

表 4-4(3) 評価結果

構造物	評価対象位置	評価モデル	入力津波水位 (O. P. +m)	設計用 地表面 (O. P. +m)	根入れ 深さ D (m)	水位差 hw (m)	土の水中単 位体積重量 γ_s (kN/m ³)	水の単位 体積重量 γ_w (kN/m ³)	安全率
防潮壁 (第3 号機海 水ポン プ室)	①	鋼板部	19.00	13.40	4.10	5.60	8.50	10.10	1.23
	②	鋼板部	19.00	13.40	4.10	5.60	8.50	10.10	1.23
	③	鋼板部	19.00	13.40	4.10	5.60	8.50	10.10	1.23
	④	鋼板部	19.00	13.40	4.10	5.60	8.50	10.10	1.23
	⑤	鋼板部	19.00	13.40	4.10	5.60	8.50	10.10	1.23
	⑥	鋼板部	19.00	13.40	4.10	5.60	8.50	10.10	1.23
	⑦	鋼板部	19.00	13.40	4.10	5.60	8.50	10.10	1.23
	⑧	鋼板部	19.00	13.40	4.10	5.60	8.50	10.10	1.23
防潮壁 (第3 号機放 水立坑)	①	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	②	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	③	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	④	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑤	鋼桁部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑥	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑦	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑧	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑨	鋼桁部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑩	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑪	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑫	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑬	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑭	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑮	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑯	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑰	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39
	⑱	鋼板部	17.50	13.40	3.40	4.10	8.50	10.10	1.39

(別紙)設計津波水位に対するボーリングの検討

前述では、入力津波水位を用いてボーリングに対する安全性を評価したが、ここでは、より保守的な条件となる設計津波水位(入力津波水位+0.5m)を用いてボーリングに対する安全性を評価する。なお、設計津波水位に対するボーリングの評価に当たっては、地盤の揺すり込み沈下量は各評価対象位置の盛土・旧表土の層厚を考慮して算出する。

評価結果を表4-5に示す。表4-5のとおり、ほぼすべての評価位置において安全率が1.2以上となった。一方、第2号機、第3号機海水ポンプ室の鋼板部において、わずかに安全率1.2を下回る結果となった。

評価結果を踏まえて、図4-11のとおり、各構造物側部をセメント改良土にて埋戻しすることにより、単位体積重量を上げて、ボーリングに対する裕度確保に配慮することとする。ここで、「山留め設計指針 平成29年(日本建築学会)」によると、Terzaghiの方法によるボーリングの検討方法の中で、根切り面より上の山留め背面地盤内において、水頭損失の無いモデルとした場合、ボーリングが影響する幅について、山留の根入れ深さDの半分であることを実験により確認している(図4-12)ことから、セメント改良土の埋戻し範囲については根入れ長の1/2以上の埋戻し幅を確保する。

セメント改良土による埋戻し後の評価結果を表4-6に示す。セメント改良土による埋戻し後の評価結果については、すべての評価位置において安全率が1.2以上となった。

表4-5(1) 評価結果

構造物	評価対象位置	評価モデル	設計津波水位 (O.P. +m)	設計用地表面 (O.P. +m)	根入れ深さ D (m)	水位差 hw (m)	土の水中単位体積重量 γ' (kN/m ³)	水の単位体積重量 γ_w (kN/m ³)	安全率
防潮壁 (第2号機海水ポンプ室)	①	鋼板部	18.60	13.80	3.50	4.80	8.50	10.10	1.22
	②	鋼板部	18.60	13.80	3.80	4.80	8.50	10.10	1.33
	③	鋼板部	18.60	13.61	3.61	4.99	8.50	10.10	1.21
	④	鋼板部	18.60	13.59	3.59	5.01	8.50	10.10	1.20
	⑤	鋼板部	18.60	13.57	3.57	5.03	8.50	10.10	1.19
	⑥	鋼板部	18.60	13.57	3.57	5.03	8.50	10.10	1.19
	⑦	鋼板部	18.60	13.57	3.57	5.03	8.50	10.10	1.19
	⑧	鋼桁部	18.60	13.57	3.57	5.03	8.50	10.10	1.19
	⑨	鋼板部	18.60	13.57	3.57	5.03	8.50	10.10	1.19
	⑩	鋼板部	18.60	13.57	3.57	5.03	8.50	10.10	1.19
	⑪	鋼板部	18.60	13.80	3.80	4.80	8.50	10.10	1.33

表 4-5(2) 評価結果

構造物	評価対象位置	評価モデル	設計津波水位 (O.P. +m)	設計用地表面 (O.P. +m)	根入れ深さ D (m)	水位差 hw (m)	土の水中単位体積重量 γ' (kN/m ³)	水の単位体積重量 γ_w (kN/m ³)	安全率
防潮壁 (第2号機放水立坑)	①	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	②	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	③	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	④	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑤	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑥	鋼桁部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑦	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑧	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑨	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑩	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑪	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑫	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑬	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑭	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑮	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑯	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑰	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑱	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑲	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	⑳	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	㉑	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	㉒	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56
	㉓	鋼板部	17.90	13.80	3.80	4.10	8.50	10.10	1.56

表 4-5(3) 評価結果

構造物	評価対象位置	評価モデル	設計津波水位 (O.P. +m)	設計用 地表面 (O.P. +m)	根入れ 深さ D (m)	水位差 hw (m)	土の水中単 位体積重量 γ' (kN/m ³)	水の単位 体積重量 γ_w (kN/m ³)	安全率
防潮壁 (第3 号機海 水ポン プ室)	①	鋼板部	19.50	13.46	4.16	6.04	8.50	10.10	1.15
	②	鋼板部	19.50	13.46	4.16	6.04	8.50	10.10	1.15
	③	鋼板部	19.50	13.55	4.25	5.95	8.50	10.10	1.20
	④	鋼板部	19.50	13.55	4.25	5.95	8.50	10.10	1.20
	⑤	鋼板部	19.50	13.55	4.25	5.95	8.50	10.10	1.20
	⑥	鋼板部	19.50	13.48	4.18	6.02	8.50	10.10	1.16
	⑦	鋼板部	19.50	13.47	4.17	6.03	8.50	10.10	1.16
	⑧	鋼板部	19.50	13.46	4.16	6.04	8.50	10.10	1.15
防潮壁 (第3 号機放 水立坑)	①	鋼板部	18.00	13.50	3.50	4.50	8.50	10.10	1.30
	②	鋼板部	18.00	13.56	3.56	4.44	8.50	10.10	1.34
	③	鋼板部	18.00	13.80	3.80	4.20	8.50	10.10	1.52
	④	鋼板部	18.00	13.80	3.80	4.20	8.50	10.10	1.52
	⑤	鋼桁部	18.00	13.80	3.80	4.20	8.50	10.10	1.52
	⑥	鋼板部	18.00	13.80	3.80	4.20	8.50	10.10	1.52
	⑦	鋼板部	18.00	13.80	3.80	4.20	8.50	10.10	1.52
	⑧	鋼板部	18.00	13.80	3.80	4.20	8.50	10.10	1.52
	⑨	鋼桁部	18.00	13.80	3.80	4.20	8.50	10.10	1.52
	⑩	鋼板部	18.00	13.80	3.80	4.20	8.50	10.10	1.52
	⑪	鋼板部	18.00	13.80	3.80	4.20	8.50	10.10	1.52
	⑫	鋼板部	18.00	13.50	3.50	4.50	8.50	10.10	1.30
	⑬	鋼板部	18.00	13.48	3.48	4.52	8.50	10.10	1.29
	⑭	鋼板部	18.00	13.52	3.52	4.48	8.50	10.10	1.32
	⑮	鋼板部	18.00	13.52	3.52	4.48	8.50	10.10	1.32
	⑯	鋼板部	18.00	13.49	3.49	4.51	8.50	10.10	1.30
	⑰	鋼板部	18.00	13.51	3.51	4.49	8.50	10.10	1.31
	⑱	鋼板部	18.00	13.51	3.51	4.49	8.50	10.10	1.31
	⑲	鋼板部	18.00	13.50	3.50	4.50	8.50	10.10	1.30

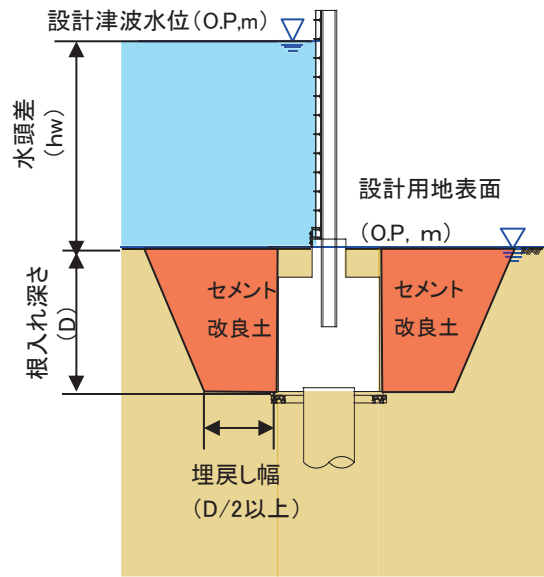


図 4-11 セメント改良土による埋戻し範囲概念図

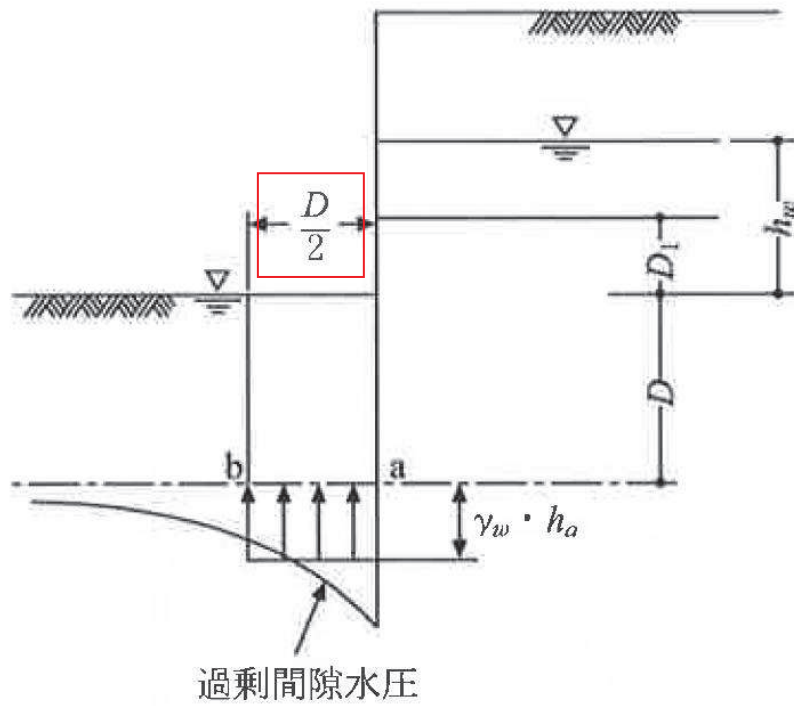


図 6.3.5 テルツァーギの検討方法

図 4-12 Terzaghi の検討方法

「山留め設計指針 平成 29 年 (日本建築学会)」より抜粋)

表 4-6 地盤改良後の評価結果 (第 2 号機海水ポンプ室・第 3 号機海水ポンプ室)

構造物	評価対象位置	評価モデル	設計津波水位 (O. P. +m)	設計用地表面 (O. P. +m)	根入れ深さ D (m)	水位差 hw (m)	土の水中単位体積重量 γ' (kN/m ³)	水の単位体積重量 γ_w (kN/m ³)	安全率
防潮壁 (第 2 号機海水ポンプ室)	④	鋼鈹部	18.60	13.59	3.59	5.01	21.60	10.10	3.06
	⑤	鋼鈹部	18.60	13.57	3.57	5.03	21.60	10.10	3.03
	⑥	鋼鈹部	18.60	13.57	3.57	5.03	21.60	10.10	3.03
	⑦	鋼鈹部	18.60	13.57	3.57	5.03	21.60	10.10	3.03
	⑧	鋼桁部	18.60	13.57	3.57	5.03	21.60	10.10	3.03
	⑨	鋼鈹部	18.60	13.57	3.57	5.03	21.60	10.10	3.03
	⑩	鋼鈹部	18.60	13.57	3.57	5.03	21.60	10.10	3.03
防潮壁 (第 3 号機海水ポンプ室)	①	鋼板部	19.50	13.46	4.16	6.04	21.60	10.10	2.94
	②	鋼板部	19.50	13.46	4.16	6.04	21.60	10.10	2.94
	③	鋼板部	19.50	13.55	4.25	5.95	21.60	10.10	3.05
	④	鋼板部	19.50	13.55	4.25	5.95	21.60	10.10	3.05
	⑤	鋼板部	19.50	13.55	4.25	5.95	21.60	10.10	3.05
	⑥	鋼板部	19.50	13.48	4.18	6.02	21.60	10.10	2.96
	⑦	鋼板部	19.50	13.47	4.17	6.03	21.60	10.10	2.95
	⑧	鋼板部	19.50	13.46	4.16	6.04	21.60	10.10	2.94

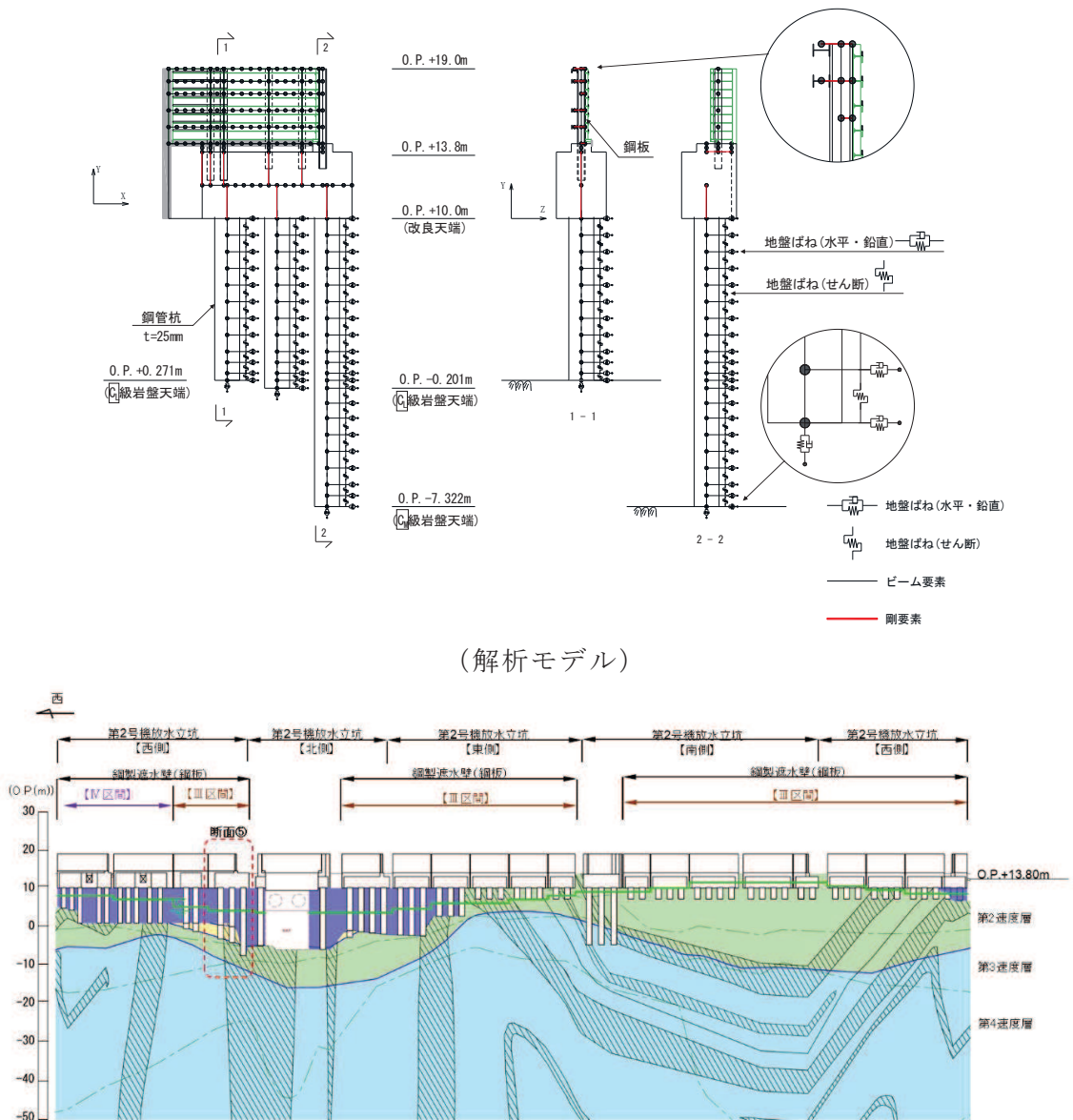
(参考資料 6) 鋼板部断面⑤における入力地盤応答の妥当性について

1. 概要

杭基礎構造防潮壁（鋼板部）のうち、断面⑤については全断面の中で最も同一基礎内の杭長差を有することから、評価対象断面として選定し耐震及び強度評価を行っている。

その際に、地盤変位及び加速度応答は最も杭長が長い杭位置の地盤応答を入力している。本資料では、断面⑤における解析手法（入力地盤応答）の妥当性確認として、最も短い杭位置の地盤応答と比較する。

鋼板部断面⑤における耐震・強度評価モデルを図 6-1 に示す。



(解析モデル)

(地質断面図：2号機放水立坑縦断面図)

図 6-1 鋼板部断面⑤の概要

(参考) 6-1

2. 評価方針

現行の耐震・強度評価においては、最も杭長が長い杭位置（杭③）の地質モデルに基づく地盤応答（変位，加速度，速度）を入力した地震応答解析を実施している。

この妥当性確認として、最も杭長が短い杭位置（杭①）の地質モデルに基づく地盤応答と比較を行い、構造物に与える応答について比較する。なお、断面⑤は杭周辺の盛土・旧表土を地盤改良しているため、構造物の設計においては上部工（フーチング含む）に作用する加速度が支配的となるため、加速度に着目して評価する。

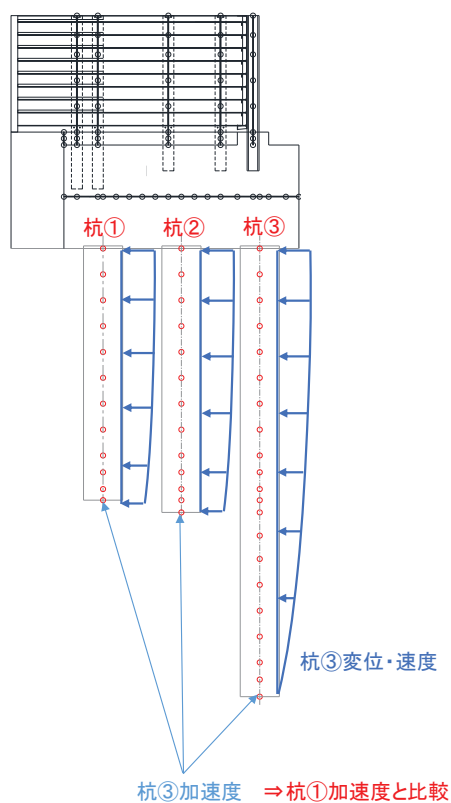


図 6-2 現行評価モデルの概念図

3. 評価結果

杭①及び杭③位置の地質モデルに基づく1次元地震応答解析による、フーチング底面位置での加速度応答スペクトルの比較を図6-3に示す。

防潮壁（断面⑤）の固有周期（1次モード）付近及びそれより短周期側においては、いずれの地震動においても、杭①に比べ、杭③位置の地盤応答の方がより構造物が応答する加速度応答となっている。よって、杭③位置の地質モデルを用いた現行評価において、相対的に構造物の応答を大きく評価し保守的な照査結果になっていると考えられる。

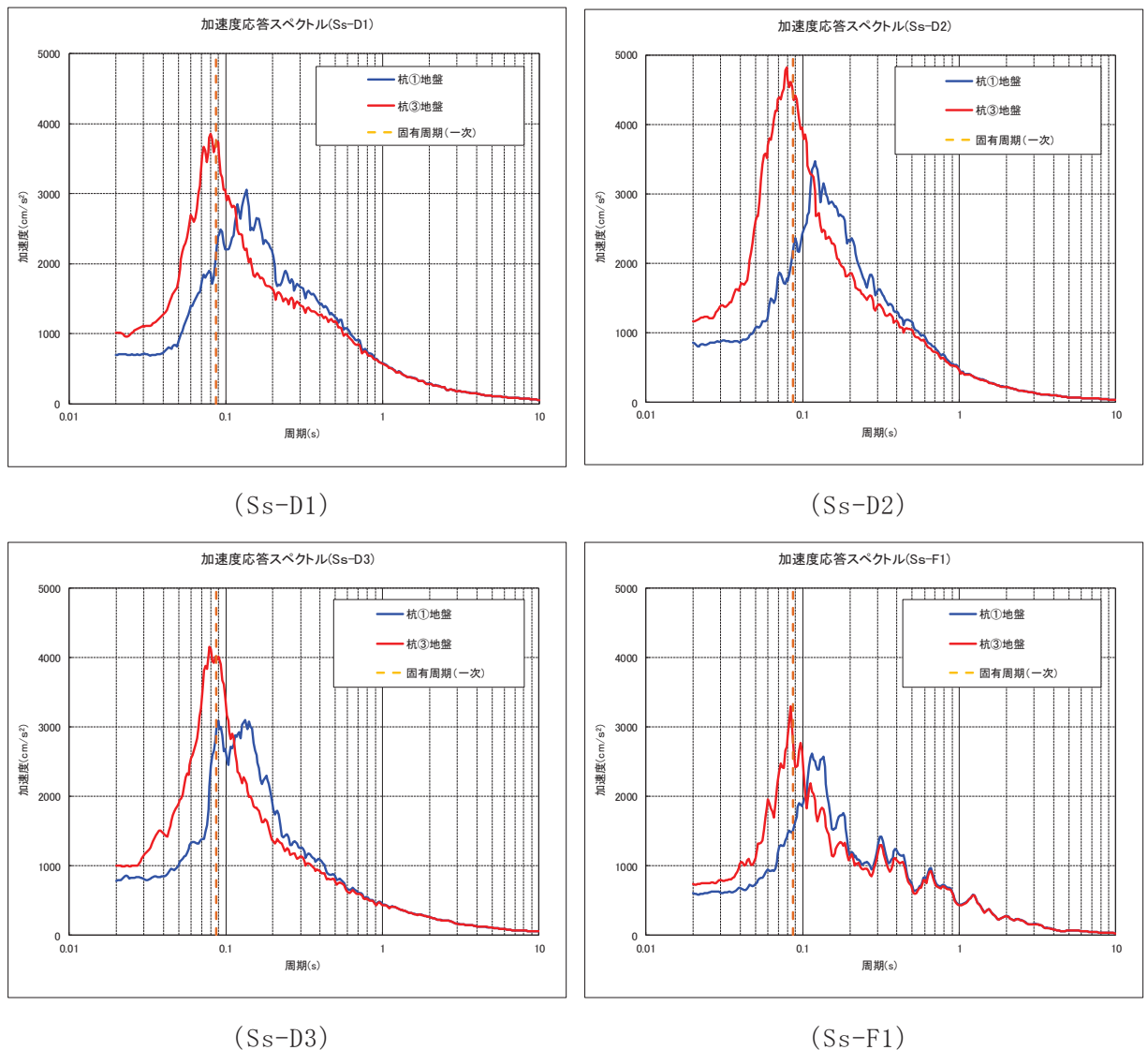
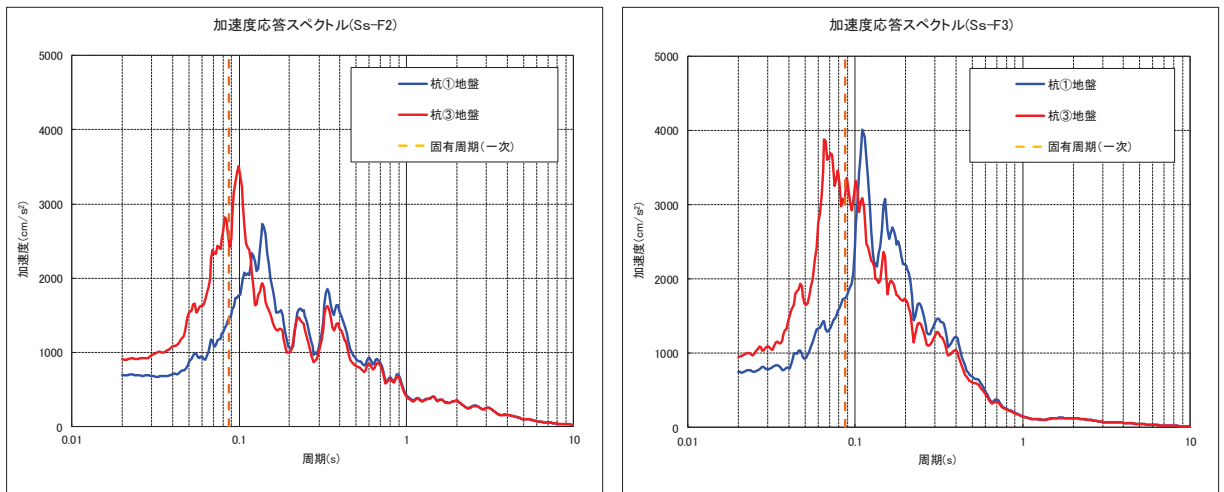
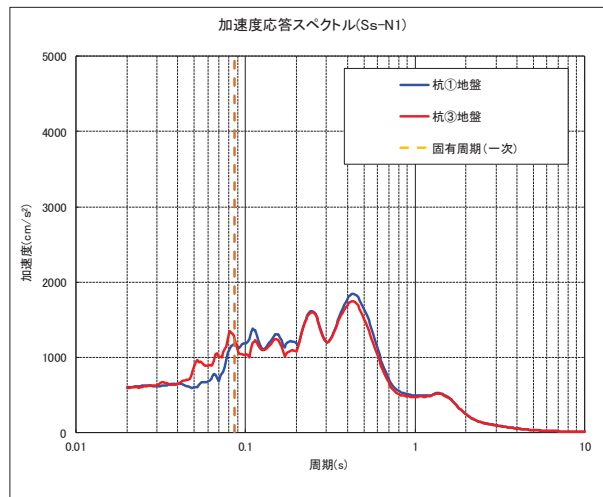


図6-3(1) 断面⑤フーチング底面位置における加速度応答スペクトルの比較



(Ss-F2)

(Ss-F3)



(Ss-N1)

図 6-2(2) 断面⑤フーチング底面位置における加速度応答スペクトルの比較

4. まとめ

地盤変位及び加速度応答は最も杭長が長い杭位置の地盤応答を入力している。本資料では、断面⑤における解析手法（入力地盤応答）の妥当性確認として、最も短い杭位置の地盤応答と比較した。

比較の結果、いずれの地震動においても、杭①に比べ、杭③位置の地盤応答の方がより構造物が応答する加速度応答となっていることから、相対的に構造物の応答を大きく評価し保守的な照査結果になっていると考えられることから、現行の評価結果が妥当な結果であることを確認した。

(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

1. 概要

第 2 号機放水立坑の杭基礎構造防潮壁（以下、「2 号放水立坑防潮壁」という。）周辺は比較的地下水位が高いため、杭周辺に旧表土或いは盛土が存在する箇所は液状化による地盤変形抑制のためフーチング下面までを地盤改良している。

一方、第 3 号機放水立坑の杭基礎構造防潮壁（以下、「3 号放水立坑防潮壁」という。）については下位クラスである第 3 号機放水立坑の波及的影響を受ける虞があるため、第 3 号機放水立坑の周囲に地盤改良体を構築し、機能維持を図る設計としている。

本書は下位クラスである第 2 号機放水立坑及び第 3 号機放水立坑が基準地震動 S_s に対して損壊等の影響を受けたと想定した場合であっても、2 号放水立坑防潮壁及び 3 号放水立坑防潮壁の杭周辺の改良地盤が健全性を有し、杭の側面抵抗が維持されることを確認するものである。

2. 第2号機放水立坑改良地盤の評価

2.1 評価方針

2号放水立坑防潮壁の周辺は比較的地下水位が高いため、杭周辺に旧表土或いは盛土が存在する箇所は液状化による地盤変形抑制のためフーチング下面までを地盤改良している。図2-1に2号放水立坑防潮壁の位置図、図2-2に2号放水立坑防潮壁の平面図、さらに図2-3に2号放水立坑防潮壁の地質縦断面図を示す。

図2-2と図2-3に示すとおり、2号放水立坑防潮壁の杭は改良地盤部と岩盤部に大別される。

2号放水立坑防潮壁の改良地盤が下位クラスである第2号機放水立坑が基準地震動 S_s に対して損壊等の影響を受けたと想定した場合であっても、健全性を有し杭の側面抵抗が維持されることを確認する。

評価方法は改良地盤の健全性を評価するうえで、第2号機放水立坑の損壊を想定し、放水立坑部を空虚とした場合の耐震評価を行う。

改良地盤の基準地震動 S_s に対する耐震評価フローを図2-4に示す。

改良地盤の耐震評価は、地震応答解析により得られた解析結果に基づき、表2-1の改良地盤の評価項目に示すとおり、改良地盤の健全性評価を行う。

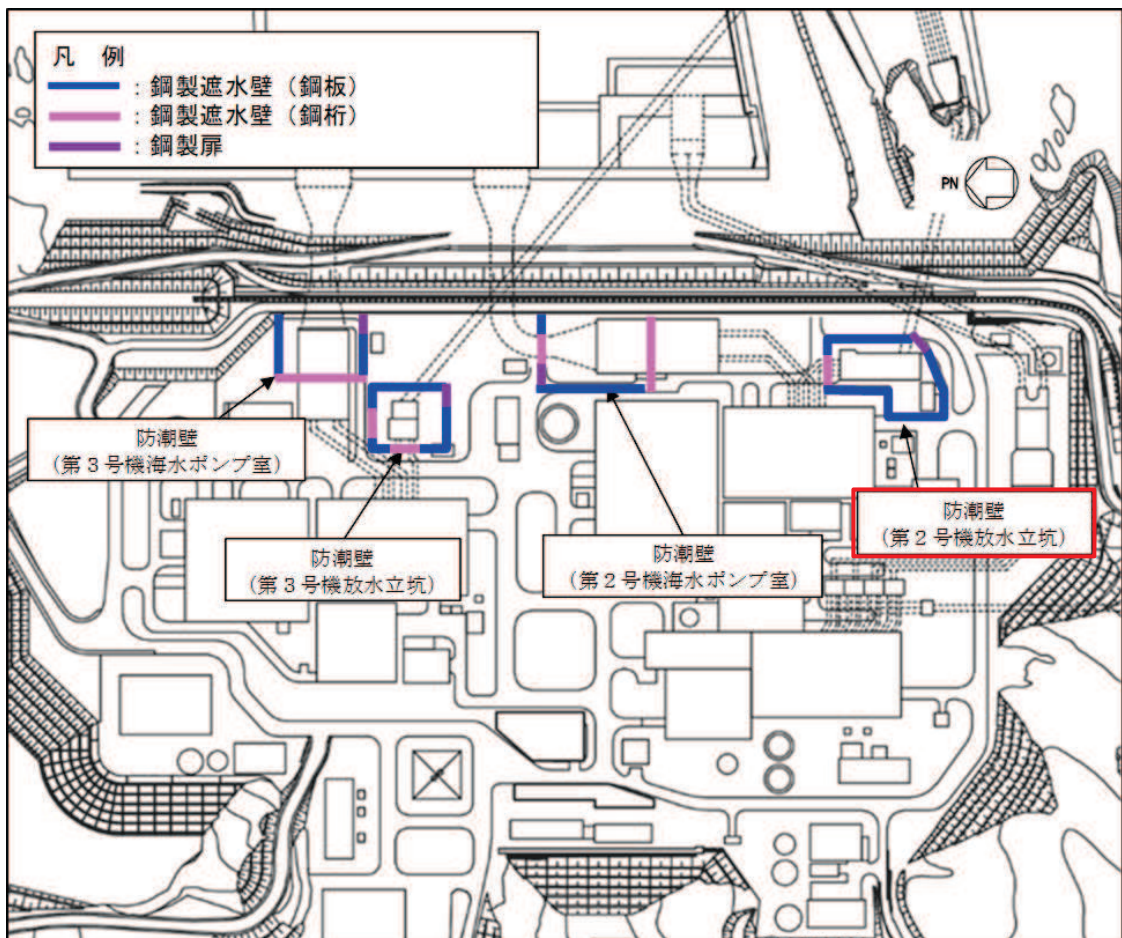


図2-1 第2号機放水立坑防潮壁の位置図

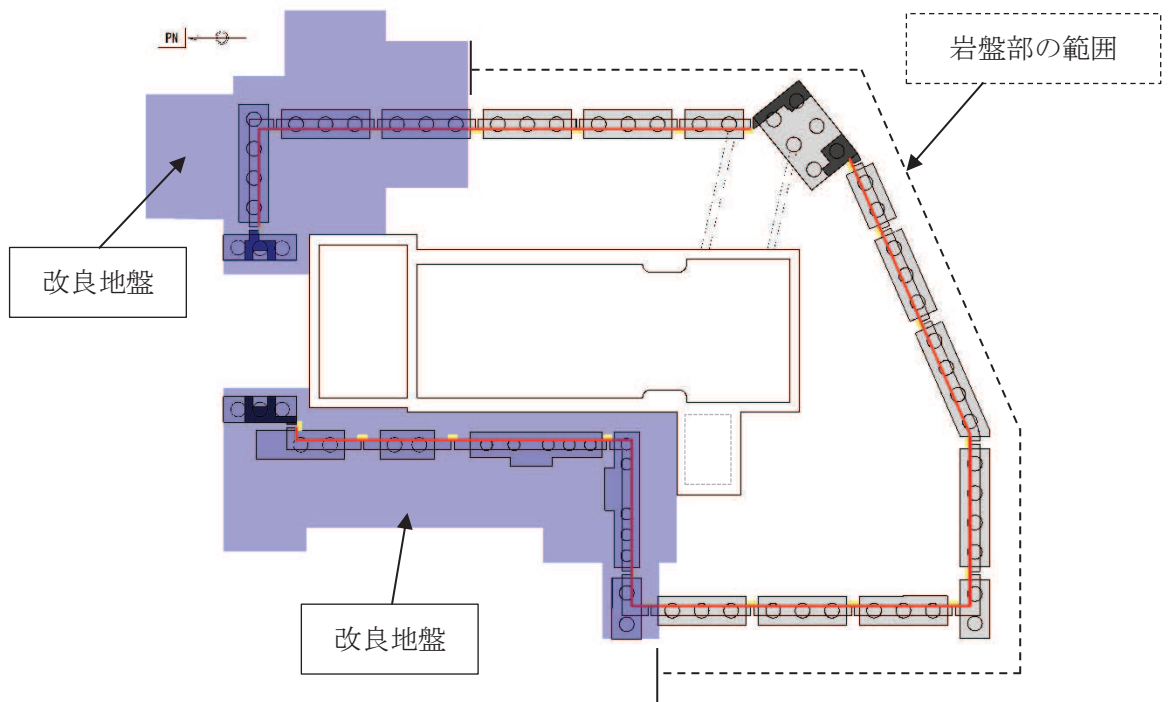


図2-2 第2号機放水立坑防潮壁 平面図

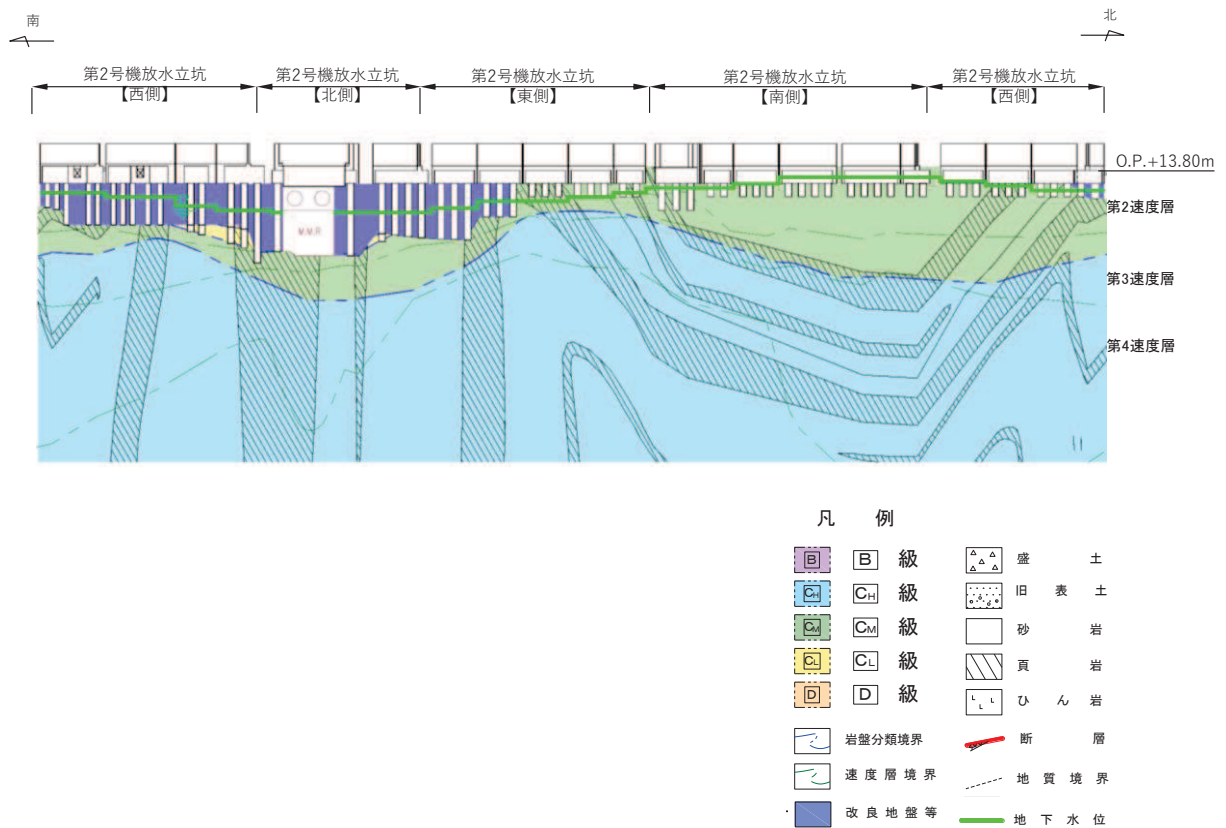


図2-3 第2号機放水立坑防潮壁 地質縦断面図

(参考) 8-3

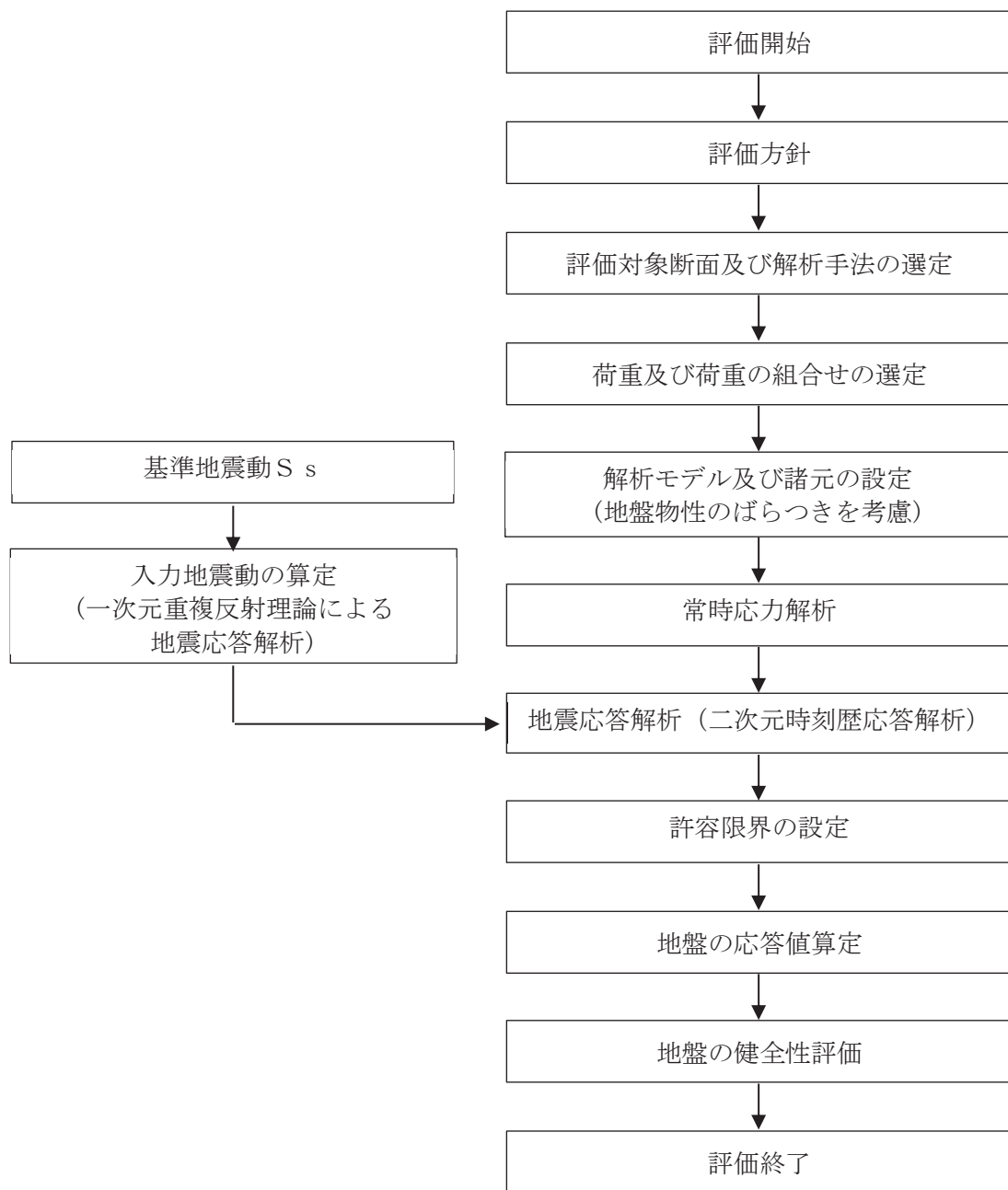


図 2-4 第 2 号機放水立坑改良地盤の耐震評価フロー

表 2-1 第 2 号機放水立坑改良地盤の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
地盤の安定性を有すること	地盤の健全性	改良地盤	すべり破壊しないことを確認	すべり安全率

2.2 評価対象断面

第2号機放水立坑改良地盤の評価対象断面については、改良地盤の形状、配置、周辺地盤の状況等を考慮し、耐震評価上、最も厳しくなると考えられる位置を評価対象断面とする。

第2号機放水立坑改良地盤は図2-5に示す通り、東側改良地盤と西側改良地盤がある。断面図を図2-6に示す。また、防潮壁部の地質断面図を図2-7に示す。

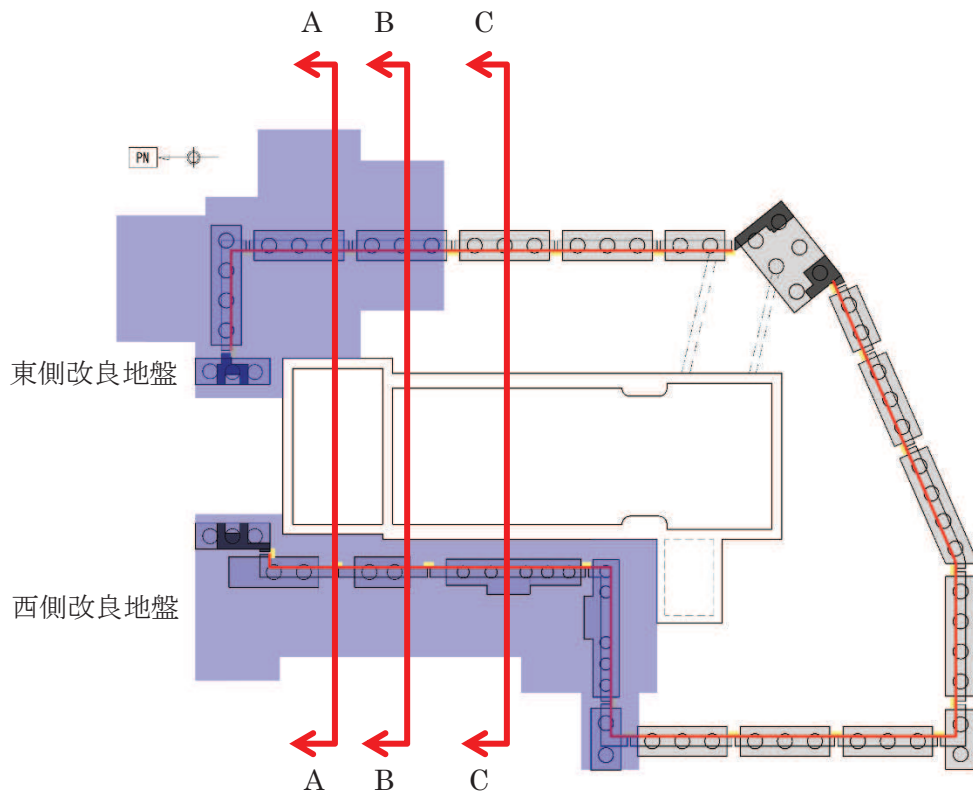


図2-5 第2号機放水立坑改良地盤 平面図

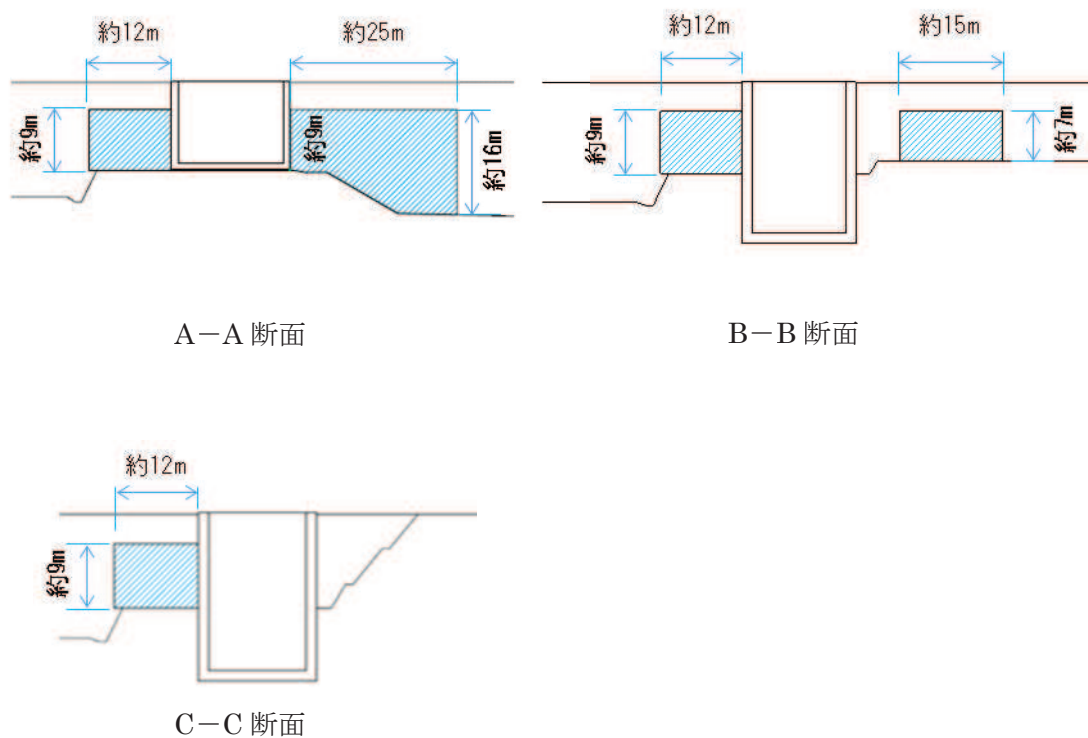


図 2-6 第 2 号機放水立坑改良地盤 断面図

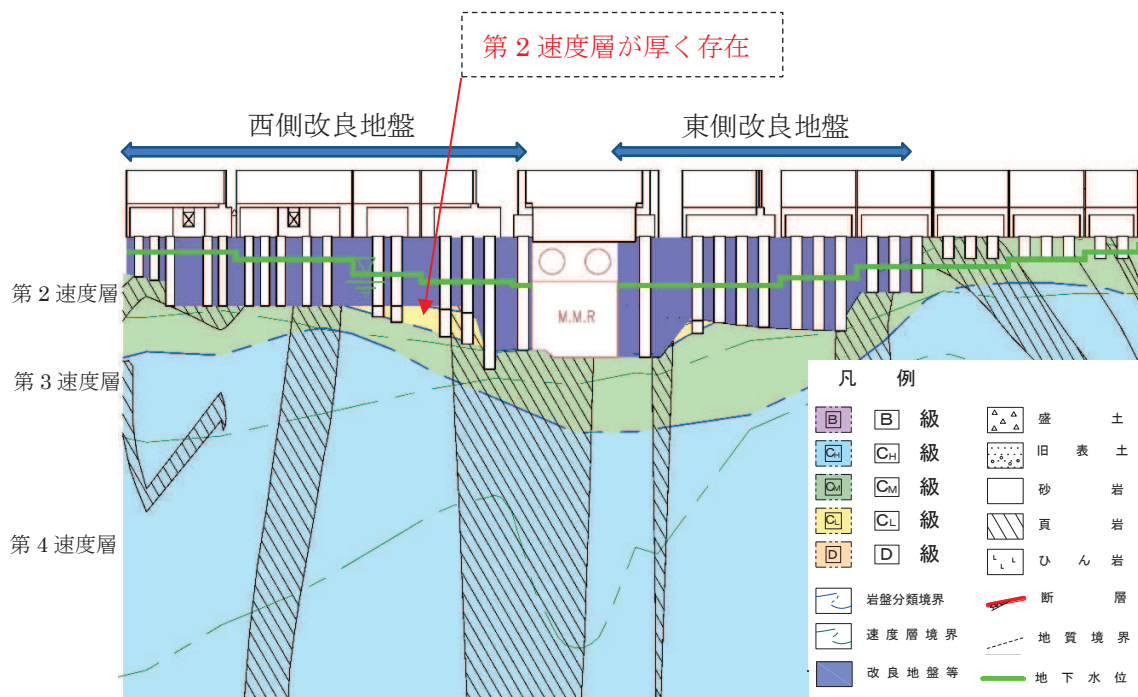


図 2-7 防潮壁部 地質縦断面図

(参考) 8-7

東側改良地盤と西側改良地盤の特徴は以下のとおりであり、耐震評価上最も厳しくなるのは西側改良地盤と考えられる。

- ① 放水立坑側面部の東側改良地盤と西側改良地盤の改良高さは約9mと同等であるが、西側改良地盤の方は改良幅が小さく地震時の安定性に対し厳しくなると考えられる(改良幅：西側約12mに対して東側約15m～25m)。
- ② 西側改良地盤には地震動が増幅すると考えられる地盤剛性の小さい第2速度層が存在する。

図2-8、図2-9に示す西側改良地盤の改良幅最小範囲のうち、地震動が増幅すると考えられる地盤剛性の小さい第2速度層が厚く、またC₁級岩盤が厚く存在する中心部(A-A断面、図2-10)を代表として評価対象断面に選定する(A-A断面のうち西側改良地盤部の耐震評価を行う)。

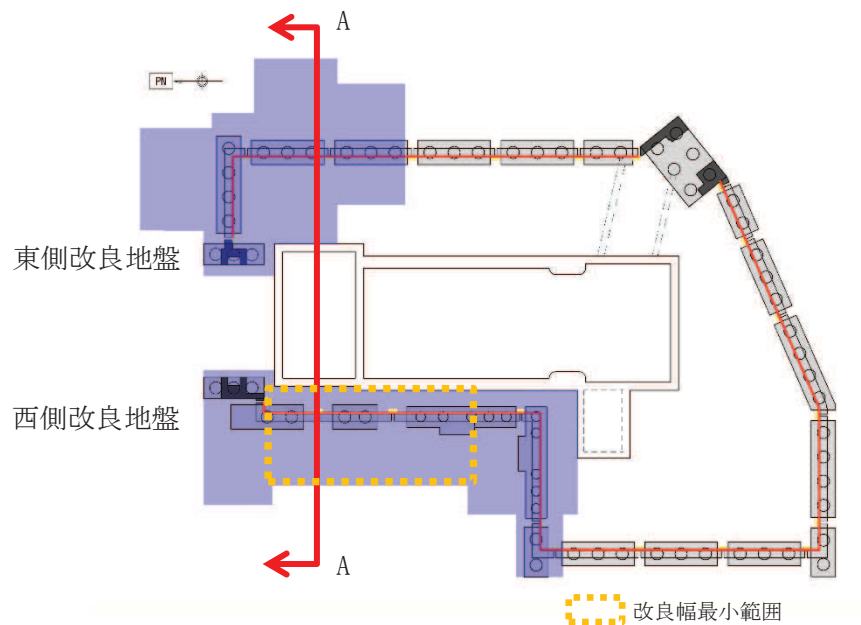


図2-8 第2号機放水立坑改良地盤評価対象断面 平面図

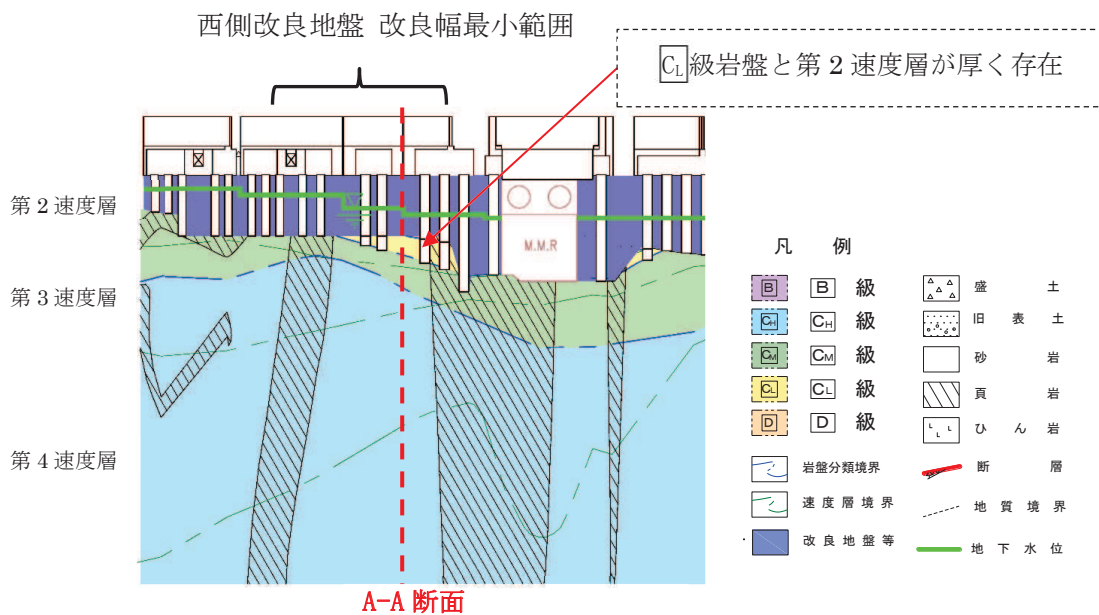


図 2-9 防潮壁部地質縦断面図

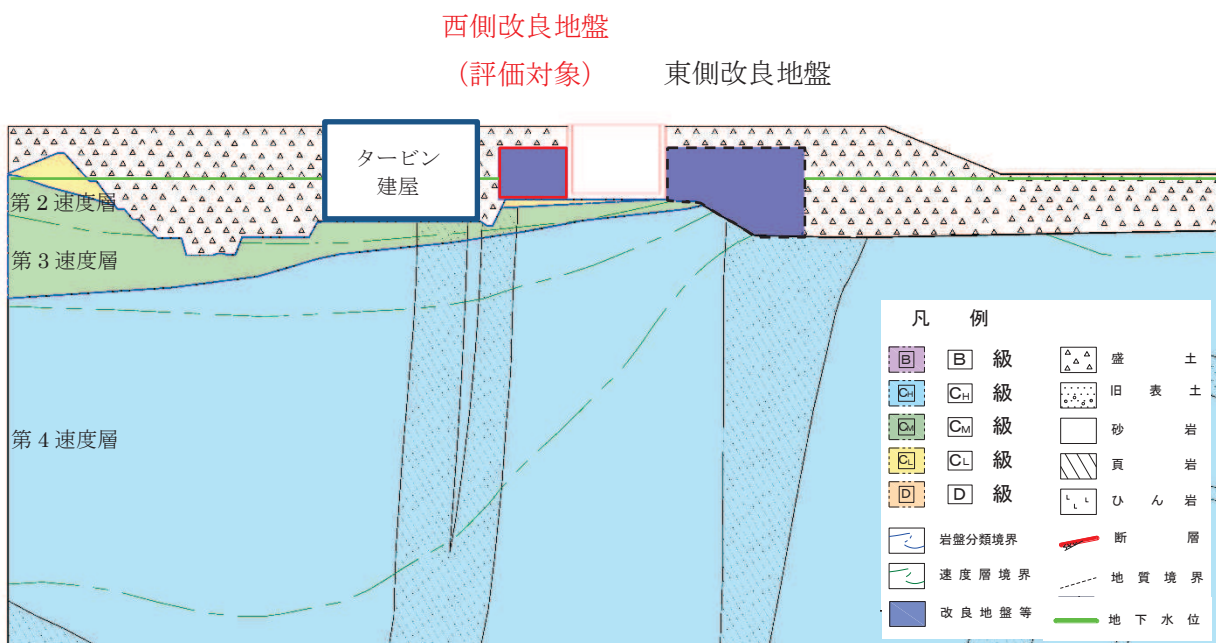


図 2-10 2号放水立坑改良地盤の評価対象断面 地質断面図 (A-A 断面)

2.2 解析方法

地震応答解析は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析手法及び解析モデルを踏まえて設定する。

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる二次元有限要素法により、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行う。

第2号機放水立坑の損壊を想定し、放水立坑部を空虚として評価することから、改良地盤の安定性は作用する土圧が大きいほど、厳しくなる。土圧は耐震性を有するタービン建屋と改良地盤間の盛土から作用するが、保守的にタービン建屋を盛土としてモデル化する。解析手法は土圧の影響が大きく評価される全応力解析とする。

なお、タービン建屋と改良地盤間の盛土には地下水位が分布するが、盛土幅は改良地盤幅に比べ非常に小さく、また地形も掘り込まれているため、液状化による側方流動の可能性はないと判断し上記解析方法にて安定性を確認する。

地盤については、ひずみ依存性を適切に考慮できるようモデル化する。地震応答解析については、解析コード「Soil Plus Ver.2015 Build3」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

2.3 地盤物性のばらつき

地盤物性のばらつきの影響を考慮するため、表2-2に示す解析ケースを設定する。

図2-10に示すとおり改良地盤周辺には、盛土、 D 級岩盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布している。これらの地盤のせん断変形が地震時に改良地盤の健全性に影響を与えると判断されることから、これらの地盤の初期せん断弾性係数のばらつきについて影響を確認する。

表2-2 解析ケース

解析ケース	地盤物性	
	盛土, D 級岩盤, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C_1 級岩盤, C_M 級岩盤, C_H 級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	平均値	平均値
ケース②	平均値+ 1σ	平均値
ケース③	平均値- 1σ	平均値

2.4 地震応答解析の解析ケースの選定

耐震評価における解析ケースを表 2-3 に示す。耐震評価においては、すべての基準地震動 S_s に対し、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、すべり安全率に対して、最も厳しい地震動を用いて、表 2-3 に示す解析ケース②及び③を実施する。

表 2-3 耐震評価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 (+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
地盤物性		平均値		平均値+1 σ	平均値-1 σ
地震動 (位相)	$S_s - D 1$	++*	○	基準地震動 S_s (7 波) に水平動の位相反転を考慮した地震動 (7 波), 鉛直動の位相反転を考慮した地震動 (3 波) 及び水平動・鉛直動の位相反転を考慮した地震動 (3 波) を加えた全 20 波より照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、すべり安全率に対して、最も厳しい地震動を用いてケース②~③を実施する。	
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	$S_s - D 2$	++*	○		
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	$S_s - D 3$	++*	○		
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	$S_s - F 1$	++*	○		
		-+*	○		
	$S_s - F 2$	++*	○		
		-+*	○		
	$S_s - F 3$	++*	○		
		-+*	○		
	$S_s - N 1$	++*	○		
		-+*	○		

注記 * : 耐震評価にあたっては、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (土木学会 原子力土木委員会, 2005 年 6 月) (以下「土木学会マニュアル」という。) に従い、水平方向の位相反転を考慮する。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。

2.5 解析モデル及び諸元

第2号機放水立坑改良地盤の地震応答解析モデルを図2-11に示す。

二次元有限要素法による時刻歴応答解析の解析モデルの解析領域は、境界条件の影響が地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう十分に広い領域とする。

二次元有限要素法による時刻歴応答解析の解析モデルの境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。

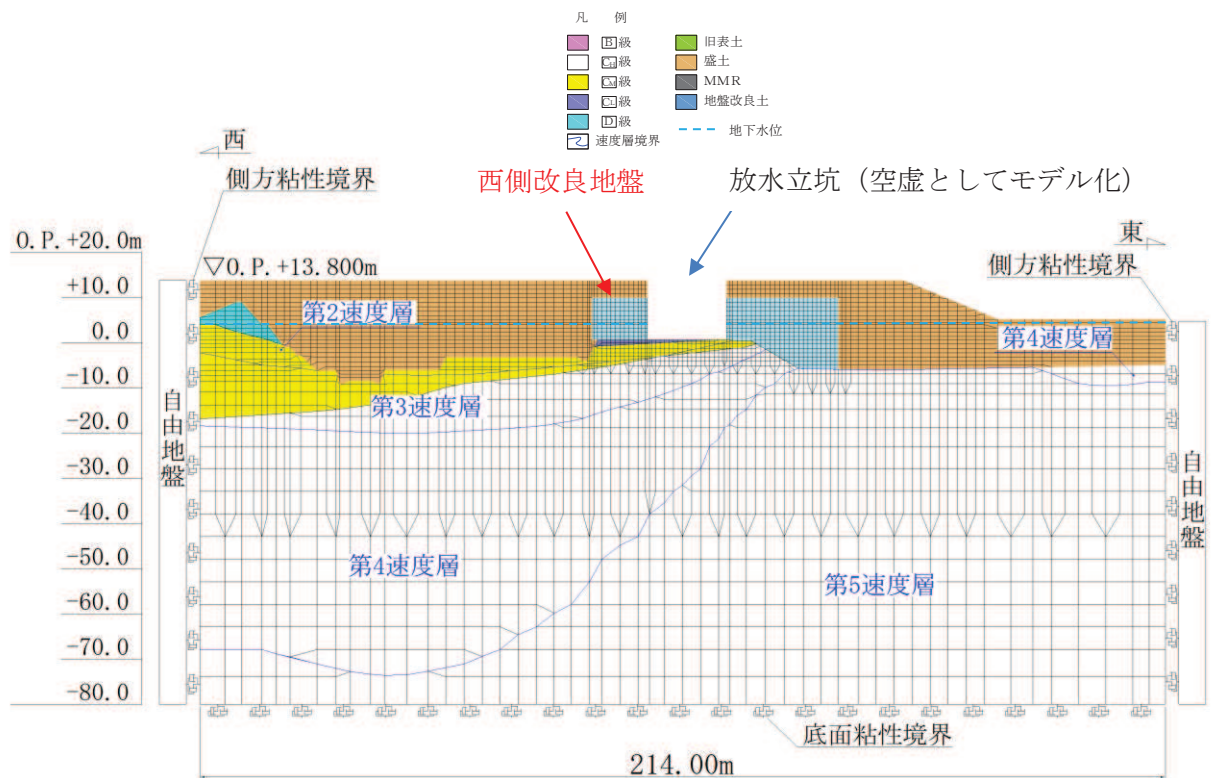


図2-11 第2号機放水立坑改良地盤の地震応答解析モデル図 (A-A断面)

2.6 許容限界

第2号機放水立坑改良地盤の許容限界は、「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価に係る審査ガイド」に基づき、表2-4に示すすべり安全率とする。

表2-4 第2号機放水立坑改良地盤の健全性に対する許容限界

確認項目	許容限界	
地盤の安定性を有すること	すべり安全率	1.2

2.7 評価方法

第2号機放水立坑改良地盤の耐震評価は、地震応答解析に基づき算定した最小すべり安全率が「2.6 許容限界」で設定した許容限界以上であることを確認する。

第2号機放水立坑改良地盤の健全性評価は、改良地盤を通るすべり線のすべり安全率が許容限界以上であることを確認する。

また、第2号機放水立坑改良地盤の強度特性のばらつきを考慮した評価（平均値-1 σ 強度）についても実施する。その際の解析ケースはケース①（基本ケース）とする。

2.8. 耐震評価結果

第2号機放水立坑改良地盤の放水立坑側へのすべりを想定し、想定すべり線を設定した。想定すべり線の考え方を以下に示す。

- ・ 改良地盤毎に端点を基点として $\pm 5^\circ$ 間隔ですべり線を設定する。
- ・ 端点は放水立坑側へのすべりを想定し、網羅的かつ要素の応力状態を考慮し設定する。
- ・ 大きな剛性差が生じる箇所には端点を設定する。

想定すべり線は、図2-12に示すとおり設定した。また、すべり安全率の評価結果を表2-5に、最小すべり安全率となる時刻における局所安全係数分布を図2-13に示す。

この結果から、第2号機放水立坑改良地盤の最小すべり安全率が、改良地盤の健全性に対する許容限界以上であることを確認した。

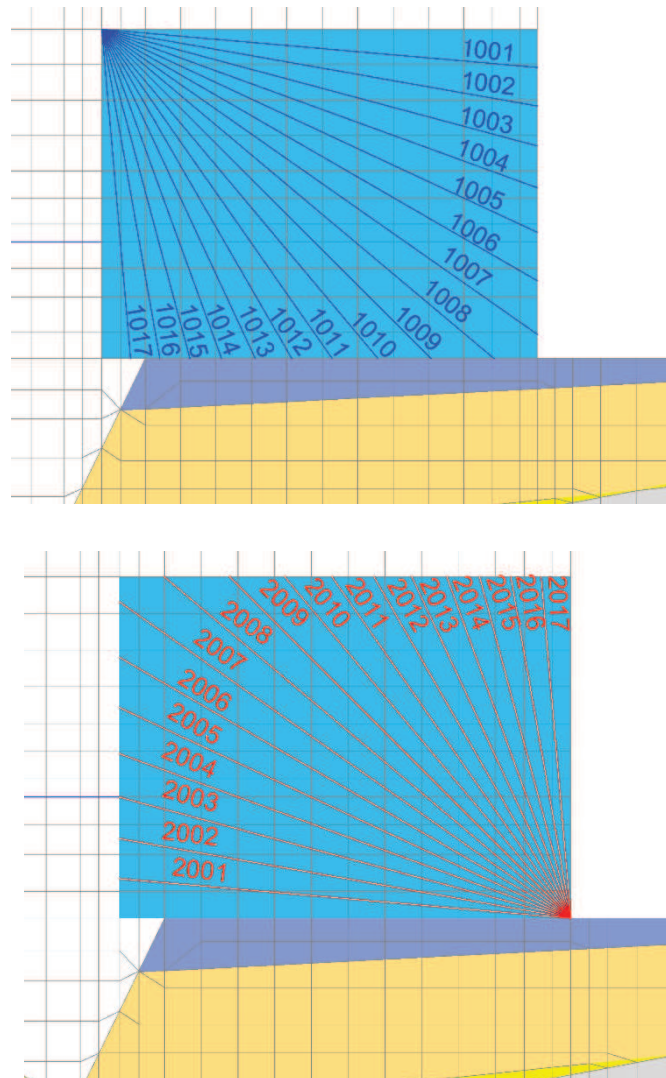


図2-12 第2号機放水立坑改良地盤のすべり線の設定

表 2-5 第 2 号機放水立坑改良地盤のすべり安全率算定結果

解析ケース	地震動		想定 すべり線	時刻 (sec)	すべり 安全率	評価 基準値
①	S _s -D 1	++	2002	49.07	4.89	1.2
		-+	2002	49.55	4.77	
		+-	2001	31.81	5.38	
		--	2001	20.40	4.68	
	<u>S_s-D 2</u>	++	2001	8.53	4.92	
		<u>-+</u>	<u>2001</u>	<u>8.48</u>	<u>4.57</u>	
		+-	2001	6.58	4.77	
		--	2002	25.06	5.00	
	S _s -D 3	++	2001	25.04	4.83	
		-+	2001	28.42	5.05	
		+-	2001	7.17	5.68	
		--	2001	19.84	5.18	
	S _s -F 1	++	2001	18.85	5.13	
		-+	2002	19.46	5.93	
	S _s -F 2	++	2001	26.83	4.83	
		-+	2001	28.46	4.68	
	S _s -F 3	++	2001	26.39	5.50	
		-+	2001	27.64	4.59	
S _s -N 1	++	2001	7.62	4.61		
	-+	2001	6.86	5.94		
②	S _s -D 2	-+	2001	8.47	4.64	1.2
③	S _s -D 2	-+	2001	8.48	4.86	1.2
① (平均値 -1σ 強度)	S _s -D 2	-+	2001	8.48	4.54	1.2

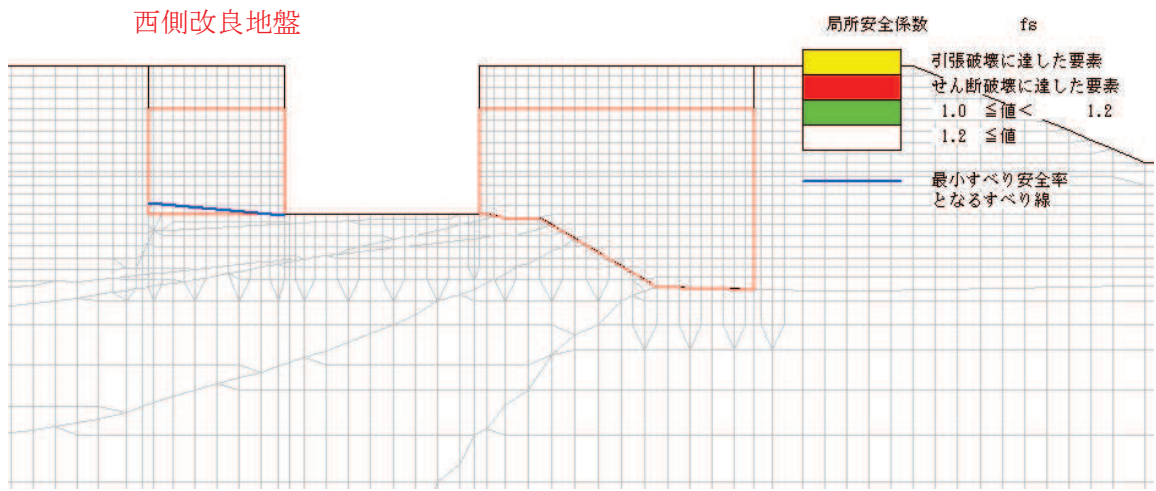


図 2-13 第 2 号機放水立坑改良地盤の最小すべり安全率発生時刻における局所安全係数分布 (解析ケース①, $S_s - D2 (-+)$)

3. 第3号機放水立坑改良地盤の評価

3.1 評価方針

第3号機放水立坑の杭基礎構造防潮壁（以下、「3号放水立坑防潮壁」という。）については下位クラスである第3号機放水立坑の波及的影響を受ける恐れがあるため、第3号機放水立坑の周囲に地盤改良体を構築し、機能維持を図る設計とする。

図3-1に3号放水立坑防潮壁の位置図，図3-2に3号放水立坑防潮壁の平面図，さらに図3-3に3号放水立坑防潮壁の地質縦断面図を示す。

図3-2と図3-3に示す3号放水立坑防潮壁の改良地盤が下位クラスである第3号機放水立坑が基準地震動 S_s に対して損壊等の影響を受けたと想定した場合であっても、健全性を有し杭の側面抵抗が維持されることを確認する。

評価方法は改良地盤の健全性を評価するうえで、第3号機放水立坑の損壊を想定し、放水立坑部を空虚とした場合の耐震評価を行う。

改良地盤の基準地震動 S_s に対する耐震評価フローを図3-4に示す。

改良地盤の耐震評価は、地震応答解析により得られた解析結果に基づき、表2-1の改良地盤の評価項目に示すとおり、改良地盤の健全性評価を行う。

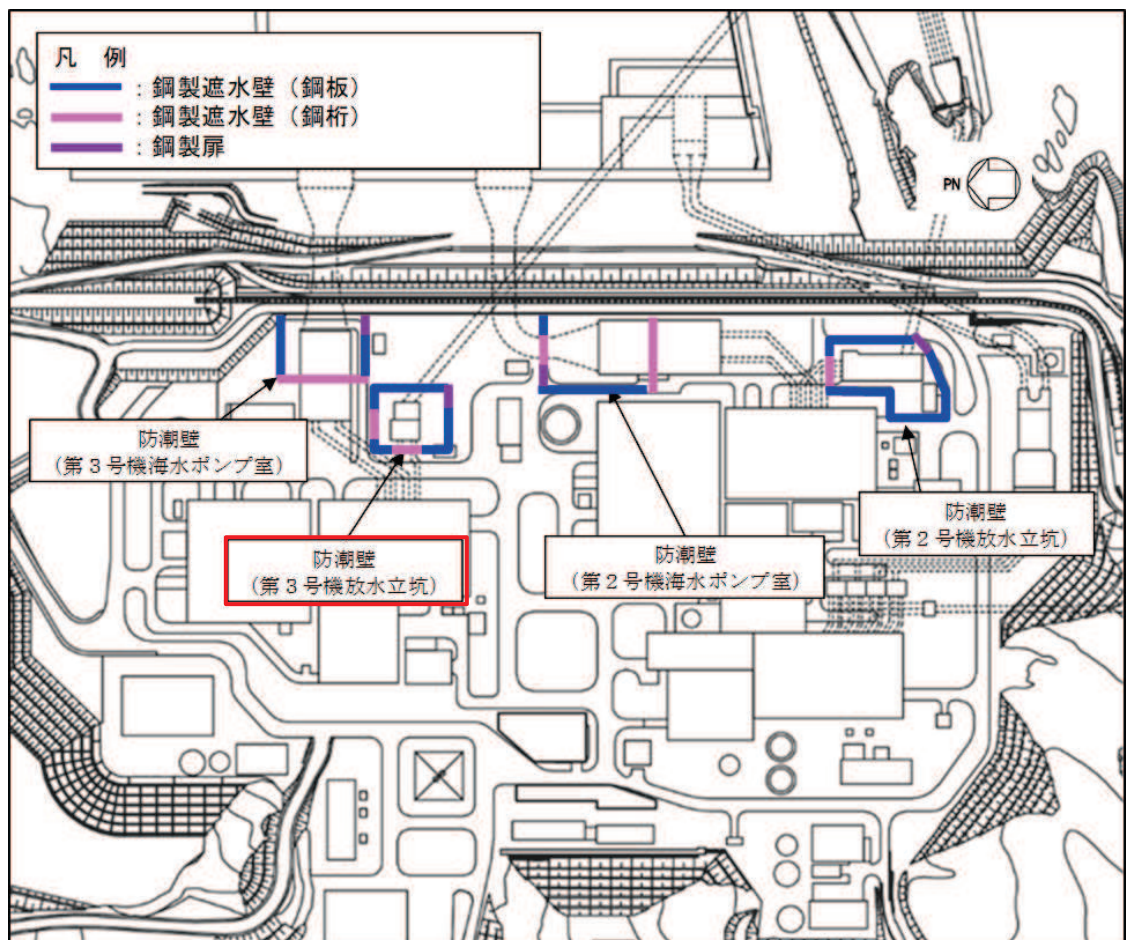


図3-1 3号放水立坑防潮壁の位置図

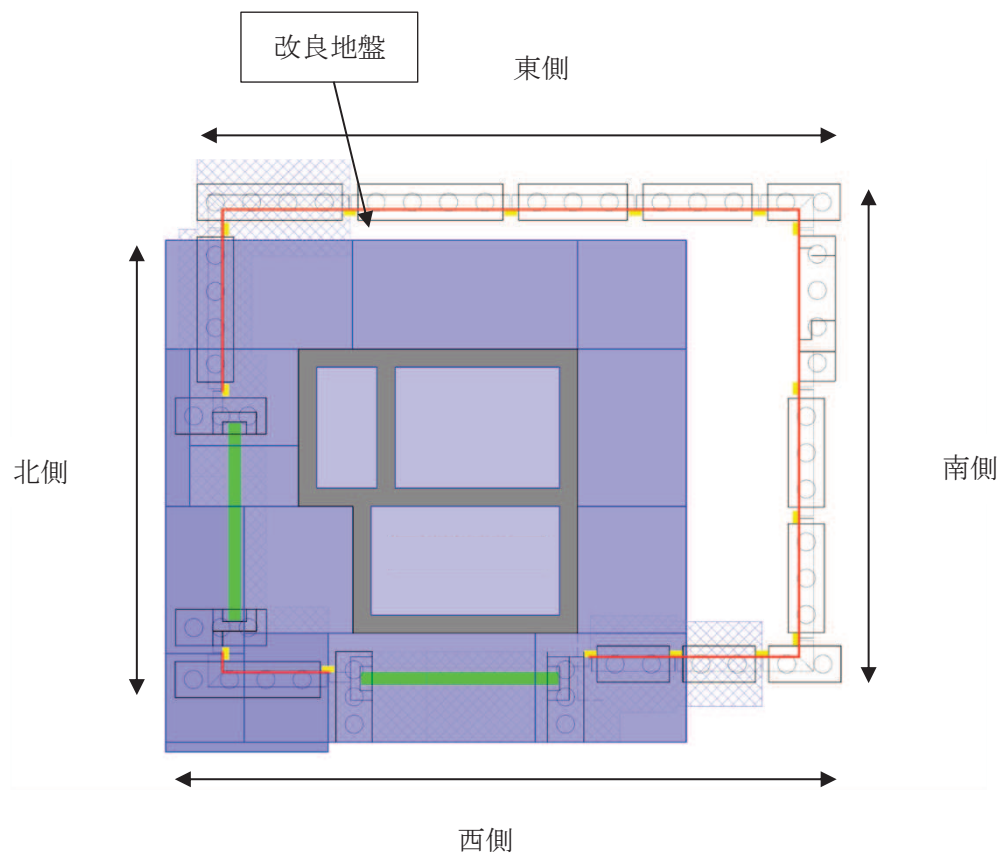


图3-2 3号放水立坑防潮壁 平面图

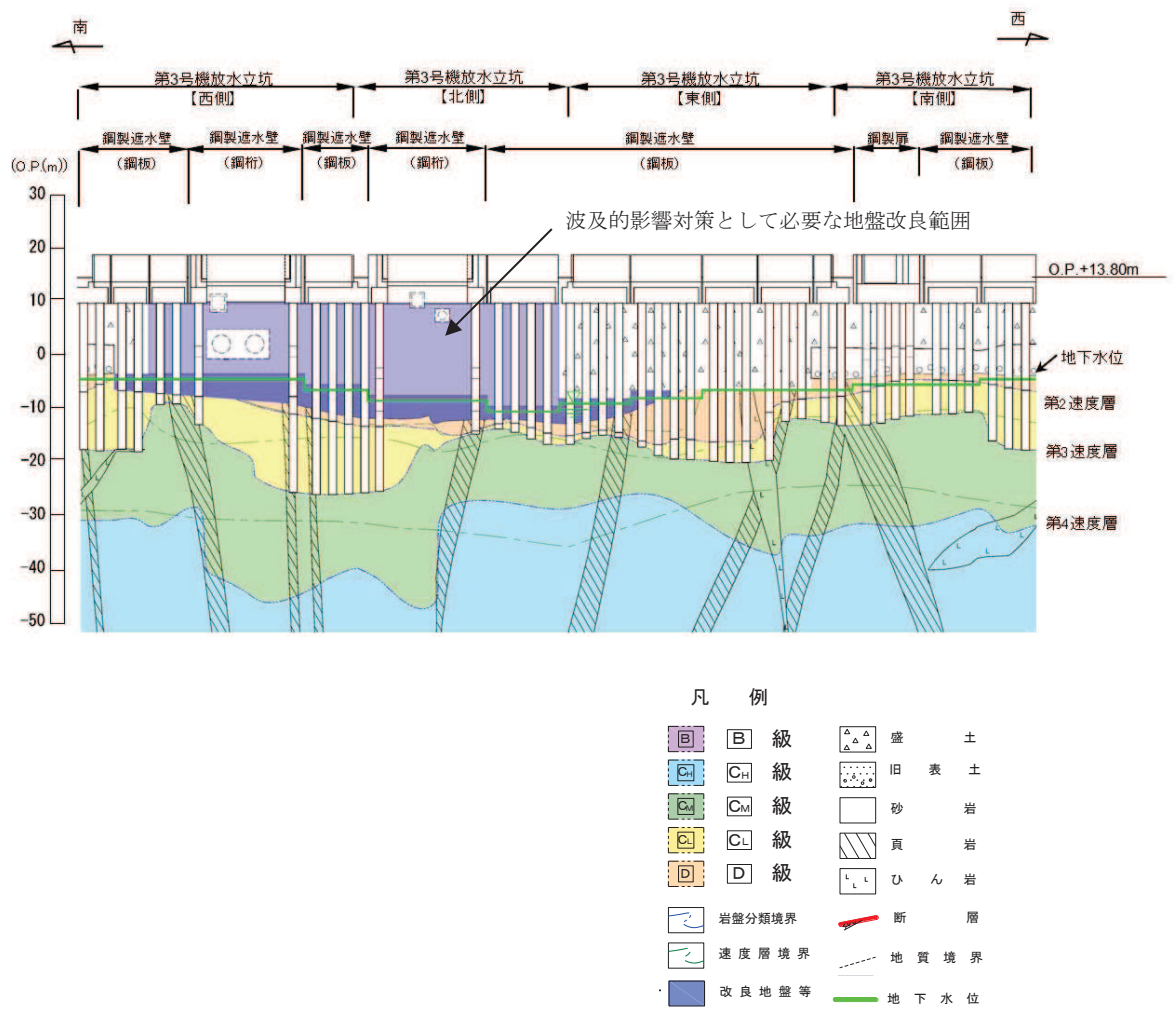


図 3-3 3号放水立坑防潮壁 地質縦断面図

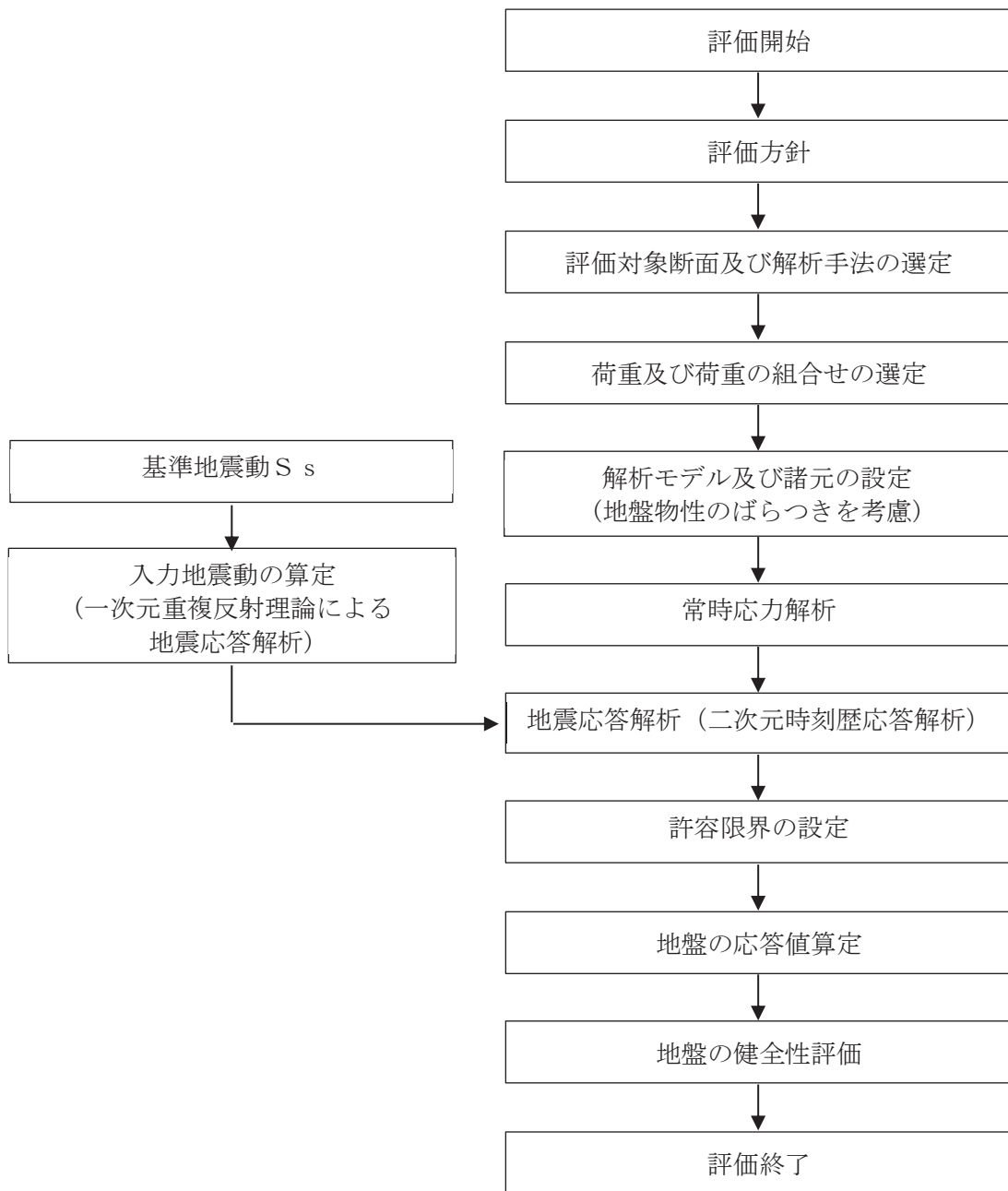


図 3-4 第 3 号機放水立坑改良地盤の耐震評価フロー

表 3-1 第 3 号機放水立坑改良地盤の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
地盤の安定性を有すること	地盤の健全性	改良地盤	すべり破壊しないことを確認	すべり安全率

3.2 評価対象断面

第3号機放水立坑改良地盤の評価対象断面については、改良地盤の形状、配置、周辺地盤の状況等を考慮し、耐震評価上、最も厳しくなると考えられる位置を評価対象断面とする。

第3号機放水立坑改良地盤の平面図を図3-5、断面図を図3-6に示す。また、防潮壁部の地質断面図を図3-7に示す。

第3号機放水立坑改良地盤の深さは放水立坑近傍で約20mと大きな差はないが、改良幅は9m、11m、15mの3エリアに区分される。また、改良幅9mのエリアには地震動が増幅すると考えられる地盤剛性の小さいD級岩盤が厚く存在する。よって、耐震評価上、最も厳しくなるのは改良幅9mエリアと考えられる。

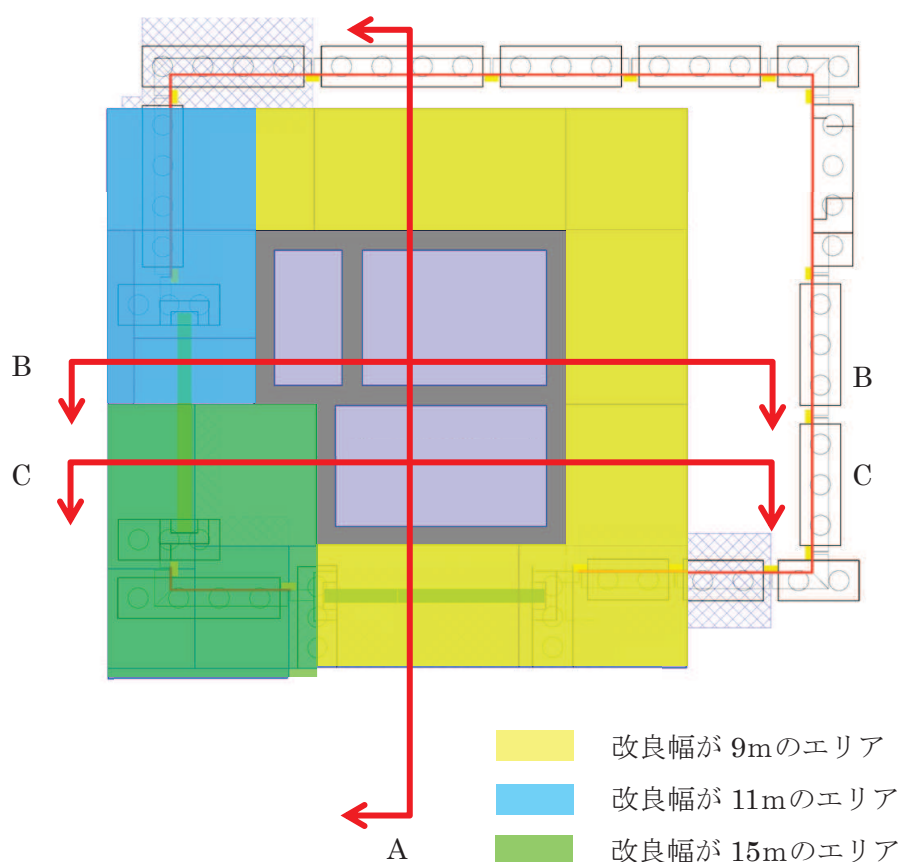
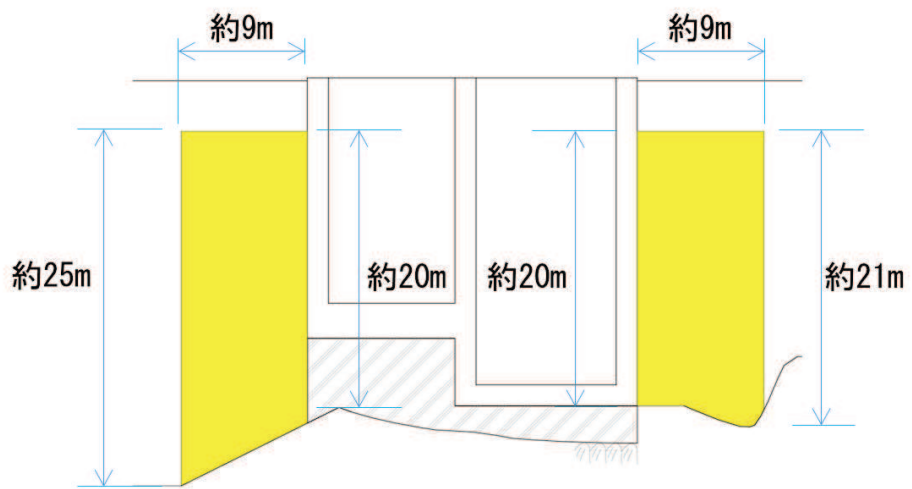
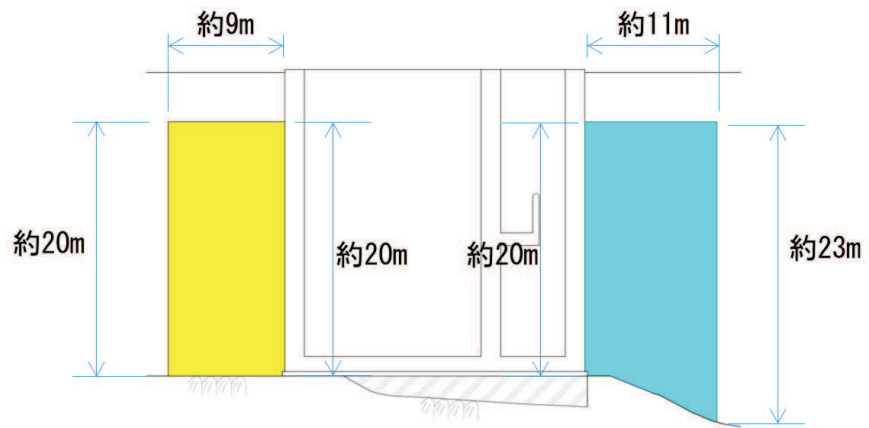


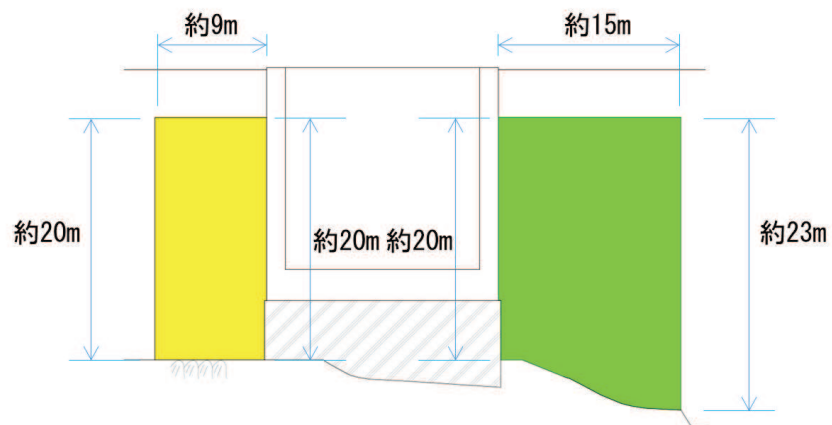
図3-5 第3号機放水立坑改良地盤 平面図



A-A 断面



B-B 断面



C-C 断面

图 3-6 第 3 号機放水立坑改良地盤 断面图

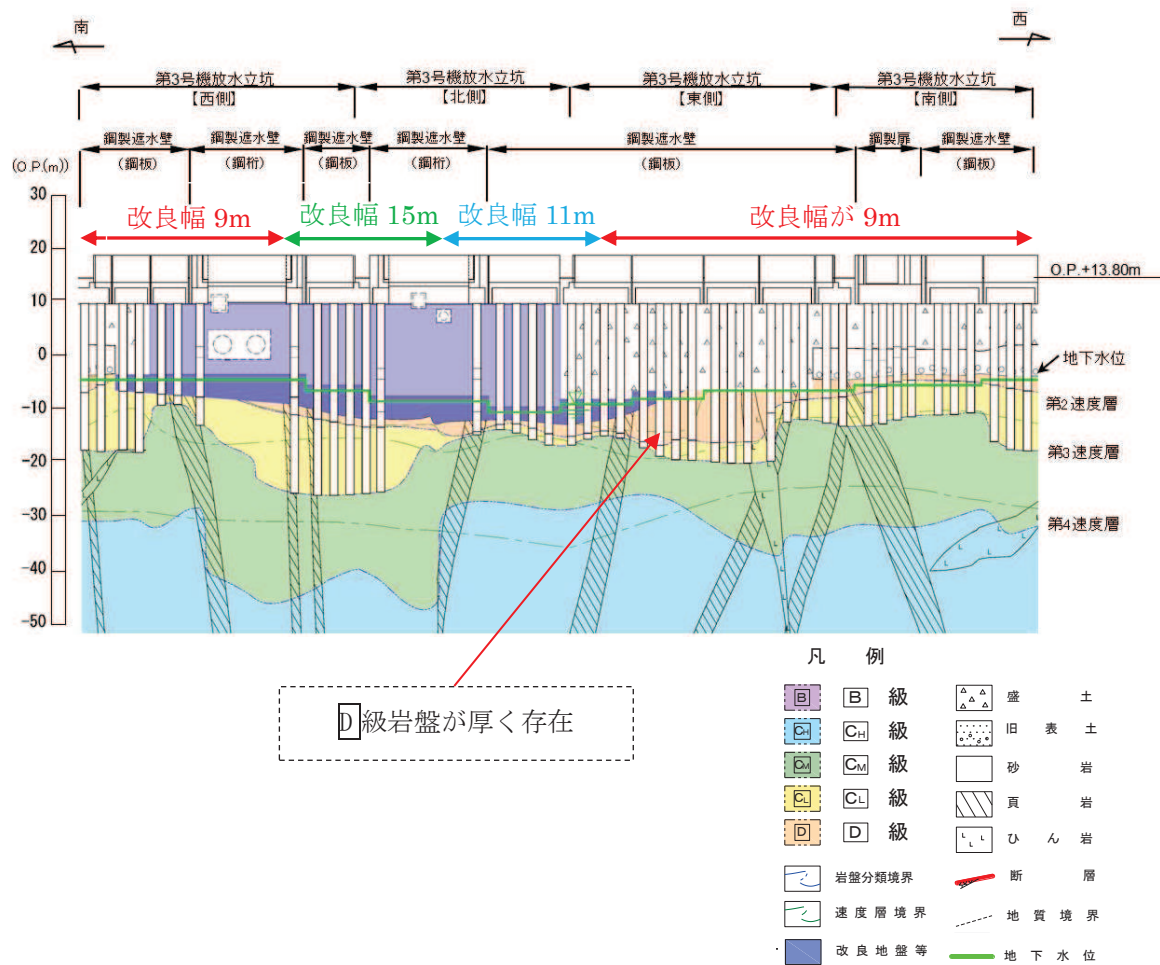


図 3-7 第 3 号機放水立坑防潮壁部 地質縦断面図

図 3-8 に示す改良幅が 9m のエリアの特徴を地質断面図 (図 3-9, 図 3-10) 及び地質縦断面図 (図 3-11) から以下のとおり確認した。

- ・改良幅が 9m のエリアの東側：改良地盤は D_1 級岩盤上に存在。
- ・改良幅が 9m のエリアの南側：改良地盤は C_L 岩盤上に存在。
- ・改良幅が 9m のエリアの西側：改良地盤は C_L 岩盤上に存在。また岩盤部の傾斜やマンメイドロック (以下、「MMR」という。) による応力集中の影響により安定性が損なわれる可能性がある。

上記を考慮し、地震動が増幅すると考えられる D_1 級岩盤が厚く存在する箇所 (東側) と岩盤部の傾斜や MMR により安定性が損なわれる可能性が考えられる箇所 (西側) をとおる A-A 断面を評価対象断面に選定する。

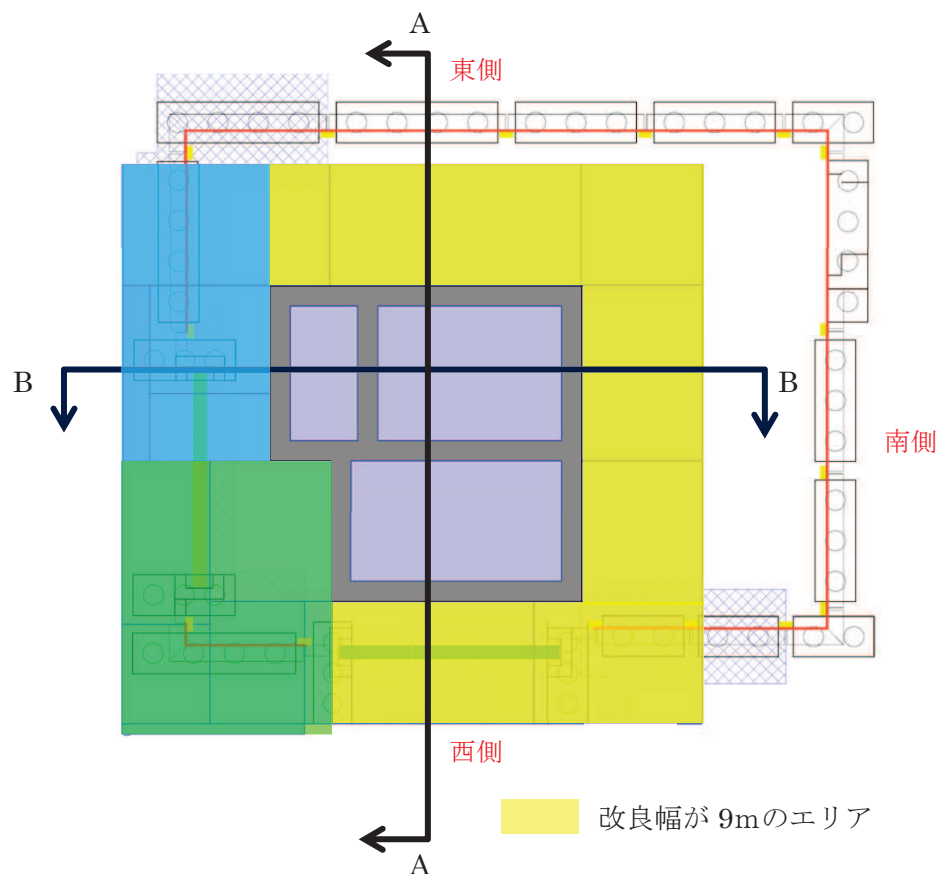


図 3-8 第 3 号機放水立坑評価対象断面 平面図

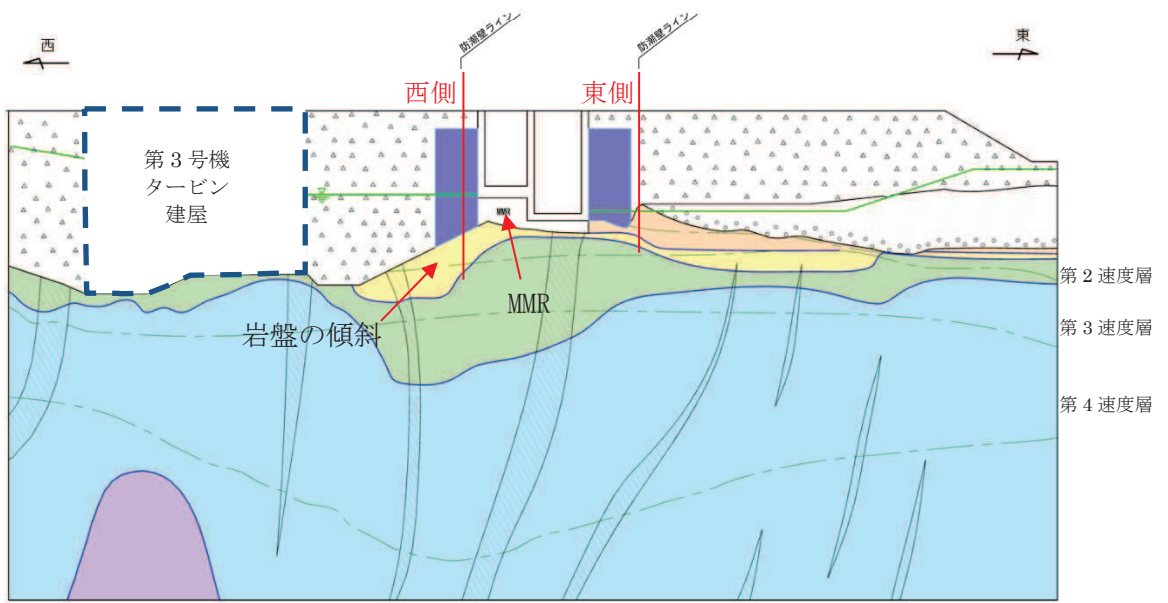


図3-9 第3号機放水立坑地質断面図 (A-A断面)

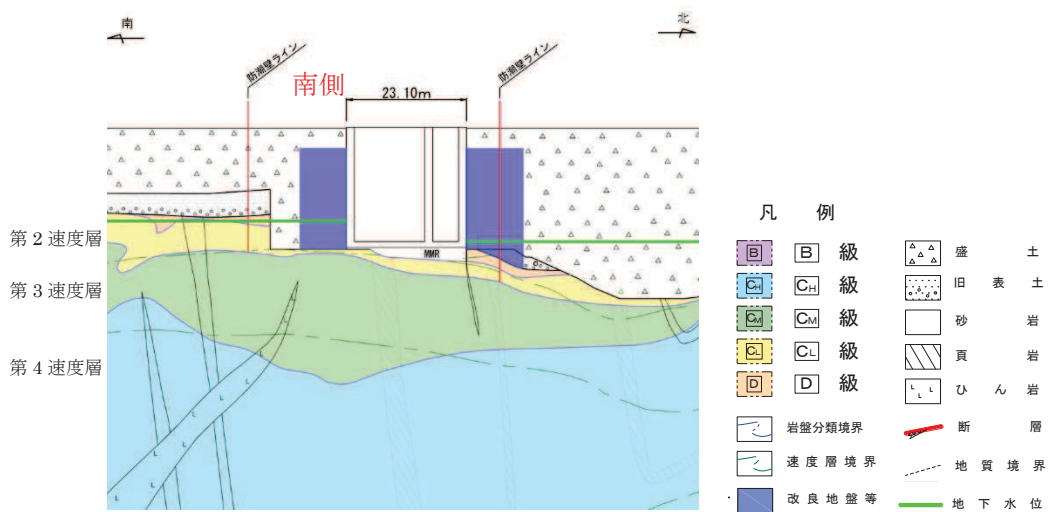


図3-10 第3号機放水立坑地質断面図 (B-B断面)

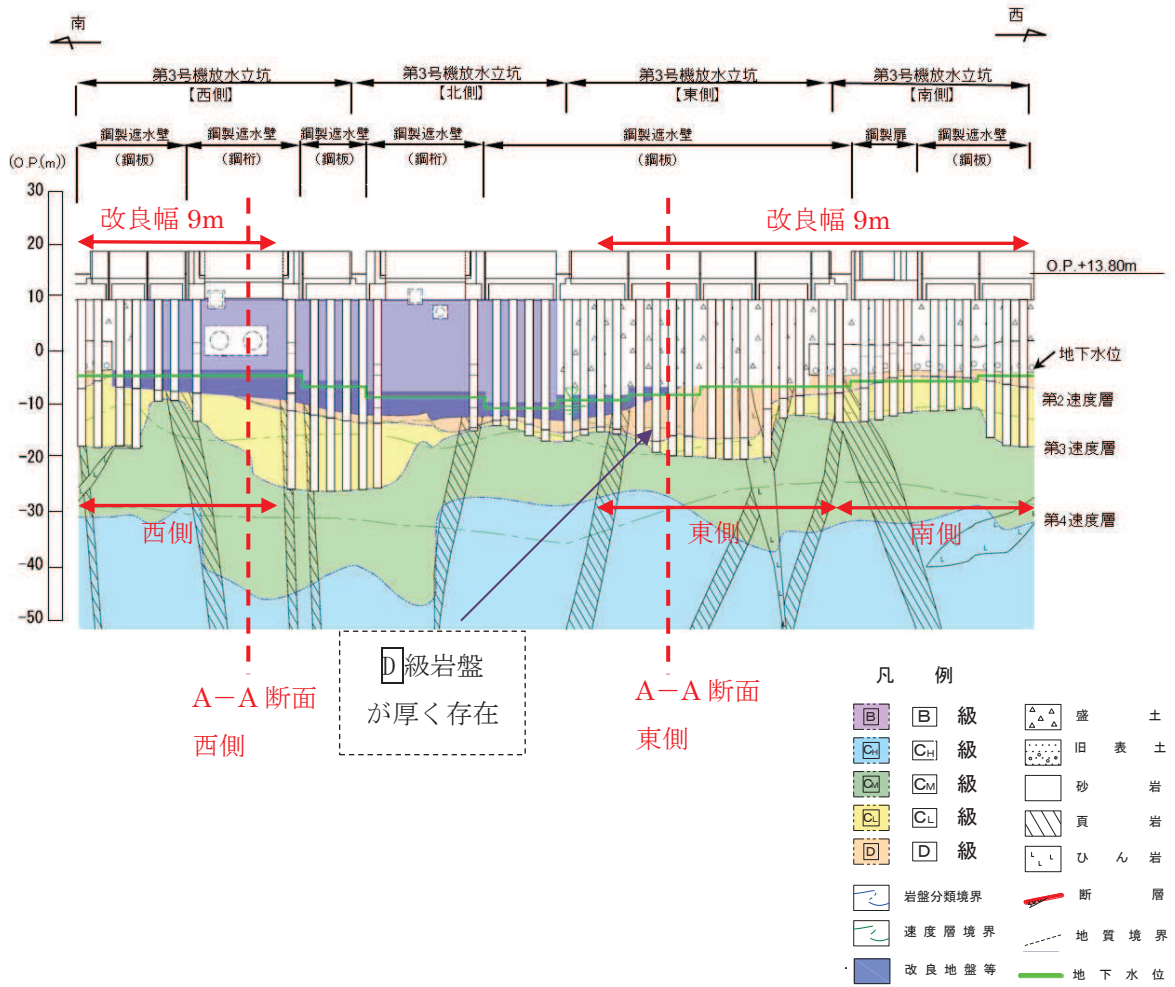


図 3-11 第 3 号機放水立坑防潮壁部 地質縦断面図

3.3 解析方法

地震応答解析は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析手法及び解析モデルを踏まえて設定する。

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる二次元有限要素法により、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行う。

放水立坑の損壊を想定し、放水立坑部を空虚として評価することから、改良地盤の安定性は作用する土圧が大きいくほど、厳しくなる。図3-9に示すとおり、西側の改良地盤の土圧については耐震性を有する第3号機タービン建屋と改良地盤間の盛土から作用するが、保守的に第3号機タービン建屋を盛土としてモデル化する。解析手法は土圧の影響が大きく評価される全応力解析とする。

なお、西側改良地盤の背面の盛土及び東側改良地盤の背面の盛土の地下水位は放水立坑の下端の高さにあるため、液状化による側方流動の可能性はないと判断し上記解析方法にて安定性を確認する。

改良地盤のすべり安定性は、周辺の盛土・旧表土から作用する土圧による影響が支配的であることを考慮し、解析手法は、土圧の影響が大きく評価される全応力解析とする。

地盤については、ひずみ依存性を適切に考慮できるようモデル化する。地震応答解析については、解析コード「Soil Plus Ver. 2015 Build3」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.4 地盤物性のばらつき

地盤物性のばらつきの影響を考慮するため、表3-2に示す解析ケースを設定する。

図3-10に示すとおり改良地盤周辺には、盛土、 D 級岩盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布している。これらの地盤のせん断変形が地震時に改良地盤の健全性に影響を与えると判断されることから、これらの地盤の初期せん断弾性係数のばらつきについて影響を確認する。

表3-2 解析ケース

解析ケース	地盤物性	
	盛土, D 級岩盤, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C_1 級岩盤, C_M 級岩盤, C_H 級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	平均値	平均値
ケース②	平均値+ 1σ	平均値
ケース③	平均値- 1σ	平均値

3.5 地震応答解析の解析ケースの選定

耐震評価における解析ケースを表 3-3 に示す。耐震評価においては、すべての基準地震動 S_s に対し、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、すべり安全率に対して、最も厳しい地震動を用いて、表 3-3 に示す解析ケース②及び③を実施する。

表 3-3 耐震評価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 (+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
地盤物性		平均値		平均値+1 σ	平均値-1 σ
地震動 (位相)	$S_s - D 1$	++*	○	基準地震動 S_s (7 波) に水平動の位相反転を考慮した地震動 (7 波), 鉛直動の位相反転を考慮した地震動 (3 波) 及び水平動・鉛直動の位相反転を考慮した地震動 (3 波) を加えた全 20 波より照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、すべり安全率に対して、最も厳しい地震動を用いてケース②~③を実施する。	
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	$S_s - D 2$	++*	○		
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	$S_s - D 3$	++*	○		
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	$S_s - F 1$	++*	○		
		-+*	○		
	$S_s - F 2$	++*	○		
		-+*	○		
	$S_s - F 3$	++*	○		
		-+*	○		
	$S_s - N 1$	++*	○		
		-+*	○		

注記 * : 耐震評価にあたっては、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (土木学会 原子力土木委員会, 2005 年 6 月) (以下「土木学会マニュアル」という。) に従い、水平方向の位相反転を考慮する。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。

3.6 解析モデル及び諸元

第3号機放水立坑改良地盤の地震応答解析モデルを図3-12に示す。

二次元有限要素法による時刻歴応答解析の解析モデルの解析領域は、境界条件の影響が地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう十分に広い領域とする。

二次元有限要素法による時刻歴応答解析の解析モデルの境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。

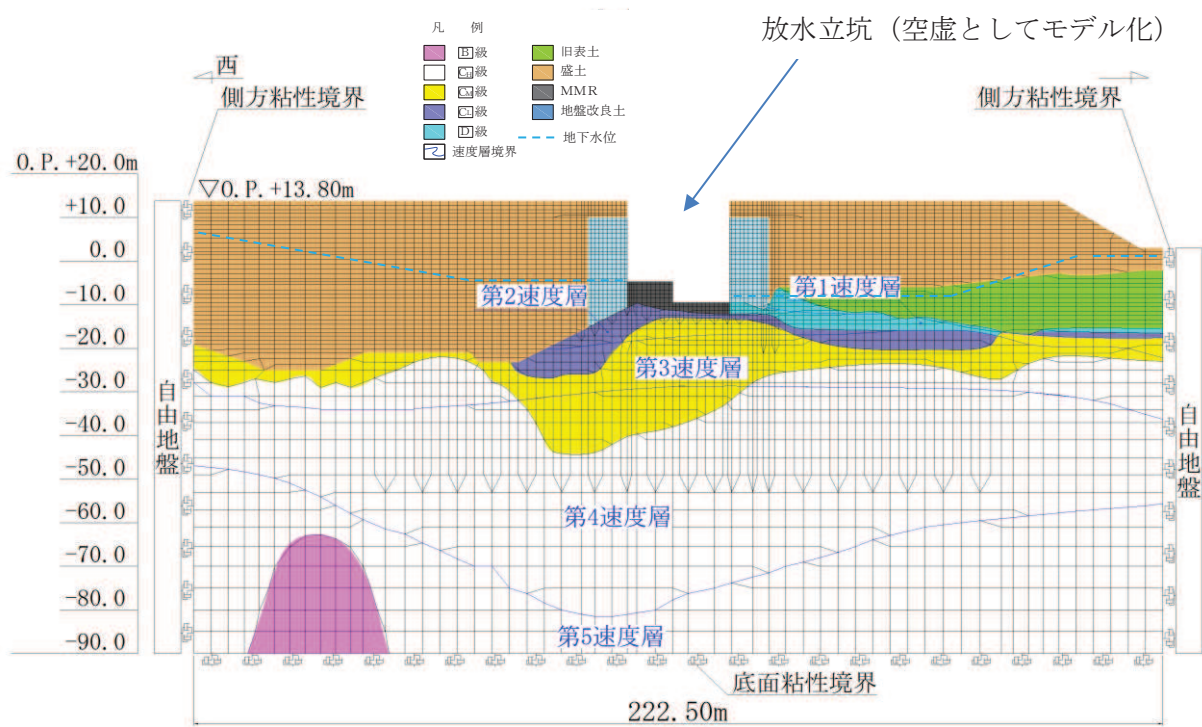


図3-12 第3号機放水立坑改良地盤の地震応答解析モデル図 (A-A断面)

3.7 許容限界

第3号機放水立坑改良地盤の許容限界は、「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価に係る審査ガイド」に基づき、表3-4に示すすべり安全率とする。

表3-4 第3号機放水立坑改良地盤の健全性に対する許容限界

確認項目	許容限界	
地盤の安定性を有すること	すべり安全率	1.2

3.8 評価方法

第3号機放水立坑改良地盤の耐震評価は、地震応答解析に基づき算定した最小すべり安全率が「3.7 許容限界」で設定した許容限界以上であることを確認する。

第3号機放水立坑改良地盤の健全性評価は、改良地盤を通るすべり線のすべり安全率が許容限界以上であることを確認する。

また、第3号機放水立坑改良地盤の強度特性のばらつきを考慮した評価（平均値-1 σ 強度）についても実施する。その際の解析ケースはケース①（基本ケース）とする。

3.9 耐震評価結果

第3号機放水立坑改良地盤の放水立坑側へのすべりを想定し、想定すべり線を設定した。想定すべり線の考え方を以下に示す。

- ・ 改良地盤毎に端点を基点として $\pm 5^\circ$ 間隔ですべり線を設定する。
- ・ 端点は放水立坑側へのすべりを想定し、網羅的かつ要素の応力状態を考慮し設定する。
- ・ 大きな剛性差が生じる箇所には端点を設定する。

想定すべり線は、図3-13に示すとおり設定した。また、すべり安全率の評価結果を表3-5に、最小すべり安全率となる時刻における局所安全係数分布を図3-14に示す。

この結果から、第3号機放水立坑改良地盤の最小すべり安全率が、改良地盤の健全性に対する許容限界以上であることを確認した。

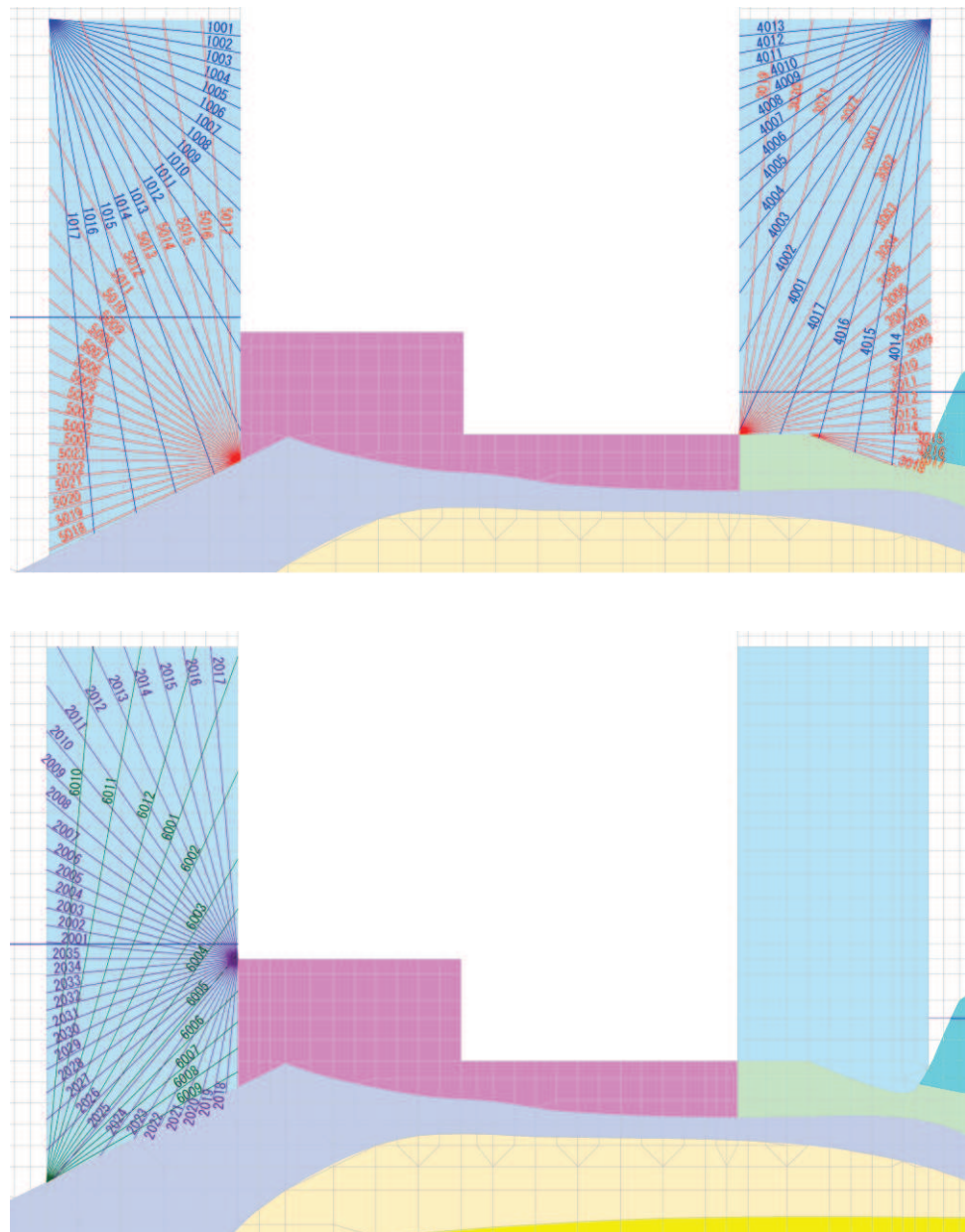


図3-13 第3号機放水立坑改良地盤のすべり線の設定

表 3-5 第 3 号機放水立坑改良地盤のすべり安全率算定結果

解析ケース	地震動		想定 すべり線	時刻 (sec)	すべり 安全率	評価 基準値
①	S _s -D 1	++	2032	49.09	1.96	1.2
		-+	2001	49.57	1.93	
		+ -	2032	47.42	1.95	
		--	2001	67.92	2.01	
	S _s -D 2	++	2032	25.29	1.91	
		-+	2032	13.41	1.90	
		+ -	2031	12.90	2.04	
		--	2001	13.40	1.99	
	S _s -D 3	++	2031	8.84	2.13	
		-+	2002	11.35	2.12	
		+ -	2001	8.83	2.32	
		--	2001	13.20	2.01	
	S _s -F 1	++	2032	18.86	1.88	
		-+	2031	22.25	2.09	
	S _s -F 2	++	2001	26.87	1.91	
		-+	2001	28.47	1.97	
	S _s -F 3	++	2002	28.61	2.26	
		-+	2031	27.67	1.81	
	S _s -N 1	++	5007	7.64	1.75	
		-+	2001	7.35	2.05	
②	<u>S_s-N 1</u>	<u>++</u>	<u>5006</u>	<u>7.64</u>	<u>1.67</u>	<u>1.2</u>
③	S _s -N 1	++	5005	7.64	1.77	1.2
① (平均値 -1σ 強度)	S _s -N 1	++	5005	7.64	1.60	1.2

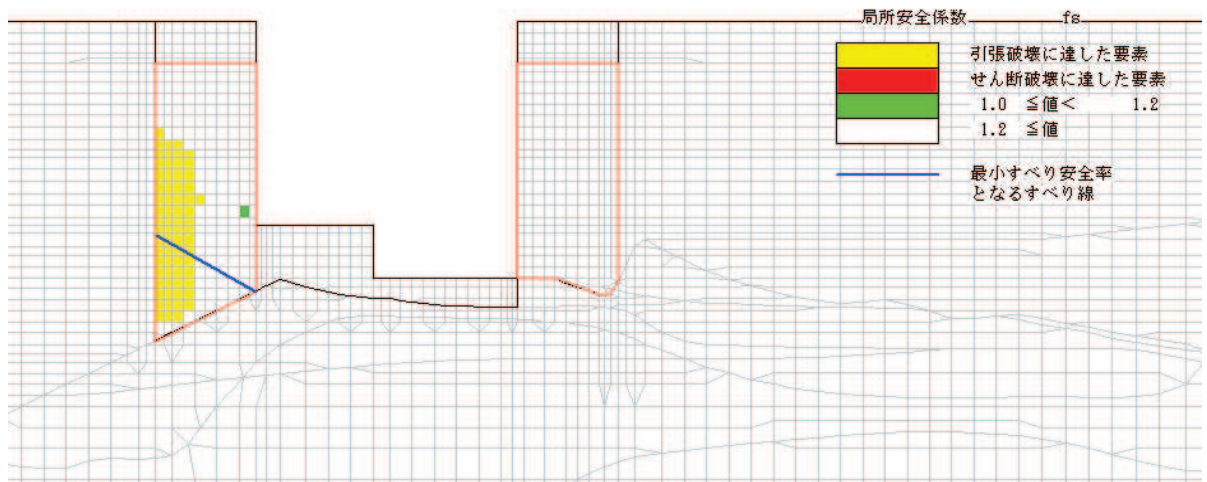


図 3-14 第 3 号機放水立坑改良地盤の最小すべり安全率発生時刻における局所安全係数分布 (解析ケース②, S s - N 1 (++) , 想定すべり線 : 5006)

(参考資料 10) スロッシング荷重の影響について

第 2 号機海水ポンプ室防潮壁、第 2 号機放水立坑防潮壁、第 3 号機海水ポンプ室防潮壁、及び第 3 号機放水立坑防潮壁の位置を図 10-1 に、各防潮壁位置における入力津波の波形を図 10-2 に示す。

スロッシングは、繰り返し作用する地震動により水面が自由振動（揺動）する現象で、スロッシング荷重は、それに伴い生じる動水圧である。

これに対し、図 10-2 のとおり各防潮壁位置における津波波形は、3 分前後の滞留時間であり周期が短く、その津波水位は直線的に時々刻々と変化しており、ピークも瞬間的となっている。

水の固有周期は防潮壁の幅と水面の高さに関係しているが、当該地点では津波高さは一定ではなく水の固有周期も時々刻々と変化することからスロッシング挙動、それに伴う動水圧が発生しにくい状況にあるものと見積もられ、スロッシング荷重は設計用荷重として考慮しないものとする。

なお、図 10-3 に示すとおり、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、及び第 3 号機放水立坑の天端は地表面から +20 cm 突出しており、防潮壁フーチングとの間に水が溜まる可能性はあるが、水位が低いことから、スロッシングによる動水圧の影響は極めて小さく設計への影響は軽微であるものと考えられる。

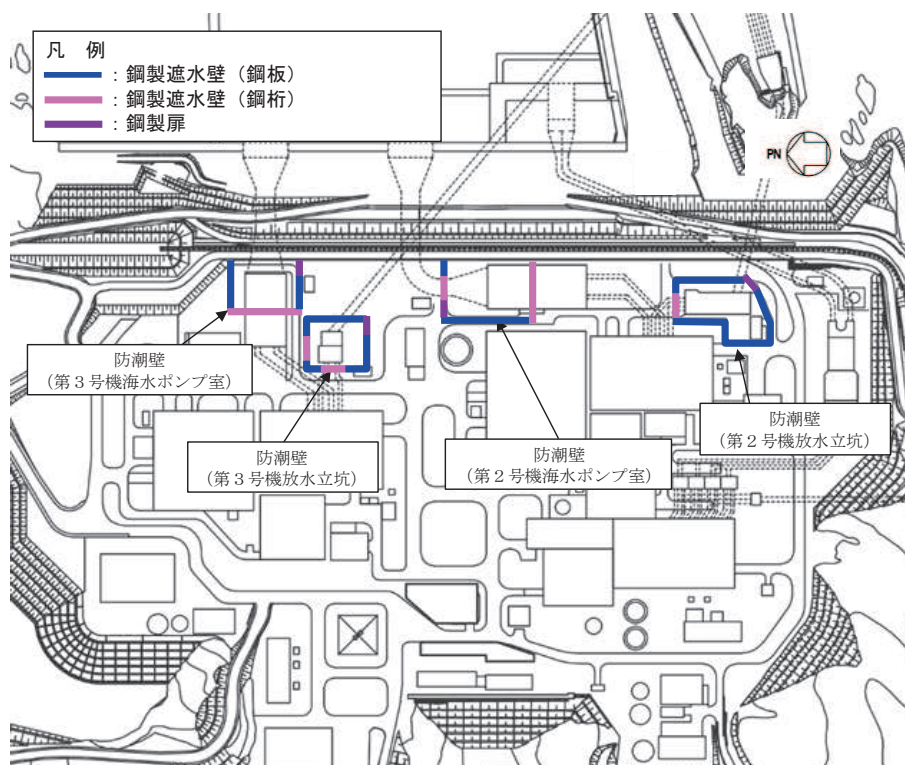
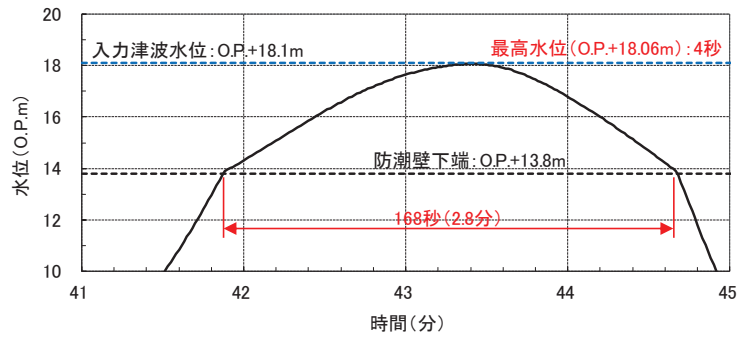
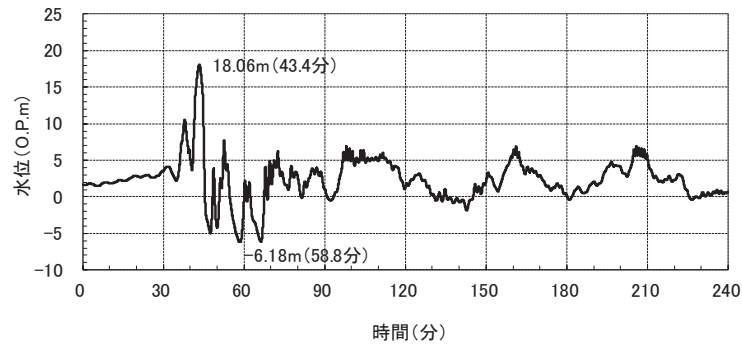
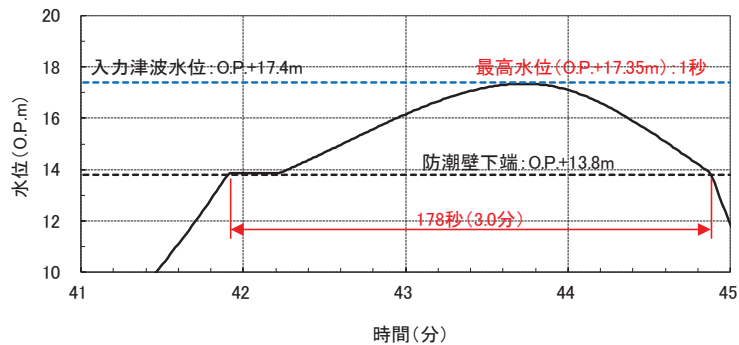
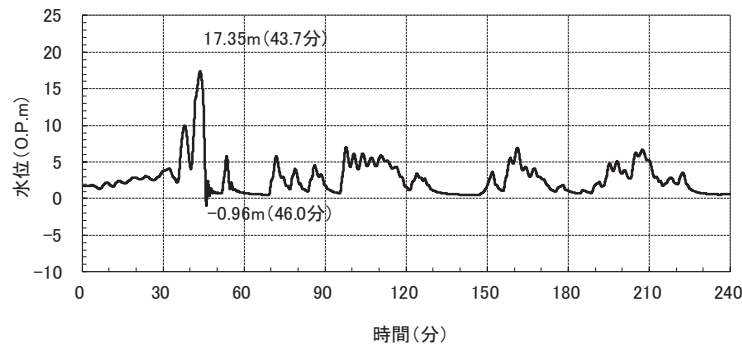


図 10-1 防潮壁の平面配置図



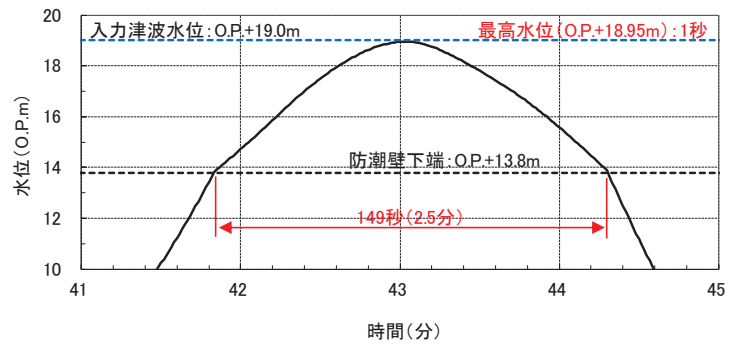
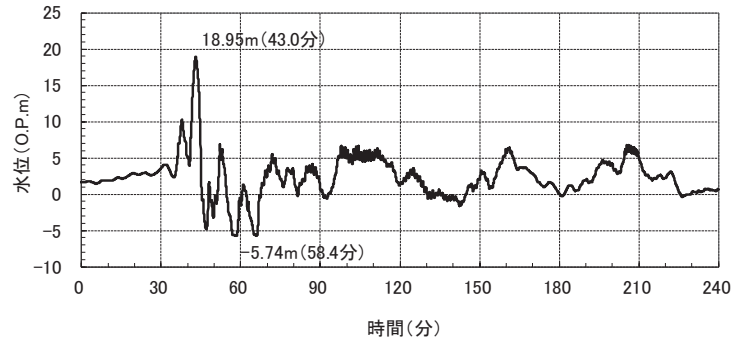
(第2号機海水ポンプ室 上昇側/防潮壁高さ O.P.+19.0m)



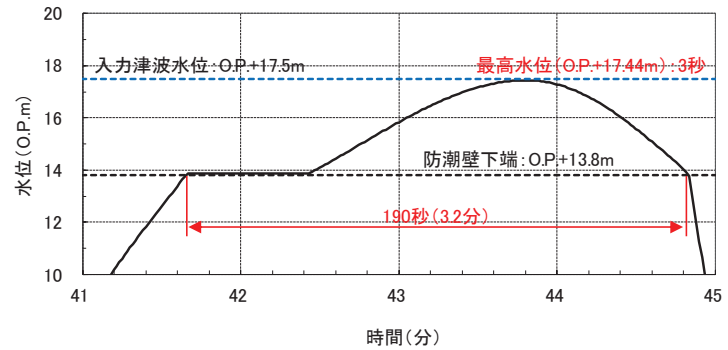
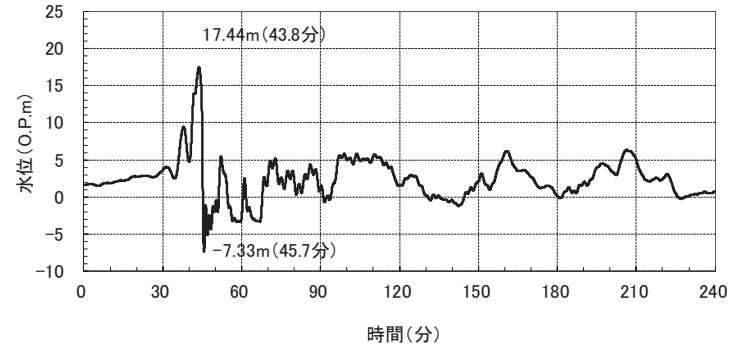
(第2号機放水立坑 上昇側/防潮壁高さ O.P.+19.0m)

図 10-2 入力津波の時刻歴波形 (1/2)

(参考) 10-2



(第3号機海水ポンプ室 上昇側/防潮壁高さ O.P.+20.0m)



(第3号機放水立坑 上昇側/防潮壁高さ O.P.+19.0m)

図 10-2 入力津波の時刻歴波形 (2/2)

(参考) 10-3

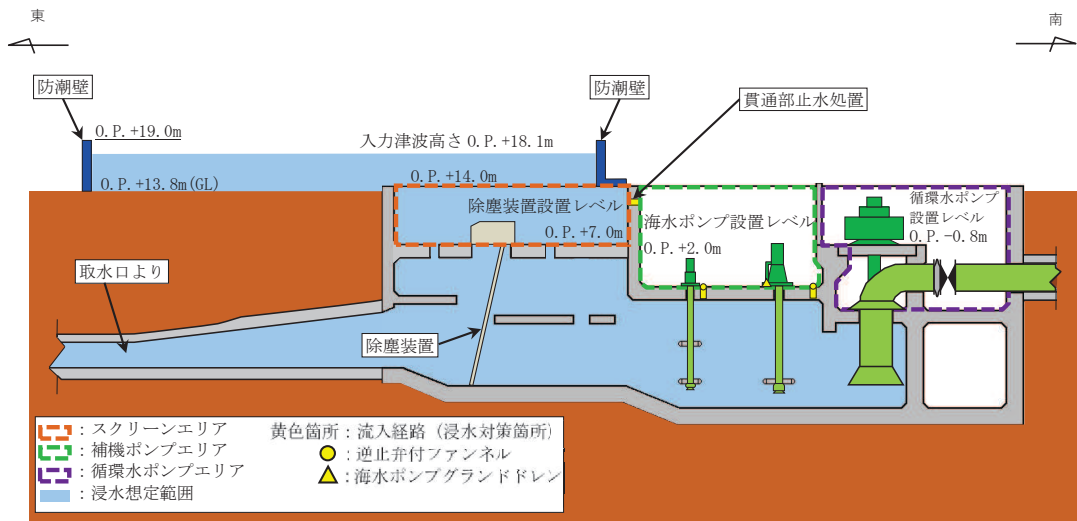


図 10-3(1) 第 2 号機海水ポンプ室断面図

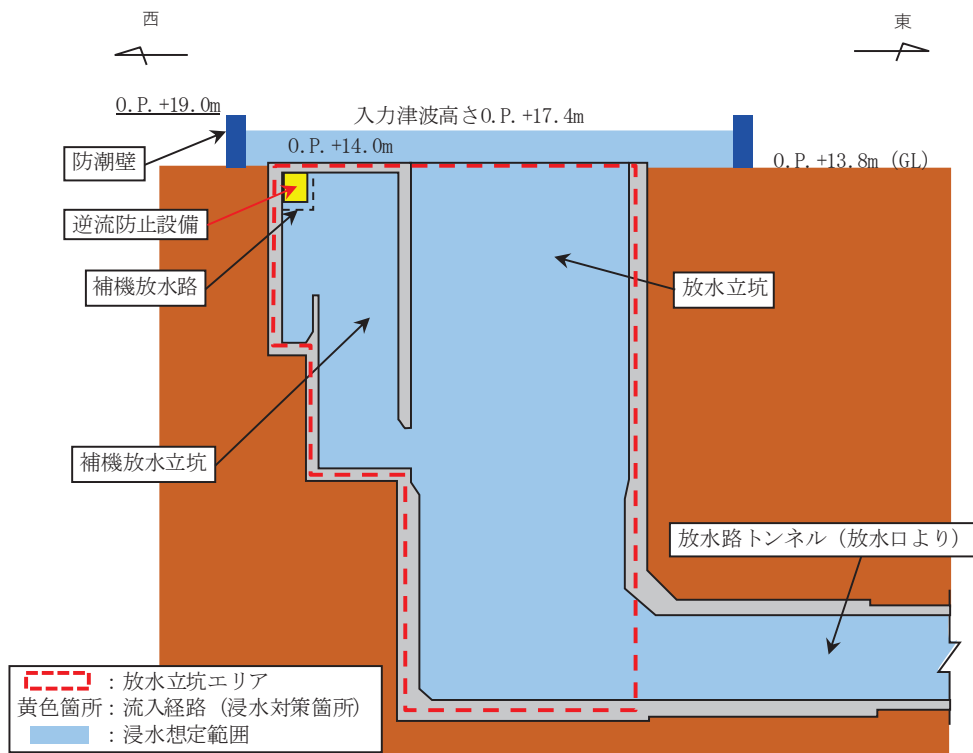


図 10-3(2) 第 2 号機放水立坑断面図

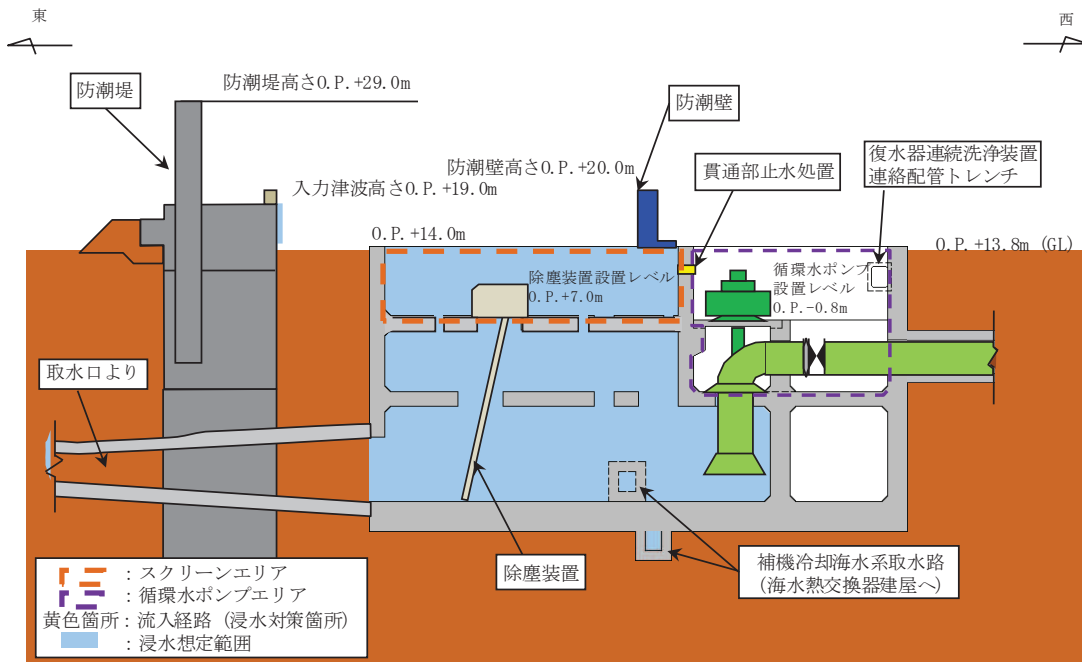


図 10-3(3) 第 3 号機海水ポンプ室断面図

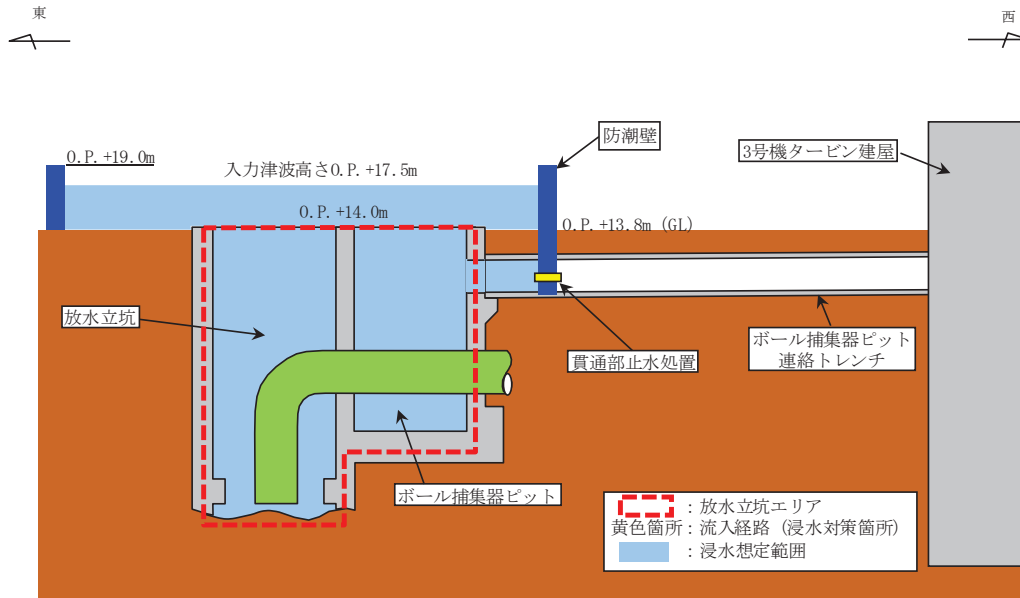


図 10-3(4) 第 3 号機放水立坑断面図

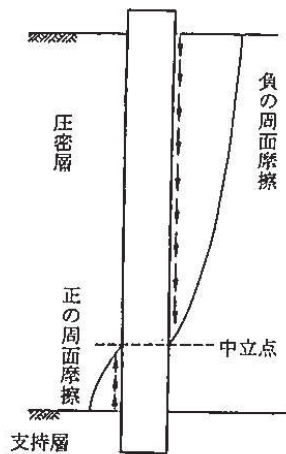
(参考) 10-5

(参考資料 1 1) 揺すり込み沈下に伴う負の周面摩擦力の影響について

1. 概要

杭基礎構造防潮壁の基礎杭周辺には盛土が分布するため、強度評価においては、揺すり込み沈下量を考慮した津波荷重を算定し強度評価を実施している。

本資料では、この揺すり込み沈下に伴う負の周面摩擦力による影響として、鋼管杭の照査や支持地盤の支持力照査へ与える影響について検討する。



R_{nf} : 負の周面摩擦力 (kN)。すなわち中立点より上にある層の最大周面摩擦力の和。最大周面摩擦力は表-解 12.4.5 に準じて計算するが、 N 値が 2 以下の軟弱層においては、土質試験により得られた粘着力により最大周面摩擦力を算定しなければならない。また、群杭の場合で負の周面摩擦力を低減させる場合には、式 (解 12.4.4)、式 (解 12.4.6) による値を用いてよい。

図-解 12.4.5 負の周面摩擦力と中立点

表-解 12.4.5 最大周面摩擦力度 (kN/m²)

施工方法	地盤の種類	
	砂質土	粘性土
打込み杭工法 (打撃工法, バイプロハンマ工法)	$2N (\leq 100)$	c 又は $10N (\leq 150)$
場所打ち杭工法	$5N (\leq 200)$	c 又は $10N (\leq 150)$
中掘り杭工法	$2N (\leq 100)$	$0.8c$ 又は $8N (\leq 100)$
プレボーリング杭工法	$5N (\leq 150)$	c 又は $10N (\leq 100)$
鋼管ソイルセメント杭工法	$10N (\leq 200)$	c 又は $10N (\leq 200)$

ただし、 c は地盤の粘着力 (kN/m²)、 N は標準貫入試験の N 値

図 11-1 負の周面摩擦力の概念図

(道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) より抜粋)

2. 評価方針

影響評価については、「4. 評価結果」から、鋼管杭の照査（曲げ軸力）及び支持力照査（押し込み）において、照査値が最も厳しい断面及び解析ケースに対して影響を確認する。また、負の周面摩擦力の影響が最大となる盛土層厚が最大となる断面に対して、照査値が最も厳しい解析ケースに対して影響を確認する。

負の周面摩擦力は、「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）」に基づき、最大周面摩擦力度として算定し、軸方向荷重として考慮する。なお、中立軸位置については、保守的に沈下対象層である盛土の下端（岩盤上面又は改良地盤上面）として算定する。

求めた負の周面摩擦力を、地震応答解析により求めた最大照査値時刻の軸力に加え（線形足し合わせ）、その際の照査値が許容限界以下であることを確認する。

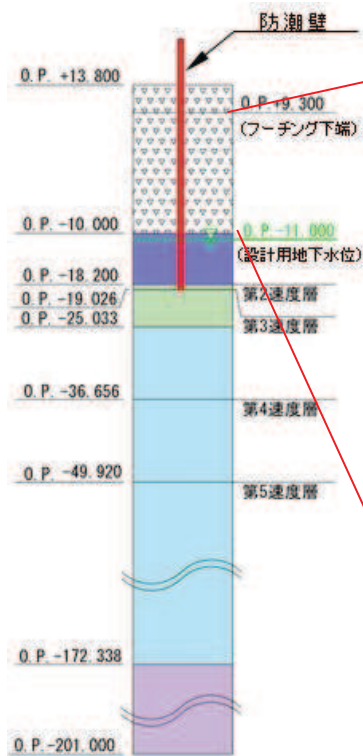
影響検討を行う解析ケースを表 11-1 に示す。

評価に用いる負の周面摩擦の算出結果を表 11-2 に示す。

表 11-1 解析ケース

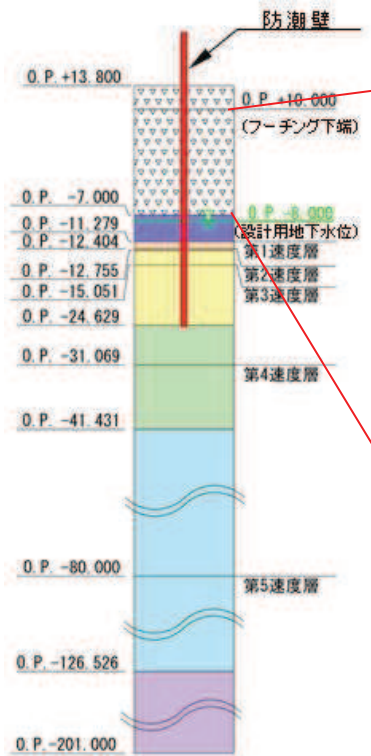
検討ケース	照査項目	
	鋼管杭	支持力
① 照査値最大	鋼製遮水壁（鋼桁）鋼桁 4 （Sd-D2(+/-), 解析ケース①）	鋼製遮水壁（鋼桁）鋼桁 6 （Sd-D2(++), 解析ケース②）
② 周面摩擦力最大	検討①と同一ケース	鋼製遮水壁（鋼桁）鋼桁 4 （Sd-D2(+/-), 解析ケース②）

表 11-2 評価用軸方向荷重 (鋼桁 4 基礎 2)



地層区分	地層区分	層厚 Li (m)	周面摩擦力度 fi (kN/m ²)	Li*fi (kN)
埋戻土	盛土	1.000	57.0	57.00
埋戻土	盛土	1.000	62.5	62.50
埋戻土	盛土	1.000	68.0	68.00
埋戻土	盛土	1.000	73.0	73.00
埋戻土	盛土	1.000	78.5	78.50
埋戻土	盛土	1.000	84.0	84.00
埋戻土	盛土	1.000	89.0	89.00
埋戻土	盛土	1.000	94.5	94.50
埋戻土	盛土	1.000	100.0	100.00
埋戻土	盛土	1.000	105.5	105.50
埋戻土	盛土	1.000	110.5	110.50
埋戻土	盛土	1.000	116.0	116.00
埋戻土	盛土	1.000	121.5	121.50
埋戻土	盛土	1.000	126.5	126.50
埋戻土	盛土	1.000	132.0	132.00
埋戻土	盛土	1.000	137.5	137.50
埋戻土	盛土	1.000	143.0	143.00
埋戻土	盛土	1.000	148.0	148.00
埋戻土	盛土	1.000	150.0	150.00
埋戻土	盛土	0.300	150.0	45.00
改良体	改良地盤	1.000	考慮しない	
改良体W	改良地盤	1.000	考慮しない	
改良体W	改良地盤	1.000	考慮しない	
改良体W	改良地盤	1.000	考慮しない	
改良体W	改良地盤	1.000	考慮しない	
改良体W	改良地盤	1.000	考慮しない	
改良体W	改良地盤	1.000	考慮しない	
改良体W	改良地盤	1.000	考慮しない	
改良体W	改良地盤	0.200	考慮しない	
合計	合計			2042.00
杭周長	杭周長	U=	4.706	
評価用軸方向荷重				9610

表 11-3 評価用軸方向荷重 (鋼桁 6 基礎 1)



地層区分	地層区分	層厚 Li (m)	周面摩擦力度 fi (kN/m ²)	Li*fi (kN)
埋戻土	盛土	1.000	53.5	53.50
埋戻土	盛土	1.000	58.5	58.50
埋戻土	盛土	1.000	64.0	64.00
埋戻土	盛土	1.000	69.5	69.50
埋戻土	盛土	1.000	74.5	74.50
埋戻土	盛土	1.000	80.0	80.00
埋戻土	盛土	1.000	85.5	85.50
埋戻土	盛土	1.000	91.0	91.00
埋戻土	盛土	1.000	96.0	96.00
埋戻土	盛土	1.000	101.5	101.50
埋戻土	盛土	1.000	107.0	107.00
埋戻土	盛土	1.000	112.5	112.50
埋戻土	盛土	1.000	117.5	117.50
埋戻土	盛土	1.000	123.0	123.00
埋戻土	盛土	1.000	128.5	128.50
埋戻土	盛土	1.000	133.5	133.50
埋戻土	盛土	1.000	139.0	139.00
改良体	改良地盤	1.000	考慮しない	
改良体W	改良地盤	1.000	考慮しない	
改良体W	改良地盤	1.000	考慮しない	
改良体W	改良地盤	1.000	考慮しない	
改良体W	改良地盤	0.279	考慮しない	
D1W	D級岩盤	1.125	考慮しない	
D2W	D級岩盤	0.351	考慮しない	
合計	合計			1635.00
杭周長	杭周長	U=	4.706	
評価用軸方向荷重				7695

表 11-4 評価用軸方向荷重 (鋼桁 4 基礎 1)

地層区分	地層区分	層厚 Li (m)	周面摩擦力度 fi (kN/m ²)	Li*fi (kN)
埋戻土	盛土	0.750	56.5	42.38
埋戻土	盛土	1.000	61.0	61.00
埋戻土	盛土	1.000	66.5	66.50
埋戻土	盛土	1.000	72.0	72.00
埋戻土	盛土	1.000	77.0	77.00
埋戻土	盛土	1.000	82.5	82.50
埋戻土	盛土	1.000	88.0	88.00
埋戻土	盛土	1.000	93.0	93.00
埋戻土	盛土	1.000	98.5	98.50
埋戻土	盛土	1.000	104.0	104.00
埋戻土	盛土	1.000	109.5	109.50
埋戻土	盛土	1.000	114.5	114.50
埋戻土	盛土	1.000	120.0	120.00
埋戻土	盛土	1.000	125.5	125.50
埋戻土	盛土	1.000	130.5	130.50
埋戻土	盛土	1.000	136.0	136.00
埋戻土	盛土	1.000	141.5	141.50
埋戻土	盛土	1.000	147.0	147.00
埋戻土	盛土	1.000	150.0	150.00
埋戻土	盛土	0.550	150.0	82.50
改良体	改良地盤	1.000	考慮しない	
改良体W	改良地盤	1.000	考慮しない	
改良体W	改良地盤	1.000	考慮しない	
改良体W	改良地盤	1.000	考慮しない	
改良体W	改良地盤	0.552	考慮しない	
合計	合計			2041.88
杭周長	杭周長	U=	4.706	
評価用軸方向荷重				9610

3. 評価結果

3.1 鋼管杭

負の周面摩擦力の影響を考慮した場合の鋼管杭の曲げ軸力系の破壊に対する評価結果を表 11-5 及び図 11-2 に示す。

本検討の結果、鋼管杭について、負の周面摩擦力の影響により軸力が増加し、照査値が大きくなるものの、曲げモーメントに対する割合は小さく、照査値は許容限界以下に収まることを確認した。

表 11-5 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 4）

負の周面 摩擦力	評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力		降伏曲げ モーメン ト (kN・ m)	照査値
				曲げモーメン ト (kN・m)	軸力 (kN)		
非考慮	基礎 2-8 (下杭)	S d - D 2 (+-)	①	4037	2445	9897	0.41
考慮	基礎 2-8 (下杭)	S d - D 2 (+-)	①	4037	12055 (9610)*	6365	0.64

注記*：負の周面摩擦力による軸力増分を示す。

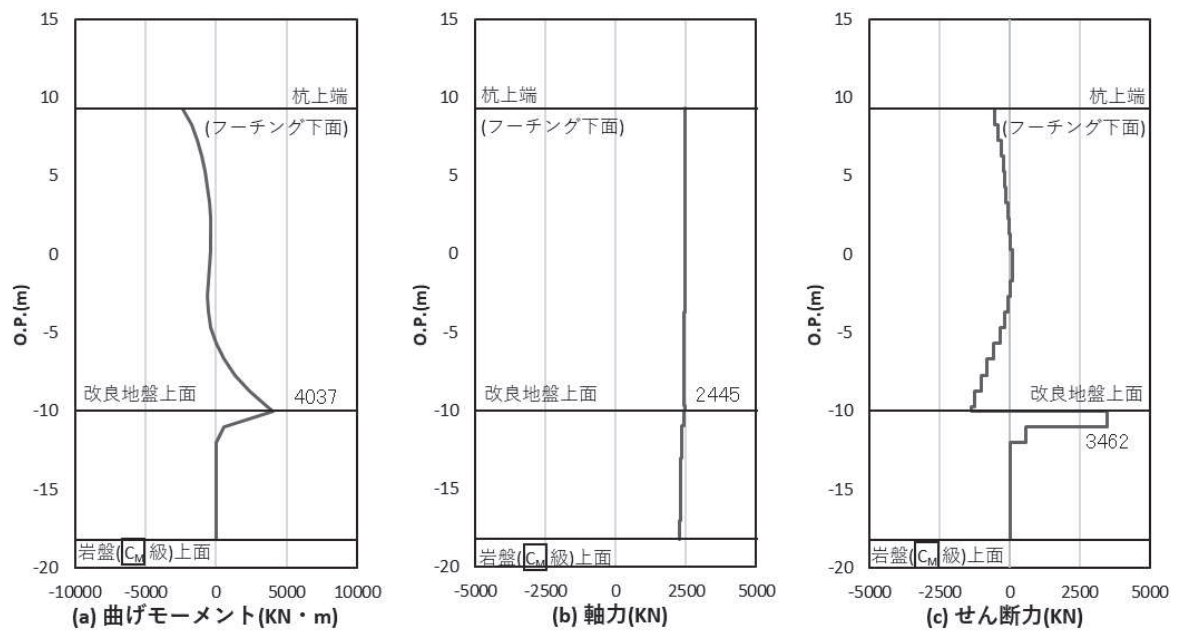


図 11-2 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 2-8, S d - D 2 (+ -), t = 13.44s)
 解析ケース① : 基本ケース (負の周面摩擦力非考慮)

3.2 支持力

負の周面摩擦力の影響を考慮した場合の鋼管杭の曲げ軸力系の破壊に対する評価結果を表 11-6 及び図 11-3 に示す。

本検討の結果，鋼管杭について，負の周面摩擦力の影響により軸力が増加し，照査値が大きくなるものの，照査値は許容限界以下に収まることを確認した。

表 11-6(1) 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（鋼桁 6）

負の周面摩擦力	評価位置	地震動	解析ケース	発生断面力	応力度 R_a (N/mm ²) (a)	許容限界 R_{ua} (N/mm ²) (b)	照査値 R_a/R_{ua} (a/b)
				杭頭軸力 (kN)			
非考慮	基礎 1-3	S d-D 2 (++)	②	6641	3.8	11.4	0.34
考慮	基礎 1-3	S d-D 2 (++)	③	14336 (7695)*	8.2	11.4	0.72

注記*：負の周面摩擦力による軸力増分を示す。

表 11-6(2) 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（鋼桁 4）

負の周面摩擦力	評価位置	地震動	解析ケース	発生断面力	応力度 R_a (N/mm ²) (a)	許容限界 R_{ua} (N/mm ²) (b)	照査値 R_a/R_{ua} (a/b)
				杭頭軸力 (kN)			
非考慮	基礎 1-6	S d-D 2 (+-)	②	6407	3.7	11.4	0.33
考慮	基礎 1-6	S d-D 2 (+-)	②	16017 (9610)*	9.1	11.4	0.80

注記*：負の周面摩擦力による軸力増分を示す。

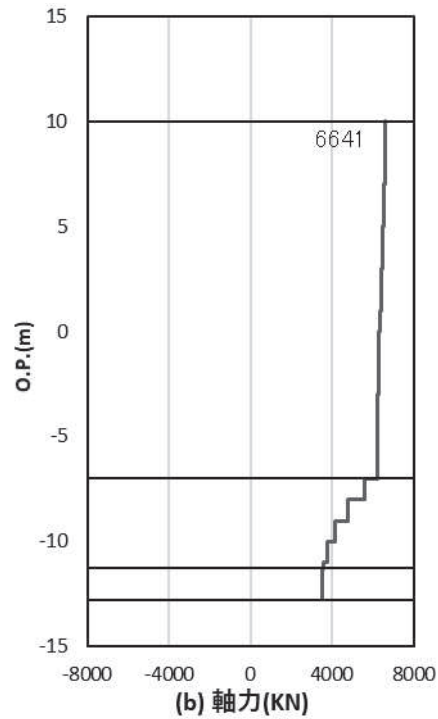


図 11-3(1) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 （鋼桁 6：基礎 1-3，S d - D 2（++），t = 25.50s）
 解析ケース②：地盤物性 + 1σ（負の周面摩擦力非考慮）

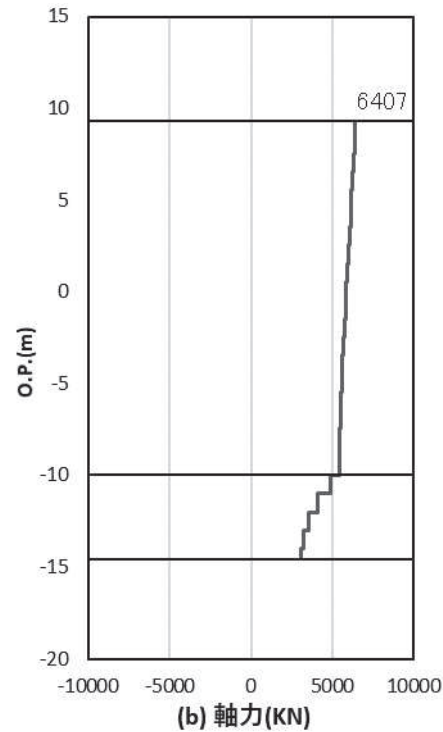


図 11-3(2) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 （鋼桁 4：基礎 1-6，S d - D 2（+-），t = 8.07s）
 解析ケース②：地盤物性 + 1σ（負の周面摩擦力非考慮）

4. まとめ

3. 評価結果より，杭基礎構造防潮壁において，杭周辺の地盤の揺すり込み沈下によって生じる恐れのある負の周面摩擦力を保守的に考慮した場合でも，鋼管杭及び支持力における照査結果が許容限界以下に収まることを確認し，構造部材の健全性及び支持性能を有する事を確認した。

(参考資料 1 2) 鋼矢板とフーチングの接合部のモデル化について

1. 概要

防潮壁（鋼桁）の質点系モデルによる地震応答解析においては鋼矢板に生じる慣性力を考慮することとし、付加質量として解析モデルに考慮している。

これは、鋼矢板（鋼板・角型鋼管）とフーチングの接合部が、フーチングに固定されたブラケットと鋼矢板（鋼板・角型鋼管）を連結する際に、1本の連結ボルトにより連結し、ボルト孔を長孔（ボルト径 ϕ 100mm に対して遊間 50mm 程度）とすることで、フーチングの変位を阻害せず、鋼矢板面内方向に対して鋼矢板とフーチングの相互作用は生じない構造としていることによる。また、鋼矢板面外方向の相互作用については、1本の連結ボルトによって連結されるため回転反力が伝わらないことやフーチングの強軸方向となることからその影響は軽微であると考えられるためである。

本資料では、上記解析モデルの妥当性として、面内方向における長孔に対するフーチングの変位量について、面外方向における反力がフーチングに作用した場合の影響について確認する。

図 12-1 に鋼桁部の地震応答解析モデルを、図 12-2 に鋼矢板の構造概要を示す。

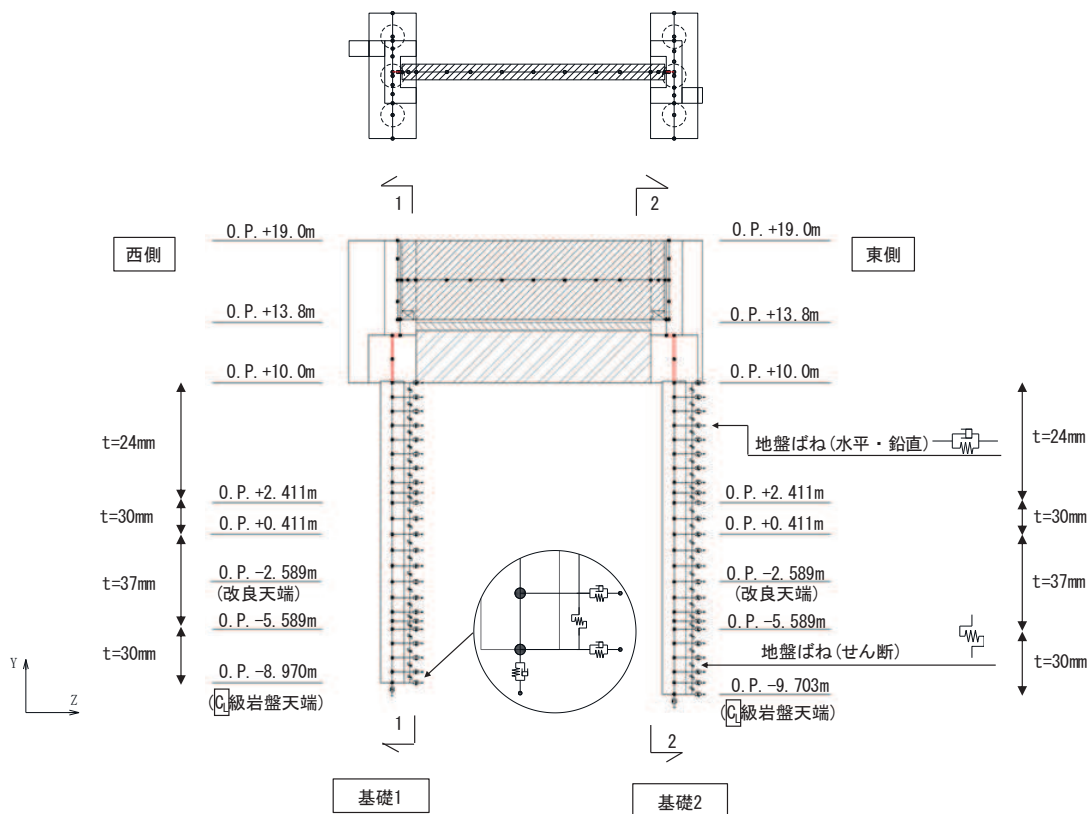
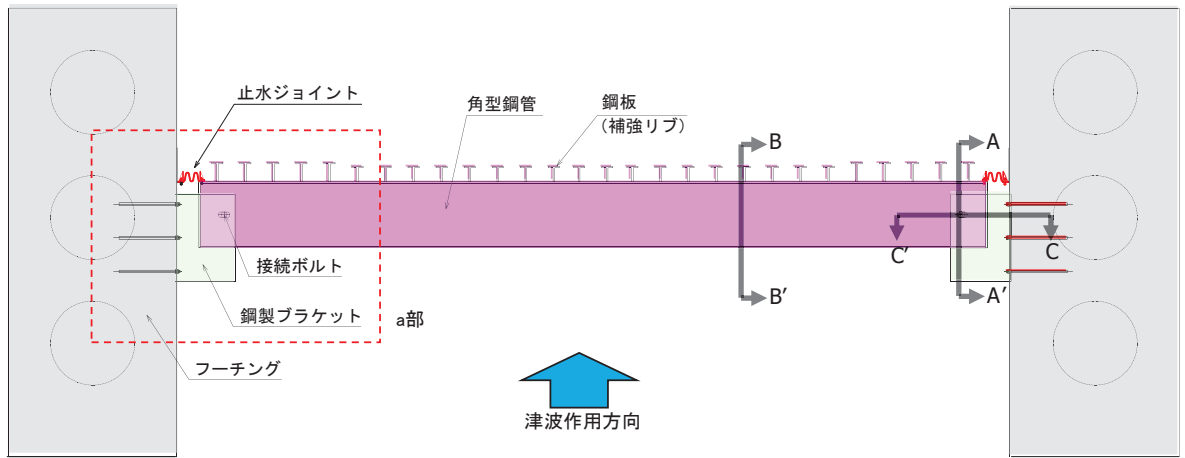


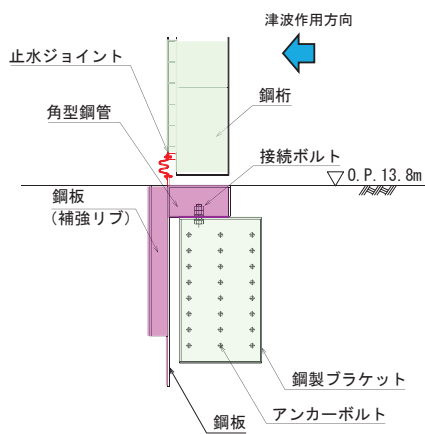
図 12-1 鋼製遮水壁（鋼桁）の解析モデル

(参考) 12-1

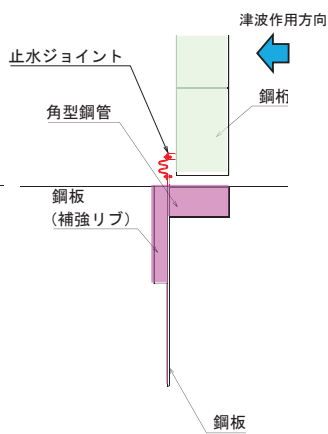
(上段：平面図，下段：正面図)



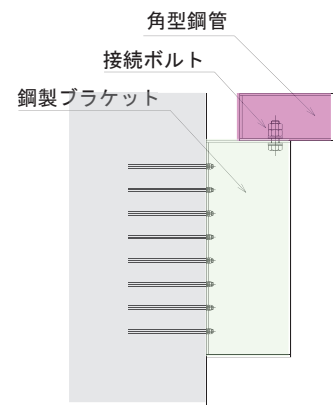
(平面図)



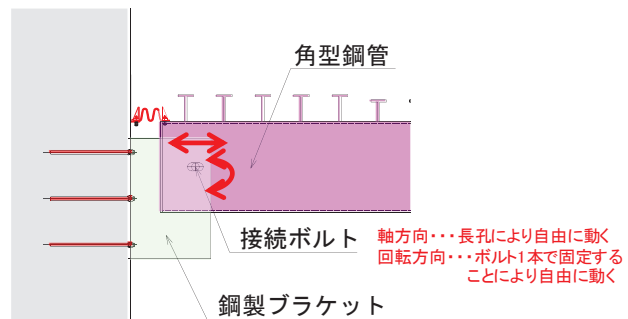
(A-A' 断面)



(B-B' 断面)



(C-C' 断面)



(a 部拡大)

図 12-2 鋼矢板の構造概要

(参考) 12-2

2. 面内方向における長孔に対するフーチングの変位量について

鋼製遮水壁（鋼桁）における桁軸方向（面内方向）の地震応答解析における左右のフーチング基礎間の最大相対変位量として、対象である鋼桁 2, 3, 5, 6 の内、盛土層厚が厚く地盤の変形量が相対的に大きくなると考えられる鋼桁 6 を代表に確認する。

表 12-2 に鋼桁 6 におけるフーチング基礎の桁軸方向の最大相対変位を、図 12-2 に変位抽出位置を示す。

いずれの地震動ケースにおいても、左右のフーチング基礎間の最大相対変位量概ね 5mm 程度であり、長孔の遊間（50 mm 程度）に対して十分小さいことを確認した。

表 12-2 桁軸方向加振時のフーチング間の最大相対変位（鋼桁 6）

桁軸方向加振						
Ss-D1	Ss-D2	Ss-D3	Ss-F1	Ss-F2	Ss-F3	Ss-N1
4	4	3	5	5	3	5

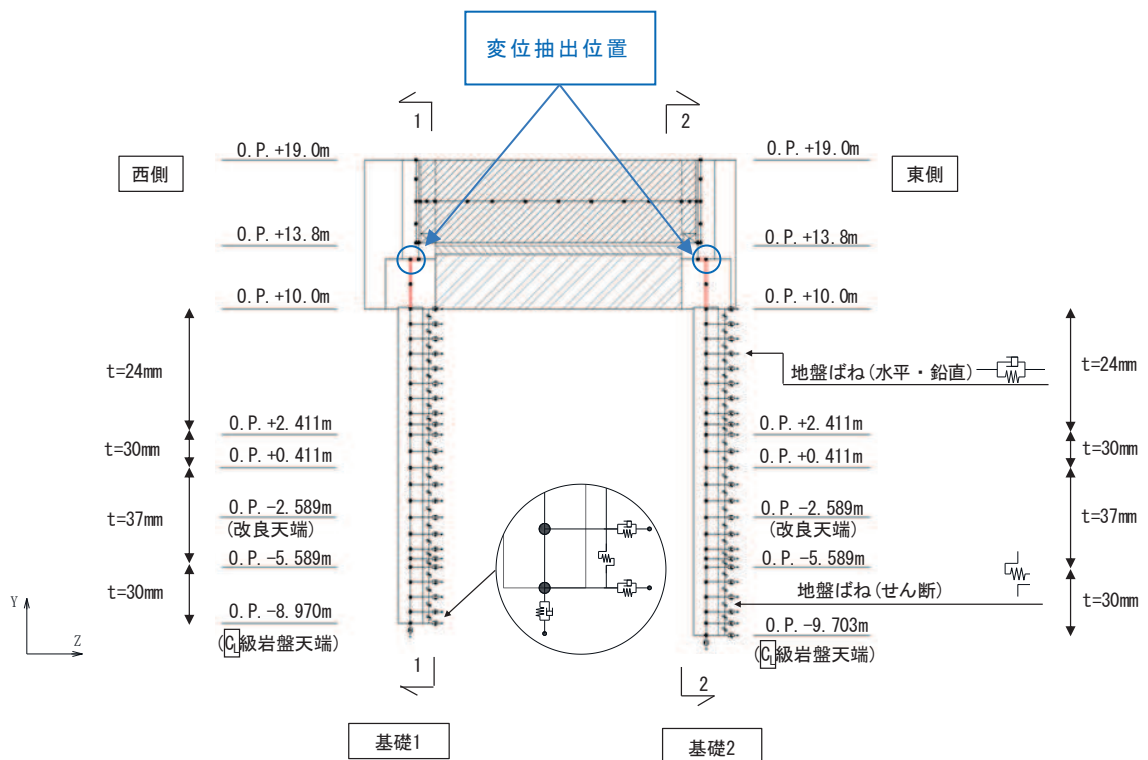


図 12-2 変位抽出位置

3. 面外方向における反力がフーチングに作用した場合の影響について

鋼桁 6 における桁軸直交方向（面外方向）加振における左右のフーチング間の相対変位を表 12-3 に示す。

いずれの地震動においても、スパン長 13m に対して相対変位量は概ね 5mm 以下であり、回転角としては非常に小さいことから、面外方向に対する相互作用は小さいと考えられるが、この相対変位量（ $4\text{mm} + \alpha = 5\text{mm}$ ）に対応する荷重を考慮した場合の影響を確認する。反力は、図 12-3 及び図 12-4 に示すような両端固定梁に強制変位を与えたモデルにて算定する。

算定した反力（鉛直軸周りのモーメント： M_y ②）を地震応答解析における最大照査値の断面面に足し合わせた場合の応力照査結果を表 12-4 に示す。

評価の結果、考慮・非考慮で照査値としては有意な変化は無かった。

表 12-3 桁軸直交方向加振時のフーチング間の最大相対変位（鋼桁 6）

桁軸直交方向加振						
Ss-D1	Ss-D2	Ss-D3	Ss-F1	Ss-F2	Ss-F3	Ss-N1
4	3	3	3	3	3	4

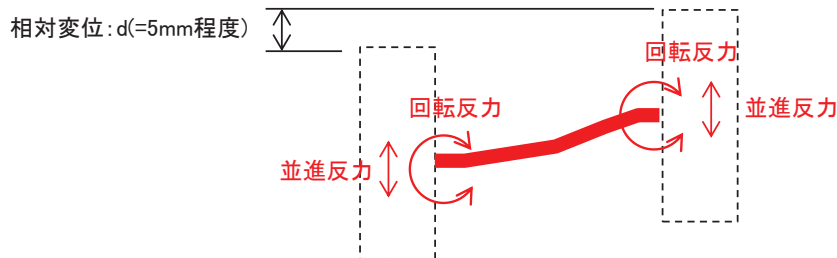


図 12-3 相対変位による反力評価イメージ

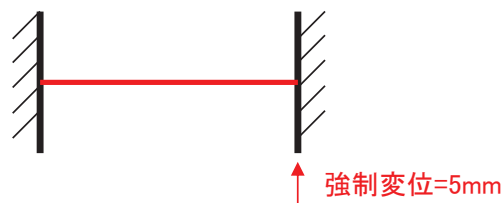


図 12-4 検討モデル概念図

表 12-4 影響評価結果*

照査断面力				軸力 (kN)	発生応力度 σ_s (N/mm ²)	許容値 σ_{sy} (N/mm ²)	照査値① σ_s / σ_{sy}	照査値② σ_s / σ_{sy}	増加率(%)
Mz (kN・m)	My① (kN・m)	My② (kN・m)	My①+My② (kN・m)						
13441	297	110	407	-758	184	435	0.43	0.43	0.0

注記* : Mz 及び My①は鋼桁 6 におけるフーチングの曲げ・軸力系の破壊（鉄筋）に対する照査における照査値最大ケース（地震動 Ss-N1）の発生断面力を示す。また、照査値①はそのケースでの照査値を示す。My②は、本検討において得られた鉛直軸周りのモーメントを示す。また、照査値②は My①に My②を加算したときに得られる照査値を示す。

4. まとめ

3. 評価結果より、鋼桁部に鋼矢板とフーチング間の接合部におけるモデル化の妥当性として、面内方向においては、長孔の遊間 50mm 程度に対して左右のフーチング間の相対変位量が 5mm 程度と十分に小さいことを確認した。

また、面外方向においては、左右のフーチング間の相対変位は 5mm 程度と小さく、相互作用は小さいと考えられるが、反力を考慮した場合の影響評価を実施した。その結果、照査値に与える影響は十分に小さいことを確認した。

1. 概要

鋼製遮水壁（鋼桁）は、左右に独立したフーチングと一体の RC 支柱を構築し、鉛直支承・水平支承（水平力分散型ゴム支承）を介して鋼桁を設置することで、RC 支柱と鋼桁間を柔な結合にし、支承のせん断変形や圧縮変形により鋼桁の変形を拘束しない構造としている。なお、鋼桁と RC 支柱間には、遊間が生ずるため、その遊間に対して変形追従性と止水性を有する止水ジョイント（M 型ジョイント）を別途設置することで止水性を確保する。

また、壁軸方向には支承等は設けず、鋼桁と RC 支柱間に遊間を確保することで鋼桁と RC 支柱間には接触しない構造としている。

鋼製遮水壁（鋼桁）支承部の構造概要を図 13-1 に、RC 支柱取り合い詳細を図 13-2 に示す。

本資料では、鋼桁が地震時及び津波時・重畳時において変形した際に、RC 支柱及び止水ジョイント取り付け金具に接触しないことを確認する。

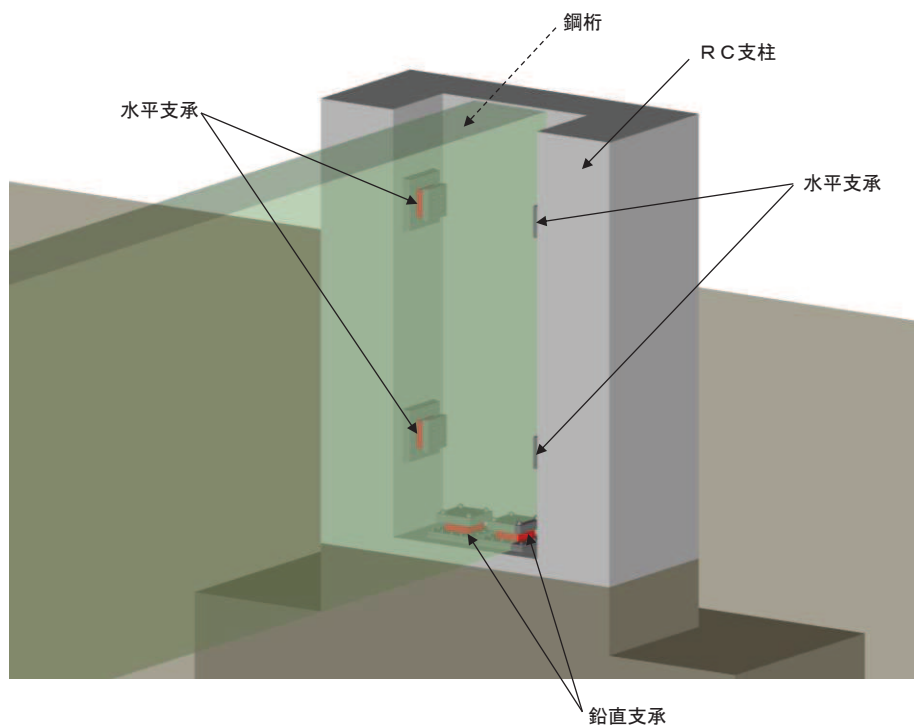
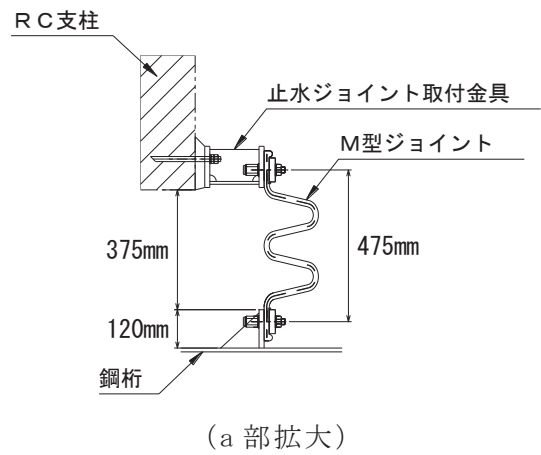
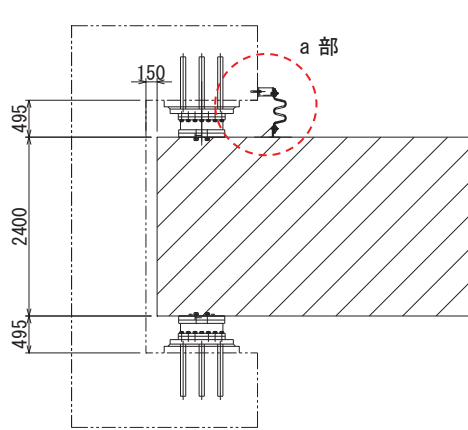
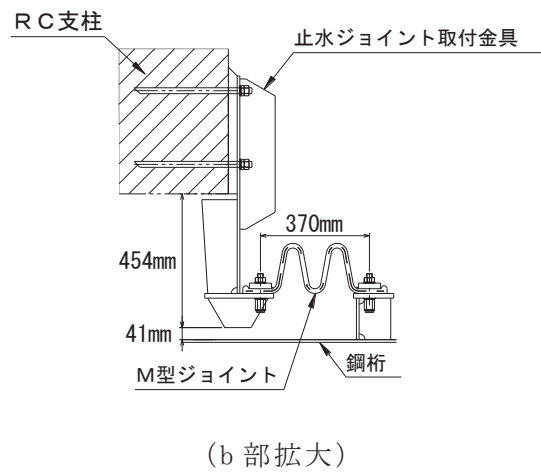
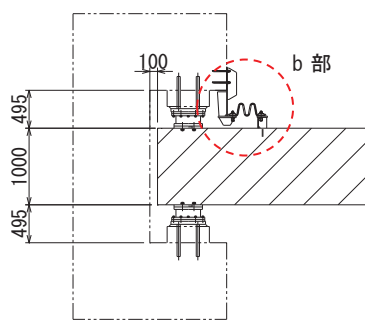


図 13-1 鋼製遮水壁（鋼桁）支承部の構造概要



(鋼桁 1, 4)



(鋼桁 2, 3, 5, 6)

図 13-2 鋼製遮水壁（鋼桁）の RC 支柱取り付け詳細図
（平面図）

2. 評価方針

鋼桁-RC 支柱間（壁軸方向）の鋼桁の変形量（壁軸方向）は、鋼桁を支持する支承部のせん断変形量と等価であることから、支承部のせん断変形量を算出することで鋼桁の変形量を算定する。なお、津波時においては、重畳時の荷重に包含されることから、重畳時の評価で代表させる。また、津波荷重の作用方向が面外方向（壁軸直交方向）となることから、壁軸方向の慣性力による変形量は、重畳時よりも地震時が大きくなることは明白であるため、壁軸方向の評価においては地震時の評価で代表させる。

鋼桁-止水ジョイント支持金具間（RC 支柱部）の鋼桁の変形量（壁軸直交方向）は、鋼桁の変形量と支承ゴムの圧縮変形量を足し合わせることで算定する。

評価ケースを表 13-1 に、各ケースにおける変形量評価の概念図を図 13-3 に示す。

表 13-1 解析ケース

評価方向	評価部位	評価ケース	許容限界（遊間）	
			鋼桁 1, 4	鋼桁 2, 3, 5, 6
壁軸方向	鋼桁-RC 支柱間 （壁軸方向側）	地震時	150mm	100mm
壁軸直交方向	鋼桁-止水ジョイ ント支持金具間	地震時 重畳時	—*	41mm

注記*：水平支承の圧縮変形可能量（ゴム高さ：133mm）以上に離隔があるため、水平支承ゴムの圧縮変形の照査結果に包含されるため省略

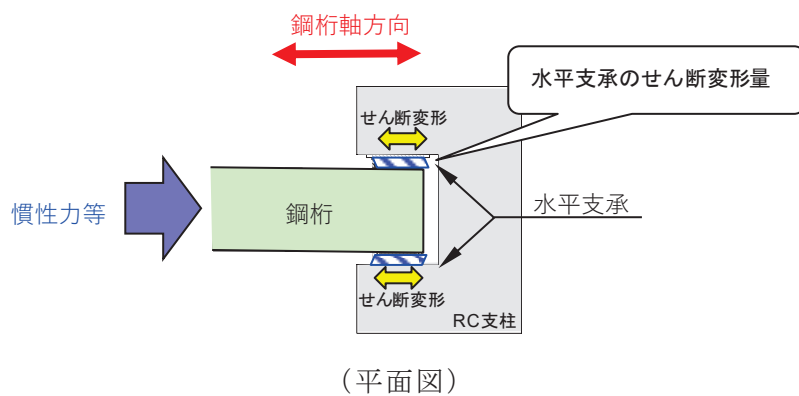
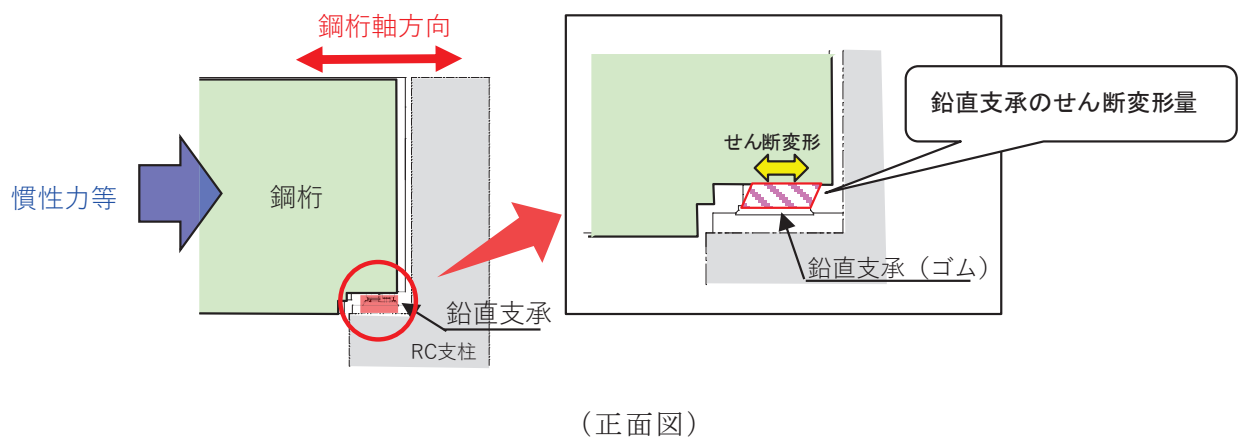


図 13-3(1) 鋼桁-RC 支柱間（壁軸方向側）の変形量照査の概念図

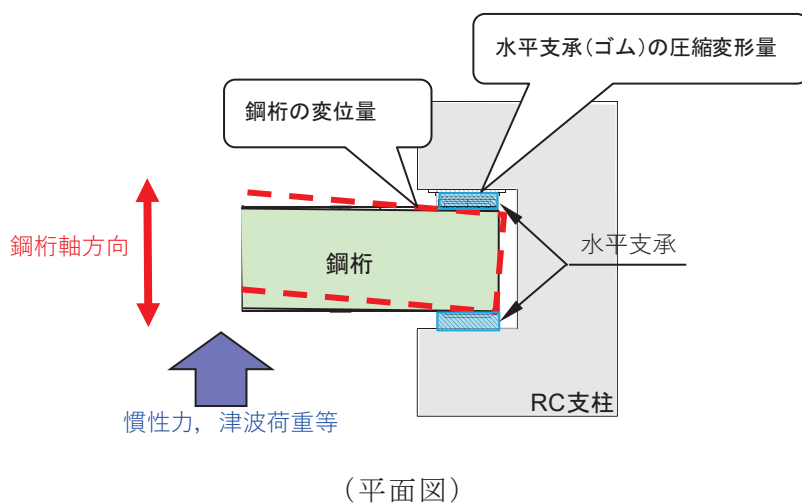


図 13-3(2) 鋼桁-止水ジョイント支持金具間（壁軸直交方向側）の変形量照査の概念図

(参考) 13-4

3. 評価方法

(1) 水平支承・鉛直支承

a. 圧縮変形

水平支承の圧縮変形量は、鋼桁の地震時及び重畳時の静的解析における支承部の支点反力と支承の鉛直剛性を用い、以下の式により算定する。

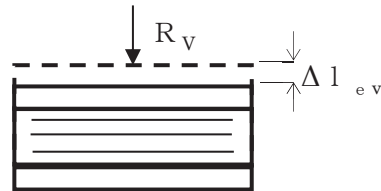
$$\Delta l_{e v} = R_v / \Sigma K B h$$

ここに、

$\Delta l_{e v}$: 地震時の鉛直（面直）変位量（mm）

R_v : 鋼桁の構造解析における支承部の最大反力（面直方向）（N）

$\Sigma K B v$: 水平支承の鉛直剛性の合計



b. せん断変形

水平支承の水平変形量は、鋼桁の死荷重と地震時及び重畳時の設計震度を用い、以下の式により算定する。

$$\Delta l_{e H} = R_L \times k h / \Sigma K B h$$

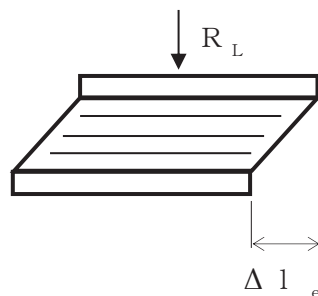
ここに、

$\Delta l_{e H}$: 地震時の水平変位量（mm）

R_L : 鋼桁の死荷重（N）

$k h$: 水平震度

$\Sigma K B h$: 水平支承及び鉛直支承のせん断剛性の合計



(2) 鋼桁

鋼桁の変形量は、鋼桁の地震時及び重畳時の静的解析における支承部位置付近の節点の最大変位量を算定する。

鋼桁の静的解析モデルの概念図を図 13-4 に示す。

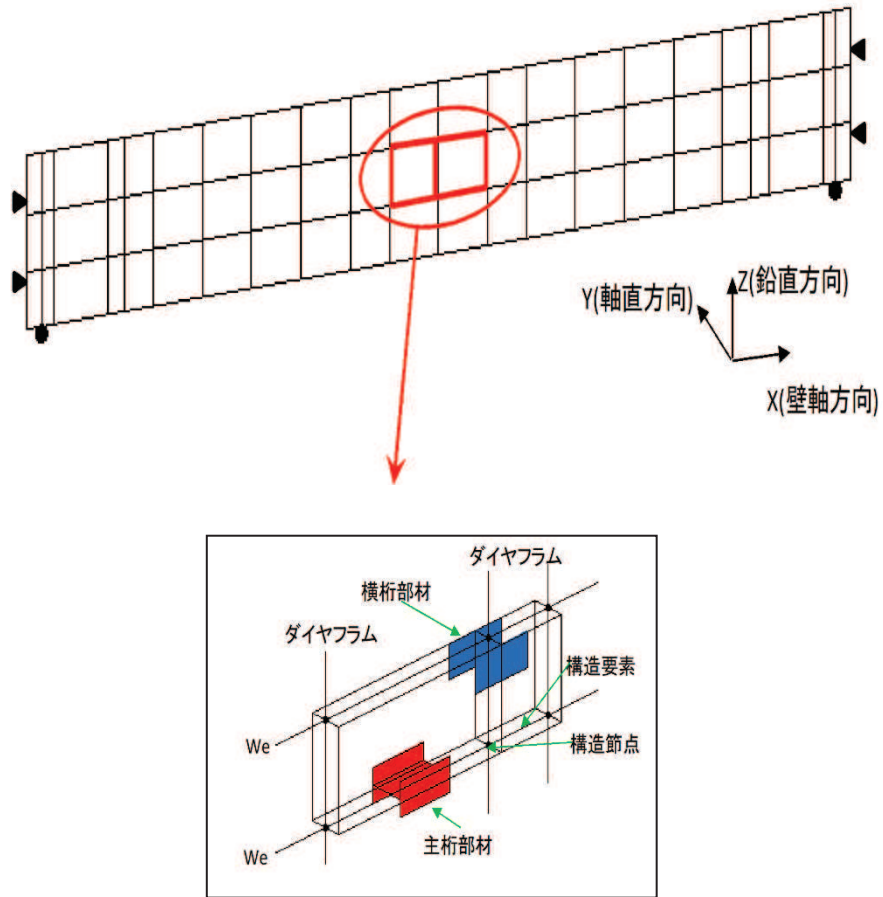


図 13-4 鋼桁評価モデルの概念

3. 評価結果

3.1 鋼桁-RC 支柱間（壁軸方向側）

壁軸方向側の変形量の評価結果を表 13-2 に示す

表 13-2 壁軸方向側の変形量

部位		死荷重 R_L^{*1} (kN)	水平震度 k_h	せん断剛性 ΣKBh^{*2} (kN/mm)	変形量 Δl_{eH} (mm)	許容限界 (mm)
鋼桁 1	地震時	523	3.1	39.901	40.6	150
鋼桁 2		103	1.4	12.600	11.4	100
鋼桁 3		95	2.4	12.600	18.1	100
鋼桁 4		741	1.4	39.901	26.0	150
鋼桁 5		102	1.5	12.600	12.1	100
鋼桁 6		102	1.8	12.600	14.6	100

注記*1：鉛直支承 1 基当たりの死荷重

*2：鉛直支承 1 基 + 水平支承 2 基当たりのせん断剛性

3.2 鋼桁-止水ジョイント支持金具間（壁軸直交方向側）

壁軸直交方向側の変形量の評価結果を表 13-3 に示す。

表 13-3 壁軸直交方向の変形量

部位		水平支承変形量			鋼桁 変形量 L2 (mm)	変形量 L1+L2 (mm)	許容 限界 (mm)
		発生 鉛直力 R_v (kN)	鉛直剛性 (kN/mm)	圧縮変形量 L1 (mm)			
鋼桁 2	地震時	767	1103	0.7	1.0	1.7	41
	重畳時	1980	1103	1.8	4.0	5.8	41
鋼桁 3	地震時	1219	1103	1.2	3.0	4.2	41
	重畳時	追而					
鋼桁 5	地震時	746	1103	0.7	2.0	2.7	41
	重畳時	1927	1103	1.8	4.0	5.8	41
鋼桁 6	地震時	1148	1103	1.1	1.0	2.1	41
	重畳時	追而					

4. まとめ

鋼桁の地震時及び重畳時における壁軸方向及び壁軸直交方向の鋼桁変形量を算定し、その変形量が許容限界（遊間）以内に収まることから、鋼桁と RC 支柱間の接触が発生しないことを確認した。