

6. 衝突解析結果における力積での評価の適用性確認

ケース①～ケース⑤の力積，瞬間最大荷重及び衝突荷重の作用時間を表1に示す。また，ケース①～ケース⑤の力積と衝突荷重の時刻歴を図1-3及び図1-4に示す。

図1-3の力積の時刻歴から，力積はケース①（船首）とケース②（船尾）が大きく，わずかにケース①（船首）が最大であることを確認した。一方，真横からの衝突形態であるケース③，③'及び③''はいずれも，他のケースに比べて小さく，ケース①の半分以下である。

図1-4の荷重の時刻歴から，瞬間最大荷重は真横からの衝突形態（ケース③シリーズ）で大きくなる傾向があり，ケース③'（真横）の約1100（kN）が最大である。ただし，ケース③シリーズは他のケースに比べて，衝突時間が非常に短い特徴がある。

衝突事象を検討する際には，衝突応答が力積で決まる領域（「力積破壊の世界」（武藤（1941）））であるか否かが重要であり，衝突荷重の作用時間 τ と被衝突体の固有周期 T の比（ τ/T ）が0.1よりも小さい場合に「力積破壊の世界」となる（*）が，「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」より防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼管杭の固有周期は0.1（s）程度であり，衝突荷重の作用時間に対して短い（ τ/T が1以上となる）ため，本衝突事象は力積での評価が困難であることを確認した。なお，漂流物が衝突する際には，その高さまで津波水位があり，衝突荷重と同時に遡上津波荷重も作用していることから，衝突荷重による振動の影響はない。

注記*：「武田・河西（2011）：同一力積衝撃応答スペクトルによる衝撃応答算定法の提案，土木学会，構造工学論文集，Vol.57A」，「上田・小島（1982）：衝撃的荷重を受けるRCおよびPCばりの変形と強度，港湾技研資料，No.430，運輸省港湾技術研究所」

表1 FRP製船舶の衝突解析の結果（まとめ）

ケース	衝突形態	力積 (kN・s)	瞬間最大荷重 (kN)	瞬間最大荷重の 発生時刻 (s)	衝突荷重の 作用時間 (s)
①	船首	約214	約600	約0.17	約0.7
②	船尾	約211	約670	約0.12	約0.6
③	真横*	約82	約900	約0.03	約0.2
③'	真横*	約67	約1100	約0.03	約0.2
③''	真横*	約60	約870	約0.03	約0.2
④	斜め船首	約166	約550	約0.31	約1.0
⑤	斜め船尾	約164	約370	約0.28	約1.2

注記*：真横からの衝突の結果については，2種類の整理の方法があるが，瞬間最大荷重は同程度であったため，力積が大きいパターンを代表として記載した（真横からの衝突の整理方法は参考8に示す）。

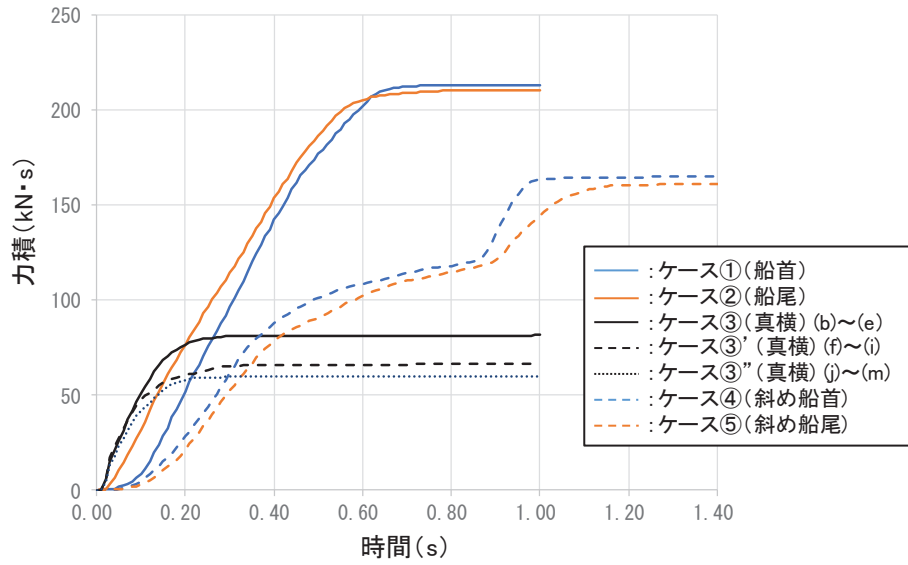


図 1 3 FRP 製船舶の衝突解析の解析ケース

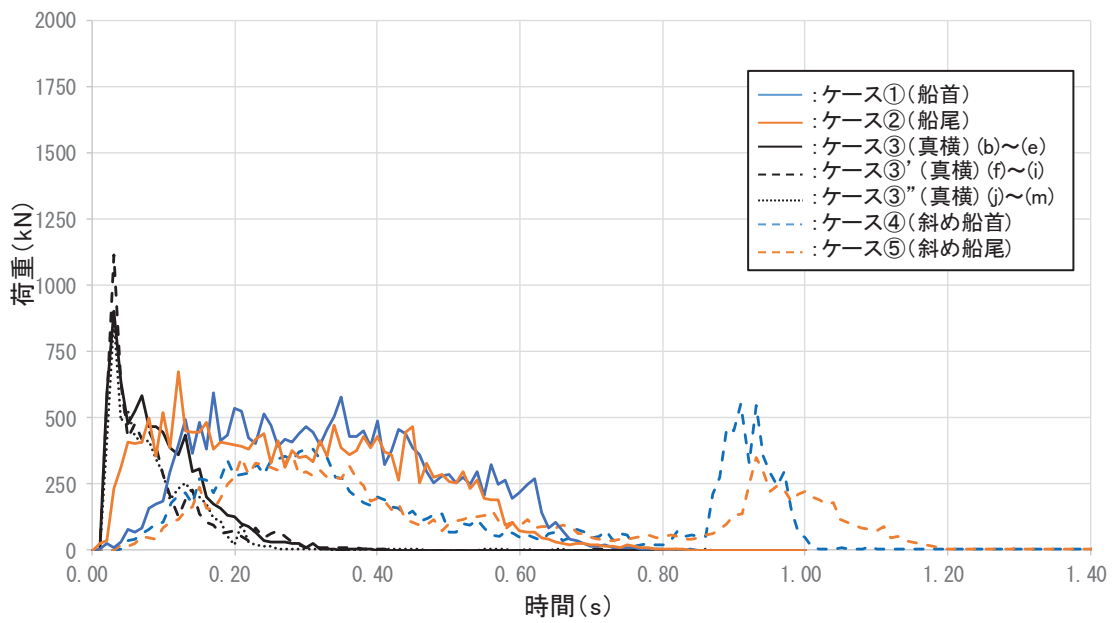


図 1 4 FRP 製船舶の衝突解析の解析ケース

7. 建築物荷重指針・同解説（2015）を参考にした静的設計荷重の算定例

7.1 建築物荷重指針・同解説（2015）で示されている三角波の例

建築物荷重指針・同解説（2015）によれば、衝突荷重の算定方針として、「衝突実験データが得られている場合は、その衝突荷重の時刻歴の最大値を静的設計荷重として与える。衝突実験データが得られていない場合は、衝突シミュレーション解析またはエネルギー論的手法により衝突荷重の時刻歴を求め、力積を等しくした三角波として近似し、その三角波の最大値を静的設計荷重として与える。」とされており、衝突シミュレーション解析の時刻歴から三角波を設定している例を図1に示す。

また、建築物荷重指針・同解説（2015）によれば、「衝突時の運動エネルギーがすべて衝突体の変形による内部エネルギーとして吸収されるハードインパクトを仮定した。ハードインパクトは、一般に安全側の結果を与える。」とされており、本検討で実施した衝突解析も被衝突体を剛壁に設定しており、同様の仮定となっている。

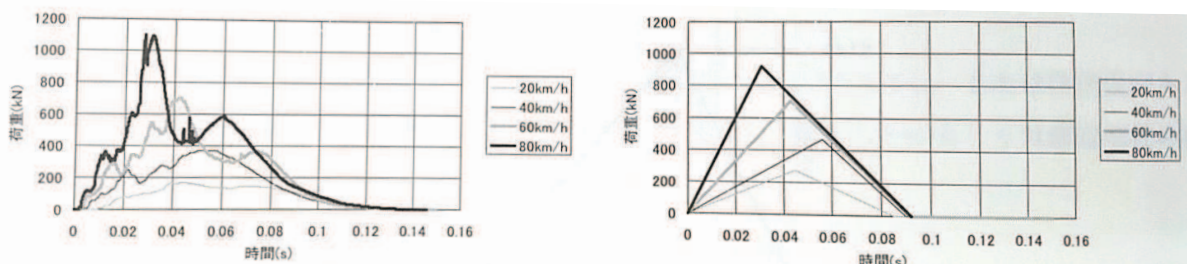
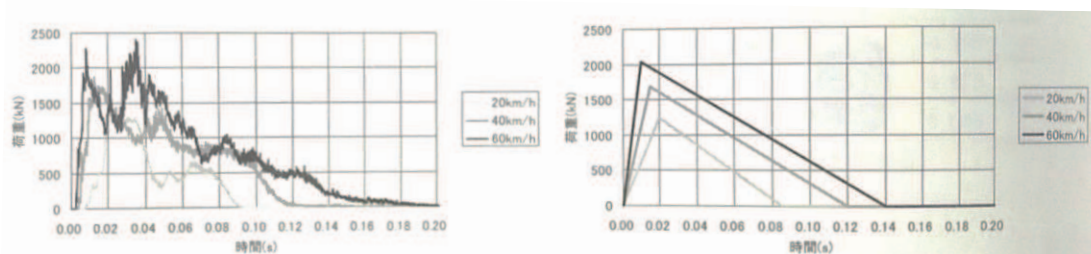
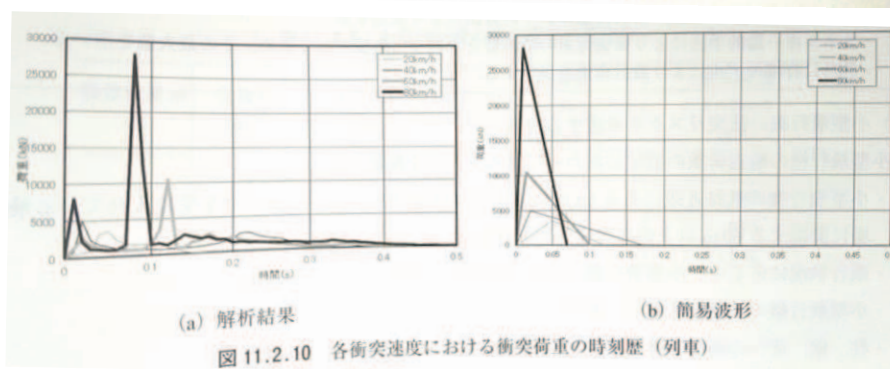


図 11.2.5 各衝突速度における衝突荷重の時刻歴（普通車）



(a) 解析結果 (b) 簡易波形

図 11.2.7 各衝突速度における衝突荷重の時刻歴（トラック）



(a) 解析結果 (b) 簡易波形

図 11.2.10 各衝突速度における衝突荷重の時刻歴（列車）

図1 建築物荷重指針・同解説（2015）で示されている三角波の例

7.2 衝突解析結果の三角波（ケース①～⑤）

衝突解析で得られた力積から三角波に近似し、その三角波の最大荷重を算出した（図3及び表1）。具体的には三角波のピーク荷重時刻は解析で得られた瞬間最大荷重発生時刻と同時刻とし、三角波の底辺となる作用時間も解析で得られた時間とし、三角波の最大荷重を算出した。

三角波の最大荷重はケース③'（真横）の約820（kN）であったが、ほとんどのケースで衝突解析の瞬間最大荷重よりも小さくなる傾向を確認した。また、衝突荷重の作用時間の取り方によって、三角波の最大荷重は大きく影響することから、瞬間最大荷重を用いることとする。

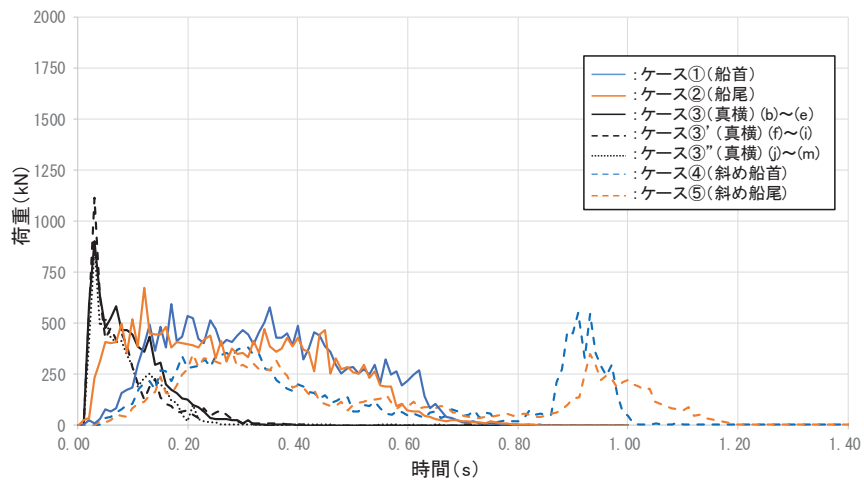


図2 ケース①～⑤の衝突解析結果（時刻歴）

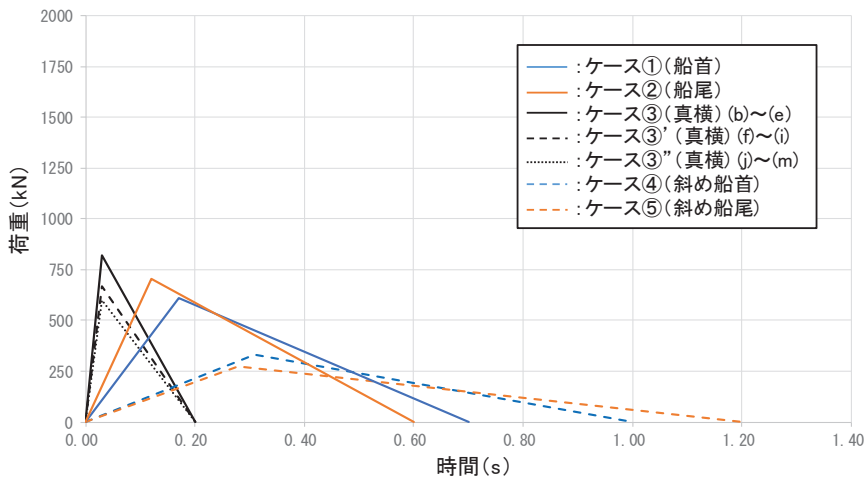


図3 ケース①～⑤の衝突解析結果を三角波で近似

表 1 ケース①～⑤の三角波の最大荷重

ケース	衝突形態	力積 (kN・s)	瞬間最大荷重 (kN)	瞬間最大荷重の発生時刻 (s)	衝突荷重の作用時間 (s)	三角波の最大荷重 (kN)
①	船首	約 214	約 600	約 0.17	約 0.7	約 610
②	船尾	約 211	約 670	約 0.12	約 0.6	約 700
③	真横	約 82	約 900	約 0.03	約 0.2	約 670
③'	真横	約 67	約 1100	約 0.03	約 0.2	約 820
③''	真横	約 60	約 870	約 0.03	約 0.2	約 600
④	斜め船首	約 166	約 550	約 0.31	約 1.0	約 330
⑤	斜め船尾	約 164	約 370	約 0.28	約 1.2	約 270

(参考9) 鋼製船舶の衝突解析と FEMA (2012) の衝突荷重の関係性について

1. 衝突解析 (LS-DYNA) を用いた鋼製船舶の衝突荷重

「崔ほか (2016)」*では、津波により漂流する船舶が橋梁構造物に衝突した際の衝突荷重分布を明らかにすることを目的とし、仮想の大型船舶と仮想の長大斜張橋の主塔を対象とした衝突解析 (LS-DYNA : Ver. 971) を実施している。

衝突船舶モデルは、船長 227m、幅 36m、高さ 23m の質量 15000t 級の LNG 船を対象としており、船舶はシェル要素でモデル化され、モデルは図 1 のとおりである。船舶の材料は SS400 で力学的特性は表 1、応力-ひずみ曲線は図 2 のとおりである。

衝突速度は 0.6m/s であり、図 3 に示すようなトリム (船首と船尾の喫水差) の影響を確認するためのケースを実施している。

解析結果から、最大衝突力は 14920 (kN) (図 4) であったとされている。

なお、「重力の考慮した船舶と主塔の衝突解析を行ったところ、重力が衝突荷重分布に与える影響が小さいことが確認されたことや、船舶は水中で浮かんでいる状態であると仮定していることから、本解析では全てのケースにおいて重力を考慮していない」との記載から、気中衝突を模擬していると考えられる。

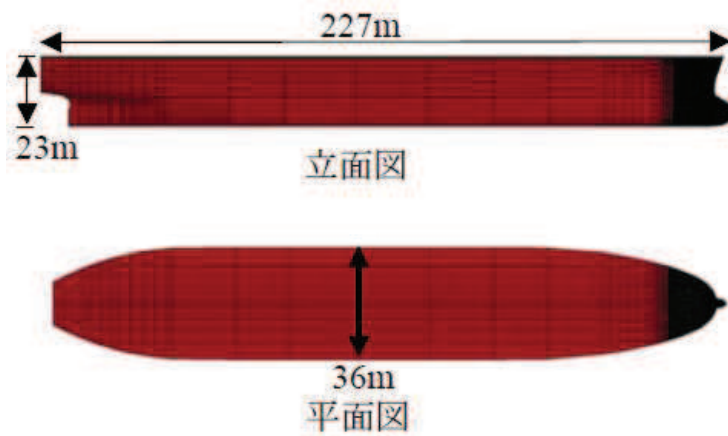


図 1 船舶のモデル化 (「崔ほか (2016)」)

表 1 鋼材の力学特性

	SS400
密度 (kg/m ³)	7850
ヤング率 (GPa)	200
ポアソン比	0.3
降伏応力 (N/mm ²)	450

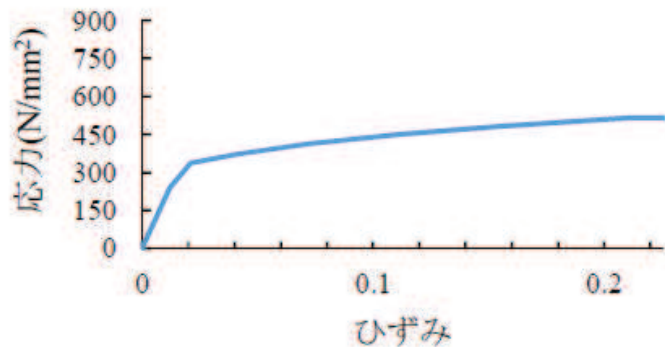


図 2 応力-ひずみ関係

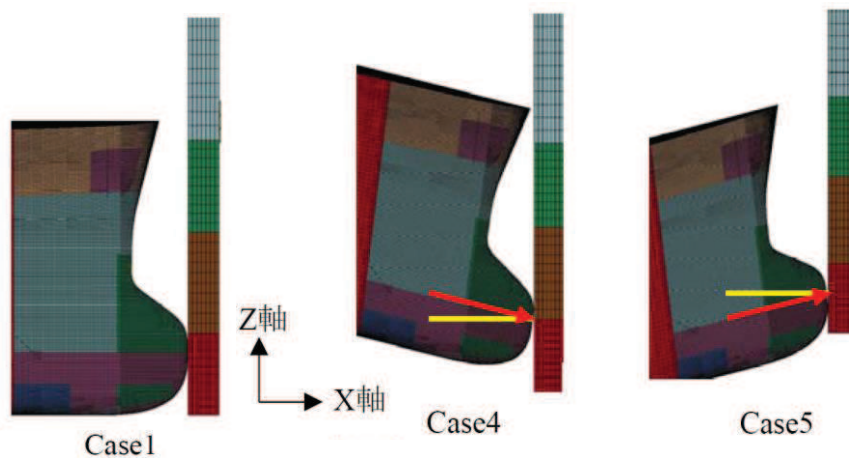


図3 解析ケース（被衝突体は鋼製主塔）

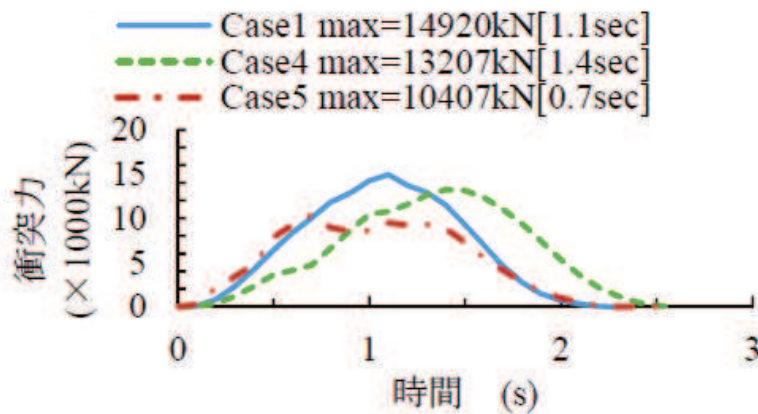


図4 衝突荷重の時刻歴

注記*：崔ほか（2016）：衝突解析による津波により漂流する大型船舶と長大斜張橋主塔の衝突荷重分布の算定，崔準祐・永原稔之・梶田幸秀・八ツ元仁，土木学会，構造工学論文集 Vol. 62A (2016 年 3 月)

2. 衝突解析 (LS-DYNA) と土木学会 (1994) から有効軸剛性を設定して FEMA (2012) により算出した衝突解析の比較

「崔ほか (2016)」で示されている条件を用いて、土木学会 (1994) の方法で軸剛性を算出し、FEMA (2012) から衝突荷重を求めた場合、表 2 のとおり 16148 (kN) となる。一方、衝突解析を用いた「崔ほか (2016)」の衝突荷重は 14920 (kN) である。

土木学会 (1994) の方法から軸剛性を設定し、FEMA (2012) から算出した衝突荷重と「崔ほか (2016)」の衝突解析結果はおおむね同じ荷重であることを確認した。また、土木学会 (1994) の方法で軸剛性を設定し FEMA (2012) から算出した衝突荷重の方が大きくなっていることを確認した。

また、上記の比較結果は、「4.3.7 ② d. (a) 妥当性確認ケース」で示した FRP 製船舶の FEMA (2012) による荷重 (635kN) と「4.3.7 ② f. (f) 解析結果」で示した衝突解析 (船首衝突 : 約 600kN) がおおむね同程度の荷重であることと整合していることを確認した。

なお、衝突形態の影響で行った衝突解析 («4.3.7 ② f. FRP 製船舶の衝突解析») も「崔ほか (2016)」と同様に LS-DYNA (Ver. 971) であり、衝突作用時間も同程度であることを確認した。

表2 土木学会（1994）の方法で軸剛性を設定してFEMA（2012）から衝突荷重を算出した場合と「崔ほか（2016）」の衝突荷重の比較

項目		LNG 船
船舶構造	船舶の長さ L	227 (m)
	船の深さ D	$0.08 \times 227 = 18.16$ (m)
	船側外板厚 t	$0.82 \times 227^{0.5} + 2.5 = 14.855$ (mm)
	横肋骨心距 a	$450 + 2 \times 227 = 904$ (mm)
	縦肋骨心距 b	$550 + 2 \times 227 = 1004$ (mm)
	船首角度 2θ	70°
	船首傾斜部の長さ L_{sf}	$0.25 \times (0.08 \times 227) = 4.54$ (m)
材料物性	ヤング率 E	2.0×10^7 (tf/m ²)
	ポアソン比 ν	0.3
圧壊荷重 P_c		64859 (kN)
有効軸剛性 k_c		1.42×10^7 (N/m)
FEMA(2012)による衝突荷重*		<u>16148 (kN)</u>
崔 (2016) の最大衝突荷重		<u>14920 (kN)</u>

注記* : FRP 製船舶の FEMA (2012) による荷重と船首衝突の解析の対応関係と比較するため、FRP 製船舶の FEMA (2012) による荷重算定時と同様に、付加質量係数は「1」とした。

(参考10) 土木学会(1994)の方法で軸剛性を設定してFEMA(2012)から算出した衝突荷重と衝突解析による荷重の比較

「f. FRP製船舶の衝突解析」のケース①(船首)の解析結果では、衝突荷重は約600(kN)であり、「d.(a)妥当性確認ケース」の衝突荷重635(kN)(土木学会(1994)による軸剛性を用いてFEMA(2012)から算出)とおおむね同程度となることを確認している。

ただし、衝突解析においては船舶のモデル化にあたり、板厚を切り上げて整数にする等の処理を行っているため、FEMA(2012)から算出した際の条件と多少の差が生じているため、表1のとおり解析条件により近づけた衝突荷重も算出した。

その結果、解析条件により近づけた衝突荷重は752(kN)となり、635(kN)よりも大きくなるものの、衝突解析の結果である約600(kN)とおおむね同程度であることを確認した。

表 1 土木学会 (1994) の方法で軸剛性を設定して FEMA (2012) から算出した衝突荷重と衝突解析による荷重の比較

項目	軸剛性の妥当性確認ケース (土木学会 (1994) の方法で軸剛性を設定して FEMA (2012) から衝突荷重を算出)	衝突解析 (船首衝突)	衝突解析の条件に近づけたケース (土木学会 (1994) の方法で軸剛性を設定して FEMA (2012) から衝突荷重を算出)	
船舶構造	船舶の長さ L	12.8 (m)	12.8 (m)	
	船の深さ D	1.42 (m)	1.42 (m)	
	船側外板厚 t	7 (mm) (船首・船尾)	7 (mm)	
	横肋骨心距 a	—	500 (mm)	
	縦肋骨心距 b	—	500 (mm)	
	船首角度 2θ	70 (°)	70 (°)	
	船首傾斜部の長さ L_{sf}	1.77 (m)	1.52 (m)	
	材料物性	ヤング率 E (曲げ弾性率)	1.22×10^6 (tf/m ²)	1.22×10^6 (tf/m ²)
		ポアソン比 ν	0.4	0.4
	圧壊荷重 P_c	71.3 (kN)	—	116.9 (kN)
有効軸剛性 k_c	0.47×10^5 (N/m)	—	0.66×10^5 (N/m)	
衝突荷重 (FEMA (2012))	635 (kN)	600 (kN)	752 (kN)	

(参考 1 1) FRP 製船舶 (総トン数 5t) の機関部と車両 (2.15t) の剛性の比較

FRP 製船舶 (総トン数 5t) の機関部 1.33t の衝突が、巡視点検用車両 (2.15t) の衝突に包含されることの妥当性について、図 1 のとおり整理を行った。

この整理の結果、FRP 製船舶 (総トン数 5t) の機関部の衝突を巡視点検用車両 (2.15t) の衝突に置き換えることは妥当であると判断した。

なお、車体構造の詳細は、「高島ほか (2015)」*に示されている (図 2)。

注記* : 高島大輔・木原直人・宮川義範・甲斐田秀樹・柴山淳・池野正明 (2015) : 津波漂流物の衝突力推定における軸剛性モデル, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 71, No. 2, I_1015-I_1020, 2015.

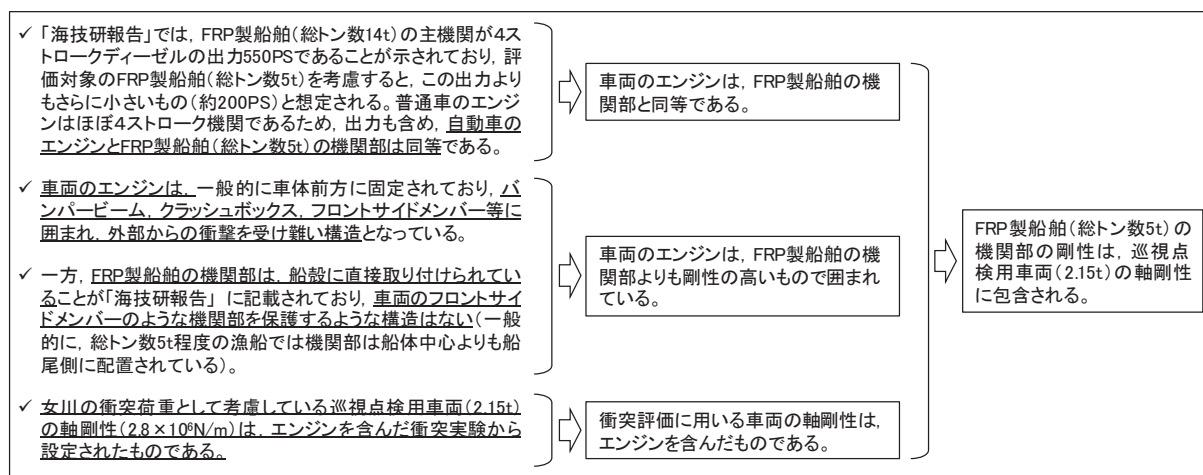


図 1 FRP 製船舶 (総トン数 5t) の機関部と車両 (2.15t) の剛性の比較

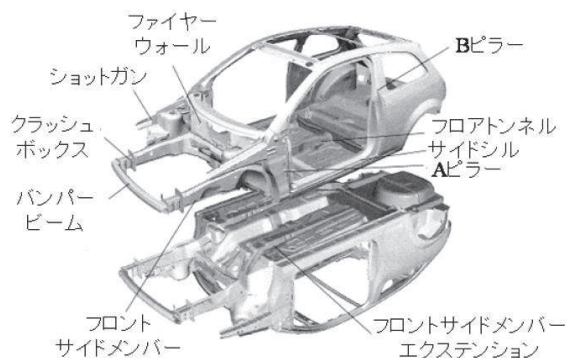


図 2 車体構造 (高島ほか (2015))

本日の説明範囲：「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」のうち，防潮壁関係を抜粋

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

5.10.1 概要

津波防護施設の評価対象断面は，各構造物の構造及び地質の特徴を踏まえ選定している。
本資料においては，各構造物の評価対象断面の選定における考え方を整理することで，評価対象断面の妥当性について説明する。

(1) 評価対象断面の選定の考え方

津波防護施設の評価対象断面の選定については，「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」に示す屋外重要土木構造物の考え方に加え，津波による波圧等の観点も踏まえて，耐震・耐津波評価を行う上で厳しい断面を選定する。

(2) 評価対象断面の選定結果

表 5.10.1-1 に各構造物の断面選定結果一覧を示す。

表 5. 10. 1-1 各構造物の断面選定結果一覧

構造物		選定断面	選定理由 (概要)	
防潮壁	(第 2 号機海水ポンプ室, 第 2 号機放水立坑, 第 3 号機海水ポンプ室, 第 3 号機放水立坑)	鋼製遮水壁 (鋼板)	I-(2) 断面	津波水位が最も高い区間の中で, 一次元地震応答解析結果により, フーチング下端の加速度が最も大きいため。
			I-(4) 断面	津波水位が最も高く, 盛土・旧表土層が厚く堆積する区間の中で, 一次元地震応答解析結果により, 鋼管杭上端の変位及び地盤に生じる最大せん断ひずみが最も大きいため。
			II-(1) 断面	盛土・旧表土層が厚く堆積する区間の中で, 周辺の改良地盤が最も厚い断面でもあるため, 改良地盤とその上層の盛土との地層境界付近での局所的な地盤変位量が大きいため。
			III-(1) 断面	盛土・旧表土層が全深度地盤改良されている区間の中で, 一次元地震応答解析結果により, フーチング下端の加速度が最も大きいため。
			III-(7) 断面	全区間の中で, 同一基礎内の杭長差が全断面の中で最も大きいため。
			III-(11) 断面	岩盤が地表面に露頭している区間の中で, 一次元地震応答解析結果により, フーチング下端の加速度が最も大きいため。
			IV-(2) 断面	逆流防止設備を間接支持する断面の中で, 一次元地震応答解析結果により, フーチング下端の加速度が最も大きいため。
			V-(8) 断面	盛土・旧表土層が厚く堆積する区間の中で, 一次元地震応答解析結果により, 鋼管杭上端の変位及び地盤に生じる最大せん断ひずみが最も大きいため。
		鋼製遮水壁 (鋼桁)	鋼桁 1	構造諸元及び周辺地質状況等が異なるため, すべての構造を評価対象とする。
			鋼桁 2	
			鋼桁 3	
			鋼桁 4	
			鋼桁 5	
			鋼桁 6	
		鋼製扉	鋼製扉 2	上部工の構造諸元が同一となる区間の中で, 上部工の加速度が最も大きいため。
鋼製扉 3	下部工の構造諸元が同一となる区間の中で, 杭上端の変位及び地盤に生じる最大せん断ひずみが最も大きいため。			

5.10.2 防潮壁（第2号機海水ポンプ室，第2号機放水立坑，第3号機海水ポンプ室，第3号機放水立坑）

防潮壁（第2号機海水ポンプ室，第2号機放水立坑，第3号機海水ポンプ室，第3号機放水立坑）（以下「防潮壁（杭基礎）」という。）の平面配置図を図5.10.2-1に示す。

防潮壁（杭基礎）は，総延長が約630m，天端高さがO.P.+19.0m又はO.P.+20.0mで，第2号機及び第3号機海水ポンプ室並びに第2号機及び第3号機放水立坑を取り囲むように設置する。

鋼管杭と基礎フーチングからなる下部工と，鋼製の上部工から構成され，4箇所を設置される防潮壁（杭基礎）はいずれも，上部工の構造形式や下部工の配置状況などの構造的特徴により，鋼製遮水壁（鋼板），鋼製遮水壁（鋼桁）及び鋼製扉の3種類の構造形式に区分されることから，設置箇所単位ではなくそれぞれの構造形式単位で評価対象断面を選定する。

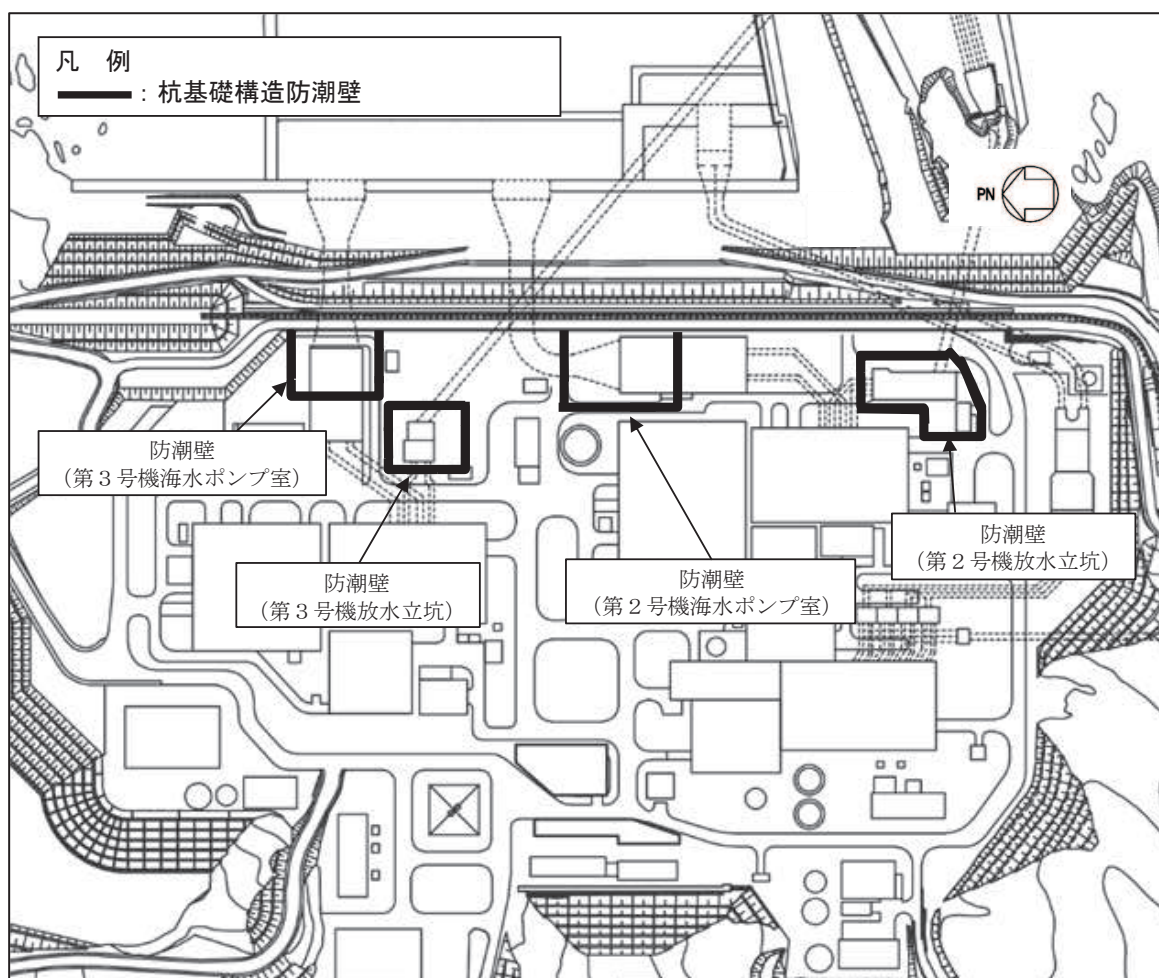


図 5.10.2-1 防潮壁（杭基礎）の平面配置図

(1) 鋼製遮水壁（鋼板）

鋼製遮水壁（鋼板）の平面配置図を図 5.10.2-2 に、構造概要を図 5.10.2-3 に示す。

鋼製遮水壁（鋼板）は、フーチング上に設置する H 形鋼に、鋼板をボルトで接合した構造物であり、フーチングと一体化した鋼管杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。

上部工の天端は入力津波高さに応じて第 3 号機海水ポンプ室で O.P. +20.0m と、第 2 号機海水ポンプ室、第 2 号機放水立坑及び第 3 号機放水立坑で O.P. +19.0m とする。

防潮壁（杭基礎）は線状構造物であり、鋼製遮水壁（鋼板）の縦断方向加振時には、加振方向と平行に配置される躯体及び杭基礎を耐震設計上見込むことができるため縦断方向断面が強軸となる。一方、横断方向加振時には、加振方向と平行に躯体及び杭基礎が配置されないことから、横断方向断面が弱軸となる。よって、弱軸となる横断方向断面から構造物の応答が最も厳しくなると考えられる断面を評価対象断面として選定する。

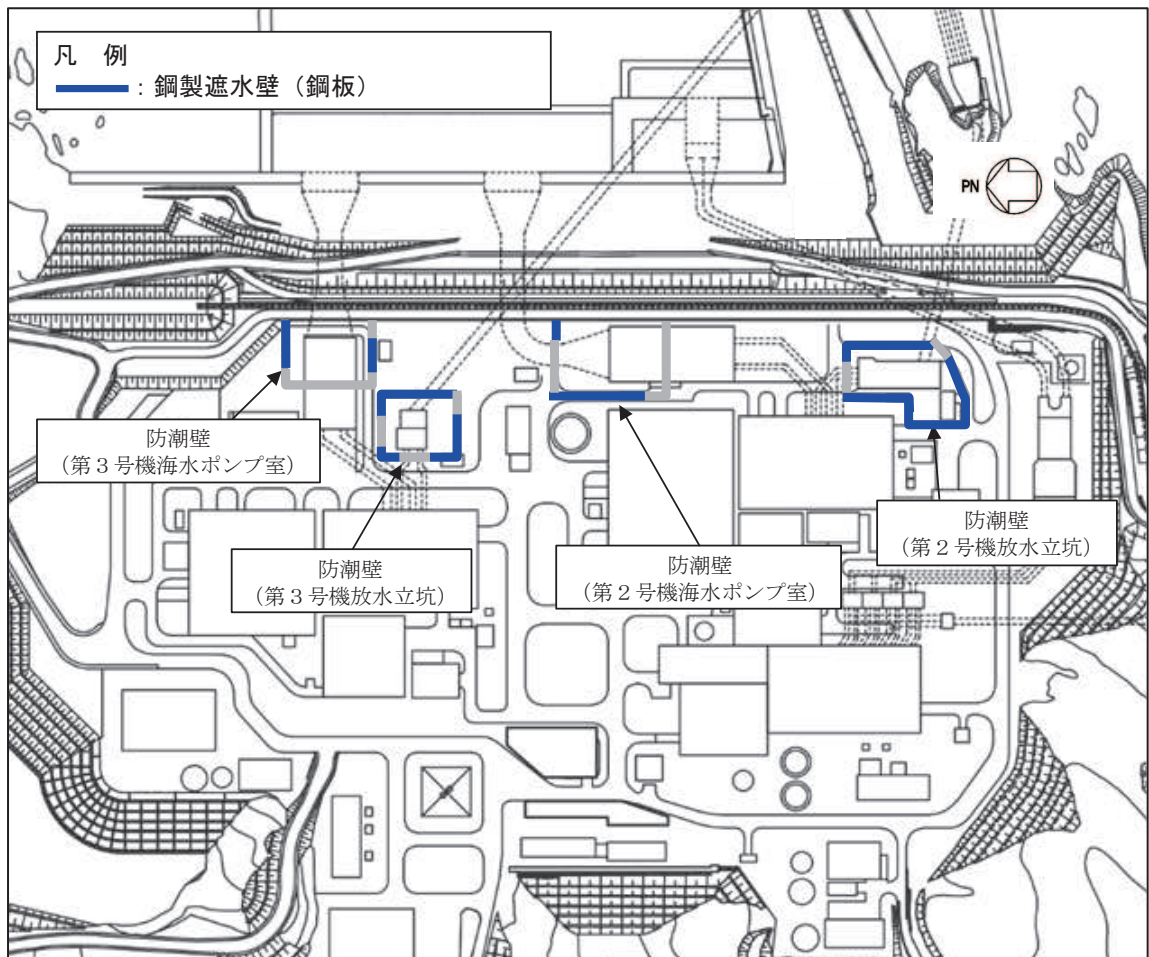
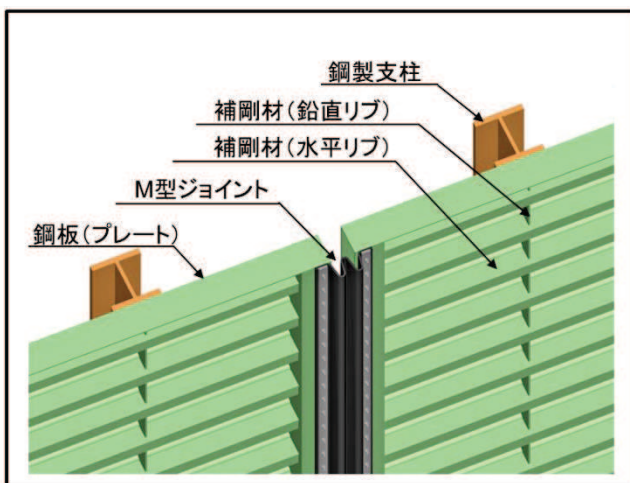
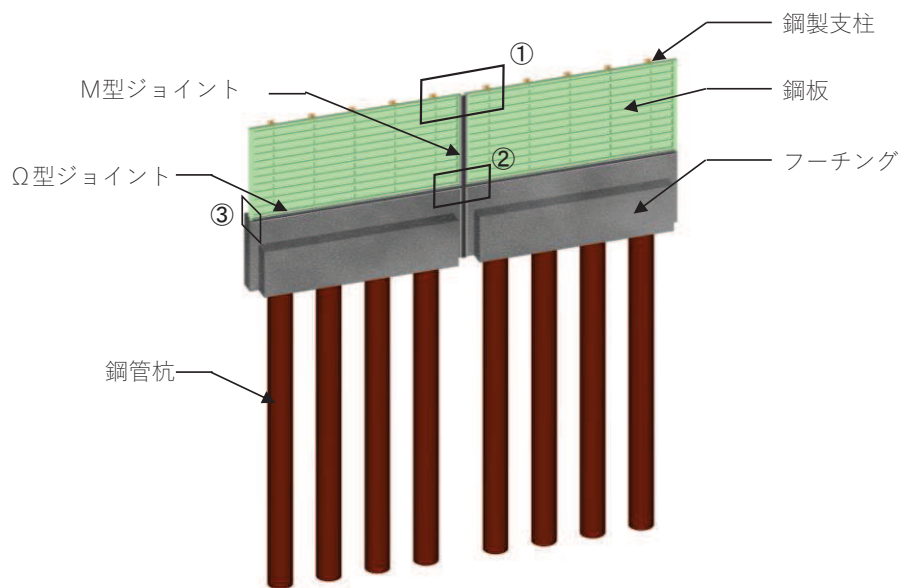
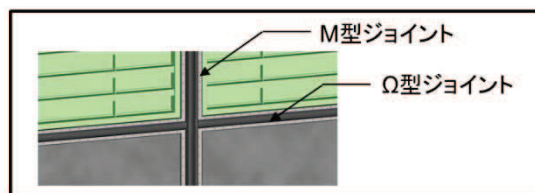


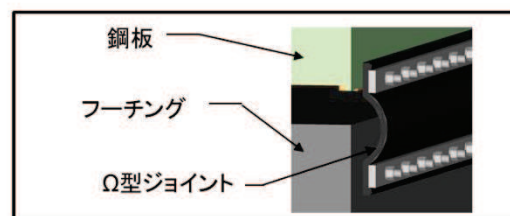
図 5.10.2-2 鋼製遮水壁（鋼板）の平面配置図



①部 詳細
(鋼板詳細、鋼板-鋼製支柱接合部、M型ジョイント取付部)



②部 詳細
(M型ジョイント - Ω型ジョイント取付部)



③部 詳細
(Ω型ジョイント部)

図 5. 10. 2-3 鋼製遮水壁 (鋼板) の構造概要

a. 評価候補断面の選定方針

鋼製遮水壁（鋼板）は、盛土・旧表土の分布状況や津波高さ等に応じて構造的特徴により、以下の5区間に分類される。

I 区間：盛土・旧表土が分布する区間の中で、入力津波高さが高く防潮壁天端高さが O.P. +20.0m となる区間

II 区間：盛土・旧表土が分布する区間の中で、入力津波高さが低く防潮壁天端高さが O.P. +19.0m となる区間

III 区間：岩盤が露頭又は地盤改良により盛土・旧表土が分布しない区間

IV 区間：補機冷却海水系放水路逆流防止設備を間接支持する区間

V 区間：第3号機放水立坑を取り囲む区間（盛土・旧表土が分布する断面と地盤改良により盛土・旧表土が分布しない断面*1が混在）

注記*1：後述する変形抑制及び液状化対策の観点から実施する地盤改良（地盤改良高さの2倍幅）とは異なり、有効な地盤改良幅（地盤改良高さの2倍幅）が確保されていない。地震応答解析手法の性質上、地盤改良体と盛土間の地層境界部での剛性差の影響がより大きくなる等、耐震評価において保守的な評価になると考えられることから、防潮壁の耐震及び強度計算上は考慮しない（原地盤の盛土として扱う）ことを基本とする。ただし、上部工に作用する加速度応答等の観点から、考慮する場合の影響評価についても行う方針とし、本断面選定においても地盤改良考慮・非考慮の場合にて整理する（補足 140-1.6.3 参考資料1 参照）。

上部工の鋼板については、板厚 16mm（SM570）を基本とし、岩盤が露頭又は全深度の盛土・旧表土を地盤改良している III 区間では、地震力伝播特性を踏まえ板厚 20mm（SM570）としている。また、異なる地盤条件の断面が混在している V 区間では、全深度の盛土・旧表土を地盤改良している断面仕様に合わせ、III 区間同様の板厚 20mm（SM570）にしている。

下部工の鋼管杭については、直径 1.5m を基本とし、板厚は地盤条件に応じて設定している。盛土・旧表土が分布しない III 区間で板厚 25mm（SM570）とし、盛土・旧表土が分布する I 区間及び II 区間のうち、I 区間では板厚 23mm～37mm（SM570）、II 区間では板厚 30mm（SM570）とする。なお、補機冷却海水系放水路逆流防止設備を有する IV 区間においては、構造的制約により直径 1.2m、板厚 20mm（SM570）とする。また、異なる地盤条件の断面が混在している V 区間では、盛土・旧表土が分布する断面仕様に合わせ、II 区間同様に板厚 30mm（SM570）にしている。

それぞれの区間の位置図を図 5.10.2-4 に、地質縦断図を図 5.10.2-5 に、区間毎の特徴を表 5.10.2-1 に、正面図及び断面図を図 5.10.2-6～図 5.10.2-10 に示す。

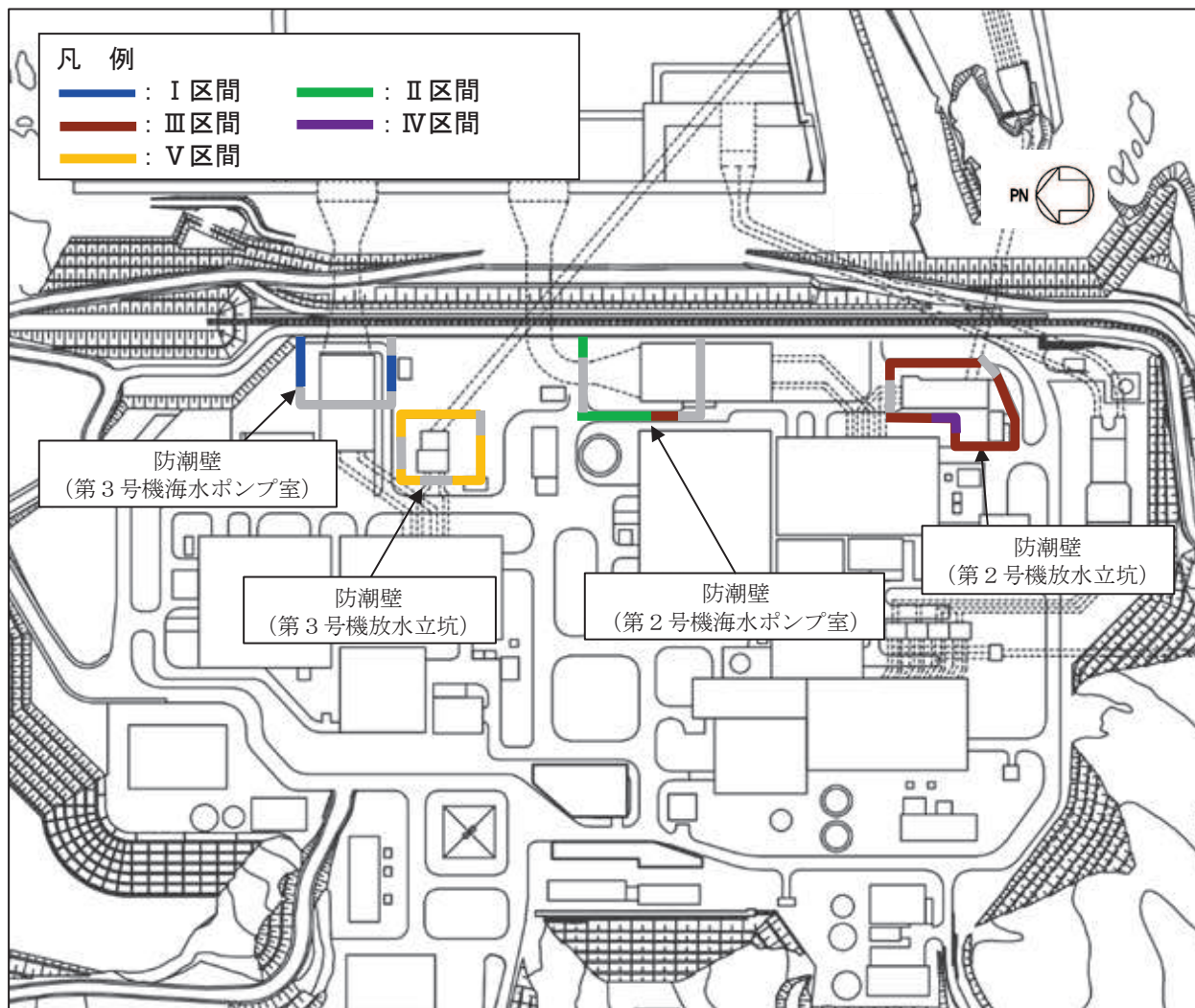
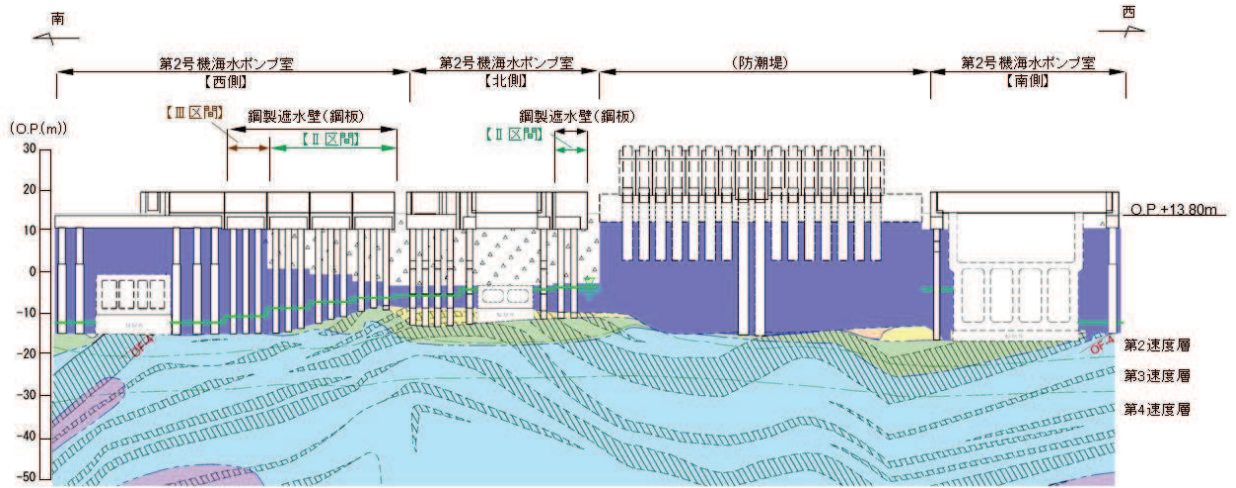
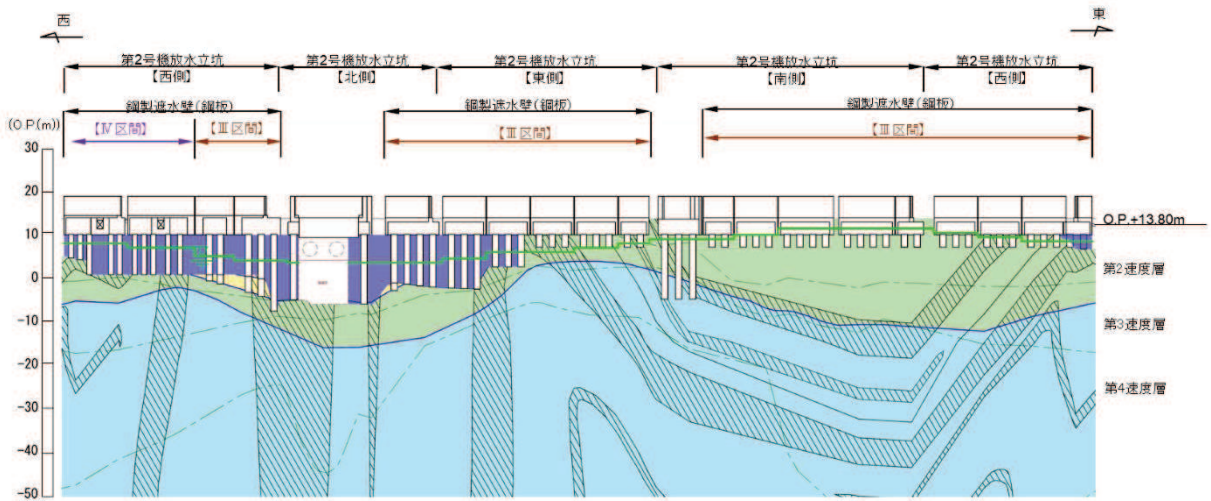


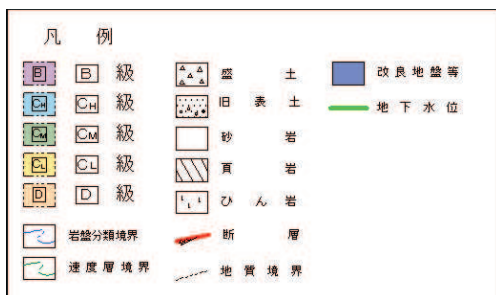
図 5.10.2-4 鋼製遮水壁（鋼板） 区間位置図



(2号機海水ポンプ室*1,*2)



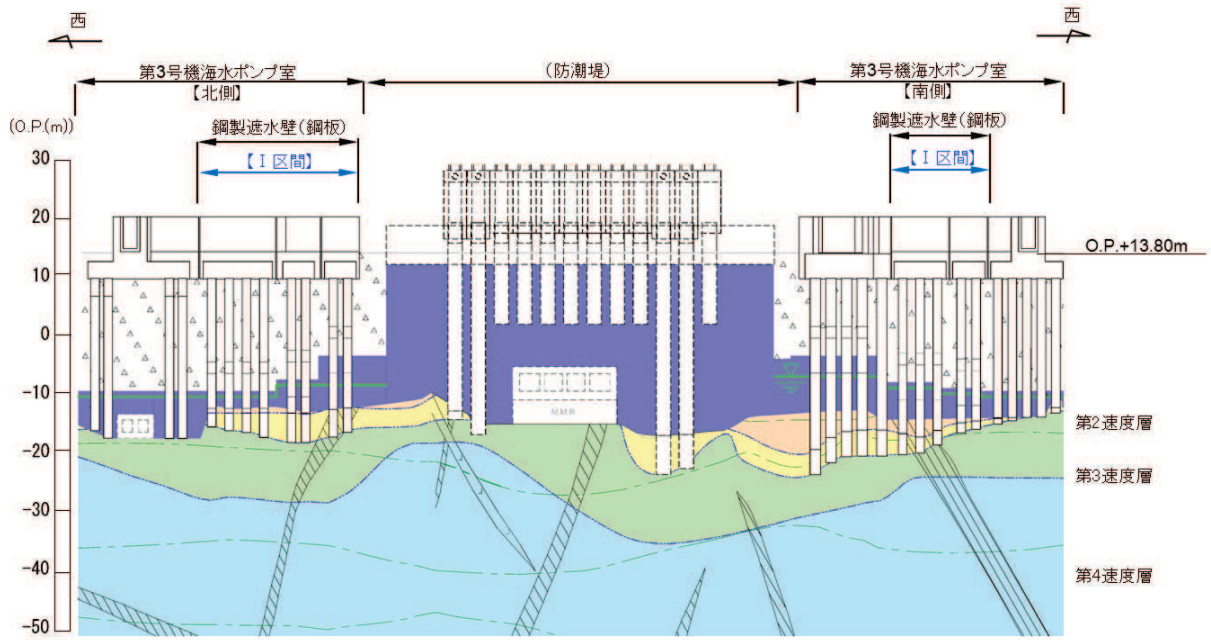
(2号機放水立坑*1)



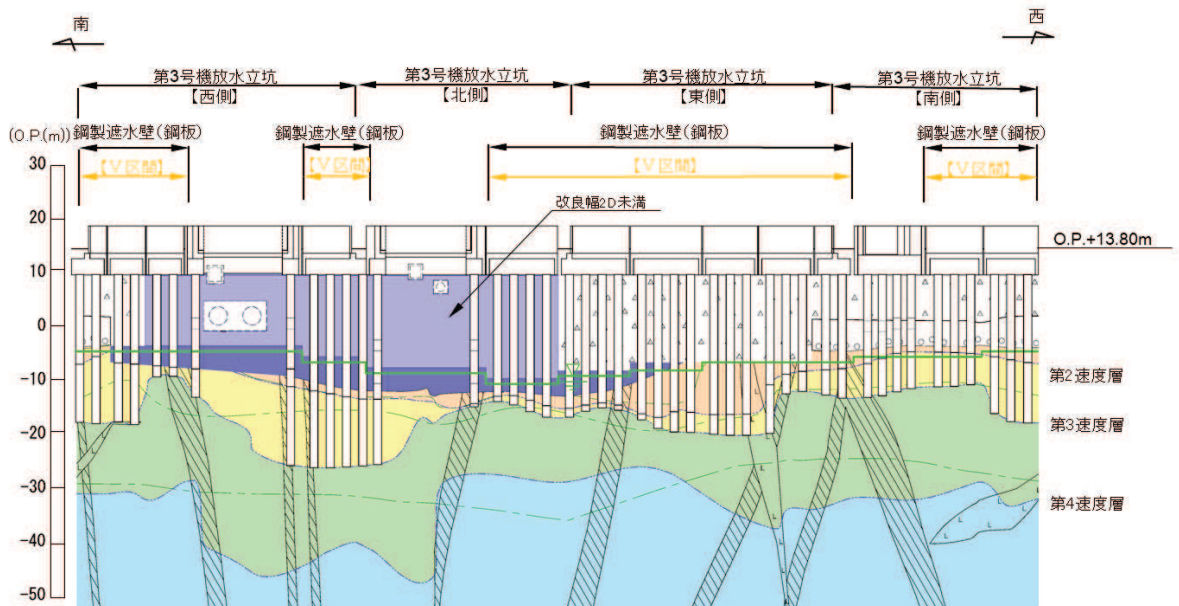
注記：*1：鋼管杭下端はC₁級岩盤上面（又はC₂級岩盤上面）とし、鋼管杭直下のC₁級岩盤部はMMRにより置換する範囲を示す。

*2：鋼管杭中の水平線は板厚変化部（段落とし）を示す。（板厚等の詳細は図5.10.4-6～図5.10.4-10に示す）

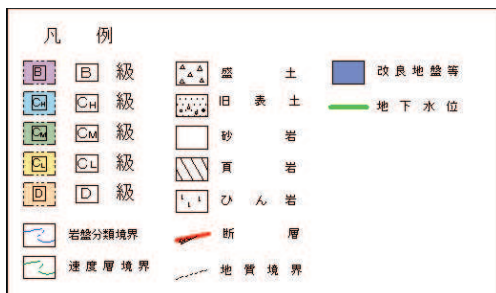
図 5.10.2-5(1) 鋼製遮水壁（鋼板） 地質縦断図



(3 機海水ポンプ室*1,*2)



(3 号機放水立坑*1,*2)



注記：*1：鋼管杭下端は C₁ 級岩盤上面（又は C₂ 級岩盤上面）とし、鋼管杭直下の C₁ 級岩盤部は MMR により置換する範囲を示す。

*2：鋼管杭中の水平線は板厚変化部（段落とし）を示す。（板厚等の詳細は図 5.10.4-6～図 5.10.4-10 に示す）

図 5.10.2-5(2) 鋼製遮水壁（鋼板） 地質縦断図

表 5. 10. 2-1 区間毎の特徴

区間	天端高さ (m)	鋼管杭 (SM570)		鋼板 (SM570)	間接 支持 構造物	入力津波 高さ (m)	周辺地質
		杭径 (mm)	板厚 (mm)	板厚 (mm)			
I	O. P. +20. 0	φ 1500	23 30 37	16	—	O. P. +19. 0 (第 3 号機海水 ポンプ室)	盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、地下水位以深の盛土・旧表土は地盤改良されている。
II	O. P. +19. 0	φ 1500	30	16	—	O. P. +18. 1 (第 2 号機海水 ポンプ室)	盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、地下水位以深の盛土・旧表土は地盤改良されている。
III	O. P. +19. 0	φ 1500	25	20	—	O. P. +18. 1 (第 2 号機海水 ポンプ室) O. P. +17. 4 (第 2 号機放水 立坑)	岩盤上面が露頭又は盛土・旧表土が地盤改良されており、盛土・旧表土が分布しない。
IV	O. P. +19. 0	φ 1200	20	16	○*1	O. P. +17. 4 (第 2 号機放水 立坑)	盛土・旧表土が地盤改良されており、盛土・旧表土が分布しない。
V	O. P. +19. 0	φ 1500	30	20	—	O. P. +17. 5 (第 3 号機放水 立坑)	盛土・旧表土が厚く堆積し岩盤上面標高が低い断面と、盛土・旧表土が地盤改良されており、盛土・旧表土が分布しない断面*2が混在している。

注記*1：補機冷却海水系放水路逆流防止設備（フラップゲート）

*2：前述のとおり、考慮しないことを基本とするが、本断面選定においては地盤改良考慮・非考慮の場合にて整理する。

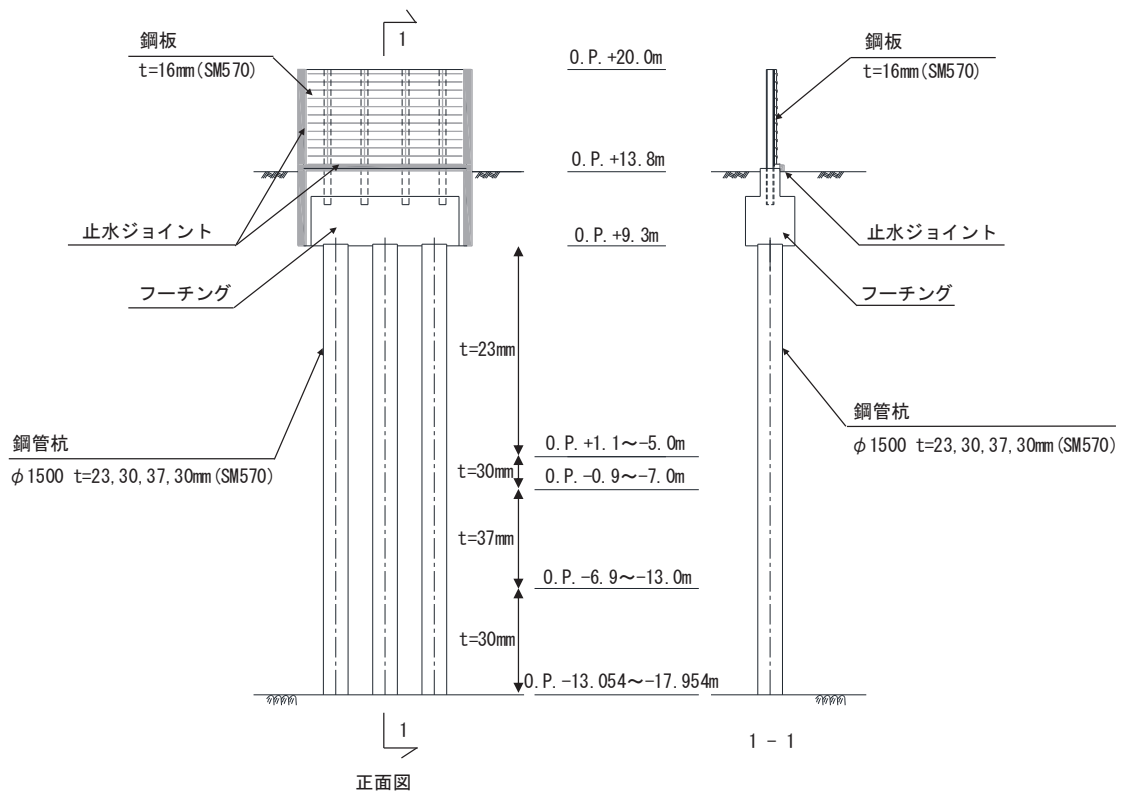


図 5.10.2-6 鋼製遮水壁（鋼板） 正面図及び断面図（I 区間）

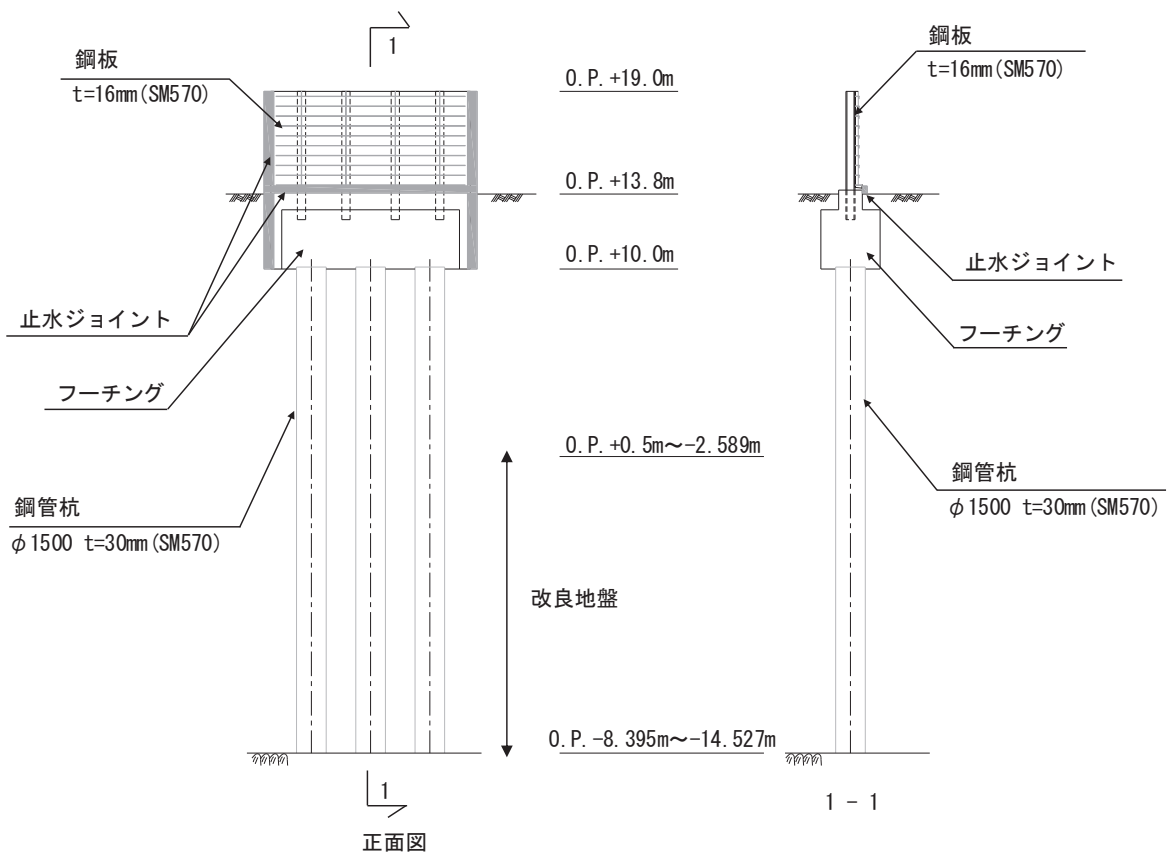
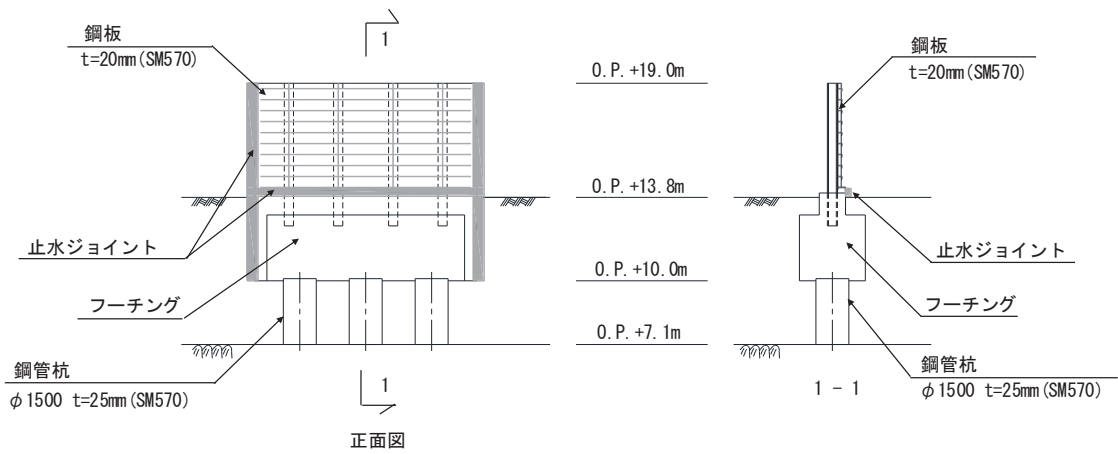
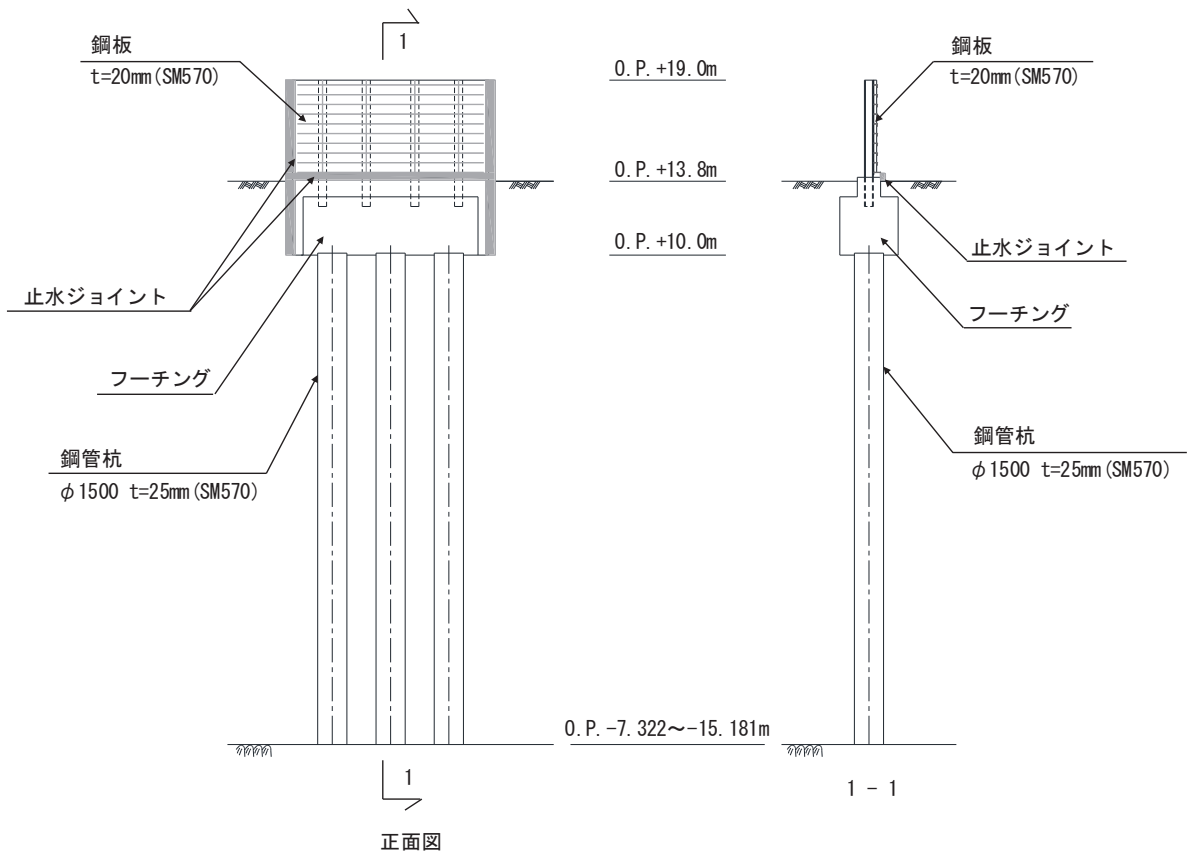


図 5.10.2-7 鋼製遮水壁（鋼板） 正面図及び断面図（II 区間）

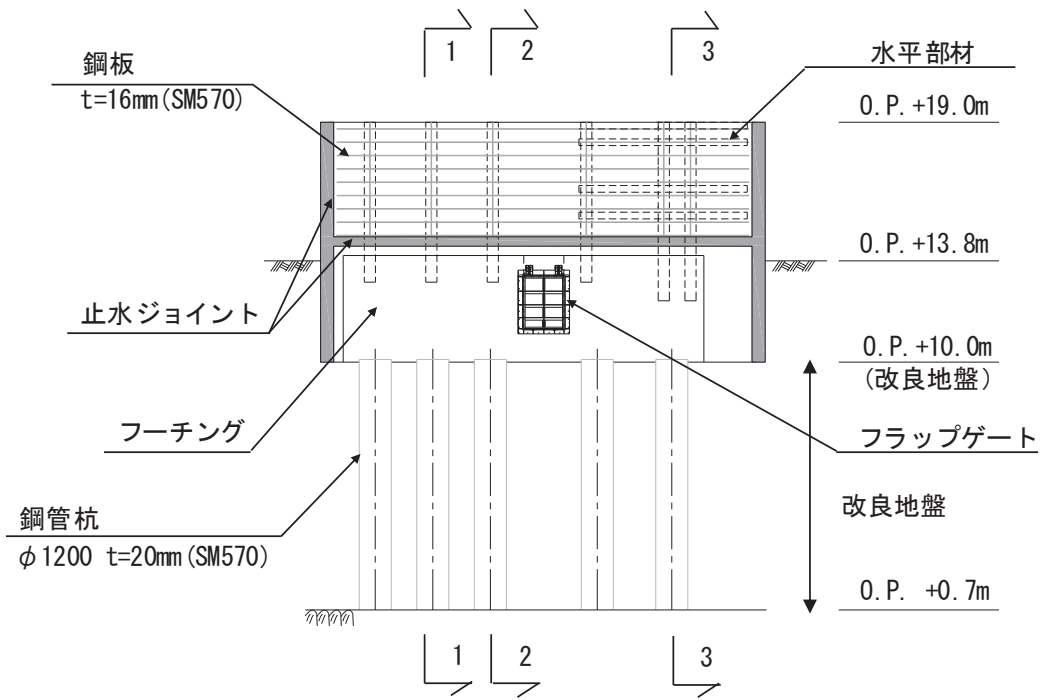


(岩盤露頭部)



(全深度地盤改良部)

図 5.10.2-8 鋼製遮水壁 (鋼板) 正面図及び断面図 (Ⅲ区間)



正面図

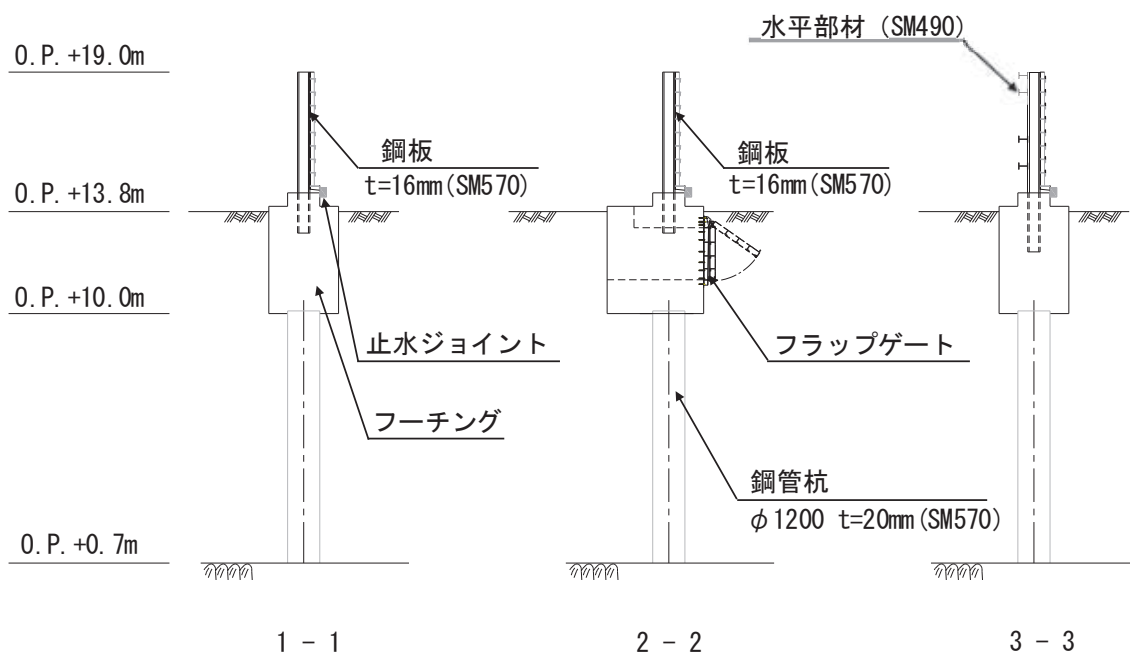
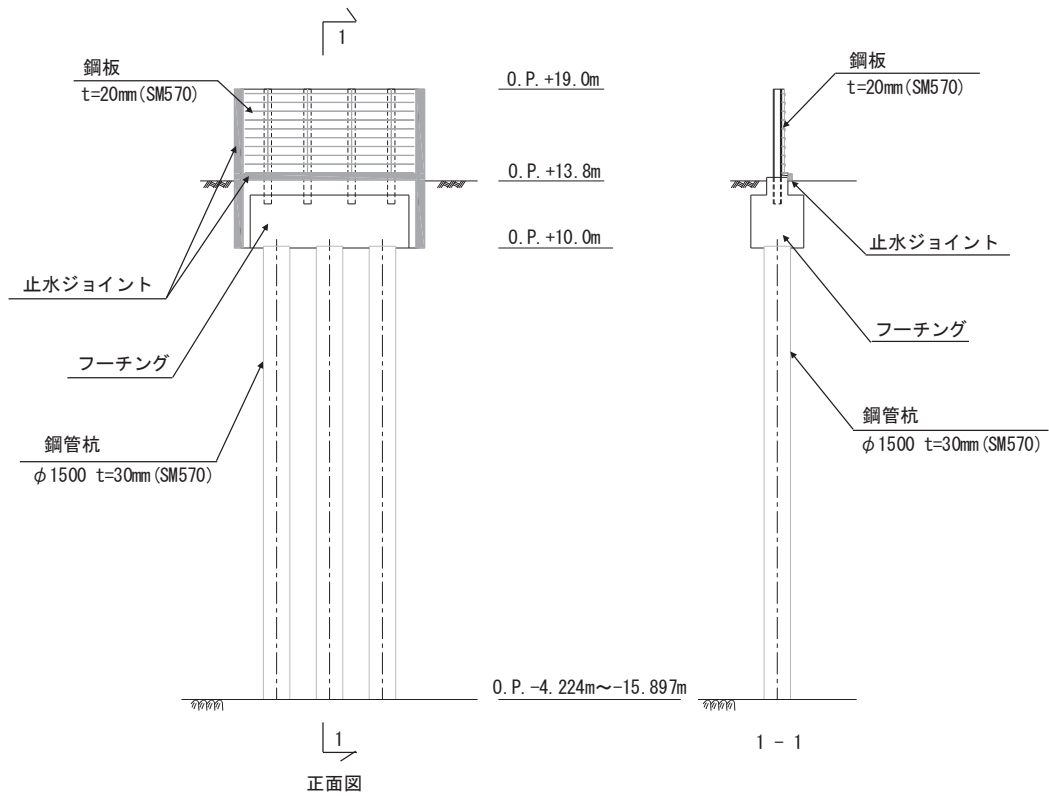
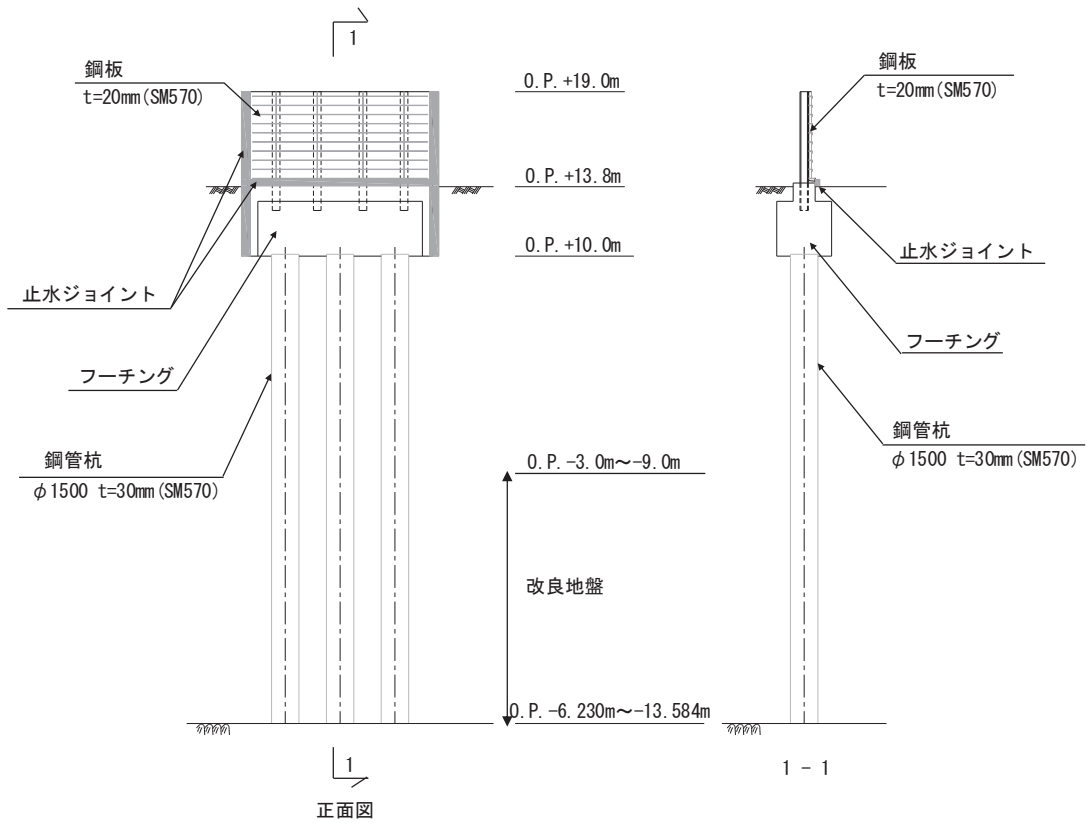


図 5. 10. 2-9 鋼製遮水壁 (鋼板) 正面図及び断面図 (IV区間)



(改良地盤なし)



(改良地盤あり)

図 5.10.2-10 鋼製遮水壁 (鋼板) 正面図及び断面図 (V区間)

評価候補断面は、構造的特徴により分類される前述の 5 区間毎に、周辺状況や地震波の伝播特性の観点から耐震・耐津波評価上厳しくなる断面を選定する。

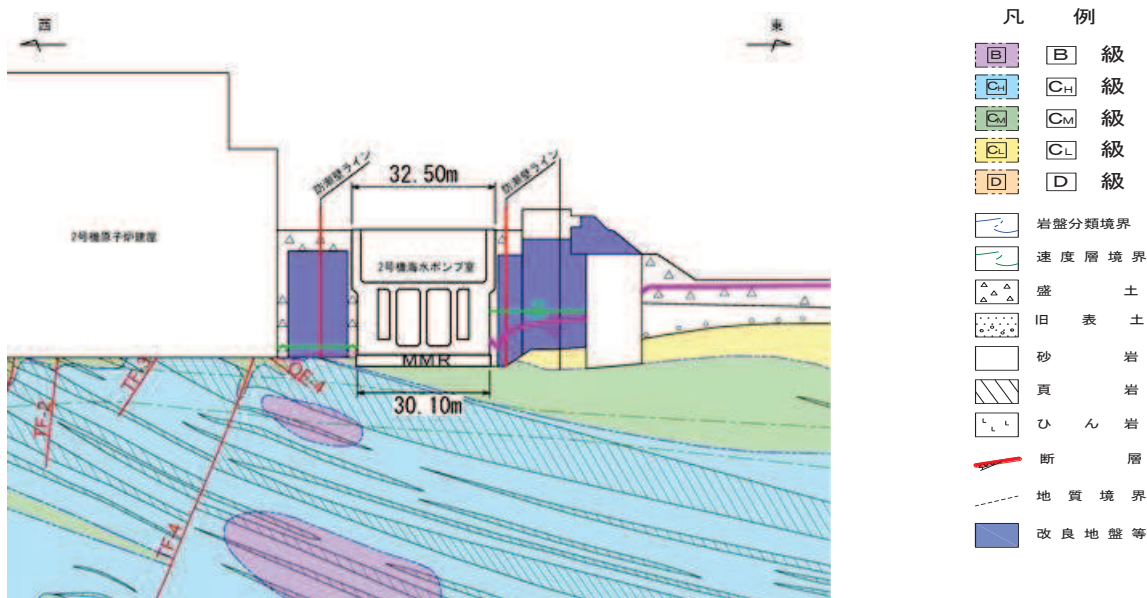
断面の選定にあたっては、上部工（鋼板、鋼製支柱等）への影響として慣性力と津波荷重が支配的となること、下部工（杭体、フーチング等）への影響は、地盤変形の影響と上部工からの反力が支配的となることが想定される。よって、上部工と下部工それぞれに与える耐震・耐津波評価上の影響の大小に対して指標が一致しない可能性があることから、上部工・下部工それぞれに与える影響の観点で評価候補断面を選定する。

ここで、図 5.10.2-11 に示す横断方向の地質断面図のとおり、横断方向には岩盤上面の不陸、傾斜や地下水分布の高まり等も部分的に認められるものの、杭周辺に旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は、防潮壁の変形抑制及び液状化対策を目的とし、地下水位+1m以深を地盤改良（地盤改良高さの2倍幅を基本）する計画としており、耐震・耐津波評価においては水平成層地盤を仮定した一次元地盤応答（全応力非線形解析）を用いた質点系モデルでの地震応答解析を行う方針としている。

なお、水平成層地盤を仮定する前提となる地盤改良幅の妥当性やその周辺地盤の液状化等による影響、隣接構造物による影響等については二次元有効応力解析（FLIP）を用いて、上記手法（一次元地盤応答を用いた質点系モデル）との応答値（曲げモーメント、加速度、変位）を確認し、妥当な評価（保守的な断面力）が得られることを確認している（6.3 参考資料2参照）。また、図 5.10.2-12、図 5.10.2-13 に示す岩盤上面コンターおよび地下水位平面コンターのとおり、各地質断面に対して直交する奥行方向において、周辺状況の有意な差は認められない。

よって、評価候補断面の選定にあたっては、各断面位置（断面中心）での地盤条件に基づき選定する。

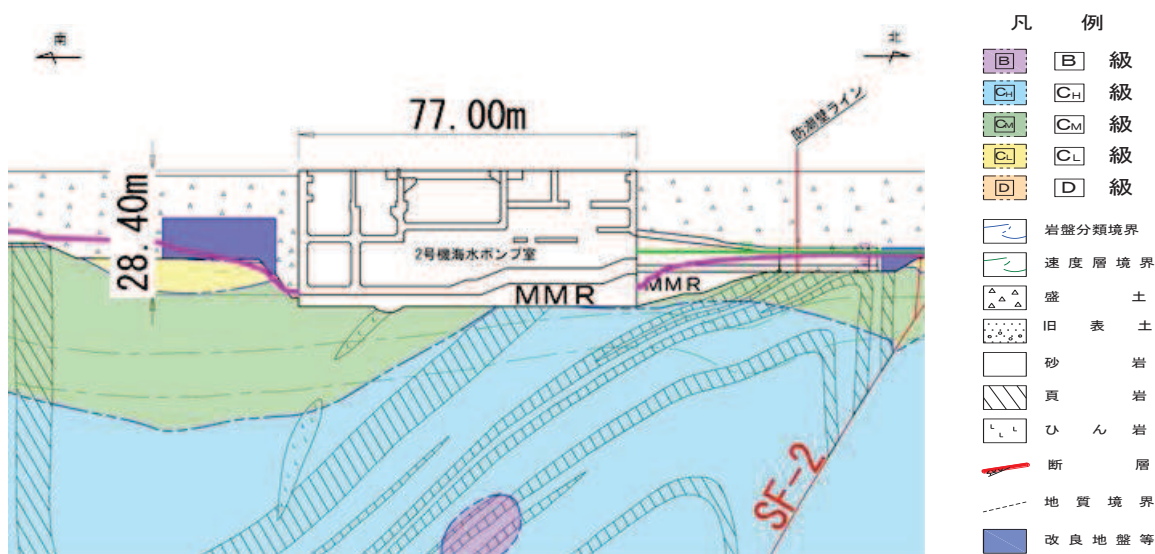
評価候補断面の選定における観点毎の指標を表 5.10.2-2 に示す。



* : 鋼管杭下方のCL級岩盤部はMMRにより置換

— 予測解析による地下水位
 — 設計用地下水位

(2号機海水ポンプ室横断方向(東西)①-①'断面)

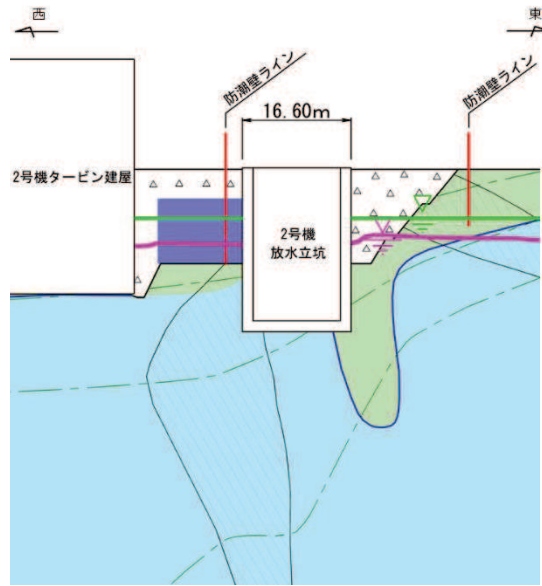


* : 鋼管杭下方のCL級岩盤部はMMRにより置換

— 予測解析による地下水位
 — 設計用地下水位

(2号機海水ポンプ室横断方向(南北)②-②'断面)

図 5.10.2-11(1) 地質断面図
 (2号機海水ポンプ室 横断方向)

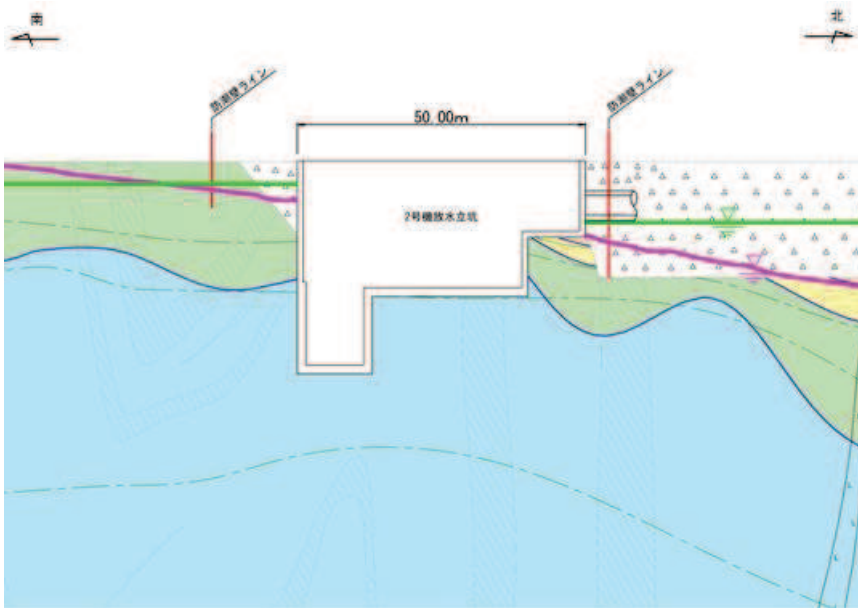


- 凡 例
- B 級
 - C_H 級
 - C_M 級
 - C_L 級
 - D 級
 - 岩盤分類境界
 - 速度層境界
 - 盛 土
 - 旧 表 土
 - 砂 岩
 - 頁 岩
 - ひ ん 岩
 - 断 層
 - 地 質 境 界
 - 改良地盤等

* : 鋼管杭下方のCL級岩盤部はMMRにより置換

- 予測解析による地下水位
- 設計用地下水位

(2号機放水立坑横断方向(東西)⑦-⑦'断面)



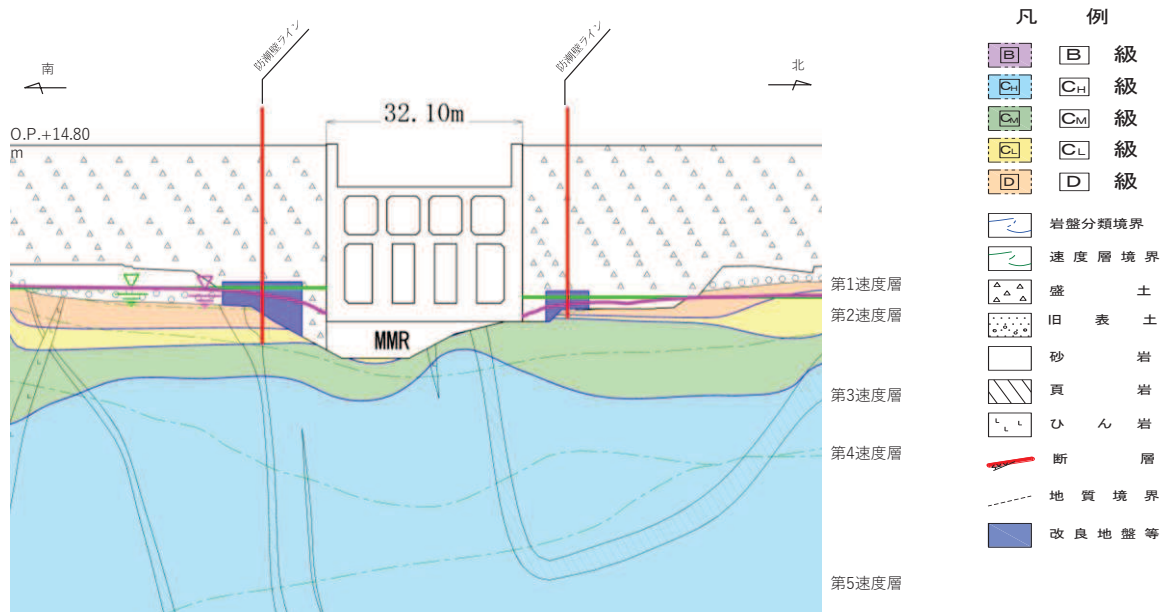
- 凡 例
- B 級
 - C_H 級
 - C_M 級
 - C_L 級
 - D 級
 - 岩盤分類境界
 - 速度層境界
 - 盛 土
 - 旧 表 土
 - 砂 岩
 - 頁 岩
 - ひ ん 岩
 - 断 層
 - 地 質 境 界
 - 改良地盤等

* : 鋼管杭下方のCL級岩盤部はMMRにより置換

- 予測解析による地下水位
- 設計用地下水位

(2号機放水立坑横断方向(南北)⑧-⑧'断面)

図 5.10.2-11(2) 地質断面図
(2号機放水立坑 横断方向)



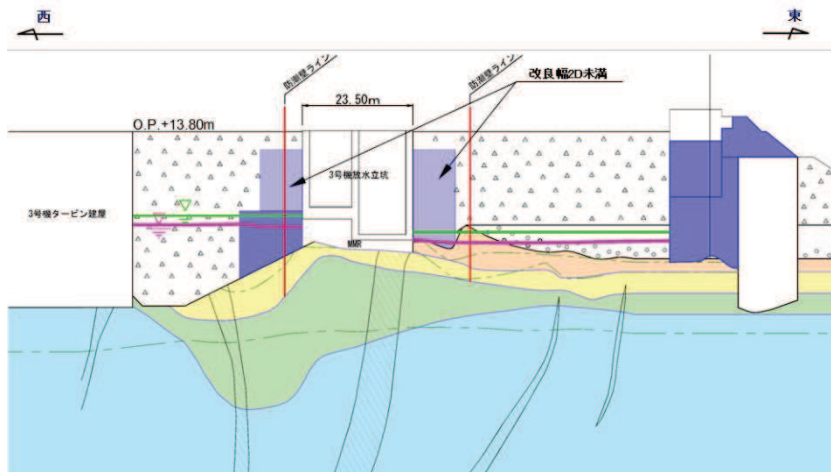
* : 鋼管杭下方のCL級岩盤部はMMRにより置換

— 予測解析による地下水位
 — 設計用地下水位

(3号機海水ポンプ室横断方向 (南北) ⑨-⑨' 断面)

図 5.10.2-11(3) 地質断面図

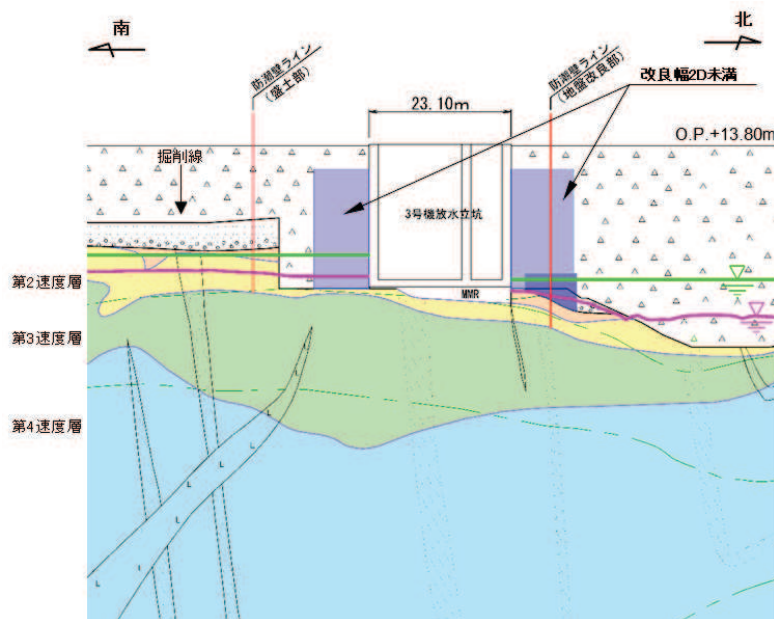
(3号機海水ポンプ室 横断方向)



* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位
 — 設計用地下水位

(3号機放水立坑横断方向 (東西) ⑩-⑩' 断面)



* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位
 — 設計用地下水位

(3号機放水立坑横断方向 (南北) ⑪-⑪' 断面)

図 5.10.2-11(4) 地質断面図
 (3号機放水立坑 横断方向)

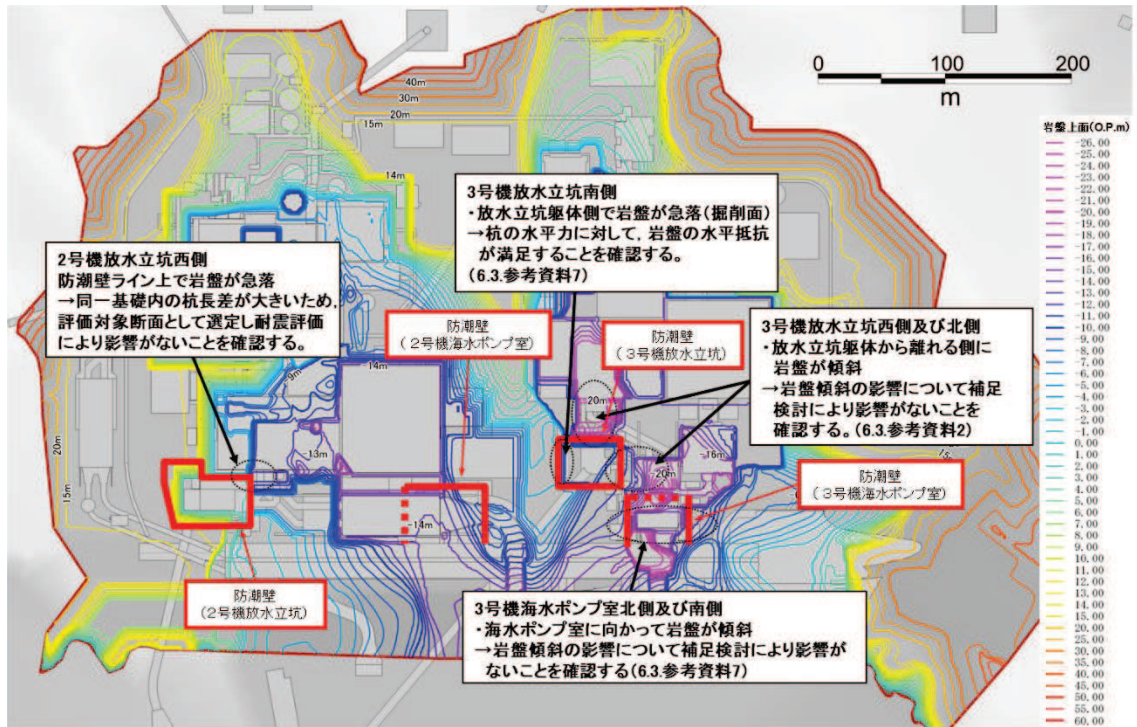


図 5.10.2-12 岩盤上面コンター

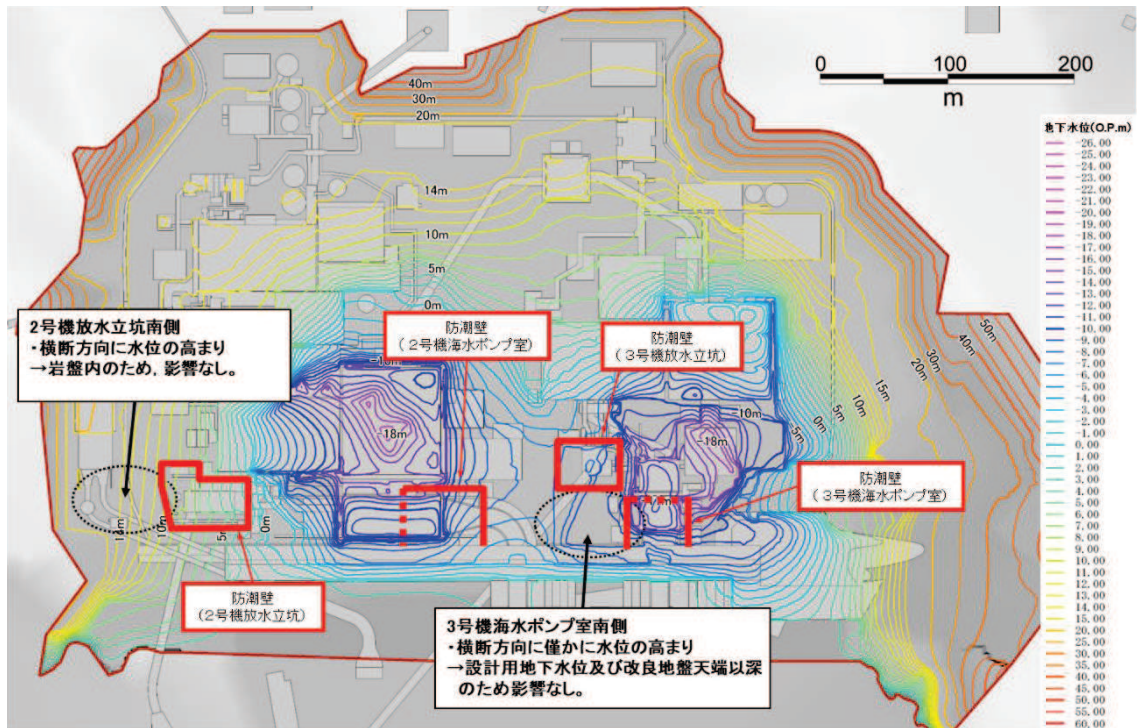


図 5.10.2-13 地下水水位分布コンター

表 5.10.2-2 評価候補断面の選定における指標

部位	照査項目	構造設計に支配的な外力	断面選定上の観点 (上部工)	断面選定上の観点 (下部工)	観点とする理由	備考
上部工	鋼板 曲げせん断	慣性力 津波荷重	a. 岩盤上面深さ b. 改良地盤天端深さ c. 津波水位 d. 鋼板スパン長	—	<ul style="list-style-type: none"> 上部工の加速度応答 (慣性力) や津波荷重 (静水圧, 動水圧) の影響により, 鋼板に生じる荷重が大きくなり, 鋼板スパン長が長いほど, 発生応力が大きくなる可能性があるため。 	<ul style="list-style-type: none"> a. ~ b. については, 地盤の加速度応答に関係する地震動の伝播特性に着目し, より地震動が減衰しにくい断面を選定する。 <ul style="list-style-type: none"> a. : 岩盤上面が浅い断面 b. : 改良地盤天端が浅い断面 c. については, 有意な入力津波の水位差がない区間単位で断面を選定する。 d. については, 鋼板のスパン長が最大となる断面を選定する。 e. については, 鋼製支柱が分担する鋼板重量が最大となる断面を選定する。
			a. 岩盤上面深さ b. 改良地盤天端深さ c. 津波水位 e. 鋼製支柱分担荷重	—	<ul style="list-style-type: none"> 上部工の加速度応答 (慣性力) や津波荷重 (静水圧, 動水圧) の影響により, 鋼製支柱に生じる荷重が大きくなり, 鋼製支柱の1本当たりの分担荷重が大きいため。 	
下部工	鋼管杭 曲げせん断	上部工反力 (慣性力, 津波荷重) 地盤変位	a. 津波水位 b. 岩盤上面深さ c. 改良地盤天端深さ d. 鋼板スパン長 e. 鋼製支柱分担荷重	f. 同一基礎内の杭長さ	<ul style="list-style-type: none"> 上部工の加速度応答 (慣性力) や津波荷重 (静水圧, 動水圧) が大きいほど, また鋼板スパン長が長く鋼製支柱の分担荷重が大きいため, 上部工から伝達される荷重が大きくなり, 発生応力が大きくなる可能性があるため (a. ~ e.)。 また, 同一基礎内の杭長差が大きい場合には, 応答差によるねじれモードの断面力が生じることが想定されるため (f.)。 	<ul style="list-style-type: none"> a. ~ e. については, 鋼板・鋼製支柱の観点で, 候補断面の選定の考え方と同様であるため, 上部工の観点で選定した断面の評価に包含される。 f. については, 同一基礎内の杭長差が最も大きい断面を選定する。
			—	g. 杭長さ h. 盛土・旧表土層厚 i. 地盤改良厚さ j. 杭分担荷重	<ul style="list-style-type: none"> 杭長が長い程, 地盤変位に対する杭の絶対変位量が大きくなり, 鋼管杭に生じる断面力が大きくなる可能性があるため (g.)。 盛土・旧表土層が厚い程, 地盤変位が大きくなり, 鋼管杭に生じる断面力が大きくなる可能性があるため (h.)。 改良地盤層が厚い程, 改良地盤とその上層の盛土の地震力伝播特性の違いにより改良地盤上面付近でせん断ひずみが増え, 杭体に発生する断面間変位が大きくなる等し, 杭体に発生する断面力が大きくなる可能性があるため。 上部工及びびフォーミングを支える杭の分担荷重が大きいため, 上杭付近の断面力が大きくなる可能性があるため。 	

b. 評価候補断面の選定

表 5.10.2-2 に示した指標により，Ⅰ区間～Ⅳ区間の評価候補断面を選定した。

評価候補断面の選定結果を表 5.10.2-3～表 5.10.2-7 に，評価候補断面の地質縦断図を図 5.10.2-14 に示す。

表 5.10.2-3(1) 評価候補断面の選定結果（I 区間：上部工の観点）

断面		上部工の耐震・耐津波評価上の観点				
		a. 岩盤上面 深さ	b. 地盤改良 天端深さ	c. 設計津波 水位	d. 鋼板 スパン長	e. 鋼製支柱の分 担荷重
I 区 間	(1)			— (入力津波水位 は全断面で同 じ)	○:鋼板スパン (m) が最も長い ^{*1}	
	(2)					
	(3)	○:岩盤上面 (O.P.m) が最も 浅い	○:改良地盤天端 (O.P.m) が最も 浅い			
	(4)					○:鋼製支柱の分 担荷重 (kN/本) が最も大きい ^{*2}
	(5)					

注記*1：1.05m～1.58m に対して，最大値を示す断面。

*2：28kN/本～38kN/本に対して，最大値を示す断面。

表 5.10.2-3(2) 評価候補断面の選定結果（I 区間：下部工の観点）

断面		下部工の耐震・耐津波評価上の観点				
		f. 同一基礎内の 杭長差	g. 杭長	h. 盛土・旧表土 層厚	i. 地盤改良厚	j. 杭の分担荷重
I 区 間	(1)	— (同一基礎内の 有意な杭長差な し)		○:盛土・旧表土 層厚 (m) が最も 厚い		
	(2)					○:杭の分担荷重 (kN/本) が最も 大きい ^{*1}
	(3)				○:地盤改良厚さ (m) が最も厚い	
	(4)		○:杭長 (m) が 最も長い			
	(5)					

注記*1：970kN/本～1198kN/本に対して，最大値を示す断面。

表 5. 10. 2-4(1) 評価候補断面の選定結果（Ⅱ区間：上部工の観点）

断面		上部工の耐震・耐津波評価上の観点				
		a. 岩盤上面 深さ	b. 地盤改良 天端深さ	c. 設計津波 水位	d. 鋼板 スパン長	e. 鋼製支柱の分 担荷重
Ⅱ 区 間	(1)		○:改良地盤天端 (O. P. m) が最も 浅い	— (入力津波水位 は全断面で同 じ)		
	(2)					
	(3)	○:岩盤上面 (O. P. m) が最も 浅い				○:鋼製支柱の分 担荷重 (kN/本) が最も大きい* ²
	(4)				○:鋼板スパン (m) が最も長い* ¹	

注記*1：1.55m～1.80m に対して，最大値を示す断面。

*2：31kN/本～33kN/本に対して，最大値を示す断面。

表 5. 10. 2-4(2) 評価候補断面の選定結果（Ⅱ区間：下部工の観点）

断面		下部工の耐震・耐津波評価上の観点				
		f. 同一基礎内の 杭長差	g. 杭長	h. 盛土・旧表土 層厚	i. 地盤改良厚	j. 杭の分担荷重
Ⅱ 区 間	(1)	— (同一基礎内の 有意な杭長差な し)	○:杭長 (m) が 最も長い		○:地盤改良厚さ (m) が最も厚い	
	(2)					
	(3)					
	(4)			○:盛土・旧表土 層厚 (m) が最も 厚い		○:杭の分担荷重 (kN/本) が最も 大きい* ¹

注記*1：958kN/本～1001kN/本に対して，最大値を示す断面。

表5. 10. 2-5(1) 評価候補断面の選定結果 (Ⅲ区間：上部工の観点)

断面		上部工の耐震・耐津波評価上の観点				
		a. 岩盤上面 深さ	b. 地盤改良 天端深さ	c. 設計津波 水位	d. 鋼板最大 スパン長	e. 鋼製支柱の分 担荷重
Ⅲ 区 間	(1)		○:改良地盤天端 (O.P.m) が最も 浅い ^{*4}	○:設計津波水 位 (O.P.m) が 最も高い		
	(2)		— (岩盤部)			
	(3)	○:岩盤上面 (O.P.m) が最も 浅い ^{*1}				
	(4)					
	(5)	○:岩盤上面 (O.P.m) が最も 浅い ^{*2}	○:改良地盤天端 が最も浅い ^{*2}			
	(6)					○:鋼製支柱の分 担荷重 (kN/本) が最も大きい ^{*6}
	(7)				○:鋼板スパン (m) が最も長い ^{*5}	
	(8)					
	(9)					
	(10)					
	(11)	○:岩盤上面 (O.P.m) が最も 浅い ^{*3}	— (岩盤部)			
	(12)					
	(13)					
	(14)					
	(15)					
	(16)					
	(17)					
	(18)					

注記*1：岩盤露頭部の中で第3速度層上面が最も深い断面

*2：改良地盤部（全深度）の中で最も岩盤上面が浅い断面

*3：岩盤露頭部の中で第3速度層上面が最も浅い断面

*4：改良地盤部（全深度）の中で最も岩盤上面が深い断面

*5：1.28m～2.53mに対して，最大値を示す断面。

*6：27kN/本～40kN/本に対して，最大値を示す断面。

表 5.10.2-5(2) 評価候補断面の選定結果 (Ⅲ区間：下部工の観点)

断面		下部工の耐震・耐津波評価上の観点				
		f. 同一基礎内の杭長差	g. 杭長	h. 盛土・旧表土層厚	i. 地盤改良厚	j. 杭の分担荷重
Ⅲ区間	(1)		— (下部工への影響が想定される盛土・旧表土が分布しないため、上部工の観点での抽出断面で評価を代表する)	— (全断面で分布しない)	○：地盤改良厚さ(m)が最も厚い	
	(2)					
	(3)					
	(4)					
	(5)					
	(6)					○：杭の分担荷重(kN/本)が最も大きい ^{*1}
	(7)	○：同一基礎内の杭長差が全断面の中で最も大きい断面				
	(8)					
	(9)					
	(10)					
	(11)					
	(12)					
	(13)					
	(14)					
	(15)					
	(16)					
	(17)					
	(18)					

注記*1：955kN/本～1341kN/本に対して、最大値を示す。

表 5.10.2-6(1) 評価候補断面の選定結果 (IV区間：上部工の観点)

対象断面		上部工の耐震・耐津波評価上の観点				
		a. 岩盤上面 深さ	b. 地盤改良 天端深さ	c. 設計津波 水位	d. 鋼板最大 スパン長	e. 鋼製支柱の分 担荷重
IV 区 間	(1)	— (岩盤上面深さ (O.P.m) は全断 面で同じ)	— (地盤改良天端 深さ (O.P.m) は 全断面で同じ)	— (入力津波水位 (O.P.m) は全 断面で同じ)		
	(2)				○:鋼板スパン (m) が最も長い ^{*1}	○:鋼製支柱の分 担荷重 (kN/本) が最も大きい ^{*1}

注記*1：有意な差は無いため、(1)断面についても評価候補断面に選定する。

表 5.10.2-6(2) 評価候補断面の選定結果 (IV区間：下部工の観点)

対象断面		下部工の耐震・耐津波評価上の観点				
		f. 同一基礎内の 杭長差	g. 杭長	h. 盛土・旧表土 層厚	i. 地盤改良厚	j. 杭の分担荷重
IV 区 間	(1)	— (同一基礎内の 杭長差なし)	— (全断面で 杭長は同じ)	— (全断面で 分布しない)	— (全断面で 地盤改良厚さは 同じ)	
	(2)					○:杭の分担荷重 (kN/本) が最も 大きい ^{*1}

注記*1：有意な差は無いため、(1)断面についても評価候補断面に選定する。

表5.10.2-7(1) 評価候補断面の選定結果（V区間：上部工の観点）

断面		上部工の耐震・耐津波評価上の観点					
		a. 岩盤上面 深さ	b. 地盤改良 天端深さ	c. 設計津波 水位	d. 鋼板 スパン長	e. 鋼製支柱の分 担荷重	
V区間	(1)	○:岩盤上面 (O.P.m) が最も浅 い		— (入力津波水 位は全断面で 同じ)			
	(2)						
	(3)		○:改良地盤天端 が最も浅い ^{*1}				
	(4)						
	(5)		○:改良地盤天端 が最も浅い ^{*2}				
	(6)						
	(7)						
	(8)						
	(9)						
	(10)						
	(11)					○:鋼板スパン (m) が最も長い ^{*3}	○:鋼製支柱の 分担荷重 (kN/ 本) が最も大き い ^{*4}
	(12)						

注記*1：改良地盤部（全深度）の中で最も岩盤上面が浅い断面（Ⅲ-(3)）と深い断面（Ⅲ-(5)）。なお，上部工に作用する加速度応答等の観点から，3号放水立坑周辺の地盤改良(2D未満)を考慮した場合で選定している。

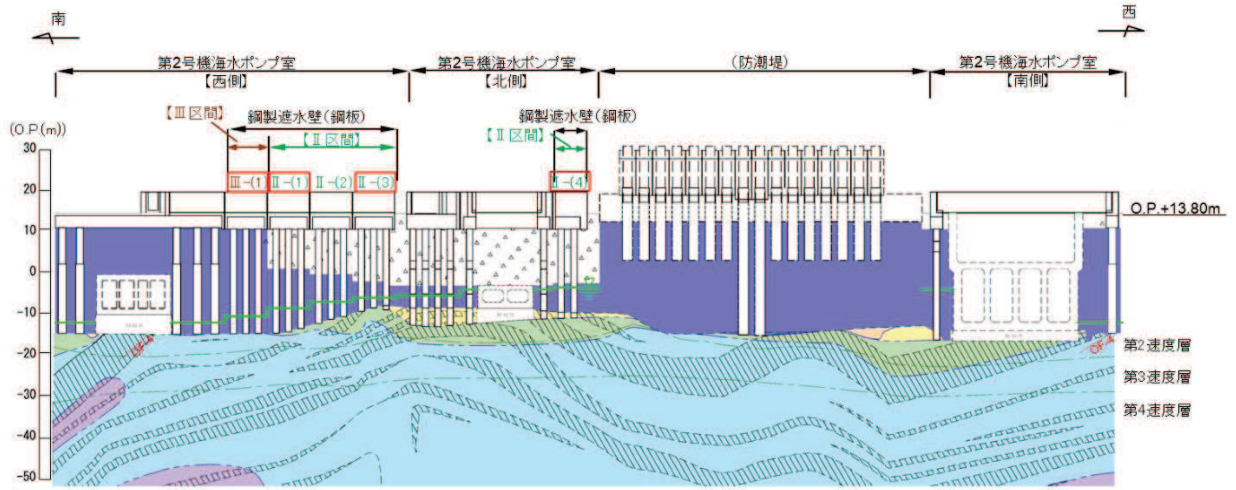
*3：0.95m～1.73mに対して，最大値を示す。

*4：24kN/本～34kN/本に対して，最大値を示す。

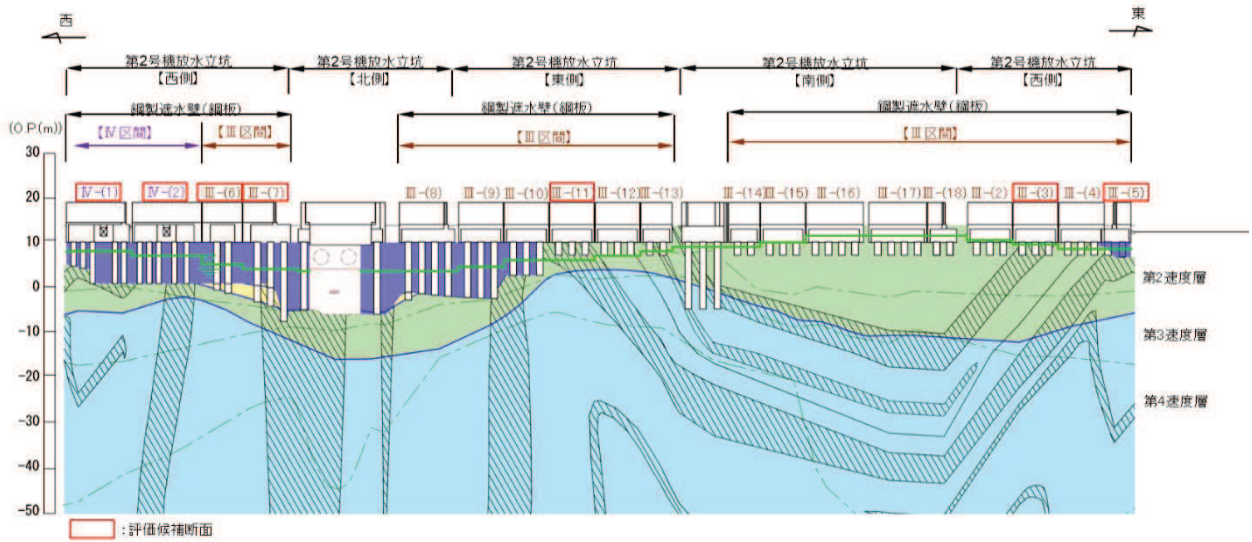
表 5.10.2-7(2) 評価候補断面の選定結果 (V区間：下部工の観点)

断面		下部工の耐震・耐津波評価上の観点					
		f. 同一基礎内の杭長差	g. 杭長	h. 盛土・旧表土層厚	i. 地盤改良厚	j. 杭の分担荷重	
V区間	(1)	— (同一基礎内の有意な杭長差なし)					
	(2)						
	(3)						
	(4)						
	(5)				○:盛土・旧表土層厚 (m) が最も厚い	○:地盤改良厚さ (m) が最も厚い	
	(6)						
	(7)						
	(8)				○:杭長 (m) が最も長い		
	(9)						
	(10)						
	(11)						○:杭の分担荷重 (kN/本) が最も大きい
	(12)						

注記*1：938kN/本～1017kN/本に対して，最大値を示す。



(2号機海水ポンプ室 *1,*2)



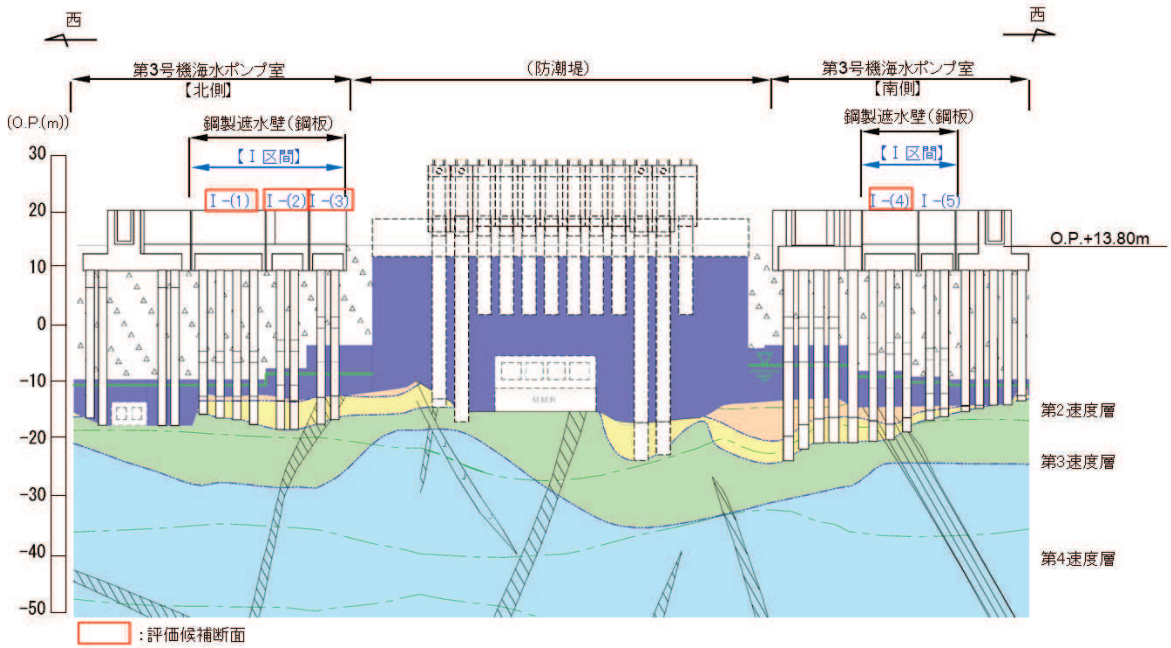
(2号機放水立坑*1)

凡 例			
	B 級		盛 土
	B 級		旧 表 土
	C 級		砂
	C 級		頁 岩
	D 級		ひ ん 岩
	岩盤分類境界		断 層
	速度層境界		地 質 境 界
	改良地盤等		地 下 水 位

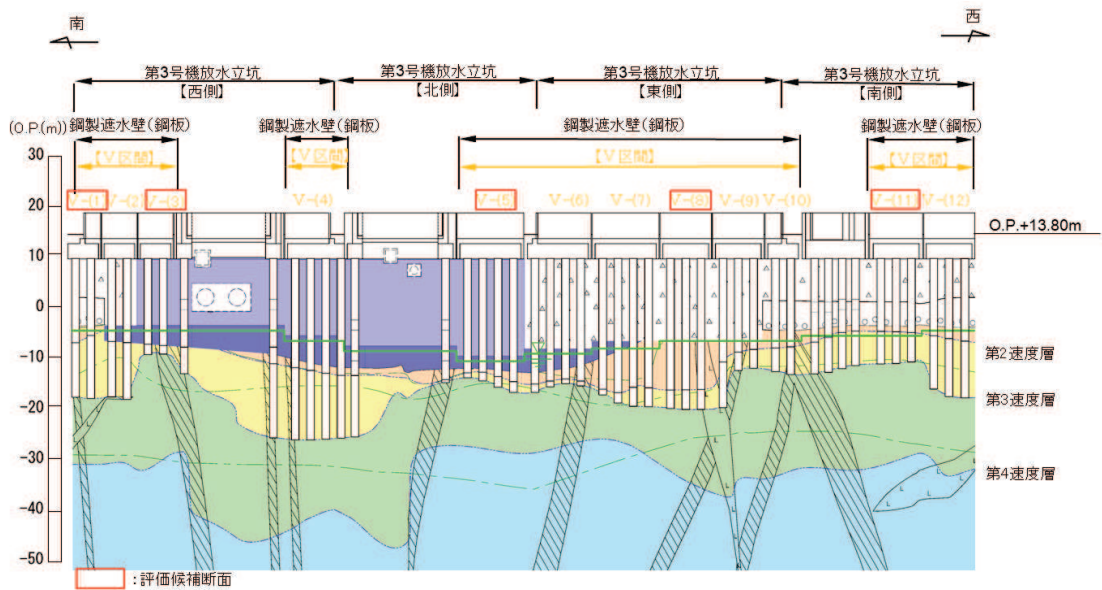
注記：*1：鋼管杭下端は C₁ 級岩盤上面（又は C₂ 級岩盤上面）とし、鋼管杭直下の C₁ 級岩盤部は MMR により置換する範囲を示す。

*2：鋼管杭中の水平線は板厚変化部（段落とし）を示す。（板厚等の詳細は図 5.10.4-6～図 5.10.4-10 に示す）

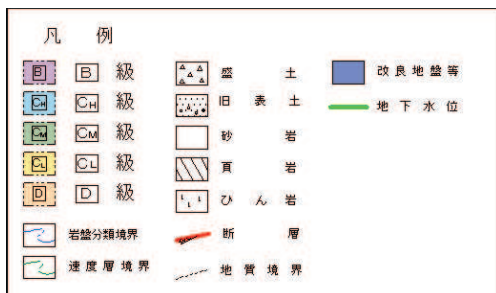
図 5.10.2-14(1) 評価候補断面位置



(3号機海水ポンプ室*1,*2)



(3号機放水立坑*1,*2)



注記：*1：鋼管杭下端は C₁ 級岩盤上面（又は C₂ 級岩盤上面）とし、鋼管杭直下の C₁ 級岩盤部は MMR により置換する範囲を示す。

*2：鋼管杭中の水平線は板厚変化部（段落とし）を示す。（板厚等の詳細は図 5.10.4-6～図 5.10.4-10 に示す）

図 5.10.2-14(2) 評価候補断面位置

(I 区間)

I 区間は第 3 号機海水ポンプ室に位置し、入力津波高さが O.P.+19.0m である。この区間は、岩盤上面が O.P.-15.0m 付近に分布し、盛土・旧表土層が厚く堆積する。

評価候補断面としては、表 5.10.4-2 に示した評価候補断面選定の指標を踏まえ、以下の断面を選定した。各断面を選定した理由を以下に示す。

(選定理由)

[I-(1)断面]

- ・ 構造上、鋼板のスパン長が最も長い断面であり、鋼板に作用する断面力が大きくなることにより、鋼板に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される断面である。
- ・ 改良地盤上層の盛土・旧表土が最も厚い断面のため、地盤全体の変位量が大きくなることにより、鋼管杭（主に上杭）に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。

[I-(2)断面]

- ・ 構造上、鋼管杭 1 本当たりが分担する荷重が最も大きい断面であり、鋼管杭へ作用する上部工反力が大きくなることにより、鋼管杭（主に上杭）に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される断面である。

[I-(3)断面]

- ・ 岩盤上面が最も浅く改良地盤上面が最も浅い断面のため、より地震動が減衰しにくく、上部工に作用する慣性力や津波荷重（動水圧）及びそれに伴う下部工へ作用する上部工反力が大きくなることにより、鋼板、鋼製支柱等の上部工及びフーチング、鋼管杭（主に上杭）に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。
- ・ また、杭周辺の改良地盤が最も厚い断面でもあるため、改良地盤とその上層の盛土・旧表土との層境界付近での局所的な地盤変位（曲率）が大きくなり、鋼管杭（主に下杭）に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。

[I-(4)断面]

- ・ 構造上、鋼製支柱が分担する鋼板重量が最も大きい断面であり、鋼製支柱に作用する断面力が大きくなることにより、鋼製支柱に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される断面である。
- ・ また、杭長が最も長い断面のため、地盤全体の変位量が大きくなることにより、鋼管杭（主に上杭）に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。

(Ⅱ区間)

Ⅱ区間は第2号機海水ポンプ室に位置し、入力津波高さが0.P.+18.1mである。この区間は、岩盤上面が0.P.-15.0m～0.P.-10m付近に分布し、第2号機取水路の地盤改良等によりⅠ区間に比べ改良地盤が厚く、盛土・旧表土層が相対的には薄い断面が存在する。

評価候補断面としては、表5.10.4-2に示した評価候補断面選定の指標を踏まえ、以下の断面を選定した。

(選定理由)

[Ⅱ-(1)断面]

- ・ 改良地盤上面が最も浅い断面で、より地震動が減衰しにくく、上部工に作用する慣性力や津波荷重(動水圧)及びそれに伴う下部工へ作用する上部工反力が大きくなることにより、鋼板、鋼製支柱等の上部工及びフーチング、鋼管杭(主に上杭)に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される断面である。
- ・ 周辺の改良地盤が最も厚い断面でもあるため、改良地盤とその上層の盛土・旧表土との層境界付近での局所的な地盤変位量(曲率)が大きくなり、鋼管杭(主に下杭)に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される断面である。

[Ⅱ-(3)断面]

- ・ 岩盤上面が最も浅く改良地盤上面も最も浅い断面のため、より地震動が減衰しにくく、上部工に作用する慣性力や津波荷重(動水圧)及びそれに伴う下部工へ作用する上部工反力が大きくなることにより、鋼板、鋼製支柱等の上部工及びフーチング、鋼管杭(主に上杭)に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。なお、構造細目上、鋼製支柱が分担する鋼板重量が最も大きい断面である。

[Ⅱ-(4)断面]

- ・ 構造上、鋼板のスパン長が最も長い断面であり、鋼板に作用する断面力が大きくなることにより、鋼板に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される断面である。
- ・ 杭長が最も長い断面のため、地盤全体の変位量が大きくなることにより、鋼管杭(主に上杭)に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。なお、構造細目上、鋼管杭1本当たりが分担する荷重が最も大きい断面である。

(Ⅲ区間)

Ⅲ区間は第2号機海水ポンプ室の一部及び第2号機放水立坑の一部に位置し、入力津波高さが0.P.+17.4m又は0.P.+18.1mである。この区間は、岩盤上面が露頭又は盛土・旧表土層を全深度地盤改良している。

評価候補断面としては、表5.10.4-2に示した評価候補断面選定の指標を踏まえ、以下の断面を選定した。

(選定理由)

[Ⅲ-(1)断面]

- ・ 盛土・旧表土層を全深度地盤改良している断面のうち、杭周辺の改良地盤が最も厚い断面で、入力津波水位も最も高い断面のため、上部工に作用する慣性力や津波荷重（動水圧）及びそれに伴う下部工へ作用する上部工反力が大きくなることにより、鋼板、鋼製支柱等の上部工及びフーチング、鋼管杭（主に上杭）に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される断面である。

[Ⅲ-(3)断面]

- ・ 岩盤露頭部においては、断面毎に周辺状況等に有意な差が無いため、第3速度層上面の深さに着目し、岩盤露頭部の中で、第3速度層上面が最も深い断面として選定する。

[Ⅲ-(5)断面]

- ・ 盛土・旧表土層を全深度地盤改良している断面のうち、岩盤上面が最も浅い断面であり、より地震動が減衰しにくく、上部工に作用する慣性力や津波荷重（動水圧）及びそれに伴う下部工へ作用する上部工反力が大きくなることにより、鋼板、鋼製支柱等の上部工及びフーチング、鋼管杭（主に上杭）に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される断面である。

[Ⅲ-(6)断面]

- ・ 構造上、鋼製支柱が分担する鋼板重量が最も大きい断面であり、鋼製支柱に作用する断面力が大きくなることにより、鋼製支柱に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される断面である。

[Ⅲ-(7)断面]

- ・ 構造上、鋼板のスパン長が最も長い断面であり、鋼板に作用する断面力が大きくなることにより、鋼板に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される断面である。
- ・ また、同一基礎内の杭長差が全区間の中で最も大きい断面のため、杭の応答差によるフーチング等へのねじれ等の影響が大きくなることで、耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される断面である。

[Ⅲ-(11)断面]

- ・ 岩盤露頭部においては、断面毎に周辺状況等に有意な差が無いため、第3速度層上面の深さに着目し、岩盤露頭部の中で、第3速度層上面が最も浅い断面として選定する。
- ・ また、構造上、鋼管杭1本当たりが分担する荷重が最も大きい断面であり、鋼管杭へ作用する上部工反力が大きくなることにより、鋼管杭（主に上杭）に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される断面である。

(IV区間)

IV区間は第2号機放水立坑の一部に位置し、入力津波高さがO.P.+17.4mである。この区間は、盛土・旧表土が分布しているが、盛土・旧表土は液状化による影響を防止するために地盤改良を行う設計としている。また、補機冷却海水系放水路逆流防止設備をフーチング部に間接支持する。

評価候補断面としては、全断面において周辺の地質等に有意な差が無く、構造の有意な違いもないため、この区間の全断面（IV-1断面及びIV-2断面）を選定した。

(V区間)

V区間は第3号機放水立坑に位置し、入力津波高さがO.P.+17.5mである。この区間は、岩盤上面がO.P.-15.0m～O.P.-10.0m付近に分布し、放水立坑周辺の地盤改良等により、盛土・旧表土層が分布する区間と分布しない区間が存在する。

評価候補断面としては、表5.10.2-2に示した評価候補断面選定の指標を踏まえ、以下の断面を選定した。各断面を選定した理由を以下に示す。

[V-(1)断面]

- ・ 岩盤上面が最も浅い断面であり、より地震動が減衰しにくく、上部工に作用する慣性力や津波荷重（動水圧）及びそれに伴う下部工へ作用する上部工反力が大きくなることにより、鋼板、鋼製支柱等の上部工及びフーチング、鋼管杭（主に上杭）に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される断面である。

[V-(3)断面]

- ・ 盛土、旧表土層を全深度地盤改良している断面のうち、岩盤上面の深さに着目し、岩盤上面が最も浅い断面として選定する。

[V-(5)断面]

- ・ 盛土、旧表土層を全深度地盤改良している断面のうち、岩盤上面の深さに着目し、岩盤上面が最も深い断面として選定する。
- ・ 改良地盤上層の盛土・旧表土が最も厚い断面のため、地盤全体の変位量が大きくなることにより、鋼管杭（主に上杭）に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。

[V-(8)断面]

- ・ 杭長が最も長い断面のため、地盤全体の変位量が大きくなることにより、鋼管杭（主に上杭）に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。

[V-(11)断面]

- ・ 構造上、鋼板のスパン長が最も長く、また鋼製支柱が分担する鋼板重量が最も大きい断面であり、鋼板及び鋼製支柱に作用する断面力が大きくなることにより、鋼板に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される断面である。

- ・ また、構造上、鋼管杭1本当たりが分担する荷重が最も大きい断面であり、鋼管杭へ作用する上部工反力が大きくなることにより、鋼管杭（主に上杭）に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される断面である。

c. 評価対象断面の絞り込み

上部工及び下部工それぞれの観点で選定した評価候補断面から、評価対象断面の絞り込みを行う。絞り込みは、一次元地震応答解析を用い、耐震・耐津波評価を行う上で厳しい断面を選定する。なお、地震応答解析は、前述のとおり杭周辺の地下水位以深の盛土・旧表土が分布する場合には、地盤改良する設計としており、杭周辺に液状化検討対象層が分布せず、改良地盤周辺の地盤の液状化による影響が及ぶおそれがないことから、全応力解析を用いる（6.3 参考資料2）。

(a) 上部工の観点での評価対象断面の選定

上部工の観点で構造仕様が同一である区間毎に、表 5.10.2-3～表 5.10.22-7 のうち上部工の観点で抽出した評価候補断面の中から評価対象断面を選定する。ここで、I 区間及びII 区間並びにIII 区間及びV 区間は、上部工の構造仕様が同一であることから、I 区間・II 区間並びにIII 区間・V 区間の中から評価対象断面を選定する。

評価対象断面の絞り込みは、上部工の設計に支配的な外力である慣性力及び津波荷重に基づき構造的特徴を踏まえ想定される作用荷重に基づき、評価対象断面を選定する。

表 5.10.2-8 に下部工の観点での評価対象断面の絞り込みを行う分類を示す。

表 5.10.2-8 上部工の観点での評価対象断面の絞り込みを行う分類

絞り込みを行う分類	上部工の仕様
I 区間・II 区間	鋼板 t=16mm (SM570) 鋼製支柱：H458×417×50×30 (SM490)
III 区間・V 区間	鋼板 t=20mm (SM570) 鋼製支柱：H458×417×50×30 (SM570)
IV 区間	鋼板 t=20mm (SM570) 鋼製支柱：H458×417×50×30 (SM570)

(I 区間・II 区間)

I 区間及びII 区間の評価候補断面における最大応答加速度及び慣性力並びに津波荷重を表 5.10.4-9 に、各断面における部位毎の作用荷重並びに評価対象断面の選定結果を表 5.10.4-10 に示す。

I 区間及びII 区間では I - (3)断面及び I - (4)断面を評価対象断面に選定する。

表 5.10.2-9 I 区間・II 区間における慣性力及び津波荷重の整理

断面	フーチング下面 最大応答加速度*1 (cm/s ²)	慣性力*2 (kN/m)	津波荷重*3 (kN/m)	備考
I-(1)断面	440 (S s - N 1)	12	—	地震時
	222 (S d - D 2)	6	207	津波+余震重畳時
I-(2)断面	491 (S s - N 1)	15	—	地震時
	251 (S d - D 2)	7	213	津波+余震重畳時
I-(3)断面	474 (S s - D 1)	15	—	地震時
	325 (S d - D 2)	11	228	津波+余震重畳時
I-(4)断面	442 (S s - N 1)	39	—	地震時
	266 (S d - D 2)	23	216	津波+余震重畳時
II-(1)断面	487 (S s - F 2)	12	—	地震時
	369 (S d - D 2)	9	167	津波+余震重畳時
II-(3)断面	450 (S s - N 1)	11	—	地震時
	313 (S d - D 2)	7	160	津波+余震重畳時
II-(4)断面	449 (S s - N 1)	12	—	地震時
	319 (S d - D 2)	8	160	津波+余震重畳時

注記*1：()内は最大値が発生した地震動名を示す。

*2：上部工重量（鋼板，鋼製支柱）×応答震度（フーチング下面最大加速度/980.665（cm/s²））により算定

*3：静水圧+動水圧により算定。ここで，津波水位は設計用津波水位を用い，動水圧についてはS d - D 2の応答震度（フーチング下面最大加速度/980.665（cm/s²））を用いて，Westergaard式により算定。

表 5.10.2-10 I 区間・II 区間における評価対象断面選定結果

評価候補 断面	地震時	津波+余震重畳時		評価対象 断面	選定理由
	鋼製支柱 作用荷重* ¹ (kN/m)	鋼板 作用荷重* ² (kN)	鋼製支柱 作用荷重* ³ (kN/本)		
I-(1) 断面	29	337	504		
I-(2) 断面	29	250	347		
I-(3) 断面	33	<u>370</u>	522	○	鋼板の作用荷重が最も大きく、 鋼板の発生応力が最も大きくな ると考えられることから、評価 対象断面に選定する。 (フーチングに伝達される荷重 の観点からも代表性を有する)
I-(4) 断面	<u>38</u>	320	<u>545</u>	○	鋼製支柱に生じる作用荷重が最 も大きく、鋼製支柱に生じる応 力が最も大きくなると考えられ ることから、評価対象断面に選 定する。 (フーチングに伝達される荷重 の観点からも代表性を有する)
II-(1) 断面	31	274	446		
II-(3) 断面	29	259	437		
II-(4) 断面	28	304	393		

*1：慣性力×躯体幅／鋼製支柱本数により算定

*2：（慣性力+津波荷重）×鋼板最大スパン長により算定

*3：（慣性力+津波荷重）×躯体幅／鋼製支柱本数により算定

(Ⅲ区間・Ⅴ区間)

Ⅲ区間及びⅤ区間の評価候補断面における最大応答加速度及び慣性力並びに津波荷重を表 5. 10. 4-11 に、各断面における部位毎の作用荷重並びに評価対象断面の選定結果を表 5. 10. 2-12 に示す。

Ⅲ区間・Ⅴ区間の評価対象断面として、Ⅲ-(1)断面、Ⅲ-(3)断面、Ⅲ-(7)断面を選定する。

表 5. 10. 2-11 Ⅲ区間及びⅤ区間における慣性力及び津波荷重の整理

断面	フーチング下面最大 加速度* ¹ (cm/s ²)	慣性力* ² (kN/m)	津波荷重* ³ (kN/m)	備考
Ⅲ-(1)断面	1193 (S s - D 2)	31	—	地震時
	693 (S d - D 2)	18	212	津波+余震重畳時
Ⅲ-(3)断面	1265 (S s - D 2)	33	—	地震時
	714 (S d - D 2)	18	157	津波+余震重畳時
Ⅲ-(5)断面	1203 (S s - D 2)	92	—	地震時
	687 (S d - D 2)	53	154	津波+余震重畳時
Ⅲ-(6)断面	1239 (S s - D 2)	30	—	地震時
	710 (S d - D 2)	17	157	津波+余震重畳時
Ⅲ-(7)断面	1165 (S s - D 2)	20	—	地震時
	668 (S d - D 2)	12	135	津波+余震重畳時
Ⅲ-(11)断面	706 (S s - F 3)	18	—	地震時
	386 (S d - D 2)	10	124	津波+余震重畳時
Ⅴ-(1)断面	503 (S s - N 1)	27	—	地震時
	360 (S d - D 2)	19	127	津波+余震重畳時
Ⅴ-(3)断面	1224 (S s - D 2)	32	—	地震時
	687 (S d - D 2)	18	162	津波+余震重畳時
Ⅴ-(5)断面	715 (S s - N 1)	17	—	地震時
	432 (S d - D 2)	10	135	津波+余震重畳時

注記*1：()内は最大値が発生した地震動名を示す。

*2：上部工重量(鋼板、鋼製支柱)×応答震度(フーチング下面最大加速度/980.665 (cm/s²))により算定

*3：静水圧+動水圧により算定。ここで、津波水位は設計用津波水位を用い、動水圧についてはS d - D 2の応答震度(フーチング下面最大加速度/980.665 (cm/s²))を用いて、Westergaard式により算定。

表 5.10.2-12 III区間及びV区間における評価対象断面選定結果

評価候補 断面	地震時	津波+余震重畳時		評価対象 断面	選定理由
	鋼製支柱 作用荷重* ¹ (kN/m)	鋼板 作用荷重* ² (kN)	鋼製支柱 作用荷重* ³ (kN/本)		
III-(1) 断面	79	357	<u>582</u>	○	鋼製支柱に生じる作用荷重が最も大きく、鋼製支柱に生じる応力が最も大きくなると考えられることから、評価対象断面に選定する。 (フーチングに伝達される荷重の観点からも代表性を有する)
III-(3) 断面	84	272	442	○	岩盤露頭部(III-4断面、III-5断面)の中で鋼板及び鋼製支柱に生じる作用荷重が大きいことから、岩盤露頭部の代表断面として評価対象断面に選定する。
III-(5) 断面	69	46	230		
III-(6) 断面	<u>85</u>	351	487		
III-(7) 断面	35	<u>371</u>	319	○	鋼板の作用荷重が最も大きく、鋼板の発生応力が最も大きくなると考えられることから、評価対象断面に選定する。 (フーチングに伝達される荷重の観点からも代表性を有する)
III-(11) 断面	46	208	338		
V-(1) 断面	27	139	218		
V-(3) 断面	74	261	311		
V-(5) 断面	45	225	475		

注記*1：上部工慣性力×躯体幅／鋼製支柱本数により算定

*2：(上部工慣性力+津波荷重)×鋼板最大スパン長により算定

*3：(上部工慣性力+津波荷重)×躯体幅／鋼製支柱本数により算定

(IV区間)

IVの評価候補断面における最大応答加速度及び慣性力並びに津波荷重を表 5.10.2-13 に、各断面における部位毎の作用荷重並びに評価対象断面の選定結果を表 5.10.2-14 に示す。

IV区間の評価対象断面として、IV-(2)断面を選定する。

表 5.10.2-13 IV区間における慣性力及び津波荷重の整理

断面	フーチング下面最大 加速度*1 (cm/s ²)	慣性力*2 (kN/m)	津波荷重*3 (kN/m)	備考
IV-(1)断面	1114 (S s-D 2)	25	—	地震時
	643 (S d-D 2)	15	150	津波+余震重畳時
IV-(2)断面	1186 (S s-D 2)	26	—	地震時
	685 (S d-D 2)	15	154	津波+余震重畳時

注記*1：()内は最大値が発生した地震動名を示す。

*2：上部工重量(鋼板，鋼製支柱)×応答震度(フーチング下面最大加速度/980.665 (cm/s²))により算定

*3：静水圧+動水圧により算定。ここで，津波水位は設計用津波水位を用い，動水圧についてはS d-D 2の応答震度(フーチング下面最大加速度/980.665 (cm/s²))を用いて，Westergaard式により算定。

表 5.10.2-14 IV区間における評価対象断面選定結果

評価候補 断面	地震時	津波+余震重畳時		評価対象 断面	選定理由
	鋼製支柱 作用荷重*1 (kN/m)	鋼板 作用荷重*2 (kN)	鋼製支柱 作用荷重*3 (kN/本)		
IV-(1) 断面	56	272	367		
IV-(2) 断面	70	<u>415</u>	<u>450</u>	○	鋼板及び鋼製支柱に生じる作用荷重が大きく，鋼製支柱に生じる応力が大きくなると考えられることから，評価対象断面に選定する。 (フーチングに伝達される荷重の観点からも代表性を有する)

*1：上部工慣性力×躯体幅／鋼製支柱本数により算定

*2：(上部工慣性力+津波荷重)×鋼板最大スパン長により算定

*3：(上部工慣性力+津波荷重)×躯体幅／鋼製支柱本数により算定

(b) 下部工の観点での評価対象断面の選定

下部工の観点で構造仕様が同一である区間毎に、表 5.10.2-3～表 5.10.2-7 のうち下部工の観点で抽出した評価候補断面の中から評価対象断面を選定する。ここで、Ⅱ区間及びⅤ区間は、鋼管杭径φ1500mm、杭板厚 30mm で同一であることから、Ⅱ区間及びⅤ区間の中から評価対象断面を選定する。

評価対象断面の絞り込みは、下部工の設計に支配的な外力である地盤変形と上部工反力に着目し、地盤全体の地盤変形量と地層境界付近での層間変形量に着目し、杭上端（フーチング下面）の変位と最大せん断ひずみ及び地層境界（地盤改良上端）付近の層間変形並びに杭 1 本当たり作用する上部工荷重に基づき評価対象断面選定する。なお、上部工からの反力のうちフーチングに作用する反力の影響が大きいと考えられる断面については、上部工の慣性力等の影響が支配的と考えられる断面と指標が同一となるため、上部工の評価対象断面の評価にて代表させる。

なお、Ⅳ区間においては、岩盤中又は改良地盤中に鋼管杭が設置されるため下部工に対する地盤変形の影響は小さく、上部工の応答による反力が設計に支配的な支配的となることが想定されることから、上部工の観点での評価対象断面により代表する。

表 5.10.2-15 に下部工の観点での評価対象断面の絞り込みを行う分類を示す。

表 5.10.2-15 下部工の観点での評価対象断面の絞り込みを行う分類

絞り込みを行う分類	杭の仕様	備考
I 区間	杭径 φ 1500mm 杭板厚 23mm～37mm	
Ⅱ区間・Ⅴ区間	杭径 φ 1500mm 杭板厚 30mm	
Ⅲ区間	杭径 φ 1500mm 杭板厚 25mm	
Ⅳ区間	杭径 φ 1200mm 杭板厚 20mm	岩盤中又は改良地盤中に鋼管杭が設置されるため下部工に対する地盤変形の影響は小さく、上部工の応答による反力が設計に支配的な支配的となることが想定されることから、下部工の観点での絞り込みは省略する（上部工の観点で選定した評価結果で代表）。

(I 区間)

I 区間の評価対象断面選定結果を表 5.10.2-16 に、I 区間の評価候補断面における杭上端の最大変位発生時刻の変位分布および最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布を図 5.10.2-15 に示す。

I 区間より I-(3)断面及び I-(4)断面を評価対象断面に選定する。なお、この 2 断面は上部工の観点でも選定されている。また、杭への作用荷重については、僅かに評価対象断面を上回る断面はあるものの、杭仕様が同程度である III 区間 (I 区間上杭 $t=23\text{mm}$ に対して $t=25\text{mm}$) の荷重 (例 III-(1)断面 : 1189kN/本) に比べ、小さいことから、それらの評価結果に含まれると考えられるため、III 区間の評価結果で代表させる。

表 5.10.2-16 I 区間の評価対象断面選定結果 (下部工の観点)

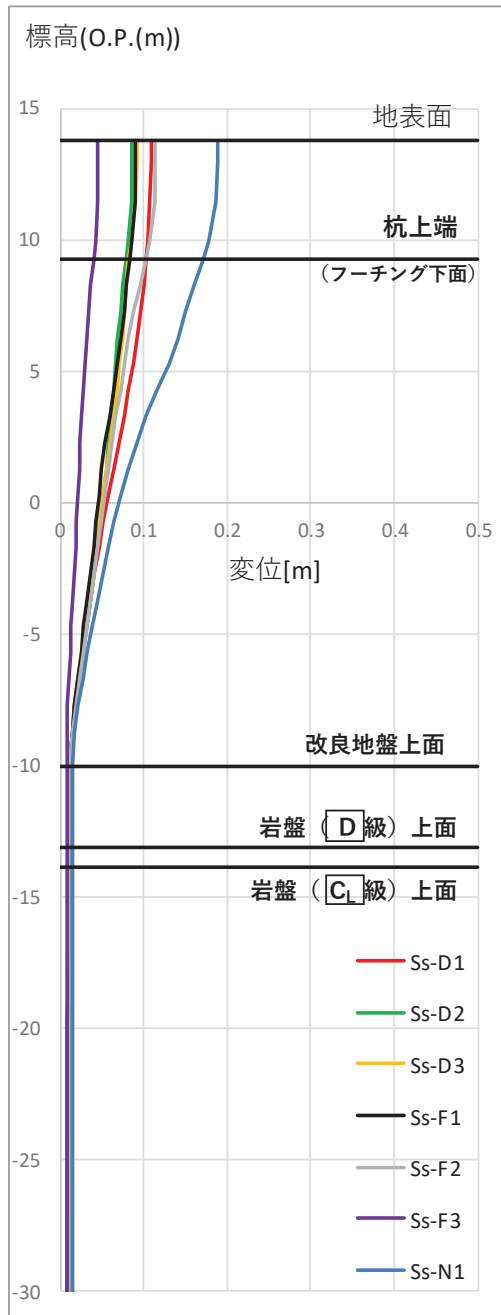
評価候補断面	全体変形*1		地層境界部*1		杭への作用荷重*3		評価対象断面	選定結果
	変位 (m)	せん断ひずみ	層間変形角*2	せん断ひずみ	地震時 (kN/本)	重畳時 (kN/本)		
I-(1)断面	0.172 (S_s-N1)	0.015 (S_s-N1)	0.9×10^{-2} (S_s-N1)	0.007 (S_s-N1)	468	236	—	—
I-(2)断面	0.160 (S_s-N1)	0.015 (S_s-N1)	1.0×10^{-2} (S_s-N1)	0.007 (S_s-N1)	<u>540</u>	<u>325</u>	—*4	—
I-(3)断面	0.124 (S_s-N1)	0.014 (S_s-N1)	<u>1.0×10^{-2}</u> (S_s-N1)	<u>0.008</u> (S_s-D2)	469	322	○	地層境界付近での層間変形量が大きく、鋼管杭に生じる断面力が大きくなることが想定されるため、評価対象断面に選定する。
I-(4)断面	<u>0.177</u> (S_s-N1)	<u>0.017</u> (S_s-N1)	1.0×10^{-2} (S_s-N1)	0.007 (S_s-N1)	524	268	○	地盤全体の変形量が大きく、鋼管杭他に生じる断面力が大きくなることが想定されるため、評価対象断面に選定する。

注記*1 : () 内は最大値が発生した地震動名を示す

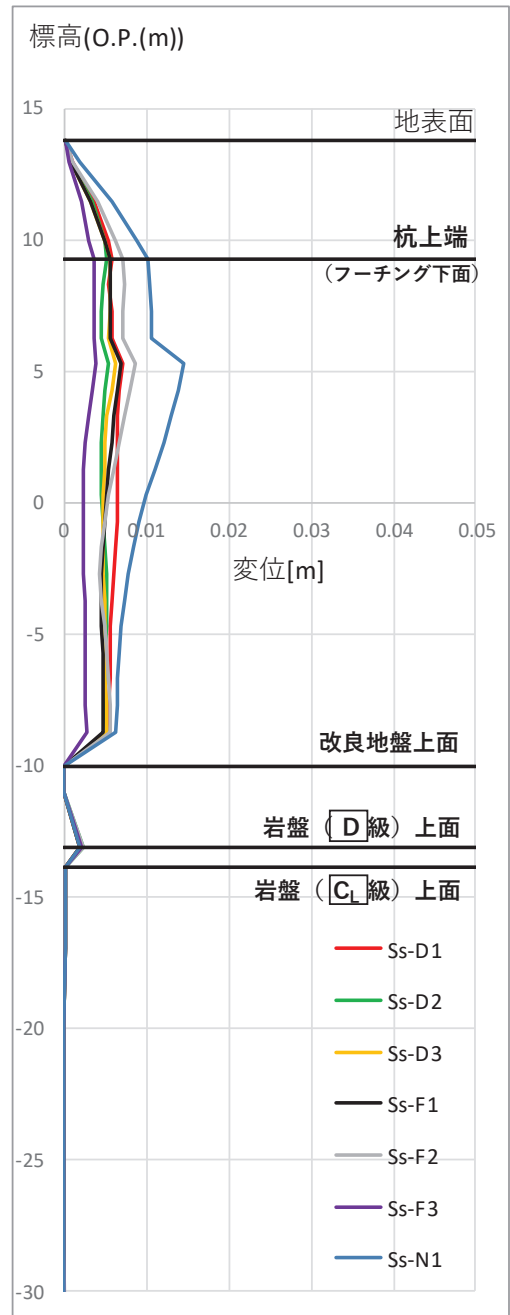
*2 : 改良地盤上層の水平変位量/改良地盤上層の層厚により算定

*3 : (上部工重量 (鋼板, 鋼製支柱) + フーチング重量) \times 応答震度 (フーチング下面最大加速度/ $980.665 \text{ (cm/s}^2\text{)})$ により算定

*4 : 杭仕様が同程度である III 区間における荷重 (例 III-(1)断面 : 1189kN/本) に比べ、小さいことから、それらの評価結果に含まれると考えられるため、III 区間の評価結果で代表させる。

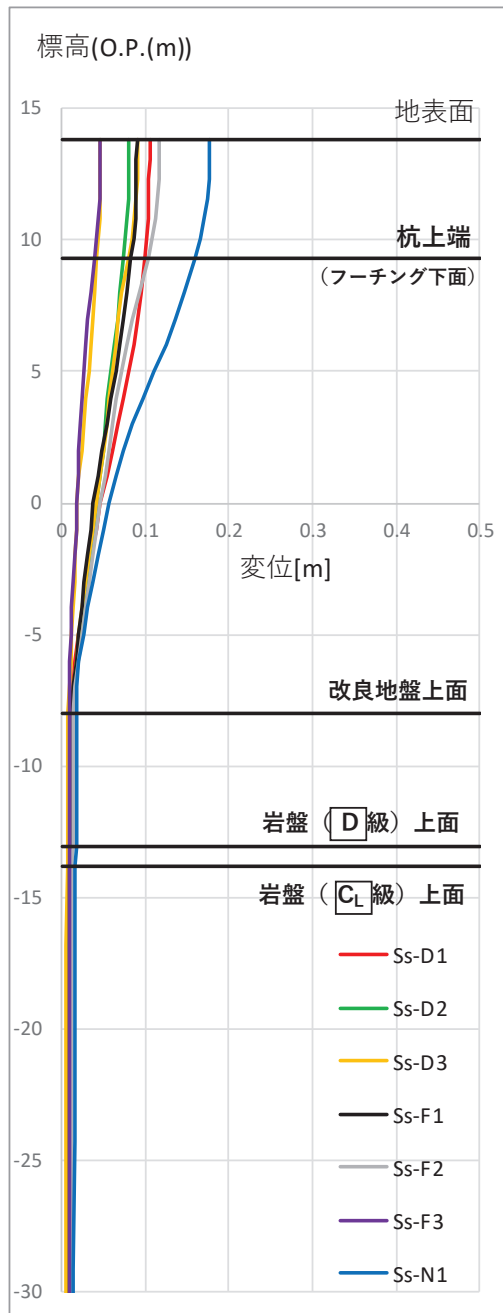


(変位)

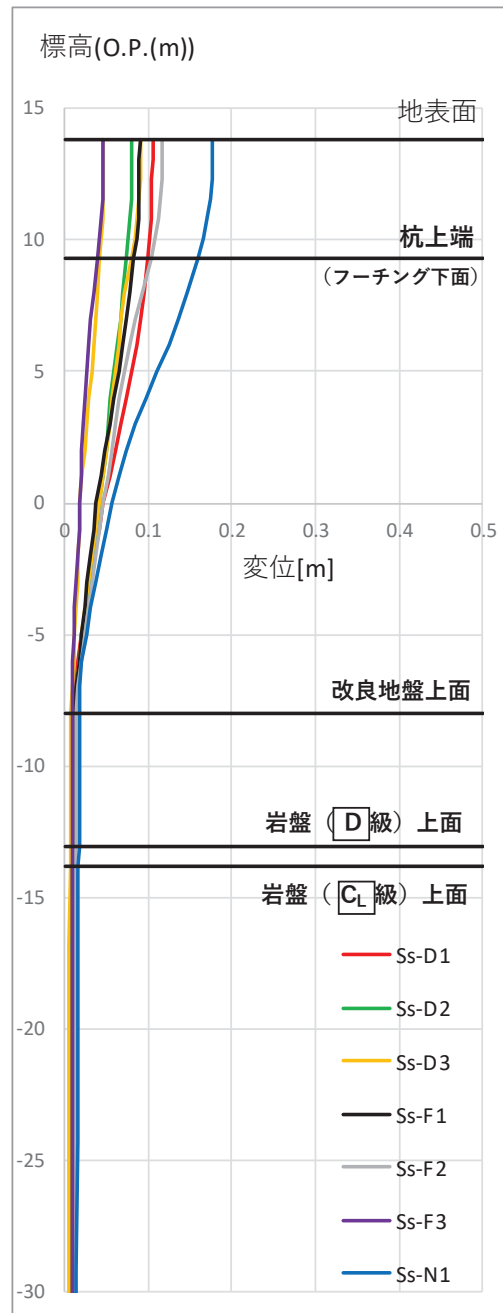


(せん断ひずみ)

図 5. 10. 2-15(1) 杭上端の最大変位発生時刻の変位分布及び
最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布
(I - (1) 断面)

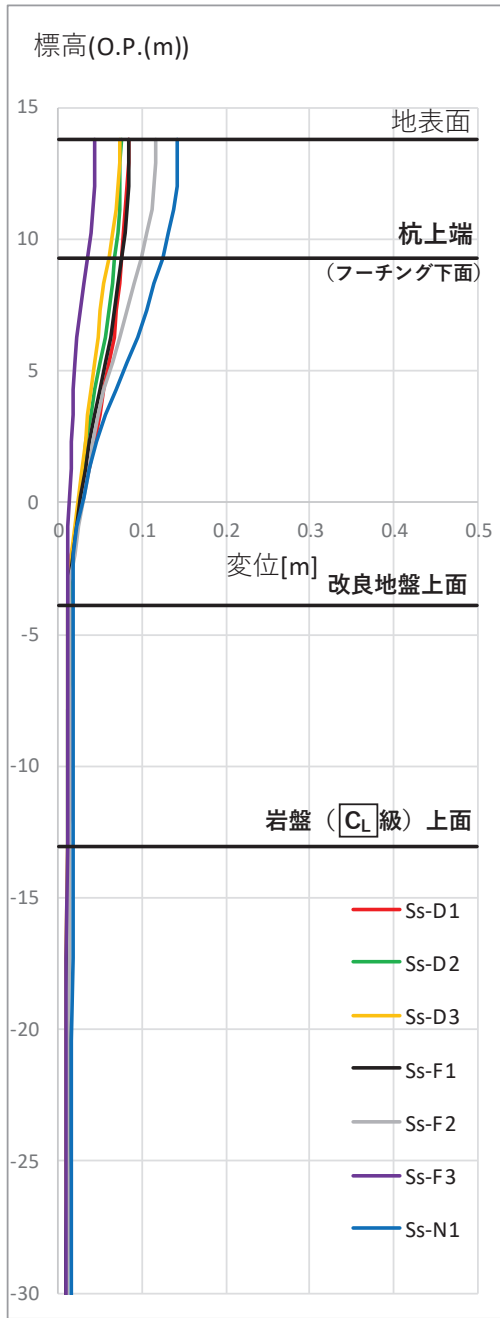


(変位)

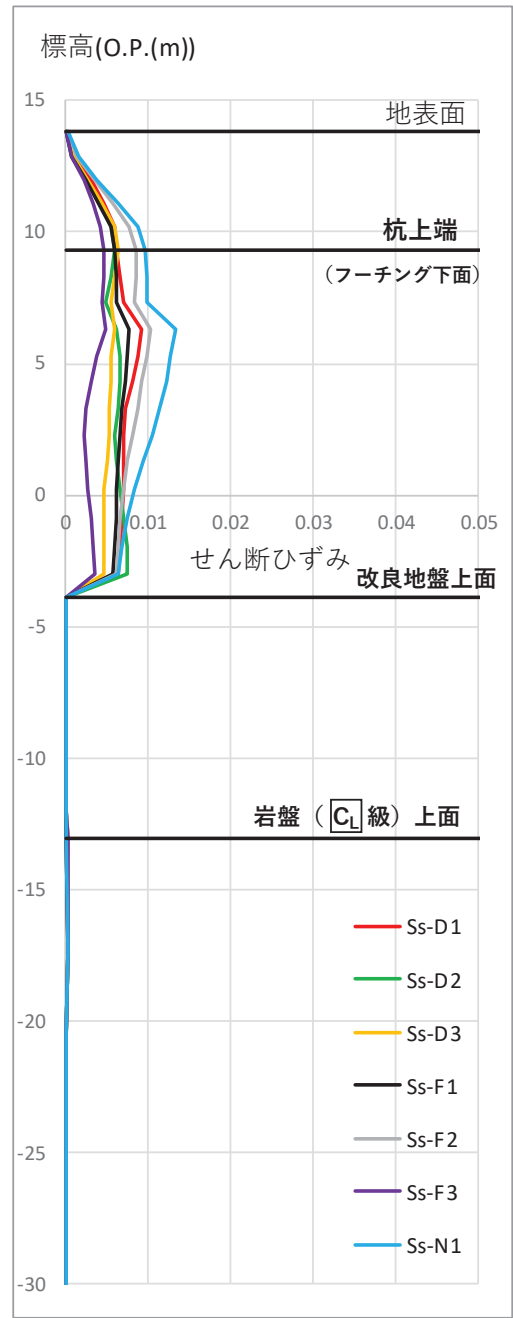


(せん断ひずみ)

図 5. 10. 2-15(2) 杭上端の最大変位発生時刻の変位分布及び
最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布
(I - (2) 断面)

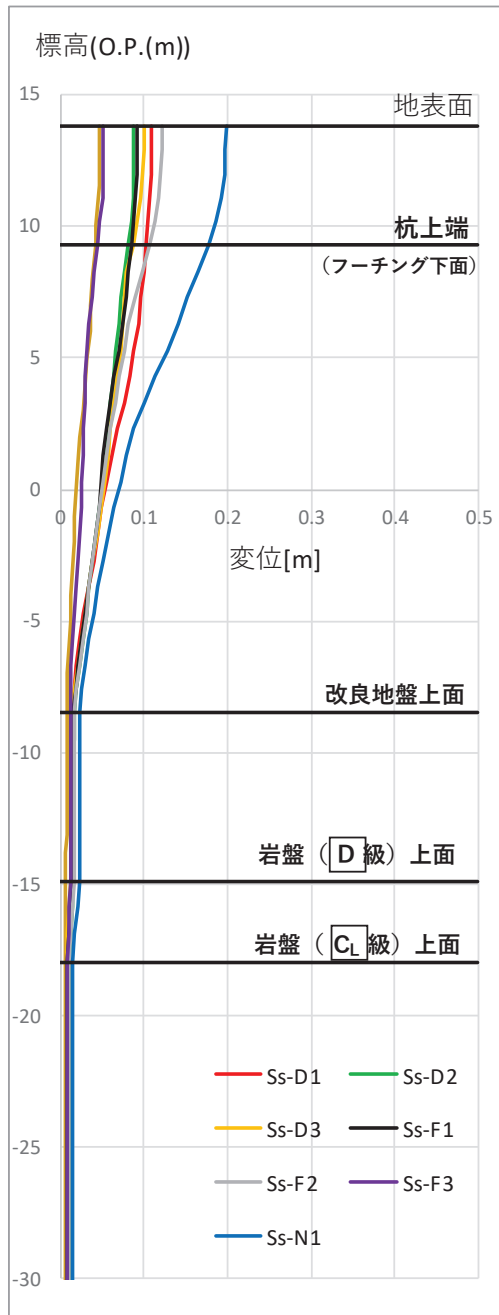


(変位)

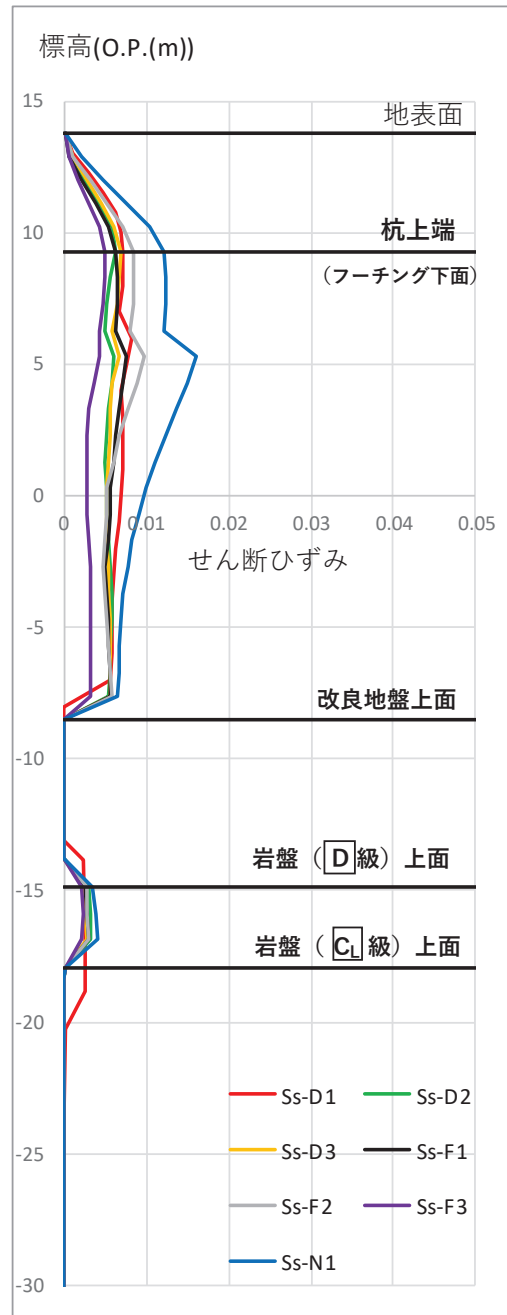


(せん断ひずみ)

図 5. 10. 2-15(3) 杭上端の最大変位発生時刻の変位分布及び
最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布
(I - (3) 断面)



(変位)



(せん断ひずみ)

図 5.10.2-15(4) 杭上端の最大変位発生時刻の変位分布及び
最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布
(I-(4)断面)

(Ⅱ区間・Ⅴ区間)

Ⅱ区間・Ⅴ区間の評価対象断面選定結果を表5.10.2-17に、Ⅱ区間・Ⅴ区間の評価候補断面における杭上端の最大変位発生時刻の変位分布および最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布を図5.10.2-16に示す。

Ⅱ区間・Ⅴ区間よりⅡ-(1)断面及びⅤ-(8)断面を評価対象断面に選定する。

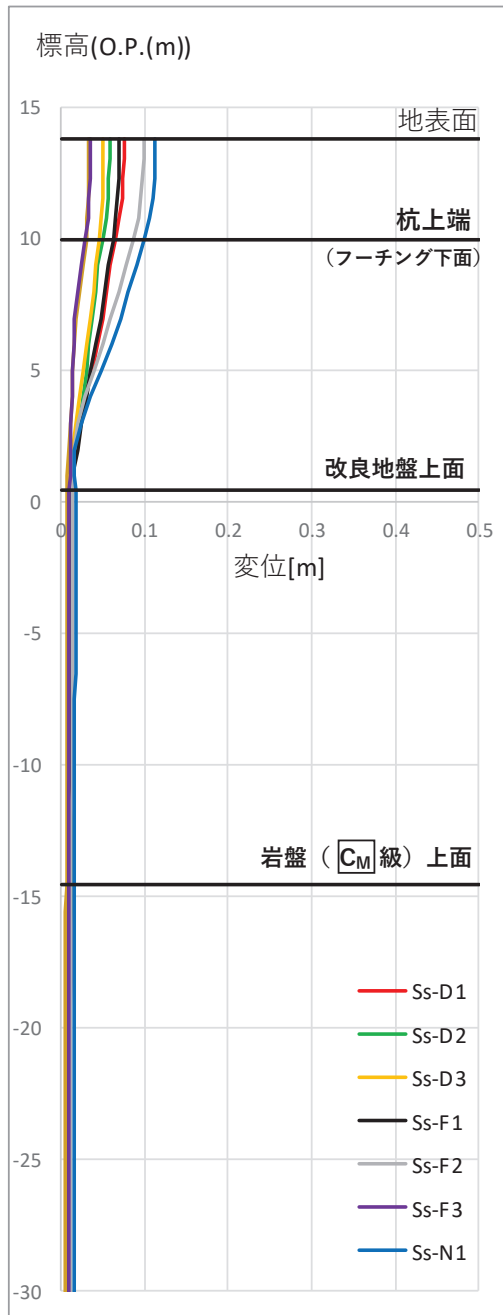
表5.10.2-17 Ⅱ区間・Ⅴ区間の評価対象断面選定結果(下部工の観点)

断面	全体変形*1		地層境界部*1		杭への作用荷重*3		評価対象断面	選定結果
	変位 (m)	せん断ひずみ	層間変形角*2	せん断ひずみ	地震時 (kN/本)	重畳時 (kN/本)		
Ⅱ-(1)断面	0.101 (S _s -N1)	0.014 (S _s -N1)	1.1×10 ⁻² (S _s -N1)	<u>0.010</u> (S _s -N1)	483	<u>366</u>	○	地層境界付近での層間変形量が大きく、鋼管杭他に生じる断面力が大きくなることが想定されるため、評価対象断面に選定する。
Ⅱ-(4)断面	0.121 (S _s -N1)	0.013 (S _s -N1)	1.0×10 ⁻² (S _s -N1)	0.008 (S _s -D2)	458	325		
Ⅴ-(3)断面	0.168 (S _s -N1)	0.015 (S _s -N1)	0.9×10 ⁻² (S _s -N1)	0.007 (S _s -N1)	440	230		
Ⅴ-(8)断面	<u>0.184</u> (S _s -N1)	<u>0.017</u> (S _s -N1)	0.8×10 ⁻² (S _s -N1)	0.004 (S _s -N1)	<u>521</u>	254	○	地盤全体の変形量が大きく、鋼管杭他に生じる断面力が大きくなることが想定されるため、評価対象断面に選定する。
Ⅴ-(11)断面	0.112 (S _s -N1)	0.014 (S _s -N1)	0.9×10 ⁻² (S _s -N1)	0.002 (S _s -D2)	515	352		

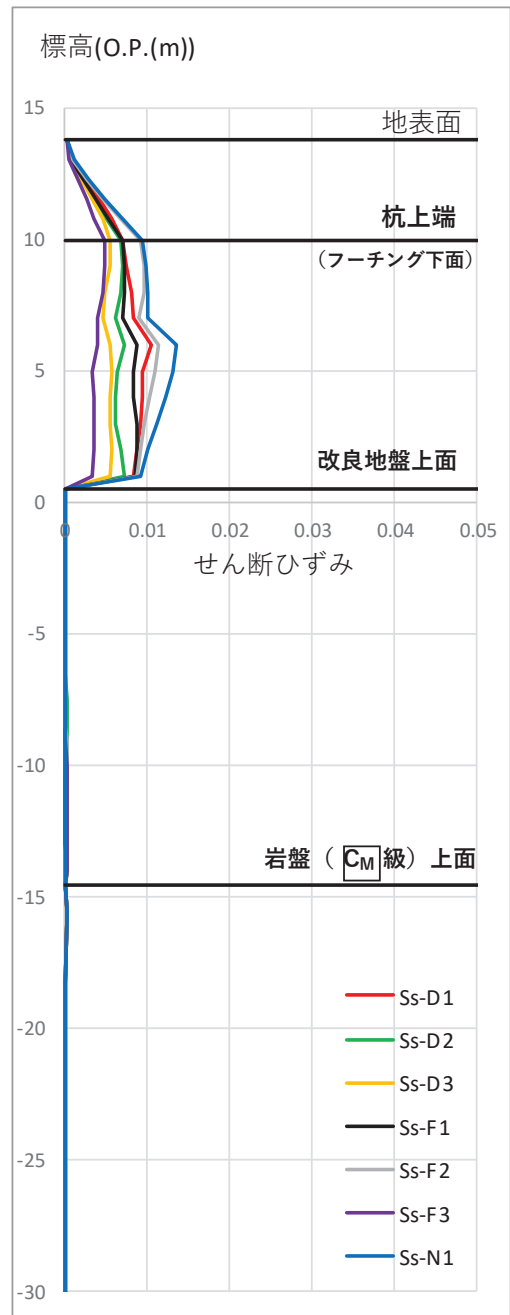
注記*1：()内は最大値が発生した地震動名を示す

*2：改良地盤上層の水平変位量/改良地盤上層の層厚により算定

*3：(上部工重量(鋼板, 鋼製支柱) + フーチング重量) × 応答震度(フーチング下面最大加速度/980.665 (cm/s²)) / 杭本数により算定

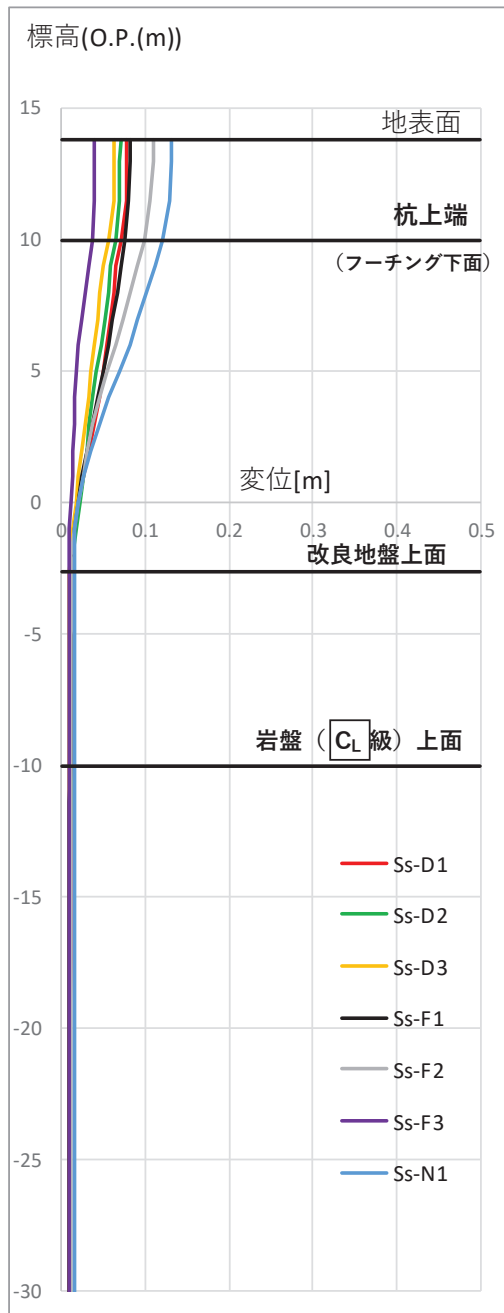


(変位)

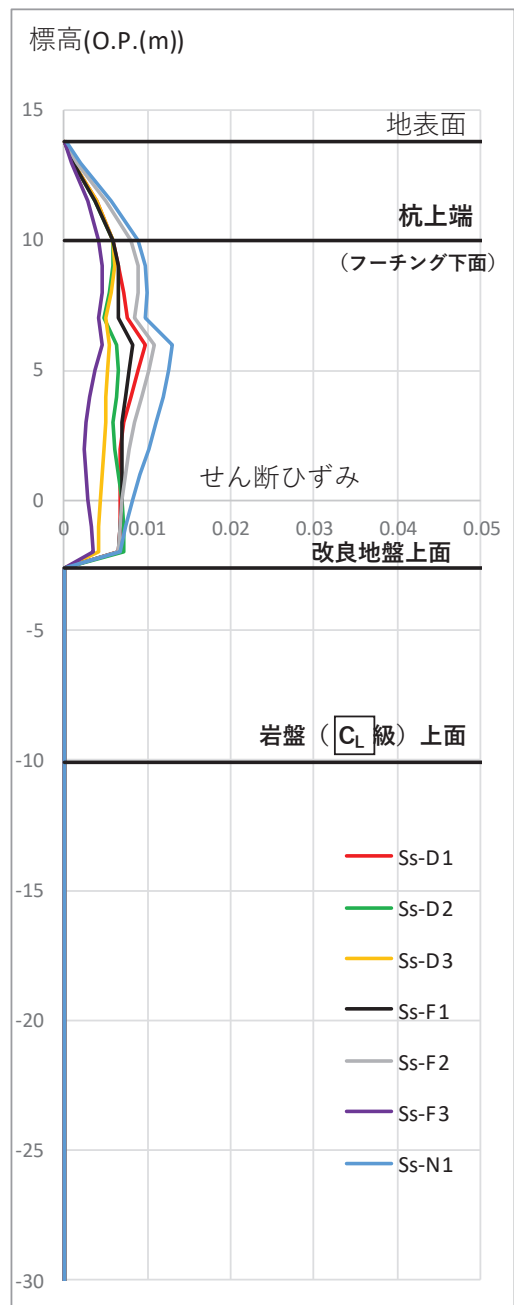


(せん断ひずみ)

図 5. 10. 2-16(1) 杭上端の最大変位発生時刻の変位分布及び
最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布
(Ⅱ-(1)断面)

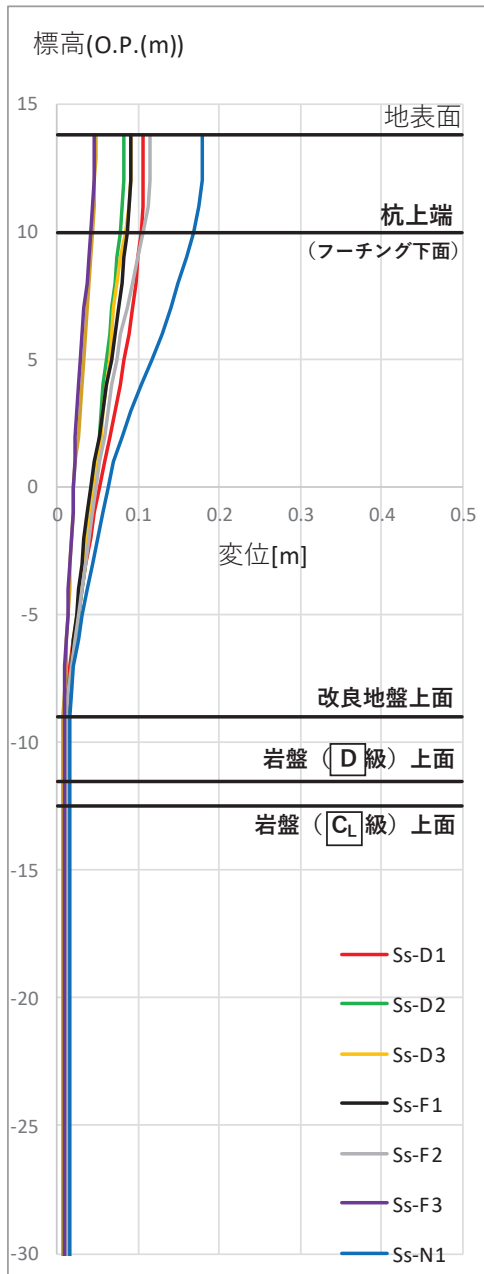


(変位)

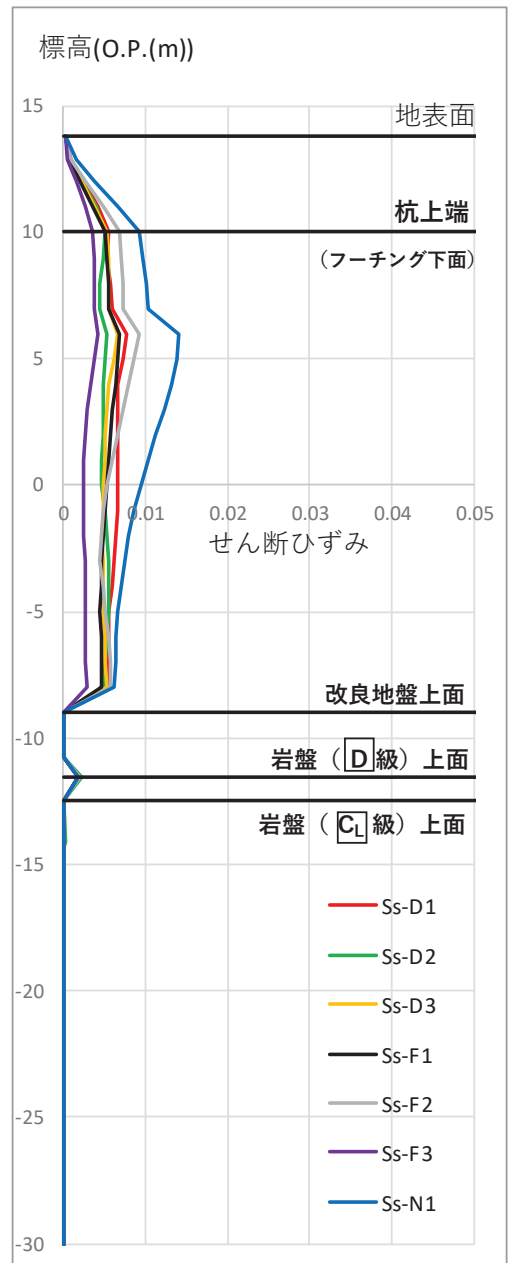


(せん断ひずみ)

図 5.10.2-16(2) 杭上端の最大変位発生時刻の変位分布及び
最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布
(Ⅱ-(4)断面)

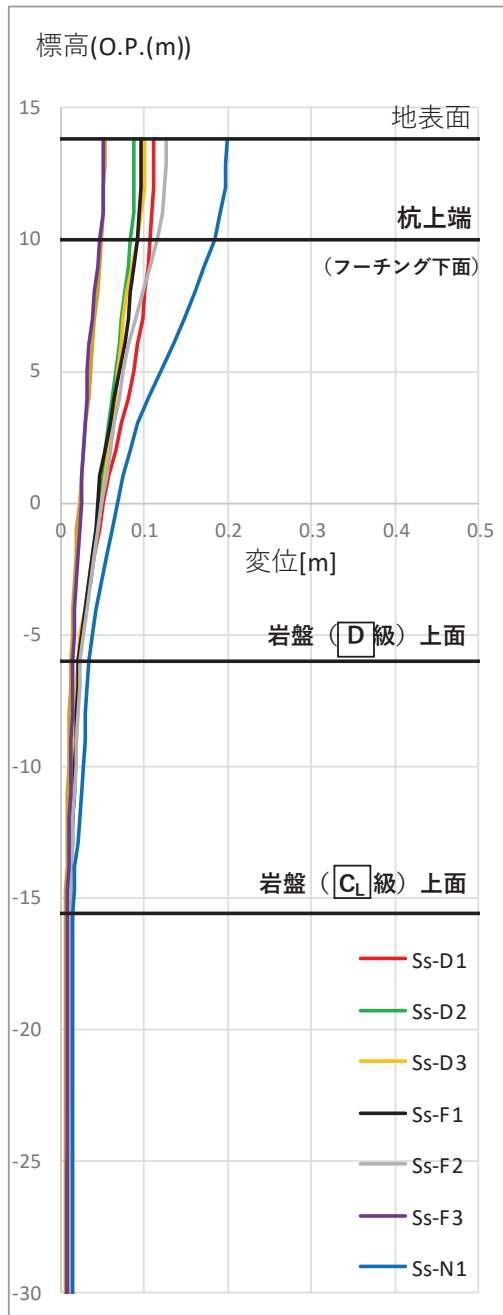


(変位)

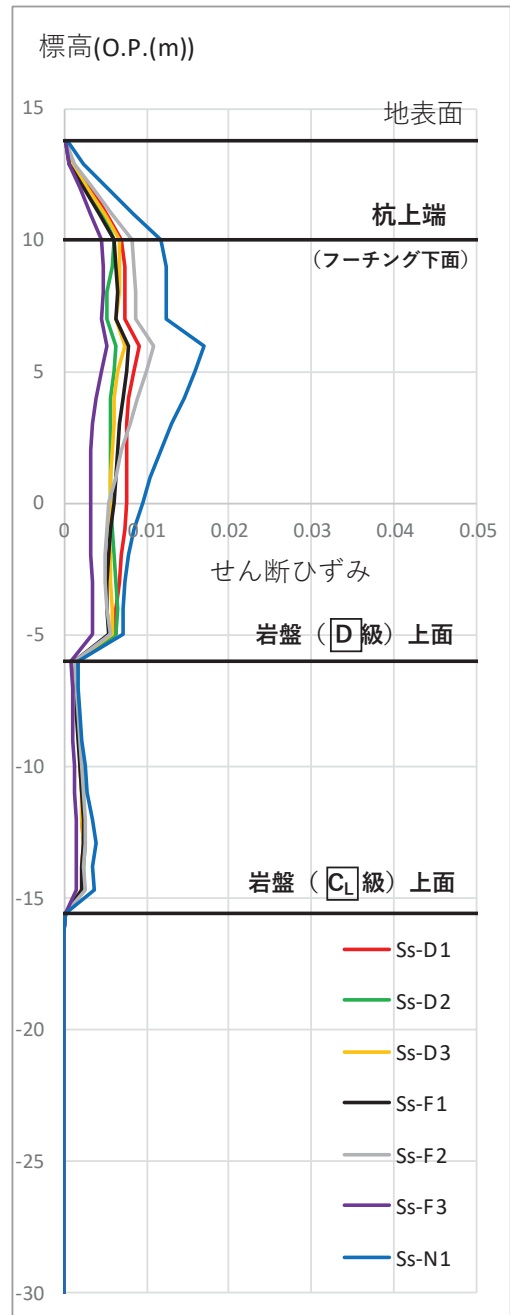


(せん断ひずみ)

図 5. 10. 2-16(3) 杭上端の最大変位発生時刻の変位分布及び
最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布
(V-(5)断面)

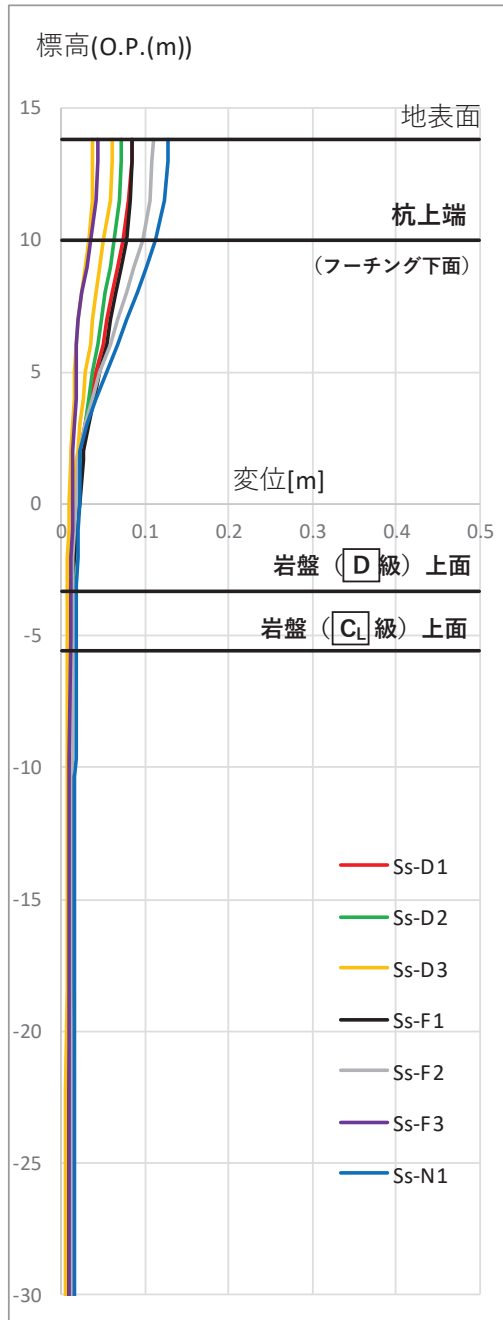


(変位)

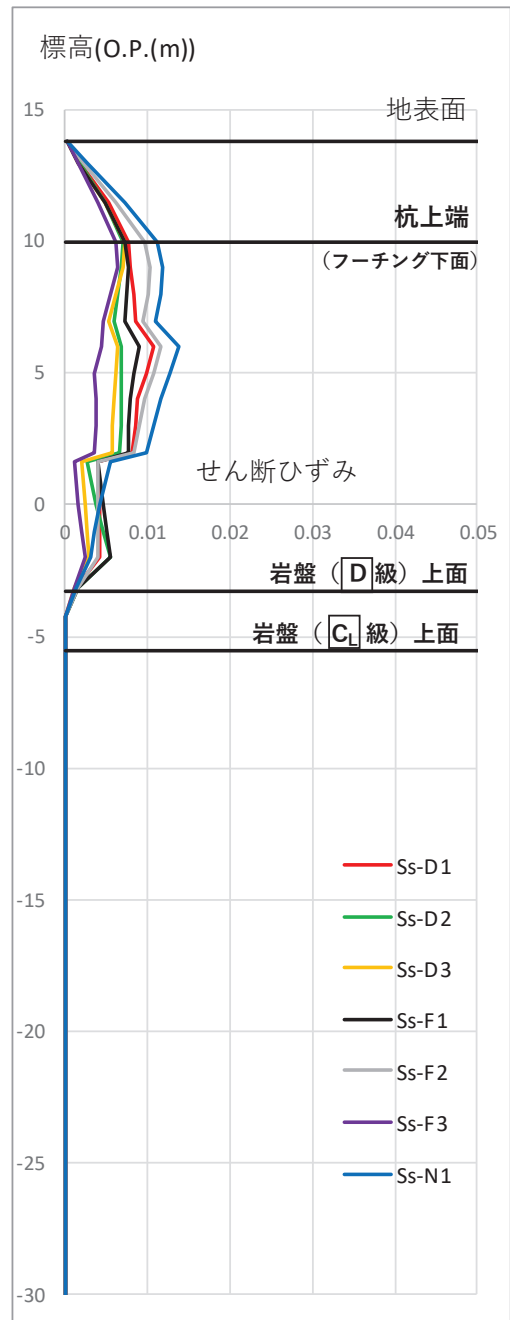


(せん断ひずみ)

図 5. 10. 2-16(4) 杭上端の最大変位発生時刻の変位分布及び
最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布
(V-(8)断面)



(変位)



(せん断ひずみ)

図 5. 10. 2-16(3) 杭上端の最大変位発生時刻の変位分布及び
最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布
(V-(11)断面)

(Ⅲ区間)

Ⅲ区間の評価対象断面選定結果を表 5. 10. 2-18 に示す。

Ⅲ区間よりⅢ-(7)断面を評価対象断面に選定する。

表 5. 10. 2-18 Ⅲ区間の評価対象断面選定結果 (下部工の観点)

断面	全体変形* ¹		地層境界部* ¹		杭への作用荷重* ³		評価対象断面	選定結果
	変位 (m)	せん断ひずみ	層間変形角* ²	せん断ひずみ	地震時 (kN/本)	重畳時 (kN/本)		
Ⅲ-(1)断面	—	—	—	—	1189	691	—	
Ⅲ-(6)断面	—	—	—	—	<u>1694</u>	<u>970</u>	—* ³	
Ⅲ-(7)断面	—	—	—	—	1460	837	○	同一基礎内の杭長差が最も大きい断面で、杭毎の応答差によるフーチングうに対するねじれモードの断面力が生じることが想定されるため選定する。

注記* 1 : 岩盤中又は改良地盤中に鋼管杭が設置されるため下部工に対する地盤変形の影響は小さく、上部工の応答による反力が設計に支配的な支配的となることが想定されることから、杭への作用荷重の観点から絞り込みを行うこととして、評価を省略する

* 2 : (上部工重量 (鋼板, 鋼製支柱) + フーチング重量) × 応答震度 (フーチング下面最大加速度/980.665 (cm/s²)) により算定

* 3 : 上部工の観点及び同一基礎内の杭長差の観点で選定しているⅢ-(7)断面に比べ、僅かに大きい結果となっているが、Ⅲ-(7)断面における鋼管杭の照査結果は最大で 0.5 程度 (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及び 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) であり、構造健全性へは影響ないレベルと判断できる。

d. 断面選定結果

評価対象断面の選定結果を表 5.10.2-18 に、選定した評価対象断面図を図 5.10.2-17
～図 5.10.2-18 に示す。

表 5.10.2-18 評価対象断面の選定結果

区間	断面	設置エリア (入力津波水位)	周辺地質	間接支持 する設備	評価対象断面		選定理由
					上部工の 観点	下部工 の観点	
I 区間	I-(2)	第3号機海水ポンプ室 (O.P.+19.0m)	盛土・旧表土層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、地下水位以深の盛土・旧表土層が地盤改良されている。	-	○	○	I 区間の中で、地震時及び津波余震重畳時における鋼板の作用荷重が最も大きく、鋼板の発生応力が最も大きくなると考えられる断面のため。また、地層境界付近での層間変形量が大きく、鋼管杭に生じる断面力が大きくなることが想定される断面のため。
	I-(4)				○	○	
II 区間	II-(1)	第2号機海水ポンプ室 (O.P.+18.1m)	盛土・旧表土層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、地下水位以深の盛土・旧表土層が地盤改良されている。	-	-	-	II 区間の中で、地層境界付近での層間変形量が大きく、鋼管杭他に生じる断面力が大きくなることが想定される断面のため。 (上部工の観点では構造仕様が同一な I 区間の評価で代表)
	III-(1)				○	-	III 区間の中で、地震時及び津波余震重畳時における鋼板の作用荷重が最も大きく、鋼製支柱の発生応力が最も大きくなると考えられる断面のため。
III 区間	III-(7)	第2号機放水立坑 (O.P.+17.4m)	盛土・旧表土層が全深度地盤改良されており、盛土・旧表土層が分布しない。	-	○	○	III 区間の中で、地震時及び津波余震重畳時における鋼板の作用荷重が最も大きく、鋼板の発生応力が最も大きくなると考えられる断面のため。また、一基礎内の杭長差が大きいため、応答差によるねじれモードの断面力が生じることが想定されるため。
	III-(11)				○	-	
IV 区間	IV-(2)	第2号機放水立坑 (O.P.+17.4m)	盛土・旧表土層が全深度地盤改良されており、盛土・旧表土層が分布しない。	○*	○	-	IV 区間の中で、地震時及び津波余震重畳時における鋼板及び鋼製支柱の作用荷重が最も大きく、鋼板及び鋼製支柱の発生応力が最も大きくなると考えられる断面のため。 (慣性力としても大きいため、床応答抽出の観点でも代表性を有する)
V 区間	V-(8)	第3号機放水立坑 (O.P.+17.5m)	盛土・旧表土層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、地下水位は岩盤上面より深い。	-	-	○	V 区間の中で、地盤全体の变形量が大きく、鋼管杭他に生じる断面力が大きくなることが想定される断面のため。 (上部工の観点では構造仕様が同一な I 区間の評価で代表)

*：補機冷却海水系放水路逆流防止設備（フラップゲート）

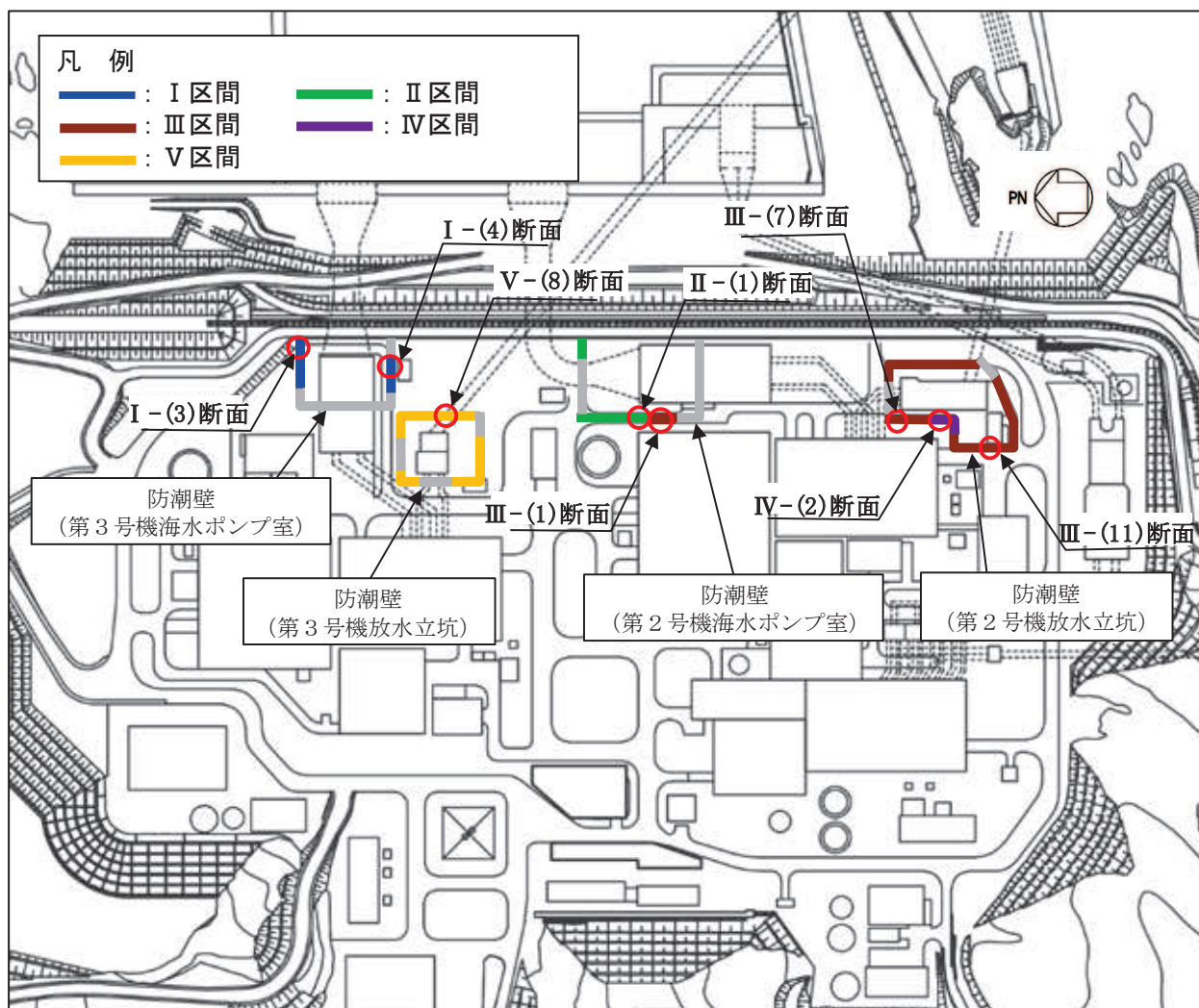
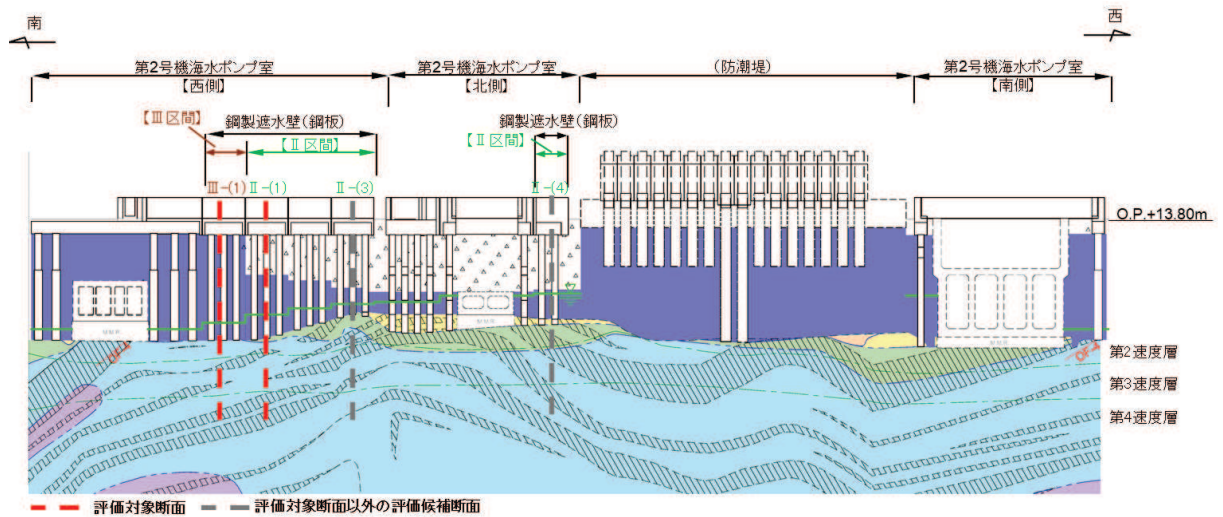
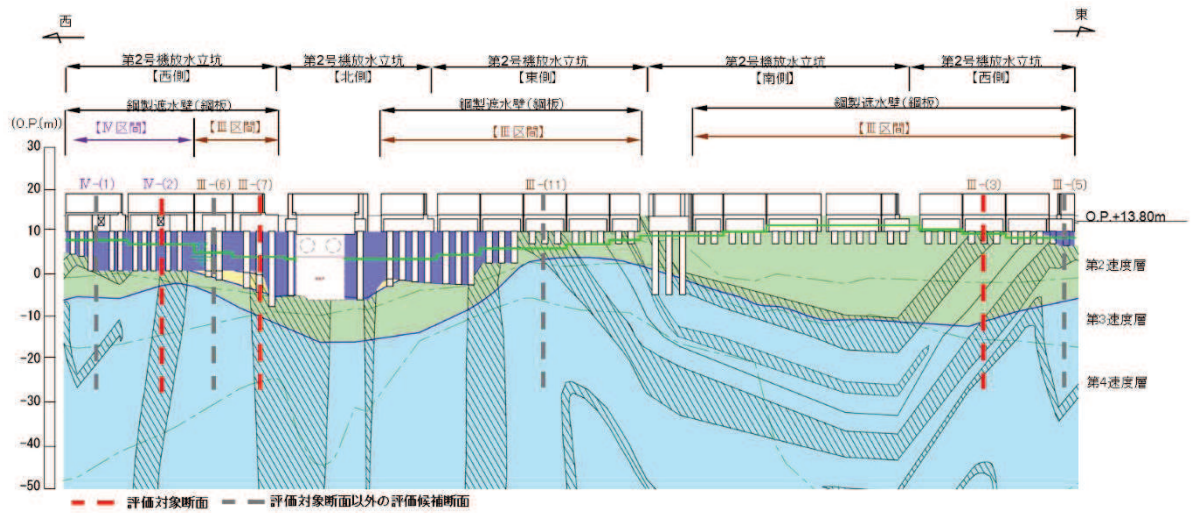


図 5. 10. 2-17 評価対象断面の平面配置図



(2号機海水ポンプ室*1,*2)



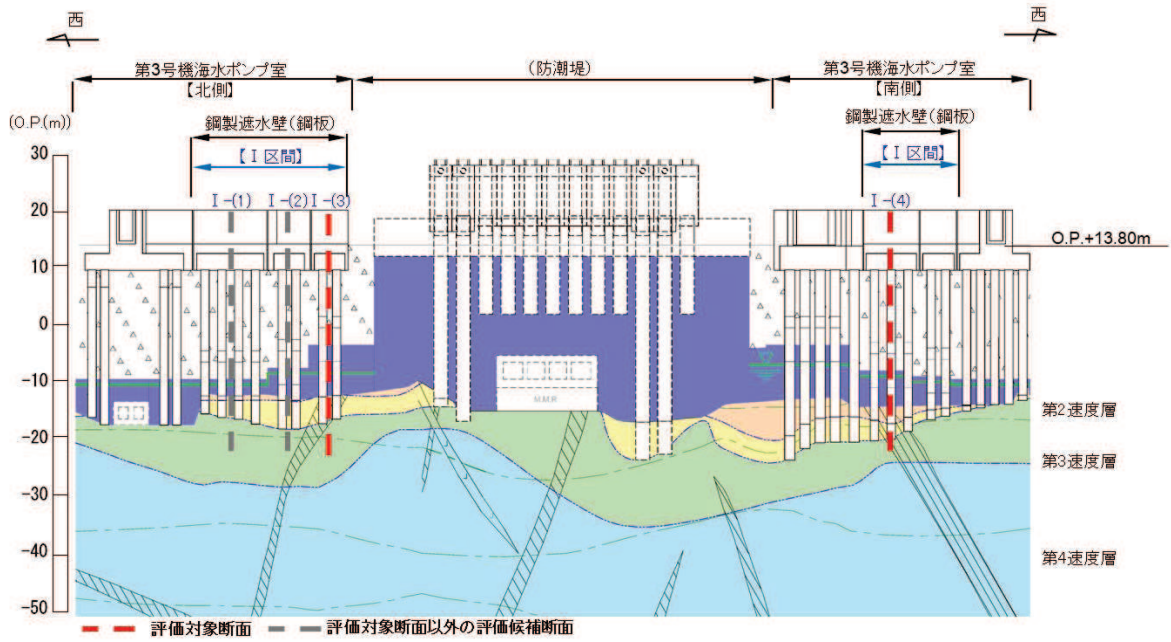
(2号機放水立坑*1)

凡例			
	B 級		盛土
	B 級		旧表土
	B 級		砂岩
	B 級		頁岩
	B 級		ひん岩
	B 級		断層
	B 級		地質境界
	岩盤分類境界		
	速度層境界		
	改良地盤等		
	地下水位		

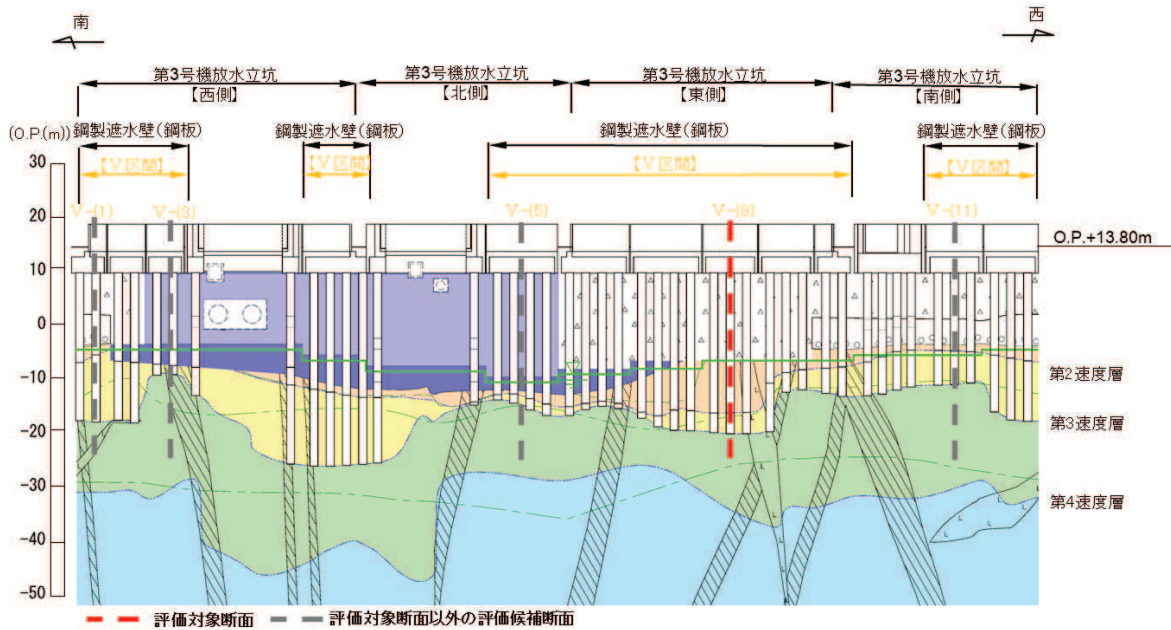
注記：*1：鋼管杭下端は C₁ 級岩盤上面（又は C₂ 級岩盤上面）とし、鋼管杭直下の C₁ 級岩盤部は MMR により置換する範囲を示す。

*2：鋼管杭中の水平線は板厚変化部（段落とし）を示す。（板厚等の詳細は図 5.10.4-6～図 5.10.4-10 に示す）

図 5.10.2-18(1) 評価対象断面位置



(3号機海水ポンプ室*1,*2)



(3号機放水立坑*1,*2)

凡例			
	B級		盛土
	C1級		改良地盤等
	C2級		旧表土
	C3級		砂岩
	C4級		頁岩
	D級		ひん岩
	岩盤分類境界		断層
	速度層境界		地質境界
	地下水水位		

注記：*1：鋼管杭下端はC1級岩盤上面（又はC4級岩盤上面）とし、鋼管杭直下のC1級岩盤部はMMRにより置換する範囲を示す。

*2：鋼管杭中の水平線は板厚変化部（段落とし）を示す。（板厚等の詳細は図5.10.4-6～図5.10.4-10に示す）

図 5.10.2-18(2) 評価対象断面位置

(2) 鋼製遮水壁（鋼桁）

鋼製遮水壁（鋼桁）の平面配置図を図 5.10.2-19 に、正面図及び断面図を図 5.10.2-20～図 5.10.2-25 に示す。

鋼製遮水壁（鋼桁）は、海水ポンプ室及び地中構造物を横断し、フーチング上に設置した鉄筋コンクリート（RC）支柱に、支承ゴムを介して鋼桁を設置する構造物であり、フーチングと一体化した鋼管杭（一部、場所打ち杭）を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。

上部工の天端は入力津波高さに応じて第 3 号機海水ポンプ室で O.P. +20.0m と第 2 号機海水ポンプ室、第 2 号機放水立坑及び第 3 号機放水立坑で O.P. +19.0m とし、鋼桁については、横断する構造物や設置状況、入力津波水位に応じて幅（奥行）1.0m～2.4m、たて 5.0m～6.0m、横 15.7m～47.1m とする。

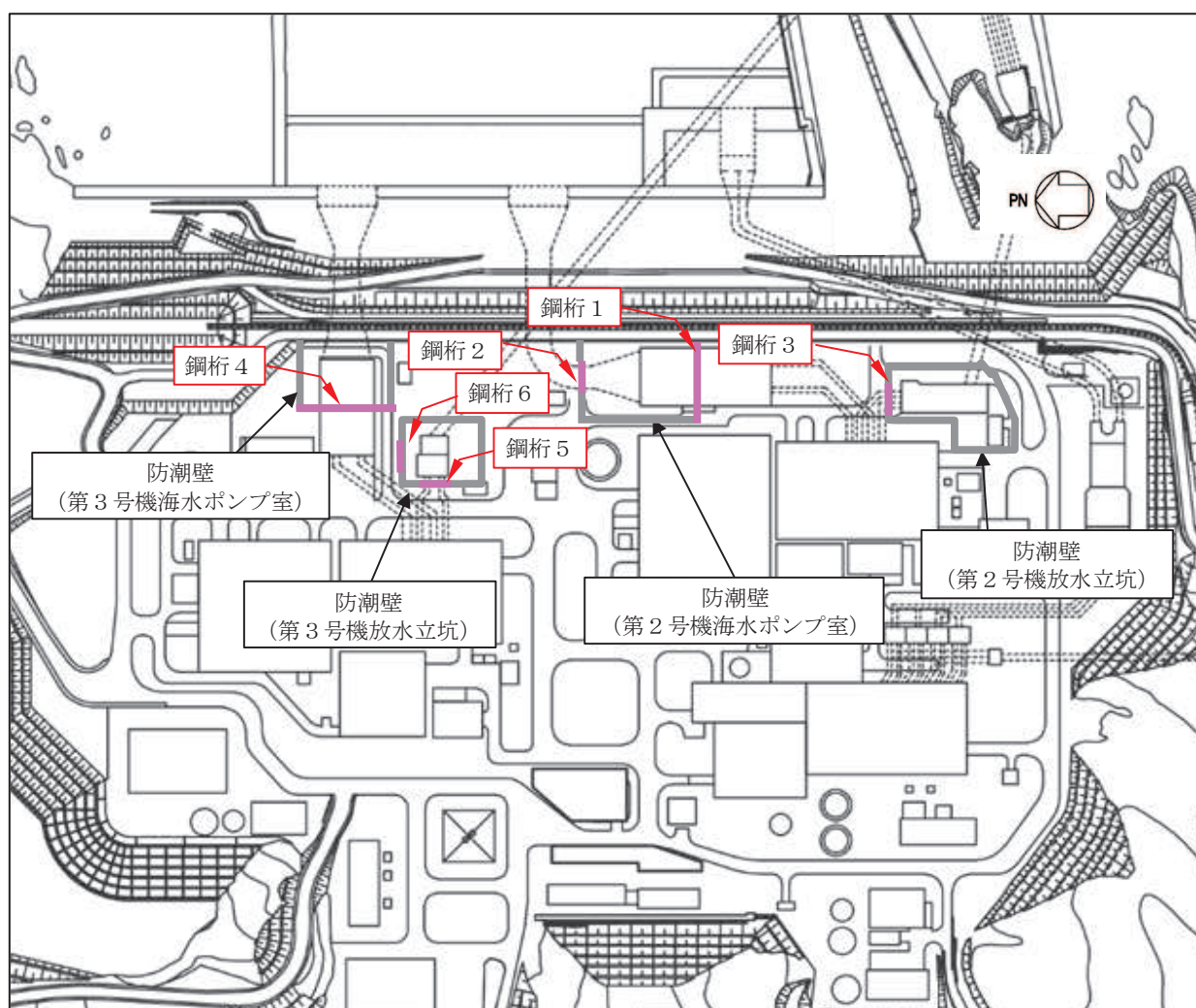
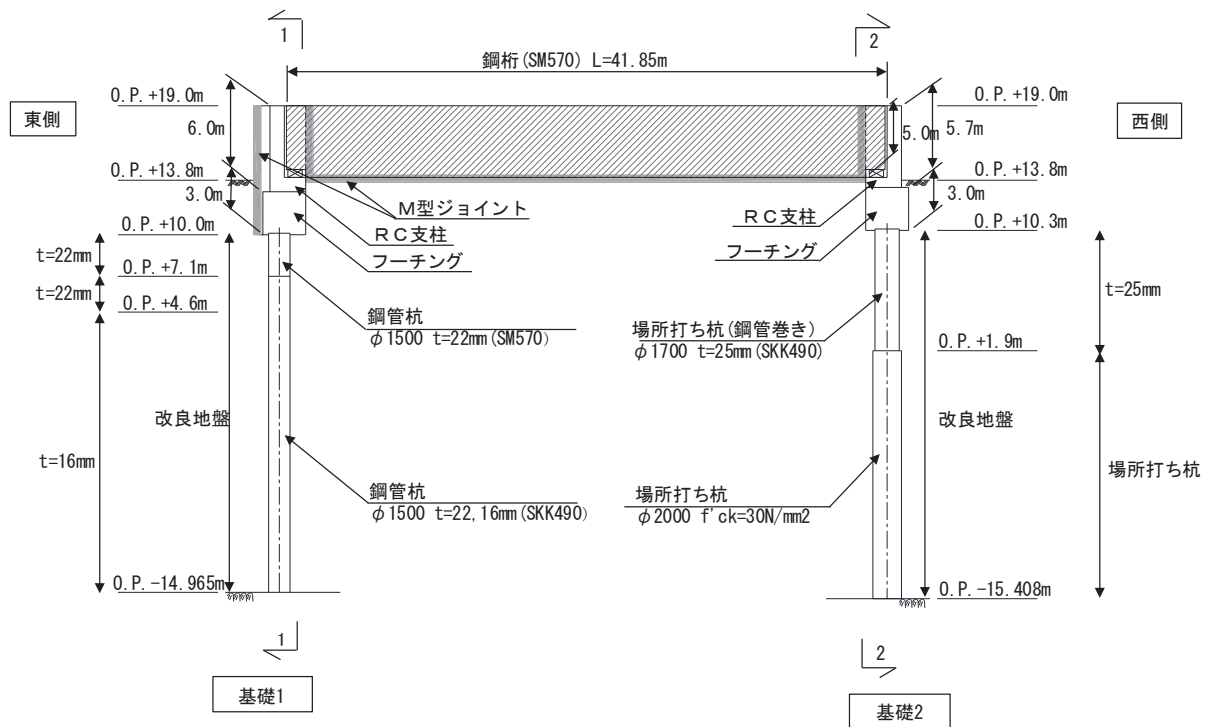
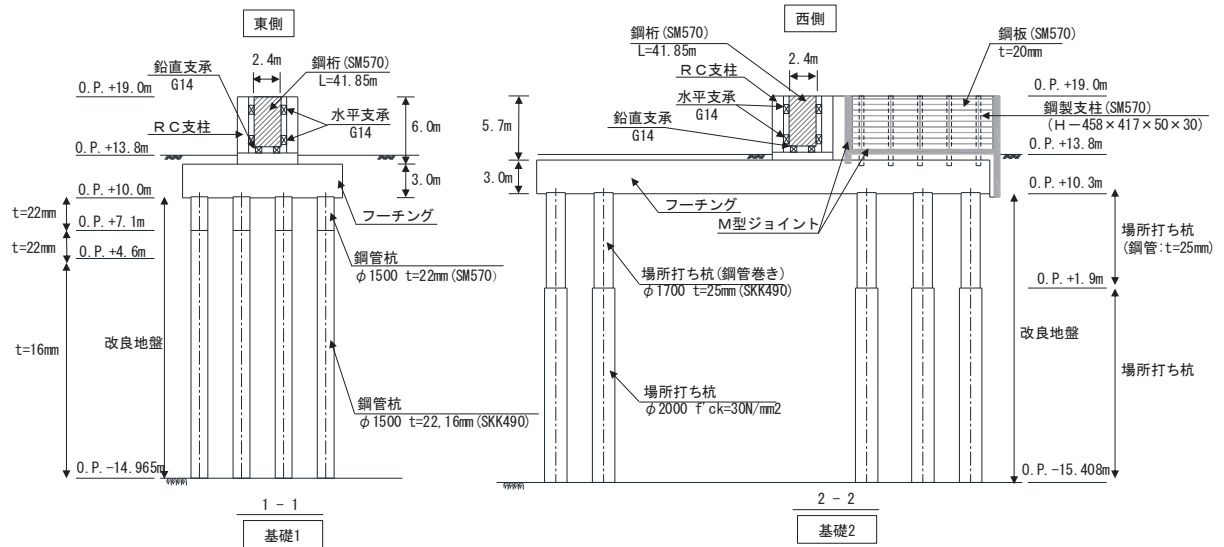


図 5.10.2-19 鋼製遮水壁（鋼桁）の平面配置図

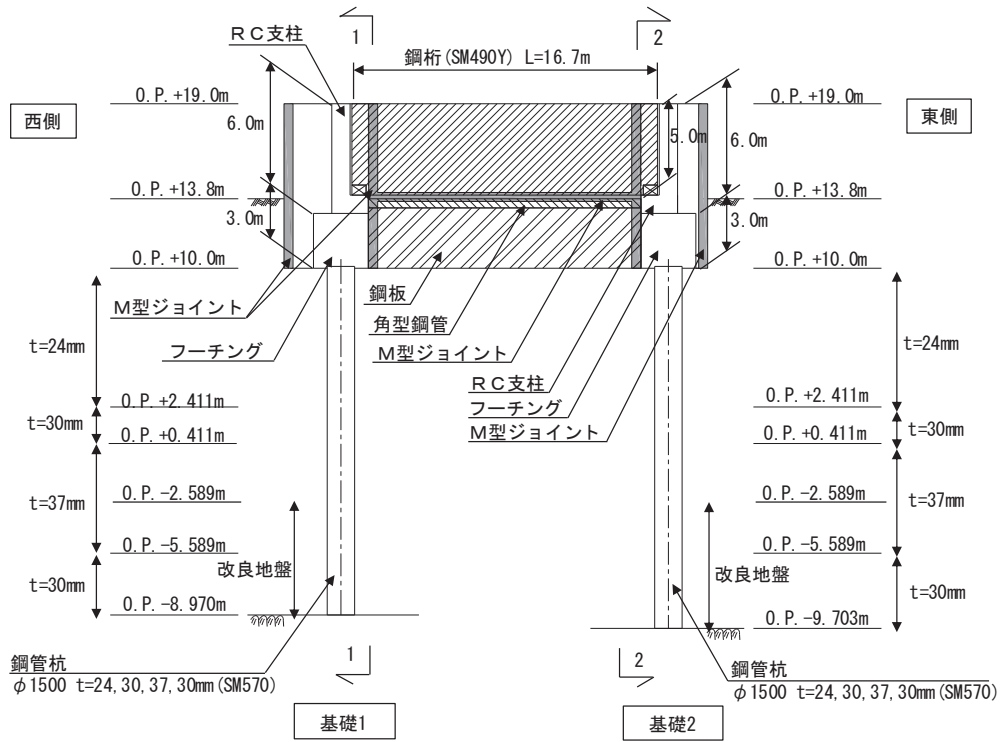


(正面図)

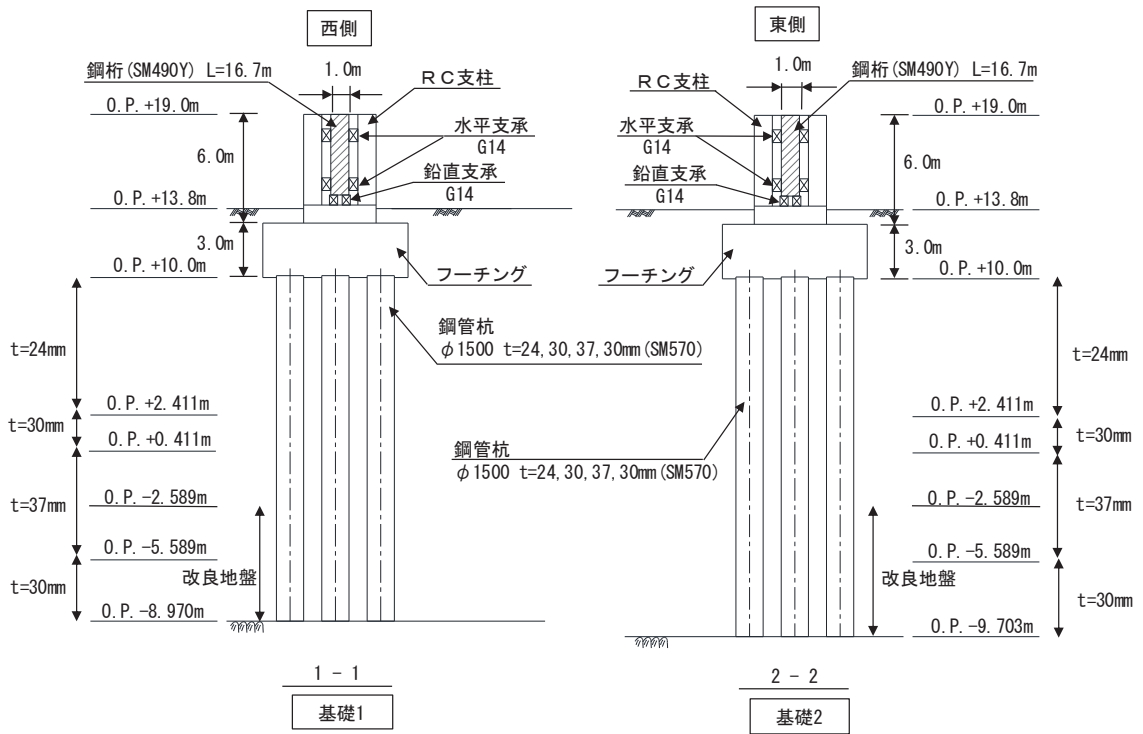


(断面図)

図 5.10.2-20 鋼製遮水壁 (鋼桁 1) 正面図及び断面図

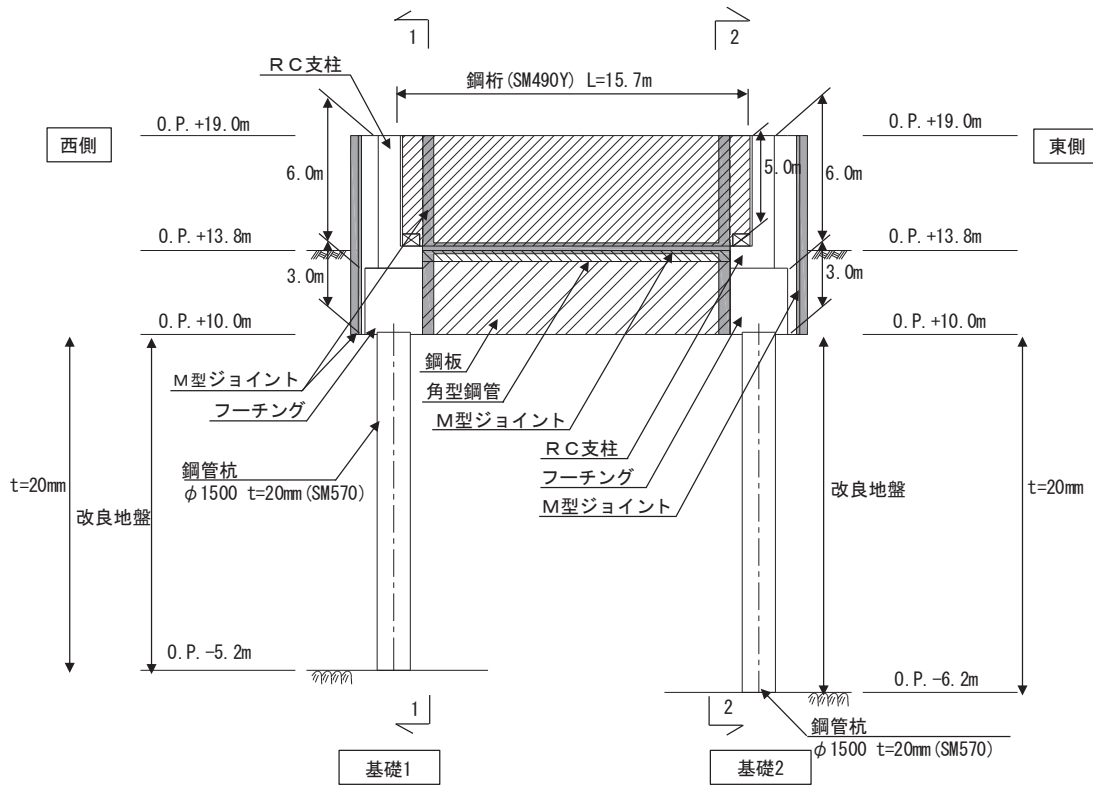


(正面図)

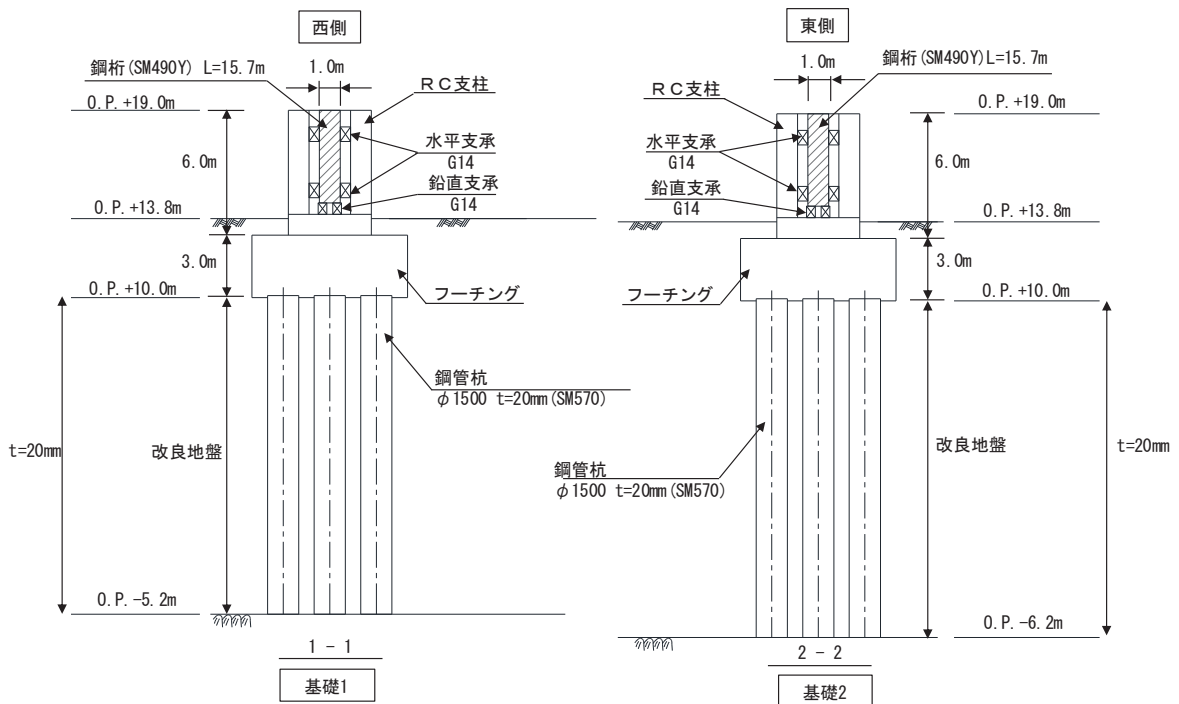


(断面図)

図 5.10.2-21 鋼製遮水壁 (鋼桁 2) 正面図及び断面図

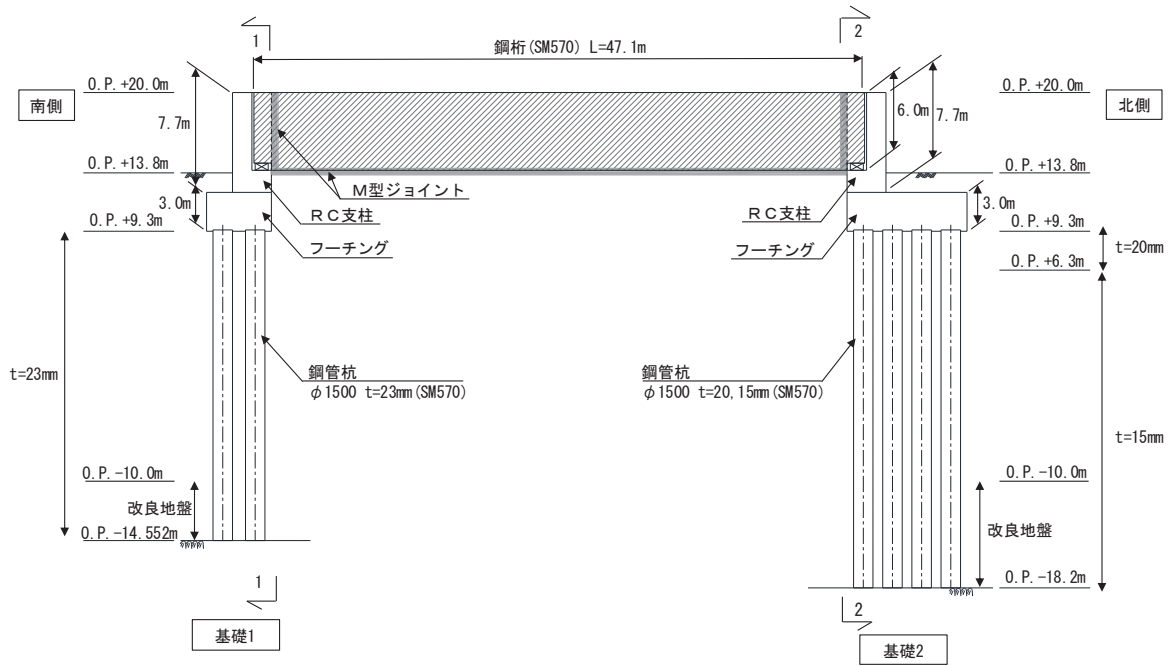


(正面図)

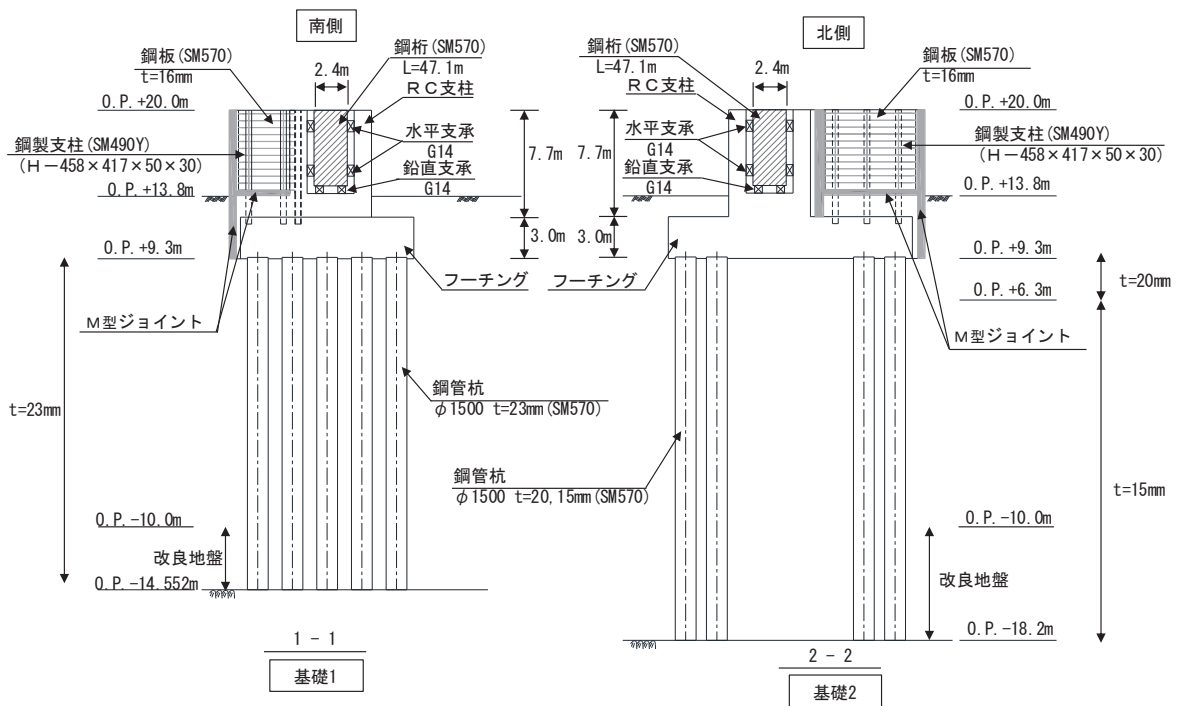


(断面図)

図 5.10.2-22 鋼製遮水壁 (鋼桁 3) 正面図及び断面図

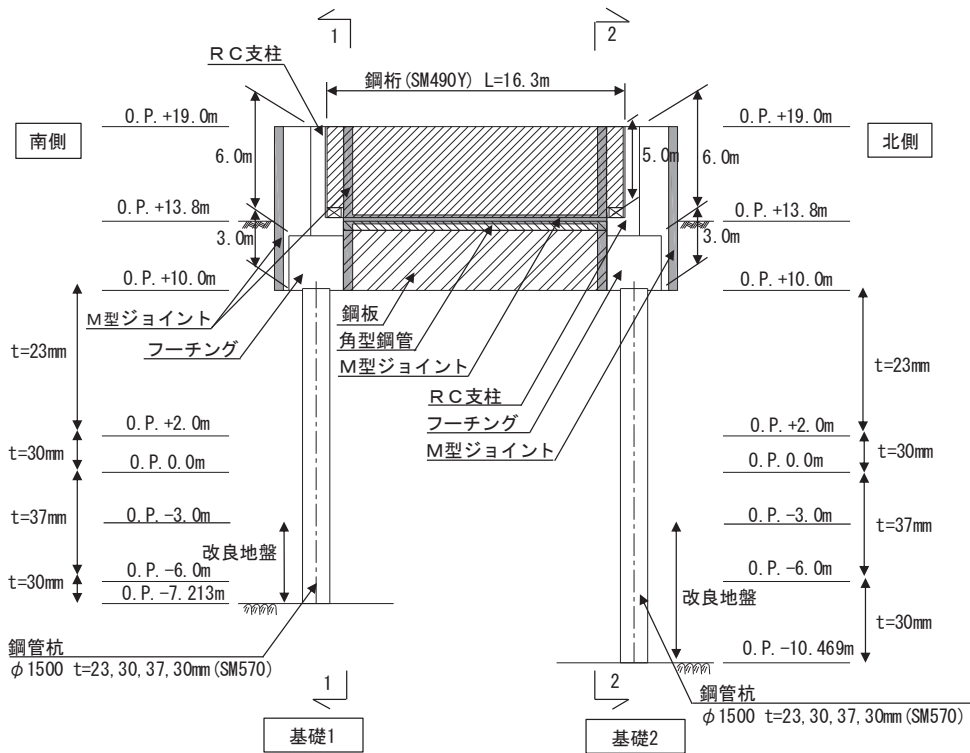


(正面図)

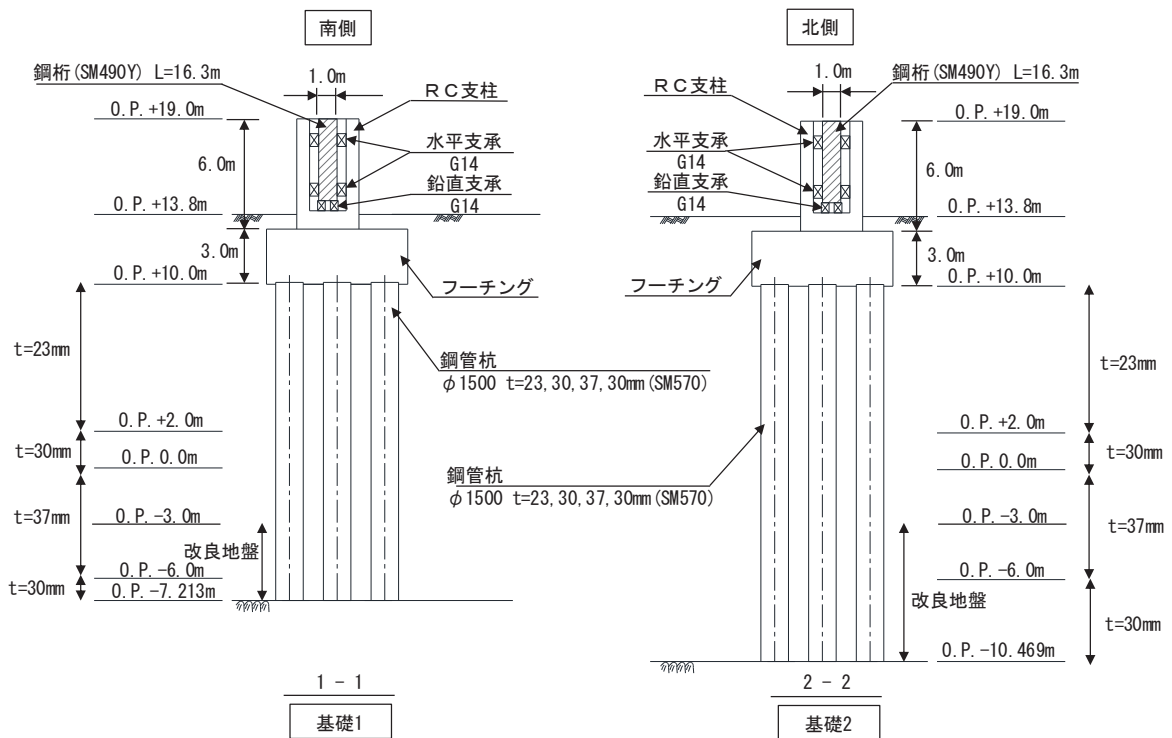


(断面図)

図 5.10.2-23 鋼製遮水壁 (鋼桁 4) 正面図及び断面図

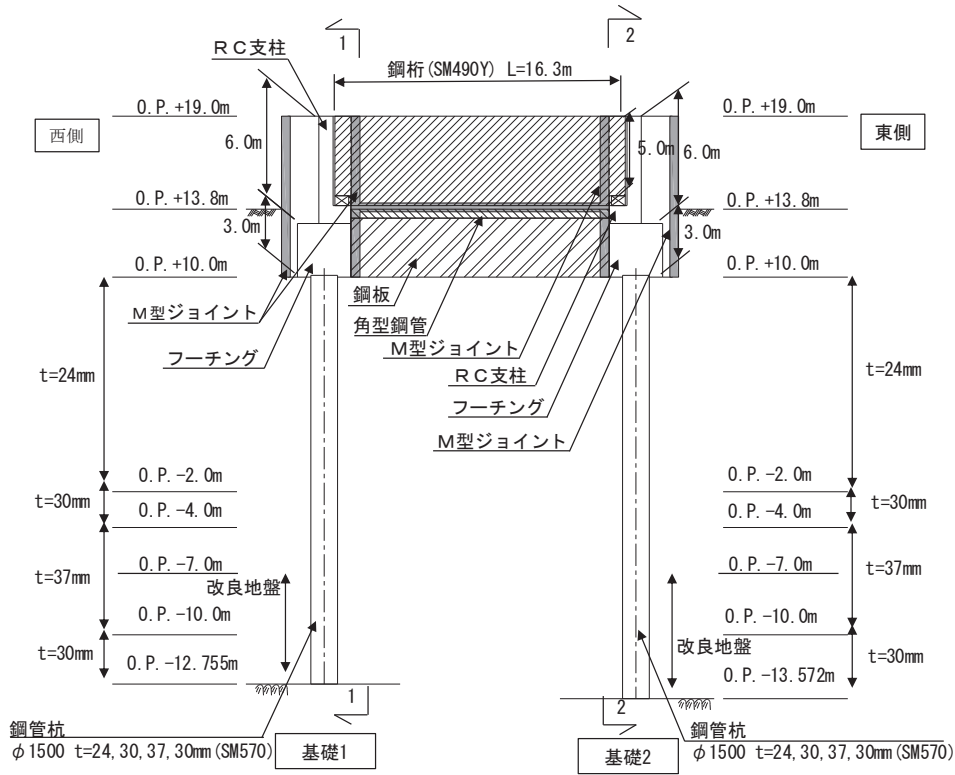


(正面図)

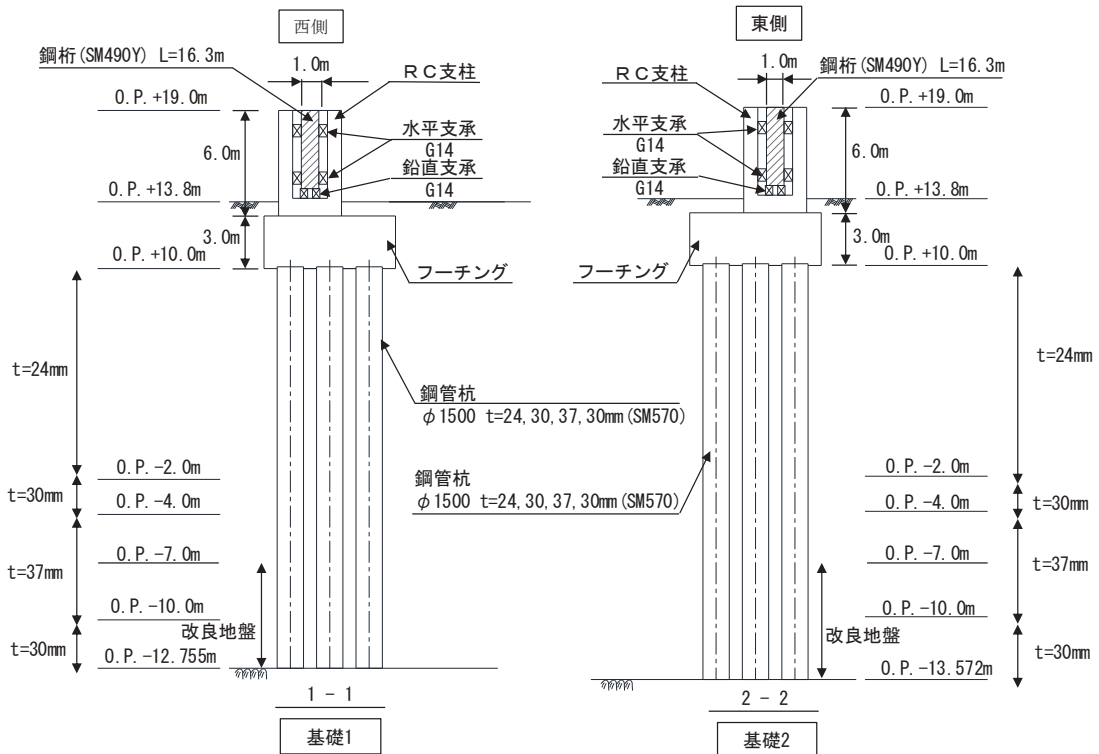


(断面図)

図 5.10.2-24 鋼製遮水壁 (鋼桁 5) 正面図及び断面図



(正面図)



(断面図)

図 5.10.2-25 鋼製遮水壁 (鋼桁 6) 正面図及び断面図

鋼製遮水壁（鋼桁）の構造概要を表 5. 10. 2-19 に示す。

鋼製遮水壁（鋼桁）は、海水ポンプ室や地中構造物を横断する箇所に設置しており、横断する構造物の大きさ等に応じて、鋼桁の幅が異なる等、構造的特徴が一律ではない。また、入力津波水位や周辺地質状況等についても設置位置毎に異なることから、評価断面の代表性は明確ではない。よって、鋼製遮水壁（鋼桁）は、すべての構造を評価対象断面とする。

また、鋼製遮水壁（鋼桁）は、上部工について、相対的に断面係数が大きい壁軸方向が強軸断面方向となる一方、下部工は上部工の壁軸直角方向加振時に鋼管杭基礎が連続的に配置されていることから、壁軸直角方向が強軸方向となる。よって、鋼製遮水壁（鋼桁）においては上部工、下部工それぞれの観点から壁軸方向及び壁軸直角方向それぞれの断面方向を評価対象断面とする。

評価対象断面の選定結果を表 5. 10. 2-20 に示す。

表 5. 10. 2-19 構造概要

断面	天端高さ (m)	鋼桁			入力津波高さ (m)	周辺地質
		幅 (m)	たて (m)	横 (m)		
鋼桁 1	O. P. +19. 0	2. 4	5. 0	41. 85	0. P. +18. 1 (第 2 号機海水 ポンプ室)	盛土・旧表土層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、盛土・旧表土は地盤改良されている。
鋼桁 2	O. P. +19. 0	1. 0	5. 0	16. 7	0. P. +18. 1 (第 2 号機海水 ポンプ室)	盛土・旧表土層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、地下水位以深の盛土・旧表土は地盤改良されている。
鋼桁 3	O. P. +19. 0	1. 0	5. 0	15. 7	0. P. +17. 4 (第 2 号機放水 立坑)	盛土・旧表土層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、盛土・旧表土は地盤改良されている。
鋼桁 4	O. P. +20. 0	2. 4	6. 0	47. 1	0. P. +19. 0 (第 3 号機海水 ポンプ室)	盛土・旧表土層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、地下水位以深の盛土・旧表土は地盤改良されている。
鋼桁 5	O. P. +19. 0	1. 0	5. 0	16. 3	0. P. +17. 5 (第 3 号機放水 立坑)	盛土・旧表土層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、地下水位以深の盛土・旧表土は地盤改良されている。
鋼桁 6	O. P. +19. 0	1. 0	5. 0	16. 3	0. P. +17. 5 (第 3 号機放水 立坑)	盛土・旧表土層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、地下水位以深の盛土・旧表土は地盤改良されている。

表 5.10.2-20 評価対象断面の選定結果

断面	天端高さ (m)	鋼桁			入力津波高さ (m)	周辺地質	間接支持 する設備	評価対象 断面	選定結果
		幅 (m)	たて (m)	横 (m)					
鋼桁1	O.P.+19.0	2.4	5.0	41.85	O.P.+18.1 (第2号機海水ポンプ室)	盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面 標高が低い。なお、盛土・旧表土は地 盤改良されている。	—	○	上部工、下部工そ れぞれの観点から 壁軸方向及び壁軸 直角方向それぞれ の断面方向を評価 対象断面とする。
鋼桁2	O.P.+19.0	1.0	5.0	16.7		盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面 標高が低い。なお、地下水位以深の 盛土・旧表土は地盤改良されている。	—	○	
鋼桁3	O.P.+19.0	1.0	5.0	15.7	O.P.+17.4 (第2号機放水立坑)	盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面 標高が低い。なお、盛土・旧表土は地 盤改良されている。	—	○	
鋼桁4	O.P.+20.0	2.4	6.0	47.1		盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面 標高が低い。なお、地下水位以深の 盛土・旧表土は地盤改良されている。	—	○	
鋼桁5	O.P.+19.0	1.0	5.0	16.3	O.P.+17.5 (第3号機放水立坑)	盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面 標高が低い。なお、地下水位以深の 盛土・旧表土は地盤改良されている。	貫通部 止水処置	○	
鋼桁6	O.P.+19.0	1.0	5.0	16.3		盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面 標高が低い。なお、地下水位以深 の盛土・旧表土は地盤改良されている。	貫通部 止水処置	○	

(3) 鋼製扉

鋼製扉の平面配置図を図 5.10.2-26 に、正面図及び断面図を図 5.10.2-27～図 5.10.2-30 に示す。

鋼製扉は、フーチング上に設置した鉄筋コンクリート (RC) 支柱と鋼製扉を、扉取付部 (ヒンジ) により接合した片開き式の構造物であり、フーチングと一体化した鋼管杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。

上部工の天端は入力津波高さに応じて第 3 号機海水ポンプ室で O.P. +20.0m と第 2 号機海水ポンプ室、第 2 号機放水立坑及び第 3 号機放水立坑で O.P. +19.0m とし、扉体については、いずれも幅 (奥行) 0.6m, 横 5.9m とする。

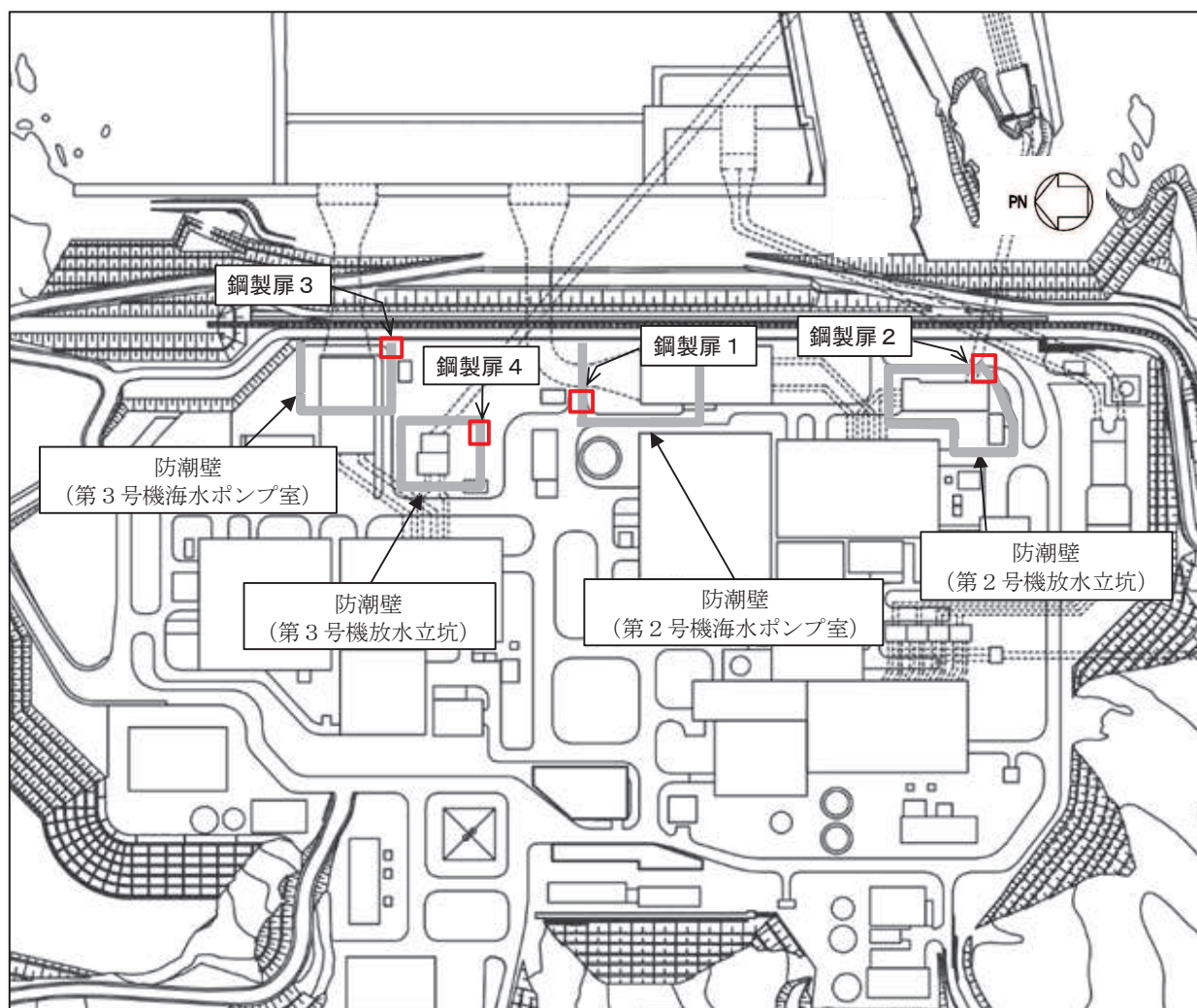


図 5.10.2-26 鋼製扉の平面配置図

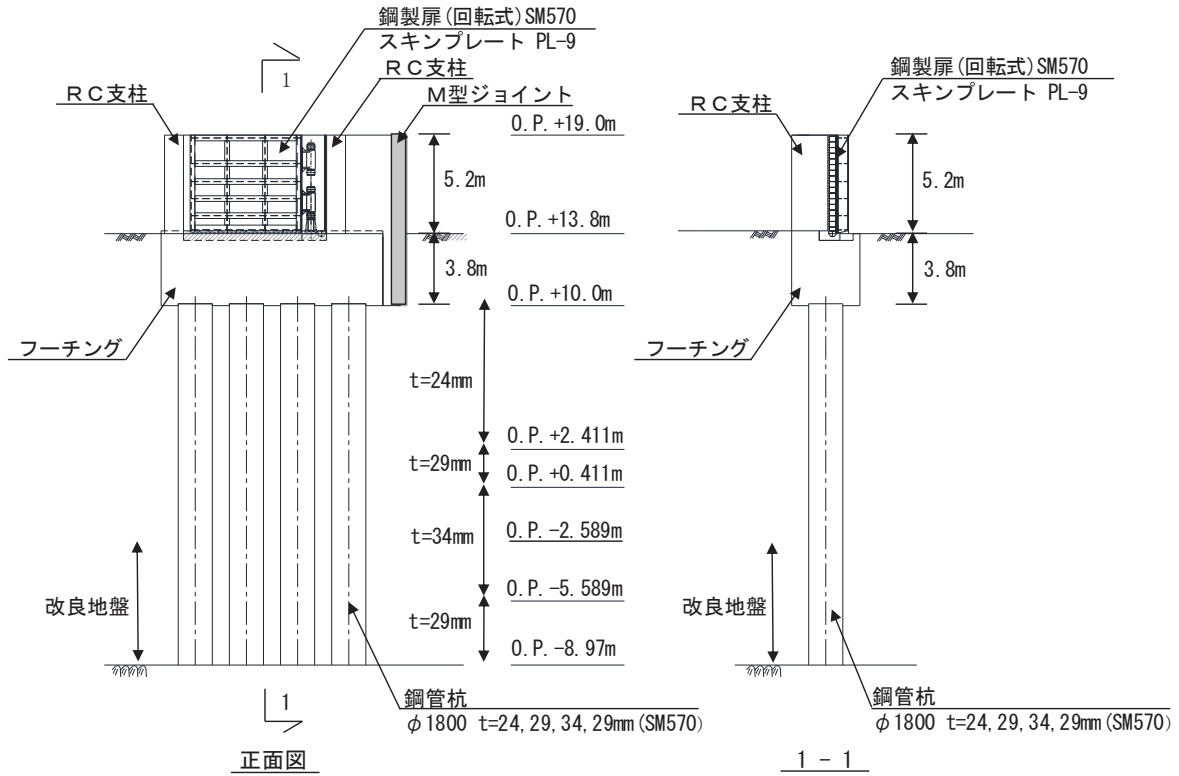


図 5.10.2-27 鋼製扉 1 構造図
(第 2 号機海水ポンプ室)

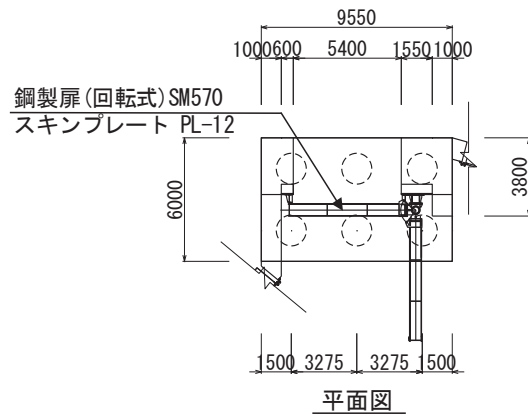
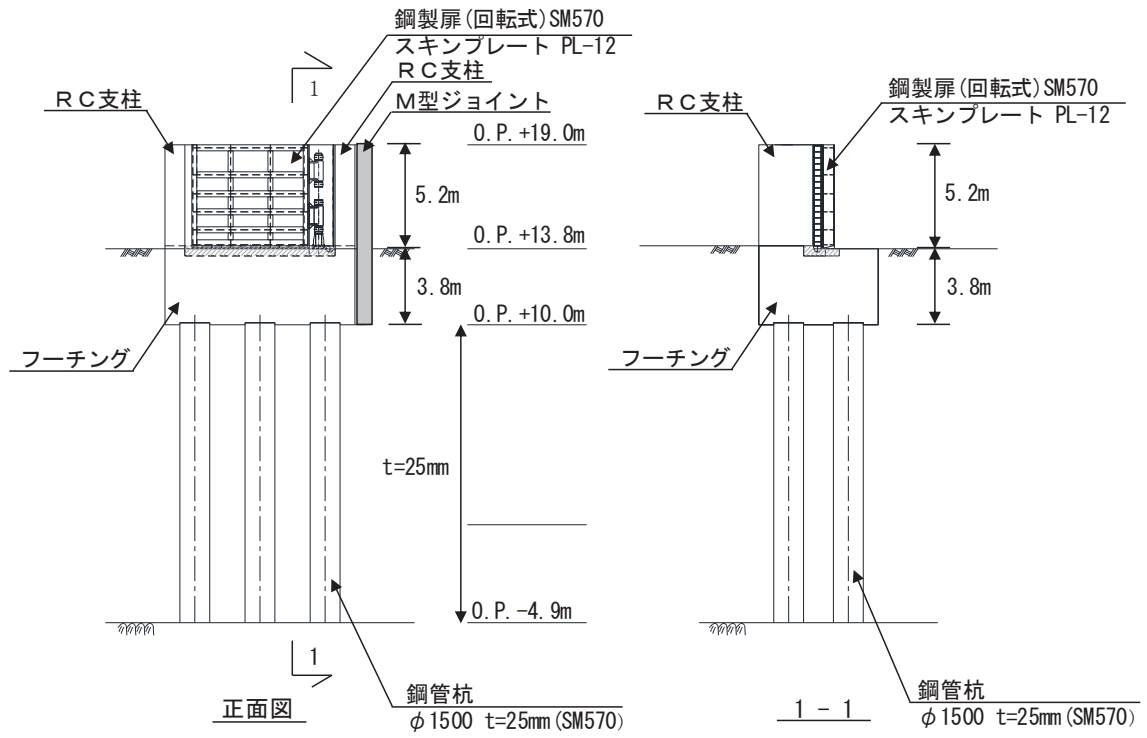


図 5.10.2-28 鋼製扉 2 構造図
(第 2 号機放水立坑)

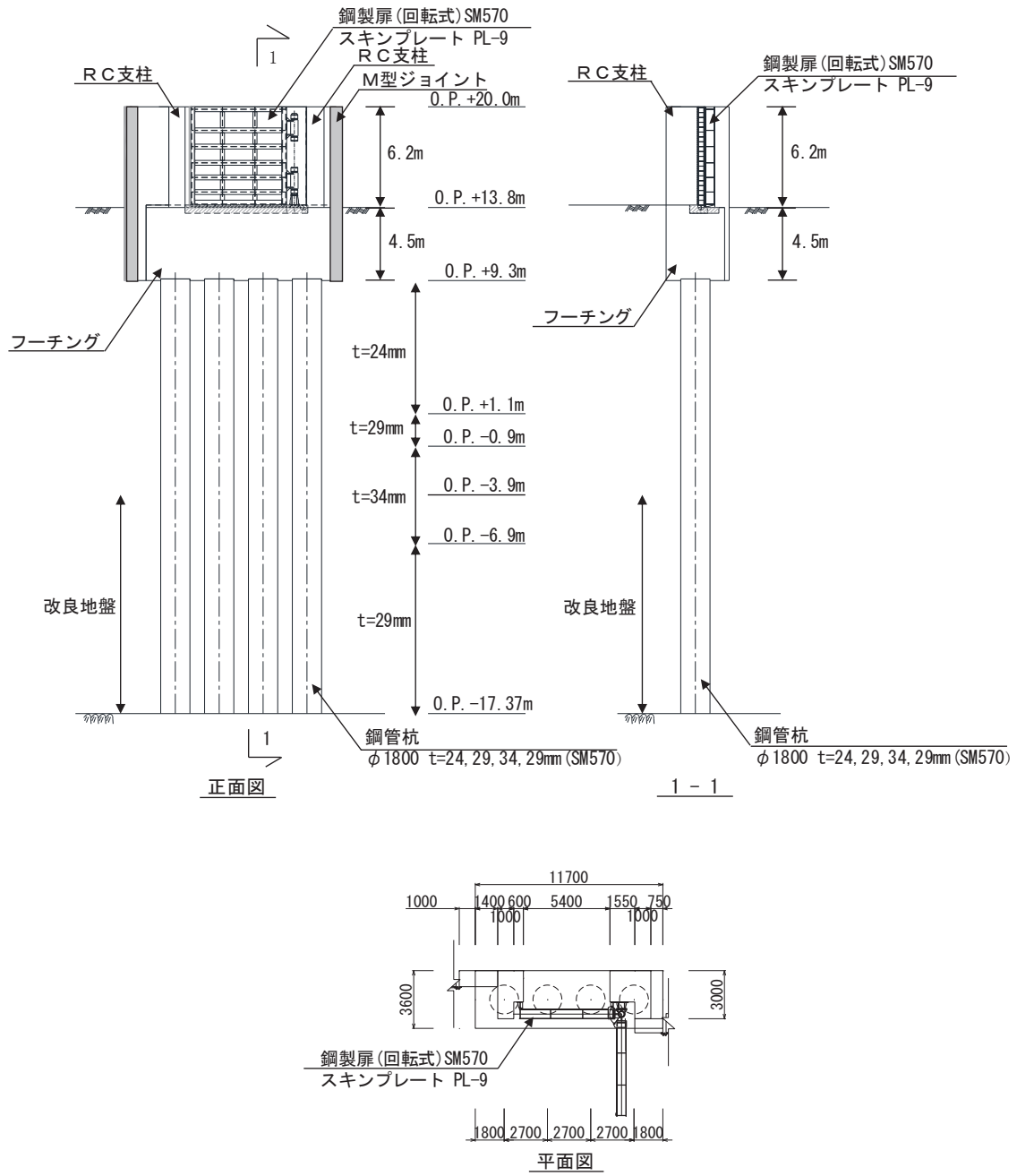


図 5. 10. 2-29 鋼製扉 3 正面図及び断面図
(第 3 号機海水ポンプ室)

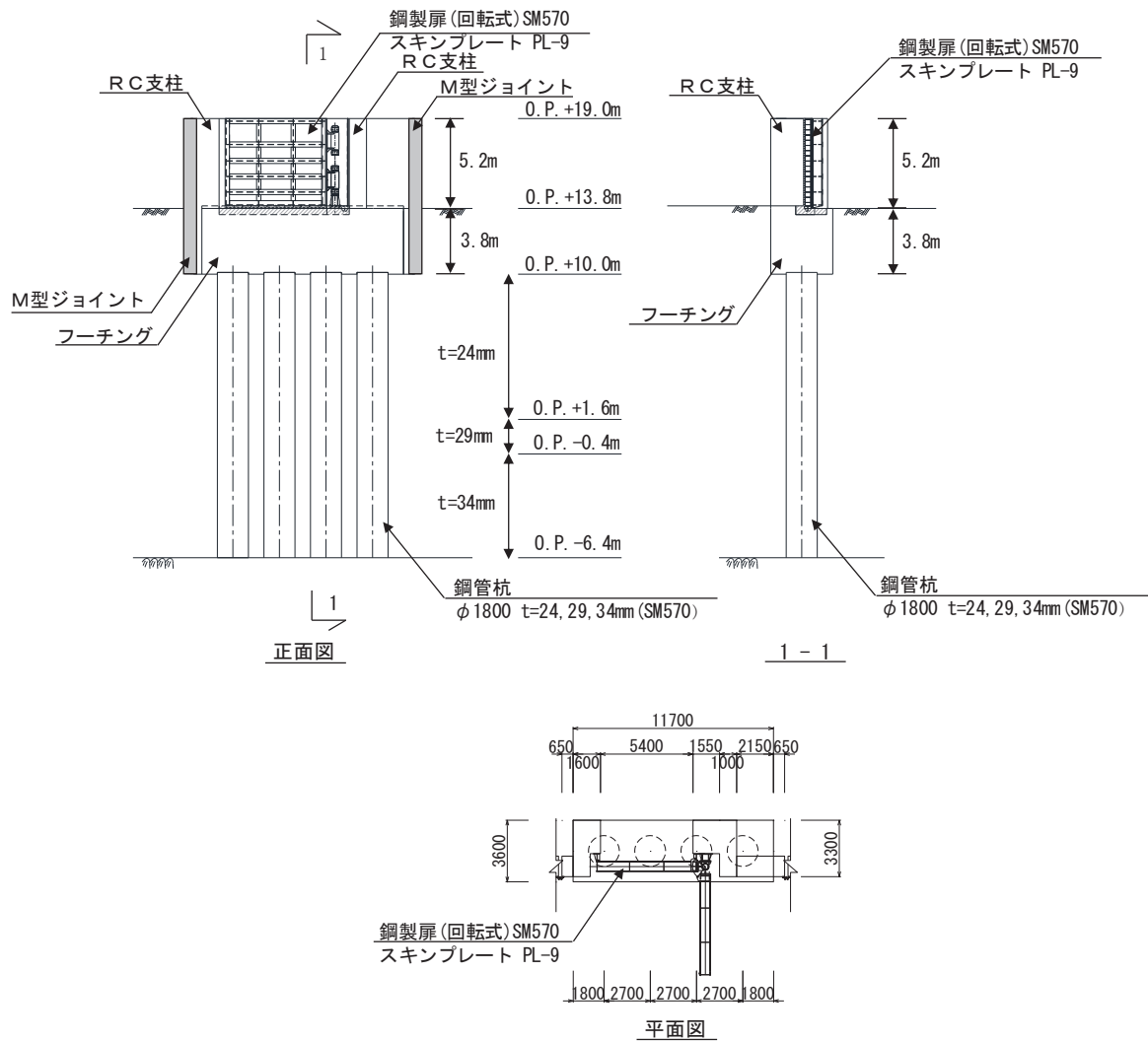


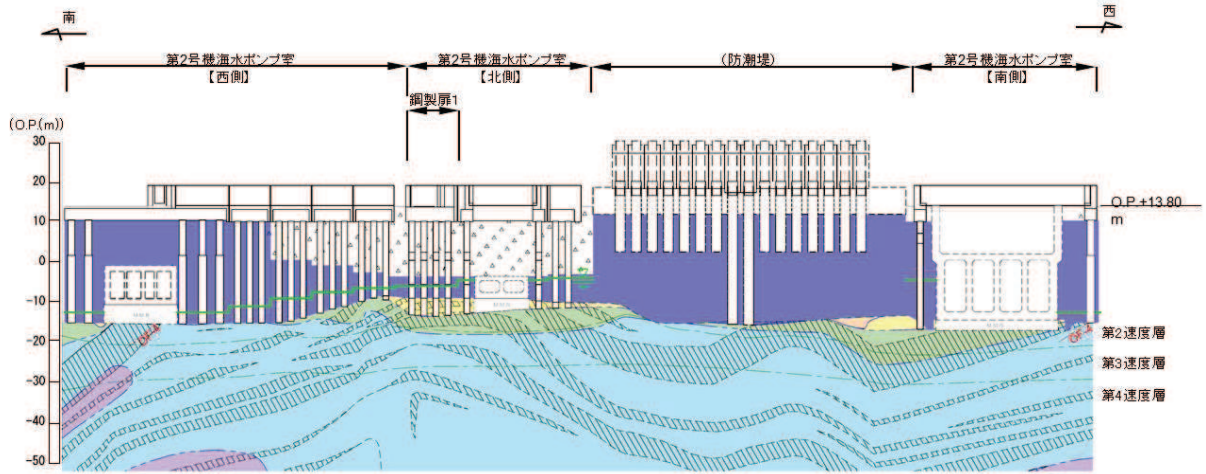
図 5.10.2-30 鋼製扉 4 正面図及び断面図
(第 3 号機放水立坑)

a. 評価候補断面の整理

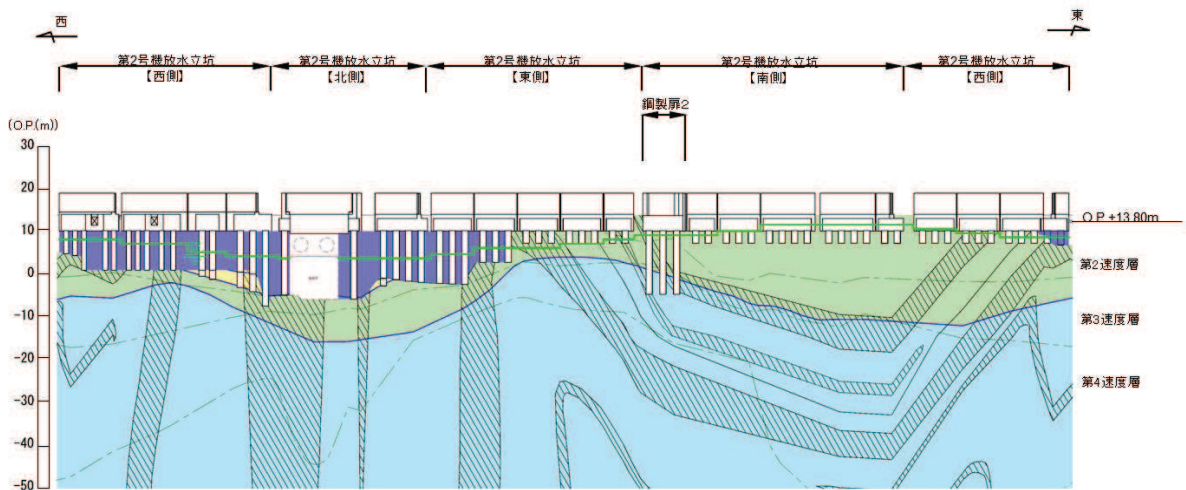
設置位置毎の構造概要を表 5.10.2-21 に、周辺の地質状況を図 5.10.2-31 に示す。

表 5.10.2-21 構造概要

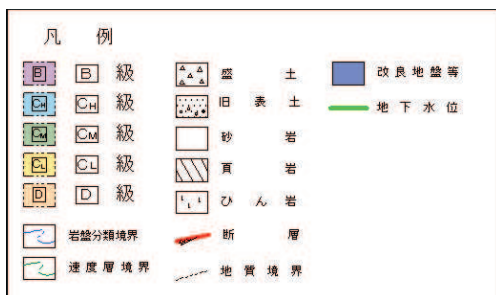
断面	天端高さ (m)	鋼管杭		扉体			入力津波高さ (m)	周辺地質
		杭径 (mm)	杭板厚 (mm)	幅 (m)	たて (m)	横 (m)		
鋼製扉 1	0.P. +19.0	φ 1800	24, 29, 34	0.6	5.15	5.9	0.P. +18.1 (第 2 号機海水ポンプ室)	盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、地下水位以深の盛土・旧表土は地盤改良されている。
鋼製扉 2	0.P. +19.0	φ 1500	25	0.6	5.15	5.9	0.P. +17.4 (第 2 号機放水立坑)	盛土・旧表土が分布せず、岩盤上面が露頭している。
鋼製扉 3	0.P. +20.0	φ 1800	24, 29, 34	0.6	6.15	5.9	0.P. +19.0 (第 3 号機海水ポンプ室)	盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、地下水位以深の盛土・旧表土は地盤改良されている。
鋼製扉 4	0.P. +19.0	φ 1800	24, 29, 34	0.6	5.15	5.9	0.P. +17.5 (第 3 号機放水立坑)	盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。



(2号機海水ポンプ室*1,*2)



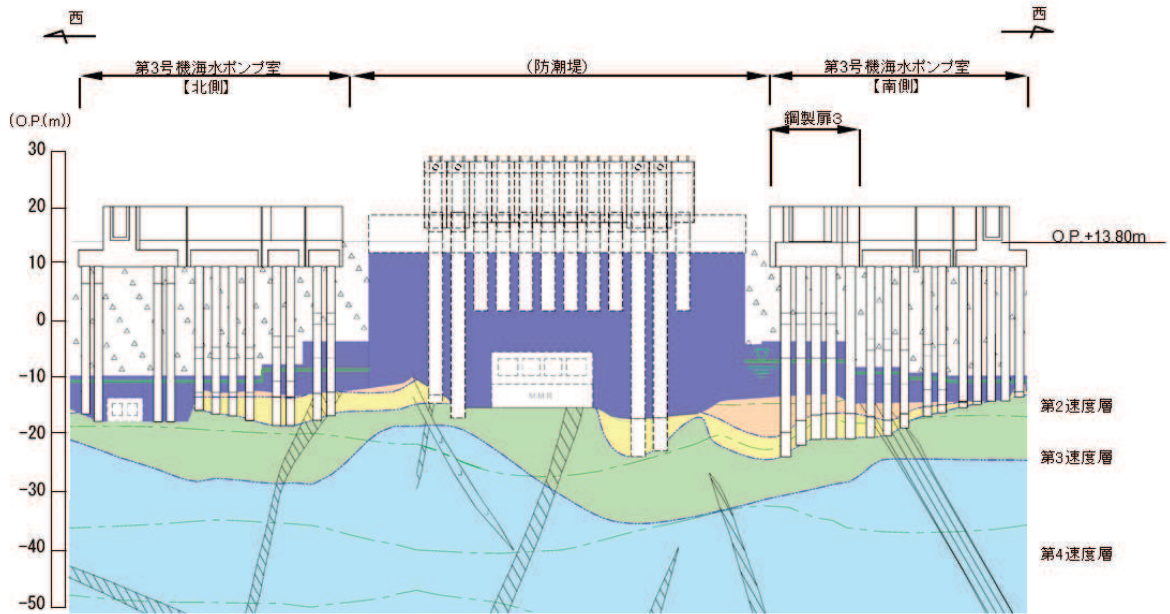
(2号機放水立坑*1)



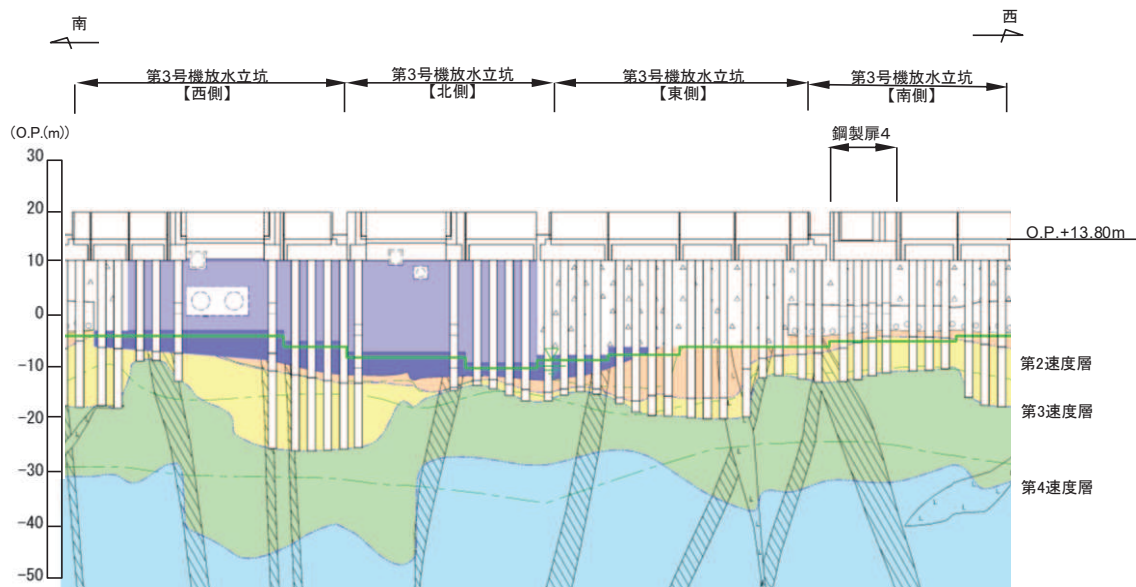
注記：*1：鋼管杭下端は C₁ 級岩盤上面（又は C₂ 級岩盤上面）とし、鋼管杭直下の C₁ 級岩盤部は MMR により置換する範囲を示す。

*2：鋼管杭中の水平線は板厚変化部（段落とし）を示す。（板厚等の詳細は図 5.10.4-6～図 5.10.4-10 に示す）

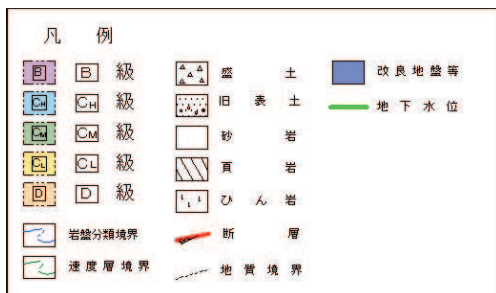
図 5.10.2-31(1) 鋼製扉 地質縦断図



(3号機海水ポンプ室*1,*2)



(3号機放水立坑*1,*2)



注記：*1：鋼管杭下端はC₁級岩盤上面（又はC₂級岩盤上面）とし、鋼管杭直下のC₁級岩盤部はMMRにより置換する範囲を示す。

*2：鋼管杭中の水平線は板厚変化部（段落とし）を示す。（板厚等の詳細は図5.10.4-6～図5.10.4-10に示す）

図 5.10.2-31(2) 鋼製扉 地質縦断図

b. 評価対象断面の選定

評価対象断面の選定にあたっては、(1)鋼製遮水壁（鋼板）同様に、上部工（扉体、支柱等）への影響として慣性力と津波荷重が支配的となること、下部工（杭体、フーチング等）への影響は、地盤変形の影響と上部工からの反力が支配的となることが想定される。よって、上部工と下部工それぞれに与える耐震評価上の影響の大小に対して指標が一致しないおそれがあることから、上部工・下部工それぞれに与える影響の観点で評価対象断面を選定する。

断面の選定は、(1)鋼製遮水壁（鋼板）同様に、一次元地震応答解析を用い、耐震・耐津波評価を行う上で厳しい断面を選定する。

(a) 上部工の観点での評価対象断面の選定

上部工に関しては、構造仕様が同一であるため、天端高さが O.P.+20.0m と高い鋼製扉 3 を評価対象断面として選定するとともに、天端高さ O.P.+19.0m の鋼製扉 1、鋼製扉 2 及び鋼製扉 4 の中から評価対象断面を選定する。

評価対象断面の絞り込みは、上部工の設計に支配的な外力である慣性力及び津波荷重に基づき構造的特徴を踏まえ想定される作用荷重に基づき、評価対象断面を選定する。

最大応答加速度及び慣性力並びに津波荷重を表 5.10.2-22 に示す。

整理の結果、上部工の観点では、鋼製扉 3 及び構造仕様が同一である鋼製扉 1、2 及び 4 の中で鋼製扉 2 を評価対象断面に選定する。

表 5.10.2-22 鋼製扉における慣性力及び津波荷重の整理

断面	フーチング下面最大 加速度*1 (cm/s ²)	慣性力*2 (kN/m)	津波荷重*3 (kN/m)	備考
鋼製扉 1	450 (S s - N 1)	76	—	地震時
	315 (S d - D 2)	53	160	津波+余震重畳時
鋼製扉 2	806 (S s - F 3)	<u>176</u>	—	地震時
	454 (S d - D 2)	<u>99</u>	<u>131</u>	津波+余震重畳時
鋼製扉 4	505 (S s - N 1)	75	—	地震時
	345 (S d - D 2)	51	126	津波+余震重畳時

注記*1：（ ）内は最大値が発生した地震動名を示す。

*2：上部工重量（鋼板、鋼製支柱）×応答震度（フーチング下面最大加速度/980.665 (cm/s²)）により算定

*3：静水圧+動水圧により算定。ここで、津波水位は設計用津波水位を用い、動水圧については Sd-D2 の応答震度（フーチング下面最大加速度/980.665 (cm/s²)）を用いて、Westergaard 式により算定。

(b) 下部工の観点での評価対象断面の選定

下部工に関しては、鋼管杭径 ϕ 1500mmで板厚25mmの鋼製扉2を選定するとともに、鋼管杭径 ϕ 1800mmで板厚24, 29, 34mmの鋼製扉1, 鋼製扉3及び鋼製扉4の中からも評価対象断面を選定する。

評価対象断面の選定は、下部工の設計に支配的な外力である地盤変形と上部工反力に着目し、杭上端（フーチング下面）の変位と最大せん断ひずみ及び地層境界（地盤改良上端）付近の層間変形角並びに杭1本あたりに作用する上部工荷重に基づき評価対象断面を選定する。なお、上部工からの反力のうちフーチングに作用する反力については、上部工の慣性力等の影響が支配的と考えられる断面と指標が同一となるため、上部工の評価対象断面として整理する。

各構造の評価対象断面選定結果を表5.10.4-23に、杭上端（フーチング下面）の最大変位発生時刻の変位分布および最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布を図5.10.2-32に示す。

下部工の観点では、鋼製扉2及び鋼製扉3を評価対象断面に選定する。なお、この2断面は上部工の観点でも選定されている。

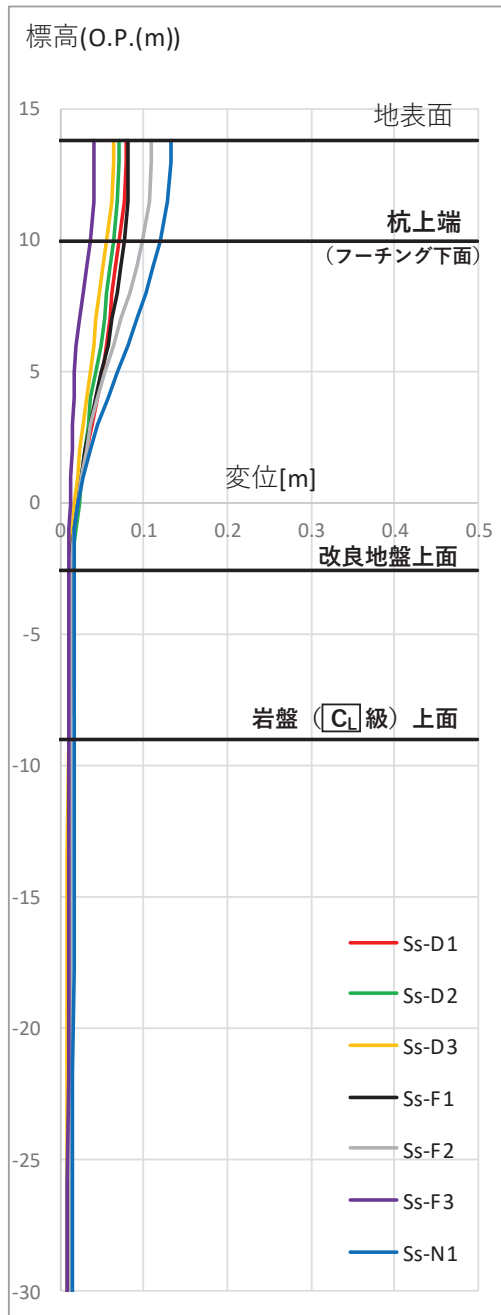
表 5.10.2-23 評価対象断面の選定結果

断面	全体変形*1		地層境界部*1		杭への作用荷重*3		評価対象断面	選定結果
	変位 (m)	せん断ひずみ	層間変形角*2	せん断ひずみ	地震時 (kN/本)	重畳時 (kN/本)		
鋼製扉 1	0.121 (S s-N1)	0.013 (S s-N1)	1.0×10^{-2} (S s-N1)	0.008 (S s-N1)	664	466	—	—
鋼製扉 3	<u>0.162</u> (S s-N1)	<u>0.018</u> (S s-N1)	<u>1.2×10^{-2}</u> (S s-N1)	<u>0.009</u> (S s-N1)	<u>961</u>	460	○	構造仕様が同一である鋼製扉 1, 4 に比べ、地盤全体の変形量、地層境界付近での層間変形量共に大きく、鋼管杭に生じる断面力が大きくなることが想定されるため、評価対象断面に選定する。
鋼製扉 4	0.114 (S s-N1)	0.014 (S s-N1)	0.9×10^{-2} (S s-N1)	0.002 (S s-D2)	748	511	—	—

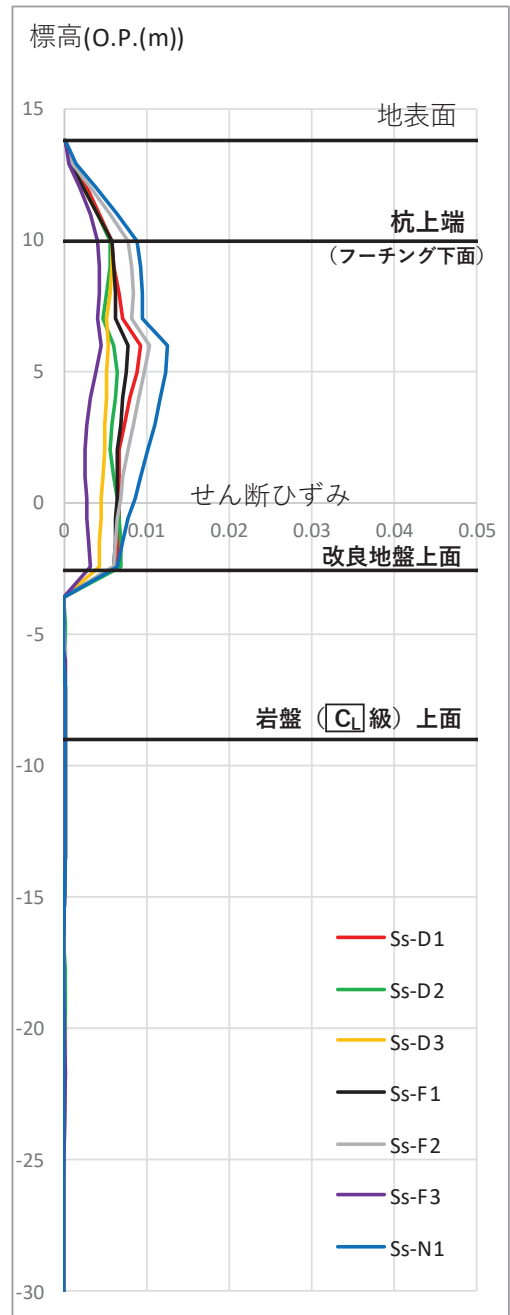
注記*1： () 内は最大値が発生した地震動名を示す

*2：改良地盤上層の水平変位量/改良地盤上層の層厚により算定

*3：(上部工重量(鋼板, 鋼製支柱) + フーチング重量) × 応答震度(フーチング下面最大加速度/980.665 (cm/s²)) により算定

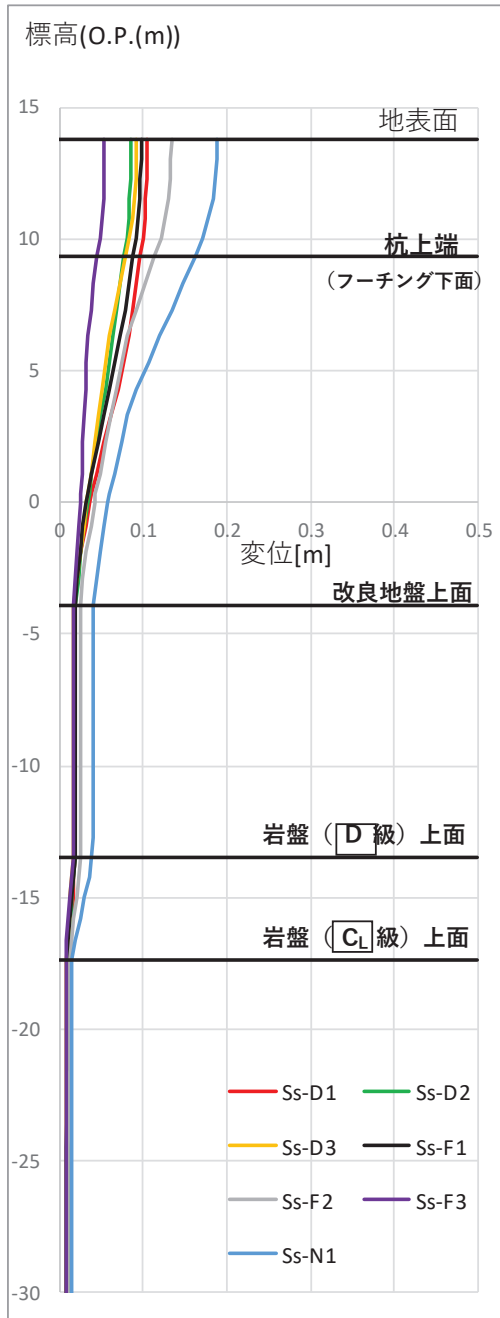


(変位)

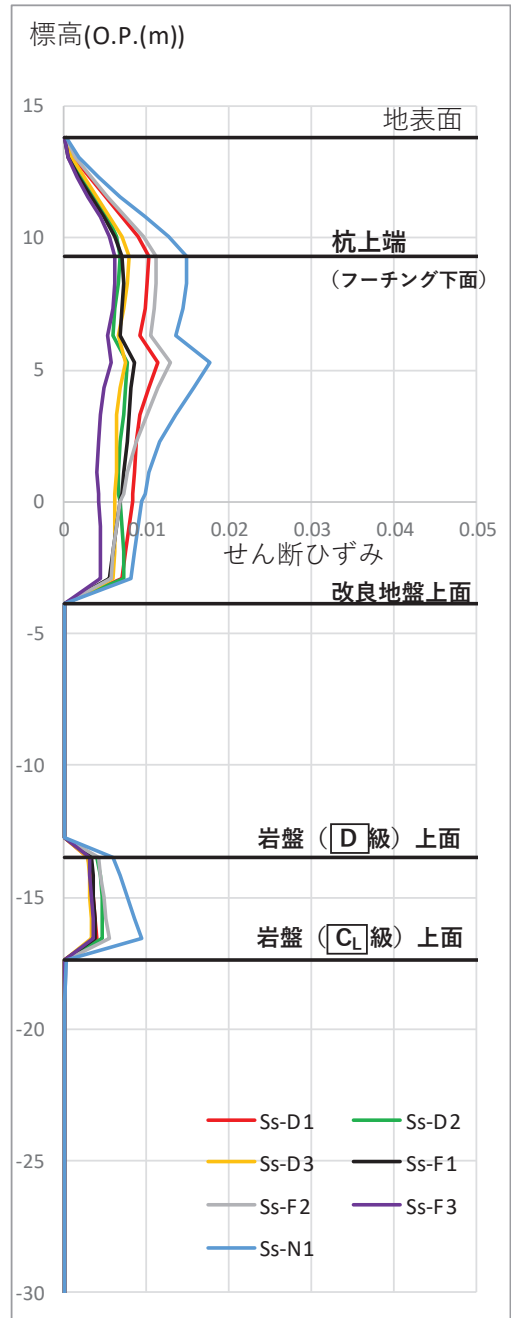


(せん断ひずみ)

図 5. 10. 2-32(1) 杭上端の最大変位発生時刻の変位分布及び
最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布
(鋼製扉 1)

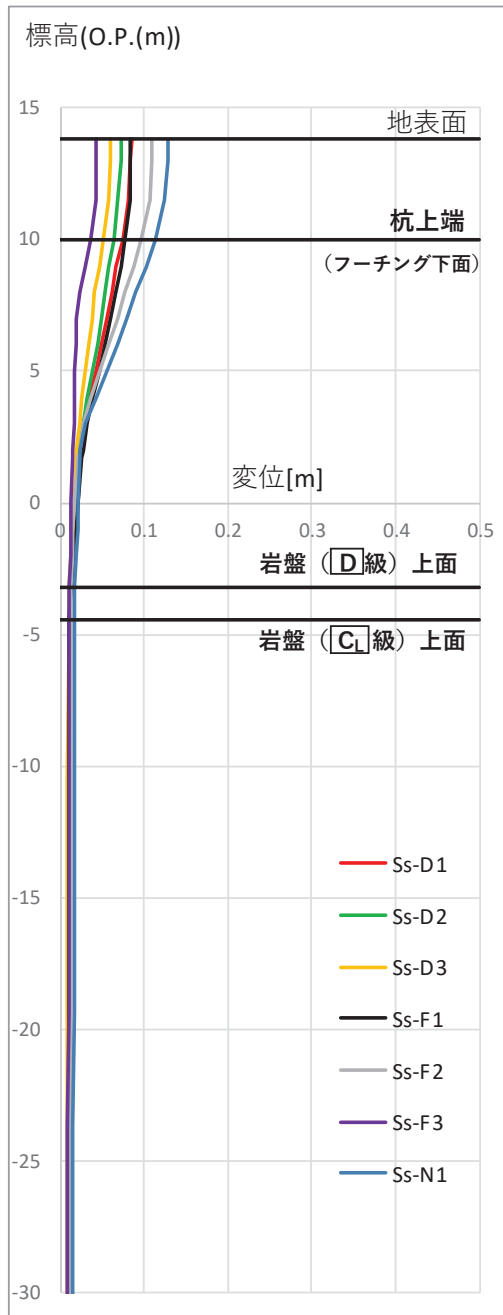


(変位)

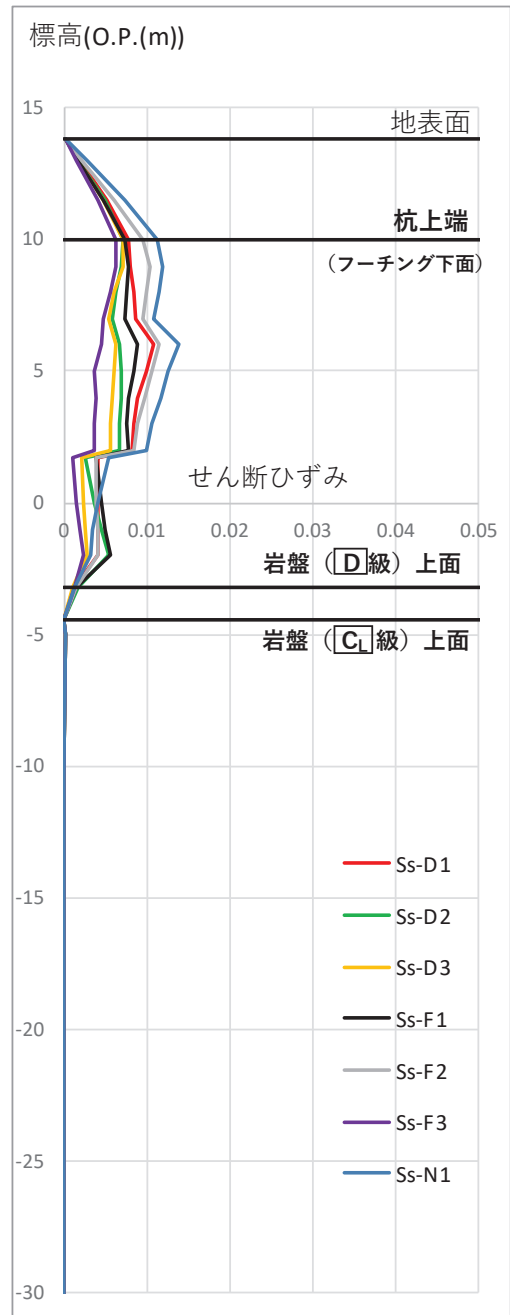


(せん断ひずみ)

図 5. 10. 2-32(2) 杭上端の最大変位発生時刻の変位分布及び
最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布
(鋼製扉 3)



(変位)



(せん断ひずみ)

図 5. 10. 2-32 (3) 杭上端の最大変位発生時刻の変位分布及び
最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布
(鋼製扉 4)

c. 断面選定結果

評価対象断面の選定結果を表 5.10.2-24 に示す。

表 5. 10. 2 - 24 評価対象断面の選定結果

断面	設置エリア (入力津波水位)	周辺地質	間接支持 する設備	評価対象断面		選定理由
				上部工の 観点	下部工の 観点	
鋼製扉2	第2号機放水立坑 (O.P. + 17.4 m)	岩盤上面が露頭しており、 盛土・旧表土層が分布しな い。	—	○ ○ ^{*1}	○ ^{*1}	上部工の構造諸元が同じ鋼製扉1, 鋼製扉2及び鋼製扉4の中で、地震時及び津波余震重畳時における作用荷重が最も大きく、上部工に生じる断面力が大きくなることが想定されるため、評価対象断面に選定する。 *1: 下部工の構造的特徴(杭板厚)が鋼製扉1, 鋼製扉3及び鋼製扉4と異なるため、下部工の観点でも選定
鋼製扉3	第3号機海水ポンプ室 (O.P. + 19.0 m)	盛土・旧表土層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。 なお、地下水水位以深の盛土・旧表土層が地盤改良されている。	—	○ ^{*2}	○	下部工の構造諸元が同じ鋼製扉1, 鋼製扉3及び鋼製扉4の中で、杭上端の変位及びまた、地層境界付近での層間変形量が最も大きく、下部工に生じる断面力が大きくなることを想定されるため、評価対象断面に選定する。 *2: 上部工の構造的特徴(天端高さ)が鋼製扉1, 鋼製扉2及び鋼製扉4と異なるため、上部工の観点でも選定

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

(1) 概要

本資料は、軽油タンクエリアの浸水防護重点化範囲について、内郭防護に関する溢水事象を考慮した上で、それぞれの浸水対策の位置付け及びその基準適合性の説明を行うものである。

(2) 浸水防護重点化範囲の設定について

以下「基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド」にある記載を踏まえ、軽油タンクエリアの浸水防護重点化範囲を設定することとする。

「基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド（抜粋）」

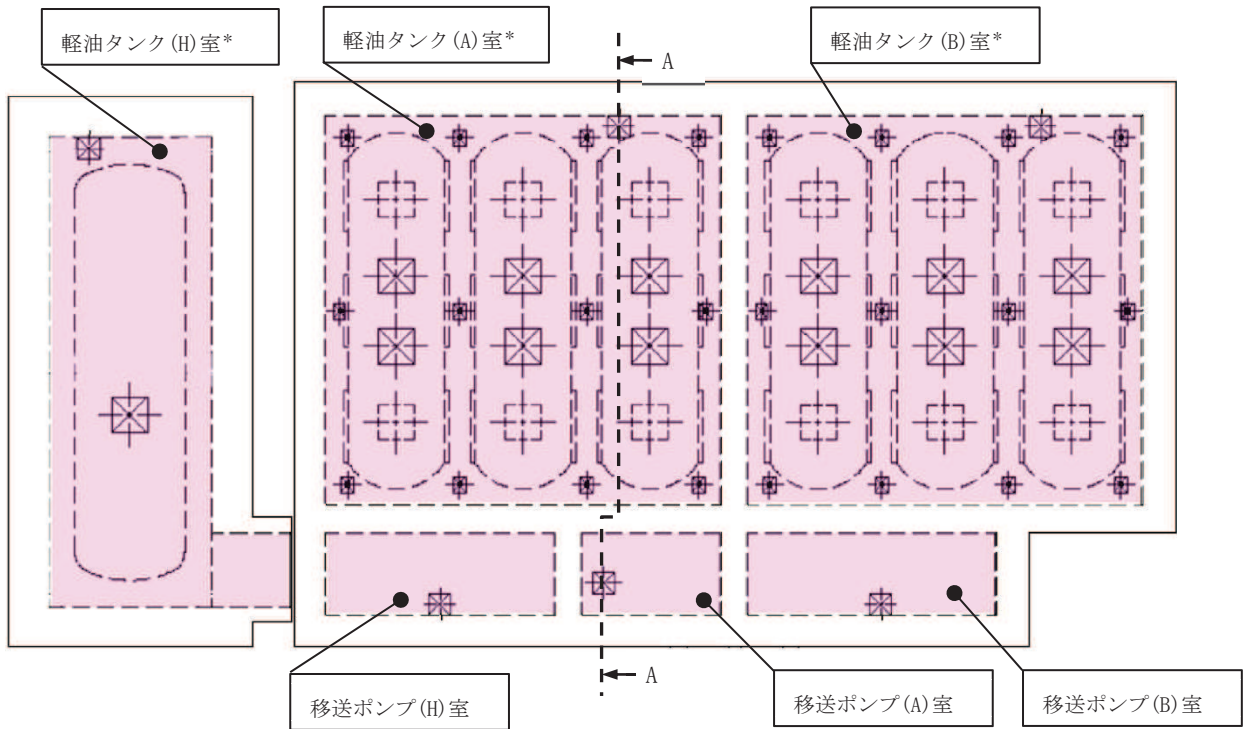
4.4 重要な安全機能を有する施設の隔離（内郭防護）

4.4.1 浸水防護重点化範囲の設定

【確認内容】

(1) 重要な安全機能を有する設備等（耐震Sクラスの機器・配管系）のうち、基本設計段階において位置が明示されているものについては、それらの設備等を内包する建屋、区画が浸水防護重点化範囲として設定されていることを確認する。

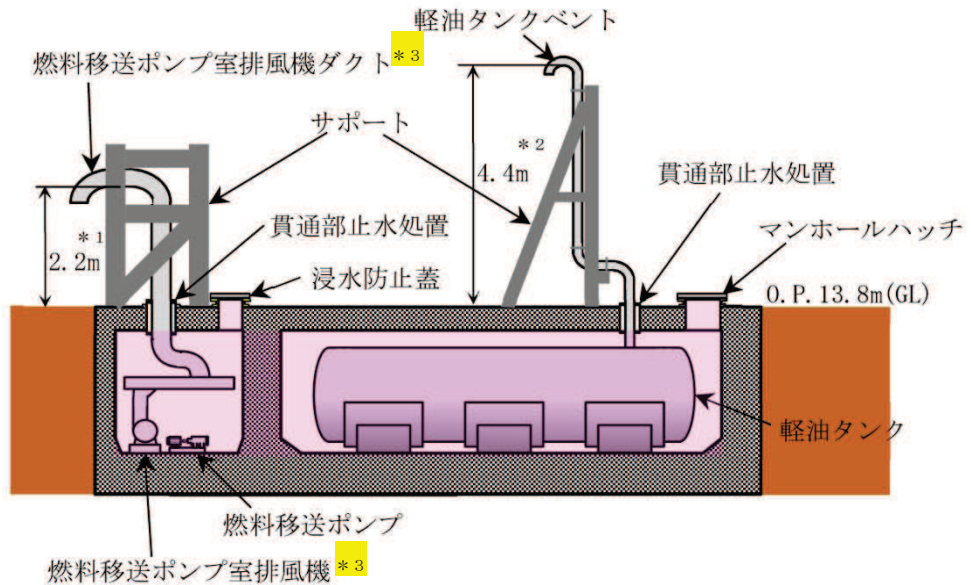
図5.20-1 に軽油タンクエリアの浸水防護重点化範囲を示す。軽油タンクエリアのうち静的な耐震Sクラス機器(タンク，配管，手動弁)のみが存在するエリアについても浸水防護重点化範囲として設定する。



軽油タンクエリア

：浸水防護重点化範囲

*：静的な耐震Sクラス機器を設置



軽油タンクエリア 断面図 (A-A矢視)

注 *1：敷地浸水の影響を踏まえ、設定した設置高さ

*2：消防法の要求を踏まえ、設定した設置高さ

*3：動的な耐震Sクラス機器を内包する浸水防護重点化範囲において、燃料移送ポンプ室排風機及びダクトを設置しているが、当該機器は基準地震動 S_s に対して構造強度を有することで、波及的影響を及ぼすものではないことを確認している。

図5.20-1 軽油タンクエリア 浸水防護重点化範囲

(3) 内郭防護として保守的に想定する溢水事象の整理

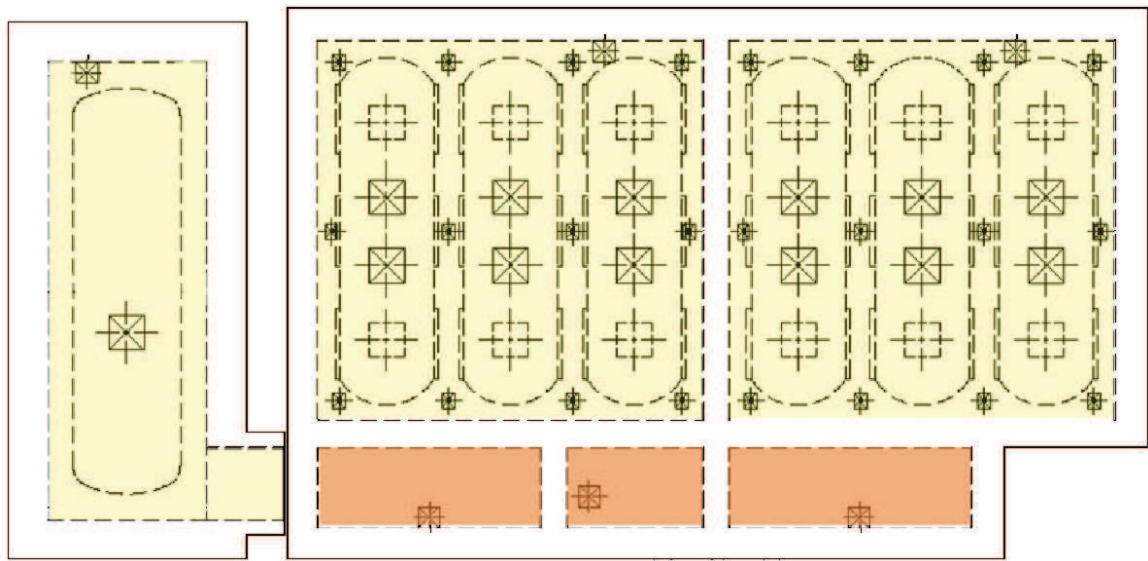
軽油タンクエリアは敷地高さO.P. 13.8mに設置しており、防潮堤高さが入力津波高さを上回っていることから、基準津波の遡上波は敷地に地上部から到達、流入しない。ただし、工認審査ガイド「3.5.2 浸水防護重点化範囲の境界における浸水対策」を踏まえ、内郭防護として、地震に起因する溢水である屋外タンク等の損傷による溢水事象を想定する。ここで、地震後の津波襲来による第2号機放水立坑の水位上昇に伴い、補機冷却海水系放水路逆流防止設備が一時的に閉止することを考慮した場合における、第2号機補機冷却海水系が運転していることによる放水路からの補機放水も溢水源として考慮する。このように、想定する溢水事象においては、津波が直接流入する事象はない。（詳細は添付資料「VI-1-1-2-2-4 入力津波による津波防護対象設備への影響評価 3.4 津波の流入等による重要な安全機能及び重大事故等に対処するために必要な機能への影響防止（内郭防護）に係る評価」参照）

(4) 各溢水事象を踏まえた設計方針

(3) 項において整理を行った結果より、軽油タンクエリアで想定する溢水事象は内部溢水による溢水であるが、浸水防護重点化範囲の特性を考慮し、浸水防護重点化範囲内に設置される施設・設備の安全機能喪失を防止する設計とする。表5.20-1に各溢水事象を踏まえた浸水防護重点化範囲の設計方針をまとめる。また、図5.20-2に表5.20-1の設計方針に基づき色分けを行った浸水防護重点化範囲図を示す。

表5.20-1 浸水防護重点化範囲の設計方針

	浸水防護重点化範囲	浸水防護重点化範囲 (浸水を想定するエリア)
範囲内に設置する設備	耐震Sクラスの動的機器(ポンプ)、耐震Sクラス静的機器(配管、手動弁)	耐震Sクラス静的機器(タンク、配管、手動弁)(浸水により機能喪失しないことを確認)
津波による浸水が発生する区画に隣接する場合	該当なし	該当なし
内部溢水による浸水が発生する区画に隣接する場合	動的機器については、浸水により機能喪失するため、区画内が浸水することが無い設計とする必要がある	浸水を前提とし、安全性評価を実施し、重要な安全機能を有する設備等の機能に影響を及ぼさないことを確認



軽油タンクエリア

: 浸水防護重点化範囲
 : 浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）

図5.20-2 浸水防護重点化範囲図（表5.20-1に基づき明示）

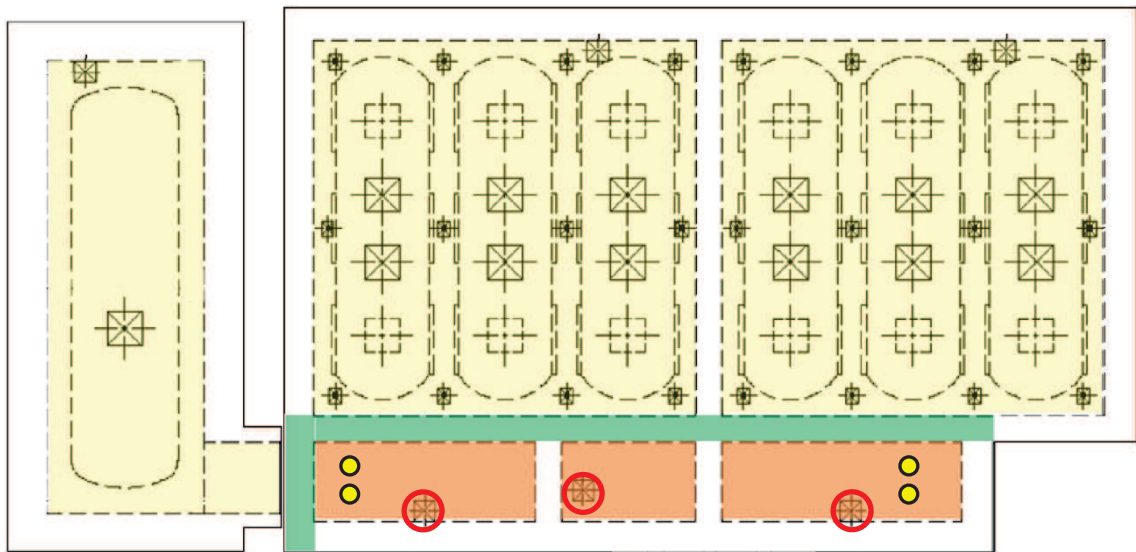
(5) 浸水防護重点化範囲との境界の位置付けの整理と浸水対策

耐津波工認審査ガイドを踏まえた境界の位置付けの整理を表5.20-2に示す。

表5.20-2 浸水防護重点化範囲の位置付けの整理

溢水が発生する区画	溢水伝播の防止先	境界における対策の位置付け	備考
内部溢水による溢水	浸水防護重点化範囲	耐津波及び内部溢水との兼用の対策	内郭防護として設計，工事認可申請上説明を行う止水対策範囲とする
	浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）		

浸水防護重点化範囲と浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）の境界については，内部溢水としても対策を実施する箇所であり，添付資料「VI-1-1-8 発電用原子炉施設の溢水防護に関する説明書」における溢水の対策範囲である。よって，耐津波及び内部溢水との兼用設備とし，内郭防護として設計，工事認可申請上説明を行う止水対策範囲として，耐津波設計と同等の耐震設計を行う。内郭防護として浸水対策を実施する箇所を図5.20-3に示す。



軽油タンクエリア

: 浸水防護重点化範囲
 : 浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）

内郭浸水防護設備

: 浸水防止蓋
 : 貫通部止水処置

: 浸水防護重点化範囲と浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）の境界に貫通部止水処置を実施

図 5.20-3 軽油タンクエリアにおける内郭浸水防護設備

(6) 浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）の基準適合性について

表5.20-3に浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）に関し、工認審査ガイドへの適合状況を整理する。

表5.20-3 工認審査ガイドへの適合状況

	ガイドに記載されている「規制基準における要求事項等」, 「確認内容」	浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）とその境界
3.5.2 浸水防護重点化範囲の境界における浸水	地震による溢水に加えて津波の流入を考慮した浸水範囲, 浸水量を安全側に想定すること。	地震による溢水に加えて津波の流入は想定されない。内部溢水による屋外タンク等の損傷による溢水を想定し, 内部溢水による溢水が発生する敷地との境界に設置しているマンホールハッチ等に期待せず, 浸水を想定。
対策	浸水範囲, 浸水量の安全側の想定に基づき, 浸水防護重点化範囲に流入する可能性のある経路（扉, 開口部, 貫通口等）を特定し, それらに対して流入防止の対策を施すこと。	浸水防護重点化範囲の境界の壁面の貫通口は, 内部溢水との兼用設備であり, 内郭防護として流入防止の対策を実施。
	【確認内容】(3) 浸水防護重点化範囲の境界において特定した経路, 浸水口における浸水防止設備の位置・仕様・強度を確認する。 （中略）確認の詳細を「5. 浸水防止設備に関する事項」に示す。	浸水防護重点化範囲の境界の壁面の貫通口における浸水対策は内郭防護として評価を実施。
	【確認内容】(4) 浸水範囲への浸水が安全機能への影響がないことを確認するため, 浸水防護重点化範囲への浸水量（漏水量）を確認するとともに, 範囲内への浸水が重要な安全機能を有する設備等の機能に影響を及ぼさないことを確認する。浸水量評価及び安全評価の確認の詳細を「7. 浸水量評価に基づく安全性評価」に示す。	浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）への浸水量評価は保守的にGL+0.18mまで浸水すると想定。重要な安全機能を有する設備等として静的機器（耐震Sクラスのタンク・配管, 手動弁）があるが, 「安全性評価」を実施し, 安全機能を有する設備の機能に影響を及ぼさないことを確認。

(7) まとめ

軽油タンクエリアの耐津波設計において、浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）で発生する内部溢水により安全機能に影響がないことを浸水量評価及び安全性評価により確認した。

【浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）へ内郭防護】

- ・地震時の内部溢水は発生するものの、津波による海水の流入は発生しない。
- ・地震時に発生した内部溢水の浸水に対しては、当該エリアに設置する耐震Sクラスの静的機器が機能喪失しないことを確認。

(8) 別紙

別紙ー1 浸水防護重点化範囲に対する安全性評価について

(9) 参考資料

参考ー1 浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）のマンホールハッチ設置個所

浸水防護重点化範囲に対する安全性評価について

1. 浸水防護重点化範囲の評価方針について

軽油タンクエリアは敷地高さO.P. 13.8mに設置しており、防潮堤高さが入力津波高さを上回っていることから、基準津波の遡上波は敷地に地上部から到達、流入しない。ただし、屋外タンク等の損傷による溢水による浸水水位はGL+0.18m（敷地浸水深）であることから、地震に起因する溢水により浸水する。そのため、「耐津波設計方針に係る工認審査ガイド」に基づき範囲内への浸水が重要な安全機能を有する設備等の機能に影響を及ぼさないことを確認する。浸水防護重点化範囲について、静的な耐震Sクラスの機器が設置され、浸水を想定するエリアを明示した詳細を図-1に示す。

「耐津波設計方針に係る工認審査ガイド（抜粋）」

3.5 重要な安全機能を有する施設の隔離（内郭防護）

3.5.2 浸水防護重点化範囲の境界における浸水対策

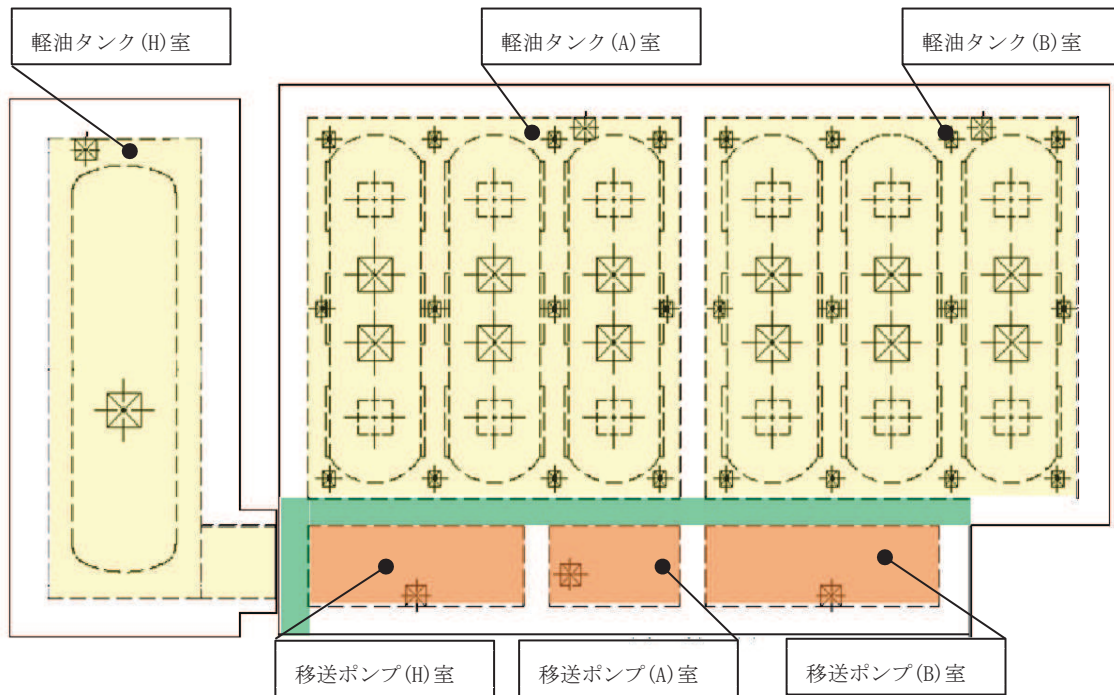
【規制基準における要求事項等】

地震による溢水に加えて津波の流入を考慮した浸水範囲、浸水量を安全側に想定すること。浸水範囲、浸水量の安全側の想定に基づき、浸水防護重点化範囲に流入する可能性のある経路（扉、開口部、貫通口等）を特定し、それらに対して流入防止の対策を施すこと。

【確認内容】

（中略）

(4) 浸水範囲への浸水が安全機能への影響がないことを確認するため、浸水防護重点化範囲への浸水量（漏水量）を確認するとともに、範囲内への浸水が重要な安全機能を有する設備等の機能に影響を及ぼさないことを確認する。浸水量評価及び安全評価の確認の詳細を「7. 浸水量評価に基づく安全性評価」に示す。



軽油タンクエリア

- : 浸水防護重点化範囲
- : 浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）
- : 浸水防護重点化範囲（浸水を想定するエリア）との境界

図-1 軽油タンクエリアの浸水防護重点化範囲（詳細）

2. 評価方法

地震に起因する溢水（屋外タンク等の損傷による溢水）が発生した場合の、1項で示した方針に基づき、浸水を想定するエリアにおける耐震Sクラス機器（軽油タンク、配管、手動弁）への影響の有無を確認する。

2.1 没水時の外圧に対する影響評価

没水時の外圧に対する影響評価は、表-1に示すように「水圧による損傷」の観点にて実施する。

水圧の評価で使う溢水水位については、保守的な評価となるように、軽油タンクエリアの溢水水位（GL+0.18m）を用いることとし、軽油タンクの設置床面から軽油タンクエリアの溢水水位（GL+0.18m）までの水頭圧を用いて評価を行う。

表-1 軽油タンク、配管、手動弁の外圧による影響評価

評価対象施設	評価対象設備	影響評価の内容
軽油タンク室	軽油タンク	浸水による水頭圧（外圧）によるタンク、配管の構造的損傷の有無
	配管、手動弁	
軽油タンク室（H）	軽油タンク（H）	
	配管、手動弁	

2.2 没水時の浮力に対する影響評価

軽油タンクが没水した際に生じる浮力が自重を上回る場合、基礎ボルトに対して引張荷重が生じることから、表-2に示すように「浮力による損傷」の観点にて実施する。なお、軽油タンクは常に軽油を有するが、評価では保守的に軽油タンクが空の場合の基礎ボルトの健全性を確認する。

表-2 軽油タンクの浮力による影響評価

評価対象施設	評価対象設備	評価内容
軽油タンク室	軽油タンク	没水した際に生じる浮力による基礎ボルトの損傷の有無
軽油タンク室（H）	軽油タンク（H）	

2.3 軽油タンク室上部マンホールハッチに期待せず流体が浸水した場合に生じる圧力に対する影響評価

軽油タンク室の上部に設置しているマンホールハッチに期待せず、開口部から流体が浸水した場合、軽油タンク及び配管、手動弁に流体が衝突することによる圧力を考慮し、表-3に示すように「流体の衝突により発生した圧力による損傷」の観点にて実施する。なお、衝突荷重を算出する際の評価高さは、保守的に軽油タンクエリアの溢水水位（GL+0.18m）から軽油タンクの設置床面とする。

表-3 軽油タンク及び配管、手動弁の流体が衝突により発生した圧力による影響評価

評価対象施設	評価対象設備	影響評価の内容
軽油タンク室	軽油タンク	マンホール開口部から浸水した流体がタンク、配管、手動弁に衝突した場合の損傷の有無
	配管、手動弁	
軽油タンク室（H）	軽油タンク（H）	
	配管、手動弁	

3. 評価結果

3.1 没水時の外圧に対する影響評価

3.1.1 軽油タンク

軽油タンクの外圧による許容圧力は「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。）に基づき、下記式を用いて算出を行った。なお、評価では保守的にタンク内圧は大気圧とした。

表-4に示す結果より、軽油タンクの許容圧力が軽油タンク室及び軽油タンク室（H）の浸水水位における水頭圧をそれぞれ上回ることを確認した。

$$t = \frac{3 \cdot P_e \cdot D_0}{4 \cdot B}$$

より

$$P_e = \frac{4 \cdot B \cdot t}{3 \cdot D_0}$$

表-4 水圧による損傷評価（軽油タンク及び軽油タンク（H））

項目	記号	軽油タンク	軽油タンク（H）
胴の外径	D_0 [mm]	3556	4066
胴の計算上必要な厚さ	t [mm]	28	28
設計・建設規格 付録材料図表 Part7 図3に規定される値	B [-]	25	22
材質	-		
許容圧力	P_e [MPa]	0.262	0.202
水頭圧	P [MPa]	0.06 ^{*1}	0.09 ^{*2}
判定（許容圧力>水頭圧）	-	○	○

注記 *1：軽油タンク室床面（O.P. 8.5m）から軽油タンク室の浸水水位 GL+0.18m（O.P. 13.98m）までの水位の高さ（5.48m）の水頭圧を切り上げた値^{*3}

*2：軽油タンク室（H）床面（O.P. 5.4m）から軽油タンク室（H）の浸水水位 GL+0.18m（O.P. 13.98m）までの水位の高さ（8.58m）の水頭圧を切り上げた値^{*3}

*3：O.P.表記については、東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴う1mの地盤沈下を考慮

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

3.1.2 配管等

配管の外圧による許容圧力は設計・建設規格に基づき、下記式を用いて算出を行った。配管については、軽油タンク室と比較し軽油タンク室（H）の床面が低いため、軽油タンク室（H）における浸水時の水頭圧が大きいこと、配管の仕様は同等であることから、軽油タンク室（H）の燃料移送配管を代表として選定した。また、手動弁については肉厚等の構造を踏まえ、配管の評価を代表として選定した。なお、評価では保守的に配管内圧は大気圧とした。

表－5に示す結果より、配管の許容圧力が軽油タンク室（H）の浸水水位における水頭圧を上回ることを確認した。

$$t = \frac{3 \cdot P_e \cdot D_0}{4 \cdot B}$$

より

$$P_e = \frac{4 \cdot B \cdot t}{3 \cdot D_0}$$

表－5 水圧による損傷評価（配管）

項目	記号	燃料移送配管
管の外径	D_0 [mm]	60.5
管の計算上必要な厚さ	t [mm]	5.5
設計・建設規格 付録材料図表 Part7 図3に規定される値	B [-]	119
材質	-	
許容圧力	P_e [MPa]	14.42
水頭圧	P [MPa]	0.09* ¹
判定（許容圧力>水頭圧）	-	○

注記*1：軽油タンク室（H）床面（0.P.5.4m）から軽油タンク室（H）の浸水水位 GL+0.18m（0.P.13.98m）までの水位の高さ（8.58m）の水頭圧を切り上げた値*²

*2：0.P.表記については、東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴う1mの地盤沈下を考慮

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

3.2 没水時の浮力に対する影響評価

軽油タンクが水没した際に生じる浮力が、基礎ボルトの許容引張応力 f_{t0} 以下であることを確認する。ただし、 f_{t0} は下表による。

	弾性設計用地震動 S_d 又は静的震度による荷 重との組合せの場合	基準地震動 S_s による 荷重との組合せの場合
許容引張応力 f_{t0}	$\frac{F}{2} \cdot 1.5$	$\frac{F}{2} \cdot 1.5$

ここで、許容引張応力 f_{t0} は

$$\begin{aligned}
 F &= \text{MAX} (S_y, 0.7 \cdot S_u) \\
 &= \text{MAX} \boxed{} \\
 &= 586.6 \\
 f_{t0} &= 586.6 / 2 \cdot 1.5 \\
 &= 439.95 \\
 &\approx 440 \text{ (MPa)}
 \end{aligned}$$

また、軽油タンクが水没した際に生じる浮力は、下記式を用いて算出する。表-6に示す結果より、健全性が維持できることを確認した。

$$\sigma = \rho \cdot g \cdot V$$

ここで、

ρ : 溢水の密度 (=1030 (kg/m³))

g : 重力加速度 (=9.80665 (m/s²))

V : 機器の体積 * 保守的に円筒容器として算出

《軽油タンク基礎ボルトに生じる浮力》

軽油タンクの体積は

胴の長さ 13056mm, 胴の直径 3500mm

$$\text{胴の断面積} = \frac{\pi}{4} \cdot 3500^2 = 9621127.502 \text{ mm}^2$$

機器の体積 = 胴の長さ 13056mm × 胴の断面積 9621127.502mm²

$$\approx 126 \text{ (m}^3\text{)}$$

軽油タンクに生じる浮力は

$$\sigma = \rho \cdot g \cdot V$$

$$= 1030 \text{ kg/m}^3 \cdot 9.80665 \text{ m/s}^2 \cdot 126 \text{ m}^3$$

$$\approx 1272707 \text{ (N)}$$

タンク自重による荷重を考慮

$$\begin{aligned} &= \text{タンクの空重量 } 48700\text{kg} \times 9.80665\text{m/s}^2 \\ &\doteq 477584\text{(N)} \end{aligned}$$

タンク自重による荷重を考慮した軽油タンクに生じる浮力は

$$\begin{aligned} &= 1272707 - 477584 \\ &= 795123\text{ (N)} \end{aligned}$$

軽油タンクの基礎ボルト 1 本あたりの荷重は (基礎ボルト本数=36 本)

$$\begin{aligned} &= 795123 \div 36 \\ &\doteq 22087\text{(N)} \end{aligned}$$

基礎ボルト (M48) の軸断面積 (基礎ボルト寸法=M48)

$$\begin{aligned} &= \frac{\pi}{4} \cdot 48^2 \\ &\doteq 1810\text{mm}^2 \end{aligned}$$

基礎ボルトに発生する応力

$$\begin{aligned} &= 22087 \div 1810 \\ &= 12.21 \\ &\doteq 13\text{MPa} \end{aligned}$$

《軽油タンク (H) 基礎ボルトに生じる浮力》

軽油タンク (H) の体積は

胴の長さ 15256mm, 胴の直径 4000mm

$$\text{胴の断面積} = \frac{\pi}{4} \cdot 4000^2 = 12566370.61\text{mm}^2$$

機器の体積 = 胴の長さ 15256mm × 胴の断面積 12566370.61mm²

$$\doteq 192\text{(m}^3\text{)}$$

軽油タンク (H) に生じる浮力は

$$\begin{aligned} \sigma &= \rho \cdot g \cdot V \\ &= 1030\text{ kg/m}^3 \cdot 9.80665\text{ m/s}^2 \cdot 192\text{ m}^3 \\ &\doteq 1939364\text{(N)} \end{aligned}$$

タンク自重による荷重を考慮

$$\begin{aligned} &= \text{タンクの空重量 } 82800\text{kg} \times 9.80665\text{m/s}^2 \\ &\doteq 811991\text{(N)} \end{aligned}$$

タンク自重による荷重を考慮した軽油タンク (H) に生じる浮力は

$$\begin{aligned} &= 1939364 - 811991 \\ &= 1127373\text{(N)} \end{aligned}$$

軽油タンク（H）の基礎ボルト1本あたりの荷重は（基礎ボルト本数=48本）

$$=1127373 \div 48$$

$$\approx 23487 \text{ (N)}$$

基礎ボルト（M48）の軸断面積（基礎ボルト寸法=M48）

$$= \frac{\pi}{4} \cdot 48^2$$

$$\approx 1810 \text{ mm}^2$$

基礎ボルトに発生する応力

$$=23487 \div 1810$$

$$=12.98$$

$$\approx 13 \text{ MPa}$$

表-6 浮力による損傷評価（軽油タンク及び軽油タンク（H））

項目	記号	軽油タンク	軽油タンク（H）
ボルト材質	-		
ボルト寸法	-	M48	M48
設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表8に規定される値	S_y [MPa]		
設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表9に規定される値	S_u [MPa]		
許容引張応力	f_{t0} [MPa]	440	440
浮力	σ [MPa]	13	13
判定（許容引張圧力>発生圧力）	-	○	○

3.3 軽油タンク室上部マンホールハッチに期待せず流体が浸水した場合に生じる圧力に対する影響評価

3.3.1 軽油タンク

軽油タンクの外圧による許容圧力は設計・建設規格に基づき、下記式を用いて算出を行った。なお、評価では保守的にタンク内圧は大気圧とした。

$$t = \frac{3 \cdot P_e \cdot D_0}{4 \cdot B}$$

より

$$P_e = \frac{4 \cdot B \cdot t}{3 \cdot D_0}$$

マンホールハッチの開口部から浸水した流体が、噴流としてタンク、配管に衝突した際に生じる圧力は、下記式を用いて算出する。

表-7に示す結果より、軽油タンクの健全性が維持できることを確認した。

$$P = \rho \cdot U^2 \times 10^{-6}$$

ここで、

ρ : 溢水の密度 (=1030(kg/m³))

U : 噴流の速度

軽油タンク室の流速

$$\begin{aligned} U &= \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \quad (H=0. P. 13. 98m-0. P. 8. 5m=5. 48m) \\ &= \sqrt{2 \times 9. 80665 \times 5. 48} \\ &\doteq 10. 37 \text{ (m/s)} \end{aligned}$$

軽油タンク室 (H) の流速

$$\begin{aligned} U &= \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \quad (H=0. P. 13. 98m-0. P. 5. 1m=8. 88m) \\ &= \sqrt{2 \times 9. 80665 \times 8. 88} \\ &\doteq 13. 20 \text{ (m/s)} \end{aligned}$$

表-7 衝突により生じる圧力による損傷評価 (軽油タンク及び軽油タンク (H))

項目	記号	軽油タンク	軽油タンク (H)
胴の外径	D _o [mm]	3556	4066
胴の計算上必要な厚さ	t [mm]	28	28
設計・建設規格 付録材料図表 Part7 図3に規定される値	B [-]	25	22
材質	-		
許容圧力	P _e [MPa]	0. 262	0. 202
衝突により生じる圧力	P [MPa]	0. 111 ^{*1}	0. 180 ^{*2}
判定 (許容圧力>衝突による圧力)	-	○	○

注記 *1: 軽油タンク室床面 (0. P. 8. 5m) から軽油タンク室の浸水水位 GL+0. 18m (0. P. 13. 98m) までの水位の高さ^{*3}

*2: 軽油タンク室 (H) 床面 (0. P. 5. 4m) から軽油タンク室 (H) の浸水水位 GL+0. 18m (0. P. 13. 98m) までの水位の高さ^{*3}

*3: 0. P. 表記については、東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴う 1m の地盤沈下を考慮

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

3.3.2 配管等

配管の外圧による許容圧力は設計・建設規格に基づき、下記式を用いて算出を行った。配管については、軽油タンク室と比較し軽油タンク室（H）の床面が低いため、軽油タンク室（H）における流体衝突時の荷重が大きいため、配管の仕様は同等であることから、軽油タンク室（H）の燃料移送配管を代表として選定した。また、手動弁については肉厚等の構造を踏まえ、配管の評価を代表として選定した。なお、評価では保守的に配管内圧は大気圧とした。

$$t = \frac{3 \cdot P_e \cdot D_o}{4 \cdot B}$$

より

$$P_e = \frac{4 \cdot B \cdot t}{3 \cdot D_o}$$

マンホールハッチの開口部から浸水した流体が、配管に衝突した際に生じる圧力は、下記式を用いて算出する。

表-8に示す結果より、配管の健全性が維持できることを確認した。

$$P = \rho \cdot U^2 \times 10^{-6}$$

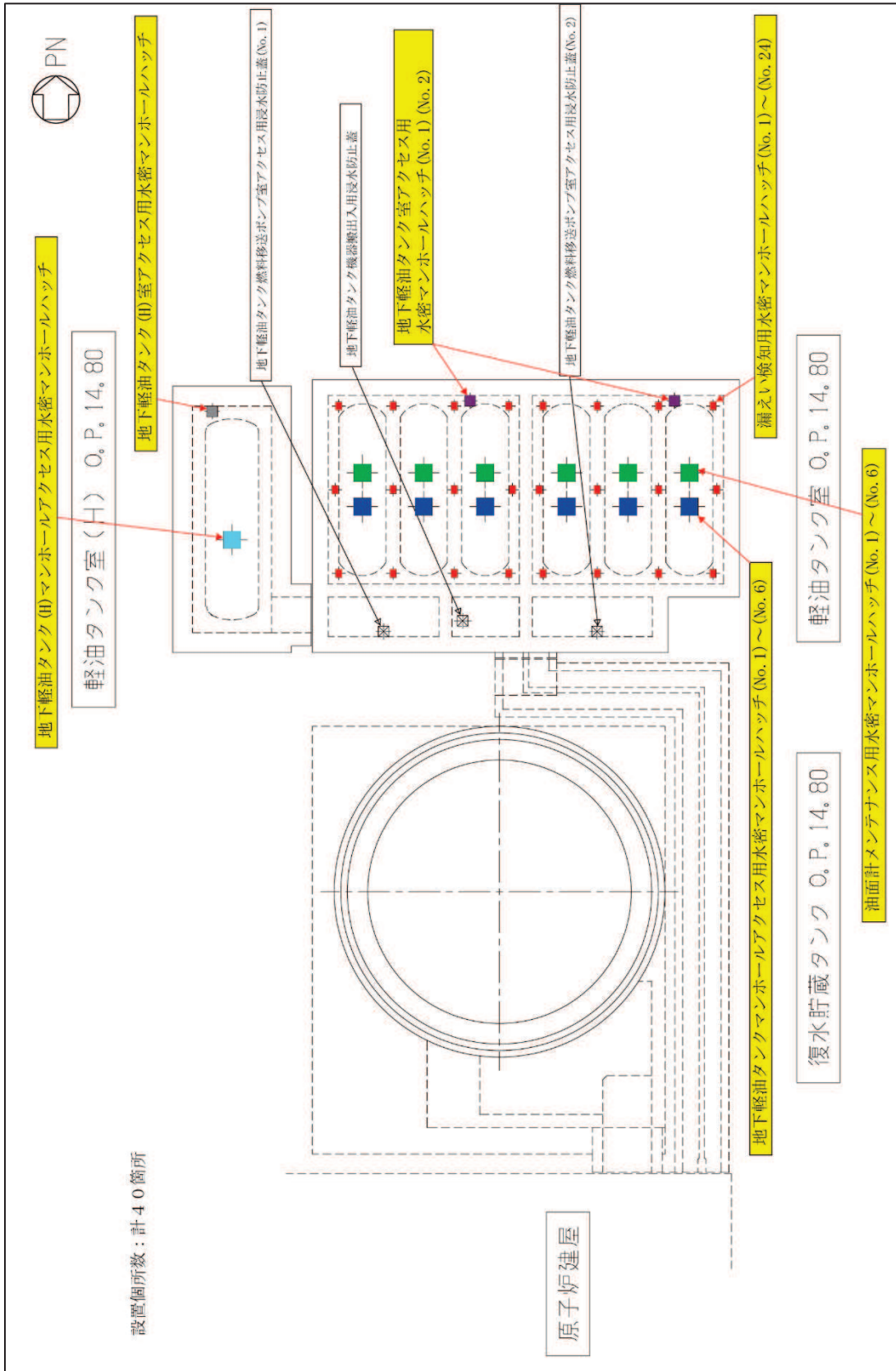
表-8 衝突により生じる圧力による損傷評価（配管）

項目	記号	燃料移送配管
管の外径	D_o [mm]	60.5
管の計算上必要な厚さ	t [mm]	5.5
設計・建設規格 付録材料図表 Part7 図3に規定される値	B [-]	119
材質	-	
許容圧力	P_e [MPa]	14.42
衝突により生じる圧力	P [MPa]	0.180* ¹
判定（許容圧力>衝突による圧力）	-	○

注記 *1：軽油タンク室（H）床面（0.P.5.4m）から軽油タンク室（H）の浸水水位 GL+0.18m（0.P.13.98m）までの水位の高さ*2

*2：0.P.表記については、東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴う1mの地盤沈下を考慮

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



浸水防護重点化範囲 (浸水を想定するエリア) のマンホールハッチ設置箇所

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

(1) 概要

本資料は、津波発生時において、津波の敷地への流入を防止する観点及び非常用海水ポンプの取水量を確保する観点にて実施する、女川原子力発電所2号機及び3号機常用系海水系（循環水系、タービン補機冷却海水系）に関わる運用について説明するものである。

(2) 津波の敷地への流入防止に係る運用

大津波警報（津波高さ「10m超」を目安）が発表された場合は、図1に示す運用フローにてプラント運転操作を行い、内部溢水の対策設備である循環水系隔離システム及びタービン補機冷却海水系隔離システムが動作した場合と同様の設備状態とすることにより、津波時におけるタービン建屋内の溢水量低減に期待する。これらの運用は保安規定に基づき実施する。

なお、3号機の循環水系は停止し、乾燥保管運用としているため、運用による操作は実施しない。

(3) 非常用海水ポンプの取水量確保に係る運用

非常用海水ポンプの取水量確保に係る運用においては、(2)に示す、大津波警報が発表された場合に加えて、津波発生時の海水ポンプ室の水位低下に対して図2に示す運用フローにてプラント運転操作を行う運用としている。引き波時よる海水ポンプ室水位の低下により、海水ポンプ室水位極低警報が発生した場合には、循環水ポンプが自動停止するインターロック*1を設けている。これらの運用は保安規定に基づき実施する。

なお、3号機の循環水系は停止し、乾燥保管運用としているため、運用による操作は実施しない。

注記 *1：循環水ポンプ停止インターロックに伴う誤動作防止について

循環水ポンプ停止のインターロックは、海水ポンプ室水位低下検知信号（2 out of 3）の条件が成立した場合に循環水ポンプ停止が動作する設計としており、通常運転時に誤動作する可能性は十分に低い。

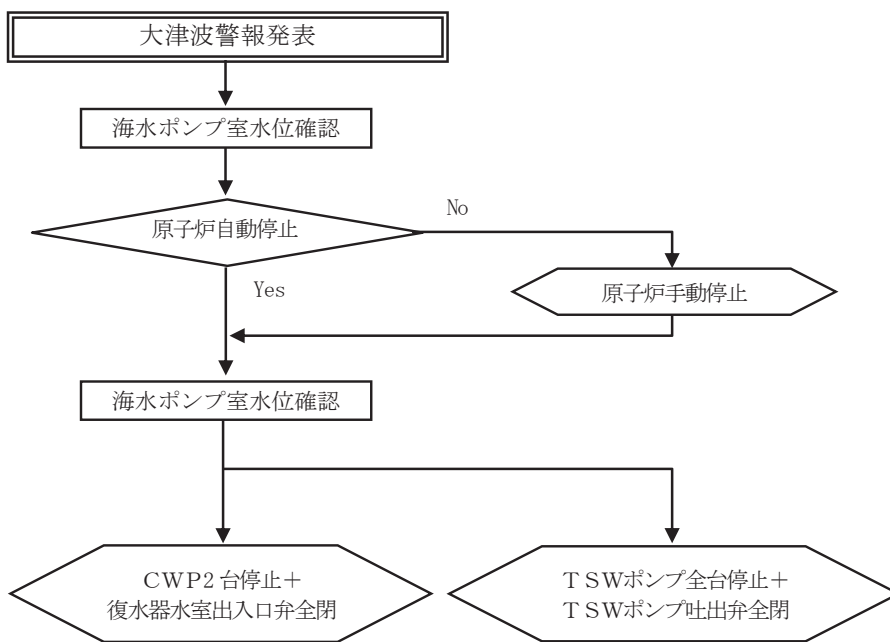


図1 大津波警報時及び津波の襲来時における運用フロー

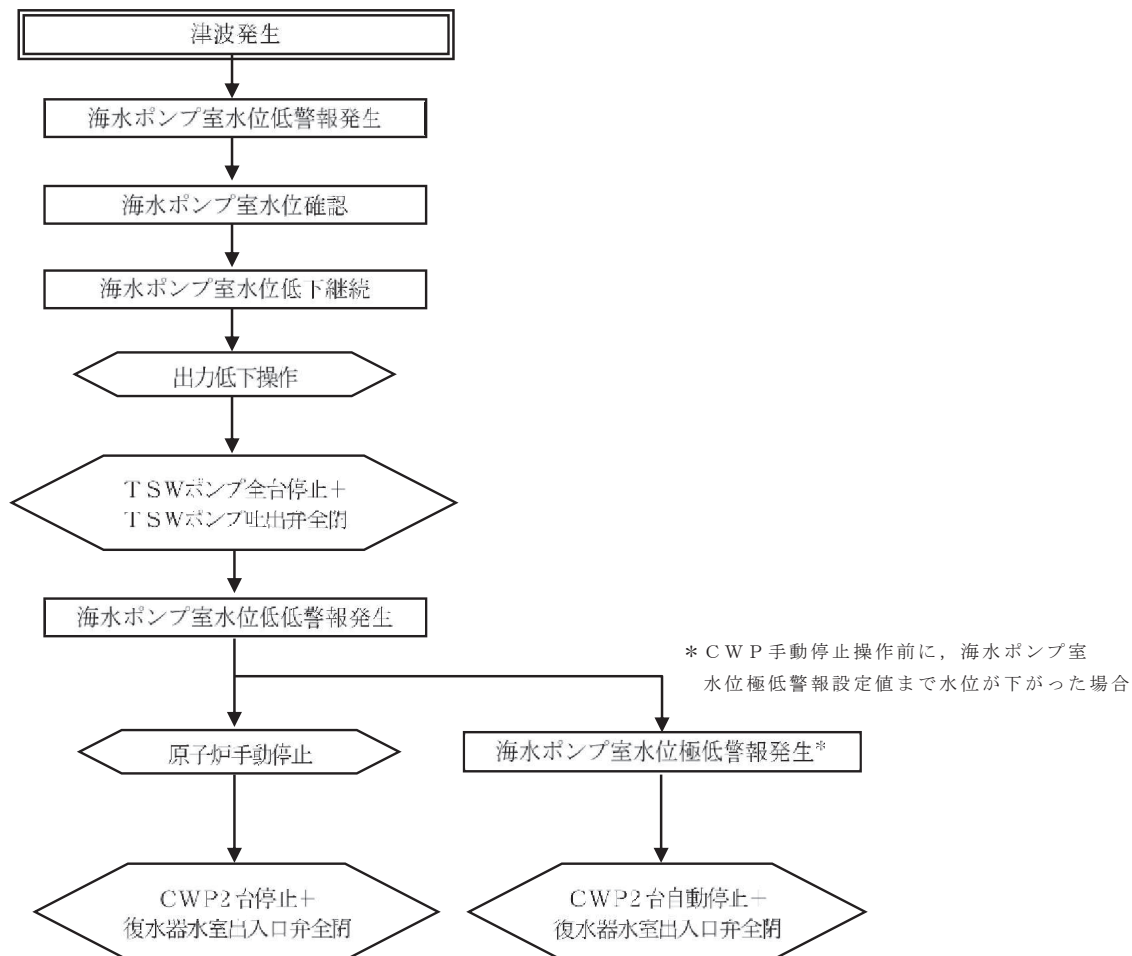


図2 引き波時における非常用海水ポンプ取水量確保の運用フロー

5.27 杭基礎防潮壁への津波流入に対する津波バウンダリの詳細について

1. 概要

杭基礎構造防潮壁については、浸水防止設備に該当し、地震後の津波の敷地への流入を防止する役割を担っている。杭基礎構造防潮壁については、他設備との取り合いや干渉等を考慮し止水性を確保していることから、止水性確保について様々な構造を有している。

本書では、杭基礎防潮壁における津波バウンダリについて、後述する対象位置における止水性確保の考え方を示す。計 13 タイプの止水構造があるが、それぞれについて止水性が十分に有されていることを確認した。なお、止水ジョイント部材と止水シール材の止水性については、「6.3.9 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材及び止水シールについて」及び「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」にて示す。また、杭基礎防潮壁下部からの津波の回り込みについては、「6.3 防潮壁に関する補足説明 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」に示す。

2. 対象構造物位置

対象構造物の配置を図 2-1 に示す。対象とする構造物は、第 2 号機海水ポンプ室、第 3 号機海水ポンプ室、第 2 号機放水立坑、第 3 号機放水立坑の杭基礎防潮壁とした。なお、第 2 号機放水立坑並びに第 3 号機放水立坑については、一面が杭基礎防潮壁にて囲われており、他設備との取り合いが無いことから、止水性確保の考え方については後述する第 2 号機海水ポンプ室及び第 3 号機海水ポンプ室の止水性確保の考え方に包含される。

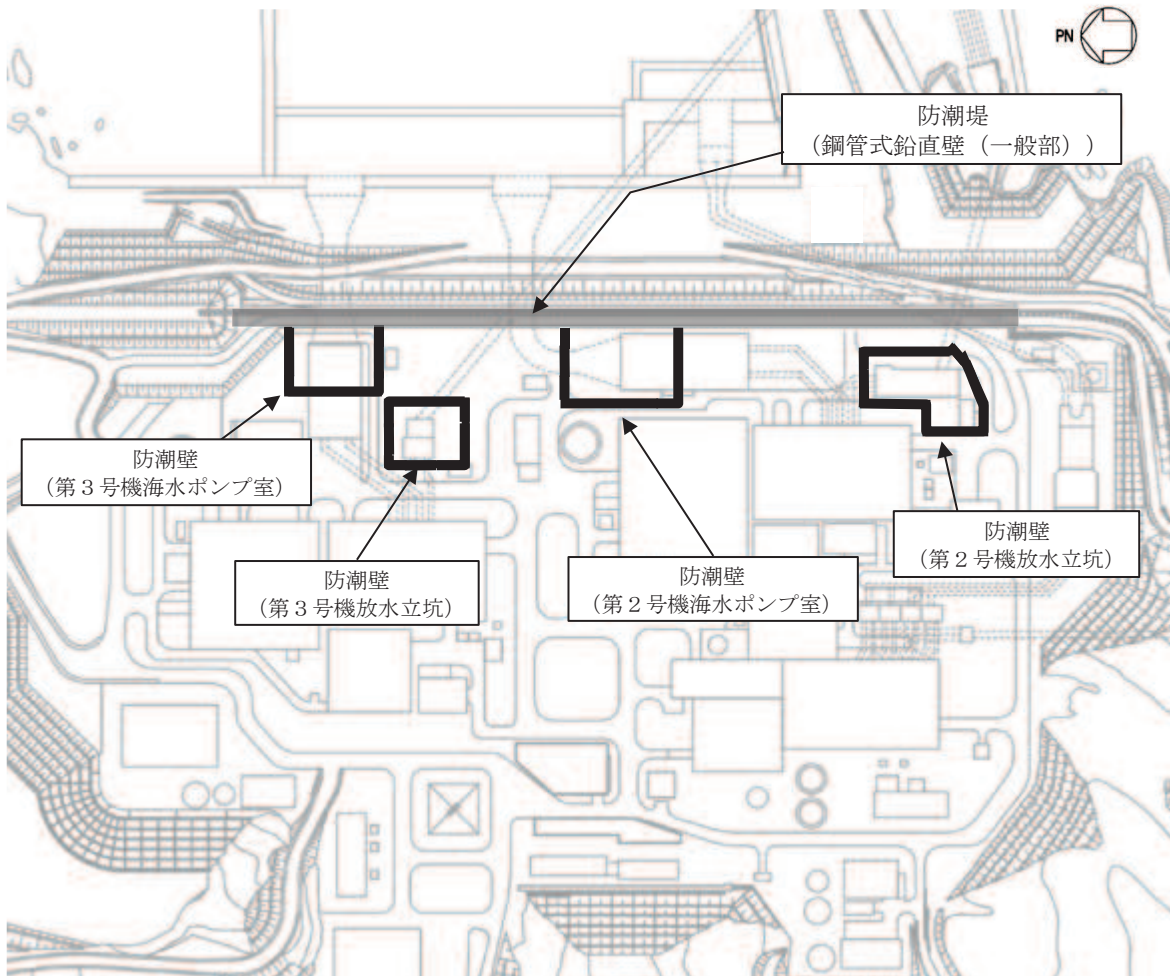


図 2-1 対象構造物の配置

3. 評価対象

3.1 評価対象位置

評価対象位置を図 3.1-1 及び図 3.1-2 に示す。評価対象については、止水性確保に資する構造的特徴を踏まえて網羅的に設定した。止水性確保に資する構造的特徴を表 3.1-1 に示す。

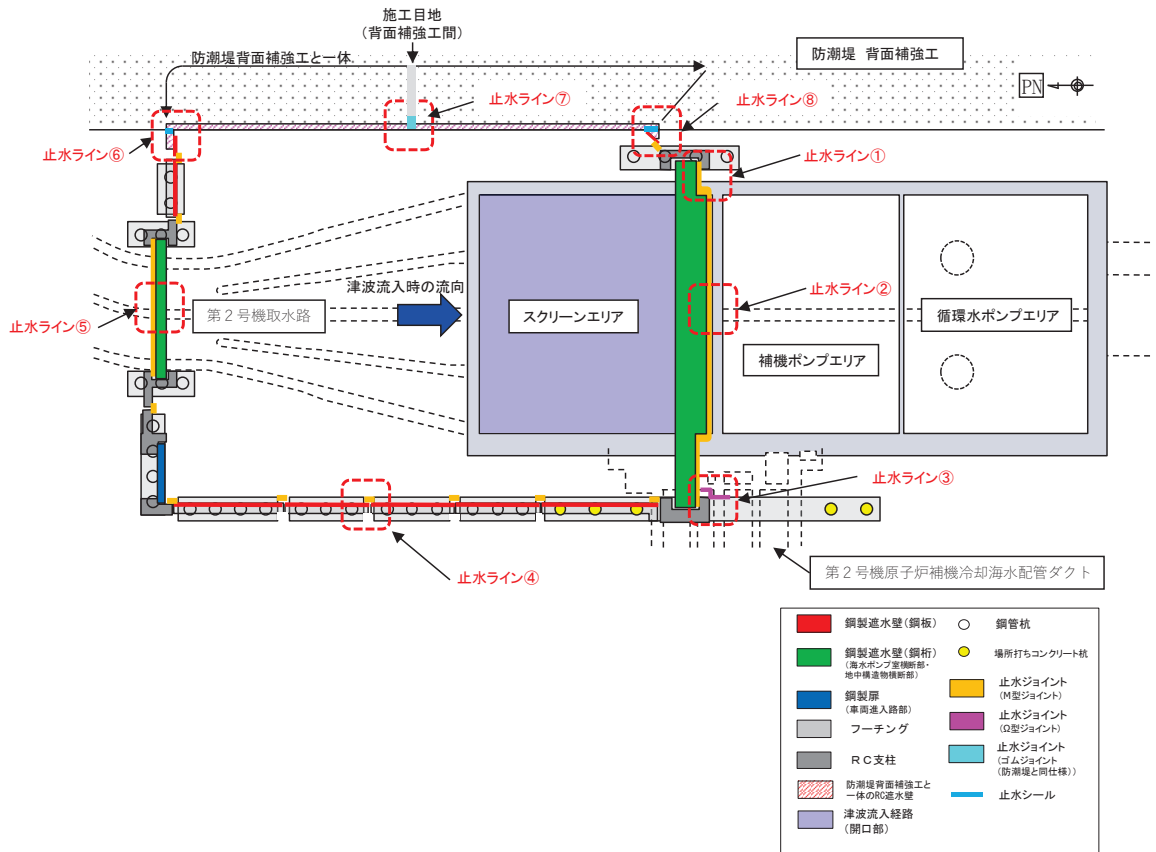


図 3.1-1(1) 評価対象位置(第2号機海水ポンプ室)

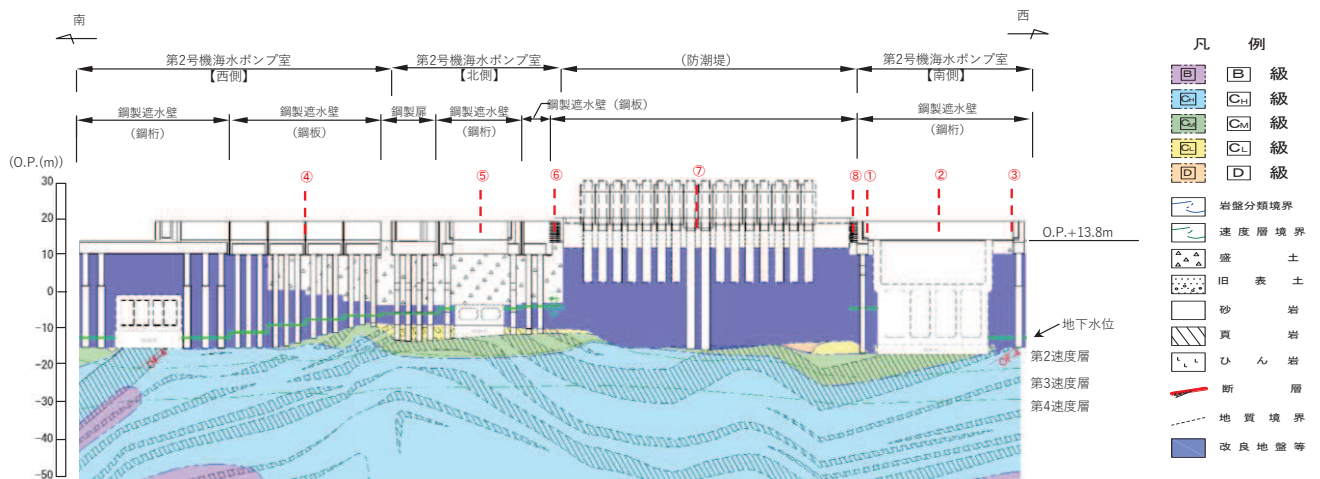


図 3.1-1(2) 評価対象位置(第2号機海水ポンプ室)

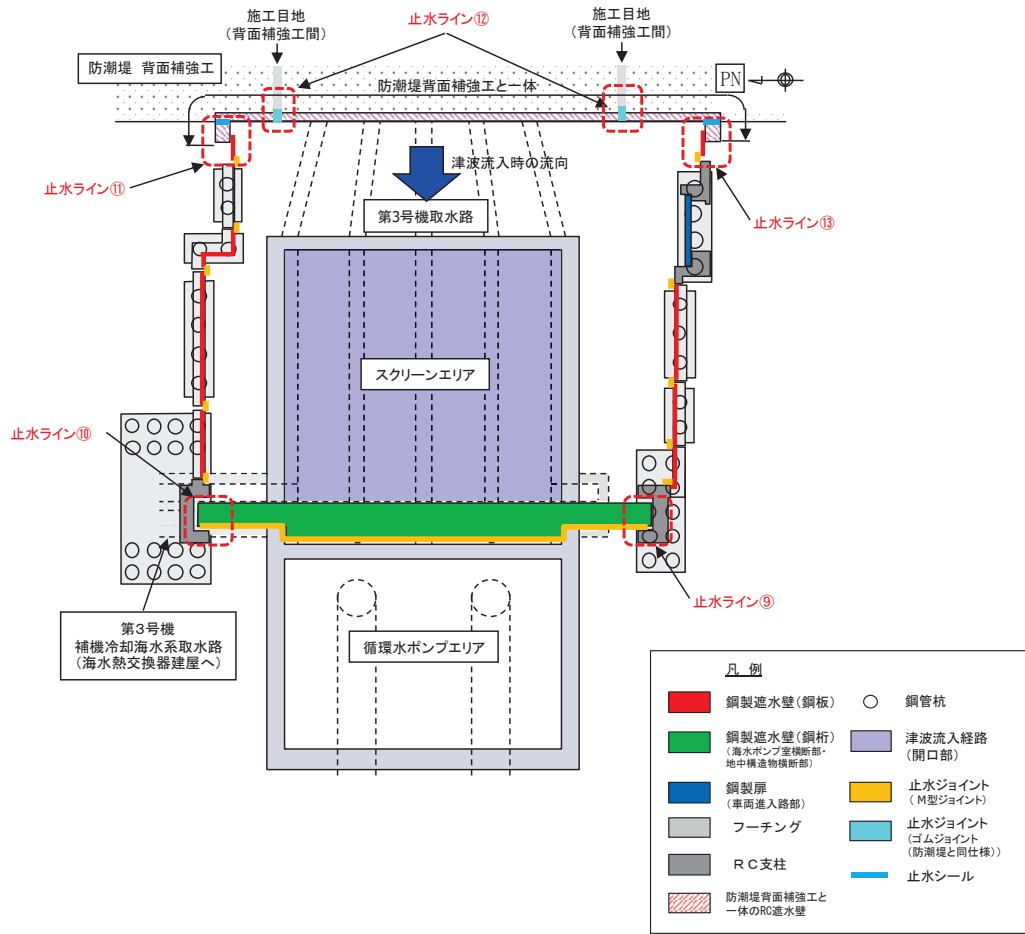


図 3.1-2(1) 評価対象位置(第3号機海水ポンプ室)

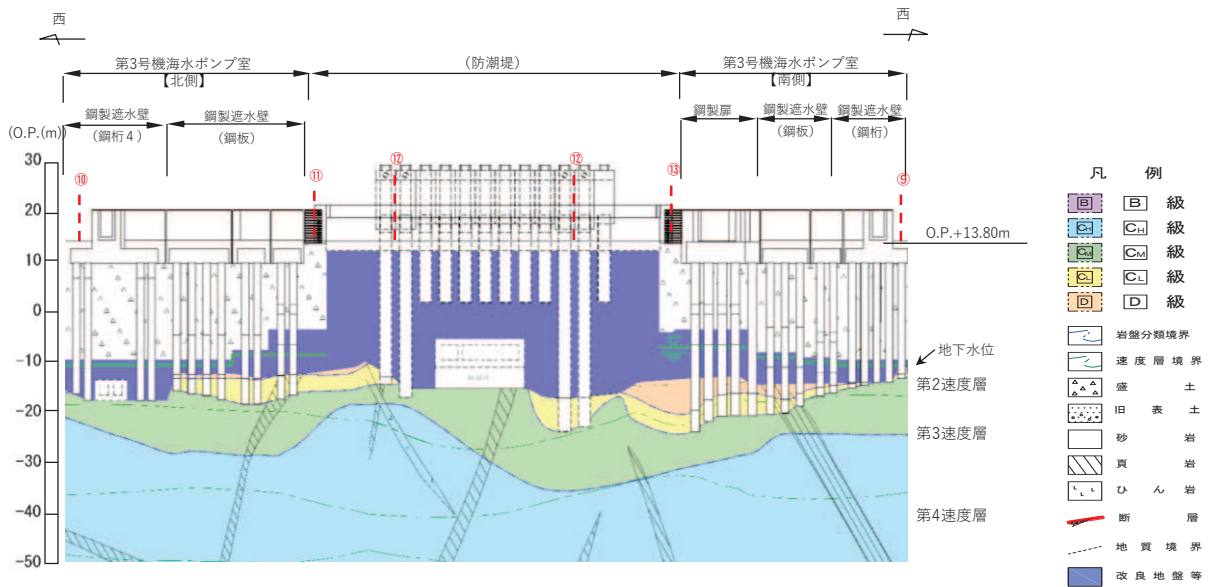


図 3.1-2(2) 評価対象位置(第3号機海水ポンプ室)

表 3.1-1 評価対象箇所の構造的特徴

止水ライン	天端高さ(m)	接続される構造物	止水部材
①	0. P. +19. 0	防潮壁－海水ポンプ室	止水ジョイント (M型ジョイント)
②		防潮壁－海水ポンプ室	止水ジョイント (M型ジョイント)
③		防潮壁－原子炉機器冷却海水配管ダクト	止水ジョイント (M型ジョイント及び Ω型ジョイント)
④		防潮壁－防潮壁	止水ジョイント (M型ジョイント及び Ω型ジョイント)
⑤		防潮壁－防潮壁	止水ジョイント (M型ジョイント)
⑥	0. P. +19. 0 0. P. +20. 0	防潮壁(遮水鋼板)－背面補強工 RC 壁張出部－背面補強工 RC 壁	止水ジョイント (M型ジョイント) 止水シール材
⑦		背面補強工 RC 壁	止水ジョイント (W型ジョイント)
⑧		防潮壁(遮水鋼板)－背面補強工 RC 壁張出部－背面補強工 RC 壁	止水ジョイント (M型ジョイント) 止水シール材
⑨	0. P. +20. 0	防潮壁－海水ポンプ室	止水ジョイント (M型ジョイント)
⑩		防潮壁－海水ポンプ室	止水ジョイント (M型ジョイント)
⑪	0. P. +20. 0 0. P. +21. 0	防潮壁(遮水鋼板)－背面補強工 RC 壁張出部－背面補強工 RC 壁	止水ジョイント (M型ジョイント) 止水シール材
⑫	0. P. +20. 0 0. P. +21. 0	背面補強工 RC 壁	止水ジョイント (W型ジョイント)
⑬	0. P. +20. 0 0. P. +21. 0	防潮壁(遮水鋼板)－背面補強工 RC 壁張出部－背面補強工 RC 壁	止水ジョイント (M型ジョイント) 止水シール材

4 各止水ラインの津波バウンダリ詳細

4.1 止水ライン①

止水ライン①の構造詳細図を図 4.1-1 に示す。止水ライン①（防潮壁と第 2 号機海水ポンプ室間）については、構造物に鋼製ブラケットを介してM型ジョイントをフーチング下端位置まで構築することにより止水ラインを確保する。また、M型ジョイント前後については盛土にて埋戻しを行うことから、「6.3 防潮壁に関する補足説明 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」のとおりボイリングによる津波の回り込みは生じない。

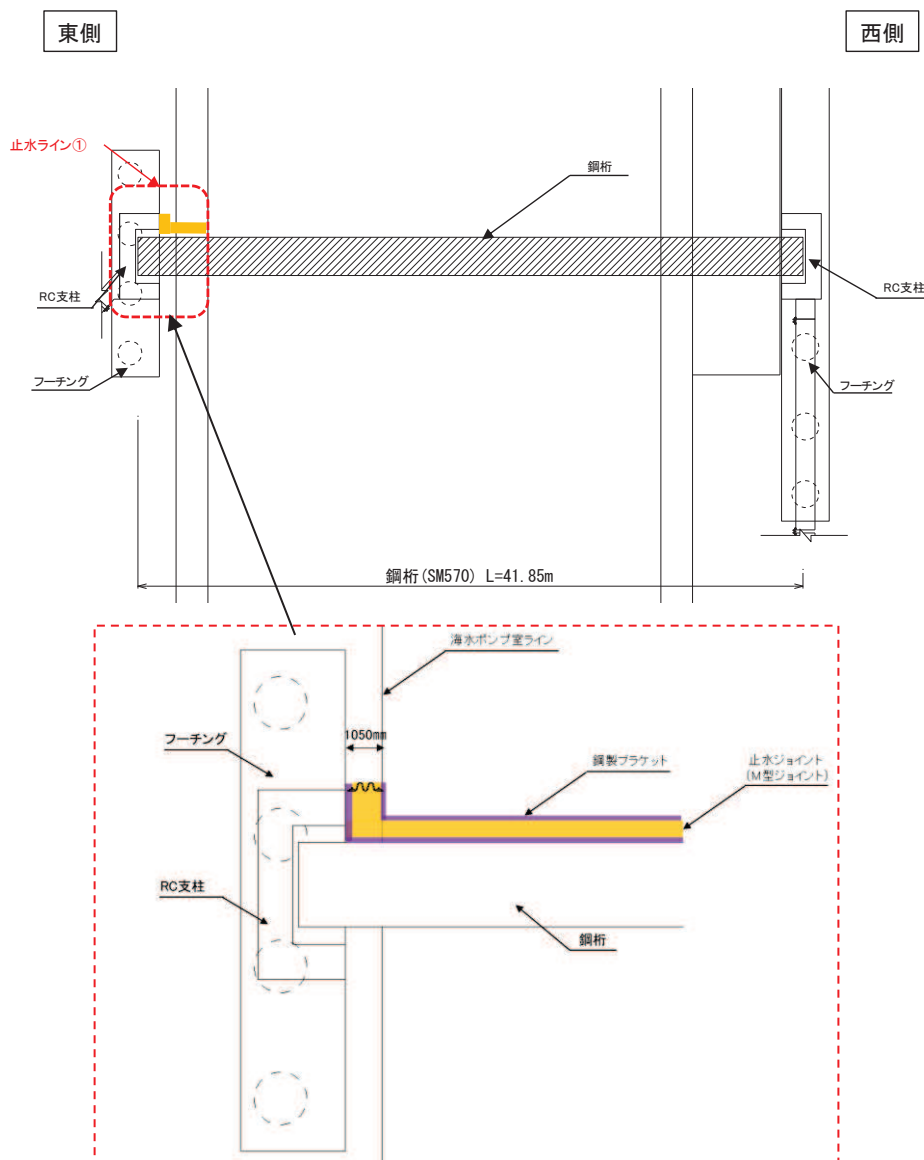


図 4.1-1(1) 止水ライン①の構造概要について(平面図)

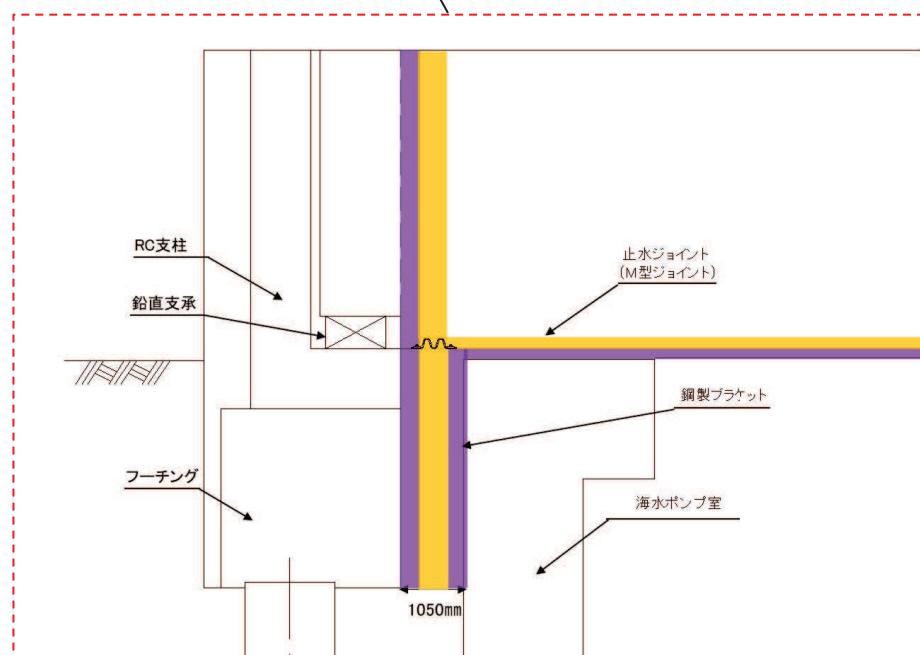
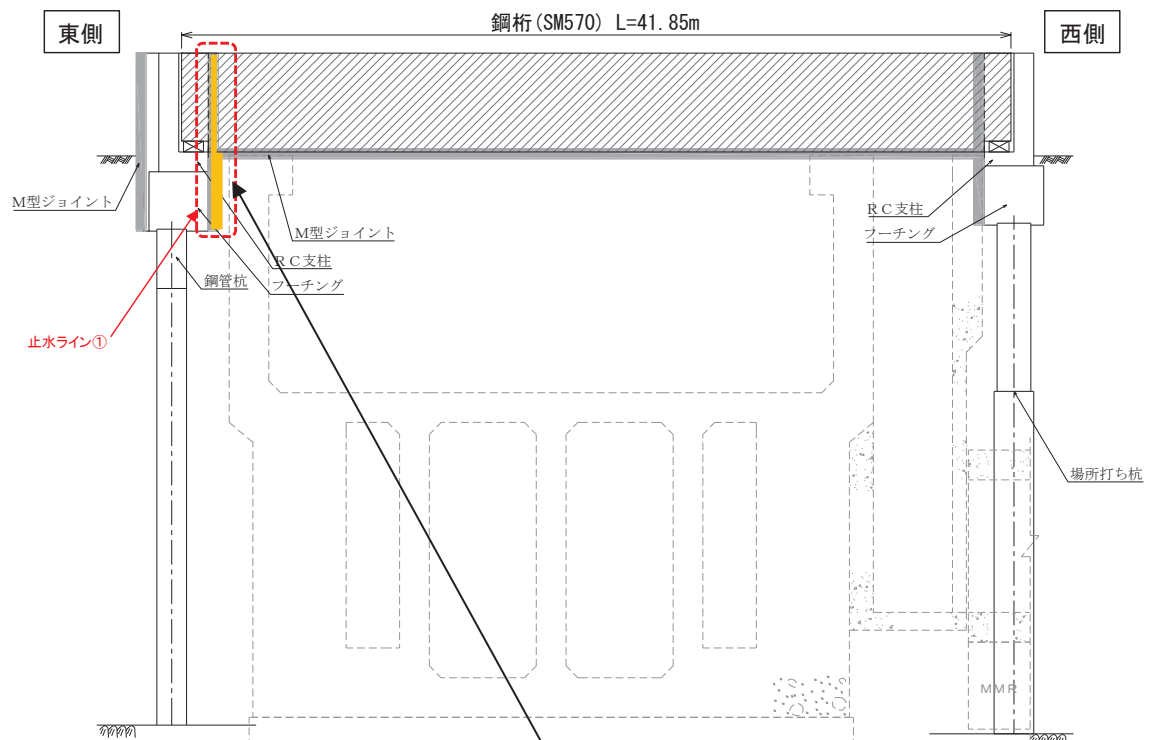


図 4.1-1(2) 止水ライン①の構造概要について(正面図)

4.2 止水ライン②

止水ライン②の構造詳細図を図4.2-1に示す。止水ライン②（防潮壁と第2号機海水ポンプ室間）については、第2号機海水ポンプ室と鋼桁に鋼製ブラケットを介してM型ジョイントを構築することにより止水性を確保する。

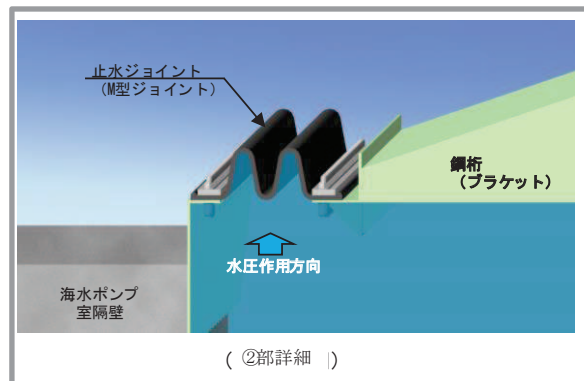
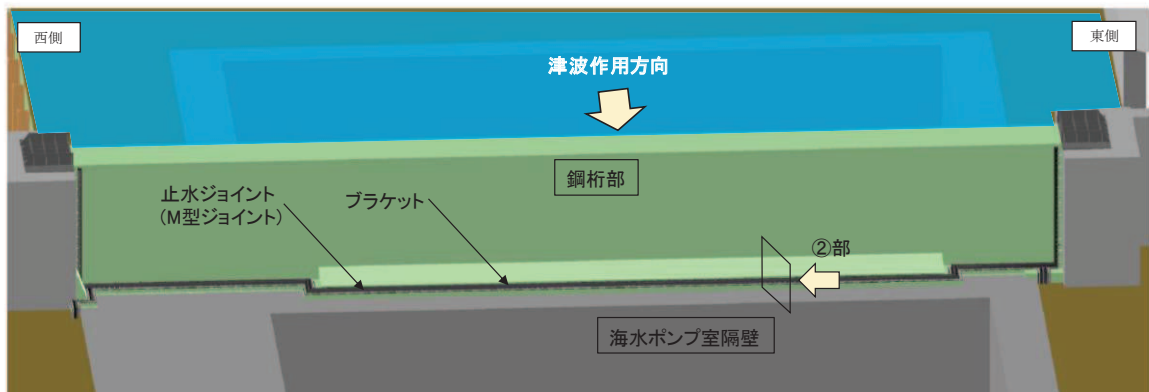


図 4.2-1 止水ライン②の構造概要

4.3 止水ライン③

止水ライン③の構造詳細図を図4.3-1に示す。止水ライン③（防潮壁のRC支柱と原子炉機器冷却海水配管ダクト間）については、RC支柱に鋼製ブラケットを介してM型ジョイント及びΩ型ジョイントをフーチング下端位置まで構築することにより止水ラインを確保する。なお、M型ジョイントとΩ型ジョイントの接合部については、「6.3.9 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材及び止水シールについて」にて示すとおり、工場で一体成型して設置することにより、交差箇所の止水性を確保する。なお、構造物間については、約10cm程度のクリアランスがあることから、適切に密度管理した埋戻し材にて埋め戻すこととする。埋戻し材を適切に密度管理することにより、「6.3 防潮壁に関する補足説明 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」のとおりボイリングによる津波の回り込みは生じない。

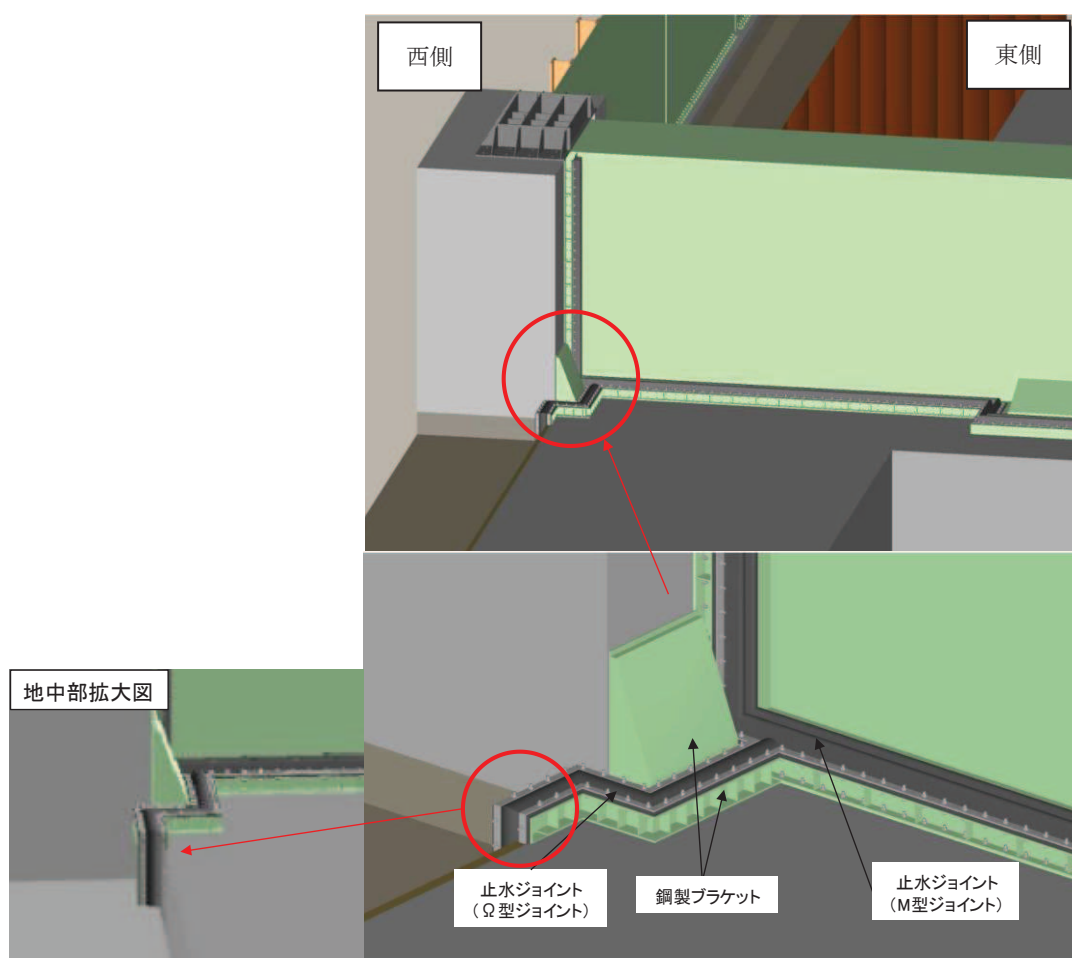


図4.3-1(1) 止水ライン③の構造概要

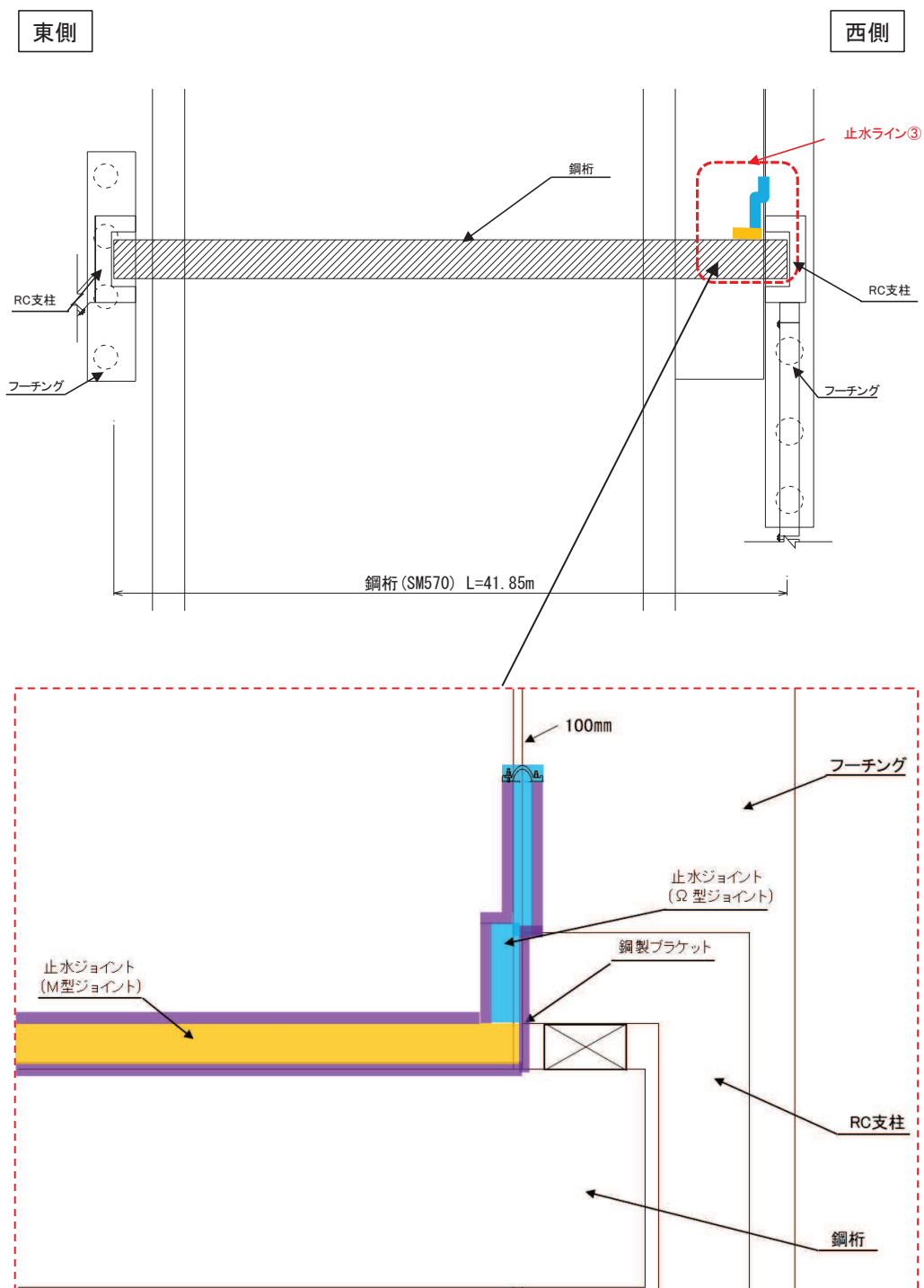


図 4.3-1(2) 止水ライン③の構造概要(平面図)

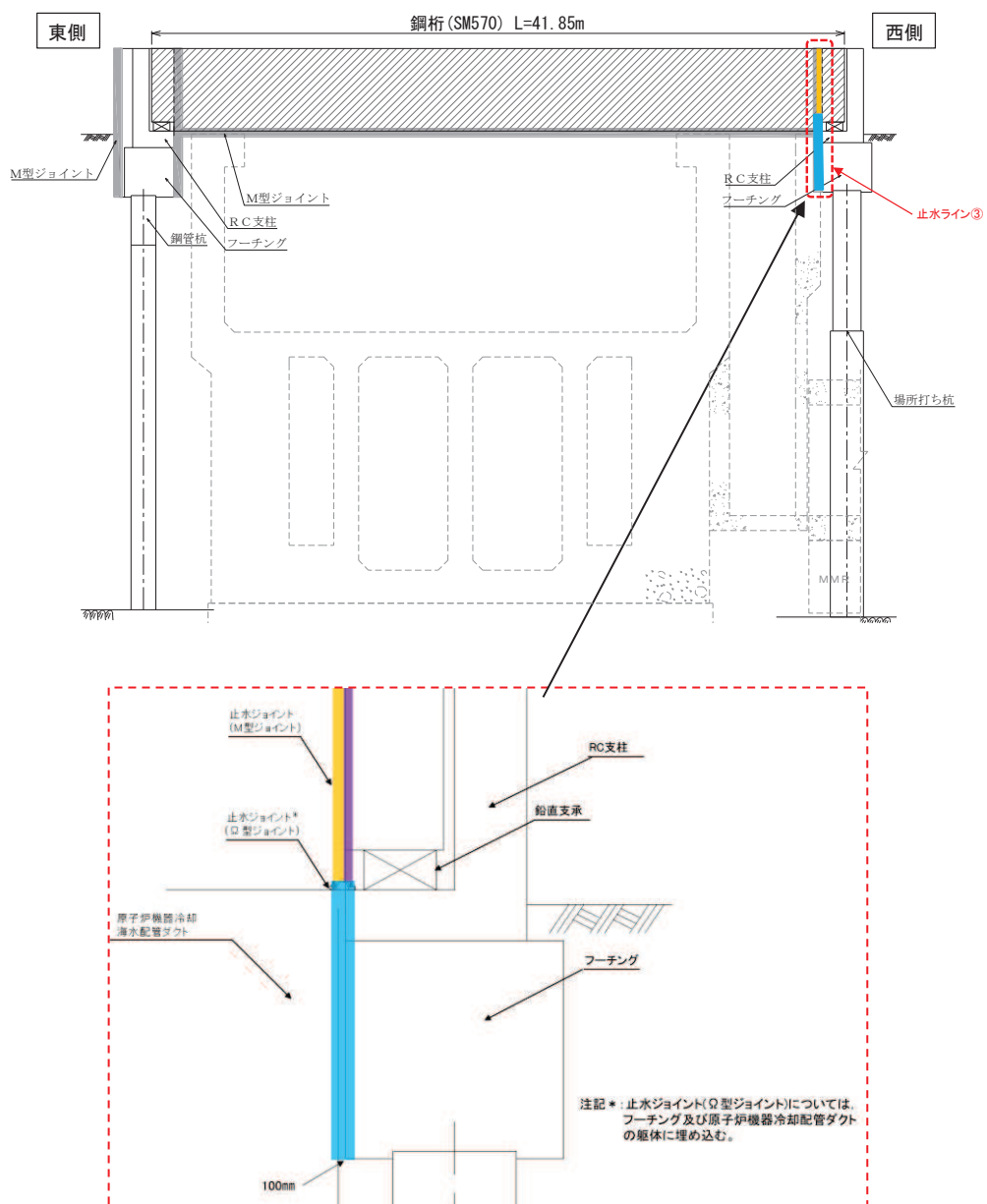


図 4.3-1(3) 止水ライン③の構造概要 (正面図)

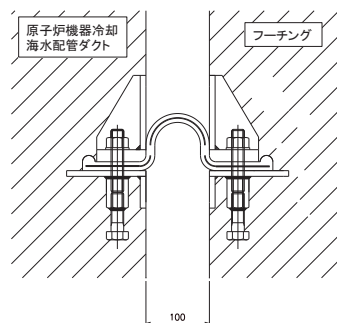


図 4.3-1(4) 止水ライン③の構造概要 (Ω型ジョイント施工イメージ (平面図))

4.4 止水ライン④

止水ライン④の構造詳細図を図 4.4-1 に示す。止水ライン④（防潮壁（鋼板）と防潮壁（鋼板）間）については、鋼板及びフーチング張り出し部同士を M 型ジョイントで接続することにより止水性を確保し、また、鋼板とフーチング間については、Ω 型ジョイントで接続することにより止水性を確保する。なお、M 型ジョイントと Ω 型ジョイントの接合部については、「6.3 9 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材及び止水シールについて」にて示すとおり、工場で一体成型して設置することにより、交差箇所の止水性を確保する。構造物に鋼製ブラケットを介して M 型ジョイントを構築することにより止水性を確保する。

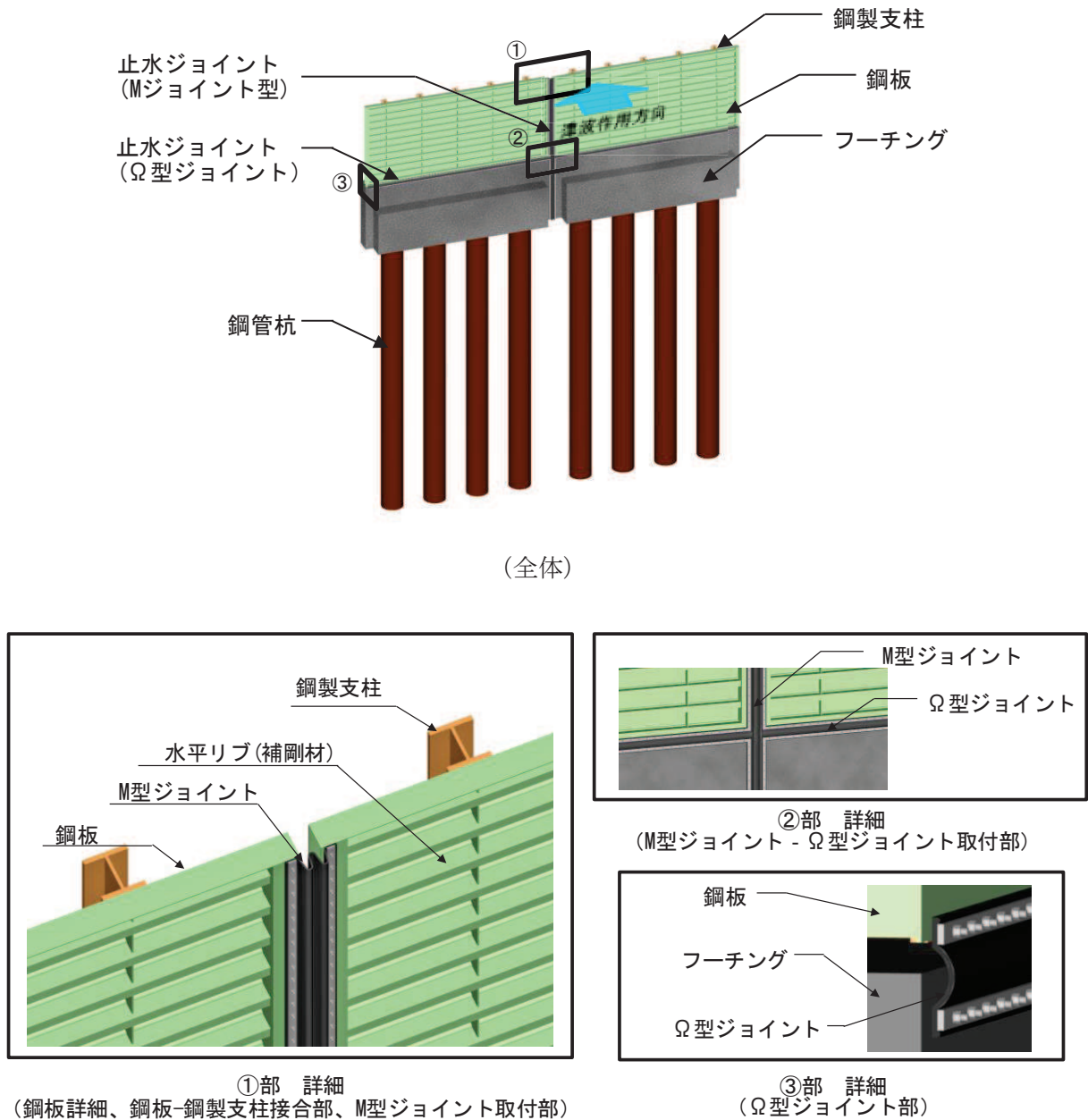
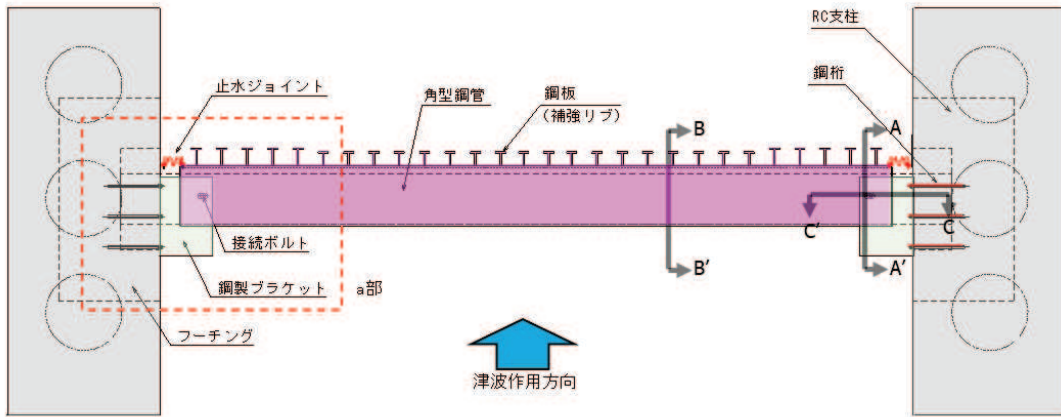


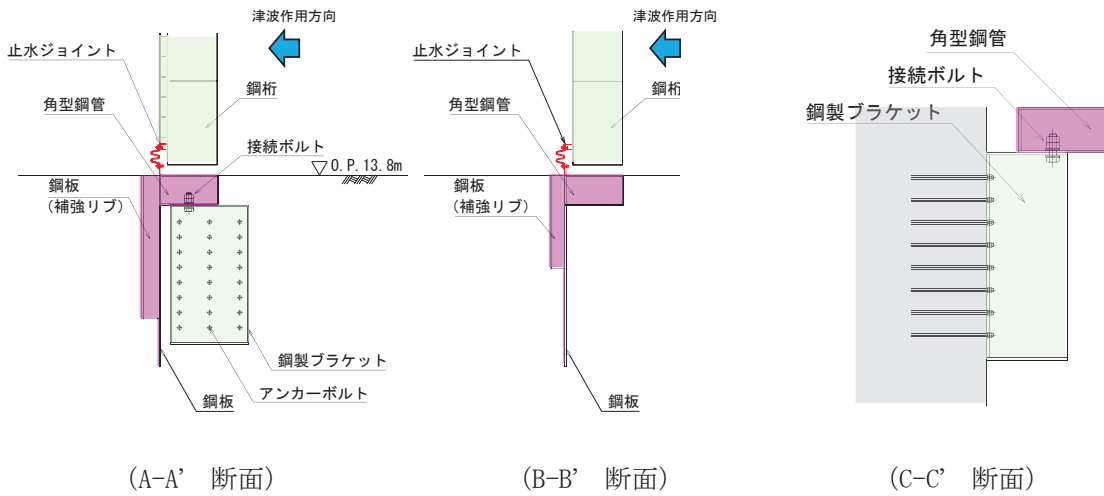
図 4.4-1 止水ライン④の構造概要

4.5 止水ライン⑤

止水ライン⑤の構造詳細図を図 4.5-1 に示す。止水ライン⑤（防潮壁の鋼桁の角型鋼管間）については、鋼桁と角型鋼管間にM型ジョイントを構築することにより止水性を確保する。



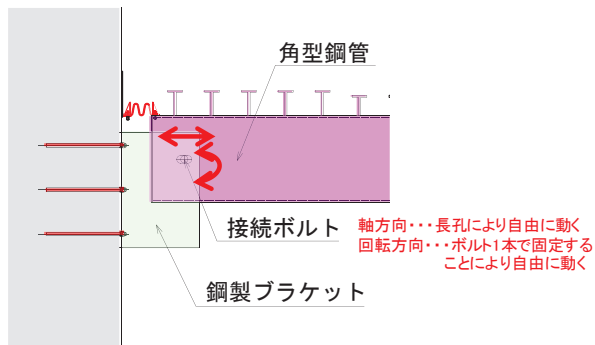
(平面図)



(A-A' 断面)

(B-B' 断面)

(C-C' 断面)



(a部拡大)

図 4.5-1 止水ライン⑤の構造概要

4.6 止水ライン⑥, ⑦, ⑧

止水ライン⑥, ⑦, ⑧の構造詳細図を図4.6-1に示す。止水ライン⑥⑦⑧については、防潮堤背面補強工から張り出した鉄筋コンクリート壁（以下、背面補強工RC壁張出部という。）に遮水鋼板を取り付け、防潮壁との間に止水ジョイント（M型ジョイント）を取り付けることで、止水性を確保する。また、背面補強工RC壁張出部と防潮堤背面補強工を接続するため、防潮堤背面補強工と一体の鉄筋コンクリート壁（以下、背面補強工RC壁という。）を設置し、止水性を確保する。また、背面補強工の構造目地間には、止水ジョイント（止水シール材）を設置することで止水性を確保する。

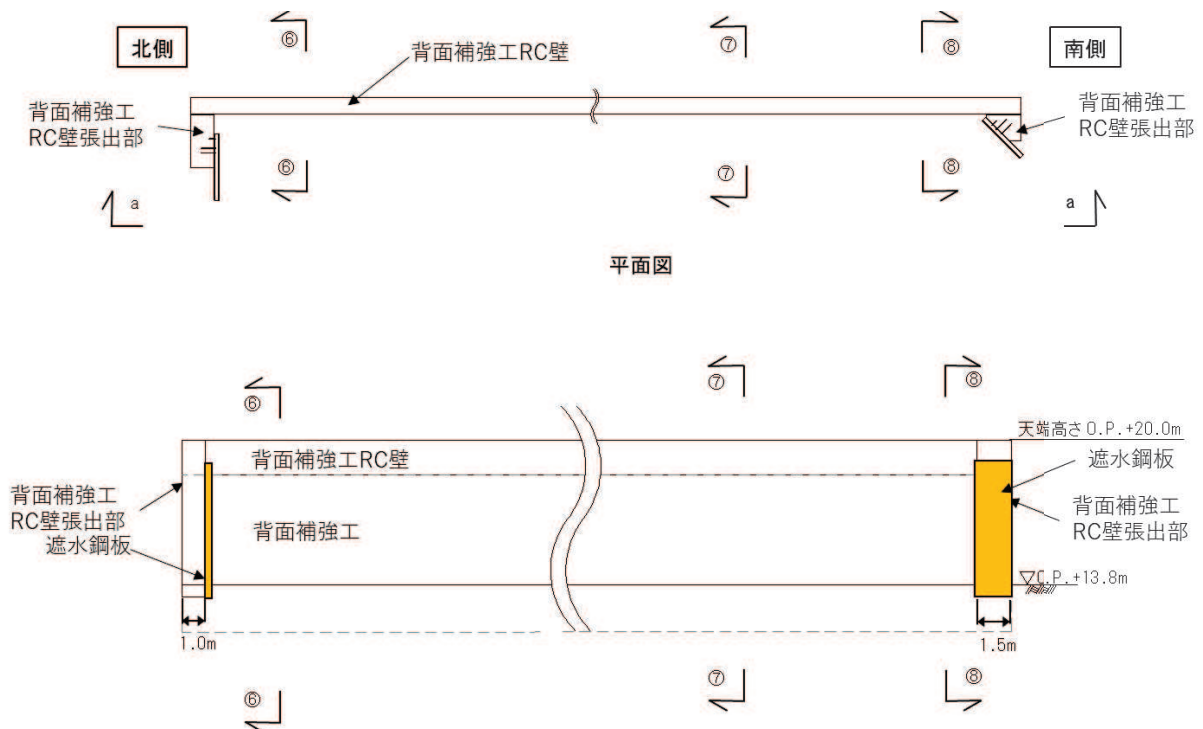


図4.6-1(1) 止水ライン⑥⑦⑧の構造概要(平面図, 正面図)

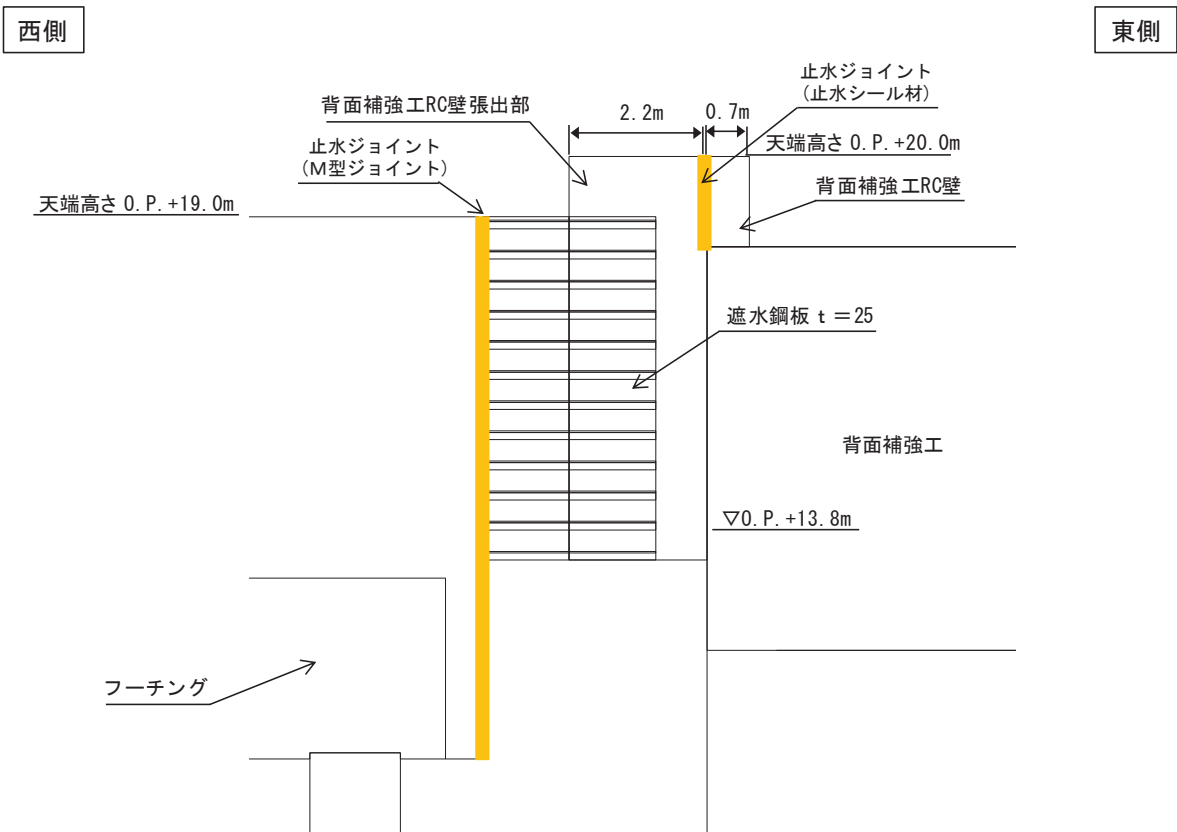


図 4.6-1 (2) 止水ライン⑥の構造概要(⑥-⑥断面図)

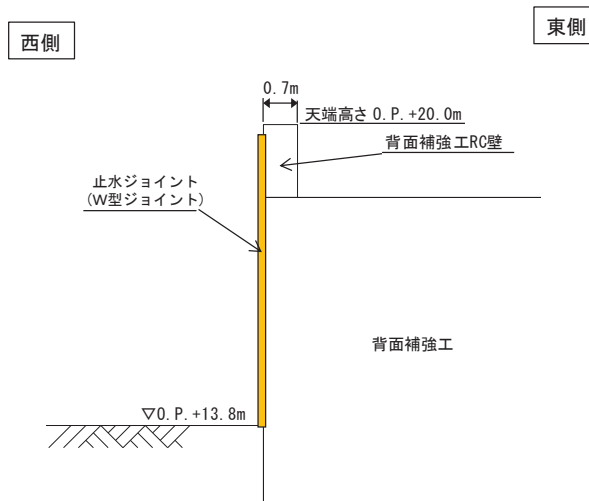


図 4.6-1 (3) 止水ライン⑦の構造概要(⑦-⑦断面図)

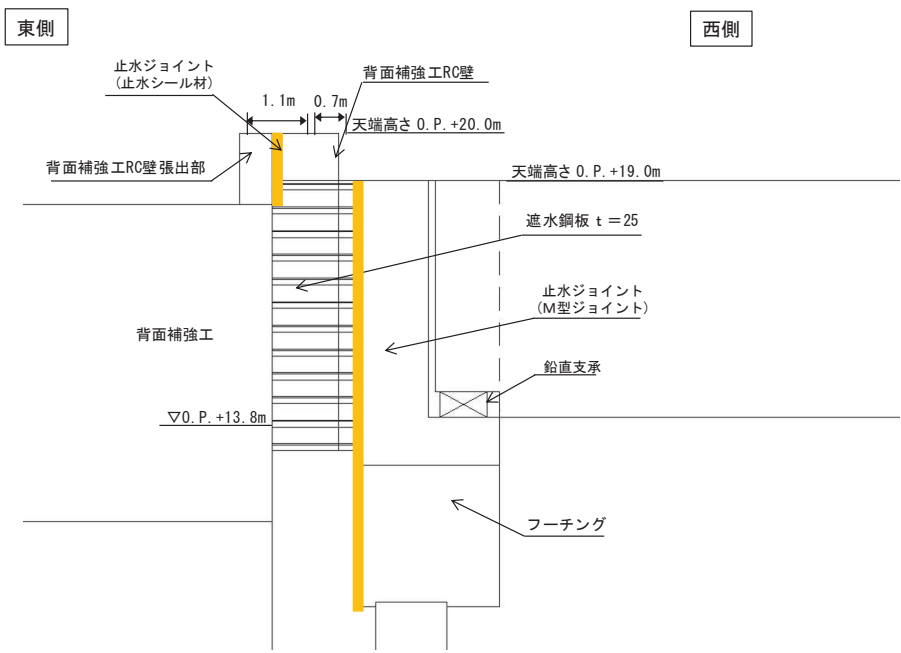


図 4.6-1(4) 止水ライン⑧の構造概要(⑧-⑧断面図)

4.7 止水ライン⑨, ⑩

止水ライン⑨, ⑩の構造詳細図を図4.7-1に示す。防潮壁と第3号機海水ポンプ室については、構造物に鋼製ブラケットを介してM型止水ジョイントをフーチング下端位置まで構築することにより止水ラインを確保する。

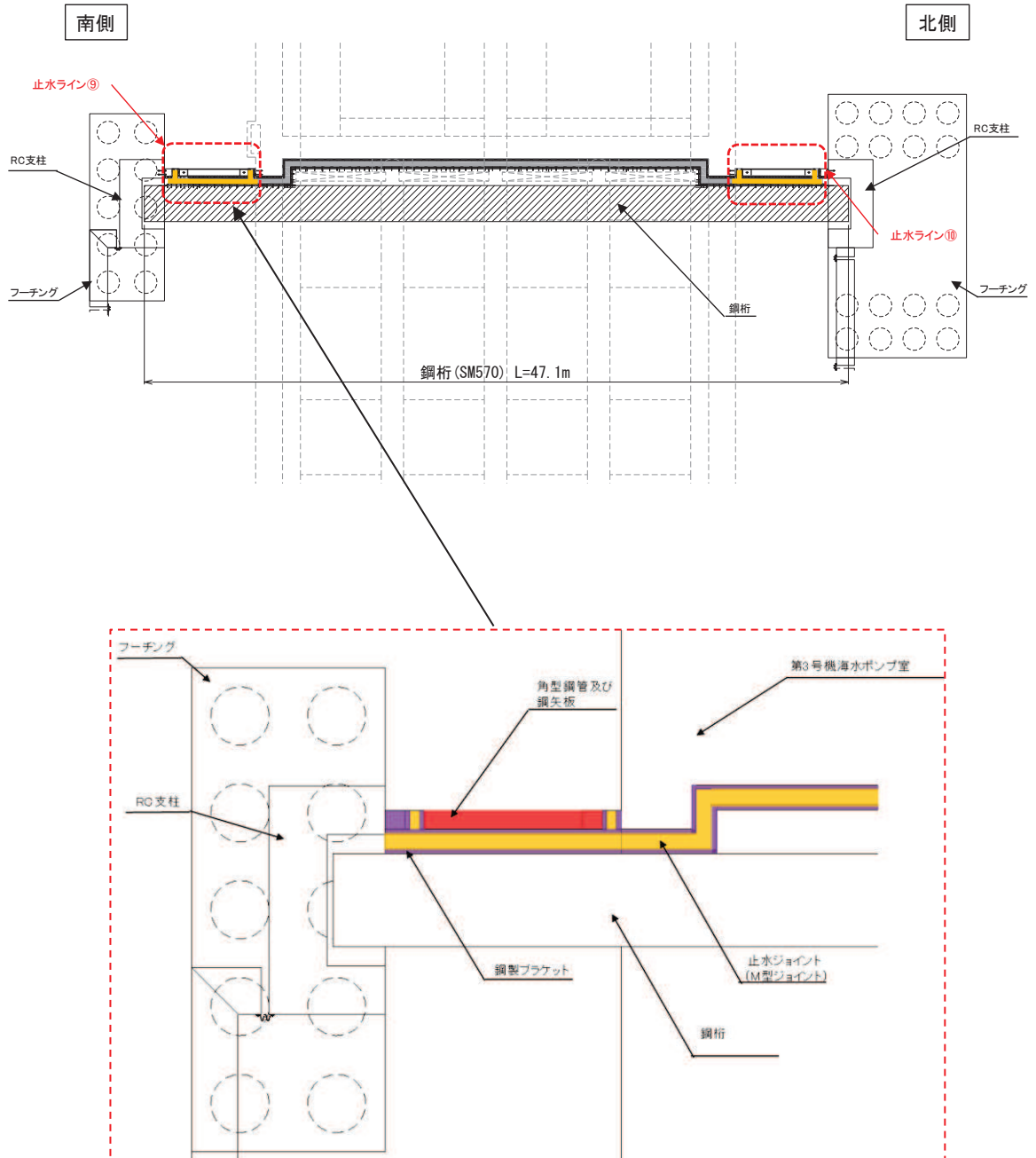


図4.7-1(1) 止水ライン⑨⑩の構造概要(平面図)

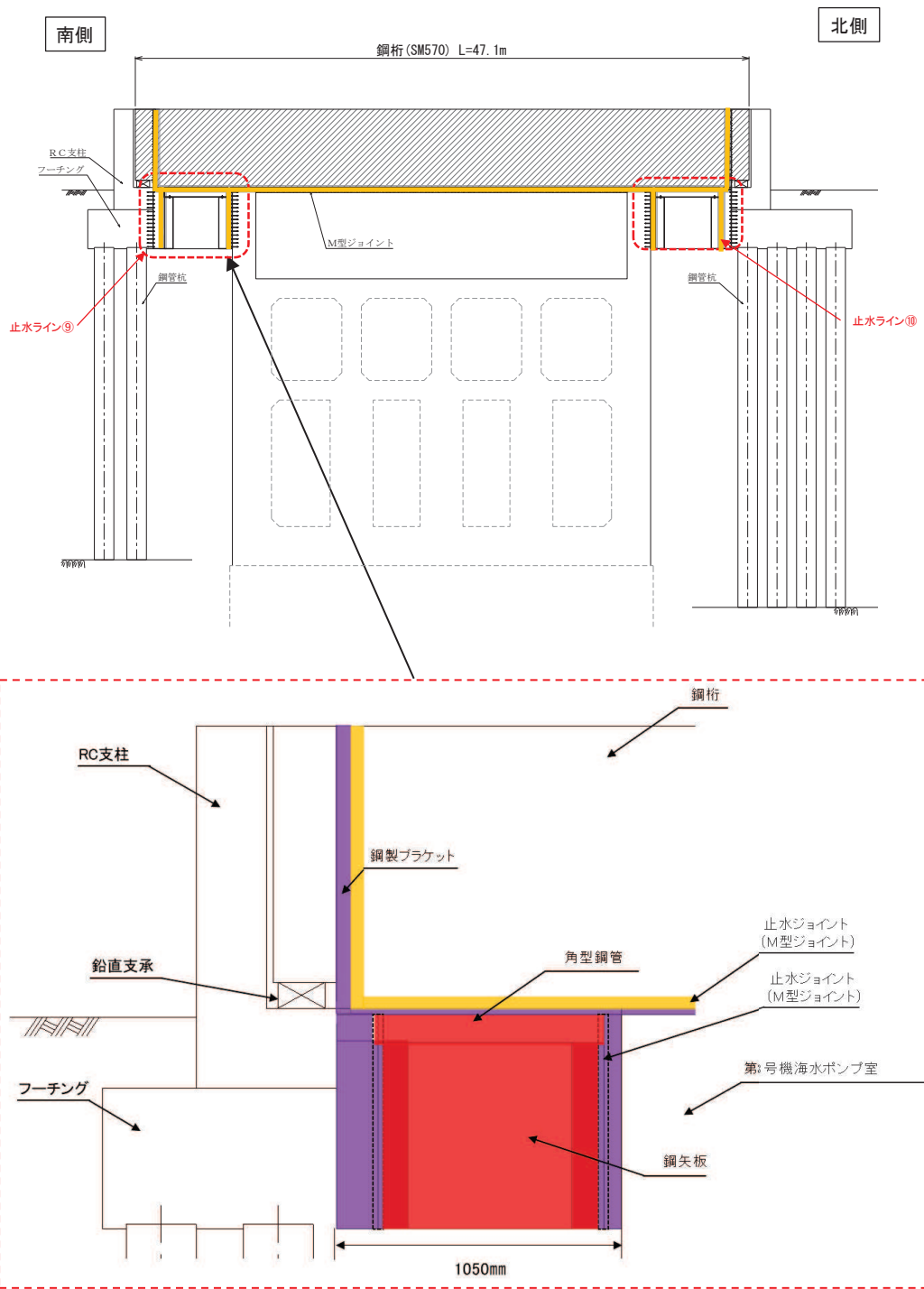


図 4.7-1 (2) 止水ライン⑨⑩の構造概要 (正面図)

4.8 止水ライン⑩, ⑪, ⑫

止水ライン⑩, ⑪, ⑫の構造詳細図を図4.8-1に示す。止水ライン⑩⑪⑫については、背面補強工 RC 壁張出部に遮水鋼板を取り付け、防潮壁との間に止水ジョイント (M型ジョイント) を取り付けることで、止水性を確保する。また、背面補強工 RC 壁張出部と防潮堤背面補強工を接続するため、背面補強工 RC 壁を設置し、止水性を確保する。また、背面補強工の構造目地間には、止水ジョイント(止水シール材)を設置することで止水性を確保する。

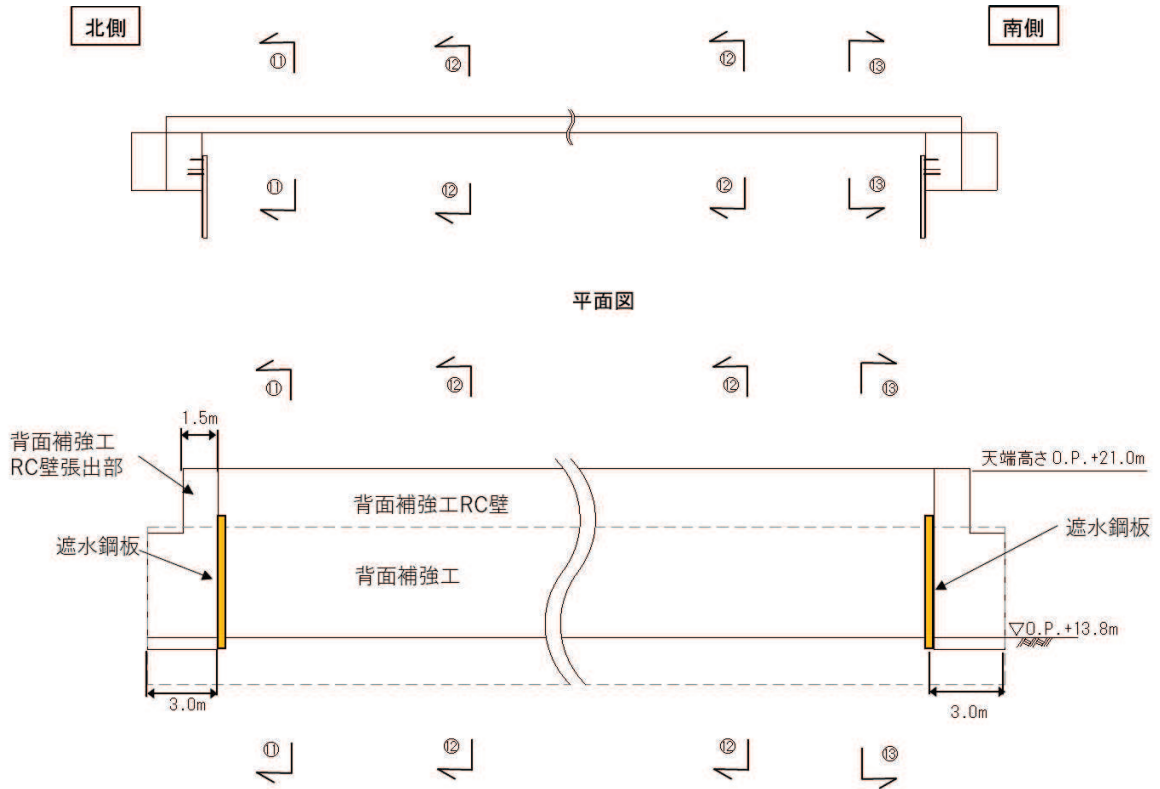


図 4.8-1(1) 止水ライン⑩⑪⑫の構造概要(正面図)

西側

東側

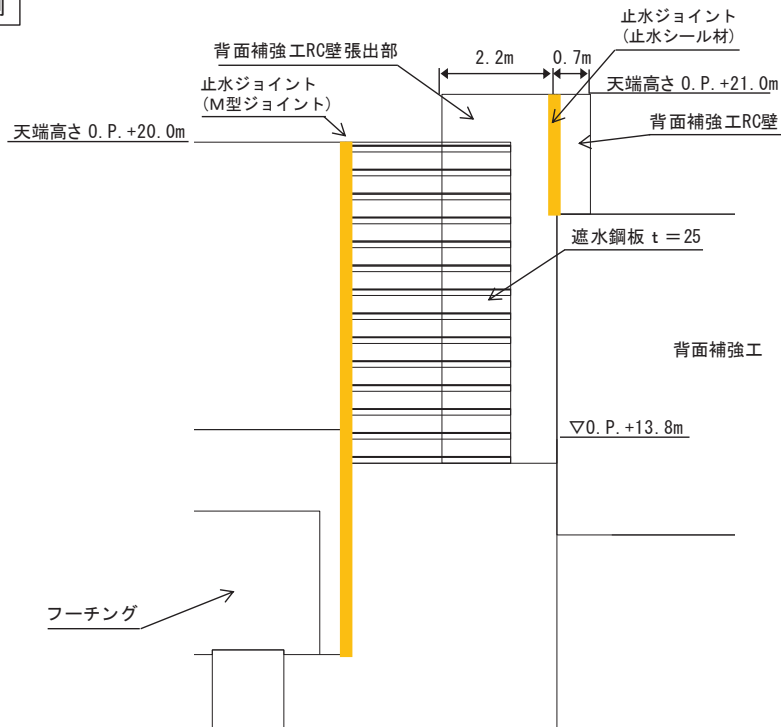


図 4. 8-1 (2) 止水ライン⑪の構造概要 (⑪-⑪断面図)

西側

東側

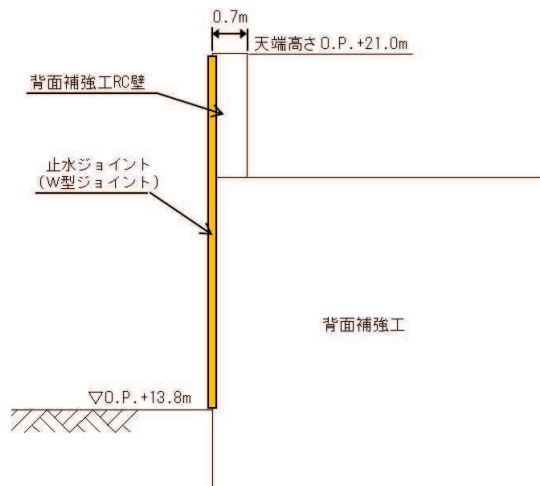


図 4. 8-1 (3) 止水ライン⑫の構造概要 (⑫-⑫断面図)

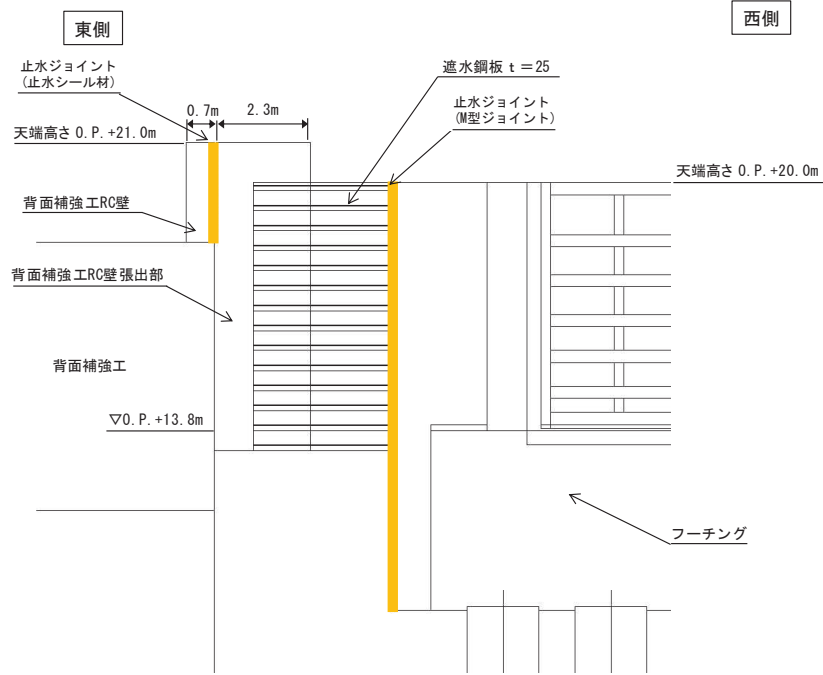


図 4.8-1 (3) 止水ライン⑬の構造概要 (⑬-⑬断面図)

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 杭周地盤ばねの設定に用いる地盤の剛性について

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

6.3.10 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

目 次

1. 概要	1
2. 設置位置及び構造概要	2
3. 評価方針	7
3.1 基本方針	7
3.2 評価対象位置	10
3.3 評価用断面	22
3.4 解析方法	30
3.5 適用基準	40
4. 許容限界	41
5. 評価方法	42
5.1 相対変位の算出方法	42
5.2 変位の算出位置	46
6. 評価結果	50
6.1 地震時	50
6.2 重畳時	73

(別紙) 隅角部における変位量について

1. 概要

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、杭基礎構造防潮壁（以下、防潮壁）においては、構造境界部及び異種構造物間には地震時及び津波時・重畳時の荷重に伴う部材間の相対変位に追従する止水ジョイント部材を設置し、機能維持を図る設計とする。

本資料は、上記に示す相対変位が生じる止水ジョイント部材の相対変位量に関して、その算出方法と結果を示し、相対変位量が許容限界以下であることを確認するものである。

2. 設置位置及び構造概要

止水ジョイント部材が設置される構造境界部は、(A)防潮壁の同一構造形式間（鋼板-鋼板間）及び(B)防潮壁の異種構造形式間（鋼板-鋼桁、鋼板-鋼製扉、鋼桁-鋼製扉）並びに(C)防潮壁と異種構造物（第2号機海水ポンプ室、第3号機海水ポンプ室、防潮堤）間に区分される*。

防潮壁の平面位置図を図2-1に、止水ジョイントの設置イメージを図2-2に、詳細図を図2-3に示す。

注記*：図2-2(1)に示すとおり、鋼製遮水壁（鋼板）の鋼板-フーチング間については、構造的に分離させる構造とし、当該箇所の止水性確保のために、鋼板最下部とフーチング最上面間にΩ型ジョイントを設置するが、鋼板がフーチングに固定された鋼製支柱に剛結されることから、鋼板最下部とフーチング最上面は一体的な挙動を示すものと想定され、鋼板やコンクリートの温度変化等に伴う伸縮等による微小な変位のみが生じるため、評価を省略する。

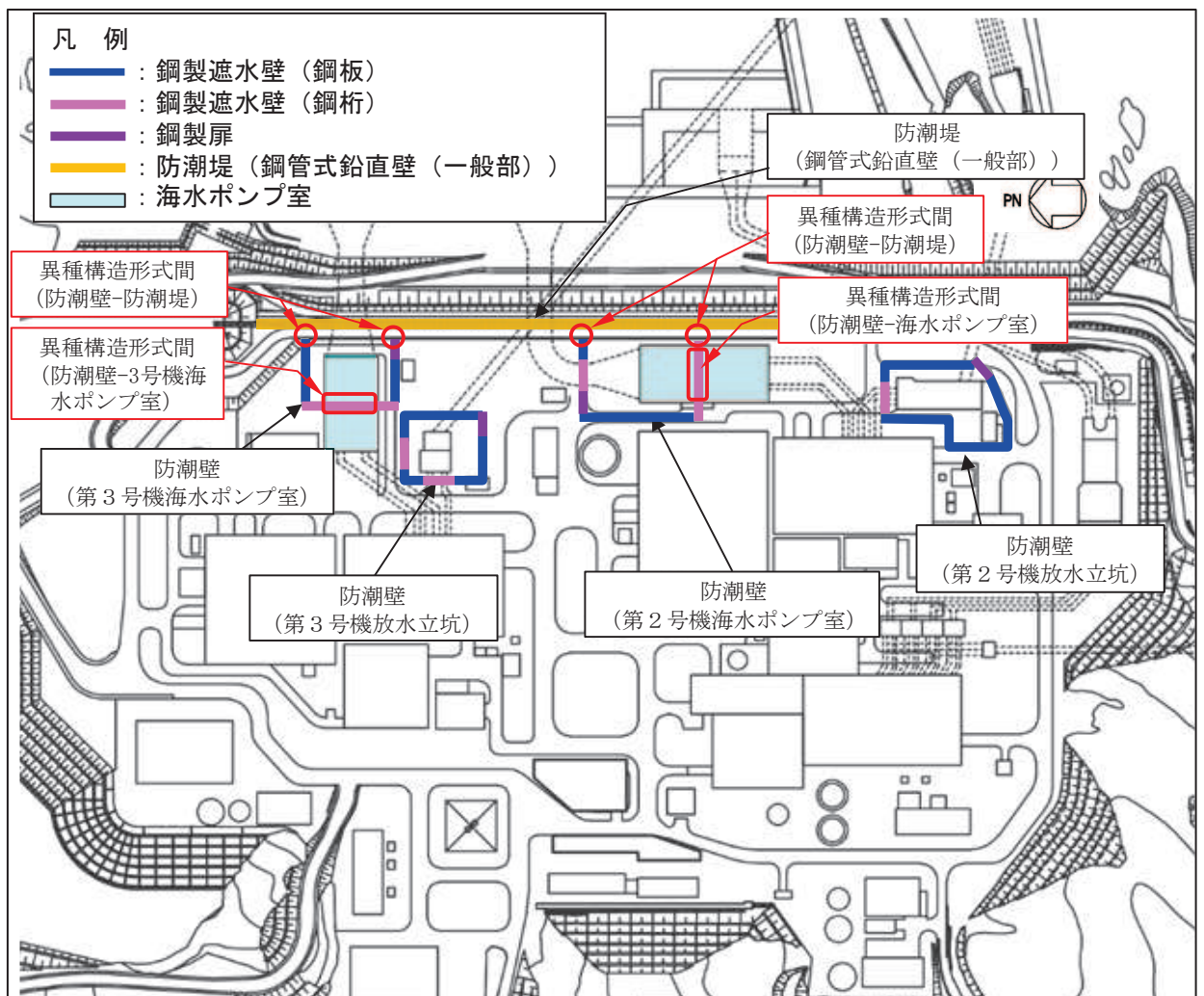
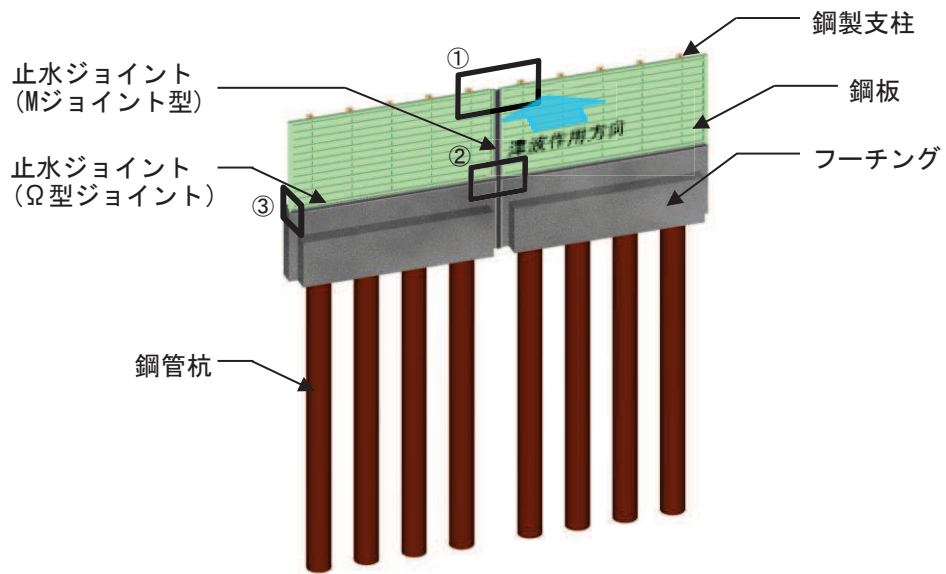
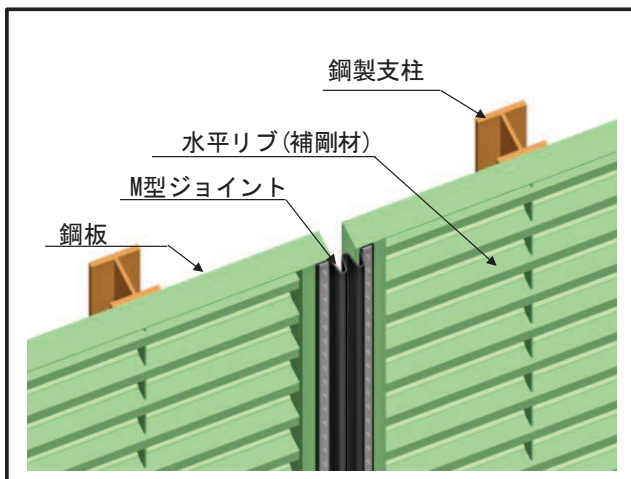


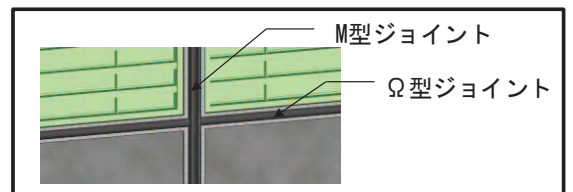
図2-1 防潮壁平面位置図



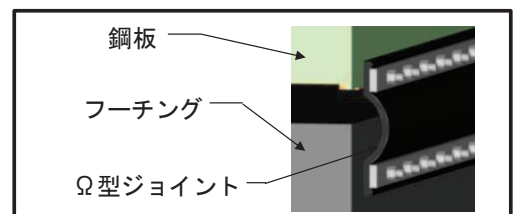
(全体)



①部 詳細
(鋼板詳細、鋼板-鋼製支柱接合部、M型ジョイント取付部)



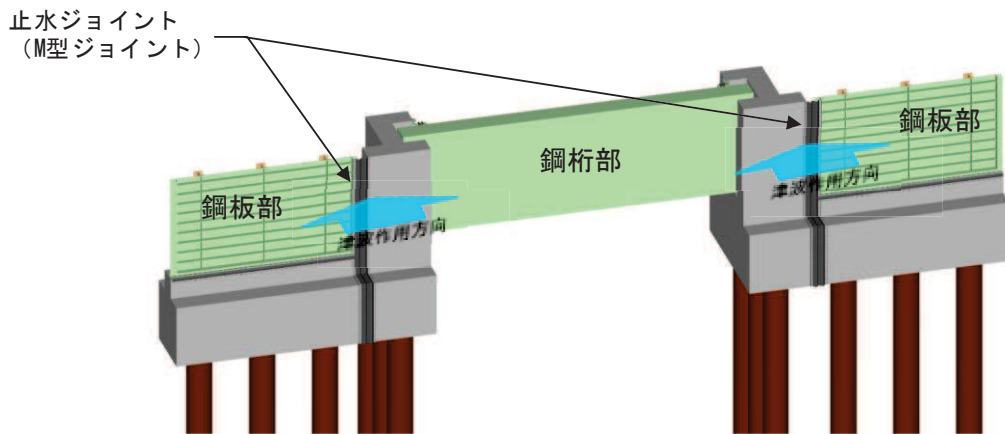
②部 詳細
(M型ジョイント - Ω型ジョイント取付部)



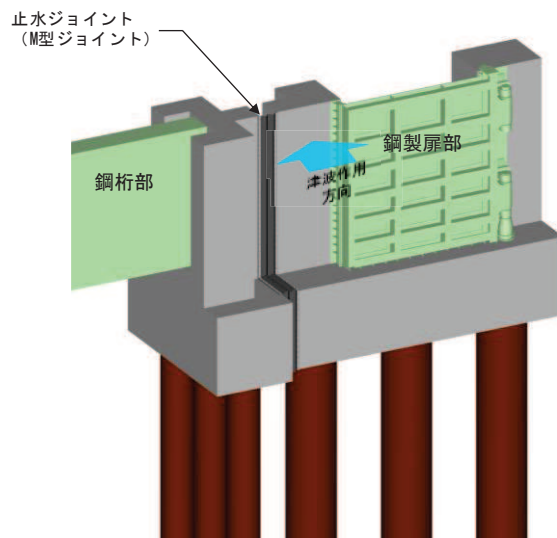
③部 詳細
(Ω型ジョイント部)

(全体)

図 2-2(1) 止水ジョイントの設置概要
(A) 防潮壁間 (同一構造形式間)

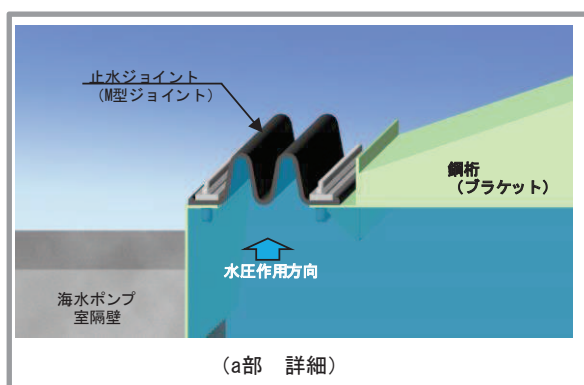
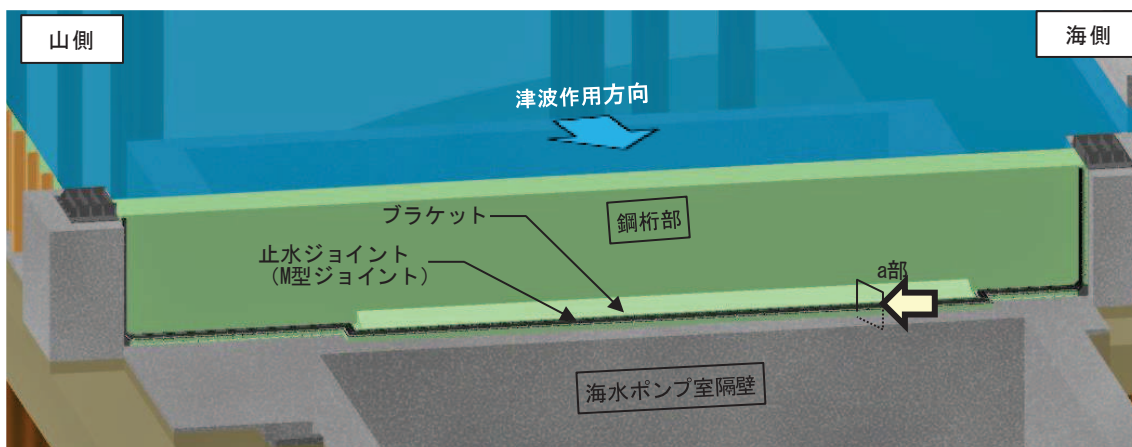


(鋼製遮水壁 (鋼板) - 鋼製遮水壁 (鋼桁))

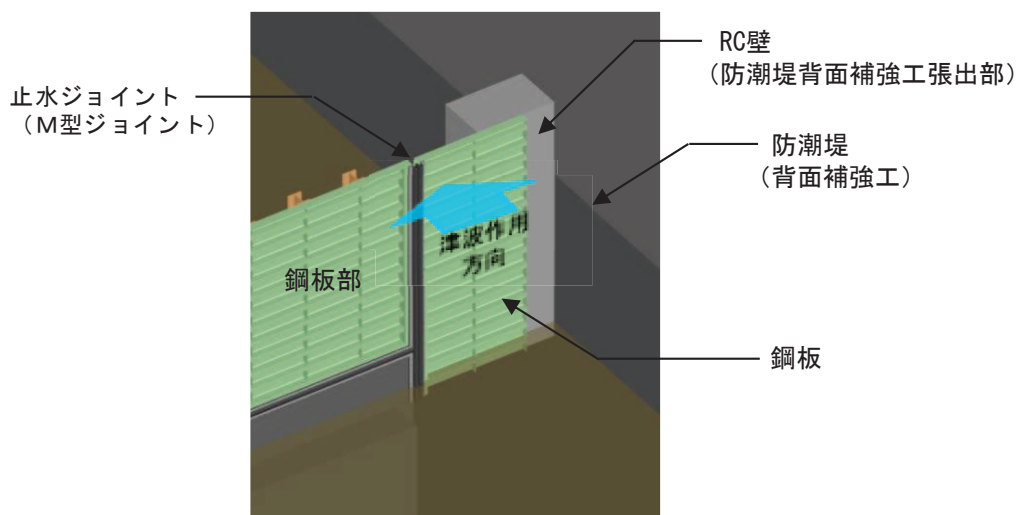


(鋼製遮水壁 (鋼桁) - 鋼製扉)

図 2-2(2) 止水ジョイントの設置概要
(B) 防潮壁間 (異種構造形式間)

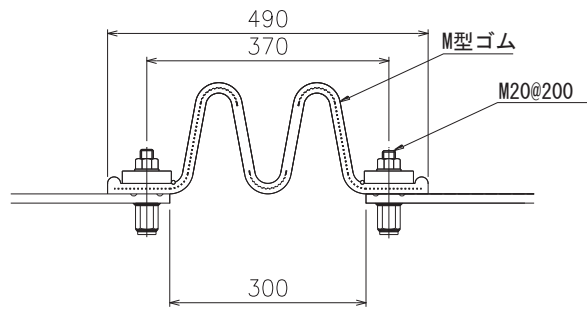


(防潮壁-海水ポンプ室 (隔壁) 間)

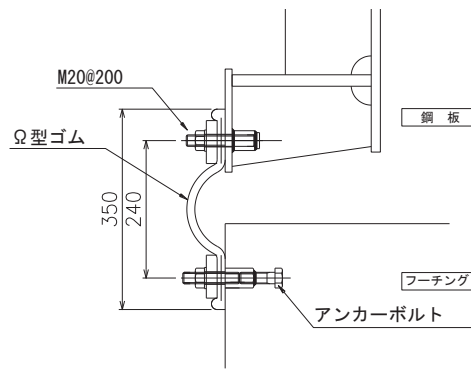


(防潮壁-防潮堤間)

図 2-2(3) 止水ジョイントの設置概要
(C) 防潮壁と異種構造物間)



(M型ゴム)



(Ω型ゴム)

*寸法値単位：mm (標準値)

図 2-3 止水ジョイント部材詳細図

3. 評価方針

3.1 基本方針

止水ジョイント部材が設置される境界部は、防潮壁間（鋼板-鋼板間，鋼板-鋼桁間，鋼板-鋼製扉間，鋼桁-鋼製扉）並びに防潮壁と異種構造物間（第2号機海水ポンプ室，第3号機海水ポンプ室，防潮堤）に区分される。

止水ジョイント部材の照査については，これらの区分毎に，地盤条件や構造規模等の違いにより相対変位量が大きくなると考えられる境界部に対して相対変位量を算出する。

地震時に発生する構造物間の最大相対変位が，止水ジョイント部材が追従できる変位量以下であることを確認する。また，地震後に津波及び余震が襲来すること（以下「重畳時」）を想定し，地震後の最終変位量に津波及び余震による最大相対変位量を加えた値が，止水ジョイント部材が健全性を保つことができる変位量以下であることを確認する。

最大相対変位の算出は，防潮壁境界部（鋼板-鋼板間，鋼板-鋼桁間，鋼板-鋼製扉間，鋼桁-鋼製扉）については時刻歴相対変位*により算出し，防潮壁と異種構造物間（第2号機海水ポンプ室，第3号機海水ポンプ室，防潮堤）については，基礎構造の違いや構造規模の違いによる位相のずれが生じる可能性が考えられることから各々の最大変形量の足し合わせにより最大相対変位を算出する。

相対変位が最大となる評価位置及び地震動を用いて，地盤の物性値のばらつきを考慮した解析ケース（平均値+1 σ ，平均値-1 σ ）を実施し，基本ケースも含めた最大相対変位を求める。

止水ジョイント部材の設計フローを図3.1-1に示す。

注記*：「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」に示すとおり，防潮堤（鋼管式鉛直壁）の構造境界部（背面補強工-背面補強工間）に設置する止水ジョイントの変形量評価においては，保守的に位相が逆になったことを考慮して，最大相対変位を2倍して相対変位量を求めている。

一方，防潮壁においては，以下の考えから，3.2 評価対象位置に示すとおり，相対変位量が大きくなると考えられる境界部を，地盤の層厚や隣接効果等の観点から絞り込みを行い，時刻歴相対変位により評価している。

・ 防潮壁においては，周辺構造物の耐震補強や防潮壁の変形抑制及び液状化対策を目的とした地盤改良により，地層急変部が点在するが，相対変位が大きくなる防潮壁境界部については限定的であるため，絞り込みをした上で，相対変位量を評価することが可能である。

・ また，変形量の算定については，耐震評価同様に，成層地盤を仮定した地震応答解析（質点系モデル）により評価する方針としており，参考資料2に示すとおり，周辺構造物の隣接効果等が考慮されないことで保守的な変位量となることを確認している（なお，後述のとおり，防潮壁境界部で隣接効果の差が想定される場合には，隣接効果の差を考慮した評価を実施する）。

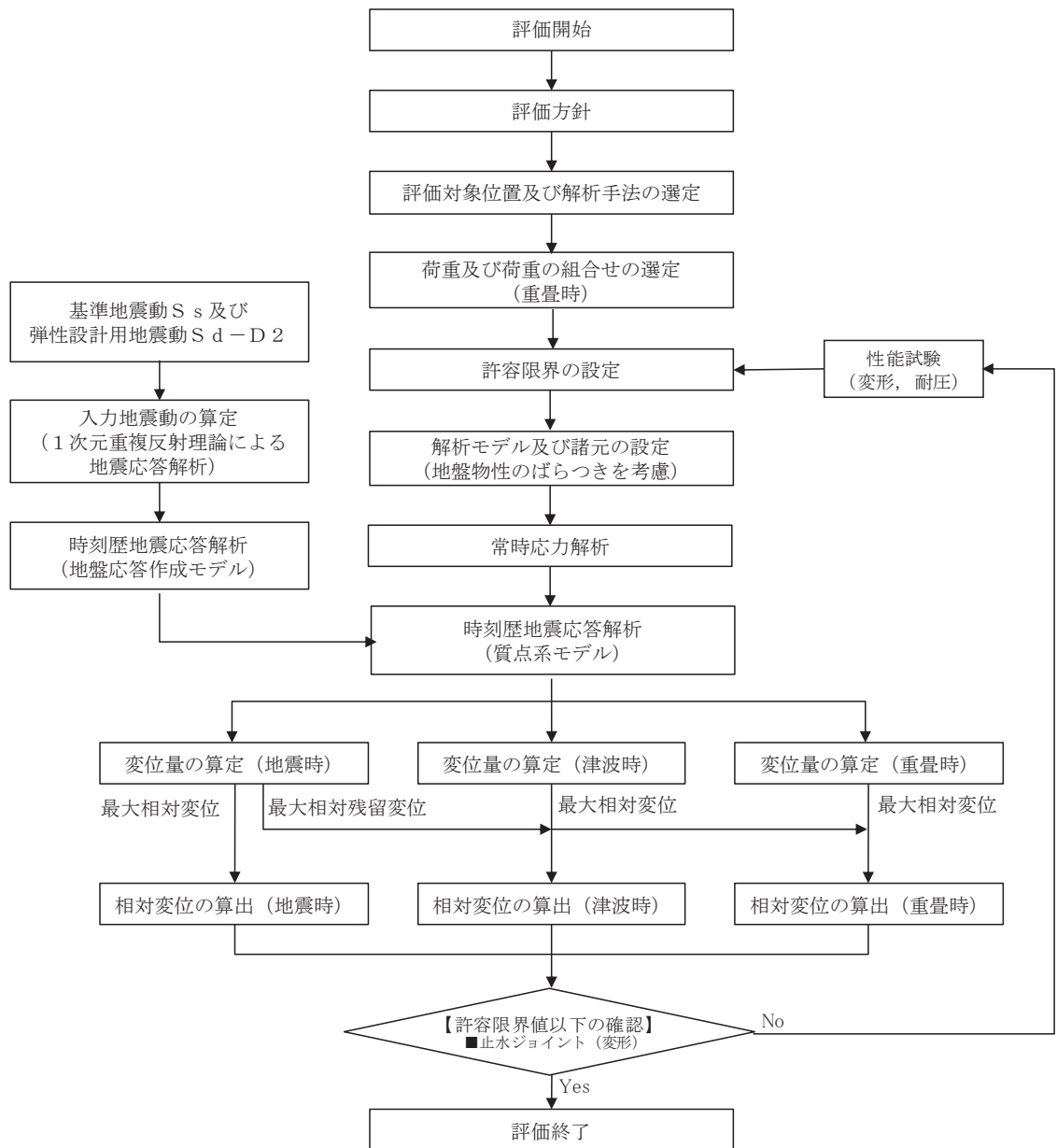


図 3.1-1(1) 止水ジョイント部材の設計に関する評価フロー
(防潮壁間)

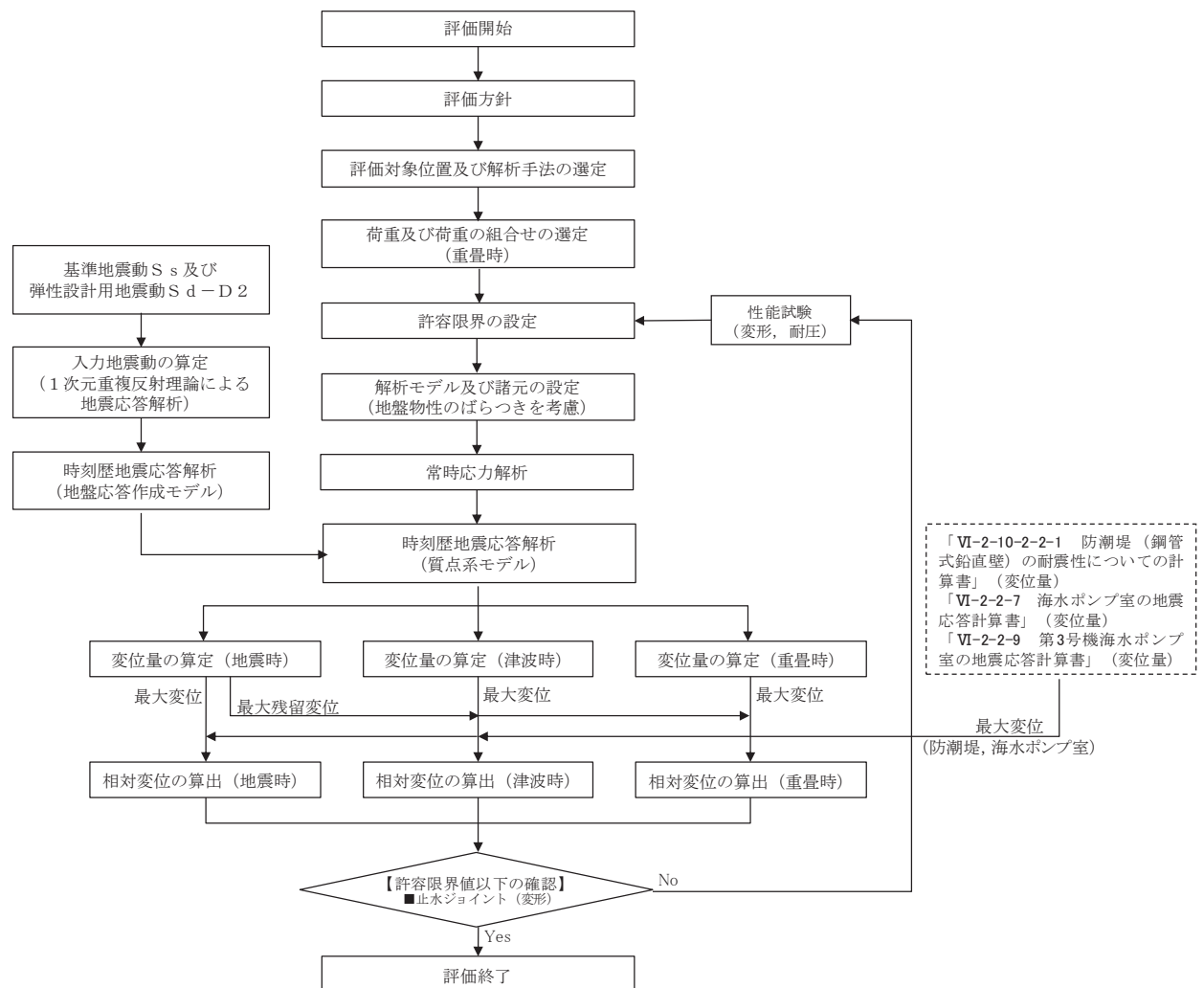


図 3.1-1(2) 止水ジョイント部材の設計に関する評価フロー
(防潮壁と異種構造物間)

3.2 評価対象位置

(1) 選定方針

止水ジョイント部材の防潮壁の軸直交方向（以下、「軸直交方向」という）及び防潮壁の軸方向（以下、「軸方向」という）の相対変位量を算出するための評価対象位置を選定する。

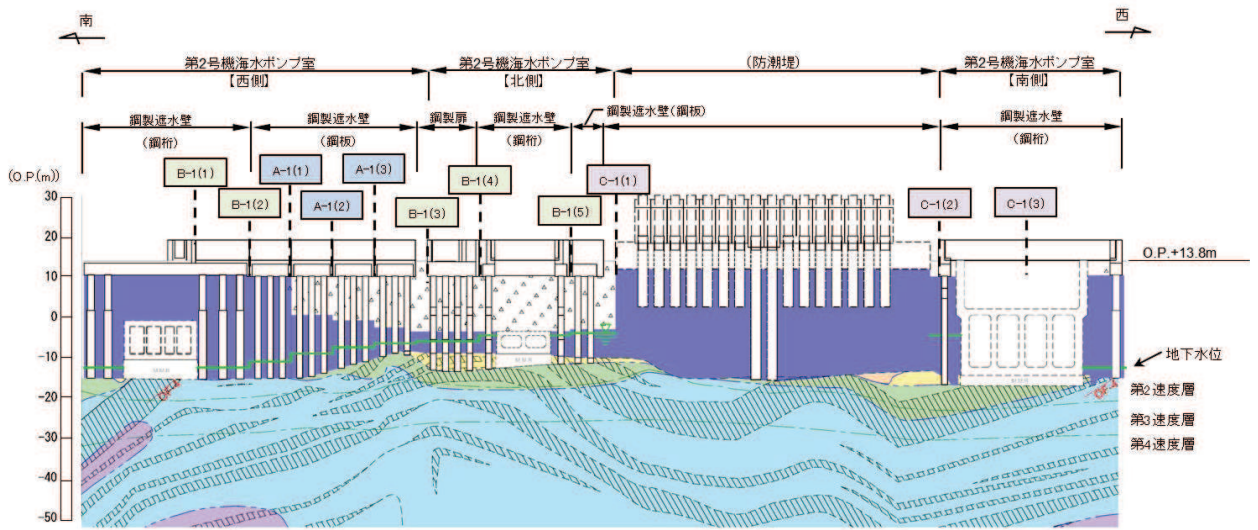
防潮壁の止水ジョイント部材が設置される構造境界部は、(A)防潮壁間（鋼板-鋼板間）及び(B)防潮壁間（鋼板-鋼桁、鋼板-鋼製扉、鋼桁-鋼製扉）並びに(C)防潮壁と異種構造物（第2号機海水ポンプ室、第3号機海水ポンプ室、防潮堤）間に区分される。評価対象位置は、それぞれの区間毎に相対変位量が大きくなると考えられる境界部を選定する。

(A)防潮壁間（鋼板-鋼板）については、構造的特徴は同様であり、地盤急変部や隣接構造物の影響の大小によって生じる地盤変形量の差が支配的と考えられるため、これらの要因が考えられる境界部を選定する。なお、第3号機放水立坑防潮壁においては、放水立坑の損傷を考慮した地盤改良について、防潮壁の地盤の変形抑制及び液状化対策に有効な地盤改良幅を確保していないが、止水ジョイントの評価においては、この地盤改良を考慮することで地盤急変部として保守的な評価となることから、この地盤改良については、変形抑制及び液状化対策に有効な地盤改良として評価を行う考慮する場合の影響評価についても行う（この地盤改良の設計上の扱いについては参考資料1に示す）。

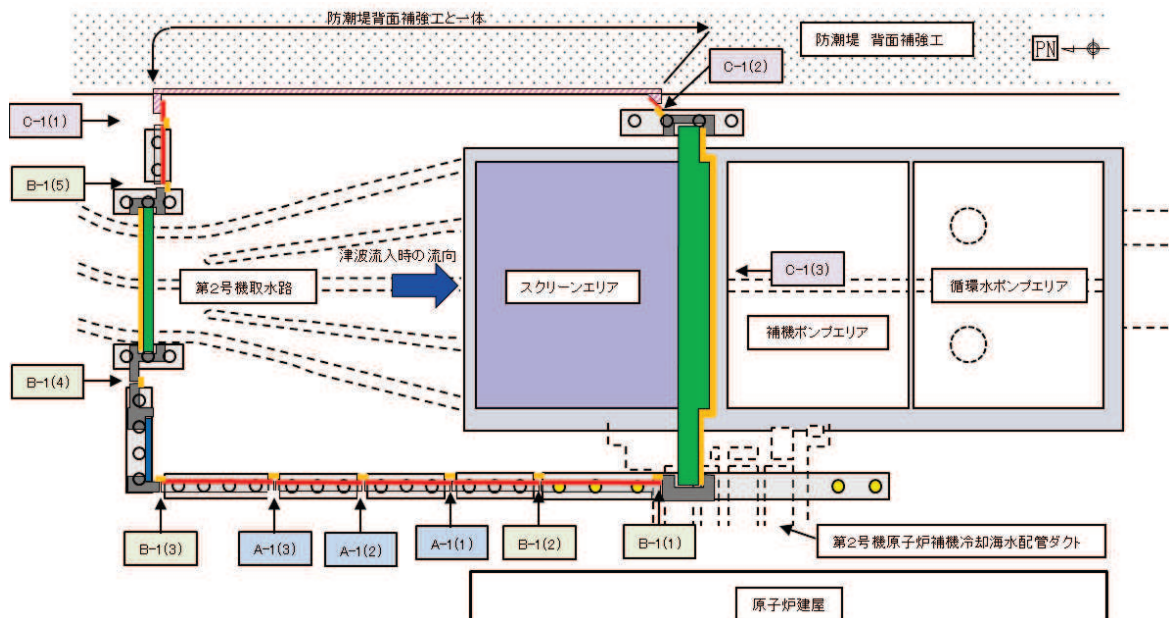
(B)防潮壁間（鋼板-鋼桁、鋼板-鋼製扉、鋼桁-鋼製扉）については、有意な地盤急変部等は存在しないため、上部構造の構造的な違いによる変形量の差が支配的と考えられるため、これらの要因が考えられる境界部を選定する。

(C)異種構造物間（第2号機海水ポンプ室、第3号機海水ポンプ室、防潮堤）については、前述のとおり、基礎構造の違いや構造規模の違いによる位相のずれが生じる可能性が考えられることから各々の変形量の足し合わせにより相対変位を算出する。その場合、境界部のうち、単独での変形量が大きいと考えられる断面を用いて相対変位量を評価する。具体的には、防潮堤の変位算出における評価対象断面は、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の評価対象断面のうち、「VI-2-10-2-2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書」に示す、防潮壁との接合部である鋼管式鉛直壁（一般部）の評価対象断面である断面①～③のうち、最大となる変位量を用いて境界部の相対変位量を評価する。

止水ジョイント部材が設置される構造境界部の概要について、相対変位量を算出するため評価対象位置を図3.2-1に示す。



(平面図)



(縦断面図)

防潮壁間 (鋼板-鋼板)
 防潮壁間 (鋼板-鋼桁, 鋼板-鋼製扉, 鋼桁-鋼製扉)
 異種構造物間 (防潮壁-海水ポンプ室, 防潮堤)

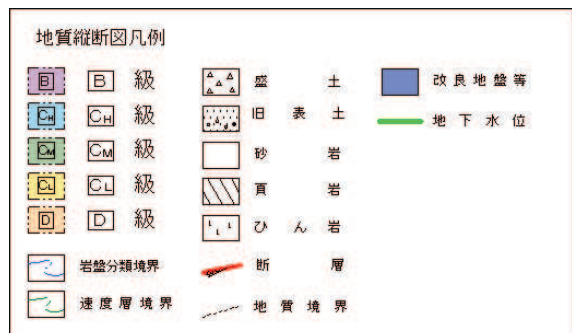
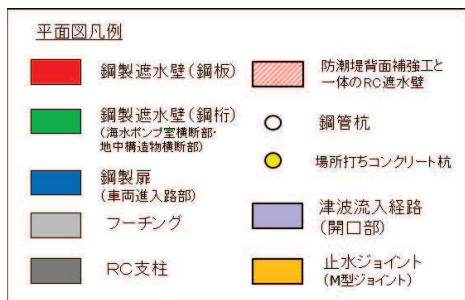
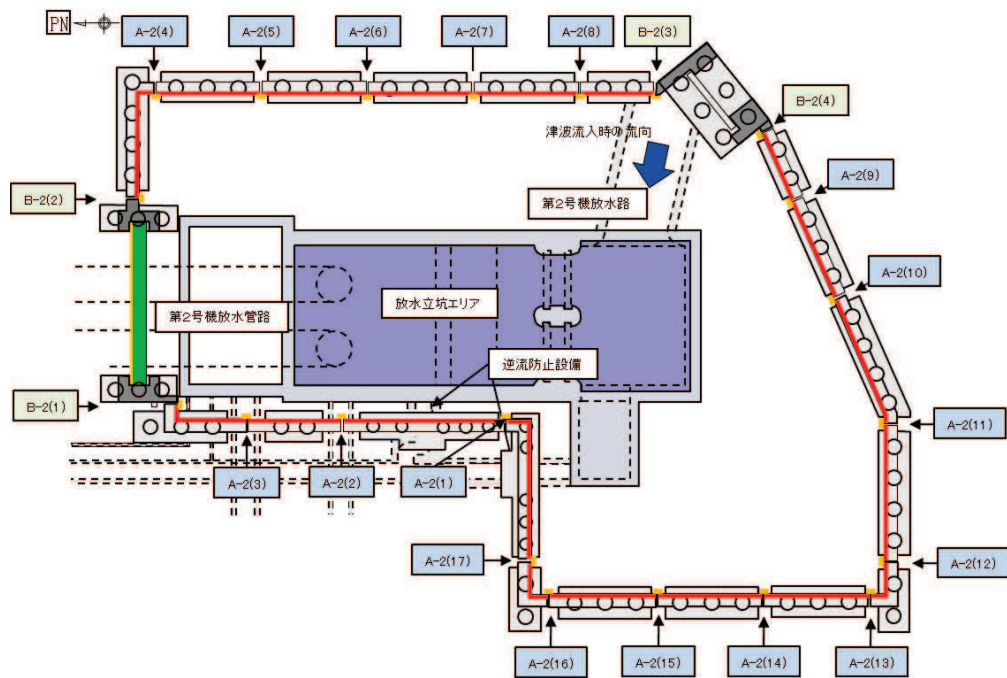
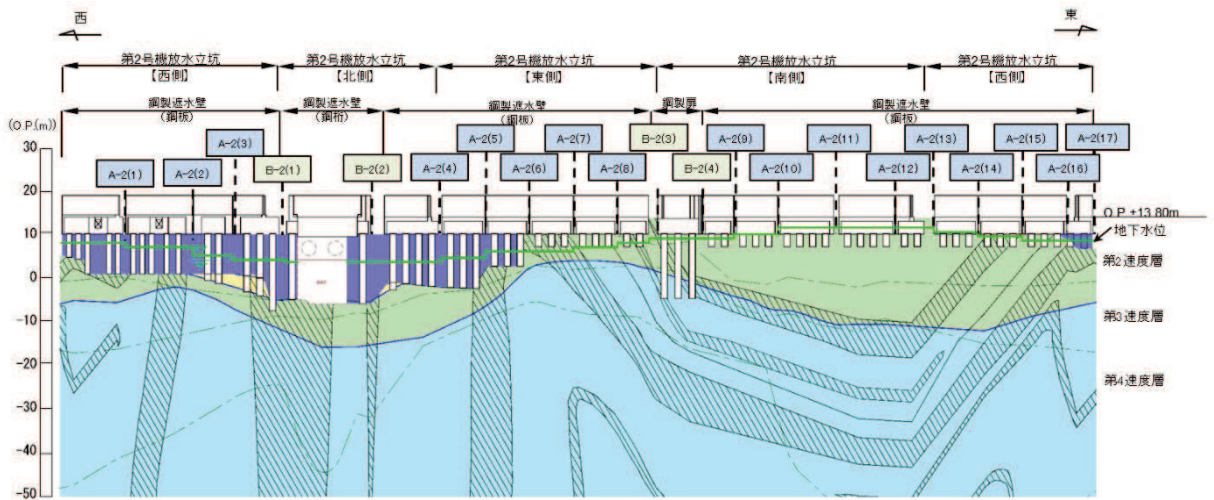


図 3.2-1(1) 評価対象(構造境界部箇所)位置図(第2号機海水ポンプ室防潮壁)



(平面図)



(縦断面図)

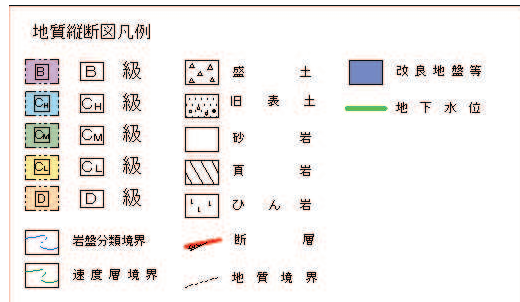
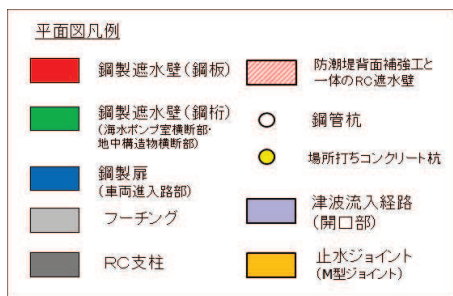
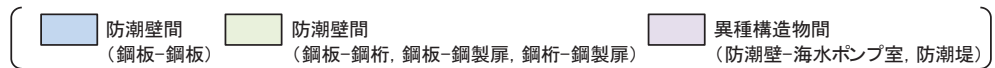
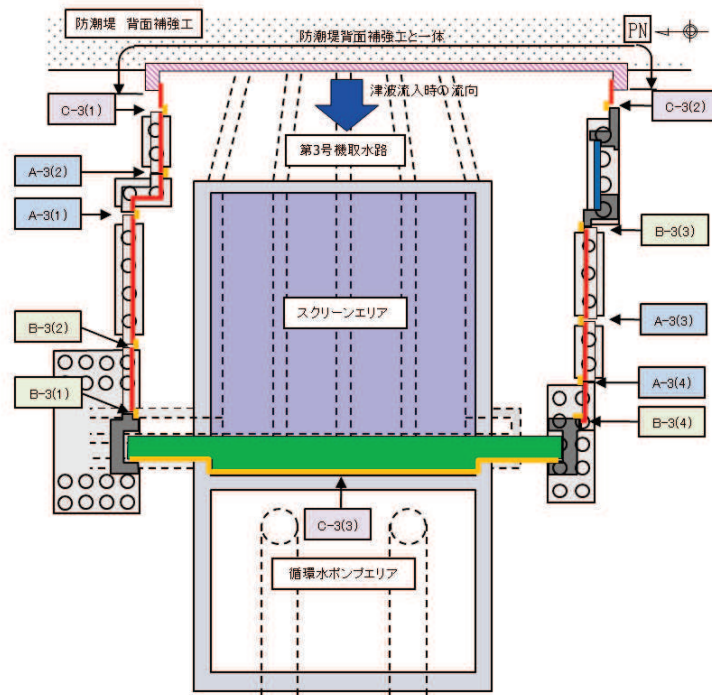
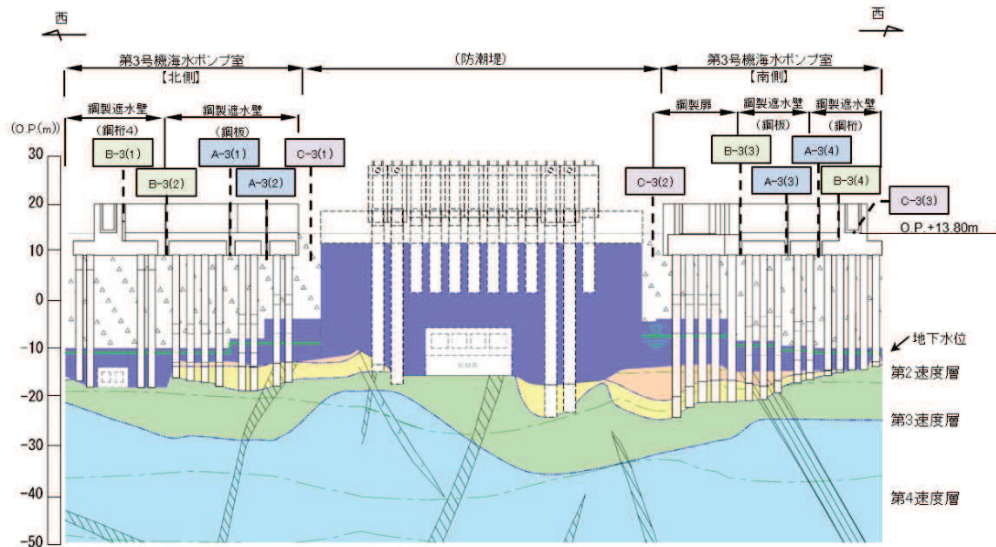


図 3.2-1(2) 評価対象 (構造境界部箇所) 位置図 (第 2 号機放水立坑防潮壁)



(平面図)



(縦断面図)

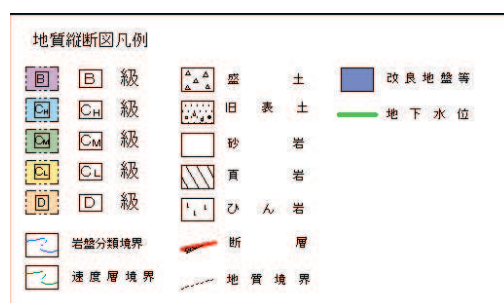
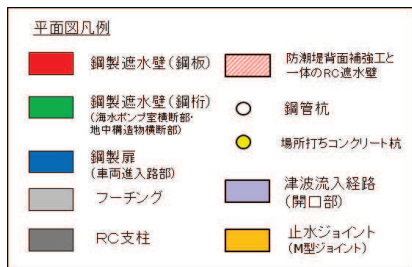
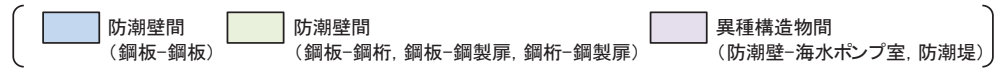
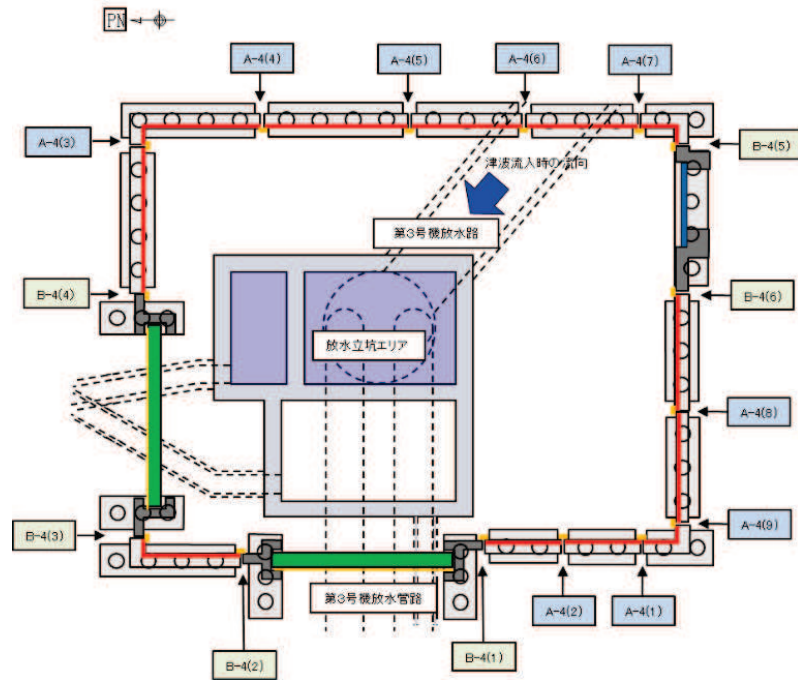
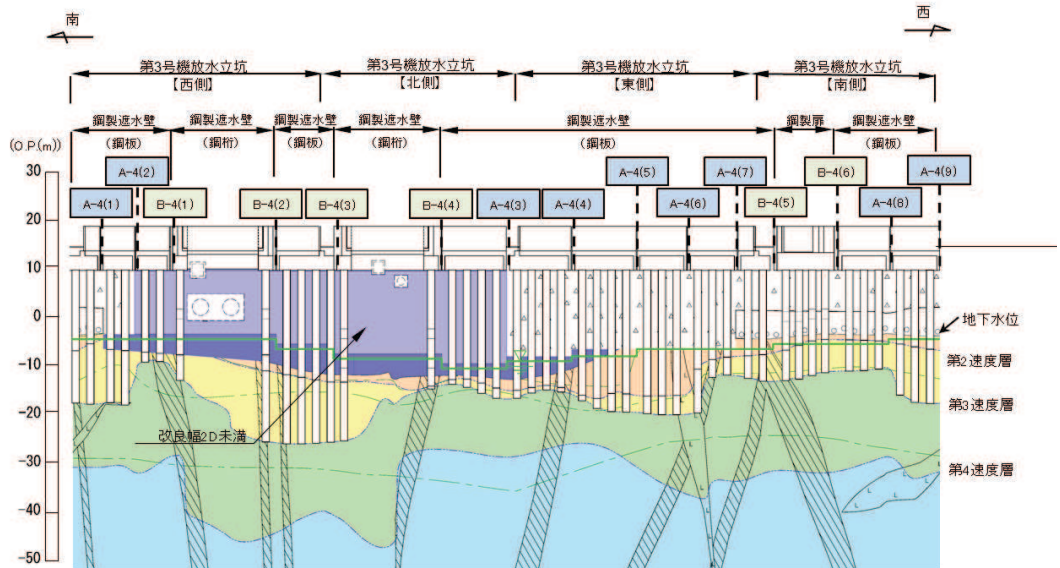


図 3.2-1(3) 評価対象 (構造境界部箇所) 位置図 (第3号機海水ポンプ室防潮壁)



(平面図)



(縦断面図)

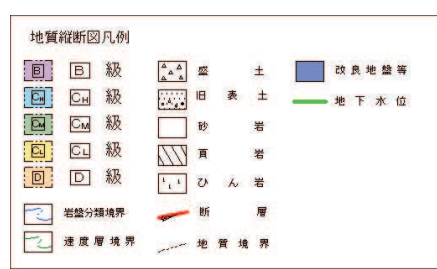
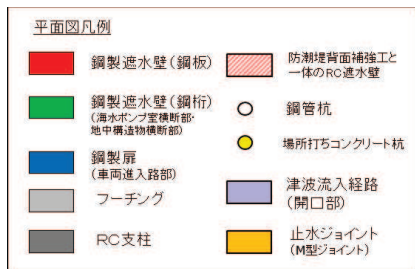
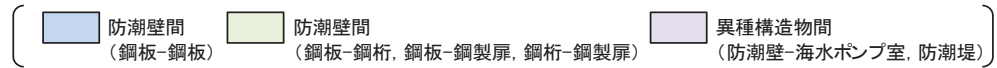


図 3.2-1(4) 評価対象 (構造境界部箇所) 位置図 (第 3 号機海水ポンプ室防潮壁)

(2) 選定結果

「(1)選定方針」にて示した方針に基づき，評価対象として選定した境界部を表 3.2-1 に，選定理由を表 3.2-2 に示す。

表 3.2-1(1) 評価対象として選定した境界部
(第2号機海水ポンプ室)

境界部	種別		地盤層厚の差 (層厚差)	横断方向の 隣接構造物等の 影響の差	選定 結果
	構造形式	地盤条件			
B-1(1)	防潮壁間 (鋼板-鋼桁)	地盤改良部 -地盤改良部	—	—	
B-1(2)	防潮壁間 (鋼板-鋼桁)	地盤改良部 -地盤改良部	—	—	
A-1(1)	防潮壁間 (鋼板-鋼板)	地盤改良部 -地盤改良部 (部分深度)	○ (9.5m)	○ (第2号機海水ポンプ室及び原子炉建屋躯体境界部)	○
A-1(2)	防潮壁間 (鋼板-鋼板)	地盤改良部 (部分深度) -地盤改良部 (部分深度)	○ (1.4m)	—	
A-1(3)	防潮壁間 (鋼板-鋼板)	地盤改良部 (部分深度) -地盤改良部 (部分深度)	○ (1.8m)	—	
B-1(3)	防潮壁間 (鋼板-鋼製扉)	地盤改良部 -地盤改良部 (部分深度)	—	—	
B-1(4)	防潮壁間 (鋼製扉-鋼桁)	地盤改良部 (部分深度) -地盤改良部 (部分深度)	—	—	
B-1(5)	防潮壁間 (鋼桁-鋼板)	地盤改良部 (部分深度) -地盤改良部 (部分深度)	—	—	
C-1(1)	異種構造物間 (防潮壁-防潮堤)	地盤改良部 (部分深度) -地盤改良部	○ (13.6m)	—	
C-1(2)	異種構造物間 (防潮壁-防潮堤)	地盤改良部 -地盤改良部	—	—	
C-1(3)	異種構造物間 (防潮壁-第2号海水ポンプ室)	—	—	—	○

表 3.2-1(2) 評価対象として選定した境界部
(第2号機放水立坑)

境界部	種別		盛土層厚の差 (層厚差(m))	横断方向の 隣接構造物等の 影響の差	選定 結果
	構造形式	地盤条件			
A-2(1)	防潮壁間 (鋼板-鋼板)	地盤改良部 -地盤改良部	—	—	
A-2(2)	防潮壁間 (鋼板-鋼板)	地盤改良部 -地盤改良部	—	—	
A-2(3)	防潮壁間 (鋼板-鋼板)	地盤改良部 -地盤改良部	—	—	
B-2(1)	防潮壁間 (鋼板-鋼桁)	地盤改良部 -地盤改良部	—	—	
B-2(2)	防潮壁間 (鋼桁-鋼板)	地盤改良部 -地盤改良部	—	—	
A-2(4)	防潮壁間 (鋼板-鋼板)	地盤改良部 -地盤改良部	—	—	
A-2(5)	防潮壁間 (鋼板-鋼板)	地盤改良部 -地盤改良部	—	—	
A-2(6)	防潮壁間 (鋼板-鋼板)	地盤改良部 -岩盤部	—	—	
A-2(7)	防潮壁間 (鋼板-鋼板)	岩盤部 -岩盤部	—	—	
A-2(8)	防潮壁間 (鋼板-鋼板)	岩盤部 -岩盤部	—	—	
B-2(3)	防潮壁間 (鋼板-鋼製扉)	岩盤部 -岩盤部	—	—	
B-2(4)	防潮壁間 (鋼製扉-鋼板)	岩盤部 -岩盤部	—	—	
A-2(9)	防潮壁間 (鋼板-鋼板)	岩盤部 -岩盤部	—	—	
A-2(10)	防潮壁間 (鋼板-鋼板)	岩盤部 -岩盤部	—	—	
A-2(11)	防潮壁間 (鋼板-鋼板)	岩盤部 -岩盤部	—	—	
A-2(12)	防潮壁間 (鋼板-鋼板)	岩盤部 -岩盤部	—	—	
A-2(13)	防潮壁間 (鋼板-鋼板)	岩盤部 -岩盤部	—	—	
A-2(14)	防潮壁間 (鋼板-鋼板)	岩盤部 -岩盤部	—	—	
A-2(15)	防潮壁間 (鋼板-鋼板)	岩盤部 -岩盤部	—	—	
A-2(16)	防潮壁間 (鋼板-鋼板)	岩盤部 -地盤改良部	—	—	
A-2(17)	防潮壁間 (鋼板-鋼板)	地盤改良部 -地盤改良部	—	—	

表 3.2-1(3) 評価対象として選定した境界部
(第3号機海水ポンプ室)

境界部	種別		地盤層厚の差 (層厚差)	横断方向の 隣接構造物等の 影響の差	選定 結果
	構造形式	地盤条件			
B-3(1)	防潮壁間 (鋼桁-鋼板)	地盤改良部 (部分深度) -地盤改良部 (部分深度)	—	—	
B-3(2)	防潮壁間 (鋼桁-鋼板)	地盤改良部 (部分深度) -地盤改良部 (部分深度)	—	—	○
A-3(1)	防潮壁間 (鋼板-鋼板)	地盤改良部 (部分深度) -地盤改良部 (部分深度)	○ (2.0m)	—	
A-3(2)	防潮壁間 (鋼板-鋼板)	地盤改良部 (部分深度) -地盤改良部 (部分深度)	○ (4.1m)	○ (第3号機海水ポ ンプ室躯体境界 部)	○
C-3(1)	異種構造物間 (防潮壁-防潮堤)	地盤改良部 (部分深度) -地盤改良部	○ (13.2m)	—	○
C-3(2)	異種構造物間 (防潮壁-防潮堤)	地盤改良部 -地盤改良部 (部分深度)	○ (13.2m)	—	○
B-3(3)	防潮壁間 (鋼製扉-鋼板)	地盤改良部 (部分深度) -地盤改良部 (部分深度)	○ (4.6m)	—	○
A-3(3)	防潮壁間 (鋼板-鋼板)	地盤改良部 (部分深度) -地盤改良部 (部分深度)	○ (1.0m)	—	
A-3(4)	防潮壁間 (鋼板-鋼板)	地盤改良部 (部分深度) -地盤改良部 (部分深度)	○ (0.5m)	—	
C-3(3)	異種構造物間 (防潮壁-第3号海 水ポンプ室)	—	—	—	○
B-3(4)	防潮壁間 (鋼桁-鋼板)	地盤改良部 (部分深度) -地盤改良部 (部分深度)	—	—	

表 3.2-1(4) 評価対象として選定した境界部
(第3号機放水立坑)

境界部	種別		地盤層厚の差 (層厚差)	横断方向の 隣接構造物等の 影響の差	選定 結果
	構造形式	地盤条件			
A-4(1)	防潮壁間 (鋼板-鋼板)	盛土部 -地盤改良部 (部分深度)	○ (13.1m)	—	
A-4(2)	防潮壁間 (鋼板-鋼板)	地盤改良部 (部分深度) -地盤改良部	—	—	
B-4(1)	防潮壁間 (鋼板-鋼桁)	地盤改良部 -地盤改良部	—	—	
B-4(2)	防潮壁間 (鋼桁-鋼板)	地盤改良部 -地盤改良部	—	—	
B-4(3)	防潮壁間 (鋼板-鋼桁)	地盤改良部 -地盤改良部	—	—	
B-4(4)	防潮壁間 (鋼桁-鋼板)	地盤改良部 -地盤改良部	—	—	
A-4(3)	防潮壁間 (鋼板-鋼板)	地盤改良部 -地盤改良部 (部分深度)	○ (17.5m)	—	○
A-4(4)	防潮壁間 (鋼板-鋼板)	地盤改良部 (部分深度) -盛土部	—	—	
A-4(5)	防潮壁間 (鋼板-鋼板)	盛土部 -盛土部	○ (1.5m)	—	
A-4(6)	防潮壁間 (鋼板-鋼板)	盛土部 -盛土部	—	—	
A-4(7)	防潮壁間 (鋼板-鋼板)	盛土部 -盛土部	○ (2.1m)	—	
B-4(5)	防潮壁間 (鋼板-鋼製扉)	盛土部 -盛土部	—	—	
B-4(6)	防潮壁間 (鋼製扉-鋼板)	盛土部 -盛土部	—	—	
A-4(8)	防潮壁間 (鋼板-鋼板)	盛土部 -盛土部	—	—	
A-4(9)	防潮壁間 (鋼板-鋼板)	盛土部 -盛土部	—	—	

表 3.2-2(1) 評価対象として選定した境界部一覧

地点	区分	選定理由	備考
A-1(1)	同一 構造形式間	鋼板-鋼板間の境界部の中で、全深度地盤改良断面と盛土が分布する断面の境界部で、盛土層厚差が大きく、さらに第2号機海水ポンプ室及び第2号機原子炉建屋躯体端部に位置し、隣接効果の有無による影響が生じることが想定される境界部のため。	照査においては、実際の境界部となる組合せ（鋼板断面④-鋼板断面③）の組合せによる、時刻歴相対変位量を算定する。また、隣接効果による影響確認として、単独での最大絶対変位（鋼板断面③）についても相対変位として算定する。
A-3(2)		鋼板-鋼板間の境界部の中で、地盤改良断面（部分深度）の境界部で最も盛土層厚差が大きく、第3号機海水ポンプ室躯体端部に位置し、隣接効果の有無による影響が生じることが想定される境界部のため。	照査においては、実際の境界部と概ね同様な地盤条件である組合せ（鋼板断面①-鋼板断面②）の時刻歴相対変位量を算定する。また、第3号機海水ポンプ室の隣接効果による影響確認として、単独での最大絶対変位についても相対変位（鋼板断面①、②）として算定する。
A-4(3)		鋼板-鋼板間の境界部の中で、全深度地盤改良断面と盛土が分布する断面の境界部で盛土層厚差が最も大きく、地盤変形量の違いにより相対変位が大きくなることが想定される境界部のため。	照査においては、実際の境界部と概ね同様な地盤条件である鋼板断面④-断面②の時刻歴相対変位量を算定する。また、隣接効果による影響確認として、単独での最大絶対変位（鋼板断面②）についても相対変位として算定する。

表 3.2-2(1) 評価対象として選定した境界部一覧

地点	区分	選定理由	備考
B-3(2)	異種構造形式間	防潮壁間（鋼板-鋼桁，鋼板-鋼製扉，鋼桁-鋼製扉）の中で，盛土が最も厚く分布し，壁高が高く単独での変位量が大きくなると考えられ，フーチングや上部工の規模の違いによる相対変位量が大きくなると考えられる境界部のため。	照査においては，保守的に，実際の境界部よりも改良地盤の高低差が大きく相対変位量が大きくなると考えられる組合せ（鋼板断面①-鋼桁 4）による相対変位量を算定する。
B-3(3)		防潮壁間（鋼板-鋼桁，鋼板-鋼製扉，鋼桁-鋼製扉）の中で，境界部で最も盛土層厚差が大きく，壁高も高い鋼製扉 3 と鋼板の境界部	照査においては，実際の境界部となる組合せ（鋼板断面②-鋼製扉 3）の組合せによる，相対変位量を算定する。
C-3(1)	異種構造物間	防潮壁（鋼板）と防潮堤の境界部（C-3(1)，C-3(3)）の中で盛土層厚差が最も大きい境界部のため	照査においては，防潮壁（鋼板）側で地盤条件に有意な差が無いため，壁高が高く相対的に変位量が大きくなる鋼板断面①と防潮堤間の相対変位量を算定する。
C-3(2)		防潮壁（鋼桁及び鋼製扉）と防潮堤の境界部（C-3(2)，C-3(4)）の中で盛土層厚差が最も大きい境界部のため。	照査においては，鋼製扉 3 と防潮堤間の相対変位量を算定する。
C-1(3)		防潮壁（鋼桁 1）と第 2 号機海水ポンプ室（隔壁）間	構造規模や地盤条件の違いが相対的に大きい，防潮壁と防潮堤間の相対変位量（C(1)及びC(2)）の結果を代表に算定する
C-3(3)	防潮壁（鋼桁 4）と第 3 号機海水ポンプ室（隔壁）間		

3.3 評価用断面

「3.2 評価対象位置」にて選定した境界部に対して、別途、耐震・耐津波評価において選定している断面を組み合わせた仮想の評価用境界部を設定し評価を行う。

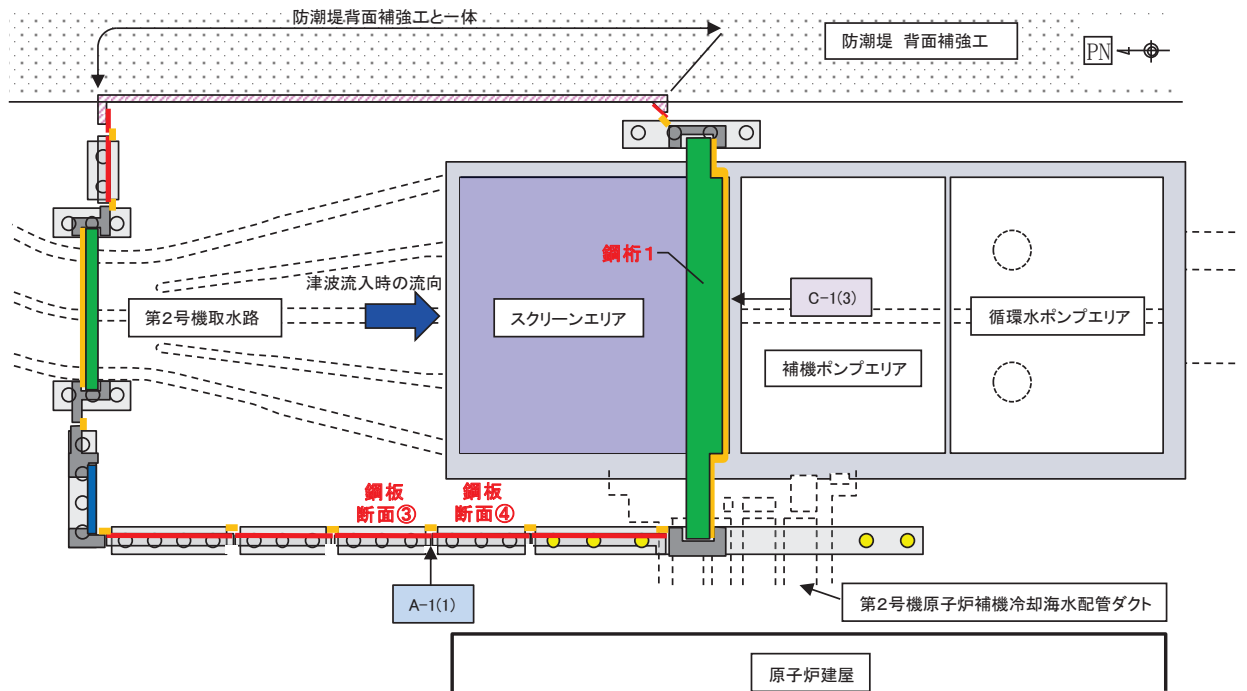
この際、評価用境界部について、実際の境界部に対して同等もしくは保守的な条件設定となるよう組合せを設定する。

評価対象境界部に対しての評価用断面（仮想境界）の整理を表 3.3-1 に示す。また、評価対象断面と評価用断面位置を図 3.3-1 に、評価用仮想境界における地盤層厚差を図 3.3-2 に、止水ジョイント部材の相対変位量評価に用いた評価対象断面を図 3.3-3 に示す。

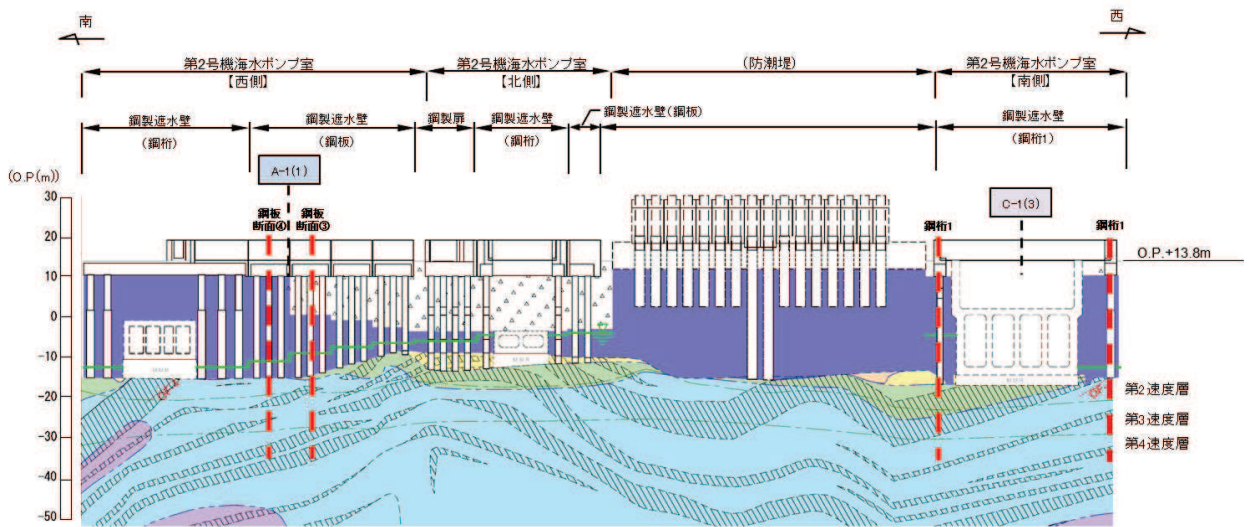
表 3.3-1 評価対象断面と評価用断面の整理

評価対象境界部	評価対象断面 (実境界部)		評価用断面 (評価用仮想境界)		備考
	地盤層厚差	壁天端高さ	地盤層厚差	壁天端高さ	
A-1(1)	9.5m	O. P. +19.0m (第2号機海水ポンプ室)	同左 (鋼板断面④-鋼板断面③)		隣接効果の影響を踏まえ、断面③の単独絶対変位についても確認する。
A-3(2)	4.1m	O. P. +20.0m (第3号機海水ポンプ室)	4.6m (断面①-断面②)	O. P. +20.0m (第3号機海水ポンプ室)	隣接効果の影響を踏まえ、断面①・②の単独絶対変位についても確認する。
A-4(3)	17.5m	O. P. +19.0m (第3号機放水立坑)	17.8m (断面④-断面②)	O. P. +20.0m (断面②：第3号機海水ポンプ室)	
B-3(2)	0m	O. P. +20.0m (第3号機海水ポンプ室)	6.3m (鋼板断面①-鋼桁4)	O. P. +20.0m (第3号機海水ポンプ室)	
B-3(3)	4.6m	O. P. +20.0m (第3号機海水ポンプ室)	同左 (鋼板断面②-鋼製扉3)		
C-3(1)	13.2m	O. P. +20.0m (第3号機海水ポンプ室)	同左 (鋼板断面①-防潮堤(背面補強工))*		
C-3(2)	13.2m	O. P. +20.0m (第3号機海水ポンプ室)	同左 (鋼製扉3-防潮堤(背面補強工))*		
C-1(3)	—	O. P. +19.0m (第3号機放水立坑)	同左 (鋼桁1-第2号機海水ポンプ室(隔壁))*		
C-3(3)	—	O. P. +20.0m (第3号機海水ポンプ室)	同左 (鋼桁4-第3号機海水ポンプ室(隔壁))*		

注記*：実際に隣り合う断面のモデルを使用。



(平面図)



(縦断面図)

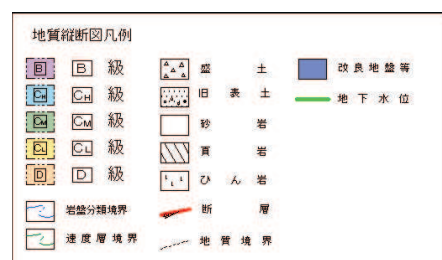
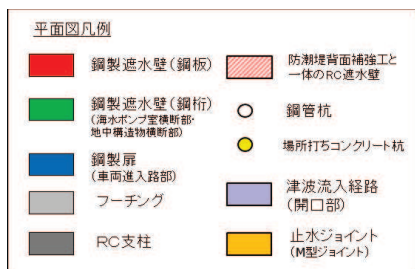
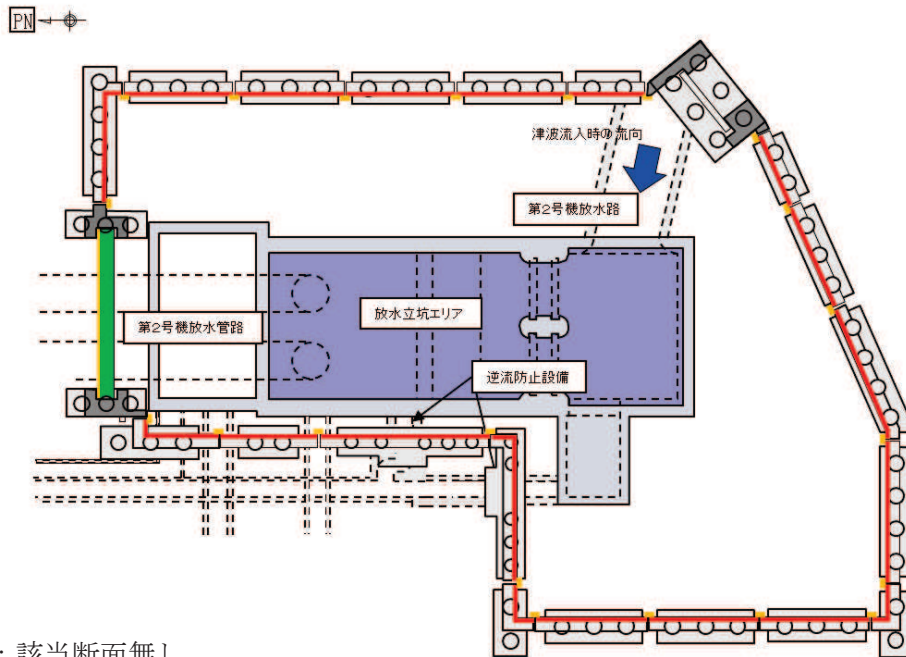
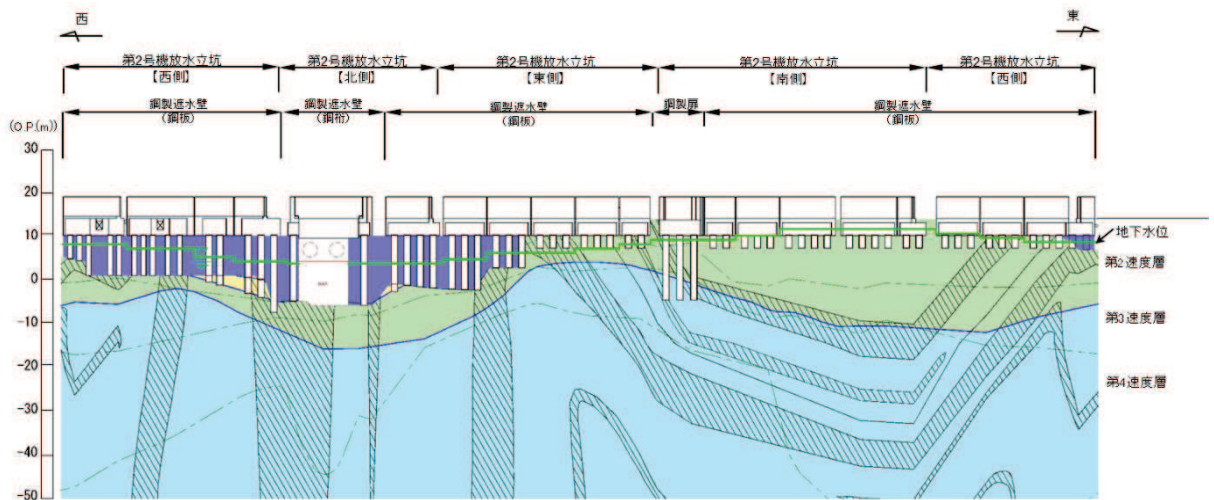


図 3.3-1(1) 評価用断面位置図 (第2号機海水ポンプ室防潮壁)



注記* : 該当断面无し

(平面図) *



(縦断面図) *

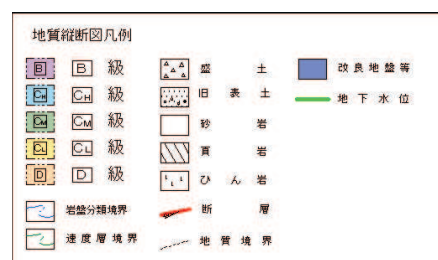
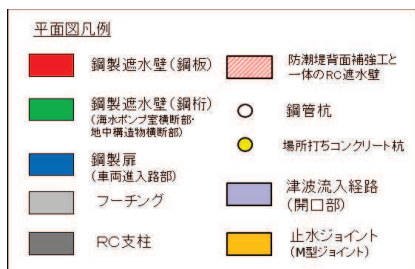
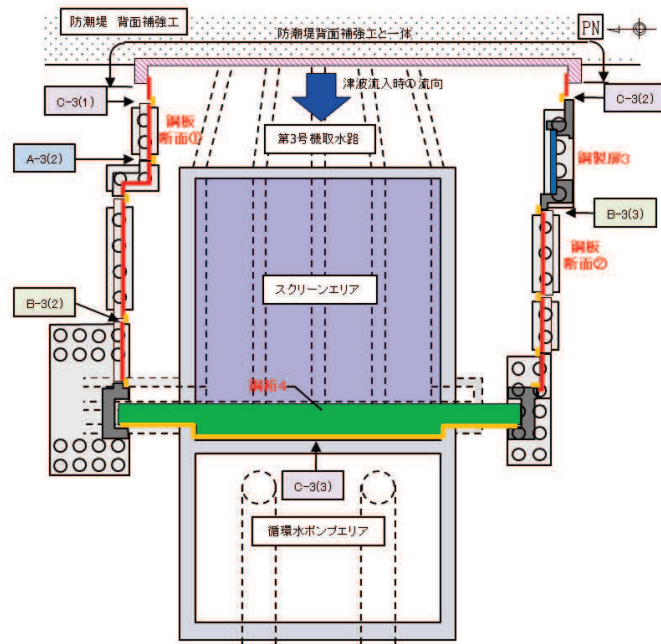
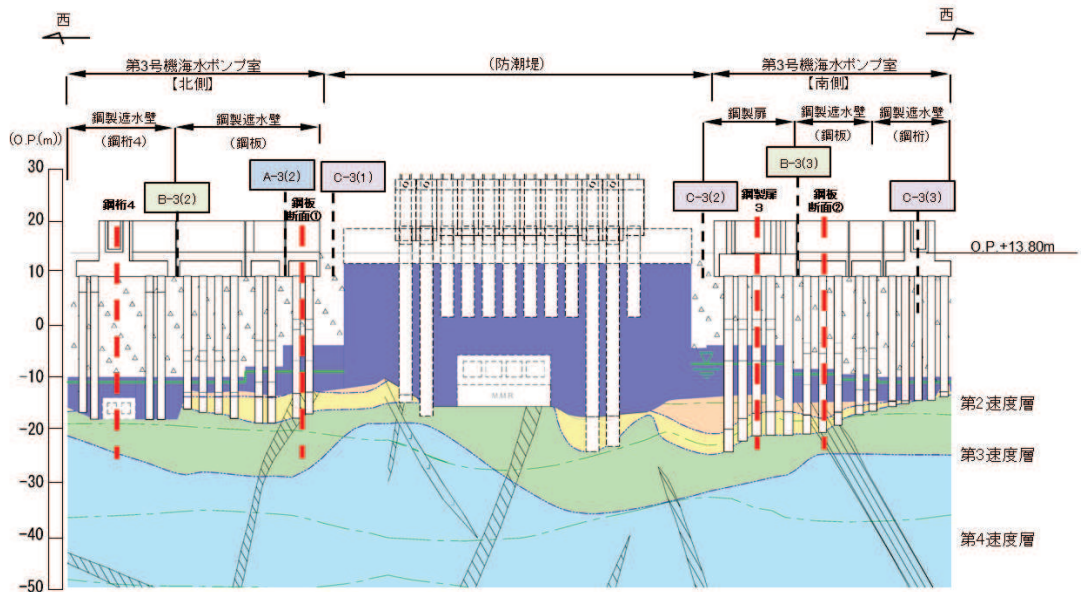


図 3.3-1(2) 評価用断面位置図 (第 2 号機放水立坑防潮壁)



(平面図)



(縦断面図)

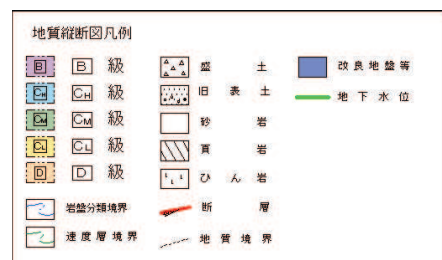
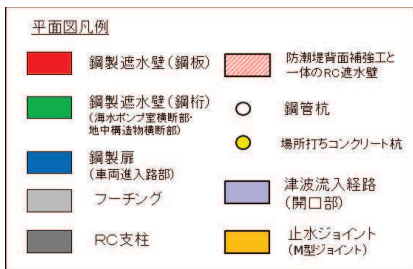
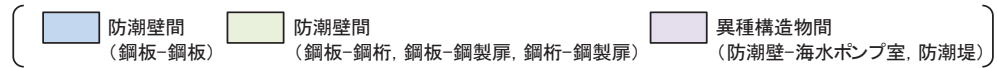
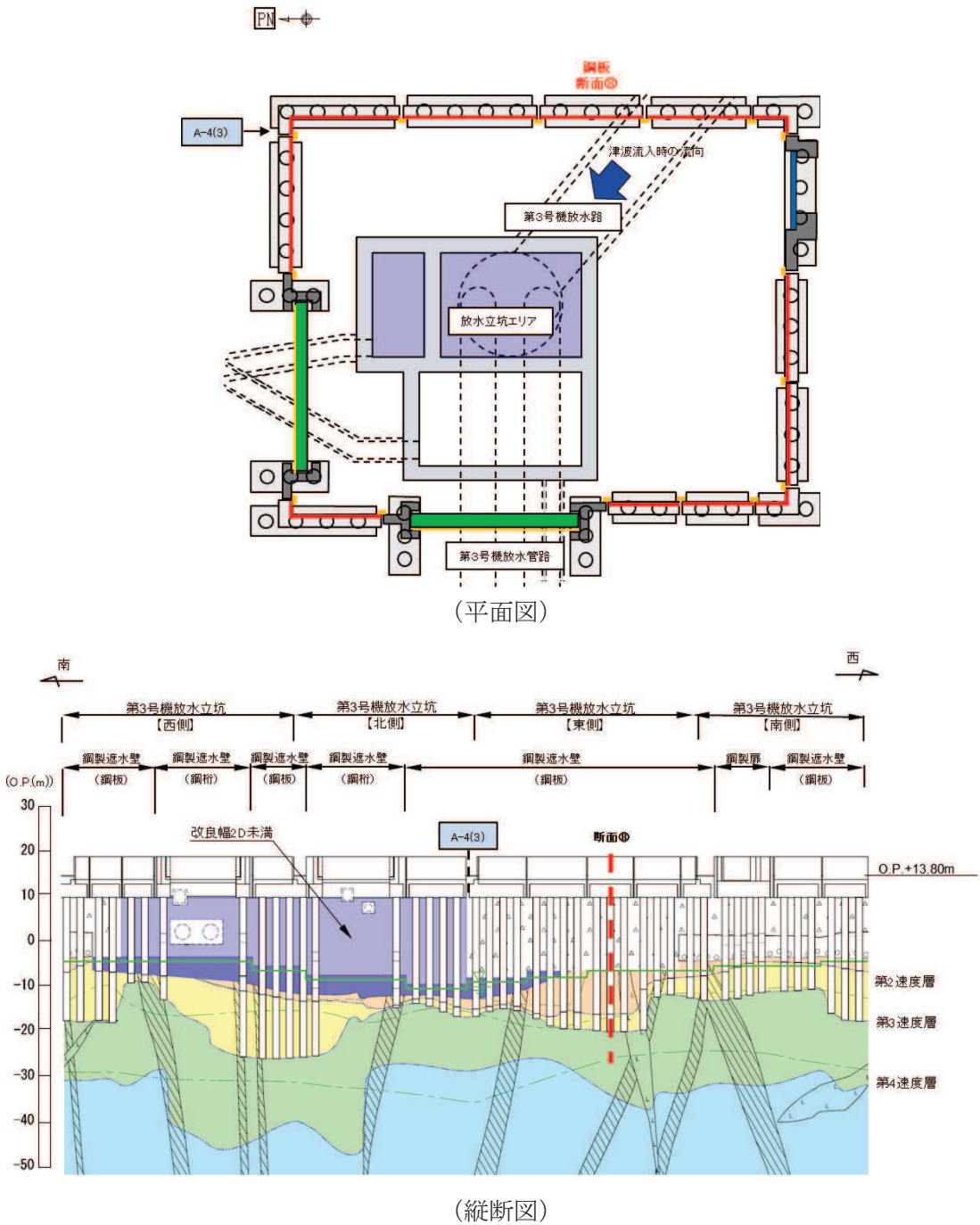


図 3.3-1(3) 評価用断面位置図 (第3号機海水ポンプ室防潮壁)



防潮壁間 (鋼板-鋼板)
 防潮壁間 (鋼板-鋼桁, 鋼板-鋼製扉, 鋼桁-鋼製扉)
 異種構造物間 (防潮壁-海水ポンプ室, 防潮堤)

平面図凡例

 鋼製遮水壁 (鋼板)	 防潮堤背面補強工と一体のRC遮水壁
 鋼製遮水壁 (鋼桁) (海水ポンプ室横断部・地下構造物横断部)	 鋼管杭
 鋼製扉 (車両進入路部)	 場所打ちコンクリート杭
 フーチング	 津波流入経路 (開口部)
 RC支柱	 止水ジョイント (M型ジョイント)

地質縦断面図凡例

 B級	 盛土	 改良地盤等
 C級	 旧表土	 地下水位
 M級	 砂岩	
 CL級	 頁岩	
 D級	 ひん岩	
 岩盤分類境界	 断層	
 速度層境界	 地質境界	

図 3.3-1(4) 評価用断面位置図 (第3号機放水立坑防潮壁)

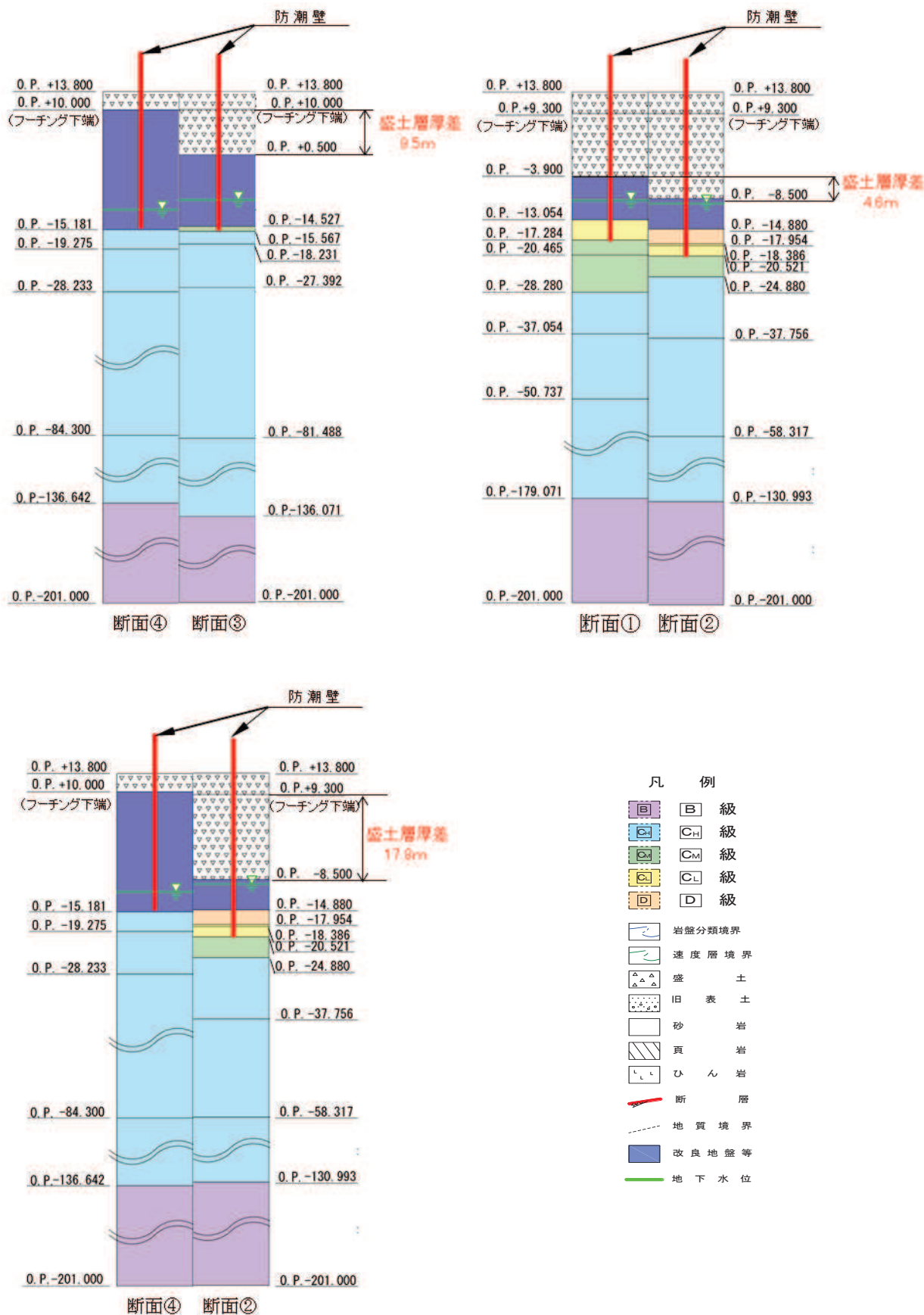
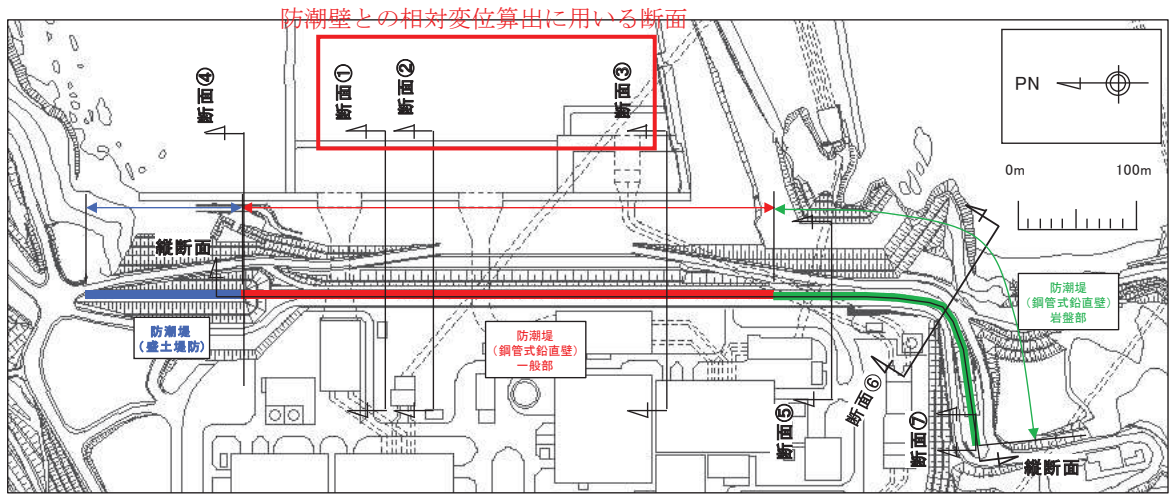


図 3.3-2 評価用断面における地盤層厚差



(防潮堤 (鋼管式鉛直壁) 評価対象断面 (断面①～③) 位置図)

図 3.3-3 止水ジョイント部材の相対変位量評価に用いた評価対象断面

3.4 解析方法

(1) 解析方法

防潮壁の地震時の解析方法は、「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」の「3.2 解析方法」と同じ解析方法（水平成層地盤を仮定した一次元地震応答解析（全応力非線形解析）により作成した地盤応答を用いたばね質点系モデルによる時刻歴応答解析）とする。この解析手法における変位量評価については、二次元有限要素モデル（有効応力解析）を用いた地震応答解析との比較により妥当性を確認している（参考資料2）。

津波時及び重畳時の解析方法は、「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」及び「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」の「3.2 解析方法」と同じ解析方法で実施する。

防潮堤及び海水ポンプ室の解析方法は、「VI-2-10-2-2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書」, 「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」, 「VI-2-9 第3号機海水ポンプ室の地震応答計算書」に示す方法と同じ解析方法で実施する。

(2) 荷重及び荷重の組合せ

地震時の荷重及び荷重の組合せは、「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」の「3.3 荷重及び荷重の組み合わせ」と同じ荷重の組み合わせとする。

津波時及び重畳時の荷重及び荷重の組合せは、「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」及び「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」の「3.3 荷重及び荷重の組み合わせ」と同じ荷重の組み合わせとする。

防潮堤及び海水ポンプ室の荷重及び荷重の組合せは、「VI-2-10-2-2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書」, 「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」, 「VI-2-9 第3号機海水ポンプ室の地震応答計算書」に示す内容と同じ荷重の組み合わせとする。

(3) 入力地震動

地震時の入力地震動は、「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」の「3.4 入力地震動」と同じ入力地震動とする。

津波時及び重畳時の入力地震動は、「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」及び「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」の「3.4 入力地震動」と同じ入力地震動とする。

防潮堤及び海水ポンプ室の入力地震動は、「VI-2-10-2-2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書」, 「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」, 「VI-2-9 第3号機海水ポンプ室の地震応答計算書」に示す内容と同じ入力地震動とする。

(4) 解析モデル及び諸元

地震時の解析モデル及び諸元は、「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」の「3.5 解析モデル及び諸元」と同様とする。

津波時及び重畳時の解析モデル及び諸元は、「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」及び「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」の「3.5 解析モデル及び諸元」と同様とする。

防潮堤及び海水ポンプ室の解析モデル及び諸元は、「VI-2-10-2-2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書」, 「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」, 「VI-2-9 第3号機海水ポンプ室の地震応答計算書」に示す内容と同じ解析モデル及び諸元とする。

防潮壁の解析モデルを図 3.4-1～図 3.4-7 に, 海水ポンプ室の解析モデルを図 3.4-8 に, 第3号機海水ポンプ室の解析モデルを図 3.4-9 に, 防潮堤の解析モデルを図 3.4-10 に示す。

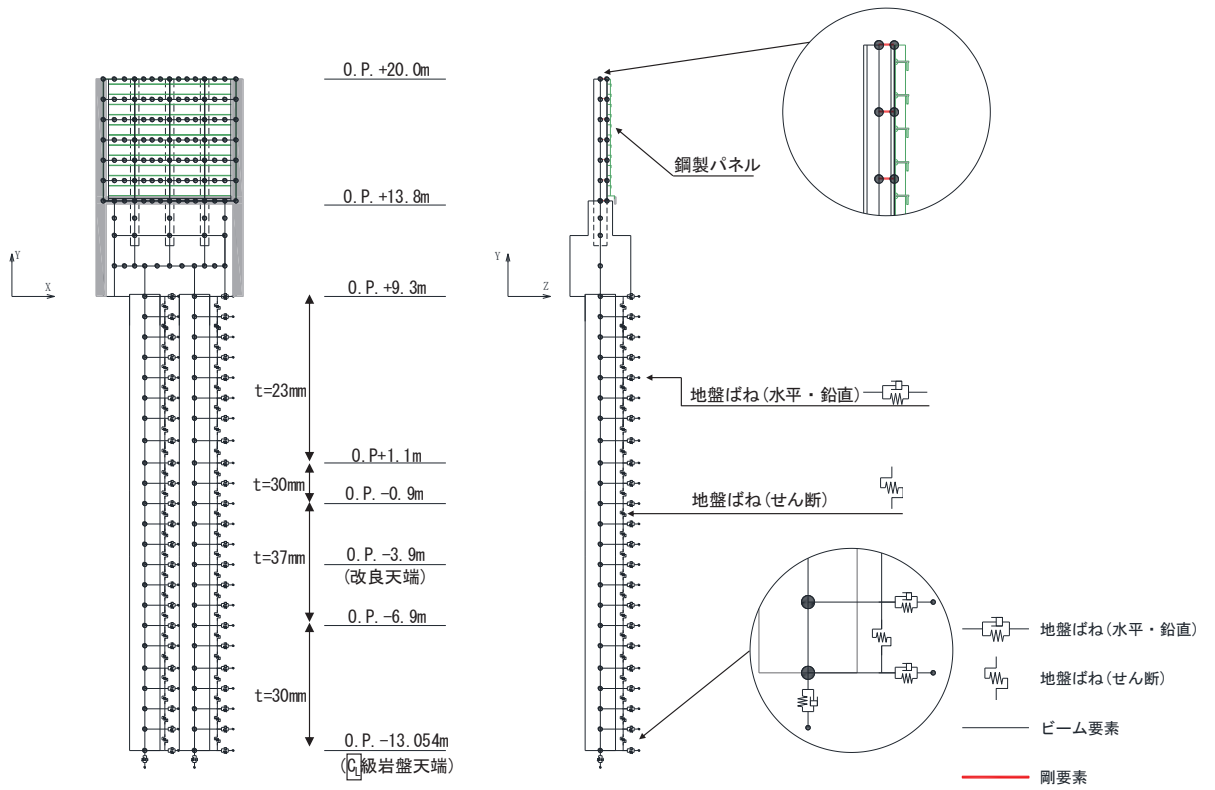


図 3.4-1 鋼製遮水壁（鋼板）の解析モデル（断面①）

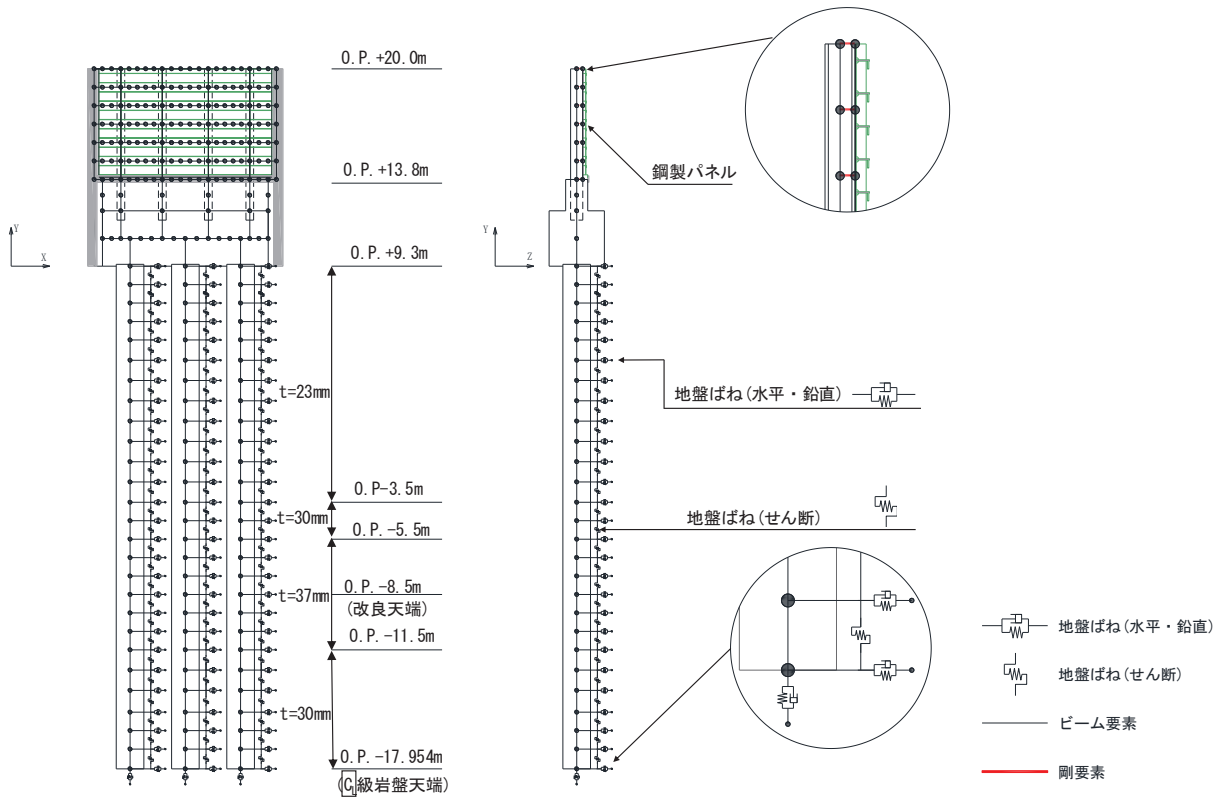


図 3.4-2 鋼製遮水壁（鋼板）の解析モデル（断面②）

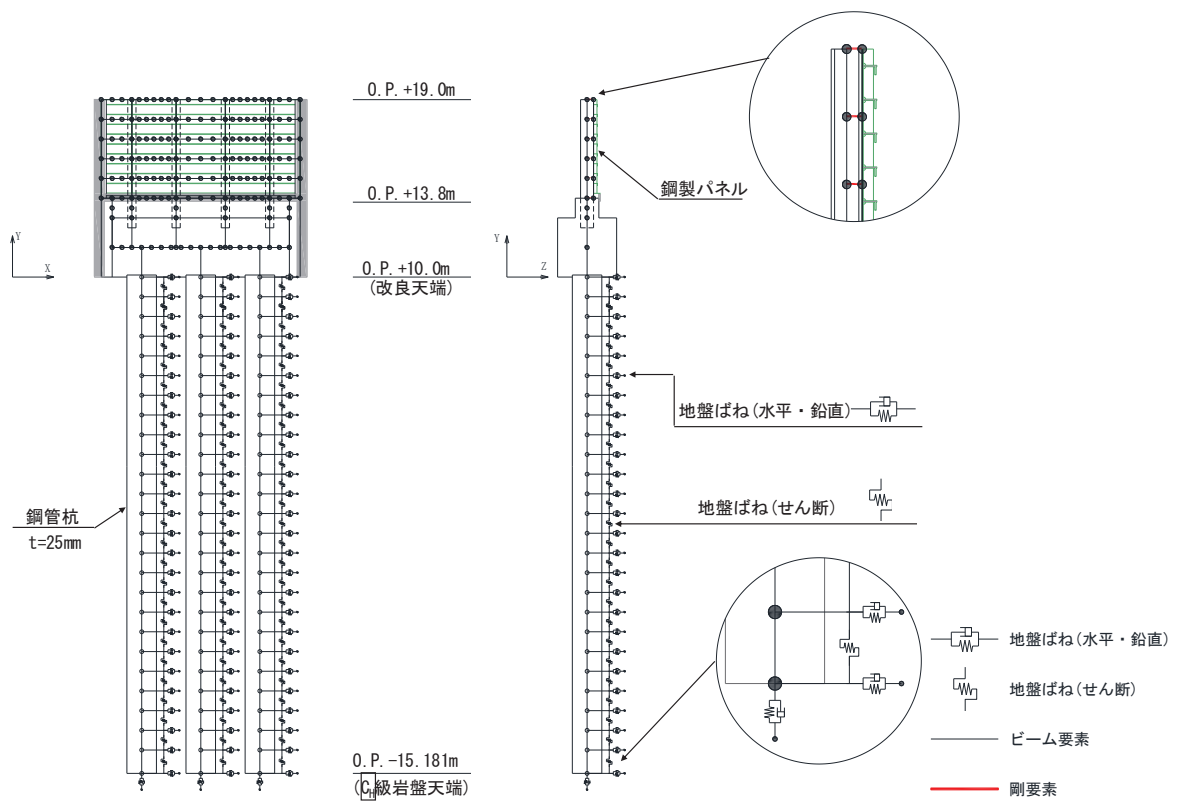


図 3.4-3 解析モデル (断面④)

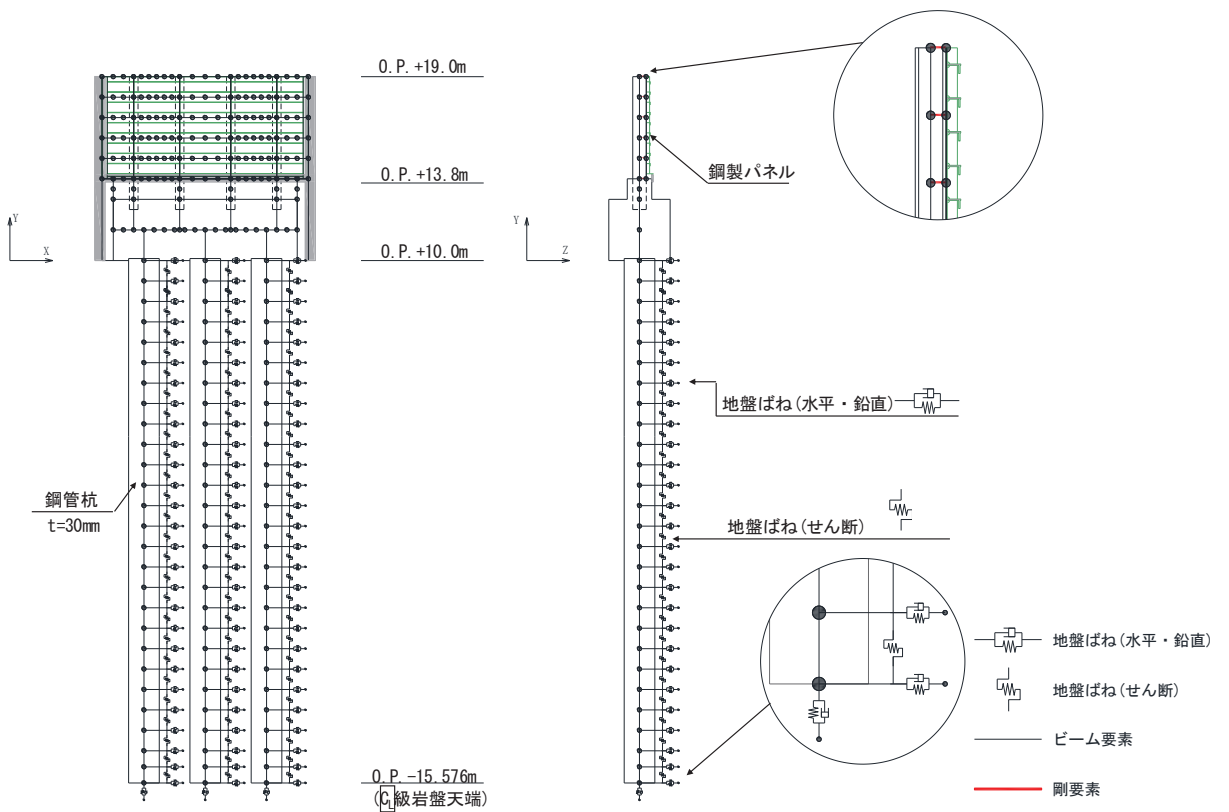


図 3.4-4 鋼製遮水壁 (鋼板) の解析モデル (断面⑧)

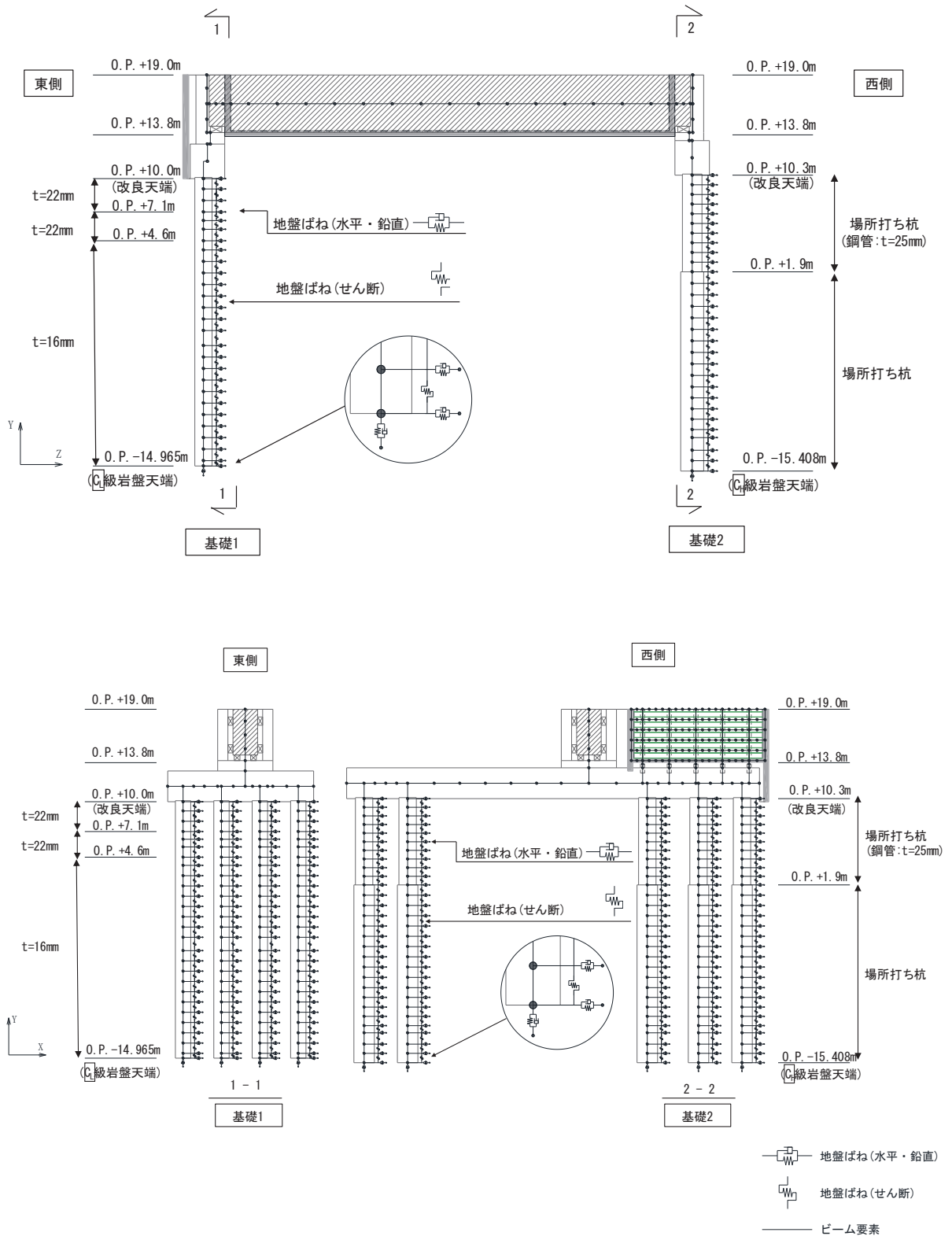


図 3.4-5 鋼製遮水壁 (鋼桁) の解析モデル (鋼桁 1)

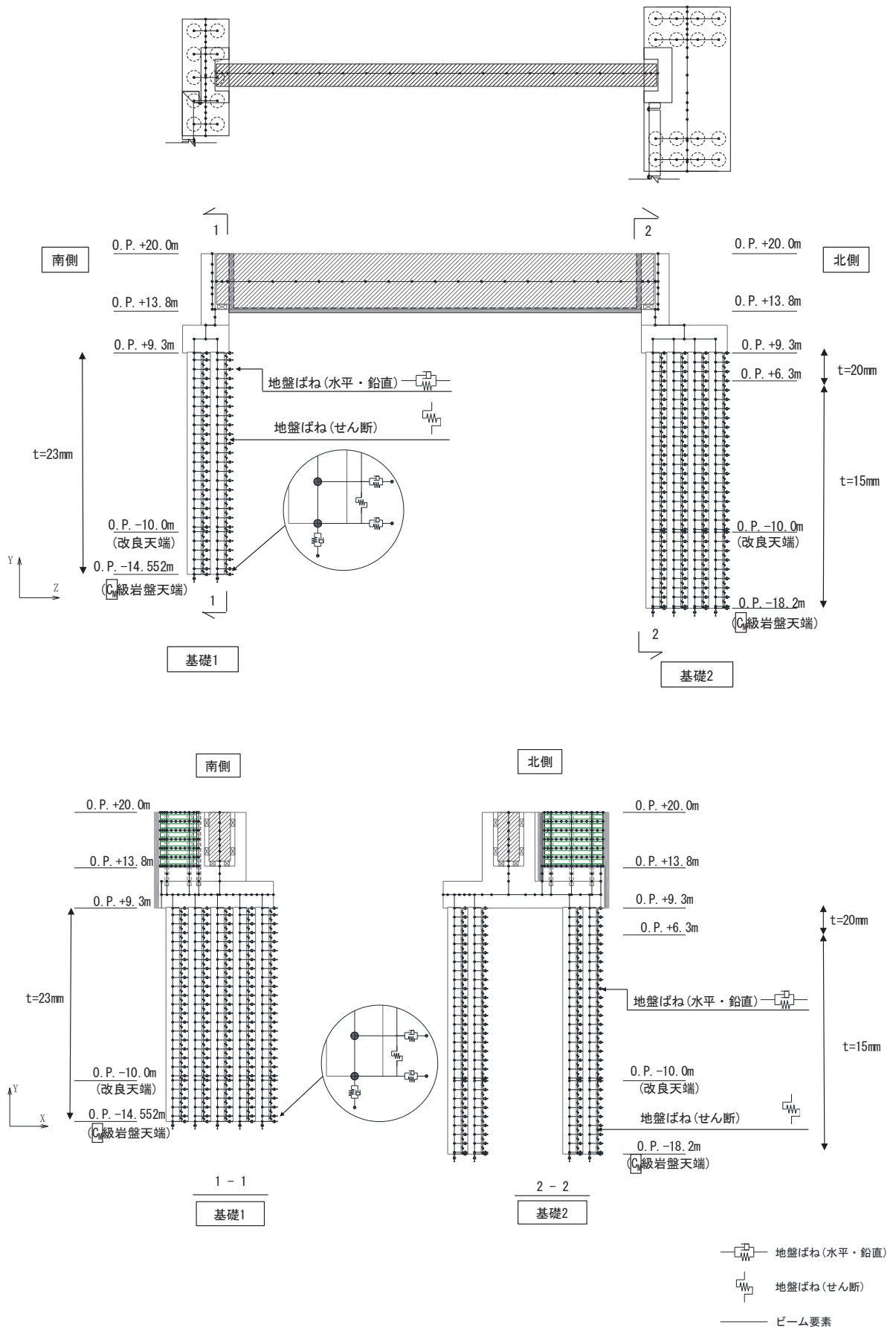


図 3.4-6 鋼製遮水壁（鋼桁）の解析モデル（鋼桁 4）

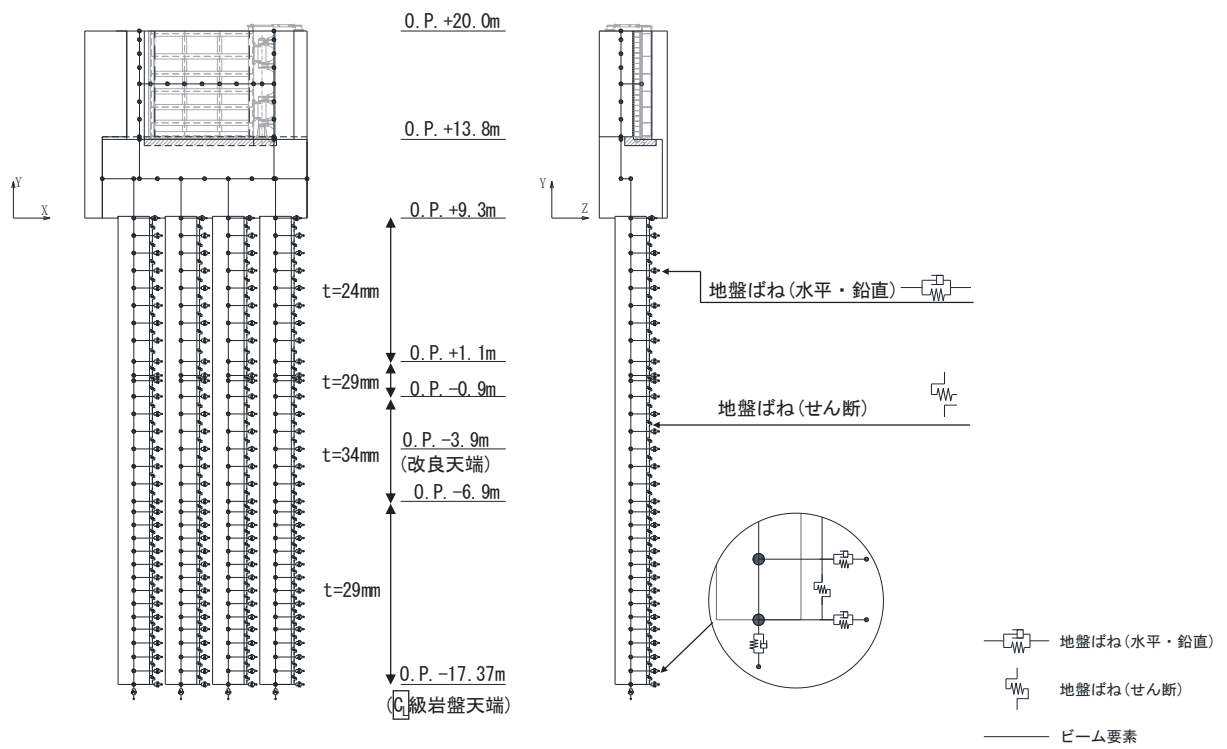


図 3.4-7 鋼製扉の解析モデル (扉 3)

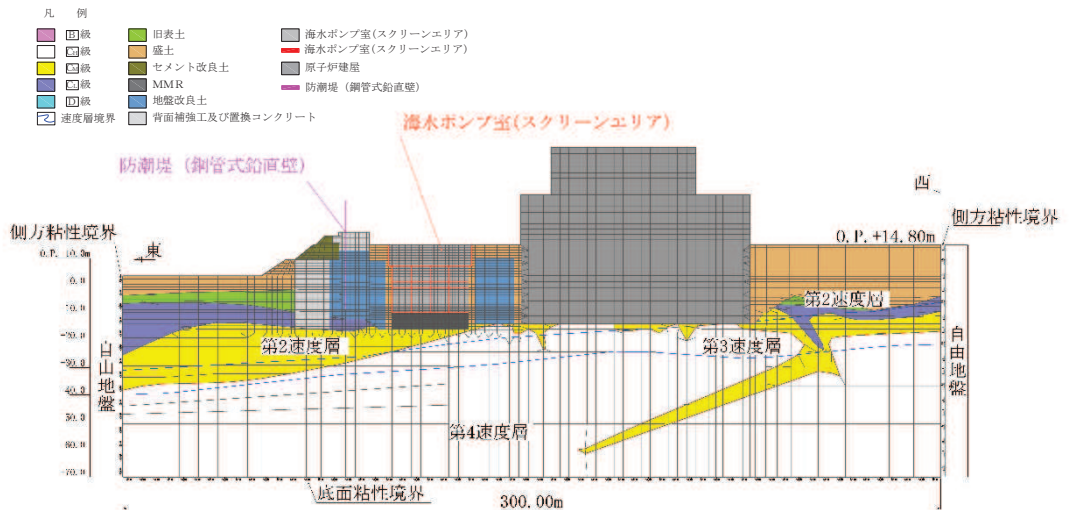


図 3.4-8(1) 第 2 号機海水ポンプ室の解析モデル (横断)

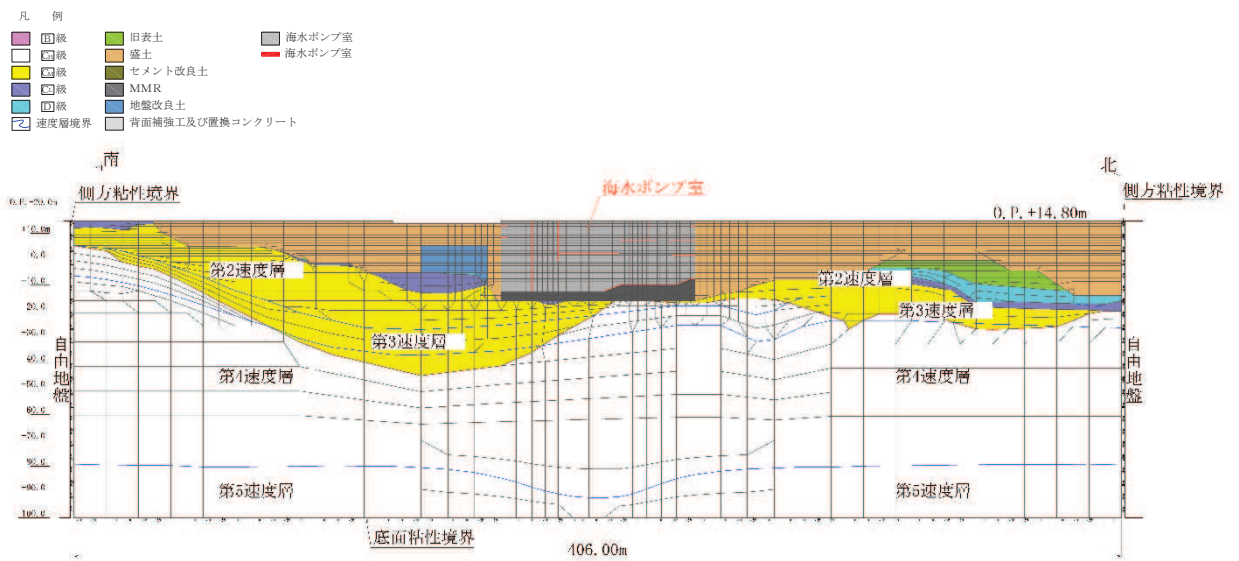


図 3.4-8(2) 第 2 号機海水ポンプ室の解析モデル (縦断)

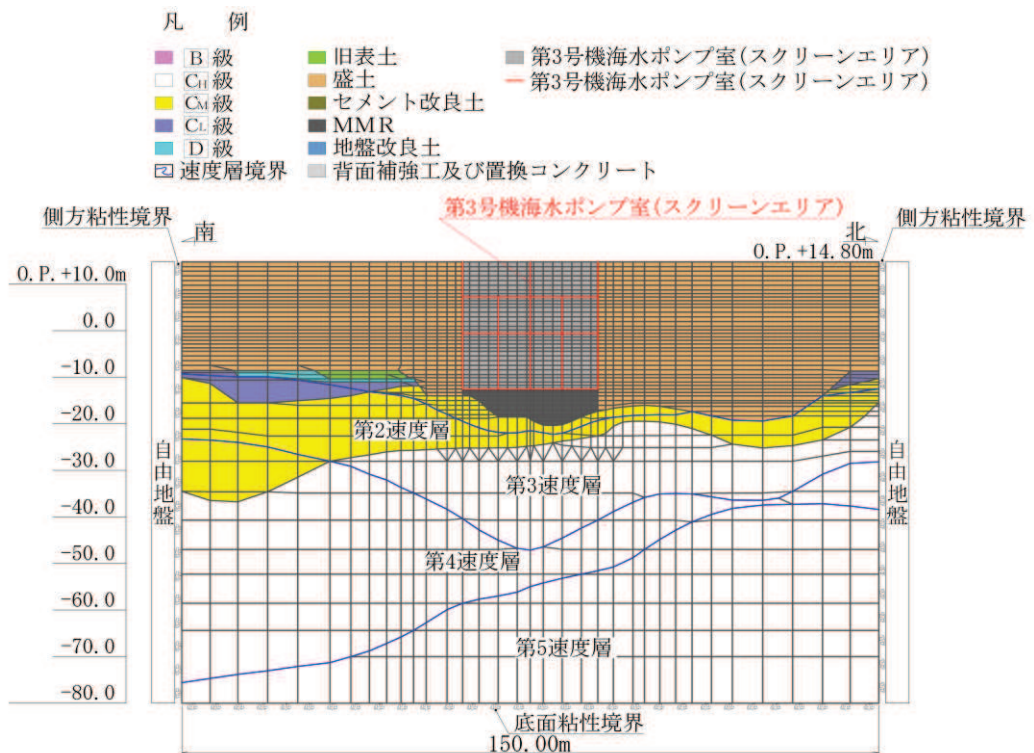


図 3.4-9(1) 第 3 号機海水ポンプ室の解析モデル (横断)

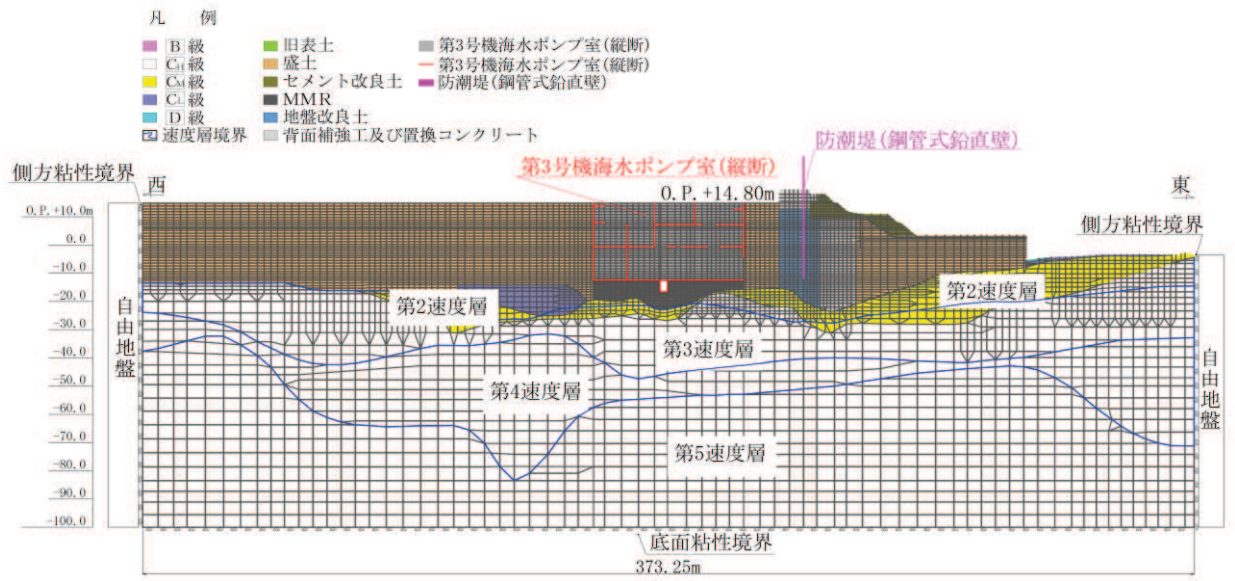


図 3.4-9(2) 第 3 号機海水ポンプ室の解析モデル (縦断)

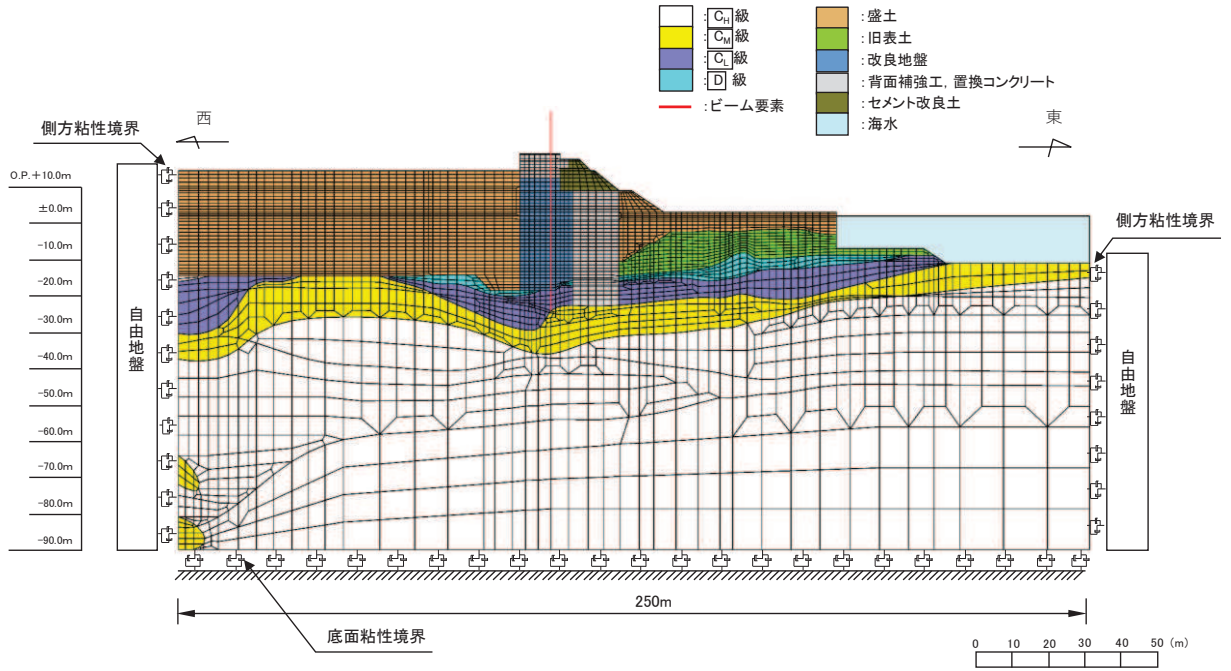


図 3.4-10(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面①の例，地震時）

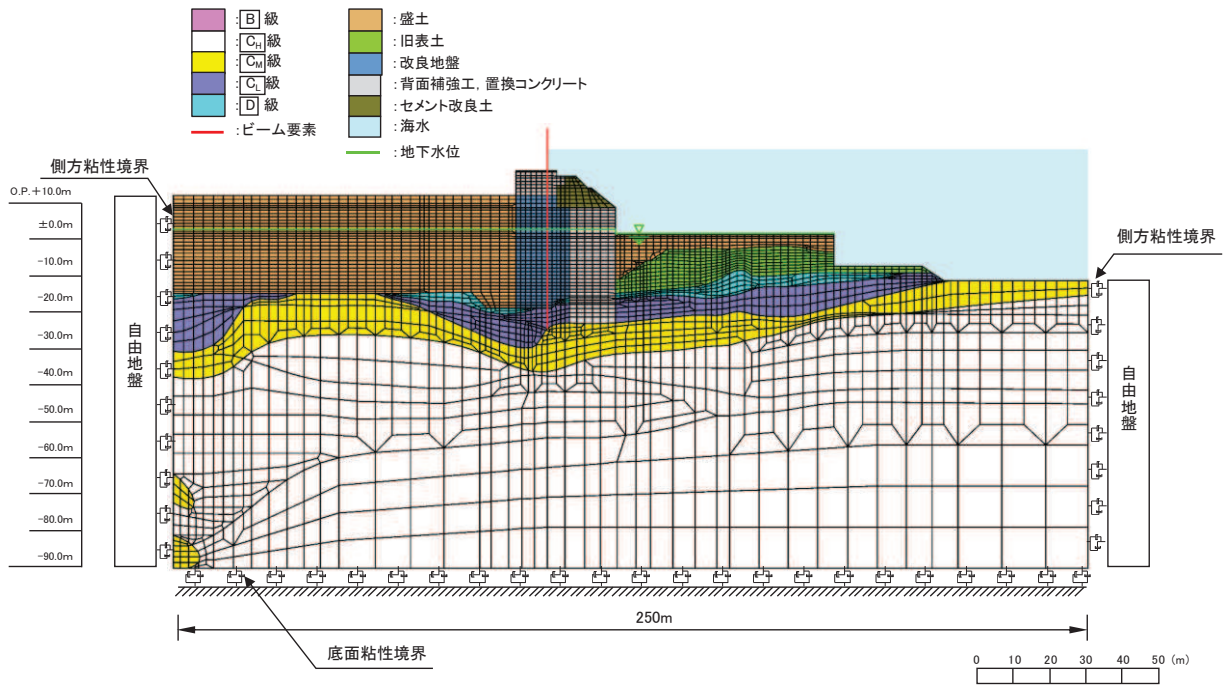


図 3.4-10(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面①の例，重畳時）

3.5 適用基準

表 3.5-1 に適用する規格，基準類を示す。

表 3.5-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定） ・コンクリート標準示方書 〔ダムコンクリート編〕（土木学会，2013 年制定） ・道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月） 	—
荷重及び荷重の組み合わせ	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（2002 年） 	<ul style="list-style-type: none"> ・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組み合わせを検討
地震応答解析	<ul style="list-style-type: none"> ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 2015 	<ul style="list-style-type: none"> ・有限要素法による二次元モデルを用いた時刻歴非線形解析
	<ul style="list-style-type: none"> ・乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定 J E A C 4 6 1 6 - 2009（日本電気協会） 	<ul style="list-style-type: none"> ・質点系モデルを用いた地震応答解析

4. 許容限界

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、「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」に基づき有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。

表 4.1-1 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 4.1-1 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

評価項目	許容限界(mm)		
	変形量	地震時	軸直交方向（せん断方向）
軸方向（伸び方向）			550 (445 ^{*1})
津波余震重畳時		軸直交方向（せん断方向）	350 (245 ^{*1})
		軸方向（伸び方向）	350 (245 ^{*1})

* 1 : 異種構造物間（鋼桁-海水ポンプ室間）においては，設置時に初期遊間として試験時のボルト間隔より+105mm で設置しているため，許容限界は試験確認値（上段）から 105mm を引いた値とする。

5. 評価方法

5.1 相対変位の算出方法

(1) 防潮壁間の相対変位の算出方法

防潮壁間の相対変位は、軸方向及び軸直交方向の地震応答解析に基づく時刻歴相対変位により算定する。また、隣接効果による影響確認として、片側の断面のみが変形した場合を模擬して、変形量が大きい側の断面の絶対変位を相対変位とみなして算定する。

地震時は、各評価対象位置における評価断面に対して、基準地震動 S_s (7 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (13 波) を加えた全 20 波 (基本ケース) の地震応答解析を実施し、杭下端を基準とした上部工天端 (鋼板端部) の相対変位を算出する。

津波時は、作用する遡上津波荷重が隣り合う構造物間で一方向に一樣に作用することから、津波時の構造物の変形量は概ね同じになり、有意な相対変位は生じないため、重畳時の評価結果に包含されるため省略する。

津波余震重畳時は、各評価対象位置における評価断面に対して、弾性設計用地震動 S_{d-D2} (1 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (3 波) を加えた全 4 波 (基本ケース) の地震応答解析を実施し、杭下端を基準とした上部工天端 (鋼板端部) の相対変位を算出し、地震時における残留変位を足し合わせることで相対変位を算出する。

なお、線状に配置されている直線部を想定し、壁軸直交方向と壁軸直交方向同士 (弱軸方向同士) 及び壁軸方向と壁軸方向同士 (強軸方向同士) の相対変位を算定する (隅角部を想定した場合の変位量は別紙に示す)。

相対変位算出の概念図 (防潮壁間) を図 5.1-1 に示す。

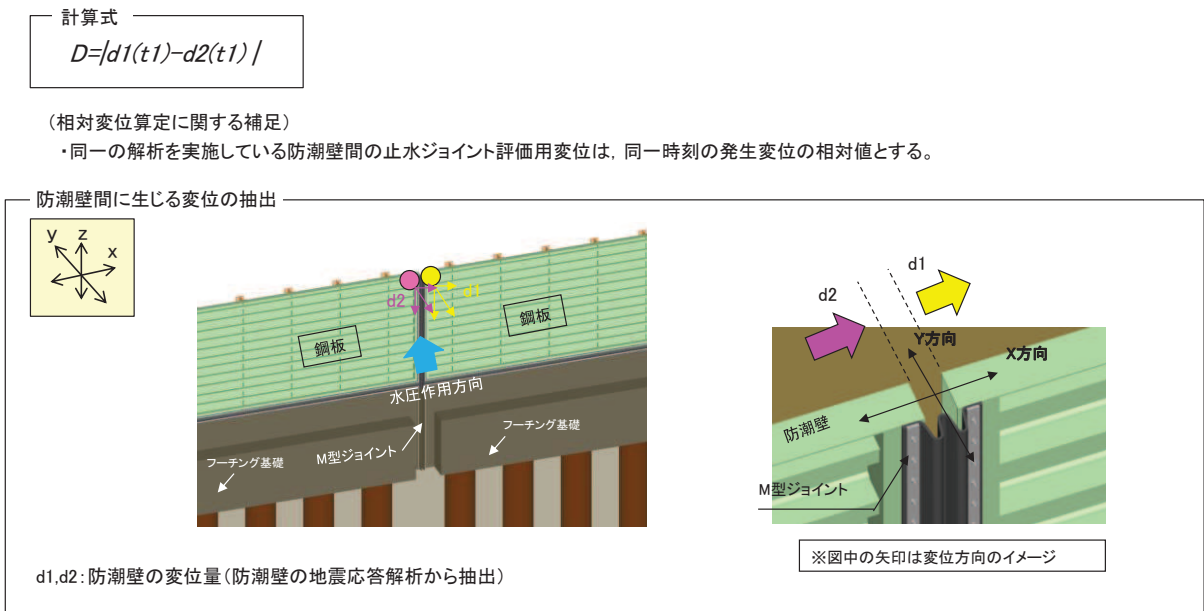


図 5.1-1(1) 相対変位算出の概念図
(防潮壁間 (鋼板-鋼板))

計算式

$$D=|d1(t1)-d2(t1)|$$

(相対変位算定に関する補足)

- ・同一時刻の発生変位の相対値の全時刻最大を抽出する。

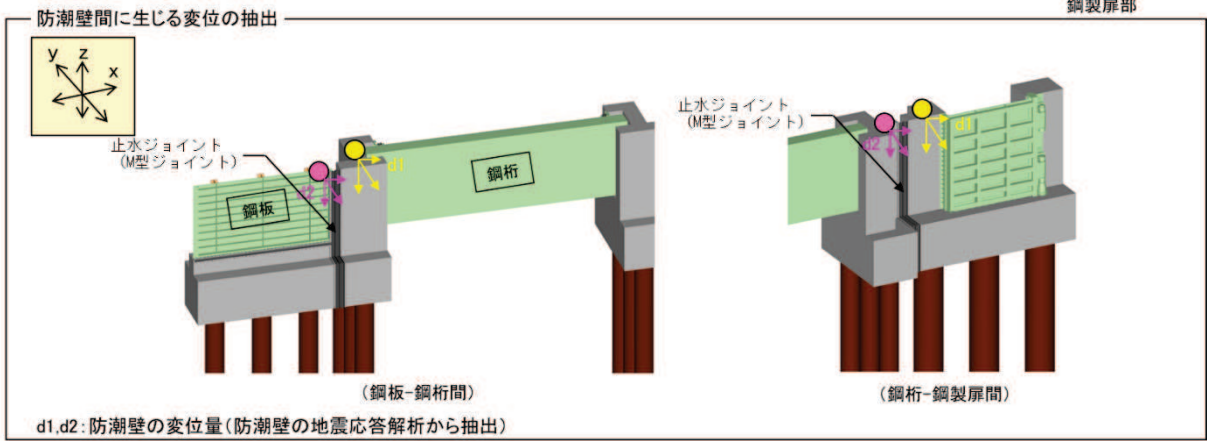


図 5.1-1(2) 相対変位算出の概念図
(防潮壁間 (鋼板-鋼桁, 鋼板-鋼製扉))

計算式

$$D=|d1| \quad (d2が隣接効果の影響有りの場合)$$

(相対変位算定に関する補足)

- ・d2 (隣接効果を受ける断面) の変位量はゼロと見なし, d1 の絶対変位量を相対変位として全時刻最大値を算出する。

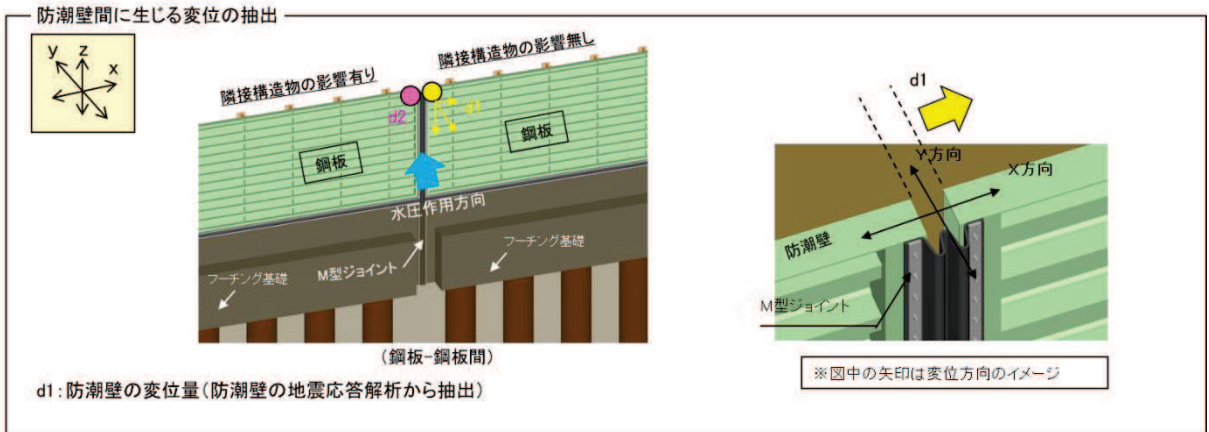


図 5.1-1(3) 相対変位算出の概念図
(隣接構造物の影響を考慮)

(2) 異種構造物間（防潮壁と海水ポンプ室及び防潮堤間）の相対変位の算出方法

異種構造物間の相対変位は、構造形式の違い、地震応答解析手法の違い等を踏まえ、それぞれの地震応答解析により求めた絶対変位の最大を足し合わせることで算出する。

地震時は、防潮壁と異種構造物それぞれに対して、基準地震動 S_s 及び位相反転を考慮した地震動の地震応答解析を実施し、求まる絶対値最大変位を足し合わせることで相対変位を算出する。

津波時は、作用する遡上津波荷重が隣り合う構造物間で一方向に一様に作用することから、津波時の構造物の変形量は概ね同じになり、有意な相対変位は生じないため、重畳時の評価結果に包含されるため省略する。

津波余震重畳時は、防潮壁については、各評価断面に対して弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ （1波）及び位相反転を考慮した地震動（3波）を加えた全4波（基本ケース）の地震応答解析を実施し、異種構造物については保守的に地震時における変位を用いて、求まる絶対値最大変位と地震時における絶対残留相対変位を足し合わせることで相対変位を算出する。

相対変位算出の概念図（防潮壁間）を図 5.1-2 に示す。

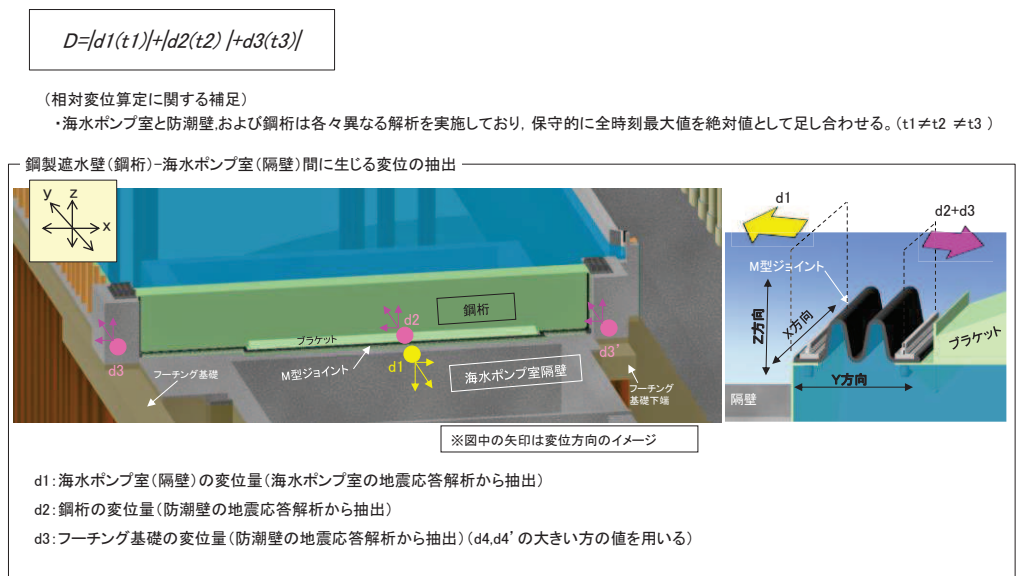


図 5.1-2(1) 相対変位算出の概念図（防潮壁-海水ポンプ室間）

計算式

$$D=|d1(t1)|+|d2(t2)|$$

(相対変位算定に関する補足)

- ・防潮堤と防潮壁は各々異なる解析を実施しており、保守的に全時刻最大値を絶対値として足し合わせる。(t1≠t2)

防潮壁-防潮堤間に生じる変位の抽出

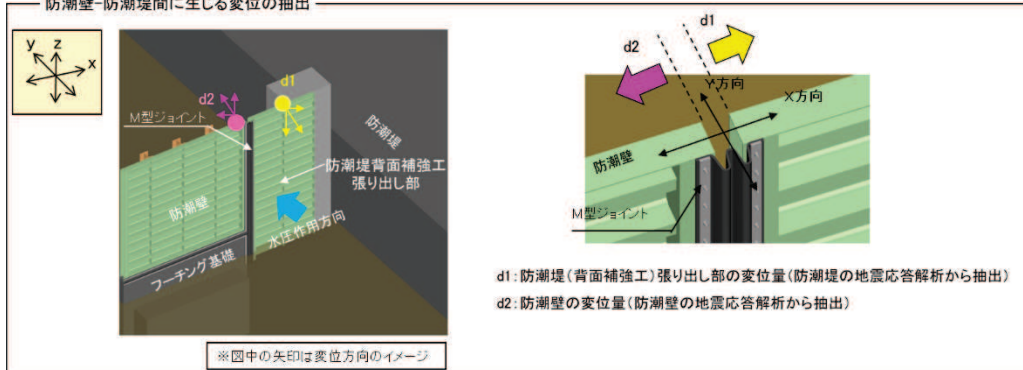


図 5.1-2(2) 相対変位算出の概念図 (防潮壁-防潮堤間)

5.2 変位の算出位置

「(1) 相対変位の算出方法」にて示した相対変位の算定方法において、変位抽出位置について、図 5.2-1 に示す。

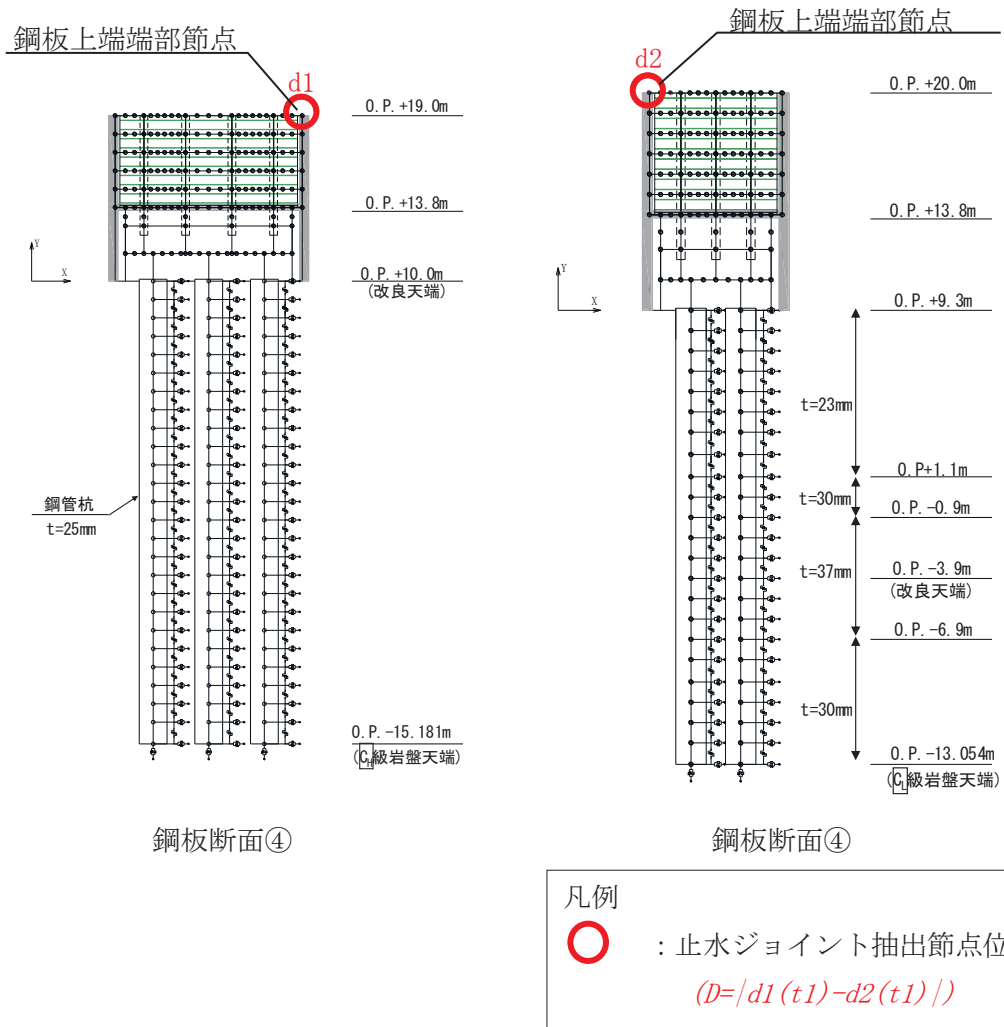
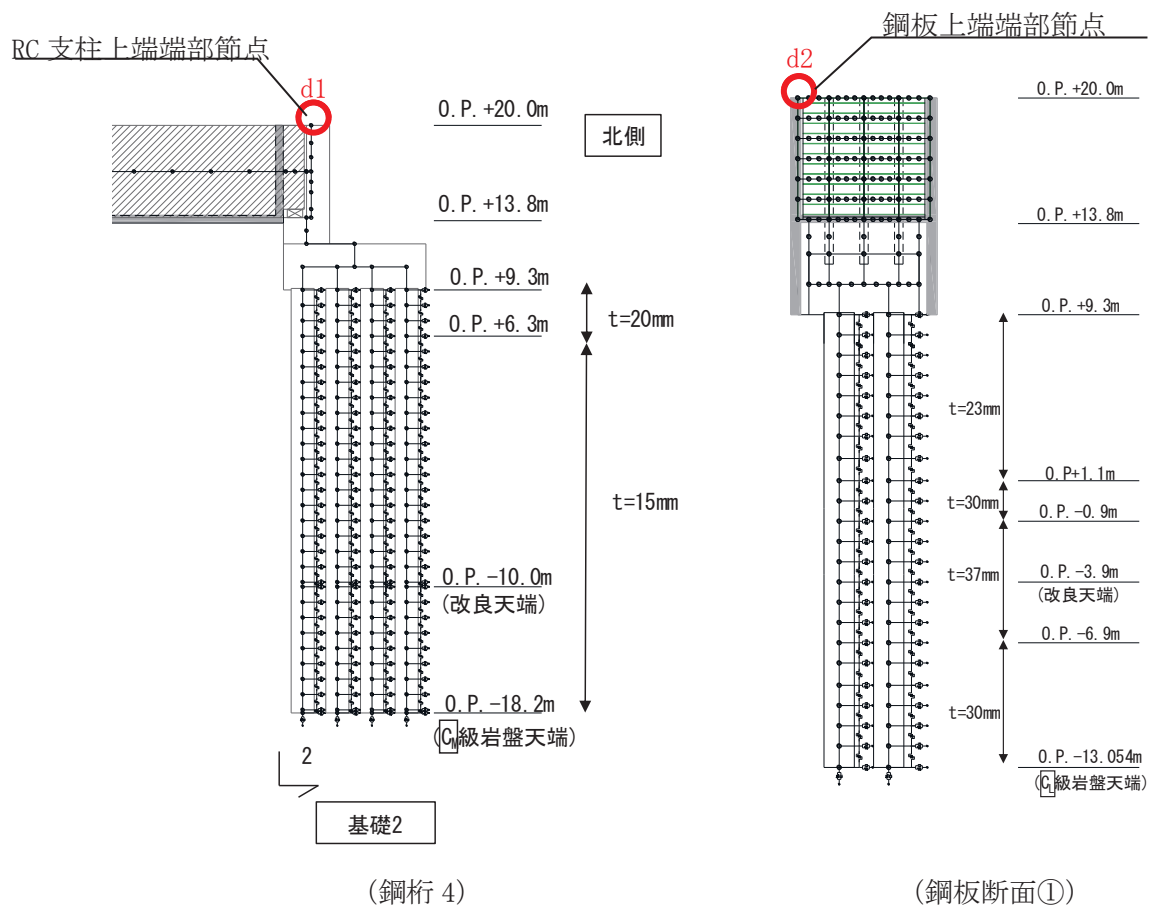


図 5.2-1(1) 相対変位算定に用いる変位抽出位置図

((a) 防潮壁間 (断面④-断面①) の例)



凡例

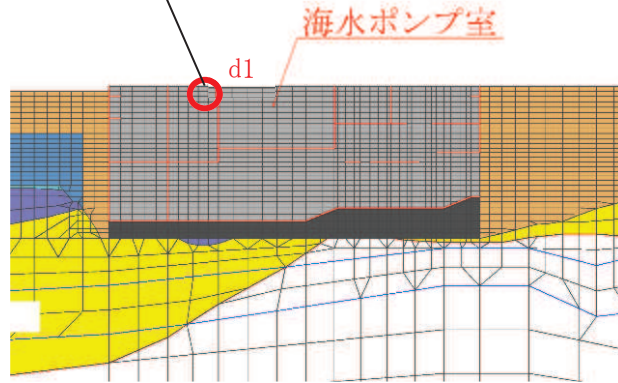
○ : 止水ジョイント抽出節点位置

$(D=|d1(t1)-d2(t1)|)$

図 5.2-1(2) 相対変位算定に用いる変位抽出位置図
 (b) 防潮壁間 (鋼桁 4-鋼板断面①) の例の例)

スクリーン室隔壁天端

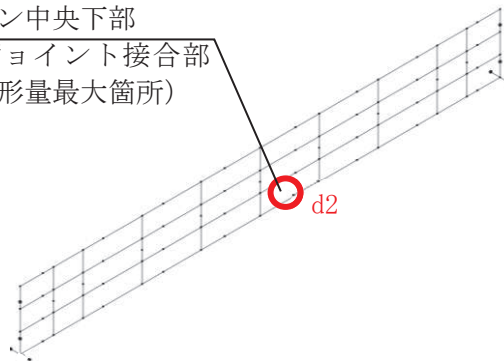
(止水ジョイント接合部)



(海水ポンプ室 地震応答解析モデル)

鋼桁スパン中央下部

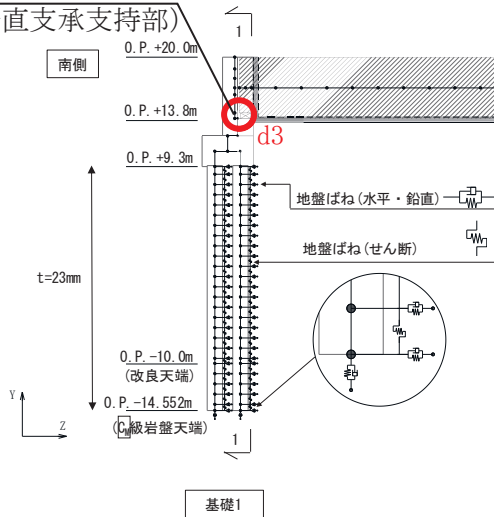
(止水ジョイント接合部の内、変形量最大箇所)



(鋼桁 静的解析モデル)

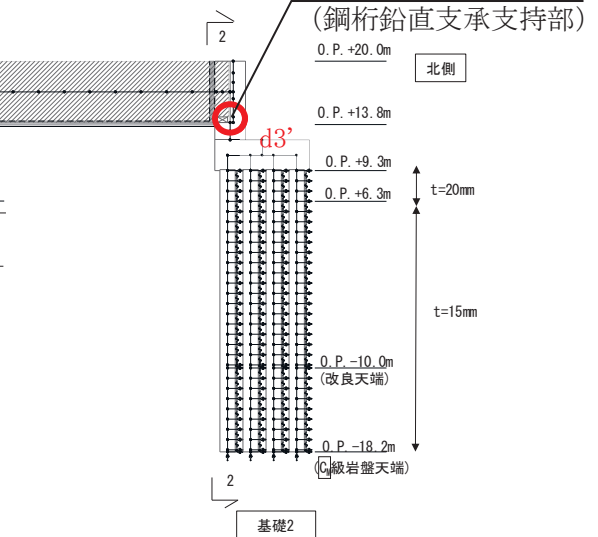
RC 支柱下端

(鋼桁鉛直支承支持部)



RC 支柱下端

(鋼桁鉛直支承支持部)



(鋼桁 動的解析モデル)

凡例

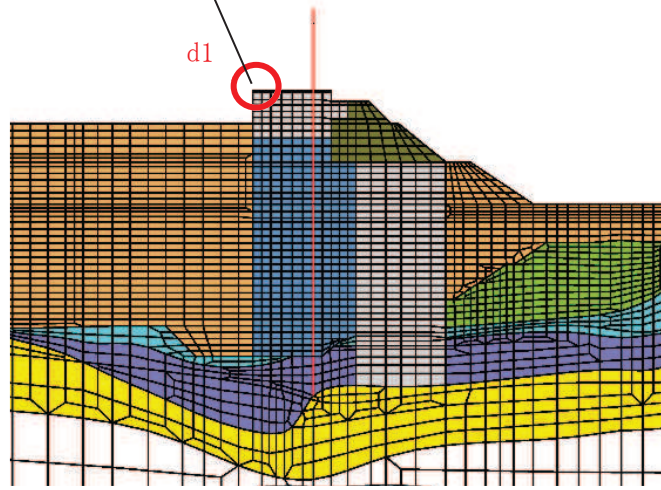
○ : 止水ジョイント抽出節点位置

$(D=|d1(t1)|+|d2(t2)|+|d3(t3)|)$

図 5.2-1(3) 相対変位算定に用いる変位抽出位置図

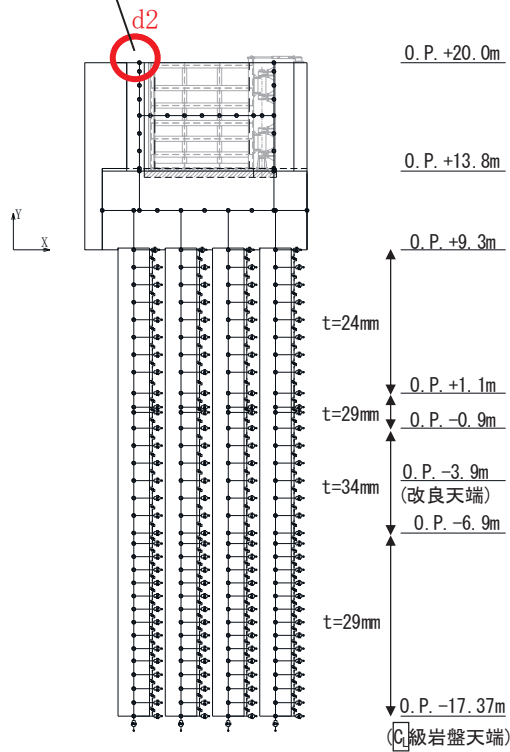
(c) 防潮壁と異種構造物間(海水ポンプ室)の例)

背面補強工上端部
(止水ジョイント接合部)



(防潮堤)

RC 支柱天端



(鋼製扉 3)

凡例

○ : 止水ジョイント抽出節点位置
 $(D=|d1(t1)|+|d2(t2)|)$

図 5.2-1(4) 相対変位算定に用いる変位抽出位置図
 ((d)防潮壁と異種構造物間(防潮堤)の例)

6. 評価結果

6.1 地震時

(1) (A)防潮壁間（鋼板-鋼板）（A-1(1), A-3(2), A-4(3)）

地震時の(A)防潮壁間（鋼板-鋼板）における止水ジョイント部材の相対変位量は、選定した断面の組合せから最大となるものを選定する。

(A)防潮壁間（鋼板-鋼板）における評価対象として選定した断面④-断面③，断面①-断面②，断面④-断面②における地震時の相対変位量及び断面①，断面②，断面③における地震時の絶対変位を表 6.1-1 に示す。

その結果，(A)防潮壁間（鋼板-鋼板）での最大相対変位量は軸直交方向が 385.7mm，軸方向 171.5mm であり，それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1-1(1) 防潮壁間（鋼板-鋼板）における地震時の軸直交方向の相対変位量
 (A-1(1)鋼板断面④-鋼板断面③：鋼板天端部（O.P. +20.0m）)

方向	地震動	位相	解析ケース	地震時相対変位 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	Ss-D1	(++)	①	192.9	550
		(-+)	①	192.3	550
		(+-)	①	193.0	550
		(--)	①	192.2	550
	Ss-D2	(++)	①	164.2	550
		(-+)	①	163.4	550
		(+-)	①	164.2	550
		(--)	①	163.5	550
	Ss-D3	(++)	①	185.5	550
		(-+)	①	186.2	550
		(+-)	①	185.5	550
		(--)	①	186.2	550
	Ss-F1	(++)	①	185.1	550
		(-+)	①	184.5	550
	Ss-F2	(++)	①	231.0	550
		(-+)	①	231.8	550
	Ss-F3	(++)	①	125.4	550
		(-+)	①	126.0	550
	Ss-N1	(++)	①	341.1	550
		(-+)	①	340.4	550

表 6.1-1(2) 防潮壁間（鋼板-鋼板）における地震時の軸直交方向の相対変位量
 (A-3(2)鋼板断面①-鋼板断面②：鋼板天端部（O.P.+20.0m）)

方向	地震動	位相	解析ケース	地震時相対変位 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	Ss-D1	(++)	①	129.3	550
		(-+)	①	131.4	550
		(+-)	①	129.6	550
		(--)	①	131.1	550
	Ss-D2	(++)	①	118.2	550
		(-+)	①	120.0	550
		(+-)	①	118.3	550
		(--)	①	120.0	550
	Ss-D3	(++)	①	120.9	550
		(-+)	①	119.0	550
		(+-)	①	120.7	550
		(--)	①	119.1	550
	Ss-F1	(++)	①	128.5	550
		(-+)	①	130.0	550
	Ss-F2	(++)	①	144.7	550
		(-+)	①	146.6	550
	Ss-F3	(++)	①	87.4	550
		(-+)	①	85.9	550
	Ss-N1	(++)	①	152.8	550
		(-+)	①	151.3	550

表 6.1-1(3) 防潮壁間（鋼板-鋼板）における地震時の軸直交方向の相対変位量
 (A-4(3) 鋼板断面④：鋼板天端部 (O. P. +19.0m) -鋼板断面②：鋼板天端部 (O. P. +20.0m))

方向	地震動	位相	解析ケース	地震時相対変位 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	Ss-D1	(++)	①	204.7	550
		(-+)	①	205.2	550
		(+-)	①	204.5	550
		(--)	①	205.4	550
	Ss-D2	(++)	①	166.4	550
		(-+)	①	167.3	550
		(+-)	①	166.6	550
		(--)	①	167.0	550
	Ss-D3	(++)	①	210.5	550
		(-+)	①	209.6	550
		(+-)	①	210.3	550
		(--)	①	209.8	550
	Ss-F1	(++)	①	205.6	550
		(-+)	①	206.5	550
	Ss-F2	(++)	①	266.5	550
		(-+)	①	266.1	550
	Ss-F3	(++)	①	148.5	550
		(-+)	①	147.9	550
	Ss-N1	(++)	①	384.8	550
		(-+)	①	385.7	550

表 6.1-1(4) 防潮壁間（鋼板-鋼板）における地震時の軸方向の相対変位量
 (A-1(1) 鋼板断面④-鋼板断面③：鋼板天端部（O. P. +20.0m）)

方向	地震動	位相	解析ケース	地震時相対変位 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	Ss-D1	(++)	①	110.7	550
		(-+)	①	110.7	550
		(+-)	①	110.7	550
		(--)	①	110.7	550
	Ss-D2	(++)	①	82.8	550
		(-+)	①	82.8	550
		(+-)	①	82.8	550
		(--)	①	82.8	550
	Ss-D3	(++)	①	84.1	550
		(-+)	①	84.1	550
		(+-)	①	84.1	550
		(--)	①	84.1	550
	Ss-F1	(++)	①	93.0	550
		(-+)	①	93.0	550
	Ss-F2	(++)	①	103.7	550
		(-+)	①	103.7	550
	Ss-F3	(++)	①	50.1	550
		(-+)	①	50.1	550
	Ss-N1	(++)	①	171.5	550
		(-+)	①	171.5	550

表 6.1-1(5) 防潮壁間（鋼板-鋼板）における地震時の軸方向の相対変位量
 (A-3(2) 鋼板断面①-鋼板断面②：鋼板天端部（0.P.+20.0m）)

方向	地震動	位相	解析ケース	地震時相対変位 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	Ss-D1	(++)	①	63.2	550
		(-+)	①	63.2	550
		(+-)	①	63.2	550
		(--)	①	63.2	550
	Ss-D2	(++)	①	53.2	550
		(-+)	①	53.2	550
		(+-)	①	53.2	550
		(--)	①	53.2	550
	Ss-D3	(++)	①	46.2	550
		(-+)	①	46.2	550
		(+-)	①	46.2	550
		(--)	①	46.2	550
	Ss-F1	(++)	①	57.4	550
		(-+)	①	57.4	550
	Ss-F2	(++)	①	42.8	550
		(-+)	①	42.8	550
	Ss-F3	(++)	①	29.0	550
		(-+)	①	29.0	550
	Ss-N1	(++)	①	77.8	550
		(-+)	①	77.8	550

表 6.1-1(6) 防潮壁間（鋼板-鋼板）における地震時の軸方向の相対変位量
 (A-4(3) 鋼板断面④：鋼板天端部 (O. P. +19.0m) -鋼板断面②：鋼板天端部 (O. P. +20.0m))

方向	地震動	位相	解析ケース	地震時相対変位 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	Ss-D1	(++)	①	107.8	550
		(-+)	①	107.8	550
		(+-)	①	107.8	550
		(--)	①	107.8	550
	Ss-D2	(++)	①	82.0	550
		(-+)	①	82.0	550
		(+-)	①	82.0	550
		(--)	①	82.0	550
	Ss-D3	(++)	①	83.2	550
		(-+)	①	83.2	550
		(+-)	①	83.2	550
		(--)	①	83.2	550
	Ss-F1	(++)	①	90.3	550
		(-+)	①	90.3	550
	Ss-F2	(++)	①	97.3	550
		(-+)	①	97.4	550
	Ss-F3	(++)	①	48.2	550
		(-+)	①	48.2	550
	Ss-N1	(++)	①	169.0	550
		(-+)	①	169.0	550

表 6.1-1(7) 防潮壁間（鋼板-鋼板）における地震時の軸直交方向の絶対変位量
 (A-1(1) 鋼板断面③：鋼板天端部 (O. P. +19.0m))

方向	地震動	解析ケース	絶対変位量 (mm)
軸直交方向	Ss-D1	①	193.2
	Ss-D2	①	143.0
	Ss-D3	①	178.2
	Ss-F1	①	175.3
	Ss-F2	①	222.4
	Ss-F3	①	117.6
	Ss-N1	①	341.9

表 6.1-1(8) 防潮壁間（鋼板-鋼板）における地震時の軸直交方向の絶対変位量
 (A-3(2) 鋼板断面①：鋼板天端部 (O. P. +20.0m))

方向	地震動	解析ケース	絶対変位量 (mm)
軸直交方向	Ss-D1	①	200.9
	Ss-D2	①	154.9
	Ss-D3	①	169.1
	Ss-F1	①	195.2
	Ss-F2	①	255.3
	Ss-F3	①	123.0
	Ss-N1	①	292.2

表 6.1-1(9) 防潮壁間（鋼板-鋼板）における地震時の軸直交方向の絶対変位量
 (A-3(2) 鋼板断面②：鋼板天端部 (O. P. +20.0m))

方向	地震動	解析ケース	絶対変位量 (mm)
軸直交方向	Ss-D1	①	201.1
	Ss-D2	①	157.3
	Ss-D3	①	202.4
	Ss-F1	①	194.3
	Ss-F2	①	257.8
	Ss-F3	①	142.9
	Ss-N1	①	380.9

表 6.1-1(10) A-1(1)防潮壁間（鋼板-鋼板）における地震時の軸方向の絶対変位量
（鋼板断面③：鋼板天端部（O. P. +19.0m））

方向	地震動	解析ケース	絶対変位量 (mm)
軸方向	Ss-D1	①	109.6
	Ss-D2	①	81.6
	Ss-D3	①	83.6
	Ss-F1	①	92.8
	Ss-F2	①	103.2
	Ss-F3	①	49.5
	Ss-N1	①	169.8

表 6.1-1(11) A-3(2)防潮壁間（鋼板-鋼板）における地震時の軸方向の絶対変位量
（鋼板断面①：鋼板天端部（O. P. +20.0m））

方向	地震動	解析ケース	絶対変位量 (mm)
軸方向	Ss-D1	①	104.1
	Ss-D2	①	93.1
	Ss-D3	①	78.5
	Ss-F1	①	99.1
	Ss-F2	①	118.9
	Ss-F3	①	49.2
	Ss-N1	①	153.4

表 6.1-1(12) A-3(2)防潮壁間（鋼板-鋼板）における地震時の軸方向の絶対変位量
（鋼板断面②：鋼板天端部（O. P. +20.0m））

方向	地震動	解析ケース	絶対変位量 (mm)
軸方向	Ss-D1	①	107.1
	Ss-D2	①	81.4
	Ss-D3	①	83.4
	Ss-F1	①	90.3
	Ss-F2	①	96.8
	Ss-F3	①	46.8
	Ss-N1	①	167.5

(2) (B) 防潮壁間（鋼板-鋼桁，鋼板-鋼製扉，鋼桁-鋼製扉）（B-3(1)，B-3(2)）

地震時の(B) 防潮壁間（鋼板-鋼桁，鋼板-鋼製扉，鋼桁-鋼製扉）における止水ジョイント部材の相対変位量は，選定した断面の組合せから最大となるものを選定する。

(B) 防潮壁間（鋼板-鋼桁，鋼板-鋼製扉，鋼桁-鋼製扉）における評価対象として選定した鋼板断面①-鋼桁 4，鋼板断面②-鋼製扉 3 における相対変位量を表 6.1-2 に示す。

その結果，(B) 防潮壁間（鋼板-鋼桁，鋼板-鋼製扉，鋼桁-鋼製扉）での最大相対変位量は軸直交方向が 164.5mm，軸方向 67mm であり，それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1-2(1) 防潮壁間（鋼板-鋼桁，鋼板-鋼製扉，鋼桁-鋼製扉）における
地震時の軸直交方向の相対変位量

(B-3(1) 鋼板断面①：鋼板天端部（O. P. +20.0m）-鋼桁 4：RC 支柱天端部（O. P. +20.0m））

方向	地震動	位相	解析ケース	地震時相対変位 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	Ss-D1	(++)	①	134.8	550
		(-+)	①	139.5	550
		(+-)	①	135.0	550
		(--)	①	139.3	550
	Ss-D2	(++)	①	103.9	550
		(-+)	①	107.9	550
		(+-)	①	103.4	550
		(--)	①	108.4	550
	Ss-D3	(++)	①	94.0	550
		(-+)	①	96.8	550
		(+-)	①	92.3	550
		(--)	①	98.5	550
	Ss-F1	(++)	①	110.7	550
		(-+)	①	105.5	550
	Ss-F2	(++)	①	159.4	550
		(-+)	①	164.5	550
	Ss-F3	(++)	①	77.3	550
		(-+)	①	79.5	550
	Ss-N1	(++)	①	142.9	550
		(-+)	①	134.8	550

表 6.1-2(2) 防潮壁間（鋼板-鋼桁，鋼板-鋼製扉，鋼桁-鋼製扉）における
地震時の軸直交方向の相対変位量

(B-3(2) 鋼板断面②：鋼板天端部 (O.P. +20.0m) -鋼製扉 3：RC 天端部 (O.P. +20.0m))

方向	地震動	位相	解析ケース	地震時相対変位 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	Ss-D1	(++)	①	96.0	550
		(-+)	①	97.0	550
		(+-)	①	96.1	550
		(--)	①	96.9	550
	Ss-D2	(++)	①	121.6	550
		(-+)	①	122.7	550
		(+-)	①	121.7	550
		(--)	①	122.5	550
	Ss-D3	(++)	①	93.3	550
		(-+)	①	92.3	550
		(+-)	①	93.3	550
		(--)	①	92.3	550
	Ss-F1	(++)	①	108.5	550
		(-+)	①	109.1	550
	Ss-F2	(++)	①	107.9	550
		(-+)	①	108.2	550
	Ss-F3	(++)	①	69.5	550
		(-+)	①	69.5	550
Ss-N1	(++)	①	160.2	550	
	(-+)	①	161.7	550	

表 6.1-2(3) 防潮壁間（鋼板-鋼桁，鋼板-鋼製扉，鋼桁-鋼製扉）における
地震時の軸方向の相対変位量

(B-3(1) 鋼板断面①：鋼板天端部（O.P.+20.0m）-鋼桁4：RC支柱天端部（O.P.+20.0m））

方向	地震動	位相	解析ケース	地震時相対変位 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	Ss-D1	(++)	①	56.8	550
		(-+)	①	58.5	550
		(+-)	①	56.5	550
		(--)	①	58.9	550
	Ss-D2	(++)	①	42.9	550
		(-+)	①	45.3	550
		(+-)	①	43.2	550
		(--)	①	45.0	550
	Ss-D3	(++)	①	37.2	550
		(-+)	①	38.7	550
		(+-)	①	37.6	550
		(--)	①	38.4	550
	Ss-F1	(++)	①	45.3	550
		(-+)	①	47.1	550
	Ss-F2	(++)	①	45.3	550
		(-+)	①	46.4	550
	Ss-F3	(++)	①	23.3	550
		(-+)	①	21.0	550
	Ss-N1	(++)	①	62.2	550
		(-+)	①	63.9	550

表 6.1-2(4) 防潮壁間（鋼板-鋼桁，鋼板-鋼製扉，鋼桁-鋼製扉）における
地震時の軸方向の相対変位量

(B-3(2) 鋼板断面②：鋼板天端部 (O.P. +20.0m) -鋼製扉 3：RC 天端部 (O.P. +20.0m))

方向	地震動	位相	解析ケース	地震時相対変位 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	Ss-D1	(++)	①	57.9	550
		(-+)	①	57.9	550
		(+-)	①	57.9	550
		(--)	①	57.9	550
	Ss-D2	(++)	①	47.5	550
		(-+)	①	47.4	550
		(+-)	①	47.4	550
		(--)	①	47.5	550
	Ss-D3	(++)	①	43.5	550
		(-+)	①	43.4	550
		(+-)	①	43.4	550
		(--)	①	43.5	550
	Ss-F1	(++)	①	46.6	550
		(-+)	①	46.6	550
	Ss-F2	(++)	①	35.2	550
		(-+)	①	35.2	550
	Ss-F3	(++)	①	17.4	550
		(-+)	①	17.4	550
	Ss-N1	(++)	①	67.0	550
		(-+)	①	67.0	550

(3) (C)防潮壁-異種構造物間 (C-3(1), C-3(2), C-1(3), C-3(3))

地震時の(C)防潮壁-異種構造物間(防潮堤, 第2号機海水ポンプ室, 第3号機海水ポンプ室)における止水ジョイント部材の相対変位量は, 選定した断面の組合せから最大となるものを選定する。

(C)防潮壁-異種構造物間(防潮堤, 第2号機海水ポンプ室, 第3号機海水ポンプ室)における評価対象として選定した鋼板断面①-防潮堤, 鋼製扉 3-防潮堤, 鋼桁 1-第2号機海水ポンプ室及び鋼桁 4-第3号機海水ポンプ室における相対変位量を表 6.1-3 に示す。

その結果, (C)防潮壁-異種構造物間(防潮堤, 第2号機海水ポンプ室, 第3号機海水ポンプ室)での最大相対変位量は軸直交方向が 486.4mm, 軸方向 250.7mm であり, それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1-3(1) 防潮壁-異種構造物間（防潮堤，第 2 号機海水ポンプ室，第 3 号機海水ポンプ室）
 における地震時の軸直交方向の相対変位量
 (C-3(1) 鋼板断面①：鋼板天端部 (O. P. +20.0m) -防潮堤：背面補強工天端部 (O. P. +18.5m))

方向	地震動	位相	解析ケース	地震時相対変位 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	Ss-D1	(++)	①	200.9	550
		(-+)	①	201.9	550
		(+-)	①	201.0	550
		(--)	①	201.8	550
	Ss-D2	(++)	①	154.9	550
		(-+)	①	154.1	550
		(+-)	①	154.9	550
		(--)	①	154.1	550
	Ss-D3	(++)	①	169.1	550
		(-+)	①	169.9	550
		(+-)	①	169.0	550
		(--)	①	170.0	550
	Ss-F1	(++)	①	195.3	550
		(-+)	①	194.4	550
	Ss-F2	(++)	①	255.4	550
		(-+)	①	256.3	550
	Ss-F3	(++)	①	123.1	550
		(-+)	①	124.0	550
	Ss-N1	(++)	①	292.2	550
		(-+)	①	291.3	550

表 6.1-3(2) 防潮壁-異種構造物間（防潮堤，第 2 号機海水ポンプ室，第 3 号機海水ポンプ室）
 における地震時の軸直交方向の相対変位量
 (C-3(2) 鋼製扉 3 : RC 支柱天端部 (O. P. +20. 0m) -防潮堤 : 背面補強工天端部 (O. P. +18. 5m))

方向	地震動	位相	解析ケース	地震時相対変位 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	Ss-D1	(++)	①	282.3	550
		(-+)	①	282.4	550
		(+-)	①	282.4	550
		(--)	①	282.3	550
	Ss-D2	(++)	①	210.1	550
		(-+)	①	210.2	550
		(+-)	①	210.2	550
		(--)	①	210.1	550
	Ss-D3	(++)	①	212.3	550
		(-+)	①	212.1	550
		(+-)	①	212.1	550
		(--)	①	212.3	550
	Ss-F1	(++)	①	230.2	550
		(-+)	①	229.2	550
	Ss-F2	(++)	①	341.4	550
		(-+)	①	340.4	550
	Ss-F3	(++)	①	132.3	550
		(-+)	①	133.0	550
	Ss-N1	(++)	①	477.3	550
		(-+)	①	477.0	550
Ss-N1	(++)	②	444.7	550	
	(++)	③	486.4	550	

表 6.1-3(3) 防潮壁-異種構造物間（防潮堤，第 2 号機海水ポンプ室，第 3 号機海水ポンプ室）
 における地震時の軸直交方向の相対変位量
 (C-1(3) 鋼桁 1：鋼桁中央部 (O.P. +14.0m) -第 2 号機海水ポンプ室：隔壁天端部
 (O.P. +14.0m))

方向	地震動	位相	解析ケース	地震時相対変位 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	Ss-D1	(++)	①	84.8	445
		(-+)	①	84.5	445
		(+-)	①	84.7	445
		(--)	①	83.9	445
	Ss-D2	(++)	①	82.7	445
		(-+)	①	82.2	445
		(+-)	①	82.6	445
		(--)	①	82.6	445
	Ss-D3	(++)	①	81.6	445
		(-+)	①	80.6	445
		(+-)	①	81.8	445
		(--)	①	80.8	445
	Ss-F1	(++)	①	80.5	445
		(-+)	①	80.6	445
	Ss-F2	(++)	①	84.3	445
		(-+)	①	83.3	445
	Ss-F3	(++)	①	80.3	445
		(-+)	①	80.3	445
	Ss-N1	(++)	①	87.7	445
		(-+)	①	88.9	445

表 6.1-3(4) 防潮壁-異種構造物間（防潮堤，第 2 号機海水ポンプ室，第 3 号機海水ポンプ室）
 における地震時の軸直交方向の相対変位量
 (C-3(3) 鋼桁 1：鋼桁中央部 (O.P. +14.0m) -第 3 号機海水ポンプ室：隔壁天端部
 (O.P. +14.0m))

方向	地震動	位相	解析ケース	地震時相対変位 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	Ss-D1	(++)	①	175.5	445
		(-+)	①	175.5	445
		(+-)	①	175.5	445
		(--)	①	175.5	445
	Ss-D2	(++)	①	147.8	445
		(-+)	①	147.8	445
		(+-)	①	147.8	445
		(--)	①	147.7	445
	Ss-D3	(++)	①	149.2	445
		(-+)	①	149.2	445
		(+-)	①	149.2	445
		(--)	①	149.2	445
	Ss-F1	(++)	①	157.0	445
		(-+)	①	157.0	445
	Ss-F2	(++)	①	174.5	445
		(-+)	①	174.5	445
	Ss-F3	(++)	①	114.2	445
		(-+)	①	114.2	445
	Ss-N1	(++)	①	240.6	445
		(-+)	①	240.6	445

表 6.1-3(5) 防潮壁-異種構造物間（防潮堤，第 2 号機海水ポンプ室，第 3 号機海水ポンプ室）
 における地震時の軸方向の相対変位量
 (C-3(1) 鋼板断面①：鋼板天端部 (O. P. +19.0m) -防潮堤：背面補強工天端部 (O. P. +18.5m))

方向	地震動	位相	解析ケース	地震時相対変位 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	Ss-D1	(++)	①	145.7	550
		(-+)	①	145.7	550
		(+-)	①	145.7	550
		(--)	①	145.7	550
	Ss-D2	(++)	①	136.7	550
		(-+)	①	136.7	550
		(+-)	①	136.7	550
		(--)	①	136.7	550
	Ss-D3	(++)	①	107.5	550
		(-+)	①	107.5	550
		(+-)	①	107.5	550
		(--)	①	107.5	550
	Ss-F1	(++)	①	143.7	550
		(-+)	①	143.7	550
	Ss-F2	(++)	①	188.6	550
		(-+)	①	188.7	550
	Ss-F3	(++)	①	78.9	550
		(-+)	①	78.9	550
Ss-N1	(++)	①	224.3	550	
	(-+)	①	224.3	550	

表 6.1-3(6) 防潮壁-異種構造物間（防潮堤，第 2 号機海水ポンプ室，第 3 号機海水ポンプ室）
 における地震時の軸方向の相対変位量
 (C-3(2) 鋼製扉 3 : RC 支柱天端部 (O. P. +20.0m) -防潮堤 : 背面補強工天端部 (O. P. +18.5m))

方向	地震動	位相	解析ケース	地震時相対変位 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	Ss-D1	(++)	①	129.3	550
		(-+)	①	129.3	550
		(+-)	①	129.3	550
		(--)	①	129.3	550
	Ss-D2	(++)	①	112.2	550
		(-+)	①	112.2	550
		(+-)	①	112.2	550
		(--)	①	112.2	550
	Ss-D3	(++)	①	102.1	550
		(-+)	①	102.3	550
		(+-)	①	102.3	550
		(--)	①	102.1	550
	Ss-F1	(++)	①	118.8	550
		(-+)	①	118.8	550
	Ss-F2	(++)	①	159.6	550
		(-+)	①	159.5	550
	Ss-F3	(++)	①	78.8	550
		(-+)	①	79.3	550
	Ss-N1	(++)	①	194.8	550
		(-+)	①	194.6	550

表 6.1-3(7) 防潮壁-異種構造物間（防潮堤，第 2 号機海水ポンプ室，第 3 号機海水ポンプ室）
 における地震時の軸方向の相対変位量
 (C-1(3) 鋼桁 1：鋼桁中央部 (O. P. +14. 0m) -第 2 号機海水ポンプ室：隔壁天端部
 (O. P. +14. 0m))

方向	地震動	位相	解析ケース	地震時相対変位 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	Ss-D1	(++)	①	80.9	445
		(-+)	①	81.1	445
		(+-)	①	81.0	445
		(--)	①	81.0	445
	Ss-D2	(++)	①	81.7	445
		(-+)	①	81.7	445
		(+-)	①	81.6	445
		(--)	①	81.8	445
	Ss-D3	(++)	①	73.4	445
		(-+)	①	73.5	445
		(+-)	①	73.5	445
		(--)	①	73.3	445
	Ss-F1	(++)	①	66.8	445
		(-+)	①	66.8	445
	Ss-F2	(++)	①	74.3	445
		(-+)	①	74.5	445
	Ss-F3	(++)	①	77.6	445
		(-+)	①	77.8	445
	Ss-N1	(++)	①	89.3	445
		(-+)	①	89.3	445

表 6.1-3(8) 防潮壁-異種構造物間（防潮堤，第 2 号機海水ポンプ室，第 3 号機海水ポンプ室）
 における地震時の軸方向の相対変位量
 (C-3(3) 鋼桁 4：鋼桁中央部 (O. P. +14. 0m) -第 3 号機海水ポンプ室：隔壁天端部
 (O. P. +14. 0m))

方向	地震動	位相	解析ケース	地震時相対変位 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	Ss-D1	(++)	①	168.6	445
		(-+)	①	167.8	445
		(+-)	①	168.5	445
		(--)	①	167.9	445
	Ss-D2	(++)	①	136.6	445
		(-+)	①	136.0	445
		(+-)	①	136.7	445
		(--)	①	135.9	445
	Ss-D3	(++)	①	135.4	445
		(-+)	①	136.5	445
		(+-)	①	135.7	445
		(--)	①	136.2	445
	Ss-F1	(++)	①	142.7	445
		(-+)	①	141.9	445
	Ss-F2	(++)	①	159.4	445
		(-+)	①	160.2	445
	Ss-F3	(++)	①	101.3	445
		(-+)	①	102.4	445
	Ss-N1	(++)	①	250.7	445
		(-+)	①	250.4	445

6.2 重畳時

(1) (A)防潮壁間（鋼板-鋼板）（A-1(1), A-3(2), A-4(3)）

(A)防潮壁間（鋼板-鋼板）における評価対象として選定した(A)防潮壁間（鋼板-鋼板）における評価対象として選定した断面④-断面③，断面①-断面②，断面④-断面②における重畳時の相対変位量及び断面①，断面②，断面③における重畳時の絶対変位を表 6.2-1 に示す。

その結果，(A)防潮壁間（鋼板-鋼板）での最大相対変位量は軸直交方向が 207.2mm，軸方向 62.0mm であり，それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.2-1(1) 防潮壁間（鋼板-鋼板）における重畳時の軸直交方向の相対変位量
(A-1(1) 鋼板断面④-鋼板断面③：鋼板天端部 (0. P. +20. 0m))

方向	地震動	位相	解析ケース	残留変位 (a)(mm)	重畳変位増分 (b)(mm)	合計(a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	Sd-D2	(++)	①	26.4	139.7	166.1	350
		(-+)	①	25.7	134.3	160.0	350
		(+-)	①	6.3	139.7	146.0	350
		(--)	①	6.0	134.2	140.2	350

表 6.2-1(2) 防潮壁間（鋼板-鋼板）における重畳時の軸直交方向の相対変位量
(A-3(2) 鋼板断面①-鋼板断面②：鋼板天端部 (0. P. +20. 0m))

方向	地震動	位相	解析ケース	残留変位 (a)(mm)	重畳変位増分 (b)(mm)	合計(a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	Sd-D2	(++)	①	15.2	158.8	174.0	350
		(-+)	①	17.0	157.1	174.1	350
		(+-)	①	8.3	158.9	167.2	350
		(--)	①	10.1	157.1	167.2	350

表 6.2-1(3) 防潮壁間（鋼板-鋼板）における重畳時の軸直交方向の相対変位量
(A-4(3) 鋼板断面④：鋼板天端部 (0. P. +19. 0m) -鋼板断面②：鋼板天端部 (0. P. +20. 0m))

方向	地震動	位相	解析ケース	残留変位 (a)(mm)	重畳変位増分 (b)(mm)	合計(a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	Sd-D2	(++)	①	29.4	174.6	204.0	350
		(-+)	①	30.1	177.1	207.2	350
		(+-)	①	10.3	174.7	185.0	350
		(--)	①	11.0	177.1	188.1	350

表 6.2-1(4) 防潮壁間（鋼板-鋼板）における重畳時の軸方向の相対変位量

(A-1(1) 鋼板断面④-鋼板断面③：鋼板天端部（O.P.+20.0m）)

方向	地震動	位相	解析ケース	残留変位 (a)(mm)	重畳変位増分 (b)(mm)	合計(a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	Sd-D2	(++)	①	10.5	51.5	62.0	350
		(-+)	①	10.5	51.5	62.0	350
		(+-)	①	4.8	51.5	56.3	350
		(--)	①	4.8	51.5	56.3	350

表 6.2-1(5) 防潮壁間（鋼板-鋼板）における重畳時の軸方向の相対変位量

(A-3(2) 鋼板断面①-鋼板断面②：鋼板天端部（O.P.+20.0m）)

方向	地震動	位相	解析ケース	残留変位 (a)(mm)	重畳変位増分 (b)(mm)	合計(a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直向	Sd-D2	(++)	①	10.9	35.7	46.6	350
		(-+)	①	10.9	35.7	46.6	350
		(+-)	①	10.9	35.7	46.6	350
		(--)	①	10.9	35.7	46.6	350

表 6.2-1(6) 防潮壁間（鋼板-鋼板）における重畳時の軸方向の相対変位量

(A-4(3) 鋼板断面④：鋼板天端部（O.P.+19.0m）-鋼板断面②：鋼板天端部（O.P.+20.0m）)

方向	地震動	位相	解析ケース	残留変位 (a)(mm)	重畳変位増分 (b)(mm)	合計(a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直向	Sd-D2	(++)	①	10.3	51.0	61.3	350
		(-+)	①	10.3	51.0	61.3	350
		(+-)	①	5.4	51.0	56.4	350
		(--)	①	5.4	51.0	56.4	350

表 6.2-1(7) 防潮壁間（鋼板-鋼板）における重畳時の軸直交方向の絶対変位量
 (A-1(1) 鋼板断面③：鋼板天端部 (O. P. +19.0m))

方向	地震動	解析ケース	絶対変位量 (mm)
軸直交方向	Sd-D2	①	115.8

表 6.2-1(8) 防潮壁間（鋼板-鋼板）における重畳時の軸直交方向の絶対変位量
 (A-3(2) 鋼板断面①：鋼板天端部 (O. P. +20.0m))

方向	地震動	解析ケース	絶対変位量 (mm)
軸直交方向	Sd-D2	①	172.8

表 6.2-1(9) 防潮壁間（鋼板-鋼板）における重畳時の軸直交方向の絶対変位量
 (A-3(2) 鋼板断面②：鋼板天端部 (O. P. +20.0m))

方向	地震動	解析ケース	絶対変位量 (mm)
軸直交方向	Sd-D2	①	167.5

表 6.2-1(10) A-1(1)防潮壁間（鋼板-鋼板）における重畳時の軸方向の絶対変位量
 (鋼板断面③：鋼板天端部 (O. P. +19.0m))

方向	地震動	解析ケース	絶対変位量 (mm)
軸方向	Sd-D2	①	50.1

表 6.2-1(11) A-3(2)防潮壁間（鋼板-鋼板）における重畳時の軸方向の絶対変位量
 （鋼板断面①：鋼板天端部（0. P. +20. 0m））

方向	地震動	解析ケース	絶対変位量 (mm)
軸方向	Sd-D2	①	42.4

表 6.2-1(12) A-3(2)防潮壁間（鋼板-鋼板）における重畳時の軸方向の絶対変位量
 （鋼板断面②：鋼板天端部（0. P. +20. 0m））

方向	地震動	解析ケース	絶対変位量 (mm)
軸方向	Sd-D2	①	49.7

(2) (B)防潮壁間（鋼板-鋼桁，鋼板-鋼製扉，鋼桁-鋼製扉）（B-3(1)，B-3(2)）

(B)防潮壁間（鋼板-鋼桁，鋼板-鋼製扉，鋼桁-鋼製扉）における評価対象として選定した断面④-鋼桁 4，断面②-鋼製扉 3 における重畳時の相対変位量を表 6.2-2 に示す。

その結果，(A)防潮壁間（鋼板-鋼板）での最大相対変位量は軸直交方向が 176.3mm，軸方向 39.9mm であり，それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.2-2(1) 防潮壁間（鋼板-鋼桁，鋼板-鋼製扉，鋼桁-鋼製扉）における重畳時の軸直交方向の相対変位量

(B-3(1) 鋼板断面①：鋼板天端部 (O. P. +20.0m) -鋼桁 4：RC 支柱天端部 (O. P. +20.0m))

方向	地震動	位相	解析ケース	残留変位 (a)(mm)	重畳変位増分 (b)(mm)	合計(a+b) (mm)
軸直交方向	Sd-D2	(++)	①	12.1	163.9	176.0
		(-+)	①	16.0	143.1	159.1
		(+-)	①	12.4	163.9	176.3
		(--)	①	7.7	141.3	149.0

表 6.2-2(2) 防潮壁間（鋼板-鋼桁，鋼板-鋼製扉，鋼桁-鋼製扉）における軸直交方向の相対変位量

(B-3(2) 鋼板断面②：鋼板天端部 (O. P. +20.0m) -鋼製扉 3：RC 天端部 (O. P. +20.0m))

方向	地震動	位相	解析ケース	残留変位 (a)(mm)	重畳変位増分 (b)(mm)	合計(a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	Sd-D2	(++)	①	23.8	90.0	113.8	350
		(-+)	①	24.7	86.9	111.6	350
		(+-)	①	23.7	90.1	113.8	350
		(--)	①	24.7	86.8	111.5	350

表 6.2-2(3) 防潮壁間（鋼板-鋼桁，鋼板-鋼製扉，鋼桁-鋼製扉）における
軸方向の相対変位量

(B-3(1) 鋼板断面①：鋼板天端部（O.P.+20.0m）-鋼桁4：RC支柱天端部（O.P.+20.0m））

方向	地震動	位相	解析ケー ス	残留変位 (a)(mm)	重畳変位増分 (b)(mm)	合計(a+b) (mm)
軸直向	Sd-D2	(++)	①	8.9	28.1	37.0
		(-+)	①	6.9	33.0	39.9
		(+-)	①	8.9	28.0	36.9
		(--)	①	6.8	33.2	40.0

表 6.2-2(4) 防潮壁間（鋼板-鋼桁，鋼板-鋼製扉，鋼桁-鋼製扉）における
軸方向の相対変位量

(B-3(2) 鋼板断面②：鋼板天端部（O.P.+20.0m）-鋼製扉3：RC天端部（O.P.+20.0m））

方向	地震動	位相	解析ケー ス	残留変位 (a)(mm)	重畳変位増分 (b)(mm)	合計(a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直向	Sd-D2	(++)	①	7.1	26.4	33.5	350
		(-+)	①	7.1	26.4	33.5	350
		(+-)	①	5.8	26.4	32.2	350
		(--)	①	5.8	26.4	32.2	350

(3) (C)防潮壁-異種構造物間 (C-3(1), C-3(2), C-1(3), C-3(3))

(C)防潮壁-異種構造物間 (防潮堤, 第2号機海水ポンプ室, 第3号機海水ポンプ室) における評価対象として選定した鋼板断面①-防潮堤, 鋼製扉 3-防潮堤, 鋼桁 1-第2号機海水ポンプ室及び鋼桁 4-第3号機海水ポンプ室における重畳時の相対変位量を表 6.2-3 に示す。

その結果, (C)防潮壁-異種構造物間 (防潮堤, 第2号機海水ポンプ室, 第3号機海水ポンプ室) での最大相対変位量は軸直交方向が 211.6mm, 軸方向 139.6mm であり, それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.2-3(1) 防潮壁-異種構造物間 (防潮堤, 第 2 号機海水ポンプ室, 第 3 号機海水ポンプ室)
 における重畳時の軸直交方向の相対変位量
 (C-3(1) 鋼板断面①: 鋼板天端部 (O. P. +20. 0m) -防潮堤: 背面補強工天端部 (O. P. +18. 5m))

方向	地震動	位相	解析ケー ス	残留変位 (a)(mm)	重畳変位増分 (b)(mm)	合計(a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方 向	Sd-D2	(++)	①	23.4	172.8	196.2	350
		(-+)	①	24.3	164.7	189.0	350
		(+-)	①	8.1	172.8	180.9	350
		(--)	①	7.2	164.7	171.9	350

表 6.2-3(2) 防潮壁-異種構造物間 (防潮堤, 第 2 号機海水ポンプ室, 第 3 号機海水ポンプ室)
 における重畳時の軸直交方向の相対変位量
 (C-3(2) 鋼製扉 3: RC 支柱天端部 (O. P. +20. 0m) -防潮堤: 背面補強工天端部 (O. P. +18. 5m))

方向	地震動	位相	解析ケー ス	残留変位 (a)(mm)	重畳変位増分 (b)(mm)	合計(a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方 向	Sd-D2	(++)	①	30.1	158.8	188.9	350
		(-+)	①	30.1	158.5	188.6	350
		(+-)	①	13.3	158.5	171.8	350
		(--)	①	13.3	158.8	172.1	350

表 6.2-3(3) 防潮壁-異種構造物間 (防潮堤, 第 2 号機海水ポンプ室, 第 3 号機海水ポンプ室)
 における重畳時の軸直交方向の相対変位量
 (C-3(3) 鋼桁 1: 鋼桁中央部 (O. P. +14. 0m) -第 2 号機海水ポンプ室: 隔壁天端部
 (O. P. +14. 0m))

方向	地震動	位相	解析ケー ス	残留変位 (a)(mm)	重畳変位増分 (b)(mm)	合計(a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方 向	Sd-D2	(++)	①	3.4	102.7	106.1	245
		(-+)	①	3.4	102.7	106.1	245
		(+-)	①	3.4	102.6	106.0	245
		(--)	①	3.3	102.7	106.0	245

表 6.2-3(4) C-3(4)防潮壁-異種構造物間（防潮堤，第2号機海水ポンプ室，第3号機海水ポンプ室）

における重畳時の軸直交方向の相対変位量

（鋼桁4：鋼桁中央部（O.P.+14.0m）-第3号機海水ポンプ室：隔壁天端部（O.P.+14.0m））

方向	地震動	位相	解析ケース	残留変位 (a)(mm)	重畳変位増分 (b)(mm)	合計(a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	Sd-D2	(++)	①	12.5	197.6	210.1	245
		(-+)	①	12.6	199.0	211.6	245
		(+-)	①	6.8	197.6	204.4	245
		(--)	①	6.8	199.0	205.8	245

表 6.2-3(5) C-3(1)防潮壁-異種構造物間（防潮堤，第2号機海水ポンプ室，第3号機海水ポンプ室）

における重畳時の軸方向の相対変位量

（鋼板断面①：鋼板天端部（O.P.+20.0m）-防潮堤：背面補強工天端部（O.P.+18.5m））

方向	地震動	位相	解析ケース	残留変位 (a)(mm)	重畳変位増分 (b)(mm)	合計(a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	Sd-D2	(++)	①	26.2	113.3	139.5	350
		(-+)	①	26.2	113.4	139.6	350
		(+-)	①	20.0	113.3	133.3	350
		(--)	①	19.9	113.4	133.3	350

表 6.2-3(6) C-3(2)防潮壁-異種構造物間（防潮堤，第2号機海水ポンプ室，第3号機海水ポンプ室）

における重畳時の軸方向の相対変位量

（鋼製扉3：RC支柱天端部（O.P.+20.0m）-防潮堤：背面補強工天端部（O.P.+18.5m））

方向	地震動	位相	解析ケース	残留変位 (a)(mm)	重畳変位増分 (b)(mm)	合計(a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	Sd-D2	(++)	①	23.6	106.5	130.1	350
		(-+)	①	23.6	106.5	130.1	350
		(+-)	①	18.4	106.5	124.9	350
		(--)	①	18.4	106.5	124.9	350

表 6.2-3(7) C-3(3)防潮壁-異種構造物間（防潮堤，第 2 号機海水ポンプ室，第 3 号機海水ポンプ室）

における重畳時の軸方向の相対変位量

（鋼桁 1：鋼桁中央部（O.P.+14.0m）-第 2 号機海水ポンプ室：隔壁天端部（O.P.+14.0m））

方向	地震動	位相	解析ケース	残留変位 (a)(mm)	重畳変位増分 (b)(mm)	合計(a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	Sd-D2	(++)	①	2.5	64.8	67.3	245
		(--)	①	2.5	64.2	66.7	245
		(+-)	①	2.5	64.7	67.2	245
		(-+)	①	2.5	64.3	66.8	245

表 6.2-3(8) C-3(4)防潮壁-異種構造物間（防潮堤，第 2 号機海水ポンプ室，第 3 号機海水ポンプ室）

における重畳時の軸方向の相対変位量

（鋼桁 4：鋼桁中央部（O.P.+14.0m）-第 3 号機海水ポンプ室：隔壁天端部（O.P.+14.0m））

方向	地震動	位相	解析ケース	残留変位 (a)(mm)	重畳変位増分 (b)(mm)	合計(a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	Sd-D2	(++)	①	16.5	107.6	124.1	245
		(--)	①	15.7	108.7	124.4	245
		(+-)	①	8.0	107.6	115.6	245
		(-+)	①	7.1	108.7	115.8	245

(別紙) 隅角部における変位量について

前述の防潮壁間の相対変位は、軸方向及び軸直交方向の地震応答解析に基づく時刻歴相対変位により算定している。これらは、線状に配置されている直線部を想定し、壁軸直交方向と壁軸直交方向同士（弱軸方向同士）及び壁軸方向と壁軸方向同士（強軸方向同士）の相対変位を算定している（なお、6.1 及び 6.2 に示す相対変位量は、いずれも壁軸直交方向と壁軸直交方向同士（弱軸方向同士）の方が相対変位量は2倍程度大きい結果となっている）。

隅角部においては、壁軸直交方向と壁軸方向及び壁軸方向と壁軸直交方向の組合せ（弱軸方向と強軸方向の組合せ）となることから、3.3 にて評価対象に選定した断面のうち、軸方向と軸直交方向の単独変位が最大と最小となる以下の断面②～④を用いて、隅角部を想定した相対変位量を算定する。

隅角部を想定した変位量の算定方法の概念図を図1に示す。

・検討ケース

- 断面④（軸方向単独変位最小） - 断面②（軸直交方向単独変位最大）
- 断面④（軸直交方向単独変位最小） - 断面③（軸方向単独変位最大）
- 断面②（軸直交方向単独変位最大） - 断面③（軸方向単独変位最大）

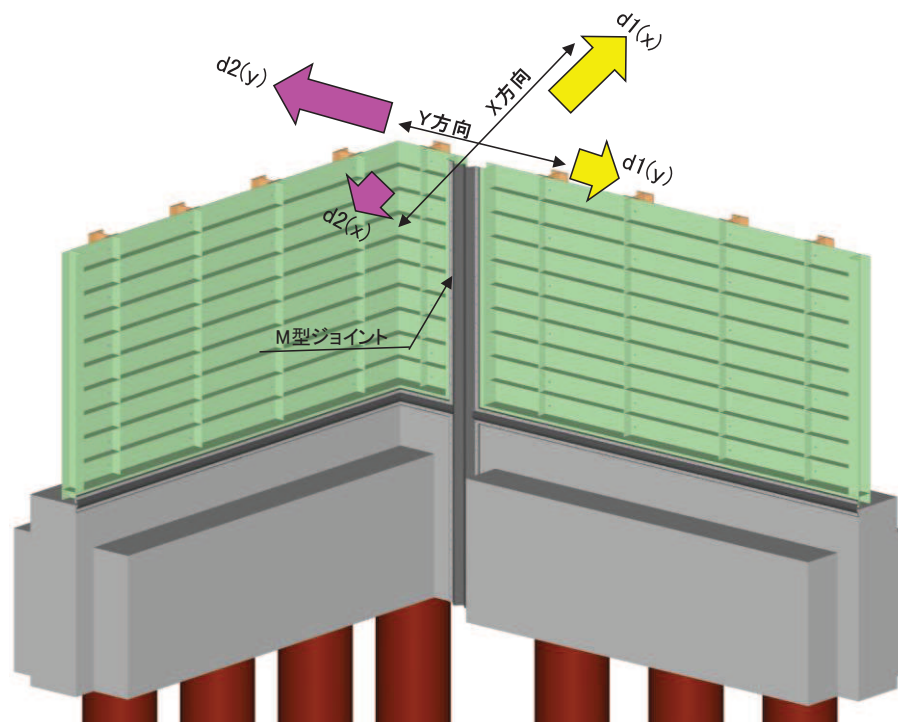


図1 隅角部を想定した変位量の算定方法の概念図

相対変位量の算定結果を表 1～表 3 に示す。隅角部を想定した場合でも、許容限界以内に収まることを確認した。

なお、盛土部と改良地盤部の組合せである断面④－断面②及び断面④－断面③では、6.1 及び 6.2 に示す弱軸方向間の相対変位量（断面④－断面②：最大 384.8mm（S s－N 1）、断面④－断面③：341.4mm（S s－N 1））と同程度の変位量となっているが、これは改良地盤部側の変位量が小さく、盛土部側のみの変位が支配的となるためである。

また、盛土部と盛土部間の断面②－断面③間では 6.1 及び 6.2 に示す弱軸方向間の相対変位量（最大 152.8mm（S s－N 1））よりもわずかに大きくなっているが、盛土部と改良地盤部の組合せを想定して許容限界を設定しているため、許容限界に対して十分に裕度がある結果となっている。

以上のことから、6.1 及び 6.2 に示した、直線部を想定した相対変位の評価で妥当な評価となっていると判断できる。

表 1 隅角部を想定した相対変位量の算定結果
(断面④－断面②)

地震波		相対変位量 (mm)		許容限界 (mm)
		断面④ (d2(y)) －断面② (d1(y))	断面④ (d2(x)) －断面② (d1(x))	
地震時	S s-D 1	113.4	201.1	550
	S s-D 2	102.7	159.2	
	S s-D 3	86.7	202.6	
	S s-F 1	98.8	195.7	
	S s-F 2	104.8	258.1	
	S s-F 3	60.5	144.2	
	S s-N 1	174.2	381.8	
重畳時	S s-N 1	89.7	196.2	350

表2 隅角部を想定した相対変位量の算定結果
(断面④－断面③)

地震波		相対変位量 (mm)		許容限界 (mm)
		断面④ (d2(y)) －断面② (d1(y))	断面④ (d2(x)) －断面② (d1(x))	
地震時	S s-D 1	115.7	192.6	550
	S s-D 2	104.7	143.0	
	S s-D 3	90.4	177.6	
	S s-F 1	100.9	176.3	
	S s-F 2	110.9	221.6	
	S s-F 3	60.8	116.9	
	S s-N 1	176.9	341.6	
重畳時	S d-D 2	90.4	143.6	350

表3 隅角部を想定した相対変位量の算定結果
(断面②－断面③)

地震波		相対変位量 (mm)		許容限界 (mm)
		断面④ (d2(y)) －断面② (d1(y))	断面④ (d2(x)) －断面② (d1(x))	
地震時	S s-D 1	110.2	127.9	550
	S s-D 2	80.6	107.8	
	S s-D 3	98.2	120.3	
	S s-F 1	98.3	117.4	
	S s-F 2	125.6	156.1	
	S s-F 3	72.7	99.2	
	S s-N 1	179.6	213.3	
重畳時	S d-D 2	93.8	156.8	350

- 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
- 6.3.12 防潮堤取り合い部の耐震・強度に関する補足説明

目次

1. 概要	1
2. 評価方針	17
3. 評価対象	19
4. 固有周期の計算	20
4.1 RC壁	20
4.2 鋼板	31
5. 荷重及び荷重の組合せ	46
5.1 荷重の設定	46
5.2 荷重の組合せ	48
5.3 設計用地震力	52
6. 評価方法及び材料諸元	60
6.1 RC壁	60
6.2 鋼板	72
6.3 アンカーボルト	82
7. 評価結果	94
7.1 評価結果	94
7.2 断面力図等	102

1. 概要

杭基礎構造防潮壁の防潮堤との取り合い部については、防潮堤背面補強工から張り出した鉄筋コンクリート壁（以下、RC壁という。）に鋼板を取り付け、防潮壁との間に止水ジョイントを取り付けることで、止水性を確保する。なお、RC壁と鋼板間は無収縮モルタルにより充填し、一体性と止水性を確保する。また、防潮堤背面補強工部（RC壁）との接続部には止水シール材を設置することで止水性を確保する。詳細は「5.27 杭基礎防潮壁への津波流入に対する津波バウンダリの詳細について」に示す。

本書では、防潮堤背面補強工から張り出したRC壁及び鋼板の構造強度について示す。防潮堤との取り合い部の位置を図1-1に、構造概要を図1-2に、構造図及び配筋概要図を図1-3～図1-8に、アンカーボルトの概要を図1-9に、RC壁下部の止水対策の概要を図1-10に示す。なお、RC壁下部のボイリングに対する評価結果は参考資料4に示す。

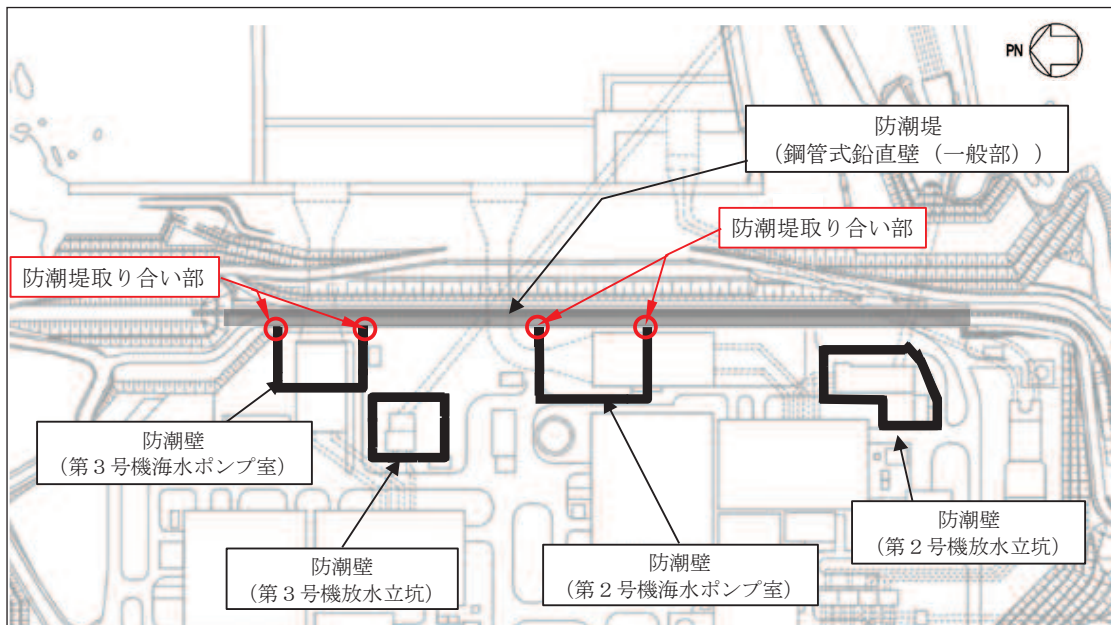


図1-1 防潮堤取り合い部の配置図

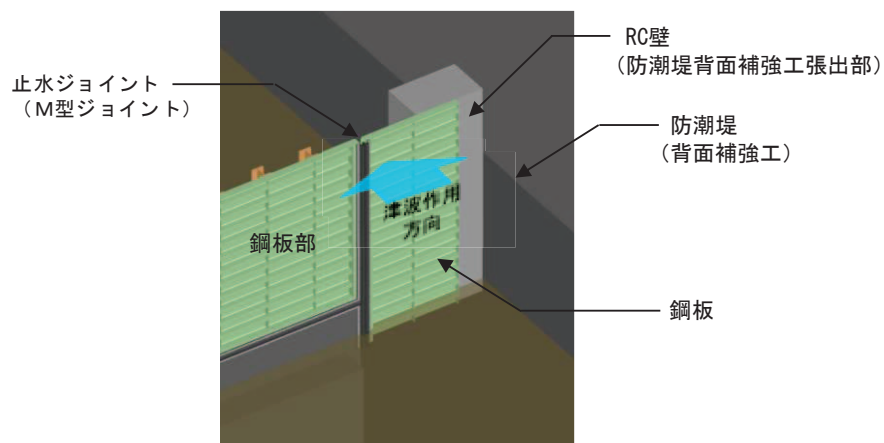
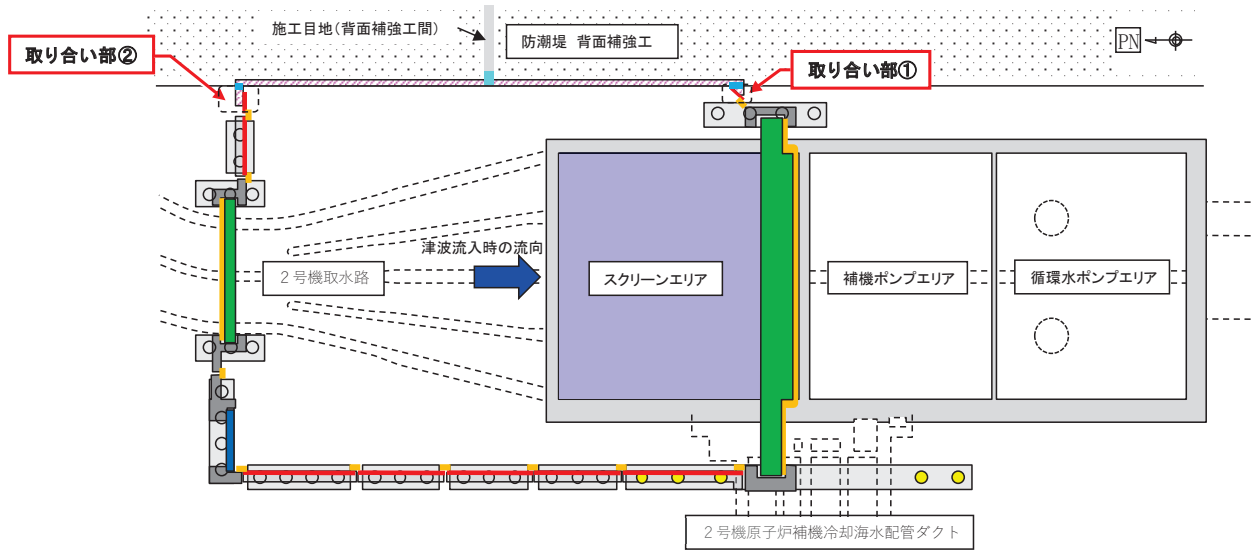
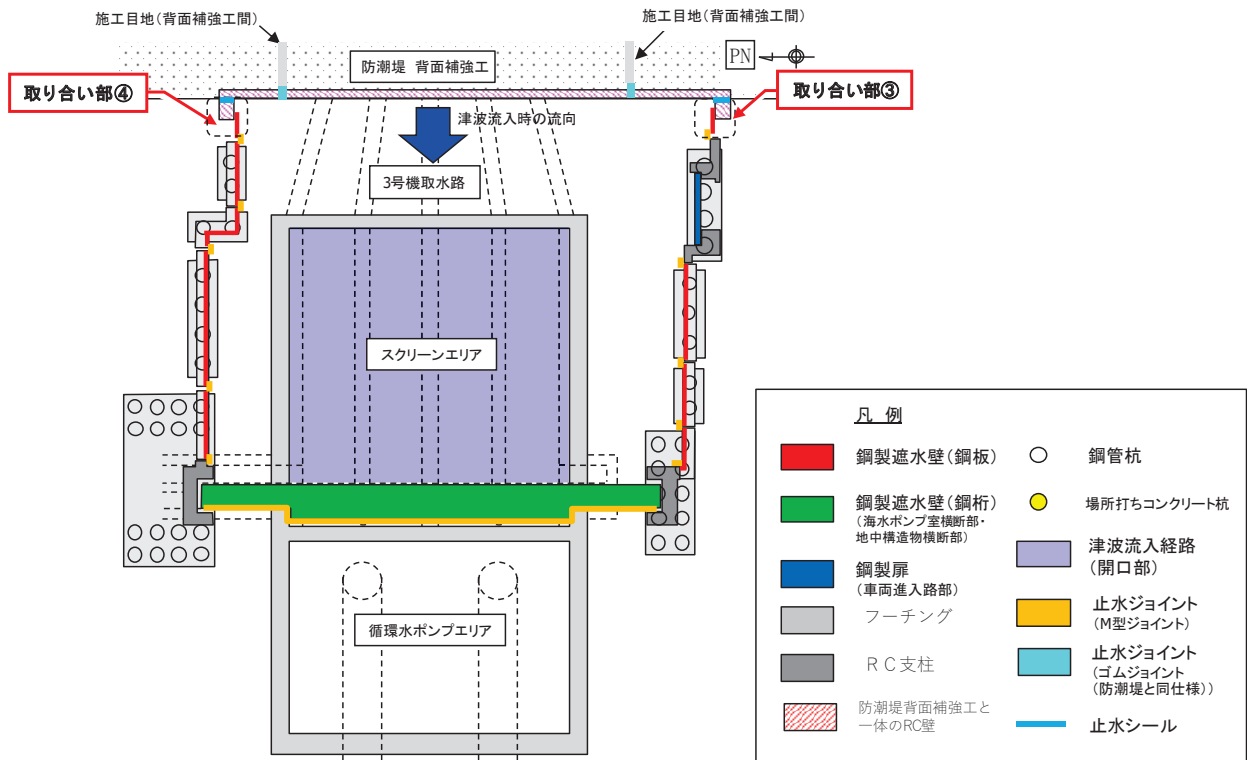


図1-2(1) 防潮堤取り合い部の構造概要



(第2号機海水ポンプ室)

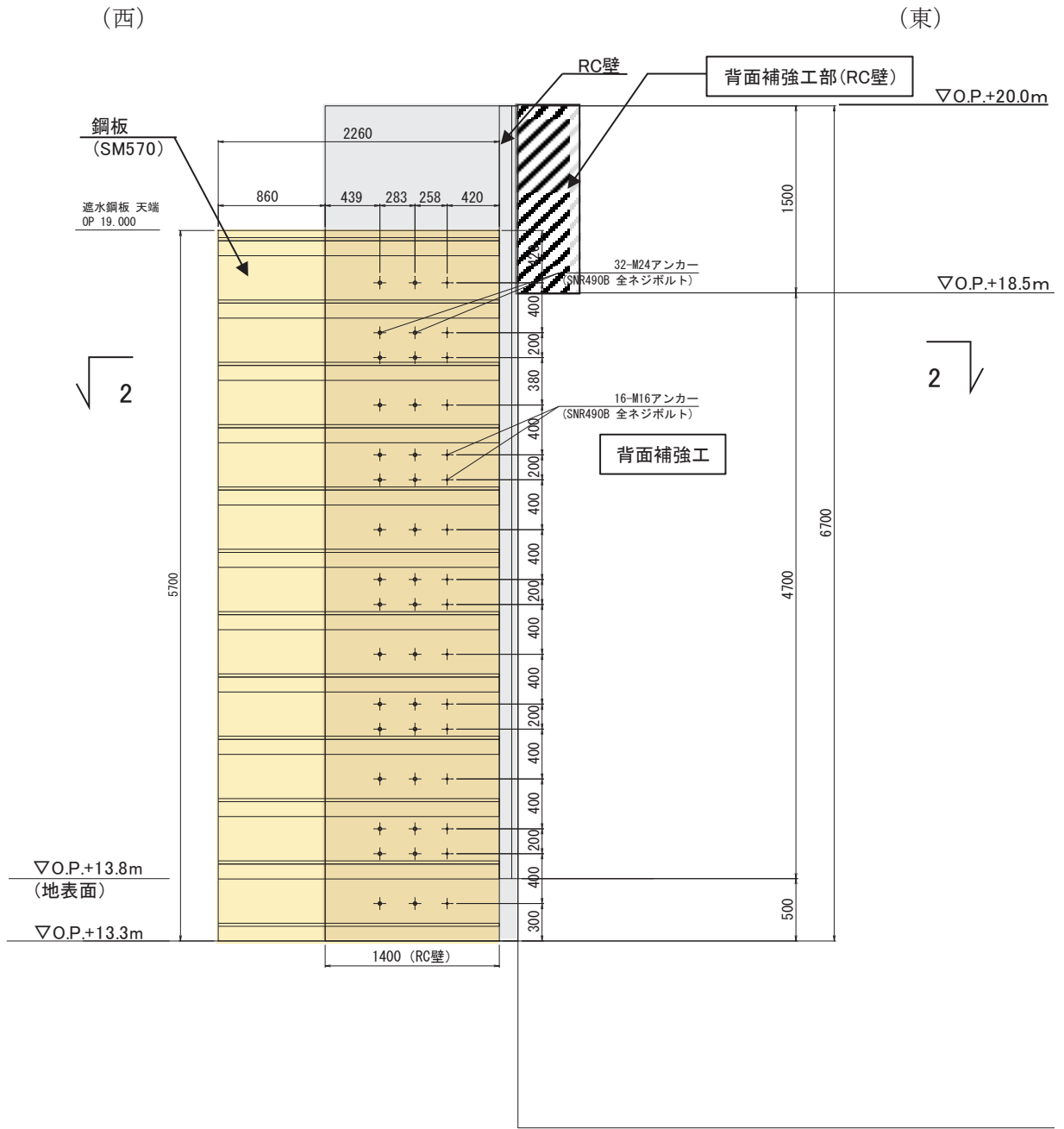


凡例

	鋼製遮水壁(鋼板)		鋼管杭
	鋼製遮水壁(鋼桁) (海水ポンプ室横断部・ 地中構造物横断部)		場所打ちコンクリート杭
	鋼製扉 (車両進入路部)		津波流入経路 (開口部)
	フーチング		止水ジョイント (M型ジョイント)
	R C 支柱		止水ジョイント (ゴムジョイント (防潮堤と同仕様))
	防潮堤背面補強工と 一体のRC壁		止水シール

(第3号機海水ポンプ室)

図1-2(2) 防潮堤取り合い部の構造概要
(平面配置)

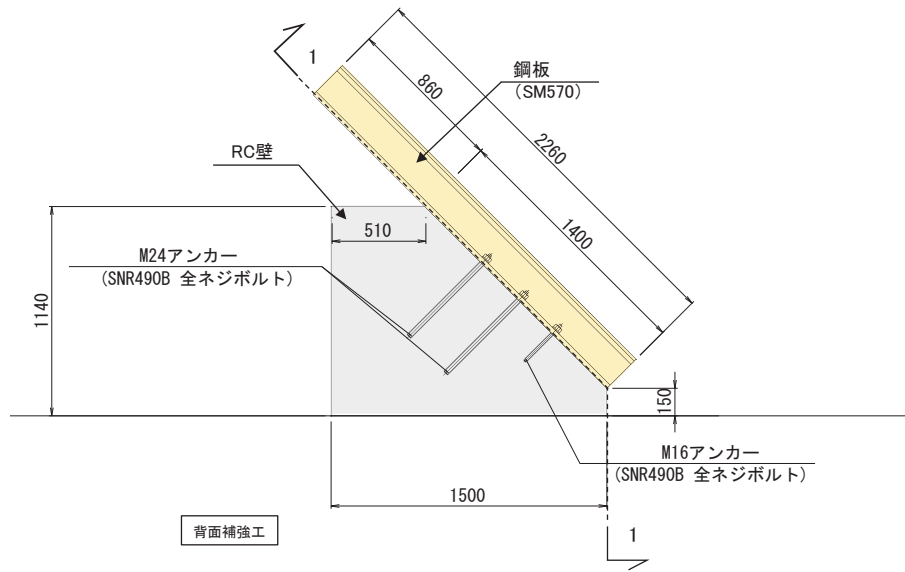


(正面図：1-1 断面)

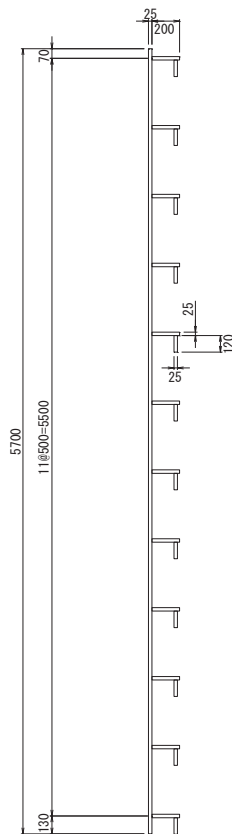
図 1-3(1) 防潮堤取り合い部の構造概要図
(取り合い部①)

(南)

(北)

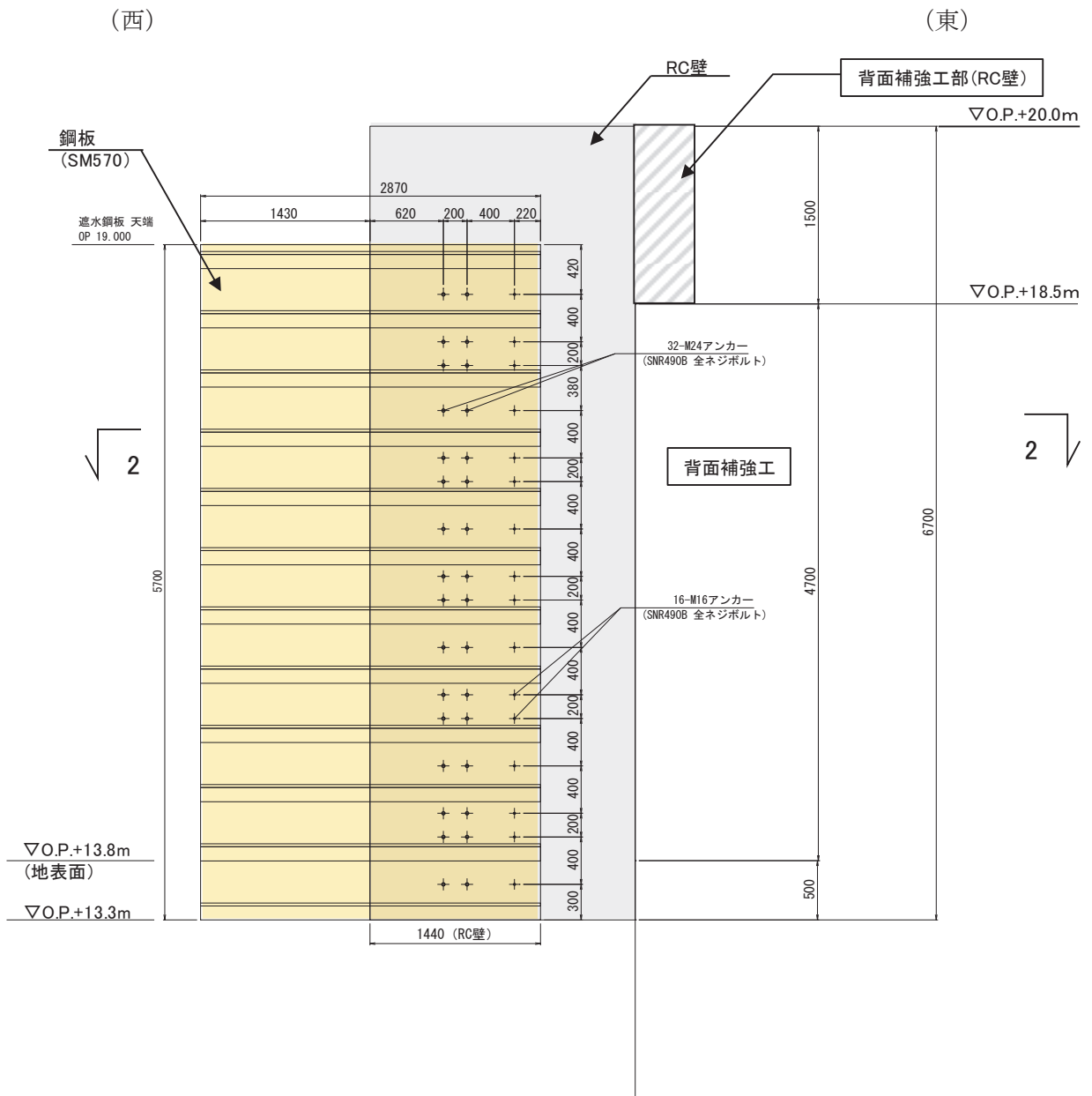


(平面図：2-2 断面)



(鋼板断面図)

図 1-3(2) 防潮堤取り合い部の構造概要図 (取り合い部①)



(正面図：1-1 断面)

図1-4(1) 防潮堤取り合い部の構造概要図
(取り合い部②)

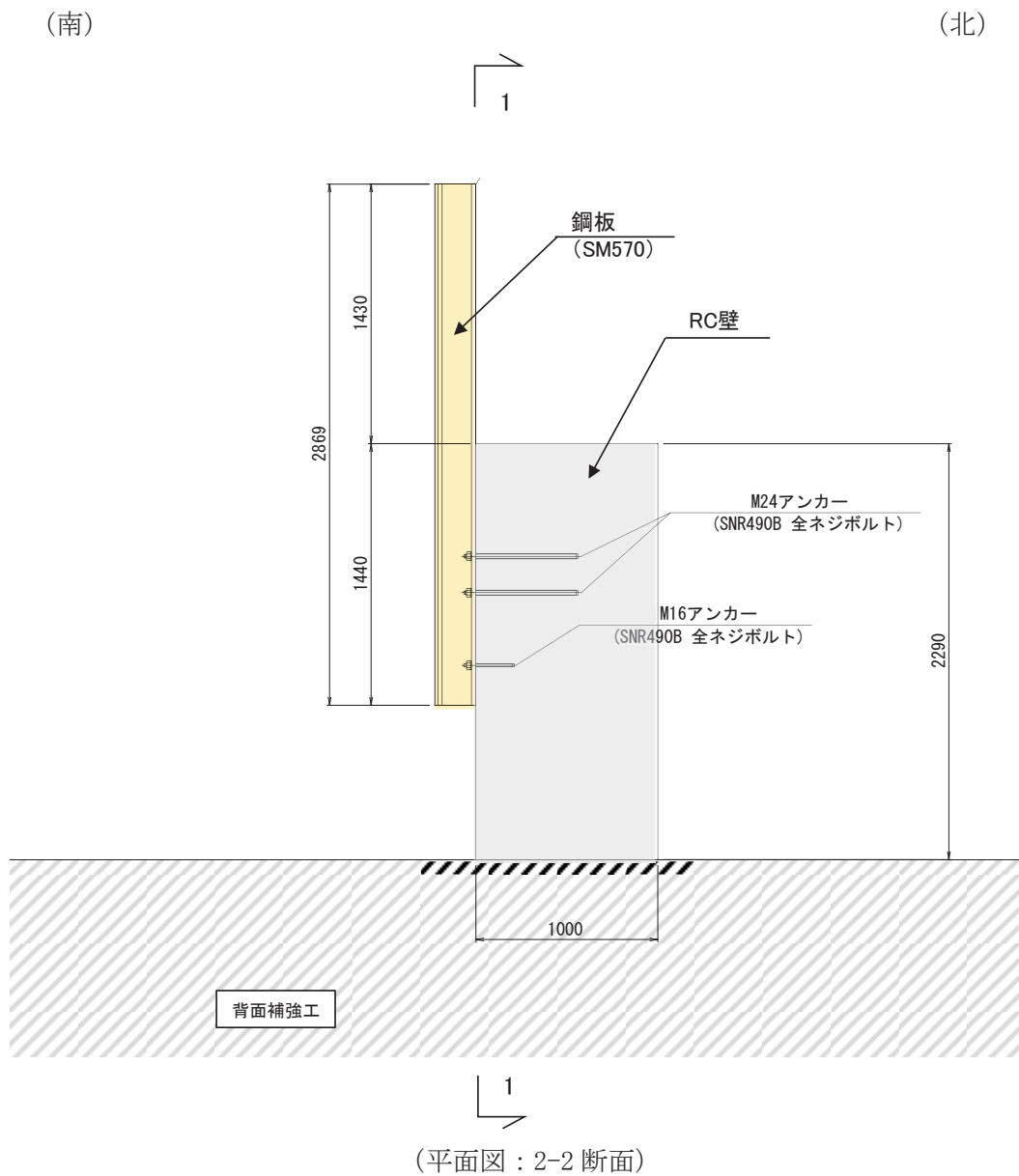
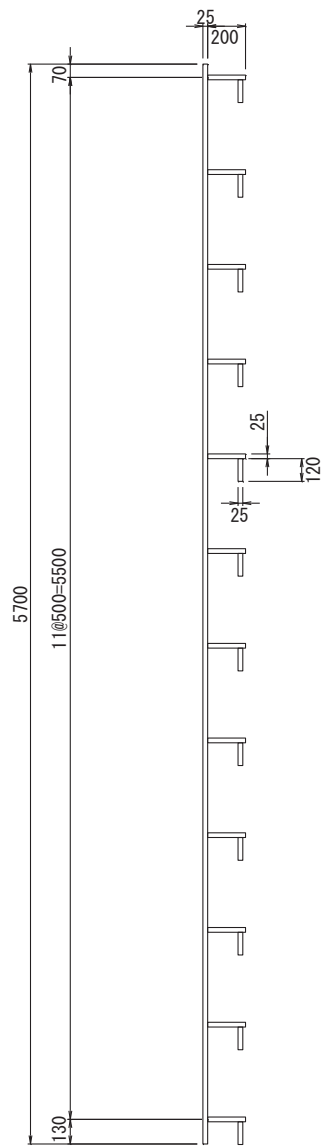
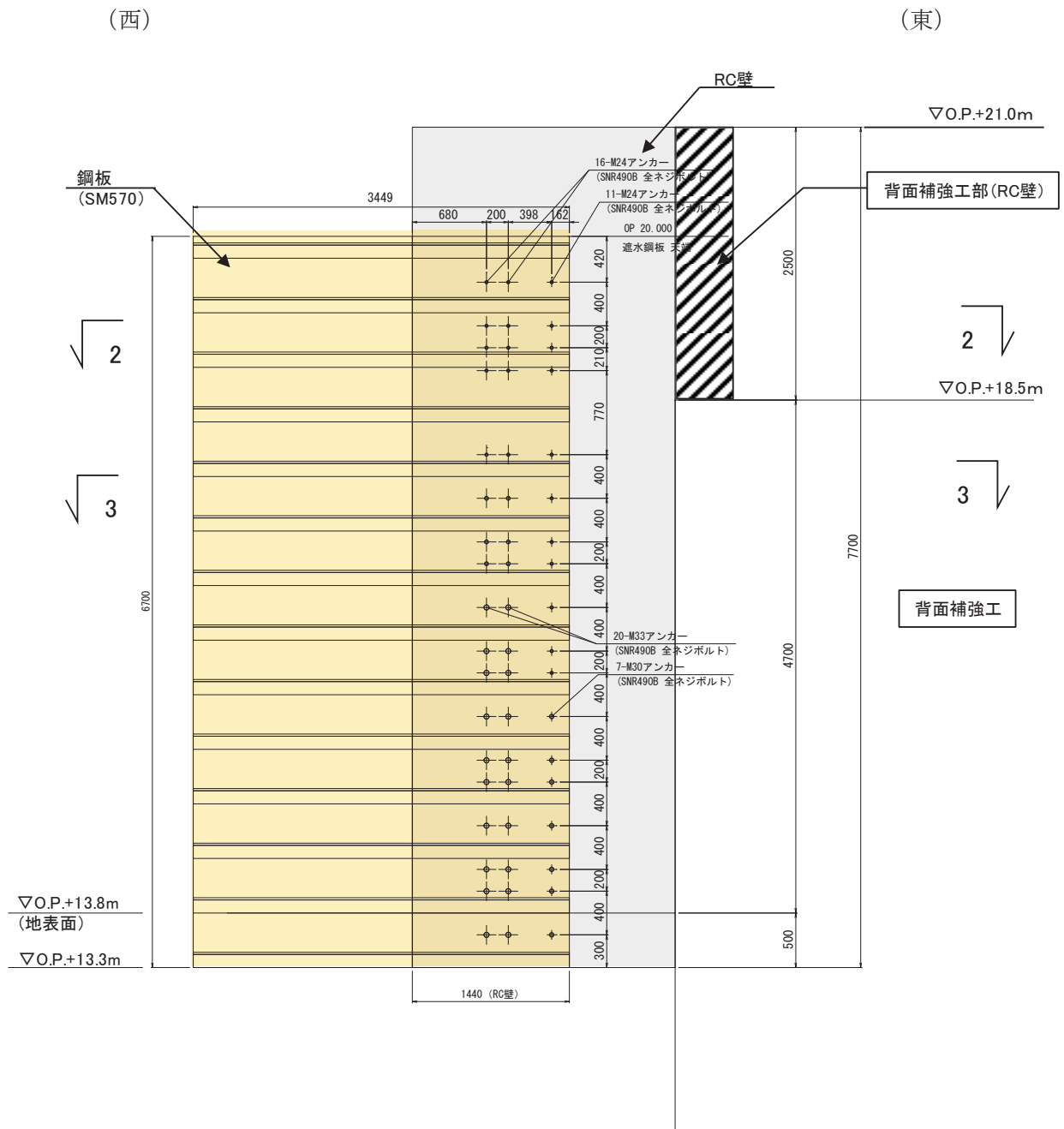


図 1-4 (2) 防潮堤取り合い部の構造概要図
(取り合い部②)



(鋼板断面図)

図 1-4(3) 防潮堤取り合い部の構造概要図
(取り合い部②)



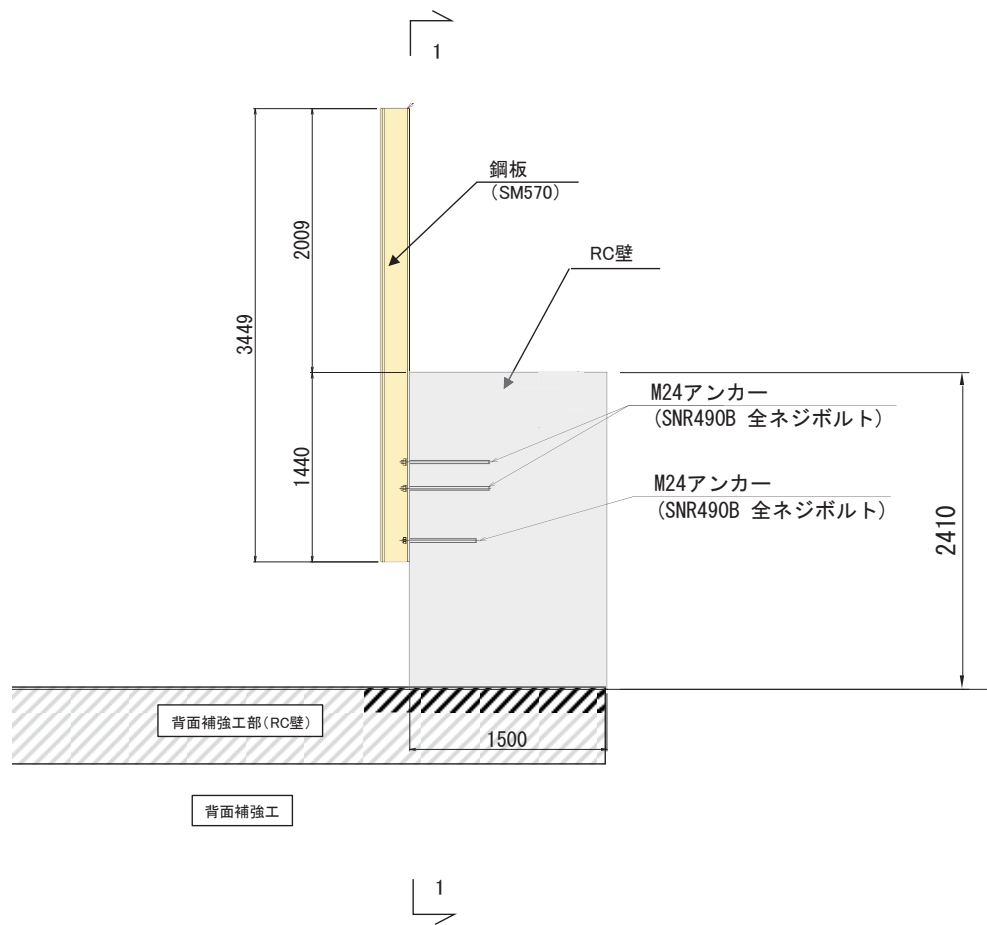
(正面図 : 1-1 断面)

図 1-5(1) 防潮堤取り合い部の構造概要図

(取り合い部③・④ : 取り合い部④の例)

(南)

(北)



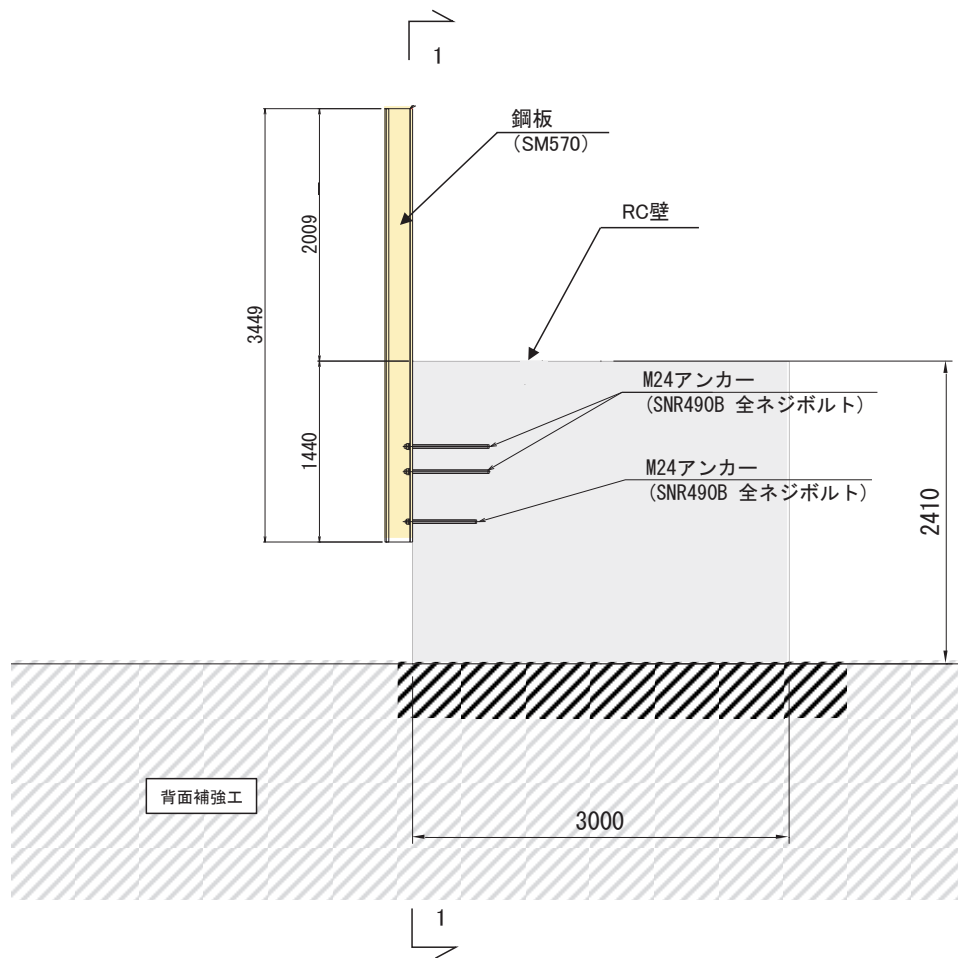
(平面図：2-2 断面)

図 1-5 (2) 防潮堤取り合い部の構造概要図

(取り合い部③・④：取り合い部④の例)

(南)

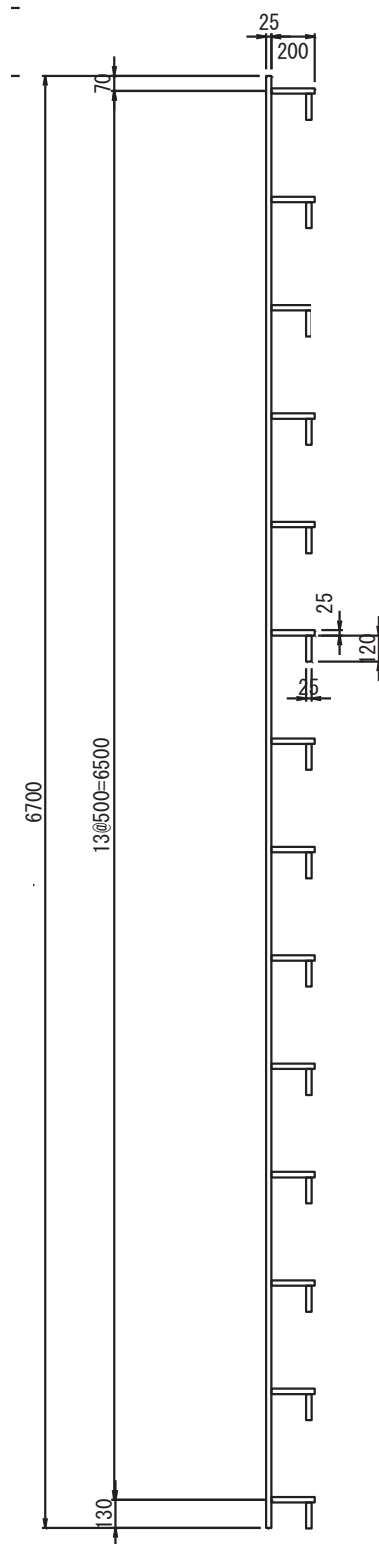
(北)



(平面図：3-3断面)

図1-5(3) 防潮堤取り合い部の構造概要図

(取り合い部③・④：取り合い部④の例)



(鋼板断面図)

図 1-5(4) 防潮堤取り合い部の構造概要図
 (取り合い部③・④：取り合い部④の例)

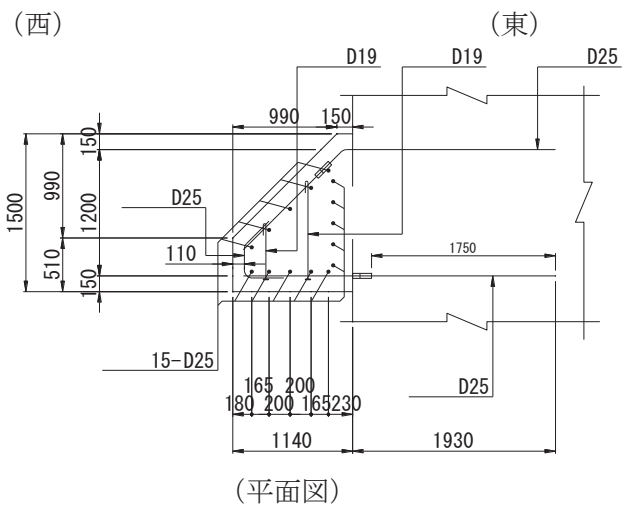
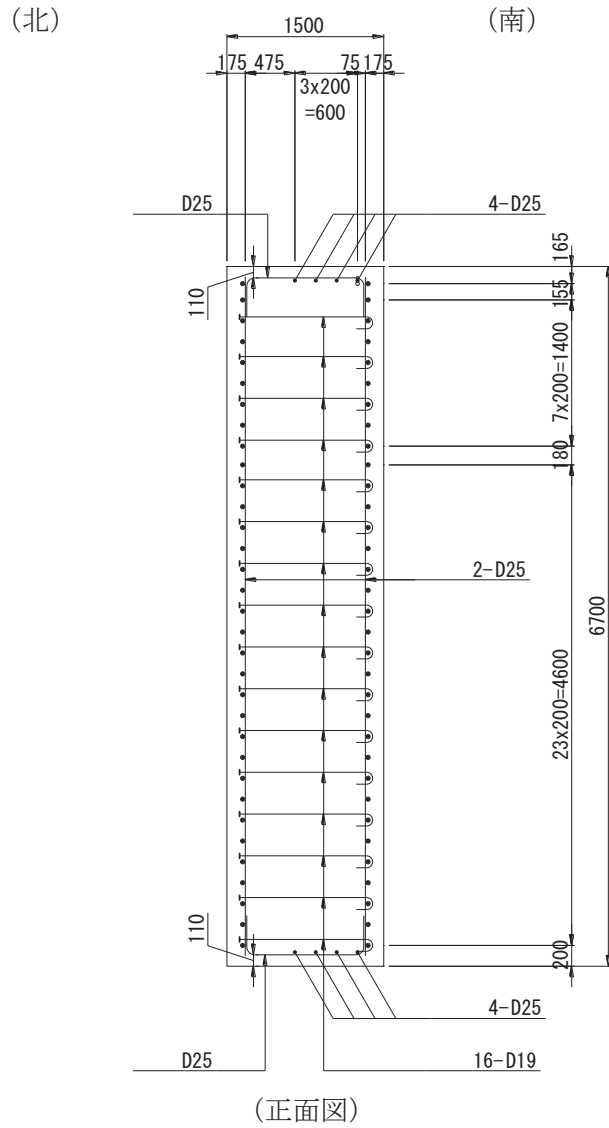


図 1-6 RC 壁の配筋概要図 (取り合い部①)

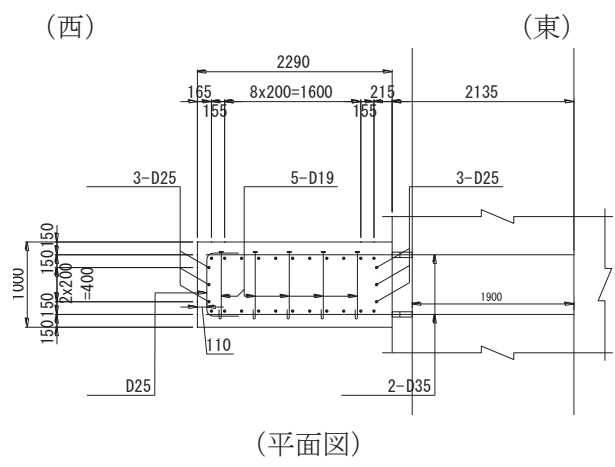
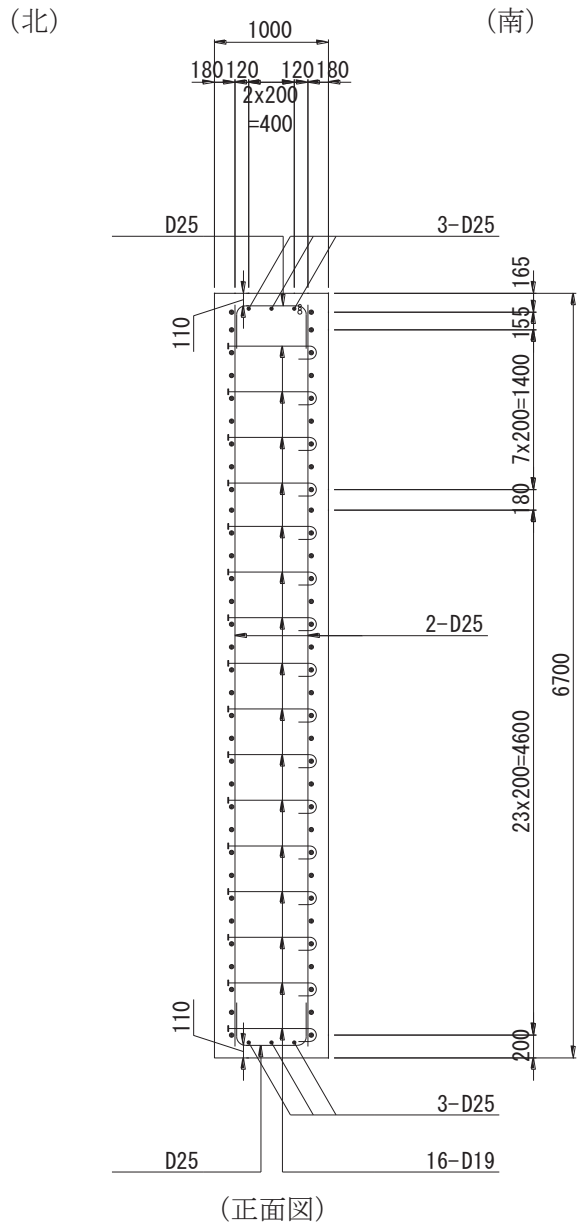
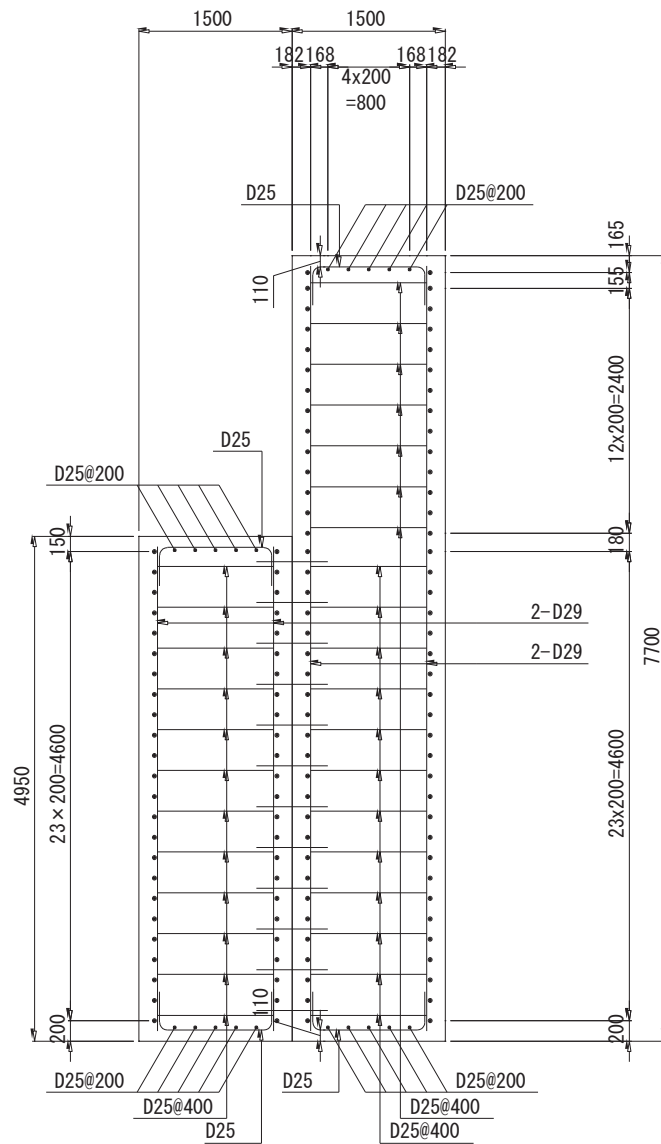


図 1-7 RC 壁の配筋概要図 (取り合い部②)
6.3.12-13

(北)

(南)

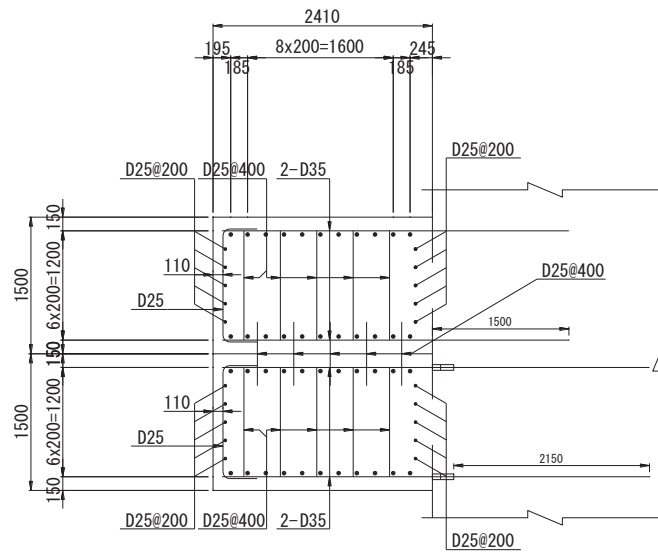


(正面図)

図 1-8 (1) RC 壁の配筋概要図
(取り合い部③・④ : 取り合い部④の例)

(西)

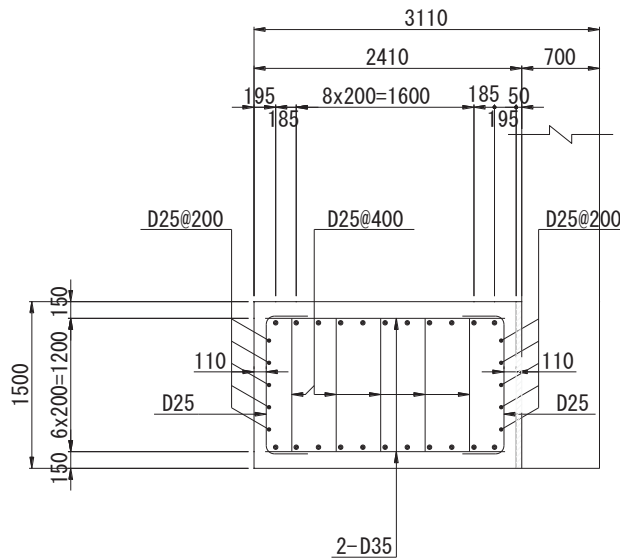
(東)



(平面図：壁厚 3m 部)

(西)

(東)



(平面図：壁厚 1.5m 部)

図 1-8 (2) RC 壁の配筋概要図
(取り合い部③・④：取り合い部④の例)

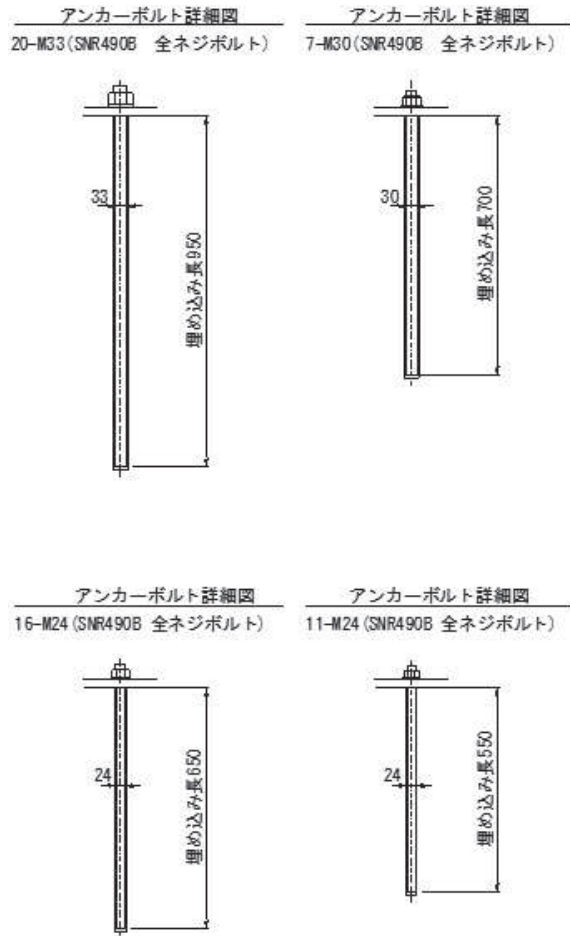


図 1-9 アンカーボルトの構造図
(取り合い部④の例)

追而

図 1-10 取り合い部下部の概要

2. 評価方針

防潮堤張り出し部の構造強度評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に準じ、固有周期に基づく設計用地震力による応力が許容限界以下であることを確認することで実施する。

防潮堤張り出し部の評価項目を表 2-1 に、評価フローを図 2-1 に示す。

なお、防潮堤取り合い部（RC 壁）との接続部に設置する止水シール材については、「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」で止水性を確認したシール材と同仕様のシール材を設置することから、当該シール材は引張強度（最大強度）100 %の伸び性能が許容値とすると、継ぎ目幅相当の伸び性能（50mm）を有する。同一基礎（背面補強工）に支持されている剛体の RC 壁間に有意な変位差は生じないと考えられるため、「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」に示す鋼製遮水壁（鋼桁）を代表に確認した変形性能評価で代表される。

表 2-1 防潮堤張り出し部の評価項目

部位	評価方法	許容限界
RC 壁	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
鋼板	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
アンカーボルト	引張力，せん断力が許容限界以下であることを確認	短期許容引張力 短期許容せん断力

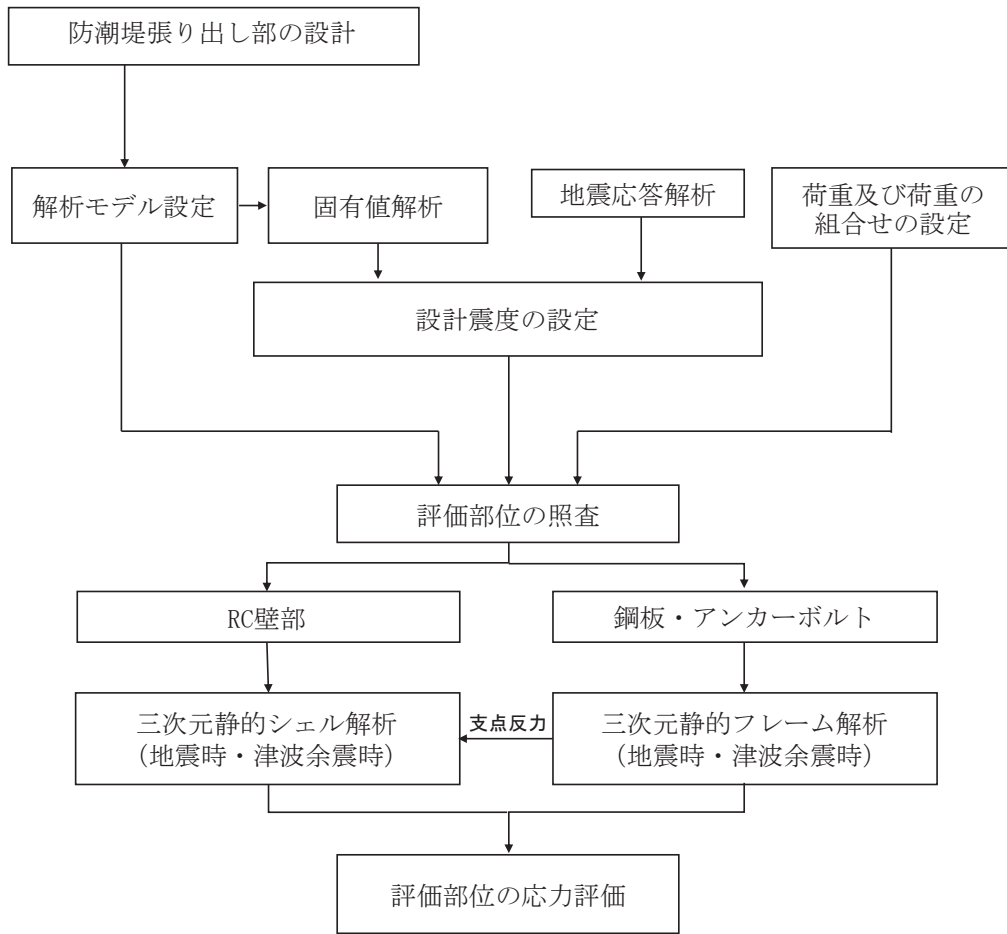


図 2-1 防潮堤取り合い部の評価フロー

3. 評価対象

防潮堤取り合い部の構造は、防潮堤背面補強工から張り出した RC 壁と鋼板及びそれらを接合するアンカーボルトで構成されていることから、これらの部材を評価対象とする。

評価断面は、防潮堤取り合い部の弱軸方向となる壁軸直交方向（防潮堤縦断方向）とし、評価ケースは、津波作用方向（防潮壁の内→外方向）において、鋼板が RC 壁に受圧する構造であり、地震時荷重よりも重畳時荷重が卓越するため、耐震評価における津波作用方向（防潮壁の内→外方向）は、強度評価に包含されることから評価を省略する。

また、取り合い部①・②及び取り合い部③・④については、それぞれ津波水位等が同じで鋼板及び RC 壁の構造仕様が同様であるが、構造上、鋼板の張り出し長（RC 壁先端からの張出長さ）の長さが異なるため、設計用地震力が同じ場合、張り出し長が大きいほど、慣性力や津波荷重により生じる断面力等が大きくなることから、それぞれの断面位置での地震力を包含する設計用地震力を用い、取り合い部①・②においては取り合い部②、取り合い部③・④においては取り合い部④にて評価を行うことで、評価を代表させる。

なお、取り合い部①と②では、鋼板やアンカーボルト仕様は同様であるが、張り出し長とアンカーボルト配置が異なる。ただし、張り出し長が大きく作用荷重が大きくなる取り合い部②の方が、1 本当たりのアンカーボルトに生じる荷重は大きくなると考えられるため、取り合い部②の評価で代表する。

評価ケースの整理を表 3-1 に示す。また、評価対象断面の整理を表 3-2 に示す。

表 3-1 評価ケースの整理

評価ケース	荷重作用方向	
	内→外	外→内
地震時	—	○
重畳時	○	—

表 3-2 評価対象断面の整理

断面	設計用津波水位	天端高さ		張出長 (mm)	評価対象断面
		RC 壁	鋼板		
取り合い部 ①	0. P. +18. 6m (2 号機海水ポンプ室)	0. P. +20. 0m	0. P. +19. 0m	861	
取り合い部 ②	0. P. +18. 6m (2 号機海水ポンプ室)	0. P. +20. 0m	0. P. +19. 0m	1429	○
取り合い部 ③	0. P. +19. 5m (3 号機海水ポンプ室)	0. P. +21. 0m	0. P. +20. 0m	1659	
取り合い部 ④	0. P. +19. 5m (3 号機海水ポンプ室)	0. P. +21. 0m	0. P. +20. 0m	2009	○

4. 固有周期の計算

4.1 RC 壁

(1) 解析モデル

RC 壁の固有周期の算定用モデルは、6.1 節で後述する構造解析モデル同様に、部材を線形シェル要素でモデル化し、防潮堤背面補強工との接合部の境界条件は、固定条件にてモデル化する。鋼板については、鋼板重量を RC 壁先端部に付加質量として考慮する。なお、回転慣性の影響は RC 壁の全長に対して鋼板の張り出し長が短く、重量も軽いため、軽微と考えられるため考慮しないが、その影響確認結果につちえは本節巻末に示す。

RC 壁の固有周期の算定用モデルを図 4.1-1 に示す。

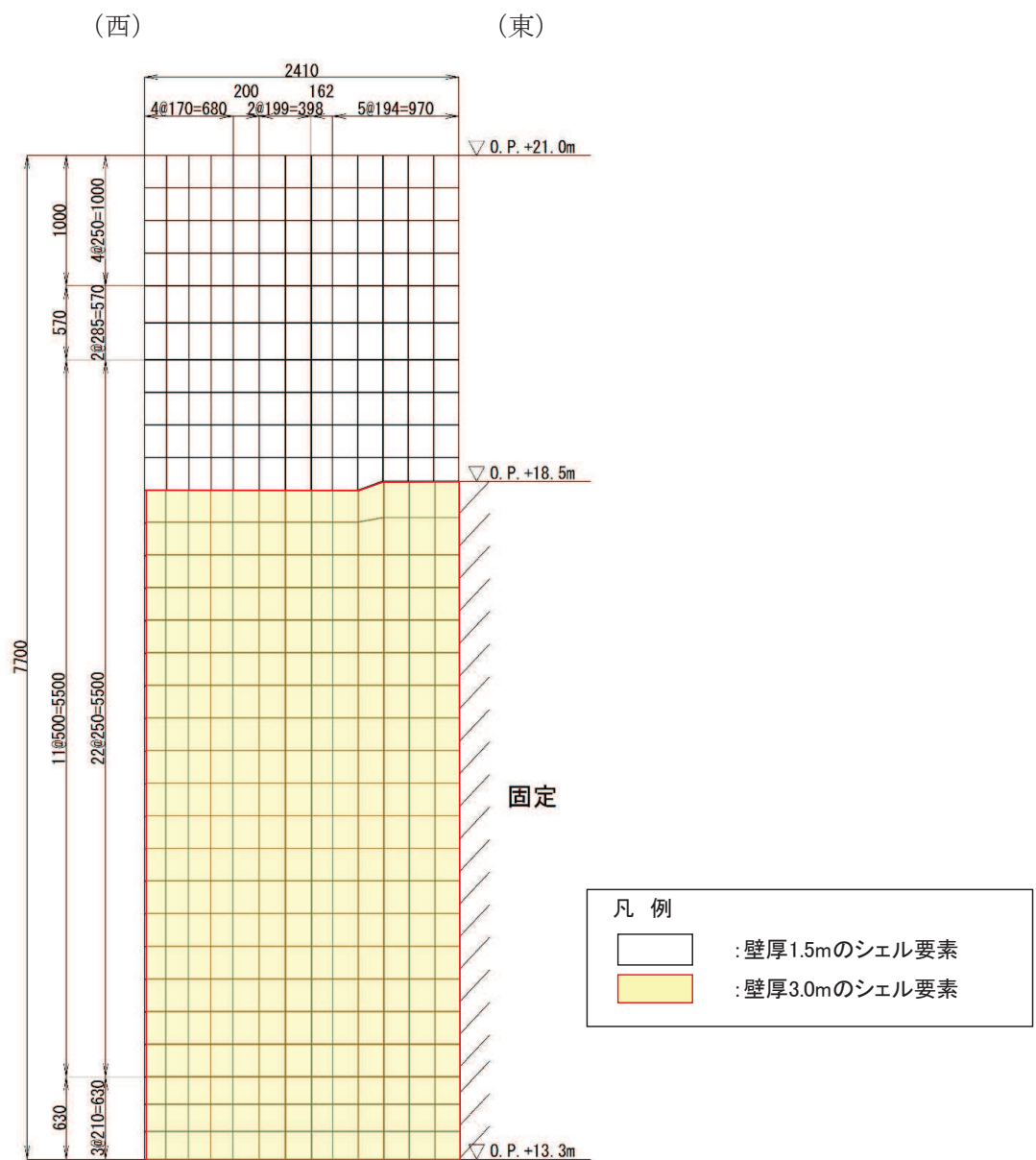


図 4.1-1 固有値解析モデル (RC 壁)

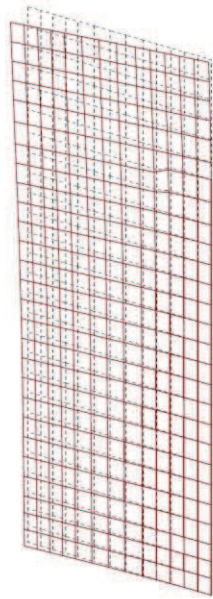
(取り合い部④の例)

(2) 計算結果

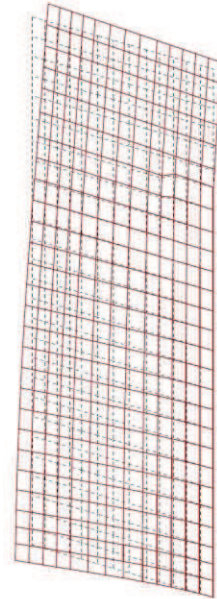
RC壁の固有周期の計算結果を表4.1-1～表4.1-3に、固有値解析結果のモード図を図4.1-2～図4.2-3に示す。固有周期は、0.05s以下であることから、剛構造である。

表4.1-1 固有値解析結果（取り合い部②）

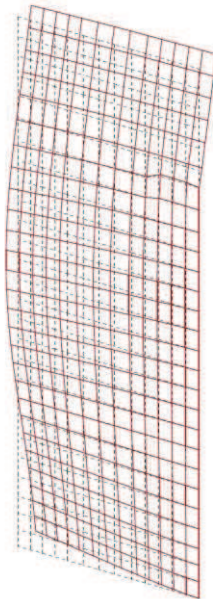
	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)			刺激係数			備考
		T _x	T _y	T _z	β_x	β_y	β_z	
1	60.12	0	0	62	0.00	0.00	5.32	1次として採用
2	75.66	0	0	71	0.00	0.00	2.03	—
3	111.75	0	0	72	0.00	0.00	-0.60	—
4	117.76	8	42	72	1.91	4.39	0.00	—
5	169.03	8	42	73	0.00	0.00	0.94	—
6	192.29	17	69	73	2.07	-3.45	0.00	—
7	230.06	17	69	76	0.00	0.00	1.08	—
8	263.87	34	83	76	2.81	-2.59	0.00	—
9	293.66	84	86	76	4.75	1.20	0.00	—
10	297.41	84	86	77	0.00	0.00	-0.57	—



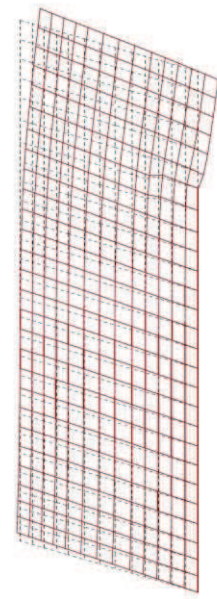
1次モード $f_1=60.117$ Hz



2次モード $f_2=75.657$ Hz

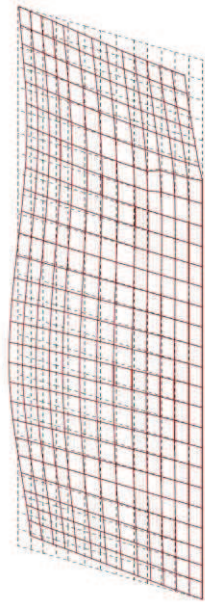


3次モード $f_3=111.752$ Hz

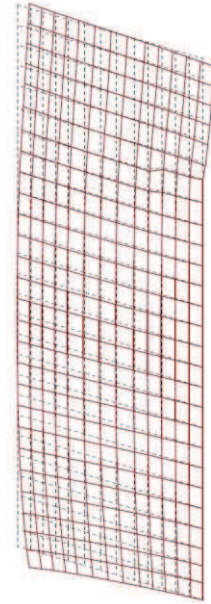


4次モード $f_4=117.761$ Hz

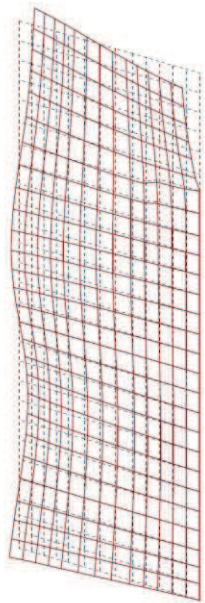
図 4.1-2(1) 固有値解析結果 (取り合い部② : モード図 (1/3))



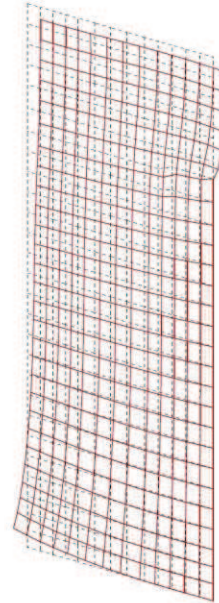
5次モード $f_5=169.033$ Hz



6次モード $f_6=192.286$ Hz

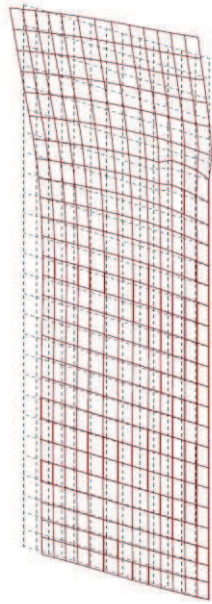


7次モード $f_7=230.064$ Hz

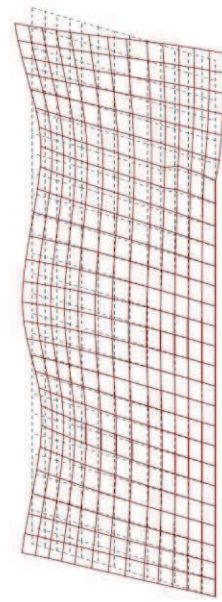


8次モード $f_8=263.873$ Hz

図 4.1-2(2) 固有値解析結果 (取り合い部② : モード図 (2/3))



9次モード $f_9=293.656$ Hz

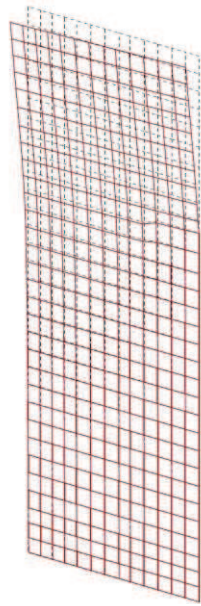


10次モード $f_{10}=297.407$ Hz

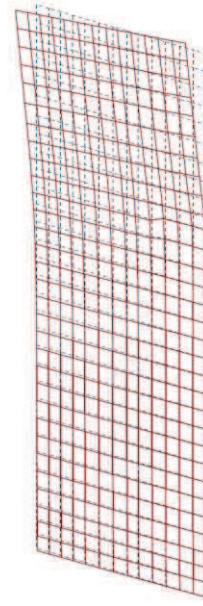
図 4.1-2(3) 固有値解析結果 (取り合い部② : モード図 (3/3))

表 4.1-2 固有値解析結果（取り合い部④）

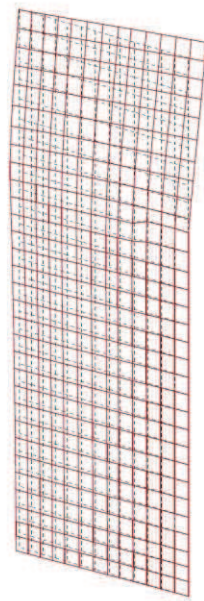
	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)			刺激係数			備考
		T x	T y	T z	β x	β y	β z	
1	73.39	0	0	26	0.00	0.00	5.90	1次として採用
2	87.70	14	13	26	-4.35	-4.19	0.00	—
3	130.69	14	13	56	0.00	0.00	6.36	—
4	165.29	14	13	80	0.00	0.00	-5.58	—
5	170.40	16	80	80	-1.51	9.40	0.00	—
6	199.47	16	80	82	0.00	0.00	-1.50	—
7	242.11	17	80	82	1.14	0.00	0.00	—
8	249.42	44	82	82	-6.06	1.95	0.00	—
9	284.10	44	82	82	0.00	0.00	-0.40	—
10	324.73	85	83	82	-7.33	-0.77	0.00	—



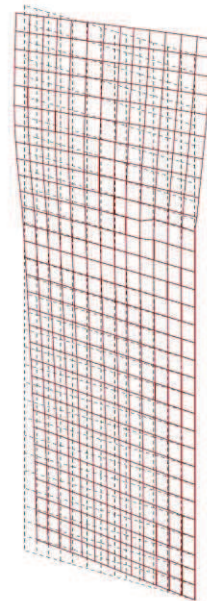
1次モード $f_1=73.394$ Hz



2次モード $f_2=87.702$ Hz

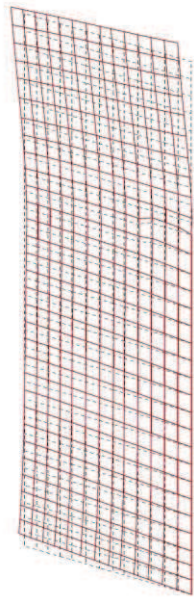


3次モード $f_3=130.692$ Hz

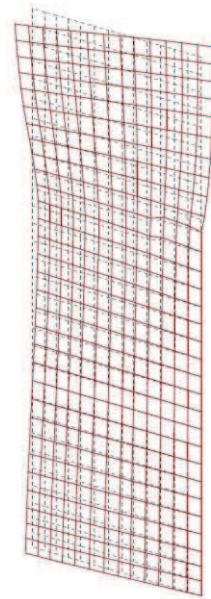


4次モード $f_4=165.292$ Hz

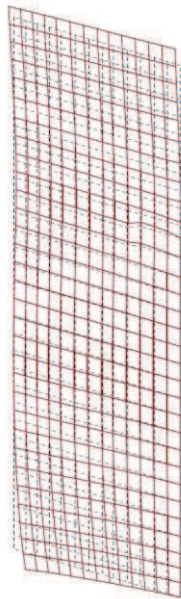
図 4.1-3(1) 固有値解析結果 (取り合い部④ : モード図 (1/3))



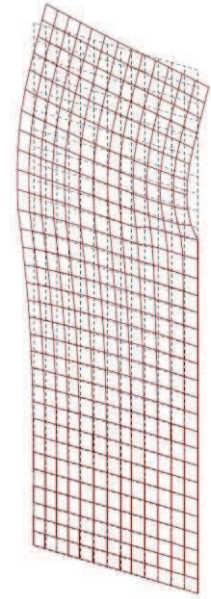
5次モード $f_5=170.397$ Hz



6次モード $f_6=199.468$ Hz

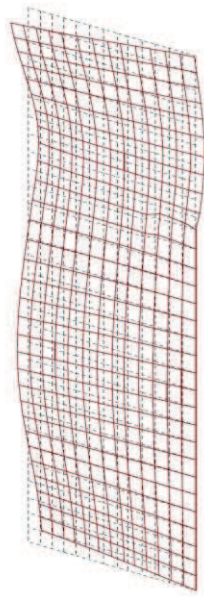


7次モード $f_7=242.106$ Hz

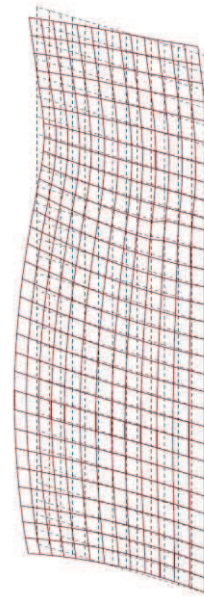


8次モード $f_8=249.422$ Hz

図 4.1-3(2) 固有値解析結果 (取り合い部④ : モード図 (2/3))



9次モード $f_9=284.095$ Hz



10次モード $f_{10}=324.731$ Hz

図 4.1-3(3) 固有値解析結果 (取り合い部④ : モード図 (3/3))

表 4.1-4 固有周期の計算結果 (まとめ)

評価対象断面	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
取り合い部②	60	0.017
取り合い部④	73	0.014

(鋼板の回転慣性の影響について)

RC 壁の固有値解析において、鋼板の回転慣性の影響について確認する。

回転慣性の影響を考慮するモデルの概念図を図 4.1-4 に示す。回転慣性考慮モデルでは、RC 壁先端からの鋼板重心位置までの距離を回転アーム長 $L=1.0\text{m}$ (取り合い部②) ~ 1.5m (取り合い部④)として考慮する。

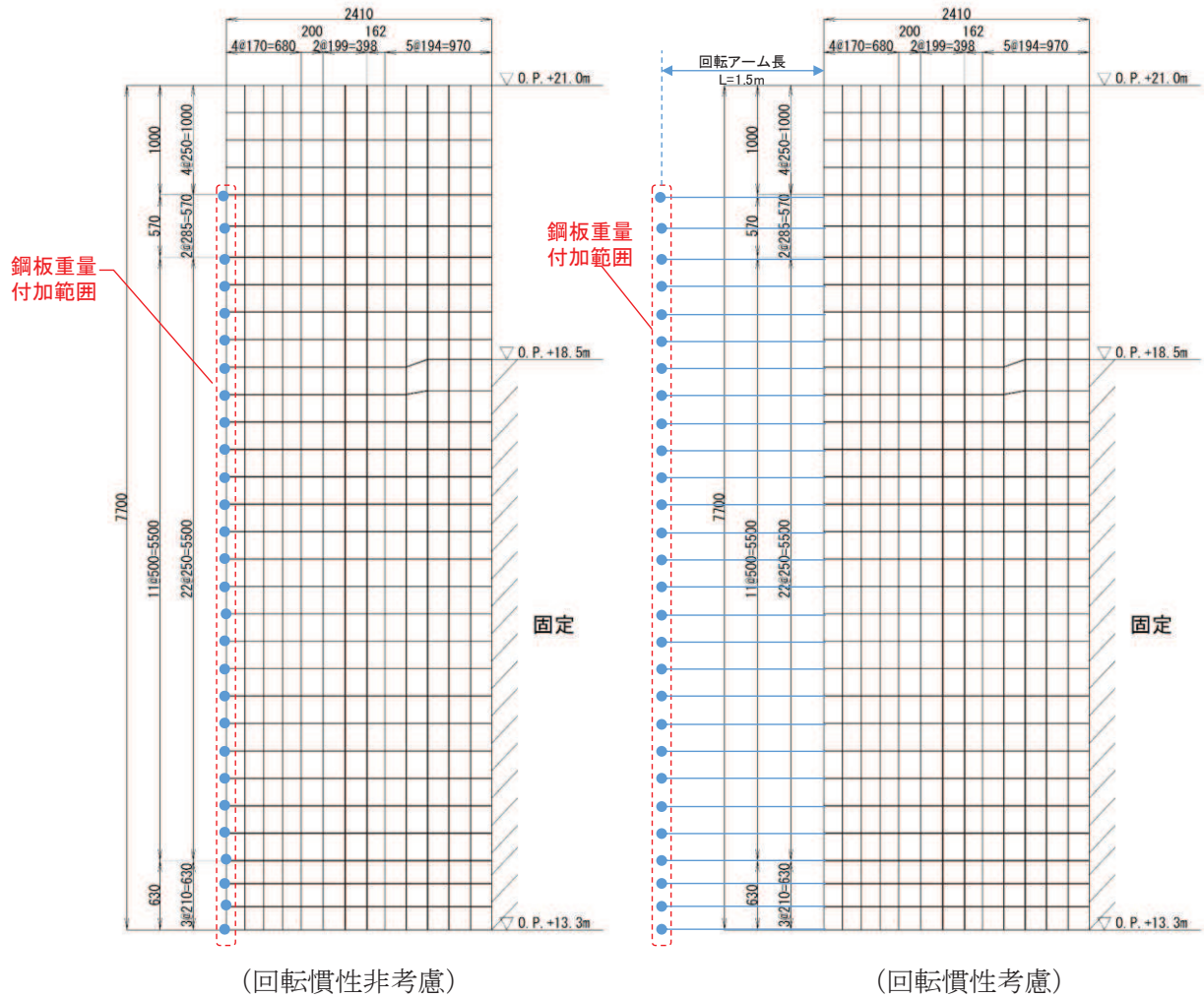


図 4.1-4(1) 回転慣性の影響を考慮した固有値解析モデルの概念図
(取り合い部④の例)

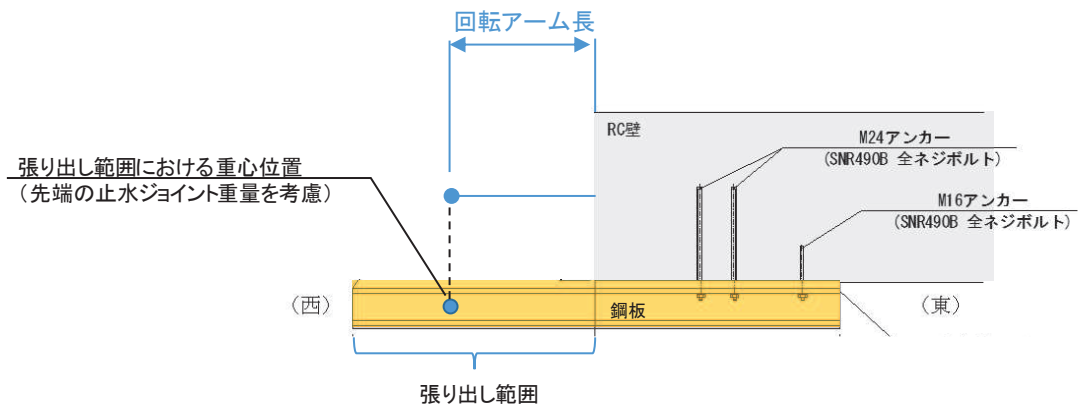


図 4.1-4 (2) 回転慣性の影響を考慮した固有値解析モデルの概念図
(取り合い部④の例)

固有値解析の結果を表 4.1-5 に示す。固有値解析の結果、僅かに固有周期が長くなったが、0.05s 以下であり、影響は軽微であることを確認した。

表 4.1-5 回転慣性の影響を考慮した固有値解析結果の比較

評価対象断面	解析ケース	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
取り合い部②	回転慣性 非考慮	60	0.017
	回転慣性 考慮	58	0.018
取り合い部④	回転慣性 非考慮	74	0.014
	回転慣性 考慮	74	0.014

4.2 鋼板

(1) 解析モデル

鋼板の固有周期の算定用モデルは、6.2 節で後述する構造解析モデル同様に、鋼板を線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。

RC 壁との接合部の境界条件は、図 4.2-1 に示すよう、鋼板が RC 壁に押し付けられるような状態においては、コンクリート面が抵抗し、鋼板が RC 壁から離れるような状態においては、アンカーボルトが抵抗すると考えられる。3. 評価対象に示すとおり、地震時は防潮壁の外→内方向を、重畳時は内→外方向を評価対象とすることから、地震時の評価を想定した固有値解析モデルにおいては RC 壁との接触面にコンクリートの圧縮抵抗を模擬したばね要素を、重畳時の評価を想定した固有値解析モデルにおいてはアンカーボルト位置にアンカーボルトの引張抵抗を模擬したばね要素を設ける。

鋼板の固有周期の算定用モデルを図 4.2-2 に示す。

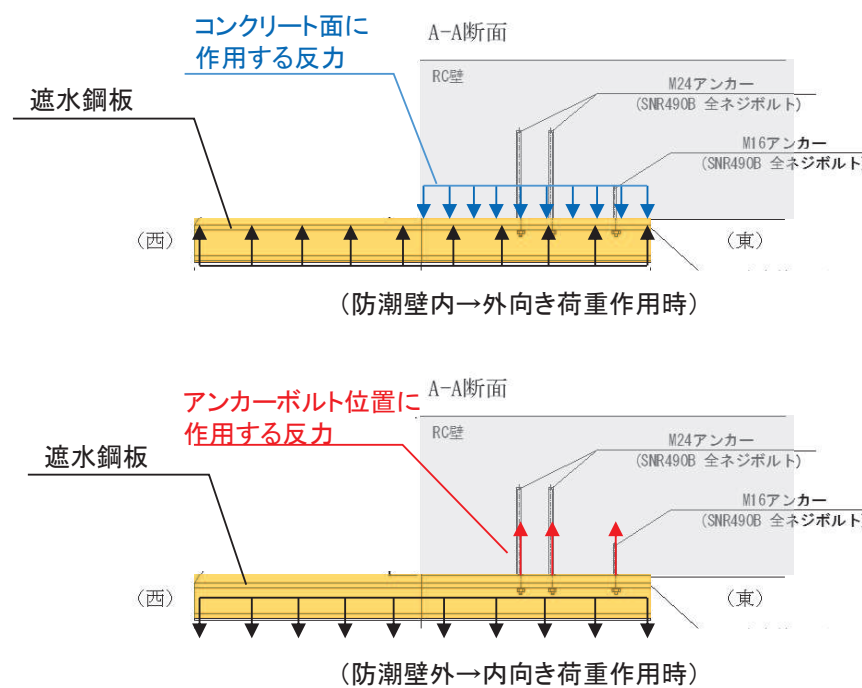


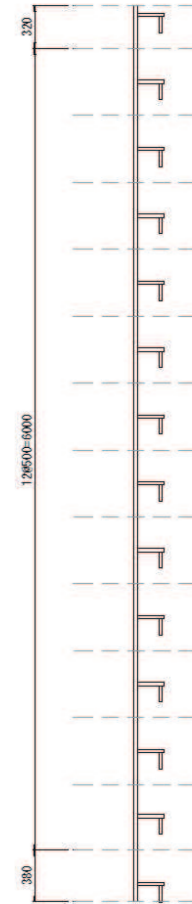
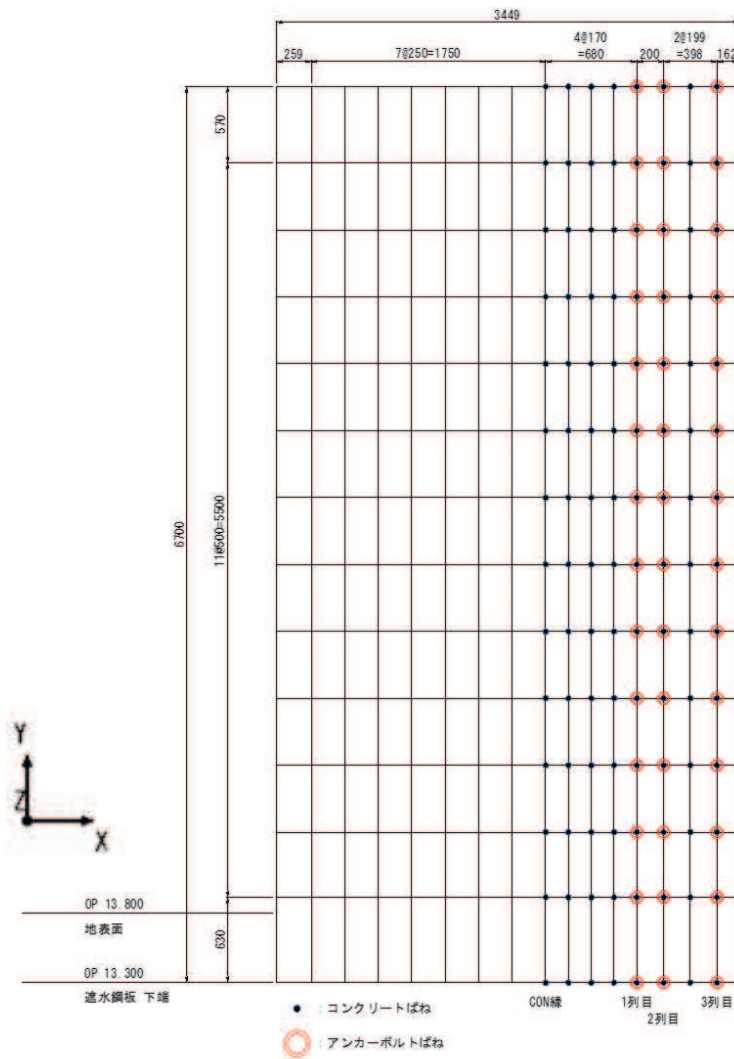
図 4.2-1 遮水鋼板と RC 壁の荷重作用概念図

(西)

(東)

解析モデル図

解析モデル分担幅



(平面図)

(断面図)

境界条件

<p>● RC壁</p> <p>X方向：自由</p> <p>Y方向：自由</p> <p>Z方向：バネ</p> <p>X軸回り：自由</p> <p>Y軸回り：自由</p> <p>Z軸回り：自由</p>	<p>⊙ アンカーボルト</p> <p>X方向：拘束</p> <p>Y方向：拘束</p> <p>Z方向：バネ</p> <p>X軸回り：自由</p> <p>Y軸回り：自由</p> <p>Z軸回り：自由</p>
---	---

図 4.2-2 固有値解析モデル (鋼板)
(取り合い部④の例)

なお、固有値解析モデルにおける各ばね要素は、解析の制約上、6.2 節で後述する構造解析モデルで考慮する、圧縮のみ（コンクリート）又は引張のみ（アンカーボルト）抵抗するような非線形ばねの設定が困難のため、図 4.2-3 に示すように、地震時の評価ケースとしている外→内方向の荷重作用時と、重畳時の評価ケースとしている防潮壁の内→外方向への荷重作用時に分けて、ばね要素を圧縮・引張両方向に抵抗する線形ばねとしてそれぞれのケース毎に設定している。

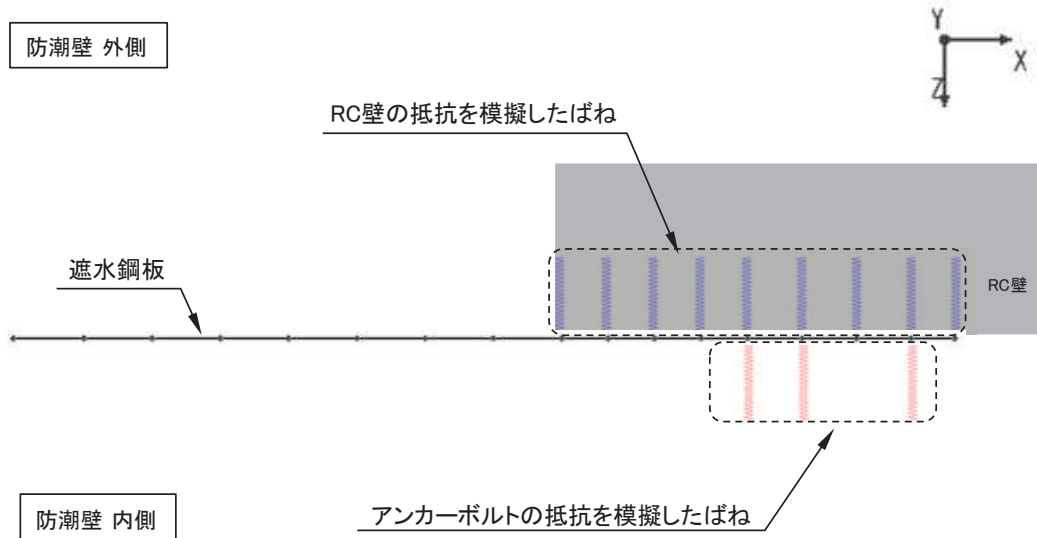
この固有値解析モデルにおいて「4.2 固有周期の計算結果」に示す固有値解析の結果のとおり、鋼板は地震時・重畳時いずれも周期 0.05s 以下の剛体判定となっている。

固有値解析モデルは、構造解析モデルとの境界条件の相違があるものの、検討ケースで想定する主たる荷重の向きに対して抵抗する側の境界条件をそれぞれのケースにて考慮している。

「4.2(2)固有周期の計算結果」に示すとおり、重畳時よりも固有周期が長い地震時には、構造解析モデルにて考慮するコンクリート面のばね要素を考慮しない分、境界位置からの張り出し長が長くなることで、実際の地震時の挙動よりも長めの固有周期が算定されていると考えられる。なお、重畳時には、防潮壁の内→外向きの津波荷重が卓越するため、境界条件の相違による影響は軽微と考えられる。

よって、固有値解析モデルが設計震度の設定における剛柔判定を目的としていることも鑑み、構造解析と固有値解析のモデルには相違があるものの、保守的な結果が得られる境界条件にて固有値解析を行っているとは判断される。

【構造解析モデル】



【固有値解析モデル】

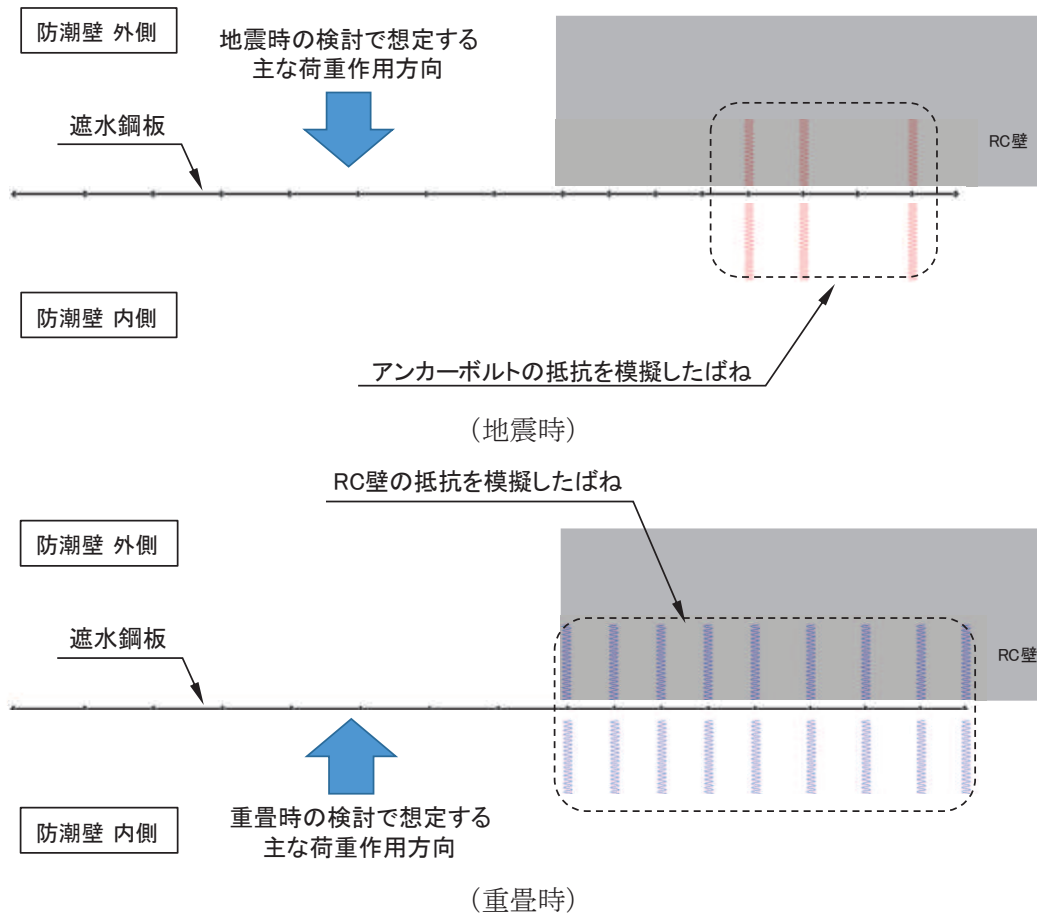


図 4. 2-3(1) 固有値解析モデルにおける境界条件の設定

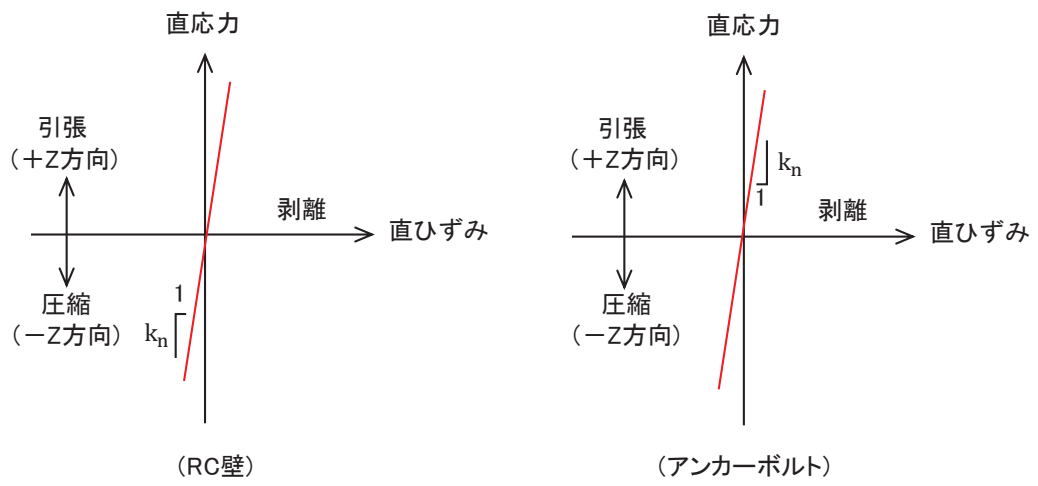


図 4.2-3 (2) 固有値解析モデルにおける境界条件の設定
(ばね特性)

(2) 計算結果

鋼板の固有周期の計算結果を表 4.2-2～表 4.2-4 に、固有値解析結果のモード図を図 4.2-4～図 4.2-5 に示す。固有周期は、0.05s 以下であることから、剛構造である。

表 4.2-2(1) 固有値解析結果 (取り合い部②：地震時)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)			刺激係数			備考
		T _x	T _y	T _z	β_x	β_y	β_z	
1	36.25	0	0	27	0.00	0.00	1.48	1次として採用
2	37.09	0	0	13	0.00	0.00	1.00	—
3	37.49	0	0	7	0.00	0.00	0.73	—
4	39.04	0	0	0	0.00	0.00	-0.13	—
5	41.45	0	0	0	0.00	0.00	-0.08	—
6	45.23	0	0	0	0.00	0.00	-0.03	—
7	50.59	0	0	0	0.00	0.00	-0.09	—
8	58.03	0	0	0	0.00	0.00	0.01	—
9	67.67	0	0	0	0.00	0.00	0.03	—
10	73.21	0	64	0	-0.03	2.25	0.00	—

表 4.2-2(2) 固有値解析結果 (取り合い部②：重畳時)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)			刺激係数			備考
		T _x	T _y	T _z	β_x	β_y	β_z	
1	62.48	0	0	15	0.00	0.00	-1.10	1次として採用
2	62.87	0	0	19	0.00	0.00	-1.24	—
3	63.34	0	0	1	0.00	0.00	0.21	—
4	64.55	0	0	0	0.00	0.00	0.11	—
5	66.82	0	0	0	0.00	0.00	0.14	—
6	70.19	0	0	0	0.00	0.00	0.02	—
7	73.21	0	64	0	0.03	-2.25	0.00	—
8	74.38	0	0	0	0.00	0.00	-0.20	—
9	79.26	0	0	0	0.00	0.00	-0.02	—
10	85.48	0	0	0	0.00	0.00	0.12	—

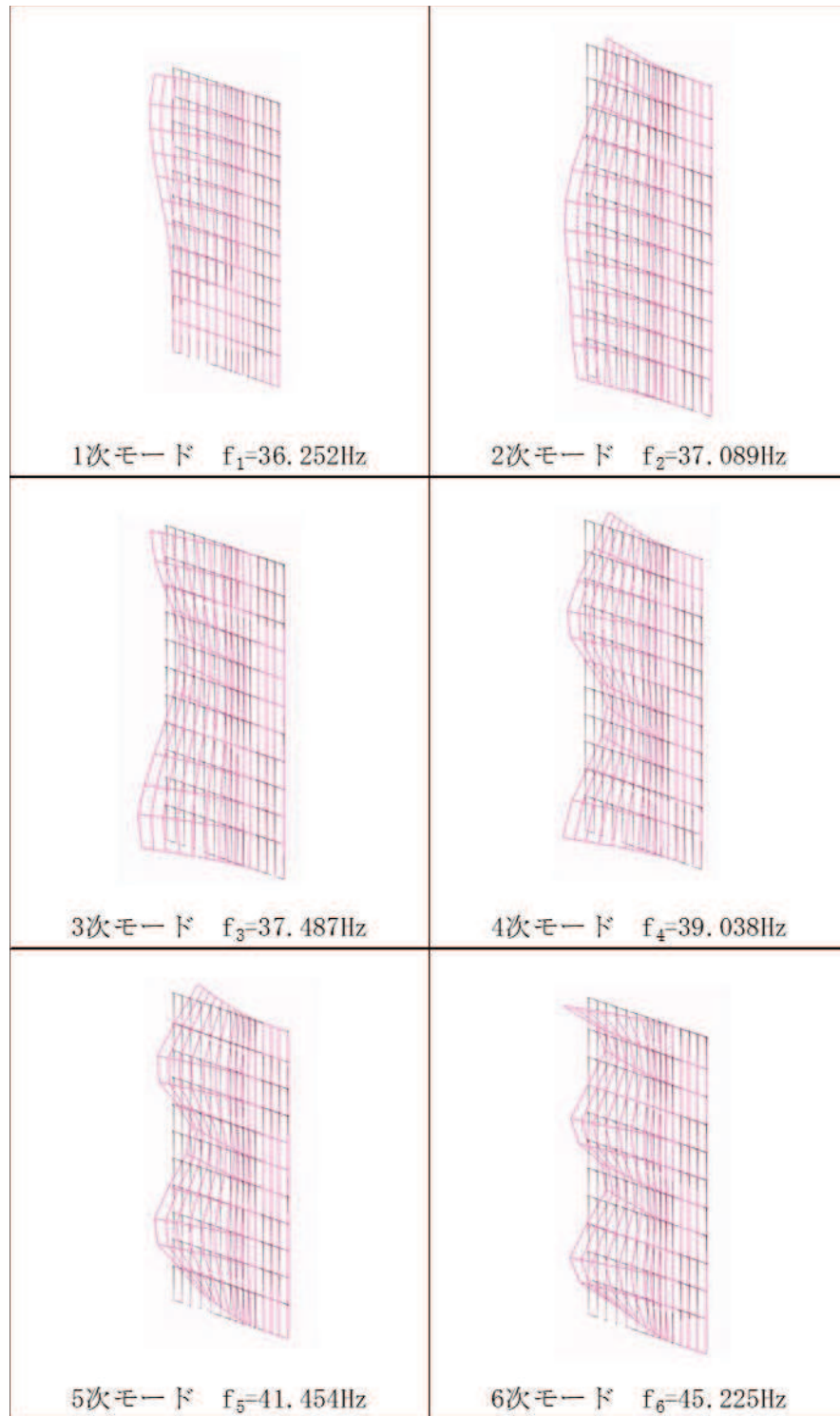


図 4.2-4(1) 固有値解析結果 (モード図) (取り合い部②:地震時)

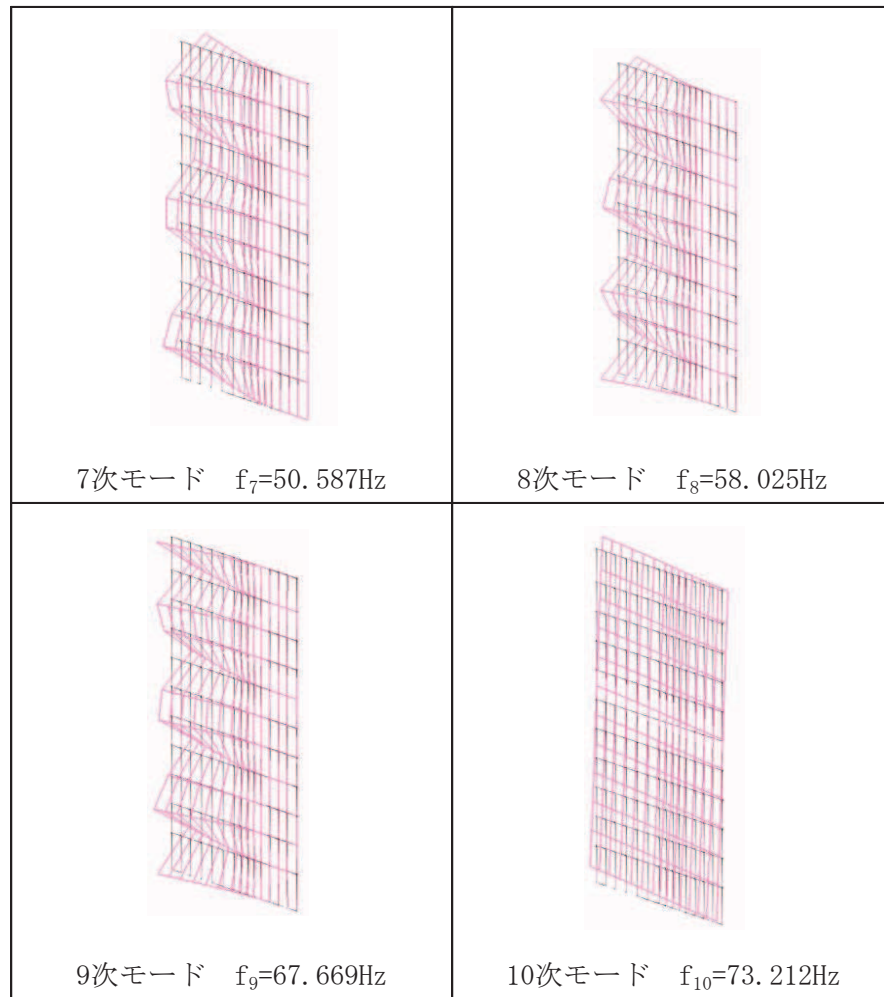


図 4.2-4(2) 固有値解析結果 (モード図) (取り合い部②: 地震時)

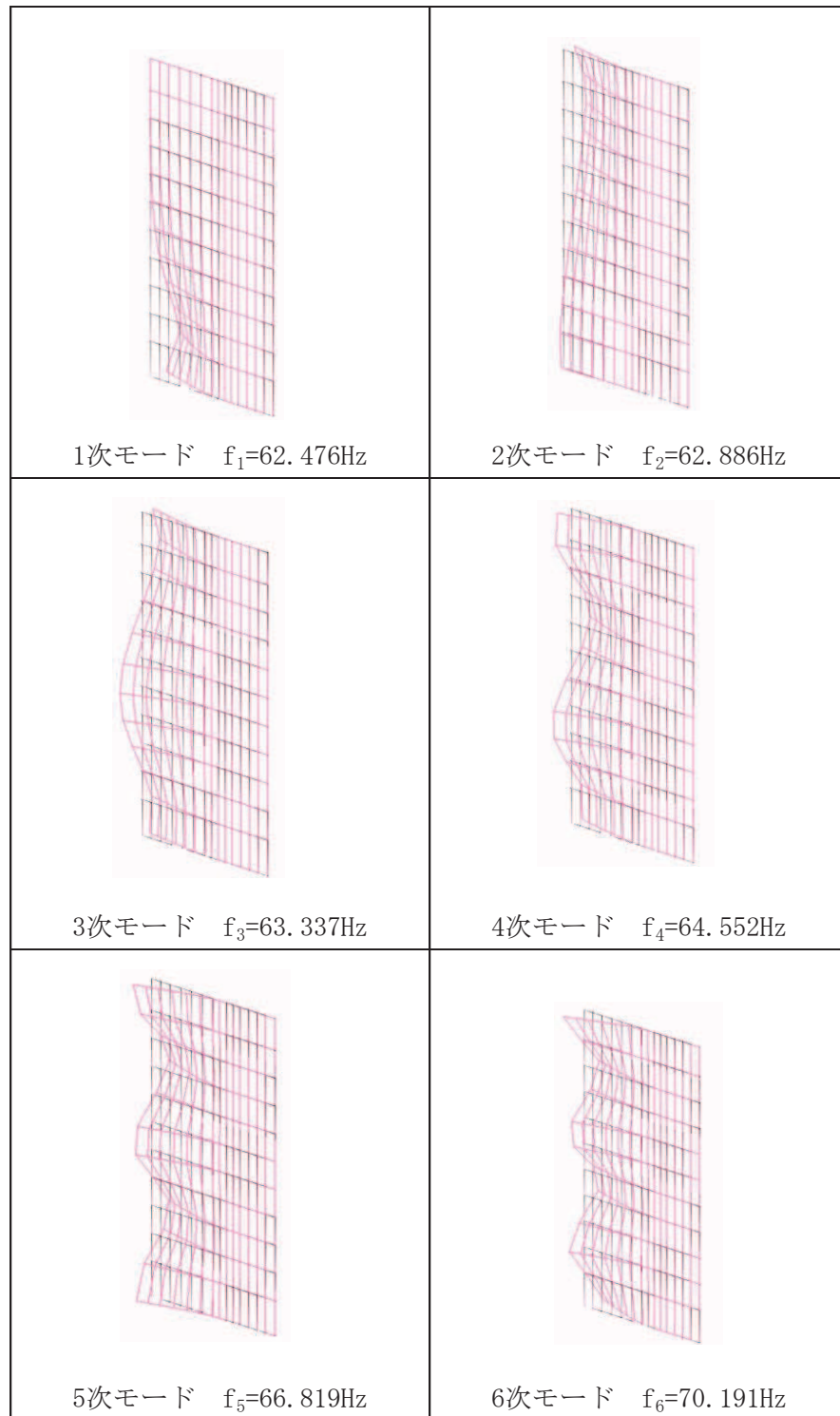


図 4.2-4(3) 固有値解析結果 (モード図) (取り合い部②: 重畳時)

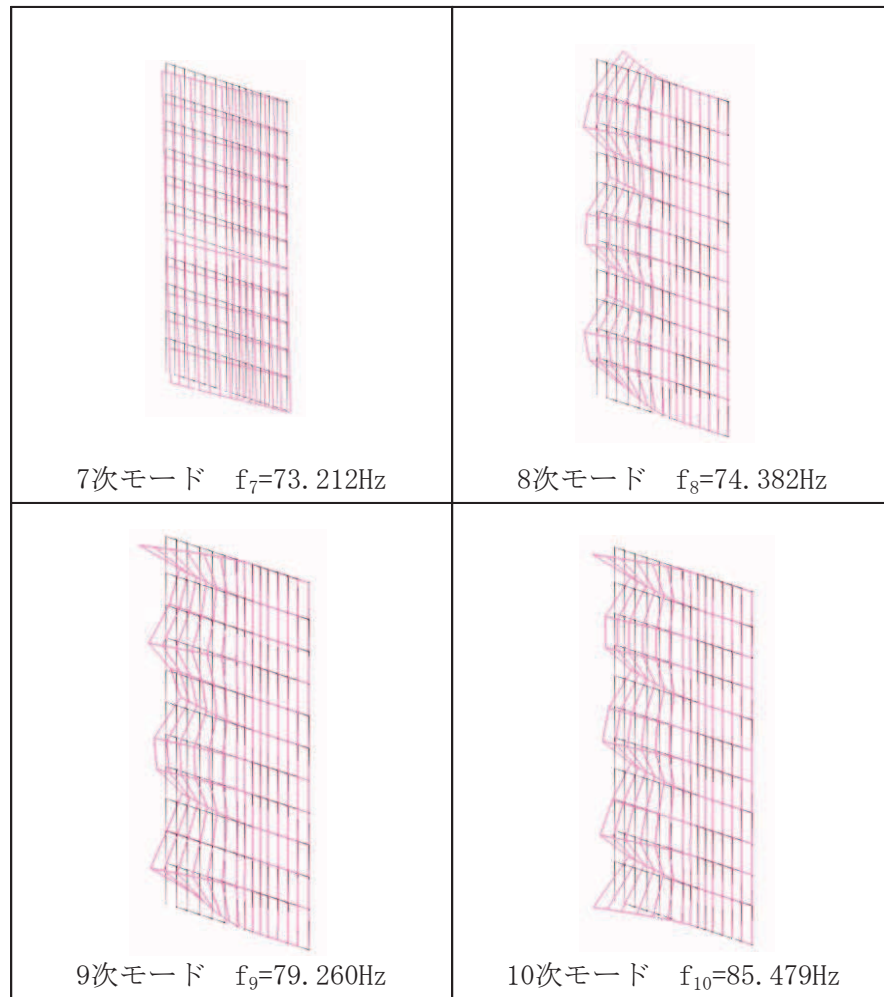


図 4.2-4(4) 固有値解析結果 (モード図) (取り合い部②: 重畳時)

表 4.2-3(1) 固有値解析結果 (取り合い部④ : 地震時)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)			刺激係数			備考
		T x	T y	T z	β x	β y	β z	
1	21.97	0	0	31	0.00	0.00	1.89	1次として採用
2	22.57	0	0	18	0.00	0.00	1.43	—
3	22.96	0	0	2	0.00	0.00	-0.42	—
4	24.05	0	0	0	0.00	0.00	-0.18	—
5	26.01	0	0	0	0.00	0.00	0.16	—
6	29.10	0	0	0	0.00	0.00	0.02	—
7	33.58	0	0	0	0.00	0.00	-0.05	—
8	39.66	0	0	0	0.00	0.00	-0.01	—
9	47.31	0	0	0	0.00	0.00	0.02	—
10	56.39	0	0	0	0.00	0.00	0.00	—

表 4.2-3(2) 固有値解析結果 (取り合い部④ : 重畳時)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)			刺激係数			備考
		T x	T y	T z	β x	β y	β z	
1	34.26	0	0	38	0.00	0.00	2.08	1次として採用
2	34.44	0	0	1	0.00	0.00	0.41	—
3	34.96	0	0	1	0.00	0.00	0.34	—
4	36.05	0	0	0	0.00	0.00	0.06	—
5	37.83	0	0	1	0.00	0.00	0.24	—
6	40.37	0	0	0	0.00	0.00	0.00	—
7	43.87	0	0	0	0.00	0.00	0.15	—
8	48.64	0	0	0	0.00	0.00	0.01	—
9	54.94	0	0	0	0.00	0.00	0.06	—
10	62.82	0	0	0	0.00	0.00	0.00	—

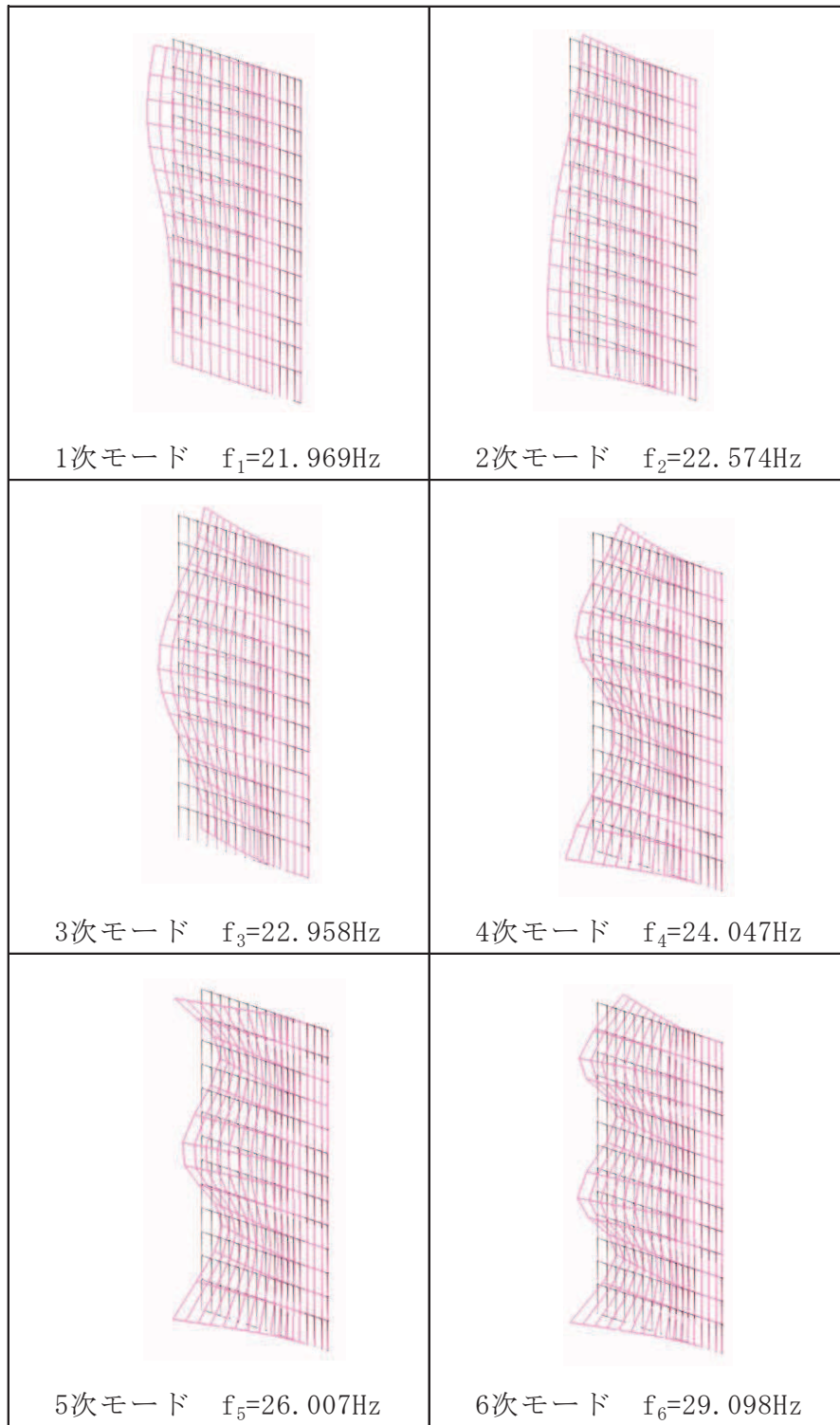


図 4.2-5(1) 固有値解析結果 (モード図) (取り合い部④:地震時)

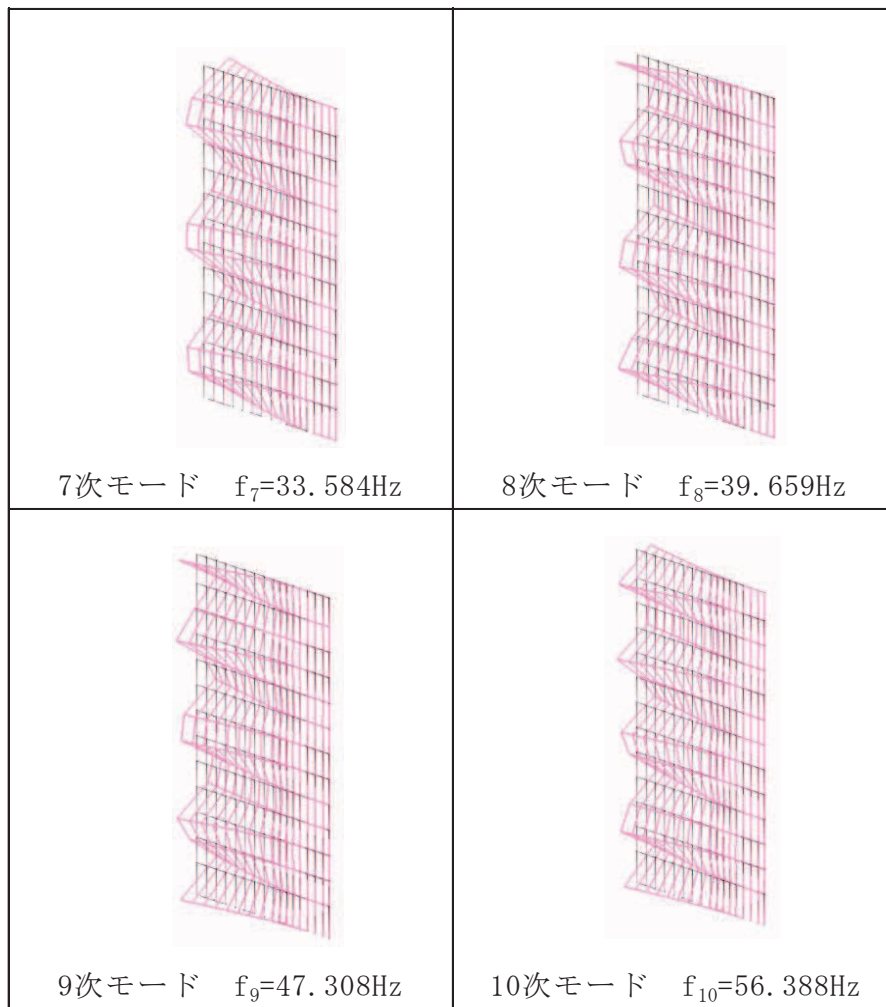


図 4.2-5(2) 固有値解析結果 (モード図) (取り合い部④:地震時)

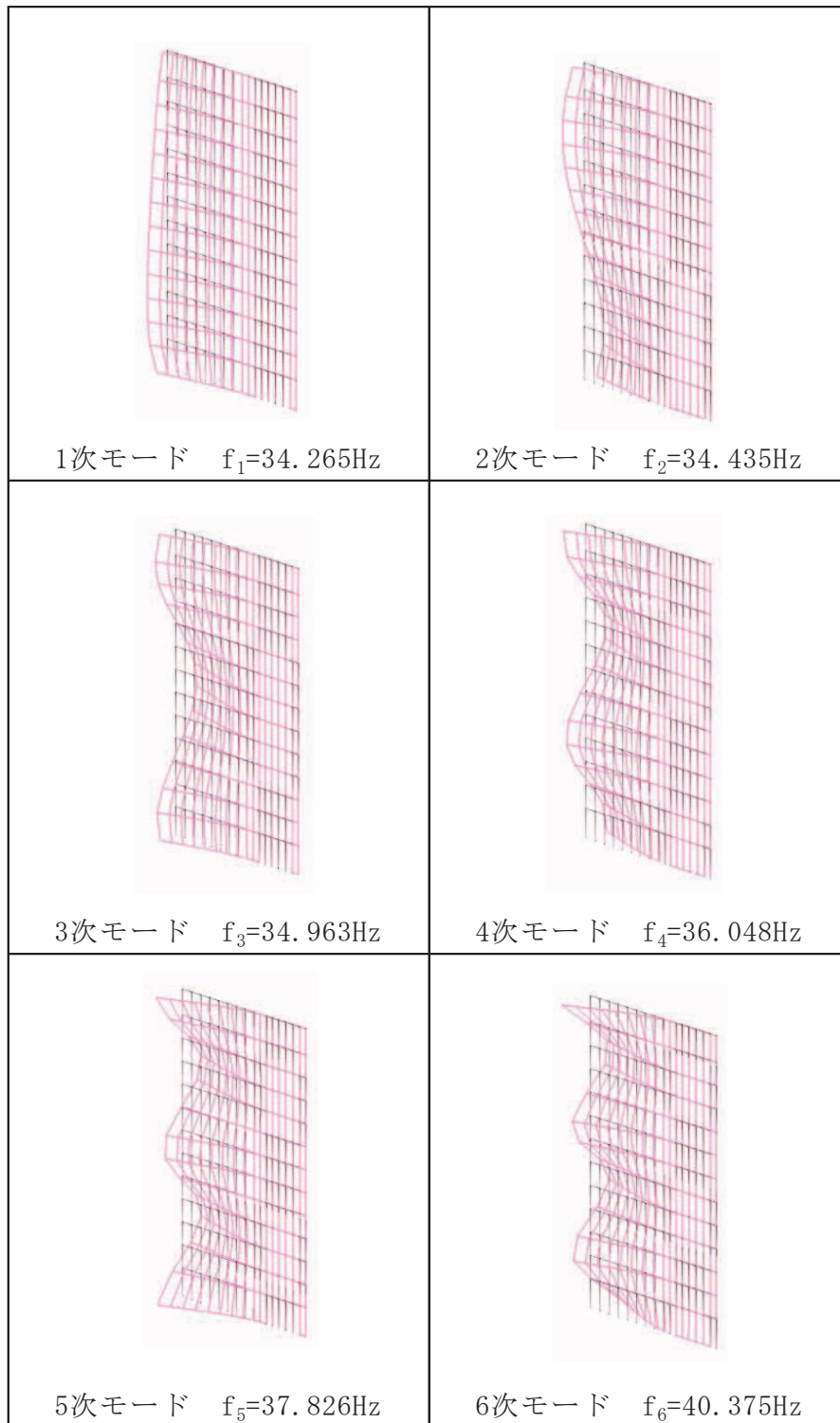


図 4.2-5(3) 固有値解析結果 (モード図) (取り合い部④: 重畳時)

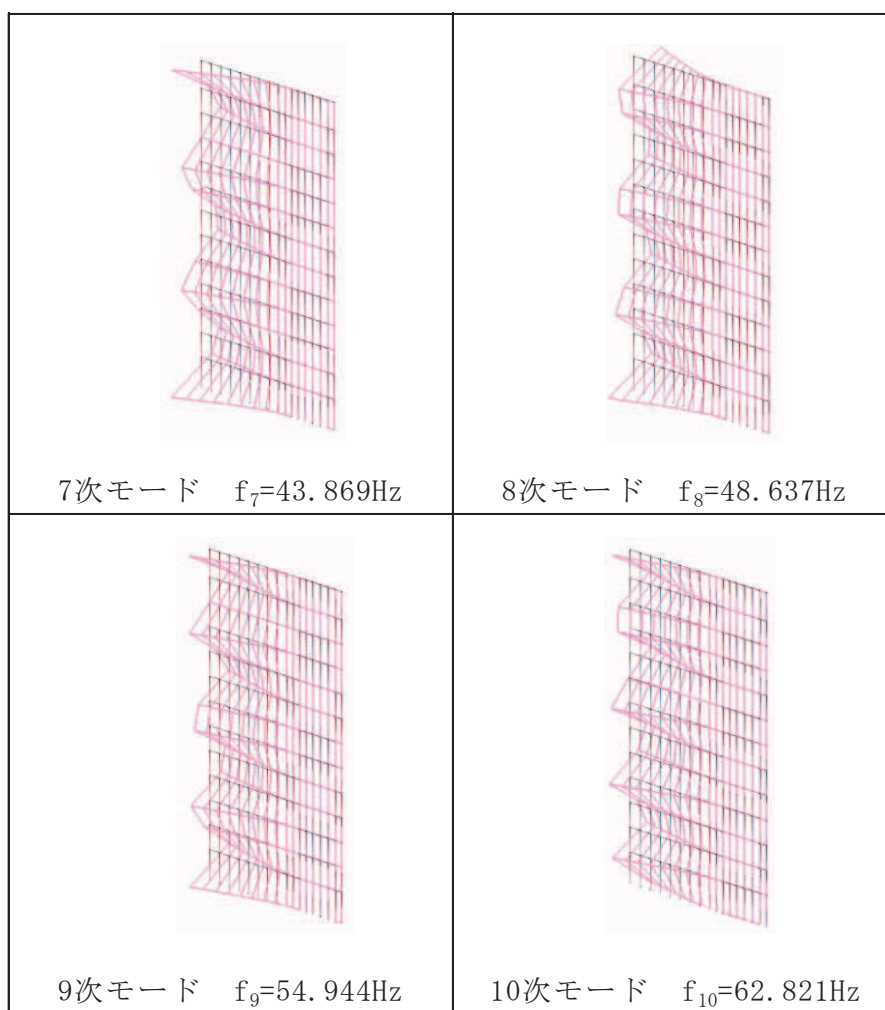


図 4.2-5(4) 固有値解析結果 (モード図) (取り合い部④: 重畳時)

表 4.2-4 固有周期の計算結果 (まとめ)

評価対象断面	解析ケース	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
取り合い部②	地震時 (外→内)	36	0.028
	重畳時 (内→外)	62	0.016
取り合い部④	地震時 (外→内)	22	0.046
	重畳時 (内→外)	35	0.029

5. 荷重及び荷重の組合せ

5.1 荷重の設定

防潮堤取り合い部の構造評価において考慮する荷重を以下に示す。

なお、強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重作用時（以下「重畳時」という。）において、「重畳時」の津波荷重は「津波時」の津波荷重を用いていることから、「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため、「津波時」の検討は省略する。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、RC 壁及び鋼板自重を考慮する。

(2) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重については、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、積雪量 1cm ごとに 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮し、保守的に 0.98kN/m^2 を考慮する。

(3) 風荷重 (P_k)

風荷重については、設計基準風速を 30m/s とし、建築基準法に基づき算定する。

(4) 地震荷重 (S_s)

基準地震動 S_s による荷重（慣性力、地震時土圧）を考慮する（地震時のみ）。

地震時主働土圧係数は、「道路橋示方書（V 耐震設計編）・同解説（日本道路協会、平成 14 年 3 月）」に基づき、以下の式により算定する。

$$P_{EA} = K_{EA} \times \sum (\gamma \cdot h + P_s)$$

$$\text{ここに、} K_{EA} = 0.24 + 1.08 K_{HS_s}$$

地震力の算出に用いる設計震度 K_{HS_s} 及び K_{VS_s} については、「5.3 設計用地震力」に示す。

(5) 浸水津波荷重 (P_h)

浸水津波荷重については、設計用津波水位（入力津波による浸水高さに $+0.5\text{m}$ の余裕を考慮した水位）に基づく静水圧を考慮する。なお、浸水津波荷重は地盤の沈下を考慮した浸水深を用いて算出することとし、保守的に 0.4m の揺すり込み沈下を考慮する。浸水津波荷重算定に用いる浸水高さを表 5.1-1 に示す。

表 5.1-1 浸水津波荷重算定に用いる浸水高さ

評価対象	設計用津波水位 (m)	備考
取り合い部②	O. P. +18.6	2号機海水ポンプ室
取り合い部④	O. P. +19.5	3号機海水ポンプ室

(6) 余震荷重 (K_{Sd})

余震荷重として、弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による地震力及び動水圧を考慮する（重畳時のみ）。

a. 余震による地震力

余震時の躯体自重による慣性力を考慮する。

b. 余震による動水圧

余震時の浸水津波による動水圧を以下の式により考慮する。なお、余震時には揺すり込み沈下による影響を考慮し、荷重が大きい動水圧を下端部まで保守的に作用させるものとし、余震時土圧は考慮しない。

$$P_d = \frac{7}{8} \times W_o \times K_{HSd} \times \sqrt{H \times h}$$

ここに、 $W_o = 10.1 \text{ kN/m}^3$

地震力の算出に用いる設計震度 K_{HSd} 及び K_{VSd} については、「5.3 設計用地震力」に示す。

5.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 5.2-1 及び表 5.2-2 に、取り合い部に作用する荷重の概念図を図 5.2-1 に、評価ケースを表 5.2-3 に示す。

地震力の組合せは、水平方向と鉛直方向の最大応答加速度を用い、組合せ係数法（1.0 : 0.4）により評価する。地震力の組合せは、水平方向と鉛直方向の最大応答加速度を用い、組合せ係数法（1.0 : 0.4）により評価する。なお、上向き慣性力は自重を打ち消す側に働くことから、鉛直上向きケースは省略する。また、組み合わせ係数法の妥当性は参考資料 18 に示す。

表 5.2-1(1) 荷重の組合せ（地震時）

区分	荷重の組合せ
地震時	$G + P_s + P_k + S_s$

G : 固定荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

S_s : 地震荷重

表 5.2-1(2) 荷重の組合せ（地震時）

種別		荷重	算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○ 設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	— 対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。
		土被り荷重	— 土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	— 積載物はないため考慮しない。
		静止土圧	— つり合うため考慮しない。
		外水圧	— 外水はないため考慮しない。
		内水圧	— 内水はないため考慮しない。
		積雪荷重	○ 積雪荷重（0.98kN/m ² ）を考慮する。
		風荷重	○ 風荷重を考慮する。
偶発荷重		水平地震動	○ 基準地震動 S_s による水平及び鉛直動による慣性力並びに根入れ部の地震時土圧を考慮する。
		鉛直地震動	
		動水圧	— 外水及び内水はないため考慮しない。

表 5.2-2(1) 荷重の組合せ (重畳時)

区分	荷重の組合せ
重畳時	$G + P_s + P_k + P_h + K_{Sd}$

- G : 固定荷重
 P_s : 積雪荷重
 P_k : 風荷重
 P_h : 浸水津波荷重
 K_{Sd} : 余震荷重

表 5.2-2(2) 荷重の組合せ (重畳時)

種別		荷重	算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○ 設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	— 対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。
		土被り荷重	— 土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	— 積載物はないため考慮しない。
	静止土圧		— つり合うため考慮しない。
	外水圧		— 外水はないため考慮しない。
	内水圧		— 内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○ 積雪荷重 (0.98kN/m ²) を考慮する。
	風荷重		○ 風荷重を考慮する。
偶発荷重		浸水津波荷重	○ 津波による波圧を考慮する。
		余震荷重 (地震力)	○ 弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ による水平及び鉛直動による慣性力を考慮する。
		余震荷重 (動水圧)	○ 弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ による動水圧を考慮する。

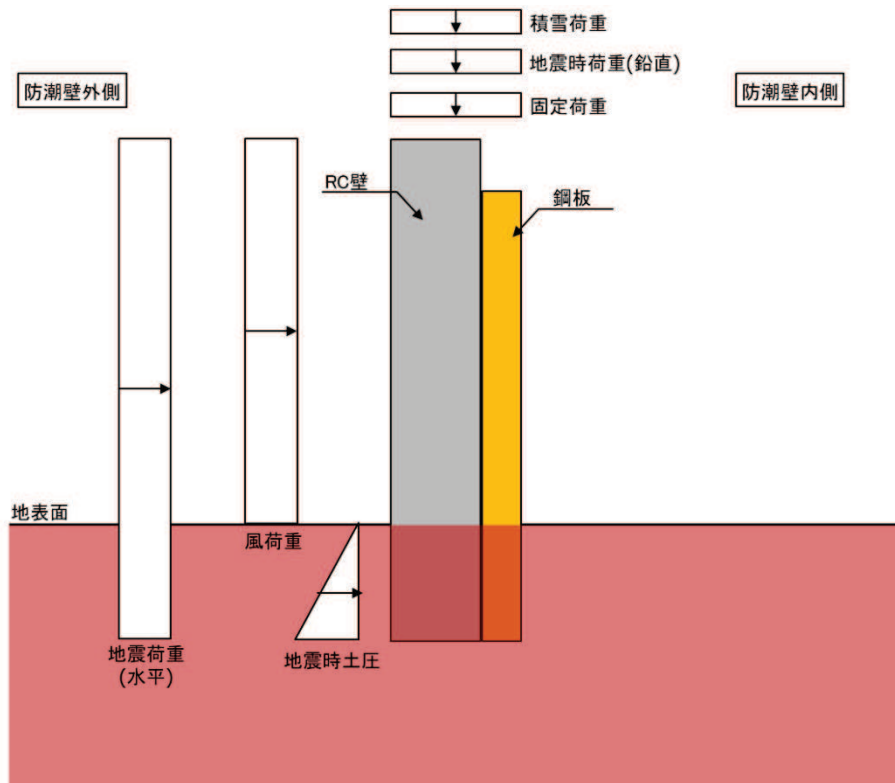


図 5.2-1(1) 荷重の概念図 (地震時)

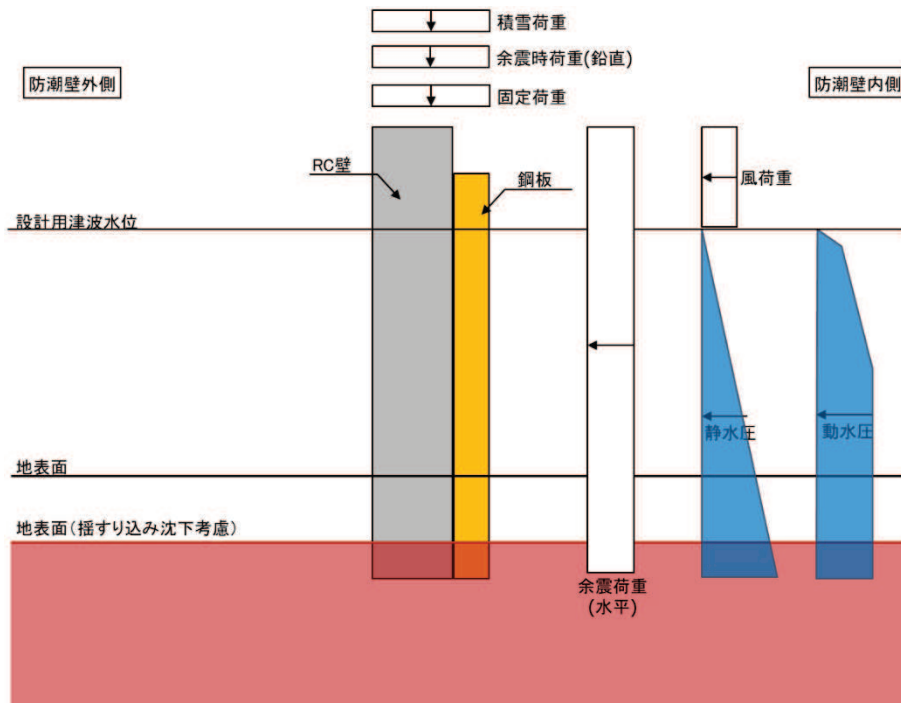


図 5.2-1(2) 荷重の概念図 (重畳時)

表 5.2-3 評価ケースの整理

評価ケース	荷重作用方向	
	内→外	外→内
地震時	—	○ (-1.0 S _{SH} , +0.4 S _{SV}) (-0.4 S _{SH} , +1.0 S _{SV})
重畳時	○ (+1.0 S _{dH} , +0.4 S _{dV}) (+0.4 S _{dH} , +1.0 S _{dV})	—

*注記：地震力における水平方向と鉛直方向の組合せを示す。

ここに、

S_{SH} (S_{dH}) : 水平方向地震 (余震) 荷重

S_{SV} (S_{dV}) : 鉛直方向地震 (余震) 荷重 (+は下向きを示す)

5.3 設計用地震力

設計地震力は、防潮堤張り出し部の評価断面（弱軸方向である防潮堤の縦断方向）の応答加速度に基づき設定する。応答加速度は、支持する防潮堤背面補強工が岩盤上面まで地盤改良を行っていること及び改良地盤やコンクリート（背面補強工）が縦断方向に連続し概ね成層構造であることを踏まえ、一次元地震応答解析により、算出する。

解析ケースを表5.3-1に示す。全ての基準地震動 S_s 又は弾性設計用地震動 $S_d - D2$ に対して、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、加速度応答が最も大きい地震動を用い、ケース②及び③を実施する。解析コードは「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。

設計震度の設定を行うが、設定にあたっては、前述のとおり、各位置での地震力を包含する設計用地震力を用いて評価を代表させるために、各検討位置（取り合い部①～④）における応答加速度を包含する設計震度を設定する。

設定した設計震度を表5.3-2に示す。また、地震応答解析の実施個所を図5.3-1、地盤モデルを図5.3-2に、地震応答解析の結果を表5.3-3に示す。

表 5.3-1(1) 地震時における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値+1 σ	平均値-1 σ	平均値
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*
地震動 (位相)	$S_s - D1$	++	○		基準地震動 S_s (7波) により照査を行ったケース①（基本ケース）の結果から、加速度応答が最も大きくなる地震動を用いてケース②～④を実施する。
	$S_s - D2$	++	○		
	$S_s - D3$	++	○		
	$S_s - F1$	++	○		
	$S_s - F2$	++	○		
	$S_s - F3$	++	○		
	$S_s - N1$	++	○		

注記*：新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

表 5.3-1(2) 重畳時における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース	材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値+1 σ	平均値-1 σ	平均値
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*
地震動 (位相)	S d - D 2	++	○	○	○

注記* : 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

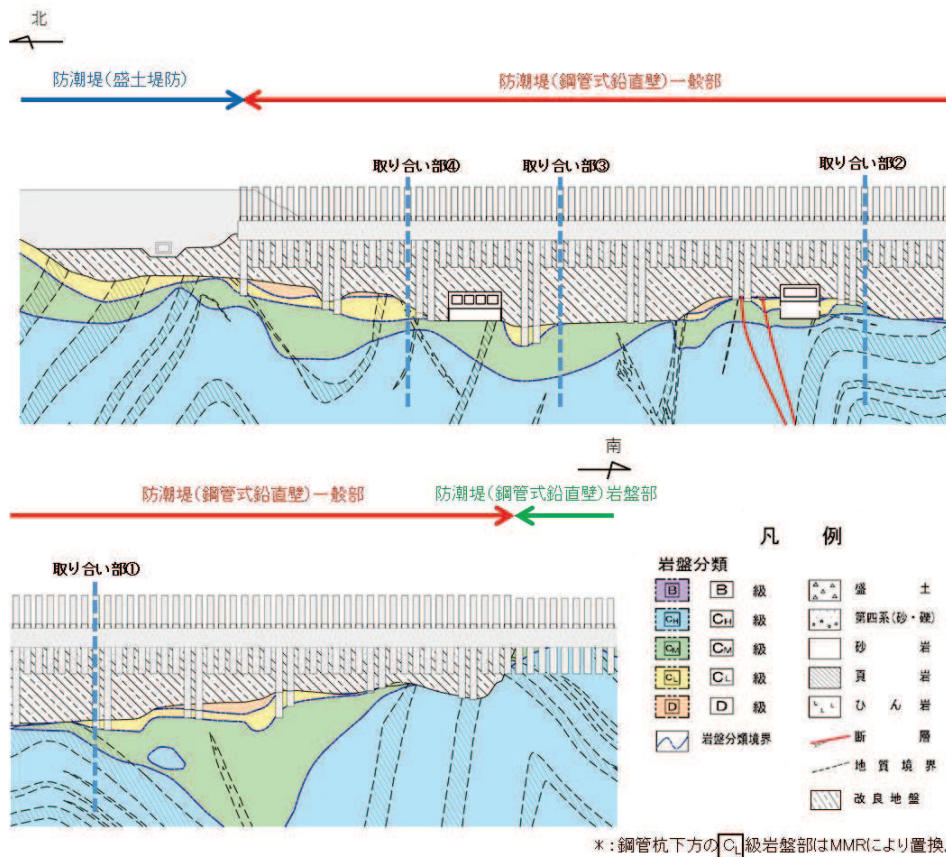


図 5.3-1 各取り合い部の位置 (防潮堤縦断面図)

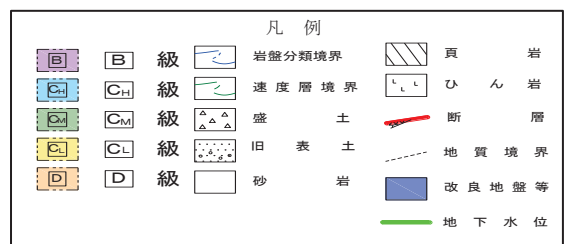
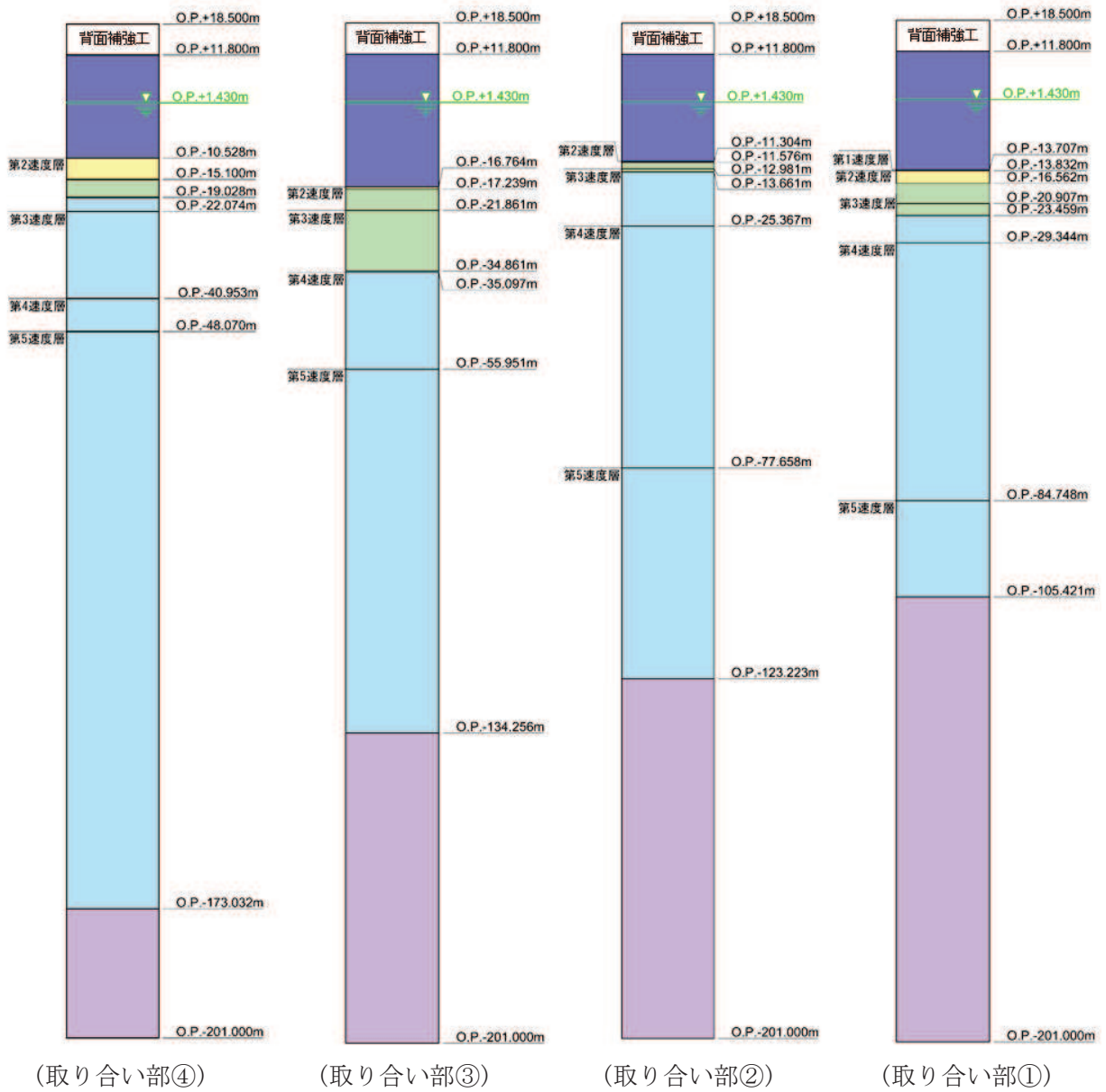


図 5.3-2 地盤モデル

表 5.3-2(1) 各断面位置における地震応答解析結果 (減衰 5%)

断面位置	最大応答加速度 (地震時)			最大応答加速度 (重畳時)		
	水平 (cm/s ²)	鉛直 (cm/s ²)	解析ケース	水平 (cm/s ²)	鉛直 (cm/s ²)	解析ケース
取り合い部 ①	1019 (Ss-D2)	739 (Ss-D2)	ケース③	622 (Sd-D2)	432 (Sd-D2)	ケース③
取り合い部 ②	953 (Ss-D1)	<u>786</u> (Ss-D1)	ケース③	593 (Sd-D2)	<u>441</u> (Sd-D2)	ケース③
取り合い部 ③	1001 (Ss-D2)	723 (Ss-D2)	ケース③	619 (Sd-D2)	419 (Sd-D2)	ケース③
取り合い部 ④	<u>1133</u> (Ss-N1)	716 (Ss-D1)	ケース③ (水 平), ケース ① (鉛直)	<u>631</u> (Sd-D2)	437 (Sd-D2)	ケース③

注記* : 下線部は全断面位置での最大値を示す。

表 5.3-2(2) 各断面位置における地震応答解析結果 (減衰 2%)

断面位置	最大応答加速度 (地震時)			最大応答加速度 (重畳時)		
	水平 (cm/s ²)	鉛直 (cm/s ²)	解析ケース	水平 (cm/s ²)	鉛直 (cm/s ²)	解析ケース
取り合い部 ①	1018 (Ss-D2)	739 (Ss-D2)	ケース③	622 (Sd-D2)	432 (Sd-D2)	ケース③
取り合い部 ②	953 (Ss-D1)	<u>786</u> (Ss-D1)	ケース③	593 (Sd-D2)	<u>441</u> (Sd-D2)	ケース③
取り合い部 ③	1001 (Ss-D2)	723 (Ss-D2)	ケース③	619 (Sd-D2)	419 (Sd-D2)	ケース③
取り合い部 ④	<u>1133</u> (Ss-N1)	716 (Ss-D1)	ケース③ (水 平), ケース ① (鉛直)	<u>631</u> (Sd-D2)	437 (Sd-D2)	ケース③

注記* : 下線部は全断面位置での最大値を示す。

表 5.3-3(1) 設計震度 (地震時)

部位	地震動	解析ケース	設置場所及び 床面高さ (m)	設計震度 (最大応答加速度 (cm/s ²))	
				水平方向K _H	鉛直方向K _V
RC 壁 (減衰 5%)	S _s -N1	ケース③	防潮堤 (取り合い部①~④) O. P. +18.5m (背面補強工天端部)	水平方向K _H	2.0* ¹ (1133)
	S _s -D1	ケース③		鉛直方向K _V	1.0* ¹ (786)
鋼板 (減衰 2%)	S _s -N1	ケース③		水平方向K _H	2.0* ¹ (1133)
	S _s -D1	ケース③		鉛直方向K _V	1.0* ¹ (786)

注記 *1: 「4. 固有周期」より, 防潮堤張り出し部の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため, 設置部の最大応答加速度を考慮した設計震度 (最大応答加速度/980.665cm/s²) を設定した。

表 5.3-3(2) 設計震度 (重畳時)

部位	地震動	解析ケース	設置場所及び 床面高さ (m)	設計震度 (最大応答加速度 (cm/s ²))	
				水平方向K _H	鉛直方向K _V
RC 壁 (減衰 5%)	S _d -D2	ケース③	防潮堤 (取り合い部①~④) O. P. +18.5m (背面補強工天端部)	水平方向K _H	1.0* ¹ (631)
	S _d -D2	ケース③		鉛直方向K _V	1.0* ¹ (441)
鋼板 (減衰 2%)	S _d -D2	ケース③		水平方向K _H	1.0* ¹ (631)
	S _d -D2	ケース③		鉛直方向K _V	1.0* ¹ (441)

注記 *1: 「4. 固有周期」より, 防潮堤張り出し部の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため, 設置部の最大応答加速度を考慮した設計震度 (最大応答加速度/980.665cm/s²) を設定した。

ここで、設計震度の妥当性確認として、「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」に示す防潮堤縦断方向（張り出し壁の弱軸方向）の変形量照査に用いた解析モデル（断面⑧）を用い、全箇所での加速度が最も大きい取り付け部④位置における加速度を抽出し、設計震度の妥当性について確認する。

解析モデルを図5.3-3に、取り付け部④位置における地震応答解析結果を表5.3-4に示す。

地震時、重畳時いずれも、表5.3-3に示した設計震度（地震時：水平2.0，鉛直1.0，重畳時水平1.0，鉛直1.0）を下回ることを確認した。

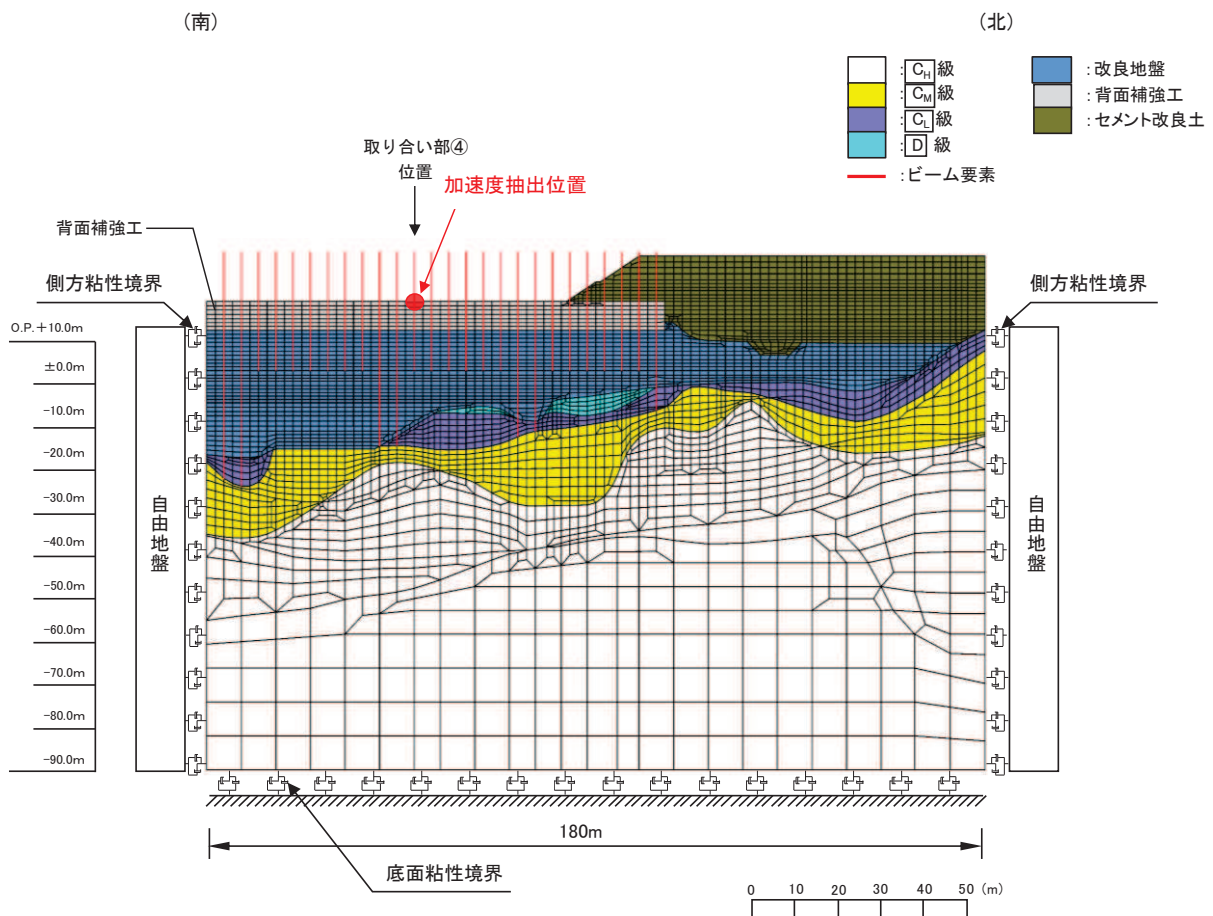
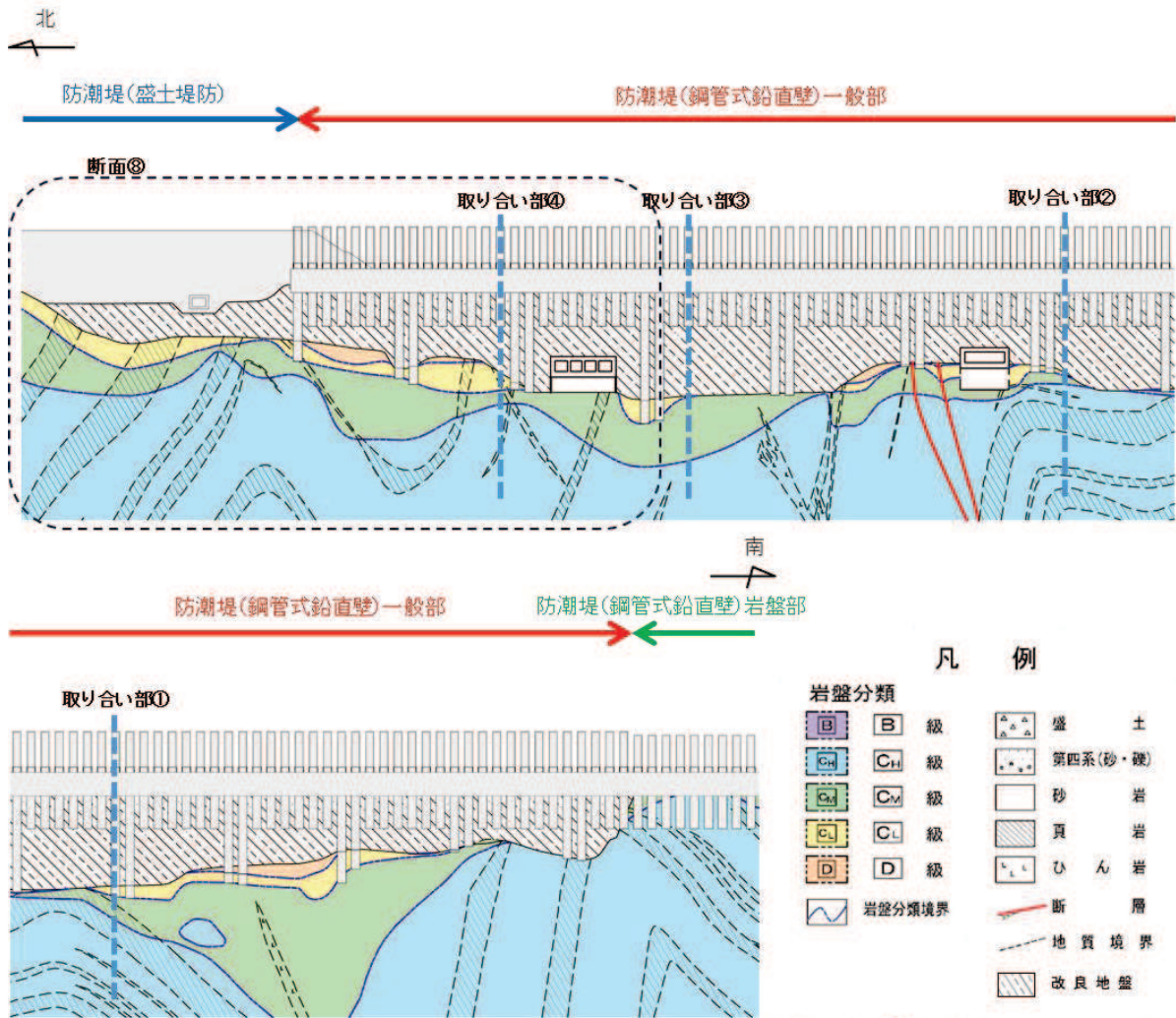


図 5.3-3(1) 防潮堤縦断方向の解析モデル（断面⑧）



*: 鋼管杭下方のC₁級岩盤部はMMRにより置換。

図 5.3-3(2) 防潮堤縦断方向の解析モデル (断面⑧)

表 5.3-4(1) 防潮堤縦断方向の解析モデル（断面⑧）における地震応答解析結果との比較
 (取り合い部④：地震時)

部位		地震動	解析ケース	最大応答加速度 (cm/s^2)	最大応答震度*
RC 壁 (減衰 5%)	水平方向	S s - D 2 (++)	ケース①	1369	1.4
	鉛直方向	S s - D 1 (+-)	ケース①	675	0.7
鋼板 (減衰 2%)	水平方向	S s - D 2 (++)	ケース①	1371	1.4
	鉛直方向	S s - D 1 (++)	ケース①	675	0.7

注記*：「4. 固有周期」より，防潮堤張り出し部の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため，設置部の最大応答加速度を考慮した設計震度（最大応答加速度/980.665 cm/s^2 ）を設定した。

表 5.3-4(1) 防潮堤縦断方向の解析モデル（断面⑧）における地震応答解析結果との比較
 (取り合い部④：重畳時)

部位		地震動	解析ケース	最大応答加速度 (cm/s^2)	最大応答震度*
RC 壁 (減衰 5%)	水平方向	S s - D 2 (++)	ケース①	635	0.7
	鉛直方向	S s - D 1 (+-)	ケース①	377	0.4
鋼板 (減衰 2%)	水平方向	S s - D 2 (++)	ケース①	635	0.7
	鉛直方向	S s - D 1 (++)	ケース①	377	0.4

注記*：「4. 固有周期」より，防潮堤張り出し部の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため，設置部の最大応答加速度を考慮した設計震度（最大応答加速度/980.665 cm/s^2 ）を設定した。

6. 評価方法及び材料諸元

6.1 RC 壁

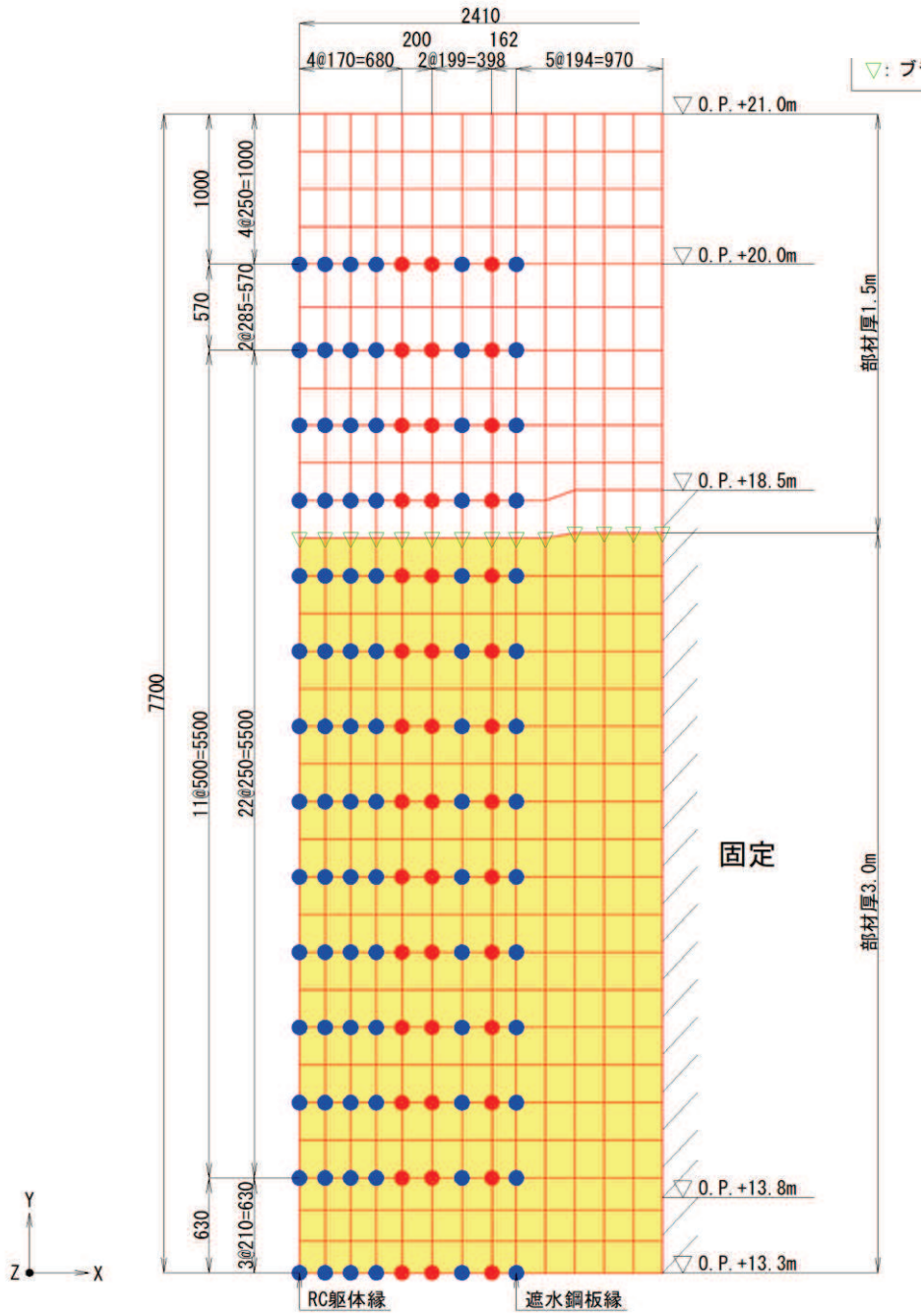
(1) 解析モデル

RC 壁の解析モデルを図 6.1-1 に示す。

RC 壁は、線形シェル要素でモデル化する。防潮堤背面補強工との接合部の境界条件は、固定条件にてモデル化する。なお、鋼板から受ける反力については「6.2 鋼板(1)解析モデル」に詳細を示す。

取り合い部③・④においては、既設RC壁と補強RC壁については、「鉄道構造物等設計標準・同解説（開削トンネル）（鉄道総合技術研究所，平成 13 年 3 月）」（以下、「鉄道標準」という）に基づき、ジベル筋により一体化を行うことから、一体部材として評価する。接合部の評価については、「(4)評価方法 b. RC 壁(ジベル筋)」に示す。

断面図



凡例	
	: 壁厚1.5mのシェル要素
	: 壁厚3.0mのシェル要素
●	: 鋼板反力入力位置(アンカーボルト)
●	: 鋼板反力入力位置(RC壁)

図 6.1-1 RC 壁のモデル図

(2) 使用材料及び物性値

使用材料の物性値を表 6.1-1 に示す。

表 6.1-1 使用材料の物性値

材料	物性値	
鉄筋コンクリート	単位体積重量	24.5 kN/m ³
	コンクリートの設計基準強度	30 N/mm ²
	鉄筋 (SD345) の引張降伏強度	345 N/mm ²
	コンクリートのヤング係数	2.8×10 ⁴ N/m ²
	ポアソン比	0.2

(3) 許容限界

RC 壁の許容限界は、「コンクリート標準示方書 2002 年」に基づき、設定する短期許容応力度とする。アンカーボルトの許容荷重は「各種合成構造設計指針・同解説」における接着系アンカーボルトの短期荷重時として算定する。

RC 壁の許容応力度を表 6.1-2 に示す。

表 6.1-2(1) RC 壁の許容限界 (曲げ軸力系の破壊)

材料	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
コンクリート (f _{ck} '=30 N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	11	16.5
鉄筋 (SD345)	許容引張応力度 σ_{sa}	196	294

注記* : 短期許容応力度は、許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 6.1-2(2) RC 壁の許容限界 (せん断破壊)

項目	許容応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度* (N/mm ²)
斜め引張鉄筋の計算をしない場合 τ_{a1}	はりの場合 0.5	0.75
斜め引張鉄筋の計算をする場合 τ_{a2}	せん断力のみの場合 2.2	3.3

注記* : 短期許容応力度は、許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 6.1-2(3) RC 壁の許容限界 (ジベル筋)

材料	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
鉄筋 (SD345)	許容せん断応力度 σ_{sa}	196	294

注記* : 短期許容応力度は, 許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

(4) 評価方法

a. RC 壁（本体）

RC 壁の設計は，背面補強工に固定された版として，二次元 FEM 解析を実施する。RC 壁に作用する各荷重を静的に載荷し，FEM 解析結果より抽出した断面力より RC 断面照査を行う。

① 曲げ・軸力に対する評価方法

二次元のシェル要素から得られる断面力に対して照査を行う。以下のように，断面力の組合せには面内せん断力を考慮する。

各断面力の組合せに対して，曲げ及び軸力に対するコンクリート及び鉄筋の応力度を算出する。

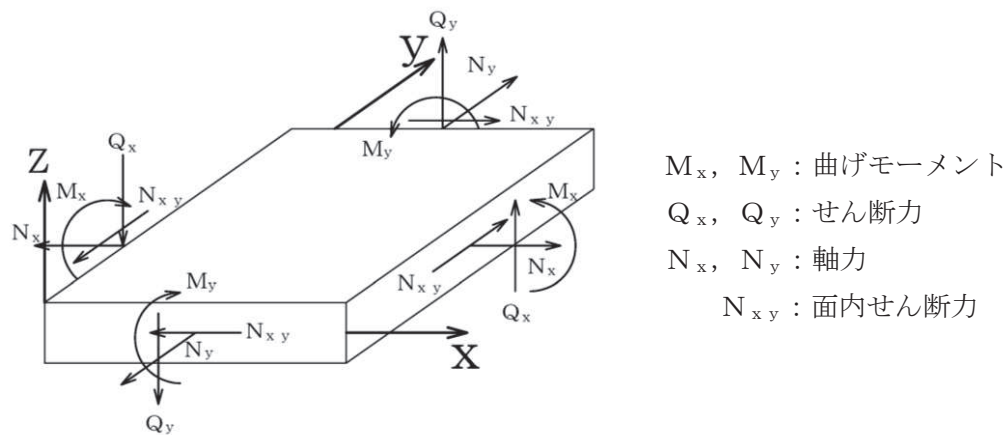


図 6.1-2 シェル要素における断面力の方向

② せん断力に対する評価方法

二次元のシェル要素から得られる X 方向及び Y 方向のせん断力に対して照査を行う。

1) 斜め引張破壊に対する許容限界

$$V = V_c + V_s$$

ここに、

V : 許容せん断耐力 (N)

V_c : コンクリートが分担するせん断力 (N)

V_s : せん断補強筋が分担するせん断力 (N)

$$V_c = \frac{1}{2} \tau_{a1} \cdot b_w \cdot z \quad \left(z = \frac{d}{1.15} \right)$$

τ_{a1} : 許容せん断応力度 (N/mm²)

b_w : 単位幅 (mm)

d : 有効高 (mm)

$$V_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot z}{s}$$

A_w : 区間 s におけるせん断補強筋の総断面積 (mm²)

s : せん断補強筋の部材軸方向の間隔 (mm)

2) 斜め圧縮破壊に対する許容限界

斜め圧縮破壊に対する許容限界は許容応力度 (τ_{a2}) とする。なお、部材に生じるせん断応力は下式により算出する。

$$\tau = \frac{Q}{b_w \cdot z} \quad \left(z = \frac{d}{1.15} \right)$$

b. RC 壁 (ジベル筋)

取り合い部③・④においては、構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する補強を目的に、既設部材の増厚補強を行っている。既設部材と増厚補強部は一体部材として耐震・強度評価を行っていることから、既設部材と補強部材を一体として設計することの妥当性について、「補足 610-20 資料 9 海水ポンプ室の耐震性についての補足説明資料 参考資料 3 増厚補強部における既設部材と補強部材の一体化設計」に示した内容と同様の方法によりジベル筋の評価を行う。

8.4.5 床版と側壁との結合部の設計

床版とコンクリート製地下連続壁との結合部は、作用する曲げモーメント、せん断力、軸力を円滑に伝達できる構造とするものとする。

(1) 曲げに対する検討

床版端部曲げモーメントに対して、結合部が十分な耐力を有するように設計するものとする。

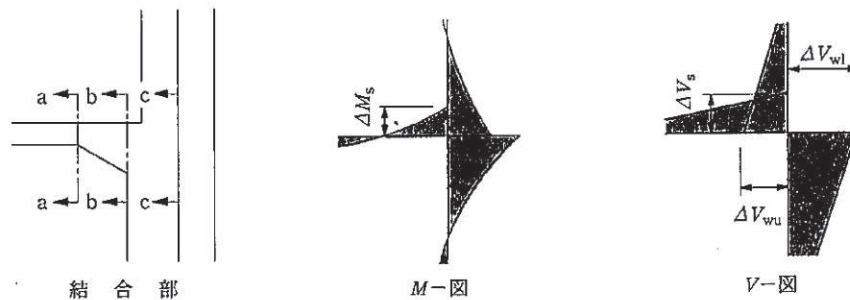
(2) せん断に対する検討

一体壁形式の場合は全せん断力に対して、重ね壁形式および単独壁形式の場合は結合部付近に作用する鉛直せん断力に対して、十分な耐力を有するように設計するものとする。

【解説】

(1) について

解説図 8.4.5-1 に示す床版のハンチ始点 (a-a 断面) あるいはハンチ終点 (b-b 断面) は、通常のラーメン計算で設計を行ってよい。c-c 断面には、床版の節点曲げモーメント (M_0) の一部 (M_s) が伝達されると考えられる。ここで、c-c 断面を介して地下連続壁に伝達される曲げモーメントは、b-b 断面における設計曲げモーメントより小さく、さらに有効高さは b-b 断面よりも大きいことから鉄筋は、b-b 断面における必要鉄筋量を c-c 断面を超えて地下連続壁に定着しておけば十分であると考えられる。



解説図 8.4.5-1 結合部の曲げモーメント、せん断力図の例

(2) について

一体壁の地下連続壁と内壁との接合面 (解説図 8.4.5-1 c-c 断面) に作用するせん断力としては、

- a) 内壁より地下連続壁に伝達される鉛直せん断力
- b) 側壁の曲げせん断によるずれせん断力

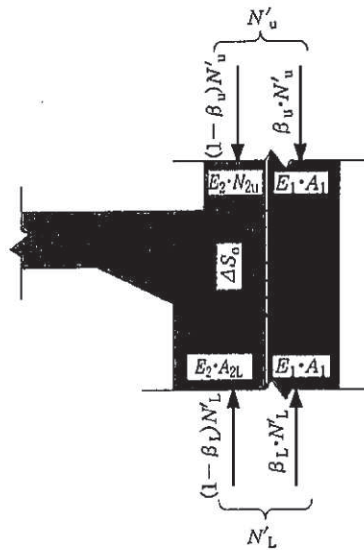
が考えられ、これらのせん断力に抵抗しうるジベル筋を配置する必要がある。

1) 内壁より地下連続壁に伝達される鉛直せん断力

接合面に作用する鉛直せん断力は、

- a) 床版から伝達された鉛直せん断力のうち地下連続壁が負担して下方へ軸力として伝える力
- b) 床版位置の上下で内壁の断面が変化する場合、内壁と地下連続壁の軸力分担率が変化する事により両者の間でやりとりされる力

図 6.1-3(1) 床版と側壁との接合部の検討方法
(「鉄道標準」より抜粋)



解説図 8.4.5-2 一体壁結合部の鉛直せん断力 V_0

の二つが考えられ、前記 a) および b) のせん断力は合わせて、解説図 8.4.5-2 に示す力のやりとりから式 (解 8.4.5-1) により求める。

$$V_0 = \beta_L \cdot N'_L - \beta_u \cdot N'_u \quad (\text{解 8.4.5-1})$$

ここに、 V_0 : 鉛直せん断力

N'_u : 床版節点より上側で側壁に作用している軸力

N'_L : 床版節点より下側で側壁に作用している軸力

β_u : 床版節点より上側の地下連続壁の軸力分担率

β_L : 床版節点より下側の地下連続壁の軸力分担率

$$\beta_u = \frac{E_1 \cdot A_1}{E_1 \cdot A_1 + E_2 \cdot A_{2u}}$$

$$\beta_L = \frac{E_1 \cdot A_1}{E_1 \cdot A_1 + E_2 \cdot A_{2L}}$$

E_1 : 地下連続壁コンクリートのヤング係数

E_2 : 内壁コンクリートのヤング係数

A_1 : 地下連続壁断面積

A_{2u} : 床版節点より上側の内壁断面積

A_{2L} : 床版節点より下側の内壁断面積

2) 側壁の曲げせん断によるずれせん断力

内壁と地下連続壁との接合面に生じるずれせん断力は、側壁の曲げによるせん断応力度より求める。

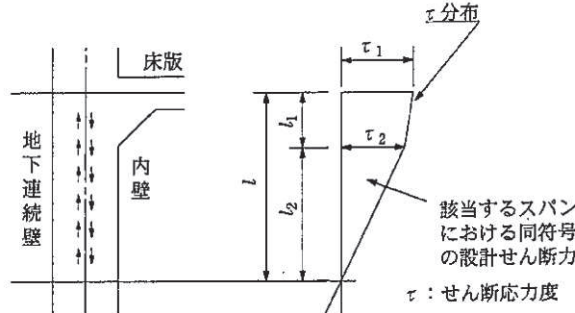
すなわち、解説図 8.4.5-3 に示すようなせん断応力度分布における区間のずれせん断力は式 (解 8.4.5-2) で求める。

$$V_B = \frac{1}{2} (\tau_1 + \tau_2) \cdot h \cdot b + \frac{1}{2} \tau_2 \cdot l_2 \cdot b \quad (\text{解 8.4.5-2})$$

ここに、 V_B : 接合面に生じる区間のずれせん断力

図 6.1-3(2) 床版と側壁との接合部の検討方法
(「鉄道標準」より抜粋)

τ_1, τ_2 : 各変化点におけるせん断応力度
 l_1, l_2 : 各変化点の距離
 b : 単位幅



解説図 8.4.5-3 当該スパンにおける同符号の設計せん断力

3) ジベル筋の設計

地下連続壁と内壁の接合面に配置するジベル筋は、前記1) および2) のせん断力に対し安全となるように設計し、その検討は式(解8.4.5-3)による。

$$\gamma_a \cdot \gamma_b \cdot \gamma_1 \cdot \frac{V}{V_u} \leq 1.0 \quad (\text{解 8.4.5-3})$$

$$V_u = V_{ug} + V_{u1}$$

$$V_{ug} = \mu \cdot (n \cdot A_{rg} \cdot f_{ryd} + \sigma_N \cdot A_{cg} / \gamma_c)$$

$$V_{u1} = \mu \cdot \sigma_N \cdot A_{u1} / \gamma_c$$

□ : コンクリートの摩擦分は考慮しない

ここに、 V : 床版接合面の作用せん断力

V_u : 接合面における全せん断耐力

V_{ug} : ジベル筋配置区間の全せん断耐力

V_{u1} : ジベル筋配置区間以外のコンクリートの接合面におけるせん断耐力

μ : 摩擦係数 (1.4程度: 地下連続壁は洗浄し、レイタンスを取り除き、深さ7mm程度の粗さとした場合¹⁾)

n : ジベル筋の本数 (単位幅当り)

A_{rg} : ジベル筋1本当りの断面積

f_{ryd} : ジベル筋の設計引張降伏強度

σ_N : 接合面に作用する鉛直応力度 (地下連続壁に作用する土圧等の外力)

A_{cg} : ジベル筋配置区間の全面積 (面積の境界は、最外側のジベル筋からジベル筋間隔の半分程度の距離までである)

A_{u1} : ジベル筋配置区間以外のコンクリート面積 (地下連続壁の接合面処理を行う部分のみ)

γ_a, γ_1 : 「4.5 安全係数」による。

γ_b : 部材係数で、一般に1.3としてよい。

γ_c : コンクリートの材料係数

なお、ジベル筋の配置区間としては、支点から $l/4$ (l : 側壁のスパン長) の範囲としてよい。

重ね壁および単独壁におけるジベル筋の設置範囲は、解説図8.4.5-4に示す範囲(f 区間)とする。

図 6.1-3(3) 床版と側壁との接合部の検討方法

(「鉄道標準」より抜粋)

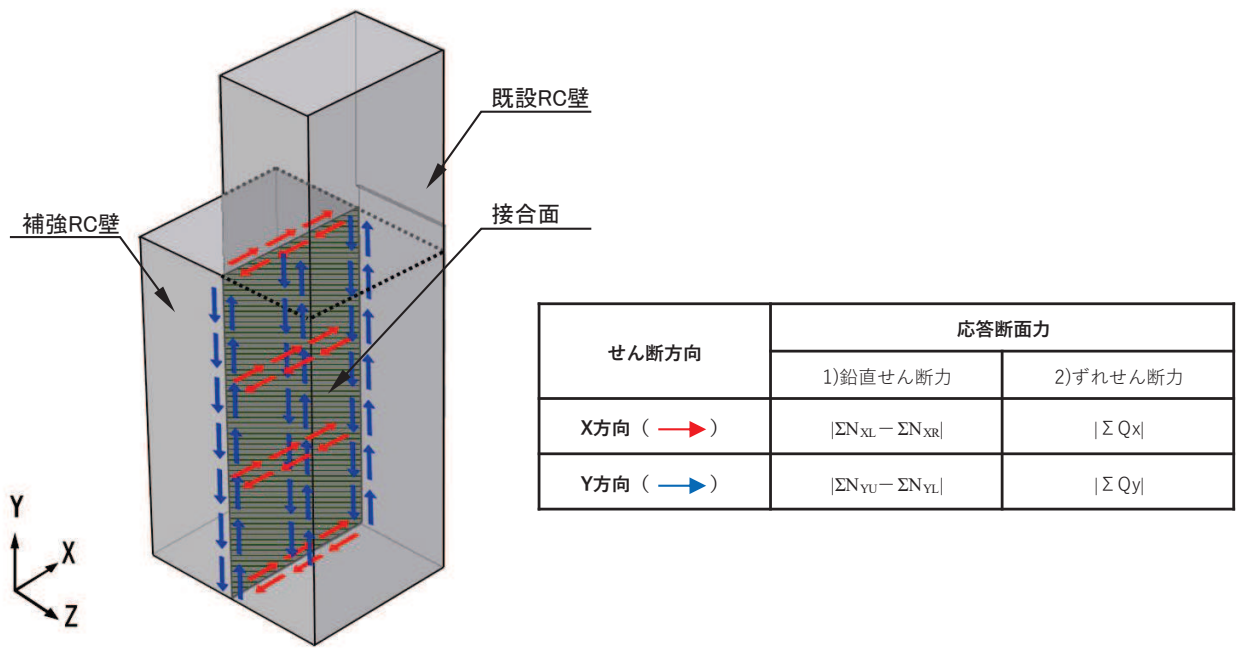


図 6.1-4 接合面に作用する荷重概念図

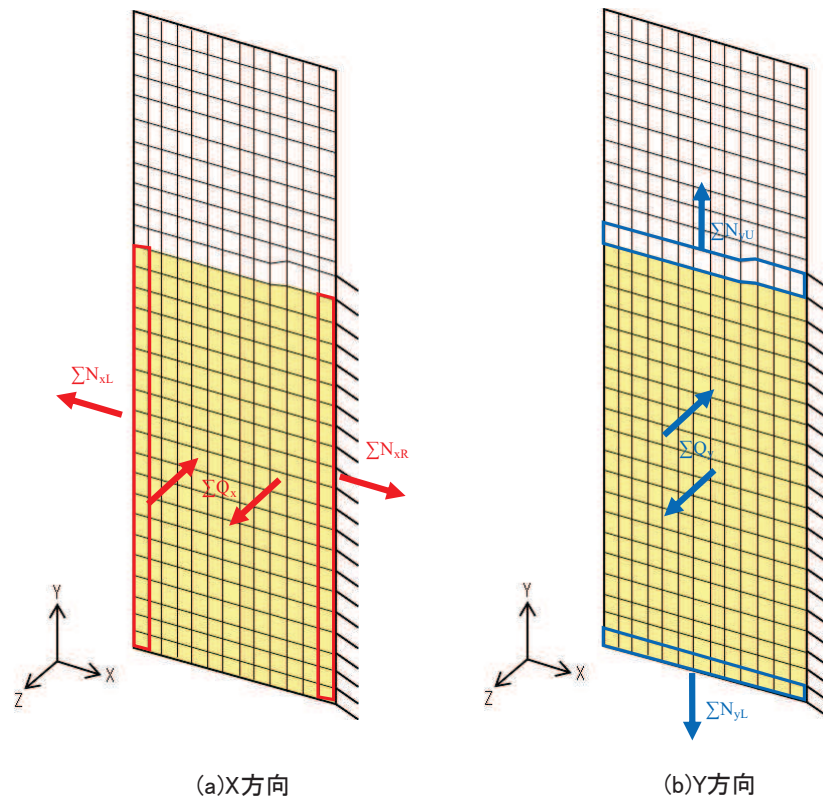


図 6.1-5 接合面の評価に用いる応力成分

c. RC 壁（背面補強工定着部）

RC 壁の定着部（防潮堤背面補強工）は，定着させている主筋（水平方向）に対して，「各種合成構造設計指針・同解説」に従い，定着部の安定性について確認する。

安定性の評価は，アンカーボルト（アンカー筋）に作用する引張力，せん断力及び付着力に対して行う。

引張力（降伏）及びせん断力については，RC 壁（本体）部の照査に含まれることから，評価を省略する。付着力に対しては，アンカーボルトの降伏により決まる場合の許容引張荷重よりも付着力による決まる場合の許容引張荷重が大きくなるように埋め込み長を確保する設計とすることで，付着力の評価を省略する。

アンカーボルトの降伏及び付着力による許容引張荷重については「各種合成構造設計指針・同解説」における接着系アンカーボルトの短期荷重時として算定する。

アンカーボルトの付着力に対する計算諸元を表 6.1-3 に，付着力の評価と引張に対する評価における許容荷重の比較結果を表 6.1-4 に示す。アンカーボルトの降伏により決まる場合の許容引張荷重よりも付着力による決まる場合の許容引張荷重が大きいことを確認した。

なお，コーン破壊については，張り出し壁と定着部（背面補強工）のコンクリート強度が同一（ 30N/mm^2 ）であり，定着部（背面補強工）はせん断方向に対して RC 壁よりも十分な広がりをも有し，安全性については十分な裕度を有することは明白であるため評価を省略する。

表 6.1-3(1) 主筋定着部の降伏に対する許容引張力の計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{a1}	アンカーボルト 1 本当りの許容引張力	—	N
ϕ_1	低減係数(短期荷重時)	1	—
$s\sigma_{pa}$	アンカーボルトの降伏点強度	345	N/mm^2
sca	ねじの有効断面積	956.6	mm^2

表 6.1-3 (2) 主筋定着部の付着力に対する許容引張力の計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{a3}	接着系アンカーボルトの付着力により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力	—	N
ϕ_3	低減係数(短期荷重時)	2/3	—
τ_a	へりあきおよびアンカーボルトのピッチを考慮した接着系アンカーボルトの引張力に対する付着強度	—	N/mm ²
τ_{bavg}	接着系アンカーボルト（主筋）の基本平均付着強度であるアンカー接着部の接着剤が注入方式で有機系の場合は $7\sqrt{(f'_{ck}/21)}$ とする	—	N/mm ²
α_n	へりあきおよびアンカーボルトのピッチによる付着強度の低減係数であり ($n=1, 2, 3$)、もっとも小さい寸法となる 3 面までを考慮する	—	—
C_n	へりあき寸法、または、アンカーボルトピッチ α の 1/2 で $C_n = \alpha_n/2$ ($n=1, 2, 3$) とする。もっとも小さい寸法となる 3 面までを考慮する ただし、 $(C_n/l_e) \geq 1.0$ の場合は、 $(C_n/l_e) = 1.0$ 、 $l_e \geq 10d_a$ の場合は、 $l_e = 10d_a$ とする	—	mm
f'_{ck}	コンクリートの設計基準強度	30	N/mm ²
d_a	接着系アンカーボルト（主筋）の径	35	mm
l_{ce}	接着系アンカーボルト（主筋）の強度算定用埋込み長さで、 $l_{ce} = l_e - 2d_a$ とする。	1395	mm
l_e	接着系アンカーボルト（主筋）の有効埋込み長さ	1465	mm

表 6.1-4 降伏と付着に対する許容引張力の比較

応力成分	降伏により決まる場合の許容引張力	付着力により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力
許容引張力 (kN)	330	353

6.2 鋼板

(1) 解析モデル

鋼板は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。水平方向は補剛材（水平リブ）位置でリブと有効幅分の鋼板の断面性能を、鉛直方向は支配面積当たりの鋼板の断面性能を与えたり要素でモデル化し、格子状にモデル化する。なお、水平方向のはり要素は、補強リブにより支持されるプレート部については「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会、平成14年3月）」に基づき、断面剛性の算出や応力度照査に用いる有効幅を考慮する。

RC壁との接合部の境界条件は、図6.2-1に示すように、鋼板がRC壁に押し付けられるような状態においては、コンクリート面が抵抗し、鋼板がRC壁から離れるような状態においては、アンカーボルトが抵抗すると考えられ、解析においてもこれらの現象を適切に表現するために、コンクリート面には圧縮側のみ抵抗するばねを面的に設け、アンカーボルト部には引抜側のみ抵抗するばねを設ける。なお、アンカーボルト位置の境界条件の設定においては、節点位置とアンカーボルト位置が一致しないため、各接点におけるアンカーボルトの分担本数に基づき、集約したばね値を設定する。

解析モデル図を図6.2-2に、アンカーボルトの分担本数の考え方を図6.2-3に示す。

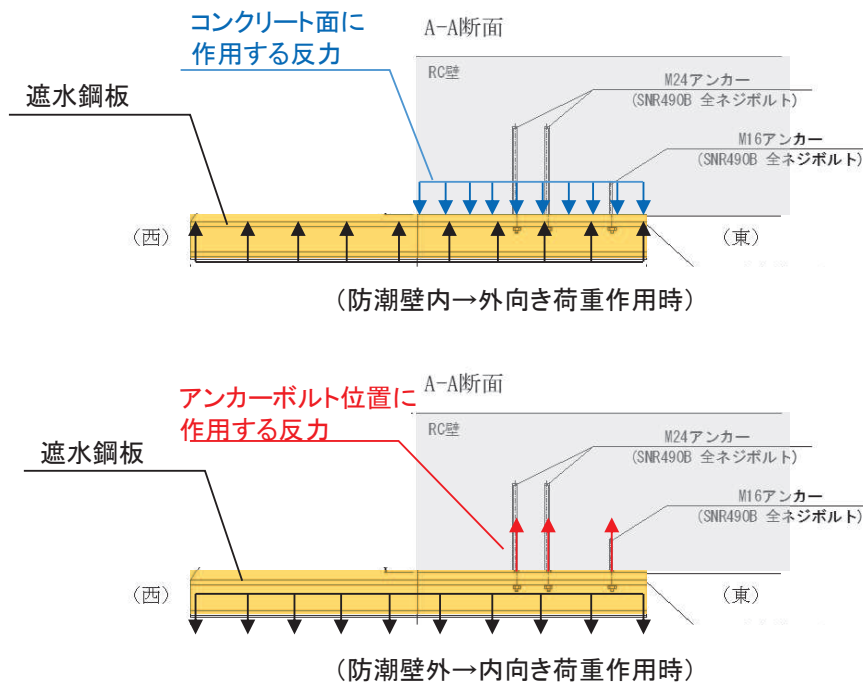


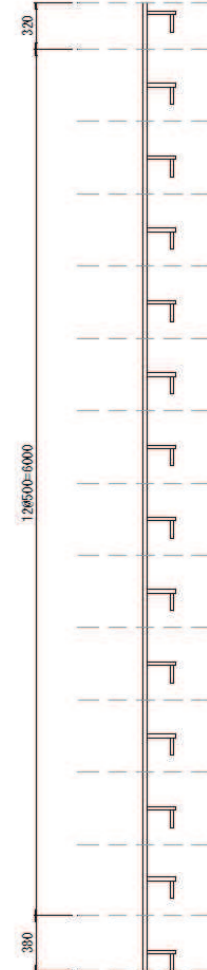
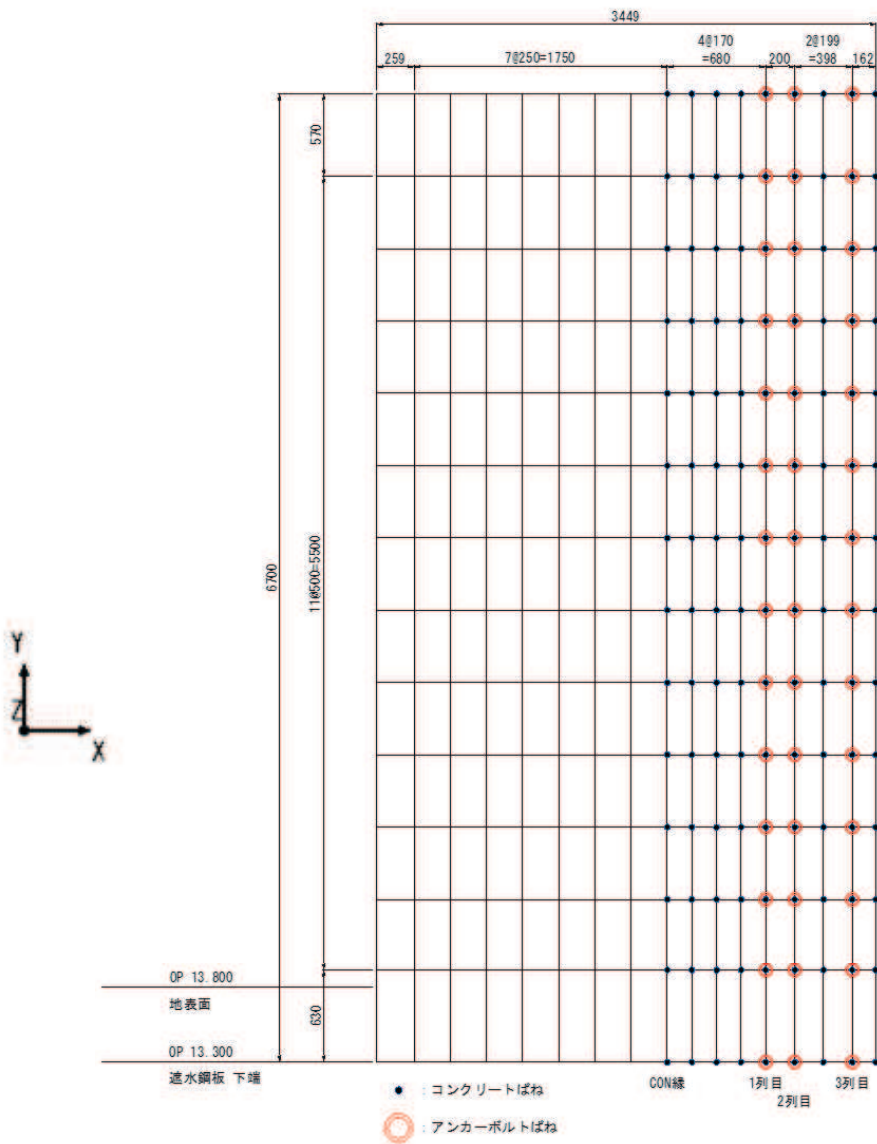
図 6.2-1 遮水鋼板と RC 壁の荷重作用概念図

(西)

(東)

解析モデル図

解析モデル分担幅



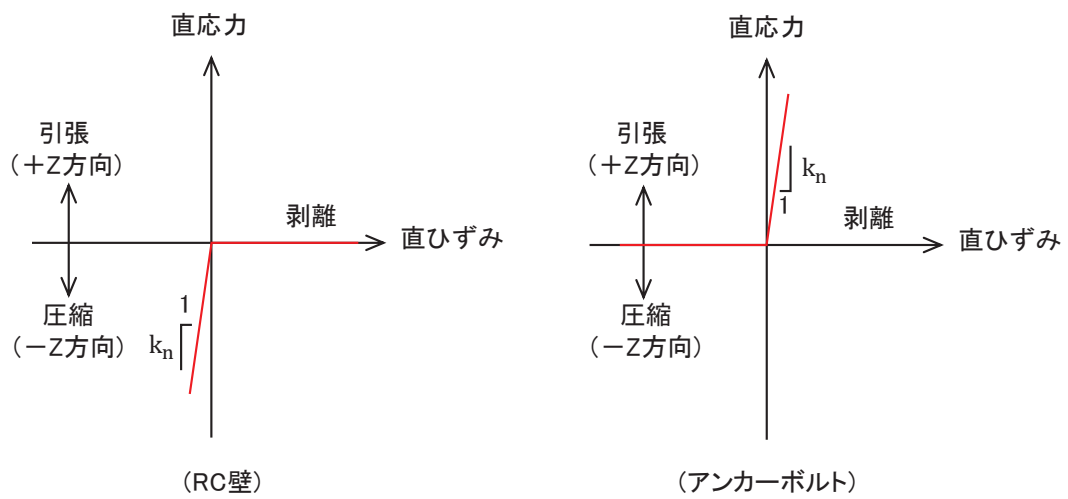
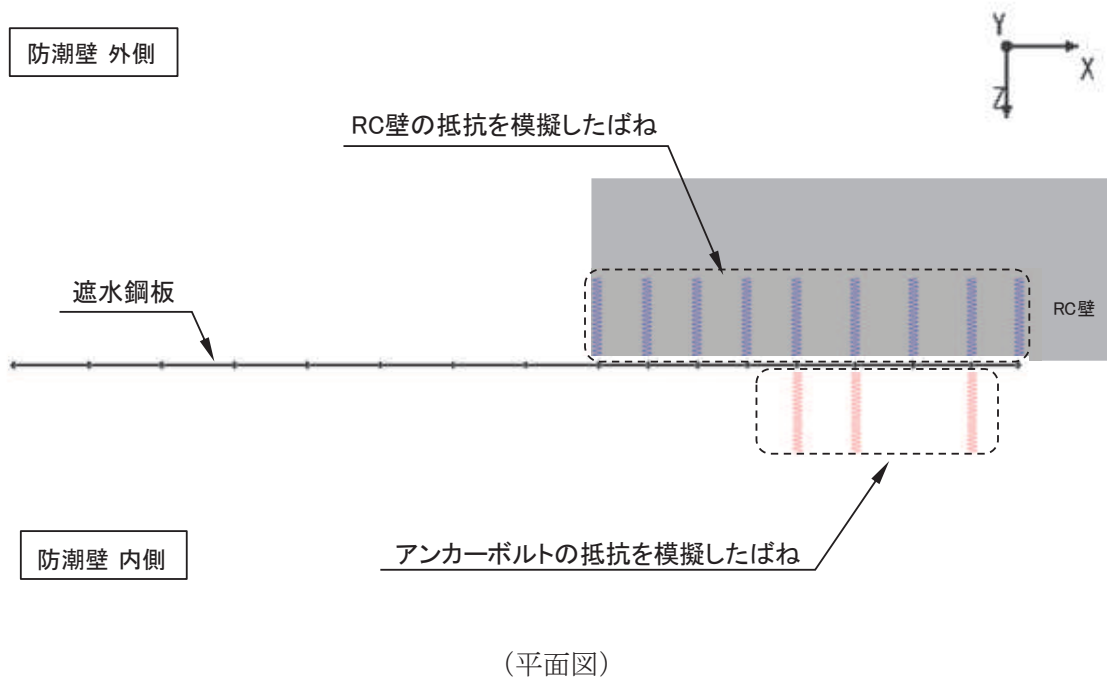
(平面図)

(断面図)

境界条件

<p>● RC壁</p> <p>X方向：自由</p> <p>Y方向：自由</p> <p>Z方向：バネ</p> <p>X軸回り：自由</p> <p>Y軸回り：自由</p> <p>Z軸回り：自由</p>	<p>⊙ アンカーボルト</p> <p>X方向：拘束</p> <p>Y方向：拘束</p> <p>Z方向：バネ</p> <p>X軸回り：自由</p> <p>Y軸回り：自由</p> <p>Z軸回り：自由</p>
---	---

図 6.2-2(1) 遮水鋼板のモデル化
(取り合い部④の例)



(ばね要素の概念図)

図 6.2-2 遮水鋼板のモデル化
(RC 壁との境界条件)

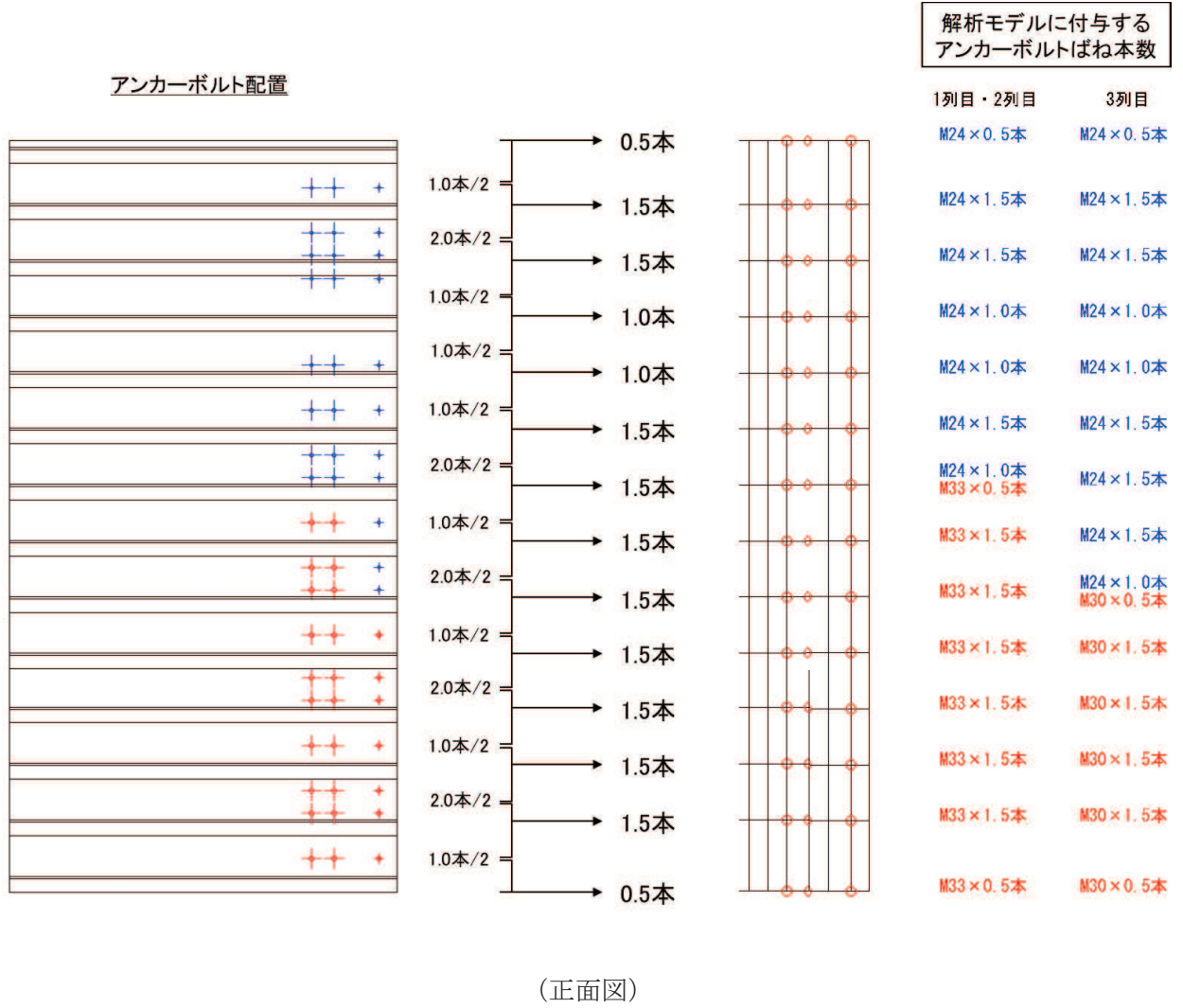


図 6.2-3 アンカーボルトの分担本数の考え方
(取り合い部④の例)

(ばね要素のばね定数について)

ばね要素のばね定数は、RC 壁側については、コンクリートの支圧方向となるためコンクリートのヤング係数を、アンカーボルト側については、ボルトの引張方向となるため、鋼材のヤング係数を用い、下記の式により設定する。ばね要素のばね定数を表 6.2-1 に示す。

・RC 壁

$$K = E/B$$

ここに、

E：コンクリートのヤング係数 ($2.8 \times 10^7 \text{kN/m}^2$)

B：RC 壁幅 (1.5m・3.0m)

・アンカーボルト

$$K = E \cdot A/t$$

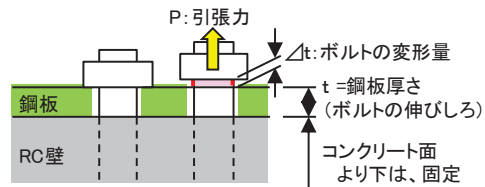
ここに、

E：鋼材ヤング係数 ($2.0 \times 10^8 \text{kN/m}^2$)

A：アンカーボルト断面積

t：鋼板厚さ (25mm)

なお、アンカーボルトのばね定数は下図に示す力の釣り合いより算定する。



$$\sigma = E \cdot \varepsilon = E \cdot \Delta t/t$$

$$\sigma \cdot A/\Delta t = E \cdot A/t$$

$$P/\Delta t = E \cdot A/t$$

以上より、アンカーボルトのバネ定数 K は、下式により求める。

$$K = P/\Delta t = E \cdot A/t$$

表 6.2-1 ばね要素のばね定数

種類	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)	引張剛性 k_n (kN/m^3)
RC 壁	1.867×10^7	—
アンカーボルト	—	8.000×10^3

(2) 使用材料及び物性値

使用材料を表 6.2-2 に、材料の物性値を表 6.2-3 に示す。

表 6.2-2 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
鋼板	SM570	PL25mm
RC 壁	鉄筋コンクリート	$f'_{ck} = 30\text{N/mm}^2$ (コンクリート)
アンカーボルト	SNR490B	接着式アンカーボルト

表 6.2-3 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
コンクリート	$f'_{ck} = 30\text{N/mm}^2$	24.0	2.80×10^4	0.2
鋼材	SM570, SNR490B	77.0	2.00×10^5	0.3

(3) 許容限界

鋼板の許容限界は、「道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」に基づき、設定する短期許容応力度とする。

鋼板の許容限界を表 6.2-4 に示す短期許容応力度とする。

表 6.2-4 鋼板の許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm^2)	短期許容応力度*2 (N/mm^2)
SM570	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}^{*1}	255
	許容せん断応力度 τ_{sa}	145

注記*1：鋼板は「道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」に示される、圧縮応力を受ける板であることから、局部座屈に対する許容応力度の低減を考慮し、許容限界は曲げ引張応力度及び曲げ圧縮応力度の小さい値を採用する (詳細を以下に示す)。

*2：短期許容応力度は、鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

(4) 評価方法

鋼板は、プレートと補剛材（水平リブ）で構成されている。鋼板の構造図を図 6.2-4 に示す。

鋼板の評価は、これらの各部材について、前述のフレーム要素から得られた曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

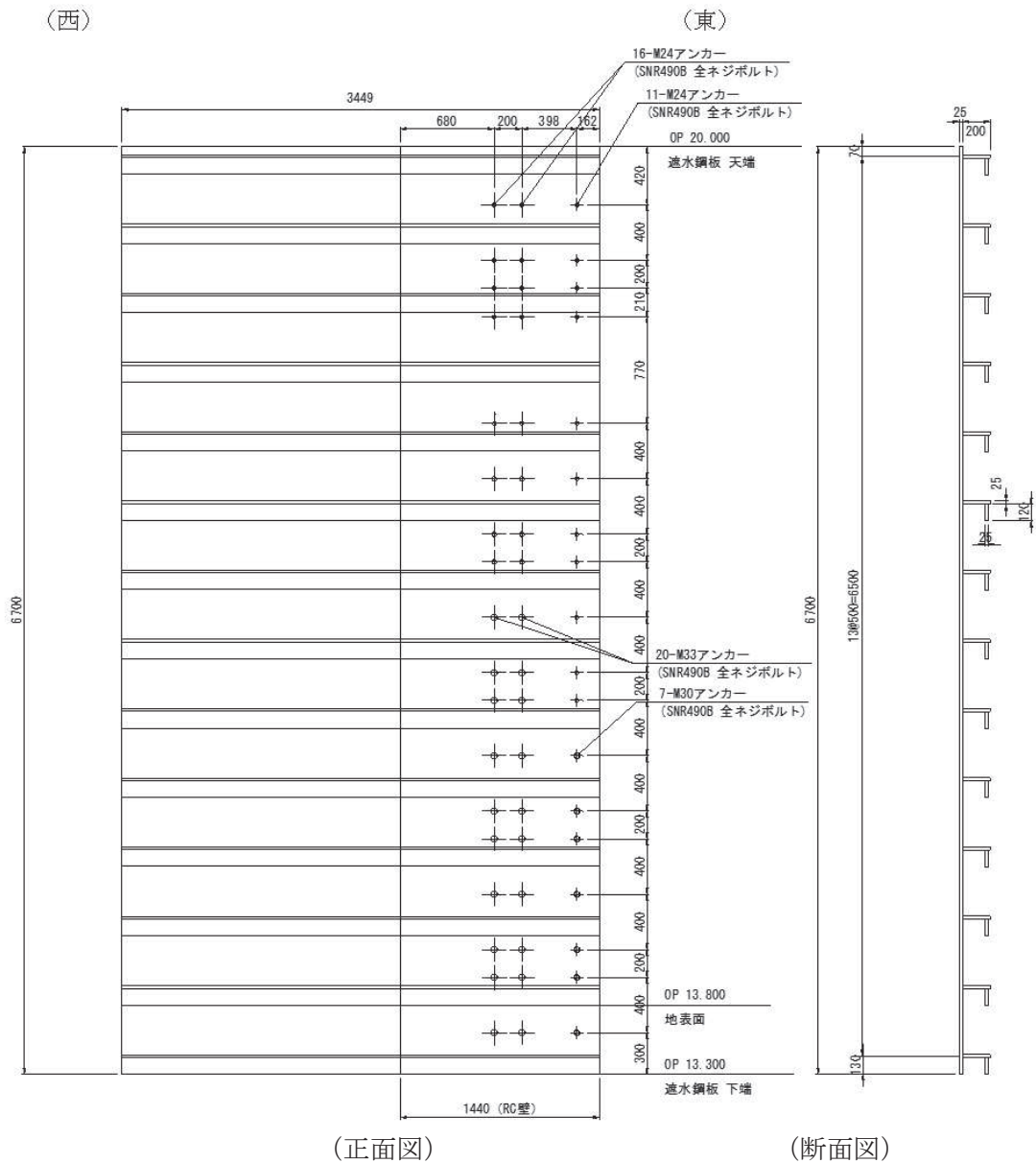


図 6.2-4 鋼板の構造図
(取り合い部④の例)

① 曲げ軸力照査

曲げモーメント及び軸力を用いて図 6.2-5 に示す断面形状にて、次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

なお、前述のとおり、断面性能が異なる区間ごとに断面力を算出し照査を行うが、保守的に N, M_y, M_z ごとに同一区間単位の中で位置を統一せずに、絶対値最大となる断面力をそれぞれ抽出し、それらを組み合わせた応力度照査を行う。

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A_1} \pm \frac{M_{Y1}}{Z_{Y1}} \pm \frac{M_{Z1}}{Z_{Z1}} \dots \dots \dots (3.1)$$

ここで、

σ_1 : 鋼製パネルの曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (kN/m²)

N_1 : 鋼製パネルの軸力 (kN)

A_1 : 鋼製パネルの有効断面積 (m²)

M_{Y1} : 鋼製パネルに発生する Y 軸周りの曲げモーメント (kN・m)

Z_{Y1} : 鋼製パネルの Y 軸周りの有効断面係数 (m³)

M_{Z1} : 鋼製パネルに発生する Z 軸周りの曲げモーメント (kN・m)

Z_{Z1} : 鋼製パネルの Z 軸周りの有効断面係数 (m³)

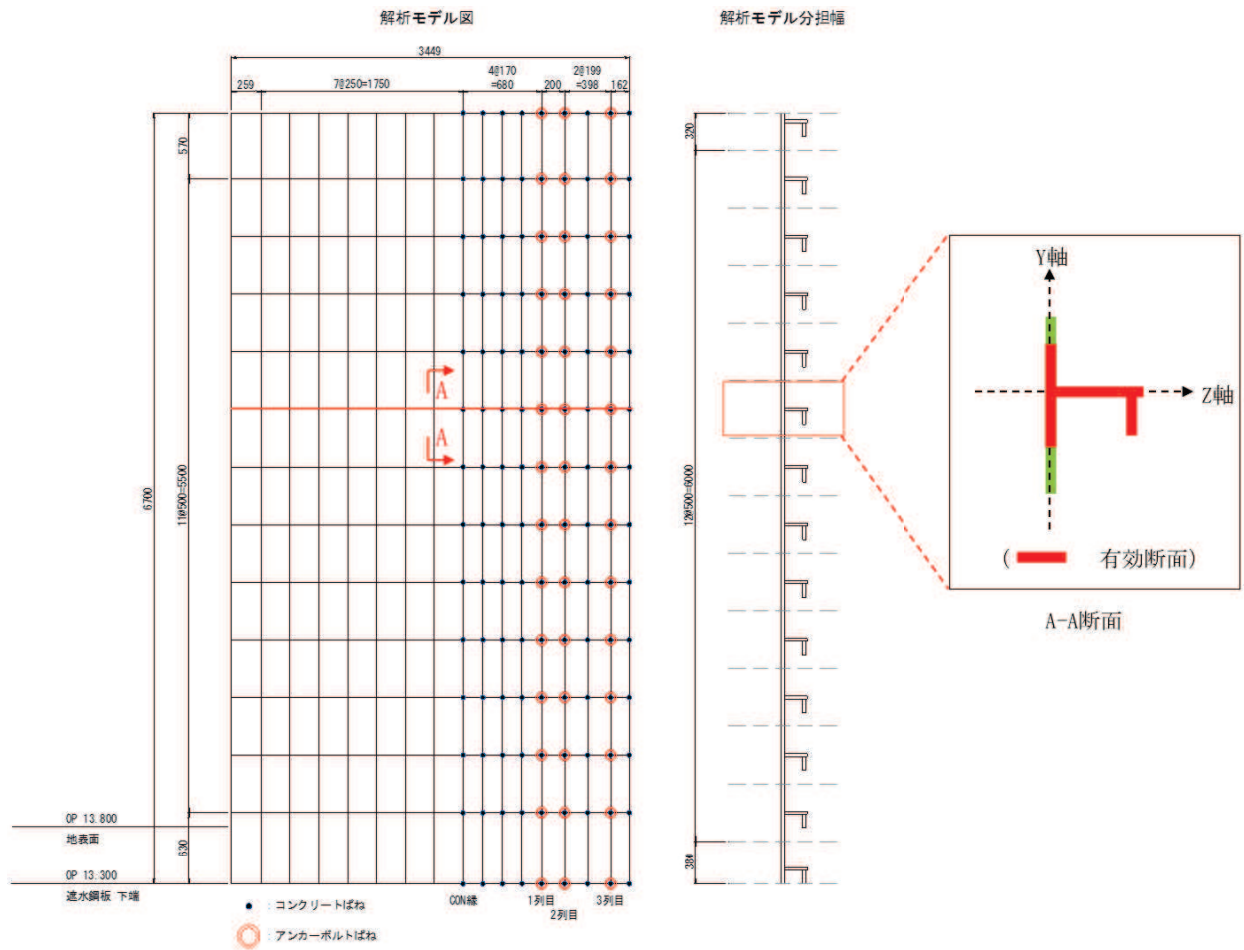


図 6.2-5 鋼製パネル断面形状

② せん断力照査

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\tau_1 = \frac{S_{Z1}}{A_1} \dots \dots \dots (3.2)$$

ここで、

τ_1 : 遮水鋼板のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S_{Z1} : 遮水鋼板に発生するせん断力 (N)

A_1 : 遮水鋼板 (リブ腹板) の断面積 (mm²)

③ 合成応力度

合成応力に対して許容限界以下であることを確認する。

$$\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{sa}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_1}{\tau_{sa}}\right)^2 \leq k \quad \dots \dots \dots (3.3)$$

ここで、

σ_1 : 鋼製パネルの曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)

τ_1 : 鋼製パネルのせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

σ_{sa} : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

τ_{sa} : 短期許容せん断応力度 (N/mm²)

k : 道路橋示方書 (Ⅱ鋼橋編) に基づく合成応力の許容値 (1.2)

6.3 アンカーボルト

(1) 構造概要

アンカーボルトの構造概要を図 6.3-1 に示す。

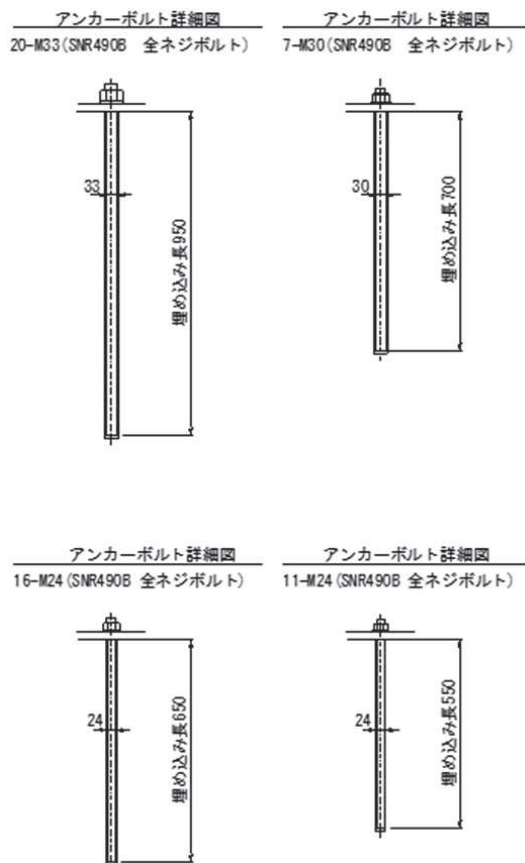


図 6.3-1 アンカーボルトの構造図
(取り合い部④の例)

(2) 使用材料

アンカーボルトの使用材料を表 6.3-1 に示す。

表 6.3-1 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
アンカーボルト	SNR490B	接着系アンカーボルト

(3) 許容限界

アンカーボルトの許容荷重は「各種合成構造設計指針・同解説」における接着系アンカーボルトの短期荷重時として算定する。

アンカーボルトの許容限界の算出結果を表 6.3-2 に示す。

表 6.3-2(1) アンカーボルトの許容限界算出結果(取り合い部② 地震時)

評価部位	許容荷重		
	引張 ^{*1, 2} (N)	せん断 ^{*1, 2} (N)	合成応力 ^{*1} (-)
アンカーボルト	1.24×10^5	8.70×10^4	1.0
アンカーボルトの付着力	1.37×10^5	—	—
コンクリートの コーン状破壊	—	1.60×10^5	—

表 6.3-2(2) アンカーボルトの許容限界算出結果(地震時：取り合い部④)

評価部位	許容荷重		
	引張 ^{*1, 2} (N)	せん断 ^{*1, 2} (N)	合成応力 ^{*1} (-)
アンカーボルト	1.24×10^5	8.70×10^4	1.0
アンカーボルトの付着力	2.55×10^5	—	—
コンクリートの コーン状破壊	—	1.60×10^5	—

- 注記 *1：アンカーボルトに対する許容引張力，許容せん断力及び合成応力の許容値は，「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会 平成 26 年）」に基づき算出する。
- *2：接着系アンカーボルトの付着力に対する許容引張力は，「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会 平成 26 年）」に基づき以下の式により算出する。
- *3：アンカーボルトの埋め込まれるコンクリートのコーン状破壊に対する許容せん断力は，「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会 平成 26 年）」に基づき以下の式により算出する。

表 6.3-2(3) アンカーボルトの許容限界算出結果(取り合い部② 重畳時)

評価部位	許容荷重		
	引張*1, 2 (N)	せん断*1, 2 (N)	合成応力*1 (-)
アンカーボルト	1.24×10^5	8.70×10^4	1.0
アンカーボルトの付着力	0.97×10^5	—	—
コンクリートの コーン状破壊	—	1.60×10^5	—

表 6.3-2(4) アンカーボルトの許容限界算出結果(重畳時：取り合い部④)

評価部位	許容荷重		
	引張*1, 2 (N)	せん断*1, 2 (N)	合成応力*1 (-)
アンカーボルト	2.47×10^5	8.70×10^4	1.0
アンカーボルトの付着力	1.74×10^5	—	—
コンクリートの コーン状破壊	—	1.60×10^5	—

- 注記 *1：アンカーボルトに対する許容引張力，許容せん断力及び合成応力の許容値は，「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会 平成 26 年）」に基づき算出する。
- *2：接着系アンカーボルトの付着力に対する許容引張力は，「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会 平成 26 年）」に基づき以下の式により算出する。
- *3：アンカーボルトの埋め込まれるコンクリートのコーン状破壊に対する許容せん断力は，「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会 平成 26 年）」に基づき以下の式により算出する。

(アンカーボルト)

アンカーボルトの許容荷重は「各種合成構造設計指針・同解説」における接着系アンカーボルトの短期荷重時として算定する。

a. 引張

引張に対する許容限界は以下により計算を行う。

$$P_{a1} = \phi_1 \times \sigma_{pa} \times s_c a$$

$$\sigma_{pa} = \sigma_Y$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 6.3-3 に示す。

表 6.3-3(1) アンカーボルトの許容引張力の計算諸元(地震時)

記号	定義	数値	単位
P_{a1}	アンカーボルト 1 本当りの許容引張力	—	N
ϕ_1	低減係数(短期荷重時)	1	—
σ_{pa}	アンカーボルトの許容引張応力度	325	N/mm ²
$s_c a$	ねじの有効断面積	384	mm ²

表 6.3-3(2) アンカーボルトの許容引張力の計算諸元(重畳時)

記号	定義	数値	単位
P_{a1}	アンカーボルト 1 本当りの許容引張力	—	N
ϕ_1	低減係数(短期荷重時)	1	—
σ_{pa}	アンカーボルトの許容引張応力度	325	N/mm ²
$s_c a$	ねじの有効断面積	761	mm ²

b. せん断

せん断に対する許容限界は以下により計算を行う。

$$Q_{a1} = \phi_1 \times \sigma_{qa} \times s_{ca}$$

$$\sigma_{qa} = 0.7 \sigma_Y$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 6.3-4 に示す。

表 6.3-4(1) アンカーボルトの許容せん断力の計算諸元 (地震時)

記号	定義	数値	単位
Q_{a1}	アンカーボルト 1 本当りの許容せん断力	—	N
ϕ_1	低減係数(短期荷重時)	1	—
σ_{qa}	アンカーボルトの許容せん断応力度	227	N/mm ²
s_{ca}	ねじの有効断面積	384	mm ²

表 6.3-4(2) アンカーボルトの許容せん断力の計算諸元 (重畳時)

記号	定義	数値	単位
Q_{a1}	アンカーボルト 1 本当りの許容せん断力	—	N
ϕ_1	低減係数(短期荷重時)	1	—
σ_{qa}	アンカーボルトの許容せん断応力度	227	N/mm ²
s_{ca}	ねじの有効断面積	761	mm ²

(接着系アンカーボルトの付着力)

接着系アンカーボルトの付着力に対する許容引張荷重については「各種合成構造設計指針・同解説」における接着系アンカーボルトの短期荷重時として算定する。アンカーボルトの配置について図 6.3-2 に、アンカーのへりあき面とへりあき寸法を図 6.3-3 に示す。

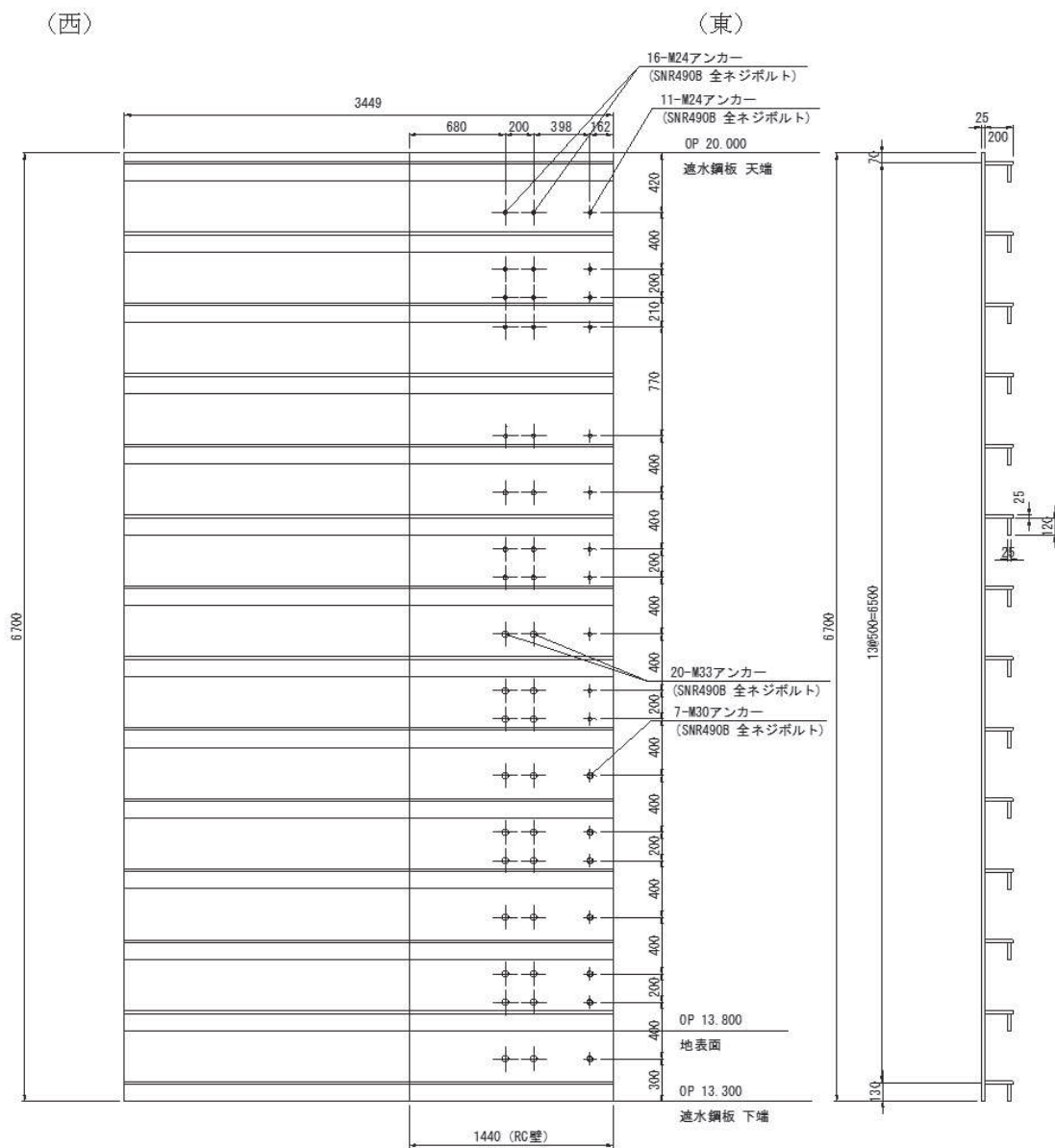


図 6.3-2 アンカーボルトの付着力の計算モデル
(取り合い部④の例)

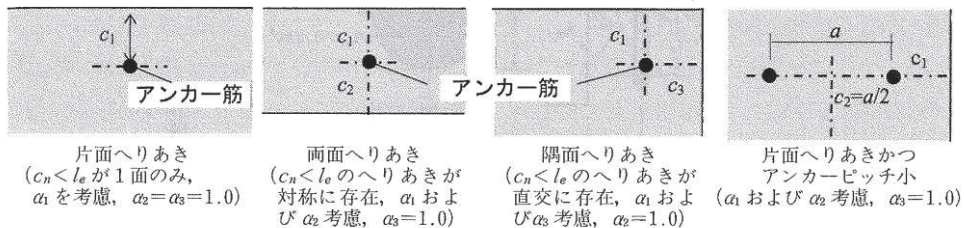
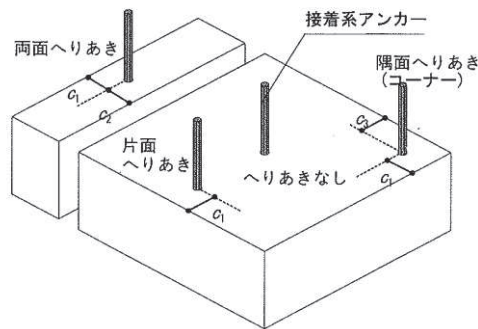
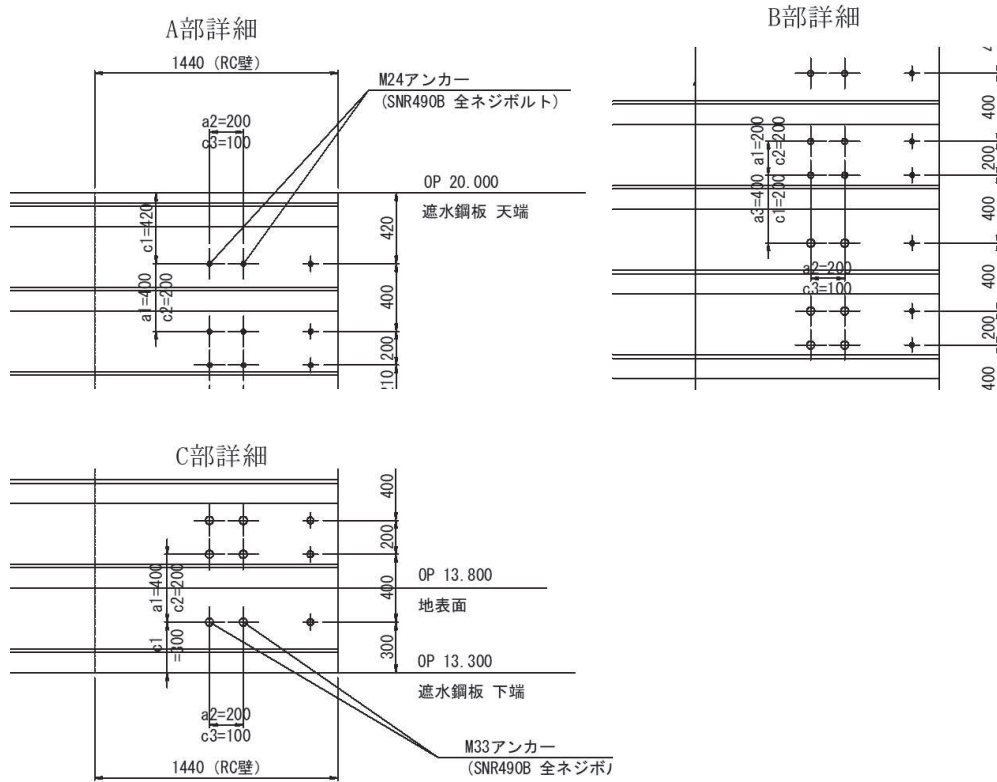


図 6.3-3 接着系アンカーのへりあき面とへりあき寸法

許容限界は以下により計算を行う。有効埋込み長 l_e と算定用有効埋込み長 l_{ce} の概念図を図 6.3-4 に、各記号の定義及び数値を表 6.3-5 に示す。

$$P_{a3} = \phi_3 \times \tau_a \times \pi \times d_a \times l_{ce}$$

$$\tau_a = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \tau_{bavg}$$

$$\alpha_n = 0.5 \times \left(\frac{C_n}{l_e} \right) + 0.5$$

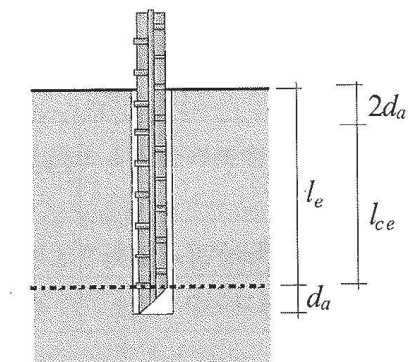


図 6.3-4 有効埋込み長 l_e と算定用有効埋込み長 l_{ce}

表 6.3-5 接着系アンカーボルトの付着力に対する許容引張力の計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{a3}	接着系アンカーボルトの付着力により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力	—	N
ϕ_3	低減係数(短期荷重時)	2/3	—
τ_a	へりあきおよびアンカーボルトのピッチを考慮した接着系アンカーボルトの引張力に対する付着強度	—	N/mm ²
τ_{bavg}	接着系アンカーボルトの基本平均付着強度であるアンカー接着部の接着剤が注入方式で有機系の場合は $7\sqrt{(f'_{ck}/21)}$ とする	—	N/mm ²
α_n	へりあきおよびアンカーボルトのピッチによる付着強度の低減係数であり ($n=1, 2, 3$), もっとも小さい寸法となる 3 面までを考慮する	—	—
C_n	へりあき寸法, または, アンカーボルトピッチ α の 1/2 で $C_n = \alpha_n / 2$ ($n=1, 2, 3$) とする。もっとも小さい寸法となる 3 面までを考慮する ただし, $(C_n / l_e) \geq 1.0$ の場合は, $(C_n / l_e) = 1.0$, $l_e \geq 10d_a$ の場合は, $l_e = 10d_a$ とする	—	mm
f'_{ck}	コンクリートの設計基準強度	30	N/mm ²
d_a	接着系アンカーボルトの径	33	mm
l_{ce}	接着系アンカーボルトの強度算定用埋込み長さ で, $l_{ce} = l_e - 2d_a$ とする。	884	mm
l_e	接着系アンカーボルトの有効埋込み長さ	950	mm

(コンクリートのコーン状破壊)

アンカーボルトの周辺のコンクリートのコーン状破壊に対する許容せん断荷重については「各種合成構造設計指針・同解説」における接着系アンカーボルトの短期荷重時として算定する。コーン状破壊面の概要について図6.3-5に示す。

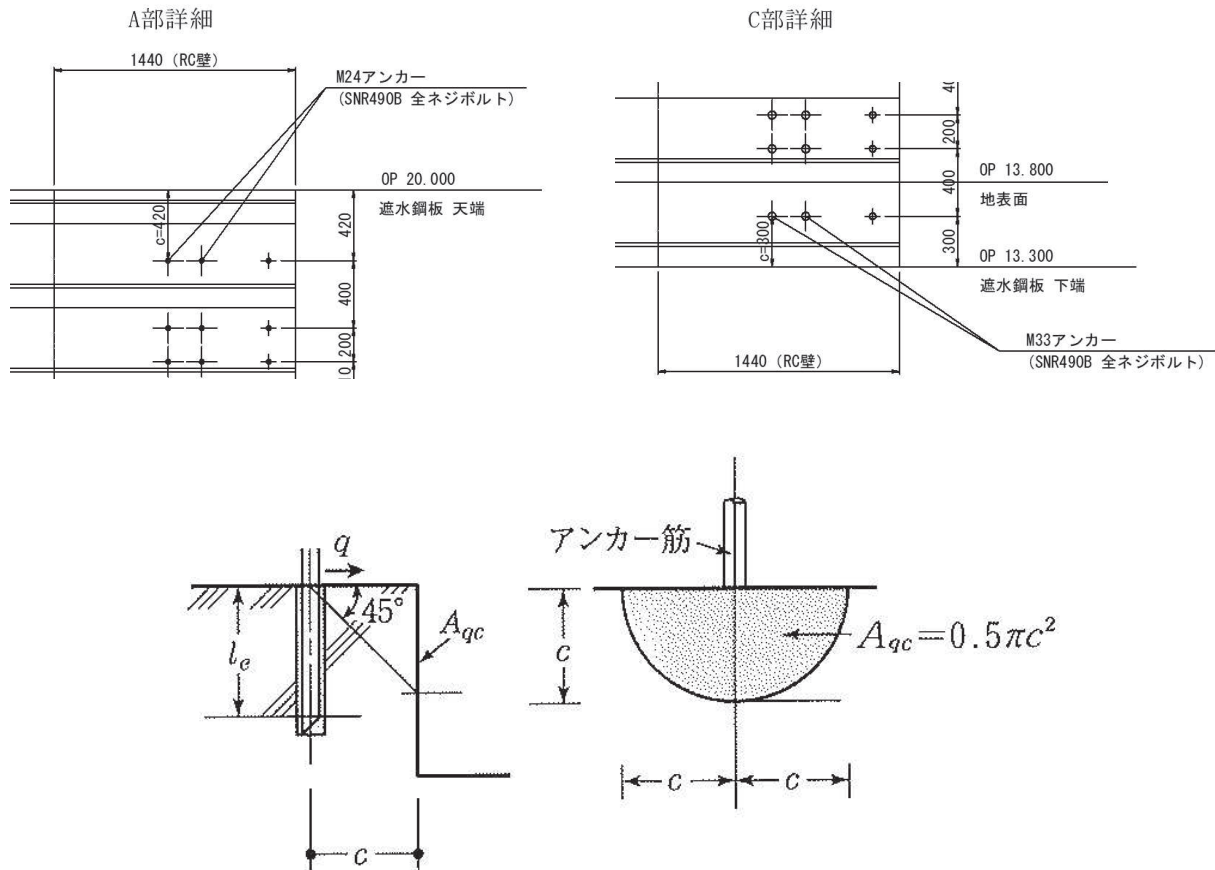


図 6.3-5 コンクリートのコーン状破壊の概要

許容限界は以下により計算を行う。各記号の定義及び数値を表 6.3-6 に示す。

$$Q_{a3} = \phi_3 \times c \sigma_t \times A_{qc}$$

$$c \sigma_t = 0.31 \sqrt{f' c k}$$

$$A_{qc} = 0.5 \pi c^2$$

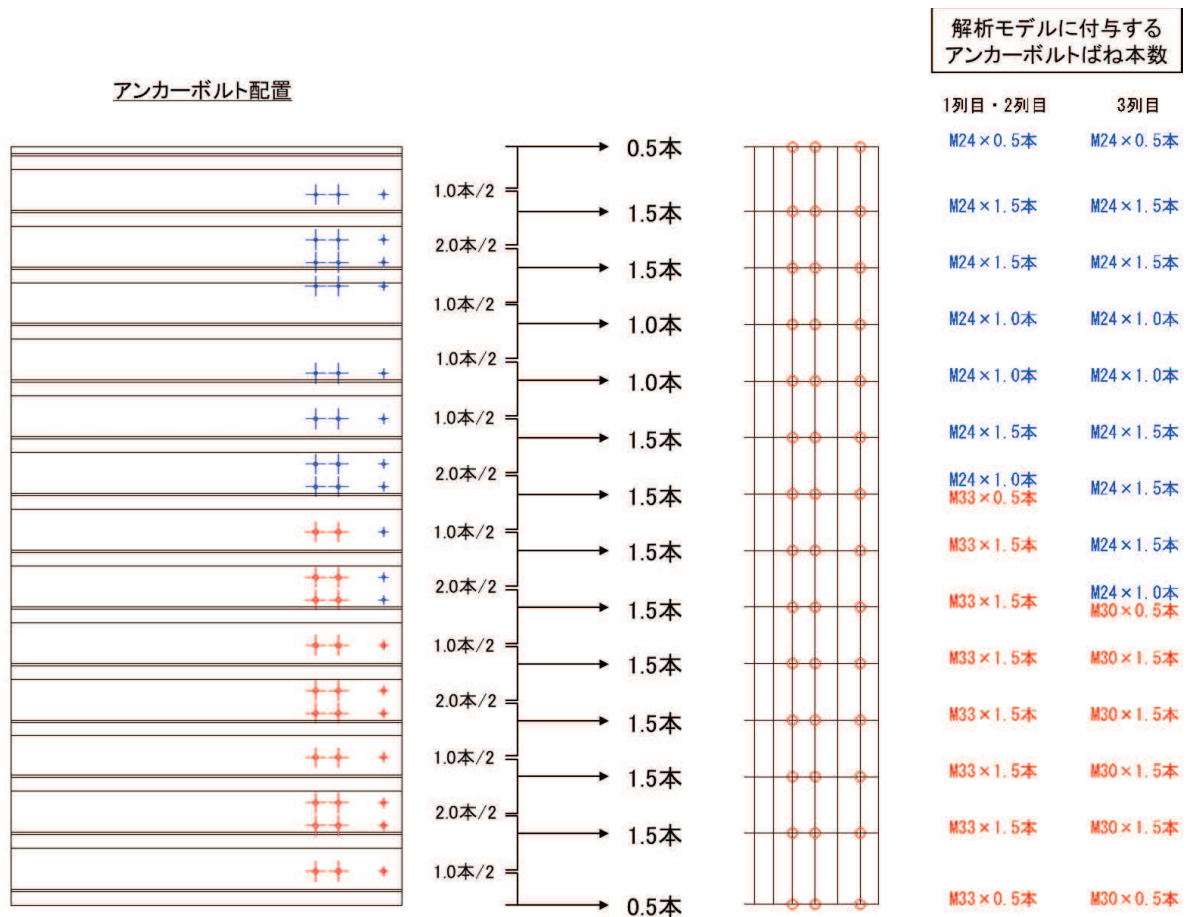
表 6.3-6 コンクリートのコーン状破壊に対する許容せん断力の計算諸元

記号	定義	数値	単位
Q_{a3}	アンカーボルト 1 本当りのコーン状破壊に対する許容せん断力	—	N
ϕ_3	低減係数(短期荷重時)	2/3	—
${}_c\sigma_t$	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度	—	N/mm ²
A_{qc}	せん断力方向の側面におけるコーン状破壊面の有効投影面積	—	mm ²
f'_{ck}	コンクリートの設計基準強度	30	N/mm ²
c	アンカーボルトの最小へりあき寸法	300	mm

(4) 評価方法

アンカーボルトは「各種合成構造設計指針・同解説」に従い、アンカーボルトに発生する引張力、せん断力及びアンカーボルトの付着力、コンクリートのコーン状破壊が、許容限界以下となることを確認する。

アンカーボルト1本当たりの発生荷重は、アンカーボルト位置のばね反力から、分担本数に応じて割り返すことで求める。アンカーボルトの評価方法の概要を図6.3-6に示す。



$$\kappa = \left(\frac{P_1}{P_a}\right)^2 + \left(\frac{Q_1}{Q_a}\right)^2$$

- ここに、
- P_1 : アンカーボルト1本にはたらく引張力 (N)
 - Q_1 : アンカーボルト1本にはたらくせん断力 (N)
 - n : 支点条件のアンカーボルトの本数 (本)
 - κ : アンカーボルトの合成応力
 - P_a : アンカーボルトの許容引張力 (N)
 - Q_a : アンカーボルトの許容せん断力 (N)

図 6.3-6 アンカーボルトの構造概要及び応力算定式

7. 評価結果

7.1 評価結果

防潮堤取り合い部のRC壁（ジベル筋含む）及び鋼板、アンカーボルトの評価結果を表7.1-1～表7.1-3に示す。

全ての部材が、地震時及び重畳時において発生する応力度やせん断力が、許容応力度や許容せん断力以下であることから、構造部材が十分な構造健全性を有することを確認した。

表 7.1-1(1) RC 壁の評価結果（地震時（取り合い部②））

評価部位	評価項目	荷重組合せ ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
RC 壁	軸力 + 曲げ	1. 0H+0. 4V (下向き)	σ_c (N/mm ²)	3.0	16.5	0.19
			σ_s (N/mm ²)	150	294	0.52
		0. 4H+1. 0V (下向き)	σ_c (N/mm ²)	1.2	16.5	0.08
			σ_s (N/mm ²)	111	294	0.38
	面外 せん断力	1. 0H+0. 4V (下向き)	Q (kN)	390	627	0.63
		0. 4H+1. 0V (下向き)	Q (kN)	158	627	0.26

表 7.1-1(2) RC 壁の評価結果（地震時（取り合い部④））

評価部位	評価項目	荷重組合せ ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
RC 壁	軸力 + 曲げ	1. 0H+0. 4V (下向き)	σ_c (N/mm ²)	3.0	16.5	0.19
			σ_s (N/mm ²)	171	294	0.59
		0. 4H+1. 0V (下向き)	σ_c (N/mm ²)	1.2	16.5	0.08
			σ_s (N/mm ²)	177	294	0.61
	面外 せん断力	1. 0H+0. 4V (下向き)	Q (kN)	650	1476	0.45
		0. 4H+1. 0V (下向き)	Q (kN)	262	1476	0.18

表 7.1-1(3) RC 壁の評価結果（重畳時（取り合い部②））

評価部位	評価項目	荷重組合せ ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
RC 壁	軸力 + 曲げ	1. 0H+0. 4V (下向き)	σ_c (N/mm ²)	5.3	16.5	0.33
			σ_s (N/mm ²)	177	294	0.61
		0. 4H+1. 0V (下向き)	σ_c (N/mm ²)	3.5	16.5	0.22
			σ_s (N/mm ²)	140	294	0.48
	面外 せん断力	1. 0H+0. 4V (下向き)	Q (kN)	544	627	0.87
		0. 4H+1. 0V (下向き)	Q (kN)	377	627	0.61

表 7.1-1(4) RC 壁の評価結果（重畳時（取り合い部④））

評価部位	評価項目	荷重組合せ ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
RC 壁	軸力 + 曲げ	1. 0H+0. 4V (下向き)	σ_c (N/mm ²)	1.8	16.5	0.11
			σ_s (N/mm ²)	201	294	0.69
		0. 4H+1. 0V (下向き)	σ_c (N/mm ²)	1.0	16.5	0.07
			σ_s (N/mm ²)	204	294	0.70
	面外 せん断力	1. 0H+0. 4V (下向き)	Q (kN)	918	3018	0.31
		0. 4H+1. 0V (下向き)	Q (kN)	638	3018	0.22

表 7.1-2(1) RC 壁 (ジベル筋) の評価結果 (評価用断面力)

せん断方向	検討ケース		鉛直せん断力 (kN)	ずれせん断力 (kN)	合計 (kN)
X 方向	地震時	1. 0H+0. 4V (下向き)	$ \Sigma N_{sL} - \Sigma N_{sR} $ 958	$\Sigma Q_x $ 3314	4272
		0. 4H+1. 0V (下向き)	$ \Sigma N_{sL} - \Sigma N_{sR} $ 1368	$\Sigma Q_x $ 1342	2710
	重畳時	1. 0H+0. 4V (下向き)	$ \Sigma N_{sL} - \Sigma N_{sR} $ 958	$\Sigma Q_x $ 5723	<u>6681</u>
		0. 4H+1. 0V (下向き)	$ \Sigma N_{sL} - \Sigma N_{sR} $ 1368	$\Sigma Q_x $ 3446	4814
Y 方向	地震時	1. 0H+0. 4V (下向き)	$ \Sigma N_{yU} - \Sigma N_{yL} $ 436	$\Sigma Q_y $ 490	926
		0. 4H+1. 0V (下向き)	$ \Sigma N_{yU} - \Sigma N_{yL} $ 622	$\Sigma Q_y $ 201	823
	重畳時	1. 0H+0. 4V (下向き)	$ \Sigma N_{yU} - \Sigma N_{yL} $ 436	$\Sigma Q_y $ 757	1193
		0. 4H+1. 0V (下向き)	$ \Sigma N_{yU} - \Sigma N_{yL} $ 622	$\Sigma Q_y $ 474	1096

表 7.1-2(2) RC 壁 (ジベル筋) の評価結果 (照査)

検討ケース		鉄筋径・ピッチ	照査用せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
重畳時	1. 0H+0. 4V (下向き)	D25@400×400	6681	12513	0.54

表 7.1-3(1) 鋼板・アンカーボルトの評価結果（地震時（取り合い部②））

評価部位	検討ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼板	1.0H+0.4V (下向き)	曲げ応力度 (N/mm ²)	111	382	0.30
		せん断応力度 (N/mm ²)	10	217	0.05
		合成応力度	0.09	1.20	0.08
	0.4H+1.0V (下向き)	曲げ応力度 (N/mm ²)	111	382	0.30
		せん断応力度 (N/mm ²)	5	217	0.03
		合成応力度	0.09	1.20	0.08
アンカーボルト	1.0H+0.4V (下向き)	引張力 (N)	8.30×10^4	1.24×10^5	0.67
		せん断力 (N)	1.00×10^4	8.70×10^4	0.12
		合成力	0.47	1.00	0.47
	0.4H+1.0V (下向き)	引張力 (N)	3.60×10^4	1.24×10^5	0.30
		せん断力 (N)	1.40×10^4	8.70×10^4	0.17
		合成力	0.12	1.00	0.12
アンカーボルト (付着力)	1.0H+0.4V (下向き)	引張力 (N)	8.30×10^4	1.37×10^5	0.61
	0.4H+1.0V (下向き)	引張力 (N)	3.60×10^4	1.37×10^5	0.27
アンカーボルト (コンクリートの コーン状破壊)	1.0H+0.4V (下向き)	せん断力 (N)	1.00×10^4	1.60×10^5	0.07
	0.4H+1.0V (下向き)	せん断力 (N)	1.40×10^4	1.60×10^5	0.09

表 7.1-3(2) 鋼板・アンカーボルトの評価結果（地震時（取り合い部④））

評価部位	検討ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
鋼板	1.0H+0.4V (下向き)	曲げ応力度 (N/mm ²)	156	382	0.41
		せん断応力度 (N/mm ²)	18	217	0.09
		合成応力度	0.17	1.2	0.15
	0.4H+1.0V (下向き)	曲げ応力度 (N/mm ²)	156	382	0.41
		せん断応力度 (N/mm ²)	9	217	0.05
		合成応力度	0.17	1.2	0.15
アンカーボルト	1.0H+0.4V (下向き)	引張力 (N)	1.45×10^5	2.47×10^5	0.59
		せん断力 (N)	3.80×10^4	8.70×10^4	0.44
		合成力	0.46	1.0	0.46
	0.4H+1.0V (下向き)	引張力 (N)	6.30×10^4	2.47×10^5	0.26
		せん断力 (N)	5.30×10^4	8.70×10^4	0.61
		合成力	0.42	1.0	0.42
アンカーボルト (付着力)	1.0H+0.4V (下向き)	引張力 (N)	1.45×10^5	2.55×10^5	0.57
	0.4H+1.0V (下向き)	引張力 (N)	6.30×10^4	2.55×10^5	0.25
アンカーボルト (コンクリートの コーン状破壊)	1.0H+0.4V (下向き)	せん断力 (N)	4.00×10^4	1.60×10^5	0.25
	0.4H+1.0V (下向き)	せん断力 (N)	5.70×10^4	1.60×10^5	0.36

表 7.1-3(3) 鋼板・アンカーボルトの評価結果 (重畳時 (取り合い部②))

評価部位	検討ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼板	1.0H+0.4V (下向き)	曲げ応力度 (N/mm ²)	111	382	0.30
		せん断応力度 (N/mm ²)	23	217	0.11
		合成応力度	0.09	1.20	0.08
	0.4H+1.0V (下向き)	曲げ応力度 (N/mm ²)	111	382	0.30
		せん断応力度 (N/mm ²)	17	217	0.08
		合成応力度	0.09	1.20	0.08
アンカーボルト	1.0H+0.4V (下向き)	引張力 (N)	5.30×10^4	1.24×10^5	0.43
		せん断力 (N)	1.00×10^4	8.70×10^4	0.12
		合成力	0.20	1.00	0.20
	0.4H+1.0V (下向き)	引張力 (N)	3.70×10^4	1.24×10^5	0.30
		せん断力 (N)	1.40×10^4	8.70×10^4	0.17
		合成力	0.12	1.00	0.12
アンカーボルト (付着力)	1.0H+0.4V (下向き)	引張力 (N)	4.00×10^4	9.70×10^4	0.42
	0.4H+1.0V (下向き)	引張力 (N)	2.80×10^4	9.70×10^4	0.29
アンカーボルト (コンクリートの コーン状破壊)	1.0H+0.4V (下向き)	せん断力 (N)	1.00×10^4	1.60×10^5	0.07
	0.4H+1.0V (下向き)	せん断力 (N)	1.40×10^4	1.60×10^5	0.09

表 7.1-3(4) 鋼板・アンカーボルトの評価結果（重畳時（取り合い部④））

評価部位	検討ケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
鋼板	1.0H+0.4V (下向き)	曲げ応力度 (N/mm ²)	156	382	0.41
		せん断応力度 (N/mm ²)	46	217	0.22
		合成応力度	0.17	1.20	0.15
	0.4H+1.0V (下向き)	曲げ応力度 (N/mm ²)	156	382	0.41
		せん断応力度 (N/mm ²)	33	217	0.16
		合成応力度	0.17	1.20	0.15
アンカーボルト	1.0H+0.4V (下向き)	引張力 (N)	1.59×10^5	2.47×10^5	0.65
		せん断力 (N)	3.80×10^4	8.70×10^4	0.44
		合成力	0.47	1.0	0.47
	0.4H+1.0V (下向き)	引張力 (N)	1.12×10^5	2.47×10^5	0.46
		せん断力 (N)	5.30×10^4	8.70×10^4	0.61
		合成力	0.38	1.0	0.38
アンカーボルト (付着力)	1.0H+0.4V (下向き)	引張力 (N)	1.15×10^5	1.74×10^5	0.67
	0.4H+1.0V (下向き)	引張力 (N)	8.00×10^4	1.74×10^5	0.46
アンカーボルト (コンクリートの コーン状破壊)	1.0H+0.4V (下向き)	せん断力 (N)	4.00×10^4	1.60×10^5	0.25
	0.4H+1.0V (下向き)	せん断力 (N)	5.70×10^4	1.60×10^5	0.36

7.2 断面力図等

(1) RC壁（張り出し部②）

評価部位の最大照査値発生時刻における断面力図を図7.2-1～図7.2-4に示す。

1) 地震時（1.0H+0.4V）

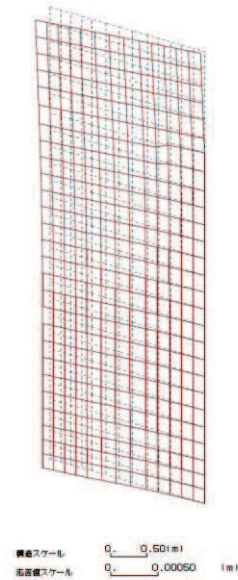


図 7.2-1(1) 変形図

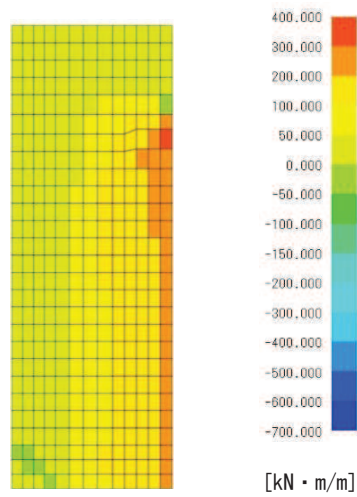


図 7.2-1(2) M_x 図

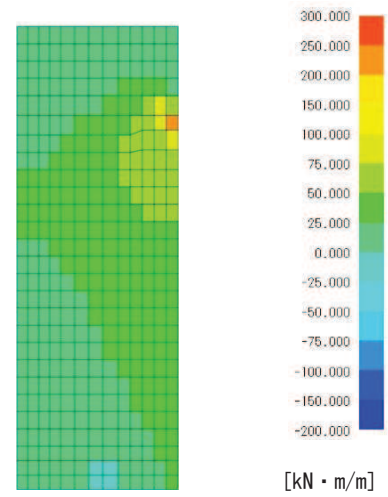


図 7.2-1(3) M_y 図

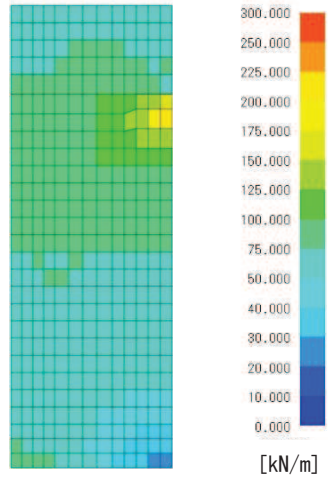


图 7.2-1 (4) N_x

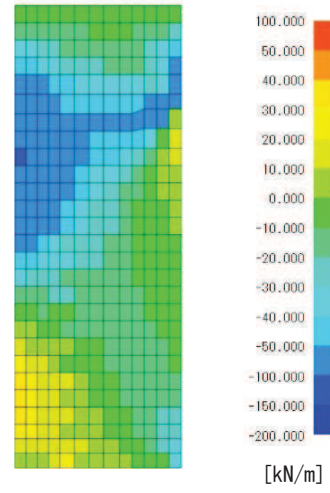


图 7.1-1 (5) N_y

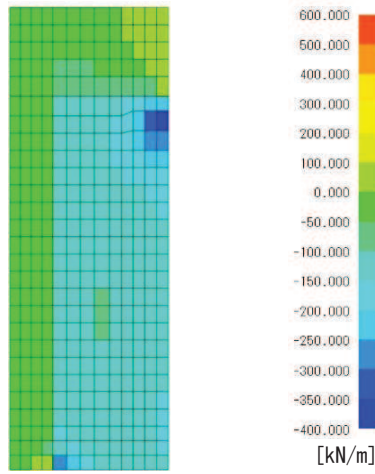


图 7.2-1 (6) Q_x

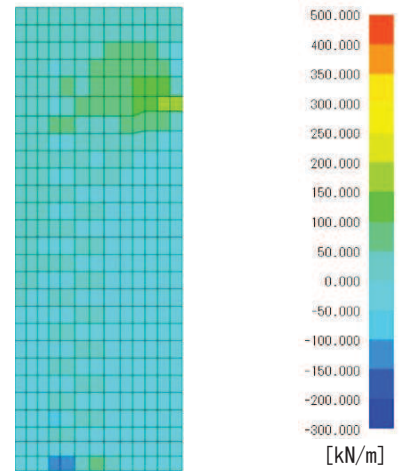


图 7.2-1 (7) Q_y

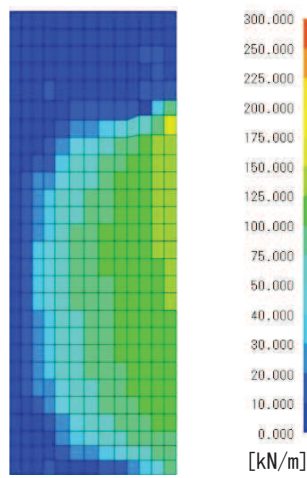


图 7.2-1 (8) N_{xy}

2)地震時 (0.4H+1.0V)

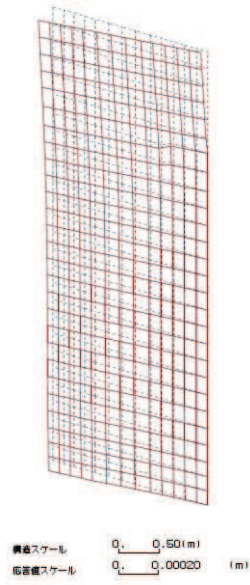


図 7.2-2 (1) 変形図

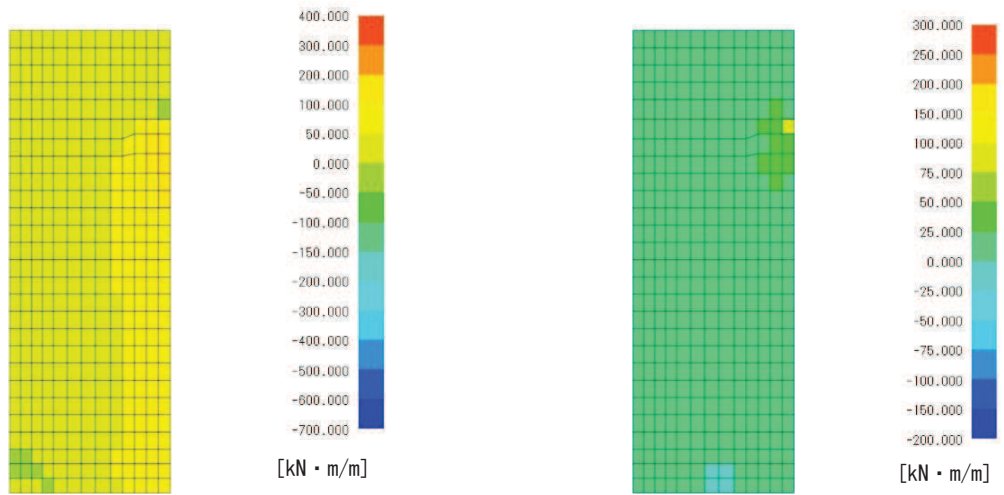


図 7.2-2 (2) M_x 図

図 7.2-2 (3) M_y 図

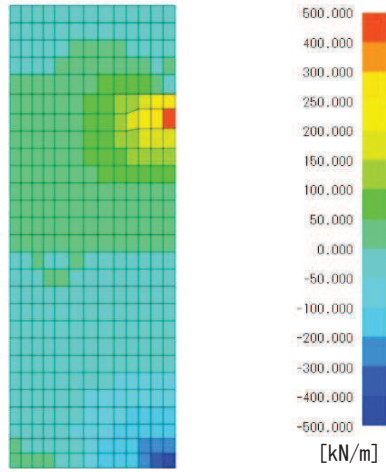


图 7.2-2 (4) N_x 图

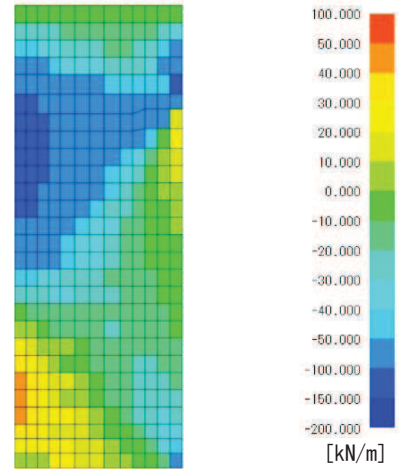


图 7.2-2 (5) N_y 图

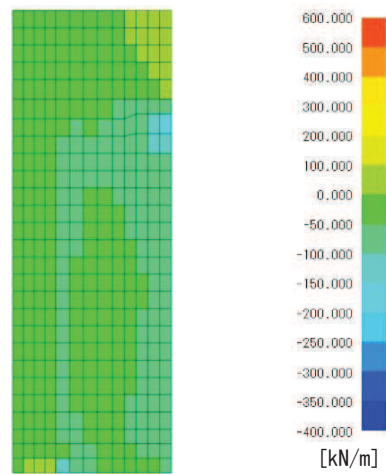


图 7.2-2 (6) Q_x 图

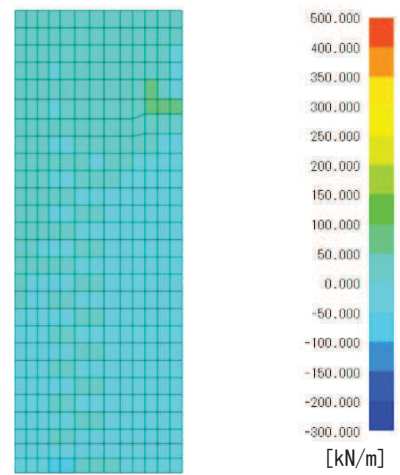


图 7.2-2 (7) Q_y 图

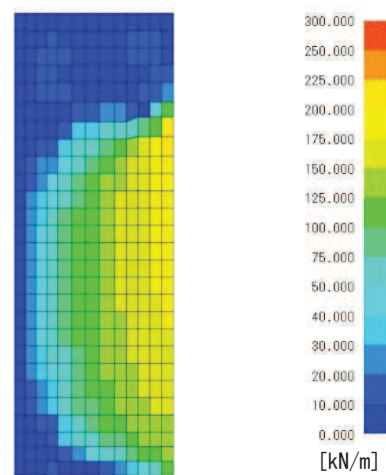


图 7.2-2 (6) N_{xy} 图

3) 重畳時 (1.0H+0.4V)

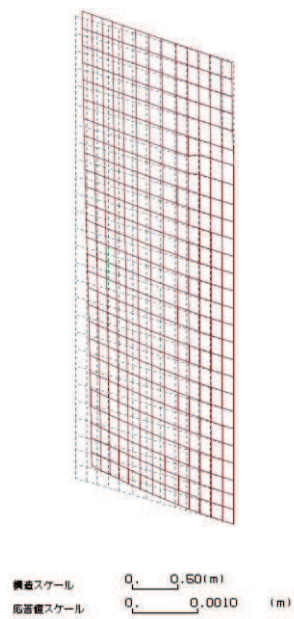


図 7.2-3 (1) 変形図

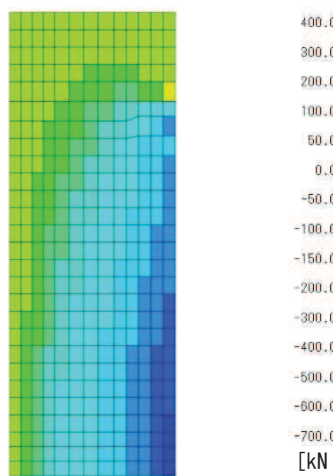


図 7.2-3 (2) M_x 図

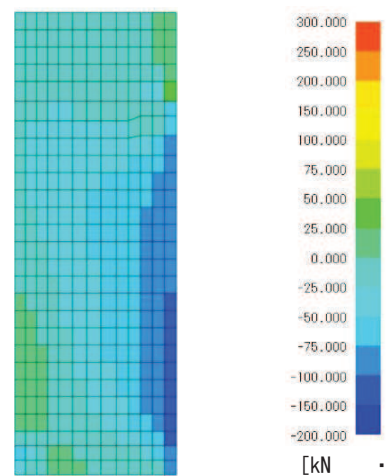


図 7.2-3 (3) M_y 図

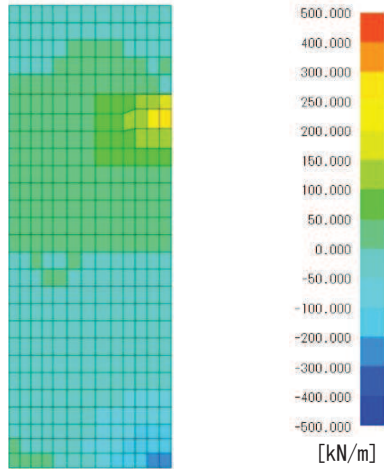


图 7.2-3 (4) N_x 图

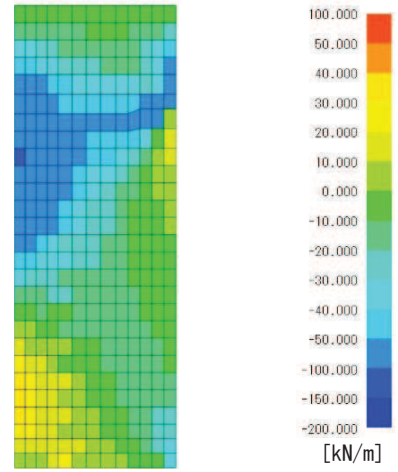


图 7.2-3 (5) N_y 图



图 7.2-3 (6) Q_x 图

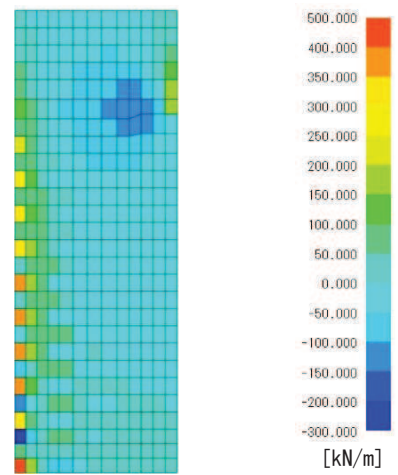


图 7.2-3 (7) Q_y 图

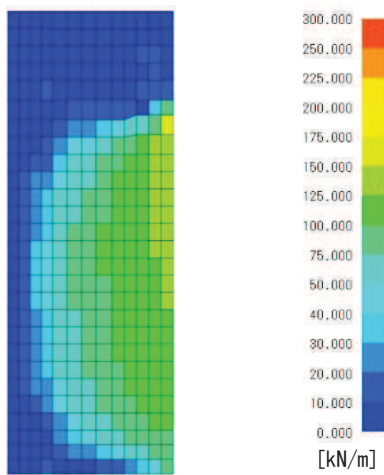


图 7.2-3 (8) N_{xy} 图

4) 重畳時 (0.4H+1.0V)

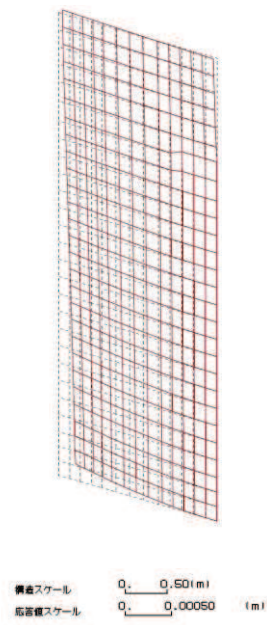


図 7.2-4 (1) 変形図

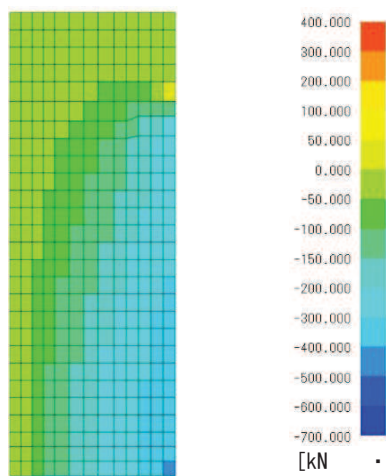


図 7.2-4 (2) M_x 図

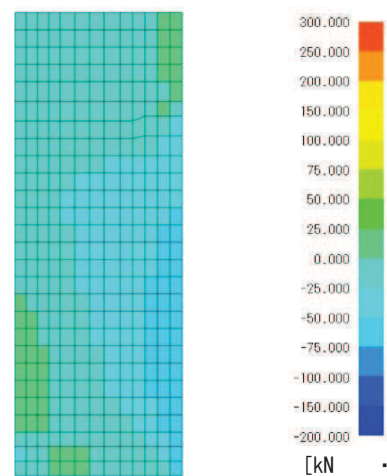


図 7.2-4 (3) M_y 図

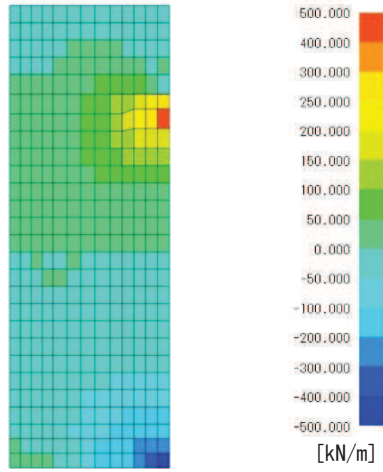


图 7.2-4 (4) N_x 图

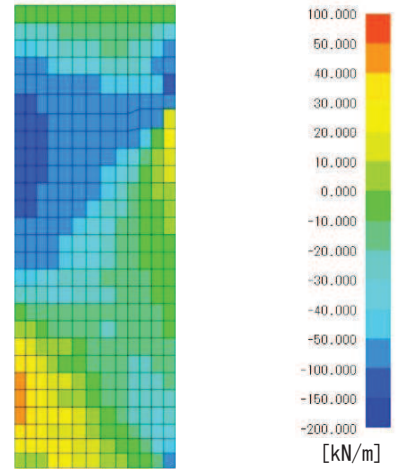


图 7.2-4 (5) N_y 图

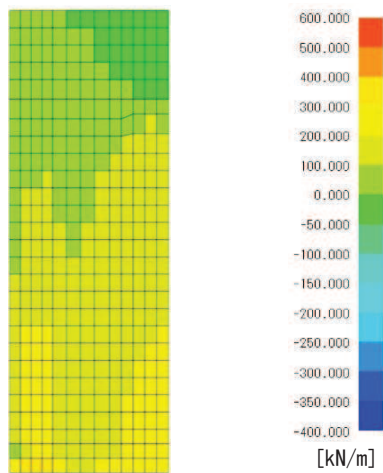


图 7.2-4 (6) Q_x 图

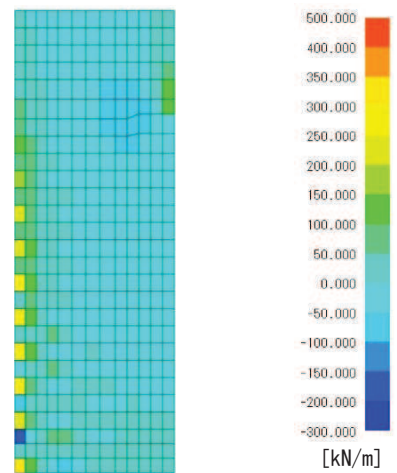


图 7.2-4 (7) Q_y 图

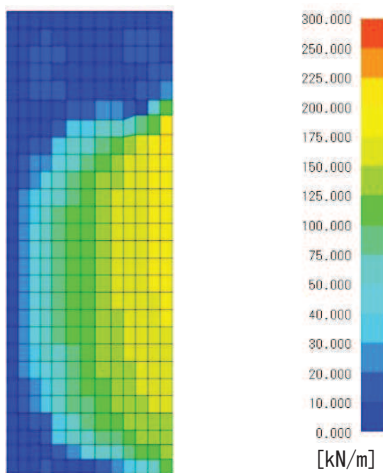


图 7.2-4 (8) N_{xy} 图

(2) 鋼板（張り出し部②）

評価部位における断面力図及びRC壁へ入力する反力並びにアンカーボルトの照査に係る反力図を図7.2-5～図7.2-8に示す。

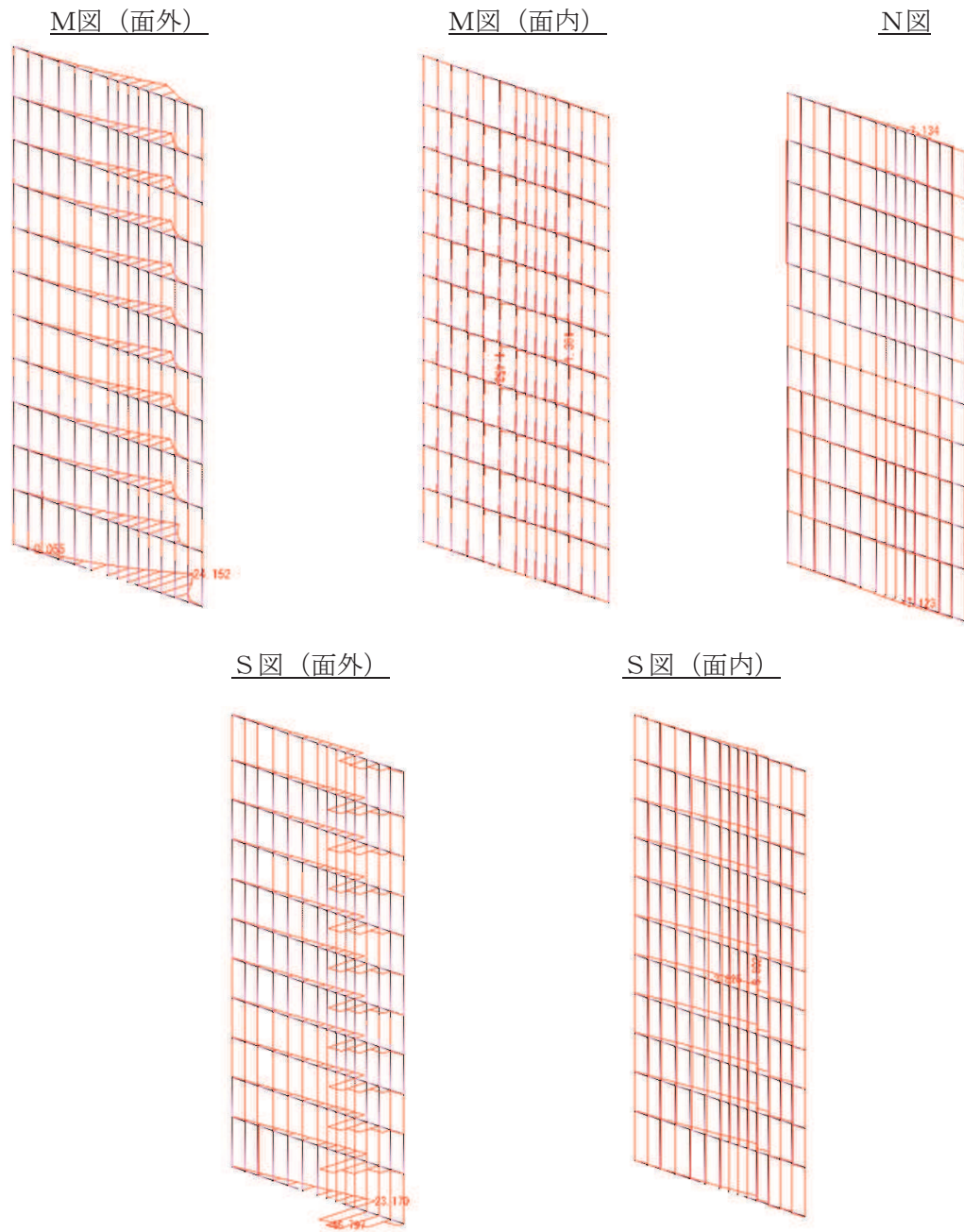


図7.2-5(1) 断面力図（地震時 1.0Ss 水平_-0.4Ss 鉛直）

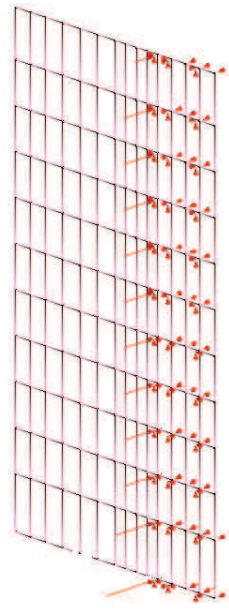


图 7.2-5(2) 反力图 (地震時 1.0Ss 水平_-0.4Ss 鉛直)

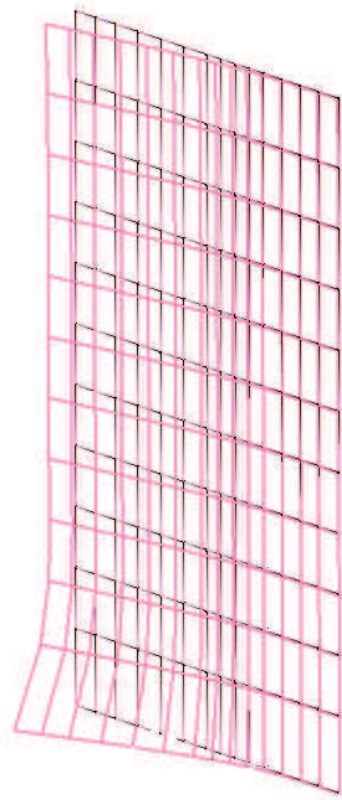
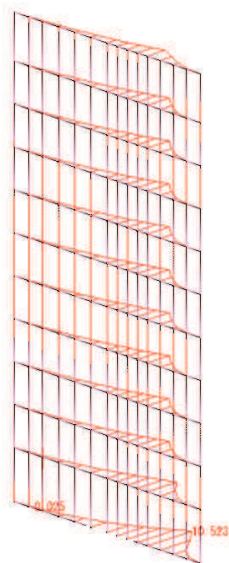
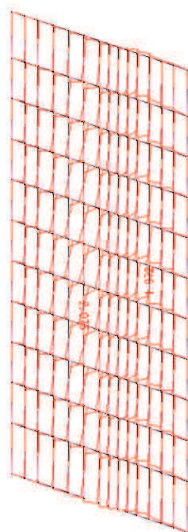


图 7.2-5(3) 變形圖 (地震時 1.0Ss 水平_-0.4Ss 鉛直)

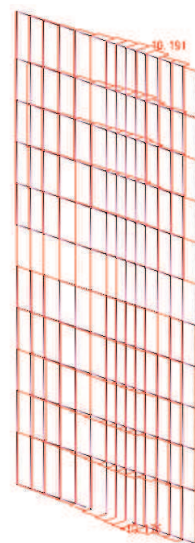
M图 (面外)



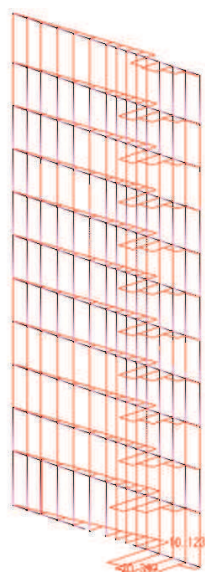
M图 (面内)



N图



S图 (面外)



S图 (面内)

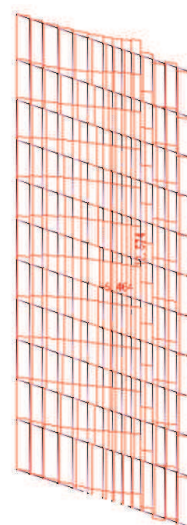


图 7.2-6(1) 断面力图 (地震时 0.4s 水平_1.0s 铅直)

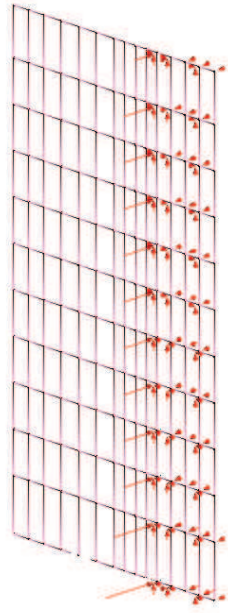


図 7.2-6(2) 反力図 (地震時 0.4Ss 水平_-1.0Ss 鉛直)

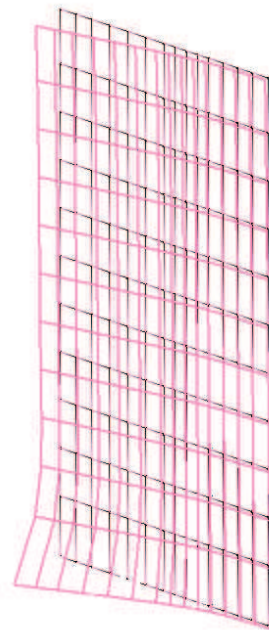
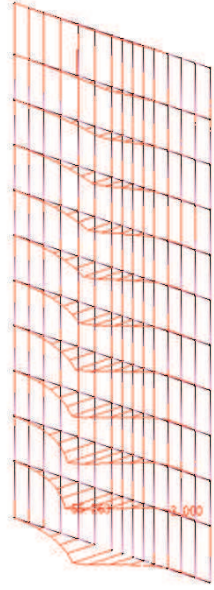
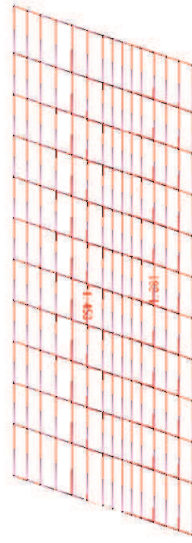


図 7.2-6(3) 変形図 (地震時 0.4Ss 水平_-1.0Ss 鉛直)

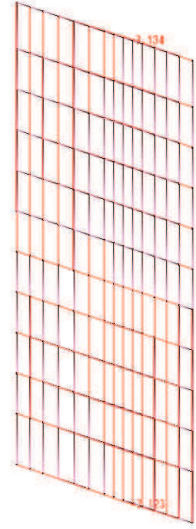
M图 (面外)



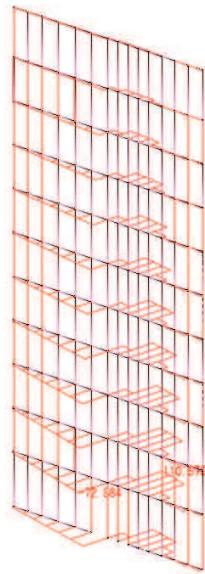
M图 (面内)



N图



S图 (面外)



S图 (面内)



图 7.2-7(1) 断面力图 (重叠时 1.0Sd 水平_0.4Sd 铅直)

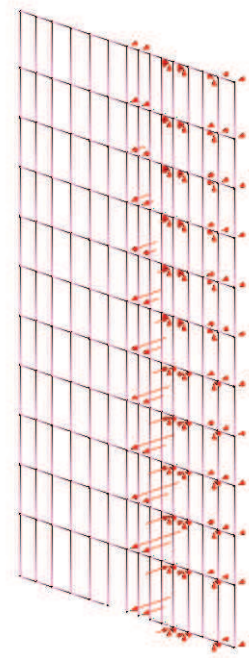


图 7.2-7(2) 反力图 (重叠时 1.0Sd 水平_-0.4Sd 铅直)

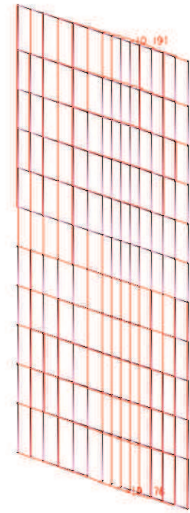
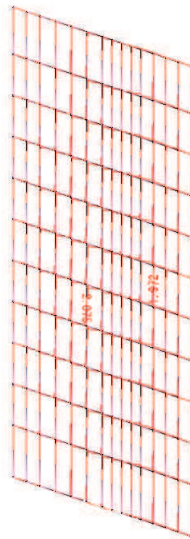
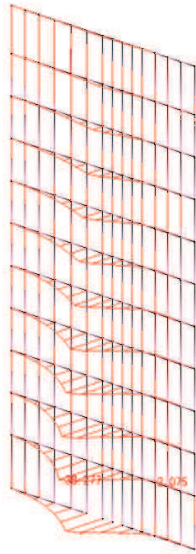


图 7.2-7(3) 变形图 (重叠时 1.0Sd 水平_-0.4Sd 铅直)

M图 (面外)

M图 (面内)

N图



S图 (面外)

S图 (面内)

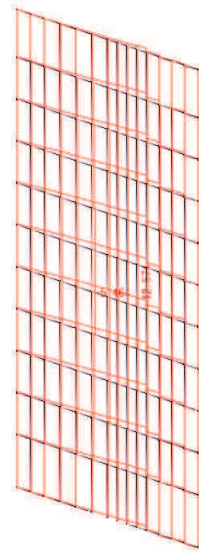


图 7.2-8(1) 断面力图 (重叠时 0.4Sd 水平_-1.0Sd 铅直)



图 7.2-8(2) 反力图 (重叠时 0.4Sd 水平_-1.0Sd 铅直)



图 7.2-8(3) 变形图 (重叠时 0.4Sd 水平_-1.0Sd 铅直)

(3) RC 壁（張り出し部④）

評価部位の最大照査値発生時刻における断面力図を図 7.2-9～図 7.2-12 に示す。

1)地震時 (1.0H+0.4V)

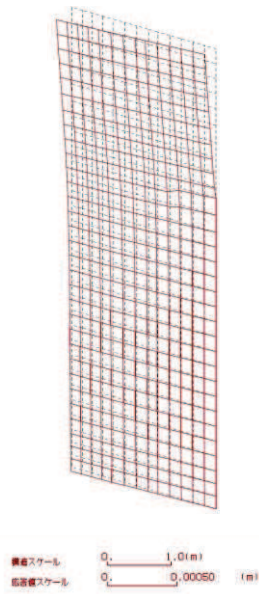
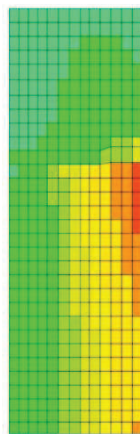
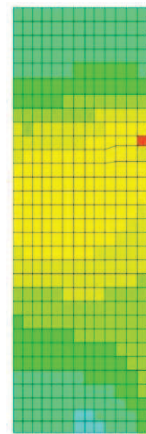


図 7.2-9(1) 変形図



[kN · m/m]

図 7.2-9(2) M_x 図



[kN · m/m]

図 7.2-9(3) M_y 図

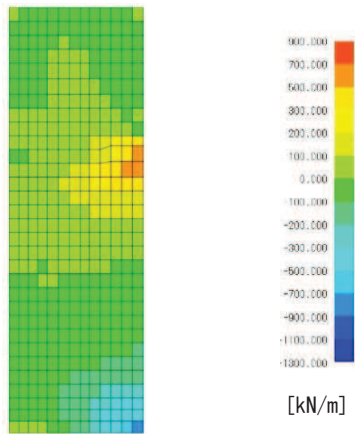


图 7.2-9(4) N_x

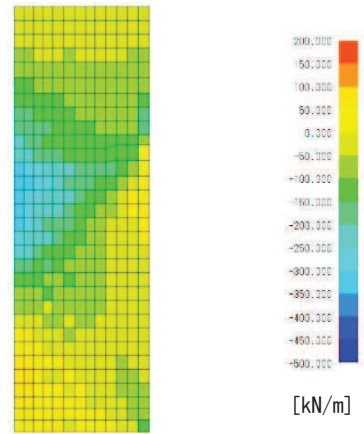


图 7.2-9(5) N_y

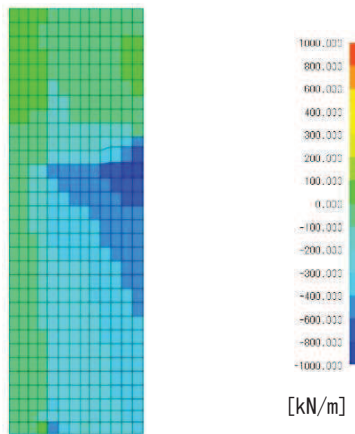


图 7.2-9(6) Q_x

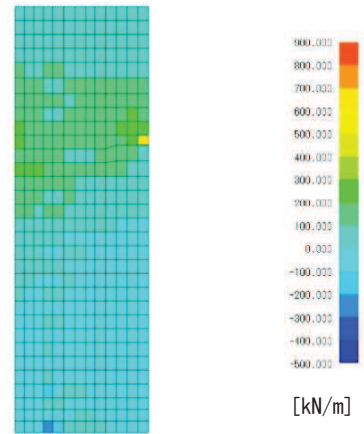


图 7.2-9(7) Q_y

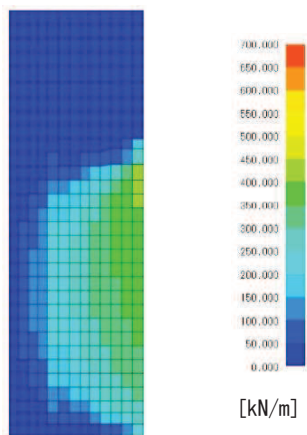


图 7.2-9(8) N_{xy}

2)地震時 (0.4H+1.0V)

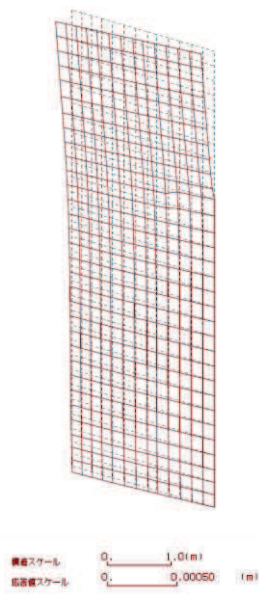
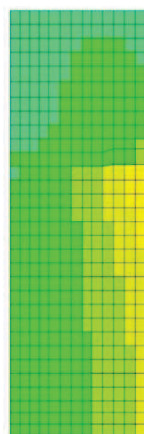
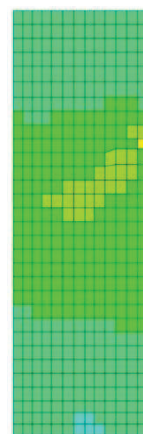


図 7.2-10(1) 変形図



[kN・m/m]

図 7.2-10(2) M_x 図



[kN・m/m]

図 7.2-10(3) M_y 図

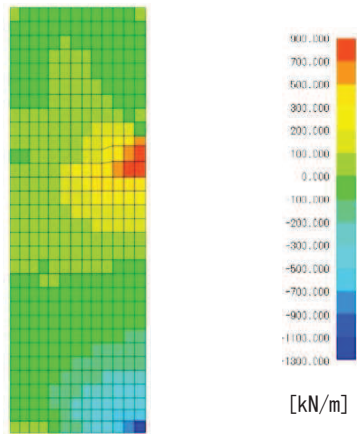


图 7.2-10(4) N_x

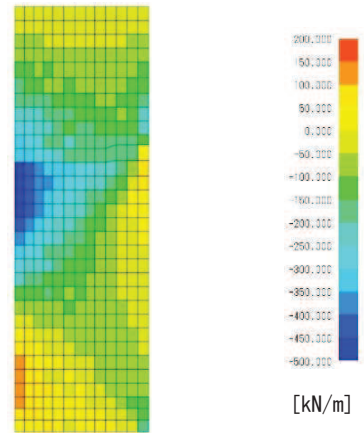


图 7.2-10(5) N_y

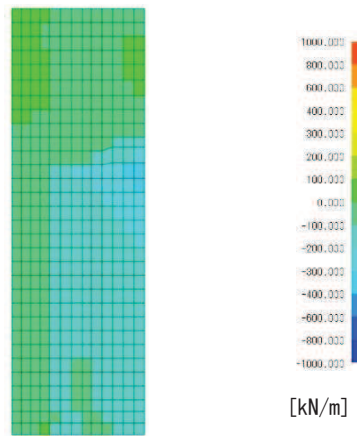


图 7.2-10(6) Q_x

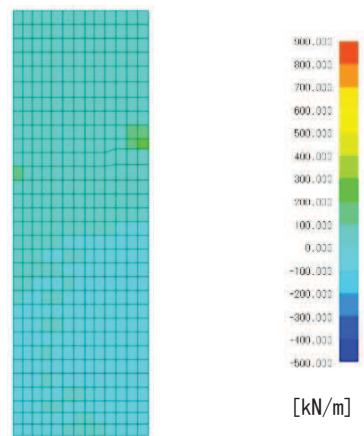


图 7.2-10(7) Q_y

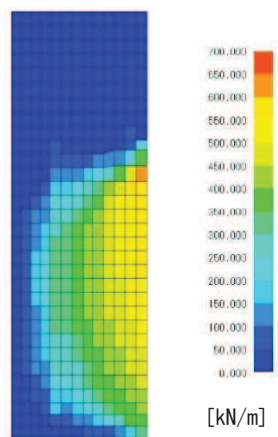


图 7.2-10(8) N_{xy}

3) 重疊時 (1.0H+0.4V)

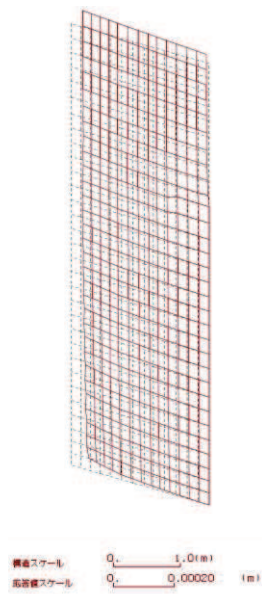


図 7.2-11(1) 変形図

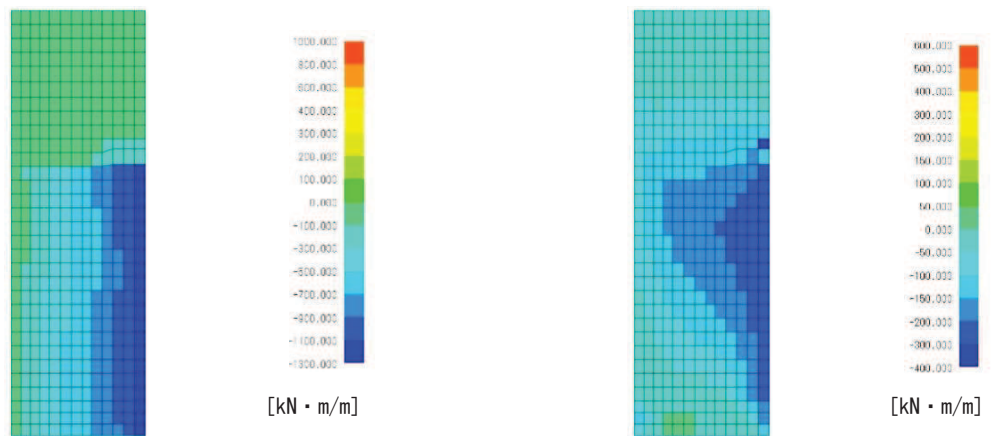


図 7.2-11(2) M_x 図

図 7.2-11(3) M_y 図

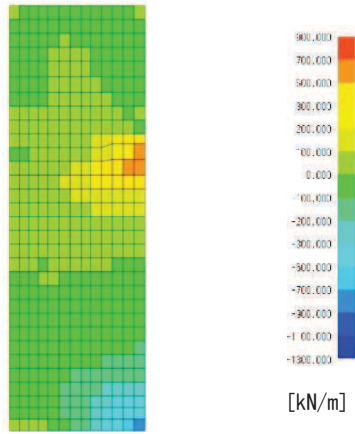


图 7.2-11(4) N_x

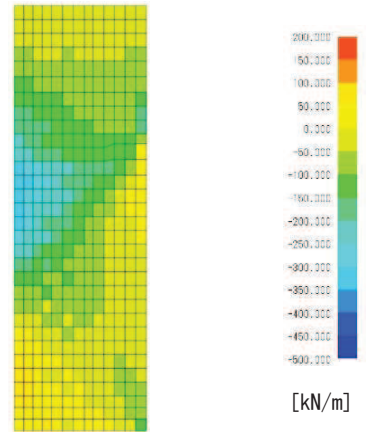


图 7.2-11(5) N_y

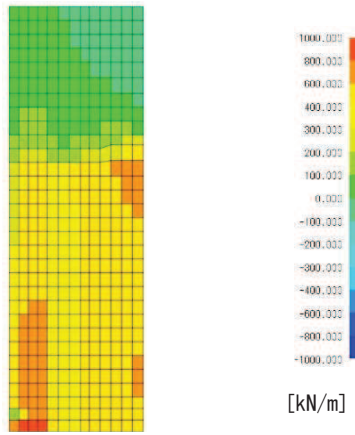


图 7.2-11(6) Q_x

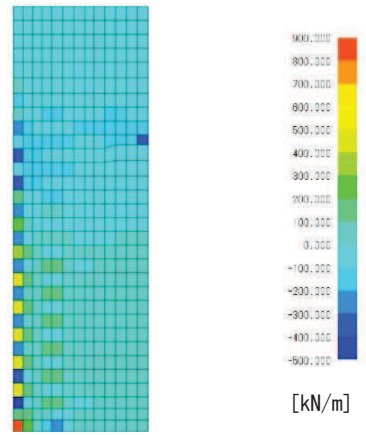


图 7.2-11(7) Q_y

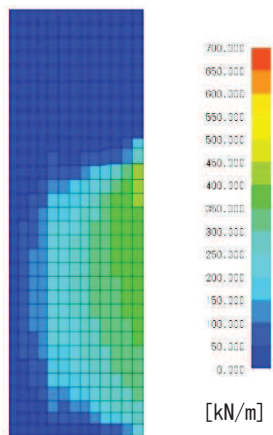


图 7.2-11(8) $N_{x y}$

4) 重疊時 (0.4H+1.0V)

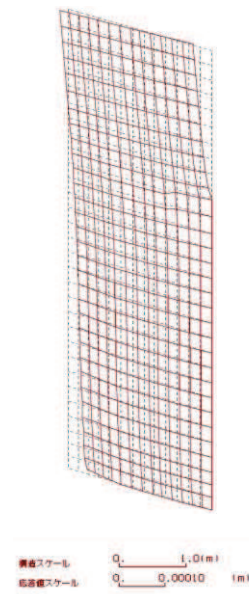


図 7.2-12(1) 変形図

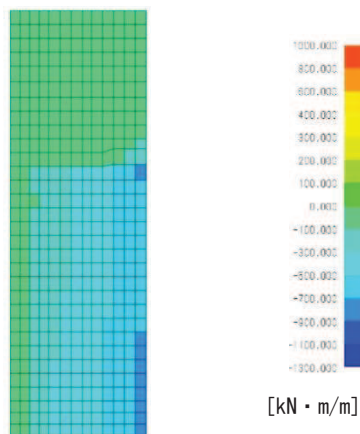


図 7.2-12(2) M_x 図

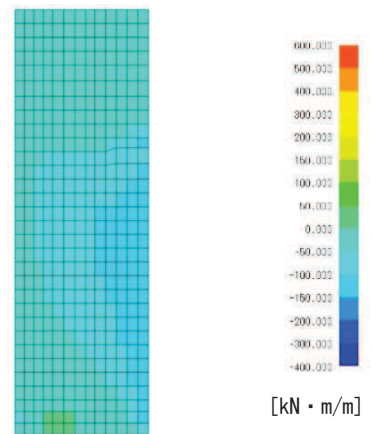


図 7.2-12(3) M_y 図

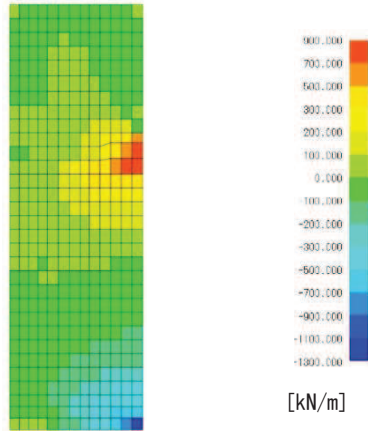


图 7.2-12(4) N_x

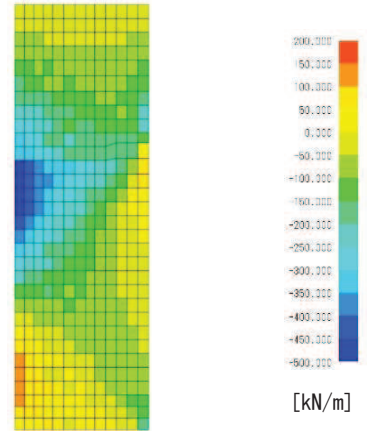


图 7.2-12(5) N_y

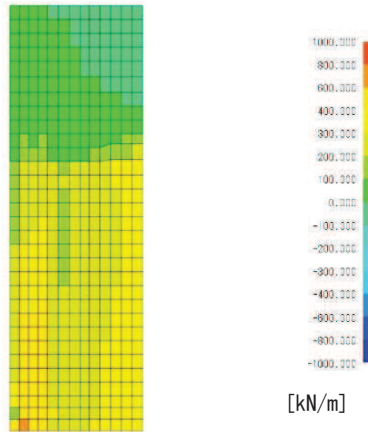


图 7.2-12(6) Q_x

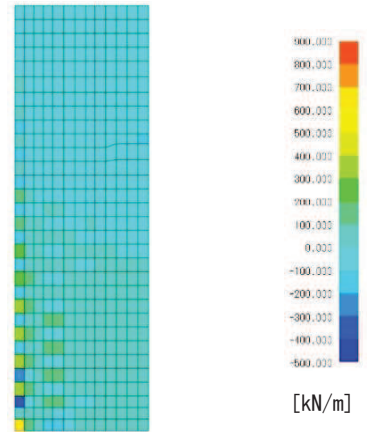


图 7.2-12(7) Q_y

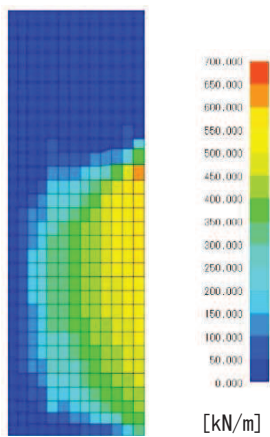


图 7.2-12(8) N_{xy}

(4) 鋼板（張り出し部④）

評価部位における断面力図及びRC壁へ入力する反力並びにアンカーボルトの照査に係る反力図を図7.2-13～図7.2-16に示す。

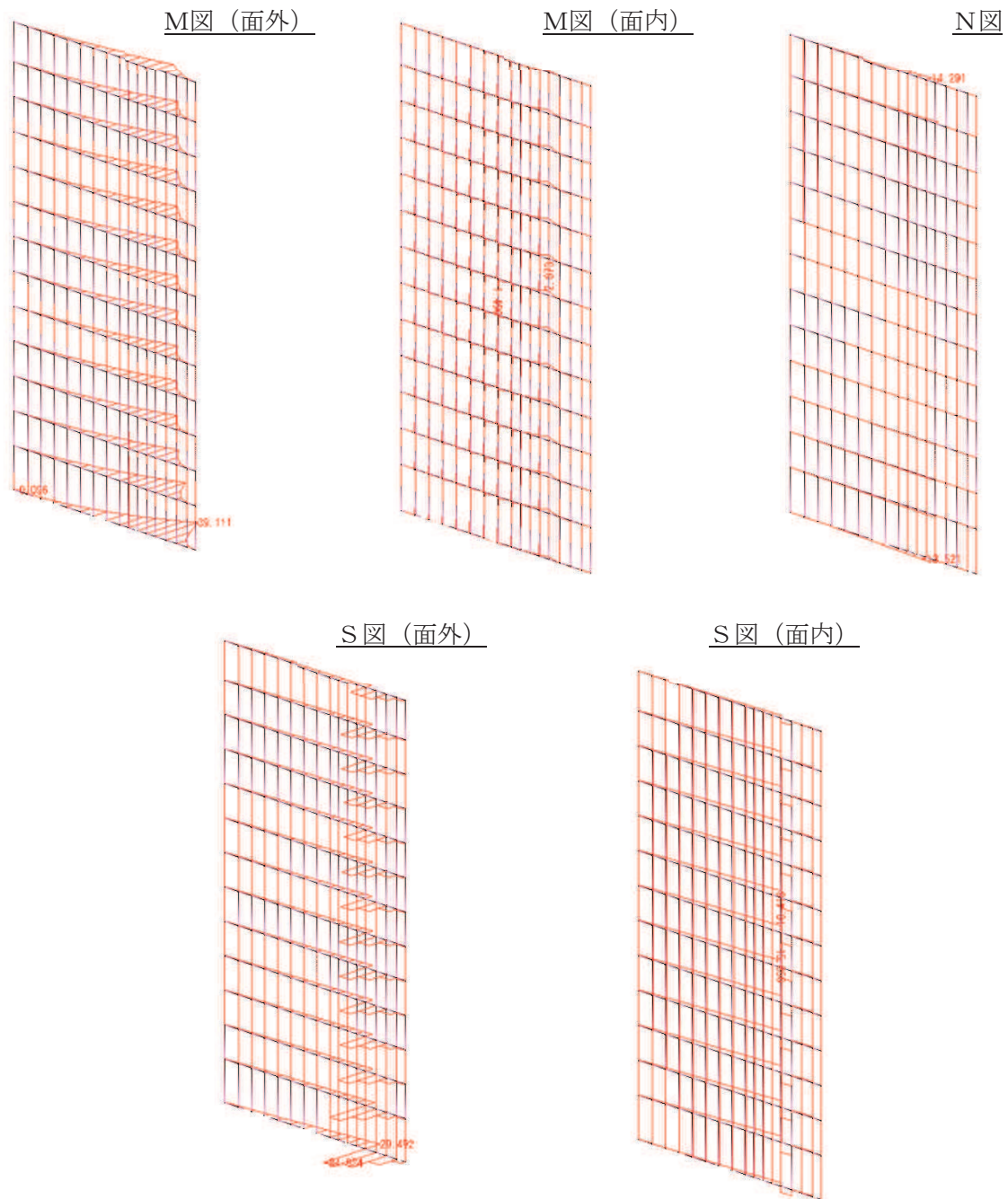


図7.2-13(1) 断面力図（地震時 1.0Ss 水平_0.4Ss 鉛直）

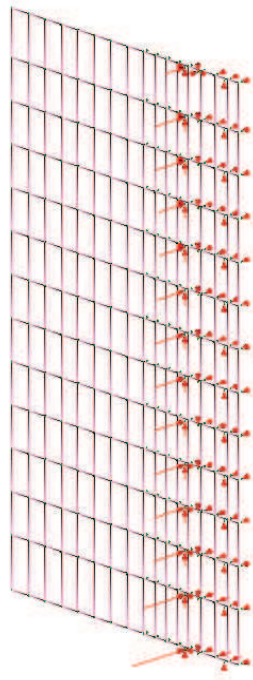


图 7.2-13(2) 反力图 (地震時 1.0Ss 水平_0.4Ss 鉛直)

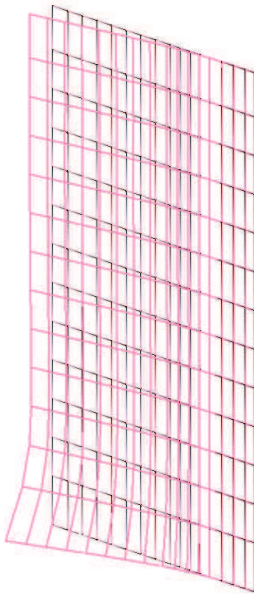


图 7.2-13(3) 变形图 (地震時 1.0Ss 水平_0.4Ss 鉛直)

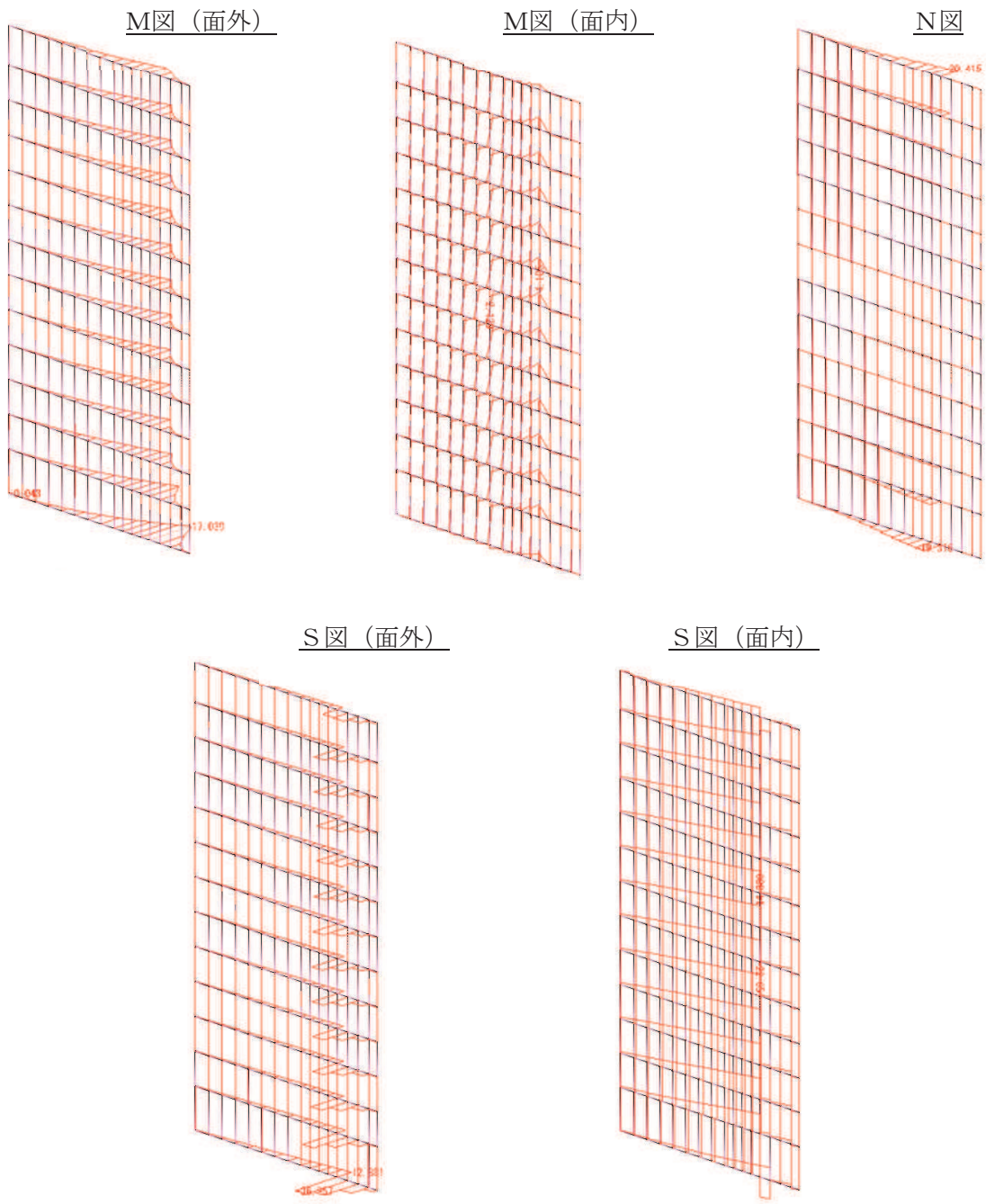


图 7.2-14(1) 断面力图 (地震时 0.4Ss 水平_-1.0Ss 铅直)

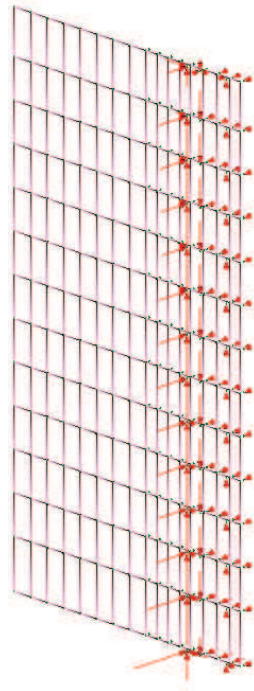


图 7.2-14(2) 反力图 (地震時 0.4Ss 水平_1.0Ss 鉛直)

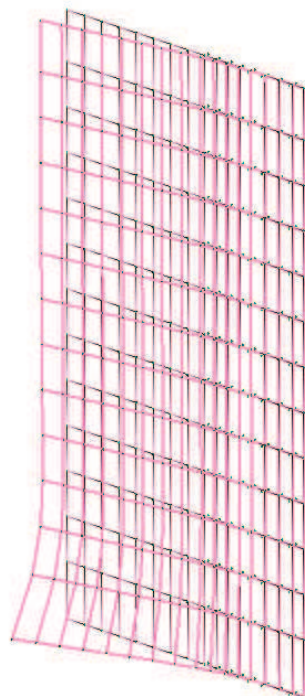


图 7.2-14(3) 变形图 (地震時 0.4Ss 水平_1.0Ss 鉛直)

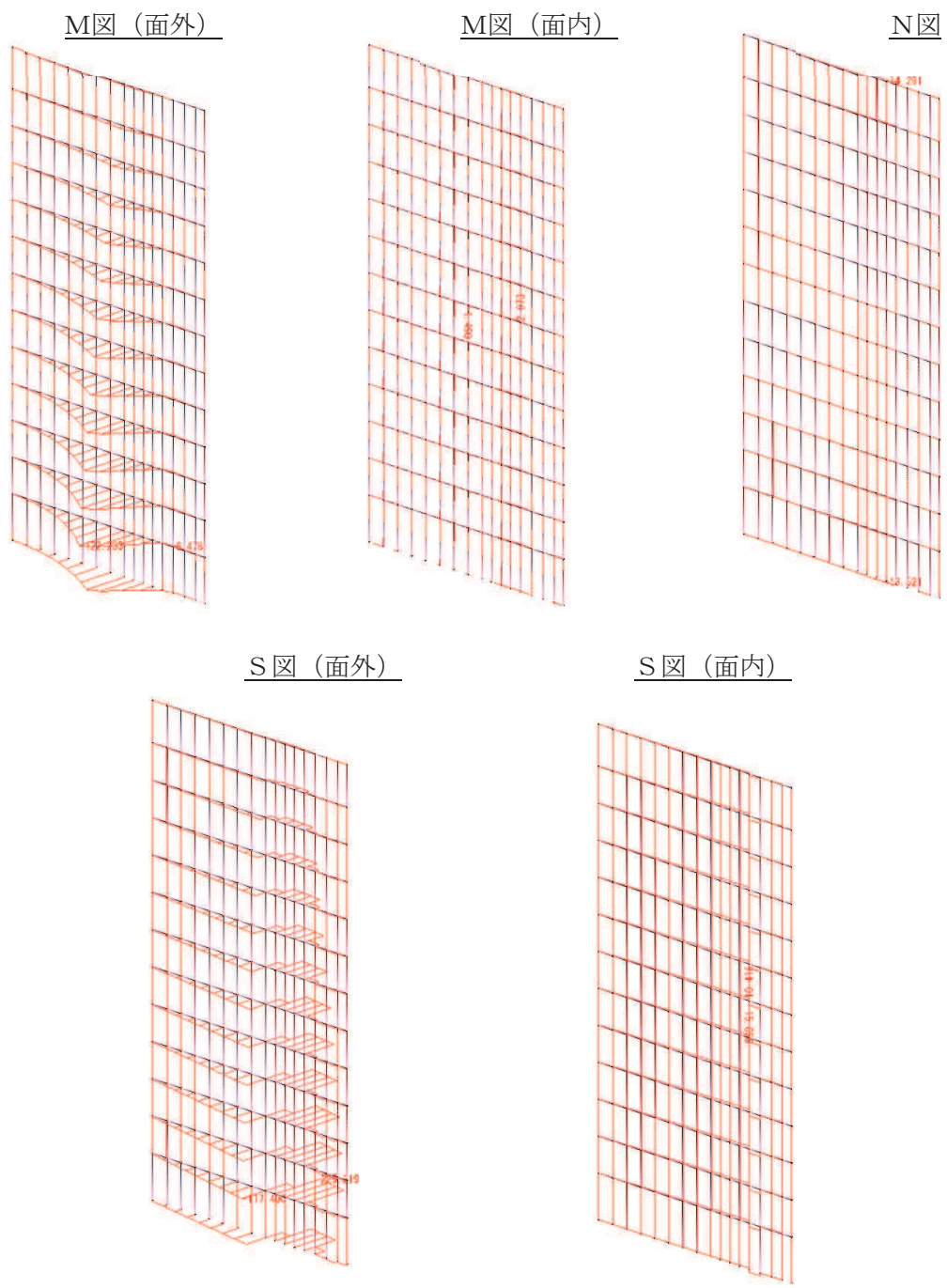


图 7.2-15(1) 断面力图 (重叠时 1.0Sd 水平_-0.4Sd 铅直)

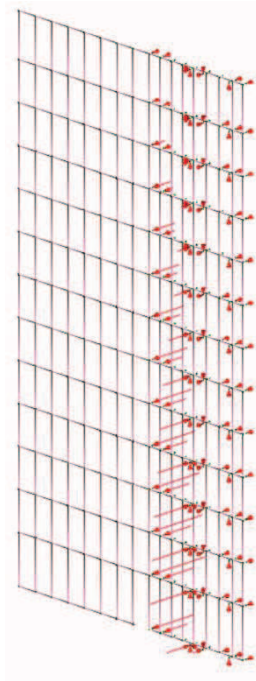


图 7.2-15(2) 反力图 (重叠時 1.0Sd 水平_0.4Sd 鉛直)

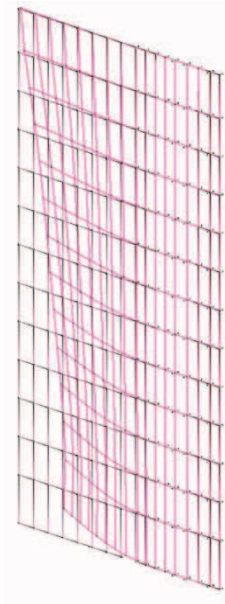


图 7.2-15(3) 変形図 (重叠時 1.0Sd 水平_0.4Sd 鉛直)

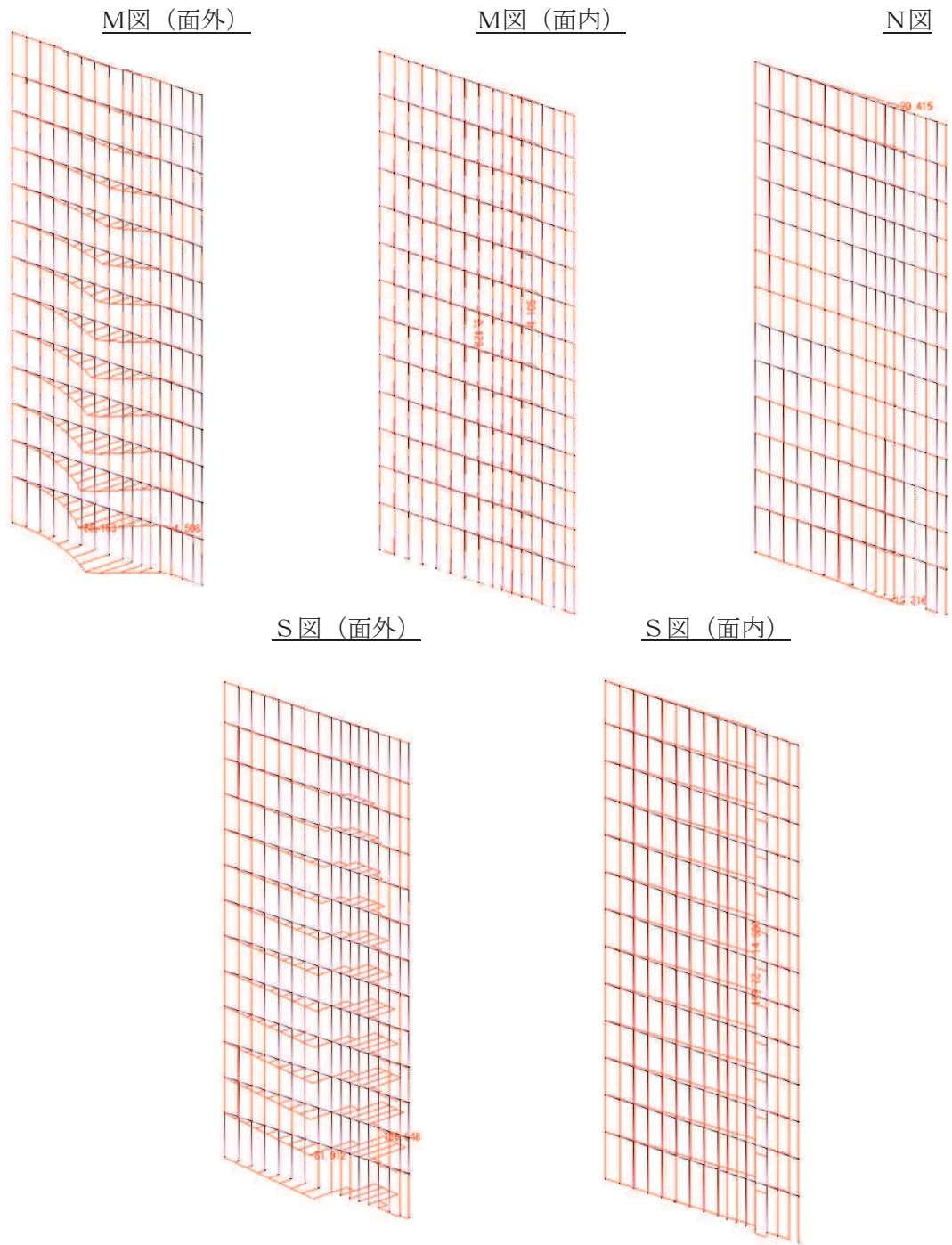


图 7.2-16(1) 断面力图 (重叠时 0.4Sd 水平_-1.0Sd 铅直 ok)

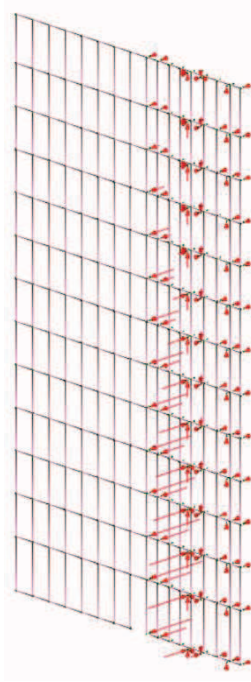


图 7.2-16(2) 反力图 (重叠时 $0.4S_d$ 水平_ $-1.0S_d$ 铅直)

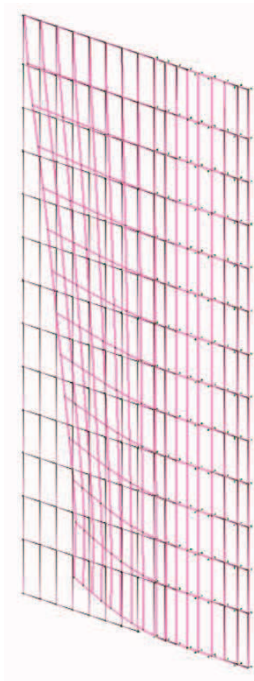


图 7.2-16(3) 变形图 (重叠时 $0.4S_d$ 水平_ $-1.0S_d$ 铅直)

- 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
- 6.3.15 防潮堤背面補強工部の耐震・強度に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 評価方針	6
3. 評価対象	8
4. 固有周期の計算	9
4.1 解析モデル	9
4.2 固有周期の計算	9
4.3 固有周期の計算結果	11
5. 荷重及び荷重の組合せ	12
5.1 荷重の設定	12
5.2 荷重の組合せ	14
5.3 設計用地震力	18
6. 評価方法及び材料諸元	27
6.1 解析モデル	27
6.2 使用材料及び物性値	27
6.3 許容限界	28
6.4 評価方法	29
7. 評価結果	31

1. 概要

杭基礎構造防潮壁の防潮堤背面補強工部については、防潮堤背面補強工と一体の鉄筋コンクリート壁（以下、背面補強工 RC 壁という。）を設置し、止水性を確保する。背面補強工の構造目地間には、止水ジョイントを設置することで止水性を確保する。また、防潮堤取り合い部との接続部には止水シール材を設置することで止水性を確保する。詳細は「5.27 杭基礎防潮壁への津波流入に対する津波バウンダリの詳細について」に示す。

本書では、背面補強工 RC 壁の構造強度について示す。背面補強工 RC 壁の位置を図 1-1 に、構造図及び配筋概要図を図 1-2～図 1-3 に、止水ジョイントの概要図を図 1-4 に示す。

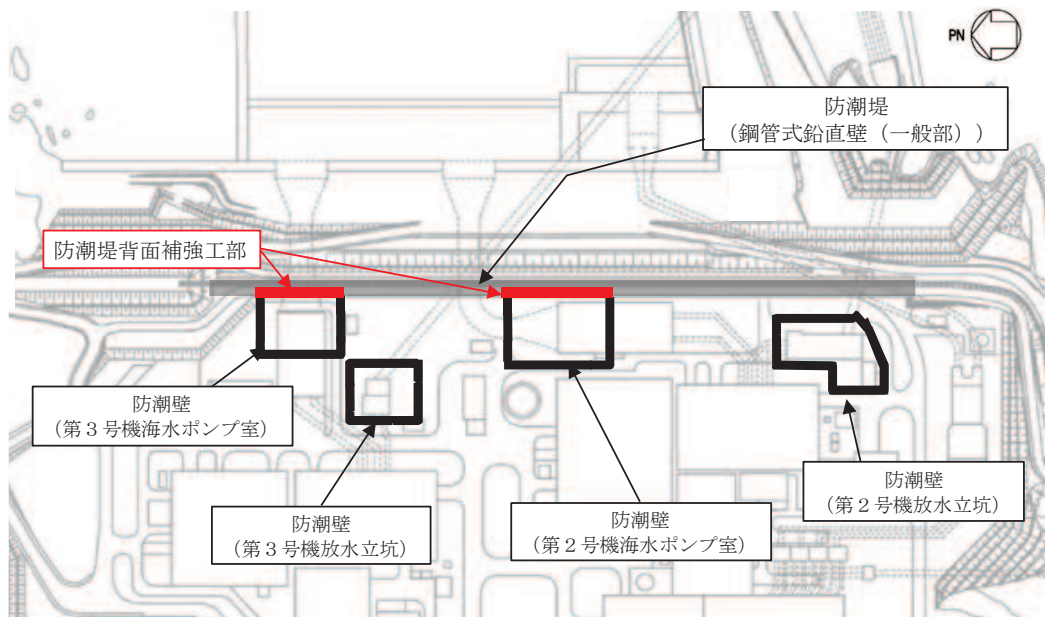


図 1-1 防潮堤背面補強工部の配置図

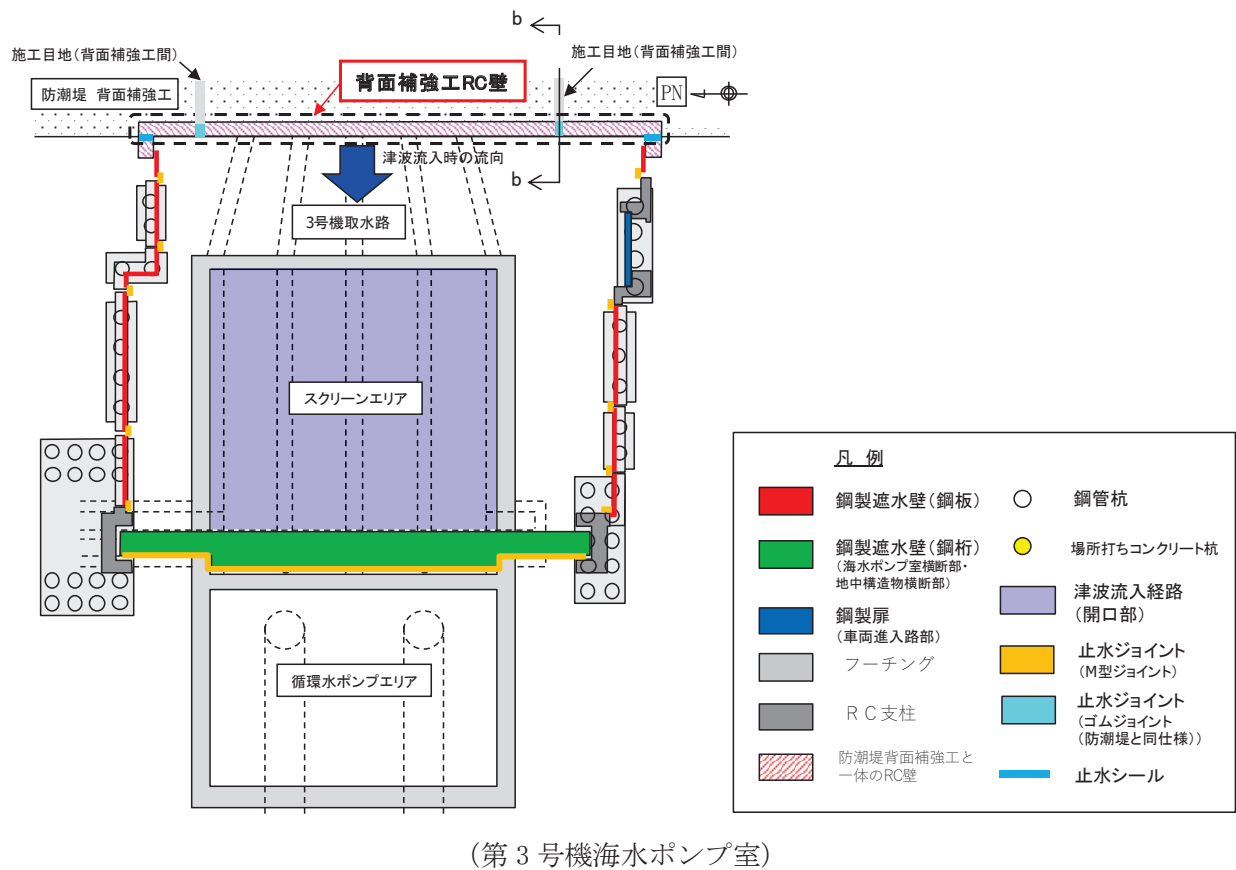
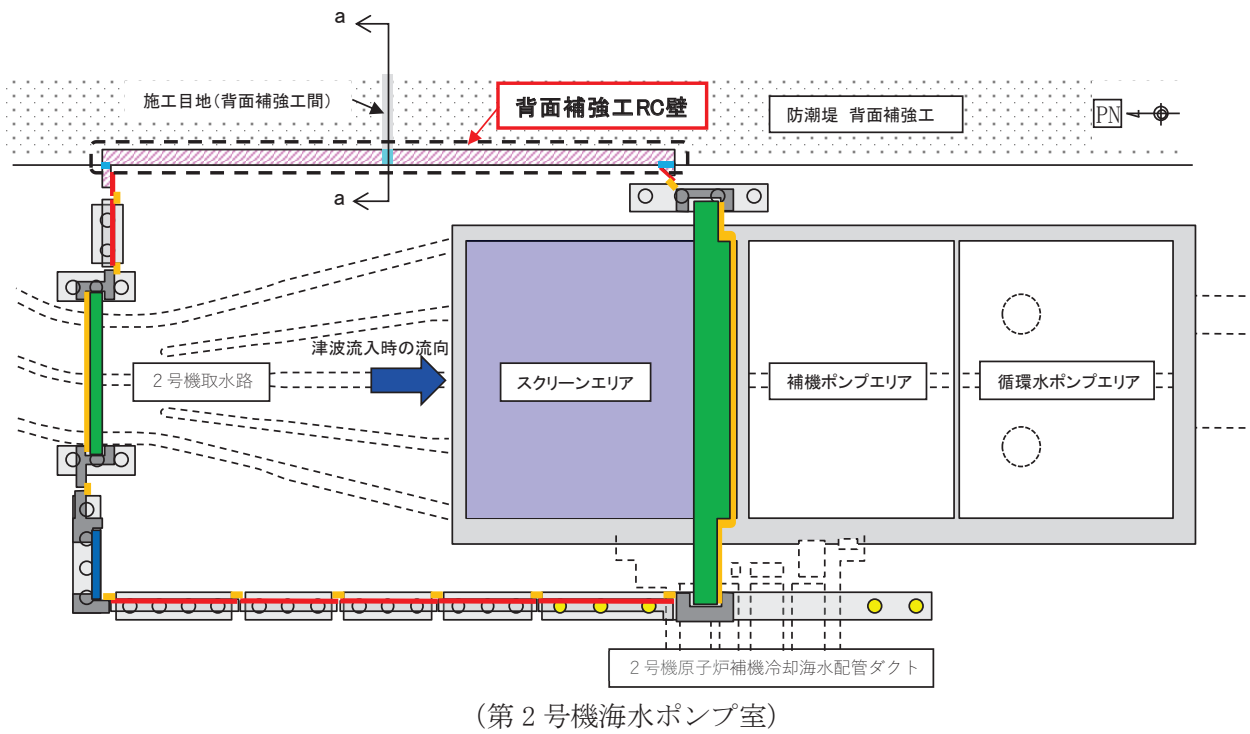


図 1-2(1) 防潮堤背面補強工部の構造概要図 (平面図)

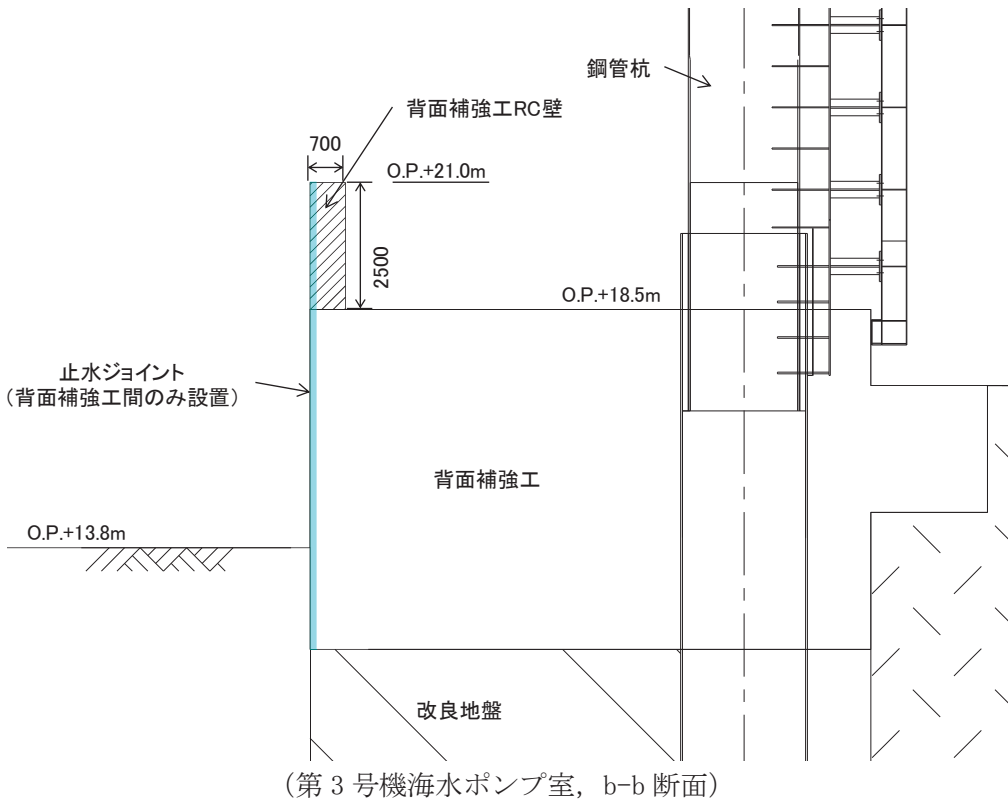
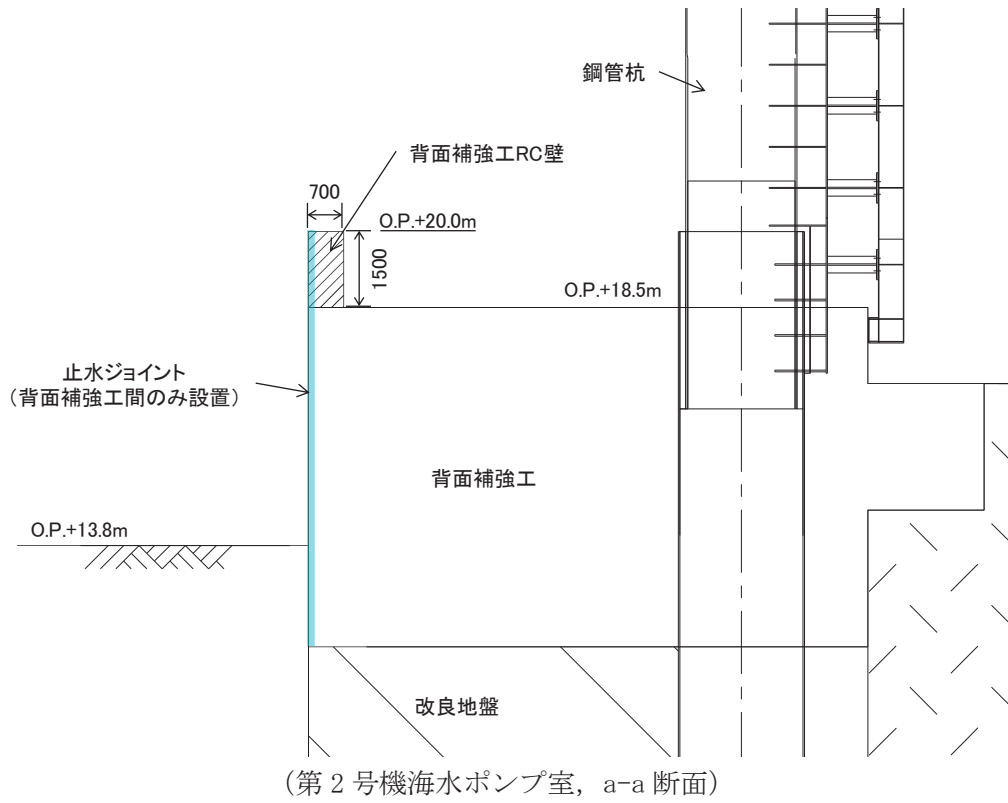
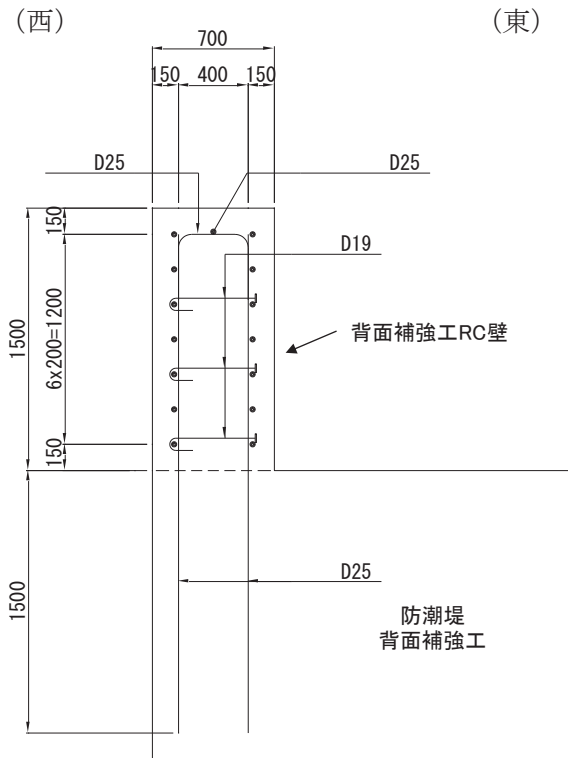
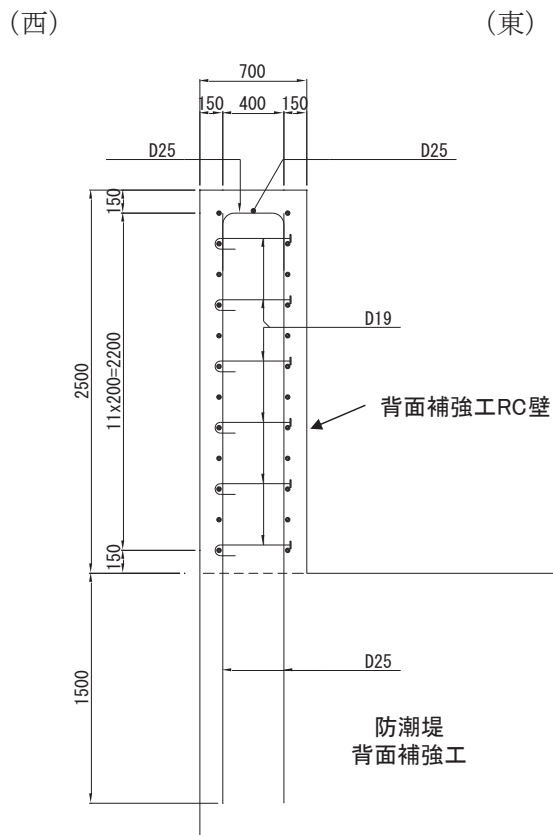


図 1-2(2) 防潮堤背面補強工部の構造概要図 (断面図)



(第2号機海水ポンプ室)



(第3号機海水ポンプ室)

図1-3 背面補強工RC壁の配筋概要図

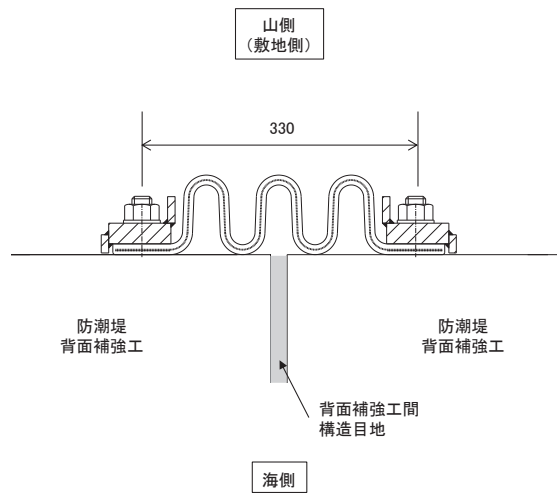


図 1-4 止水ジョイントの概要 (ゴムジョイント, 防潮堤と同仕様)

2. 評価方針

防潮堤背面補強工部の構造強度評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に準じ、固有周期に基づく設計用地震力による応力が許容限界以下であることを確認することで実施する。

防潮堤背面補強工部の評価項目を表 2-1 に、評価フローを図 2-1 に示す。

なお、止水ジョイントについて、「6.1 防潮堤の設計に関する補足説明」に示す防潮堤（鋼管式鉛直壁）の構造境界部と同仕様のゴムジョイントを設置することから、構造境界部の鋼管杭に発生する相対変位よりも小さい変形量となる防潮堤背面補強工部は評価を省略する。

また、防潮堤取り合い部（RC 壁）との接続部に設置する止水シール材については、「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」で止水性を確認したシール材と同仕様のシール材を設置することから、当該シール材は引張強度（最大強度）100 %の伸び性能が許容値とすると、継ぎ目幅相当の伸び性能（50mm）を有する。同一基礎（背面補強工）に支持されている剛体の RC 壁間に有意な変位差は生じないと考えられるため、「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」に示す鋼製遮水壁（鋼桁）を代表に確認した変形性能評価で代表される。

表 2-1 防潮堤背面補強工部の評価項目

部位	評価方法	許容限界
背面補強工 RC 壁	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
止水ジョイント*	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

注記*：防潮堤（鋼管式鉛直壁）と同仕様のゴムジョイントとするため評価を省略。

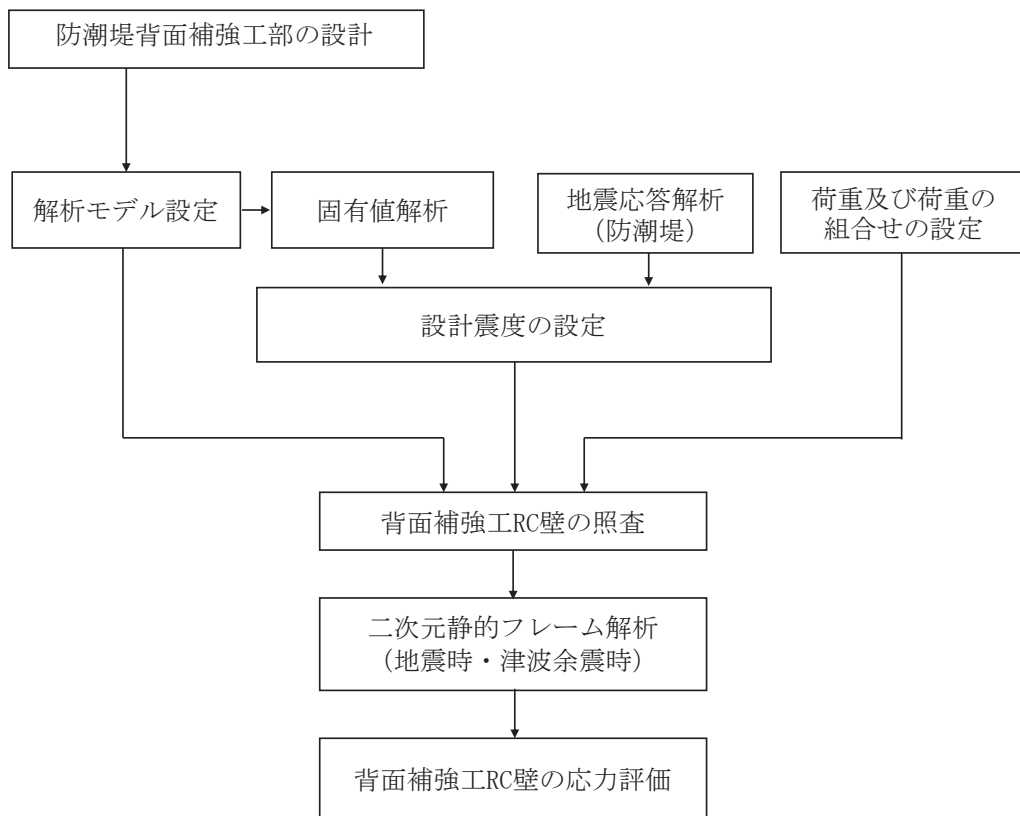


図 2-1 防潮堤背面補強工部の評価フロー

3. 評価対象

防潮堤背面補強工部の構造は、背面補強工 RC 壁を評価対象とする。

評価断面は、防潮堤背面補強工部の弱軸方向となる壁軸直交方向（防潮堤横断方向）とし、評価ケースは、構造や固定条件が荷重方向で左右対称かつ、重畳時においては防潮壁の内→外方向において、RC 壁が津波波圧を受圧する構造であるため、防潮壁の外→内方向は、内→外方向の評価に包含されることから評価を省略する。

評価ケースの整理を表 3-1 に示す。また、評価対象断面の整理を表 3-2 に示す。

表 3-1 評価ケースの整理

評価ケース	荷重作用方向	
	防潮壁内→外	防潮壁外→内
地震時	○	— (内→外方向の評価に包含されるため省略)
重畳時	○	— (内→外方向の評価に包含されるため省略)

表 3-2 評価対象断面の整理

断面	設計用津波水位	天端高さ
第 2 号機海水ポンプ室	O. P. +18. 6m (第 2 号機海水ポンプ室)	O. P. +20. 0m
第 3 号機海水ポンプ室	O. P. +19. 5m (第 3 号機海水ポンプ室)	O. P. +21. 0m

4. 固有周期の計算

4.1 解析モデル

背面補強工 RC 壁の固有周期は、背面補強工 RC 壁下端を固定端とした片持ち梁としてモデル化する。固有周期の算定用モデルを図 4.1-1 に示す。

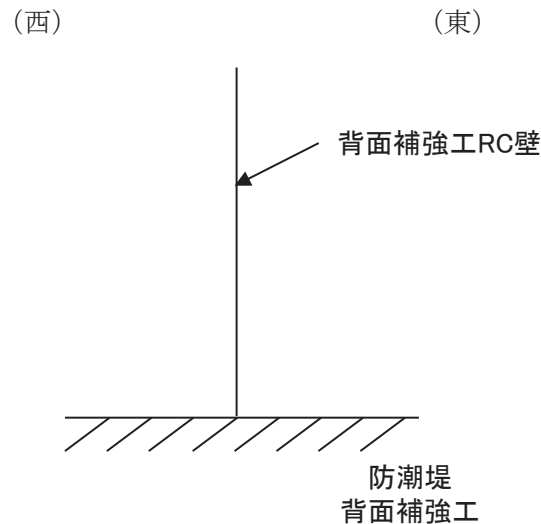


図 4.1-1 固有値解析モデル（背面補強工 RC 壁（第 2 号・第 3 号機海水ポンプ室）共通）

4.2 固有周期の計算

「構造力学公式集（土木学会，1986 年）」より，自重を考慮した片持ち梁の一次固有振動数 f 及び固有周期 T は次のとおり与えられる。また，背面補強工 RC 壁の固有周期の計算に必要な諸元を表 4.2-1 に示す。

$$f = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{\lambda}{L} \right)^2 \sqrt{\frac{E I}{\rho A}}$$
$$T = \frac{1}{f}$$

ここで，

λ : 係数（1 次モード : 1.8751）

L : 梁の長さ (m)

E : ヤング率 (kN/m²)

I : 断面二次モーメント (m⁴)

ρ : 密度 (kg/m³)

A : 断面積 (m²)

表 4.2-1 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値		単位
		第 2 号機海水ポンプ室	第 3 号機海水ポンプ室	
T	固有周期	—		s
f	一次固有振動数	—		Hz
λ	係数	1.8751	1.8751	—
L	梁の長さ	1.5	2.5	m
E	ヤング係数	2.8×10^7	2.8×10^7	kN/m ²
I	断面二次モーメント	0.029	0.029	m ⁴
ρ	密度	2.45×10^3	2.45×10^3	kg/m ³
A	断面積	0.7	0.7	m ²

4.3 固有周期の計算結果

背面補強工 RC 壁の固有周期の計算結果を表 4.3-1 に示す。

表 4.3-1 固有値解析結果

評価対象断面	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
第 2 号機 海水ポンプ室	170.0	0.006
第 3 号機 海水ポンプ室	61.2	0.016

5. 荷重及び荷重の組合せ

5.1 荷重の設定

防潮堤背面補強工部の構造評価において考慮する荷重を以下に示す。

なお、強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重作用時（以下「重畳時」という。）において、「重畳時」の津波荷重は「津波時」の津波荷重を用いていることから、「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため、「津波時」の検討は省略する。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、背面補強工 RC 壁自重を考慮する。

(2) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重については、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、積雪量 1cm ごとに 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮し、保守的に 0.98kN/m^2 を考慮する。

(3) 風荷重 (P_k)

風荷重については、設計基準風速を 30m/s とし、建築基準法に基づき算定する。

(4) 地震荷重 (S_s)

基準地震動 S_s による荷重（慣性力）を考慮する（地震時のみ）。

(5) 浸水津波荷重 (P_h)

浸水津波荷重については、設計用津波水位（入力津波による浸水高さに $+0.5\text{m}$ の余裕を考慮した水位）に基づく静水圧を考慮する。なお、浸水津波荷重は地盤の沈下を考慮した浸水深を用いて算出することとし、保守的に 0.4m の揺すり込み沈下を考慮する。浸水津波荷重算定に用いる浸水高さを表 5.1-1 に示す。

表 5.1-1 浸水津波荷重算定に用いる浸水高さ

評価対象	設計用津波水位 (m)
第 2 号機海水ポンプ室	O. P. +18.6
第 3 号機海水ポンプ室	O. P. +19.5

(6) 余震荷重 (K_{Sd})

余震荷重として、弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による地震力及び動水圧を考慮する（重畳時のみ）。

a. 余震による地震力

余震時の躯体自重による慣性力を考慮する。

b. 余震による動水圧

余震時の浸水津波による動水圧を以下の式により考慮する。なお、余震時には揺すり込み沈下による影響を考慮し、荷重が大きい動水圧を下端部まで保守的に作用させるものとし、余震時土圧は考慮しない。

$$P_d = \frac{7}{8} \times W_o \times K_{HSd} \times \sqrt{H \times h}$$

ここに、 $W_o = 10.1 \text{ kN/m}^3$

地震力の算出に用いる設計震度 K_{HSd} 及び K_{VSd} については、「5.3 設計用地震力」に示す。

5.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 5.2-1 及び表 5.2-2 に、取り合い部に作用する荷重の概念図を図 5.2-1 に、評価ケースを表 5.2-3 に示す。

地震力の組合せは、水平方向と鉛直方向の最大応答加速度を用い、組合せ係数法 (1.0 : 0.4) により評価する。地震力の組合せは、水平方向と鉛直方向の最大応答加速度を用い、組合せ係数法 (1.0 : 0.4) により評価する。

表 5.2-1(1) 荷重の組合せ (地震時)

区分	荷重の組合せ
地震時	$G + P_s + P_k + S_s$

G : 固定荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

S_s : 地震荷重

表 5.2-1(2) 荷重の組合せ (地震時)

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時 考慮 荷重	躯体自重	○	設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	—	対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。
		土被り荷重	—	土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	—	積載物はないため考慮しない。
	静止土圧		—	気中のため考慮しない。
	外水圧		—	外水はないため考慮しない。
	内水圧		—	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	積雪荷重 (0.98kN/m ²) を考慮する。
	風荷重		○	風荷重を考慮する。
偶発荷重		水平地震動	○	基準地震動 S_s による水平及び鉛直動による慣性力を考慮する。
		鉛直地震動	○	
		動水圧	—	外水及び内水はないため考慮しない。

表 5.2-2(1) 荷重の組合せ (重畳時)

区分	荷重の組合せ
重畳時	$G + P_s + P_k + P_h + K_{Sd}$

- G : 固定荷重
 P_s : 積雪荷重
 P_k : 風荷重
 P_h : 浸水津波荷重
 K_{Sd} : 余震荷重

表 5.2-2(2) 荷重の組合せ (重畳時)

種別		荷重	算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○ 設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	— 対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。
		土被り荷重	— 土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	— 積載物はないため考慮しない。
	静止土圧		— 気中のため考慮しない。
	外水圧		— 外水はないため考慮しない。
	内水圧		— 内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○ 積雪荷重 (0.98kN/m ²) を考慮する。
	風荷重		○ 風荷重を考慮する。
偶発荷重		浸水津波荷重	○ 津波による波圧 (静水圧) を考慮する。
		余震荷重 (地震力)	○ 弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による水平及び鉛直動による慣性力を考慮する。
		余震荷重 (動水圧)	○ 弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による動水圧を考慮する。

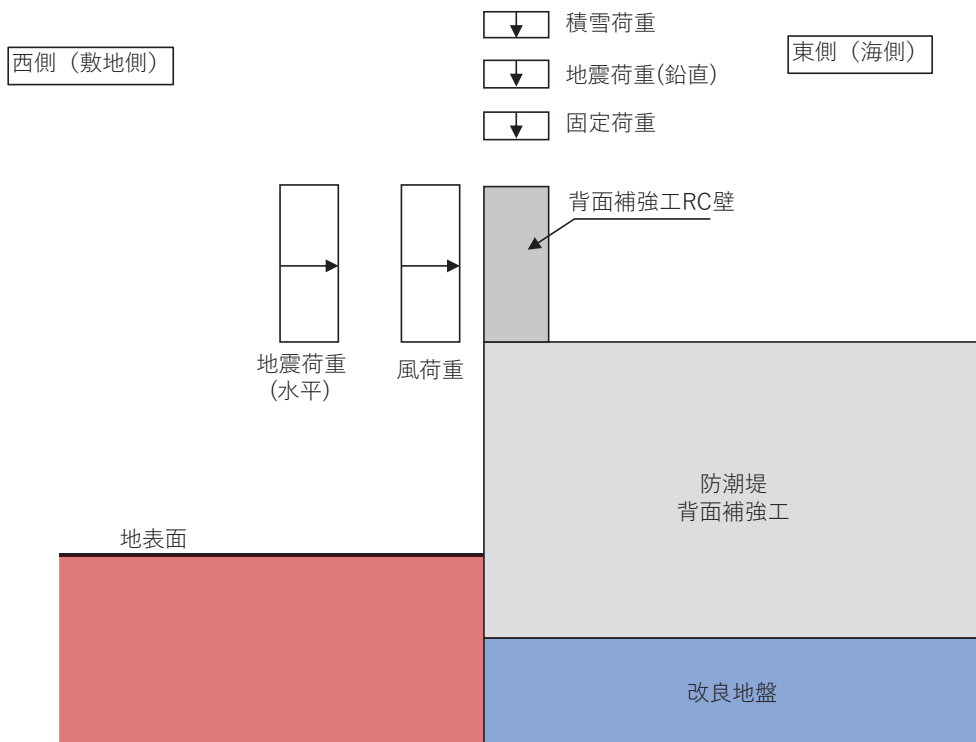


図 5.2-1(1) 荷重の概念図 (地震時)

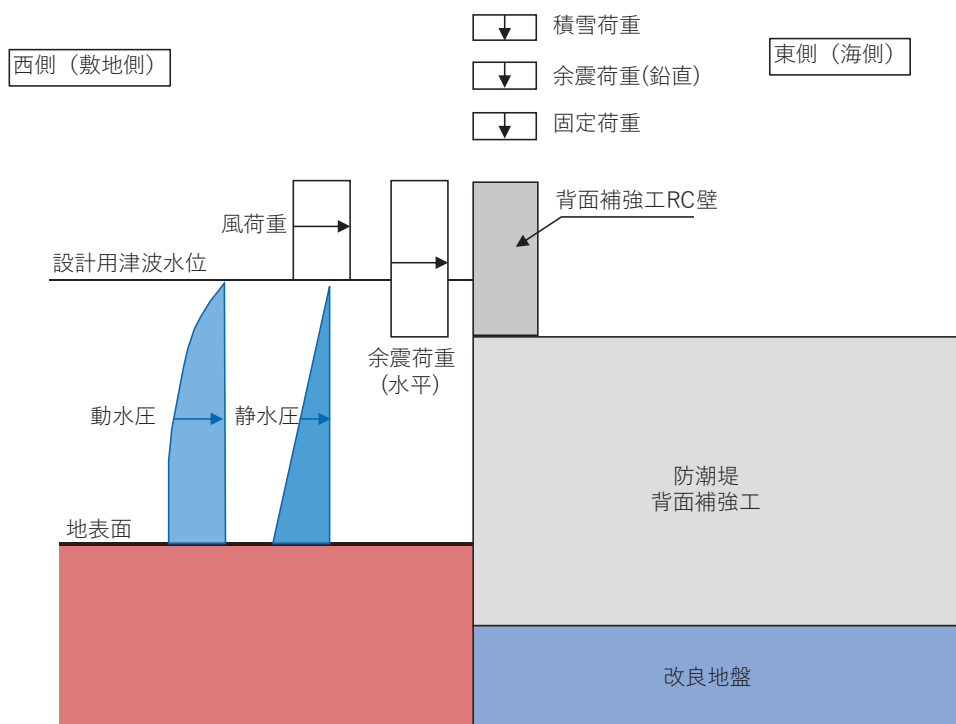


図 5.2-1(2) 荷重の概念図 (重畳時)

表 5.2-3 評価ケースの整理

評価ケース	荷重作用方向	
	防潮壁内→外向き	防潮壁外→内向き
地震時	○ (+1.0S _{SH} , +0.4S _{SV}) (+0.4S _{SH} , +1.0S _{SV}) (+1.0S _{SH} , -0.4S _{SV}) (+0.4S _{SH} , -1.0S _{SV})	—
重畳時	○ (+1.0S _{dH} , +0.4S _{dV}) (+0.4S _{dH} , +1.0S _{dV}) (+1.0S _{dH} , -0.4S _{dV}) (+0.4S _{dH} , -1.0S _{dV})	—

*注記：地震力における水平方向と鉛直方向の組合せを示す。

ここに,

S_{SH} (S_{dH}) : 水平方向地震 (余震) 荷重

S_{SV} (S_{dV}) : 鉛直方向地震 (余震) 荷重 (+は下向きを示す)

5.3 設計用地震力

設計用地震力は、防潮堤背面補強工部の評価断面（弱軸方向である防潮堤横断方向）の応答加速度に基づき設定する。応答加速度は、「6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書の補足説明資料」及び「6.1.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度計算書の補足説明資料」に示す、断面①～断面③の二次元有限要素法解析に基づき算出する。解析コードは「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。

解析ケースを表5.3-1に示す。全ての基準地震動 S_s 又は弾性設計用地震動 $S_d - D2$ に対して、解析ケース①（基本ケース）を実施する。なお、解析ケース①（基本ケース）で得られた最大応答加速度から十分に保守的となる設計震度を設定することから解析ケース②及びケース③の検討を省略する。解析コードは「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。

設計震度の設定にあたっては、前述のとおり、各位置での地震力を包含する設計用地震力を用いて評価を代表させるために、各断面（防潮堤（鋼管式鉛直壁）断面①～断面③）における背面補強工敷地側天端の応答加速度を包含する設計震度を設定する。

設定した設計震度を表5.3-2に示す。また、地震応答解析の実施個所を図5.3-1に、解析モデルを図5.3-2に、応答加速度抽出位置を図5.3-3に、地震応答解析の結果を表5.3-3に示す。

表 5.3-1(1) 地震時における解析ケース

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値 + 1σ	平均値 - 1σ
地震動 (位相)	S s - D 1	++*1	○		
		-+*1	○		
		+ -*1	○		
		--*1	○		
	S s - D 2	++*1	○		
		-+*1	○		
		+ -*1	○		
		--*1	○		
	S s - D 3	++*1	○		
		-+*1	○		
		+ -*1	○		
		--*1	○		
	S s - F 1	++*1	○		
		-+*1	○		
	S s - F 2	++*1	○		
		-+*1	○		
	S s - F 3	++*1	○		
		-+*1	○		
	S s - N 1	++*1	○		
		-+*1	○		

基本ケースで得られた最大応答加速度から、十分に保守的となる設計震度を設定すること及び照査値に十分な余裕を持たせた設計とすることから、ケース②及びケース③の検討を省略する。

注記 *1: 地震動の位相について (++) の左側は水平動, 右側は鉛直動を表し, 「-」は位相を反転させたケースを示す。

表 5.3-1(2) 重畳時における解析ケース

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値+1σ	平均値-1σ
地震動 (位相)	S d - D 2	++* ¹	○	基本ケースで得られた最大応答加速度から、十分に保守的となる設計震度を設定すること及び照査値に十分な余裕を持たせた設計とすることから、ケース②及びケース③の検討を省略する。	
		-+* ¹	○		
		+-* ¹	○		
		--* ¹	○		

注記 *1：地震動の位相について（++）の左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「-」は位相を反転させたケースを示す。

表 5.3-2(1) 設計震度 (地震時)

部位	地震動	解析ケース	設置場所及び 床面高さ (m)	設計震度 (最大応答加速度 (cm/s ²))	
背面補強工 RC 壁	S s - F 2 (++)	①	防潮堤背面補強工部 (第 2 号機海水ポンプ室及 び第 3 号機海水ポンプ室) 0. P. +18. 5m (背面補強工天端部)	水平方向 K _H	2. 0* (1607)
	S s - D 2 (-+)	①		鉛直方向 K _V	2. 0* (1542)

表 5.3-2(2) 設計震度 (重畳時)

部位	地震動	解析ケース	設置場所及び 床面高さ (m)	設計震度 (最大応答加速度 (cm/s ²))	
背面補強工 RC 壁	S d - D 2 (--)	①	防潮堤背面補強工部 (第 2 号機海水ポンプ室及 び第 3 号機海水ポンプ室) 0. P. +18. 5m (背面補強工天端部)	水平方向 K _H	2. 0* (1557)
	S d - D 2 (-+)	①		鉛直方向 K _V	2. 0* (991)

注記* : 「4. 固有周期」より, 背面補強工 RC 壁の固有周期が 0. 05s 以下であることを確認したため, 設置部の最大応答加速度を考慮した設計震度 (最大応答加速度/980. 665cm/s²) を設定した。

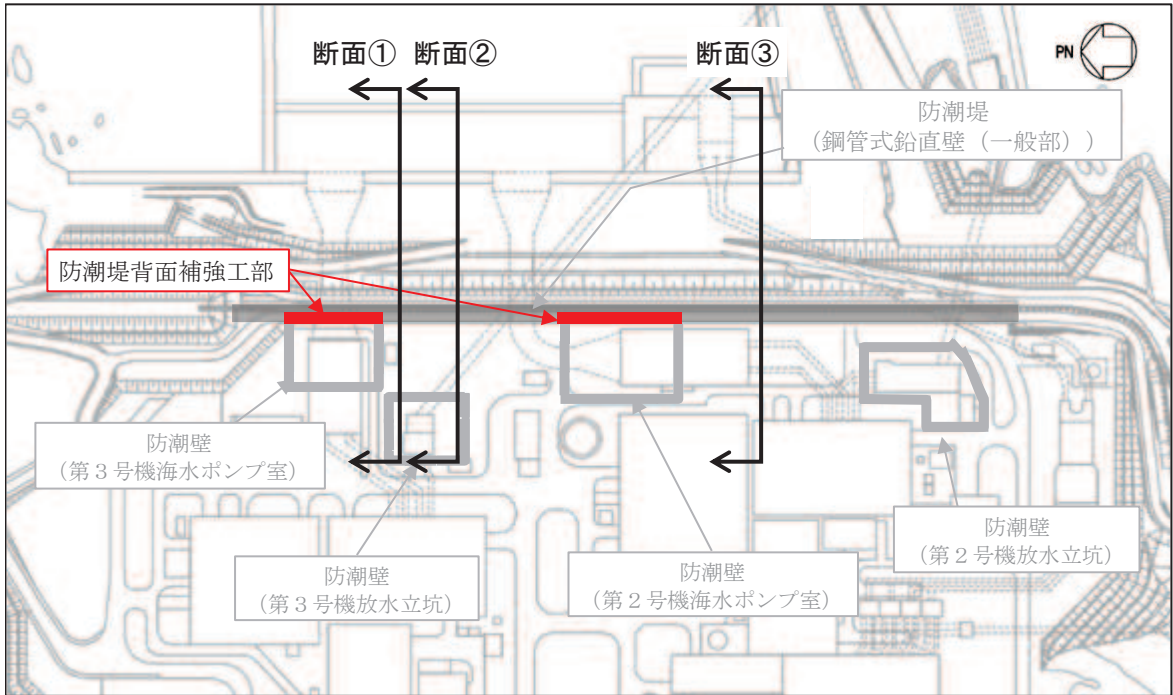


図 5.3-1(1) 地震応答解析の実施位置 (平面図)

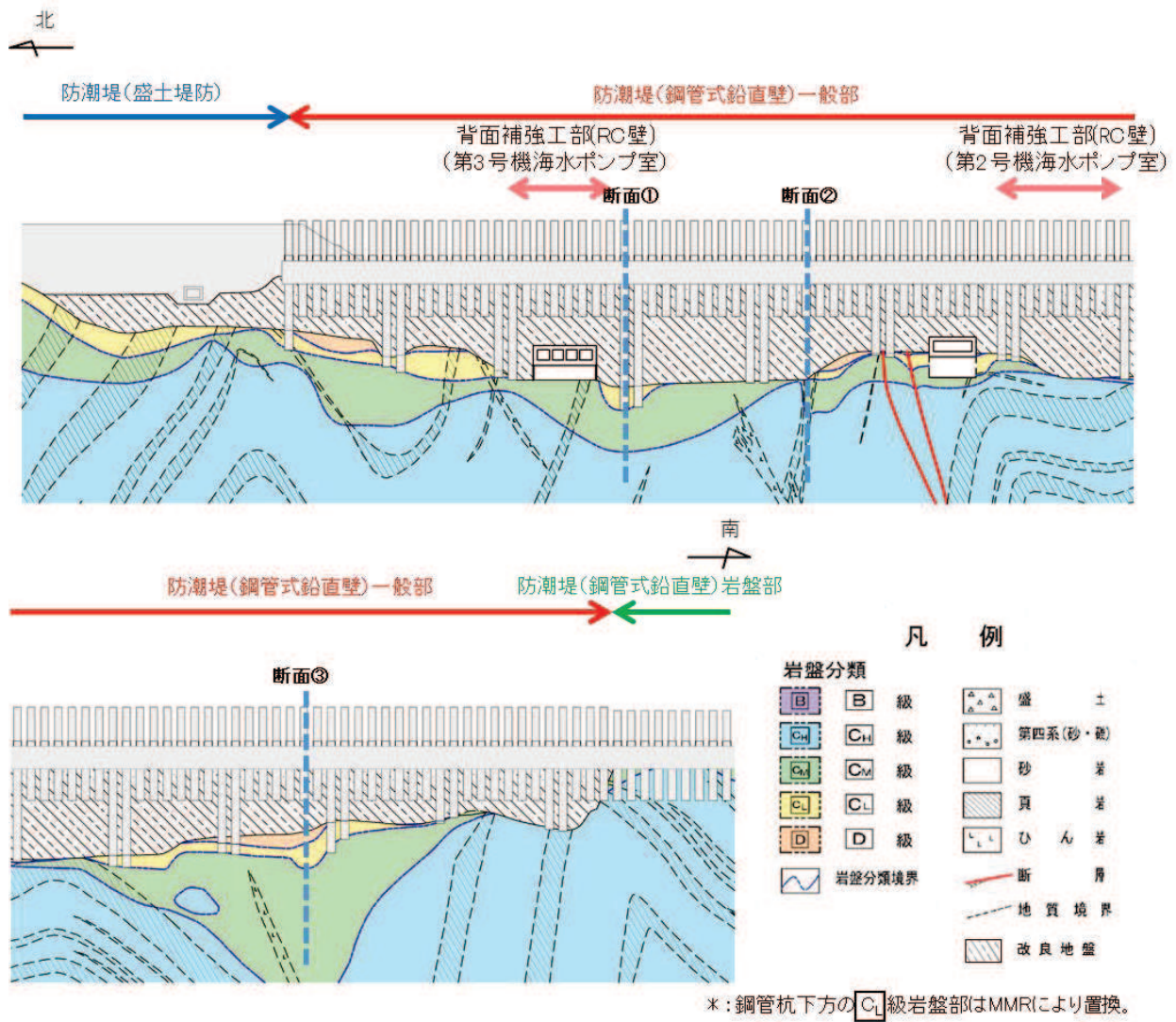


図 5.3-1(2) 地震応答解析の実施位置 (防潮堤縦断面図)

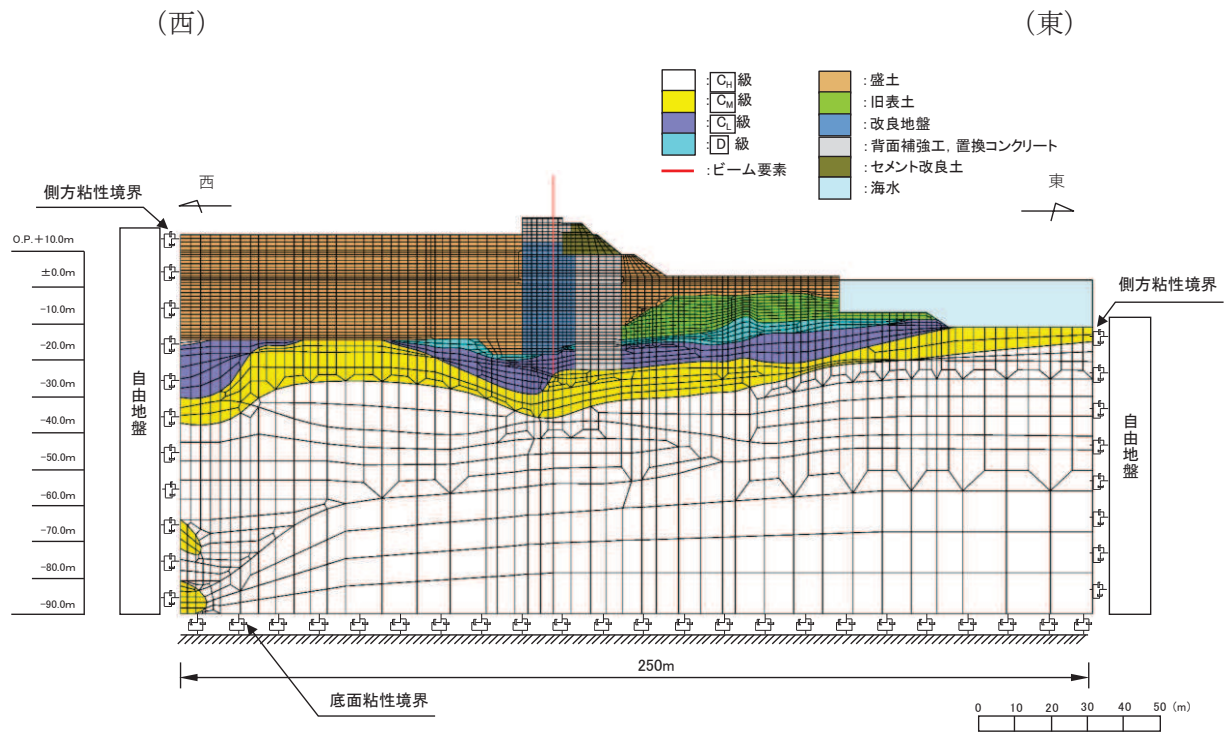


図 5.3-2(1) 解析モデル (防潮堤 (鋼管式鉛直壁) 断面①)

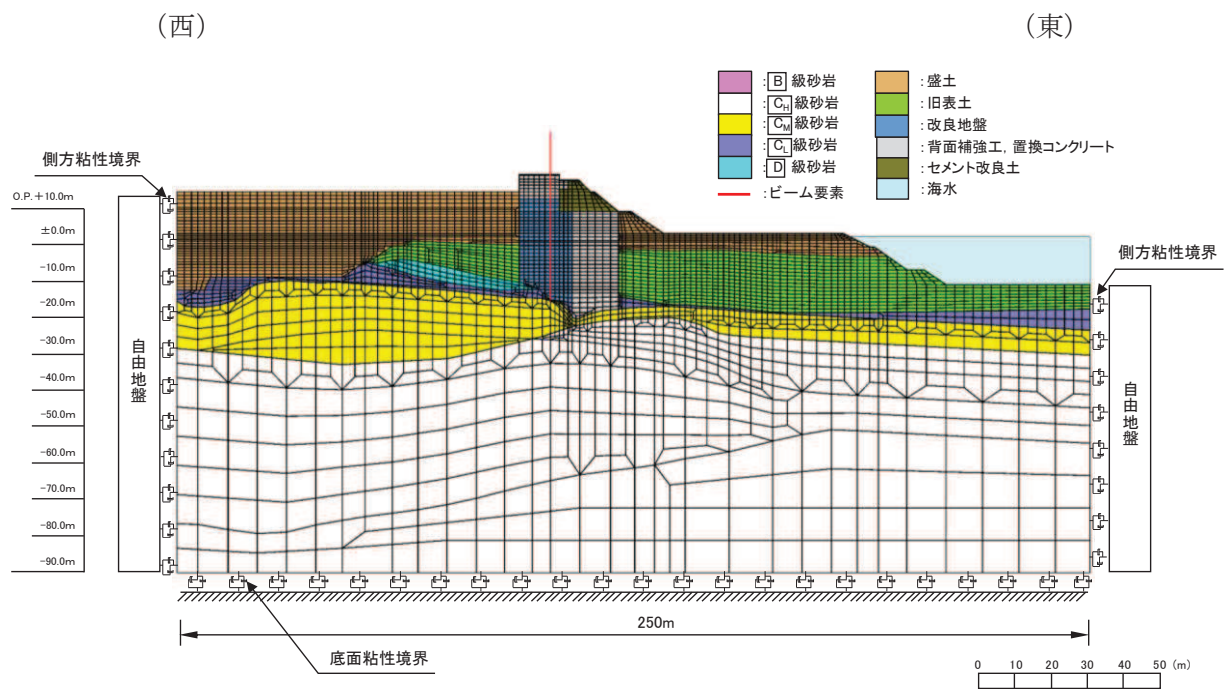


図 5.3-2(2) 解析モデル (防潮堤 (鋼管式鉛直壁) 断面②)

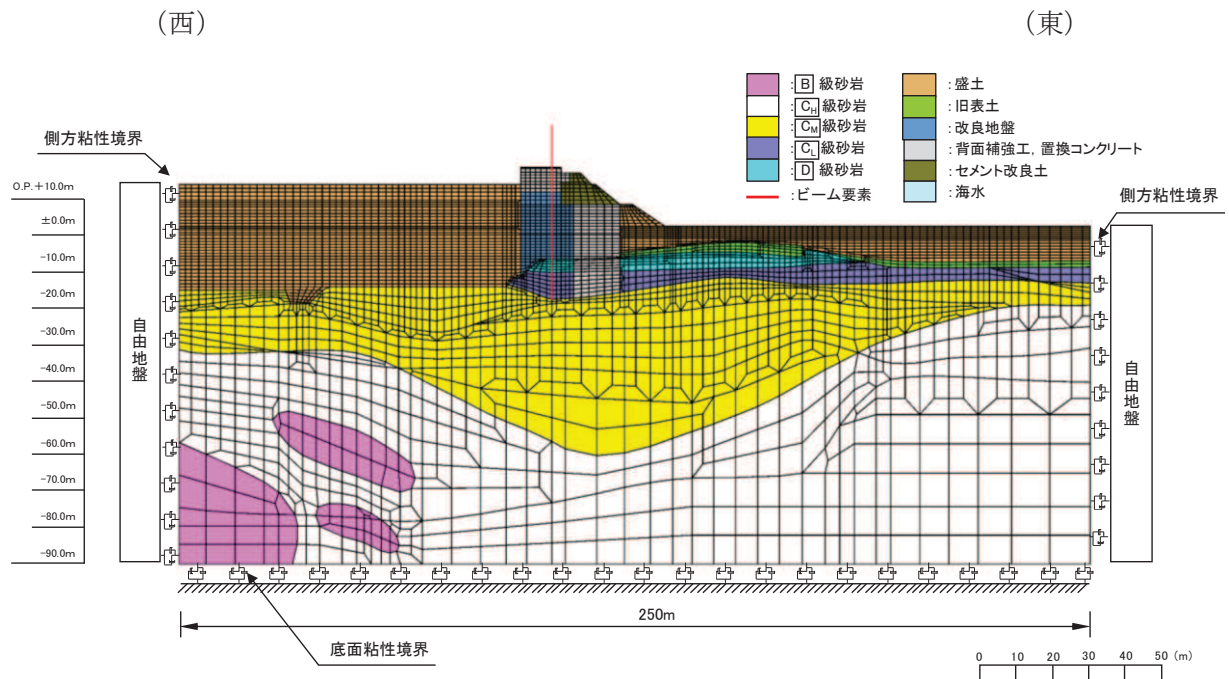


図 5.3-2(3) 解析モデル (防潮堤 (鋼管式鉛直壁) 断面③)

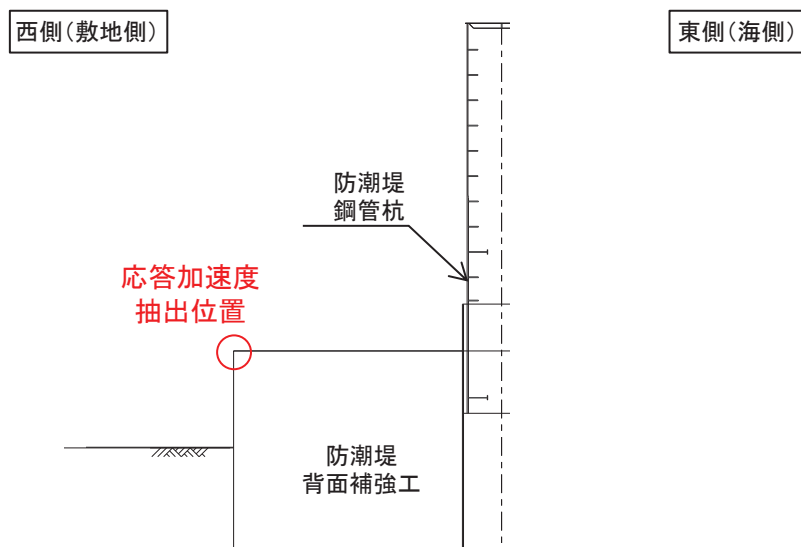


図 5.3-2 応答加速度の抽出位置

表 5.3-3 各断面における地震応答解析結果

断面位置	最大応答加速度（地震時）		最大応答加速度（重畳時）	
	水平 (cm/s^2)	鉛直 (cm/s^2)	水平 (cm/s^2)	鉛直 (cm/s^2)
断面①	1465 ($S_s - F_2$ (++))	1493 ($S_s - D_2$ (--))	1369 ($S_d - D_2$ (++))	802 ($S_d - D_2$ (+-))
断面②	1607 ($S_s - F_2$ (++))	1542 ($S_s - D_2$ (-+))	1486 ($S_d - D_2$ (++))	884 ($S_d - D_2$ (++))
断面③	1510 ($S_s - F_2$ (++))	1319 ($S_s - D_2$ (-+))	1557 ($S_d - D_2$ (--))	991 ($S_d - D_2$ (-+))

6. 評価方法及び材料諸元

6.1 解析モデル

背面補強工 RC 壁の解析モデルを図 6.1-1 に示す。

背面補強工 RC 壁は、背面補強工を固定端とした片持ち梁でモデル化する。

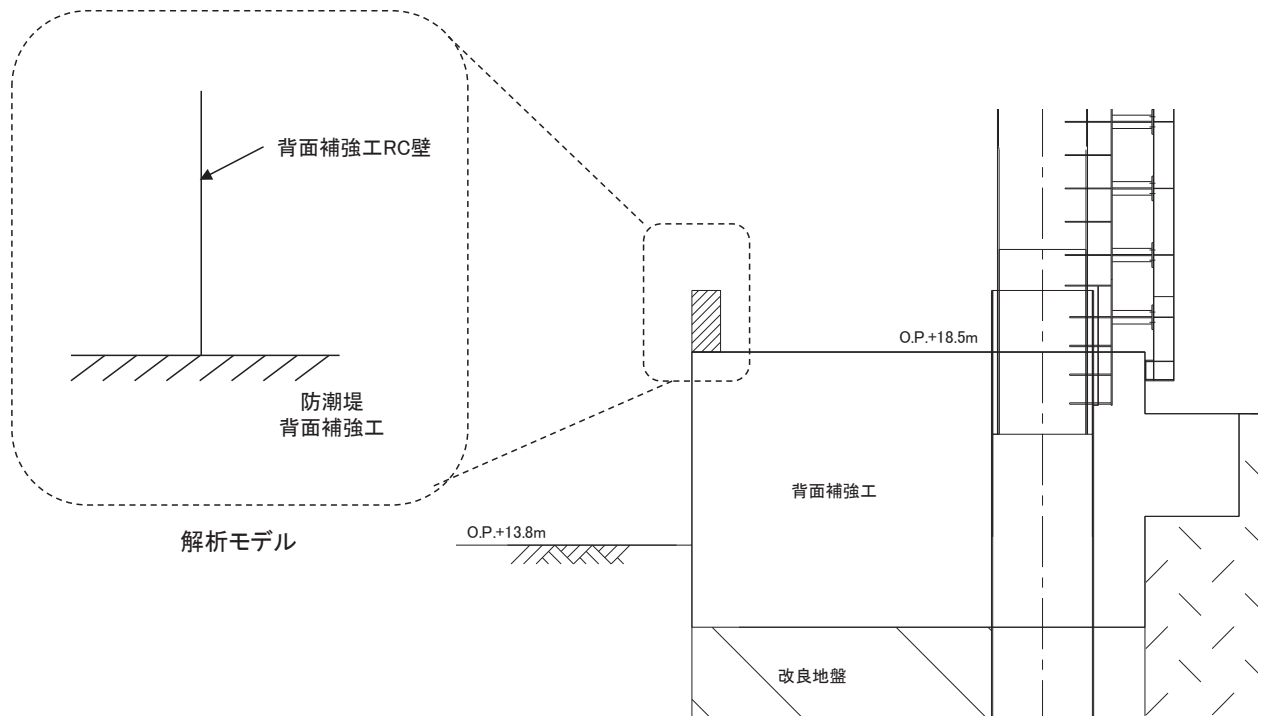


図 6.1-1 背面補強工 RC 壁のモデル図

6.2 使用材料及び物性値

使用材料の物性値を表 6.1-1 に示す。

表 6.1-1 使用材料の物性値

材料	物性値	
鉄筋コンクリート	単位体積重量	24.0 kN/m ³
	コンクリートの設計基準強度	30 N/mm ²
	鉄筋 (SD345) の引張降伏強度	345 N/mm ²
	コンクリートのヤング係数	2.8×10^4 N/mm ²
	ポアソン比	0.2

6.3 許容限界

背面補強工 RC 壁の許容限界は、「コンクリート標準示方書 2002 年」に基づき、設定する短期許容応力度とする。

背面補強工 RC 壁の許容応力度を表 6.1-2 に示す。

表 6.1-2(1) 背面補強工 RC 壁の許容限界（曲げ軸力系の破壊）

材料	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	コンクリート ($f'_{ck}=30$ N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	11
鉄筋 (SD345)	許容引張応力度 σ_{sa}	196	294

注記*：短期許容応力度は、許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 6.1-2(2) 背面補強工 RC 壁の許容限界（せん断破壊）

項目		許容応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度* (N/mm ²)
コンクリート ($f'_{ck}=30$ N/mm ²)	許容せん断応力度 τ_{al}	0.5	0.75

注記*：短期許容応力度は、許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

6.4 評価方法

背面補強工 RC 壁の設計は、背面補強工天端を固定端とした片持ち梁モデルに、背面補強工 RC 壁に作用する各荷重を静的に載荷し、算出した断面力より照査を行う。

① 曲げ・軸力に対する評価方法

背面補強工 RC 壁は、コンクリートの曲げ圧縮応力及び鉄筋の引張応力が許容限界以下であることを確認する。応力度算定は、解析コード「RC 断面計算 Ver8.0.7」を使用する。

解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード) の概要」に示す。

【コンクリート】

$$\sigma_c \leq \sigma_{c a}$$

ここで、

σ_c : コンクリートの発生曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

$\sigma_{c a}$: コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

【鉄筋】

$$\sigma_s \leq \sigma_{s a}$$

ここで、

σ_s : 鉄筋の発生曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

$\sigma_{s a}$: 鉄筋の許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

② せん断力に対する評価方法

背面補強工 RC 壁は，せん断応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\tau = \frac{Q}{b_w \cdot z} \quad \left(z = \frac{d}{1.15} \right)$$

$$\tau \leq \tau_{a1}$$

ここで，

τ_{a1} : 許容せん断応力度 (N/mm²)

Q : せん断力 (N)

b_w : 単位幅 (mm)

d : 有効高 (mm)

7. 評価結果

防潮堤背面補強工部RC壁部の評価結果を表7.1-1に示す。

発生応力度が許容限界以下であることから、構造部材が十分な構造健全性を有することを確認した。

表 7.1-1(1) 背面補強工部 RC 壁の評価結果 (地震時 (第 2 号機海水ポンプ室))

評価部位	評価項目	荷重組合せ ケース	応力成分 (N/mm ²)	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a / b)
背面補強 工部 RC 壁	軸力 + 曲げ	1.0H+0.4V (下向き)	σ_c	0.9	16.5	0.06
			σ_s	26	294	0.09
		0.4H+1.0V (下向き)	σ_c	0.3	16.5	0.02
			σ_s	1	294	0.01
		1.0H-0.4V (上向き)	σ_c	0.9	16.5	0.06
			σ_s	35	294	0.12
		0.4H-1.0V (上向き)	σ_c	0.4	16.5	0.03
			σ_s	19	294	0.07
	面外 せん断力	1.0H+0.4V (下向き)	τ	0.11	0.75	0.15
			τ	0.05	0.75	0.07
			τ	0.11	0.75	0.15
			τ	0.05	0.75	0.07

表 7.1-1(2) 背面補強工部 RC 壁の評価結果 (地震時 (第 3 号機海水ポンプ室))

評価部位	評価項目	荷重組合せ ケース	応力成分 (N/mm ²)	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)	
背面補強 工部 RC 壁	軸力 + 曲げ	1.0H+0.4V (下向き)	σ_c	2.5	16.5	0.16	
			σ_s	78	294	0.27	
		0.4H+1.0V (下向き)	σ_c	0.9	16.5	0.06	
			σ_s	12	294	0.05	
		1.0H-0.4V (上向き)	σ_c	2.6	16.5	0.16	
			σ_s	92	294	0.32	
	0.4H-1.0V (上向き)	σ_c	1.0	16.5	0.07		
		σ_s	45	294	0.16		
	面外 せん断力		1.0H+0.4V (下向き)	τ	0.19	0.75	0.26
				τ	0.08	0.75	0.11
			1.0H-0.4V (上向き)	τ	0.19	0.75	0.26
				τ	0.08	0.75	0.11

表 7.1-1(3) 背面補強工部 RC 壁の評価結果 (重畳時 (第 2 号機海水ポンプ室))

評価部位	評価項目	荷重組合せ ケース	応力成分 (N/mm ²)	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)	
背面補強 工部 RC 壁	軸力 + 曲げ	1.0H+0.4V (下向き)	σ_c	0.9	16.5	0.06	
			σ_s	26	294	0.09	
		0.4H+1.0V (下向き)	σ_c	0.3	16.5	0.02	
			σ_s	1	294	0.01	
		1.0H-0.4V (上向き)	σ_c	0.9	16.5	0.06	
			σ_s	35	294	0.12	
	0.4H-1.0V (上向き)	σ_c	0.4	16.5	0.03		
		σ_s	19	294	0.07		
	面外 せん断力		1.0H+0.4V (下向き)	τ	0.12	0.75	0.16
				τ	0.05	0.75	0.07
			0.4H+1.0V (下向き)	τ	0.05	0.75	0.07
				τ	0.12	0.75	0.16
1.0H-0.4V (上向き)	τ	0.12	0.75	0.16			
	τ	0.05	0.75	0.07			
0.4H-1.0V (上向き)	τ	0.05	0.75	0.07			
	τ	0.12	0.75	0.16			

表 7.1-1(4) 背面補強工部 RC 壁の評価結果 (重畳時 (第 3 号機海水ポンプ室))

評価部位	評価項目	荷重組合せ ケース	応力成分 (N/mm ²)	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)	
背面補強 工部 RC 壁	軸力 + 曲げ	1.0H+0.4V (下向き)	σ_c	2.9	16.5	0.18	
			σ_s	89	294	0.31	
		0.4H+1.0V (下向き)	σ_c	1.3	16.5	0.08	
			σ_s	22	294	0.08	
		1.0H-0.4V (上向き)	σ_c	2.9	16.5	0.18	
			σ_s	103	294	0.36	
	0.4H-1.0V (上向き)	σ_c	1.3	16.5	0.08		
		σ_s	56	294	0.20		
	面外 せん断力		1.0H+0.4V (下向き)	τ	0.26	0.75	0.35
				τ	0.15	0.75	0.20
			1.0H-0.4V (上向き)	τ	0.26	0.75	0.35
				τ	0.15	0.75	0.20

(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

目 次

1. 概要	1
2. 変形抑制, 液状化対策のための地盤改良の検討【検討 1】	4
3. 地盤改良の計画について	10
4. 実機改良計画を踏まえた解析手法の妥当性検討【検討 2】	18
4.1 検討方針	18
4.2 検討用モデル	22
4.3 解析手法	26
4.4 検討結果	27
5. 不確かさ等の影響を踏まえた解析手法の妥当性検討【検討 3】	40
5.1 検討方針	40
5.2 検討用モデル	40
5.3 解析手法	52
5.4 検討結果	52
6. 斜面部や岩盤不陸部における解析手法の妥当性検討【検討 4】	94
6.1 岩盤斜面部 (第 2 号機放水立坑)	96
6.2 岩盤不陸部 (第 3 号機放水立坑)	102
7. フーチング-地盤間の相互作用の影響について【検討 5】	106
7.1 検討方針	106
7.2 検討用モデル	107
7.3 検討結果	109
8. 検討結果	116
9. 解析条件 (二次元有限要素モデル)	118
9.1 解析手法	118
9.2 解析モデル	119
9.3 構造物のモデル化	130
9.4 地盤のモデル化	136
9.5 減衰定数	136
9.6 地盤の物性値	138
10. 最大応答値分布	139

1. 概要

杭基礎構造防潮壁（以下、「防潮壁」という。）の地震応答解析については、図1-1に示す解析手法の選定フローのとおり、①に分類される第2号機放水立坑の岩盤部や②に分類される第3号機放水立坑防潮壁の盛土部（地下水位が岩盤以深）においては全応力解析による評価を行う。

その他の範囲は、基礎杭周辺において旧表土或いは盛土に地下水位が存在するため④に分類されるが、変形抑制及び液状化対策を目的とし、杭周辺の地下水位以深の旧表土或いは盛土は地盤改良を行った上で、側方の液状化等の影響を受けないことを定量的に確認し、全応力解析により評価を行う方針としている。

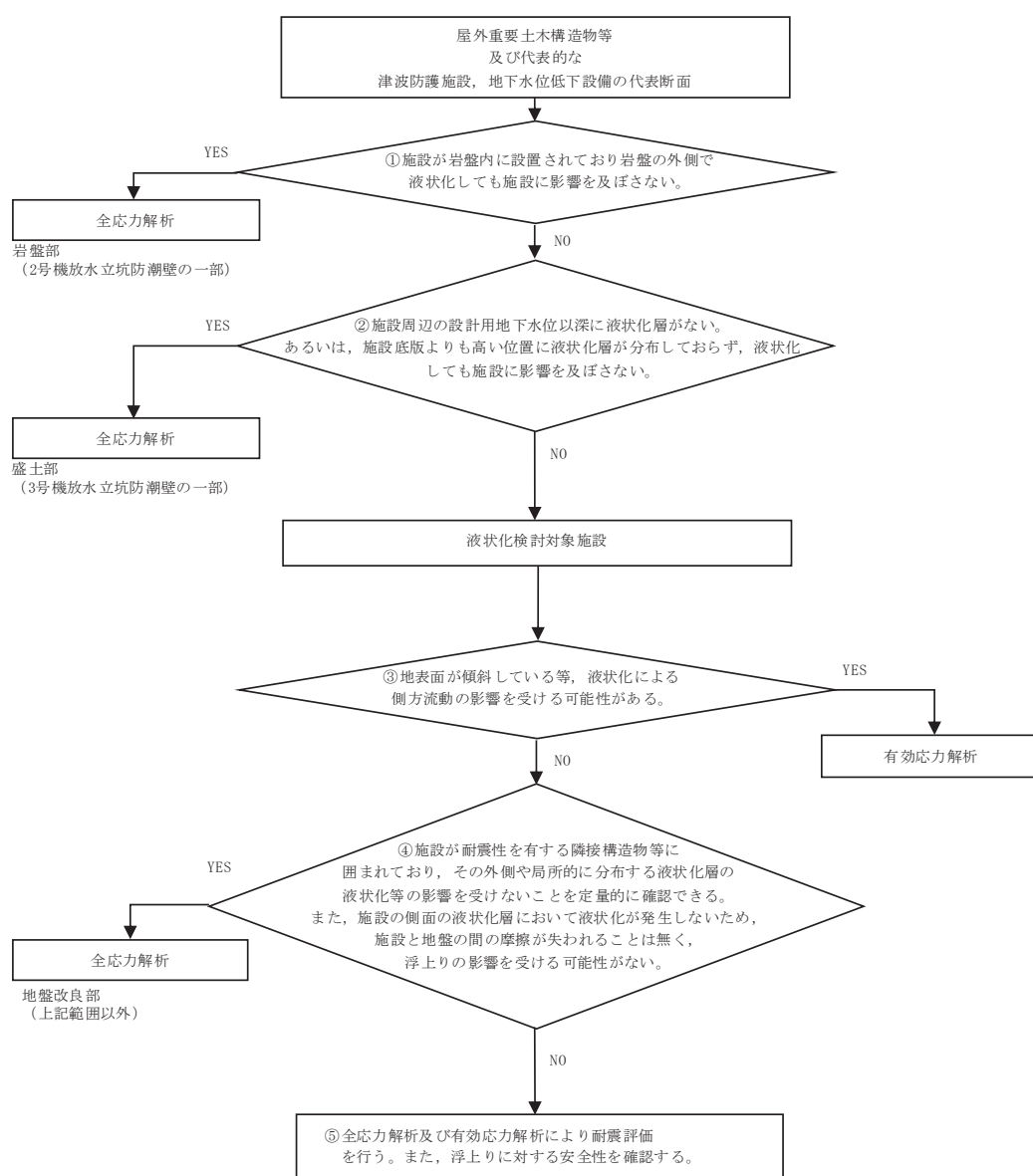


図 1-1 防潮壁の解析手法の選定フロー