

東海第二発電所 原子炉建屋地下排水設備の設計及び地下水位の管理について

東海第二発電所の原子炉建屋地下排水設備（以下、「排水設備」という。）は、地下水による浮力及び水圧による原子炉建屋への影響を抑制するために設置する設備であり、原子炉建屋周辺の地下水位を原子炉建屋基礎盤底面レベル以深に維持する機能を有する。排水設備は、地下水を集水する集水機能及び集水した地下水を排水する排水機能を有する設備で構成される。

排水機能が喪失した場合、地下水位が基礎盤底面レベルに至るまでの余裕時間は30日以上と評価している（添付1）。ここから更に排水できない状態が継続した場合、地下水位が基礎盤底面レベルを超え原子炉建屋に浮力及び水圧を及ぼすこととなる。ここで、地下水位が地表面まで上昇することを想定しても、原子炉建屋の健全性は維持され安全上の影響は生じない。一方、地下水位が上昇した状態において地震との組合せを想定すると、原子炉建屋の支持機能が担保できない状態となり、安全上の影響が生じる可能性が否定できない（添付2）。

このため、地下水位の上昇による地震時の原子炉建屋及びSクラス設備への影響を防止する観点から、以下の対策を採った常設の排水設備を設置することとし、基礎盤底面レベル以深に地下水位を維持することを可能とする。（添付3、添付4）

- (1) 排水設備及び地下水位検知設備の耐震性確保（S₀機能維持）及び非常用電源接続
- (2) 排水設備の作動状況に係る検知性向上

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

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及び許容水位への到達時間について検討した。

1. 止水壁天端標高の嵩上げ及び止水壁内外の地下水位標高の設定

止水壁の天端は、EL. +4.5mであるが、防潮堤設置後、堤内側の地下水位が変化する可能性があること、及び構造物の耐震評価の設定条件として保守的に地下水位を地表面に設定していることから、止水壁の天端を地表面（EL. +8m）まで嵩上げすることとする。

図 1 に止水壁の天端嵩上げ概念図を示す。

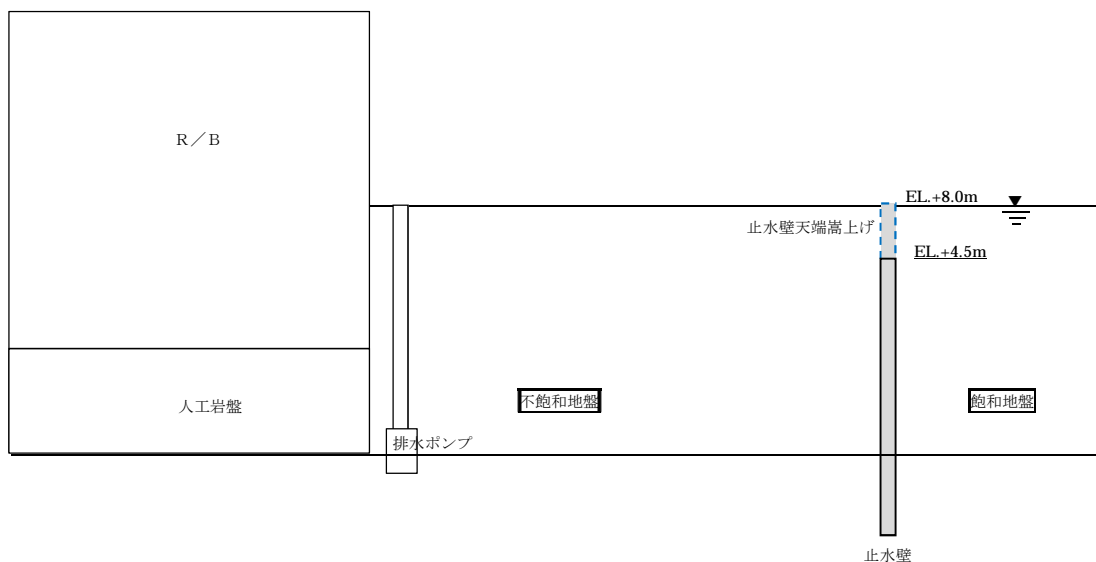


図 1 止水壁の天端嵩上げ概念図

2. 地震後の排水設備の機能に期待しない場合における止水壁内の許容地下水位到達までの時間評価

(1) 止水壁の地震時損傷状況の設定

1) 検討内容

止水壁を非線形の梁でモデル化し応答変位法を実施した。止水壁のモデル化位置は図2に示すように岩盤が深い位置（壁高が高い位置）及び浅い位置（壁高が低い位置）とした。

応答変位法に入力する変位量は、近傍の地層モデルによる1次元有効応力解析により求め、第四系は敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化特性により強制的に液状化させることを仮定し、止水壁に作用する土圧を保守的に設定した。

1次元有効応力解析より算定した各要素の平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ を用いて、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき地盤ばねのばね定数及び反力上限値を設定した。

応答変位法のモデルを図3に示す。なお、地盤変位は止水壁のRC部材の下端位置に対する上端位置の最大相対変位発生時刻に着目して抽出した。

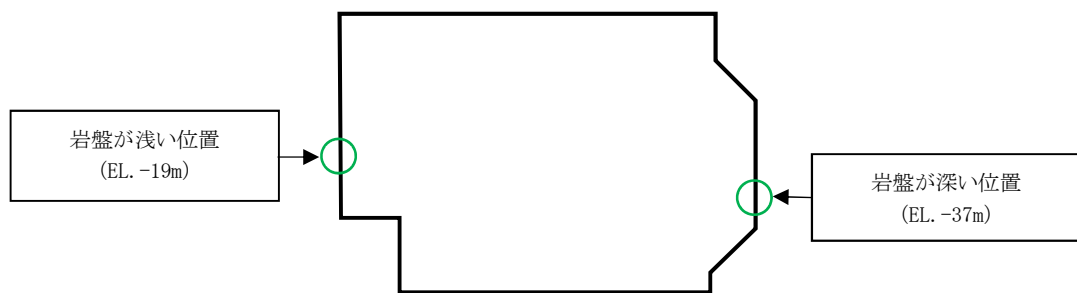


図2 止水壁のモデル化位置

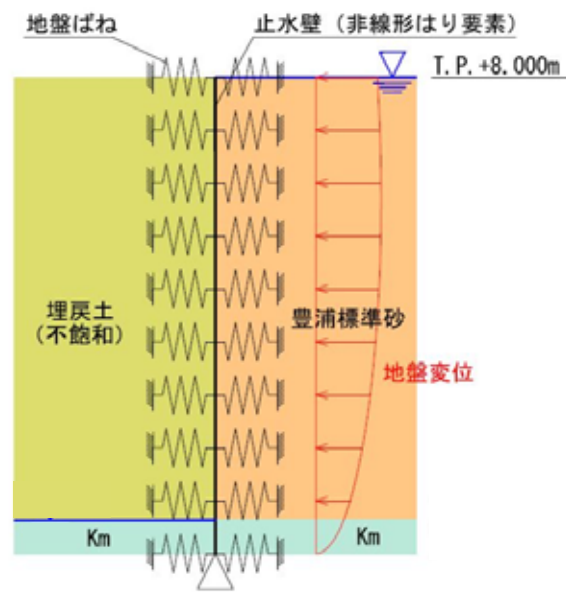


図3 応答変位法解析モデル図

2) 評価結果

応答変位法の評価結果を表1に示す。

鉄筋コンクリート部材の曲げに対する照査は、土木学会マニュアルに基づき、圧縮縁コンクリートひずみ1.0%に対応する曲率（以下、「限界曲率」という。）を許容限界として行い、その結果、照査用曲率が限界曲率以下であることを確認した。

鉄筋コンクリートのせん断に対する照査は、発生せん断力がコンクリート部のせん断耐力以下であることを確認した。

表1 (1) 止水壁の曲げに対する照査結果

	曲率 ϕ [1/m]	限界曲率 [1/m]	判定
岩盤が浅い位置 (EL. -19m)	7.86×10^{-3}	6.87×10^{-1}	OK
岩盤が深い位置 (EL. -37m)	1.36×10^{-3}		OK

表1 (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	判定
岩盤が浅い位置 (EL. -19m)	92	277	0.34	OK
岩盤が深い位置 (EL. -37m)	259		0.94	OK

3) 止水壁のひび割れ幅の設定

止水壁は、図4に示すとおり厚さ0.6m、幅約6mの鉄筋コンクリートのブロックからなる構造である。

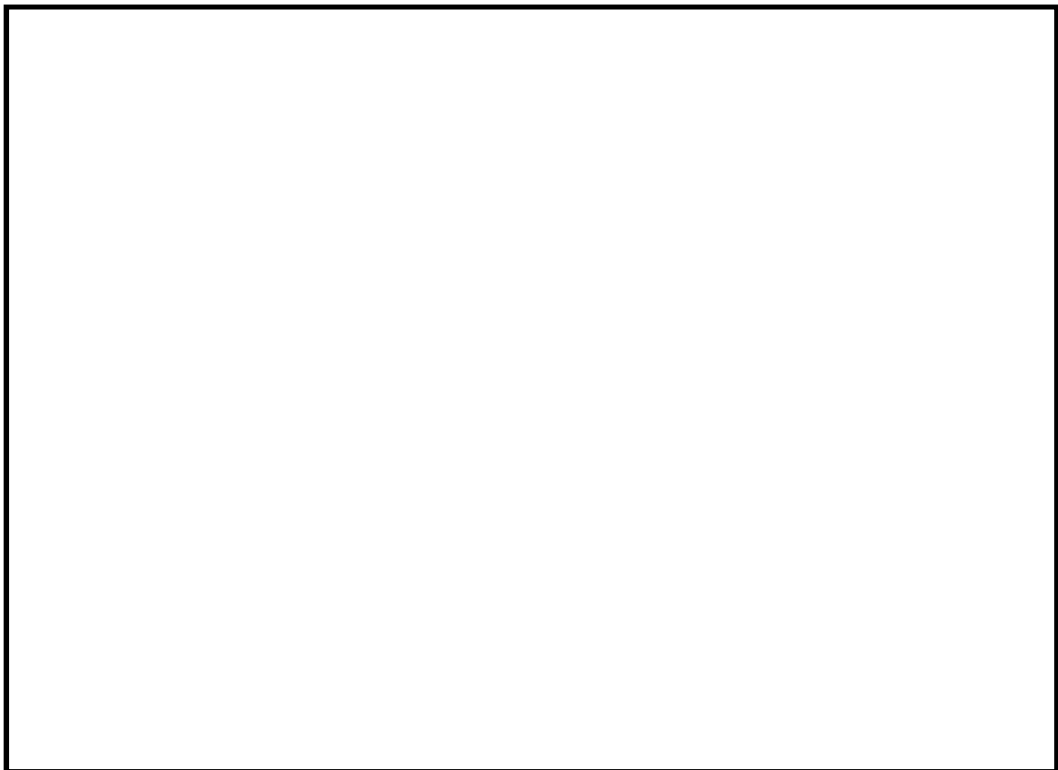
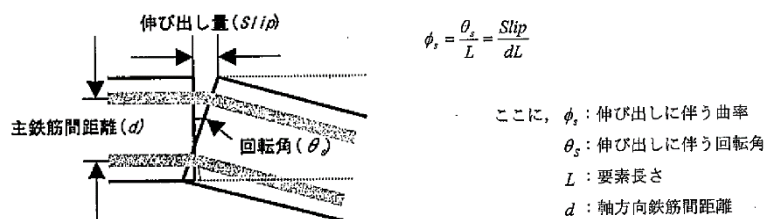


図4 止水壁構造図

止水壁の曲げに対しては、限界曲率以下であるものの、極一部で鉄筋降伏の曲げモーメントを超える箇所があることから、水平方向の曲げひび割れを仮定する。

止水壁のせん断に対しては、せん断耐力以下であることから止水壁にせん断破壊は生じないが、隅角部については応力が集中することが想定されるため、止水壁の隅角部に鉛直方向のひび割れを仮定する。

ひび割れ幅の算定は、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル」の鉄筋の伸び出しに伴う鉄筋とコンクリート間の相対変位と鉄筋のひずみの算定式、及び「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】（土木学会，2002年）に基づき行った。



原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル」の式

なお、仮定したひび割れから流入する地下水量の算定では、実際には貫通していないひび割れであるが、保守的な配慮として、一様に壁厚方向に貫通したひび割れ幅と仮定して評価した。仮定したひび割れ幅とひび割れ位置について表2及び図5～図6に示す。

表2 ひび割れ幅と位置の設定表

設定	ひび割れ幅	ひび割れ位置
水平方向のひび割れ	1.08mm ≒1.1mm	<ul style="list-style-type: none"> 曲げモーメント図から2箇所を設定 保守的な設定として、ひび割れ幅を貫通ひび割れと仮定し、かつ止水壁全周に設定
鉛直方向のひび割れ	1.36mm ≒1.4mm	<ul style="list-style-type: none"> 止水壁隅角部10箇所を設定 保守的な設定として、ひび割れ幅を貫通ひび割れと仮定し、止水壁天端～下端に設定

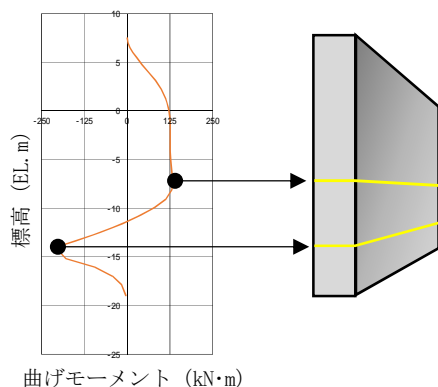


図5 水平方向ひび割れ設定位置図

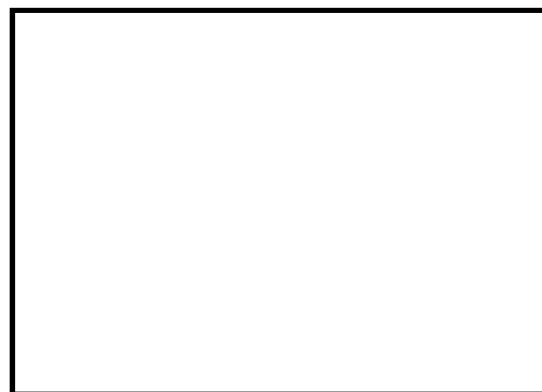


図6 鉛直方向ひび割れ設定位置図

(2) 地下水浸透流解析

1) 解析モデル

解析モデルを図7に示す（ダルシー則に基づく1次元定常浸透流地盤モデル）。

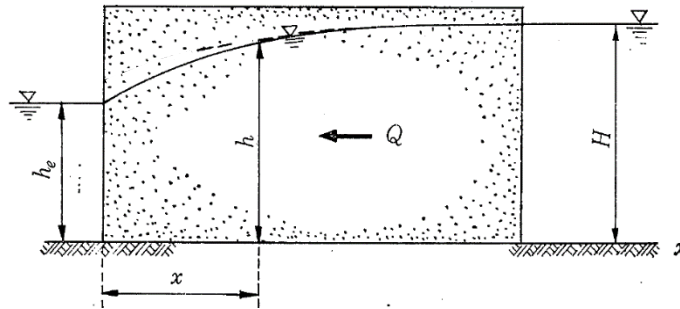


図7 一次元定常浸透流地盤モデル

$$Q = \kappa \times h \times \frac{dh}{dx} = \frac{\kappa}{2 \times L} (H^2 - h_e^2)$$

ここに、 Q ：流量（ $m^3/日$ ）， κ ：透水係数（ $m/日$ ）， H ：地下水位（ m ）

2) 解析用物性値

解析に用いた物性値を表3に示す。

表3 地下水浸透流解析に用いた物性値

物性値	設定値	設定内容
土層の透水係数 (飽和地盤) κ_{sat}	3.23×10^{-2} cm/s	東海第二発電所の止水壁近傍の地層は埋戻土（f1層）であるが、保守的な評価とするため、地盤の透水性に影響を及ぼす粒度試験結果のD10（通過質量百分率10%の粒径）又はD20（通過百分率20%時の粒径）が小さく、細粒分含有率も少ない砂層（du層）の揚水試験結果を用いる。
土層の透水係数 (不飽和地盤) κ_{unsat}	$\kappa_{sat} \times 0.1$ $= 3.23 \times 10^{-3}$ cm/s	東海第二発電所敷地内の砂層（du層）の飽和・不飽和透水試験結果では、不飽和地盤の透水係数と飽和地盤の透水係数の比（ $\kappa_{unsat} / \kappa_{sat}$ ）は0.003~0.07であることから、保守的な評価とするため0.1を用いる。
土層の間隙率	0.30	東海第二発電所敷地内の砂層（du層）の間隙率は0.30~0.32の範囲であることから、保守的な評価とするため0.30を用いる。
止水壁の透水係数	1.98×10^{-6} cm/s	止水壁内の排水設備の排水記録から算定した透水係数（日最大排水量約230 $m^3/日$ が、止水壁外から内側に浸透したと仮定した場合の透水係数。参考資料参照）。 なお、止水壁の貫通ひび割れを仮定した貫通ひび割れ部の透水係数は、周辺地盤の土粒子に埋もれることを仮定し、ひび割れ幅範囲に砂（du層）の透水係数を用いる。
止水壁から原子炉 までの到達距離	44m	止水壁内部の地下水流域とR/B領域の面積と同様な円状の半径（等価半径距離）を用いる。

3) 評価結果

原地盤の調査結果から得られた止水壁内の観測地下水流量を再現計算することにより、透水係数を同定し、止水壁外の水位を地表面と仮定した場合における止水壁内の地下水位の変化量及びこれに関する経過日数を推定した。その際、止水壁内は不飽和であること及び止水壁内の水位の変化に応じて止水壁内外の水頭差が減少して行くことを考慮する。

図8に検討概念図を、表4に止水壁内の地下水流量及びR/B基礎盤下端まで上昇する時間を算定した結果を示す。その結果、R/B基礎盤下端まで上昇する地下水位の時間は30日程度以上となった。また、止水壁内への最大地下水流量としては632m³/日であり、現状の排水設備の排水能力2016m³/日・台以下であることから、問題ないことを確認した。

なお、止水壁内への最大地下水流量に日最大降雨量を考慮しても、排水設備は十分な排水機能を有していると判断される。

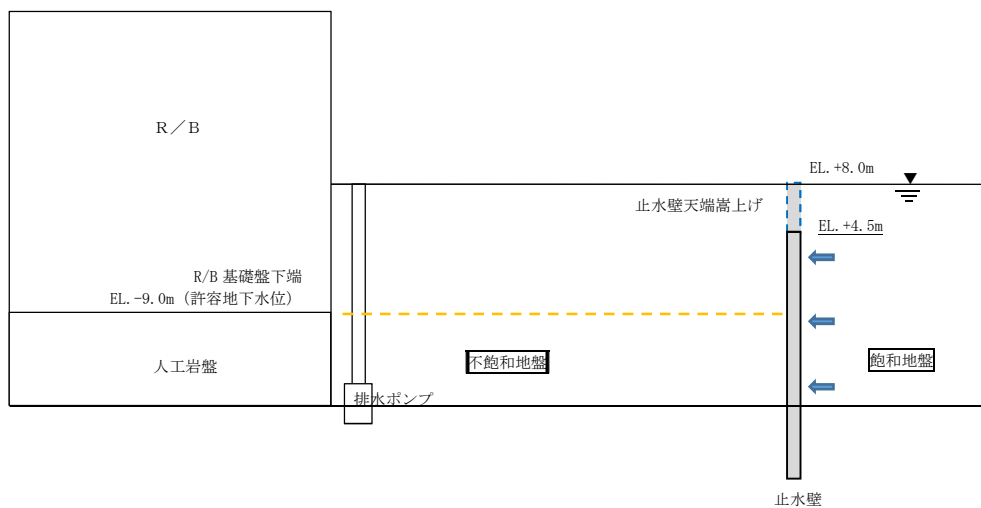


図8 検討概念図

表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及び許容水位到達までの時間算定結果表

	R/B基礎盤下端まで 上昇する時間 (日)	止水壁内への最大地 下水流量 (m ³ /日)	備考
地震後の止水壁のひび 割れを仮定しない場合	81日	525m ³ /日	・現状、排水設備は2系 統設置されている。 ・R/B基礎盤下端標高は EL. -9.0m
地震後の止水壁のひび 割れを仮定した場合	53日	632m ³ /日	

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。

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1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。

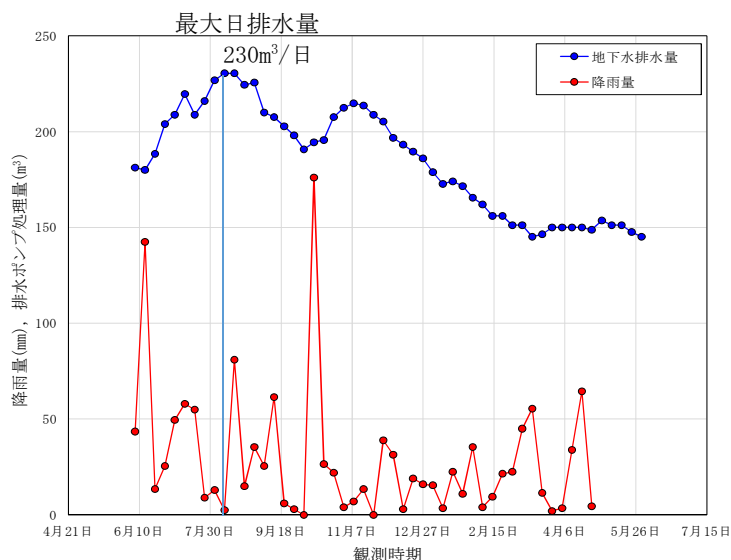


図1 排水設備による地下水排水量と降雨量

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 ($Q=230\text{m}^3/\text{日}$) 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 $1.98 \times 10^{-6}\text{cm/s}$ となった。図2に検討概念図を示す。

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

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)

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

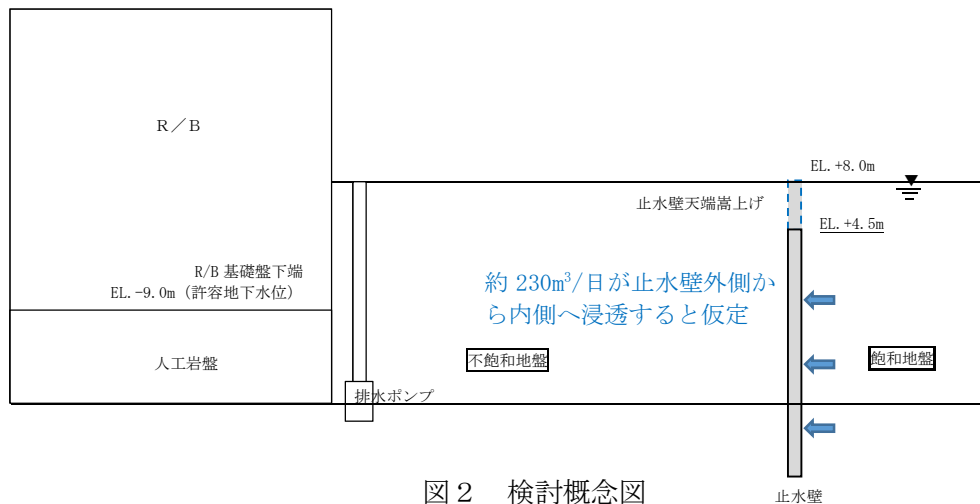


図2 検討概念図

なお、排水設備による地下水排水量は表1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3に止水壁内側の状況図を示す。



図3 止水壁内側の状況図

表1 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水量
建屋構築物範囲	17,600m ²	24,000m ³ /年	0m ³ /年 (建屋周りの構内排水路で処理)
舗装範囲	6,600m ²	9,000m ³ /年	1,150m ³ /年 (流出係数は開発許可の技術基準参考)
緑地範囲 (砂利敷含)	6,600m ²	9,000m ³ /年	7,580m ³ /年 (流出係数は開発許可の技術基準参考)
合計	30,800m ²	42,000m ³ /年	8,730m ³ /年
備考	止水壁内の排水設備の排水処理量約 8,850m ³ /年と止水壁内の地盤に浸透する雨水量約 8,730m ³ /年はほぼ同等である。		

原子炉建屋への地下水位の影響

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。

2. 常時荷重に対する検討

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。

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。コンクリートの長期許容応力度を表 2-1 及び表 2-2 に示す。

表 2-1 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 2-2 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 2-1 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 2-2 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 2-3 に示す。

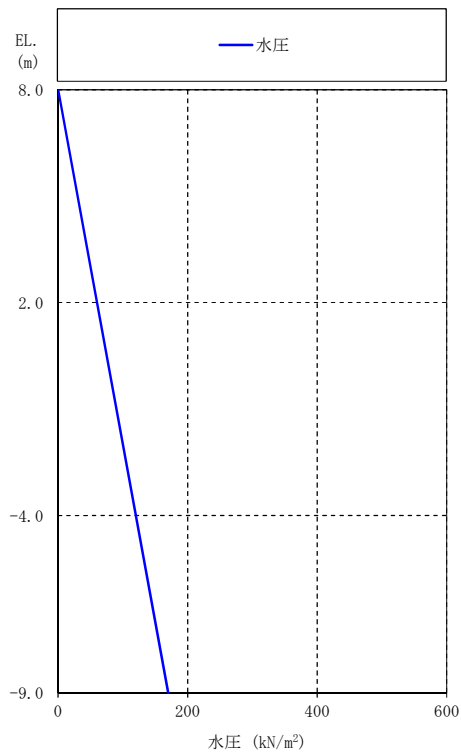


図 2-1 地下外壁側面に考慮する水圧

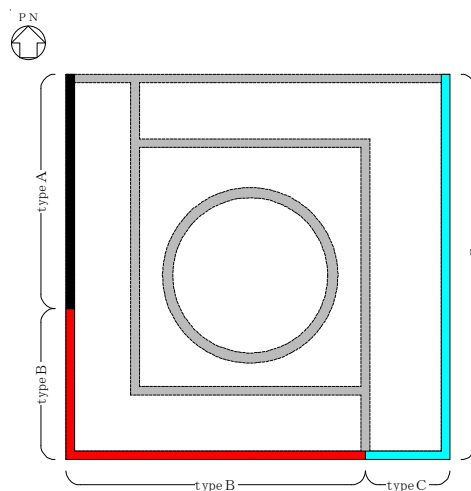


図 2-2 地下外壁の分類

表 2-3 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)
type A	NS 方向	751	366	704
type B	NS 方向	464	274	428
	EW 方向	464	274	428
type C	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 2-4 に示す。表 2-4 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 2-4 (1/3) 南側壁

部 位		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
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 2-4 (2/3) 西側壁

部 位		ケース 1-1			
部 位		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
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 2-4 (3/3) 東側壁

部 位		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
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

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 2-1 及び表 2-2 に示す。

(b) 検討用荷重

検討するケースは通常運転時とし、温度荷重は考慮しない。**【考慮する場合は追而】**

地下水位による荷重は、基礎版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 2-1 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 2-3 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 2-3 に示す。なお、図 2-3 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 2-3 に示すように検定値は十分余裕があり、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。

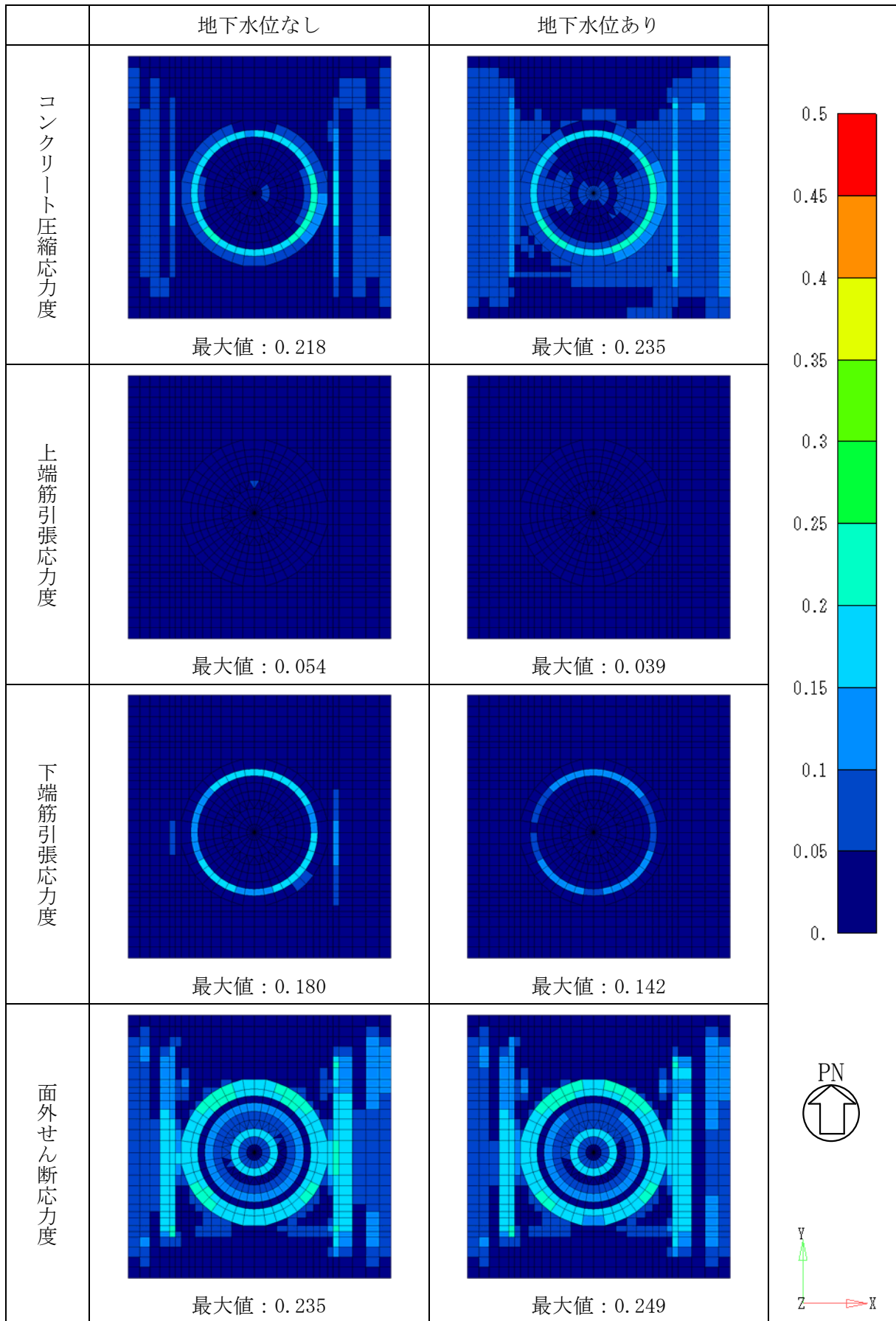


図 2-3 (1/2) 検定値コンター (X 方向または半径方向)

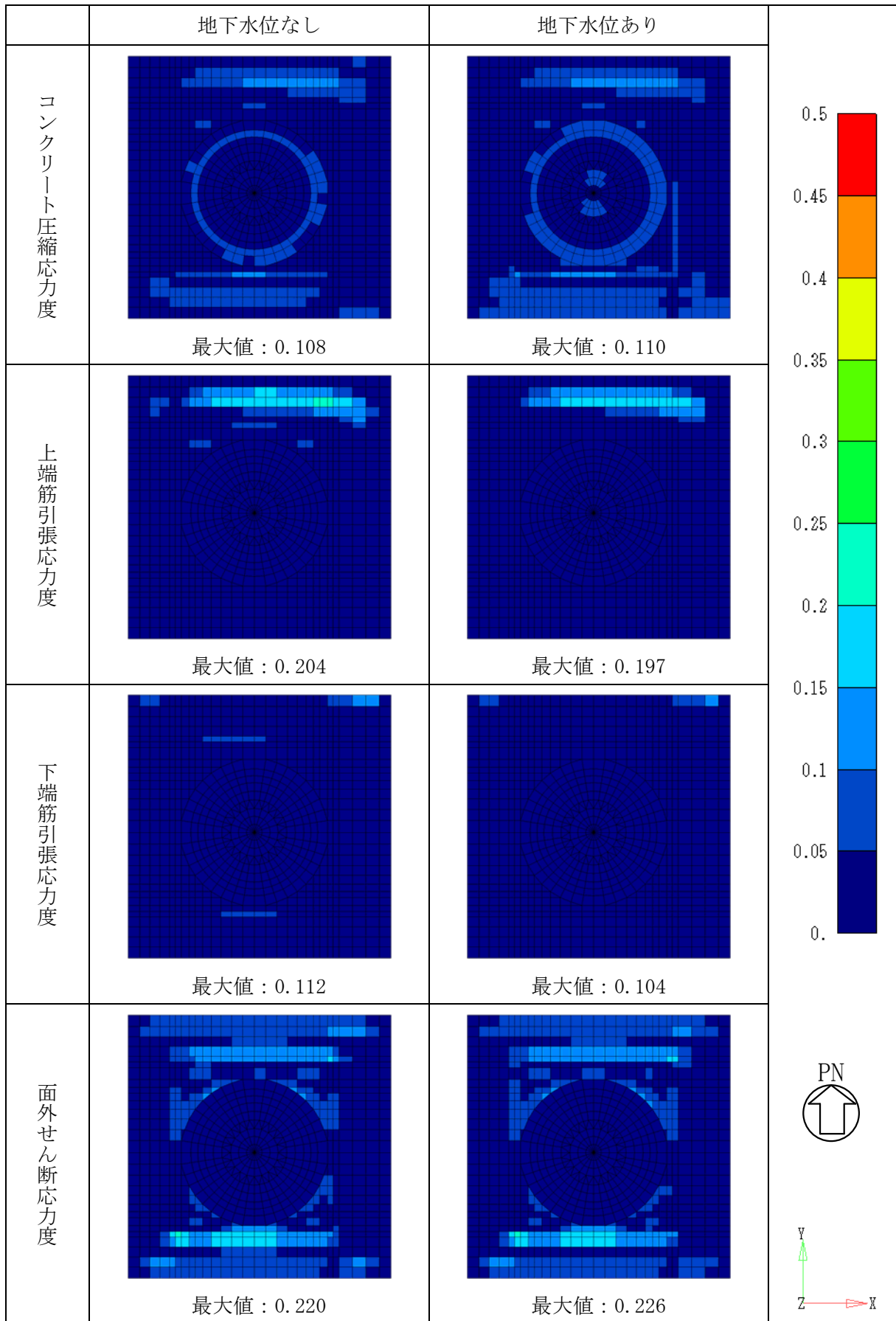


図 2-3 (2/2) 検定値コンター (Y 方向または円周方向)

3. 地震時荷重に対する検討

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。

なお、基礎盤上端の水位と Ss 地震の組合せにおいて基礎盤の耐震性が担保できない結果となったことから、基礎盤上端以浅の水位による地下外壁の検討は省略する。

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、上端が EL-4.0m、下端が EL-9.0m である。

ここでは、地下水位について図 3-1 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 Ss 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。

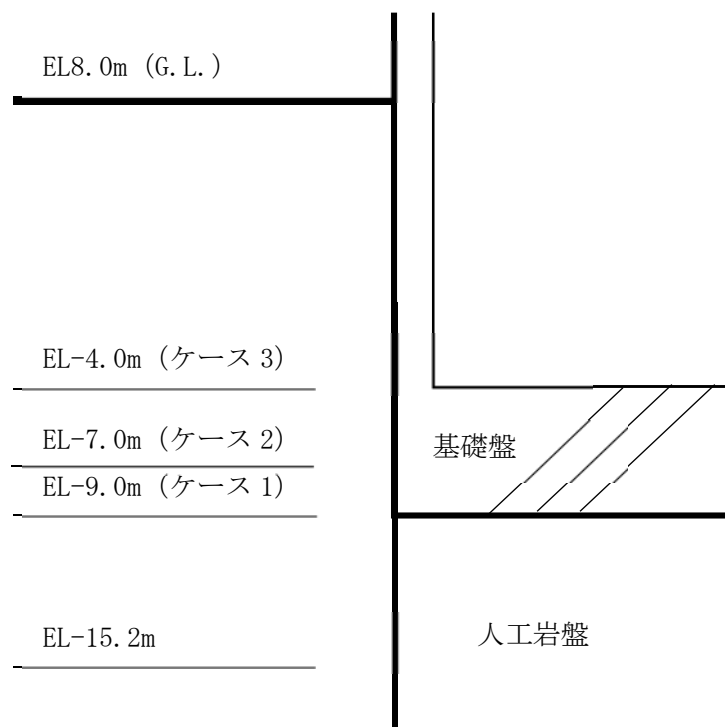


図 3-1 地下水位の設定ケース

(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3-1～表3-3に示す。結果は、Ss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=基礎盤下端レベル) 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=基礎盤下端+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3-2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=基礎盤上端レベル) 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、地下水位を基礎上端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

地下水位が基礎版下端より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、機能維持に問題ないことが確認できた。また、地下水位が基礎盤上端のEL-4.0mの場合、基礎盤の応力は許容値を超えるため、工認計算書と評価手法では機能維持が担保できないこととなる。

表 3-1 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))

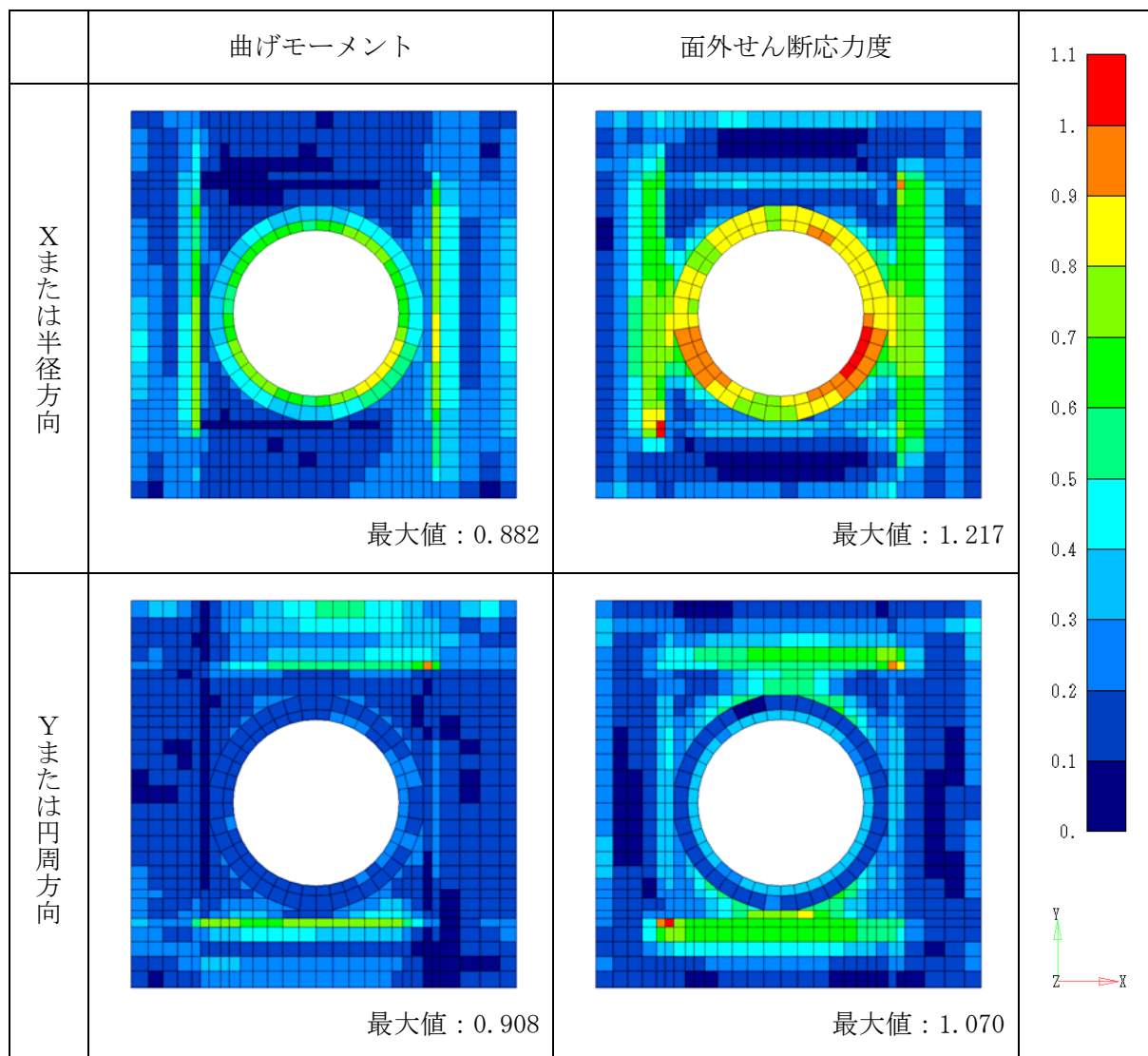


表 3-2 原子炉棟基礎及び付属棟基礎の検定値
 (ケース 2 : 地下水位 EL-7.0m (基礎盤下端+2m))

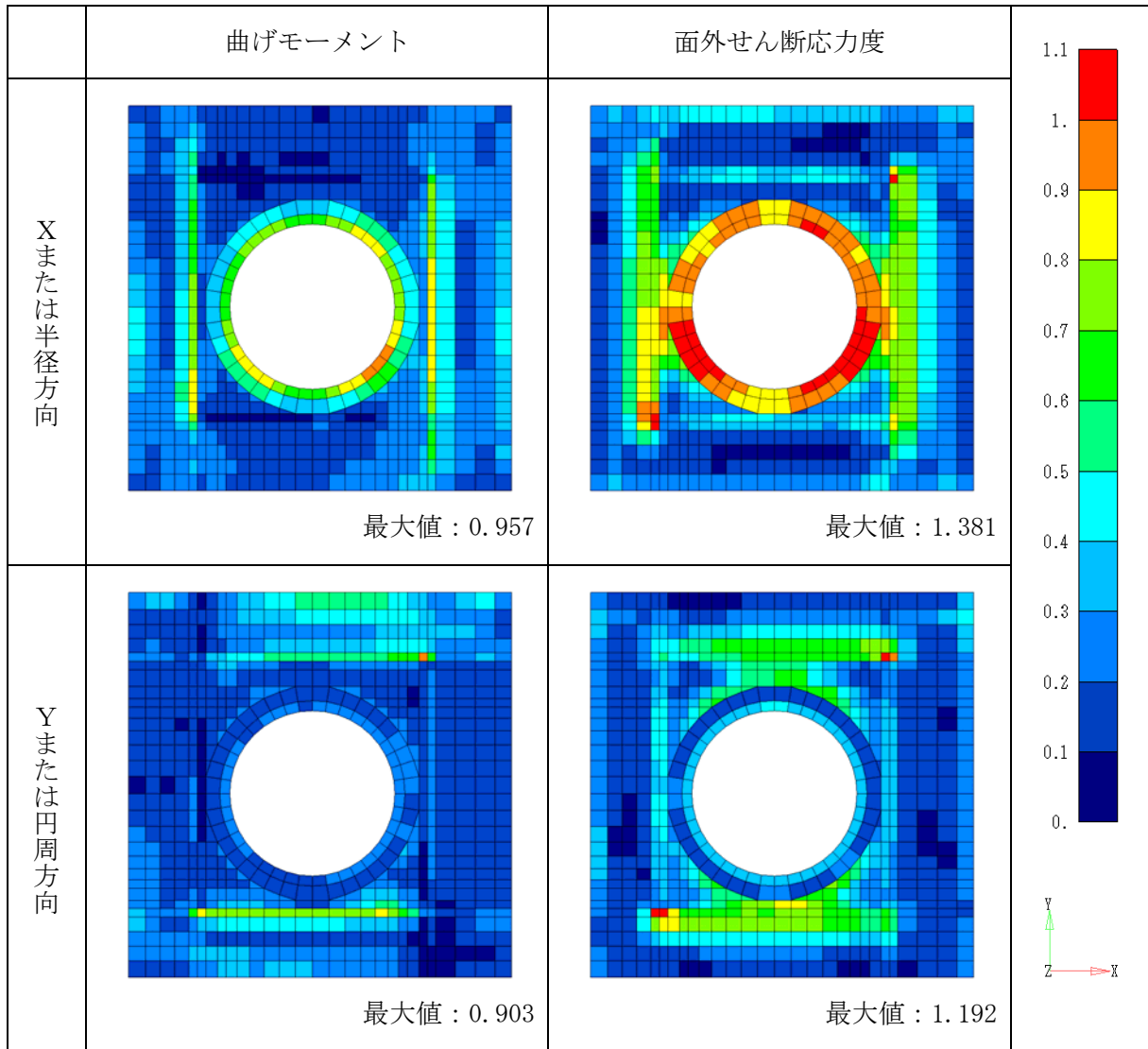
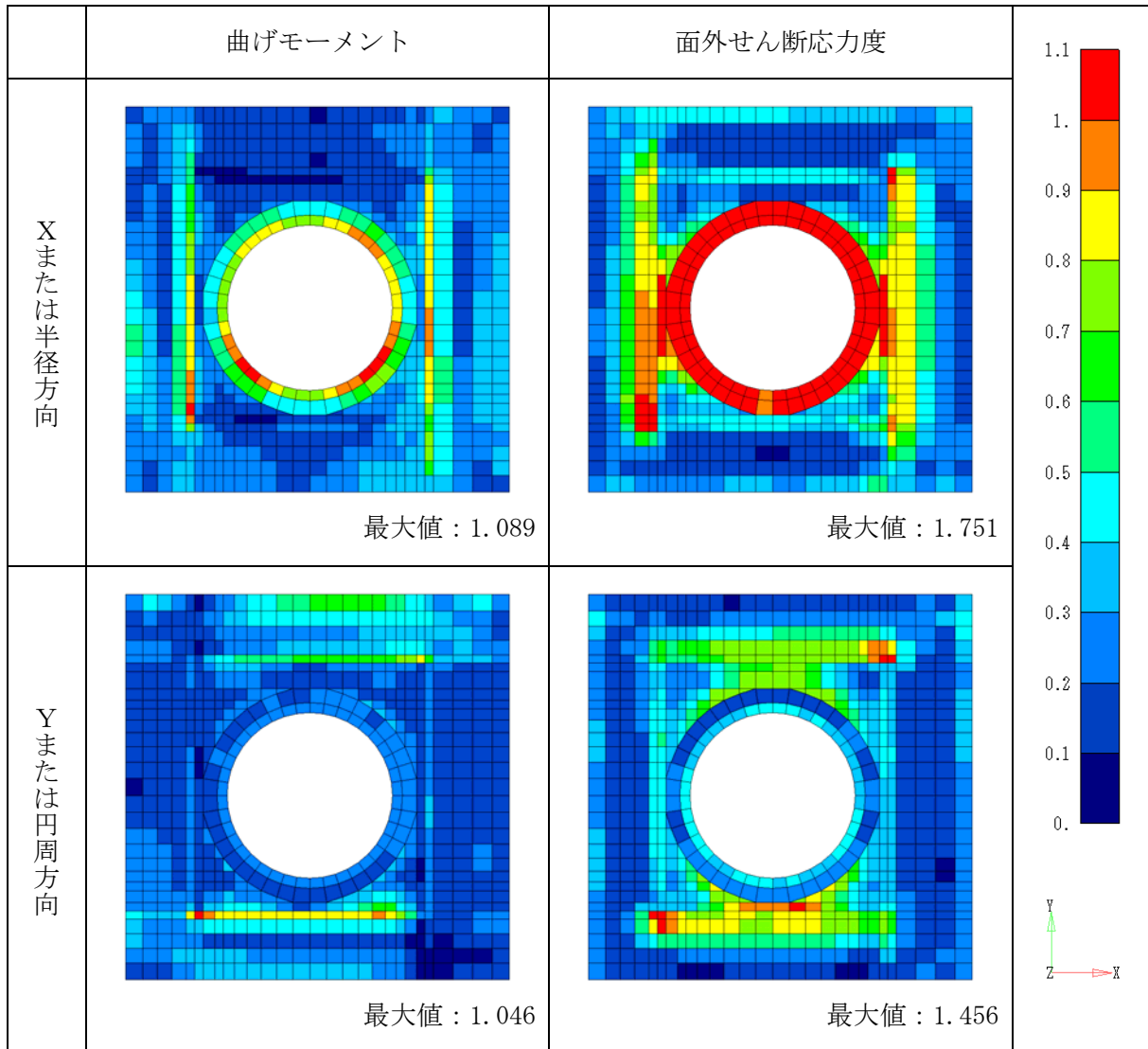
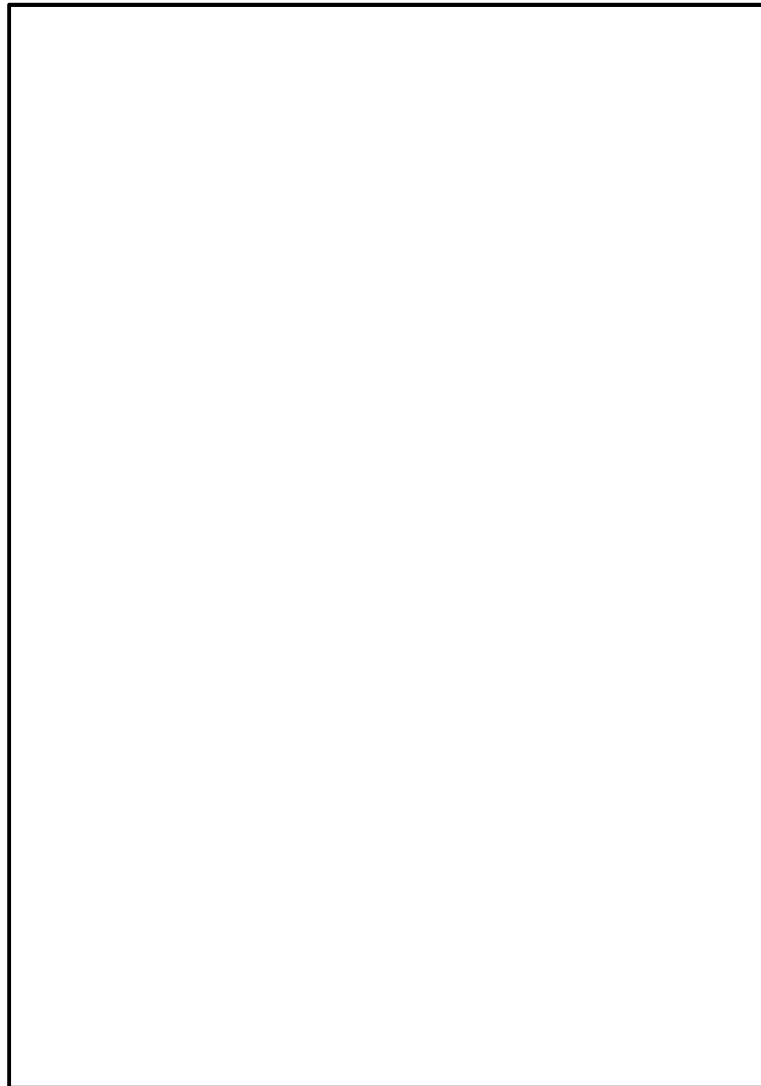


表 3-3 原子炉棟基礎及び付属棟基礎の検定値
 (ケース 3 : 地下水位 EL-4.0m (基礎盤上端))





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

図 3-2 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 (基礎盤下端より 2m 上昇))

原子炉建屋地下水管理に係る機能，設備について

原子炉建屋周辺の地下水位を低水位に管理するためには，以下の機能が必要となる。

- (1) 原子炉建屋周辺への流入地下水の集水機能
- (2) 集水地下水の排水機能
- (3) 支持機能

ここでは，これら機能を達成するために必要となる設備を整理する。

また，地震時及び外部電源喪失時を考慮し， S_s 機能維持及び非常用電源接続を設計上の考慮事項とする。

(1) 原子炉建屋周辺への流入地下水の集水機能

地下水を集水することで，原子炉建屋周辺の地下水位を管理する。また，継続的に流入する地下水を排水する用途でも集水機能を使用する。

この機能を有する設備として，表 1 に示す設備を設置する。

表 1 原子炉建屋周辺への流入地下水の集水機能に係る設備

設備	機能	設計上の考慮事項
集水管	止水壁内に流入する地下水の集水	・ S_s 機能維持
監視計装 ・ 検出器 ・ 指示計 ・ 記録計	集水状態の監視	・ S_s 機能維持 ・ 非常用電源接続

(2) 集水地下水の排水機能

集水ピットに集水される地下水を排水することで，原子炉建屋周辺の地下水位管理の継続性を確保する。

この機能を有する設備として，表 2 に示す設備を設置する。

表2 集水地下水の排水機能に係る設備

設備	機能	設計上の考慮事項
排水ポンプ (電動機含む)	地下水を系外に排水	<ul style="list-style-type: none"> ・ S_s機能維持 ・ 非常用電源接続 ・ 評価値を包絡する容量 評価には地下水及び雨水の流入を考慮
配管	排水ポンプで汲み上げた地下水の排水流路	<ul style="list-style-type: none"> ・ S_s機能維持 ・ フローグラス設置 排水設備の作動状況に係る検知性向上
制御装置	排水ポンプの運転制御	<ul style="list-style-type: none"> ・ S_s機能維持 ・ 非常用電源接続 ・ 排水ポンプ自動 ON/OFF 制御 水位管理の確実性確保並びに水位監視及び運転操作の負担軽減

(3) 支持機能

(1)及び(2)の機能を確保するために、各設備の支持機能が必要となる。

この機能を有する設備として、表3に示す設備を設置する。

表3 支持機能に係る設備

設備	機能	設計上の考慮事項
集水ピット 排水シャフト 地下排水上屋	支持機能及び排水経路確保 (閉塞防止)	<ul style="list-style-type: none"> ・ S_s機能維持

原子炉建屋地下排水設備の設計方針について

原子炉建屋地下排水設備に係る設計方針は、以下のとおりである。

1. 原子炉建屋周辺への流入地下水位の監視設備

止水壁内に継続的に流入する地下水位を水位検出器により監視し、現場指示計、水位記録計を備える設計とする。

(1) 水位検出器、指示計及び記録計

① S₃機能維持

S₃地震前後にわたり、地下水位の監視機能を維持させる必要があるため、予め電氣的機能維持を確認した設備を設置する。⇒ 耐震評価

②監視機能維持

監視範囲の決定に当たっては、通常地下水及び雨水の湧水量に加えて地震による止水壁損傷後の透過水量の増加並びに排水ポンプの機能喪失により水位が上昇した場合においても監視可能な最大範囲を設定する。

③非常用電源負荷

外部電源喪失においても監視機能を維持させる必要があるため、耐震性のある非常用電源から給電する。

2. 集水地下水の排水設備

継続的に流入する地下水を排水ポンプ及び自動制御装置により排水し、地下水位を一定レベル以下に維持する機能を備える設計とする。

(1) 排水ポンプ（電動機含む）

① S₃機能維持

S₃地震前後にわたり、地下水の排水機能を維持させる必要があるため、予め加振試験等により排水機能維持が確認できている設備を設置する。⇒ 耐震評価

②ポンプ容量

通常地下水及び雨水の湧水量に加え、地震による止水壁損傷後の透過水量も見込み、それらを排水するための十分な容量を確保する。⇒ 容量設定根拠

③非常用電源負荷

外部電源喪失においても排水機能を維持させる必要があるため、耐震性のある非常用電源から給電する。

(2) 排水ポンプ運転制御装置

① S_s機能維持

S_s地震前後にわたり、地下水の排水機能を維持させる必要があるため、予め電氣的機能維持を確認した設備を設置する。⇒ 耐震評価

②制御機能維持

制御装置は、排水ポンプの手動運転に加え、水位検出器からの信号により自動起動・停止を行う機能を備え水位管理の確実性確保及び運転員の負荷軽減を図る設計とする。

③非常用電源負荷

外部電源喪失においても排水ポンプの運転制御機能を維持させる必要があるため、耐震性のある非常用電源から給電する。

(3) 排水配管

① S_s機能維持

S_s地震前後にわたり、排水ポンプで汲み上げた地下水の排水流路を維持する設計とする。⇒ 耐震評価

また、配管の地上敷設部にフロークラスを設け、作動状況を念のため確認可能な設計とする。