

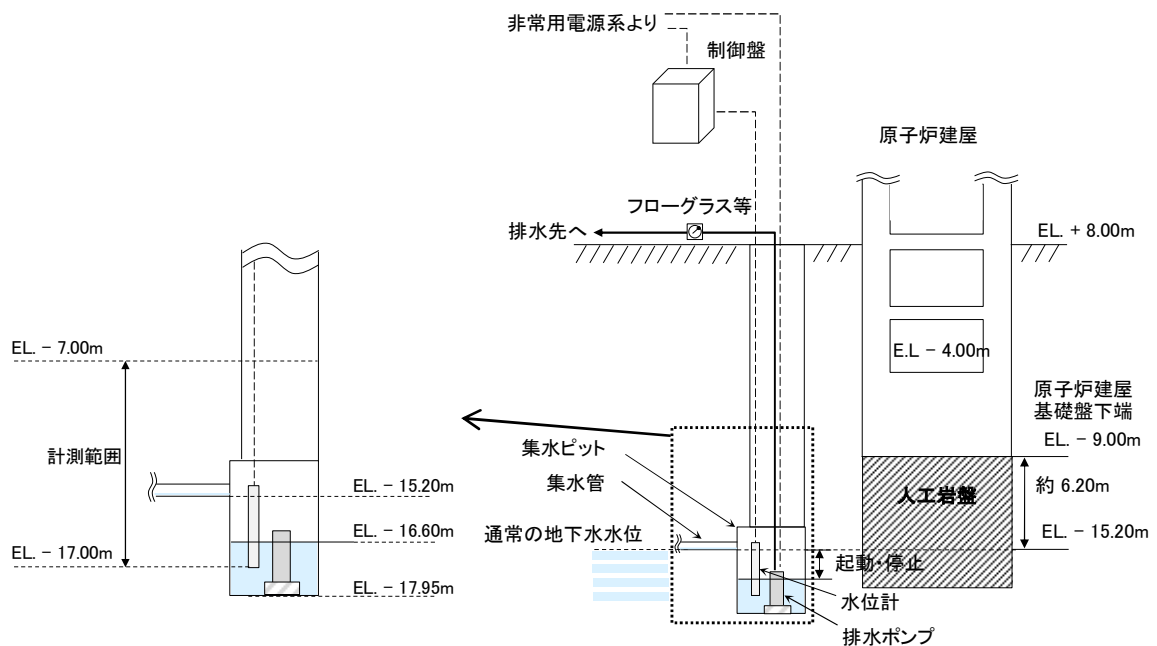
## 2.1 排水設備

名 称		原子炉建屋地下排水設備排水ポンプ	
容 量	m <sup>3</sup> /h/個	84 以上 (120)	
揚 程	m	40 以上 (50)	
原 動 機 出 力	kW/個	30	
個 数	—	2	
名 称		原子炉建屋地下排水設備排水ピット水位計	
計 測 範 囲	m	EL. -17.00~EL. -7.00	
個 数	—	2	

### 【設定根拠】

#### (概要)

原子炉建屋地下排水設備はS<sub>3</sub>機能維持として設計する。その内、原子炉建屋地下排水設備集水ピットは原子炉建屋東側と西側に1基ずつ設置し、原子炉建屋地下排水設備排水ポンプ1個、原子炉建屋地下排水設備集水ピット水位計1個をそれぞれのピットに施設する。



#### 1. 原子炉建屋地下排水設備排水ポンプについて

原子炉建屋地下排水設備排水ポンプは、原子炉建屋基礎盤底面レベル (EL. -9.00m) 以深に地下水水位を維持するため、継続的に流入する地下水を排水するために設置する。

## 1.1 容量の設定根拠

原子炉建屋地下排水設備排水ポンプの性能について、次節以降で説明する

- ・ 通常の止水壁内への地下水流量
- ・ 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への最大地下水流量
- ・ 日最大降雨量

の評価から、これらを1台で十分排水できる容量  $84 \text{ m}^3/\text{h}/\text{個}$ 以上とし、加振試験にて動的機能維持が確認されている容量  $120 \text{ m}^3/\text{h}/\text{個}$ の水中ポンプを設置する。

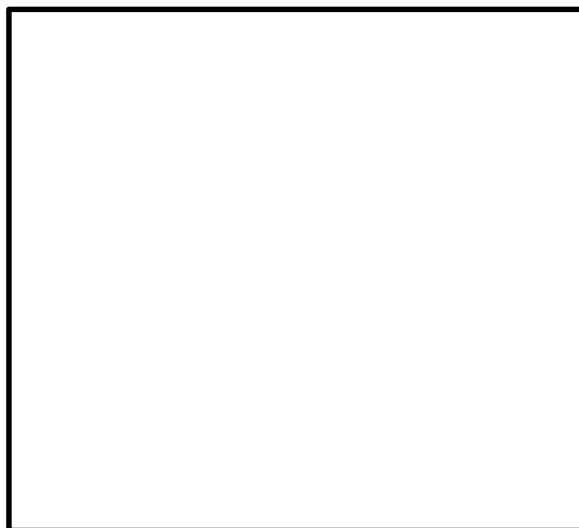
1.1.1 地震後の排水設備の機能に期待しない場合の止水壁内の地下水流量評価

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) 止水壁の概要

止水壁は原子炉建屋周辺を囲う延長約 700m、厚さ 60cm の鉄筋コンクリートの連壁であり、岩盤に根入れしている。止水壁周辺の地盤は概ね水平成層に分布しており、止水壁内側の地盤は原子炉建屋設置工事の掘削により一部埋戻土が存在している。

また、止水壁内側に設置している排水設備により、止水壁内の地下水位は、概ね EL. -15m を維持している。止水壁の平面図及び止水壁周辺の地層分布図を図 1 に示す。



地質構成表

地質時代	地質区分	記号	岩相	
第 新 世	砂丘砂層	du	砂	
		Ag2	砂礫	
	沖積層	a1	Ac	粘土
		As	砂	
		Ag1	砂礫	
		D2o-3	シルト	
	四 更 新 紀 世	段丘堆積物	D2s-3	砂
			D2g-3	砂礫
		D2	D2c-2	シルト
			D2g-2	砂礫
ln			ローム	
D1			D1c-1	シルト
新第三紀 漸新世	久米層	D1g-1	砂礫	
		Kn	砂質泥岩	

不整合

※a1 は埋戻土



図 1 止水壁周位置図及び止水壁周辺の地質分布図

## (2) 止水壁の地震時損傷状況の評価

### 1) 検討内容及び条件

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。

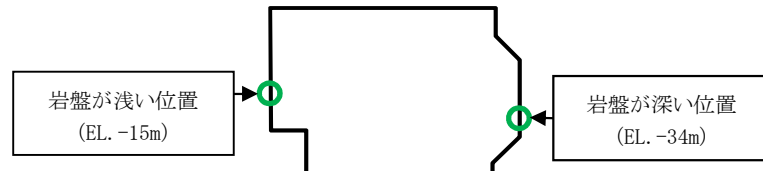


図2 止水壁のモデル化位置

止水壁内側の地下水位は、概ね岩盤上限面（EL. -15m 程度）にあり、止水壁外側の地下水位は地表付近（EL. +8m 程度）に設定していることから、止水壁外側から内側に向かって高低差約23mの水圧が作用している条件で評価する。

また、止水壁外側の地盤に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て評価することから、基準地震動  $S_s$  を用いた1次元有効応力解析の結果では、止水壁外側の地表部の水平変位量は止水壁の内側の約4倍となるが、更なる安全余裕を確保するため50cmの水平変位量を設定する（止水壁外側の最大水平変位量約36cm、止水壁内側の最大水平変位約9cm）。

したがって、止水壁の外側から内側に向かって大きな水圧及び地震時変位量（土圧）を作用させることで、止水壁の損傷に対する保守的な荷重を考慮して、止水壁内の地下水流量を評価する。

図3に止水壁に作用する荷重イメージ図を示す。

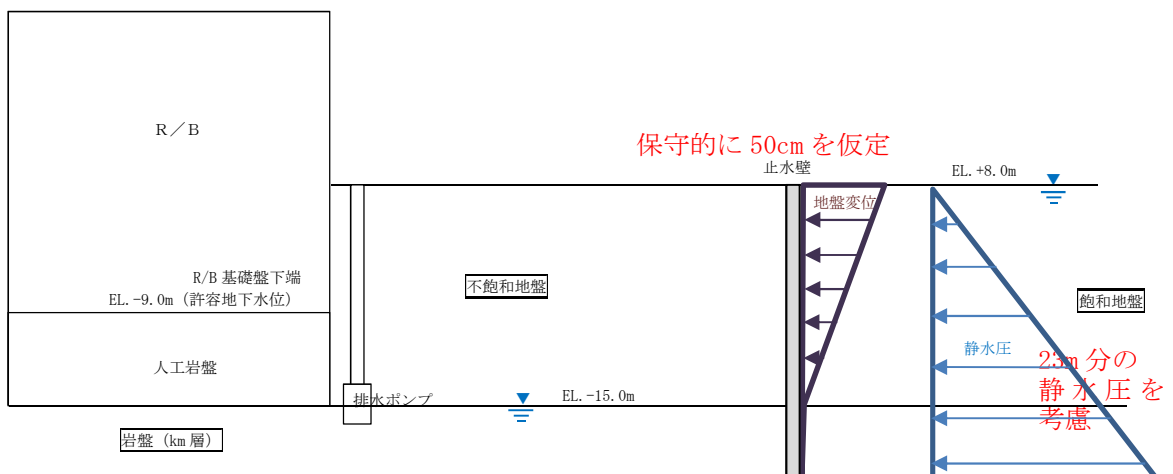


図3 止水壁に作用する荷重イメージ図

地盤ばねのばね定数及び反力上限値は、1次元有効応力解析により算定した各要素の平均有効主応力 $\sigma'_m$ 及びせん断ひずみ $\gamma$ 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）」に基づきを設定した。止水壁内側の地盤ばねは埋土地盤、止水壁外側の地盤ばねは豊浦標準砂として設定した。

応答変位法のモデルを図4に示す。なお、地盤変位量は止水壁の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。

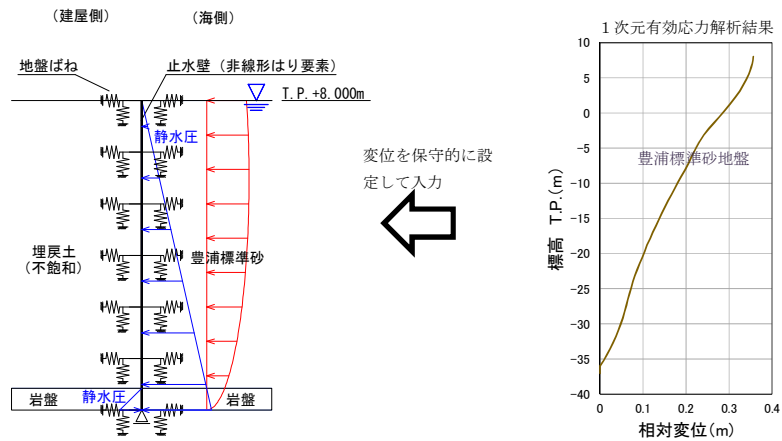


図4 応答変位法解析モデル図

2) 評価結果

応答変位法の評価結果を表1及び図5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1 (1) 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. -19m)	61	214	0.29
岩盤が深い位置 (EL. -37m)	213	235	0.91

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
岩盤が浅い位置 (EL. -19m)	30	277	0.11
岩盤が深い位置 (EL. -37m)	200		0.73

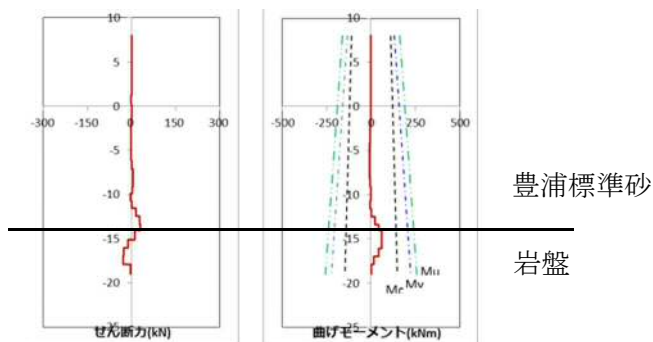


図5 (1) 断面力図 (岩盤が浅い位置)

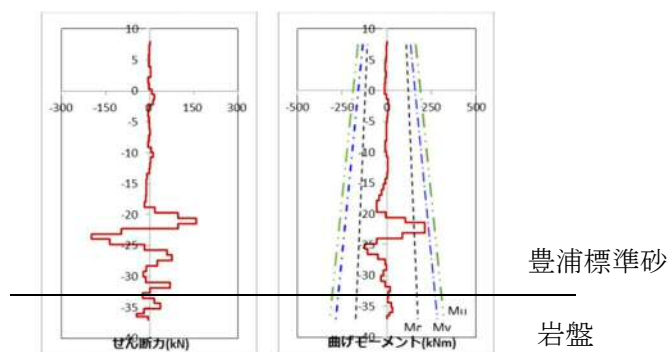


図5 (2) 断面力図 (岩盤が深い位置)

(3) 止水壁のひび割れ位置の仮定

止水壁は、図6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。

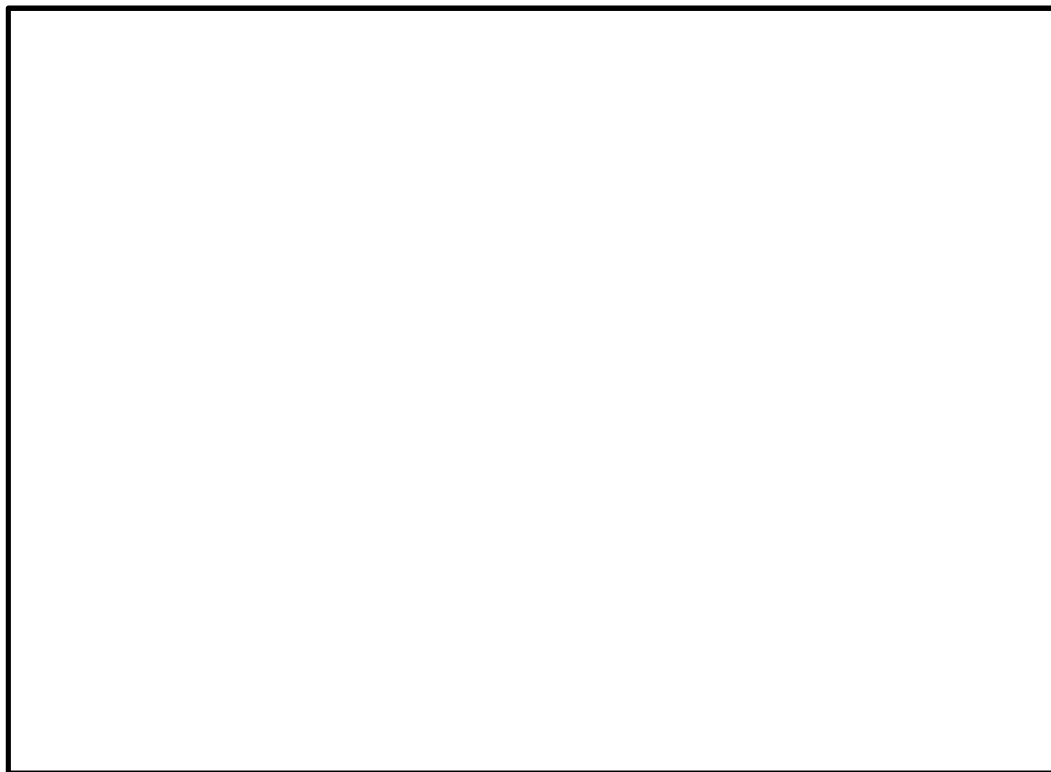


図6 止水壁構造図

また、止水壁には図7に示すとおり、幅約6mの鉄筋コンクリートのブロック境界に施工継目が存在し、当該箇所に鉄筋は設置されていない。施工継目は全周で計114箇所ある。

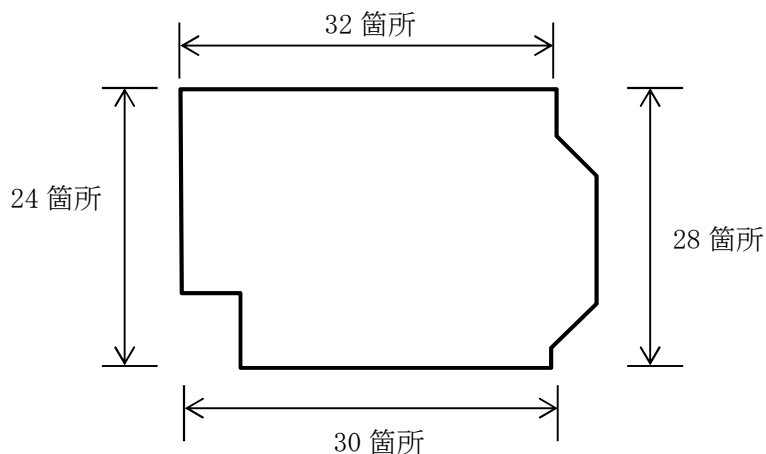


図7 止水壁の施工継目箇所図

### 1) 止水壁の横断面に仮定するひび割れ位置

止水壁の横断面の最大発生曲げモーメントは、降伏モーメント以下であるものの、保守的な設定として、曲げモーメント分布における曲げモーメントが卓越する1箇所を水平方向の曲げひび割れを仮定する。水平方向のひび割れ仮定位置を図8に示す。

止水壁の横断面に発生するせん断力は、コンクリートのせん断耐力以下であることから、水平方向のせん断ひび割れは考慮しない。

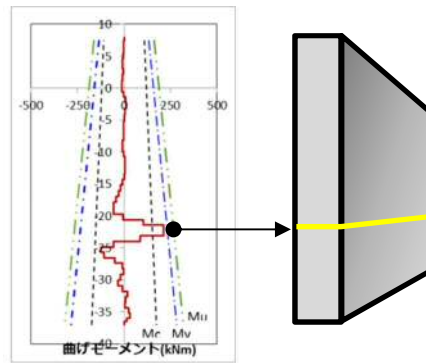


図8 水平方向ひび割れ仮定位置図

### 2) 止水壁の縦断面に仮定するひび割れ位置

#### ① 止水壁の縦断面における直線部に仮定するひび割れ位置

止水壁の縦断面においては、直線部と隅角部が存在する。

止水壁周辺の地盤は、概ね水平成層に分布することから、縦断面の直線部に対しては局所的に大きな土圧が作用することはないため、鉛直方向のひび割れが生じるとは考えにくい。

しかしながら、直線部において、1次元有効応力解析で求めた地表面最大相対変位量を用いて引張りひずみを算定し、コンクリートの引張強度から求められる限界引張りひずみと比較した。図9及び表2に算定結果を示す。

直線部においては距離が短い区間で限界引張りひずみを超えるため、各施工継目に鉛直方向のひび割れを仮定するが、図10に示すように、保守的な評価となるよう全施工継目を対象にひび割れを仮定する。



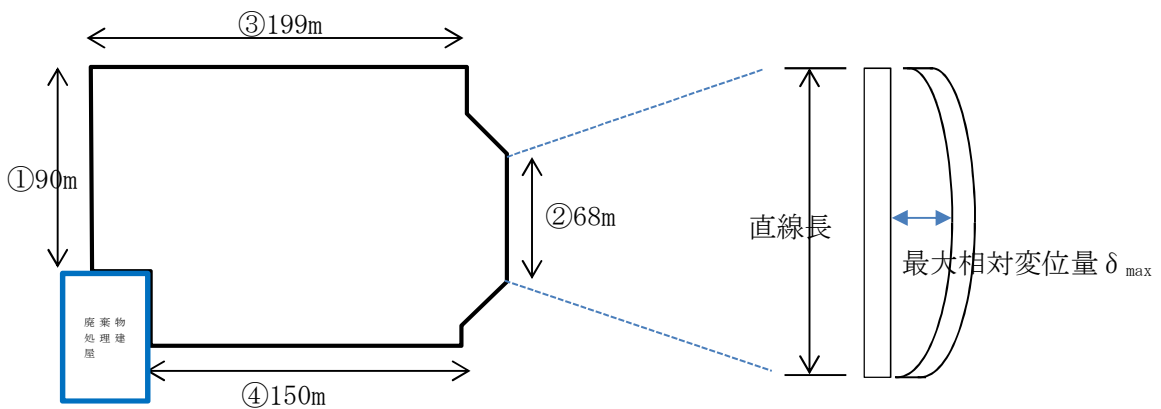


図9 止水壁直線部の評価位置図及び評価法

表2 止水壁直線部のコンクリートの引張りひずみ

	最大相対変位量 $\delta_{max}$ (m)	直線長 (m)	応答変位時のスパン長 (m)	引張りひずみ $\epsilon_d$	判定
①直線部	0.5	90	$2 \times \sqrt{\{(90/2)^2 + (0.5)^2\}}$ =90.00555	$0.00555/90$ = $61.7 \times 10^{-6}$	$\epsilon_d < \epsilon_{tk}^{**}$ OK
②直線部	0.5	68	$2 \times \sqrt{\{(68/2)^2 + (0.5)^2\}}$ =68.00734	$0.00734/68$ = $1.1 \times 10^{-4}$	限界引張り 歪以上
③直線部	0.5	199	$2 \times \sqrt{\{(199/2)^2 + (0.5)^2\}}$ =199.00251	$0.00251/199$ = $12.6 \times 10^{-6}$	$\epsilon_d < \epsilon_{tk}^{**}$ OK
④直線部	0.5	150	$2 \times \sqrt{\{(150/2)^2 + (0.5)^2\}}$ =150.00333	$0.00333/150$ = $22.2 \times 10^{-6}$	$\epsilon_d < \epsilon_{tk}^{**}$ OK

※コンクリートの引張り強度から求められる限界引張りひずみ

- ・ 止水壁コンクリートの引張強度  $f_{tk} = 0.23 \times 21^{2/3} = 1.75 \text{N/mm}^2$
- ・ 止水壁コンクリートの限界引張りひずみ  $\epsilon_{tk} = f_{tk}/E_c = 1.75/23.5/1000 = 74.5 \times 10^{-6}$

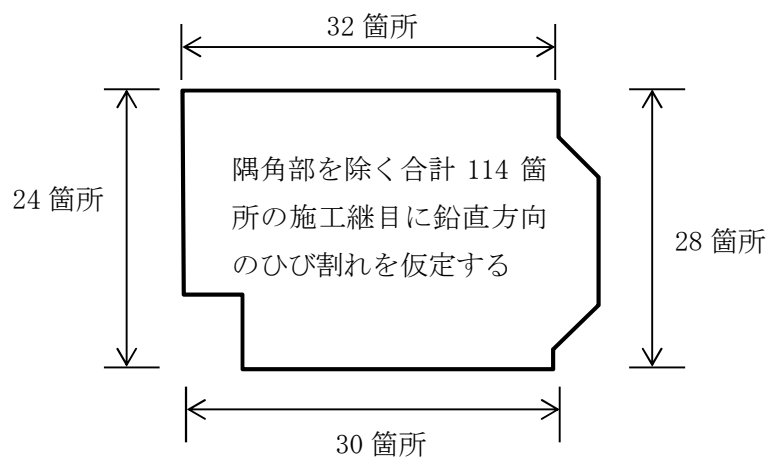


図10 止水壁縦断面の直線部に仮定する鉛直方向ひび割れ

②止水壁の縦断面における隅角部に仮定するひび割れ位置

止水壁の縦断面の隅角部においては、直線部に比べ応力集中しやすい可能性がある。止水壁の北側においては、岩盤が深く隅角部が複数存在することから、応答変位法を用いて隅角部の地震時の影響評価を行った。

応答変位法に用いる地盤変位量は、1次元有効応力解析で抽出した相対変位量を用い、止水壁内側の地盤ばねは埋土地盤、止水壁外側の地盤ばねは豊浦標準砂により設定した。

モデル端部の境界は固定条件とし、モデル端部にも曲げモーメントとせん断力が発生するような安全側の設定とした。

応答変位法のモデル図を図1-1に、評価結果を表3及び図1-2に示す。隅角部の曲げモーメントは、降伏モーメントを超えるが終局モーメント以下である。また、せん断力に対しては鉄筋コンクリートのうちコンクリートのせん断耐力のみでも受け持てることを確認した。

隅角部に仮定するひび割れ幅としては、保守的な評価として隅角部10箇所、鉛直方向の曲げひび割れを仮定する。仮定したひび割れ位置について図1-3に示す。

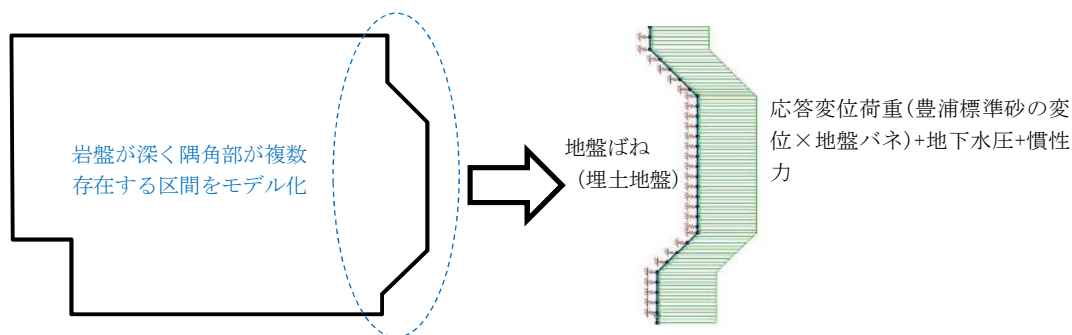


図1-1 縦断面の応答変位法モデル図

表3 (1) 隅角部の曲げモーメントに対する照査結果

	曲げモーメント [kNm]	降伏モーメント [kNm]	照査値
隅角部	140	119	1.18

表3 (2) 隅角部のせん断力に対する照査結果

	せん断力 [kN]	せん断耐力 [kN]	照査値
隅角部	253	277	0.92

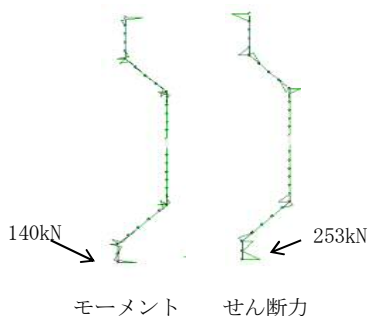


図1-2 評価結果図 (断面力図)



図1-3 隅角部の鉛直方向ひび割れ設定位置図

### 3) 止水壁に仮定するひび割れ位置のまとめ

止水壁に仮定するひび割れ位置を表4に示す。

表4 ひび割れ仮定位置表

設定	ひび割れ仮定位置
水平方向のひび割れ	<ul style="list-style-type: none"><li>・ 曲げモーメント図から 1箇所 に設定</li><li>・ 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</li></ul>
鉛直方向のひび割れ	<ul style="list-style-type: none"><li>・ 止水壁の全施工継目 114 箇所</li><li>・ 止水壁隅角部 10 箇所</li><li>・ 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</li></ul>

(4) ひび割れ幅の仮定

ひび割れ幅の算定は、「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。

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。

①止水壁の横断断面に仮定する水平方向のひび割れ幅

止水壁の横断断面に仮定する水平方向のひび割れ幅は，応答変位法から抽出した最大曲げモーメントから断面計算により鉄筋応力を算出し，その鉄筋応力を用いて「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】」（土木学会，2002年）の式により算定した。表5に設定値を示す。

$$w = 1.1k_1k_2k_3\{4c + 0.7(c_s - \phi)\} \left[ \frac{\sigma_{se}}{E_s} + \varepsilon'_{csd} \right] = 1.18\text{m} \approx 1.2\text{mm}$$

$$k_2 = \frac{15}{f'_c + 20} + 0.7 \quad k_3 = \frac{5(n+2)}{7n+8}$$

表5 水平方向のひび割れ幅算定の設定値

係数	設定値	単位	備考
$E_s$	200	kN/mm <sup>2</sup>	鉄筋のヤング係数
$k_1$	1.0	—	鉄筋の表面形状がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数 (異形鉄筋=1.0, 普通丸鋼及びPC鋼材=1.3)
$f'_c$	21	N/mm <sup>2</sup>	コンクリート圧縮強度 (設計基準強度を使用)
$n$	1	段	引張鉄筋の段数
$c$	90.5	mm	かぶり (純かぶり)
$c_s$	300	mm	鉄筋の中心間隔
$\phi$	19	mm	鉄筋径
$\varepsilon'_{csd}$	$100 \times 10^{-6}$	$\mu$	コンクリートの収縮及びクリープによるひび割れ幅の増加を表す係数 (収缩量: 常時湿潤環境 (土中部材))
$\sigma_{se}$	341.1	N/mm <sup>2</sup>	鉄筋位置のコンクリートの応力度が0の状態からの鉄筋応力度の増加量



止水壁横断面の水平方向のひび割れ幅は1.2mmとし，  
全周方向に1箇所仮定する。

②止水壁の縦断面（直線部）に仮定する鉛直方向のひび割れ幅

止水壁の縦断面（直線部）に仮定する鉛直方向のひび割れ幅は、1次元有効応力解析で求めた地表面最大相対変位量に余裕を持たせた変位量 50cm を用いて応答変位時の直線長の伸び量を算定し、その伸び量を施工継目の数で除した値を施工継目 1 箇所当たりのひび割れ幅として求めた。

ひび割れ幅の仮定としては安全側の評価を行うため、この中で最も大きいひび割れ幅を全施工継目に仮定した。表 6 に算定結果を示す。

表 6 止水壁直線部のコンクリートの引張りひずみ

	最大相対変位量 $\delta_{max}$ (m)	直線長 (m)	応答変位時の直線長の 伸び量(m)	施工継 目の数	1 箇所当たりの ひび割れ幅
直線部	0.5	90	$(2 \times \sqrt{\{(90/2)^2 + (0.5)^2\}}) - 90$ =0.00555	15	0.37mm ≒0.4mm
直線部	0.5	68	$(2 \times \sqrt{\{(68/2)^2 + (0.5)^2\}}) - 68$ =0.00734	11	0.67mm ≒0.7mm
直線部	0.5	199	$(2 \times \sqrt{\{(199/2)^2 + (0.5)^2\}}) - 199$ =0.00251	32	0.08mm ≒0.10mm
直線部	0.5	150	$(2 \times \sqrt{\{(150/2)^2 + (0.5)^2\}}) - 150$ =0.00333	23	0.16mm ≒0.2mm



止水壁縦断面（直線部）の鉛直方向のひび割れ幅は 0.7mm とし、  
全施工継目 114 箇所に仮定する。

③止水壁の縦断面（隅角部）に仮定する鉛直方向のひび割れ幅

止水壁の縦断面（隅角部）に仮定する鉛直方向のひび割れ幅は、応答変位法から抽出した最大曲げモーメントから断面計算により鉄筋応力を算出し、その鉄筋応力を用いて「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】」（土木学会，2002年）の式により算定した。表7に設定値を示す。

$$w = 1.1k_1k_2k_3\{4c + 0.7(c_s - \phi)\} \left[ \frac{\sigma_{se}}{E_s} + \varepsilon'_{csd} \right] = 1.51\text{mm} \div 1.6\text{mm}$$

$$k_2 = \frac{15}{f'_c + 20} + 0.7 \quad k_3 = \frac{5(n+2)}{7n+8}$$

表7 鉛直方向のひび割れ幅算定の設定値

係数	設定値	単位	備考
$E_s$	200	kN/mm <sup>2</sup>	鉄筋のヤング係数
$k_1$	1.0	—	鉄筋の表面形状がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数 (異形鉄筋=1.0, 普通丸鋼及びPC鋼材=1.3)
$f'_c$	21	N/mm <sup>2</sup>	コンクリート圧縮強度 (設計基準強度を使用)
$n$	1	段	引張鉄筋の段数
$c$	92.0	mm	かぶり (純かぶり)
$c_s$	400	mm	鉄筋の中心間隔
$\phi$	16	mm	鉄筋径
$\varepsilon'_{csd}$	$100 \times 10^{-6}$	$\mu$	コンクリートの収縮及びクリープによるひび割れ幅の増加を表す係数 (収缩量: 常時湿潤環境 (土中部材))
$\sigma_{se}$	384.5	N/mm <sup>2</sup>	鉄筋位置のコンクリートの応力度が0の状態からの鉄筋応力度の増加量



止水壁縦断面（隅角部）の鉛直方向のひび割れ幅は1.6mmとし、  
全隅角部10箇所仮定する。

(5) 止水壁内の地下水流量評価

1) 解析モデル

解析モデルを図 1.4 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）。

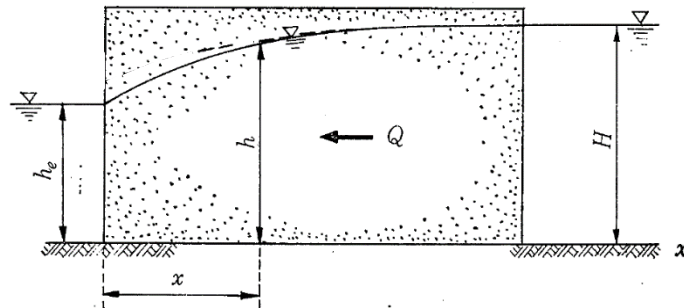


図 1.4 一次元定常浸透流地盤モデル

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

ここに、 $Q$  : 流量 ( $\text{m}^3/\text{日}$ ) ,  $\kappa$  : 透水係数 ( $\text{m}/\text{日}$ ) ,  $H$  : 地下水位 ( $\text{m}$ )

2) 解析用物性値

解析に用いた物性値を表 8 に示す。

表 8 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) $\kappa_{\text{sat}}$	$3.23 \times 10^{-2}$ 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) $\kappa_{\text{unsat}}$	$\kappa_{\text{sat}} \times 0.1$ $= 3.23 \times 10^{-3}$ 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 ( $\kappa_{\text{unsat}} / \kappa_{\text{sat}}$ ) 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	$1.98 \times 10^{-6}$ 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 $230\text{m}^3/\text{日}$ 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いくことを考慮する。

図 1 5 に検討概念図を、表 9 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  $1,071\text{m}^3/\text{日}$  であり、現状の排水設備の排水能力  $2016\text{m}^3/\text{日}\cdot\text{台}$  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。

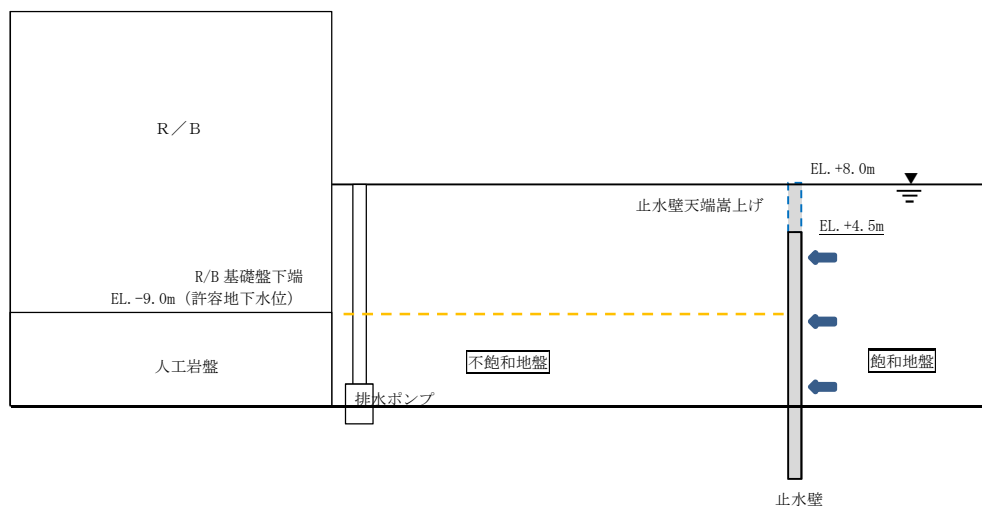


図 1 5 検討概念図

表 9 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 ( $\text{m}^3/\text{日}$ )	備考
地震後の止水壁のひび 割れを仮定しない場合	81 日	$445\text{m}^3/\text{日}$	・現状、排水設備は 2 系 統設置されている。
地震後の止水壁のひび 割れを仮定した場合	<b>32 日</b>	<b><math>1,071\text{m}^3/\text{日}</math></b>	・R/B 基礎盤下端標高は EL. -9.00m



## 1.2 揚程の設定根拠

原子炉建屋地下排水設備排水ポンプの性能について、前節で説明した

- ・通常の止水壁内への地下水流量
- ・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への最大地下水流量
- ・日最大降雨量

の評価から、これらを原子炉建屋地下排水設備集水ピットから地上配管まで1台で十分送水できる揚程 40 m 以上とし、加振試験にて動的機能維持が確認されている揚程 50 m の水中ポンプを設置する。

## 1.3 原動機出力の設定根拠

- ・通常の止水壁内への地下水流量
- ・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への最大地下水流量
- ・日最大降雨量

を原子炉建屋地下排水設備集水ピットから地上配管まで1台で十分送水できる容量 120 m<sup>3</sup>/h/個、揚程 50m の水中ポンプの原動機出力が 30kW である。電源供給上問題のないことも確認済である。

## 1.4 個数の設定根拠

原子炉建屋地下排水設備排水ポンプは、止水壁内へ継続的に流入する地下水を排水し地下水位を一定レベル以深に維持することで原子炉建屋の健全性を確保するため、原子炉建屋東側集水ピットと西側集水ピットへ各々1個（合計2個）設置する。

## 2. 原子炉建屋地下排水設備集水ピット水位計について

原子炉建屋地下排水設備集水ピット水位計は、原子炉建屋基礎盤底面レベル (EL. -9.00m) 以深に地下水位を維持するために設置する。

### 2.1 計測範囲の設定根拠

原子炉建屋地下排水設備集水ピット水位計の計測範囲は、原子炉建屋基礎盤底面レベル (EL. -9.00m) 及び原子炉建屋地下排水設備排水ポンプ自動起動設定値 (EL. -15.20m) を包絡する範囲として EL. -7.00m とする。また、原子炉建屋地下排水設備排水ポンプ自動停止設定値 (EL. -16.60m) を包絡する範囲として EL. -17.00m とする。

### 2.2 個数の設定根拠

原子炉建屋地下排水設備集水ピット水位計は、止水壁内へ継続的に流入する地下水を排水し地下水位を一定レベル以深に維持することで原子炉建屋の健全性を確保するため、原子炉建屋東側集水ピットと西側集水ピットへ各々1個（合計2個）設置する。

### 3. 原子炉建屋地下排水設備機能喪失時の対応について

原子炉建屋地下排水設備は、原子炉建屋東側と西側に各々1個（合計2個）設置する。

通常地下水流量、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への最大地下水流量及び日最大降雨量の評価より、排水ポンプ1個でそれらを十分排水可能であることが確認されている。

また、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を評価した結果、原子炉建屋基礎盤下端まで地下水位が上昇する時間は30日程度以上となるが、当該設備の機能回復には通常1週間程度あれば十分なことから、地下水位が原子炉建屋基礎盤下端へ到達するまでに機能回復を図る時間は十分確保できる。

以上より、原子炉建屋地下排水設備が機能を喪失した場合、排水ポンプが1個あれば地下水の流入には十分対応可能である。また、状況を確認し速やかに予備品と交換する対応をとる。