

本資料のうち、枠囲みの内容は営業秘密又は防護上の観点から公開できません。

TK-1-2198 改0

平成30年10月10日

日本原子力発電㈱

東海第二発電所

工事計画に係る説明資料

(V-1-1-2-2 津波への配慮に関する説明書)

コメント回答

(土木分)

5.9 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

5.9.1 概要

本資料は、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の考え方について説明するものである。

津波防護施設の強度計算に用いる荷重の組合せは、施設の配置、構造計画に基づく形状及び評価対象部位を踏まえて、常時作用する荷重、津波の形態に応じた荷重及びその他自然現象による荷重に分けて適切に組み合わせることとしている。

そのため、津波の形態に応じた荷重の組合せとして、遡上津波荷重、突き上げ津波荷重又は浸水津波荷重（以下「津波荷重」という。）と余震荷重の組合せを考慮する場合と、漂流物の影響を受ける位置に設置している施設については、津波荷重と漂流物による衝突荷重の組合せを考慮する場合について強度計算を行うこととしているが、津波荷重、余震荷重及び衝突荷重の組合せについても考慮する。

5.9.2 津波荷重と余震荷重の組合せについて

津波荷重と余震荷重の組合せについては、安全側の評価を行う観点から、津波による最大荷重（最大波高時における波力）と余震による最大荷重の組合せを考慮する。

なお、津波による最大荷重の継続時間及び余震による最大荷重の継続時間はそれぞれ短時間であり、同時に作用する可能性は小さいことから、十分な余裕を考慮した設定となっている。

5.9.3 津波荷重と衝突荷重の組合せについて

津波荷重と衝突荷重の組合せについては、実際に施設に作用する荷重としては、津波による最大荷重と漂流物の衝突による最大荷重が同時に作用する可能性は小さいものの、保守的な評価を行う観点から、津波による最大荷重（最大波高時における波力）と漂流物による最大荷重（最大流速時における衝突荷重）の組合せを考慮することとしている。

津波シミュレーション結果においても、防潮堤前面における最大波高時の流速は、0.3 m/s 程度である。また、最大流速時における水位は最高水位と比較して十分に小さく、防潮堤前面で T.P. +8.1 m 程度である。

このことから、津波による最大荷重（最大波高時における波力）と漂流物による最大荷重（最大流速時における衝突荷重）の組合せの考慮は十分保守的な設定である。さらに、衝突荷重の設定において用いる遡上波の流速としては、衝突荷重の大きさが構造物に対する法線方向の流速による影響が大きく、本来は法線方向の速度値に着目するのに対し、ここでは保守的に全ての方向の流速ベクトルを含めた中での最大流速とする。すなわち、この設計用の流速は、防潮堤近傍における基準津波時の法線方向最大流速を5割増しした値に相当することから、十分な余裕を有している。

5.9.4 津波荷重、余震荷重及び衝突荷重の組合せについて

津波荷重、余震荷重及び衝突荷重の組合せについては、それぞれの荷重が同時に作用する可能性は小さいと考えられるが、安全側の評価を行う観点から、これらの組合せを考慮

する。ただし、それぞれの最大荷重の継続時間は短時間であり、同時に作用する可能性は非常に小さいことから、最大荷重の組合せは考慮しない。

5.9.2 で示すように、津波荷重と余震荷重の組合せにおいては、最大荷重が同時に作用する可能性は小さいことから、津波により浸水している状態で余震が発生することを想定し、津波荷重は入力津波による浸水深さに応じた静水圧とする。なお、津波により浸水している状態においては、5.9.3 で示すように、最大流速による漂流物の衝突荷重は作用する可能性が小さいと考えられるが、十分な余裕を有した設定とするために、これを考慮する。

表 5.9-1 に荷重の組合せの考え方を示す。津波防護施設である防潮堤のうち鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁に作用する荷重の組合せによる水平力のイメージ図を、図 5.9-1～図 5.9-3 に示す。なお、荷重の比較に当たっては、線形構造であり、海側から作用する津波荷重及び漂流物荷重に対して構造上厳しくなることを踏まえ、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁を対象とする。

表 5.9-1 荷重の組合せの考え方

組合せ	津波荷重	余震荷重	漂流物荷重	備考
津波荷重 +余震荷重	波力 (最大波高)	慣性力+動水圧 (最大加速度)	—	最大荷重の組合せ (図 5.9-1)
津波荷重 +漂流物荷重	波力 (最大波高)	—	漂流物荷重 (最大流速)	最大荷重の組合せ (図 5.9-2)
津波荷重 +余震荷重 +漂流物荷重	静水圧 (最大浸水深さ)	慣性力+動水圧 (最大加速度)	漂流物荷重 (最大流速)	津波により浸水して いる状態での余震を 想定 (図 5.9-3)

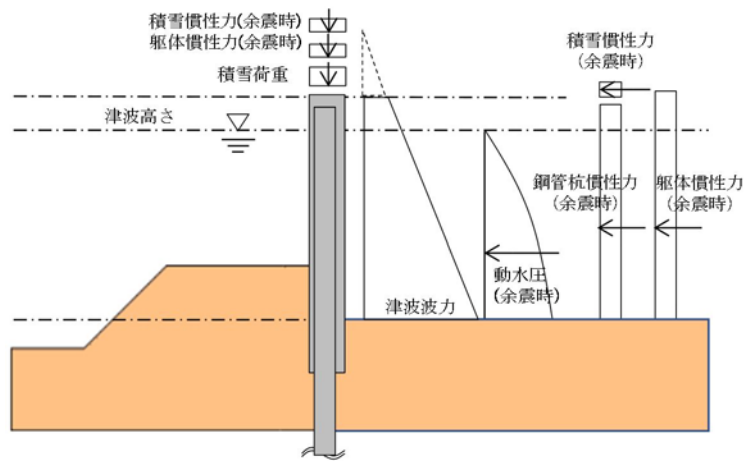


図 5.9-1 津波荷重+余震荷重による構造物に作用する水平力のイメージ図
(鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁)

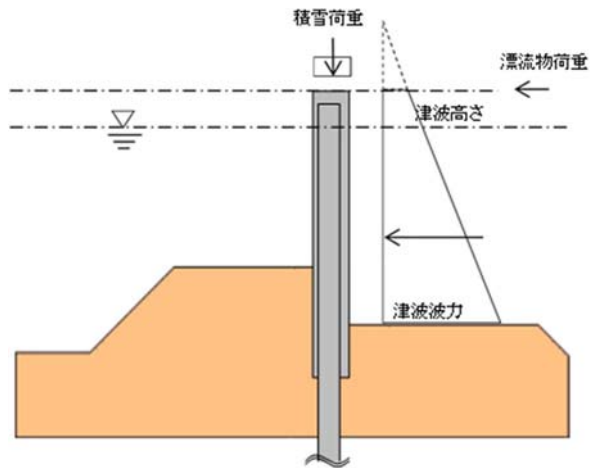


図 5.9-2 津波荷重+漂流物荷重による構造物に作用する水平力のイメージ図
(鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁)

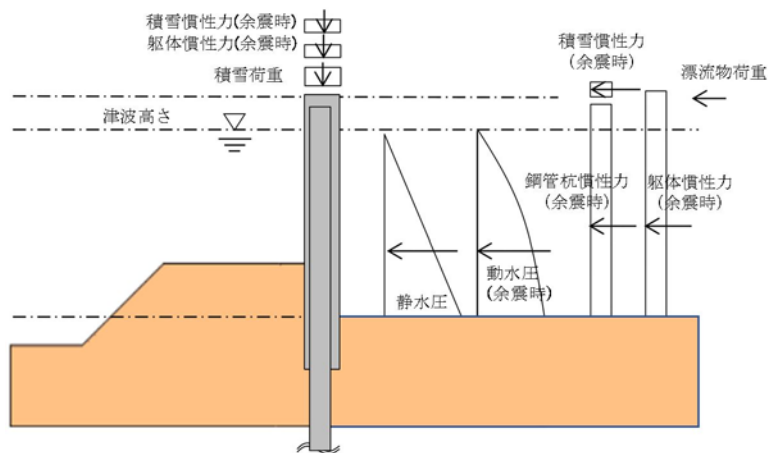


図 5.9-3 津波荷重+余震荷重+漂流物荷重による構造物に作用する水平力のイメージ図
(鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁)

5.9.5 津波荷重、余震荷重及び漂流物荷重の組合せの取り扱いについて

表 5.9-2 に基準津波時の鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁に作用する単位幅当たりの水平力の合計の比較を、表 5.9-3 に敷地に遡上する津波時の比較を示す。津波荷重、余震荷重及び漂流物荷重を組み合わせた荷重は、津波荷重（最大荷重）と余震荷重（最大荷重）を組み合わせた荷重又は津波荷重（最大荷重）と漂流物荷重（最大荷重）を組み合わせた荷重に包絡されることを確認した。

表 5.9-2 水平力の比較（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁：基準津波時）

組合せ	荷重の種類	単位幅当たりの 水平力の合計 (kN/m)	漂流物荷重 (kN)
津波荷重 +余震荷重	(津波波力) + (慣性力, 動水圧)	12201	—
津波荷重 +漂流物荷重	(津波波力) + (漂流物荷重)	2077	759
津波荷重 +余震荷重 +漂流物荷重	(静水圧) + (慣性力, 動水圧) + (漂流物荷重)	11100	759

表 5.9-3 水平力の比較（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁：敷地に遡上する津波時）

組合せ	荷重の種類	単位幅当たりの 水平力の合計 (kN/m)	漂流物荷重 (kN)
津波荷重 +余震荷重	(津波波力) + (慣性力, 動水圧)	14700	—
津波荷重 +漂流物荷重	(津波波力) + (漂流物荷重)	3556	1035
津波荷重 +余震荷重 +漂流物荷重	(静水圧) + (慣性力, 動水圧) + (漂流物荷重)	13084	1035

(2) 検討対象漂流物の選定

「4.2 漂流物による影響確認について(4)漂流物検討対象の選定」において抽出した施設・設備のうち、防潮堤周辺 500m 範囲の施設・設備の配置を図 4.3.1.3-3 に示す。

図 4.3.1.3-4, 写真 4.3.1.3-1 及び表 4.3.1.3-1 に防潮堤東側エリアに設置されている構築物を示す。防潮堤東側エリアの構築物は、撤去又は移設することを基本とし、撤去又は移設ができない場合については、耐震性等を評価した上で、必要に応じ補強対策を検討する。

津波防護施設の機能に対する影響評価の検討対象漂流物は、津波防護施設への漂流物荷重として考慮する船舶（排水トン数 15 t）に加え、物揚げ場における取扱い物品を含め、漂流物となる可能性が否定できない施設・設備のうち、防潮堤の前面に仮置きや残置の可能性があるもの及び地震・津波による過去の被災事例をもとに選定した。表 4.3.1.3-2 に仮置きや残置の可能性があるものの一覧を示す。仮置きや残置の可能性があるものは、運用での対応が行えるかを検討した上で、津波防護施設の機能に対する影響評価の検討対象漂流物を選定する。なお、港湾施設に内包される被覆ブロックや捨石については、比重が大きく容易に浮遊しないことから、検討対象漂流物として選定しない。

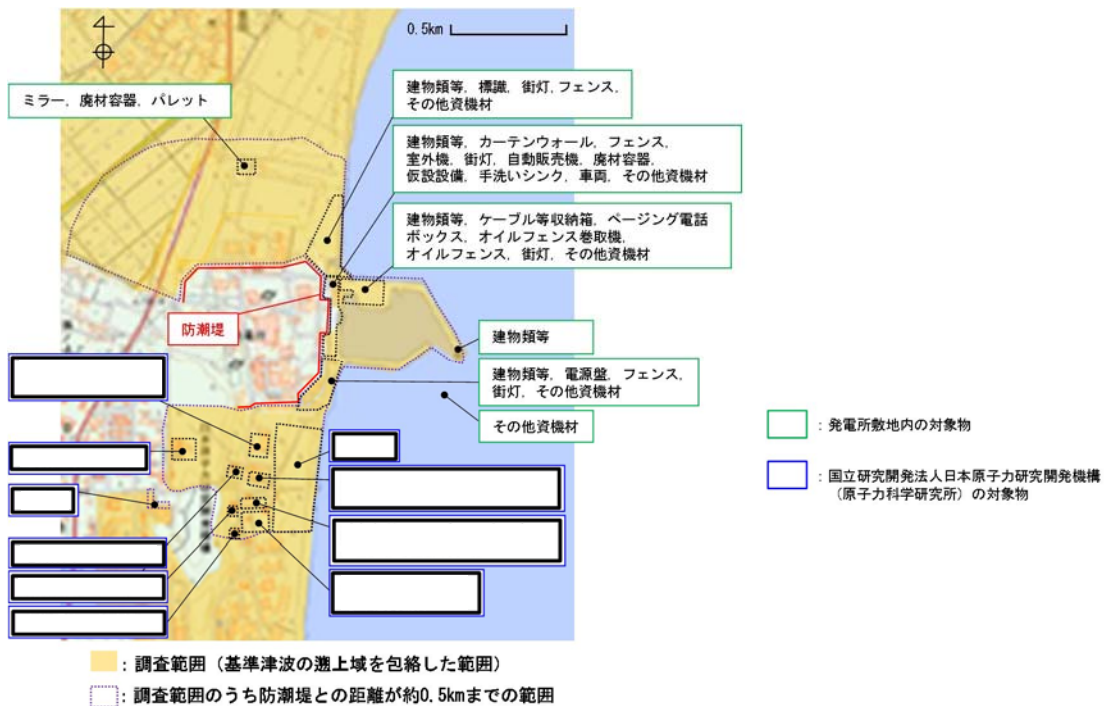


図 4.3.1.3-3 防潮堤周辺 500m 範囲の施設・設備の配置

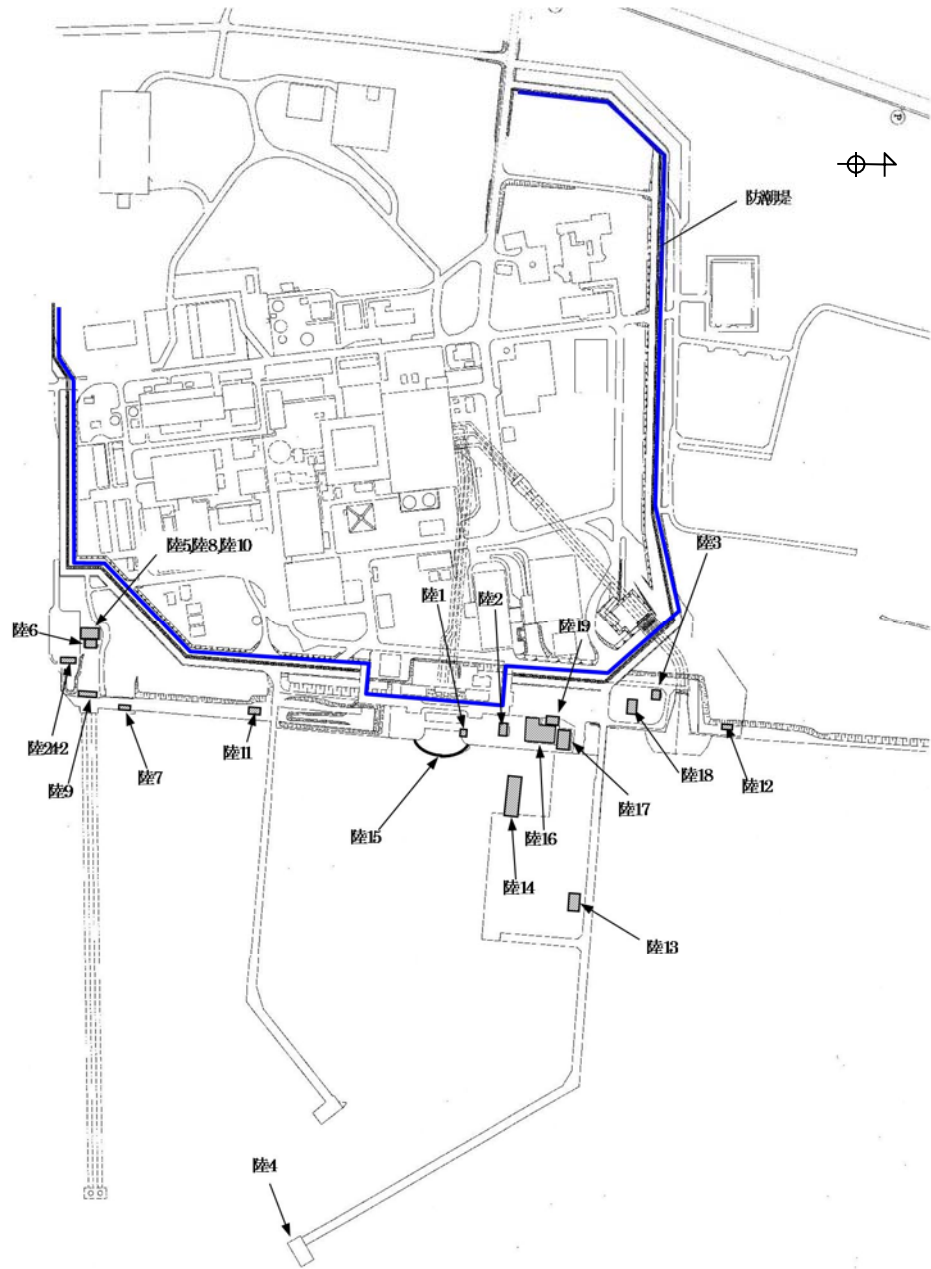


図 4.3.1.3-4 防潮堤東側エリアに設置されている構築物位置図

			
陸1 検潮小屋	陸2 海水電解装置建屋	陸3 放水口モニター小屋	陸4 北防波堤灯台
			
陸5 復水冷却用水路スクリーン室	陸6 塩素処理室	陸7 放水口放射能測定機器上屋	陸8 ロータリースクリーン室
			
陸9 主ゲート	陸10 次亜塩素酸ソーダ注入室	陸11 合併処理浄化槽設備	陸12 海上レーダー
			
陸13 物揚場倉庫	陸14 栈橋	陸15 カーテンウォール	陸16 メンテナンスセンター
			
陸17 輸送本部建屋	陸18 輸送本部倉庫	陸24 再利用物品置場テント	

写真 4.3.1.3-1 防潮堤東側エリアに設置されている構築物

表 4.3.1.3-1 防潮堤東側エリアに設置されている構築物一覧表

番号	名称	主要構造 (形状)	寸法	対策
陸1	検潮小屋	鉄筋 コンクリート造	2.9 m×2.9 m×2.3 m	撤去又は防潮堤内側へ移設する。
陸2	海水電解装置建屋	鉄筋 コンクリート造	8 m×11 m×3.7 m	撤去又は防潮堤内側へ移設する。
陸3	放水口モニター小屋	鉄筋 コンクリート造	4 m×5 m×3 m	比重が大きく、容易に浮遊しないことから漂流物化しないため、残置する。
陸4	北防波堤灯台	鉄筋 コンクリート造	Φ3 m×9 m	位置及び形状から防潮堤へ衝突しないため、残置する。
陸5	復水冷却用水路 スクリーン室	鉄筋 コンクリート造	—	撤去又は防潮堤内側へ移設する。
陸6	塩素処理室	鉄筋 コンクリート造	10 m×13 m×10 m	撤去又は防潮堤内側へ移設する。
陸7	放水口放射能 測定機器上屋	鉄筋 コンクリート造	3 m×5 m×3 m	位置及び形状から防潮堤へ衝突しないため、残置する。
陸8	ロータリースクリーン室	鉄筋 コンクリート造	13 m×21 m×11 m	撤去又は防潮堤内側へ移設する。
陸9	主ゲート	鉄筋 コンクリート造	4 m×18 m×10 m	比重が大きく、容易に浮遊しないことから漂流物化しないため、残置する。
陸10	次亜塩素酸ソーダ注入室	鉄筋 コンクリート造	—	撤去又は防潮堤内側へ移設する。
陸11	合併処理浄化槽設備	鉄筋 コンクリート造	10 m×15 m×10 m	撤去又は防潮堤内側へ移設する。
陸12	海上レーダー	鋼製支柱	—	流向から防潮堤へ衝突しないため、残置する。
陸13	物揚場倉庫	コンクリート製ブ ロック	7 m×12 m×3 m	撤去又は防潮堤内側へ移設する。
陸14	栈橋	鋼製コンクリート造	1.2 m×40 m×4 m	比重が大きく、容易に浮遊しないことから漂流物化しないため、残置する。
陸15	カーテンウォール	鉄筋 コンクリート造 (鋼材支柱)	—	比重が大きく、容易に浮遊しないことから漂流物化しないため、残置する。
陸16	メンテナンスセンター	鉄骨造	34 m×19 m×11 m	撤去又は防潮堤内側へ移設する。
陸17	輸送本部建屋	鉄骨造	22 m×13 m×7 m	撤去又は防潮堤内側へ移設する。
陸18	輸送本部倉庫	鉄骨造	12 m×8 m×4 m	撤去又は防潮堤内側へ移設する。
陸24 -2	再利用物品置場テント	—	—	撤去又は防潮堤内側へ移設する。

表 4.3.1.3-2 (1) 漂流物となる可能性が否定できない仮置きや残置の可能性があるもの (1/2)

場所	種類	想定質量 (t)	防潮堤との距離	対策の要否	対策不要である根拠	対策	検討対象
東側	船舶	15 (排水トン数)	500 m 以上 (前面海域)	否	-	-	○
	流木	0.08*1	500 m 以内 (前面海域)	否	-	-	○
	流木 (丸太)	-	100 m 以内 (直近 (陸域))	要	-	仮置禁止又は固縛	-
	フェンス	0.9	100 m 以内 (直近 (陸域))	否	受圧面積が小さく、津波が透過することから、漂流には至らないと考えられるため。	-	-
	電源盤	0.6	100 m 以内 (直近 (陸域))	要	-	移設・撤去又は固縛	-
	ケーブル等収納箱	0.04	100 m 以内 (直近 (陸域))	要	-	移設・撤去又は固縛	-
	ペーキング電話ボックス	0.02	100 m 以内 (直近 (陸域))	要	-	移設・撤去又は固縛	-
	室外機	0.3	100 m 以内 (直近 (陸域))	要	-	移設・撤去又は固縛	-
	自動販売機	0.5	100 m 以内 (直近 (陸域))	要	-	移設・撤去又は固縛	-
	オイルフェンス巻取機	1.5	100 m 以内 (直近 (陸域))	要	-	移設・撤去又は固縛	-
	オイルフェンス	0.07	100 m 以内 (直近 (陸域))	要	-	移設・撤去又は固縛	-

*1: 流木の想定質量 (t) は、敷地周辺の植生調査結果のうち汀線沿いの海岸植生の樹木 (平均直径 12 cm, 平均樹高 8 m) を選定し、建築空間の緑化手法 (1988) の算定式により設定した。

表 4.3.1.3-2 (2) 漂流物となる可能性が否定できない仮置きや残置の可能性があるもの (2/2)

場所	種類	想定質量 (t)	防潮堤との距離	対策の要否	対策不要である根拠	対策	検討対象
東側	廃材容器	0.04	100 m 以内 (直近 (陸域))	要	—	移設・撤去又は固縛	—
	手洗いシンク	0.02	100 m 以内 (直近 (陸域))	要	—	移設・撤去又は固縛	—
	仮設設備	0.2	100 m 以内 (直近 (陸域))	要	—	移設・撤去又は固縛	—
	車両 (工事車両)	—	100 m 以内 (直近 (陸域))	要	—	退避措置	—
	車両 (パトロール車)	0.69	100 m 以内 (直近 (陸域))	否	—	—	○

(3) 検討対象漂流物の選定結果

検討対象漂流物の選定結果を表 4.3.1.3-3 に示す。津波防護施設の機能に対する影響評価の検討対象である設備として、船舶、流木及び車両（パトロール車）を検討対象漂流物として選定する。

発電所構内に入域する車両については退避措置を基本とし、工事車両については退避措置の徹底について工事契約時に定める運用を図る。しかしながら、日常的に使用する車両（パトロール車）は漂流する可能性が否定できないことから、津波防護施設の機能に対する影響評価の検討対象漂流物とする。

なお、防潮堤周辺で工事を実施する際には、各工事において資機材及び車両の退避に対する評価を実施し、必要に応じて地盤改良等の対策を施し退避ルートの耐震性を確保した上で、工事を実施する。

表 4.3.1.3-3 検討対象漂流物の選定結果

場所	種類	想定質量 (t)	防潮堤との距離
東側	船舶	15 (排水トン数)	500 m 以上 (前面海域)
	流木	0.08	500 m 以内 (前面海域)
	車両 (パトロール車)	0.69	100 m 以内 (直近 (陸域))

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

取水構造物に設置される津波防護に関する施設としては、取水路点検用開口部浸水防止蓋、海水ポンプグランド dren 排出口逆止弁、取水ピット空気抜き配管逆止弁があり、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。

取水構造物は、添付書類「V-2-1-4 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 クラスの設備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。また、取水構造物頂版の強度評価を「5.17.2 取水構造物頂版の強度評価」に示す。

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 (V-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 (V-3-別添3-1)	評価記録記載箇所
取水構造物 (頂版)	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)		止水性の維持が要求される施設が取り付けられた、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、基地地震動S。による地震力に伴い生じる荷重又は応力に対して、おおむね弾性範囲内に留まることを計算により確認する。	V-2-2-7 取水構造物の耐震性について計算書	記載なし	東海第二発電所 工事計画に係る説明資料 (V-1-1-2-2 津波への配慮に関する説明書) 5.17.2 取水構造物頂版の強度評価	
取水路点検用開口部 浸水防止蓋	浸水防護施設 (浸水防止設備)	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又は構造強度を確保していることという。 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項の基地地震動による地震力に対し、施設の機能を維持していること又は構造強度を確保していることという。	地震時及び地震後において、防護対象設備を設置する建物及び区域画に、津波に伴う浸水による影響を与えないことを目的として、基地地震動S。による地震力に対し、「3.1 構造強度上の制限」に示す構造強度の確保に加え、主要な構造物の境界部に設置する材料については、有意な漏えいが生じない変形を認めることで、止水性を維持する設計とする。 具体的には、止水性の維持が要求される施設の母材部については、基地地震動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留まることを計算により確認する。加えて、止水性の維持が要求される施設の取付部及び閉止部等のうち、間隙が生じる可能性のある境界部に設置した材料については、境界部において基地地震動S。による地震力に伴い生じる相対変位量が、材料の試験により確認した止水性が維持できる変位量未満であることを計算により確認する。	V-2-10-2-5-1 取水路点検用開口部浸水防止蓋の耐震性について計算書	1 第6条の規定は、設置許可基準規則第5条の規定に基づき設置許可で確認した設計方針に基づき、基地津波（設置許可基準規則第5条に規定する基地津波をいう、以下同じ。）により設計基準対象施設の安全性を損なわないよう、津波防護施設、浸水防止設備及び津波監視設備の設置等の措置を講じていること並びにこれらの機能を維持していることという。	V-3-別添3-5-1 取水路点検用開口部浸水防止蓋の強度計算書	
海水ポンプグラウンド ドレン排出口逆止弁	浸水防護施設 (浸水防止設備)			V-2-10-2-6-1 海水ポンプグラウンドドレン排出口逆止弁の耐震性についての計算書		V-3-別添3-6-1 海水ポンプグラウンドドレン排出口逆止弁の強度計算書	
取水ピット空気抜き配管逆止弁	浸水防護施設 (浸水防止設備)			V-2-10-2-6-2 取水ピット空気抜き配管逆止弁の耐震性についての計算書		V-3-別添3-6-2 取水ピット空気抜き配管逆止弁の強度計算書	

5.17.2 取水構造物頂版の強度評価

頂版を含めた取水構造物は、添付書類「V-2-2-7 取水構造物の耐震性についての計算書」において、地震時に止水性を有することを確認している。一方、取水路点検用開口部浸水防止蓋は、取水路頂版 (T.P. +3.3m) に、海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁及び取水ピット空気抜き配管逆止弁は、取水ピット頂版 (T.P. +0.8m) に上載される構造物であり、これら取水構造物の頂版には、津波の突き上げ荷重が作用する。このことから、取水構造物頂版についても津波時の強度評価を行う。取水構造物の断面図を図 5.17-1 に示す。

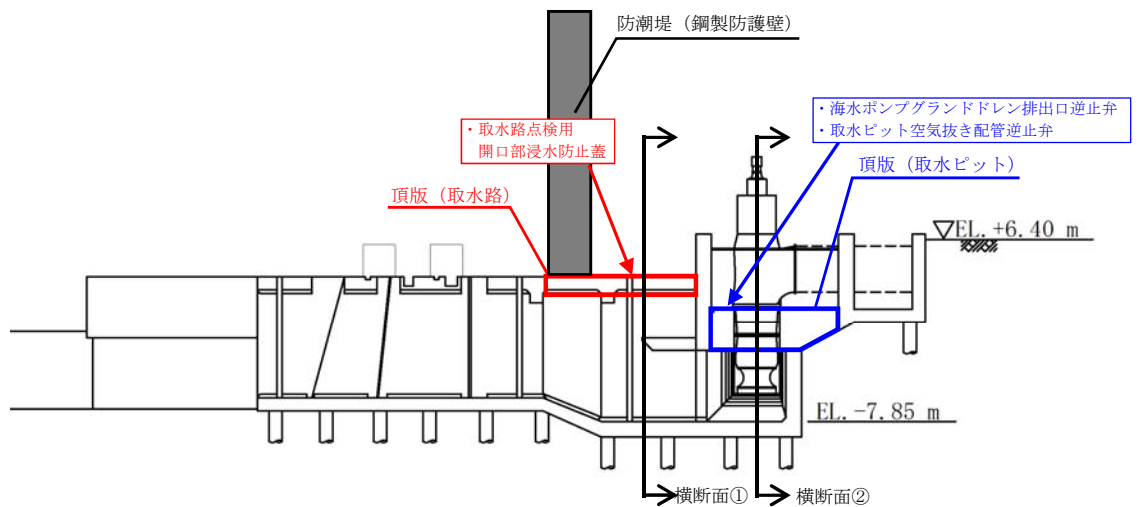


図 5.17-1 取水構造物の断面図 (縦断面)

(1) 評価対象部材

評価対象部材は、取水構造物の各部材のうち、浸水防止設備を間接支持する取水路の頂版および取水ピットの頂版とする。評価対象部材を図 5.17-2 に示す。

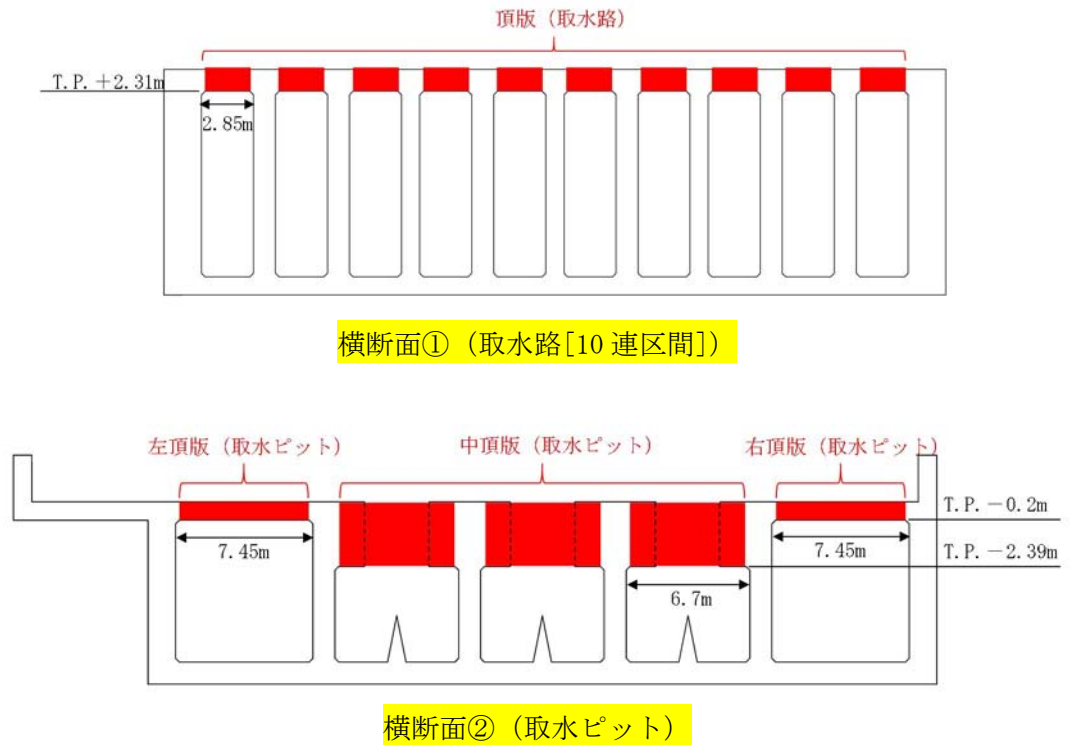


図 5.17-2 津波時の強度評価対象部材

(2) 荷重及び荷重の組合せ

荷重の組合せを図 5.17-2 に示す。取水構造物の頂版に対しては、重畳時を想定した荷重として、固定荷重+余震荷重 (S_d-D1 (H+, V-) による慣性力) +津波荷重を作用させる。

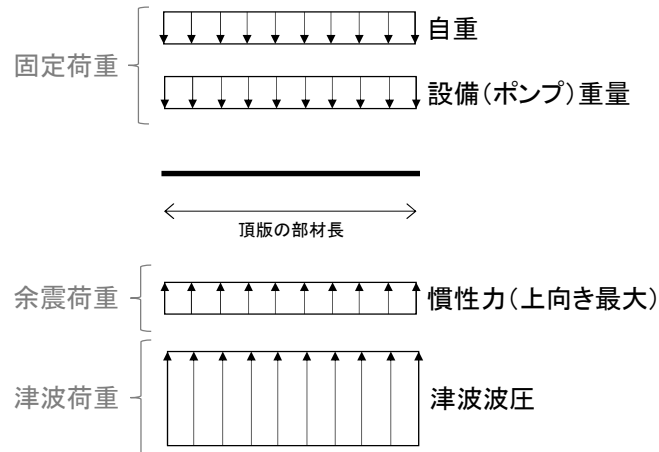


図 5.17-2 荷重組合せの概念図

津波荷重については、各浸水防止設備に作用する荷重算定方法を用いて以下の式により算出する。津波荷重としては、突き上げ津波荷重とし、取水ピットにおける入力津波高さ (T.P. +19.2m) に設計上の裕度*を考慮した津波荷重水位 (T.P. +22.0m) の静水頭圧及び流速 2.0m/s の動的荷重に裕度を持たせた、津波高さ T.P. +22.5m の津波荷重を考慮する。

なお、24m 津波時においては、海水ポンプの機能に期待しない運用としていることから、24m 津波を荷重条件として考慮しない方針とする。

$$P_z = q_z \cdot A$$

$$q_z = \rho_w \cdot g \cdot (h - z)$$

ここで、 P_z : 津波荷重 (kN)

q_z : 津波波圧 (kPa)

A : 作用面積 (m^2)

ρ_w : 海水の単位体積重量 (t/m^3)

g : 重力加速度 (m/s^2)

h : 津波レベル (m)

z : 検討部位レベル (m)

注記 * : 参照する裕度 (0.65m) 以上となるように設定する。

(3) 解析モデル

取水構造物の頂版は、両端固定の水平はりとしてモデル化する。取水構造物 頂版の解析モデル図を図 5.17-3 に示す。

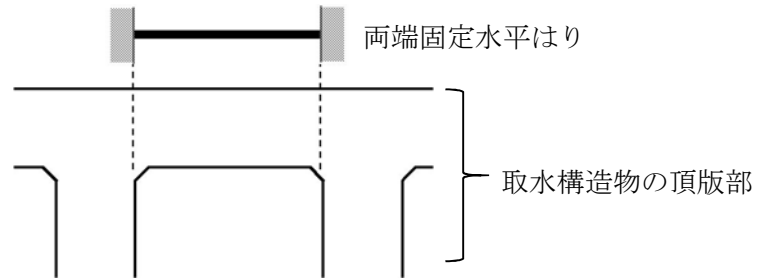
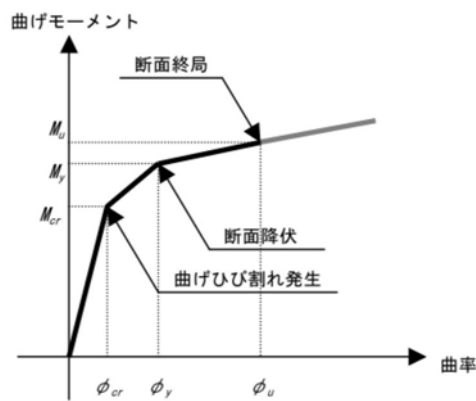


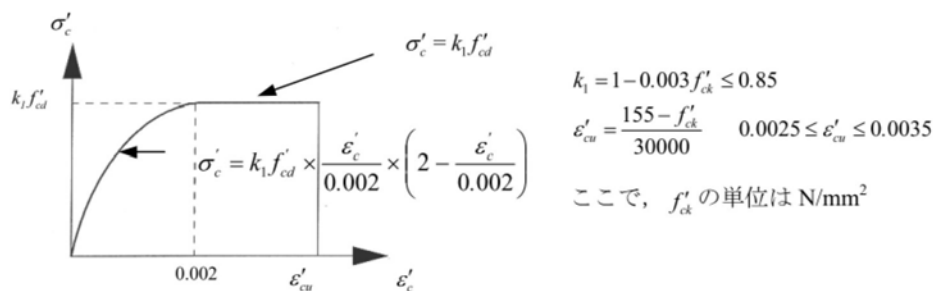
図 5.17-3 取水構造物 頂版の解析モデル図

なお、構造部材については、図 5.17-4 及び図 5.17-5 に示す非線形特性を考慮する。



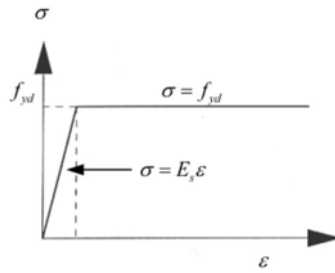
(原子力発電所屋外重要構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (社) 土木学会 2005) より引用)

図 5.17-4 構造部材のM-Φ関係 (トリリニアモデル)



(原子力発電所屋外重要構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (社) 土木学会 2005) より引用)

図 5.17-5 (1) 構造部材の非線形特性 (コンクリートの応力-ひずみ関係)



(原子力発電所屋外重要構造物の耐震性能照査指針・マニュアル ((社) 土木学会 2005) より引用)

図 5.17-5 (2) 構造部材の非線形特性 (鉄筋の応力-ひずみ関係)

(3) 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 5.17-2 に、材料の物性値を表 5.17-3 に示す。

表 5.17-2 使用材料

諸元	
コンクリート	設計基準強度 20.6 N/mm ²
鉄筋	SD30 (SD295 相当)

表 5.17-3 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24*	2.59×10 ⁴ *	0.2*

注記 * : コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会, 2002 年制定)

(4) 許容限界

曲げ軸力に対する照査は、土木学会マニュアルに基づき、圧縮縁コンクリートひずみ 1.0 % に対応する曲率 (以下、「限界曲率」という。) を許容限界とし、照査用曲率が限界曲率以下であることを確認する。

せん断に対する許容限界は、土木学会マニュアルに基づき、棒部材式及びディープビーム式で求まるせん断耐力のうち、いずれか大きい方とする。ただし、後施工せん断補強筋を設置した部材については、後施工せん断補強筋が負担するせん断耐力を見込めるため、その分を適切にせん断耐力に反映する。

なお、止水機能に対しては、部材の M-φ 曲線における鉄筋の降伏 (第二折れ点) を許容限界とする。

(5) 強度評価結果

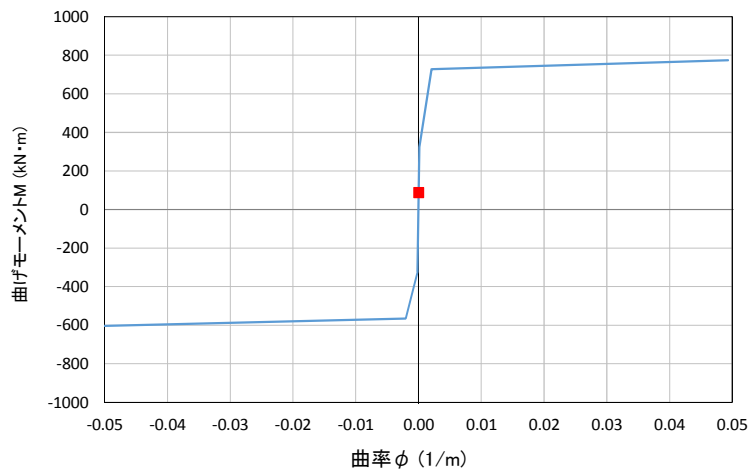
曲げ軸力及びせん断力に対する照査結果を表 5.17-4 に示す。また、各評価対象部材のM-φ 曲線を図 5.17-6 に示す。全ての評価対象部材の発生曲率及び発生せん断力は、許容限界以下であることから、取水構造物の頂版は、津波による突き上げ荷重に対して、S クラス設備等の間接支持機能及び止水機能を維持できることを確認した。

表 5.17-4 (1) 曲げ軸力に対する照査結果

評価位置	断面性状			鉄筋仕様		軸方向ひずみ ε a [-]	照査用曲率 φ d [1/m]	限界曲率 φ L [1/m]	照査値 γ i · φ d / φ L	
	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (m)	上端	下端					
取水路 [10連区間]	頂版	1000	1000	925	D19	D22	5.00E-01	5.20E-05	2.00E-02	0.003
取水ピット	左頂版	1000	1000	925	D22	D29	-2.09E-05	1.87E-03	2.00E-02	0.094
	右頂版	1000	1000	925	D22	D29	-1.93E-05	1.89E-03	2.00E-02	0.095
	中頂版	1000	3190	3115	D22	D29	-1.28E-05	1.02E-05	6.26E-03	0.002

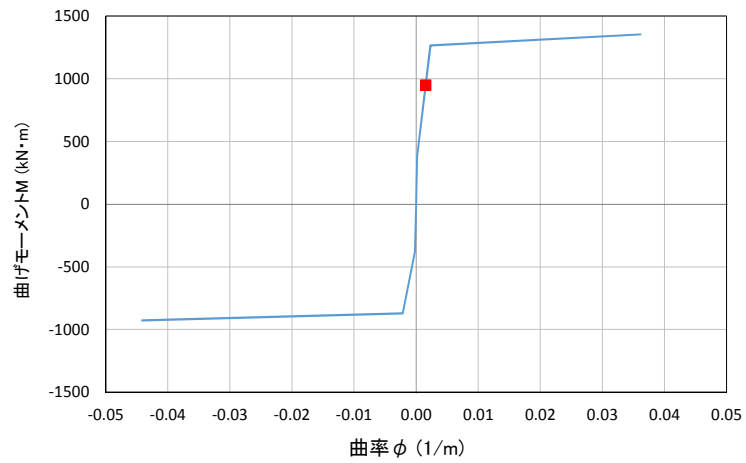
表 5.17-4 (2) せん断力に対する照査結果

評価位置	断面性状			鉄筋仕様		照査用 せん断力 Vd (kN)	せん断耐力 Vyd (kN)	照査値 γ i · Vd/Vyd	
	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (m)	PHbせん断補強筋					
取水路 [10連区間]	頂版	1000	1000	925	SD345	D22 @300×300	237	1553	0.153
取水ピット	左頂版	1000	1000	925	SD345	D22 @300×300	815	1262	0.646
	右頂版	1000	1000	925	SD345	D22 @300×300	842	1266	0.666
	中頂版	1000	3190	3115	SD345	D22 @300×300	595	4607	0.130

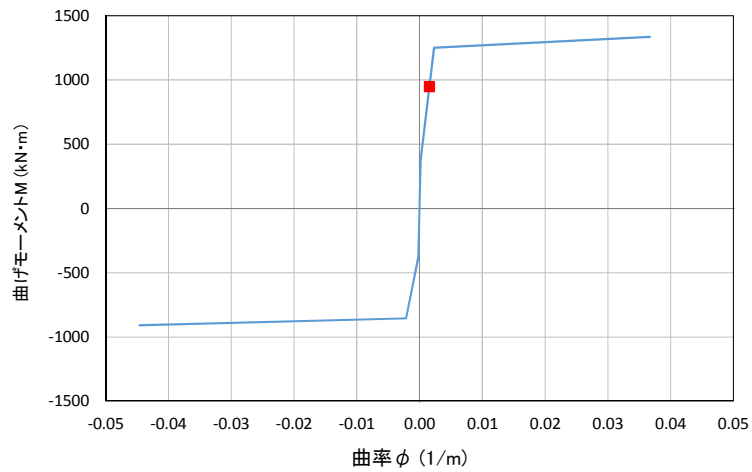


(頂版)

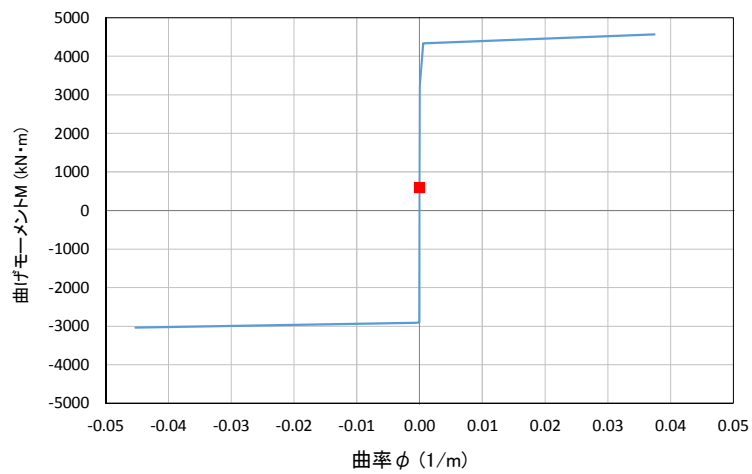
図 5.17-6 (1) 各評価対象部材のM-φ 曲線 (取水路[10 連区間])



(左頂版)



(右頂版)



(中頂版)

図 5.17-6 (2) 各評価対象部材のM-φ曲線 (取水ピット)

防潮堤（鋼製防護壁）における止水機構（1次止水機構）の構造概要について

防潮堤（鋼製防護壁）と取水構造物（取水路）の間には、止水版が可動できるように止水機構を設置する。1次止水機構は、止水版の底面と側面に設置した水密ゴムにて水密性を確保する構造とする。水密ゴムは、摩擦抵抗を低減し追従性を向上させるため、表面ライニング（樹脂）を施工する。止水機構の構造図を図1に示す。

以上のような止水機構により、止水版が受ける津波波力が取水構造物に伝達しない構造とする。

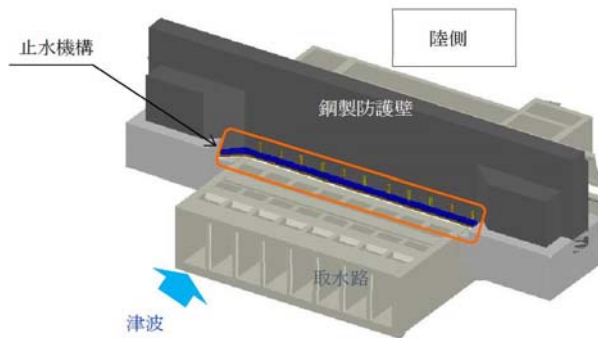


図1(1) 止水機構の設置位置

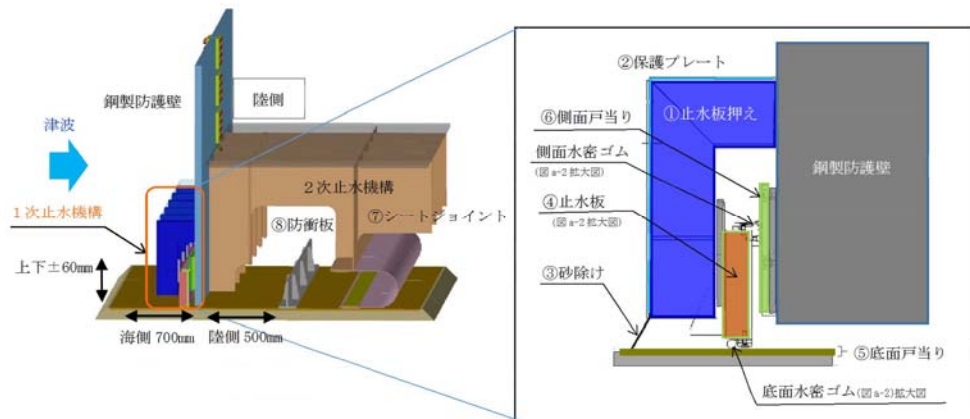


図1(2) 止水機構断面図及び拡大図

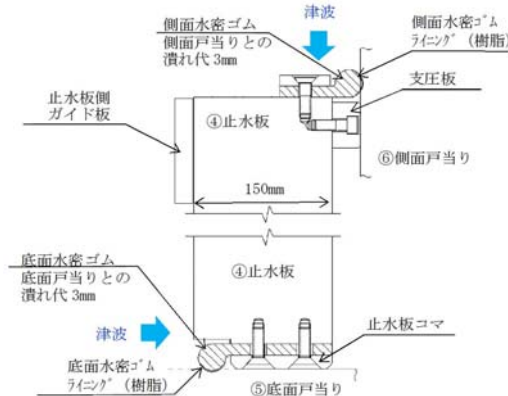


図1(3) 止水版、底面・側面水密ゴム拡大図

(参考3) 表層改良体（地盤改良体（セメント改良））と出口側集水枡（杭間部）の相対変位について

「3. 地震応答解析」のS₀-D1による表層改良体（地盤改良体（セメント改良））と出口側集水枡（杭間部）の相対変位を算出した。

相対変位は(枡側節点の地盤変位) - (表層改良体地盤側節点の地盤変位)で算出し、+が枡と表層改良体の間が開く側、-が枡と表層改良体の間が閉じる側を示す。図3-1に相対変位抽出位置を、図3-2に相対変位の時刻歴分布を示す。

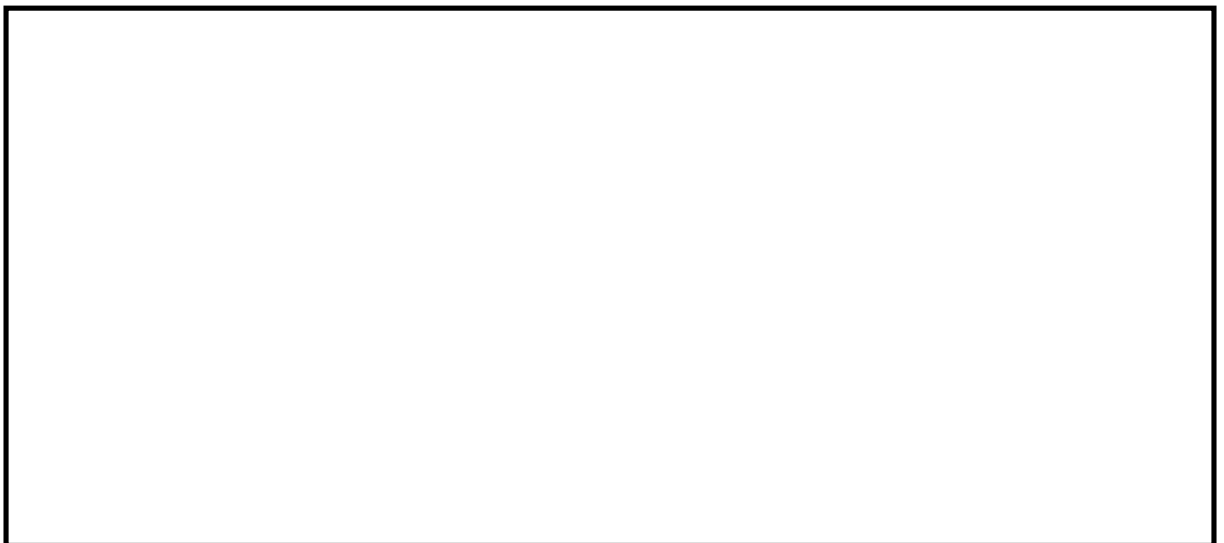


図3-1 相対変位抽出位置

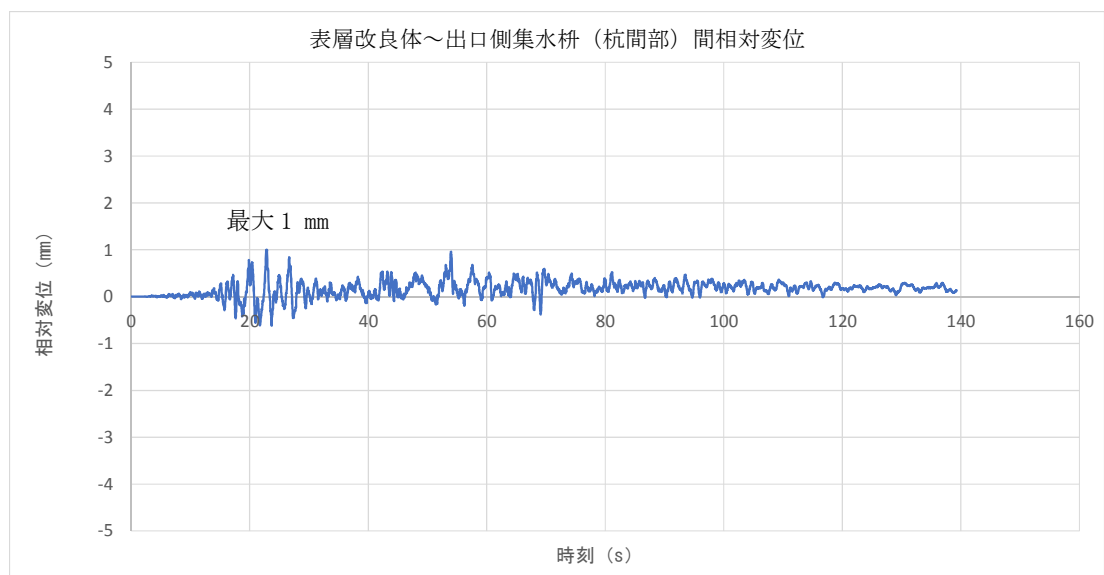


図3-2 相対変位の時刻歴分布

表層改良体（地盤改良体（セメント改良））と出口側集水枡（杭間部）の相対変位は最大1mmと僅かであることを確認した。

(参考) 6.7.2.2-12

第 5.16-1 表 (7) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (7/7)

施設名	津波時	重畳時												
<p>構内排水路逆流防止設備(杭間部)：出口側集水柱</p>	<p>*図は基準津波時における荷重作用図を示す。</p>	<p>*図は基準津波との重畳時における荷重作用図を示す。</p>												
	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">排水系統 I-2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>防潮堤高さ</td> <td>T.P. +20.0 m</td> </tr> <tr> <td>入力</td> <td>基準津波時 T.P. +17.9 m</td> </tr> <tr> <td>津波高さ</td> <td>T.P. +24.0 m 津波時 基準高さ</td> </tr> <tr> <td>設計用</td> <td>基準津波時 8.95 m</td> </tr> <tr> <td>浸水深</td> <td>T.P. +24.0 m 津波時 12.00 m</td> </tr> </tbody> </table>		排水系統 I-2		防潮堤高さ	T.P. +20.0 m	入力	基準津波時 T.P. +17.9 m	津波高さ	T.P. +24.0 m 津波時 基準高さ	設計用	基準津波時 8.95 m	浸水深	T.P. +24.0 m 津波時 12.00 m
排水系統 I-2														
防潮堤高さ	T.P. +20.0 m													
入力	基準津波時 T.P. +17.9 m													
津波高さ	T.P. +24.0 m 津波時 基準高さ													
設計用	基準津波時 8.95 m													
浸水深	T.P. +24.0 m 津波時 12.00 m													

貯留堰の耐震性についての計算書に関する参考資料

(参考3) 地盤の側方流動による影響について

1. 検討概要

貯留堰検討断面である NS-1 断面に対して2次元有効応力解析を実施した結果、特に、敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース④を実施した場合において、傾斜している岩盤 (km 層) 上面を側方流動する地盤の変形が確認された (図 1)。

本検討では、①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース)、④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース (側方流動が最も顕著なケース)、⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケースの各解析結果より、この地盤の側方流動の程度が弱い場合と強い場合及び非液状化の場合において貯留堰に作用するせん断応力 (図 2) を比較する。そして、これらの地震時最大せん断応力の全てを上回る保守的なせん断応力を貯留堰に評価用の荷重として作用させ、地盤の側方流動等によるせん断力に対して、貯留堰が健全性を確保していることを確認する。



図 1 最大せん断ひずみ分布の例

(解析ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

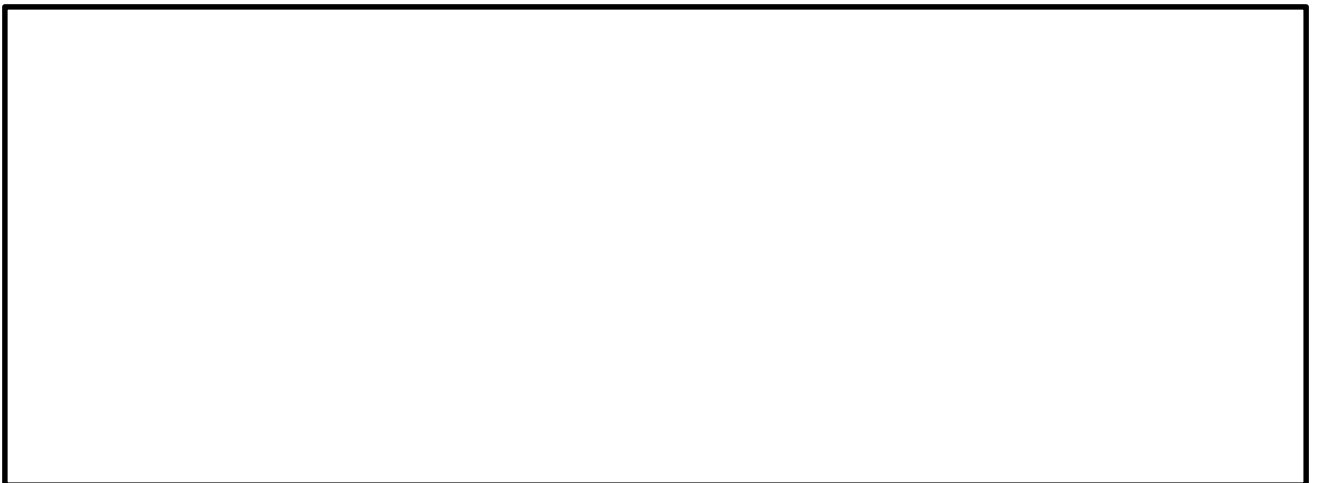


図 2 側方流動によって貯留堰に作用するせん断力 (イメージ)

(参考) 6.8-2

2. 地震時における地盤のせん断応力の変化について

地震時における地盤のせん断ひずみ及びせん断応力の変化を図3に示す。図3に示すせん断ひずみ及びせん断応力は、図4に示す貯留堰設置範囲において、せん断ひずみが最大となる点における値を抽出した。

側方流動の傾向が見られた解析ケース④*においては、せん断ひずみは大きく増加するものの、その変化に伴いせん断応力は小さくなる。また、せん断ひずみの変化が小さい解析ケース⑤*においては、せん断応力は大きく変動するものの、せん断応力の上限値（初期値）の範囲内での変動となる。

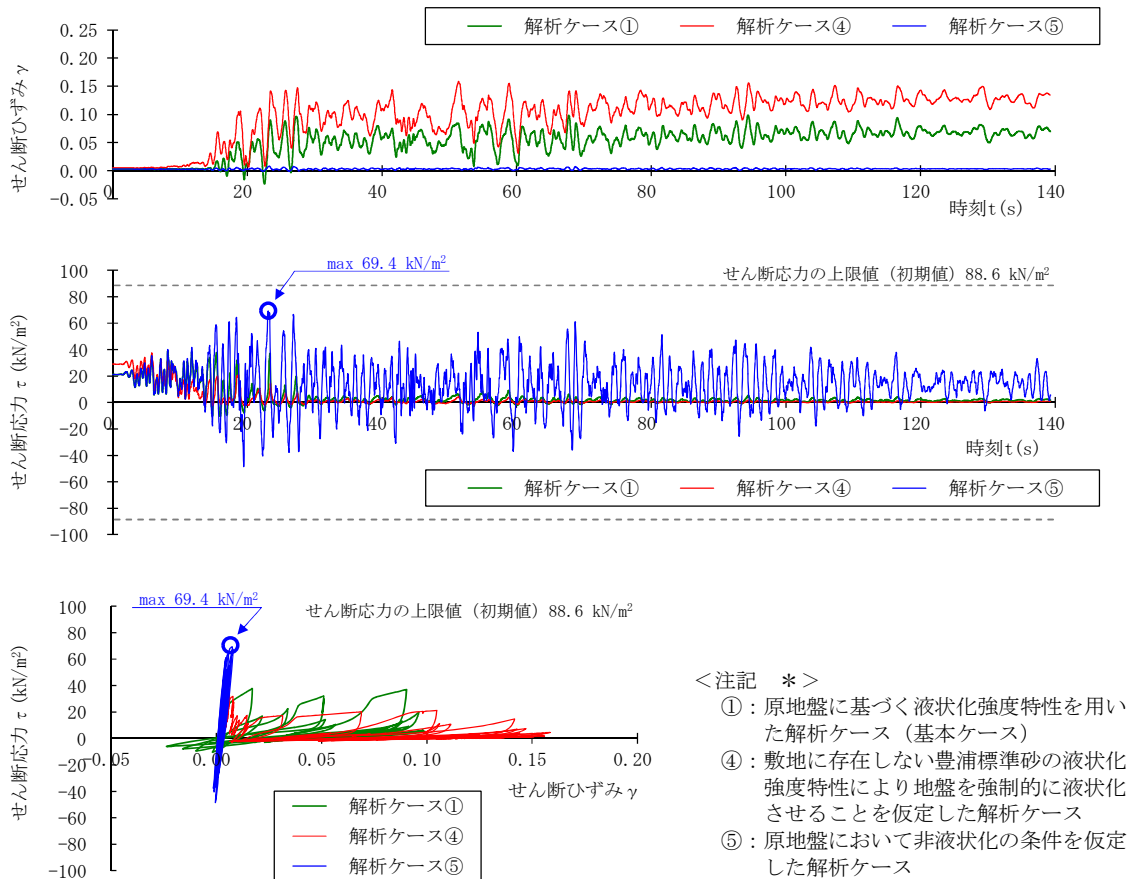


図3 地盤のせん断ひずみ及びせん断応力の変化

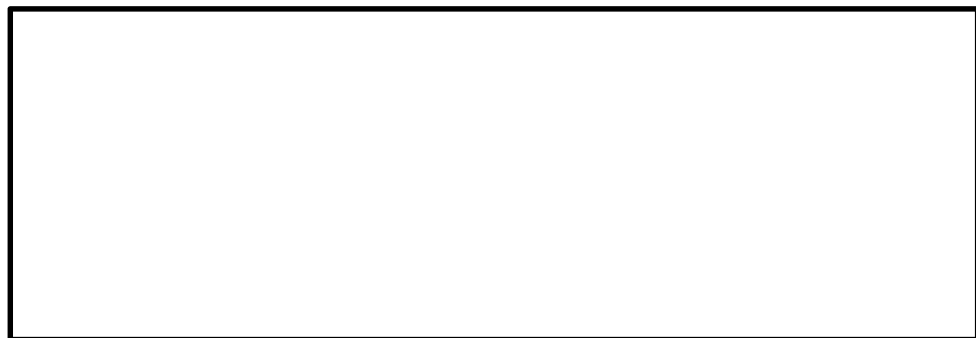


図4 せん断ひずみ及びせん断応力の変動抽出点

3. 検討方法

地盤の側方流動によって貯留堰に作用するせん断力を作用荷重とした2次元静的フレーム解析を実施し、鋼管矢板の発生応力度が短期許容応力度以下であることを確認する。

(1) 検討断面

側方流動によって貯留堰に作用するせん断力は、貯留堰の強軸断面方向に作用する。本検討では保守的に、せん断力が貯留堰の弱軸断面方向に作用した場合を仮定し、岩盤（km層）上面標高が最も低い断面である断面4（図2）を検討断面とする。

(2) 2次元静的フレーム解析について

モデル化については、「6.8.1.2 貯留堰の強度計算書」と同様である。ただし、本検討の対象は地震時の側方流動であるため、検討ケースは「5.10.6 断面選定（貯留堰及び貯留堰取付護岸）」にて実施した地震時の2次元静的フレーム解析において貯留堰の応力度照査が最も厳しい結果となった、「S_s-12, ①原地盤に基づく液状化特性を用いた解析ケース」とする。

(3) 側方流動によって貯留堰に作用するせん断力

解析ケース①，解析ケース④（側方流動が最も顕著なケース）及び解析ケース⑤の各解析により地盤に生じるせん断応力（図 3）を比較した。その結果，解析ケース⑤の場合において地盤に生じるせん断応力が最も大きくなり，貯留堰に作用するせん断力も厳しくなることを確認した。

そこで，解析ケース①，解析ケース④及び解析ケース⑤の地震時最大せん断応力の全てを上回る保守的なせん断応力を評価用の荷重として貯留堰に作用させる。すなわち，地震によるせん断応力の変動を考慮した場合においても十分に大きい値となるよう，以下の算定式に基づくせん断応力の上限值 τ_f （初期値）を作用荷重として採用するものとし，地震時における地盤剛性の低下については考慮しない。荷重作用図を図 5 に示す。

$$\tau_f = C \times \cos \phi + \sigma_m' \times \sin \phi$$

- ここに， τ_f : せん断応力の上限值 (kN/m²)
 C : CD条件における原地盤の粘着力 (kN/m²)
 ϕ : CD条件における原地盤のせん断抵抗角 (°)
 σ_m' : 平均有効主応力 (kN/m²)

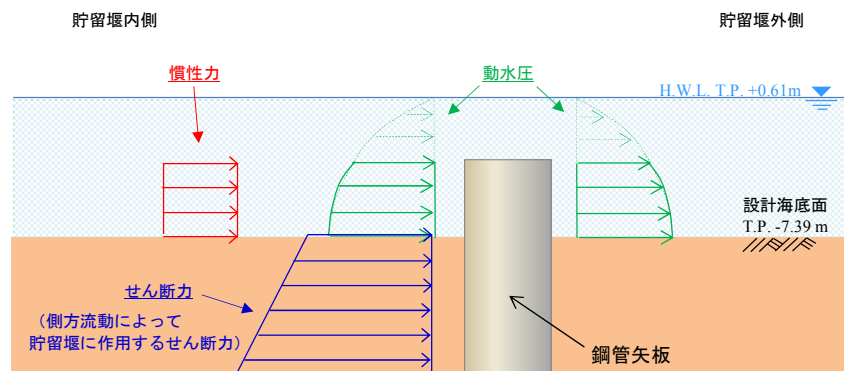


図 5 荷重作用図

3. 評価方法

(1) 曲げ軸力に対する照査

「6.8.1.1 貯留堰の耐震性についての計算書に関する補足資料」と同様である。

(2) せん断力に対する照査

「6.8.1.1 貯留堰の耐震性についての計算書に関する補足資料」と同様である。

4. 評価結果

断面力図（曲げモーメント、軸力及びせん断力）を図6に示す。

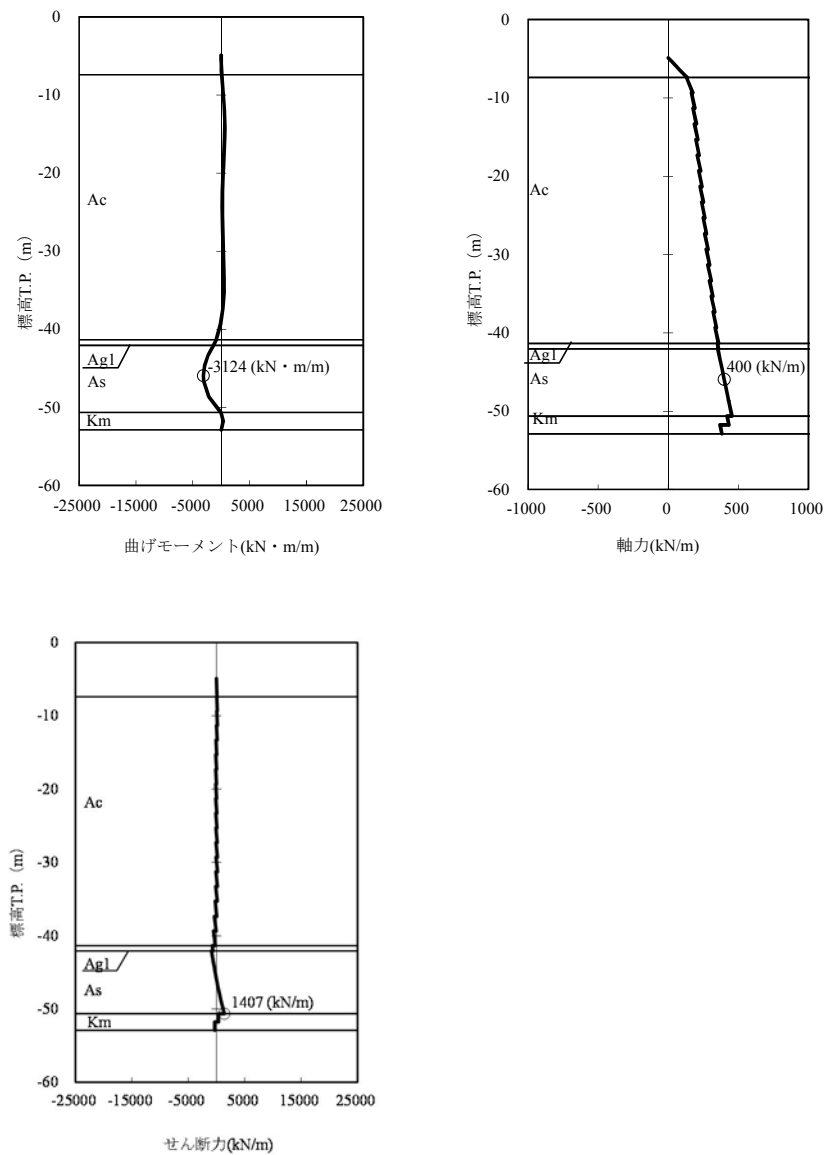


図6 断面力図

(参考) 6.8-6

(1) 曲げ軸力に対する照査

鋼管矢板に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ軸応力が短期許容応力度以下であることを確認した。

断面計算に用いた断面諸元を表1に、曲げ軸力に対する照査結果を表2にそれぞれ示す。

表1 鋼管矢板 (SM570) 断面諸元

断面	板厚 (mm)	断面積 (m ² /m)	断面係数 (m ³ /m)	備考
4	40	0.110	0.05289	腐食 1.00mm 考慮 (海中部)

表2 曲げ軸力に対する照査結果

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ軸 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
3,124	400	63	382.5	0.17

(2) せん断力に対する照査

鋼管矢板に対して許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。

断面計算に用いた断面諸元は表1と同様である。せん断力に対する照査結果を表3に示す。

表3 せん断力に対する照査結果

せん断力 (kN)	せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
1,407	26	217.5	0.12

5. まとめ

①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース），④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース（側方流動が最も顕著なケース），⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケースの各解析結果より，この地盤の側方流動の程度が弱い場合と強い場合及び非液状化の場合において貯留堰に作用するせん断応力（図 2）を比較する。その結果，解析ケース④において，地盤を側方流動させた場合よりも，解析ケース⑤の場合の方が地盤に生じるせん断応力が大きくなり，したがって，貯留堰に作用するせん断力も厳しくなることを確認した。

これを踏まえた上で，貯留堰に作用するせん断力を保守的に評価した 2次元静的フレーム解析を実施した結果，鋼管矢板の発生応力が短期許容応力度以下であることを確認した。

よって，地盤の側方流動等により貯留堰に作用するせん断力に対して，貯留堰は健全性を確保していることを確認した。

(参考5) 構造物の変形性評価で用いる変位量に対する地盤のばらつきの考慮について

1. 検討概要

構造物の変形性評価では、地震時の2次元有効応力解析により、貯留堰鋼管矢板及び貯留堰取付護岸の変位量を算定している。ただし、地盤のばらつきを考慮した解析ケースについては、構造部材の照査値に着目して選定されていることから、変位量に対する地盤のばらつきは網羅されていない。

ここで、地盤剛性のばらつき及び地盤の液状化強度特性のばらつきの影響を考慮した解析ケース②～⑥の最大相対変位量については、全ての基準地震動 S_s に対し基本として実施した①の解析ケースにおいて、構造部材の照査値が最も厳しい地震動を用いて実施した解析の結果より算定している。

したがって、各方向の最大相対変位量のみに着目した場合において、全ての基準地震動 S_s に対し基本として実施した①の解析ケースの中から選定される最も厳しい相対変位量の地震動と、構造部材の照査値が最も厳しくなったことで解析ケース②～⑥に用いた地震動が同じでない場合がある。

そこで、本資料では、構造物の照査値に着目して実施した解析ケース②～⑥の地震動と、相対変位量のみに着目した場合に必要な解析ケース②～⑥の地震動が同じでない場合における各方向の最大相対変位量に対し、1.5倍の相対変位量を考慮した変形性評価を実施する。これにより、貯留堰鋼管矢板と貯留堰取付護岸が離れる側に相対変位した場合の最大相対変位が、止水ゴムの変形量の許容限界に対して十分な裕度を確保していることを確認する。また、近づく側に相対変位した場合に対しても、鋼材同士が接触することのない離隔距離を十分に確保していることを確認する。

2. 相対変位量算出結果

相対変位量算出結果を表1から表6に示す。表1から表6では、変位量に着目した場合に実施することが望ましい解析ケースを水色で着色し、各表における最大相対変位量を赤太字で示す。

表1に示す最大相対変位量 $\delta x (+)$ については、構造物の照査値に着目して実施した解析ケースが、変位量に着目した場合に必要な解析ケースと一致している。したがって、 $\delta x (+)$ については最大相対変位量である 46.7 cm を 1.5 倍することなく、そのままの値を変形性評価に用いる。

その他の $\delta x (-)$ 、 $\delta y (+, -)$ 及び $\delta z (+, -)$ については、最大相対変位量を 1.5 倍した値を変形性評価に用いる。

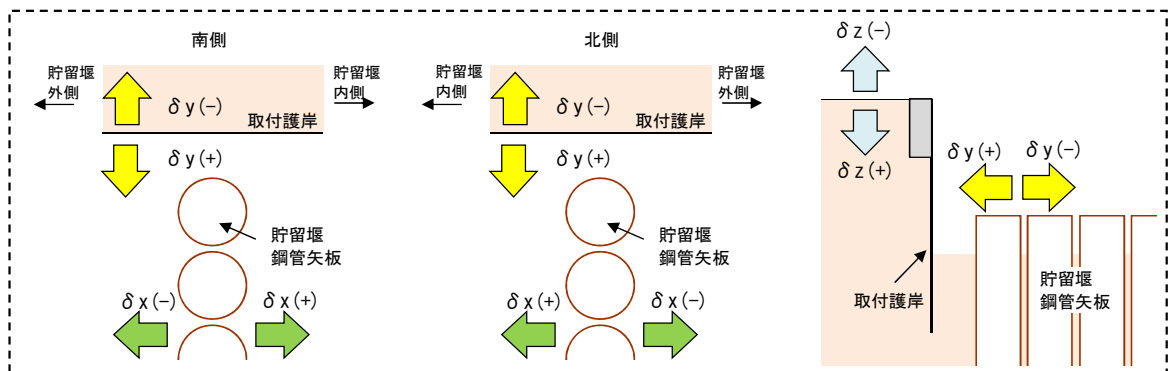


表1 最大相対変位量 δx (+) (NS-1 (北側))

解析ケース		① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース	最大値	
地震波(位相)	S _s -D 1	(H+V+)	0.399					0.399	
		(H+V-)	0.396					0.396	
		(H-V+)	0.433	0.417	0.467	0.423	0.424	0.416	0.467
		(H-V-)	0.433			0.414			0.433
	S _s -1 1		0.247					0.247	
	S _s -1 2		0.393					0.393	
	S _s -1 3		0.330					0.330	
	S _s -1 4		0.162					0.162	
	S _s -2 1		0.206					0.206	
	S _s -2 2		0.262		0.283			0.283	
	S _s -3 1	(H+V+)	0.264						0.264
		(H-V+)	0.356						0.356
	最大値		0.433	0.417	0.467	0.423	0.424	0.416	0.467

補足：基本解析ケース①において最大を示したS_s-D 1 (H-, V+) に対して②から⑥の解析ケースを実施しているため、最大相対変位量 (46.7 cm) を変形性評価に用いる。

表2 最大相対変位量 δx (-) (NS-1 (北側))

解析ケース		① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース	最大値	
地震波(位相)	S _s -D 1	(H+V+)	0.048					0.048	
		(H+V-)	0.061					0.061	
		(H-V+)	0.061	0.061	0.058	0.038	0.164	0.158	0.164
		(H-V-)	0.069			0.044			0.069
	S _s -1 1		0.020					0.020	
	S _s -1 2		0.093					0.093	
	S _s -1 3		0.081					0.081	
	S _s -1 4		0.028					0.028	
	S _s -2 1		0.037					0.037	
	S _s -2 2		0.019		0.023			0.023	
	S _s -3 1	(H+V+)	0.212						0.212
		(H-V+)	0.095						0.095
	最大値		0.212	0.061	0.058	0.044	0.164	0.158	0.212

補足：基本解析ケース①において最大を示したS_s-3 1 (H+, V+) に対して②から⑥の解析ケースを実施していないため、最大相対変位量 (21.2 cm) を1.5倍した値 (31.8 cm) を変形性評価に用いる。

表 3 最大相対変位量 δy (+) (EW-1)

解析ケース		① 原地盤に 基づく液 状化強度 特性を用 いた解析 ケース(基 本ケース)	② 地盤物性 のばらつ きを考慮 (+1 σ)した 解析ケー ス	③ 地盤物性 のばらつ きを考慮 (-1 σ)した 解析ケー ス	④ 地盤を強制 的に液状化 させること を仮定した 解析ケー ス	⑤ 原地盤にお いて非液状 化の条件を 仮定した解 析ケー ス	⑥ 地盤物性の ばらつきを 考慮(+1 σ)して非 液状化の条 件を仮定し た解析ケー ス	最大値	
地震波 (位相)	S _s -D 1	(H+V+)	0.148					0.148	
		(H+V-)	0.159					0.159	
		(H-V+)	0.156					0.156	
		(H-V-)	0.138	0.129	0.178	0.072	0.259	0.259	
	S _s -1 1		0.062					0.062	
	S _s -1 2		0.049					0.049	
	S _s -1 3		0.047					0.047	
	S _s -1 4		0.047					0.047	
	S _s -2 1		0.088					0.088	
	S _s -2 2		0.105					0.105	
	S _s -3 1	(H+V+)	0.094						0.094
		(H-V+)	0.092						0.092
	最大値		0.159	0.129	0.178	0.072	0.259	0.259	0.259

補足：基本解析ケース①において最大を示したS_s-D 1 (H+, V-) に対して②から⑥の解析ケースを実施していないため、最大相対変位量 (25.9 cm) を1.5倍した値 (38.9 cm) を変形性評価に用いる。

表 4 最大相対変位量 δy (-) (EW-1)

解析ケース		① 原地盤に 基づく液 状化強度 特性を用 いた解析 ケース(基 本ケース)	② 地盤物性 のばらつ きを考慮 (+1 σ)した 解析ケー ス	③ 地盤物性 のばらつ きを考慮 (-1 σ)した 解析ケー ス	④ 地盤を強制 的に液状化 させること を仮定した 解析ケー ス	⑤ 原地盤にお いて非液状 化の条件を 仮定した解 析ケー ス	⑥ 地盤物性の ばらつきを 考慮(+1 σ)して非 液状化の条 件を仮定し た解析ケー ス	最大値	
地震波 (位相)	S _s -D 1	(H+V+)	0.003					0.003	
		(H+V-)	0.004				0.012	0.012	
		(H-V+)	0.003					0.003	
		(H-V-)	0.002	0.003	0.003	0.030	0.036	0.034	
	S _s -1 1		0.003					0.003	
	S _s -1 2		0.006					0.006	
	S _s -1 3		0.004					0.004	
	S _s -1 4		0.004					0.004	
	S _s -2 1		0.002					0.002	
	S _s -2 2		0.002					0.002	
	S _s -3 1	(H+V+)	0.032						0.032
		(H-V+)	0.014						0.014
	最大値		0.032	0.003	0.003	0.030	0.036	0.034	0.036

補足：基本解析ケース①において最大を示したS_s-3 1 (H+, V+) に対して②から⑥の解析ケースを実施していないため、最大相対変位量 (3.6 cm) を1.5倍した値 (5.4 cm) を変形性評価に用いる。

表5 最大相対変位量 δz (+) (EW-1)

解析ケース		① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース	最大値	
地震波(位相)	S _s -D 1	(H+V+)	0.227					0.227	
		(H+V-)	0.222				0.207	0.222	
		(H-V+)	0.228						0.228
		(H-V-)	0.223	0.214	0.259	0.124	0.249	0.242	0.259
	S _s -1 1		0.109						0.109
	S _s -1 2		0.133						0.133
	S _s -1 3		0.111						0.111
	S _s -1 4		0.114						0.114
	S _s -2 1		0.117						0.117
	S _s -2 2		0.140						0.140
	S _s -3 1	(H+V+)	0.140						0.140
		(H-V+)	0.138						0.138
	最大値		0.228	0.214	0.259	0.124	0.249	0.242	0.259

補足：基本解析ケース①において最大を示したS_s-D 1 (H-, V+) に対して②から⑥の解析ケースを実施していないため、最大相対変位量 (25.9 cm) を1.5倍した値 (38.9 cm) を変形性評価に用いる。

表6 最大相対変位量 δz (-) (EW-1)

解析ケース		① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース	最大値	
地震波(位相)	S _s -D 1	(H+V+)	0.003					0.003	
		(H+V-)	0.007				0.013	0.013	
		(H-V+)	0.003						0.003
		(H-V-)	0.000	0.000	0.000	0.001	0.010	0.008	0.008
	S _s -1 1		0.005						0.005
	S _s -1 2		0.004						0.004
	S _s -1 3		0.007						0.007
	S _s -1 4		0.005						0.005
	S _s -2 1		0.000						0.000
	S _s -2 2		0.000						0.000
	S _s -3 1	(H+V+)	0.013						0.013
		(H-V+)	0.042						0.042
	最大値		0.042	0.000	0.000	0.001	0.013	0.008	0.042

補足：基本解析ケース①において最大を示したS_s-3 1 (H-, V+) に対して②から⑥の解析ケースを実施していないため、最大相対変位量 (4.2 cm) を1.5倍した値 (6.3 cm) を変形性評価に用いる。

3. 変形性評価まとめ

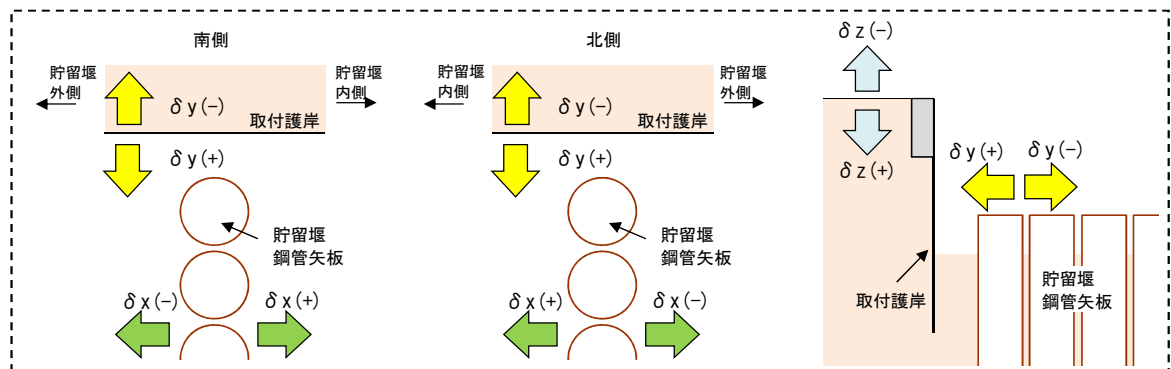
1.5 倍を考慮した最大相対変位量に対して変形性評価を実施した。1.5 倍を考慮した最大相対変位量を表 7 に示す。

表 7 最大相対変位量 (1.5 倍を考慮)

変位方向		最大相対変位 (cm)	最大相対変位 (cm) 1.5 倍を考慮	解析ケース
δx	(+)	46.7	46.7*	③ $S_s - D 1$ (H-, V+)
	(-)	21.6	31.8	① $S_s - 3 1$ (H+, V+)
δy	(+)	25.9	38.9	⑤ $S_s - D 1$ (H-, V-)
	(-)	3.6	5.4	⑤ $S_s - D 1$ (H-, V-)
δz	(+)	25.9	38.9	③ $S_s - D 1$ (H-, V-)
	(-)	4.2	6.3	① $S_s - 3 1$ (H-, V+)

注記 * : 基本解析ケース①において最大相対変位を示した $S_s - D 1$ (H-, V+) に対し②から⑥の解析ケースを実施しているため、1.5 倍しない。

- ① : 原地盤に基づく原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース)
- ③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
- ⑤ : 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース



(1) 止水ゴムの変形性評価

止水ゴムの変形性評価結果を表8に示す。

貯留堰鋼管矢板及び貯留堰取付護岸鋼矢板が離れる側に相対変位した場合において、1.5倍を考慮した最大相対変位に対しても、合成変位量（設計変位）が止水ゴムの変形量の許容限界以下であることを確認した。

表8 止水ゴムの変形性評価結果（1.5倍を考慮）

	変位 (cm)					
	$\delta x(+, -)$		$\delta y(+, -)$		$\delta z(+, -)$	
	+	-	+	-	+	-
解析値	46.7	31.8	38.9	5.4	38.9	6.3
裕度	-	-	13.2	-	-	-
(※2) 設計用値	47.0	32.0	(※1) 52.0	6.0	39.0	7.0
オフセット距離 (cm)	(※3) 13.0		-		-	-
各成分の変位量 (cm)	(※4) 45.0		58.0		39.0	
合成変位量 (cm) (設計変位)	83.1					
許容限界 (cm)	105.0					

※1：変形時に止水ゴムと鋼材が干渉しないために必要な裕度を考慮して設定した初期離隔であるため、変位量によって変化しない値。（裕度が変わる）

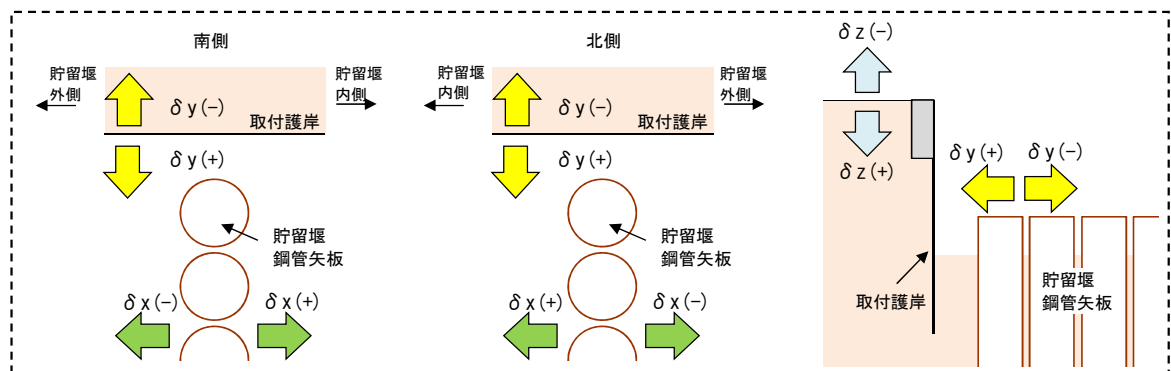
※2：設計用値は必要な裕度を考慮したうえで、解析値をcm単位で切り上げた値とする。

※3： $\delta x(+, -)$ について、合計変位量が多い本震時の+方向と-方向の値から中間地点を求め、法線方向の止水ゴム設置位置（オフセット距離）を決定する。なお、オフセット距離は「6.8.1.1 貯留堰の耐震性についての計算書に関する補足資料」及び「6.8.1.2 貯留堰の強度計算書に関する補足資料」から決まる値を用いる。

・中間地点： $(47\text{cm}+22\text{cm}) \div 2=34.5\text{cm}$

・オフセット距離： $47\text{cm}-34.5\text{cm}=12.5\text{cm} \rightarrow 13\text{cm}$ （+方向）

※4：+方向へのオフセット距離13cmと-方向の設計用値32cmの和（45cm）、及び+方向の設計用値47cmと+方向へのオフセット距離13cmの差（34cm）を比較して大きい値を採用する。



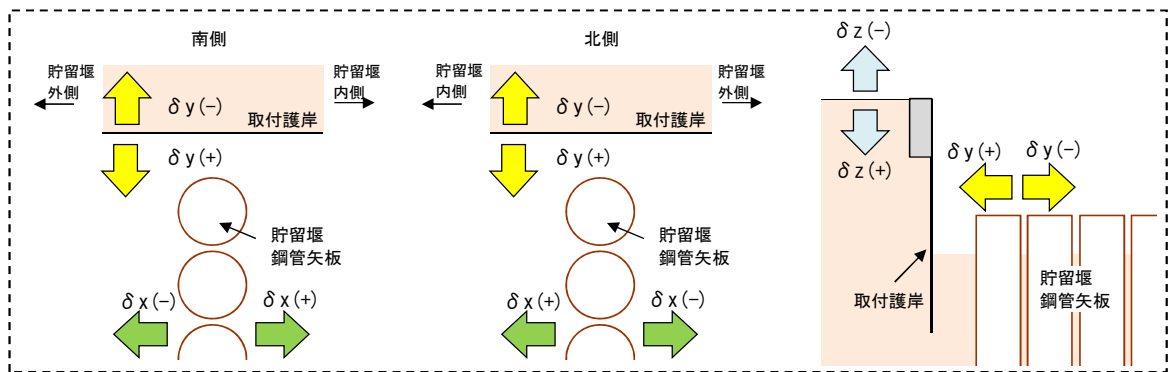
(2) 鋼材同士の離隔距離に関する変形性評価

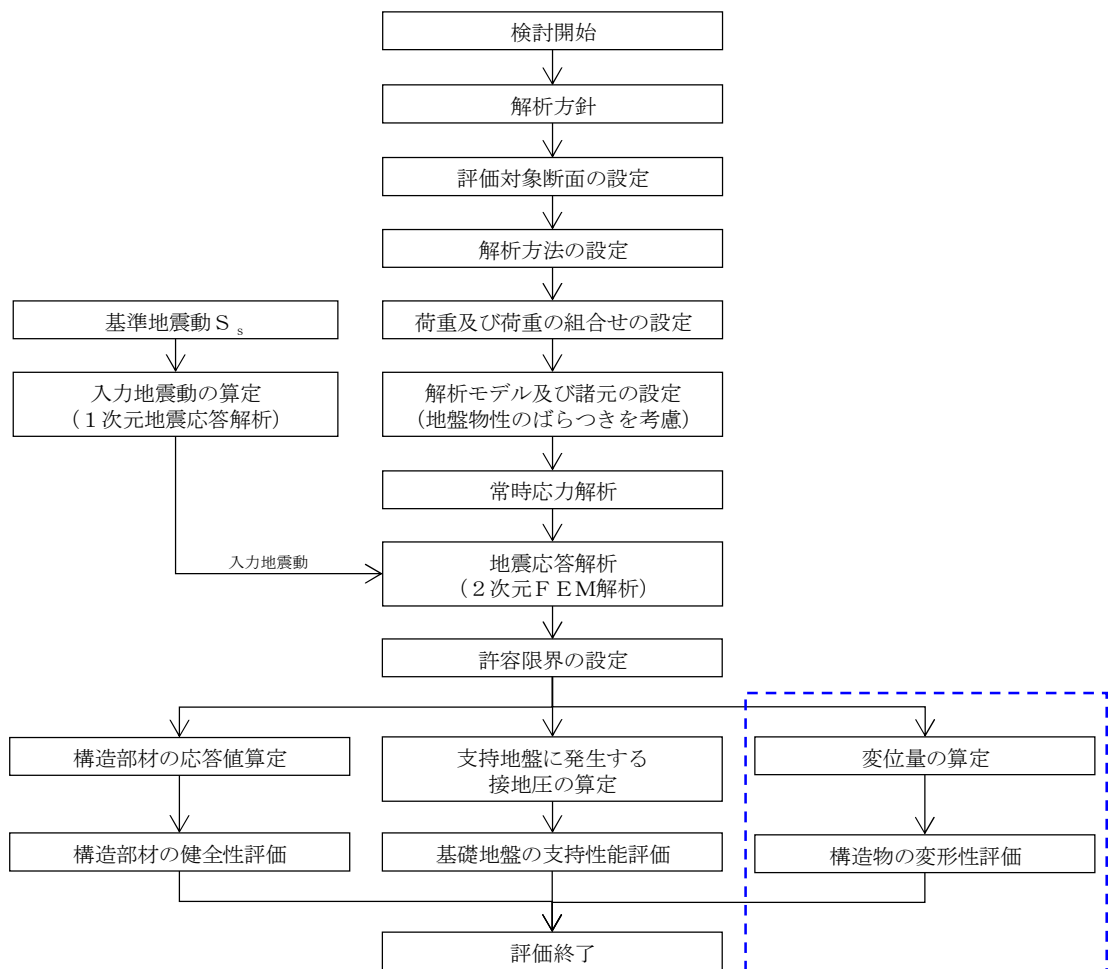
鋼材同士の離隔距離に関する変形性評価結果を表 9 に示す。貯留堰鋼管矢板及び貯留堰取付護岸鋼矢板が近づく側に相対変位した場合において、1.5 倍を考慮した最大相対変位に対しても、鋼材同士が接触することのない離隔距離が確保されていることを確認した。

表 9 鋼材同士の離隔距離に関する変形性評価結果 (1.5 倍を考慮)

方向	① 変位量 (1.5 倍を考慮)	② 初期離隔距離	③ 最終離隔距離 [※]
$\delta y (+)$	38.9 cm	52.0 cm	13.1 cm
$\delta x (+)$	46.7 cm	62.0 cm	15.3 cm
$\delta x (-)$	31.8 cm	36.0 cm	4.2 cm

※ ③最終離隔距離 = ②初期離隔距離 - ①変位量





*止水ジョイント部における相対変位量の算出方法及び鋼製アンカーに対する照査結果は「6.12 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に、鋼製防護部材に対する照査結果は、「6.13 止水ジョイント部材の漂流物対策に関する補足説明」に示す。

図 2.3-1 防潮扉 2 基礎の耐震評価フロー

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.3.1 耐震評価上考慮する状態

防潮扉2基礎の地震応答解析において、地震時以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉施設が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪及び風荷重を考慮する。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

防潮扉2基礎の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、扉体自重を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

積載荷重として、機器荷重を質点として考慮する。機器荷重の値及び作用高さを表3.3.2-1に示す。

表 3.3.2-1 機器荷重

	自重 (kN)	作用高さ (T.P.)
操作建屋荷重	1166.4	+25.625 (建屋中心)
巻上機荷重	188.4	+24.000 (防潮堤天端)
扉体荷重	384.0	+12.525 (扉体重心)
タラップ荷重	5.8	+24.000 (防潮堤天端)

(3) 地震荷重 (K_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

(参考3) 鋼管杭のせん断力照査における水平2方向及び鉛直方向地震力の考慮について

水平1方向及び鉛直方向地震力を考慮した場合の鋼管杭のせん断力照査において、せん断応力の分布係数は2.0を使用していることから、鋼管杭の全断面積に対して2倍のせん断力を考慮していることと同等である。すなわち、弱軸断面方向の地震応答解析によって求められたせん断力と同じ値を、強軸断面方向のせん断力として考慮していることになる。

せん断応力の分布係数2.0を用いたせん断力照査により、せん断応力が許容限界以下であることが確認したことにより、水平2方向及び鉛直方向地震力を考慮した場合の鋼管杭に発生するせん断応力が、許容限界以下であることが確認した。

(参考3) 杭頭の照査結果

杭頭部の結合方法は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説」に示される方法Bにより底版と剛結合する。図2-1に杭頭部配筋図を示す。

(1) 鉛直押抜きせん断に対する照査

コンクリートの垂直押抜きせん断応力度の照査は下式により行う。

$$\tau_v = \frac{P}{\pi (D+h) h} \leq \tau_a$$

ただし、隣接する杭との間でせん断面が重なり、さらに端部の杭ではせん断面が底版側面を横切ることになるため、抵抗断面としてこれらをせん断面から控除し、下式により照査する。

$$\tau_v = \frac{P}{Lh} \leq \tau_a$$

ただし、L：抵抗断面の弧長(mm)

杭の配置を考慮した図2-2及び図2-3参照

h：垂直方向の押抜きせん断に抵抗する底版の有効厚さ(mm) = 3900 mm

τ_a ：許容押抜きせん断応力度 基準津波時 1.65 (N/mm²)

敷地に遡上する津波時 2.2 (N/mm²)

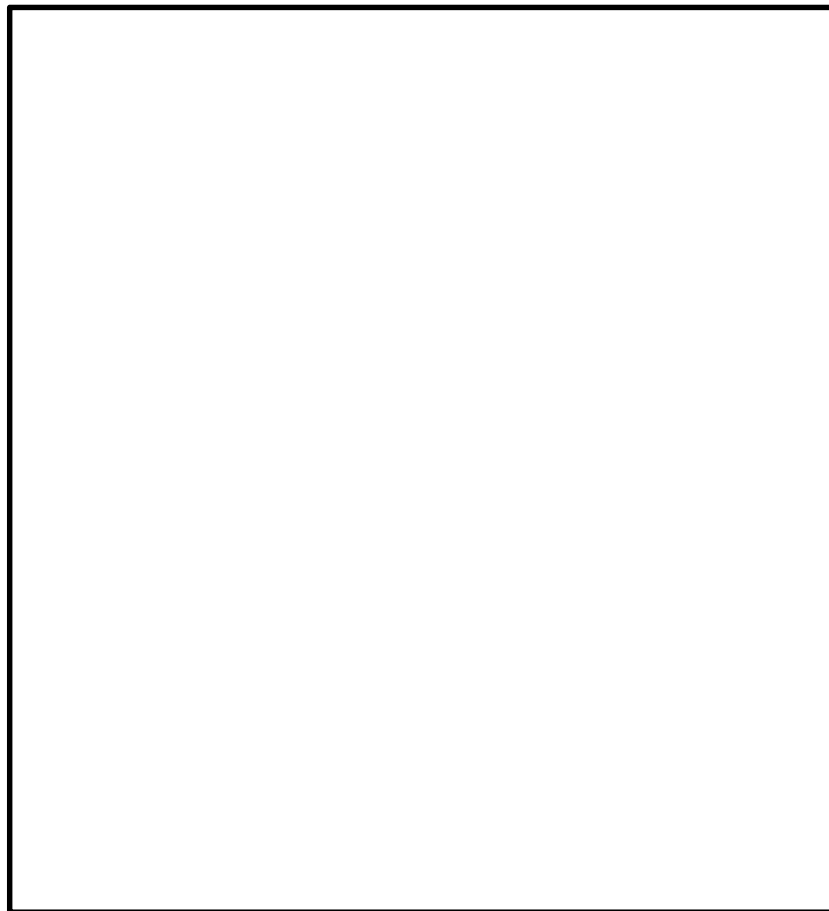


図2-1 杭頭部配筋図

(参考) 6.5.1.2-9

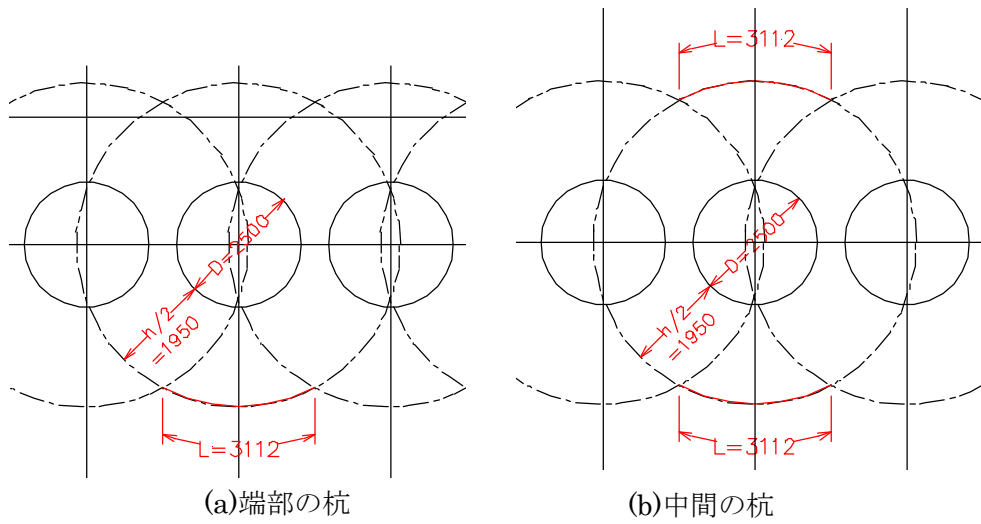


図 2-2 A-A断面の抵抗断面

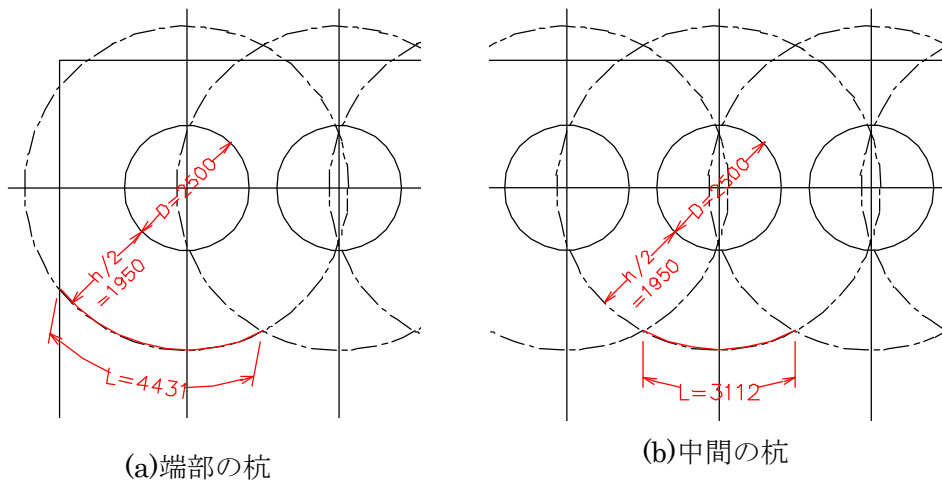


図 2-3 B-B断面の抵抗断面

表 2-1 津波時の鉛直押抜きせん断に対する照査

	地盤バネ	杭 番号	軸力 (kN) 圧縮正	押抜きせん 断応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
基準津波時	地盤バネ 1	1	2547	0.3	1.65	0.19
	地盤バネ 2	1	2852	0.3	1.65	0.19
敷地に遡上する 津波時	地盤バネ 1	4	5295	0.5	2.2	0.23
	地盤バネ 2	4	5638	0.5	2.2	0.23

表 2-2 重畳時の鉛直押抜きせん断に対する照査

	地盤バネ	鉛直 加速度	杭 番号	軸力 (kN) 圧縮正	押抜きせん 断応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
基準津波時	地盤バネ 3	上	4	5969	0.5	1.65	0.31
		下	4	6334	0.6	1.65	0.37
	地盤バネ 4	上	4	6348	0.6	1.65	0.37
		下	4	6572	0.6	1.65	0.37
	地盤バネ 5	上	4	6199	0.6	1.65	0.37
		下	4	6643	0.6	1.65	0.37
敷地に遡上する 津波時	地盤バネ 3	上	4	9403	0.8	2.2	0.37
		下	4	9704	0.8	2.2	0.37
	地盤バネ 4	上	4	9785	0.9	2.2	0.41
		下	4	9959	0.9	2.2	0.41
	地盤バネ 5	上	4	9672	0.8	2.2	0.37
		下	4	10018	0.9	2.2	0.41

(2) 中詰補強筋に対する照査

杭頭接合部は「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編（平成14年3月）」に従い、図2-4に示す仮想鉄筋コンクリート断面を設定し、杭頭の曲げモーメントおよび軸力に対し鉄筋の応力度照査を行う。

照査に用いる杭頭の断面力および照査結果を以下に示す。

なお、照査に用いる断面力は各杭に対して、曲げモーメントの最大値および軸力の最大値（圧縮最大）の組み合わせと曲げモーメントの最大値および軸力の最小値（引張最大）の組み合わせの2通りとする。

表2-3 仮想鉄筋コンクリート断面諸元

断面径 (m)	中詰補強筋
2.9	D51-40本(2段)

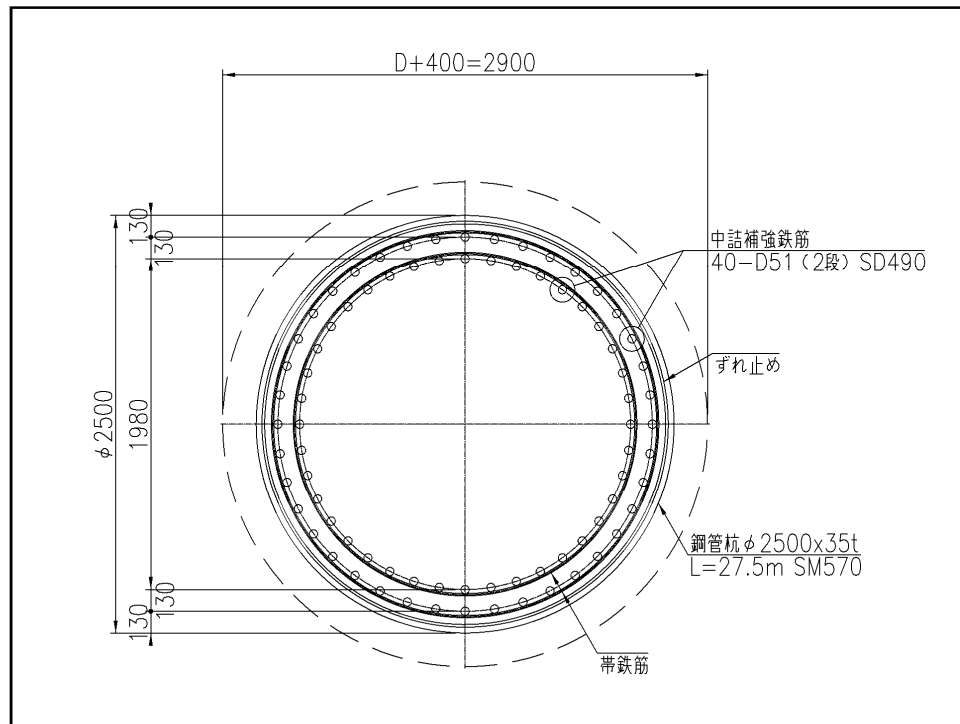


図2-4 仮想鉄筋コンクリート断面

表 2-4 (1) 津波時の杭頭断面力に対する照査 (基準津波時・コンクリート)

	杭番号	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN) 圧縮正	曲げ圧縮 応力 (N/mm ²)	短期 許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	4	-1637	2437	0.8	21	0.04
地盤バネ 2	4	-2101	2703	1	21	0.05

表 2-4 (2) 津波時の杭頭断面力に対する照査 (基準津波時・鉄筋)

	杭番号	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN) 圧縮正	曲げ引張 応力 (N/mm ²)	短期 許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	4	-1637	2437	2.7	435	0.01
地盤バネ 2	4	-2101	2703	4.9	435	0.02

表 2-5 (1) 津波時の杭頭断面力に対する照査 (敷地に遡上する津波時・コンクリート)

	杭番号	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN) 圧縮正	曲げ圧縮 応力 (N/mm ²)	短期 許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	4	-3422	5295	1.7	28	0.07
地盤バネ 2	4	-3411	5638	1.7	28	0.07

表 2-5 (2) 津波時の杭頭断面力に対する照査 (敷地に遡上する津波時・鉄筋)

	杭番号	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN) 圧縮正	曲げ引張 応力 (N/mm ²)	短期 許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	1	-2013	401	16.9	478.5	0.04
地盤バネ 2	1	-2119	121	19.8	478.5	0.05

表 2-6 (1) 重畳時の杭頭断面力に対する照査 (基準津波時・地盤バネ 3・コンクリート)

鉛直加速度	杭番号	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN) 圧縮正	曲げ圧縮 応力 (N/mm ²)	短期 許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
上向き	3	-21193	4856	9.8	21	0.47
下向き	3	-21166	5242	9.8	21	0.47

表 2-6 (2) 重畳時の杭頭断面力に対する照査 (基準津波時・地盤バネ 3・鉄筋)

鉛直加速度	杭 番号	曲げモー メント (kN・m)	軸力 (kN) 圧縮正	曲げ引張 応力 (N/mm ²)	短期 許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
上向き	1	-19338	-1981	203	435	0.47
下向き	1	-19135	-1434	197.1	435	0.46

表 2-7 (1) 重畳時の杭頭断面力に対する照査 (基準津波時・地盤バネ 4・コンクリート)

鉛直加速度	杭 番号	曲げモー メント (kN・m)	軸力 (kN) 圧縮正	曲げ圧縮 応力 (N/mm ²)	短期 許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
上向き	3	-23557	5062	10.9	21	0.52
下向き	3	-23534	5290	10.9	21	0.52

表 2-7 (2) 重畳時の杭頭断面力に対する照査 (基準津波時・地盤バネ 4・鉄筋)

鉛直加速度	杭 番号	曲げモー メント (kN・m)	軸力 (kN) 圧縮正	曲げ引張 応力 (N/mm ²)	短期 許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
上向き	1	-21689	-2252	227.9	435	0.53
下向き	1	-21553	-1917	224.1	435	0.52

表 2-8 (1) 重畳時の杭頭断面力に対する照査 (基準津波時・地盤バネ 5・コンクリート)

鉛直加速度	杭 番号	曲げモー メント (kN・m)	軸力 (kN) 圧縮正	曲げ圧縮 応力 (N/mm ²)	短期 許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
上向き	3	-23500	4935	10.8	21	0.52
下向き	3	-23461	5394	10.8	21	0.52

表 2-8 (2) 重畳時の杭頭断面力に対する照査 (基準津波時・地盤バネ 5・鉄筋)

鉛直加速度	杭 番号	曲げモー メント (kN・m)	軸力 (kN) 圧縮正	曲げ引張 応力 (N/mm ²)	短期 許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
上向き	1	-21700	-2379	228.9	435	0.53
下向き	1	-21443	-1715	221.6	435	0.51

表 2-9 (1) 重畳時の杭頭断面力に対する照査
(敷地に遡上する津波時・地盤バネ 3・コンクリート)

鉛直加速度	杭 番号	曲げモー メント (kN・m)	軸力 (kN) 圧縮正	曲げ圧縮 応力 (N/mm ²)	短期 許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
上向き	4	-21593	9403	10.1	28	0.37
下向き	4	-21610	9704	10.1	28	0.37

表 2-9 (2) 重畳時の杭頭断面力に対する照査
(敷地に遡上する津波時・地盤バネ 3・鉄筋)

鉛直加速度	杭 番号	曲げモー メント (kN・m)	軸力 (kN) 圧縮正	曲げ引張 応力 (N/mm ²)	短期 許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
上向き	1	-21290	-4971	243.7	478.5	0.51
下向き	1	-21227	-4459	239.3	478.5	0.51

表 2-10 (1) 重畳時の杭頭断面力に対する照査
(敷地に遡上する津波時・地盤バネ 4・コンクリート)

鉛直加速度	杭 番号	曲げモー メント (kN・m)	軸力 (kN) 圧縮正	曲げ圧縮 応力 (N/mm ²)	短期 許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
上向き	4	-23712	9785	11	28	0.40
下向き	4	-23759	9959	11.1	28	0.40

表 2-10 (2) 重畳時の杭頭断面力に対する照査 (敷地に遡上する津波時・地盤バネ 4・鉄筋)

鉛直加速度	杭 番号	曲げモー メント (kN・m)	軸力 (kN) 圧縮正	曲げ引張 応力 (N/mm ²)	短期 許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
上向き	1	-23509	-5502	269.1	478.5	0.57
下向き	1	-23499	-5177	266.7	478.5	0.56

表 2-11 (1) 重畳時の杭頭断面力に対する照査
 (敷地に遡上する津波時・地盤バネ 5・コンクリート)

鉛直加速度	杭 番号	曲げモー メント (kN・m)	軸力 (kN) 圧縮正	曲げ圧縮 応力 (N/mm ²)	短期 許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
上向き	4	-23920	9672	11.1	28	0.40
下向き	4	-23980	10018	11.2	28	0.40

表 2-11 (2) 重畳時の杭頭断面力に対する照査 (敷地に遡上する津波時・地盤バネ 5・鉄筋)

鉛直加速度	杭 番号	曲げモー メント (kN・m)	軸力 (kN) 圧縮正	曲げ引張 応力 (N/mm ²)	短期 許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
上向き	1	-23436	-5487	268.3	478.5	0.57
下向き	1	-23416	-4881	263.7	478.5	0.56

表 6. 12. 7-8 津波時の相対変位増分

検討ケース		津波時相対変位増分	
		横断方向 δx (m)	鉛直方向 δz (m)
杭天端	基準津波時	0.084	0.001
	敷地に遡上する津波時	0.182	0.001
	津波時相対変位増分最大値	0.182	0.001
地表面	基準津波時	0.000	0.001
	敷地に遡上する津波時	0.000	0.001
	津波時相対変位増分最大値	0.000	0.001

表 6. 12. 7-9 一般部の津波時相対変位量

		δx (m)	δy (m)	δz (m)	最大発生変位量(m) $\sqrt{(\delta x^2 + \delta y^2 + \delta z^2)}$	許容限界 (m)
杭天端	最終変位×2倍	0.226	0.218	0.064	/	1.50
	敷地に遡上する津波時	0.182	0.182	0.001		
	合計	0.408	0.400	0.065		
地表面	最終変位×2倍	0.226	0.218	0.064	/	1.50
	敷地に遡上する津波時	0.000	0.000	0.001		
	合計	0.226	0.218	0.065		

(6) 異種構造物間の津波時相対変位量

防潮堤と接続する各構造物の津波時相対変位量を表 6.12.7-11 に示す。表 6.12.7-12 に示す鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の津波時変位量と組み合わせた異種構造物間の津波時相対変位量の評価結果を表 6.12.7-12 に示す。表中の位置番号は前出の図 6.12.7-2 中の番号に対応する。異種構造物間の津波時相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 6.12.7-11 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤と接続する各構造物の津波時相対変位量

		δx (m)	δy (m)	δz (m)	
杭天端	放水路 (①)	地震時最終変位	0.297	0.051	0.037
		津波時変位増分 (敷地に遡上する津波時)	0.083	0.083	0.008
		津波時相対変位	0.380	0.134	0.045
	RC 防潮壁 (②)	地震時最終変位	0.198	0.408	0.019
		津波時変位増分 (敷地に遡上する津波時)	0.000	0.101	0.003
		津波時相対変位	0.198	0.509	0.022
	防潮扉 (③)	地震時最終変位	0.008	0.049	0.009
		津波時変位増分 (敷地に遡上する津波時)	0.007	0.007	0.002
		津波時相対変位	0.015	0.056	0.011
地表面	放水路 (①)	地震時最終変位	0.297	0.051	0.037
		津波時変位増分 (敷地に遡上する津波時)	0.061	0.061	0.008
		津波時相対変位	0.358	0.112	0.045
	RC 防潮壁 (②)	地震時最終変位	0.198	0.408	0.019
		津波時変位増分 (敷地に遡上する津波時)	0.000	0.055	0.003
		津波時相対変位	0.198	0.463	0.022
	防潮扉 (③)	地震時最終変位	0.008	0.049	0.009
		津波時変位増分 (敷地に遡上する津波時)	0.002	0.002	0.003
		津波時相対変位	0.010	0.051	0.012

表 6.12.7-12 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の津波時変位量

		δx (m)	δy (m)	δz (m)
杭天端	最終変位	0.113	0.109	0.032
	津波時 (敷地に遡上する津波時)	0.182	0.182	0.001
地表面	津波時 (敷地に遡上する津波時)	0.000	0.000	0.001

表 6.12.7-13 異種構造物間の津波時相対変位量*

	位置 番号	δx (m)	δy (m)	δz (m)	最大発生変位量(m) $\sqrt{(\delta x^2 + \delta y^2 + \delta z^2)}$	許容限界 (m)
杭天端	①	0.592	0.342	0.070	0.688	1.50
	②	0.493	0.699	0.052	0.857	2.00
	③	0.303	0.340	0.042	0.458	1.50
地表面	①	0.471	0.221	0.077	0.526	1.50
	②	0.311	0.572	0.054	0.654	2.00
	③	0.123	0.160	0.044	0.207	1.50

注記 * : 地震時最終変位は鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁と隣接する異種の防潮壁の両方の合計とし、津波時の相対変位増分は鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁と隣接する異種の防潮壁のどちらか片方を考慮し、相対変位が大きくなる方を採用する。

(7) 一般部の重畳時相対変位量

重畳時の基準津波時及び敷地に遡上する津波による相対変位の増分を表 6.12.7-14 に示す。地震時最終変位量の最大値を用いた一般部の重畳時相対変位量の評価結果を表 6.12.7-15 に示す。一般部の重畳時相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 6.12.7-14 重畳時の相対変位増分

検討ケース		津波時相対変位増分	
		横断方向 δx (m)	鉛直方向 δz (m)
杭天端	基準津波時	0.298	0.001
	敷地に遡上する津波時	0.471	0.001
	重畳時相対変位増分最大値	0.471	0.001
地表面	基準津波時	0.176	0.001
	敷地に遡上する津波時	0.188	0.001
	重畳時相対変位増分最大値	0.188	0.001

表 6.12.7-15 一般部の重畳時相対変位量

		δx (m)	δy (m)	δz (m)	最大発生変位量(m) $\sqrt{(\delta x^2 + \delta y^2 + \delta z^2)}$	許容限界 (m)
杭天端	最終変位×2倍	0.226	0.218	0.064	/	1.50
	重畳時 (敷地に遡上する津波時)	0.471	0.471	0.001		
	合計	0.697	0.689	0.065		
地表面	最終変位×2倍	0.226	0.218	0.064	/	1.50
	重畳時 (敷地に遡上する津波時)	0.188	0.188	0.001		
	合計	0.414	0.406	0.065		

(9) 異種構造物間の重畳時の相対変位量

防潮堤と接続する各構造物の重畳時相対変位量を表 6.12.7-17 に示す。表 6.12.7-18 に示す鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の重畳時変位量と組み合わせた異種構造物間の津波時相対変位量の評価結果を表 6.12.7-19 に示す。表中の位置番号は前出の図 6.12.7-2 中の番号に対応する。異種構造物間の重畳時相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 6.12.7-17 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤と接続する各構造物の重畳時相対変位量

		δx (m)	δy (m)	δz (m)	
杭天端	放水路 (①)	地震時最終変位	0.297	0.051	0.037
		重畳時変位増分 (敷地に遡上する津波時)	0.185	0.185	0.022
		重畳時相対変位	0.482	0.236	0.059
	RC 防潮壁 (②)	地震時最終変位	0.198	0.408	0.019
		重畳時変位増分 (敷地に遡上する津波時)	0.114	0.353	0.014
		重畳時相対変位	0.312	0.761	0.033
	防潮扉 (③)	地震時最終変位	0.008	0.049	0.009
		重畳時変位増分 (敷地に遡上する津波時)	0.063	0.063	0.002
		重畳時相対変位	0.071	0.112	0.011
地表面	放水路 (①)	地震時最終変位	0.297	0.051	0.037
		重畳時変位増分 (敷地に遡上する津波時)	0.150	0.150	0.022
		重畳時相対変位	0.447	0.201	0.059
	RC 防潮壁 (②)	地震時最終変位	0.198	0.408	0.019
		重畳時変位増分 (敷地に遡上する津波時)	0.110	0.238	0.013
		重畳時相対変位	0.308	0.646	0.032
	防潮扉 (③)	地震時最終変位	0.008	0.049	0.009
		重畳時変位増分 (敷地に遡上する津波時)	0.056	0.056	0.004
		重畳時相対変位	0.064	0.105	0.013

表 6.12.7-18 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の重畳時変位量

		δx (m)	δy (m)	δz (m)
杭天端	最終変位	0.113	0.109	0.032
	重畳時 (敷地に遡上する津波時)	0.471	0.471	0.001
地表面	重畳時 (敷地に遡上する津波時)	0.188	0.188	0.001

表 6.12.7-19 異種構造物間の重畳時相対変位量*

	位置 番号	δx (m)	δy (m)	δz (m)	最大発生変位量(m) $\sqrt{(\delta x^2 + \delta y^2 + \delta z^2)}$	許容限界 (m)
杭天端	①	0.881	0.631	0.070	1.086	1.50
	②	0.782	0.988	0.052	1.262	2.00
	③	0.592	0.629	0.042	0.865	1.50
地表面	①	0.598	0.348	0.070	0.696	1.50
	②	0.421	0.755	0.064	0.867	2.00
	③	0.309	0.346	0.042	0.466	1.50

注記 * : 地震時最終変位は鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁と隣接する異種の防潮壁の両方の合計とし、津波時の相対変位増分は鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁と隣接する異種の防潮壁のどちらか片方を考慮し、相対変位が大きくなる方を採用する。

d. ワイヤロープ

ワイヤロープの許容限界は「津波漂流物対策施設設計ガイドライン(案)((財)沿岸技術研究センター, (社)寒地港湾技術研究センター, 平成 21 年)」に記載される漂流物捕捉スクリーン材料に使用されるワイヤロープの降伏荷重に基づき, 「日本工業規格 (JIS G 3549-2000)」にて規定された破断強度の 4 分の 3 を敷地に遡上する津波時の許容限界とする。地震時及び基準津波時は, 敷地に遡上する津波時の許容限界を 1.7 で除した許容応力度に対して, 1.5 倍の割増を考慮した短期許容応力度を許容限界とする。表 6.13.4-6 に許容限界を示す。

表 6.13.4-6 ワイヤロープの許容限界

仕様		破断強度 (kN)	断面積 (mm ²)	破断応力 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	
					地震時, 基準津波時	敷地に遡上する 津波時
					引張	引張
構造用ストランド ロープ ST1670, 構成 7×37	φ 65	2890	2000	1445	955	1083
	φ 69	3250	2260	1438	951	1078

6.13.2 基本方針

V-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「2.1 機能維持の方針」を踏まえ、鋼製防護部材の「2.1 位置」及び「2.2 構造概要」を示す。

(1) 位置

鋼製防護部材の位置図を図 6.13.2-1 に示す。

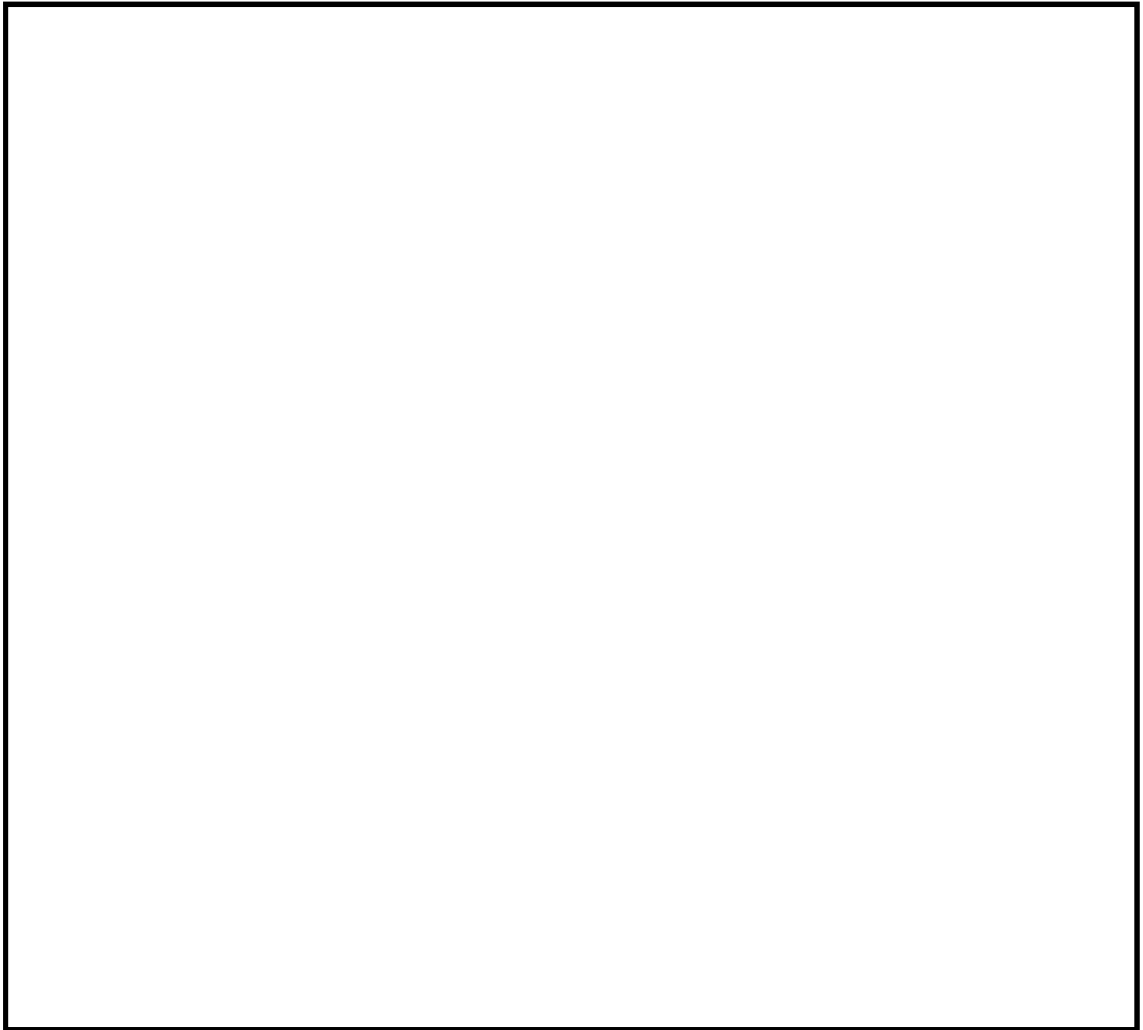


図 6.13.2-1 鋼製防護部材の設置位置図

鋼製防護部材の設置位置は、津波の流向を考慮し防潮堤東側のすべてのジョイント部及び防潮堤北側・南側において流向が変化する隅角部とする。

ここに,

q_a : せん断力に対する許容限界 (N)

q_{a1} : アンカーボルトのせん断強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力 (N)

q_{a2} : 定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力 (N)

q_{a3} : 定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力 (N)

ϕ_1, ϕ_2 : 低減係数 (短期荷重用 : $\phi_1=1.0, \phi_2=2/3$)

${}_s\sigma_{qa}$: アンカーボルトのせん断強度 (${}_s\sigma_{qa}=0.7 \cdot {}_s\sigma_y$ (N/mm²))

${}_s\sigma_y$: アンカーボルトの規格降伏点強度 : SUS304 205N/mm²

${}_{sc}a$: アンカーボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さくなるほうの値とする。(M22 の軸部断面積 : 320mm², ねじ部有効断面積 : 303mm² より, ${}_{sc}a=303\text{mm}^2$)

${}_c\sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度 (${}_c\sigma_{qa}=0.5\sqrt{F_c \cdot E_c}$)

${}_c\sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 (${}_c\sigma_t=0.31\sqrt{F_c}$)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (24 N/mm²)

E_c : コンクリートのヤング係数 (25000 N/mm²)

A_{qc} : せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積 (図 5.14.5-1 より $A_{qc}=43260\text{mm}^2$)

短期許容せん断力を確保するためのアンカーボルトの有効埋込み長さ l_e は, 次式を満たすように選定するものとする

$${}_s\sigma_{qa} \cdot {}_{sc}a \leq {}_c\sigma_t \cdot A_c$$

A_c : コーン上破壊面の有効水平投影面積 $A_c = \pi l_e (l_e + D)$

D : アンカーボルト頭部の直径

$$q_{a1} = 1.0 \times 0.7 \times 205 \times 303 = 43480.5 \text{ N/本}$$

$$q_{a2} = 2/3 \times 0.5\sqrt{24 \times 25000} \times 303 = 78234.3 \text{ N/本}$$

$$q_{a3} = 2/3 \times 0.31\sqrt{24} \times 43260 = 43798.8 \text{ N/本}$$

$$q_a = \min(q_{a1}, q_{a2}, q_{a3}) = 43480.5 \text{ N/本} = 43.4 \text{ kN/本}$$