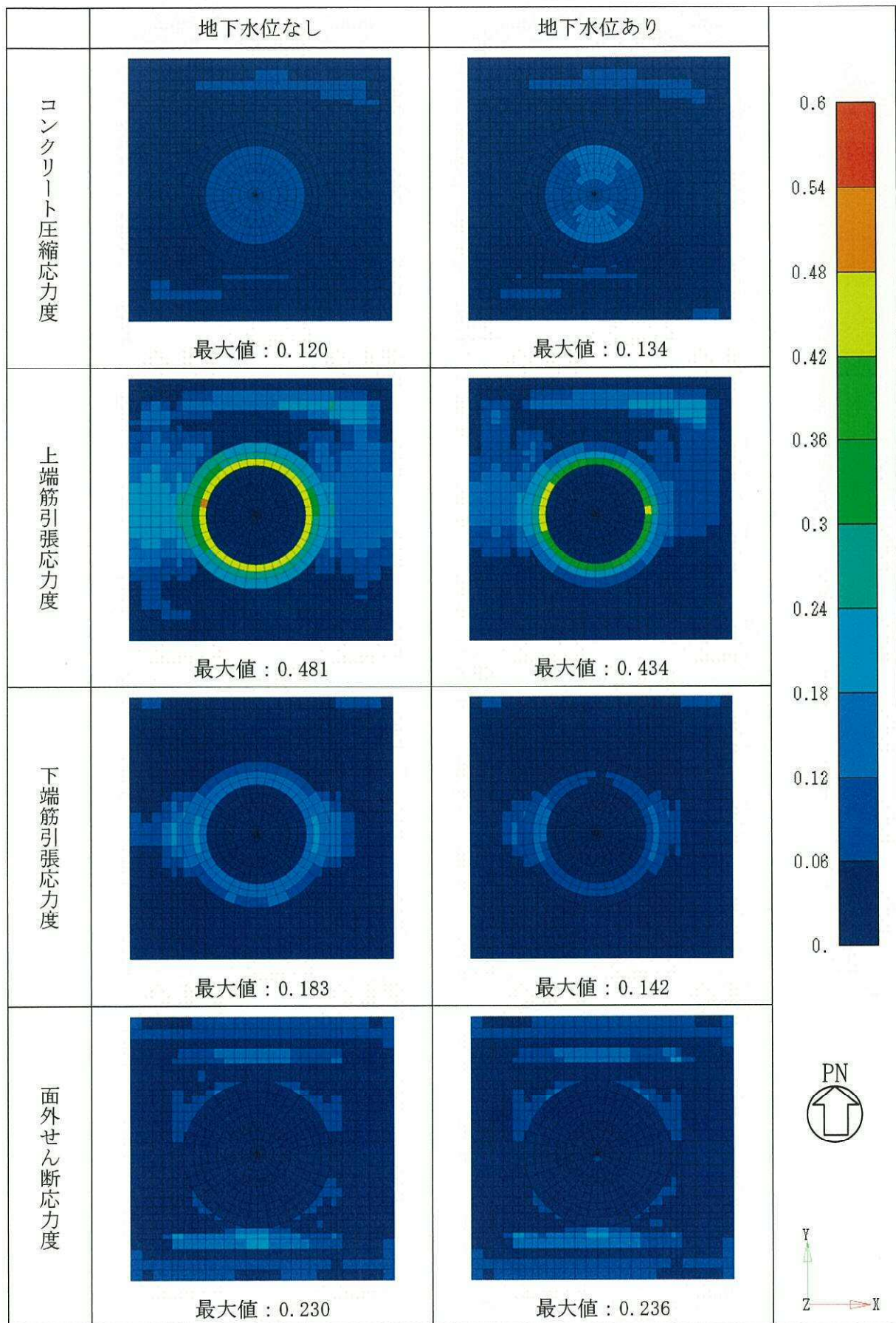


図 5-5 (2/2) 検定値コンター (冬季, X方向または半径方向)

5.3 地震時荷重に対する検討

5.3.1 検討方針

基礎盤に対して地震時及びポンプの故障等により排水されなくなった場合を同時に考慮する検討として、地震時に対し、基礎盤に影響を与えない水位について確認する。

5.3.2 基礎盤への影響検討

(a) 検討方法

基礎盤の応力解析において、地下水位による浮力を考慮した場合の影響について確認する。

基礎盤は厚さ 5.0m の鉄筋コンクリートのスラブであり、そのレベルは、上面が EL. -4.0m, 底面が EL. -9.0m である。

ここでは、地下水位について図 5-6 に示す 3 ケースを設定し、当該水位に相当する浮力と基準地震動 S_0 による地震力を組み合わせ、応力解析を行い基礎盤の状態を確認する。

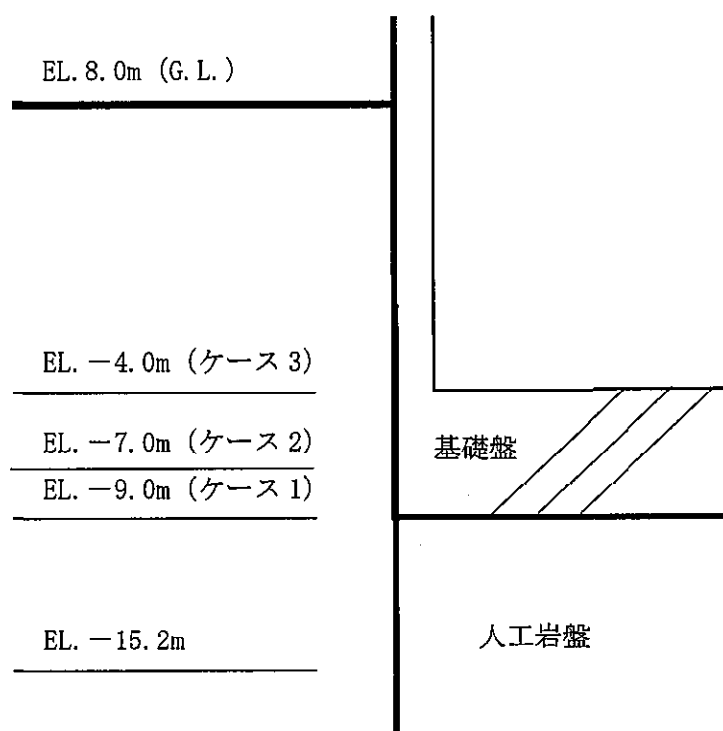


図 5-6 地下水位の設定ケース

(b) 検討結果

評価結果として、原子炉棟基礎及び付属棟基礎のケース 1～3 の検定値コンターをそれぞれ表 5-7～表 5-9 に示す。結果は、S₃地震時の水平 2 方向作用時の全ケースの包絡値とする。

なお、原子炉格納容器底部コンクリートマットについては、いずれのケースにおいても許容値に対して余裕があることを確認しており、ここでは記載を省略する。

ケース 1 (EL. -9.0m=基礎盤底面レベル) は、浮力を考慮しないレベルであり、工認での評価と同じである。

ケース 2 (EL. -7.0m=基礎盤底面+2.0m) では、原子炉棟基礎のシェル壁周辺及び付属棟基礎の内部ボックス壁出隅部の一部の要素において、面外せん断力の検定値が 1 を超えている。検定値 1 を超える要素が連続するシェル壁周辺部において、最も検定値の大きい要素について応力平均化の検討を図 5-7 に示す。応力平均化により 1 以下となることを確認した。なお、内部ボックス壁出隅の要素についても隣接する要素の検定値が小さいため応力平均化により 1 以下となる。

ケース 3 (EL. -9.0m=基礎盤上面レベル) では、原子炉棟基礎のシェル壁周辺の多数の要素で面外せん断力の検定値が 1 を超え、最大値が 1.751 である。検定値が 1.0 を超える要素が隣接していること、浮力を考慮しない場合に比べ検定比の平均で約 3 割程度大きくなっていること、浮力を考慮しない場合に応力平均化を行った後の検定値が 0.8～0.9 であることを踏まえると、地下水位を基礎上面まで考慮した場合には応力平均化を行ったとしても、許容値以下とはならないと考えられる。

(c) まとめ

地下水位が基礎盤底面より 2m 上昇した EL. -7.0m の場合、基礎盤の応力は許容値以下となり、機能維持に問題がないことを確認した。一方、仮に、地下水位が基礎盤上面の EL. -4.0m の場合、基礎盤の応力は許容値を超えることを確認した。したがって、原子炉建屋の耐震性に対する浮力及び水圧の影響を抑制するため、原子炉建屋地下排水設備を設置し、建屋周辺の地下水位を基礎盤底面レベル以深に維持することとする。また、この地下排水設備は、基準地震動 S₃ に対して機能維持ができるものとする。

表 5-7 原子炉棟基礎及び付属棟基礎の検定値
 (ケース 1 : 地下水位 EL. -9.0m (基礎盤下端=浮力非考慮))

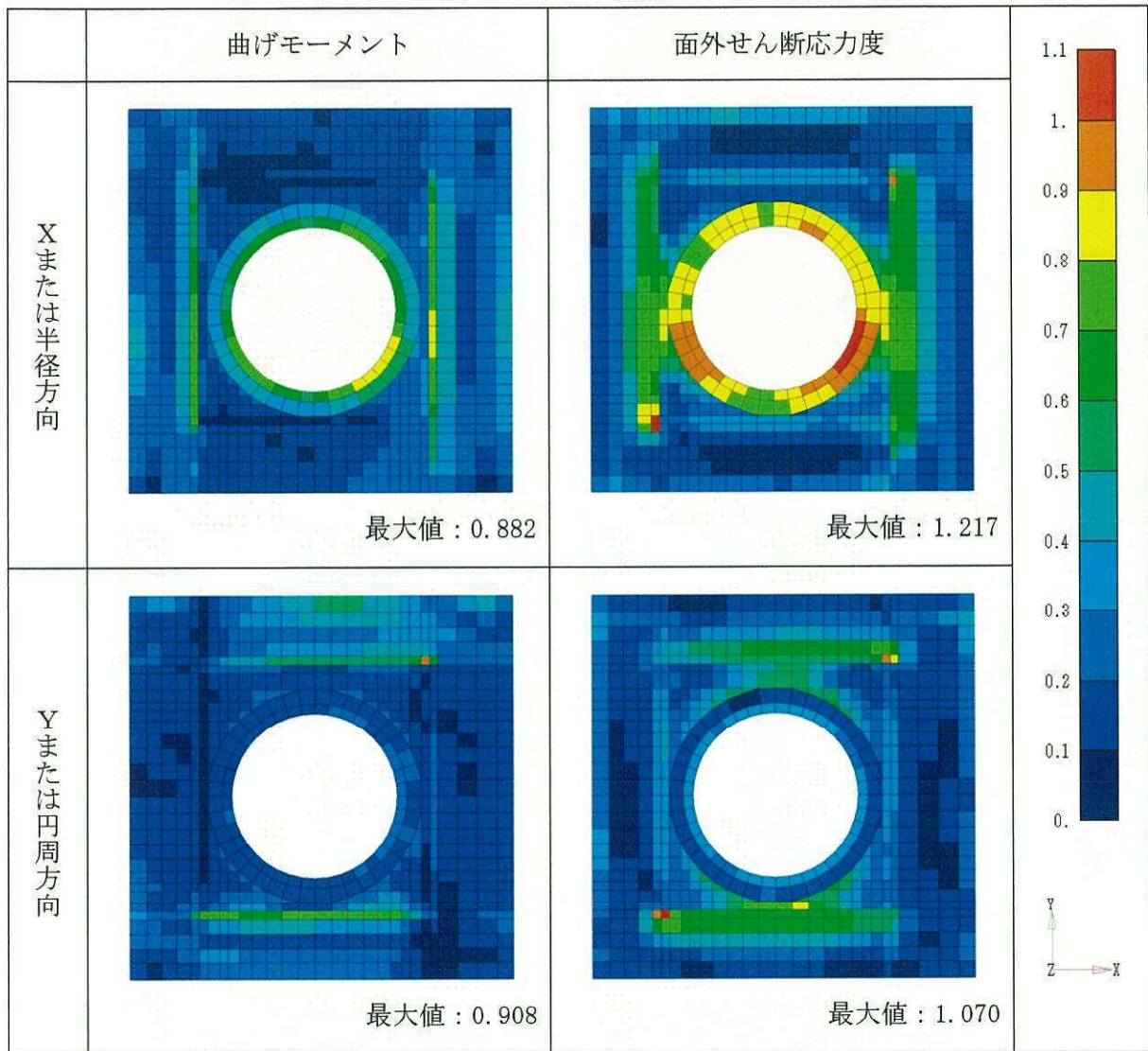


表 5-8 原子炉棟基礎及び付属棟基礎の検定値
 (ケース 2 : 地下水位 EL. -7.0m (基礎盤底面+2m))

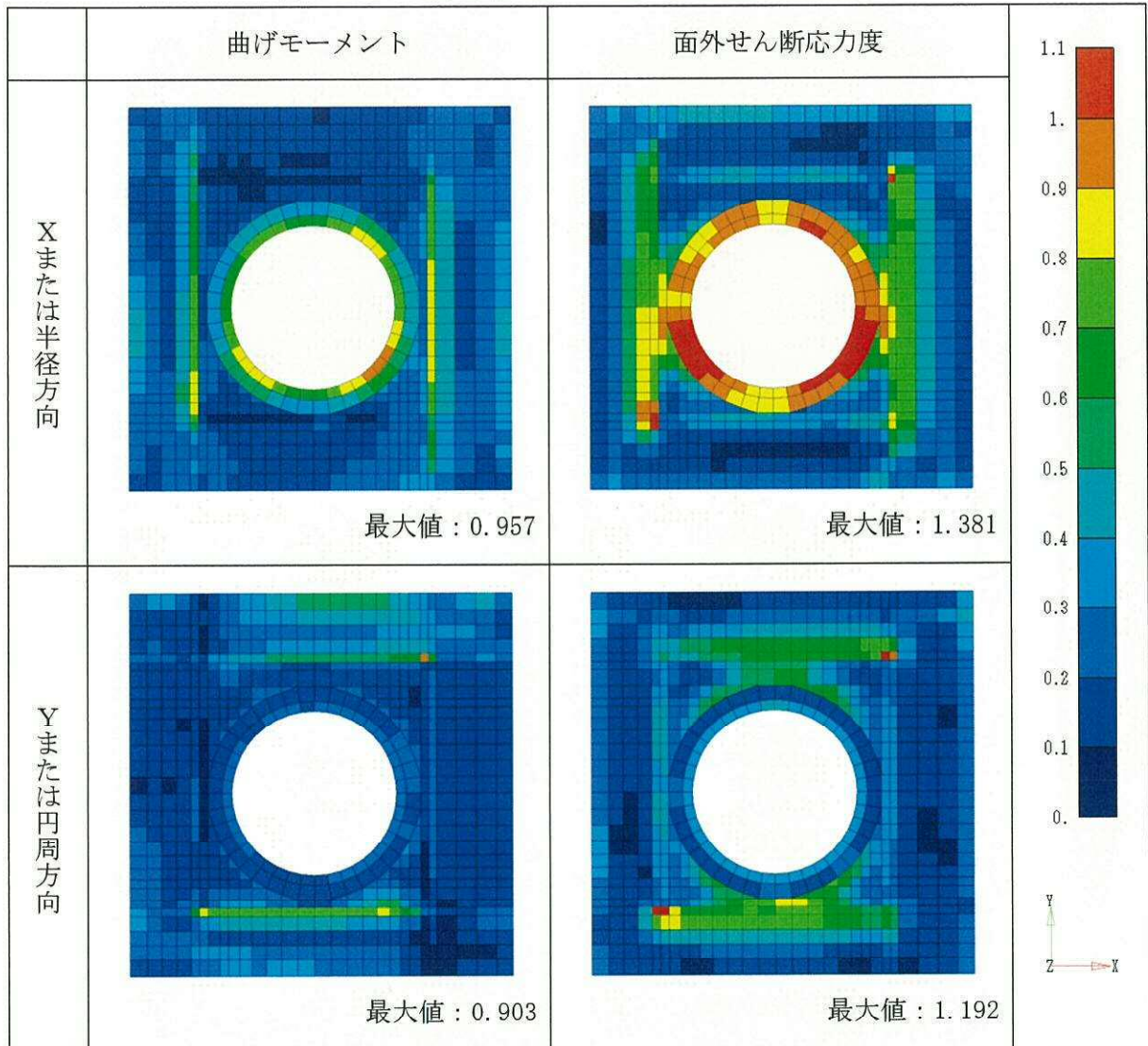
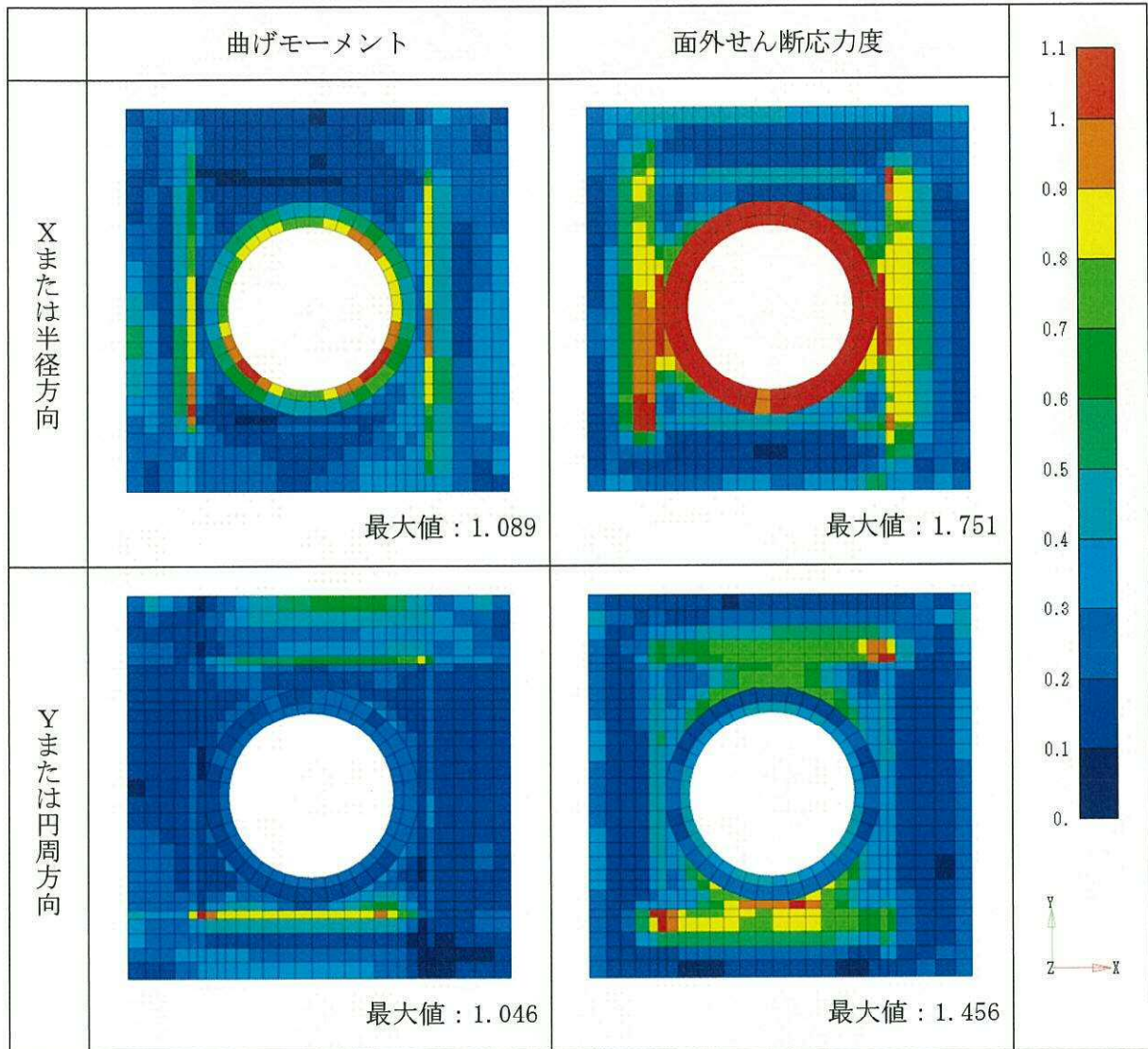
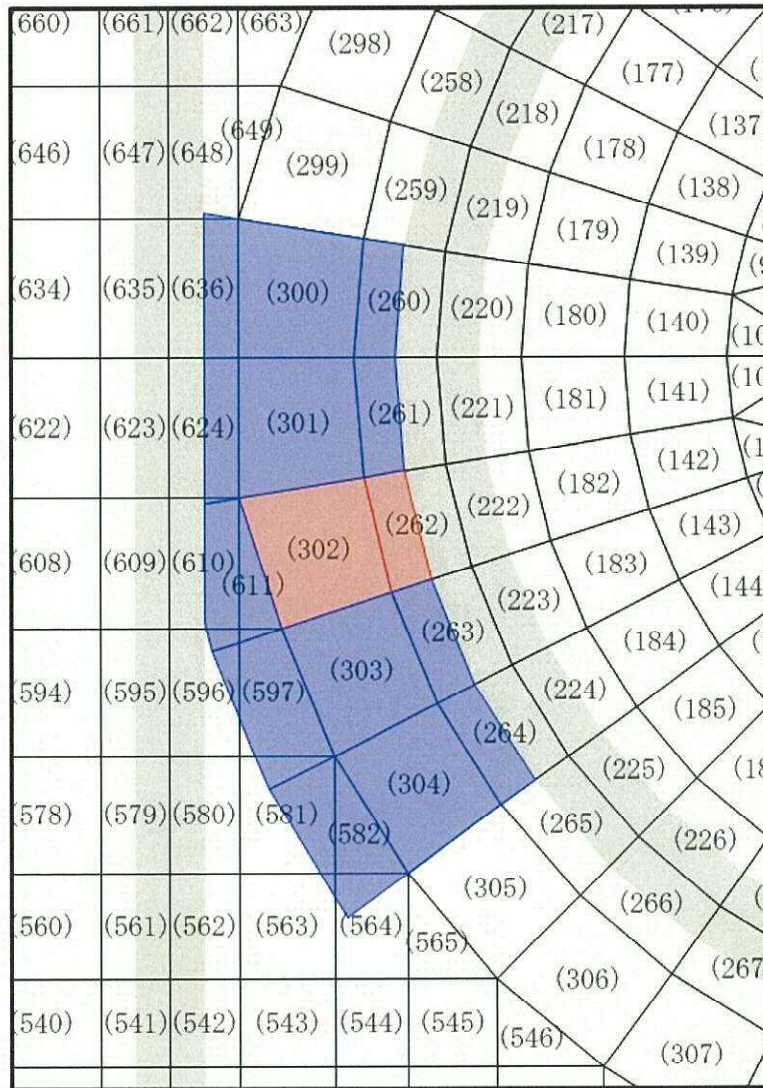


表 5-9 原子炉棟基礎及び付属棟基礎の検定値
 (ケース 3 : 地下水位 EL. -4.0m (基礎盤上面))





	せん断力 (kN/m)	検定値
平均化前	9108	1.051
平均化後	8115	0.964

図 5-7 応力平均化例 (要素番号 262 及び 302)
(ケース 2 : 地下水位 EL. -7.0m (基礎盤底面より 2m 上昇))

補足-370-11 【原子炉建屋の耐震性評価に関する補足説明】

目次

1. 概要	1
2. 耐震壁の分配せん断力の算定について	2
2.1 評価方針	2
2.2 評価方法	3
2.3 評価結果	5
3. ねじれを考慮した各耐震壁のせん断ひずみ	7
3.1 評価方針	7
3.2 評価方法	8
3.3 評価結果	10
4. 地下外壁の検討	16
4.1 荷重及び荷重の組合せ	16
4.1.1 荷重	16
4.1.2 荷重の組合せ	21
4.2 許容限界	22
4.3 土圧に対する解析モデル及び諸元	23
4.4 評価方法	24
4.5 評価結果	26
5. 屋根スラブの検討	33
5.1 屋根スラブの面内せん断ひずみ	33
5.1.1 評価方針	33
5.1.2 評価方法	34
5.1.3 評価結果	35
5.2 スタッドの健全性に対する検討	36
5.2.1 評価方針	36
5.2.2 評価方法	36
5.2.3 評価結果	40
5.3 水平2方向及び鉛直方向入力を考慮した屋根スラブの面外応力の影響について	41
5.3.1 評価方針	41
5.3.2 評価方法	41
5.3.3 評価結果	42
6. 屋根スラブからの漏えいを考慮した気密性について	43
6.1 評価方針	43
6.2 評価方法	43
6.3 評価結果	45
7. 屋根トラス（二次部材）の評価	47
7.1 検討方針	47
7.2 屋根トラス（二次部材）の評価結果	49

1. 概要

本資料は、原子炉建屋の耐震性評価を補足的に説明するものである。

また、本資料は、以下の添付書類の補足説明をするものである。

- ・添付書類「V-2-2-2 原子炉建屋の耐震性についての計算書」
- ・添付書類「V-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟の耐震性についての計算書」

以下、本資料の概要を示す。

第2章「耐震壁のせん断力の算定について」では、地震応答解析結果に基づき算定した各層のせん断力より、各部位の耐震壁の評価用せん断力を求めるために、既工認時の各耐震壁のせん断力分配結果より算出した分配率を用いて、分配せん断力の計算を実施した。

第3章「ねじれを考慮した各耐震壁のせん断ひずみ」では、基準地震動 S_0 による地震応答解析結果を包絡させたせん断力に対して、各耐震壁のせん断ひずみを算定して、各部位の耐震壁の最大せん断ひずみが許容限界を超えないことを確認した。また、重大事故等時の高温による影響、隣接建屋による影響、補強等の原子炉建屋改造工事に伴う重量の増加分を考慮した評価結果への影響及び水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響を考慮した場合にも、各耐震壁の最大せん断ひずみが許容限界を超えないことを確認した。

第4章「地下外壁の検討」では、原子炉建屋の地下外壁について、地震による面内荷重と土圧による面外荷重を受けた際の健全性について検討し、 S_0 地震時の面内地震荷重と面外土圧荷重の組合せに対して、発生値が許容値を超えないことを確認した。

第5章「屋根スラブの検討」では、基準地震動 S_0 による屋根トラスの3次元立体フレームモデルの地震応答解析結果を用いて、屋根スラブの最大面内せん断ひずみが許容限界を超えないことを確認した。また、スタッドが屋根スラブの気密性の維持に影響を与えないことを確認するため、屋根スラブのスタッドに発生する最大せん断力が、「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき設定した許容限界を超えないことを確認した。さらに、水平2方向入力による屋根面部に生じる面外力に対する影響を評価し、それを考慮しても面外力が許容値を超えないことを確認した。

第6章「屋根スラブからの漏えいを考慮した気密性について」では、水平方向の荷重による屋根スラブの面内せん断力が気密性に及ぼす影響が軽微であることを確認するため、 S_0 地震時の耐震壁及び屋根スラブのせん断ひび割れによる空気漏えい量が非常用ガス処理系放出流量以下となっていることを確認した。

第7章「屋根トラス（二次部材）の評価」では、屋根トラスの3次元FEMモデルを用いて、 S_0 地震時に屋根トラスの二次部材に発生する応力が許容値を超えないことを確認した。

2. 耐震壁の分配せん断力の算定について

2.1 評価方針

地震応答解析結果に基づき算定した各層のせん断力より、各部位の耐震壁の評価用せん断力を求めるために分配せん断力の計算を実施する。

地震時水平荷重は、床版を剛と仮定し、一次遮蔽壁（以下「シェル壁 (S/W)」という。）、原子炉棟の外壁（以下「内部ボックス壁 (I/W)」という。）及び付属棟の外壁（以下「外部ボックス壁 (O/W)」という。）の各耐震壁が各層で同一に変形が生じるように分配する。

2.2 評価方法

各層のせん断力に対する各耐震壁（シェル壁（S/W）、内部ボックス壁（I/W）及び、外部ボックス壁（O/W））の分配率は、既工認時の各耐震壁のせん断力分配結果より算出した値を用いる。

偏心の生じている階ではねじれによる補正係数を各耐震壁の分配せん断力に乗じて補正を行う。この際のねじれに対する補正係数についても、既工認時の補正係数を用いるものとする。

せん断力分配結果より算出した分配率を表 2-1 に、ねじれに対する補正係数を表 2-2 に示す。

表 2-1 せん断力分配率

EL. (m)	NS方向				EL. (m)	EW方向			
	I/W	S/W	O/W-W	O/W-E		I/W	S/W	O/W-N	O/W-S
63.65	1.000				63.65	1.000			
57.00					57.00				
46.50	0.726	0.274			46.50	0.651	0.349		
38.80	0.783	0.217			38.80	0.798	0.202		
34.70	0.677	0.323			34.70	0.700	0.300		
29.00	0.528	0.216	0.257		29.00	0.501	0.191	0.308	
20.30	0.498	0.289	0.213		20.30	0.509	0.335	0.156	
14.00	0.358	0.142	0.127	0.373	14.00	0.404	0.189	0.407	
8.20	0.305	0.144	0.273	0.278	8.20	0.286	0.145	0.270	0.300
2.00	0.318	0.181	0.250	0.251	2.00	0.302	0.184	0.253	0.261
-4.00					-4.00				

注 : O/W-W : 西側外部ボックス壁
 O/W-E : 東側外部ボックス壁
 O/W-N : 北側外部ボックス壁
 O/W-S : 南側外部ボックス壁

表 2-2 ねじれに対する補正係数

(a) NS 方向

EL. (m)	I/W-W	I/W-E	S/W	O/W-W	I/W-E
63.65					
57.00	1.000	1.000			
46.50	1.000	1.000			
38.80	1.019	0.981	1.000		
34.70	1.030	0.970	1.000		
29.00	1.030	0.970	1.000		
20.30	1.089	0.792	0.941	1.171	
14.00	0.884	1.231	1.057	0.787	
8.20	1.218	0.913	1.066	1.306	0.807
2.00	0.991	1.008	1.000	0.986	1.014
-4.00	0.991	1.008	1.000	0.986	1.014

注 : I/W-W : 西側内部ボックス壁
 I/W-E : 東側内部ボックス壁
 O/W-W : 西側外部ボックス壁
 O/W-E : 東側外部ボックス壁

(b) EW 方向

EL. (m)	I/W-N	I/W-S	S/W	O/W-N	I/W-S
63.65					
57.00	1.000	1.000			
46.50	1.000	1.000			
38.80	1.076	0.927	0.997		
34.70	1.051	0.951	0.997		
29.00	1.051	0.951	0.997		
20.30	0.897	1.282	1.102	0.798	
14.00	0.971	1.045	1.010	0.951	
8.20	0.934	1.269	1.113	0.846	
2.00	1.068	0.939	0.999	1.102	0.905
-4.00	1.049	0.954	0.998	1.073	0.929

注 : I/W-N : 北側内部ボックス壁
 I/W-S : 南側内部ボックス壁
 O/W-N : 北側外部ボックス壁
 O/W-S : 南側外部ボックス壁

2.3 評価結果

基準地震動 S_0 による地震応答解析結果を包絡させた荷重に対して、各耐震壁（シェル壁（S/W）、内部ボックス壁（I/W）及び外部ボックス壁（O/W））のせん断力の分配算定した結果を表 2-3 に示す。

表 2-3 ねじれ補正後の分配せん断力

(a) NS 方向

ねじれ補正後せん断力 ($\times 10^3$ kN)					
EL. (m)	I/W-W	I/W-E	S/W	O/W-W	O/W-E
63.65					
	13.15	13.15			
57.00					
	23.50	23.50			
46.50					
	41.80	41.02	30.97		
38.80					
	79.85	77.52	42.97		
34.70					
	91.70	89.03	84.95		
29.00					
	107.0	98.21	80.36	112.0	
20.30					
	121.3	149.3	148.8	103.8	
14.00					
	137.0	112.5	95.07	104.2	234.3
8.20					
	109.8	110.7	103.7	196.6	203.0
2.00					
	137.1	138.2	156.1	215.5	219.4
-4.00					

注 : I/W-W : 西側内部ボックス壁
 I/W-E : 東側内部ボックス壁
 O/W-W : 西側外部ボックス壁
 O/W-E : 東側外部ボックス壁

(b) EW 方向

ねじれ補正後せん断力 ($\times 10^3$ kN)					
EL. (m)	I/W-N	I/W-S	S/W	O/W-N	O/W-S
63.65					
	12.25	12.25			
57.00					
	22.05	22.05			
46.50					
	36.08	33.53	35.95		
38.80					
	79.26	75.42	38.18		
34.70					
	98.96	94.15	80.70		
29.00					
	93.4	119.8	78.51	114.9	
20.30					
	123.7	129.3	164.5	75.8	
14.00					
	129.9	164.9	135.3	261.8	
8.20					
	111.2	104.2	105.6	216.7	218.4
2.00					
	134.4	128.1	156.1	230.3	221.4
-4.00					

注 : I/W-N : 北側内部ボックス壁
 I/W-S : 南側内部ボックス壁
 O/W-N : 北側外部ボックス壁
 O/W-S : 南側外部ボックス壁

3. ねじれを考慮した各耐震壁のせん断ひずみ

3.1 評価方針

基準地震動 S_0 による地震応答解析結果を包絡させたせん断力に対して、各耐震壁（シェル壁（S/W）、内部ボックス壁（I/W）及び外部ボックス壁（O/W））のせん断ひずみを算定して、各部位の耐震壁の最大せん断ひずみが許容限界（ 2.0×10^{-3} ）を超えないことを確認する。

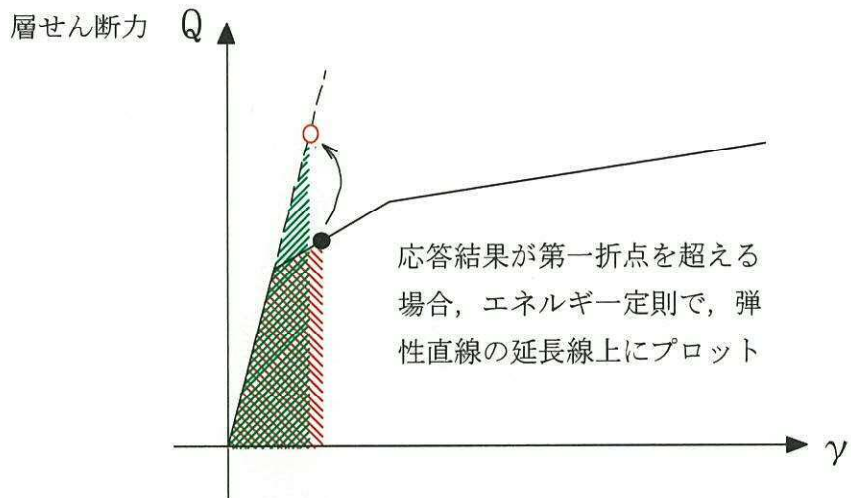
なお、各耐震壁のせん断ひずみは、基準地震動 S_0 による地震応答解析結果を包絡させたせん断力に対して、弾性限界を超えた場合はエネルギー一定則を用いて評価する。

3.2 評価方法

基準地震動 S_0 による地震応答解析結果を包絡させた各層の最大せん断力を、「2. 耐震壁の分配せん断力の算定について」で示したせん断力分配方法を用いて、各耐震壁のせん断力を算定する。

ここで、各層のせん断力が、弾性限界（せん断スケルトンカーブ上の第1折点）を超えている場合は、エネルギー一定側に基づき、弾性直線の延長上のせん断力を求めた後に、せん断力分配率を用いて各耐震壁（シェル壁（S/W）、内部ボックス壁（I/W）及び外部ボックス壁（O/W））のせん断力を算出し、せん断ひずみを評価する。エネルギー一定則に基づく各耐震壁のせん断ひずみの評価方法を図3-1に示す。

なお、本評価では負担せん断力が弾性限界を超過する耐震壁に対しても弾性状態でせん断力を負担するものとしている。負担するせん断力が弾性限界を超過すると、周囲に配置されている弾性範囲内の他の耐震壁がせん断力を負担する。このため、本評価により求めた各耐震壁が負担するせん断力は弾性限界を超過する場合、保守的な評価となっている。



エネルギー一定則で、弾性直線の延長線上で求めたせん断力を、せん断力分配率、ねじれ補正係数を用いて各耐震壁に分配

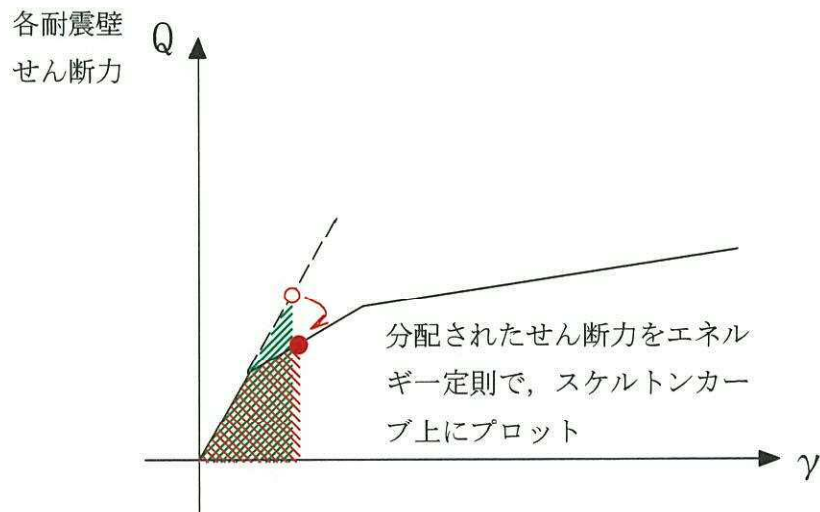


図 3-1 エネルギー一定則に基づく各耐震壁のせん断ひずみの評価方法

3.3 評価結果

各耐震壁（シェル壁（S/W）、内部ボックス壁（I/W）及び外部ボックス壁（O/W））の算定したせん断ひずみを表 3-1 に示す。

表 3-1 より、各耐震壁の最大せん断ひずみは西側内部ボックス壁（EW 方向、EL. 20.3 m～EL. 29.0 m）の 1.59×10^{-3} であり、許容限界（ 2.0×10^{-3} ）を超えないことを確認した。

表 3-1 各耐震壁の最大せん断ひずみ

(a) NS 方向

EL. (m)	最大せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)						せん断スケルトン せん断ひずみ	
	I/W-W	I/W-E	S/W	O/W-W	O/W-E	1軸	第1折点	第2折点
63.65								
	0.11	0.11				0.11	0.174	0.522
57.00	0.20	0.20				0.20	0.185	0.556
46.50	0.27	0.26	0.04			0.06	0.174	0.521
38.80	0.56	0.54	0.18			0.25	0.197	0.592
34.70	1.22	1.17	0.56			0.60	0.203	0.609
29.00	0.47	0.46	0.23	0.85		0.31	0.201	0.603
20.30	0.55	0.79	0.43	0.75		0.43	0.215	0.644
14.00	0.22	0.21	0.15	0.32	0.31	0.17	0.210	0.629
8.20	0.18	0.18	0.14	0.21	0.22	0.17	0.210	0.630
2.00	0.23	0.23	0.22	0.24	0.24	0.21	0.220	0.659
-4.00								

注 : I/W-W : 西側内部ボックス壁
 I/W-E : 東側内部ボックス壁
 O/W-W : 西側外部ボックス壁
 O/W-E : 東側外部ボックス壁
 1 軸 : 地震応答解析モデルによる最大せん断ひずみ

(b) EW 方向

EL. (m)	最大せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)						せん断スケルトン せん断ひずみ	
	I/W-N	I/W-S	S/W	O/W-N	O/W-S	1軸	第1折点	第2折点
63.65								
	0.11	0.11				0.11	0.174	0.522
57.00	0.21	0.21				0.21	0.185	0.556
46.50	0.12	0.13	0.05			0.08	0.174	0.521
38.80	0.22	0.26	0.14			0.15	0.197	0.592
34.70	0.54	0.65	0.36			0.36	0.203	0.609
29.00	0.36	0.66	0.23	1.59		0.31	0.201	0.603
20.30	1.12	0.73	0.56	0.63		0.56	0.215	0.644
14.00	0.44	0.58	0.27	0.59		0.30	0.210	0.629
8.20	0.20	0.18	0.14	0.24	0.24	0.18	0.210	0.630
2.00	0.24	0.23	0.22	0.26	0.25	0.22	0.220	0.659
-4.00								

注 : I/W-N : 北側内部ボックス壁
 I/W-S : 南側内部ボックス壁
 O/W-N : 北側外部ボックス壁
 O/W-S : 南側外部ボックス壁
 1 軸 : 地震応答解析モデルによる最大せん断ひずみ

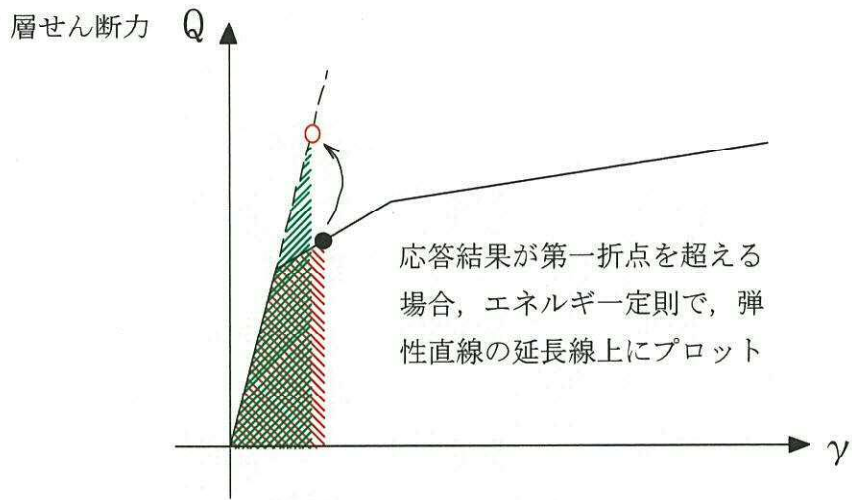
3.4 応答増幅による影響検討

ねじれを考慮した各耐震壁のせん断ひずみについて、重大事故等時の高温による影響、隣接建屋による影響、補強等の原子炉建屋改造工事に伴う重量の増加分を考慮した評価結果への影響及び水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響を考慮した場合の影響評価を実施する。

評価は、各影響検討において実施した地震応答解析結果より算出した基本ケースに対する応答増幅率の最大値を各層のせん断力に乘じ、「3.2 評価方法」で示した方法で各耐震壁のせん断ひずみを算出することにより行う。なお、各層のせん断力が、弾性限界を超えている場合は、エネルギー一定則に基づき、弾性直線の延長上のせん断力を求めた後、応答増幅率を乘じ、各軸に分配する。エネルギー一定則に基づく各耐震壁のせん断ひずみの評価方法を図3-2に示す。

応答増幅率は、基本ケースに対する各種影響検討における最大応答加速度の比とするが、水平2方向及び鉛直方向の組合せによる影響については、1方向入力による最大応答加速度に対する3方向同時入力による最大応答加速度の比とする。算出した応答増幅率を表3-2に示す。

応答増幅率を考慮した各耐震壁のせん断ひずみを表3-3に示す。表3-3より、各耐震壁の最大せん断ひずみは西側内部ボックス壁（EW方向、EL. 20.3 m～EL. 29.0 m）の 1.78×10^{-3} であり、許容限界（ 2.0×10^{-3} ）を超えないことを確認した。



エネルギー一定則で、弾性直線の延長線上で求めたせん断力に応答補正比率を乗じた後、せん断力分配率、ねじれ補正係数を用いて各耐震壁に分配

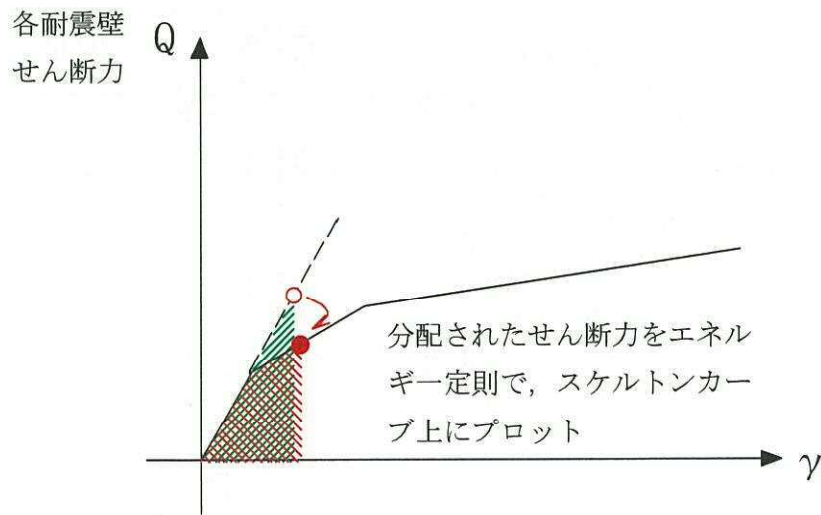


図 3-2 エネルギー一定則に基づく各耐震壁のせん断ひずみの評価方法（応答補正比率考慮）

表 3-2 応答増幅率

(a) NS 方向

EL. (m)	応答増幅率				
	①	②	③	④	最大値
63.65 ~ 57.00	1.00	1.10	1.00	1.06	1.10
57.00 ~ 46.50	1.01	1.13	1.01	1.02	1.13
46.50 ~ 38.80	1.03	1.12	1.01	1.04	1.12
38.80 ~ 34.70	1.05	1.01	1.01	1.03	1.05
34.70 ~ 29.00	1.05	1.00	1.01	1.03	1.05
29.00 ~ 20.30	1.02	0.99	1.00	1.05	1.05
20.30 ~ 14.00	1.02	0.97	1.00	1.02	1.02
14.00 ~ 8.20	1.01	0.97	1.00	1.02	1.02
8.20 ~ 2.00	1.01	0.97	1.00	1.03	1.03
2.00 ~ -4.00	1.01	0.98	1.00	1.02	1.02

(b) EW 方向

EL. (m)	応答増幅率				
	①	②	③	④	最大値
63.65 ~ 57.00	1.06	0.95	1.01	1.07	1.07
57.00 ~ 46.50	1.05	1.00	1.01	1.04	1.05
46.50 ~ 38.80	1.04	1.09	1.00	1.03	1.09
38.80 ~ 34.70	1.02	1.10	0.99	1.04	1.10
34.70 ~ 29.00	1.03	1.09	0.98	1.04	1.09
29.00 ~ 20.30	1.05	1.08	1.02	1.02	1.08
20.30 ~ 14.00	1.01	1.08	1.00	1.03	1.08
14.00 ~ 8.20	1.01	1.07	1.00	1.04	1.07
8.20 ~ 2.00	1.01	1.05	1.00	1.03	1.05
2.00 ~ -4.00	1.01	1.03	1.00	1.02	1.03

注記 * : ① : 重大事故等時の高温による影響

② : 隣接建屋による影響

③ : 補強等の原子炉建屋改造工事に伴う重量の増加分を考慮した評価結果への影響

④ : 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響

表 3-3 各耐震壁の最大せん断ひずみ

(a) NS 方向

EL. (m)	最大せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)						せん断スケルトン せん断ひずみ	
	I/W-W	I/W-E	S/W	O/W-W	O/W-E	1軸	第1折点	第2折点
	63.65							
57.00	0.12	0.12				0.11	0.174	0.522
46.50	0.23	0.23				0.20	0.185	0.556
38.80	0.31	0.30	0.03			0.06	0.174	0.521
34.70	0.60	0.58	0.17			0.25	0.197	0.592
29.00	1.31	1.25	0.59			0.60	0.203	0.609
20.30	0.50	0.49	0.24	0.91		0.31	0.201	0.603
14.00	0.57	0.81	0.44	0.77		0.43	0.215	0.644
8.20	0.23	0.20	0.15	0.33	0.32	0.17	0.210	0.629
2.00	0.18	0.19	0.14	0.22	0.23	0.17	0.210	0.630
-4.00	0.23	0.23	0.22	0.24	0.25	0.21	0.220	0.659

注 : I/W-W : 西側内部ボックス壁
 I/W-E : 東側内部ボックス壁
 O/W-W : 西側外部ボックス壁
 O/W-E : 東側外部ボックス壁
 1 軸 : 地震応答解析モデルによる最大せん断ひずみ

(b) EW 方向

EL. (m)	最大せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)						せん断スケルトン せん断ひずみ	
	I/W-N	I/W-S	S/W	O/W-N	O/W-S	1軸	第1折点	第2折点
	63.65							
57.00	0.12	0.12				0.11	0.174	0.522
46.50	0.22	0.22				0.21	0.185	0.556
38.80	0.13	0.15	0.05			0.08	0.174	0.521
34.70	0.25	0.29	0.13			0.15	0.197	0.592
29.00	0.61	0.74	0.40			0.36	0.203	0.609
20.30	0.39	0.73	0.25	1.78		0.31	0.201	0.603
14.00	1.25	0.82	0.62	0.70		0.56	0.215	0.644
8.20	0.45	0.61	0.27	0.62		0.30	0.210	0.629
2.00	0.19	0.18	0.14	0.25	0.25	0.18	0.210	0.630
-4.00	0.25	0.24	0.21	0.27	0.26	0.22	0.220	0.659

注 : I/W-N : 北側内部ボックス壁
 I/W-S : 南側内部ボックス壁
 O/W-N : 北側外部ボックス壁
 O/W-S : 南側外部ボックス壁
 1 軸 : 地震応答解析モデルによる最大せん断ひずみ

4. 地下外壁の検討

原子炉建屋の地下外壁について、地震による面内荷重と土圧による面外荷重を受けた際の健全性について検討する。ここで、原子炉建屋周辺は地下排水設備により地下水位を基礎盤底面以深に維持するため、水圧は考慮しない。

4.1 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、添付書類「V-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せを用いる。

4.1.1 荷重

(1) 地震荷重 (K_s)

地下外壁に作用する基準地震動 S_s による地震荷重は、「2. 耐震壁の分配せん断力の算定について」にて算定した結果を用いる。

(2) 土圧荷重 (E_k)

土圧荷重は、常時土圧 (E_0) 及び地震時増分土圧 (E_s) を設定する。土圧荷重の算定に用いる地盤物性を表 4-1 に示す。なお、土圧荷重算定時の地下水位は基礎下端 (EL. -9.0 m) とする。

表 4-1 地盤物性値

EL. (m)	地層名	層厚 (m)	単位体積質量 (t/m^3)
8.0	FL (U)	12.0	2.10
-4.0			
-9.0	FL (L)	5.0	2.10

a. 常時土圧 (E_0)

常時土圧荷重は、「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)」(以下、「J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」という。)及び「建築基礎構造設計指針 ((社) 日本建築学会, 2001)」に基づき、下式の通り算定する。常時土圧荷重の算定結果を表 4-2 に示す。

$$p_0 = K_0 \gamma z$$

ここで,

p_0 : 深さ z (m) における単位面積当たりの静止土圧 (kN/m^2)

K_0 : 静止土圧係数 (0.5)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m^3)

z : 地表面から土圧を求めようとする位置までの深さ (m)

表 4-2 常時土圧荷重

EL. (m)	γ (kN/m^3)	設計用常時土圧 (kN/m^2)
8.0	20.6	0.0
-4.0	20.6	123.6
-9.0	20.6	175.0

b. 地震時増分土圧荷重

地震時増分土圧荷重は、修正物部・岡部式及び「J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」に基づいて求めた包絡値を用いる。また、「J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」による地震時増分土圧荷重は、保守的に加力側および支持側に対してそれぞれ算定し、修正物部・岡部式及び「J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」の包絡値を加力側及び支持側両方に考慮する。それぞれの算定方法を以下に示す。

(a) 修正物部・岡部式

原子炉建屋地下外壁に対し加力側に作用する地震時土圧は地震時主動土圧係数及び鉛直震度を用いた下式により算定する。なお、増分土圧分布は下式による主動土圧を合力とする上端を 0、下端を 2/H 倍とした三角形分布の値より常時土圧荷重を差し引いた値とする。

$$P_{EA} = 1/2 K_{AS} \gamma (1 - K_v) H^2$$

ここで、

P_{EA}	: 地震時主動土圧 (kN)
K_{AS}	: 地震時主動土圧係数
γ	: 地盤の単位体積重量 (kN/m ³)
K_v	: 鉛直震度
H	: 地盤一般部の厚さ (m)

(b) 「J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」

イ. 加力側増分土圧

原子炉建屋地下外壁に対し加力側に作用する地震時増分土圧は地盤一般部の加速度を用いた下式により算定する。

$$p_a = 0.6r \rho H_a a_{max}$$

ここで、

p_a	: 加力側増分土圧 (kN/m ²)
ρ	: 地盤一般部の密度 (= γ/g) (t/m ³)
γ	: 地盤の単位体積重量 (kN/m ³)
g	: 重力加速度 (m/s ²)
H_a	: 地盤一般部の厚さ (m)
a_{max}	: 地表面の最大応答加速度 (m/s ²)
r	: 埋め戻し土部分の補正係数 (1.0)

ロ. 支持側増分土圧

原子炉建屋地下外壁を支え支持側に作用する地震時増分土圧は地震応答解析による建屋の慣性力を用いた下式により算定する。なお、支持側増分土圧分布は下式による平均土圧を上端で1.5倍、下端で0.5倍とした直線分布の値とする。

$$\overline{p_{si}} = \beta_i F / (BH_i)$$

ここで、

- $\overline{p_{si}}$: i 層の支持側増分土圧の平均値 (kN/m²)
- F : 建屋の慣性力 (kN)
- B : 建屋の奥行き幅 (m)
- H_i : i 層の厚さ (m)
- β_i : 建屋の慣性力に対する側方地盤部 i 層の分担率

地震時増分土圧荷重の算定結果を表 4-3 及び表 4-4 に、修正物部・岡部式及び「J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」にて算定した地震時増分土圧荷重の比較を図 4-1 に示す。

表 4-3 (1/2) 地震時増分土圧荷重 (修正物部・岡部式)

(a) NS 方向

γ (kN/m ³)	H (m)	K _{AS}	K _v	P _{EA} (kN)
20.6	17.0	4.43	0.667	4390

(b) EW 方向

γ (kN/m ³)	H (m)	K _{AS}	K _v	P _{EA} (kN)
20.6	17.0	1.72	0.237	3905

表 4-3 (2/2) 地震時増分土圧荷重 (J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版)

(a) 加力側

ρ (t/m ³)	H _a (m)	a _{max} (m/s ²)	p _a (kN/m ²)
2.10	17.0	10.0	214.2

(b) 支持側 (NS 方向)

EL. (m)	β_i	F (kN)	B (m)	H _i (m)	\overline{p}_{si} (kN/m ²)
8.0	0.072	1260000	68.25	12.0	110.3
-4.0	0.152			5.0	562.8
-9.0					

(c) 支持側 (EW 方向)

EL. (m)	β_i	F (kN)	B (m)	H _i (m)	\overline{p}_{si} (kN/m ²)
8.0	0.072	1280000	68.50	12.0	111.8
-4.0	0.153			5.0	570.3
-9.0					

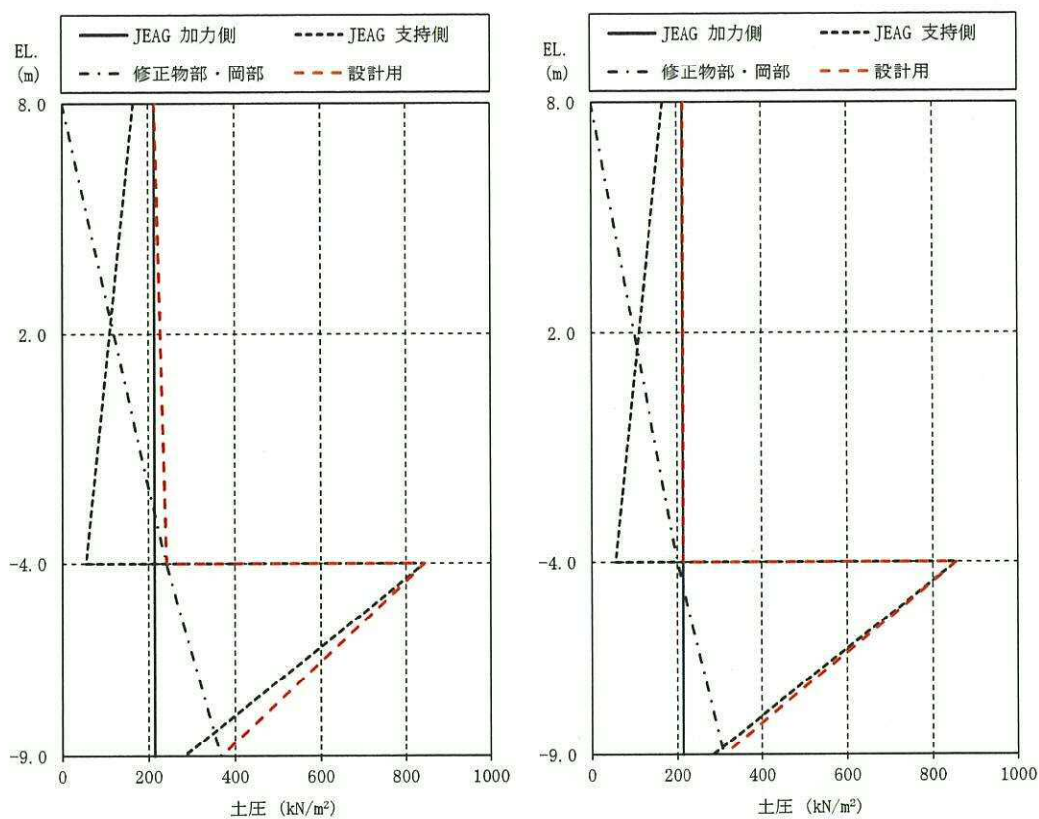
表 4-4 地震時増分土圧荷重

(a) NS 方向

EL. (m)	修正物部・岡部式 (kN/m ³)	「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」		設計用 (kN/m ³)
		加力側 (kN/m ³)	支持側 (kN/m ³)	
8.0	0.0	214.2	165.5	215
-4.0	241.1	214.2	55.2	242
	241.1	214.2	844.2	845
-9.0	367.2	214.2	281.4	368

(b) EW 方向

EL. (m)	修正物部・岡部式 (kN/m ³)	「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」		設計用 (kN/m ³)
		加力側 (kN/m ³)	支持側 (kN/m ³)	
8.0	0.0	214.2	167.7	215
-4.0	200.8	214.2	55.9	215
	200.8	214.2	855.5	856
-9.0	310.2	214.2	285.2	311



(a) NS 方向

(b) EW 方向

図 4-1 地震時増分土圧荷重の比較

4.1.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4-5 に示す。

表 4-5 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
S _s 地震時	EK+Ks

EK : 土圧荷重

Ks : 地震荷重

4.2 許容限界

コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表 4-6 及び表 4-7 に示す。

表 4-6 コンクリートの許容応力度

F_c (N/mm^2)	圧縮 (N/mm^2)	せん断 (N/mm^2)
22.1	14.7	1.06

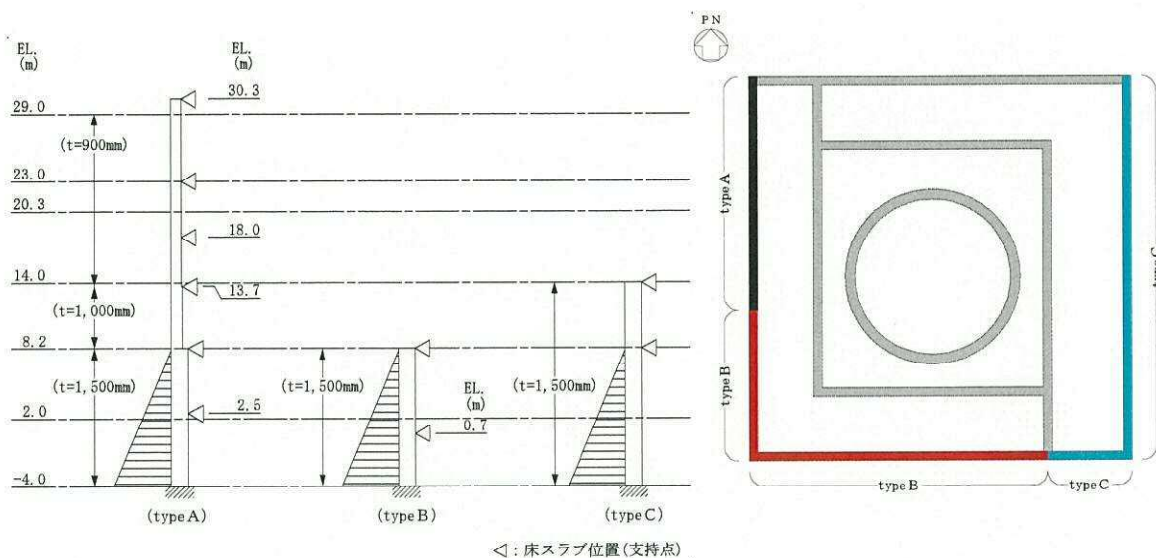
表 4-7 鉄筋の許容応力度

引張及び圧縮 (N/mm^2)	せん断補強 (N/mm^2)
SD345*	SD345*
345	345

注記 * : 建設当時の鉄筋の種類は SD35 であるが現在の規格 (SD345) に読み替えた許容応力度を示す。

4.3 土圧に対する解析モデル及び諸元

土圧に対する解析モデルは、外壁に取り付く床により面外方向の変形が拘束されるため、単位幅について床で支持された連続梁モデルとして評価する。なお、基礎スラブは外壁に対し板厚が厚いため壁の下端は固定端とする。解析モデルを図 4-2 に、使用材料（鉄筋コンクリート）の物性値を表 4-8 に示す。



◁: 床スラブ位置(支持点)

図 4-2 解析モデル

表 4-8 鉄筋コンクリートの物性値

コンクリートの 設計基準強度 F_c (N/mm^2)	ヤング係数 E (N/mm^2)	ポアソン比 ν
22.1	2.21×10^4	0.2

4.4 評価方法

地下外壁について、連続梁モデルを用いた弾性応力解析により土圧に対する曲げモーメントを算出する。その後、「2. 耐震壁の分配せん断力の算定について」において算定した各耐震壁の地震荷重を組合せて健全性を評価する。

(1) 荷重ケース

S_s 地震時の応力は、次の荷重ケースによる応力を組み合わせて求める。

- E_0 : 常時土圧
- E_{SEW} : S_s 地震時増分土圧荷重 (EW 方向)
- E_{SNS} : S_s 地震時増分土圧荷重 (NS 方向)
- K_{SEW} : EW 方向 S_s 地震荷重
- K_{SNS} : NS 方向 S_s 地震荷重
- K_{SDU} : 鉛直方向 S_s 地震荷重

(2) 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを表 4-9 に示す。

地震による面内荷重と土圧による面外荷重の向きは直交することから、組合せは「原子力発電所耐震設計技術規程 J E A C 4 6 0 1 -2008 ((社)日本電気協会, 2008 年)」を参考に、組合せ係数法 (組合せ係数は 1.0 と 0.4) を用いるものとする。

表 4-9 荷重の組合せケース

外力の状態	ケース No.	荷重の組合せ	検討対象
S_s 地震時	1-1	$E_0 + 1.0E_{SEW} + 0.4K_{SNS} - 0.4S_{DU}$	西側壁, 東側壁
	1-2	$E_0 + 1.0E_{SEW} + 0.4K_{SNS} + 0.4S_{DU}$	西側壁, 東側壁
	1-3	$E_0 + 1.0E_{SNS} + 0.4K_{SEW} - 0.4S_{DU}$	南側壁
	1-4	$E_0 + 1.0E_{SNS} + 0.4K_{SEW} + 0.4S_{DU}$	南側壁
	1-5	$E_0 + 0.4E_{SEW} + 1.0K_{SNS} - 0.4S_{DU}$	西側壁, 東側壁
	1-6	$E_0 + 0.4E_{SEW} + 1.0K_{SNS} + 0.4S_{DU}$	西側壁, 東側壁
	1-7	$E_0 + 0.4E_{SNS} + 1.0K_{SEW} - 0.4S_{DU}$	南側壁
	1-8	$E_0 + 0.4E_{SNS} + 1.0K_{SEW} + 0.4S_{DU}$	南側壁

(3) 曲げモーメントに対する断面の評価方法

断面の評価は、「RC-N規準」に基づき、評価対象部位に生じる曲げモーメントが、短期許容曲げモーメントを超えないことを確認する。

$$M_A = a_t \cdot f_t \cdot j$$

ここで、

M_A : 短期許容曲げモーメント (N・mm)

a_t : 引張鉄筋断面積 (mm²)

f_t : 引張鉄筋の短期許容引張応力度 (N/mm²)

j : 断面の応力中心間距離で、断面の有効せいの7/8倍の値 (mm)

(4) 面外せん断力に対する断面の評価方法

断面の評価は、「RC-N規準」に基づき、評価対象部位に生じる面外せん断力が、次式をもとに計算した許容面外せん断力を超えないことを確認する。

$$Q_A = b \cdot j \cdot \alpha \cdot f_s$$

ここで、

Q_A : 許容面外せん断力 (N)

b : 断面の幅 (mm)

j : 断面の応力中心間距離で、断面の有効せいの7/8倍の値 (mm)

α : 許容せん断力の割り増し係数

(2を超える場合は2, 1未満の場合は1とする。)

$$\alpha = \frac{4}{M/(Q \cdot d) + 1}$$

M : 曲げモーメント (N・mm)

Q : せん断力 (N)

d : 断面の有効せい (mm)

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度で、表4-7に示す値 (N/mm²)

4.5 評価結果

外壁の端部モーメント、中央モーメント及びせん断力を表 4-10 に、壁の配筋一覧を表 4-11 に示す。また、「4.4 評価方法」に基づいた断面の評価を表 4-12～表 4-17 に示す。評価結果は面内曲げに対して厳しい結果となる鉛直上向きの組合せケースを示す。

S₀地震時の面内地震荷重と面外土圧荷重の組合せに対して、発生値が許容値を超えないことを確認した。

表 4-10 端部モーメント、中央モーメント及びせん断力

(1) $E_0+1.0E_s$

	壁方向	端部モーメント (kN・m/m)	中央モーメント (kN・m/m)	せん断力 (kN/m)
type A	NS 方向	1130	562	1050
type B	NS 方向	1320	1150	1170
	EW 方向	1370	1180	1220
type C	NS 方向	4190	2030	1990
	EW 方向	4410	2120	2110

(2) $E_0+0.4E_s$

	壁方向	端部モーメント (kN・m/m)	中央モーメント (kN・m/m)	せん断力 (kN/m)
type A	NS 方向	683	337	636
type B	NS 方向	670	544	597
	EW 方向	691	556	616
type C	NS 方向	2290	1080	1130
	EW 方向	2380	1110	1180

表 4-11 壁の配筋

位置	外側鉄筋	断面積 (mm ² /m)	内側鉄筋	断面積 (mm ² /m)
南面壁 (t=1500)	1-D35 @100+1-D35 @200 (タテ, ヨコ共)	14349	2-D35 @200 (タテ, ヨコ共)	9566
西面壁 (t=1500)	1-D38 @100+1-D38 @200 (タテ, ヨコ共)	17100	タテ: 2-D38 @200 ヨコ: 2-D35 @200	11400 9566
東面壁 (t=1500)	1-D35 @100+1-D35 @200 (タテ, ヨコ共)	14349	2-D35 @200 (タテ, ヨコ共)	9566

表 4-12 南側壁 (地震時土圧荷重 1.0+地震荷重 0.4)

部 位		ケース 1-3			
		type B		type C	
		端部	中央	端部	中央
厚さ t (mm) × 幅 b (mm)		1500×1000		1500×1000	
有効せい d (mm)		1440		1440	
鉄筋量 (mm ²)	外側	14349	—	14349	—
	内側	—	9566	—	9566
地震	面内せん断力 (kN) *	88560		88560	
	面内曲げモーメント (kN・m) *	1004400		1004400	
土圧	発生曲げモーメント M (kN・m/m)	1370	1180	4410	2120
鉄筋引張応力度 σ_t (N/mm ²)		130.5	152.6	298.5	231.5
許容値 f_t (N/mm ²)		345	345	345	345
検定値 σ_t/f_t		0.38	0.44	0.87	0.67
発生せん断力 Q (kN)		1220		2110	
せん断スパン比による 割増係数 α		2.0		1.63	
許容値 Q_A (kN)		2671		2178	
検定値 Q/Q_A		0.45		0.96	
判 定		可	可	可	可

注記 * : 地震時のせん断力及び曲げモーメントは検定する壁全体に生じる値。

表 4-13 南側壁（地震時土圧荷重 0.4+地震荷重 1.0）

部 位		ケース 1-7			
		type B		type C	
		端部	中央	端部	中央
厚さ t (mm) × 幅 b (mm)		1500×1000		1500×1000	
有効せい d (mm)		1440		1440	
鉄筋量 (mm ²)	外側	14349	—	14349	—
	内側	—	9566	—	9566
地震	面内せん断力 (kN) *	221400		221400	
	面内曲げモーメント (kN・m) *	2511000		2511000	
土圧	発生曲げモーメント M (kN・m/m)	691	556	2380	1110
鉄筋引張応力度 σ_t (N/mm ²)		176.6	184.5	270.3	230.7
許容値 f_t (N/mm ²)		345	345	345	345
検定値 σ_t/f_t		0.51	0.53	0.78	0.67
発生せん断力 Q (kN)		616		1180	
せん断スパン比による 割増係数 α		2.0		1.66	
許容値 Q_A (kN)		2671		2222	
検定値 Q/Q_A		0.23		0.52	
判 定		可	可	可	可

注記 * : 地震時のせん断力及び曲げモーメントは検定する壁全体に生じる値。

表 4-14 西側壁（地震時土圧荷重 1.0+地震荷重 0.4）

部 位		ケース 1-1			
		type A		type B	
		端部	中央	端部	中央
厚さ t (mm) × 幅 b (mm)		1500×1000		1500×1000	
有効せい d (mm)		1440		1440	
鉄筋量 (mm ²)	外側	17100	—	17100	—
	内側	—	11400	—	11400
地震	面内せん断力 (kN) *	86200		86200	
	面内曲げモーメント (kN・m) *	1824400		1824400	
土圧	発生曲げモーメント M (kN・m/m)	1130	562	1320	1150
鉄筋引張応力度 σ_t (N/mm ²)		96.9	83.4	105.6	124.5
許容値 f_t (N/mm ²)		345	345	345	345
検定値 σ_t/f_t		0.28	0.24	0.31	0.36
発生せん断力 Q (kN)		1050		1170	
せん断スパン比による 割増係数 α		2.0		2.0	
許容値 Q_A (kN)		2671		2671	
検定値 Q/Q_A		0.39		0.43	
判 定		可	可	可	可

注記 * : 地震時のせん断力及び曲げモーメントは検定する壁全体に生じる値。

表 4-15 西側壁（地震時土圧荷重 0.4+地震荷重 1.0）

部 位		ケース 1-5			
		type A		type B	
		端部	中央	端部	中央
厚さ t (mm) ×幅 b (mm)		1500×1000		1500×1000	
有効せい d (mm)		1440		1440	
鉄筋量 (mm ²)	外側	17100	—	17100	—
	内側	—	11400	—	11400
地震	面内せん断力 (kN) *	215500		215500	
	面内曲げモーメント (kN・m) *	4561000		4561000	
土圧	発生曲げモーメント M (kN・m/m)	683	337	670	544
鉄筋引張応力度 σ_t (N/mm ²)		179.6	171.4	179.0	185.8
許容値 f_t (N/mm ²)		345	345	345	345
検定値 σ_t/f_t		0.52	0.50	0.52	0.54
発生せん断力 Q (kN)		636		697	
せん断スパン比による 割増係数 α		2.0		2.0	
許容値 Q_A (kN)		2671		2671	
検定値 Q/Q_A		0.23		0.22	
判 定		可	可	可	可

注記 * : 地震時のせん断力及び曲げモーメントは検定する壁全体に生じる値。

表 4-16 東側壁（地震時土圧荷重 1.0+地震荷重 0.4）

部 位		ケース 1-1	
		type C	
		端部	中央
厚さ t (mm) × 幅 b (mm)		1500×1000	
有効せい d (mm)		1440	
鉄筋量 (mm ²)		外側	14349
		内側	9566
地震	面内せん断力 (kN) *	87760	
	面内曲げモーメント (kN・m) *	1524800	
土圧	発生曲げモーメント M (kN・m/m)	4190	2030
鉄筋引張応力度 σ_t (N/mm ²)		285.3	222.3
許容値 f_t (N/mm ²)		345	345
検定値 σ_t/f_t		0.83	0.64
発生せん断力 Q (kN)		1990	
せん断スパン比による 割増係数 α		1.62	
許容値 Q_A (kN)		2169	
検定値 Q/Q_A		0.91	
判 定		可	可

注記 * : 地震時のせん断力及び曲げモーメントは検定する壁全体に生じる値。

表 4-17 東側壁（地震時土圧荷重 0.4+地震荷重 1.0）

部 位		ケース 1-5	
		type C	
		端部	中央
厚さ t (mm) × 幅 b (mm)		1500 × 1000	
有効せい d (mm)		1440	
鉄筋量 (mm ²)	外側	14349	—
	内側	—	9566
地震	面内せん断力 (kN) *	219400	
	面内曲げモーメント (kN・m) *	3812000	
土圧	発生曲げモーメント M (kN・m/m)	2290	1080
鉄筋引張応力度 σ_t (N/mm ²)		284.7	246.9
許容値 f_t (N/mm ²)		345	345
検定値 σ_t/f_t		0.83	0.72
発生せん断力 Q (kN)		1130	
せん断スパン比による 割増係数 α		1.66	
許容値 Q_A (kN)		2217	
検定値 Q/Q_A		0.50	
判 定		可	可

注記 * : 地震時のせん断力及び曲げモーメントは検定する壁全体に生じる値。

5. 屋根スラブの検討

5.1 屋根スラブの面内せん断ひずみ

5.1.1 評価方針

基準地震動 S_0 による屋根トラスの 3 次元立体フレームモデルの地震応答解析結果を用いて、屋根スラブの最大面内せん断ひずみが許容限界 (2.0×10^{-3}) を超えないことを確認する。

5.1.2 評価方法

基準地震動 S_0 による屋根トラスの3次元FEMモデルの地震応答解析結果を用いて、屋根スラブの面内せん断ひずみを算定する。

主トラス上弦材の節点変位を通りごとに平均し、通り芯間の相対変位を求め、せん断ひずみに換算する。解析モデルの伏図を図5-1に示す。

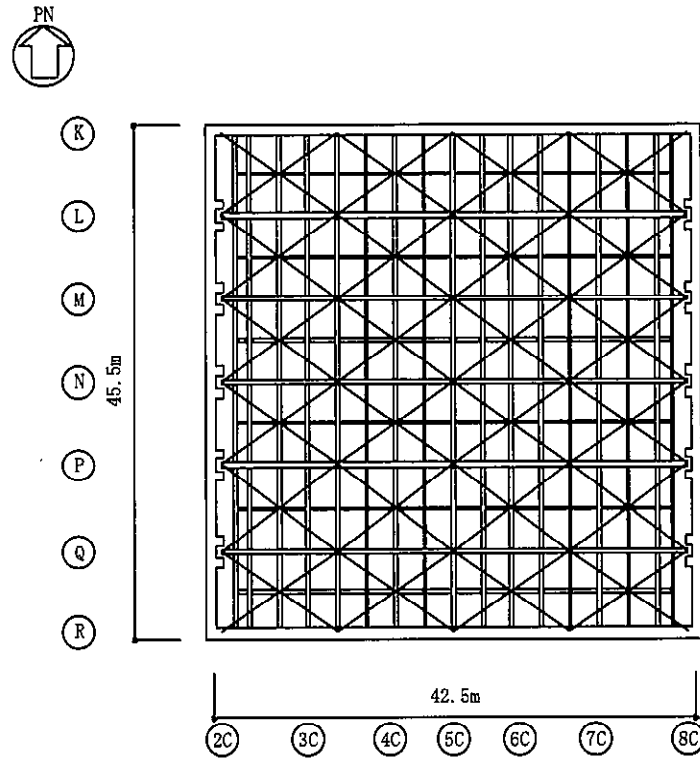


図5-1 屋根トラス伏図

5.1.3 評価結果

主トラス間における，屋根スラブの面内せん断ひずみの各ケース最大値を表 5-1 に示す。

表 5-1 より，屋根スラブの最大面内せん断ひずみは，地盤物性のばらつきを考慮したケース（ $+\sigma$ 相当）の K 通り - L 通り間の 1.04×10^{-3} であり，許容限界の（ 2.0×10^{-3} ）を超えないことを確認した。

表 5-1 屋根スラブの最大面内せん断ひずみ

位置	せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)			
	基本ケース	地盤物性の ばらつき考慮 ($+\sigma$ 相当)	地盤物性の ばらつき考慮 ($-\sigma$ 相当)	最大値
K 通り～L 通り間	0.83	1.04	0.73	1.04
L 通り～M 通り間	0.49	0.61	0.40	0.61
M 通り～N 通り間	0.14	0.17	0.12	0.17
N 通り～P 通り間	0.20	0.31	0.16	0.31
P 通り～Q 通り間	0.51	0.64	0.43	0.64
Q 通り～R 通り間	0.79	0.99	0.69	0.99

5.2 スタッドの健全性に対する検討

5.2.1 評価方針

スタッドが屋根スラブの気密性の維持に影響を与えないことを確認するため、屋根スラブのスタッドに発生する最大せん断力が、「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する。スタッドに生じるせん断力は、基準地震動 S_e に対する地震応答解析より得られた水平震度により算定する。また、屋根トラスは上下弦材の軸力として鉛直荷重による曲げモーメントを負担することになるが、屋根トラス上弦材と屋根スラブの界面のスタッドに生じるせん断力に対しても検討を行う。

なお、評価対象部位は、主トラスの支配幅が最も広いP通りとし、動的地震力には地盤物性のばらつきを考慮する。

5.2.2 評価方法

(1) 荷重

水平地震荷重は、屋根スラブ重量に、基準地震動 S_e による地震応答解析より得られた屋根面の最大応答加速度より算定した水平震度を乗じて求める。表 5-2 に算定に用いる屋根スラブ重量を、表 5-3 に地震応答解析より得られる最大応答加速度及び水平震度を示す。

表 5-2 屋根スラブ重量

部 位	仕 上 げ	重 量
屋根スラブ	防水シート	3 kgf/m ²
	アスファルト防水層	37 kgf/m ²
	コンクリート (t=100 mm)	240 kgf/m ²
	デッキプレート部コンクリート	45 kgf/m ²
	デッキプレート	18 kgf/m ²
	合 計	343 kgf/m ² →3400 N/m ²

表 5-3 最大応答加速度 (屋根部)

組合せ	解析ケース	NS 方向 (cm/s ²)	EW 方向 (cm/s ²)	組合せ (cm/s ²)	水平 震度
1.0×NS+0.4×EW	基本ケース	1303	1089	1739	1.78
	地盤物性のばらつきを考慮 (+σ相当)	1624	1518	2231	2.28
	地盤物性のばらつきを考慮 (-σ相当)	1124	1295	1642	1.68
0.4×NS+1.0×EW	基本ケース	1268	1328	1835	1.88
	地盤物性のばらつきを考慮 (+σ相当)	1624	1518	2168	2.22
	地盤物性のばらつきを考慮 (-σ相当)	1124	1295	1745	1.78

(2) 使用材料及び許容値

スタッドの許容応力度を表 5-4 に、コンクリートの物性値を表 5-5 に示す。また、主トラス上弦材と屋根スラブの概要を図 5-2 に示す。

表 5-4 スタッドの許容応力度

種類	F 値 (N/mm ²)	短期 (N/mm ²)
		引張
SS400*	235	235

注記 * : 建設当時の鋼材の種類は SS41 であるが現在の規格 (SS400) に読み替えた許容応力度を示す。

表 5-5 コンクリートの物性値

F _c (N/mm ²)	ヤング係数 E _c (N/mm ²)
22.1	2.21 × 10 ⁴

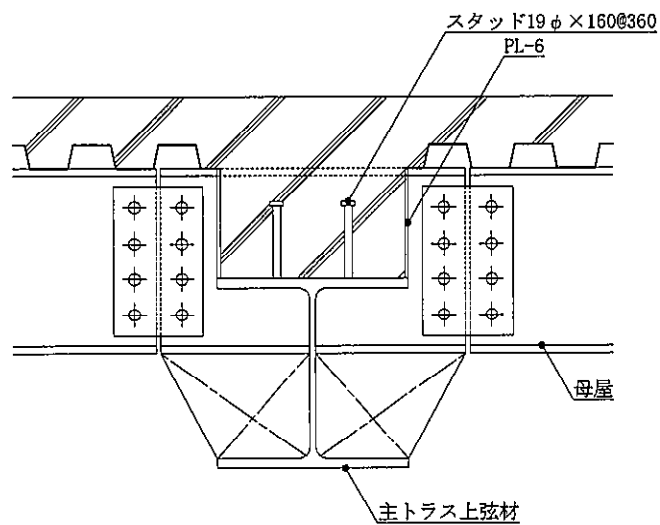


図 5-2 主トラス上弦材と屋根スラブの概要図

(3) スタッドの評価方法

屋根スラブのスタッドの評価は、評価対象部位に生じるせん断力が許容せん断耐力を超えないことを確認する。

a. 発生せん断力

水平地震荷重により生じるスタッド1本あたりのせん断力は次式により求める。なお、算定に用いる寸法を図5-3に示す。

$$q_1 = k \times w \times L \times B / n_1$$

ここで、

k : 水平震度

w : 屋根スラブの重量 (N/m²)

L : 主トラスの材長 (m)

B : 主トラスの支配幅 (m)

n₁ : 主トラス1台の全スタッド本数

曲げにより生じるスタッド1本あたりのせん断力は次式により求める。

$$q_2 = {}_sN_u / n_2$$

ここで、

{}_sN_u : 主トラス上弦材の最大発生軸力 (N/mm²)

n₂ : 主トラス中央から端部までのスタッド本数

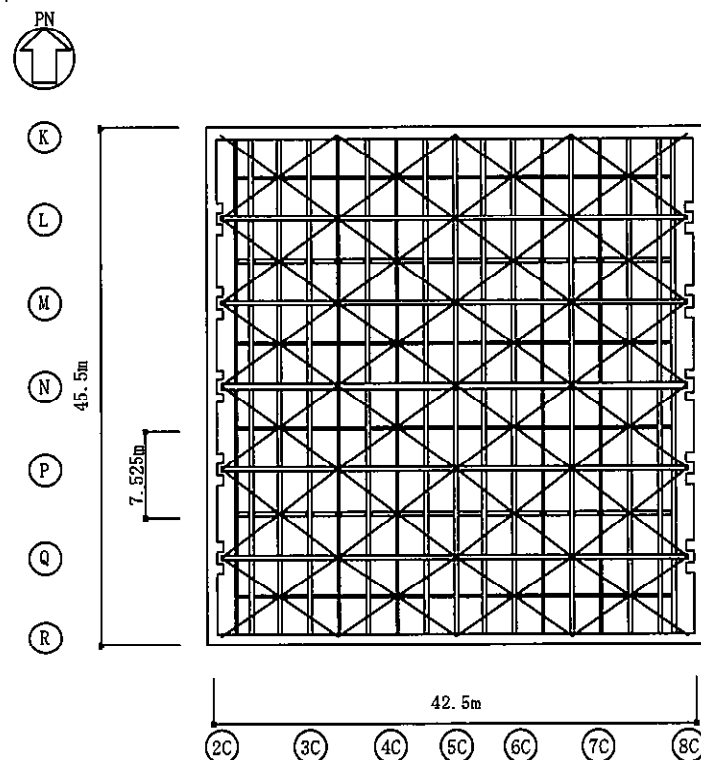


図5-3 評価対象部位寸法

b. 許容せん断耐力

屋根スラブのスタッドの許容せん断耐力は、「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき次式により求める。

(スタッド1本あたりの許容せん断力)

$$Q_a = \min (sQ_a, ccQ_a)$$

ただし

$$sQ_a = \phi_1 \cdot 0.7_s \sigma_y \cdot sA$$

$$ccQ_a = \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_c \cdot sA$$

ここで、

ϕ_1 : 低減係数で $\phi_1=1.0$

ϕ_2 : 低減係数で $\phi_2=2/3$

$s \sigma_y$: スタッドの降伏強度で表 5-4 に示す値 (N/mm²)

$c \sigma_c$: コンクリートの支圧強度で $0.5\sqrt{F_c \cdot E_c}$ (N/mm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度で表 5-5 に示す値 (N/mm²)

E_c : コンクリートのヤング係数で表 5-5 に示す値 (N/mm²)

sA : スタッドの軸部断面積 (mm²)

5.2.3 評価結果

「5.2.2 評価方法」に基づいたスタッドの評価結果を表5-6に示す。S₀地震時において、スタッドに生じる発生せん断力が許容せん断力を超過しないことを確認した。

表 5-6 スタッドの評価結果

部 材		φ 19
スタッド本数		224
スタッド軸部断面積 (mm ²)		283.5
主トラス上弦材の 最大発生軸力* (kN)		109.8
水平地震荷重による 発生せん断力 (kN)		11.0
面外曲げによる 発生せん断力 (kN)		12.3
発生せん断力 (kN)		23.3
許 容 せん 断 耐 力	スタッドのせん断 sQ _a (kN)	46.6
	コンクリートの支圧 ccQ _a (kN)	66.0
	採用値 Q _a (kN)	46.6
検定比		0.50
判 定		可

注記 * : 主トラス上弦材の S₀地震時の最大発生軸力

5.3 水平2方向及び鉛直方向入力を考慮した屋根スラブの面外応力の影響について

5.3.1 評価方針

添付書類「V-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟の耐震性についての計算書」にて鉛直動による屋根スラブの面外曲げモーメントと面外せん断力に対する評価を行っている。ここでは、水平2方向入力による面外力に対する影響を評価し、それを考慮しても面外力が許容値を超えないことを確認する。

5.3.2 評価方法

添付書類「V-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟の耐震性についての計算書」にて屋根トラスの応力評価に用いた3次元FEMモデルを用いてNS、EW及び鉛直方向の各方向それぞれに地震動を入力し、屋根面中央位置における鉛直加速度を算出する。図5-4に解析モデルと鉛直加速度算出点を示す。

評価に用いる地震動は、鉛直の地震応答解析モデルにおいて屋根トラス部の鉛直加速度が最大となるS₀-D1（地盤物性+σ相当）を地震応答解析モデルに入力した際の燃料取替床レベル（EL.46.5 m、質点番号3）における動的応答（時刻歴応答加速度）とする。図5-5に地震応答解析モデルと動的応答を取り出す質点を示す。

鉛直方向入力時の鉛直加速度に対するNS方向及びEW方向入力時の鉛直加速度の比を二乗和平方根した値を水平2方向入力による割増係数とし、この割増係数を考慮した検定値を確認する。

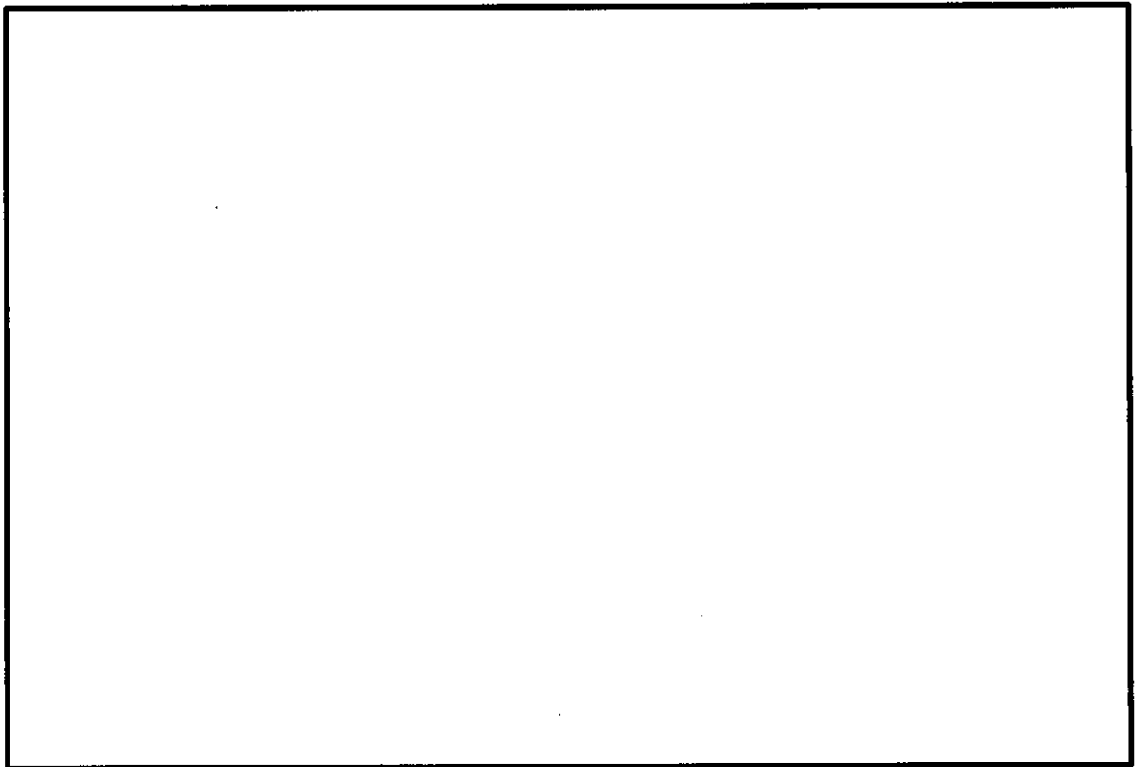


図5-4 解析モデルと鉛直加速度算出点

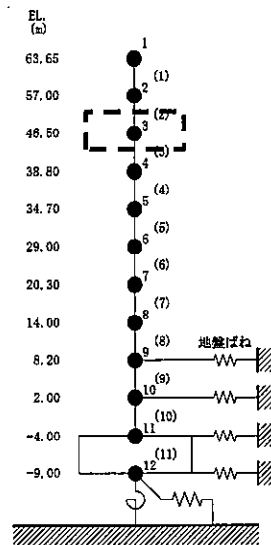


図 5-5 地震応答解析モデル

5.3.3 評価結果

鉛直方向入力時の鉛直加速度に対する NS 方向及び EW 方向入力時の鉛直加速度の比及び割増係数を表 5-7 に示す。割増係数を考慮した検定値を表 5-8 に示す。面外曲げモーメントと面外せん断力に対する検定値は水平 2 方向の影響を考慮しても 1 以下であり、許容値を超えていないことを確認した。

表 5-7 NS 方向及び EW 方向入力時の鉛直加速度の比及び割増係数

入力方向	鉛直応答加速度 (cm/s^2)	鉛直方向入力時に 対する加速度の比	割増係数 (加速度比の 二乗和平方根)
鉛直方向	3421	—	—
NS 方向	48	0.0141	0.0168
EW 方向	31	0.00907	

表 5-8 割増係数を考慮した屋根スラブの検定値

	検定値 (鉛直方向)	割増係数	検定値 (3 方向)	判定
曲げモーメント	0.68	0.0168	0.70	可
せん断力	0.37		0.38	可

6. 屋根スラブからの漏えいを考慮した気密性について

6.1 評価方針

二次格納施設の気密バウンダリを構成する原子炉建屋原子炉棟の屋根スラブは、気密性を維持するための構成部材の一つであり、基準地震動 S_0 による地震力に対し機能維持が求められている。

屋根スラブにおける S_0 地震時の機能維持の確認では、水平方向の荷重により屋根スラブに生じる応力よりも鉛直方向の荷重により生じる応力の方が支配的であるとの考え方にに基づき、鉛直方向の荷重による曲げ及び面外せん断の応力に対して評価を実施しており、許容限界を「RC-N規準」に基づく短期許容応力度とし、屋根スラブより空気の漏えいが生じないことを確認している。

ここでは、水平方向の荷重による屋根スラブの面内せん断力が気密性に及ぼす影響が軽微であることを確認するため、 S_0 地震時の耐震壁及び屋根スラブのせん断ひび割れによる空気漏えい量が非常用ガス処理系放出流量以下となっていることを確認する。

6.2 評価方法

屋根スラブの最大せん断ひずみが許容限界 (2.0×10^{-3}) に達したときの空気漏えい量を算定し、耐震壁からの漏えい量に加えた総漏えい量が非常用ガス処理系放出流量以下となっていることを確認する。

耐震壁及び屋根スラブが最大せん断ひずみに達したときの空気漏えい量は、「原子炉建屋の弾塑性試験に関する報告書」に基づき、添付書類「V-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟の耐震性についての計算書」の「別紙 原子炉建屋原子炉棟の気密性に関する計算書」に示す式 5.3.1-4 により算定する。

$$Q = C \gamma^{2.57} \Delta P / T \quad \dots(\text{式 } 5.3.1-4)$$

ここで,

Q : 単位面積あたりの流量 (L/min/m²)

C : 定数

(中央値は 2.24×10^6 , 95%非超過値は 1.18×10^7 , 5%非超過値は 4.21×10^5)

γ : 最大せん断ひずみ

ΔP : 差圧 (mmAq)

T : 壁厚 (cm)

$$\Delta_q = \left\{ (\alpha^2 - 1) \left(\frac{Q'}{Q_0} - 1 \right) - 1 \right\} \beta + 1 \quad \dots(\text{式 } 6.2.4-31)$$

ここで,

Δ_q : 通気量割増率

α : 通気量割増範囲 (=3)

$\frac{Q'}{Q_0}$: 定数

(中央値とみなされる評価法では 1.81, 安全側とみなされる評価法では 7.41)

β : 壁の見付け面積に対する開口の総面積

6.3 評価結果

耐震壁の漏えい量算定結果を表 6-1 に、屋根スラブの漏えい量算定結果を表 6-2 に、総漏えい量と非常用ガス処理系放出流量の比較を表 6-3 に示す。

総漏えい量は、添付書類「V-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟の耐震性についての計算書」の「別紙 原子炉建屋原子炉棟の気密性に関する計算書」に示している、耐震壁のせん断ひずみが許容限界である 2.0×10^{-3} に達した時の壁からの漏えい量より小さく、非常用ガス処理系放出流量以下であることを確認した。

表 6-1 耐震壁の漏えい量算定結果

壁厚 T (cm)	定数		最大 せん断 ひずみ γ	差圧 ΔP (mmAq)	壁の 面積 A (m^2)	漏えい量 Q (L/min/ m^2)	壁の見 付け面 積に対 する開 口の総 面積 β	通気量 割増率 Δq	総漏えい量 $Q \times A \times \Delta q$ (L/min)
	C	$\frac{Q'}{Q_0}$							
30	1.18×10^7	7.41	2.0×10^{-3}	6.4	3150	0.30	0.039	2.97	2807
40	1.18×10^7	7.41	2.0×10^{-3}	6.4	1101	0.22	0.058	3.92	950
60	1.18×10^7	7.41	2.0×10^{-3}	6.4	1401	0.15	0.000	1.00	211
90	1.18×10^7	7.41	2.0×10^{-3}	6.4	1202	0.10	0.011	1.56	188
100	1.18×10^7	7.41	2.0×10^{-3}	6.4	1305	0.09	0.007	1.36	160
120	1.18×10^7	7.41	2.0×10^{-3}	6.4	387	0.08	0.001	1.06	33
140	1.18×10^7	7.41	2.0×10^{-3}	6.4	393	0.07	0.000	1.00	28
150	1.18×10^7	7.41	2.0×10^{-3}	6.4	3168	0.06	0.014	1.71	326
								合計	4703

注記 *1: 保守的に各壁の最大せん断ひずみが同時に許容限界となることを想定し、評価する。

*2: 設計気密度の差圧条件とする。

*3: 気密バウンダリを構成する壁の総面積を用いる。

表 6-2 屋根スラブの漏えい量算定結果

部位	床厚 T (cm)	定数		最大 せん断 ひずみ γ	差圧 ΔP (mmAq)	壁の 面積 A (m ²)	漏えい量 Q (L/min/m ²)	床の見 付け面 積に対 する開 口の総 面積 β	通気量 割増率 Δ_0	総漏えい量 $Q \times A \times \Delta_0$ (L/min)
		C	$\frac{Q'}{Q_0}$							
K-L 間	10	1.18×10^7	7.41	2.0×10^{-3}	6.4	342	0.88	0.000	1.00	302
L-M 間	10	1.18×10^7	7.41	2.0×10^{-3}	6.4	312	0.88	0.000	1.00	275
M-N 間	10	1.18×10^7	7.41	2.0×10^{-3}	6.4	312	0.88	0.000	1.00	275
N-P 間	10	1.18×10^7	7.41	2.0×10^{-3}	6.4	312	0.88	0.002	1.11	306
P-Q 間	10	1.18×10^7	7.41	2.0×10^{-3}	6.4	327	0.88	0.000	1.00	288
Q-R 間	10	1.18×10^7	7.41	2.0×10^{-3}	6.4	327	0.88	0.000	1.00	288
									合計	1734

注記 *1：保守的に各部位の最大せん断ひずみが同時に許容限界となることを想定し，評価する。

*2：設計気密度の差圧条件とする。

*3：屋根スラブを構成する床の総面積を用いる。

表 6-3 総漏えい量と非常用ガス処理系放出流量の比較

総漏えい量 (m ³ /min)	非常用ガス処理系放出流量 (m ³ /min)	【参考】 耐震壁せん断ひずみ 2.0×10^{-3} 時の漏えい量 (m ³ /min)
6.5	59.5*	5

注記 *：非常用ガス処理系排風機容量とする。

7. 屋根トラス（二次部材）の評価

7.1 検討方針

原子炉建屋屋根トラスの二次部材は、添付書類「V-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟の耐震性についての計算書」において屋根トラスの評価に用いた3次元FEMモデルによる弾塑性応力解析結果より、添付書類「V-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定した表7-1に示す許容値以下であることを確認する。なお、二次部材の評価は、添付書類「V-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉棟の耐震性についての計算書」におけるS_s地震時の荷重組合せケースに対して実施する。荷重組合せケースを表7-2に示す。

表7-1 原子炉建屋屋根トラス二次部材の許容値

評価部位		評価方法
つなぎ梁	上弦面	弾性範囲内であることを確認*1
	下弦面	
水平ブレース	上弦面	弾性範囲内であることを確認（引張側）*2
	下弦面	弾性範囲内であることを確認（引張側）*2
鉛直ブレース	斜材	弾性範囲内であることを確認（引張側）*2
	鉛直材	弾性範囲内であることを確認*3

- *1 : 上弦面つなぎ梁は、地震後にも長期荷重を負担する必要があること、下弦面つなぎ梁は、主トラスの横座屈を防止することから弾性範囲とする。
- *2 : 水平荷重を負担する上弦面水平ブレース並びに下弦面の振れ止めとなる下弦面水平ブレース及び鉛直ブレースの斜材は、引張材として地震時に荷重を負担するが、地震時の過大な変形を抑制するために引張側を弾性範囲とする。
- *3 : 鉛直ブレースの鉛直材については弾性範囲に留めることとする

表 7-2 荷重組合せケース

外力の状態	ケース No.	荷重の組合せ
S _s 地震時	3-1* ¹	$G + SNL + S_{SWE} + S_{SDU}$
	3-2* ¹	$G + SNL + S_{SWE} - S_{SDU}$
	3-3* ¹	$G + SNL - S_{SWE} + S_{SDU}$
	3-4* ¹	$G + SNL - S_{SWE} - S_{SDU}$
	3-5* ¹	$G + SNL + S_{SSN} + S_{SDU}$
	3-6* ¹	$G + SNL + S_{SSN} - S_{SDU}$
	3-7* ¹	$G + SNL - S_{SSN} + S_{SDU}$
	3-8* ¹	$G + SNL - S_{SSN} - S_{SDU}$
	4-1* ²	$G + SNL + S_{SWE} + S_{SSN} + S_{SDU}$

注記 *1: S_s-D 1 及び S_s-3 1 による地震荷重に適用する。

*2: S_s-1 1, S_s-1 2, S_s-1 3, S_s-1 4, S_s-2 1 及び S_s-2 2 による地震荷重に適用する。

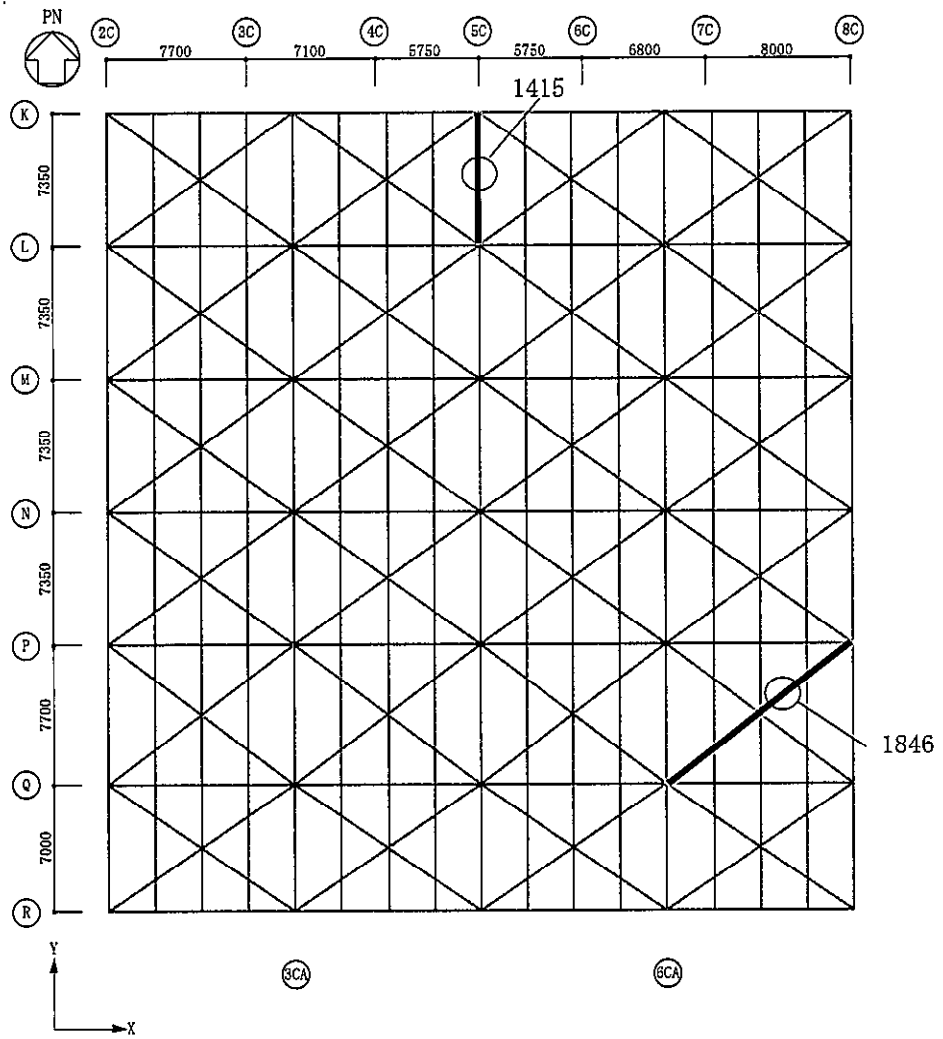
7.2 屋根トラス（二次部材）の評価結果

屋根トラスの 3 次元 FEM モデルにより求めた S_s 地震時に屋根トラスの二次部材に発生する応力と許容値の比較を表 7-3 に、評価位置を図 7-1～図 7-3 に示す。

S_s 地震時において、発生応力度が許容値を超えないことを確認した。

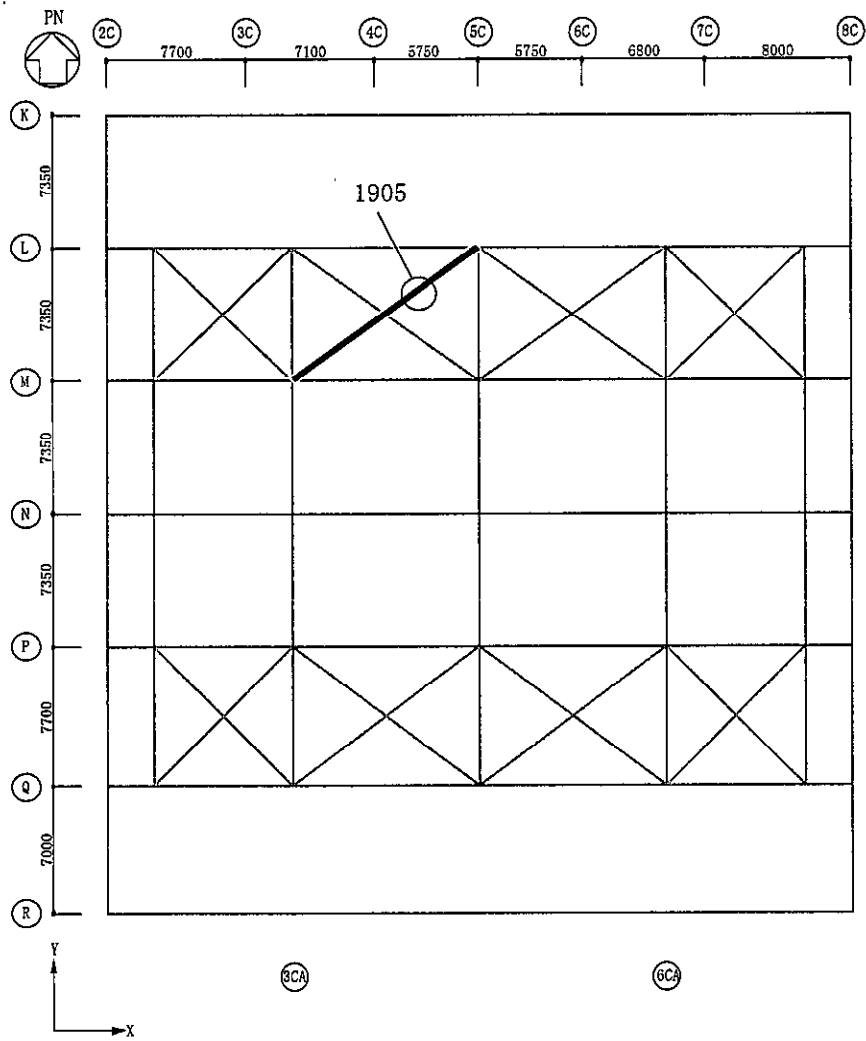
表 7-3 評価結果（二次部材，基準地震動 S_s ）

部 材		応力度 (N/mm^2)	許容値 (N/mm^2)	検定値	要素番号 (位置)	判 定
つなぎ梁（上弦材） (H-582×300×12×17)	(圧縮)	187	250	0.76	1415 (5C 通り)	可
	(曲げ)	2.2	258			
つなぎ梁（下弦材） (H-582×300×12×17)	(引張)	68.3	258	0.27	1508 (3CA 通り)	可
	(曲げ)	0	258			
水平ブレース（上弦材） (2CTs-200×400×13×21)	(引張)	168	258	0.66	1846 (6CA-8C 通り)	可
水平ブレース（下弦材） (CT-300×200×11×17)	(引張)	106	258	0.42	1905 (3CA-5C 通り)	可
鉛直ブレース（斜材） (2Ls-90×90×10)	(引張)	141	258	0.55	1602 (3CA 通り)	可
鉛直ブレース（鉛直材） (2Ls-100×100×10)	(圧縮)	36.4	180	0.21	1608 (3CA 通り)	可



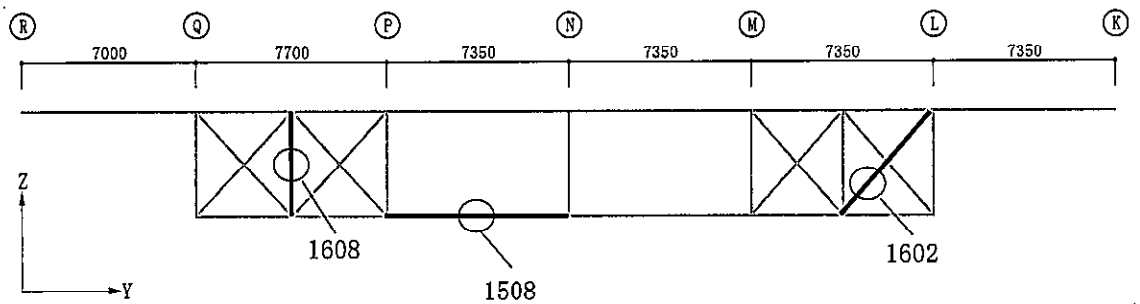
○ : 評価位置を示す。

図 7-1 評価結果の位置 (屋根トラス上弦面)



○：評価位置を示す。

図 7-2 評価結果の位置（屋根トラス下弦面）



○：評価位置を示す。

図 7-3 評価結果の位置（屋根トラス 3CA 通り）

補足-370-12【原子炉建屋基礎盤の耐震性評価に関する補足説明】

目次

概要	1
資料 1 耐震重要度分類について	3
資料 2 面外せん断終局耐力への荒川 mean 式の適用性について	20
資料 3 格納容器底部コンクリートマットの荷重組み合わせに対する 原子炉建屋基礎盤の影響評価	68
資料 4 原子炉建屋基礎盤の応力解析における耐震壁の健全性について	93
資料 5 原子炉建屋における基礎地盤の支持性能に対する許容限界（極限支持力度）の算定につ いて	99
資料 6 重大事故等時の温度荷重による原子炉格納容器底部コンクリートマット周辺部（原子炉 棟基礎及び付属棟基礎）への影響	103
資料 7 原子炉建屋基礎盤のポンプピット周辺の構造について	108

1. 概要

本資料は、原子炉建屋基礎盤の耐震性評価についての補足説明資料であり、以下の添付資料の補足説明をするものである。

- ・添付書類「V-2-9-3-4 原子炉建屋基礎盤の耐震性についての計算書」

以下、本資料の概要を示す。

資料 1「耐震重要度分類について」では、原子炉建屋基礎盤の重要度分類の区分について整理している。東海第二発電所は、昭和 56 年の耐震設計審査指針の制定前に建設されたプラントであり、重要度分類の考え方が現在とは異なる。このため、現行の規制基準（耐震設計に係る工認審査ガイド）及び東海第二発電所の建設時の考え方を改めて整理し、今回工認では現行の規制基準の考え方に従い、耐震重要度分類を設定することを示した。整理の結果、原子炉棟基礎盤については、原子炉棟基礎、付属棟基礎ともに、Sクラスの設備ではなく、Sクラスの設備の間接支持構造物として整理している。更に、建設工認において、Aクラスとして設計（180 Gal の地震動による地震力及び静的地震力に対し弾性設計）していたことを踏まえ、今回工認においても S d 地震時に対する評価を実施する方針を示した。

資料 2「面外せん断終局耐力への荒川 mean 式の適用性について」では、原子炉棟基礎の基礎スラブの耐震評価において、面外せん断の許容限界として設定した場合の荒川 mean 式による終局せん断強度の適用性について説明している。そこでは、荒川 mean 式提案後に近年追加された多数の実験結果と比較した場合に、荒川 mean 式より耐力が高くなる傾向になっていること、また、基礎盤上部の壁からの地震力が下限を押さええていることから、基礎スラブの終局耐力の評価式として適用性を示している。更に、基礎スラブの面外せん断耐力実験と荒川 mean 式を比較し、実機配筋状況や応力状態を考慮し、基礎スラブに生じる軸力による耐力増加についても検討している。最後に、実験の下限値に基づく評価式を適用しても、安全余裕が保たれると考える背景として、応力解析の拘束条件による保守性及びコンクリート実強度による耐力についても述べている。

資料 3「格納容器底部コンクリートマットの荷重組み合わせに対する原子炉建屋基礎盤の影響評価」では、原子炉棟基礎及び付属棟基礎が原子炉格納容器底部コンクリートマットと一体の評価を既工事計画認可申請で実施していることを踏まえ、原子炉建屋基礎及び付属棟基礎について、原子炉格納容器底部コンクリートマットにおいて実施している荷重組み合わせに対する影響検討を実施し、原子炉格納容器底部コンクリートマットの評価方法に準じて、軸力及び曲げモーメントによる鉄筋及びコンクリートのひずみ並びに面外せん断応力度に対する評価において、各許容値を超えないことを確認している。

資料 4「原子炉建屋基礎盤の応力解析における耐震壁の健全性について」では、原子炉建屋基礎盤が、原子炉格納容器底部コンクリートマット並びに、二次格納施設にあたる原子炉建屋原子炉棟のうち、原子炉棟基礎及び原子炉建屋付属棟の基礎で構成されるため、原子炉建屋基礎盤の応力解析において境界条件として考慮している耐震壁の健全性について検討したものであり、各耐震壁の最大せん断ひずみが許容限界を超えないことを確認している。

資料 5「原子炉建屋における基礎地盤の支持性能に対する許容限界（極限支持力度）の算定

について」では、原子炉建屋の基礎地盤の極限支持力の設定について記載されており、基礎地盤の支持性能に対する許容限界に関する基本的な考え方は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づくものとし、基礎地盤の支持性能については、基礎地盤の接地圧が、建築基礎構造設計指針（(社)日本建築学会、2001）（以下「基礎指針」という。）に基づく極限鉛直支持力 q_u を超えないことを確認する。

資料6「重大事故等時の温度荷重による原子炉格納容器底部コンクリートマット周辺部（原子炉棟基礎及び付属棟基礎）への影響」では、重大事故等時における $200^{\circ}\text{C}\cdot 2\text{Pd}$ での条件下において生じる温度荷重が、原子炉格納容器底部コンクリートマット以外の原子炉建屋原子炉棟基礎及び原子炉建屋付属棟基礎に与える影響について検討し構造健全性を検討している。その結果、軸力及び曲げモーメント並びに面外せん断力に対して十分に許容値を満足していることを確認している。

資料7「原子炉建屋基礎盤のポンプピット周辺の構造について」では、原子炉格納容器底部コンクリートマット外側の原子炉建屋基礎盤にあるHPCSポンプ、LPCSポンプ及びRHRポンプのピットについて、その配置、形状・寸法と配筋を示し、既工認と同様に、貫通孔周辺の熱応力に対する評価とピット底版の地震時接地圧に対する評価を実施するとともに、地震時にピットに生じるせん断ひずみについても評価している。その結果、貫通孔周辺コンクリートの最大熱応力は 5 N/mm^2 以下程度であり、コンクリートの圧縮強度の $1/3$ 以下となる。また、基準地震動 S_s 地震時の最大接地圧に対して、等分布荷重を受ける曲げモーメント及び面外せん断力が、許容曲げモーメント及び面外せん断力を十分に超えないことを確認した。更に、基準地震動 S_s 地震時におけるポンプピットせん断ひずみは、 500μ 程度であり、 2000μ 以下であることから、ポンプピットの地震時における健全性を確認した。

資料 1 耐震重要度分類について

1. 耐震重要度分類の考え方

東海第二発電所は、昭和 56 年の耐震設計審査指針の制定前に建設されたプラントであり、重要度分類の考え方が現在とは異なる。

現行の規制基準（耐震設計に係る工認審査ガイド）では、主要設備、補助設備、直接支持構造物、間接支持構造物、波及的影響を検討すべき設備に区分することとされている。一方、東海第二発電所の建設時の考え方では、建屋ごとに重要度分類を設定することを原則としており、原子炉建屋であれば建屋全体を A クラス（原子炉格納容器を構成する底部コンクリートマットは A_Sクラス）に分類している。

以上を踏まえ、今回工認では現行の規制基準の考え方に従い、耐震重要度分類を設定する。

建設工認 耐震設計の基本方針（抜粋）

発電所のすべての建屋、構築物、機器・配管系は発電所の安全性に対する重要度に応じて耐震設計上次の原則にしたがって分類する。

A クラス：その機能喪失が重大な事故をおこすおそれのあるものおよび原子炉事故の際に放射線障害から公衆を守るために必要なもの。

耐震設計に係る工認審査ガイド（抜粋）

2. 共通基本事項

2.2 耐震設計上の重要度分類

【審査における確認事項】

- (2) 施設を構成する設備を適切に区分し、その区分ごとに耐震設計上の重要度分類を適用していること。

【確認内容】

- (2) 施設を構成する設備は、J E A G 4 6 0 1 の規定を参考に、主要設備、補助設備、直接支持構造物、間接支持構造物、波及的影響を検討すべき設備に区分していること、また、設備の区分ごとに、J E A G 4 6 0 1 の規定を参考に、昭和 56 年設計審査指針による A_Sクラスを含む A クラスの施設を S クラスの施設と読み替え、規制基準の要求事項に留意して、耐震設計上の重要度分類を適用していること。

2. 原子炉建屋の基礎の耐震重要度分類

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-IIの原子炉棟基礎については、J E A G 4 6 0 1-1987において、「格納容器底部外基礎マット」と区分された部位として、耐漏洩機能は求められておらず、支持機能を有することとなっている（図 1-1）。従って、原子炉棟基礎はSクラスの設備ではなく、Sクラスの設備の間接支持構造物として分類されると考えられる。

また、先行プラントにおいては、原子炉棟の基礎及びアニュラス区画構造物の基礎に該当する部位については、Sクラスの設備としているものとSクラスの設備の間接支持構造物としているものがある（表 1-1）。表 1-1 には、S₂地震時に対する面外せん断の許容限界を合わせて示す。

ここで大間1号においては、平成18年の耐震設計審査指針を適用して建設されたプラントである。建設時の設計においては、建屋全体にあるクラスに相当する地震力を設定することがあり、大間1号においてはSクラスの原子炉格納容器底部に対し、底部以外の基礎（二次格納施設基礎スラブ）についても、底部との連続性を考慮して底部と同様の方法で検討されている。すなわち、二次格納施設基礎スラブについては、その機能からはSクラスとなるものではないが、設計上の扱いとしてSクラスと設定したものと解釈できる。

以上を踏まえ、東海第二の原子炉棟基礎盤については、原子炉棟基礎、付属棟基礎ともに、Sクラスの設備ではなく、Sクラスの設備の間接支持構造物として整理する。

また、建設工認において、Aクラスとして設計（180 Gal の地震動による地震力及び静的地震力に対し弾性設計）していたことを踏まえ、今回工認においてもS₂地震時に対する評価を実施する。原子炉建屋の基礎スラブ全体についてS₂地震時の評価を行うことは、大間1号の建設工認における荷重の組合せとも整合する（詳細は付録5参照）。

3. Sクラスの設備の間接支持構造物としての許容限界

Sクラスの設備の間接支持構造物の耐震設計においては、基準地震動S₂による地震力により発生する応力に対する許容限界として、「J E A G 4 6 0 1の規定、既往の研究等において試験・解析等により妥当性が確認されたものを参考に設定」することが求められている（耐震設計に係る工認審査ガイド）。

J E A G 4 6 0 1-1987の「5.3.5 安全余裕度」では、表 5.3.5-1に代表的な部材耐力評価式が示されており、その中で鉄筋コンクリートはり、柱のせん断耐力評価式として、修正荒川 mean 式と荒川 min 式に軸力項を考慮した評価式が示されている。また、技術基準解説書及びRC-N規準においては、梁の終局強度として、荒川 mean 式と荒川 min 式が挙げられている。

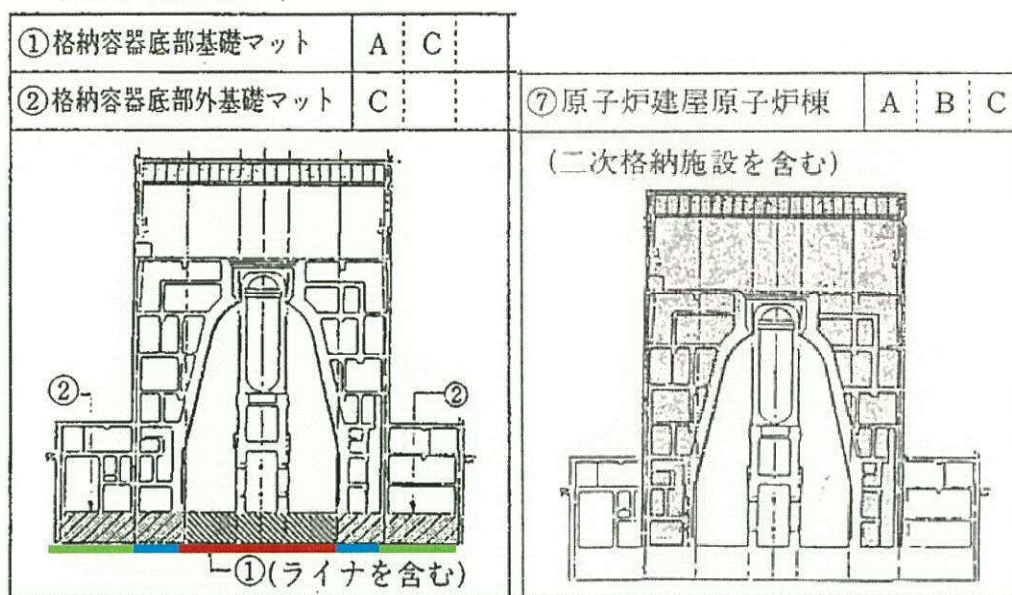
ここで、使用済燃料乾式貯蔵建屋の既工認において、基礎スラブの基準地震動S₂に対する面外せん断の許容限界に修正荒川 mean 式を適用した実績がある。ただし、使用済燃料乾式貯蔵建屋においては、主要設備である使用済燃料乾式貯蔵容器と間接支持構造物である基礎スラブは直接支持構造物となるアンカーボルトによって連結されるものであり、構造的には分離している。一方、原子炉建屋においては、主要設備である原子炉建屋原子炉棟の壁と間接支持構造物である原子炉棟基礎が同じ鉄筋コンクリート構造として一体となっている。直接設備と一

体となっていることに対して、許容限界として終局耐力を適用することの妥当性については、資料2において検討する。

また、表 1-1 に示す通り、先行プラントの原子炉建屋の基礎スラブの間接支持構造物としての許容限界として短期許容応力度が適用されている。これらの実績に対しての関係についても資料2で検討する。

以降、原子炉建屋基礎盤のS₀地震時の許容限界として荒川 mean 式による終局せん断強度を適用する妥当性を資料2に示す。

BWR MARK-II

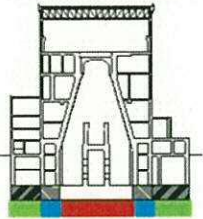
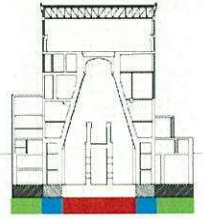
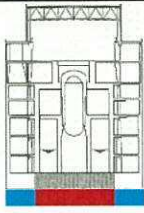
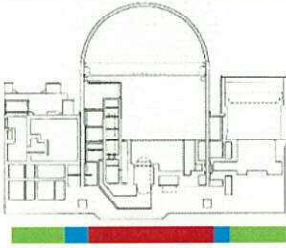
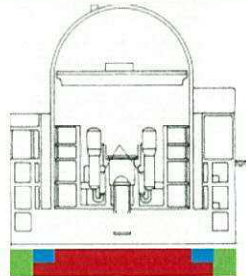


- A : 耐漏洩機能
- B : 波及事故防止機能
- C : 支持機能

図 5. 3. 4-1 機能維持を要求される原子炉建屋各部位 (BWR)

図 1-1 原子炉建屋の基礎と要求機能 (J E A G 4 6 0 1-1987 抜粋に加筆)

表 1-1 原子炉建屋の基礎の耐震重要度分類（上段）及びS_s地震時の許容限界（下段）の比較

サイト炉型	基礎の区分	格納容器の 底部	原子炉棟基礎 アニュラス基礎	左記以外の 領域
東海第二 (今回) BWR MARK-II		Sクラス	間接支持構造物	間接支持構造物
		CCV 規格 荷重 状態IVにおけ る許容値	終局強度 (荒川 mean 式)	終局強度 (荒川 mean 式)
東海第二 (建設時) BWR MARK-II*2		A _s クラス	Aクラス*1	Aクラス*1
		降伏しない*3	評価なし	評価なし
大間 1 号 ABWR		Sクラス	Sクラス*4 (二次格納施設 基礎スラブ)	—
		CCV 規格 荷重 状態IVにおけ る許容値	CCV 規格 荷重 状態IVにおけ る許容値*4	—
玄海 3/4 号 PWR		Sクラス	間接支持構造物	間接支持構造物
		CCV 規格 荷重 状態IVにおけ る許容値	RC-N 短期 許容応力度	RC-N 短期 許容応力度
大飯 3/4 号 PWR		Sクラス	Sクラス (格納容器底部 を含む)	間接支持構造物
		CCV 規格 荷重 状態IVにおけ る許容値	CCV 規格 荷重 状態IVにおけ る許容値	RC-N 終局耐力*5

注記 *1：建屋全体をAクラスとして設計している。

*2：機能維持確認用の「0.27g地震」に対する許容限界を示す。

*3：結果として短期許容応力度に収まっており、具体的な許容限界は記載されていない。

*4：底部との連続性を考慮して底部と同様の方法で評価している。

*5：面外せん断力は短期許容応力度と同じ。

(参考1) 各サイトの原子炉建屋（原子炉格納容器除く）に関する耐震重要度分類の記載
 [] 以外はSクラスを示す。

	設置許可 添付書類八	工事計画認可
東海第二 (建設工認)	原子炉建屋 [A]	2次格納施設基礎盤 [A]
東海第二 (今回工認)	原子炉建屋原子炉棟	原子炉建屋原子炉棟
大間1号	原子炉建屋原子炉区域	原子炉建屋原子炉区域 原子炉建屋基礎スラブ
大飯3/4号		アニュラス区画構造物
玄海3/4号		アニュラス区画構造物

(参考2)

実用発電用原子炉及びその附属施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則の解釈（抜粋）
別記2

（略）地震により発生するおそれがある設計基準対象施設の安全機能の喪失（地震に伴って発生するおそれがある津波及び周辺斜面の崩壊等による安全機能の喪失を含む。）及びそれに続く放射線による公衆への影響を防止する観点から、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（以下「耐震重要度」という。）をいう。設計基準対象施設は、耐震重要度に応じて、以下のクラス（以下「耐震重要度分類」という。）に分類するものとする。

耐震設計に係る工認審査ガイド（抜粋）

2. 共通基本事項

2.2 耐震設計上の重要度分類

【審査における確認事項】

耐震設計上の重要度分類については以下を確認する。

（1）施設の耐震設計上の重要度を、地震により発生する可能性のある安全機能の喪失及びそれに続く環境への放射線による影響を防止する観点、並びにこれらの影響の大きさから、規制基準に則り施設の機能に応じて適切に分類していること。

（2）施設を構成する設備を適切に区分し、その区分ごとに耐震設計上の重要度分類を適用していること。

【確認内容】

耐震設計上の重要度分類については以下を確認する。

（1）施設の耐震設計上の重要度分類は、J E A G 4 6 0 1 の規定を参考に、昭和56年設計審査指針によるA Sクラスを含むAクラスの施設をSクラスの施設と読み替え、規制基準の要求事項に留意して用いていること。例えば、津波防護施設、浸水防止設備及び津波監視設備については、地震により発生する可能性のある当該機能の喪失による安全機能への影響の観点から、Sクラスとしていること。

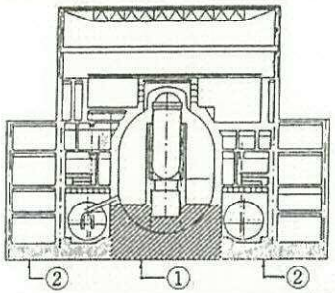
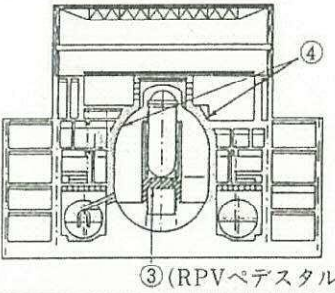
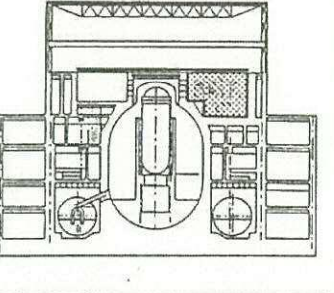
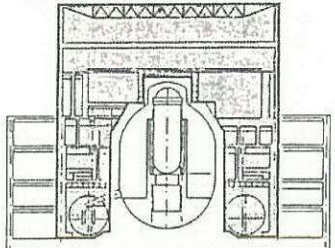
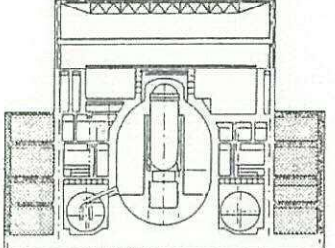
（2）施設を構成する設備は、J E A G 4 6 0 1 の規定を参考に、主要設備、補助設備、直接支持構造物、間接支持構造物、波及的影響を検討すべき設備に区分していること、また、設備の区分ごとに、J E A G 4 6 0 1 の規定を参考に、昭和56年設計審査指針によるA Sクラスを含むAクラスの施設をSクラスの施設と読み替え、規制基準の要求事項に留意して、耐震設計上の重要度分類を適用していること。

(参考3) JEAG 4601-1987 (抜粋)

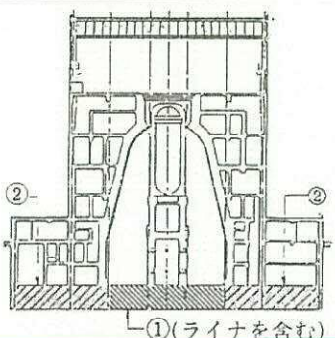
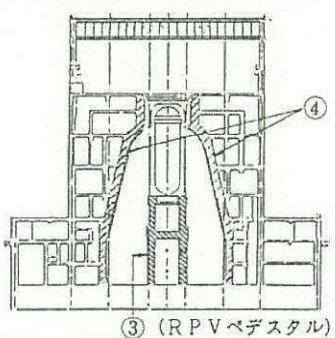
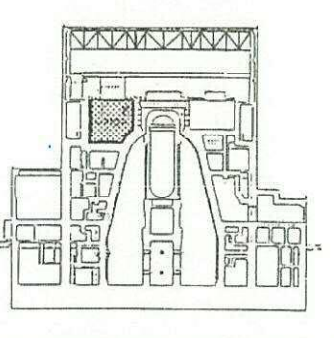
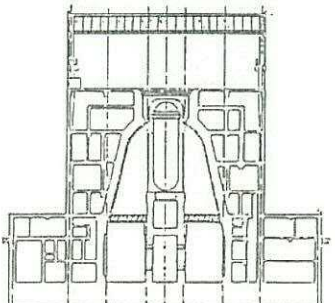
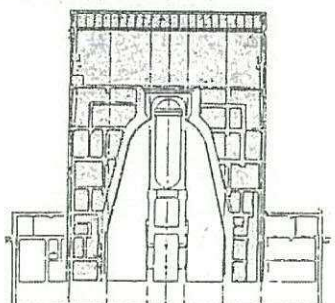
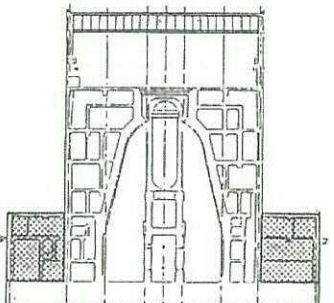
表5.3.4-1 機器系から要求される原子炉建屋各部位の機能維持上の許容限界

	部 位	地震	機器系としての クライテリア	機能維持のための 代 用 特 性	許 容 値 等
耐 漏 洩 機 能	原子炉建屋原子炉棟 外部しゃへい建屋 原子炉周辺補機棟	(MARK-I, II) (3 LOOP) (4 LOOP)	S ₁ 地震において建屋 外への放射性物質の漏 洩を防止する	負圧を維持する	
	使用済燃料プール 使用済燃料ピット	(MARK-I, II) (3,4 LOOP)	S ₁ 液体を貯蔵する部分の S ₂ ライナ部分が健全であ ること	ライナ部に亀裂が入ら ない	コンクリート格納容器ライナの許容膜歪を準用
	格納容器底部基礎マット 基礎マット	(MARK-II) (4 LOOP)	S ₁ 基礎マットにコンクリ ート格納容器ライナの S ₂ 追従不可能な変形が生 じないこと		MARK-II 膜歪 S ₁ S ₂ 圧縮 0.004 0.005 引張 0.002 0.003 4 LOOP 膜歪 S ₁ S ₂ 圧縮 0.005 引張 0.003
波 及 事 故 防 止 機 能	原子炉本体基礎 シェル壁 原子炉建屋原子炉棟 原子炉建屋付属棟 ダイヤフラムフロア 内部コンクリート 燃料取扱棟 原子炉周辺補機棟 外部しゃへい建屋	(MARK-I, II) (MARK-I, II) (MARK-I, II) (MARK-I, II) (MARK-II) (3,4 LOOP) (3,4 LOOP) (3,4 LOOP) (3 LOOP)	S ₁ 下位の耐震クラスに相 S ₂ 当する建物・構築物が 破損し、落下または転 倒することによってAs 、Aクラスの設備に要 求されている安全機能 を阻害するような事故 を防止する	建物・構築物またはそ の一部分が崩壊しない	鋼体の許容限界値
支 持 機 能	格納容器底部基礎マット 格納容器底部外基礎マット 原子炉本体基礎 シェル壁 使用済燃料プール ダイヤフラムフロア 原子炉建屋原子炉棟 原子炉建屋付属棟 基礎マット 内部コンクリート 使用済燃料ピット 燃料取扱棟 原子炉周辺補機棟 外部しゃへい建屋	(MARK-I, II) (MARK-I, II) (MARK-I, II) (MARK-I, II) (MARK-I, II) (MARK-I, II) (MARK-I, II) (MARK-I, II) (3,4 LOOP) (3,4 LOOP) (3,4 LOOP) (3,4 LOOP) (3,4 LOOP) (3 LOOP)	S ₁ 機器・配管が本来の支 持位置から空間的に許 容できる範囲内におさ まること S ₂ { 機器が移動、転倒、 落下しない ・支持点が相対的に ずれない ・支持点がはずれな い }	部位 I ・過大な変形を起こさ ない ・アンカー部等が健全 である 部位 II ・部位 I を支持できる ・部位 I に過大な変形 を起こさせない 部位 III ・崩壊しない	部位 I ・面内は鋼体の許容限界変形以内で機器の許容移 動量内 ・面外は降伏メカニズムを形成しない 部位 II ・鋼体の許容限界変形以内で、部位 I の許容移動 量内 ・鉛直方向に対し、メカニズムを形成しない 部位 III ・鋼体の許容限界値

BWR MARK-I

①格納容器底部基礎マット	C	③原子炉本体基礎	B C	⑤使用済燃料プール	A C
②格納容器底部外基礎マット	C	④シェル壁	B C		
					
⑥原子炉建屋原子炉棟 (二次格納施設を含む)	A B C	⑦原子炉建屋付属棟	B C		
					

BWR MARK-II

①格納容器底部基礎マット	A C	③原子炉本体基礎	B C	⑤使用済燃料プール	A C
②格納容器底部外基礎マット	C	④シェル壁	B C		
					
⑥ダイアフラムフロア	B C	⑦原子炉建屋原子炉棟 (二次格納施設を含む)	A B C	⑧原子炉建屋付属棟	B C
					

A : 耐漏洩機能
 B : 波及事故防止機能
 C : 支持機能

図5.3.4-1 機能維持を要求される原子炉建屋各部位 (BWR)

PWR 3 LOOP

①基礎マット	C	②内部コンクリート	B C	③使用済燃料ピット	A C
④燃料取扱棟	B C	⑤原子炉周辺補機棟	B C	⑥外部シャヘイ建屋	A B C
				(アニュラス部を含む) 	

PWR 4 LOOP

①基礎マット	A C	②内部コンクリート	B C	③使用済燃料ピット	A C
(格納容器底部ライナを含む) 					
④燃料取扱棟	B C	⑤原子炉周辺補機棟	A B C		
		(アニュラス部を含む) 			

A: 耐漏洩機能
B: 波及事故防止機能
C: 支持機能

図 5. 3. 4-2 機能維持を要求される原子炉建屋各部位 (PWR)

(参考4) JEAC4601-2008 (抜粋)

解表 3.6.4-1 建物・構築物の部位に要求される機能の例 (BWR)

建物・構築物の部位	クラス別施設	耐震クラス	確認用地震動	機能要求
コンクリート製原子炉格納容器 (参考)	原子炉冷却材圧力バウンダリ破損事故時の際に、圧力障壁となり放射物質の放散を直接防ぐための施設	Sクラス ^{*1}	—	耐圧・漏えい防止機能 (漏えい防止は鋼製ライナが分担)
原子炉建屋の一部 (二次格納施設)	放射線物質の放出を伴うような事故の際に、その外部放散を抑制するための設備	Sクラス ^{*1}	—	負圧維持機能 (非常用ガス処理系作動時)
使用済燃料プール	使用済燃料を貯蔵するための施設	Sクラス ^{*1}	—	液体の漏えい防止機能 (鋼製ライナが分担)
制御建屋の一部 (中央制御室の遮へい)	原子炉冷却系圧力バウンダリ破損事故後、炉心から蒸発熱を除去するための施設	Sクラス ^{*1}	—	遮へい機能
原子炉建屋の一部及びタービン建屋の一部 (放射線低減効果の大きい遮へい)	放射性廃棄物以外の放射性物質に関連した施設で、その破損により、公衆及び従事者に過大な放射線被ばくを与える可能性のある施設	Bクラス ^{*2}	—	遮へい機能
原子炉建屋の一部及び制御建屋の一部	Sクラスの主要設備、補助設備等の間接支持構造物	—	基準地震動 S_B	支持機能(間接)
原子炉建屋の一部及びタービン建屋の一部	Bクラスの主要設備、補助設備等の間接支持構造物	—	S_B ^{*3}	支持機能(間接)
廃棄物処理建屋の一部	Bクラスの主要設備、補助設備等の間接支持構造物	—	S_B ^{*3}	支持機能(間接)
原子炉建屋の一部及び制御建屋の一部	Sクラスの主要設備、補助設備等への波及的影響の防止	—	基準地震動 S_B	波及的影響防止
原子炉建屋の一部及びタービン建屋の一部	Bクラスの主要設備、補助設備等への波及的影響の防止	—	S_B ^{*3}	波及的影響防止
廃棄物処理建屋の一部	Bクラスの主要設備、補助設備等への波及的影響の防止	—	S_B ^{*3}	波及的影響防止

- *1: Sクラスの建物・構築物は、基準地震動 S_B に対して安全機能の保持を、弾性設計用地震動 S_d 等及び静的地震力に対して耐えることを確認する。
- *2: Bクラスの建物・構築物は、静的地震力に対して耐えることを確認する
- *3: Bクラスの施設に要求される地震力を S_B という。

解表 3.6.4-2 建物・構築物の部位に要求される機能の例 (PWR)

建物・構築物の部位	クラス別施設	耐震クラス	確認用地震動	機能要求
コンクリート製原子炉格納容器 (参考)	原子炉冷却材圧力バウンダリ破損事故時の際に、圧力障壁となり放射物質の放散を直接防ぐための施設	Sクラス ^{*1}	—	耐圧・漏えい防止機能 (漏えい防止は鋼製ライナが分担)
原子炉建屋の一部 (アニュラスシールド部)	放射線物質の放出を伴うような事故の際に、その外部放散を抑制するための設備	Sクラス ^{*1}	—	負圧維持機能 (非常用ガス処理系作動時)
使用済燃料ピット	使用済燃料を貯蔵するための施設	Sクラス ^{*1}	—	液体の漏えい防止機能 (鋼製ライナが分担)
制御建屋の一部 (中央制御室の遮へい)	原子炉冷却系圧力バウンダリ破損事故後、炉心から蒸発熱を除去するための施設	Sクラス ^{*1}	—	遮へい機能
原子炉建屋の一部 (放射線低減効果の大きい遮へい)	放射性廃棄物以外の放射性物質に関連した施設で、その破損により、公衆及び従事者に過大な放射線被ばくを与える可能性のある施設	Bクラス ^{*2}	—	遮へい機能
原子炉建屋の一部及び制御建屋の一部	Sクラスの主要設備、補助設備等の間接支持構造物	—	基準地震動 S_B	支持機能(間接)
原子炉建屋の一部	Bクラスの主要設備、補助設備等の間接支持構造物	—	S_B ^{*3}	支持機能(間接)
廃棄物処理建屋の一部	Bクラスの主要設備、補助設備等の間接支持構造物	—	S_B ^{*3}	支持機能(間接)
原子炉建屋の一部及び制御建屋の一部	Sクラスの主要設備、補助設備等への波及的影響の防止	—	基準地震動 S_B	波及的影響防止
原子炉建屋の一部	Bクラスの主要設備、補助設備等への波及的影響の防止	—	S_B ^{*3}	波及的影響防止
廃棄物処理建屋の一部	Bクラスの主要設備、補助設備等への波及的影響の防止	—	S_B ^{*3}	波及的影響防止

- *1: Sクラスの建物・構築物は、基準地震動 S_B に対して安全機能の保持を、弾性設計用地震動 S_d 及び静的地震力に対して耐えることを確認する。
- *2: Bクラスの建物・構築物は、静的地震力に対して耐えることを確認する
- *3: Bクラスの施設に要求される地震力を S_B という。

BWR MARK-I

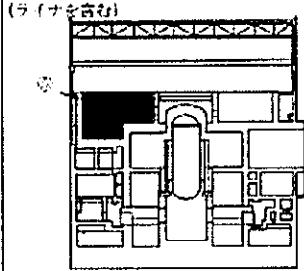
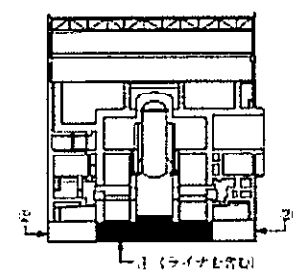
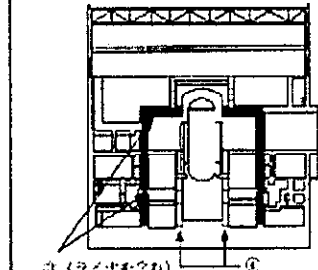
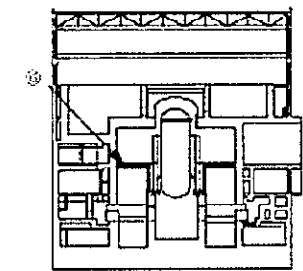
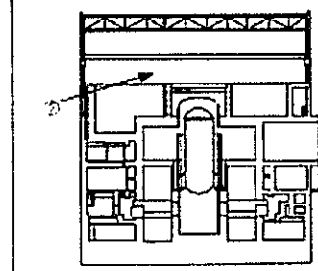
①格納容器底部基礎マット	b	③原子炉本体基礎	b c	⑤使用済燃料プール	a b
②格納容器底部外基礎マット	b	④シェル壁	b c		
⑥原子炉建屋原子炉棟	a b c	⑦原子炉建屋付属棟	b c		
(二次格納施設) 					

BWR MARK-II

①格納容器底部基礎マット	a b	③原子炉本体基礎	b c	⑤使用済燃料プール	a b
②格納容器底部外基礎マット	b	④シェル壁	b c		
⑥ダイアフラムフロア	b c	⑦原子炉建屋原子炉棟	a b c	⑧原子炉建屋付属棟	b c

a: 負圧維持機能あるいは漏えい防止機能
 b: 支持機能
 c: 波及的影響防止

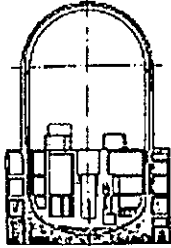
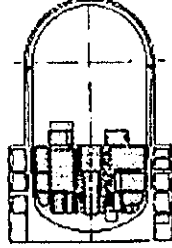
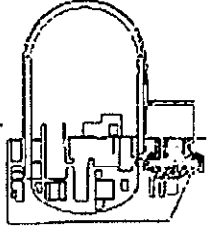
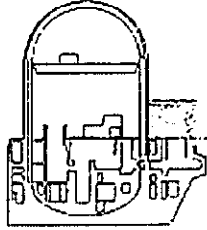
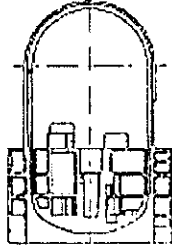
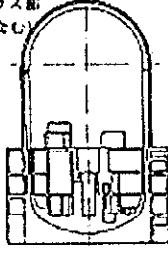
解図 3.6.4-1 機能保持を要求される原子炉建屋各部位 (BWR) の例

①格納容器底部基礎マット	a b	③鉄筋コンクリート燃料貯蔵器	a b	⑤使用済燃料プール	a b
②格納容器底部外基礎マット	b	④原子炉本体基礎	b c		
					
⑥ダイヤモンドフロア	b c	⑦原子炉建屋	a b c		
					

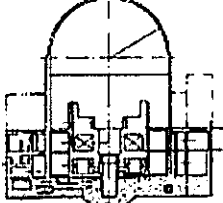
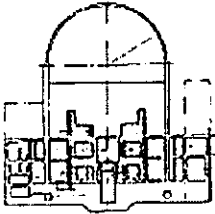
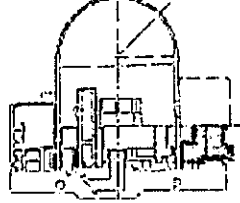
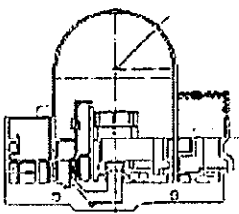
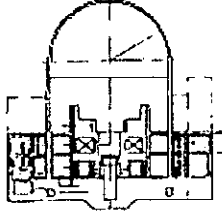
- a: 負圧維持機能あるいは漏えい防止機能
- b: 支持機能
- c: 波及的影響防止

解図 3.6.4-2 機能保持を要求される原子炉建屋各部位 (ABWR) の例

PWR 3LOOP

①基礎マット	b	②内部コンクリート	b c	③使用済燃料ピット	a b
				(ライナを含む) 	
④燃料取扱棟	b c	⑤原子炉周辺補機棟	b c	⑥外部遮へい建屋	a b c
				(アニュクス部を含む) 	

PWR 4LOOP

①基礎マット	a b	②内部コンクリート	b c	③使用済燃料ピット	a b
(格納容器周囲ライナを含む) 				(ライナを含む) 	
④燃料取扱棟	b c	⑤原子炉周辺補機棟	a b c		
		(アニュクス部を含む) 			

- a: 負圧維持機能あるいは漏えい防止機能
- b: 支持機能
- c: 波及的影響防止

解図 3. 6. 4-3 機能保持を要求される原子炉建屋各部位 (PWR) の例

(参考5) 大間1号の荷重の組合せ

表1 大間1号 原子炉格納施設の荷重の組合せ

荷重状態	荷重時名称	荷重番号	荷重の組合せ
I	通常運転時	1	$DL + P_1 + T_1$
II	逃がし安全弁作動時	2	$DL + P_1 + T_1 + H_1$
	試験時	3	$DL + P_0$
III	地震時 (1)	4	$DL + P_1 + T_1 + H_1 + K_1$
	異常時 (1)	5	$DL + P_{21} + T_{21} + H_{21}$
	異常時 (2)	6	$DL + P_{22} + T_{22} + H_{22}$
	異常時 (3)	7	$DL + P_{23} + T_{23} + H_1 + H_{22}$
	異常時 (4)	8	$DL + P_{24} + T_{24}$
	(異常+地震)時 (1)	9	$DL + P_{25} + T_{25} + K_1$
IV	地震時 (2)	10	$DL + P_1 + H_1 + K_2$
	異常時 (5)	11	$DL + 1.5 \cdot P_0$
	ジェット力作用時	12	$DL + P_3 + H_3$
	(異常+地震)時 (2)	13	$DL + P_{21} + K_1$

注1：荷重番号1, 2及び4~9については、温度荷重のない場合も考慮する。

注2：温度荷重は、夏及び冬を考慮する。

注3：地震荷重は、NS方向及びEW方向並びに鉛直方向を考慮する。

注4：荷重番号9及び11~13については、RCCV底部のみに適用する。

大間1号では、原子炉格納容器底部コンクリートマットを除く原子炉建屋基礎スラブについて、地震時として S_d 、 S_s の地震荷重に対する検討を行っている。

東海第二の今回工認においては、前述のとおり、建設工認においてAクラスとして設計(180 Galの地震動による地震力及び静的地震力に対し弾性設計)していたことを踏まえ、今回工認においても S_d 地震時に対する評価を実施している。また、原子炉格納容器底部コンクリートマットとの連続性を考慮し、荷重状態III及びIVにおける(異常+地震)時について検討し、資料3に示す。

表2 東海第二原子炉建屋基礎盤の評価と記載図書

荷重状態	荷重時名称	大間工認	添付書類	補足説明資料
I	通常運転時	○	建設工認	—
II	逃がし安全弁作動時	○	—	強度補足説明
	試験時	○	—	強度補足説明
III	地震時 (S_d)	○	耐震計算書* ¹	—
	異常時	○	—	強度補足説明
	(異常+地震)時	—	—	耐震補足説明* ²
IV	地震時 (S_s)	○	耐震計算書	—
	異常時	○	—	強度補足説明
	ジェット力作用時	○	—	強度補足説明
	(異常+地震)時	—	—	耐震補足説明* ²

注記 *1: 建設時 A クラス設計をしていたことを踏まえ、間接支持構造物ではあるが S_d 地震時の評価を行う。

*2: 原子炉格納容器底部コンクリートマット構造的な連続性を踏まえ、荷重状態 III 及び IV の (異常+地震) 時の検討を行う。

資料2 面外せん断終局耐力への荒川 mean 式の適用性について

1. はじめに

原子炉棟基礎の基礎スラブの耐震評価において、面外せん断の許容限界として荒川 mean 式による終局せん断強度を用いている。ここでは、基礎盤の面外せん断耐力の評価式への荒川 mean 式の適用性について示す。

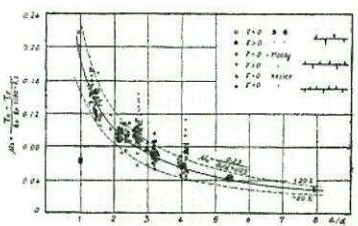
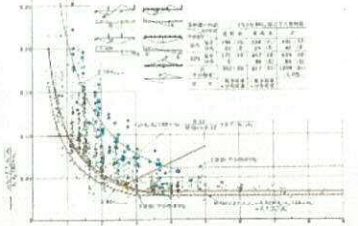
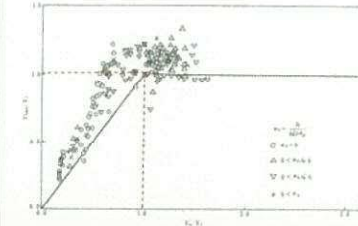
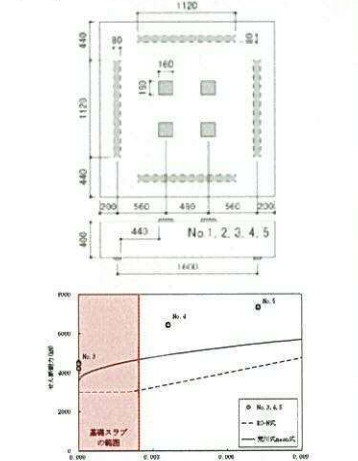
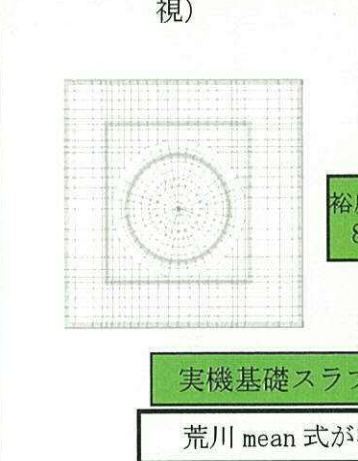
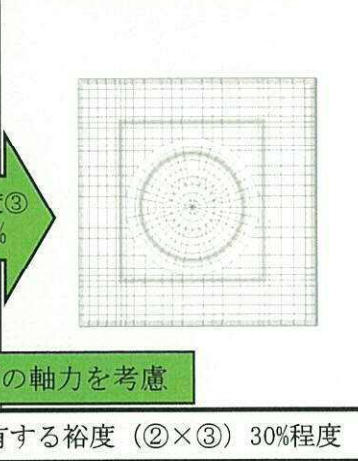
具体的には、荒川 mean 式が提案された後に多数の実験と比較した場合、平均よりも下限に近い傾向を示すこと、また、上部壁からの地震力と地盤からの反力を受ける基礎スラブと類似の応力分布を示す分布荷重を受ける単純梁に対しては下限を押さえていることから、基礎スラブの終局耐力の評価式として適用することが妥当であることを示す。(2章)

また、基礎スラブを対象とした面外せん断耐力の実験と荒川 mean 式の比較において、実機の配筋状況や応力状態を考慮し、梁に対し余裕があることを定量的に示す。基礎スラブに生じる軸力による耐力増加についても検討する。(3, 4章)

さらに、実験の下限値に基づく評価式を適用しても、安全余裕が保たれると考える背景として、応力解析の拘束条件による保守性及びコンクリート実強度による耐力についても述べる。(5, 6章)

本資料の構成及び耐力評価に含まれる裕度の概要を表 1-1 に示す。

表 1-1 実験と評価式の関係及び実機基礎スラブの評価に含まれる裕度

	軸力なし		軸力あり
	集中荷重	分布荷重	
梁	<p>【2章】 ① 集中荷重梁実験 (荒川 mean 式)</p>  <p>裕度① 17% (単純平均)</p>	<p>【2章】 ② 分布荷重梁実験</p>  <p>裕度② 20%</p>	<p>【4章】 ⑤ 軸力載荷梁実験 (修正荒川 mean 式)</p> 
基礎スラブ	<p>【3章】 ③ 集中荷重基礎スラブ実験</p> 	<p>【4章】 ④ 実機 (分布荷重・軸力無視)</p>  <p>裕度③ 8%</p>	<p>【4章】 ⑥ 実機 (軸力考慮)</p>  <p>実機基礎スラブの配筋・形状等を考慮 基本：5%、せん断スパン比：13%、荷重条件：5% 変動係数 裕度②a 裕度②b 裕度②c 2.7%</p> <p>実機基礎スラブの軸力を考慮 荒川 mean 式が有する裕度 (②×③) 30%程度</p>

評価式に含まれる余裕以外の余裕

- ・【6章】人工岩盤を考慮することによる裕度 (応力が大きい範囲において 30%程度) 裕度④
- ・【7章】実強度による裕度 (実強度を小さく見積もった場合において 10%程度) 裕度⑤

2. 面外せん断耐力評価式について

面外せん断耐力の評価式について、RC-N式(短期許容せん断力)と荒川 mean 式, 修正荒川 mean 式を以下に示す。なお, 荒川 mean 式は「建築物の構造関係の技術基準解説書」において, 梁部材の終局せん断耐力式として記載されている。

・RC-N 式(短期許容せん断力)

$$Q_d = b_j \alpha f_s$$

$$Q_d = b_j \{ \alpha f_s + 0.5 p_w f_t (p_w - 0.002) \} \quad (p_w \leq 1.2\%)$$

$$\alpha = \frac{4}{\frac{M}{Qd} + 1} \quad \text{かつ} \quad 1 \leq \alpha \leq 2$$

・荒川 mean 式

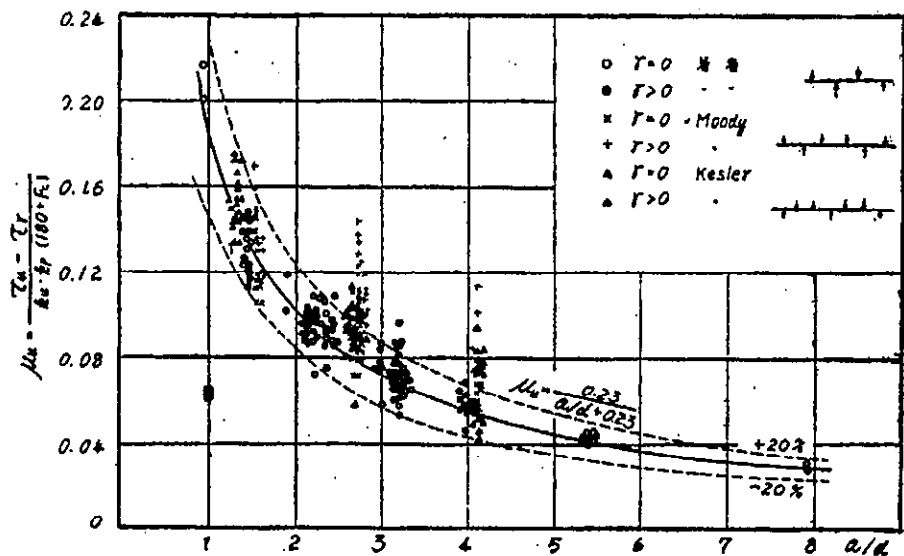
$$Q_u = \left\{ \frac{0.068 \cdot P_t^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{P_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} b_j \quad (1 \leq M/Qd \leq 3)$$

・修正荒川 mean 式

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068 \cdot P_t^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{P_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} b_j + 0.1 \sigma_0 b_j \quad (1 \leq M/Qd \leq 3 \quad \sigma_0 = N/bD \leq 0.4 F_c)$$

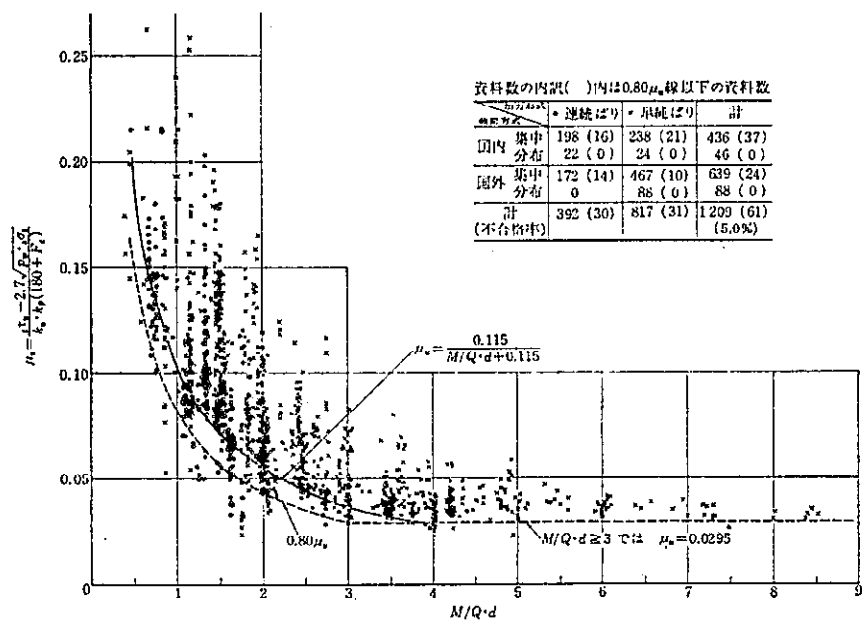
荒川 mean 式は, 1960 年に鉄筋コンクリート梁に集中荷重を載荷した際のせん断抵抗に関する実験(試験体数: 約 290 体)より得られた終局せん断強度の実験式である。ここで, 荒川自身の実験では, 鉄筋は丸鋼を用いている。その後, 1969 年までに実施された国内外の約 1200 体の実験結果との比較が実施されている。実験結果と荒川 mean 式の比較を図 2-1 に示す。図 2-1(1)に示すように, 当初は実験結果の平均値を示していたが, 追加された各種載荷条件による実験結果は荒川 mean 式より耐力が高くなる傾向になっている。図 2-1(2)を元に作成された「日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2010 の解説図 15.2」に荒川 mean 式を赤線で, 単純梁の分布荷重載荷時の実験結果上に青丸を, 連続梁の分布荷重載荷時の実験結果上に緑丸を追記した比較を図 2-2 に示す。図 2-2 に示すように, 分布荷重が作用する単純梁に対して, 荒川 mean 式は下限を押さえ, 分布荷重が作用する連続梁に対しては, 概ね分布荷重の試験結果の下限を押さええている。一部の試験体(5 体)で荒川 mean 式を下回る結果となっているが, これらは梁スパン中央を中心としたスパン長の 1/2 の領域のみに分布荷重を載荷した実験結果(図中黄色丸)であり, 実際には集中荷重と分布荷重の中間にあたる。実機の基礎スラブは下方から土圧による分布荷重を受けるものであるため, スパン長全域に分布荷重を受ける実験に相当し, 荒川 mean 式を基礎スラブに適用する場合に対して同様の保守性を有すると考えられる。

文献 1: 柴田拓二: 鉄筋コンクリート梁の曲げ及び剪断の耐力に関する研究, 北海道大学工学部研究報告, 1962. 9



(1) 約 290 体の実験結果との比較

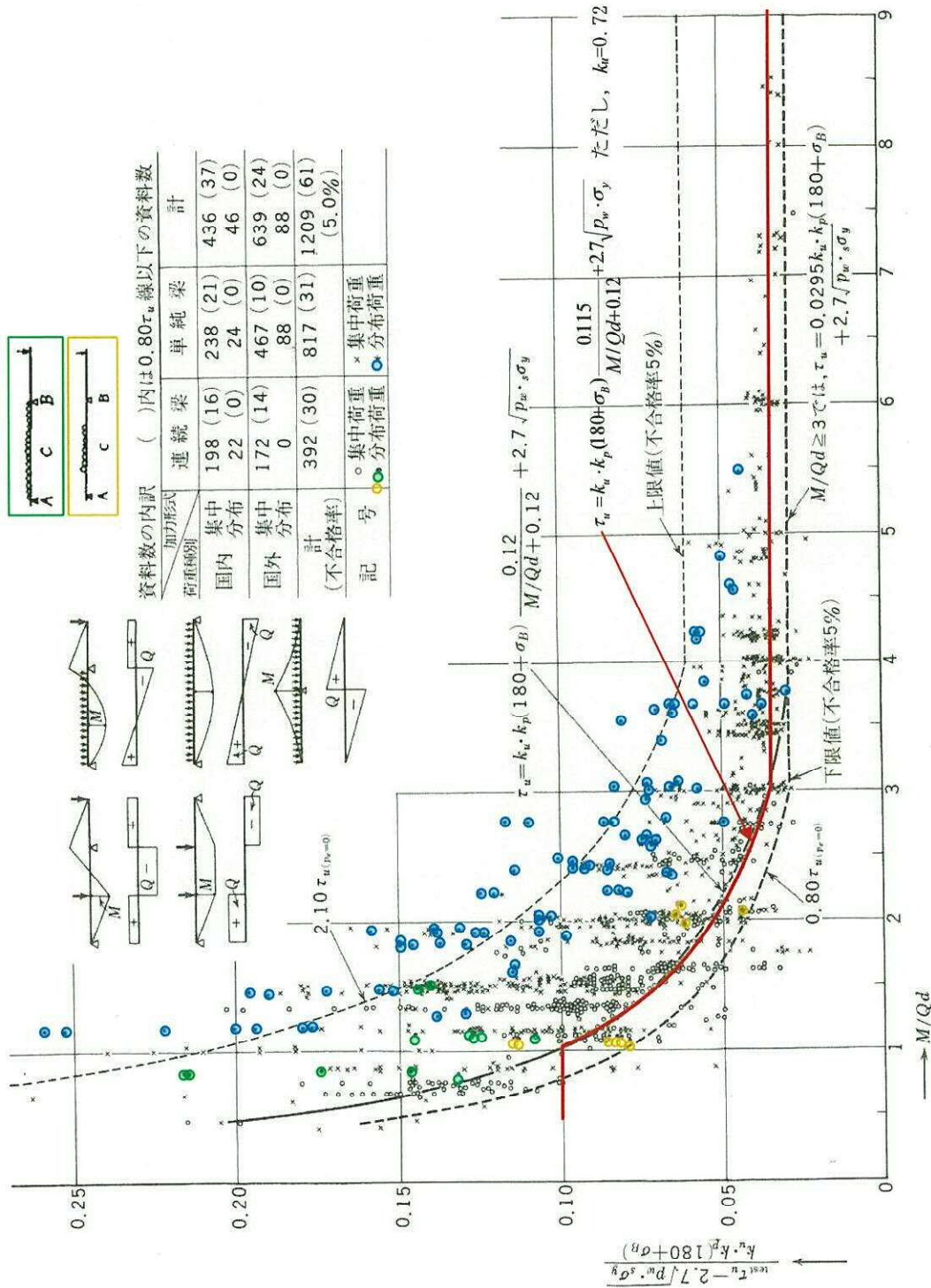
「荒川 卓, 鉄筋コンクリートはりのせん断抵抗に関する研究 (実験結果の総括), 日本建築学会論文報告集 第 66 号, 昭和 35 年 10 月, pp437-440」より抜粋



(2) 約 1200 体の実験結果との比較

「荒川 卓, 鉄筋コンクリートはりの許容せん断応力度とせん断補強について—実験結果による再検討—, コンクリート・ジャーナル Vol.8 No.7, July 1970, pp11-20」より抜粋

図 2-1 実験結果と荒川 mean 式の比較



資料数の内訳 ()内は0.80 τ_u 線以下の資料数

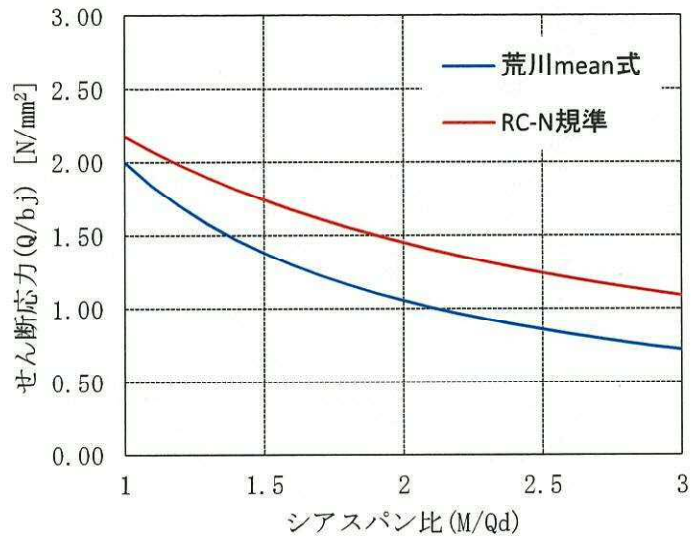
加重形式	連続梁	単純梁	計
国内	198 (16)	238 (21)	436 (37)
国外	22 (0)	24 (0)	46 (0)
計	172 (14)	467 (10)	639 (24)
(不合格率)	0	88 (0)	88 (0)
	392 (30)	817 (31)	1209 (61)
			(5.0%)

記号 ○ 集中荷重 * 集中荷重
● 分布荷重 ○ 分布荷重

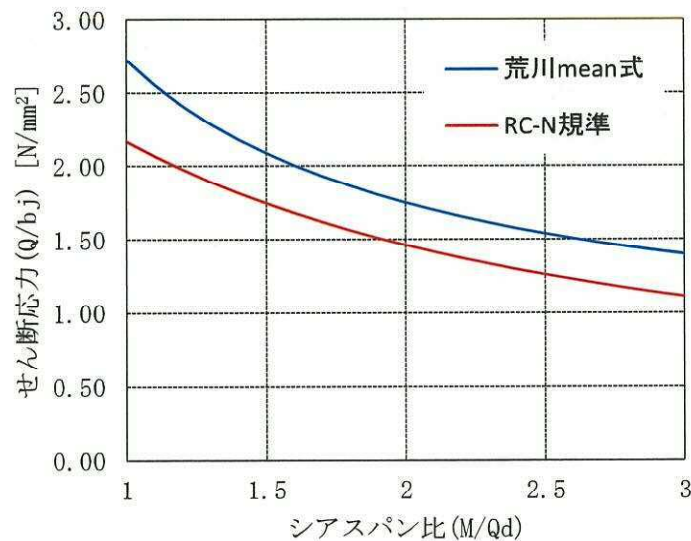
図 2-2 普通コンクリート梁のせん断破壊時における実験値と計算値の比較 (赤線は荒川 mean 式を示す)
(日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2010 の解説図 15.2 に一部加筆)

RC-N 式及び荒川 mean 式によるせん断耐力の比較を図 2-3 に示す。ここで、鉄筋量は、原子炉棟基礎の主筋の鉄筋比 0.362%~0.617%，シェル壁周囲のせん断補強筋比 0.242%であるため、せん断補強筋が無い場合は鉄筋比 0.35%，せん断補強筋が有る場合は鉄筋比 0.50%として耐力比較している。

図 2-3 (1) に示すようにせん断補強筋が無い場合は RC-N 式(短期許容せん断力)が荒川 mean 式に比べ耐力が高くなっている。一方、せん断補強筋が有る場合については、荒川 mean 式は RC-N 式(短期許容せん断力)の耐力を最大で約 2 割程度、高く評価することになる。



(1) $P_t=0.35\%$, $P_w=0\%$



(2) $P_t=0.50\%$, $P_w=0.242\%$

図 2-3 各耐力式によるせん断耐力の比較

3. 面外せん断耐力評価式と実験値の比較

(1) 実験結果の概要

文献2に示されているスラブの面外せん断加力実験の実験結果と荒川 mean 式の比較を表 3-1 及び図 3-1 に示す。文献2に用いた試験体は厚さ 400mm, 長さ 2000mm×2000mm, 支持スパン 1600mm とした 8 種類(計 20 体)の正方形スラブである。試験パラメータは主筋比, せん断補強筋比, せん断スパン比で, 主筋比及びせん断補強筋比は試験体の配筋を変更し, せん断スパン比は荷重位置を変更している。なお, No. 1~No. 3, No. 6~No. 8 の試験体については, 各パラメータに対し 3 体実施し, 各パラメータに対して求めた強度の変動係数の平均は 2.7%となっており, 強度のばらつきは小さい。試験体の加圧板・支持板の位置を図 3-2 に示す。加力板上のジャッキは同じ荷重となるように制御している。加力は片振幅の漸増繰返し荷重を行った後に単調荷重により破壊に至らせている。目標繰返し荷重は 500, 1000, 1500, 2000, 2500, 3000 kN としているが, 繰返し荷重は試験体にせん断ひび割れが発生しない荷重レベルまでとしている。

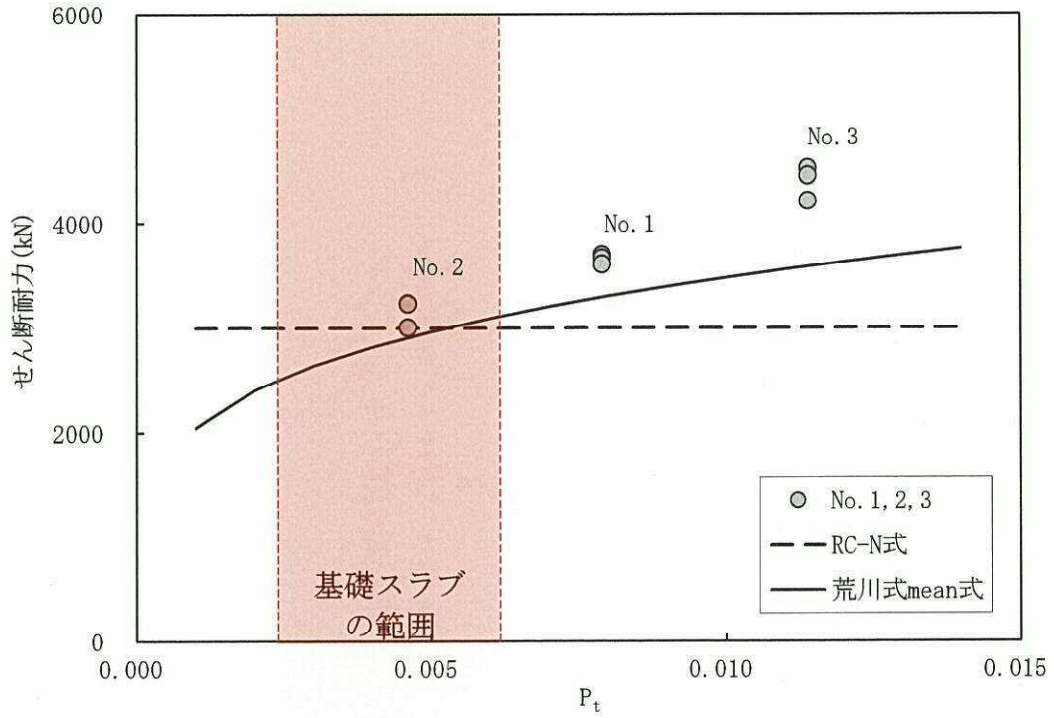
また, 図 3-3 に示すように, 加圧板と支持板の中間位置における周長を幅 b として荒川 mean 式によるせん断耐力を算定している。

表 3-1 及び図 3-1 に示すように, 荒川 mean 式によるせん断耐力は実験値の 1.00~1.35 倍, 平均で 1.17 倍〔裕度①〕となっており, 梁のせん断耐力式である荒川 mean 式を基礎スラブの設計に準用した場合, 面外せん断耐力のほぼ下限を評価できている。なお, 荒川 mean 式によるせん断耐力と実験値の比率は, せん断スパン比が大きく, 耐力比の低い No. 7 試験体も含んでおり, 実機における基礎盤の条件を考慮すると耐力比は保守的な算定になっている。実機の条件における裕度については「(2) 実験と実機の比較」で後述する。

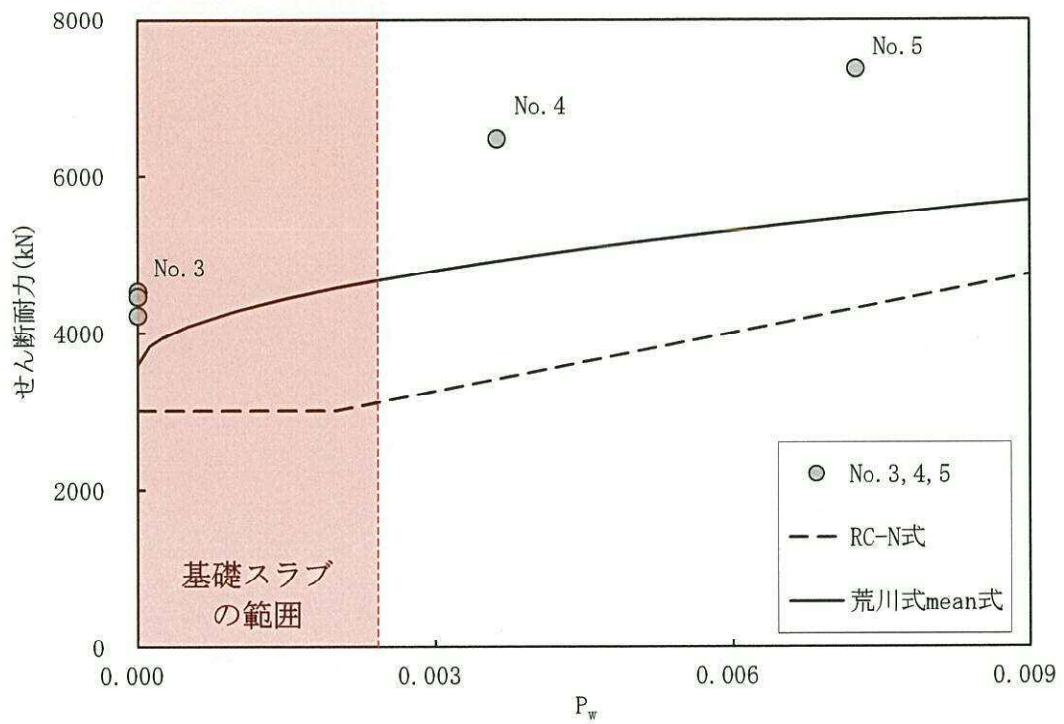
文献2：熊谷仁志, 貫井泰, 今村晃, 寺山武志, 小島功：RC 基礎スラブの面外せん断耐力に関する実験的研究, 終局強度に関する研究, 構造工学科論文集 Vol. 55B, pp. 323-330, 2009. 4

表 3-1 実験結果と荒川 mean 式の比較

試験体 No.	主筋比 P_t (%)	せん断補 強筋比 P_w (%)	せん断 スパン比 a/d	最大荷重 Q (kN)	最大荷重 の変動係数 (%)	荒川 mean 式 Q_u (kN)	耐力比 Q/Q_u	耐力比 (平均) Q/Q_u	耐力比 (-1σ)	
1-1	0.79	0	1.56	3706	1.04	3275	1.13	1.12	1.11	1.11
1-2				3673			1.12			1.11
1-3				3614			1.10			1.11
2-1	0.46	0	1.56	3010	3.36	2995	1.00	1.05	1.01	1.01
2-2				3237			1.08			1.01
2-3				3234			1.08			1.01
3-1	1.14	0	1.56	4533	3.03	3575	1.27	1.23	1.19	1.19
3-2				4462			1.25			1.19
3-3				4221			1.18			1.19
4	1.14	0.36	1.56	6485	—	4918	1.32	—	1.32	1.32
5	1.14	0.73	1.56	7372	—	5470	1.35	—	1.35	1.35
6-1	0.79	0	1.22	6018	5.92	4474	1.35	1.27	1.19	1.19
6-2				5759			1.29			1.19
6-3				5214			1.17			1.19
7-1	0.79	0	1.89	2407	1.76	2328	1.03	1.02	1.00	1.00
7-2				2414			1.04			1.00
7-3				2322			1.00			1.00
8-1	0.79	0	1.56	3902	1.10	3290	1.19	1.18	1.17	1.17
8-2				3915			1.19			1.17
8-3				3819			1.16			1.17
				平均	2.70	平均	1.17		平均	1.13

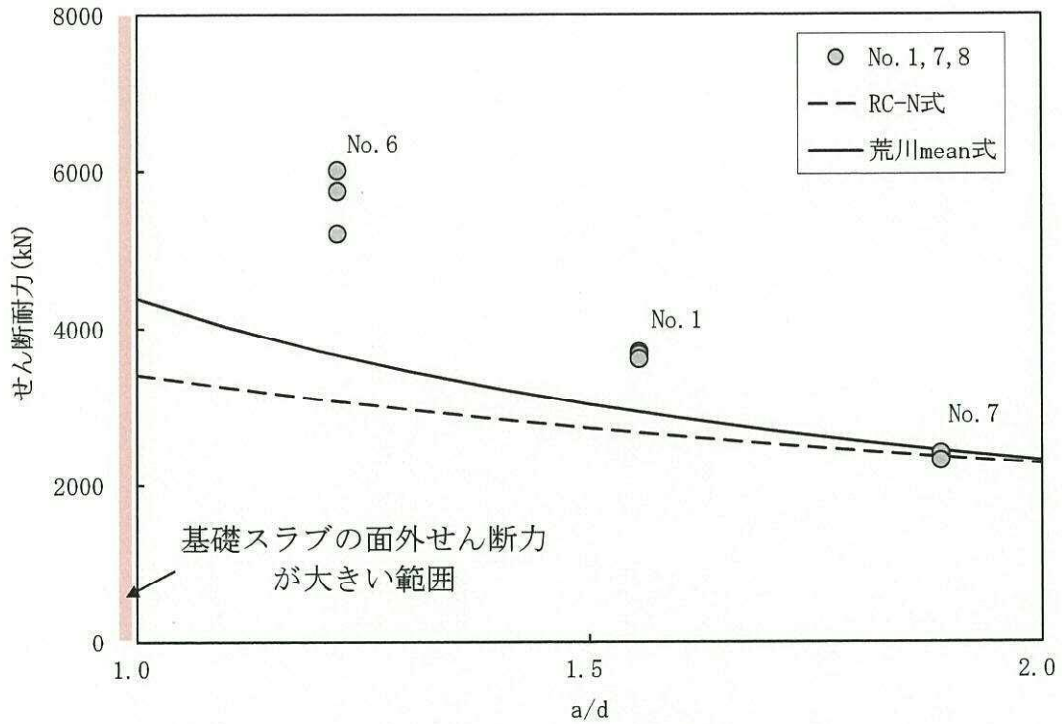


(1) 主筋の影響

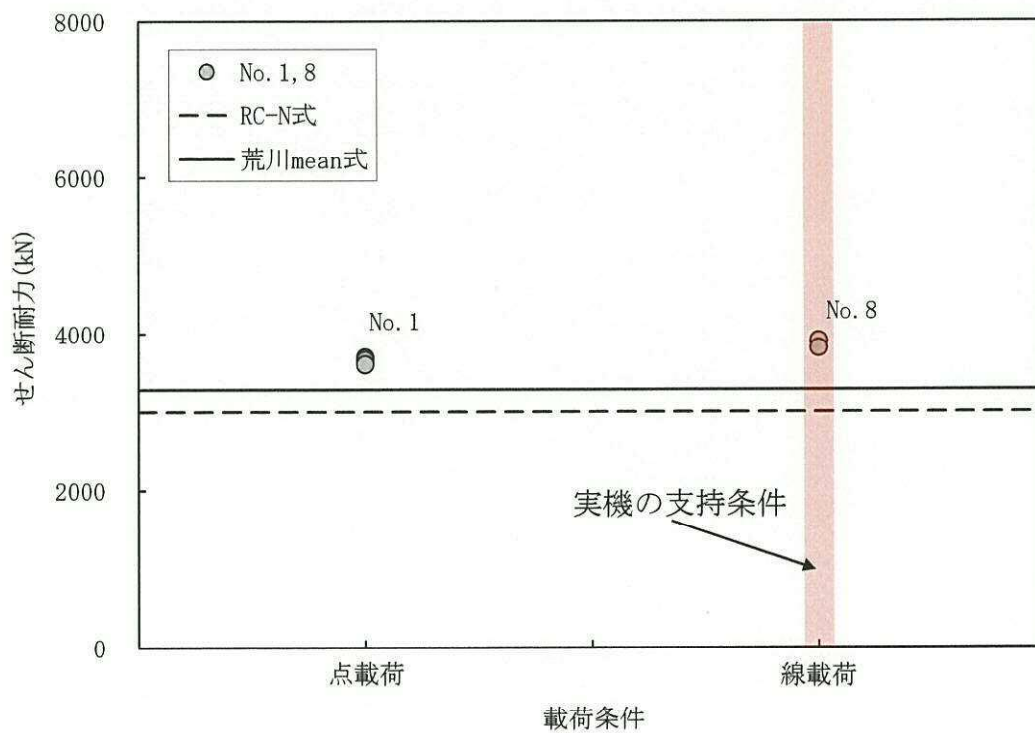


(2) せん断補強筋比の影響

図 3-1 (1/2) 各種せん断強度算定式と実験値の比較



(3) せん断スパン比の影響



(4) 载荷条件の影響

図 3-1 (2/2) 各種せん断強度算定式と実験値の比較

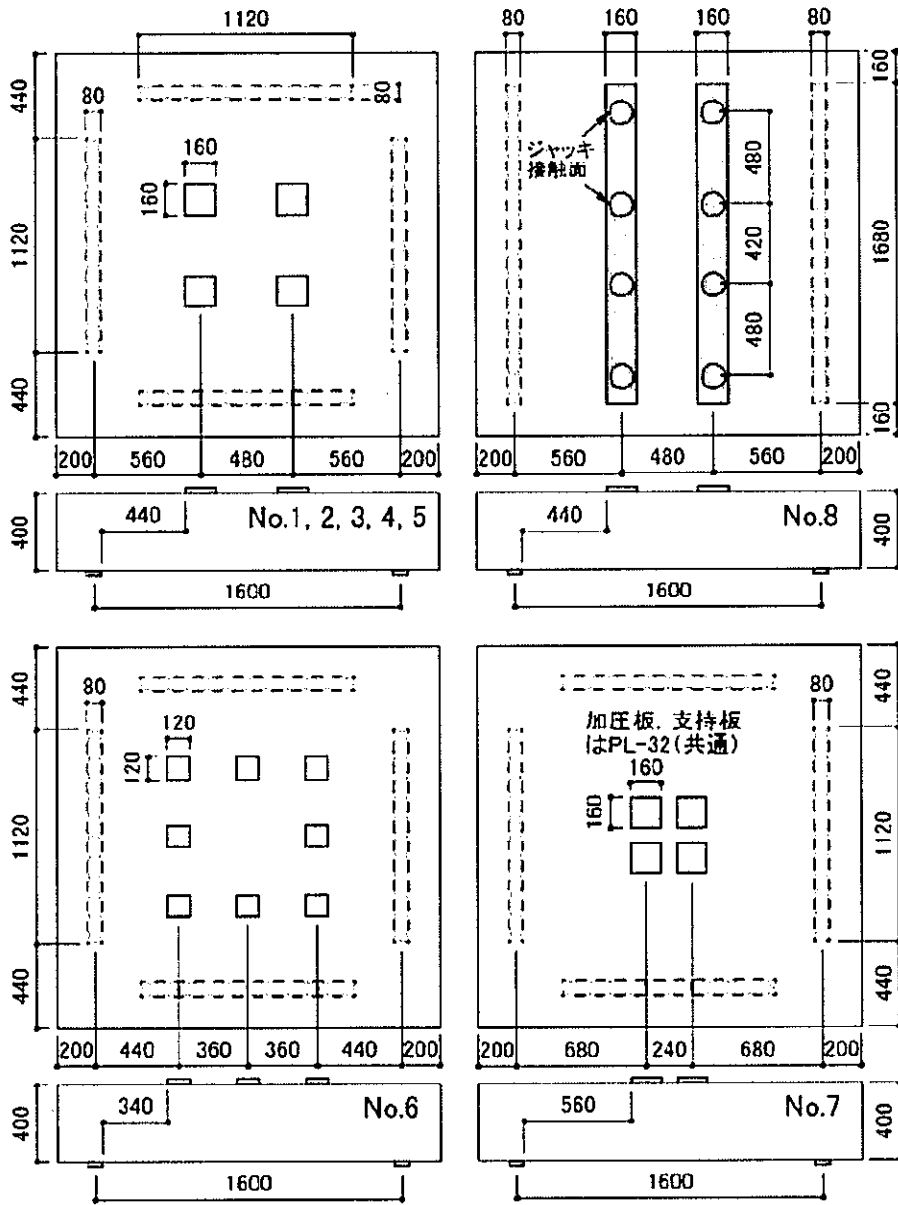


図 3-2 試験体の加圧板・支持板の位置(文献 2 より転載)

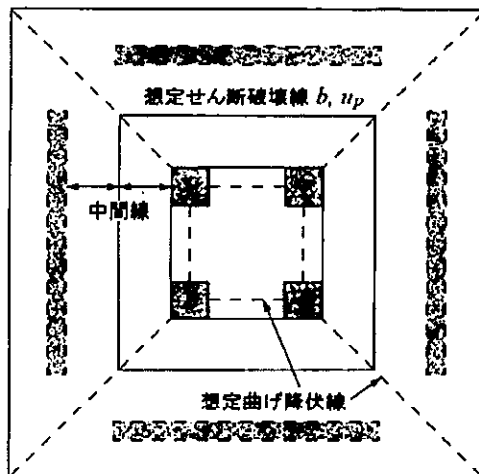


図 3-3 荒川 mean 式による耐力評価に用いる幅(文献 2 より転載・加筆)

(2) 実験と実機の比較

実験と実機で各種パラメータを比較するとともに実機に荒川 mean 式を適用した場合の傾向について分析する。

主筋比を比較すると、実機の内部ボックス壁の内側の鉄筋比は 0.36%~0.62%であり、試験体 No. 2 の主筋比に近い。No. 2 の試験体は荒川 mean 式による耐力に比べ約 1.05 倍 [裕度②a] の耐力となっている。

原子炉棟基礎の面外せん断力が大きくなるシェル壁と内部ボックス壁の間のせん断スパン比は 0.8 程度であり、荒川 mean 式におけるせん断スパン比の頭打ち 1.0 より小さくなるため荒川 mean 式による耐力は保守的であると考えられる。また、実験ではせん断スパン比が 1.56 の試験体 No. 1 と、せん断スパン比が最も小さい 1.22 の試験体 No. 6 の耐力比は約 1.13 倍 (1.27/1.12) [裕度②b] となっている。

原子炉棟基礎の基礎スラブの常時荷重と地震荷重は基礎版に取りつく壁から作用する。したがって、基礎スラブに対し、耐震壁に沿った線状に荷重が作用する。線載荷の No. 8 の試験体と点載荷の No. 1 の試験体の耐力比は約 1.05 倍 (1.18/1.12) [裕度②c] となっている。

以上より、実験結果から実機のパラメータを考慮すると、荒川 mean 式の耐力に比べ約 1.24 倍 $= (1.05 \times 1.13 \times 1.05)$ の耐力を有していると評価できる。また、実験のばらつき (変動係数 2.7%) を考慮しても 1.2 倍 [裕度②] $(=1.24 \times 97.3\%)$ の耐力が見込める。

また、上記の裕度の考慮について、さらに保守的な評価として各ケースの実験結果の耐力比の下限值に基づき検討を行う。基礎盤の評価条件と同等となるパラメータについて下限値を適用することとし No. 2 は 1.00, No. 6 は 1.17, No. 8 は 1.16 とする。これらと対比を確認する No. 1 については耐力比の平均値の 1.12 とする。上記と同様に算定すると、主筋比の影響が 1.00, せん断スパン比の効果が $1.17/1.12=1.04$, 支持形式の効果が $1.16/1.12=1.04$ となり合わせて 8%程度の裕度がある。

4. 基礎スラブに発生する軸力の影響

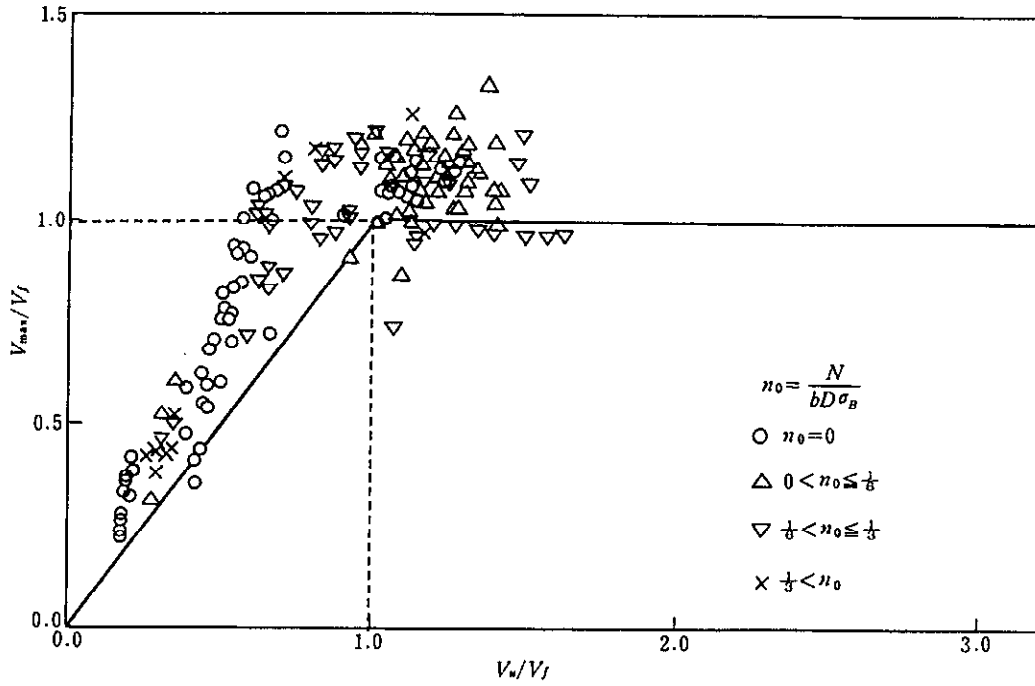
(1) 修正荒川 mean 式について

基礎スラブには水平地震力や土圧による軸力が作用するため、接地領域では圧縮軸力が作用することになる。

文献 3 に示されている軸力の影響を考慮した修正荒川 mean 式と実験値の比較を図 4-1, 図 4-2 に示す。図 4-1 図 4-1 の縦軸は V_{\max}/V_f であり、横軸は V_u/V_f である。ここで、 V_{\max} は実験最大せん断強度、 V_f は危険断面が解析上の曲げ強度に達した時のせん断力、 V_u は修正荒川 mean 式によるせん断強度である。すなわち、図 4-1 の横軸及び縦軸が 1.0 以下となる領域が、せん断破壊が先行する試験体を示しており、実線の上側のプロットが修正荒川式によるせん断耐力を上回る試験体を示している。また、図 4-2 の横軸は V_{\max}/V_u であり、縦軸が、修正荒川式によるせん断耐力を上回る試験体数を示している。なお、図 4-1, 図 4-2 に示す検討に用いた試験体は、引張鉄筋比 0.39~3.21%, せん断補強筋比 0%~2.44%, 軸力比 0~0.732 で、せん断破壊した試験体のせん断補強筋比は 0.12~1.13% である。

図 4-1 より修正荒川 mean 式は実験による破壊モードを精度良く推定できること、図 4-2 よりせん断破壊する試験体のせん断強度は、修正荒川 mean 式による耐力より平均で 1.44 倍程度大きくなることが示されている。

文献 3：日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型 耐震設計指針・同解説



解図6.8 (解6.10) 式によるせん断強度算定値と実験値の比較

図 4-1 修正荒川 mean 式によるせん断強度算定値と実験値の比較

(縦軸, 横軸共に 1.0 以下がせん断破壊が先行する領域)

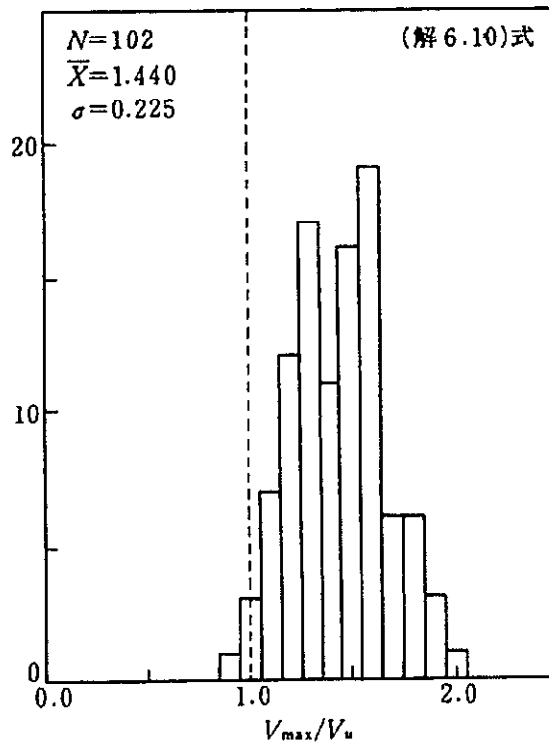


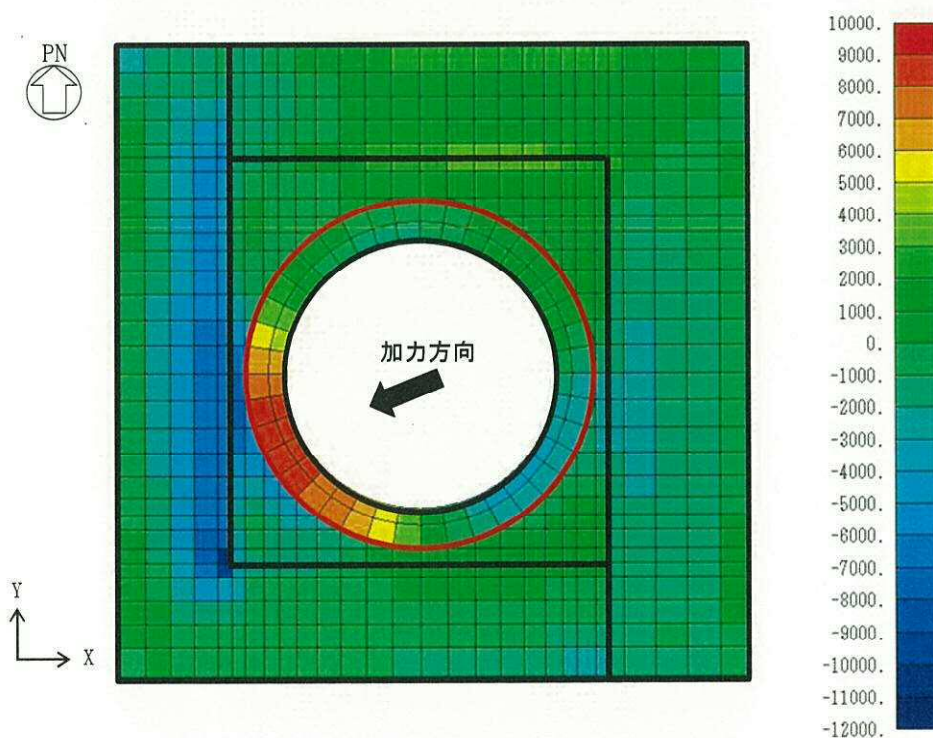
図 4-2 V_{max}/V_u 比の度数分布

(2) 軸力を考慮した場合の実機の裕度

ここでは、基礎スラブに生じる軸力を考慮し、修正荒川 mean 式を適用した検討を行い、基礎スラブに生じる軸力の影響について検討する。

図 4-3 に基礎スラブの応力解析結果のうち、基礎スラブの面外せん断に対する検定比が最も厳しくなる荷重組合せケース (0.4N→S+1.0E→W+0.4D→U, Ss-31) における X 方向または半径方向の面外せん断力、軸力及び曲げモーメントの分布を、図 4-4 に荒川 mean 式による検定比を、図 4-5 に荒川 mean 式に対する修正荒川 mean 式の面外せん断耐力の比率を示す。また、表 4-1 に、せん断補強筋があり荒川 mean 式による検定比が 0.9 以上のせん断力と各式による検定比を示す。

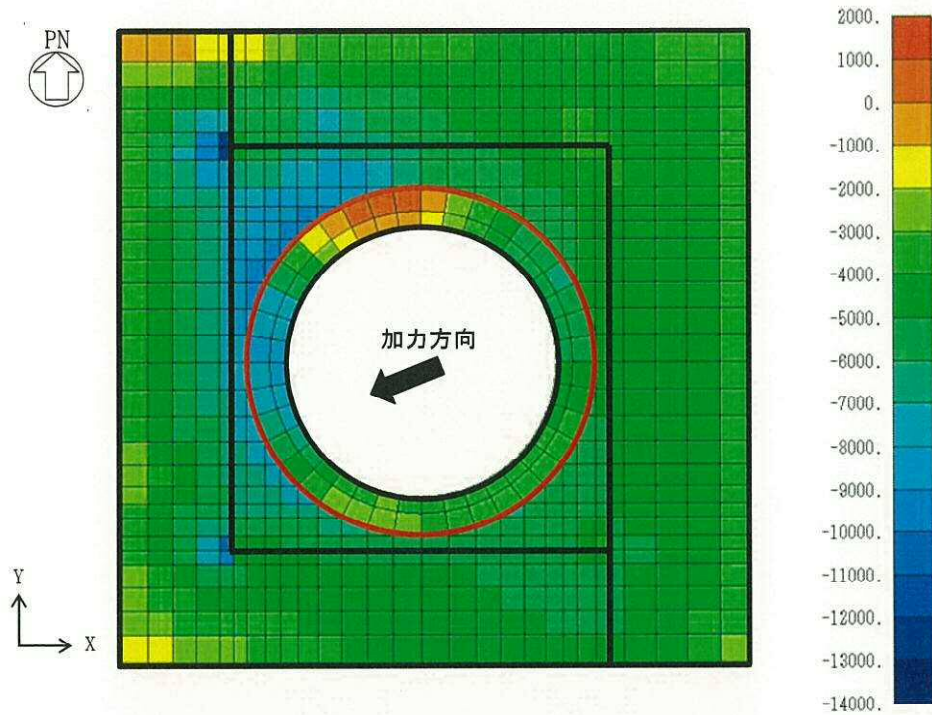
図 4-3 より、面外せん断力が大きな部分には圧縮軸力が作用していることがわかる。また、図 4-4 及び図 4-5 より、修正荒川 mean 式の耐力は荒川 mean 式の耐力に比べ最大で 30%程度、表 4-1 より、検定値が 0.9 以上の要素でかつせん断補強筋の有る要素においては平均で約 9% [裕度③] 程度大きくなる結果となっている。



注) 赤枠内は半径方向、それ以外は X 方向の面外せん断力を示す。
黒太線は基礎スラブに取り付く壁を示す。

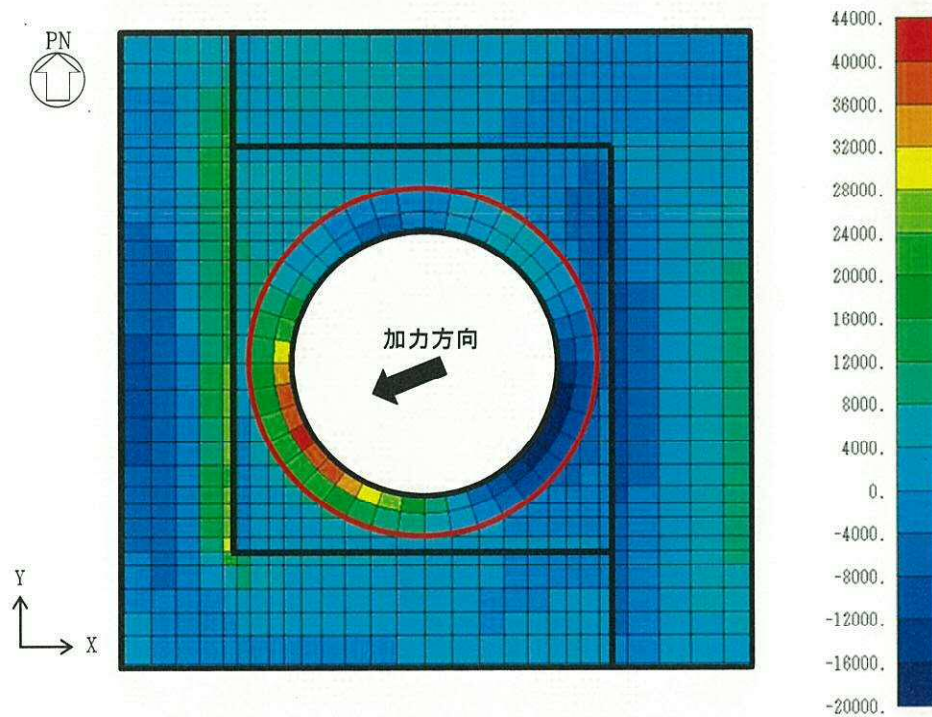
(1) 面外せん断力 (単位: kN/m)

図 4-3 (1/2) 基礎スラブの発生応力 (0.4N→S+1.0E→W+0.4上, Ss-31)



注) 赤枠内は半径方向, それ以外は X 方向の面外せん断力を示す。
黒太線は基礎スラブに取り付く壁を示す。

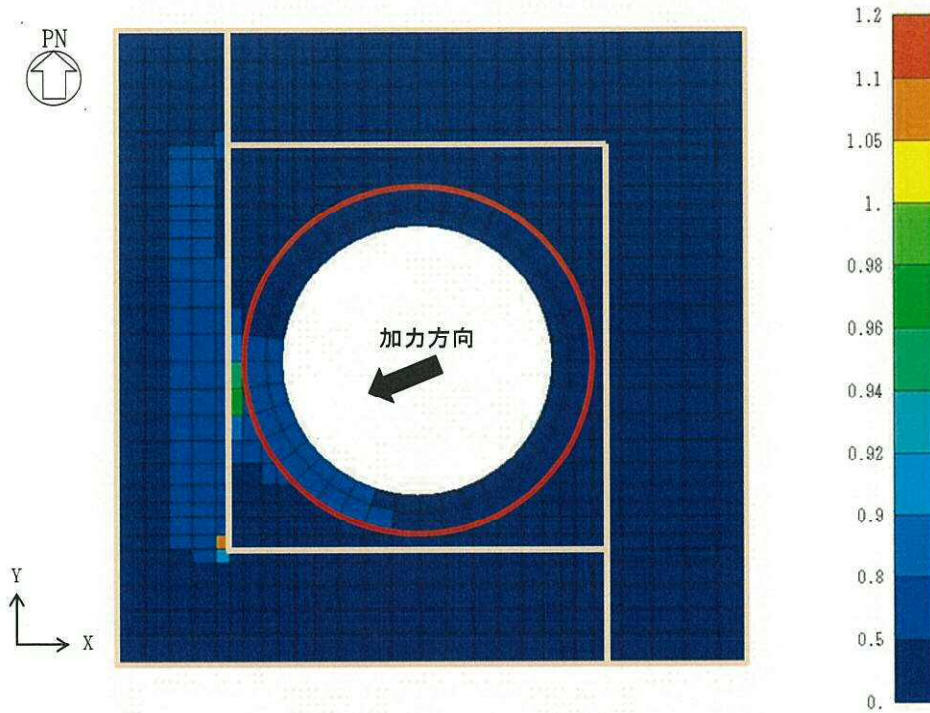
(2) 軸力 (単位: kN/m)



注) 赤枠内は半径方向, それ以外は X 方向の面外せん断力を示す。
黒太線は基礎スラブに取り付く壁を示す。

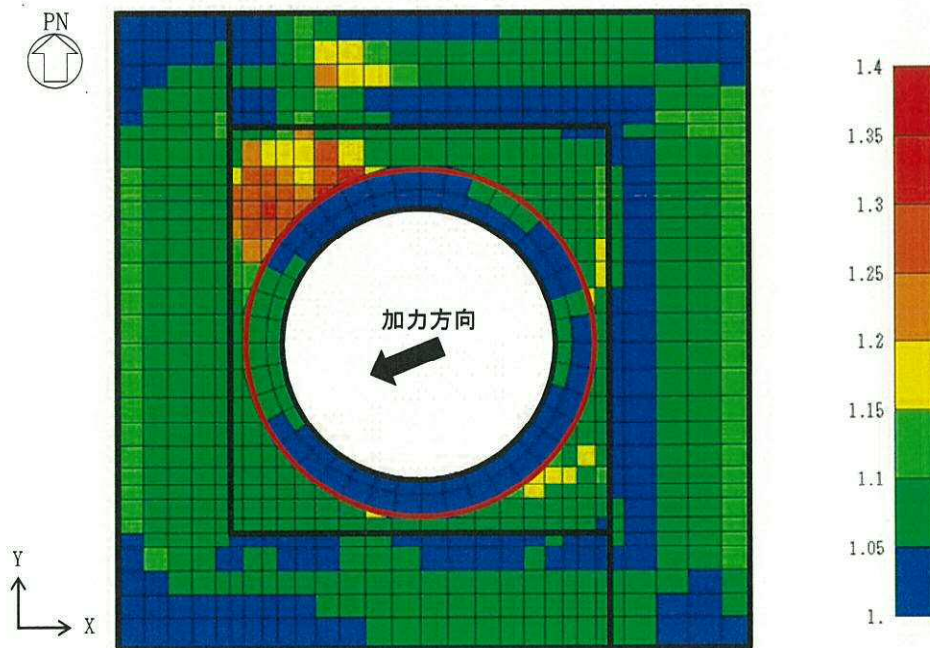
(3) 曲げモーメント (単位: kN・m/m)

図 4-3 (2/2) 基礎スラブの発生応力 (0.4N→S+1.0E→W+0.4上, Ss-31)



注) 赤枠内は半径方向, それ以外は X 方向の検定比を示す。
太線は基礎スラブに取り付く壁を示す。

図 4-4 荒川 mean 式による検定比 (0.4N→S+1.0E→W+0.4D→U, Ss-31)



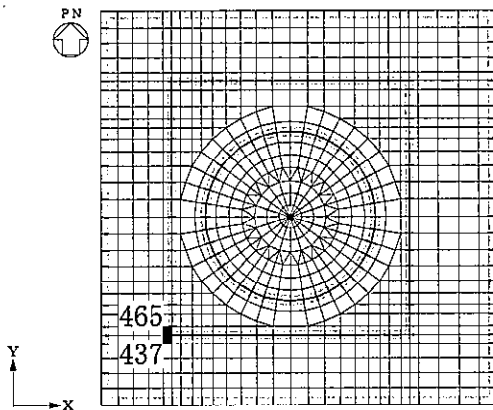
注) 赤枠内は半径方向, それ以外は X 方向の面外せん断力を示す。
黒太線は基礎スラブに取り付く壁を示す。

最大値 : 1.31

図 4-5 修正荒川 mean 式/荒川 mean 式 (0.4N→S+1.0E→W+0.4D→U, Ss-31)

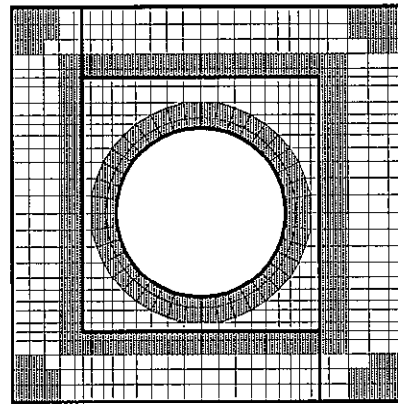
表 4-1 荒川 mean 式による面外せん断検定比が 0.9 以上かつ
せん断補強筋のある要素の検定比

要素 番号	検定値 (MMR 無)	面外せん断力 (kN/m)	修正荒川式/荒川式
437	0.916	9255	1.087
465	1.073	10842	1.096
平均値			1.092



注 1 網掛けは耐震壁を示す

(1) 要素番号

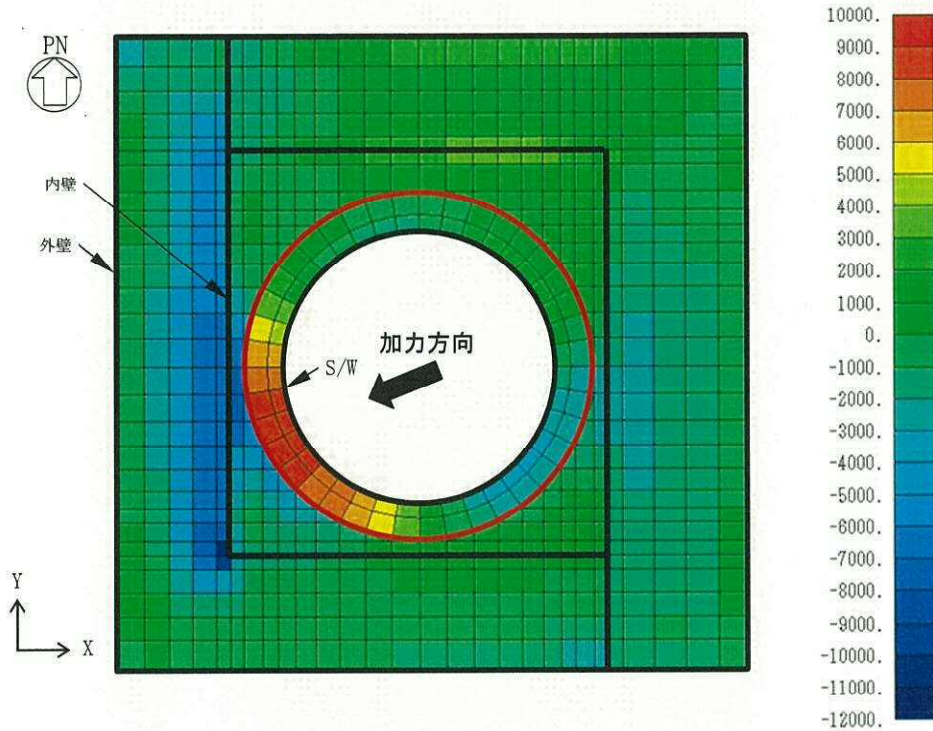


注 2 太線は基礎スラブに取り付く壁,
網掛けはせん断補強筋のある要素を示す。

(2) せん断補強筋

5. 基礎スラブの面外せん断に対する破壊モードについて

原子炉建屋原子炉棟の脚部周辺の基礎スラブの面外せん断力の分布を図 5-1 に示す。図 5-1 に示すように、加振方向に発生する面外せん断力は、主に加振方向と直交する壁の脚部に生じ、加振方向に平行に配置された壁の脚部では生じない結果となっている。したがって、面外せん断に対する破壊モードは、壁に平行なひび割れとなることから、原子炉建屋原子炉棟の直接設備としての機能（気密・遮蔽）に影響することはない、基礎スラブの支持機能を維持することによって、原子炉建屋原子炉棟の機能も維持できる。



注) 赤枠内は半径方向，それ以外は X 方向の面外せん断力を示す。
黒太線は基礎スラブに取り付く壁を示す。

図 5-1 基礎スラブの発生応力 (X 方向もしくは半径方向の面外せん断力)

(0.4N→S+1.0E→W+0.4上, Ss-31)

6. 人工岩盤を考慮した場合の応力解析結果について

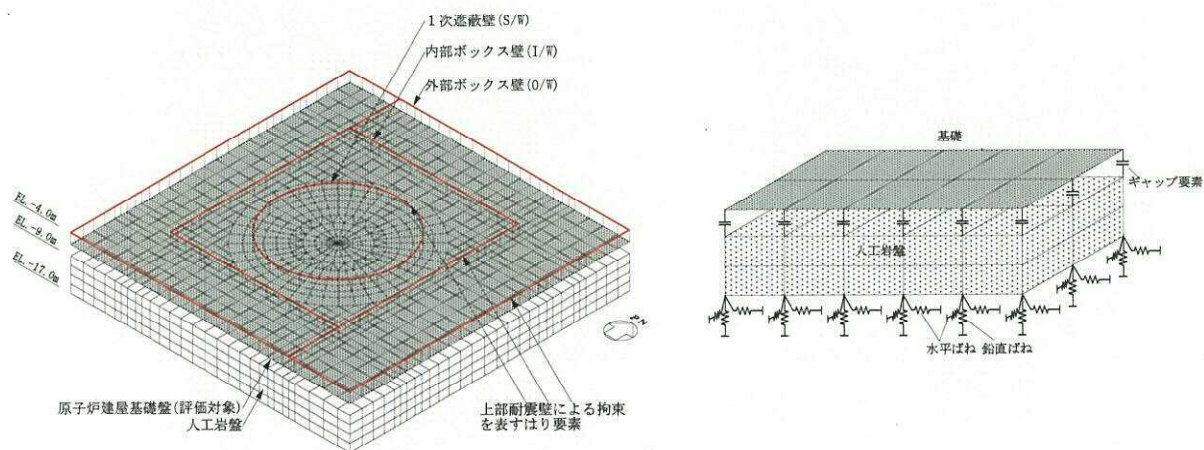
東海第二発電所原子炉建屋は人工岩盤上に設置されている。原子炉棟基礎の基礎スラブの耐震評価では、人工岩盤を考慮せず応力解析を実施している。ここでは、人工岩盤部をソリッド要素でモデル化した場合の応力状態を示すとともに、荒川 mean 式による面外せん断力の検定比を示す。

(1) 応力解析モデル

人工岩盤を考慮した応力解析モデルを図 6-1 に示す。人工岩盤はソリッド要素でモデル化し、基礎スラブをモデル化したシェル要素の節点とソリッド要素上端の節点間は引張力が作用した際には軸剛性及びせん断剛性共にゼロになるギャップ要素をモデル化している。なお、ギャップ要素が閉じた際の鉛直方向及び水平方向のばね定数は基礎スラブの 1/2 の版厚と等価なばね定数を与えている。

人工岩盤下端には、支持岩盤をモデル化したばね要素をモデル化している。なお、ばね要素は人工岩盤を考慮しない応力解析モデルの地盤ばねと同じ物性を用いており、振動アドミッタンスより求めた水平及び回転ばねを離散化して求めている。

人工岩盤のせん断弾性係数は $7.83 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$ であり、人工岩盤直下の支持地盤である Km 層のせん断弾性係数 $2.84 \times 10^2 \text{ N/mm}^2$ ($\rho = 1.72 \text{ t/m}^3$, 等価 $V_s = 406 \text{ m/s}$) に対し剛性が約 30 倍となっている。



(1) 解析モデル

(2) 境界条件

図 6-1 人工岩盤を考慮した応力解析モデル

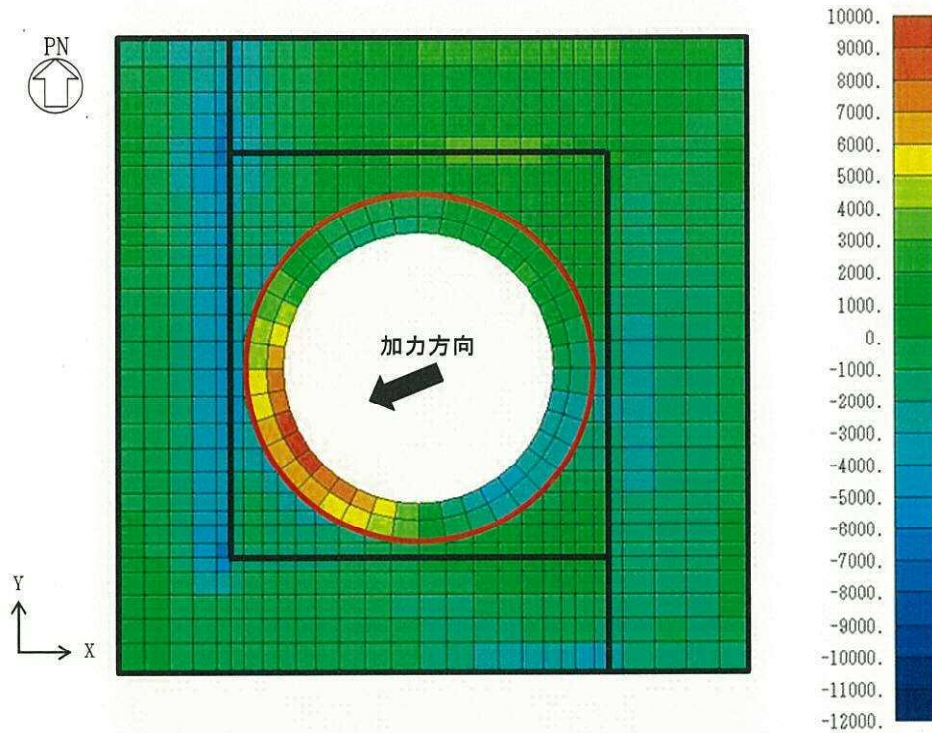
(2) 応力解析結果

図 6-2 に荷重組合せケース (0.4N→S+1.0E→W+0.4D→U, Ss-31) における X 方向または半径方向の面外せん断力、軸力及び曲げモーメントの分布を、図 6-3 に荒川 mean 式に対する修正荒川 mean 式の面外せん断耐力の比率を示す。図 6-3 より、人工岩盤を考慮した場合の修正荒川 mean 式の耐力は荒川 mean 式の耐力に比べて最大で 35%程度大きくなっているが、人工岩盤を無視した場合に検定値が 0.9 以上である要素においては、増加率が平均で 5%程度であり (表 6-2 参照)、人工岩盤を無視した場合の増加率 (9%程度) と比べるとやや小さくなる。

図 6-4 に荒川 mean 式を用いた面外せん断力に対する検定比を、また、人工岩盤の有無による配筋領域ごとの面外せん断力の最大値の比較を表 6-1 に示す。

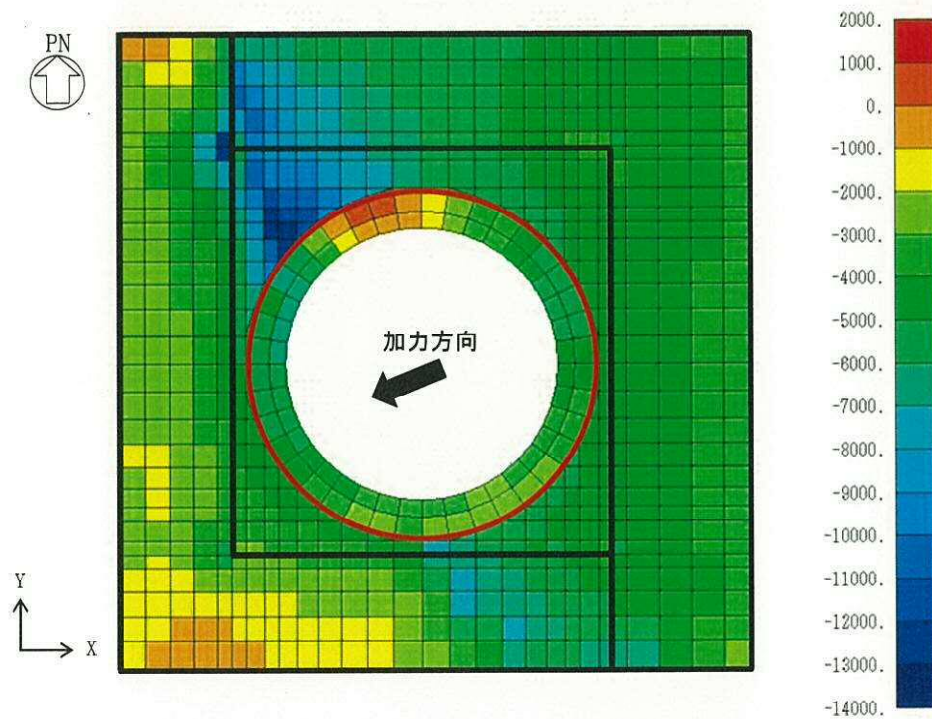
表 6-1 に示すように、人工岩盤を考慮すると人工岩盤を無視した場合に比べ、内部ボックス壁脚部における面外せん断力が大きな領域では面外せん断力が 40%程度低下する。なお、シェール壁脚部では内部ボックス壁ほどの応力低下は生じず 3%程度の低下となっているが、地震力により押し込まれる領域を見ると、大きな面外せん断力が生じる領域は減少している。また、面外せん断力が比較的小さな領域では、人工岩盤を考慮することによる面外せん断力の低下率は小さくなっている。

図 6-4 に示すように、人工岩盤を考慮した場合には、人工岩盤を無視した場合に比べ、検定比が小さくなっており、人工岩盤を無視した場合に検定値が 0.9 以上である要素の面外せん断力は、人工岩盤を考慮することで 35%程度 [裕度④] 低下する。



注) 赤枠内は半径方向, それ以外は X 方向の面外せん断力を示す。
黒太線は基礎スラブに取り付く壁を示す。

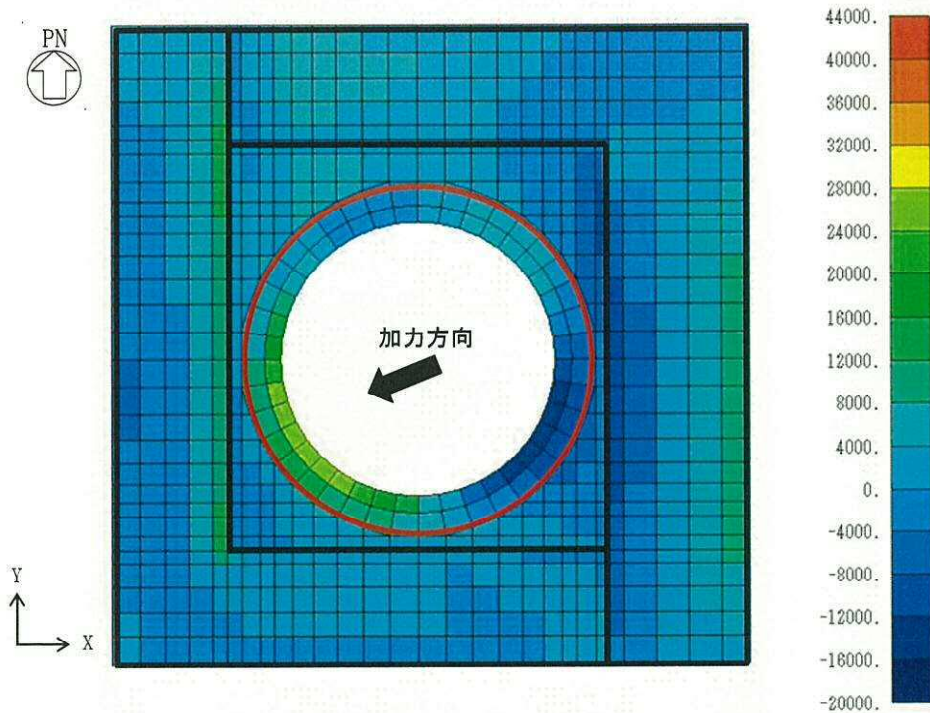
(1) 面外せん断力 (単位: kN/m)



注) 赤枠内は半径方向, それ以外は X 方向の面外せん断力を示す。
黒太線は基礎スラブに取り付く壁を示す。

(2) 軸力 (単位: kN/m)

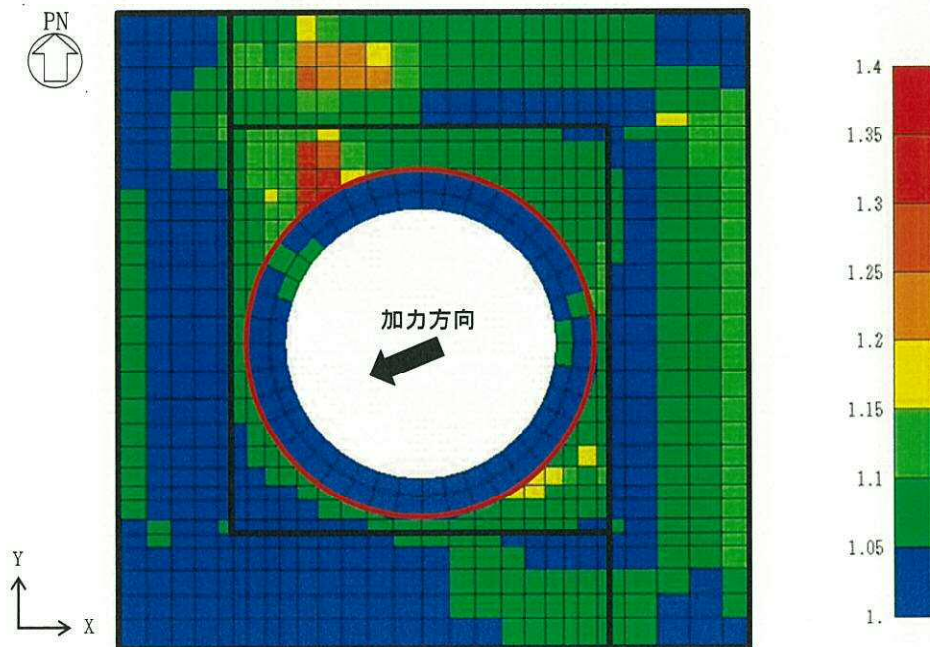
図 6-2 (1/2) 基礎スラブの発生応力 (0.4N→S+1.0E→W+0.4上, Ss-31)



注) 赤枠内は半径方向, それ以外は X 方向の面外せん断力を示す。
 黒太線は基礎スラブに取り付く壁を示す。

(3) 曲げモーメント (単位: $\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$)

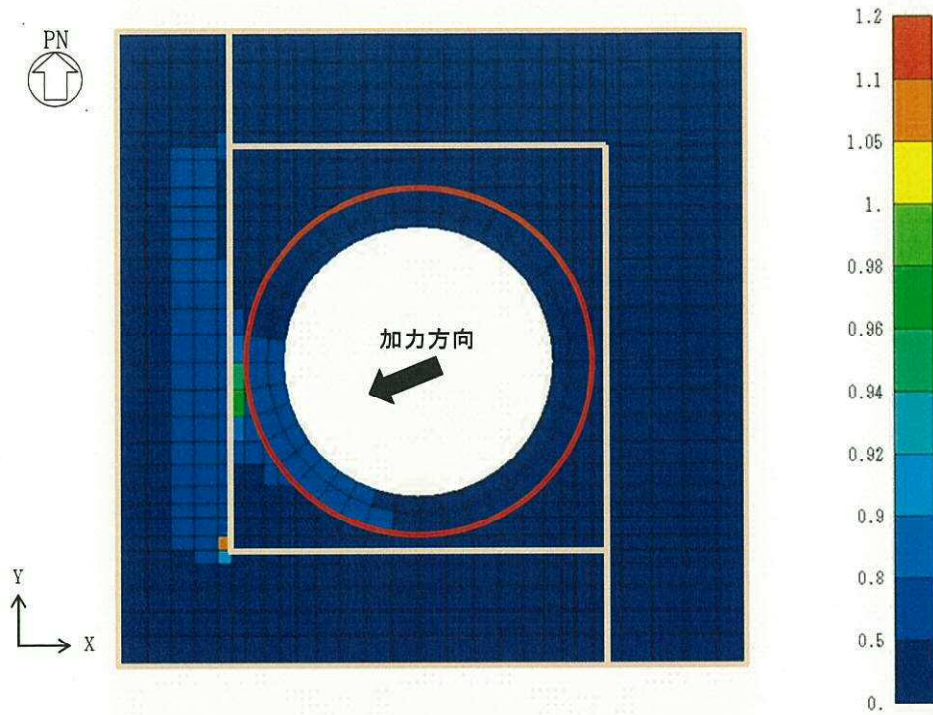
図 6-2 (2/2) 基礎スラブの発生応力 ($0.4\text{N} \rightarrow \text{S} + 1.0\text{E} \rightarrow \text{W} + 0.4$ 上, Ss-31)



注) 赤枠内は半径方向, それ以外は X 方向の面外せん断力を示す。
 黒太線は基礎スラブに取り付く壁を示す。

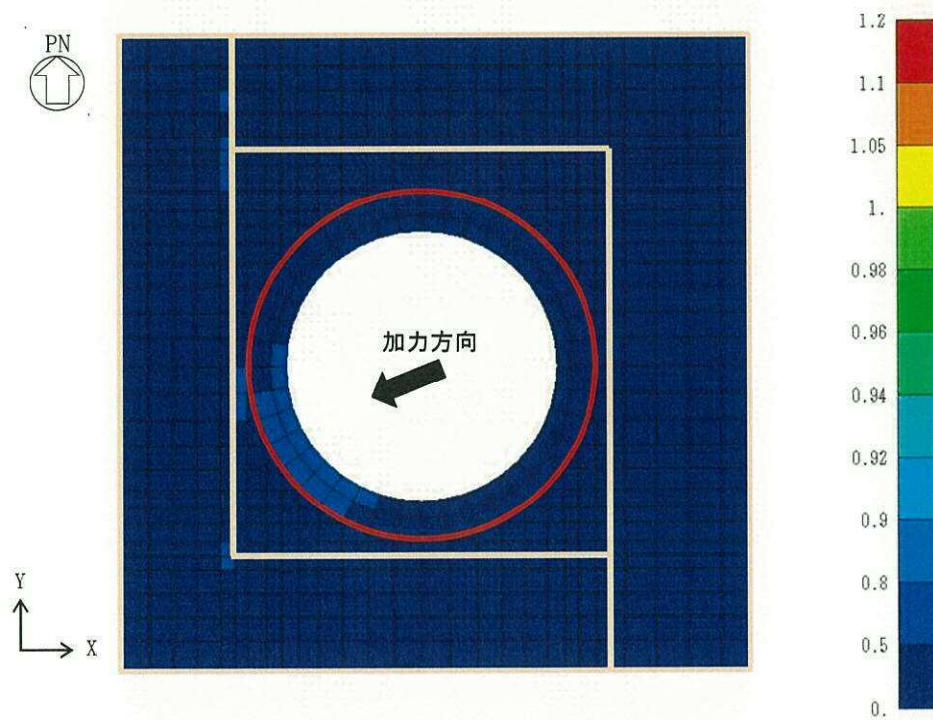
最大値: 1.35

図 6-3 修正荒川 mean 式/荒川 mean 式 ($0.4\text{N} \rightarrow \text{S} + 1.0\text{E} \rightarrow \text{W} + 0.4\text{D} \rightarrow \text{U}$, Ss-31)



注) 赤枠内は半径方向, それ以外は X 方向の検定比を示す。
太線は基礎スラブに取り付く壁を示す。

(1) 人工岩盤無視



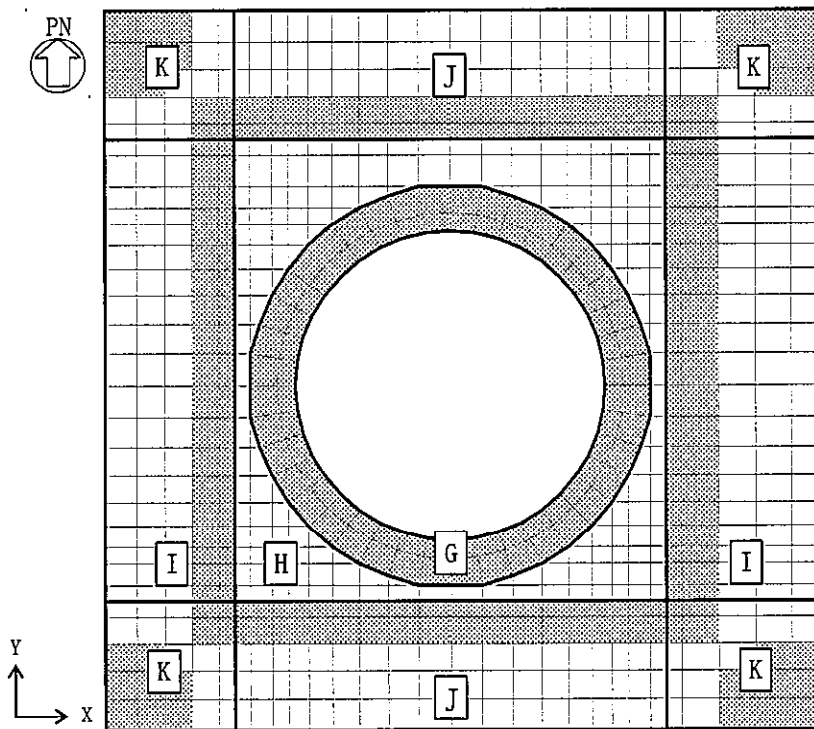
注) 赤枠内は半径方向, それ以外は X 方向の検定比を示す。
太線は基礎スラブに取り付く壁を示す。

(2) 人工岩盤考慮

図 6-4 荒川 mean 式による面外せん断力の検定比 (0.4N→S+1.0E→W+0.4上, Ss-31)

表 6-1 面外せん断力の比較

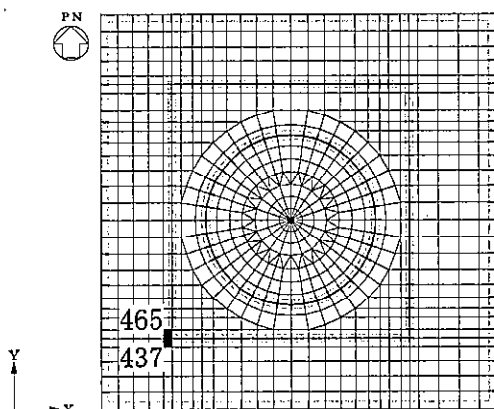
配筋領域	最大面外せん断力 (kN/m)		人工岩盤考慮/無視
	人工岩盤 無視	人工岩盤 考慮	
G	8424	8185	0.972
H	7364	4158	0.565
I	10842	6901	0.637
J	3330	3284	0.986
K	9255	6040	0.653



配筋領域図

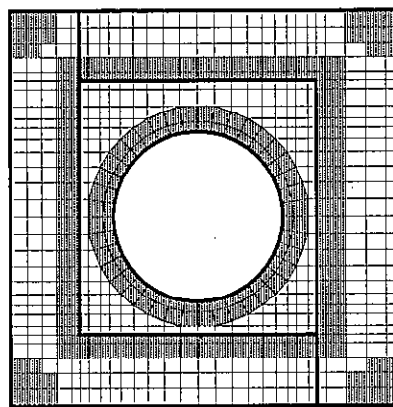
表 6-2 荒川 mean 式による面外せん断検定比が 0.9 以上かつ
せん断補強筋のある要素の検定比

要素 番号	検定値 (MMR 無)	面外せん断力 (kN/m)			修正荒川式/荒川式	
		MMR 無	MMR 有	有/無	MMR 無	MMR 有
437	0.916	9255	5798	0.626	1.087	1.048
465	1.073	10842	6901	0.637	1.096	1.054
平均値				0.632	1.092	1.051



注 1 網掛けは耐震壁を示す

(1) 要素番号



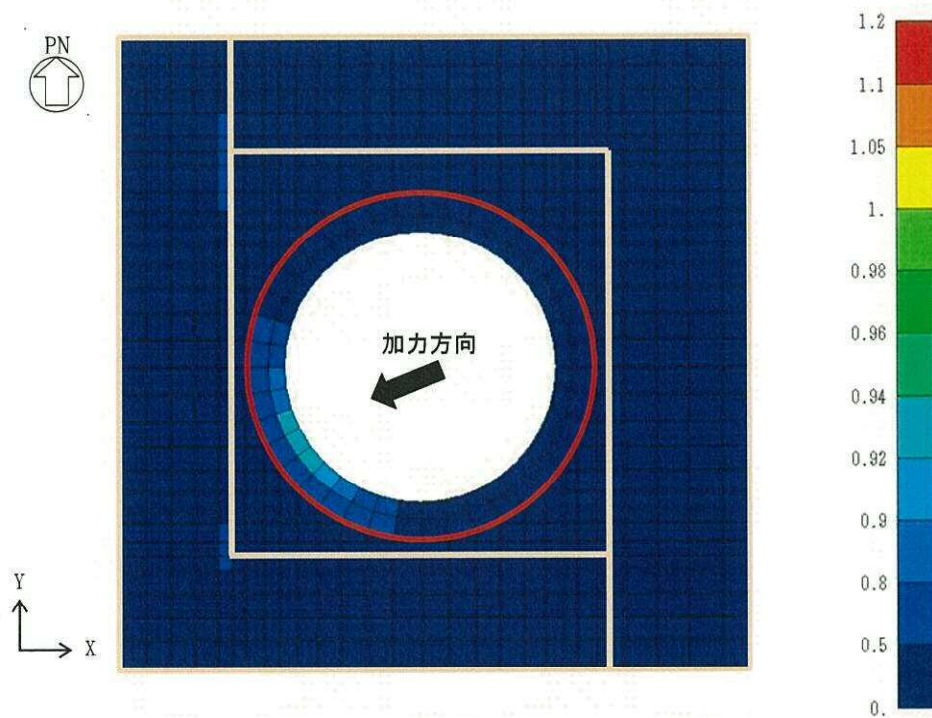
注 2 太線は基礎スラブに取り付く壁,
網掛けはせん断補強筋のある要素を示す。

(2) せん断補強筋

(3) RC-N式(短期許容せん断力)を用いた検定比

ここでは、人工岩盤を考慮し、許容限界をRC-N式(短期許容せん断力)を用いた検討を実施する。図6-5に面外せん断に対する検定比を示す。図6-5に示すように、全要素で検定比が1.0未満となっている。

以上より、安全裕度として考えている人工岩盤のモデル化を考慮すれば、先行プラント同様に短期許容応力度におさまることを確認した。



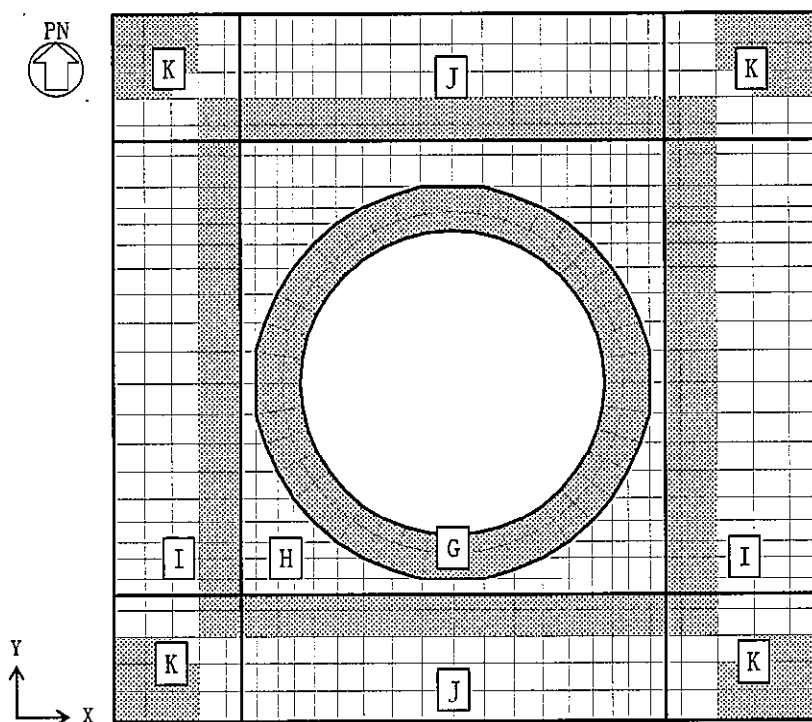
注) 赤枠内は半径方向、それ以外はX方向の検定比を示す。
太線は基礎スラブに取り付く壁を示す。

図6-5 RC-N式による面外せん断力の検定比
(人工岩盤考慮, 0.4N→S+1.0E→W+0.4上, Ss-31)

7. 実強度の影響について

原子炉棟基礎の基礎スラブの面外せん断力に対する検討では、コンクリート強度として設計基準強度 22.1 N/mm^2 を用いている。平成 9 年から平成 27 年にかけて原子炉建屋から採取した合計 51 体の供試体のコンクリート実強度は 42.1 N/mm^2 (標準偏差: 8.9) である。基礎スラブの配筋領域を図 7-1 に、実強度を用いた荒川 mean 式によるせん断耐力を表 7-1 に示す。せん断補強筋が無い部位は約 1.50 倍、せん断補強筋がある部位は約 1.22 倍～約 1.37 倍、大きくなる。

また、基礎スラブより採取した供試体(3 体)のコンクリート強度の平均値は 38.0 N/mm^2 である。この平均値に原子炉建屋全体のコンクリート強度のばらつき σ を考慮すると、コンクリート強度は 29.1 N/mm^2 になる。コンクリート強度に 29.1 N/mm^2 を用いた荒川 mean 式によるせん断耐力を表 7-2 に示す。せん断補強筋が無い部位は約 1.17 倍、せん断補強筋がある部位は約 1.08 倍～約 1.13 倍であり、実強度を考慮した場合 10%程度 [裕度⑤] の耐力増加が見込める。



・せん断補強筋は、網掛け部のみに考慮する。

図 7-1 配筋領域

表 7-1 許容せん断力の比較 (コンクリート強度 : 42.1 N/mm²)

配筋領域	主筋比 (%)	せん断補強筋比 (%)	M/(Qd)	荒川 mean 式による 許容せん断応力度 (N/mm ²)			備考
				設計基準強度	実強度	増加率	
H~K	—	0.0	—	—	—	1.50	(42.1+18)/(22.1+18)
G	0.490	0.242	1	2.84	3.87	1.36	
			3	1.51	1.88	1.25	
	0.617		1	2.95	4.04	1.37	
			3	1.55	1.94	1.25	
I, J	0.240	0.242	1	2.53	3.40	1.34	
			3	1.40	1.72	1.23	
	0.377		1	2.72	3.69	1.36	
			3	1.47	1.82	1.24	
K	0.240	0.242	1	2.53	3.40	1.34	
			3	1.40	1.72	1.23	
	0.248		1	2.54	3.42	1.35	
			3	1.41	1.72	1.22	

表 7-2 許容せん断力の比較 (コンクリート強度 : 29.1 N/mm²)

配筋領域	主筋比 (%)	せん断補強筋比 (%)	M/(Qd)	荒川 mean 式による 許容せん断応力度 (N/mm ²)			備考
				設計基準強度	実強度	増加率	
H~K	—	0.0	—	—	—	1.17	(29.1+18)/(22.1+18)
G	0.490	0.242	1	2.84	3.20	1.13	
			3	1.51	1.64	1.09	
	0.617		1	2.95	3.33	1.13	
			3	1.55	1.69	1.09	
I, J	0.240	0.242	1	2.53	2.83	1.12	
			3	1.40	1.51	1.08	
	0.377		1	2.72	3.06	1.13	
			3	1.47	1.59	1.08	
K	0.240	0.242	1	2.53	2.83	1.12	
			3	1.40	1.51	1.08	
	0.248		1	2.54	2.85	1.12	
			3	1.41	1.52	1.08	

8. 荒川 mean 式の適用性について

原子炉棟基礎の基礎スラブのせん断耐力の評価式には、荒川 mean 式を用いている。

「2. 面外せん断耐力評価式について」に示すように、せん断補強筋の有る部位では荒川 mean 式は RC-N 式の耐力を上回るものの、せん断補強筋の無い部位では、荒川 mean 式は RC-N 式の耐力を下回り、「3. 面外せん断耐力評価式と実験値の比較」に示すように、荒川 mean 式はスパン全長にわたり分布荷重を受ける実験値の下限を示し、文献 2 で示した実験結果では、全試験体の裕度の平均値として約 17%が見込まれ、実機の配筋やせん断スパン比を考慮すると約 20%の裕度が見込まれる。

また、「4. 基礎スラブに発生する軸力の影響」に示すように、実験値が圧縮軸力による影響を考慮した修正荒川 mean 式によるせん断耐力を上回ることが示され、原子炉棟基礎の基礎スラブでは軸力を考慮した基礎スラブの面外せん断耐力に対する評価では修正荒川 mean 式を用いることで最大で 30%程度、検定値 0.9 以上の要素の平均で 9%程度、面外せん断耐力が増加する。

さらに、「6. 人工岩盤を考慮した場合の応力解析結果について」に示すように人工岩盤を考慮した現実的に生じると考えられる面外せん断応力は、人工岩盤を考慮しない場合に検定値が 0.9 以上となっていた要素において平均で約 35%小さくなっている。ただし、人工岩盤を考慮した場合については、修正荒川 mean 式による増加率の最大は 35%程度であるが、人工岩盤を無視した場合に検定値が 0.9 以上である要素においては、増加率が平均で 5%程度であり、人工岩盤を無視した場合の増加率（9%程度）と比べるとやや小さくなる。

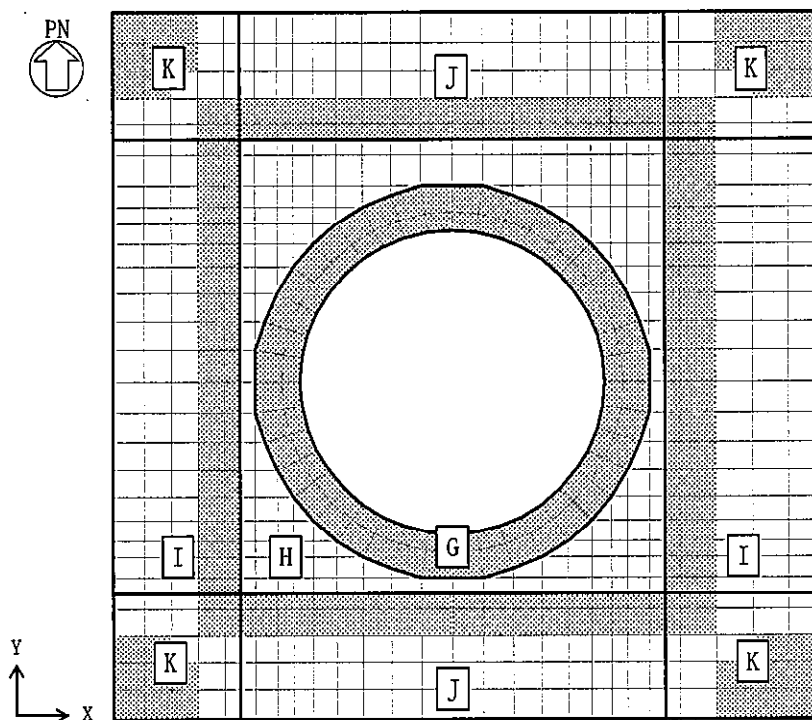
以上より、人工岩盤を考慮しない基礎スラブの応力解析結果に対し、許容限界として荒川 mean 式による終局面外せん断耐力を適用することは、荒川 mean 式の裕度が 20%、軸力の影響による裕度が 5%程度見込め、全体として 25%程度の裕度を有している。

さらに、実際には人工岩盤があり、基礎盤に生じる面外せん断力は特に応力が大きい部位において 45%程度低減されること（「6. 人工岩盤を考慮した場合の応力解析結果について」参照）、コンクリートの実強度を考慮すると実際の耐力は小さく見積もっても 10%程度大きくなること（「7. 実強度の影響について」参照）も加味すると、全体として 1.5 倍以上の裕度があると言える。

したがって、荒川 mean 式による終局強度を許容限界として基礎スラブの面外せん断力の評価を行うことは、十分な保守性があり、仮に解析評価上、許容限界を超える要素が生じたとしても、支持機能を失うような破壊に至ることはない。

付録1 基礎スラブの配筋

原子炉棟基礎及び付属棟基礎の基礎スラブの許容せん断力算定の際に用いる各要素の配筋について、付図 1-1 に配筋の分類領域図を、付表 1-1 に分類領域ごとの配筋一覧を示す。



・せん断補強筋は、網掛け部のみに考慮する。

付図 1-1 配筋領域図

付表 1-1 分類領域ごとの配筋一覧

(a) 格子配筋

領域	方向	上端筋	下端筋
H	EW	3-D38@200 (0.362%)	3-D38@200 (0.377%)
	NS	3-D38@200 (0.362%)	3-D38@200 (0.377%)
I	EW	D38@200+2-D38@400 (0.240%)	D38@200+2-D38@400 (0.248%)
	NS	3-D38@200 (0.362%)	3-D38@200 (0.377%)
J	EW	3-D38@200 (0.362%)	3-D38@200 (0.377%)
	NS	D38@200+2-D38@400 (0.240%)	D38@200+2-D38@400 (0.248%)
K	EW	D38@200+2-D38@400 (0.240%)	D38@200+2-D38@400 (0.248%)
	NS	D38@200+2-D38@400 (0.240%)	D38@200+2-D38@400 (0.248%)

() 内は引張鉄筋比を示す。

(b) r-θ 方向配筋 (上段：配筋, 下段：引張鉄筋比)

領域	方向	上端筋	下端筋
G	半径	68-D38/45° (4段) (外側：0.542%, 内側：0.617%)	68-D38/45° (4段) (外側：0.490%, 内側：0.557%)
	円周	4-D38@200 (0.556%)	4-D38@200 (0.502%)

() 内は引張鉄筋比を示す。

(c) せん断補強筋 (上段：配筋, 下段：せん断補強筋比)

領域	方向	上端筋
共通	共通	D22@400 (0.242%)

() 内は引張鉄筋比を示す。

付録2 基礎スラブの応力状態

基礎スラブに作用する地震力のうち、最も大きな地震力は基礎スラブに取り付く耐震壁脚部より作用する荷重である。耐震壁脚部より作用する転倒モーメントは鉛直方向の偶力として基礎スラブに作用する。また、上部構造の自重等の鉛直荷重の大部分も耐震壁脚部より作用する。

これらの荷重は、基礎スラブを介して底面地盤に伝達され地盤ばねの反力が接地圧となる。すなわち、基礎スラブの応力解析結果は、基礎スラブに取り付く耐震壁を固定点にし、各節点到接地圧に相当する節点荷重を作用させた応力解析結果と等しくなる。

ここでは、付図 2-1 に示す荷重組合せケースに対する基礎スラブの発生応力について考察を行い、基礎スラブに発生する応力が、梁に分布荷重を載荷した場合に近いことを確認する。

荷重組合せケース (0.4N→S+1.0E→W+0.4D→U, Ss-31) の基礎スラブの X 方向(東西方向)の発生応力を付図 2-1 に、変形図を付図 2-2 に、接地圧分布を付図 2-3 に示す。なお、付図 2-1 には、Y 方向(南北方向)の面外せん断力も併せて示している。ここで、断面応力は要素中心での値を示し、基礎盤に直交する壁直下の要素は要素中心が壁面位置になるよう要素分割している。

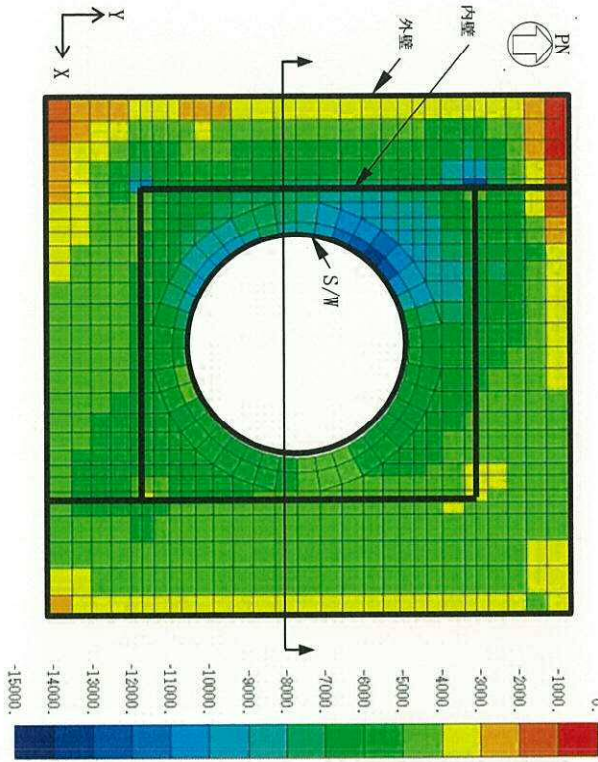
付図 2-3 に示すように、面外せん断力に対する検定比が厳しくなる押し込みの厳しい南西部付近の S/W と内壁の間では、接地圧は分布荷重になっていることがわかる。

また、付図 2-1 (2/2) に示すように、内部ボックス壁の南西角部では Y 方向の面外せん断力も大きくなっているものの、シェル壁と内部ボックス壁の間の面外せん断の大きい部位では、X 方向と Y 方向共に面外せん断力が大きくなる部位は少ない。付図 2-4 に面外せん断力の主方向に対する直交方向の比率を示す。ここで、主方向は Q_x と Q_y の絶対値の大きい方向を指す。付図 2-4 に示すように、シェル壁と内部ボックス壁の間の面外せん断の大きい部位では、直交方向の面外せん断力は小さく、主方向に対する比率は 0.2 以下で、 Q_x と Q_y の最大値に対する二乗和平方根の増加率は 2%程度である。したがって、2 方向のせん断力の組合せによる影響は小さいと考えられる。

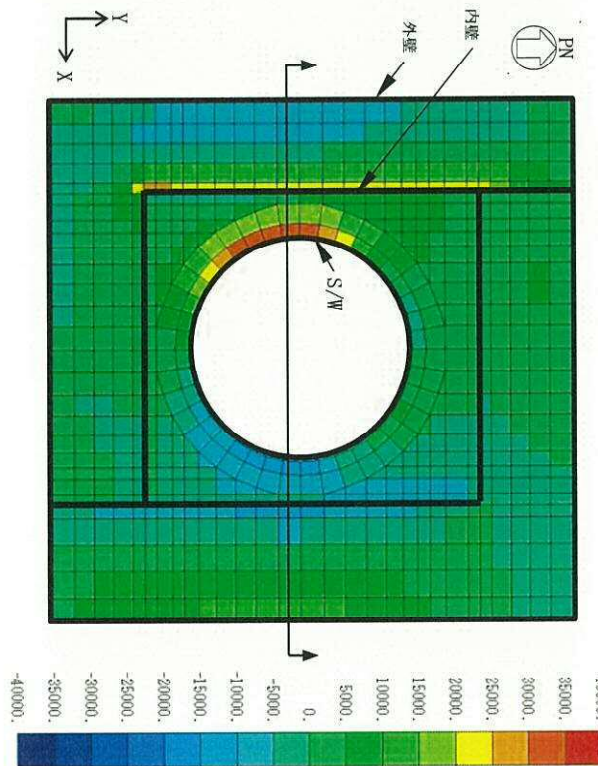
付図 2-5 に自重のみ載荷した場合の基礎スラブの発生応力を、付図 2-6 に自重と地震による転倒モーメントのみを載荷した場合の基礎スラブの発生応力を示す。付図 2-5 に示す曲げモーメントの断面応力を見ると、自重による発生応力は連続梁に分布荷重を載荷した場合の応力状態に近くなっている。一方、付図 2-6 に示す自重と地震による転倒モーメントのみを載荷した場合の基礎スラブの応力状態は、軸力を除き付図 2-1 に示す応力状態と等しくなっている。

この自重と地震による転倒モーメントのみを載荷した場合の基礎スラブの応力状態は、付図 2-7 に示すように、壁の取り付く位置での曲げモーメントの一端が 0、他端が最大となっており、接地境界から建屋外端部までの片持梁に分布荷重を載荷した場合の応力状態に近くなっている。ただし、内壁位置で曲げモーメントが減少していることから、当該位置で曲げモーメントが上部構造をモデル化した梁要素で負担しているものと考えられる。

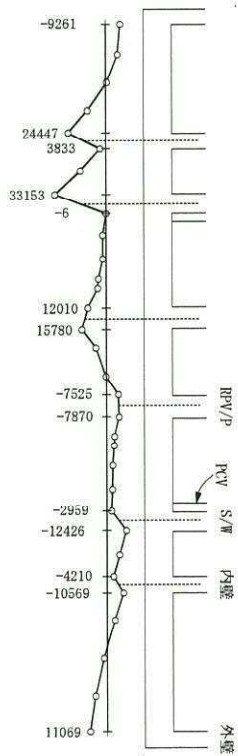
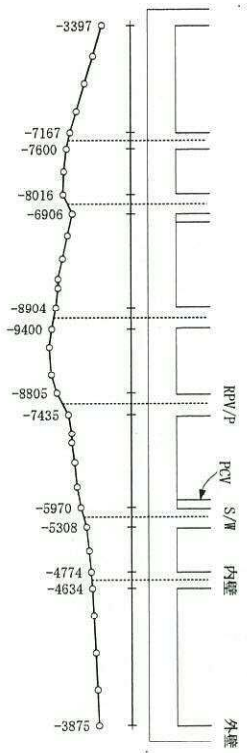
軸力 N_x (単位: kN/m)



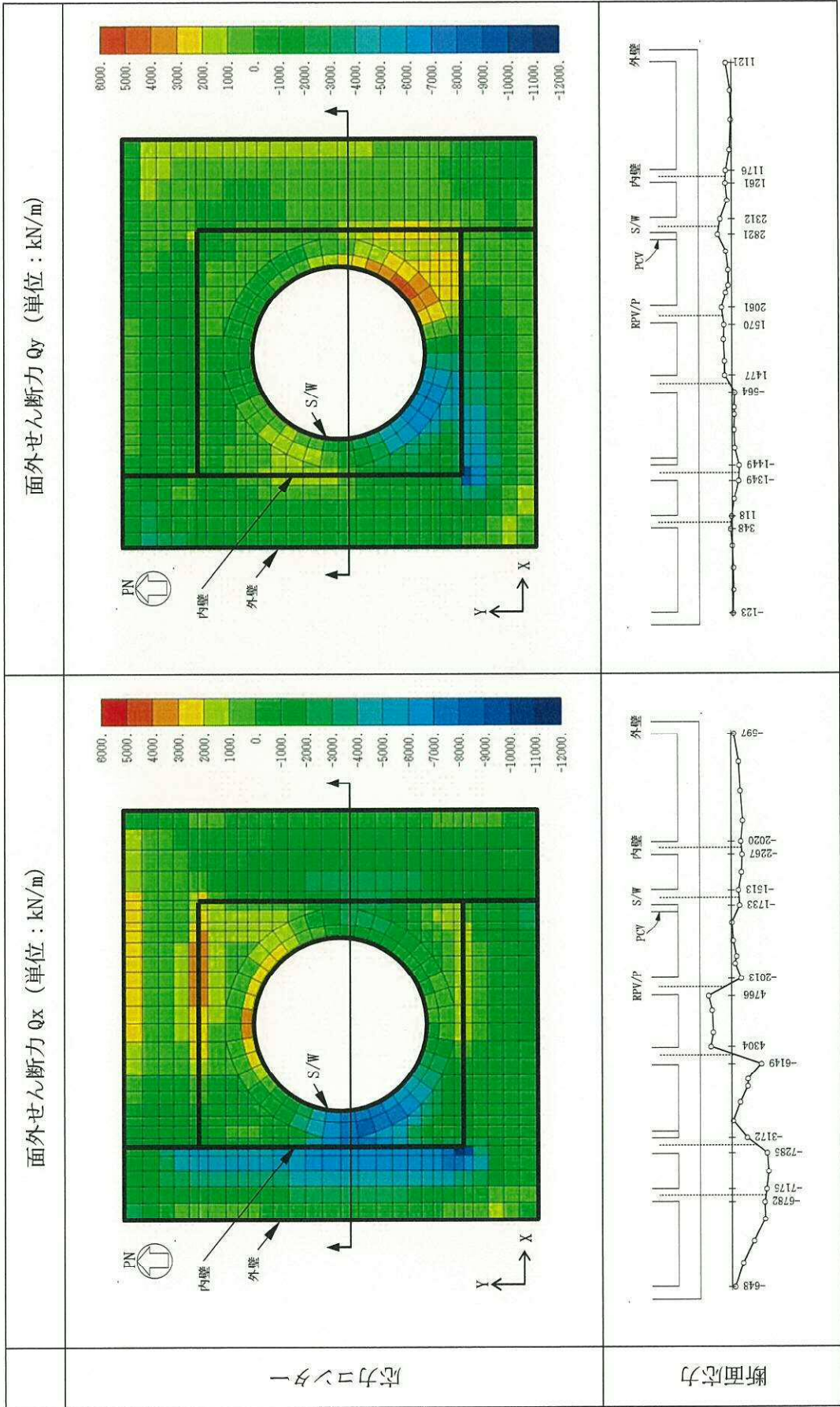
曲げモーメント M_x (単位: kNm/m)



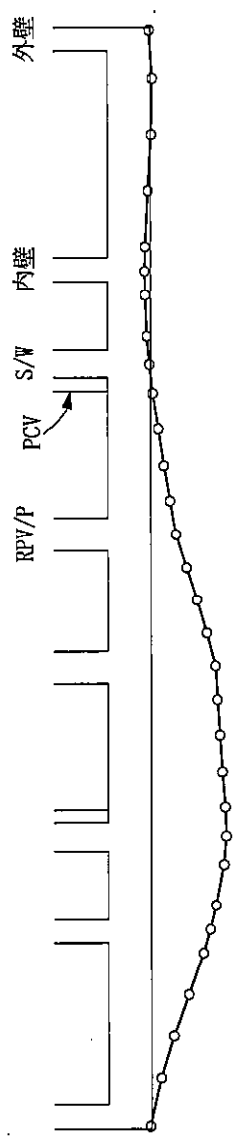
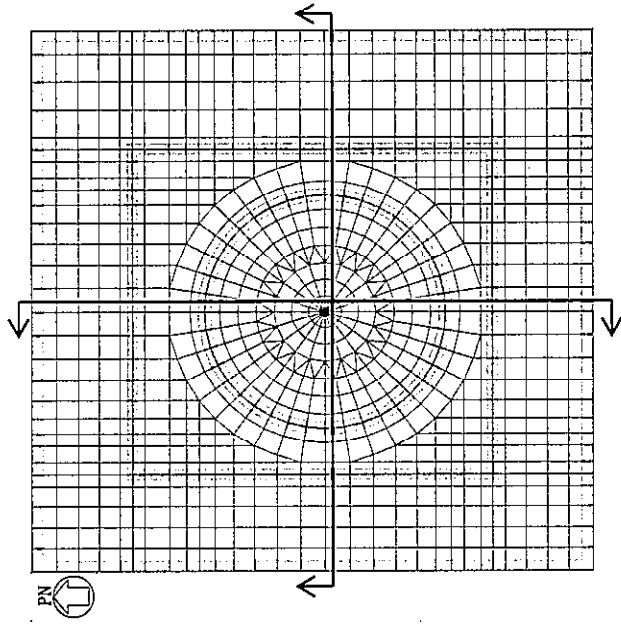
断面応力



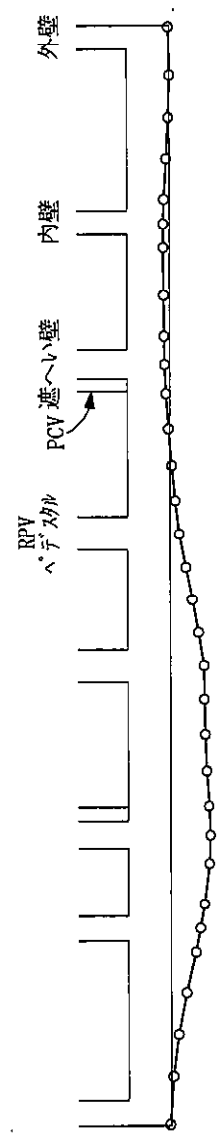
付図 2-1 (1/2) 基礎盤の断面応力 ($N_x, M_x / 0.4N \rightarrow S + 1.0E \rightarrow W + 0.4E, Ss-31$)



付図 2-1 (2/2) 基礎盤の断面応力 ($Q_x, Q_y / 0.4N \rightarrow S + 1.0E \rightarrow W + 0.4$ 上, S_S-31)

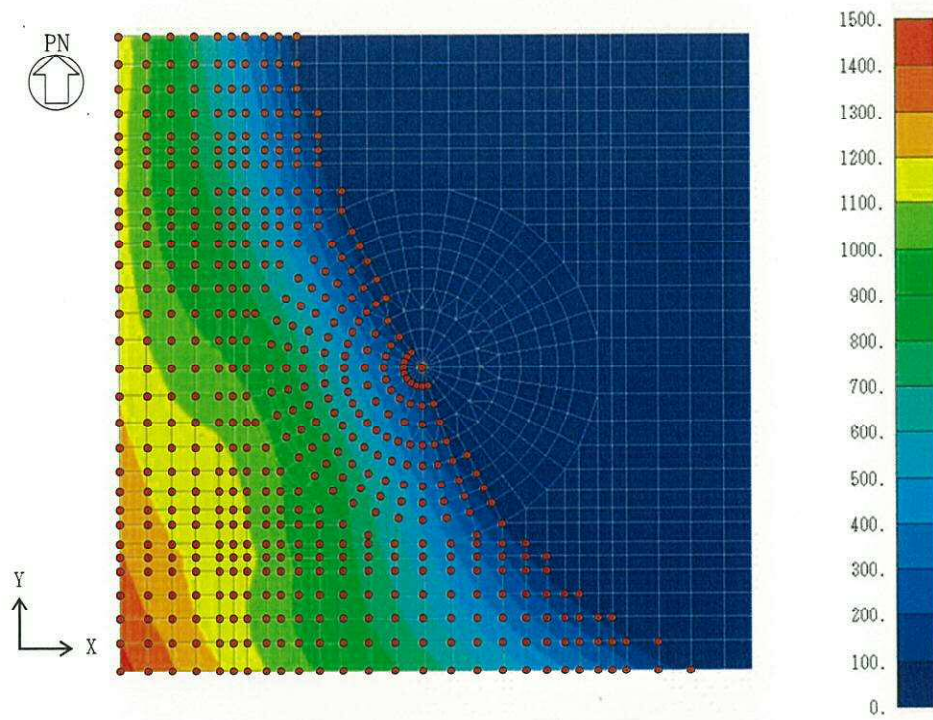


(a) EW断面



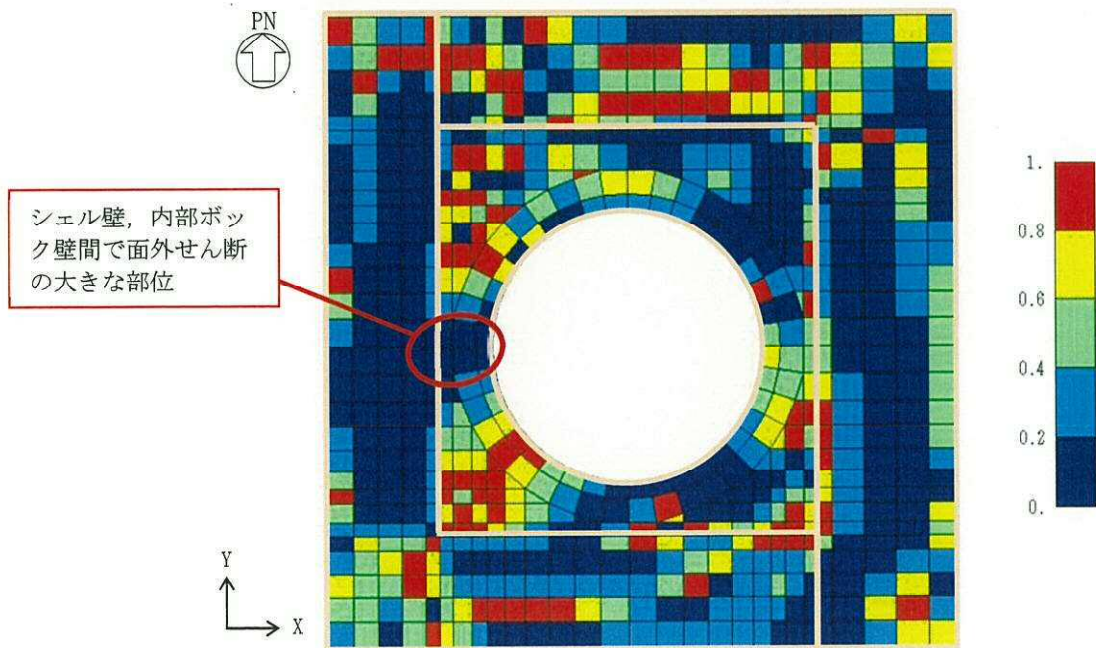
(b) NS断面

付図 2-2 基礎版の面外方向の変形図 (0.4N→S+1.0E→W+0.4上, Ss-31)

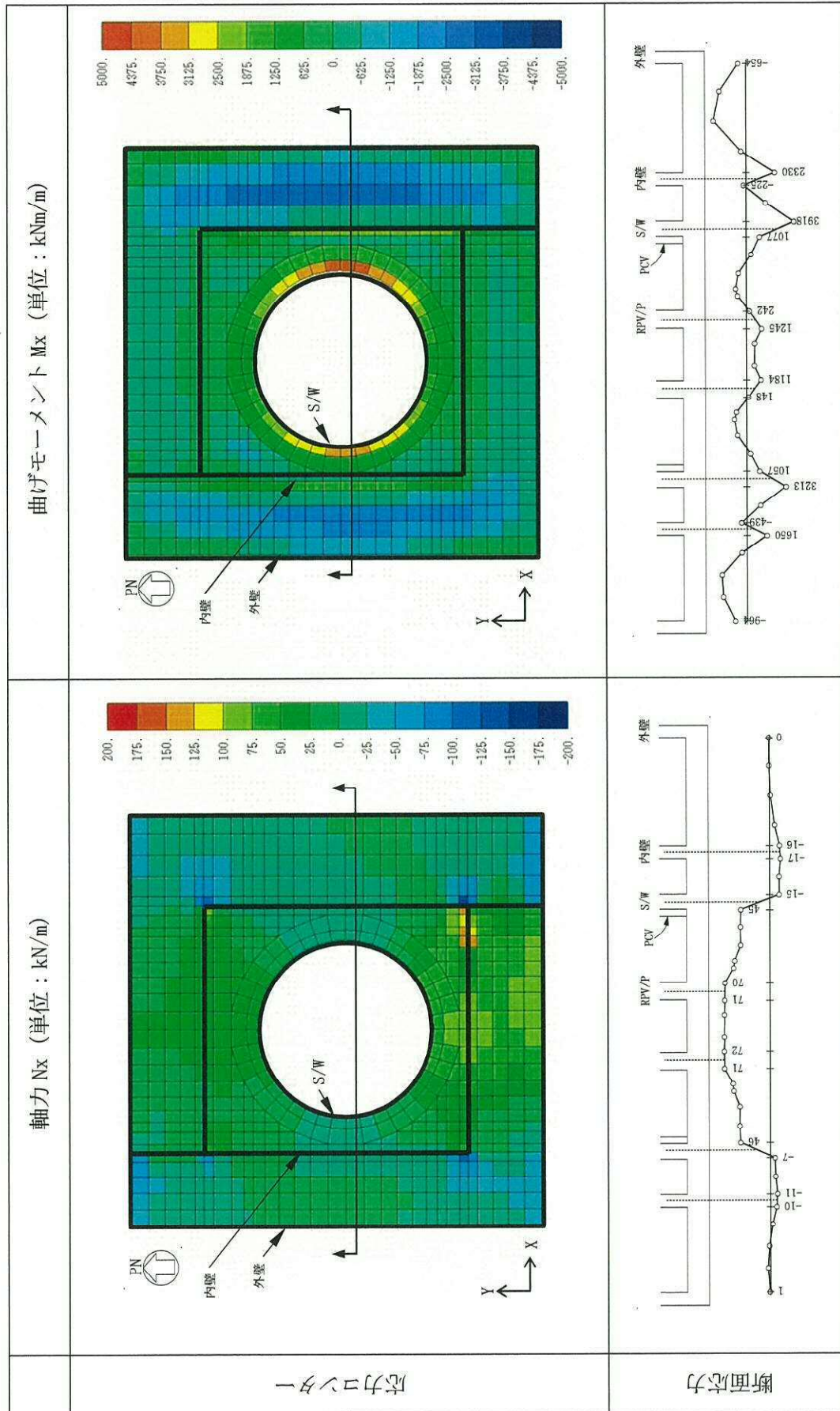


●は接地領域を示す。

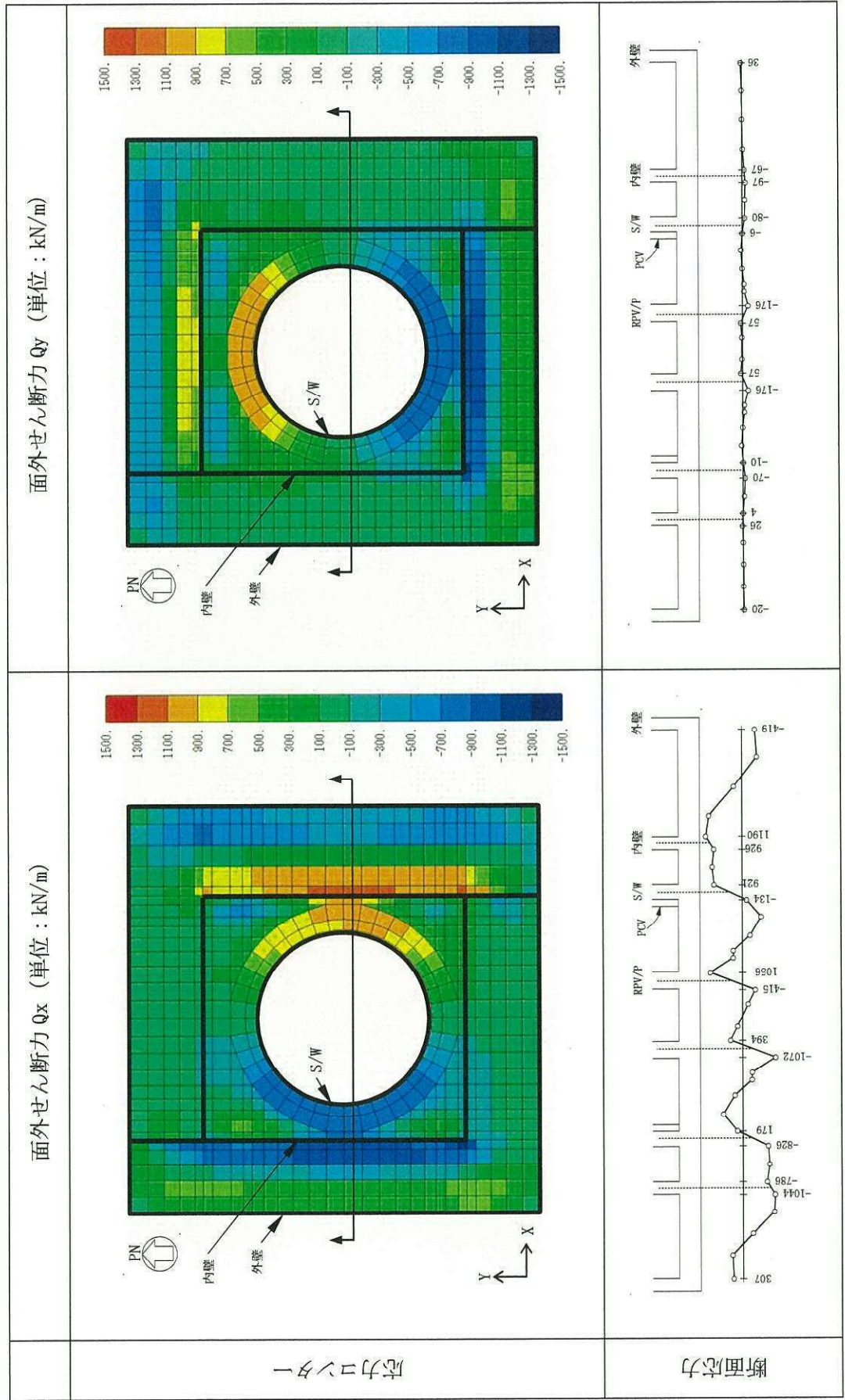
付図 2-3 接地圧分布 (0.4N→S+1.0E→W+0.4上, Ss-31)



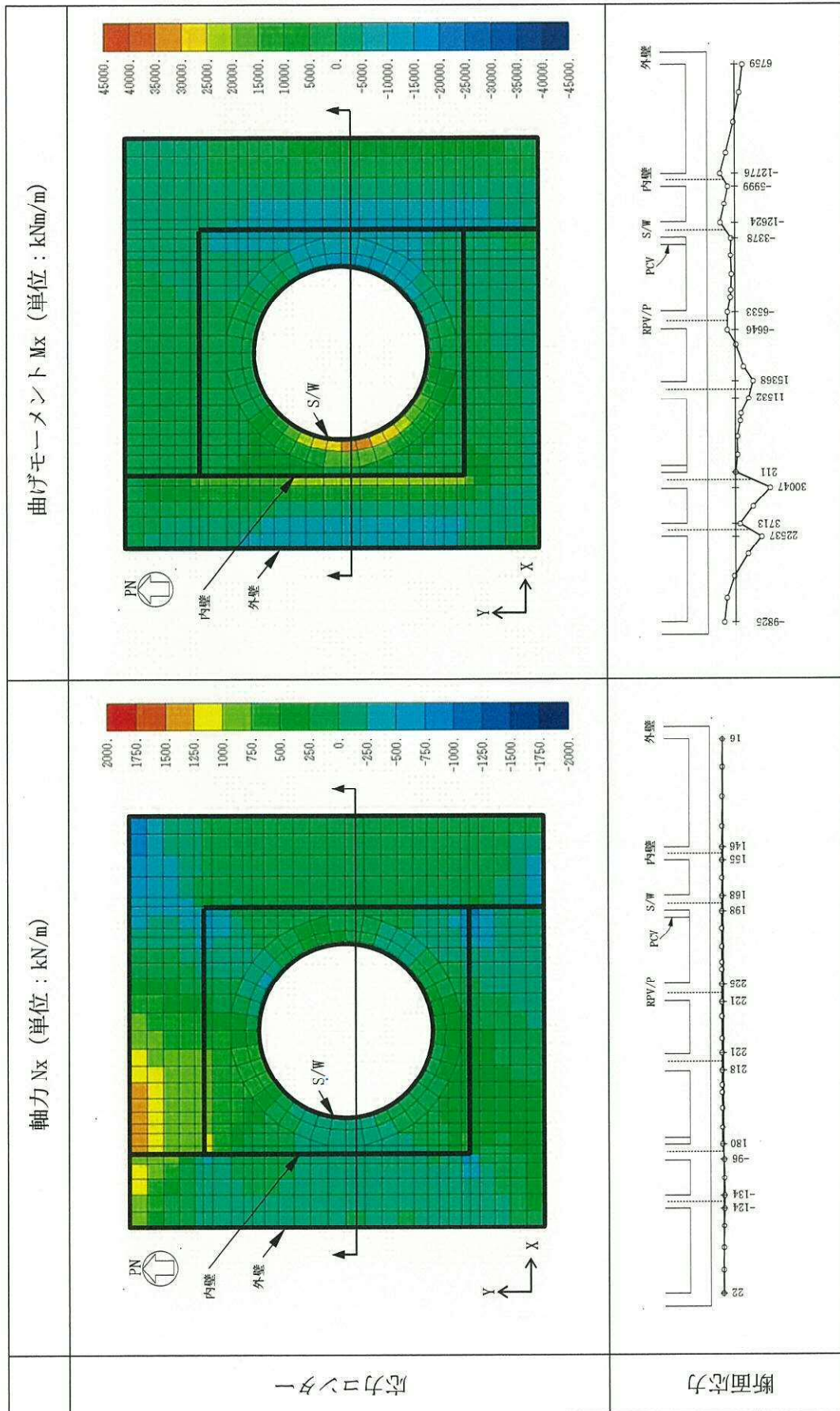
付図 2-4 面外せん断力の比(直交方向/主方向, 0.4N→S+1.0E→W+0.4上, Ss-31)



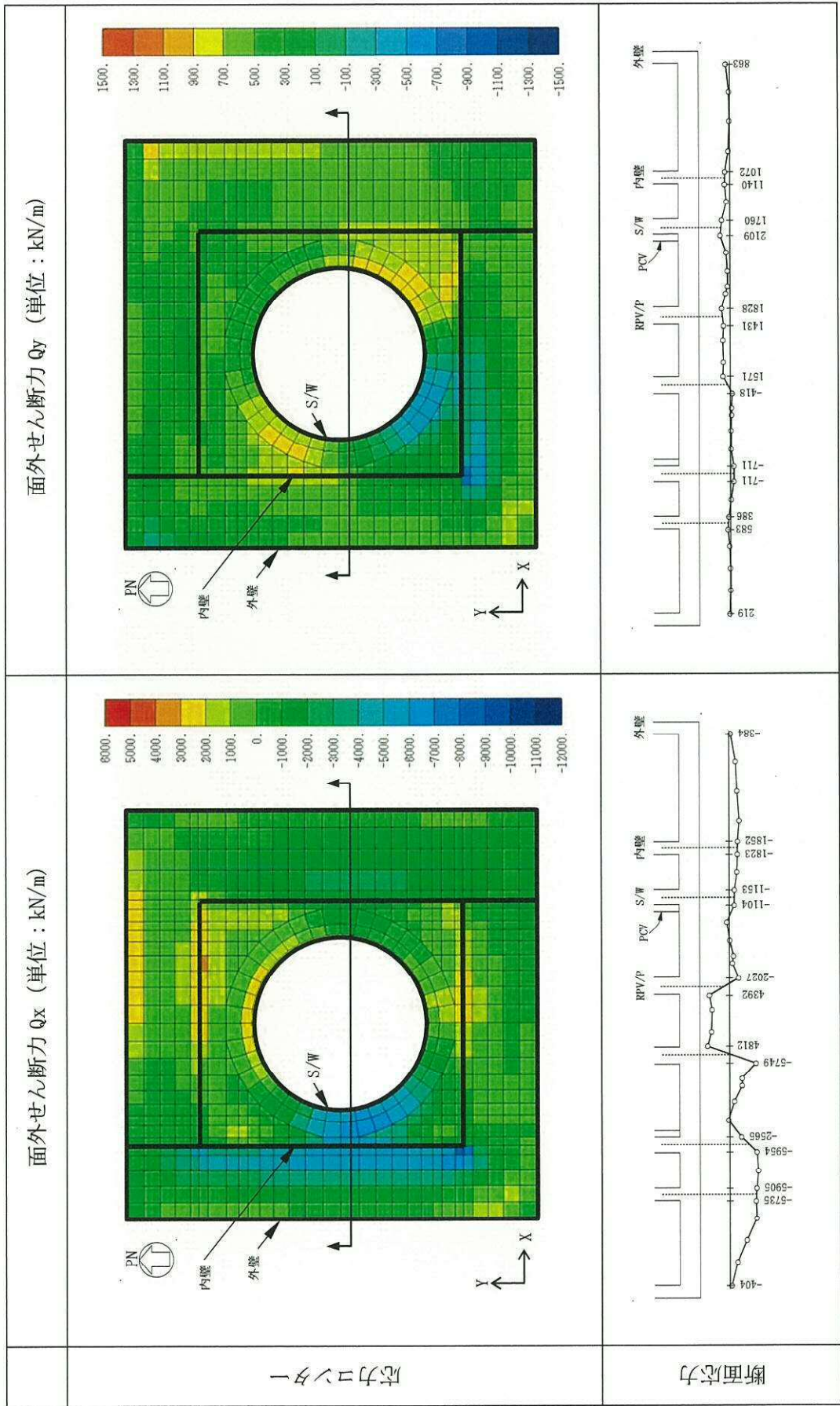
付図 2-5 (1/2) 基礎盤の断面応力 (N_x, M_x /自重のみ)



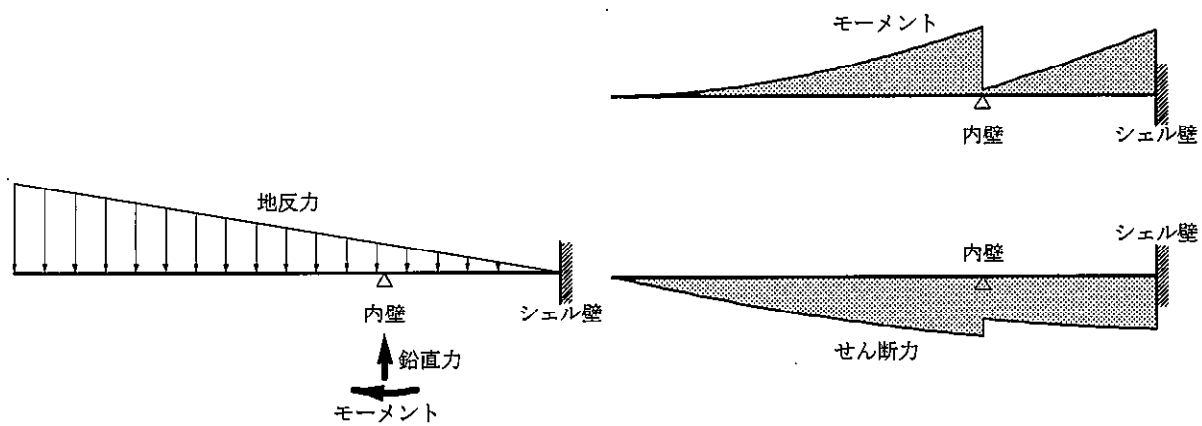
付図 2-5 (2/2) 基礎盤の断面応力 (Q_x, Q_y /自重のみ)



付図 2-6 (1/2) 基礎盤の断面応力 (N_x , M_x /自重+転倒モーメント (0.4N→S+1.0E→W))



付図 2-6 (2/2) 基礎盤の断面応力 (Q_x, Q_y / 自重 + 転倒モーメント (0.4N → S + 1.0E → W))



(1) 荷重分布

(2) 応力分布

付図 2-7 基礎スラブの応力状態を再現する片持梁の荷重条件

付録3 面外せん断耐力評価式による評価結果の比較

荷重組合せケース (0.4N→S+1.0E→W+0.4D→U, Ss-31) における、各評価式による許容せん断力及び検定比を付図 3-1 に、要素 302, 465 及び 610 における許容せん断力を付表 3-1 に示す。

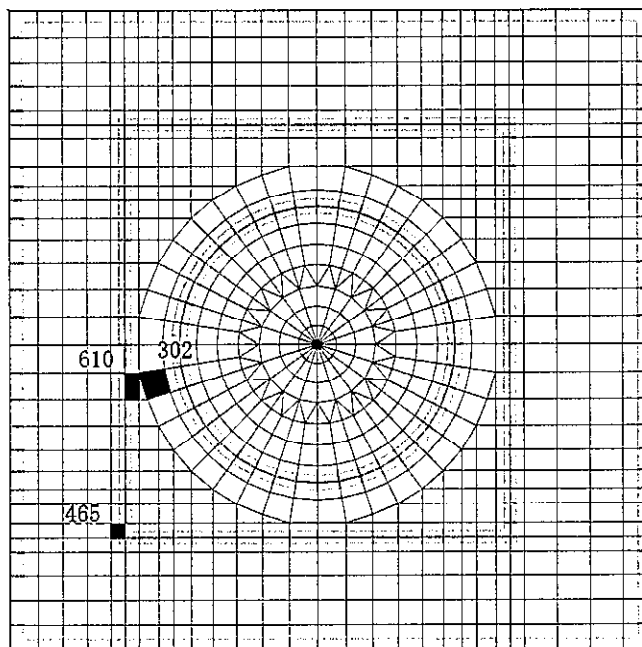
RC-N 式は、せん断スパン比及びせん断補強筋比によって変動するが、せん断補強筋が入っている場合でもせん断補強筋比は 0.242% であり、強度に大きくは寄与せずせん断スパン比の大小により強度が決まっている。また、荒川 mean 式と比較すると、せん断補強筋の入っていない要素では、基本的に RC-N 式のほうが大きくなっている。

修正荒川式による軸力項の寄与分は、軸力にもよるが 5%~10% 程度となっている。

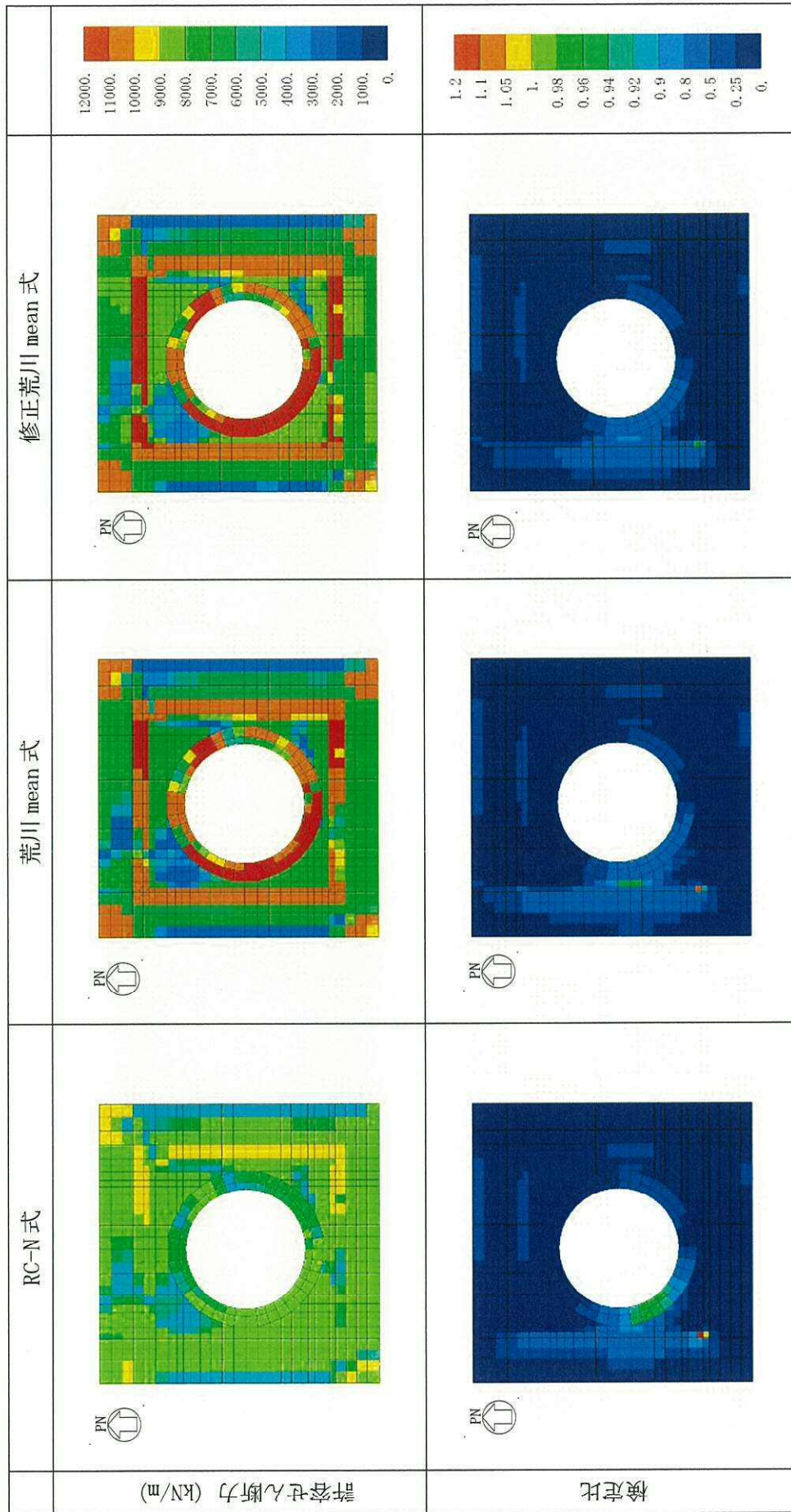
荒川 mean 式に対する修正荒川 mean 式の比率及び RC-N 式に対する荒川 mean 式の比率を付図 3-2 及び付図 3-3 に示す。

付表 3-1 許容せん断力の比較

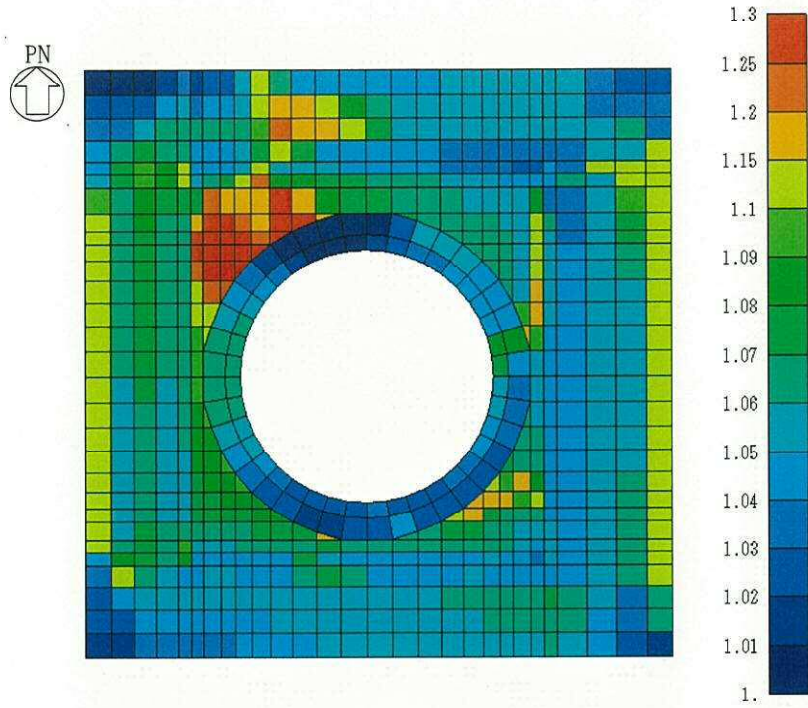
要素番号	せん断補強筋比 (%)	M/(Qd)	発生せん断力 (kN/m)	許容せん断力 (kN/m)		
				RC-N 式	荒川 mean 式	修正荒川 mean 式
302	0.242	1.0	8.34×10^3	8.71×10^3	1.11×10^4	1.18×10^4
465	0.242	1.0	1.08×10^4	8.82×10^3	1.01×10^4	1.11×10^4
610	0.0	1.0	7.36×10^3	8.42×10^3	7.56×10^3	8.22×10^3



要素位置

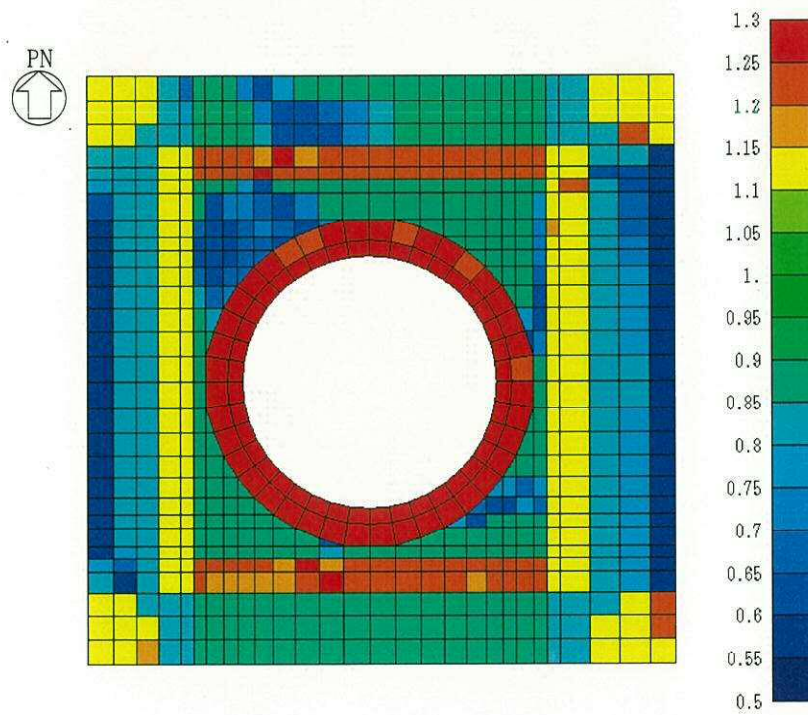


付図 3-1 基礎盤の許容せん断力と検定比の比較【0.4N→S+1.0E→W+0.4上 (Ss-31)】



最大值 : 1.31

付図 3-2 修正荒川 mean 式 / 荒川 mean 式



最大值 : 1.35

最小値 : 0.59

付図 3-3 荒川 mean 式 / RC-N 式

付録4 安全余裕度について

JEAG4601-1987では「5.3.5 安全余裕度」において、安全余裕度の下限値の例として「鉄筋コンクリート造耐震壁の終局耐力のバラツキを定量的に評価し、さらに支持機能についても検討した上で工学的に設定した」値として各層の終局せん断耐力に対して1.5倍の目安値が示されている。

また、動的地震力に対する評価において、「実験による耐震壁の終局変形のバラツキを定量的に評価し、これに応答などの設計上のバラツキを考慮して多少の余裕を見て定められたもの」として、各層の終局せん断ひずみ度(4.0×10^{-3})に対して2倍の目安値が示されている。これは、JEAC 4601-2008の「3.6.1 基準地震動 S_s に対する検討 3.6.1.1 鉄筋コンクリート造耐震壁の評価」の許容限界のせん断ひずみ度 2.0×10^{-3} としても示されており、終局せん断ひずみ度(4.0×10^{-3})に2倍の安全率、実験値の下限値及びバラツキを考慮した95%信頼下限値を包絡した値に対しても1.5倍以上の安全率を有していると説明されている。

また、JEAG4601-1987の「5.3.5 安全余裕度」では、表5.3.5-1に代表的な部材耐力評価式が示されており、その中で鉄筋コンクリートはり、柱のせん断耐力評価式として、修正荒川mean式と荒川min式に軸力項を考慮した評価式が示されている。

JEAG4601-1987では「5.3.4 機能維持の検討 (2) 許容限界の考え方」に、基礎スラブについては「終局強度設計」と記載されている。ただし、「5.3.4 機能維持の検討 (3) 終局強度設計」には、「面外せん断補強や面内外の力を受ける部材などでは、応力レベルをほぼ許容応力におさめるようにするなど十分な余裕をみている。」と記載されている。

付録5 基礎スラブ及び人工岩盤のコンクリート強度について

基礎スラブ及び人工岩盤のコンクリート強度について、建設時の強度管理記録及び平成9年から平成27年にかけてコア採取した供試体による強度を整理して付表5-1～付表5-3に示す。

付表5-1 コア採取(平成9年～平成27年)による原子炉建屋のコンクリート強度

部位	サンプル数	設計 基準強度 (N/mm ²)	圧縮強度		
			平均値 (N/mm ²)	標準偏差	変動係数 (%)
建屋全体*	51	22.1	42.1	8.9	21.1
基礎スラブ	3	22.1	38.0	—	—

※建屋全体の値には基礎スラブの供試体3体を含む

付表5-2 建設時の強度管理記録による基礎スラブのコンクリート強度

部位	サンプル数	設計 基準強度 (N/mm ²)	圧縮強度(4週強度)		
			平均値 (N/mm ²)	標準偏差	変動係数 (%)
基礎スラブ	138	22.1	31.0	3.3	10.6

付表5-3 建設時の強度管理記録による基礎スラブのコンクリート強度

部位	サンプル数	設計 基準強度 (N/mm ²)	圧縮強度(4週強度)		
			平均値 (N/mm ²)	標準偏差	変動係数 (%)
人工岩盤	150	13.7	16.9	1.8	10.7

資料3 格納容器底部コンクリートマットの
荷重組み合わせに対する原子炉建屋基礎盤の影響評価

1. 概要

原子炉建屋基礎盤は、原子炉格納容器の底部に該当する部分（以下「原子炉格納容器底部コンクリートマット」という。）並びに、二次格納施設にあたる原子炉建屋原子炉棟のうち、原子炉格納容器底部コンクリートマット以外の基礎（以下「原子炉棟基礎」という。）及び原子炉建屋付属棟の基礎（以下「付属棟基礎」という。）で構成される。原子炉格納容器底部コンクリートマットについては、Sクラス施設の一部であり、資料V-2-9-2-2「原子炉格納容器底部コンクリートマットの耐震性についての計算書」にて、CCV規格に基づく荷重組合せに対する評価を実施している。一方で、原子炉棟基礎及び付属棟基礎については、Sクラス施設の間接支持構造物であり、添付書類「V-2-9-3-4 原子炉建屋基礎盤の耐震性についての計算書」にて、S₃地震時の耐震性評価を実施している。また、原子炉棟基礎が原子炉格納容器底部コンクリートマットに接続し、付属棟基礎が原子炉棟基礎に接続していることから、CCV規格に基づく荷重の組合せに対しても間接支持構造物としての機能を有していることの確認として、支配的となるS₃地震時（荷重状態IV（地震時））に対する評価を実施しており、これは上記のS₃地震時の評価と同一である。

本資料では、既工事計画認可申請において、原子炉棟基礎及び付属棟基礎が原子炉格納容器底部コンクリートマットと一体評価を実施していることを踏まえ、原子炉建屋基礎及び付属棟基礎について、原子炉格納容器底部コンクリートマットにおいて実施している荷重組合せに対する影響検討を実施する。また、原子炉棟基礎及び付属棟基礎の評価において、S₃地震時（荷重状態IV（地震時））の評価が支配的となることを確認するものである。

また、本資料は、以下の添付書類の補足説明をするものである。

- ・添付書類「V-2-9-3-4 原子炉建屋基礎盤の耐震性についての計算書」

2. 原子炉棟基礎及び付属棟基礎の影響検討

2.1 荷重組合せの整理

添付書類「V-2-9-2-2 原子炉格納容器底部コンクリートマットの耐震性についての計算書」に記載している原子炉格納容器底部コンクリートマットにおける荷重の組合せを表 2-1 に、添付書類「V-2-9-3-4 原子炉建屋基礎盤の耐震性についての計算書」に記載している原子炉棟基礎及び付属棟基礎の評価における荷重の組合せを表 2-2 に示す。

表 2-1 荷重の組合せ（原子炉格納容器底部コンクリートマット）

荷重状態	荷重時	荷重の組合せ	
		応力状態 1 ^{※1}	応力状態 2 ^{※2}
Ⅲ	地震時 (1)	$D+L+E_0+P_1+H_1+K_d+E_d$	$D+L+E_0+P_1+H_1+K_d+E_d+T_1$
	(異常+地震)時 (1)	$D+L+E_0+P_{25}+K_d+E_d$	$D+L+E_0+P_{25}+K_d+E_d+T_{25}$
Ⅳ	地震時 (2)	$D+L+E_0+P_1+H_1+K_s+E_s$	—
	(異常+地震)時 (2)	$D+L+E_0+P_{21}+K_d+E_d$	—
Ⅴ	(異常+地震)時 (3)	$D+L+E_0+P_{SAL}+HS_{SAL}+K_d+E_d$	—
	(異常+地震)時 (4)	$D+L+E_0+P_{SAL}+HS_{SAL}+H_{SA}+K_d+E_d$	—
	(異常+地震)時 (5)	$D+L+E_0+P_{SALL}+HS_{SALL}+K_s+E_s$	—

※1：応力状態 1 各荷重状態において温度荷重により生じる応力を除いた応力が生じている状態をいう。

※2：応力状態 2 各荷重状態において応力が生じている状態をいう。

- D : 死荷重
- L : 活荷重（地震時の積雪荷重 $S_{地震時}$ を含む）
- E_0 : 常時土圧荷重
- E_d, E_s : 地震時増分土圧荷重
- K_d, K_s : 地震荷重
- T_1 : 運転時温度荷重
- T_{25} : 事故時温度荷重（30 日後）
- P_1 : 運転時圧力
- P_{21} : 事故時圧力（直後）
- P_{25} : 事故時圧力（30 日後）
- P_{SAL} : SA (L) 時圧力
- P_{SALL} : SA (LL) 時圧力
- H_1 : 逃がし安全弁作動時荷重
- H_{SA} : チャギング荷重（SA 時）
- HS_{SAL} : SA (L) 時水圧荷重
- HS_{SALL} : SA (LL) 時水圧荷重

表 2-2 荷重の組合せ (原子炉棟基礎及び付属棟基礎)

外力の状態	荷重の組合せ	
	応力状態 1 ^{※1}	応力状態 2 ^{※2}
S _d 地震時	D+L+E ₀ +P ₁ +H ₁ +K _d +E _d	D+L+E ₀ +P ₁ +H ₁ +K _d +E _d +T ₁
S _s 地震時	D+L+E ₀ +P ₁ +H ₁ +K _s +E _s	—

※1：応力状態 1 各荷重状態において温度荷重により生じる応力を除いた応力が生じている状態をいう。

※2：応力状態 2 各荷重状態において応力が生じている状態をいう。

- D : 死荷重
- L : 活荷重 (地震時の積雪荷重 S_{地震時}を含む)
- E₀ : 常時土圧荷重
- E_d, E_s : 地震時増分土圧荷重
- K_d, K_s : 地震荷重
- T₁ : 運転時温度荷重
- P₁ : 運転時圧力*
- H₁ : 逃がし安全弁作動時荷重*

※：原子炉格納容器底部コンクリートマットに作用

2.2 検討方針

原子炉棟基礎及び付属棟基礎の影響検討は、3次元FEMモデルを用いた弾性応力解析によることとし、荷重状態Ⅲ～Ⅴに対して、以下の(1)及び(2)の方針に基づき断面の評価を行う。

また、原子炉棟基礎及び付属棟基礎については、添付書類「V-2-9-3-4 原子炉建屋基礎盤の耐震性についての計算書」の「4.4 解析モデル及び諸元」に示すとおり、原子炉格納容器底部コンクリートマットを含めた全体モデルを用いているため、原子炉棟基礎及び付属棟基礎の影響検討には、添付書類「V-2-9-2-2 原子炉格納容器底部コンクリートマットの耐震性についての計算書」の「4. 応力解析による評価方向」にて得られた原子炉棟基礎及び付属棟基礎の応力を用いるものとする。

(1) 荷重状態Ⅲに対する評価

荷重状態Ⅲに対する評価は、原子炉棟基礎及び付属棟基礎について、地震力と地震力以外の荷重の組合せの結果、発生する応力が「CCV規格」に基づいて設定した許容限界を超えないことを確認する。

(2) 荷重状態Ⅳ及びⅤに対する評価

荷重状態Ⅳ及びⅤに対する評価は、原子炉棟基礎及び付属棟基礎について、地震力と地震力以外の荷重の組合せの結果、発生する応力またはひずみが「CCV規格」に基づいて設定した許容限界を超えないことを確認する。

2.3 荷重の組合せケース

各荷重状態で考慮する応力が次の荷重ケースによる応力を組み合わせて求める。

DL	: 死荷重+活荷重
E_0	: 常時土圧荷重
E_{dNS}	: NS 方向 S_d 地震時増分土圧荷重
E_{dEW}	: EW 方向 S_d 地震時増分土圧荷重
E_{sNS}	: NS 方向 S_s 地震時増分土圧
E_{sEW}	: EW 方向 S_s 地震時増分土圧
K_{d1SN}^*	: S→N 方向 S_d 地震荷重 (動的地震力)
K_{d1WE}^*	: W→E 方向 S_d 地震荷重 (動的地震力)
K_{d1DU}^*	: 鉛直方向 S_d 地震荷重 (動的地震力)
K_{d2SN}^*	: S→N 方向 S_d 地震荷重 (静的地震力)
K_{d2WE}^*	: W→E 方向 S_d 地震荷重 (静的地震力)
K_{d2DU}^*	: 鉛直方向 S_d 地震荷重 (静的地震力)
K_{sSN}^*	: S→N 方向 S_s 地震荷重
K_{sWE}^*	: W→E 方向 S_s 地震荷重
K_{sDU}^*	: 鉛直方向 S_s 地震荷重
T_1	: 運転時温度荷重
T_{25}	: 事故時温度荷重 (30 日後)
P_1	: 運転時圧力
P_{21}	: 事故時圧力 (直後)
P_{25}	: 事故時圧力 (30 日後)
P_{SAL}	: SA (L) 時圧力
P_{SALL}	: SA (LL) 時圧力
H_1	: 逃がし安全弁作動時荷重
H_{SA}	: チャギング荷重 (SA 時)
HS_{SAL}	: SA (L) 時水圧荷重
HS_{SALL}	: SA (LL) 時水圧荷重

※: 計算上の座標軸を基本として, EW 方向は W→E 方向加力, NS 方向は S→N 方向加力, 鉛直方向は上向き加力を記載している。

荷重の組合せケースを表 2-3 に示す。

水平地震力と鉛直地震力による応力の組合せは, 「原子力発電所耐震設計技術規定」 EAC4601-2008 ((社) 日本電気協会, 2008 年) を参考に, 組合せ係数法 (組合せ係数は 1.0 と 0.4) を用いるものとする。

表 2-3 (1/7) 荷重の組合せケース

荷重状態	荷重時名称	ケース No.	荷重の組合せ
Ⅲ	地震時 (1)	1-1	$DL + E_0 + P_1 + H_1 + 1.0K_{d1SN} + 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dNS} + [T_1]$
		1-2	$DL + E_0 + P_1 + H_1 + 1.0K_{d1WE} + 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dEW} + [T_1]$
		1-3	$DL + E_0 + P_1 + H_1 - 1.0K_{d1SN} + 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dNS} + [T_1]$
		1-4	$DL + E_0 + P_1 + H_1 - 1.0K_{d1WE} + 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dEW} + [T_1]$
		1-5	$DL + E_0 + P_1 + H_1 + 1.0K_{d1SN} - 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dNS} + [T_1]$
		1-6	$DL + E_0 + P_1 + H_1 + 1.0K_{d1WE} - 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dEW} + [T_1]$
		1-7	$DL + E_0 + P_1 + H_1 - 1.0K_{d1SN} - 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dNS} + [T_1]$
		1-8	$DL + E_0 + P_1 + H_1 - 1.0K_{d1WE} - 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dEW} + [T_1]$
		1-9	$DL + E_0 + P_1 + H_1 + 0.4K_{d1SN} + 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dNS} + [T_1]$
		1-10	$DL + E_0 + P_1 + H_1 + 0.4K_{d1WE} + 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dEW} + [T_1]$
		1-11	$DL + E_0 + P_1 + H_1 - 0.4K_{d1SN} + 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dNS} + [T_1]$
		1-12	$DL + E_0 + P_1 + H_1 - 0.4K_{d1WE} + 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dEW} + [T_1]$
		1-13	$DL + E_0 + P_1 + H_1 + 0.4K_{d1SN} - 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dNS} + [T_1]$
		1-14	$DL + E_0 + P_1 + H_1 + 0.4K_{d1WE} - 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dEW} + [T_1]$
		1-15	$DL + E_0 + P_1 + H_1 - 0.4K_{d1SN} - 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dNS} + [T_1]$
		1-16	$DL + E_0 + P_1 + H_1 - 0.4K_{d1WE} - 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dEW} + [T_1]$
		1-17	$DL + E_0 + P_1 + H_1 + 1.0K_{d2SN} + 1.0K_{d2DU} + 1.0E_{dNS} + [T_1]$
		1-18	$DL + E_0 + P_1 + H_1 + 1.0K_{d2WE} + 1.0K_{d2DU} + 1.0E_{dEW} + [T_1]$
		1-19	$DL + E_0 + P_1 + H_1 - 1.0K_{d2SN} + 1.0K_{d2DU} + 1.0E_{dNS} + [T_1]$
		1-20	$DL + E_0 + P_1 + H_1 - 1.0K_{d2WE} + 1.0K_{d2DU} + 1.0E_{dEW} + [T_1]$
		1-21	$DL + E_0 + P_1 + H_1 + 1.0K_{d2SN} - 1.0K_{d2DU} + 1.0E_{dNS} + [T_1]$
		1-22	$DL + E_0 + P_1 + H_1 + 1.0K_{d2WE} - 1.0K_{d2DU} + 1.0E_{dEW} + [T_1]$
		1-23	$DL + E_0 + P_1 + H_1 - 1.0K_{d2SN} - 1.0K_{d2DU} + 1.0E_{dNS} + [T_1]$
		1-24	$DL + E_0 + P_1 + H_1 - 1.0K_{d2WE} - 1.0K_{d2DU} + 1.0E_{dEW} + [T_1]$

※[]は応力状態 2 に対する荷重を表す。

表 2-3 (2/7) 荷重の組合せケース

荷重状態	荷重時名称	ケース No.	荷重の組合せ
Ⅲ	(異常+地震) 時 (1)	2-1	$DL + E_0 + P_{25} + 1.0K_{d1SN} + 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dNS} + [T_{25}]$
		2-2	$DL + E_0 + P_{25} + 1.0K_{d1WE} + 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dEW} + [T_{25}]$
		2-3	$DL + E_0 + P_{25} - 1.0K_{d1SN} + 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dNS} + [T_{25}]$
		2-4	$DL + E_0 + P_{25} - 1.0K_{d1WE} + 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dEW} + [T_{25}]$
		2-5	$DL + E_0 + P_{25} + 1.0K_{d1SN} - 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dNS} + [T_{25}]$
		2-6	$DL + E_0 + P_{25} + 1.0K_{d1WE} - 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dEW} + [T_{25}]$
		2-7	$DL + E_0 + P_{25} - 1.0K_{d1SN} - 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dNS} + [T_{25}]$
		2-8	$DL + E_0 + P_{25} - 1.0K_{d1WE} - 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dEW} + [T_{25}]$
		2-9	$DL + E_0 + P_{25} + 0.4K_{d1SN} + 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dNS} + [T_{25}]$
		2-10	$DL + E_0 + P_{25} + 0.4K_{d1WE} + 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dEW} + [T_{25}]$
		2-11	$DL + E_0 + P_{25} - 0.4K_{d1SN} + 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dNS} + [T_{25}]$
		2-12	$DL + E_0 + P_{25} - 0.4K_{d1WE} + 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dEW} + [T_{25}]$
		2-13	$DL + E_0 + P_{25} + 0.4K_{d1SN} - 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dNS} + [T_{25}]$
		2-14	$DL + E_0 + P_{25} + 0.4K_{d1WE} - 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dEW} + [T_{25}]$
		2-15	$DL + E_0 + P_{25} - 0.4K_{d1SN} - 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dNS} + [T_{25}]$
		2-16	$DL + E_0 + P_{25} - 0.4K_{d1WE} - 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dEW} + [T_{25}]$
		2-17	$DL + E_0 + P_{25} + 1.0K_{d2SN} + 1.0K_{d2DU} + 1.0E_{dNS} + [T_{25}]$
		2-18	$DL + E_0 + P_{25} + 1.0K_{d2WE} + 1.0K_{d2DU} + 1.0E_{dEW} + [T_{25}]$
		2-19	$DL + E_0 + P_{25} - 1.0K_{d2SN} + 1.0K_{d2DU} + 1.0E_{dNS} + [T_{25}]$
		2-20	$DL + E_0 + P_{25} - 1.0K_{d2WE} + 1.0K_{d2DU} + 1.0E_{dEW} + [T_{25}]$
		2-21	$DL + E_0 + P_{25} + 1.0K_{d2SN} - 1.0K_{d2DU} + 1.0E_{dNS} + [T_{25}]$
		2-22	$DL + E_0 + P_{25} + 1.0K_{d2WE} - 1.0K_{d2DU} + 1.0E_{dEW} + [T_{25}]$
		2-23	$DL + E_0 + P_{25} - 1.0K_{d2SN} - 1.0K_{d2DU} + 1.0E_{dNS} + [T_{25}]$
		2-24	$DL + E_0 + P_{25} - 1.0K_{d2WE} - 1.0K_{d2DU} + 1.0E_{dEW} + [T_{25}]$

※[]は応力状態 2 に対する荷重を表す。

表 2-3 (3/7) 荷重の組合せケース

荷重状態	荷重時名称	ケース No.	荷重の組合せ
IV	地震時 (2)	3-1	$DL + E_0 + P_1 + H_1 + 1.0K_{sSN} + 0.4K_{sDU} + 1.0E_{sNS}$
		3-2	$DL + E_0 + P_1 + H_1 + 1.0K_{sWE} + 0.4K_{sDU} + 1.0E_{sEW}$
		3-3	$DL + E_0 + P_1 + H_1 - 1.0K_{sSN} + 0.4K_{sDU} + 1.0E_{sNS}$
		3-4	$DL + E_0 + P_1 + H_1 - 1.0K_{sWE} + 0.4K_{sDU} + 1.0E_{sEW}$
		3-5	$DL + E_0 + P_1 + H_1 + 1.0K_{sSN} - 0.4K_{sDU} + 1.0E_{sNS}$
		3-6	$DL + E_0 + P_1 + H_1 + 1.0K_{sWE} - 0.4K_{sDU} + 1.0E_{sEW}$
		3-7	$DL + E_0 + P_1 + H_1 - 1.0K_{sSN} - 0.4K_{sDU} + 1.0E_{sNS}$
		3-8	$DL + E_0 + P_1 + H_1 - 1.0K_{sWE} - 0.4K_{sDU} + 1.0E_{sEW}$
		3-9	$DL + E_0 + P_1 + H_1 + 0.4K_{sSN} + 1.0K_{sDU} + 0.4E_{sNS}$
		3-10	$DL + E_0 + P_1 + H_1 + 0.4K_{sWE} + 1.0K_{sDU} + 0.4E_{sEW}$
		3-11	$DL + E_0 + P_1 + H_1 - 0.4K_{sSN} + 1.0K_{sDU} + 0.4E_{sNS}$
		3-12	$DL + E_0 + P_1 + H_1 - 0.4K_{sWE} + 1.0K_{sDU} + 0.4E_{sEW}$
		3-13	$DL + E_0 + P_1 + H_1 + 0.4K_{sSN} - 1.0K_{sDU} + 0.4E_{sNS}$
		3-14	$DL + E_0 + P_1 + H_1 + 0.4K_{sWE} - 1.0K_{sDU} + 0.4E_{sEW}$
		3-15	$DL + E_0 + P_1 + H_1 - 0.4K_{sSN} - 1.0K_{sDU} + 0.4E_{sNS}$
		3-16	$DL + E_0 + P_1 + H_1 - 0.4K_{sWE} - 1.0K_{sDU} + 0.4E_{sEW}$

表 2-3 (4/7) 荷重の組合せケース

荷重状態	荷重時名称	ケース No.	荷重の組合せ
IV	(異常+地震)時 (2)	4-1	$DL + E_0 + P_{21} + 1.0K_{d1SN} + 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dNS}$
		4-2	$DL + E_0 + P_{21} + 1.0K_{d1WE} + 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dEW}$
		4-3	$DL + E_0 + P_{21} - 1.0K_{d1SN} + 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dNS}$
		4-4	$DL + E_0 + P_{21} - 1.0K_{d1WE} + 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dEW}$
		4-5	$DL + E_0 + P_{21} + 1.0K_{d1SN} - 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dNS}$
		4-6	$DL + E_0 + P_{21} + 1.0K_{d1WE} - 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dEW}$
		4-7	$DL + E_0 + P_{21} - 1.0K_{d1SN} - 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dNS}$
		4-8	$DL + E_0 + P_{21} - 1.0K_{d1WE} - 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dEW}$
		4-9	$DL + E_0 + P_{21} + 0.4K_{d1SN} + 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dNS}$
		4-10	$DL + E_0 + P_{21} + 0.4K_{d1WE} + 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dEW}$
		4-11	$DL + E_0 + P_{21} - 0.4K_{d1SN} + 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dNS}$
		4-12	$DL + E_0 + P_{21} - 0.4K_{d1WE} + 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dEW}$
		4-13	$DL + E_0 + P_{21} + 0.4K_{d1SN} - 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dNS}$
		4-14	$DL + E_0 + P_{21} + 0.4K_{d1WE} - 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dEW}$
		4-15	$DL + E_0 + P_{21} - 0.4K_{d1SN} - 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dNS}$
		4-16	$DL + E_0 + P_{21} - 0.4K_{d1WE} - 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dEW}$
		4-17	$DL + E_0 + P_{21} + 1.0K_{d2SN} + 1.0K_{d2DU} + 1.0E_{dNS}$
		4-18	$DL + E_0 + P_{21} + 1.0K_{d2WE} + 1.0K_{d2DU} + 1.0E_{dEW}$
		4-19	$DL + E_0 + P_{21} - 1.0K_{d2SN} + 1.0K_{d2DU} + 1.0E_{dNS}$
		4-20	$DL + E_0 + P_{21} - 1.0K_{d2WE} + 1.0K_{d2DU} + 1.0E_{dEW}$
		4-21	$DL + E_0 + P_{21} + 1.0K_{d2SN} - 1.0K_{d2DU} + 1.0E_{dNS}$
		4-22	$DL + E_0 + P_{21} + 1.0K_{d2WE} - 1.0K_{d2DU} + 1.0E_{dEW}$
		4-23	$DL + E_0 + P_{21} - 1.0K_{d2SN} - 1.0K_{d2DU} + 1.0E_{dNS}$
		4-24	$DL + E_0 + P_{21} - 1.0K_{d2WE} - 1.0K_{d2DU} + 1.0E_{dEW}$

表 2-3 (5/7) 荷重の組合せケース

荷重状態	荷重時名称	ケース No.	荷重の組合せ
V	(異常+地震) 時 (3)	5-1	$DL + E_0 + P_{SAL} + HS_{SAL} + 1.0K_{d1SN} + 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dNS}$
		5-2	$DL + E_0 + P_{SAL} + HS_{SAL} + 1.0K_{d1WE} + 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dEW}$
		5-3	$DL + E_0 + P_{SAL} + HS_{SAL} - 1.0K_{d1SN} + 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dNS}$
		5-4	$DL + E_0 + P_{SAL} + HS_{SAL} - 1.0K_{d1WE} + 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dEW}$
		5-5	$DL + E_0 + P_{SAL} + HS_{SAL} + 1.0K_{d1SN} - 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dNS}$
		5-6	$DL + E_0 + P_{SAL} + HS_{SAL} + 1.0K_{d1WE} - 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dEW}$
		5-7	$DL + E_0 + P_{SAL} + HS_{SAL} - 1.0K_{d1SN} - 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dNS}$
		5-8	$DL + E_0 + P_{SAL} + HS_{SAL} - 1.0K_{d1WE} - 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dEW}$
		5-9	$DL + E_0 + P_{SAL} + HS_{SAL} + 0.4K_{d1SN} + 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dNS}$
		5-10	$DL + E_0 + P_{SAL} + HS_{SAL} + 0.4K_{d1WE} + 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dEW}$
		5-11	$DL + E_0 + P_{SAL} + HS_{SAL} - 0.4K_{d1SN} + 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dNS}$
		5-12	$DL + E_0 + P_{SAL} + HS_{SAL} - 0.4K_{d1WE} + 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dEW}$
		5-13	$DL + E_0 + P_{SAL} + HS_{SAL} + 0.4K_{d1SN} - 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dNS}$
		5-14	$DL + E_0 + P_{SAL} + HS_{SAL} + 0.4K_{d1WE} - 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dEW}$
		5-15	$DL + E_0 + P_{SAL} + HS_{SAL} - 0.4K_{d1SN} - 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dNS}$
		5-16	$DL + E_0 + P_{SAL} + HS_{SAL} - 0.4K_{d1WE} - 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dEW}$

表 2-3 (6/7) 荷重の組合せケース

荷重状態	荷重時名称	ケース No.	荷重の組合せ
V	(異常+地震)時 (4)	6-1	$DL + E_0 + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} + 1.0K_{d1SN} + 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dNS}$
		6-2	$DL + E_0 + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} + 1.0K_{d1WE} + 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dEW}$
		6-3	$DL + E_0 + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} - 1.0K_{d1SN} + 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dNS}$
		6-4	$DL + E_0 + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} - 1.0K_{d1WE} + 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dEW}$
		6-5	$DL + E_0 + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} + 1.0K_{d1SN} - 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dNS}$
		6-6	$DL + E_0 + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} + 1.0K_{d1WE} - 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dEW}$
		6-7	$DL + E_0 + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} - 1.0K_{d1SN} - 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dNS}$
		6-8	$DL + E_0 + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} - 1.0K_{d1WE} - 0.4K_{d1DU} + 1.0E_{dEW}$
		6-9	$DL + E_0 + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} + 0.4K_{d1SN} + 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dNS}$
		6-10	$DL + E_0 + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} + 0.4K_{d1WE} + 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dEW}$
		6-11	$DL + E_0 + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} - 0.4K_{d1SN} + 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dNS}$
		6-12	$DL + E_0 + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} - 0.4K_{d1WE} + 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dEW}$
		6-13	$DL + E_0 + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} + 0.4K_{d1SN} - 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dNS}$
		6-14	$DL + E_0 + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} + 0.4K_{d1WE} - 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dEW}$
		6-15	$DL + E_0 + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} - 0.4K_{d1SN} - 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dNS}$
		6-16	$DL + E_0 + P_{SAL} + HS_{SAL} + H_{SA} - 0.4K_{d1WE} - 1.0K_{d1DU} + 0.4E_{dEW}$

表 2-3 (7/7) 荷重の組合せケース

荷重状態	荷重時名称	ケース No.	荷重の組合せ
V	(異常+地震)時 (5)	7-1	$DL + E_0 + P_{SALL} + HS_{SALL} + 1.0K_{sSN} + 0.4K_{sDU} + 1.0E_{sNS}$
		7-2	$DL + E_0 + P_{SALL} + HS_{SALL} + 1.0K_{sWE} + 0.4K_{sDU} + 1.0E_{sEW}$
		7-3	$DL + E_0 + P_{SALL} + HS_{SALL} - 1.0K_{sSN} + 0.4K_{sDU} + 1.0E_{sNS}$
		7-4	$DL + E_0 + P_{SALL} + HS_{SALL} - 1.0K_{sWE} + 0.4K_{sDU} + 1.0E_{sEW}$
		7-5	$DL + E_0 + P_{SALL} + HS_{SALL} + 1.0K_{sSN} - 0.4K_{sDU} + 1.0E_{sNS}$
		7-6	$DL + E_0 + P_{SALL} + HS_{SALL} + 1.0K_{sWE} - 0.4K_{sDU} + 1.0E_{sEW}$
		7-7	$DL + E_0 + P_{SALL} + HS_{SALL} - 1.0K_{sSN} - 0.4K_{sDU} + 1.0E_{sNS}$
		7-8	$DL + E_0 + P_{SALL} + HS_{SALL} - 1.0K_{sWE} - 0.4K_{sDU} + 1.0E_{sEW}$
		7-9	$DL + E_0 + P_{SALL} + HS_{SALL} + 0.4K_{sSN} + 1.0K_{sDU} + 0.4E_{sNS}$
		7-10	$DL + E_0 + P_{SALL} + HS_{SALL} + 0.4K_{sWE} + 1.0K_{sDU} + 0.4E_{sEW}$
		7-11	$DL + E_0 + P_{SALL} + HS_{SALL} - 0.4K_{sSN} + 1.0K_{sDU} + 0.4E_{sNS}$
		7-12	$DL + E_0 + P_{SALL} + HS_{SALL} - 0.4K_{sWE} + 1.0K_{sDU} + 0.4E_{sEW}$
		7-13	$DL + E_0 + P_{SALL} + HS_{SALL} + 0.4K_{sSN} - 1.0K_{sDU} + 0.4E_{sNS}$
		7-14	$DL + E_0 + P_{SALL} + HS_{SALL} + 0.4K_{sWE} - 1.0K_{sDU} + 0.4E_{sEW}$
		7-15	$DL + E_0 + P_{SALL} + HS_{SALL} - 0.4K_{sSN} - 1.0K_{sDU} + 0.4E_{sNS}$
		7-16	$DL + E_0 + P_{SALL} + HS_{SALL} - 0.4K_{sWE} - 1.0K_{sDU} + 0.4E_{sEW}$

2.4 断面の評価方法

断面の評価方法は、添付書類「V-2-9-2-2 原子炉格納容器底部コンクリートマットの耐震性についての計算書」の「4.5.2 断面の評価方法」に記載の原子炉格納容器底部コンクリートマットの評価方法に準ずるものとする。

2.5 評価結果

断面の評価結果を以下に示す。

(1) 荷重状態Ⅲ

断面の評価結果を記載する要素を、以下のとおり選定する。

軸力及び曲げモーメントによる引張応力度及び圧縮応力度並びに面外せん断応力度に対する評価において、発生値に対する許容値の割合が最小となる要素をそれぞれ選定する。

選定した要素の位置を図 2-1 及び図 2-2 に、評価結果を表 2-4 及び表 2-5 に示す。

荷重状態Ⅲにおいて、軸力及び曲げモーメントによる引張応力度及び圧縮応力度並びに面外せん断応力度を算定し、各許容値を超えないことを確認した。

(2) 荷重状態Ⅳ及びⅤ

断面の評価結果を記載する要素を、以下のとおり選定する。

軸力及び曲げモーメントによる鉄筋及びコンクリートのひずみ並びに面外せん断応力度に対する評価において、発生値に対する許容値の割合が最小となる要素をそれぞれ選定する。

選定した要素の位置を図 2-3～図 2-7 に、評価結果を表 2-6～表 2-10 に示す。

荷重状態Ⅳ及びⅤにおいて、軸力及び曲げモーメントによる鉄筋及びコンクリートのひずみ並びに面外せん断応力度を算定し、各許容値を超えないことを確認した。

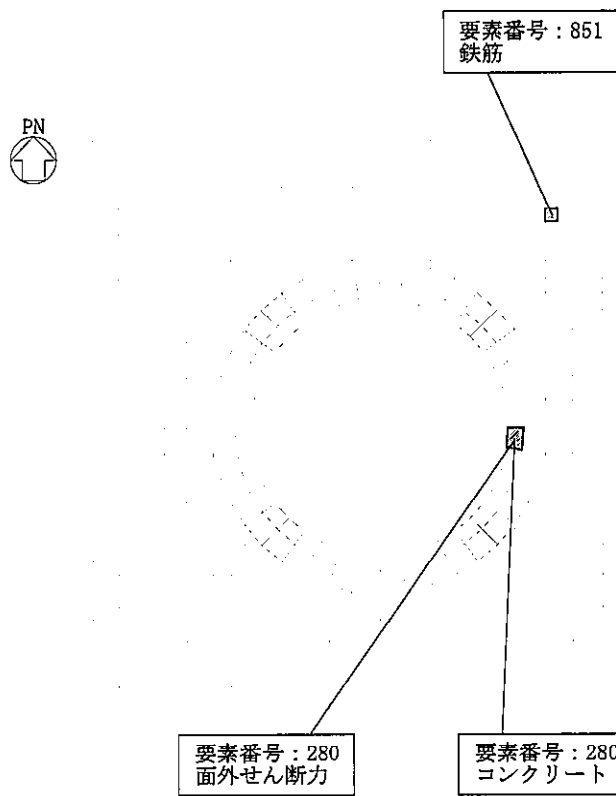


図 2-1 結果を記載する要素の位置 荷重状態Ⅲ・地震時(1)

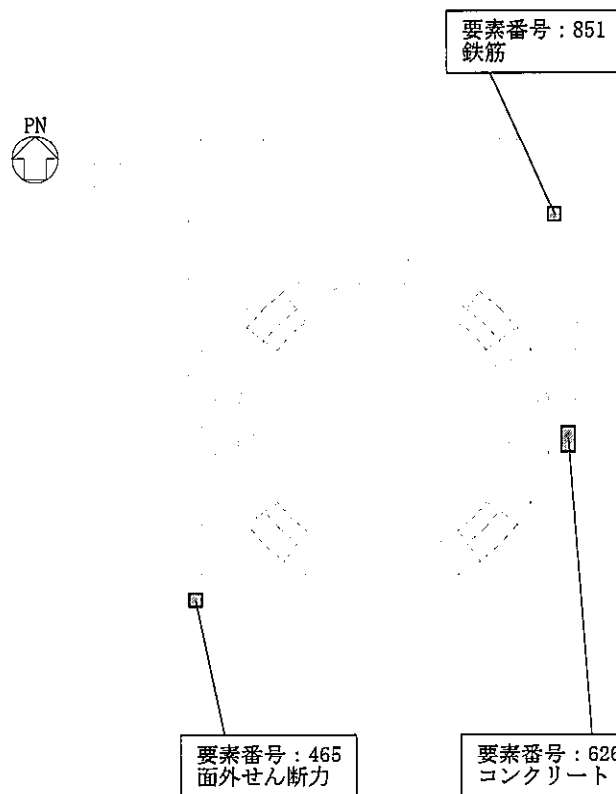


図 2-2 結果を記載する要素の位置 荷重状態Ⅲ・(異常+地震) 時(1)

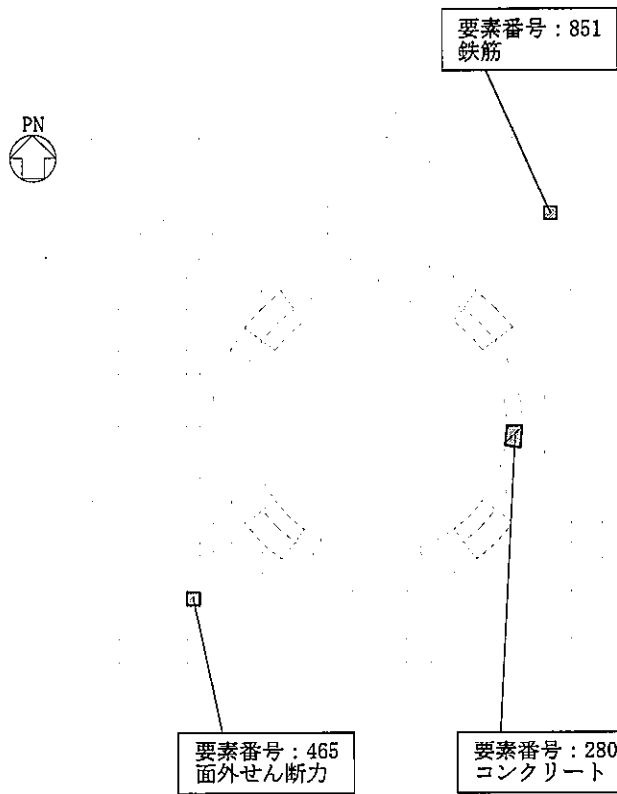


図 2-3 結果を記載する要素の位置 荷重状態IV・地震時(2)

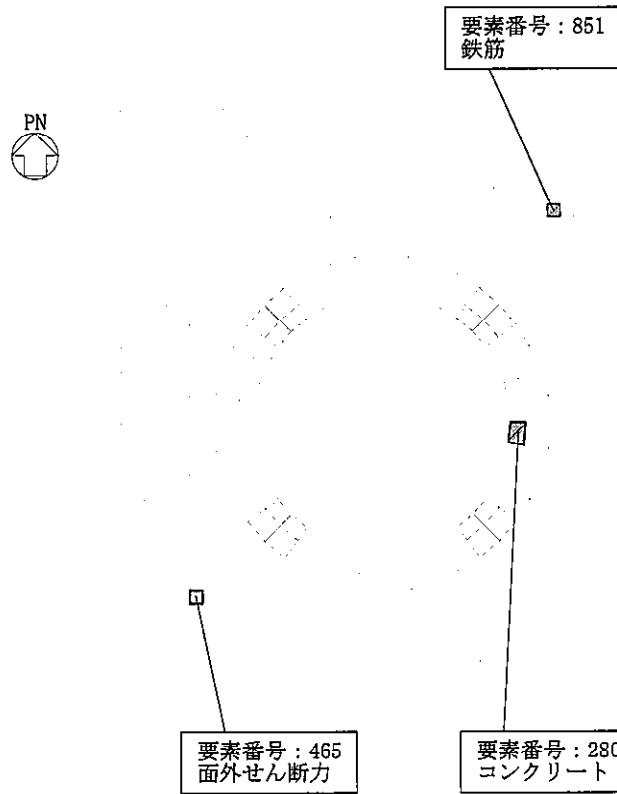


図 2-4 結果を記載する要素の位置 荷重状態IV・(異常+地震)時(2)

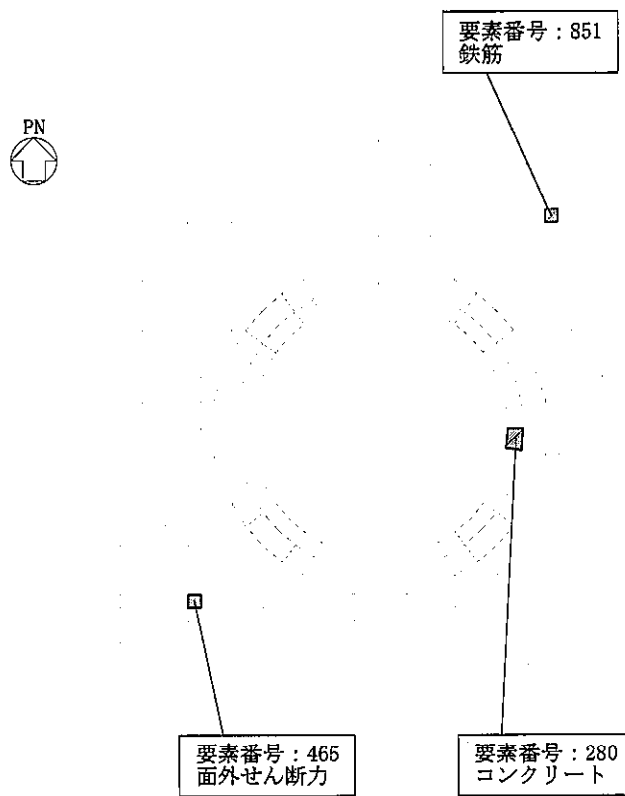


図 2-5 結果を記載する要素の位置 荷重状態V・(異常+地震)時(3)

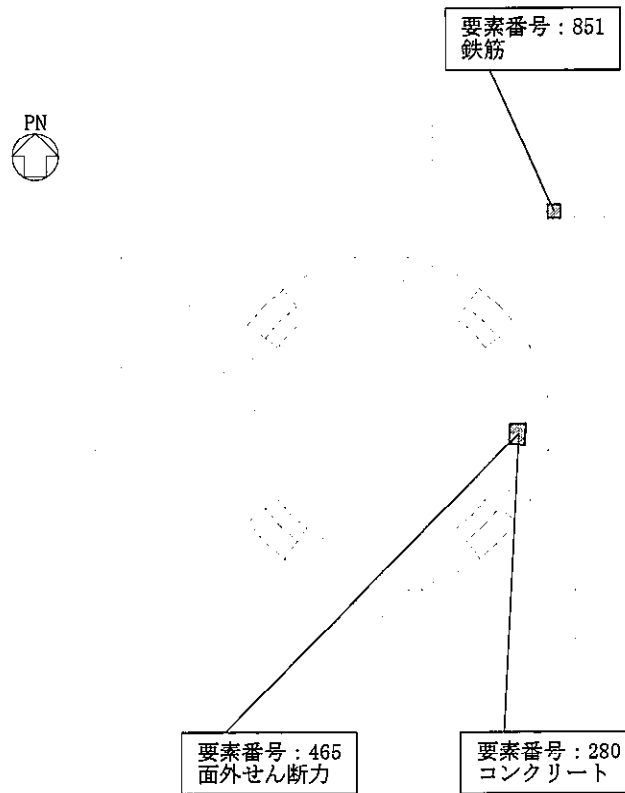


図 2-6 結果を記載する要素の位置 荷重状態V・(異常+S_d地震)時(4)

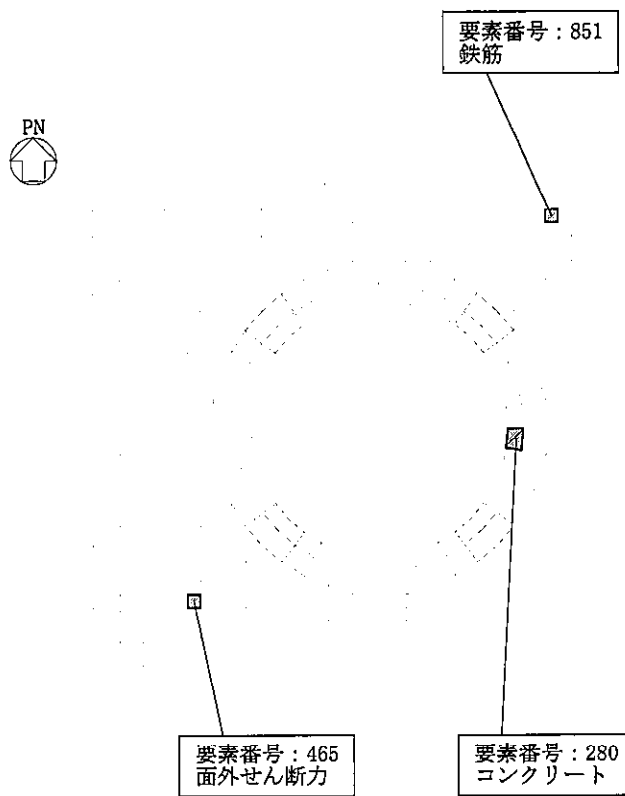


図 2-7 結果を記載する要素の位置 荷重状態 V・(異常 + S_d地震) 時(5)

表 2-4 評価結果 荷重状態Ⅲ・地震時(1)

評価項目		要素番号	組合せケース	発生値	許容値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮応力度 (N/mm ²)	280	1-22	7.35	16.5
	鉄筋引張応力度 (N/mm ²)	851	1-19	242	345
面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm ²)	280	1-22	0.977	1.90

表 2-5 評価結果 荷重状態Ⅲ・(異常+地震)時(1)

評価項目		要素番号	組合せケース	発生値	許容値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮応力度 (N/mm ²)	626	2-22	7.08	16.5
	鉄筋引張応力度 (N/mm ²)	851	2-19	254	345
面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm ²)	465	2-24	1.02	2.19

表 2-6 評価結果 荷重状態Ⅳ・地震時(2)

評価項目		要素番号	組合せケース	発生値	許容値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	280	3-2	0.753	3.00
	鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	851	3-7	1.59	5.00
面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm ²)	465	3-4	1.90	2.19

表 2-7 評価結果 荷重状態Ⅳ・(異常+地震)時(2)

評価項目		要素番号	組合せケース	発生値	許容値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	280	4-22	0.444	3.00
	鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	851	4-19	1.14	5.00
面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm ²)	465	4-24	1.07	2.19

表 2-8 評価結果 荷重状態 V・(異常+地震)時(3)

評価項目		要素番号	組合せケース	発生値	許容値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	280	5-6	0.448	3.00
	鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	851	5-3	1.04	5.00
面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	465	5-8	1.05	2.19

表 2-9 評価結果 荷重状態 V・(異常+地震)時(4)

評価項目		要素番号	組合せケース	発生値	許容値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	280	6-6	0.478	3.00
	鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	851	6-3	1.05	5.00
面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	280	6-6	1.10	2.15

表 2-10 評価結果 荷重状態 V・(異常+地震)時(5)

評価項目		要素番号	組合せケース	発生値	許容値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	280	7-2	0.742	3.00
	鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	851	7-7	1.57	5.00
面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	465	7-4	1.80	2.19

3. 原子炉棟基礎及び付属棟基礎の評価において支配的となる荷重の組合せについて

3.1 概要

原子炉棟基礎が原子炉格納容器底部コンクリートマットの接続し、付属棟基礎が原子炉棟基礎に接続していることから、添付書類「V-2-9-3-4 原子炉建屋基礎盤の耐震性についての計算書」においては、原子炉格納容器底部コンクリートマットの耐震評価における荷重組み合わせに対しても支持機能を有していることを確認しており、その評価は、機能維持に対して支配的であるS₀地震時（荷重状態IV（地震時））の評価を実施している。本章では、原子炉棟基礎及び付属棟基礎の支持機能の維持に対してS₀地震時（荷重状態IV（地震時））が支配的となることを確認する。

3.2 荷重組合せ

添付書類「V-2-9-2-2 原子炉格納容器底部コンクリートマットの耐震性についての計算書」に記載している原子炉格納容器底部コンクリートマットの評価における荷重の組み合わせを表3-1に示す。

原子炉棟基礎及び付属棟基礎に求められる機能が支持機能であり、許容限界が終局耐力であることから、応力状態Iが本章の対象となる。また、荷重状態IIIの地震時及び（異常＋地震）時については、それぞれ荷重状態IVの地震時及び（異常＋地震）時に包絡される。また、荷重状態Vについては、それぞれ荷重状態IVの地震時及び（異常＋地震）時と比べ格納容器内の圧力及び水力学的動荷重の条件が異なるが、原子炉棟基礎及び付属棟基礎に直接作用しない荷重であり影響は軽微であると考えられる。

したがって、本章においては、荷重状態IVの地震時と、荷重状態IVの（異常＋地震）時に対する評価結果を比較する。なお、荷重状態Vについても影響の確認として評価結果を記載する。

表 3-1 荷重の組合せ (原子炉格納容器底部コンクリートマット)

荷重状態	荷重時	荷重の組合せ	
		応力状態 1※1	応力状態 2※2
III	地震時 (1)	$D+L+E_0+P_1+H_1+K_s+E_s$	$D+L+E_0+P_{25}+H_1+K_s+E_s$
	(異常+地震)時 (1)	$D+L+E_0+P_{21}+K_d+E_d$	$D+L+E_0+P_{25}+K_d+E_d$
IV	地震時 (2)	$D+L+E_0+P_1+H_1+K_s+E_s$	—
	(異常+地震)時 (2)	$D+L+E_0+P_{21}+K_d+E_d$	—
V	(異常+地震)時 (3)	$D+L+E_0+P_{SAL}+HS_{SAL}+K_d+E_d$	—
	(異常+地震)時 (4)	$D+L+E_0+P_{SAL}+HS_{SAL}+H_{SA}+K_d+E_d$	—
	(異常+地震)時 (4)	$D+L+E_0+P_{SALL}+HS_{SALL}+K_s+E_s$	—

※1：応力状態 1 各荷重状態において温度荷重により生じる応力を除いた応力が生じている状態

※2：応力状態 2 各荷重状態において応力が生じている状態をいう。

- D : 死荷重
- L : 活荷重 (地震時の積雪荷重 $S_{地震時}$ を含む)
- E_0 : 常時土圧荷重
- E_d, E_s : 地震時増分土圧荷重
- K_d, K_s : 地震荷重
- T_1 : 運転時温度荷重
- T_{25} : 事故時温度荷重 (30 日後)
- P_1 : 運転時圧力
- P_{21} : 事故時圧力 (直後)
- P_{25} : 事故時圧力 (30 日後)
- P_{SAL} : SA (L) 時圧力
- P_{SALL} : SA (LL) 時圧力
- H_1 : 逃がし安全弁作動時荷重
- H_{SA} : チャギング荷重 (SA 時)
- HS_{SAL} : SA (L) 時水圧荷重
- HS_{SALL} : SA (LL) 時水圧荷重

3.3 比較結果

表 2-6～表 2-10 に示した荷重状態Ⅳに対する評価結果を表 3-2～表 3-6 に再掲する。

各評価項目について、荷重状態Ⅳ（S₀地震）時の荷重組合せが支配的であることを確認した。また、荷重状態Ⅴについて、荷重状態Ⅳに対し格納容器内の荷重条件が異なっているが、原子炉棟基礎及び付属棟基礎に直接作用しない荷重であり影響は軽微であることを確認した。

表 3-2 評価結果 荷重状態Ⅳ・地震時(2)

評価項目		要素番号	組合せケース	発生値	許容値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	280	3-2	0.753	3.00
	鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	851	3-7	1.59	5.00
面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	465	3-4	1.90	2.19

表 3-3 評価結果 荷重状態Ⅳ・(異常+地震)時(2)

評価項目		要素番号	組合せケース	発生値	許容値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	280	4-22	0.444	3.00
	鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	851	4-19	1.14	5.00
面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	465	4-24	1.07	2.19

表 3-4 評価結果 荷重状態Ⅴ・(異常+地震)時(3)

評価項目		要素番号	組合せケース	発生値	許容値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	280	5-6	0.448	3.00
	鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	851	5-3	1.04	5.00
面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	465	5-8	1.05	2.19

表 3-5 評価結果 荷重状態 V・(異常+地震) 時(4)

評価項目		要素 番号	組合せ ケース	発生値	許容値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	280	6-6	0.478	3.00
	鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	851	6-3	1.05	5.00
面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	280	6-6	1.10	2.15

表 3-6 評価結果 荷重状態 V・(異常+地震) 時(5)

評価項目		要素 番号	組合せ ケース	発生値	許容値
軸力 + 曲げモーメント	コンクリート圧縮ひずみ ($\times 10^{-3}$)	280	7-2	0.742	3.00
	鉄筋引張ひずみ ($\times 10^{-3}$)	851	7-7	1.57	5.00
面外せん断力	面外せん断応力度 (N/mm^2)	465	7-4	1.80	2.19

資料 4 原子炉建屋基礎盤の応力解析における
耐震壁の健全性について

1. 概要

原子炉建屋基礎盤は、原子炉格納容器の底部に該当する部分（以下「原子炉格納容器底部コンクリートマット」という。）並びに、二次格納施設にあたる原子炉建屋原子炉棟のうち、原子炉格納容器底部コンクリートマット以外の基礎（以下「原子炉棟基礎」という。）及び原子炉建屋付属棟の基礎（以下「付属棟基礎」という。）で構成される。

本資料では、原子炉建屋基礎盤の応力解析において境界条件として考慮している耐震壁の健全性について確認するものである。

また、本資料は、以下の添付書類の補足説明をするものである。

- ・添付書類「V-2-9-3-4 原子炉建屋基礎盤の耐震性についての計算書」

2. 評価方針

地震応答解析に基づく各耐震壁（シェル壁（S/W）、内部ボックス壁（I/W）及び外部ボックス壁（O/W））のせん断力に、原子炉格納容器底部コンクリートマットを含む原子炉建屋基礎盤の応力解析において耐震壁が負担するせん断力を加えることで生じる各耐震壁の最大せん断ひずみが許容限界（最大せん断ひずみ 2.0×10^{-3} ）を超えないことを確認する。原子炉建屋基礎盤の応力解析モデルを図 2-1 に示す。

耐震壁をモデル化した梁要素には、鉛直方向のせん断力に加え、耐震壁の面内曲げに相当する曲げモーメントが生じる。水平地震力を負担する耐震壁に相当する梁要素において、曲げモーメントが生じる要素は、地反力を下から受ける接地領域にある要素であり、上端圧縮の曲げモーメントが生じる。このため、耐震壁には水平方向の圧縮力が作用することになり、耐震壁の機能保持の評価に与える影響はない。

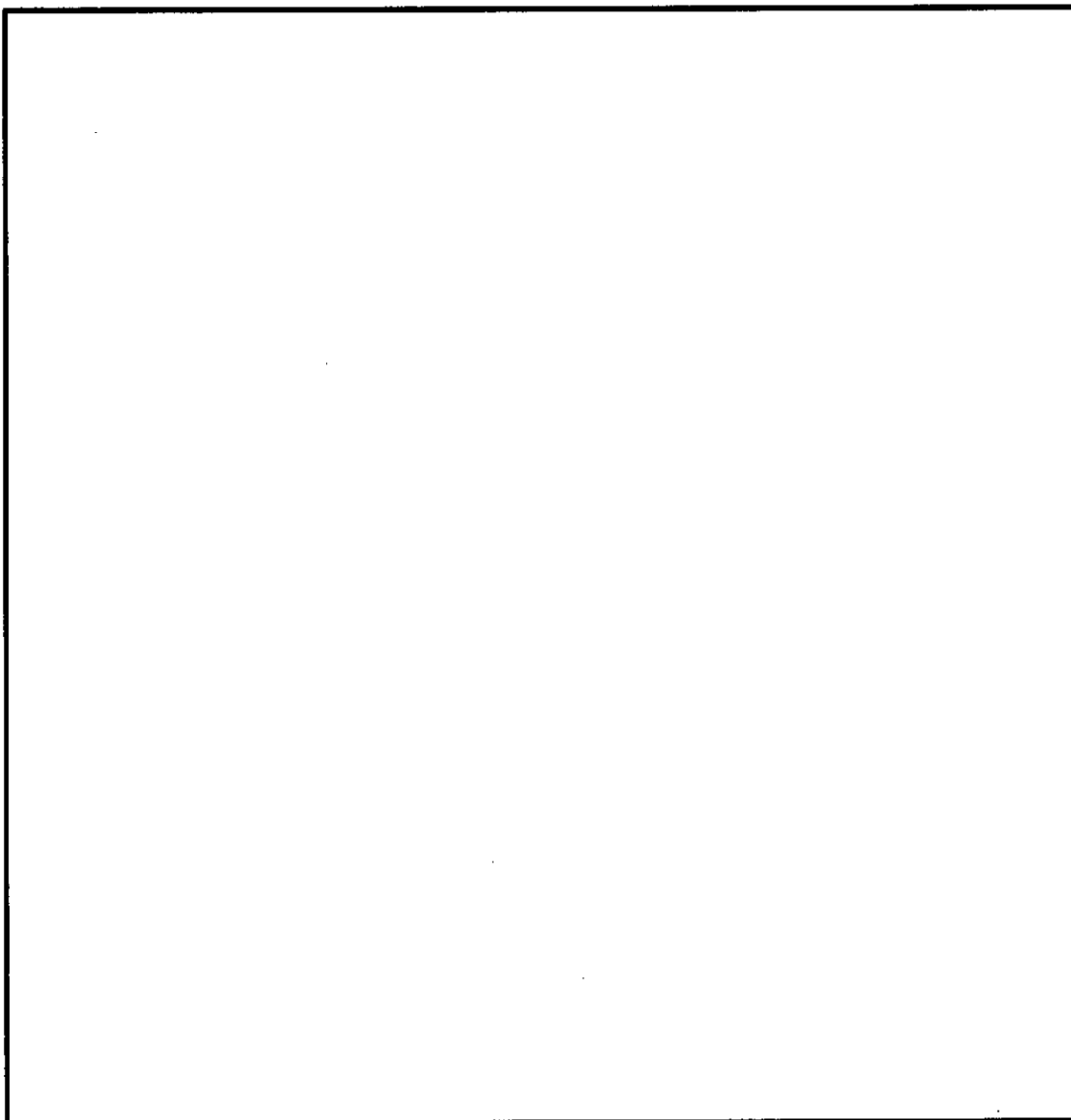


図 2-1 応力解析モデル

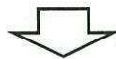
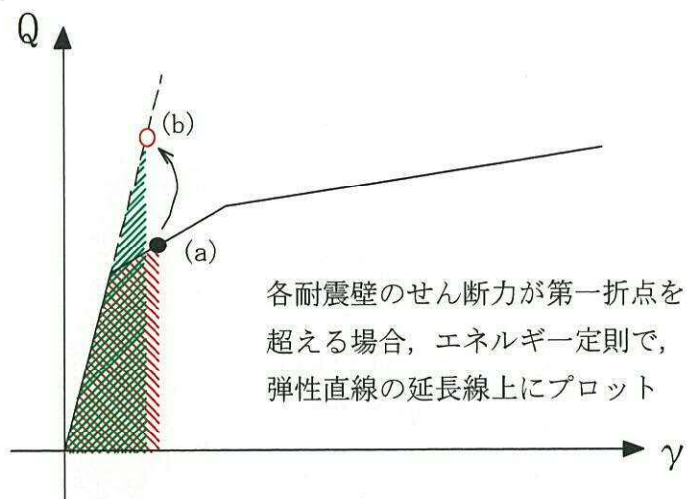
3. 評価方法

地震応答解析に基づく各耐震壁のせん断力は、「補足 370-11 原子炉建屋の耐震性評価に関する補足説明」で算定したねじれを考慮した各耐震壁のせん断力とし、原子炉建屋基礎盤の応力解析において耐震壁の剛性を考慮しているはり要素に生じるせん断力を加え、各耐震壁のせん断スケルトンカーブ上にプロットすることで、応力解析による影響を考慮した各耐震壁のせん断ひずみを算定する。

ここで、各耐震壁のせん断力及びせん断ひずみが弾性限界（せん断スケルトンカーブ上の第一折点）を超えている場合には、エネルギー一定則を用いてせん断力及びせん断ひずみを算定する。エネルギー一定則に基づく各耐震壁のせん断力及びせん断ひずみの算出方法を図 3-1 に示す。

なお、検討に用いる地震応答解析に基づく各耐震壁のせん断力は、基準地震動 S_s による基礎上端の要素（EL. 2.0 m～EL. -4.0 m）の値とし、加算するせん断力は、 S_s 地震時の応力解析結果に基づく値とする。

また、本評価では、地震応答解析結果に基づき、ねじれを考慮したせん断力分配解析により求めた各耐震壁のせん断力に、応力解析モデルにおけるはり要素に生じる面内せん断力を加算することで保守的に評価を行っている。



はり要素によるせん断力 Q_{wall} を加える。

$$Q_{wall} = \frac{Q_{bar}}{A_{bar}} A_{wall}$$

Q_{wall} : 加算するせん断力 (c)
 Q_{bar} : はり要素に生じるせん断力
 A_{bar} : はり要素のせん断断面積
 A_{wall} : 各耐震壁のせん断断面積

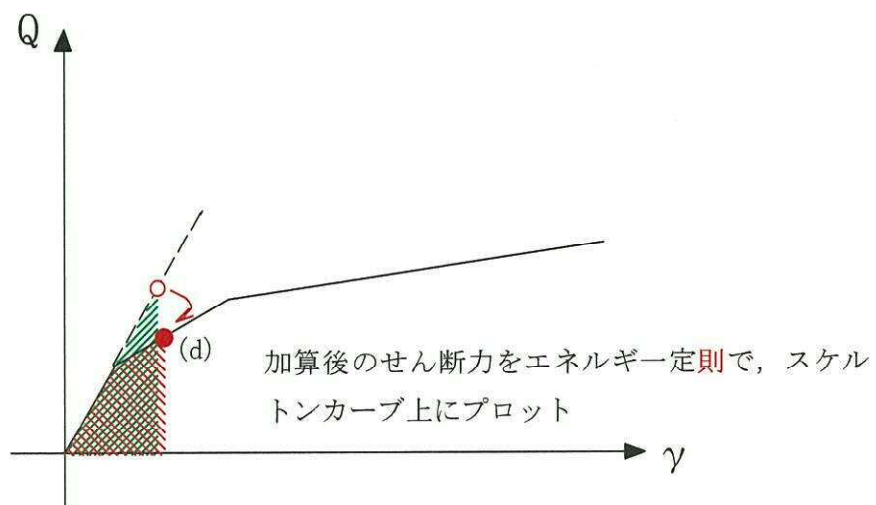
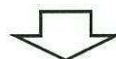


図 3-1 エネルギー一定則に基づく各耐震壁のせん断ひずみの評価方法

4. 評価結果

各耐震壁（シェル壁（S/W）、内部ボックス壁（I/W）及び外部ボックス壁（O/W））の算定したせん断ひずみを表 4-1 に示す。

表 4-1 より、各耐震壁の最大せん断ひずみは、北側外部ボックス壁（EW 方向）の 0.375×10^{-3} であり、許容限界の最大せん断ひずみ 2.0×10^{-3} を超えないことを確認した。

表 4-1 各耐震壁のせん断ひずみ

(a) NS 方向

部 位	加算前			(c)加算 せん断力 Q_{wa11} ($\times 10^3$ kN)	加算後*	
	(a)せん断力 ($\times 10^3$ kN)	せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)	(b)面積等価 せん断力 ($\times 10^3$ kN)		(d)せん断力 ($\times 10^3$ kN)	せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)
O/W-W	210	0.233	220	87.7	229	0.345
O/W-E	211	0.238	224	101	233	0.370
I/W-W	138	0.223	140	58.0	150	0.331
O/W-E	139	0.225	141	52.9	149	0.323
S/W	164	0.214	164	68.2	181	0.315

注記 * : エネルギー一定則を適用し、スケルトンカーブ上にプロットした値

(b) EW 方向

部 位	加算前			(c)加算 せん断力 Q_{wa11} ($\times 10^3$ kN)	加算後*	
	(a)せん断力 ($\times 10^3$ kN)	せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)	(b)面積等価 せん断力 ($\times 10^3$ kN)		(d)せん断力 ($\times 10^3$ kN)	せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)
O/W-N	213	0.256	239	88.4	233	0.375
O/W-S	211	0.245	230	72.1	227	0.338
I/W-N	131	0.239	140	59.1	144	0.363
O/W-S	130	0.227	133	58.3	142	0.345
S/W	163	0.213	163	68.2	181	0.313

注記 * : エネルギー一定則を適用し、スケルトンカーブ上にプロットした値

資料 5 原子炉建屋における基礎地盤の支持性能に対する
許容限界（極限支持力度）の算定について

1. 基礎地盤の支持性能に対する許容限界の算定

基礎地盤の支持性能に対する許容限界に関する基本的な考え方は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づくものとし、基礎地盤の支持性能については、基礎地盤の接地圧が、建築基礎構造設計指針（（社）日本建築学会，2001）（以下「基礎指針」という。）に基づく極限鉛直支持力度 q_u を超えないことを確認する。

極限鉛直支持力度 q_u の算定式を、以下に示す。

$$q_u = i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_\gamma + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q$$

- ここで、 q_u : 直接基礎の単位面積あたりの極限鉛直支持力度 (kN/m²)
 N_c, N_γ, N_q : 支持力係数
 c : 支持地盤の粘着力 (kN/m²)
 γ_1 : 支持地盤の水中単位体積重量 (kN/m³)
 γ_2 : 根入れ部分の土の水中単位体積重量 (kN/m³)
 α, β : 基礎の形状係数
 η : 基礎の寸法効果による補正係数
 i_c, i_γ, i_q : 荷重の傾斜に対する補正係数
 B : 基礎幅 (m)
 D_f : 根入れ深さ (m)

算定結果を表 1-1 に示す。

表 1-1 (1/2) 極限鉛直支持力度算定の諸元と算定結果

(a) 算定の諸元と算定結果

項目		算定結果	備考
極限支持力度 q_u (kN/m ²)		2480	
$i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c$ (kN/m ²)		2480	
$i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_\gamma$ (kN/m ²)		0	
$i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q$ (kN/m ²)		0	保守的な配慮として 0 と仮定
荷重の傾斜 に対する補正係数	i_c (-)	0.453	
	i_γ (-)	0.000	
	i_q (-)	-	
支持力係数	N_c (-)	5.1	表 1-1(b) 参照
	N_γ (-)	0.0	表 1-1(b) 参照
	N_q (-)	-	
基礎幅(短辺) B (m)		68.25	
基礎の形状係数	α (-)	1.2	
	β (-)	0.3	表 1-1(b) 参照
基礎の寸法効果による補正係数 η (-)		0.245	
支持地盤の粘着力 c (kN/m ²)		896	非排水せん断強度*
支持地盤の水中単位体積重量 γ_1 (kN/m ³)		7.08	基本方針 (久米層)
根入れ部分の土の水中単位体積重量 γ_2 (kN/m ³)		-	
根入れ深さ D_f (m)		-	

注記 * : 非排水せん断強度 $C_{CUU} = (0.837 - 0.00346 \cdot Z) \times 1000$ (kN/m²)
人工岩盤底面標高 $Z = \text{EL.} - 17.0$ (m)

表 1-1 (2/2) 極限鉛直支持力度算定の諸元と算定結果

(b) 支持力係数と形状係数 (「基礎指針」抜粋)

支持力係数				形状係数				
表 5.2.1 支持力係数				表 5.2.2 形状係数				
ϕ	N_c	N_q	N_γ	基礎底面の形状	連続	正方形	長方形	円形
0°	5.1	1.0	0.0	α	1.0	1.2	$1.0 + 0.2 \frac{B}{L}$	1.2
5°	6.5	1.6	0.1				β	
10°	8.3	2.5	0.4	B : 長方形の短辺長さ, L : 長方形の長辺長さ 但し, $B=68.25\text{m}$, $L=68.50\text{m}$				
15°	11.0	3.9	1.1					
20°	14.8	6.4	2.9					
25°	20.7	10.7	6.8					
28°	25.8	14.7	11.2					
30°	30.1	18.4	15.7					
32°	35.5	23.2	22.0					
34°	42.2	29.4	31.1					
36°	50.6	37.8	44.4					
38°	61.4	48.9	64.1					
40° 以上	75.3	64.2	93.7					

資料6 重大事故等時の温度荷重による
原子炉格納容器底部コンクリートマット周辺部
(原子炉棟基礎及び付属棟基礎) への影響

1. 概要

本資料では、重大事故等時（以下「SA 時」という。）において生じる温度荷重が、原子炉格納容器底部コンクリートマット以外の原子炉建屋原子炉棟基礎及び原子炉建屋付属棟基礎に与える影響について検討し、SA 時の構造健全性を確認する。

2. 影響検討

2.3 解析概要

検討は、添付書類「V-3-9-1-1-7 原子炉格納容器底部コンクリートマットの強度計算書」において評価している $200^{\circ}\text{C} \cdot 2\text{Pd}$ の条件下について行う。

評価に用いる圧力は、 2Pd (620kPa) とし、温度は表 2-1 に示す温度を各部位に考慮する。

解析モデルに使用する要素は、厚さ方向に 5 層に等分割した積層シェル要素とし、評価温度に基づき剛性を低減する。設定した剛性を図 2-1 に示す。

温度荷重による応力については、ひび割れによる剛性低下を考慮し、 $1/3$ に低減して与える。

許容限界は、添付書類「V-2-9-3-4 原子炉建屋基礎盤の耐震性についての計算書」で示した S_e 地震時の許容限界と同一である。

2.4 解析結果

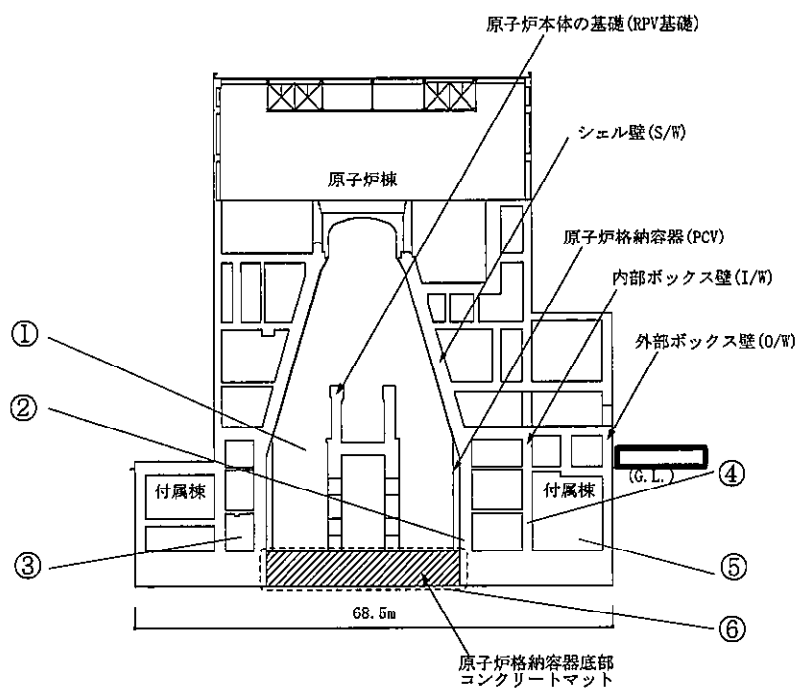
原子炉建屋基礎盤の検定値コンターを図 2-2 に示す。

検定値の最大値は 0.823 となり、SA 時に原子炉格納容器内が高温となった場合についても原子炉棟基礎及び付属棟基礎に発生する応力は許容値以内となることを確認した。

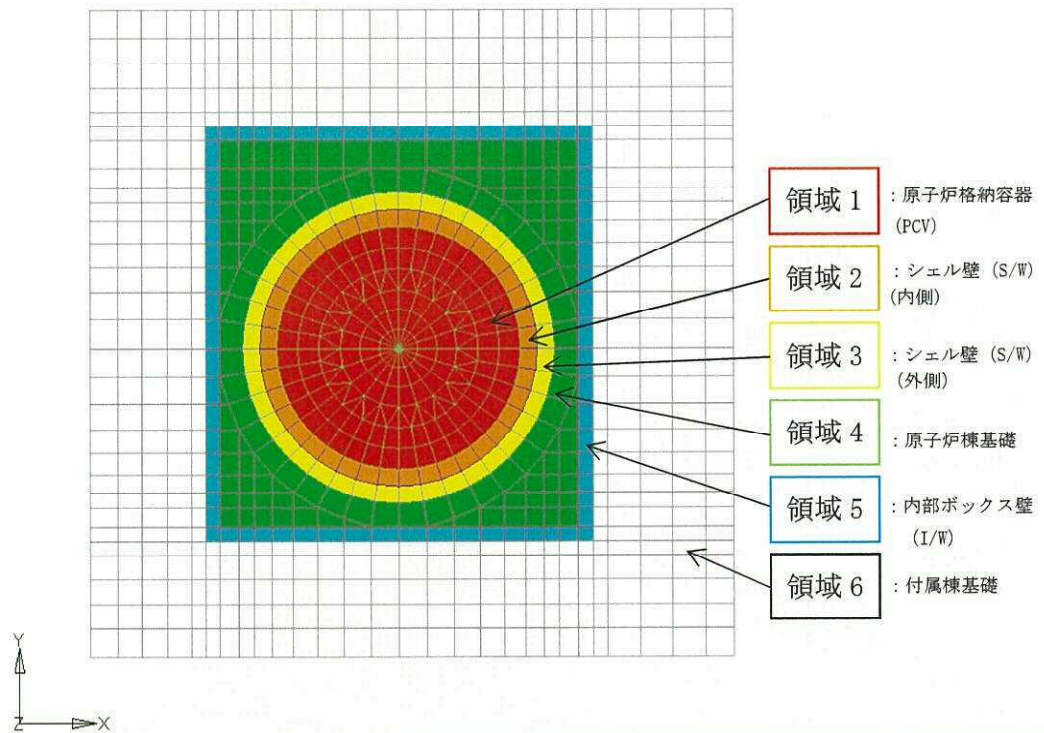
表 2-1 評価温度

部 位	温度(°C)
① S/W 内部(格納容器内)	200
② S/W 脚部	150
③ S/W-I/W 間(原子炉棟)	100
④ I/W 脚部	70
⑤ I/W-O/W 間(付属棟)	40
⑥ 地盤に接する部位	15

注 : 検討に用いる各部の温度設定は、添付書類「V-3-9-1-1-7 原子炉格納容器底部コンクリートマットの強度計算書」に基づき設定。



[原子炉建屋断面図]



層厚 (m)	コンクリートのヤング係数 (N/mm ²)					
	領域 1	領域 2	領域 3	領域 4	領域 5	領域 6
(上端)						
1.0	15000	15700	17000	17700	17700	22100
1.0	16400	17000	17700		22100	
1.0	17000	17700	22100	22100		
1.0	17700	22100	22100	22100		
1.0	22100	22100	22100	22100		
(下端)						

図 2-1 積層シェル要素の剛性の設定

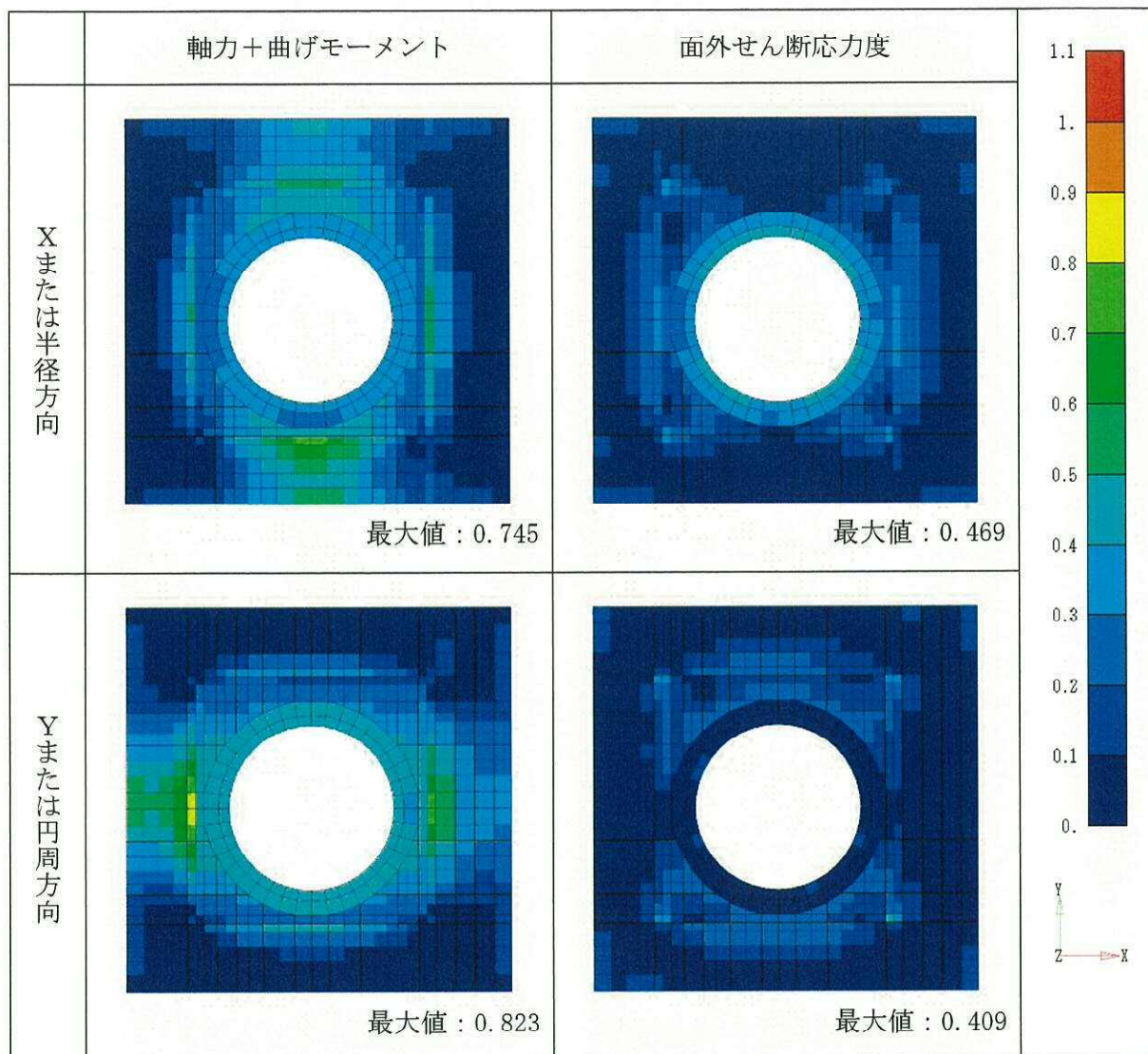


図 2-2 検定値コンター

資料 7 原子炉建屋基礎盤のポンプピット周辺の構造について

1. 概要

原子炉建屋基礎盤には HPCS ポンプ, LPCS ポンプ及び RHR ポンプのピットとして, 内径 1.3 m 及び 1.5 m の円形の貫通孔を設置している。図 1-1 にポンプピットの配置を, 図 1-2 に各ポンプピットの断面図を示す。なお, ポンプピット周辺には必要な開口補強筋を設けている。これらの貫通孔は人工岩盤内に側壁と底盤が設置され, 底盤の上端は基礎底面より 2.07 m ~ 3.77 m 下がった位置となっている。

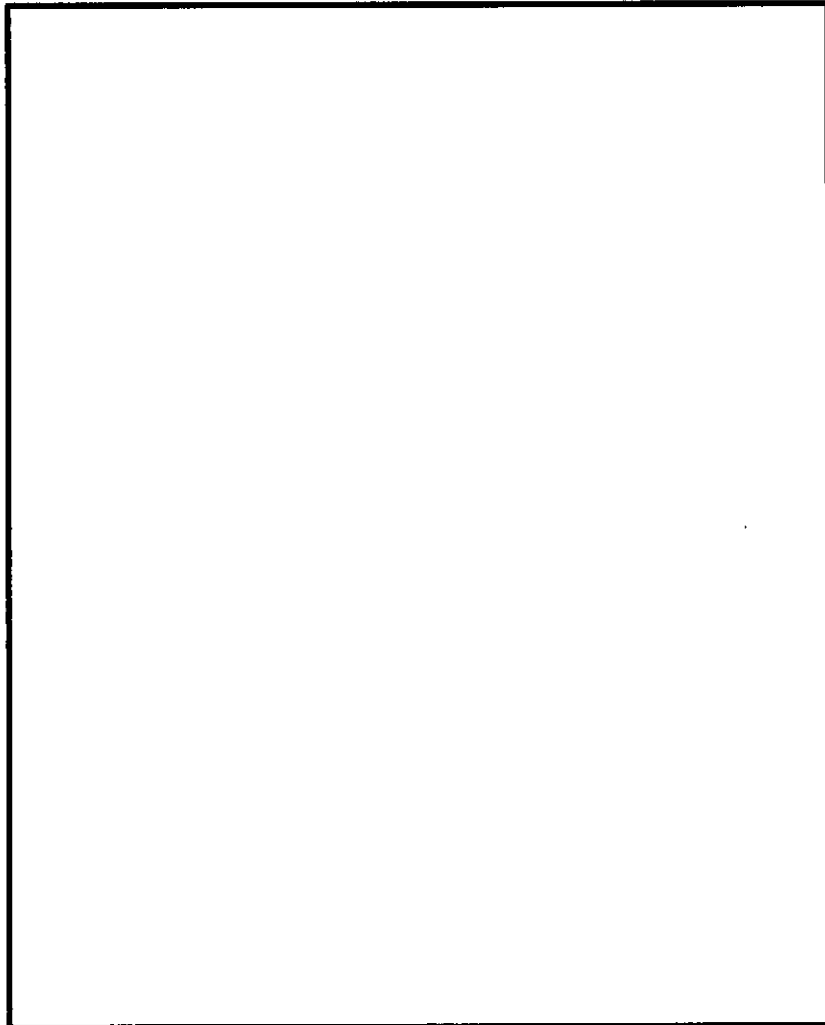
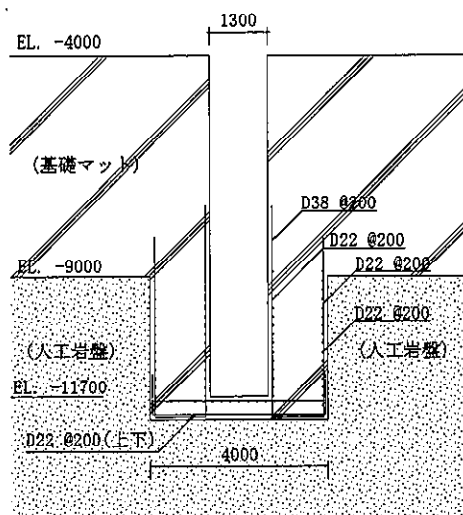
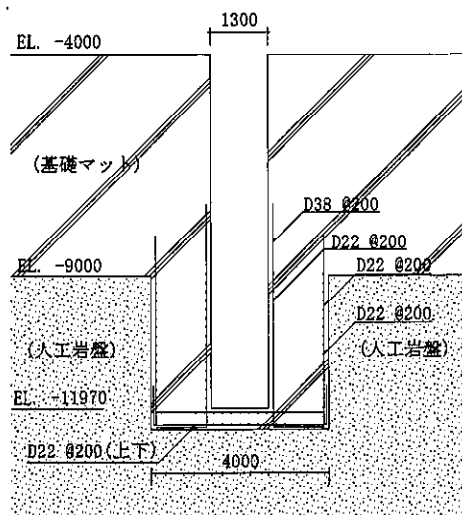


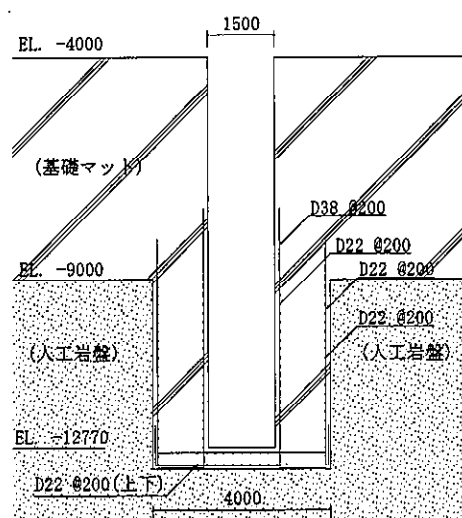
図 1-1 ポンプピットの配置



(a) RHR ポンプ



(b) LPCS ポンプ



(c) HPCS ポンプ

図 1-2 各ポンプピットの断面図

2. ポンプピットの評価

基礎盤を貫通するポンプピットに対する評価は、既工事計画認可申請書 第1回申請 添付書類「Ⅲ-4 原子炉格納施設の基礎に関する説明書 2. 原子炉建屋基礎ピット周辺の構造についての説明書」の評価（以下「既往検討」という。）と同様に、貫通孔周辺の熱応力に対する評価とピット底版の地震時接地圧に対する評価を実施するとともに、地震時にピットに生じるせん断ひずみについても確認する。

2.1 貫通孔周辺の熱応力の検討

熱応力に対する評価における温度条件は運転状態が変わらないことから既往検討と同じとし、ポンプ運転時のコンクリート表面の最高温度は50.0℃、周辺コンクリートの温度は15.5℃とし、周辺コンクリートの最大熱応力がコンクリートの圧縮強度（22.1 N/mm²）を超えないことを確認する。

なお、周辺コンクリートの最大熱応力は下式により求める。

$$\text{温度差による伸び} \quad : \Delta \varepsilon_0 = \alpha \cdot \Delta T$$

$$\text{温度差に伴う曲げ圧縮ひずみ} \quad : \varepsilon_{0c} = \frac{\Delta \varepsilon_0}{2} = \frac{\alpha \cdot \Delta T}{2}$$

ここで、 ε_{0c} は鉛直軸方向と水平軸方向の2軸方向の圧縮ひずみとなるため、1軸のひずみ ε_c は、

$$\varepsilon_c = \frac{\alpha \cdot \Delta T}{2(1-\nu)}$$

となり、コンクリート表面とコンクリート内部の温度差に伴う曲げ圧縮応力は以下となる。

$$\sigma_c = \varepsilon_c \cdot E_c = \frac{\alpha \cdot E_c}{2(1-\nu)} \Delta T$$

ここで、

α : コンクリートの線膨張係数 (1.0×10⁻⁵ 1/℃)

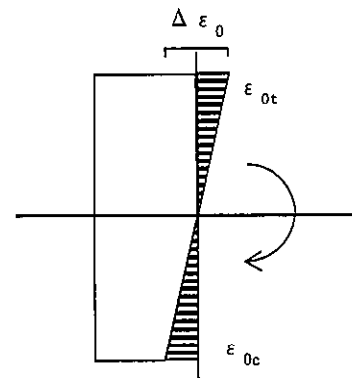
E_c : コンクリートのヤング係数 (2.21×10⁴ N/mm²)

ν : ポアソン比 (0.2)

ΔT : コンクリートの最大温度差 (50.0-15.5=34.5℃)

$$\sigma_c = \frac{1.0 \times 10^{-5} \times 2.21 \times 10^4}{2(1-0.2)} \times 34.5 = 4.79 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

従って、周辺コンクリートの最大熱応力は基礎盤のコンクリートの圧縮強度（22.1 N/mm²）以下となる。



2.2 ピット底版の地震時接地圧に対する検討

ピット底盤は周辺を固定した円版として、基準地震動 S_s 地震時の最大接地圧 (1087 kN/m²) に対して検討する。(添付書類「V-1-8-3 原子炉格納施設の基礎に関する説明書」参照) 等分布荷重を受ける周辺を固定した円版の曲げモーメント及び面外せん断力は下式により求める。

$$\cdot \text{最大曲げモーメント} : M_{\max} = \frac{\omega \times r^2}{16}$$

$$\cdot \text{最大面外せん断応力} : Q_{\max} = \omega \times \pi r^2$$

ここで、

ω : 等分布荷重で最大接地圧 (1.087 N/mm²)

r : ピット底版の半径 (750 mm)

また、断面の評価は、「RC-N規準」に基づき、評価対象部位に生じる曲げモーメントが、短期許容曲げモーメントを、面外せん断力が許容面外せん断力を超えないことを確認する。

$$M_A = a_t \cdot f_t \cdot j$$

ここで、

M_A : 短期許容曲げモーメント (N・mm)

a_t : 引張鉄筋断面積 (mm²)

f_t : 引張鉄筋の短期許容引張応力度 (345 N/mm²)

j : 断面の応力中心間距離で、断面の有効せいの 7/8 倍の値 (mm)

$$Q_A = b \cdot j \cdot \alpha \cdot f_s$$

ここで、

Q_A : 許容面外せん断力 (N)

b : 断面の幅 (mm)

j : 断面の応力中心間距離で、断面の有効せいの 7/8 倍の値 (mm)

α : 許容せん断力の割り増し係数 (2を超える場合は2, 1未満の場合は1とする。)

$$\alpha = \frac{4}{M/(Q \cdot d) + 1}$$

M : 曲げモーメント (N・mm)

Q : せん断力 (N)

d : 断面の有効せい (mm)

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度で、(1.06 N/mm²)

ピット底版の評価結果を表 2-1 に示す。表 2-1 に示すように、最大接地圧に対し、ピット底版が許容値を超えないことを確認した。

表 2-1 ピット底版の評価結果

半径 r (mm)		750
厚さ t (mm)		500
有効せい d (mm)		400
配筋	上端	D22@200 (1935 mm ² /m)
	下端	D22@200 (1935 mm ² /m)
発生曲げモーメント M (kN・m/m)		38.2
許容値 M_A (kN・m/m)		234
検定値 M/M_A		0.164
発生せん断力 Q (kN/m)		408
せん断スパン比による割増係数 α		2.0
許容値 Q_A (kN/m)		742
検定値 Q/Q_A		0.550
判定		可

2.3 ポンプピットの健全性評価

ポンプピットは人工岩盤に埋め込まれた形状であり、地震時には人工岩盤と一体の挙動を示すと推測される。そのため、地震時のポンプピットに生じるせん断ひずみは人工岩盤のせん断ひずみと同一と仮定し、ポンプピットのせん断ひずみが 2000μ 以下であることを確認することで、ポンプピットの健全性を評価する。

評価する荷重は、添付書類「V-2-9-3-4 原子炉建屋基礎盤の耐震性についての計算書」に基づき、地震時に基礎盤に作用する全せん断力とし、その最大値は 18.3×10^6 (kN) である。人工岩盤の上端全体にこの水平力が作用した場合のせん断ひずみを表 2-2 に示す。表 2-2 に示すように、せん断ひずみは許容値を超えないことから、ポンプピットの地震時における健全性を確認した。

表 2-2 人工岩盤の評価結果

人工岩盤の平面寸法 (m)	68.5×68.25
せん断応力度 τ (N/mm ²)	3.91
せん断弾性係数 G (N/mm ²) *	7830
せん断ひずみ γ (μ)	500
判定	可

注記 * : 設計基準強度 13.7 (N/mm²) に基づき算定

補足-370-13 【使用済燃料乾式貯蔵建屋の耐震性評価に関する補足説明】

目次

1. 概要.....	1
2. 基礎スラブの鉛直方向の応答について.....	2
2.1 基礎スラブの鉛直方向の応答変位.....	2
2.2 基礎スラブの鉛直方向の応答加速度.....	2
2.3 鉛直方向の応答加速度増幅による機器への影響について.....	2
3. 液状化に対する補足説明.....	7
3.1 検討概要.....	7
3.2 解析方法.....	9
3.3 解析条件.....	11
3.4 許容限界.....	28
3.5 解析結果.....	30
3.6 まとめ.....	41
4. 屋根トラスの二次部材及び屋根スラブに関する検討.....	42
4.1 概要.....	42
4.2 二次部材による応力負担が主トラスの検定比に与える影響評価.....	43
4.3 二次部材及び屋根スラブの落下の可能性検討.....	49
4.4 屋根スラブの面内せん断力に関する検討.....	50
4.5 まとめ.....	54
5. 杭の水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる検討.....	55
5.1 概要.....	55
5.2 検討方法.....	55
5.3 荷重及び荷重ケース.....	57
5.4 評価結果.....	58
5.5 まとめ.....	58
6. 屋根トラスの検討用地震動の選定について.....	59
6.1 概要.....	59
6.2 既工認S ₂ 地震時評価結果に基づく屋根トラス各部応答軸力の比較.....	60
6.3 質点系地震応答解析結果との比較.....	66
6.4 まとめ.....	69
7. 屋根トラスの水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる検討.....	70
7.1 概要.....	70
7.2 検討方法.....	70
7.3 検討結果.....	72
7.4 まとめ.....	73

8. 杭の水平載荷試験について.....	74
8.1 杭の水平載荷試験概要（設置変更許可申請書 H11.1 添付六）.....	74
8.2 杭の水平載荷試験結果（設置変更許可申請書 H11.1 添付六）.....	76
8.3 水平ばねの設定方法（工事計画認可申請書 H11.06）.....	77
8.4 水平地盤ばねの非線形性.....	80
9. 杭頭の検討.....	82
9.1 鉛直押し抜きせん断に対する検討.....	83
9.2 水平支圧に対する検討.....	84
10. 基礎スラブの面外せん断力に関する検討.....	85
10.1 検討概要.....	85
10.2 検討結果.....	85
11. 地下水による浮力を考慮した常時荷重時の影響検討.....	88
11.1 概要.....	88
11.2 常時荷重に対する検討.....	88

1. 概要

本資料は、以下の添付書類の補足説明をするものである。

- ・添付書類「V-2-2-4 使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答解析」
- ・添付書類「V-2-2-5 使用済燃料乾式貯蔵建屋の耐震性についての計算書」
- ・添付書類「V-2-11-2-15 使用済燃料乾式貯蔵建屋上屋の耐震性についての計算書」

なお、2章・10章・11章は基礎スラブ、3章は液状化、5章・8章・9章は杭、4章・6章・7章は屋根トラスについて補足する。

「2. 基礎スラブの鉛直方向の応答について」では3次元FEMにより基礎スラブの鉛直方向応答の分布を示し、影響が小さいことを確認する。「10. 基礎スラブの面外せん断力に関する検討」では、面外せん断力の評価をRC-N規準に基づく短期許容応力度で行う。「11. 地下水による浮力を考慮した常時荷重時の影響検討」では、浮力を考慮した場合に常時の構造健全性を確認する。

「3. 液状化に対する補足説明」では、添付書類「V-2-2-5 使用済燃料乾式貯蔵建屋の耐震性についての計算書」の別紙に示した有効応力解析の条件設定、結果の詳細について補足する。

「5. 杭の水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる検討」では杭の水平2方向の影響について、「8. 杭の水平載荷試験について」では水平載荷試験の概要と設計への反映方法について、「9. 杭頭の検討」では杭頭の健全性について記載する。

「4. 屋根トラスの二次部材及び屋根スラブに関する検討」では屋根トラス2次部材の健全性について、「6. 屋根トラスの検討用地震動の選定について」では屋根トラスのばらつきを考慮した検討用地震動の選定について、「7. 屋根トラスの水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる検討」では屋根トラスの水平2方向の影響について記載する。

2. 基礎スラブの鉛直方向の応答について

使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答解析における基礎スラブの鉛直方向の応答を補足的に説明するものとして、ここでは、基礎スラブの面外柔性による鉛直方向の応答について、添付書類「V-2-2-5 使用済燃料乾式貯蔵建屋の耐震性についての計算書」に示す3次元FEMモデルを用いたS_a-D1 (UD) 波に対する動的応答解析結果を整理して提示する。

2.1 基礎スラブの鉛直方向の応答変位

底面地盤ばねの固定端に対する最大応答相対変位を図2-1に、代表節点の応答変位、地盤変位及び両者の差として算定される相対変位の時刻歴を図2-2に示す。また、隅角部2点と中央部1点の鉛直方向の応答変位時刻歴ならびに隅角部と中央部の鉛直方向の応答変位の差の時刻歴を図2-3に示す。

これらの図より、基礎スラブの応答変位は中央部の応答変位が若干小さくなる傾向にあるが最大でも0.072 cmと小さいこと(図2-1)、また、端部と中央部の変位差の最大値は0.02 cm程度と小さく(図2-3)、面外柔性による基礎スラブの変形は極めて小さい値となっていることが分かる。

2.2 基礎スラブの鉛直方向の応答加速度

基礎スラブの鉛直方向の最大応答加速度のコンター図を図2-4に示す。

面外柔性の影響により、最大応答加速度は基礎スラブの位置によって差があり、最大値は245.85 cm/s²、最小値は200.81 cm/s²となっている。

しかしながら、質点系モデルでの基礎スラブ上端の鉛直方向の最大応答加速度227 cm/s²に対する増幅率は8%程度であり、基礎版の最大検定比である0.867(EW方向の曲げモーメント)に対して裕度内に十分に収まるレベルとなっている。

2.3 鉛直方向の応答加速度増幅による機器への影響について

3次元FEMモデルを用いた解析結果は、質点系モデルの解析結果に対して約8%増幅しているが、機器の構造評価に用いる応答加速度(1.2ZPA)は、質点系モデルの解析結果に対して2割増しした値を用いているため問題無い(表2-1)。なお、動的機能維持評価に用いる応答加速度(1.0ZPA)は、質点系モデルの解析結果に2割増しをしないが、使用済燃料乾式貯蔵建屋内に動的機能維持評価の対象機器は無い。

表2-1 3次元FEMモデルの応答解析結果と機器評価用応答加速度との比較

機器評価用応答加速度 (×9.8 m/s ²)		3次元FEMモデル による応答加速度
1.0ZPA	1.2ZPA	
0.24 (227 cm/s ²)	0.28	0.26 (245.85 cm/s ²)

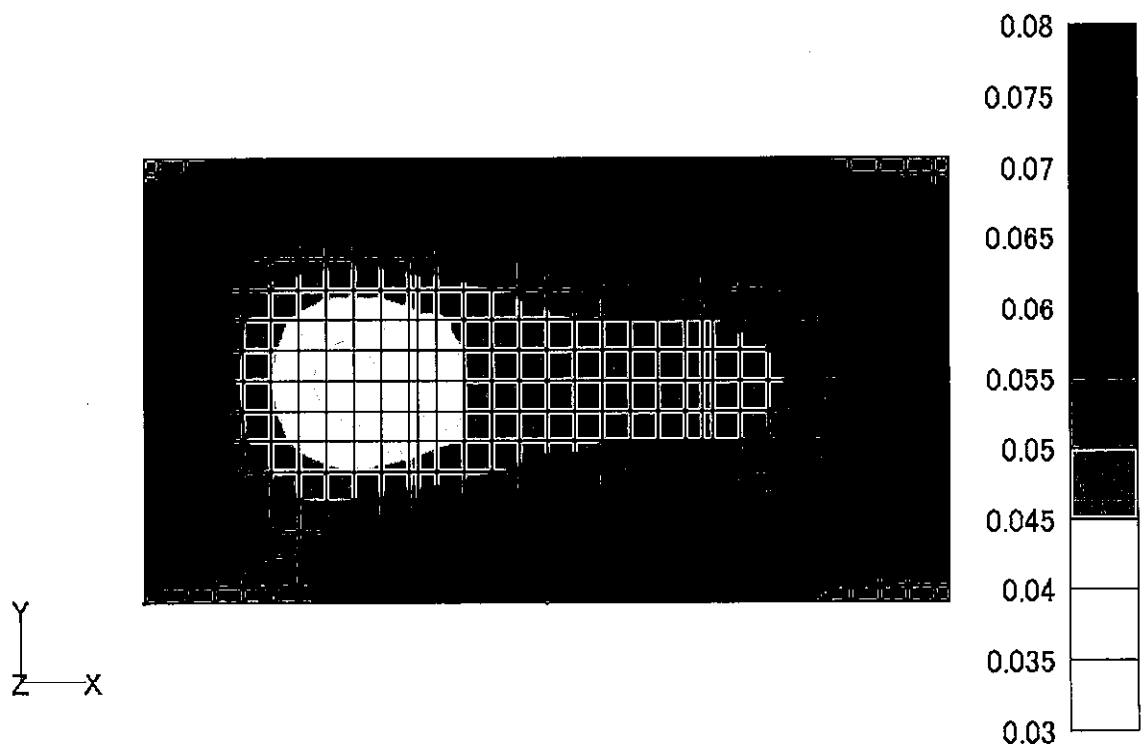
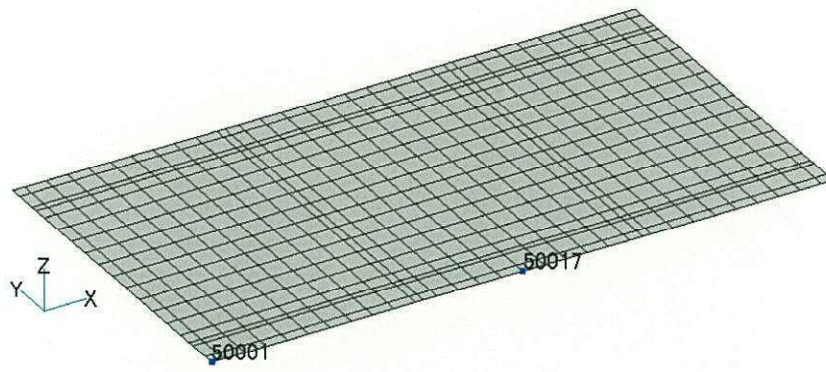


図 2-1 基礎スラブの鉛直方向の最大応答相対変位のコンター図（入力波 S_d-D1 (UD)）
 最大値：0.072 cm, 最小値：0.038 cm



[単位 : cm]

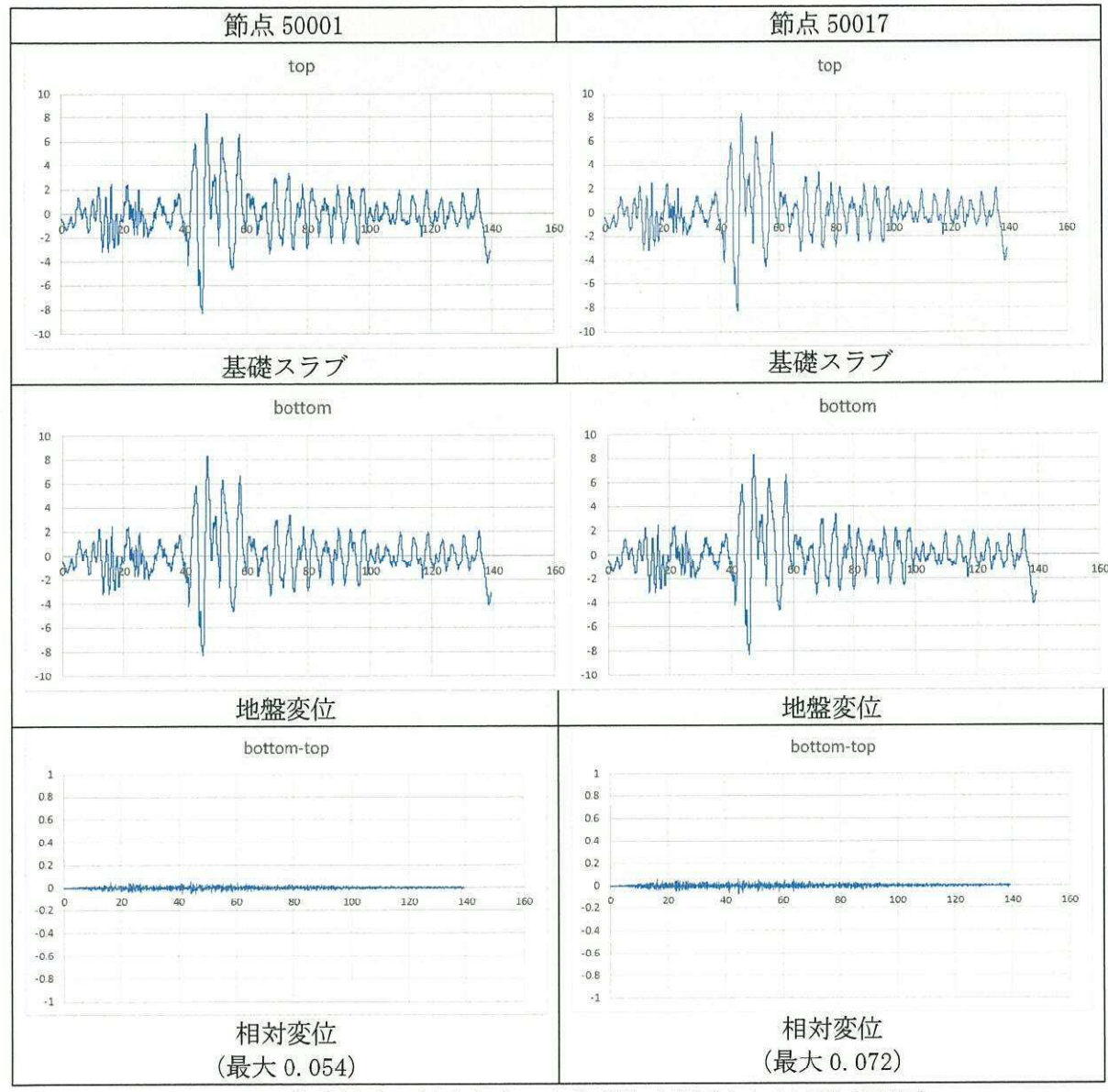
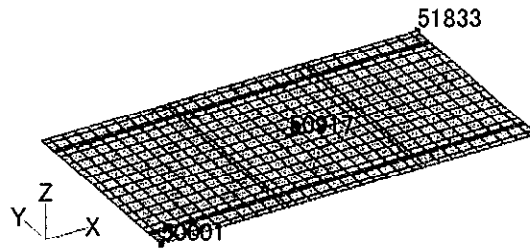
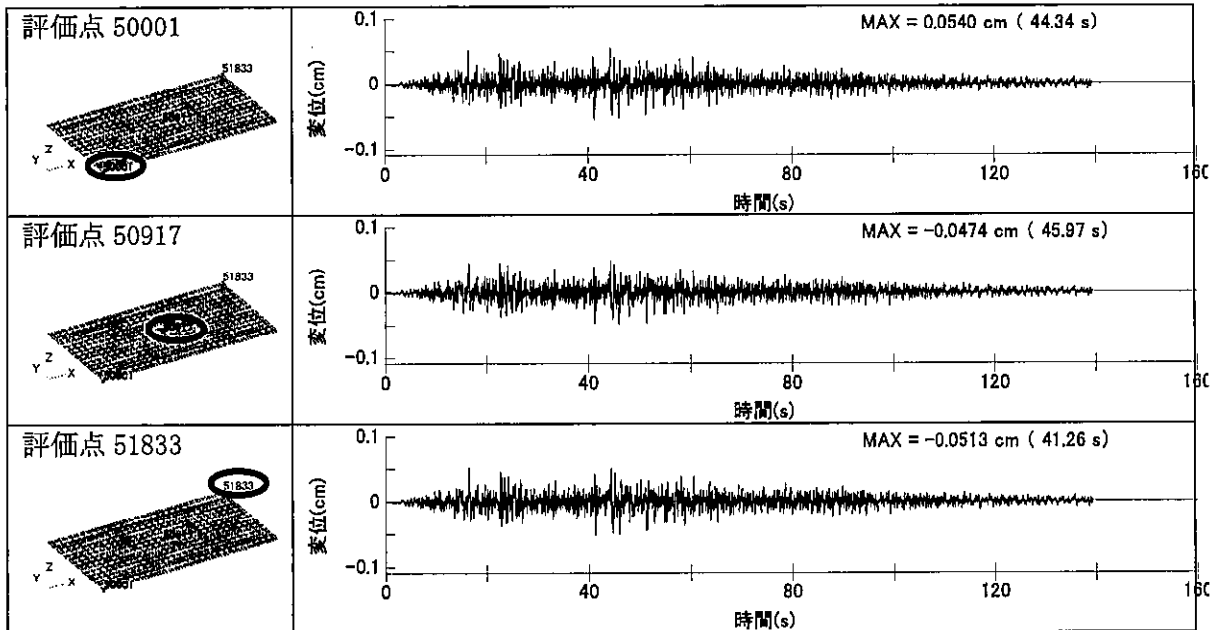


図 2-2 代表節点の鉛直方向の応答変位時刻歴と相対変位時刻歴



相対変位時刻歴



相対変位の差の時刻歴

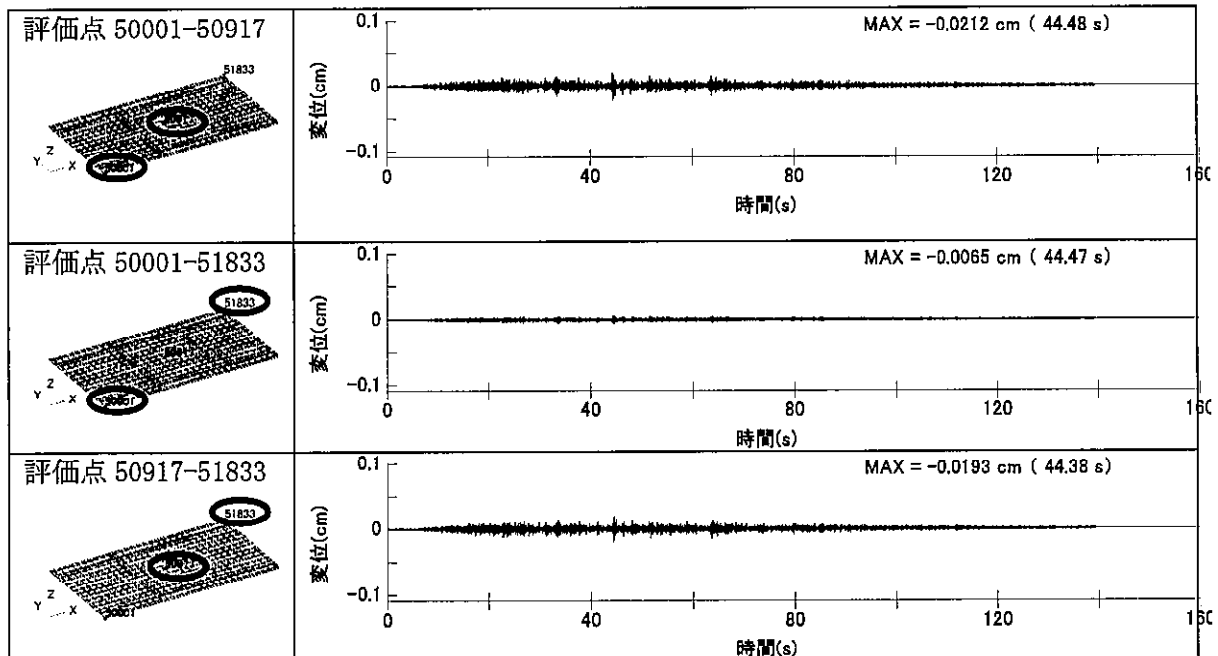


図 2-3 隅角部と中央部の鉛直方向の応答変位時刻歴
及び隅角部と中央部の鉛直方向の応答変位の差の時刻歴

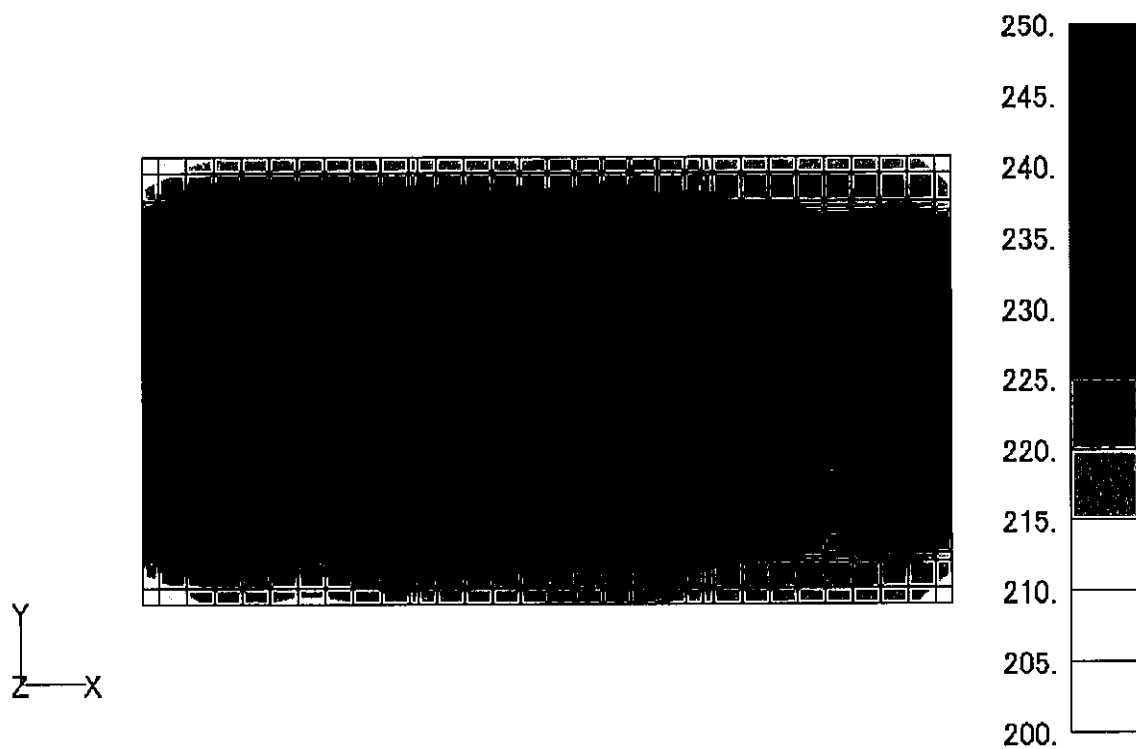


図 2-4 基礎スラブの最大応答加速度のコンター図（入力波 S_d-D1 (UD)）
 最大値：245.85 cm/s^2 ，最小値：200.81 cm/s^2

質点系の応答値 227 cm/s^2

添付書類「V-2-2-4 使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答計算書」より

3. 液状化に対する補足説明

3.1 検討概要

添付書類「V-2-2-5 使用済燃料乾式貯蔵建屋の耐震性についての計算書」における杭の耐震評価を補足的に説明するものである。有効応力解析に用いる各種条件設定を行うとともに、基準地震動 S_e に対する検討結果を示す。

図3-1に設置変更許可申請で定めた液状化影響検討の組合せの設定フローを示す。「敷地全体の原地盤の液状化強度特性」には、使用済燃料乾式貯蔵建屋の設置位置の地層で得られた液状化強度特性に基づいている。そのため、使用済燃料乾式貯蔵建屋はフロー右側の「個別の施設設置位置における液状化強度特性を考慮した影響検討を行うことを基本とする。」を適用する。ここでは、設置位置近傍の標準貫入試験等の結果から、使用する液状化強度特性の信頼性を合わせて確認する。

使用済燃料乾式貯蔵建屋の液状化影響検討で液状化を考慮する地盤は、du層、Ag2層、D1g-1層、D2g-2層、D2g-3層である。建屋西側斜面部（du層、D1g-1層）、Ag2層及びD2g-3層については原地盤に基づく液状化強度特性（以下基本物性という。）を用いる。基本物性を用いるAg2層及びD2g-3層は、地盤物性の信頼性を確認した上で、液状化強度試験結果の下限値を包絡するD1g-1層の物性値を用いる。建屋西側斜面部を除くdu層及びD2g-2層については豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的な液状化を仮定して有効応力解析を実施し、杭の健全性を評価する。

なお、杭基礎周辺の地盤については、建築基礎構造設計指針の液状化判定に基づき液状化しないことを確認した上で、液状化しない場合の構造健全性を添付書類「V-2-2-5 使用済燃料乾式貯蔵建屋の耐震性についての計算書」に示している。表3-1に液状化判定を示す。

表 3-1 建築基礎構造設計指針に基づく液状化判定

地層	$\tau l / \sigma' z$	$\tau d / \sigma' z$	F1	F1判定値	判定
du	12.0	1.12	10.7	1以上	OK
Ag2	35.8	1.05	34.2		OK
D2g-3	4.7	0.91	5.1		OK

注： $\tau l / \sigma' z$ ：液状化抵抗比

$\tau d / \sigma' z$ ：等価な繰返しせん断応力比

$$F1 = (\tau l / \sigma' z) / (\tau d / \sigma' z)$$

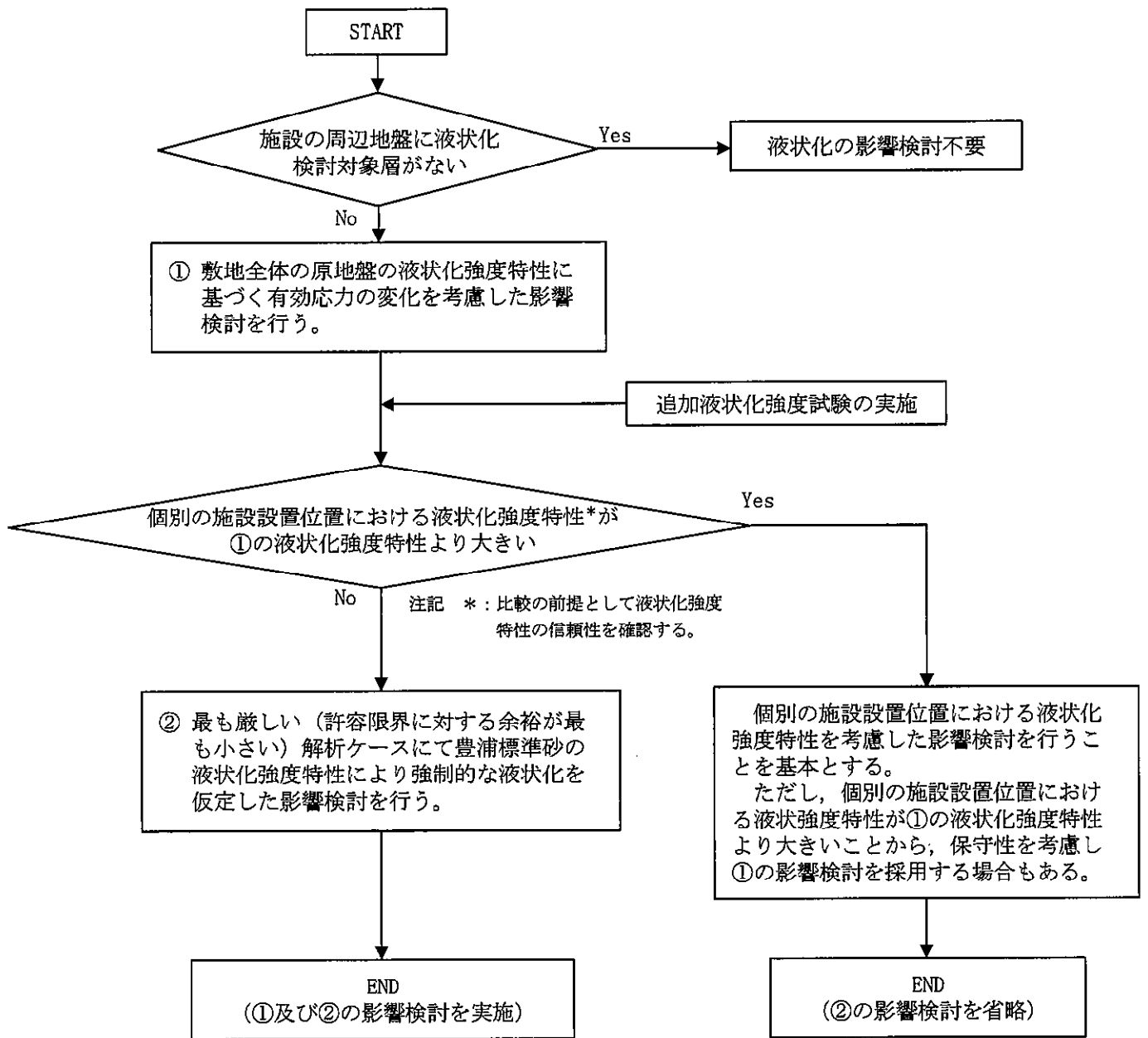


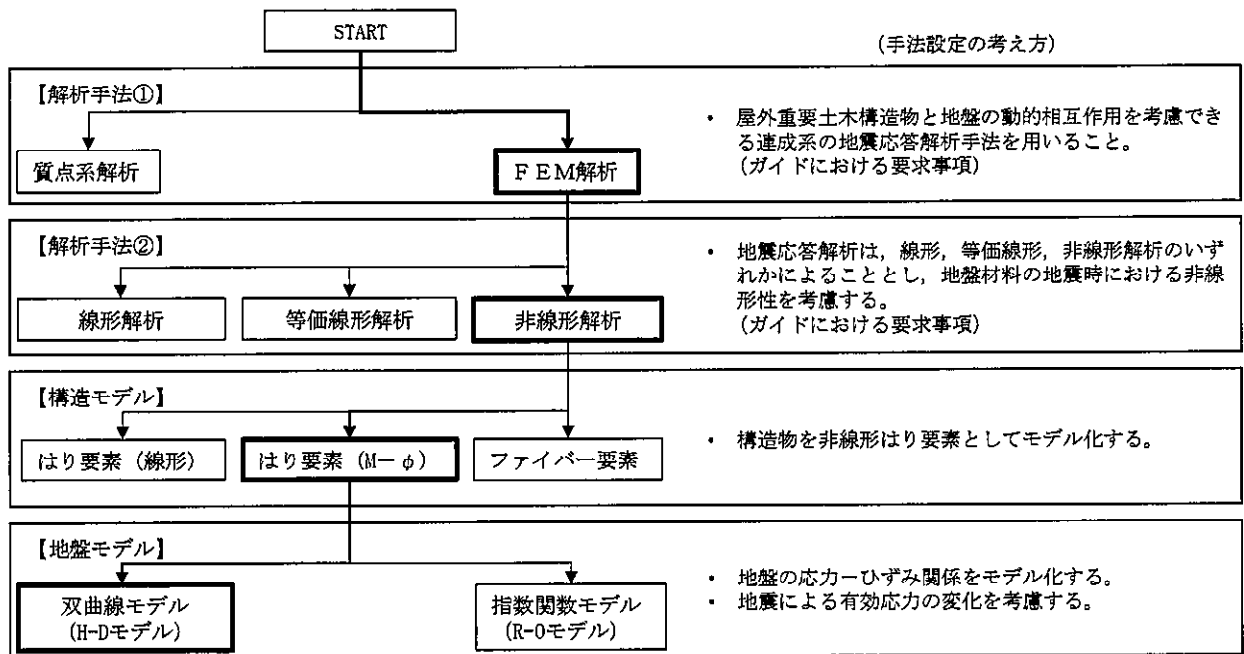
図 3-1 液化化影響検討の組合せの設定フロー

3.2 解析方法

3.2.1 地震応答解析手法

使用済燃料乾式貯蔵建屋の有効応力の変化を考慮した地震応答解析（以下、地震応答解析という。）は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元有限要素法を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。部材については、梁要素及び平面ひずみ要素を用いることとする。また、地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるようにモデル化する。地震応答解析については、解析コード「FLIP Ver.7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「V-5-10 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図3-2に示す。



注：上部建物は1次固有周期が等価となる線形の2次元モデルとする。杭を非線形梁要素としてモデル化する。

図3-2 地震応答解析手法の選定フロー

地盤の繰返しせん断応力-せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は、地盤の繰返しせん断応力-せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。

一般に、地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと、地盤のせん断応力は上限値に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また、地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって、耐震評価における有効応力解析では、地盤の繰返しせん断応力-せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として、地盤の繰返しせん断応力-せん断ひずみ関係の

骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じたこれら2つの特徴を表現できる双曲線モデル（H-Dモデル）を選定する。

3.2.2 地震応答解析の解析ケース

杭の耐震設計における解析ケースを表3-2に示す。基礎指針に基づく簡易な評価法により液状化しないことを確認し、①～③、⑤及び⑥については全応力解析で実施しているため、有効応力解析は「④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース」を対象とする。

表3-2 耐震設計における解析ケース

解析ケース	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地盤剛性の設定	原地盤のせん断波速度	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮(+1 σ)	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮(-1 σ)	敷地に存在しない豊浦標準砂のせん断波速度*	原地盤のせん断波速度	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮(+1 σ)
液状化強度特性の設定	原地盤に基づく液状化強度特性(-1 σ)	原地盤に基づく液状化強度特性(-1 σ)	原地盤に基づく液状化強度特性(-1 σ)	敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性*	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

注記 * : 液状化強度特性の信頼性を確認した地層については原地盤に基づく物性を用いる。

3.3 解析条件

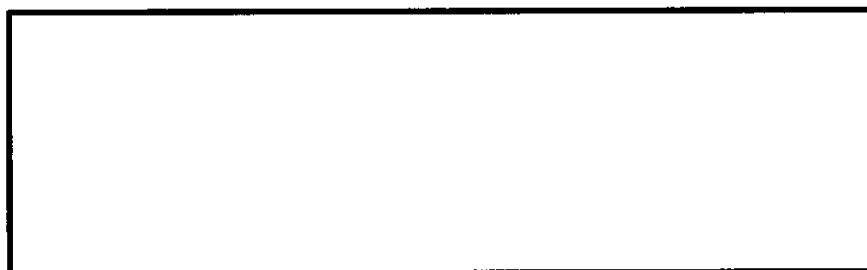
3.3.1 解析モデル

(1) 地盤のモデル化

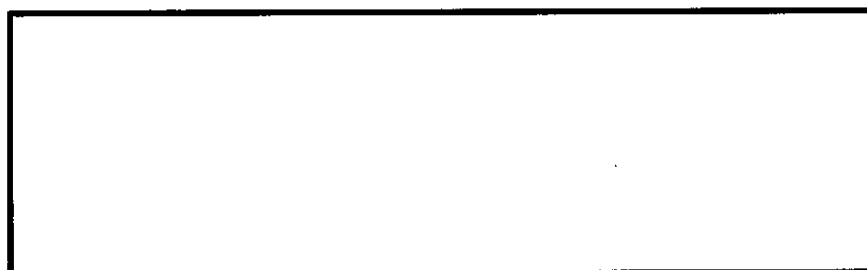
地盤モデルは、直交する 2 断面とする。図 3-3 に地質断面図を示す。解析領域として、鉛直方向は EL. -80 m まで、水平方向は使用済燃料乾式貯蔵建屋を中心として両側に 200 m 以上確保しており、十分な範囲をモデル化している。解析領域の側面及び底面には、エネルギーの逸散効果を表現するため、粘性境界を設ける。

解析モデルを図 3-4 に示す。地盤は平面要素でモデル化し、基礎スラブと地盤の境界部にはジョイント要素を設ける。杭と地盤間は両者の相対変位を考慮するため、杭-地盤相互作用ばね要素で接続する。

なお、有効応力解析では、添付書類「V-2-2-5 使用済燃料乾式貯蔵建屋の耐震性についての計算書」で杭応力の評価に用いている杭の水平載荷試験から評価した水平方向地盤反力係数は用いない。地下水位は地表面とする。

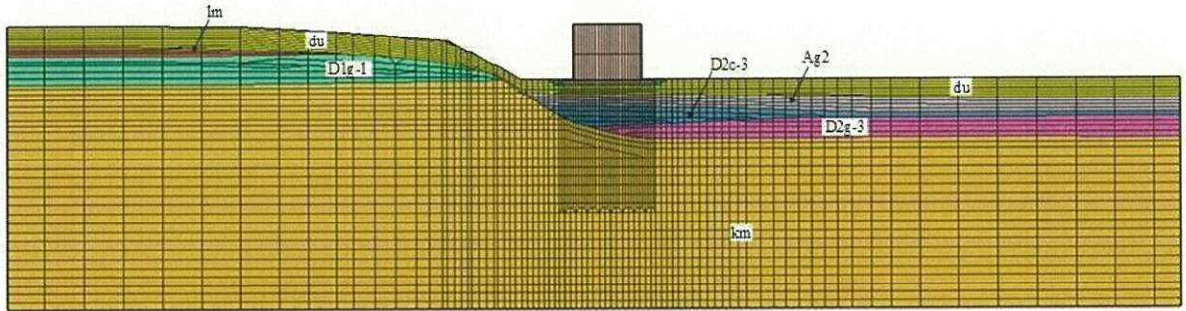


断面 (NS 断面)

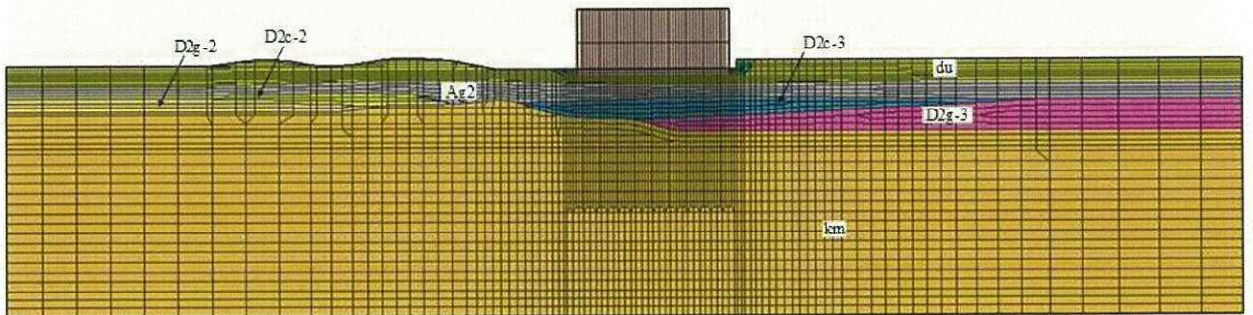


断面 (EW 断面)

図 3-3 地質断面図



(EW 断面, モデル幅 : 450 m, モデル底面 : EL. -80 m)



(NS 断面, モデル幅 : 440 m, モデル底面 : EL. -80 m)

図 3-4 解析モデル

(2) 地盤の諸元

地盤の諸元は、添付書類「V-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 3-3 に示す。

表 3-3 (1/2) 地盤の解析用物性値一覧 (液状化検討対象層)

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂
				埋戻土	第四系 (液状化検討対象層)							
					f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	
物理特性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{na}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{na}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	液状化パラメータ	S_1	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_1	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_1	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
液状化パラメータ	C_1	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44	

表 3-3 (2/2) 地盤の解析用物性値一覧 (非液状化層)

パラメータ				原地盤				
				第四系 (非液状化層)				新第三系
				Ac	D2c-3	lm	D1c-1	Km
物理特性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	$1.72-1.03 \times 10^{-4} \cdot z$
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.14	0.22	$0.16+0.00025 \cdot z$
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{na}	kN/m ²	480	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき z (標高) 毎に物性値を 設定
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{na}	kN/m ²	121829	285223	38926 (35783)	285223	
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.151	0.186	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.042	0.026	$0.358-0.00603 \cdot z$
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	$23.2+0.0990 \cdot z$

z : 標高 (m)

(3) 基本物性を用いる地盤

a. Ag2 層

建屋周辺地質調査位置図，N 値，細粒分含有率及び液状化強度比の深度分布等を図 3-5 に示す。液状化パラメータは，Ag2 層についてはボーリング F 孔での試料から設定している。

Ag2 層については，液状化強度試験を実施した F 孔 (■) では標準貫入試験を実施していないため，近接する事前確認ボーリングの PB-1 孔 (●) を用いて F 孔における液状化強度特性の代表性を確認する。PB-1 孔の液状化強度比 R_L について，建屋近傍の調査孔 (●) と比べ小さい傾向にあるため，F 孔の代表性を確認した。

b. D2g-3 層

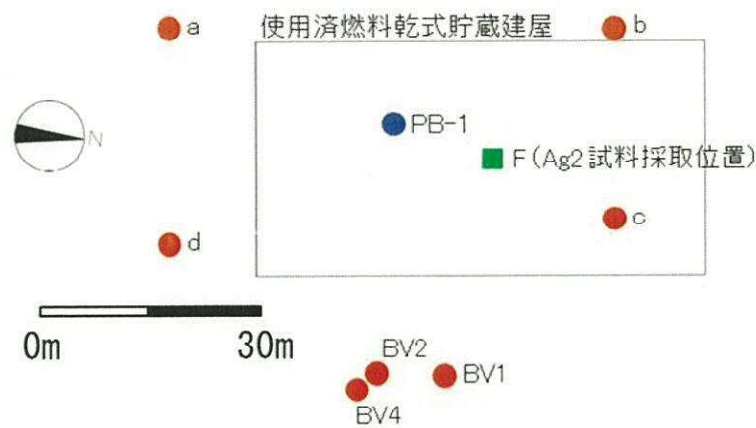
液状化強度試験供試体取得箇所と周辺ボーリング孔の分布位置図を図 3-6 に，液状化強度試験供試体と周辺ボーリング c 孔の粒度分布比較図を図 3-7 に，使用済燃料乾式貯蔵建屋近傍調査孔及び液状化強度試験箇所を表 3-4 に示す。

- ・D2g-3 層の分布深度は，概ね G.L. -17 m~G.L. -25 m 程度に分布する。
- ・液状化強度試験用の供試体を取得したコア (■) 付近について，ボーリング (●) のコア観察記録では，数 mm から数十 mm の礫を含む砂礫層であり，標準貫入試験結果では，一部に N 値が 30 程度の箇所が認められるものの，概ね N 値 50 以上の強固な地層であることを確認した。c 孔の N 値 35 の箇所は，礫分が少ない部分に該当している。また，BV1 孔の N 値が 31 の箇所は，柱状図の記載によれば礫分が少なく，かつシルト分がやや多い部分に該当する。このように細粒分が多いことは，液状化強度特性が大きくなることに寄与する傾向の要因であるため，液状化強度特性下限値の設定への影響は小さいが，有効応力解析では保守的な配慮として，代表性を確認した当該地層の液状化強度特性の下限値を下回る地層の液状化強度特性を設定する。
- ・液状化強度試験用の供試体を取得したコア (■) とその近傍ボーリング c 孔の粒度分布は同様であることを確認した。

使用済燃料乾式貯蔵建屋設置位置における D2g-3 層の地質的性状に大きな差異がないことから，当該位置で取得した D2g-3 層の液状化強度特性は，使用済燃料乾式貯蔵建屋の評価に使用する液状化強度特性として代表性を有するものと判断される。

c. Ag2 層及び D2g-3 層に適用する物性値

使用済燃料乾式貯蔵建屋の液状化検討にあたって，施設直下に分布する地層のうち Ag2 層 (砂礫) 及び D2g-3 層 (砂礫) の液状化強度特性は，当該地点において液状化強度試験を実施していることから，豊浦標準砂の液状化強度特性を用いた評価は実施しない。ただし，これら 2 層の液状化強度特性の設定にあたっては，保守性を考慮し，これら 2 層の液状化強度特性の下限値を更に下回る D1g-1 (砂礫) の液状化強度特性を適用する。液状化強度特性の比較を図 3-8 に示す。



建屋周辺地質調査位置図

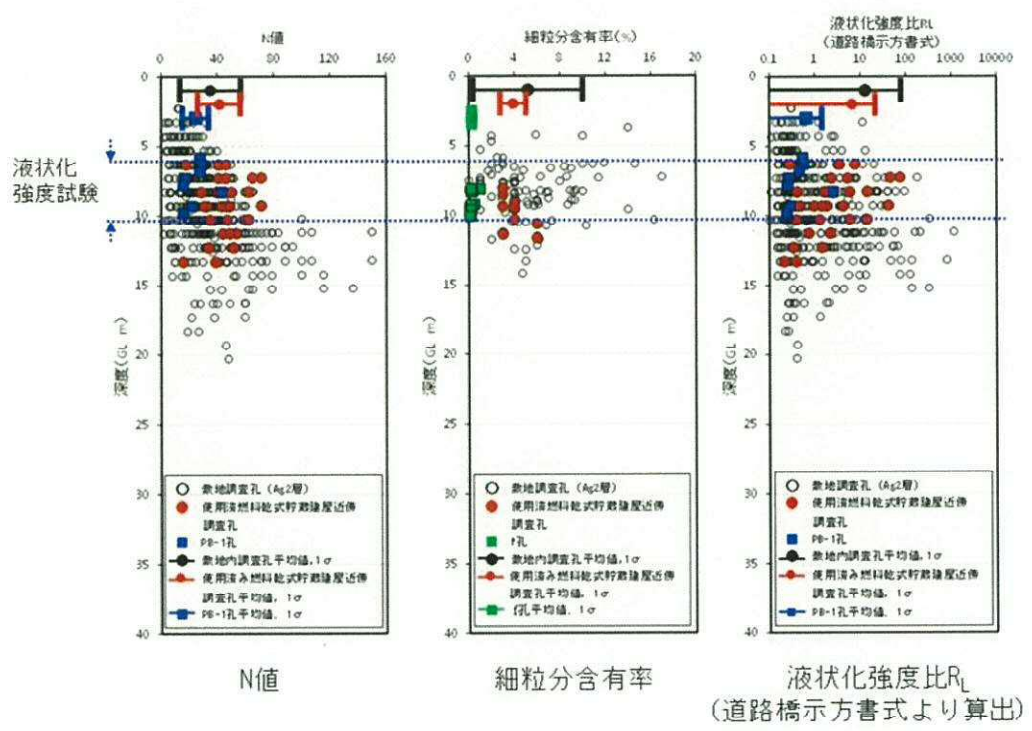


図 3-5 建屋周辺地質調査位置図, N 値, 細粒分含有率
及び液状化強度比の深さ方向分布 (Ag2 層)

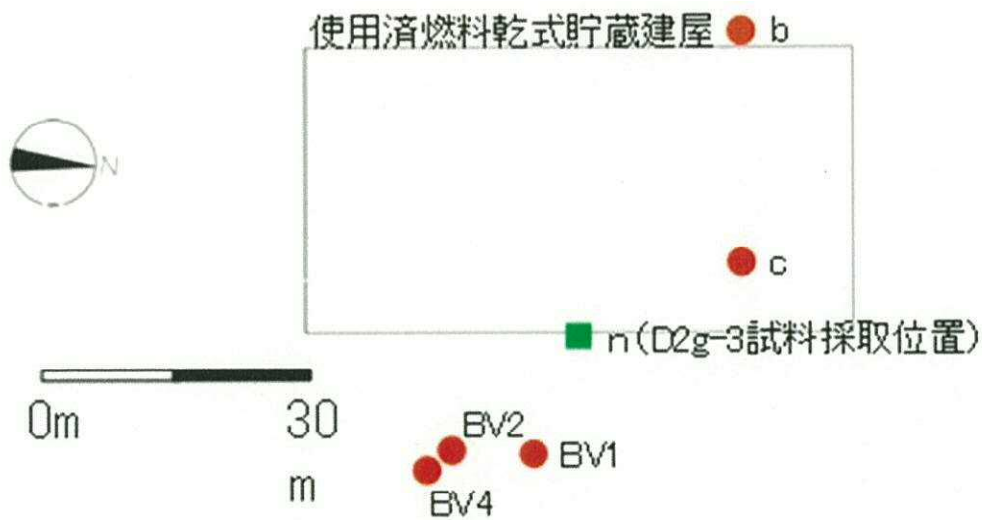


図 3-6 液状化強度試験供試体取得箇所と周辺ボーリング孔の分布位置図 (D2g-3 層)

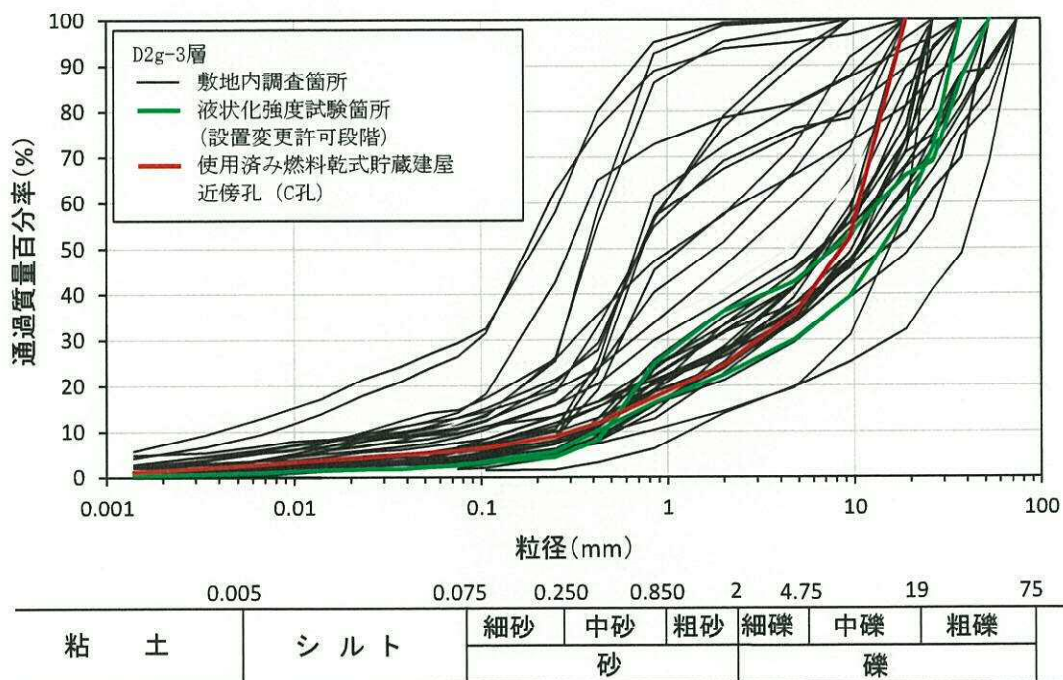


図 3-7 液状化強度試験供試体と周辺ボーリング c 孔の粒度分布比較図 (D2g-3 層)

表 3-4 使用済燃料乾式貯蔵建屋近傍調査孔及び液状化強度試験箇所 (D2g-3 層)

孔番		b	c	BV1	BV2	BV4	
D2g-3 層 確認深度	上端	G. L. -22.85 m	G. L. -21.15 m	G. L. -17.90 m	G. L. -17.64 m	G. L. -17.25 m	
	下端	G. L. -23.20 m	G. L. -25.22 m	G. L. -22.10 m	G. L. -21.90 m	G. L. -21.91 m	
柱状図記載内容		<ul style="list-style-type: none"> ・礫は 5 mm~30 mm 亜角礫 ・礫種は、砂岩、粘板岩、花崗岩類 	<ul style="list-style-type: none"> ・基質は粗砂の砂礫 ・礫は 10 mm~60 mm の亜円礫~亜角礫 ・礫種は、砂岩、粘板岩、ひん岩、チャートと多種 	<ul style="list-style-type: none"> ・基質は淘汰不良な細~粗砂であり、粘土分を含む ・ G. L. -21.50 m 付近は礫分少ない 	<ul style="list-style-type: none"> ・基質は細~粗砂を主体とし、全体に淘汰不良 ・礫は 2 mm~60 mm の亜円~亜角礫 ・礫種は、砂岩、粘板岩、花崗岩からなる 	<ul style="list-style-type: none"> ・シルト混じり砂礫 ・基質は細~粗砂を主体とし、全体に淘汰不良 ・礫種は、砂岩、粘板岩、花崗岩からなる 5 mm~70 mm 大の亜円~亜角礫 	
標準貫入試験深度 及びN値		G. L. -23.10 m	G. L. -21.15 m	G. L. -18.15 m	G. L. -18.15 m	G. L. -18.15 m	
		N=167*	N=68*	N=88*	N=75*	N=65*	
			N=83*	N=83*	N=60*	N=150*	
			N=68*	N=125*	N=214*	N=60*	
			N=35	N=31	N=50	N=100*	

注記 * : 打撃回数 50 回において、貫入長が 300 mm 未満の標準貫入試験箇所は次式により N 値を算出した。

$$\text{換算N値} = \frac{300 \text{ mm}}{\text{打撃回数 50 回における打込み長 (mm)}} \times 50$$

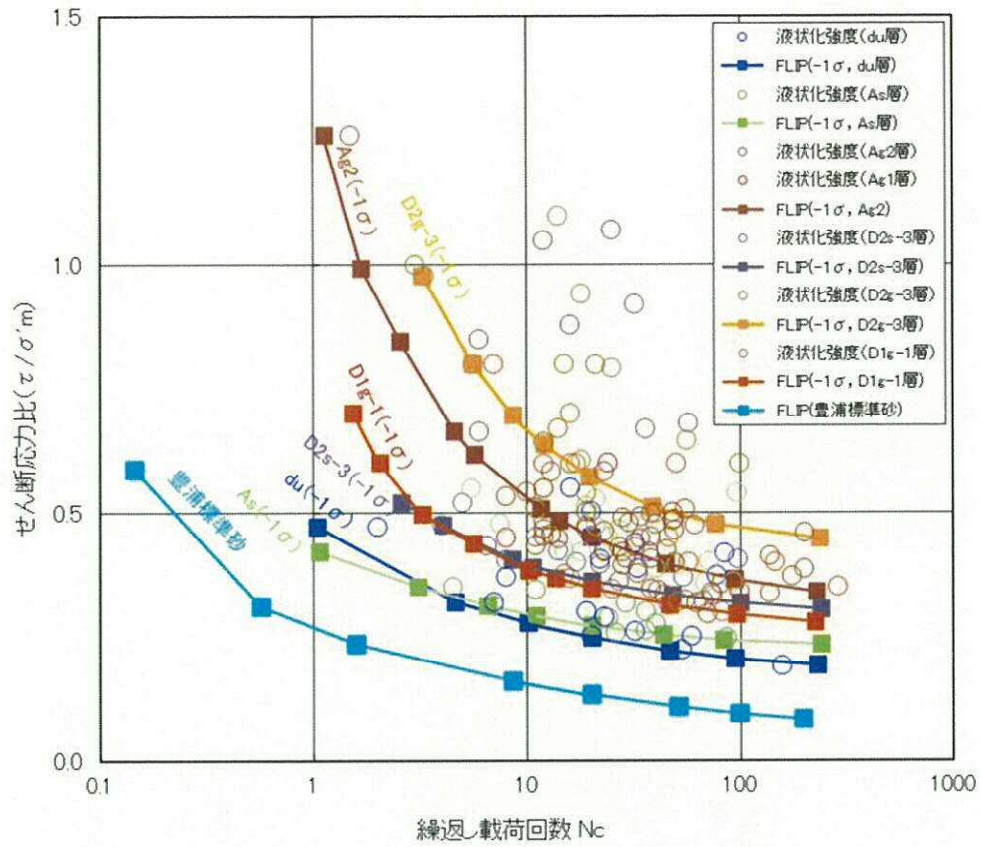
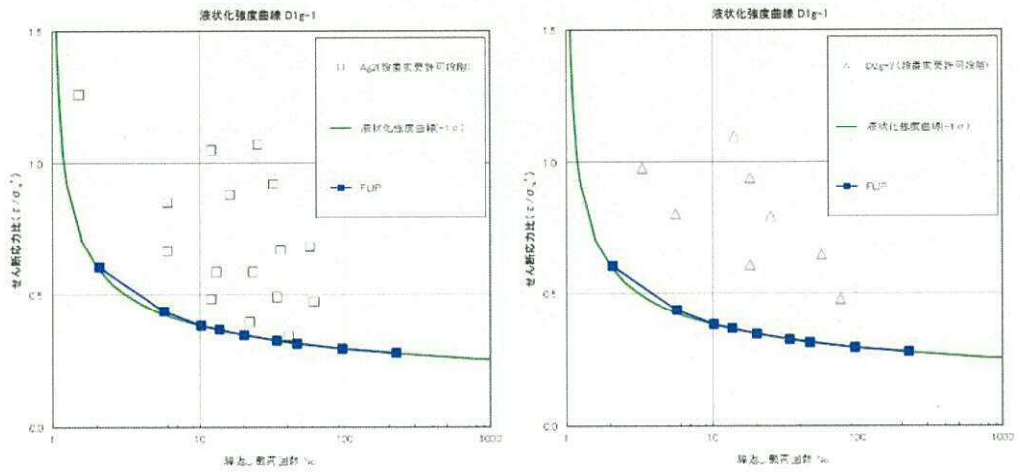


図 3-8 (1/2) 液状化強度特性の比較



(Ag2 層)

(D2g-3 層)

図 3-8 (1/2) 液状化強度特性の比較

(4) 建屋のモデル化

建屋モデルは、今回工認で設定した質点系モデルに基づく1次固有周期と一致するように剛性を設定した平面ひずみ要素を用いてモデル化した。これは、使用済燃料乾式貯蔵建屋の地盤安定解析での建屋のモデル化手法と同様である。ただし、EW方向の上部構造の平面ひずみ要素への置換は、フレーム部の応答を模擬するために1次固有周期がほぼ等しい既工認モデルに基づいて行った。表3-5に建屋モデルに使用する材料の物性値を示す。

表3-5 建屋モデルに使用する材料の物性値

使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰定数 h (%)
鉄筋コンクリート コンクリート： Fc=23.5 (N/mm ²) (Fc=240 kgf/cm ²) 鉄筋：SD345 SD390	2.25×10 ⁴	9.38×10 ³	5
鋼管杭：SKK400	2.05×10 ⁵	7.90×10 ⁴	1

(5) 杭のモデル化

使用済燃料乾式貯蔵建屋は、東西方向に15列、南北方向に29列の合計435本の鋼管杭を介して久米層に岩着している。

鋼管杭の諸元は、外径812.8mm、内径780.8mm、厚さ16mmである。腐食しろは外側に2mmを考慮する。久米層への根入れ長さは5Dである。表3-6に鋼管杭の断面性能を示す。杭中心間隔は、NS方向で2,050mm、EW方向で2,255mm（両端2列分のみ2,050mm）である。

表3-6 鋼管杭の断面性能

	外径 D (mm)	肉厚 t (mm)	内径 d (mm)	断面積 A (cm ²)	断面二次 モーメント I (cm ⁴)	断面係数 Z (cm ³)
材料寸法	812.8	16	780.8	400.5	318000	7824
腐食しろを 考慮した寸法	808.8	14	780.8	349.6	276100	6828

3.3.2 減衰定数

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では、時系列で地盤の 1 次固有振動数が低振動数側へシフトして行くことから、Rayleigh 減衰の係数 α 、 β の両方を用いると、質量比例項の減衰 α [M] の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方、有効応力解析における低振動数帯で減衰 α [M] の影響がない剛性比例型減衰では、地盤の 1 次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い、1 次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに、有効応力解析では、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う 1 次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、1 次固有振動モードに対する減衰定数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し、地盤応答の適切な評価が行えるように、低振動数帯で減衰 α [M] の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

ここで、

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α 、 β : 係数

係数 α 、 β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで、

f : 固有値解析により求められた 1 次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は 1% (解析における減衰は、ひずみが多い領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1% を採用している。) とする。また、線形材料としてモデル化するコンクリートの減衰定数は 5% (J E A G 4 6 0 1 - 1987) とする。

図 3-9 に Rayleigh 減衰の設定フローを、表 3-7 及び表 3-8 に固有値解析結果を示す。

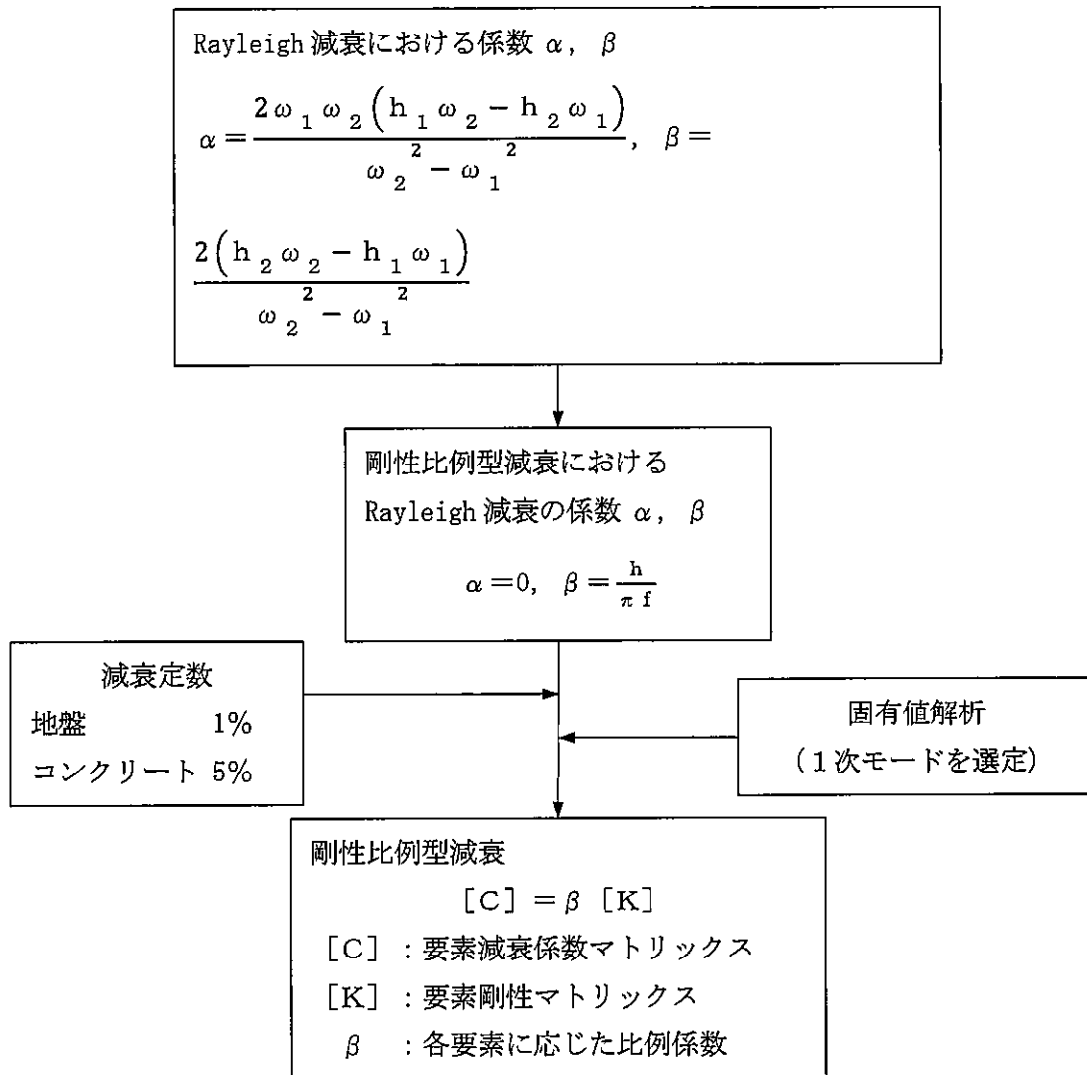


図 3-9 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3-7 EW 方向固有値解析結果

モード 次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.945	222.58	地盤・構造物の1次として採用
2	1.194	103.49	—
3	1.482	0.77	—
4	1.748	3.54	—
5	1.909	27.66	—
6	1.944	5.16	—
7	2.152	10.29	—
8	2.234	13.10	—
9	2.324	1.88	—

表 3-8 NS 方向固有値解析結果

モード 次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.023	229.11	地盤・構造物の1次として採用
2	1.163	28.62	—
3	1.442	10.68	—
4	1.759	12.83	—
5	1.915	23.03	—
6	2.017	40.96	—
7	2.025	11.47	—
8	2.076	13.10	—
9	2.145	17.59	—

3.3.3 入力地震動の設定

解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_0 を、1次元波動論により解析モデルの底面位置で評価したものを採用する。本検討で採用する基準地震動は、全周期帯の応答が大きく継続時間の長い S_0-D1 とする。入力地震動算定の概念図を図3-10に、入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図3-11及び図3-12に示す。

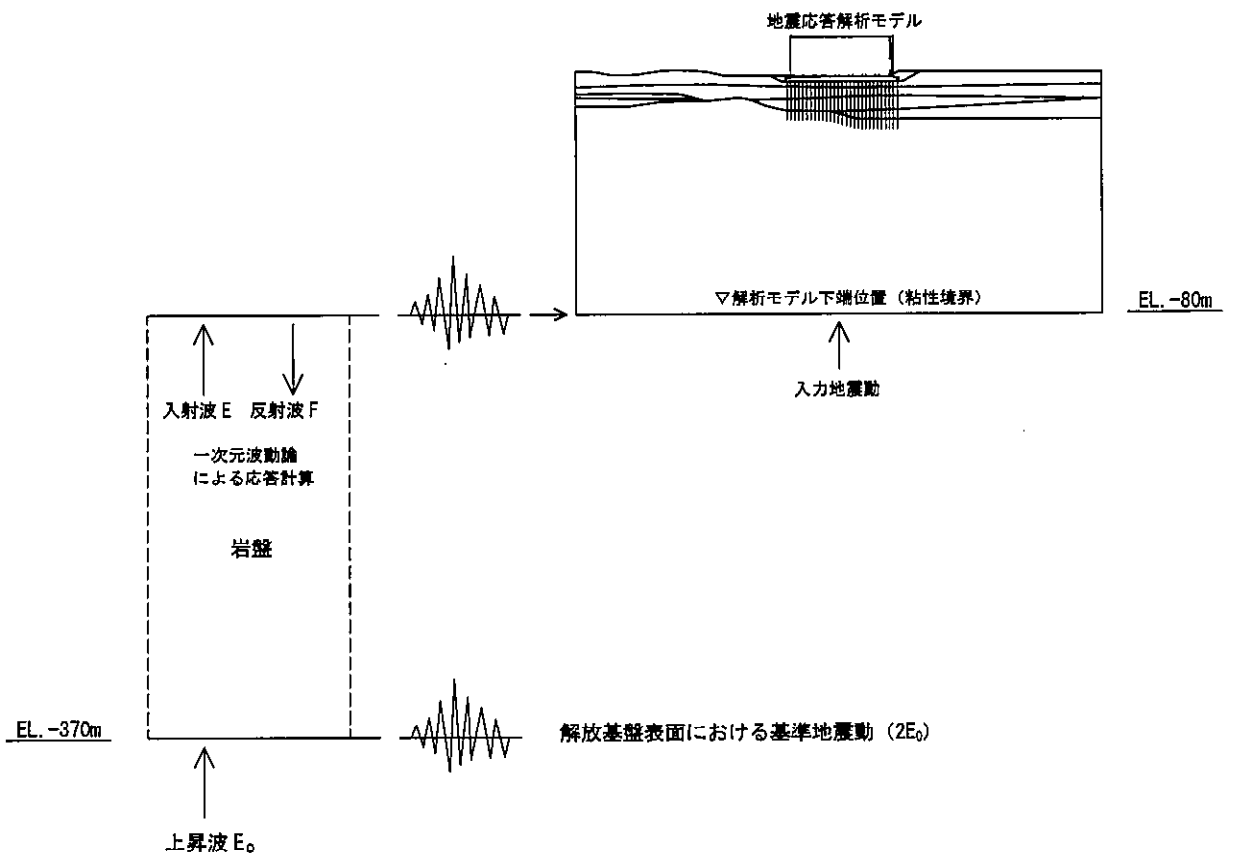
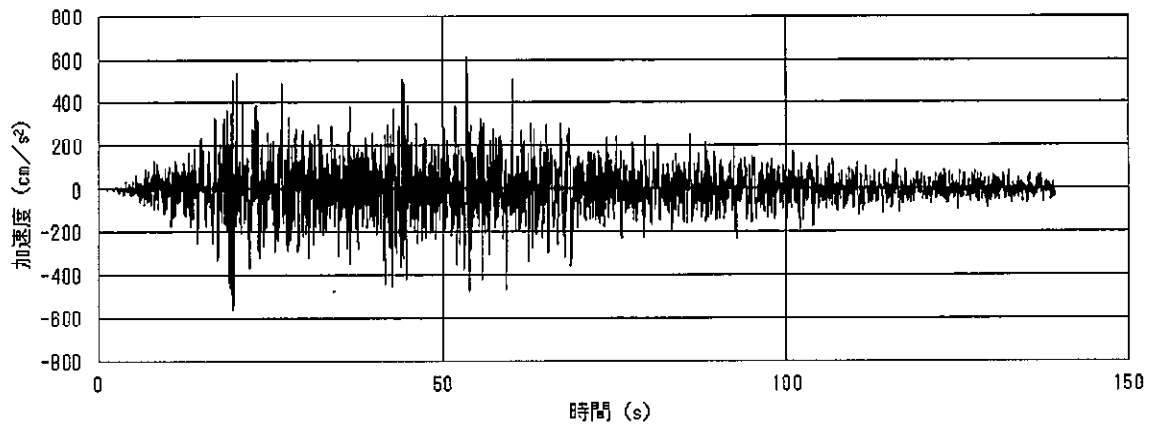
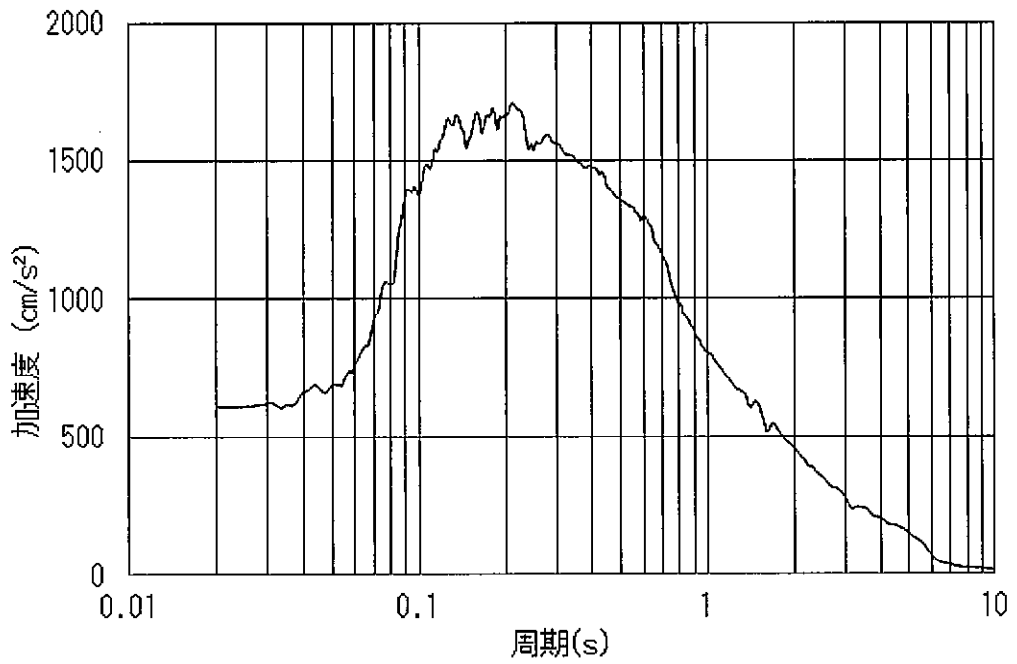


図 3-10 入力地震動算定の概念図

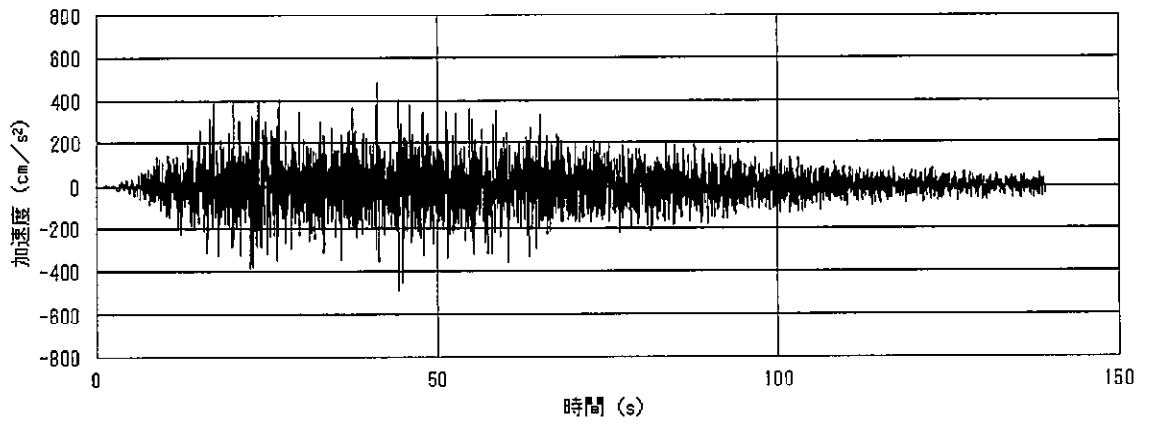


(a) 加速時刻歴波形

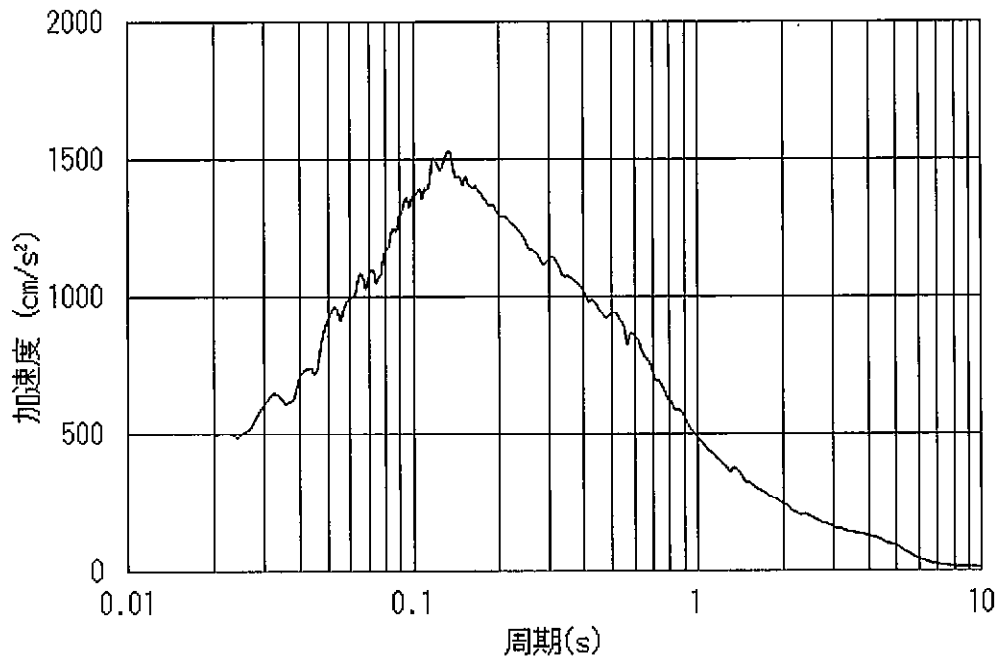


(b) 加速度応答スペクトル ($h=0.05$)

図 3-11 解析モデル底面での入力地震動 (水平方向)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル ($h=0.05$)

図 3-12 解析モデル底面での入力地震動 (上下方向)

3.3.4 解析に用いる地盤物性

Ag2層とD2g-3層以外の液状化考慮層（西側斜面部以外のdu層，D2g-2層）の液状化強度特性は，より一層保守側の液状化影響評価を行うため，豊浦標準砂の液状化強度特性を仮定した有効応力解析を行い，耐震評価を実施する。表 3-9 に解析に用いる地盤物性，図 3-13 及び図 3-14 に解析ケース概要図を示す。

表 3-9 解析に用いる地盤物性

解析断面	地層名	建屋直下及び外部地盤	備考
EW	du	豊浦標準砂を仮定	斜面部は基本物性
	Ag2	基本物性*	—
	D2c-3	基本物性	非液状化層
	D2g-3	基本物性*	—
	lm	基本物性	非液状化層
	D1g-1	基本物性	斜面部のため
NS	Du	豊浦標準砂を仮定	—
	Ag2	基本物性*	—
	D2c-3	基本物性	非液状化層
	D2g-3	基本物性*	—
	D2c-2	基本物性	非液状化層
	D2g-2	豊浦標準砂を仮定	—

注記 * : D1g-1 を仮定

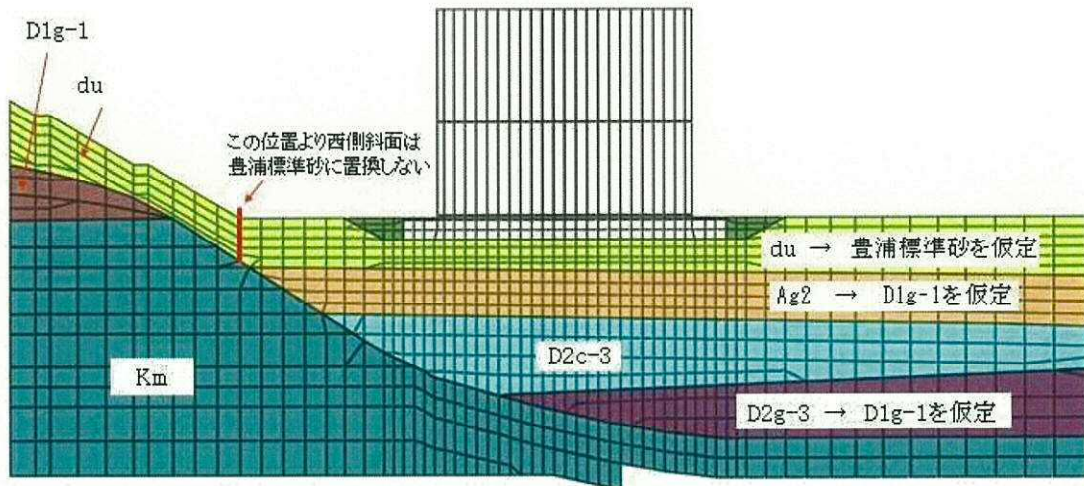


図 3-13 解析ケース概要図 (EW 断面)

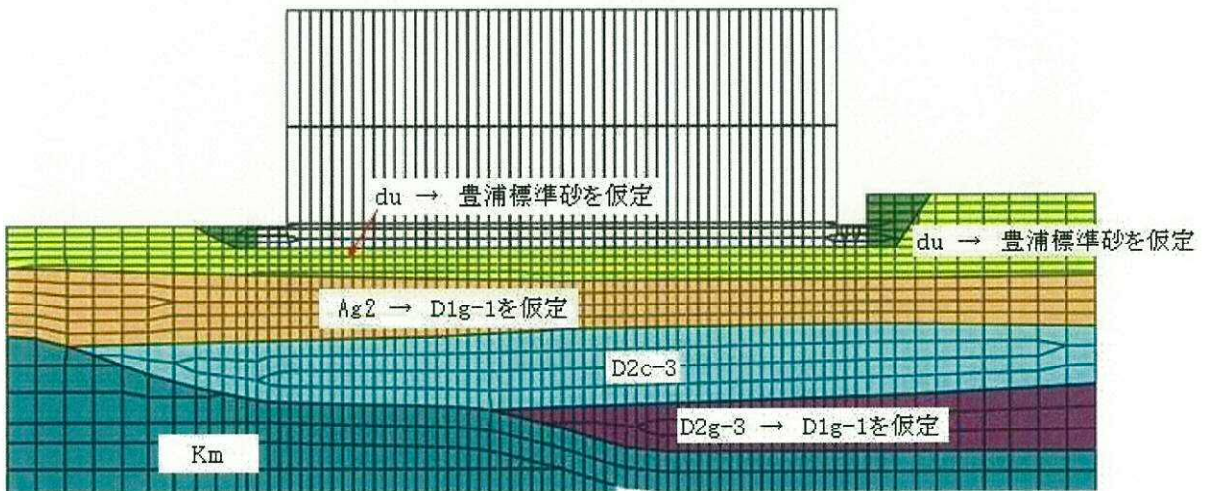


図 3-14 解析ケース概要図 (NS 断面)

3.4 許容限界

3.4.1 鋼管杭に対する許容限界

鋼管杭に対する評価は、杭体の曲率が終局曲率以内であることを確認する。鋼管断面に作用する軸力 (N) を考慮した全塑性モーメント M_p は、「鋼構造塑性設計指針」に従い下式により算定する。杭の $M-\phi$ 関係を図 3-15 に示す。

$$M_p = M_{p0} \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot N}{2N_y}\right)$$

$$M_{p0} = 4r^2 \cdot t \cdot \sigma_y$$

$$= 4 \times 397.4^2 \times 14 \times 1.1 \times 235 = 2.290 \times 10^9 \text{ N} \cdot \text{mm} = 2290 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_y = 2\pi \cdot r \cdot t \cdot \sigma_y = 2\pi \times 397.4 \times 14 \times 1.1 \times 235 = 9040 \text{ kN}$$

$$\phi_y' = \frac{M_p}{E_s \cdot I_e}$$

ここで、

M_p : 杭断面に作用する軸力 N を考慮した全塑性モーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)

M_{p0} : 軸力 0 の時の全塑性モーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)

N : 軸力 (N)

N_y : 降伏圧縮限界耐力 (N)

r : 杭の半径 (板厚中心線の半径 = 397.4) (mm)

t : 腐食しろを除いた杭体の厚さ (= 14) (mm)

σ_y : 鋼材の降伏応力度で、JIS 適合品を用いるため、設計基準強度 F の 1.1 倍以下に基づく数値 (= $1.1 \times 235 = 258.5 \text{ N/mm}^2$)

ϕ_y' : 全塑性モーメントに至る時の曲率

$E_s \cdot I_e$: 杭体の弾性時曲げ剛性 ($\text{N} \cdot \text{mm}^2$)

軸力 (N) を考慮した終局曲率 ϕ_u は、「鋼構造塑性設計指針」に従い、局部座屈が発生する点として次式で与える。

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{\max}}{r \left[1 + \sin\left(\frac{\pi N}{2N_y}\right) \right]} = \frac{0.00775}{0.3974 \left[1 + \sin\left(\frac{\pi N}{2 \times 9040}\right) \right]} \quad (1/m)$$

$$\varepsilon_{\max} = 0.22 \frac{t}{r} = 0.22 \frac{14}{397.4} = 0.00775$$

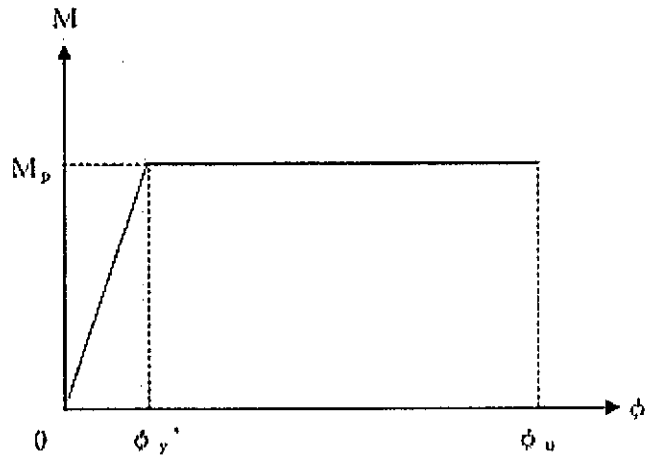


図 3-15 鋼管杭の M-φ 関係

終局せん断耐力 Q_u は次式で算定される。

$$Q_u = \frac{F_s \cdot A}{\kappa} = (235/\sqrt{3}) (349.6 \times 100) / 2.0 = 2350 \text{ kN}$$

ここで、

- F_s : 鋼材の基準せん断強度 (= $F/\sqrt{3}$)
(N/mm²) 本検討では基準強度 F (=235 N/mm²) を用いる。
- A : 鋼管杭の断面積 (腐食しろ考慮) (mm²)
- κ : せん断応力度分布係数 ($\kappa=2.0$)

3.4.2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤の支持性能に関する検討は、杭頭に作用する最大鉛直力が杭の鉛直載荷試験で得られた極限支持力以下であることを確認する。表 3-10 に杭の鉛直載荷試験で得られた極限支持力を示す。杭の鉛直載荷試験は、二重管を用いて表層地盤の周面摩擦を除去して実施しているため、極限支持力は久米層のみの支持力によるものである。

表 3-10 杭の極限支持力 (単位: kN/本)

極限支持力
2740

3.5 解析結果

3.5.1 最大応答加速度

図 3-16 に EW 断面の最大応答加速度を示す。水平方向について、地表付近では、地盤の軟化によってせん断波が下方から上方へ伝わりにくく、加速度が小さくなっている。斜面側でも同様な傾向を示している。上下方向については、地表に近づくほど応答値が大きくなっている。水平方向及び上下方向ともに、DC 建屋直下の地盤で大きな加速度が発生している。これは基礎スラブ底面及び側面と地盤をジョイント要素で接続したことにより生じるスパイク状の応答によるものである。DC 建屋や杭ではスパイク状の応答は発生していない。地表近傍の剛性の小さい豊浦標準砂で発生していることから、DC 建屋の応答へ及ぼす影響は小さいものとする。

図 3-17 に NS 断面の最大応答加速度を示す。全体の傾向は EW 断面と同様である。

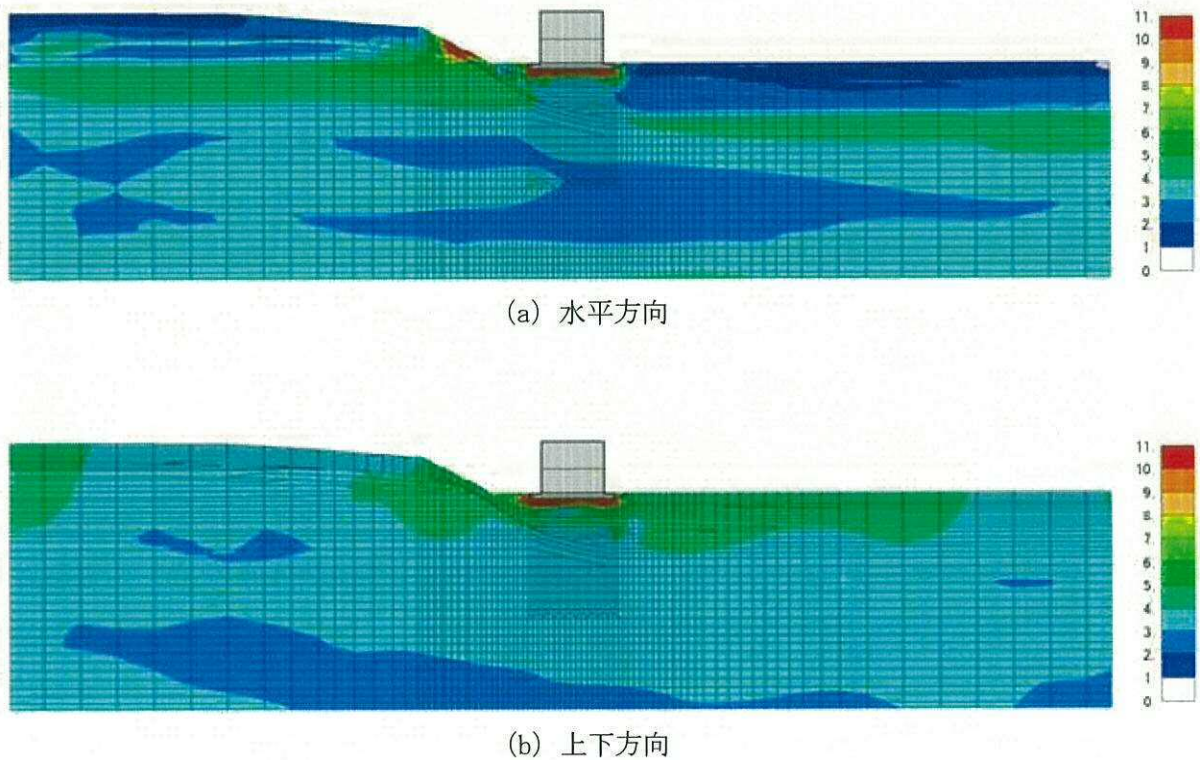
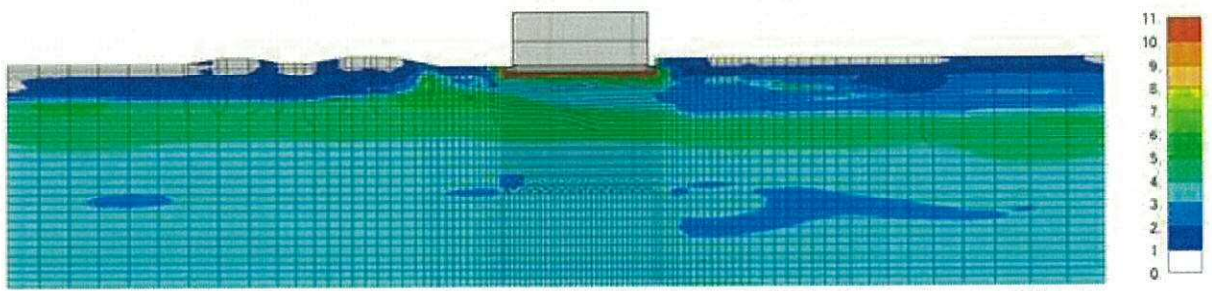
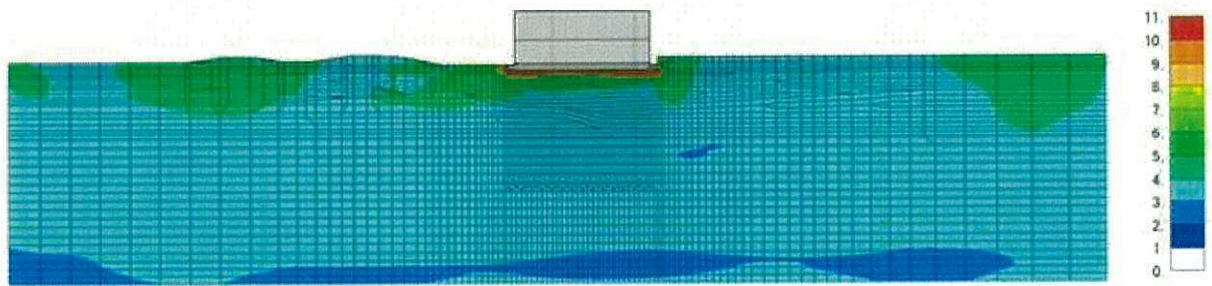


図 3-16 最大応答加速度 (EW 断面, 単位 : m/s^2)



(a) 水平方向



(b) 上下方向

图 3-17 最大应答加速度 (NS 断面, 单位 : m/s^2)

3.5.2 最大せん断ひずみ

図3-18にEW断面の最大応答せん断ひずみを示す。斜面部の最大せん断ひずみは20%以上である。杭が配置されている領域のせん断ひずみは周囲の地盤よりも小さく、杭による拘束効果が表れている。

図3-19にNS断面の最大応答せん断ひずみを示す。建屋直下の杭が分布している範囲のせん断ひずみが小さい。

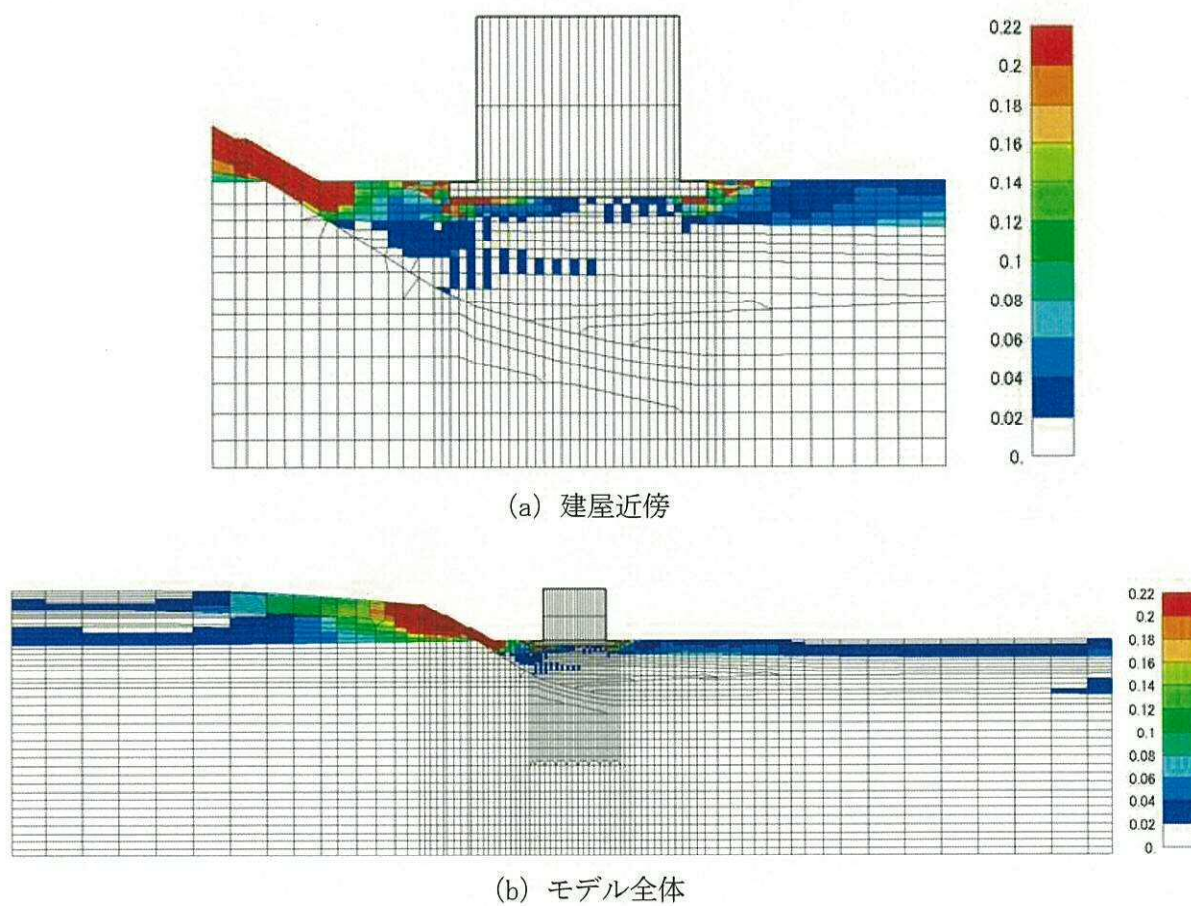
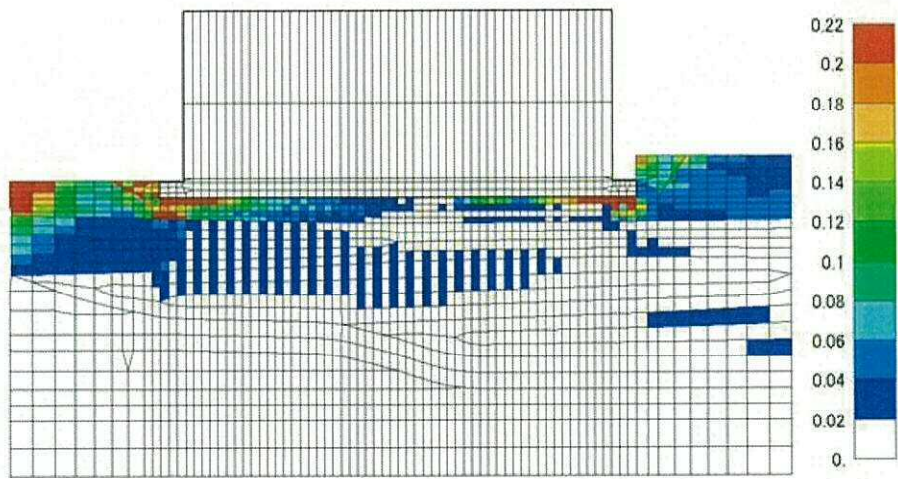
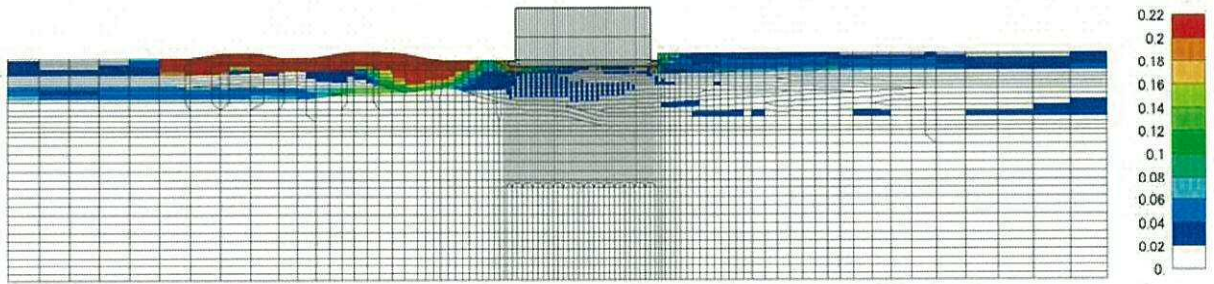


図3-18 最大応答せん断ひずみ (EW断面)



(a) 建屋近傍



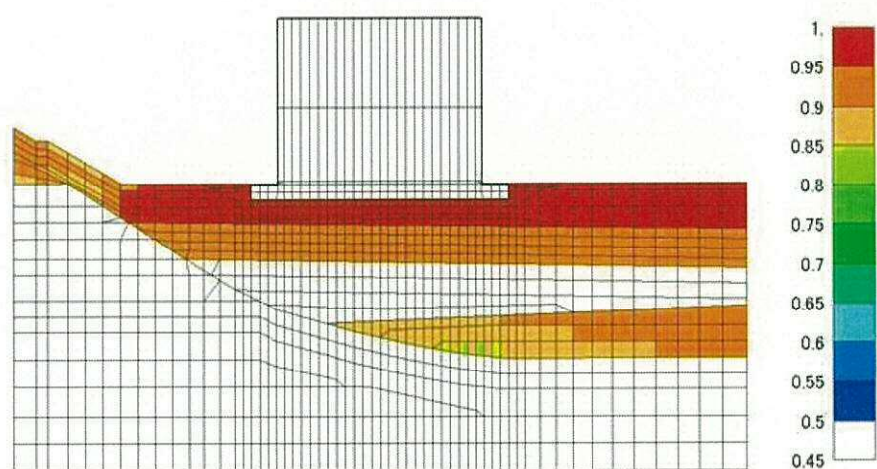
(b) モデル全体

図 3-19 最大応答せん断ひずみ (NS 断面)

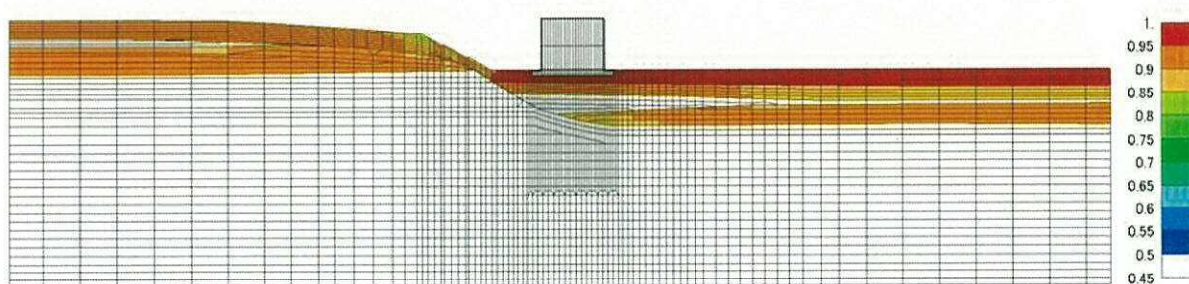
3.5.3 最大過剰間隙水圧比

図 3-20 に EW 断面の最大過剰間隙水圧比の分布を示す。du 層の豊浦標準砂置換部の大部分は 95%以上であり液状化の可能性が高い。一方、Ag2 層 (D1g-1 層に置換) と D2g-3 層 (D1g-1 層に置換) の最大過剰間隙水圧比は 95%以下であり、液状化は生じないと判断できる。

図 3-21 に NS 断面の最大過剰間隙水圧比の分布を示す。du 層の豊浦標準砂置換部の大部分は 95%以上であり液状化する可能性が高い。一方、Ag2 層 (D1g-1 層に置換) と D2g-3 層 (D1g-1 層に置換) の最大過剰間隙水圧は 95%以下であり、液状化は生じないと判断できる。

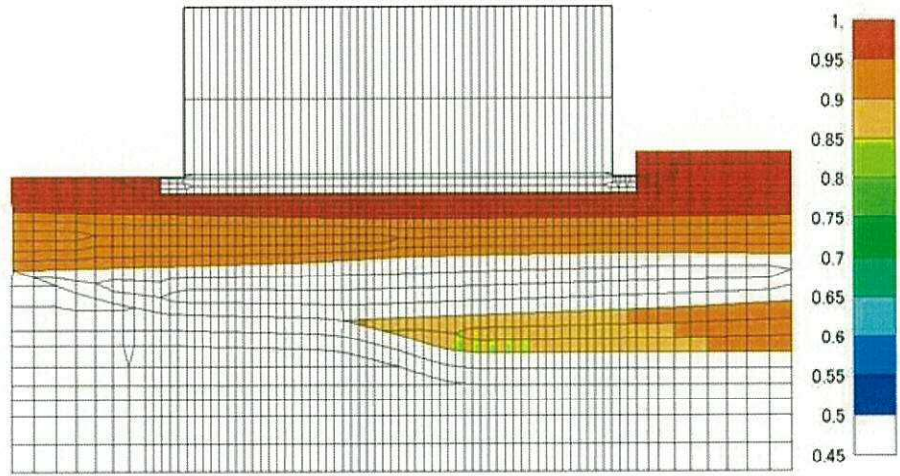


(a) 建屋近傍

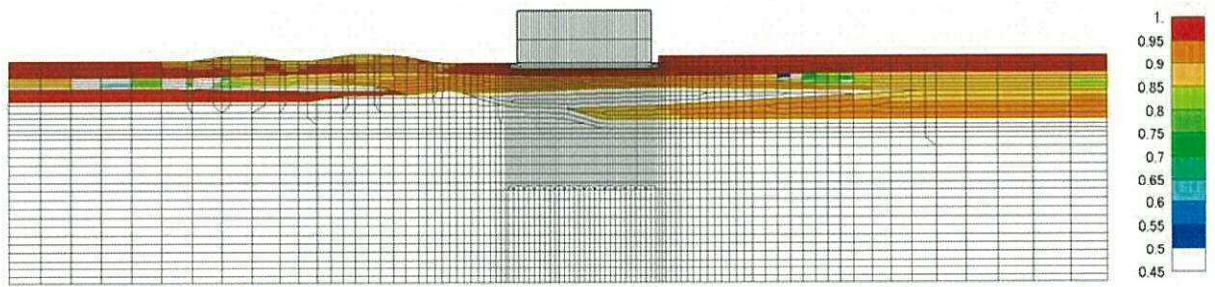


(b) モデル全体

図 3-20 最大過剰間隙水圧比 (EW 断面)



(a) 建屋近傍



(b) モデル全体

図 3-21 最大過剰間隙水圧比 (NS 断面)

3.5.4 杭応力（曲げモーメント，軸力及びせん断力）

図 3-22～図 3-24 に EW 断面の杭の曲げモーメント，軸力及びせん断力をそれぞれ示す。曲げモーメントは杭頭で最大となるがすべての杭で全塑性モーメント以下である。杭頭の最大値は西端から東端に進むに従い小さくなる傾向がある。最大軸力は第四系と久米層の境界部で生じている。最大値は東端の杭で 1740 kN となるが，極限支持力 2740 kN 以下である。せん断力は終局せん断耐力 2350 kN と比較し十分小さい。

図 3-25～図 3-27 に NS 断面の杭の曲げモーメント，軸力及びせん断力をそれぞれ示す。曲げモーメントは杭頭で最大値を示す。全塑性モーメントは軸力に依存しているため，最大値が全塑性モーメントを超えているか否かを明確に表現できないが，南端杭から中央部までのほぼ全ての杭頭で全塑性モーメント近傍の値となっている。軸力はほとんどの杭で第四系と久米層の境界部で生じている。最大値は北端の杭で 1820 kN となるが，極限支持力 2740 kN 以下である。せん断力は終局せん断耐力と比較し十分小さい。

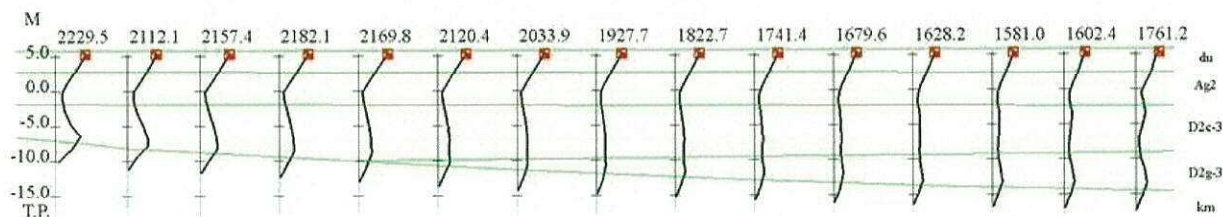


図 3-22 杭の最大曲げモーメント（EW 断面，西側から東側：1～15 列，単位：kN・m）

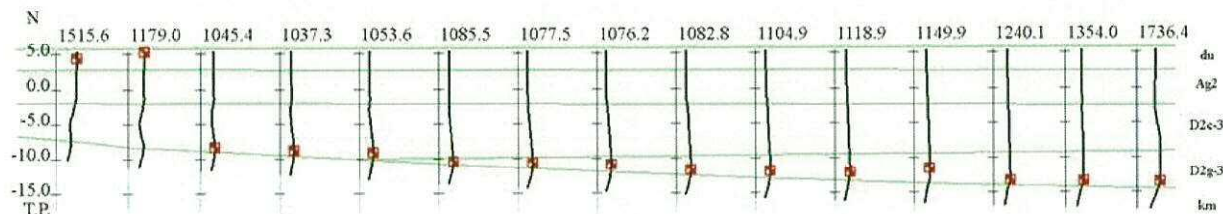


図 3-23 杭の最大軸力（EW 断面，西側から東側：1～15 列，単位：kN）

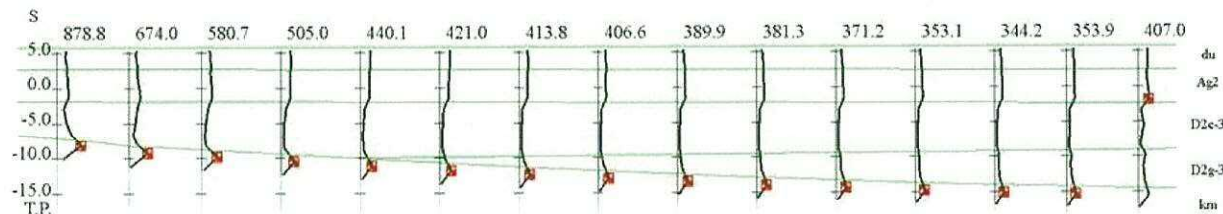
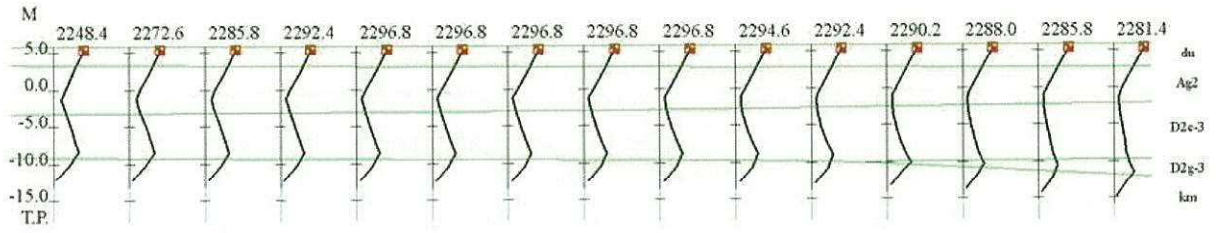
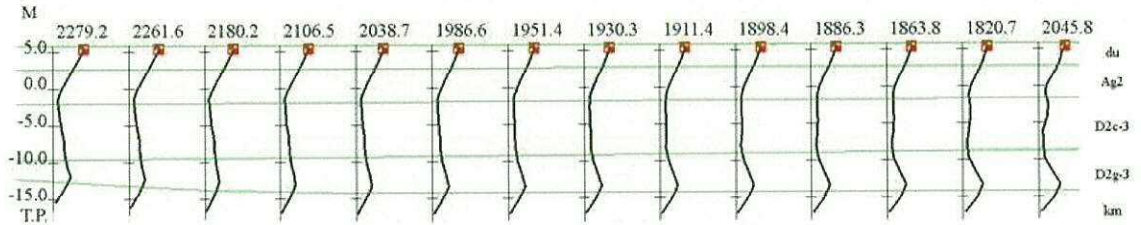


図 3-24 杭の最大せん断力（EW 断面，西側から東側：1～15 列，単位：kN）

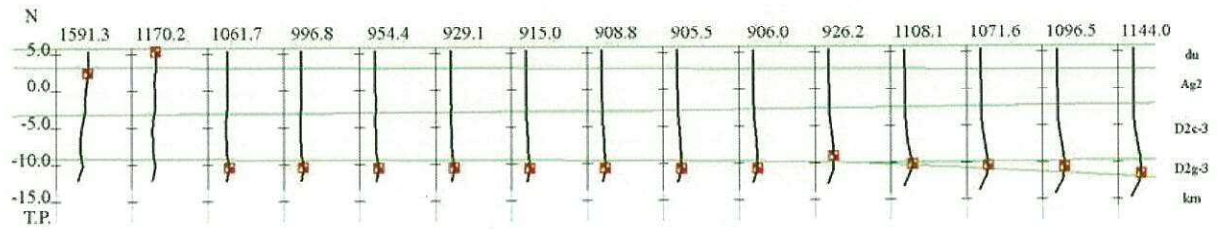


(a) 南側から中央部 (1~15 列)

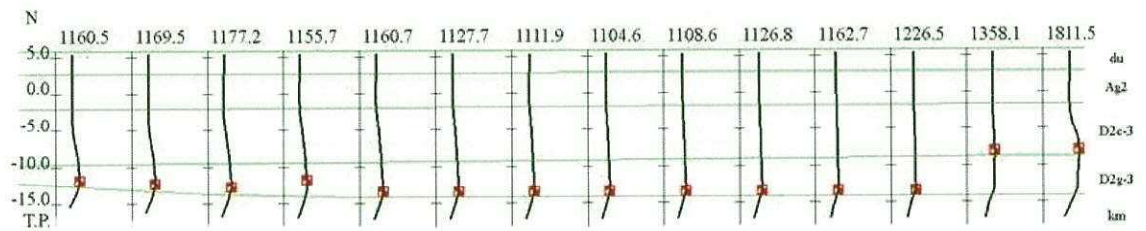


(b) 中央部から北側 (16~29 列)

図 3-25 杭の最大曲げモーメント (NS 断面, 単位 : kN·m)

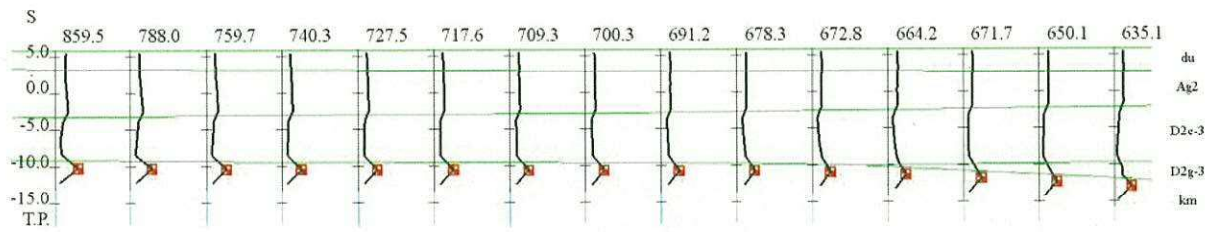


(a) 南側から中央部 (1~15 列)

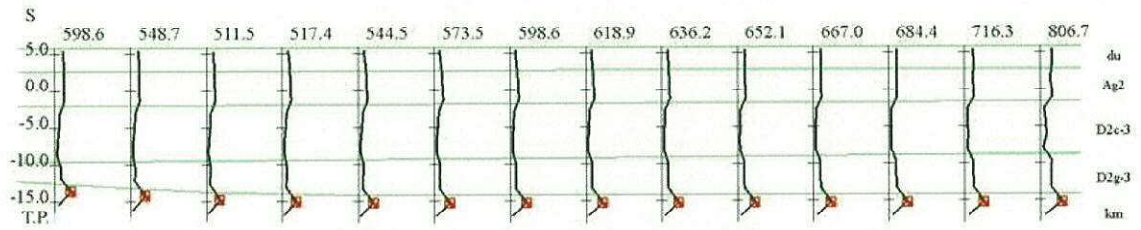


(b) 中央部から北側 (16~29 列)

図 3-26 杭の最大軸力 (NS 断面, 単位 : kN)



(a) 南側から中央部 (1~15 列)



(b) 中央部から北側 (16~29 列)

図 3-27 杭の最大せん断力 (NS 断面, 単位 : kN)

3.5.5 杭の最大曲率及び終局曲率に対する最大曲率の比

図 3-28 に EW 断面の杭の最大曲率を示す。最大値は西端の杭で生じ、 0.00426 ($1/m$) である。図 3-29 に終局曲率に対する最大曲率の比（裕度）を示す。裕度の最大値は西端の杭で 0.274 である。

図 3-30 に NS 断面の杭の最大曲率を示す。最大値は南端の杭で生じ、 0.00841 ($1/m$) である。図 3-31 に終局曲率に対する最大曲率の比（裕度）を示す。裕度の最大値は南端の杭で 0.548 であるので、終局曲率に対して約 2 倍の裕度がある。

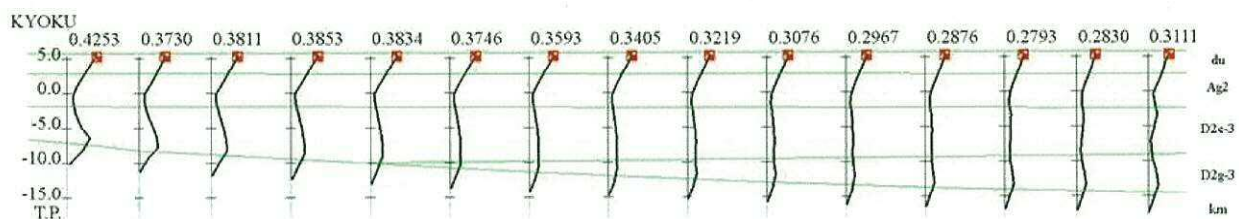


図 3-28 杭の最大曲率 (EW 断面, 単位: $10^{-2}/m$, 西側から東側: 1~15 列)

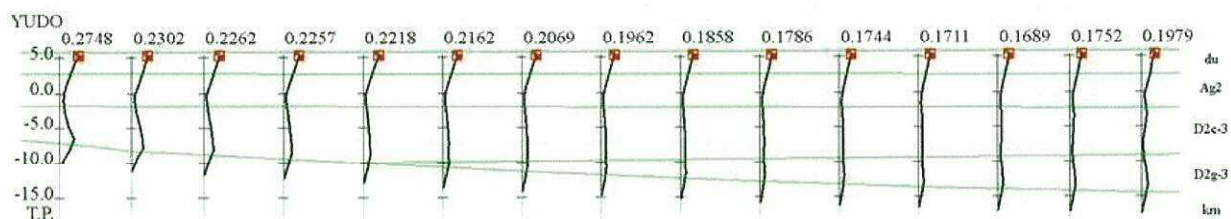
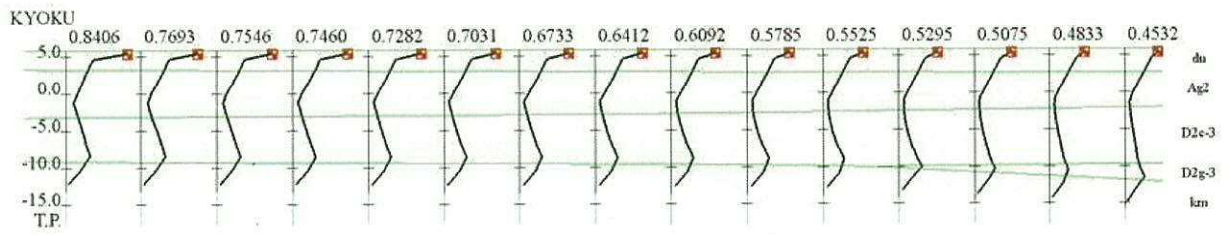
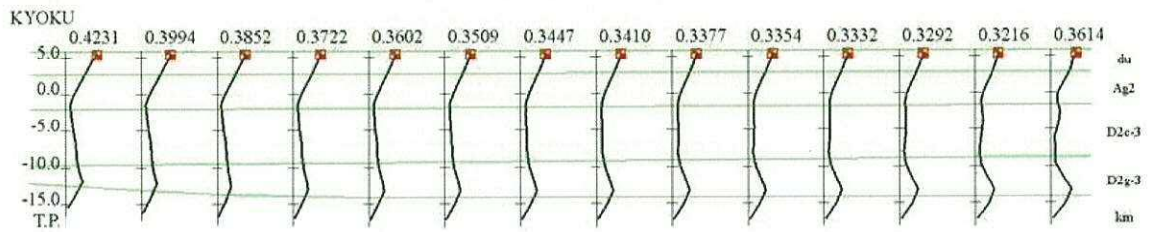


図 3-29 杭の終局曲率に対する最大曲率の比 (EW 断面, 西側から東側: 1~15 列)

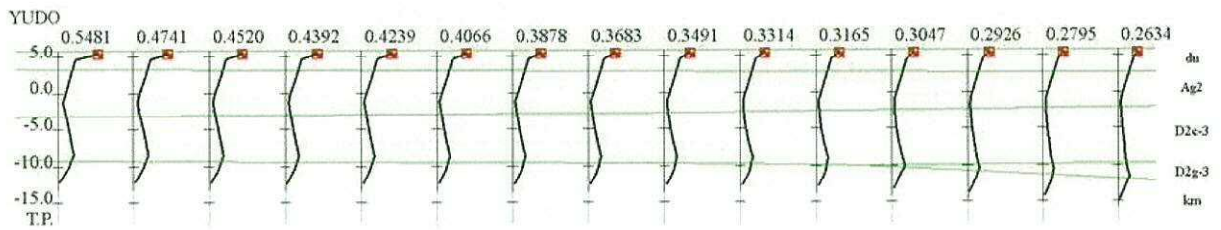


(a) 南側から中央部 (1~15 列)

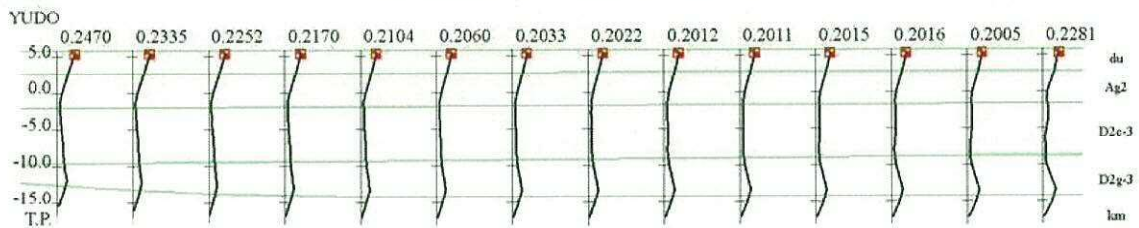


(b) 中央部から北側 (16~29 列)

図 3-30 杭の最大曲率 (NS 断面単位 : $10^{-2}/m$)



(a) 南側から中央部 (1~15 列)



(b) 中央部から北側 (16~29 列)

図 3-31 杭の終局曲率に対する最大曲率の比 (NS 断面)

3.6 まとめ

基準地震動 S₁-D1 を用いて、使用済燃料乾式貯蔵建屋の有効応力解析を実施した。杭の圧縮軸力は基礎地盤の許容限界以下、杭のせん断力及び最大曲率は許容限界以下となり、杭及び基礎地盤の健全性を確認した。

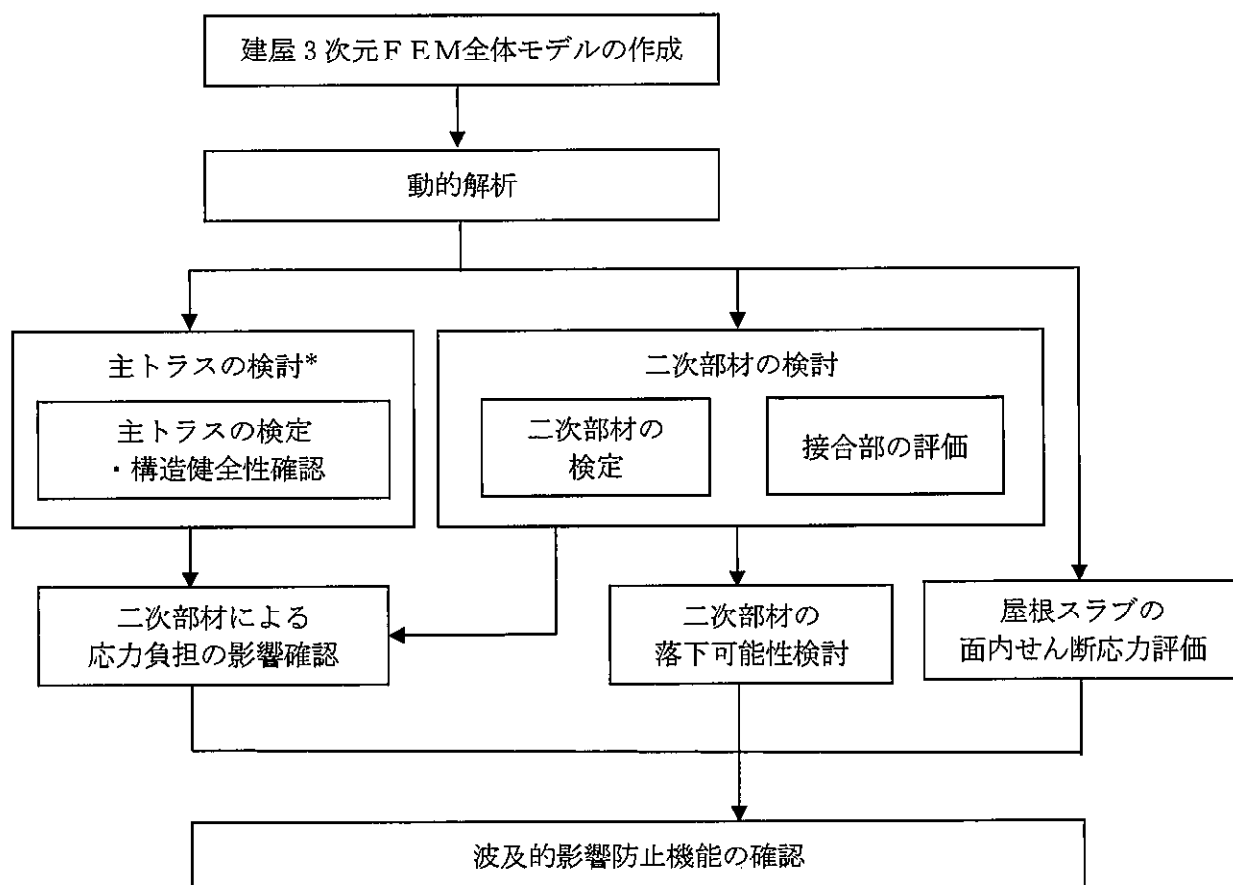
4. 屋根トラスの二次部材及び屋根スラブに関する検討

4.1 概要

本章は、添付書類「V-2-11-2-15 使用済燃料乾式貯蔵建屋上屋の耐震性についての計算書」を補足的に説明するものである。ここでは、屋根トラスが地震時に健全性を確保し、使用済燃料乾式貯蔵容器への波及的影響を及ぼさないことを確認するため、二次部材及び屋根スラブについて検討を行う。検討フローを図4-1に示す。

屋根トラスについては、添付書類「V-2-11-2-15 使用済燃料乾式貯蔵建屋上屋の耐震性についての計算書」において建屋3次元FEM全体モデルを用いた動的解析を行い、主トラスの断面検定を実施し、その健全性を評価している。ここでは、地震時の二次部材による応力負担が主トラスの健全性に影響を及ぼさないこと及び屋根トラスを構成する二次部材が地震時に落下する可能性のないことを示す。さらに、屋根スラブの面内せん断応力度が終局せん断強度以下になっていることを確かめる。

なお本検討では、屋根トラス各部材の応力が最もきびしいケースとして、入力地震動S₁-D1、地盤物性のばらつき+ σ を考慮した条件（地下水位 EL. 3.0 m）における結果を示す（本ケースの代表制・網羅性については6章を参照）。



注記 *：添付書類「V-2-11-2-15 使用済燃料乾式貯蔵建屋上屋の耐震性についての計算書」に示す。

図4-1 屋根トラスの二次部材及び屋根スラブに関する検討フロー

4.2 二次部材による応力負担が主トラスの検定比に与える影響評価

4.2.1 検討目的

主トラスの健全性について、二次部材による応力が過剰に負担しているかどうかを確認する。また、二次部材が過剰に負担している場合には、主トラスの健全性に及ぼす影響について検討する。

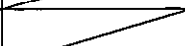
4.2.2 検討方法

屋根トラスは EW 方向に配置されているためトラスを構成する各部材の応力が最も厳しい条件として、表 4-1 に示す地震動の組合せケース (EW+UD 方向) について検討する。入力地震動 S_s-D1 、地盤物性のばらつき $+\sigma$ を考慮した条件を採用し、主トラス及び二次部材の検定比を求める。

二次部材において検定比が 1.0 を超過する要素があるため、応力を過剰に負担することにより、主トラスの応力を緩和している可能性がある。そのため、塑性率 4.0 (J E A C 4 6 0 1-2015 の 3.6 節に示された鉄骨架構の許容限界) の時の塑性変形を想定した割線剛性が初期剛性の 1/4 倍であることから、検定比が 1.0 を超過した要素の剛性を安全側に 1/5 倍に低減したモデルに対する解析を行う。(以下、剛性低減前のモデルを「剛性低減なしモデル」、剛性低減後のモデルを「剛性低減ありモデル」と称す。)

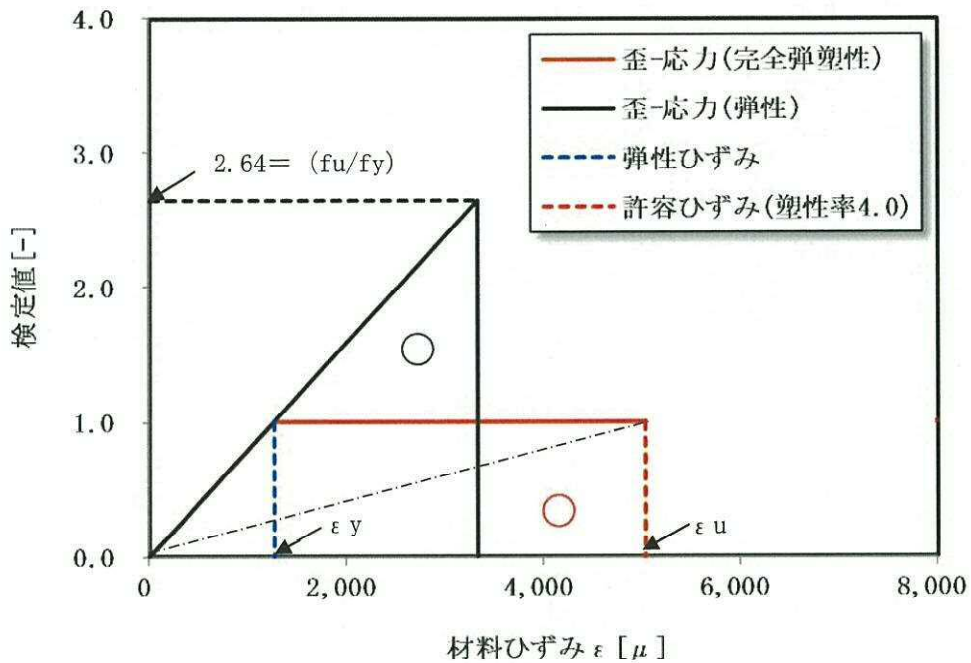
二次部材の許容限界は、エネルギー一定則に基づき塑性変形を考慮した場合の鋼材の許容応力度とする。塑性率 4.0 に対してエネルギー一定則により求めた応力度から算出した検定比を図 4-2 に示す。

表 4-1 地震動の組合せケース一覧
(S_s-D1 、地盤物性のばらつきを考慮 ($+\sigma$))

地震動 組合せ	ケース No.	地震方向		
		EW	NS	UD
2 方向 (EW+UD)	1	+		+
	2	+		-
	3	-		+
	4	-		-

(塑性変形を考慮した最大検定値の逆算)

E : $2.05E+05 \text{ N/mm}^2$
 f_y : $2.59E+02 \text{ N/mm}^2$
 塑性率 : 4.0
 ϵ_y : $1.26E-03$ (-)
 ϵ_u : $5.04E-03$ (-)
 f_u : $6.84E+02 \text{ N/mm}^2$
 検定値 : 2.64 (= f_u/f_y)



注 : 一点鎖線による傾きは塑性率 4.0 の時の塑性変形を想定した割線剛性を示す。

図 4-2 エネルギー一定則による鋼材の許容応力度から求めた検定比
 (塑性率 4.0 から算出した検定比)

4.2.3 検討結果

屋根トラスの部材応力検定結果及び構造健全性の確認結果を表 4-2 及び図 4-3 に示す。

主トラスについては、全ての要素で応力検定比が 1.0 を下回っている。

二次部材のうちサブトラスについては、応力検定比が最大で 1.443 であり、1.0 を超過している。ただし、塑性率 4.0 に対してエネルギー一定則より算出される応力検定比 2.64 を下回っており、当該要素の構造健全性は確保される。

検定比が 1.0 を超えるサブトラス要素は図 4-3 に示す通り、12 個の要素が存在する。このことから、サブトラスによる応力の過剰負担が主トラスに有意な影響を与えている可能性が考えられる。なお、小梁については、表 4-3 及び図 4-4 に示す通り、検定比が 1.0 以下である。

そこで、同要素の剛性を 1/5 倍に低減したモデルに対する解析を行った。サブトラスによる応力負担が主トラスの応力状態に及ぼす影響について確認した結果を以下に示す。

表 4-1 に示す地震動組合せケース 1~4 に対して応力検定比が 1.0 を上回る要素（計 12 要素）について、「剛性低減ありモデル」により評価した主トラスの最大応力検定比を、「剛性低減なしモデル」による評価結果（表 4-2）と比較して表 4-4 に、その部材の位置を図 4-5 に示す。「剛性低減の影響」による主トラスの最大応力検定比は、0.965 から 0.969 に変化する程度であり、サブトラスによる応力負担の差が主トラスの応力状態に与える影響は小さいことが確認できた。

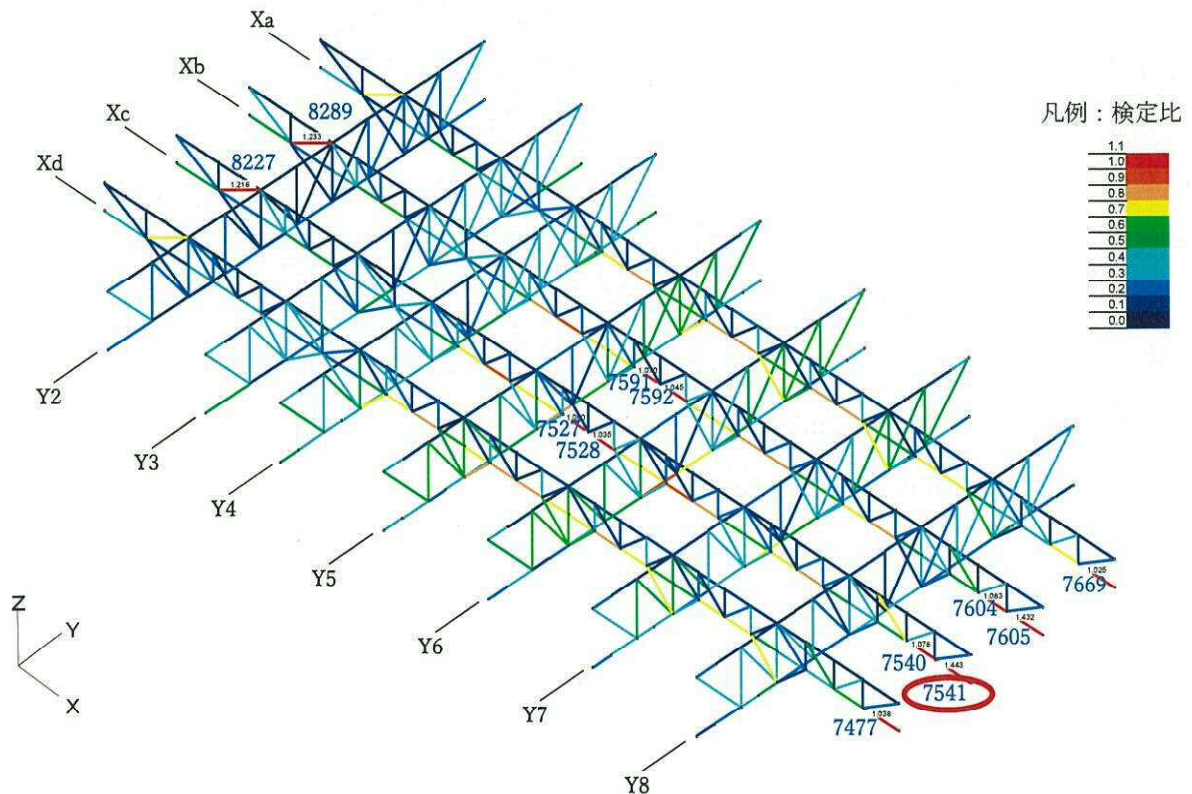
表 4-2 屋根トラスの最大応力検定比及び構造健全性「剛性低減なしモデル」
(S_s-D1, 地盤物性のばらつきを考慮 (+σ))

ED+UD/主トラス/4 ケース包絡

部材	通り名	最大判定値 σ / f	ケースNo.	要素番号
主トラス上弦材	Y6 通り	0.381	1	7840
主トラス下弦材	Y6 通り	0.965	3	7845
主トラス斜材	Y5 通り	0.664	3	8067
主トラス垂直材	Y6 通り	0.652	1	8124

ED+UD/主トラス/4 ケース包絡

部材	通り	最大判定値 σ / f	ケースNo.	要素番号
サブトラス上弦材	Xa 通り	0.202	4	7624
サブトラス下弦材	Xc 通り	1.443	4	7541
サブトラス斜材	Xb 通り	1.233	4	8289
サブトラス垂直材	Xd 通り	0.536	1	8182
サブトラス方杖	Xd 通り	0.899	1	8189



注 : 検定比が 1.0 を超えた要素の要素番号を表示し, 更に最大検定比となる要素を太赤線で囲んでいる。また, 上図では小梁は非表示としている。

図 4-3 屋根トラスの最大応力検定比 (ケース No. 4)

表 4-3 小梁の最大応力検定比「剛性低減なしモデル」
 (S_s-D1, 地盤物性のばらつきを考慮(+σ), ±EW±UD ケースの包絡)

(a) 軸力+曲げモーメント

要素番号		7145
荷重の組合せケース		4
圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)		0.778
曲げ応力度 σ_b (N/mm ²)		73.2
断面 検討	f_c (N/mm ²)	175
	f_b (N/mm ²)	232
	$\sigma_c / f_c + \sigma_b / f_b$	0.320
判定		可

(b) せん断力

要素番号		7145
荷重の組合せケース		2
せん断応力度 τ (N/mm ²)		9.97
断面 検討	f_s (N/mm ²)	135
	τ / f_s	0.0739
判定		可

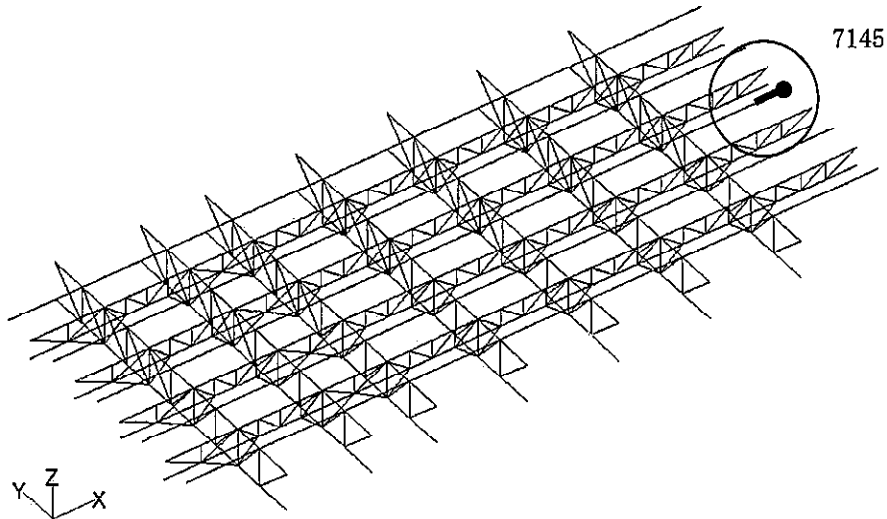


図 4-4 小梁の検討結果を記載する部材の位置 (要素番号 7145)

表 4-4 屋根トラスの最大応力検定比

(「剛性低減なしモデル」と「剛性低減ありモデル」の比較)

[S₀-D1, 地盤物性のばらつきを考慮(+σ), ±EW±UD ケースの包絡]

(「剛性低減なしモデル」による結果：主トラス)

部材	通り名	最大判定値 $\sigma/f \leq 1.0$	要素番号
主トラス上弦材	Y6 通り	0.381	7840
主トラス下弦材	Y6 通り	0.965	7845
主トラス斜材	Y5 通り	0.664	8067
主トラス垂直材	Y6 通り	0.652	8124

(「剛性低減ありモデル」による結果：主トラス)

部材	通り名	最大判定値 $\sigma/f \leq 1.0$	要素番号
主トラス上弦材	Y6 通り	0.382	7840
主トラス下弦材	Y6 通り	0.969	7845
主トラス斜材	Y6 通り	0.664	8068
主トラス垂直材	Y6 通り	0.653	8124

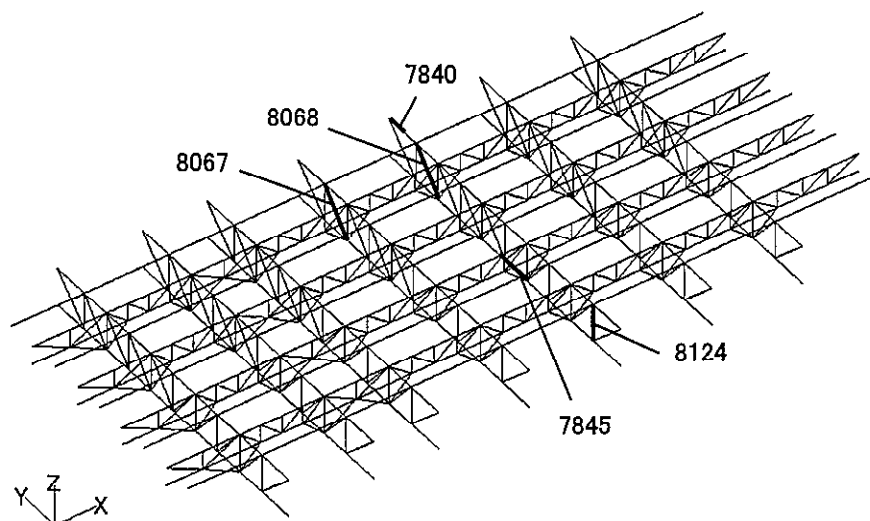


図 4-5 主トラスの検討結果を記載する部材の位置

4.3 二次部材及び屋根スラブの落下の可能性検討

4.3.1 検討目的

屋根トラスを構成する二次部材及び屋根スラブが地震時に落下する可能性のないことを確認するため、二次部材、屋根スラブ及び接合部の健全性を検討する。

4.3.2 検討結果

屋根トラスを構成する二次部材及び屋根スラブが地震時に落下する可能性について検討した結果を以下に示す。なお、主トラスについては、地震時における健全性を確認しており、サブトラスの検定比が1.0を超過した部材の剛性を1/5に低減させた場合においても、主トラスの健全性は全部材で確保されている。

- ・サブトラスについては局所的に許容応力を超過する部材はあるものの、塑性率4.0に対してエネルギー一定則より算出される応力検定比を超えないため母材破断は生じない。
- ・小梁については、軸力+曲げモーメント及びせん断力ともに健全性が確保されている。
- ・屋根トラスの接合部は保有耐力接合として設計されており、接合部の耐力は母材耐力を上回る。梁継手リストを図4-6に示す。
- ・屋根スラブはデッキプレートを通じて屋根トラス部材（主トラス、サブトラス及び小梁）に支持されているため、落下することはない。

上記より、屋根トラスを構成する二次部材及び屋根スラブは、地震時に落下する可能性はない。

梁継手リスト (TQ1, TQ2)													・耐震は主材、保力SS400とする。 ・H, T, 脚は、S10Tとする。	
部 材	フツツ						ウェブ							
	g1	g2	g	p	HTB	フツツ脚継①	フツツ脚継②	g3	g	p	HTB	ウェブ脚継		
BH-250x250x 9x14	150	—	40	60	B-M20	E- 9x250x410	2E-12x100x410	110	40	60	A-M20	2E- 9x330x140		
BH-350x350x 12x19	140	70	55	50	B-M22	E-18x350x350	2E-18x140x350	120	45	100	A-M22	2E-12x350x180		
BH-300x150x 9x 9	90	—	40	60	B-M20	E-12x150x410	—	110	45	90	A-M20	2E- 6x330x180		
H-400x300x 11x15	150	40	40	45	B-M22	E-12x300x440	2E-18x110x440	120	45	110	B-M22	2E- 9x350x310		
BH-500x400x 16x28	140	90	40	60	I2-M22	E-18x400x410	2E-19x170x410	120	45	90	B-M22	2E-12x350x360		

図4-6 梁継手リスト

4.4 屋根スラブの面内せん断力に関する検討

4.4.1 検討目的

二次部材の検討は 3 次元 F E M モデルを用いた検討で、このモデルでは屋根スラブの剛性も考慮されている。そこで、このモデルから抽出した S₀地震時 (E W 方向) の屋根スラブの面内せん断力について検討を行った。ここでは、応答面内せん断応力度が大きくなる短スパン方向 (E W 方向) について評価する。

なお、参考として S₀地震時 (U D 方向) の屋根スラブの面外せん断力についても抽出し、応力状態の確認を行った。

4.4.2 検討方法

検討対象部位を図 4-7 に、3 次元 F E M モデルを図 4-8 に、屋根スラブの面内せん断力の評価方法を表 4-5 に、本検討で考慮する面内せん断応力度の許容限界を表 4-6 に示す。

本検討では、応力評価方法は、3 次元 F E M モデルによる応答面内せん断応力度を用い、許容限界は J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版の終局せん断強度 τ_u を準用して比較評価を行う。

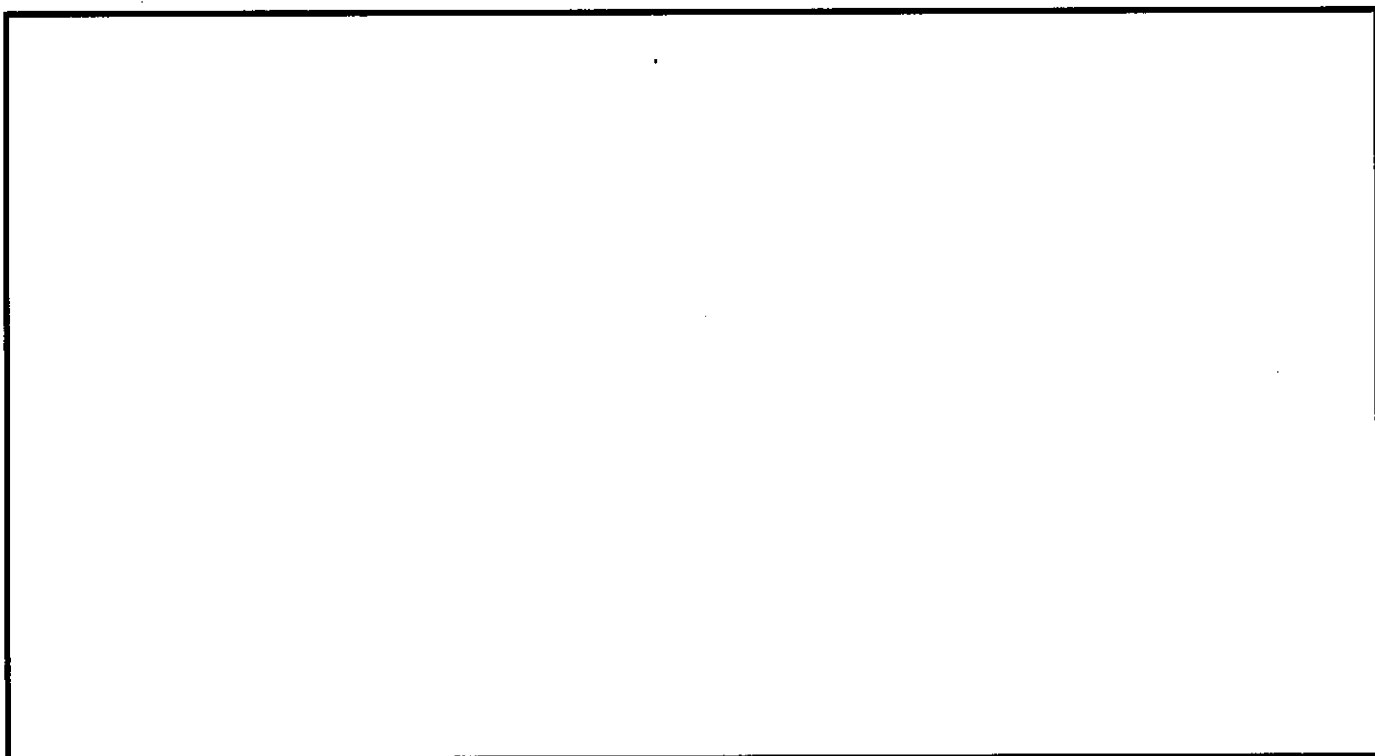


図 4-7 検討対象部位

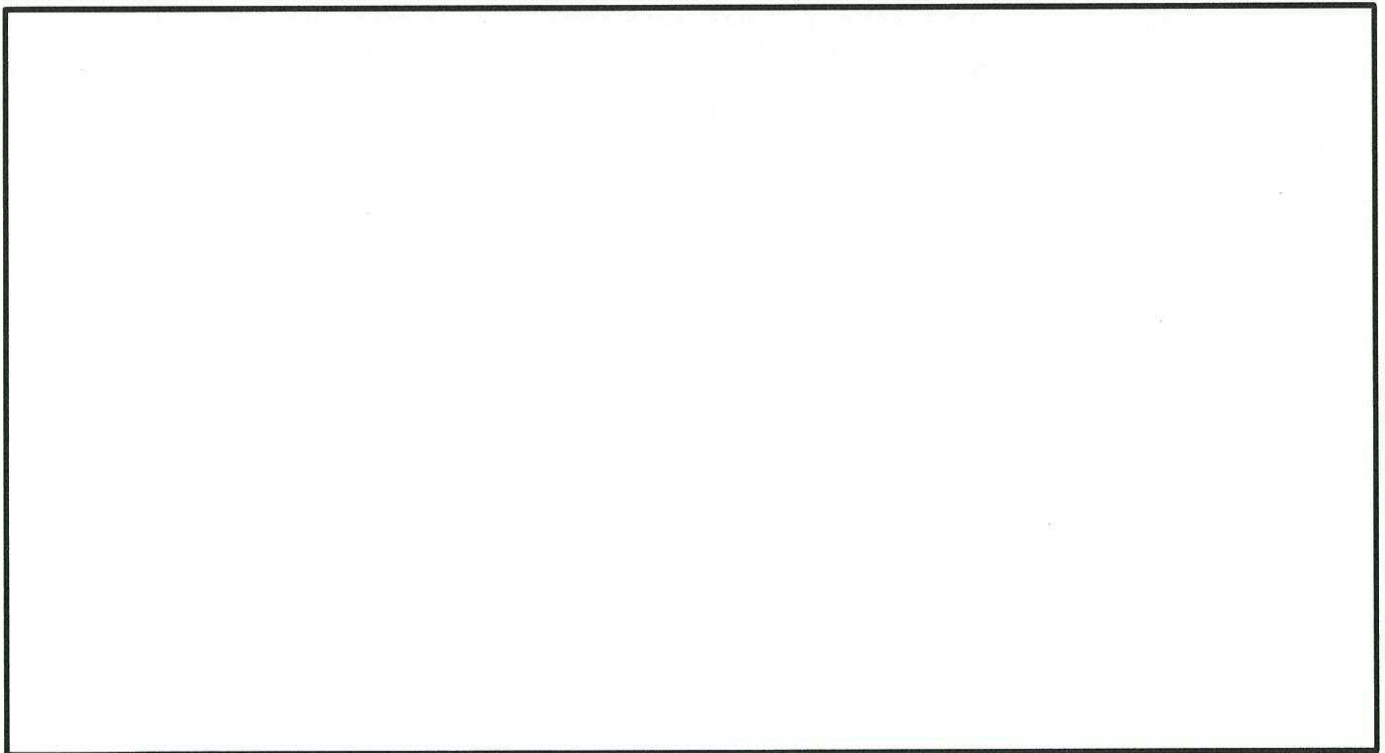
表 4-5 屋根スラブの面内せん断力の評価方法

解析モデル	3次元FEMモデル
解析手法	周波数応答解析
応力評価要素	シェル要素
応力評価方法	各シェル要素の 最大応答面内せん断応力度

表 4-6 面内せん断応力度の許容限界

許容限界 (N/mm ²) *		備考
終局せん断強度 τ_u	3.43	J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版の耐震壁の規定

注記 * : 板厚 450 mm, 鉄筋比 0.637%の耐震壁とみなして算定



(3次元FEMモデル)

 検討対象部位を示す。

図 4-8 屋根スラブの応答評価に使用する解析モデル図

4.4.3 検討結果

3次元FEMモデルの地震応答解析による屋根スラブのS_s地震時（EW方向）の最大応答面内せん断応力度コンターを図4-9に示す。

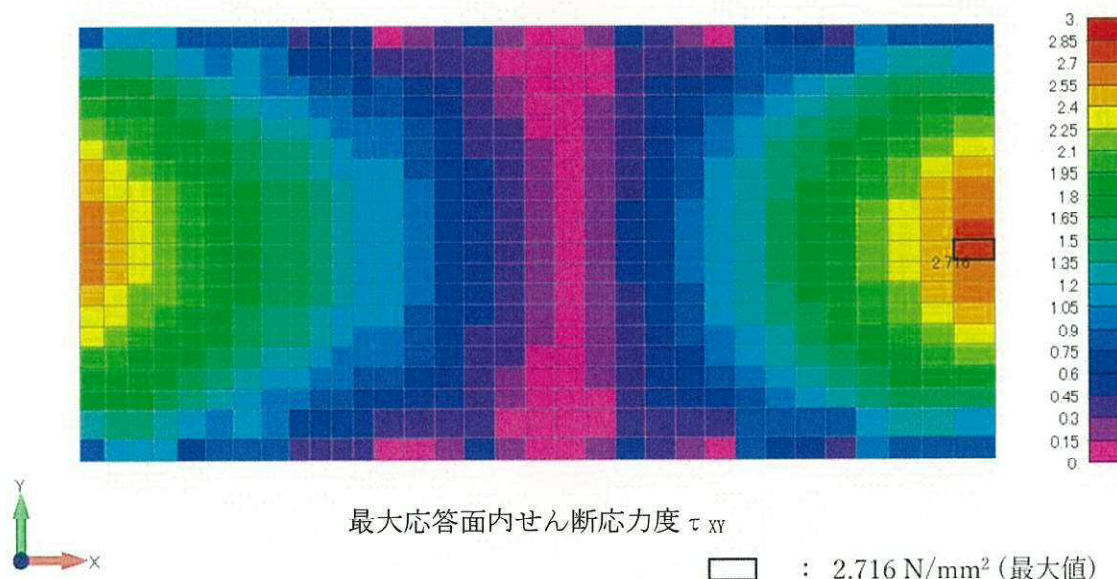
屋根スラブの面内せん断力に対する検討結果を表4-7に示す。

検討結果より、S_s地震時に生じる屋根スラブの最大応答面内せん断応力度は2.72 N/mm²であり、許容限界として設定した終局せん断強度3.43 N/mm²を十分に下回る。さらに、屋根スラブはデッキプレートの上に施工されており、コンクリート片が落下することはない。このことから、S_s地震時における屋根スラブの構造健全性を確認した。

なお、最大面内せん断応力度2.72 N/mm²はJ E A G 4 6 0 1 -1991 追補版のコンクリートの初期せん断ひび割れ応力度 τ_1 である1.51 N/mm²を超過しており、実際は応力平均化され低減されるため、本評価は保守的な評価となっている。

表4-7 屋根スラブの面内せん断力に対する検討結果

解析モデル	3次元FEMモデル
応力評価方法	各シェル要素の 最大応答面内せん断応力度
面内せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	2.72
終局せん断強度 τ_u (N/mm ²)	3.43
検定比 (τ_s/τ_u)	0.793
判定	OK



アウトプットセット: 面内せん断応力度
要素コンタ: τ

図4-9 S_s地震時（EW方向）の屋根スラブの最大応答面内せん断応力度（単位 N/mm²）

参考として、3次元FEMモデルの地震応答解析による屋根スラブの S_s 地震時（UD方向）の最大応答面外せん断応力度コンターを図4-10及び図4-11に示す。

最大応答面外せん断応力度は τ_x で 0.135N/mm^2 、 τ_y で 0.177N/mm^2 であり、RC-N規準の短期許容応力度 1.08N/mm^2 を十分下回っている。さらに、図4-9で示した最大面内せん断応力度が発生する要素での最大面外せん断応力度は τ_x で 0.104N/mm^2 、 τ_y で 0.002N/mm^2 で、前述の短期許容応力度に対して小さい応力度になっている。以上より、面外せん断応力度は全体的に小さい応力状態になっていることを確認した。

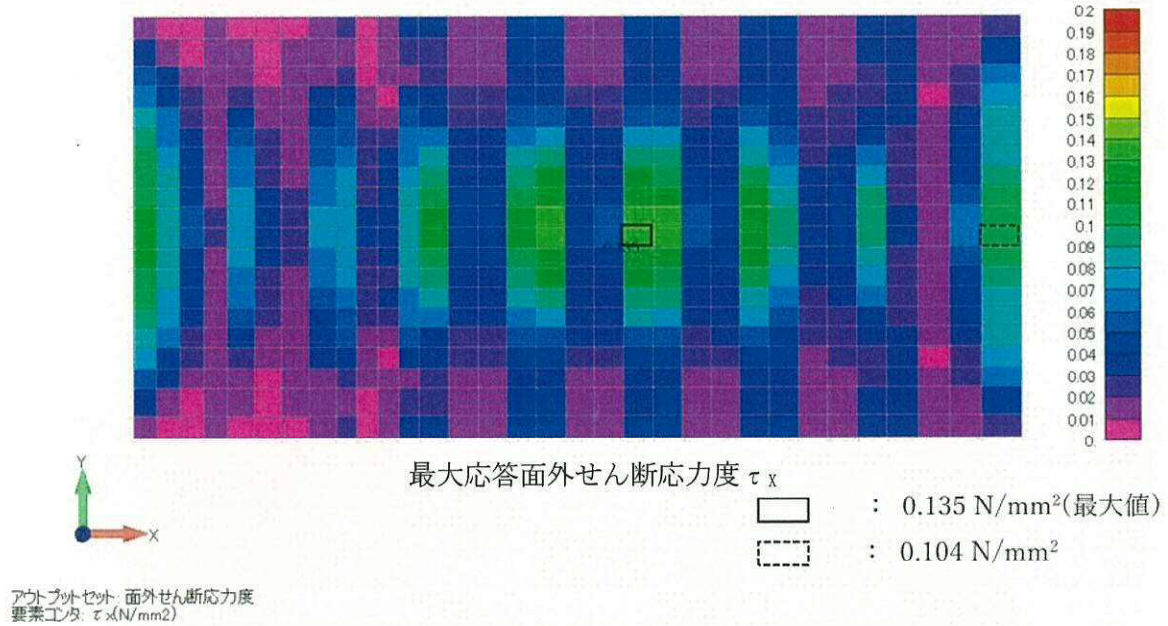


図4-10 S_s 地震時（UD方向）の屋根スラブの最大応答面外せん断応力度（単位 N/mm^2 ） [τ_x]

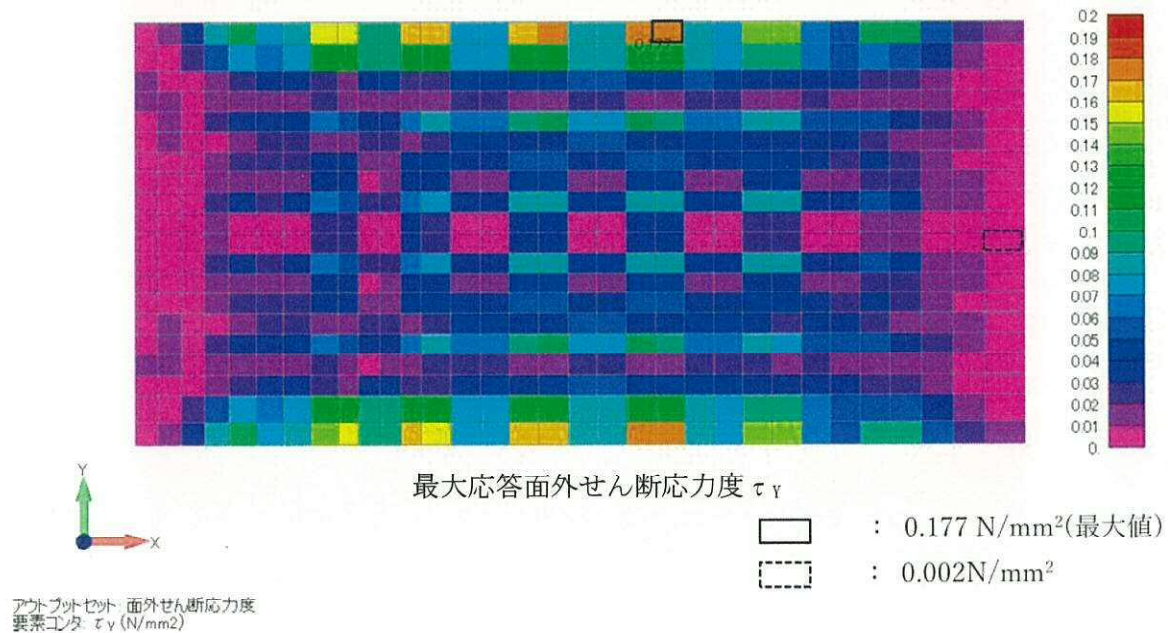


図4-11 S_s 地震時（UD方向）の屋根スラブの最大応答面外せん断応力度（単位 N/mm^2 ） [τ_y]

4.5 まとめ

使用済燃料乾式貯蔵建屋上屋の耐震性において、屋根トラスが地震時に健全性を確保し、使用済燃料乾式貯蔵容器への波及的影響を及ぼさないことを確認するため、屋根トラスの二次部材及び屋根スラブについて検討を行った。

その結果、二次部材の地震時の剛性低下を考慮した場合においても、主トラスの健全性が確保されること、屋根トラスを構成する二次部材及び屋根スラブは地震時に落下する可能性がないことを確認した。屋根スラブの最大応答面内せん断応力度については終局せん断強度を十分に下回る。屋根スラブはデッキプレートの上に施工されていることからコンクリート片が落下することはない。

以上のことから、屋根トラスは地震時に健全性を確保し、使用済燃料乾式貯蔵容器への波及的影響を及ぼさないことを確認した。

5. 杭の水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる検討

5.1 概要

水平2方向及び鉛直方向の S_e 地震力の組合せを考慮した杭の断面の評価を行った。

5.2 検討方法

検討に用いる解析モデルは、添付書類「V-2-2-5 使用済燃料乾式貯蔵建屋の耐震性についての計算書」で用いる梁と地盤ばねによる非線形応力解析モデルとし、図5-1に示す。解析モデルは、杭材を梁要素とし、表5-1に示す鋼材の物性値を与える。なお、地下水位面を地表面とする。

解析には、解析コード「TDAP III Ver. 3.07」を用いる。また、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「V-5-45 計算機プログラム（解析コード）の概要・TDAP III」に示す。

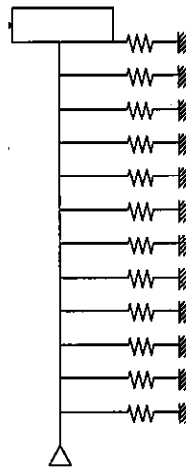


図 5-1 解析モデル図（梁と地盤ばねによる非線形応力解析モデル）

表 5-1 鋼材の物性値

使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断弾性係数 G (N/mm ²)
鋼管杭：SKK400	2.05×10^5	7.90×10^4

杭周には水平地盤ばねを設け、表5-2に示す水平載荷試験結果に基づき評価した水平地盤反力係数に群杭係数を乗じて評価する。群杭係数は、「建築基礎構造設計指針」（（社）日本建築学会，2001）（以下「基礎指針」という。）に基づき下式より算定する。

表 5-2 各層の水平地盤反力係数

地層	水平地盤反力係数 kh (kN/m ³)
du	1.67×10 ⁴
Ag2	5.00×10 ⁴
D2c-3	2.94×10 ⁴
D2g-3	5.00×10 ⁴
Km	6.96×10 ⁴

$$\frac{R}{B} \leq 6.0 \text{ の場合, } \xi = 0.15 \cdot \frac{R}{B} + 0.10$$

$$\frac{R}{B} > 6.0 \text{ の場合, } \xi = 1.0$$

ここで、

ξ : 水平地盤ばねに考慮する群杭係数

R : 杭の中心間隔 (m) , 本検討では、両方向ともに 2.05 m とする。

B : 杭径 (m)

また、各水平地盤ばねには非線形性を考慮し、上限となる塑性水平地盤反力の評価は、「基礎指針」に基づき砂質土地盤と粘性土地盤に区分して、それぞれ下式より算定する。

砂質土地盤 (du 層, Ag2 層, D2g-3 層) の場合

$$P_{\max} = \kappa \cdot K_p \cdot z \cdot \gamma$$

ここで、

P_{\max} : 塑性水平地盤反力 (kN/m²)

κ : 群杭係数で、下式より評価する。なお、単杭の場合は、 $\kappa = 3.0$ とする。

$$\kappa = a \left[\frac{R}{B} - 1.0 \right] + 0.4$$

$$a : a = 0.55 - 0.007 \cdot \phi$$

ϕ : 内部摩擦角 (°)

K_p : 受働土圧係数

z : 深さ (m)

γ : 地盤の単位体積重量 (kN/m³) で、地下水位が地表面にあるため、水中単位体積重量を用いる。

粘性土地盤 (D2c-3 層, km 層) の場合

$$\frac{z}{B} \leq 2.5 \text{ の場合, } P_{\max} = 2 \left[1 + \mu \cdot \frac{z}{B} \right] C_u$$

$$\frac{z}{B} \geq 2.5 \text{ の場合, } P_{\max} = \lambda \cdot C_u$$

ここで,

P_{\max} : 塑性水平地盤反力 (kN/m²)

μ, λ : 群杭係数で、下式より評価する。

なお、単杭の場合は、 $\mu=1.4, \lambda=9.0$ とする。

$$\frac{R}{B} < 3.0 \text{ の場合, } \mu = 0.6 \cdot \frac{R}{B} - 0.4, \quad \lambda = 3.0 \cdot \frac{R}{B}$$

$$\frac{R}{B} \geq 3.0 \text{ の場合, } \mu = 1.4, \quad \lambda = 9.0$$

C_u : 非排水せん断強度 (kN/m²)

5.3 荷重及び荷重ケース

応力解析で考慮する荷重は、建屋慣性力と地盤変位とする。

建屋慣性力には水平 2 方向からの地震荷重として、各水平方向の地震荷重を 1.0 及び 0.4 としたベクトル和として杭頭位置に入力する。

地盤変位についても建屋慣性力と同様に、各水平方向の自由地盤応答解析より得られる杭先端位置に対する地盤の相対変位の最大値を 1.0 及び 0.4 としたベクトル和として、水平地盤ばねの固定位置に強制変位として入力する。

考慮する荷重ケースとしては、建屋慣性力は水平 2 方向のうち EW 方向が NS 方向より大きく、地盤変位は EW 方向及び NS 方向ともに同じであることから、水平 2 方向のうち EW 方向の地震荷重を 1.0、NS 方向の地震荷重を 0.4 としたケースとする。

5.4 評価結果

水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる評価結果を表5-3に示す。軸力及び曲げモーメントに対する許容限界を終局曲率とし、「鋼構造塑性設計指針」に基づき、下式より求められる局部座屈が発生する点とする。

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{\max}}{r \cdot \left\{ 1 + \sin\left(\frac{\pi \cdot N}{2N_y}\right) \right\}}$$

$$\varepsilon_{\max} = 0.22 \frac{t}{r}$$

ここで、

ϕ_u : 終局曲率 (1/mm) , $N < 0$: 引張, $N > 0$: 圧縮

ε_{\max} : 圧縮側の縁ひずみの限界値

r : 鋼管杭の半径 (板厚中心線の半径) (mm)

N : 軸力 (N)

N_y : 降伏圧縮限界耐力 (N)

t : 鋼管杭の厚さ (腐食しろを考慮) (mm)

なお、せん断力に対する許容限界は、水平1方向及び鉛直方向地震力の組合せによる評価と同様に、「鋼構造塑性設計指針」に基づく終局せん断耐力とする。

表 5-3 杭の評価結果

評価項目	許容限界	S ₀ 地震時	検定比
最大曲率 ($\times 10^{-3}$ 1/m)	15.3	5.02	0.329
最大せん断力 (kN/本)	2350	611	0.260

5.5 まとめ

水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せを考慮した杭の断面の評価を行った。

杭に発生する軸力及び曲げモーメント並びにせん断力に対する評価を行い、軸力及び曲げモーメント、せん断力ともに、許容限界に対して十分な裕度を有していることを確認した。

6. 屋根トラスの検討用地震動の選定について

6.1 概要

本章は、使用済燃料乾式貯蔵建屋上屋の耐震性についての計算書の補足説明として、屋根トラスの検討に用いた地震動および解析ケースの選定について説明するものである。

屋根トラスについては3次元FEMモデルを用いた周波数応答解析によって部材応力を評価しており、解析ケースは（全8波のS₂地震動）×（基本、地盤物性± σ ）の合計24ケースが考えられる。

本章では、他の解析ケースを包絡するような応答となる代表解析ケースを選定し、その代表性・網羅性を確認するため以下の2つの検討を行った。

- ① 既工認S₂地震時評価結果に基づく屋根トラス各部応答軸力の比較
- ② 質点系モデルの屋根トラス要素における地震応答解析結果の比較

なお、屋根トラスはEW方向構面に設置されており、主に鉛直方向およびEW方向地震力を負担する。よって本章はこれら2方向についての検討を実施したものであり、以降、水平方向はEW方向を指す。

6.2 既工認 S₂地震時評価結果に基づく屋根トラス各部応答軸力の比較

6.2.1 検討目的

本節では、S₂地震応答解析結果および既工認 S₂地震応答解析結果を用いたトラス部材応答軸力を比較し、代表ケースの選定を行う。

6.2.2 検討方法

既工認 S₂地震時の質点系地震応答解析結果に対する S₂地震応答解析結果による屋根トラス位置の最大変位（水平方向）および最大加速度（鉛直方向）の増減比を算定する。

質点系モデルを図 6-1 に示す。S₂地震応答解析結果による屋根トラス位置の最大変位（水平方向）は質点 ND13-BSTP の差分値，最大加速度（鉛直方向）は質点 RF01~05 の平均応答値とした。

上記の増減比に既工認時のフレーム解析によるトラス部材軸力を掛け合わせることで S₂地震による部材軸力を概算し、さらに水平・鉛直組合せを行い、組合せ後の応力が最大となる解析ケースを代表ケースとして選定する。詳細を以下に示す。

$$\text{水平方向} : \frac{(\text{S}_2\text{地震応答解析 最大変位})}{(\text{既工認時 S}_2\text{地震応答解析 最大変位})} \times (\text{既工認時 トラス部材軸力})$$

$$\text{鉛直方向} : \frac{(\text{S}_2\text{地震応答解析 最大加速度})}{(\text{既工認時 S}_2\text{地震応答解析 最大加速度})} \times (\text{既工認時 トラス部材軸力})$$

この 2 方向応答による部材軸力を「水平 1.0+上下 0.4」ならびに「水平 0.4+上下 1.0」で組合せ、その包絡値を各解析ケースの屋根トラス応力とする。この応力が全代表部材で最大を示す解析ケースを代表ケースと設定することにした。

既工認時フレームモデル図及び屋根トラス代表部材を図 6-2 に示す。赤線部の代表部材は既工認時フレーム解析において応答軸力が最大となった部位である。

6.2.3 検討結果

S₂地震時の質点系地震応答解析結果に基づく S₂地震時の屋根トラス部材軸力の概算結果を表 6-1 に、部材応力概算値の最大ケースを表 6-2 に示す。表 6-2 より、屋根トラス代表部材の軸力は、全代表部材において S₂-D 1（地盤物性+σ）の時に最大となり、S₂-D 1（地盤物性+σ）が、他の解析ケースを包絡する代表ケースとなることを確認した。

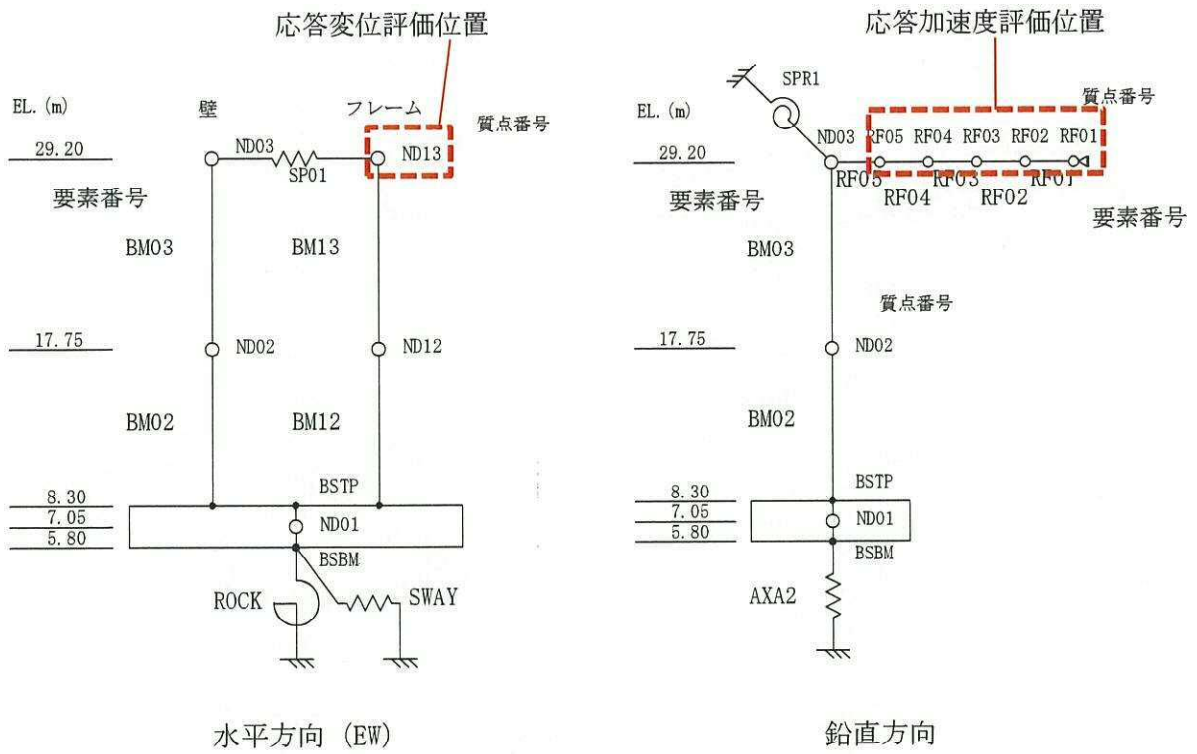


図 6-1 地震応答解析モデル

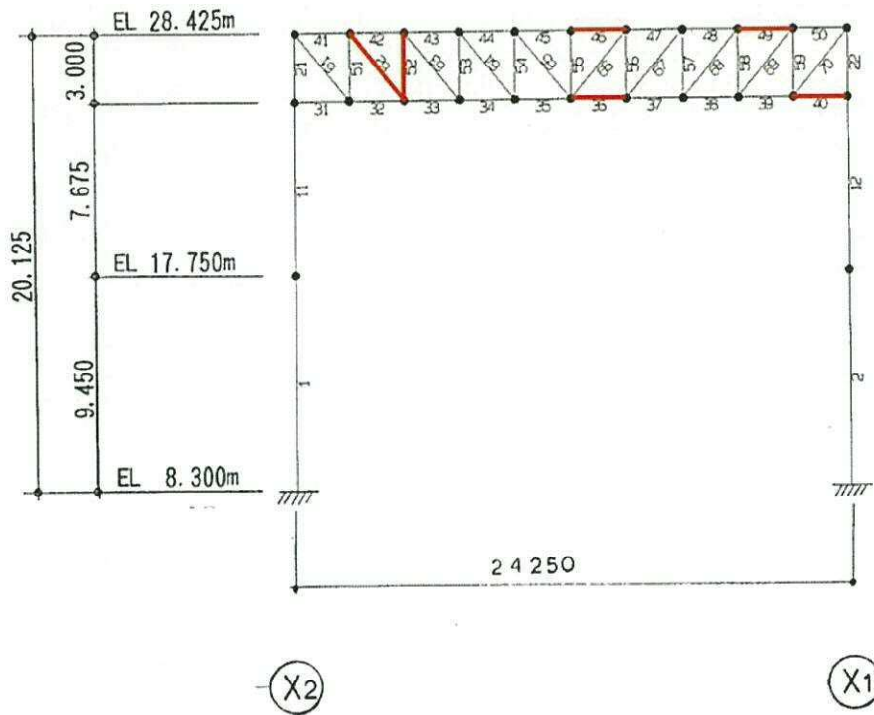


図 6-2 既工認時フレームモデル及び屋根トラスの代表部材

表 6-1 (1/3) 既工認 S₂地震時評価結果に基づく S_s地震時の屋根トラス応力の概算
地下水位地表面 (基本ケース)

①水平地震時		既工認S2	Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
最大水平変位 (cm) ^{※1}		1.483	1.362	0.651	0.609	0.672	0.717	0.995	1.209	1.782
応答比率 (S _s /S ₂)		1.000	0.918	0.439	0.411	0.453	0.483	0.671	0.815	1.201
主トラス 部材軸力 (部材番号) (kN)	上弦材：端部(49)	673.7	618.6	295.5	276.6	305.2	325.7	451.9	549.4	809.5
	上弦材：中央(46) ^{※4}	228.5	209.8	100.2	93.8	103.5	110.5	153.3	186.3	274.5
	下弦材：端部(40)	1115.0	1023.8	489.1	457.7	505.2	539.0	748.0	909.2	1339.7
	下弦材：中央(36)	261.8	240.4	114.9	107.5	118.6	126.6	175.6	213.5	314.6
	斜材(62)	383.4	352.1	168.2	157.4	173.7	185.4	257.2	312.7	460.7
	垂直材(52)	289.3	265.6	126.9	118.8	131.1	139.8	194.1	235.9	347.6
②上下地震時		既工認S2	Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
最大応答加速度 (cm/s/s) ^{※2}		190.2	1535.0	1097.8	1036.6	1040.4	627.6	1263.7	1318.6	362.1
応答比率 (S _s /S ₂)		1.000	8.070	5.772	5.450	5.470	3.299	6.644	6.933	1.904
主トラス 部材軸力 (部材番号) (kN)	上弦材：端部(49)	127.0	1024.6	732.8	692.0	694.5	418.9	843.6	880.2	241.7
	上弦材：中央(46)	266.4	2149.5	1537.4	1451.7	1456.9	878.8	1769.7	1846.5	507.0
	下弦材：端部(40)	159.5	1286.9	920.4	869.1	872.2	526.1	1059.5	1105.5	303.6
	下弦材：中央(36)	199.1	1607.0	1149.3	1085.3	1089.2	657.0	1323.1	1380.5	379.1
	斜材(62)	194.2	1567.2	1120.8	1058.4	1062.2	640.7	1290.3	1346.3	369.7
	垂直材(52)	150.2	1212.3	867.1	818.7	821.7	495.7	998.1	1041.4	286.0
③水平+上下組合せ ^{※3}		既工認S2	Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
主トラス 部材軸力 (部材番号) (kN)	上弦材：端部(49)	800.7	1272.1	851.0	802.6	816.6	549.2	1024.4	1100.0	906.1
	上弦材：中央(46)	494.8	2233.5	1577.5	1489.2	1498.3	923.0	1831.0	1921.1	616.8
	下弦材：端部(40)	1274.5	1696.4	1116.0	1052.2	1074.3	749.5	1358.7	1469.2	1461.1
	下弦材：中央(36)	461.0	1703.2	1195.3	1128.3	1136.7	707.7	1393.3	1465.9	504.9
	斜材(62)	577.6	1708.0	1188.1	1121.3	1131.7	714.9	1393.1	1471.3	608.6
	垂直材(52)	439.5	1318.6	917.8	866.3	874.1	551.6	1075.7	1135.8	462.0

※1：S₂地震時はND03の地震時強制変位、S_s地震時はND13とBSTPの最大応答変位差を示す。

※2：S₂地震時は鉛直震度(0.194)の加速度換算値、S_s地震時はRF01~RF05の最大応答加速度の平均値を示す。

※3：S₂地震時は「水平1.0+上下1.0」、S_s地震時は「水平1.0+上下0.4」と「水平0.4+上下1.0」の包絡値を示す。

※4：S₂水平地震時、上弦材：中央(46)の値は0であるが、S_s地震による応答比率を考慮するため、隣接する上弦材(47)の値を用いた。

表 6-1 (2/3) 既工認 S₂地震時評価結果に基づく S_s地震時の屋根トラス応力の概算
地下水位地表面 (地盤物性+σ)

①水平地震時		既工認S2	Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
最大水平変位 (cm) ※1		1.483	1.492	0.752	0.714	0.794	0.831	0.985	1.237	1.742
応答比率 (Ss/S2)		1.000	1.006	0.507	0.482	0.536	0.560	0.664	0.834	1.175
主トラス 部材軸力 (部材番号) (kN)	上弦材：端部(49)	673.7	677.8	341.7	324.5	360.8	377.5	447.3	561.8	791.4
	上弦材：中央(46) ※4	228.5	229.9	115.9	110.1	122.4	128.0	151.7	190.5	268.4
	下弦材：端部(40)	1115.0	1121.8	565.5	537.1	597.1	624.8	740.2	929.8	1309.8
	下弦材：中央(36)	261.8	263.4	132.8	126.1	140.2	146.7	173.8	218.4	307.6
	斜材(62)	383.4	385.8	194.5	184.7	205.3	214.9	254.5	319.8	450.4
	垂直材(52)	289.3	291.1	146.7	139.4	154.9	162.1	192.1	241.2	339.8
②上下地震時		既工認S2	Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
最大応答加速度 (cm/s/s) ※2		190.2	1574.5	1166.0	1121.2	1140.3	675.0	1209.7	1381.0	374.4
応答比率 (Ss/S2)		1.000	8.278	6.130	5.895	5.995	3.549	6.360	7.261	1.969
主トラス 部材軸力 (部材番号) (kN)	上弦材：端部(49)	127.0	1051.0	778.3	748.4	761.2	450.6	807.5	921.9	249.9
	上弦材：中央(46)	266.4	2204.9	1632.8	1570.1	1596.8	945.3	1694.0	1934.0	524.3
	下弦材：端部(40)	159.5	1320.0	977.5	940.0	956.0	565.9	1014.2	1157.8	313.9
	下弦材：中央(36)	199.1	1648.4	1220.7	1173.8	1193.8	706.7	1266.5	1445.9	392.0
	斜材(62)	194.2	1607.5	1190.4	1144.7	1164.2	689.2	1235.1	1410.0	382.3
	垂直材(52)	150.2	1243.6	920.9	885.5	900.6	533.1	955.4	1090.8	295.7
③水平+上下組合せ ※3		既工認S2	Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
主トラス 部材軸力 (部材番号) (kN)	上弦材：端部(49)	800.7	1322.1	915.0	878.3	905.5	601.6	986.4	1146.6	891.4
	上弦材：中央(46)	494.8	2296.9	1679.1	1614.1	1645.8	996.5	1754.7	2010.2	631.7
	下弦材：端部(40)	1274.5	1768.8	1203.7	1154.9	1194.9	851.2	1310.3	1529.8	1435.4
	下弦材：中央(36)	461.0	1753.8	1273.8	1224.3	1249.9	765.4	1336.0	1533.2	515.0
	斜材(62)	577.6	1761.8	1268.2	1218.6	1246.3	775.1	1336.9	1537.9	603.3
	垂直材(52)	439.5	1360.0	979.6	941.3	962.6	598.0	1032.2	1187.3	458.1

※1：S₂地震時はND03の地震時強制変位、S_s地震時はND13とBSTPの最大応答変位差を示す。

※2：S₂地震時は鉛直震度(0.194)の加速度換算値、S_s地震時はRF01~RF05の最大応答加速度の平均値を示す。

※3：S₂地震時は「水平1.0+上下1.0」、S_s地震時は「水平1.0+上下0.4」と「水平0.4+上下1.0」の包絡値を示す。

※4：S₂水平地震時、上弦材：中央(46)の値は0であるが、S_s地震による応答比率を考慮するため、隣接する上弦材(47)の値を用いた。

表 6-1 (3/3) 既工認 S₂地震時評価結果に基づく S_s地震時の屋根トラス応力の概算
 地下水位地表面 (地盤物性-σ)

①水平地震時		既工認S2	Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
最大水平変位 (cm) ^{※1}		1.483	1.286	0.533	0.526	0.564	0.568	0.701	1.196	1.676
応答比率 (S _s /S ₂)		1.000	0.867	0.359	0.355	0.380	0.383	0.473	0.806	1.130
主トラス 部材軸力 (部材番号) (kN)	上弦材：端部(49)	673.7	584.4	242.0	239.0	256.2	258.2	318.6	543.3	761.6
	上弦材：中央(46) ^{※4}	228.5	198.2	82.1	81.0	86.9	87.6	108.0	184.3	258.3
	下弦材：端部(40)	1115.0	967.1	400.4	395.5	424.1	427.3	527.2	899.2	1260.4
	下弦材：中央(36)	261.8	227.1	94.0	92.9	99.6	100.3	123.8	211.1	296.0
	斜材(62)	383.4	332.6	137.7	136.0	145.8	146.9	181.3	309.2	433.4
	垂直材(52)	289.3	250.9	103.9	102.6	110.0	110.9	136.8	233.3	327.0
②上下地震時		既工認S2	Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
最大応答加速度 (cm/s/s) ^{※2}		190.2	1520.6	1078.9	1058.6	1062.3	620.0	1160.1	1328.1	353.7
応答比率 (S _s /S ₂)		1.000	7.995	5.672	5.566	5.585	3.260	6.099	6.983	1.860
主トラス 部材軸力 (部材番号) (kN)	上弦材：端部(49)	127.0	1015.0	720.2	706.7	709.1	413.9	774.4	886.6	236.1
	上弦材：中央(46)	266.4	2129.4	1510.9	1482.5	1487.6	868.2	1624.6	1859.9	495.3
	下弦材：端部(40)	159.5	1274.8	904.5	887.5	890.6	519.8	972.6	1113.5	296.5
	下弦材：中央(36)	199.1	1591.9	1129.6	1108.3	1112.2	649.1	1214.6	1390.5	370.3
	斜材(62)	194.2	1552.5	1101.5	1080.8	1084.6	633.0	1184.4	1356.0	361.1
	垂直材(52)	150.2	1201.0	852.1	836.1	839.0	489.7	916.3	1049.0	279.4
③水平+上下組合せ ^{※3}		既工認S2	Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
主トラス 部材軸力 (部材番号) (kN)	上弦材：端部(49)	800.7	1248.8	817.0	802.2	811.6	517.1	901.8	1103.9	856.0
	上弦材：中央(46)	494.8	2208.7	1543.7	1514.9	1522.4	903.2	1667.8	1933.6	598.6
	下弦材：端部(40)	1274.5	1661.7	1064.7	1045.7	1060.2	690.7	1183.5	1473.2	1379.0
	下弦材：中央(36)	461.0	1682.8	1167.2	1145.5	1152.0	689.2	1264.1	1475.0	488.7
	斜材(62)	577.6	1685.5	1156.6	1135.2	1142.9	691.8	1257.0	1479.7	577.9
	垂直材(52)	439.5	1301.3	893.7	877.2	883.0	534.0	971.0	1142.3	438.8

※1：S₂地震時はND03の地震時強制変位、S_s地震時はND13とBSTPの最大応答変位差を示す。

※2：S₂地震時は鉛直震度(0.194)の加速度換算値、S_s地震時はRF01～RF05の最大応答加速度の平均値を示す。

※3：S₂地震時は「水平1.0+上下1.0」、S_s地震時は「水平1.0+上下0.4」と「水平0.4+上下1.0」の包絡値を示す。

※4：S₂水平地震時、上弦材：中央(46)の値は0であるが、S_s地震による応答比率を考慮するため、隣接する上弦材(47)の値を用いた。

表 6-2 部材応力概算値の最大ケース

水平+上下組合せ		S _s -D1		
		基本	地盤+σ	地盤-σ
主トラス 部材軸力 (部材番号) (kN)	上弦材：端部(49)	1272.1	1322.1	1248.8
	上弦材：中央(46)	2233.5	2296.9	2208.7
	下弦材：端部(40)	1696.4	1768.8	1661.7
	下弦材：中央(36)	1703.2	1753.8	1682.8
	斜材(62)	1708.0	1761.8	1685.5
	垂直材(52)	1318.6	1360.0	1301.3

注：全てのトラス代表部材においてS_s-D1（地盤物性+σ）が最大となる。

6.3 質点系地震応答解析結果との比較

6.3.1 検討目的

既工認 S_2 地震時評価に基づく S_3 地震の代表ケース選定では、屋根トラス部材の軸力のみに着目した検討であった。

そこで本節では、 S_3 地震応答解析（地下水位地表面）におけるUD方向入力時の屋根トラス（ビーム要素置換部分）の最大応答せん断力および最大応答曲げモーメントを比較し、代表となる解析ケースを確認する。

6.3.2 検討方法

S_3 地震応答解析での全24解析ケースにおける屋根トラス部位の要素の最大応答せん断力および最大応答曲げモーメントを全解析ケースで比較し、 S_3-D1 （地盤物性+ σ ）の時に全ての屋根トラス部位の要素の応答が最大となることを確認する。

鉛直方向の質点系地震応答解析モデルを図6-3に示す。屋根トラスは屋根中央をローラー支点とした対称モデルとなっており、屋根トラスはRF01～RF05のビーム要素でモデル化されている。評価する最大応答せん断力は要素RF01～RF05の部材端、最大応答曲げモーメントはRF01～RF05の各要素での値を用いる。

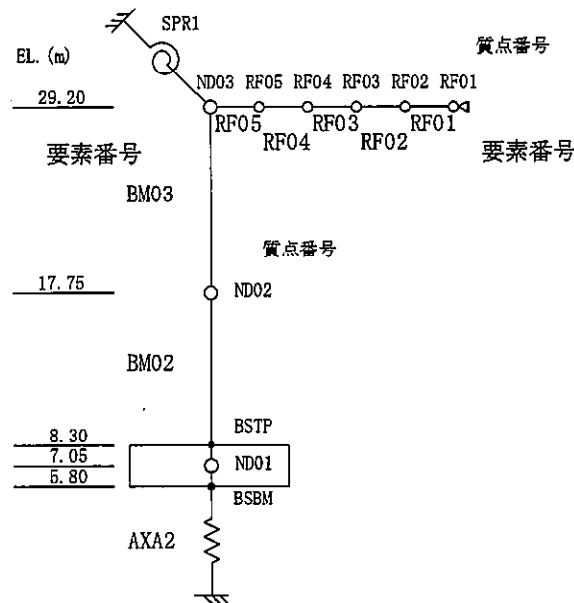


図6-3 地震応答解析モデル（UD方向）

6.3.3 検討結果

各解析ケースの部材応力を表6-3に、地盤部整のばらつきを考慮した最大応力を表6-4に示す。屋根トラス部位の全要素において S_3-D1 （地盤物性+ σ ）の時に最大となり、他の解析ケースを包絡する代表ケースとして妥当であることを確認した。

表 6-3 (1/3) 質点系地震応答解析結果による屋根トラス部位の要素応力の比較
地下水位地表面 (基本ケース)

東海DC 最大応答値一覧 (基本)

		部位	Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
UD 方向	最大応答 せん断力 (kN)	RF05	22,415	13,594	12,837	13,005	9,559	15,178	19,839	4,647
		RF04	20,208	11,143	11,663	11,760	8,067	13,619	17,468	4,454
		RF03	16,625	8,690	9,462	9,502	6,050	11,809	13,861	3,815
		RF02	11,169	6,804	6,621	6,697	4,120	8,370	9,125	2,598
		RF01	3,986	2,913	2,650	2,736	1,482	3,229	3,271	922
	最大応答 曲げモーメント (kN・m)	ND03	94,426	51,689	52,521	52,786	37,768	62,833	80,650	20,515
		RF05	40,071	21,217	22,929	23,047	14,588	28,558	33,592	9,251
		RF04	11,820	9,676	8,374	8,294	4,991	10,407	9,910	2,736
		RF03	49,249	27,015	28,229	28,445	19,599	33,107	42,546	10,799
		RF02	76,334	38,851	41,523	41,501	28,875	52,661	62,819	17,099
		RF01	86,001	44,505	47,248	47,314	32,256	59,561	69,549	19,335

表 6-3 (2/3) 質点系地震応答解析結果による屋根トラス部位の要素応力の比較
地下水位地表面 (地盤物性+ σ)

東海DC 最大応答値一覧 (+ σ)

		部位	Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
UD 方向	最大応答 せん断力 (kN)	RF05	23,545	14,285	13,719	13,907	10,074	14,911	20,575	4,801
		RF04	20,999	11,757	12,213	12,278	8,487	14,004	18,228	4,558
		RF03	17,160	9,192	10,207	10,273	6,425	12,240	14,540	3,913
		RF02	11,473	7,101	7,372	7,500	4,300	8,423	9,540	2,669
		RF01	4,084	2,971	2,956	3,056	1,632	3,128	3,548	948
	最大応答 曲げモーメント (kN・m)	ND03	98,150	54,408	54,916	55,041	39,772	64,896	84,367	20,990
		RF05	41,351	22,383	24,732	24,915	15,459	29,584	35,193	9,492
		RF04	12,102	10,132	9,037	9,032	5,440	9,123	10,004	2,898
		RF03	51,185	28,495	29,548	29,690	20,646	34,057	44,404	11,050
		RF02	79,006	40,251	44,297	44,303	30,400	54,482	66,311	17,522
		RF01	88,911	46,620	50,810	50,968	34,079	61,728	73,664	19,822

表 6-3 (3/3) 質点系地震応答解析結果による屋根トラス部位の要素応力の比較
地下水位地表面 (地盤物性 - σ)

東海DC 最大応答値一覧 ($-\sigma$)

		部位	Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
UD 方向	最大応答 せん断力 (kN)	RF05	22,797	13,486	12,944	12,973	9,674	14,652	20,272	4,624
		RF04	20,368	11,141	11,706	11,763	8,170	13,625	17,825	4,343
		RF03	16,521	8,907	9,719	9,751	6,133	11,545	13,788	3,716
		RF02	11,025	6,982	7,075	7,188	4,032	8,022	9,196	2,523
		RF01	3,912	2,827	2,827	2,903	1,496	2,894	3,332	892
	最大応答 曲げモーメント (kN・m)	ND03	94,882	51,680	52,810	52,903	38,197	63,448	82,379	20,053
		RF05	39,806	21,759	23,595	23,698	14,783	27,917	33,408	9,036
		RF04	11,688	9,162	8,372	8,445	5,073	8,871	10,005	2,688
		RF03	49,680	27,349	28,343	28,457	19,938	33,120	43,441	10,541
		RF02	75,989	38,590	42,732	42,667	29,166	52,360	64,179	16,615
	RF01	85,475	44,083	48,552	48,558	32,319	59,337	71,009	18,769	

表 6-4 地盤物性のばらつきを考慮した最大応力
(質点系地震応答解析結果による屋根トラス部位の要素応力の比較)
地下水位地表面

(Ss-D1)

		部位	Ss-D1		
			基本	地盤 + σ	地盤 - σ
UD 方向	最大応答 せん断力 (kN)	RF05	22,415	23,545	22,797
		RF04	20,208	20,999	20,368
		RF03	16,625	17,160	16,521
		RF02	11,169	11,473	11,025
		RF01	3,986	4,084	3,912
	最大応答 曲げモーメント (kN・m)	ND03	94,426	98,150	94,882
		RF05	40,071	41,351	39,806
		RF04	11,820	12,102	11,688
		RF03	49,249	51,185	49,680
		RF02	76,334	79,006	75,989
	RF01	86,001	88,911	85,475	

注 : 全てのトラス部材において S_s-D1 (地盤物性 + σ) が最大となる。

6.4 まとめ

屋根トラス構造健全性評価において、（全 8 波の S_2 地震動） \times （基本、地盤物性 $\pm\sigma$ ）の合計 24 の解析ケースより、他の解析ケースを包絡するような応答となる代表解析ケースを選定するため、以下の検討を行い、その代表性・網羅性を確認した。

既工認 S_2 地震時評価結果に基づく S_2 地震時の屋根トラス部材応力を比較した結果、 S_2 -D1（地盤物性 $+\sigma$ ）の時に全代表部材の軸力が最大となり、 S_2 -D1（地盤物性 $+\sigma$ ）を代表ケースとする妥当性を確認した。

また、 S_2 地震応答解析による UD 方向入力時の屋根トラスでの最大応答せん断力および最大応答曲げモーメントを全解析ケースで比較し、 S_2 -D1（地盤物性 $+\sigma$ ）を代表ケースとすることの妥当性を確認した。

7. 屋根トラスの水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる検討

7.1 概要

本章は、添付書類「V-2-11-2-15 使用済燃料乾式貯蔵建屋上屋の耐震性についての計算書」の補足説明として、水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せ（3方向入力）に対する、屋根トラスの構造健全性検討を示すものである。

7.2 検討方法

解析モデルおよび評価手法については、添付書類「V-2-11-2-15 使用済燃料乾式貯蔵建屋上屋の耐震性についての計算書」と同じとする。

7.2.1 検討用地震動

検討用地震動は以下とする。

EW 方向 : $S_s - D1$ による地盤物性+ σ での基礎下有効入力動

NS 方向 : 模擬地震波（基準地震動 $S_d - D1$ の水平成分の設計用応答スペクトルに適合するよう、位相を変えたもの）による地盤物性+ σ での基礎下有効入力動

UD 方向 : $S_s - D1$ による地盤物性+ σ での基礎下有効入力動

7.2.2 入力時地震動組合せケース

3方向入力時における入力地震動の組合せケースを表 7-1 に示す。なお、参考として2方向入力時のケースを併せて示す。

7.2.3 応力評価方法

地震時におけるトラス部材の応力（N, M, Q）は、各方向の周波数応答解析により求めた応力を時刻歴で加算し、その最大値を用いる。

上記に常時荷重（3次元FEM静的応力解析）を組合せた3方向入力によるトラス部材評価に用いる断面検討用応力の算定式を以下に示す。

3方向入力時の部材応力評価

・軸力 : $N_D = N_L \pm \max \{ N_{E_NS}(t) + N_{E_EW}(t) + N_{E_UD}(t) \}$

・曲げモーメント : $M_D = M_L \pm \max \{ M_{E_NS}(t) + M_{E_EW}(t) + M_{E_UD}(t) \}$

・せん断力 : $Q_D = Q_L \pm \max \{ Q_{E_NS}(t) + Q_{E_EW}(t) + Q_{E_UD}(t) \}$

注 : 上式添字は、D: 検討応力, L: 常時荷重時応力, E_方向(t): S_s 地震時応力時刻歴を示す。

表 7-1 入力地震動の組合せケース一覧
 (S_s-D1, 地盤物性のばらつきを考慮(+σ))

地震動 組合せ	ケース No.	地震方向		
		EW	NS	UD
2方向入力 (EW+UD)	1	+		+
	2	+		-
	3	-		+
	4	-		-
3方向入力 (EW+NS+UD)	101	+	+	+
	102	-	+	+
	103	+	-	+
	104	-	-	+
	105	+	+	-
	106	-	+	-
	107	+	-	-
	108	-	-	-

7.3 検討結果

屋根トラスの部材応力検定結果を表 7-2 に示す。また参考として 2 方向入力時の結果も併せて示す。

表 7-2 より、3 方向入力時においても全ての要素で応力検定比が 1.0 を下回ることを確認した。また最大となる検定比は 2 方向入力時の 0.964 よりは増加するものの、3 方向入力時では 0.989 となり構造健全性を確認した。

表 7-2 主トラス最大応力による検定結果
(S₀-D1, 地盤物性のばらつきを考慮(+σ))

水平 2 方向+鉛直方向 (EW 地震+NS 地震+UD 地震) /8 ケース包絡

部材	部材名	通り	検定比 σ/f
主トラス上弦材	TG1_上弦材	Y6 通り	0.388
主トラス下弦材	TG1_下弦材	Y6 通り	<u>0.989</u>
主トラス斜材	TG1 (c) _斜材	Y6 通り	0.678
主トラス垂直材	TG1 (c') _垂直材	Y6 通り	0.664

水平 1 方向+鉛直方向 (EW 地震+UD 地震) /4 ケース包絡

部材	部材名	通り	検定比 σ/f
主トラス上弦材	TG1_上弦材	Y6 通り	0.379
主トラス下弦材	TG1_下弦材	Y6 通り	<u>0.964</u>
主トラス斜材	TG1 (c) _斜材	Y5 通り	0.662
主トラス垂直材	TG1 (c') _垂直材	Y6 通り	0.649

なお、4.2 節において、サブトラスの剛性低減を考慮した場合の 2 方向入力時(「水平 1 方向+鉛直方向」)の主トラスの最大検定比は 0.965(低減なし)から 0.969(低減あり)に変化する程度で、応力状態に与える影響は小さいことを示した。このときの変化率 1.004(=0.969/0.965)と同等の割増を上述の 3 方向入力時(「水平 2 方向+鉛直方向」)の主トラスの最大検定比 0.989 に考慮すると 0.993 となり、サブトラスの剛性低減を考慮した場合の 3 方向入力時でも構造健全性を確保していることを確認した。

7.4 まとめ

3方向入力（EW地震＋NS地震＋UD地震）時における屋根トラスの構造健全性検討を実施した。

検討の結果、3方向入力時においても全ての要素で応力検定比が1.0を下回り、最大となる検定比は0.989であった（2方向入力時は0.964）。

以上より、3方向入力時においても屋根トラスは構造的に健全であることが確認出来た。

8. 杭の水平載荷試験について

本資料は使用済燃料乾式貯蔵建屋の杭の水平載荷試験と水平ばねの評価法について示すものである。

8.1 杭の水平載荷試験概要（設置変更許可申請書 H11.1 添付六）

杭を打設した基礎地盤の水平方向の変形特性及び耐力を求めるため、図 8-1 に示す位置において杭の水平載荷試験を実施した。試験に用いた杭は 2 本の鋼管杭で、打撃工法により基礎地盤に打設し、杭頭部を鉄筋コンクリートで連結した。試験は、載荷荷重を段階的に増減させ、荷重に対応する変位量を計測する方法で実施した。

試験装置を図 8-2 に、載荷パターンを図 8-3 に示す。試験体と反力体の相互を反力として載荷し、両者を押広げる方向を正方向、逆に引寄せせる方向を負方向とした。載荷方式は 240 tf までを正負交番多サイクル載荷方式とし、240 tf 以降から最大荷重 600 tf までは一方向（正方向）載荷方式とした。最大荷重 80 tf（2 本杭試験体で 1 本あたり 40 tf）は、試験実施前の検討で S₂ 地震時の杭応力に相当する荷重である。また、最大荷重 240 tf（2 本杭試験体で 1 本あたり 120 tf）は、試験実施前の検討で杭応力が弾性範囲内に収まるよう設定した荷重である。

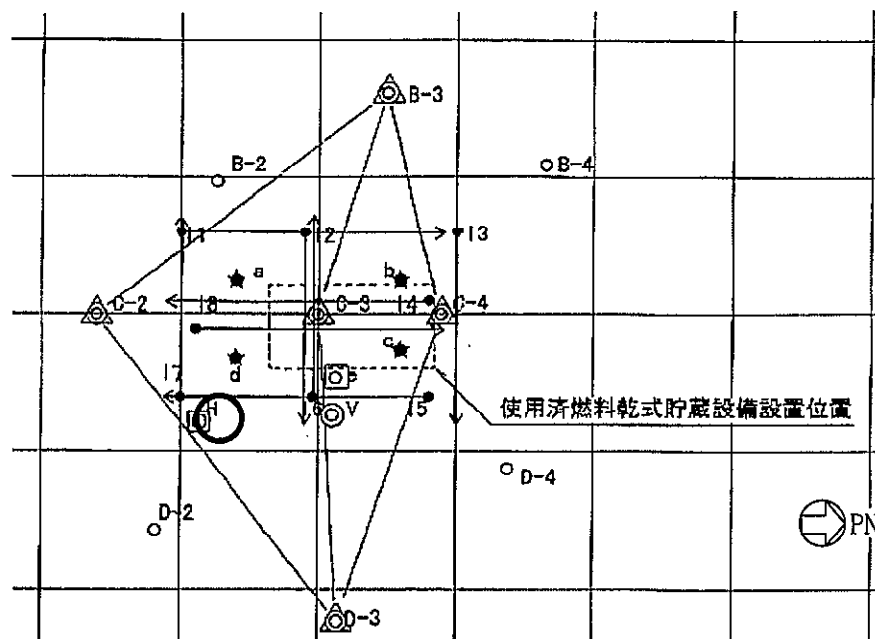


図 8-1 試験位置（図中の赤丸位置）

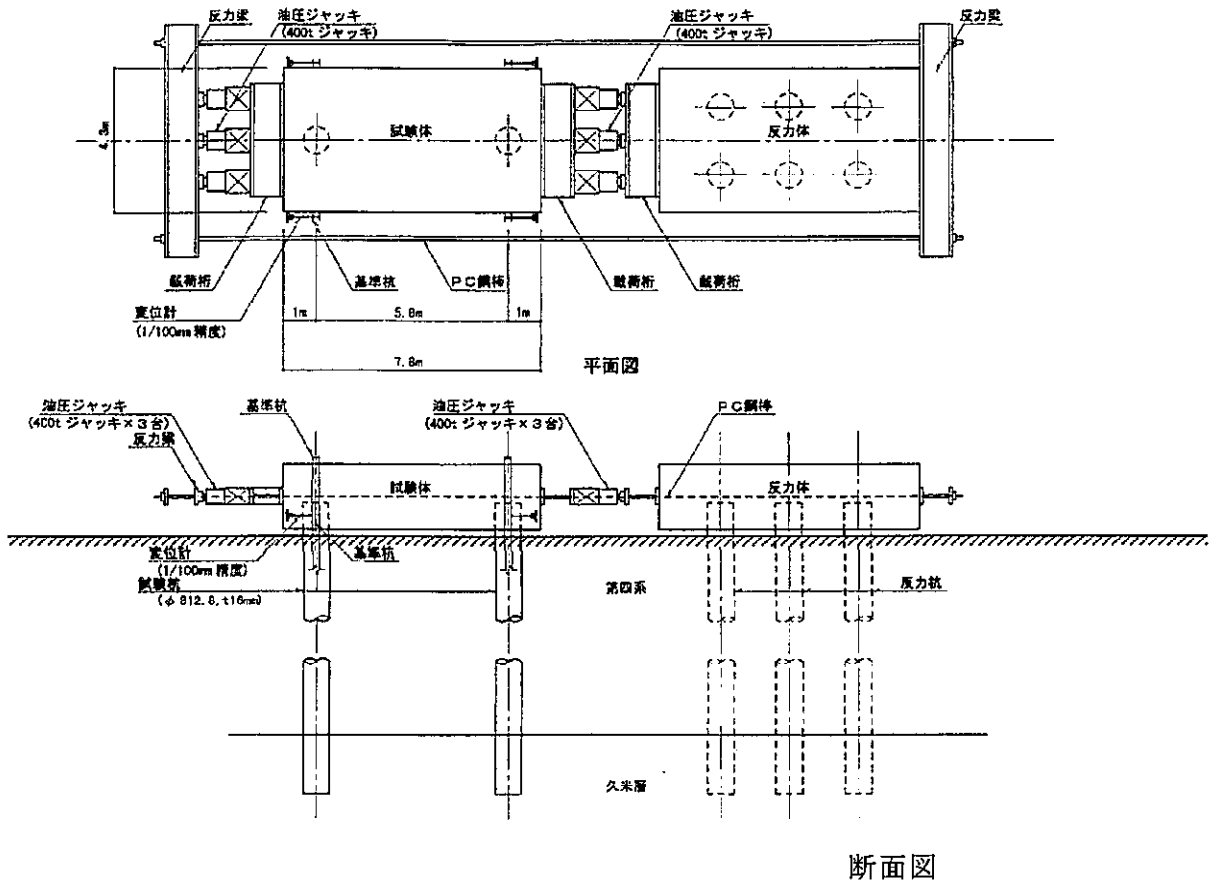


図 8-2 杭の水平載荷試験装置

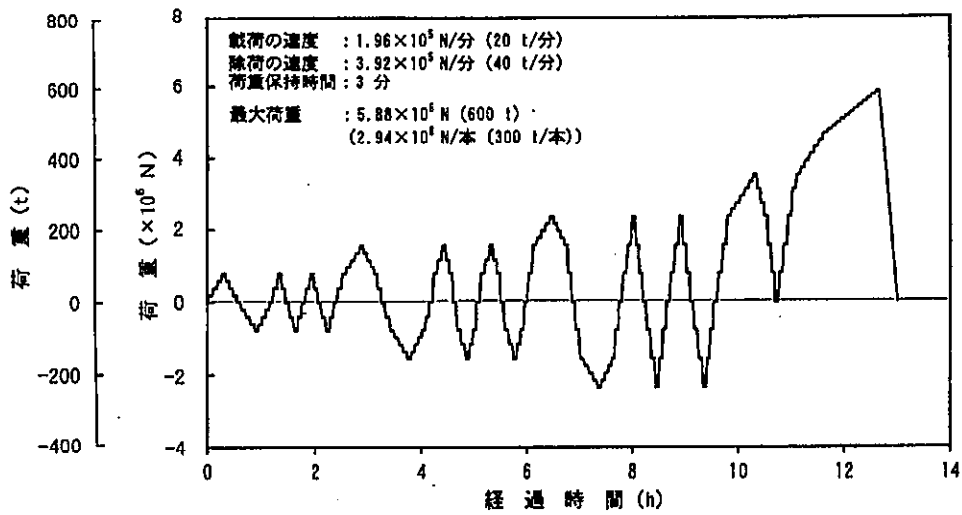


図 8-3 載荷パターン

8.2 杭の水平載荷試験結果（設置変更許可申請書 H11.1 添付六）

杭の水平載荷試験結果から得られた荷重と変位の関係を図 8-4 に示す。試験の結果は、水平方向の最大荷重が 2 本の杭に対し 5.88×10^6 N (600 tf) であり、杭 1 本あたり 2.94×10^6 N (300tf) である。

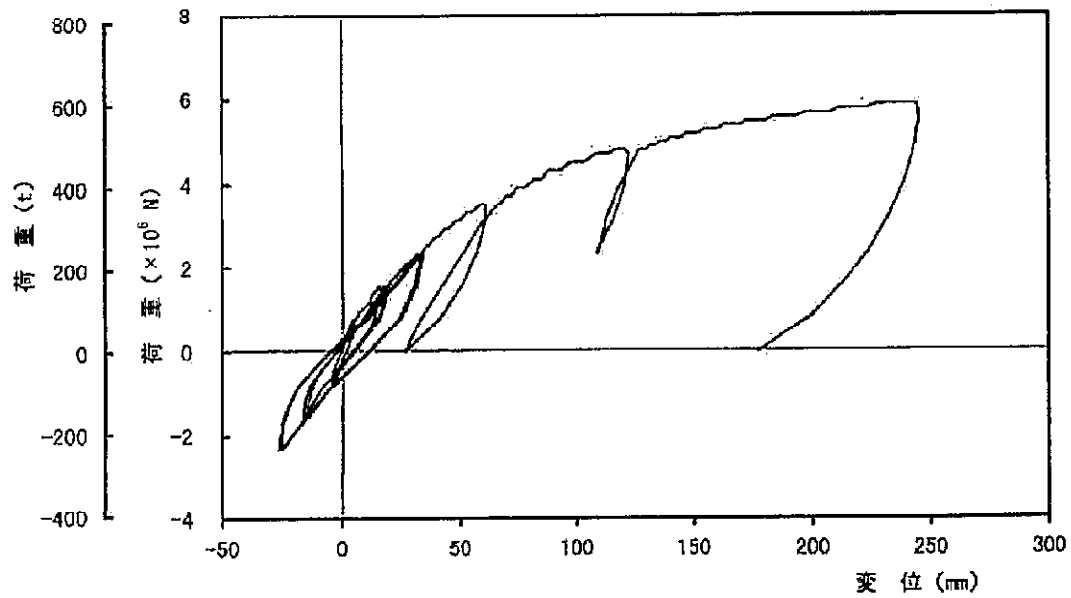
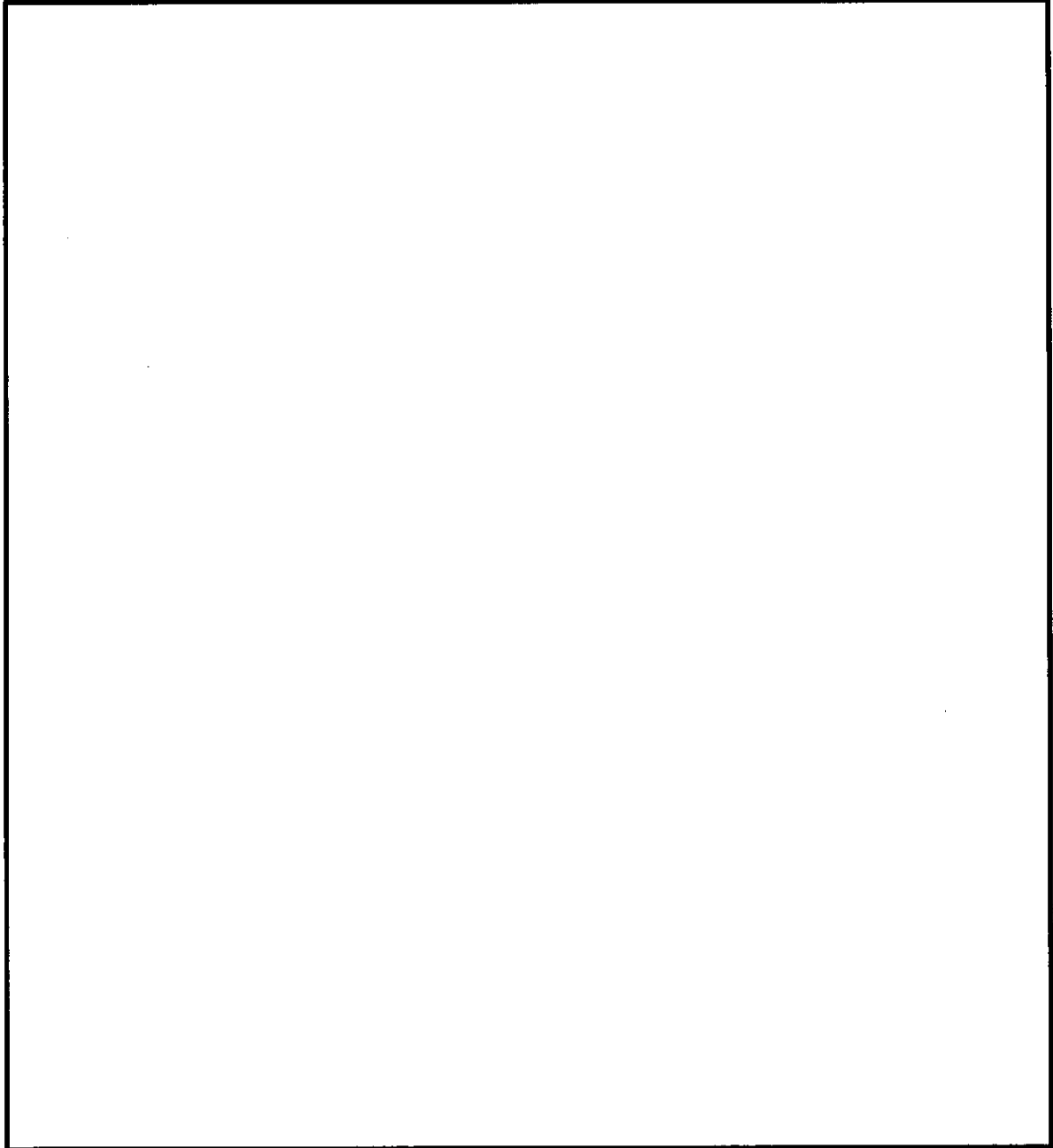


図 8-4 荷重と変位の関係

8.3 水平ばねの設定方法（工事計画認可申請書 H11.06）

既工認資料IV-2-3「使用済燃料乾式貯蔵建屋の耐震性についての計算書」では、第4-2図に杭の水平載荷試験結果に基づき設定した水平ばねの値のみが記載されている。

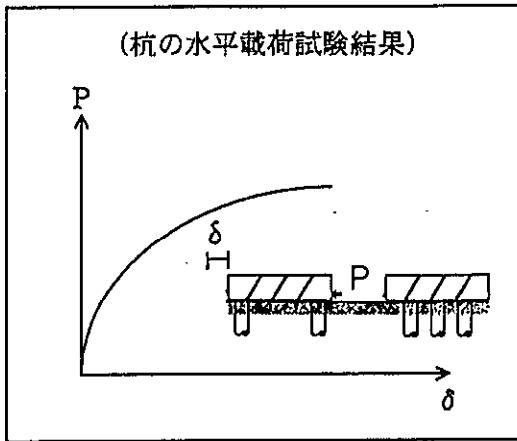


以下に、水平ばねの具体的な算定手順を示す。

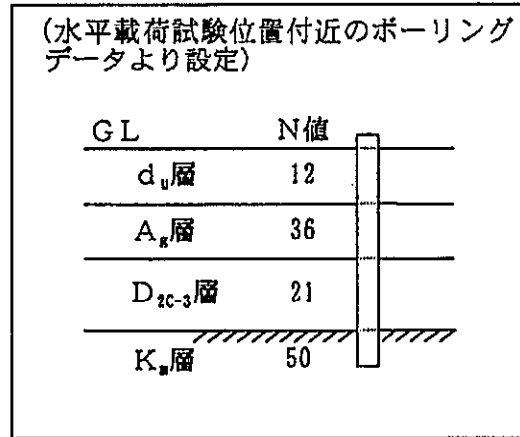
(1) 算定に用いる試験データ

算定に用いる試験データは、杭の水平載荷試験で得られた杭頭における荷重-変位関係 ($P-\delta$ 関係) と弾性支承梁モデル設定のための地層区分及び N 値データ (杭の水平載荷試験位置付近のボーリングデータより設定) である。

杭頭における荷重変位関係 ($P-\delta$)

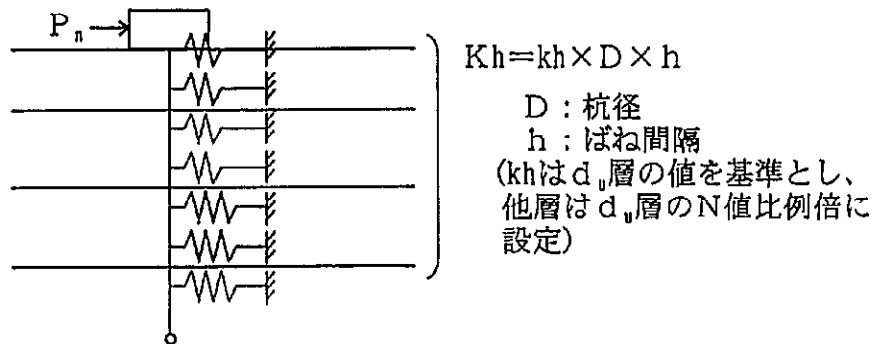


地層区分, N 値



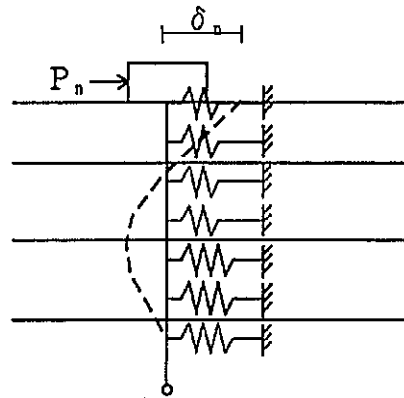
(2) 弾性支承梁モデルの設定

水平ばね K_h は、水平地盤反力係数 kh 、杭径及びばね間隔の積である。 kh は d_u 層の値を基準とし、他層は d_u 層の N 値比例倍とする。 kh の初期値を任意に設定し弾性支承梁モデルが決定される。



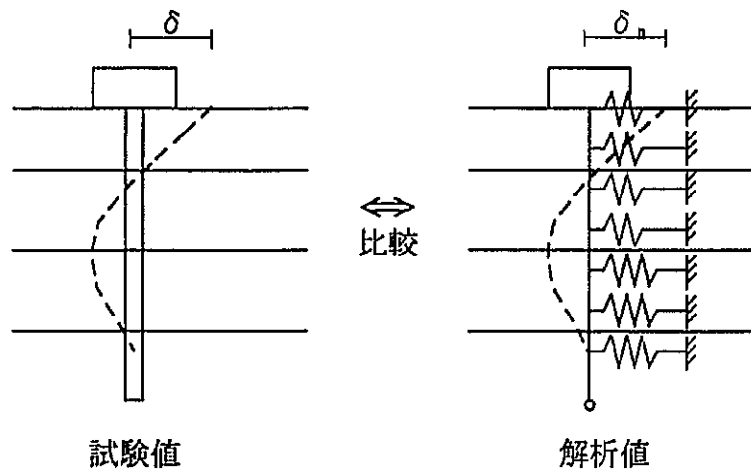
(3) 弾性支承梁モデルによる解析

杭頭荷重 P_n に対する弾性支承梁モデルの応力解析を行う。結果として杭頭変位 δ_n が算定される。



(4) 水平載荷試験における杭頭変位との比較

δ_n と杭の水平載荷試験における杭頭変位 δ が一致するように kh を係数倍して補正する。



8.4 水平地盤ばねの非線形性

杭の応力解析モデルの設定方法（水平地盤ばねの評価方法）については、「基礎指針」に従い実施したものである。

水平載荷試験の水平方向地盤反力係数は基準水平地盤反力係数として、杭頭変位 1 cm を基準として求め、それを各水平地盤ばねの初期剛性の計算に用いた。

既工認における杭の検討においては、 S_2 地震時の一次元波動解析から求まる杭先端に対する杭頭の相対変位（以下、地盤変位という。）が約 1 cm であったので、水平地盤ばねを線形として取り扱った。基準地震動 S_3 の地盤変位の最大値は 4.43 cm ($S_3 - 31, -\sigma$) となったため、杭及び地盤に非線形性を考慮することとした。杭の非線形特性には、終局曲げ耐力を折点とするバイリニアで、水平地盤ばねの非線形特性には、下式に示す双曲線（Hardin-Drnevich）モデル（以下「H-D モデル」という。）で、それぞれモデル化した。H-D モデルを図 8-5 に示す。

$$P = \frac{K \cdot \delta}{1 + \frac{K \cdot \delta}{P_{\max}}}$$

ここで、

P : 水平地盤ばね反力 (kN)

δ : 杭と地盤との相対変位 (m)

K : 水平地盤ばねの初期剛性 (kN/m) で、群杭係数を考慮した水平地盤反力係数に水平地盤ばねの支配面積を乗じて評価する。

P_{\max} : 図 8-5 に示す終局強度 (kN) で、群杭係数を考慮した塑性水平地盤反力に水平地盤ばねの支配面積を乗じて評価する。

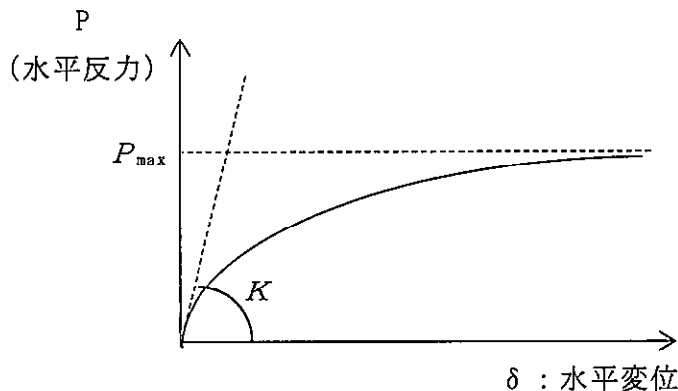


図 8-5 水平地盤ばねの非線形特性 (H-D モデル)

なお、杭の応力解析モデル*の杭頭に水平荷重をかけた結果を水平載荷試験結果と比較して図 8-6 に示す。1 cm 変形時の水平地盤反力係数を適用した計算結果は、水平載荷試験の荷重変形関係を下回っており、基準地震動 S₀ に対する適用性を確認した。

注記 *：杭の応力解析モデルには群杭効果を考慮しているが、水平載荷試験との比較のため、群杭効果を除き、単杭のモデルとした。

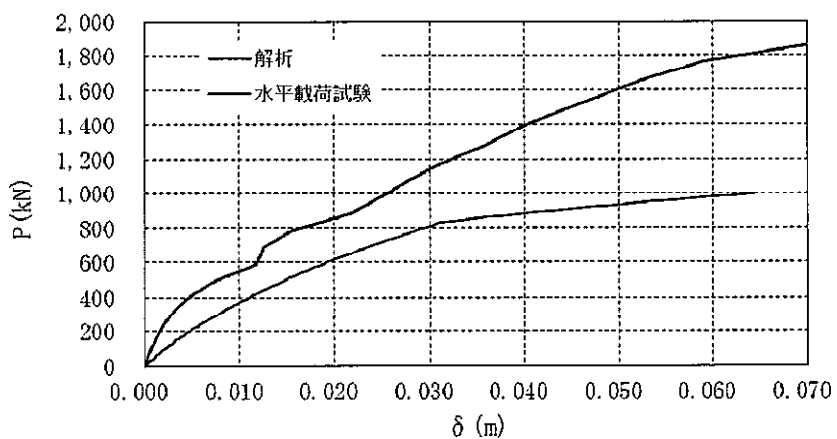


図 8-6 荷重変形関係 (杭 1 本あたり)

9. 杭頭の検討

杭頭は基礎と剛接合する。図 9-1 に杭頭部構造図を示す。地震応答解析の結果を包絡する表 9-1 の荷重に対して、「建築基礎構造設計指針」に基づき、鉛直押し抜きせん断、水平方向支圧に対する検討を実施する。

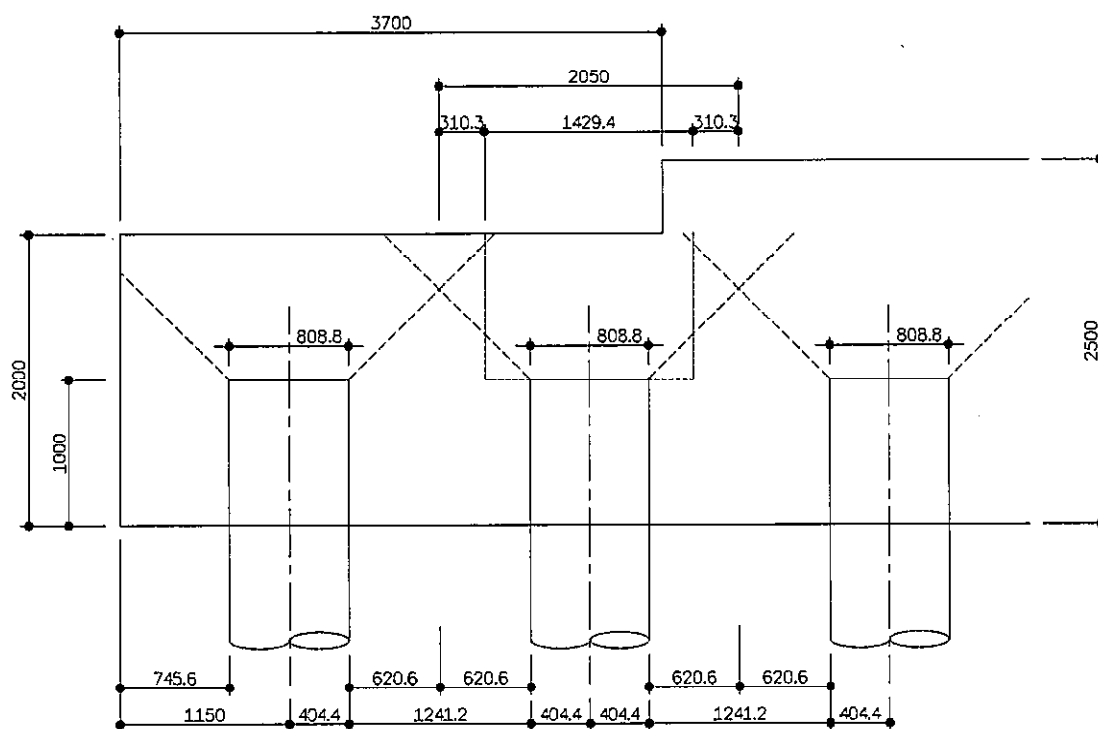


図 9-1 杭頭部構造図

表 9-1 杭頭より基礎に作用する設計用荷重

鉛直 押し抜き力 P (kN)	杭頭 水平荷重 H (kN)	杭頭 曲げモーメント M (kNm)
1340	571	2200

9.1 鉛直押し抜きせん断に対する検討

基礎コンクリートの鉛直押し抜きせん断応力度の検討は下式により行う。考慮する破壊面は、隣り合う杭の破壊面が交差するため、杭頭と破壊面の交点との中点を通る円筒面とする。検討結果を表 9-2 に示す。

$$\tau_v = P / (\pi \cdot (D+h) \cdot h) < P / \{ \pi \cdot (D+p) / 2 \cdot h \} \leq \tau_a$$

ここで、

- P : 鉛直押し抜きせん断力 (N)
- D : 杭径 (808.8 mm)
- p : 杭中心間隔 (2050 mm)
- h : 鉛直方向の押し抜きせん断に抵抗する基礎スラブの有効厚さ
= (基礎の厚さ) - (杭の埋め込み長) = 1000 mm
- τ_a : 許容押し抜きせん断応力度 = 1.08 N/mm²

表 9-2 鉛直押し抜きせん断に対する検討

鉛直 押し抜き力 P (kN)	押し抜き せん断応力度 τ_v (N/mm ²)	許容 応力度 τ_a (N/mm ²)	検定比 τ_v / τ_a
1340	0.299	1.08	0.277

9.2 水平支圧に対する検討

基礎コンクリートの水平支圧応力度の検討は下式により行う。検討結果を表 9-3 に示す。

$$\sigma_{ch} = H / (D \cdot l) + 6 \cdot M / (D \cdot l^2) \leq \sigma_{ba}$$

ここで、

- H : 杭頭水平荷重
- D : 杭径 (808.8 mm)
- l : 杭の埋め込み長 (1000 mm)
- M : 杭頭モーメント
- σ_{ba} : 許容支圧応力度 = 23.5 N/mm²

表 9-3 水平支圧に対する検討

杭頭 水平荷重 H (kN)	杭頭 曲げモーメント M (kNm)	水平 支圧応力度 σ_{ch} (N/mm ²)	許容 支圧応力度 σ_{ba} (N/mm ²)	検定比 $\sigma_{ch} / \sigma_{ba}$
571	2200	17.1	23.5	0.728

10. 基礎スラブの面外せん断力に関する検討

[終局耐力式(構造関係技術基準 2015)と短期許容応力度式(RC-N規準)による検定比の比較]

10.1 検討概要

使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎スラブの面外せん断力の許容限界は既工認に倣って修正荒川 mean 式を適用しているが、本検討ではRC-N規準による短期許容応力度を適用した場合の検討を行う。間接支持構造物として機能維持が要求される建屋内の基礎スラブに加え、建屋外の基礎スラブ(跳ね出し部)も含め、基礎スラブが短期許容応力度内に十分収まっていることを示す。

10.2 検討結果

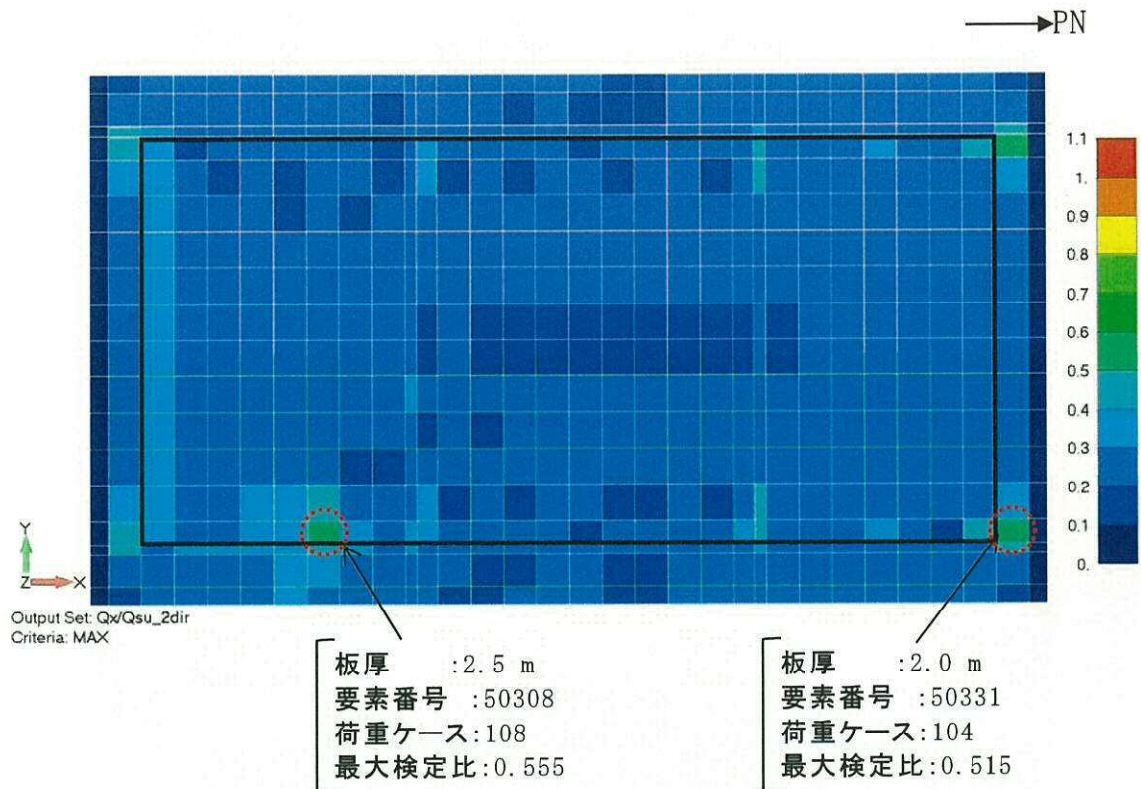
基礎スラブの面外せん断力について、許容限界として修正荒川 mean 式(構造関係技術基準 2015)を適用した場合と短期許容応力度式(RC-N規準)を適用した場合について最大検定比の比較評価を行った。荷重の組合せは、いずれも「V-2-2-5 使用済燃料乾式貯蔵建屋の耐震性についての計算書」の 3.4.1(2)に示す荷重ケースである。

最大検定比のまとめの一覧を表 10-1 に、修正荒川 mean 式と短期許容応力度式による結果を比較した面外せん断力に対する最大検定比コンターを図 10-1 及び図 10-2 に示す。検定比を算定にあたっては、短期許容応力度式における α ($1 \leq \alpha \leq 2$) を考慮して評価した。

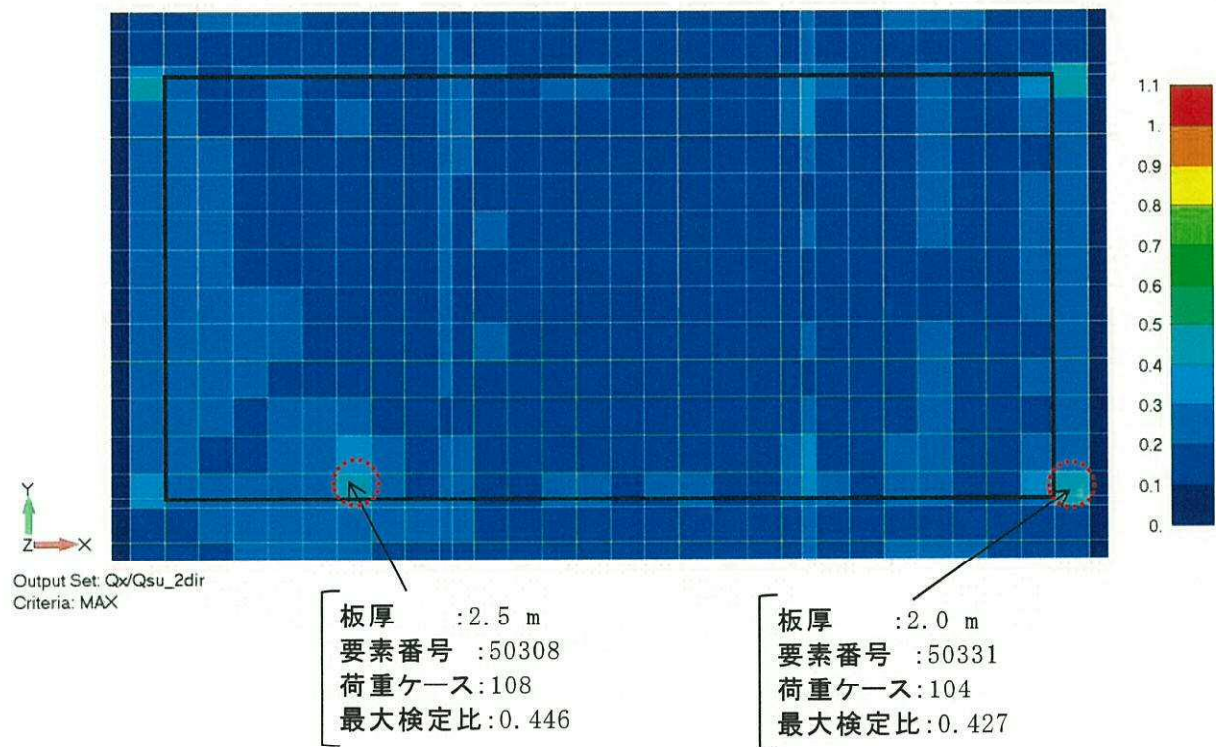
表 10-1 に示されている通り、修正荒川 mean 式による最大検定比は 0.835 であるのに対し、短期許容応力度式による最大検定比は 0.708 である。基礎スラブの面外せん断力は短期許容応力度式以内に収まっており、間接支持機能を有していることを確認した。

表 10-1 最大検定比のまとめ

検討項目	版厚 (m)	要素番号	荷重ケース番号	面外せん断力 [kN/m] (a)	構造関係技術基準 2015		RC-N規準		備考
					終局せん断力 [kN/m] (b)	検定比 (a/b)	短期許容せん断力 [kN/m] (c)	検定比 (a/c)	
面外せん断	2.0	50331	104	1490	2880	0.515	3470	0.427	NS方向
	2.5	50308	108	1970	3540	0.555	4420	0.446	NS方向
	2.0	50231	104	2470	2940	0.835	3470	0.708	EW方向
	2.5	50323	104	1790	3490	0.511	4420	0.404	EW方向



(a) 構造関係技術基準 2015(修正荒川 mean 式)



(b) RC-N 規準(短期許容せん断力算定式)

図 10-1 面外せん断力に対する検定比

(Q_x/Q_{su} : 長辺方向, 全荷重ケースのうち最大, 2 方向入力)