

本資料のうち、枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-01-0140-1_改 39
提出年月日	2021年11月8日

02-補-E-01-0140-1_改 38 (2021年11月5日提出)
から修正箇所のみ抜粋

補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料

目次

1. 入力津波の評価
 - 1.1 潮位観測記録の考え方について
 - 1.2 遡上・浸水域の考え方について
 - 1.3 港湾内の局所的な海面の励起について
 - 1.4 管路解析モデルについて
 - 1.5 入力津波の不確かさの考慮について
 - 1.6 津波シミュレーションにおける解析モデルについて
 - 1.7 非常用取水設備内に貯留される水量の算定について
2. 津波防護対象設備
 - 2.1 津波防護対象設備の選定及び配置について
3. 取水性に関する考慮事項
 - 3.1 砂移動による影響確認について
 - 3.2 除塵装置の取水性への影響について
 - 3.3 非常用海水ポンプの波力に対する強度評価について
4. 漂流物に関する考慮事項
 - 4.1 設計に用いる遡上波の流速について
 - 4.2 取水口付近の漂流物に対する取水性
 - 4.3 漂流物による衝突荷重について
5. 設計における考慮事項
 - 5.1 地震と津波の組合せで考慮する荷重について
 - 5.2 耐津波設計における現場確認プロセスについて
 - 5.3 津波防護に関する施設の機能設計・構造設計に係る許容限界について
 - 5.4 津波波圧の算定に用いた規格・基準類の適用性について
 - 5.5 スロッシングによる貯水量に対する影響評価
 - 5.6 津波防護施設の強度計算における津波荷重，余震荷重及び衝突荷重の組合せについて
 - 5.7 浸水防護施設の評価における衝突荷重，風荷重及び積雪荷重について
 - 5.8 強度計算における津波時及び重畳時の荷重作用状況について
 - 5.9 耐震及び耐津波設計における許容限界について
 - 5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について
 - 5.11 地殻変動後の津波襲来時における海水ポンプの取水性への影響について
 - 5.12 浸水防護施設のアンカーボルトの設計について

- 5.13 強度計算に用いた規格・基準類の適用性について
- 5.14 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について
- 5.15 浸水量評価について
- 5.16 強度評価における津波荷重等の鉛直方向荷重の考え方について
- 5.17 津波に対する止水性能を有する施設の評価について
- 5.18 防潮壁内のスロッシングによる非常用海水ポンプへの没水影響について
- 5.19 津波監視設備の設備構成及び電源構成について
- 5.20 軽油タンクエリアにおける浸水防護重点化範囲について
- 5.21 屋外タンク等からの溢水影響評価について
- 5.22 復水器水室出入口弁の津波に対する健全性について
- 5.23 タービン補機冷却海水系ポンプ吐出弁の津波に対する健全性について
- 5.24 津波の流入防止に係る津波バウンダリとなる設備の評価
 - 5.24.1 3号機補機放水側配管の基準地震動 S_s に対する耐震評価
 - 5.24.2 3号機海水系ポンプの基準地震動 S_s に対する耐震評価
 - 5.24.3 3号機取水側海水系配管の基準地震動 S_s に対する耐震評価
 - 5.24.4 2号機および3号機海水ポンプの津波に対する強度評価
 - 5.24.5 2号機および3号機海水系配管・弁の津波に対する強度評価
- 5.25 第3号機海水熱交換器建屋の回転の影響について
- 5.26 大津波警報発表時等における常用系海水系の運用について
- 5.27 防潮壁の止水構造について
- 5.28 3号機海水系に関する津波時の敷地への流入影響について
- 6. 浸水防護施設に関する補足資料
 - 6.1 防潮堤に関する補足説明
 - 6.2 取放水路流路縮小工に関する補足説明
 - 6.3 防潮壁に関する補足説明
 - 6.4 貯留堰に関する補足説明
 - 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
 - 6.5.1 逆流防止設備に関する補足説明
 - 6.5.2 水密扉に関する補足説明
 - 6.5.3 浸水防止蓋に関する補足説明
 - 6.5.4 浸水防止壁に関する補足説明
 - 6.5.5 逆止弁付ファンネルに関する補足説明
 - 6.5.6 貫通部止水処置に関する補足説明
 - 6.6 津波監視設備に関する補足説明
 - 6.6.1 津波監視カメラに関する補足説明

6.6.2 取水ピット水位計に関する補足説明

: 本日の説明範囲

5.17 津波に対する止水機能を有する施設の評価について

5.17.1 概要

海水ポンプ室、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）、第3号機海水ポンプ室、第3号機海水熱交換器建屋及び第3号機補機冷却海水系放水ピットに設置される浸水防護に関する施設としては、防潮壁、逆止弁付ファンネル、貫通部止水処置、浸水防止蓋及び水密扉があり、これらは耐震Sクラスであるとともに、地震時・津波時においても止水機能が要求される設備である。

海水ポンプ室、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）、第3号機海水ポンプ室、第3号機海水熱交換器建屋及び第3号機補機冷却海水系放水ピットは、添付書類「VI-2-1-4 耐震重要度分類及び重大事故等対処施設の施設区分の基本方針」に示すとおり、耐震Sクラスの浸水防護施設が設置される間接支持構造物であり、地震時の止水機能を保持する設計としている。

これらの津波に対する止水機能を有する施設の基準上の位置付け並びに耐震及び強度評価に係る図書構成を表5.17-1に示す。

海水ポンプ室、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）、第3号機海水ポンプ室、第3号機海水熱交換器建屋及び第3号機補機冷却海水系放水ピットのうち、止水性の維持が要求される部位について、基準地震動 S_s による地震力に伴い生じる荷重又は応力に対して、止水機能が保持されることを、各施設の耐震性についての計算書にて確認している。

以降に各施設の評価概要を示す。

表5.17-1 津波に対する止水機能を有する施設の評価について

施設・設備	施設区分	耐震設計			耐津波設計		
		技術基準規則の解釈 (第5条 地震による損傷の防止)	機能維持の基本方針 (VI-2-1-9)	評価記録記載箇所	技術基準規則の解釈 (第6条 津波による損傷の防止)	津波又は溢水への配慮が必要な施設の強度計算書の方針 (VI-3-別添3-1)	評価記録記載箇所
海水ポンプ室 (隔壁, 中床版)	屋外重要土木構造物 (津波防護施設及び浸水防止設備の間接支持構造物)	1 第1項の規定は、設置許可基準規則第4条第1項の規定に基づき設置許可で確認した設計方針に基づき、設計基準対象施設が、設置許可基準規則第4条第2項の地震力に対し、施設の機能を維持していることをいう。 2 第2項の規定は、設置許可基準規則第4条第3項の規定に基づき設置許可で確認した設計方針に基づき、耐震重要施設が、設置許可基準規則第4条第3項の基準地震動による地震力に対すること又は構造強度を確保していることをいう。	止水性の維持が要求される施設が取付けられた、建物・構築物及び土木構造物の壁など、止水性の維持が要求される部位については、断面が隆起に生じない状態であれば、漏水が生じるような顕著な(部材を貫通するよ)ひび割れは発生しないことから、基準地震動Ssによる地震力に伴い生じる荷重又は応力に対して、おおむね単性状態にとどまることを計算により確認する。	VI-2-2-8 海水ポンプ室の耐震性についての計算書	(隔壁, 中床版の津波に対する強度評価は、補足説明資料にて実施。)	補足-610-20【屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について】 資料9 海水ポンプ室の耐震安全性評価 参考資料2 止水機能が要求される部材に対する漏水量評価について	
原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) (頂版)	屋外重要土木構造物 (浸水防止設備の間接支持構造物)		VI-2-2-12-2 原子炉機器冷却海水配管ダクト(鉛直部)の耐震性についての計算書	(頂版の津波に対する強度評価は、補足説明資料にて実施。)	補足-610-20【屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について】 資料5 原子炉機器冷却海水配管ダクト(鉛直部)の耐震安全性評価 参考資料1 津波に対する止水機能を有する施設の評価について		
第3号機海水ポンプ室 (隔壁, 中床版)	屋外重要土木構造物 (津波防護施設及び浸水防止設備の間接支持構造物)	VI-2-2-10 第3号機海水ポンプ室の耐震性についての計算書	記載なし	補足-610-20【屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について】 資料14 第3号機海水ポンプ室の耐震安全性評価 6.3 構造部材の健全性に対する評価結果 6.3.3 壁部材の面内せん断に対する評価結果 (2) 止水機能	(隔壁, 中床版の津波に対する強度評価は、補足説明資料にて実施。)	補足-610-12【第3号機海水熱交換器建屋の耐震性についての計算書に関する補足説明資料】 別添6 浸水に対する境界躯体の止水性について	
第3号機海水熱交換器建屋 (止水機能を有する壁, 床)	建物・構築物 (津波防護施設及び浸水防止設備の間接支持構造物)	VI-2-2-30 第3号機海水熱交換器建屋の耐震性についての計算書	VI-2-10-2-8-4 浸水防止蓋(第3号機補機冷却海水系放水ピット)の耐震性についての計算書	(止水機能を有する壁, 床の津波に対する強度評価は、補足説明資料にて実施。)	補足-140-1【津波への配慮に関する説明書】 6.5.3.3 浸水防止蓋(第3号機補機冷却海水系放水ピット)の耐震性についての計算書に関する補足説明		

(1) 海水ポンプ室

海水ポンプ室の耐震評価については、添付書類「VI-2-2-8 海水ポンプ室の耐震性についての計算書」に記載のとおり、基準地震動 S_s による地震力に伴い生じる荷重又は応力に対しておおむね弾性状態にとどまることを確認していることから、止水機能は保持される。

一方で、止水機能に対する許容限界のうち面内変形に対しては、面内せん断ひずみが J E A G 4 6 0 1 -1987で規定されているスケルトンカーブの第一折点 (γ_1) (以下「 γ_1 」という。) を下回れば面内せん断ひび割れは発生せず水密性はあると考えられ、 γ_1 を超過する場合は漏水量を算定し、止水機能を損なうおそれがないことを評価することとしていることから、止水機能が要求される部材のうち、面内せん断ひずみが γ_1 を超過した部材に対して、「補足-610-20【屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について】」のうち「資料9 海水ポンプ室の耐震安全性評価 参考資料2 止水機能が要求される部材に対する漏水量評価について」に記載のとおり、念のため漏水量を算定している。

海水ポンプ室において止水機能が要求される範囲(部材)は図5.17-1のとおりであり、津波の押し波に対する止水機能を有するのは、スクリーンエリアから流入する津波に対する止水として隔壁②が、水路部からの止水に対して中床版④、中床版⑤が該当する。

これら部材の基準地震動 S_s に対する面内せん断ひずみ及び γ_1 は表5.17-2のとおりであり、隔壁②が最も面内せん断ひずみが大きく、かつ γ_1 を超過することから、隔壁②を代表部材として選定し、漏水量評価を実施する。

漏水量評価は、基準地震動 S_s を経験した後に基準津波が来襲し、海水ポンプ室スクリーンエリアの水位が上昇し、水位が最高水位(防潮壁(第2号機海水ポンプ室)の設計用水位: O.P. +19.60m (平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴う約1mの地盤沈下は非考慮))となった状態に余震(弾性設計用地震動 $S_d - D2$) が重畳した場合を想定する。

ひび割れ幅やひび割れの貫通、津波の継続時間を保守的に考慮した条件での総漏水量を 0.151m^3 と評価している。この漏水量を考慮して逆止弁ファンネルによる浸水量 0.3m^3 と合算して評価した場合においても、表5.17-3に示すとおり原子炉補機冷却海水ポンプ及び高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプの機能喪失高さに対して、浸水高さは十分小さく、安全機能へ影響はないことを確認した。

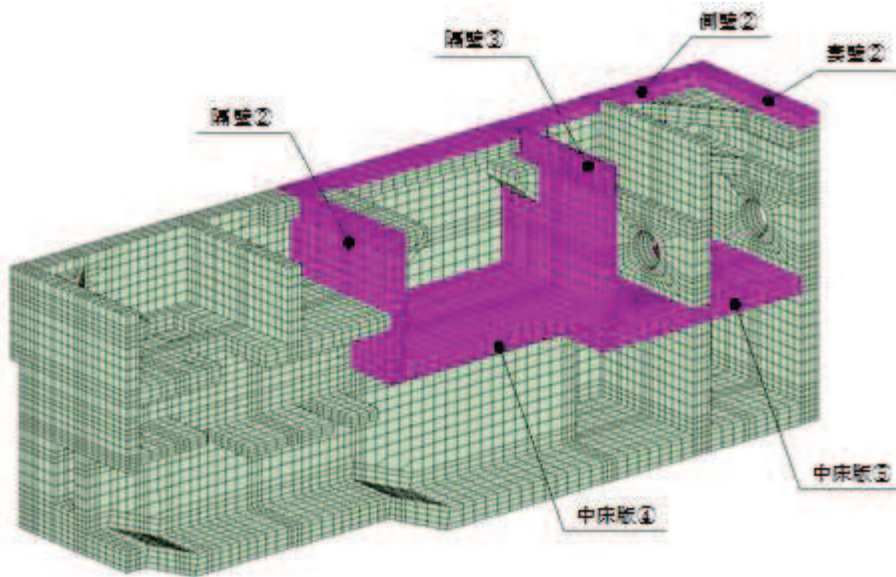
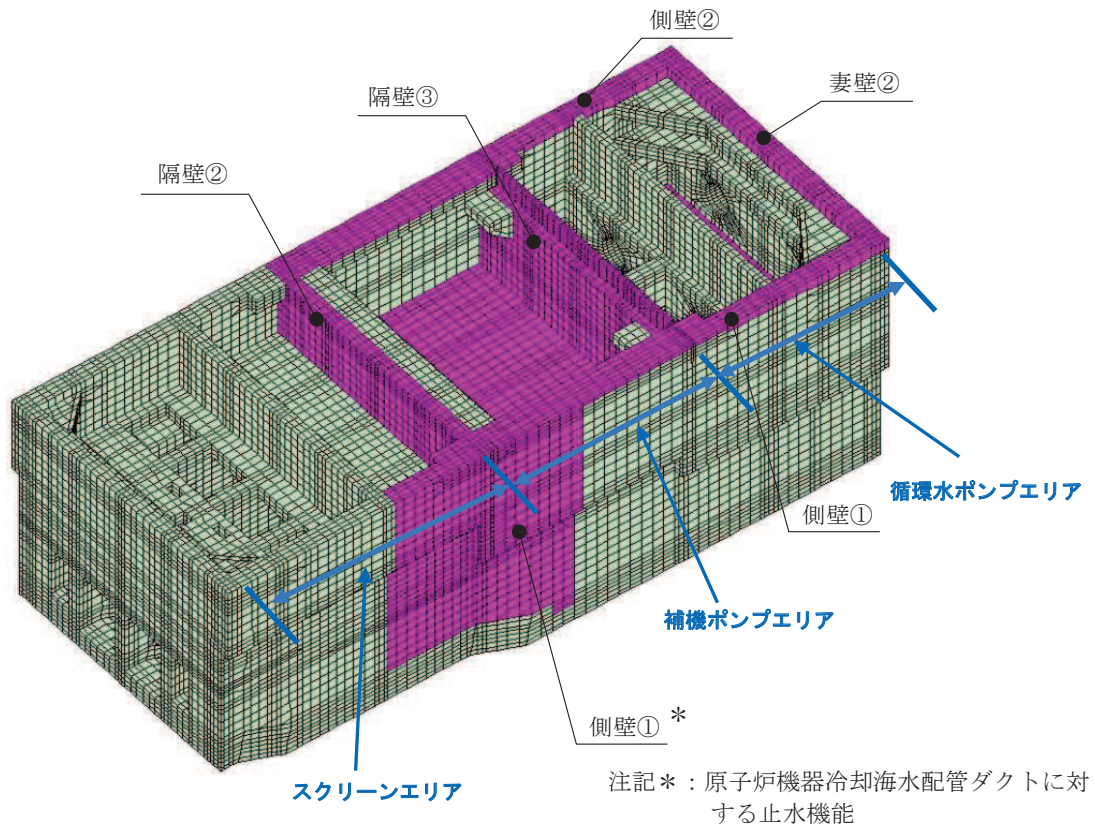


図 5.17-1 海水ポンプ室において止水機能が要求される部材の範囲

表 5.17-2 海水ポンプ室の評価対象部材の面内せん断ひずみ

	解析 ケース	地震波	面内せん断 ひずみ	第一折点 γ_1
隔壁②	③	S s - N 1 (++)	490 μ	146 μ
	①	S s - D 2 (-+)	283 μ	146 μ
中床版④	③	S s - N 1 (++)	39 μ	146 μ
中床版⑤	③	S s - N 1 (++)	268 μ	146 μ

表 5.17-3 海水ポンプ室の浸水量評価結果

設置区画	逆止弁付フ ァンネルに よる浸水量 (m^3) (A)	海水ポンプ 室の隔壁か らの漏水量 (m^3) (B)	海水ポンプ 室の浸水量 (m^3) (A+B)	区画有効 面積 (m^2) (C)	浸水高さ (m) (A+B)/C	機能喪失 高さ* (m)
原子炉補機冷却海 水ポンプ(A)(C)室	0.3	0.151	0.451	63.7	0.01 m	0.275
原子炉補機冷却海 水ポンプ(B)(D)室	0.3	0.151	0.451	128.5	0.01 m	0.275
高圧炉心スプレイ 補機冷却海水ポン プ室	0.2	0.151	0.351	17.2	0.03 m	0.065

注記* : ポンプ (電動機, 端子箱), 電動弁及び計装品の機能喪失高さの設定については, それぞれ浸水により実際に機能を損なうおそれのある高さがあるが, 一番低い設備の設置高さに対して余裕を考慮し, 更に低いポンプのコンクリート基礎高さを機能喪失高さに設定する。

(2) 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）のうち止水性の維持が要求される部材は、図5.17-2及び図5.17-3に示す浸水防止蓋を支持する頂版である。

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）のうち頂版については、添付書類「VI-2-2-12-2 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の耐震性についての計算書」に記載のとおり、基準地震動 S_s による地震力に伴い生じる荷重又は応力に対して、おおむね弾性状態にとどまることを確認していることから、止水機能は保持される。

津波時の評価については、「補足-610-20【屋外重要土木建造物の耐震安全性評価について】」のうち「資料5 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の耐震安全性評価 参考資料1 津波に対する止水機能を有する施設の評価について」に記載のとおり、防潮壁（第2号機海水ポンプ室）の設計水位に基づき地表面から浸水深さ4.8mの静水圧を考慮した状態に余震（弾性設計用地震動 S_d-D2 ）が重畳した場合を想定する。

構造部材の発生応力度は、短期許容応力度と設定した許容限界を下回っており、おおむね弾性範囲にとどまることを確認したことから、止水機能を損なわない。

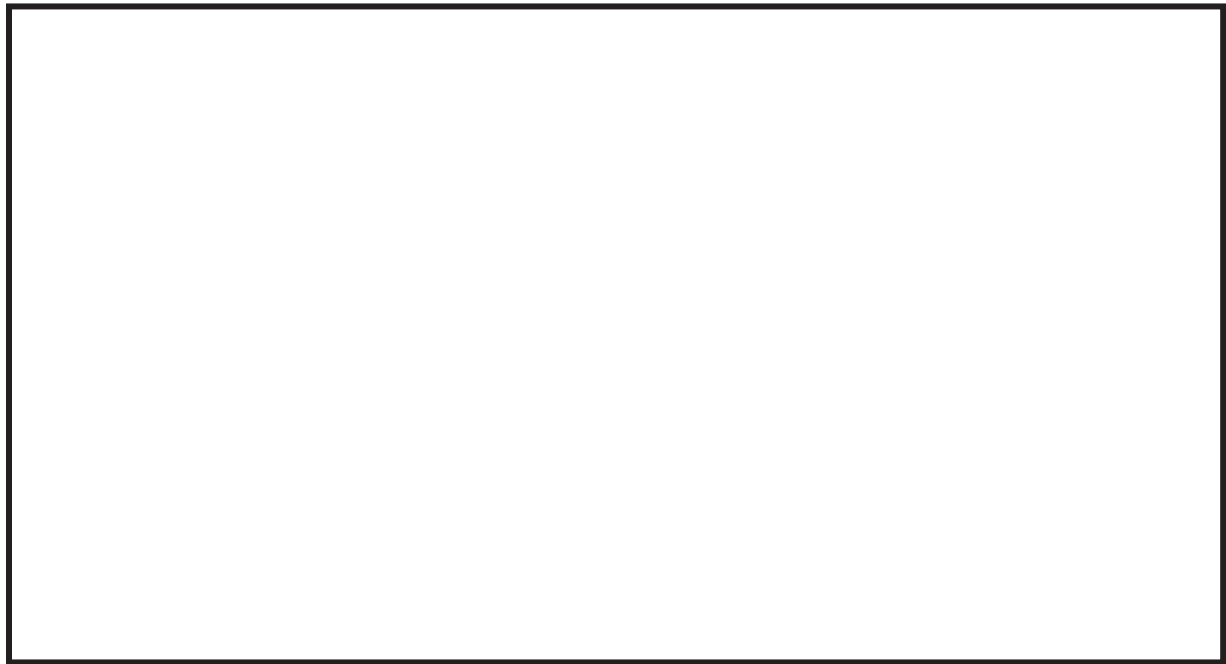
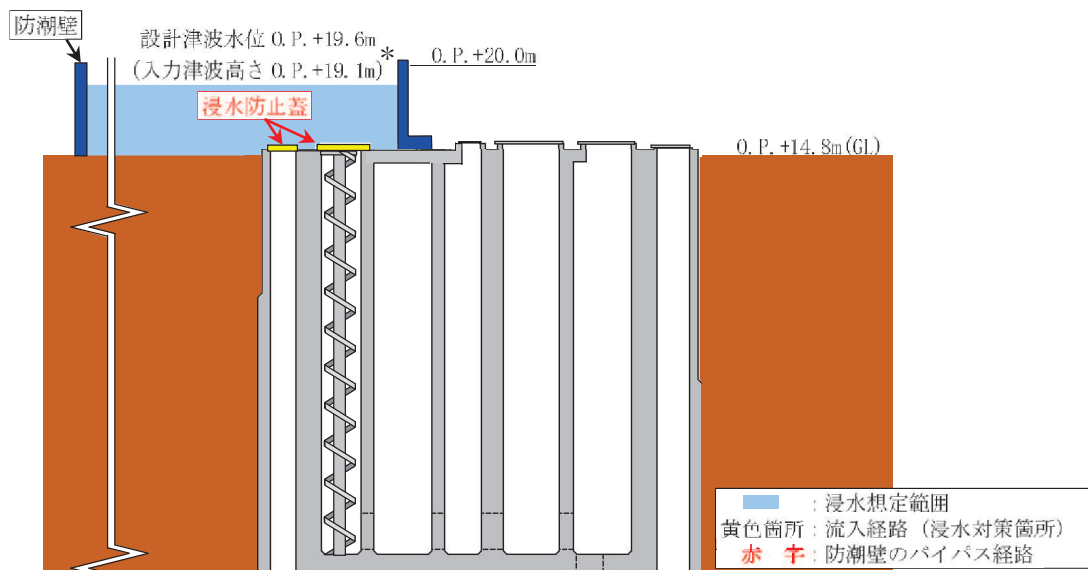


図 5.17-2 海水ポンプ室スクリーンエリア周囲の津波の浸水想定範囲（平面図）



*注記:平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、
 牡鹿半島全体で約 1m の地盤沈下が発生したことにより、入力津波高さは
 O.P. +18.1m であるが、本評価においては沈下を考慮せずに O.P. +19.1m と表記。

図 5.17-3 海水ポンプ室スクリーンエリア周囲の津波の浸水想定範囲（A-A 断面）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

(3) 第3号機海水ポンプ室

第3号機海水ポンプ室の耐震評価については、添付書類「VI-2-2-10 第3号機海水ポンプ室の耐震性についての計算書」に記載のとおり、基準地震動 S_s による地震力に伴い生じる荷重又は応力に対しておおむね弾性状態にとどまることを確認していることから、止水機能は保持される。

第3号機海水ポンプ室において、止水機能が要求される範囲（部材）は図5.17-4のとおりで、いずれも津波の押し波時において要求される止水機能であり、面内せん断ひずみは隔壁③で最大（ 543μ ）となる。

「補足-610-20【屋外重要土木建造物の耐震安全性評価について】」のうち「資料9 海水ポンプ室の耐震安全性評価」の「参考資料 2 止水機能が要求される部材に対する漏水量評価について」に示すとおり、海水ポンプ室の隔壁②において、面内せん断ひずみが最大（ 490μ ）となるが、津波高 O.P. +19.6m に対して漏水量は 0.151m^3 であり、止水機能に影響を与えるような漏水量ではないことを確認している。一方、第3号機海水ポンプ室においては、隔壁③において面内せん断ひずみが最大（ 543μ ）で、津波高は O.P. +20.5m である。海水ポンプ室と比較すると、第3号機海水ポンプ室は面内せん断ひずみ及び津波高さともやや大きな値となるが、漏水量が多くなったとしても青枠で示すエリアの容積（約 $10,000\text{m}^3$ ）を考慮すれば、津波の押し波時における外郭防護機能を損なうような漏水は発生せず、十分な止水機能を発揮できるものと評価できる。

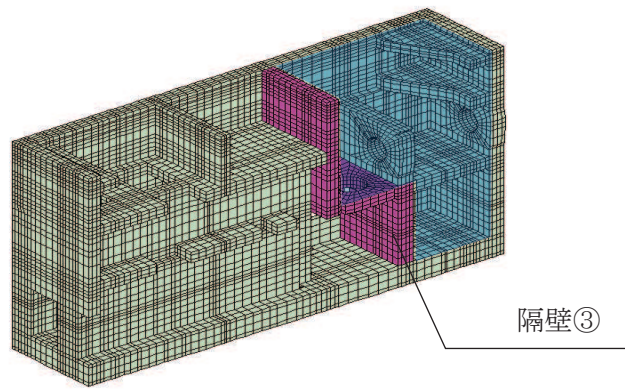
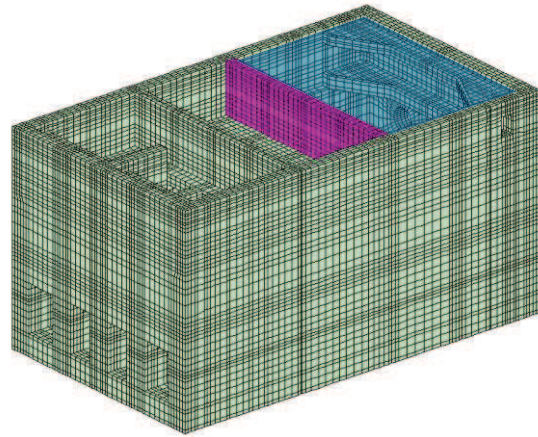


図 5.17-4 第 3 号機海水ポンプ室において止水機能が要求される部材の範囲

(4) 第3号機海水熱交換器建屋

第3号機海水熱交換器建屋において止水性の維持が要求される範囲（部材）は図5.17-5のとおりであり，浸水防護施設が設置される壁及び床が該当する。

止水性の維持が要求される部材のうち $H_E - H_F$ 通り間の壁， H_F 通りの外壁，O.P. 3.0m中間スラブについては，「補足-610-12 第3号機海水熱交換器建屋の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」のうち「別紙6 浸水に対する境界躯体の止水性について」に記載の通り，表5.17-4に示す基準地震動 S_s における最大せん断ひずみの結果を用いて，「鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断ひびわれ性状に関する検討（昭和63年コンクリート工学年次論文報告集）」に基づき残留ひび割れ幅を算定した結果，残留ひび割れ幅は0.18mmとなる。この残留ひび割れ幅が，「原子力施設における建築物の維持管理指針・同解説（日本建築学会）」に示される，コンクリート構造物の水密性に影響を与える評価基準である「0.2mm」未満となることを確認していることから，止水機能は維持される。

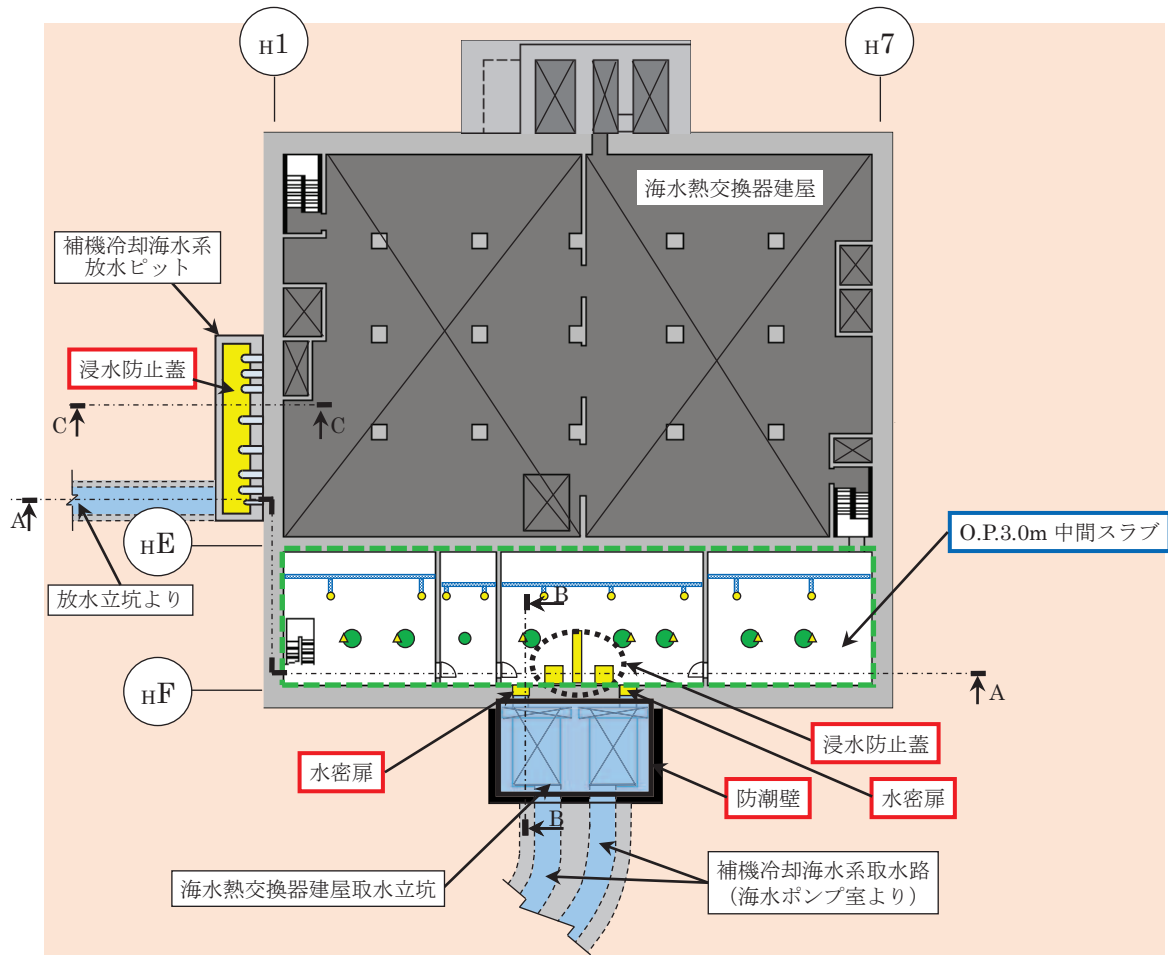
また， H_1 通り側の片持ちスラブ，南側袖壁については，添付書類「VI-2-2-30 第3号機海水熱交換器建屋の耐震性についての計算書」のうち「別紙1 浸水防護施設を支持する部位等の評価について」に記載の通り，基準地震動 S_s による地震力に伴い生じる荷重又は応力に対して構造部材の発生応力は，短期許容応力度と設定した許容限界を下回っており，おおむね弾性範囲に留まることを確認したことから，止水機能は保持される。

表 5.17-4 第3号機海水熱交換器建屋 基準地震動 S_s による地震応答解析結果一覧

評価部位		最大応答せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)	
階	O.P. (m)	NS	EW
B1F	15.0 ~ 8.0	0.43	0.40
B2F	8.0 ~ -1.1	0.77	0.50
B3F	-1.1 ~ -9.5	0.61	1.07



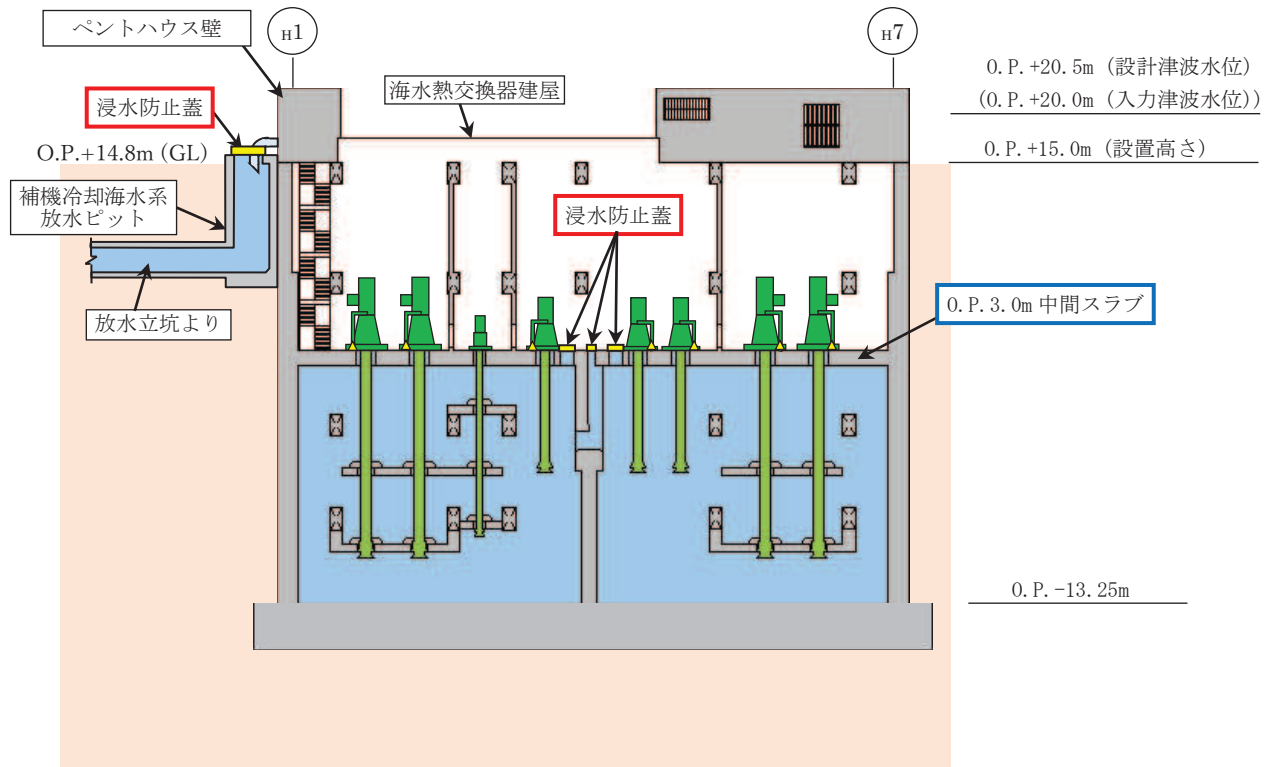
- : 補機ポンプエリア
- : 浸水想定範囲
- : 海水ポンプ室床側溝
- : 浸水経路 (浸水対策箇所)
- : 逆止弁付ファンネル
- ▲ : 海水ポンプグランドドレン



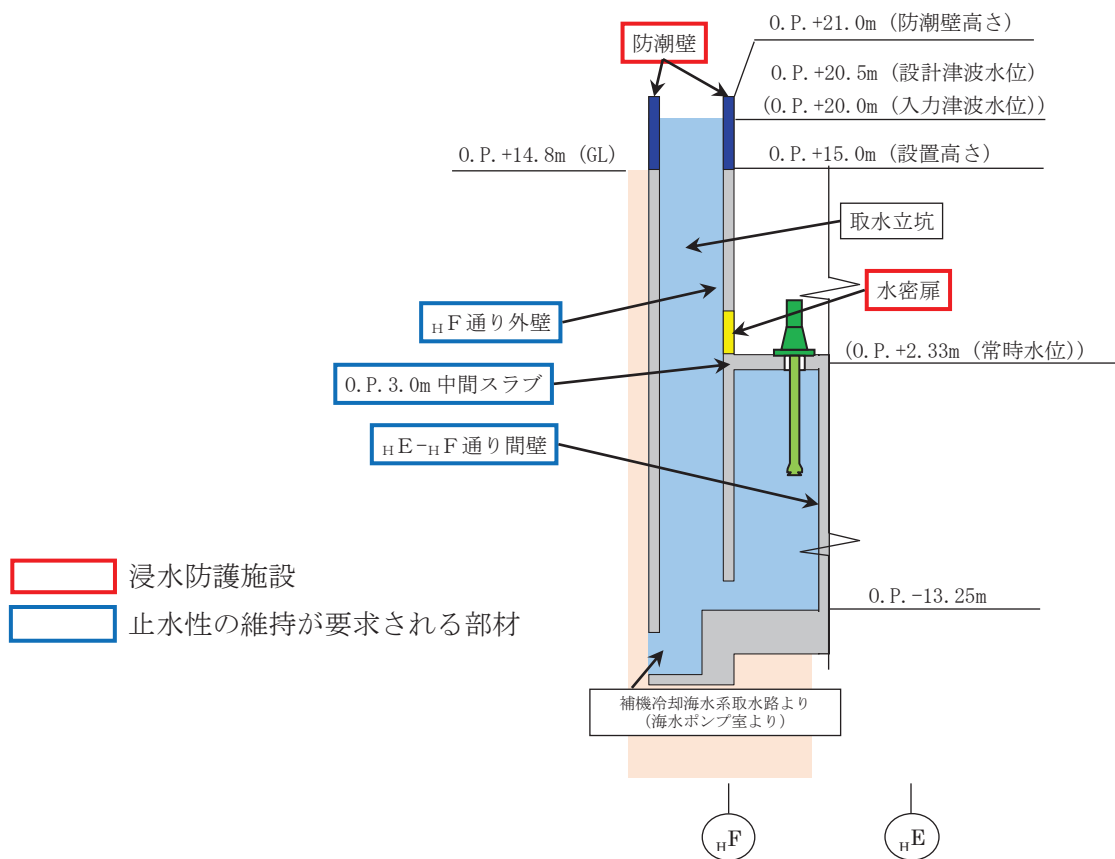
- 浸水防護施設
- 止水性の維持が要求される部材

(平面図)

図 5.17-5(1) 第3号機海水熱交換器建屋において止水性の維持が要求される部材の範囲

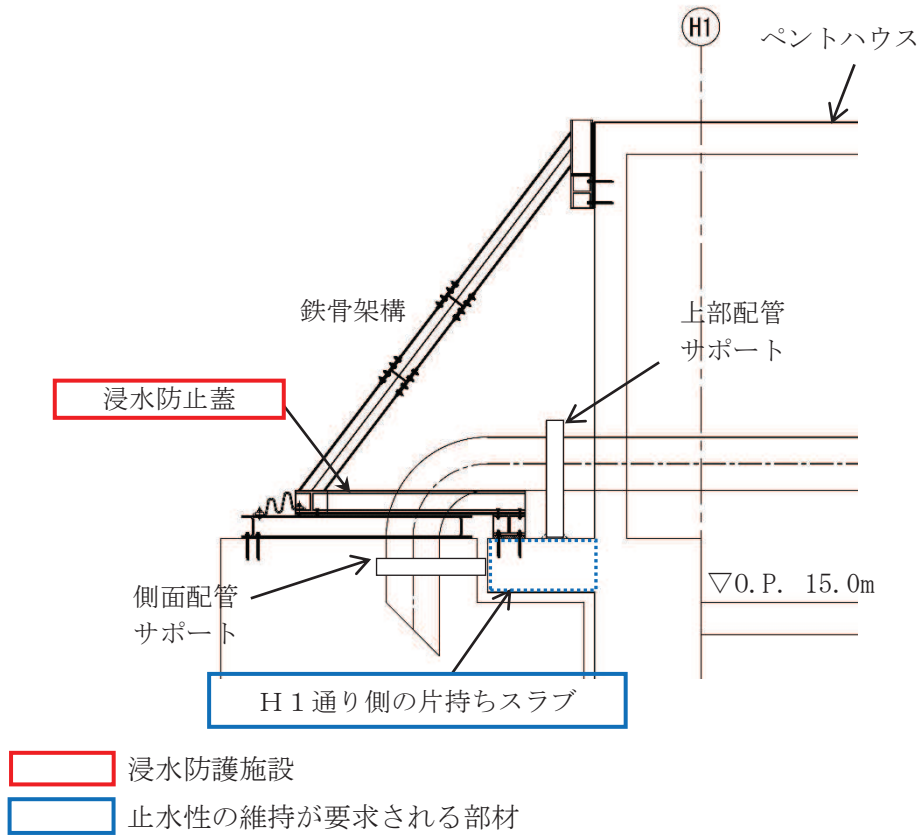


(A-A 断面図)



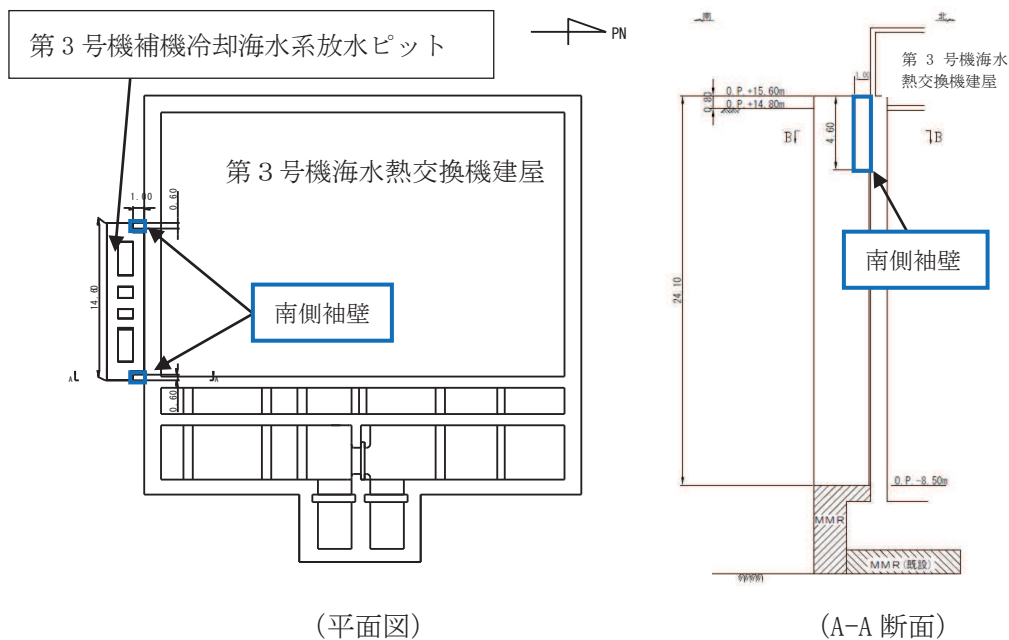
(B-B 断面図)

図 5.17-5(2) 第3号機海水熱交換器建屋において止水性の維持が要求される部材の範囲



(C-C 断面図)

図 5.17-5(3) 第 3 号機海水熱交換器建屋において止水性の維持が要求される部材の範囲



止水性の維持が要求される部材

図 5.17-5(4) 第 3 号機海水熱交換器建屋において止水性の維持が要求される部材の範囲

(5) 第3号機補機冷却海水系放水ピット

第3号機補機冷却海水系放水ピットの平面図を図5.17-6に示す。第3号機補機冷却海水系放水ピットのうち止水性の維持が要求される部材は、図5.17-7に示す浸水防止蓋を支持する側壁である。

第3号機補機冷却海水系放水ピットのうち側壁については、添付書類「VI-2-10-2-8-4 浸水防止蓋（第3号機補機冷却海水系放水ピット）の耐震性についての計算書」に記載のとおり、基準地震動 S_s による地震力に伴い生じる荷重又は応力に対して、おおむね弾性状態にとどまることを確認していることから、止水機能は保持される。

津波時の評価については、水圧を考慮すると第3号機補機冷却海水系放水ピットの側壁に作用する主な荷重である土圧を打ち消す方向に作用することから、耐震評価に包含され、止水機能は保持される。

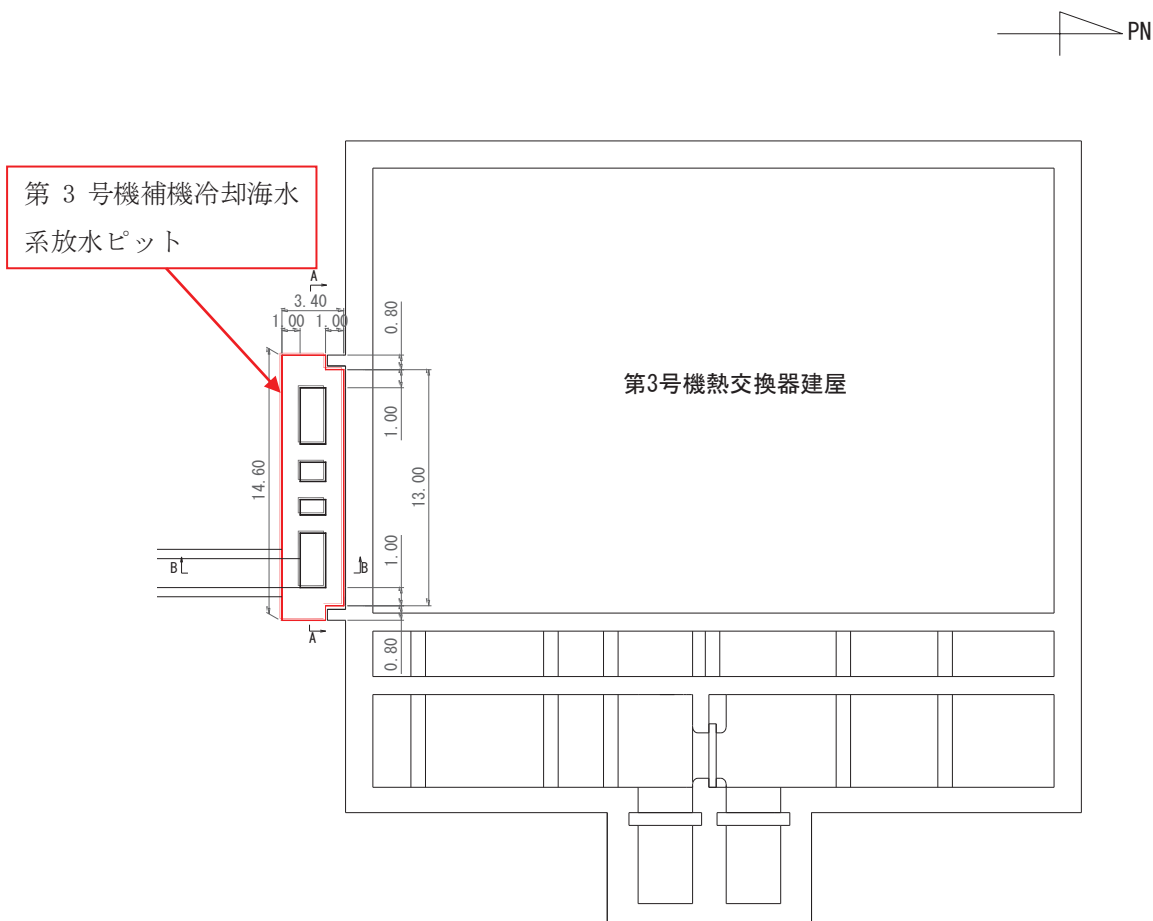
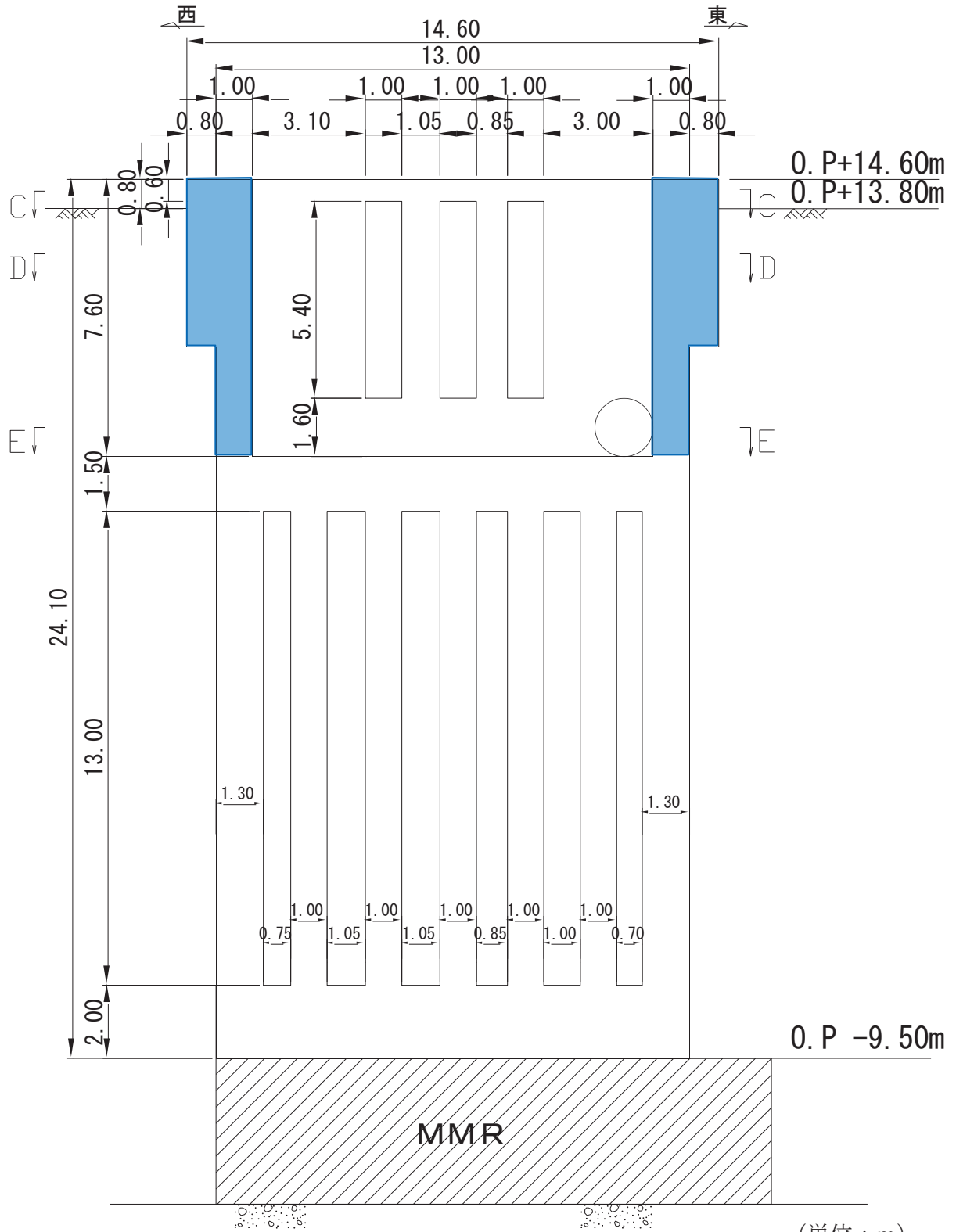


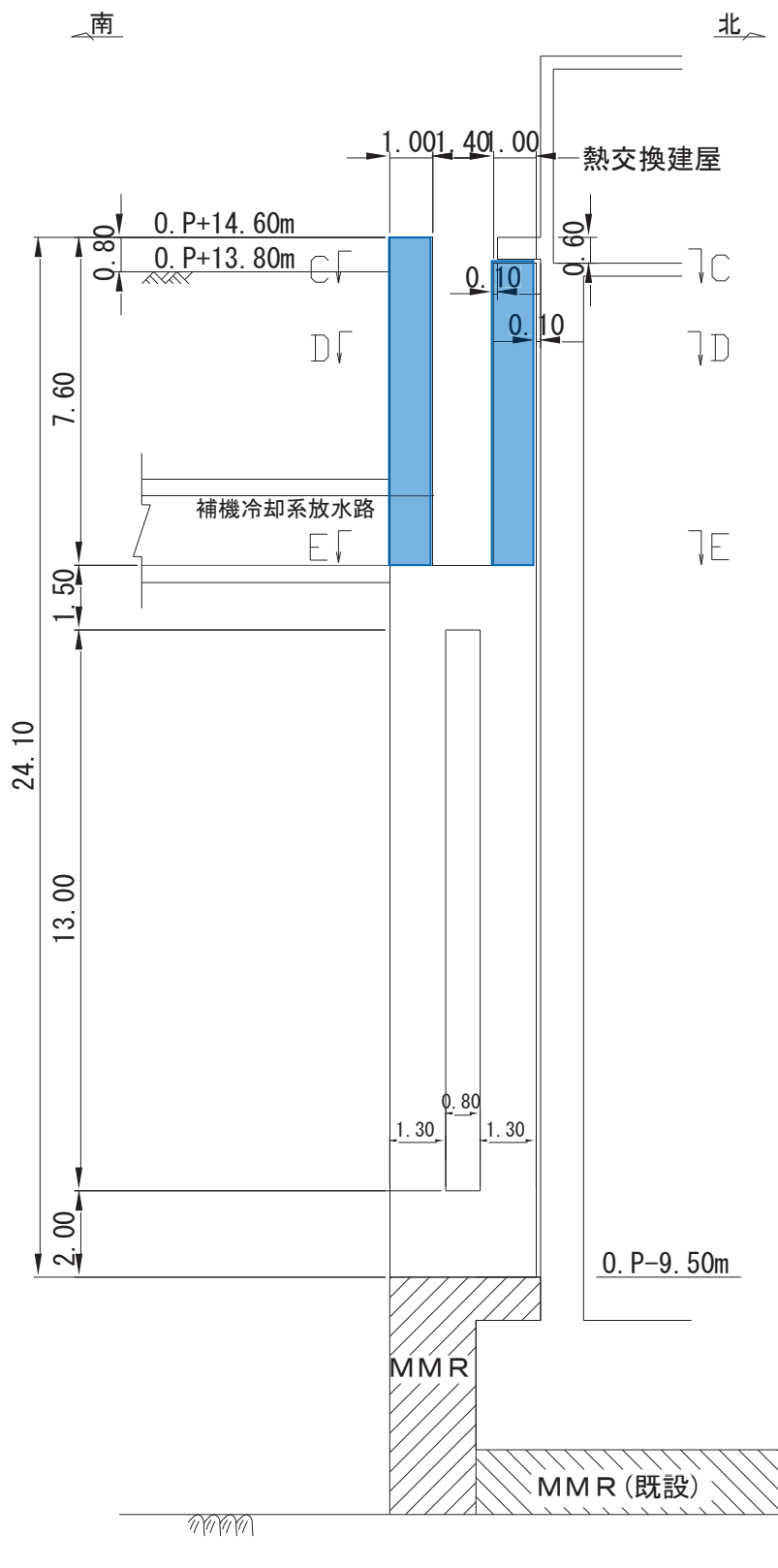
図 5.17-6 第3号機補機冷却海水系放水ピット平面図



(単位 : m)

 止水性の維持が要求される部材

図 5.17-7(1) 第3号機補機冷却海水系放水ピットにおいて止水性の維持が要求される部材の範囲 (A-A 断面)



(単位 : m)

 止水性の維持が要求される部材

図 5.17-7(2) 第3号機補機冷却海水系放水ピットにおいて止水性の維持が要求される部材の範囲 (B-B 断面)

5.24 津波の流入防止に係る津波バウンダリとなる設備の評価

5.24.1 3号機補機放水側配管の基準地震動 S_s に対する耐震評価

(1) 概要

3号機補機冷却海水系放水ピットには浸水防止蓋を設置するとともに、浸水防止蓋を貫通する屋外に露出する配管の貫通部は基準地震動 S_s による地震力に対してバウンダリ機能を維持し、貫通部には止水処置を実施する設計としている。浸水防止蓋及び貫通部止水処置の配置については、図5.24.1-1及び図5.24.1-2に示す。

本資料は、添付資料「VI-3-別添3-2-10 貫通部止水処置の強度計算書」に示す貫通部止水処置（3号機補機冷却海水系放水ピット浸水防止蓋貫通部）を実施する屋外に露出する配管について、添付書類「VI-2-1-13-6 管の耐震性についての計算書作成の基本方針」の手法を参考に耐震評価を実施し、基準地震動 S_s に対し、十分な構造強度を有していることを説明するものである。

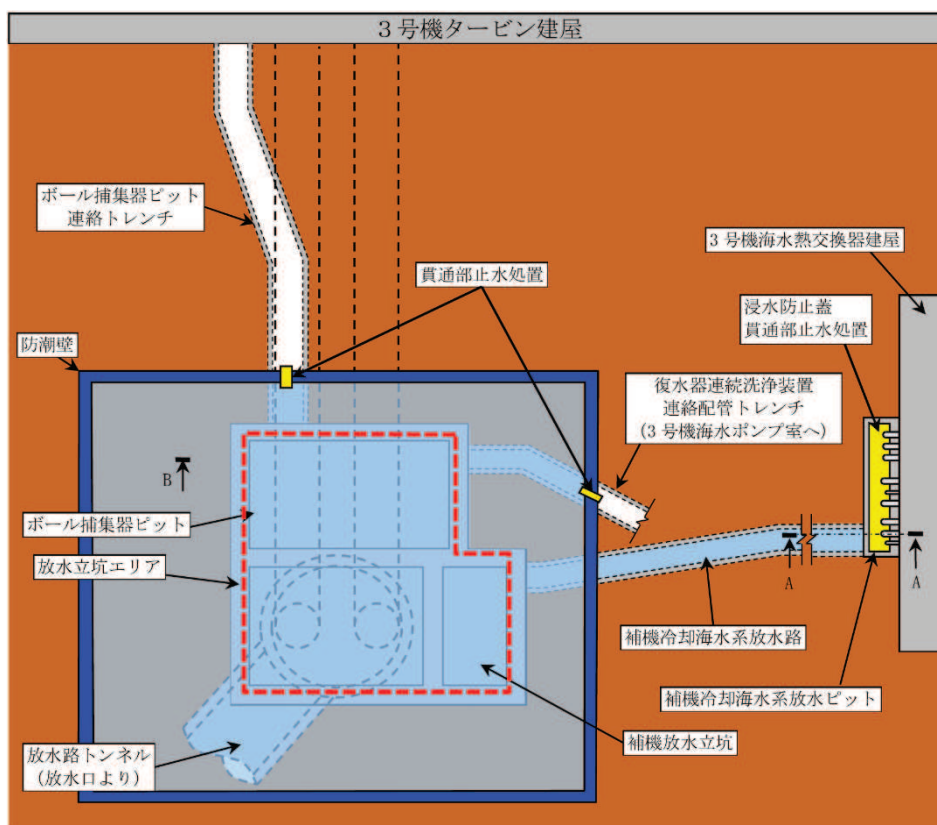


図 5.24.1-1 3号機 放水立坑 浸水対策配置図 (平面図)

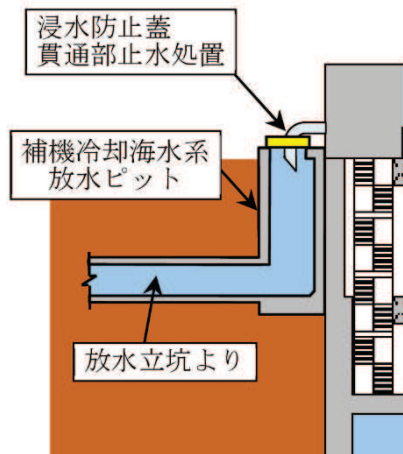


図 5.24.1-2 3号機 放水立坑 浸水対策配置図 (A-A 断面図)

(2) 評価条件

a. 計算方法

3次元はりモデルにより基準地震動 S_s に対する健全性評価を実施する。解析コードは、「MSAP (配管)」を使用する。

b. 荷重及び荷重の組合せ

(a) 荷重の種類

応力評価に用いる荷重は、以下の荷重を用いる。

- ・常時作用する荷重 (D)
死荷重は、持続的に生じる荷重であり、自重とする。
- ・内圧荷重 (P_D)
内圧荷重は、当該設備に設計上定められた最高使用圧力による荷重とする。
- ・機械的荷重 (M_D)
当該設備に設計上定められた機械的荷重とする。
- ・地震荷重 (S_s)
地震荷重は、基準地震動 S_s により定まる地震力とする。

(b) 荷重の組み合わせ

評価に用いる荷重の組合せを表 5.24.1-1, 2 に示す。

表 5.24.1-1 配管の荷重の組合せ

許容応力状態	荷重の組合せ	評価部位
$IV_A S$	$D + P_D + M_D + S_s$	配管

表 5.24.1-2 支持構造物の荷重の組合せ

許容応力状態	荷重の組合せ	評価部位
IV _A S	D + P _D + M _D + S _s	脚, 支持構造物, ボルト等

c. 許容限界

評価における許容限界を表 5.24.1-3, 4 に示す。

表 5.24.1-3 配管の許容限界

区分	耐震 重要度 分類	荷重の 組合せ	許容 応力 状態	許容限界* ¹			
				一次一般 膜応力	一次膜応力+ 一次曲げ応力	一次+ 二次応力	一次+二次+ ピーク応力
配管	S, C	D + P _D + M _D + S _s	IV _A S	0.6 · S _u	左欄の 1.5 倍 の値	* ² S _s 地震動のみによる疲労解析 を行い, 疲労累積係数が 1.0 以 下であること。但し, 地震動の みによる一次+二次応力の変動 値が 2 · S _y 以下であれば, 疲労 解析は不要。	

注記 * 1 : 軸力による全断面平均応力については許容応力状態 III_AS の一次一般膜応力の許容値の 0.8 倍の値とする。

* 2 : 2 · S_y を超える場合は弾塑性解析を行う。この場合, 設計・建設規格 PVB-3536(1), (2), (4) 及び(5) (ただし, S_m は 2/3 · S_y と読み替える。) の簡易弾塑性解析を用いる。

表 5. 24. 1-4 支持構造物の許容限界

耐震 重要度 分類	荷重の 組合せ	許容 応力 状態	許容限界 ^{*1, *2, *3} (ボルト等以外)										許容限界 ^{*2, *4} (ボルト等)	形式試験に よる場合		
			一次応力					一次+二次応力							一次応力	
			引張	せん断	圧縮	曲げ	支圧	引張 圧縮	せん断	曲げ	支圧	座屈			引張	せん断
S, C	$D + P_D + M$ $D + S_s$	$IV_{\Delta S}$	$1.5 \cdot f_t^*$	$1.5 \cdot f_s^*$	$1.5 \cdot f_c^*$	$1.5 \cdot f_b^*$	$1.5 \cdot f_p^*$	$3 \cdot f_t$	$3 \cdot f_s$	$3 \cdot f_b$	$1.5 \cdot f_p^*$	$1.5 \cdot f_b$ 又 $1.5 \cdot f_s$ 又 は $1.5 \cdot f_c$	$1.5 \cdot f_t^*$	$1.5 \cdot f_s^*$	$T_L \cdot 0.6$ $\frac{S_{y d}}{S_{y t}}$	

注記*1：鋼構造設計規準（日本建築学会 2005 改定）等の幅厚比の制限を満足させる。

*2：応力の組合せが考えられる場合には，組合せ応力に対しても評価を行う。

*3：耐圧部に溶接等により直接取り付けられる支持構造物であって耐圧部と一体の応力解析を行うものについては，耐圧部と同じ許容応力とする。

*4：コンクリートに埋め込まれるアンカボルトで地震応力の占める割合が支配的なものであって，トルク管理，材料の照合等を行わないものについては，材料の品質，据付状態等のゆらぎ等を考慮して， $III_{\Delta S}$ の許容応力を一次引張応力に対しては f_t ，一次せん断応力に対しては f_s とし，また $IV_{\Delta S} \rightarrow III_{\Delta S}$ として応力評価を行う。

*5：薄肉円筒形状のもの座屈の評価にあつては，クラスMC 容器の座屈に対する評価式による。

*6：すみ肉溶接部にあつては最大応力に対して $1.5 \cdot f_s$ とする。

*7：設計・建設規格 SSB-3121.1(4)により求めた f_b とする。

*8：自重，熱膨張等により常時作用する荷重に，地震動による荷重を重ね合わせて得られる応力の圧縮最大値について評価する。

d. 評価対象系統

評価対象の配管仕様を表 5. 24. 1-5 に示す。

表 5. 24. 1-5 評価対象の配管仕様

系統名称	ライン数	口径	板厚 (mm)	材質
3号機原子炉補機冷却海水系	4	500A	9.5	
3号機タービン補機冷却海水系	3	500A	9.5	
3号機非放射性ドレン移送系	1	50A	5.5	
3号機高圧炉心スプレイ補機冷却海水系	1	200A	8.2	

e. 使用材料の許容応力評価条件

使用材料の許容応力条件を表 5. 24. 1-6 に示す。

表 5. 24. 1-6 使用材料の許容応力評価条件

材料	最高使用温度 (°C)	S_y (MPa)	S_u (MPa)
	50		
	40		
	66		
	50		

f. 評価モデル

各系統代表の評価モデルを図 5. 24. 1-3~6 に示す。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

アンカー
リジット

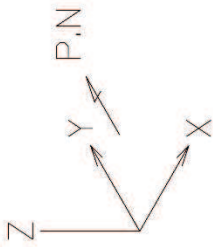
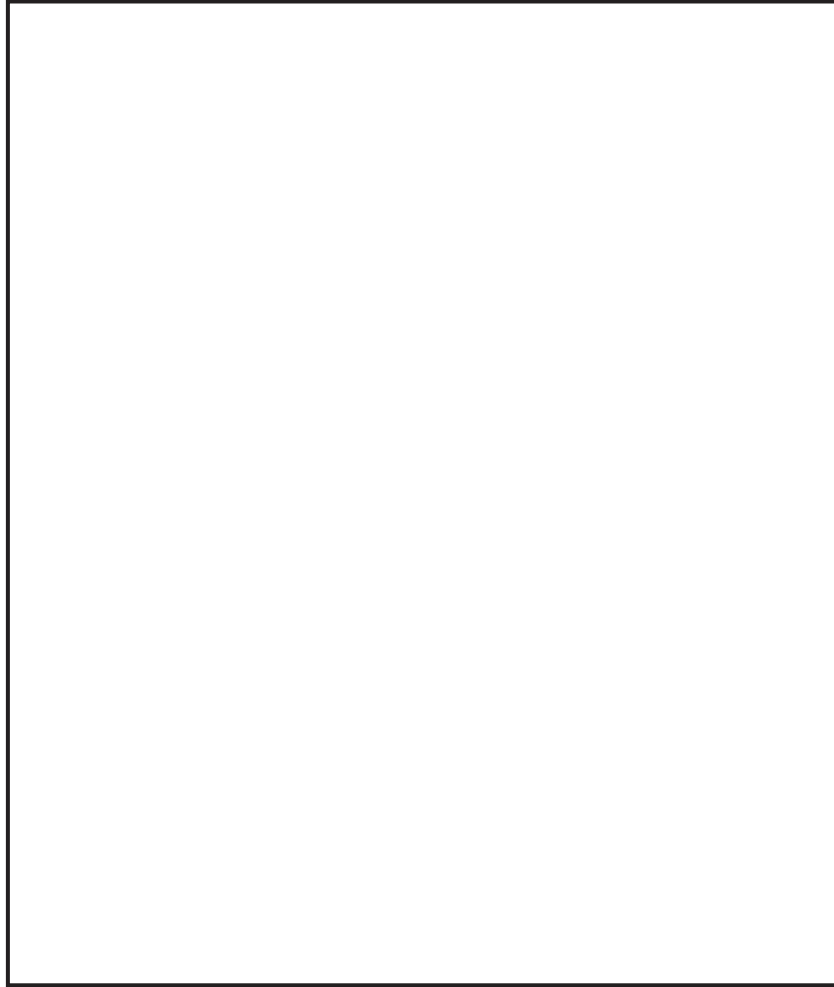
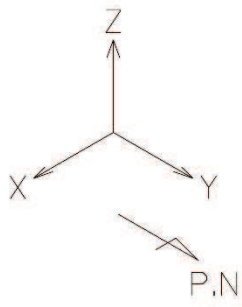




図 5.24.1-3 3号機原子炉補機冷却海水系 系統評価モデル図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



 アンカー
 リジット

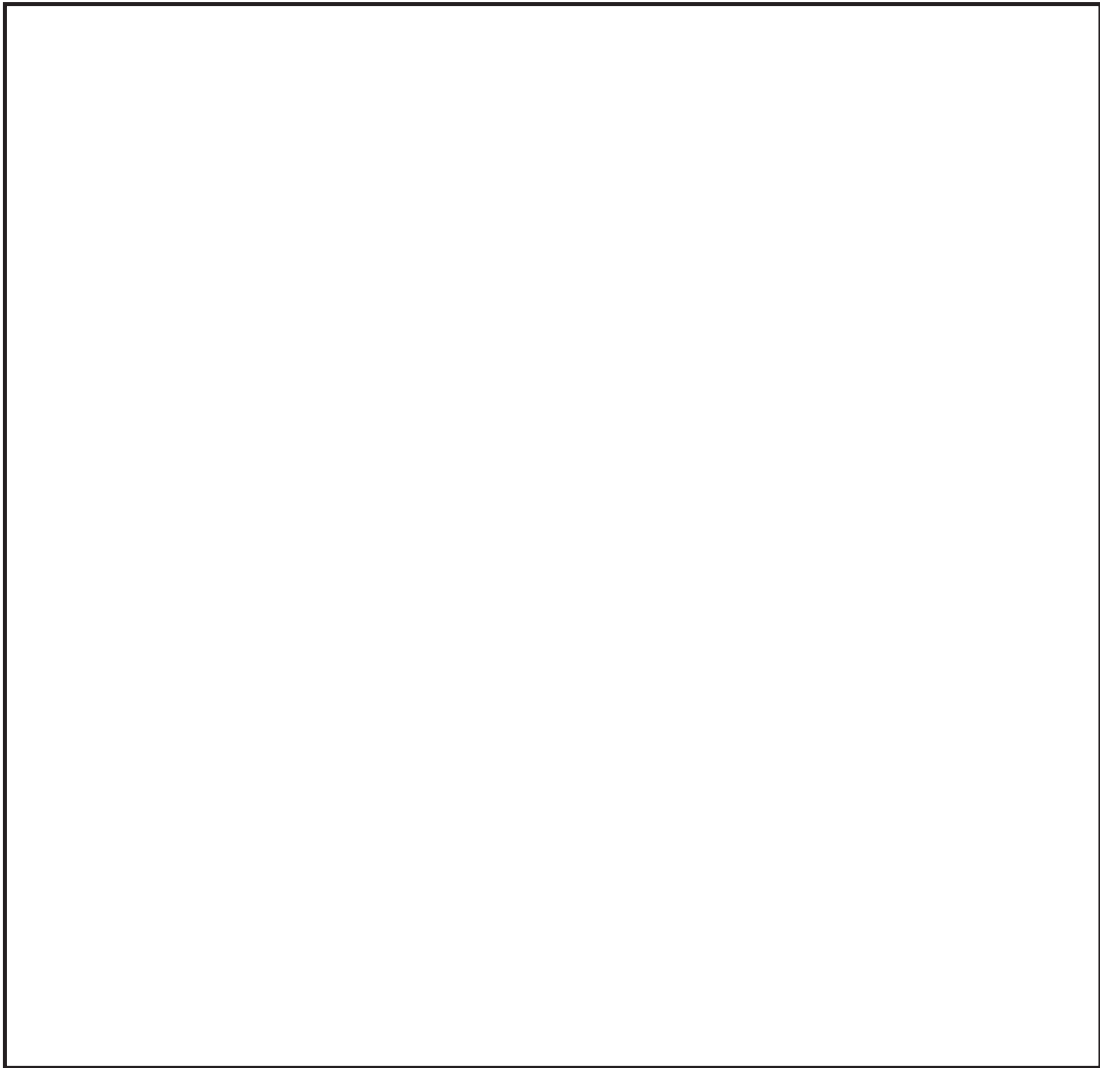


図 5. 24. 1-4 3号機タービン補機冷却海水系 系統評価モデル図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

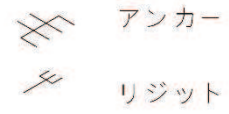
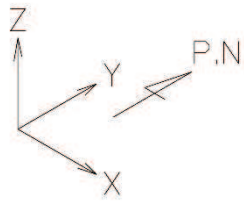
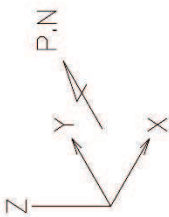


図 5.24.1-5 3号機非放射性ドレン移送系 系統評価モデル図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



アンカー
リジット




図 5.24.1-6 3号機高圧炉心スプレイト補機冷却海水系 系統評価モデル

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

e. 設計用地震力

本資料において考慮する設計用地震力の算出に用いる設計用床応答曲線を表 5.24.1-7 及び図 5.24.1-7～10 に示す。

なお、設計用床応答曲線はVI-2-1-7「設計用床応答曲線の作成方針」を参考に策定した基準地震動 S_s のものを用いる。また、減衰定数はVI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」を参考に策定した減衰定数を用いる。

表 5.24.1-7 設計用床応答曲線

建物・構築物	標高 (O.P. (m))	減衰定数 (%)
3号海水熱交換器建屋	14.00	0.5
	7.00	

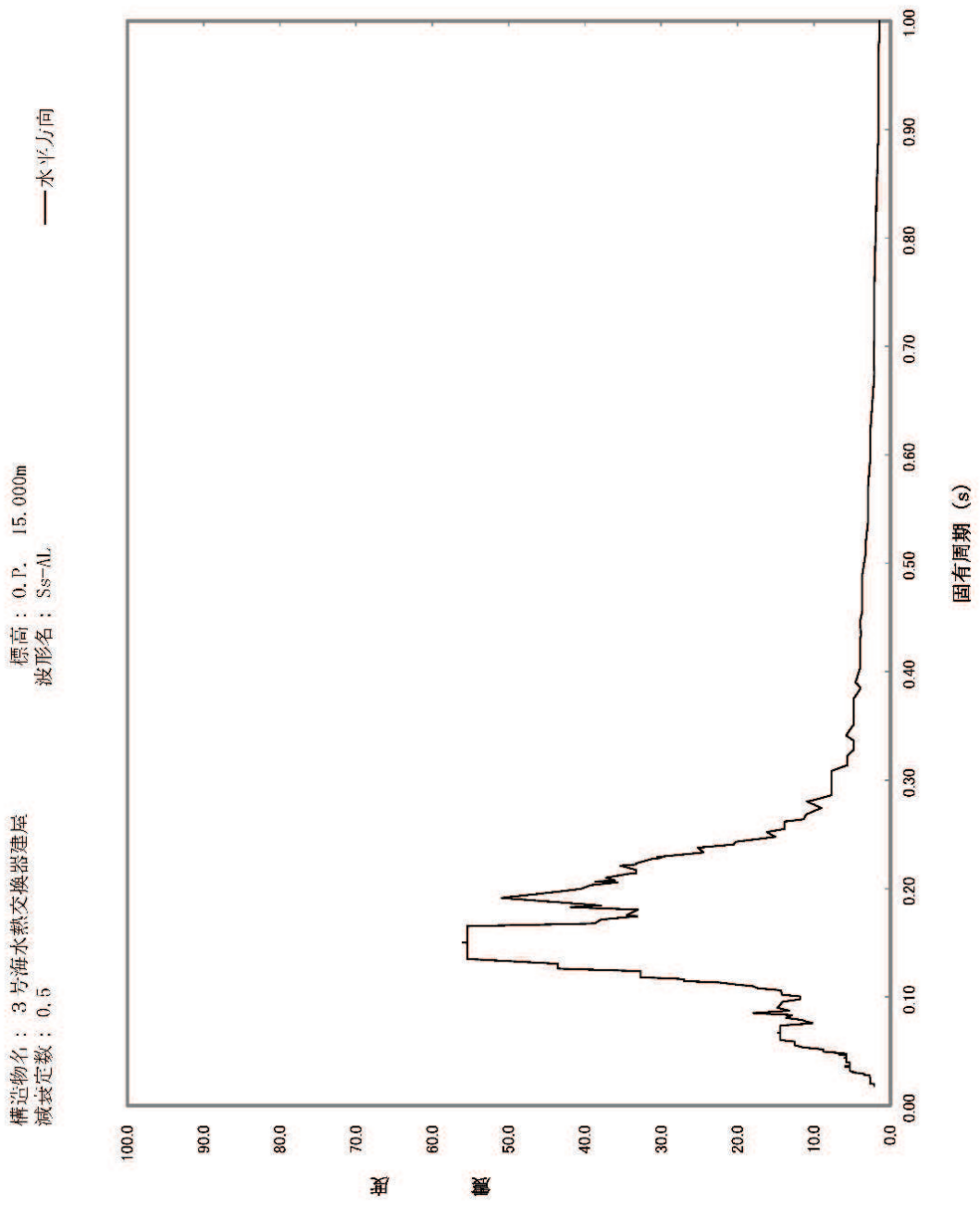


图 5.24.1-7 設計用床応答曲線 (O.P. 14.00m) 水平方向

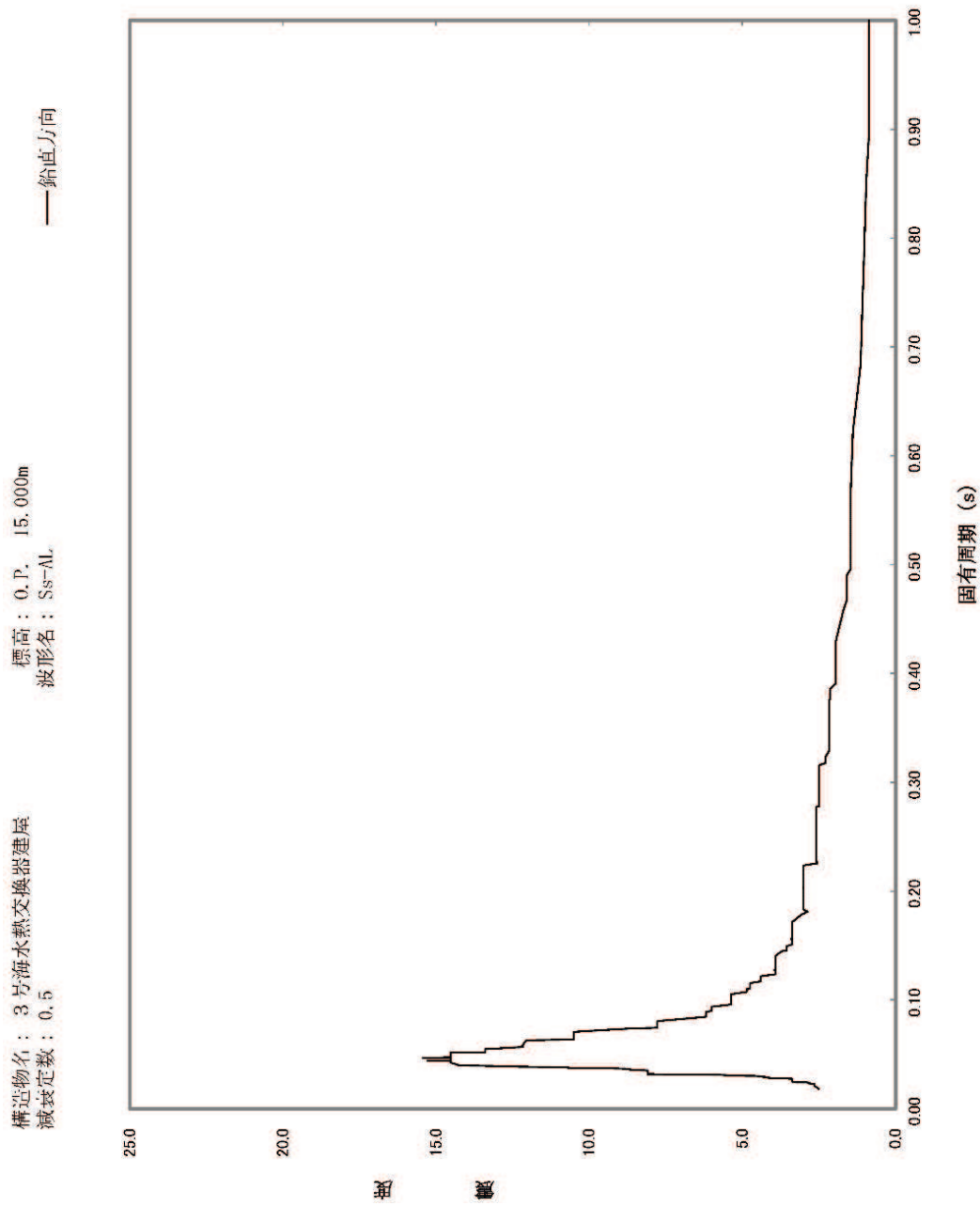


图 5.24.1-8 設計用床応答曲線 (O.P. 14.00m) 鉛直方向

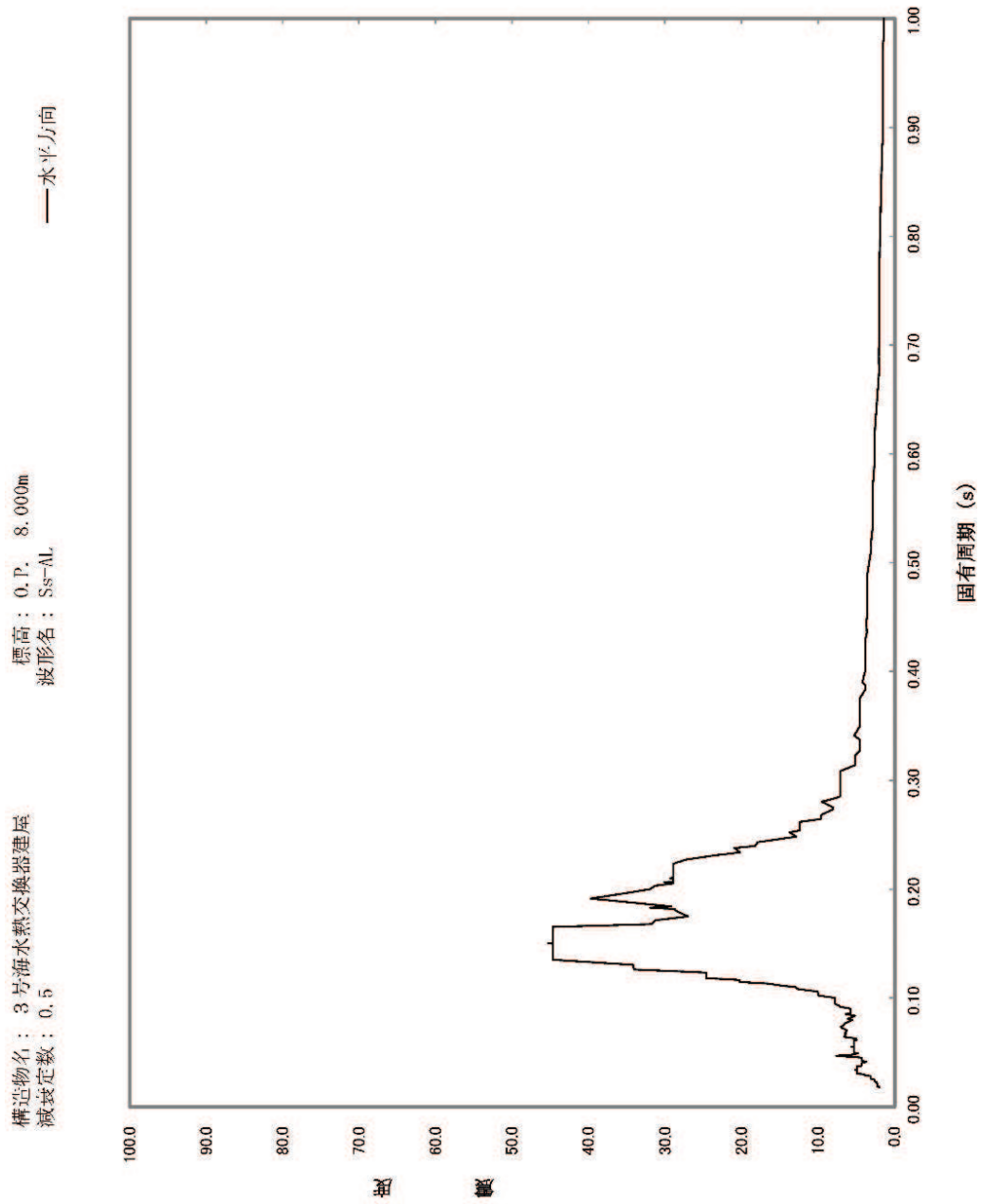


图 5.24.1-9 設計用床応答曲線 (0.P.7.00m) 水平方向

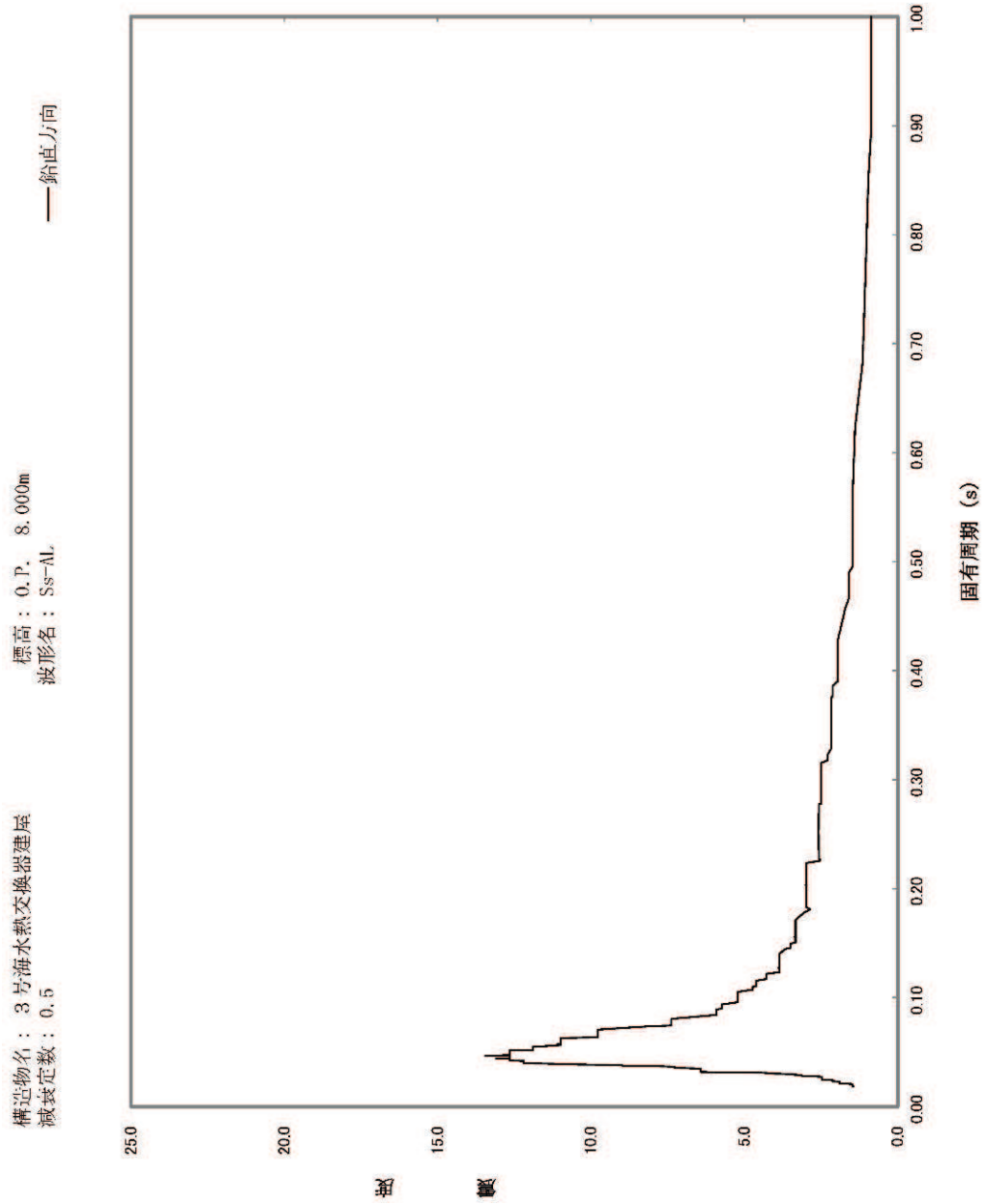


图 5.24. 1-10 設計用床応答曲線 (O.P. 7.00m) 鉛直方向

(3) 解析結果及び評価

a. 固有周期及び設計震度

各系統代表の固有周期及び設計震度を表 5. 24. 1-8～11 に示す。

表 5. 24. 1-8 原子炉補機冷却海水系 固有周期及び設計震度

適用する地震動等		S s		
モード	固有周期 (s)	応答水平震度*1		応答鉛直震度*1
		X方向	Y方向	Z方向
1次*2	0.028	—	—	—
動的震度*3		2.95	2.95	1.95
静的震度		—	—	—

注記 *1：各モードの固有周期に対し，設計用床応答曲線より得られる震度を示す。

*2：固有周期が 0.050s 以下であることを示す。

*3：S s 地震動に基づく設計用最大床応答加速度より定めた震度を示す。

表 5. 24. 1-9 タービン補機冷却海水系 固有周期及び設計震度

適用する地震動等		S s		
モード	固有周期 (s)	応答水平震度*1		応答鉛直震度*1
		X方向	Y方向	Z方向
1次*2	0.037	—	—	—
動的震度*3		2.95	2.95	1.95
静的震度		—	—	—

注記 *1：各モードの固有周期に対し，設計用床応答曲線より得られる震度を示す。

*2：固有周期が 0.050s 以下であることを示す。

*3：S s 地震動に基づく設計用最大床応答加速度より定めた震度を示す。

表 5.24.1-10 非放射性ドレン移送系 固有周期及び設計震度

適用する地震動等		S s		
モード	固有周期 (s)	応答水平震度* ¹		応答鉛直震度* ¹
		X方向	Y方向	Z方向
1次* ²	0.046	—	—	—
動的震度* ³		2.95	2.95	1.95
静的震度		—	—	—

注記 *1：各モードの固有周期に対し，設計用床応答曲線より得られる震度を示す。

*2：固有周期が 0.050s 以下であることを示す。

*3：S s 地震動に基づく設計用最大床応答加速度より定めた震度を示す。

表 5.24.1-11 高圧炉心スプレイ補機冷却海水系 固有周期及び設計震度

適用する地震動等		S s		
モード	固有周期 (s)	応答水平震度* ¹		応答鉛直震度* ¹
		X方向	Y方向	Z方向
1次* ²	0.025	—	—	—
動的震度* ³		2.95	2.95	1.95
静的震度		—	—	—

注記 *1：各モードの固有周期に対し，設計用床応答曲線より得られる震度を示す。

*2：固有周期が 0.050s 以下であることを示す。

*3：S s 地震動に基づく設計用最大床応答加速度より定めた震度を示す。

b. 代表的振動モード図

振動モード図は，各質点の変位の相対量・方向を破線で図示し，図 5.24.1-11～14 に示す。

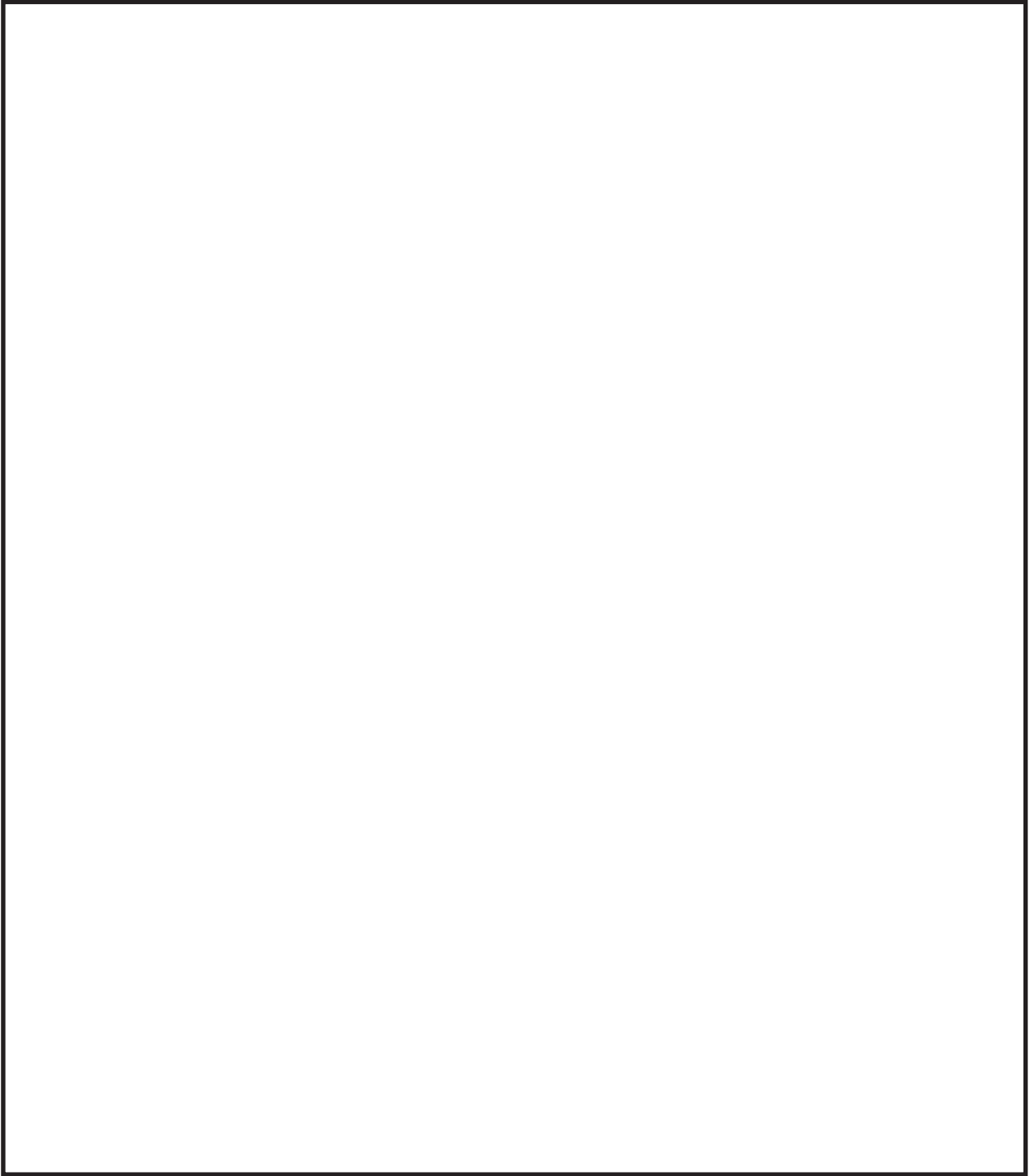


図 5.24.1-11 3号機原子炉補機冷却海水系 代表的振動モード図（1次）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

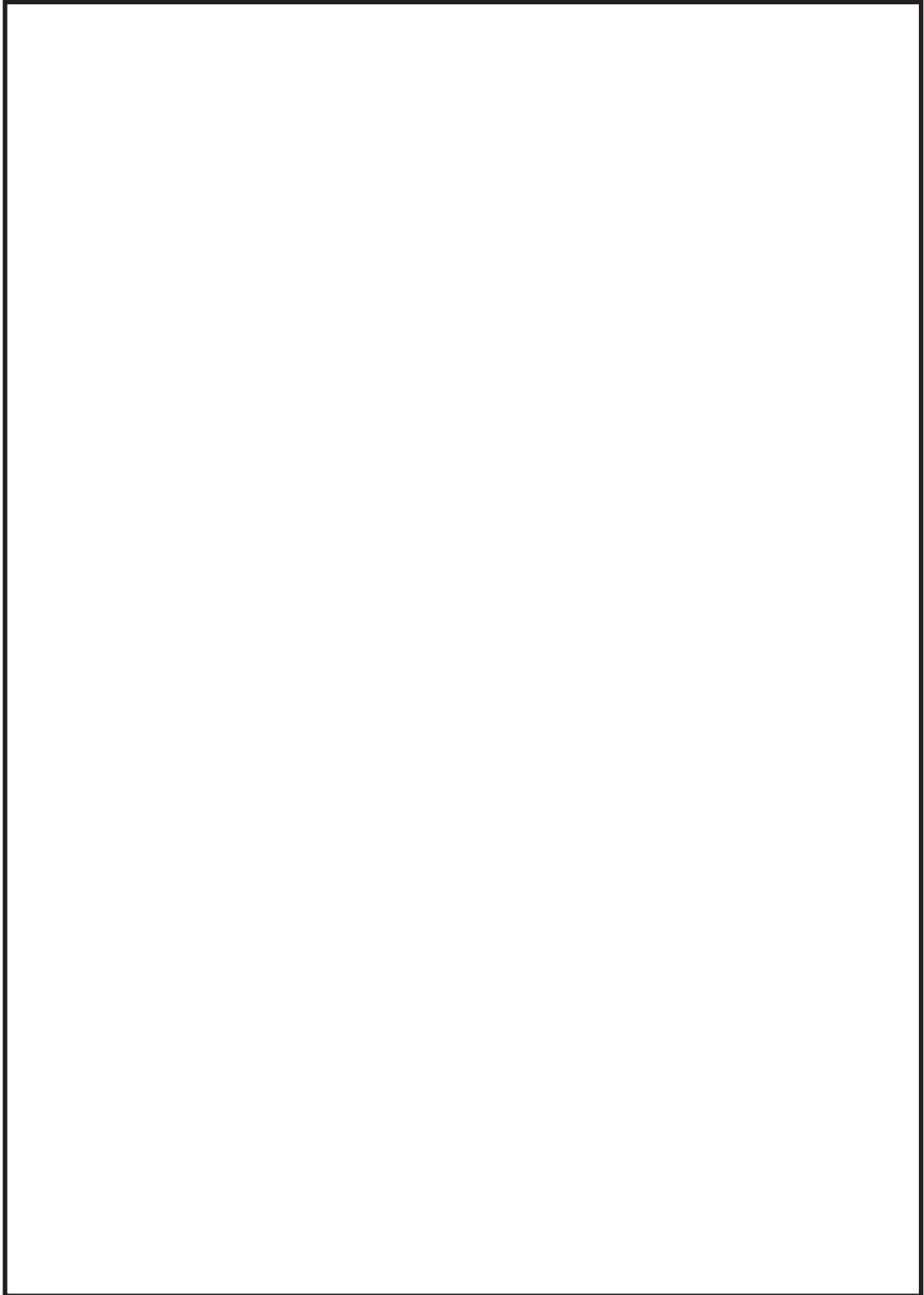


図 5.24.1-12 3号機タービン補機冷却海水系 代表的振動モード図（1次）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

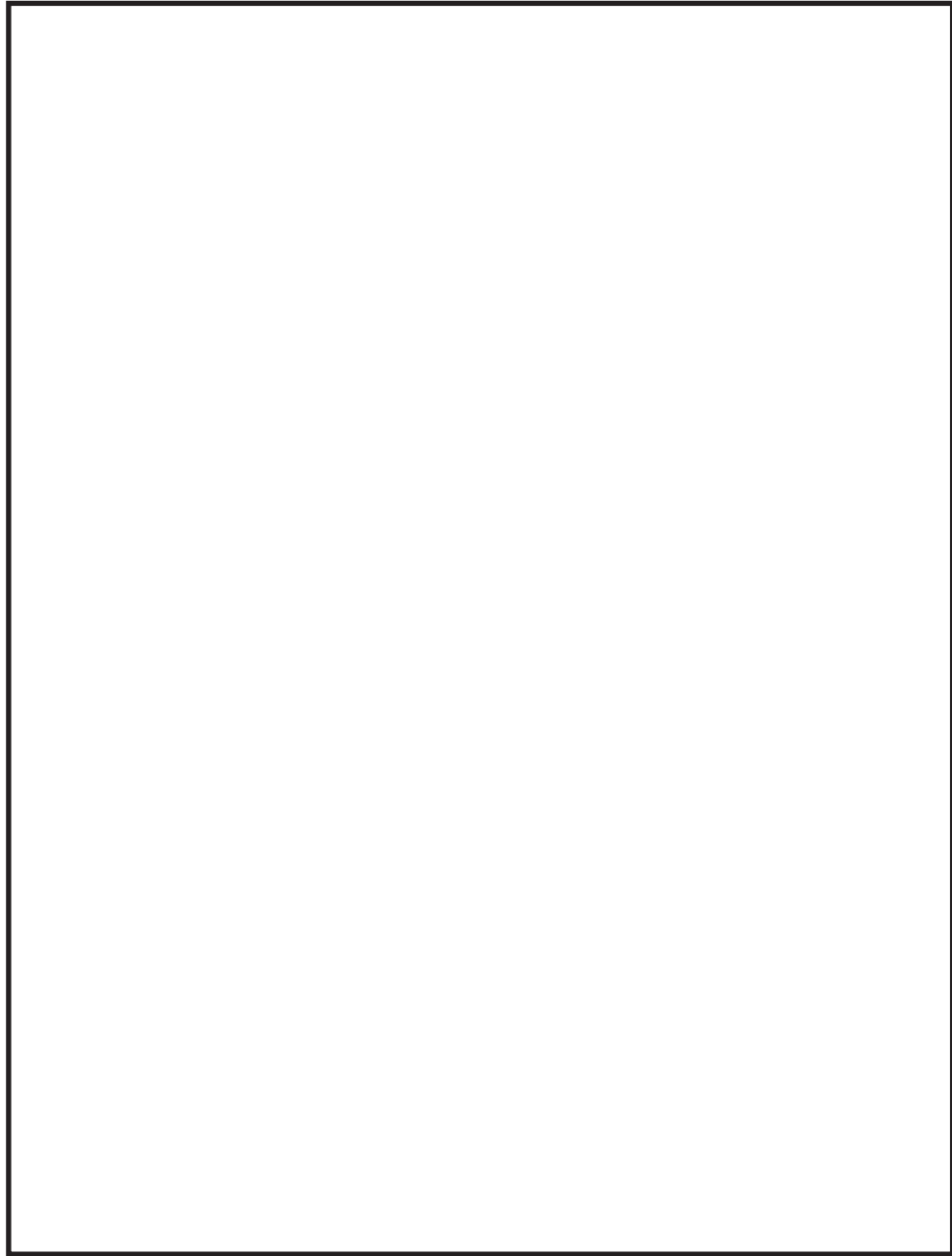


図 5.24.1-13 3号機非放射性ドレン移送系 代表的振動モード図 (1次)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

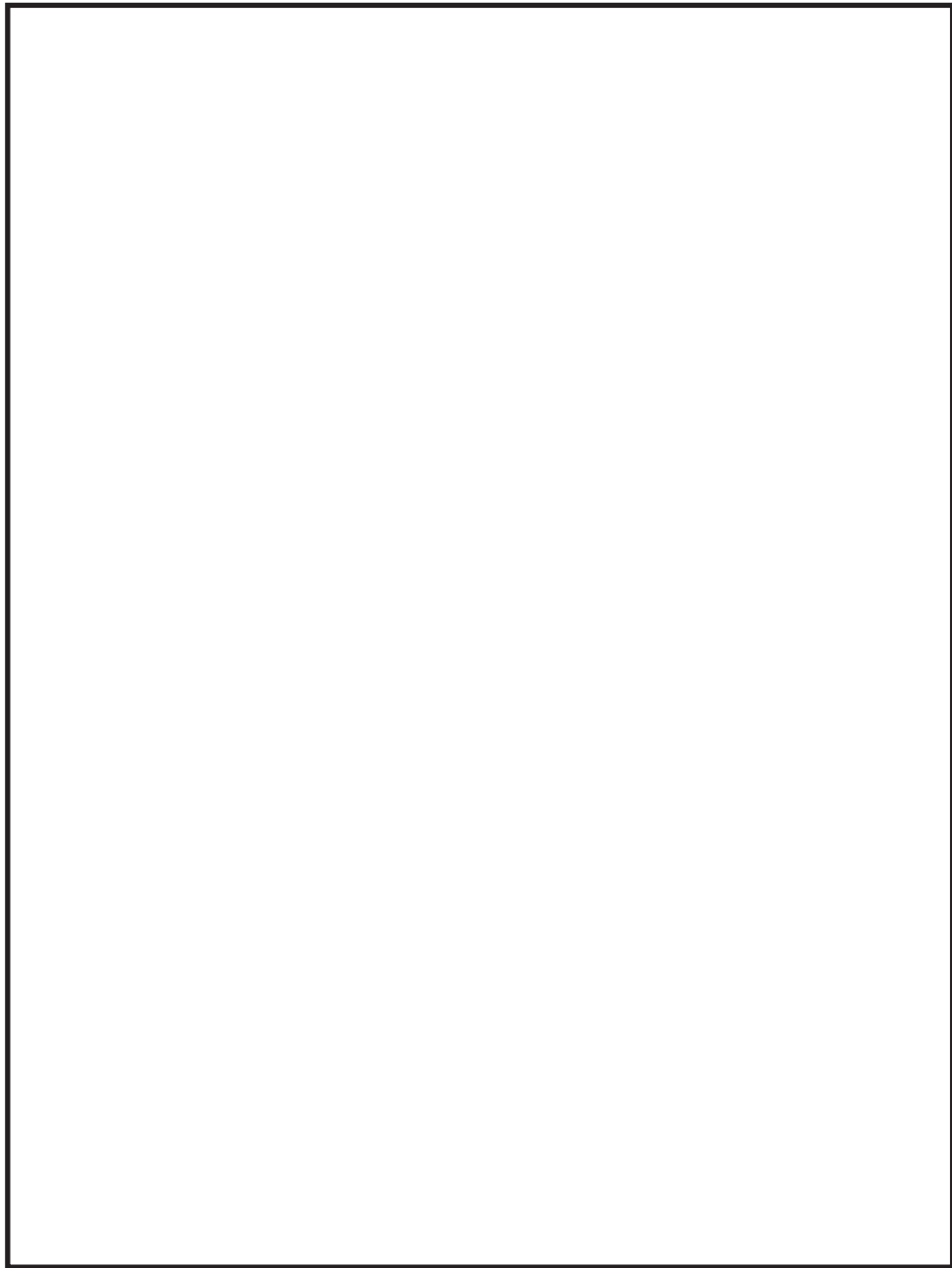


図 5.24.1-14 高圧炉心スプレイ補機冷却海水系 代表的振動モード図（1次）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(4) 評価結果

表 5.24.1-12 に示すとおり，最大応力はそれぞれの許容値以下である。

表 5.24.1-12 配管及び支持構造物の応力評価結果

系統名称	評価部位	応力の種類	算出応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
3号機原子炉補機冷却海水系	配管本体	一次＋二次	104	482
	支持構造物	曲げ	174	468
3号機タービン補機冷却海水系	配管本体	一次＋二次	110	490
	支持構造物	曲げ	275	490
3号機非放射性ドレン移送系	配管本体	一次＋二次	246	378
	支持構造物	引張	28	202
3号機高圧炉心スプレイ補機冷却海水系	配管本体	一次＋二次	63	418
	支持構造物	組合せ	38	290

評価結果は，算出応力と許容応力を踏まえ，評価上厳しい箇所の結果について記載する。

(参考資料 1) 3号機海水熱交換器建屋の片持ちスラブに対する配管サポート反力について

1. はじめに

本資料は、3号機海水熱交換器建屋の片持ちスラブ（以下、片持ちスラブという。）の健全性評価の実施にあたり、3号機補機放水側配管の耐震評価結果から得られた、片持ちスラブに対する配管サポート反力について示すものである。

2. 配管サポート反力の抽出箇所

各系統の配管サポート反力の抽出箇所を評価モデル（図-1～4）に示す。

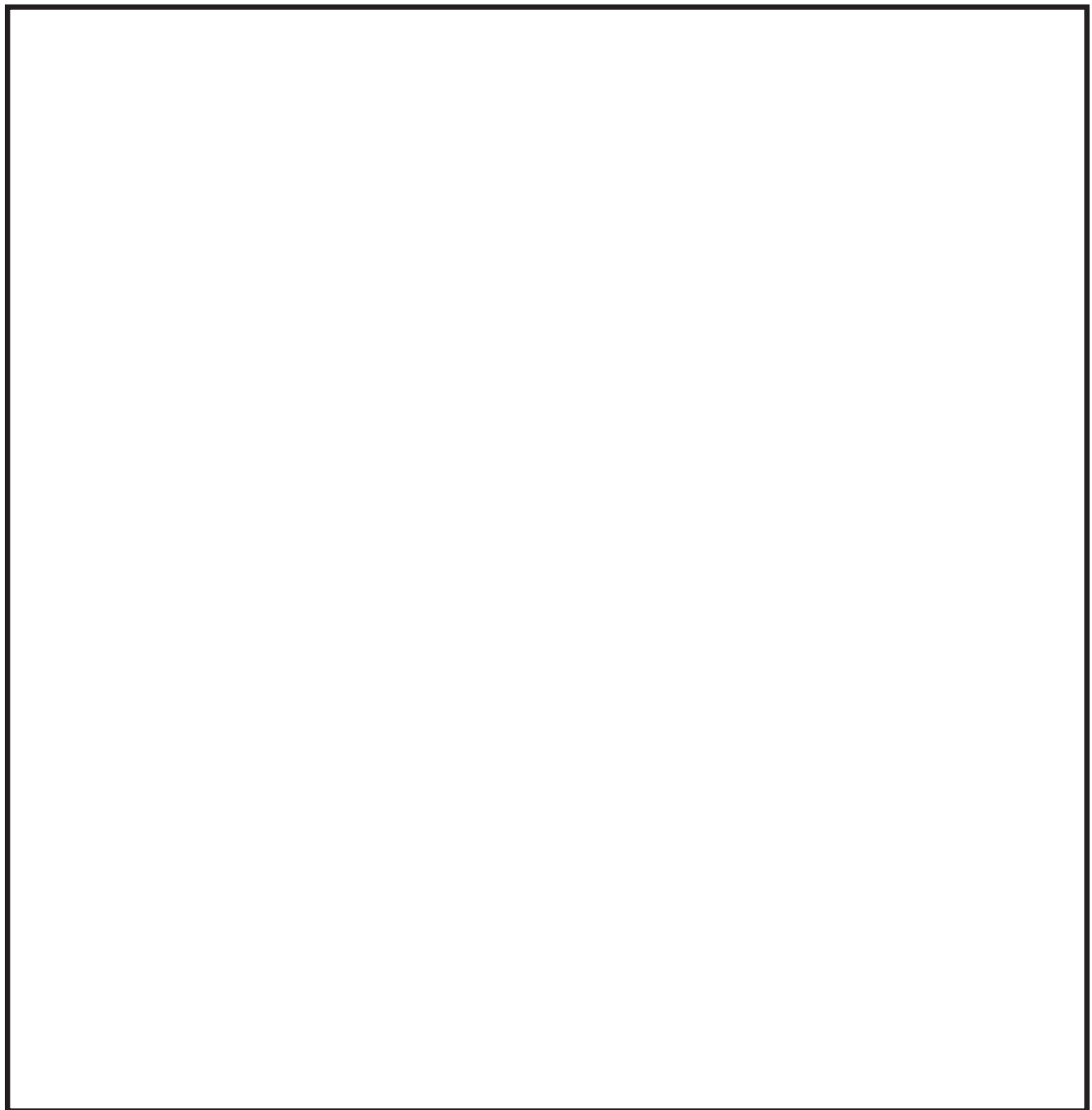


図-1 3号機原子炉補機冷却海水系 系統評価モデル図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

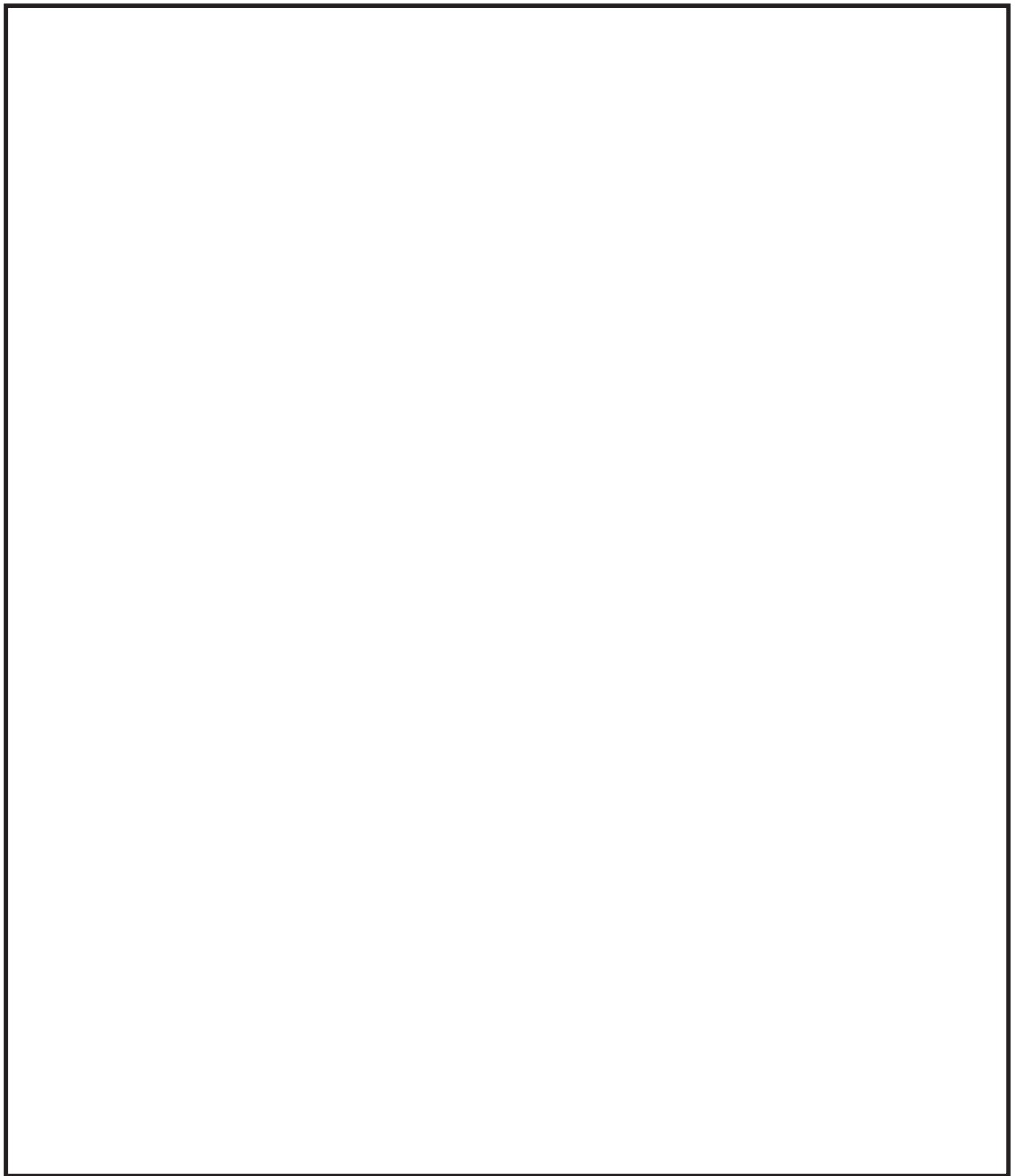


図-2 3号機タービン補機冷却海水系 系統評価モデル図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

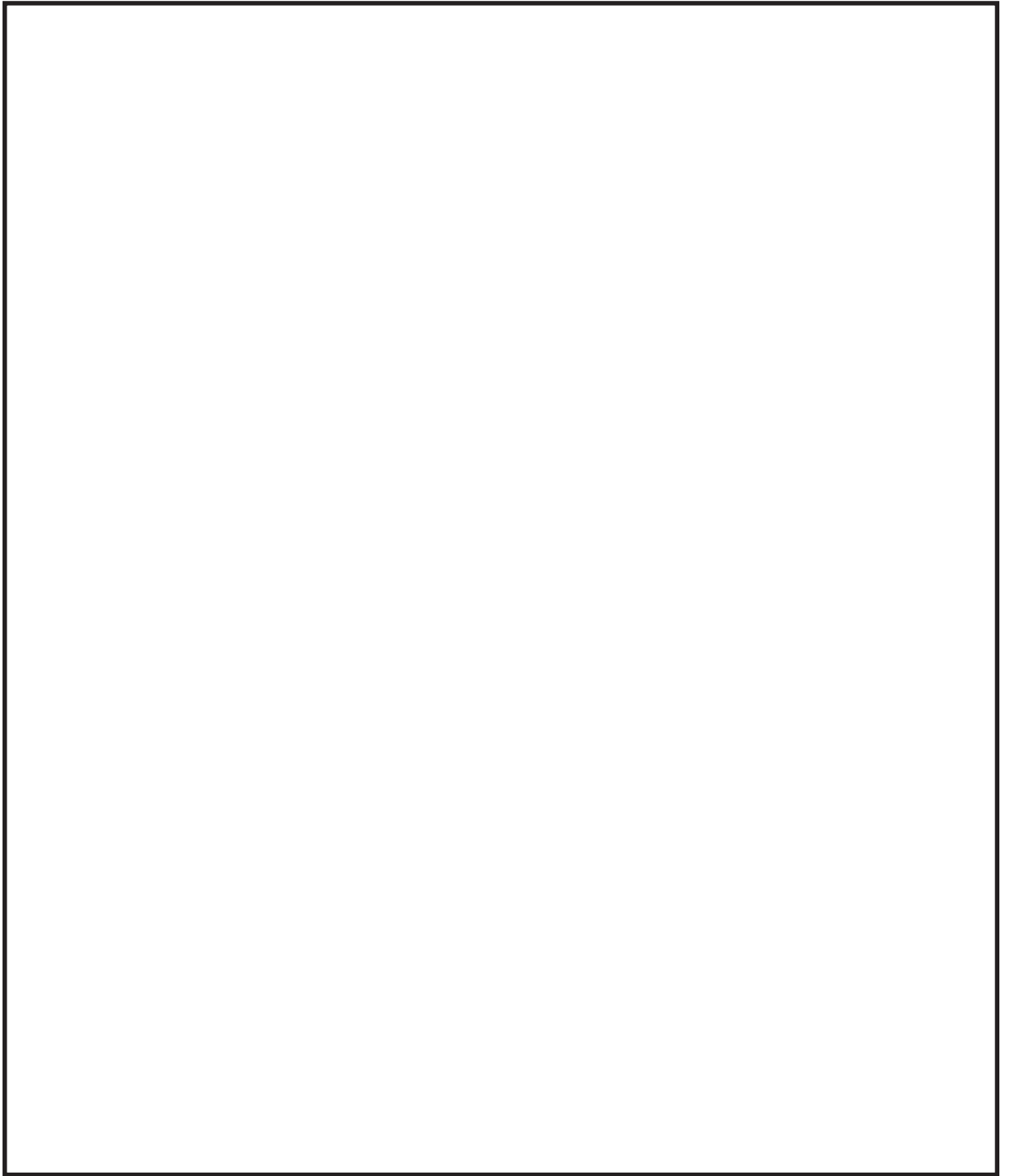


図-3 3号機非放射性ドレン移送系 系統評価モデル図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

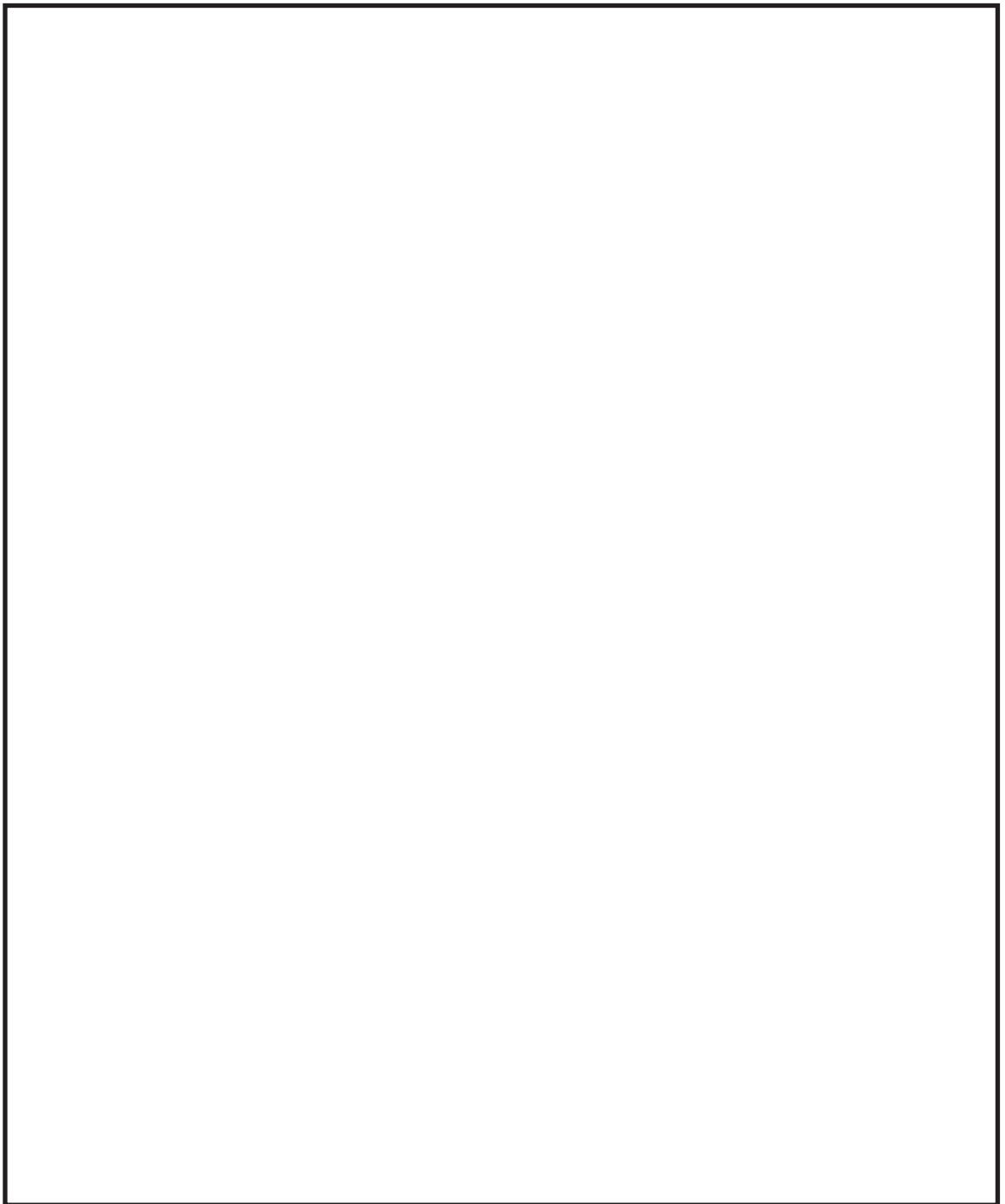


図-4 3号機高圧炉心スプレイ補機冷却海水系 系統評価モデル図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

3. 片持ちスラブへの配管サポート反力

配管サポートから片持ちスラブに対する反力のうち、値が最大となるケースについて表-1及び表-2に示す。

表-1 上部配管サポートからの反力（上向き・下向き）

ケース	鉛直荷重 (kN)	曲げモーメント (kN・m)
S s 地震時	133.0	0.000
余震時	91.0	0.000

表-2 側面配管サポートからの反力（上向き・下向き）

ケース	鉛直荷重 (kN)	曲げモーメント (kN・m)
S s 地震時	1.0	0.260
余震時	0.9	0.260

6. 浸水防護施設に関する補足資料

6.1 防潮堤に関する補足説明

目 次

- 6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.1.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度計算書に関する補足説明
- 6.1.3 防潮堤（盛土堤防）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.1.4 防潮堤（盛土堤防）の強度計算書に関する補足説明
- 6.1.5 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材について
- 6.1.6 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明
- 6.1.7 背面補強工及び置換コンクリートに使用するコンクリートのせん断強度について
- 6.1.8 セメント改良土の品質確認方針
- 6.1.9 防潮堤の設計・施工に関する補足説明
- 6.1.10 漂流物防護工の評価について
- 6.1.11 盛土・旧表土の液状化影響を考慮した安定性評価への影響について

 : 本日の説明範囲

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.1 防潮堤の設計に関する補足説明
- 6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	10
2.4 適用基準	22
3. 耐震評価	24
3.1 評価対象断面	24
3.2 解析方法	32
3.3 荷重及び荷重の組合せ	49
3.4 入力地震動	51
3.5 解析モデル及び諸元	154
3.6 評価対象部位	184
3.7 許容限界	186
3.8 評価方法	202
4. 評価結果	232
4.1 地震応答解析結果	232
4.2 鋼管杭	365
4.3 鋼製遮水壁及び漂流物防護工	388
4.4 RC 遮水壁	390
4.5 背面補強工	399
4.6 置換コンクリート	405
4.7 改良地盤	409
4.8 セメント改良土	423
4.9 止水ジョイント部材の評価結果	431
4.10 基礎地盤	436
5. 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性に関する影響検討	460
5.1 コンクリートの剛性の影響について	460
5.2 防潮堤前背面での地下水位差の影響検討について	467
5.3 断層交差部による影響検討について	472
5.4 隣接構造物による影響検討について	484
5.5 液状化しない場合の不確かさの影響検討について	492
5.6 垂直リブ設置による剛性増加の影響について	520

(参考資料1) 短杭の影響検討について

(参考資料2) 断面④の鋼管杭の軸力について

(参考資料3) 鋼管杭－地盤間の境界条件の保守性について

(参考資料4) ジョイント要素非設定箇所にジョイント要素を設定した場合の影響について

(参考資料5) 漂流物防護工が地震応答に及ぼす影響について

(参考資料6) RC 壁部の地盤ばね評価について

 : 本日の説明範囲

3.7.9 基礎地盤

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、支持力試験及び日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編により設定する。基礎地盤の許容限界を表 3.7-10 に示す。

表 3.7-10 基礎地盤の支持力に対する許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm ²)
極限支持力	狐崎部層*	13.7
	牧の浜部層*	11.4
	改良地盤	4.4
	C _L 級岩盤 (杭基礎)	3.9

* : C_M級岩盤以上の岩盤が対象

なお、C_L級岩盤 (杭基礎) の許容限界については、「補足-600-1 地盤の支持性能について」に基づき、以下のとおり設定する。

・道路橋示方書による極限支持力算定式

(杭基礎[中掘り工法])

$$R_u = q_d A + U \sum L_i f_i$$

ここで、

R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

q_d : 杭先端における単位面積あたりの極限支持力度 (kN/m²)

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

q_u : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m²)

A : 杭先端面積 (m²)

U : 杭の周長 (m)

L_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

f_i : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

C_L級岩盤の一軸圧縮強度 q_u は、設置変更許可申請書に記載の値より設定する。C_L級岩盤は、図 3.7-5 に示すとおり、原子炉建屋試掘坑 (狐崎部層)、第 3 号機原子炉建屋試掘坑 (牧の浜部層) 及び第 3 号機原子炉建屋北側 (牧の浜部層) にて採取した試料を用いて一軸圧縮強度 q_u を求めている。それぞれの一軸圧縮強度試験結果を表 3.7-11 に示す。

表 3.7-11 のうち、保守的に一軸圧縮強度 q_u が最も小さくなる第 3 号機原子炉建屋北側の砂岩の値を用いることとし、岩盤の極限支持力設定においては支持力試験の平均値を使用することを踏まえ、C_L級岩盤 (杭基礎) の許容限界算定に当たっては、一軸圧縮強度 q_u の平均値 1.3(N/mm²) を使用する。また、鋼管杭周面は岩盤が分布するものの、保守的に杭周面摩擦力は考慮しない。

上記により、C_L級岩盤 (杭基礎) の許容限界は以下のとおり算出される。

$$R_u / A = q_d = 3 \cdot q_u = 3 \times 1.3 = 3.9 \text{ N/mm}^2$$

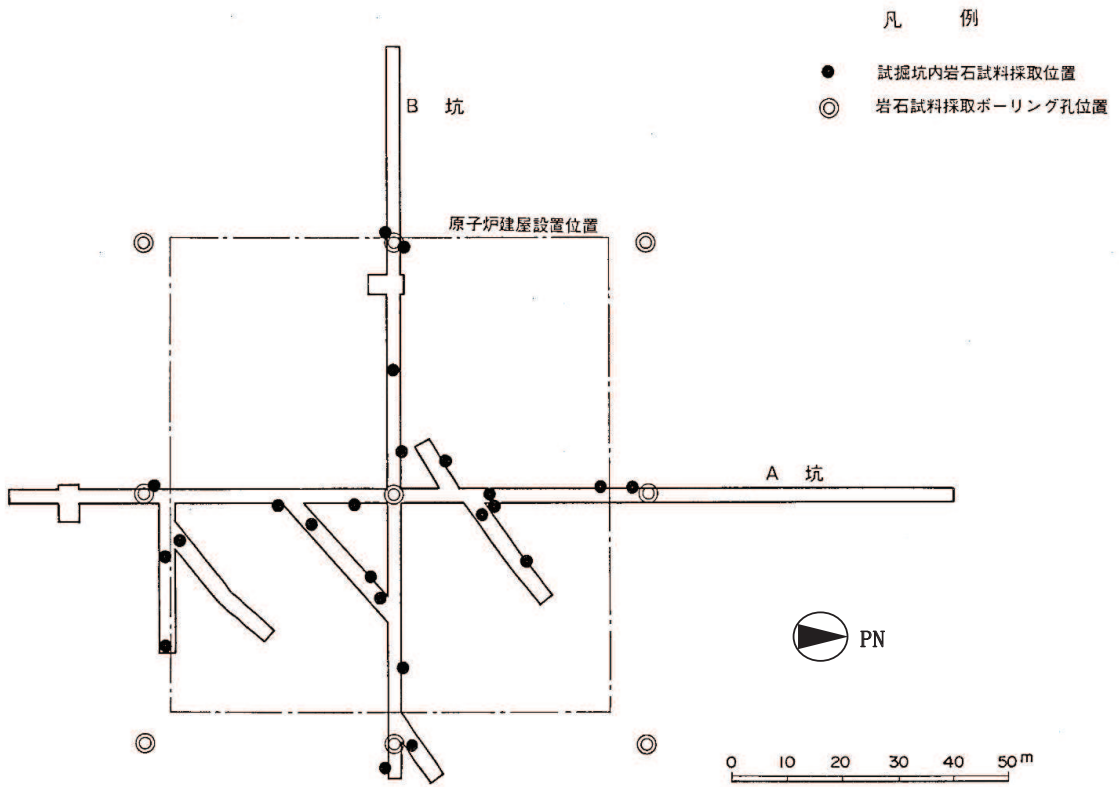


図 3.7-5(1) 試料採取位置 (原子炉建屋, 狐崎部層)

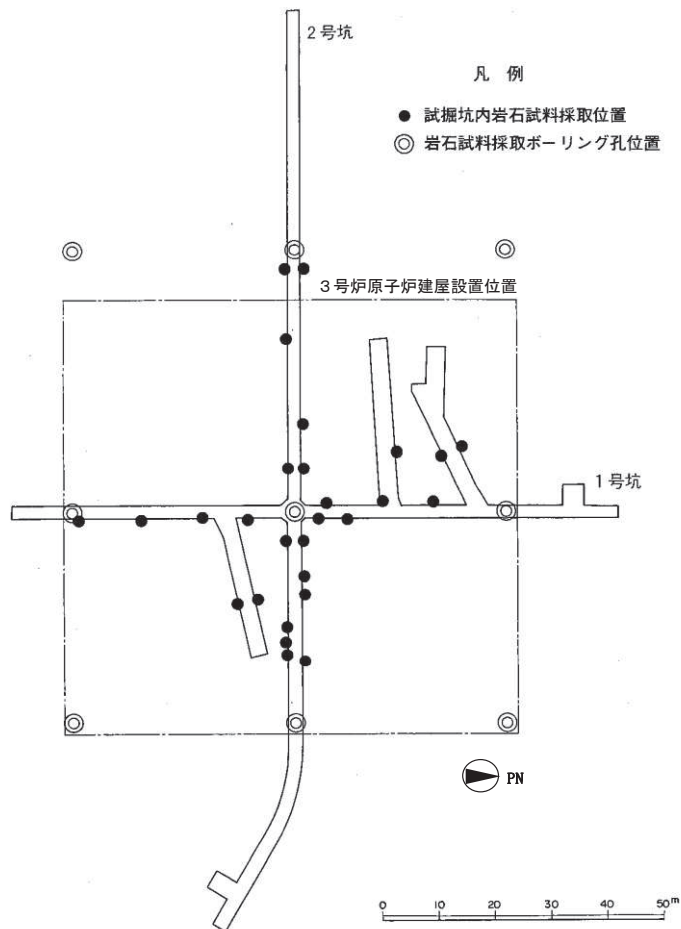


図 3.7-5(2) 試料採取位置 (第3号機原子炉建屋, 牧の浜部層)

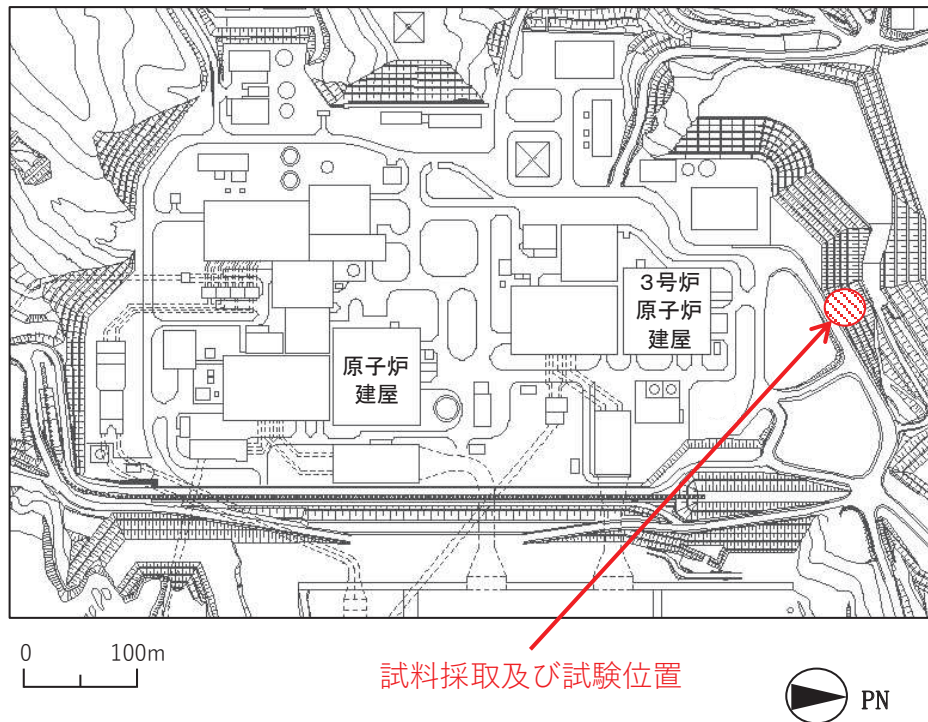


図 3.7-5(3) 試料採取位置 (第3号機原子炉建屋北側, 牧の浜部層)

表 3.7-11 一軸圧縮強度試験結果 (C_i級岩盤)

(設置変更許可申請書 添付書類六に基づき記載)

資料採取位置	岩種	一軸圧縮強度		
		試験個数	平均値 (N/mm ²)	標準偏差 (N/mm ²)
原子炉建屋	砂岩	30	12.4	6.5
	ひん岩	15	4.5	1.6
第3号機 原子炉建屋	砂岩	21	3.6	1.5
第3号機原子 炉建屋北側	砂岩	19	1.3	0.3
	頁岩	5	4.2	0.6

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.1 防潮堤に関する補足説明
- 6.1.9 防潮堤の設計・施工に関する補足説明

目 次

1. 防潮堤の各部位の性能目標と許容限界	1
1.1 鋼管式鉛直壁	1
1.2 盛土堤防	8
2. 防潮堤に作用する荷重と部位の役割	12
2.1 地震時	12
2.2 津波時	16
2.3 重畳時（津波＋余震時）	19
3. 損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮	23
3.1 サイト特性・制約条件を踏まえた構造の特異性	23
3.2 損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮	24
4. 止水性に係る検討結果	36
4.1 構造境界部の剥離状況の確認結果	36
4.1.1 検討条件	36
4.1.2 検討結果	41
4.2 各部位（改良地盤，置換コンクリート及びセメント改良土）の内的安定確認結果	49
4.3 二次元浸透流解析による確認結果	49
5. 施工実績（一般産業施設における類似構造の設計・施工例）	52
6. 改良地盤の追加施工の成立性について	58
6.1 改良地盤の追加施工に関する検討フロー	58
6.2 改良地盤の要求機能の整理	59
6.3 施工時の課題抽出	60
6.4 女川防潮堤における施工実績	62
7. セメント改良土の耐侵食性・耐洗堀性について	84
7.1 セメント改良土の耐侵食性・耐洗堀性について	84
7.2 盛土堤防におけるセメント改良土の既設部と新設部の取扱いについて	86
8. 防潮堤を横断する構造物の取扱いについて	88
8.1 防潮堤を横断する構造物	88
8.2 各構造物の地震に対する評価	89
8.3 各構造物の保守管理	91

8.4	北側排水路の取扱い	92
9.	女川防潮堤の特徴と他サイト防潮堤との比較	96
9.1	比較の観点	96
9.2	構造形式の違いと考察	96
9.3	地震時における沈下の取扱い	98
9.4	女川防潮堤における構造設計の経緯	99
10.	漂流物防護工の構造及び施工方法について	101
10.1	目的	101
10.2	準拠事項	101
10.3	漂流物防護工の種類及び品質	101
10.4	施工方法について	102
10.4.1	施工フロー	102
10.4.2	架台設置	106
10.4.3	防護工設置	112
10.5	漂流物防護工維持管理方針の検討	114
11.	鋼管杭の上杭と下杭の接合部の構造及び施工方法について	116
11.1	鋼管杭の上杭と下杭の接合部の構造	116
11.2	鋼管杭の上杭と下杭の接合部の施工方法	116
12.	すべり線設定の考え方について	117
12.1	防潮堤（鋼管式鉛直壁）	117
12.2	防潮堤（盛土堤防）	118
13.	鋼管杭下方のMMR置換について	120
13.1	概要	120
13.2	施工方法及び品質管理	122
13.3	設計上の考慮事項	126
13.3.1	MMRの支持力の取り扱い	126
13.3.2	解析モデル上の取り扱い	127
13.3.3	解析結果を踏まえた解析条件の妥当性確認	129
13.3.4	まとめ	134
14.	置換コンクリートの施工について	135
14.1	概要	135
14.2	置換コンクリートの施工方法	135
(1)	施工範囲	135
(2)	施工フロー	136
(3)	土留掘削工	137
14.3	掘削に伴う防潮堤の安定性への影響について	140

：本日の説明範囲

14. 置換コンクリートの施工について

14.1 概要

鋼管式鉛直部（一般部）における置換コンクリートの施工概要について示す。

また、置換コンクリート設置に伴い防潮堤前面を長期間掘削することから、切梁支保工の設置及び安定性照査により、防潮堤前面掘削部の安定性を確認して施工する計画であることを示す。

14.2 置換コンクリートの施工方法

(1) 施工範囲

置換コンクリート工の施工範囲を図 14.2-1 に示す。置換コンクリートは、幅を 12.65m とし、高さ方向については、上端を O.P.+8.4m、下端を C_M 級岩盤まで設置する計画としている。

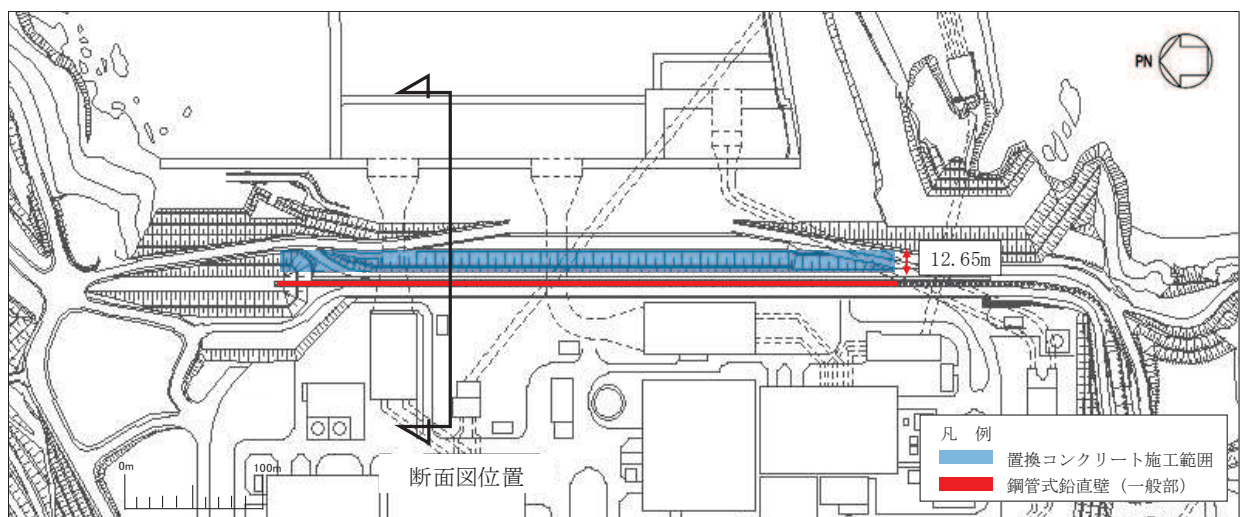


図 14.2-1 (1) 置換コンクリートの施工範囲（平面図）

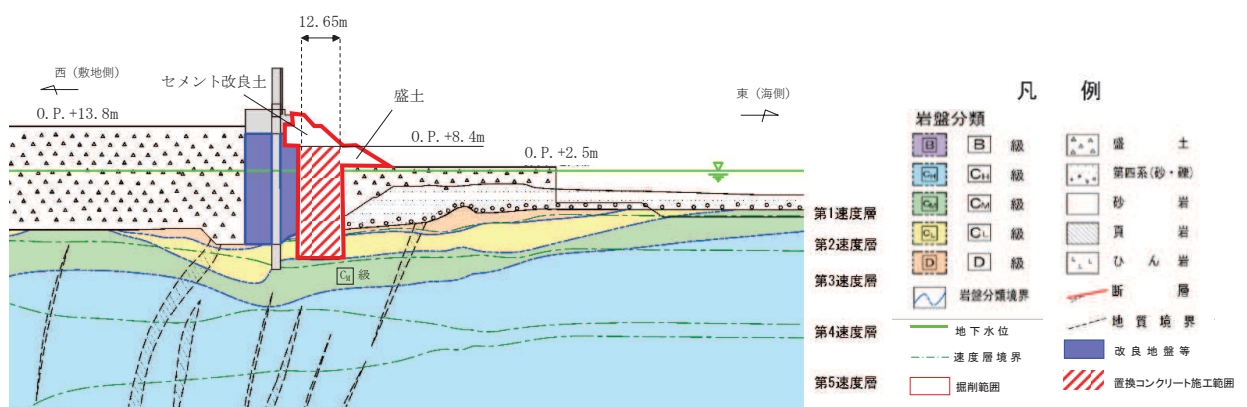


図 14.2-1 (2) 置換コンクリートの施工範囲図（断面図）

(2) 施工フロー

置換コンクリート工の施工フローを図 14.2-2 に示す。

掘削は切梁を設置しながら掘り下がっていき、支持岩盤を確認したのちコンクリートを打設する。

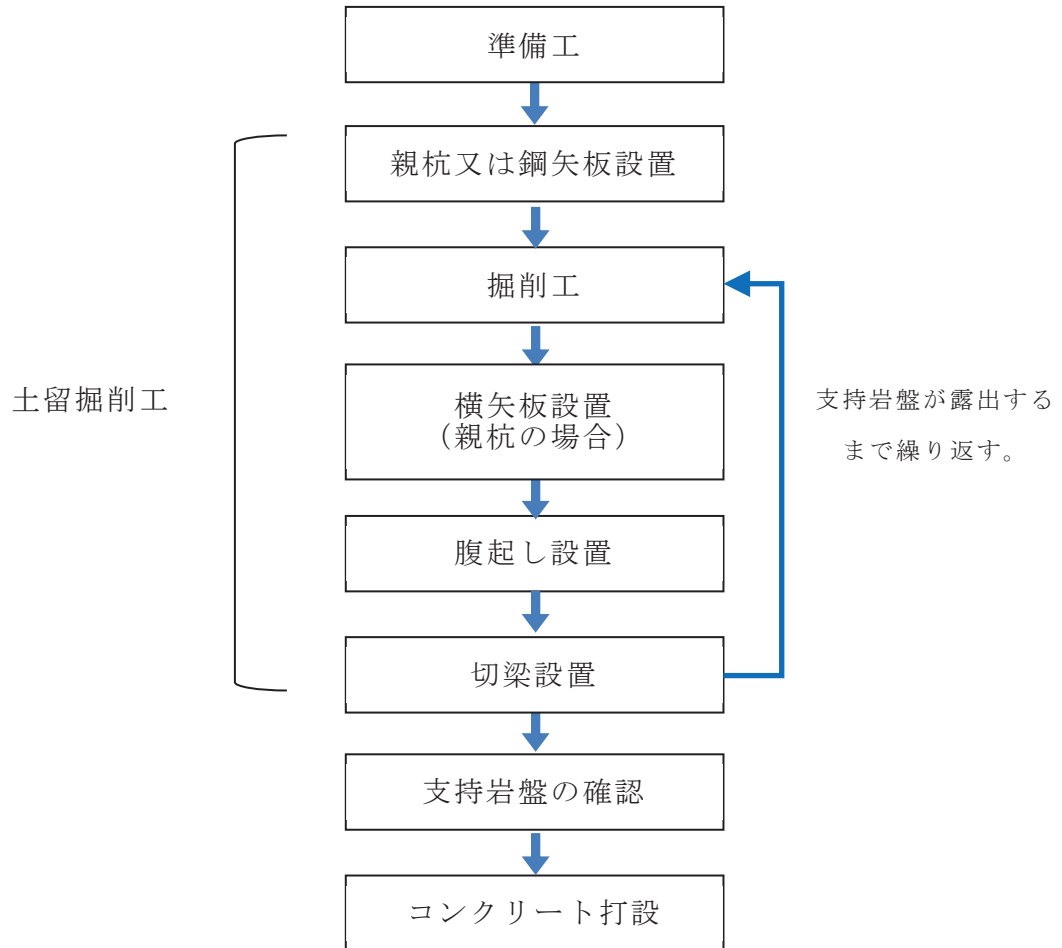


図 14.2-2 置換コンクリート工の施工フロー

(3) 土留掘削工

掘削範囲の平面図を図 14.2-3 に、掘削標準断面図を図 14.2-4 に示す。

断面方向（東西方向）の掘削範囲は、図 14.2-1（2）に示す鋼管式鉛直壁（一般部）前面の C_M 級岩盤からセメント改良土までを掘削範囲とする。

置換コンクリートは C_M 級岩盤を支持地盤とし、最も深い箇所でも O.P. -25.0m まで掘り下げる計画としており、防潮堤の置換コンクリート海側の盛土及び旧表土の崩壊を防止し安定性を確保するため、土留めによる掘削が必要となる。

一方、防潮堤の置換コンクリート設置に伴う、掘削時の防潮堤の安定性（滑動及び転倒）に対しては、O.P. 約-11.0m 以深の範囲において、支保工等による対策が必要となる。

上記を踏まえ、防潮堤置換コンクリート設置に伴う掘削においては、切梁支保工による土留め（親杭横矢板又は鋼矢板）掘削を採用することとし、切梁支保工は、置換コンクリート底盤深さ（ C_M 級岩盤上面深さ）に応じて複数段設置する。

また、防潮堤海側の地盤標高（O.P. +2.5m）～O.P. -11.0m までの範囲においては、掘削時に切梁支保工無しで防潮堤の安定性は確保されるものの、防潮堤の安定性に対する裕度を向上させること及び施工時の安全性の観点から、安全側に地盤標高～O.P. -11.0m の範囲においても切梁支保工を設置する。

切梁支保工による土留めは、置換コンクリート設置範囲のうち、防潮堤海側の地盤標高以下（O.P. +2.5m 以深）において、図 14.2-2 に示す施工フローのとおり、切梁支保工による土留及び掘削を繰り返しながら掘り下がっていく。

また、掘削は全区間を一斉に掘り下がっていくのではなく、図 14.2-5 に示すブロックごとに掘削を行い、掘削を完了したところは順次(4)のコンクリート打設を実施する。

なお、土留めの設計に当たっては、異なる土留仕様区間毎に、各種基準（日本道路協会 平成 11 年 3 月 道路土工 仮設構造物土工指針等）に基づいて設計することとし、地震時に対しては施設の重要性に鑑み、設計水平震度 $kh=0.2$ を考慮する。

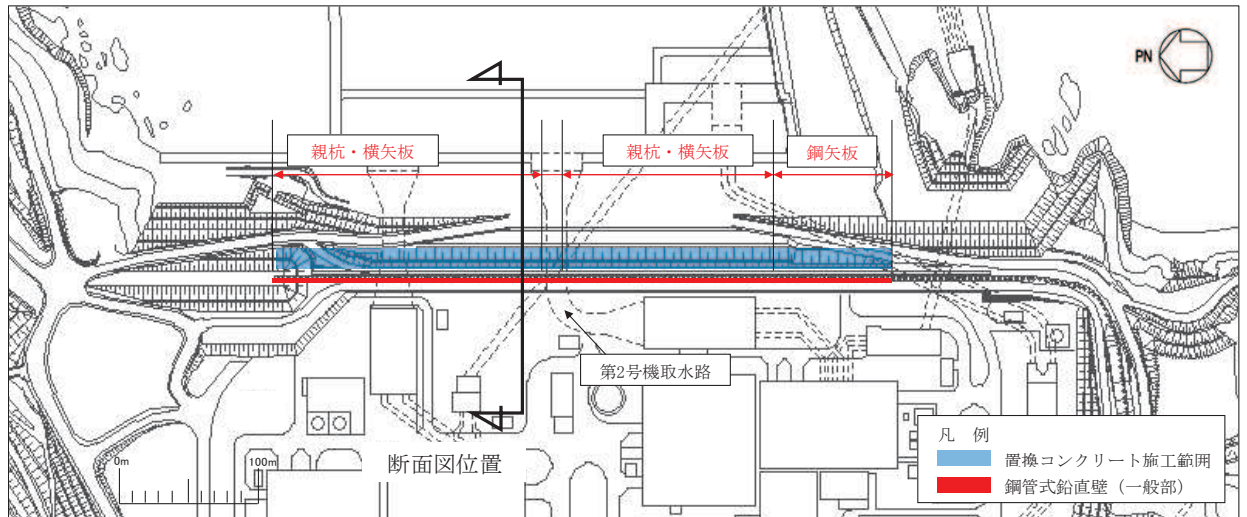


図 14.2-3 掘削範囲 (平面図)

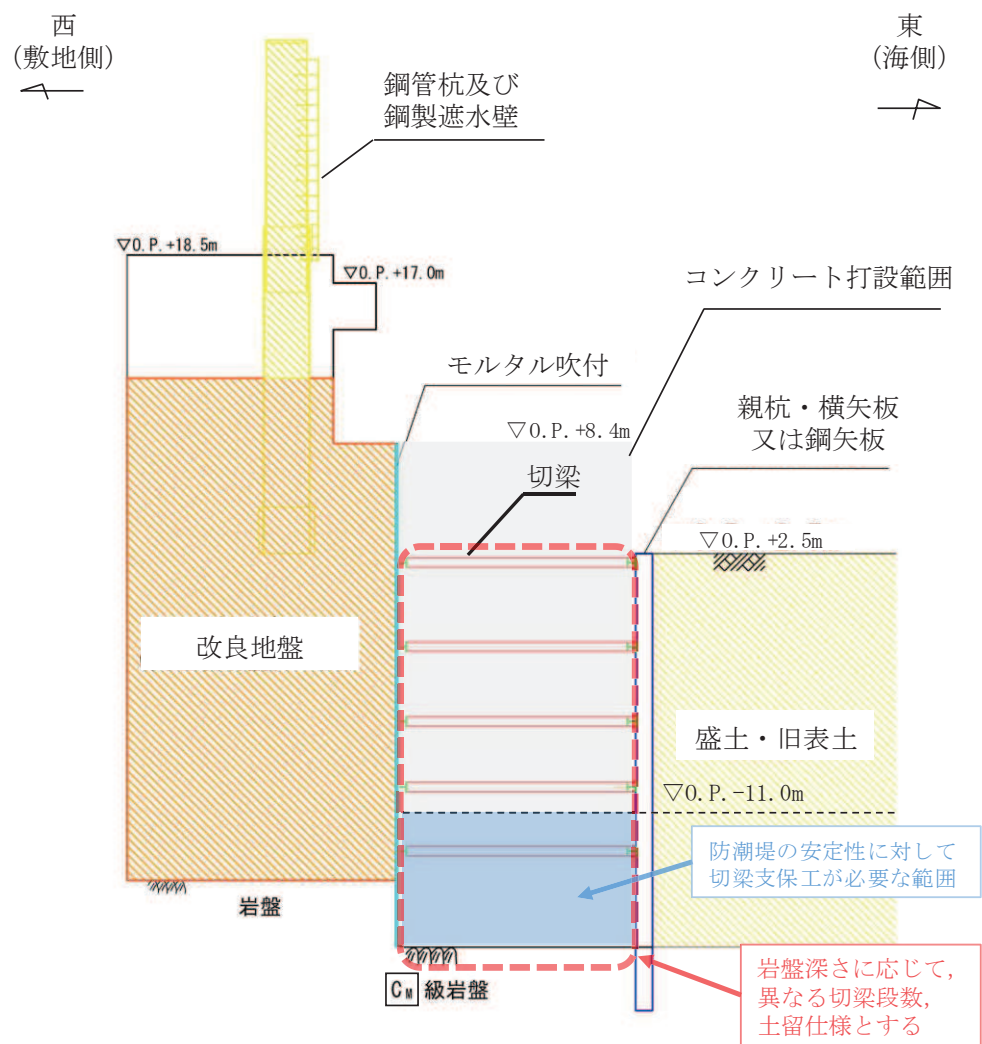


図 14.2-4 掘削標準断面図

(4) コンクリート打設

図 14.2-1(2)に示すとおり、 C_M 級岩盤から O.P.+8.4m までの範囲に置換コンクリートを設置する。

C_M 級岩盤が露出した後、コンクリート（設計基準強度： $30N/mm^2$ ）を打設する。鋼管式鉛直壁（一般部）前面の置換コンクリートは、図 14.2-5 に示すとおり平面的に7ブロック構造に分割して打設する計画としている。

なお、打設するコンクリートの仕様、打設ブロック（BL）及びリフト割については、コンクリートのひび割れの防止及び抑制を考慮して計画する。

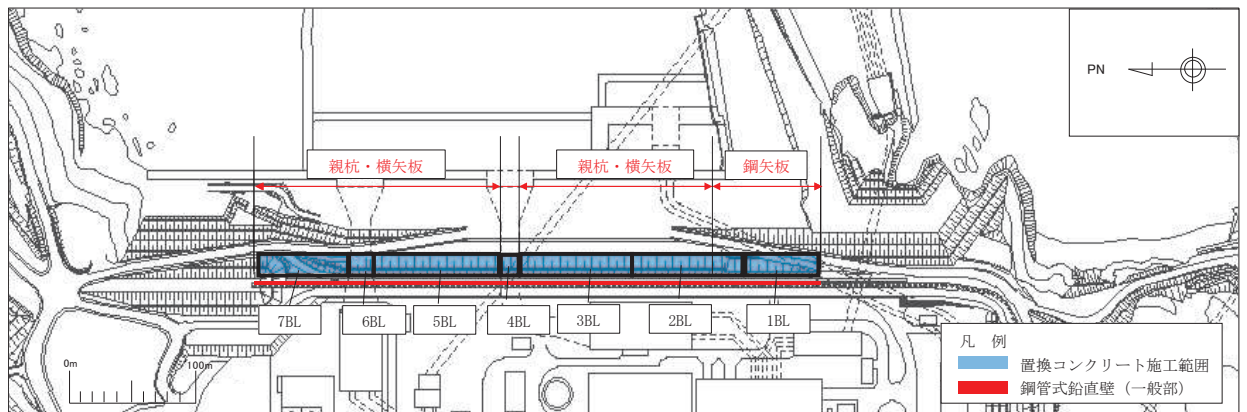


図 14.2-5 コンクリート打設計画図（ブロック割）

14.3 掘削に伴う防潮堤の安定性への影響について

置換コンクリート設置に当たっては、14.2に示す施工方法にて、岩盤深さに応じたブロック毎に掘削及び土留を進めるため、防潮堤汀線方向（南北方向）全長にわたり、防潮堤海側の地盤標高（O.P.+2.5m）以深の範囲においては、掘削とともに切梁支保工が設置される状況となる。切梁支保工は、14.2のとおり異なる土留仕様区間毎に、地震時に設計水平震度 $kh=0.2$ を用いて設計することから、防潮堤海側の地盤標高以深の範囲においては、防潮堤の安定性は確保される。

一方、図14.2-4に示す掘削標準断面図のうち、切梁支保工が設置されない範囲である、防潮堤海側の地盤標高（O.P.+2.5m）以浅の範囲については、「日本道路協会平成24年7月 道路土工擁壁工指針」に準拠し、図14.3-1に示す鋼管式鉛直壁（一般部）背面の盛土及び旧表土の土圧を考慮した場合における、滑動及び転倒に対する安定性の照査を行うことで安定性を確認している。

具体的には、切梁支保工が設置される範囲（O.P.+2.5m以深）に対して、安全側にO.P.±0mを基点とし、常時及び地震時（設計水平震度0.2）に対して照査を行うことで安定性を確認している。照査項目及び照査結果を表14.3-1に示す。

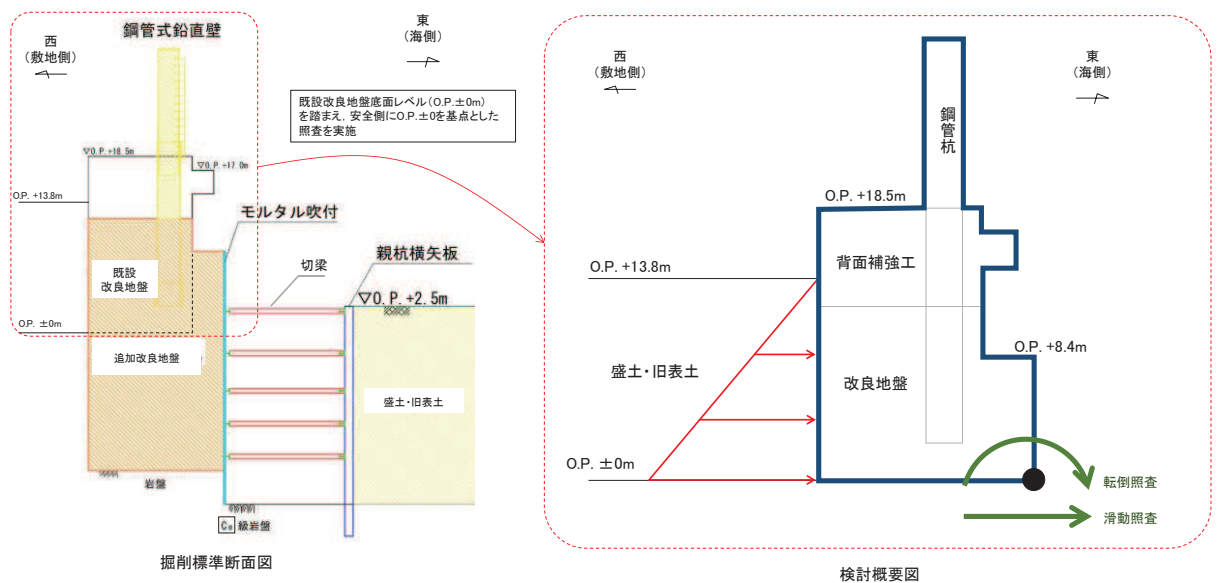


図 14.3-1 防潮堤の安定性検討概要図

表 14.3-1 防潮堤の安定性照査項目

ケース	許容限界*1		照査結果*2	
	転倒	滑動	転倒	滑動
常時	$ e < B/6$	$F_s > 1.5$	0.42 (< 2.424)	5.98 (> 1.5)
地震時	$ e < B/3$	$F_s > 1.2$	1.71 (< 4.848)	1.68 (> 1.2)

注記*1：e：荷重の偏心距離(m)，B：基礎幅(m)， F_s ：滑動に対する安全率

*2：()内は許容限界

6. 浸水防護施設に関する補足資料

6.3 防潮壁に関する補足説明

目次

- 6.3.1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.3.2 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.3.3 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.3.4 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の強度計算書に関する補足説明
- 6.3.5 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）の強度計算書に関する補足説明
- 6.3.6 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の強度計算書に関する補足説明
- 6.3.7 防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.3.8 防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）の強度計算書に関する補足説明
- 6.3.9 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材及びシール材について
- 6.3.10 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明
- 6.3.11 鋼矢板の耐震・強度に関する補足説明
- 6.3.12 防潮堤取り合い部の耐震・強度に関する補足説明
- 6.3.13 防潮壁下部トレンチ横断部遮水鋼板の耐震・強度に関する補足説明
- 6.3.14 止水ジョイント支持金具の耐震・強度に関する補足説明
- 6.3.15 防潮堤背面補強工部の耐震・強度に関する補足説明

参考資料 1 杭基礎構造防潮壁の詳細設計の考え方

参考資料 2 杭基礎構造防潮壁に用いる地震応答解析手法の妥当性について

参考資料 3 鋼桁に用いるゴム支承の詳細及び保守管理について

参考資料 4 地中部からの津波の回り込み（ボイリング）対策について

参考資料 5 鋼製扉の開閉運用について

参考資料 6 鋼板部断面⑤における入力地盤応答の妥当性について

参考資料 7 杭下端部の安定性について

参考資料 8 隣接する耐震下位クラス施設による影響について

参考資料 9 防潮壁下部を横断するトレンチの止水対策について

参考資料 10 スロッシング荷重の影響について

参考資料 11 揺すり込み沈下による負の周面摩擦力の影響について

参考資料 12 鋼矢板とフーチングの接合部のモデル化について

参考資料 13 鋼桁支承部における鋼桁変形量について

参考資料 14 上部工変形時の偏心の影響について

参考資料 15 鋼製扉支承部の構造について

参考資料 16 杭周面摩擦力の算定に用いる盛土の N 値について

参考資料 17 鋼製支柱接合部の設計の考え方について

参考資料 18 静的解析に用いる組合せ係数法の適用性について

参考資料 19 鋼桁連結部の設計概要について

 本日の説明範囲

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.3 防潮壁に関する補足説明
- 6.3.3 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の耐震性についての計算書に関する補足説明

目次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	24
2.4 適用基準	28
3. 耐震評価	30
3.1 評価対象	30
3.2 解析方法	39
3.3 荷重及び荷重の組合せ	53
3.4 入力地震動	56
3.5 解析モデル及び諸元	86
3.6 評価対象部位	113
3.7 許容限界	114
3.8 評価方法	150
4. 耐震評価結果	230
4.1 地震応答解析結果	230
4.2 扉体	433
4.3 RC 支柱	537
4.4 フーチング	560
4.5 鋼管杭	587
4.6 基礎地盤	599

 本日の説明範囲

2.2 構造概要

鋼製扉は、入力津波による浸水高さに対して余裕を考慮した天端高さとする。防潮壁の設置箇所ごとの入力津波による浸水高さと同端高さを表 2.2-1 に示す。

鋼製扉は、扉体（扉体部・固定部・ヒンジ部）及び RC 支柱による上部構造と、鋼管杭、フーチングによる下部構造から構成され、扉体部と固定部間には止水ゴム（P 型ゴム）を設置し、止水性を確保する。また、隣接する構造境界部には止水ジョイント（M 型ジョイント）を設置する。

扉体は、作業上必要な場合に車両が進入・退出できるように、ヒンジ部（扉取付部）により RC 支柱及びフーチングに接合した片開き式で、常時は固定部にて RC 支柱及びフーチングに密着させる構造とし、通常巡視、点検時においては、作業員は昇降用階段を使用し防潮壁内へ入りすることで、原則扉の開閉は行わずに車両の進入・退出時を除き原則閉止運用とする。なお、開閉時における確実な閉止操作のために人力で 15 分以内に開閉可能かつ閉止する際に特別な設備（クレーン等）を必要としない構造とし、開放後の確実な閉止操作及び閉止されていない状態が確認された場合に閉止操作を確実に実施するための運用管理を行う方針とする（詳細な運用内容に関しては、保安規定審査の中で定めるが、現時点における運用方針等について参考資料 5 に示す）。

ヒンジ部は、構造が類似する「ダム・堰施設技術基準（案）（一般社団法人ダム・堰施設技術協会、平成 28 年 10 月）」に示されるダムフラップゲートやラジアルゲート構造等を参照し、構造全体として合理的に設計裕度を確保できる構造とするために、扉体の回転方向の荷重（水平方向荷重）に対して荷重を支持する水平荷重支承と、回転方向に直交する荷重（鉛直方向荷重）に対して荷重を支持する鉛直荷重支承を設け、支承部が分担する機能（荷重支持）を水平・鉛直に分離した構造とする。水平荷重支承と回転軸間にはころがり軸受けを設置し、扉体の鉛直方向の変位や回転を拘束しない構造とした上で、軸受け最上段においては鉛直方向（上向き）に対するずれ止めとしての鉛直荷重伝達部を設ける。また、軸受け最下段においては鉛直方向荷重（下向き）を支持する鉛直荷重支承部として、摩擦係数が低く扉体の開閉に必要な回転機能に優れるとともに、鉛直力を確実に下部のフーチング等へ伝達することが可能なすべり（球面）軸受けを設置し、水平方向の変位や回転を拘束しない構造とする。

鋼製扉の区間配置図を図 2.2-1 に、区間ごとの構造的特徴を表 2.2-2 に示す。また、鋼製扉の配置概要を図 2.2-2 に、鋼製扉の構造概要を図 2.2-3 に示す。また、区間ごとの構造図を図 2.2-4～図 2.2-7 に、扉体の構造詳細図を図 2.2-8 に、フーチング配筋図を図 2.2-9 に、RC 支柱配筋概要図を図 2.2-10 に、止水ジョイントの構造図を図 2.2-11 に、荷重の伝達経路を図 2.2-12 に示す。

2.3 評価方針

鋼製扉等より構成される防潮壁（第2号機海水ポンプ室）、防潮壁（第2号機放水立坑）、防潮壁（第3号機海水ポンプ室）及び防潮壁（第3号機放水立坑）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

鋼製扉の耐震評価は、地震応答解析の結果に基づき、設計基準対象施設として、構造部材の健全性評価、変形性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。なお、耐震評価は、前述のとおり作業上必要な場合における車両の進入・退出時を除き原則閉止運用とすることから、開状態は低頻度かつ限られた時間のみであり、その状態で地震力が作用する可能性については極めて低いものと考えられるため、閉止時を対象に耐震評価を行う（開状態において地震力が作用した場合についての構造健全性の確認結果については参考資料5に示す）。

構造部材の健全性評価、変形性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することで、構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

構造部材の健全性評価については、施設ごとに定める照査項目（発生応力等）が許容限界を満足することを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については、杭頭に発生する鉛直力が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

構造部材の変形性評価については、止水ジョイント部材の変形量を算定し、有意な漏えいが生じない変形に留まることを確認した許容限界以下であることを確認する。

鋼製扉の評価項目を表2.3-1に、耐震評価フローを図2.3-2及び図2.3-3に示す。

- 6. 浸水防護施設に関する補足資料
- 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
- 6.5.1 逆流防止設備に関する補足説明

目 次

- 6.5.1.1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.5.1.2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の強度計算書に関する補足説明
- 6.5.1.3 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.5.1.4 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の強度計算書に関する補足説明
- 6.5.1.5 補機冷却海水系放水路逆流防止設備の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.5.1.6 補機冷却海水系放水路逆流防止設備の強度計算書に関する補足説明
- 6.5.1.7 漂流物防護工の評価について
- 6.5.1.8 屋外排水路逆流防止設備の開閉機能の維持について
- 6.5.1.9 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の位置変更について
- 6.5.1.10 三次元構造解析における断面力の組合せについて

 : 本日の説明範囲

6.5.1.8 屋外排水路逆流防止設備の開閉機能の維持について

(1) 概要

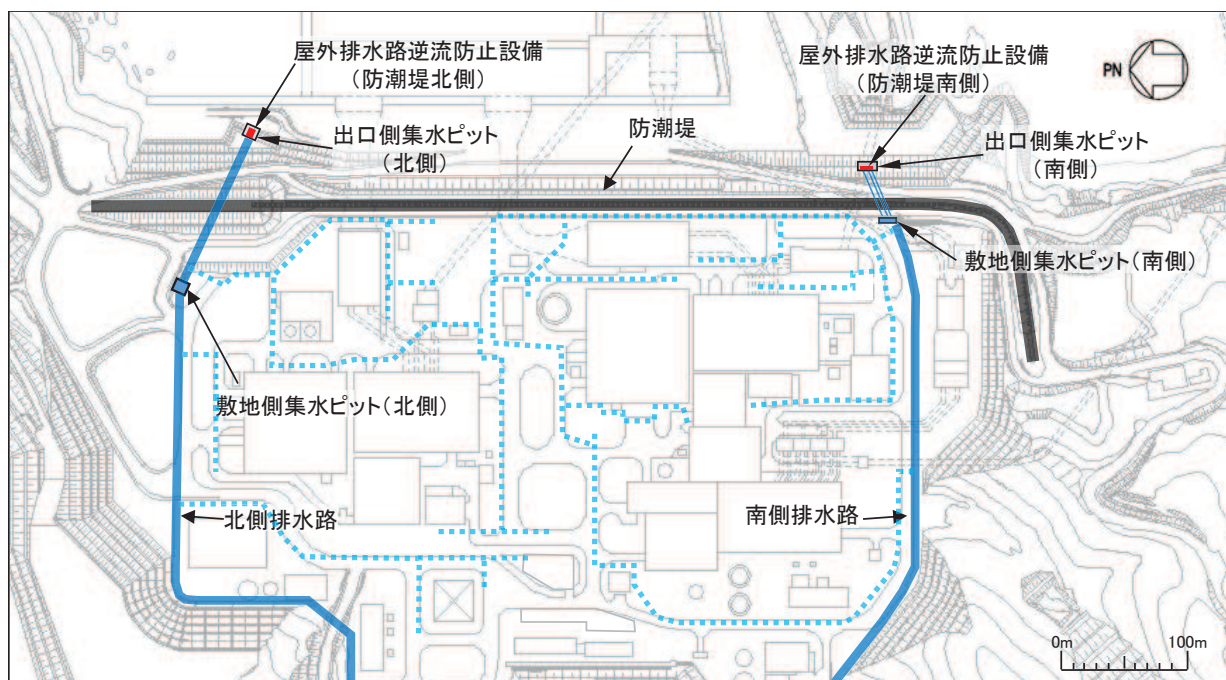
屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆防止設備（防潮堤南側）は、敷地内（O.P. +13.8m）の雨水排水を海域まで自然流下させる北側・南側幹線排水路（以下「屋外排水路」という。）の出口側（防潮堤よりも海側）に設置して、屋外排水路から津波が流入することを防止する機能を有している。

基準津波の波源は、基準地震動 S_s の震源と同一であるため、基準地震動 S_s 後の約40分後に基準津波が来襲することが想定される。

そのため、本資料では、基準地震動 S_s 後に来襲する基準津波に対して、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆防止設備（防潮堤南側）の開閉機能が有効な状態にあることを確認する。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）、屋外排水路逆防止設備（防潮堤南側）、屋外排水路等の位置図を図6.5.1.8-1に示す。なお、屋外排水路は敷地内の北側（以下、「北側排水路」という）及び南側（以下、「南側排水路」という）に設置している。

なお、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆防止設備（防潮堤南側）は、添付書類「VI-2-10-2-6-1 屋外排水路逆流防止設備の耐震性についての計算書」に示すとおり基準地震動 S_s に対して健全性を有することを確認しており、それぞれの間接支持構造物である出口側集水ピットについても添付書類「VI-2-10-2-6-1 屋外排水路逆流防止設備の耐震性についての計算書」において基準地震動 S_s に対して健全性を有することを確認している。さらに、添付書類「VI-2-13-4 地下水位低下設備揚水井戸の耐震性についての計算書」では敷地側集水ピット（北側）、添付書類「VI-2-11-2-19 北側排水路の耐震性についての計算書」では防潮堤（盛土堤防）を横断する北側排水路、「補足-600-25-2 地下水位低下設備の耐震性に係る補足説明資料」では敷地側集水ピット（南側）が基準地震動 S_s に対して健全性を有することを確認しており、防潮堤（鋼管式鉛直壁）を横断する南側排水路については、岩盤内に設置されることから地震後においても健全性を保持できるものと考えられる。



注: 支線排水路(青点線)は2019年10月段階の配置を記載(今後の安全対策工事等によって変更可能性有)。

図 6.5.1.8-1 屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側), 屋外排水路逆防止設備 (防潮堤南側), 屋外排水路等の位置図

(2) 屋外排水路逆流防止設備及び出口側集水ピットの構造

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆防止設備（防潮堤南側）は、それぞれは出口側集水ピット（北側）及び出口側集水ピット（南側）に支持されている。

図 6.5.1.8-2 に屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び出口側集水ピット（北側）の構造を、図 6.5.1.8-3 に屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）及び出口側集水ピット（南側）の構造を示す。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）については、扉体の前面（海側）に漂流物防護工の防護梁を設置していることが構造的な特徴である。また、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）については、扉体の前面（海側）に出口側集水ピットの西壁があることが構造的な特徴である。

これらの構造的な特徴から、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆防止設備（防潮堤南側）の開閉機能に影響を及ぼす可能性のある漂流物として、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）では 1900mm～3500mm の長さのもの、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）では 1450mm～2290mm の長さのものがそれぞれ想定される（図 6.5.1.8-4 参照）。

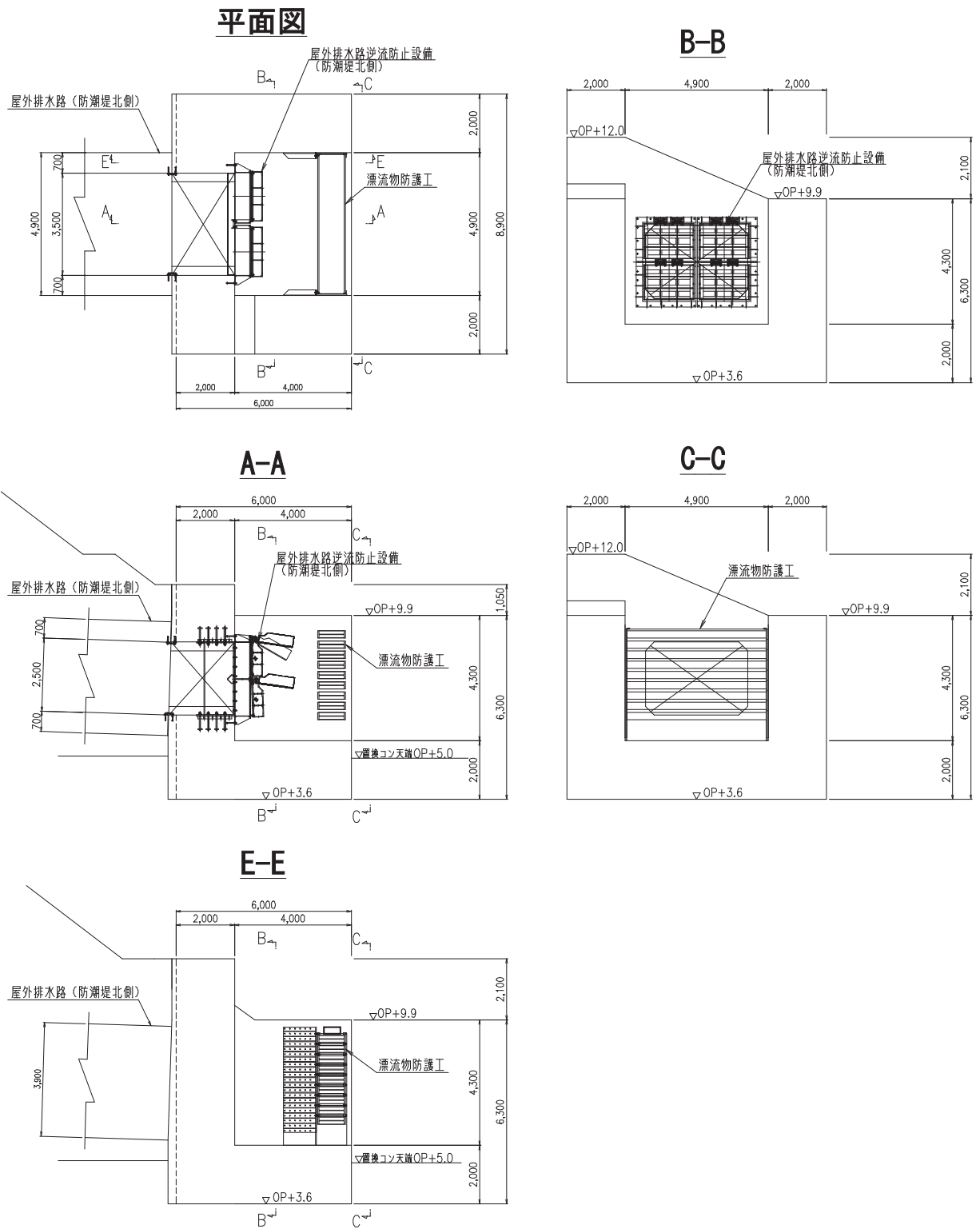


図 6. 5. 1. 8-2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び出口側集水ピット（北側）の構造図

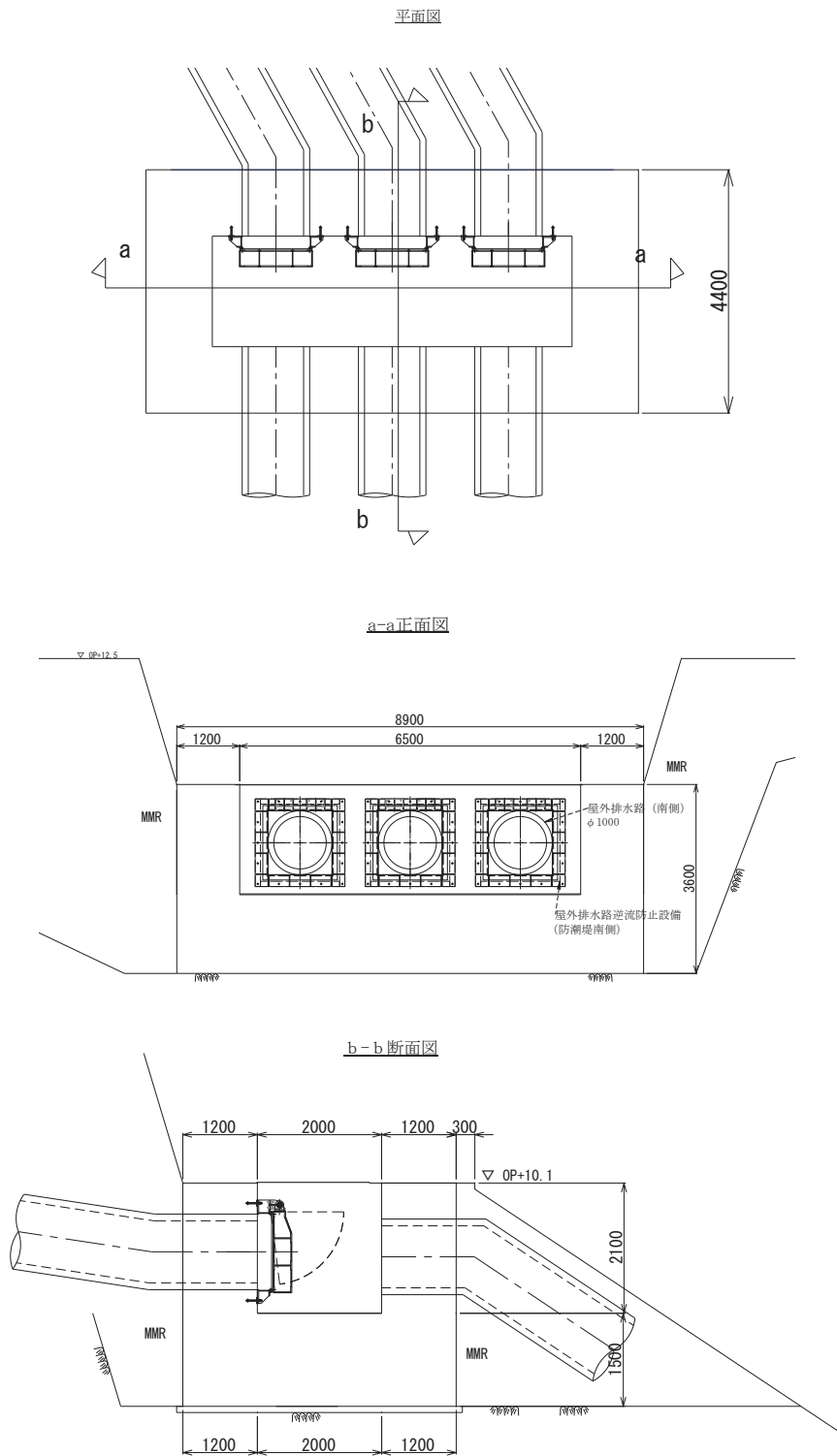
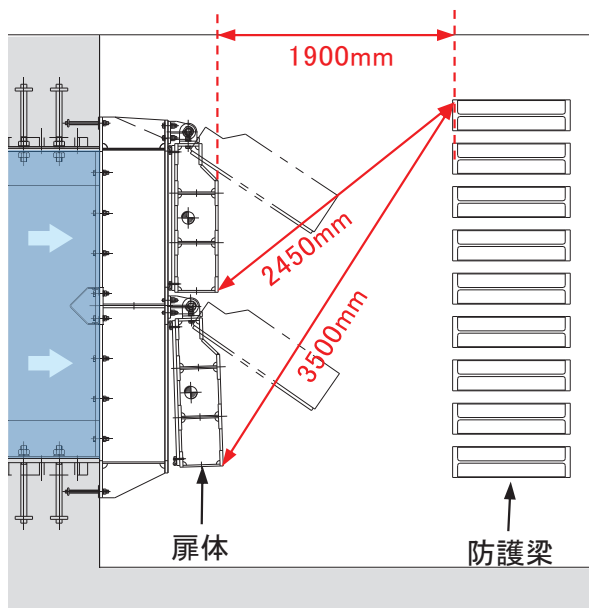
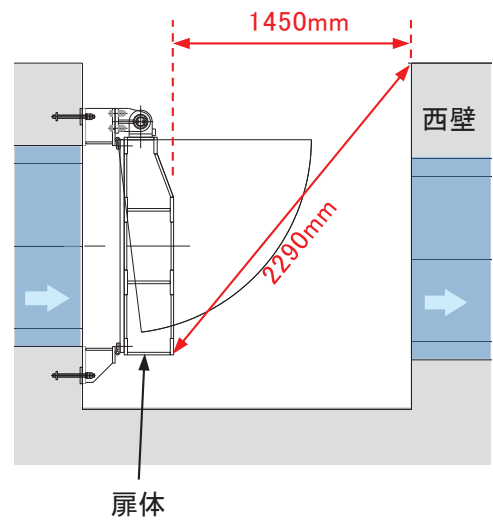


図 6. 5. 1. 8-3 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南侧）及び出口側集水ピット（南侧）の構造図



屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）



屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）

図 6. 5. 1. 8-4 屋外排水路逆流防止設備の扉体の開閉機能に影響を及ぼす漂流物の特定

(3) 屋外排水路逆流防止設備の閉機能の維持について

基準津波の波源は、基準地震動 S_s の震源と同一であるため、基準地震動 S_s 後の約40分後に基準津波が来襲することが想定される。

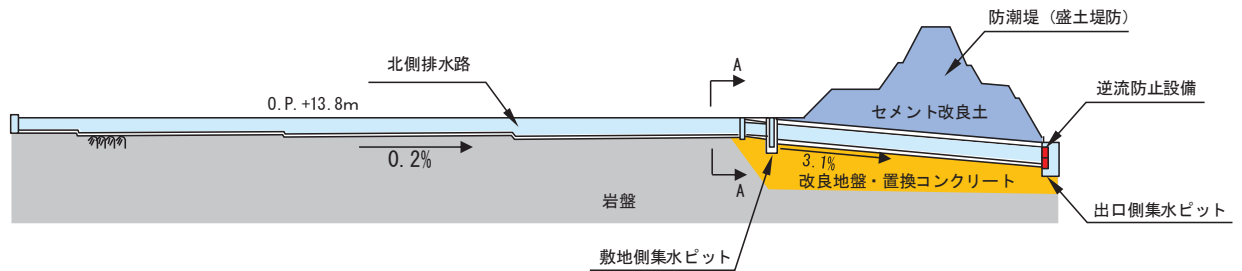
そのため、基準地震動 S_s によって敷地内では溢水が生じて、その溢水が屋外排水路を経由して海域に排水されている状態、及び敷地内の溢水がほぼ排水された後の状態で基準津波が来襲することを想定し、この2つの想定事象に対して屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆防止設備（防潮堤南側）の閉機能が維持されることを確認する。

なお、基準津波の波源と基準地震動 S_s の震源が同じであるため、基準地震動 S_s 後には津波警報等が発令されている状況となる。そのため、防潮堤よりも海側のエリアからは原則退避することとなり、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆防止設備（防潮堤南側）の閉機能について直接確認（異物が挟まっているか否かの確認）することはできないこととする。

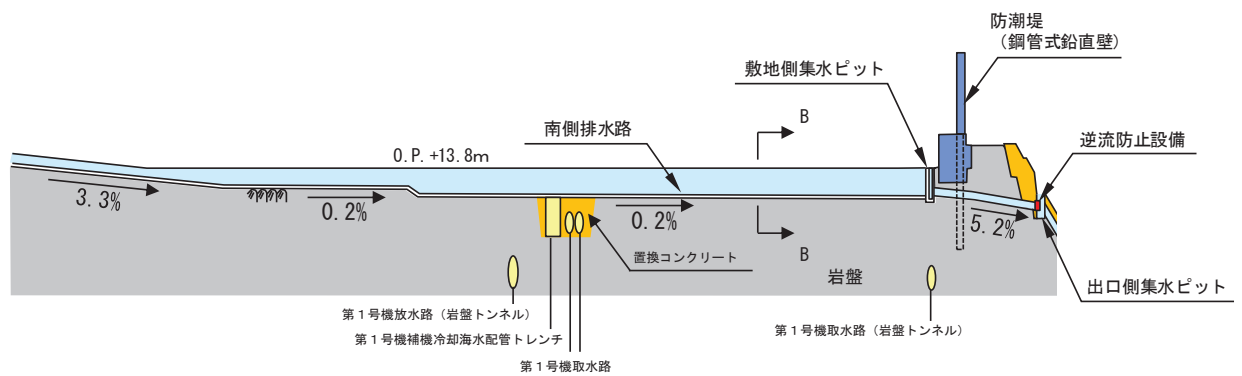
a. 屋外排水路の概要

北側排水路及び南側排水路の排水能力は、石巻特別地域気象観測所における既往最大1時間雨量の91.0mm/hを考慮しても十分排水可能となるよう設定している。

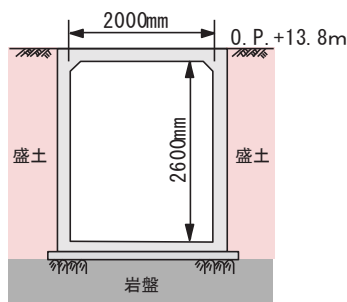
図6.5.1.8-5に北側排水路及び南側排水路の断面図を、表6.5.1.8-1に各排水路の排水能力を示す。



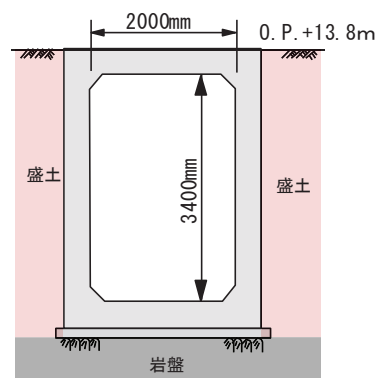
(北側排水路の縦断面図)



(南側排水路の縦断面図)



(A-A断面)



(B-B断面)

(敷地側集水ピットよりも上流側の屋外排水路横断面図)

図6.5.1.8-5 屋外排水路の断面図

表 6.5.1.8-1 敷地側集水ピットよりも下流側の屋外排水路の仕様と排水能力*

排水路名	仕様	91.0 mm/h 降水時の 雨水流入量 [m ³ /s]	排水可能流量 [m ³ /s]
北側排水路	ボックスカルバート B3500, H2500	12.0	51.1
南側排水路	ダブルプレスト管 φ1000×3	9.4	16.2

注記*：林地開発許可申請書（2020年3月）より抜粋，加筆

b. 地震起因による溢水

地震起因による溢水については，添付書類「VI-1-1-8 発電用原子炉施設の溢水防護に関する説明書」に詳細が示されており，基準地震動 S_s による地震力に対して耐震性が確保されない屋外タンク等がすべて破損した場合の溢水評価が敷地内の浸水深の観点で最も厳しくなる評価である。

このときの評価の前提条件として，以下の2点が考慮されており，溢水量は19700(m³)，敷地内（O.P. +13.8m）での浸水深は0.18（m）である。

- ✓ 敷地に広がった溢水は雨水排水路からの流出や地盤への浸透は考慮しない。
- ✓ 屋外タンク等から漏えいした溢水は，敷地全体に均一に広がるものとする。

ただし，本資料での検討は，屋外排水路から海域に排出されることを想定しているため，敷地内の浸水深は0.18（m）よりも浅くなる **と考えられるが，0.18（cm）を仮定する。**

c. 溢水により生じる敷地内の漂流物

敷地内 (O.P. +13.8m) に水が滞留した状態では、敷地内の物品が漂流物化するおそれがあるが、「(3) b. 地震起因による溢水」から、その浸水深は0.18 (m) 以下となるため、敷地内の物品が漂流物となる可能性は低い。また、敷地内 (O.P. +13.8m) はほぼ平坦となるよう整地されていることから、敷地内で滞留した水は強い流れとはならず、滑動によって物品が流される可能性も低い。

ただし、敷地内 (O.P. +13.8m) には多く砂利 (4cm 程度) が敷かれており、浸水深が浅く流れが緩やかであったとしても形状も小さいため流されやすい(滑動しやすい)。また、比重が小さく浮く可能性のあるものとして資機材としての木材が考えられる。

敷地側集水ピットよりも上流の屋外排水路及び支線排水路は、コンクリート製で低耐震クラスの設備であり、地震により屋外排水路の躯体が破損する可能性があるが、敷地側集水ピットよりも上流側の屋外排水路については、図 6.5.1.8-5 に示すとおり箱型の鉄筋コンクリート造で頂版と側壁は一体構造となっており内空断面が大きいことから、地震後においてもある程度内空が確保され、上記の砂利や木材が屋外排水路内に入り込み、下流側 (敷地側集水ピット) に流れていくものと考えられる。

一方、支線排水路については、図 6.5.1.8-6 に示すとおり屋外排水路のような大きな内空を有しておらず、地震後に支線排水路が破損して、支線排水路自体のコンクリート片等によって、内空は閉塞に近い状態となることが想定される。また、図 6.5.1.8-1 に示すように、敷地内に張り巡らされた支線排水路は屋外排水路と直交する形で接続している。これらの状況から、「(2) 屋外排水路逆流防止設備及び出口側集水ピットの構造」で示した、扉体の開閉機能に影響を及ぼすような長い木材は、支線排水路から屋外排水路に流れ込むことはない。ただし、破損した支線排水路自体のコンクリート片は滑動して屋外水路内を下流側 (敷地側集水ピット) に流れていくものと考えられる。

以上のことから、地震起因による溢水で砂利、木材及びコンクリート片が敷地側集水ピットまで到達することを想定する。

なお、添付書類「VI-1-1-2-3-1 竜巻への配慮に関する基本方針」において、竜巻評価で考慮する設計飛来物として、鋼製材及び砂利を選定しているが、このうち鋼製材は上記浸水深及び比重から敷地内に水が滞留した状態で浮くことはない。

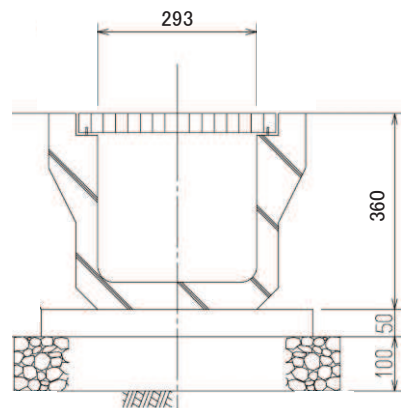


図 6.5.1.8-6 支線排水路の断面例

d. 敷地側集水ピットを通過する漂流物

敷地側集水ピットは、図 6.5.1.8-7 に示すように、屋外排水路の底版よりも深い構造となっており、屋外排水路の底版よりも深い部分の容量は敷地側集水ピット（北側）で 17.22m³、敷地側集水ピット（南側）で 5.7m³となっている。そのため、砂利、木材及びコンクリート片のうち、比重の大きい砂利及びコンクリート片は、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に接続される屋外排水路には流れず、敷地側集水ピットの下部に沈降すると考えられる。

砂利については、形状が小さいため、流下中に巻き上げられて敷地側集水ピットでは沈降せず下流側の屋外排水路に流される可能性がある。

また、「(2) 屋外排水路逆流防止設備及び出口側集水ピットの構造」で示したように、扉体の開閉機能に影響を及ぼす可能性のある漂流物として、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）では 1900mm～3500mm の長さのもの、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）では 1450mm～2290mm の長さのものが想定され、これらの長さの木材が各敷地側集水ピットに流れ込む可能性がある。ただし、各敷地側集水ピット上部の開口部及び上流側の呑口に、上記長さよりも十分目の細かいグレーチング及びバースクリーン（バーピッチ：300mm×300mm）を各敷地側集水ピットの部位として設置することとしているため、扉体の開閉機能に影響を及ぼす可能性のある長さの木材は、各敷地側集水ピットに流れ込むことはない（図 6.5.1.8-7 参照）。以上のことから、長さの短い木材（以下「木片」という。）のみが各敷地側集水ピットに流れ込み、下流側の屋外排水路に流されることを想定する。

e. 逆流防止設備から排出される漂流物

各敷地側集水ピットから下流側に流れて屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に到達する漂流物としては、砂利及び木片が考えられる。なお、扉体の閉機能に影響を及ぼす可能性のある長さの木材については、「(2) 屋外排水路逆流防止設備及び出口側集水ピットの構造」及び「(3) d. 敷地側集水ピットを通過する漂流物」に示すとおり屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に到達することはない。

敷地側集水ピットの水位は、地震による溢水により、敷地内（O.P. +13.8m）は浸水深18cmとなっていることを踏まえ、満水状態を仮定する。

(a) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の評価

地震による溢水により、敷地内（O.P. +13.8m）に浸水深18cmとなっている状態では、敷地側集水ピットは満水となっているため、表 6.5.1.8-1 に示す排水可能流量（51.1m³/s）を仮定すると、その時の防潮堤横断部の屋外排水路の中の流速は約10m/sとなり、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の扉体は約90cm開いた状態で排水していることになる。

そのため、屋外排水路を流れる砂利及び木片は、この非常に速い流速（約10m/s）及び開口（約90cm開いた状態）により屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）で詰まったり、挟まったりすることはなく、海側に流下する。また、約10m/sの流速によって、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）を流下した漂流物はそのまま出口側集水ピットを流れ、漂流物防護工の下部の開口（約70cm）から海側へ排出される。仮に屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）近傍に堆積することを想定したとしても屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の扉体下端から出口側集水ピットの底版までは約70cmあることから、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の閉機能が喪失することはない。

また、敷地内（O.P. +13.8m）の溢水がほぼ排水されて、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）から排水される流量が少なくなった場合についても、敷地側集水ピットから下流側の屋外排水路の水路勾配が大きいことから、少ない流量でも漂流物は屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）へと流される。屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の扉体は排水流量がない場合の開口は約3.8cmであるため、この開口よりも小さいものは海側へ排出されるが、開口よりも大きい砂利及び木片は扉体よりも上流側に溜まることが想定される。ただし、この時の屋外排水路の流れは非常に小さいため、砂利及び木片が扉体部に挟まるようなことはなく、津波来襲前に屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の閉機能が喪失することはない。

次に、津波来襲時においては、津波とともに漂流物が屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）に到達するが、津波水位が扉体下端から約18cmの水位で扉体は閉となることから、津波が到達するのとほぼ同時に閉となる。したがって、漂流物が排水路側に入ることはない。また、排水路側からある程度の排水量があり、扉体が十分に開いている状態では、出口側集水ピット内の水位も高く、海側への流れもあることから、漂

流物は屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）まで到達することはない。以上のことから、津波来襲時においても屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の閉機能が喪失することはない。

なお、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び出口側集水ピット（北側）の構造図は図 6.5.1.8-2 のとおりである。

(b) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価

南側排水路についても、敷地側集水ピットは満水となっているため、表 6.5.1.8-1 に示す排水可能流量（16.2m³/s）を仮定すると、その時の防潮堤横断部の屋外排水路の中の流速約 10m/s となり、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の扉体は約 60cm 開いた状態で排水していることになる。

そのため、屋外排水路を流れる砂利及び木片は、この非常に速い流速（約 10m/s）及び開口（約 60cm 開いた状態）により屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）で詰まったり、挟まったりすることはなく、出口側集水ピットを經由して下流側の排水路を通じて海側へ排出される。仮に屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）近傍に堆積することを想定したとしても屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の扉体下端から出口側集水ピットの底版までは約 30cm あること、出口側集水ピットの下流側にはそれよりも低い位置に排水路があることから、砂利及び木片は海側へ排出され、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の閉機能が喪失することはない。

また、敷地内（0.P.+13.8m）の溢水がほぼ排水されて、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）から排水される流量が少なくなった場合についても、敷地側集水ピットから下流側の屋外排水路の水路勾配が大きいことから、少ない流量でも漂流物は屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）へと流される。屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の扉体は排水流量がない場合の開口は約 3cm であるため、この開口よりも小さいものは海側へ排出されるが、開口よりも大きい砂利及び木片は扉体よりも上流側に溜まることが想定される。ただし、この時の屋外排水路の流れは非常に小さいため、砂利及び木片が扉体部に挟まるようなことはなく、津波来襲前に屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の閉機能が喪失することはない。

次に、津波来襲時においては、津波とともに漂流物が屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に到達するが、津波水位が扉体下端から約 16cm の水位で扉体は閉となることから、津波が到達するのとほぼ同時に閉となる。したがって、漂流物が排水路側に入ることはない。また、排水路側からある程度の排水量があり、扉体が十分に開いている状態では、出口側集水ピット内の水位も高いことから、寸法の小さな漂流物が屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）まで到達することはない。以上のことから、津波来襲時においても屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の閉機能が喪失することはない。

なお、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）及び出口側集水ピット（南側）の構造図は図 6.5.1.8-3 のとおりである。

(4) 屋外排水路逆流防止設備の開機能の維持について

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の開機能の維持について、地震時及び津波来襲時に分けて確認する。

なお、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は、図 6.5.1.8-2 に示すとおり 1 つの排水路に対して扉体が 4 門（2 段 2 列）の構造となっており、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、図 6.5.1.8-3 に示すとおり 3 つの排水路に対してそれぞれ扉体がある（3 門）ことから、これらすべての扉体が同時に開かなくなることはない。

a. 地震時

地震時に想定される敷地内からの漂流物のうち、扉体の開機能に影響を及ぼす可能性のある長さの木材については、「(2) 屋外排水路逆流防止設備及び出口側集水ピットの構造」及び「(3) d. 敷地側集水ピットを通過する漂流物」に示すとおり屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に到達することはない。

一方、砂利及び木片が大量に流下し、各出口側集水ピット内に堆積する可能性が想定されるが、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の出口側集水ピットは閉構造ではなく、海側へ流れる構造としていることから、各出口側集水ピット内に砂利及び木片が溜まり続けることは考えにくく、すべての扉体が同時に開かなくなることはない。特に、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の扉体は 2 段に設置されていることから、下段の扉体と上段の扉体が同時に開かなくなるとは考えにくい。

以上のことから、地震時において、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の開機能は維持される。

b. 津波来襲後

津波来襲時においては、「4.3 津波漂流物による衝突荷重について」で整理したとおり、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）には基準津波第一波のみが到達する。この津波第一波とともに、漂流物が出口側集水ピット内に入る可能性があるが、扉体の開機能に影響を及ぼす可能性のある長さの木材は浮いた状態で津波水位とともに上昇するため、扉体と防護梁又は逆側の側壁に挟まり、開機能が喪失することはない。

また、東北地方太平洋沖地震に伴う津波において、発電所で確認された漂流物は「4.3 津波漂流物による衝突荷重について」の表 4.2-1 に示すとおり小型船舶（船外機）、車両、水槽（工事用の仮設物）、タンク（重油タンク）、木片・混合ごみ・流木及び漁具があった。屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）が設置される周辺の漂流物の堆積状況は「4.3 津波漂流物による衝突荷重について」の写真 6.5.1.8-1（写真 4.2-1(2)の再掲）のとおりであり、寸法の小さな漂流物は確認されるものの、それらは散らばった状態であり集積していないことから、基準津

波第一波で到達する寸法の小さな漂流物についても各出口側集水ピット内に集積することではなく、開機能が喪失することはない。

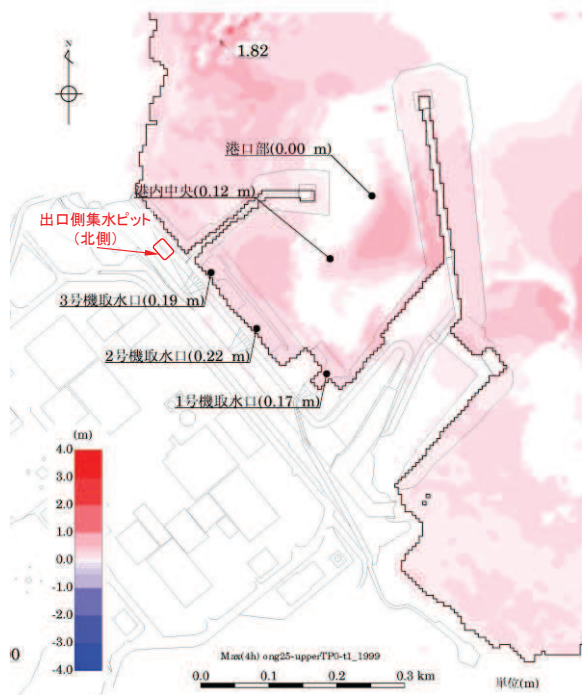
さらに、「3.1 砂移動による影響確認について」では基準津波による砂移動解析を実施しており、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）が設置される周辺において、砂の堆積はほとんどなく、取水口上部のO.P.+2.5m 盤全体でも最大で10cm以下である（「3.1 砂移動による影響確認について」の図6.5.1.8-8参照）。これに対して、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）のそれぞれの扉体下端から出口側集水ピット底版までの高さは、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）が70cm、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）が30cmであり、砂の堆積厚さよりも十分高いことから、津波による砂移動によって開機能が喪失することはない。

以上のことから、津波来襲後において、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の開機能は維持される。

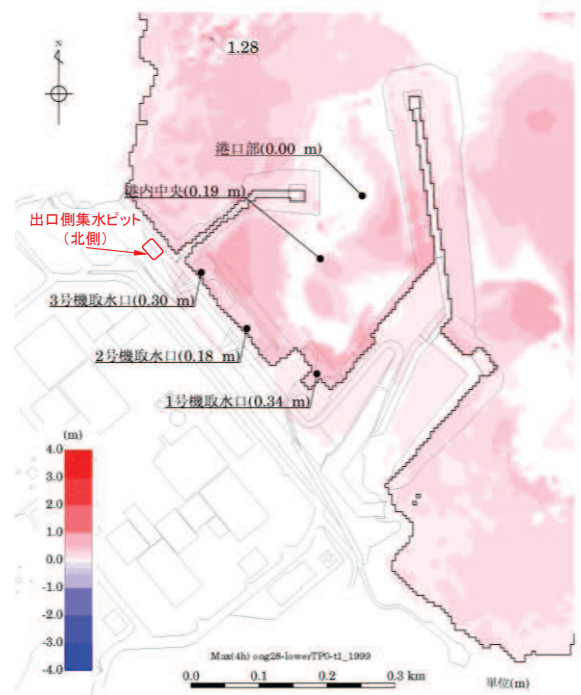


写真 6.5.1.8-1 敷地内で確認された東北地方太平洋沖地震に伴う津波の漂流物（岸壁全体の漂流物状況（平成23年3月18日撮影））

【「4.3 津波漂流物による衝突荷重について」の写真4.2-1(2)を再掲】



(水位上昇側)



(水位下降側)

図 6.5.1.8-8 最大堆積厚分布図

【「3.1 砂移動による影響確認について」の図 3.1.1-4 に一部加筆】

(5) 維持管理

「ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 ダム堰施設技術基準（案）（基準解説編設備計画マニュアル編）」では、「ダム・堰・水門に設置する取水・制水・放流設備を良好な状態に維持し、正常な機能を確保するため、適切かつ効率的・効果的な保守管理を行わなければならない。」とされており、「水門鉄管協会 平成 31 年 水門鉄管技術基準 水門扉編」では、「水門扉の保守管理は、各設備の機能を長期にわたり、いつでも安全確実に発揮させるために行う。」とされている。

a. 通常時の維持管理

通常時において、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、扉体の開閉機能が有効であることを確認するため、日常点検及び定期点検を実施する方針であることを保安規定に定める。

そのため、地震発生前の通常時では屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の開閉機能は維持される。

b. 津波警報発令中の維持管理

地震発生後の津波警報発令中（津波来襲前）においては、防潮堤よりも海側のエリアから退避するため、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の状態を直接確認することはできないものの、敷地側集水ピット内の流れの状態を確認することで屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の開閉機能が維持されているかを判断することが可能である。また、敷地内（O.P. +13.8m）の漂流物が敷地側集水ピットに流れてきた場合、「(3) d. 敷地側集水ピットを通過する漂流物」で示したように、各敷地側集水ピットにはグレーチング及びバースクリーンを設置することとしており、長尺の木材は敷地側集水ピット内に流れ込むことはないため、敷地側からの漂流物が屋外排水路逆流防止設備の開閉機能に影響を及ぼすことはないが、大量の木材及び砂利が敷地側集水ピット内に流れ込まないよう漂流物の除去作業を行うこととする。

以上を踏まえ、地震発生後の津波警報発令中（津波来襲前）においては、敷地側集水ピット内の流れの状態の確認及び敷地側集水ピット付近の漂流物の除去作業の実施を保安規定に定めることとする。なお、敷地側集水ピット内で水の流れがなく、滞留している状態が確認された場合には、津波警報解除後に速やかに復旧作業を行う必要があることから、復旧作業の準備を行うこととする。

c. 津波警報解除後の維持管理

津波警報解除後において、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、扉体の開閉機能が有効であることを確認するため、臨時点検を実施する方針であることを保安規定に定める。また、開閉機能が喪失されていることが確認された場合には速やかに復旧作業を行うこととする。

これらの方針により、津波警報解除後においても屋外排水路逆防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の開閉機能は維持される。

- 6. 浸水防護施設に関する補足資料
- 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
- 6.5.6 貫通部止水処置に関する補足説明
- 6.5.6.1 貫通部止水処置の耐震性についての計算書に関する補足説明

目 次

1.	概要	6.5.6.1-1
2.	一般事項	6.5.6.1-2
2.1	配置概要	6.5.6.1-2
2.2	構造計画	6.5.6.1-2
2.3	評価方針	6.5.6.1-5
2.4	適用規格・基準等	6.5.6.1-7
2.5	記号の説明	6.5.6.1-8
3.	評価対象部位	6.5.6.1-9
4.	構造強度評価	6.5.6.1-10
4.1	構造強度評価方法	6.5.6.1-10
4.2	荷重及び荷重の組合せ	6.5.6.1-10
4.2.1	荷重の設定	6.5.6.1-10
4.2.2	荷重の組合せ	6.5.6.1-11
4.3	許容限界	6.5.6.1-11
4.4	設計用地震力	6.5.6.1-13
4.5	計算方法	6.5.6.1-16
4.5.1	荷重計算	6.5.6.1-16
4.6	計算条件	6.5.6.1-17
5.	評価結果	6.5.6.1-18
	(別紙1) 遮水鋼板におけるケーブルトレイ貫通部の耐震性について	6.5.6.1-19
	(参考) 第3号機補機冷却海水系放水ピット浸水防止蓋及び貫通配管に対する地震時の影響について	6.5.6.2-31

1. 概要

本計算書は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度に基づき、浸水防護施設のうち、貫通部止水処置が設計用地震力に対して、主要な構造部材が地震後の繰返しの来襲を想定した経路からの津波の流入、地震による溢水に加えて津波の流入を考慮した浸水又は内部溢水の伝播を防止する機能を維持するための十分な構造健全性を有することを説明するものである。その耐震評価は貫通部止水処置の荷重又は応力評価により行う。

貫通部止水処置は、設計基準対象施設においては浸水防止設備としてSクラス及びCクラス施設に分類される。以下、設計基準対象施設としての構造強度評価を示す。

なお、耐津波設計による貫通部止水処置の耐震評価においては、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約1mの地盤沈下が発生したことを考慮する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

貫通部止水処置は原子炉建屋，タービン建屋，制御建屋，海水ポンプ室，軽油タンクエリア，第2号機海水ポンプ室防潮壁横断部，第2号機放水立坑防潮壁横断部，第3号機海水ポンプ室防潮壁横断部，第3号機放水立坑防潮壁横断部及び第3号機補機冷却海水系放水ピット浸水防止蓋貫通部の貫通口と貫通物とのすき間に施工する。

2.2 構造計画

貫通部止水処置は，貫通部の位置や条件に応じて，シール材，モルタル及びブーツを使用し，各貫通部止水処置の適用条件を考慮し施工する。シール材及びモルタルは壁，床面又は蓋の貫通口と貫通物のすき間に施工し，壁，床面又は蓋と貫通物を接合する構造とする。ブーツは，伸縮性ゴムを用い，壁又は床面の貫通口スリーブと配管を締付けバンドにて固定する構造とする。貫通部止水処置の構造計画を表 2-1 に示す。

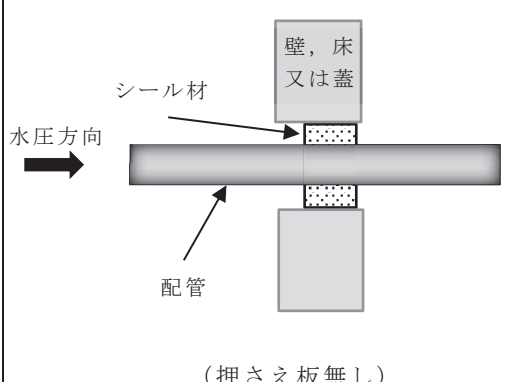
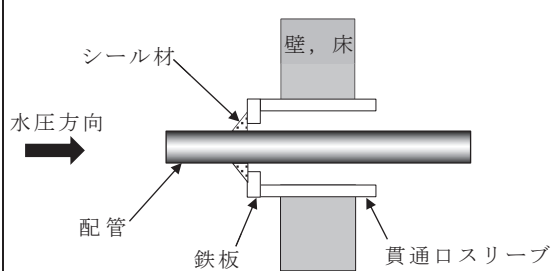
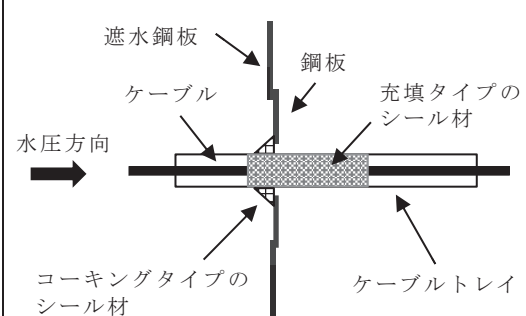
なお，表2-1に示すとおり，第2号機放水立坑防潮壁横断部に施工する遮水鋼板をケーブルトレイが貫通する部分については，遮水鋼板に取付けた鋼板及びシール材により，止水性を確保する構造とする。当該ケーブルトレイ貫通部止水処置の耐震性の評価結果については，本資料の別紙1 に示す。

表 2-1 貫通部止水処置の構造計画 (1/2)

設備名称	計画の概要		説明図*
	主体構造	支持構造	
貫通部 止水処置	モルタルにて構成する。	貫通部の開口部にモルタルを充填し、硬化後は貫通部内面及び貫通物外面と一定の付着力によって接合する。	
	ブーツと締付けバンドにて構成する。	高温配管の熱膨張変位及び地震時の変位を吸収できるように伸縮性ゴムを用い、壁面又は床面の貫通ロスリーブと配管を締付けバンドにて締結する。	
	充填タイプのシール材にて構成する。	貫通部の開口部にシール材を充填する。施工時は液状であり、反応効果によって所定の強度を有する構造物が形成され貫通部内面及び貫通物外面と一定の付着力によって接合する。	
			<p>(押さえ板有り)</p>

注記* : 水圧方向は、主たる作用方向を示す。

表 2-1 貫通部止水処置の構造計画 (2/2)

設備名称	計画の概要		説明図*
	主体構造	支持構造	
貫通部 止水処置	充填タイプのシール材にて構成する。	貫通部の開口部にシール材を充填する。施工時は液状であり、反応効果によって所定の強度を有する構造物が形成され貫通部内面及び貫通物外面と一定の付着力によって接合する。	 <p>(押さえ板無し)</p>
	コーキングタイプのシール材にて構成する。	貫通部の開口部と貫通部の隙間にコーキングする。施工時は液状であり、反応硬化によって所定の強度を有する構造物が形成され、鉄板及び貫通物外面と一定の付着力によって接合する。	
	鋼板, コーキングタイプのシール材, 充填タイプのシール材にて構成する。	遮水鋼板のケーブルトレイの貫通部は, 鋼板を遮水鋼板に溶接し, ケブルトレイとの隙間にコーキングする。ケーブルトレイの内部はシール材を充填する。施工時は液状であり、反応硬化によって所定の強度を有する構造物が形成され, 鋼板及びケーブルトレイと一定の付着力によって接合する。	

注記*: 水圧方向は、主たる作用方向を示す。

2.3 評価方針

貫通部止水処置の耐震評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.2 構造計画」に示す貫通部止水処置の構造を踏まえ、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位において、発生する荷重が許容限界内に収まることを「4. 構造強度評価」に示す方法にて確認することで実施し、確認結果を「5. 評価結果」に示す。貫通部止水処置のうちモルタルの耐震評価フローを図 2-1 に示す。

ここで、シール材を施工する貫通部については、貫通部近傍に支持構造物を設置することで、地震時は建屋壁、防潮壁、第2号機海水ポンプ室壁面及び第3号機海水ポンプ室壁面と貫通物が一体で動く構造であることから、地震時の貫通部に対する配管変位の影響は十分小さい。また、第3号機補機冷却海水系放水ピット浸水防止蓋に設置する貫通部に対するシール材については、3号海水熱交換器建屋に設置している浸水防止蓋及び貫通物はいずれも剛構造のため発生する変位は軽微であり、地震時の貫通部における相対変位の影響は十分小さい。電線管、ケーブルトレイ内に使用する充填タイプのシール材は、柔軟性及び余長を有するケーブルすき間に充填することとしており、地震時にケーブルに発生する荷重は十分小さい。これらのことから、地震による相対変位や荷重によるシール材への影響は軽微であるため、耐震評価の対象としない。

ブーツについては、伸縮性ゴムを使用しており、配管の地震変位に対しても十分な伸縮性を有している。このため、地震による影響は軽微であることから耐震評価の対象部位としない。

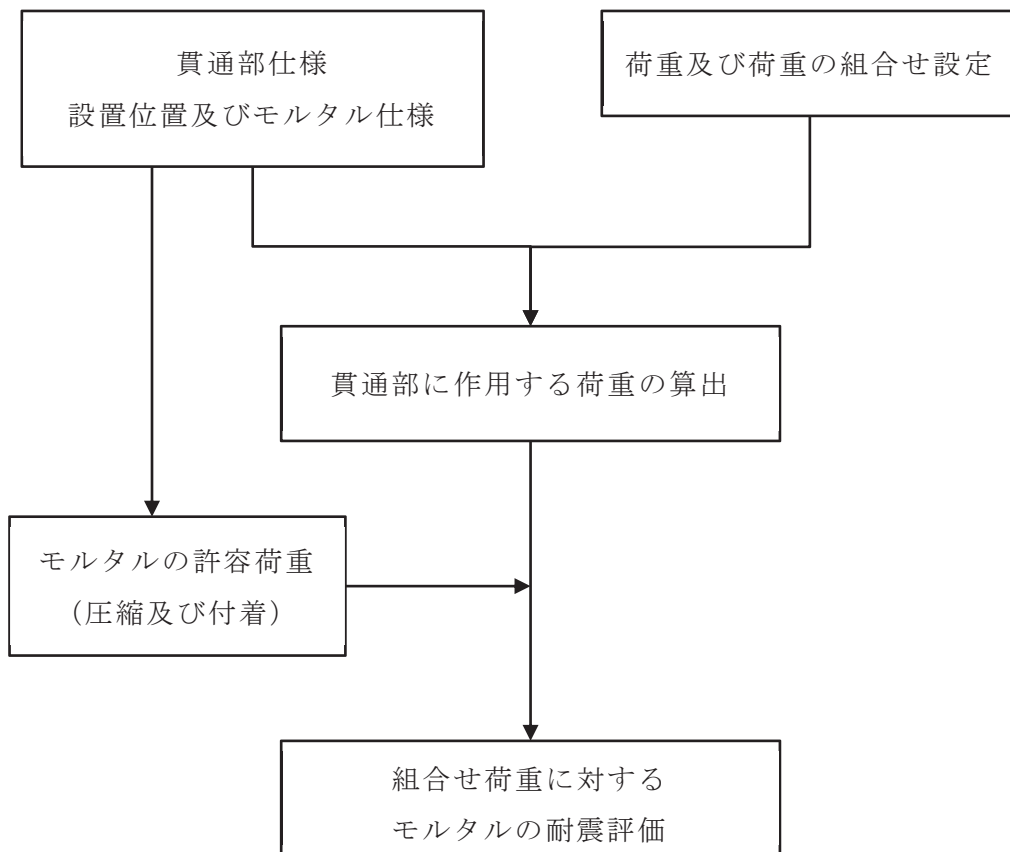


図 2-1 モルタルの耐震評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針重要度分類・許容応力編 (J E A G 4 6 0 1・補-1984)
- (3) 原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 0 1-1987)
- (4) 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)
(以下「J E A G 4 6 0 1」と記載しているものは上記3指針を指す。)
- (5) 機械工学便覧 (日本機械学会)

2.5 記号の説明

モルタルの耐震評価に用いる記号を表 2-2 に示す。

表 2-2 モルタルの耐震評価に用いる記号

記号	定義	単位
A_P	貫通物の投影面積	mm^2
C_H	基準地震動 S_s により生じる貫通物の水平方向設計震度	-
C_V	基準地震動 S_s により生じる貫通物の鉛直方向設計震度	-
f_c	モルタルの許容圧縮荷重	kN
d	モルタル貫通物の直径	mm
f_s	モルタルの許容付着荷重	kN
f'_{bok}	モルタル付着強度	N/mm^2
f'_{ck}	モルタル圧縮強度	N/mm^2
F_c	貫通物反力によりモルタルに生じる圧縮荷重	kN
F_{H1}	壁貫通物の軸方向に作用する付着荷重	N
F_{H2}	床及び壁貫通物の軸直方向に作用する圧縮荷重	N
F_{V1}	床貫通物の軸方向に作用する付着荷重	N
F_{V2}	壁貫通物の軸直方向に作用する圧縮荷重	N
g	重力加速度	m/s^2
L	貫通物の支持間隔	mm
L_w	モルタルの充填深さ	mm
S	貫通物の周長	mm
w	貫通物の支持間隔の単位長さ当たりの質量	kg/m
γ_c	材料定数	-

3. 評価対象部位

貫通部止水処置の評価対象部位は、「2.2 構造計画」にて設定している構造に従って、地震荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し選定する。

モルタルについては、地震時に貫通物の反力が直接作用することが考えられるため、モルタルを評価対象部位とする。また、全ての建屋の中でモルタルに作用する荷重が最も大きい貫通部を代表として評価する。モルタルを用いた貫通部のうち、貫通物がないため埋め戻しを行っている貫通部は貫通物の追従により生じる荷重がないため、貫通物を通っている場合の評価に包絡される。

モルタルの評価対象部位を図 3-1 に示す。

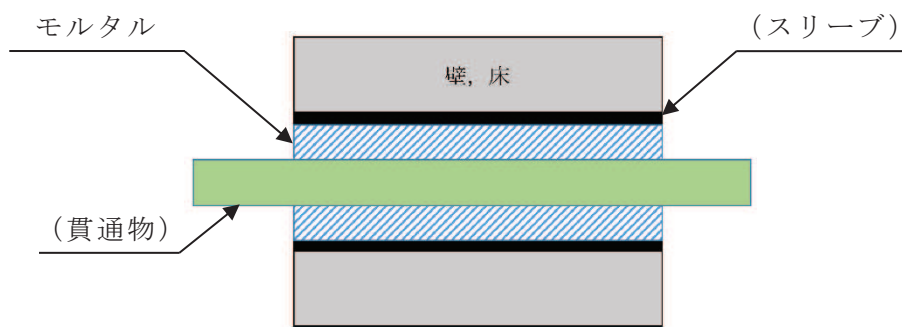


図 3-1 モルタルの評価対象部位

4. 構造強度評価

4.1 構造強度評価方法

- (1) 貫通部止水処置の評価対象部位の荷重評価を実施し，発生荷重を算出する。
- (2) 評価対象部位の発生荷重と許容荷重を比較し，発生荷重が許容荷重以下であることを確認する。

4.2 荷重及び荷重の組合せ

耐震評価に用いる荷重及び荷重の組合せに関して以下に示す。

4.2.1 荷重の設定

(1) モルタルに作用する地震荷重

強度評価に用いる荷重は，以下の荷重を用いる。

a. 固定荷重(D)

固定荷重として，貫通軸上の貫通物（配管等を示す。以下同じ。）及びその内容物の質量を考慮する。

b. 基準地震動 S_s による地震荷重 (S_s)

地震荷重は，基準地震動 S_s に伴う地震力とする。

モルタルに作用する荷重は，付着荷重及び圧縮荷重を考慮する。地震動により貫通物に地震荷重が発生し，その荷重がモルタルに作用するものとして算出する。

(a) 貫通物からモルタルに作用する地震荷重

モルタルに作用する荷重はモルタル端部とモルタルから最も近い支持構造物までの間の貫通物の固定荷重と地震荷重が作用する。評価においては，安全側の評価となる様に貫通部の両側の支持構造物間の貫通物の固定荷重及び地震力がモルタルに作用し，モルタルに反力が発生するものとして荷重を算出する。貫通物からモルタルに作用する荷重作用図を図 4-1 に示す。

また，貫通部は柔構造となる場合もあることから，貫通物の設置場所における床応答スペクトル，当該スペクトルが無い場合は上層の床応答スペクトルの最大応答加速度を用いて算出する。

(b) 評価において考慮する貫通部

評価においては、それぞれの貫通部のうち、発生する荷重が最も大きいものを算出する。

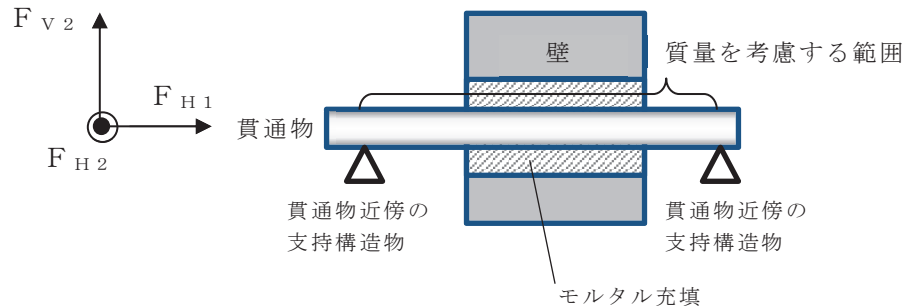


図 4-1 モルタルへの荷重作用図

4.2.2 荷重の組合せ

貫通部止水処置（モルタル）の荷重の組合せを表 4-1 に示す。

表 4-1 荷重の組合せ

施設区分	機器名称	荷重の組合せ*
浸水防護施設	貫通部止水処置 (モルタル)	D + S _s

注記 * : Dは固定荷重, S_sは基準地震動 S_sによる地震荷重を示す。

4.3 許容限界

貫通部止水処置の許容限界に関して以下に示す。

(1) モルタル

各評価対象部位の許容値は、土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]に規定される許容限界を用いる。

貫通部止水処置の許容限界を表 4-2, 貫通部止水処置の許容限界評価条件を表 4-3, 貫通部止水処置の許容限界算出結果を表 4-4 に示す。

表 4-2 貫通部止水処置の設計にて考慮する許容限界（許容荷重）

状態	許容限界*	
	付着荷重	圧縮荷重
短期	f_s	f_c

注記 *：モルタルの許容限界は，土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]により，モルタルの許容付着荷重 f_s ，モルタル付着強度 f'_{bok} 及びモルタルの許容圧縮荷重 f_c を算出する。モルタル圧縮強度 f'_{ck} は設計値を用いる。なお，同一貫通部に異なる口径の貫通物が設置されている場合，許容付着荷重の計算に使う周長 S は保守的に最も口径の小さい貫通物の周長を適用し，許容圧縮荷重の計算に使う直径 d も保守的に最も口径の小さい貫通物の直径を適用する。本計算書では，許容付着荷重の計算に適用する貫通物の口径 25A，許容圧縮荷重の計算に適用する貫通物の口径 25A，モルタルの充填深さ $L_w=300$ mm とする。

$$\text{許容付着荷重 } f_s = f'_{bok} \cdot S \cdot L_w / \gamma_c$$

ここで， S ：周長（＝外径 34mm $\times \pi = 106.8142$ mm）

$$f'_{bok} = 0.28 \cdot f'_{ck}{}^{2/3} \cdot 0.4$$

$$\text{許容圧縮荷重 } f_c = f'_{ck} \cdot A_p / \gamma_c$$

$$A_p = d \cdot L_w$$

表 4-3 貫通部止水処置の許容限界評価条件

評価対象部位	$f'_{ck}{}^{*1}$ (N/mm ²)	$\gamma_c{}^{*2}$
モルタル	30	1.3

注記 *1：モルタル圧縮強度

*2：材料定数

表 4-4 貫通部止水処置の許容限界算出結果

状態	評価対象部位	許容限界	
		付着荷重 f_s (kN)	圧縮荷重 f_c (kN)
短期	モルタル	26	235

4.4 設計用地震力

モルタルの耐震計算に用いる設計震度は、添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方法」における設計用地震力に基づき設計する。モルタルの耐震計算に用いる設計震度を表 4-5 に示す。また、固有周期毎の設計震度を図 4-2，図 4-3 に示す。

表 4-5 モルタルの耐震計算に用いる設計震度

地震動	設置場所及び 床面高さ (mm)	地震による設計震度* ¹	
		基準地震動 S _s	海水ポンプ室 O.P. 14800 (O.P. 11025* ²)
鉛直方向 C _V	24.86		

注記 *1：モルタルは評価対象箇所が多いことから、設計震度の算出が建屋ごとに全ての対象箇所を包絡するように全周期帯の最大加速度を用いた。また、保守的な評価となるように設置場所の床応答曲線は減衰定数 0.5%を適用した。

*2：設置場所より上層の基準床レベルを示す。(O.P. 11025)

なお、モルタルを用いた貫通部の設置場所の標高は O.P. 8400 である。

【02-SW-SsH-SW14800-005】

構造物名：海水ポンプ室

標高：0.P. 14.800m

—— 水平方向

減衰定数：0.5%

波形名：基準地震動 S s

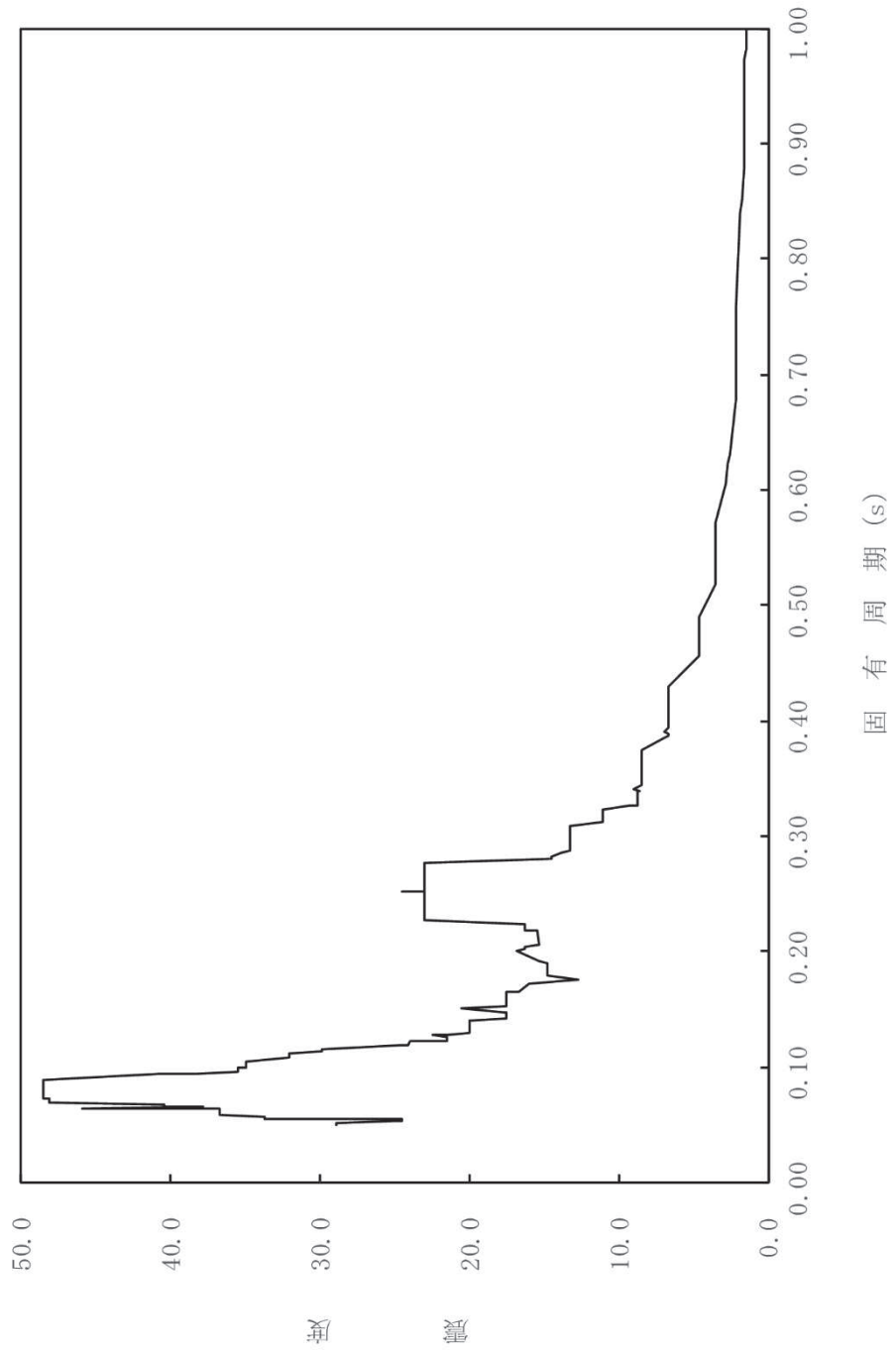


図 4-2 固有周期毎の水平方向の震度

【02-SW-SsV-SW14800-005】

構造物名：海水ポンプ室

標高：O.P. 14.800m

— 鉛直方向

減衰定数：0.5%

波形名：基準地震動 S s

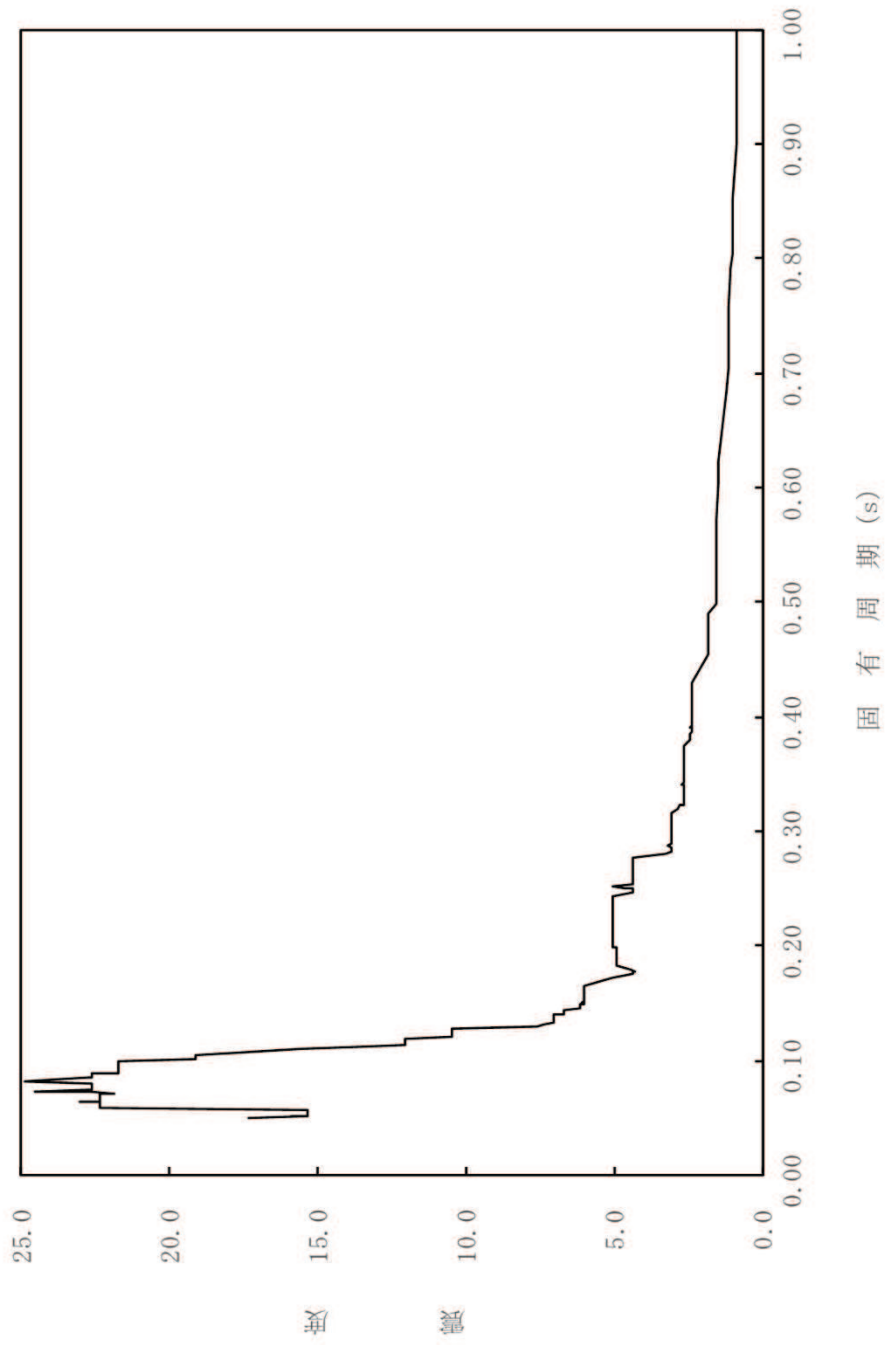


図 4-3 固有周期毎の鉛直方向の震度

4.5 計算方法

4.5.1 荷重計算

(1) モルタル

固定荷重及び基準地震動 S_s による貫通物の反力によりモルタルに生じる荷重を算出する。

a. 付着荷重

付着荷重は、貫通物の水平反力又は鉛直反力から次のとおり算出する。

(a) 床貫通部

$$F_{V1} = w (1 + C_V) \cdot L \cdot g$$

(b) 壁貫通部

$$F_{H1} = w \cdot C_H \cdot L \cdot g$$

b. 圧縮荷重

圧縮荷重は、貫通物の水平反力及び鉛直反力から次のとおり算出する。

(a) 床貫通部

床貫通部には、水平2方向から F_{H2} の荷重が作用するため、2方向の合成荷重を圧縮荷重 F_C とする。

$$F_{H2} = 5/8 \cdot w \cdot C_H \cdot L \cdot g$$

$$F_C = \sqrt{2 \cdot F_{H2}^2}$$

(b) 壁貫通部

壁貫通部には、水平方向と鉛直方向から各々 F_{H2} 、 F_{V2} のせん断力が圧縮荷重として作用するため、2方向の合成荷重を圧縮荷重 F_C とする。

$$F_{H2} = 5/8 \cdot w \cdot C_H \cdot L \cdot g$$

$$F_{V2} = 5/8 \cdot w (1 + C_V) \cdot L \cdot g$$

$$F_C = \sqrt{F_{H2}^2 + F_{V2}^2}$$

4.6 計算条件

(1) モルタル

貫通部止水処置（モルタル）の耐震評価に関する荷重評価条件を表 4-6 に示す。

表 4-6 モルタルの耐震評価に関する荷重評価条件

貫通部箇所 (貫通部仕様)	モルタルの充填深さ L_w (mm)	貫通部から近傍支持 点までの距離 L (mm)	貫通部から支持点ま での単位長さ当たり の質量 w (kg/m)
海水ポンプ室 壁貫通部 (モルタル)	300	2250	<input type="text"/>

注記 * : 貫通部から支持点までの単位長さ当たりの質量の算出

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

5. 評価結果

貫通部止水処置（モルタル）の耐震評価結果を表5-1に示す。貫通部止水処置の評価対象部位における発生荷重は許容荷重以下であり、構造部材が設計用地震力に対して溢水の伝播を防止する機能を維持するための十分な構造健全性を有することを確認した。

表5-1 モルタルの耐震評価結果

荷重	発生荷重 (kN)	許容荷重 (kN)
付着荷重	<input type="text"/>	26
圧縮荷重	<input type="text"/>	235

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(別紙1) 遮水鋼板におけるケーブルトレイ貫通部の耐震性について

1. 評価方針

遮水鋼板におけるケーブルトレイ貫通部止水処置の耐震評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、本紙「2.1 構造計画」に示す貫通部止水処置の構造を踏まえ、「2.4 評価対象部位」にて設定する評価対象部位において、発生する荷重が許容限界内に収まることを「3. 構造強度評価」に示す方法にて確認することで実施し、確認結果を「4. 評価結果」に示す。ケーブルトレイ貫通部止水処置のうち鋼板部の耐震評価フローを図 1-1 に示す。

ここで、シール材を施工するケーブルトレイについては、貫通部近傍に支持構造物を設置することで、地震時は2号機放水立坑壁面と貫通物が一体で動く構造であることから、地震時の貫通部に対する変位の影響は十分小さい。また、鋼板とケーブルトレイの間に施工するコーキングタイプのシール材については、遮水鋼板及び鋼板をいずれも剛構造と設計とし、地震時の貫通部における相対変位の影響が十分小さいことを確認する。ケーブルトレイ内に使用する充填タイプのシール材は、柔軟性及び余長を有するケーブルすき間に充填することとしており、地震時にケーブルに発生する荷重は十分小さい。これらのことから、コーキングタイプのシール材を施工する鋼板及び溶接部を耐震評価の対象とする。

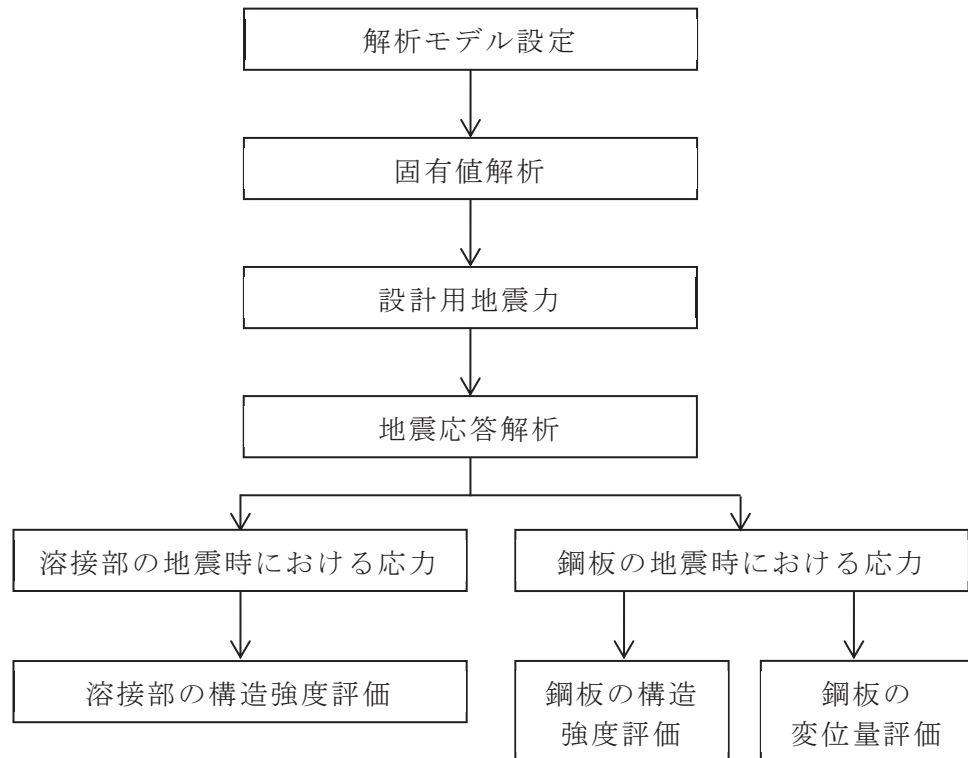
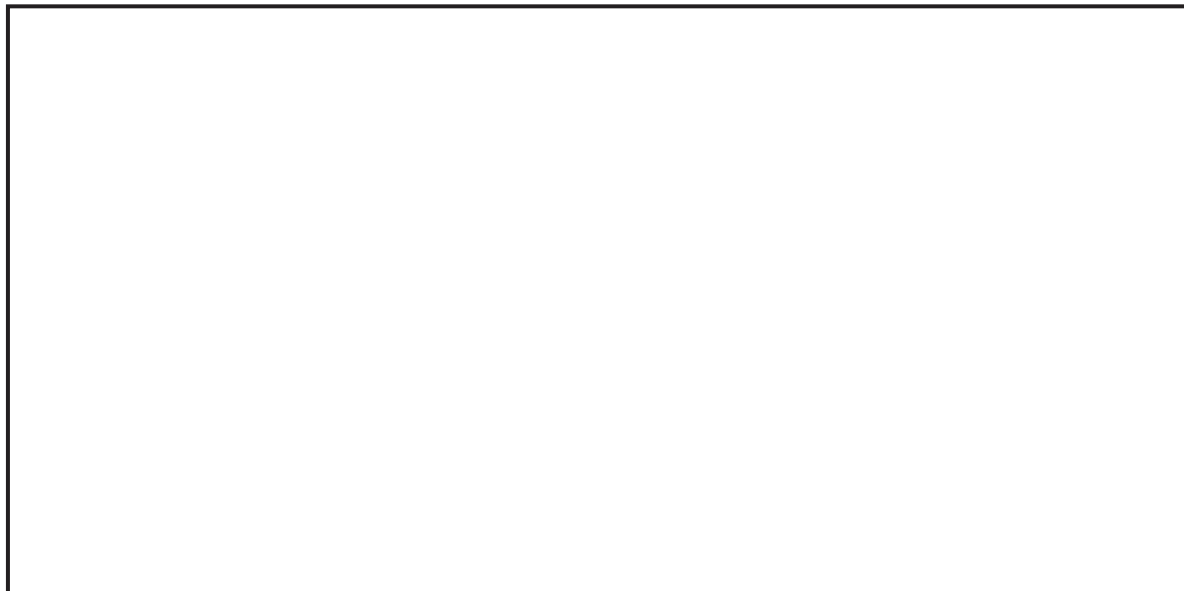


図 1-1 鋼板の耐震評価フロー

2. 一般事項

2.1 構造計画

概略構造を以下に示す。また、構造部材（鋼板）の諸元を表 2-1 に示す。



注記*1：構造の説明のために正面図の最上段トレイのシール材は記載せず。

表 2-1 構造部材（鋼板）の諸元

部材	材料	高さ (mm)	幅 (mm)	板厚 (mm)
鋼板	SUS304			

2.2 適用規格・基準等

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針重要度分類・許容応力編（J E A G 4 6 0 1 ・ 補 - 1984）
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1 - 1987）
- (3) 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）
（以下「J E A G 4 6 0 1」と記載しているものは上記 3 指針を指す。）
- (4) J S M E S N C 1 - 2005/2007 発電用原子力設備規格 設計・建設規格
（以下「設計・建設規格」という。）
- (5) 原子力発電所耐震設計技術規程（J E A C 4 6 0 1 - 2008）

枠囲みの内容は商業機密の
観点から公開できません。

2.3 記号の説明

鋼板及び溶接部の耐震評価に用いる記号を表 2-2 に示す。

表 2-2 鋼板及び溶接部の耐震評価に用いる記号

記号	定義	単位
C_H	水平方向設計震度	-
C_V	鉛直方向設計震度	-
σ_x	鋼板の膜+曲げ応力	MPa
σ_y	鋼板の膜+曲げ応力	MPa
τ_{xy}	鋼板のせん断応力	MPa
σ_p	鋼板の組合せ応力	MPa
F_x	溶接部に x 方向に作用する引張, 圧縮荷重	kN
F_y	溶接部に y 方向に作用する引張, 圧縮荷重	kN
F_z	溶接部に z 方向に作用するせん断荷重	kN
M_y	溶接部に y 方向に作用する曲げモーメント	N・mm
M_z	溶接部に z 方向に作用する曲げモーメント	N・mm
M_x	溶接部に作用するねじりモーメント	N・mm
A	溶接部の断面積	mm ²
Z_y	溶接部の断面係数	mm ³
Z_z	溶接部の断面係数	mm ³
Z_p	溶接部のねじり断面係数	mm ³
σ_a	軸応力	MPa
σ_b	曲げ応力	MPa
τ	せん断応力	MPa
g	重力加速度 (=9.80665m/s ²)	m/s ²

2.4 評価対象部位

遮水鋼板のケーブルトレイ貫通部止水処置の評価対象部位は、本紙「2.1 構造計画」にて設定している構造に従って、地震荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し選定する。

基準地震動 S_s による地震力に対し、主要な構造部材が、ケーブルトレイ貫通部の止水性能を保持可能な構造強度を有する設計とする。

このことから、貫通部止水処置のうち、鋼板及び溶接部を評価対象部位として設定する。

また、地震時に荷重が鋼板に作用し、鋼板が変形することによりコーキングタイプのシール材がせん断や変形することが考えられるため、鋼板の変位量を評価し、シール材の許容変位内であることを確認する。なお、シール材の伸び長さは、シール材施工厚さ（隙間）と鋼板の変位量の和より小さくなるが、鋼板の変位量分だけシール材が伸びるものとして評価する。

鋼板の評価対象部位を図 2-1 に示す。

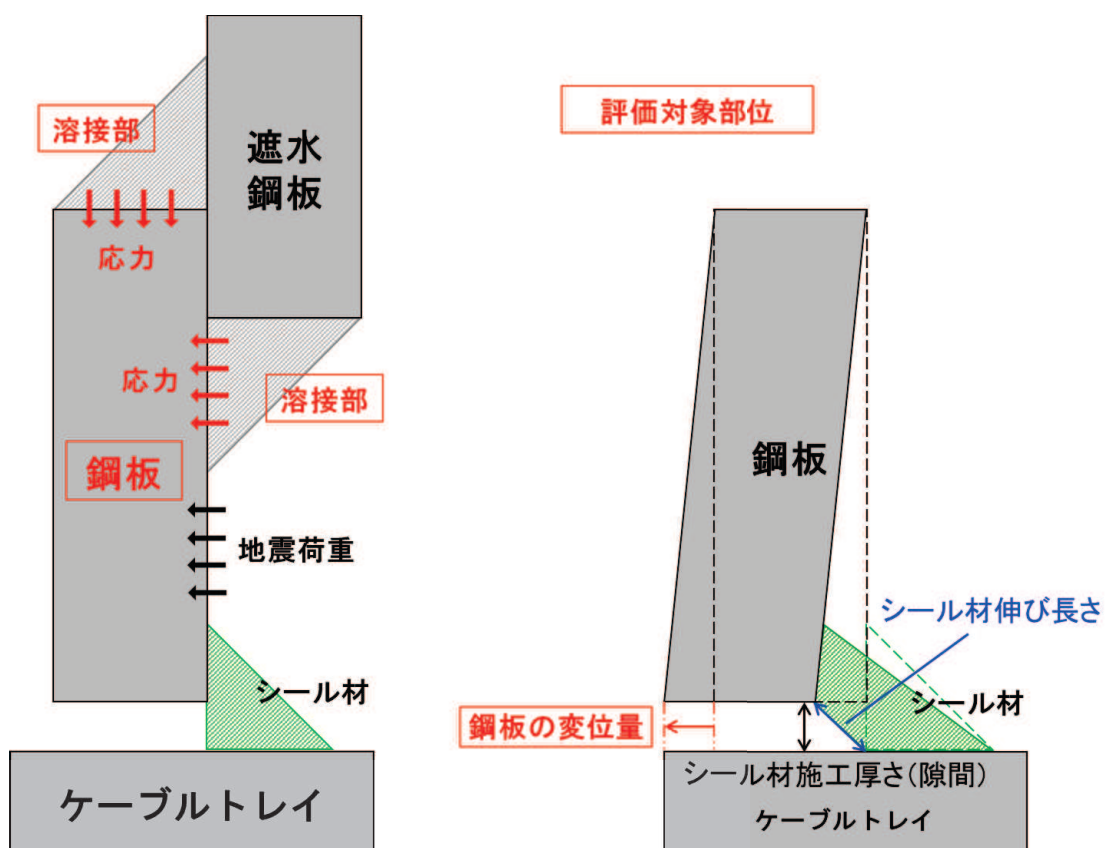


図 2-1 鋼板の評価対象部位



2.5 固有周期

2.5.1 固有値解析方法

鋼板の固有値解析方法を以下に示す。

2.5.2 解析モデル及び諸元

鋼板の解析モデルを図 2-2 に、解析モデルの概要を以下に示す。

- (1) 解析モデルは、
- (2) 拘束条件は、
- (3) 耐震計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

解析コードは、「MSC NASTRAN」を使用し、固有周期を求める。なお、評価に用いる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「VI-5-40 計算機プログラム（解析コード）の概要・MSC NASTRAN」に示す。

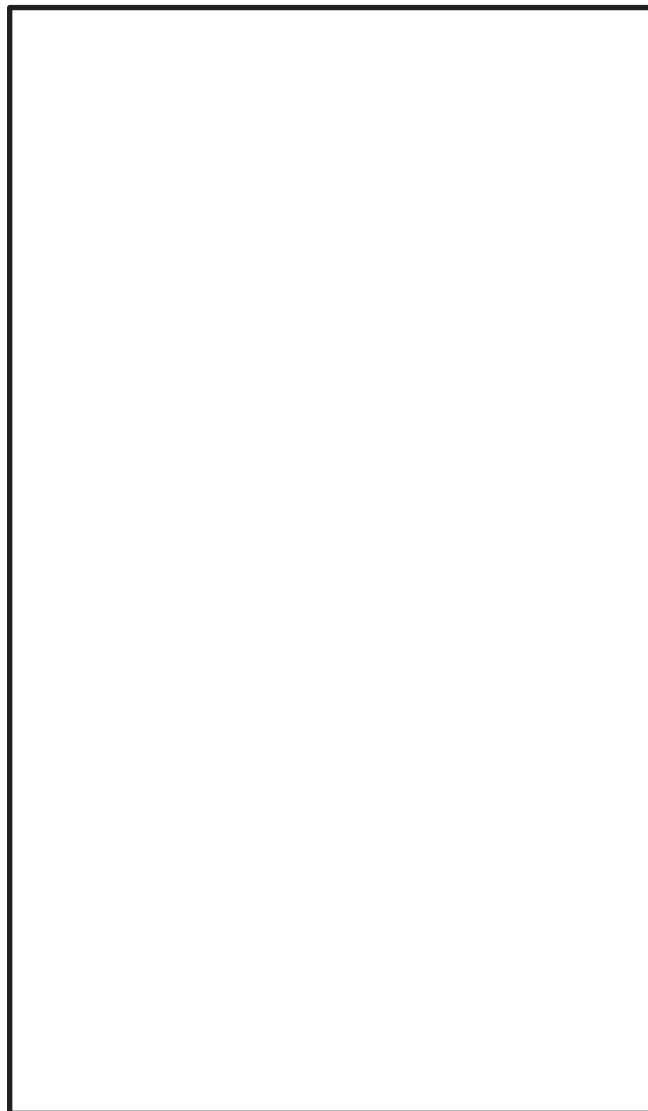


図 2-2 解析モデル図

2.5.3 固有値解析結果

固有値解析結果を表 2-3，固有振動モード図を図 2-3～5 に示す。

鋼板の 1 次モードは水平方向に卓越し，固有周期が 0.05 秒以下であり，剛であることを確認した。また，鉛直方向は 23 次モード以降で卓越し，固有周期は 0.05 秒以下であり，剛であることを確認した。

表 2-3 固有値解析結果

モード	卓越方向	固有周期 (s)	水平方向刺激係数		鉛直方向 刺激係数
			X 方向	Y 方向	
57 次	水平方向 (X 方向)	0.0004	—	—	—
1 次	水平方向 (Y 方向)	0.0071	—	—	—
23 次	鉛直方向 (Z 方向)	0.0009	—	—	—

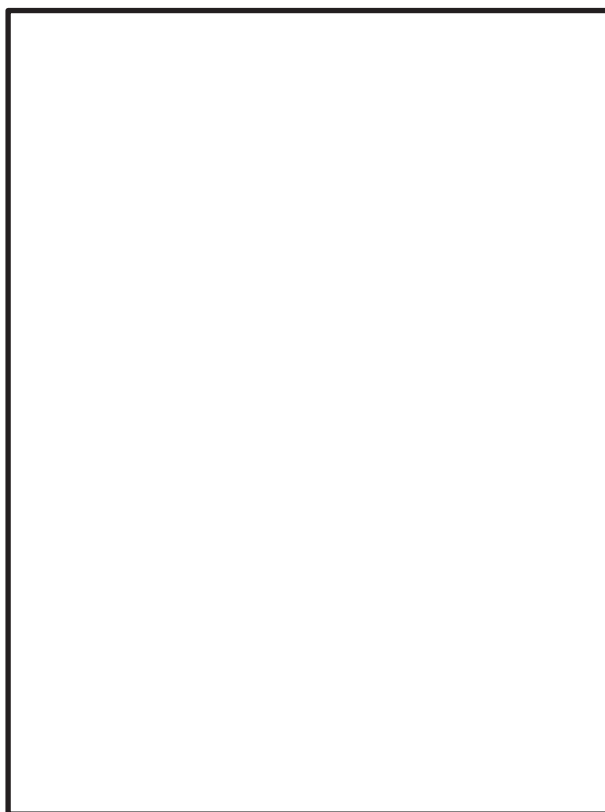


図 2-3 57 次固有振動モード図 (X 方向)

枠囲みの内容は商業機密の
観点から公開できません。

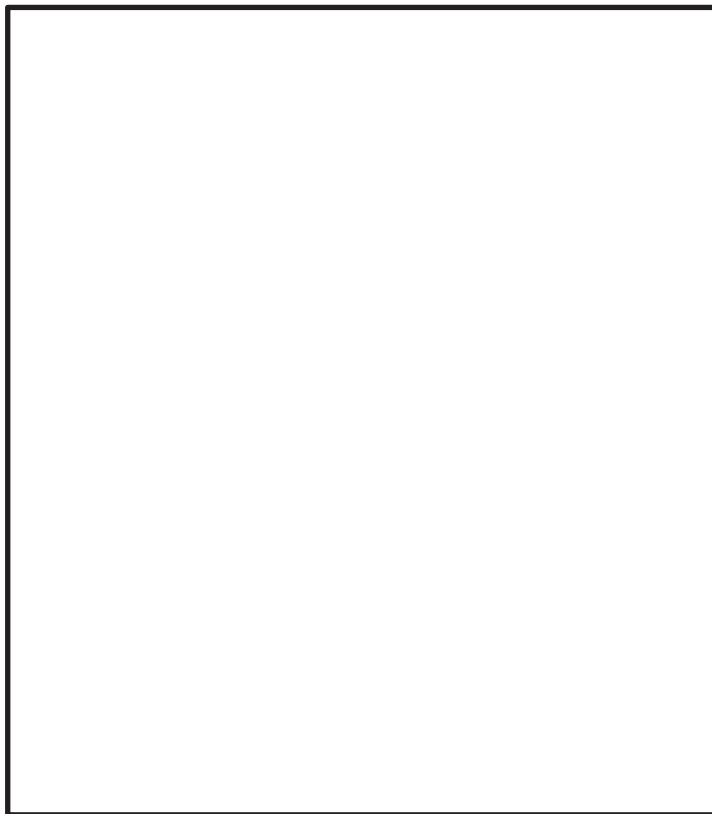


図 2-4 1次固有振動モード図 (Y方向)

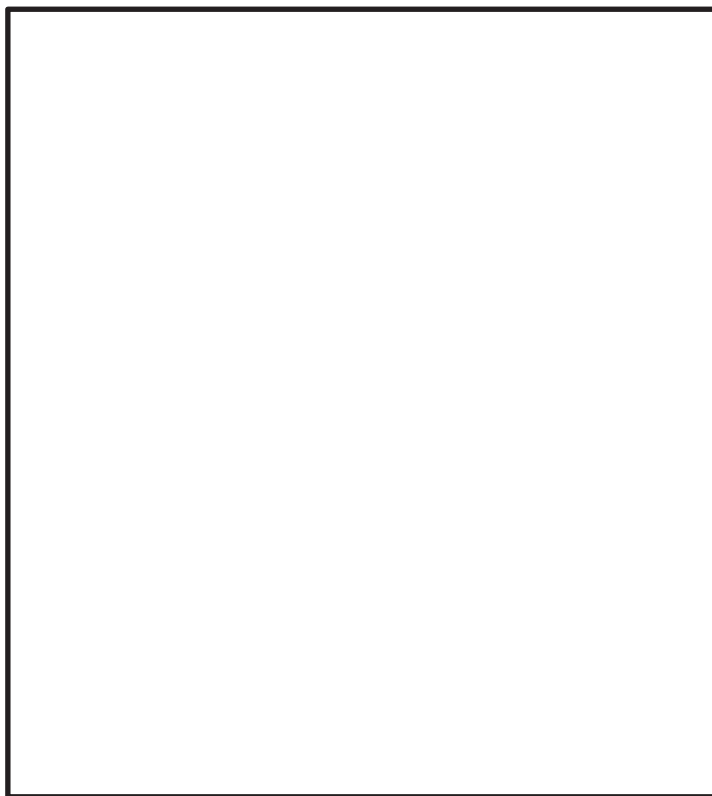


図 2-5 23次固有振動モード図 (Z方向)

3. 構造強度評価

3.1 構造強度評価方法

- (1) 貫通部止水処置の評価対象部位の応力評価を実施し、発生応力を算出する。
- (2) 評価対象部位の発生応力と許容応力を比較し、発生応力が許容応力以下であることを確認する。
- (3) 評価対象部位のうち鋼板については、変位量とシール材の許容変位を比較し、鋼板の変位量がシール材の許容変位以下であることを確認する。

3.2 荷重及び荷重の組合せ

耐震評価に用いる荷重及び荷重の組合せに関して以下に示す。

3.2.1 荷重の設定

強度評価に用いる荷重は、以下の荷重を用いる。

a. 固定荷重(D)

固定荷重として、鋼板の質量を考慮する。なお、ケーブルトレイについては、貫通部近傍に支持構造物を設置するため質量を考慮しない。

b. 基準地震動 S_s による地震荷重(S_s)

地震荷重は、基準地震動 S_s に伴う地震力とする。

3.2.2 荷重の組合せ

貫通部止水処置（鋼板）の荷重の組合せを表 3-1 に示す。

表 3-1 荷重の組合せ

施設区分	機器名称	荷重の組合せ*
浸水防護施設	貫通部止水処置 (鋼板)	$D + S_s$

注記* : Dは固定荷重, S_s は基準地震動 S_s による地震荷重を示す。

3.3 許容限界

3.3.1 貫通部止水処置（鋼板）の応力に対する許容限界

貫通部止水処置（鋼板）の応力に対する許容限界を表 3-2 に示す。

表 3-2 許容応力（その他の支持構造物）

許容応力状態	許容限界*	
	一次応力	
	引張	せん断
IV _A S	$1.5 \cdot f_t^*$	$1.5 \cdot f_s^*$

注記*：応力の組合せが考えられる場合には、組合せ応力に対しても評価を行う。

3.3.2 貫通部止水処置（鋼板）の変位に対する許容限界

貫通部止水処置（鋼板）の変位に対する許容限界を表 3-3 に示す。

表 3-3 鋼板の許容変位

評価部位	鋼板許容変位 (mm)	備考
鋼板		

注記*：コーキングタイプのシール材は引張試験により、シール材の許容引張破断伸びが [] であることが確認されていることから、シール材施工厚さ（隙間） [] を鋼板の許容変位とする。

3.4 設計用地震力

耐震計算に用いる設計震度は、添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方法」における設計用地震力に基づき設計する。

耐震計算に用いる設計震度を表 3-4 に示す。

表 3-4 耐震計算に用いる設計震度

設置場所	床面高さ* O.P. (m)	地震動	地震による 設計震度	
第2号機 海水ポンプ室 防潮壁横断部	12.0 (フーチング中央部)	基準地震動 S _s -D3	水平方向 C _H	2.5
	13.8 (地表面)	基準地震動 S _s -D2	鉛直方向 C _V	1.0

注記 *：貫通部止水処置の設置場所より高い基準床レベルを設定している。

3.5 計算方法

各部の応力計算式を以下に示す。

(1) 鋼板（板要素）の応力評価

板要素でモデル化した鋼板は、表 3-5 に示す組合せ応力により評価を行う。

表 3-5 鋼板（板要素）の応力計算式

評価応力	応力計算式
組合せ応力	$\sigma_p = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3 \tau_{xy}^2}$

(2) 溶接部の応力評価

溶接部は表 3-6 に示す応力計算式により評価を行う。

表 3-6 溶接部の応力計算式

評価応力	応力計算式
組合せ応力	



枠囲みの内容は商業機密の
観点から公開できません。

4. 評価結果

(1) 貫通部止水処置（鋼板）の応力評価結果

貫通部止水処置（鋼板）の応力評価結果を表 4-1 及び図 4-1 に示す。
鋼板及び溶接部の発生応力は、許容応力以下であることを確認した。

表 4-1 応力評価結果

評価対象部位	応力の種類	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
鋼板	組合せ	3	246
溶接部	組合せ	1	141

(2) 貫通部止水処置（鋼板）の変位評価結果

貫通部止水処置（鋼板）の変位評価結果を表 4-2 及び図 4-2 に示す。

鋼板変位は 0.05mm であり許容変位以内であるため、貫通部止水処置（鋼板）において、鋼板とシール材の接着面に隙間は生じず、シール材の耐圧健全性は維持できることを確認した。

また、本鋼板構造において、鋼板の有意な変形は生じないことから、添付書類「VI-3-別添 3-2-10 貫通部止水処置の強度計算書」に示すコーキングタイプのシール材の水圧試験結果を適用可能であることを確認した。

表 4-2 変位評価結果

評価対象部位	最大変位量 (mm)	許容変位量 (mm)
鋼板	0.05	

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

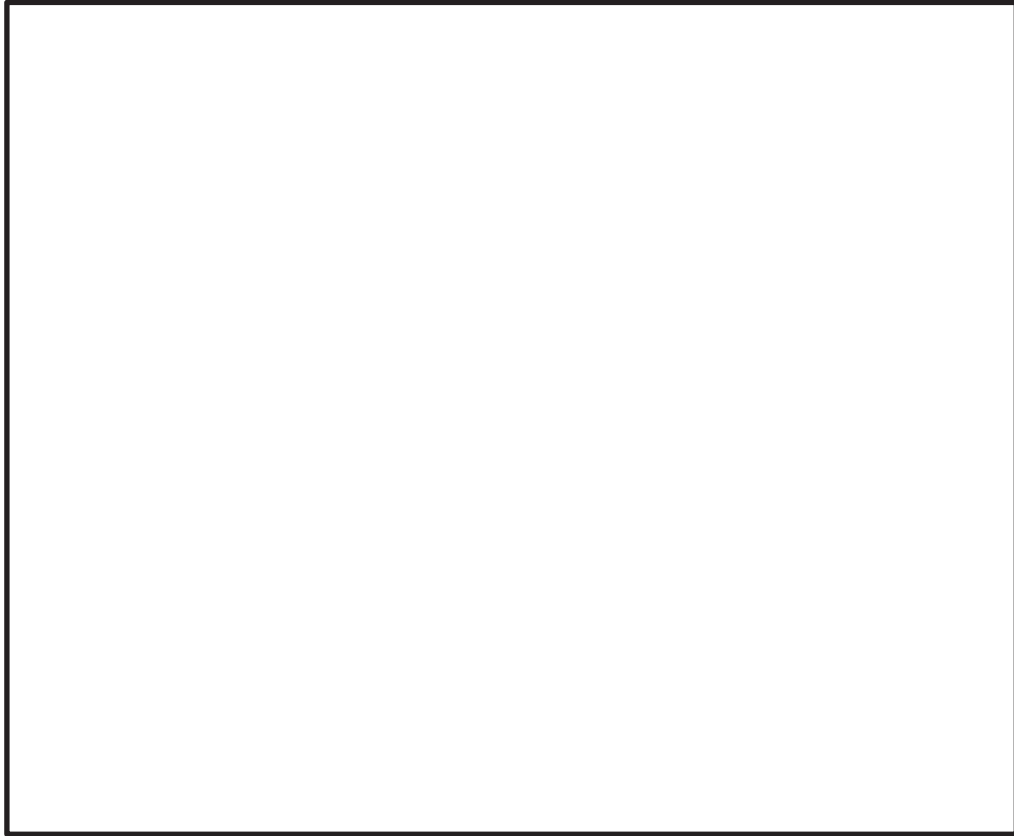


図 4-1 応力評価結果

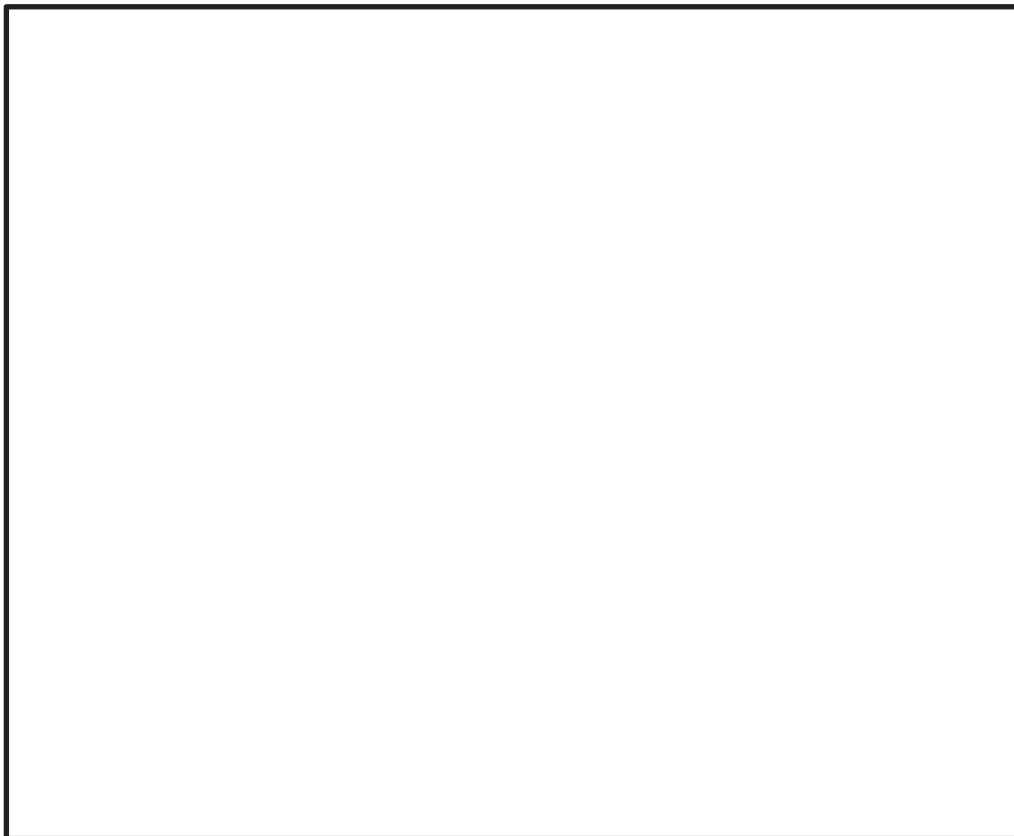


図 4-2 変位評価結果

枠囲みの内容は商業機密の
観点から公開できません。

(参考) 第3号機補機冷却海水系放水ピット浸水防止蓋及び貫通配管に対する地震時の影響について

1. 概要

第3号機補機冷却海水系放水ピット浸水防止蓋（以下、浸水防止蓋という。）には配管が貫通しており、貫通部には貫通部止水処置を実施している。浸水防止蓋及び貫通配管については、3号機海水熱交換器建屋から定着部を設定しているが、地震時において、浸水防止蓋及び貫通配管に有意な変位が発生した場合には、貫通部止水処置の性能に影響を与える可能性があるため、地震時の影響について確認する。

2. 浸水防止蓋と貫通配管の支持構造

(1) 貫通配管の支持構造

第3号機補機冷却海水系放水ピットに設置されている浸水防止蓋と貫通配管の配置の概要について、図-1に示す。

屋外部の貫通配管を支持する支持構造物は2箇所設置しており、3号機海水熱交換器建屋から支持している。

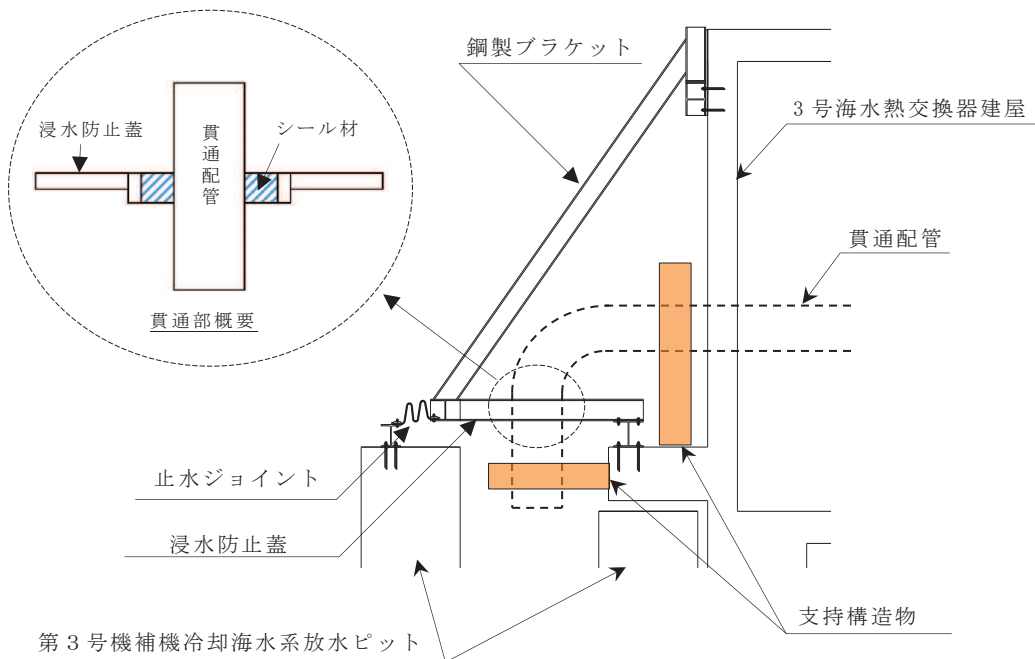


図-1 浸水防止蓋と貫通配管の配置概要

(2) 浸水防止蓋の支持構造について

浸水防止蓋，鋼製ブラケットで構成され，3号海水熱交換器建屋に支持する構造としている。また，第3号機補機冷却海水系放水ピットとの境界部には止水ジョイント（M型ジョイント）が設置されており，第3号機補機冷却海水系放水ピット側の相対変位の影響を受けない構造としている。

3. 貫通配管の地震時の影響

「補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 5.24.1 3号機補機放水側配管の基準地震動 S_s に対する耐震評価」において，基準地震動 S_s に対して主要な構造部材が十分な構造健全性を有することを確認している。また，図-2～5に示す評価モデルにより固有値解析を実施している。

評価の結果，表-1に示すように固有周期が0.050s以下であることから，剛構造であり，地震時は建屋と配管系が一体で動く構造であることを確認している。また，配管の支持構造物は，配管貫通部の前後の2箇所を設置し，それぞれ軸直角方向にて拘束することで，地震における発生する変位が小さくなるように設計している。浸水防止蓋との貫通部における基準地震動 S_s における最大変位は表-2に示すとおり，非放射性ドレン移送系の8mmであり，非放射性ドレン移送系におけるシール材については，50mmの変位に対応できることを確認しているため，変位の影響は十分小さい。

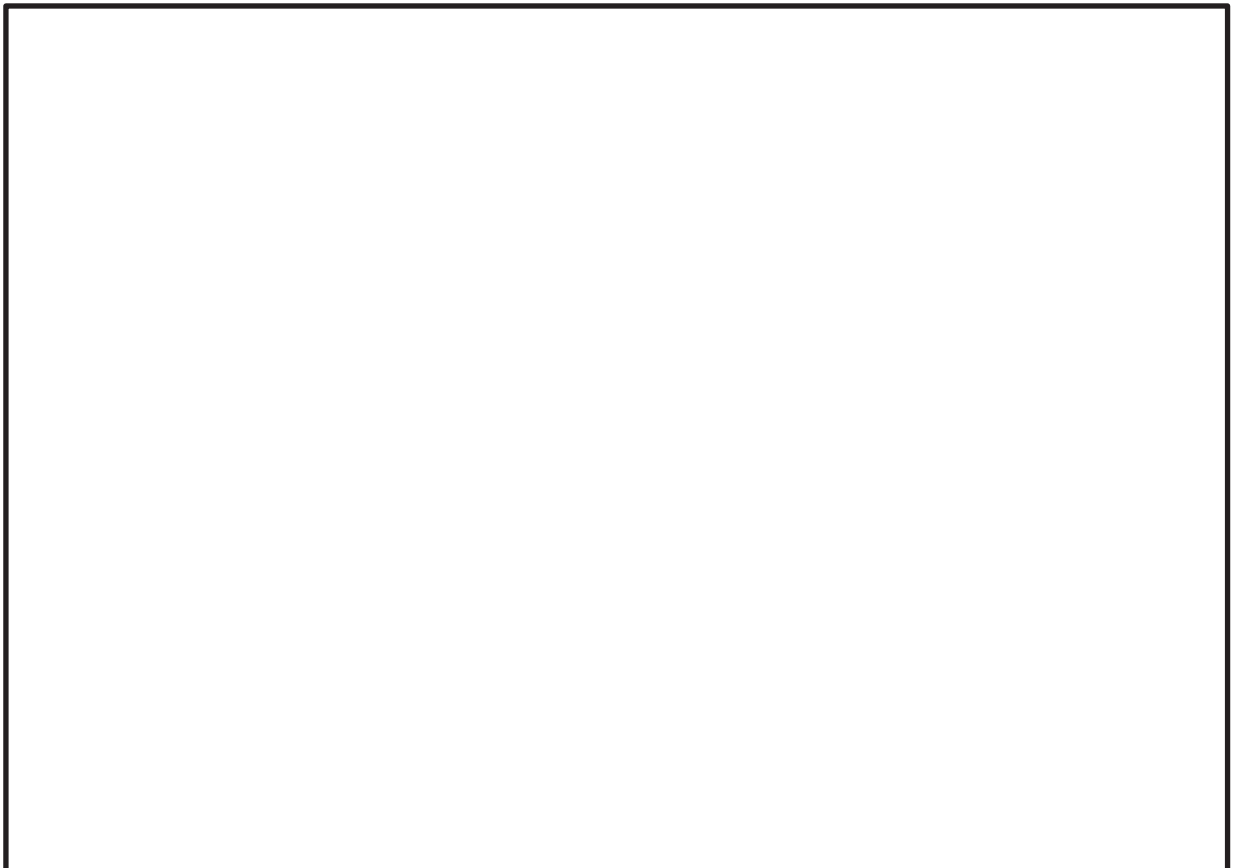


図-2 タービン補機冷却海水系 系統評価モデル図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



図-3 原子炉補機冷却海水系 系統評価モデル図

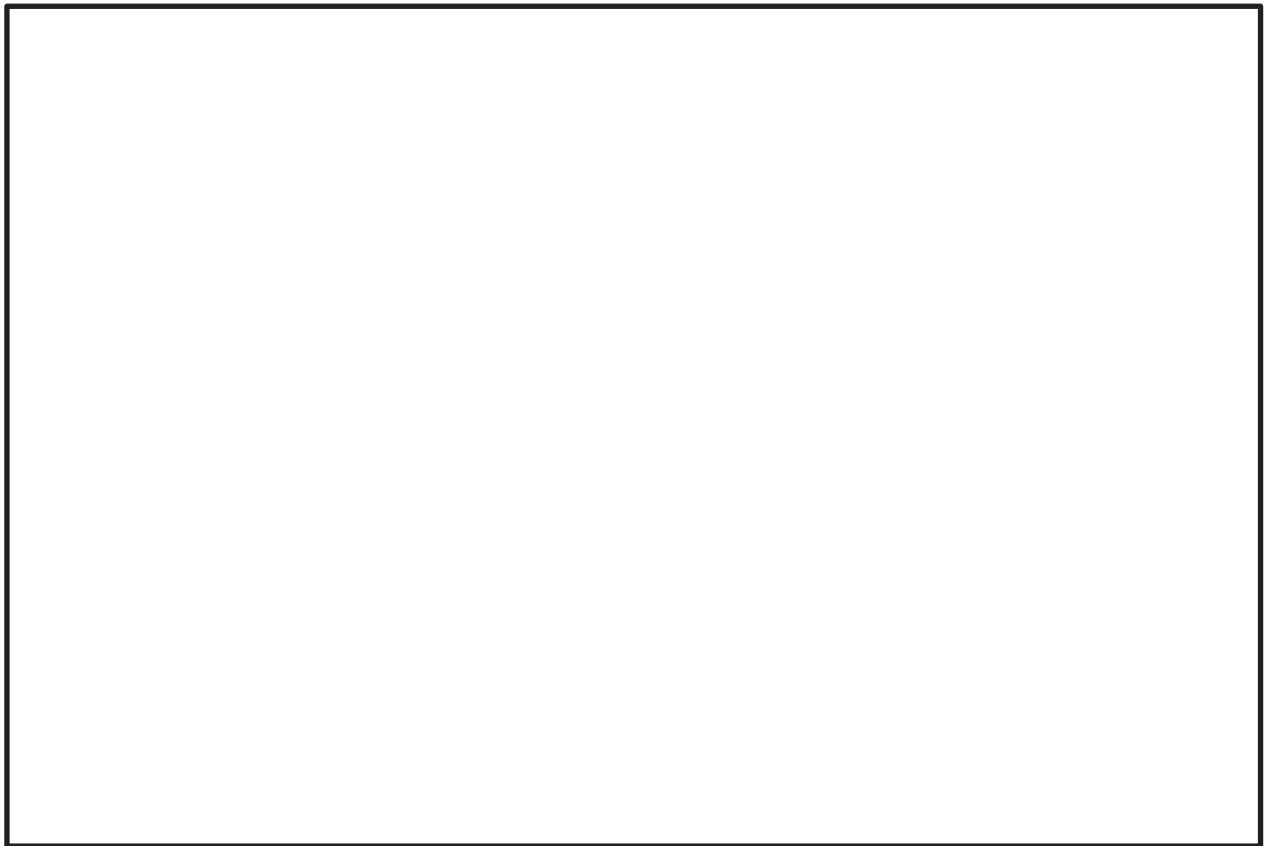


図-4 高圧炉心スプレイ補機冷却海水系 系統評価モデル図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

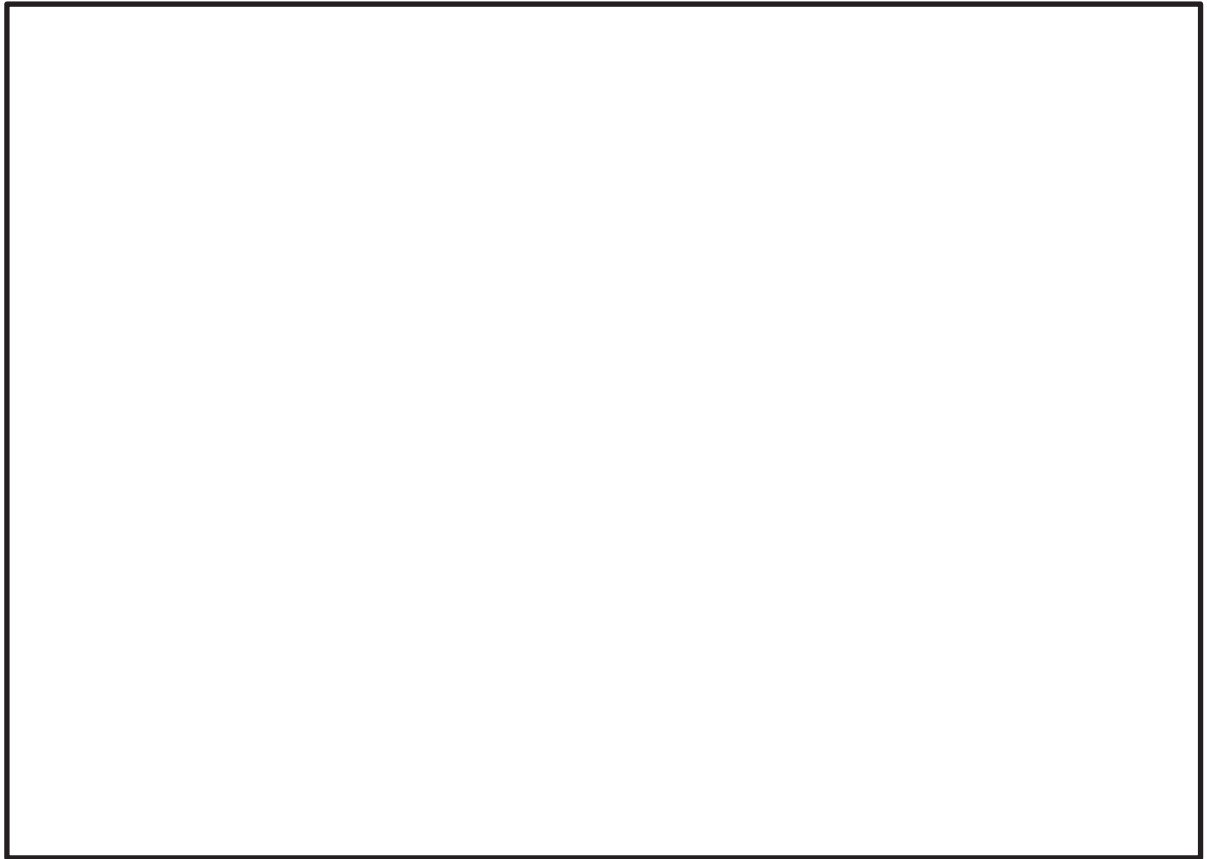


図-5 非放射性ドレン移送系 系統評価モデル図

表-1 固有周期

対象系統	固有周期 (s)	(参考) 固有振動数 (Hz)
タービン補機冷却海水系 (500A)	0.037	27.02
原子炉補機冷却海水系 (500A)	0.028	35.71
高圧炉心スプレイ補機冷却海水系 (200A)	0.025	40.00
非放射性ドレン移送系 (50A)	0.046	21.73

表-2 浸水防止蓋部における3号海水熱交換器建屋に対する最大相対変位

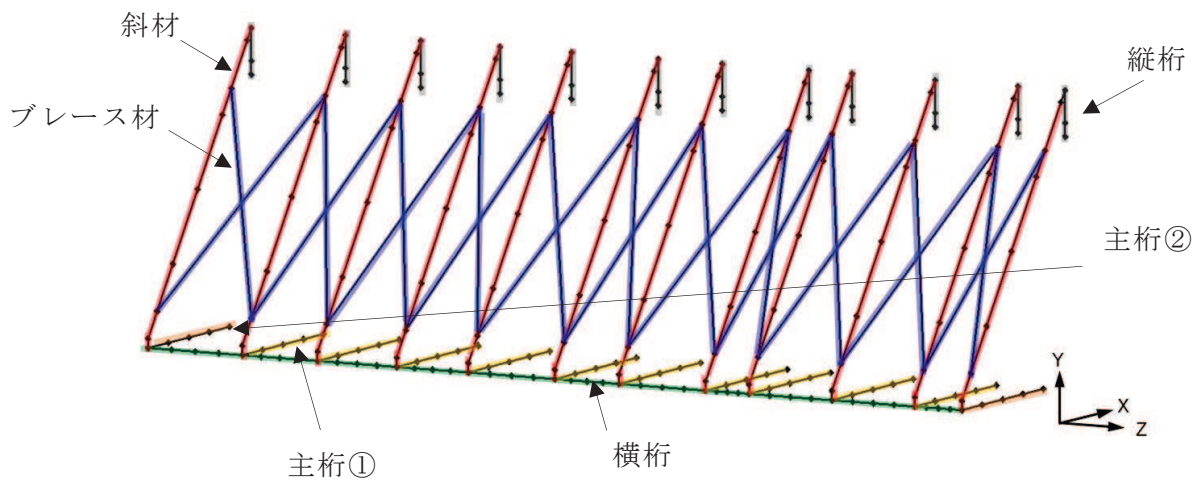
対象系統	最大相対変位 (mm)
タービン補機冷却海水系 (500A)	3
原子炉補機冷却海水系 (500A)	1
高圧炉心スプレイ補機冷却海水系 (200A)	1
非放射性ドレン移送系 (50A)	8

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4. 浸水防止蓋の地震時の影響

添付資料「VI-2-10-2-8-4 浸水防止蓋（第3号機補機冷却海水系放水ピット）耐震計算書」において、基準地震動 S_s に対して、主要な構造部材が十分な構造健全性を有することを確認している。また、図-6 に示す三次元フレームモデルにより固有値解析を実施しており、表-3 に示すとおり固有振動数が 20Hz 以上であることから、剛構造であることを確認している。

評価の結果、表-3 に示すとおり、固有振動数が 20Hz 以上であることから、剛構造であり、地震時は建屋と浸水防止蓋が一体で動く構造であり、変位量は十分小さいことを確認している。



対象部材	材質	断面形状
— : 主桁①	SUS304	H-200×200×20×20
— : 主桁②	SUS304	H-200×300×20×20
— : 斜材	SUS304	H-200×200×8×12
— : 横桁	SUS304	H-200×300×20×20
— : ブレース材	SUS304	L-60×60×5
— : 縦桁	SUS304	H-200×200×8×12

図-6 固有値解析モデル

表-3 固有値解析結果

振動モード 次数	卓越 方向	固有振動数 f (Hz)
1	Z	24.17
38	Y	108.71
95	X	276.20

5. 貫通部止水処置への影響

貫通する配管の地震時における3号海水熱交換器建屋との相対変位は最大で8mmである。また、浸水防止蓋の地震時における3号海水熱交換器建屋との相対変位は十分に小さいことを確認しており、貫通する配管とシール材を施工する浸水防止蓋との間には十分なすき間を確保する設計としていることから、貫通する配管と浸水防止蓋が干渉することはない。

貫通部止水処置については、貫通する配管と浸水防止蓋の相対変位が小さいことに加えて、シール材は柔軟性に優れたゴム系材料を使用しており、地震時における相対変位についても、十分追従できるように設計していることから、シール材に対して有意な配管荷重は発生しない。このため、地震による相対変位や荷重によるシール材への影響は軽微であり、地震時において貫通部止水処置の性能に影響を与えない。

- 6. 浸水防護施設に関する補足資料
- 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
- 6.5.6 貫通部止水処置に関する補足説明
- 6.5.6.2 貫通部止水処置の強度計算書に関する補足説明

目次

1. 概要	6.5.6.2-1
2. 一般事項	6.5.6.2-2
2.1 配置概要	6.5.6.2-2
2.2 構造概要	6.5.6.2-2
2.3 評価方針	6.5.6.2-6
2.4 適用規格・基準等	6.5.6.2-8
2.5 記号の説明	6.5.6.2-9
3. 評価対象部位	6.5.6.2-11
4. 構造強度評価	6.5.6.2-12
4.1 構造強度評価方法	6.5.6.2-12
4.2 荷重及び荷重の組合せ	6.5.6.2-12
4.2.1 荷重の設定	6.5.6.2-12
4.2.2 荷重の組合せ	6.5.6.2-15
4.3 許容限界	6.5.6.2-16
4.4 設計用地震力	6.5.6.2-18
4.5 計算方法	6.5.6.2-21
4.5.1 シール材の強度評価（発生圧力計算）	6.5.6.2-21
4.5.2 モルタルの強度評価（荷重計算）	6.5.6.2-21
4.6 計算条件	6.5.6.2-22
5. 評価結果	6.5.6.2-27
(別紙1) 遮水鋼板におけるケーブルトレイ貫通部の強度評価について	6.5.6.2-28
(参考1) 第3号機補機冷却海水系放水ピット浸水防止蓋及び貫通配管に対する地震時の影響について	6.5.6.2-44

1. 概要

本計算書は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に基づき、浸水防護施設のうち貫通部止水処置が、地震後の繰返しの来襲を想定した経路からの津波の流入に伴う津波荷重、地震による溢水に加えて津波の流入又は内部溢水の浸水によって生じる浸水深が大きい方の静水圧荷重及び余震を考慮した荷重に対して、主要な構造部材が構造健全性を有することを確認するものである。

なお、貫通部止水処置の強度評価においては、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約1mの地盤沈下が発生したことを考慮する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

貫通部止水処置は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3. 構造強度設計」の構造計画に示すとおり、第2号機海水ポンプ室防潮壁横断部、第2号機放水立坑防潮壁横断部、第3号機海水ポンプ室防潮壁横断部、第3号機放水立坑防潮壁横断部、第3号機補機冷却海水系放水ピット浸水防止蓋貫通部、第2号機原子炉建屋、第2号機制御建屋及び第2号機軽油タンクエリアの貫通口と貫通物とのすき間又は貫通物の周囲に施工する。

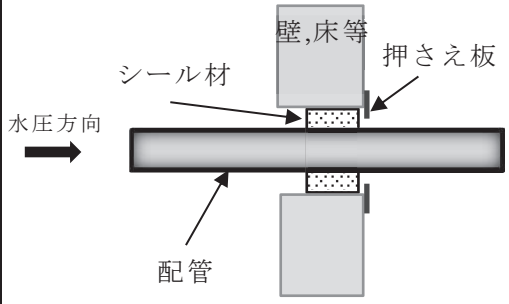
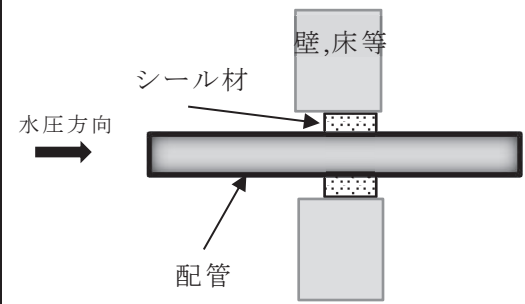
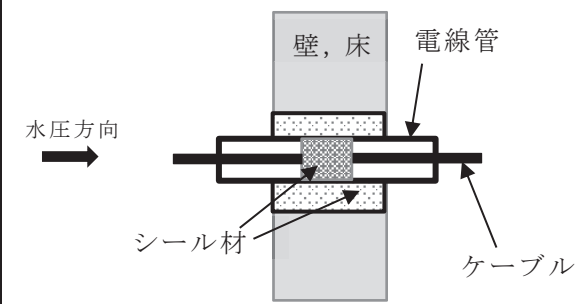
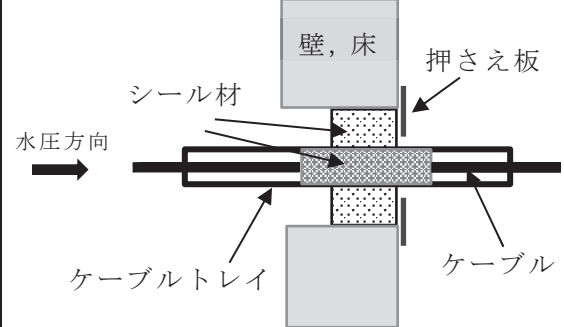
2.2 構造概要

貫通部止水処置の構造は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3. 構造強度設計」に示す構造計画を踏まえて、詳細な構造を設定する。

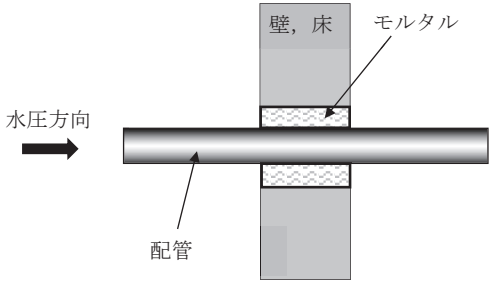
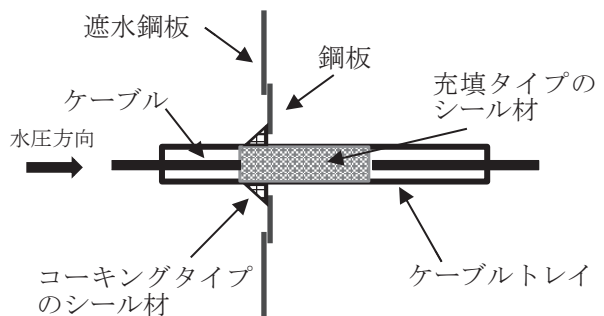
貫通部止水処置は、貫通部の位置条件及び貫通物の強度条件に応じて、シール材又はモルタルを使用し、各貫通部止水処置の適用条件を考慮し施工する。シール材及びモルタルは壁又は床面等の貫通口と貫通物のすき間に施工し、壁又は床面等と貫通物を接合する構造とする。貫通部止水処置の構造計画を表2-1に示す。

なお、表2-1に示すとおり、第2号機放水立坑防潮壁横断部に施工する遮水鋼板をケーブルトレイが貫通する部分については遮水鋼板に取付けた鋼板及びシール材により、止水性を確保する構造とする。当該ケーブルトレイ貫通部止水処置の強度評価結果については、本資料の別紙1に示す。

表 2-1 貫通部止水処置の構造計画

計画の概要		説明図*
基礎・支持構造	主体構造	
貫通部の開口部にシリコンシーンを充填する。施工時は液状であり、反応硬化によって所定の強度を有する構造物が形成され、貫通部内面及び貫通物外面と一定の付着力によって接合する。	充填タイプのシリコンシーンにて構成する。	 <p>シリコンシーンの構造例（押さえ板有り）</p>  <p>シリコンシーンの構造例（押さえ板無し）</p>  <p>シリコンシーンの構造例（電線管）</p>  <p>シリコンシーンの構造例（ケーブルトレイ）</p>

注記*：水圧方向は、主たる作用方向を示す。

計画の概要		説明図*
基礎・支持構造	主体構造	
貫通部の開口部にモルタルを充填し、硬化後は貫通部内面及び貫通物外面と一定の付着力によって接合する。	モルタルにて構成する。	 <p>モルタルの構造例</p>
<p>遮水鋼板のケーブルトレイの貫通部は、鋼板を遮水鋼板に溶接し、ケーブルトレイとの隙間にコーキングする。</p> <p>ケーブルトレイの内部はシリコンシール材を充填する。</p> <p>施工時は液状であり、反応硬化によって所定の強度を有する構造物が形成され、鋼板及びケーブルトレイと一定の付着力によって接合する。</p>	<p>遮水鋼板のケーブルトレイの貫通部は、鋼板及びコーキングタイプのシリコンシール材にて構成する。</p> <p>また、ケーブルトレイの内部は充填タイプのシリコンシール材にて構成する。</p>	 <p>シリコンシールの構造例 (遮水鋼板のケーブルトレイ貫通部)</p>

注記*：水圧方向は、主たる作用方向を示す。

2.3 評価方針

貫通部止水処置の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、貫通部止水処置の評価対象部位に作用する応力等が許容限界以下であることを確認する。

貫通部止水処置は構造上の特徴の違いから、シーリング材並びにモルタルに分けて設計を行うこととする。シーリング材の強度評価フローを図 2-1 に、モルタルの強度評価フローを図 2-2 に示す。

シーリング材については、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2 許容限界」にて設定しているとおり、計算により求めた圧力が、水圧試験で確認した水圧以下であることを確認する。

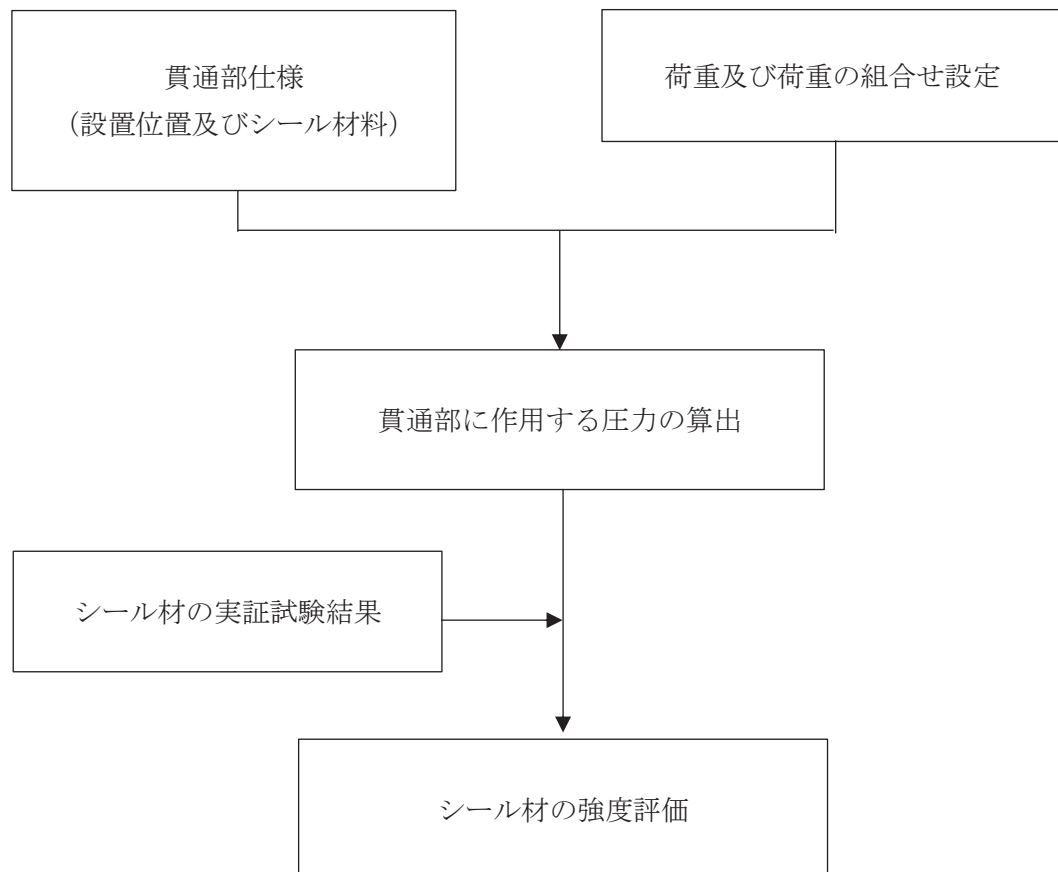


図 2-1 シーリング材の強度評価フロー

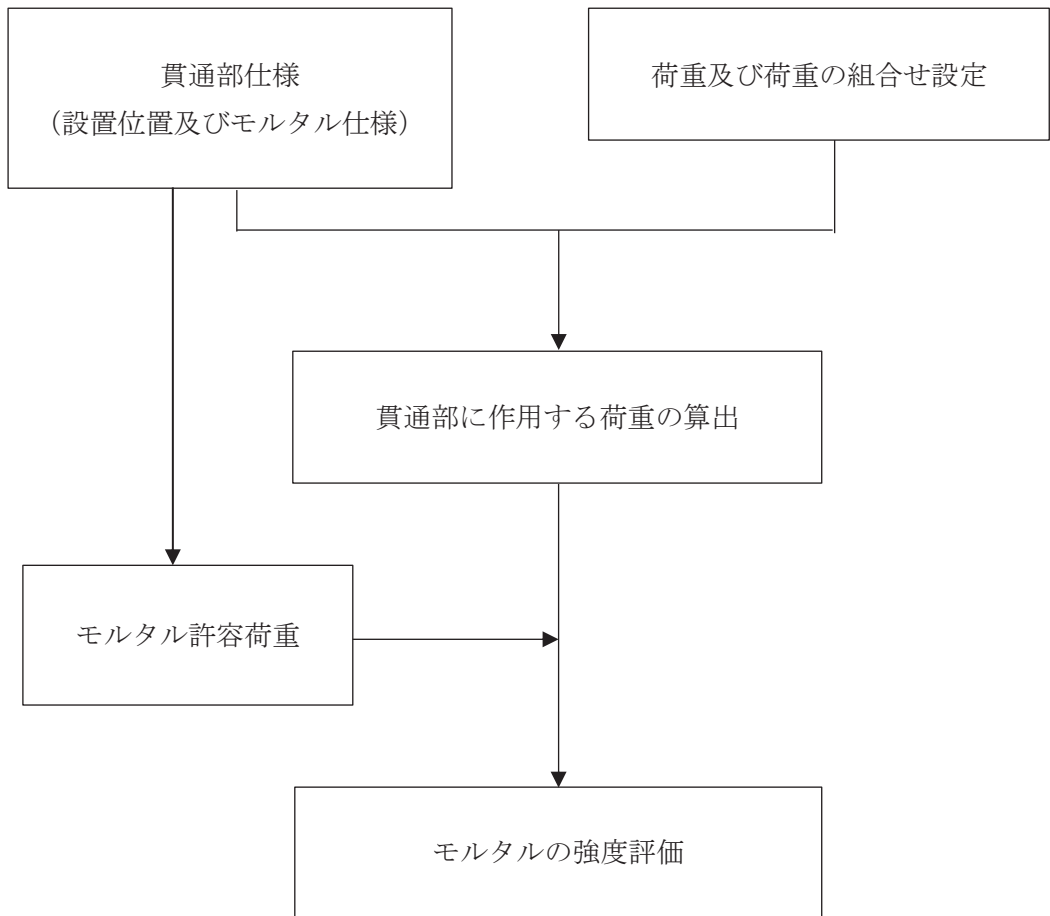


図 2-2 モルタルの強度評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格，基準等を以下に示す

- (1) J S M E S N C 1-2005/2007 発電用原子力設備規格 設計・建設規格
(以下，設計・建設規格という。)
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 0 1-1987)
- (3) 原子力発電所耐震設計技術指針重要度分類・許容応力編 (J E A G 4 6 0 1・補-1984)
- (4) 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)
(以下「J E A G 4 6 0 1」と記載しているものは上記3指針を指す。)
- (5) 日本水道協会 2009年 水道施設耐震工法指針・解説
- (6) 土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]

2.5 記号の説明

貫通部止水処置の強度評価に用いる記号を表 2-2、表 2-3 に示す。

表 2-2 シール材の強度評価に用いる記号

記号	記号の説明	単位
C_H	弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ による水平方向の設計震度	—
C_v	弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ による鉛直方向の設計震度	—
g	重力加速度	m/s^2
h	貫通部にかかる水頭	m
H	貫通部敷設エリアの床面からの浸水深さ	m
β	浸水エリアの幅と水深の比による補正係数	—
ρ	海水の密度	kg/m^3
C_D	抗力係数	—
U	貫通部に加わる流体の速度	m/s
P_d	余震による動水圧	MPa
P_h	浸水津波荷重	MPa
P_t	突き上げ津波荷重	MPa
P_{s_d}	余震による慣性力	MPa
$P_{H\ total}$	貫通物の貫通軸が水平方向であるシール材に加わる荷重	MPa
$P_{v\ total}$	貫通物の貫通軸が鉛直方向であるシール材に加わる荷重	MPa

表 2-3 モルタルの強度評価に用いる記号

記号	記号の説明	単位
A'	モルタルが水圧を受ける面積	mm^2
f_s	モルタルの許容付着強度	N
f'_{bok}	モルタルの付着強度	N/mm^2
f'_{ck}	モルタルの圧縮強度	N/mm^2
F_H	貫通物の軸方向に作用する荷重	N
F_S	貫通物の自重によりモルタルに生じるせん断荷重	N
$F_{S\ total}$	モルタル部に生じる合計せん断荷重	N
g	重力加速度	m/s^2
h	貫通部にかかる水頭	m
H	貫通部敷設エリアの床面からの浸水深さ	m
$K S d$	弾性設計用地震動に伴う余震荷重	N
L	モルタルの充てん深さ	m
P_d	動水圧	N/m^2
P_h	静水圧荷重	N/m^2
C_H	弾性設計用地震動 S_d による水平方向の設計震度	—
C_{HW}	動水圧算出用の水平方向震度（余震）	—
C_v	弾性設計用地震動 S_d による鉛直方向の設計震度	—
S	貫通物の周長	m
W	貫通物の支持間隔の質量	kg
β	浸水エリアの幅と水深の比による補正係数	—
ρ	海水の密度	kg/m^3
γ_c	材料定数	—

3. 評価対象部位

貫通部止水処置の評価部位は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示している評価対象部位を踏まえて、「2.2 構造概要」に示す構造計画にて設定している構造に基づき、荷重の方向及び伝達過程を考慮し設定する。

地震後の繰返しの来襲を想定した経路からの津波の流入に伴う津波荷重，地震による溢水に加えて津波の流入によって生じる浸水深が大きい方の静水圧荷重及び余震を考慮した荷重は，止水処置全体へ伝達される。このことから，シーラ材及びモルタルを用いた止水処置の全体を評価部位として設定する。

シーラ材については，作用する圧力による荷重が最も大きい貫通部を代表として評価を行う。モルタルについては，作用する荷重が最も大きい貫通部を代表として評価を行う。

4. 構造強度評価

4.1 構造強度評価方法

貫通部止水処置の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している方法を用いて実施する。

貫通部止水処置の強度評価は、「3. 評価対象部位」に示す評価対象部位に対し、「4.2 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.3 許容限界」に示す荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえ、「4.5 計算方法」に示す方法を用いて評価を行う。

4.2 荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重の種類及び荷重の組合せに関して以下に示す。

4.2.1 荷重の設定

強度評価に用いる荷重は、以下の荷重を用いる。

(1) 固定荷重 (D)

固定荷重は、貫通軸上の貫通物（配管等を示す。以下同じ。）の質量及び内容物の質量による荷重である。

(2) 浸水津波荷重 (P_h)

浸水津波荷重として、津波による水位を用いた静水圧を考慮する。

$$P_h = \rho \cdot g \cdot h$$

ここで、 ρ : 海水の密度 (=1030kg/m³)
 g : 重力加速度 (=9.80665m/s²)
 h : 貫通部にかかる水頭 (m)

(3) 突き上げ津波荷重 (P_t)

貫通部止水処置に加わる津波速度を考慮する。

$$P_t = 1/2 \cdot C_D \cdot \rho \cdot U^2 + \rho \cdot g \cdot h$$

ここで、 C_D : 抗力係数 (=2.01)
 ρ : 海水の密度 (=1030kg/m³)
 U : 貫通部に加わる流体の速度 (=1.0m/s)
 g : 重力加速度 (=9.80665m/s²)
 h : 貫通部にかかる水頭 (m)

(4) 余震荷重

余震荷重は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、弾性設計用地震動 S_{d-D2} に伴う地震力（動水圧含む。）とする。

ただし、モルタルの余震荷重の算出においては、弾性設計用地震動 S_{d-D2} よりも保守的な値である弾性設計用地震動 S_d（7波包絡）に伴う地震力を用いることとする。

a. シール材

(a) 余震による動水圧 (K S d)

余震による動水圧がシール材に作用することを考慮する。

$$P_d = \beta \cdot \frac{7}{8} \cdot \rho \cdot C_H \cdot g \cdot \sqrt{H \cdot h}$$

ここで、 β : 浸水エリアの幅と水深の比による補正係数 (=) (「日本水道協会 2009年 水道施設耐震工法指針・解説」より)

ρ : 海水の密度 (=1030kg/m³)

C_H : 弾性設計用地震動 S d - D 2 による水平方向の設計震度

g : 重力加速度 (=9.80665m/s²)

H : 貫通部敷設エリアの床面からの浸水深さ

h : 貫通部にかかる水頭 (m)

(b) 余震による慣性力 (S d)

津波による静水頭が余震を受けた場合の慣性力を考慮する。

$$P_{s d} = h \cdot \rho \cdot g \cdot C_v$$

ここで、 h : 貫通部にかかる水頭 (m)

ρ : 海水の密度 (=1030kg/m³)

g : 重力加速度 (=9.80665m/s²)

C_v : 弾性設計用地震動 S d - D 2 による鉛直方向の設計震度

b. モルタル

(a) 余震による地震力

イ. 貫通物による余震荷重

貫通物からモルタルに作用する荷重として、支持構造物間の固定荷重及び地震力を考慮する。図 4-1 にモルタルへの付着方向の地震力(余震荷重)の作用図を示す。

また、貫通物は柔構造となる場合があることから、貫通物の設置場所における床応答スペクトルを用いて設計震度を算出する。

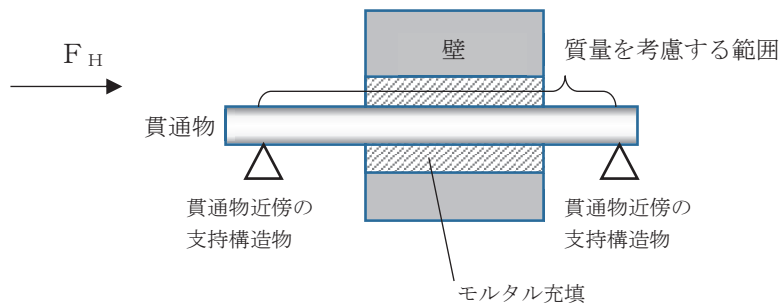


図 4-1 モルタルへの付着方向の余震荷重作用図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

ロ. 評価において考慮する貫通部

評価においては、イ. に基づく余震荷重と最も荷重が大きくなる貫通物を考慮して算出する。

ハ. モルタルに作用する付着荷重

モルタルに作用する余震による付着荷重については、イ. に示す支持構造物間の貫通物に作用する余震荷重から算出する。

(b) 余震による動水圧 (K S d)

余震による動水圧がモルタルに作用することを考慮する。

$$P_d = \beta \cdot \frac{7}{8} \cdot \rho \cdot C_{HW} \cdot g \cdot \sqrt{H \cdot h}$$

ここで、 β : 浸水エリアの幅と水深の比による補正係数 (「日本水道協会 2009年 水道施設耐震工法指針・解説」より)

ρ : 海水の密度 (=1030kg/m³)

C_{HW} : 動水圧算出用の水平方向震度 (余震)

g : 重力加速度 (=9.80665m/s²)

H : 貫通部敷設エリアの床面からの浸水深度 (m)

h : 貫通部ににかかる水頭 (m)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4.2.2 荷重の組合せ

貫通部止水処置の強度評価にて考慮する荷重の組合せを表4-1に示す。

表4-1 荷重の組合せ

施設区分	機器名称	荷重の組合せ
浸水防護施設 (浸水防止設備)	貫通部止水処置 (第2号機海水ポンプ室防潮壁横断部、第2号機放水立坑防潮壁横断部、第3号機海水ポンプ室防潮壁横断部、第3号機放水立坑防潮壁横断部、第2号機原子炉建屋、第2号機制御建屋及び第2号機軽油タンクエリアの貫通部)	$D + P_h + K S_d^{*1*3*4}$
	貫通部止水処置 (第3号機補機冷却海水系放水ピット浸水防止蓋貫通部)	$D + P_t + S_d^{*2*3*5}$

注記 *1 : Dは固定荷重, P_h は浸水津波荷重, $K S_d$ は弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による余震荷重(余震による動水圧 P_d)を示す。ただし, モルタルは弾性設計用地震動 S_d (7波包絡)による余震荷重(貫通物による余震荷重及び余震による動水圧 P_d)を示す。

*2 : Dは固定荷重, P_t は突き上げ津波荷重, S_d は弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による余震荷重(余震による慣性力 P_{sd})を示す。

*3 : 固定荷重(D)について, シール材を施工する配管貫通部は, 耐震性を満足させるため, 貫通部近傍の配管に支持構造物を設置する設計としており, シール材に加わる固定荷重の影響は軽微であるため考慮しない。

*4 : 水平方向に荷重を受ける箇所に適用する。

*5 : 鉛直方向に荷重を受ける箇所に適用する。

4.3 許容限界

(1) シール材

シール材の許容限界値は、実機で使用している形状、寸法の試験体にて静水压を付加した水圧試験に基づく結果を用いる。シール材の水圧試験の概要を図4-2に示す。実機施工時には、試験検証済みの許容限界寸法以上となるように施工する。これにより試験で得られた許容限界値以上の耐圧性を有し、かつ、想定するシール材に加わる圧力が、許容限界値以内であることを確認し確実に耐圧性を確保する。

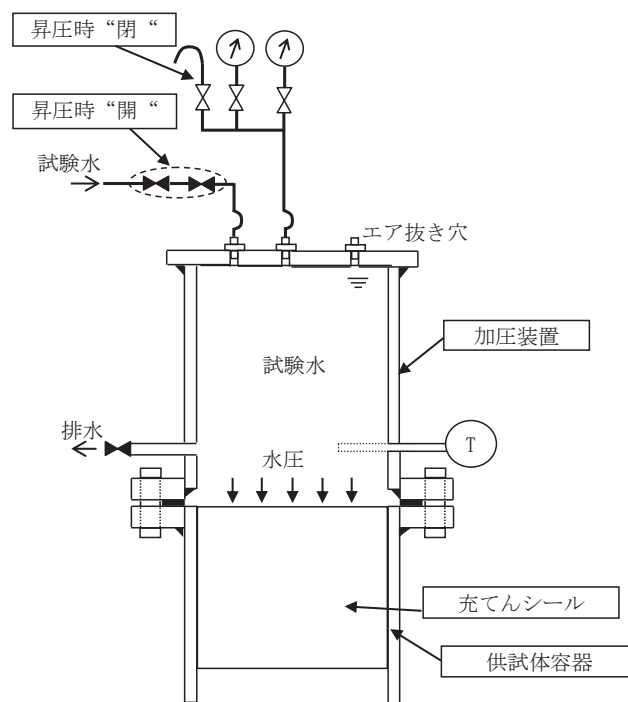


図4-2 シール材の水圧試験の概要

(2) モルタル

各評価対象部位の許容値は、土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]に規定される許容限界を用いる。

貫通部止水処置の許容限界を表 4-2, 許容限界評価条件を表 4-3, 貫通部止水処置の許容限界算出結果を表 4-4 に示す。また、モルタルの施工例を図 4-3 に示す。

表 4-2 貫通部止水処置の許容限界 (許容荷重)

状態	許容限界*
	付着荷重
短期	f_s

注記* :モルタルの許容限界は、土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]によりモルタルの許容付着荷重 f_s , モルタル付着強度 f'_{bok} を算出する。モルタル圧縮強度 f'_{ck} は設計値を用いる。また、評価において最も裕度が小さくなる貫通物の口径=50A, モルタル充填深さ $L=1000\text{mm}$ とする。

$$f_s = f'_{bok} \cdot S \cdot L / \gamma_c$$

ここで, S : 周長 (=外径 $60.5\text{mm} \times \pi = 190.0664\text{mm}$)

$$f'_{bok} = 0.28 \cdot f'_{ck}{}^{2/3} \cdot 0.4$$

表 4-3 貫通部止水処置の許容限界評価条件

評価対象部位	f'_{ck} (N/mm^2)	γ_c (-)
モルタル	30	1.3

表 4-4 貫通部止水処置の許容限界算出結果

状態	評価対象部位	許容限界
		付着荷重 (kN)
短期	モルタル	158

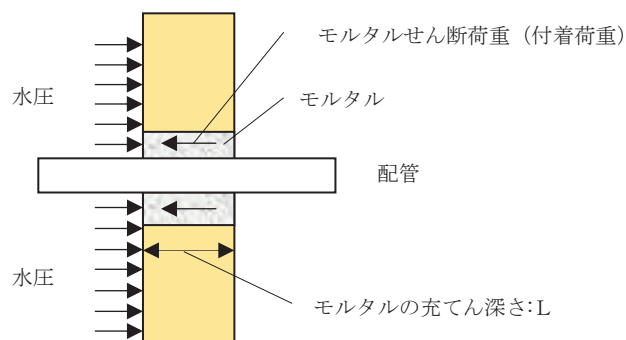


図 4-3 モルタルの施工例

4.4 設計用地震力

(1) シール材

シール材の強度評価における弾性設計用地震動 S d - D 2 に伴う地震力については、添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方法」に示す最大床応答加速度を考慮して設定する。貫通部止水処置の強度評価に用いる設計用震度を表 4-5、表 4-6、表 4-7 に示す。

表 4-5 シール材の強度計算に用いる設計用震度

地震動	床面高さ* ¹	貫通部止水処置の設置場所	余震による設計震度* ²	
	O.P. (m)			
弾性設計用地震動 S d - D 2	13.8	第 3 号機放水立坑防潮壁横断部 (第 3 号機放水立坑)	水平方向 C _H	0.40
	14.0	第 3 号機補機冷却海水系放水 ピット浸水防止蓋貫通部 (第 3 号機海水熱交換器建屋)	鉛直方向 C _V	0.89

注記 *1：貫通部止水処置の設置場所より高い基準床レベルを設定している。

*2：最大床応答加速度の 1.2 倍を設計震度とした。

表 4-6 女川 3 号機放水立坑に設置する機器等の評価用震度（余震評価用）

（強度評価用：1.2ZPA）（弾性設計用地震動 S d - D 2，不確かさ包絡）

標高* O.P. (m)	動的震度 (1.2ZPA) (単位：G)					
	水平			鉛直		
	鋼桁 5	鋼桁 6	水平 包絡	鋼桁 5	鋼桁 6	鉛直 包絡
14.800	0.40	0.37	0.40	0.85	0.95	0.95
11.000	0.37	0.32	0.37	0.78	0.88	0.88

注記 *：耐津波設計においては、平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴う、牡鹿半島全体で約 1m の地盤沈下を考慮するため、表記 O.P. より -1m した値を記載する。

表 4-7 3号海水熱交換器建屋内機器等の評価用震度（余震評価用）
 （強度評価用：1.2ZPA）（弾性設計用地震動 S d - D 2，不確かさ包絡）

標高 * O.P.(m)	動的震度(1.2ZPA) (単位:G)			
	NS	EW	水平包絡	鉛直
15.0	1.89	1.66	1.89	0.89
8.0	1.40	1.32	1.40	0.77
-1.1	0.89	0.90	0.90	0.60
-9.5	0.51	0.51	0.51	0.46

注記 *：耐津波設計においては，平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴う，牡鹿半島全体で約 1m の地盤沈下を考慮するため，表記 O.P. より -1 m した値を記載する。

(2) モルタル

モルタルの強度評価における弾性設計用地震動 S d に伴う地震力については，添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方法」における設計用地震力に基づき設計する。貫通部止水処置の強度評価に用いる設計用震度を表 4-8 に示す。また，固有周期毎の水平方向の震度を図 4-4 に示す。

表 4-8 モルタルの強度計算に用いる設計用震度

地震動	床面高さ* ¹ O.P. (m)	貫通部止水処置の設置場所	余震による設計震度* ²	
			水平方向 C _H	鉛直方向 C _V
弾性設計用地震動 S d (7波包絡)	13.8	軽油タンク室 (A, B) (タンク室)	水平方向 C _H	8.62
			鉛直方向 C _V	6.77

注記 *¹：貫通部止水処置の設置場所より高い基準床レベルを設定している。

*²：モルタルは評価対象箇所が多いことから，設計震度の算出については，設置場所である軽油タンク室 (A, B) (タンク室) の全ての対象箇所を包絡するように全周期帯の最大加速度を用いた。また，保守的な評価となるように設置場所の床応答曲線は減衰定数 0.5% を適用した。

図番 : 02_DOT_Sd-AL_C00_0.5_HH_14.800_h_Rev00_h2

構造物名 : 軽油タンクピット(A)(B)-タンク側
標高 : O.P. 14.800m
減衰定数 : 0.5
波形名 : Sd-AL

——水平方向

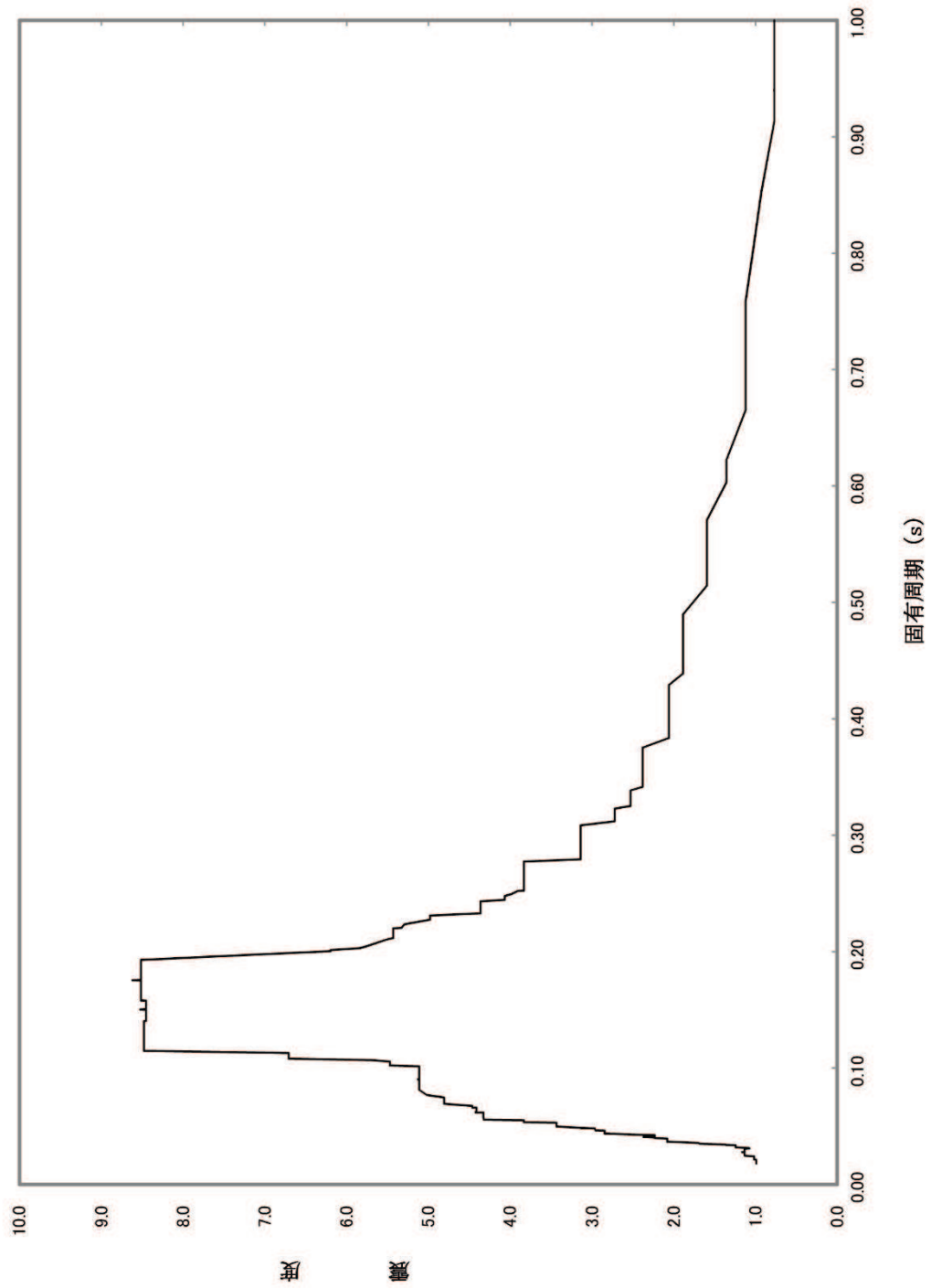


図 4-4 固有周期毎の水平方向の震度

4.5 計算方法

4.5.1 シール材の強度評価（発生圧力計算）

貫通物の貫通軸が水平方向であるシール材は，浸水津波荷重 P_h と余震による動水圧 P_d を考慮する。

$$P_{H \text{ total}} = P_h + P_d$$

貫通物の貫通軸が鉛直方向であるシール材は，津波による突き上げ津波荷重 P_t と余震による慣性力 $P_{s d}$ を考慮する。

$$P_{v \text{ total}} = P_t + P_{s d}$$

4.5.2 モルタルの強度評価（荷重計算）

(1) 貫通物の反力により生じる荷重

固定荷重及び地震時の貫通物の反力によりモルタルに生じる荷重は，次のとおり算出する。せん断荷重は，水平反力と貫通軸上の貫通物の質量から次のとおり算出する。

$$F_H = W \cdot g \cdot (1 + C_H)$$

$$F_S = F_H$$

(2) 合計荷重

モルタルに発生する合計せん断荷重 $F_{S \text{ total}}$ は次のとおり算出する。

$$F_{S \text{ total}} = F_S + (P_h + P_d) \cdot A'$$

ここで， A' : モルタルが水圧を受ける面積（=0.011 m²）

ここでは，モルタルの面積が保守的になるように，貫通物の面積を考慮しない，スリーブ口径（100A=外径 114.3mm）の面積を適用している。

4.6 計算条件

(1) シール材

シール材の強度評価に用いる計算条件を表 4-9 及び表 4-10 に示す。また、貫通部止水処置に加わる津波概要を図 4-5 及び図 4-6 に示す。

表 4-9 シール材（貫通軸：水平）の強度評価に用いる計算条件

貫通部箇所 (貫通部仕様)	浸水エリアの幅と 水深の比による 補正係数 β	海水の密度 ρ (kg/m ³)	貫通部施設エリアの床 面からの浸水深さ* ¹ H (m)
第3号機放水立坑防 潮壁横断部 (シール材)	□	1030	21.2

貫通部位置における浸水深さ* ² h (m)	弾性設計用地震動 S d - D 2 による 水平方向の設計震度 C_H	重力加速度 g (m/s ²)
9.164	0.40	9.80665

注記 * 1 : 貫通部施設エリアの床面からの浸水深さ(H)は、貫通部施設エリアの床面(O. P. -3.2m)から入力津波水位に0.5mの余裕を考慮した津波水位(O. P. 18.0m)までの寸法。

* 2 : 貫通部位置における浸水深さhは開口下端高さ(O. P. 8.836m)から入力津波水位に0.5mの余裕を考慮した津波水位(O. P. 18.0m)までの寸法。

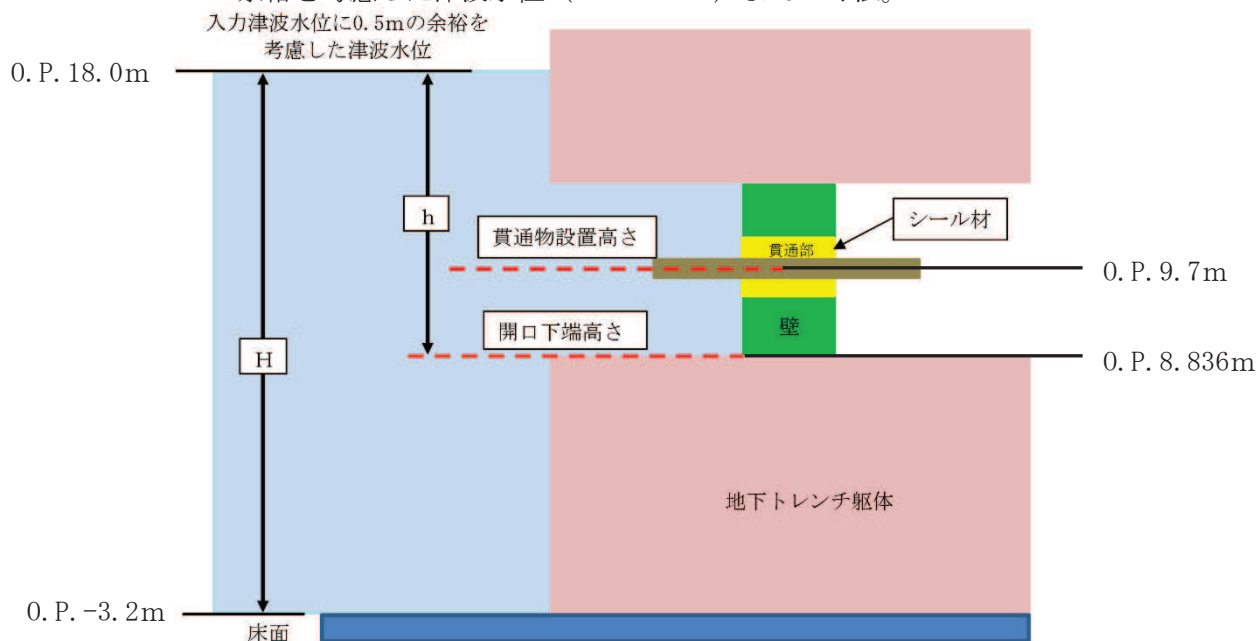


図 4-5 貫通部止水処置（貫通軸：水平）に加わる津波の概要

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 4-10 シール材（貫通軸：鉛直）の強度評価に用いる計算条件

貫通部箇所 (貫通部仕様)	海水の密度 ρ (kg/m ³)	抗力係数 C_D (-)	貫通部に加わる流体 の流速 U (m/s)
第3号機補機冷却海水系放水ピット浸水防止蓋貫通部*1 (シール材)	1030	2.01	1.0

貫通部位置における浸水深さ h (m)	重力加速度 g (m/s ²)
3.4*2	9.80665

注記 * 1 : 第3号機補機冷却海水系放水ピット浸水防止蓋及び貫通配管については剛構造であり、地震時において有意な相対変位が発生しないことを確認したうえでシール材の施工を適用している。

* 2 : 貫通部位置における浸水深さは、第3号機補機冷却海水系放水ピット躯体の天端高さ (O. P. 14.6m) から入力津波水位に 0.5mの余裕を考慮した津波水位 (O. P. 18.0m) までの寸法。

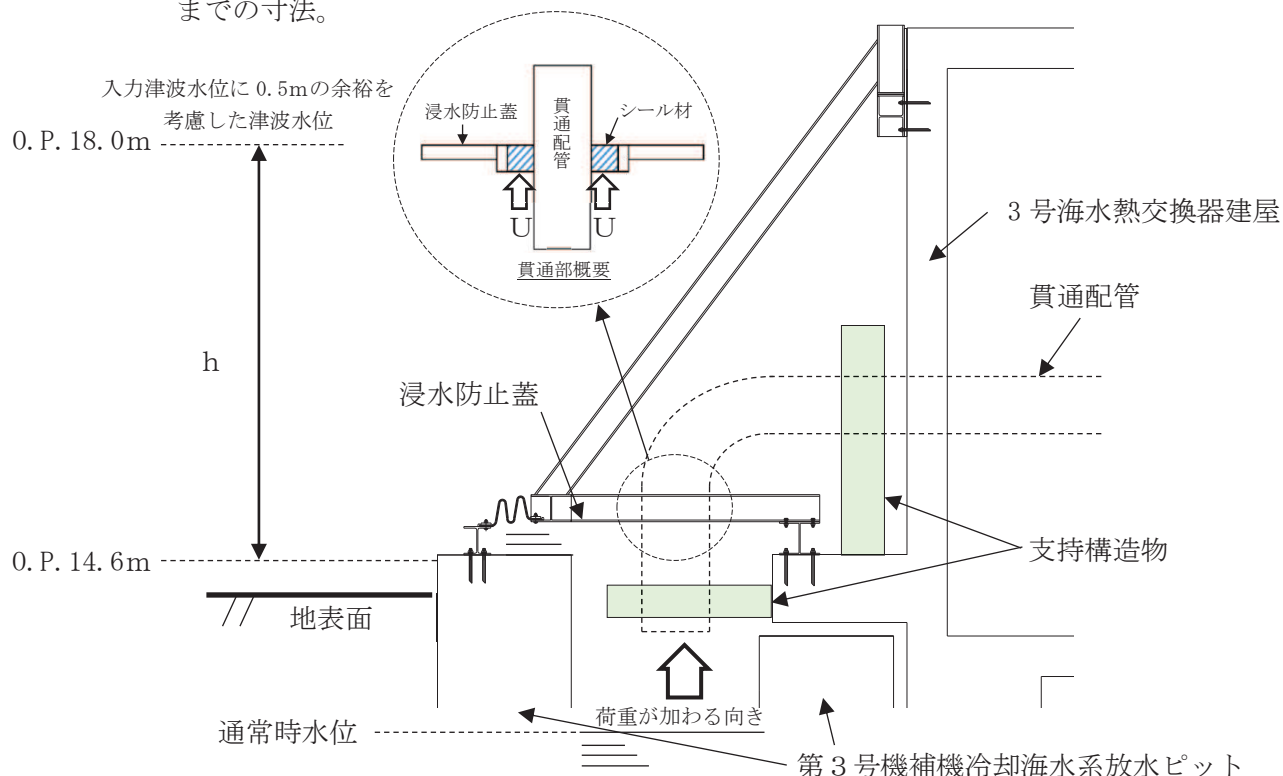


図 4-6 貫通部止水処置（貫通軸：鉛直）に加わる津波の概要

(2) モルタル

モルタルの強度評価に用いる計算条件を表 4-11 に示す。また、貫通部止水処置に加わる荷重の概要を図 4-7 に示す。

表 4-11 モルタルの強度評価に用いる計算条件

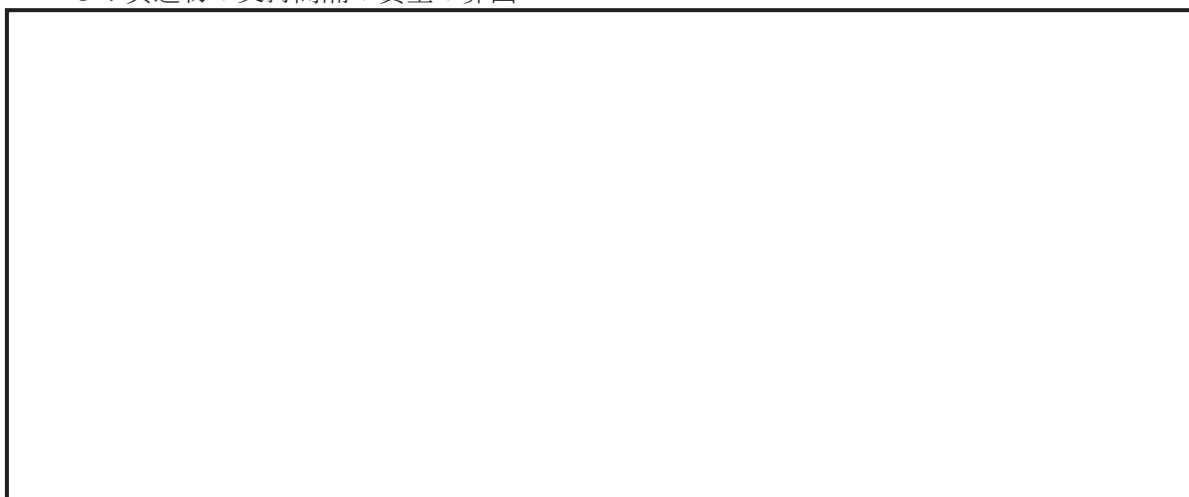
貫通部箇所 (貫通部仕様)	浸水エリアの幅と 水深の比による 補正係数 β	海水の密度 ρ (kg/m^3)	貫通部敷設エリアの 床面からの浸水深さ H (m)
第 2 号軽油 タンクエリア (モルタル)	□	1030	5.48^{*1}

貫通部位置における 浸水深さ h (m)	貫通物の支持間隔 の質量 (kg)	モルタルが水圧を 受ける面積 A' (m^2)	動水圧算出用の 水平方向震度 C _{HW}
2.27	□	0.011	0.99^{*2}

注記 * 1 : 貫通部敷設エリアの床面からの浸水深さHは、軽油タンク室が没水するとして、軽油タンク室の床面(0. P. 8. 5m)から屋外タンク等の破損による浸水深(0. P. 13. 8m+0. 18m)までの高さ。

* 2 : 動水圧算出用の水平方向震度は、弾性設計用地震動S_d (7波包絡)に伴う地震力として、添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方法」に示す最大床応答加速度を考慮して設定する。動水圧算出用の水平方向震度を表 4-12、表 4-13 に示す

* 3 : 貫通物の支持間隔の質量の算出



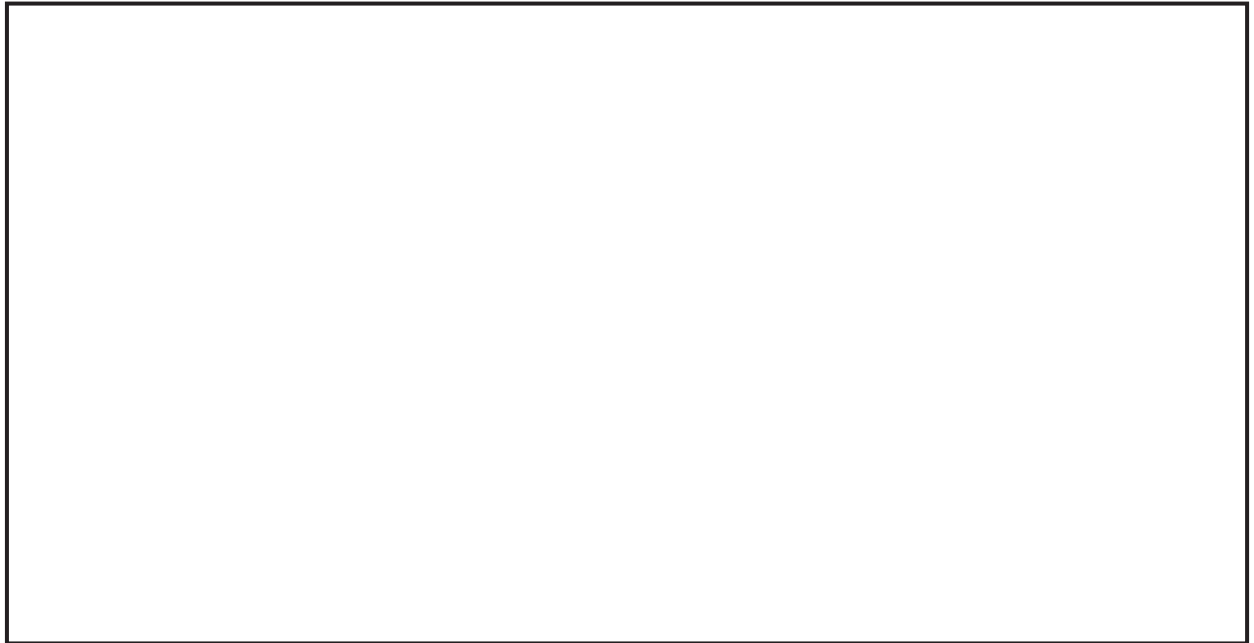


表 4-12 動水圧算出用の水平方向震度

地震動	床面高さ* ¹ O.P. (m)	貫通部止水処置の設置場所	余震による設計震度* ²	
			水平 方向震度 C _{HW}	0.99
弾性設計用地震動 S d (7波包絡)	13.8	軽油タンク室 (A, B) (タンク室)		

注記 *1: 貫通部止水処置の設置場所より高い基準床レベルを設定している。

*2: 最大床応答加速度の 1.2 倍を設計震度とした。

表 4-13 軽油タンク室 (A, B) (タンク室) 内機器等の評価用震度 (余震評価用)
(強度評価用: 1.2ZPA) (弾性設計用地震動 S d 7波包絡, 不確かさ包絡)

標高* O.P.(m)	動的震度(1.2ZPA) (単位:G)			
	NS(タンク室)	EW(タンク室)	水平包絡	鉛直
14.8	<u>0.99</u>	0.88	<u>0.99</u>	0.64
9.5	<u>0.79</u>	0.78	<u>0.79</u>	0.60

注記 *: 耐津波設計においては, 平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴う, 牡鹿半島全体で約 1m の地盤沈下を考慮するため, 表記 O.P. より -1 m した値を記載する。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

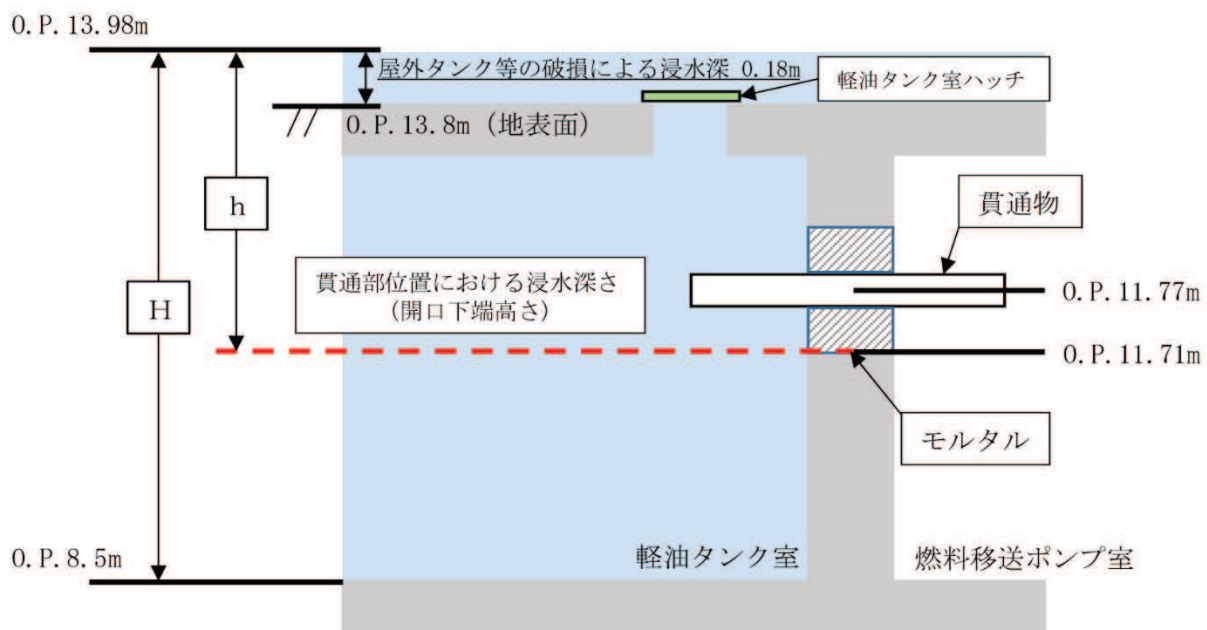


図 4-7 貫通部止水処置 (モルタル) に加わる荷重の概要

5. 評価結果

シーラ材及びモルタルの強度評価結果をそれぞれ表 5-1, 表 5-2 に示す。シーラ材, モルタルの発生圧力又は発生荷重は, 許容圧力又は許容荷重以下であることを確認した。

表 5-1 シーラ材の浸水に対する強度評価結果

評価部位	発生圧力 (MPa)	許容圧力 (MPa)
シーラ材 (貫通軸：水平)	0.15	0.40
シーラ材 (貫通軸：鉛直)	0.07	0.40

表 5-2 モルタルの浸水に対する強度評価結果

評価部位	発生荷重 (kN)		許容荷重 (kN)
モルタル	せん断荷重 (付着荷重)	□	159

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(別紙1) 遮水鋼板におけるケーブルトレイ貫通部の強度評価について

1. 評価方針

貫通部止水処置の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、貫通部止水処置の評価対象部位に作用する応力等が許容限界以下であることを確認する。

貫通部止水処置は構造上の特徴の違いから、シール材並びに鋼板に分けて設計を行うこととする。シール材の強度評価フローを図 1-1 に、鋼板の強度評価フローを図 1-2 に示す。

シール材については、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2 許容限界」にて設定しているとおり、計算により求めた圧力が、水圧試験で確認した水圧以下であることを確認する。

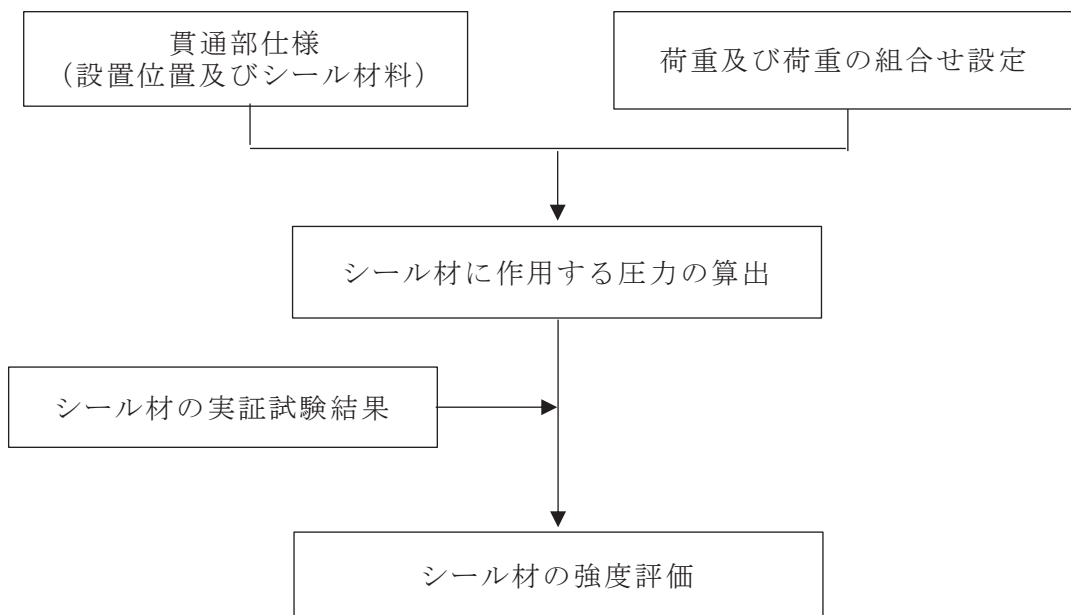


図 1-1 シール材の強度評価フロー

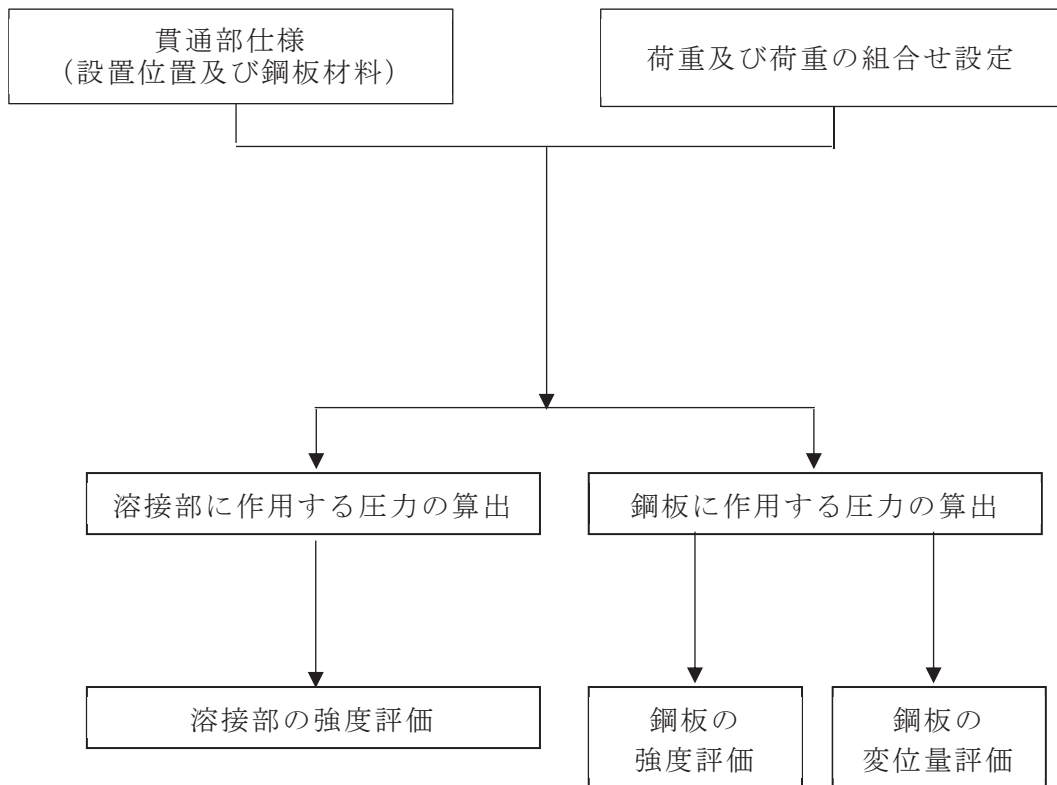


図 1-2 鋼板の強度評価フロー

2. 一般事項

2.1 構造計画

概略構造を以下に示す。また、構造部材（鋼板）の諸元を表 2-1 に示す。

遮水鋼板を貫通するケーブルトレイ貫通部の止水をするため、ケーブルトレイを囲むように鋼板を遮水鋼板に溶接し、鋼板とケーブルトレイの隙間（20mm）に対しコーキングタイプのシール材を施工する。ケーブルトレイの内部については 2 種類の充填タイプのシール材を施工する。

表 2-1 構造部材（鋼板）の諸元

部材	材料	高さ (mm)	幅 (mm)	板厚 (mm)
鋼板	SUS304			

2.2 適用規格・基準等

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針重要度分類・許容応力編（J E A G 4 6 0 1 ・ 補 - 1984）
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1 - 1987）
- (3) 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）
（以下「J E A G 4 6 0 1」と記載しているものは上記 3 指針を指す。）
- (4) J S M E S N C 1 - 2005/2007 発電用原子力設備規格 設計・建設規格
（以下「設計・建設規格」という。）
- (5) 原子力発電所耐震設計技術規程（J E A C 4 6 0 1 - 2008）

枠囲みの内容は商業機密の
観点から公開できません。

2.3 記号の説明

鋼板及び溶接部の耐震評価に用いる記号を表 2-2 に示す。

表 2-2 鋼板及び溶接部の耐震評価に用いる記号

記号	定義	単位
C_H	弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ による水平方向の設計震度	-
σ_x	鋼板の膜+曲げ応力	MPa
σ_y	鋼板の膜+曲げ応力	MPa
τ_{xy}	鋼板のせん断応力	MPa
σ_p	鋼板の組合せ応力	MPa
F_x	溶接部に x 方向に作用する引張, 圧縮荷重	kN
F_y	溶接部に y 方向に作用する引張, 圧縮荷重	kN
F_z	溶接部に z 方向に作用するせん断荷重	kN
M_y	溶接部に y 方向に作用する曲げモーメント	$N \cdot mm$
M_z	溶接部に z 方向に作用する曲げモーメント	$N \cdot mm$
M_x	溶接部に作用するねじりモーメント	$N \cdot mm$
A	溶接部の断面積	mm^2
Z_y	溶接部の断面係数	mm^3
Z_z	溶接部の断面係数	mm^3
Z_p	溶接部のねじり断面係数	mm^3
σ_a	軸応力	MPa
σ_b	曲げ応力	MPa
τ	せん断応力	MPa
g	重力加速度 ($=9.80665m/s^2$)	m/s^2
ρ	海水の密度 ($=1030kg/m^3$)	kg/m^3
H	貫通部敷設エリアの床面からの浸水深さ	m
h	貫通部にかかる水頭	m
β	浸水エリアの幅と水深の比による補正係数 ($=\square$) (「日本水道協会 2009 年 水道施設耐震工法指針・解説」より)	-

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

2.4 評価対象部位

地震後の繰返しの来襲を想定した経路からの津波の流入に伴う津波荷重，地震による溢水に加えて津波の流入によって生じる浸水深が大きい方の静水圧荷重及び余震を考慮した荷重は，鋼板及びケーブルトレイ内外部のシール材へ伝達される。また，鋼板に伝達された荷重は遮水鋼板との溶接部へ伝達される。このことから，貫通部止水処置のうち，鋼板及びシール材を評価対象部位として設定する。

シール材については，鋼板とケーブルトレイの隙間に施工するコーキングタイプのシール材及びケーブルトレイ内部に施工する充填タイプのシール材に対して評価を行う。

鋼板については，鋼板本体及び遮水鋼板との溶接部に対して評価を行う。

また，地震時に荷重が鋼板に作用し，鋼板が変形することによりコーキングタイプのシール材がせん断や変形することが考えられるため，鋼板の変位量を評価し，シール材の許容変位内であることを確認する。なお，シール材の伸び長さは，シール材施工厚さ（隙間）と鋼板の変位量の和より小さくなるが，鋼板の変位量分だけシール材が伸びるものとして評価する。

鋼板の評価対象部位を図 2-1 に示す。

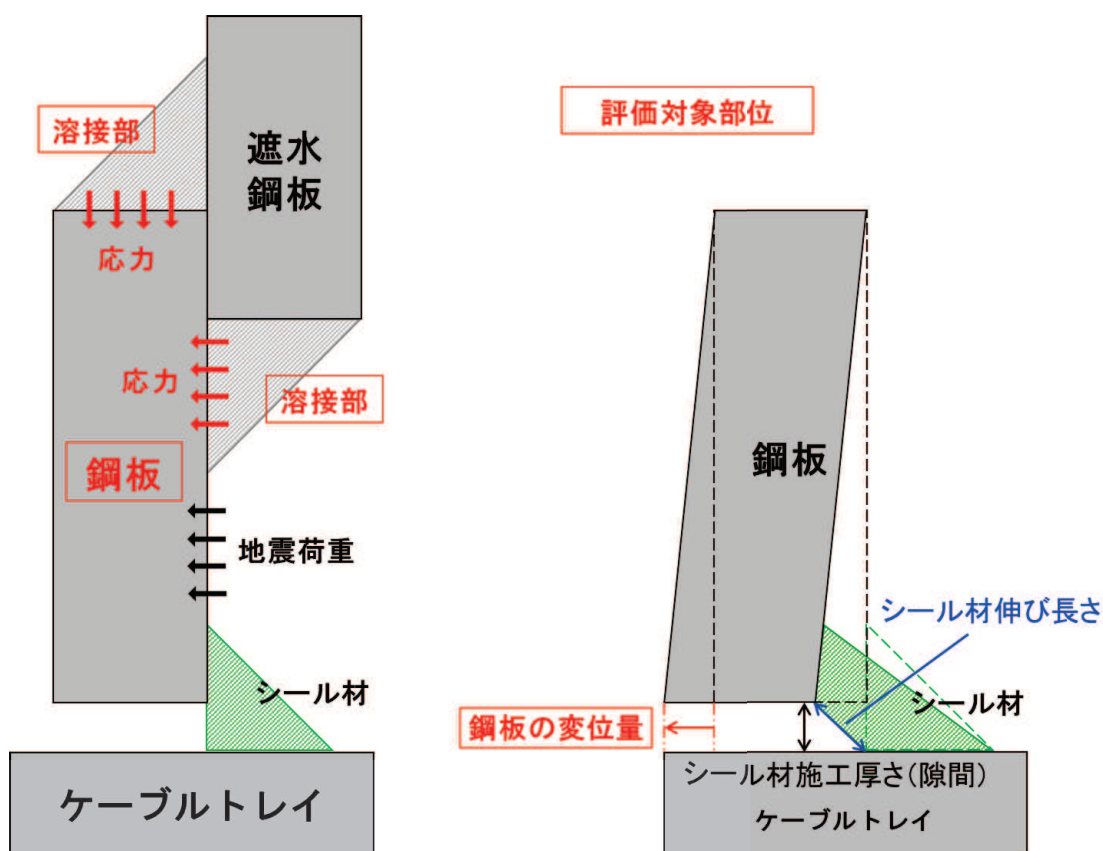


図 2-1 鋼板の評価対象部位

2.5 鋼板の固有周期

ケーブルトレイ貫通部止水処置の鋼板は、添付資料「VI-2-10-2-11 貫通部止水処置の耐震性についての計算書」の「(別紙1) 遮水鋼板におけるケーブルトレイ貫通部の耐震性について」にて固有値解析を実施しており、「2.5.3 固有値解析結果」にて剛であることを確認している。

3. 構造強度評価

3.1 構造強度評価方法

- (1) 貫通部止水処置の評価対象部位の応力評価を実施し、発生応力を算出する。
- (2) 評価対象部位の発生応力と許容応力を比較し、発生応力が許容応力以下であることを確認する。
- (3) 評価対象部位のうち鋼板については、変位量とシール材の許容変位を比較し、鋼板の変位量がシール材の許容変位以下であることを確認する。

3.2 荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せに関して以下に示す。

3.2.1 荷重の設定

強度評価に用いる荷重は、以下の荷重を用いる。

(1) 固定荷重 (D)

固定荷重として、鋼板の質量を考慮する。なお、ケーブルトレイについては、貫通部近傍に支持構造物を設置するため質量を考慮しない。

(2) 浸水津波荷重 (P_h)

浸水津波荷重として、津波による水位を用いた静水圧を考慮する。

$$P_h = \rho \cdot g \cdot h$$

(3) 余震荷重

余震荷重は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、弾性設計用地震動 $S_d - D2$ に伴う地震力 (動水圧含む。) とする。

余震による動水圧 ($K S_d$) がシール材に作用することを考慮する。

$$P_d = \beta \cdot \frac{7}{8} \cdot \rho \cdot C_H \cdot g \cdot \sqrt{H \cdot h}$$

3.2.2 荷重の組合せ

貫通部止水処置の評価にて考慮する荷重の組合せを表 3-1 に示す。

表 3-1 荷重の組合せ

施設区分	機器名称	荷重の組合せ* ¹
浸水防護施設 (浸水防止設備)	貫通部止水処置 (第 2 号機海水ポンプ室防潮壁横断部)	$D + P_h + K S_d$

注記 * 1 : D は固定荷重, P_h は浸水津波荷重, $K S_d$ は弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ による余震荷重 (余震による動水圧 P_d) を示す。

3.3 許容限界

3.3.1 コーキングタイプのシール材の許容限界

コーキングタイプのシール材の許容限界値は、実機の形状、寸法を考慮した試験体にて静水圧を付加した水圧試験に基づく結果を用いて設定する。試験より得られたシール材の許容圧力を表 3-2、シール材の水圧試験の概要を図 3-1 に示す。

実機施工時においては、鋼板とケーブルトレイ間の隙間に対し、シール材の脚長は試験検証済みの許容限界寸法以上となるように施工する。これにより試験で得られた許容限界値以上の耐圧性を有し、かつ、想定するシール材に加わる圧力が、許容限界値以内であることを確認し確実に耐圧性を確保する。

表 3-2 コーキングタイプのシール材の浸水に対する許容圧力

評価部位	隙間 (mm)	脚長 (mm)	許容圧力 (MPa)
シール材 (コーキングタイプ)			

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

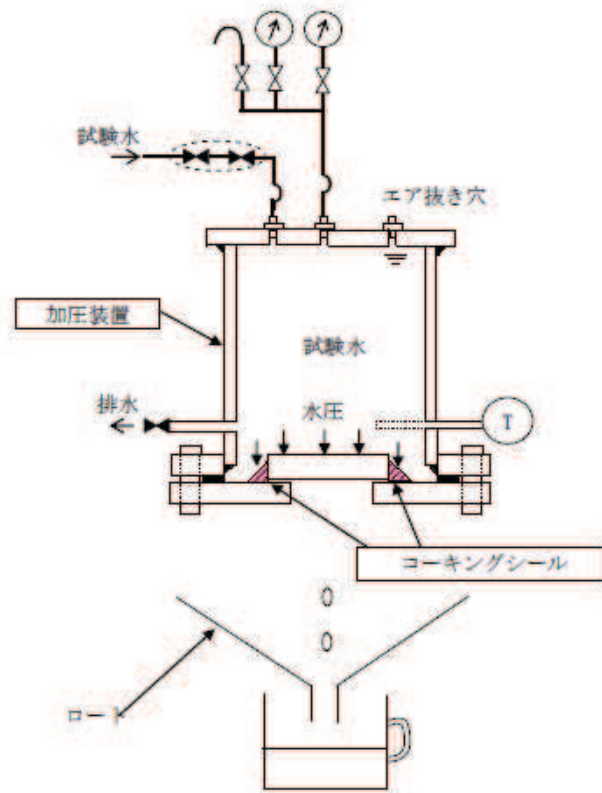


図 3-1 コーキングタイプのシール材の水圧試験の概要

3.3.2 充填タイプのシール材の許容限界

ケーブルトレイ内部に施工する充填タイプのシール材の許容限界値は、ケーブルトレイを模擬した試験体にて [] の静水圧を付加した水圧試験に基づく結果を用いる。試験の結果、圧力 [] において、いずれのケーブル占積率においても漏えいが無かったことから、これを許容限界値とする。試験より得られたシール材の許容圧力を表 3-3、充填タイプのシール材の水圧試験の概要を図 3-2 に示す。

実施施工時においては、ケーブルトレイの内部に施工幅 [] 以上となるようにシール材を施工する。これにより試験で得られた許容限界値以上の耐圧性を有し、かつ、想定するシール材に加わる圧力が、許容限界値以内であることを確認し確実に耐圧性を確保する。

表 3-3 充填タイプのシール材の浸水に対する許容圧力

評価部位	ケーブル占積率 (%)	施工幅 (mm)	許容圧力 (MPa)
シール材 (充填タイプ)	40	[]	[]
	21.4		

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

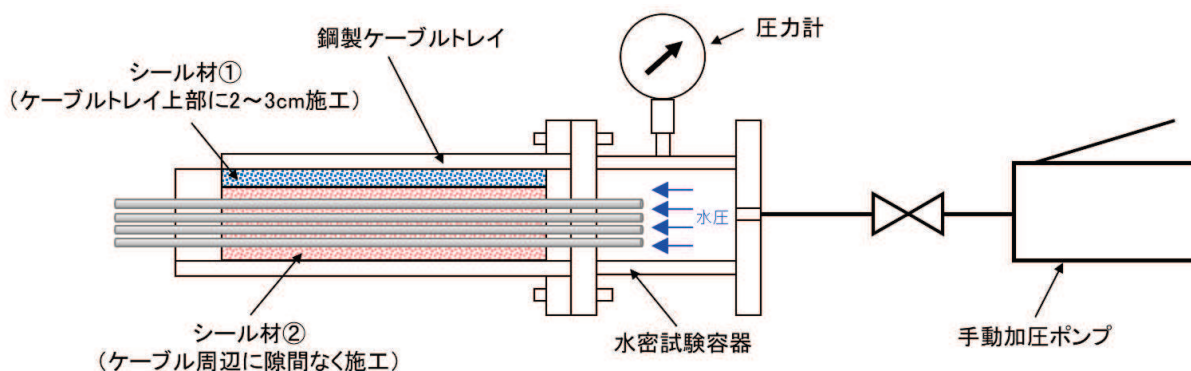


図 3-2 充填タイプのシール材の水圧試験の概要

3.3.3 貫通部止水処置（鋼板）の許容限界

(1) 貫通部止水処置（鋼板）の応力に対する許容限界

鋼板の応力に対する許容限界を表 3-4 に示す。

表 3-4 許容応力（その他の支持構造物）

許容応力状態	許容限界*	
	一次応力	
	引張	せん断
Ⅲ _A S	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_s$

注記*：応力の組合せが考えられる場合には、組合せ応力に対しても評価を行う。

(2) 貫通部止水処置（鋼板）の変位に対する許容限界

貫通部止水処置（鋼板）の変位に対する許容限界を表 3-5 に示す。

表 3-5 鋼板の許容変位

評価部位	鋼板許容変位 (mm)	備考
鋼板		

注記*：コーキングタイプのシール材は引張試験により、シール材の許容引張破断伸びが [] であることが確認されていることから、シール材施工厚さ（隙間） [] を鋼板の許容変位とする。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

3.4 設計用地震力

弾性設計用地震動 S d - D 2 に伴う地震力については、添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方法」に示す最大床応答加速度を考慮して設定する。貫通部止水処置の強度評価に用いる設計用震度を表 3-6 に示す。

表 3-6 シール部の評価に用いる設計用震度

地震動	床面高さ* ¹ O.P. (m)	貫通部止水処置の 設置場所	余震による 設計震度* ²	
			水平方向 C _H	
弾性設計用地震動 S d - D 2	13.8	第 2 号機海水ポンプ室 防潮壁横断部	水平方向 C _H	0.70

注記 * 1 : 貫通部止水処置の設置場所より高い基準床レベルを設定している。

* 2 : 最大床応答加速度の 1.2 倍を設計震度とした。

3.5 計算方法

3.5.1 計算方法（発生圧力計算）

貫通軸が水平方向であるため、浸水津波荷重 P_h と余震による動水圧 P_d を考慮する。

$$P_{H \text{ total}} = P_h + P_d$$

3.5.2 計算方法（鋼板の応力計算）

鋼板各部の応力計算式を以下に示す。

(1) 鋼板（板要素）の応力評価

板要素でモデル化した鋼板は、表 3-7 に示す組合せ応力により評価を行う。

表 3-7 鋼板（板要素）の応力計算式

評価応力	応力計算式
組合せ応力	$\sigma_p = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2}$

(2) 溶接部の応力評価

溶接部は表 3-8 に示す応力計算式により評価を行う。

表 3-8 溶接部の応力計算式

評価応力	応力計算式
組合せ応力	




枠囲みの内容は商業機密の
観点から公開できません。

3.6 計算条件

評価に用いる計算条件を表 3-9 に示す。また、ケーブルトレイ貫通部止水処置に加わる津波概要を図 3-3 に示す。

表 3-9 ケーブルトレイ貫通部の評価に用いる計算条件

貫通部箇所 (貫通部仕様)	浸水エリアの幅と 水深の比による補正係数 β	海水の密度 ρ (kg/m^3)	貫通部施設エリアの床 面からの浸水深さ* ¹ H (m)
第 2 号機海水ポンプ室 防潮壁横断部		1030	15.1

貫通部位置における浸水深さ* ² h (m)	弾性設計用地震動 S d - D 2 による 水平方向の設計震度 C_H	重力加速度 g (m/s^2)
8.95	0.70	9.80665

注記 * 1 : 貫通部施設エリアの床面からの浸水深さ (H) は、貫通部施設エリアの床面 (O.P. 2.8m) から入力津波水位に 0.5m の余裕を考慮した津波水位 (O.P. 17.9m) までの寸法。

* 2 : 貫通部位置における浸水深さ h は開口部下端高さ (O.P. 8.95m) から入力津波水位に 0.5m の余裕を考慮した津波水位 (O.P. 17.9m) までの寸法。

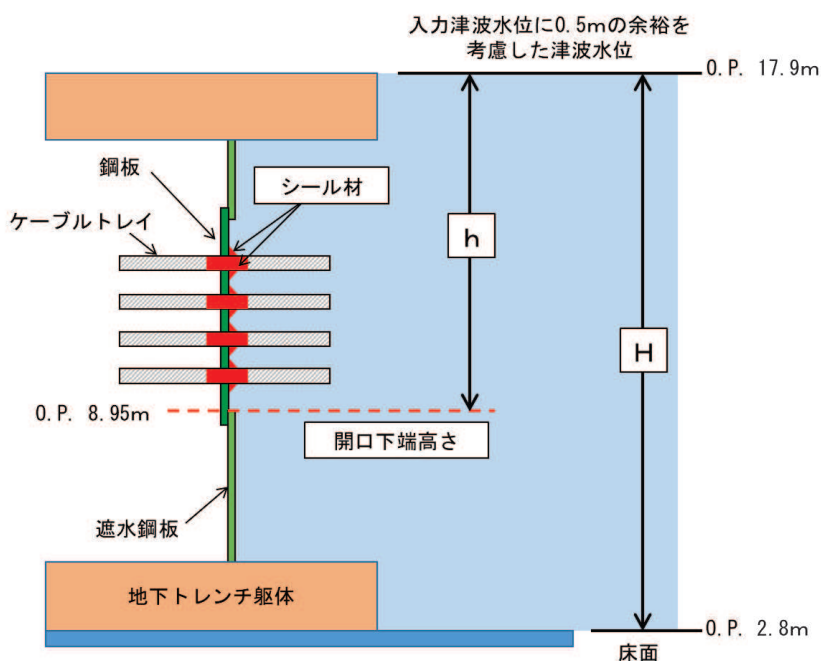


図 3-3 貫通部止水処置に加わる津波の概要

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4. 評価結果

4.1 貫通部止水処置（シール材）の評価結果

貫通部止水処置（シール材）の評価結果を表 4-1 に示す。

シール材の発生圧力は、許容圧力以下であることを確認した。

表 4-1 シール材の浸水に対する強度評価結果

評価部位	発生圧力 (MPa)	許容圧力 (MPa)
シール材 (コーキングタイプ)	0.17	
シール材 (充填タイプ)	0.17	

4.2 貫通部止水処置（鋼板）の評価結果

(1) 貫通部止水処置（鋼板）の応力評価結果

貫通部止水処置（鋼板）の応力評価結果を表 4-2 及び図 4-1 に示す。

鋼板及び溶接部の発生圧力は、許容圧力以下であることを確認した。

表 4-2 応力評価結果

評価対象部位	応力の種類	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
鋼板	組合せ	152	204
溶接部	組合せ	30	117

(2) 貫通部止水処置（鋼板）の変位評価結果

貫通部止水処置（鋼板）の変位評価結果を表 4-3 及び図 4-2 に示す。

表 4-3 変位評価結果

評価対象部位	最大変位量 (mm)	許容変位量 (mm)
鋼板	3.0	

鋼板変位は 3.0mm であり許容変位以内であるため、貫通部止水処置において、鋼板とシール材の接着面に隙間は生じず、シール材の耐圧健全性は維持できることを確認した。

また、本鋼板構造において、有意な変形は生じないことから、コーキングタイプのシール材の水圧試験結果を適用可能であることを確認した。

枠囲みの内容は商業機密の
観点から公開できません。

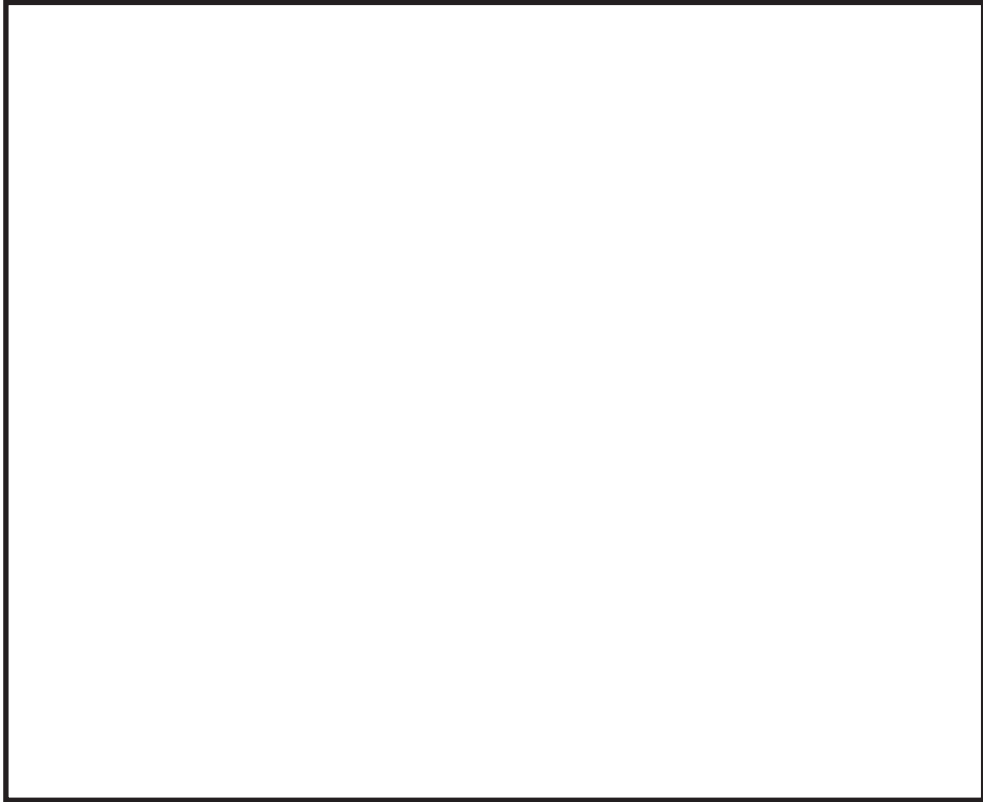


図 4-1 応力評価結果

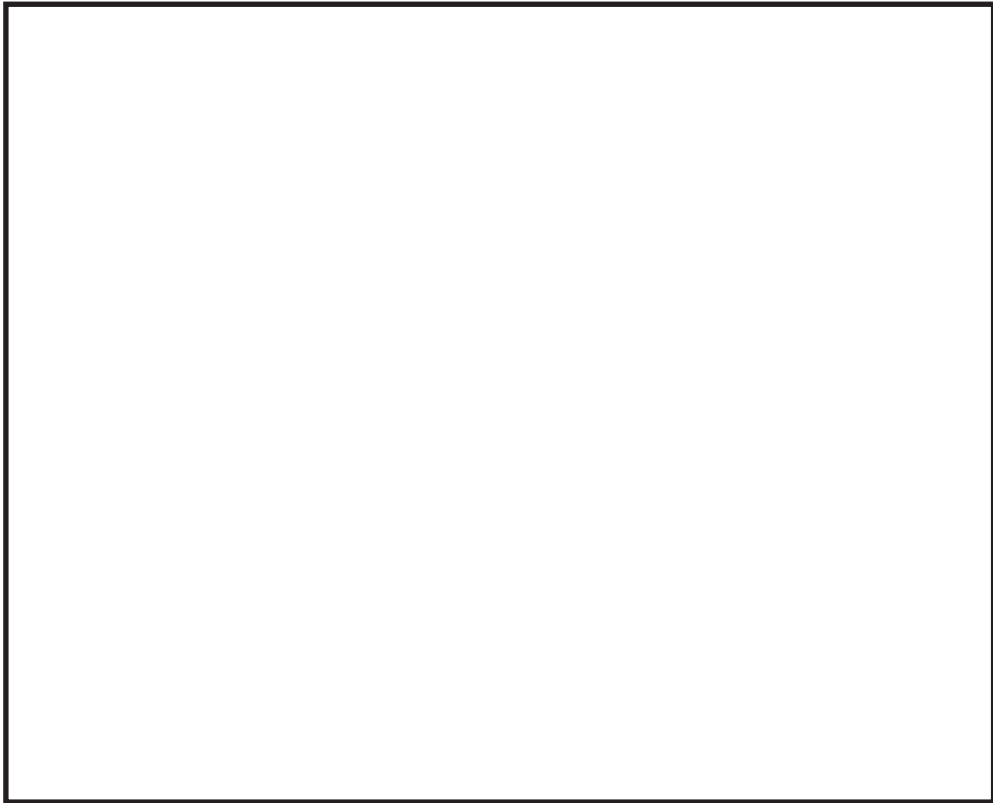


図 4-2 変位評価結果

枠囲みの内容は商業機密の
観点から公開できません。

5. 遮水鋼板のケーブルトレイ貫通部止水処置に使用するシール材

遮水鋼板のケーブルトレイ貫通部止水処置について、実機施工時には水圧試験において使用した表 5-1 に示すシール材を使用する設計とする。

表 5-1 ケーブルトレイ貫通部止水処置に使用するシール材

対象部位	メーカー	型式
シール材 (コーキングタイプ)		
シール材① (充填タイプ) ケーブルトレイ上部		
シール材② (充填タイプ) ケーブル周辺		

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(参考1) 第3号機補機冷却海水系放水ピット浸水防止蓋及び貫通配管に対する地震時の影響について

1. 概要

第3号機補機冷却海水系放水ピット浸水防止蓋（以下、浸水防止蓋という。）には配管が貫通しており、貫通部には貫通部止水処置を実施している。浸水防止蓋及び貫通配管については、3号機海水熱交換器建屋から定着部を設定しているが、地震時において、浸水防止蓋及び貫通配管に有意な変位が発生した場合には、貫通部止水処置の性能に影響を与える可能性があるため、地震時の影響について確認する。

2. 浸水防止蓋と貫通配管の支持構造

(1) 貫通配管の支持構造

第3号機補機冷却海水系放水ピットに設置されている浸水防止蓋と貫通配管の配置の概要について、図-1に示す。

屋外部の貫通配管を支持する支持構造物は2箇所設置しており、3号機海水熱交換器建屋から支持している。

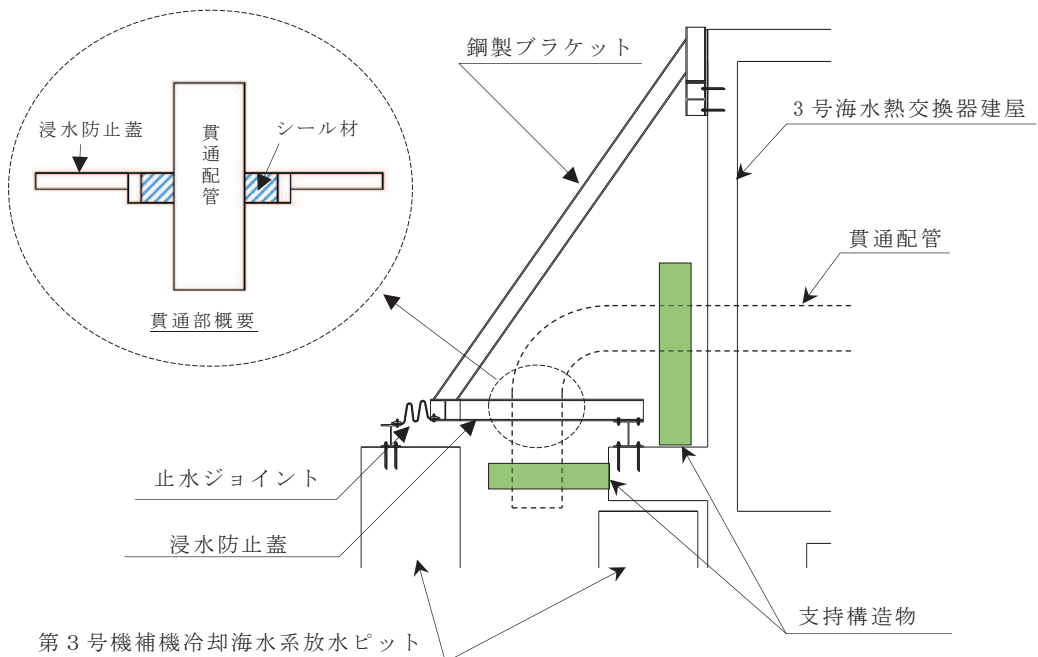


図-1 浸水防止蓋と貫通配管の配置概要

(2) 浸水防止蓋の支持構造について

浸水防止蓋，鋼製ブラケットで構成され，3号海水熱交換器建屋に支持する構造としている。また，第3号機補機冷却海水系放水ピットとの境界部には止水ジョイント（M型ジョイント）が設置されており，第3号機補機冷却海水系放水ピット側の相対変位の影響を受けない構造としている。

3. 貫通配管の地震時の影響

「補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 5.24.1 3号機補機放水側配管の基準地震動 S_s に対する耐震評価」において，基準地震動 S_s に対して主要な構造部材が十分な構造健全性を有することを確認している。また，図-2～5に示す評価モデルにより固有値解析を実施している。

評価の結果，表-1に示すように固有周期が0.050s以下であることから，剛構造であり，地震時は建屋と配管系が一体で動く構造であることを確認している。また，配管の支持構造物は，配管貫通部の前後の2箇所に設置し，それぞれ軸直角方向にて拘束することで，地震における発生する変位が小さくなるように設計している。浸水防止蓋との貫通部における基準地震動 S_s における最大変位は表-2に示すとおり，非放射性ドレン移送系の8mmであり，非放射性ドレン移送系におけるシール材については，50mmの変位に対応できることを確認しているため，変位の影響は十分小さい。

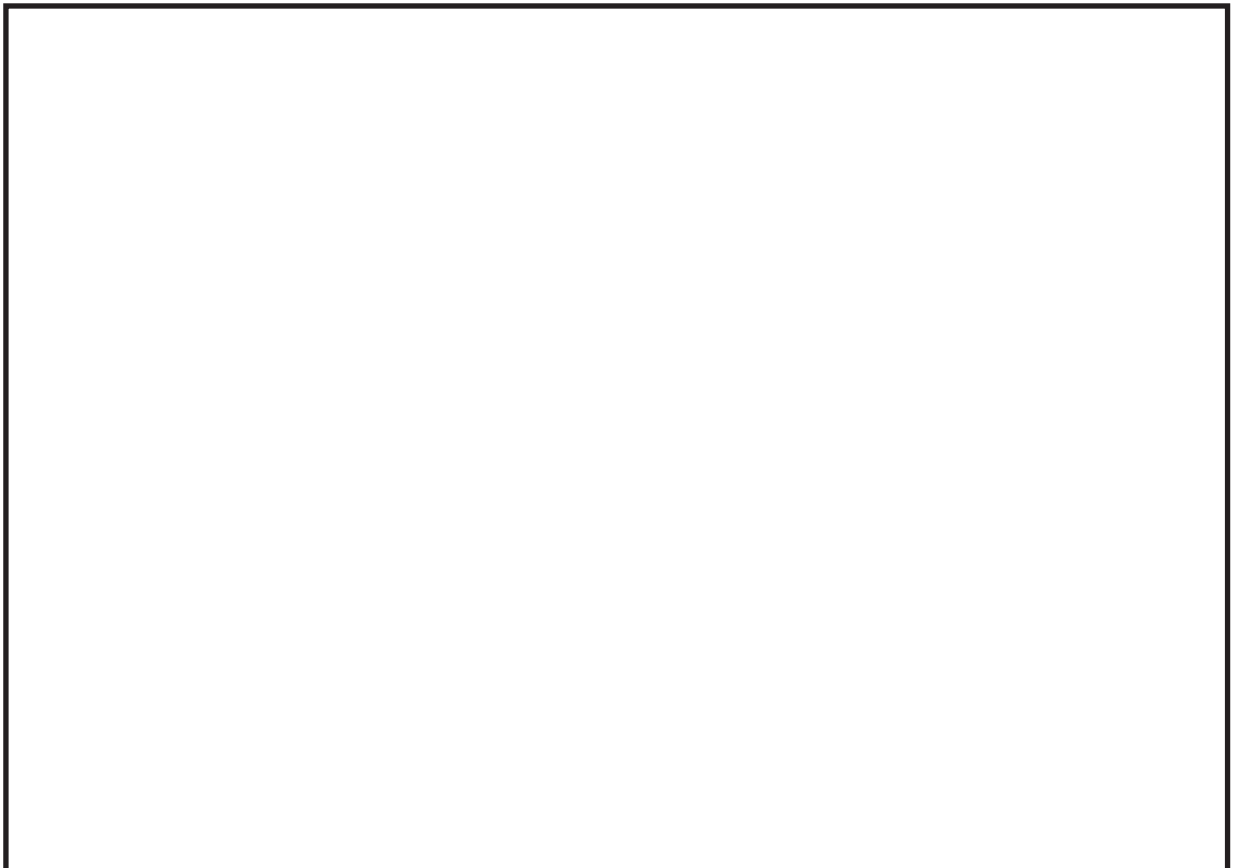


図-2 タービン補機冷却海水系 系統評価モデル図

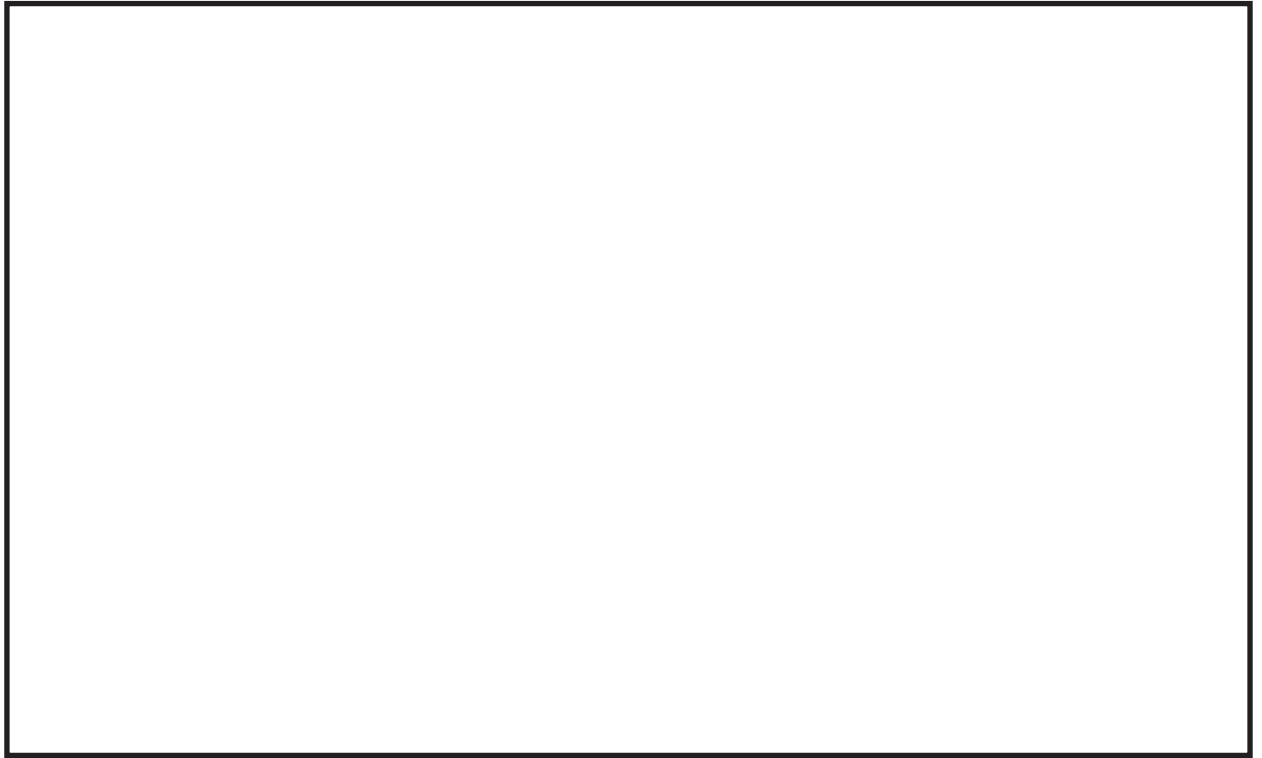


図-3 原子炉補機冷却海水系 系統評価モデル図

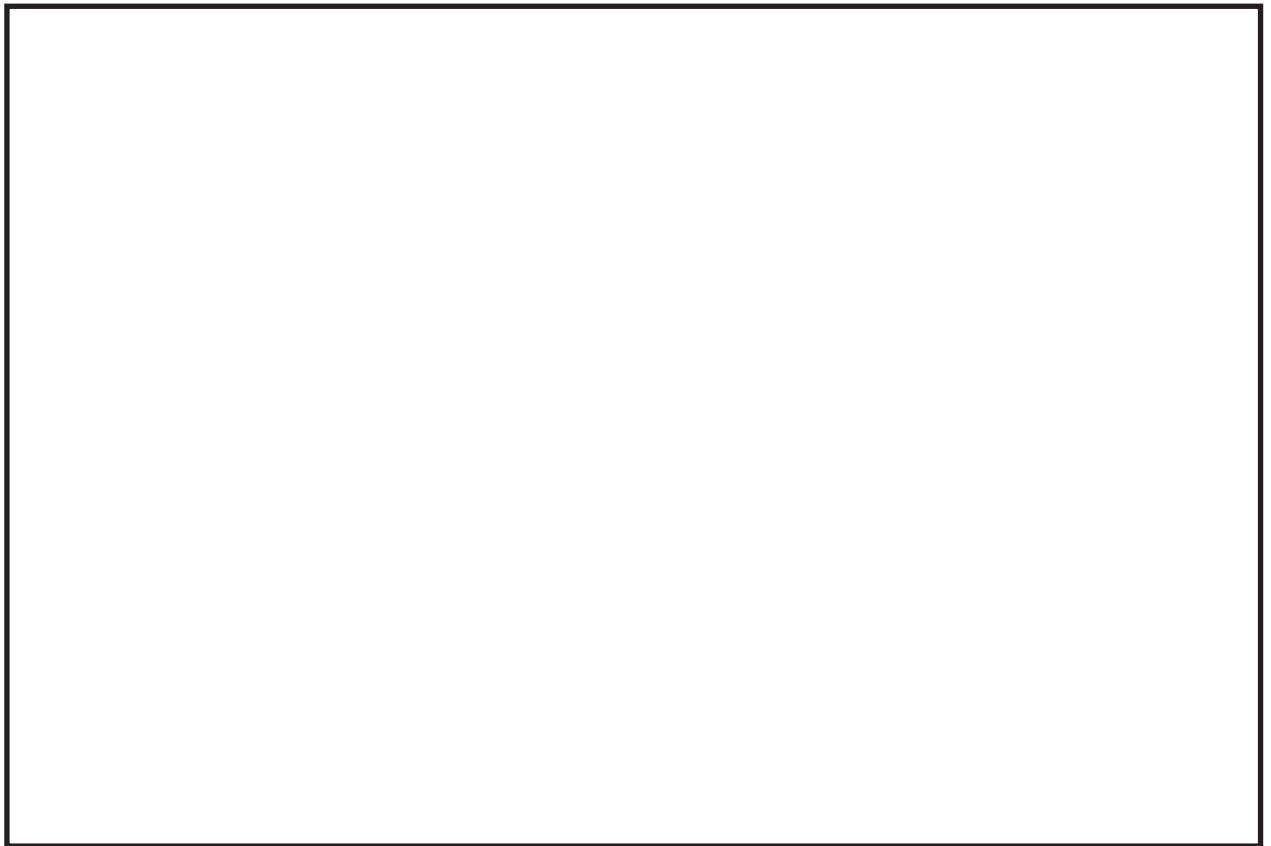


図-4 高圧炉心スプレイ補機冷却海水系 系統評価モデル図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

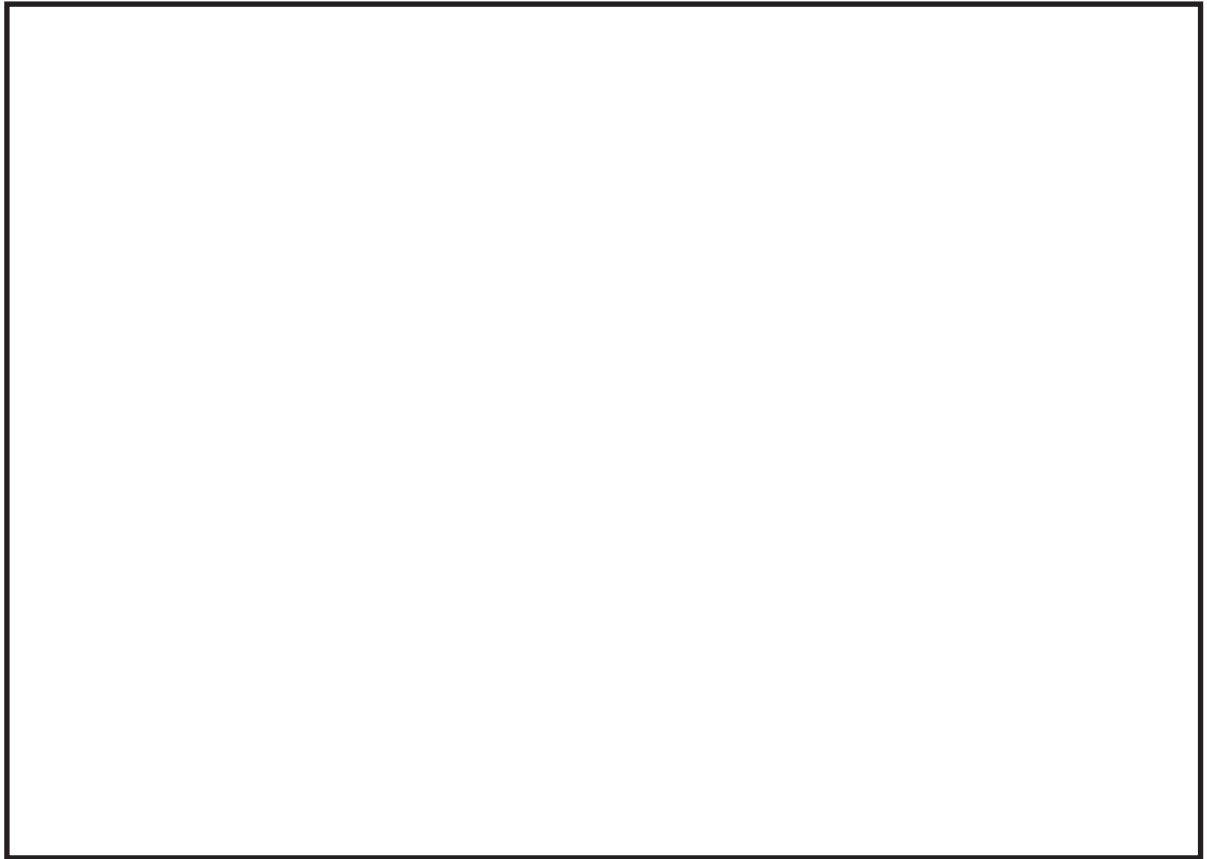


図-5 非放射性ドレン移送系 系統評価モデル図

表-1 固有周期

対象系統	固有周期 (s)	(参考) 固有振動数 (Hz)
タービン補機冷却海水系 (500A)	0.037	27.02
原子炉補機冷却海水系 (500A)	0.028	35.71
高圧炉心スプレイ補機冷却海水系 (200A)	0.025	40.00
非放射性ドレン移送系 (50A)	0.046	21.73

表-2 浸水防止蓋部における3号海水熱交換器建屋に対する最大相対変位

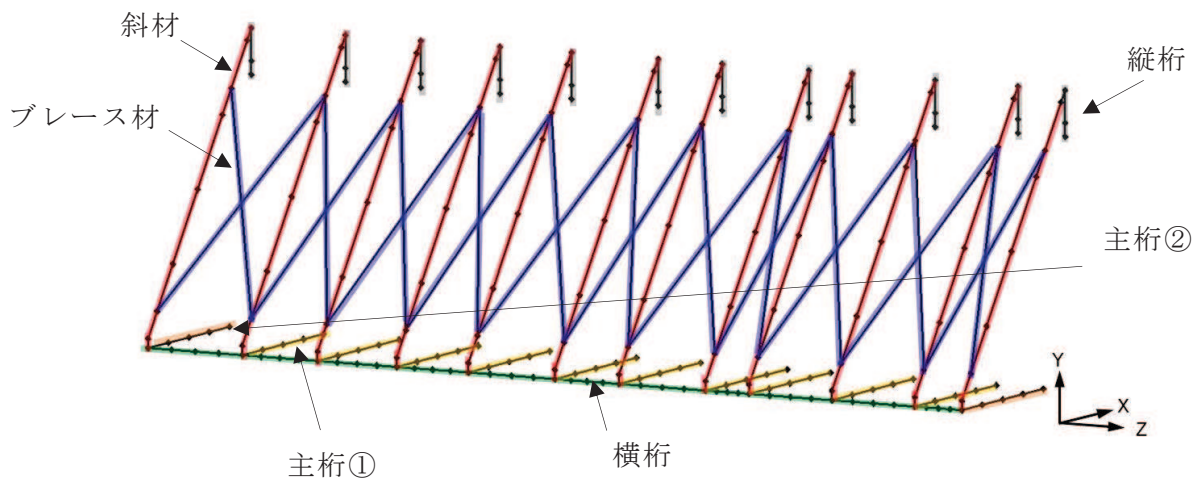
対象系統	最大相対変位 (mm)
タービン補機冷却海水系 (500A)	3
原子炉補機冷却海水系 (500A)	1
高圧炉心スプレイ補機冷却海水系 (200A)	1
非放射性ドレン移送系 (50A)	8

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4. 浸水防止蓋の地震時の影響

添付資料「VI-2-10-2-8-4 浸水防止蓋（第3号機補機冷却海水系放水ピット）耐震計算書」において、基準地震動 S_s に対して、主要な構造部材が十分な構造健全性を有することを確認している。また、図-6 に示す三次元フレームモデルにより固有値解析を実施しており、表-3 に示すとおり固有振動数が 20Hz 以上であることから、剛構造であることを確認している。

評価の結果、表-3 に示すとおり、固有振動数が 20Hz 以上であることから、剛構造であり、地震時は建屋と浸水防止蓋が一体で動く構造であり、変位量は十分小さいことを確認している。



対象部材	材質	断面形状
— : 主桁①	SUS304	H-200×200×20×20
— : 主桁②	SUS304	H-200×300×20×20
— : 斜材	SUS304	H-200×200×8×12
— : 横桁	SUS304	H-200×300×20×20
— : ブレース材	SUS304	L-60×60×5
— : 縦桁	SUS304	H-200×200×8×12

図-6 固有値解析モデル

表-3 固有値解析結果

振動モード 次数	卓越 方向	固有振動数 f (Hz)
1	Z	24.17
38	Y	108.71
95	X	276.20

5. 貫通部止水処置への影響

貫通する配管の地震時における3号海水熱交換器建屋との相対変位は最大で8mmである。また、浸水防止蓋の地震時における3号海水熱交換器建屋との相対変位は十分に小さいことを確認しており、貫通する配管とシール材を施工する浸水防止蓋との間には十分なすき間を確保する設計としていることから、貫通する配管と浸水防止蓋が干渉することはない。

貫通部止水処置については、貫通する配管と浸水防止蓋の相対変位が小さいことに加えて、シール材は柔軟性に優れたゴム系材料を使用しており、地震時における相対変位についても、十分追従できるように設計していることから、シール材に対して有意な配管荷重は発生しない。このため、地震による相対変位や荷重によるシール材への影響は軽微であり、地震時において貫通部止水処置の性能に影響を与えない。