

本資料のうち、枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-01-0140-1_改 30
提出年月日	2021年10月13日

02-補-E-01-0140-1_改 29 (2021年10月6日提出)
から説明範囲のみ抜粋

補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料

目次

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

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

6.6.2 取水ピット水位計に関する補足説明

 : 本日の説明範囲

1.4 管路解析モデルについて

1.4.1 はじめに

海洋から取水路及び放水路を経て各評価地点までの水路の水理特性を考慮した管路解析を実施した。女川原子力発電所の取水設備（取水口～取水路～海水ポンプ室）及び放水設備（放水口～放水路～放水立坑）の構造について図 1.4-1 に取放水路配置平面図，図 1.4-2 に各取放水路断面図，図 1.4-3 に各取放水路縦断面図を示す。

解析モデルについて，女川原子力発電所の各取放水路の流れは，各取放水設備の構造と基準津波による水位変動の関係から，開水路流れと管路流れ（満管状態）が共存する。この流れに適用可能な計算手法について，土木学会（2016）ではスロットモデルによる計算手法（例えば，大谷ほか（1998））を示していることから，同モデルが女川原子力発電所の各取放水設備に適用できることを確認した上で（詳細は 1.4.2（2）に記載），同モデルを採用した。また，入力波形について，水位上昇側の評価は基準津波（水位上昇側）を，水位下降側の評価は基準津波（水位下降側）を用いた。

なお，本章は，管路解析手法や解析条件等の詳細を補足するものであることから，防潮壁平面配置等の変更前の設備形状及び復旧・改修工事に伴う地形改変前の地形データを用いて説明する。

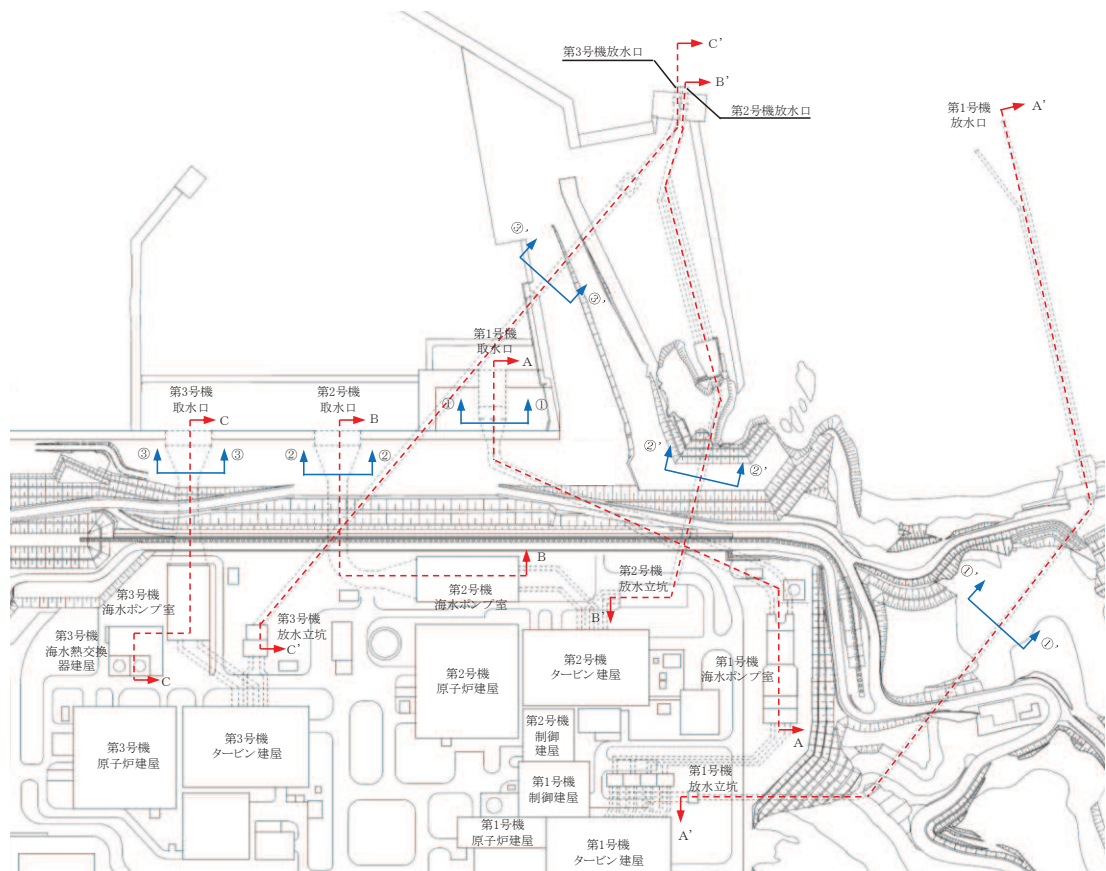


図 1.4-1 取放水路配置平面図

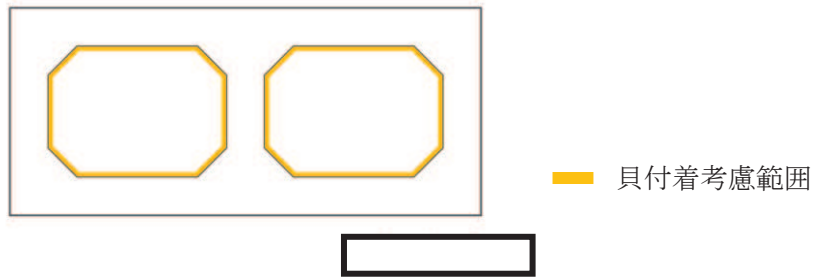


図 1.4-2 (1) 第 1 号機取水路 ①-①断面図

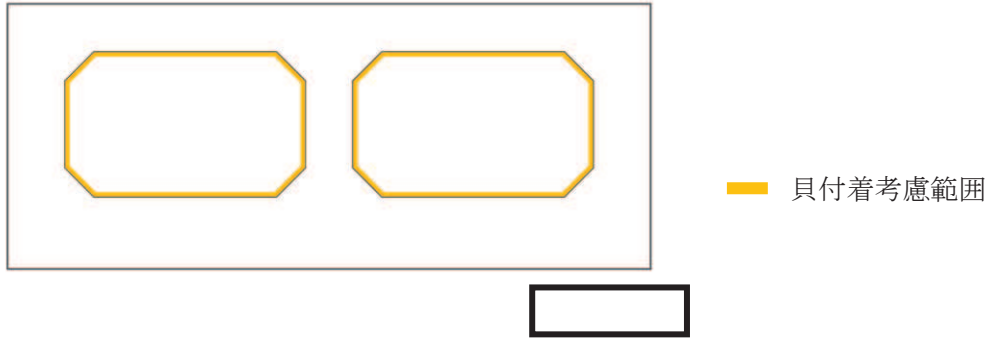


図 1.4-2 (2) 第 2 号機取水路 ②-②断面図

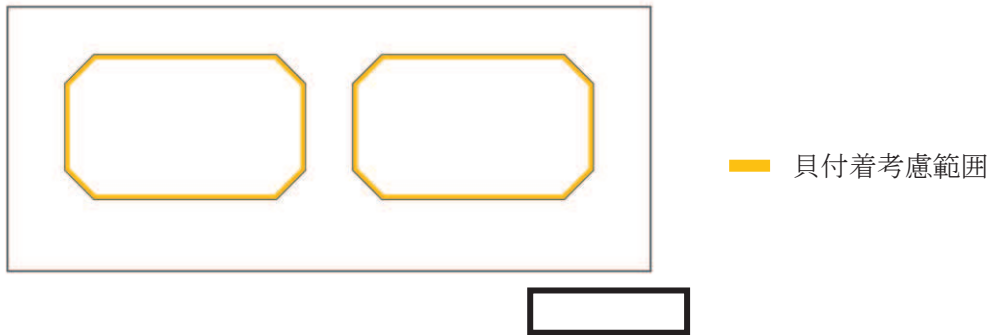


図 1.4-2 (3) 第 3 号機取水路 ③-③断面図

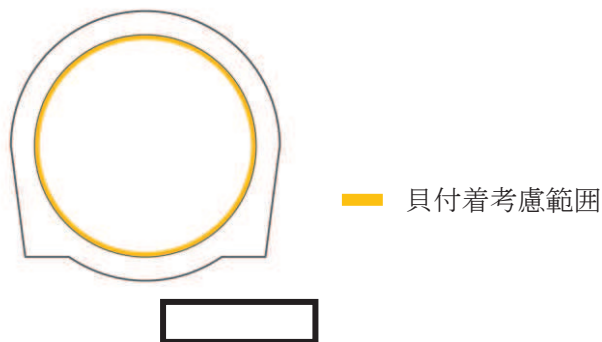


図 1.4-2 (4) 第 1 号機放水路 ①'-①' 断面図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

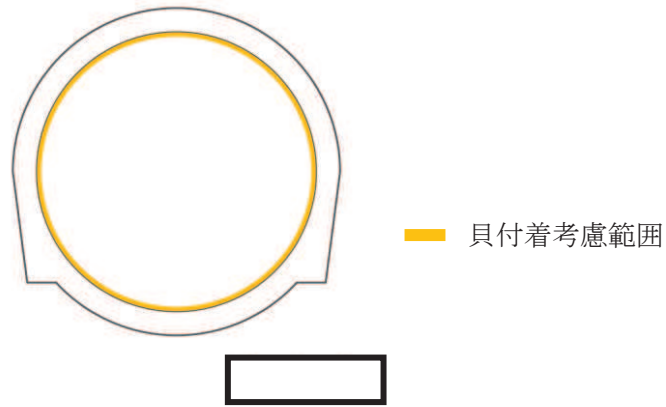


図 1.4-2 (5) 第 2 号機放水路 ②' -②' 断面図

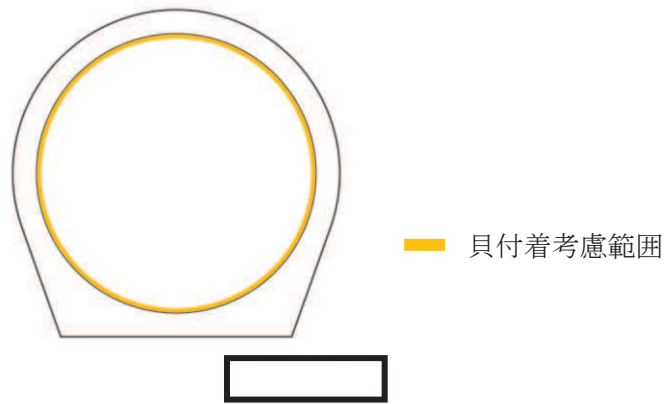


図 1.4-2 (6) 第 3 号機放水路 ③' -③' 断面図

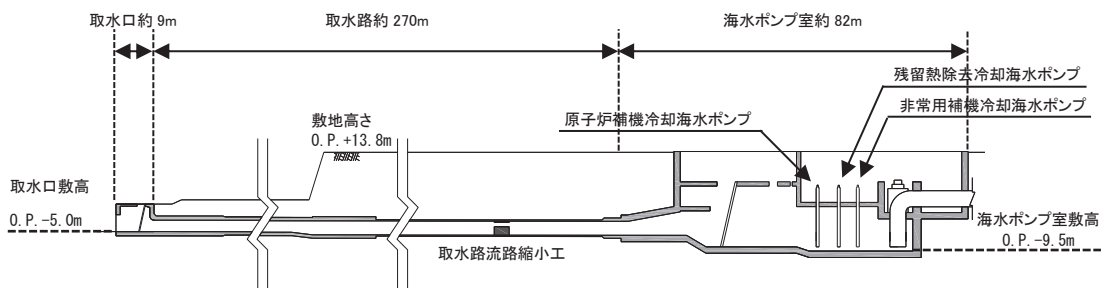


図 1.4-3 (1) 水路縦断面図 (第 1 号機取水路 A-A 断面図)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

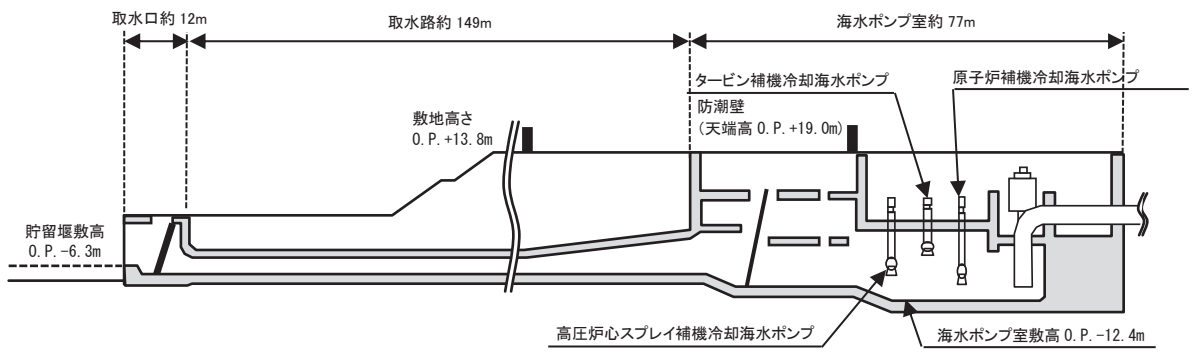


図 1.4-3 (2) 水路縦断面図 (第 2 号機取水路 B-B 断面図)

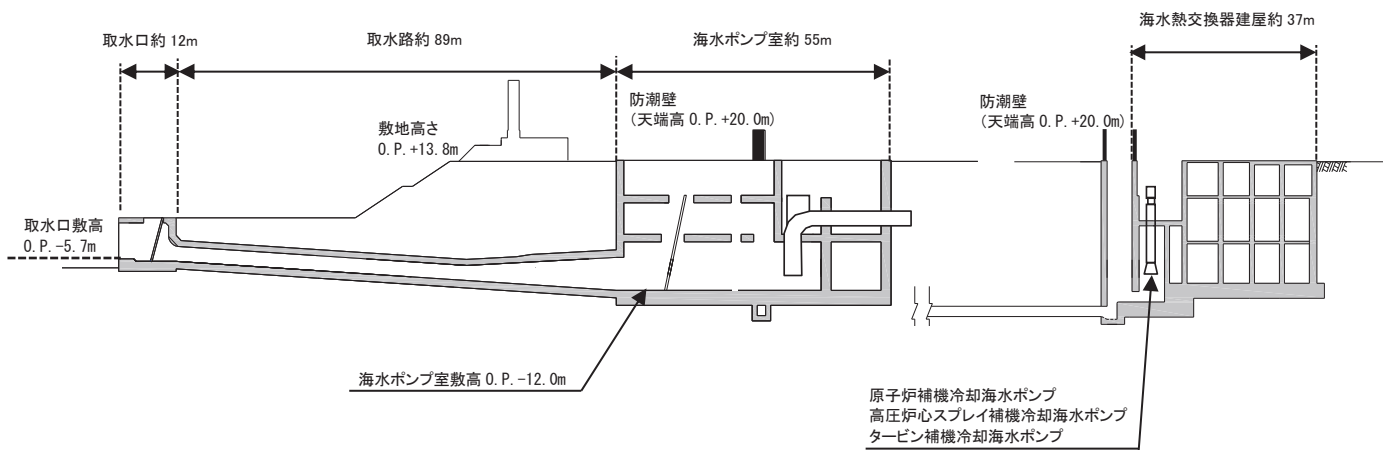


図 1.4-3 (3) 水路縦断面図 (第 3 号機取水路 C-C 断面図)

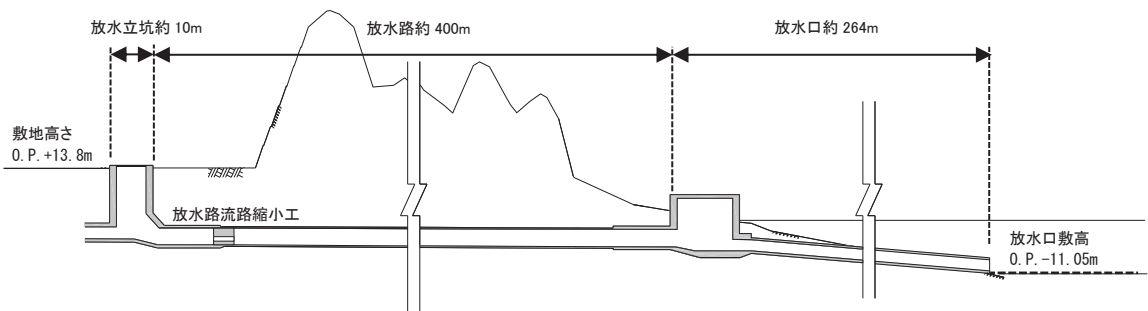


図 1.4-3 (4) 水路縦断面図 (第 1 号機放水路 A'-A' 断面図)

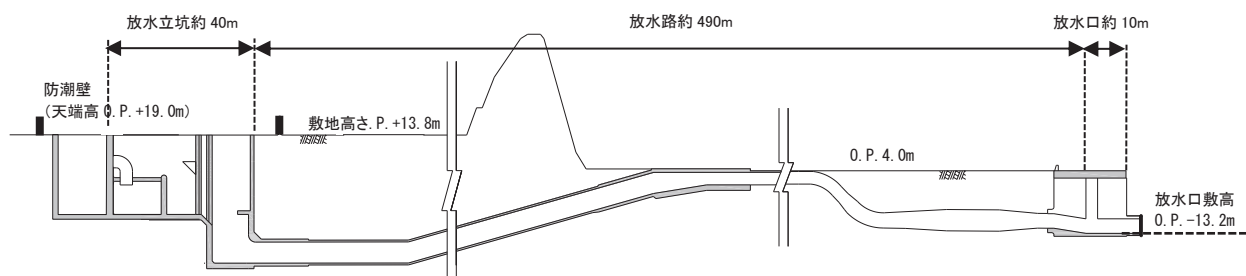


図 1.4-3 (5) 水路縦断面図 (第 2 号機放水路 B' -B' 断面図)

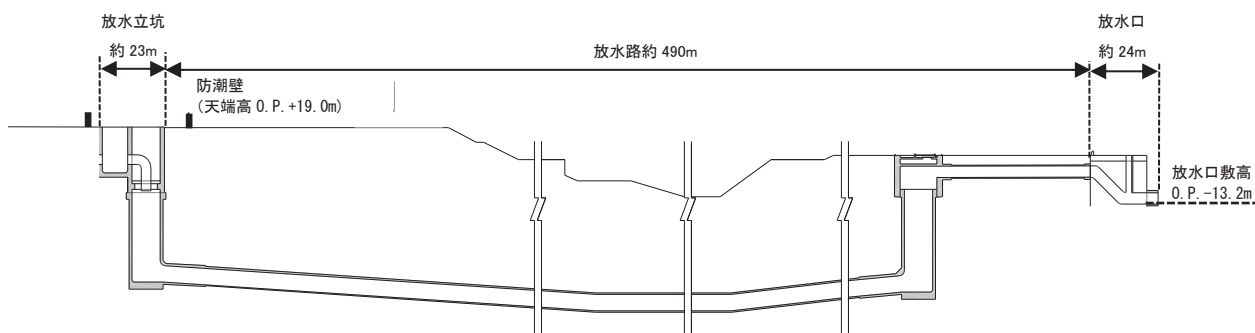


図 1.4-3 (6) 水路縦断面図 (第 3 号機放水路 C' -C' 断面図)

1.4.3 解析条件について

(1) 管路解析で考慮する不確かさについて

管路解析を行う上での不確かさの考慮として、表 1.4-4 に示す各項目についてパラメータスタディを実施し、入力津波の選定及び津波水位への影響を確認した。

表 1.4-4 管路解析で考慮する不確かさ

	内容
1	貝付着の有無* ¹
2	スクリーン損失の有無* ²

*1：各放水路は、1系統のみであるとともに水深が深いこと等から抜水点検できない構造となっており、清掃は行わない。また、清掃可能な箇所である放水立坑について「貝付着なし」とすると、津波溢水に対する容量が大きくなり、水位低減に寄与することから「貝付着あり」を基本条件とする。

*2：第2号機補機放水路は、基準津波時に逆流防止設備により遮断されるため、補機冷却系海水ポンプ流量が水位に与える影響はない。

(2) 解析条件について

a. 解析条件について

管路解析の解析条件を表 1.4-5 に示す。

表 1.4-5 管路解析の解析条件（津波時）

計算領域	取水路：取水口～海水ポンプ室（第1，2号機） 取水口～海水ポンプ室～海水熱交換器建屋（第3号機） 放水路：放水口～放水立坑
計算時間間隔 Δt	0.0001 秒
潮位のばらつき	+0.16m（上昇側）， -0.10m（下降側）
地殻変動	地盤沈下量（+0.72m）を考慮（上昇側）， 保守的に考慮しない（下降側）
取水条件	ポンプ稼動条件*1 第1号機：補機冷却系海水ポンプ通常運転（2台運転）：1,920m ³ /hr 第2号機：補機冷却系海水ポンプ通常運転（4台運転）：8,300m ³ /hr 第3号機：補機冷却系海水ポンプ通常運転（4台運転）：7,800m ³ /hr ポンプ切り替え条件 第1号機：海水ポンプ室水位 O.P. -1.43m 以下で停止（0m ³ /hr） 第2号機：海水ポンプ室水位 O.P. -1.98m 以下で2台運転（3,800m ³ /hr）に切替え 第3号機：海水ポンプ室水位 O.P. -2.125m 以下で2台運転（3,800m ³ /hr）に切替え
放水条件 （ポンプ流量）	第1，3号機：補機冷却系海水ポンプ流量がそのまま放水されるものとして設定 第2号機：0m ³ /hr（補機放水経路途中にフラップゲートが設置されていることから，0m ³ /hr とする。）
摩擦損失係数 （マンニングの粗度係数）	n=0.015m ^{-1/3} s（貝付着なし） n=0.018m ^{-1/3} s（貝付着あり）
貝の付着代*2	取水路：10cm（第1号機），15cm（第2，3号機） 放水路：10cm（第1，2，3号機）
局所損失係数	電力土木技術協会（1995）：火力原子力発電所土木構造物の設計 千秋信一（1967）：発電水力演習 土木学会（1999）：土木学会水理公式集（平成11年版）
基準津波	基準津波（水位上昇側） 基準津波（水位下降側）
考慮する潮位	上昇側：朔望平均満潮位（O.P. +1.43m） 下降側：朔望平均干潮位（O.P. -0.14m）
計算時間	地震発生から4時間

*1：津波襲来時にはCWPは停止していることから，補機冷却系海水ポンプの運転のみ考慮する。

*2：貝付着代は，各取水路の貝付着実績に基づき設定。詳細は，「(2)解析条件について b.貝付着代の設定について」に記載。

b. 貝付着代の設定について

各取水路の貝付着代については、至近3回の定期点検時における調査結果から、貝付着実績（最大）を考慮して設定した。各取水路の貝付着実績を表1.4-6に示す。

各放水路については、1系統のみであるとともに水深が深いこと等から放水点検できない構造となっていることから、「火力原子力発電所土木構造物の設計—増補改訂版—（電力土木技術協会）」において、暗渠水路における貝等の付着代を0～20 cmとしていることを踏まえ、第1号機取水路と同様に10 cmとした。

表 1.4-6 (1) 第1号機取水路における貝付着実績

点検時期	貝付着厚さ	
	平均	最大
2008.5～2008.10	20 mm	70 mm
2014.8～2014.11	5 mm	30 mm
2016.9～2017.2	10 mm	90 mm

表 1.4-6 (2) 第2号機取水路における貝付着実績

点検時期	貝付着厚さ	
	平均	最大
2010.10～2011.3	25 mm	100 mm
2013.6～2013.10	5 mm	30 mm
2015.4～2015.12	30 mm	100 mm

表 1.4-6 (3) 第3号機取水路における貝付着実績

点検時期	貝付着厚さ	
	平均	最大
2010.8～2010.11	15 mm	120 mm
2013.11～2014.2	10 mm	60 mm
2016.1～2016.7	15 mm	50 mm

c. 上流側境界条件について

土木学会（2016）では、「津波による取水設備および放水設備の水位変動の計算方法は、取水口または放水口での計算津波波形を水位境界条件として行うのが一般的である。」としている（図 1.4-11）。

また、佐藤ほか（2017）は、発電所に津波が襲来した際の取放水路等を介した敷地内への溢水量評価について、一次元管路モデルを適用することの妥当性の検証を目的に、水理模型実験結果との比較を行っている。その際、上流側の境界条件として外海の水位変動を与えており、良好な再現性を得ている（図 1.4-12）。

以上から、取放水口前面における入力津波波形を管路解析の上流側境界条件とし、接近流速は考慮しない。

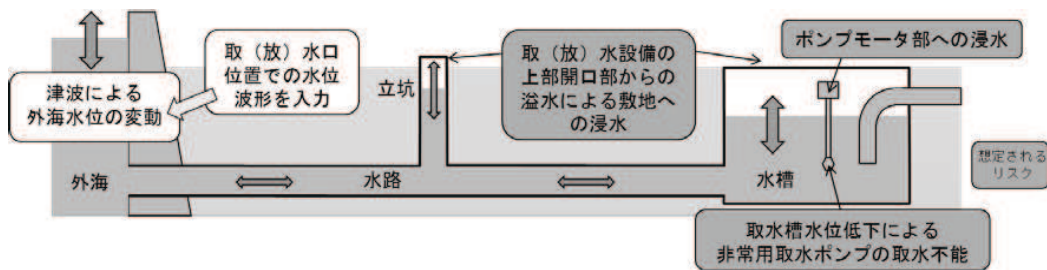


図 1.4-11 管路解析の概要図（土木学会（2016））

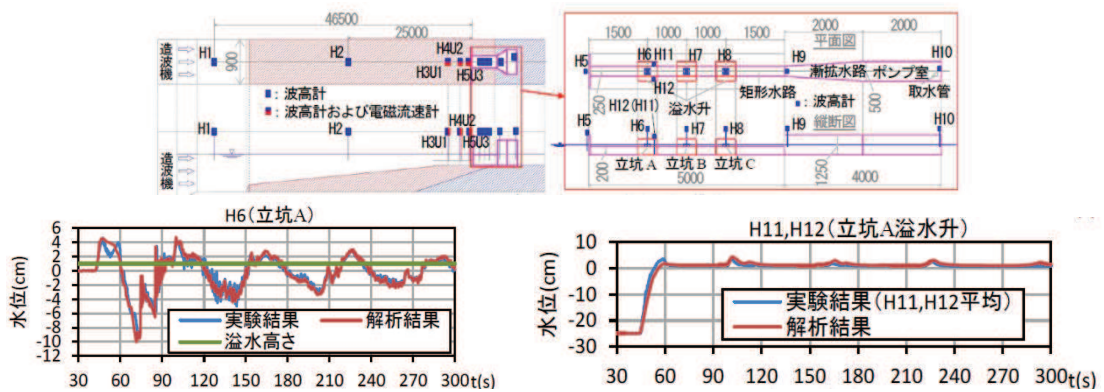


図 1.4-12 佐藤ほか（2017）の水理模型実験装置及び解析結果と実験結果との比較

4.3.8 寸法の小さな漂流物による衝突荷重について

① 概要

屋外排水路逆防止設備（防潮堤南側）については、防潮堤よりも海側に位置しているが、地中（岩盤内）の集水ピット内に設置されることから、「4.3.1 衝突荷重を考慮する施設・設備の選定」において、衝突荷重を考慮しない施設として整理しているが、津波来襲時にがれき（以下「寸法の小さな漂流物」という）が出口側集水ピット内に流入して屋外排水路逆防止設備（防潮堤南側）に影響を及ぼす可能性があるため、寸法の小さな漂流物による影響を評価する。

また、防潮堤（鋼管式鉛直壁）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）については、「4.3.1 衝突荷重を考慮する施設・設備の選定」において、衝突荷重を考慮する施設として整理しているが、基準津波の特徴又は構造的な特徴から 2000 (kN) の衝突荷重は作用しないものの、寸法の小さな漂流物による影響が否定できない部材があるため、これらの部材に対しては寸法の小さな漂流物による影響を評価する。

② 衝突荷重の算定

寸法の小さな漂流物は、表 4.3-3 で整理した漂流物のうち、「直近陸域」及び「直近海域」のがれきから選定することとし、2011 年東北地方太平洋沖地震に伴う津波で漂流したのがれきを参照する。

「4.2.2 ①発電所敷地内における東北地方太平洋沖地震に伴う津波の漂流物の特徴及び実績の把握」において、2011 年東北地方太平洋沖地震に伴う津波により、敷地内に漂着した漂流物を整理しており、がれきとして整理される漂流物は、木片、混合ごみ、流木及び漁具である。これらのがれきの中で各施設に影響を及ぼす可能性のあるものとして、剛性が最も高いと考えられる木片又は流木を寸法の小さな漂流物として選定する。

木片又は流木の寸法は、写真 4.2-1 で示した敷地内に漂着したものを踏まえ直径 5cm を想定する。長さについては 1m 前後のものが大半であり、各施設の構造的な特徴を踏まえ安全側の設定とする。

また、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の背面補強工の構造目地に設置するゴムジョイントの下部には、ゴムジョイントを漂流物から保護するために鋼製の保護部材を設置することとしているが、保護部材の隙間（5cm）を通過する非常に小さな漂流物の影響についても検討する。防潮堤よりも海側の敷地の表層は地盤改良されているか、アスファルト舗装となっているため、アスファルト舗装の一般的な骨材（粒径：1.3～2.0cm）ががれきとして津波により流され、保護部材の隙間（5cm）を通過することを想定する。

これら寸法の小さな漂流物の衝突速度については、基準津波の特徴及び評価対象部材の設置位置を踏まえ、衝突する可能性のある速度を設定するが、衝突速度の制約条件がない場合には、基準津波の最大流速である 13m/s を適用する。

寸法の小さな漂流物のうち木片又は流木については、衝突荷重の算定式に FEMA (2012)、松富 (1999) 及び有川 (2010) を採用し、最も大きく算定される荷重を設定する。また、小石による衝突荷重の算定にあたっては、ASCE (2016) で示されている

石材・コンクリート殻の衝突荷重（2270kg の石材・コンクリート殻が流速 4m/s の条件下で 45（kN）を参照する。なお、小石の寸法は最大粒径 2cm から 2cm 四方の立方体を想定し、単位体積重量を 2.5（t/m³）（表 4.2-6(6)の石材の比重は 2.29）とした場合、0.02（kg）となるが、安全側に 0.1（kg）として設定する。

寸法の小さな漂流物による影響の評価方針について整理した結果を表 4.3-21 に、各施設で考慮する寸法の小さな漂流物の荷重算定結果を表 4.3-22 に示す。

表 4.3-21 寸法の小さな漂流物による影響の評価方針

施設	部位 (部材)	評価の背景	評価に用いる寸法の小さな漂流物
屋外排水路 逆流防止設備 (防潮堤南側)	扉体 (スキンプレート)	<p>✓ 屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) は、地中 (岩盤内) の集水ピット内に設置され、集水ピットの上 部開口部の形状から、衝突荷重 2000 (kN) が生じる ような漂流物は衝突しない。</p> <p>✓ ただし、寸法の小さな漂流物は集水ピットに流入す る可能性があることから、寸法の小さな漂流物の影 響について検討する。</p>	<p>✓ 東北地方太平洋沖地震直後の敷地内での調査で確認された 漂流物から木片を想定した (写真 1 及び写真 2)。</p> <p>✓ 木片の大きさは、上記実績から直径 5cm とする。</p> <p>✓ 木片の長さは、1m 前後のものが大半であるが、出口側集水 ピットに入る寸法を踏まえ、145cm (約 3kg) とする。</p> <p>✓ 衝突速度は、集水ピット頂部から屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) に衝突するための速度が 2.4~4.8 (m/s) であ ることから、衝突速度は 4.8 (m/s) とする。</p>
防潮堤 (鋼管式鉛直壁)	ゴムジョイント (保護部材)	<p>✓ 防潮堤 (鋼管式鉛直壁) の背面補強工の構造目地に 設置するゴムジョイントの下部は、衝突荷重 2000 (kN) が生じるような漂流物は衝突しないが、設置 範囲が 0.8m と狭いことから寸法の小さい漂流物に よる影響を防止する観点からゴムジョイントを構 成する部材の一部として鋼製の保護部材 (以下、「保 護部材」という) を取り付ける。</p> <p>✓ そのため、寸法の小さい漂流物が保護部材に与える 影響を検討する。</p> <p>✓ 保護部材の隙間 (5cm) を通過する漂流物として小石 を考慮し、その影響を検討する。</p>	<p>✓ 東北地方太平洋沖地震直後の敷地内での調査で確認された 漂流物から木片を想定した (写真 1 及び写真 2)。</p> <p>✓ 木片の大きさは、上記実績から直径 5cm とする。</p> <p>✓ 木片の長さは、上記実績では 1m 前後のものが大半であるこ とを踏まえ、安全側に長さ 2m (約 4kg) とする。</p> <p>✓ 小石の大きさは 2cm 四方の立方体 (最大粒径 2cm を考慮) を 想定し、安全側に 0.1 (kg) とする。</p> <p>✓ 衝突速度は、基準津波第一波の寄せ波を直接受けることか ら、敷地周辺の最大流速 13m/s を用いる。</p>
屋外排水路 逆流防止設備 (防潮堤北側)	漂流物防護工 (防護梁) 扉体 (スキンプレート)	<p>✓ 漂流物防護工の防護梁と扉体の間には、扉体が閉閉 するために約 2m の空間があることから、寄せ波時 においてこの空間に寸法の小さな漂流物が取り込 まれることが想定される。</p> <p>✓ そのため、寄せ波時においては扉体に対する寸法の 小さな漂流物の影響を検討する。</p> <p>✓ また、引き波時においては、漂流物防護工の防護梁 に対して、山側 (敷地側) からの寸法の小さな漂流 物の影響を検討する。</p>	<p>✓ 東北地方太平洋沖地震直後の敷地内での調査で確認された 漂流物から木片を想定した (写真 1 及び写真 2)。</p> <p>✓ 木片の大きさは、上記実績から直径 5cm とする。</p> <p>✓ 木片の長さは、1m 前後のものが大半であるが、出口側集水 ピットに入る寸法を踏まえ、2m (約 4kg) とする。</p> <p>✓ 衝突速度は、引き波時に影響を受けることから、引き波時で の流速を適用するが、引き波時の流速は非常に遅くなる。そ のため、屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) 前面での最 大流速 2.81m/s を安全側に 3m/s として用いる。</p>

表 4.3-22 各施設で考慮する寸法の小さな漂流物の荷重算定結果

施設	部位 (部材)	質量 (直径,長さ)	流速 (衝突速度)	FEMA (2012)	松富 (1999)	有川 (2010)	寸法の小さな漂流物による評価記載箇所 (上段:添付書類,下段:補足説明資料)
屋外排水路 逆流防止設備 (防潮堤南側)	扉体 (スキンプレート)	3 (kg) (5cm,145cm)	4.8 (m/s)	24 (kN)	25 (kN)	17 (kN)	VI-3-別添 3-2-5-1-1 屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) の強度計算書 補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.5.1.2 屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) の強度計算書に関する補足説明
防潮堤 (鋼管式鉛直壁)	ゴムジョイント (保護部材)	木片又は流木 4 (kg) (5cm,200cm)	13 (m/s)	75 (kN)	99 (kN)	74 (kN)	VI-3-別添 3-2-1-1 防潮堤 (鋼管式鉛直壁) の強度計算書 補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.1.2 防潮堤 (鋼管式鉛直壁) の強度計算書に関する補足説明
		小石 0.1 (kg) (2cm)	13 (m/s)		1 (kN) *		
屋外排水路 逆流防止設備 (防潮堤北側)	漂流物防護工 (防護梁) 扉体 (スキンプレート)	4 (kg) (5cm,200cm)	3 (m/s)	18 (kN)	17 (kN)	13 (kN)	VI-3-別添 3-2-5-1-2 屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) の強度計算書 補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.5.1.4 屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) の強度計算書に関する補足説明

注記*: 「ASCE (2016) *3」の例示は以下のとおりであり, この例示に流速1.3m/s, 重量0.1kgを考慮すると, $F_i = 36 \times 1.25 \times (13/4) \times (0.1/2270) \times 0.5 = 0.98\text{kN}$ となる。

$$F_i = 36 \times I_{TSU} = 36 \times 1.25 = 45\text{kN}$$

F_i : 設計衝突力 (kN)

I_{TSU} : 重要度係数 (1.25)

流速 : 4 (m/s)

重量 : 2270 (kg)

5.27 防潮壁の止水構造について

1. 概要

杭基礎構造防潮壁については、津波防護施設に該当し、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、杭基礎防潮壁の止水構造について、後述する止水パターンにおける止水性確保の考え方を示す。計 13 パターン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示した。

2. 構造物位置

杭基礎防潮壁の位置を図2-1に示す。杭基礎防潮壁は、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号機放水立坑の周囲に設置される。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。

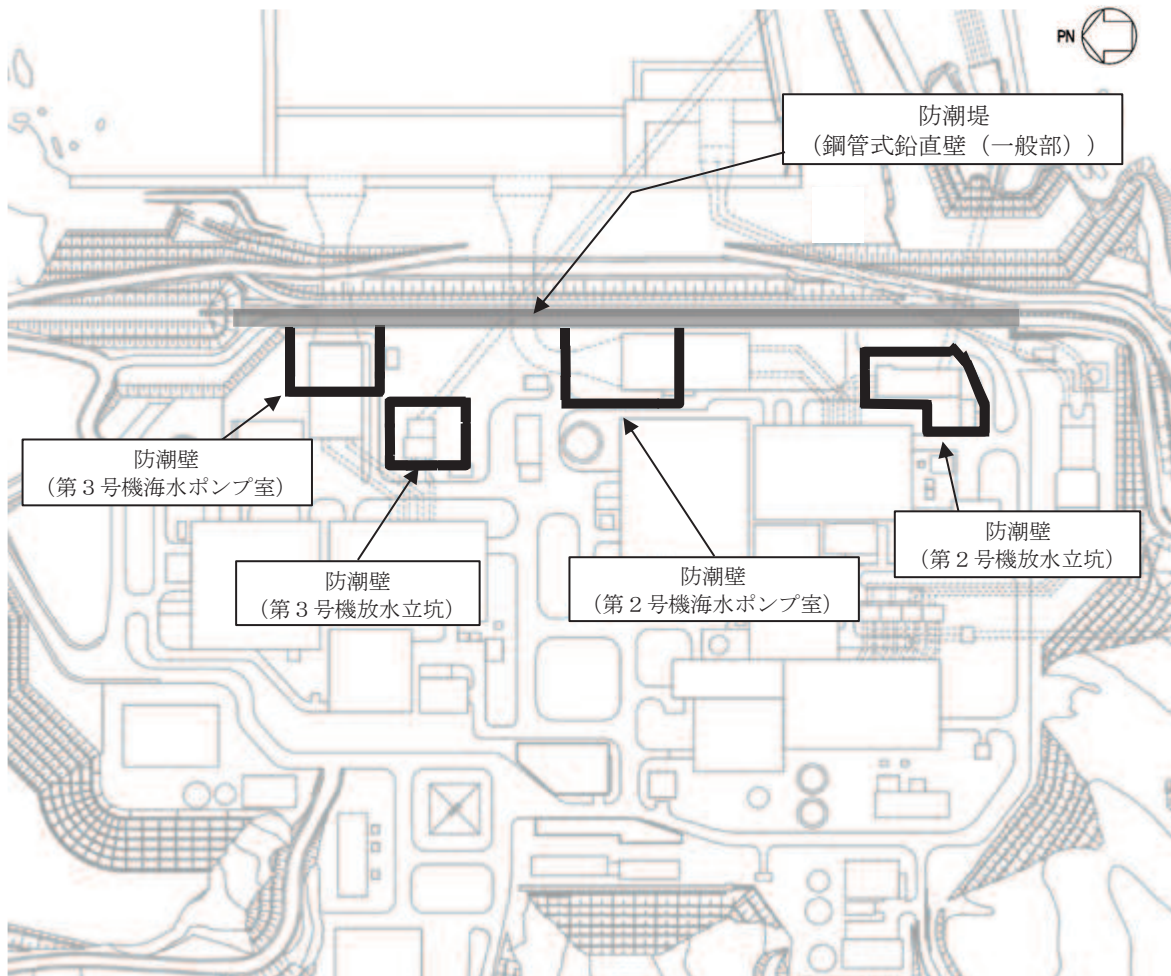


図2-1 対象構造物の配置

3. 止水パターンについて

3.1 各止水パターン位置

各止水パターンの位置を図 3.1-1 及び図 3.1-2 に示す。止水パターンについては、止水性確保に資する構造的特徴を踏まえて網羅的に抽出した。止水性確保に資する構造的特徴を表 3.1-1 に示す。

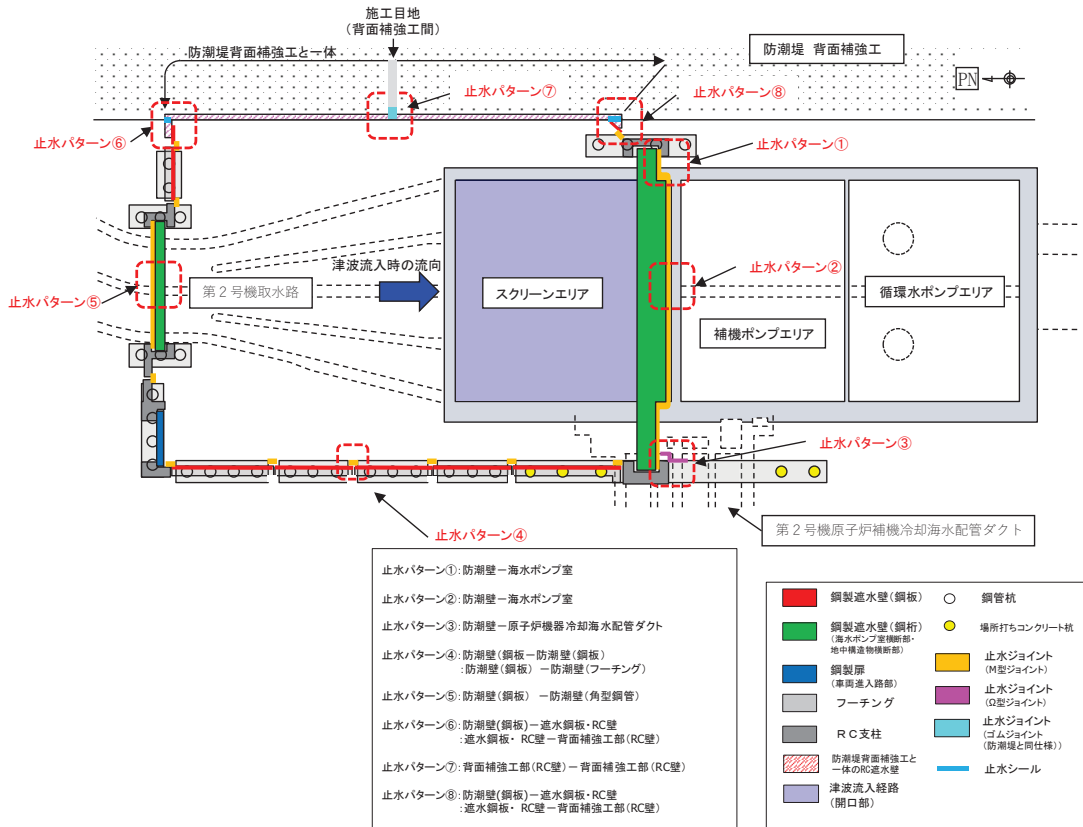


図 3.1-1(1) 各止水パターンの位置(第2号機海水ポンプ室)

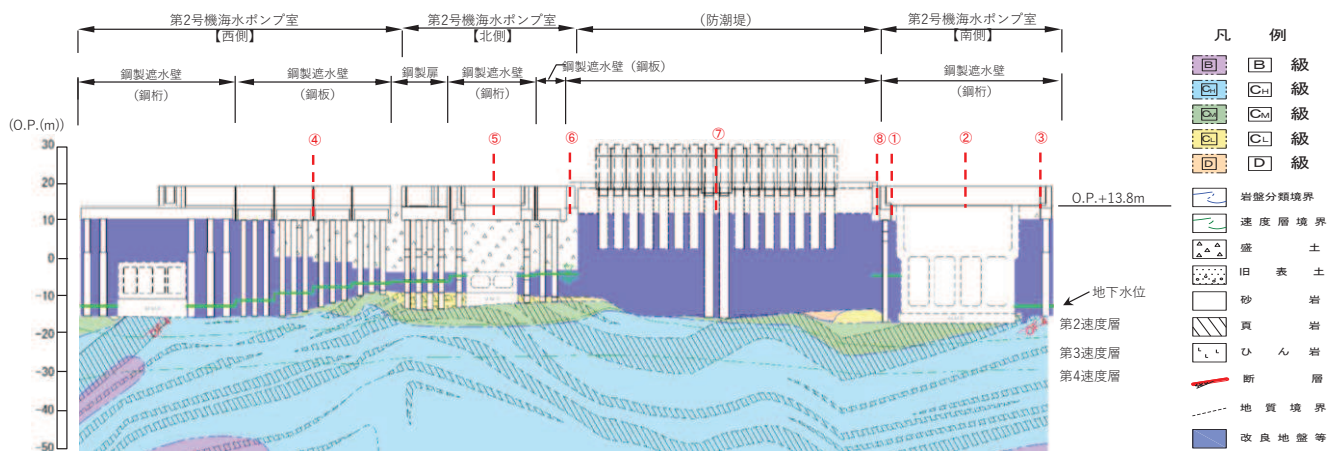


図 3.1-1(2) 各止水パターンの位置(第2号機海水ポンプ室)

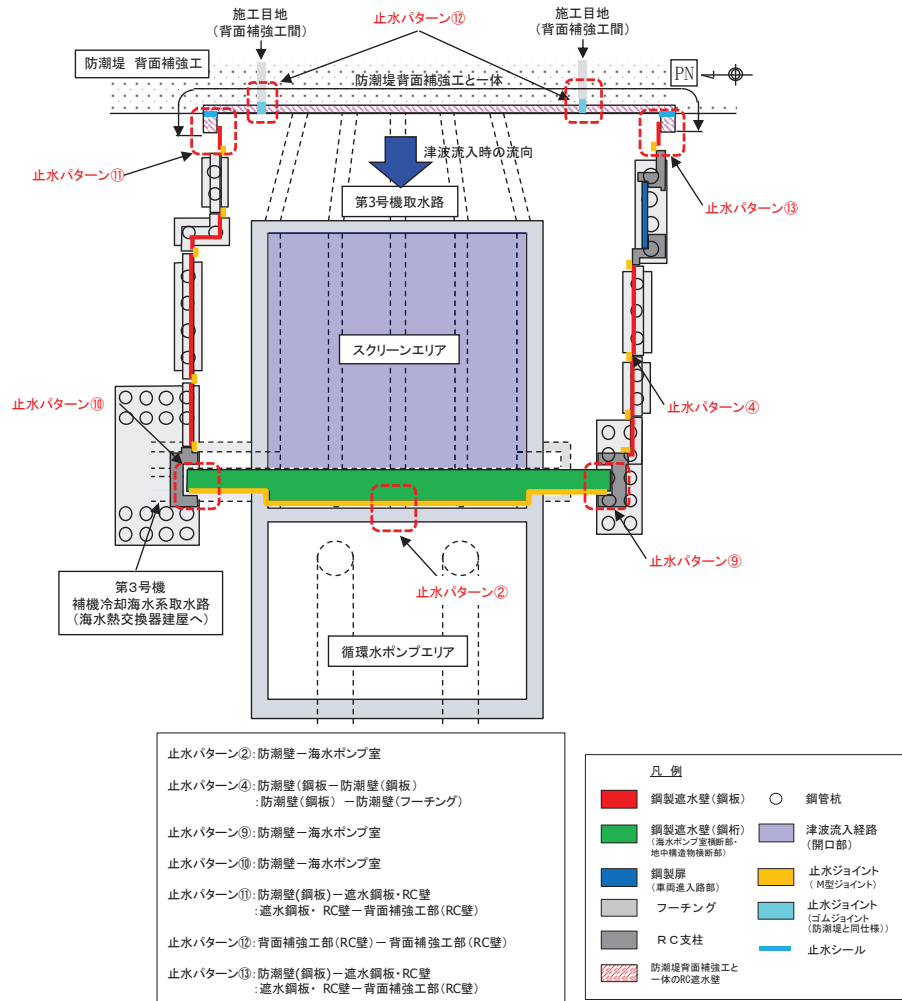


図 3.1-2(1) 各止水パターンの位置 (第3号機海水ポンプ室)

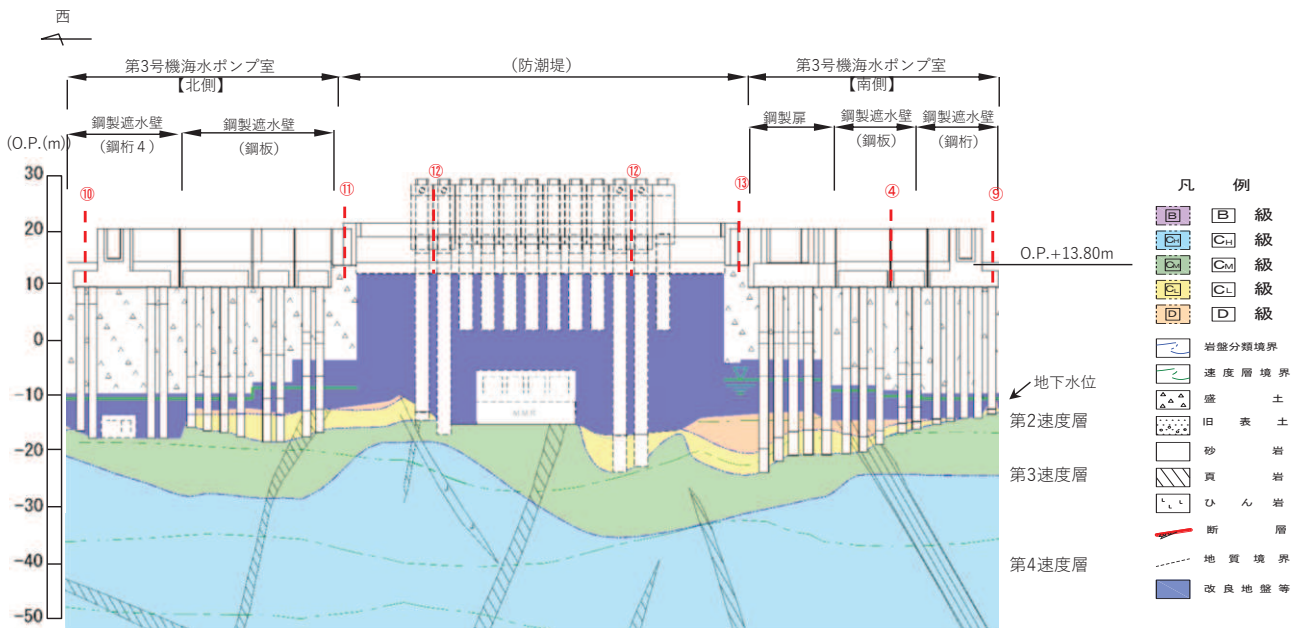


図 3.1-2(2) 各止水パターンの位置 (第3号機海水ポンプ室)

表 3.1-1 各止水パターンにおける構造的特徴

止水パターン	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) *1
②		防潮壁－海水ポンプ室	止水ジョイント (M型ジョイント) *1
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) *1
④		防潮壁(鋼板)－防潮壁(鋼板) 防潮壁(鋼板)－防潮壁(フーチング)	止水ジョイント (M型ジョイント及びΩ型ジョイント) *1
⑤		防潮壁(鋼桁)－防潮壁(角型鋼管)	止水ジョイント (M型ジョイント) *1
⑥	0. P. +19. 0 0. P. +20. 0	防潮壁(鋼板)－鋼板・RC 壁 鋼板・RC 壁－背面補強工 RC 壁	止水ジョイント (M型ジョイント) *1 止水シール*1
⑦		背面補強工 RC 壁－背面補強工 RC 壁	止水ジョイント (ゴムジョイント) *2
⑧		防潮壁(鋼板)－鋼板・RC 壁 鋼板・RC 壁－背面補強工 RC 壁	止水ジョイント (M型ジョイント) *1 止水シール*1
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) *1
⑩		防潮壁－海水ポンプ室	止水ジョイント (M型ジョイント) *1
⑪	0. P. +20. 0 0. P. +21. 0	防潮壁(鋼板)－鋼板・RC 壁 鋼板・RC 壁－背面補強工 RC 壁	止水ジョイント (M型ジョイント) *1 止水シール*1
⑫	0. P. +20. 0 0. P. +21. 0	背面補強工 RC 壁－背面補強工 RC 壁	止水ジョイント (ゴムジョイント) *2
⑬	0. P. +20. 0 0. P. +21. 0	防潮壁(鋼板)－鋼板・RC 壁 鋼板・RC 壁－背面補強工 RC 壁	止水ジョイント (M型ジョイント) *1 止水シール*1

注記*1：止水ジョイント(M型ジョイント、Ω型ジョイント、止水シール)の止水試験結果については、「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、相対変位の評価結果については、「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」に示す。

*2：止水ジョイント(ゴムジョイント)の止水試験結果については、「6.1.5 防潮堤(鋼管式鉛直壁)の止水ジョイント部材について」に、相対変位の評価結果については、「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。

4 各止水パターンにおける止水性の確保詳細

4.1 止水パターン①

止水パターン①の構造概要を図 4.1-1 に示す。止水パターン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性を確保する。なお、止水ジョイント (M 型ジョイント) の止水試験結果については、「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、相対変位の評価結果については、「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」に示す。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 (ボーリング) 対策について」のとおりボーリングによる津波の回り込みは生じない。

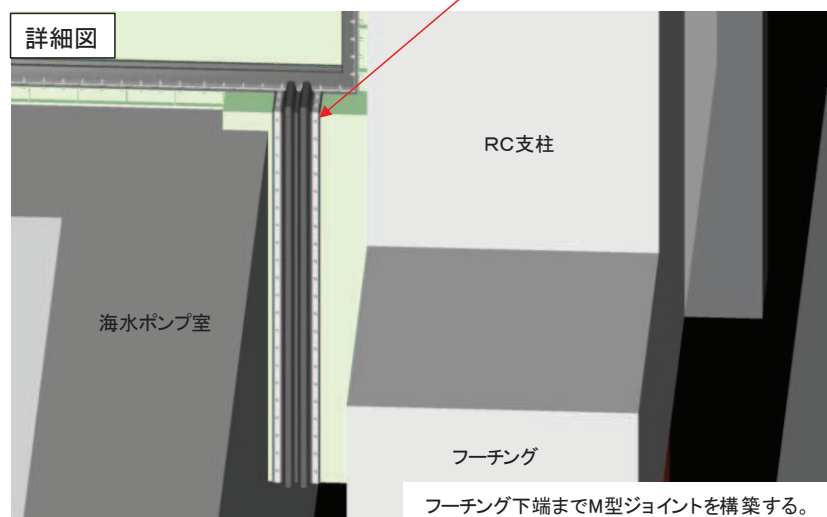
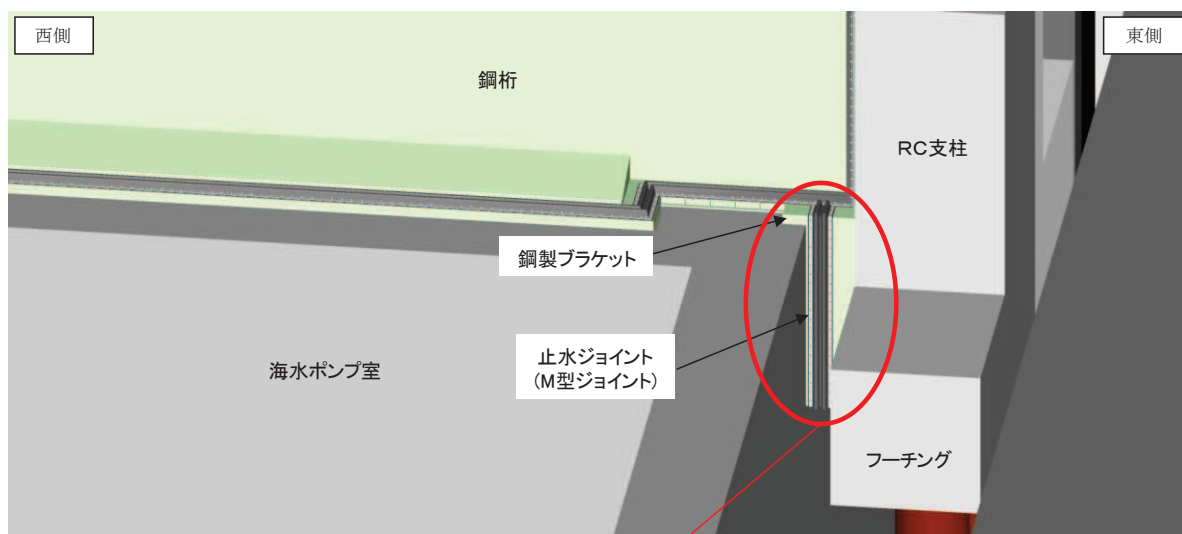


図 4.1-1(1) 止水パターン①の構造概要(概要図)

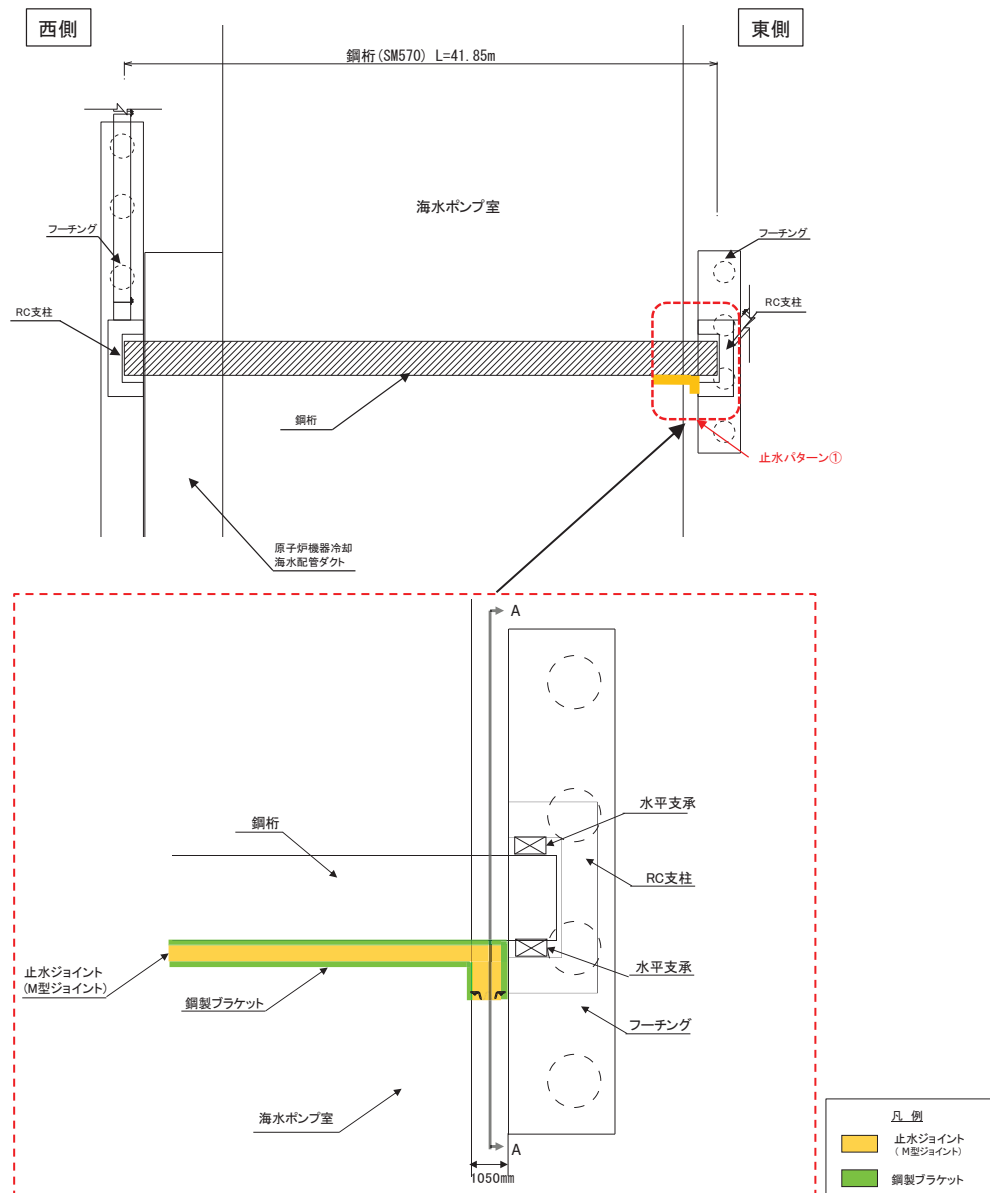


図 4.1-1(2) 止水パターン①の構造概要(平面図)

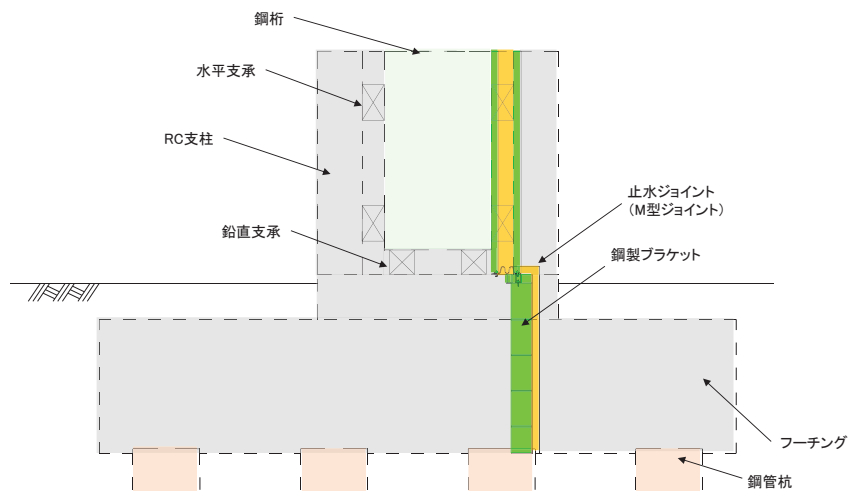


図 4.1-1(3) 止水パターン①の構造概要(断面図(A-A))

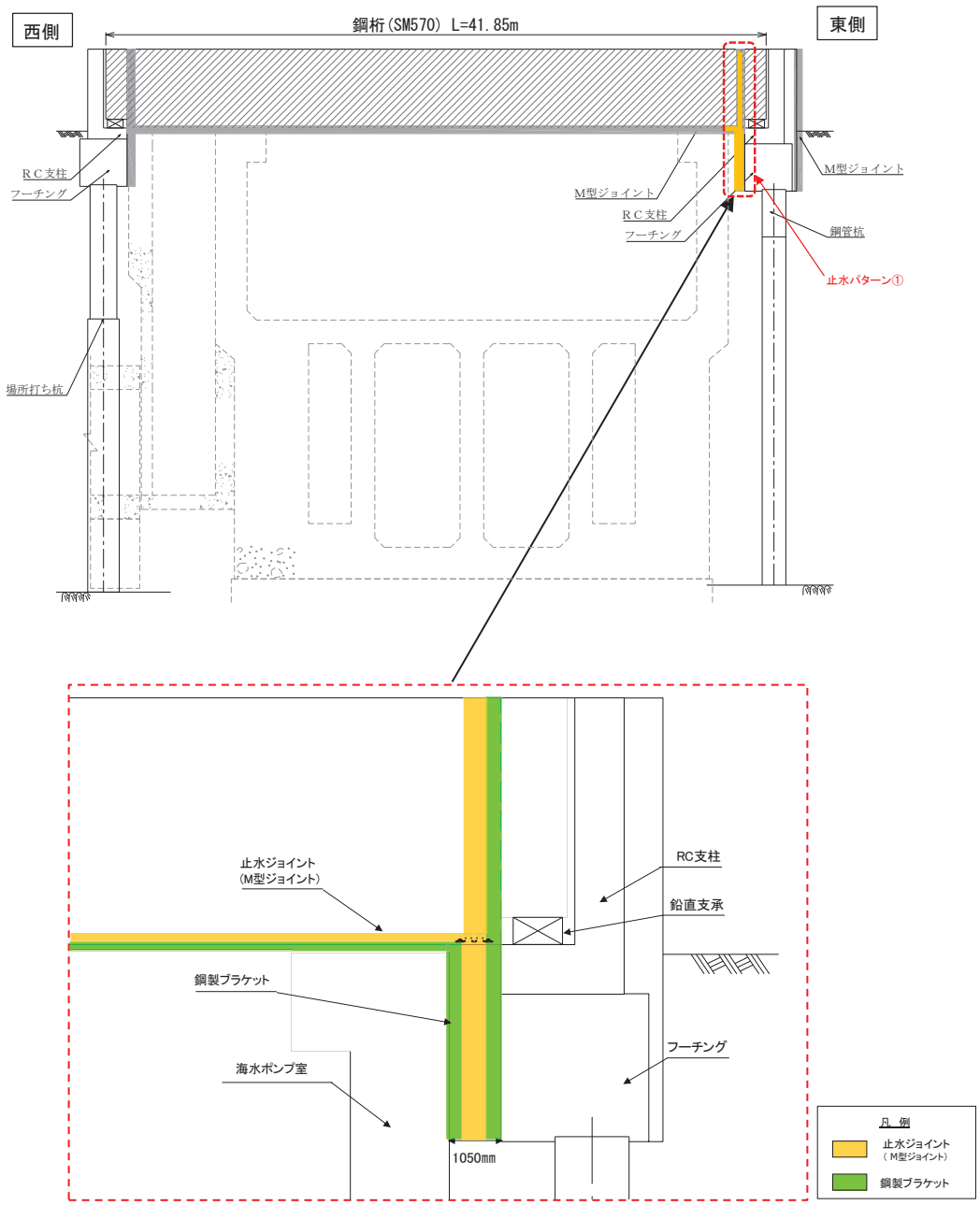


図 4.1-1(4) 止水パターン①の構造概要(正面図)

4.2 止水パターン②

止水パターン②の構造概要を図4.2-1に示す。止水パターン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。なお、止水ジョイント(M型ジョイント)の止水試験結果については、「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、相対変位の評価結果については、「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」に示す。また、ブラケットの評価結果については、「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」及び「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」に示す。

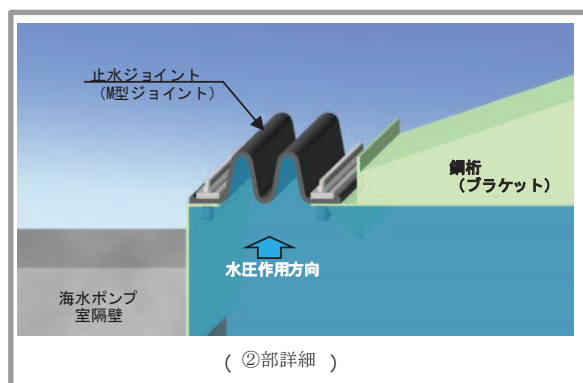
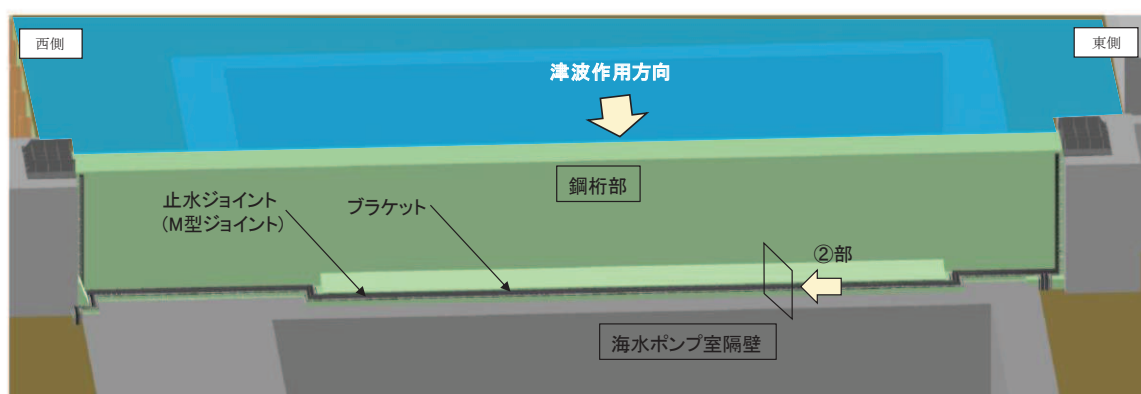


図 4.2-1 止水パターン②の構造概要

4.3 止水パターン③

止水パターン③の構造概要を図4.3-1に示す。止水パターン③（防潮壁のRC支柱・フーチング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性を確保する。なお、止水ジョイント(M型ジョイント)の止水試験結果については、「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、相対変位の評価結果については、「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」に示す。また、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。

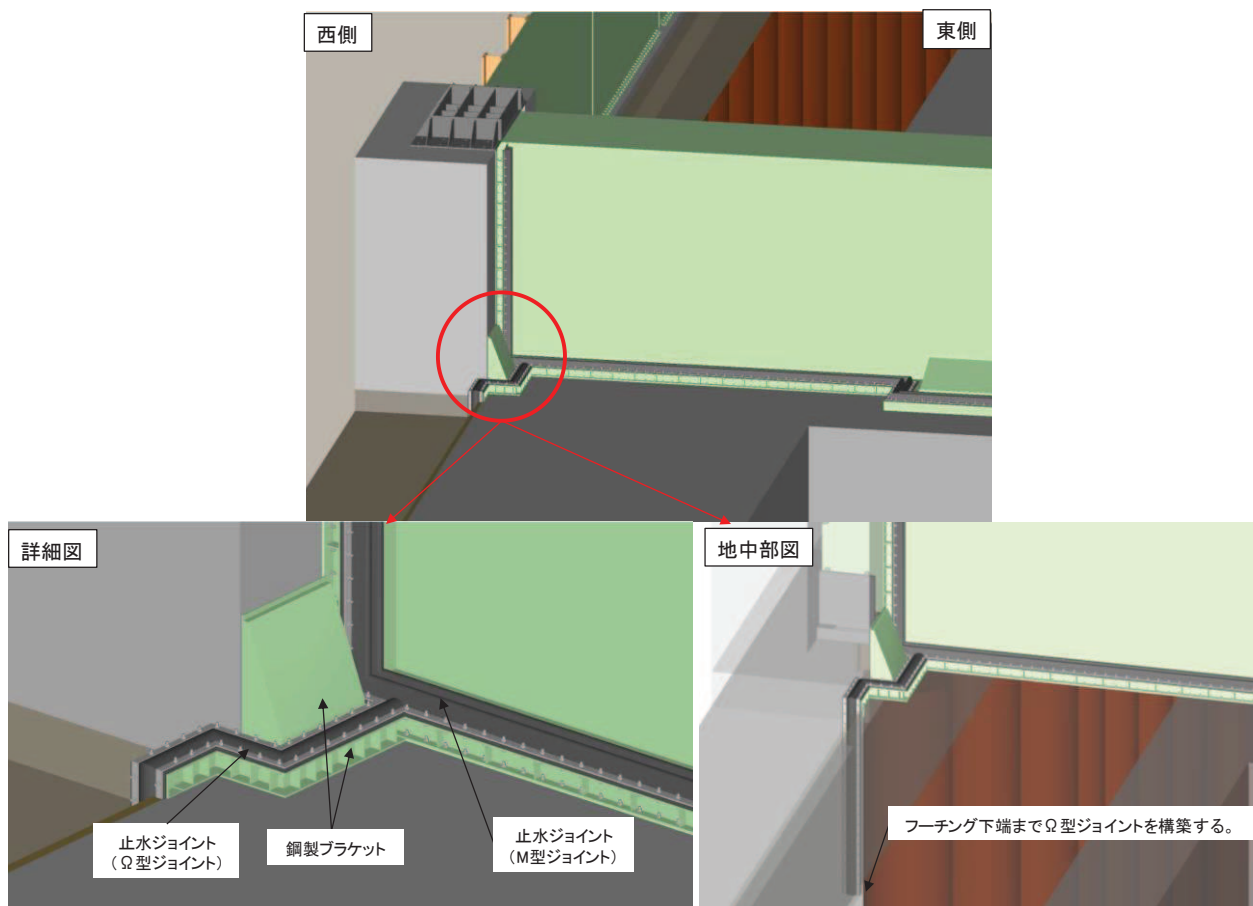


図4.3-1(1) 止水パターン③の構造概要（概要図）

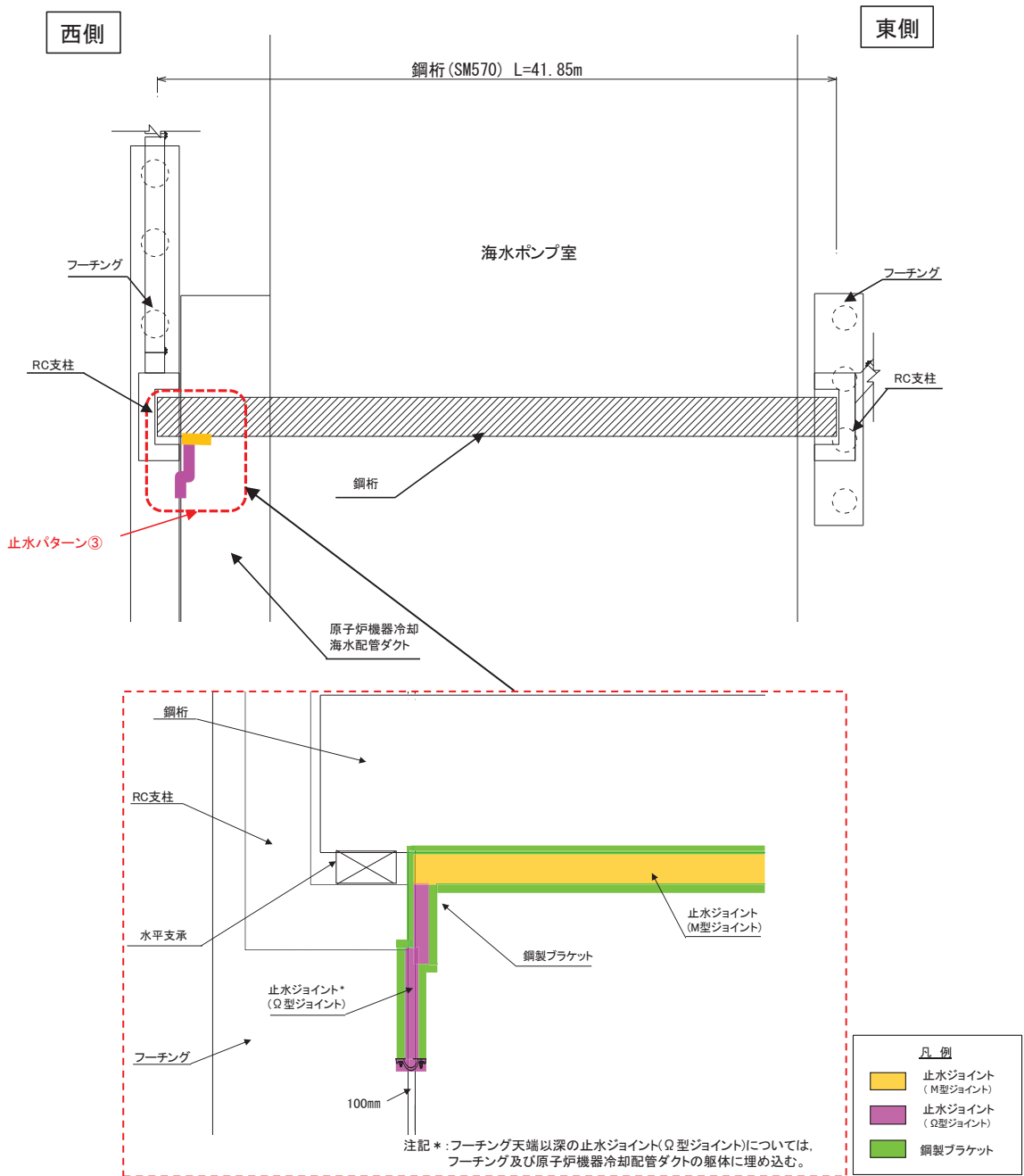


図 4.3-1(2) 止水パターン③の構造概要(平面図)

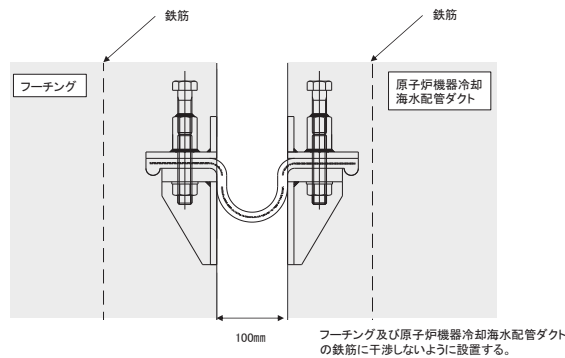


図 4.3-1(3) 止水パターン③の止水ジョイント構造概要(O型ジョイント施工イメージ)

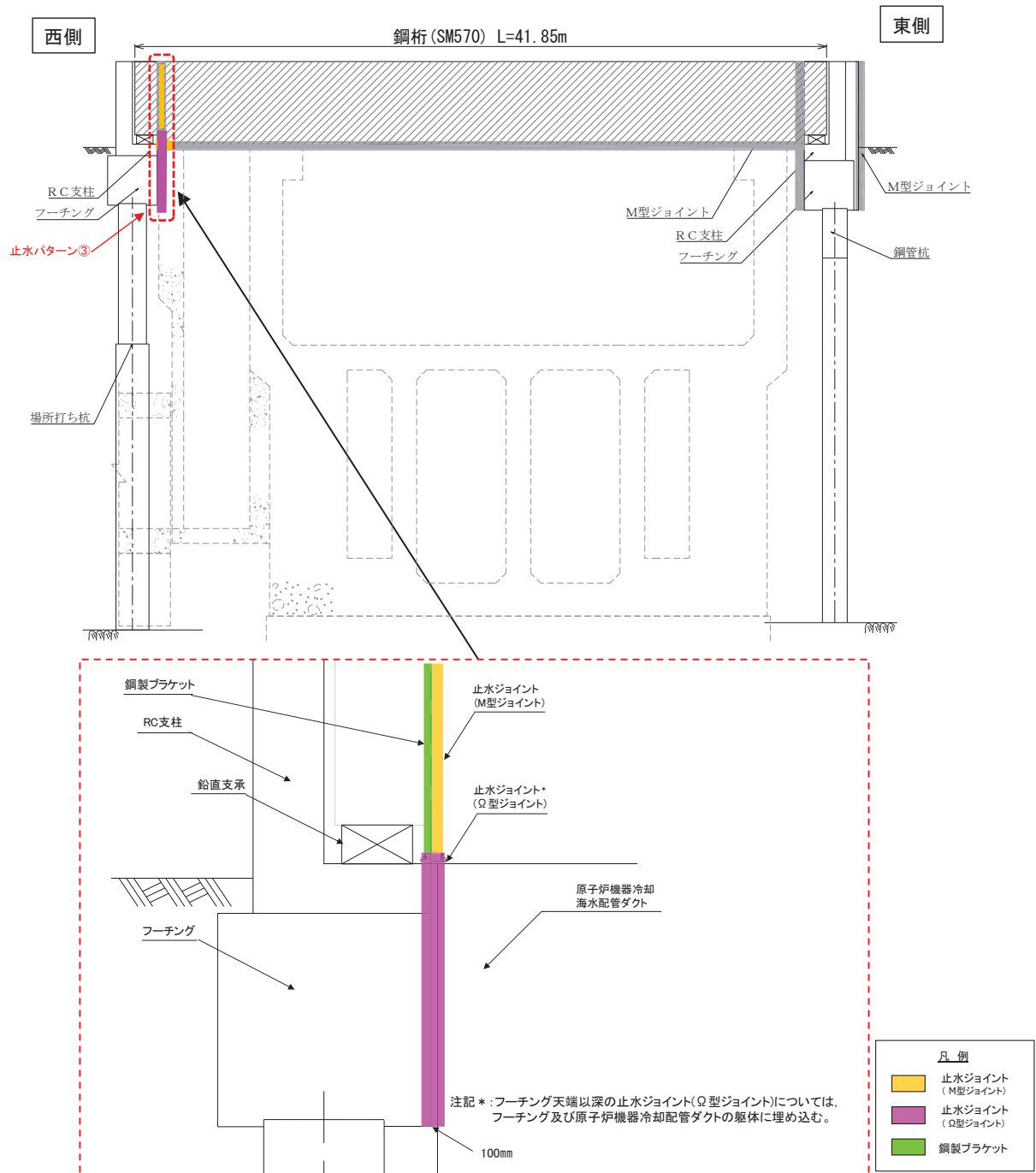


図 4.3-1(4) 止水パターン③の構造概要(正面図)

4.4 止水パターン④

止水パターン④の構造概要を図4.4-1に示す。止水パターン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、止水ジョイント(M型ジョイント、Ω型ジョイント)の止水試験結果については、「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、相対変位の評価結果については、「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」に示す。また、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。

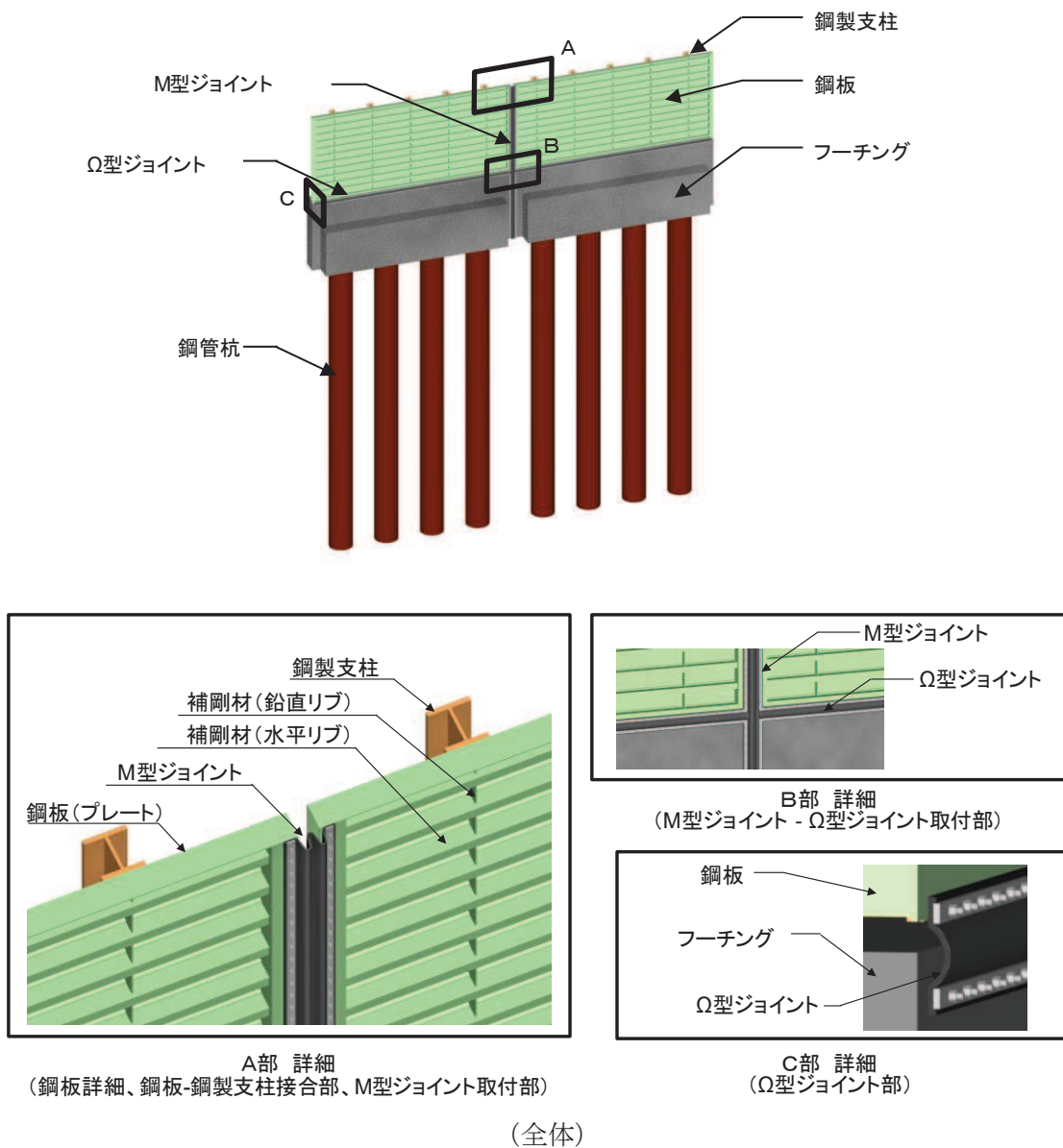


図4.4-1 止水パターン④の構造概要

4.5 止水パターン⑤

止水パターン⑤の構造概要を図4.5-1に示す。止水パターン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。なお、止水ジョイント(M型ジョイント)の止水試験結果については、「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、相対変位の評価結果については、「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」に示す。また、鋼桁下部に設置される鋼矢板の評価結果については、「6.3.11 鋼矢板の耐震及び強度に関する補足説明」に示す。

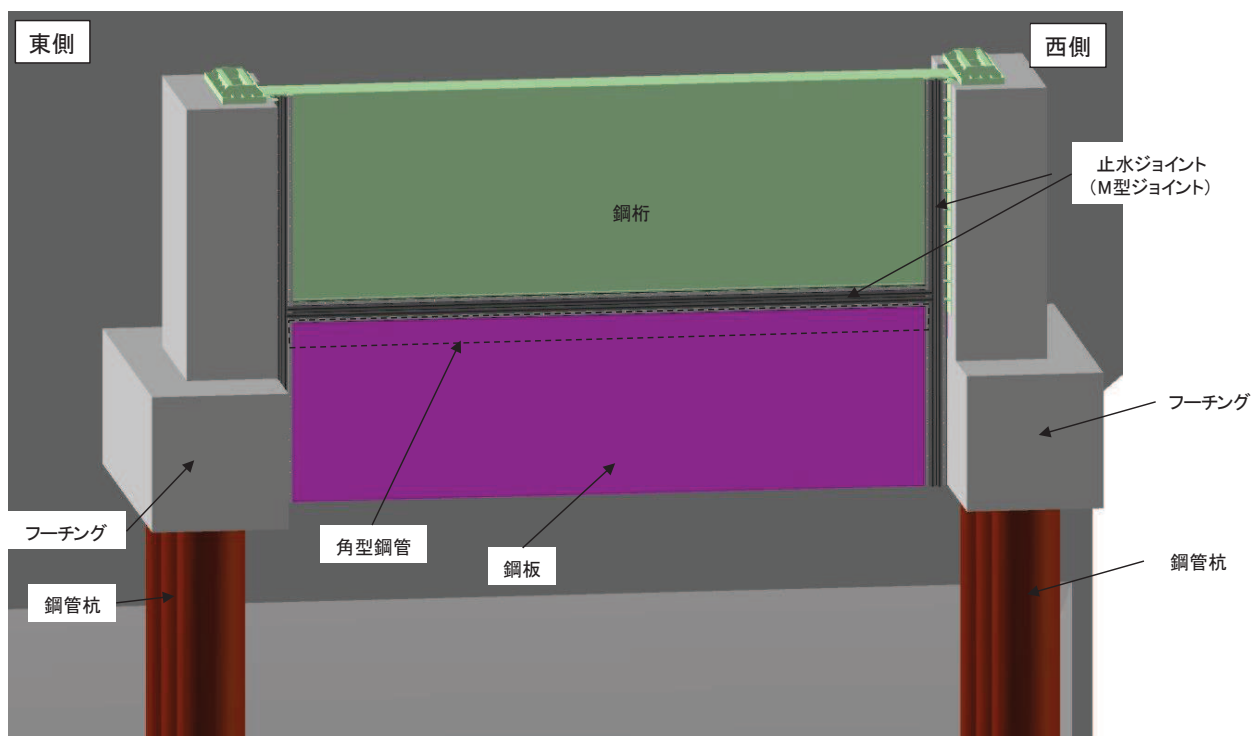
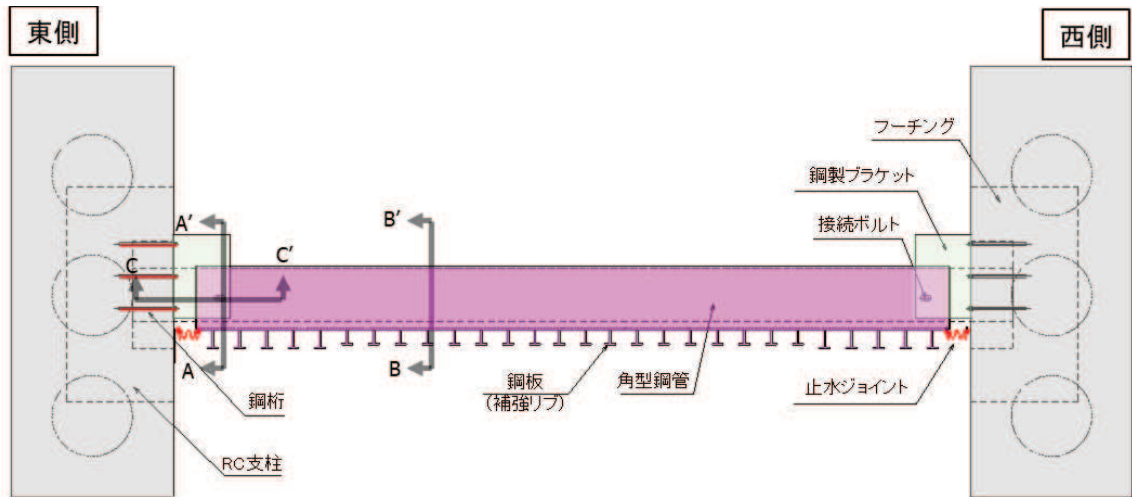
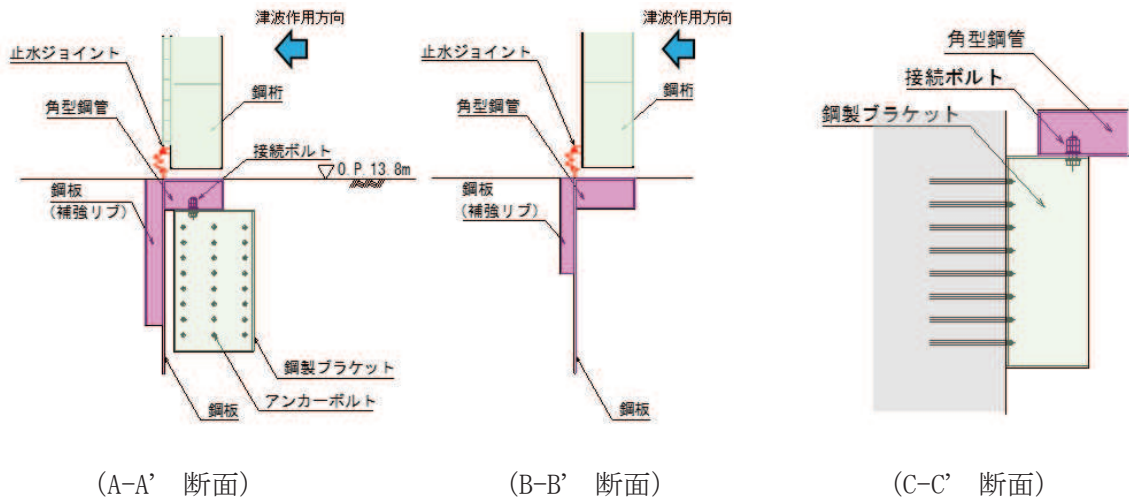


図4.5-1(1) 止水パターン⑤の構造概要(概要図)



(平面図)



(A-A' 断面)

(B-B' 断面)

(C-C' 断面)

図 4.5-1 止水パターン⑤の構造概要 (平面図, 断面図)

4.6 止水パターン⑥, ⑦, ⑧

止水パターン⑥, ⑦, ⑧の構造概要を図4.6-1に示す。止水パターン⑥, ⑦, ⑧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（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、RC壁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、RC壁と背面補強工RC壁の構造目地間には、止水ジョイント（止水シール）を設置することで止水性を確保する。また、止水パターン⑥及び⑧の下部について、止水パターン⑥は、鋼矢板を設置することでボーリングに対する止水性を確保する。止水パターン⑧については下方に地盤改良体が構築されていることから、地盤改良体との間をセメント改良土で埋め戻すことでボーリングに対する止水性を確保する。なお、止水ジョイント（M型ジョイント）の止水試験結果については、「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、相対変位の評価結果については、「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」に示す。また、止水ジョイント（ゴムジョイント）の止水試験結果については、「6.1.5 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材について」に、相対変位の評価結果については、「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。また、RC壁及び鋼板の評価結果については、「6.3.12 防潮堤取り合い部の耐震・強度に関する補足説明」に、背面補強工部（RC壁）の評価結果については「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」に示す。また、止水パターン⑥の下部に設置される鋼矢板の評価結果については、「6.3.11 鋼矢板の耐震・強度に関する補足説明」に示す。

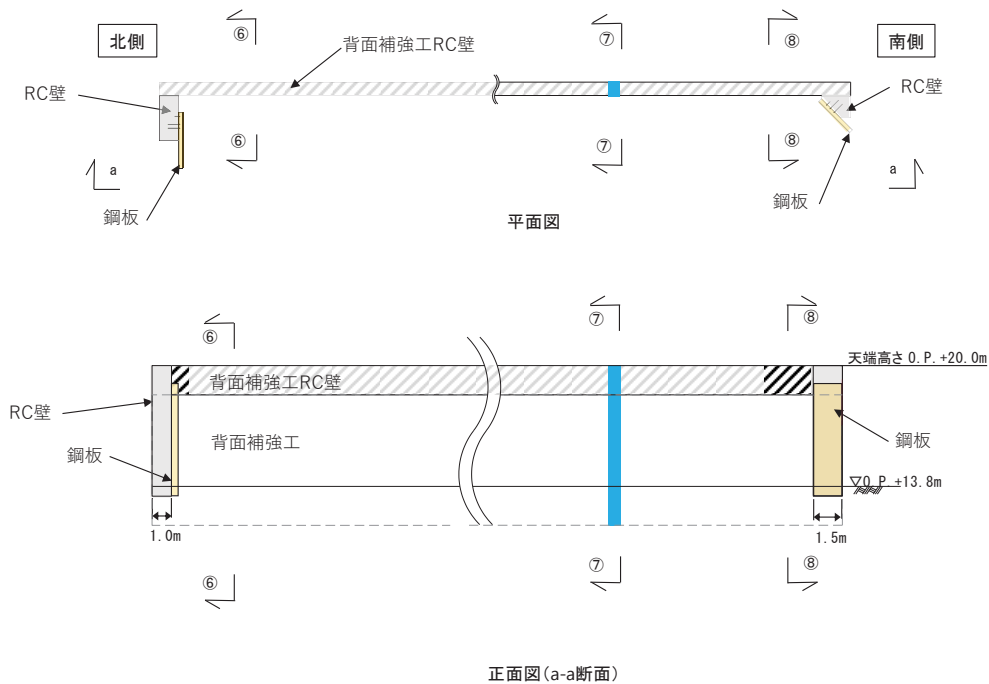


図4.6-1(1) 止水パターン⑥, ⑦, ⑧の構造概要(平面図, 正面図)

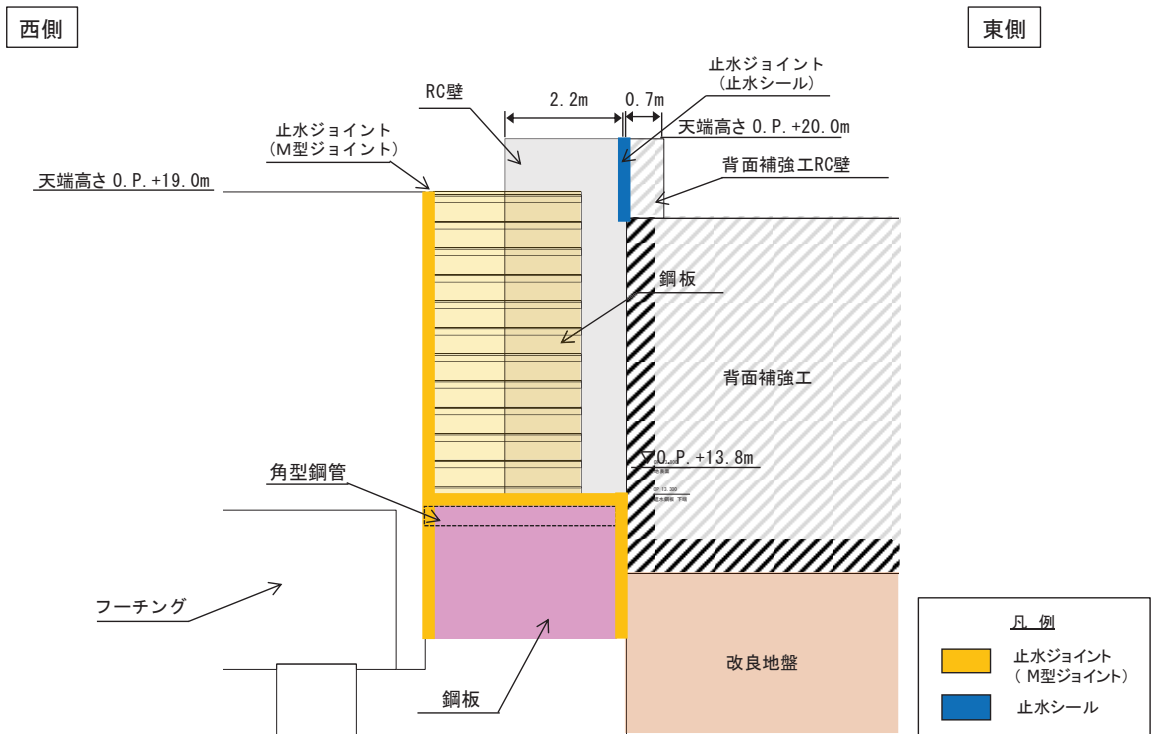


図 4. 6-1 (2) 止水パターン⑥の構造概要(⑥-⑥断面図)

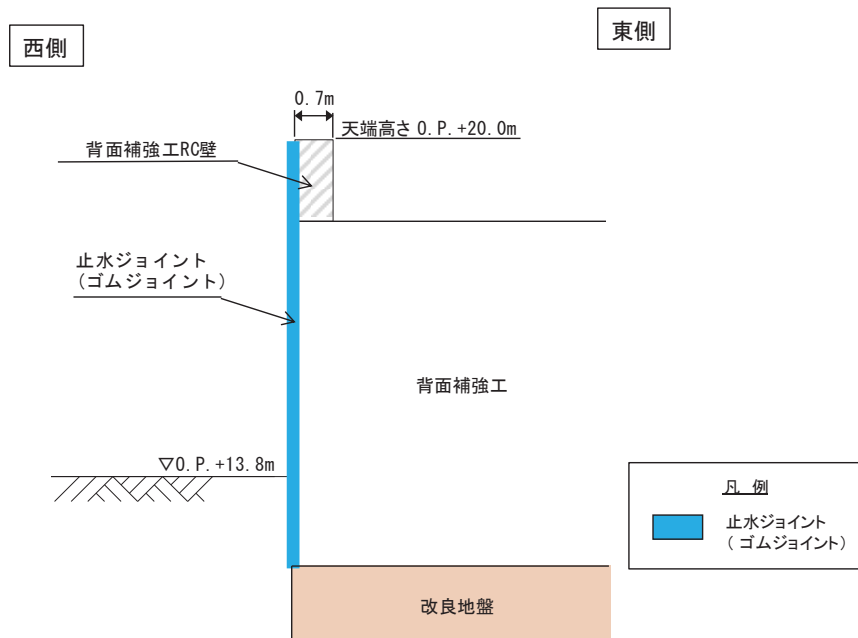


図 4. 6-1 (3) 止水パターン⑦の構造概要(⑦-⑦断面図)

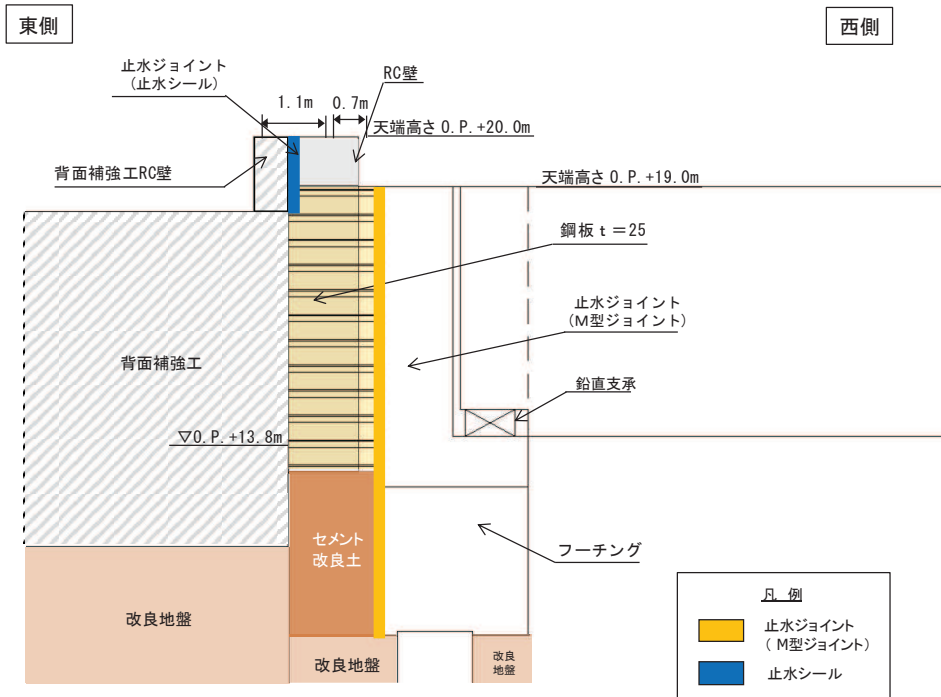


図 4.6-1(4) 止水パターン⑧の構造概要(⑧-⑧断面図)

4.7 止水パターン⑨, ⑩

止水パターン⑨, ⑩の構造概要を図4.7-1に示す。防潮壁と第3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性を確保する。なお、止水ジョイント(M型ジョイント)の止水試験結果については、「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、相対変位の評価結果については、「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」に示す。また、防潮壁と第3号機海水ポンプ室間の下部に設置される鋼矢板の評価結果については、「6.3.11 鋼矢板の耐震及び強度に関する補足説明」に示す。

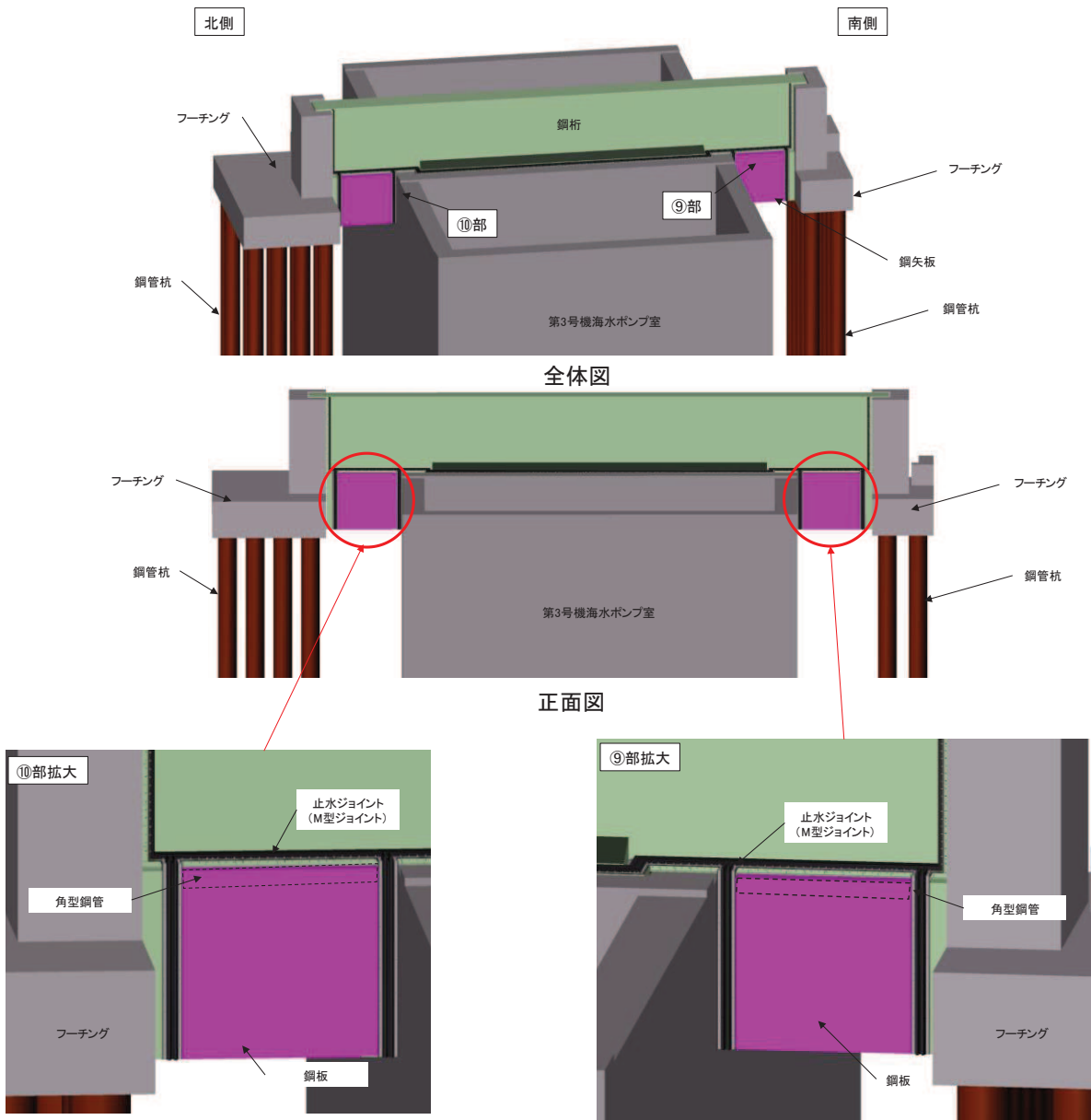


図4.7-1(1) 止水パターン⑨, ⑩の構造概要(概要図)

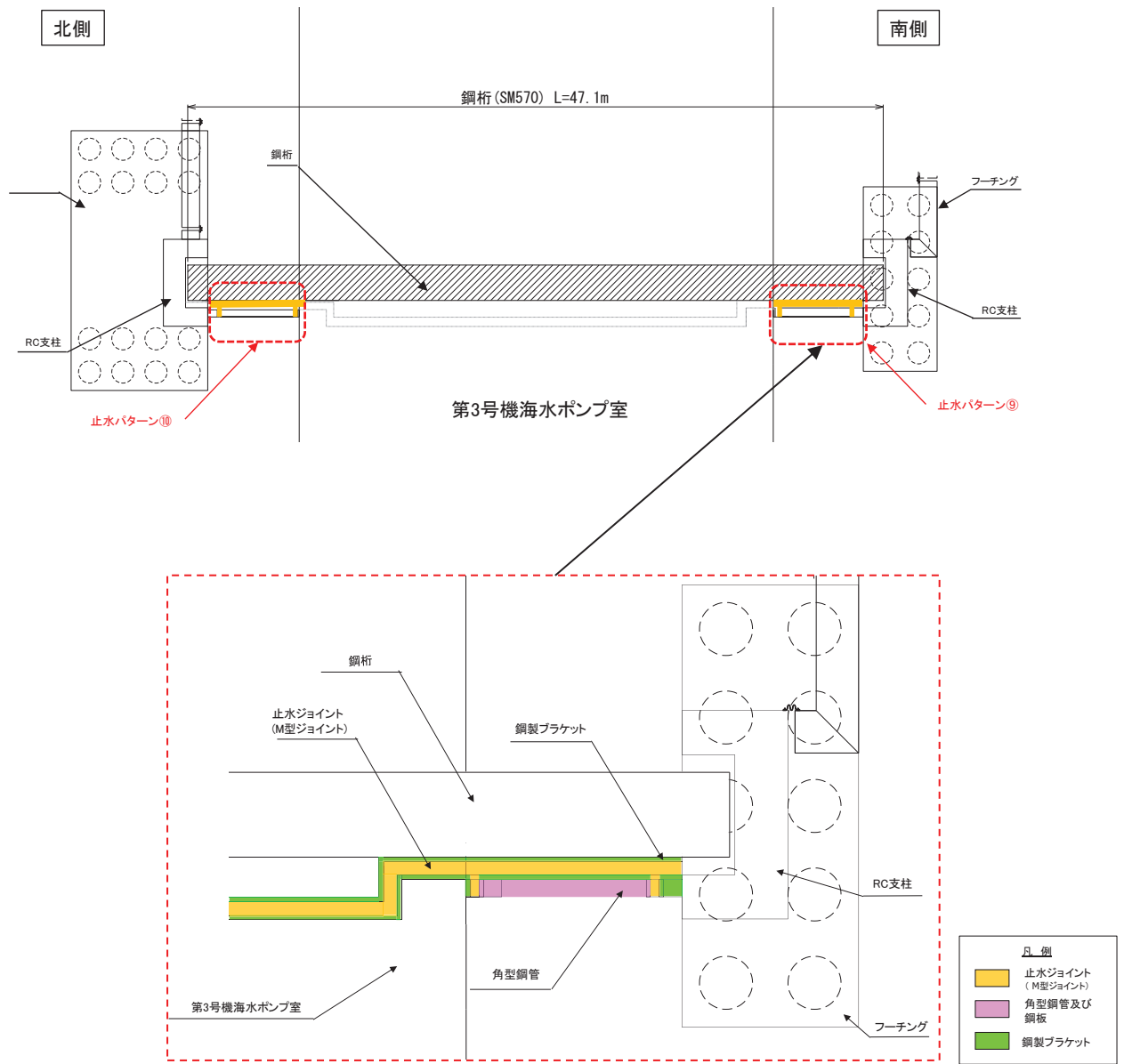


図 4.7-1(2) 止水パターン⑨, ⑩の構造概要(平面図)

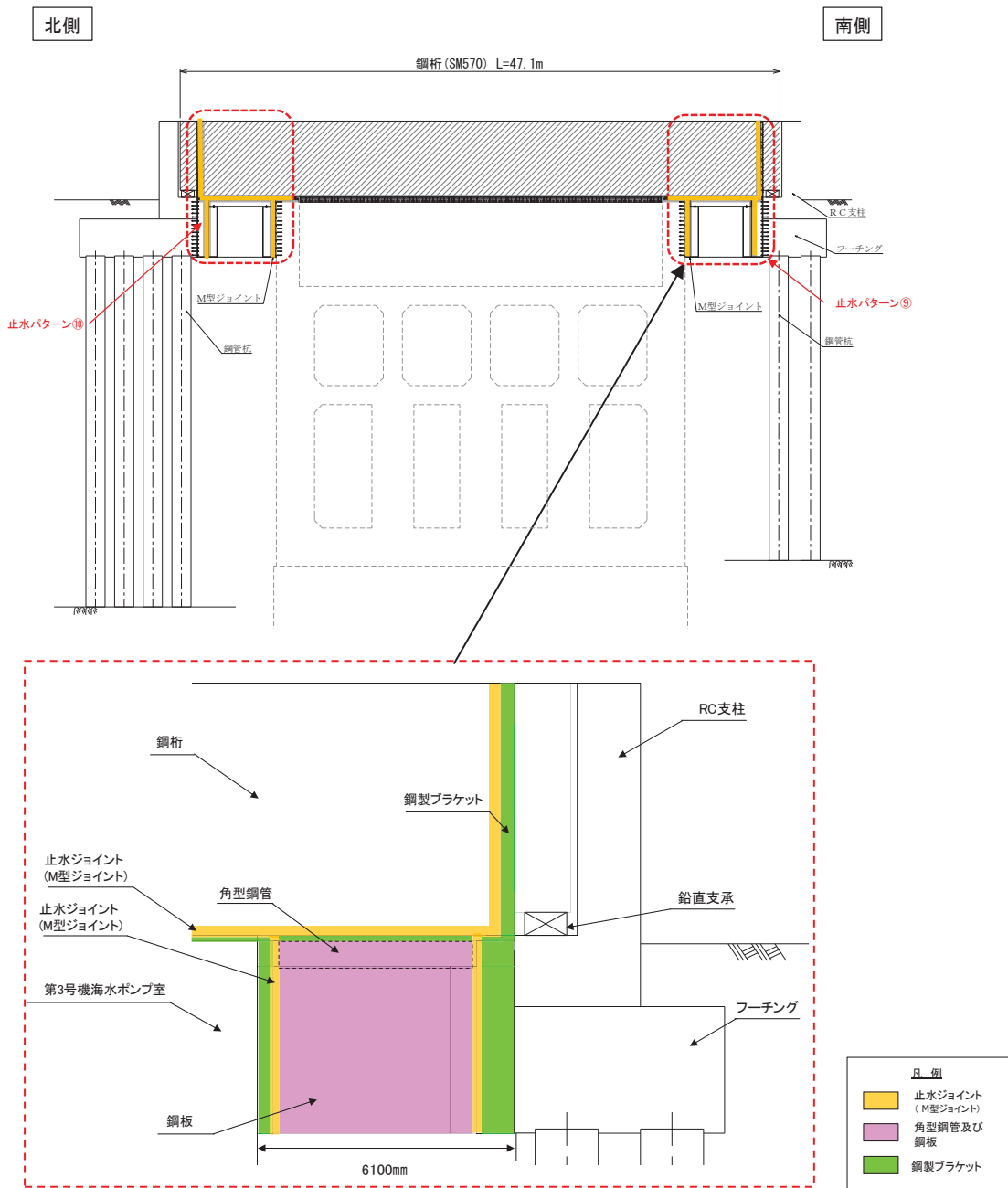
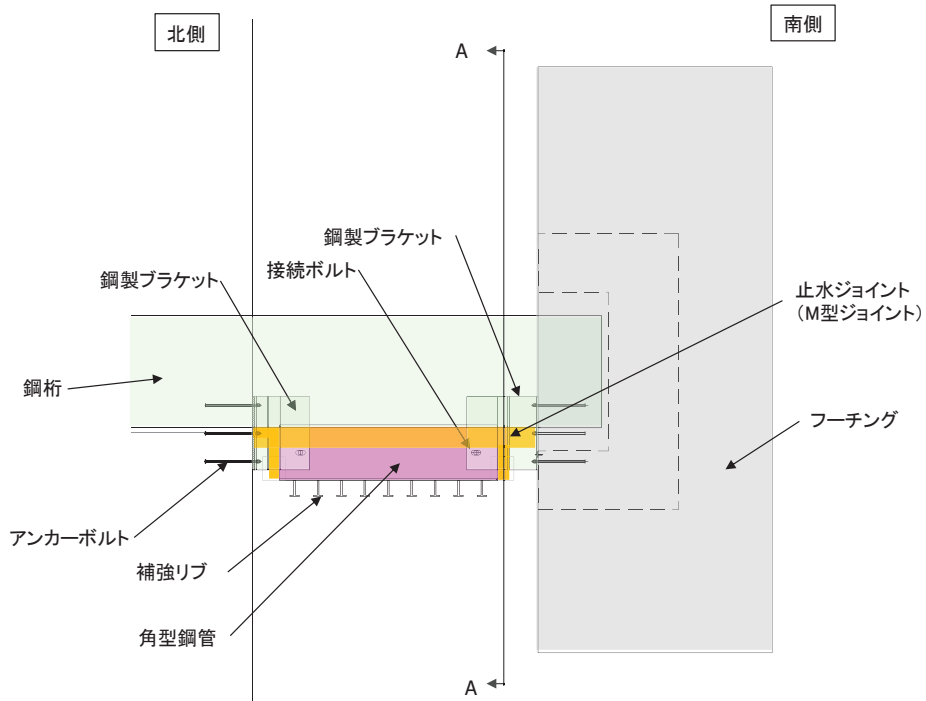
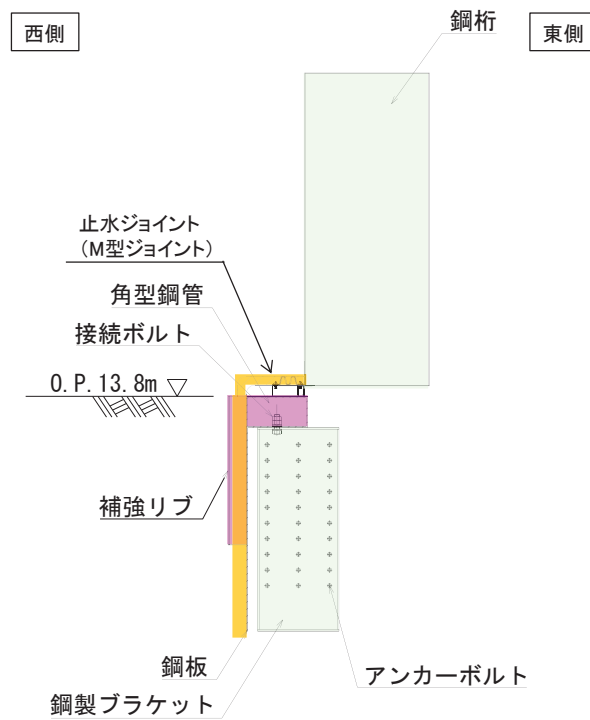


図 4.7-1(3) 止水パターン⑨, ⑩の構造概要(正面図)

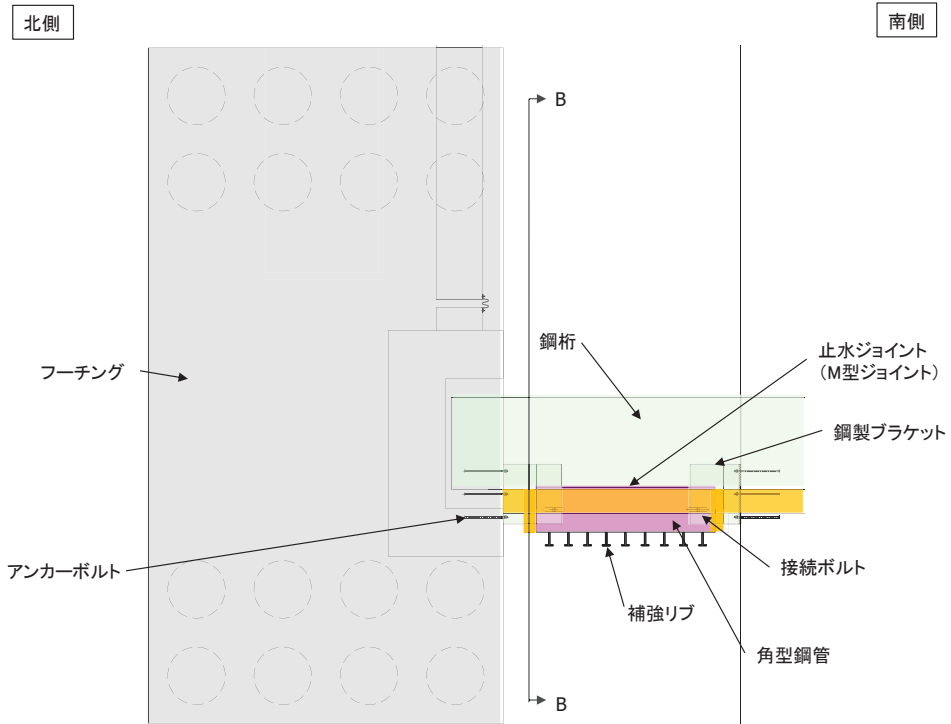


(平面図) (止水パターン⑨)

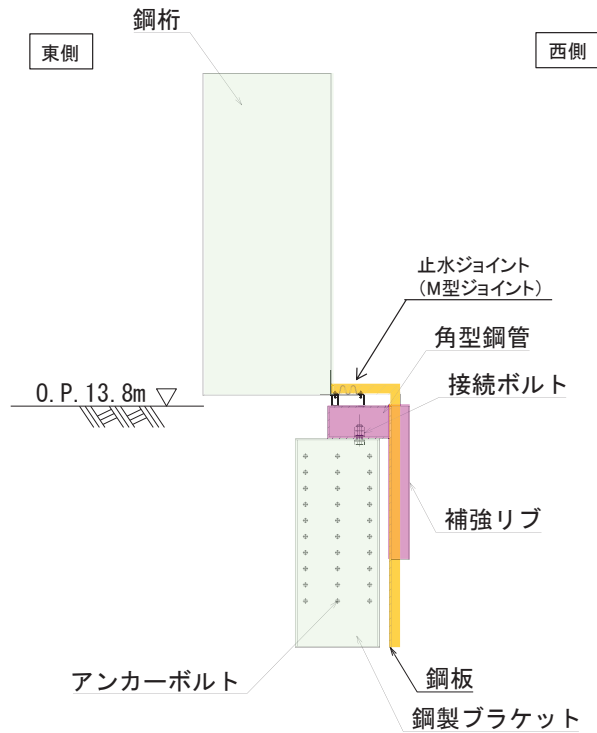


(断面図(A-A)) (止水パターン⑨)

図 4.7-1(4) 止水パターン⑨の構造概要(詳細図)



(平面図) (止水パターン⑩)



(断面図 (B-B)) (止水パターン⑩)

図 4.7-1 (5) 止水パターン⑩の構造概要 (詳細図)

4.8 止水パターン⑪, ⑫, ⑬

止水パターン⑪, ⑫, ⑬の構造概要を図4.8-1に示す。止水パターン⑩, ⑪, ⑫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（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、RC壁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、RC壁と背面補強工RC壁の構造目地間には、止水ジョイント（止水シール）を設置することで止水性を確保する。また、止水パターン⑪及び⑬の下部については鋼矢板を設置することでボイリングに対する止水性を確保する。なお、止水ジョイント（M型ジョイント）の止水試験結果については、「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、相対変位の評価結果については、「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」に示す。また、止水ジョイント（ゴムジョイント）の止水試験結果については、「6.1.5 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材について」に、相対変位の評価結果については、「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。また、RC壁及び鋼板の評価結果については、「6.3.12 防潮堤取り合い部の耐震・強度に関する補足説明」に、背面補強工RC壁の評価結果については「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」に示す。また、止水パターン⑪及び⑬の下部に設置される鋼矢板の評価結果については、「6.3.11 鋼矢板の耐震・強度に関する補足説明」に示す。

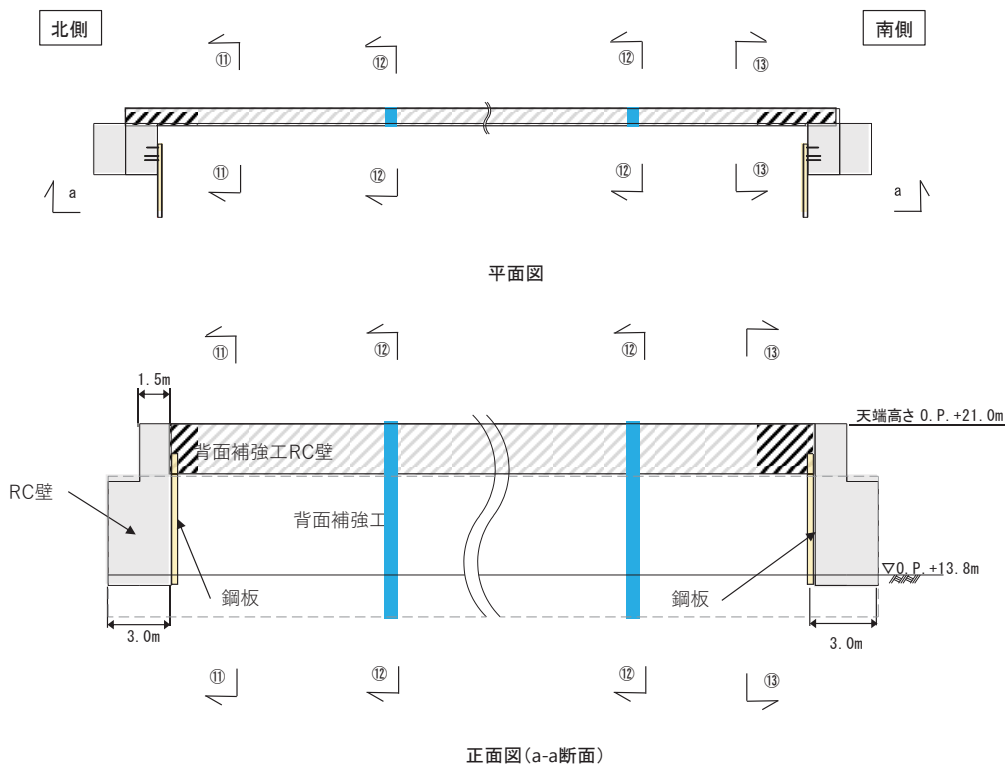


図4.8-1(1) 止水パターン⑪, ⑫, ⑬の構造概要(平面図, 正面図)

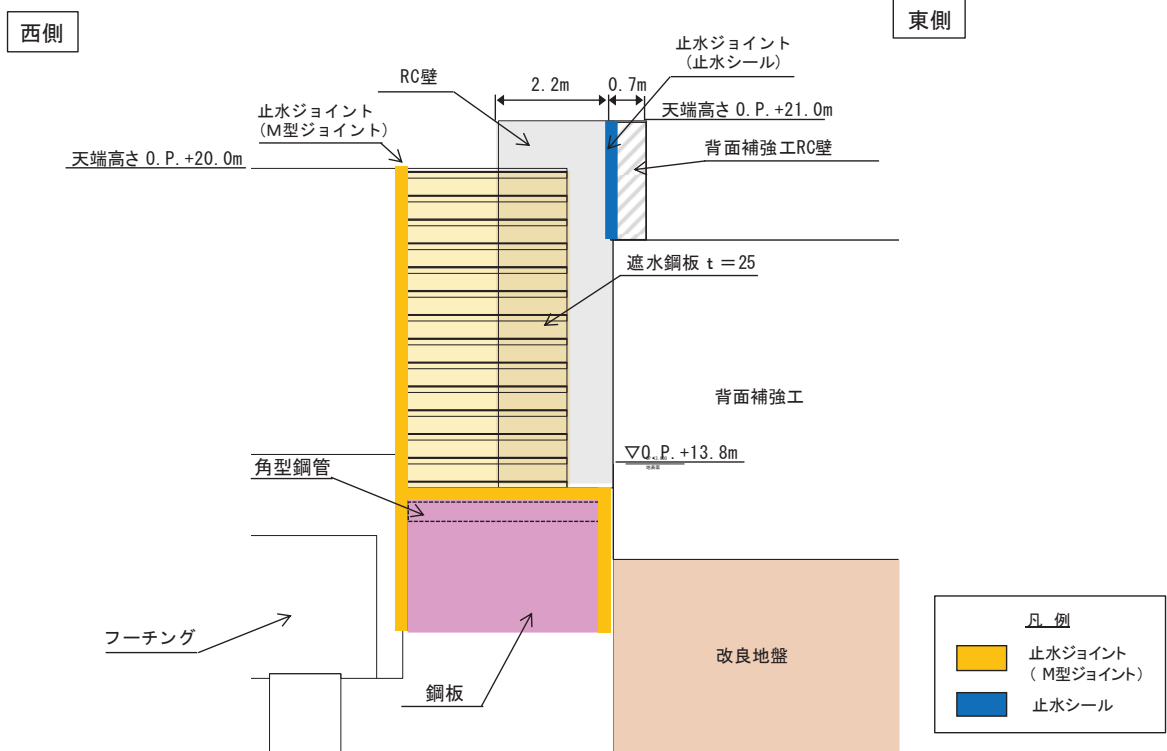


図 4.8-1(2) 止水パターン⑪の構造概要(⑪-⑪断面図)

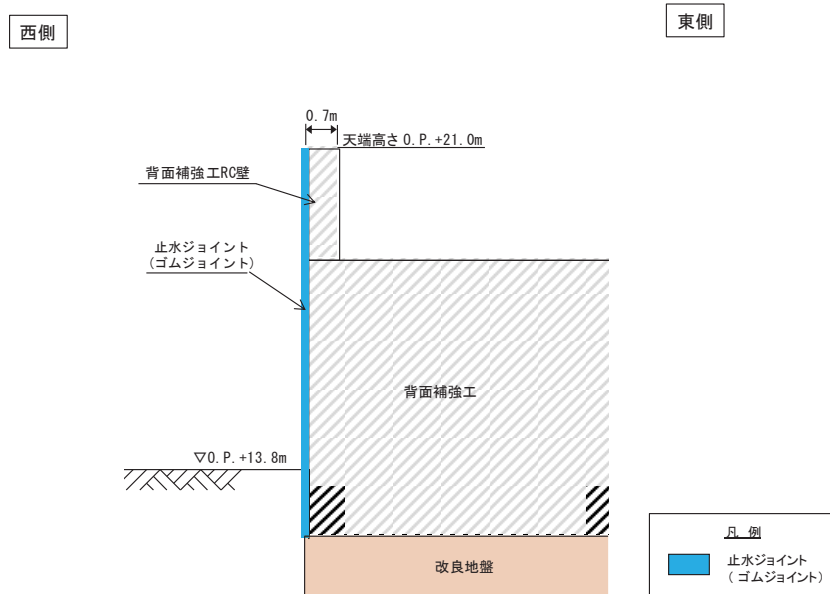


図 4.8-1(3) 止水パターン⑫の構造概要(⑫-⑫断面図)

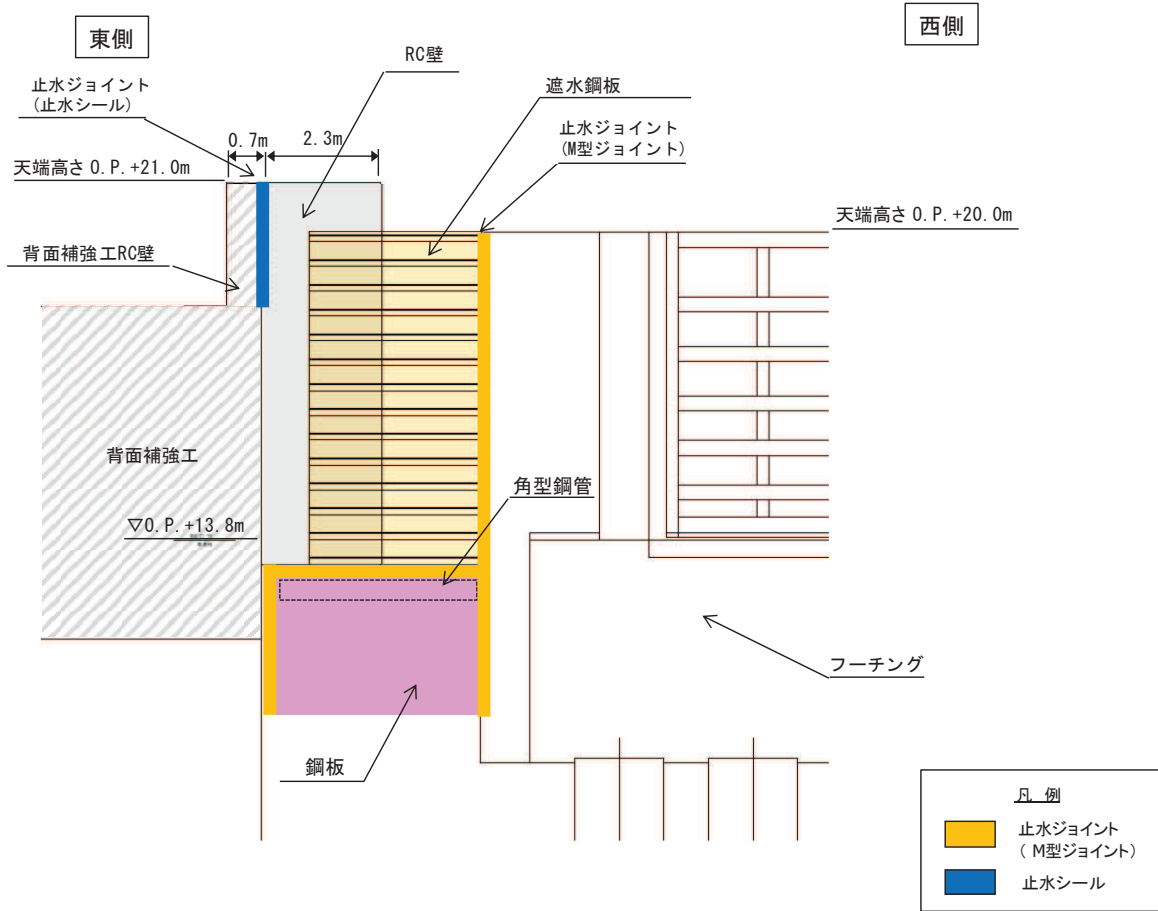


図 4.8-1(4) 止水パターン⑬の構造概要(⑬-⑬断面図)

5.28 3号機海水系に関する津波時の敷地への流入影響について

1. 概要

3号機海水系設備については、津波の敷地への流入防止の観点で耐震評価及び津波に対する強度評価を実施し、外郭防護1として敷地への直接的な流入がないことを確認している。(補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料「5.24 津波への流入防止に係る津波バウンダリとなる設備の評価」)

これらの海水系設備は、3号タービン建屋及び3号海水熱交換器建屋に接続していることから、各建屋内の海水系設備から津波が流入した場合を仮定し、建屋からの敷地への流入影響について確認する。また、3号タービン建屋及び3号海水熱交換器建屋に接続している地下トレンチ等からの影響についても確認する。

2. 津波時の敷地への影響

(1) 3号タービン建屋からの敷地への津波影響

3号循環水系については、3号海水ポンプ室に設置した循環水ポンプから3号タービン建屋内の復水器水室入口弁及び伸縮継手を介して、復水器の入口側に接続している。

また、復水器の出口側については、伸縮継手及び復水器水室出口弁を介して3号放水立坑に接続している。(図1参照)

3号タービン建屋については、復水器に接続する伸縮継手部からの津波の流入を仮定して、入力津波高さの時刻歴に応じて、3号タービン建屋の空間部に滞留するものとして評価し、敷地への流入の有無を確認する。

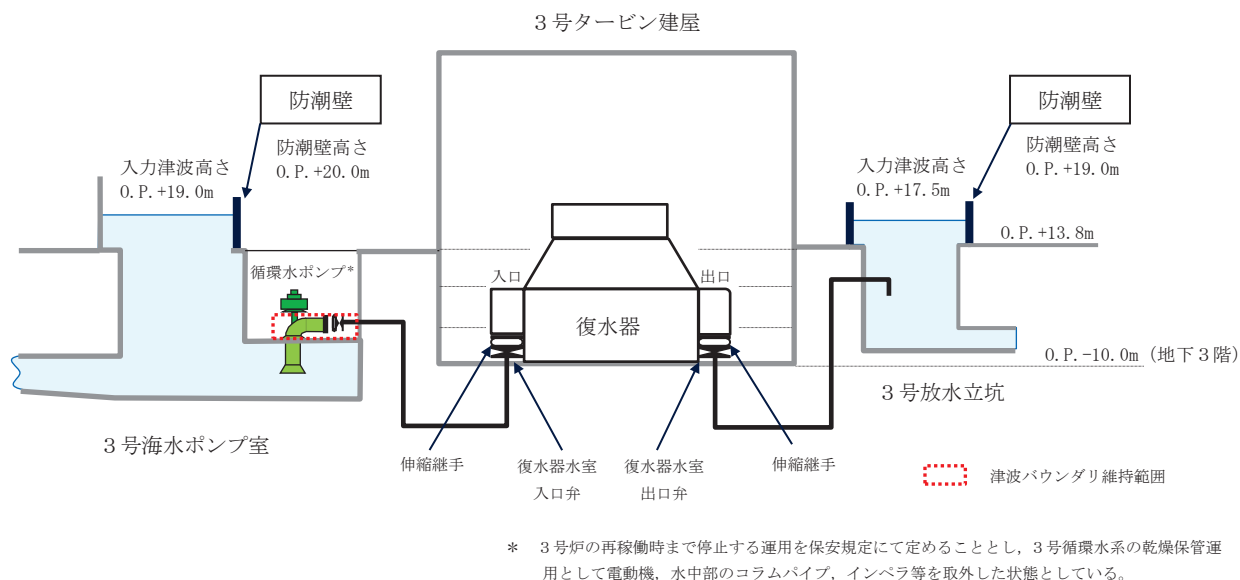


図1 3号タービン建屋の循環水系の概要

a. 評価条件

- (a) 破断を想定する伸縮継手部は復水器水室出入口弁全台（8台）に接続する部位とし、破断想定箇所数は8箇所とする。循環水系配管の評価仕様を表1に示す。
- (b) 循環水系の津波の経路となる弁は全開状態と設定し、伸縮継手部は全円周状の破断を想定する。
- (c) 流入速度は取水側（3号海水ポンプ室）及び放水側（3号放水立坑）の入力津波高さとし、伸縮継手の破断箇所高さ又は3号タービン建屋の浸水水位の水頭差とする。なお配管の圧損については、海水が流入しやすくするため保守的に考慮しない。

(d) 3号タービン建屋の最地下階面積は、大型構造物である復水器の設置面積を除いた最地下階の床面積に対して、内部溢水の評価と同様に0.7倍した値を使用する。基準床面より盛り上がっている部分（機器基礎、床ハッチ、スロープ、サンプ周りのカーブ、サポート類等）は0.7の係数に含まれるものとする。

表1 循環水系配管の評価仕様

項目		仕様
循環水系配管 伸縮継手部	内径 D_1	$\phi 2.5\text{m}$
	継手幅 w	0.065m
	破断箇所高さ	O.P. -6.68m
3号タービン建屋	最地下階 (B3F O.P. -10.0m) 面積概算	3200 m^2

b. 流入量と浸水水位の評価

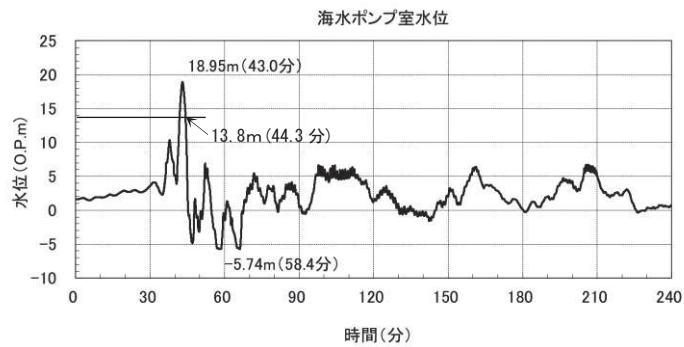
流入量については、図2に示す入力津波の時刻歴に基づき、次式により毎秒の流入量を算出し積算する。

$$Q = A \cdot C \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h \cdot n}$$

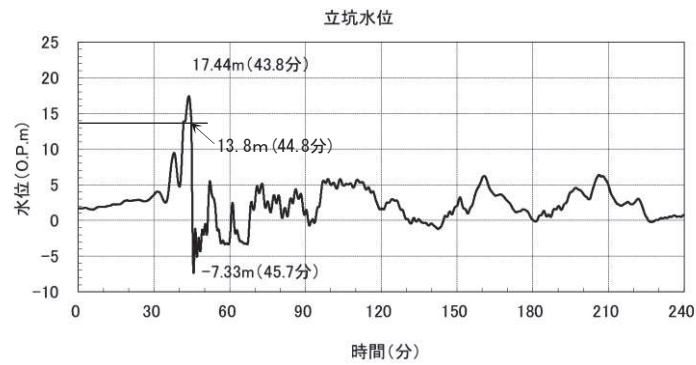
ここで、

- Q : 流量 (m^3/s)
A : 破断面積 ($= \pi \cdot D_1 \cdot w$)
C : 損失係数 ($= 0.82$)
g : 重力加速度 (m/s^2)
h : 入力津波高さとし破断箇所高さによる水頭差 (m)
n : 破断想定箇所数 (-)

敷地高さを越える入力津波高さは取水側（3号海水ポンプ室）では、地震発生後44.3分までであり、放水側（3号放水立坑）では、地震発生後44.8分までである。よって、45分以降は敷地高さ（O.P. 13.8m）を越えることはないことから、地震発生後45分までの流入を考慮する。浸水高さを確認した結果、表2に示すとおり、建屋浸水高さが敷地高さ（O.P. 13.8m）を越えない結果となった。



(取水側：3号海水ポンプ室)



(放水側：3号機放水立坑)

図2 入力津波の時刻歴波形 (3号タービン建屋評価)

表2 津波の流入による3号タービン建屋浸水高さ

地震発生後の時間 (min)		10	20	30	40	45
3号タービン 建屋	積算流入量 (m^3)	2.373×10^4	3.752×10^4	4.218×10^4	4.951×10^4	5.908×10^4
	建屋浸水高さ (O.P.m) *1	-2.6	1.8	3.2	5.5	8.5

*1 : 建屋浸水高さ = 積算流入量 (m^3) / $3200m^2$ (3号タービン建屋最地下階面積)
+ O.P. -10.0m (3号タービン建屋最地下階基準床面高さ)

(2) 3号海水熱交換器建屋からの敷地への津波影響

3号海水熱交換器建屋には、3号原子炉補機冷却海水系、3号高圧炉心スプレィ補機冷却海水系及びタービン補機冷却海水系のポンプ及び配管等が設置されており、3号海水熱交換器建屋内の機器に接続している。また、これらの系統からの放水は3号海水熱交換器建屋の補機冷却海水系放水ピットに排出され、3号放水立坑に接続している。(図3及び図4参照)

3号海水熱交換器建屋については、建屋内での津波の流入を仮定して、入力津波高さの時刻歴に応じて、3号海水熱交換器建屋の空間部に滞留するものとして評価し、敷地への流入の有無を確認する。

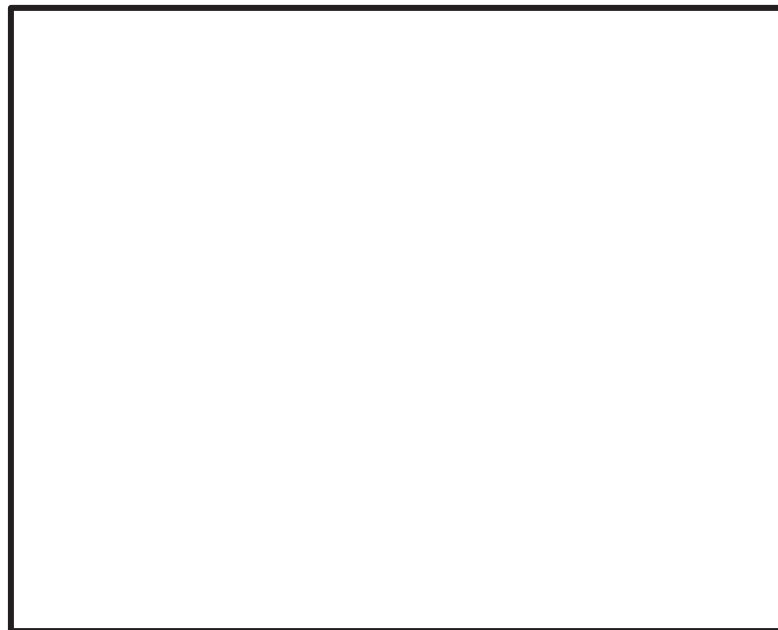


図3 3号海水熱交換器建屋の海水系の配置図

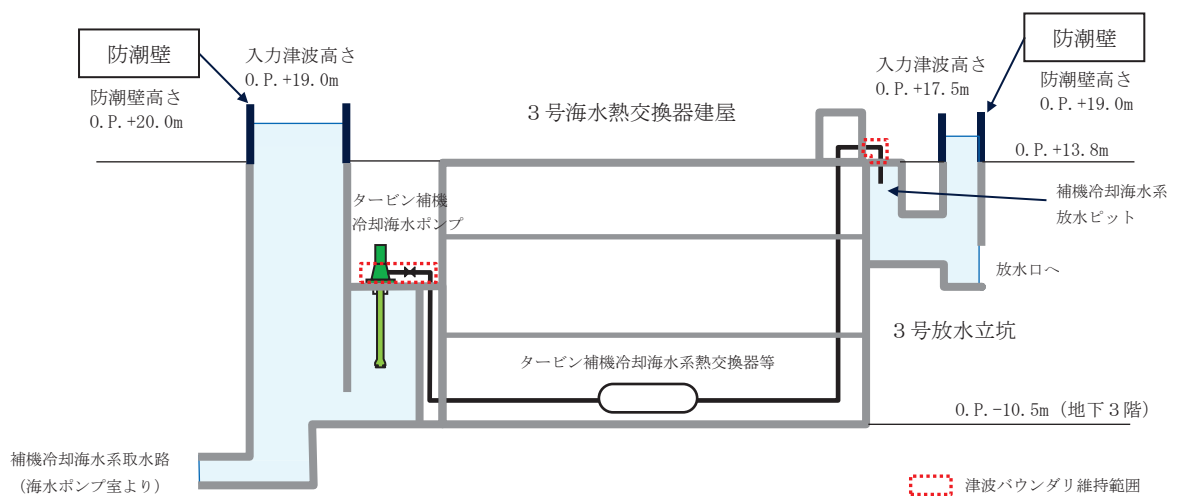


図4 3号海水熱交換器建屋のタービン補機冷却海水系の概要

a. 評価条件

(a) 破断を想定する3号海水熱交換建屋に接続する配管の評価仕様及び3号海水熱交換建屋の評価仕様は表3及び表4に示すとおりであり、各系統の主配管が保守的に最地下階の基準床面において破断することを想定する。

(b) 津波の経路となる弁は全開状態と設定し、配管のギロチン破断を想定する。

(c) 流入速度は取水側（3号海水熱交換器建屋）及び放水側（3号放水立坑）の入力津波高さとし、破断箇所高さ又は3号海水熱交換器建屋の浸水水位の水頭差とする。考慮する水頭差は、取水側及び放水側の水位の時刻歴を比較し、高いほうの値を採用する。なお配管の圧損については、海水が流入しやすくするため保守的に考慮しない。

(d) 3号海水熱交換器建屋の最地下階面積は、内部溢水の評価と同様に最地下階の床面積を0.7倍した値を使用する。基準床面より盛り上がっている部分（機器基礎、床ハッチ、スロープ、サンプ周りのカーブ、サポート類等）は0.7の係数に含まれるものとする。

表3 3号海水熱交換器建屋に接続する配管の評価仕様

系統	内径D ₂	破断想定箇所数	破断箇所高さ	破断想定理由
原子炉補機冷却海水系	0.489m	4箇所	O.P. -10.5m	A系、B系に対してそれぞれポンプ、熱交換器等が2台ずつ設置されている系統構成であることを考慮し、計4箇所の破断を想定
高圧炉心スプレイ補機冷却海水系	0.200m	1箇所		1系統のため
タービン補機冷却海水系	0.489m	3箇所		A系、B系、C系の3系統のため
非放射性ドレン系	0.055m	1箇所		1系統のため

表4 3号海水熱交換器建屋の評価仕様

項目	仕様
3号海水熱交換器建屋	最地下階 (B3F O.P. -10.5m) 面積概算 600m ²

b. 流入量と浸水水位の評価結果

流入量については、図5に示す入力津波の時刻歴に基づき、次式により毎秒の流入量を系統毎に算出し積算する。

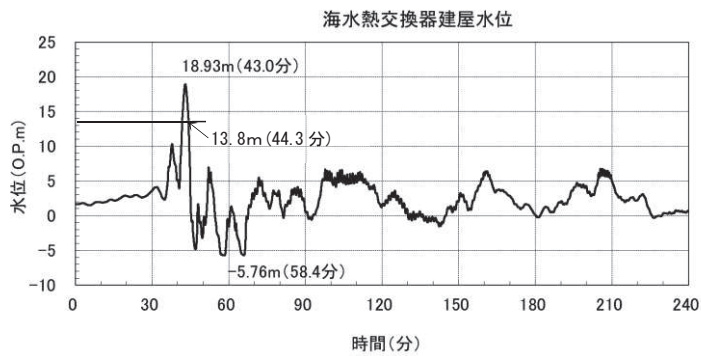
$$Q = A \cdot C \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h \cdot n}$$

ここで、

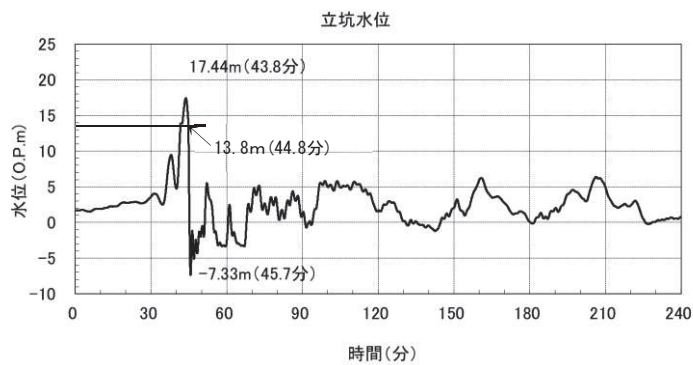
- Q : 流量 (m³/s)
- A : 破断面積 (= $\pi \cdot D_2^2 / 4$)
- C : 損失係数 (=0.82)
- g : 重力加速度 (m/s²)
- h : 入力津波高さとの破断箇所高さによる水頭差 (m)
- n : 破断想定箇所数 (-)

敷地高さを越える入力津波高さは取水側（3号海水熱交換器建屋）では、地震発生後44.3分までであり、放水側（3号放水立坑）では、地震発生後44.8分までである。よって、45分以降は敷地高さ（O.P. 13.8m）を越えることはないことから、地震発生後45分までの流入を考慮する。

浸水高さを確認した結果、表5に示すとおり、建屋浸水高さが敷地高さ（O.P. 13.8m）を越えない結果となった。



(取水側：3号海水熱交換器建屋)



(放水側：3号機放水立坑)

図5 入力津波の時刻歴波形（3号海水熱交換器建屋評価）

表 5 津波の流入による 3 号海水熱交換器建屋浸水高さ

地震発生後の時間 (min)		10	20	30	40	45
3 号海水熱交換器 建屋	積算流入量 (m^3)	0.671×10^4	0.800×10^4	0.830×10^4	1.027×10^4	1.277×10^4
	建屋浸水高さ (O. P. m) *1	0.7	2.9	3.4	6.7	10.8

*1 : 建屋浸水高さ = 積算流入量 (m^3) / $600m^2$ (3 号海水熱交換器建屋最地下階面積)
+ O. P. -10.5m (3 号海水熱交換器建屋最地下階基準床面高さ)

(3) まとめ

3 号タービン建屋及び 3 号海水熱交換器建屋内の海水系設備から津波が流入した場合を仮定し、建屋からの敷地への流入影響について確認した結果、敷地への津波の流入は無く、外郭防護 1 に対して影響を与えないことを確認した。

3. 3号タービン建屋及び3号海水熱交換器建屋に接続している地下トレンチ等からの影響
3号タービン建屋及び3号海水熱交換器建屋への津波の流入を仮定した場合において、接続する地下トレンチ等からの影響について確認する。

(1) 3号タービン建屋に接続する地下トレンチ

3号タービン建屋から2号の浸水防護重点化範囲に接続するトレンチとして2号機～3号機連絡トレンチ（以下、3T-1トレンチという）があり、2号制御建屋に接続している。3T-1トレンチの配置について図6に示す。また、3T-1トレンチの断面概要を図7に示す。

3T-1トレンチと接続する2号制御建屋の外壁は浸水防護重点化範囲の境界であり、内郭防護として貫通部止水処置を実施していることから、津波が浸水防護重点化範囲に流入することはない。

また、3号タービン建屋に津波が流入すると仮定して評価した最大の建屋浸水高さは0.P.8.5mであり、仮に3号タービン建屋側から3T-1トレンチに流入するとした場合であっても、2号制御建屋側の3T-1トレンチの床面が高く、津波が到達することはない構造となっている。



図6 3T-1トレンチの配置図



* 1 : 3号タービン建屋外壁の貫通部にはシール材を充填しているが、3 T-1 トレンチ（3号タービン建屋側）の水位は3号タービン建屋の最大の浸水深と同様の高さを想定

図7 3 T-1 トレンチ断面概要（3号タービン建屋～2号制御建屋）

- (2) 3号海水熱交換器建屋に接続する地下トレンチ
3号海水熱交換器建屋から浸水防護重点化範囲に接続するトレンチはないため、影響を及ぼすおそれはない。
- (3) その他設備
3号タービン建屋及び3号海水熱交換器建屋から、浸水防護重点化範囲へ接続する設備はないため、影響を及ぼすおそれはない。(EP まとめ資料 12条-別紙 2-1-1 共用・相互接続設備 抽出表にて確認)
- (4) まとめ
3号タービン建屋及び3号海水熱交換器建屋に接続する地下トレンチ等の状況を確認した結果、3号タービン建屋及び3号海水熱交換器建屋への津波の流入を仮定した場合において、浸水防護重点化範囲に影響を及ぼすおそれはないことを確認した。

6. 浸水防護施設に関する補足資料

6.1 防潮堤に関する補足説明

目 次

6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明

6.1.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度計算書に関する補足説明

6.1.3 防潮堤（盛土堤防）の耐震性についての計算書に関する補足説明

6.1.4 防潮堤（盛土堤防）の強度計算書に関する補足説明

6.1.5 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材について

6.1.6 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明

6.1.7 背面補強工及び置換コンクリートに使用するコンクリートのせん断強度について

6.1.8 セメント改良土の品質確認方針

6.1.9 防潮堤の設計・施工に関する補足説明

6.1.10 漂流物防護工の評価について

6.1.11 盛土・旧表土の液状化影響を考慮した安定性評価への影響について

 : 本日の説明範囲

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

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	10
2.4 適用基準	22
3. 耐震評価	24
3.1 評価対象断面	24
3.2 解析方法	32
3.3 荷重及び荷重の組合せ	49
3.4 入力地震動	51
3.5 解析モデル及び諸元	154
3.6 評価対象部位	184
3.7 許容限界	186
3.8 評価方法	200
4. 評価結果	230
4.1 地震応答解析結果	230
4.2 鋼管杭	363
4.3 鋼製遮水壁及び漂流物防護工	386
4.4 RC 遮水壁	388
4.5 背面補強工	397
4.6 置換コンクリート	403
4.7 改良地盤	407
4.8 セメント改良土	421
4.9 止水ジョイント部材の評価結果	429
4.10 基礎地盤	434
5. 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性に関する影響検討	458
5.1 コンクリートの剛性の影響について	458
5.2 防潮堤前背面での地下水位差の影響検討について	465
5.3 断層交差部による影響検討について	470
5.4 隣接構造物による影響検討について	482
5.5 液状化しない場合の不確かさの影響検討について	490
5.6 垂直リブ設置による剛性増加の影響について	518

(参考資料 1) 短杭の影響検討について

(参考資料 2) 断面④の鋼管杭の軸力について

(参考資料 3) 鋼管杭－地盤間の境界条件の保守性について

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

(参考資料 5) 漂流物防護工が地震応答に及ぼす影響について

(参考資料 6) RC 壁部の地盤ばね評価について



: 本日の説明範囲

3.3 荷重及び荷重の組合せ

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

3.3.1 耐震評価上考慮する状態

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

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

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪及び風の影響を考慮する。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重(G)

固定荷重として、躯体自重（防護設備（防潮堤（鋼管式鉛直壁））の荷重を含む）を考慮する。

(2) 積載荷重(P)

積載荷重として、積雪荷重を含めて地表面に 4.9kN/m^2 を考慮する。

(3) 積雪荷重(P_s)

積雪荷重として、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する。

(4) 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。

(5) 地震荷重(S_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3-1 及び表 3.3-2 に示す。

表 3.3-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	$G + P + P_k + S_s$

G : 固定荷重 (防護設備 (防潮堤 (鋼管式鉛直壁)) の荷重を含む)

P : 積載荷重 (積雪荷重 P_s を含めて 4.9kN/m^2)

P_k : 風荷重

S_s : 地震荷重

表 3.3-2 荷重の組合せ

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。 加えて、(防護設備 (防潮堤 (鋼管式鉛直壁))、 40.75kN/m) の荷重を考慮する。
		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	○	積雪荷重を含めて 4.9kN/m^2 を考慮する。
		静止土圧	○	常時応力解析により設定する。
		外水圧	—	外水圧は考慮しない。
		内水圧	—	内水はないため考慮しない。
		積雪荷重	○	積雪荷重 (0.301kN/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同時加振を考慮する。
		鉛直地震動	○	
		動水圧	○	朔望平均満潮位での動水圧を考慮する。

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 解析モデル

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の地震応答解析モデルを図 3.5-1 に示す。

(1) 解析領域（断面①～断面⑥）

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び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。原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1 - 1987）を参考に、図 3.5-1 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。なお、対象断面によって、地層形状に合わせてモデル化領域を調整する。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長の 5 分の 1 程度を考慮し、要素高さを 1m 程度以下まで細分割して設定する。

解析モデルの下端については、O.P. -90.0m までモデル化する。

二次元地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する一次元地盤モデルである。二次元地震応答解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 3.5-2 に示す。

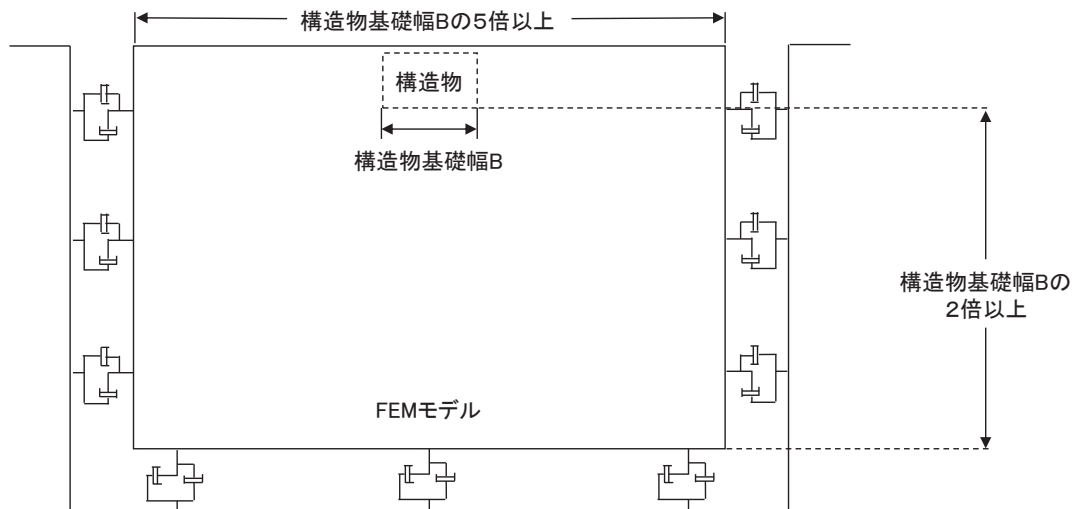


図 3.5-1 モデル化範囲の考え方

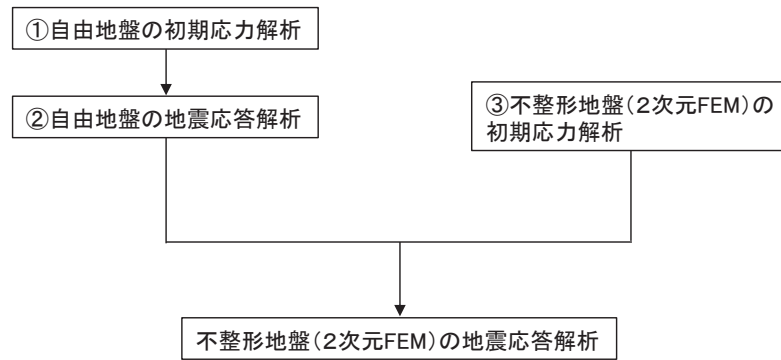


図 3.5-2 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(2) 境界条件 (断面①～断面⑥)

a. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5-3 に示す。

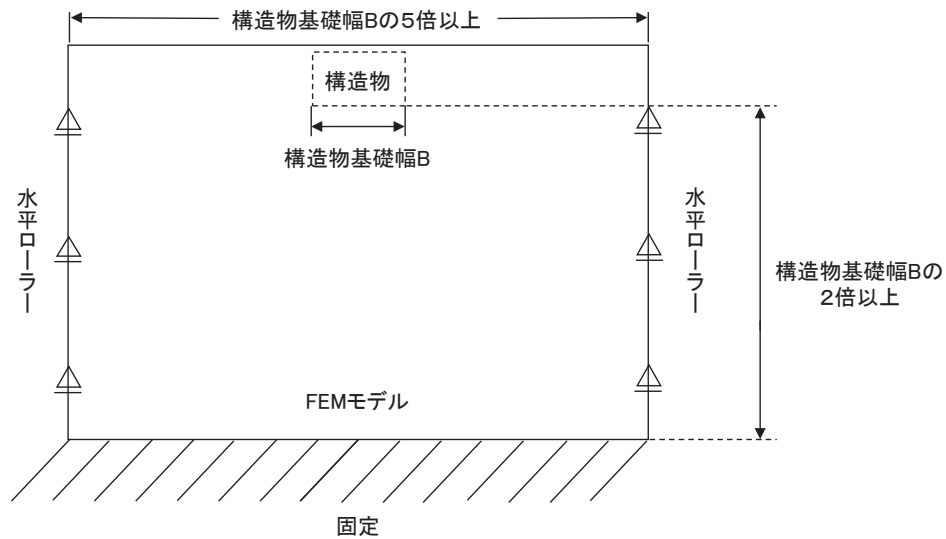


図 3.5-3 固有値解析における境界条件の概念図

b. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5-4 に示す。

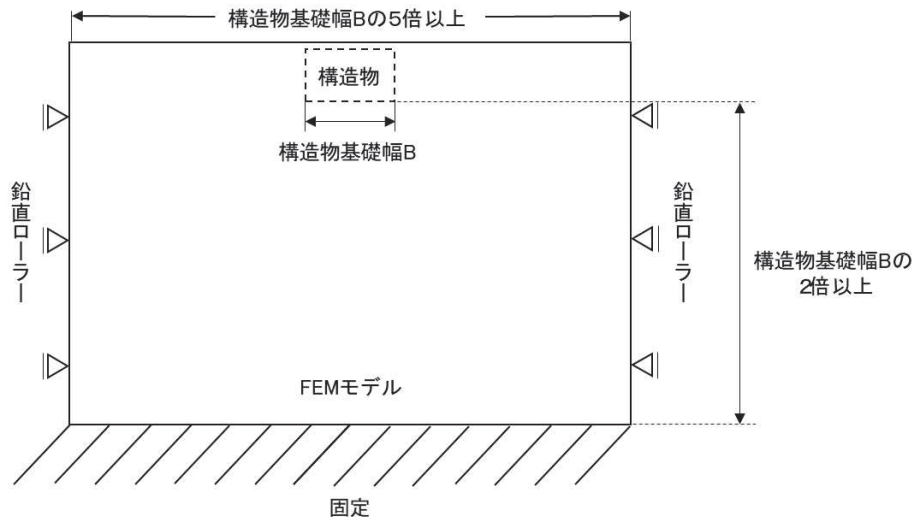


図 3.5-4 初期応力解析における境界条件の概念図

c. 地震応答解析時

地震応答解析時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。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不成形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

(3) 構造物のモデル化

鋼管杭は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化することとし、長杭と短杭で上部工は構造・重量ともに大きな差は無く、短杭位置での応力状態も確認できることから、長杭としてモデル化する。なお、短杭としてモデル化した場合の影響検討を参考資料1に示す。

背面補強工及び置換コンクリート（一般部のみ）は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

漂流物防護工については、固有周期が0.05s以下となり、地震応答に及ぼす影響は小さいため、鋼管杭に質点としてモデル化する。漂流物防護工の固有周期は参考資料5に示す。

また、岩盤部のうちRC壁部は、鋼管杭及びRC遮水壁を線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。

(4) 地盤のモデル化

二次元有限要素法解析においてはD級を除く岩盤は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

一般部に分布するD級岩盤、改良地盤、セメント改良土及び盛土・旧表土は、地盤の非線形性を考慮するためマルチスプリング要素でモデル化することとし、ばね特性は双曲線モデル（H-Dモデル）を用いる。そのうち、盛土・旧表土は、液状化パラメータを

設定することで、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。なお、岩盤は砂岩でモデル化する。

また、岩盤部に分布する D 級岩盤は、地盤の非線形性を考慮するためマルチスプリング要素でモデル化することとし、ばね特性は双曲線モデル（修正 GHE モデル）を用いる。修正 GHE モデルは、骨格曲線は GHE モデルを適用し、履歴曲線は Masing 則を改良することにより、任意の $G/G_{max} \sim \gamma$ 関係、 $h \sim \gamma$ 関係及び強度特性（せん断応力の上限值）を満足できるモデルである。モデルの概要を図 3.5-5 に示す。

なお、鋼管杭下方の MMR は線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。詳細は「6.1.9 防潮堤の設計・施工に関する補足説明 13. 鋼管杭下方の MMR 置換について」に示す。

岩盤部のうち RC 壁部における質点系モデルによる時刻歴応答解析では、周辺地盤を地盤ばねとダッシュポットでモデル化する。地盤ばねは「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（JEAC4616-2009）」に基づき、Francis・Randolf のばねを用いて水平・鉛直地盤ばねを評価する。地盤ばねの設定方法を図 3.5-6 及び図 3.5-7 に示す。なお、鋼管杭の周面摩擦力に係る鉛直地盤ばねについては、ひずみ依存性を持たない C_L 級岩盤に設置されること及び鋼管杭の軸力評価における保守性の観点を踏まえ、線形でモデル化する。

また、杭の周辺地盤と自由地盤における地盤剛性の違いによる変位差を考慮する為にせん断ばねを使用するものであるため、杭（杭節点）と地盤（地盤ばね節点）の間に相対変位分変位するような仮想節点を設け、上下の仮想節点の変位差を考慮するために、仮想節点同士を結ぶようにせん断ばねを設置する。せん断地盤ばねは、解析用物性値に基づき適切に設定する。

設定した地盤ばね及びダッシュポットに変位及び速度を入力する。地盤ばねのモデル化イメージ及び地震応答作成モデルを図 3.5-8～図 3.5-10 に示す。

なお、RC 壁部は地震力が作用する方向に斜面を有するが、水平地盤ばねとして設定していることの適用性を参考資料 6 に示す。

3.8.8 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の地震時の評価について、防潮堤軸直交方向（以下、「軸直交方向」という）及び防潮堤軸方向（以下、「軸方向」という）ともに、地震荷重による最大相対変位が許容限界以下であることを確認する。

止水ジョイント部材の相対変位量の評価に関する詳細は、「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。

また、漂流物防護工の下部にある止水ジョイント前面の保護部材の地震時の評価について、発生応力が許容限界以下であることを確認する。保護部材の評価に関する詳細は「6.1.5 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材について」に示す。

3.8.9 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、基礎地盤に生じる接地圧が許容限界以下であることを確認する。

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.1 防潮堤の設計に関する補足説明
- 6.1.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	9
2.4 適用基準	21
3. 強度評価方法	23
3.1 記号の定義	23
3.2 評価対象断面及び部位	26
3.3 荷重及び荷重の組合せ	34
3.4 許容限界	40
3.5 評価方法	54
3.6 評価条件	155
4. 評価結果	175
4.1 津波時	175
4.2 重畳時	227
5. 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度評価に関する影響検討	329
5.1 基準地震動 S_s 後の剛性低下の影響について	329
5.2 0. P. +33. 9m 津波による影響について	335
5.3 漂流物衝突による鋼管杭のねじりについて	338

（参考資料 1）短杭の影響検討について

（参考資料 2）津波荷重、余震荷重及び衝突荷重を組合せる場合と津波時及び重畳時の比較について

（参考資料 3）海水に浮遊砂が混入した場合の津波波圧への影響について

（参考資料 4）風荷重の影響について

（参考資料 5）ジョイント要素非設定箇所にジョイント要素を設定した場合の影響について

（参考資料 6）津波荷重が作用した場合の防潮堤敷地側の隣接構造物への影響について

 : 本日の説明範囲

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1(1) 強度評価に用いる記号 (1/3)

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P	kN/m ²	積載荷重
P _s	kN/m ²	積雪荷重
P _k	kN/m ²	風荷重
P _t	kN/m ²	遡上津波荷重
P _c	kN	衝突荷重
K _{Sd}	—	余震荷重
P _d	kN/m ²	動水圧
γ _w	kN/m ³	海水の単位体積重量
ρ	kg/m ³	海水の密度
σ _{sa}	N/mm ²	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度
τ _{sa}	N/mm ²	鋼材の短期許容せん断応力度
σ _{ca}	N/mm ²	鋼材の短期許容圧縮応力度
σ ₁	N/mm ²	鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力度
M ₁	kN・m	鋼管杭に発生する曲げモーメント
Z ₁	mm ³	鋼管杭の断面係数
N ₁	kN	鋼管杭の軸力
τ ₁	N/mm ²	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力度
S ₁	kN	鋼管杭に発生するせん断力
A ₁	mm ²	鋼管杭の断面積
κ ₁	—	せん断応力の分布係数 (2.0)
σ ₂	N/mm ²	曲げモーメントによるスキンプレーットの発生応力度
M ₂	kN・m	スキンプレーットに発生する曲げモーメント
Z ₂	mm ³	スキンプレーットの断面係数
P ₂	kN/m	スキンプレーットに作用する単位幅あたりの津波波圧
P ₂ '	kN/m	スキンプレーットに作用する単位幅あたりの地震慣性力
P ₂ ''	kN/m	スキンプレーットに作用する単位幅あたりの動水圧
L	mm	水平リブ間隔

表 3.1-1(2) 強度評価に用いる記号 (2/3)

記号	単位	定義
σ_3	N/mm ²	垂直リブに発生する圧縮応力度
P_3	kN/m ²	垂直リブに作用する津波波圧
P_3'	kN/m ²	垂直リブに作用する地震慣性力
P_3''	kN/m ²	垂直リブに作用する動水圧
P	kN	受圧面積に発生する水平荷重
t	mm	垂直リブの板厚
B	m	鋼製遮水壁の総幅
σ_4	N/mm ²	曲げモーメントによる水平リブの発生応力度
σ_5	N/mm ²	曲げモーメントによる架台の発生応力度
M_4	kN・m	水平リブに発生する曲げモーメント
M_5	kN・m	架台に発生する曲げモーメント
Z_4	mm ³	水平リブの断面係数
Z_5	mm ³	架台の断面係数
P_4	kN/m ²	水平リブ及び架台に作用する津波波圧
P_4'	kN/m ²	水平リブ及び架台に作用する地震慣性力
P_4''	kN/m ²	水平リブ及び架台に作用する動水圧
ℓ	mm	架台間隔
b	m	モーメントアーム長
b'	m	衝突荷重のモーメントアーム長
τ_4	N/mm ²	せん断力による水平リブの発生応力度
τ_5	N/mm ²	せん断力による架台の発生応力度
S_4	kN	水平リブに発生するせん断力
S_5	kN	架台に発生するせん断力
A_w	mm ²	水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積
σ_6	N/mm ²	曲げモーメントによる防護工の発生応力度
M_6	kN・m	防護工に発生する曲げモーメント
Z_6	mm ³	防護工の断面係数
P_6	kN/m ²	防護工に作用する津波波圧
P_6'	kN/m ²	防護工に作用する地震慣性力
P_6''	kN/m ²	防護工に作用する動水圧
b''	m	防護工の幅
τ_6	N/mm ²	せん断力による防護工の発生応力度
S_6	kN	防護工に発生するせん断力
A_{wc}	mm ²	防護工のせん断抵抗断面積

表 3.1-1(3) 強度評価に用いる記号 (3/3)

記号	単位	定義
A_7	mm ²	防護工取付けボルト断面積 (M24)
n_7	本	防護工 1 本当たりのボルトの本数
L_8	mm	梁部材の張出長
p_8	kN/m	梁部材の用する津波波圧
Z_8	mm ³	梁部材工の断面係数
P_c'	kN	寸法の小さな漂流物の衝突荷重
A_8	mm ²	梁部材のせん断抵抗断面積
e_8	mm	偏心量
D_8	mm	台座の長さ (曲げ方向)
x_8	mm	接地幅
d_8	mm	台座端部～アンカーの距離
n_8	本	アンカーボルトの本数

3.3 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを踏まえて設定する。

3.3.1 荷重

強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重 (防護設備 (防潮堤 (鋼管式鉛直壁)) の荷重を含む) を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

積載荷重として、積雪荷重を含めて地表面に 4.9kN/m^2 を考慮する。

(3) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重として、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する。

(4) 風荷重 (P_k)

風荷重については、敷地側から海側に作用する場合は遡上津波荷重を打ち消す側に荷重が作用するため、海側から敷地側の方向で津波水位から防潮堤天端までに作用することを考慮する。

(5) 遡上津波荷重 (P_t)

遡上津波荷重については、風荷重を含めた荷重とするため、防潮堤前面における入力津波水位 O.P. +24.4m に余裕を考慮した津波水位 O.P. +25.0m を用いることとし、その標高と防潮堤前面の地盤標高の差分の $1/2$ 倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その 3 倍を考慮して算定する。

遡上津波波圧を表 3.3-1 に示す。

表 3.3-1 遡上津波荷重

	防潮堤 天端高 (O.P. (m))	津波水位 (O.P. (m))	防潮堤前面 の地盤高 (O.P. (m))	設計用 浸水深 (m)	防潮堤 天端波圧 (kN/m ²)	防潮堤前面の 地盤高での波圧 (kN/m ²)
断面①～⑤	29.0	25.0	0.5	12.25	83.4	371.2
断面⑥	29.0	25.0	0.0	12.5	85.9	378.75

(6) 衝突荷重 (P_c)

衝突荷重については、2.15 t の車両を対象に「FEMA (2012) *」式による漂流物荷重に余裕を考慮して設定する。衝突荷重を表 3.3-2 に示す。

なお、止水ジョイントの保護部材に対しては、水平部は、FRP 製船舶の自重 (15t) を考慮することとし、鉛直部は、寸法の小さい漂流物 (木材 (直径 5cm, 長さ 2m) を対象) による漂流物荷重に余裕を考慮した 200kN を考慮する。

注記 * 1 : FEMA (2012) : Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012

表 3.3-2 衝突荷重

流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)
13	2000

(7) 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。

3.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3-3 に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは津波時及び重畳時に区分し、荷重の組合せを表 3.3-4～表 3.3-5 に示す。荷重の作用図を図 3.3-1～図 3.3-2 に示す。

表 3.3-3 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P + P_t + P_c$
重畳時	$G + P + P_t + K_{sd}$

G : 固定荷重 (防護設備 (防潮堤 (鋼管式鉛直壁)) の荷重を含む)

P : 積載荷重 (積雪荷重 P_s を含めて 4.9kN/m^2)

P_t : 遡上津波荷重 (風荷重 P_k を含む)

P_c : 衝突荷重

K_{sd} : 余震荷重

表 3.3-4 荷重の組合せ（津波時）

種別		荷重		算出方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体重量	○	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。 加えて、防護設備（防潮堤（鋼管式鉛直壁））の荷重（40.75kN/m）を考慮する。
		機器・配管荷重	－	機器・配管は設置し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	○	積雪荷重を含めて 4.9kN/m ² を考慮する。
	静止土圧		○	常時応力解析により設定する。
	外水圧		－	外水圧は考慮しない。
	内水圧		－	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	積雪荷重（0.301kN/m ² ）を考慮する。
変動荷重	風荷重以外		－	風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発的な（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
	風荷重		○	海側から敷地側の方向で津波水位から防潮堤天端までに作用することを考慮する。
偶発荷重	津波波圧		○	津波による波圧に風荷重を含めて考慮する。
	衝突荷重		○	2.15t の車両の漂流物衝突を考慮する。
	余震荷重		－	余震荷重は考慮しない。
	動水圧		－	動水圧は考慮しない。

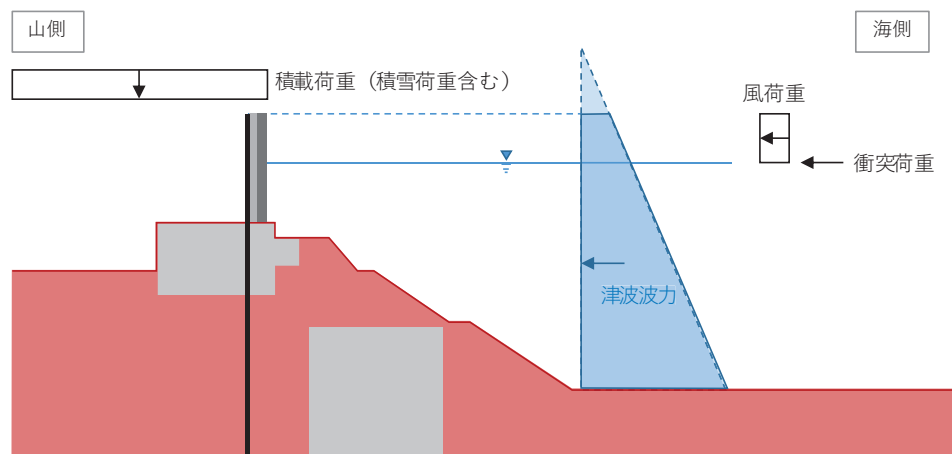


図 3.3-1(1) 荷重作用図（一般部，津波時）

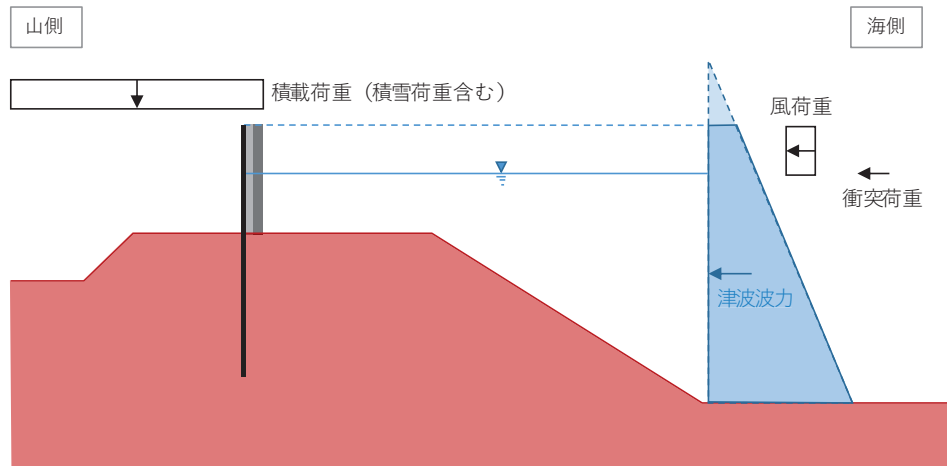


図 3.3-1(2) 荷重作用図 (岩盤部, 津波時)

表 3.3-5 荷重の組合せ（重畳時）

種別		荷重		算出方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体重量	○	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。 加えて、防護設備（防潮堤（鋼管式鉛直壁））の荷重（40.75kN/m）を考慮する。
		機器・配管荷重	－	機器・配管は設置し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	○	積雪荷重を含めて 4.9kN/m ² を考慮する。
	静止土圧		○	常時応力解析により設定する。
	外水圧		－	外水圧は考慮しない。
	内水圧		－	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	積雪荷重（0.301kN/m ² ）を考慮する。
	風荷重		○	海側から敷地側の方向で津波水位から防潮堤天端までに作用することを考慮する。
偶発荷重	津波波圧		○	津波による波圧に風荷重を含めて考慮する。
	衝突荷重		－	漂流物の衝突は考慮しない。
	余震荷重		○	弾性設計用地震動 S _d -D ₂ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
	動水圧		○	動水圧を考慮する。

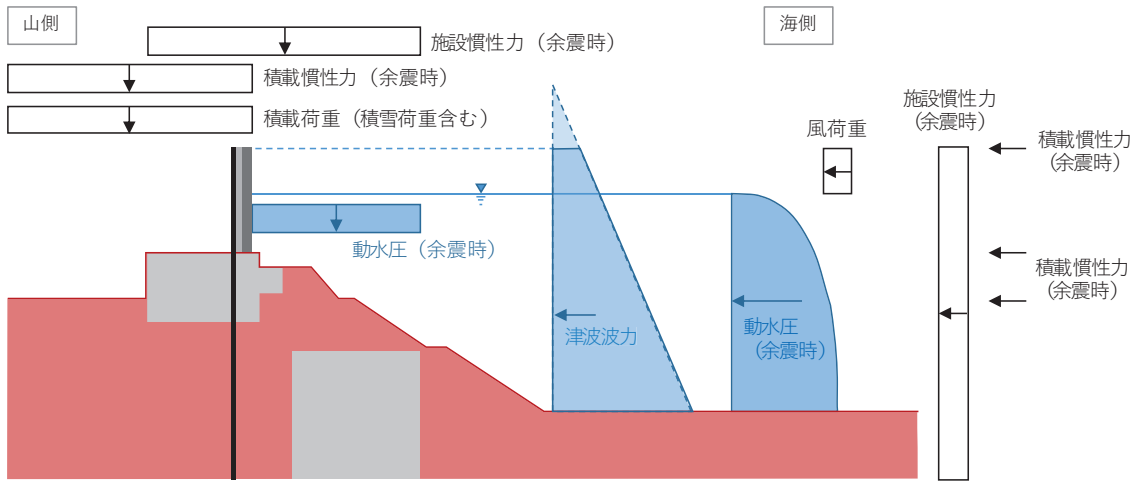


図 3.3-2(1) 荷重作用図 (一般部, 重疊時)

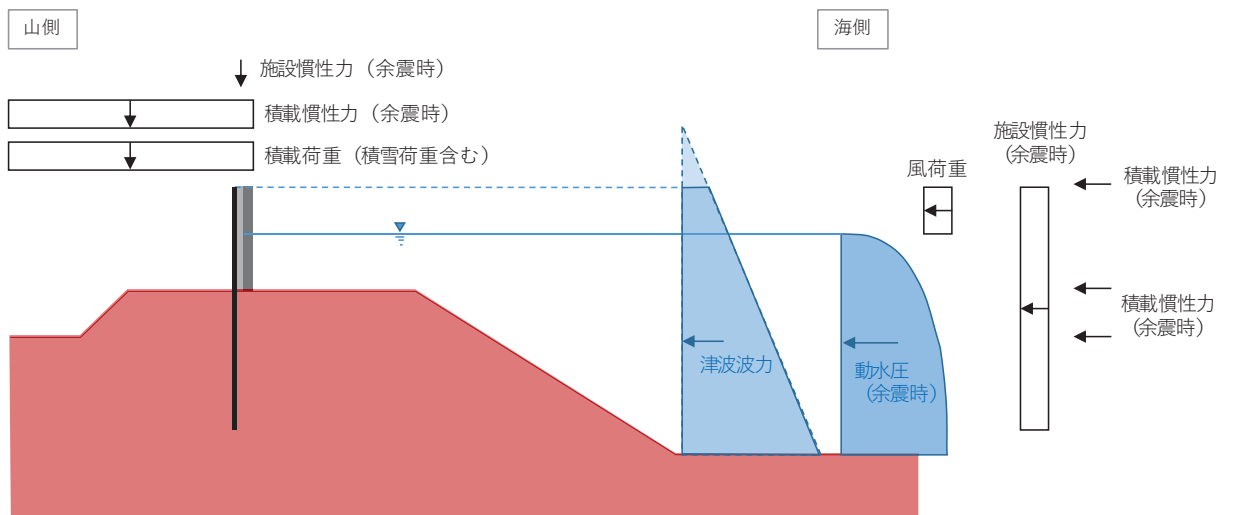


図 3.3-2(2) 荷重作用図 (岩盤部, 重疊時)

3.4.2 鋼製遮水壁及び漂流物防護工

鋼製遮水壁及び漂流物防護工の許容限界は、「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」に基づき、表3.4-2及び表3.4-3に示す短期許容応力度とする。

表 3.4-2 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の許容限界

部材		材質	座屈	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* ² (N/mm ²)
鋼製 遮水壁	スキン プレート	SM490Y	非考慮	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}	210	315
	垂直リブ	SM490Y	考慮	許容圧縮応力度 σ_{ca} * ¹	127	190
	水平リブ	SM490Y	非考慮	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}	210	315
非考慮			許容せん断応力度 τ_{sa}	120	180	
漂流物 防護工	架台	SM490Y	非考慮	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}	210	315
			非考慮	許容せん断応力度 τ_{sa}	120	180
	防護工	SM570	非考慮	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}	255	382
			非考慮	許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217

注記 *1: 「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」に基づき、 $\sigma_{ca} = \sigma_{sa} \cdot (t \cdot f / L)^2$ より算出する。tは鋼製遮水壁の垂直リブの板厚(mm)，fは応力勾配による係数，Lは鋼製遮水壁の水平リブ間隔(mm)を示す。なお，t=20(mm)，L=811(mm)であり，fは保守的に最小値となるf=1とし，以下のとおり算出される。

$$\sigma_{ca} = 210 \cdot (20 \cdot 1 / 811)^2 = 127.7 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

*2: 短期許容応力度は，道路橋示方書により許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表 3.4-3 漂流物防護工（防護工取付けボルト）の許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
強度区分 8.8	許容引張応力度 σ_{sa}	360	540
	許容応力度 τ_{sa}	200	300

注記 * : 短期許容応力度は，道路橋示方書により許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

3.5 評価方法

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

3.5.1 津波時

(1) 解析方法

津波時に発生する応答値は、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づく荷重を作用させて2次元静的有限要素法解析により算定する。なお、衝突荷重は入力津波水位に余裕を考慮した水位（O.P.+25.0m）に作用させる。

2次元静的有限要素法解析に用いる解析コードは、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部には「FLIP Ver7.3.0_2」を使用し、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部には「TDAP III Ver3.08」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。

a. 応答解析手法

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の津波時の解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる連成系の解析を用いる。

地震応答解析手法の選定フローを図 3.5-1 に示す。

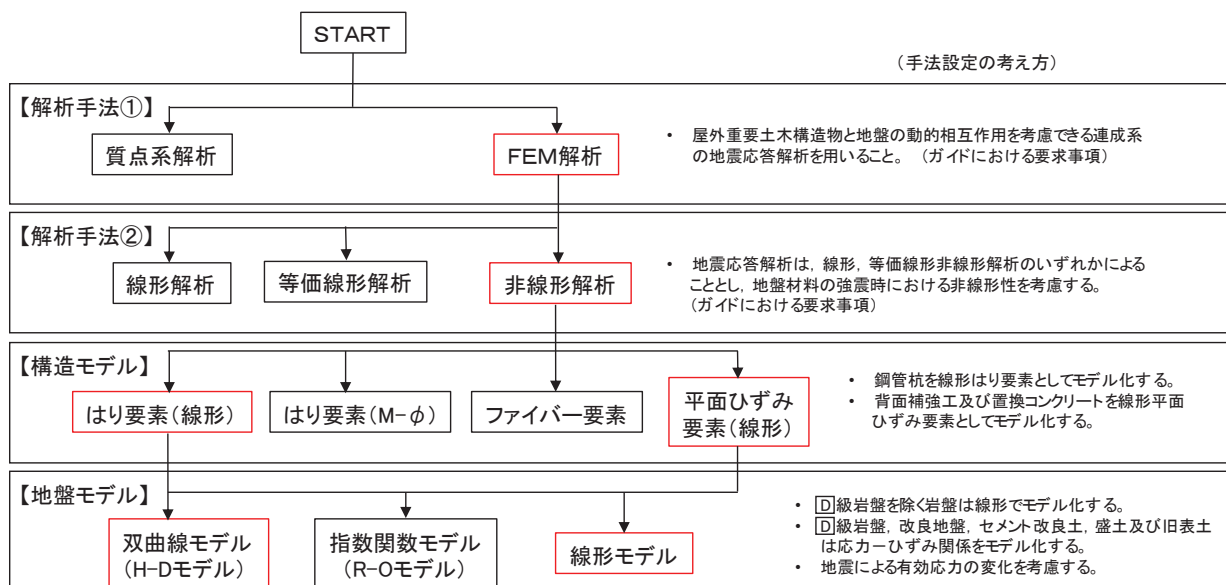


図 3.5-1(1) 地震応答解析手法の選定フロー（一般部）

(3) 評価方法

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

a. 鋼管杭

鋼管杭の評価は、杭体の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。

(a) 曲げ軸力照査

曲げモーメント及び軸力を用い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。

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A_1} \pm \frac{M_1}{Z_1} \dots \dots \dots (3.1)$$

ここで、

σ_1 : 鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力度 (N/mm²)

M_1 : 鋼管杭に発生する曲げモーメント (kN・m)

Z_1 : 鋼管杭の断面係数 (mm³) *

N_1 : 鋼管杭に発生する軸力 (kN)

A_1 : 鋼管杭の断面積 (mm²) *

注記 * : 鋼管杭の外側 1mm を腐食代として考慮する。

(b) 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せん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

$$\tau_1 = \kappa_1 \frac{S_1}{A_1} \dots \dots \dots (3.2)$$

ここで、

τ_1 : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力度 (N/mm²)

S_1 : 鋼管杭に発生するせん断力 (kN)

A_1 : 鋼管杭の断面積 (mm²) *

κ_1 : せん断応力の分布係数 (2.0)

注記 * : 鋼管杭の外側 1mm を腐食代として考慮する。

表 3.5-11(1) 漂流物防護工による偏心荷重 (津波時)

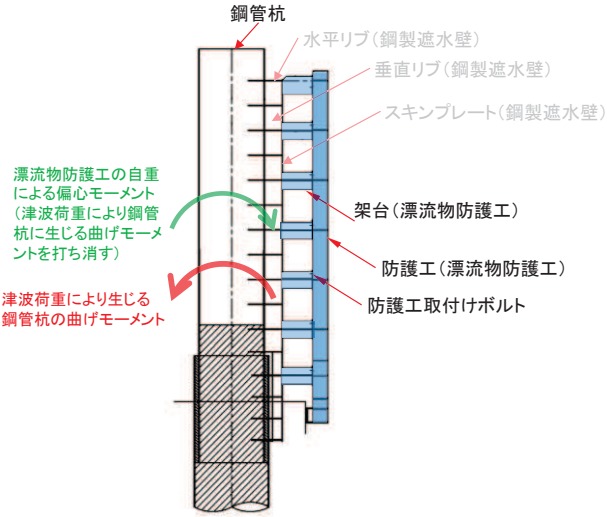
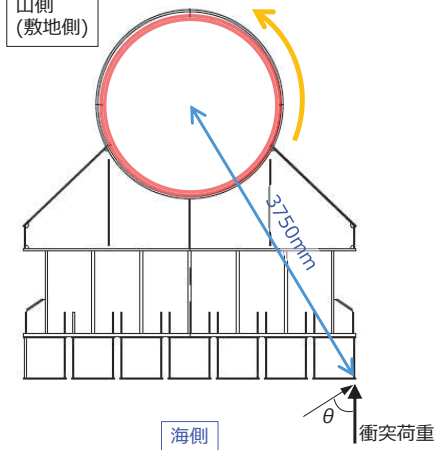
鋼管杭に生じる応力	
偏心モーメント	ねじり
 <ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭に生じる常時の偏心モーメント (緑矢印) は、津波作用荷重により鋼管杭に生じる曲げモーメント (赤矢印) を打ち消す方向となる。 そのため、津波時に生じる常時の偏心モーメントは保守的に考慮しない。 	 <ul style="list-style-type: none"> 漂流物が漂流物防護工端部に衝突することにより、鋼管杭にねじり応力が発生する (橙矢印)。 二次元 FEM 解析により得られた鋼管杭のせん断応力に、漂流物衝突によるねじり応力を加算して評価する。 なお、漂流物が斜めに衝突する場合の影響検討については、「5.3 漂流物衝突による鋼管杭のねじりについて」に示す。

表 3.5-11(2) 漂流物防護工による偏心荷重 (津波時)

鋼管杭に生じる相対変位	
汀線直交方向	汀線方向
<ul style="list-style-type: none"> ・ 漂流物が漂流物防護工中心に衝突する場合がありますが、鋼管杭（止水ジョイント部材）に生じるせん断方向の変位は大きいことから、漂流物防護工中心に衝突する場合を考慮する。 ・ なお、漂流物防護工端部及び斜めに衝突する場合の影響検討については、「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。 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 漂流物が漂流物防護工に衝突した場合において、鋼管杭（止水ジョイント部材）にねじり応力が生じ、汀線直交方向に変位が生じるものの、汀線方向の相対変位は生じにくいことから、汀線方向の相対変位の評価は省略する。

イ. ねじり応力

漂流物衝突荷重が図 3.5-8 のように、漂流物防護工端部に作用した場合の鋼管杭のねじりモーメントを以下式により算出する。また、計算の概念図を図 3.5-8 に、計算に必要な諸元を表 3.5-12 に示す。

なお、漂流物が斜めから衝突した場合の影響は 5.3 に示す。

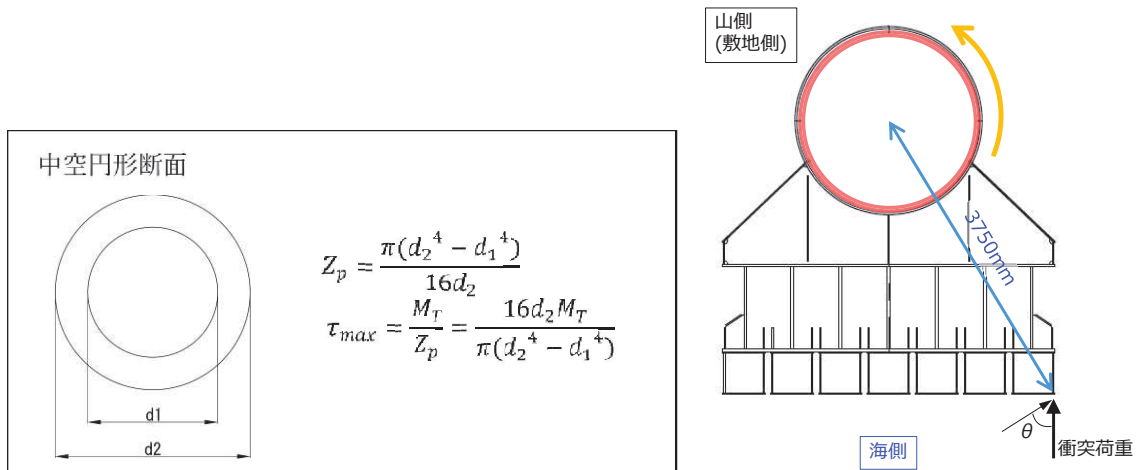


図 3.5-8 ねじり応力算定概念図

表 3.5-12 計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
L	ねじりアーム長	3750	mm
P _c	漂流物衝突荷重	2000	kN
θ	傾き	58	°
d ₁	内径	2430	mm
d ₂	外径 ^{1*}	2498	mm
t	板厚 ^{1*}	34	mm
M _T	ねじりモーメント	3974394482	N・mm
Z _p	ねじりの断面係数 ^{2*}	3.199×10 ⁸	mm ³

注記*1：腐食代 1mm を考慮する。

*2：保守的に鋼管杭の剛性のみを考慮する。

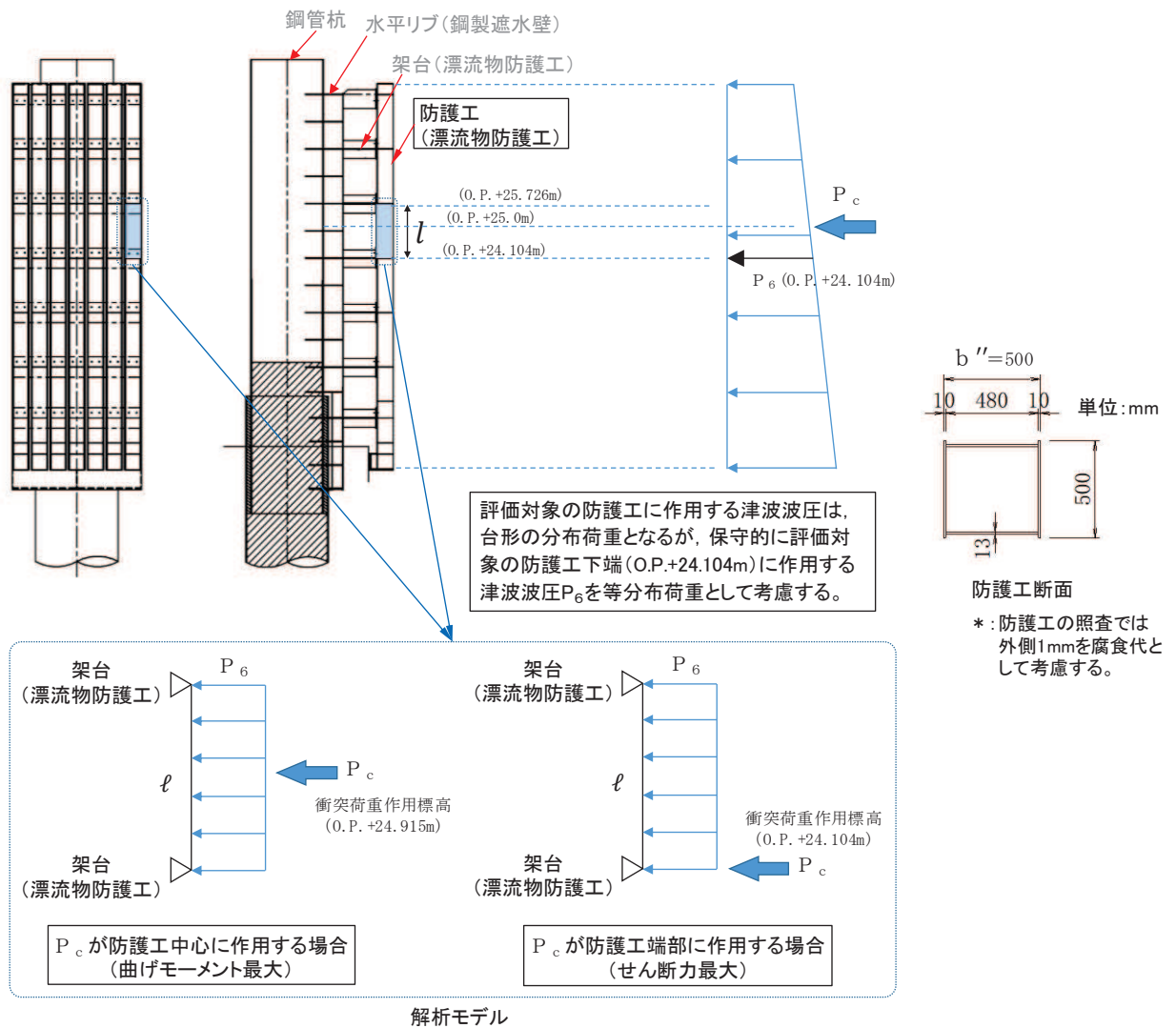


図 3.5-13 防護工の照査概念図 (津波時)

(e) 防護工取付けボルト

防護工取付けボルトの照査概念図を図 3.5-14 に示す。防護工取付けボルトは、せん断力より算定される応力が許容応力限界以下であることを確認する。

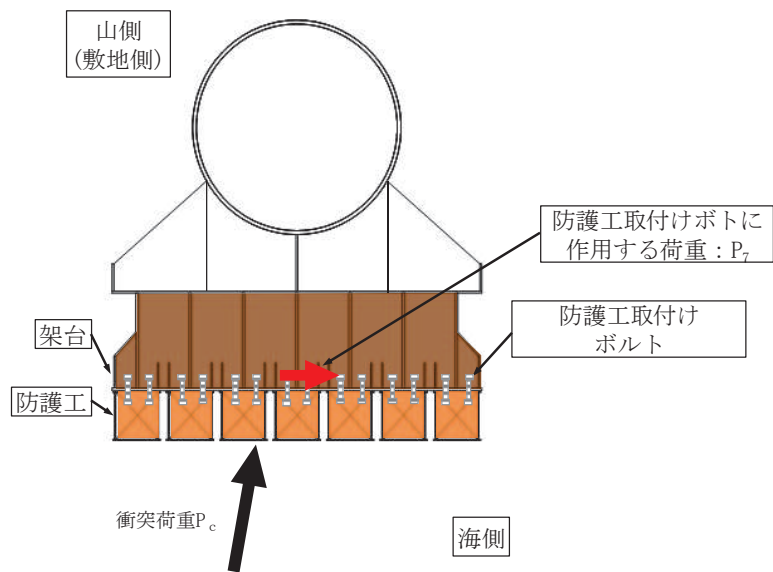


図 3.5-14 防護工取付けボルトの照査概念図

せん断力照査

$$\tau_7 = P_7 / A_7 / n \quad \dots \dots \dots (3.22)$$

ここで、

- τ_7 : せん断力による防護工取付けボルト 1 本当たりの発生応力度 (kN/mm²)
- P_7 : 防護工取付けボルトに作用する荷重 (kN)
- A_7 : 防護工取付けボルト断面積 (M24) (mm²)
- n_7 : 防護工 1 本当たりのボルトの本数 (本)

防護工取付ボルトは、津波時において津波による波圧により防護工が敷地側に押されるため防護工取付ボルトに引張力は生じない。

g. 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の津波時の評価について、防潮堤軸直交方向（以下、「軸直交方向」という）は、津波時に生じる相対変位に、残留変位を加えた相対変位量が許容限界以下であることを確認する。

なお、防潮堤軸方向（以下、「軸方向」という）については、主たる荷重が軸直交方向に作用する遡上津波荷重及び衝突荷重であることから、軸方向の相対変位は生じないため、残留変位が許容限界以下であることを確認する。

また、漂流物防護工の偏心荷重を考慮した止水ジョイント部材の相対変位量の算定方法は、「a. 鋼管杭」を参照する。

止水ジョイント部材の相対変位量の評価に関する詳細は、「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。

また、漂流物防護工の下部にある止水ジョイント前面の保護部材の津波時の評価について、発生応力が許容限界以下であることを確認する。保護部材の評価に関する詳細は「6.1.5 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材について」に示す。

h. 基礎地盤

津波時における基礎地盤の支持性能に係る評価は、基礎地盤に生じる接地圧が重畳時に包絡されると考えられることから実施しない。

3.5.2 重畳時

(1) 解析方法

重畳時に発生する応答値は、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づく荷重を作用させて2次元動的有限要素法解析により算定する。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部については、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析とする。防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部については岩盤内に設置され、液状化検討対象外の施設であることから、全応力解析とする。

2次元動的有限要素法解析に用いる解析コードは、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部には「FLIP Ver7.3.0_2」を使用し、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部には「TDAPⅢ Ver3.08」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。

a. 地震応答解析手法

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の地震応答解析は、地盤と構造物の動的相互作用を考慮できる連成系の地震応答解析を用いて、基準地震動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て行う。

地震応答解析手法の選定フローを図3.5-19に示す。

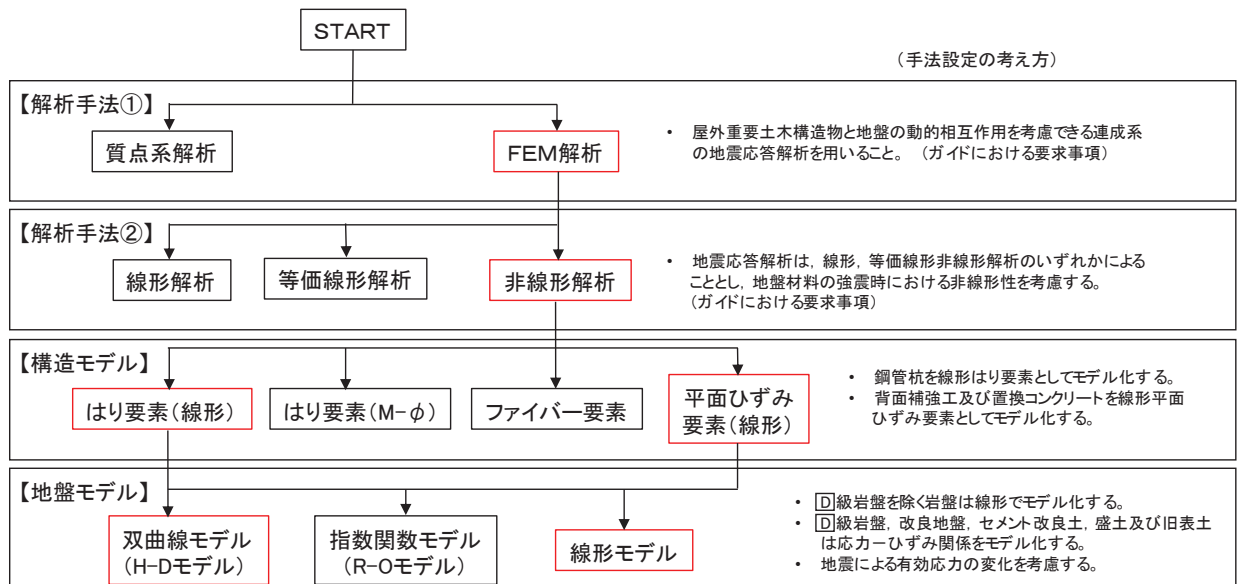


図 3.5-19(1) 地震応答解析手法の選定フロー（一般部）

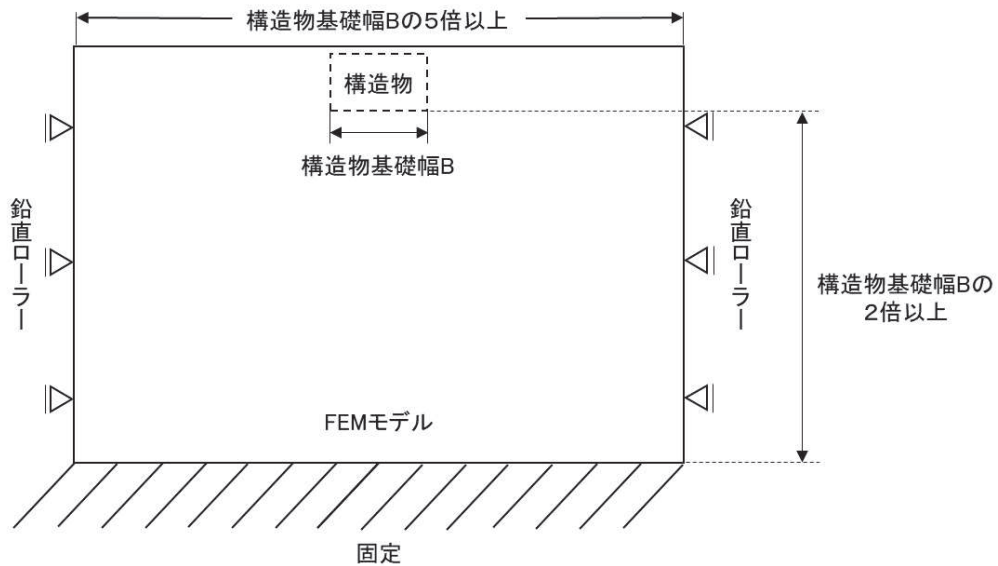


図 3.5-35 初期応力解析における境界条件の概念図

ハ. 地震応答解析時

地震応答解析時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。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不成形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

(c) 構造物のモデル化

構造物のモデル化は、「3.5.1 津波時」と同様である。

(d) 地盤のモデル化

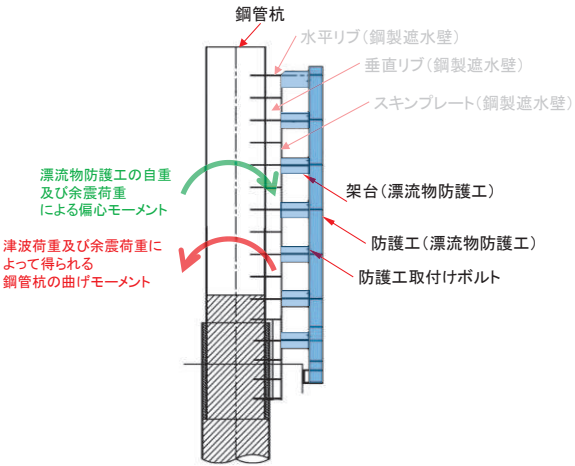
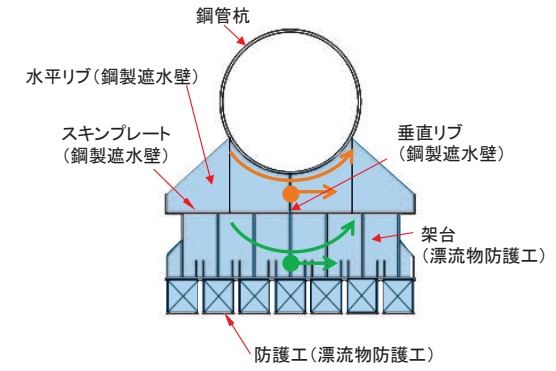
Ⅱ級を除く岩盤は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。一般部に分布するⅢ級岩盤，改良地盤，セメント改良土及び盛土・旧表土は地盤の非線形性を考慮するため，マルチスプリング要素でモデル化する。また，地下水位以深の盛土・旧表土は，液状化パラメータを設定することで，有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

なお，鋼管杭下方のMMRは線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。詳細は「6.1.9 防潮堤の設計・施工に関する補足説明 13. 鋼管杭下方のMMR置換について」に示す。

また，断面①～断面④については，基準地震動 S_s による防潮堤前背面の盛土（断面①～断面③は前面の盛土斜面含む）の地盤沈下を考慮したモデル化とする。

なお，岩盤は砂岩でモデル化する。

表 3.5-22 漂流物防護工による偏心荷重（重畳時）

鋼管杭に生じる応力	
偏心モーメント	ねじり
 <ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭に生じる重畳時の最大鉛直震度は $k_v=0.7$ であり、余震時に鋼管杭に作用する偏心モーメントは、常時に鋼管杭に生じる偏心モーメントよりも小さい。 そのため、鋼管杭に作用する偏心モーメントは海側方向（緑矢印）となる。 一方、重畳時に鋼管杭に生じる曲げモーメントは敷地側方向（赤矢印）であるため、偏心モーメントは曲げモーメントを打ち消す方向となる。 よって、重畳時に生じる偏心モーメントは保守的に考慮しない。 	 <ul style="list-style-type: none"> 漂流物防護工が張り出す方向と直交する方向の成分の加振（縦断方向加振）により、鋼管杭にねじり応力が発生する（緑+橙矢印）。 水平加振により鋼管杭に生じるねじりの影響は、水平震度が大きい地震時で検討する。
鋼管杭に生じる相対変位	
汀線直交方向	汀線方向
<ul style="list-style-type: none"> 隣り合う構造（鋼管杭+鋼製遮水壁+漂流物防護工）が同じであり、海側へ張り出す構造の汀線直交方向の相対変位への影響は小さい。 	<ul style="list-style-type: none"> 隣り合う構造（鋼管杭+鋼製遮水壁+漂流物防護工）が同じであり、海側へ張り出す構造の汀線方向の相対変位への影響は小さい。

3.6 評価条件

強度評価に用いる評価条件を表 3.6-1～表 3.6-12 に示す。

3.6.1 津波時

表 3.6-1 (1) 強度評価に用いる条件 (断面①) (1/2)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼管杭)	934	kN
	固定荷重 (鋼製遮水壁)	319	kN
	固定荷重 (漂流物防護工)	392	kN
	固定荷重 (背面補強工)	1916	kN
	固定荷重 (置換コンクリート)	8993	kN
	固定荷重 (改良地盤)	8674	kN
	固定荷重 (セメント改良土)	1846	kN
P	積載荷重	4.9	kN/m ²
P _c	衝突荷重	2000	kN
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
κ_1	せん断応力の分布係数 (2.0)	2.0	—
Z ₂	スキンプレートの断面係数	96000	mm ³
P ₂	スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧	168.1	kN/m
L	水平リブ間隔	811	mm
P ₃	垂直リブに作用する津波波圧	168.1	kN/m ²
t	垂直リブの板厚	20	mm
B	鋼製遮水壁の総幅	4.0	m
Z ₄	水平リブの断面係数	17870000	mm ³
Z ₅	架台の断面係数	23390000	mm ³
P ₄	水平リブに作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
P ₅	架台に作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
ℓ	架台間隔	1622	mm
b	モーメントアーム長	2.0	m
b'	衝突荷重のモーメントアーム長	1.75	m
A _w	水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積	36200	mm ²
Z ₆	防護工の断面係数	3041000	mm ³
P ₆	防護工に作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
b''	防護工の幅	0.5	m
A _{wc}	防護工のせん断抵抗断面積	11520	mm ²

表 3.6-1 (2) 強度評価に用いる条件 (断面①) (2/2)

A_7	防護工取付けボルト断面積 (M24)	353	mm^2
n_7	防護工 1 本当たりのボルトの本数	14	本
L_8	梁部材の張出長	300	mm
p_8	梁部材の用する津波波圧	103.6	kN/m
Z_8	梁部材工の断面係数	1448998	mm^3
P_c'	寸法の小さな漂流物の衝突荷重	200	kN
A_8	梁部材のせん断抵抗断面積	3136	mm^2
e_8	偏心量	500	mm
D_8	台座の長さ (曲げ方向)	400	mm
x_8	接地幅	148.5	mm
d_8	台座端部～アンカーの距離	100	mm
n_8	アンカーボルトの本数	4	本

表 3.6-2 強度評価に用いる条件（断面②）（1/2）

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重（鋼管杭）	883	kN
	固定荷重（鋼製遮水壁）	319	kN
	固定荷重（漂流物防護工）	392	kN
	固定荷重（背面補強工）	1916	kN
	固定荷重（置換コンクリート）	7890	kN
	固定荷重（改良地盤）	7355	kN
	固定荷重（セメント改良土）	1846	kN
P	積載荷重	4.9	kN/m ²
P _c	衝突荷重	2000	kN
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
κ_1	せん断応力の分布係数（2.0）	2.0	—
Z ₂	スキンプレートの断面係数	96000	mm ³
P ₂	スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧	168.1	kN/m
L	水平リブ間隔	811	mm
P ₃	垂直リブに作用する津波波圧	168.1	kN/m ²
t	垂直リブの板厚	20	mm
B	鋼製遮水壁の総幅	4.0	m
Z ₄	水平リブの断面係数	17870000	mm ³
Z ₅	架台の断面係数	23390000	mm ³
P ₄	水平リブに作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
P ₅	架台に作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
ℓ	架台間隔	1622	mm
b	モーメントアーム長	2.0	m
b'	衝突荷重のモーメントアーム長	1.75	m
A _w	水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積	36200	mm ²
Z ₆	防護工の断面係数	3041000	mm ³
P ₆	防護工に作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
b''	防護工の幅	0.5	m
A _{wc}	防護工のせん断抵抗断面積	11520	mm ²

表 3.6-2 (2) 強度評価に用いる条件 (断面②) (2/2)

A_7	防護工取付けボルト断面積 (M24)	353	mm^2
n_7	防護工 1 本当たりのボルトの本数	14	本
L_8	梁部材の張出長	300	mm
p_8	梁部材の用する津波波圧	103.6	kN/m
Z_8	梁部材工の断面係数	1448998	mm^3
P_c'	寸法の小さな漂流物の衝突荷重	200	kN
A_8	梁部材のせん断抵抗断面積	3136	mm^2
e_8	偏心量	500	mm
D_8	台座の長さ (曲げ方向)	400	mm
x_8	接地幅	148.5	mm
d_8	台座端部～アンカーの距離	100	mm
n_8	アンカーボルトの本数	4	本

表 3.6-3 (1) 強度評価に用いる条件 (断面③) (1/2)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼管杭)	748	kN
	固定荷重 (鋼製遮水壁)	319	kN
	固定荷重 (漂流物防護工)	392	kN
	固定荷重 (背面補強工)	1916	kN
	固定荷重 (置換コンクリート)	7108	kN
	固定荷重 (改良地盤)	5386	kN
	固定荷重 (セメント改良土)	1846	kN
P	積載荷重	4.9	kN/m ²
P _c	衝突荷重	2000	kN
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
κ_1	せん断応力の分布係数 (2.0)	2.0	—
Z ₂	スキンプレートの断面係数	96000	mm ³
P ₂	スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧	168.1	kN/m
L	水平リブ間隔	811	mm
P ₃	垂直リブに作用する津波波圧	168.1	kN/m ²
t	垂直リブの板厚	20	mm
B	鋼製遮水壁の総幅	4.0	m
Z ₄	水平リブの断面係数	17870000	mm ³
Z ₅	架台の断面係数	23390000	mm ³
P ₄	水平リブに作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
P ₅	架台に作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
ℓ	架台間隔	1622	mm
b	モーメントアーム長	2.0	m
b'	衝突荷重のモーメントアーム長	1.75	m
A _w	水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積	36200	mm ²
Z ₆	防護工の断面係数	3041000	mm ³
P ₆	防護工に作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
b''	防護工の幅	0.5	m
A _{wc}	防護工のせん断抵抗断面積	11520	mm ²

表 3.6-3 (2) 強度評価に用いる条件 (断面③) (2/2)

A_7	防護工取付けボルト断面積 (M24)	353	mm^2
n_7	防護工 1 本当たりのボルトの本数	14	本
L_8	梁部材の張出長	300	mm
p_8	梁部材の用する津波波圧	103.6	kN/m
Z_8	梁部材工の断面係数	1448998	mm^3
P_c'	寸法の小さな漂流物の衝突荷重	200	kN
A_8	梁部材のせん断抵抗断面積	3136	mm^2
e_8	偏心量	500	mm
D_8	台座の長さ (曲げ方向)	400	mm
x_8	接地幅	148.5	mm
d_8	台座端部～アンカーの距離	100	mm
n_8	アンカーボルトの本数	4	本

表 3.6-4 強度評価に用いる条件 (断面④)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼管杭)	665	kN
	固定荷重 (鋼製遮水壁)	319	kN
	固定荷重 (背面補強工)	1916	kN
	固定荷重 (置換コンクリート)	15724	kN
	固定荷重 (改良地盤)	12344	kN
	固定荷重 (セメント改良土)	16262	kN
P	積載荷重	4.9	kN/m ²
P _t	遡上津波荷重 (O.P. +18.5m)	189.4	kN/m ²
P _c	衝突荷重	2000	kN
γ _w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
κ ₁	せん断応力の分布係数 (2.0)	2.0	—
A ₇	防護工取付けボルト断面積 (M24)	353	mm ²
n ₇	防護工 1 本当たりのボルトの本数	14	本
L ₈	梁部材の張出長	300	mm
p ₈	梁部材の用する津波波圧	103.6	kN/m
Z ₈	梁部材工の断面係数	1448998	mm ³
P _c '	寸法の小さな漂流物の衝突荷重	200	kN
A ₈	梁部材のせん断抵抗断面積	3136	mm ²
e ₈	偏心量	500	mm
D ₈	台座の長さ (曲げ方向)	400	mm
x ₈	接地幅	148.5	mm
d ₈	台座端部～アンカーの距離	100	mm
n ₈	アンカーボルトの本数	4	本

表 3.6-5 (1) 強度評価に用いる条件 (断面⑤) (1/2)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼管杭)	569	kN
	固定荷重 (鋼製遮水壁)	292	kN
	固定荷重 (漂流物防護工)	392	kN
	固定荷重 (背面補強工)	1916	kN
P	積載荷重	4.9	kN/m ²
P _c	衝突荷重	2000	kN
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
κ_1	せん断応力の分布係数 (2.0)	2.0	—
Z ₂	スキンプレートの断面係数	96000	mm ³
P ₂	スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧	168.1	kN/m
L	水平リブ間隔	811	mm
P ₃	垂直リブに作用する津波波圧	168.1	kN/m ²
t	垂直リブの板厚	20	mm
B	鋼製遮水壁の総幅	4.0	m
Z ₄	水平リブの断面係数	17870000	mm ³
Z ₅	架台の断面係数	23390000	mm ³
P ₄	水平リブに作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
P ₅	架台に作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
ℓ	架台間隔	1622	mm
b	モーメントアーム長	2.0	m
b'	衝突荷重のモーメントアーム長	1.75	m
A _w	水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積	36200	mm ²
Z ₆	防護工の断面係数	3041000	mm ³
P ₆	防護工に作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
b''	防護工の幅	0.5	m
A _{wc}	防護工のせん断抵抗断面積	11520	mm ²

表 3.6-5 (2) 強度評価に用いる条件 (断面⑤) (2/2)

A_7	防護工取付けボルト断面積 (M24)	353	mm^2
n_7	防護工 1 本当たりのボルトの本数	14	本
L_8	梁部材の張出長	300	mm
p_8	梁部材の用する津波波圧	103.6	kN/m
Z_8	梁部材工の断面係数	1448998	mm^3
P_c'	寸法の小さな漂流物の衝突荷重	200	kN
A_8	梁部材のせん断抵抗断面積	3136	mm^2
e_8	偏心量	500	mm
D_8	台座の長さ (曲げ方向)	400	mm
x_8	接地幅	148.5	mm
d_8	台座端部～アンカーの距離	100	mm
n_8	アンカーボルトの本数	4	本

表 3.6-6 (1) 強度評価に用いる条件 (断面⑥) (1/2)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼管杭)	507	kN
	固定荷重 (鋼製遮水壁)	292	kN
	固定荷重 (漂流物防護工)	392	kN
P	積載荷重	4.9	kN/m ²
P _c	衝突荷重	2000	kN
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
κ_1	せん断応力の分布係数 (2.0)	2.0	—
Z ₂	スキンプレートの断面係数	96000	mm ³
P ₂	スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧	168.1	kN/m
L	水平リブ間隔	811	mm
P ₃	垂直リブに作用する津波波圧	168.1	kN/m ²
t	垂直リブの板厚	20	mm
B	鋼製遮水壁の総幅	4.0	m
Z ₄	水平リブの断面係数	17870000	mm ³
Z ₅	架台の断面係数	23390000	mm ³
P ₄	水平リブに作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
P ₅	架台に作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
ℓ	架台間隔	1622	mm
b	モーメントアーム長	2.0	m
b'	衝突荷重のモーメントアーム長	1.75	m
A _w	水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積	36200	mm ²
Z ₆	防護工の断面係数	3041000	mm ³
P ₆	防護工に作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
b''	防護工の幅	0.5	m
A _{wc}	防護工のせん断抵抗断面積	11520	mm ²

表 3.6-6 (2) 強度評価に用いる条件 (断面⑥) (2/2)

A_7	防護工取付けボルト断面積 (M24)	353	mm^2
n_7	防護工 1 本当たりのボルトの本数	14	本
L_8	梁部材の張出長	300	mm
p_8	梁部材の用する津波波圧	103.6	kN/m
Z_8	梁部材工の断面係数	1448998	mm^3
P_c'	寸法の小さな漂流物の衝突荷重	200	kN
A_8	梁部材のせん断抵抗断面積	3136	mm^2
e_8	偏心量	500	mm
D_8	台座の長さ (曲げ方向)	400	mm
x_8	接地幅	148.5	mm
d_8	台座端部～アンカーの距離	100	mm
n_8	アンカーボルトの本数	4	本

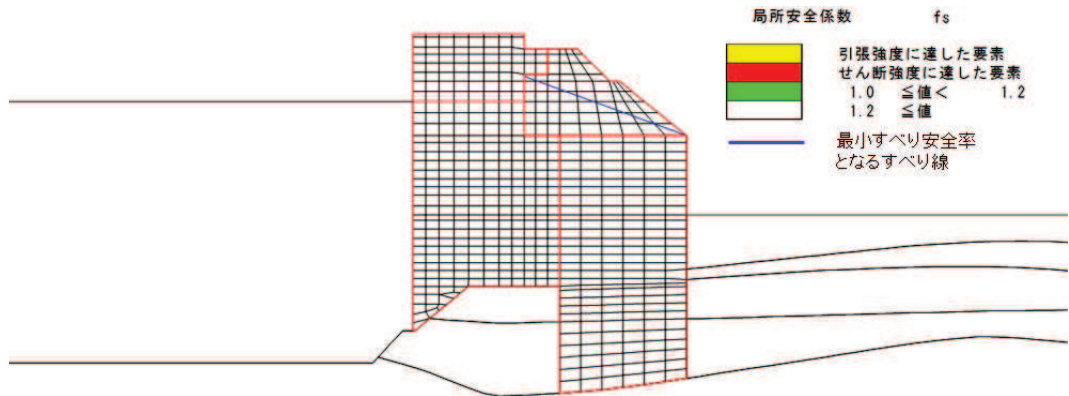


図 4.1-6(3) セメント改良土の局所安全係数分布 (断面③)
 解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

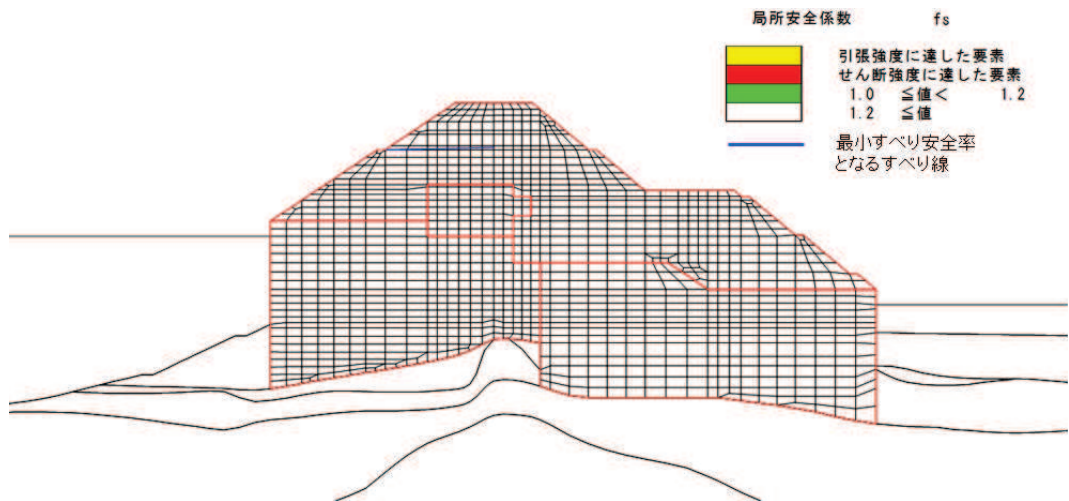


図 4.1-6(4) セメント改良土の局所安全係数分布 (断面④)
 解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

4.1.2 鋼管杭の評価結果

(1) 曲げ軸力照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.1-30 に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を表 4.1-37 に、曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価時刻での断面力図を図 4.1-1 に示す。鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、鋼管杭に発生する曲げ応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.1-38(4) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面④)

解析 ケース	杭種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
① (平均)	C	595	5	217	0.03
② (+1 σ)	C	504	4	217	0.02
③ (-1 σ)	C	713	6	217	0.03

表 4.1-38(5) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面⑤)

解析 ケース	杭種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
① (平均)	C	13688	105	217	0.49
② (+1 σ)	C	13688	105	217	0.49
③ (-1 σ)	C	13688	105	217	0.49

表 4.1-38(6) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面⑥)

解析 ケース	杭種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
① (平均)	C	11073	85	217	0.40
② (+1 σ)	C	11492	88	217	0.41
③ (-1 σ)	C	10568	81	217	0.38

(3) 漂流物防護工のねじり応力

漂流物衝突荷重を漂流物防護工の端部に作用させた場合の鋼管杭に発生するねじりを考慮した評価結果を表 4.1-39 に示す。検討ケースはせん断破壊に対する照査値が最も厳しい「断面⑤, 解析ケース③」とした。漂流物防護工のねじり応力を考慮することで、せん断応力度が 1 割程度上昇するものの、許容限界以下であることを確認した。

表 4.1-39 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面⑤)

解析 ケース	杭種	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
③*	C	105	217	0.49
③ (ねじり考慮)	C	117	217	0.54

注記* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

4.1.3 鋼製遮水壁及び漂流物防護工

鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主部材の照査結果を表 4.1-40 に示す。この結果から、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.1-40 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主要部材の照査結果

部材		材質	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼製 遮水壁	スキンプレート	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm ²)	144	315	0.46
	垂直リブ	SM490Y	圧縮応力度 (N/mm ²)	34	190	0.18
	水平リブ	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm ²)	221	315	0.71
			せん断応力度 (N/mm ²)	68	180	0.38
			合成応力度	0.63	1.20	0.53
漂流物 防護工	架台	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm ²)	169	315	0.54
			せん断応力度 (N/mm ²)	68	180	0.38
			合成応力度	0.43	1.20	0.36
	防護工	SM570	曲げ応力度 (N/mm ²)	275	382	0.72
			せん断応力度 (N/mm ²)	179	217	0.83
			合成応力度	0.68	1.20	0.57
	防護工取付け ボルト	強度区分 8.8	せん断応力度 (N/mm ²)	182	300	0.62

5.3 漂流物衝突による鋼管杭のねじりについて

(1) 概要

漂流物は図5.3-1に示すとおり、漂流物防護工の端部に衝突する可能性があることから、漂流物衝突荷重を漂流物防護工の端部に作用させた場合の検討を実施し、鋼管杭に生じるねじりについて照査を行う。

なお、漂流物の衝突形態は「4.3 漂流物による衝突荷重について」で示すとおり、漂流物が防潮堤（鋼管式鉛直壁）に対して直角方向に衝突する場合の他に、斜め方向から衝突することも考えられる。直角方向の検討については、「4. 評価結果」で示していることから、本検討では、斜め方向から衝突した場合のねじりについて照査を行う。

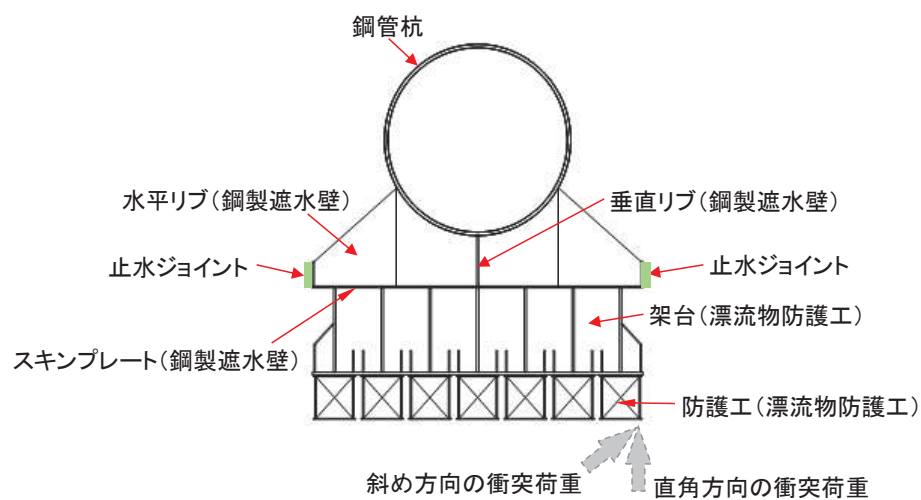


図 5.3-1 漂流物荷重の作用イメージ図

(2) 評価方法

図 5.3-1 のように、漂流物衝突荷重が漂流物防護工端部に斜め方向に作用した場合の鋼管杭のねじりモーメントを以下式により算出する。また、計算の概念図を図 5.3-2 に、計算に必要な諸元を表 5.3-1 に示す。なお、漂流物衝突荷重の方向については、ねじりモーメントが最大となるよう鋼管杭中心から防護工の端部を結ぶ線に対して直角とする。

評価対象断面については、「4. 評価結果」の津波時の結果において、照査値が最も厳しい「断面②、解析ケース③」とする。

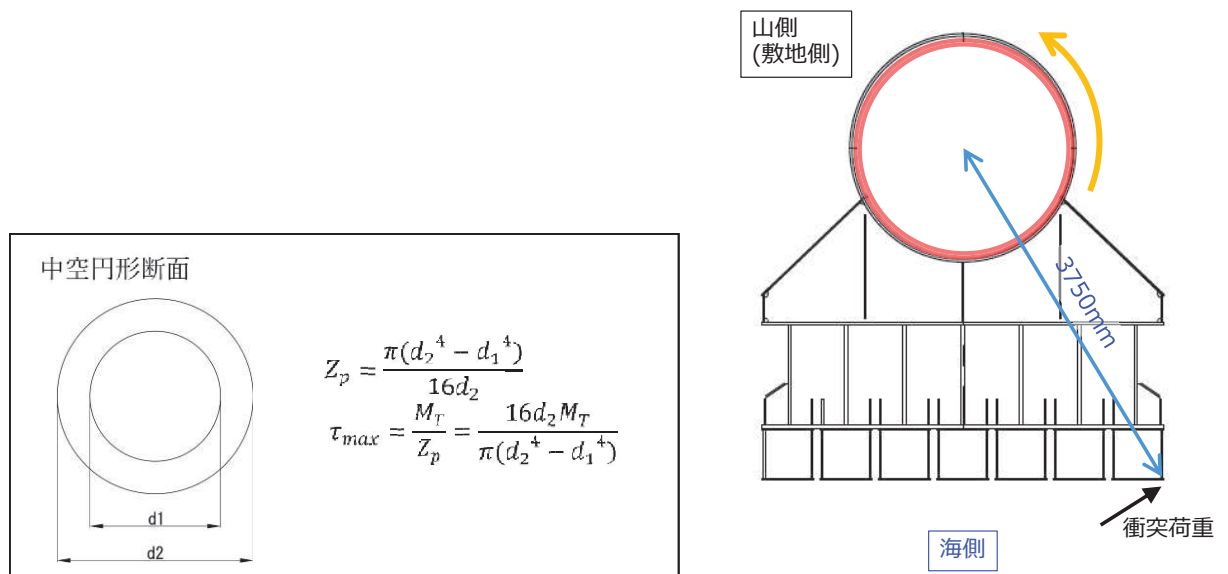


図 5.3-2 漂流物荷重によるねじりモーメントの計算の概念図

表 5.3-1 計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
L	ねじりアーム長	3750	mm
P _c	漂流物衝突荷重	2000	kN
d ₁	内径	2430	mm
d ₂	外径	2498	mm
t	板厚	34	mm
M _T	ねじりモーメント	7500000000	N・mm
Z _p	ねじりの断面係数	3.199×10 ⁸	mm ³

(3) 評価結果

漂流物衝突荷重を漂流物防護工の端部に斜め方向に作用させた場合の鋼管杭に発生するねじりモーメントを考慮した評価結果を表 5.3-2 に示す。

漂流物衝突荷重を漂流物防護工の端部に斜め方向に作用させた場合に鋼管杭に発生するねじりモーメントを考慮しても、構造成立性に大きな影響がないことを確認した。

表 5.3-2 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面⑤）

解析 ケース	杭種	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
③*	C	105	217	0.49
③（ねじり考慮，直角方向）*	C	117	217	0.54
③（ねじり考慮，斜め方向）	C	129	217	0.60

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.1 防潮堤の設計に関する補足説明
- 6.1.5 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材について

目次

1. 概要及び評価方針	1
1.1 概要	1
1.2 評価方針	7
2. 性能確認試験	14
2.1 ゴムジョイント	14
2.2 ウレタンシリコーン目地	25
3. 許容限界の設定	60
4. 耐久性	61
4.1 評価項目	61
4.2 ゴムジョイントの評価結果	63
4.3 ウレタンシリコーン目地の評価結果	69
5. 維持管理方針の検討	80
6. ウレタンシリコーン目地の施工方法について	81

(参考資料1) ウレタンシリコーン目地の下端部の詳細について

(参考資料2) ゴムジョイント下端部の詳細について

(参考資料3) 設計水圧 (0.3MPa) を超える水圧に対するウレタンシリコーン目地の性能確認試験 (試験水圧: 0.34MPa) について

(参考資料4) 鋼製遮水壁の塗装について

(参考資料5) ウレタンシリコーン目地の施工管理について

(参考資料6) 止水ジョイント部材に生じる回転影響について

 : 記載適正化範囲

(4) 鋼製遮水壁とシリコーン材の付着について

先に示したように、シリコーン材を施工する面（鋼製遮水壁）にプライマーを塗布することで、塗装の有無等による付着強度の差はないと考えているが、図 6.1.5-15 のとおり、ウレタンシリコーン目地で付着を期待している面としては、鋼製遮水壁とシリコーン材の境界のみであることを踏まえ、念のため、シリコーン材を施工する面（鋼製遮水壁）が塗装されている場合の影響について確認する。

実際の施工では、鋼製遮水壁は超厚膜塗装（ $2300\mu\text{m}$ ）とその表層にフッ素樹脂塗装（塗装仕様の詳細については参考資料 4 に示す。）が施されており、この塗装面にプライマーを塗布し、シリコーン材を施工する。そのため、各境界となる面の付着力を図 6.1.5-24 のフローに従い確認する。

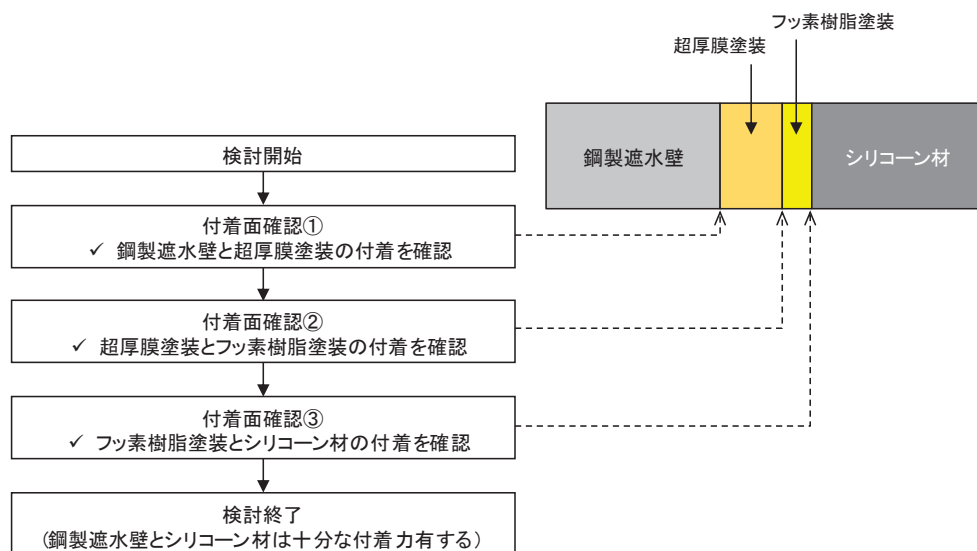


図 6.1.5-24 鋼製遮水壁とシリコーン材の付着力確認フロー

a. 付着面確認①（鋼製遮水壁と超厚膜塗装の付着）

鋼製遮水壁と超厚膜塗装の付着に関して、上記超厚膜塗装と同様の仕様の曝露試験結果が「長期海洋暴露試験に基づく鋼管杭の防食工法の耐久性評価に関する研究（30年経過時の報告），No.1324，港湾空港技術研究所資料，2016」にて報告されており、経過年数 29 年でも付着強度が $2.5\sim 4.5$ (MPa) 有することが示されている（参考資料 4）。このことから、鋼製遮水壁と塗装は、津波荷重から設定した試験水圧（ 0.3MPa ）よりもはるかに高い圧力に耐えられることを確認した。

b. 付着面確認②（超厚膜塗装とフッ素樹脂塗装の付着）

超厚膜塗装とフッ素樹脂塗装の付着に関して、図 6.1.5-25 に示すような 4 種類の塗装断面（超厚膜 1 層，超厚膜塗装 2 層，中塗り（フッ素樹脂塗装），上塗り（フッ素樹脂塗装）を対象に，付着試験（アドヒージョンテスト）を行い，塗膜の付着力を確認した（最も弱い箇所を剥離させ，その時の強度を測定）。

その結果を表 6.1.5-15 に示す。すべての供試体でドーリー剥離箇所は「接着剤」との結果であることから，超厚膜塗装とフッ素樹脂塗装の境界等の塗膜層間では剥離せず，ドーリーと塗装の境界（接着剤）が最も付着力が低いことを確認した。また，その際の最低付着力（アドヒージョン）は 1.8 (MPa) であり，耐圧試験の水圧 0.3 (MPa) 以上であることを確認した。

このことから，超厚膜塗装とフッ素樹脂塗装の境界に耐圧試験の水圧 0.3 (MPa) 以上の引張力が発生したとしても，超厚膜塗装とフッ素樹脂塗装の境界で剥れることがないことを確認した。

試験方法は以下のとおりである。

【試験方法】

- ① 測定位置の塗膜表面をウエス等で清掃した後，サンドペーパーで軽く研磨して清浄な状態にする。
- ② 接着剤をドーリー（端子）に塗り，塗膜表面にドーリーを押しつけるように貼り付ける。
- ③ 接着剤が固化した後，ドーリー周辺に沿って，塗膜をカッターなどで素地に達するまで傷を入れる。
- ④ アドヒージョンテストでドーリーを引き剥がし，強度を測定する。

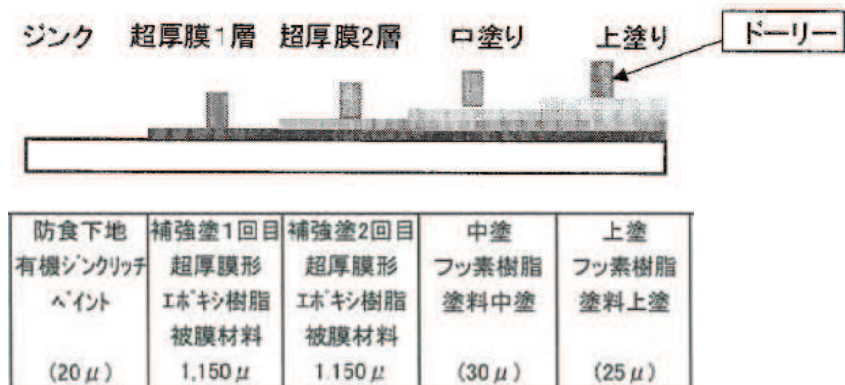


図 6.1.5-25 付着試験を実施した塗装断面

表 6.1.5-15 塗装付着試験（アドヒージョンテスト）

試験体NO.	アドヒージョンテスト部位			
3-4 ①	超厚膜1層	超厚膜2層	中塗り	上塗り
アドヒージョン	3.7 Mpa	4.8 Mpa	2.9 Mpa	2.7 Mpa
ドリーナー剥離箇所 (規格値1.5Mpa以上)	接着剤	接着剤	接着剤	接着剤
硬度	70	67	63	62
表面温度	18 °C	18 °C	18 °C	18 °C

試験体NO.	アドヒージョンテスト部位			
3-4 ②	超厚膜1層	超厚膜2層	中塗り	上塗り
アドヒージョン	1.7 Mpa	2.0 Mpa	— Mpa	2.2 Mpa
ドリーナー剥離箇所 (規格値1.5Mpa以上)	接着剤	接着剤	—	接着剤
硬度	70	68	65	64
表面温度	16.8 °C	16.8 °C	16.8 °C	16.8 °C

試験体NO.	アドヒージョンテスト部位			
3-4 ③	超厚膜1層	超厚膜2層	中塗り	上塗り
アドヒージョン	8.0 Mpa	3.0 Mpa	4.3 Mpa	4.5 Mpa
ドリーナー剥離箇所 (規格値1.5Mpa以上)	接着剤+塗膜	接着剤+塗膜	接着剤	接着剤
硬度	68	72	64	67
表面温度	16.8 °C	16.8 °C	16.8 °C	16.8 °C

試験体NO.	アドヒージョンテスト部位			
3-25 ①	超厚膜1層	超厚膜2層	中塗り	上塗り
アドヒージョン	3.0 Mpa	2.0 Mpa	— Mpa	2.6 Mpa
ドリーナー剥離箇所 (規格値1.5Mpa以上)	接着剤	接着剤	—	接着剤
硬度	69	65	61.5	61
表面温度	18 °C	18 °C	18 °C	18 °C

試験体NO.	アドヒージョンテスト部位			
3-25 ②	超厚膜1層	超厚膜2層	中塗り	上塗り
アドヒージョン	5.1 Mpa	2.5 Mpa	2.4 Mpa	1.8 Mpa
ドリーナー剥離箇所 (規格値1.5Mpa以上)	接着剤+塗膜	接着剤	接着剤	接着剤
硬度	66	64	56	58
表面温度	16.8 °C	16.8 °C	16.8 °C	16.8 °C

試験体NO.	アドヒージョンテスト部位			
3-25 ③	超厚膜1層	超厚膜2層	中塗り	上塗り
アドヒージョン	5.0 Mpa	4.0 Mpa	1.9 Mpa	2.8 Mpa
ドリーナー剥離箇所 (規格値1.5Mpa以上)	接着剤+塗膜	接着剤	接着剤	接着剤
硬度	73	63	60	64
表面温度	16.8 °C	16.8 °C	16.8 °C	16.8 °C

c. 付着面確認③（フッ素樹脂塗装とシリコーン材の付着）

フッ素樹脂塗装面とシリコーン材の付着について、メーカーにてフッ素樹脂塗装面にシリコーン材を施工した場合の接着性（付着性）の試験で実施されている。試験体を図 6.1.5-26 に示す。

表 6.1.5-16 に示す塗料に対して、引張接着性試験（H 型）（引張速度 50mm/min: 50% 引張応力（M50）、最大引張応力（Tmax）及び最大伸び率（Emax）を測定しているが、本試験ではシリコーン材が破壊するときの引張応力である最大引張応力（Tmax）を確認する）を実施している。また、「建築工事標準仕様書・同解説/JASS 8 防水工事」及び「改訂新版 建築用シーリング材－基礎と正しい使い方－」では、接着性の判断として破壊状態が凝集破壊（CF）又は薄層凝集破壊（TCF）となることが求められているため、破壊状態についても確認した。

なお、試験に用いられたプライマー（トスプライムニューF）は、「(1) 試験条件（試験変位量、水圧）」～「(3) 試験結果」で実施した試験で鋼材（無塗装の鋼製遮水壁を模擬）とシリコーン材の境界に塗布されたものと同じものである。

表 6.1.5-17 及び図 6.1.5-27 の試験結果から、塗装の色及び膜厚の違いによらず、いずれの条件下においてもフッ素樹脂塗装面とシリコーンの境界では剥れず、シリコーン材による破壊（すべての試験で凝集破壊（CF）であり、接着性は良好と判断）が引張応力 0.38（MPa）以上で生じる結果となった。

このことから、フッ素樹脂塗装面とシリコーン材の境界に耐圧試験の水圧 0.3（MPa）以上の 0.38（MPa）の引張力が発生したとしても、フッ素樹脂塗装面とシリコーン材の境界で剥れることがないことを確認した。

表 6.1.5-16 接着試験の塗装種類

塗料種類
フッ素樹脂塗料*20 μ m ホワイト色-1
フッ素樹脂塗料*20 μ m ホワイト色-2
フッ素樹脂塗料*40 μ m メタリック色-1
フッ素樹脂塗料*40 μ m メタリック色-2

注記*：鋼製遮水壁の超厚膜塗装の中塗，上塗にはフッ素樹脂塗料を用いているため，試験条件としては同じである。

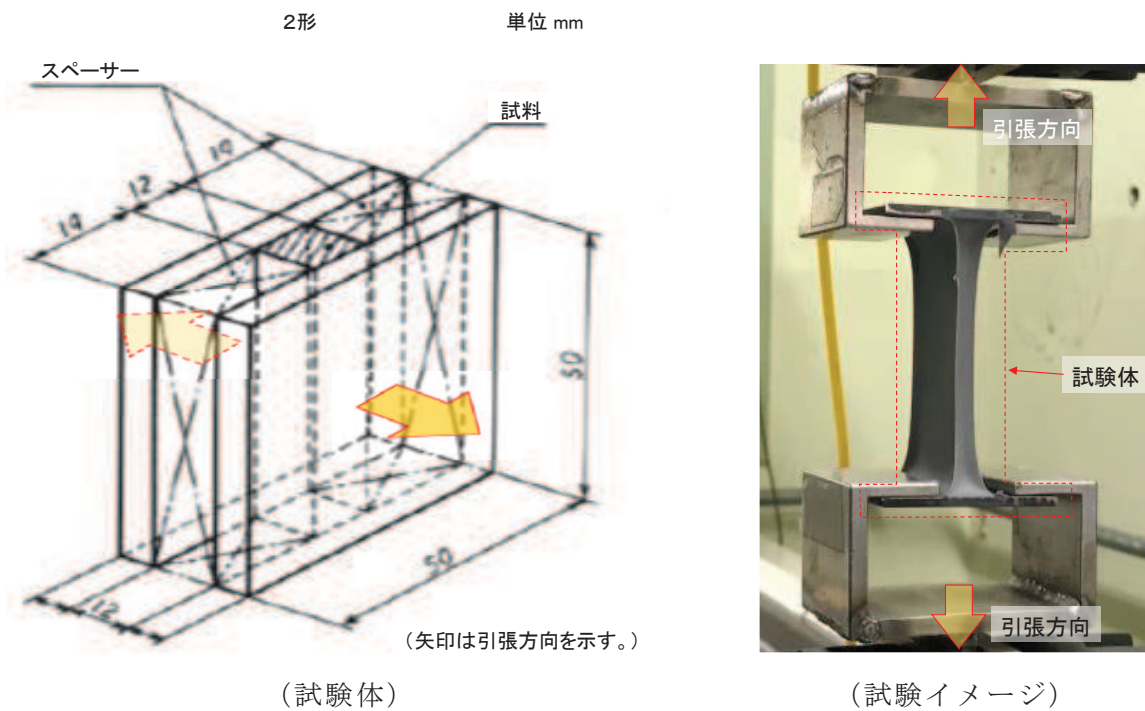


図 6.1.5-26 試験概要

(JIS A 1439「建築用シーリング材の試験方法」に準拠して作製・実施)

表 6.1.5-17 接着試験の塗装種類

シーリング材	プライマー	被着体	バフ掛け	養生条件	試験体	M50 MPa	Tmax MPa	E %	CF %	TCF %	AF %
トスシール361	トスプライム ニューF	20 μ ホワイト-1	無し	標準	1	0.18	0.50	1010	100	0	0
					2	0.17	0.50	980	100	0	0
					3	0.18	0.45	860	100	0	0
				平均	0.18	0.49	950				
				温水	1	0.17	0.58	1150	100	0	0
					2	0.17	0.64	1190	100	0	0
			3		0.17	0.55	1060	100	0	0	
			平均	0.17	0.59	1130					
			有り	標準	1	0.18	0.49	950	100	0	0
					2	0.17	0.40	780	100	0	0
					3	0.18	0.49	900	100	0	0
				平均	0.18	0.46	870				
		温水		1	0.18	0.50	970	100	0	0	
				2	0.17	0.48	1070	100	0	0	
			3	0.18	0.56	1080	100	0	0		
		平均	0.18	0.51	1040						
		20 μ ホワイト-2	無し	標準	1	0.18	0.54	1030	100	0	0
					2	0.17	0.46	940	100	0	0
					3	0.18	0.49	940	100	0	0
				平均	0.18	0.50	970				
				温水	1	0.16	0.45	1040	100	0	0
					2	0.16	0.49	1110	100	0	0
			3		0.16	0.57	1220	100	0	0	
			平均	0.16	0.50	1120					
			有り	標準	1	0.17	0.43	870	100	0	0
					2	0.19	0.56	1000	100	0	0
					3	0.18	0.44	900	100	0	0
				平均	0.18	0.48	920				
		温水		1	0.16	0.49	1090	100	0	0	
				2	0.17	0.50	1090	100	0	0	
			3	0.16	0.57	1210	100	0	0		
		平均	0.16	0.52	1130						
		40 μ メタリック-1	無し	標準	4	0.17	0.42	770	100	0	0
					5	0.19	0.49	890	100	0	0
					6	0.17	0.49	1010	100	0	0
				平均	0.18	0.46	890				
				温水	4	0.17	0.49	990	100	0	0
					5	0.18	0.41	850	100	0	0
			6		0.18	0.47	970	100	0	0	
			平均	0.18	0.45	940					
			有り	標準	4	0.19	0.41	730	100	0	0
					5	0.17	0.44	920	100	0	0
					6	0.19	0.54	1030	100	0	0
				平均	0.18	0.46	890				
		温水		4	0.17	0.47	960	100	0	0	
				5	0.18	0.46	900	100	0	0	
			6	0.18	0.47	960	100	0	0		
		平均	0.18	0.46	940						
40 μ メタリック-2	無し	標準	7	0.18	0.62	1080	100	0	0		
			8	0.17	0.45	1020	100	0	0		
			9	0.17	0.47	950	100	0	0		
		平均	0.17	0.51	1020						
		温水	7	0.16	0.38	900	100	0	0		
			8	0.18	0.47	1010	100	0	0		
	9		0.16	0.37	900	100	0	0			
	平均	0.17	0.41	940							
	有り	標準	7	0.17	0.46	960	100	0	0		
			8	0.18	0.45	880	100	0	0		
			9	0.18	0.51	950	100	0	0		
		平均	0.18	0.47	930						
温水		7	0.18	0.39	840	100	0	0			
		8	0.17	0.47	980	100	0	0			
	9	0.18	0.40	860	100	0	0				
平均	0.18	0.42	890								

表中の記号は以下のとおり

M50 : 50%引張応力 (シーリング材の伸び率が50%になったときの引張応力)

Tmax : 最大引張応力 (シーリング材が破壊したときの引張応力)

E_{max} : 最大伸び率 (シーリング材が破壊したときの伸び率)

CF : 凝集破壊 (シーリング材の破壊状態の1つでシーリング材自身の破壊)

TCF : 薄層凝集破壊 (シーリング材の破壊状態の1つで被着面にごく薄くシーリング材が残る破壊)

AF : 接着破壊 (シーリング材の破壊状態の1つで被着体とシーリング材の分離)

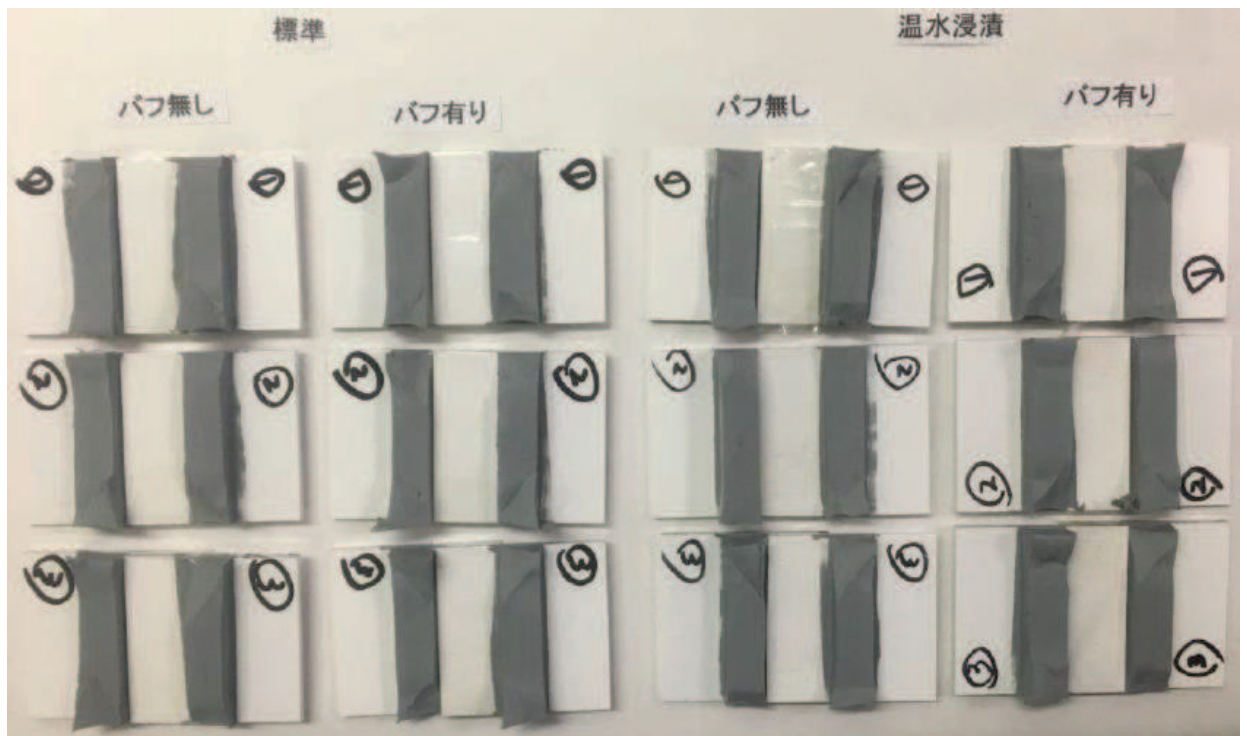


図 6.1.5-27(1) 接着性（付着性）試験結果（20 μ m ホワイト色-1）
 （いずれの試験結果も CF すなわち、シリコン材で切れているため、左右どちらにも灰色のシリコン材が残っていることが確認される）

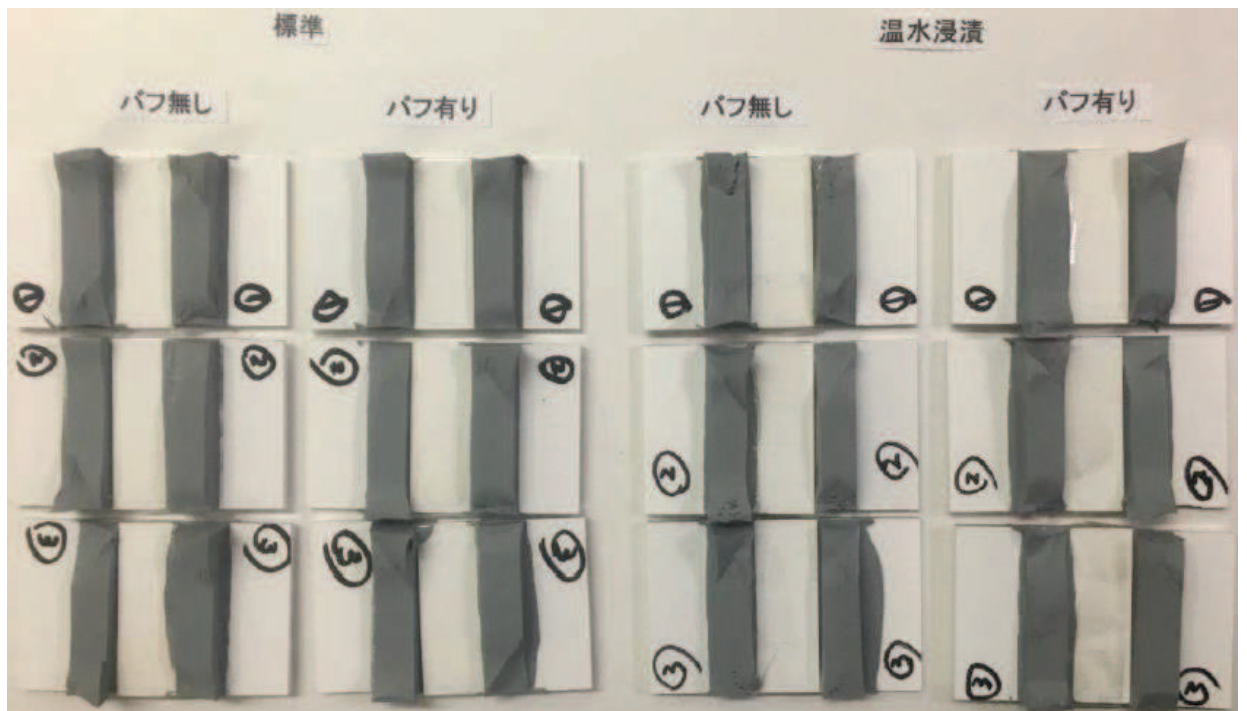


図 6.1.5-27(2) 接着性（付着性）試験結果（20 μ m ホワイト色-2）
 （いずれの試験結果も CF すなわち、シリコン材で切れているため、左右どちらにも灰色のシリコン材が残っていることが確認される）

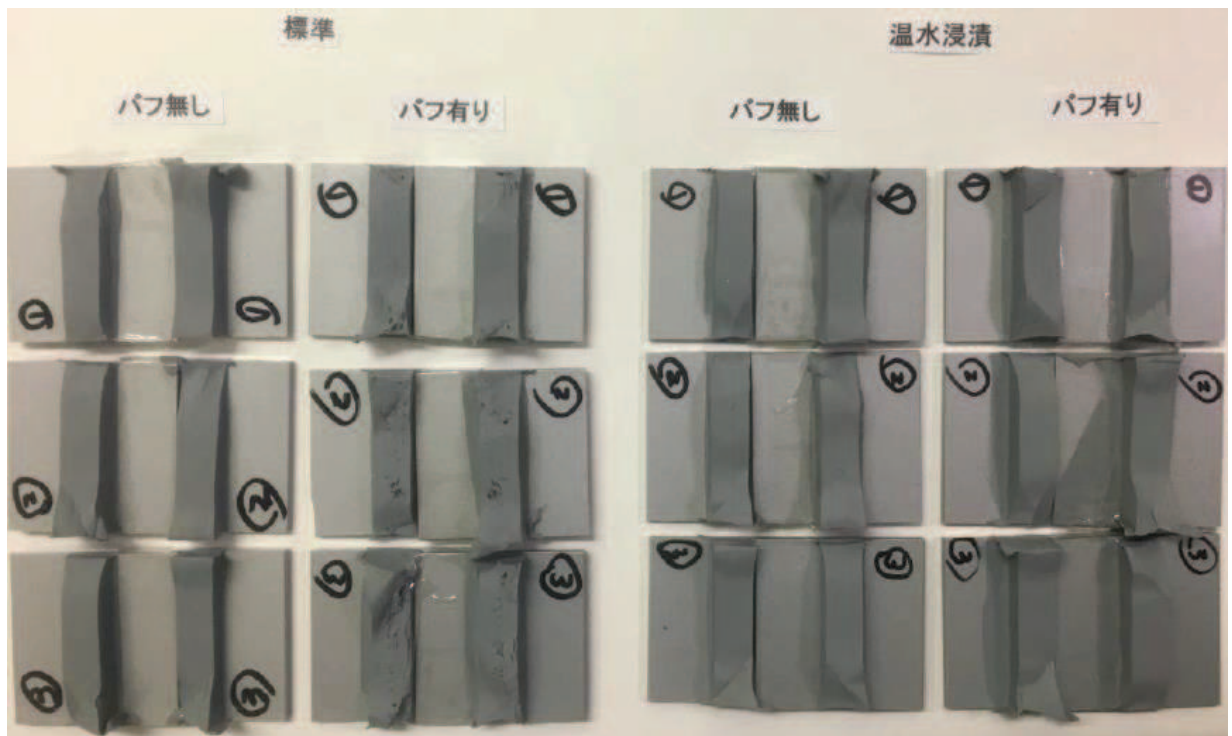


図 6.1.5-27(3) 接着性（付着性）試験結果（40 μ mメタリック色-1）
 （いずれの試験結果もCFすなわち、シリコン材で切れているため、左右どちらにも灰色のシリコン材が残っていることが確認される）

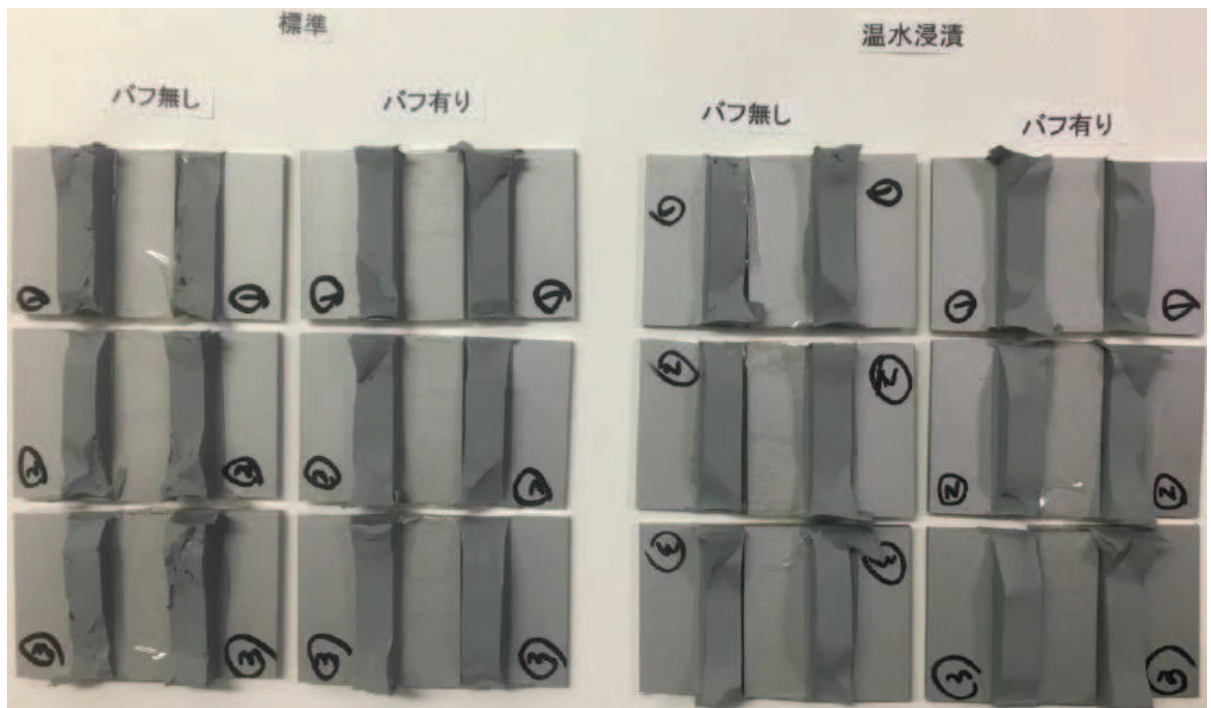


図 6.1.5-27(4) 接着性（付着性）試験結果（40 μ mメタリック色-1）
 （いずれの試験結果もCFすなわち、シリコン材で切れているため、左右どちらにも灰色のシリコン材が残っていることが確認される）

d. まとめ

鋼製遮水壁と超厚膜塗装の付着力は 2.5 (MPa) 以上, 超厚膜塗装とフッ素樹脂塗装の付着力は 1.8 (MPa) 以上, フッ素樹脂塗装とシリコーン材の付着力は 0.38 (MPa) 以上であり, いずれも耐圧試験の水圧 0.3 (MPa) 以上である。また, フッ素樹脂塗装とシリコーン材の境界で剥れる前にシリコーン材が破壊することを確認した。

以上のことから, 超厚膜塗装及びフッ素樹脂塗装が施された鋼製遮水壁にシリコーン材を施工し, シリコーン材に引張力が作用した場合, 「鋼製遮水壁と超厚膜塗装」, 「超厚膜塗装とフッ素樹脂塗装」, 「フッ素樹脂塗装とシリコーン材」の境界で剥れる前にシリコーン材が破壊することを確認した。

(1)～(3)で実施した試験結果からも, 耐圧試験ではシリコーン材は健全を維持し, 鋼材(無塗装の鋼製遮水壁を模擬)とシリコーン材で剥れることもないことから, シリコーン材を施工する面にプライマーを塗布することで, シリコーン材を施工する境界は十分な付着性を有することを確認した。

なお, ウレタンシリコーン目地の下端部については, 図 6.1.5-3 で示したように背面補強工内まで施工することとしている。背面補強工内でも止水性は鋼製遮水壁とシリコーン材に期待しているものの, 一部シリコーン材とモルタルの付着性に期待している箇所があるため, シリコーン材とモルタルの付着性について別途付着性の試験を実施しており, 十分な付着性能を有することを確認している(参考資料 1)。

(参考資料1) ウレタンシリコーン目地の下端部の詳細について

ウレタンシリコーン目地の下端部については、止水性を確実なものとするため、図1に示すように背面補強工内まで施工することとしている。

ウレタンシリコーン目地の下端部の施工手順としては、背面補強工内に縁切材を仮固定し、背面補強工天端から5cm程度低い位置までモルタルで充填する。その後、通常のウレタンシリコーン目地と同様に、縁切材で挟まれた箇所にウレタン、縁切材よりも海側と山側（敷地側）にシリコーン材を充填する。そのため、ウレタンシリコーン目地の下端部の止水性は、図1の赤線で示すシリコーン材と背面補強工の境界に要求されることになる。

本資料では、シリコーン材と背面補強工を模擬したモルタルの付着について確認する。

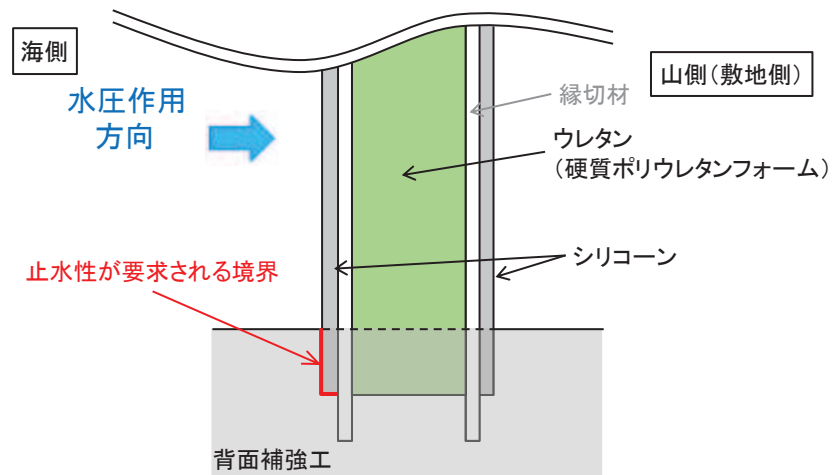


図1 ウレタンシリコーン目地の下部詳細

1. 試験方法

シリコン材とモルタルの付着について、メーカーにて接着性（付着性）の試験で実施されている。

図2に示す試験体を6体用意し、うち3体はモルタルにプライマーを塗布し、残りの3体はモルタルにプライマーを塗布しない条件とし、すべての試験体に対して引張接着性試験（H型）（引張速度 50mm/min：50%引張応力（M50）、最大引張応力（Tmax）及び最大伸び率（Emax）を測定しているが、本試験ではシリコン材が破壊するときの引張応力である最大引張応力（Tmax）を確認する）を実施している。また、「建築工事標準仕様書・同解説/JASS 8 防水工事」及び「改訂新版 建築用シーリング材－基礎と正しい使い方」では、接着性の判断として破壊状態が凝集破壊（CF）又は薄層凝集破壊（TCF）となることが求められているため、破壊状態についても確認している。

なお、実施工ではモルタルにはプライマーは塗布せずにシリコンを充填することとしている。

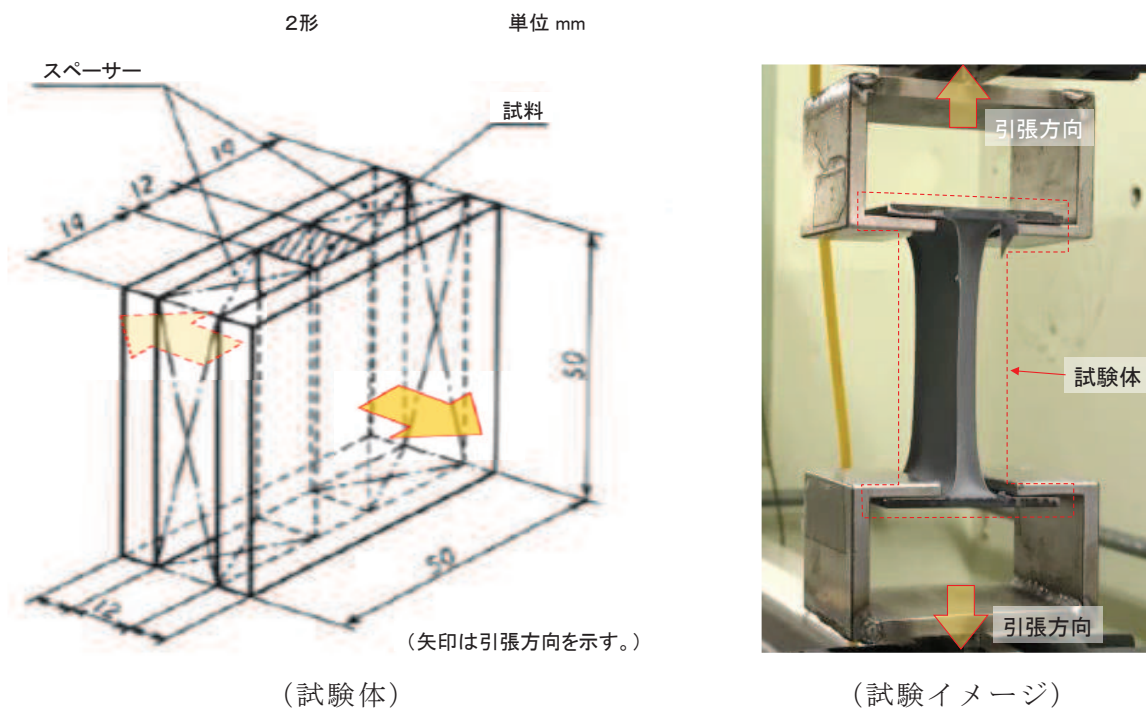


図2 試験概要

(JIS A 1439「建築用シーリング材の試験方法」に準拠して作製・実施)

(参考資料 2) ゴムジョイント下端部の詳細について

図 6.1.5-2 に示すように、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の背面補強工には構造目地部があることから、背面補強工がある区間については、鋼製遮水壁下端部からセメント改良土の中までゴムジョイントを設置することとしている。

ゴムジョイントの下端部の詳細を図 1 に示す。

海側の背面補強工天端 (O.P. +17.0m) から漂流物防護工下端 (O.P. +17.8m) は 80cm の高さがあるが、衝突対象である車両が衝突するために必要な浸水深は 0.914m (3 フィート) 以上であること (ASCE (2016) 参照)、衝突対象である FRP 製船舶 (総トン数 5t) 及び FRP 製船舶 (総トン数 19t) の喫水は 1m 以上あることから、この 80cm の間には漂流物は衝突しない。

ただし、寸法の小さい漂流物による影響を防止するため、O.P. +17.8m～O.P. +17.0m の鉛直部及び O.P. +17.0m の水平部のゴムジョイントにはゴムジョイントを構成する部材として鋼製の保護部材を取り付けることとする。

本資料では、ゴムジョイント下端部の水平部及び鉛直部の鋼製保護部材の地震時、津波時及び重畳時の健全性を確認する。

3. 非常に小さな漂流物がゴムジョイントに及ぼす影響について

3.1 概要

ゴムジョイントの前面に設置する保護部材により、寸法の小さな漂流物を含めゴムジョイントには漂流物は衝突しない構造となっているが、保護部材の隙間(5cm)を通過するような非常に小さな漂流物がゴムジョイントに及ぼす影響について検討する。

防潮堤よりも海側の敷地の表層は地盤改良されているか、アスファルト舗装となっているため、アスファルト舗装の一般的な骨材(粒径:1.3~2.0cm)ががれきとして津波により流され、保護部材の隙間(5cm)を通過することを想定する(「4.3 漂流物による衝突荷重について」参照)。

なお、最大粒径2cmの骨材(以下、「小石」という)による衝突荷重は、「4.3 漂流物による衝突荷重について」から、1(kN)であるため、この荷重に対するゴムジョイントの影響を検討する。

3.2 検討結果

「2.1(4) ゴムジョイント取付け部」において、津波によりゴムジョイントに水圧が作用した場合のゴムジョイント取付け部の評価を行っている。そのため、小石による荷重が作用した場合のゴムジョイント取付け部の評価を以下に示す。

「2.1(4) ゴムジョイント取付け部」に示したとおり、水圧0.4(MPa)が作用した場合において、ゴムジョイント取付け部からゴムジョイントが引き抜かれることはないことを確認している。

そのため、本検討では、実際に作用する水圧0.3(MPa)から算出される引抜力(ゴムジョイントが押え板と鋼製遮水壁から引き抜かれる力: T)に、小石の衝突荷重1(kN)がそのまま引抜力として作用することを考え、水圧0.4(MPa)を作用させた場合の引抜力との比較により評価を行った。

その結果、引抜力 T は17.2(kN)となり、水圧0.4(MPa)を作用させた場合の引抜力21.6(kN)よりも小さいことを確認した。そのため、ゴムジョイントに小石が衝突した場合においても、ゴムジョイント取付け部からゴムジョイントが引き抜かれることはない。

$$N_0 = pr = 0.3 \times 270 = 81 \text{ (N/mm)}$$

N_0 : ゴムジョイントに生じる引張応力 (N/mm)

p : 作用水圧 (MPa=N/mm²)

r : 水圧を受ける半径 (mm)

$$T = N_0L + P = 81 \times 200 + 1000 = 17200 \text{ (N)}$$

N_0 : ゴムジョイントに生じる引張応力 (N/mm)

T : 引抜力 (N)

L : 取付けボルトのピッチ (mm)

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

目 次

13. 鋼管杭下方の MMR 置換について	119
13.1 概要	119
13.2 施工方法及び品質管理	121
13.3 設計上の考慮事項	125
13.3.1 MMR の支持力の取り扱い	125
13.3.2 解析モデル上の取り扱い	126
13.3.3 解析結果を踏まえた解析条件の妥当性確認	128
13.3.4 まとめ	133

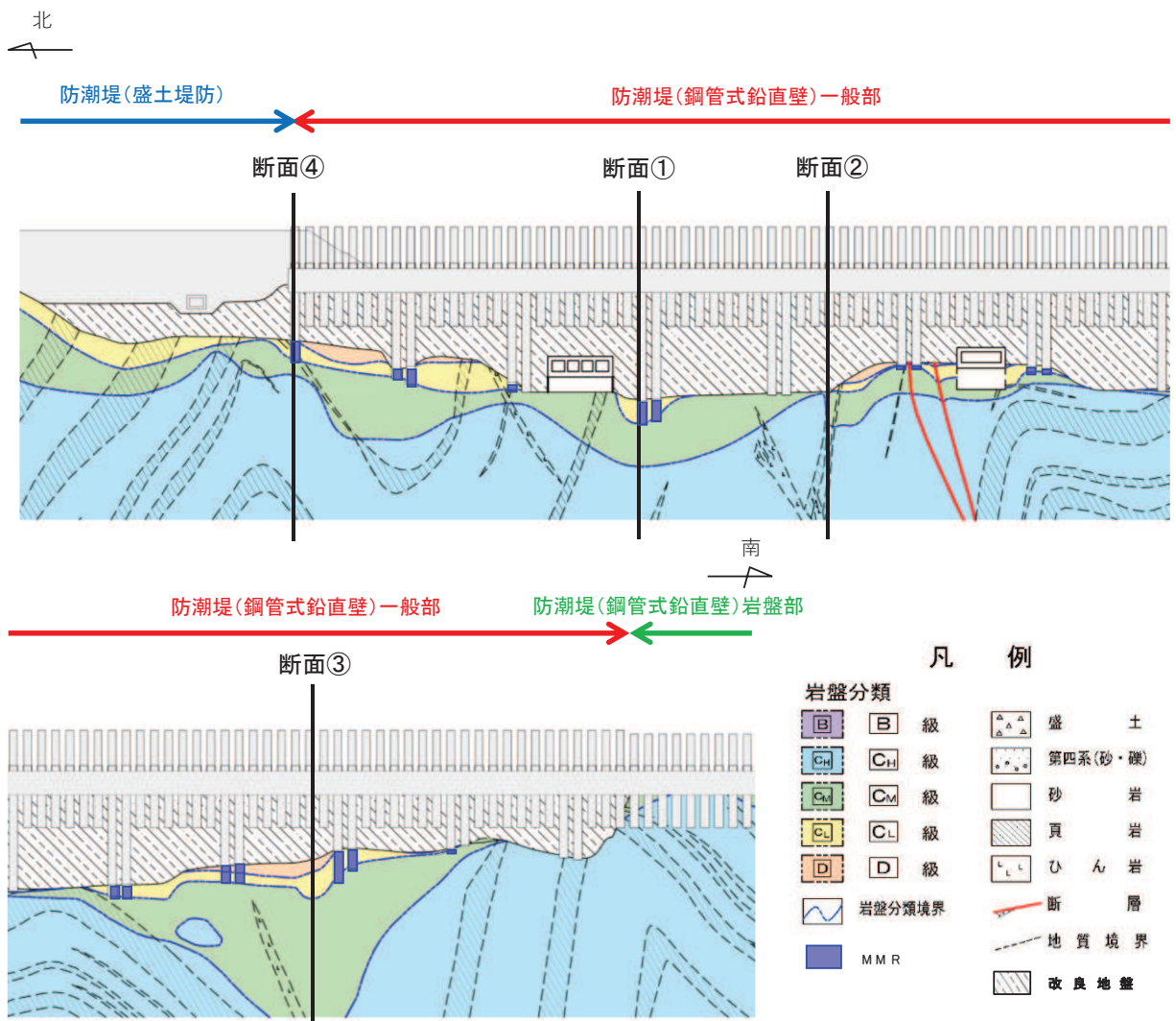
13. 鋼管杭下方の MMR 置換について

13.1 概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）における鋼管杭については、十分な支持力を有する地盤に支持する方針であり、短杭は改良地盤に、長杭は岩盤に支持することとしている。

また、長杭については、図 13.1-1 及び図 13.1-2 の防潮堤（鋼管式鉛直壁）断面①を例に示すとおり、 C_M 級以上の岩盤に支持することとし、 D 級岩盤及び C_L 岩盤は MMR に置換する。

本資料においては、鋼管杭下方の C_L 級岩盤部における、施工方法及び品質管理、MMR 置換の設計への考慮事項について示す。



* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部はMMRにより置換。

図 13.1-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部 評価対象断面縦断図

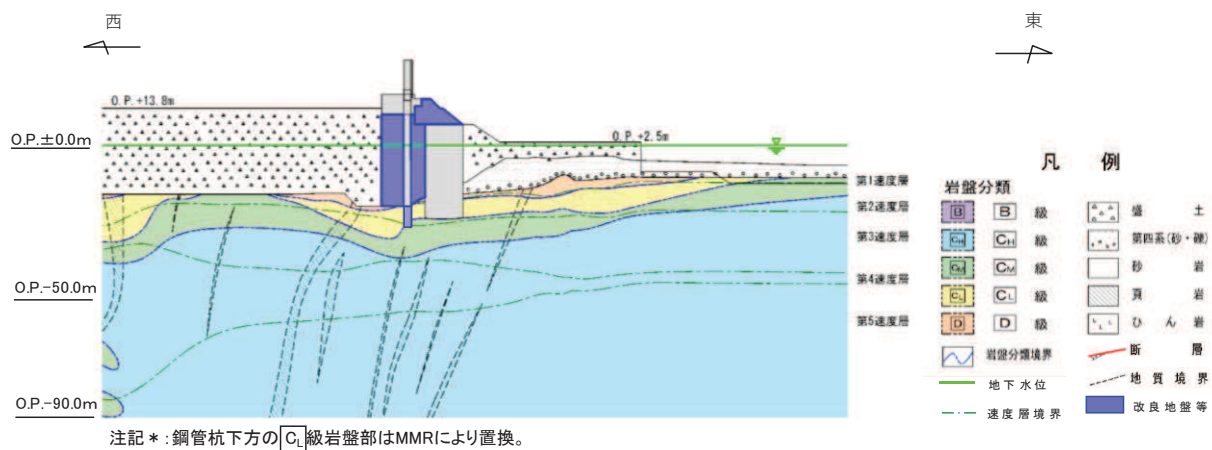


図 13.1-2 評価対象断面 (断面①)

13.2 施工方法及び品質管理

鋼管杭下方の MMR の施工手順を図 13.2-1 に示す。

鋼管杭の施工は、オールケーシング工法によるプレボーリング工法を用いることとしている。オールケーシング工法は、ケーシングチューブを円周回転させながら油圧ジャッキで圧入し、ファーストチューブ先端に取り付けた超硬ビットにより切削しケーシングチューブ内掘削土をハンマグラブで排土する工法である（図 13.2-1 の①及び②に対応）。

所定の深度まで掘削後、孔底に残留した掘削ズリの処理を行い、岩級の確認をする（図 13.2-1 の③に対応）。岩級の確認は、掘削位置における岩盤性状を、ケーシングチューブ先端から採取された岩ズリにより直接確認することで行う。岩級の確認について、女川原子力発電所における岩盤の分布については、これまでの調査（ボーリング調査、建設時の目視確認等）により精度よく得られているが、採取されたズリに対して、形状・割れ目間隔や風化度に応じて判定する。

C_M級岩盤まで掘削されていることを確認した後、鋼管杭（下杭）の建込を行う（図 13.2-1 の④に対応）。鋼管杭（下杭）の長さは岩盤表面までとする。

鋼管杭（下杭）の建込後、MMR を打設する（図 13.2-1 の⑤に対応）。MMR の打設に当たっては、鋼管杭が確実に MMR にされるために、鋼管杭先端から上方に直径 1D 分（2500mm）程度の余盛を行う。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）における鋼管杭の施工時の写真を図 13.2-2 に、岩盤確認状況を図 13.2-3 に、参照する岩級区分基準を表 13.2-1 に示す。

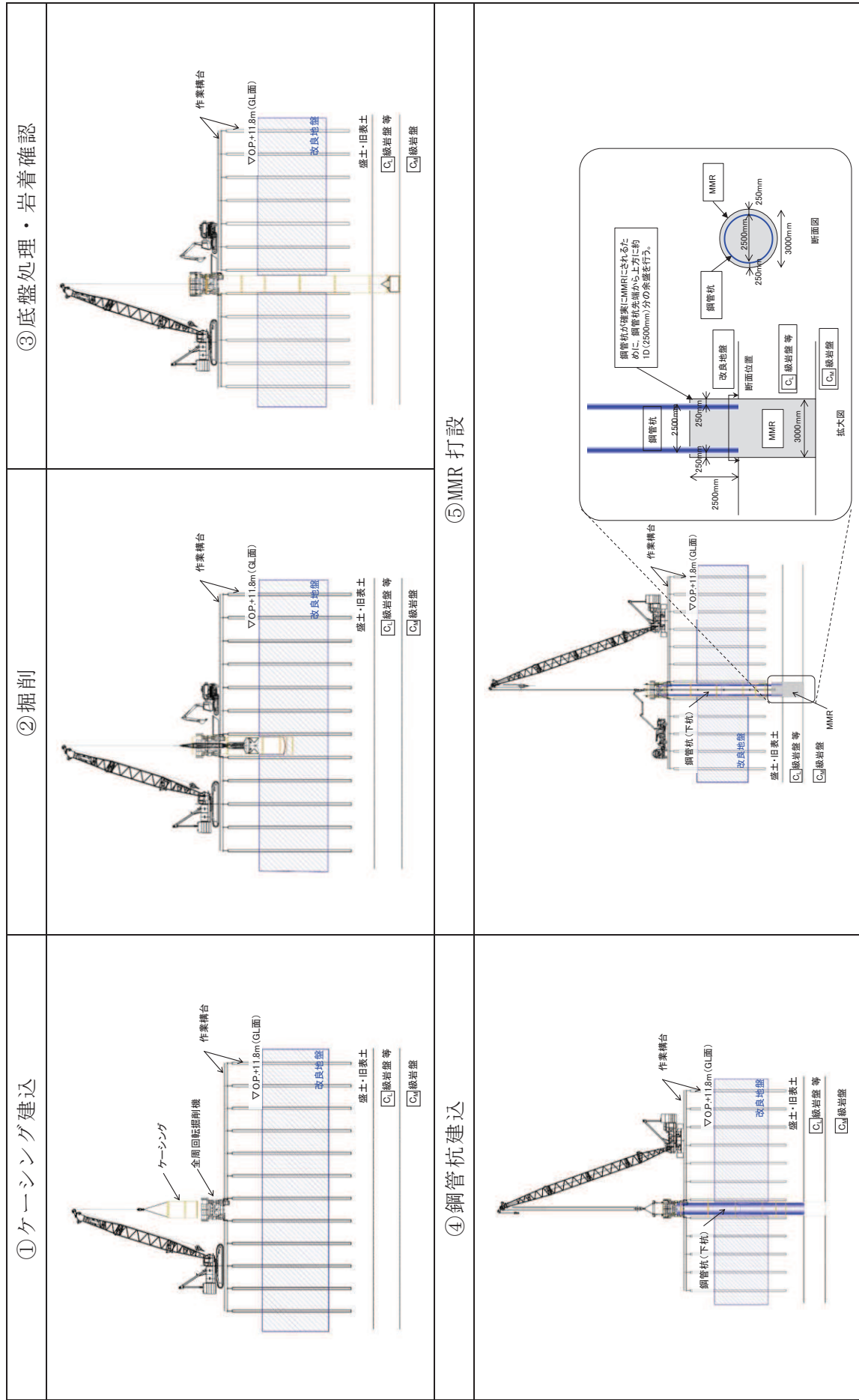


図 13.2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼管杭施工手順



図 13.2-2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼管杭施工写真



(岩ズリの外観目視・ハンマー打音から風化度を判定。併せて、近傍のボーリングコアと岩相等を対比している。)



採取された岩ズリの例

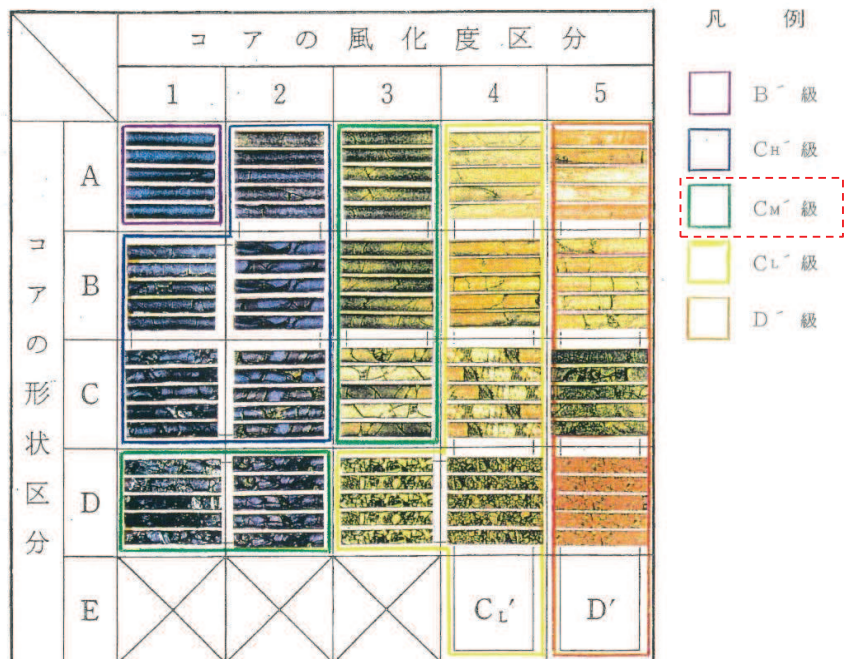
(C_M級着岩位置付近で採取される岩ズリの例。掘削による衝撃の履歴を受けているが、C_M級岩盤の割れ目間隔の目安(主として3~10cm程度)に対して十分大きい。)

図 13.2-3 防潮堤（鋼管式鉛直壁）における鋼管杭施工時の岩盤確認状況

表 13.2-1 参照する岩級区分基準

区分	特徴	
	砂岩 及び ひん岩	頁 岩
B”級	<ul style="list-style-type: none"> 全体的に新鮮で、暗灰色～暗青灰色を呈する。 割れ目間隔20cm程度以上である。 ハンマーの強打で割れ、澄んだ金属音を発する。 	<ul style="list-style-type: none"> 全体的に新鮮で、黒～暗灰色を呈する。 割れ目間隔20cm程度以上である。 ハンマーの強打で割れ、澄んだ金属音を発する。
C _H ”級	<ul style="list-style-type: none"> 全体的にわずかに風化をうけ、暗灰～黄灰褐色を呈する。岩芯が新鮮な青灰色部を含む。長石類が黄褐色に風化汚染されている。 割れ目間隔は、主として5～20cm程度である。 ハンマーの強打で割れ、やや濁った金属音を発する。 	<ul style="list-style-type: none"> 割れ目沿いにわずかに風化汚染をうけ、黒～暗灰色を呈する。砂質ラミナにわずかに褐色汚染が認められることがある。岩片角はナイフで削れる。 割れ目間隔は主として5～20cm程度である。 ハンマーの強打～中打で割れ、やや濁った金属音を発する。
C _M ”級	<ul style="list-style-type: none"> 全体的に風化をうけ、淡黄褐～黄褐色を呈する。指先の摩擦で粒子がほとんど分離しないものから、岩片を指圧で割れるものまでである。 割れ目間隔は、主として3～10cm程度である。 ハンマーの中打で割れ、濁った音を発する。 	<ul style="list-style-type: none"> 風化による脱色化が認められ、割れ目沿いは褐色に風化し暗灰～褐灰色を呈する。岩片はナイフで容易に削れる。 割れ目間隔は主として3～10cm程度である。 ハンマーの中～軽打で割れ目沿いに剥離する。濁った音を発する。
C _L ”級	<ul style="list-style-type: none"> 全体的に強く風化をうけ、黄褐色～褐色を呈する。強い指圧で岩片をすりつぶすことができる。 割れ目間隔は、主として3cm程度以下、又は破砕部沿いに認められる割れ目の密集部。 ハンマーの軽打で容易に岩片上となり、低い濁った音を発する。 	<ul style="list-style-type: none"> 全体的に強く風化をうけ、灰褐色、又は、脱色して灰白色を呈する。表面が爪で割れ、強い指圧で岩片状に割ることができる。 割れ目間隔は主として3cm程度以下、又は、破砕部沿いに認められる割れ目の密集部。 ハンマーの軽打で容易に細片状となり、低い濁った音を発する。
D”級	<ul style="list-style-type: none"> 全体的に著しく風化し、黄灰色～黄褐色を呈する。指圧で容易に岩片をすりつぶすことができる。 割れ目は不鮮明なものが多い。 ハンマーの軽打でくぼみを生じ、著しく低い濁った音を発する。 	<ul style="list-style-type: none"> 全体的に著しく風化し、脱色して灰白色を呈する。 指圧で岩片をすりつぶすことができる。 ハンマーの軽打でくぼみを生じ、著しく低い濁った音を発する。

(参考) ボーリングコアにおける岩級区分とコア写真の対応例



13.3 設計上の考慮事項

13.3.1 MMR の支持力の取り扱い

設置変更許可時において、図 13.3-1 に示すとおり、防潮堤（鋼管式鉛直壁及び盛土堤防）の基礎地盤安定性評価を実施しており、その際は、MMR についてはより強度の小さい C_L 級もしくは D 級岩盤としてモデル化した上で、所定のすべり安全率を確保している。

よって、詳細設計段階においては、鋼管杭下方の MMR について、 C_M 級岩盤の極限支持力よりも大きな強度を確保することで、 C_M 級岩盤へ軸力を伝達する地盤として考慮する。

表 13.3-1 に鋼管杭下方の MMR の強度（一軸圧縮強度）と C_M 級岩盤の極限支持力の関係を示す。

すべり面形状	基準地震動※1 (位相)	発生時刻 (秒)	すべり安全率
 <p>岩盤を通るすべり</p>	Ss-D2 (+,-)	13.53	3.3 (3.3)
 <p>岩盤を通るすべり</p>	Ss-D1 (+,-)	25.47	2.9 (3.0)

— : すべり面

— : 岩盤部のみのすべり面

— : 断層・シーム

() は岩盤のみのすべり面の安全率

※1: 基準地震動の(+,+)は正位相、(-,+)
は水平反転、(+,-)は鉛直反転、(-,-)
は水平反転かつ鉛直反転を示す。

図 13.3-1 防潮堤における基礎地盤安定性評価

(第 778 回審査会合 (令和元年 9 月 27 日) 資料 1-7-1 p.146 一部加筆)

表 13.3-1 MMR の強度と岩盤の極限支持力の関係

分類	MMR の強度 (一軸圧縮強度)	極限支持力 (C_M 級岩盤)
孤崎部層	27 N/mm ²	13.7 N/mm ²
牧の浜部層		11.4 N/mm ²

13.3.2 解析モデル上の取り扱い

鋼管杭及び MMR はいずれも線形のビーム要素でモデル化する。

なお、13.2 に示すとおり、鋼管杭下方には、 C_L 級岩盤を掘削し MMR を打設しており、鋼管杭からの荷重は主に MMR を介して C_M 級岩盤に伝達される。一方、荷重の分散により MMR 周辺の岩盤にも荷重は伝達されると考えられるものの、 C_M 級岩盤の支持力照査をより保守的に行うため、MMR はビーム要素でモデル化している。

また、鋼管杭と MMR の接合部分の境界条件を図 13.3-2 に示す。MMR を含めた鋼管杭の施工方法は 13.2 に示すとおり、鋼管杭は先端から直径 1D 分 (2500mm) 程度の範囲を、直径 3000mm の MMR にて余盛されるため、鋼管杭先端から直径 1D 分の範囲においては、鋼管杭の外周に約 250mm の厚さの MMR が設置される。鋼管杭と MMR の接合詳細を図 13.3-3 に示す。

一方、鋼管杭周辺は剛性の高い改良地盤を設置し、さらにその海側に置換コンクリートを設置することから、鋼管杭先端付近に発生する水平変位は小さいと考えられること、MMR は鋼管杭の軸力を C_M 級岩盤に伝達する軸圧縮部材であることを踏まえ、モデル化においては、MMR の拘束効果は考慮しないこととし、鋼管杭のビーム要素と MMR のビーム要素の境界条件については、水平方向はフリー、鉛直方向はノーテンションばねとする。

なお、解析結果を踏まえた、鋼管杭のビーム要素と MMR のビーム要素の境界条件設定の妥当性については、13.3.3 に示す。

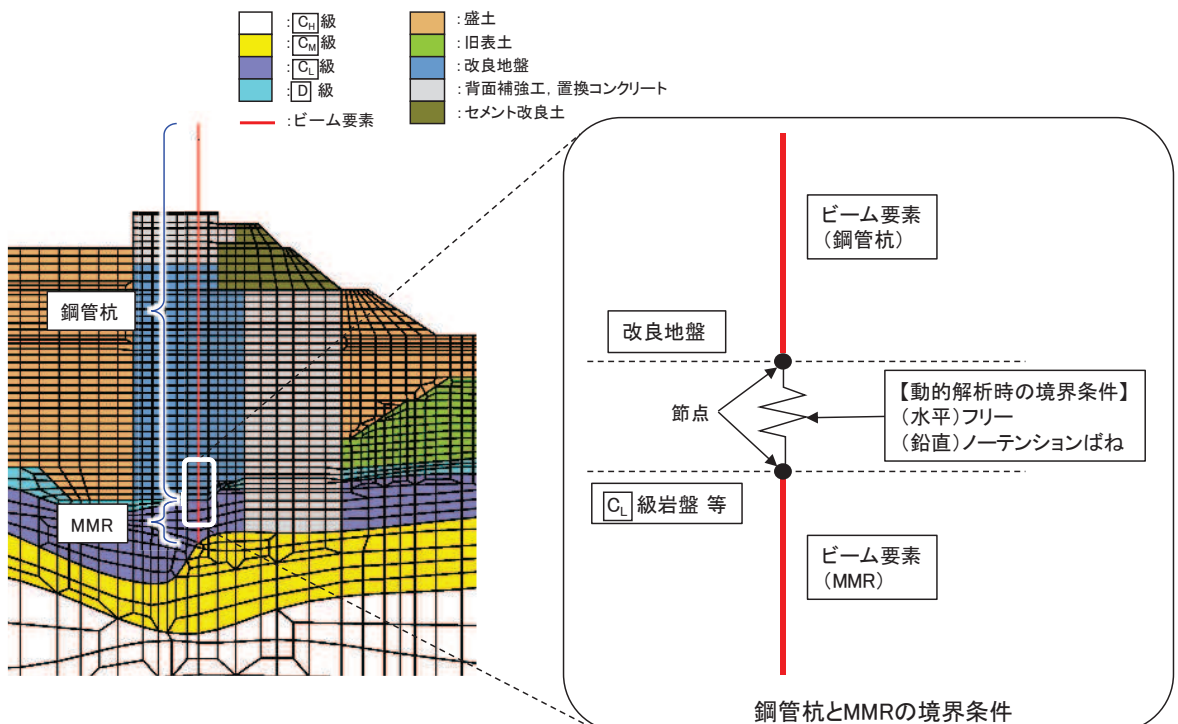


図 13.3-2 鋼管杭と MMR の境界条件

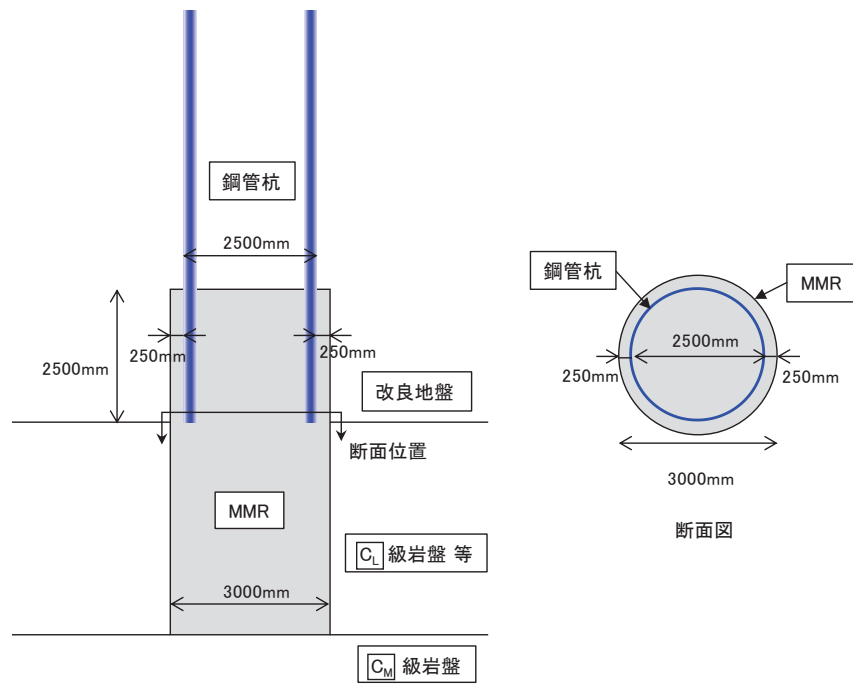


図 13.3-3 鋼管杭と MMR の接合詳細

13.3.3 解析結果を踏まえた解析条件の妥当性確認

13.3.2 で示した鋼管杭と MMR の境界条件設定の妥当性について、鋼管杭に発生する断面力及び鋼管杭と MMR の水平方向の相対変位によって確認する。

検討断面は、長杭が設置され、改良地盤及び置換コンクリートが縦長であり、盛土・旧表土の土圧が大きく作用することで、鋼管杭の下端部の変位量が大きくなると想定される断面①とする。

(1) 鋼管杭の発生断面力

断面①における、鋼管杭の曲げ軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査における最大照査値時刻における断面力図を、図 13.3-4 及び図 13.3-5 に示す。

この結果により、改良地盤が設置される O.P. +11.8m 以深においては、鋼管杭の曲げモーメント及びせん断力はほとんど発生せず、軸力が主な発生応力であることから、その軸力を C_M 級岩盤に伝達することができるようモデル化している。

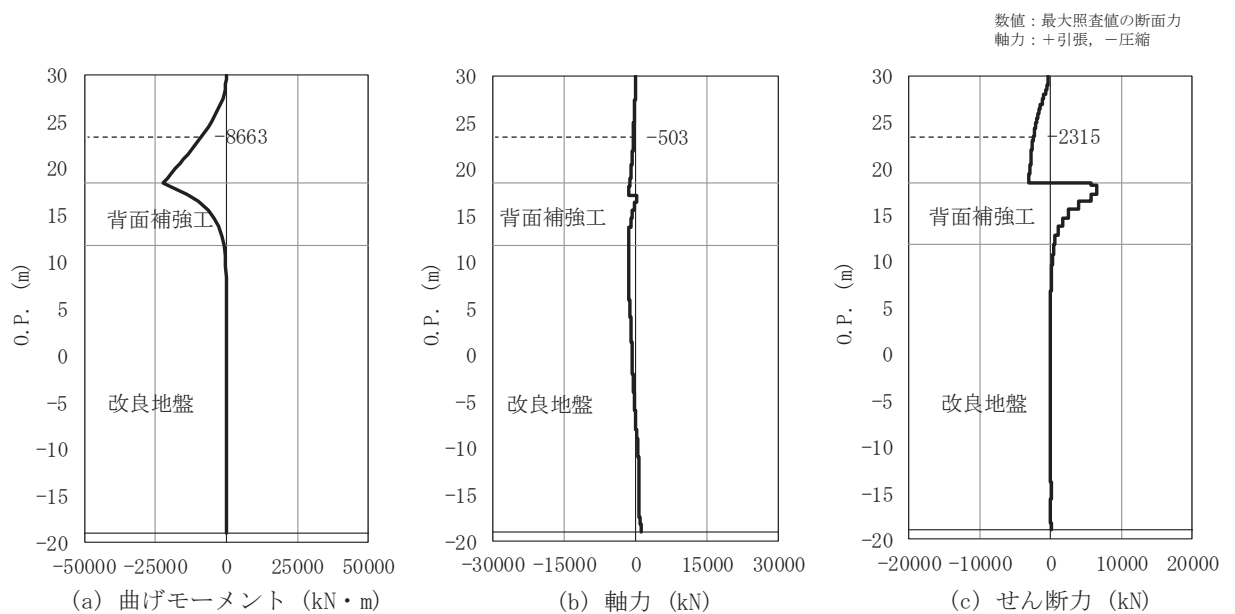


図 13.3-4 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度

(断面①, S s - D 2 (---), t=6.92s)

解析ケース①：基本ケース

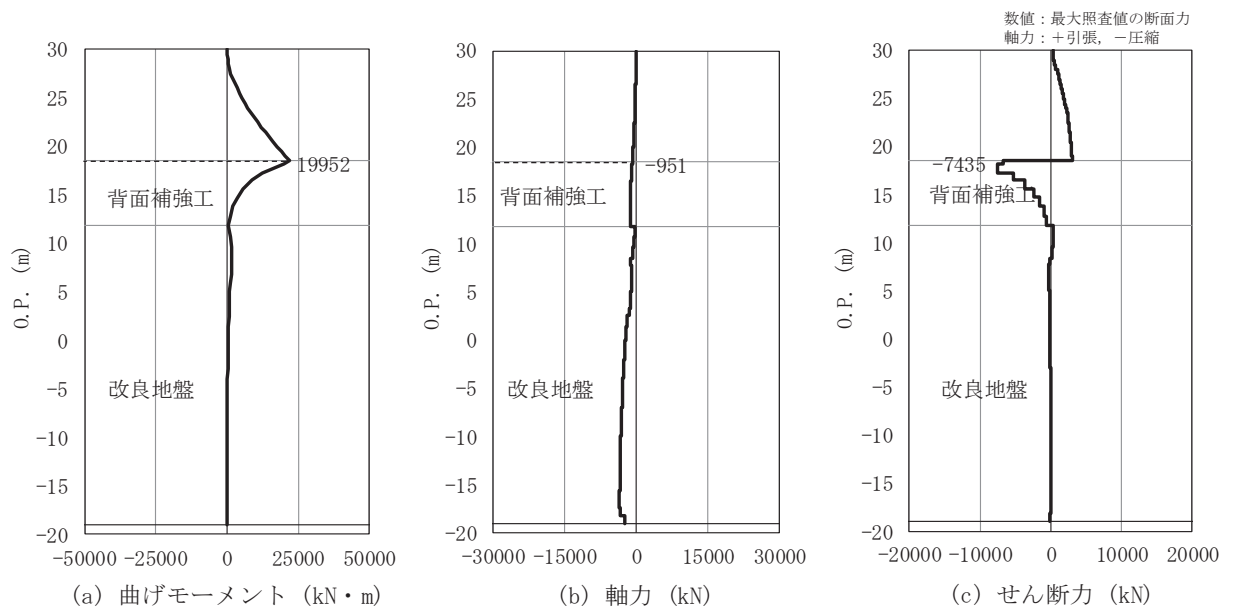


図 13.3-5 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力及びせん断応力度

(断面①， $S_s - D 2$ (++)， $t=6.92s$)

解析ケース①：基本ケース

(2) 鋼管杭と MMR の水平方向の相対変位

鋼管杭先端と MMR の水平方向の相対変位を表 13.3-2 に示す。鋼管杭先端と MMR の水平方向の相対変位は、地震時（基準地震動 S_s ，計 20 波，位相反転含む）及び重畳時（弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ ，計 4 波，位相反転含む）を対象として算出する。なお，鋼管杭先端の変位に影響を及ぼす要因は，主に地震慣性力及び津波波圧による地盤変形であり，重畳時（余震慣性力＋津波波圧）の検討で津波時（津波波圧）を包絡されると判断できることから，津波時の検討は省略する。

表 13.3-2 によると，鋼管杭先端と MMR の最大水平相対変位は $S_s - N_1$ （++）における 1.12cm（11.2mm）である。

鋼管杭と MMR の水平相対変位が小さくなるのは，鋼管杭周辺に剛性の高い改良地盤を設置し，さらにその海側に置換コンクリートを設置したためと考えられる。

一方，図 13.3-3 に示すとおり，鋼管杭は $\phi 2500\text{mm}$ ，MMR は $\phi 3000\text{mm}$ であり，MMR は鋼管杭の外周に対して 250mm 大きいことから，鋼管杭先端と MMR の最大水平相対変位 11.2mm を考慮しても，鋼管杭は MMR の範囲内で支持される。

また，鋼管杭先端と MMR の最大水平相対変位時の変形図を図 13.3-6 に示す。改良地盤及び置換コンクリートを含めた防潮堤全体が海側へ倒れるようなモードになる場合に防潮堤全体が傾くことで，鋼管杭が MMR から剥離し，わずかに水平方向の相対変位が生じる。一方，地震動の交番载荷により，逆向きの地震力が作用し，鋼管杭から MMR へ支圧が作用する場合には，この水平相対変位はより小さい値となる。

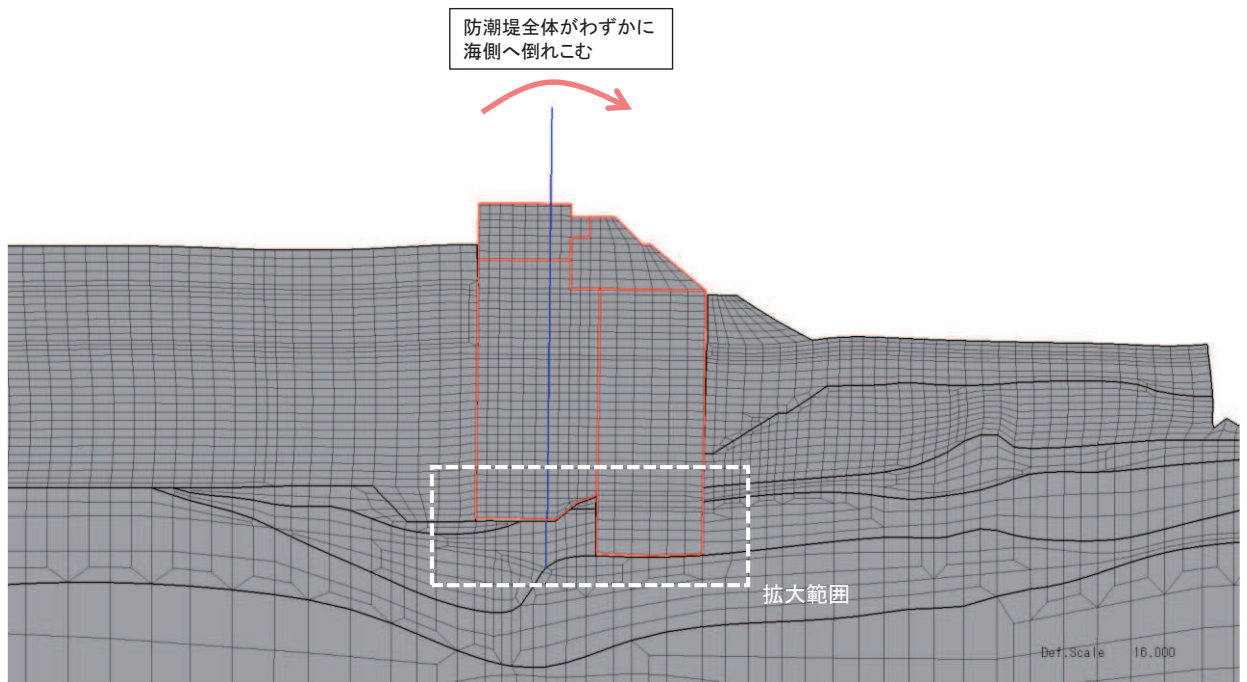
なお，不陸や鋼管杭の施工上の誤差により， C_L 岩盤内に多少根入れし岩盤の拘束（せん断抵抗）の影響を受ける可能性は否定できないが，表 13.2-2 に示すとおり，鋼管杭先端の変位量は小さいことから，設計上は問題とならない。

表 13.3-2 鋼管杭先端と MMR の最大水平相対変位（断面①）

事象	地震動（位相）		最大水平相対変位* ¹	
			時刻(s)	相対変位(cm)* ²
地震時	S _s -D1	(++)	25.65	0.68
		(-+)	25.34	0.72
		(+-)	47.10	0.72
		(--)	25.34	0.78
	S _s -D2	(++)	25.33	0.67
		(-+)	25.54	0.65
		(+-)	25.34	0.64
		(--)	25.55	0.67
	S _s -D3	(++)	8.89	0.40
		(-+)	15.67	0.49
		(+-)	21.50	0.37
		(--)	15.68	0.45
	S _s -F1	(++)	20.18	0.47
		(-+)	16.00	0.55
	S _s -F2	(++)	36.30	0.53
		(-+)	28.48	0.97
	S _s -F3	(++)	27.90	0.24
		(-+)	26.92	0.48
	S _s -N1	(++)	7.61	1.12
		(-+)	7.41	0.61
重畳時	S _d -D2	(++)	13.20	-0.05
		(-+)	25.38	-0.04
		(+-)	25.50	-0.05
		(--)	25.39	-0.04

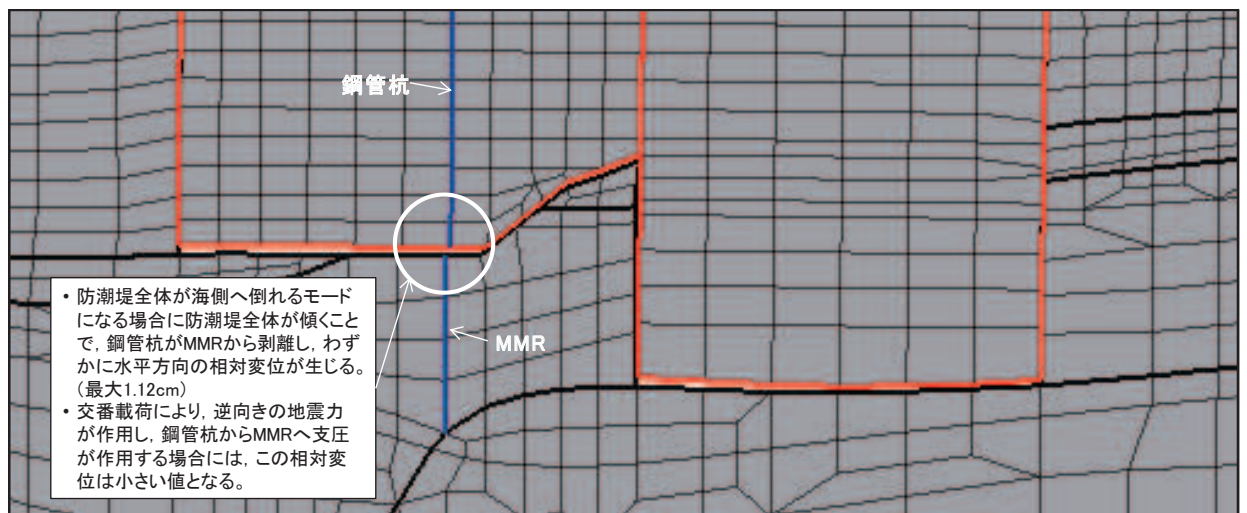
注記*1：赤字は、最大水平相対変位及びその時刻を示す。

*2：正の値が海側への変位、負の値が敷地側への変位を示す。



変形倍率16倍

図 13.3-6(1) 変形図 (断面①, $S_s - N1 (+ +)$, $t=7.61s$)



変形倍率16倍

図 13.3-6(2) 変形図 (断面①, $S_s - N1 (+ +)$, $t=7.61s$, 拡大図)

13.3.4 まとめ

- ・ 鋼管杭のビーム要素と MMR のビーム要素の境界条件については、鋼管杭周辺は剛性の高い改良地盤を設置し、さらにその海側に置換コンクリートを設置することから、鋼管杭先端付近に発生する水平変位や応力は小さいと考えられること、MMR は鋼管杭の軸力を C_M 級岩盤に伝達する軸圧縮部材であることから、モデル化においては、MMR の拘束効果は考慮しないこととし、鋼管杭のビーム要素と MMR のビーム要素の境界条件については、水平方向はフリー、鉛直方向はノーテンションばねとして設定する。
- ・ 解析の結果、鋼管杭周辺に改良地盤が施工される範囲においては、断面力図がほとんど発生しないこと、鋼管杭下端と MMR の水平方向の最大相対変位は 11.2mm と小さいことから、上記境界条件にて設定することは妥当であると判断した。
- ・ なお、鋼管杭は $\phi 2500\text{mm}$ 、MMR は $\phi 3000\text{mm}$ であり、MMR は鋼管杭の外周に対して 250mm 大きいことから、鋼管杭先端と MMR の最大水平相対変位 11.2mm を考慮しても、鋼管杭は MMR の範囲内で支持される。

6.1.10 漂流物防護工の評価について

目 次

1. 概要	1
2. 漂流物による影響要因の整理	2
2.1 基準津波の特徴	2
2.2 漂流物による衝突荷重の主たる方向	3
2.3 各施設・設備の構造的特徴を踏まえた漂流物による影響確認方針	4
3. 漂流物防護工の構造選定及び役割	5
3.1 構造選定	5
3.2 詳細設計の方針	6
3.3 詳細設計の方針を踏まえた漂流物による影響確認方法	9
3.4 漂流物防護工を構成する各部材に期待する役割	10
4. 漂流物防護工の評価方法	11
4.1 評価部材及び損傷モードを踏まえた評価の考え方	11
4.2 評価方法	12
5. 許容限界	43
6. 評価結果	46
6.1 地震時	46
6.2 津波時	49
6.3 重畳時	50
6.4 漂流物防護工の偏心影響検討	53
7. 漂流物防護工の評価に関する補足	56
7.1 架台縦リブのスキンプレートへの影響について	56
7.2 防護工取付けボルトの津波時の評価について	68

(参考資料1) 漂流物防護工の構造選定の詳細



: 本日の説明範囲

7.2 防護工取付けボルトの津波時の評価について

防護工取付けボルトの津波時の評価については、図 7.2-1 に示すとおり、津波遡上荷重及び衝突荷重は圧縮方向であるため、評価を省略することとしているが、漂流物が斜めから衝突した場合の影響検討を行う。

防護工取付けボルトを対象とした衝突荷重の作用方法

検討項目	検討結果	考慮の有無
①-1 防護工に対して 垂直に衝突	防護工及び架台には大きな荷重が伝達されるが、防護工取付けボルトには荷重が作用しない。	—
①-2 防護工に対して 斜めに衝突	防護工及び架台に伝達される荷重は①-1よりも小さくなるが、防護工取付けボルトにも荷重が作用する	○*

注記*：鋼管杭及び止水ジョイントに対する評価としては、衝突荷重を防護工の端部(斜め含む)に作用させた場合の検討も行う(前頁)。

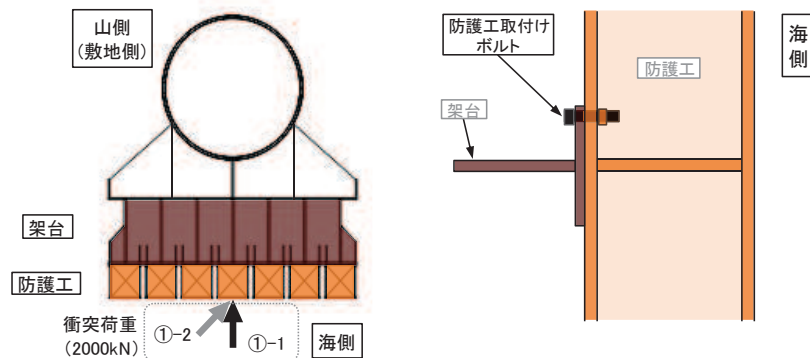


図 7.2-1 防護工取付けボルトの衝突荷重の作用方法

7.2.1 検討方法

(1) 荷重条件

漂流物が防護工に対して斜めから衝突する場合には、衝突荷重の汀線方向成分が防護工取付けボルトに作用する。

防護工取付けボルトに作用する荷重条件の算出に当たっては、漂流物と防護工の間に衝突荷重の汀線直交方向成分に起因する摩擦抵抗力が生じることを踏まえて、図 7.2-2 に示す状況を想定し検討する。

衝突荷重（汀線方向成分）＜摩擦抵抗力

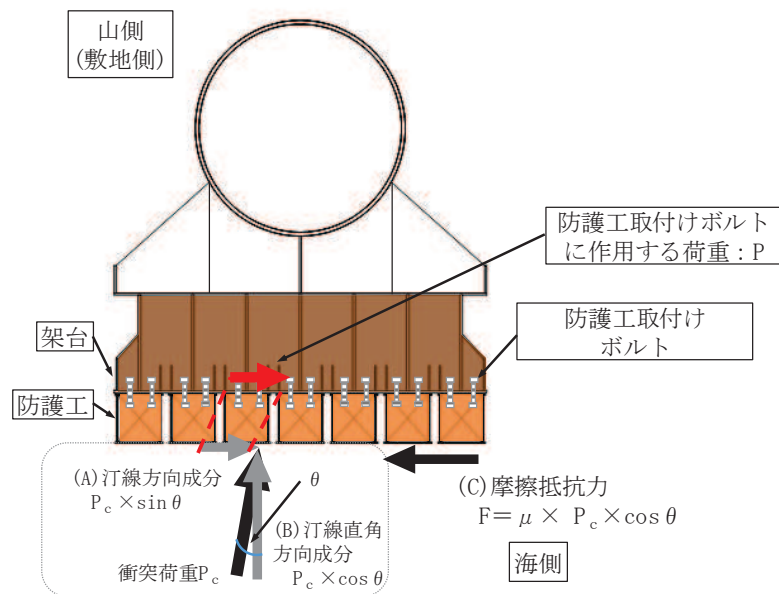


図 7.2-2(1) 防護工取付けボルトに作用する荷重
(衝突荷重の汀線方向成分が摩擦抵抗力よりも小さい状況)

摩擦抵抗力＜衝突荷重（汀線方向成分）

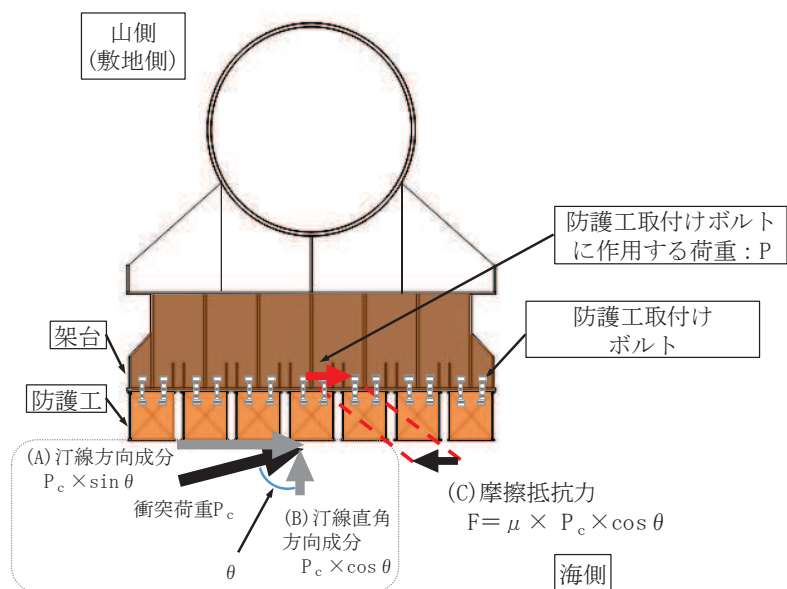


図 7.2-2(2) 防護工取付けボルトに作用する荷重
(衝突荷重の汀線方向成分が摩擦抵抗力よりも大きい状況)

図 7.2-2(1)に示すとおり，衝突荷重の汀線方向成分が摩擦抵抗力より小さい場合，衝突荷重の汀線方向成分がそのまま防護工取付けボルトに作用する荷重となる。

図 7.2-2(2)に示すとおり，衝突荷重の汀線方向成分が摩擦抵抗力より大きい場合，漂流物は防護工の汀線方向に滑るため，防護工取付けボルトに作用する荷重は，摩擦抵抗力の最大値が上限となる。

防護工取付けボルトに作用する荷重の算出方法としては，漂流物が防護工に衝突する角度を 0° から 90° までの範囲において検討し，算出した荷重の最大値を荷重条件とした。代表的な検討ケースを表 7.2-1，荷重条件を表 7.2-2 に示す。

なお，防護工取付けボルトに生じる摩擦抵抗力の算定に当たり，摩擦係数は機械工学便覧に記載されている，鉄と鉄の摩擦係数 $\mu (=0.52)$ を使用する。

表 7.2-1 防護工取付けボルトに作用する荷重の検討ケース（代表として $10^{\circ} \sim 50^{\circ}$ ）

角度 θ * ¹ ($^{\circ}$)	(A)衝突荷重の 汀線方向成分* ² (kN)	(B)衝突荷重の 汀線直交方向成分* ² (kN)	(C)摩擦 抵抗力* ³ (kN)	防護工取付けボルト に作用する荷重(kN) min((A), (B))
10	347	1970	1024	347
15	518	1932	1005	518
20	684	1879	977	684
25	845	1813	943	845
26	877	1798	935	877
27	908	1782	927	908
28	939	1766	918	918
29	970	1749	910	910
30	1000	1732	901	901
35	1147	1638	852	852
40	1286	1532	797	797
45	1414	1414	735	735
50	1532	1286	668	668

注記 *1：汀線直交方向からの傾きを示す。 5° 毎に検討した上で，(A)が(C)よりも大きくなる状況を含む $25^{\circ} \sim 30^{\circ}$ については， 1° 毎に検討した。

*2：衝突荷重 2000(kN)を汀線方向及び汀線直交方向に分解して算出する。

*3：摩擦抵抗力 = (B)衝突荷重の汀線直交方向成分 \times 摩擦係数 $\mu (=0.52)$

表 7.2-2 荷重条件

荷重	数値 (kN)	備考
防護工取付けボルトに作用する衝突荷重 P	918	摩擦係数 0.52 を考慮した場合の最大衝突荷重となる衝突角度 28°（汀線直交方向に対する角度）時の荷重

(2) 評価方法

防護工取付けボルトの評価は、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。

$$\tau = P / A / n$$

ここで、防護工取付けボルトの評価に用いる計算諸元を表 7.2-3 に示す。

表 7.2-3 防護工取付けボルトの評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
τ	せん断応力	-	kN/mm ²
P	防護工取付けボルトに作用する衝突荷重	918	kN
A	防護工取付けボルト断面積 (M24)	353	mm ²
n	防護工 1 本当たりのボルトの本数	14	本

7.2.2 検討結果

漂流物が斜めから衝突した場合の、防護工取付けボルトの評価結果を表 7.2-4 に示す。表 7.2-4 に示すとおり、斜め方向からの衝突荷重を考慮しても防護工取付けボルトは健全であることを確認した。

表 7.2-4 評価結果

部材	材質	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
防護工取付けボルト	強度区分 8.8	せん断応力度 (N/mm ²)	186	300	0.62

6. 浸水防護施設に関する補足資料

6.2 取放水路流路縮小工に関する補足説明

目 次

6.2.1 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）の耐震性についての計算書に関する補足説明

6.2.2 取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の耐震性についての計算書に関する補足説明

6.2.3 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）の強度計算書に関する補足説明

6.2.4 取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の強度計算書に関する補足説明

6.2.5 取放水路流路縮小工に係る各審査段階の説明内容について

6.2.6 取放水路流路縮小工の設置による津波防護機能，第1号機取水機能及び放水機能への影響について

参考資料 1 取放水路流路縮小工貫通部におけるすり減りに対する影響評価について

参考資料 2 取放水路流路縮小工の保守管理について

参考資料 3 取放水路流路縮小工の閉塞した場合の検知性について

参考資料 4 取放水路流路縮小工の施工要領について

 : 本日の説明範囲

6.2.5 取放水路流路縮小工に係る各審査段階の説明内容について

取放水路流路縮小工（第1号機取水路，第1号機放水路）は，第1号機海水ポンプ室及び第1号機放水立坑から津波が浸水し第2号機が損傷することを防止するために必要な設備であり，第1号機取放水路内に設けた貫通部を有するコンクリート構造により，第1号機取水・放水機能への影響に配慮しつつ津波の湧き上がり自体を抑制する設計としている（表6.2.5-1，表6.2.5-2参照）。

同施設については第1号機廃止措置計画認可とも関連することから，第2号機設置変更許可，第1号機廃止措置計画認可，第2号機工事計画認可，及び第2号機保安規定の各審査段階における説明内容を整理して示す。

第2号機設置変更許可段階においては，支配的になると考えられる津波時における損傷モードを踏まえた構造成立性等の評価，並びに第1号機プラント停止状態に必要な原子炉補機冷却海水ポンプ，第1号機残留熱除去海水ポンプ及び第1号機非常用補機冷却海水ポンプ運転時の取水・放水機能への影響評価を行い問題ないこと，また，保守管理方法，並びに閉塞した場合の検知性を有することを説明している。

その後実施した第1号機の廃止措置計画認可段階においては，第1号機の性能維持施設である第1号機原子炉補機冷却海水ポンプ並びに第1号機非常用補機冷却海水ポンプの維持が必要であることを踏まえ，通常時及び外部電源喪失時における第1号機原子炉補機冷却海水ポンプ並びに第1号機非常用補機冷却海水ポンプ運転時（廃止措置段階で必要となる海水系ポンプの運転時）に取水・放水機能への影響がないこと，並びに保守管理方法を，第14回実用発電用原子炉施設の廃止措置計画に係る審査会合（2020年2月13日）にて説明している。

第2号機工事計画認可段階では，第2号機設置変更許可段階並びに第1号機廃止措置計画認可段階で示した方針を踏まえ，要目表・構造図（貫通部の設計値，図面ほか），地形改変による入力津波高さへの影響確認，貫通部の設計値・設計津波水位を用いた評価結果に加え，耐震評価結果，すりへりを考慮したコンクリート強度の設定等について説明する。

表 6.2.5-1 取放水路流路縮小工に係る各審査段階の説明 (1/2)

項目	第2号機 設置変更許可	第2号機工事計画認可		(参考) 第1号機 廃止措置計画認可
		方針・説明内容等	工認図書	
基本設計方針	<ul style="list-style-type: none"> 油と連接する取水路、放水路からの敷地面への流入を防止するため、～(中略)～ O.P.+13.8m の敷地の地下部の1号炉取水路及び1号炉放水路には取放水路流路縮小工を設置する。取放水路流路縮小工は、1号炉取水路及び1号炉放水路内にコンクリートを設置して流路を縮小するものである。(添付書類八) 	<ul style="list-style-type: none"> 津波防護施設のうち取放水路流路縮小工については、第1号機の取水路及び放水路からの津波の流入を抑制し、入力津波に対して浸水を防止する設計とする。また、第1号機の廃止措置期間中に性能を維持すべき施設(以下「性能維持施設」という)に影響を与えない設計とする。 取放水路流路縮小工については、津波防護機能及び第1号機の取水・放水機能を維持する運用を保安規定に定めて管理する。 	<ul style="list-style-type: none"> 8.5.3 浸水防護施設の基本設計方針 VI-1-1-2-2-1 耐津波設計の基本方針 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 VI-1-1-2-2-5 津波防護に関する施設の設計方針 	
第2号機の 浸水防止機能の確認	<ul style="list-style-type: none"> 設定した貫通部径・延長に基づき、入力津波高さは第1号機海水ポンプ室及び第1号機放水立坑の天端高さ以下になることを説明。 貫通部のすりへりを考慮し径が広がった場合の影響評価等を実施し、機能に影響を及ぼさない径の上限値を説明。 	<ul style="list-style-type: none"> 第2号機設置変更許可段階以降の復旧・改修工事に伴う地形変化による入力津波高さへの影響を評価し、地形改変前のほうが入力津波高さが高くなることから、第1号機海水ポンプ室及び第1号機放水立坑位置での入力津波高さを変更しないことを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> 補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 15. 6.2.6 	
第1号機 取水・放水機能への 影響確認	<ul style="list-style-type: none"> 設定した貫通部径・延長に基づき、第1号機補機冷却ポンプ(常用系・非常用系)の取水機能に影響がないこと、また、同ポンプ運転時においても放水でき敷地への浸水が無いことを説明。 貫通部において貝等の付着を考慮し径が縮小した場合の影響評価等を実施し、機能に影響を及ぼさない径の下限値を説明。また、漂流物の大きさから取水路の流路縮小工が閉塞する可能性はないことを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> 貫通部径について、設計値である公称値(取水路 \square m、放水路 \square m)を示すとともに、外郭浸水防護設備として津波の流入を防止する設計確認値(上限値)及び、第1号機冷却海水ポンプ並びに第1号機非常用補機冷却海水ポンプ運転時の取・放水機能に影響を及ぼさない設計確認値(下限値)の設定根拠を説明。 	<ul style="list-style-type: none"> 8.5.1 要目表 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 VI-6-第9-4-1-1-22図及び23図 構造図 VI-6-第9-4-1-1-22図及び23図 構造図 別紙 公称値の許容範囲 VI-1-4-8-3-1-1.2 設定根拠に関する説明書 	<ul style="list-style-type: none"> 第2号機設置変更許可を踏まえ、第1号機取水・放水機能への影響がないことを廃止措置に係る審査会で説明。

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

表 6.2.5-2 取放水路流路縮小に係る各審査段階の説明 (2/2)

項目	第2号機 設置変更許可	第2号機工事計画認可		(参考) 第1号機 廃止措置計画認可
		方針・説明内容等	工認図書	
保守管理	<ul style="list-style-type: none"> 保安規定及び社内規定で定める保全計画に基づき、定期的な放水、また、ダイバー、水中カメラ等による点検・清掃等を実施し、変状等が確認された場合は、詳細な調査を行うことを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> 第2号機設置変更許可の内容に基づき、保安規定及び社内規定で定める保全計画に基づき保守管理していくことを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> 補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.2 参考資料2 	<ul style="list-style-type: none"> 第2号機設置変更許可を踏まえ、第2号機保安規定及び社内規定で定める保全計画に基づき、適切に管理していくことを審査会合で説明。
閉塞した場合の 検知性	<ul style="list-style-type: none"> 仮に閉塞した場合における検知性について評価し、中央制御室で異常を検知した後、保安規定に基づくQMS文書「警報処理運転手順書」に基づき対応が可能であることを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> 第2号機設置変更許可の内容に基づき、保安規定に基づくQMS文書「警報処理運転手順書」に基づき対応することを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> 補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.2 参考資料3 	<p>_____</p>
取放水路流路縮小の 損傷モードを 踏まえた設計	<ul style="list-style-type: none"> 津波時における損傷モードを示し、流速を保守的に設定する等して縦断方向の構造成立性を説明。 また、貫通部付近において流速が高まることに対して、抑制側となる平均圧力等を保守的に設定しキャビテーションの影響がないことを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> 第2号機設置変更許可で示した方針、要目表に示す設計値を踏まえ、保守的な流速条件のもと津波時(設計津波水位=入力津波高さ24.4m+0.5m考慮)及び重量時における縦断方向の評価結果に加え、横断方向の耐震評価結果を説明。 なお、キャビテーションの影響に関しては、第2号機設置変更許可時から入力津波高さに変更が生じていないことを踏まえ、安全性が確保されている。 	<ul style="list-style-type: none"> VI-2-10-2-4 取放水路流路縮小工の耐震性についての計算書 VI-3-別添3-2-3 取放水路流路縮小工の強度計算書 補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.2.1~6.2.4 	<p>_____</p>
	<ul style="list-style-type: none"> 砂礫や貝による貫通部のすりへり現象に対し、コンクリート配合設計において配慮を行うことを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> 設定したコンクリート配合において、保守的な条件を想定した場合においても、すりへりにより放水路の貫通部径が上限値内に収まることから機能喪失が発生しないことを説明。 	<ul style="list-style-type: none"> 補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.2 参考資料1 	<p>_____</p>

(別紙-1)

第2号機設置変更許可段階で示した設計方針を以下に示す。第2号機工事計画認可段階においては、この方針を踏まえ、精査した設計条件に基づき実施した詳細設計の内容を説明する。

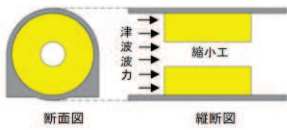
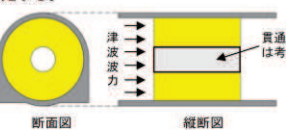
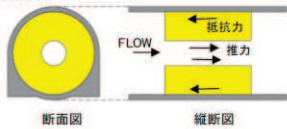
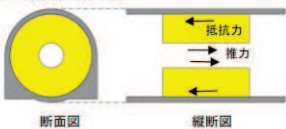
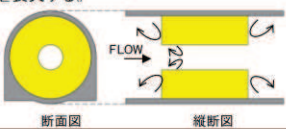
第2号機設置変更許可段階においては、流路縮小工の各位部位が損傷し要求機能を喪失しうる事象を、既往知見をもとに抽出し整理を行っている(表1, 表2参照)。

これを踏まえ、取放水口前面における最大津波水位、並びに津波時流速を保守的に設定した値を用いる等し、構造成立性を示している(図1参照)。

キャビテーションによる影響は経年的に劣化するものとされているが、津波時を対象に、大気圧を含む平均圧力算定において相対的に水深を小さくした場合を想定し評価を行い、キャビテーションにより健全性に影響を及ぼさないことを示している(図2参照)。

すりへりについても経年的に劣化していく現象であるが、津波時における土砂流入による影響を想定しコンクリート配合設計を行うことを示している。

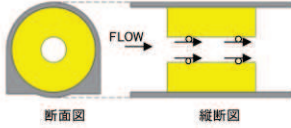
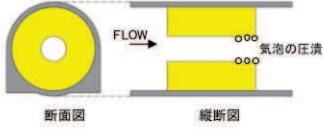
表1 津波時の流速により要求機能を喪失しうる事象と設計・施工上の配慮事項
(流路縮小工全体)

部位の名称	要求機能を喪失しうる事象	設計・施工上の配慮	照査
流路縮小工全体	<ul style="list-style-type: none"> 津波荷重により、縮小工がせん断破壊又は滑動することで、躯体全体の安定性を失い、要求機能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> 津波荷重に対する躯体の安定性を評価する。なお、より保守的な評価となるように、貫通部が存在しないものとして荷重を算定する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 貫通部における流水の摩擦により推力が生じ、躯体の安定性を失う。 	<ul style="list-style-type: none"> 津波時の流水の摩擦による推力を評価し、安定性が確保されているか確認する。 	○
	<ul style="list-style-type: none"> 急縮部・急拡部で発生する渦や流水によるすりへり(エロージョン摩耗^{※1})によって、形状に変化が生じ、津波防護機能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> エロージョン摩耗はすりへりの一つであり、経年的にコンクリートが劣化していく現象であることに対し、津波は短期的な事象であるが、安全側に以下の配慮を行う。 すりへり現象に対しては、水セメント比の低下や細骨材を少なくすることが有効とされている^{※2}ことから、それらを参考に、コンクリート配合設計において配慮を行う。 	—

※1 エロージョン摩耗とは、液体粒子・固体粒子あるいは液体の流れが角度をなしてコンクリートに衝突することで生じる摩耗である。

※2 土地改良事業計画設計基準及び運用・解説(平成20年3月)農林水産省農村振興局整備部設計課監修、本書では、「水セメント比を小さくした $\sigma_{ck}=50N/mm^2$ 程度の富配合コンクリートで耐摩耗性、耐衝撃性とも優れている。細骨材は少なくすることによって更に効果がある」とされている。

表2 津波時の流速により要求機能を喪失しうる事象と設計・施工上の配慮事項
(流路縮小工貫通部)

部位の名称	要求機能を喪失しうる事象	設計・施工上の配慮	照査
流路縮小工貫通部	<ul style="list-style-type: none"> 砂礫や貝を含んだ津波の流入により、コンクリート表面にすりへり(アブレーション摩耗[※])が発生することによって、貫通部が広がり津波防護機能を喪失する。 	<ul style="list-style-type: none"> アブレーション摩耗はすりへりの一つであり、経年的にコンクリートが劣化していく現象であることに対し、津波は短期的な事象であるが、安全側に以下の配慮を行う。 すりへり現象に対しては、水セメント比の低下や細骨材を少なくすることが有効とされていることから、それらを参考に、コンクリート配合設計において配慮を行う。 	—
	<ul style="list-style-type: none"> 急縮部に高速な津波が流れ込むことによる局部的な圧力降下によって、その下流は負圧となって空洞を生じ(キャビテーション)、圧力が高まる急拡大部付近に移動すると、水蒸気の気泡は急激に圧潰され、壁面に損傷を与えることにより、形状に変化が生じ、流路縮小性能を喪失する(ピッチング損傷)。 	<ul style="list-style-type: none"> キャビテーションの発生の可能性について評価を行い、発生する場合はキャビテーションに配慮した設計とする。 	発生の可能性を評価

※ アブレーション摩耗とは砂等がコンクリート表面を転がったり滑ったりすることで、コンクリートを損失させる摩耗である。すりへりの原因として砂礫等によるアブレーション摩耗が想定され三段階で進行する。
①コンクリート表面に近いモルタル層がすりへる。②モルタル層がすりへった後、粗骨材が露出し粗骨材自体がすりへる。③粗骨材が剥離する。

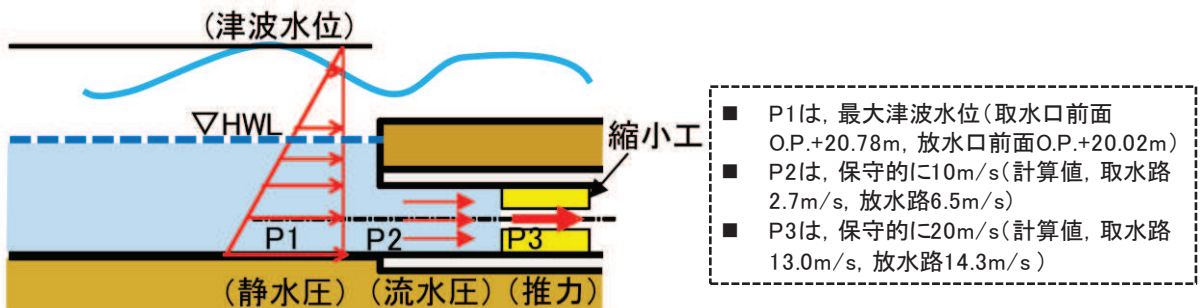
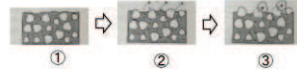


図1 津波時の荷重作用イメージ

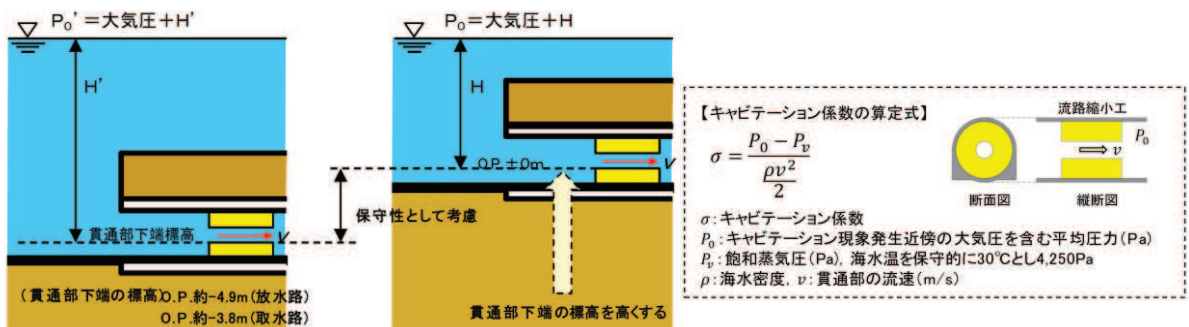


図2 平均圧力 P_0 算定時における保守性の考え方

6.2.6 取放水路流路縮小工の設置による津波防護機能，第1号機取水機能及び放水機能への影響について

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）及び取放水路流路縮小工（第1号機放水路）は，コンクリートに貫通部を設けた構造であり，第1号機取水路及び第1号機放水路からの津波の流入を抑制し，第1号機取水路及び第1号機放水路から敷地への津波の流入を防止する設計としている。

取放水路流路縮小工の設置を考慮した入力津波評価結果は，「1.5 入力津波の不確かさの考慮について」に記載している。第1号機海水ポンプ室及び第1号機放水立坑における入力津波高さは，それぞれ O.P. +10.38m，O.P. +11.79m と評価しており，いずれも天端高さ O.P. +14.0m を上回らないことから，外郭浸水防護設備として敷地への津波の流入を防止できることを確認している。なお，敷地周辺における復旧・改修工事に伴う地形改変の影響も考慮した入力津波評価を行い，地形改変の考慮前（設置変更許可時の評価）の方が，入力津波高さが高くなることを確認している。



また，取放水路流路縮小工を設置する影響について，第1号機の廃止措置中の通常時及び外部電源喪失時（以下「非常時」という。）における第1号機原子炉補機冷却海水ポンプ並びに第1号機非常用補機冷却海水ポンプ運転時においても，取水機能及び放水機能への影響がないことを，第14回実用発電用原子炉施設の廃止措置計画に係る審査会合（2020年2月13日）にて説明済みである（図6.2.6-1，図6.2.6-2）。

4 流路縮小工設置による1号炉取水機能・放水機能への影響について 6

4-2 補機冷却海水ポンプ(通常時)の取水性評価

- 取水路への流路縮小工設置により増加する損失水頭は無視できるレベル(約0.0034m)であり、原子炉補機冷却海水ポンプ(A)の取水可能最低水位から十分余裕がある(下図参照)。
- 通常時における原子炉補機冷却海水ポンプ(A)1台(960m³/h)運転時の取水機能への影響はない。
- なお、津波を想定した場合、引き波時に原子炉補機冷却海水ポンプの取水可能最低水位以下まで潮位が下がる可能性があるが、使用済燃料プールの水温が施設運用上の基準に到達するまでの期間は約13日と十分な余裕があり、津波が収束した後に、安全を確認してから運転させることにより、施設運用上の基準に到達することなく、取水機能を回復できることを確認している。

流路縮小工設置による取水機能への影響(通常時)

流路縮小工	流量 (m ³ /s)	水路断面積 (m ²)	流速 (m/s)	取水口水位 (m)	海水ポンプ室 水位 ^{※5} (m) (カッコ内は端数処理前の値)	ポンプ取水可能最低水位 (m)
設置前	0.27 ^{※1}	7.54 (φ3.1 ^{※2})	0.04 ^{※3}	O.P.-0.14 ^{※4}	O.P.-0.15 (-0.1402)	O.P.-2.43 (原子炉補機冷却海水ポンプ(A))
設置後					O.P.-0.15 (-0.1436)	

※1 原子炉補機冷却海水ポンプ(A)運転時の流量(960m³/h×1台)

※2 貝付着代10cm考慮

※3 取水路については、「建設省河川砂防基準(案)同解説 設計編[1]」で定める一般的な設計流速(常時2~5m/s程度)であることから、通水性に問題はない。

※4 朔望平均干潮位

※5 取水路の流路縮小工における局所損失(急拡、急縮)及び摩擦損失を考慮

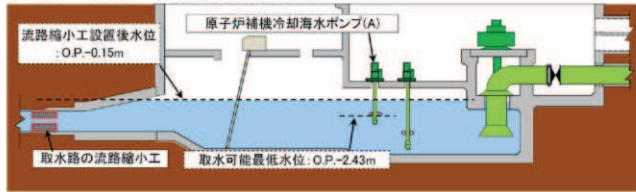


図 6.2.6-1(1) 第1号機の取水機能への影響確認結果(通常時)



(2020年2月13日 第14回実用発電用原子炉施設の廃止措置計画に係る審査会合(資料1-2)再掲)

4 流路縮小工設置による1号炉取水機能・放水機能への影響について 7

4-3 補機冷却海水ポンプ(非常時)の取水性評価

- 取水路への流路縮小工設置により増加する損失水頭は約0.0063mであり、海水ポンプ室水位は僅かに低下するものの、ポンプの取水可能最低水位から十分余裕がある(下図参照)。
- 非常時の最大流量となる組み合わせである、原子炉補機冷却海水ポンプ(A)1台(960m³/h)+非常用補機冷却海水ポンプ(A)1台(390m³/h)運転時の取水機能への影響はない。

流路縮小工設置による取水機能への影響(非常時)

流路縮小工	流量 (m ³ /s)	水路断面積 (m ²)	流速 (m/s)	取水口水位 (m)	海水ポンプ室 水位 ^{※5} (m) (カッコ内は端数処理前の値)	ポンプ取水可能最低水位 (m)
設置前	0.38 ^{※1}	7.54 (φ3.1 ^{※2})	0.05 ^{※3}	O.P.-0.14 ^{※4}	O.P.-0.15 (-0.1404)	O.P.-2.43 (原子炉補機冷却海水ポンプ(A))
設置後					O.P.-0.15 (-0.1467)	

※1 原子炉補機冷却海水ポンプ(A)運転時の流量(960m³/h×1台)+非常用補機冷却海水ポンプ(A)運転時の流量(390m³/h×1台)

※2 貝付着代10cm考慮

※3 取水路については、「建設省河川砂防基準(案)同解説 設計編[1]」で定める一般的な設計流速(常時2~5m/s程度)であることから、通水性に問題はない。

※4 朔望平均干潮位

※5 取水路の流路縮小工における局所損失(急拡、急縮)及び摩擦損失を考慮

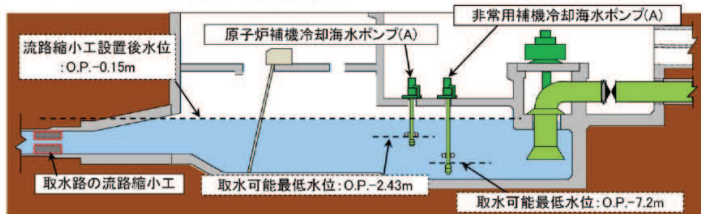


図 6.2.6-1(2) 第1号機の取水機能への影響確認結果(非常時)(1/2)

(2020年2月13日 第14回実用発電用原子炉施設の廃止措置計画に係る審査会合(資料1-2)再掲)

4 流路縮小工設置による1号炉取水機能・放水機能への影響について 12

4-8 補機冷却海水ポンプ(非常時)の取水性評価(自主管理設備)

- 取水路への流路縮小工設置により増加する損失水頭は約0.0069mであり、海水ポンプ室水位は僅かに低下するものの、ポンプの取水可能最低水位から十分余裕がある(下図参照)。
- 非常時の最大流量となる組み合わせである、原子炉補機冷却海水ポンプ(B)1台(960m³/h)+非常用補機冷却海水ポンプ(B)1台(450m³/h)運転時の取水機能への影響はない。

流路縮小工設置による取水機能への影響(非常時)

流路縮小工	流量 (m ³ /s)	水路断面積 (m ²)	流速 (m/s)	取水口水位 (m)	海水ポンプ室 水位 ^{※5} (m) (カッコ内は種数処理前の値)	ポンプ取水可能最低水位 (m)
設置前	0.40 ^{※1}	7.54 (φ3.1 ^{※2})	0.05 ^{※3}	O.P.-0.14 ^{※4}	O.P.-0.15 (-0.1404)	O.P.-2.43 (原子炉補機冷却海水ポンプ(B))
設置後					O.P.-0.15 (-0.1473)	O.P.-7.2 (非常用補機冷却海水ポンプ(B))

※1 原子炉補機冷却海水ポンプ(B)運転時の流量(960m³/h×1台)+非常用補機冷却海水ポンプ(B)運転時の流量(450m³/h×1台)

※2 貝付着代10cm考慮

※3 取水路については、「建設省河川砂防基準(案)同解説 設計編[1]」で定める一般的な設計流速(常時2~5m/s程度)であることから、通水性に問題はない。

※4 期望平均満潮位

※5 取水路の流路縮小工における局所損失(急拡、急縮)及び摩擦損失を考慮

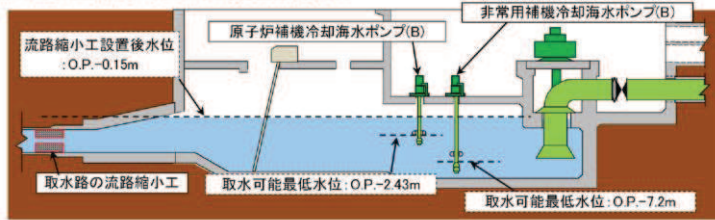


図 6.2.6-1(3) 第1号機の取水機能への影響確認結果(非常時)(2/2)



(2020年2月13日 第14回実用発電用原子炉施設の廃止措置計画に係る審査会合(資料1-2)再掲)

4 流路縮小工設置による1号炉取水機能・放水機能への影響について 9

4-5 補機冷却海水ポンプ(通常時)運転時の放水性評価

- 放水路への流路縮小工設置による流路抵抗の増加により、通常時における放水立坑水位が約0.17m上昇し、O.P.+1.61mとなるものの、海水ポンプの放水高さO.P.+4.6mより十分低い(下図参照)。
- 通常時における原子炉補機冷却海水ポンプ(A)1台(960m³/h)運転時の放水機能への影響はない。

流路縮小工設置による放水機能への影響(通常時)

流路縮小工	流量 (m ³ /s)	水路断面積 (m ²)	流速 (m/s)	放水口水位 (m)	放水立坑 水位 ^{※5} (m)	海水ポンプ 放水高さ(m)
設置前	0.27 ^{※1}	15.2 (φ4.4 ^{※2})	0.02 ^{※3}	O.P.+1.43 ^{※4}	O.P.+1.44	O.P.+4.6
設置後					O.P.+1.61	

※1 原子炉補機冷却海水ポンプ(A)運転時の流量(960m³/h×1台)

※2 貝付着代10cm考慮

※3 放水路については、「建設省河川砂防基準(案)同解説 設計編[1]」で定める一般的な設計流速(常時2~5m/s程度)であることから、通水性に問題はない。

※4 期望平均満潮位

※5 放水路の流路縮小工における局所損失(急拡、急縮)及び摩擦損失を考慮

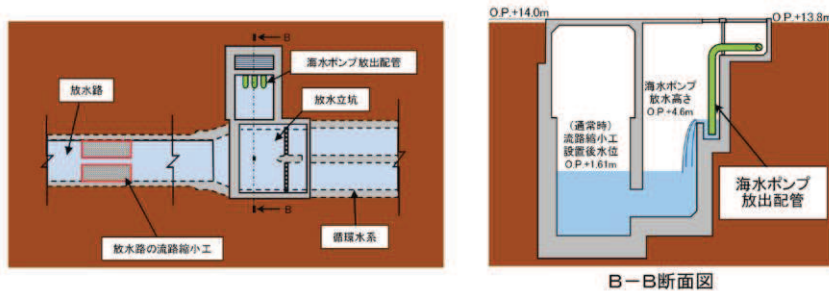


図 6.2.6-2(1) 第1号機の放水機能への影響確認結果(通常時)

(2020年2月13日 第14回実用発電用原子炉施設の廃止措置計画に係る審査会合(資料1-2)再掲)



枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

4 流路縮小工設置による1号炉取水機能・放水機能への影響について 10

4-6 補機冷却海水ポンプ(非常時)運転時の放水性評価

- 放水路への流路縮小工設置による流路抵抗の増加により、非常時における放水立坑水位が約0.33m上昇し、O.P.+1.77mとなるものの、海水ポンプの放水高さO.P.+4.6mより十分低い(下图参照)。
- 非常時の最大流量となる組み合わせである、原子炉補機冷却海水ポンプ(A)1台(960m³/h)+非常用補機冷却海水ポンプ(A)1台(390m³/h)運転時の放水機能への影響はない。

流路縮小工設置による放水機能への影響(非常時)

流路縮小工	流量 (m ³ /s)	水路断面積 (m ²)	流速 (m/s)	放水口水位(m)	放水立坑 水位 ^{※5} (m)	海水ポンプ 放水高さ(m)
設置前	0.38 ^{※1}	15.2 (φ4.4 ^{※2})	0.03 ^{※3}	O.P.+1.43 ^{※4}	O.P.+1.44	O.P.+4.6
設置後					O.P.+1.77	

※1 原子炉補機冷却海水ポンプ(A)運転時の流量(960m³/h×1台)+非常用補機冷却海水ポンプ(A)運転時の流量(390m³/h×1台)

※2 貝付着代10cm考慮

※3 放水路については、「建設省河川砂防基準(案)同解説 設計編【I】」で定める一般的な設計流速(常時2~5m/s程度)であることから、通水性には問題はない。

※4 朔望平均満潮位

※5 放水路の流路縮小工における局所損失(急拡、急縮)及び摩擦損失を考慮

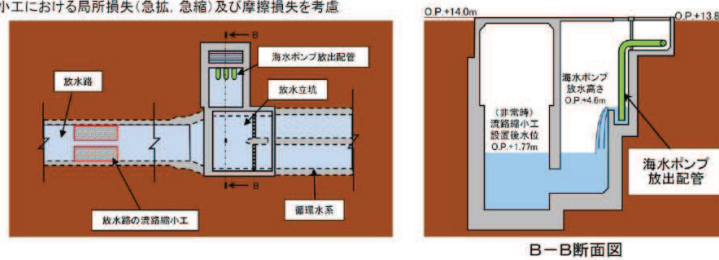


図 6.2.6-2(2) 第1号機の放水機能への影響確認結果(非常時)(1/2)

(2020年2月13日 第14回実用発電用原子炉施設の廃止措置計画に係る審査会合(資料1-2)再掲)

4 流路縮小工設置による1号炉取水機能・放水機能への影響について 13

4-9 補機冷却海水ポンプ(非常時)運転時の放水性評価(自主管理設備)

- 放水路への流路縮小工設置による流路抵抗の増加により、非常時における放水立坑水位が約0.37m上昇し、O.P.+1.81mとなるものの、海水ポンプの放水高さO.P.+4.6mより十分低い(下图参照)。
- 非常時の最大流量となる組み合わせである、原子炉補機冷却海水ポンプ(B)1台(960m³/h)+非常用補機冷却海水ポンプ(B)1台(450m³/h)運転時の放水機能への影響はない。

流路縮小工設置による放水機能への影響(非常時)

流路縮小工	流量 (m ³ /s)	水路断面積 (m ²)	流速 (m/s)	放水口水位(m)	放水立坑 水位 ^{※5} (m)	海水ポンプ 放水高さ(m)
設置前	0.40 ^{※1}	15.2 (φ4.4 ^{※2})	0.03 ^{※3}	O.P.+1.43 ^{※4}	O.P.+1.44	O.P.+4.6
設置後					O.P.+1.81	

※1 原子炉補機冷却海水ポンプ運転時の流量(960m³/h×1台)+非常用補機冷却海水ポンプ運転時の流量(450m³/h×1台)

※2 貝付着代10cm考慮

※3 放水路については、「建設省河川砂防基準(案)同解説 設計編【I】」で定める一般的な設計流速(常時2~5m/s程度)であることから、通水性には問題はない。

※4 朔望平均満潮位

※5 放水路の流路縮小工における局所損失(急拡、急縮)及び摩擦損失を考慮

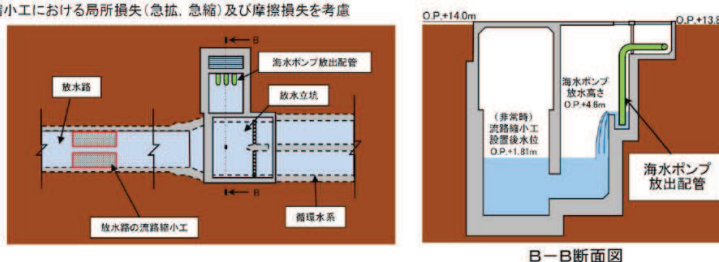


図 6.2.6-2(3) 第1号機の放水機能への影響確認結果(非常時)(2/2)

(2020年2月13日 第14回実用発電用原子炉施設の廃止措置計画に係る審査会合(資料1-2)再掲)

(参考資料 5) 取放水路流路縮小工の耐震評価手法の妥当性について

1. 概要

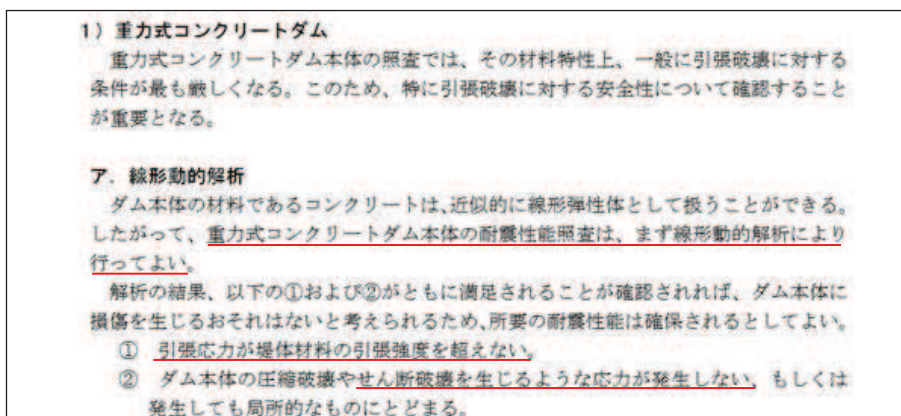
取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路，第 1 号機放水路）の耐震設計については，コンクリート躯体である取放水路流路縮小工（充填部，覆工部）を平面ひずみ要素（線形）でモデル化し，二次元動的有限要素法解析（SuperFLUSH）による地震応答解析（以下，地震応答解析（SuperFLUSH）という。）を行い，コンクリート躯体である覆工部及び充填部が発生応力に対して引張破壊又はせん断破壊しないこととして，許容限界は引張強度，せん断強度としている。

上記の耐震評価手法は，取放水路流路縮小工が既設の取放水路を充填した直径 3m～4m 程度のマッシュな無筋コンクリート*1 構造であることから，構造的に類似し既工認において設計実績のある屋外重要土木構造物等の MMR の設計や重力式コンクリートダム設計*2 を参照しているものである。なお，せん断強度について，「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）」に基づき圧縮強度の 1/5 を用いており，これは防潮堤（鋼管式鉛直壁）の背面補強工や置換コンクリートの評価におけるせん断強度の設定においても同様である*3。

本資料は，マッシュな無筋コンクリート構造であるものの，円形のトンネル構造である取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路，第 1 号機放水路）について，許容限界の設定を含め上記の耐震評価手法の妥当性を確認するために，コンクリートのより正確な力学特性を考慮することや，ひび割れ発生状況等を確認することが可能である材料非線形解析（WCOMD）を実施し，基準地震動 S s 時におけるコンクリートの状態や健全性を確認し，評価手法の妥当性について確認した。

注記*1：覆工部については，鉄筋コンクリート構造であるものの，充填部に対する覆工部の断面厚さ等が小さいことを踏まえ，耐震評価においては，保守的に鉄筋に期待しないこととして，無筋コンクリートとして構造強度を評価する方針としている。

*2：大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）・同解説（平成 17 年 3 月 国土交通省河川局）



*3：防潮堤（鋼管式鉛直壁）の背面補強工や置換コンクリートについては，「6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」に記載のとおり，すべり安全率の評価を行い，その際のせん断強度について圧縮強度の 1/5 としているが，新規制基準対応工認として美浜第 3 号機（防潮堤地盤改良部）において実績があることを確認している。

2. 評価方針

「6.2.1 取放水路流路縮小工(第1号機取水路)の耐震性についての計算書に関する補足説明」及び「6.2.2 取放水路流路縮小工(第1号機放水路)の耐震性についての計算書に関する補足説明」で示した耐震評価結果に対して、コンクリートのより正確な力学特性を考慮することや、ひび割れ発生状況等を確認することが可能である材料非線形解析を用い、地震応答解析(SuperFLUSH)における荷重状態を再現(躯体上端と下端の層間変位を一致させる)し、その状態での荷重-変位関係やひび割れ発生状況の確認を行うことで、地震応答解析(SuperFLUSH)による耐震評価結果の妥当性を確認する。

妥当性確認は、取水路と放水路で構造的な違いは無く、周辺地質が岩盤であることは共通であるため、発生応力(照査値)が大きい放水路を代表に行う。

なお、鉄筋コンクリート部材である覆工部については、耐震評価時には鉄筋は保守的に考慮しないこととしており、本検討においても考慮しないことを基本として検討を行うが、鉄筋コンクリート部材として扱う場合についても影響確認を行う。

材料非線形解析においては、解析コード「WCOMD Studio」を使用する。

図2-1に材料非線形解析(WCOMD)の耐震評価フローにおける解析モデル及び解析手法の概要(選定フロー)を示す。

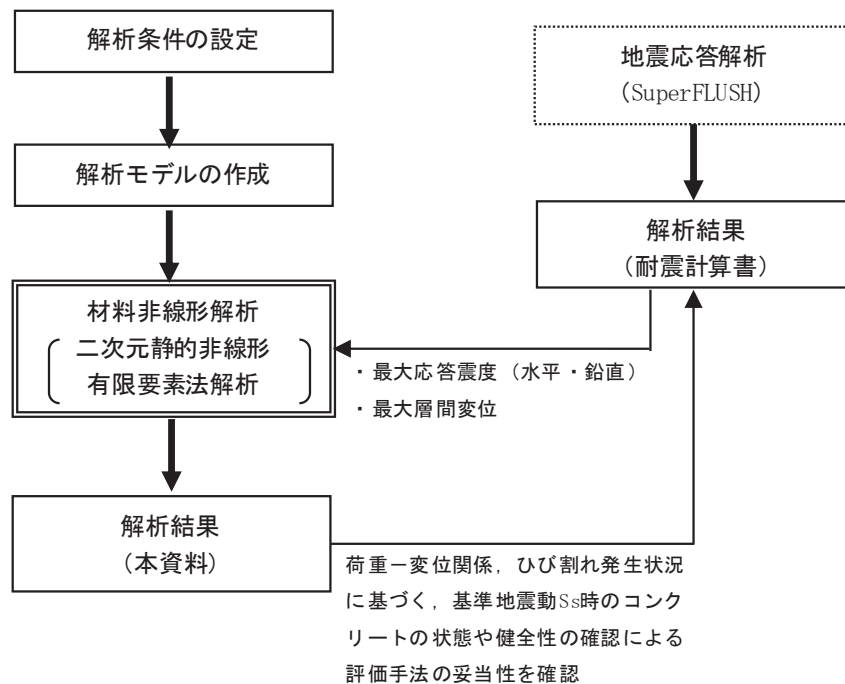


図2-1 材料非線形解析(WCOMD)評価フロー

3. 評価条件（材料非線形解析（WCOMD））

3.1 適用基準

材料非線形解析については、土木学会マニュアル、コンクリート標準示方書 2017 等に基づき実施する。

3.2 材料定数

耐震評価に用いる材料定数は、文献等を基に設定する。コンクリート及び鉄筋の材料定数を表 3-1 及び表 3-2 に示す。

表 3-1 コンクリートの材料定数

項目	設定値		諸元
	覆工部	充填部	
単位体積重量	24.0 kN/m ³	23.0 kN/m ³	材料非線形解析による荷重に含まれることから考慮しない
圧縮強度	15.8 N/mm ²	38.5 N/mm ²	設計基準強度（覆工部：設計図書20.5N/mm ² 、充填部：設計図書50.0N/mm ² ）／材料係数*
引張強度	1.33 N/mm ²	2.40 N/mm ²	引張強度／材料係数*
圧縮ピークひずみ	0.2%	0.3%	コンクリート標準示方書2017
ひび割れ－せん断伝達係数	1.0	1.0	コンクリート標準示方書2017
破壊エネルギー	0.0681 N/mm	0.0917 N/mm	コンクリート標準示方書2017

注記*：材料係数を 1.3 として算出

表 3-2 鉄筋の材料定数

項目	設定値	諸元
ヤング係数	200 kN/mm ²	コンクリート標準示方書2017
降伏強度	345 N/mm ²	設計図書（SD345）

3.3 解析モデル

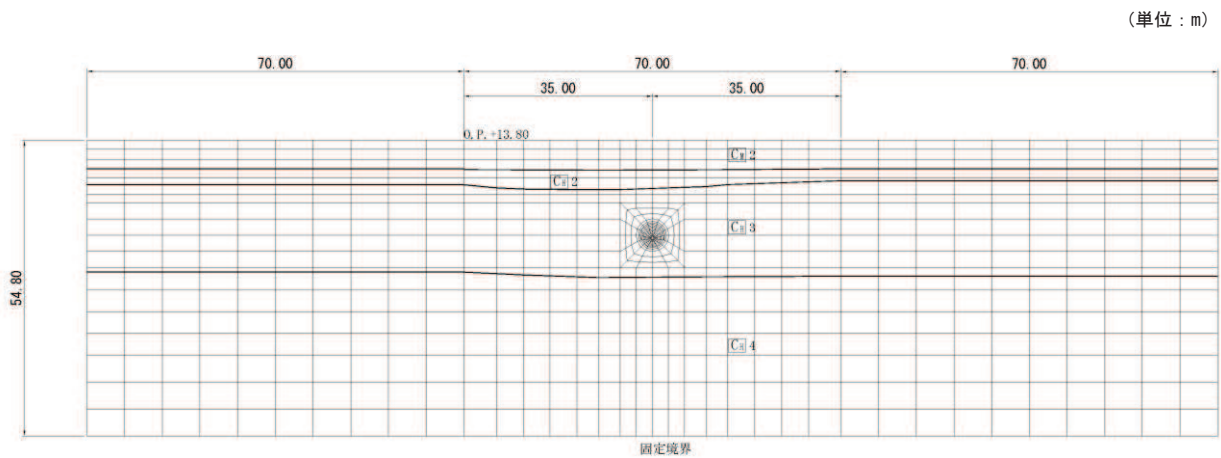
a. 解析モデル

材料非線形解析の対象とする構造部材を平面ひずみ要素でモデル化する。

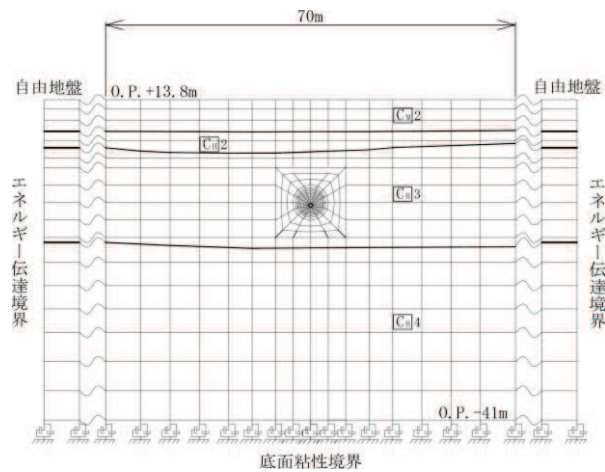
モデル幅は、側方の変形影響が取放水路流路縮小工近傍に発生しないよう、地震応答解析 (SuperFLUSH) の解析モデルをベースに十分な幅に設定する。

鉄筋コンクリート部材である覆工部についても、前述のとおり覆工部は無筋コンクリート要素としてモデル化する。ただし、鉄筋コンクリート部材として扱った場合の影響確認を行う検討では、鉄筋コンクリート要素としてモデル化する。

要素分割図を図 3-1 に示す。



(材料非線形解析 (WCOMD))



(参考 : 地震応答解析 (SuperFLUSH))

注) C_H5 は C_H級岩盤の第5速度層を示す。

図 3-1 解析モデル図

b. コンクリートの非線形特性

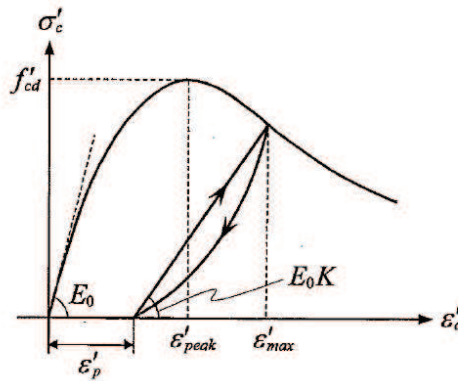
耐震評価に用いる要素は鉄筋コンクリート要素及び無筋コンクリート要素に分類されるが、それぞれの非線形特性は同一の考え方で表される。

(a) 圧縮応力下における応力-ひずみ関係

図3-2に一軸圧縮応力下における応力-ひずみ関係を示す。

圧縮応力下の応力-ひずみの骨格曲線は、最大応力点までの硬化域と、最大応力点を越えた軟化域で表され、残留塑性ひずみと除荷再載荷時の剛性低下を考慮している。

また、ひび割れ発生後のコンクリートの圧縮強度については、図3-3に示す、低減係数を破壊パラメータに乗じることで、ひび割れ発生後の圧縮強度の低下を考慮する。



$$\sigma'_c = E_0 K (\varepsilon'_c - \varepsilon'_p) \geq 0$$

$$E_0 = \frac{2 \cdot f'_{cd}}{\varepsilon'_{peak}}$$

$$K = \exp \left\{ -0.73 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \left(1 - \exp \left(-1.25 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right) \right\}$$

$$\varepsilon'_p = \varepsilon'_{max} - 2.86 \cdot \varepsilon'_{peak} \left\{ 1 - \exp \left(-0.35 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right\}$$

ここに、 $f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_c$

ε'_{peak} : 圧縮強度に対応するひずみ (一般に、0.002としてもよい)

ε'_{max} : 過去に受けた圧縮ひずみの最大値

ε'_p : 塑性ひずみ

K : 弾性剛性残存率

図3-2 圧縮応力下におけるコンクリートの非線形特性

(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

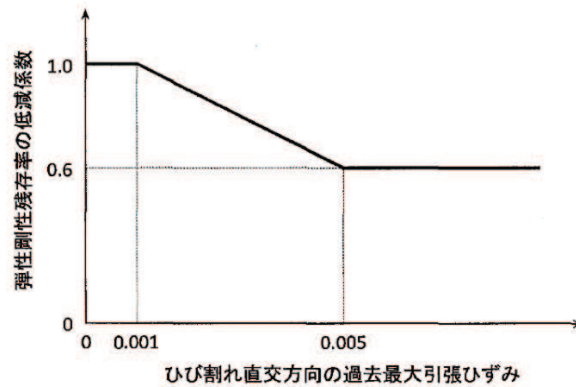
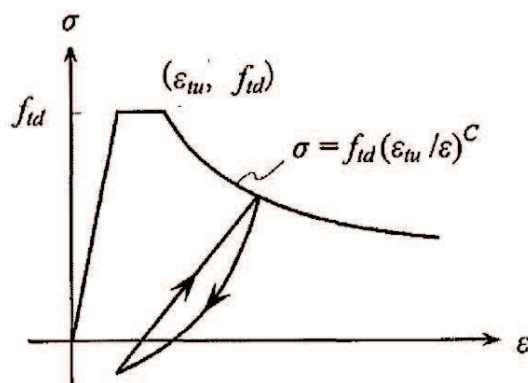


図 3-3 弾性剛性残存率の低減係数
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

(b) 引張応力下における応力-ひずみ関係

引張応力下における応力-ひずみ関係は、ひび割れ発生までは線形弾性とし、ひび割れ強度以降は、鉄筋とコンクリートの付着の影響等を考慮し、図 3-4 に示す骨格曲線を用いて、ひび割れ間のコンクリートに引張応力分担を考慮する。

引張力を受ける無筋コンクリート要素では、引張軟化挙動は、破壊エネルギー (G_f) によって定義する。引張軟化挙動の考慮にあたっては、図 3-5 に示すひび割れ発生後の軟化曲線とひび割れ発生点からの除荷曲線とで囲まれる面積が G_f / L_e (要素寸法) に一致するように、軟化特性を表す係数 C を用いる。



- f_t : 設計引張強度
- ϵ_{tu} : 引張軟化開始ひずみ
- c : 引張軟化特性を表す係数

図 3-4 引張対応力下における鉄筋とコンクリートの
付着効果を考慮した応力-ひずみ関係
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)
(参考) 5-6

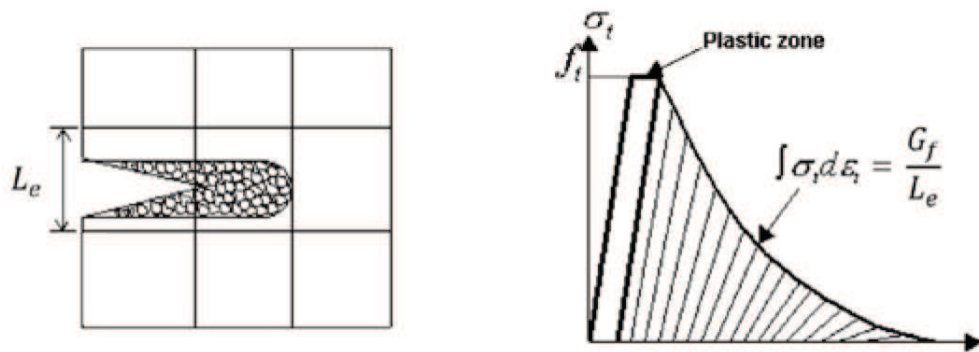
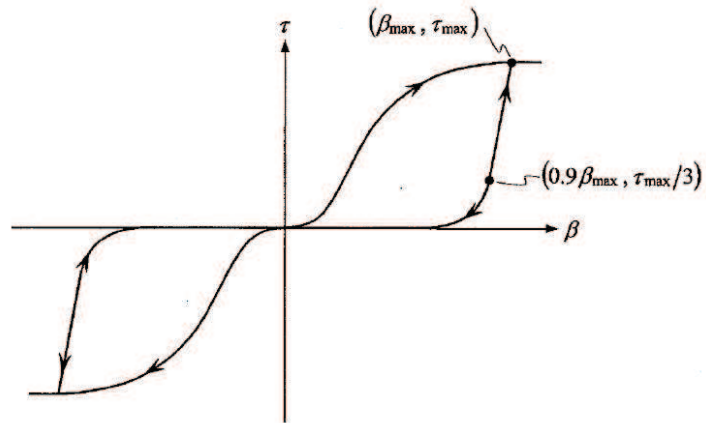


図 3-5 応力—ひずみ曲線と破壊エネルギー G_f の関係

(c) ひび割れ面でのせん断伝達関係

コンクリートのひび割れ発生後にひび割れ角度を固定する固定ひび割れモデルでは、ひび割れ面のずれによるせん断応力伝達特性を考慮する必要がある。

ひび割れ面でのせん断伝達挙動は、斜めひび割れの発生に伴う剛性低下や破壊を評価するため、図 3-6 に示すとおり、ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比をパラメータとし、コンクリートの剛性低下を考慮するモデルを用いる。



ここに、 β : ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比
(γ / ε)

τ : ひび割れ面でのせん断応力

τ_{max} : 除荷開始時せん断応力

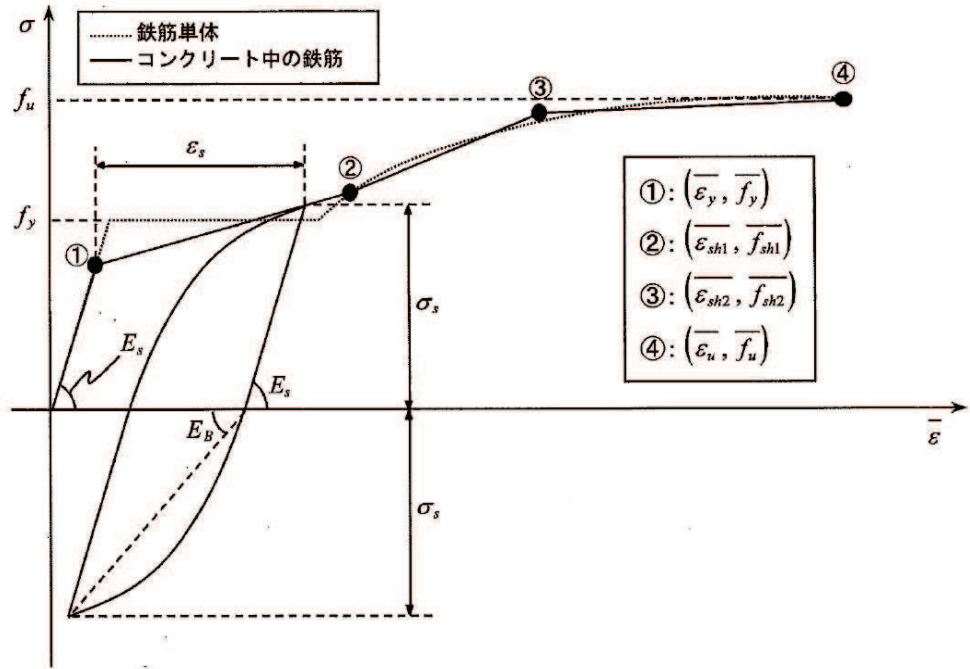
β_{max} : 除荷開始時せん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比

図 3-6 ひび割れ面でのせん断伝達モデル

(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

c. 鉄筋の非線形特性

ひび割れを複数含む領域におけるコンクリート中の鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係は、単体鉄筋の応力-ひずみ関係と異なり、図3-7に示すひずみ硬化特性を考慮する。



- f_y : 鉄筋単体の降伏強度 (N/mm²)
- f_u : 鉄筋単体の引張強度 (N/mm²)
- E_s : 鉄筋単体のヤング率 (N/mm²)
- ϵ_y : 鉄筋単体の降伏ひずみ
- ϵ_{sh} : 鉄筋単体のひずみ硬化開始ひずみ
- p : 鉄筋比
- f_1 : コンクリートの引張強度 (N/mm²)

図3-7 ひずみ硬化域までモデル化した鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

d. 鉄筋コンクリートとしてのモデル化

コンクリートと鉄筋の界面の付着特性をテンションスティフニング効果（引張特性が硬化する現象）として、鉄筋コンクリート要素の中に取り込むことにより、鉄筋コンクリートの構成則を直接与える。

鉄筋コンクリートの引張応力下の平均応力は、以下の式で表される。

$$\overline{\sigma}_{RC} = \frac{A_S}{A_{RC}} \overline{\sigma}_S + \frac{A_C}{A_{RC}} \overline{\sigma}_C$$

ここに、 $\overline{\sigma}_S$, $\overline{\sigma}_C$: それぞれ鉄筋とコンクリートの平均応力

A_S , A_C : それぞれ鉄筋とコンクリートの断面積, $A_{RC} = A_S + A_C$

e. 荷重の載荷方法

材料非線形解析にて考慮する荷重は、常時荷重と地震応答解析 (SuperFLUSH) から得られる地震時荷重を考慮する。地震時荷重は、地震応答解析 (SuperFLUSH) において照査結果が最も厳しくなる地震波 (解析ケース①, 地震動 $S_s - F1 (+ +)$) の、躯体全要素の最大応答加速度を抽出し、その最大応答加速度に基づく最大応答震度を目標に、全要素に慣性力荷重を漸増載荷する (地震時荷重載荷①)。その上で、地震応答解析で得られた層間変位最大時刻 (=照査値最大時刻) の層間変位を再現できるまで水平地震力を漸増載荷する (地震時荷重載荷②)。さらにピーク強度に達するまで水平地震力を漸増載荷する (地震時荷重載荷③)。

荷重の作用手順を図 3-8 に、地震応答解析 (SuperFLUSH) における最大応答震度を表 3-3 に、地震時荷重の載荷方法を図 3-9 に、層間変位の算定結果を図 3-10 に示す。

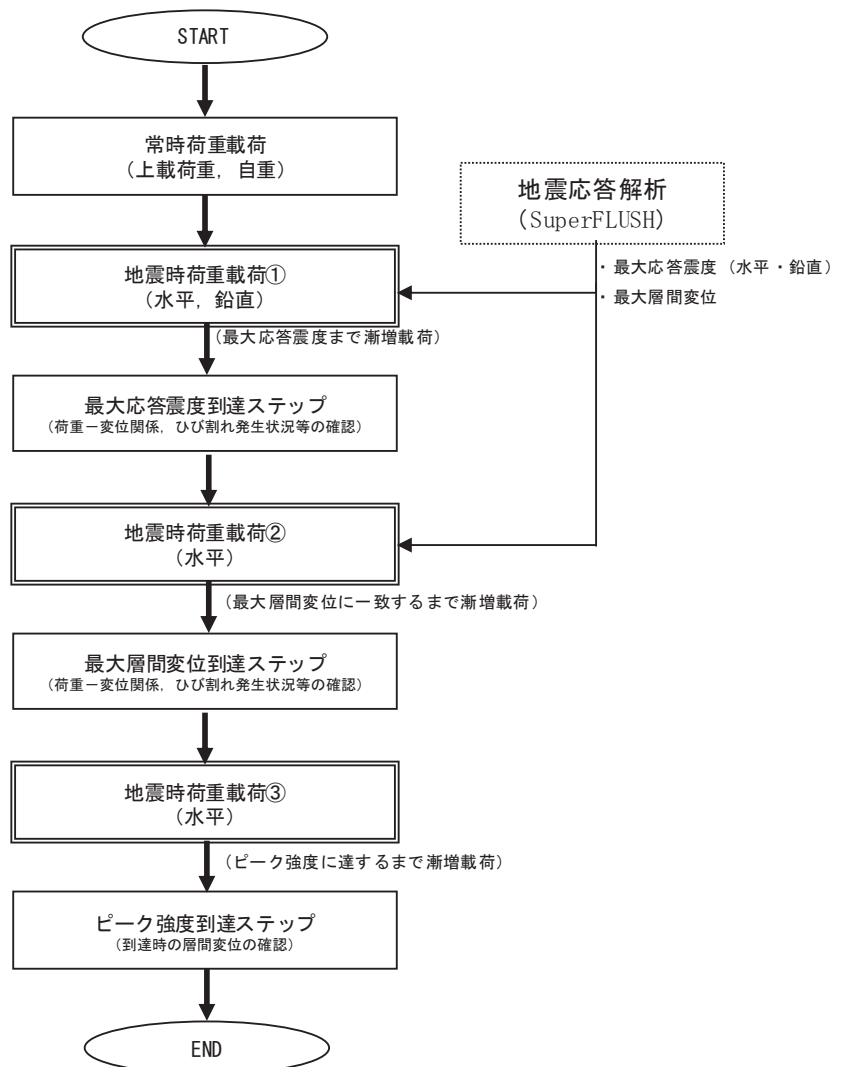
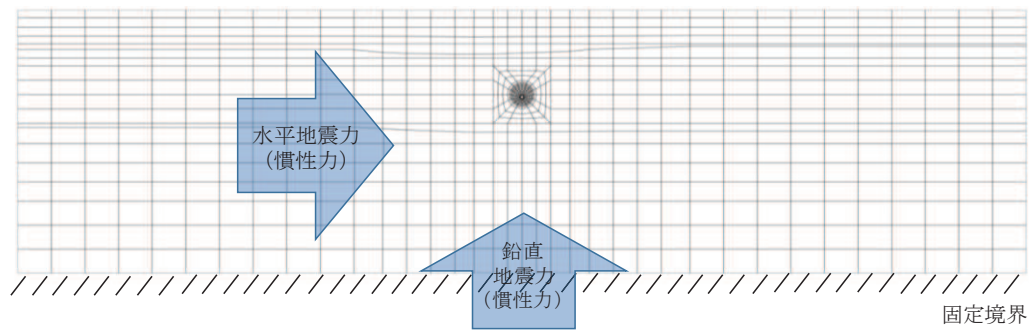
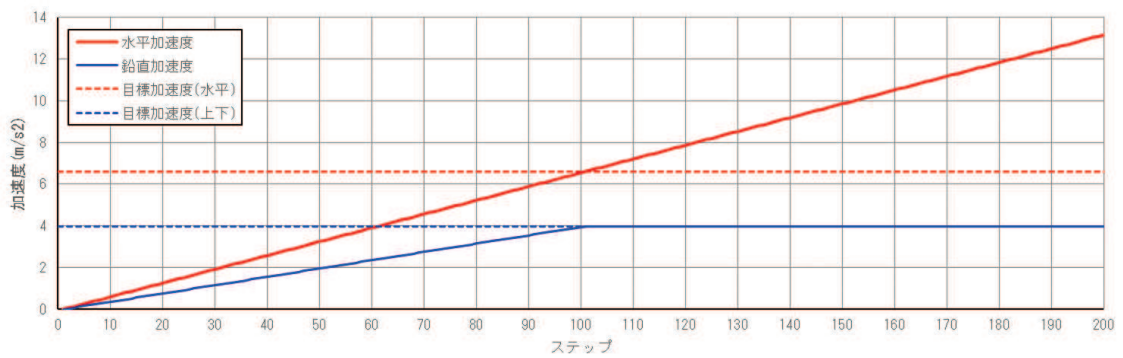


図 3-8 荷重の載荷フロー



(荷重作用概念図)

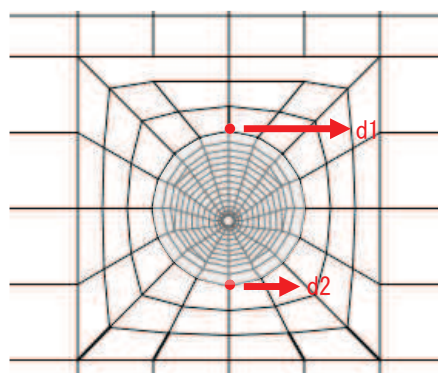


(載荷ステップ)

図 3-9 地震時荷重の載荷方法

表 3-3 地震応答解析 (SuperFLUSH) における最大応答震度

地震波	解析ケース	震度	
		水平	鉛直
S s - F 1 (++)	①	0.68	0.41



$ d1-d2 $ (m)	時刻 (sec)
2.865×10^{-4}	27.64*

注記* : 照査値最大時刻と同時刻

図 3-10 地震応答解析 (SuperFLUSH) における最大層間変位
(地震動 S s - F 1 (++) , 解析ケース①)

(参考) 5-11

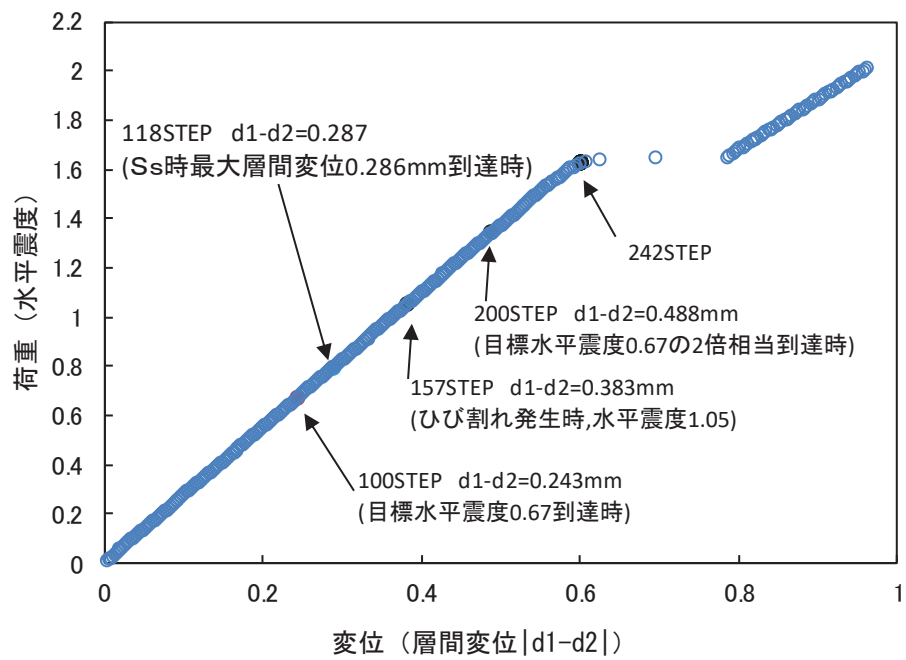
4. 評価結果

4.1 材料非線形解析結果

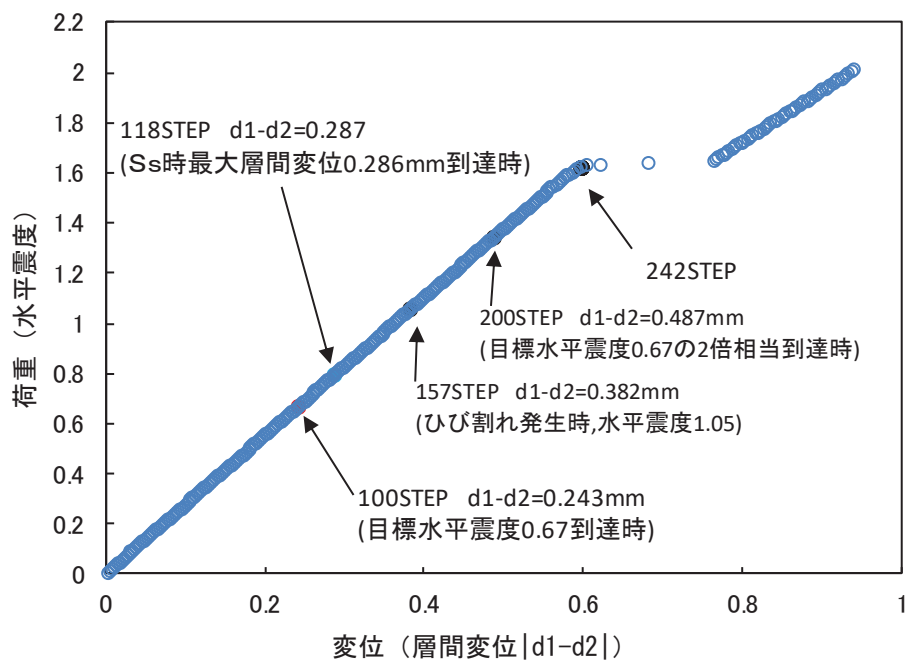
荷重（震度）－変位曲線を図 4-1 に示す。また、最大層間変位時（118 ステップ）における変形図を図 4-2 に、初期ひび割れ発生時（157 ステップ）及び最大応答震度の 2 倍時（200 ステップ）におけるひび割れ図を図 4-3 に示す。

荷重（震度）－変位曲線において、地震応答解析（SuperFLUSH）における基準地震動 S_s 時の最大応答震度に達した 100 ステップ、地震応答解析（SuperFLUSH）における基準地震動 S_s 時の最大層間変位を再現した 118 ステップ、さらに漸増载荷し、最大層間変位時（118 ステップ）の約 1.7 倍の変位量となる 200 ステップにおいても、荷重（震度）－変位曲線は一定の勾配を維持している。さらに漸増を続け、242 ステップ以降で水平変位の急増が認められた。なお、初期ひび割れが発生したのは、最大層間変位時（118 ステップ）よりも層間変位が約 1.3 倍程度となる 157 ステップで、最大層間変位時（118 ステップ）の約 1.7 倍の変位量となる 200 ステップにおいても有意なひび割れは生じていない。なお、覆工部の鉄筋考慮・非考慮の差は極めて小さい結果となっている。

以上のことから、基準地震動 S_s 時（最大層間変位時（118 ステップ））におけるコンクリートの挙動は線形状態に留まり、さらにピーク強度に達するまでに十分な安全余裕を有していることが確認される。

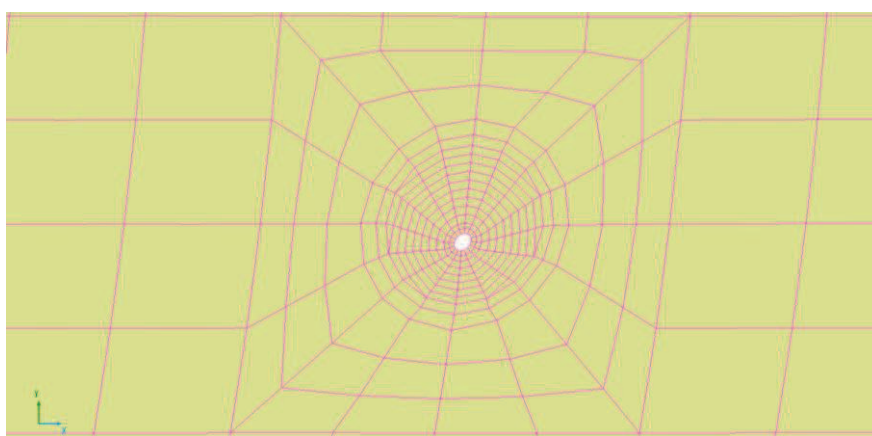
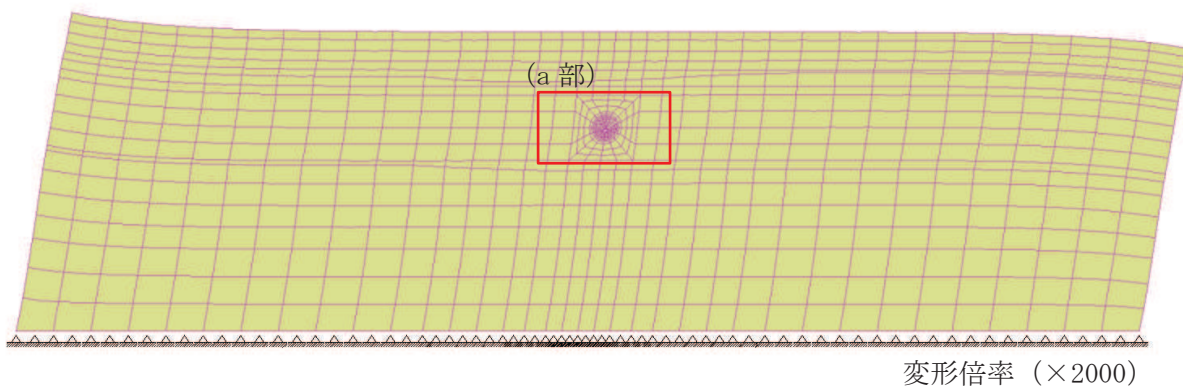


(覆工部：鉄筋非考慮)



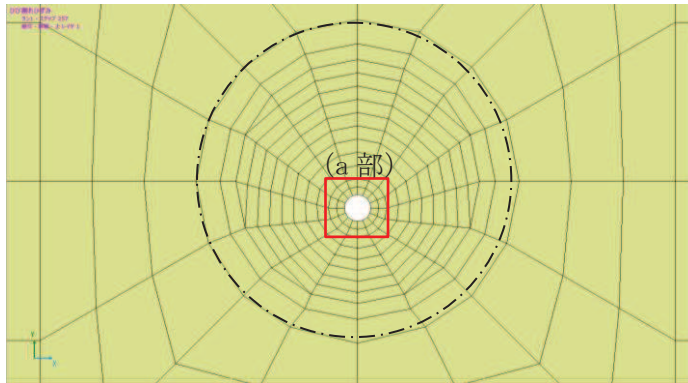
(覆工部：鉄筋考慮)

図 4-1 荷重-変位曲線

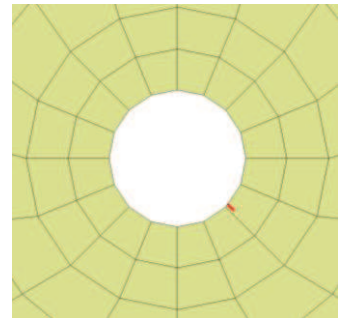


(a 部拡大)

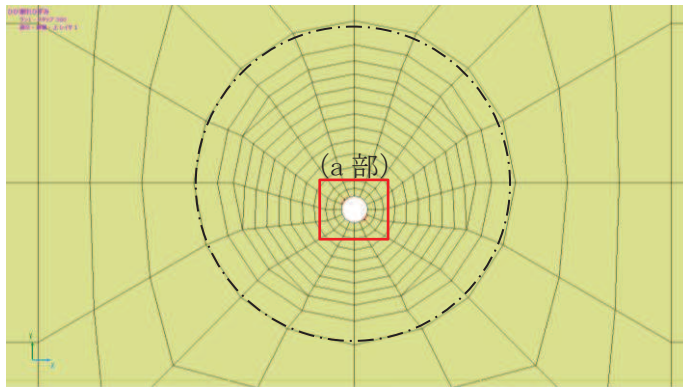
図 4-2 最大層間変位時 (118 ステップ) における変形図
(覆工部：鉄筋非考慮)



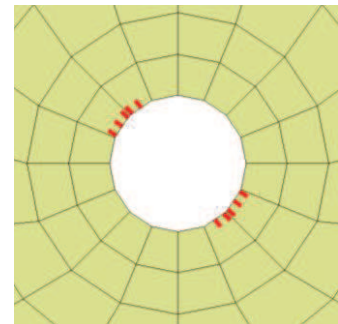
(157 ステップ (初期ひび割れ発生時))



(a 部拡大)



(200 ステップ)



(a 部拡大)

図 4-3 ひび割れ分布図
(覆工部：鉄筋非考慮)

4.2 耐震評価手法の妥当性について

材料非線形解析の解析結果より、基準地震動 S_s 時に対応する層間変形時において、ひび割れは生じず、さらに漸増载荷した 2 倍弱の層間変形時においても荷重-変位関係も線形状態で概ね弾性範囲に収まっており、線形材料でモデル化した地震応答解析 (SuperFLUSH) において、地震時における変形状態や応力状態を適切に評価できていると判断される。なお、今回実施した材料非線形解析から求まるピーク強度 (図 4-1 に示す層間変位が急増する直前の点 (242 ステップ)) に達する時の層間変位量は最大層間変位時 (118 ステップ) の 2 倍相当の変位量となっており、基準地震動 S_s 時における部材の健全性が十分な安全裕度を有していると判断される。

また、前述のとおり、層間変位が約 1.3 倍程度となる 157 ステップで、最大層間変位時 (118 ステップ) の約 1.7 倍の変位量となる 200 ステップにおいても有意なひび割れは生じておらず、発生するひび割れ範囲についても、コンクリート躯体をくり抜いた形状となる貫通部付近に限定的に発生しており、はりや柱等のせん断破壊に特徴付けられる斜めひび割れのような破壊モードの兆候は見られない。したがって、取放水路流路縮小工のせん断破壊の照査としては、コンクリート標準示方書 [設計編] (土木学会, 2017 年制定) に示されるはりや柱等のようなコンクリート部材の斜めせん断破壊に対するせん断照査よりも、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) に示されるコンクリート式ダムのようにマッシュな無筋コンクリートの場合のせん断照査の考え方の方が適用範囲として近く、同示方書に示される $\tau_0 = f'_{c,k}/5$ をせん断照査における許容限界に設定することは問題ないものと判断される。なお、表 4-1~表 4-2 に示すとおり、せん断の発生応力は小さく、引張に対する発生応力が卓越している。

ここで、「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)」を参照し、せん断強度としては $\tau_0 = f'_{c,k}/5$ のみ見込み、コンクリート中における骨材の噛み合わせによる ϕ 成分も期待できるものの、 $\sigma \tan \phi$ は考慮しないこととしている。これについては、「補足 600-1【地盤の支持性能について】参考資料 23 MMR のせん断強度について」に示すとおり、一面せん断試験の結果及び既往文献からもせん断強度 $\tau_0 = f'_{c,k}/5$ の保守性を確認している。

この一面せん断試験は要素試験を示しているもので、この試験結果から、 $\tau_0 = f'_{c,k}/5$ の適用性としては、ダムコンクリートに限定されずマッシュな無筋コンクリート全般に適用可能と判断される。

表 4-1 材料非線形解析における引張破壊に対する発生応力

(最大層間変位時 (118 ステップ))

部位	発生応力 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
覆工部	0.615	1.019	0.61
充填部	1.239	1.847	0.68

表 4-2 材料非線形解析におけるせん断破壊に対する発生応力

(最大層間変位時 (118 ステップ))

部位	発生応力 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
覆工部	0.484	4.1	0.12
充填部	0.601	10.0	0.07

5. まとめ

取放水路流路縮小工(第1号機取水路, 第1号機放水路)の耐震評価手法の妥当性を確認するために, コンクリートのより正確な力学特性を考慮することや, ひび割れ発生状況等を確認することが可能である材料非線形解析(WCOMD)により, 基準地震動 S_s 時の荷重載荷状況を再現し, 以下について確認した。

- ① 基準地震動 S_s 時におけるコンクリートの挙動は概ね弾性範囲に留まり, ひび割れの発生も認められず, 構造部材の健全性が保持されることを確認した。また, 基準地震動 S_s を上回る変形量まで漸増載荷を続け, ピーク強度に達するまでに S_s 時の層間変位の2倍程度の安全余裕を有し, 構造健全性に十分な安全余裕を有する事を確認した。
- ② 耐震計算における解析手法の妥当性の観点においても, 荷重-変位関係から線形解析とすることの妥当性を確認した。また, ひび割れ発生状況から, はりや柱等のせん断破壊に特徴付けられる斜めひび割れのような破壊モードの兆候は見られず, マッシュな無筋コンクリートとして「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)」に示されるせん断強度($\tau_o = f' c k / 5$)を許容限界に適用することは門内無いことを確認した。

以上より, 許容限界の設定を含め, 耐震評価手法は問題ないものと判断される。

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面部遮水鋼板の耐震・強度に関する補足説明
- 6.3.14 止水ジョイント支持金具の耐震・強度に関する補足説明
- 6.3.15 防潮堤背面補強工部の耐震・強度に関する補足説明

参考資料 1 杭基礎構造防潮壁の詳細設計の考え方

参考資料 2 杭基礎構造防潮壁に用いる地震応答解析手法の妥当性について

参考資料 3 鋼桁に用いるゴム支承の詳細及び保守管理について

参考資料 4 地中部からの津波の回り込み（ボイリング）対策について

参考資料 5 鋼製扉の開閉運用について

参考資料 6 鋼板部断面⑤における入力地盤応答の妥当性について

参考資料 7 杭下端部の安定性について

参考資料 8 隣接する耐震下位クラス施設による影響について

参考資料 9 防潮壁下部を横断するトレンチの止水対策について

参考資料 10 スロッシング荷重の影響について

参考資料 11 揺すり込み沈下による負の周面摩擦力の影響について

参考資料 12 鋼矢板とフーチングの接合部のモデル化について

参考資料 13 鋼桁支承部における鋼桁変形量について

参考資料 14 上部工変形時の偏心の影響について

参考資料 15 鋼製扉支承部の構造について

参考資料 16 杭周面摩擦力の算定に用いる盛土の N 値について

参考資料 17 鋼製支柱接合部の設計の考え方について

参考資料 18 静的解析に用いる組合せ係数法の適用性について

参考資料 19 鋼桁連結部の設計概要について

: 本日の説明範囲

(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
1.1	地震応答解析手法の概要	1
1.2	キャスク指針の適用性について	3
1.3	妥当性確認の方針	9
2.	変形抑制, 液状化対策のための地盤改良の検討【検討 1】	13
3.	地盤改良の計画について	18
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】	26
4.1	検討方針	26
4.2	検討用モデル	30
4.3	解析手法	34
4.4	検討結果	35
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】	48
5.1	検討方針	48
5.2	検討用モデル	48
5.3	解析手法	60
5.4	検討結果	60
6.	斜面部や岩盤不陸部における解析手法の妥当性検討【補足検討①】	102
6.1	岩盤斜面部 (第 2 号機放水立坑)	104
6.2	岩盤不陸部 (第 3 号機放水立坑)	110
7.	フーチンダー地盤間の相互作用の影響検討【補足検討②】	114
7.1	検討方針	114
7.2	検討用モデル	115
7.3	検討結果	119
8.	静的評価に基づく杭応力の検討【補足検討③】	126
8.1	検討方針	126
8.2	検討方法	127
8.3	検討結果	131
9.	地盤ばねの設定に係る妥当性検討【補足検討④】	141
9.1	検討方針	141
9.2	検討結果	143
10.	検討結果	145
11.	解析条件 (FEM モデル)	147
11.1	解析手法	147
11.2	解析モデル	148

11.3	構造物のモデル化	159
11.4	地盤のモデル化	165
11.5	減衰定数	165
11.6	地盤の物性値	167
12.	最大応答値分布	168

1. 概要

1.1 地震応答解析手法の概要

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。

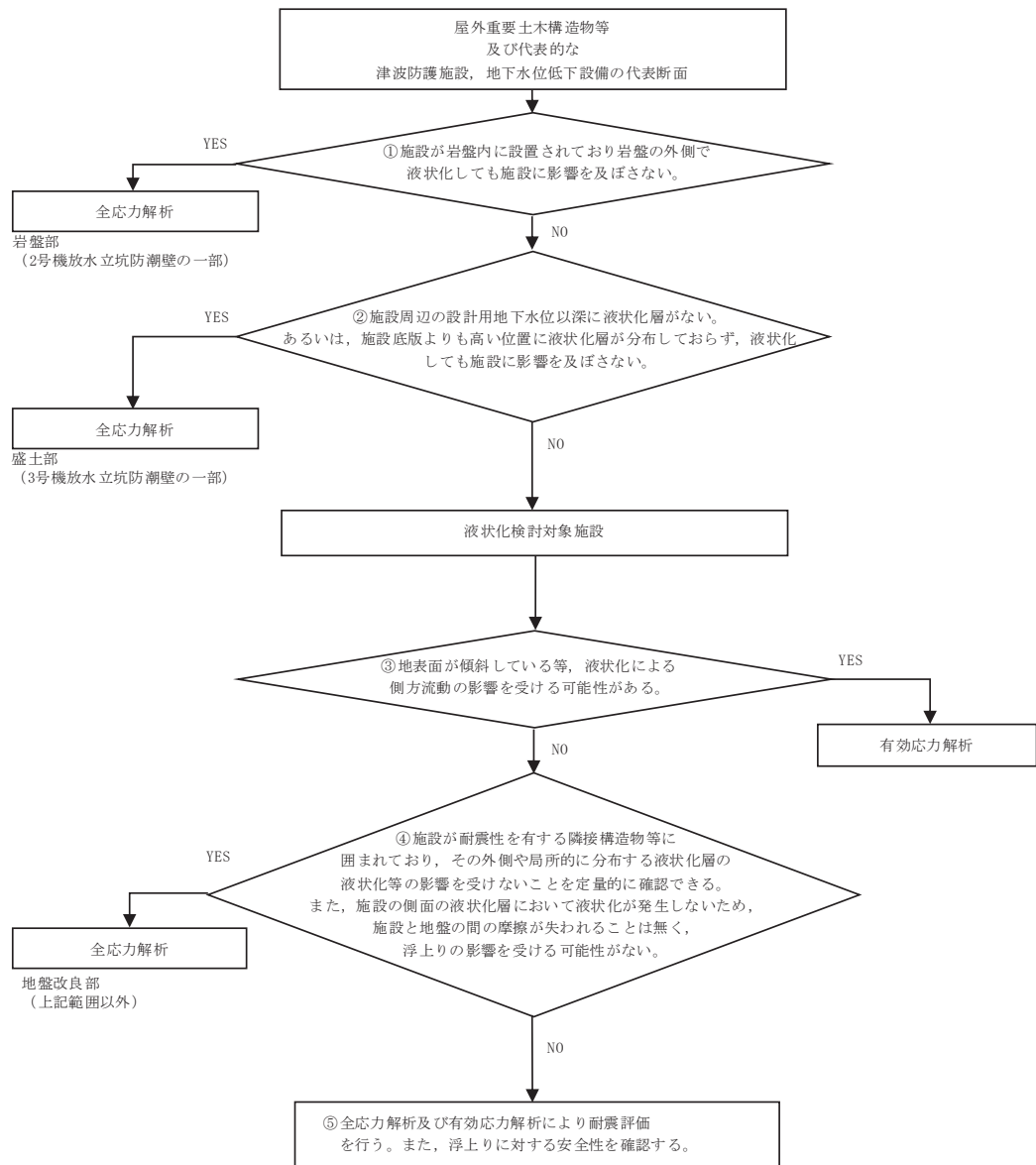


図 1-1 防潮壁の解析手法の選定フロー

その上で、防潮壁の構造が上部工と下部工がフーチング基礎により一体化された三次元性を有する構造であることを踏まえ、上部工の振動特性と構造物と地盤の相互作用を同時に考慮するため、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程（J E A C 4 6 1 6 -2009）（以下、キャスク指針という。）を参照し、質点と線形はり要素及び地盤ばねにより構成された上部工 - 下部工 - 地盤の連成のばね質点系の解析モデル（以下、「質点系モデル」という。）による時刻歴応答解析を行う方針としている。その際に入力する地盤応答について、基礎杭周辺に設置する改良地盤が半無限幅に連続していることを前提とした水平成層地盤でモデル化し、一次元時刻歴応答解析（全応力解析）に基づく地震応答解析により作成した地盤応答を用いる方針としている。

1.2 キャスク指針の適用性について

キャスク指針における「第1編 総則」には、その適用範囲が以下のように記載されている。

各記載に対して、杭基礎構造物への適用性を確認する。

(1) 対象とする建屋

本規程は、「金属製乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵施設のための安全審査指針」（原子力安全委員会）（以下、「貯蔵施設安全審査指針」という。）で規定される使用済燃料貯蔵施設における中間貯蔵建屋（以下、「中間貯蔵建屋」という。）の基礎構造の設計に適用する。

【解説】

また、本規程の技術的な内容は、建物の重量、剛性等の構造特性が同等の他の施設の基礎構造の設計において参考にすることができる。

→杭基礎構造防潮壁は、中間貯蔵建屋と同じく基準地震動 S_s に対して設計された地上構造を有する杭基礎構造物であることから、その基礎構造の設計において、キャスク指針を参考にすることができると考えられる。

(2) 対象とする基礎形式

本規程で対象とする基礎形式は、杭基礎、及び直接基礎の2種類とする。何れの基礎形式においても、支持地盤としては、基準地震動 S_s に対して液状化の恐れがなく、中間貯蔵建屋を構造耐力上安全に支持し得る地盤を選定する。

【解説】

基準地震動 S_s に対して液状化の恐れがなく、中間貯蔵建屋を構造耐力上安全に支持しうる地盤としては、地質時代区分の観点から見ると、第三紀の地盤又は第三紀より古期の地盤・岩体、及び第四紀の地盤（十分な支持力のある更新統）が相当する。

→杭基礎構造防潮壁は、第三紀より古期の岩体（狐崎部層及び牧の浜部層）を支持地盤とした杭基礎構造物であることから、キャスク指針の適用範囲内であると考えられる。

また、「第2編 杭基礎の設計」には、その設計対象となる杭基礎及び上部構造の要求性能が以下のように記載されている。

1.4 設計の基本方針

1.4.1 設計の考え方と手順

(1) 設計の考え方

中間貯蔵建屋の機能に支障を生じさせないため、有害な沈下、傾斜を起こさず、杭基礎の支持機能が保持されるように設計する。

【解説】

杭基礎は、長期荷重と地震時に作用する荷重などの組合せに対して、中間貯蔵建屋を安全に支持し、金属キャスクの建屋への搬入時、建屋内での移動時、貯蔵時、建屋からの搬出時などにおいて、除熱、遮へい、貯蔵という中間貯蔵建屋の機能に対して、有害な沈下、傾斜などを起こさないように設計する。

これらの要求性能について、杭基礎構造防潮壁との比較結果を表 1-1 に示す。

上部構造については、構造形状や要求機能に違いがあるものの、下部構造については構造形状や要求機能に有意な違いはないことから、地震応答解析手法としてキャスク指針を参照することについて適用性を有していると考えられる。なお、上部構造の要求性能（津波防護）に対しては、日本原子力発電株式会社東海第二発電所の防潮堤等の津波防護施設の耐震・耐津波評価において適用実績がある道路橋示方書に基づく評価を行っている。

表 1-1 各杭基礎構造物の要求性能

各構造部位	基準地震動Ss加振時における要求性能	
	中間貯蔵建屋	杭基礎防潮壁
上部構造	金属キャスクの基本的安全機能に影響を与えない。	津波防護機能
下部構造 (杭基礎)	Ss地震時荷重に対する支持機能を保持する。	上部構造の支持機能 (津波防護施設)

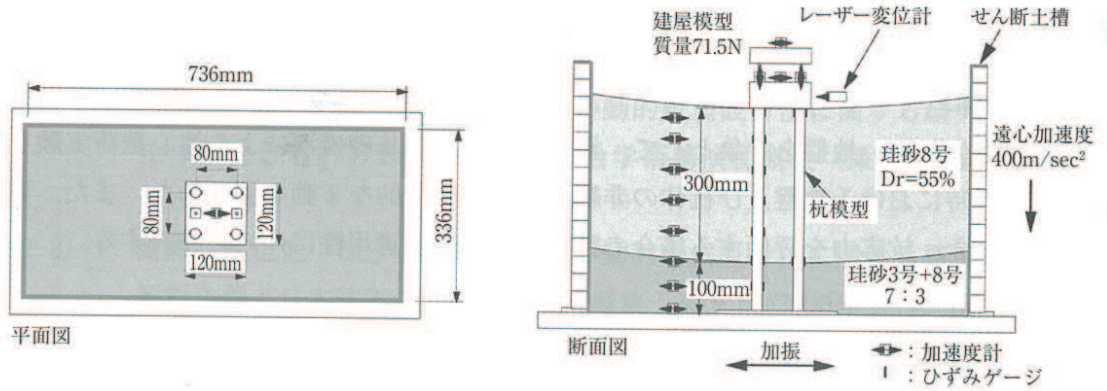
地震応答解析手法について、中間貯蔵建屋の設計体系と杭基礎構造防潮壁の解析モデルの設定の比較を表 1-2 に、キャスク指針に示される実験とシミュレーション解析結果の概要を図 1-2 に示す。

ここで、キャスク規程に示される地震応答解析手法については、各種建築基準に準じた設計手法となっており、非線形領域における動的な挙動を把握した実験とシミュレーション解析結果を比較し、等価地盤物性を用いて杭周地盤ばねを設定した質点系モデルと建屋の最大応答値、杭の最大曲げモーメント等の再現性についても示されている。

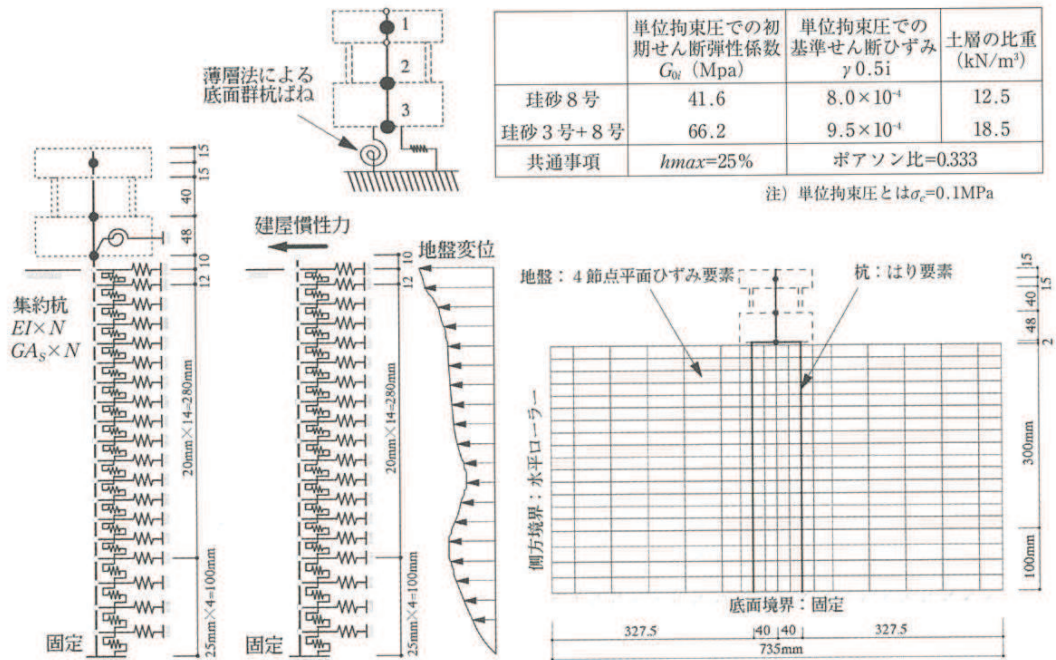
また、キャスク指針については、日本原子力発電株式会社東海第二発電所の取水構造物及び東京電力株式会社柏崎刈羽原子力発電所の屋外重要土木構造物における鋼管杭の耐震評価において適用実績があるものの、耐震評価における許容限界の設定に係る内容であり、地震応答解析手法については、先行サイトにおける適用実績を直接有していないことから、解析手法の保守性や妥当性について別途確認を行う。

表 1-2 キャスク規程と防潮壁の設定方法の比較

項目	中間貯蔵建屋 (キャスク指針)	杭基礎防潮壁
<p>入力地震動 (2.4.3 杭基礎に作用する地震力と杭応力の算定 a. 地震応答解析モデルへの入力地震動 附属書 2.5 地盤の地震応答解析)</p>	<p>「一次元波動理論を用いた地盤の地震応答解析により，地盤モデルへの入力地震動を算定する。」 「地震応答解析を行う解析コードとして「SHAKE」が用いられることが多い。 (中略) なお，地盤のせん断ひずみが大きくなり，等価線形解析を適用することが適切でないと考えられる場合には，材料非線形性を考慮した時刻歴非線形解析による検討を別途行う必要がある。」</p>	<p>全応力逐次非線形解析 (SoilPlus) により入力地震動を作成。(岩盤部では等価線形解析 (ArkQuake)) なお，1次元水位成層モデルを用いることの妥当性及び保守性については，参考資料 2 に示す。</p>
<p>地盤ばねの評価法 (2.4.3 杭基礎に作用する地震力と杭応力の算定 c. 群杭ばねの評価法)</p>	<p>「三次元薄層要素法あるいは Francis・Randolf のばねを用いて，群杭効果を考慮して評価する。」</p>	<p>Francis・Randolf のばねを用いて，群杭効果を考慮*して評価。 (群杭効果は鋼桁や鋼製扉の 2 列配置区間のみ)</p>
<p>地盤ばねの設定に係る非線形特性 (2.4.3 杭基礎に作用する地震力と杭応力の算定 c. 杭周地盤ばねの非線形特性)</p>	<p>「自由地盤位置での非線形性が杭位置地盤でも生じているとして，自由地盤の応答解析から得られた等価地盤物性を用いて杭周地盤ばねを算定する。更に，このばね定数を初期ばね定数として，(中略) 双曲線モデルあるいはバイリニアモデルなどを用いて，杭と地盤との相対変位による非線形性を取り入れることができる」</p>	<p>非線形性については，初期ばね定数については，地盤の収束剛性 (等価線形解析) より算定し，極限地盤反力を上限とした双曲線 (Hardin-Drnevich) モデルにより考慮。</p>

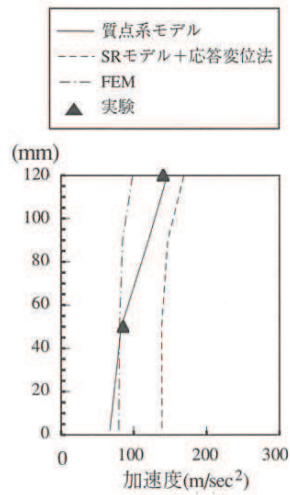


参図3-1 せん断土槽と計測位置 (参3.1-1)

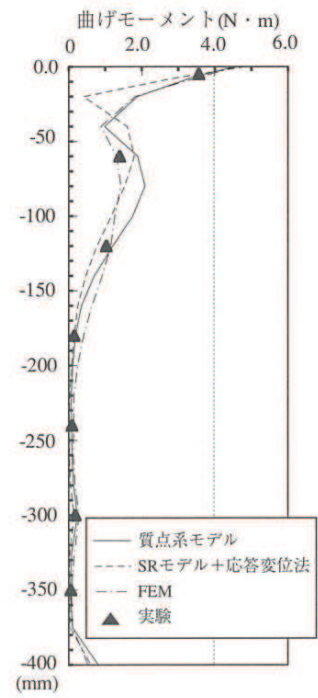


参図3-9 質点系モデル (参3.2-1) 参図3-10 SRモデル+応答変位法 (参3.2-1) 参図3-11 二次元FEMモデル (参3.2-1)

図 1-2(1) キャスク指針において実施している実験とシミュレーション解析の比較概要 (キャスク指針より引用)



参図3-12 建屋の最大応答値 (参3.2-1)



参図3-13 杭の最大曲げモーメント (参3.2-1)

図 1-2 (2) キャスク規程において実施している実験と
シミュレーション解析の比較概要
(キャスク指針より引用)

1.3 妥当性確認の方針

キャスク規程の設計体系については、各種建築基準に準じた設計手法となっており、非線形領域における動的な挙動を把握した実験とシミュレーション解析結果を比較し、等価地盤物性を用いて杭周地盤ばねを設定した質点系モデルと建屋の最大応答値、杭の最大曲げモーメント等の再現性についても示されている（図 1-2 参照）。

解析手法の妥当性確認については、キャスク指針の適用性に加え、解析手法の選定において全応力解析とすることの妥当性、水平成層一次元地盤モデルとすることの妥当性の観点で地盤改良幅の有限性、側方地盤の液状化影響、地形傾斜、隣接構造物等の影響についても確認する必要がある。

よって、まず、基本検討として、先行他社の新規制基準工認審査において適用実績のある二次元有限要素モデル（以下、FEM モデルという。）を用い、以下に示す【検討 1】～【検討 3】を実施し、解析手法の妥当性（構造物の応答が同等もしくは保守的であること）を確認する。FEM モデルは、液状化影響を確認する観点から、有効応力解析（FLIP）とする。

【検討 1】変形抑制、液状化対策のための地盤改良の検討

変形抑制及び液状化対策を目的として実施する杭周辺の地盤改良について、有効*な地盤改良幅を確認するために、FEM モデル（有効応力解析）により地盤改良幅に応じた応答値の比較検討を実施する。

注記*：地盤改良外側に分布する液状化層の液状化等の影響を受けないこと

【検討 2】実機改良計画を踏まえた解析手法の妥当性検討

検討 1 を踏まえ、全応力解析として有効な地盤改良幅を確保することを前提に、解析手法（一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデル）の妥当性を確認するために、FEM モデル（有効応力解析）を用いた地震応答解析との解析結果（構造物の応答等）の比較を行う。

【検討 3】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 2 の影響検討として、物性値の不確かさや隣接効果の影響等についてのパラメータスタディを行い、FEM モデル（有効応力解析）を用いた地震応答解析との解析結果（構造物の応答等）の比較を行う。

基本検討（検討 1～3）に加えて、補足検討として以下に示す【補足検討①】～【補足検討④】を行い、解析手法の妥当性について補強する。

【補足検討①：斜面部や岩盤不陸部における解析手法の妥当性検討】

地盤改良を施工しない第2号機放水立坑岩盤部及び【検討1】～【検討3】の検討結果に含まれない、第2号機放水立坑（岩盤部）及び第3号機放水立坑（盛土部：地下水位が岩盤以深）のうち、岩盤斜面の影響や岩盤不陸の影響について、解析手法（一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデル）の妥当性の観点から確認する。

【補足検討②：フーチンガー地盤間の相互作用の影響検討】

フーチンガー地盤間の相互作用の影響について、FEMモデル（有効応力解析）を用いて、相互作用有無の違いにより構造物に与える応答の観点から確認する。

なお、評価対象のうち、標準的な鋼製遮水壁（鋼板）については、【検討1】～【検討3】において、フーチング側面の地盤との相互作用を考慮したFEMモデルを用いた地震応答解析結果との断面力（曲げモーメント）等の比較による妥当性確認に含まれることから、【補足検討②】では、第2号機海水ポンプ室に設置する鋼製遮水壁（鋼桁）の鋼桁1等においては、地中構造物との干渉を避けるために鋼管杭の間隔が広い断面があるため、鋼管杭に対するフーチング長さが大きくなっていることから、鋼製遮水壁（鋼桁）等の杭1本当たりのフーチング長さの比が大きい場合のフーチング側面と地盤の相互作用の影響について確認する。

【補足検討③：静的評価に基づく杭応力の検討】

杭基礎の評価について、杭基礎と地上構造による構造物に対する設計体系が整理されている「鉄道総合技術研究所、平成24年 鉄道構造物等設計基準・同解説（耐震設計）」、「日本建築学会 2012年 建築基礎構造設計指針」を参照し、地盤変位と上部構造の慣性力による杭応力を静的に重ね合わせる手法を適用した評価を行い、設計裕度の確認を行う。

なお、評価対象のうち、標準的な鋼製遮水壁（鋼板）については、【検討1】～【検討5】において、FEMモデルを用いた地震応答解析結果との断面力（曲げモーメント）等の比較による妥当性確認に含まれることから、【補足検討③】では、第2号機海水ポンプ室等を横断する箇所を設置する鋼製遮水壁（鋼桁）のように上部構造が大きい構造物を対象に検討する。

【補足検討④：地盤ばねの設定に係る妥当性検討】

地盤ばねの設定において初期剛性の算定に用いる地盤の剛性については、キャスク指針を参照し、地盤の収束剛性（等価線形解析より算定）を用いており、前述の実験とシミュレーション解析結果の比較にも示されるとおり、解析の再現性については確立されているものと考えられるが、補足的に地盤ばねの設定に用いる地盤剛性のパラメータスタディを行い、応答の違いについて確認する。

図 1-3 に地震応答解析手法の妥当性検討フローを示す。

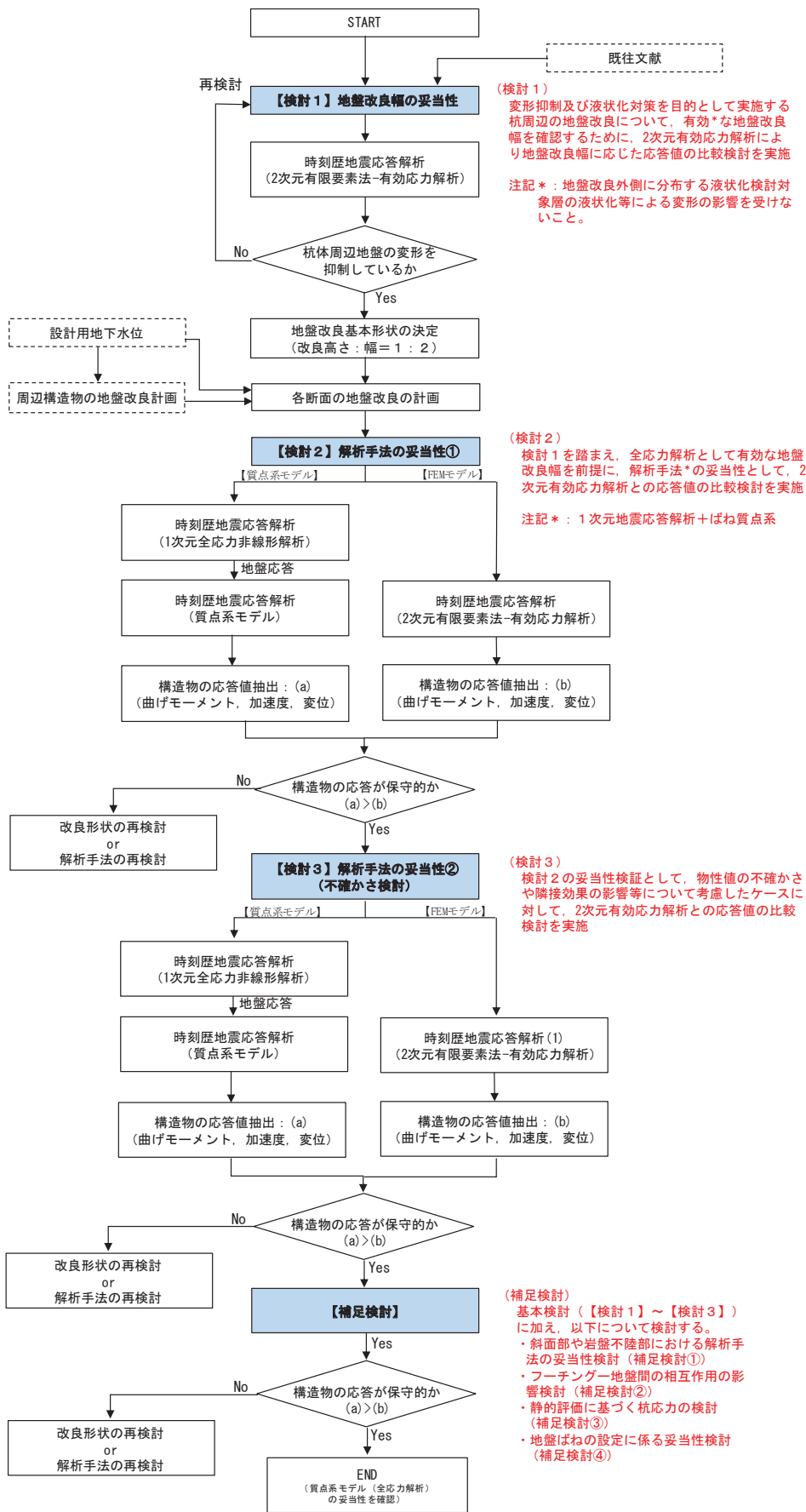


図 1-3 地震応答解析手法の妥当性検討フロー

8. 静的評価に基づく杭応力の検討【補足検討③】

8.1 検討方針

【検討 1】～【検討 3】に示すとおり、耐震設計に用いている地震応答解析手法（一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデル）について、新規制基準審査対応において適用実績のある FEM モデルを用いた地震応答解析結果との断面力（曲げモーメント等）の比較により、杭応力評価の観点を含め、保守的もしくは同等な応答値を評価していることを確認している。

ただし、【検討 1】～【検討 3】に用いたモデルは標準的な鋼製遮水壁（鋼板）をベースとしており、第 2 号機海水ポンプ室等を横断する箇所に設置する鋼製遮水壁（鋼桁）のように上部構造が大きい場合においては、上部構造の慣性力と地盤変位による杭応力の組合せの観点で、別途妥当性を確認する必要がある。

そこで、【補足検討③】では、耐震設計に用いている地震応答解析手法（一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデル）における杭基礎の評価結果について、杭基礎と地上構造による構造物に対する設計体系が整理されている「鉄道総合技術研究所、平成 24 年 鉄道構造物等設計基準・同解説（耐震設計）」及び「日本建築学会 2012 年 建築基礎構造設計指針」を参照し、地盤変位と上部構造の慣性力による杭応力を静的に重ね合わせる手法を参照した評価を行い、安全裕度を確認する。

8.2 検討方法

検討は、「鉄道総合技術研究所，平成 24 年 鉄道構造物等設計基準・同解説（耐震設計）」及び「日本建築学会 2012 年 建築基礎構造設計指針」に示される静的解析の評価手法を参照し，地盤変位と上部構造慣性力の組み合わせによる杭応力評価を行い，動的解析（質点系モデル）により評価した断面力との比較を行う。

検討対象は，上部構造の規模が大きい鋼製遮水壁（鋼桁）のうち，「VI-2-10-2-3-2 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」に示す鋼管杭（杭頭部）の照査値が厳しい鋼桁 4，鋼桁 6 を対象とする。なお，「VI-3-別添 3-2-2-2 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）の強度計算書」に示すとおり，重畳時の照査値は地震時に比べ小さいため地震時の検討で代表する

図 8-1～図 8-2 に上記基準における杭応力の評価方法の概要を示す。両基準で，基本的な考え方は同様であり，上部構造と地盤の固有周期の比率に応じて考慮する低減係数の設定が異なるものの，表 8-1 に示すとおり，上部構造の固有周期が地盤の固有周期よりも短周期となり，いずれの基準においても低減係数は 1 となる。そのため，2 つの基準での評価結果に相違は無くなることから，本検討では「日本建築学会 2012 年 建築基礎構造設計指針」のまとめ方をベースにする。

具体的には，動的解析の結果を用いて， $\alpha 1^{*1}$ ， $\beta 1^{*2}$ ， $\beta 2^{*3}$ が 1 となる時刻における断面力を抽出し， $\alpha 1=1$ となる時刻の断面力と， $\beta 1=1$ または $\beta 2=1$ となる時刻の大きい方の断面力を保守的に単純和で足し合わせた場合の断面力^{*4}を算定し，耐震計算で示している全時刻の最大断面力との比較及び許容限界との比較を行う。

注記*1：杭応力に対する地盤変位の寄与率を示す値として， $\alpha 1=(任意時刻の地盤変位/当該地震動ケースにおける全時刻の地盤変位の最大値)$ により求める。

*2：杭応力に対する上部構造の慣性力の寄与率を示す値として， $\beta 1=(任意時刻の上部構造応答震度/当該地震動ケースにおける上部構造応答震度の最大値)$ により求める。

*3：杭応力に対するフーチング部の慣性力の寄与率を示す値として， $\beta 2=(任意時刻のフーチング部応答震度/当該地震動ケースにおけるフーチング部応答震度の最大値)$ により求める。

*4：地盤変位が卓越する時刻（ $\alpha 1=1$ ）の断面力には，慣性力による断面力も含まれ，逆に $\beta 1=1$ （または $\beta 2=1$ ）となる時刻の断面力には地盤変位による断面力も含まれるため，単純和とする場合には，ダブルカウントとなるため，保守的な評価となる。

図 6.6.6 は、地盤-杭-上部構造系の動的解析および遠心載荷実験結果に基づいた地盤変位、上部構造の地上部分の慣性力（以下、上部構造慣性力と呼ぶ）、上部構造の地下部分の慣性力（以下、基礎部慣性力と呼ぶ）の低減係数と上部構造の基礎固定時の固有周期 T_b と地表面加速度の卓越周期 T_g の比 T_b/T_g の関係である^{66,10)}。地盤変位の低減係数 α_1 、上部構造慣性力の低減係数 β_1 および基礎部慣性力の低減係数 β_2 は下記のとおりである。

α_1 = 杭曲げモーメント最大時の地盤変位 / 地盤変位の最大値

β_1 = 杭曲げモーメント最大時の上部構造慣性力 / 上部構造慣性力の最大値

β_2 = 杭曲げモーメント最大時の基礎部慣性力 / 基礎部慣性力の最大値

表 6.6.2 建物の固有周期 T_b と地盤の固有周期 T_g の比と低減係数

	低減係数	図 6.6.6 の線種	上部構造慣性力と地盤変位の位相 (基礎部慣性力は地盤変位と同方向)
$T_b/T_g < 1$	$\alpha_1 = \beta_1 = \beta_2 = 1$	実線	上部構造慣性力と地盤変位は同方向で杭に載荷
$T_b/T_g \approx 1$	地盤変位が卓越 $\alpha_1 = \beta_2 = 1, 0.5 < \beta_1 < 1$	実線	上部構造慣性力と地盤変位は同方向および逆方向で杭に載荷し、各深度で杭応力の大きい方を採用
	上部構造慣性力が卓越 $\beta_1 = 1, 0.5 < \alpha_1 = \beta_2 < 1$	破線	
$T_b/T_g > 1$	地盤変位が卓越 $\alpha_1 = \beta_2 = 1, \beta_1 = 0.5$	実線	上部構造慣性力と地盤変位は同方向および逆方向で杭に載荷し、各深度で杭応力の大きい方を採用
	上部構造慣性力が卓越 $\beta_1 = 1, \alpha_1 = \beta_2 = 0.5$	破線	

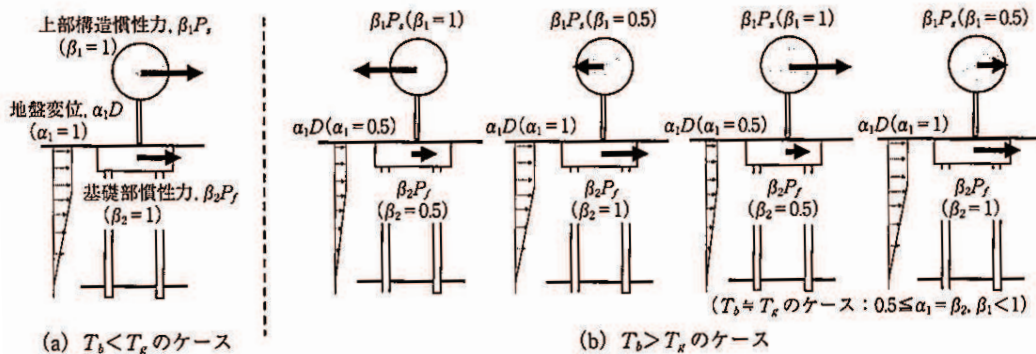


図 6.6.7 $T_b/T_g < 1$ と $T_b/T_g > 1$ における地盤変位、上部構造慣性力、基礎部慣性力の低減係数と載荷方向

図 8-1 建築基礎構造設計指針における杭応力評価方法の概要
(「日本建築学会 2012 年 建築基礎構造設計指針」より引用)

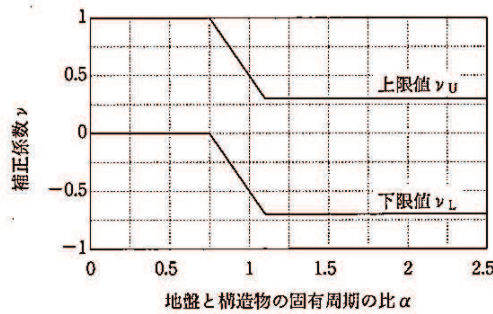
慣性力と地盤変位の組合せは時々刻々変化するが、耐震設計上は基礎の応力や変形が最も厳しくなる瞬間の組合せを考慮すればよい。そこで、耐震設計では以下の①と②の組合せを考えることとする。①の組合せは慣性力が最大になる瞬間を、②は地盤変位が最大となる瞬間を想定したものである。

①慣性力を中心とした設計

$$R_t = 1.0 \times R_a + \nu \times f(z) \quad (\text{解 10.2.4})$$

②地盤変位を中心とした設計

$$R_t = \nu \times R_a + 1.0 \times f(z) \quad (\text{解 10.2.5})$$



解説図 10.2.10 慣性力と地盤変位を組み合わせるための補正係数

ここに、 ν ：慣性力と地盤変位を組み合わせるための補正係数

R_t ：考慮する地震作用

R_a ：慣性力（「10.2.4.3 地盤変位による影響」に示す1）で求めた慣性力

$f(z)$ ：地盤変位（「10.2.4.3 地盤変位による影響」に示す2）で求めた地盤変位

(上限値 ν_U)

$$\begin{aligned} \alpha \leq 0.75 & \quad \nu_U = 1.0 \\ 0.75 < \alpha \leq 1.10 & \quad \nu_U = -2.0\alpha + 2.5 \\ 1.10 \leq \alpha & \quad \nu_U = 0.3 \end{aligned} \quad (\text{解 10.2.6})$$

(下限値 ν_L)

$$\begin{aligned} \alpha \leq 0.75 & \quad \nu_L = 0.0 \\ 0.75 < \alpha \leq 1.10 & \quad \nu_L = -2.0\alpha + 1.5 \\ 1.10 \leq \alpha & \quad \nu_L = -0.7 \end{aligned} \quad (\text{解 10.2.7})$$

ここに、 α ：地盤と構造物の固有周期の比で、

$$\alpha = \frac{T_{eq}}{(T_g/\alpha_g)} \quad (\text{解 10.2.8})$$

T_{eq} ：構造物の等価固有周期で、式（解 10.2.1）による。

T_g ：表層地盤の固有周期で、地盤種別を用いた簡易法による方法を用いる場合には「7.3.4.2 地盤種別」による。

α_g ：地震時のひずみレベルによる地盤の剛性低減係数で、解説表 7.3.6 による。

図 8-2 鉄道構造物等設計基準・同解説における杭応力評価方法の概要
 （「鉄道総合技術研究所，平成 24 年 鉄道構造物等設計基準・同解説
 耐震設計」より引用）

表 8-1 上部構造と地盤の固有周期の整理結果

断面	T_b : 上部構造の 固有周期	T_g : 地盤の 固有周期	T_b/T_g
鋼桁 1	0.04	0.35	0.12
鋼桁 2	0.24	0.38	0.62
鋼桁 3	0.05	0.34	0.16
鋼桁 4	0.28	0.44	0.62
鋼桁 5	0.23	0.39	0.58
鋼桁 6	0.26	0.43	0.60

8.3 検討結果

検討結果について表 7-2～表 7-3 に、断面力分布を図 8-3～図 8-14 に示す。なお、検討地震動については、照査値が厳しい地震波として $S_s - N_1$ を選定したものの、後述するとおり地盤変位の影響が卓越する結果となったことから、上部工の慣性力と地盤変位の組合せの影響が小さいと考えられるため、照査値が次点である $S_s - F_2$ についても選定した。

照査値が最も厳しい $S_s - N_1$ においては、全時刻の最大照査時刻において $\alpha_1=1$ もしくは $\alpha_1 \cong 1$ となっており、 $\alpha_1=1$ となる時刻の断面力と概ね一致している。また、 $\beta_1=1$ ($\beta_2=1$) となる時刻の断面力は非常に小さな値を示していることから、地盤変位の影響が卓越する結果となっている。よって、 $\alpha_1=1$ となる時刻の断面力と $\beta_1=1$ もしくは $\beta_2=1$ となる時刻の断面力を保守的に単純和した場合でも、最大照査時刻の断面力と有意な差は無く、許容限界以内となっている。

次点の $S_s - F_2$ においても、 $S_s - N_1$ 同様に全時刻の最大照査時刻において $\alpha_1=1$ もしくは $\alpha_1 \cong 1$ となっているが、 $\alpha_1=1$ となる時刻の断面力に対して $\beta_1=1$ 及び $\beta_2=1$ となる時刻の断面力の比率は $S_s - N_1$ に比べ大きくなっている。ただし、 $\alpha_1=1$ となる時刻の断面力と $\beta_1=1$ もしくは $\beta_2=1$ となる時刻の断面力を保守的に単純和した場合でも、許容限界以内かつ最大照査値である $S_s - N_1$ の応力よりも小さい結果となっている。

以上のことから、動的解析法である質点系モデルを用いた地震応答解析による耐震評価結果について、地盤変位の影響による曲げモーメントが卓越しており、上部構造の慣性力が支配的となる時刻の曲げモーメントを保守的に足し合わせた場合でも、動的解析法における最大照査時刻の曲げモーメントと有意な差が無い、もしくは最大照査値を上回らず、安全裕度に影響がないことを確認した。

なお、本検討で用いている曲げモーメント自体についても、【検討 3】のケース 7 隣接構造物の影響確認に示すとおり、隣接効果を考慮しないことにより、概ね 2 倍程度の裕度を有していることから、その点を踏まえても、健全性には影響ないと判断される。また、今回の検討結果については、地震特性として地盤変位が卓越している $S_s - N_1$ のような地震波においては、静的評価と動的解析では、地盤変位に依存し評価結果が同等となるものの、 $S_s - F_2$ のように地盤と上部構造が卓越する周期帯が異なる地震波の場合には、上部工の影響が支配的となる時刻の断面力と地盤変位の影響が支配的となる時刻の断面力を足し合わせた評価では過度に保守性を積み増している可能性があると考えられる。

表 8-2(1) 発生曲げモーメントの整理結果 (鋼桁 4)

(桁軸直交方向, S_s-N1 (++))

分類	地震動	加振 方向	発生断面力	断面力抽出時刻 の $\alpha 1, \beta 1, \beta 2$	降伏モーメント (kN・m)	照査値
			曲げモーメント (kN・m)			
全時刻最大 (=耐震計算)	S _s -N1 (++) *	桁軸 直交	12408	$\alpha 1 : 0.99$ $\beta 1 : 0.15$ $\beta 2 : 0.15$	14137	0.88
(a) $\alpha 1=1.00$			12024	$\alpha 1 : 1.00$ $\beta 1 : 0.06$ $\beta 2 : 0.10$		0.85
(b) $\beta 1=1.00$ ($\beta 2=1.00$)			334	$\alpha 1 : 0.11$ $\beta 1 : 1.00$ $\beta 2 : 1.00$		0.03
(a)+(b)			12358	—		0.87

注記* : 「VI-2-10-2-3-2 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」には, 同じ照査値で断面力が大きい S_s-N1 (-+) の照査結果を示しているが, 本検討では照査値が同じ S_s-N1 (++) の結果にて整理している (曲げモーメントが 12430(kN・m) に対して 12408(kN・m) と僅かに小さいものの有意な差が無いことから結論への影響は無いと判断される)。

表 8-2(2) 発生曲げモーメントの整理結果 (鋼桁 4)

(桁軸直交方向, S_s-F2 (++))

分類	地震動	加振 方向	発生断面力	断面力抽出時刻 の $\alpha 1, \beta 1, \beta 2$	降伏モーメント (kN・m)	照査値
			曲げモーメント (kN・m)			
全時刻最大 (=耐震計算)	S _s -F2 (++)	桁軸 直交	8418	$\alpha 1 : 0.96$ $\beta 1 : 0.27$ $\beta 2 : 0.26$	14137	0.60
(a) $\alpha 1=1.00$			7420	$\alpha 1 : 1.00$ $\beta 1 : 0.28$ $\beta 2 : 0.29$		0.52
(b) $\beta 1=1.00$ ($\beta 2=1.00$)			4009	$\alpha 1 : 0.22$ $\beta 1 : 1.00$ $\beta 2 : 1.00$		0.29
(a)+(b)			11429	—		0.81

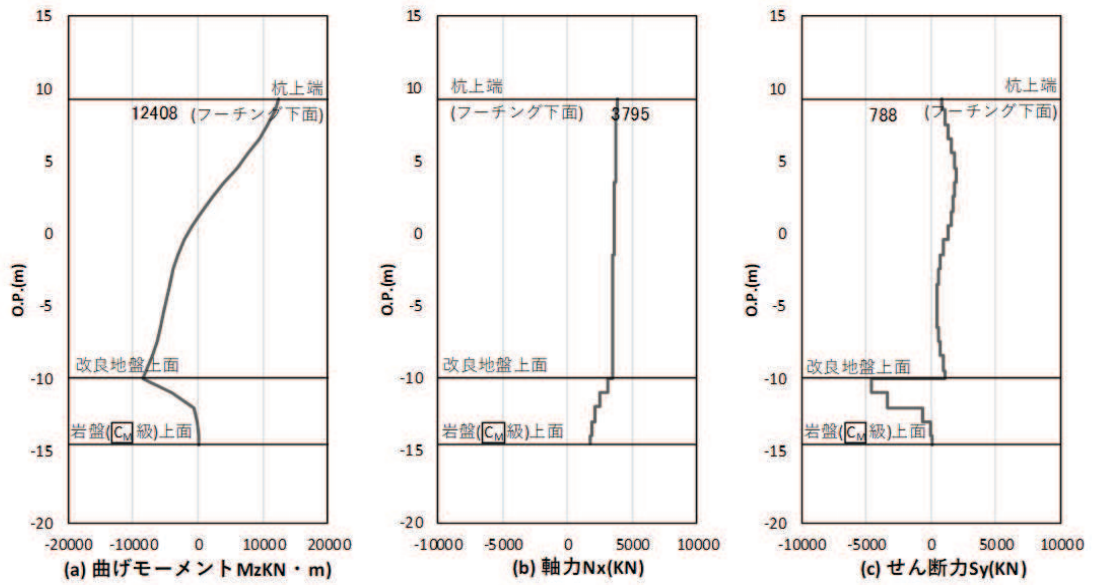


図 8-3 最大照査時刻における断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 1, $S_s - N_1$ (—+), 桁軸直交方向加振時, $t = 7.90s$)
 解析ケース① : 基本ケース

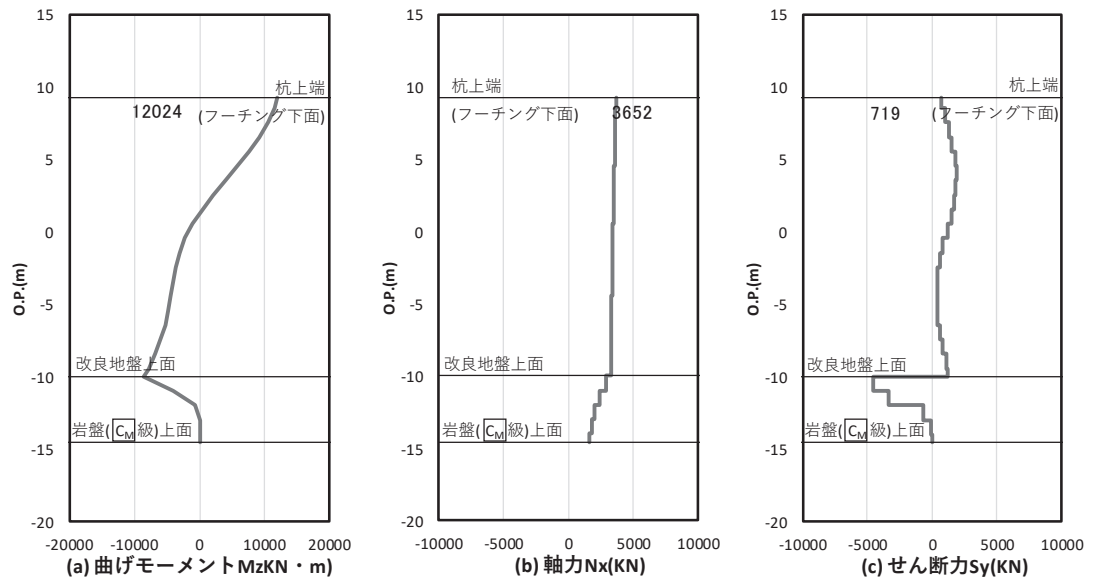


図 8-4 $\alpha l = 1.00$ となる時刻における断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 1, $S_s - N_1$ (—+), 桁軸直交方向加振時, $t = 7.90s$)
 解析ケース① : 基本ケース

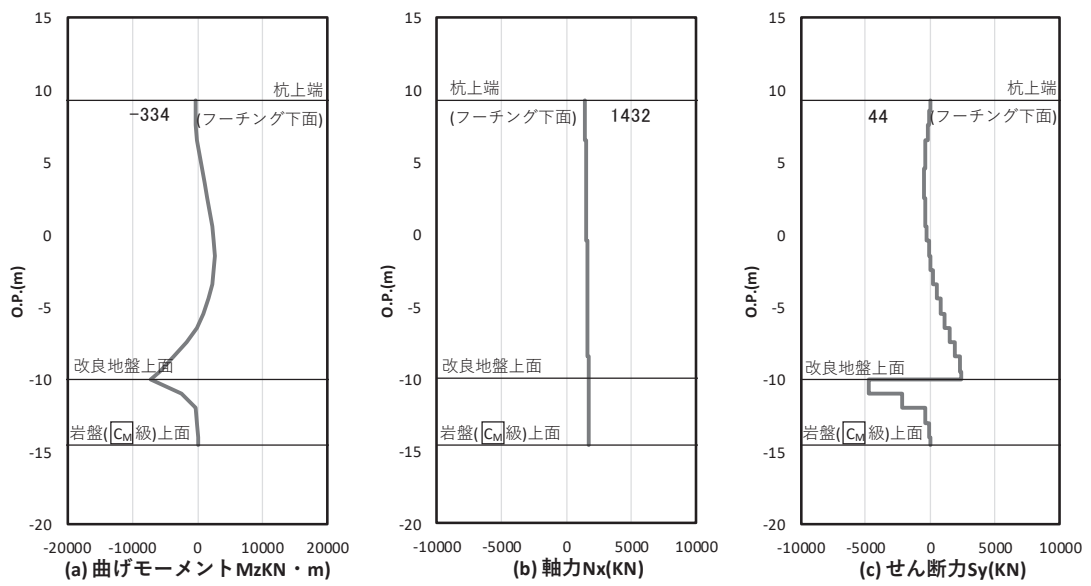


図 8-5 $\beta 1=1.00$ ($\beta 2=1.00$) となる時刻での断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 1, S s - N 1 (- +), 桁軸直交方向加振時, $t = 7.62s$)
 解析ケース① : 基本ケース

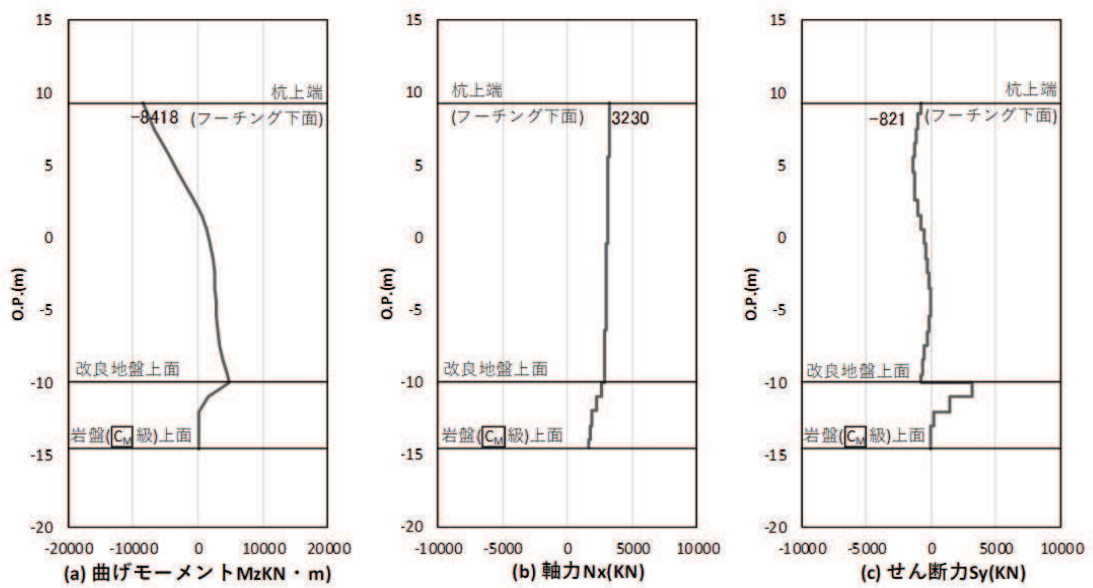


図 8-6 最大照査時刻における断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 1, S s - F 2 (++) , 桁軸直交方向加振時, t = 28.68s)
 解析ケース① : 基本ケース

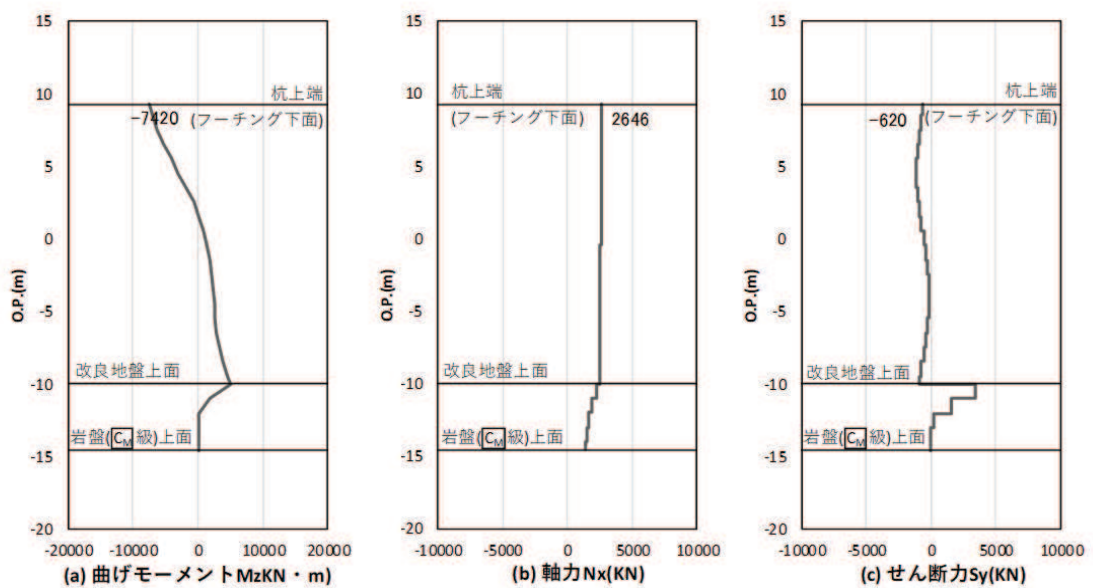


図 8-7 $\alpha 1=1.00$ となる時刻での断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 1, S s - F 2 (++) , 桁軸直交方向加振時, t = 28.73s)
 解析ケース① : 基本ケース

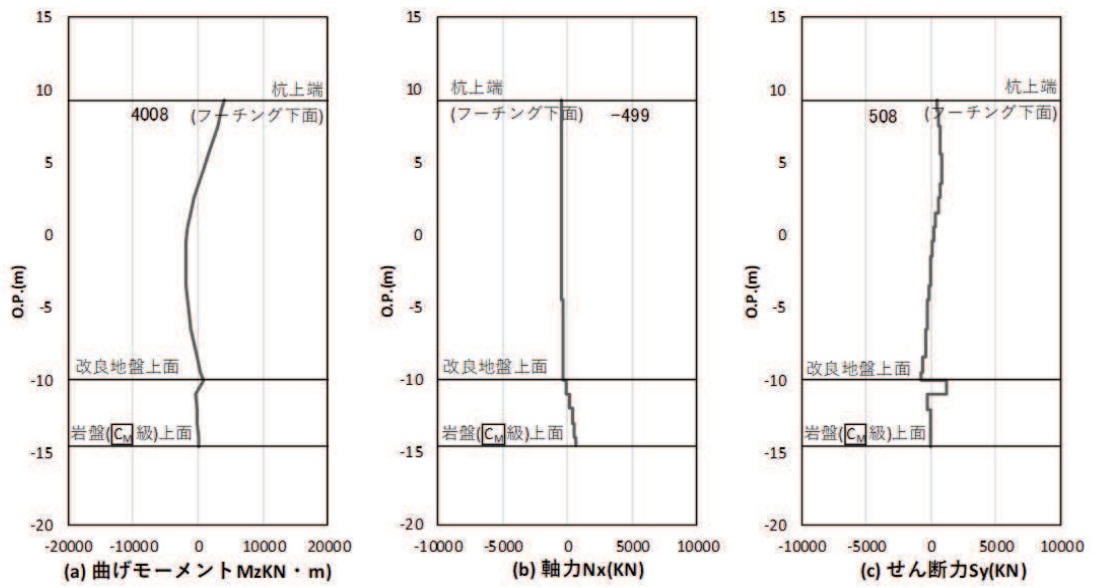


図 8-8 $\beta_1=1.00$ ($\beta_2=1.00$) となる時刻での断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 1, $S_s - F_2$ (++) , 桁軸直交方向加振時, $t = 28.42s$)
 解析ケース① : 基本ケース

表 8-3(1) 発生曲げモーメントの整理結果 (鋼桁 6)

(桁軸直交方向, $S_s - N_1$ (-+))

分類	地震動	加振 方向	発生断面力	断面力抽出時刻 の $\alpha 1, \beta 1, \beta 2$	降伏モーメント ($kN \cdot m$)	照査値
			曲げモーメント ($kN \cdot m$)			
全時刻最大 (=耐震計算)	$S_s - N_1$ (-+)	桁軸 直交	12442	$\alpha 1 : 1.00$ $\beta 1 : 0.05$ $\beta 2 : 0.23$	14137	0.88
(a) $\alpha 1=1.00$			12442	$\alpha 1 : 1.00$ $\beta 1 : 0.05$ $\beta 2 : 0.23$		0.88
(b) $\beta 1=1.00$ ($\beta 2=1.00$)			1199	$\alpha 1 : 0.06$ $\beta 1 : 1.00$ $\beta 2 : 1.00$		0.09
(a)+(b)			13641	—		0.96

表 8-3(2) 発生曲げモーメントの整理結果 (鋼桁 6)

(桁軸直交方向, $S_s - F_2$ (++))

分類	地震動	加振 方向	発生断面力	断面力抽出時 刻の $\alpha 1, \beta 1,$ $\beta 2$	降伏モーメント ($kN \cdot m$)	照査値
			曲げモーメント ($kN \cdot m$)			
全時刻最大 (=耐震計算)	$S_s - F_2$ (++)	桁軸 直交	8496	$\alpha 1 : 0.98$ $\beta 1 : 0.20$ $\beta 2 : 0.20$	14137	0.61
(a) $\alpha 1=1.00$			7981	$\alpha 1 : 1.00$ $\beta 1 : 0.26$ $\beta 2 : 0.36$		0.57
(b) $\beta 1=1.00$			3147	$\alpha 1 : 0.24$ $\beta 1 : 1.00$ $\beta 2 : 0.86$		0.23
(c) $\beta 2=1.00$			4133	$\alpha 1 : 0.42$ $\beta 1 : 0.88$ $\beta 2 : 1.00$		0.30
(a)+MAX (b), (c)			12114	—		0.86

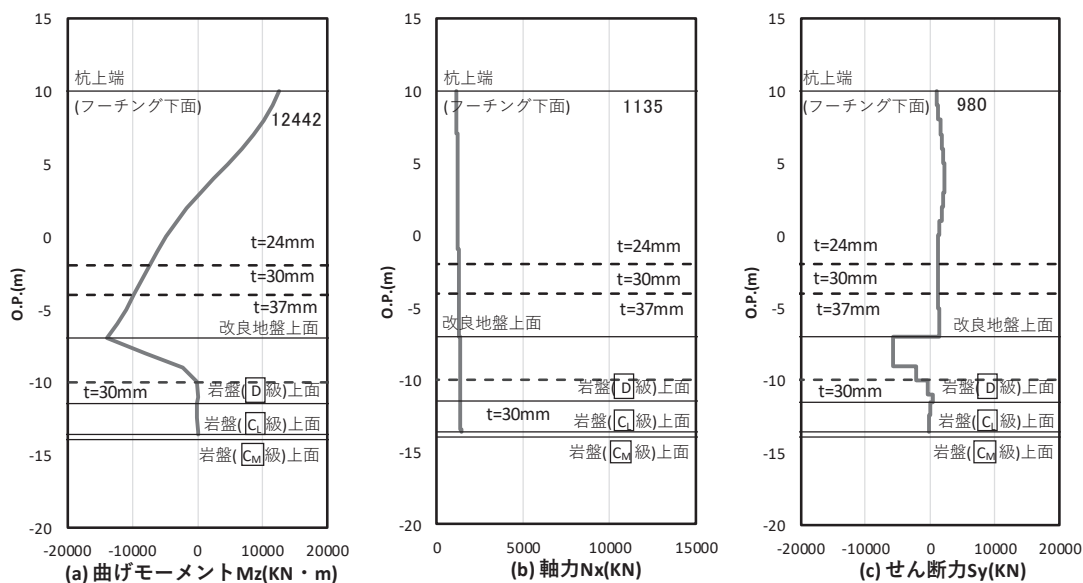


図 8-9 最大照査時刻 ($\alpha = 1.00$ となる時刻) における断面力
 (鋼桁 6 : 基礎 2, $S_s - N_1$ (—+), 桁軸直交方向加振時, $t = 7.88s$)
 解析ケース① : 基本ケース

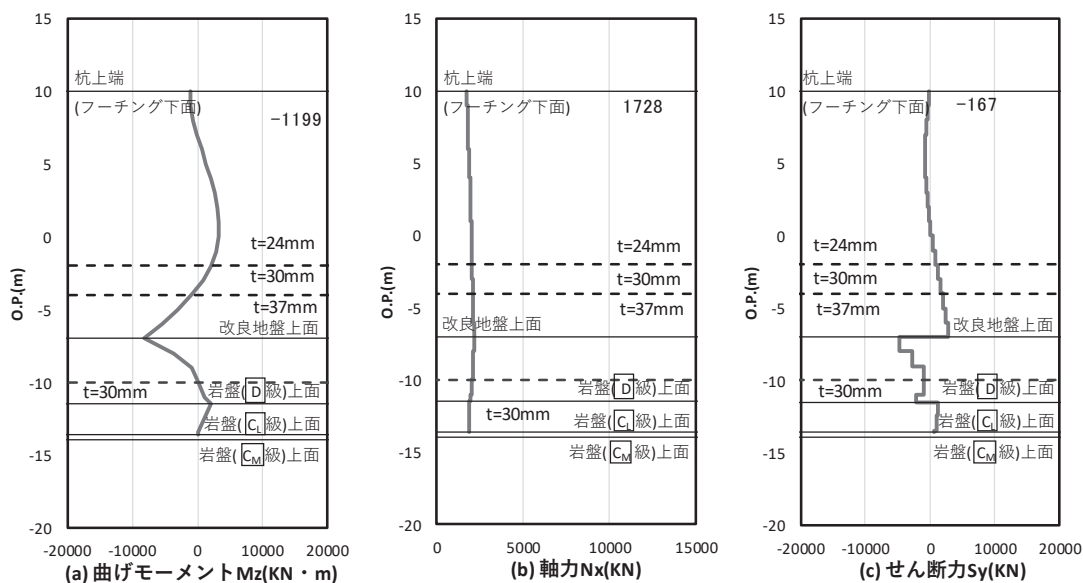


図 8-10 $\beta_1 = 1.00$ ($\beta_2 = 1.00$) となる時刻での断面力
 (鋼桁 6 : 基礎 2, $S_s - N_1$ (—+), 桁軸直交方向加振時, $t = 7.61s$)
 解析ケース① : 基本ケース

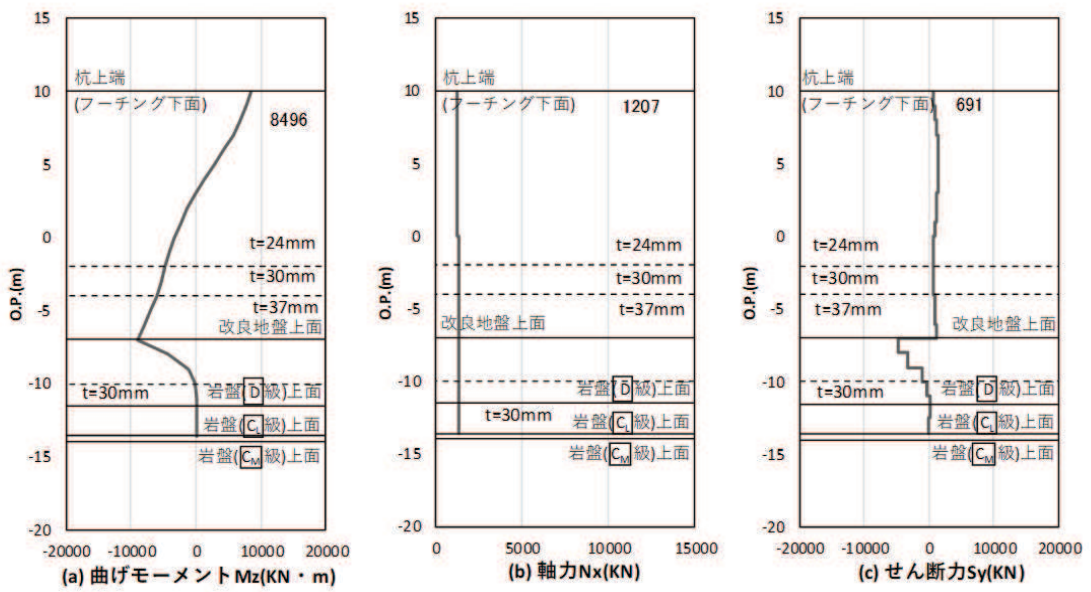


図 8-11 最大照査時刻における断面力
 (鋼桁 6 : 基礎 2, $S_s - F_2$ (++) , 桁軸直交方向加振時, $t = 28.68s$)
 解析ケース① : 基本ケース

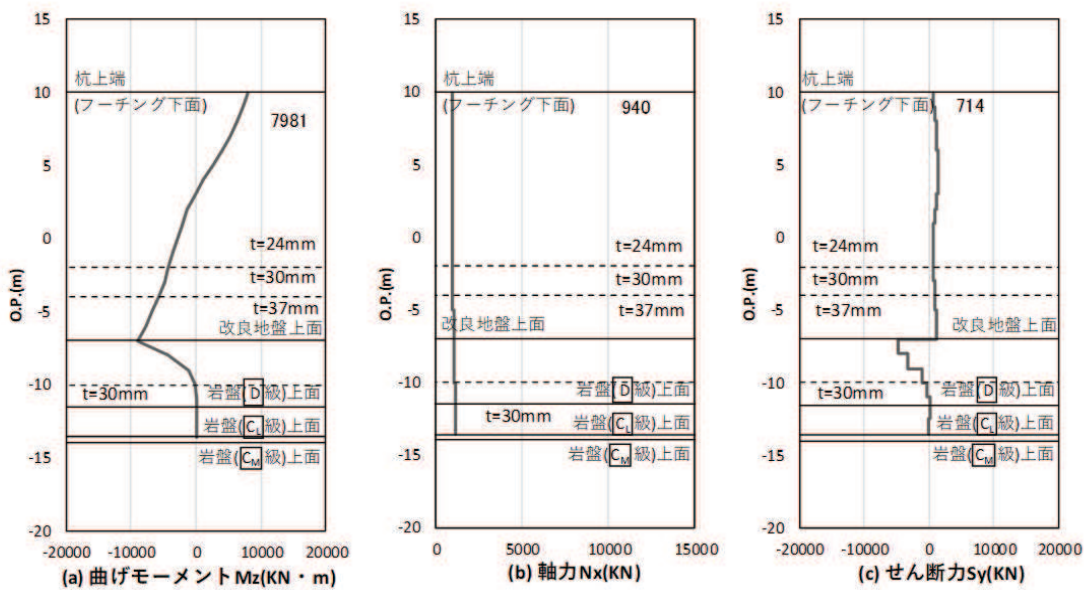


図 8-12 $\alpha = 1.00$ となる時刻での断面力
 (鋼桁 6 : 基礎 2, $S_s - F_2$ (++) , 桁軸直交方向加振時, $t = 28.72s$)
 解析ケース① : 基本ケース

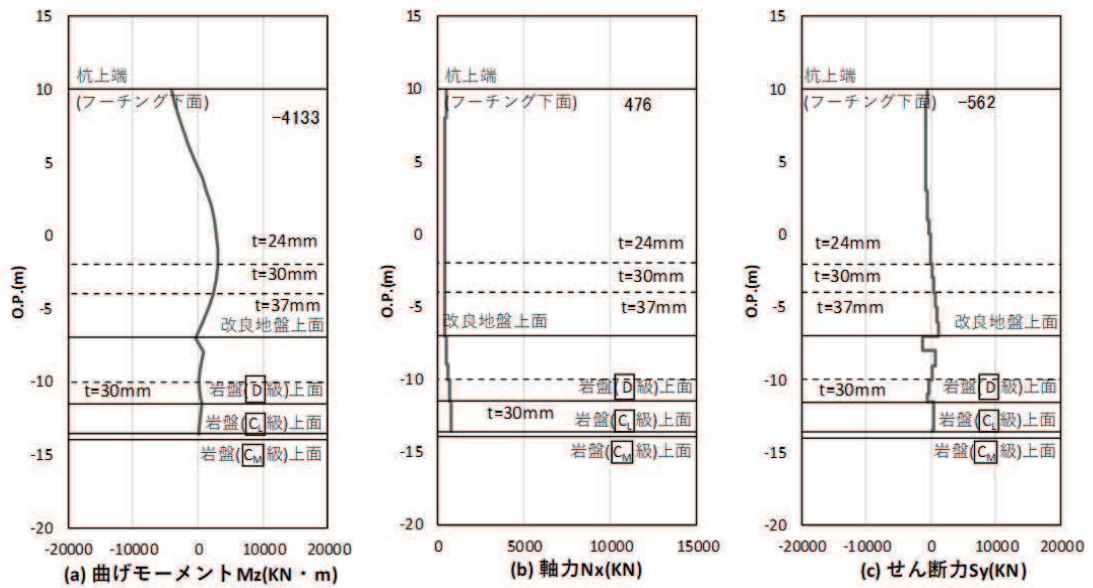


図 8-13 $\beta 1=1.00$ となる時刻での断面力
 (鋼桁 6 : 基礎 2, $S_s - F_2$ (++) , 桁軸直交方向加振時, $t = 28.41s$)
 解析ケース① : 基本ケース

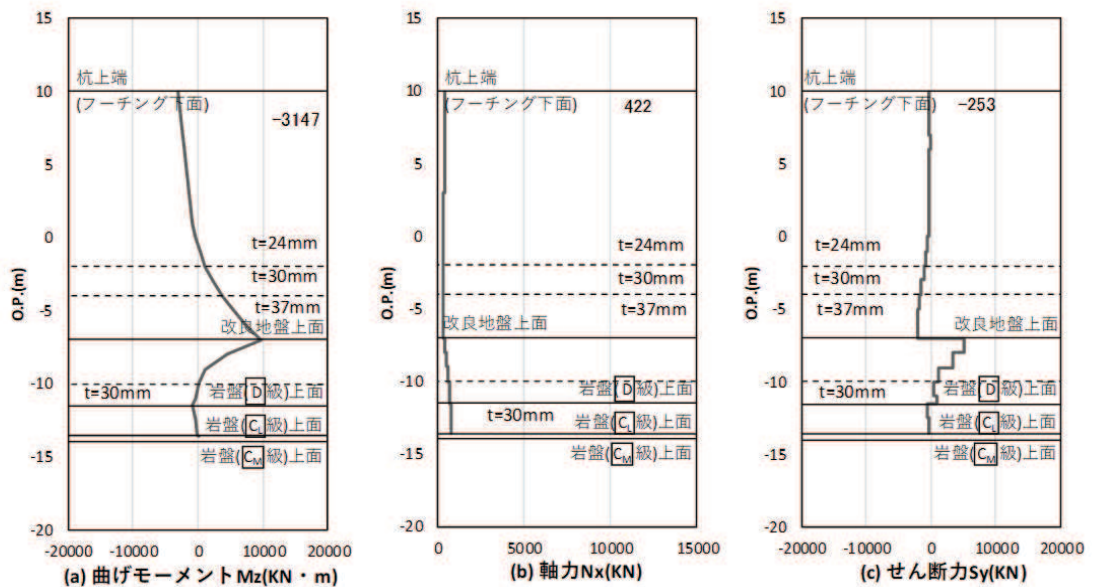


図 8-14 $\beta 2=1.00$ となる時刻での断面力
 (鋼桁 6 : 基礎 2, $S_s - F_2$ (++) , 桁軸直交方向加振時, $t = 28.31s$)
 解析ケース① : 基本ケース

9. 地盤ばねの設定に係る妥当性検討【補足検討④】

9.1 検討方針

地盤ばねの設定において初期ばね定数の算定に用いる地盤の剛性については、キャスク指針を参照し、地盤の収束剛性（等価線形解析より算定）を用いている。【補足検討④】では地盤ばねの設定に用いる地盤剛性等のパラメータスタディを行い、応答の違いについて確認する。

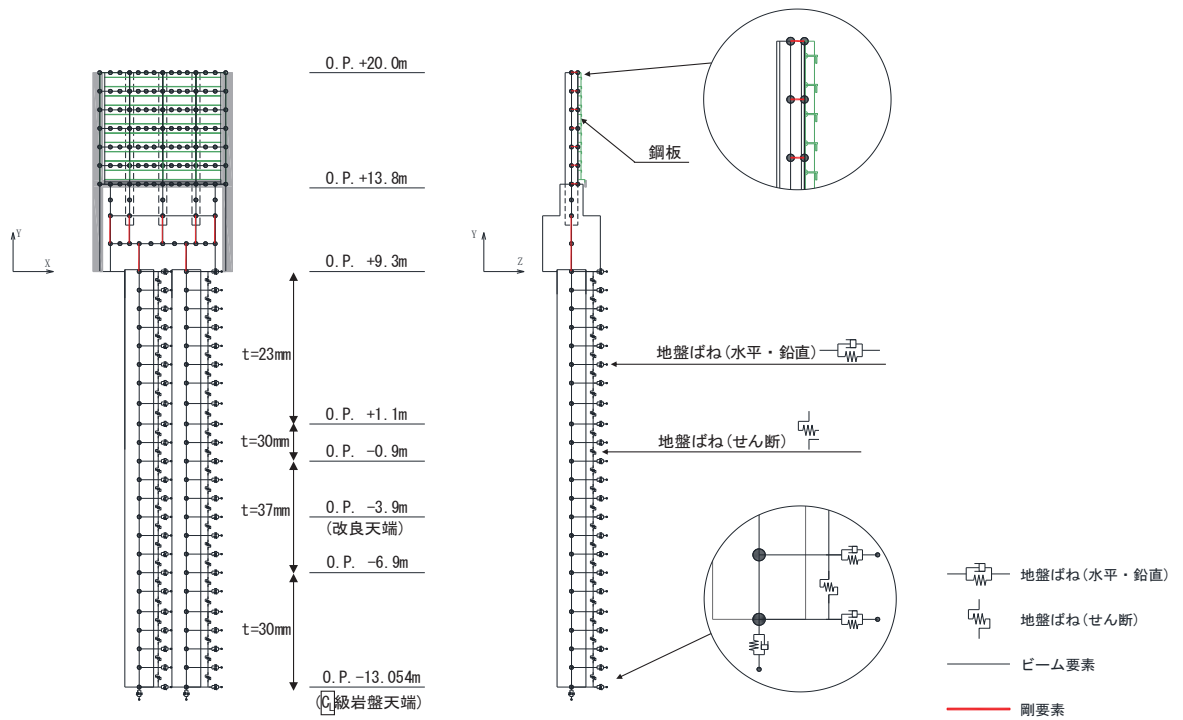
具体的には、耐震評価に用いている方法（ケース A）に対して、パラメータスタディとして、より地盤剛性が低下した場合（ケース B）と、地震応答解析モデルに入力する地盤応答と収束剛性の算出に用いる地震応答解析を等価線形解析に一致させた場合（ケース C）で、地震応答解析を実施し、応答値（断面力、加速度）を比較する。

検討対象は、鋼製遮水壁（鋼板）を代表に、上部工への影響と下部工への影響の観点で、それぞれの照査値が最も厳しい断面を選定し行う。上部工に関しては断面④（Ss-D2, 鋼製支柱の照査値最大）を、下部工に関しては断面①（Ss-N1, 鋼管杭の照査値最大）を選定する。

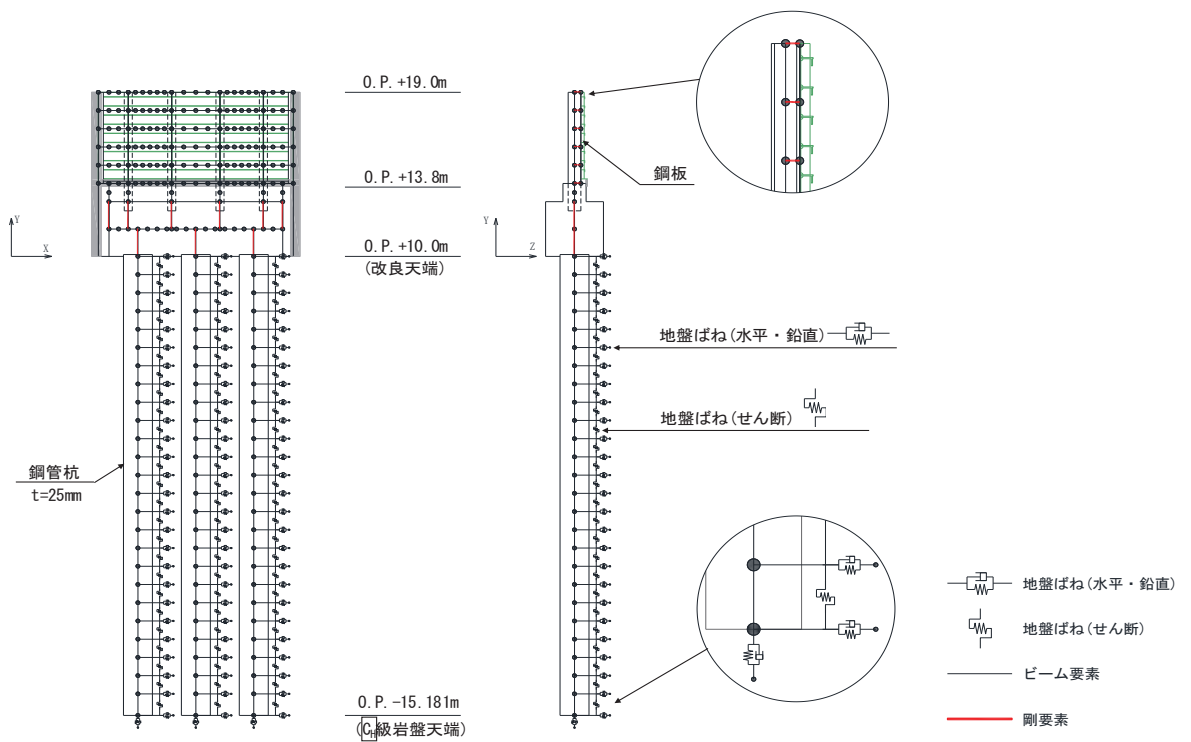
検討ケースの概要を表 9-1 に、評価対象断面の概要を図 9-1 に示す。

表 9-1 検討ケースの概要

検討ケース	地盤ばねの初期剛性	地盤応答	備考
A	収束剛性 (G_{eq})	全応力逐次非線形 (Soilplus)	耐震評価に用いている 設定方法
B	全応力逐次非線形に基づく 最小せん断剛性 (G')	全応力逐次非線形 (Soilplus)	G' ：せん断ひずみ最大 時刻における剛性 (A に比べ剛性低下の 影響が大きくなる)
C	収束剛性 (G_{eq})	等価線形解析 (ArkQuake)	キャスク指針に記載の 基本ケース (C に比べ剛性低下の影 響が小さくなる)



(鋼製遮水壁 (鋼板) 断面①)



(鋼製遮水壁 (鋼板) 断面④)

図 9-1 評価対象断面の概要

9.2 検討結果

各ケースの照査値を表 9-2 及び表 9-3 に示す。なお、鋼管杭の断面力分布の比較を図 9-2 に示す。

より地盤剛性が低下した場合（ケース B）と、地震応答解析モデルに入力する地盤応答と収束剛性の算出に用いる地震応答解析を等価線形解析に一致させた場合（ケース C）で、上部構造の鋼製支柱については有意な差が生じない結果となっている。鋼管杭については、検討ケース C において若干の照査値の低下が認められるが、ケース A, B において照査値に有意な差は生じておらず、前述の有効応力解析との比較にて示す内容と併せても、妥当な評価手法となっているものと考えられる。

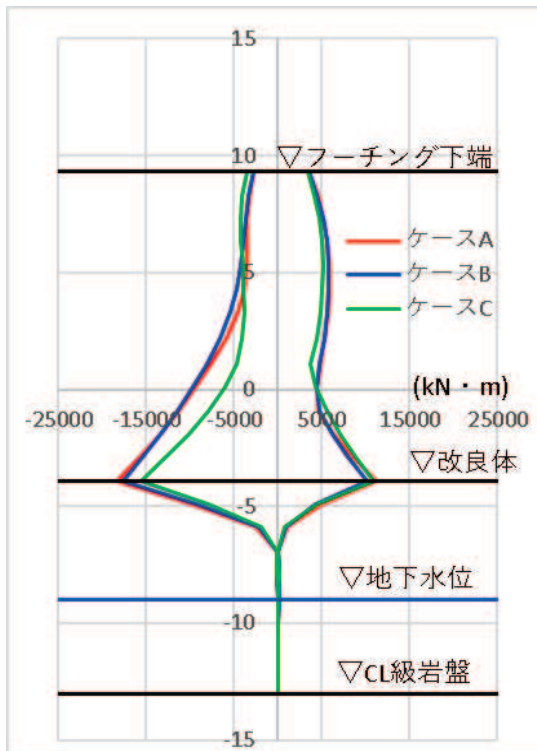
以上より、耐震評価に用いている地盤ばねの初期剛性の設定方法は問題ないものと判断される。

表 9-2 鋼製支柱の照査結果（曲げ・軸力の破壊）

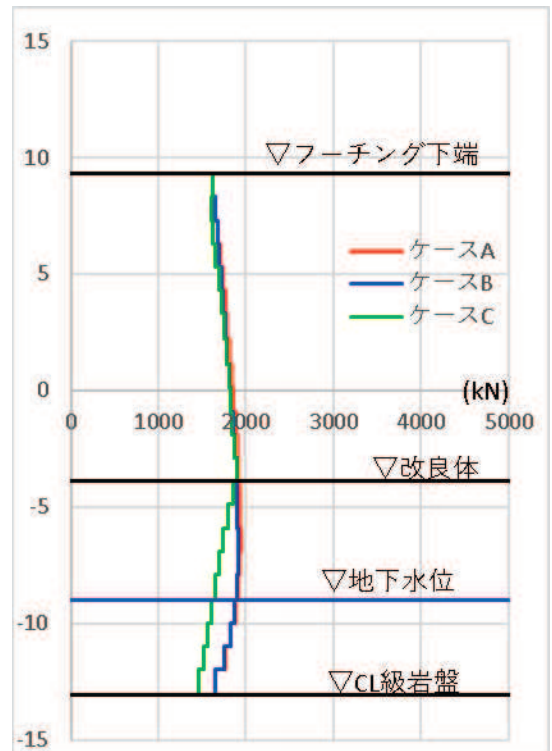
検討 ケース	地震動	発生断面力		発生応力度 (kN/m ²)	許容値 (kN/m ²)	照査値
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
A	S _s -D 2 (++)	821	1868	136	382	0.36
B		825	1872	136	382	0.36
C		838	1898	139	382	0.37

表 9-3 鋼管杭の断面力分布（曲げ・軸力系の破壊）

検討 ケース	地震動	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)		
A	S _s -N 1 (++)	18366	1108	26160	0.70
B		17693	1169	26138	0.68
C		15632	994	26201	0.60



(曲げモーメント)



(軸力)

図 9-2 鋼管杭の断面力分布 (断面① : Ss-N1)

10. 検討結果

地震応答解析に質点系モデルを用いること及びその入力用地盤応答に水平成層一次元地盤モデル（全応力解析）による地盤応答を入力することを基本方針としており、その前提として地盤改良幅の妥当性や側方地盤の液状化の影響、隣接構造物による影響等を把握する必要があるため、本資料では以下の検討を行った。

【検討 1】

変形抑制及び液状化対策を目的として実施する杭周辺の地盤改良について、有効な地盤改良幅を確認するために、FEM モデル（有効応力解析）により地盤改良幅に応じた応答値の比較検討を実施する。

注記*：地盤改良外側に分布する液状化検討対象層の液状化等による変形の影響を受けないこと

【検討 2】

検討 1 を踏まえ、全応力解析として有効な地盤改良幅を確保することを前提に、解析手法（一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデル）の妥当性を確認するために、FEM モデル（有効応力解析）を用いた地震応答解析との解析結果（構造物の応答等）の比較を行う。

【検討 3】

検討 2 の妥当性検証として、物性値の不確かさや隣接効果の影響等について考慮したケースについて、それぞれの解析手法による解析結果（構造物の応答等）の比較を行う。

検討の結果を以下に示す。

- ・ 基礎杭周辺において地下水位以深の旧表土或いは盛土を地盤改良し、地盤改良幅を改良高さの 2 倍確保することで、周辺の液状化影響等が改良体の剛性により基礎杭に及ばないことを、FEM モデル（有効応力解析）により確認し、全応力解析による評価とすることの妥当性を確認した。（【検討 1】）
- ・ 検討 1 を踏まえ、改良地盤が半無限幅に連続していることを仮定した一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデルによる解析手法について、FEM モデル（有効応力解析）による応答値の比較により、保守的な応答を得ることを確認した。（【検討 2】）
- ・ 検討 2 の結果を踏まえ、検討 2 のパラメータスタディとして、地盤改良体の幅や地下水位分布のばらつき、隣接構造物や岩盤傾斜の影響を考慮した FEM モデル（有効応力解析）との応答値の比較を行った。いずれの場合においても一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデルによる解析手法から得られた応答は、FEM モデル（有効応力解析）の応答値と比べ、保守的又は同等の応答を得ること

を確認し、一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデルによる解析手法は妥当な評価となることを確認した。（【検討3】）

以上より、一定の改良形状（高さ：D[設計用地下水位+1m]，幅：2D程度）を有することで、地盤改良体の改良幅の有限性や周辺地盤等の影響を考慮せず、水平成層一次元モデルで作成した地盤応答（全応力解析）を用いた質点系モデルによる地震応答解析を行うことは、本構造における耐震評価上概ね保守的な結果を得ており、地震応答解析手法として妥当であることを確認した。

また、耐震評価結果の妥当性に係る補足検討として、【補足検討①】～【補足検討④】を行い、以下について確認した。

- ・ 第2号機放水立坑（岩盤部）及び第3号機放水立坑（盛土部：地下水位が岩盤以深）のうち、岩盤斜面の影響や岩盤不陸の影響について、解析手法（一次元時刻歴応答解析（全応力解析）＋質点系モデル）の妥当性の観点から2次元モデルを用いた影響検討を実施し、僅かな違いはあるものの、施設の健全性に影響のないレベルであることを確認した。（【補足検討①】）
- ・ 質点系モデルの補足検討として、道路橋示方書の考え方を参考に、耐震設計上の地盤面をフーチング底面とし、相互作用を考慮しないモデルとするものの妥当性について、FEMモデル（有効応力解析）を用いてパラメータスタディを行い、相互作用を考慮しない場合の方が、杭に対するフーチング長さの比が大きい場合も含め、構造部に作用する応答値が保守的あるいは概ね同値となる設定であることを確認した。（【補足検討②】）
- ・ 動的解析法である質点系モデルを用いた地震応答解析による耐震評価結果について、地盤変位の影響による曲げモーメントが卓越しており、上部構造の慣性力が支配的となる時刻の曲げモーメントを保守的に足し合わせた場合でも、動的解析法における最大照査時刻の曲げモーメントと有意な差が無い、もしくは最大照査値を上回らず、安全裕度に影響がないことを確認した。（【補足検討③】）
- ・ 地盤ばねの設定において初期ばね定数の算定に用いる地盤の剛性については、地盤の収束剛性（等価線形解析より算定）を用いることの妥当性として、地盤ばねの設定に用いる地盤剛性等のパラメータスタディを行い、より剛性低下した場合などに比べ有意な差が無く、上記設定方法で問題ないことを確認した（【補足検討④】）。

(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

1. 概要

鋼製遮水壁（鋼桁）に用いるゴム支承は、鋼桁と RC 支柱間に設置し、鋼桁の鉛直並びに水平荷重を RC 支柱に伝達しつつ、地震時における鋼桁の鋼桁軸方向の変位に伴うせん断変形に追従する設計とする。ゴム支承の種類は、水平力分散型ゴム支承で、道路橋支承にも一般的に広く用いられる構造とする。

よって、ゴム支承の設計にあたっては、基本設計段階において、道路橋支承の設計において広く用いられ、構造類似性の観点で適用性があると考えられる「道路橋示方書・同解説（日本道路協会）」及び「道路橋支承便覧（日本道路協会）」に基づき、各種設計を行うと共に経年劣化等に対して設計への反映を行うこととしていた。

本書では、上記について詳細設計段階で検討した内容を示す。検討項目を以下に、検討フローを図 1-1 に示す。

- ・経年劣化や温度変化等に伴う材料特性（せん断剛性等）の変化による地震時応答への影響確認
- ・経年劣化や温度変化等に伴う材料特性（せん断剛性等）の変化を踏まえた等価減衰定数の設定
- ・経年劣化に伴う変形性能の低下を踏まえた許容限界（せん断ひずみ）の確認
- ・耐久性に係る維持管理方針（曝露試験）の検討

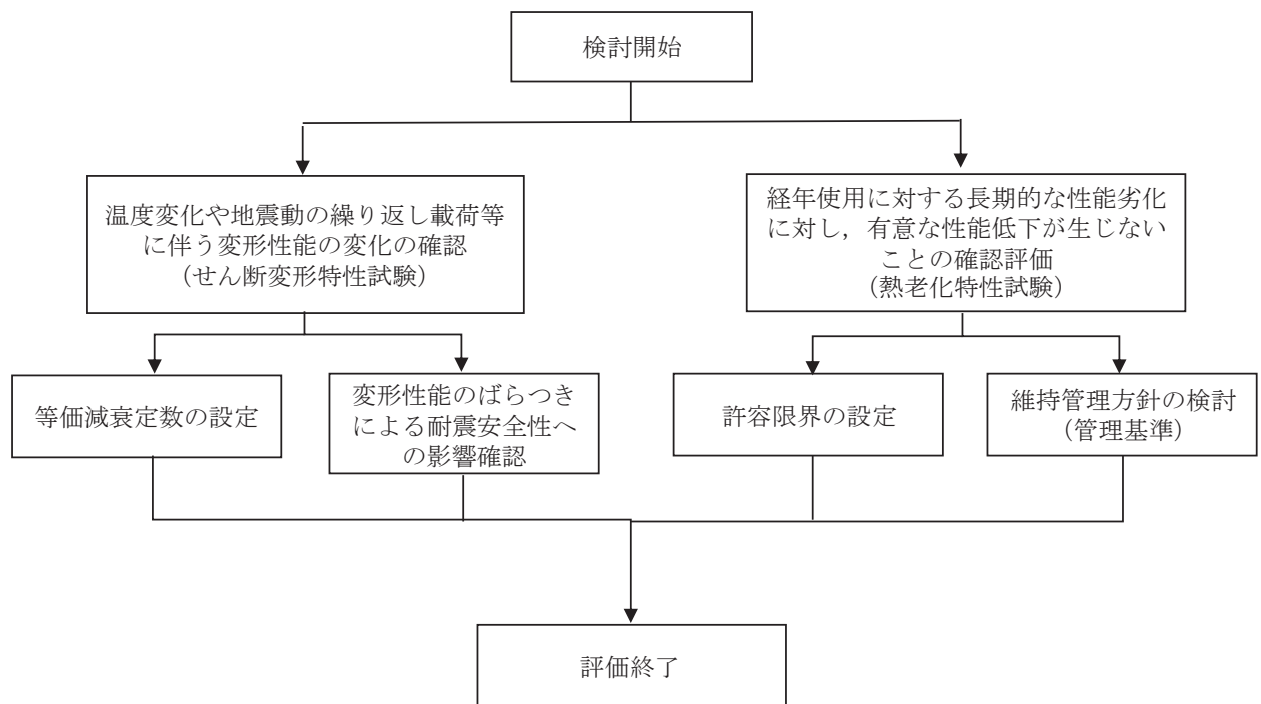


図 1-1 ゴム支承に係る詳細検討フロー

2. ゴム支承の構造概要

鋼桁の設置位置を図 2-1、鋼桁の構造を図 2-2、ゴム支承の概要図を図 2-3～図 2-4、ゴム支承の据え付け概要を図 2-5、及び構造諸元を表 2-1～表 2-2 に示す。また、ゴム支承に使用するゴム材料の基本特性を表 2-3 に示す。

なお、支承の施工方法については別紙 1 に示す。

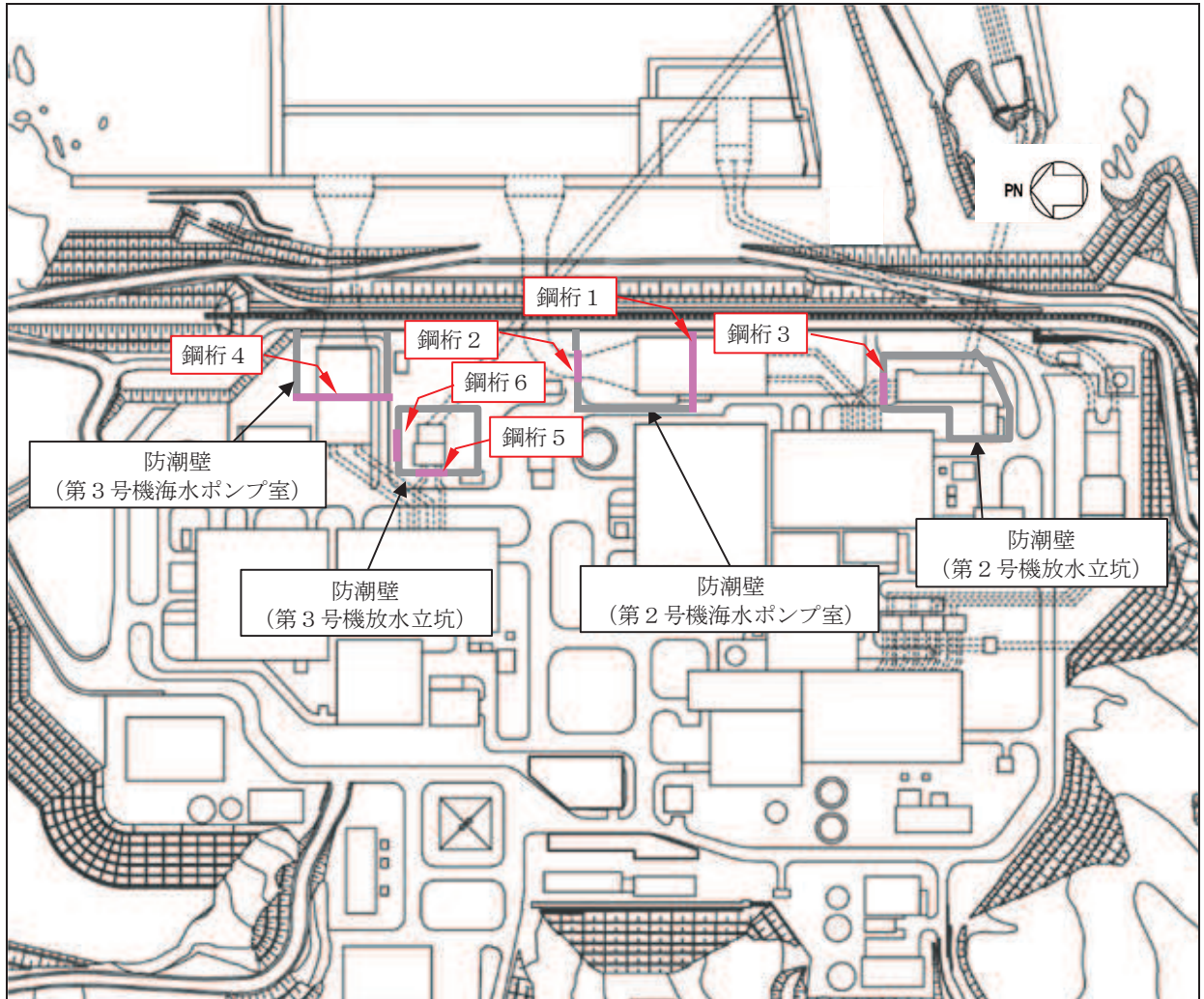


図 2-1 鋼桁設置位置

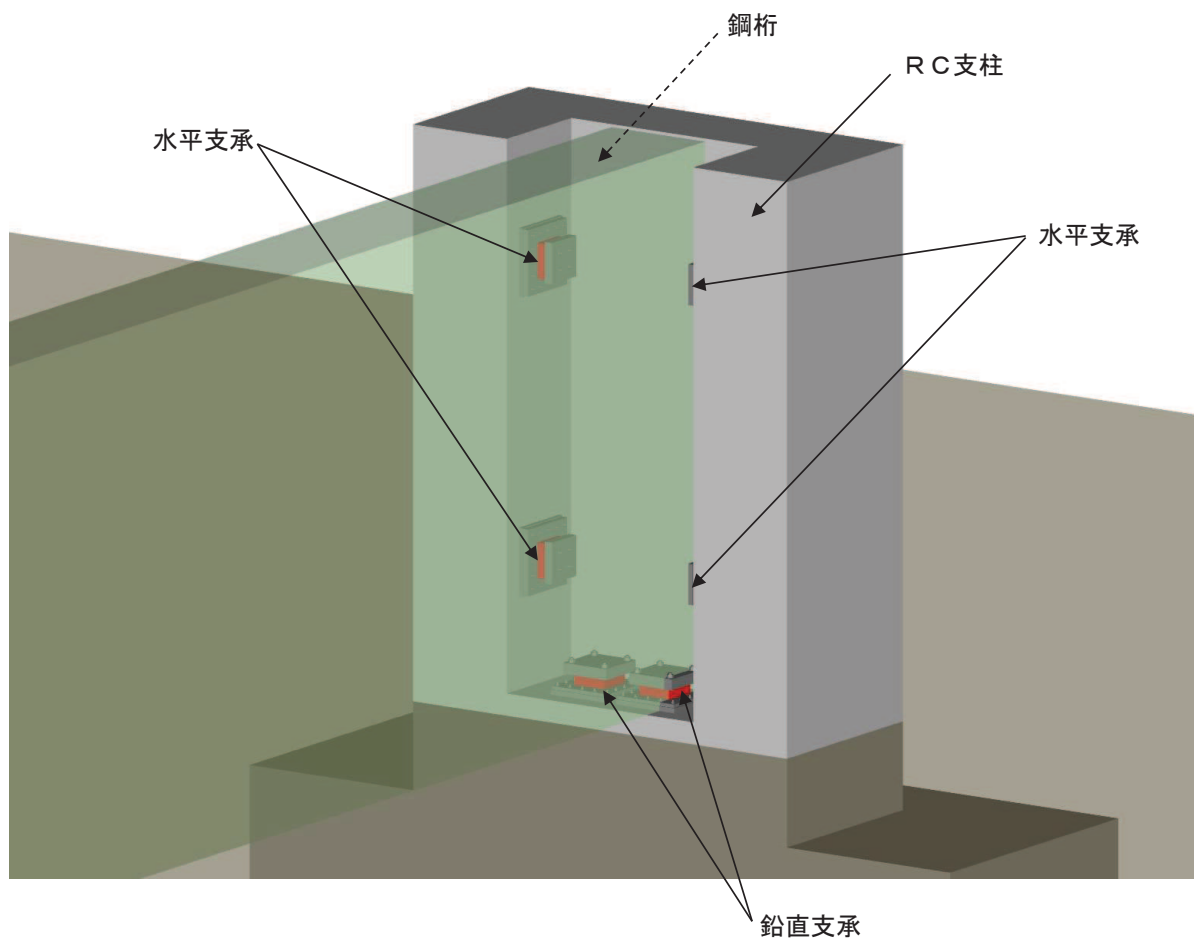


図 2-2 鋼桁構造図
(鋼桁-RC 支柱取り合い部)

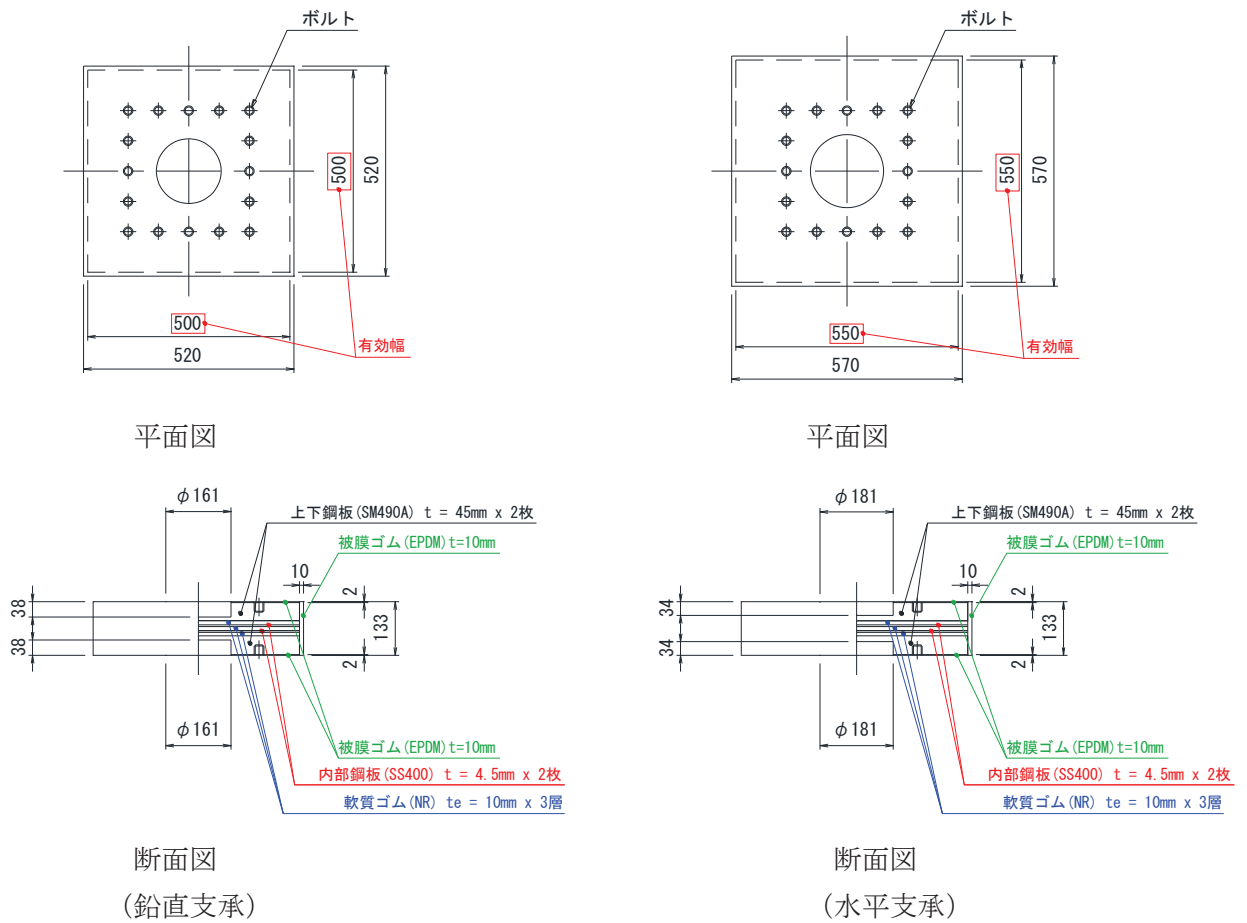


図 2-3 ゴム支承概要図 (鋼桁 1, 4 鉛直支承, 水平支承)

表 2-1 ゴム支承の構造諸元 (鋼桁 1, 4)

項目	鉛直支承	水平支承
支承種類	地震時水平力分散型ゴム支承	
ゴム体種類	天然ゴム (NR)	
ゴム体有効平面寸法	500mm × 500mm	550mm × 550mm
総ゴム厚 (ゴム厚 × 層数)	30mm (10mm × 3層)	30mm (10mm × 3層)
せん断弾性係数	1.4N/mm ² (G14)	1.4N/mm ² (G14)
一次形状係数*1	12.50	13.75
二次形状係数*2	16.67	18.33
水平剛性	11.667kN/mm	14.117kN/mm
鉛直剛性	5104kN/mm	6794kN/mm

注記*1: 積層ゴムのゴム 1 層当たりの受圧面積と自由面積 (側面積) の比

*2: 積層ゴムの設計寸法の短辺長と設計ゴム厚さの合計寸法の比

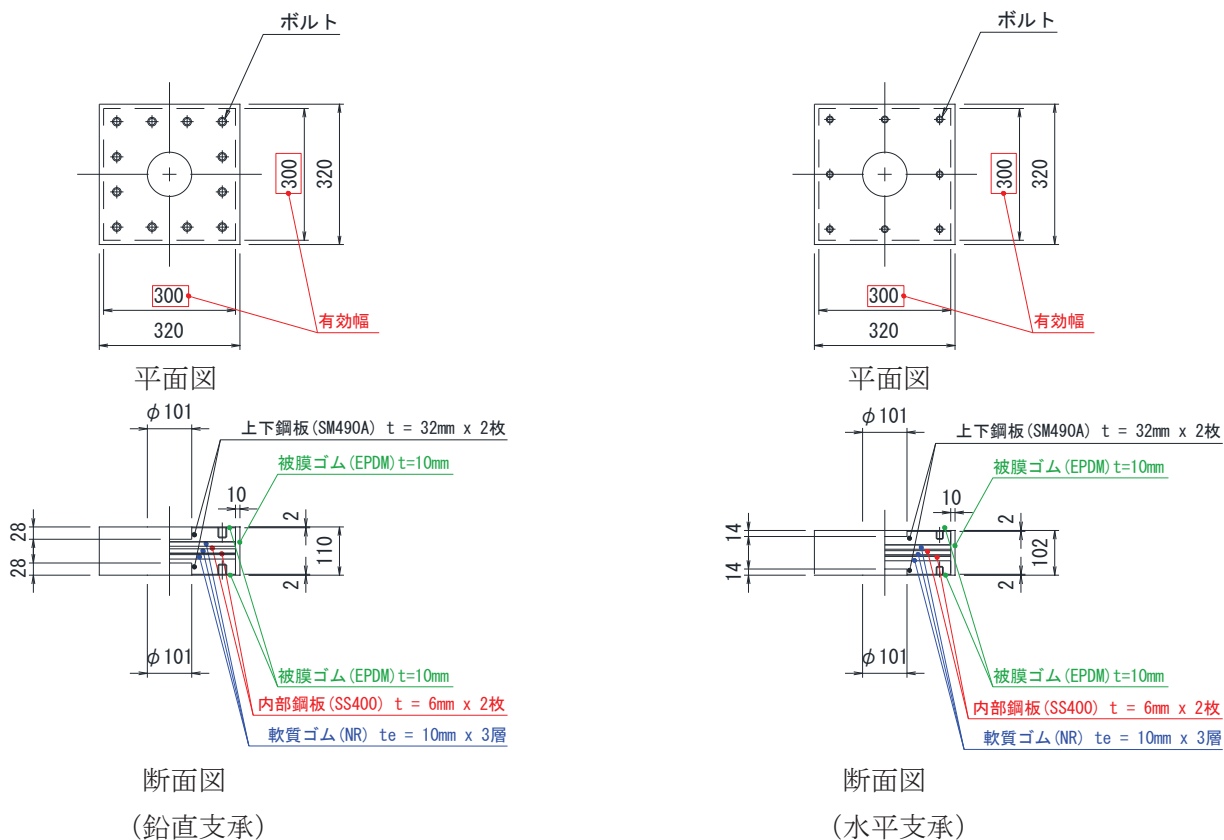


図 2-4 ゴム支承概要図 (鋼桁 2, 3, 5, 6 鉛直支承, 水平支承)

表 2-2 ゴム支承の構造諸元 (鋼桁 2, 3, 5, 6)

項目	鉛直支承	水平支承
支承種類	地震時水平力分散型ゴム支承	
ゴム体種類	天然ゴム (NR)	
ゴム体有効平面寸法	300mm×300mm	300mm×300mm
総ゴム厚 (ゴム厚×層数)	30mm (10mm×3層)	30mm (10mm×3層)
せん断弾性係数	1.4N/mm ² (G14)	1.4N/mm ² (G14)
一次形状係数*1	7.50	7.50
二次形状係数*2	10.00	10.00
水平剛性	4.200kN/mm	4.200kN/mm
鉛直剛性	1103kN/mm	1103kN/mm

注記*1: 積層ゴムのゴム 1 層当たりの受圧面積と自由面積 (側面積) の比

注記*2: 積層ゴムの設計寸法の短辺長と設計ゴム厚さの合計寸法の比

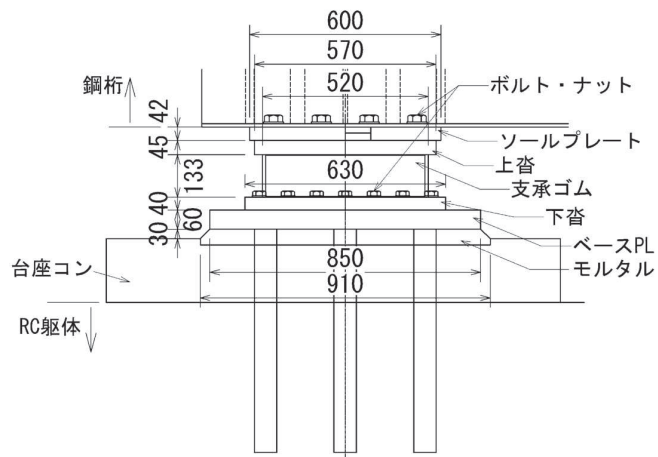


図 2-5 ゴム支承の据え付け概要 (2号海水ポンプ室の鉛直支承の例)

表 2-3 ゴム材料の基本特性

項目	材料の種類	弾性係数の呼び	破断伸び (%)	引張強さ (N/mm ²)	試験方法
基本特性	天然ゴム (NR)	G14	450 以上	15 以上	引張試験 JIS K 6251

3. せん断変形特性試験

ゴム支承は、熱老化、環境温度の変化、及び地震による繰り返し荷重等の各種要因によって材料特性（せん断剛性や等価減衰定数等）に変化が生じるため、各種依存性試験を実施しせん断剛性及び等価減衰定数の変化率を確認する。なお、せん断特性に係る各種確認結果の詳細については別紙 2 に示す。

(1) せん断剛性

a. せん断特性に係る各種確認試験

ゴム支承は温度や経年変化等の影響によりせん断剛性が変化する。これらの因子による特性変化を確認するため各種試験を実施する。試験の実施項目は JIS K 6411 に従い表 3-1 のとおりとする。

表 3-1 せん断特性に係る試験項目

試験	項目	内容
各種依存性試験	せん断ひずみ依存性	複数のせん断ひずみを与えたときのせん断特性の依存性を求める。
	圧縮応力依存性	鉛直荷重の変化に対するせん断特性の依存性を求める。
	振動数依存性	水平振動数の変化に対するせん断特性の依存性を求める。
	繰返し数依存性	地震時の繰返し荷重に対するせん断特性の依存性を求める。
	温度依存性	使用環境の温度変化に対するせん断特性の依存性を求める。
熱老化特性試験	経年変化	熱老化試験により熱老化前後のせん断特性の経年変化を求める。

b. せん断剛性の試験結果

せん断剛性の試験結果を表 3-2 に示す。各種依存性試験及び熱老化特性試験より、せん断剛性のばらつきに与える影響の大きい項目としては、せん断ひずみ、せん断ひずみの繰返し数、温度変化及び熱老化においてせん断剛性のばらつきが確認された。

なお、試験結果の詳細は別紙 1 に示す。

表 3-2 せん断剛性の試験結果

項目	変化率	
	剛性変化（+側）	剛性変化（-側）
せん断ひずみ	+10.2%	-18.2%
圧縮応力度	+1.6%	-2.3%
振動数	+0.5%	-4.7%
繰返し数	—	-8.6%
温度	+37.5%	-6%
熱老化	+12%	—

(2) 等価減衰定数

「道路橋示方書・同解説（日本道路協会）」では、使用するゴム支承の減衰特性を十分に把握した上で適切な等価減衰定数を設定するのがよいとされていることから、今回、熱老化特性試験及び各種依存性試験において実施したせん断特性試験の結果に基づき、設計で用いる等価減衰定数を設定する。

等価減衰定数は測定した試験結果から次式によって求められる。

$$h_{eq} = \Delta W / 2\pi W$$

ここに

h_{eq} : 等価減衰定数

W : 弾性エネルギー（図 3-1 に示す三角形面積）

ΔW : 吸収エネルギー（図 3-1 に示す履歴曲線で囲まれる面積）

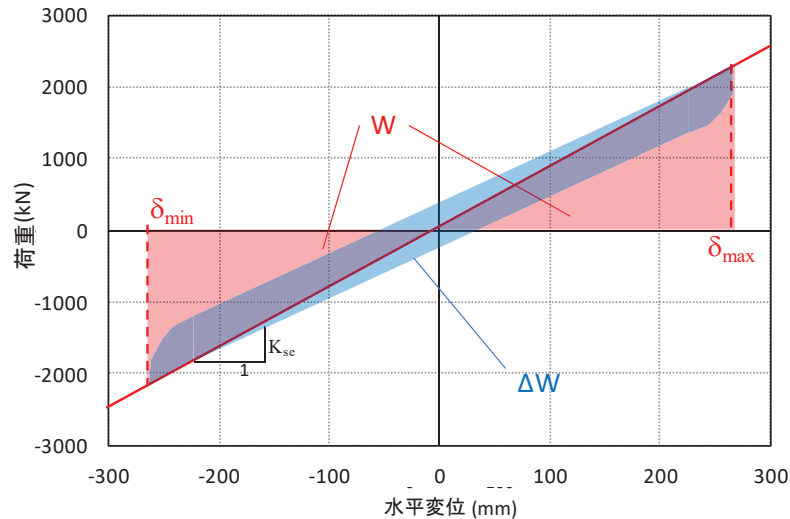


図 3-1 等価減衰定数の算出の例

減衰定数の算定結果を図 3-2 に示す。今回の試験結果から、設計条件並びにばらつきを考慮した条件のいずれにおいても 6.0%以上の等価減衰定数が得られていることを踏まえ 5.5%を適用する。

減衰については、実機へ使用するゴム支承の製品検査においてせん断特性試験を行うことで、その妥当性を検証する。

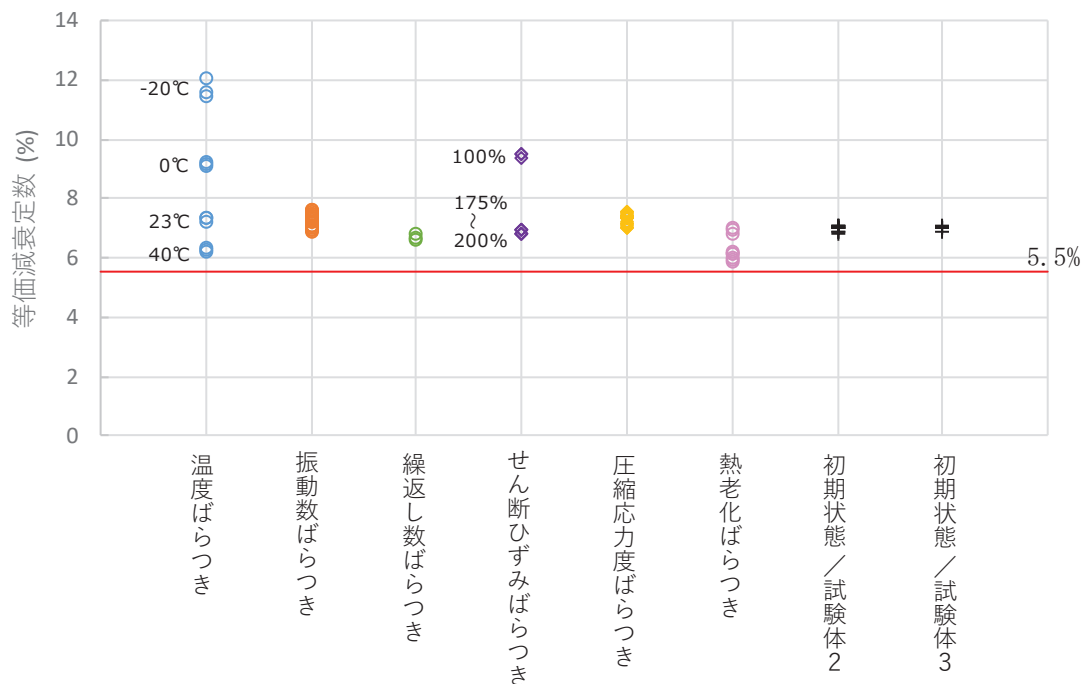


図 3-2 等価減衰定数のばらつき結果

(3) せん断剛性のばらつきによる影響評価

a. 影響評価用のせん断剛性のばらつき

試験結果より得られたせん断剛性の変化率を考慮して、地震時の応答へ与える影響の確認を行う。

3. (1).b 項の試験結果より、せん断剛性のばらつきに与える影響の大きい項目としては、せん断ひずみの繰返し数、温度変化及び熱老化が挙げられる。

ここで、当該ゴム支承は、鋼桁下部や側部に設置し、被覆ゴムに囲われ直接的に性能確認ができないこと等を踏まえ、試験で得られたゴム支承のせん断剛性のばらつきを安全側にプラス側とマイナス側でそれぞれ重畳させる。これにより、物性が大きく変動している状況においても耐震性が確保されることを示すこととする。

影響評価用のせん断剛性の設定結果を表 3-3 に示す。

せん断ひずみに応じた剛性の変化率として、ひずみ依存性試験の結果から+10.2%及び-18.2%の変化率を考慮する。

地震による繰返しせん断ひずみを受けた後の剛性の変化率として、繰返し数依存性試験の結果から-8.6%の変化率を考慮する。

環境条件（温度）によるせん断剛性の変化率は、女川の屋外環境条件が-15℃～36℃であることを考慮し、温度依存性試験の結果から+37.5%及び-6%の変化率を考慮する。

経年変化によるせん断剛性の変化率として、熱老化特性試験結果から+12%の変化率を考慮する。

また、ゴム支承は製品初期ばらつきとして±10%以内であることを製品試験で確認することとしているが、そのばらつきも最大値として±10%の変化を考慮する。

以上の各項目のばらつき設定を積算し、保守的に繰り上げた値として+75%から-45%をばらつきの設定として考慮する。

表 3-3 せん断剛性のばらつき設定

項目	変化率	
	剛性変化（+側）	剛性変化（-側）
せん断ひずみ	+10.2%	-18.2%
繰返し数	—	-8.6%
温度	+37.5%	-6%
熱老化	+12%	—
初期ばらつき	+10%	-10%
積算値	+69.7%	-42.8%
影響確認用	+75%	-45%

b. せん断剛性のばらつきによる影響確認結果

前述の表 3-3 に示すゴム支承のせん断剛性のばらつき設定を踏まえ、ゴム支承のせん断剛性を+75%と-45%にばらつかせた場合において、各部材に対する影響を確認する。

(a) 評価対象断面

各鋼桁における支承ゴムの寸法、剛性を表 3-4 に示す。

ゴム支承の剛性ばらつきによる影響は、ゴム支承の寸法・剛性値に比例して大きくなるものと考えられることから、鋼桁 1, 4 より評価対象断面を選定する。

表 3-4 各鋼桁の寸法、剛性

項目	鋼桁 1, 4		鋼桁 2, 3, 5, 6	
	鉛直支承	水平支承	鉛直支承	水平支承
ゴム有効平面寸法	500mm×500mm	550mm×550mm	300mm×300mm	300mm×300mm
せん断剛性	11.667kN/mm	14.117kN/mm	4.200kN/mm	4.200kN/mm

また、ゴム支承のせん断剛性のばらつきの影響は、ゴム支承の本体、並びに躯体全体に及ぶものと考えられることから、それぞれの部位において照査値の厳しい断面を選定し評価する。

なお、鋼桁については、桁軸方向への地震力が作用した場合に生じる変位に対してゴム支承がせん断変形により追従する構造としていることを踏まえ、桁軸方向加振時において支承のせん断剛性ばらつきの影響を確認する。評価対象断面は鋼桁の照査において支配的となる応答震度に着目し選定する。

VI-2-10-2-3-2「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」における支承の照査値最大及び躯体の照査値最大（曲げ・軸力系の破壊、せん断系の破壊のうち最大）を表 3-5 に、鋼桁の桁軸方向（ゴム支承のせん断方向）の最大応答震度を表 3-6 に示す。

表 3-5 より、照査値は、ゴム支承については鋼桁 1 が大きく、躯体については鋼桁 4 が大きいことから、評価断面として、それぞれ鋼桁 1、鋼桁 4 を選定する。また、表 3-6 より、鋼桁に対しては、桁軸方向の応答震度が大きい鋼桁 1 を選定する。

表 3-5 鋼桁 1, 4 のせん断照査, 並びに躯体の照査値最大

鋼桁	ゴム支承の照査結果 せん断ひずみの照査		躯体の照査結果 曲げ・軸力系の破壊に対する照査 (杭の曲げ)	
	照査値	地震動	照査値	地震動
鋼桁 1	<u>0.55</u>	S s - D 2 (-+)	0.88	S s - D 2 (++)
鋼桁 4	0.35	S s - D 1 (-+)	<u>0.89</u>	S s - N 1 (++)

表 3-6 鋼桁 1, 4 の最大応答震度

鋼桁	鋼桁 (桁軸方向) の最大応答震度	
	震度	地震動
鋼桁 1	<u>3.1</u>	S s - D 2 (-+)
鋼桁 4	1.4	S s - D 1 (-+)

(b) ばらつき影響評価ケース

ゴム支承の対象は鋼桁1とし、地震波は支承ゴム照査値最大ケース（せん断ひずみ照査値0.55）となるS s-D 2（-+）とする。RC支柱、フーチング、杭への影響確認に関しては、鋼桁1と鋼桁4の基本ケースにてRC支柱、フーチング、杭の照査値最大ケース（杭の曲げ照査値0.89）となる鋼桁4につき実施する。地震動は、杭に最大照査値を発生させるS s-N 1（++）とする。検討のケースについて表3-7に整理する。

表3-7 検討ケース一覧

検討対象断面	対象部位	評価項目	地震動	加振方向	ケース
鋼桁1	支承ゴム	せん断ひずみ	S s-D 2 (-+)	桁軸	①基本 ②剛性ばらつき+75% ③剛性ばらつき-45%
	鋼桁	曲げ・せん断照査	-*		
鋼桁4	RC支柱	曲げ・せん断照査	S s-N 1 (++)		
	フーチング	曲げ・せん断照査			
	杭	曲げ・せん断照査			

注記*：鋼桁の照査（静的解析）においては、全地震動を包絡させた加速度を用いて照査している

(c) ばらつき影響評価に用いるせん断剛性

ゴム支承のせん断剛性のばらつきを前述のとおり+75%及び-45%とし、桁軸方向の動的解析を実施して桁軸方向の設計水平震度を算出する。

算出結果を表3-8に示す。

表3-8 ばらつき影響を考慮したせん断剛性

ケース	せん断剛性 (kN/mm)		
	水平支承	鉛直支承	基礎あたり*
① 基本	14.117	11.667	79.802
② 剛性ばらつき+75%	24.705	20.417	139.654
③ 剛性ばらつき-45%	7.764	6.417	43.890

注記*：基礎1箇所あたりのせん断剛性は、水平支承4基、鉛直支承2基の合計

(d) ゴム支承の照査結果（せん断ひずみ及び座屈応力度）

ゴム支承は、表3-4に示す支承寸法に対して、ゴム支承のせん断剛性をばらつかせた設計水平震度により発生するせん断ひずみ及び座屈応力度が許容値を満足していることを確認する。

ゴム支承のせん断剛性のばらつきを考慮した場合の設計震度を表3-9に、その深度に基づき算定したせん断ひずみを表3-10に、座屈応力度を表3-11、表3-12に示す。

支承剛性を基本値より+75%~-45%にばらつかせたケースにおいても、せん断ひずみは110%~191%の範囲内であり地震時の限界値である250%以下となっていることを確認し

た。座屈応力度についても許容値以下となっていることを確認した。

表 3-9 せん断ひずみの照査に用いた設計震度

ケース	鋼桁軸方向水平震度 (支承せん断方向)
① 基本	3.1
② 剛性ばらつき+75%	4.4
③ 剛性ばらつき-45%	2.4

表3-10 せん断ひずみの照査結果

項目		基本ケース	支承剛性ばらつきケース	
			+75%	-45%
橋軸方向水平震度	Kh	3.1	4.4	2.4
死荷重反力	Rdmax (kN)	523	523	523
地震時水平移動量	ΔL_e (mm)	40.6	33.0	57.2
ゴム厚	Σt_e (mm)	30	30	30
せん断ひずみ	$\Delta L_e / \Sigma t_e$ (%)	136	110	191
	許容値 (%)	250	250	250
	照査値	0.55	0.44	0.77

表3-11 座屈応力度の照査結果（水平支承／軸方向）

項目		基本ケース	支承剛性ばらつきケース	
			+75%	-45%
橋軸方向水平震度	Kh	3.1	4.4	2.4
地震時鉛直力	RL (kN)	8771	8771	8771
地震時水平移動量	ΔL_e (mm)	40.6	33.0	57.2
地震時有効支圧断面積	A (m ²)	0.2802	0.2844	0.2710
座屈応力度	$RL/A \cdot 10^{-3}$ (N/mm ²)	32	31	33
	許容値 (N/mm ²)	235	235	235
	照査値	0.14	0.14	0.15

表3-12 座屈応力度の照査結果（鉛直支承／軸方向）

項目		基本ケース	支承剛性ばらつきケース	
			+75%	-45%
橋軸方向水平震度	Kh	3.1	4.4	2.4
地震時鉛直力	RL (kN)	4491	4491	4491
地震時水平移動量	ΔL_e (mm)	40.6	33.0	57.2
地震時有効支圧断面積	A (m ²)	0.2297	0.2335	0.2214
座屈応力度	$RL/A \cdot 10^{-3}$ (N/mm ²)	20	20	21
	許容値 (N/mm ²)	194	194	194
	照査値	0.11	0.11	0.11

(e) 鋼桁の照査結果

ゴム支承のせん断剛性のばらつきを考慮した場合の設計震度を表 3-13 に、その震度に基づき構造解析した鋼桁の照査結果を表 3-14 に示す。また、鋼桁の最大照査値位置図を図 3-3 に示す。

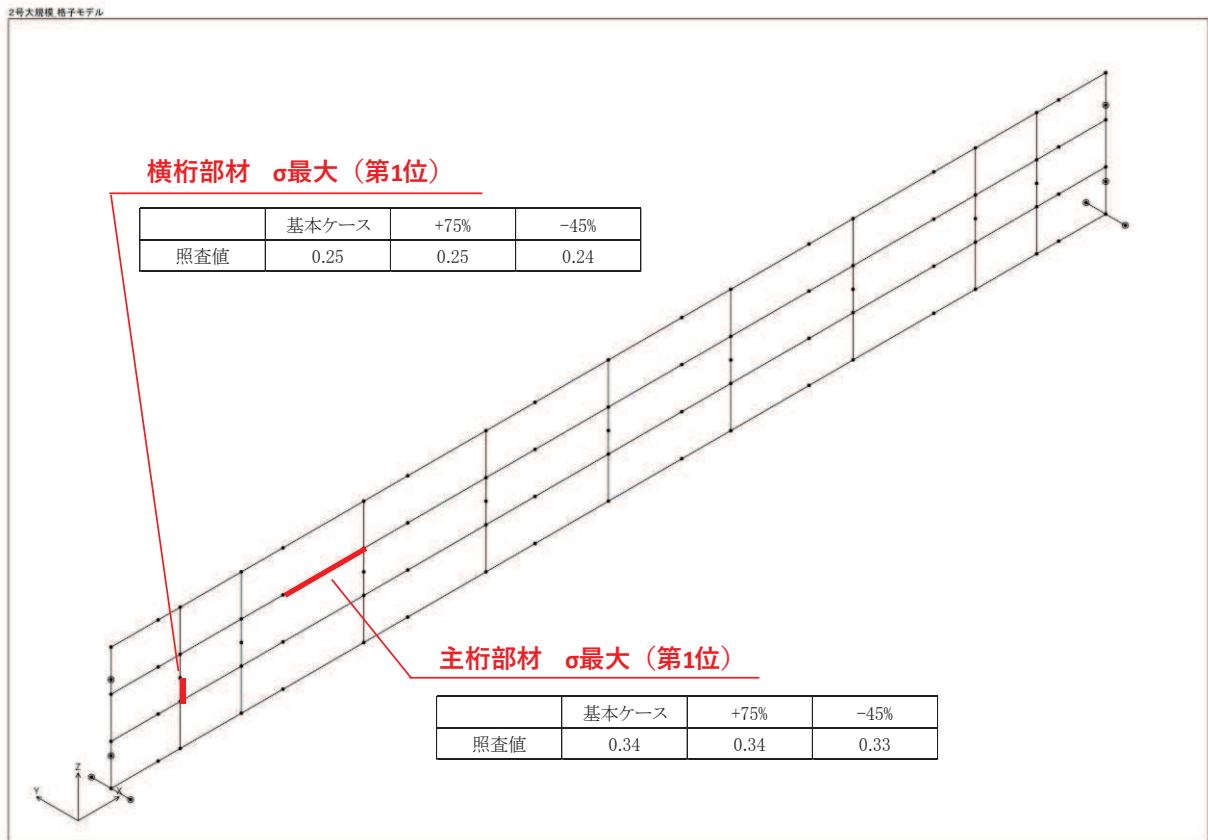
支承剛性を基本値より+75%~-45%にばらつかせたケースにおいても、照査値は許容値以下となっていることを確認した。

表 3-13 鋼桁の照査に用いた設計震度

ケース	鋼桁桁軸方向水平震度 (支承せん断方向)
①基本	3.1
②剛性ばらつき+75%	4.4
③剛性ばらつき-45%	2.4

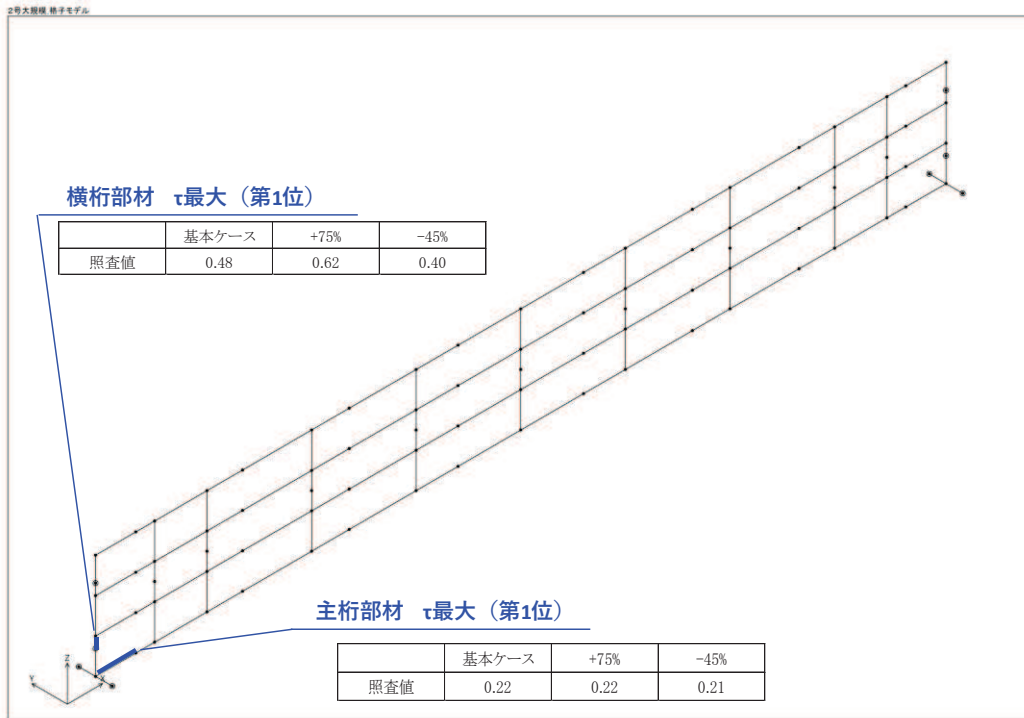
表 3-14 鋼桁の照査結果（鋼桁軸方向）

項目		基本ケース	支承剛性ばらつきケース	
			+75%	-45%
曲げ応力度	(N/mm ²)	0.34	0.34	0.33
せん断応力度	(N/mm ²)	0.48	0.62	0.40
合成応力度	—	0.21	0.34	0.15

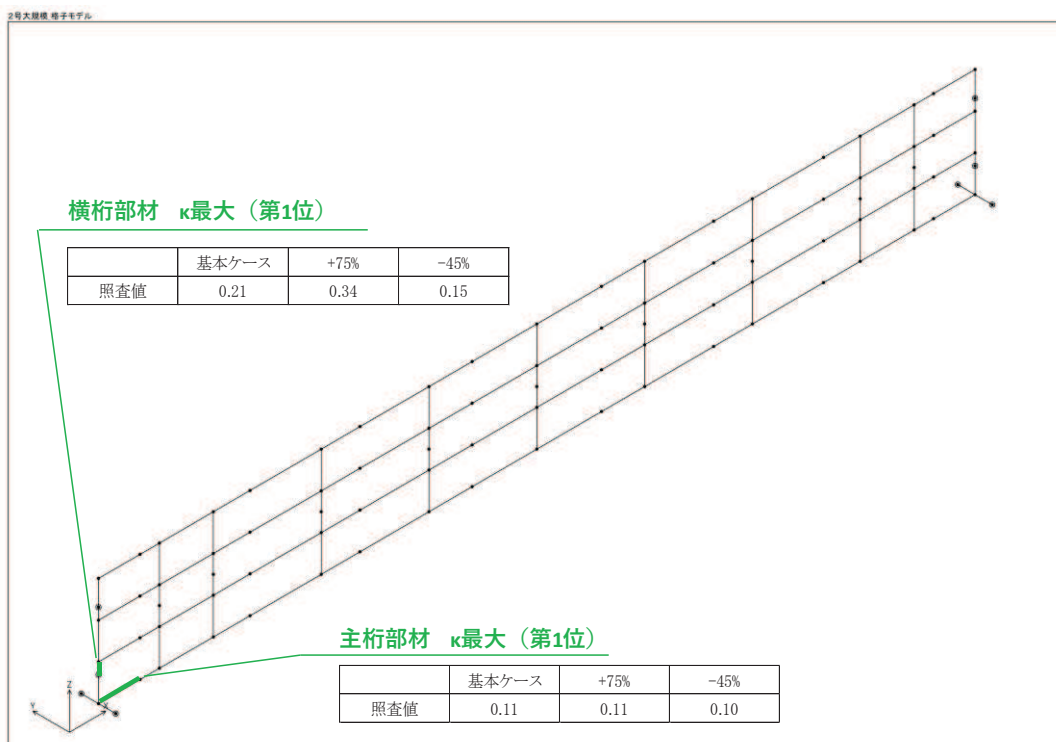


（曲げ応力度）

図3-3(1) 鋼桁の最大照査値位置図



(せん断応力度)



(合成応力)

図3-3(2) 鋼桁の最大照査値位置図

(f) RC 支柱の照査結果

ゴム支承のせん断剛性のばらつきを考慮した場合における RC 支柱（鋼桁 4）の照査結果を表 3-15、表 3-16、表 3-17 に示す。

支承剛性を基本値より+75%~-45%にばらつかせたケースにおいても、照査値は許容限界以下となっていることを確認した。

表3-15 RC支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果（コンクリート）

部材	地震動	加振方向	解析ケース (支承剛性)	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
				曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
基礎 1	S s - N 1 (++)	桁軸	基本	My: -9973	4688	2.0	16.5	0.13
			+75%	My: -11054	4860	2.2	16.5	0.14
			-45%	My: -11540	4904	2.3	16.5	0.14
基礎 2	S s - N 1 (++)	桁軸	基本	My: 8283	5725	1.5	16.5	0.10
			+75%	My: 10216	6092	1.9	16.5	0.12
			-45%	My: -9803	5966	1.9	16.5	0.12

表3-16 RC支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果（鉄筋）

部材	地震動	加振方向	解析ケース (支承剛性)	配筋	発生断面力		引張応力 度(N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
					曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
基礎 1	S s - N 1 (++)	桁軸	基本	D35@ 150	My: -9973	-1614	123	294	0.42
			+75%	D35@ 150	My: -11054	-1862	138	294	0.47
			-45%	D35@ 150	My: -11540	-1830	142	294	0.49
基礎 2	S s - N 1 (++)	桁軸	基本	D35@ 150	My: -8283	-981	98	294	0.34
			+75%	D35@ 150	My: -10216	-1171	121	294	0.42
			-45%	D35@ 150	My: -9803	-1161	116	294	0.40

表3-17 RC支柱のせん断破壊に対する照査結果

部材	地震動	加振方向	解析ケース (支承剛性)	せん断補強筋	発生断面力	照査用 せん断力 (kN) (a)	許容限界 (kN) (b)	照査 値 (a/b)
					せん断力 (kN)			
基礎 1	S s - N 1 (++)	桁軸	基本	D32@150	2667	2801	20354	0.14
		桁軸	+75%	D32@150	2661	2795	20321	0.14
		桁軸	-45%	D32@150	3040	3192	20368	0.16
基礎 2	S s - N 1 (++)	桁軸	基本	D32@150	3116	3272	20354	0.17
		桁軸	+75%	D32@150	3844	4037	20821	0.20
		桁軸	-45%	D32@150	3547	3725	20368	0.19

(g) フーチングの照査結果

ゴム支承のせん断剛性のばらつきを考慮した場合におけるフーチング（鋼桁4）の照査結果を表3-18、表3-19、表3-20に示す。

支承剛性を基本値より+75%~-45%にばらつかせたケースにおいても、照査値は許容限界以下となっていることを確認した。

表3-18 フーチングの曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果（コンクリート）

部材	地震動	加振方向	解析ケース (支承剛性)	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
				曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
基礎1	S s - N 1 (++)	桁軸	基本	My:3813 Mz:5849	150	1.5	24.0	0.07
			+75%	My:3804 Mz:6053	158	1.5	24.0	0.07
			-45%	My:4407 Mz:6129	157	1.6	24.0	0.07
基礎2	S s - N 1 (++)	桁軸	基本	My:14839 Mz:37099	1545	3.8	24.0	0.16
			+75%	My:16838 Mz:38363	1595	4.0	24.0	0.17
			-45%	My:16811 Mz:37562	1548	3.9	24.0	0.17

表3-19 フーチングの曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果（鉄筋）

部材	地震動	加振方向	解析ケース (支承剛性)	配筋	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
					曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
基礎 1	S s - N 1 (++)	桁軸	基本	D51@ 150	My:3813 Mz:5849	-3	42	435	0.10
		桁軸	+75%	D51@ 150	My:3804 Mz:6053	-3	43	435	0.10
		桁軸	-45%	D51@ 150	My:4407 Mz:6129	-3	45	435	0.11
基礎 2	S s - N 1 (++)	桁軸	基本	D51@ 150	My:14839 Mz:37099	-28	125	435	0.29
		桁軸	+75%	D51@ 150	My:16838 Mz:38363	-30	130	435	0.30
		桁軸	-45%	D51@ 150	My:16811 Mz:37562	-28	128	435	0.30

表3-20 フーチングのせん断破壊に対する照査結果

部材	地震動	加振方向	解析ケース (支承剛性)	せん断補強筋	発生断面力		許容限界 (kN) (b)	照査値 (a/b)
					せん断力 (kN)	照査用せん断力 (kN) (a)		
基礎 1	S s - N 1 (++)	桁軸	基本	D19@300	3542	3720	36962	0.11
		桁軸	+75%	D19@300	3686	3871	36692	0.11
		桁軸	-45%	D19@300	3669	3853	36692	0.11
基礎 2	S s - N 1 (++)	桁軸	基本	D19@300	11207	11768	71574	0.17
		桁軸	+75%	D19@300	11471	12045	71574	0.17
		桁軸	-45%	D19@300	11325	11892	71574	0.17

(h) 鋼管杭の照査結果

ゴム支承のせん断剛性のばらつきを考慮した場合における鋼管杭（鋼管杭）の照査結果を表3-21、表3-22、表3-23に示す。また、杭頭配筋概要図を図3-6に示す。

支承剛性を基本値より+75%~-45%にばらつかせたケースにおいても、照査値は許容限界以下となっていることを確認した。

表3-21 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果

部材	地震動	杭		加振方向	解析ケース (支承剛性)	発生断面力		降伏曲げモーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
		杭番号	評価位置			曲げモーメント (kN・m) (a)	軸力 (kN)		
基礎1	S s - N 1 (++)	杭3	杭体	桁軸	基本	10935	5312	14764	0.75
		杭3	杭体		+75%	10960	5099	14841	0.74
		杭3	杭体		-45%	10890	5478	14704	0.75
基礎2	S s - N 1 (++)	杭5	上杭	桁軸	基本	10517	7129	11900	0.89
		杭5	下杭			7588	4487	9147	0.83
		杭5	上杭	桁軸	+75%	10528	7290	11842	0.89
		杭5	下杭			7590	4423	9170	0.83
		杭5	上杭	桁軸	-45%	10837	7582	11735	0.93
		杭5	下杭			6809	7248	8132	0.84

表3-22 鋼管杭（杭頭）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果

部材	地震動	杭番号	加振方向	解析ケース (支承剛性)	発生断面力		照査値 (a/b)
					曲げモーメント (kN・m) (a)	降伏曲げモーメント (kN・m) (b)	
基礎1	S s - N 1 (++)	杭5	桁軸	基本	8234	14137	0.59
		杭5		+75%	8072	14137	0.58
		杭5		-45%	8202	14137	0.59
基礎2	S s - N 1 (++)	杭6	桁軸	基本	10540	14137	0.75
		杭2		+75%	10556	14137	0.75
		杭2		-45%	10874	14137	0.77

表3-23 鋼管杭のせん断破壊に対する照査結果

部材	地震動	杭		加振方向	解析ケース	発生断面力	せん断応力度 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
		杭番号	評価位置			せん断力 (kN)			
基礎1	S s - N 1 (++)	杭5	杭体	桁軸	基本	6444	127	260	0.49
		杭1	杭体		+75%	6449	127	260	0.49
		杭5	杭体		-45%	6446	127	260	0.49
基礎2	S s - N 1 (++)	杭6	上杭	桁軸	基本	1368	31	260	0.12
		杭14	下杭			5577	171	260	0.66
		杭2	上杭		+75%	1392	32	260	0.13
		杭14	下杭			5575	171	260	0.66
		杭2	上杭		-45%	1459	34	260	0.14
		杭14	下杭			5581	171	260	0.66

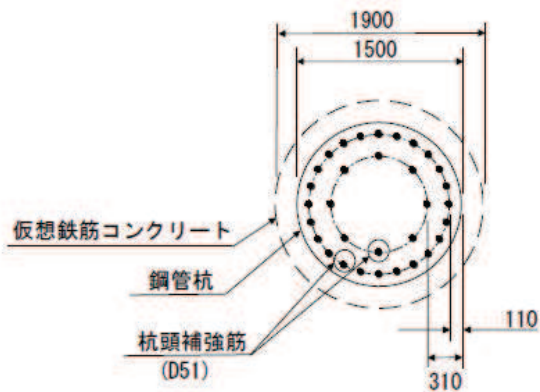
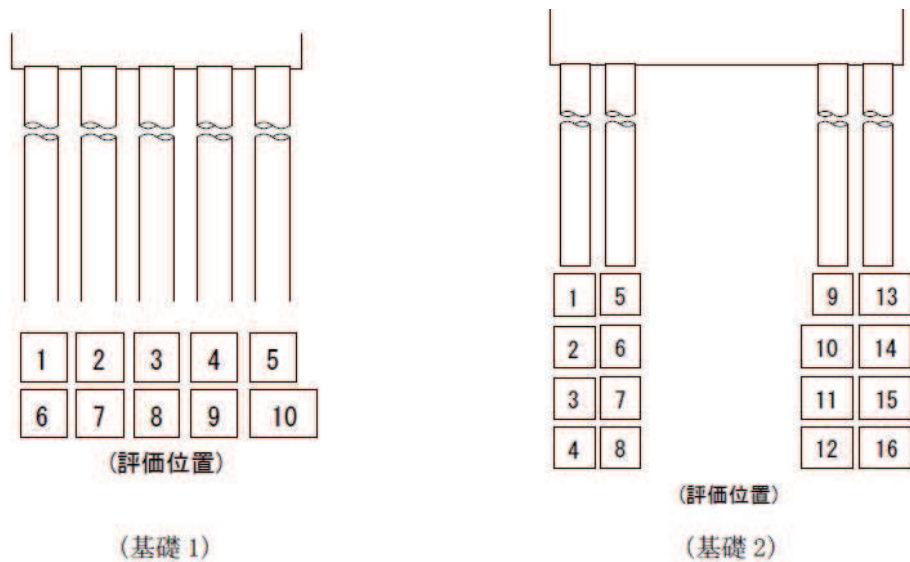


図3-6 杭頭配筋概要図 (鋼桁4)

4. 耐久性について

供用段階において、経年劣化によるゴム支承の変形性能の低下が設計想定範囲内であることを確認するため、定期的に外観点検及びゴム支承と同材質の別置き試験体による曝露試験を行い、設計値内に収まっていることを確認する。曝露試験では、試験体を用い定量的に性能を把握し、経年劣化による変形性能の低下が設計想定範囲内であることを確認する。

以下に、耐久性確保の方針及び経年変化を踏まえた許容限界の妥当性、維持管理方針（案）について示す。

なお、熱老化によるゴム支承の力学的特性（せん断変形特性、等価減衰定数）の変化については、「3. せん断変形特性試験」において別途確認済みであるため、本章では省略する。

(1) 耐久性確保に関する方針

「道路橋支承便覧（日本道路協会）」に基づき、表 4-1 に示す劣化要因に対する試験等により耐久性が確認された製品を使用する。

また、主要部材であるゴムには天然ゴムを使用し、機能の低下が生じないよう天然ゴムと同等以上の耐久性を有する被覆ゴムを設ける。被覆ゴムは側面及び上下面に施されるが、ゴム支承は上沓及び下沓に挟まれる状態で設置されるため、大気からの劣化要因は上下面から殆ど侵入せず側面由来が支配的である。このため、側面の被覆ゴムの厚さを、ゴム支承が機能低下しないよう基本設計段階において示していた厚さ 5mm 以上に対し、余裕をもって 10 mm とする。

表 4-1 ゴム支承の劣化要因に対する耐久性の確保・確認方法

劣化要因	耐久性の確保・確認方法
熱	空気加熱老化試験（JIS K 6257）により熱老化に対する耐久性が確認された製品を使用する。
オゾン・酸素	静的オゾン劣化試験（JIS K 6259）*1により、十分な耐オゾン性を有することを確認された製品を使用する。
紫外線	ゴム材にカーボンブラックが配合された製品を使用することで、内部までの光の浸透を阻止し、耐久性を確保する*2。
低温	低温衝撃ぜい化試験（JIS K 6261）*3により、十分な耐寒性を有することを確認された製品を使用する。

注記*1：東北地方に位置する綾里（岩手県大船渡市）のオゾン濃度が 40ppb 程度（気象庁による観測）及び牡鹿（宮城県女川町）のオゾン濃度が 50ppb（第 4 次酸性雨全国調査報告書（平成 18 年度）国立環境研究所 地球環境研究センター）であるのに対し、オゾン劣化試験では 500ppb のオゾン濃度で評価を実施し、耐オゾン性を確認する。

*2：日本ゴム協会誌第 77 巻（2004）3 号 p. 109～p. 115 を参照。

*3：ゴム材の低温ぜい化温度は -30°C 以下であり、耐寒性を有することを確認する（気象庁によれば、石巻の月別平均最低気温は -2.6°C 、日最低気温は -14.6°C ）。

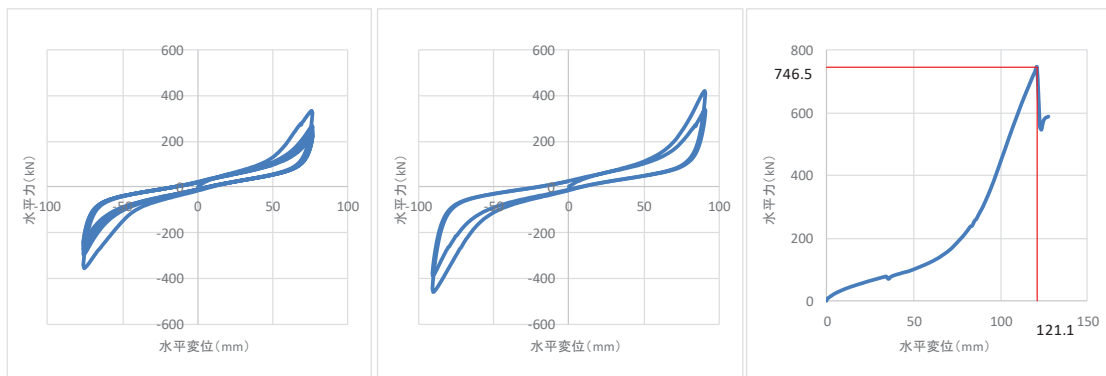
(2) 許容限界（せん断ひずみ）の確認

ゴム支承のせん断変形に対する許容限界は、「道路橋支承便覧（日本道路協会）」に基づき、ゴム支承のせん断ひずみに対する評価基準値として、水平荷重-水平変位の関係がほぼ安定した特性を示す範囲であり、かつ、せん断破壊に対する余裕を確保した許容せん断ひずみ 250%を設定している。経年劣化に伴い、ゴムの伸び性能の低下が想定されることから、供用期間相当の熱老化をさせた試験体での破断せん断ひずみ等を確認し、許容限界の妥当性について確認した。

本設定の妥当性を確認するため、熱老化をさせていない試験及び熱老化をさせた試験を行った。

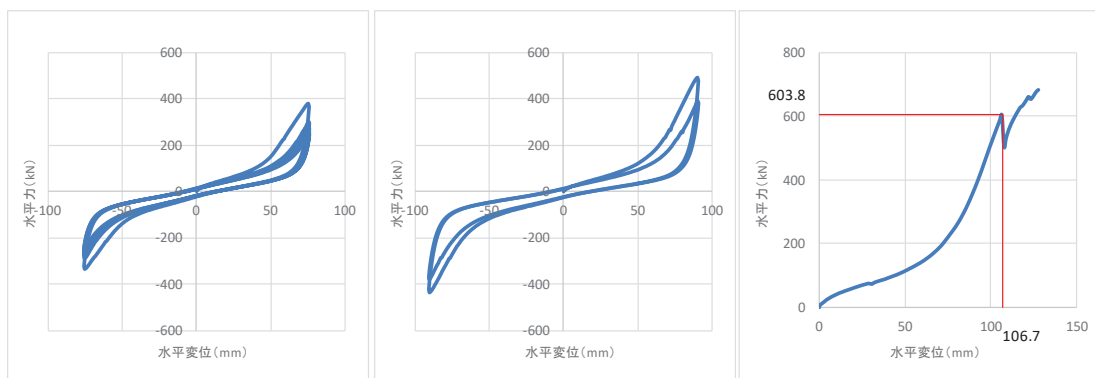
試験は、「JIS K 6411:2012」の試験方法を参考に設計における適用条件を踏まえ試験条件を設定した。試験体についても「JIS K 6411:2012」に対応した標準試験体とし、ゴム材料の種別はG14を適用する。試験条件等の詳細は別紙 2 に示す。

試験の結果（図 4-1）、破断ひずみは許容ひずみ 250%に対して十分な余裕を有しており、熱老化の有無によって破断ひずみに大きな相違がないことを確認した。



荷重-変位曲線（左図：250%，中図：300%，右図：破断）

（標準試験体 No. 2，熱老化無し）



荷重-変位曲線（左図：250%，中図：300%，右図：破断）

（標準試験体 No. 2，熱老化有り）

図 4-1 せん断変形性能試験結果

(3) 維持管理方針

a. 点検計画

ゴム支承の維持管理は、部材の劣化、変状の発生・進行を把握し、せん断変形特性等を満足することを確認することを目的に、定期的な目視点検及び曝露試験を行う。

点検時期及び点検方法を表 4-2 に示す。点検周期等の策定に当たっては、今回設置するゴム支承と構造が類似しており、維持管理実績も豊富である道路橋等の支承を対象とした、橋梁定期点検要領（国土交通省）、道路橋定期点検要領（国土交通省）、支承便覧を参照した。

なお、詳細は本方針に従い、施設の供用開始前までに適切に策定する。

表 4-2 ゴム支承の点検時期・点検方法

時期	分類	時期, 頻度	方法
維持管理開始時	初回点検	竣工直後	定期点検に準じる
供用中	点検*1	巡視点検	1回/月 目視点検
		定期点検	1回/年 目視点検, 打音試験
	曝露試験*2	1回/5年	曝露試験体を用いたせん断変形試験

注記*1: 巡視点検（1回/月）、並びに定期点検（1回/年）による外観目視点検を行う。

巡視点検では可視範囲で、定期点検では足場等を用いて全範囲を点検し、劣化及びひび割れ等の不具合の有無を確認するとともに、必要に応じ試験等を行う。

*2: 曝露試験体のせん断剛性及び減衰定数を測定し、設置当初からの変化率から性能劣化の程度を評価する。なお、鋼桁に用いるゴム支承は一般的な橋梁で用いるものと、構造や設置環境に大きな相違はないものと考えられ、また、熱環境も一般的な範囲内でありゴム支承の熱老化試験結果からせん断剛性の変化が比較的緩速であることも踏まえ、曝露試験頻度は、一般橋梁における点検内容を定めている国土交通省「道路橋定期点検要領」が示す定期点検周期（1回/5年）とする。試験頻度の妥当性は(4)補修、取替えにて示す。

b. 管理基準値

補修，取替えについては，表 4-2 に示す点検の結果に基づき補修，取替えの計画を行うものとし，曝露試験においては管理基準値を定める。なお，詳細は本方針に従い，施設の供用開始前までに適切に策定する。

＜曝露試験における管理基準値の設定方針（案）＞

曝露試験は，経年による劣化度合いを推定するための促進試験として，JIS K 6411 に基づき熱老化特性試験を実施済であるため，現地においては，実際の環境要因を反映した曝露試験体にて同様の試験を行うことで，実施済の熱老化試験との比較を行い，健全性を確認する。

管理基準としては，試験により確認したせん断剛性が上昇率（12%）以内であること，等価減衰定数が設計値（5.5%）を確保していることを確認する。ここで，熱老化に対する試験は約 60 年相当の老化を想定した試験を行っているため，1 回/5 年の頻度で曝露試験を行うことで劣化に伴う性能低下については十分に管理が可能である。

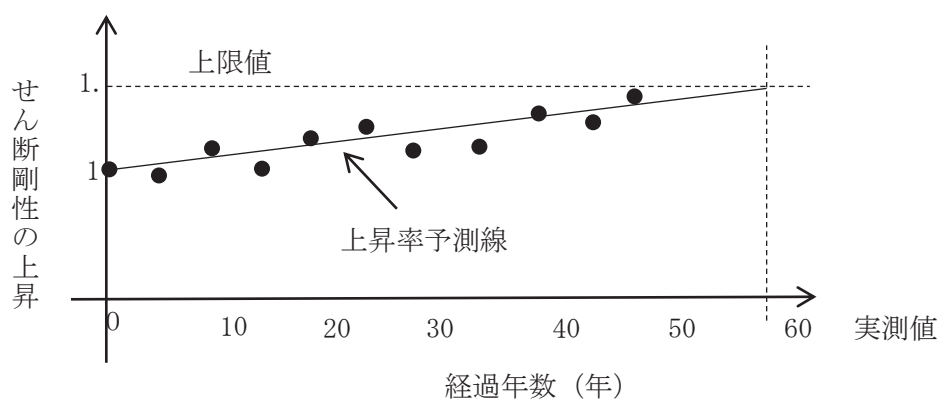


図 4-2 曝露試験の評価概要（せん断剛性）

以上

(別紙 1) 支承の施工方法について

水平支承及び鉛直支承の施工方法について以下に示す。これらに示す施工方法により、水平支承及び鉛直支承を鋼桁及びRC支柱間に設置する事で、解析モデルに考慮している要件（境界条件等）を満足することが出来る。

なお、施工品質管理については「道路橋示方書・同解説（日本道路協会）」及び「道路橋支承便覧（日本道路協会）」に基づき行う。

a. 水平支承

水平支承の施工フローを図1に、施工ステップを図2に示す。

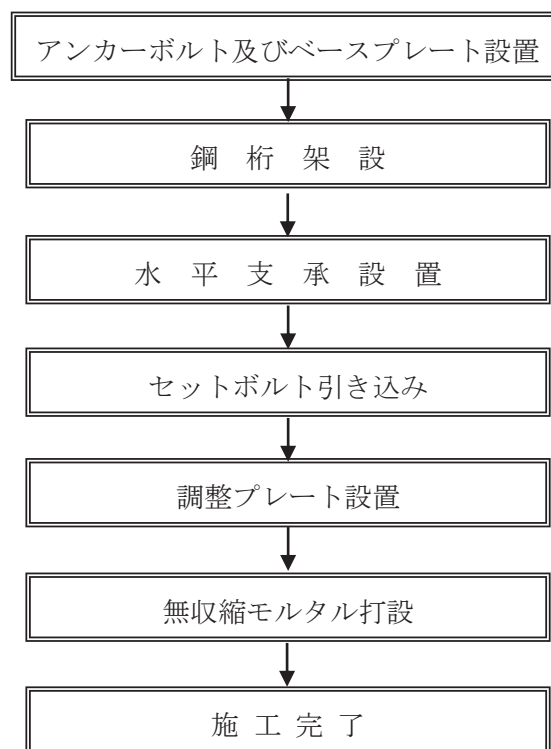


図1 水平支承の施工フロー

STEP1 アンカーボルト及びベースプレート設置

箱抜きを施した RC 躯体にアンカーボルト及びベースプレートをセットし無収縮モルタルを流し込み固定する。

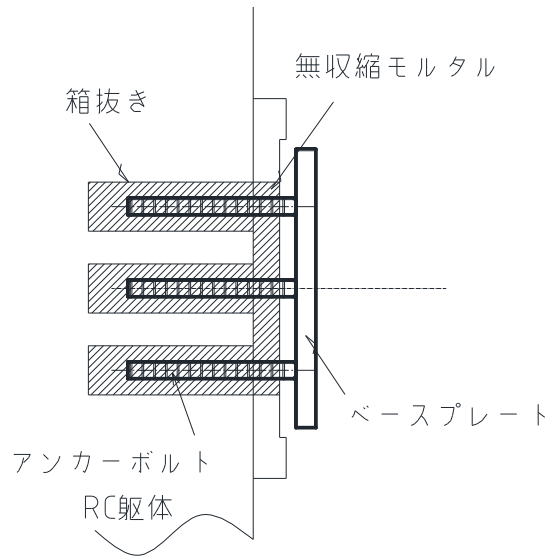


図 2(1) 水平支承の施工ステップ図

STEP2 鋼桁架設

鋼桁を仮受構台にて仮受けし、所定の位置に設置する。

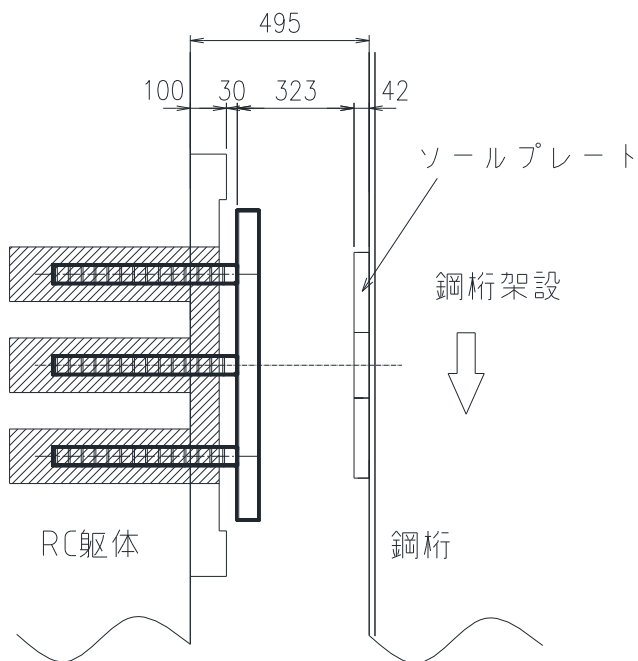


図 2(2) 水平支承の施工ステップ図

STEP3 水平支承設置

水平支承を所定の位置に吊り下ろす。

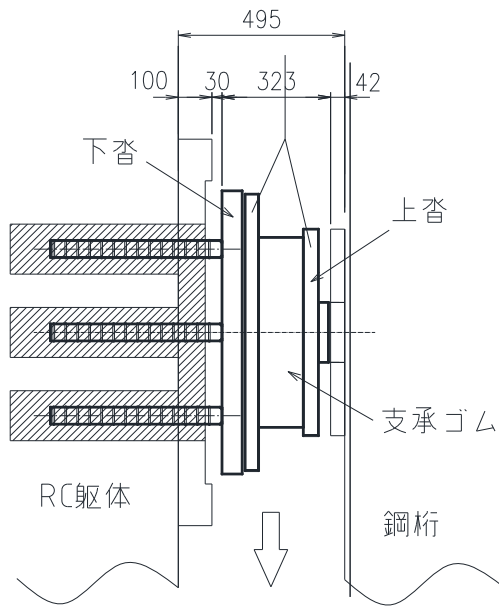


図 2(3) 水平支承の施工ステップ図

STEP4 セットボルト引き込み

吊り下げた水平支承を調整し、鋼桁側のソールプレートに取り付けられたセットボルトを鋼桁内側から締めつけ水平支承を鋼桁側に引き寄せる。

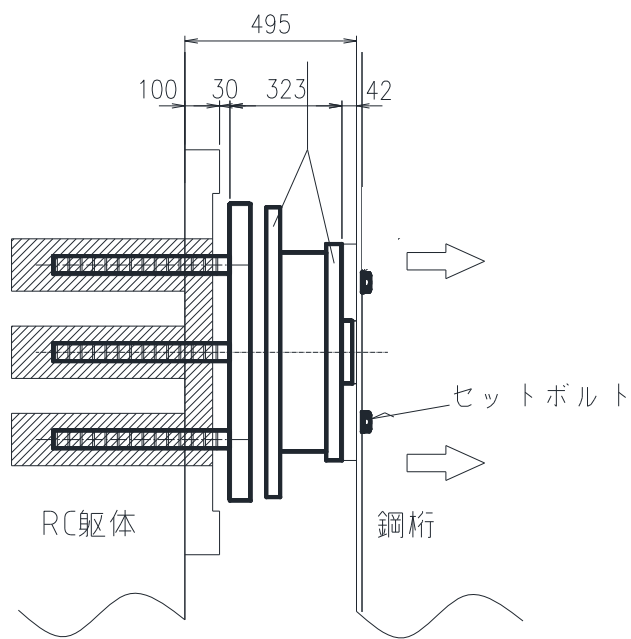
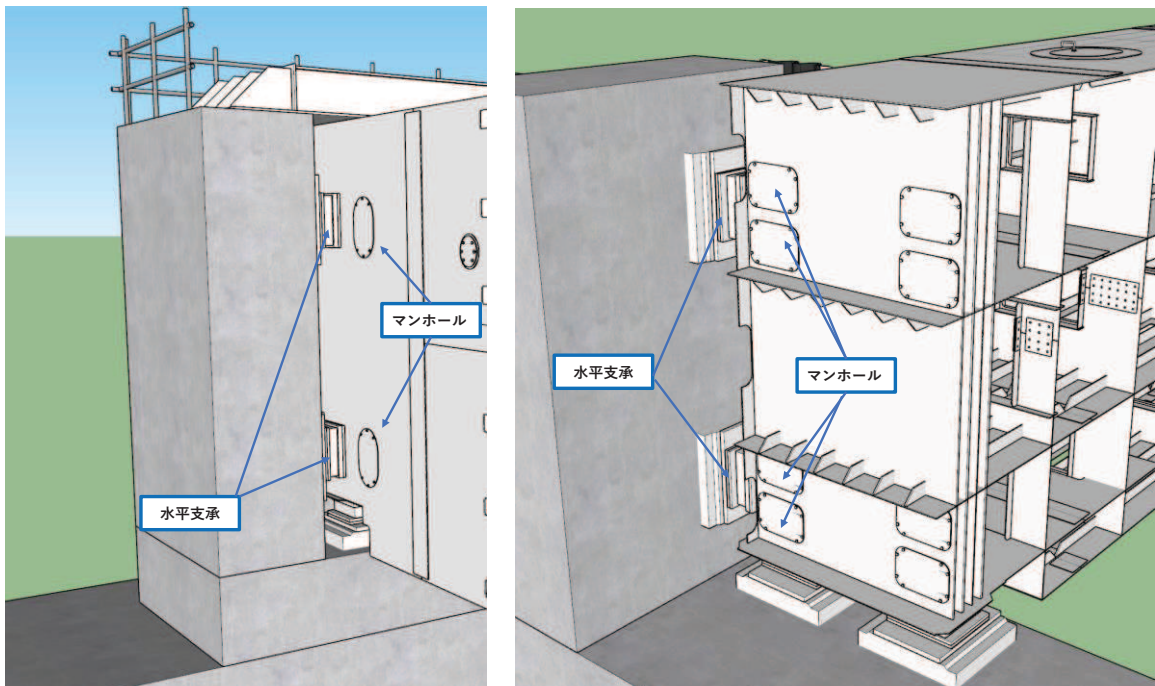
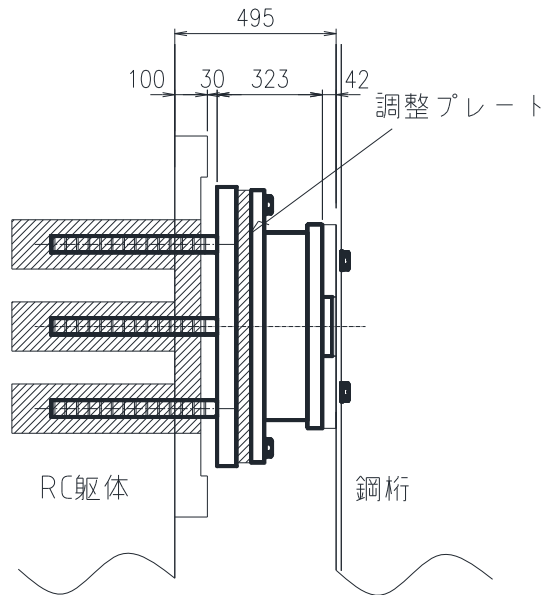


図 2(4) 水平支承の施工ステップ図

STEP5 調整プレート設置

セットボルトで水平支承を引き込むことで生まれた隙間に調整プレートを挿入しボルトで固定する。ボルトの固定は鋼桁マンホールより行う。



(マンホールの概要)

図 2(5) 水平支承の施工ステップ図

STEP6 無収縮モルタル打設

ベースプレートと RC 躯体の隙間に型枠を設置し無収縮モルタルを流し込み施工完了。

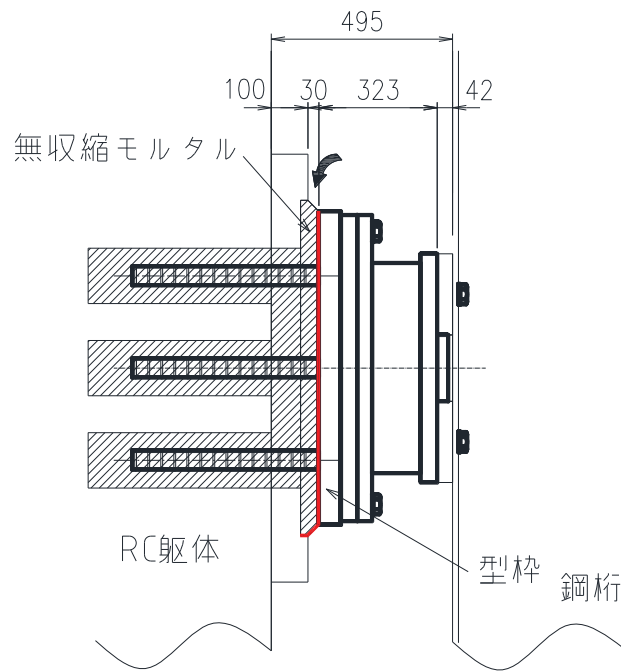


図 2(6) 水平支承の施工ステップ図

b. 鉛直支承

鉛直支承の施工フローを図3に、施工ステップを図4に示す。

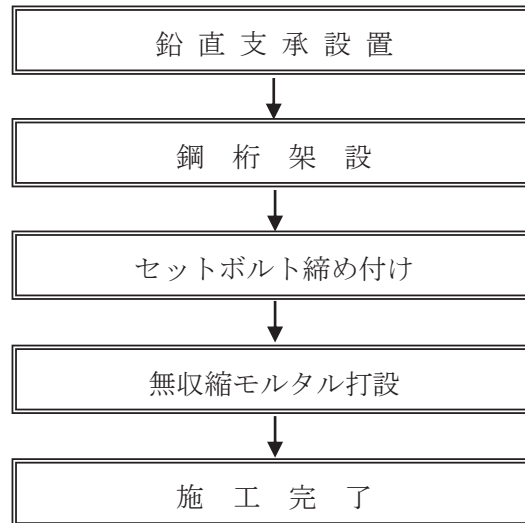


図3 鉛直支承の施工フロー

STEP1 鉛直支承設置

支承中心位置に支承を仮置きする。所定の高さとなるよう鋼製ライナーを用いて調整を行い、支承が移動しないように仮固定する。

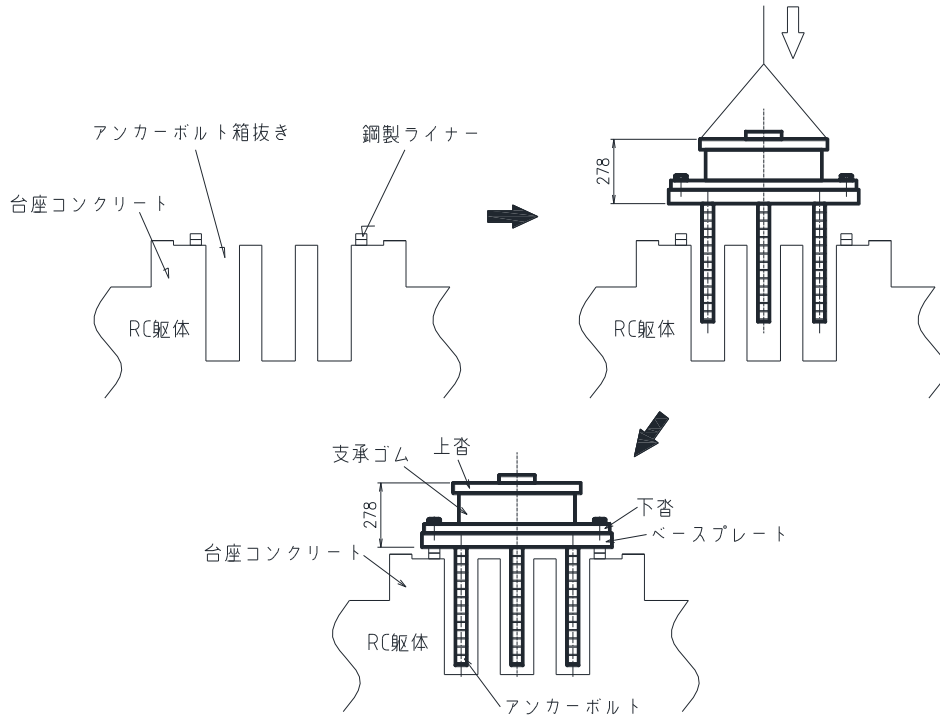


図 4(1) 鉛直支承の施工ステップ図

STEP2 鋼桁架設

鋼桁を仮受構台にて仮受けし鉛直支承には荷重が作用しない状態にて、所定の位置に設置する。

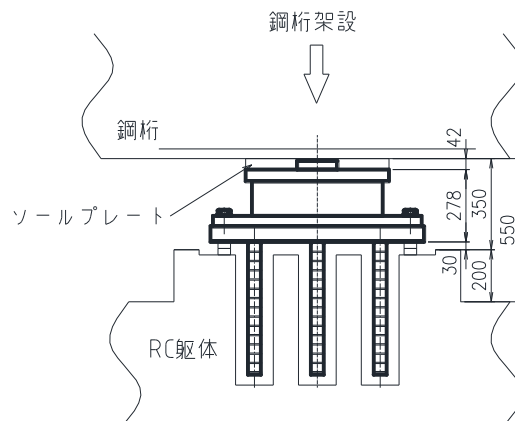


図 4(2) 鉛直支承の施工ステップ図

STEP3 セットボルト締め付け

鋼桁内からセットボルトを締め付け鋼桁と支承を固定する。

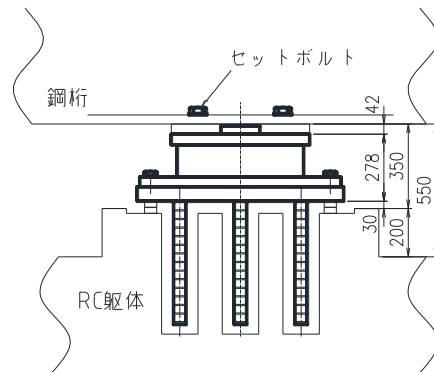
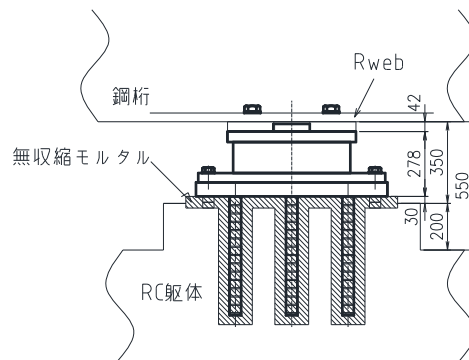


図 4(3) 鉛直支承の施工ステップ図

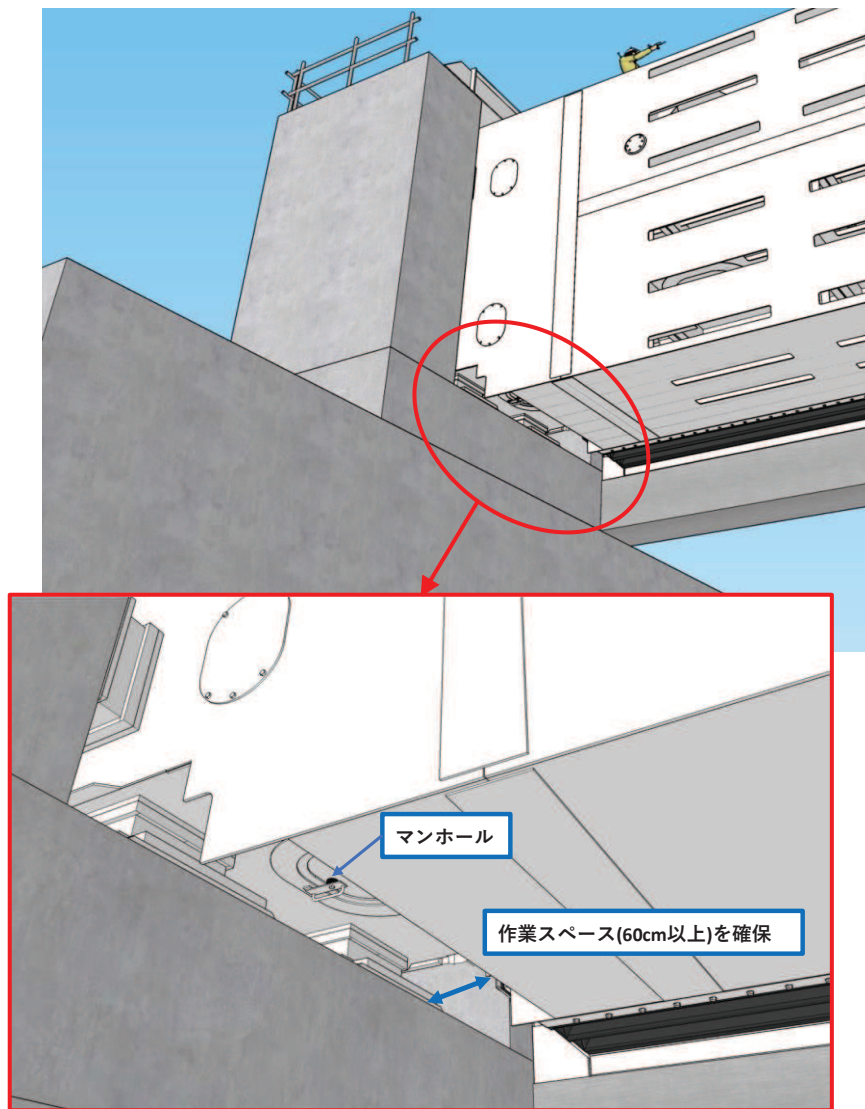
STEP4 無収縮モルタル打設

鋼桁に設けたマンホール及びRC橋脚側面から、箱抜き部および沓座部に無収縮モルタルを流し込み施工完了。



(無収縮モルタル施工状況の例)

図 4(4) 鉛直支承の施工ステップ図



(マンホールの概要)

図 4(5) 鉛直支承の施工ステップ図

(別紙2) ゴム支承のせん断特性に係る試験結果

1. せん断特性に係る各種確認試験

ゴム支承は使用温度や経年変化等の影響によりせん断剛性が変化する。これらの因子による特性変化を確認するため各種試験を実施する。試験の実施項目は JIS K 6411 に従い表 1 のとおりとする。

表 1 せん断特性に係る試験項目

試験	項目	内容
各種依存性試験	せん断ひずみ依存性	複数のせん断ひずみを与えたときのせん断特性の依存性を求める。
	圧縮応力依存性	鉛直荷重の変化に対するせん断特性の依存性を求める。
	振動数依存性	水平振動数の変化に対するせん断特性の依存性を求める。
	繰返し数依存性	地震時の繰返し荷重に対するせん断特性の依存性を求める。
	温度依存性	使用環境の温度変化に対するせん断特性の依存性を求める。
熱老化特性試験	経年変化	熱老化試験により熱老化前後のせん断特性の経年変化を求める。

a. 試験方法

各種依存性試験及び熱老化特性試験について、試験方法を以下に示す。

試験は「JIS K 6411:2012」の試験方法を参考に設計における適用条件を踏まえ試験条件を設定する。試験体は、「JIS K 6411:2012」に従い各試験項目に対応した標準試験体を用いる。ゴム材料の種別は、実機に適用する G14 とする。各試験における鉛直荷重は実機における固定荷重相当を基準とする。試験項目、測定項目及び試験体を表 2 に示す。

表 2 せん断特性試験の試験項目と試験体

試験	測定項目	試験体		
		適用規格	形状	せん断 弾性係数
各種依存性試験 ・せん断ひずみ ・圧縮応力 ・繰返し数 ・せん断変形 (終局特性)	せん断特性 ・せん断剛性 ・等価減衰定数	JIS K6411:2012 標準試験体 No. 3*	有効平面寸法 400mm×400mm 総ゴム厚 54mm (9mm×6層)	G14 1.4N/mm ²
各種依存性試験 ・振動数 ・温度 熱老化特性試験 ・経年変化	せん断特性 ・せん断剛性 ・等価減衰定数	JIS K6411:2012 標準試験体 No. 2*	有効平面寸法 240mm×240mm 総ゴム厚 30mm (5mm×6層)	G14 1.4N/mm ²

注記*： JIS K6411 で寸法等が規定されている試験体

(a) せん断ひずみ依存性試験

試験体に複数のせん断ひずみを与えたときのせん断特性の依存性を求める。固定荷重相当を包絡する圧縮応力度 6.0N/mm^2 の鉛直荷重*を載荷した状態で、各せん断ひずみ (100%, 175%, 200%) における正負繰返し加振を 3 回行い、3 回目の水平荷重-水平変位データよりせん断剛性と等価減衰定数を算出する。

試験結果は、(c) 振動数依存性試験と (e) 温度依存性試験より求めた振動数補正式と温度補正式によって、基準振動数 (0.5Hz) と基準温度 (23°C) 相当に補正したものを測定値とする。せん断剛性は、せん断ひずみ 175% の測定値を基準として各せん断ひずみとの変化率を求める。

なお、「3. (3) b. せん断剛性のばらつきによる影響確認結果」に示すとおり、支承剛性を基本値より +75% ~ -45% にばらつかせたケースにおいても、せん断ひずみは 110% ~ 191% の範囲内に収まっていることから、試験範囲は、発生せん断ひずみを包絡しており、試験範囲及び試験結果を踏まえたばらつき評価は妥当であると判断できる。

注記*: 試験においてゴム支承へ負荷する圧縮応力は固定荷重に余裕を考慮した 6.0N/mm^2 を適用している。この数値は表 3 に示す、固定荷重による圧縮応力の計算結果より検討した数値である。

表3 固定荷重によるゴム支承の圧縮応力

支承	場所	支点反力 (kN) a	有効平面寸法 (mm)		常時変位* (mm) ΔL	有効面積 (mm ²) d= c × (b- ΔL)	圧縮応力度 (N/mm ²) (a/d×1000)
			橋軸 (mm) b	橋直 (mm) c			
鉛直	鋼桁 1	523	500	500	12.2	243900	2.14
	鋼桁 2	103	300	300	4.8	88560	1.16
	鋼桁 3	95	300	300	4.5	88650	1.07
	鋼桁 4	741	500	500	13.8	243100	3.04
	鋼桁 5	102	300	300	4.7	88590	1.15
	鋼桁 6	102	300	300	4.7	88590	1.15

注記* : 女川の屋外環境条件が-15℃~36℃であることを考慮し, 表4に示すとおり保守的に振幅を±50℃とした鋼桁の移動量

表4 ゴム支承の常時変位

支承	場所	桁長 (m) a	支間長 (m) b	温度変化 (℃) c	線膨張係数 d	常時移動量 (mm) e=b × c × d/2 × 1000
鉛直	鋼桁 1	41.85	40.65	50	12 × 10 ⁻⁶	12.2
	鋼桁 2	16.7	15.9	50	12 × 10 ⁻⁶	4.8
	鋼桁 3	15.7	14.9	50	12 × 10 ⁻⁶	4.5
	鋼桁 4	47.1	45.9	50	12 × 10 ⁻⁶	13.8
	鋼桁 5	16.3	15.5	50	12 × 10 ⁻⁶	4.7
	鋼桁 6	16.3	15.5	50	12 × 10 ⁻⁶	4.7

(b) 圧縮応力依存性試験

試験体に複数の圧縮応力を与えたときのせん断特性の依存性を求める。複数の鉛直荷重を載荷した状態で, せん断ひずみ 175%による正負繰返し加振を 3 回行い, 3 回目の水平荷重-水平変位データよりせん断剛性と等価減衰定数を算出する。

試験結果は, (c) 振動数依存性試験と (e) 温度依存性試験より求めた振動数補正式と温度補正式によって, 基準振動数 (0.5Hz) と基準温度 (23℃) 相当に補正したものを測定値とする。せん断剛性は, 固定荷重相当の圧縮応力 6.0N/mm² 時の測定値を基準として各圧縮応力との変化率を求める。

(c) 振動数依存性試験

試験体に複数の振動数を与えたときのせん断特性の依存性を求める。固定荷重に相当する圧縮応力 6.0N/mm² の鉛直荷重を載荷した状態で, 各種振動数にてせん断ひずみ 175%による

正負繰返し加振を 3 回行い、3 回目の水平荷重-水平変位データよりせん断剛性と等価減衰定数を算出する。

試験温度は (e) 温度依存性試験より求めた温度補正式によって、基準温度 (23°C) 相当に補正したものを測定値とする。せん断剛性は、基準振動数 0.5Hz 時の測定値を基準として各振動数との変化率を求める。

(d) 繰返し数依存性試験

試験体に繰返し水平加振 50 回を与えたときのせん断特性の変化を求める。まず、固定荷重に相当する圧縮応力 6.0N/mm^2 の鉛直荷重を載荷した状態で、せん断ひずみ 175%による正負繰返し加振を 3 回行い、3 回目の水平荷重-水平変位データよりせん断剛性と等価減衰定数を算出する。その後、せん断ひずみ 175%による正負繰返し加振を連続 50 回行い、初期の載荷前温度まで冷却し、50 回繰返し加振前と同様のせん断特性試験を行い、せん断剛性と等価減衰定数を算出する。

試験結果は、(c) 振動数依存性試験と (e) 温度依存性試験より求めた振動数補正式と温度補正式によって、基準振動数 (0.5Hz) と基準温度 (23°C) 相当に補正したものを測定値とする。せん断剛性は、50 回繰返し加振前の測定値を基準として 50 回繰返し加振後との変化率を求める。

(e) 温度依存性試験

試験体に複数の温度条件を与えたときのせん断特性の依存性を求める。固定荷重に相当する圧縮応力 6.0N/mm^2 の鉛直荷重を載荷した状態で、各種温度にてせん断ひずみ 175%による正負繰返し加振を 3 回行い、3 回目の水平荷重-水平変位データよりせん断剛性と等価減衰定数を算出する。恒温槽で各試験温度に保持した試験体を取り出し試験を行う。せん断剛性は、基準温度 (23°C) 時の測定値を基準として各温度条件との変化率を求める。

試験結果は、(c) 振動数依存性試験より求めた振動数補正式によって、基準振動数 (0.5Hz) 相当に補正したものを測定値とする。

(f) 熱老化特性試験

熱老化前後におけるせん断特性 (せん断剛性、等価減衰定数) の変化と、熱老化させた試験体のせん断変形性能 (破断せん断ひずみ) を確認する。熱老化は基準温度 23°C で 60 年に相当する試験条件とする。まず、固定荷重に相当する圧縮応力 6.0N/mm^2 の鉛直荷重を載荷した状態で、せん断ひずみ 175%による正負繰返し加振を 3 回行い、3 回目の水平荷重-水平変位データよりせん断剛性と等価減衰定数を算出する。その後、恒温槽で試験条件の熱老化をさせ、熱老化前と同様のせん断特性試験を行い、せん断剛性と等価減衰定数を算出する。

試験結果は、(c) 振動数依存性試験と (e) 温度依存性試験より求めた振動数補正式と温度補正式によって、基準振動数 (0.5Hz) と基準温度 (23°C) 相当に補正したものを測定値とする。せん断剛性は、熱老化前の測定値を基準として熱老化後との変化率を求める。

b. 試験結果

各種依存性試験及び熱老化特性試験より得られたせん断特性結果を図 1 に示す。以下にその結果を記載する。

(a) せん断ひずみ依存性試験

図 1 の(a)に示すせん断ひずみ依存性試験の結果より、せん断剛性はせん断ひずみ 100%で最小になり、100%以上のひずみレベルでは、せん断剛性は上昇傾向にあることが確認された。

(b) 圧縮応力依存性試験

図 1 の(b)に示す圧縮応力依存性試験の結果より、圧縮応力度の違いによるせん断剛性のばらつきは小さいことが確認された。

(c) 振動数依存性試験

図 1 の(c)に示す振動数依存性試験の結果より、振動数の違いによるせん断剛性のばらつきは小さいことが確認された。

(d) 繰返し数依存性試験

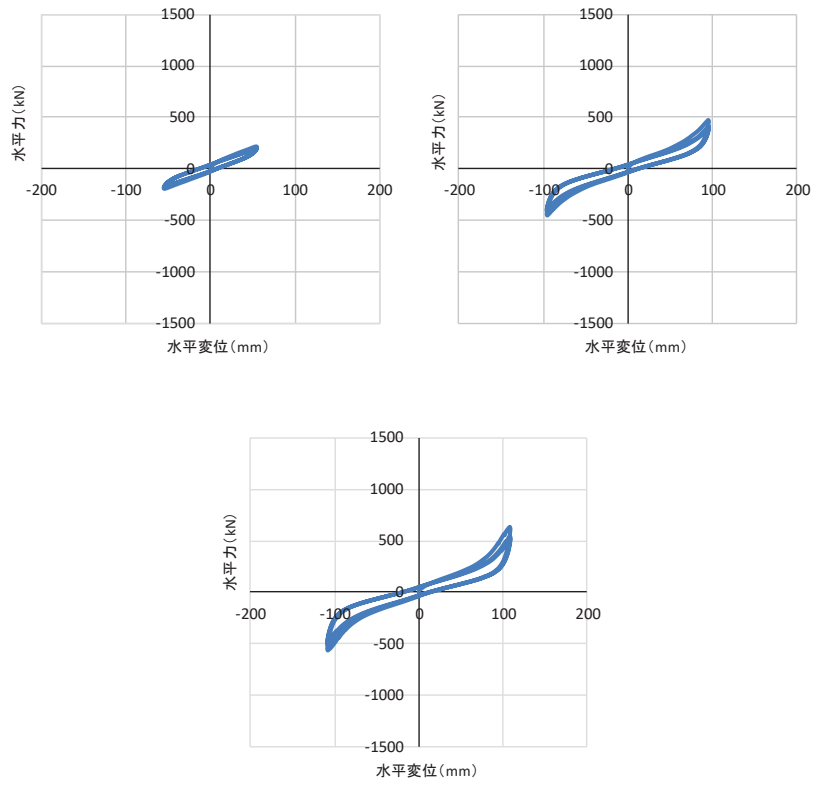
図 1 の(d)に示す繰返し数依存性試験の結果より、せん断ひずみ 175%による 50 回の正負繰返し载荷の前後でせん断剛性が 9.0%程度小さくなることが確認された。

(e) 温度依存性試験

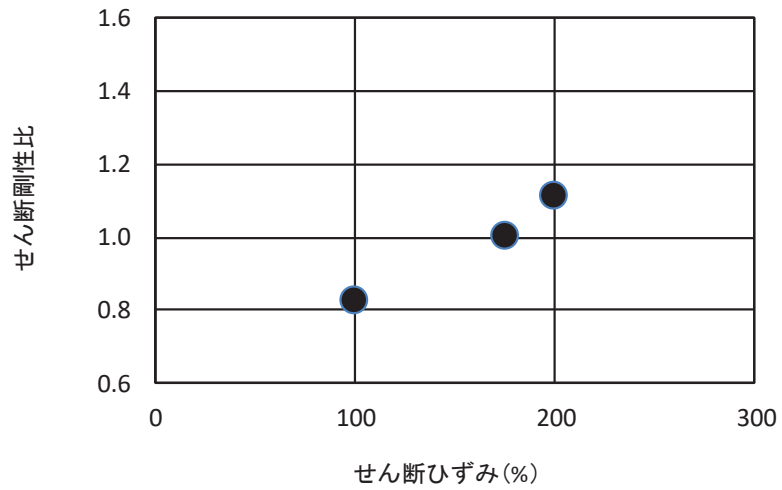
ゴム支承は低温下でのせん断剛性が大きくなり温度変化の影響を受けやすいことが一般的に知られている。図 1 の(e)に示す温度依存性試験結果より、温度依存性試験では低温になるほどせん断剛性が大きくなるのが分かる。基準温度 23℃に対するせん断剛性の変化率は、女川 2 号機の環境条件を踏まえ-15℃から+36℃までを含む範囲を確認しており、-15℃では+37.5%程度、+36℃では-6%程度であった。

(f) 熱老化特性試験

図 1 の(f)に示す熱老化特性試験の結果より、熱老化によってせん断剛性が増加する傾向が確認された。使用期間 60 年相当の熱老化に対するせん断剛性の変化率は最大+12%程度と分かることが分かった。



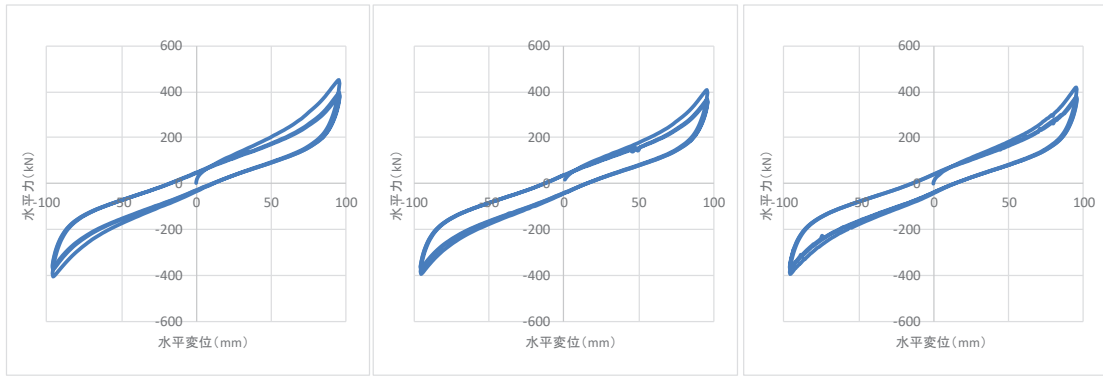
荷重-変位曲線（せん断ひずみ 左図：100%，中図：175%，右図：200%）



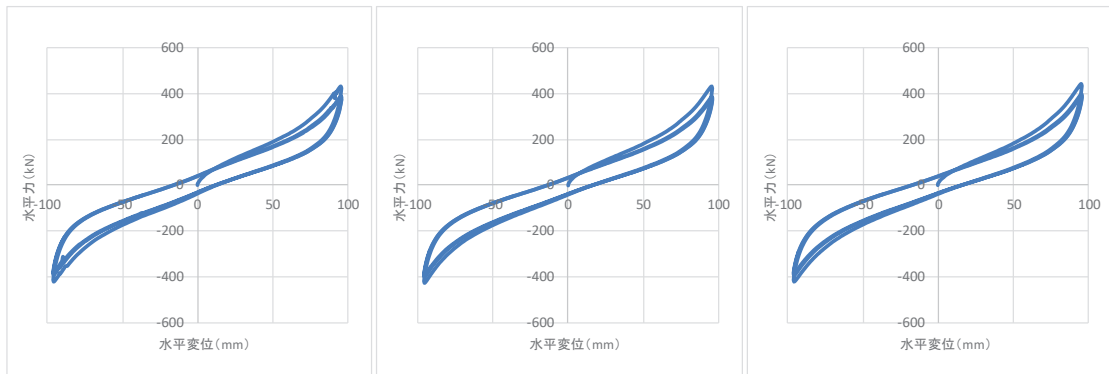
依存性によるばらつき結果（せん断剛性変化比：175%基準）

(a) せん断ひずみ依存性試験

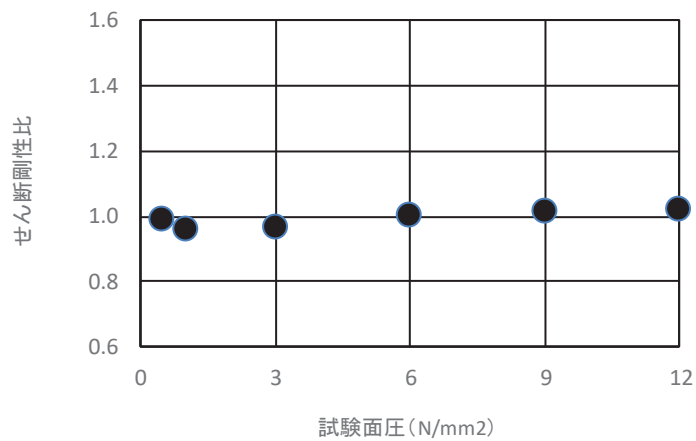
図1 せん断特性試験結果 (1/6)



荷重-変位曲線（圧縮応力 左図：0.5N/mm²，中図：1.0 N/mm²，右図：3.0 N/mm²）



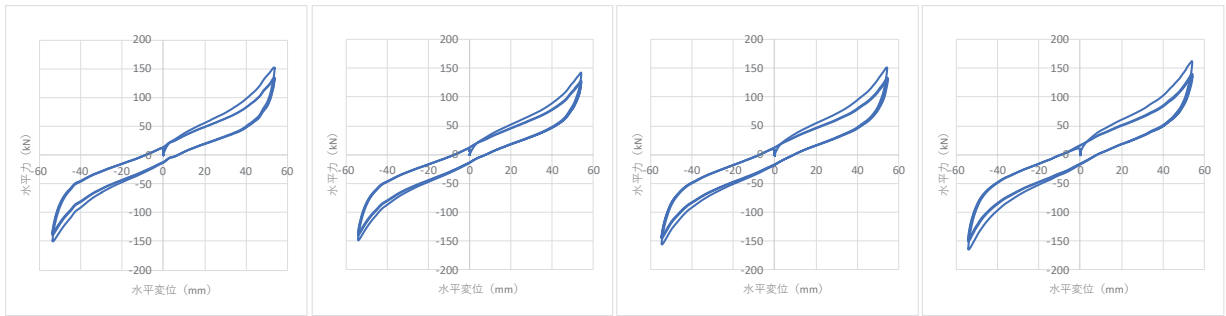
荷重-変位曲線（圧縮応力 左図：6.0 N/mm²，中図：9.0 N/mm²，右図：12.0 N/mm²）



依存性によるばらつき結果（せん断剛性変化比：6.0N/mm²基準）

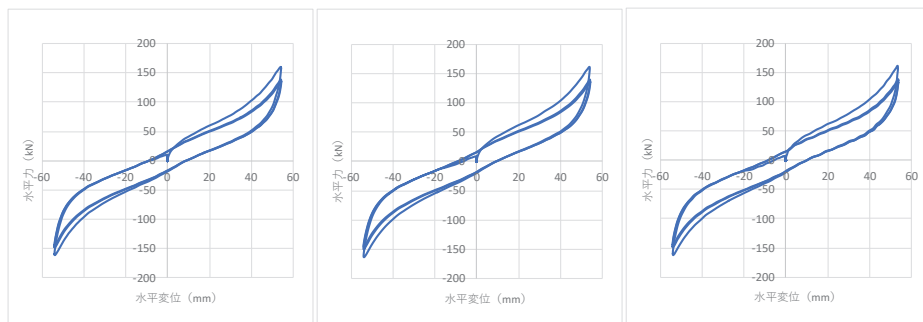
(b) 圧縮応力依存性試験

図1 せん断特性試験結果 (2/6)



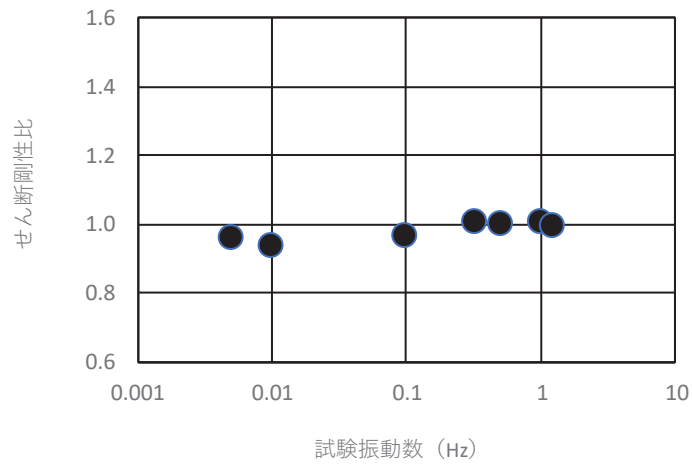
荷重-変位曲線

(左図：振動数 0.005Hz, 左中図：0.01 Hz, 右中図：0.1Hz, 右図：0.5Hz)



荷重-変位曲線

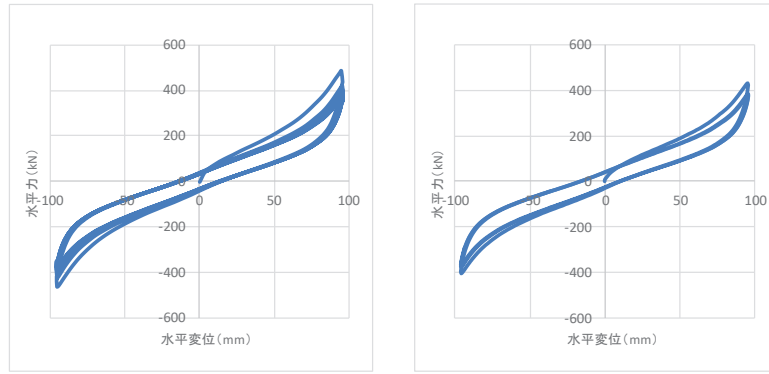
(振動数 左図：0.66Hz, 中図：1.0Hz, 右図：1.25Hz)



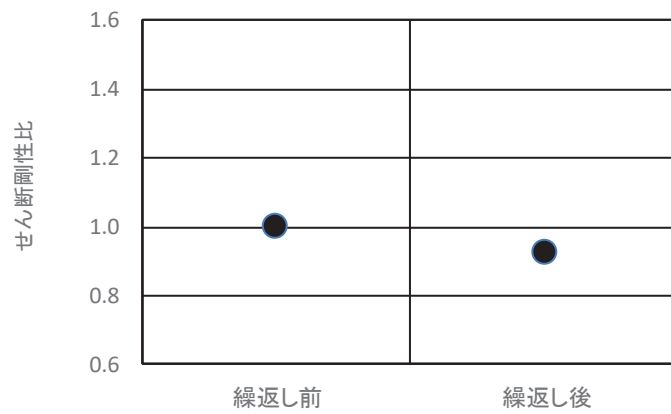
依存性によるばらつき結果 (せん断剛性変化比：0.5Hz 基準)

(c) 振動数依存性試験

図1 せん断特性試験結果 (3/6)



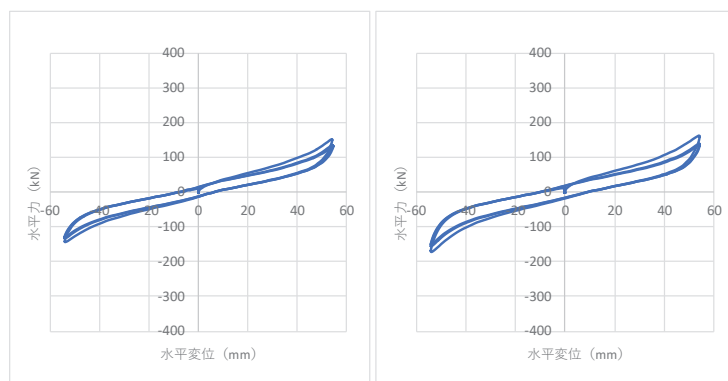
荷重-変位曲線 (左図：繰返し前, 右図：繰返し後)



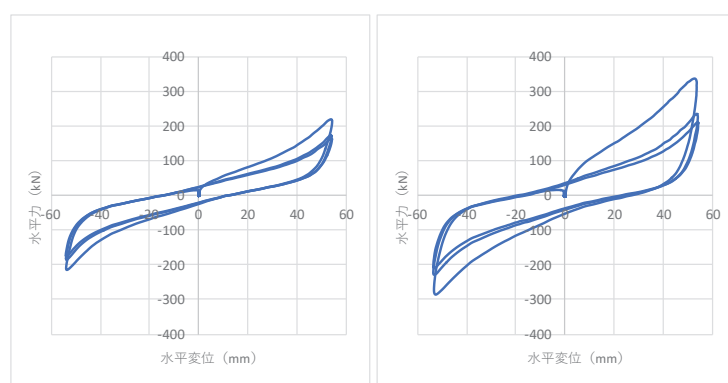
依存性によるばらつき結果 (せん断剛性変化比：繰返し前基準)

(d) 繰返し数依存性試験

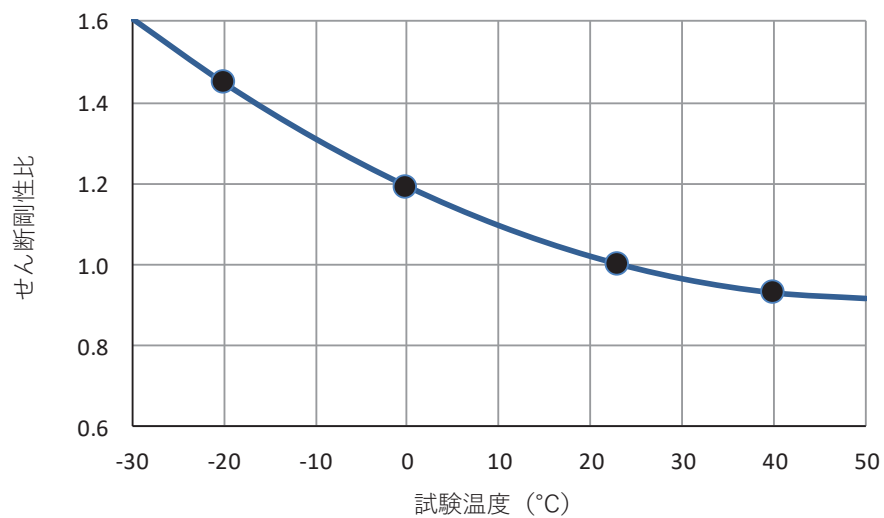
図1 せん断特性試験結果 (4/6)



荷重-変位曲線 (左から 40°C, 23°C)



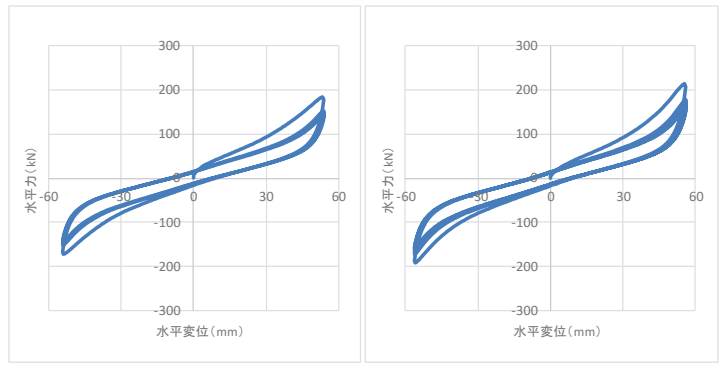
荷重-変位曲線 (左から 0°C, -20°C)



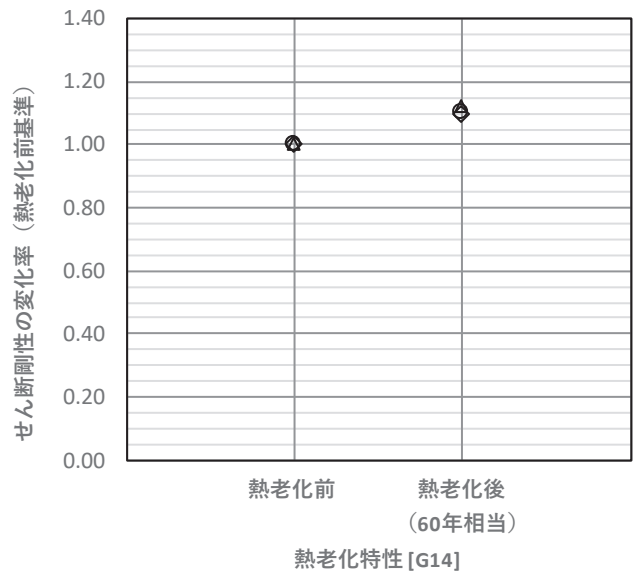
依存性によるばらつき結果 (せん断剛性変化比 : 23°C基準)

(e) 温度依存性試験

図1 せん断特性試験結果 (5/6)



荷重-変位曲線（左図：熱老化前，右図：熱老化後）



依存性によるばらつき結果（せん断剛性変化比：熱老化前基準）

(f) 熱老化特性試験

図1 せん断特性試験結果 (6/6)

2. せん断変形性能試験

ゴム支承のせん断ひずみに対する評価基準値として、水平荷重-水平変位の関係がほぼ安定した特性を示す範囲であり、かつ、せん断破壊に対する余裕を確保した許容せん断ひずみ 250%を設定している。本設定の妥当性を確認するため、せん断変形性能試験を実施する。

試験は、「1. せん断剛性の各種確認試験」に示す各種依存性試験と同様に、「JIS K 6411:2012」の試験方法を参考に設計における適用条件を踏まえ試験条件を設定した。試験体についても「JIS K 6411:2012」に対応した標準試験体とし、ゴム材料の種別は G14 を適用する。試験項目、測定項目及び試験体を表 5 に示す。

表 5 せん断変形性能試験の試験項目と試験体

試験	測定項目	試験体		
		適用規格	形状	せん断弾性係数
せん断変形性能試験 ・限界性能	せん断変形性能 ・破断せん断ひずみ	JIS K6411:2012 標準試験体 No. 3*	有効平面寸法 400mm×400mm 総ゴム厚 54mm (9mm×6層)	G14 1.4N/mm ²
熱老化特性試験 ・限界性能	せん断変形性能 ・破断せん断ひずみ（熱老化なし、あり）	JIS K6411:2012 標準試験体 No. 2*	有効平面寸法 240mm×240mm 総ゴム厚 30mm (5mm×6層)	G14 1.4N/mm ²

注記* : JIS K6411 で寸法等が規定されている試験体

a. 試験方法

(a) せん断変形性能試験

せん断ひずみ 250%時及び 300%時の繰返し挙動の安定性並びに破断せん断ひずみを確認する。まず、固定荷重に相当する圧縮応力 6.0N/mm² の鉛直荷重を載荷した状態で、せん断ひずみ 175%による正負繰返し加振を 3 回行い、せん断特性を確認する。その後、許容せん断ひずみに相当する±250%の繰返しを 6 回、300%の繰返しを 2 回行った後、単調載荷を行い、破断せん断ひずみを確認する。

(b) 熱老化特性試験

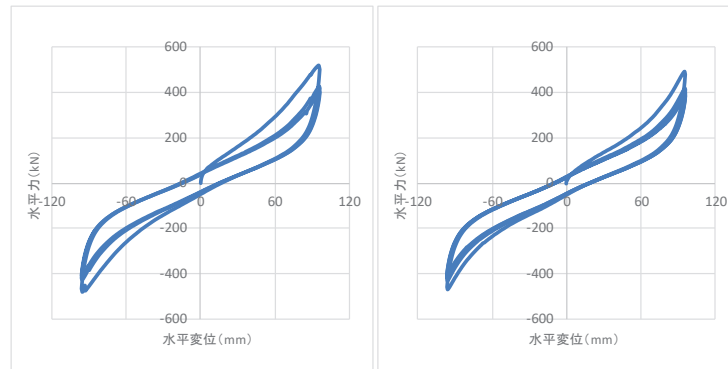
熱老化をさせていない試験体及び熱老化をさせた試験体それぞれに対して、a. と同様のせん断変形性能試験を行い、せん断ひずみ 250%時及び 300%時の繰返し挙動の安定性並びに破断せん断ひずみを確認する。

b. 試験結果

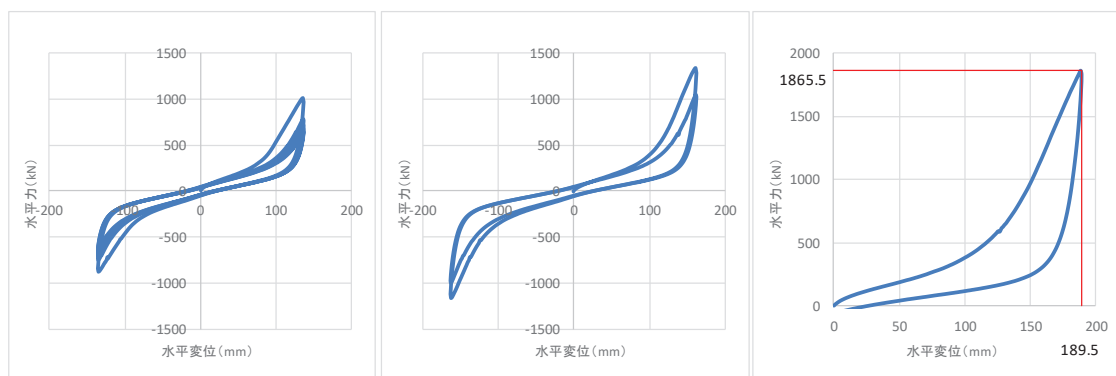
熱老化させていない試験体のせん断変形性能試験の荷重-変位曲線を図2及び図3に示す。使用期間60年相当の熱老化させた試験体のせん断変形性能試験の荷重-変位曲線を図4に示す。

なお、ここでは、同条件で3体実施した中の1体の結果を代表として記載する。

これらの結果より、175%時のせん断剛性が品質管理試験の結果と相違ないこと、破断ひずみは許容ひずみ250%に対して十分な余裕を有しており、熱老化の有無によって破断ひずみに大きな相違がないことを確認した。

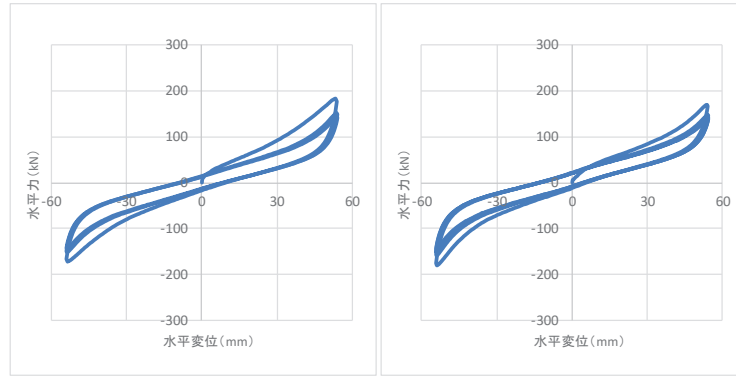


荷重-変位曲線 (左図：175% (品質管理試験), 右図：175%)

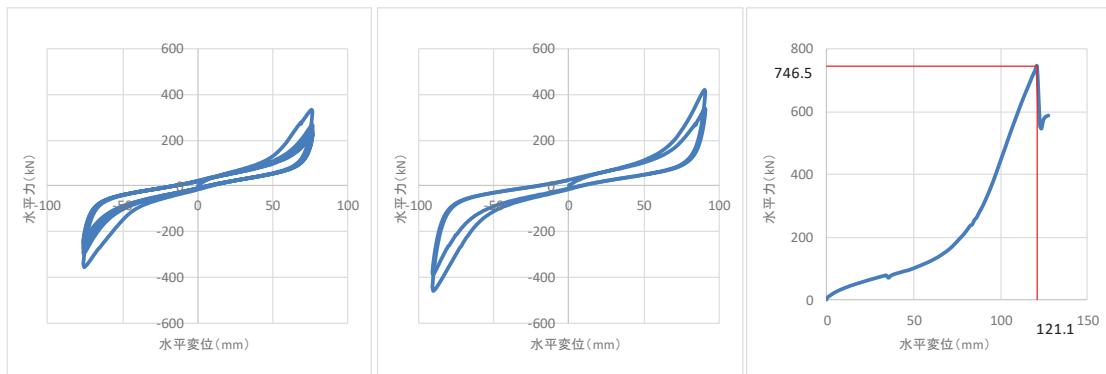


荷重-変位曲線 (左図：250%, 中図：300%, 右図：350%)

図2 せん断変形性能試験結果 (標準試験体 No. 3, 熱老化無し)

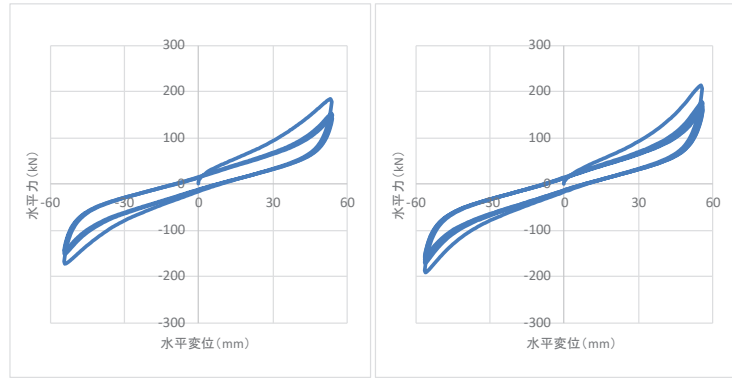


荷重-変位曲線（左図：175%（品質管理試験），右図：175%）

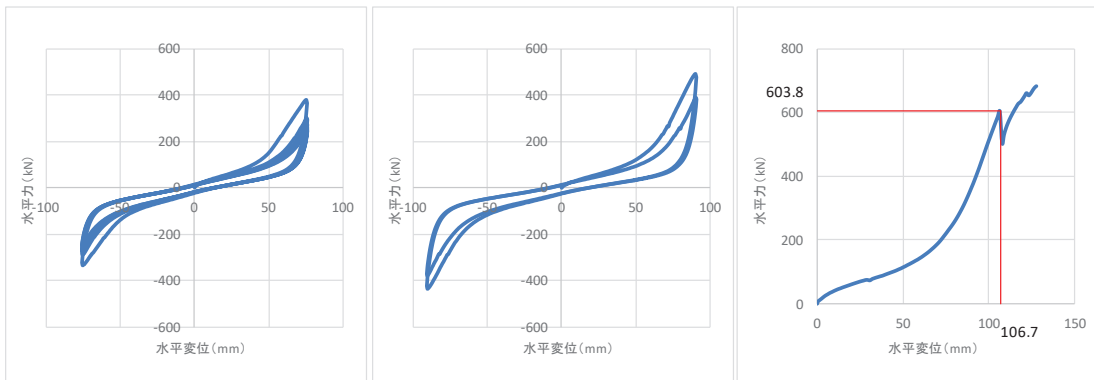


荷重-変位曲線（左図：250%，中図：300%，右図：破断）

図3 せん断変形性能試験結果（標準試験体 No. 2，熱老化無し）



荷重-変位曲線（左図：175%（品質管理試験），右図：175%）



荷重-変位曲線（左図：250%，中図：300%，右図：破断）

図4 せん断変形性能試験結果（標準試験体 No. 2，熱老化有り）

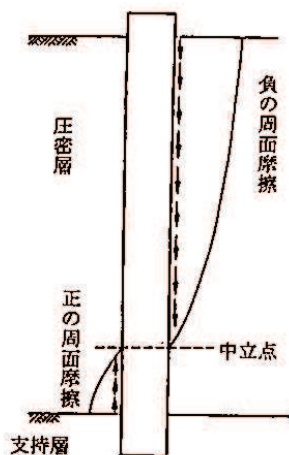
(参考資料 1 1) 揺すり込み沈下に伴う負の周面摩擦力の影響について

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。負の周面摩擦力の概念図を図 11-1 に示す。

なお、同様に揺すり込み沈下による負の周面摩擦力の影響を受ける施設として、鋼矢板が該当するが、構造や構造照査手法の違い等を踏まえ、「6.3.11 鋼矢板の耐震・強度に関する補足説明」に評価結果を示していることから、本資料では基礎杭のみを対象に影響評価結果を整理する。



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, パイロハンマ工法)	2N (≦100)	c又は10N (≦150)
場所打ち杭工法	5N (≦200)	c又は10N (≦150)
中掘り杭工法	2N (≦100)	0.8c又は8N (≦100)
プレボーリング杭工法	5N (≦150)	c又は10N (≦100)
鋼管ソイルセメント杭工法	10N (≦200)	c又は10N (≦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) より引用)

2. 評価方針

「道路橋示方書・同解説（V耐震設計編，日本道路協会，平成14年3月）」のうち，3.2 地震の影響の中で，地震時の影響として考慮すべき地震の影響の種類は，慣性力，地震時土圧，地震時動水圧，地盤の液状化及び流動化，並びに地震時地盤変位とされている。また，8.1では地震時に不安定となる地盤の影響の評価方法について述べており，地震時に地盤が不安定となる場合，不安定とならないという条件でも耐震性能の評価を行い，何れか厳しい方の結果を用いることを規定している。

ここで，地下水位以深の盛土・旧表土は，液状化の影響を受けないよう地盤改良を行うこととし，液状化影響は検討対象外としているが，未改良範囲の盛土・旧表土は，地震時の繰り返しせん断に伴う体積圧縮等により揺すり込み沈下が生じ，それによって鋼管杭に負の周面摩擦力が作用する可能性がある。

この負の周面摩擦力の考慮については，「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）」において「v)検討の対象とする荷重は死荷重とする。これは，負の周面摩擦力が作用している地盤中にあっても活荷重の載荷分は一時的に負の周面摩擦力を減少させたり，場合によっては正の周面摩擦力になるからである。同じ理由から，地震時には負の周面摩擦力を考慮する必要はない。」との記載があり，一般的には常時における評価が求められているものと判断される。

しかしながら，負の周面摩擦力が作用している杭の地震時の挙動については，必ずしも明確になっていないとも考えられることから，地震時並びに重畳時における設計成立性を把握するため，負の周面摩擦力を節点荷重として保守的に線形足し合わせで加えた場合の影響評価を行う。

影響評価は，負の周面摩擦力による軸力増分が作用した場合に影響が想定される鋼管杭及び基礎地盤（押し込み）を対象に，「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）」に基づき負の周面摩擦力として算定する杭の最大周面摩擦力度を，地震応答解析により求めた最大照査値時刻の発生断面力（曲げモーメント，軸力）に保守的に線形足し合わせで加えた場合の照査を行う。

ここで、「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程（J E A C 4 6 1 6 -2009）参考資料 3 杭基礎の延伸載荷実験及びシュミレーション解析）」に、地震時における杭応力の動的解析手法の妥当性について遠心載荷実験との比較を行い（図 11-2），質点系モデルと実験結果が概ね一致していることが纏められている。その際に、実験結果として”杭頭周辺の地盤がすり鉢状になり，杭頭周辺の地盤が剥離した状態となっていた”との記載があり，実験では相対密度の増加が確認されていたことから揺すり込み沈下が進行したと推察され，この揺すり込み沈下による影響を含め，質点系モデルでの再現性を確認しているものと考えられる。

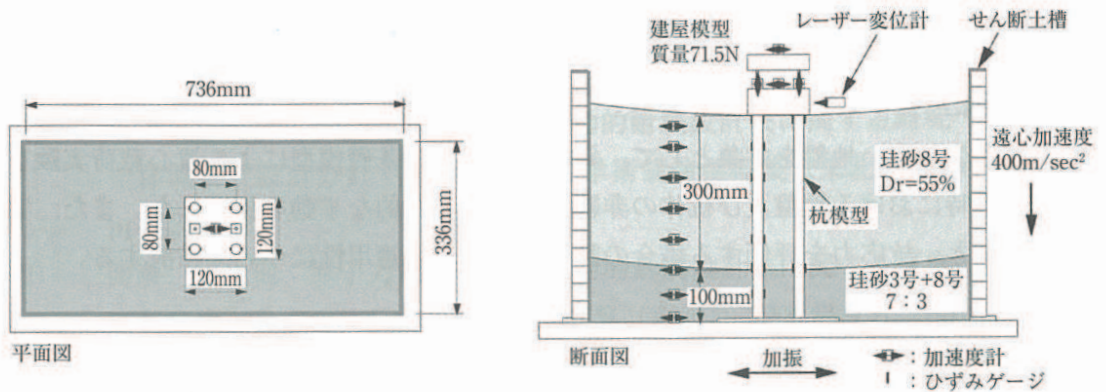
よって，質点系モデルによる地震応答解析に，改めて保守的に線形足し合わせで負の周面摩擦力を考慮することは，保守性を多重に考慮している部分もあるため，ここでは，以下に示すとおり，現実的な挙動に負の周面摩擦を考慮した評価を行うこととする。

① 鋼管杭の照査（曲げ・軸力）

- ・ 負の周面摩擦力の影響は，盛土層下端付近（地盤改良体と盛土層の地層境界）で軸力増加し，地盤変位等による曲げ変形との組み合わせが考えられる。この地層境界付近の断面力については，一次元地盤応答を用いた質点系モデルによる地震応答解析により評価することで，隣接構造物等による地盤変形の抑制効果が含まれず，保守的に評価されていることを別途確認している（参考資料 2【検討 3】隣接構造物の影響確認（ケース 7））。
- ・ したがって，隣接効果を考慮できる場合にはそれを考慮した評価を行う。具体的には，参考資料 2【検討 3（ケース 7）】の結果（表 5-13）に示す，最大曲げモーメントの比較（隣接構造物の影響）から，隣接効果を考慮した場合の低減係数を概算し考慮する（低減係数=FEMモデルのケース 7(1)～7(3)の中で最大曲げモーメント/質点系モデルにおける曲げモーメント）。

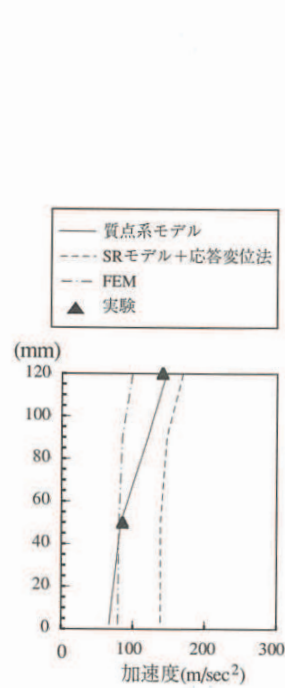
② 基礎地盤の照査（押し込み）

- ・ 基礎地盤（支持力）の照査（押し込み）においては，杭先端の基礎地盤の極限支持力のみ考慮し周面摩擦力分を考慮していないものの，「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，中立点以深（改良地盤，D 級岩盤）の周面摩擦力度を，正の周面摩擦力として考慮する。

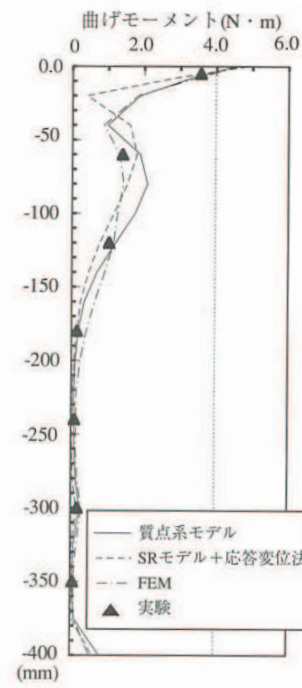


参图3-1 せん断土槽と計測位置 (参3.1-1)

(実験装置の概要)



参图3-12 建屋の最大応答値 (参3.2-1)



参图3-13 杭の最大曲げモーメント (参3.2-1)

(結果の概要)

図 11-2 杭基礎の遠心载荷実験及びシュミレーション解析の概要
 (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程 (J E A C 4 6 1 6 -2009) より引用)

3. 評価ケース

影響評価は、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行う。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、同様に鋼管杭と支持力それぞれで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。

なお、鋼管杭の照査（曲げ・軸力）については、盛土層が分布しない断面や鋼管杭の照査（曲げ・軸力）において負の周面摩擦力の影響が作用しない杭頭付近での断面力が卓越する断面については除いて評価対象を選定する。

影響評価を行う解析ケースを表 11-1 に、評価に用いる負の周面摩擦力の算出結果を表 11-2 に示す。

表 11-1(1) 解析ケース（地震時）

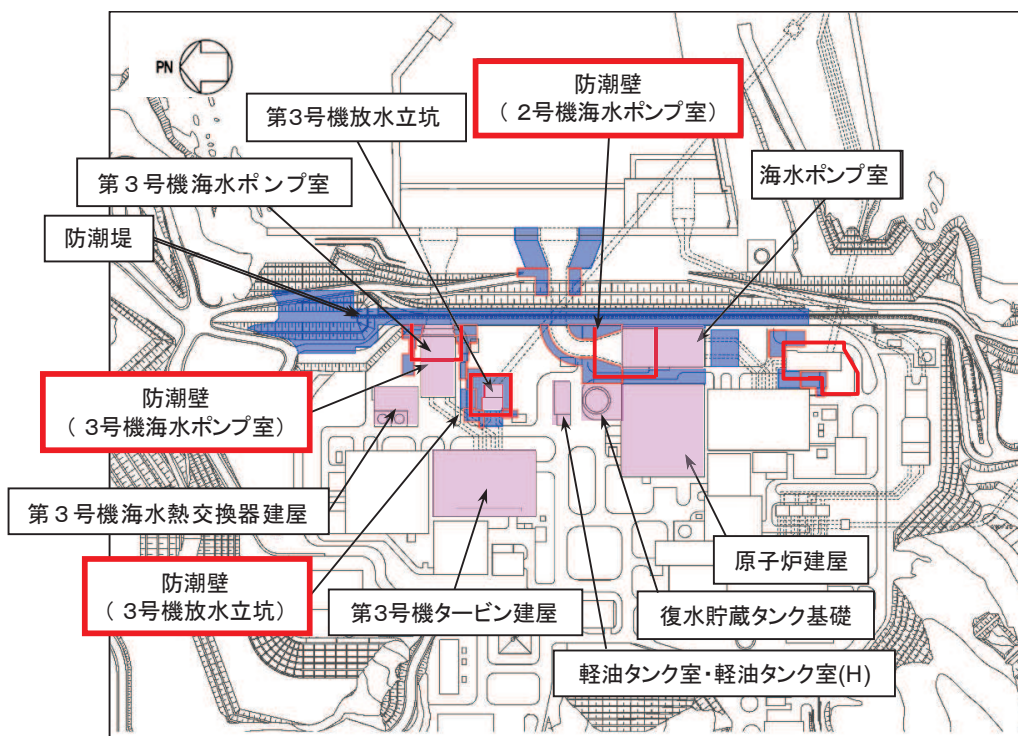
検討ケース	照査項目	
	鋼管杭	支持力
① 照査値最大	鋼製遮水壁（鋼板）断面③ (Ss-N1(++), 解析ケース②)	鋼製遮水壁（鋼桁）鋼桁 6 (Ss-N1(++), 解析ケース①)
② 周面摩擦力最大	鋼製遮水壁（鋼桁）鋼桁 4 (Ss-N1(-+), 解析ケース①)	鋼製遮水壁（鋼桁）鋼桁 4 (Ss-N1(++), 解析ケース①)

表 11-1(2) 解析ケース（重畳時）

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)

なお、第3号機放水立坑の鋼製遮水壁（鋼板）の一部については、図 11-3 に示すとおり、主たる荷重作用方向（弱軸方向である壁軸直角方向）に隣接構造物が直接面していない範囲となり、実力的にも隣接効果が期待されない区間となるが、当該箇所を設置される鋼製遮水壁（鋼板）の中の代表断面である、鋼板断面⑧の鋼管杭の曲げ・軸力照査結果は、照査値 0.39（Ss-N1）と十分に裕度がある結果となっている。後述する評価結果から、軸力増分の影響は低減係数を考慮しない場合でも、最大でも照査値が 2 倍までは至らないことから、設計成立性が確保されていると判断されるため、検討は省略する。

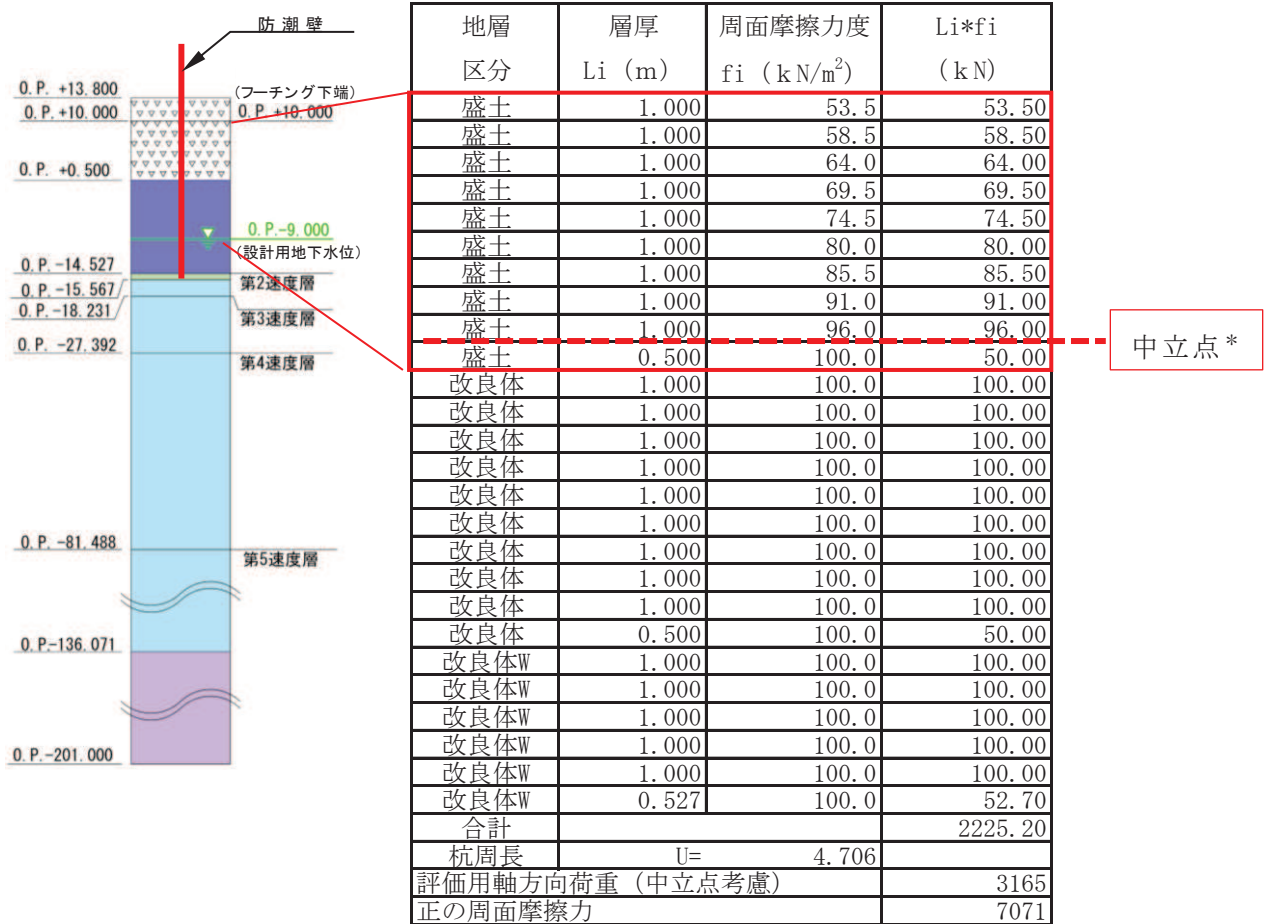
また、隣接構造物の剛性等に応じて隣接効果は変化すると考えられるが、【検討 3】ケース 7 では、第 2 号機海水ポンプ室（スクリーンエリア）の剛性 E に対して、第 3 号機海水ポンプ室や放水立坑等の其他構造物の剛性を概ね包絡するように $E \times 0.5$ 倍～ $E \times 2$ 倍としたパラメータスタディを実施しており、今回の検討における低減係数はそれらのケースの中で、低減係数が最小となる値を用いることで、隣接効果の違いによる評価対象の選定パラメータは除外されている。



- [凡例]
- : 杭基礎構造防潮壁
 - : 改良地盤 (: 基本設計段階からの追加範囲)
 - : 杭基礎構造防潮壁の設計において、隣接効果が実力的には期待できる隣接構造物

図 11-3 杭基礎構造防潮壁と隣接構造物の位置関係

表 11-2(1) 評価用軸方向荷重 (鋼板断面③)



注記* : 「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, 中立軸位置を「圧密層 (盛土層) の深さの 75%~95% 程度」の範囲の最大値である 95%位置として算定。

表 11-2(2) 評価用軸方向荷重 (鋼桁 4 基礎 1)

地層区分	層厚 Li (m)	周面摩擦力度 fi (kN/m ²)	Li*fi (kN)
盛土	0.750	56.5	42.38
盛土	1.000	61.0	61.00
盛土	1.000	66.5	66.50
盛土	1.000	72.0	72.00
盛土	1.000	77.0	77.00
盛土	1.000	82.5	82.50
盛土	1.000	88.0	88.00
盛土	1.000	93.0	93.00
盛土	1.000	98.5	98.50
盛土	1.000	104.0	104.00
盛土	1.000	109.5	109.50
盛土	1.000	114.5	114.50
盛土	1.000	120.0	120.00
盛土	1.000	125.5	125.50
盛土	1.000	130.5	130.50
盛土	1.000	136.0	136.00
盛土	1.000	141.5	141.50
盛土	1.000	147.0	147.00
盛土	1.000	150.0	150.00
盛土	0.550	150.0	82.50
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	0.552	100.0	55.20
合計			2497.08
杭周長	U=	4.706	
評価用軸方向荷重 (中立点考慮)			9222
正の周面摩擦力			2142

中立点*

注記* : 「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, 中立軸位置を「圧密層 (盛土層) の深さの 75%~95% 程度」の範囲の最大値である 95% 位置として算定。

表 11-2(3) 評価用軸方向荷重 (鋼桁 4 基礎 2)

地層区分	層厚 Li (m)	周面摩擦力度 fi (kN/m ²)	Li*fi (kN)
盛土	1.000	57.0	57.00
盛土	1.000	62.5	62.50
盛土	1.000	68.0	68.00
盛土	1.000	73.0	73.00
盛土	1.000	78.5	78.50
盛土	1.000	84.0	84.00
盛土	1.000	89.0	89.00
盛土	1.000	94.5	94.50
盛土	1.000	100.0	100.00
盛土	1.000	105.5	105.50
盛土	1.000	110.5	110.50
盛土	1.000	116.0	116.00
盛土	1.000	121.5	121.50
盛土	1.000	126.5	126.50
盛土	1.000	132.0	132.00
盛土	1.000	137.5	137.50
盛土	1.000	143.0	143.00
盛土	1.000	148.0	148.00
盛土	1.000	150.0	150.00
盛土	0.300	150.0	45.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	0.200	100.0	20.00
合計			2862.00
杭周長	U=	4.706	
評価用軸方向荷重 (負の周面摩擦力)			9399
正の周面摩擦力			3859

注記* : 「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, 中立軸位置を「圧密層 (盛土層) の深さの 75%~95% 程度」の範囲の最大値である 95% 位置として算定。

表 11-2(4) 評価用軸方向荷重 (鋼桁 6 基礎 1)

地層区分	層厚 Li (m)	周面摩擦力度 fi (kN/m ²)	Li*fi (kN)
盛土	1.000	53.5	53.50
盛土	1.000	58.5	58.50
盛土	1.000	64.0	64.00
盛土	1.000	69.5	69.50
盛土	1.000	74.5	74.50
盛土	1.000	80.0	80.00
盛土	1.000	85.5	85.50
盛土	1.000	91.0	91.00
盛土	1.000	96.0	96.00
盛土	1.000	101.5	101.50
盛土	1.000	107.0	107.00
盛土	1.000	112.5	112.50
盛土	1.000	117.5	117.50
盛土	1.000	123.0	123.00
盛土	1.000	128.5	128.50
盛土	1.000	133.5	133.50
盛土	1.000	139.0	139.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	0.279	100.0	27.90
D級岩盤	1.125	100.0	112.50
D級岩盤	0.351	100.0	35.10
合計			2210.50
杭周長 U=		4.706	
評価用軸方向荷重 (中立点考慮)			7695
正の周面摩擦力			2708

注記* : 「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, 中立軸位置を「圧密層 (盛土層) の深さの 75%~95% 程度」の範囲の最大値である 95% 位置として算定。

表 11-2(5) 評価用軸方向荷重 (鋼桁 6 基礎 2)

地層区分	層厚 Li (m)	周面摩擦力度 fi (kN/m ²)	Li*fi (kN)
盛土	1.000	53.5	53.50
盛土	1.000	58.5	58.50
盛土	1.000	64.0	64.00
盛土	1.000	69.5	69.50
盛土	1.000	74.5	74.50
盛土	1.000	80.0	80.00
盛土	1.000	85.5	85.50
盛土	1.000	91.0	91.00
盛土	1.000	96.0	96.00
盛土	1.000	101.5	101.50
盛土	1.000	107.0	107.00
盛土	1.000	112.5	112.50
盛土	1.000	117.5	117.50
盛土	1.000	123.0	123.00
盛土	1.000	128.5	128.50
盛土	1.000	133.5	133.50
盛土	1.000	139.0	139.00
盛土	1.000	100.0	100.00
盛土	1.000	100.0	100.00
盛土	1.000	100.0	100.00
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	0.511	100.0	51.10
改良地盤	0.933	100.0	93.30
改良地盤	1.000	100.0	100.00
改良地盤	0.128	100.0	12.80
合計			2292.20
杭周長	U=	4.706	
評価用軸方向荷重 (中立点考慮)			7695
正の周面摩擦力			3092

中立点*

注記* : 「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, 中立軸位置を「圧密層 (盛土層) の深さの 75%~95% 程度」の範囲の最大値である 95% 位置として算定。

4. 評価結果

4.1 地震時

地震時における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 11-3 に、照査時刻における断面力分布を図 11-3 に示す。また、基礎地盤の支持性能の評価結果（押し込み）を表 11-4 に、照査時刻における断面力分布を図 11-4 に示す。

本検討の結果、地震時において、負の周面摩擦力の影響による軸力が増加した影響を考慮した場合でも、照査値は許容限界以下に収まることを確認した。

表 11-3(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼板断面③）

負の周面 摩擦力	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	S s - N 1 (++)	②	20361	919	21369	0.96
考慮	S s - N 1 (++)	②	10384* ¹	4084 (3165)* ²	20229	0.52

注記*1：隣接効果を考慮した低減係数（0.51）を考慮

*2：負の周面摩擦力による軸力増分を示す。

表 11-3(2) 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 1 (下杭)	S s - N 1 (-+)	①	7579	4863	9008	0.85
考慮	基礎 1 (下杭)	S s - N 1 (-+)	①	3865* ¹	14262 (9399)* ²	5553	0.70

注記*1：隣接効果を考慮した低減係数（0.51）を考慮

*2：負の周面摩擦力による軸力増分を示す。

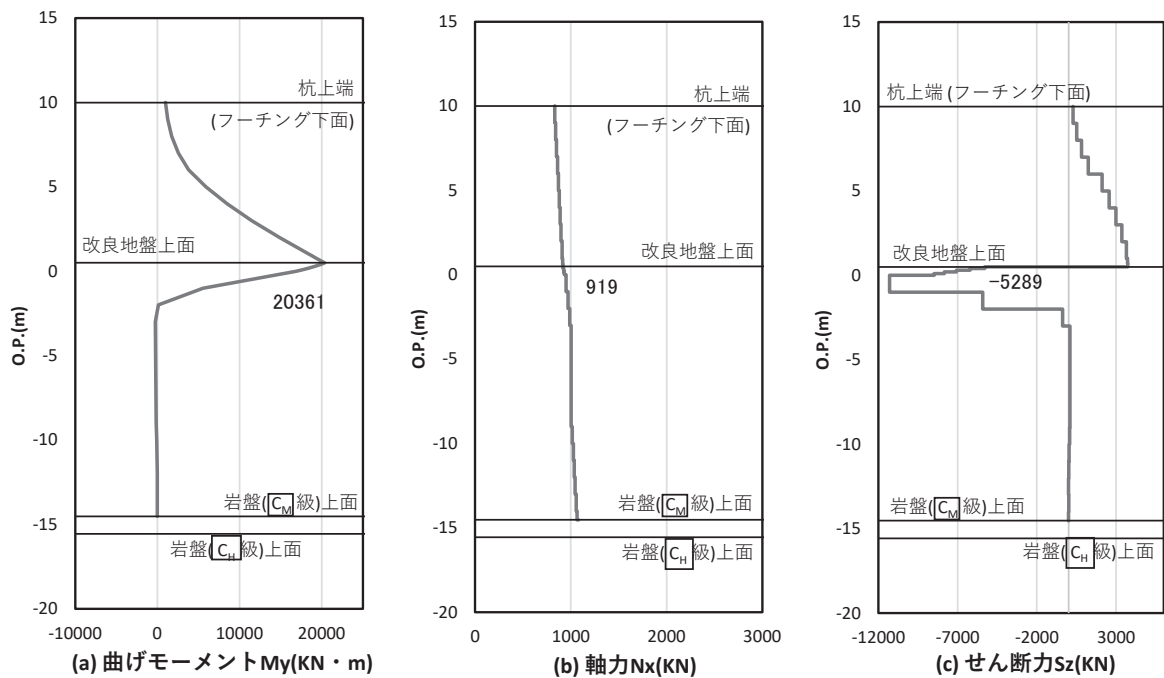


図 11-3(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼板断面③, $S_s - N_1 (+ +)$, $t = 7.80s$)

解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース

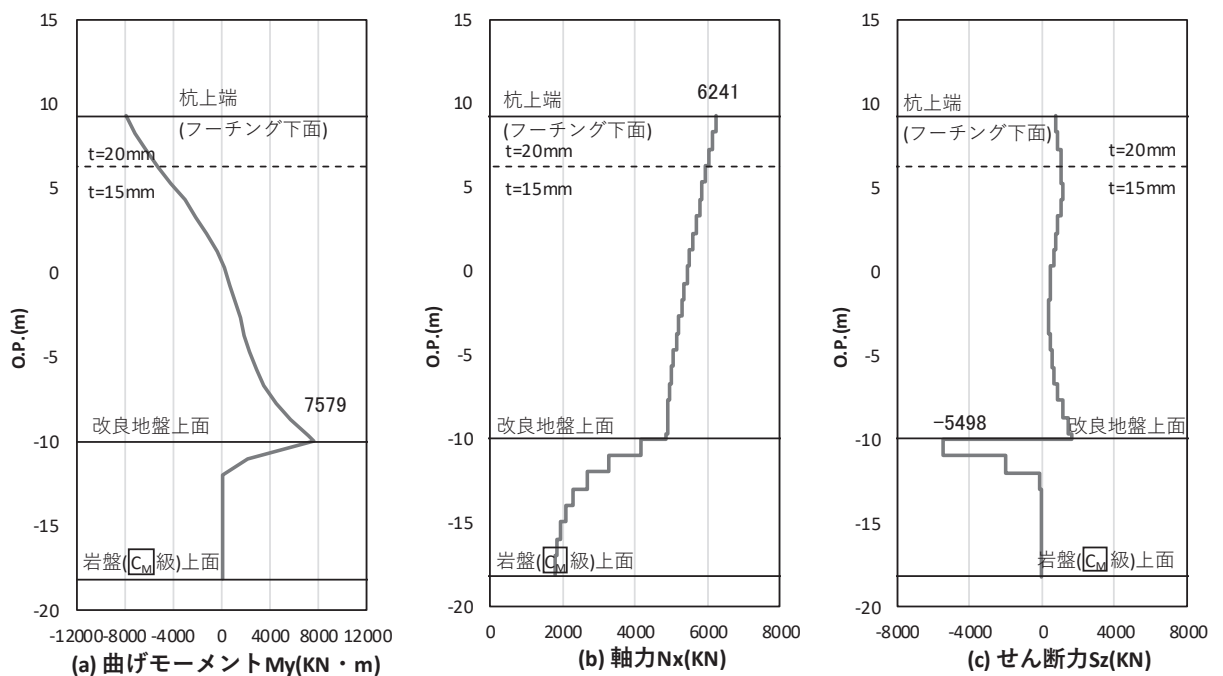


図 11-3(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 4：基礎 1, $S_s - N_1 (- +)$, $t = 7.79s$)

解析ケース①：基本ケース

表 11-4(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)	許容限界 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
				杭頭軸力 (kN)			
非考慮	基礎 2	S s -N 1 (++)	①	10623	6.1	11.4	0.54
考慮	基礎 2	S s -N 1 (++)	①	18318 (7695)* ¹	8.7* ²	11.4	0.77

注記*1：負の周面摩擦力による軸力増分を示す。

*2：正の周面摩擦力による抵抗分を考慮。

表 11-4(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)	許容限界 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
				杭頭軸力 (kN)			
非考慮	基礎 1	S s -N 1 (++)	①	8462	4.8	11.4	0.43
考慮	基礎 1	S s -N 1 (++)	①	17684 (9222)* ¹	8.8* ²	11.4	0.78

注記*1：負の周面摩擦力による軸力増分を示す。

*2：正の周面摩擦力による抵抗分を考慮。

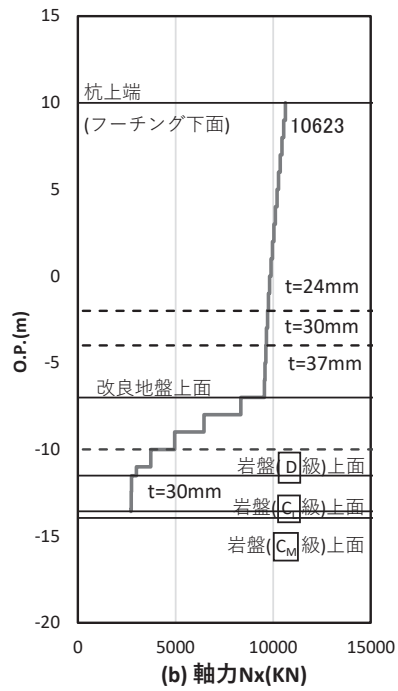


図 11-4(1) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 (鋼桁 6 : 基礎 2, $S_s - N_1$ (++) , 桁軸直交方向加振時, $t = 7.88s$)
 解析ケース① : 基本ケース

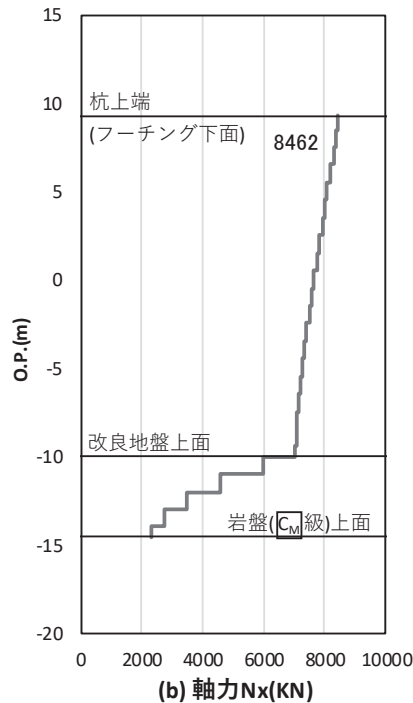


図 11-4(2) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 (鋼桁 4 : 基礎 1, $S_s - N_1$ (++) , 桁軸方向加振時, $t = 7.89s$)
 解析ケース① : 基本ケース

4.2 重畳時

重畳時における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 に、照査時刻における断面力分布を図 11-5 に示す。また、基礎地盤の支持性能の評価結果（押し込み）を表 11-6 に、照査時刻における断面力分布を図 11-6 に示す。

本検討の結果、地震時において、負の周面摩擦力の影響による軸力が増加した影響を考慮した場合でも、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 (下杭)	S d - D 2 (+ -)	①	4037	2445	9897	0.41
考慮	基礎 2 (下杭)	S d - D 2 (+ -)	①	2059* ¹	11844 (9399)* ²	6442	0.32

注記*1：隣接効果を考慮した低減係数（0.37）を考慮

*2：負の周面摩擦力による軸力増分を示す。

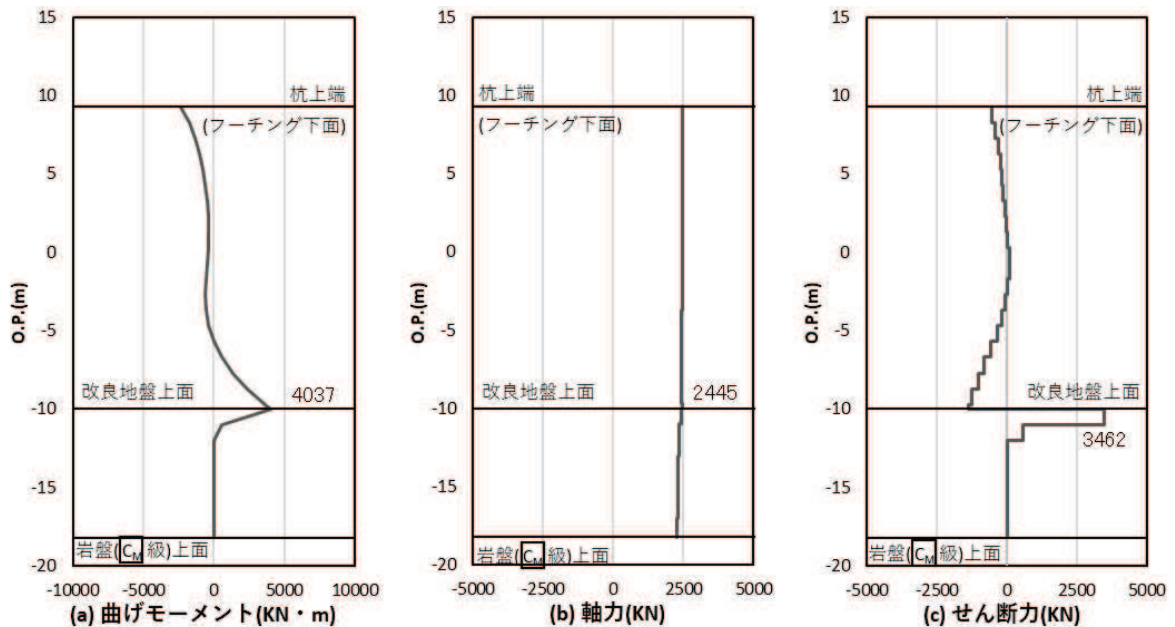


図 11-5 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力（鋼桁 4：基礎 2，S d - D 2 (+ -)， $t = 13.44s$ ）
解析ケース①：基本ケース（負の周面摩擦力非考慮）

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)	許容限界 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
				杭頭軸力 (kN)			
非考慮	基礎 1	S d-D 2 (++)	②	6641	3.7	11.4	0.33
考慮	基礎 1	S d-D 2 (++)	③	14207 (7695)* ¹	6.6* ²	11.4	0.58

注記*1：負の周面摩擦力による軸力増分を示す。

*2：正の周面摩擦力による抵抗分を考慮。

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)	許容限界 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
				杭頭軸力 (kN)			
非考慮	基礎 1	S d-D 2 (+-)	②	6407	3.7	11.4	0.33
考慮	基礎 1	S d-D 2 (+-)	②	15629 (9222)* ¹	7.7* ²	11.4	0.68

注記*1：負の周面摩擦力による軸力増分を示す。

*2：正の周面摩擦力による抵抗分を考慮。

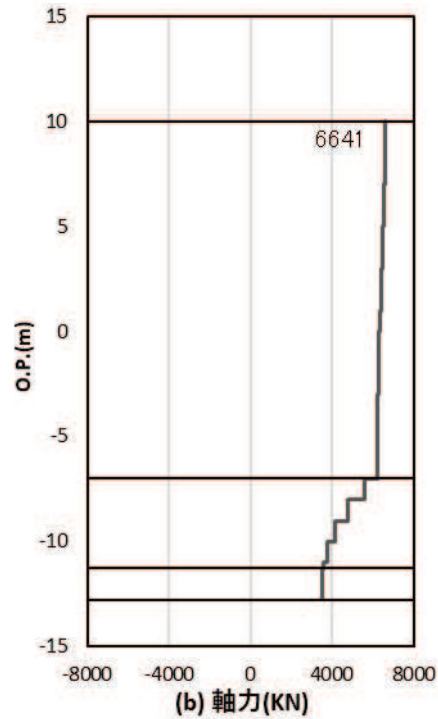


図 11-6(1) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力 (押し込み)
 (鋼桁 6 : 基礎 1, S d - D 2 (++) , t = 25.50s)
 解析ケース② : 地盤物性 + 1 σ (負の周面摩擦力非考慮)

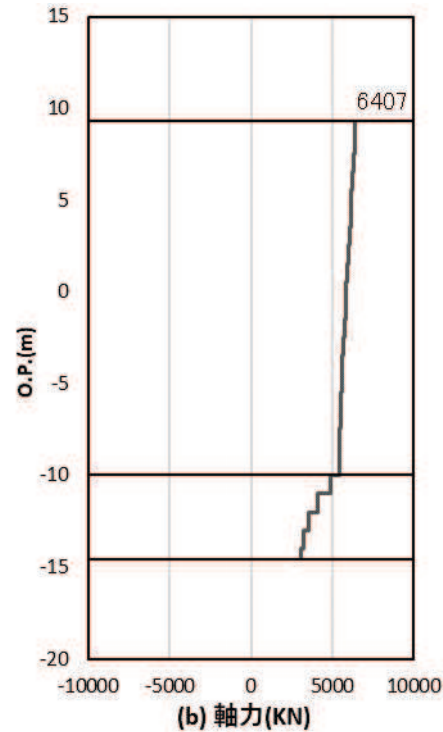


図 11-6(2) 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力 (押し込み)
 (鋼桁 4 : 基礎 1, S d - D 2 (+-) , t = 8.07s)
 解析ケース② : 地盤物性 + 1 σ (負の周面摩擦力非考慮)

5. まとめ

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ことを確認した。

(参考資料 15) 鋼製扉支承部の構造について

1. 概要

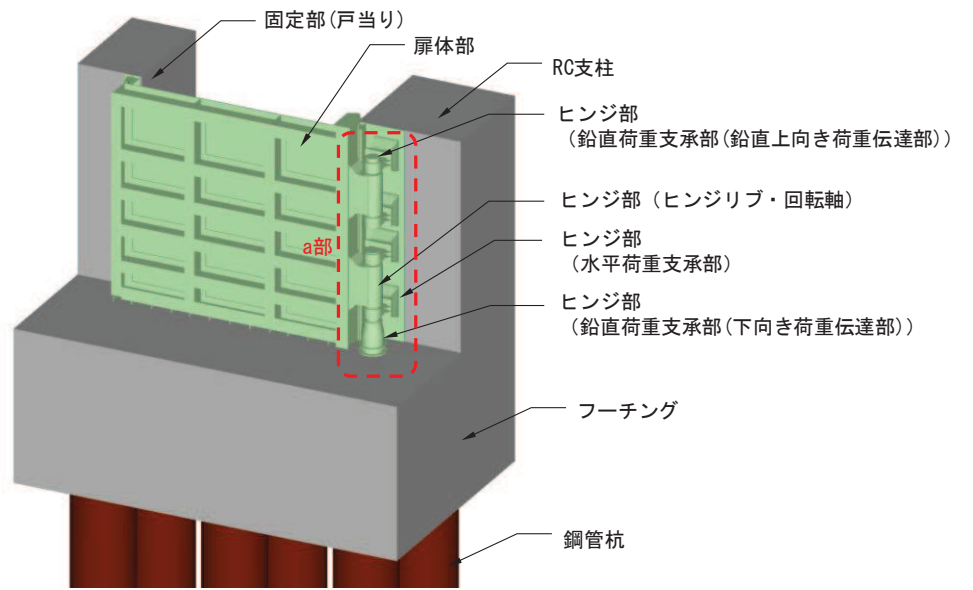
鋼製扉は、扉体（扉体部・固定部・ヒンジ部）及び RC 支柱による上部構造と、鋼管杭、フーチングによる下部構造から構成され、扉体部と固定部間には止水ゴム（P 型ゴム）を設置し、止水性を確保する。また、隣接する構造境界部には止水ジョイント（M 型ジョイント）を設置する。

扉体は、車両が進入するため、ヒンジ部（扉取付部）により RC 支柱に接合した片開き式の構造で、常時は固定部にて RC 支柱及びフーチングに密着させ、開閉時には人力で 15 分以内に開閉可能かつ閉止する際に特別な設備（クレーン等）を必要としない構造とし、原則閉止運用とする。

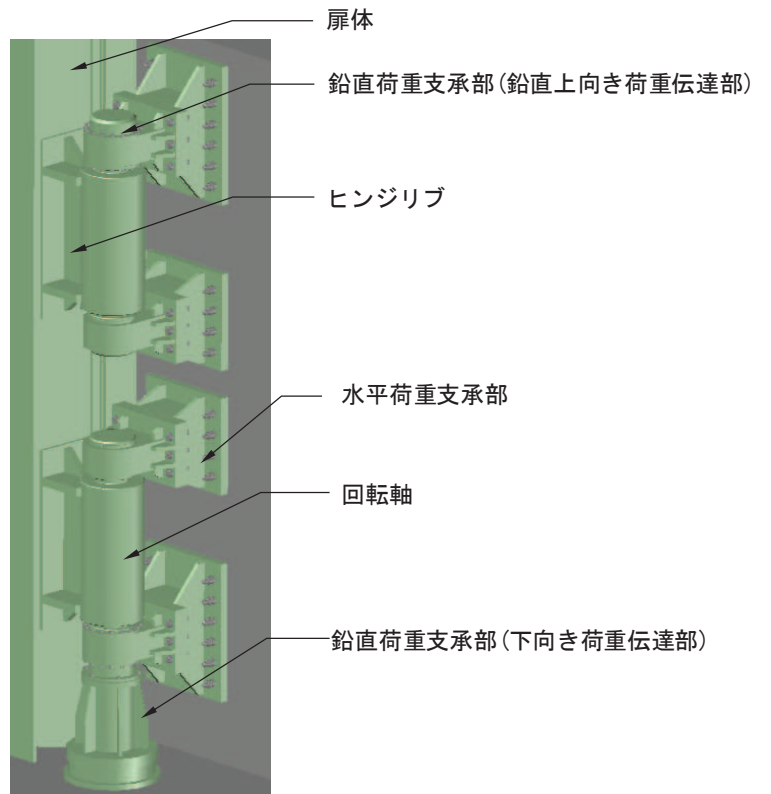
ヒンジ部は、構造が類似する一般社団法人ダム・堰施設技術協会平成 28 年 3 月ダム・堰施設技術基準（案）に示されるゲート構造を参照し、扉体の回転方向の荷重（水平方向荷重）に対して荷重を支持する水平荷重支承と、回転方向に直交する荷重（鉛直方向荷重）に対して荷重を支持する鉛直荷重支承を設ける構造とし、水平荷重支承と回転軸間にはころがり軸受けを設置し、扉体の鉛直方向の変位や回転を拘束しない構造とする。また、鉛直荷重支承と回転軸間にはすべり（球面）軸受けを設置し扉体の水平方向の変位や回転を拘束しない構造としている。

鋼製扉の構造概要を図 15-1 に示す。

本資料では、支承部の構造概要及び類似するダム・堰技術基準に示される水門構造との比較並びに支承部の設計方法について示す。



(全体概要)



(支承部 (a 部) 拡大)

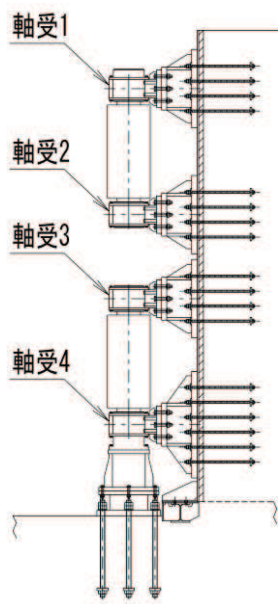
図 15-1 鋼製扉の構造概要

2. 支承部の構造について

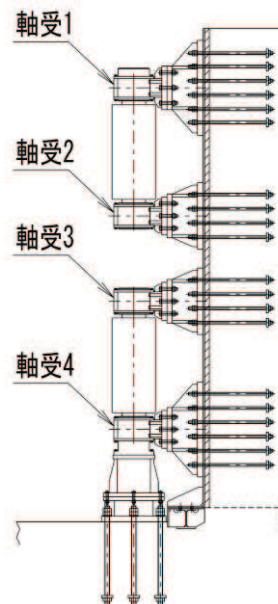
2.1 構造概要

鋼製扉の支承部（ヒンジ部）は、扉体の回転方向の荷重（水平方向荷重）に対して荷重を支持する水平荷重支承と、回転方向に直交する荷重（鉛直方向荷重）に対して荷重を支持する鉛直荷重支承を設ける構造とし、水平荷重支承と回転軸間にはころがり軸受けを設置し、扉体の鉛直方向の変位や回転を拘束しない構造とする。また、鉛直荷重支承と回転軸間にはすべり（球面）軸受けを設置し扉体の水平方向の変位や回転を拘束しない構造としている。

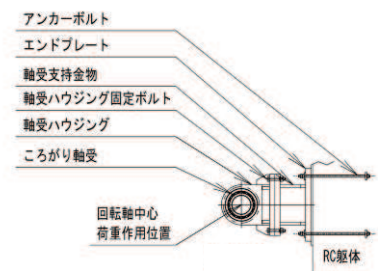
支承部の構造概要図を図 15-2 に示す。また、荷重伝達経路を図 15-3 に示す。



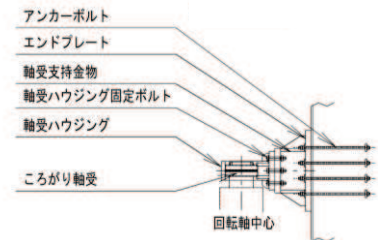
側面図（鋼製扉 1, 3, 4）



側面図（鋼製扉 1, 3, 4）

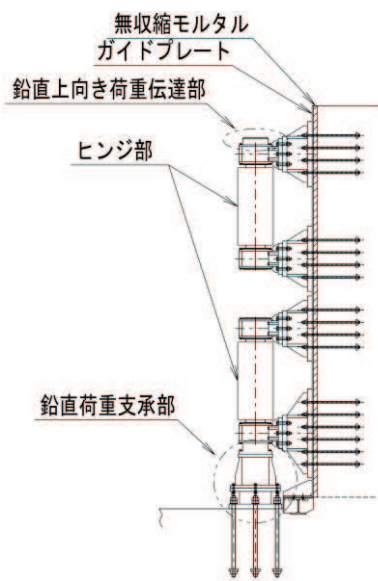


支承部拡大（平面図）

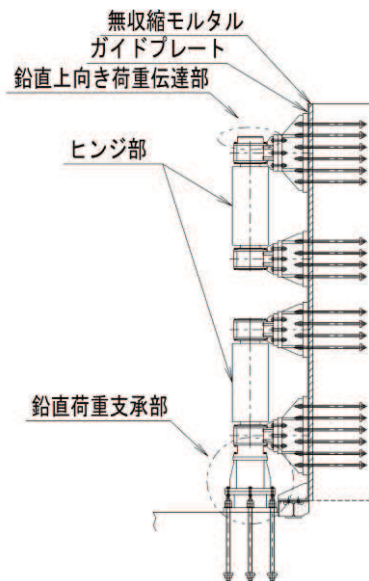


支承部拡大（側面図）

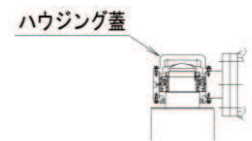
【ヒンジ部水平荷重支承部】



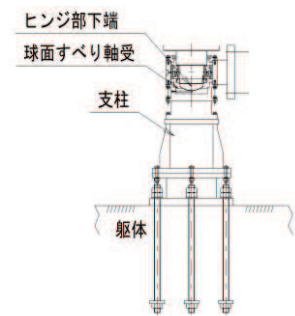
側面図（鋼製扉 1, 3, 4）



側面図（鋼製扉 1, 3, 4）



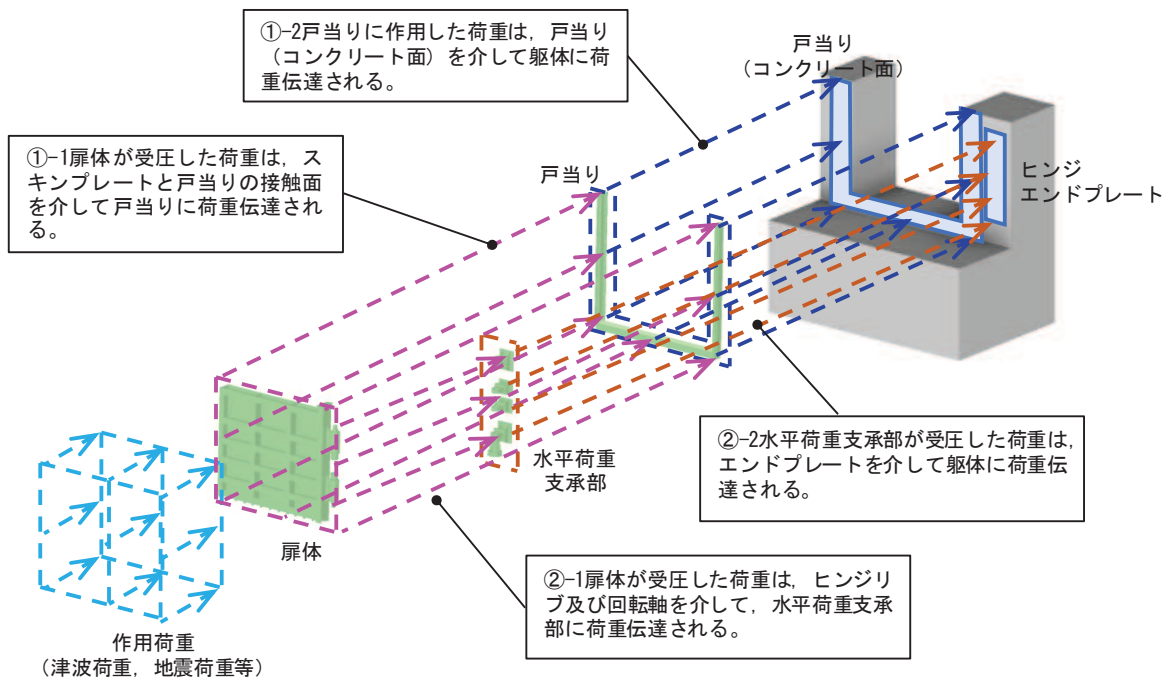
鉛直上向き荷重伝達部



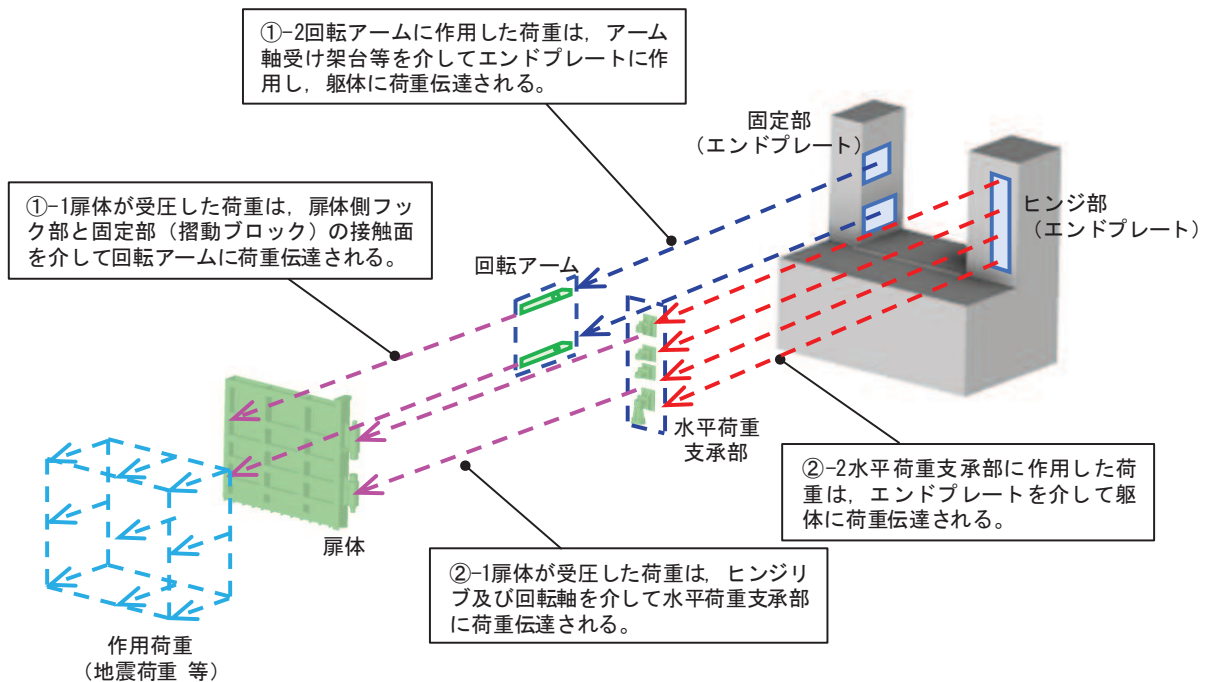
鉛直荷重支承部

【ヒンジ部 鉛直上向き荷重伝達部・鉛直荷重支承部】

図 15-2 支承部の構造

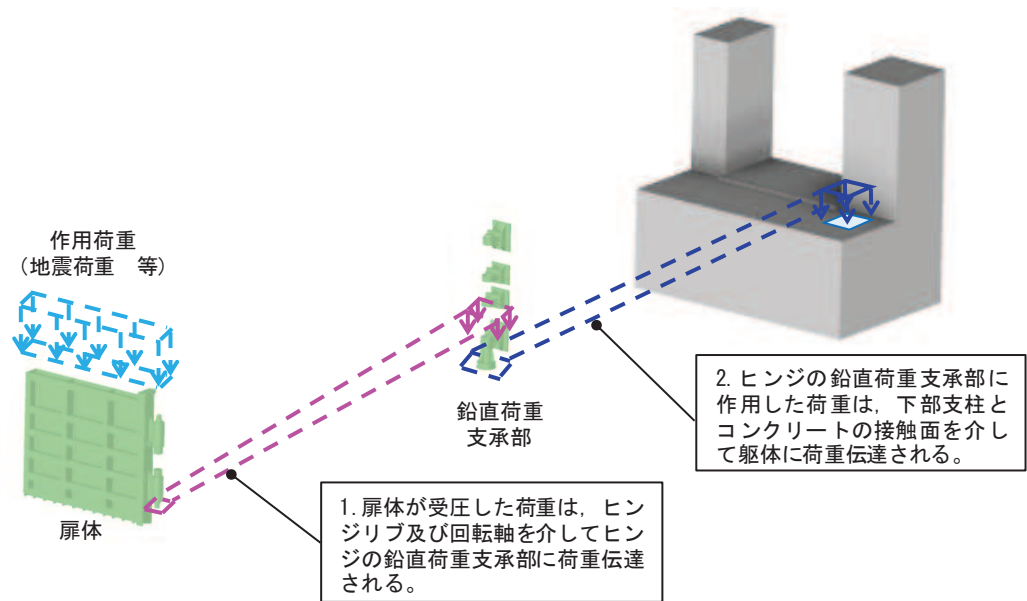


（面外方向荷重作用時（防潮壁内→外向き））

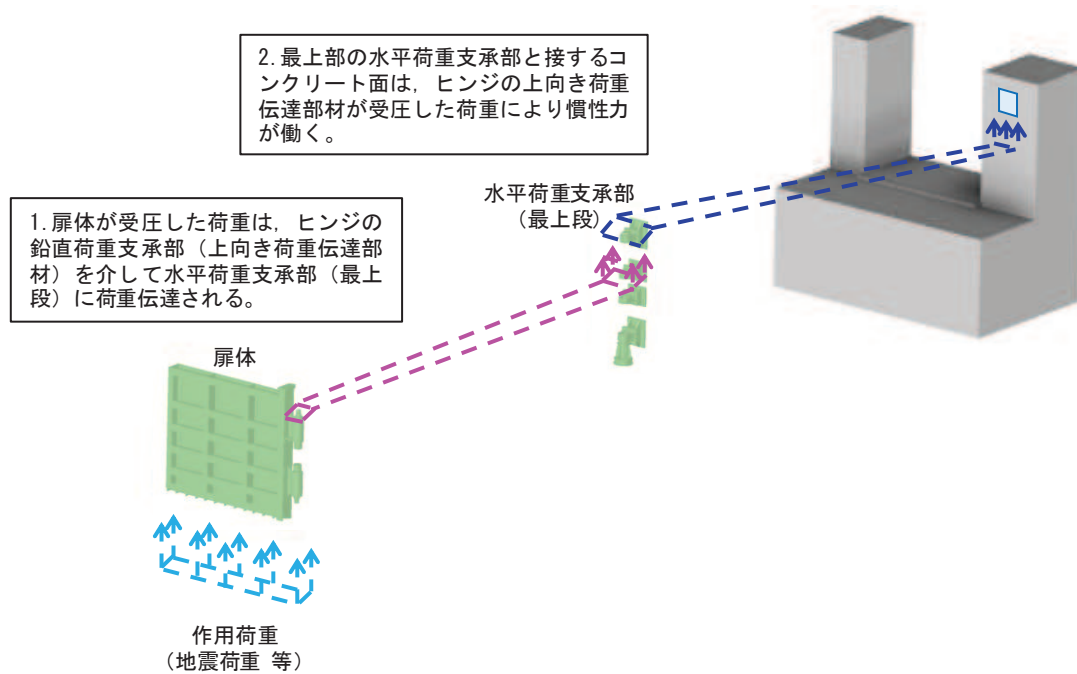


（面外方向荷重作用時（防潮壁外→内向き））

図 15-3(1) 支承部の荷重伝達経路

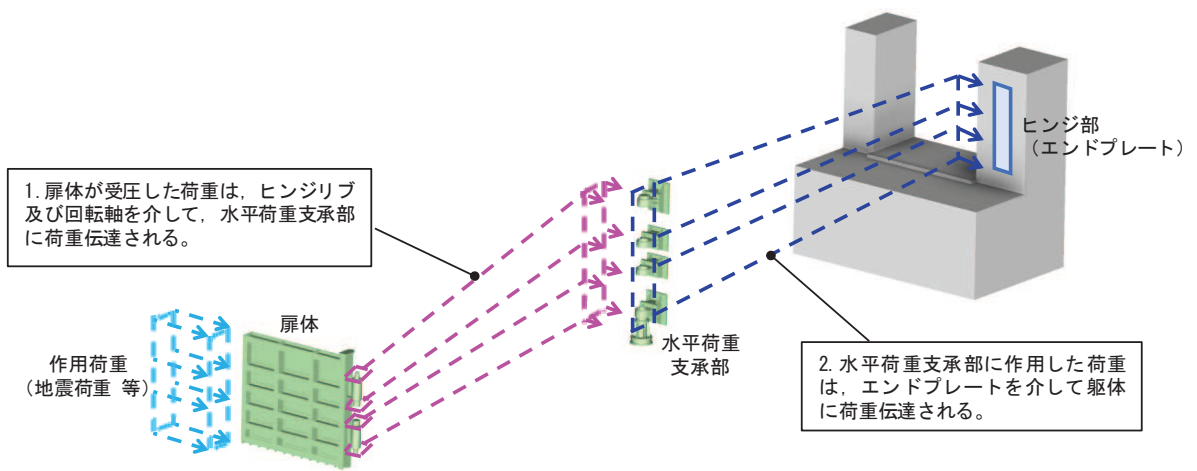


(鉛直方向荷重作用時 (下向き))



(鉛直方向荷重作用時 (上向き))

図 15-3(2) 支承部の荷重伝達経路



(面内方向荷重作用時)

図 15-3(3) 支承部の荷重伝達経路

2.2 ダム堰技術基準との比較

支承部の構造は、前述のとおり、構造や用途が類似する水門構造物等に係る設計基準が示されている一般社団法人ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月 ダム・堰施設技術基準（案）（以下、ダム・堰技術基準、という。）に示されるゲート構造を参照した構造としている。

ダム・堰技術基準に示される支承構造は、ローラー形式とスライド形式、ヒンジ形式に分類され、そのうちヒンジ形式の支承構造を参照している。ヒンジ形式のうち、ラジアルゲート、ダムフラップゲートを代表に、支承部における鋼製扉支承部との構造の比較を表 15-1 に、支承部の構造概要例を図 15-4 に示す。

ラジアルゲート、ダムフラップゲートにおいて、ヒンジ部における回転軸の軸方向荷重と軸直角方向荷重及び回転荷重を伝達する機構については分離する構造が示されている。また、軸受け部の構造についても、すべり軸受けと、ころがり軸受けの 2 種類の軸受け構造が示されており、これらを参照した構造としている。

以上のことから、鋼製扉の支承構造は、一般産業施設としてダム・堰技術基準に示される水門等を参照した構造であり、特異性の無い構造であると判断できる。

なお、ダム・堰技術基準に示される水門の構造規模は大小あるが、今回比較対象としたラジアルゲート等は大型のダムにも設置されるゲートであり、支承部に作用する水圧やゲートの自重、慣性力等の設計条件は、鋼製扉と遜色ない若しくはより厳しい設計条件となる場合も想定される。また、要求される安全性能のレベルにおいても大きな差異は無いと判断されることから、鋼製扉支承部の設計においてダム・堰技術基準を適用することは問題ないと判断される。

表 15-1 鋼製扉とダム・堰技術基準の構造比較

構造区分	防潮壁鋼製扉	ダム・堰技術基準	差異
<p>支承構造</p>	<p>作用する荷重は以下の構造の組合せにより支持する。 回転軸方向荷重（鉛直荷重）：鉛直支承部により支持する（①）。 回転軸直交方向荷重（水平荷重）：水平荷重支承部により支持する（②）。</p>	<p>【3-3-3 支承部】の記載 支承部の構造として，“扉体には補助支承部として操作時または休止時に横方向の移動を規制するためのサイドローラーまたはサイドシューを設ける。なお，荷重条件は風荷重及び地震時荷重に対応する。”との記載がある。</p> <p>【2-9 章ダムフラップゲート】の記載 “扉体が地震時慣性力及び偏流等による横荷重を受けた場合には，荷重を確実に伝達するスラスト軸受けを設け，扉体が横方に移動しない構造（②）とする”との記載がある（図 15-4 参照）。</p> <p>【2-2 章ラジアルゲート】の記載 脚柱から伝達される荷重のうち，回転軸（トラニオンピン）の軸方向荷重に対してはコンクリートピアに伝達（①）し，軸直角方向荷重をトラニオンゲーターに伝達（②）する構造が示されている（図 15-5 参照）。</p>	<p>作用する荷重の方向別に支持構造（軸方向（①），軸直角方向（②）に構造を用意）を分離する構造が示され，同様の構造であることから，差異はない。</p>
<p>軸受け構造</p>	<p>軸受けの構造は，以下のとおりとする。 鉛直支承部：すべり軸受け（③） 水平支承部：ころがり軸受け（④）</p>	<p>【3-3-3 支承部】の記載 軸受け部は，代表的な構造として，すべり軸受と，ころがり軸受について示されている（図 15-6 参照）。なお，ころがり軸受は，“開閉荷重が非常に大きくなる高圧ローラーゲートや，高圧ラジアルゲートのトラニオンピン等の軸受けに使用される”との記載がある。</p>	<p>基本的な軸受け構造として示されている構造と同様の構造であることから差異はない。</p>

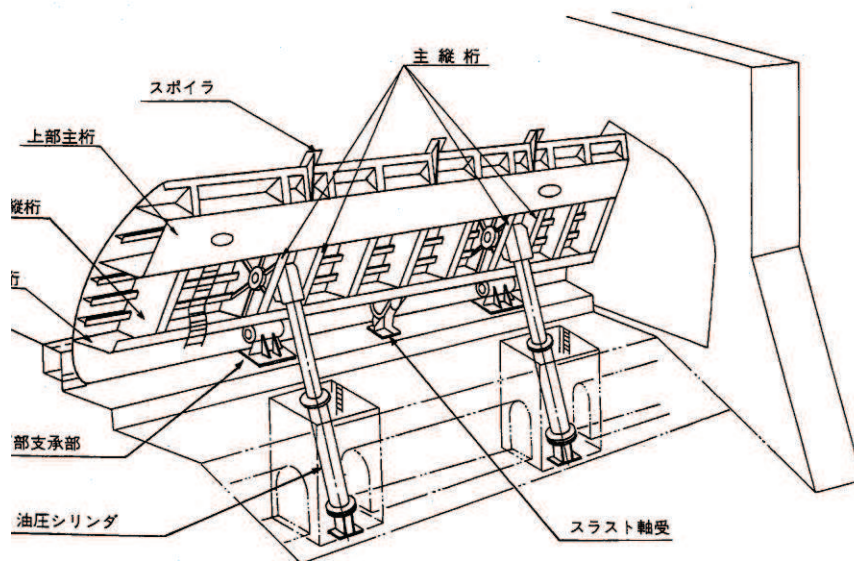


図2.9.1-1 ダムフラップゲートの例

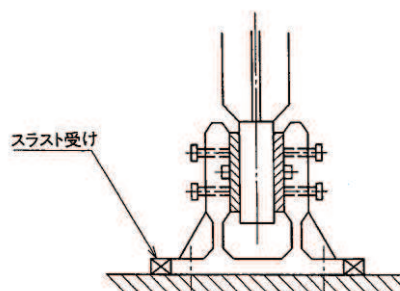


図2.9.3-1 スラスト軸受

4. 扉体が地震時慣性力および偏流等による横荷重を受けた場合には、荷重を確実に基礎コンクリートに伝達するスラスト軸受を設け、扉体が軸方向に移動しない構造とする。スラスト軸受は、本ゲートが静定構造であることより、構造の対称性を確保するのが望ましく、径間中央に設けるものとする。また、中央1箇所では支持できない場合は、2箇所中央に設けるものとする。

図 15-4 ダムフラップゲート構造の概要
(ダム・堰技術基準より引用)

2-2-7 固定部

1. トラニオン軸受は、扉体支承部からの荷重を安全にトラニオンガーダ、アンカ材に伝達できるとともに、確実に回転できる構造とする。
2. トラニオンガーダは、予想される荷重に対して強度と剛性を有し、温度変化による伸縮等に対応できる構造とする。
3. アンカレージは扉体支承部からの荷重を安全にコンクリートピアに伝達できる形式・構造とする。

この水平分力をコンクリートピアに伝達するためのスラスト受は、アンカ材（テンションビーム、附着板、PC鋼材）と干渉しないよう配慮する（図2.2.7-1）。

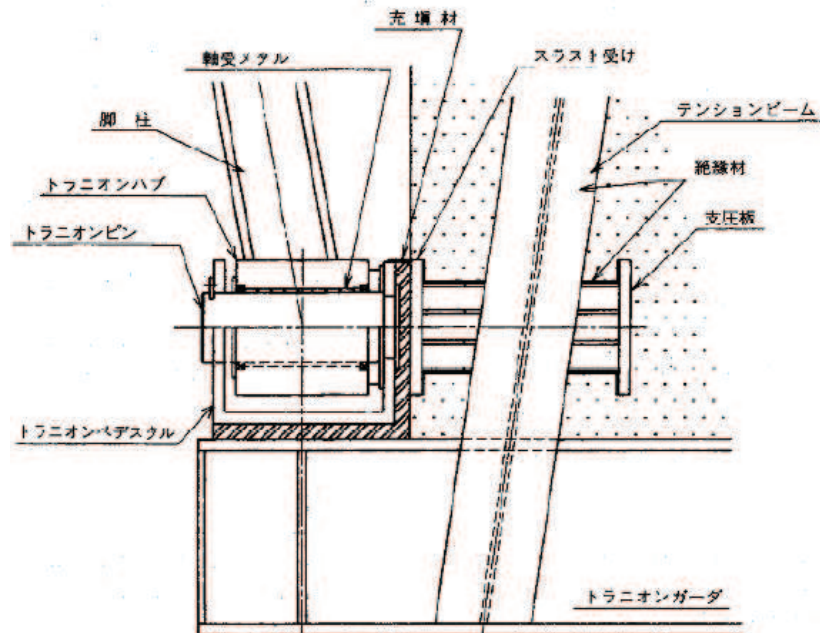


図 15-5 ラジアルゲート構造の概要
(ダム・堰技術基準より引用)

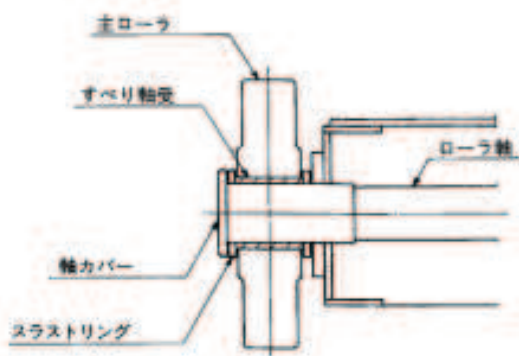


図2.1.4-1 すべり軸受形式の一例

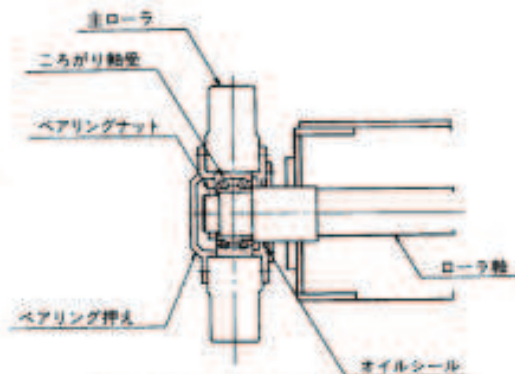


図2.1.4-2 ころがり軸受形式の一例

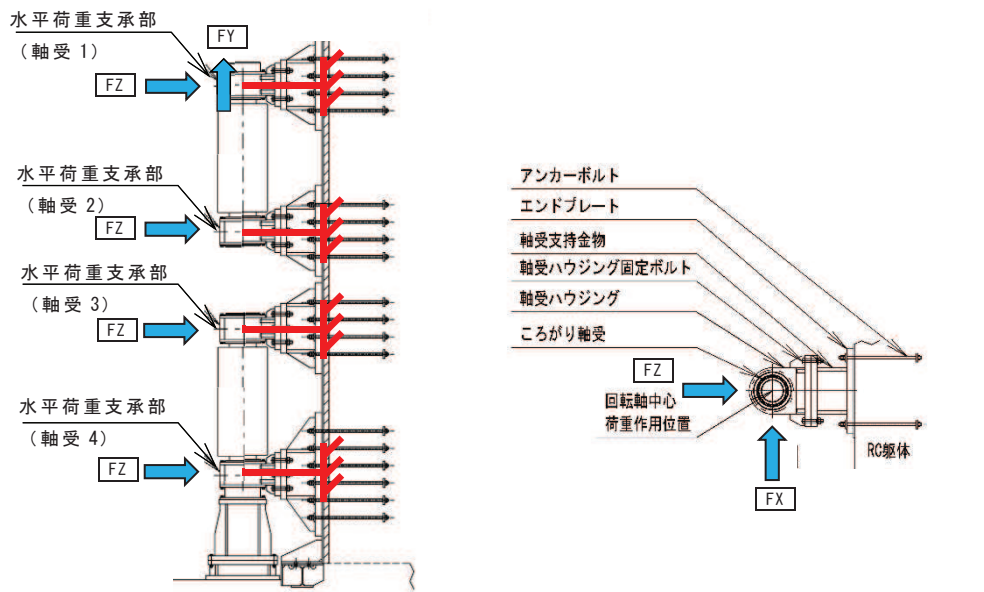
図 15-6 軸受け構造の概要
(ダム・堰技術基準より引用)

2. 支承部の設計について

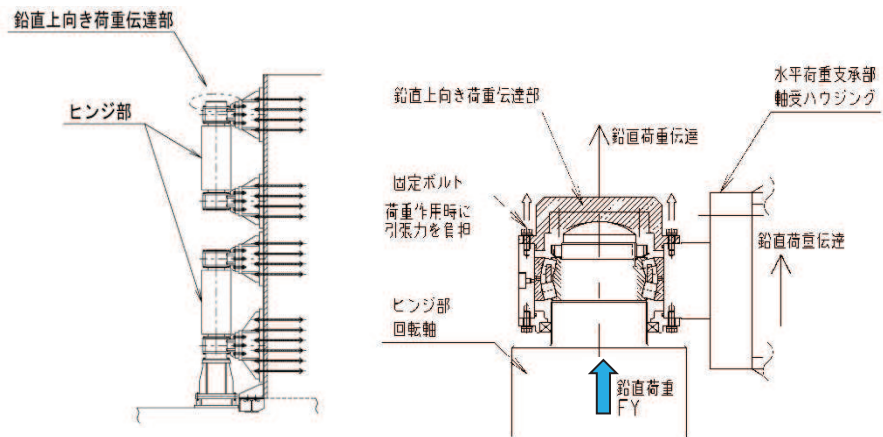
荷重支承部においては、扉体の回転方向の荷重（水平方向荷重）に対して荷重を支持する水平荷重支承と、回転方向に直交する荷重（鉛直方向荷重）に対して荷重を支持する鉛直荷重支承を分離する構造とし、それぞれ軸受けを設け、変位や回転を拘束しない構造とすることで、水平荷重や回転荷重に対しては水平荷重支承部が分担し、回転軸方向荷重に対しては鉛直荷重支承が分担するという設計が一般的には求められていると判断される。

したがって、耐震計算においては、前述のとおり、水平方向荷重支承は、扉体の構造解析モデル（フレーム解析）から得られた水平方向の支点反力を外力として用い、構成する各部位の照査を行っている（なお、水平荷重支承部のうち軸受1においては、鉛直上向き荷重伝達部を介して鉛直方向の荷重（上向き）が作用するため、軸受1においては上向き反力も考慮する）。同様に鉛直荷重支承は、鉛直方向の支点反力を外力として用い、構成する各部位の照査を行っている。

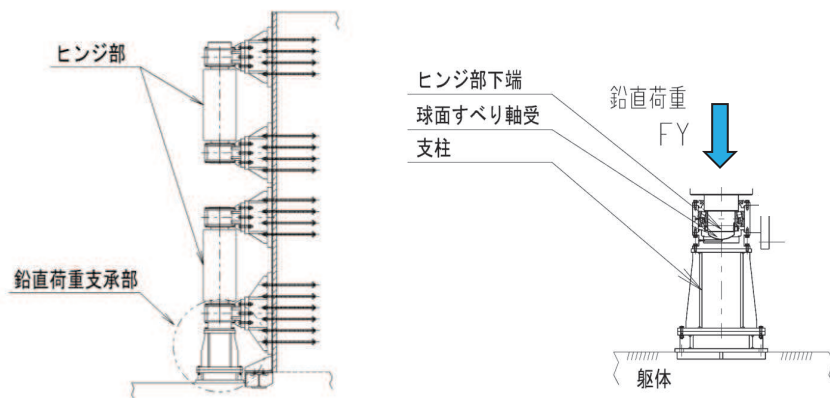
図 15-7 に支承部の評価に用いる荷重の概念図を示す。



(水平荷重支承部)



(鉛直上向き荷重伝達部)



(鉛直上向き荷重伝達部)

図 15-7 支承部の評価に用いる荷重の概念図

しかしながら、鉛直荷重支承部については球面のすべり軸受け構造であり、拘束効果は十分に小さいものの、荷重伝達の不確実性等を考慮し、鉛直荷重支承部に水平荷重が作用した場合の設計成立性を確認する。

また、水平荷重支承部についても、耐震及び強度計算においては、扉体及び構造全体系の弱軸方向である扉体軸直角方向に対しての荷重に対する照査を行っているが、これは地震時には慣性力の影響が大きくなると考えられ、津波時及び重畳時においても津波の作用範囲が大きく津波荷重が支配的となると考えられるためである。しかしながら、鉛直荷重支承部同様に、設計成立性の観点から扉体軸方向に対して荷重が作用した場合についての影響を確認する。

影響評価結果については追而

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

目 次

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

：本日の説明範囲

6.5 浸水防止設備に関する補足説明

6.5.1 逆流防止設備に関する補足説明

6.5.1.1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の耐震性についての計算書に関する補足説明

目 次

1.	概要	1
2.	一般事項	2
2.1	配置概要	2
2.2	構造計画	3
2.3	評価方針	6
2.4	適用基準	8
2.5	記号の説明	10
3.	評価部位	12
3.1	荷重伝達経路	12
3.2	評価部位	12
3.3	評価方向の整理	14
4.	固有周期	15
4.1	固有周期の計算方法	15
4.1.1	閉門時	15
4.1.2	開門時	16
4.2	固有周期の計算結果	17
5.	構造強度評価	18
5.1	構造強度評価方法	18
5.2	荷重及び荷重の組合せ	18
5.2.1	荷重の設定	18
5.2.2	荷重の組合せ	18
5.3	許容限界	20
5.4	設計用地震力	23
5.5	計算方法	26
5.6	計算条件	43
5.7	応力計算	45
6.	評価結果	83
7.	出口側集水ピットの強度評価	85
7.1	出口側集水ピットの構造概要	85
7.2	評価方針	88
8.	地震応答解析	90
8.1	地震時荷重算出断面	90

8.2	解析方法	91
8.2.1	地震応答解析手法	91
8.2.2	構造部材	91
8.2.3	材料物性及び地盤物性のばらつき	91
8.2.4	減衰定数	92
8.2.5	地震応答解析の検討ケースの選定	98
8.3	荷重及び荷重の組合せ	100
8.3.1	耐震評価上考慮する状態	100
8.3.2	荷重	100
8.3.3	荷重の組合せ	102
8.4	入力地震動	103
8.5	解析モデル及び諸元	119
8.5.1	解析モデル	119
8.5.2	使用材料及び材料の物性値	124
8.5.3	地盤の物性値	125
8.5.4	地下水位	128
8.6	地震応答解析結果	129
8.6.1	解析ケースと照査値	129
8.6.2	各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果	134
8.6.3	作用荷重分布図	136
8.6.4	最大加速度分布図	139
9.	三次元構造解析	156
9.1	評価対象部位	156
9.2	解析方法	156
9.3	解析モデル及び諸元	157
9.3.1	解析モデル	157
9.3.2	使用材料及び材料の物性値	164
9.4	照査時刻	165
9.5	入力荷重	166
9.5.1	慣性力	167
9.5.2	地震時増分土圧及び周面せん断土圧	169
10.	耐震評価	170
10.1	許容限界	170
10.1.1	構造部材の健全性に対する許容限界	170
10.1.2	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	171
10.2	評価方法	171
10.3	三次元構造解析結果	171
11.	評価結果	173

11.1	構造部材の断面力分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）	173
11.2	構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）	179
11.3	構造部材の健全性に対する評価結果	182
11.3.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	182
11.3.2	せん断破壊に対する評価結果	187
11.4	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	189

(参考資料1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の構造詳細について

(参考資料2) 戸当りアンカーボルトの耐震評価

: 本日の説明範囲

えると判断されることから、これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

解析ケースを表 8.2-1 に示す。

初期せん断弾性係数の標準偏差 σ を用いて設定した解析ケース②及び③を実施することにより地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

また、材料物性のばらつきとして構造物の実強度に基づいて設定した解析ケース④を実施することにより、材料物性のばらつきの影響を考慮する。

なお、出口側集水ピットは、新設構造物であり許容応力度法により設計を行っており、十分に裕度を確保した設計としていることから、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④による耐震評価は実施せず、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に対する応答加速度抽出において、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④を実施する。

表 8.2-1 解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C _L 級岩盤, C _M 級岩盤, C _H 級岩盤, B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値	平均値 + 1 σ
ケース③	設計基準強度	平均値	平均値 - 1 σ
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度*	平均値	平均値

注記*: 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

8.2.4 減衰定数

減衰定数は、「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」に従い、構造部材の減衰定数は、粘性減衰及び履歴減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリクス及び剛性マトリクスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与える。なお、構造部材を線形はり要素でモデル化する場合は、Rayleigh 減衰のみを設定する。

$$[c] = \alpha [m] + \beta [k]$$

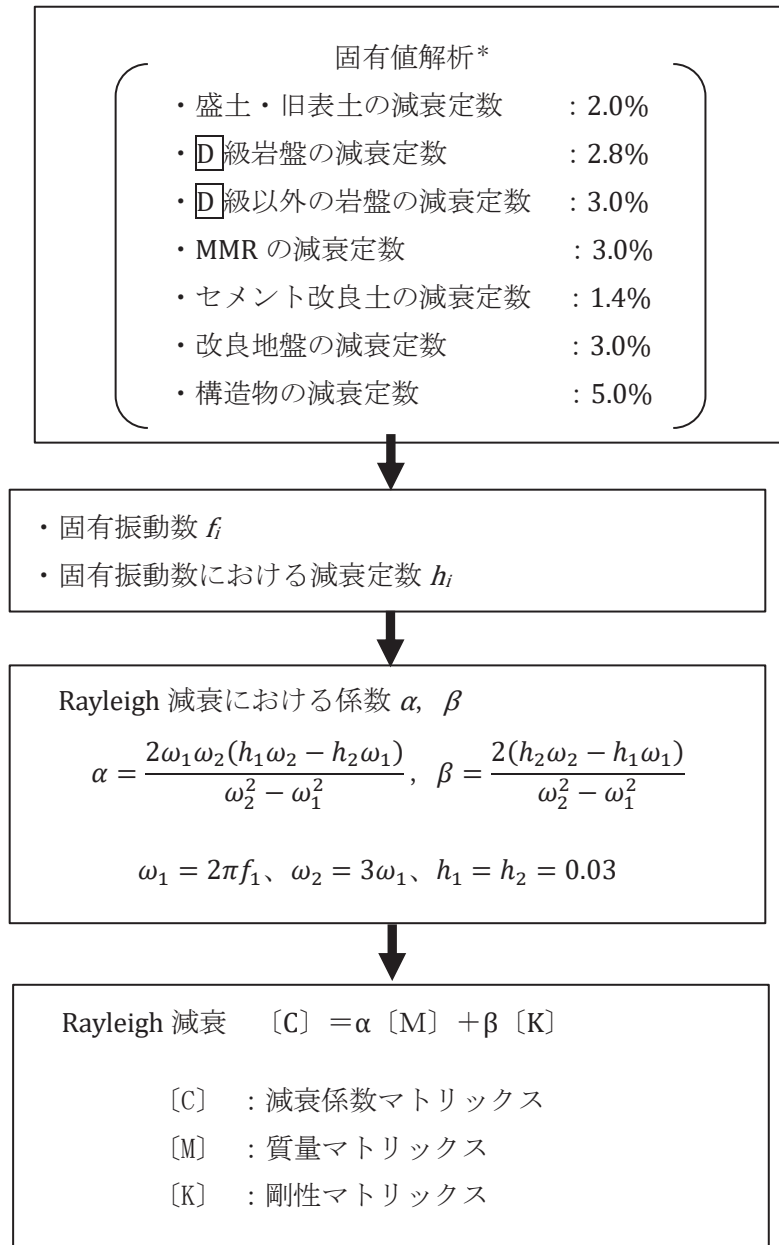
[c] : 減衰係数マトリックス

[m] : 質量マトリックス

[k] : 剛性マトリックス

α, β : 係数

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の出口側集水ピットは、全応力解析であることから、質量比例型減衰と剛性比例型減衰の組み合わせによる減衰を設定する。Rayleigh減衰の設定フローを図 8.2-2 に示す。



注記* : 固有値解析における減衰定数は、「補足-600-1 地盤の支持性能について」に示す解析用物性値を基に設定する。また、構造物の減衰定数は原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1987）に基づき設定する。

図 8.2-2 Rayleigh 減衰の設定フロー

(参考資料2) 戸当りアンカーボルトの耐震評価

1. 許容限界

1.1 使用材料

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）のアンカーボルトの使用材料を表 1-1 に示す。

表 1-1 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
アンカーボルト	SUS304	頭付きアンカーボルト (M20)

1.2 許容限界

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）のアンカーボルトの許容限界を表 1-2 に示す。

表 1-2 アンカーボルトの許容限界

評価部位	材質	許容限界 (N)	
		引張*	せん断*
アンカーボルト	SUS304	48154	33707

注記 * : アンカーボルトに対する許容引張力及び許容せん断力の許容値は、「各種合成構造設計指針同解説（（社）日本建築学会 平成 22 年）」に基づき算出する。

2. 計算方法

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及びせん断力が、許容限界以下となることを確認する。アンカーボルトの計算は水路横断方向及び水路縦断方向の水平地震力に対して行うこととし、それぞれの計算概要図を図2-1及び図2-2に示す。

なお、アンカーボルトに作用する引張力算定に当たっては、扉体を支持するヒンジ（吊りピン）からの荷重によって、引張力が発生することも踏まえ、出口側集水ピット壁面～扉体重芯位置（＝ヒンジ（吊りピン）の中心）のモーメントを考慮した検討を行う。

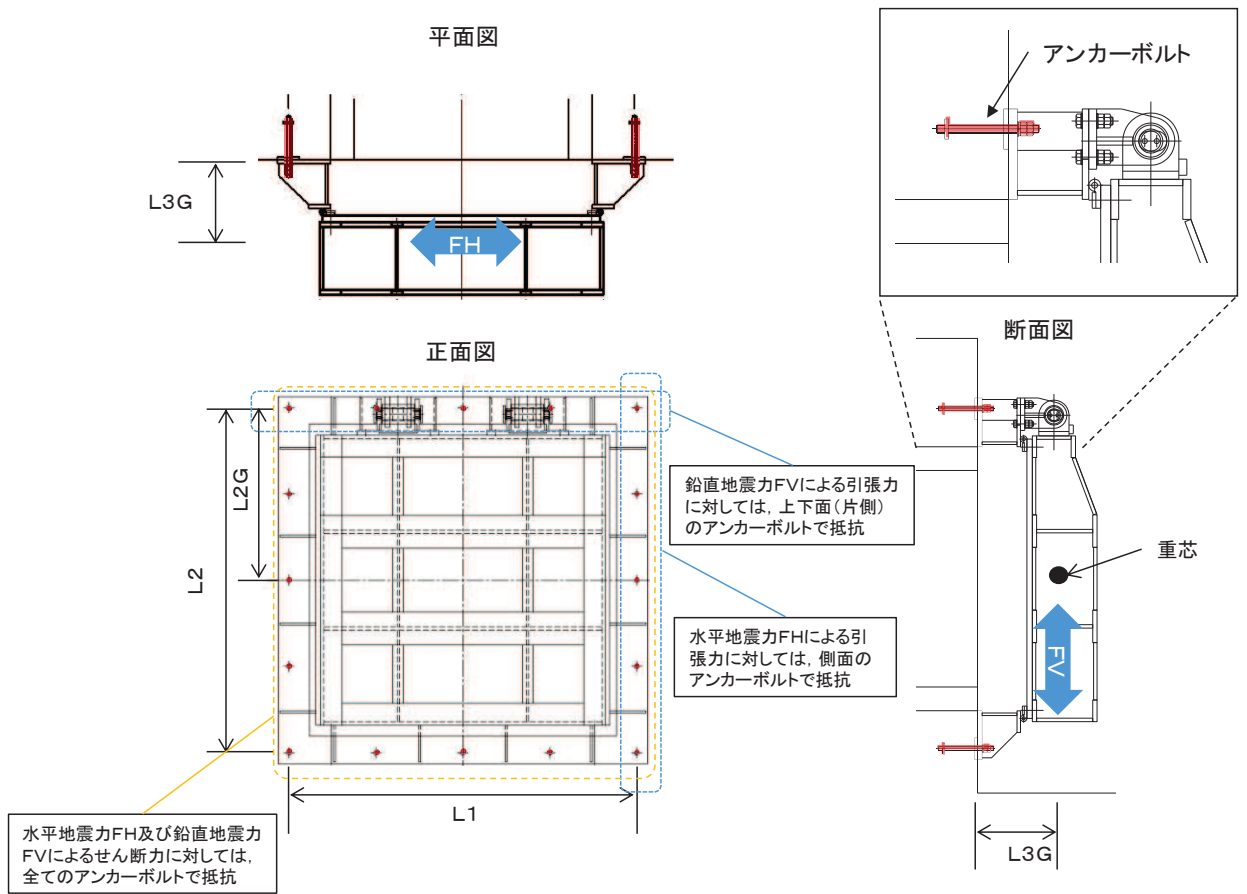


図 2-1 アンカーボルトの計算概要図 (水路横断方向)

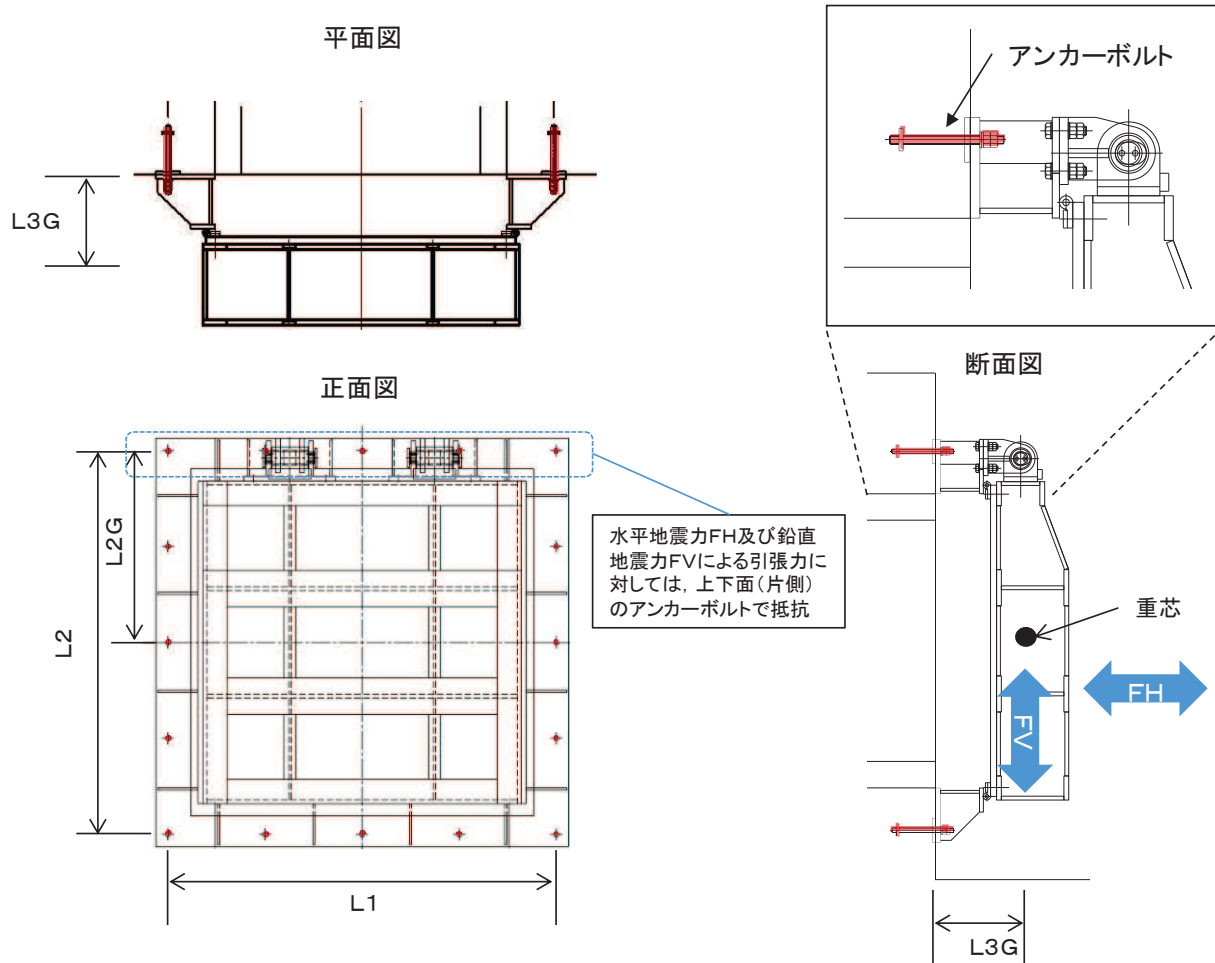


図 2-2 アンカーボルトの計算概要図 (水路縦断方向)

なお、応力算定式は以下のとおりである。

【水路横断方向】

$$P_1 = \frac{FH \cdot L3G}{L1 \cdot n_2} + \frac{(w + FV) \cdot L3G}{L2 \cdot n_1}$$

$$Q = \frac{\sqrt{FH^2 + (w + FV)^2}}{n}$$

【水路縦断方向】

$$P_2 = \frac{FH \cdot (L2 - L2G) + (w + FV) \cdot L3G}{L2 \cdot n_1}$$

ここに、

P_1 、 P_2 ：アンカーボルト1本に作用する引張力 (N) *

Q ：アンカーボルト1本に作用するせん断力 (N)

w ：扉体+戸当りの質量 (kN)

FH ：アンカーボルトに作用する水平方向荷重 (kN)

FV ：アンカーボルトに作用する鉛直方向荷重 (kN)

$L1$ ：水平方向最端部のアンカーボルトスパン (mm)

$L2$ ：鉛直方向最端部のアンカーボルトスパン (mm)

$L2G$ ：上部側アンカーボルト中心～扉体重芯距離 (mm)

$L3G$ ：壁面～扉体重芯（ヒンジ（吊りピン）中心）距離 (mm)

n ：アンカーボルト総本数(本)

n_1 ：上下面のアンカーボルト片側本数(本)

n_2 ：側面のアンカーボルト片側本数(本)

注記*：2つの式のうち、大きくなる荷重を評価に用いる。

3. 応力計算

アンカーボルトに作用する荷重について、以下の式にて計算を行う。

また、アンカーボルト 1 本に作用する引張力 P は P₁ と P₂ の大きい方を使用する。

$$P_1 = \frac{FH \cdot L3G}{L1 \cdot n_2} + \frac{(w + FV) \cdot L3G}{L2 \cdot n_1}$$

$$P_2 = \frac{FH \cdot (L2 - L2G) + (w + FV) \cdot L3G}{L2 \cdot n_1}$$

$$Q = \frac{\sqrt{FH^2 + (w + FV)^2}}{n}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 3-1 に示す。

表 3-1 アンカーボルトの発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P	アンカーボルト 1 本に作用する引張力	—	N
Q	アンカーボルト 1 本に作用するせん断力	—	N
w	扉体 + 戸当りの質量	22064.9625	N
FH	水平地震力	17651.97	N
FV	鉛直地震力	11032.48125	N
L1	水平方向最端部のアンカーボルトスパン	1610	mm
L2	鉛直方向最端部のアンカーボルトスパン	1570	mm
L2G	上部側アンカーボルト中心～ 扉体重芯距離	785	mm
L3G	壁面～扉体重芯距離	255	mm
n	アンカーボルト総本数	16	本
n ₁	上下面のアンカーボルト片側本数	5	本
n ₂	側面のアンカーボルト片側本数	5	本

以上により、

$$P_1 = \frac{17651.97 \cdot 255}{1610 \cdot 5} + \frac{(22064.9625 + 11032.48125) \cdot 255}{1570 \cdot 5} = 1635N$$

$$P_2 = \frac{17651.97 \cdot (1570 - 785) + (22064.9625 + 11032.48125) \cdot 255}{1570 \cdot 5} = 2841N$$

$$Q = \frac{\sqrt{17651.97^2 + (22064.9625 + 11032.48125)^2}}{16} = 2345\text{N}$$

よって、 $P = P_2$ とする。

3. 評価結果

アンカーボルトの評価結果を表3-1 に示す。

発生値が許容値以下であることから十分な構造健全性を有することを確認した。

表 3-1 評価結果（アンカーボルト）

評価部位	評価項目	発生値 a (N)	許容値 b (N)	照査値 a/b
アンカーボルト	引張	2841	48154	0.06
	せん断	2345	33707	0.07

- 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
- 6.5.1 逆流防止設備に関する補足説明
- 6.5.1.2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の強度計算書に関する補足説明

目次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	3
2.3 評価方針	6
2.4 適用基準	8
2.5 記号の説明	10
3. 評価部材	12
3.1 荷重伝達経路	12
3.2 評価部材	13
4. 固有周期	15
4.1 固有周期の計算方法	15
4.2 固有周期の計算条件	15
4.3 固有周期の計算結果	16
5. 構造強度評価	17
5.1 構造強度評価方法	17
5.2 荷重及び荷重の組合せ	17
5.2.1 荷重の設定	17
5.2.2 荷重の組合せ	18
5.3 許容限界	20
5.4 設計用地震力	23
5.5 計算方法	25
5.6 計算条件	36
5.7 応力計算	37
6. 評価結果	59
7. 出口側集水ピットの強度評価	60
7.1 出口側集水ピットの構造概要	60
7.2 評価方針	63
8. 強度評価方法	65
8.1 記号の定義	65
8.2 荷重算出断面	66

8.3	荷重及び荷重の組合せ	67
8.3.1	荷重	67
8.3.2	荷重の組合せ	67
8.4	許容限界	69
8.4.1	構造部材の健全性に対する許容限界	69
8.4.2	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	70
8.5	評価方法	71
8.5.1	二次元動的解析	71
8.5.2	三次元構造解析	104
8.5.3	評価方法	128
9.	評価条件	129
10.	評価結果	130
10.1	構造部材の健全性に対する評価結果	130
10.1.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	130
10.1.2	せん断破壊に対する評価結果	132
10.2	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	133

(参考資料1) 屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) の構造詳細について



: 本日の説明範囲

岩盤が分布しており、これらの地盤のせん断変形が地震時に出口側集水ピットの応答に影響を与えると判断されることから、これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

解析ケースを表 8.5-1 に示す。

初期せん断弾性係数の標準偏差 σ を用いて設定した解析ケース②及び③を実施することにより地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

また、材料物性のばらつきとして構造物の実強度に基づいて設定した解析ケース④を実施することにより、材料物性のばらつきの影響を考慮する。

なお、出口側集水ピットは、新設構造物であり許容応力度法により設計を行っており、十分に裕度を確保した設計としていることから、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④による耐震評価は実施せず、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に対する応答加速度抽出において、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④を実施する。

表 8.5-1 解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C _L 級岩盤, C _M 級岩盤, C _H 級岩盤, B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値	平均値 + 1 σ
ケース③	設計基準強度	平均値	平均値 - 1 σ
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度*	平均値	平均値

注記*: 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

d. 減衰定数

減衰定数は、「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」に従い、構造部材の減衰定数は、粘性減衰及び履歴減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリクス及び剛性マトリクスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与える。なお、構造部材を線形はり要素でモデル化する場合は、Rayleigh 減衰のみを設定する。

$$[c] = \alpha [m] + \beta [k]$$

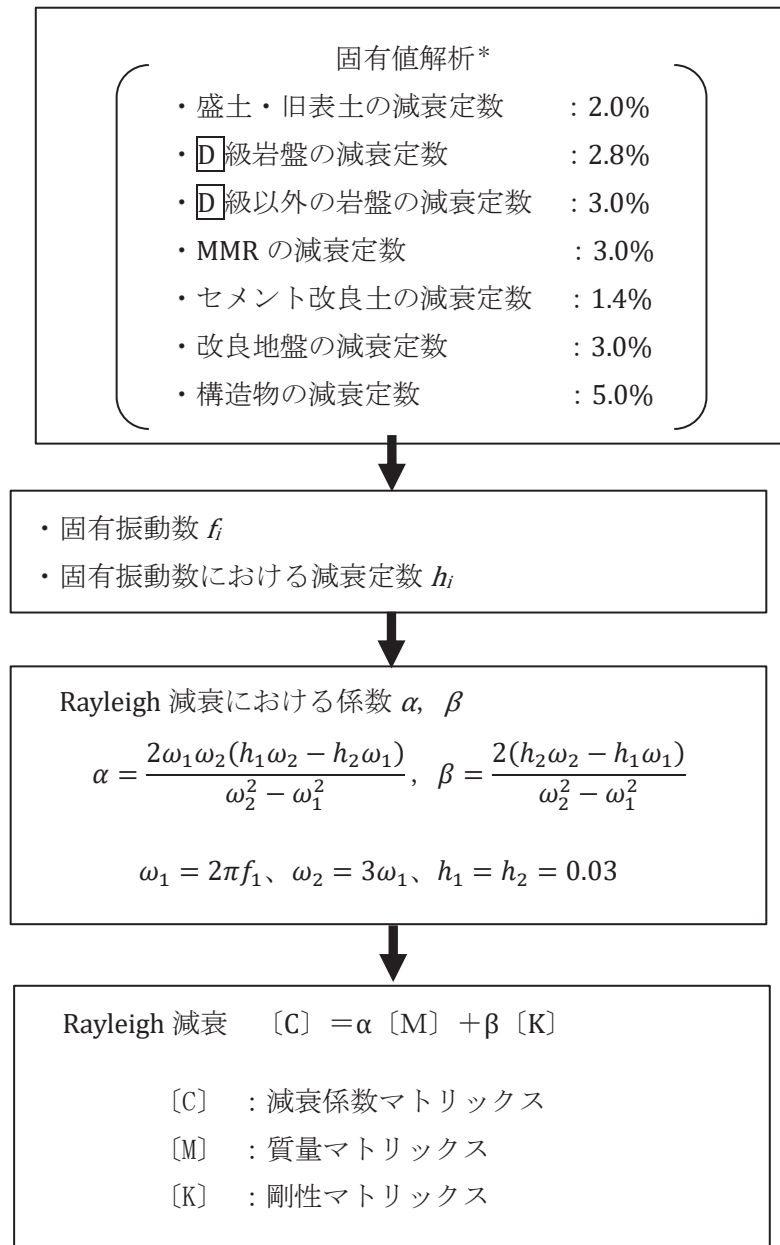
[c] : 減衰係数マトリクス

[m] : 質量マトリクス

[k] : 剛性マトリクス

α, β : 係数

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の出口側集水ピットは、全応力解析であることから、質量比例型減衰と剛性比例型減衰の組み合わせによる減衰を設定する。Rayleigh 減衰の設定フローを図 8.5-2 に示す。



注記* : 固有値解析における減衰定数は、「補足-600-1 地盤の支持性能について」に示す解析用物性値を基に設定する。また、構造物の減衰定数は原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1987）に基づき設定する。

図 8.5-2 Rayleigh 減衰の設定フロー

- 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
- 6.5.1 逆流防止設備に関する補足説明
- 6.5.1.3 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の耐震性についての計算書に関する補足説明

目次

1.	概要	1
2.	一般事項	2
2.1	配置概要	2
2.2	構造計画	3
2.3	評価方針	7
2.4	適用基準	9
2.5	記号の説明	11
3.	評価部位	15
3.1	荷重伝達経路	15
3.2	評価部位	17
3.3	評価方向の整理	20
4.	固有周期	22
4.1	固有周期の計算方法	22
4.1.1	閉門時	22
4.1.2	開門時	23
4.2	固有周期の計算結果	24
5.	構造強度評価	25
5.1	構造強度評価方法	25
5.2	荷重及び荷重の組合せ	25
5.2.1	荷重の設定	25
5.2.2	荷重の組合せ	25
5.3	許容限界	27
5.4	設計用地震力	32
5.5	計算方法	36
5.6	計算条件	75
5.7	応力計算	79
6.	評価結果	154
7.	出口側集水ピットの強度評価	157
7.1	出口側集水ピットの構造概要	157
7.2	評価方針	160
8.	地震応答解析	162
8.1	地震時荷重算出断面	162

8.2	解析方法	163
8.2.1	地震応答解析手法	163
8.2.2	構造部材	163
8.2.3	材料物性及び地盤物性のばらつき	164
8.2.4	減衰定数	164
8.2.5	地震応答解析の検討ケースの選定	165
8.3	荷重及び荷重の組合せ	167
8.3.1	耐震評価上考慮する状態	167
8.3.2	荷重	167
8.3.3	荷重の組合せ	169
8.4	入力地震動	170
8.5	解析モデル及び諸元	186
8.5.1	解析モデル	186
8.5.2	使用材料及び材料の物性値	192
8.5.3	地盤の物性値	192
8.6	地震応答解析結果	198
8.6.1	解析ケースと照査値	198
8.6.2	各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果	203
8.6.3	作用荷重分布図	205
8.6.4	最大加速度分布図	208
9.	三次元構造解析	225
9.1	評価対象部材	225
9.2	解析方法	225
9.3	解析モデル及び諸元	226
9.4	照査時刻	233
9.5	入力荷重	234
9.5.1	慣性力	235
9.5.2	地震時増分土圧及び周面せん断土圧	237
10.	耐震評価	238
10.1	許容限界	238
10.1.1	構造部材の健全に対する許容限界	238
10.2	評価方法	239
10.3	三次元構造解析結果	239
11.	評価結果	241
11.1	構造部材の断面力分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）	241
11.2	構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）	248
11.3	構造部材の健全性に対する評価結果	252
11.3.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	252

11.3.2 せん断破壊に対する評価結果	257
11.4 基礎地盤の支持性能に対する評価結果	259

(参考資料1) 屋外排水路逆流防止設備(防潮堤北側)の構造詳細について

(参考資料2) 戸当りアンカーボルトの耐震評価

(参考資料3) 照査時刻の妥当性について

: 本日の説明範囲

5.6 計算条件

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の応力評価に用いる計算条件を表5.6-1に示す。

表 5.6-1(1) 応力評価に用いる計算条件 (1/4)

固定荷重 (1門当たりの扉体の自重) G (N)	1門当たりの 扉体面積 A ₁ (mm ²)	水の単位体積重量 W ₀ (N/mm ³)
1.4709975×10 ⁴	2.04×10 ⁶	1.01×10 ⁻⁵

区画	スキンプレート				
	辺長比 (b ₁ /a ₁) による係数k	短辺 a ₁ (mm)	長辺 b ₁ (mm)	板厚 t ₁ (mm)	単位面積当たりの 荷重 P ₁ (N/mm ²)
1~2桁	43.94	400	570	25	0.0094
2~3桁	43.94	400	570	25	0.0094
3~4桁	43.94	400	570	25	0.0094

区画	主桁へ作用する 等分布荷重 W (N/mm)	主桁支間長 L ₂ (mm)	主桁の 断面係数 Z ₂ (mm ³)	主桁の せん断抵抗断面積 A _{w2} (mm ²)
1桁	1.87	1700	8.130379×10 ⁵	3.40×10 ³
2, 3桁	3.75	1700	1.769048×10 ⁶	6.00×10 ³
4桁	1.87	1700	1.137798×10 ⁶	4.50×10 ³

補助縦桁に作用する 各区画の平均荷重 p (N/mm ²)	補助縦桁の 主桁間隔 ℓ (mm)	補助縦桁の断面係数 Z ₃ (mm ³)	補助縦桁の せん断抵抗断面積 A _{w3} (mm ²)
9.4×10 ⁻³	400	3.266545×10 ⁵	2.16×10 ³

アンカーボルト の本数 n ₄ (本)	中央支柱に作用 する荷重 w ₄ (N/mm)	中央支柱固定高 L ₄ (mm)	中央支柱の 断面係数 Z ₄ (mm ³)	中央支柱の せん断抵抗断面積 A _{w4} (mm ²)
32	71.82	2500	1.5535178×10 ⁷	3.43×10 ⁴

表 5.6-1(2) 応力評価に用いる計算条件 (2/4)

中央横桁に作用する荷重 w_5 (N/mm)	中央横桁の支間長 L_5 (mm)	中央横桁の断面係数 Z_5 (mm ³)	中央横桁のせん断抵抗断面積 A_{w5} (mm ²)
52.07	1600	4.897727×10^6	1.50×10^4

ヒンジ (吊りピン)				
支間長 L_6 (mm)	受圧幅 B_6 (mm)	ヒンジに作用する荷重 P (N)	断面係数 Z_6 (mm ³)	断面積 A_6 (mm ²)
176	150	18165	1.2272×10^4	1.963×10^3

単位円周方向幅当たりのエンドプレート面積 A_s (mm ²)	せん断作用位置における周長 l (mm)
9	50π

ヒンジ (プレート)				
最薄部の断面積 A_{h7} (mm ²)	水平地震荷重 P_{H7} (N)	吊ピン中心からヒンジ (プレート) 下端までの距離 L_7 (mm)	断面係数 Z_7 (mm ³)	支圧抵抗面積 A_p (mm ²)
1.2×10^3	9561.4838	75	9.3333×10^3	3.063×10^3

取付けボルトの断面積 A_b (mm ²)	ヒンジ1箇所当たりが負担する扉体の自重 P_{w8} (N/mm ²)	鉛直地震力 P_{v8} (N)	水平地震力 P_{H8} (N)
234.89880	7354.9875	8090.4863	9561.4838

戸当りへ作用する荷重 P_9 (N/mm ²)	扉体幅 L_s (mm)	戸当り支圧部の板厚 L_c (mm)	戸当り横幅 L_x (mm)	戸当り縦幅 L_y (mm)
0.0225	1700	12	2075	3075

上部戸当り支圧幅 b_{w1} (mm)	側部戸当り支圧幅 b_{w2} (mm)	下部戸当り支圧幅 b_{w3} (mm)	中央支柱部戸当り支圧幅 b_{w4} (mm)
275	325	300	125

表 5.6-1(3) 応力評価に用いる計算条件 (3/4)

戸当りへ作用する水平地震力 q (N/mm ²)	戸当り幅 S (mm)
0.0225	275

防護梁			
作用する水平荷重 P_{bh1} (N/mm)	スパン長 L_{b1} (mm)	水平（強軸）方向の 断面係数 Z_{bh1} (mm ³)	水平（強軸）方向の せん断抵抗断面積 A_{wbh1} (mm ²)
6.743	4820	10.22×10^6	14.82×10^3

防護梁				
作用する 鉛直荷重 P_{bv1} (N/mm)	鉛直（弱軸）方向 の断面係数 Z_{bv1} (mm ³)	鉛直（弱軸）方向の せん断抵抗断面積 A_{wbv1} (mm ²)	エンドプレート 下端の鉛直荷重 P_{10} (N)	エンドプレート 下端の断面積 A_{10} (mm ²)
10.892	0.7819×10^6	18.85×10^3	3.08909475×10^5	39.824×10^3

ブラケットに 作用する水平力 P_{b2} (N)	側壁からエンドプレート 中心までの長さ l_{b2} (mm)	ブラケットの 断面係数 Z_{b2} (mm ³)	ブラケットの せん断抵抗断面積 A_{wb2} (mm ²)
16.3×10^3	110	14.67×10^6	50.6×10^3

受け台に作用する引張力 T (N)	ブラケット端部からつなぎ材 ボルト中心までの長さ a (mm)	受け台プレートの 断面係数 Z_c (mm ³)
16.3×10^3	90	13.225×10^3

つなぎ材プレートに 作用する水平力 P_{b3} (N)	エンドプレートから ボルト中心までの長さ l_{b3} (mm)	つなぎ材プレートの 断面係数 Z_{b3} (mm ³)	つなぎ材プレートの 断面積 A_{b3} (mm ²)
16.3×10^3	43	5.995×10^3	1.564×10^3

表 5.6-1(4) 応力評価に用いる計算条件 (4/4)

つなぎ材ボルトに作用する引張力 P_d (N)	つなぎ材ボルトの有効断面積 A_d (mm ²)	アンカーボルト群 1列の断面係数 Z_{b4} (mm)	アンカーボルト群 1列の本数 n (本)
16.3×10^3	245	1225	6

つなぎ材ボルトの有効プレート幅 B_p (mm)	つなぎ材プレート厚 t_p (mm)
36.5	23

押さえ工 (プレート) に作用する防護梁の地震慣性力 F' (N)	押さえ工 (プレート) の断面係数 Z_{b5} (mm ³)	押さえ工 (プレート) の断面積 A_{b5} (mm ²)
2.035×10^5	3.5532×10^4	1.1844×10^4

押さえ工 (ボルト) の鉛直方向のピッチ l_{b5} (mm)	押さえ工 (ボルト) の本数 n_5 (本)
200	8

(15) 漂流物防護工（押さえ工）

押さえ工は、押さえ工（プレート）と押さえ工（ボルト）から構成し、防護梁のエンドプレートからの鉛直上向きの地震荷重に対して支持する構造である。計算方法は、図 5.7-23 に示すように、押さえ工（プレート）は側壁に押さえ工（ボルト）で固定された片持ち梁としてモデル化する。押さえ工（ボルト）は、押さえ工（プレート）に発生する荷重に対して、所用の引張力及びせん断力が確保できるか確認する。また、押さえ工の応力算定式は以下のとおりである。

【押さえ工（プレート）】

$$M_{\text{max}} = F' \cdot \ell_{b2}$$

$$S_{\text{max}} = F'$$

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_{b5}}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A_{b5}}$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

ここで、

- F' : 押さえ工（プレート）に作用する防護梁の地震慣性力 (N)
- ℓ_{b2} : 側壁からエンドプレート中心までの長さ (mm)
- Z_{b5} : 押さえ工（プレート）の断面係数 (mm³)
- A_{b5} : 押さえ工（プレート）の断面積 (mm²)
- M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{max} : 最大せん断力 (N)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)

【押さえ工（ボルト）】

$$P_{b5} = \frac{M_{b5}'}{\ell_{b5} \cdot n_5}$$

$$q_{b5} = \frac{Q_{b5}'}{n_5}$$

ここで、

- P_{b5} : 押さえ工（ボルト）1本の引張力（N）
- q_{b5} : 押さえ工（ボルト）1本のせん断力（N）
- M_{b5}' : 押さえ工（プレート）に生じる曲げモーメント（N・mm）
- ℓ_{b5} : 押さえ工（ボルト）の鉛直方向のピッチ（mm）
- Q_{b5}' : 押さえ工（プレート）に生じるせん断力（N）
- n_5 : 押さえ工（ボルト）の本数（本）

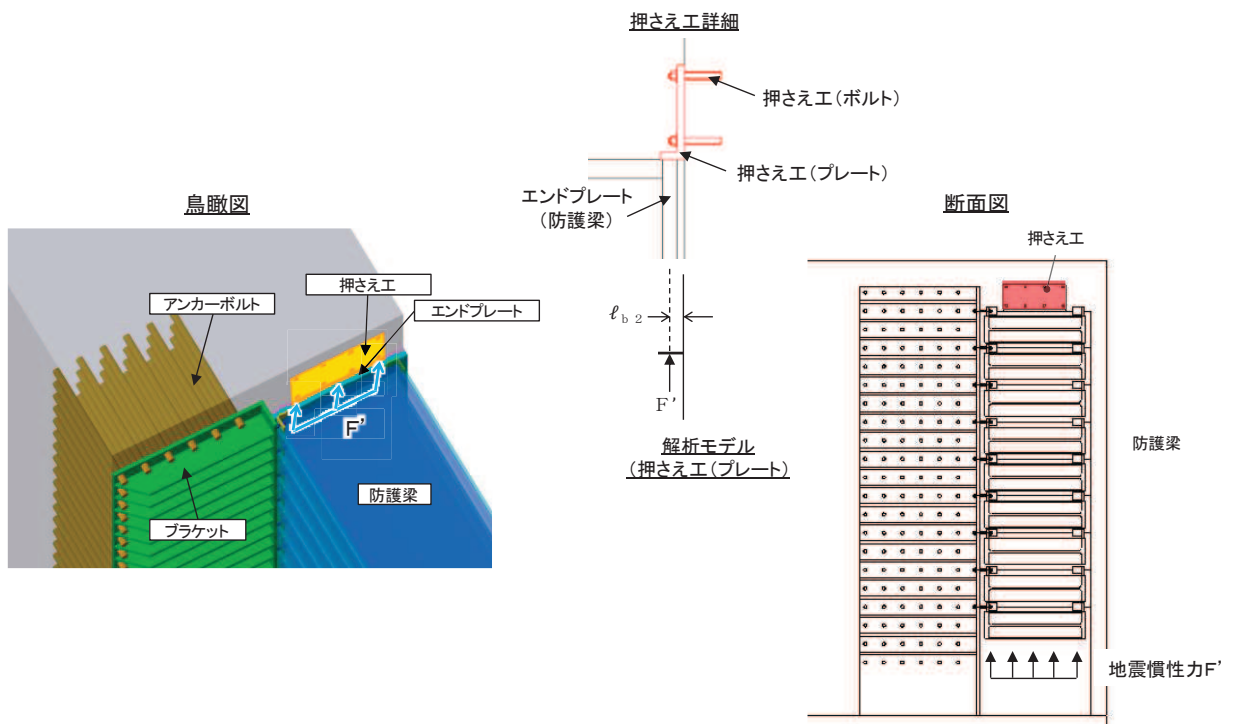


図 5.7-23 押さえ工の構造図及びモデル図

押さえ工の応力算定結果は以下のとおり。また、表 5.7-36 に押さえ工の計算諸元を示す。

表 5.7-36 押さえ工の計算諸元

記号	定義	数値	単位
F'	押さえ工（プレート）に作用する防護梁の地震慣性力	2.035×10^5	N
l_{b2}	側壁からエンドプレート中心までの長さ	40	mm
Z_{b5}	押さえ工（プレート）の断面係数	3.5532×10^4	mm ³
A_{b5}	押さえ工（プレート）の断面積	1.1844×10^4	mm ²
l_{b5}	押さえ工（ボルト）の鉛直方向のピッチ	200	mm
n_5	押さえ工（ボルト）の本数	8	本

【押さえ工（プレート）】

$$M_{max} = F' / 2 \cdot l_{b2} = 2.035 \times 10^5 / 2 \times 40 = 4.07 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$S_{max} = F' / 2 = 1.0175 \times 10^5 \text{ N}$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{b5}} = \frac{4.07 \times 10^6}{3.5532 \times 10^4} = 114.544636 = 115 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_{b5}} = \frac{1.0175 \times 10^5}{1.1844 \times 10^4} = 8.59084769 = 9 \text{ N/mm}^2$$

【押さえ工（ボルト）】

$$P_{b5} = \frac{M_{b5}'}{l_{b5} \cdot n_5} = \frac{4.07 \times 10^6}{200 \times 4} = 5.0875 = 6 \text{ kN}$$

$$q_{b5} = \frac{Q_{b5}'}{n_5} = \frac{1.0175 \times 10^5}{8} = 12.71875 = 13 \text{ kN}$$

6. 評価結果

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の評価部位の応力評価結果を表6-1 に示す。

発生応力が許容応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 6-1(1) 耐震評価結果（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち扉体）

評価部位		地震力方向	評価応力	発生応力 a (N/mm ²)	許容応力 b (N/mm ²)	照査値 a/b		
扉体	スキンプレート	水路縦断方向	曲げ応力度	1.06	154	0.01		
	主桁	水路縦断方向	曲げ応力度	1桁	0.84	154	0.01	
				2,3桁	0.77	154	0.01	
				4桁	0.60	154	0.01	
			せん断応力度	1桁	0.47	88	0.01	
				2,3桁	0.54	88	0.01	
				4桁	0.36	88	0.01	
			-	合成応力度	1桁	1.17	154	0.01
					2,3桁	1.22	154	0.01
					4桁	0.87	154	0.01
	補助縦桁	水路縦断方向	曲げ応力度	0.16	153	0.01		
			せん断応力度	0.18	88	0.01		
		-	合成応力度	0.36	154	0.01		
	中央支柱	水路縦断方向	曲げ応力度	2.41	143	0.02		
			せん断応力度	2.62	88	0.03		
		-	合成応力度	5.14	154	0.04		
	中央支柱（アンカーボルト）	水路縦断方向	引張力*	3.60×10^3	2.92×10^5	0.02		
			せん断力*	2.81×10^3	2.04×10^5	0.02		
	中央横桁	水路縦断方向	曲げ応力度	3.41	153	0.03		
			せん断応力度	2.78	88	0.04		
		-	合成応力度	5.91	154	0.04		

注記*：アンカーボルトの照査については発生力（単位：N），許容値（単位：N）を示す。

表 6-1(2) 耐震評価結果（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち扉体）

評価部位		地震力方向	評価応力	発生応力 a (N/mm ²)	許容応力 b (N/mm ²)	照査値 a/b
扉体	ヒンジ (プレート)	水路縦断方向	せん断応力度	15.14	88	0.18
		水路横断方向	曲げ応力度	12.88	154	0.09
			支圧応力度	76.84	231	0.34
			せん断応力度	3.13	88	0.04
	ヒンジ(ピン)	水路縦断方向	曲げ応力度	37.38	154	0.25
		鉛直方向	せん断応力度	6.17	88	0.08
		—	合成応力度	38.88	154	0.26
	エンドプレート	水路横断方向	せん断応力度	6.8	88	0.08
	ヒンジ取付け ボルト	水路縦断方向	引張応力度	32.88	154	0.22
		鉛直方向	せん断応力度	20.36	88	0.24
—		合成応力度	48.22	154	0.32	

表 6-1(3) 耐震評価結果（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち固定部）

評価部位		地震力方向	評価応力	発生応力 a (N/mm ²)	許容応力 b (N/mm ²)	照査値 a/b
固定部	ヒンジ取付け ボルト	水路縦断方向	引張応力度	10.18	154	0.07
		鉛直方向	せん断応力度	16.44	88	0.19
		—	合成応力度	30.24	154	0.20
		水路横断方向	せん断応力度	19.34	88	0.22
	戸当り	水路縦断方向	支圧応力度	1.60	231	0.01
	戸当り部 コンクリート	水路縦断方向	支圧応力度	0.07	13.5	0.01
			せん断応力度	0.04	1.5	0.03

表 6-1(4) 耐震評価結果（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち漂流物防護工）

評価部位		地震力方向	評価応力	発生応力 a (N/mm ²)	許容応力 b (N/mm ²)	照査値 a/b	
漂流物防護工	防護梁	水路縦断方向	曲げ応力度	41	382	0.11	
		鉛直方向	せん断応力度	2	217	0.01	
		—	合成応力度	0.02	1.2	0.02	
		水路縦断方向 鉛直方向	二軸応力	0.02	1.2	0.02	
	出口側集水ピット 底板コンクリート	鉛直方向	支圧応力度	7.76	13.5	0.58	
	ブラケット	水路縦断方向	曲げ応力度	1	382	0.01	
			せん断応力度	1	217	0.01	
		—	合成応力度	0.01	1.2	0.01	
	つなぎ材 (M20)	水路縦断方向	引張応力度	67	210	0.32	
	つなぎ材 (プレート)	水路縦断方向	曲げ応力度	117	382	0.31	
			せん断応力度	11	217	0.06	
		—	合成応力度	0.10	1.2	0.09	
		水路横断方向	せん断応力度	20	217	0.10	
	アンカー ボルト			評価項目	発生値 a (kN)	許容値 b (kN)	照査値 a/b
		水路縦断方向	引張	1	105	0.01	
			せん断	2	85	0.03	
		—	合成	0.01	1.2	0.01	
	押さえ工 (プレート)			評価応力	発生応力 a (N/mm ²)	許容応力 b (N/mm ²)	照査値 a/b
		鉛直方向	曲げ応力度	115	382	0.31	
			せん断応力度	9	217	0.01	
合成応力度			0.10	1.2	0.09		
押さえ工 (ボルト)			評価項目	発生値 a (kN)	許容値 b (kN)	照査値 a/b	
	鉛直方向	引張	6	22.4	0.27		
		せん断	13	36.9	0.36		
		合成	0.20	1.2	0.17		

(参考資料 2) 戸当りアンカーボルトの強度評価

1. 許容限界

1.1 使用材料

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の戸当りアンカーボルトの使用材料を表 1-1 に示す。

表 1-1 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
アンカーボルト	SUS304	頭付きアンカーボルト (M20)

1.2 許容限界

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の戸当りアンカーボルトの許容限界を表 1-2 に示す。

表 1-2 アンカーボルトの許容限界

評価部位	材質	許容限界 (N)	
		引張*	せん断*
アンカーボルト	SUS304	48154	33707

注記 * : アンカーボルトに対する許容引張力及び許容せん断力の許容値は、「各種合成構造設計指針同解説（（社）日本建築学会 平成 22 年）」に基づき算出する。

2. 計算方法

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及びせん断力が、許容限界以下となることを確認する。アンカーボルトの計算は水路横断方向及び水路縦断方向の水平地震力に対して行うこととし、それぞれの計算概要図を図2-1及び図2-2に示す。アンカーボルトの検討に当たっては、戸当りが上下の扉体2門の周囲に設置するため、2門分の荷重で検討する。

なお、アンカーボルトに作用する引張力算定に当たっては、扉体を支持するヒンジ（吊りピン）からの荷重によって、引張力が発生することも踏まえ、出口側集水ピット壁面～扉体重芯位置（＝ヒンジ（吊りピン）の中心）のモーメントを考慮した検討を行う。

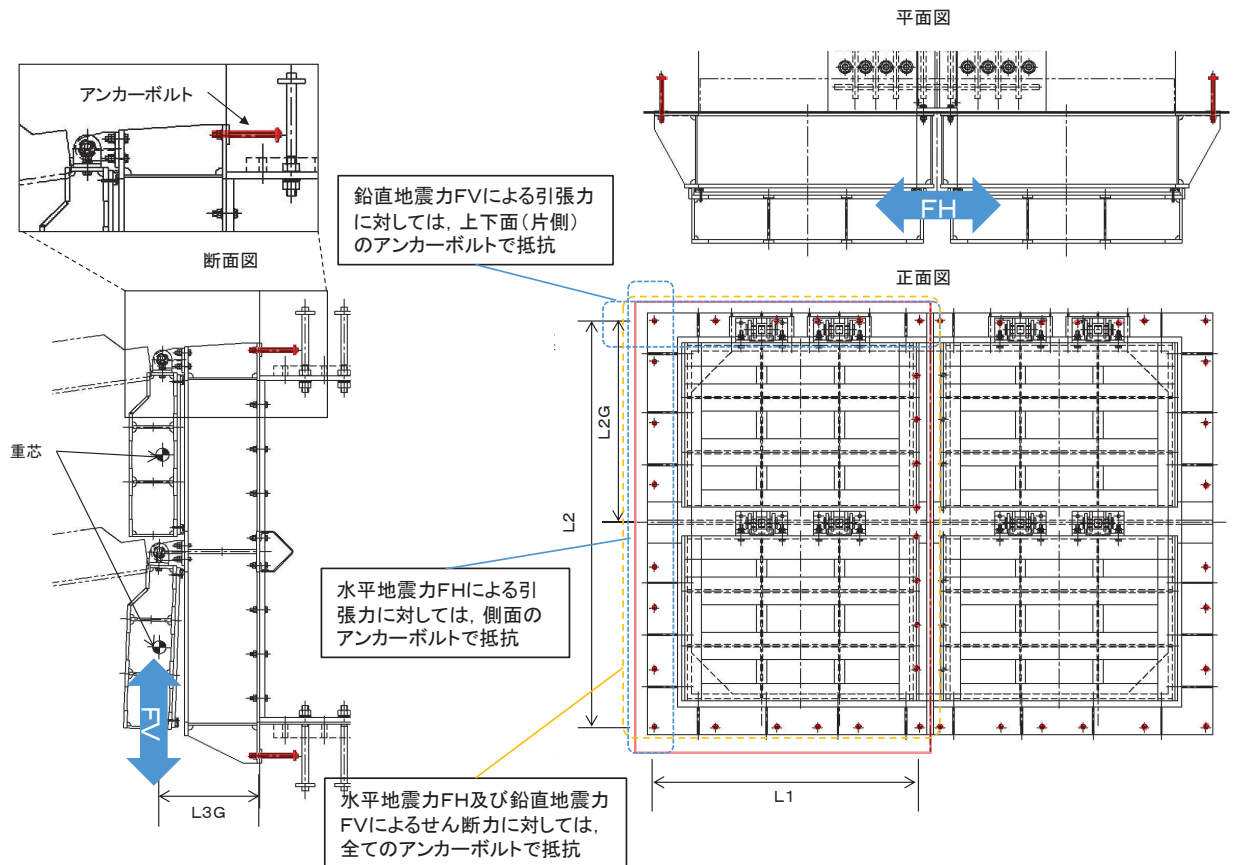


図 2-1 アンカーボルトの計算概要図（水路横断方向）

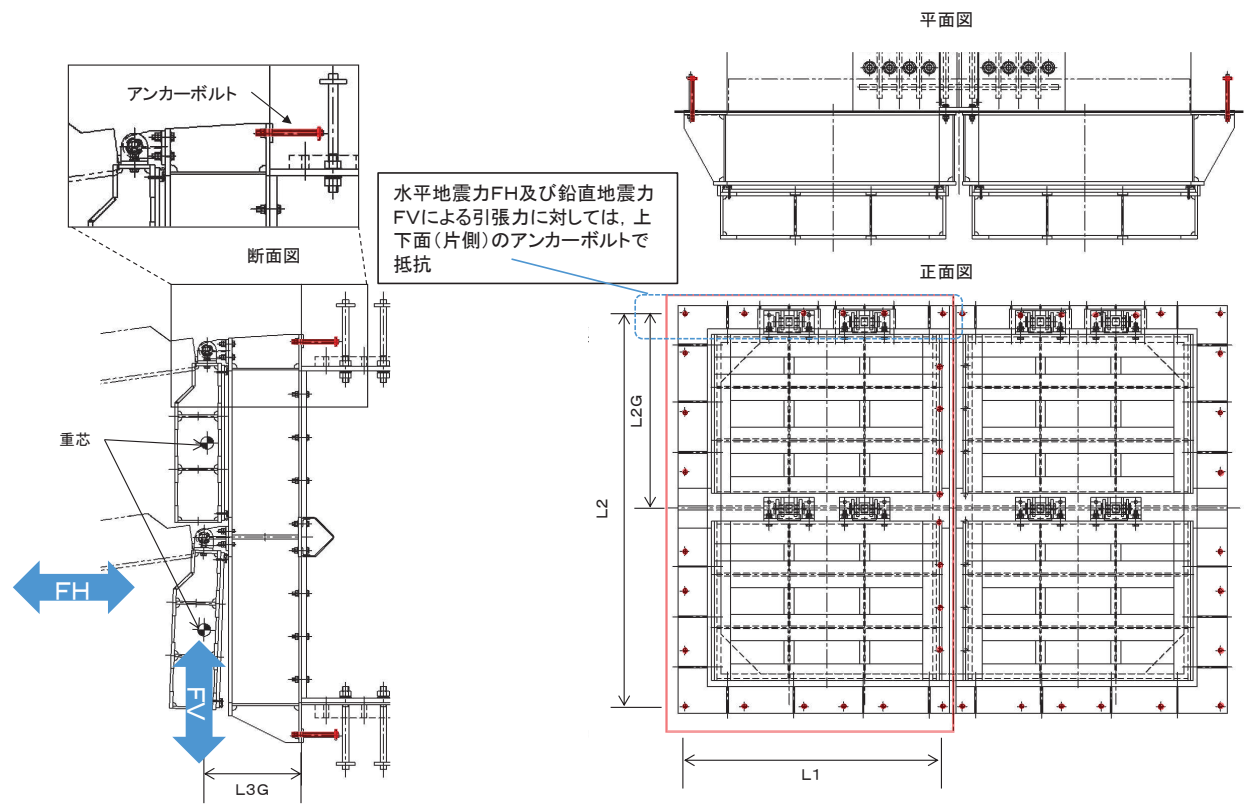


図 2-2 アンカーボルトの計算概要図 (水路縦断方向)

なお、応力算定式は以下のとおりである。

【水路横断方向】

$$P_1 = \frac{FH \cdot L_3 G}{L_1 \cdot n_2} + \frac{(w + FV) \cdot L_3 G}{L_2 \cdot n_1}$$

$$Q = \frac{\sqrt{FH^2 + (w + FV)^2}}{n}$$

【水路縦断方向】

$$P_2 = \frac{FH \cdot (L_2 - L_2 G) + (w + FV) \cdot L_3 G}{L_2 \cdot n_1}$$

ここに、

P_1 、 P_2 ：アンカーボルト 1 本に作用する引張力 (N) *

Q ：アンカーボルト 1 本に作用するせん断力 (N)

w ：扉体+戸当りの質量 (kN)

FH ：アンカーボルトに作用する水平方向荷重 (kN)

FV ：アンカーボルトに作用する鉛直方向荷重 (kN)

L_1 ：水平方向最端部のアンカーボルトスパン (mm)

L_2 ：鉛直方向最端部のアンカーボルトスパン (mm)

$L_2 G$ ：上部側アンカーボルト中心～扉体重芯距離 (mm)

$L_3 G$ ：壁面～扉体重芯（ヒンジ（吊りピン）中心）距離 (mm)

n ：アンカーボルト総本数(本)

n_1 ：上下面のアンカーボルト片側本数(本)

n_2 ：側面のアンカーボルト片側本数(本)

注記*：2つの式のうち、大きくなる荷重を評価に用いる。

3. 応力計算

アンカーボルトに作用する荷重について、以下の式にて計算を行う。

また、アンカーボルト 1 本に作用する引張力 P は P₁ と P₂ の大きい方を使用する。

$$P_1 = \frac{FH \cdot L_{3G}}{L_1 \cdot n_2} + \frac{(w + FV) \cdot L_{3G}}{L_2 \cdot n_1}$$

$$P_2 = \frac{FH \cdot (L_2 - L_{2G}) + (w + FV) \cdot L_{3G}}{L_2 \cdot n_1}$$

$$Q = \frac{\sqrt{FH^2 + (w + FV)^2}}{n}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 3-1 に示す。

表 3-1 アンカーボルトの発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位	
P	アンカーボルト 1 本に作用する引張力	—	N	
Q	アンカーボルト 1 本に作用するせん断力	—	N	
w	扉体+戸当りの質量	51484.91	N	
FH	水平地震力	66930.39	N	
FV	鉛直地震力	56633.40	N	
L ₁	水平方向最端部のアンカーボルトスパン	1950	mm	
L ₂	鉛直方向最端部のアンカーボルトスパン	2975	mm	
L _{2G}	上部側アンカーボルト中心～ 扉体重芯距離	1470	mm	
L _{3G}	壁面～扉体重芯距離	713	mm	
n	アンカーボルト総本数	26	本	
n ₁	上下面のアンカーボルト片側本数	6	本	
n ₂	側面のアンカーボルト片側本数	扉体内側	10	本
		扉体外側	8	

以上により,

$$P_1 = \frac{66930.39 \cdot 713}{1950 \cdot 8} + \frac{(51484.91 + 56633.40) \cdot 713}{2975 \cdot 6} = 7378\text{N}$$

$$P_2 = \frac{66930.39 \cdot (2975 - 1470) + (51484.91 + 56633.40) \cdot 713}{2975 \cdot 6} = 9962\text{N}$$

$$Q = \frac{\sqrt{66930.39^2 + (51484.91 + 56633.40)^2}}{26} = 4891\text{N}$$

よって, $P = P_2$ とする。

3. 評価結果

アンカーボルトの評価結果を表3-1 に示す。

発生値が許容値以下であることから十分な構造健全性を有することを確認した。

表 3-1 評価結果 (アンカーボルト)

評価部位	評価項目	発生値 a (N)	許容値 b (N)	照査値 a/b
アンカーボルト	引張	9962	48154	0.21
	せん断	4891	33707	0.15

(参考資料 3) 照査時刻の選定の妥当性について

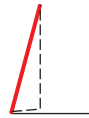

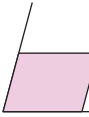
1. はじめに

三次元構造解析を行う箱形構造物は、構造的特徴を踏まえ、損傷モードごと及び部材ごとに評価が厳しくなる照査時刻を選定しており、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットについては表 1-1 に示す照査時刻を選定している。

本検討では、表 1-1 に示す照査時刻（3 時刻）における地震時荷重の包絡値（照査時刻包絡値）と全時刻における地震時荷重の包絡値（全時刻包絡値）の深度分布を比較し、照査時刻以外の荷重状態が、耐震評価に影響を及ぼすことなく時刻選定が妥当であることを検証する。

検証の結果、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットの耐震評価において、照査時刻の荷重より大きい荷重は、構造物の西側（山側）→東側（海側）に作用する荷重や底版に軸圧縮力として作用する荷重であり、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットの耐震評価への影響を与えない荷重であることを確認した。以上から、現設計で実施している照査時刻が妥当であることを確認した。

表 1-1 照査時刻の考え方

照査時刻	損傷モード	着目部位		荷重抽出時刻
時刻 1	曲げ・軸力系の破壊	壁 (面外)		構造物の上面と下面の層間変位が最大となる時刻
時刻 2	せん断破壊 (面外)	壁 (面外)		総水平荷重が最大となる時刻
時刻 3 (時刻 1)	せん断破壊 (面内)	壁 (面内)		面部材の層間変位が最大となる時刻

2. 確認手順

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットは、表 1-1 に示す照査時刻の考え方に基づき 3 時刻の照査時刻を選定し、図 2-1 及び図 2-2 に示す耐震評価フローに従い、28 ケースの三次元構造解析による耐震評価を行っている。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットの耐震評価における照査時刻の妥当性の検証は、図 2-3 に示す確認フローに基づき行うこととし、選定した 3 時刻とは異なる時刻における荷重状態が、耐震評価に影響を及ぼさないことを確認する。

確認方法は、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットの耐震評価で選定した照査時刻包絡値（3 時刻の地震時荷重の包絡値）と全時刻包絡値の深度分布を比較し、照査時刻包絡値と全時刻包絡値の大小関係を確認する。照査時刻包絡値が全時刻包絡値を包含していない場合は、包含していない時刻を抽出し、その時刻の荷重状態が屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットの耐震評価に影響を与える可能性があるかを確認する。なお、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットが地中構造物であり、主たる荷重が土圧であることを踏まえ、地震時荷重は土圧に着目する。

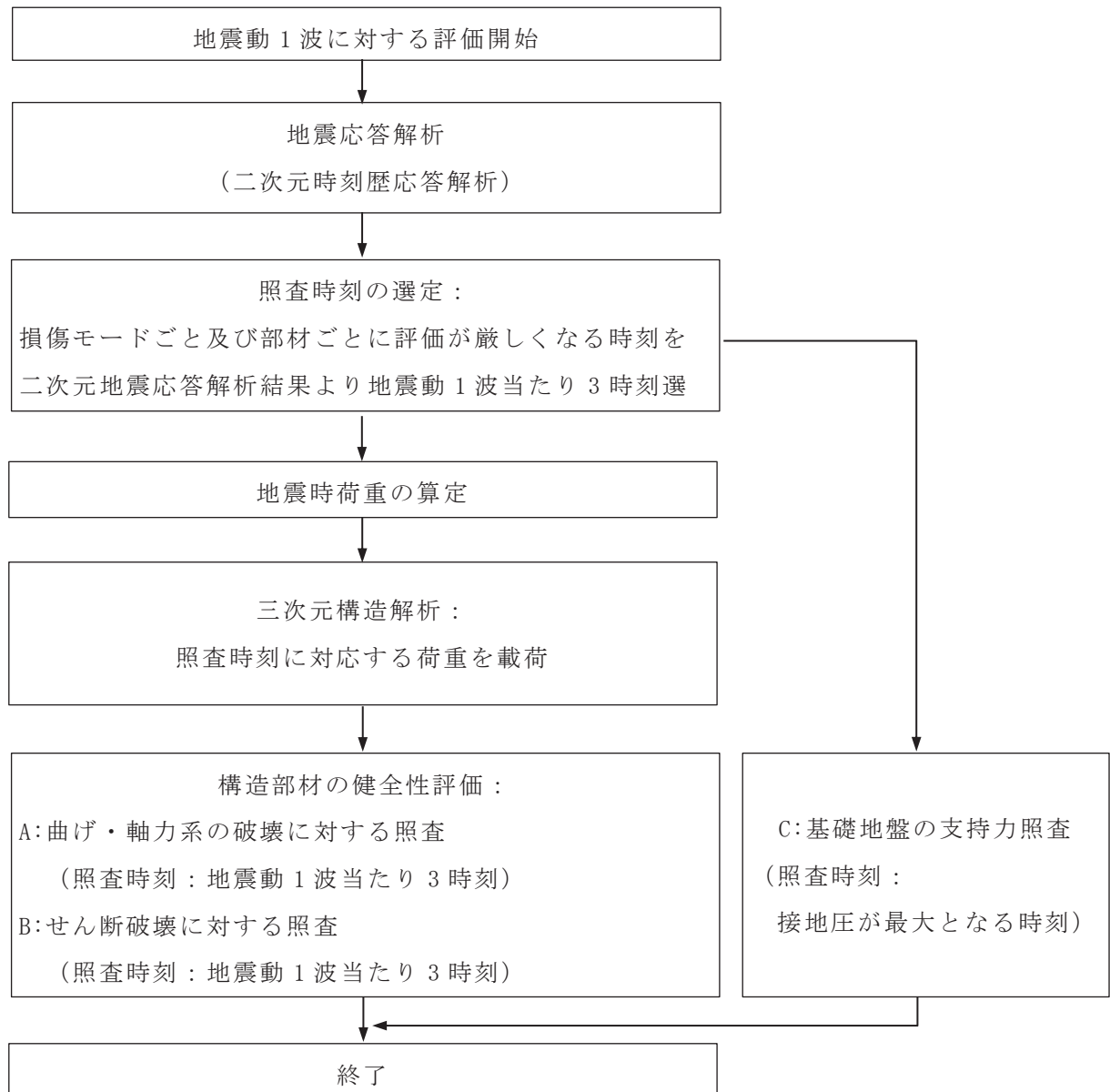


図 2-1 耐震評価フロー（基本フロー（地震動 1 波に対する評価フロー））

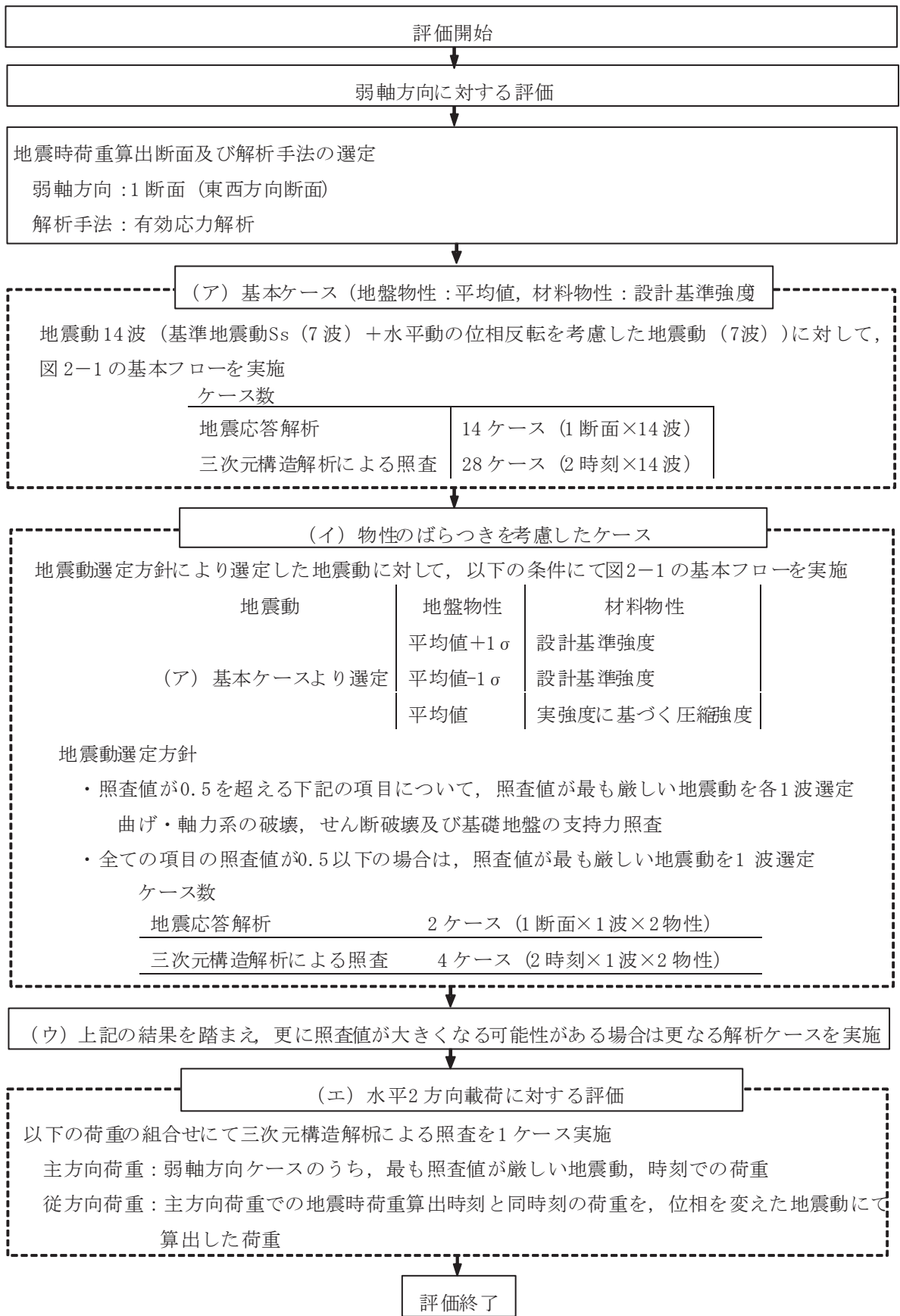
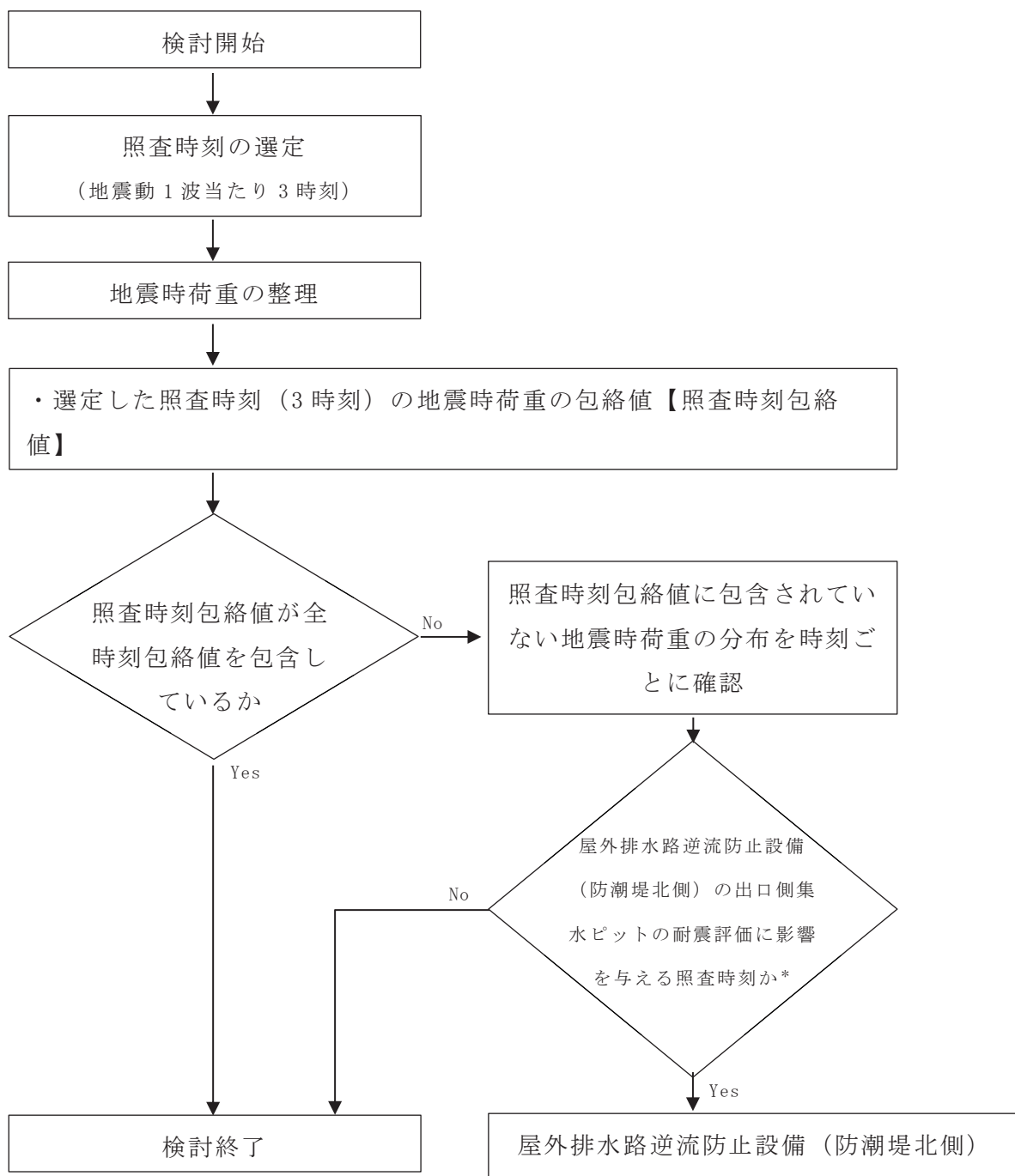


図2-2 耐震評価フロー（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットの三次元構造解析フロー）



注記*：深度方向の地震時荷重の分布により確認する。

図 2-3 確認フロー

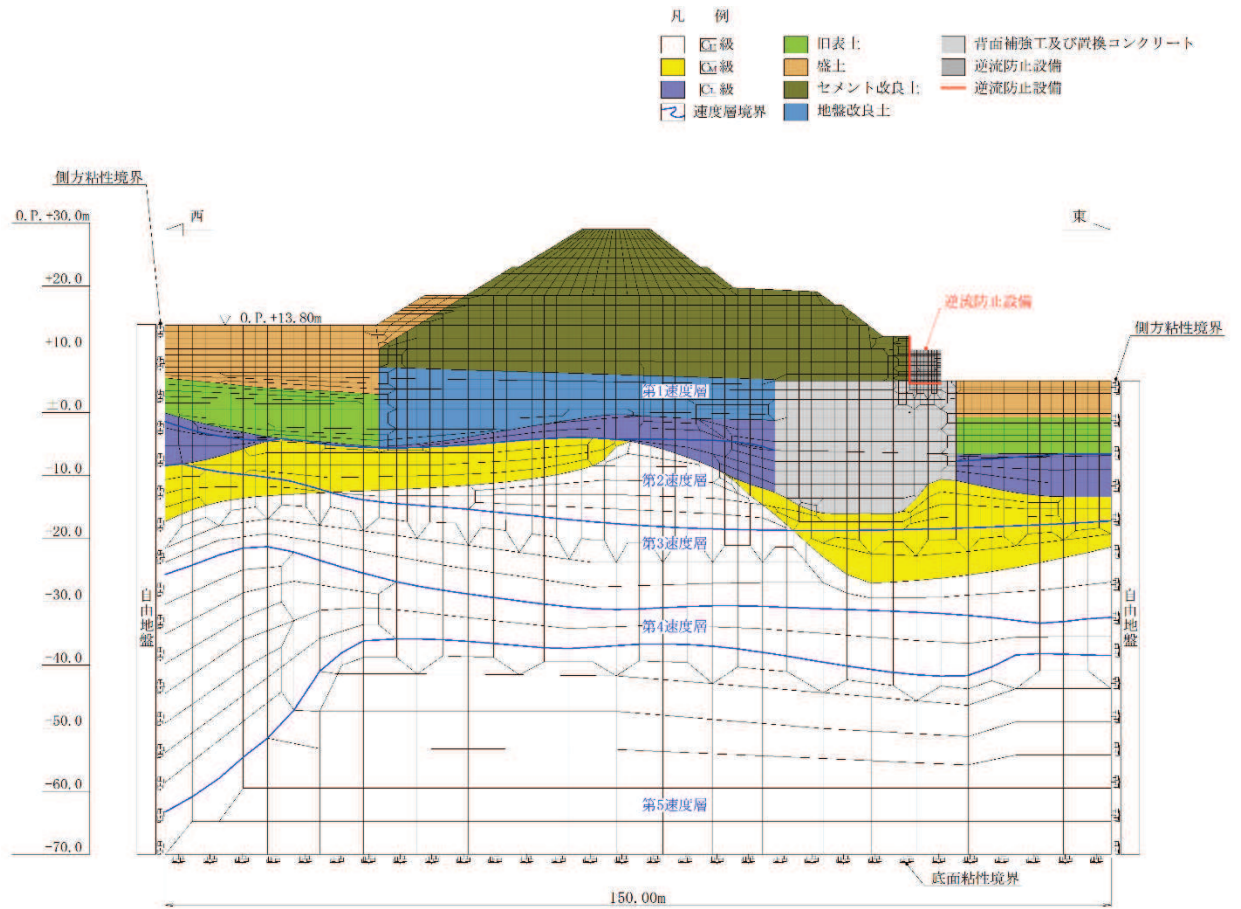
3. 確認結果

3.1 地震時荷重の整理

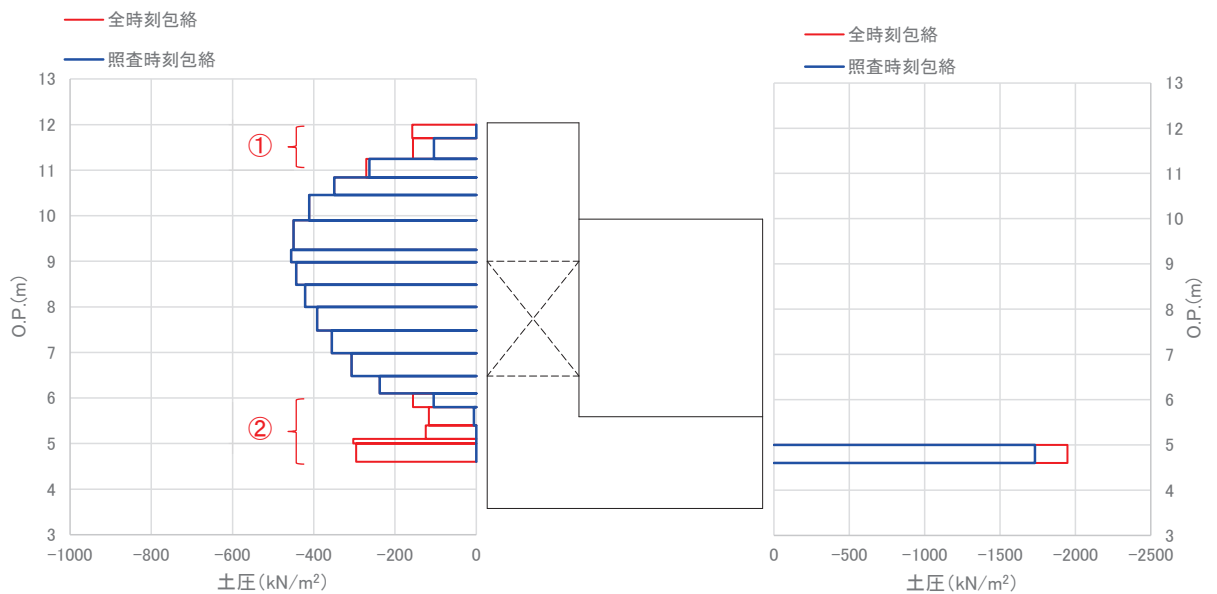
屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットの耐震評価において選定した，地震時荷重の照査時刻包絡値と全時刻包絡値の比較を行う。地震時荷重は，地震時土圧（常時土圧と地震時増分土圧の和）とし，確認用の地震動は，「本編 11. 評価結果」に示すとおり，曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査において，照査値が厳しい $S_s - D2 (-+)$ とする。

地震時荷重の照査時刻包絡値と全時刻包絡値の比較結果を図 3-1 に示す。図 3-1 に示すように，屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットは，西側（山側）に位置する側壁（西壁）で防潮堤（盛土堤防）のセメント改良土による土圧を受ける構造となっている。一方，東側（海側）は，側壁が無く，底版の一部が防潮堤（盛土堤防）の置換コンクリートに埋め込まれているのみであるため，土圧を受ける西壁で地震時荷重の比較を実施する。

地震時荷重の比較については，西壁において，全時刻包絡値とおおむね一致していることが確認できるが，西壁頂部付近と底版の一部で照査時刻包絡値と全時刻包絡値の地震時荷重の差が大きい箇所（図 3-1 に示す地震時土圧分布図の①及び②）があることから，当該箇所の時刻を抽出し，屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットの耐震評価への影響を確認する。



(地震応答解析モデル図)



(地震時土圧分布図)

図 3-1 地震時荷重の比較

3.2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットの耐震評価への影響確認

照査時刻包絡値と全時刻包絡値の地震時荷重の差が大きい箇所において、地震時荷重が最大となる時刻を抽出し、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットの耐震評価への影響を確認する。

図 3-1 に示す地震時荷重の比較結果から、全時刻包絡値との差が大きい範囲は以下に示す、西壁頂部付近（図 3-1 に示す地震時土圧分布図の①）及び底版付近（図 3-1 に示す地震時土圧分布図の②）となる。

① 西壁：O.P. +11.0m～O.P. +12.0m 付近

② 底版：O.P. +4.5m～O.P. +5.0m 付近

3.2.1 「① 西壁：O.P. +11.0m～O.P. +12.0m 付近」で地震時荷重が最大となることによる耐震評価への影響確認

当該位置において地震時荷重が最大となる時刻を抽出（25.31 秒及び 26.76 秒）し、抽出時刻の地震時荷重と全時刻包絡値との比較結果を図 3-2 に示す。

図 3-2 に示すとおり、西壁の O.P. +11.0m～O.P. +12.0m 付近で前述の抽出時刻が包含しているが、O.P. +11.0m 以深については全時刻包絡値よりも地震時荷重が小さいことが確認できる。

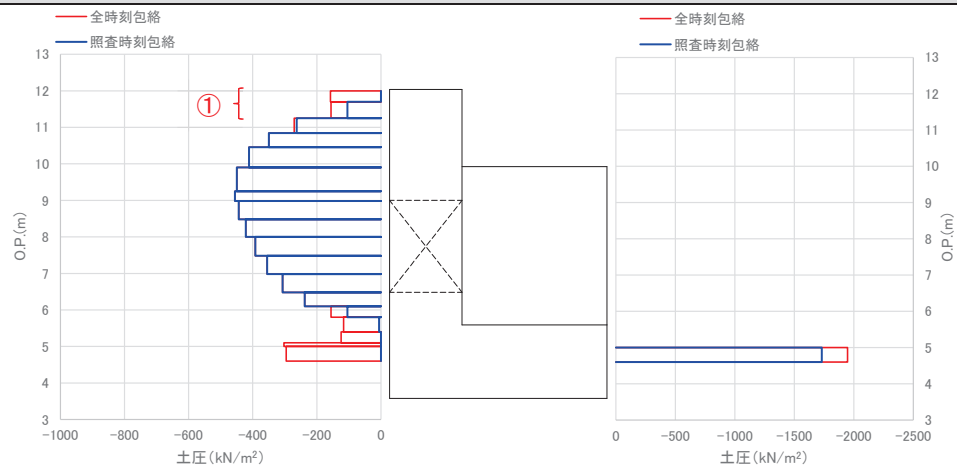
なお、図 3-2(1)に示す抽出時刻（25.31 秒）において、出口側集水ピット西壁の O.P. +5.0m～+11.0m 付近の地震時土圧がほぼ生じていない。これは、図 3-3 に示すように、当該時刻においては、出口側集水ピット及び防潮堤（盛土堤防）がともに東側→西側（海→敷地側）方向へ変形するモードであり、出口側集水ピット西壁の O.P. +5.0m～+11.0m 付近と防潮堤（盛土堤防）の変位差がほぼ生じていないためである。

また、当該位置は図 3-4 に示すように、西壁が O.P. +9.9m 以浅において張り出す形状となっている。よって、西壁が O.P. +9.9m を固定端とした片持ち梁で土圧を受けるモードが想定されることから、O.P. +9.9m における照査時刻と抽出時刻①-1 及び①-2 の断面力を比較する。

表 3-1 に断面力の比較結果を示す。O.P. +9.9m 位置で土圧により発生する断面力は、曲げ及びせん断ともに照査時刻に包絡されることを確認した。

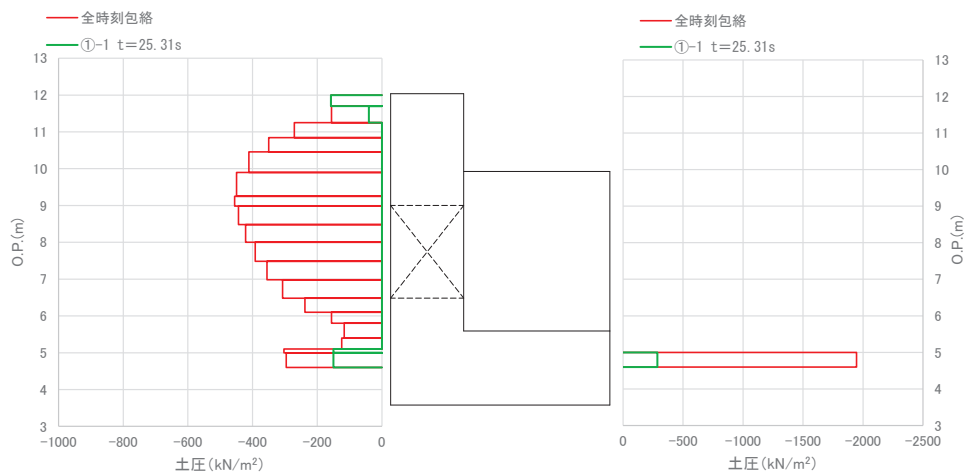
よって、当該時刻の荷重は屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットの耐震評価に影響を与える荷重ではないことが確認できる。

全時刻包絡値と照査時刻包絡値の比較（図3-1の再掲）



- 全時刻包絡値（赤線）と照査時刻包絡値（青線）を比較した結果、「北側：O.P. +11.0m～O.P. +12.0m付近（図の①部分）」において、全時刻包絡値との差が大きい。
- 当該位置において地震時荷重が最大となる時刻を確認し、25.31秒の時刻を抽出。

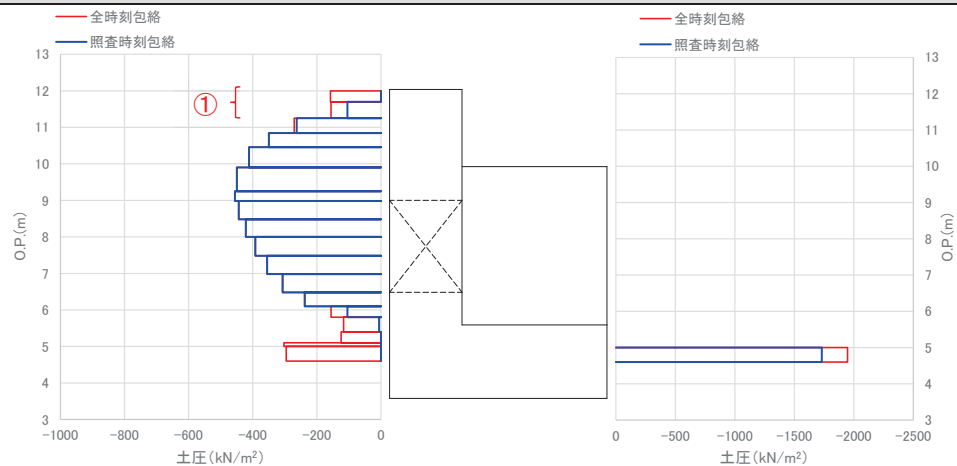
全時刻包絡値と抽出時刻（25.31秒）の地震時荷重の比較



- 全時刻包絡値（赤線）と抽出時刻（25.31秒）の地震時荷重（緑線）を比較した結果、西壁のO.P. +11.0m～O.P. +12.0m付近で25.31秒が包含しているが、O.P. +11.0m以深については全時刻包絡値よりも地震時荷重が小さい。
- 西壁がO.P. +9.9mを固定端とした片持ち梁で土圧を受けるモードが想定されることから、O.P. +9.9mにおける照査時刻と抽出時刻①-1及び①-2の断面力を比較する。その結果、O.P. +9.9m位置で土圧により発生する断面力は、曲げ及びせん断ともに照査時刻に包絡されることを確認した。よって、当該時刻の荷重は屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットの耐震評価に影響を与える荷重ではない。

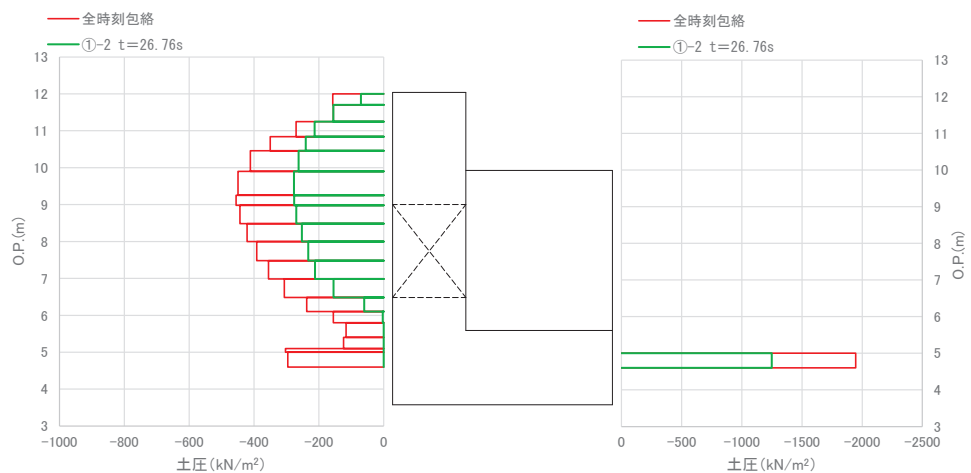
図3-2(1) 荷重比較図（図3-1の地震時土圧分布図を上段に再掲）

全時刻包絡値と照査時刻包絡値の比較（図 3-1 の再掲）



- ・ 全時刻包絡値（赤線）と照査時刻包絡値（青線）を比較した結果、「北側：O.P. +11.0m～O.P. +12.0m 付近（図の①部分）」において、全時刻包絡値との差が大きい。
- ・ 当該位置において地震時荷重が最大となる時刻を確認し、26.76 秒の時刻を抽出。

全時刻包絡値と抽出時刻（26.76 秒）の地震時荷重の比較



- ・ 全時刻包絡値（赤線）と抽出時刻（26.76 秒）の地震時荷重（緑線）を比較した結果、西壁の O.P. +11.0m～O.P. +12.0m 付近で 26.76 秒が包含しているが、O.P. +11.0m 以深については全時刻包絡値よりも地震時荷重が小さい。
- ・ 西壁が O.P. +9.9m を固定端とした片持ち梁で土圧を受けるモードが想定されることから、O.P. +9.9m における照査時刻と抽出時刻①-1 及び①-2 の断面力を比較する。その結果、O.P. +9.9m 位置で土圧により発生する断面力は、曲げ及びせん断ともに照査時刻に包絡されることを確認した。よって、当該時刻の荷重は屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットの耐震評価に影響を与える荷重ではない。

図 3-2(2) 荷重比較図（図 3-1 の地震時土圧分布図を上段に再掲）

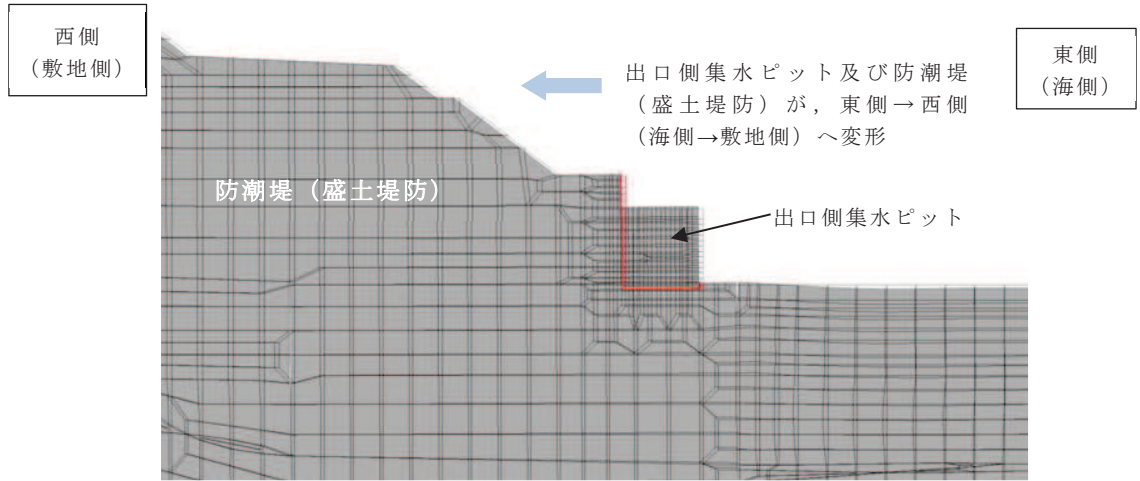


図 3-3 変形図 (t=25.31s, 変形倍率 16 倍)

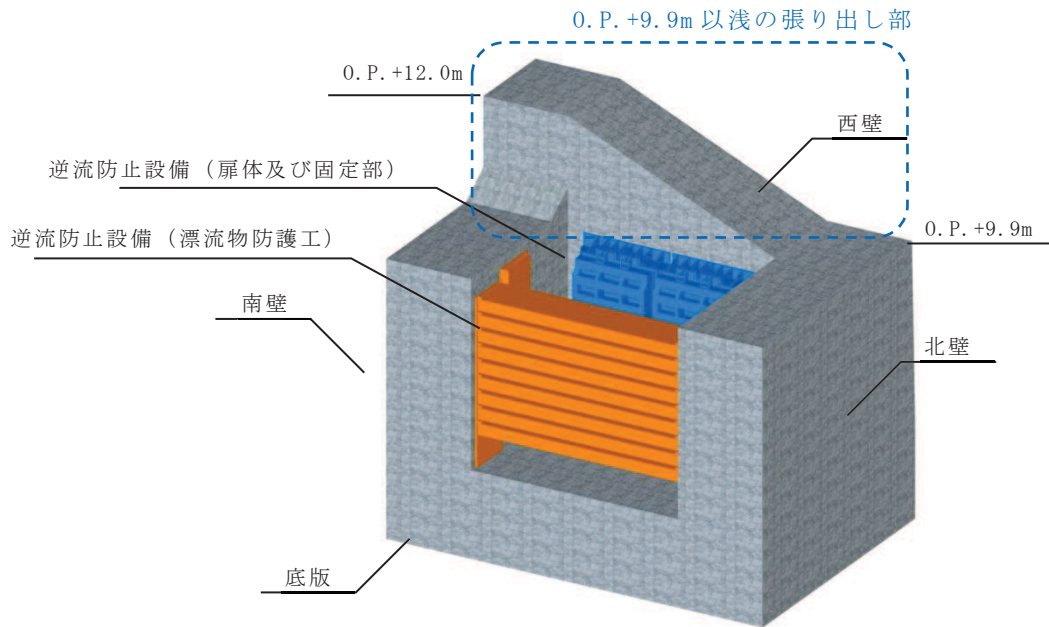


図 3-4 出口側集水ピット西壁の張り出し形状

表 3-1 0.P. +9.9m 位置における断面力の比較

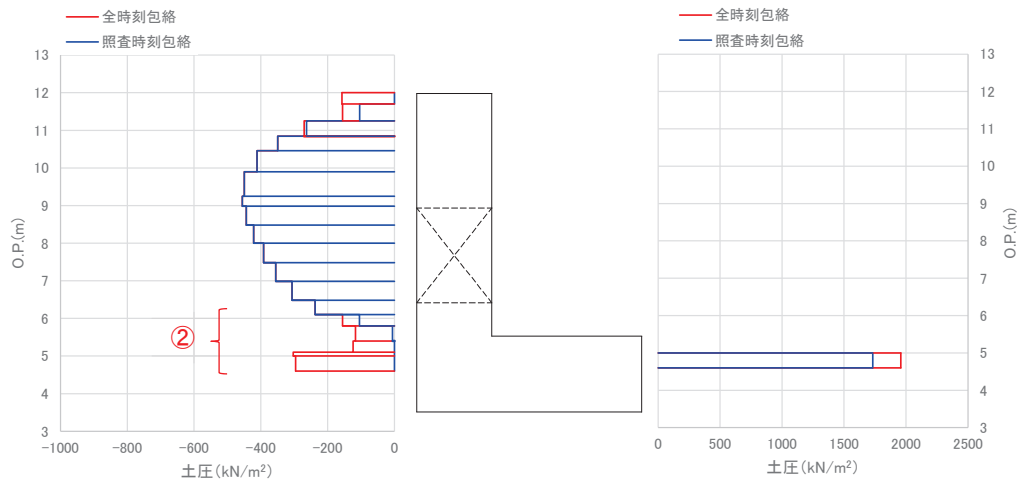
時刻	曲げモーメント (kN・m/m)	せん断力 (kN/m)
照査時刻	362	518
①-1	121	65
①-2	361	417

3.2.2 「① 底版：0.P.+4.5m～0.P.+5.0m 付近」で地震時荷重が最大となることによる耐震評価への影響確認

当該位置において地震時荷重が最大となる時刻を抽出（13.51 秒，5.19 秒及び 7.84 秒）し，抽出時刻の地震時荷重と全時刻包絡値との比較結果を図 3-5 に示す。

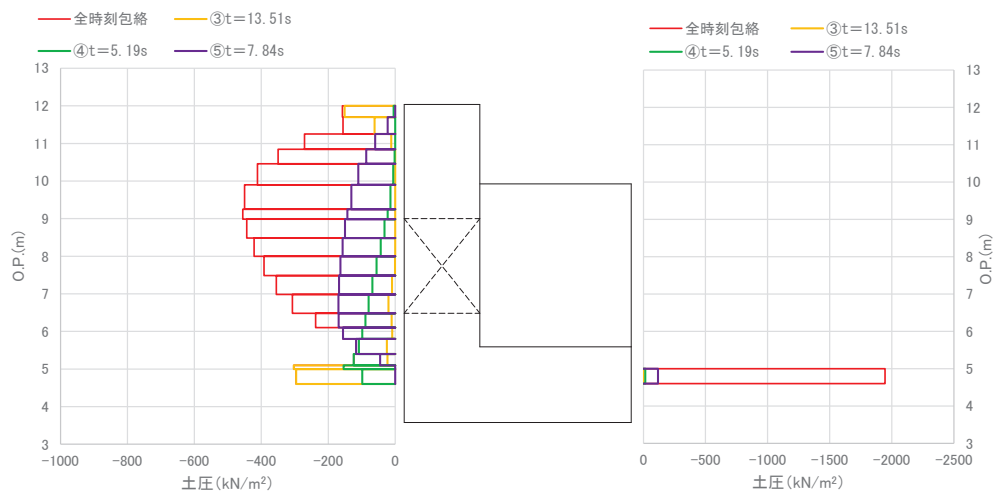
図 3-5 に示すとおり，底版の 0.P.+4.5m～0.P.+5.0m 付近で前述の抽出時刻が含まれているが，0.P.+5.0m 以浅については全時刻包絡値よりも地震時荷重が小さいことが確認できる。この荷重は，底版に軸圧縮力として作用するため，屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットへの耐震評価に与える影響は小さい。よって，当該時刻の荷重は屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットの耐震評価に影響を与える荷重ではないことが確認できる。

全時刻包絡値と照査時刻包絡値の比較（図 3-1 の再掲）



- ・ 全時刻包絡値（赤線）と照査時刻包絡値（青線）を比較した結果、「北側：O.P. +11.0m～O.P. +12.0m 付近（図の②部分）」において、全時刻包絡値との差が大きい。
- ・ 当該位置において地震時荷重が最大となる時刻を確認し、13.51 秒の時刻を抽出。

全時刻包絡値と抽出時刻（13.51 秒，5.19 秒，7.84 秒）の地震時荷重の比較



- ・ 全時刻包絡値（赤線）と抽出時刻（13.51 秒）の地震時荷重（薄青）を比較した結果、底版の O.P. +4.5m～O.P. +5.0m 付近で 13.51 秒が包含しているが、O.P. +5.0m 以浅については全時刻包絡値よりも地震時荷重が小さい。
- ・ この荷重は、底版に軸圧縮力として作用するため、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットへの耐震評価に与える影響は小さい。

図 3-5 荷重比較図（図 3-1 の地震時土圧分布図を上段に再掲）

4. まとめ

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットの三次元構造解析による耐震評価で選定している照査時刻の妥当性を検証するために、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットの耐震評価で選定した 3 時刻の地震時荷重の包絡値と全時刻の地震時荷重の包絡値との比較を行った。全時刻の包絡値と照査時刻での地震時荷重の差が大きい箇所において、当該位置の地震時荷重が最大となる時刻を抽出し、土圧分布形状の確認により耐震評価への影響を確認した。

照査時刻の荷重より大きい荷重は、以下のとおり分類できる。

- ・西壁頂部で大きく作用している荷重
- ・底版に大きく作用している荷重

いずれも屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットの耐震性に影響を及ぼす荷重ではないことを確認し、現設計で実施している照査時刻の選定が妥当であることを確認した。

- 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
- 6.5.1 逆流防止設備に関する補足説明
- 6.5.1.4 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の強度計算書に関する補足説明


目 次

1.	概要	1
2.	一般事項	2
2.1	配置概要	2
2.2	構造計画	3
2.3	評価方針	7
2.4	適用基準	9
2.5	記号の説明	11
3.	評価部材	15
3.1	荷重伝達経路	15
3.2	評価部材	16
3.3	評価方向の整理	19
4.	固有周期	20
4.1	固有周期の計算方法	20
4.2	固有周期の計算条件	20
4.3	固有周期の計算結果	21
5.	構造強度評価	22
5.1	構造強度評価方法	22
5.2	荷重及び荷重の組合せ	22
5.2.1	荷重の設定	22
5.2.2	荷重の組合せ	26
5.3	許容限界	28
5.4	設計用地震力	37
5.5	計算方法	41
5.6	計算条件	90
5.7	応力計算	95
6.	評価結果	183
7.	出口側集水ピットの強度評価	189
7.1	出口側集水ピットの構造概要	189
7.2	評価方針	192
8.	強度評価方法	194
8.1	記号の定義	194

8.2	評価対象断面	195
8.3	荷重及び荷重の組合せ	196
8.3.1	荷重	196
8.3.2	荷重の組合せ	199
8.4	許容限界	201
8.4.1	構造部材の健全性に対する許容限界	201
8.5	評価方法	202
8.5.1	津波時	202
8.5.2	重畳時	235
9.	評価条件	288
10.	評価結果	289
10.1	津波時	289
10.1.1	構造部材の健全性に対する評価結果	289
10.1.2	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	294
10.2	重畳時	295
10.2.1	構造部材の健全性に対する評価結果	295
10.2.2	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	297

(参考資料1) 屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) の構造詳細について

(参考資料2) 砂移動による屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) への影響確認について

 : 今回説明範囲

5.6 計算条件

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の応力評価に用いる計算条件を表5.6-1及び表5.6-2に示す。

表 5.6-1(1) 応力評価に用いる計算条件（寄せ波時）

固定荷重 (1門あたりの扉体の自重) G (N)	1門あたりの 扉体面積 A_1 (mm ²)	水の単位体積重量 W_0 (N/mm ³)
1.4709975×10^4	2.04×10^6	1.01×10^{-5}

区画	スキンプレート				
	辺長比 (b_1/a_1) による係数 k	短辺 a_1 (mm)	長辺 b_1 (mm)	板厚 t_1 (mm)	単位面積当たりの 荷重 P_1 (N/mm ²)
1~2桁	43.94	400	570	25	0.50
2~3桁	43.94	400	570	25	0.50
3~4桁	43.94	400	570	25	0.50

区画	主桁に作用する 等分布荷重 W (N/mm)	主桁支間長 L_2 (mm)	主桁の 断面係数 Z_2 (mm ³)	主桁の せん断抵抗断面積 Aw_2 (mm ²)
1桁	100	1700	8.130379×10^5	3.40×10^3
2, 3桁	200	1700	1.769048×10^6	6.00×10^3
4桁	100	1700	1.137798×10^6	4.50×10^3

補助縦桁に作用する 各区画の平均荷重 p (N/mm ²)	補助縦桁の 主桁間隔 ℓ (mm)	補助縦桁の断面係数 Z_3 (mm ³)	補助縦桁の せん断抵抗断面積 Aw_3 (mm ²)
0.50	400	3.266545×10^5	2.16×10^3

中央支柱に作用する 荷重 W_4 (N/mm)	中央支柱固定 高 L_4 (mm)	中央支柱の断面係数 Z_4 (mm ³)	中央支柱の せん断抵抗断面積 Aw_4 (mm ²)	中央支柱（アンカー ボルト）の本数 n_4 (本)
900.0	2500	1.5535178×10^7	3.43×10^4	32

中央横桁に作用する 荷重 W_5 (N/mm)	中央横桁の 支間長 L_5 (mm)	中央横桁の断面係数 Z_5 (mm ³)	中央横桁の せん断抵抗断面積 Aw_5 (mm ²)
652.5	1600	4.897727×10^6	1.50×10^4

表 5.6-1(2) 応力評価に用いる計算条件（寄せ波時）

コンクリートへ作用する単位面積当たりの荷重 P_g (N/mm ²)	扉体幅 L_s (mm)	戸当り支圧部の板厚 L_c (mm)	戸当りへ作用する水平荷重 q (N/mm ²)	戸当り横幅 L_x (mm)	戸当り縦幅 L_y (mm)
0.50	1220	12	1.376	1710	1670

上部戸当り支圧幅 b_{w1} (mm)	側部戸当り支圧幅 b_{w2} (mm)	下部戸当り支圧幅 b_{w3} (mm)	中央支柱部の戸当り支圧幅 b_{w4} (mm)	戸当り幅 S (mm)
275	325	300	125	275

防護梁			
作用する水平荷重 P_{bh1} (N/mm)	スパン長 L_{b1} (mm)	水平（強軸）方向の断面係数 Z_{bh1} (mm ³)	水平（強軸）方向のせん断抵抗断面積 A_{wbh1} (mm ²)
(津波時)20.58 (重畳時)120.0	4820	10.22×10^6	14.82×10^3

ブラケットに作用する水平力 P_{b2} (N)	側壁からエンドプレート中心までの長さ l_{b2} (mm)	ブラケットの断面係数 Z_{b2} (mm ³)	ブラケットのせん断抵抗断面積 A_{wb2} (mm ²)
(津波時) 50.4×10^3 (重畳時) 294.0×10^3	40	14.67×10^6	50.6×10^3

衝突荷重以外の荷重により生じる曲げモーメント M_{b4a} (N・mm)	衝突荷重により生じる曲げモーメント M_{b4b} (N・mm)
(津波時) 2.016×10^6 (重畳時) 11.8×10^6	80×10^6

衝突荷重以外の荷重により生じるせん断力 q_{b4a} (N)	衝突荷重により生じるせん断力 Q_{b4b} (N)	アンカーボルト群1列の断面係数 Z_{b4} (mm)	アンカーボルト群1列の本数 n (本)
(津波時) 50.4×10^3 (重畳時) 294.0×10^3	400×10^3	1225	6

表 5.6-1(3) 応力評価に用いる計算条件 (寄せ波時)

押さえ工 (プレート) に作 用する防護梁の浮力 F (N)	押さえ工 (プレート) の 断面係数 Z_{b5} (mm ³)	押さえ工 (プレート) の断面積 A_{b5} (mm ²)
3.6×10^5	3.5532×10^4	1.1844×10^4

押さえ工 (ボルト) の鉛直方向のピッチ l_{b5} (mm)	押さえ工 (ボルト) の本数 n_5 (本)
200	8

表 5.6-2(1) 応力評価に用いる計算条件 (引き波時)

防護梁				
作用する鉛直荷重 P_{bv1}' (N)	1段分の自重 (N/mm)	スパン長 L_{b1} (mm)	鉛直 (弱軸) 方向 の断面係数 Z_{bv1} (mm ³)	鉛直 (弱軸) 方向の せん断抵抗断面積 A_{wbv1} (mm ²)
(津波時) 147.1×10^3 (重畳時) 11.411×10^3	5.187	4820	0.7819×10^6	18.85×10^3

防護梁			
作用する水平荷重 P_{bh1}' (N/mm)	スパン長 L_{b1} (mm)	水平 (強軸) 方向の 断面係数 Z_{bh1} (mm ³)	水平 (強軸) 方向の せん断抵抗断面積 A_{wbh1} (mm ²)
(津波時) 7.386 (重畳時) 16.371	4820	10.22×10^6	14.82×10^3

つなぎ材プレートに 作用する水平力 P_{b3}' (N)	エンドプレートから ボルト中心までの長さ l_{b3} (mm)	つなぎ材プレートの 断面係数 Z_{b3} (mm ³)	つなぎ材プレートの 断面積 A_{wb3} (mm ²)
17.80026×10^3	43	5.995×10^3	1.564×10^3

エンドプレート下端 の鉛直荷重 P_{10}' (N)	エンドプレート下端の 断面積 A_{10} (mm ²)
236.55×10^3	18.85×10^3

ブラケットに 作用する水平力 P_{b2}' (N)	側壁からつなぎ材ボルト 中心までの長さ l_{b4} (mm)	ブラケットの 断面係数 Z_{b2} (mm ³)	ブラケットの せん断抵抗断面積 A_{wb2} (mm ²)
(津波時) 17.80026×10^3 (重畳時) 39.4511×10^3	110	14.67×10^6	50.6×10^3

引き波により受け台に 作用する引張力 T' (N)	ブラケット端部からつなぎ材 ボルト中心までの長さ a (mm)	受け台プレートの 断面係数 Z_c (mm ³)
(津波時) 17.80026×10^3 (重畳時) 39.4511×10^3	90	13.225×10^3

表 5.6-2(2) 応力評価に用いる計算条件 (引き波時)

つなぎ材ボルトに作用する引張力 P_d' (N)	つなぎ材ボルトの有効断面積 A_d (mm ²)	アンカーボルト群 1列の断面係数 Z_{b4} (mm)	アンカーボルト群 1列の本数 n (本)
(津波時) 17.80026×10^3 (重畳時) 39.4511×10^3	245	1225	6

表 5.6-2(3) 応力評価に用いる計算条件 (寸法の小さい漂流物影響)

防護梁				
作用する流水圧 P_{bh}'' (kN/m)	寸法の小さい漂流物衝突荷重 P_c'' (kN)	スパン長 L_{b1} (mm)	水平 (強軸) 方向の断面係数 Z_{bh1} (mm ³)	水平 (強軸) 方向のせん断抵抗断面積 A_{wbh1} (mm ²)
2.33	18	4820	10.22×10^6	14.82×10^3

つなぎ材プレートに作用する水平力 P_{b3}'' (N)	エンドプレートからボルト中心までの長さ l_{b3} (mm)	つなぎ材プレートの断面係数 Z_{b3} (mm ³)	つなぎ材プレートの断面積 A_{b3} (mm ²)
23.7×10^3	43	5.995×10^3	1.564×10^3

ブラケットに作用する水平力 P_{b2}'' (N)	側壁からつなぎ材ボルト中心までの長さ l_{b4} (mm)	ブラケットの断面係数 Z_{b2} (mm ³)	ブラケットのせん断抵抗断面積 $A_{wb2} : (mm^2)$
23.7×10^3	110	14.67×10^6	50.6×10^3

寸法の小さい漂流物により受け台に作用する引張力 T'' (N)	ブラケット端部からつなぎ材ボルト中心までの長さ a (mm)	受け台プレートの断面係数 Z_c (mm ³)
23.7×10^3	90	13.225×10^3

つなぎ材ボルトに作用する引張力 P_d'' (N)	つなぎ材ボルトの有効断面積 A_d (mm ²)	アンカーボルト群 1列の断面係数 Z_{b4} (mm)	アンカーボルト群 1列の本数 n (本)
23.7×10^3	245	1225	6

(11) 押さえ工

押さえ工は、押さえ工（プレート）と押さえ工（ボルト）から構成し、防護梁のエンドプレートからの鉛直上向きの浮力に対して支持する構造である。計算方法は、図 5.7-15 に示すように、押さえ工（プレート）は側壁に押さえ工（ボルト）で固定された片持ち梁としてモデル化する。押さえ工（ボルト）は、押さえ工（プレート）に発生する荷重に対して、所用の引張力及びせん断力が確保できるか確認する。また、押さえ工の応力算定式は以下のとおりである。

【押さえ工（プレート）】

$$M_{\max} = F \cdot \ell_{b2}$$

$$S_{\max} = F$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_{b5}}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{b5}}$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \quad (\text{合成応力度})$$

ここで、

- F : 押さえ工（プレート）に作用する防護梁の浮力 (N)
- ℓ_{b2} : 側壁からエンドプレート中心までの長さ (mm)
- Z_{b5} : 押さえ工（プレート）の断面係数 (mm³)
- A_{b5} : 押さえ工（プレート）の断面積 (mm²)
- M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{\max} : 最大せん断力 (N)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)

【押さえ工（ボルト）】

$$P_{b5} = \frac{M_{b5}}{\ell_{b5} \cdot n_5}$$

$$q_{b5} = \frac{Q_{b5}}{n_5}$$

ここで、

- P_{b5} : 押さえ工（ボルト）1本の引張力（N）
- q_{b5} : 押さえ工（ボルト）1本のせん断力（N）
- M_{b5} : 押さえ工（プレート）に生じる曲げモーメント（N・mm）
- ℓ_{b5} : 押さえ工（ボルト）の鉛直方向のピッチ（mm）
- Q_{b5} : 押さえ工（プレート）に生じるせん断力（N・mm）
- n_5 : 押さえ工（ボルト）の本数（N/mm²）

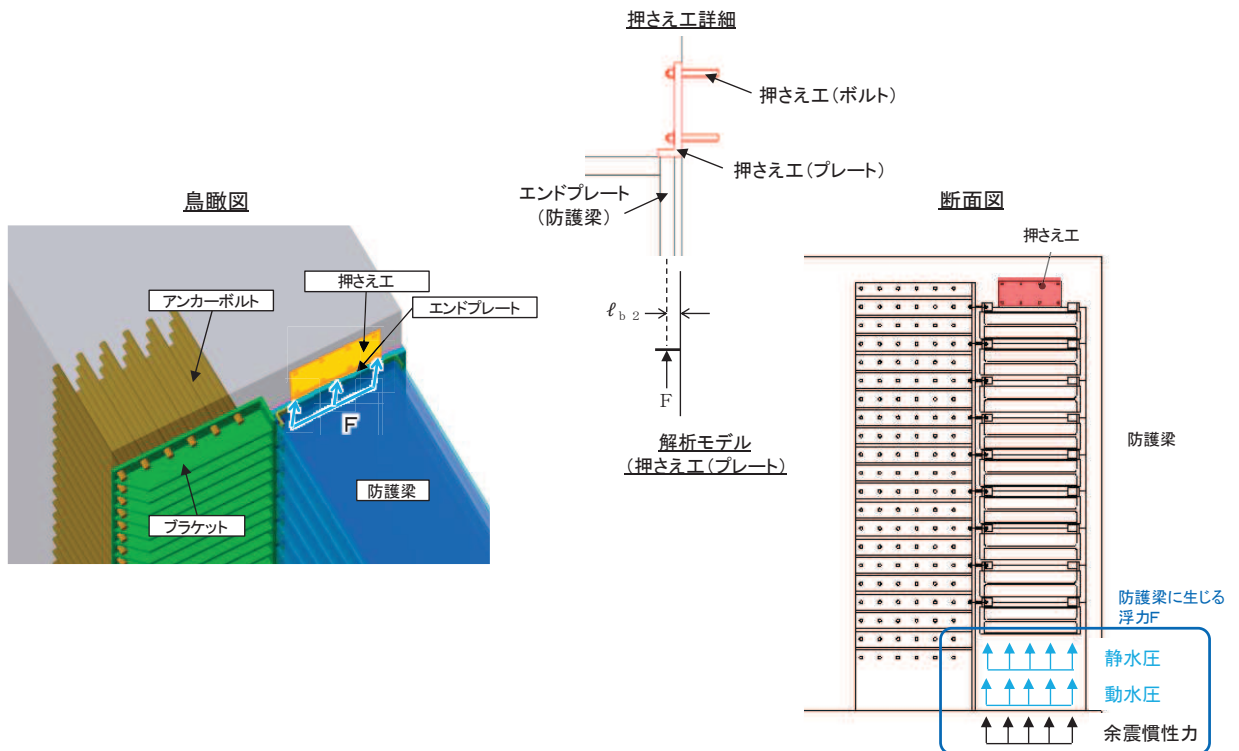


図 5.7-15 押さえ工の構造図及びモデル図

押さえ工の応力算定結果は以下のとおり。また、表 5.7-36 に押さえ工の計算諸元を示す。

表 5.7-29 押さえ工の計算諸元

記号	定義	数値	単位
F	押さえ工（プレート）に作用する浮力	3.6×10^5	N
l_{b2}	側壁からエンドプレート中心までの長さ	40	mm
Z_{b5}	押さえ工（プレート）の断面係数	3.5532×10^4	mm ³
A_{b5}	押さえ工（プレート）の断面積	1.1844×10^4	mm ²
l_{b5}	押さえ工（ボルト）の鉛直方向のピッチ	200	mm
n_5	押さえ工（ボルト）の本数	8	本

【押さえ工（プレート）】

$$M_{max} = F' / 2 \cdot l_{b2} = 3.6 \times 10^5 / 2 \times 40 = 7.2 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$S_{max} = F' / 2 = 1.8 \times 10^5 \text{ N}$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z_{b5}} = \frac{7.2 \times 10^6}{3.5532 \times 10^4} = 202.634245 = 203 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{A_{b5}} = \frac{1.8 \times 10^5}{1.1844 \times 10^4} = 15.1975684 = 16 \text{ N/mm}^2$$

【押さえ工（ボルト）】

$$P_{b5} = \frac{M_{b5}'}{l_{b5} \cdot n_5} = \frac{7.2 \times 10^6}{200 \times 4} = 9 \text{ kN}$$

$$q_{b5} = \frac{Q_{b5}'}{n_5} = \frac{1.8 \times 10^5}{8} = 22.5 = 23 \text{ kN}$$

6. 評価結果

津波時及び重畳時における評価部材の応力評価結果を表 6-1 及び表 6-2 に示す。

発生応力が許容応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 6-1(1) 強度評価結果

(屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) のうち扉体及び固定部, 重畳時)

評価部材		評価応力	発生応力 a (N/mm ²)	許容応力 b (N/mm ²)	照査値 a/b		
扉体	スキンプレート	曲げ応力度	56.25	154	0.37		
	主桁	1桁	曲げ応力度	44.44	154	0.29	
				2,3桁	40.85	154	0.27
				4桁	31.75	154	0.21
		1桁		せん断応力度	25.00	88	0.29
		2,3桁			28.34	88	0.33
		4桁			18.89	88	0.22
		1桁		合成応力度*1	62.05	154	0.41
		2,3桁			63.87	154	0.42
		4桁			45.60	154	0.30
	補助縦桁	曲げ応力度	8.17	153	0.06		
		せん断応力度	9.26	88	0.11		
		合成応力度*1	18.00	154	0.12		
	中央支柱	曲げ応力度	30.18	143	0.22		
		せん断応力度	32.80	88	0.38		
		合成応力度*1	64.34	154	0.42		
	中央支柱 (アンカーボルト)	引張力*2	4.41×10^4	2.92×10^5	0.16		
		せん断力*2	3.52×10^4	2.04×10^5	0.18		
	中央横桁	引張応力度	42.64	153	0.28		
		せん断応力度	34.80	88	0.40		
合成応力度*1		73.84	154	0.48			
固定部	戸当り	支圧応力度	36.00	231	0.15		
	戸当り部コンクリート	支圧応力度	1.38	13.5	0.10		
		せん断応力度	0.69	1.5	0.46		

注記*1: 同じ荷重条件の曲げ応力度及びせん断力度から算出する。

*2: アンカーボルトの照査については発生力 (単位: N), 許容値 (単位: N) を示す。

表 6-1(2) 寸法の小さい漂流物の影響評価結果
(屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) のうち扉体)

評価部材		評価応力	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
扉体	スキンプレート	曲げ応力度 (N/mm ²)	61.56	154	0.40

表 6-2(1) 強度評価結果

(屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) のうち漂流物防護工, 津波時)

評価部材			評価応力	発生応力 a (N/mm ²)	許容応力 b (N/mm ²)	照査値 a/b
漂流物 防護工	防護梁	H 鋼 (水平)	曲げ応力度	242	382	0.64
			せん断応力度	139	217	0.65
			合成応力度*	0.81	1.2	0.68
	ブラケット		曲げ応力度	6	382	0.02
			せん断応力度	41	217	0.19
			合成応力度*	0.04	1.2	0.04
	アンカーボルト		評価項目	発生値 a (kN)	許容値 b (kN)	照査値 a/b
			引張	14	105	0.14
			せん断	71	85	0.84
			合成*	0.71	1.2	0.60
	押さえ工 (プレート)		評価応力	発生応力 a (N/mm ²)	許容応力 b (N/mm ²)	照査値 a/b
			曲げ応力度	203	382	0.54
			せん断応力度	16	217	0.08
			合成応力度	0.29	1.2	0.25
	押さえ工 (ボルト)		評価項目	発生値 a (kN)	許容値 b (kN)	照査値 a/b
			引張	9	22.4	0.41
			せん断	23	36.9	0.63
			合成	0.55	1.2	0.46

注記* : 同じ荷重条件の曲げ応力度及びせん断応力度から算出する。

表 6-2(2) 強度評価結果

(屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) のうち漂流物防護工, 重畳時)

評価部材		評価応力	発生応力 a (N/mm ²)	許容応力 b (N/mm ²)	照査値 a/b	
漂流物 防護工	防護梁	H 鋼 (水平)	曲げ応力度	35	382	0.10
			せん断応力度	20	217	0.10
			合成応力度*	0.02	1.2	0.02
		H 鋼 (鉛直)	曲げ応力度	43	382	0.12
			せん断応力度	2	217	0.01
			合成応力度*	0.02	1.2	0.02
		H 鋼	二軸応力	0.02	1.2	0.02
		ブラケット	曲げ応力度	1	382	0.01
			せん断応力度	6	217	0.03
	合成応力度*		0.01	1.2	0.01	
	アンカーボルト	評価項目	発生値 a (kN)	許容値 b (kN)	照査値 a/b	
		引張	5	105	0.05	
		せん断	25	85	0.30	
		合成*	0.09	1.2	0.08	

注記* : 同じ荷重条件の曲げ応力度及びせん断応力度から算出する。

表 6-2(3) 強度評価結果

(屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) のうち漂流物防護工, 津波時 (引き波時))

	評価部材		評価応力	発生応力	許容応力	照査値 a/b		
				a (N/mm ²)	b (N/mm ²)			
漂流物 防護工	影響検討 内容① (漂流物 の自重)	防護梁	H 鋼 (水平)	曲げ応力度	246	382	0.65	
				せん断応力度	9	217	0.05	
				合成応力度*	0.42	1.2	0.35	
			エンド プレート	圧縮応力度	6	231	0.03	
			防護梁	H 鋼	二軸応力	0.42	1.2	0.35
		影響検討 内容② (引き波 による静 水圧)	防護梁	H 鋼 (水平)	曲げ応力度	3	382	0.01
	せん断応力度				2	217	0.01	
	合成応力度*				0.01	1.2	0.01	
				つなぎ材 (プレート)	曲げ応力度	128	382	0.34
	せん断応力度				12	217	0.06	
	合成応力度*				0.12	1.2	0.10	
			ブラケット	曲げ応力度	122	382	0.32	
			つなぎ材 (ボルト)	引張応力度	73	210	0.35	
			アンカーボルト	評価項目	発生値 a (kN)	許容値 b (kN)	照査値 a/b	
				引張	1	105	0.01	
		せん断		2	85	0.03		
	合成*	0.01		1.2	0.01			

注記* : 同じ荷重条件の曲げ応力度及びせん断応力度から算出する。

表 6-2(4) 強度評価結果

(屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) のうち漂流物防護工, 津波時
(寸法の小さい漂流物の影響))

	評価部材		評価応力	発生応力	許容応力	照査値 a/b	
				a (N/mm ²)	b (N/mm ²)		
漂流物 防護工	影響検討 内容② (引き波 による寸 法の小さ い漂流物 の影響)	防護梁	H 鋼 (水平)	曲げ応力度	3	382	0.01
				せん断応力度	2	217	0.01
				合成応力度*	0.01	1.2	0.01
			つなぎ材 (プレート)	曲げ応力度	171	382	0.45
				せん断応力度	16	217	0.08
				合成応力度*	0.21	1.2	0.18
		ブラケット	曲げ応力度	162	382	0.43	
		つなぎ材 (ボルト)	引張応力度	97	210	0.47	
		アンカーボルト	評価項目	発生値 a (kN)	許容値 b (kN)	照査値 a/b	
			引張	2	105	0.01	
			せん断	2	85	0.03	
			合成*	0.01	1.2	0.01	

注記* : 同じ荷重条件の曲げ応力度及びせん断応力度から算出する。

表 6-2(5) 強度評価結果

(屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) のうち漂流物防護工, 重疊時 (引き波時))

評価部材		評価応力	発生応力 a (N/mm ²)	許容応力 b (N/mm ²)	照査値 a/b	
漂流物 防護工	防護梁	H 鋼 (水平)	曲げ応力度	5	382	0.02
			せん断応力度	3	217	0.02
			合成応力度*	0.01	1.2	0.01
		H 鋼 (鉛直)	曲げ応力度	43	382	0.12
			せん断応力度	2	217	0.01
			合成応力度*	0.02	1.2	0.02
		H 鋼	二軸応力	0.02	1.2	0.02
		つなぎ材 (プレート)	曲げ応力度	283	382	0.75
			せん断応力度	26	217	0.12
	合成応力度*		0.57	1.2	0.48	
	ブラケット	曲げ応力度	269	382	0.71	
	つなぎ材 (ボルト)	引張応力度	162	210	0.78	
	アンカーボルト	評価項目	発生値 a (kN)	許容値 b (kN)	照査値 a/b	
		引張	2	105	0.02	
せん断		4	85	0.05		
合成*		0.01	1.2	0.01		

注記* : 同じ荷重条件の曲げ応力度及びせん断応力度から算出する。

8.3 荷重及び荷重の組合せ

8.3.1 荷重

出口側集水ピットの強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

積載荷重として、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び漂流物防護工の荷重を考慮する。また、積雪荷重 P_s を含めて地表面に 4.9kN/m^2 を考慮する。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の扉体及び戸当りの荷重は、解析モデルの各質点に考慮することとし、各支持点の荷重を分担距離に応じて設定する。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の荷重図及び考慮する荷重を図 8.3-1 及び表 8.3-1 に、積載荷重の荷重図を図 8.3-2 に示す。

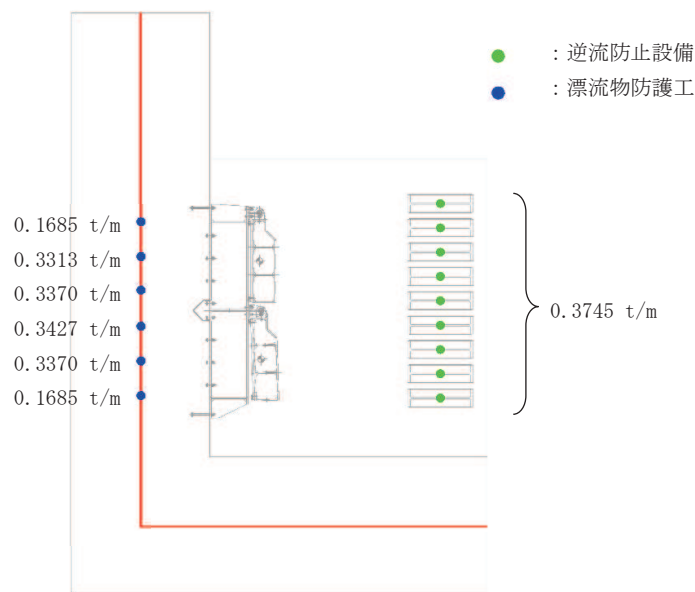


図 8.3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の荷重図

表 8.3-1 荷重を考慮する屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）

考慮する荷重	重量 (t/m)
①逆流防止設備	1.685
②漂流物防護工	3.371

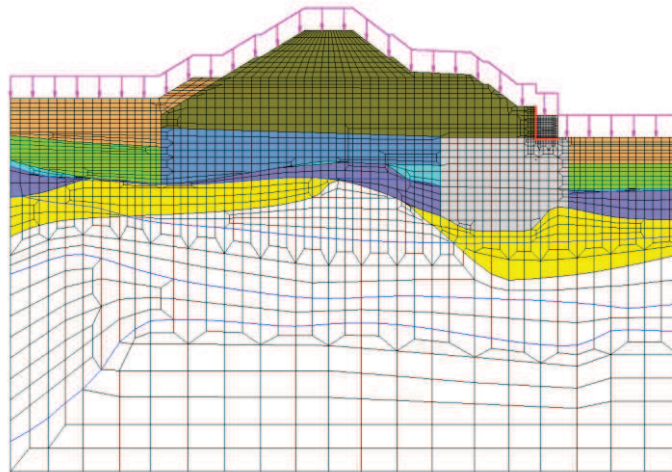


図 8.3-2 積載荷重の荷重図

(3) 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する。

(4) 風荷重 (P_k)

海側は津波により水位が上昇しているため、海側から山側への風荷重は考慮しない。また、逆方向である山側から海側に風荷重が作用する場合を想定するが、この方向は遡上津波荷重を打ち消す側に荷重が作用するため、風荷重は考慮しない。

(5) 遡上津波荷重 (P_t)

出口側集水ピットに作用する遡上津波荷重を考慮する。

遡上津波荷重については、防潮堤前面における入力津波水位標高と防潮堤前面の地盤標高の差分の 1/2 倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その 3 倍を考慮して算定する。

なお、衝突荷重と組合せる場合には、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）天端の津波水位標高と屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）前面の地盤標高の差分の 1/2 倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その 3 倍を考慮して算定する。

遡上津波波圧を表 8.3-2 に示す。

表 8.3-2 遡上津波荷重（出口側集水ピット）

	津波水位 (O. P. (m))	防潮堤前面 の地盤高 (O. P. (m))	設計用 浸水深 (m)	出口側集 水ピット 天端標高 (O. P. (m))	出口側集 水ピット 下端標高 (O. P. (m))	出口側集 水ピット 天端波圧 (kN/m ²)	出口側集 水ピット 下端波圧 (kN/m ²)
津波時	9.9	0.5	4.7	12.000	5.000	26.26	96.96
重畳時	25.0	0.5	12.25	12.000	5.000	255.0	325.7

(6) 衝突荷重 (P_c)

衝突荷重については、2.15 t の車両を対象に「FEMA (2012) *」式による漂流物荷重に余裕を考慮して設定する。衝突荷重の作用位置は屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち漂流物防護工の最上部とする。

なお、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の漂流物防護工（防護梁）及び出口側集水ピットの西壁上部に漂流物が衝突する可能性があるが、出口側集水ピットの西壁上部は屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）よりも上方にあり、間接支持機能には関係しない範囲となることから、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の漂流物防護工（防護梁）に衝突荷重を作用させることとする。

衝突荷重を表 8.3-3 に示す。

注記 * : FEMA (2012) : Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012

表 8.3-3 衝突荷重

流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)
13	2000

(7) 余震荷重 (K_{s d})

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。

8.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 8.3-4, 荷重の種別及び算定方法を表 8.3-5 に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは津波時及び重畳時に区分する。

表 8.3-4 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P + P_t + P_c$
重畳時	$G + P + P_t + K_{Sd}$

- G : 固定荷重
P : 積載荷重 (積雪荷重 P_s を含めて 4.9kN/m^2)
 P_t : 遡上津波荷重
 P_c : 衝突荷重
 K_{Sd} : 余震荷重

表 8.3-5 (1) 荷重の種類及び算定方法 (津波時)

種別		荷重		算出方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体重量	○	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・配管荷重	○	屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) の荷重を考慮する。
		土被り荷重	—	土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	○	積雪荷重を含めて 4.9kN/m ² を考慮する。
	静止土圧		○	常時応力解析により設定する。
	外水圧		—	外水圧は考慮しない。
	内水圧		—	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	積雪荷重 (0.301kN/m ²) を考慮する。
風荷重		—	風荷重は考慮しない。	
偶発荷重	津波波圧		○	津波による波圧を考慮する。
	衝突荷重		○	2.15t の車両の漂流物衝突を考慮する。。
	余震荷重		—	余震荷重は考慮しない。
	動水圧		—	動水圧は考慮しない。

表 8.3-5 (2) 荷重の種類及び算定方法 (重畳時)

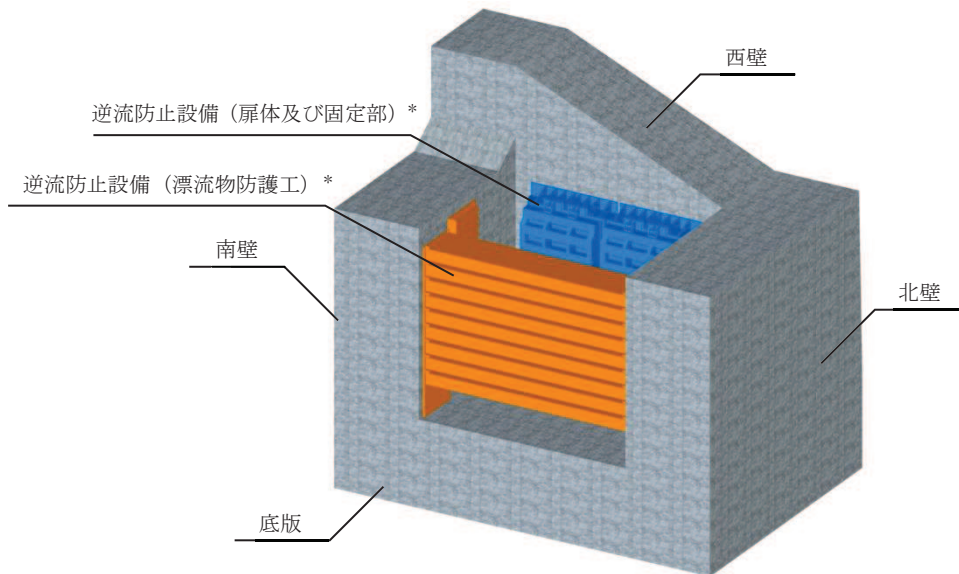
種別		荷重		算出方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体重量	○	設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管荷重	○	屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) の荷重を考慮する。
		土被り荷重	—	土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	○	積雪荷重を含めて 4.9kN/m ² を考慮する。
	静止土圧		○	常時応力解析により設定する。
	外水圧		—	外水圧は考慮しない。
	内水圧		—	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	積雪荷重 (0.301kN/m ²) を考慮する。
風荷重		—	風荷重は考慮しない。	
偶発荷重	津波波圧		○	津波による波圧を考慮する。
	衝突荷重		—	漂流物の衝突は考慮しない。
	余震荷重		○	弾性設計用地震動 S d - D 2 による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
	動水圧		○	動水圧を考慮する。

(2) 三次元構造解析

a. 評価対象部材

三次元構造解析の評価対象部材は、出口側集水ピットを構成する構造部材である側壁及び底版とする。

図 8.5-12 に評価対象部材を示す。



注記*：三次元構造解析においては、荷重としてモデル化

図 8.5-12 三次元構造解析の評価対象部材

b. 解析方法

出口側集水ピットの三次元構造解析は、「8.5.2(1) 二次元動的解析」により得られた応答値に基づき、水平方向及び鉛直方向の荷重を入力し、各構造部材について、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を実施する。

三次元構造解析には、解析コード「SLAP ver6.64」を用いる。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。

c. 解析モデル及び諸元

(a) 解析モデル

出口側集水ピットの解析モデルを図 8.5-13 に、要素分割図を図 8.5-14 に示す。

イ. 構造物のモデル化

構造物は、線形シェル要素でモデル化する。

ロ. 境界条件

三次元構造解析モデルの底面には，地盤ばね要素を配置する。

地盤ばねは，常時解析においては「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」に基づき設定する。

津波時の解析においては，支持地盤は，地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し，「田治見の振動アドミタンス理論」に基づき設定する。

側方地盤は，弾性ばねでモデル化し，妻壁の法線方向に取り付け，「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」に基づき設定する。

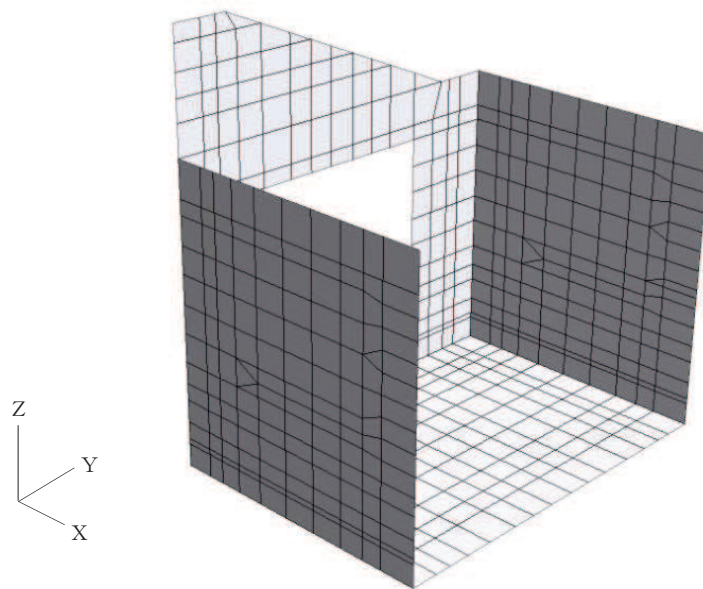
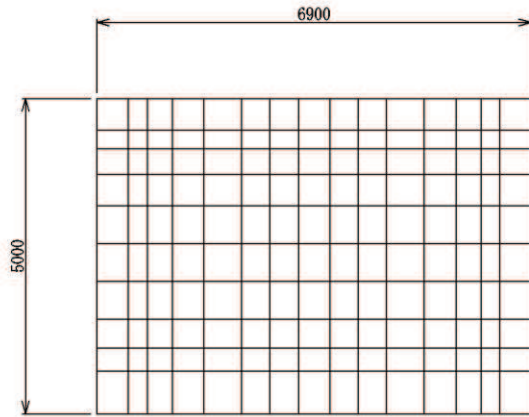
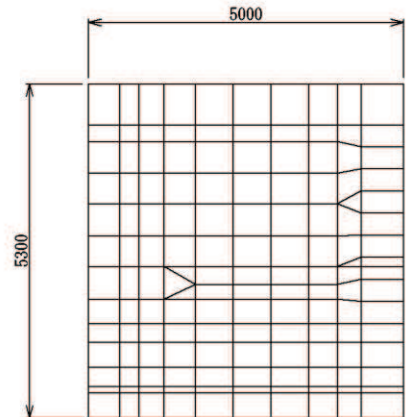


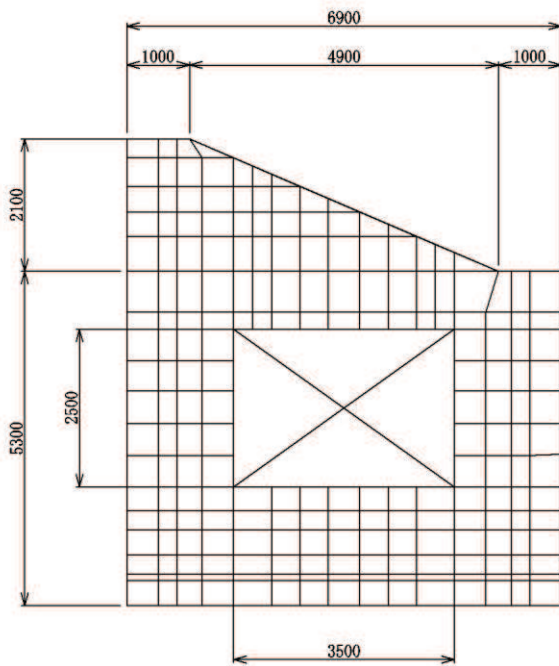
図 8.5-13 出口側集水ピットのモデル概念図



(a) 底板



(b) 南壁及び北壁



(c) 西壁

图 8.5-14 要素分割图

(b) 使用材料及び材料の物性値

出口側集水ピットの使用材料及び材料の物性値は、「8.5.1(1)c.(b) 使用材料及び材料の物性値」と同様である。

d. 入力荷重

三次元構造解析の入力荷重は、二次元動的解析に基づく a. 照査時刻で選定した照査時刻における応答値を用いて算定する。入力荷重の一覧を表 8.5-12 に示す。

なお、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の漂流物防護工（防護梁）及び出口側集水ピットの西壁上部に漂流物が衝突する可能性があるが、**出口側集水ピットの西壁上部は屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）よりも上方にあり、間接支持機能には関係しない範囲となることから、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の漂流物防護工（防護梁）に衝突荷重を作用させることとする。**また、衝突荷重の作用位置は図 8.5-15 に示す 3 パターンを実施することとし、剛ビームを介して出口側集水ピット側壁に作用させる。

表8.5-12 三次元構造解析における入力荷重

区分	種別	考慮する荷重
常時荷重	固定荷重	躯体自重
	積載荷重	機器・配管荷重
	常時土圧	躯体側面に作用する常時土圧
	常時水圧	躯体側面に作用する常時水圧
津波時荷重	津波波圧	津波による波圧を考慮する。
	衝突荷重	漂流物の衝突による荷重を考慮する。

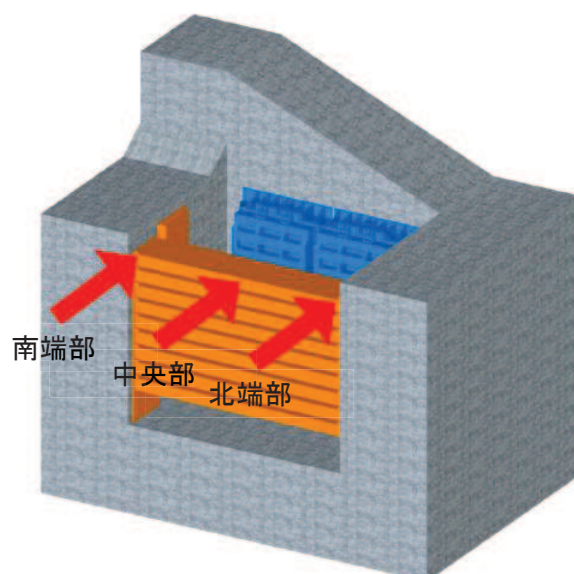


図 8.5-15 衝突荷重作用位置

6.5.1.7 漂流物防護工の評価について

目 次

1. 概要	1
2. 漂流物による影響要因の整理	2
2.1 基準津波の特徴	2
2.2 漂流物による衝突荷重の主たる方向	3
2.3 各施設・設備の構造的特徴を踏まえた漂流物による影響確認方針	4
3. 漂流物防護工の構造選定及び役割	5
3.1 構造選定	5
3.2 詳細設計の方針	6
3.3 詳細設計の方針を踏まえた漂流物による影響確認方法	10
3.4 漂流物防護工を構成する各部材に期待する役割	13
4. 漂流物防護工の評価方法	15
4.1 評価部材及び損傷モードを踏まえた評価の考え方	15
4.2 評価方法	16
5. 許容限界	63
6. 評価結果	68
6.1 地震時	68
6.2 津波時	72
6.3 重畳時	75
7. 漂流物防護工の評価に関する補足	79
7.1 引き波時に静水圧を考慮することの妥当性について	79
7.2 浮力に関する検討について	82
7.3 寄せ波時に流体力を考慮した場合の影響検討について	90

(参考資料 1) 漂流物防護工の構造選定の詳細

(参考資料 2) 漂流物防護工の構造詳細

: 本日の説明範囲

6. 評価結果

6.1 地震時

漂流物防護工の設計震度は、「6.5.1.3 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の耐震性に関する説明書の補足説明資料 8.地震応答解析」に示す出口側集水ピットの地震応答解析結果に基づき設定する。加速度応答を抽出した節点位置を図 6.1-1 に示す。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の地震応答解析結果を図 6.1-2 に示す。

上記より漂流物防護工の設計震度を表 6.1-1 に示す。なお、設計震度は図 6.1-1 に示す節点位置のうち、最大加速度となる節点の値を基に算定している。

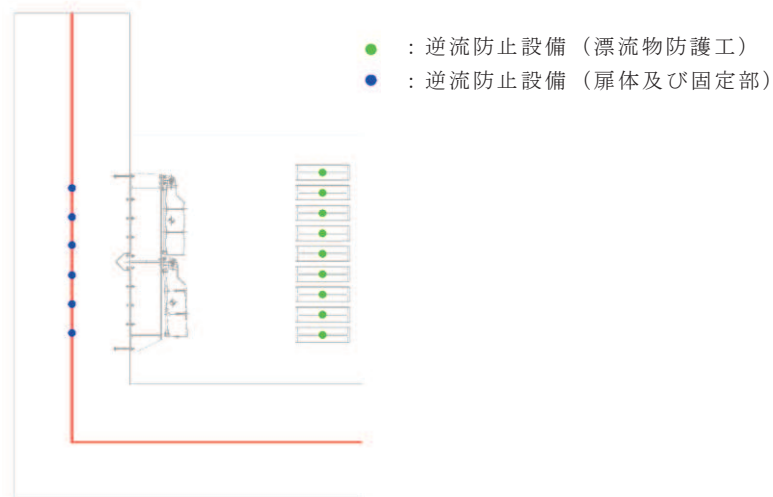
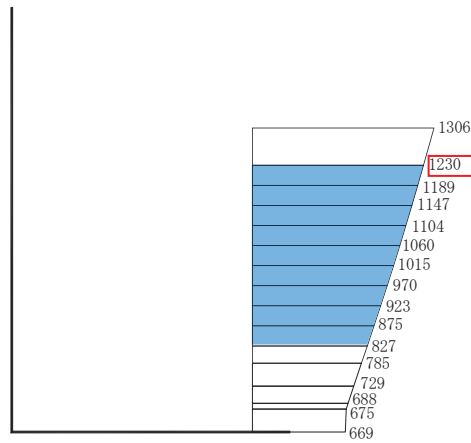
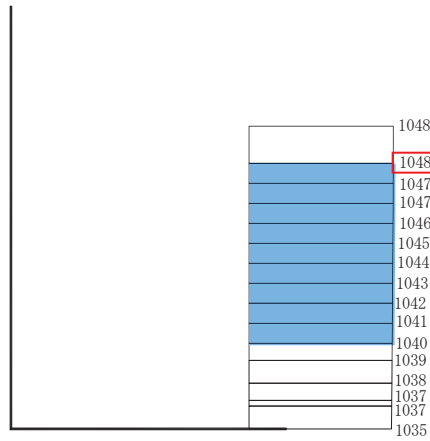


図 6.1-1 加速度応答を抽出した位置



(水平方向, S_s-D1(-+), 解析ケース①)



(鉛直方向, S_s-D2(--), 解析ケース①)

■ : 逆流防止設備(漂流物防護工)設置範囲

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 6.1-2 漂流物防護工の地震応答解析結果(最大加速度分布)

表 6.1-1 設計用地震力(漂流物防護工)

地震動	解析ケース	設置場所及び 床面高さ(m)	地震による 設計震度	
S _s -D1 (-+)	解析ケース①	出口側集水ピット O. P. +5.706m (出口側集水ピット底面高 さ)	水平方向	1.3
K _H				
S _s -D2 (--)	解析ケース①		鉛直方向	1.1
			K _V	

漂流物防護工の照査結果を表 6.1-2 に示す。この結果から、漂流物防護工の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 6.1-2 漂流物防護工の照査結果（地震時）

評価部位		地震力方向	評価応力	発生応力 a (N/mm ²)	許容応力 b (N/mm ²)	照査値 a/b	
漂流物 防護工	防護梁	水路縦断方向	曲げ応力度	41	382	0.11	
		鉛直方向	せん断応力度	2	217	0.01	
		—	合成応力度*	0.02	1.2	0.02	
		水路縦断方向 鉛直方向	二軸応力	0.02	1.2	0.02	
	出口側集水ピット 底版コンクリート	鉛直方向	支圧応力度	7.76	13.5	0.58	
	ブラケット	水路縦断方向	曲げ応力度	1	382	0.01	
			せん断応力度	1	217	0.01	
		—	合成応力度*	0.01	1.2	0.01	
	つなぎ材 (M20)	水路縦断方向	引張応力度	67	210	0.32	
	つなぎ材 (プレート)	水路縦断方向	曲げ応力度	117	382	0.31	
			せん断応力度	11	217	0.06	
		—	合成応力度*	0.10	1.2	0.09	
		水路横断方向	せん断応力度	20	217	0.10	
	アンカー ボルト			評価項目	発生値 a (kN)	許容値 b (kN)	照査値 a/b
		水路縦断方向	引張	1	105	0.01	
			せん断	2	85	0.03	
		—	合成*	0.01	1.2	0.01	
	押さえ工 (プレート)			評価応力	発生応力 a (N/mm ²)	許容応力 b (N/mm ²)	照査値 a/b
鉛直方向		曲げ応力度	115	382	0.31		
		せん断応力度	9	217	0.01		
		合成応力度*	0.10	1.2	0.09		
押さえ工 (ボルト)			評価項目	発生値 a (kN)	許容値 b (kN)	照査値 a/b	
	鉛直方向	引張	6	22.4	0.27		
		せん断	13	36.9	0.36		
		合成*	0.20	1.2	0.17		

注記*：同じ荷重条件の曲げ応力度及びせん断応力度から算出する。

6.2 津波時

漂流物防護工の照査結果を表 6.2-1 に示す。この結果から、漂流物防護工の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 6.2-1(1) 漂流物防護工の照査結果（津波時（寄せ波時））

評価部材		評価応力	発生応力 a (N/mm ²)	許容応力 b (N/mm ²)	照査値 a/b	
漂流物 防護工	防護梁	H 鋼 (水平)	曲げ応力度	242	382	0.64
			せん断応力度	139	217	0.65
			合成応力度*	0.81	1.2	0.68
	ブラケット		曲げ応力度	6	382	0.02
			せん断応力度	41	217	0.19
			合成応力度*	0.04	1.2	0.04
	アンカーボルト		評価項目	発生値 a (kN)	許容値 b (kN)	照査値 a/b
			引張	14	105	0.14
			せん断	71	85	0.84
			合成*	0.71	1.2	0.60
	押さえ工（プレート）		評価応力	発生応力 a (N/mm ²)	許容応力 b (N/mm ²)	照査値 a/b
			曲げ応力度	203	382	0.54
			せん断応力度	16	217	0.08
			合成応力度	0.29	1.2	0.25
	押さえ工（ボルト）		評価項目	発生値 a (kN)	許容値 b (kN)	照査値 a/b
			引張	9	22.4	0.41
			せん断	23	36.9	0.63
			合成	0.55	1.2	0.46

注記*：同じ荷重条件の曲げ応力度及びせん断応力度から算出する。

表 6.2-1(2) 漂流物防護工の照査結果（津波時（引き波時））

	評価部材		評価応力	発生応力	許容応力	照査値		
				a (N/mm ²)	b (N/mm ²)		a/b	
漂流物 防護工	影響検討 内容① (漂流物 の自重)	防護梁	H鋼 (水平)	曲げ応力度	246	382	0.65	
				せん断応力度	9	217	0.05	
				合成応力度*	0.42	1.2	0.35	
			エンド プレート	圧縮応力度	6	231	0.03	
			防護梁	H鋼	二軸応力	0.42	1.2	0.35
		影響検討 内容② (引き波 による静 水圧)	防護梁	H鋼 (水平)	曲げ応力度	3	382	0.01
	せん断応力度				2	217	0.01	
	合成応力度*				0.01	1.2	0.01	
				つなぎ材 (プレート)	曲げ応力度	128	382	0.34
	せん断応力度				12	217	0.06	
	合成応力度*				0.12	1.2	0.10	
			ブラケット	曲げ応力度	122	382	0.32	
			つなぎ材 (ボルト)	引張応力度	73	210	0.35	
			アンカーボルト	評価項目	発生値 a (kN)	許容値 b (kN)	照査値 a/b	
				引張	1	105	0.01	
				せん断	2	85	0.03	
				合成*	0.01	1.2	0.01	

注記*：同じ荷重条件の曲げ応力度及びせん断力度から算出する。

表 6.2-1(3) 漂流物防護工の照査結果

(津波時(引き波時のうち寸法の小さい漂流物の影響))

	評価部材		評価応力	発生応力	許容応力	照査値	
				a (N/mm ²)	b (N/mm ²)		a/b
漂流物 防護工	影響検討 内容② (引き波 による寸 法の小さ い漂流物 の影響)	防護梁	H鋼 (水平)	曲げ応力度	3	382	0.01
				せん断応力度	2	217	0.01
				合成応力度*	0.01	1.2	0.01
			つなぎ材 (プレート)	曲げ応力度	171	382	0.45
				せん断応力度	16	217	0.08
				合成応力度*	0.21	1.2	0.18
		ブラケット	曲げ応力度	162	382	0.43	
		つなぎ材(ボルト)	引張応力度	97	210	0.47	
		アンカーボルト	評価項目	発生値 a (kN)	許容値 b (kN)	照査値 a/b	
			引張	2	105	0.01	
			せん断	2	85	0.03	
			合成*	0.01	1.2	0.01	

注記* : 同じ荷重条件の曲げ応力度及びせん断力度から算出する。

6.5.1.8 屋外排水路逆流防止設備の開閉機能の維持について

1. 概要

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

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

そのため、本資料では、基準地震動 S_s 後に来襲する基準津波に対して、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆防止設備（防潮堤南側）の閉機能¹が有効な状態にあることを確認する。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）、屋外排水路逆防止設備（防潮堤南側）及び屋外排水路の位置図を図 1-1 に示す。

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

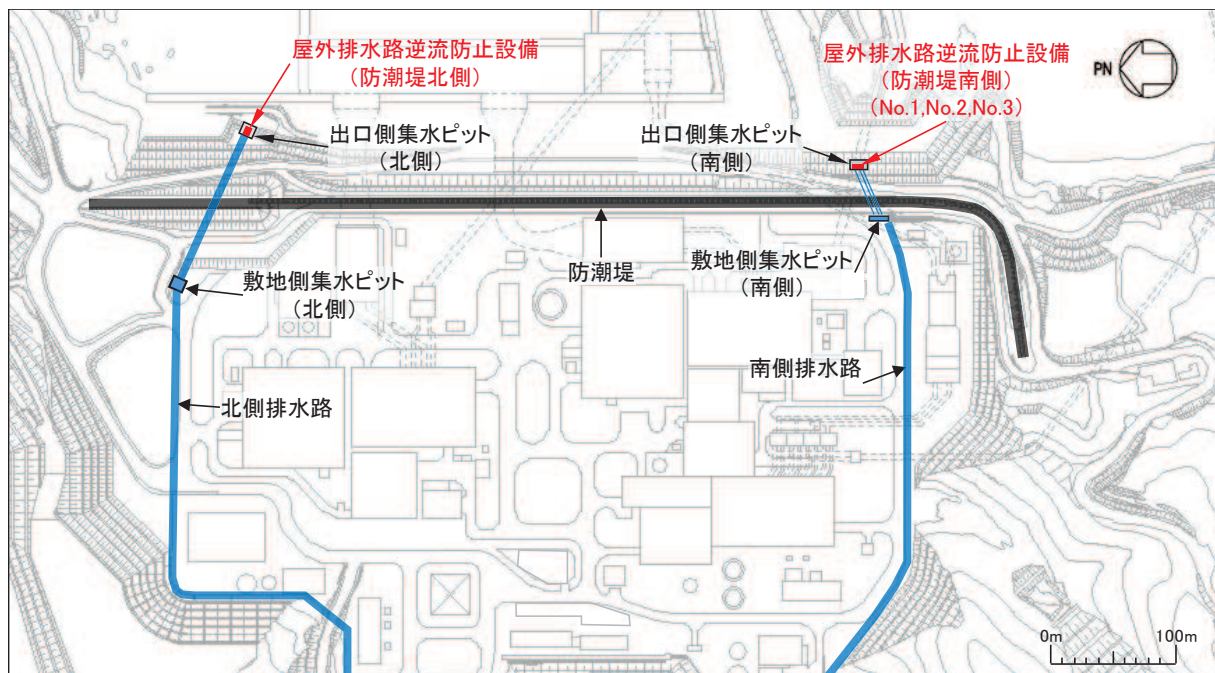


図 1-1 屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側), 屋外排水路逆防止設備 (防潮堤南側) 及び屋外排水路の位置図

2. 屋外排水路逆流防止設備の閉機能の維持について

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

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

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

2.1 屋外排水路の概要

図 1-1 で示したように、屋外排水路は敷地内の北側（以下、「北側排水路」という）及び南側（以下、「南側排水路」という）に設置されており、それぞれの排水能力は、石巻特別地域気象観測所における既往最大 1 時間雨量の 91.0mm/h を考慮しても十分排水可能となるよう設定している。

図 2-1 に北側排水路及び南側排水路の断面図を、表 2-1 に各排水路の排水能力を示す。

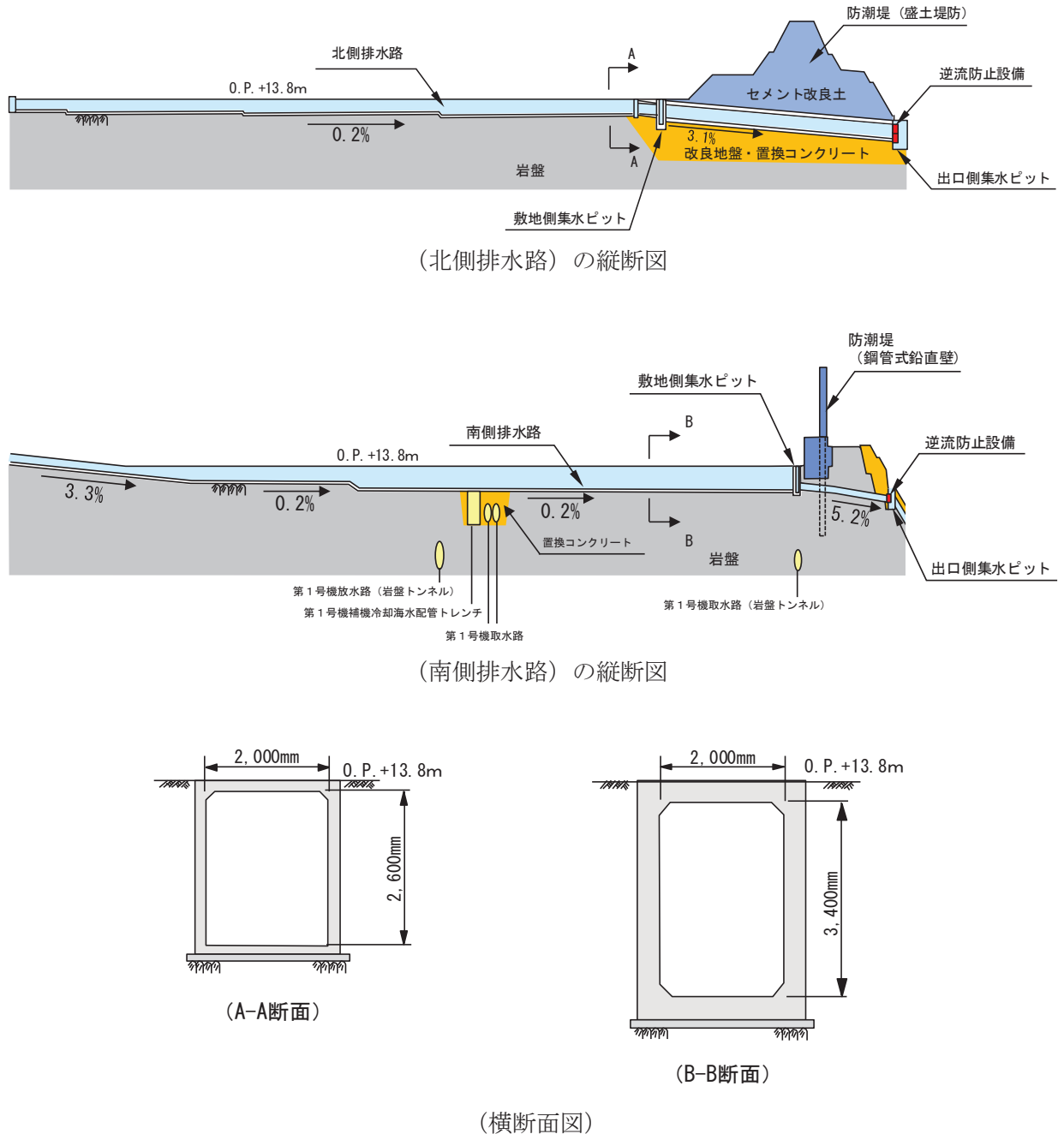


図 2-1 屋外排水路の断面図

表 2-1 幹線排水路の仕様と排水能力*

排水路名	仕様	91.0 mm/h 降水時の 雨水流入量 [m ³ /s]	排水可能流量 [m ³ /s]
屋外排水路 (北側)	ボックスカルバート B3500, H2500	12.0	51.1
屋外排水路 (南側)	ダブルプレスト管 φ 1000×3	9.4	16.2

注記*：林地開発許可申請書（2020年3月）より抜粋，加筆

2.2 地震起因による溢水

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

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

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

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

2.3 溢水により生じる敷地内の漂流物

敷地内 (O.P.+13.8m) に水が滞留した状態では，敷地内の物品が漂流物化するおそれがあるが，「2.2 地震起因による溢水」から，その浸水深は0.18 (m) 以下となるため，敷地内の物品が漂流物となる可能性は低い。また，敷地内 (O.P.+13.8m) はほぼ平坦となるよう整地されていることから，敷地内で滞留した水は強い流れとはならず，滑動によって物品が流される可能性も低い。

ただし，敷地内 (O.P.+13.8m) には多く砂利が敷かれており，浸水深が浅く流れが緩やかであったとしても形状も小さいため流されやすい (滑動しやすい)。また，比重が小さく浮く可能性のあるものとして資機材としての木材が考えられる。そのため，地震起因による溢水で砂利及び木材が敷地側集水ピットまで到達することを想定する。なお，添付書類「VI-1-1-2-3-1 竜巻への配慮に関する基本方針」において，竜巻評価で考慮する設計飛来物として，鋼製材及び砂利を選定しているが，このうち鋼製材は上記浸水深及び比重から敷地内に水が滞留した状態で浮くことはない。

また，敷地側集水ピットよりも上流の屋外排水路及び敷地内に張り巡らされている側溝等の支線排水路は，コンクリート製で低耐震クラスの設備であり，地震により排水路の躯体が破損

する可能性があるため、破損した躯体のコンクリート片が敷地側集水ピットまで到達することを想定する。

なお、敷地側集水ピットよりも上流の屋外排水路及び支線排水路には鋼製のグレーチング又はコンクリート製の蓋がかけられていることから、これらの排水路が地震後も健全である場合には排水路上部から形状の大きなものは流入することはない。

2.4 屋外排水路を流れる漂流物

図 2-1 で示したように、屋外排水路は敷地側集水ピットから下流側で水路勾配が大きくなっている。また、敷地側集水ピットは、図 2-2 に示すように、屋外排水路の底版よりも深い構造となっており、屋外排水路の底版よりも深い部分の容量は北側排水路で 21.1m^3 、南側排水路で 5.7m^3 となっている。

そのため、砂利、木材及びコンクリート片のうち、比重の大きい砂利及びコンクリート片は、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に接続される屋外排水路には流れず、敷地側集水ピットの下部に沈降すると考えられる。

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

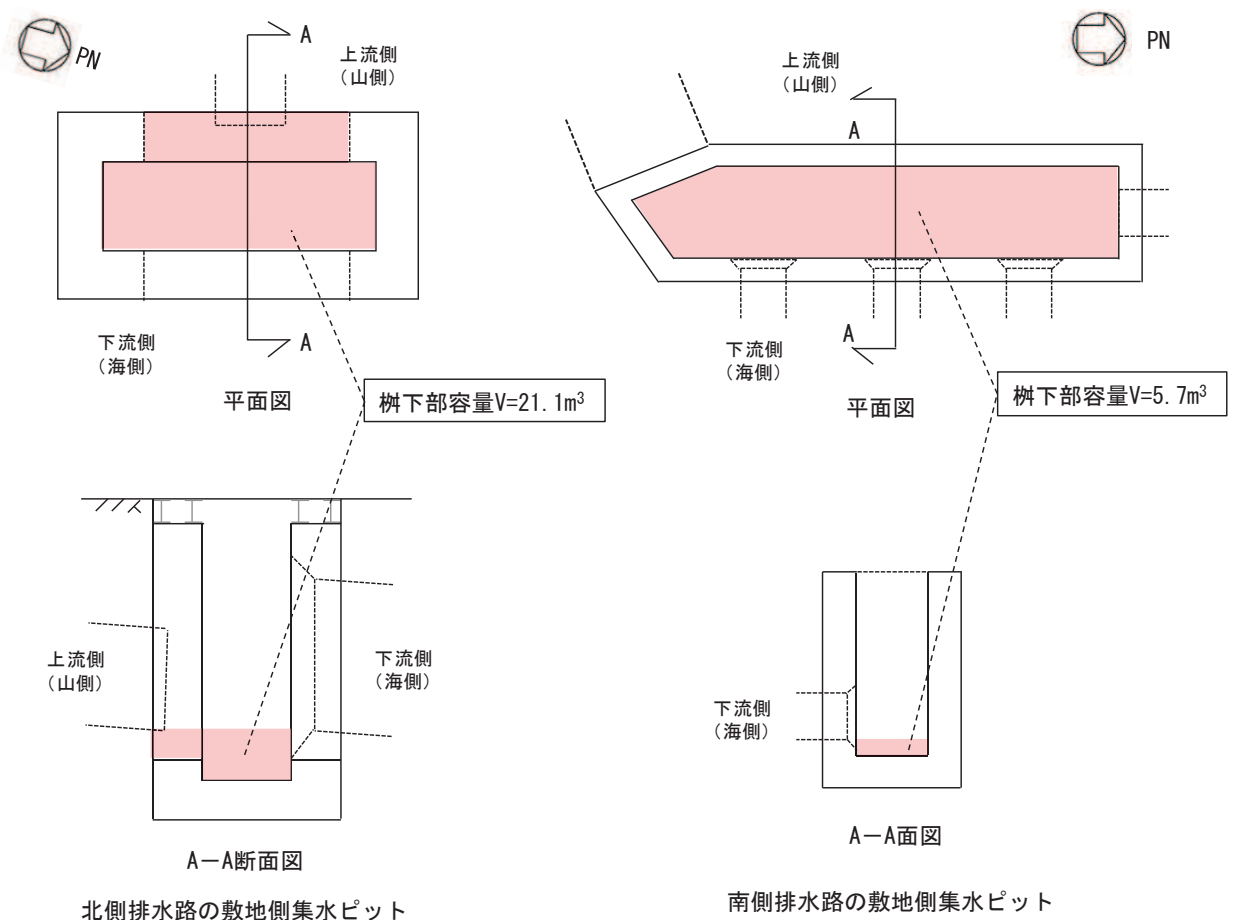


図 2-2 北側排水路及び南側排水路の敷地側集水ピット下部の容量

2.5 逆流防止設備から排出される漂流物

敷地側集水ピットから下流側に流れて屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に到達する漂流物としては、砂利及び木材が考えられる。なお、砂利は、敷地内の敷砂利として4cm程度のものを想定する。

なお、地震による溢水により、敷地内（O.P. +13.8m）は浸水深18cmとなっているため、敷地側集水ピットは満水状態を仮定する。

2.5.1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の評価

地震による溢水により、敷地内（O.P.+13.8m）に浸水深18cmとなっている状態では、敷地側集水ピットは満水となっているため、表2-1に示す排水可能流量（ $51.1\text{m}^3/\text{s}$ ）を仮定すると、その時の防潮堤横断部の屋外排水路の中の流速約 10m/s となり、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の扉体は約90cm開いた状態で排水していることになる。

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

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

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

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットの概念図を図2-3に、構造図を図2-4に示す。

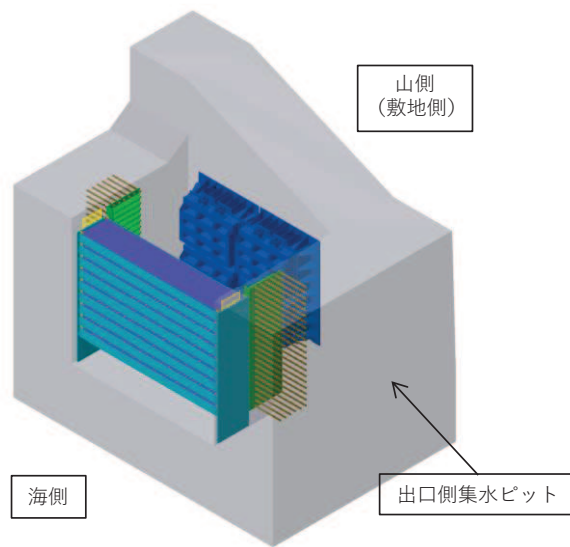


図 2-3 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピットの概念図

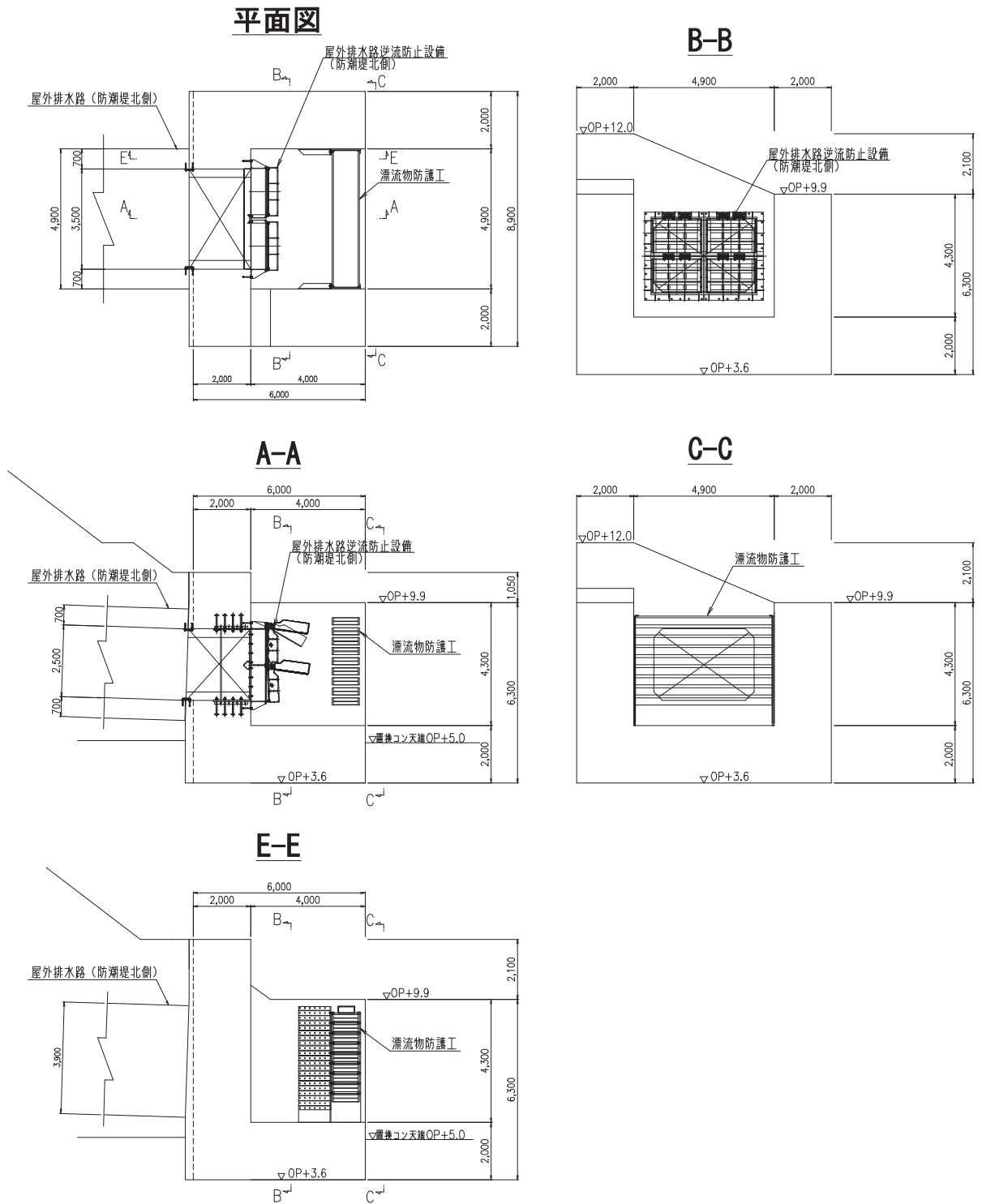


図 2-4 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の出口側集水ピット構造図

2.5.2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価

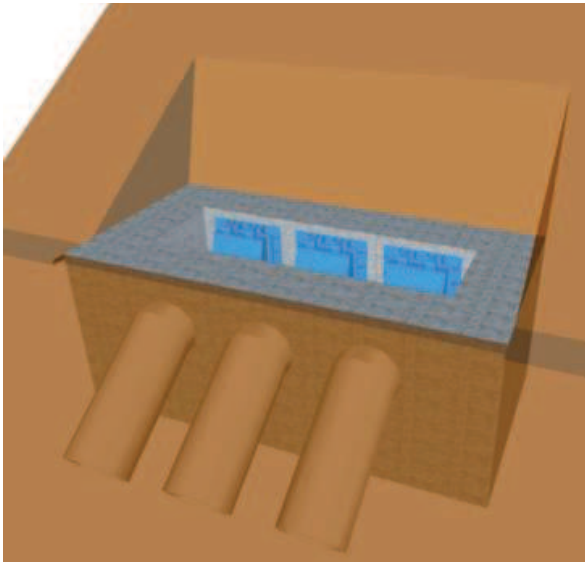
南側排水路についても、敷地側集水ピットは満水となっているため、表 2-1 に示す排水可能流量(16.2m³/s)を仮定すると、その時の防潮堤横断部の屋外排水路の中の流速約 10m/s となり、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の扉体は約 60cm 開いた状態で排水していることになる。

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

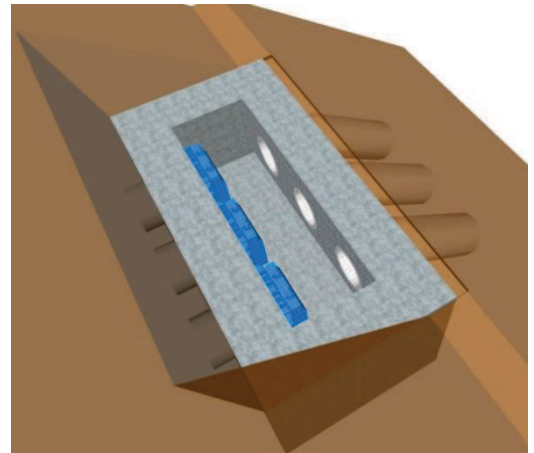
また、敷地内（O. P. +13.8m）の溢水がほぼ排水されて、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）から排水される流量が少なくなった場合についても、敷地側集水ピットから下流側の屋外排水路の水路勾配が大きいことから、少ない流量でも漂流物は屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）へと流される。屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の扉体は排水流量がない場合の開口は約 3cm であるため、この開口よりも小さいものは海側へ排出されるが、開口よりも大きい砂利及び木材は扉体よりも上流側に溜まることが想定される。ただし、この時の屋外排水路の流れは非常に小さいため、砂利及び木材が扉体部に挟まるようなことはなく、津波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

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

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の出口側集水ピットの概念図を図 2-5 に、構造図を図 2-6 に示す。



(海側からみたイメージ)



(上方からみたイメージ)

図 2-5 屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) の出口側集水ピットの概念図

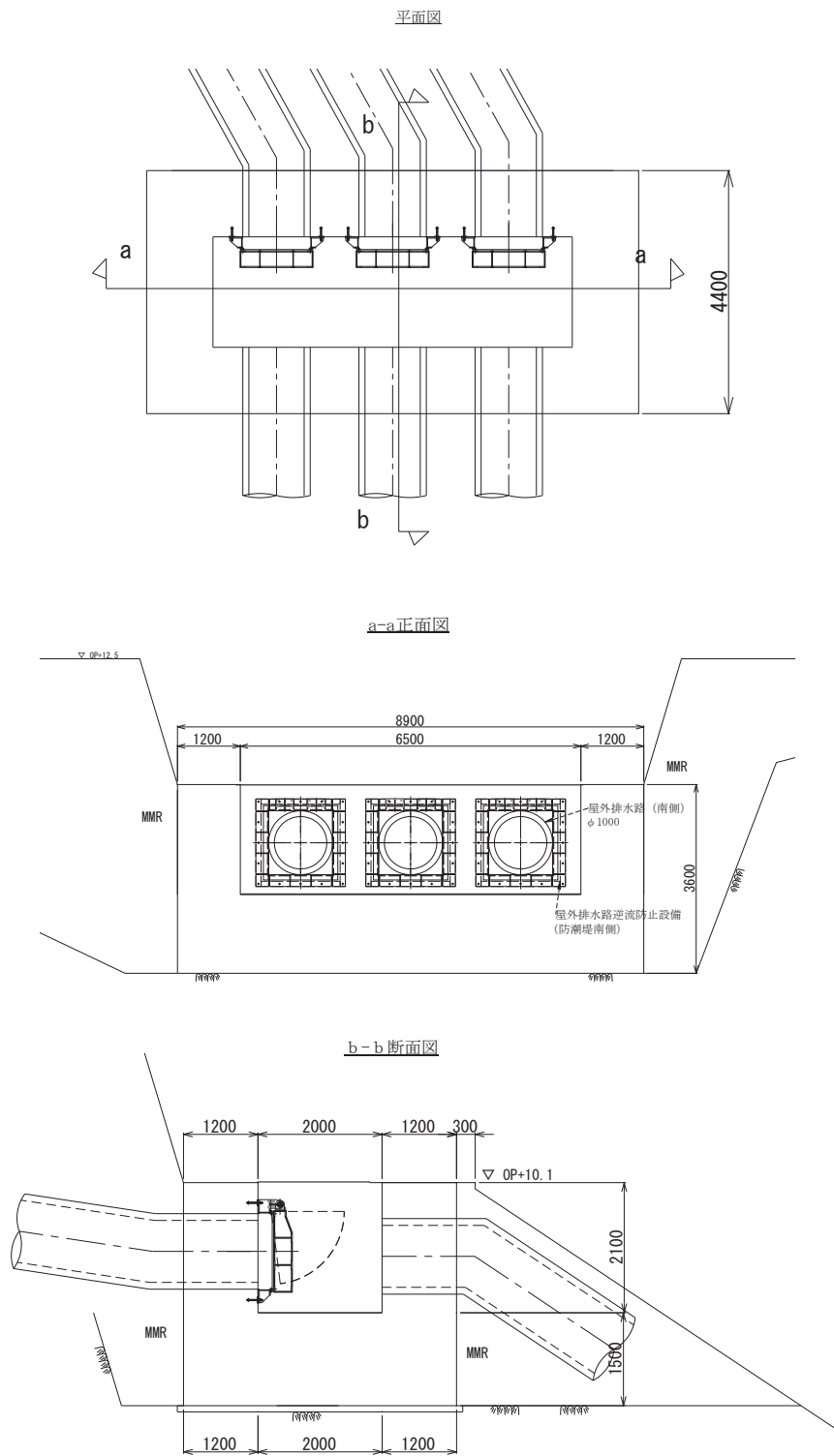


図 2-6 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南侧）の出口側集水ピット構造図

3. 屋外排水路逆流防止設備の開機能の維持について

ここでは、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の開機能の維持について確認する。

「2. 屋外排水路逆流防止設備の開機能の維持について」の評価から、地震起因による溢水で敷地内からの漂流物は砂利であると整理している。そのため、これらの砂利が大量に流下し、出口側集水ピット内に堆積する可能性が想定されるが、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は扉体が4枚、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の扉体は3枚となっており、すべての扉体が開かなくなる可能性は極めて低い。また、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の出口側集水ピットは閉構造ではなく、海側へ流れる構造としてなっていることから、出口側集水ピット内に砂利が溜まり続けることは考えにくい。

津波来襲時においては、「4.3 津波漂流物による衝突荷重について」で整理したとおり、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に基準津波第一波のみが到達する。この津波第一波とともに、漂流物が出口側集水ピット内に入る可能性があり、寸法の小さな漂流物として想定している木片又は流木が、扉体と漂流物防護工又は扉体と逆側の側壁に挟まり、開機能が喪失するおそれがあるが、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は扉体が4枚、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の扉体は3枚となっているため、すべての扉体が開かなくなる可能性は極めて低い。

また、東北地方太平洋沖地震に伴う津波において、発電所で確認された漂流物は表4.2-1に示すとおり小型船舶（船外機）、車両、水槽（工事用の仮設物）、タンク（重油タンク）、木片・混合ごみ・流木及び漁具があった。屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）が設置される周辺の漂流物の堆積状況は写真3-1（写真4.2-1(2)の再掲）のとおりであり、寸法の小さな漂流物は確認されるものの、それらは散らばった状態であり集積していないことから、基準津波第一波で到達する寸法の小さな漂流物についても出口側集水ピット内に集積することはなく、開機能が喪失することはない。

さらに、「3.1 砂移動による影響確認について」では基準津波による砂移動解析を実施しており、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）が設置される周辺において、砂の堆積はほとんどなく、取水口上部のO.P.+2.5m盤全体でも最大で10cm以下である（図2.7参照）。これに対して、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）のそれぞれの扉体下端から出口側集水ピット底版までの高さは、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）が70cm、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）が30cmであり、砂の堆積厚さよりも十分高いことから、津波による砂移動によって開機能が喪失することはない。

以上のことから、地震後及び津波後において、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の扉体がすべて開かなくなることはない。

なお、「2.2 地震起因による溢水」で示したとおり、地震起因による溢水の評価においては、「敷地に広がった溢水は雨水排水路からの流出や地盤への浸透は考慮しない。」との前提条件としていることから、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の扉体の開機能の維持が溢水評価に及ぼす影響はない。



写真 3-1 敷地内で確認された東北地方太平洋沖地震に伴う津波の漂流物
(岸壁全体の漂流物状況 (平成 23 年 3 月 18 日撮影)) 【写真 4.2-1(2)を再掲】

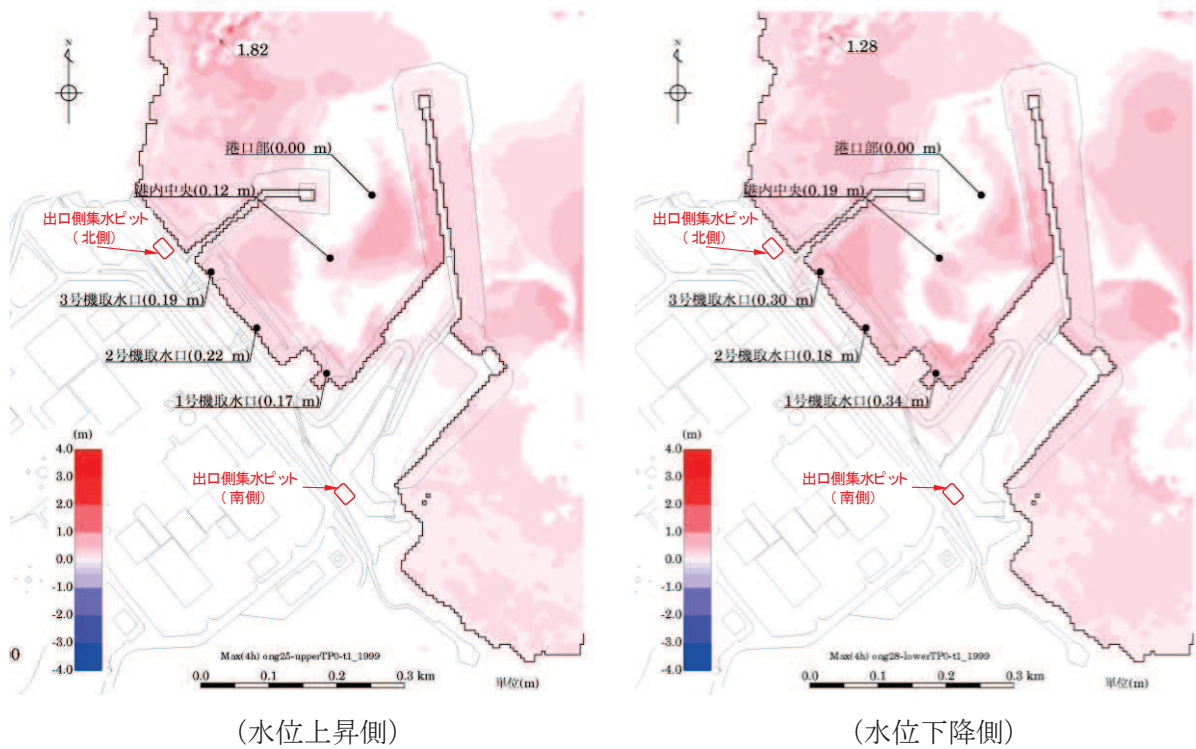


図 2-7 最大堆積厚分布図 【図 3.1.1-4 を再掲】

4. 維持管理

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

4.1 通常時の維持管理

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

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

4.2 津波警報発令中の維持管理

地震発生後の津波警報発令中（津波来襲前）においては、防潮堤よりも海側のエリアから退避するため、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の状態を直接確認することはできないものの、敷地側集水ピット内の流れの状態を確認することで屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の開閉機能が維持されているかを判断することが可能である。また、敷地内（O.P.+13.8m）の漂流物が敷地側集水ピットに流れてきた場合には敷地側集水ピット内に流れ込まないように漂流物の除去作業を行うこととする。

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

4.3 津波警報解除後の維持管理

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

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

6.5.1.9_屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の位置変更について

目 次

1. 概要	1
2. 位置変更の経緯	2
3. 位置変更による設計条件への影響	3
3.1 津波遡上解析への影響	3
3.2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の入力津波への影響	3
3.3 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の地質条件	3
4. まとめ	4

1. 概要

本資料は、詳細設計段階において屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の位置を約4m移動したことから、その経緯と影響について取りまとめたものである。

2. 位置変更の経緯

屋外排水路については、防潮堤を横断して原子炉建屋等を設置するエリアと海側のエリアを接続していることから、海側の出口に屋外排水路逆流防止設備を設置することにより津波が敷地に流入しない設計としている。

設置変更許可段階において、防潮堤の設計が変更となり海側に置換コンクリートを設置することとなったことから、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）については、安定性の確保のため堅固な置換コンクリート上に設置するよう、図 2-1 に示すとおり約 4m 位置の変更を行った。

なお、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）については、当初から岩盤上に設置する計画となっており、位置の変更は行っていない。

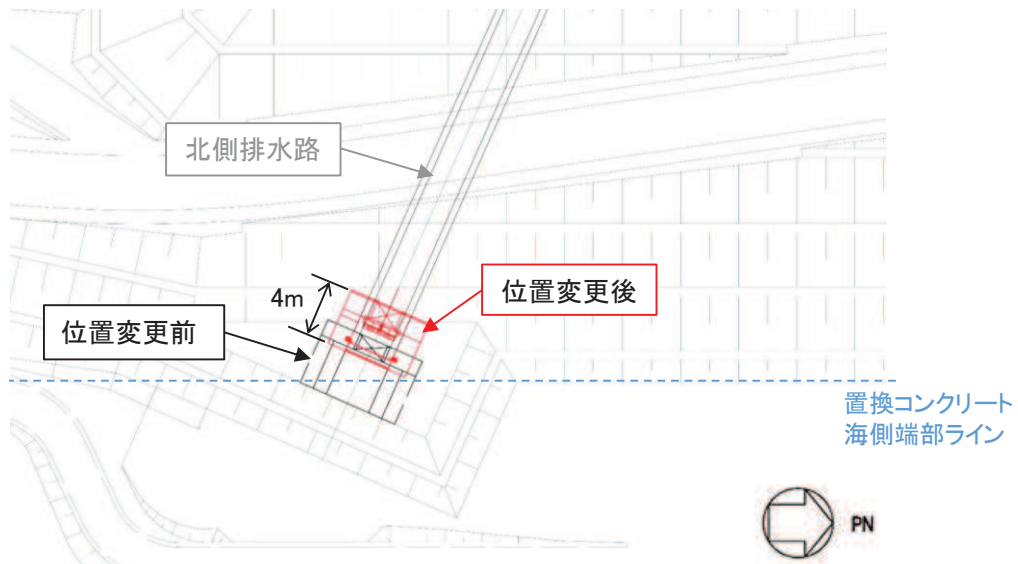


図 2-1 屋外逆流防止設備（防潮堤北側）の位置（変更前及び変更後）

3. 位置変更による設計条件への影響

3.1 津波遡上解析への影響

図 2-1 に示すとおり，屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の位置を約 4m 変更したが，屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のごく近傍の形状は変わるものの，全体的な形状はほとんど変化せず，津波遡上解析における敷地形形状のメッシュサイズ（5m 格子）を踏まえると，津波遡上解析の解析モデルに反映するほどの変化はなく，解析結果への影響はない。

また，防潮堤は入力津波 O.P. +24.4m に対し天端高 O.P. +29.0m と十分な余裕をもって設計されており，津波の浸水範囲に影響はない。

3.2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の入力津波への影響

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の入力津波は，防潮堤前面の最高水位に基づいて設定しており，屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の位置が変更になっても入力津波への影響はない。

また，浸水防護施設の設計に用いる津波水位は，入力津波に余裕を考慮して設計しており，各浸水防護施設の設計にも影響はない。

3.3 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の地質条件

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の設計に用いる地質構造は，変更後の位置のものを使用しており，入力地震動及び構造解析への影響はない。

4. まとめ

以上のとおり，屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）について設置変更許可時と詳細設計時で位置を若干変更しているものの，設計に与える影響はない。

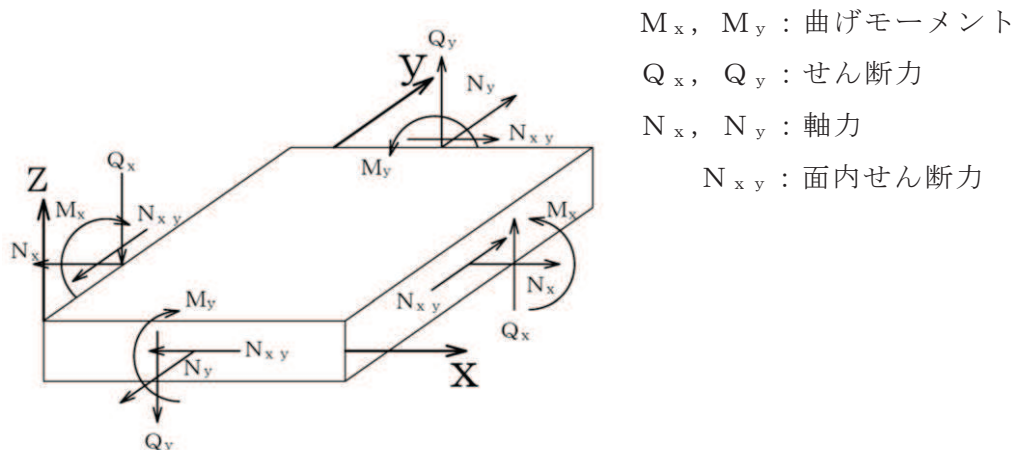
6.5.1.10 三次元構造解析における断面力の組合せについて

目 次

1. 概要	1
2. 検討概要	2
2.1 検討モデル	2
2.2 検討条件	2
3. 検討結果	3

1. 概要

屋外排水路逆流防止設備の耐震・耐津波評価においては、シェル要素を用いた三次元構造解析を実施しており、図 1-1 及び表 1-1 に示す断面力の組合せにより評価を実施している。一方、ねじりモーメント M_{xy} は、 M_x 及び M_y と比較して影響が小さいため、考慮していないが、本資料では 4 辺固定版を用いた検討によりその根拠について示す。



M_x, M_y : 曲げモーメント

Q_x, Q_y : せん断力

N_x, N_y : 軸力

N_{xy} : 面内せん断力

図 1-1 シェル要素における応答断面力

表 1-1 断面力の組合せ

	x 方向断面力		y 方向断面力	
	曲げモーメント	軸力	曲げモーメント	軸力
組合せ①	M_x	N_x	M_y	N_y
組合せ②	M_x	$N_x + N_{xy} $	M_y	$N_y + N_{xy} $
組合せ③	M_x	$N_x - N_{xy} $	M_y	$N_y - N_{xy} $

2. 検討概要

土圧が作用する箱型構造物の壁部材を，二次元シェル要素の 4 辺固定の面部材として置換え，単位荷重が作用した場合の曲げモーメントの断面力コンター (M_x , M_y , $M_{x,y}$) を比較する。

2.1 検討モデル

検討モデルを図 2-1 に示す。検討モデルは，屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の壁部材の寸法を参考に①高さ 6m×幅 6m（1：1）を基本とし，その他構造物の寸法も踏まえ②高さ 6m×幅 12m（1：2）及び③高さ 6m×幅 18m（1：3）についてもモデル化を行う。

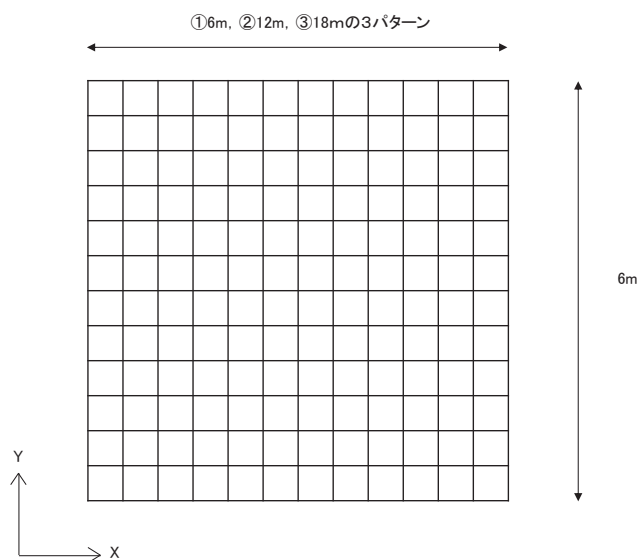


図 2-1 検討モデル

2.2 検討条件

検討条件を表 2-1 に示す。

表 2-1 検討条件

項目	条件
境界条件	4 辺固定端
作用荷重	98kN/m ² （面外の単位分布荷重）
設計基準強度（コンクリート）	24N/mm ²
単位体積重量	24kN/m ³
ヤング係数	2.5×10 ⁴ N/mm ²
部材厚	1m

3. 検討結果

検討結果を図 3-1 に示す。

①～③いずれにおいても、 M_x 及び M_y の最大値と比較して M_{xy} の最大値は小さくなるとともに、 M_x 及び M_y と M_{xy} では断面力が集中する箇所が異なる。

また、構造物の配筋は、 M_x 及び M_y に基づいて設定することから、シェル要素における断面力については、 M_{xy} を考慮していない。

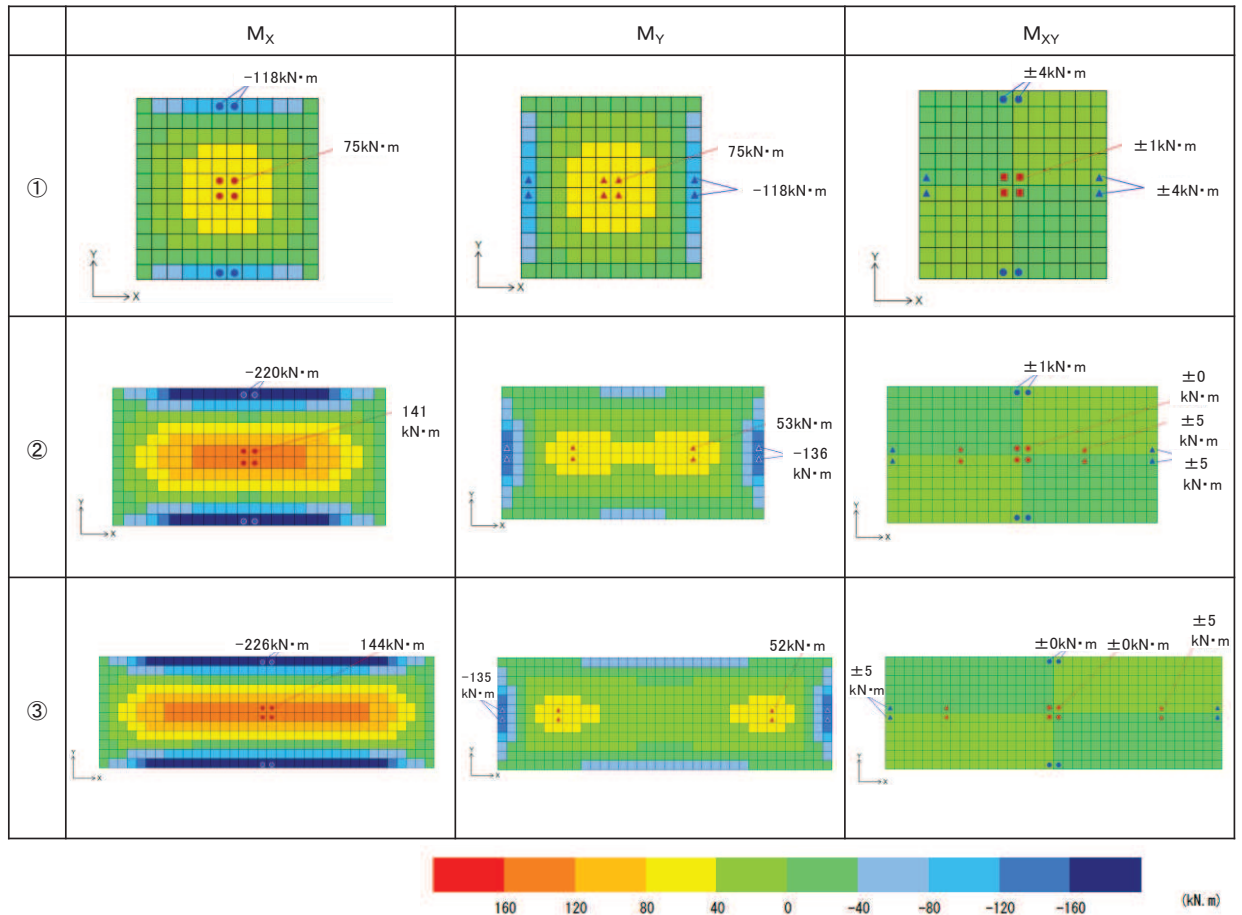


図 3-1 検討結果

- 6. 浸水防護施設に関する補足資料
- 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
- 6.5.3 浸水防止蓋に関する補足説明

目 次

- 6.5.3.1 浸水防止蓋（原子炉機器冷却海水配管ダクト）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.5.3.2 浸水防止蓋（原子炉機器冷却海水配管ダクト）の強度計算書に関する補足説明
- 6.5.3.3 浸水防止蓋（第3号機補機冷却海水系放水ピット）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.5.3.4 浸水防止蓋（第3号機補機冷却海水系放水ピット）の強度計算書に関する補足説明
- 6.5.3.5 浸水防止蓋（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
- 6.5.3.6 浸水防止蓋（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
- 6.5.3.7 浸水防止蓋（揚水井戸（第2号機海水ポンプ室防潮壁区画内））の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.5.3.8 浸水防止蓋（揚水井戸（第2号機海水ポンプ室防潮壁区画内））の強度計算書に関する補足説明
- 6.5.3.9 浸水防止蓋（揚水井戸（第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内））の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.5.3.10 浸水防止蓋（揚水井戸（第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内））の強度計算書に関する補足説明
- 6.5.3.11 浸水防止蓋（第2号機軽油タンクエリア）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.5.3.12 浸水防止蓋（第2号機軽油タンクエリア）の強度計算書に関する補足説明

参考資料1 浸水防止蓋の開閉運用について

 : 本日の説明範囲

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
- 6.5.3 浸水防止蓋に関する補足説明
- 6.5.3.3 浸水防止蓋（第3号機補機冷却海水系放水ピット）の耐震性についての計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	4
2.3 評価方針	5
2.4 適用規格・基準等	6
2.5 記号の説明	7
3. 評価対象部位	9
3.1 応力評価の評価対象部位	9
3.2 変形性評価の評価対象部位	11
4. 固有値解析	12
4.1 固有値解析のモデルの設定及び解析手法	12
4.2 固有振動数の解析結果	14
5. 耐震評価	18
5.1 応力評価方法	18
5.2 変形性評価方法	38
6. 評価結果	44
7. 第3号機補機冷却海水系放水ピットの耐震評価の概要	62
8. 耐震評価の基本方針	63
8.1 位置	63
8.2 構造概要	64
8.3 評価方針	71
8.4 適用基準	75
9. 地震応答解析	76
9.1 地震時荷重算出断面	76
9.2 解析方法	78
9.3 荷重及び荷重の組合せ	94
9.4 入力地震動	97

9.5	解析モデル及び諸元	126
9.6	地震応答解析結果	138
10.	耐震評価	140
10.1	構造部材の健全性及び止水機能に対する評価方法	140
10.2	基礎地盤の支持性能に対する評価方法	155
10.3	許容限界	156
10.4	耐震評価結果	158

 : 本日の説明範囲

3. 評価対象部位

浸水防止蓋の評価対象部位は、「2.2 構造計画」に設定している構造を踏まえて、地震に伴う荷重の作用方向や伝達過程及び変形を考慮し設定する。

3.1 応力評価の評価対象部位

応力評価の評価対象部位は、地震に伴う慣性力が浸水防止蓋及び鋼製ブラケットに作用し、鋼製ブラケットを固定している固定ボルトを介して躯体に伝達することから、浸水防止蓋、鋼製ブラケット及び固定ボルトを応力評価の評価対象部位として設定する。

また、浸水防止蓋のハッチ部の運用について、原則閉止運用とするとともに、定期点検時等により開状態となる場合においても速やかに閉操作できる人員を、ハッチ付近に待機させる運用とすることから（詳細は、「6.5.3 浸水防止蓋に関する補足説明 参考資料1 浸水防止蓋の開閉運用について」に示す。）、閉止時を基本とした荷重の作用方向及び伝達過程を考慮する。ハッチ部に作用する慣性力は締付部（固定ボルト）を介して浸水防止蓋に伝達されることから締付部の固定ボルトを評価対象部位として設定する。

応力評価の評価対象部位について図3-1に示す。

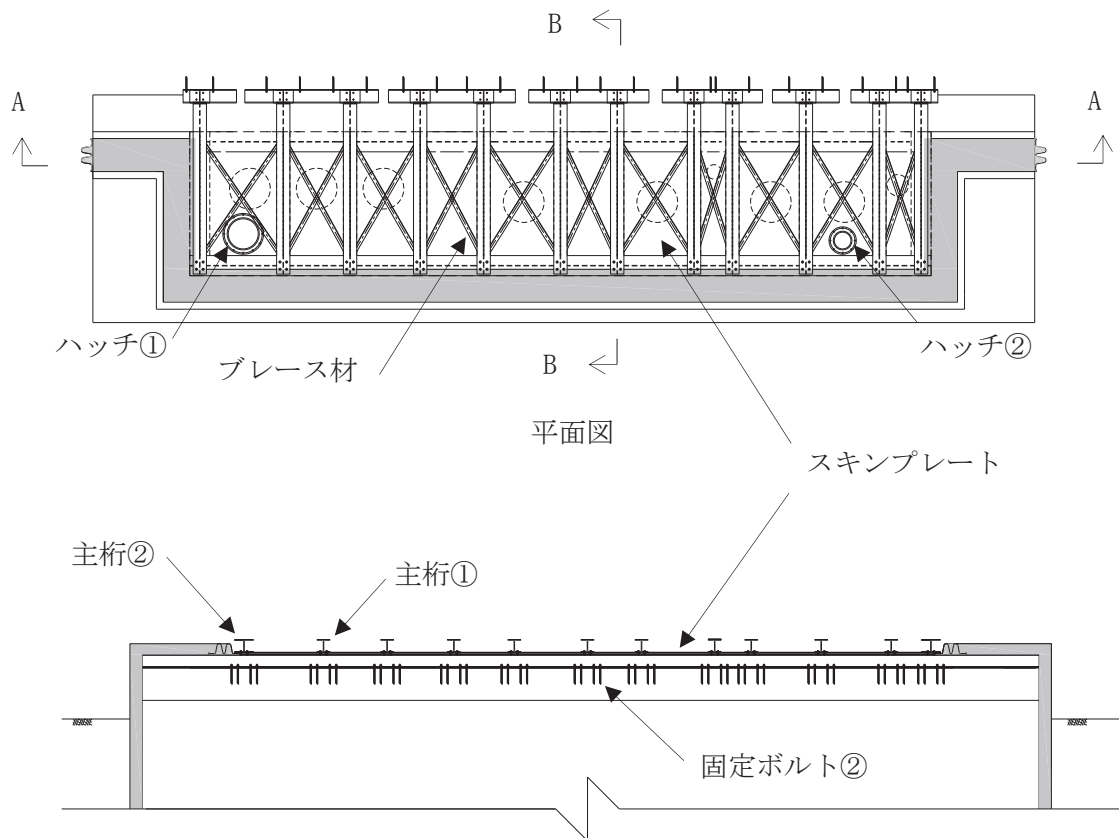


図3-1(1) 評価対象部位（応力評価）

評価対象部位	
浸水防止蓋	スキンプレート
鋼製ブラケット	主桁①
	主桁②
	横桁
	斜材
	ブレース材
固定ボルト	固定ボルト①
	固定ボルト②

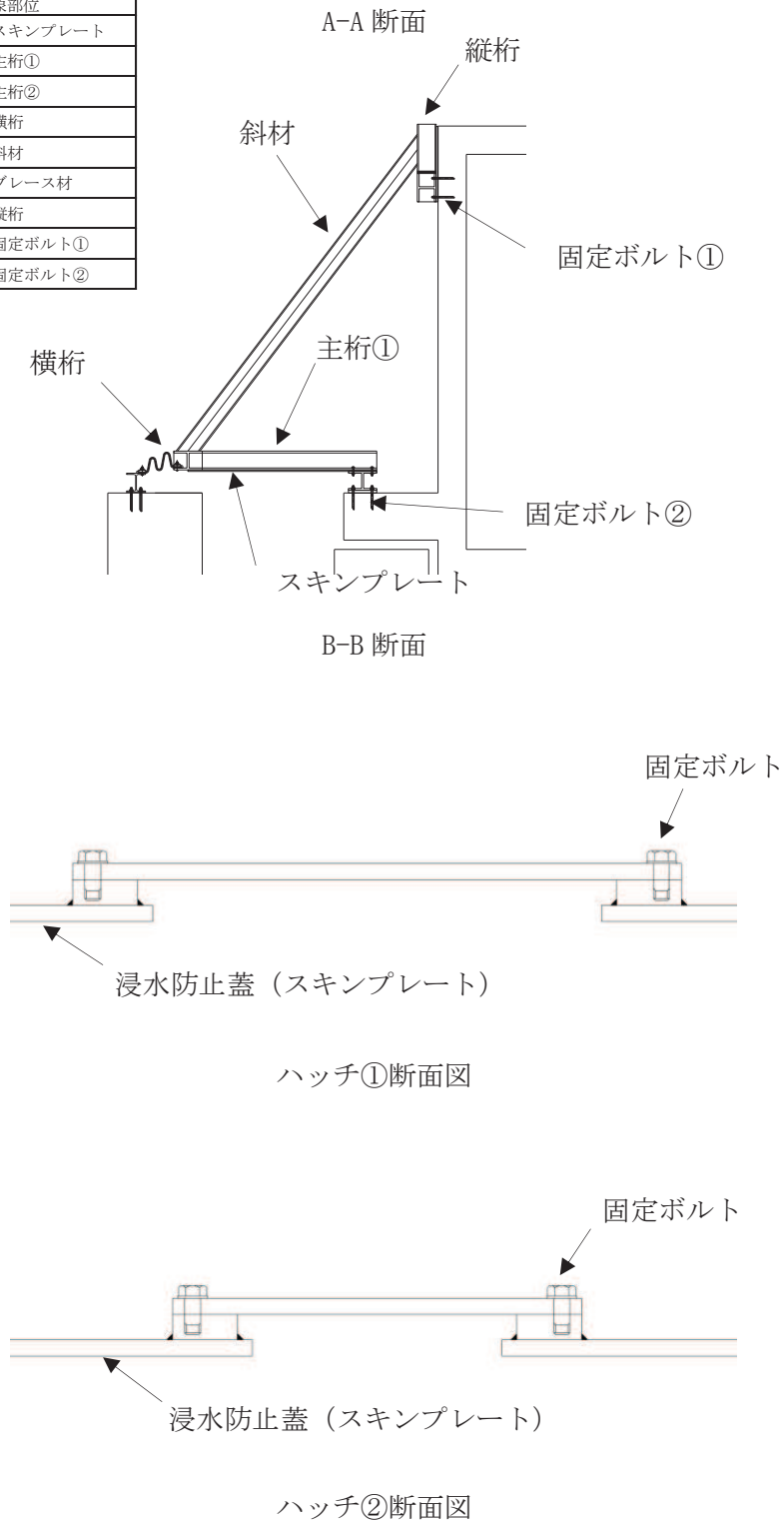


図 3-1(2) 評価対象部位 (応力評価)

5. 耐震評価

5.1 応力評価方法

浸水防止蓋、鋼製ブラケット及び固定ボルトの応力評価は、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を踏まえて、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位に作用する応力等が「5.1.2 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

5.1.1 荷重及び荷重の組合せ

(1) 荷重の組合せ

浸水防止蓋の評価に用いる荷重の組合せを以下に示す。

$$G + P_s + S_s$$

ここで、 G : 固定荷重(kN)

P_s : 積雪荷重(kN)

S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重(kN)

(2) 荷重の設定

耐震評価に用いる荷重は、以下のとおりとする。

a. 固定荷重(G)

固定荷重として、浸水防止蓋を構成する部材の自重を考慮する。

b. 積雪荷重(P_s)

積雪荷重として、添付書類「VI-1-1-2 発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうち、添付書類「VI-1-1-2-1-1 発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」に基づき 43cm の積雪量を想定し、平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮する。

積雪荷重による質量は以下に式より算出する。

$$P_s = 0.35 \cdot W_s \cdot d_s \cdot A \cdot 10^{-3}$$

ここで、 P_s : 積雪荷重 (kN)

W_s : 1cm 当りの積雪荷重 20 (N/m²)

d_s : 積雪高さ 43 (cm)

A : 浸水防止蓋の面積 (m²)

c. 基準地震動 S_s による地震荷重 (S_s)

地震荷重として、基準地震動 S_s に伴う慣性力を考慮する。地震荷重は浸水防止蓋の固定荷重及び積雪荷重に設計震度を乗じた次式により算出する。

$$S_s = (G + P_s) \cdot k$$

ここで、 S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)
 G : 固定荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 k : 基準地震動 S_s の設計震度

5.1.2 許容限界

許容限界は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

(1) 使用材料

浸水防止蓋、鋼製ブラケット及び固定ボルトの使用材料を表 5-1 に示す。

表 5-1 使用材料

評価対象部位		材質	仕様
浸水防止蓋	スキンプレート	SUS304	t = 16 (mm)
鋼製ブラケット	主桁①	SUS304	H-200×200×20×20 (mm)
	主桁②	SUS304	H-200×300×20×20 (mm)
	横桁	SUS304	H-200×300×20×20 (mm)
	斜材	SUS304	H-200×200×8×12 (mm)
	ブレース材	SUS304	L-60×60×5 (mm)
	縦桁	SUS304	H-200×200×8×12 (mm)
固定ボルト	固定ボルト①	SUS304	M20
	固定ボルト②	SUS304	M20
ハッチ①	スキンプレート	SUS304	t = 16 (mm)
	固定ボルト	SUS304	M16
ハッチ②	スキンプレート	SUS304	t = 16 (mm)
	固定ボルト	SUS304	M16

(2) 許容限界

a. 浸水防止蓋，鋼製ブラケット，ハッチ

浸水防止蓋，鋼製ブラケット及びハッチの許容応力度は，「日本建築学会 2005 年 鋼構造設計規準－許容応力度設計法－」に基づき表 5-2 の値とする。

表 5-2 浸水防止蓋，鋼製ブラケットの短期許容応力度

材質	短期許容応力度 (N/mm ²)	
	曲げ	せん断
SUS304	205	118

b. 固定ボルト

固定ボルトの許容荷重は，「3. 評価対象部位」に記載した固定ボルトに作用する荷重の向きを踏まえて，「日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説」に基づき算定する。

固定ボルトは躯体に埋め込まれていることから，固定ボルトが引張力を受ける場合においては，固定ボルトの降伏により決まる許容荷重 (P_{a1})，付着力により決まる許容荷重 (P_{a3}) を比較して，いずれか小さい値を採用する。また，固定ボルトがせん断力を受ける場合においては，固定ボルトのせん断強度により決まる許容荷重 (q_{a1})，定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる許容荷重 (q_{a2}) 及びコーン状破壊により決まる許容荷重 (q_{a3}) を比較して，いずれか小さい値を採用する。

地震荷重を考慮する場合の固定ボルトの許容荷重の設定に用いる入力値を表 5-3 に，許容荷重を表 5-4 に示す。

引張力を受ける場合

$$P_{a1} = \Phi_1 \cdot s\sigma_{pa} \cdot s_c a$$

$$P_{a3} = \Phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce}$$

- ここで、
- P_{a1} : 固定ボルトの降伏により決まる場合の固定ボルト
1本当たりの許容引張力 (N)
 - P_{a3} : 固定ボルトの付着力により決まる場合の固定ボルト
1本当たりの許容引張力 (N)
 - Φ_1 : 低減係数 (短期荷重用)
 - Φ_3 : 低減係数 (短期荷重用)
 - $s\sigma_{pa}$: 固定ボルトの引張強度 ($=s\sigma_y$) (N/mm²)
 - $s\sigma_y$: 固定ボルトの規格降伏点強度 (N/mm²)
 - $s_c a$: 固定ボルトの断面積 (mm²)
 - d_a : 固定ボルトの径 (mm)
 - l_{ce} : 固定ボルトの強度算定用埋込み長さ
($=l_e - 2d_a$) (mm)
 - l_e : 固定ボルトの有効埋込み長さ (mm)
 - τ_a : へりあき及び固定ボルトのピッチによる付着強度
(N/mm²)

せん断力を受ける場合

$$Q_{a1} = \Phi_1 \cdot s\sigma_{qa} \cdot s_c a$$

$$Q_{a2} = \Phi_2 \cdot c\sigma_{qa} \cdot s_c a$$

$$Q_{a3} = \Phi_2 \cdot c\sigma_t \cdot A_{qc}$$

- ここで、
- Q_{a1} : 固定ボルトのせん断強度により決まる場合の固定ボルト
1本当たりの許容せん断力 (N)
 - Q_{a2} : 定着した躯体の支圧強度により決まる場合の固定ボルト
1本当たりの許容せん断力 (N)
 - Q_{a3} : 定着した躯体のコーン状破壊により決まる場合の固定ボルト
1本当たりの許容せん断力 (N)
 - Φ_1 : 低減係数 (短期荷重用)
 - Φ_2 : 低減係数 (短期荷重用)
 - $s\sigma_{qa}$: 固定ボルトのせん断強度 ($=0.7 \cdot s\sigma_y$)
(N/mm²)
 - $s\sigma_y$: 固定ボルトの規格降伏点強度 (N/mm²)
 - $s_c a$: 固定ボルトの断面積 (mm²)
 - $c\sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度 (N/mm²)

$$(\text{=}0.5\sqrt{F_c \cdot E_c})$$

$c \sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの

$$\text{引張強度 (N/mm}^2\text{)} \quad (\text{=}0.31\sqrt{F_c})$$

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

A_{qc} : せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積 (mm²)

表 5-3 固定ボルトの許容荷重の設定に用いる入力値

記号	単位	定義	数値	
Φ_1	—	低減係数 (短期荷重用)	1.0	
Φ_2	—	低減係数 (短期荷重用)	2/3	
Φ_3	—	低減係数 (短期荷重用)	2/3	
$s \sigma_{pa}$	N/mm ²	固定ボルトの許容引張応力度	205	
$s \sigma_y$	N/mm ²	固定ボルトの規格降伏点強度	205	
$s c a$	mm ²	固定ボルトの断面積	245	
d_a	mm	固定ボルトの径	20	
l_{ce}	mm	固定ボルトの強度算定用埋込み長さ	固定ボルト①	140
			固定ボルト②	220
l_e	mm	固定ボルトの有効埋込み長さ	固定ボルト①	180
			固定ボルト②	260
τ_a	N/mm ²	へりあき及び固定ボルトのピッチによる 付着強度	固定ボルト①	8.69
			固定ボルト②	4.11
$s \sigma_{qa}$	N/mm ²	固定ボルトのせん断応力度	143.50	
$c \sigma_{qa}$	N/mm ²	コンクリートの支圧強度	450.90	
$c \sigma_t$	N/mm ²	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度	1.76	
F_c	N/mm ²	コンクリートの設計基準強度	32.4	
E_c	N/mm ²	コンクリートのヤング係数	25100	
A_{qc}	mm ²	せん断力に対するコーン状破壊面の 有効投影面積	固定ボルト①	-*
			固定ボルト②	15708

注記* 固定ボルト①は第 3 号機海水熱交換器建屋の壁面に設置するため、へりあきはなしとする。

表 5-4 (1) 地震荷重を考慮する場合の固定ボルト①の短期許容荷重

材質	短期許容荷重 (kN)						
	引張			せん断			
	P_{a1}	P_{a3}	設定値	q_{a1}	q_{a2}	q_{a3}	設定値
SUS304	50.2	50.9	50.2	35.1	73.6	—*	35.1

注記* 固定ボルト①は第 3 号機海水熱交換器建屋の壁面に設置するため、へりあきはなしとする。

表 5-4 (2) 地震荷重を考慮する場合の固定ボルト②の短期許容荷重

材質	短期許容荷重 (kN)						
	引張			せん断			
	P_{a1}	P_{a3}	設定値	q_{a1}	q_{a2}	q_{a3}	設定値
SUS304	50.2	37.8	37.8	35.1	73.6	18.4	18.4

5.1.3 設計用地震力

「4. 固有値解析」に示したとおり、固有振動数が 20Hz 以上であることを確認したため、応力評価に用いる設計震度は、材料物性の不確かさを考慮したものとして添付書類「V-2-2-29 第 3 号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書」の地震応答解析結果を用いる。なお、水平方向の回転動により生じる鉛直方向の応答への影響は小さいことをシミュレーション解析結果と観測値との比較により確認している。（詳細は「補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.3.7」を参照）

地震応答解析ケースを表 5-5 に、設計震度を表 5-6 に示す。荷重の組合せは表 5-7 のとおり、組合せ係数法 (1.0 : 0.4) により評価する。

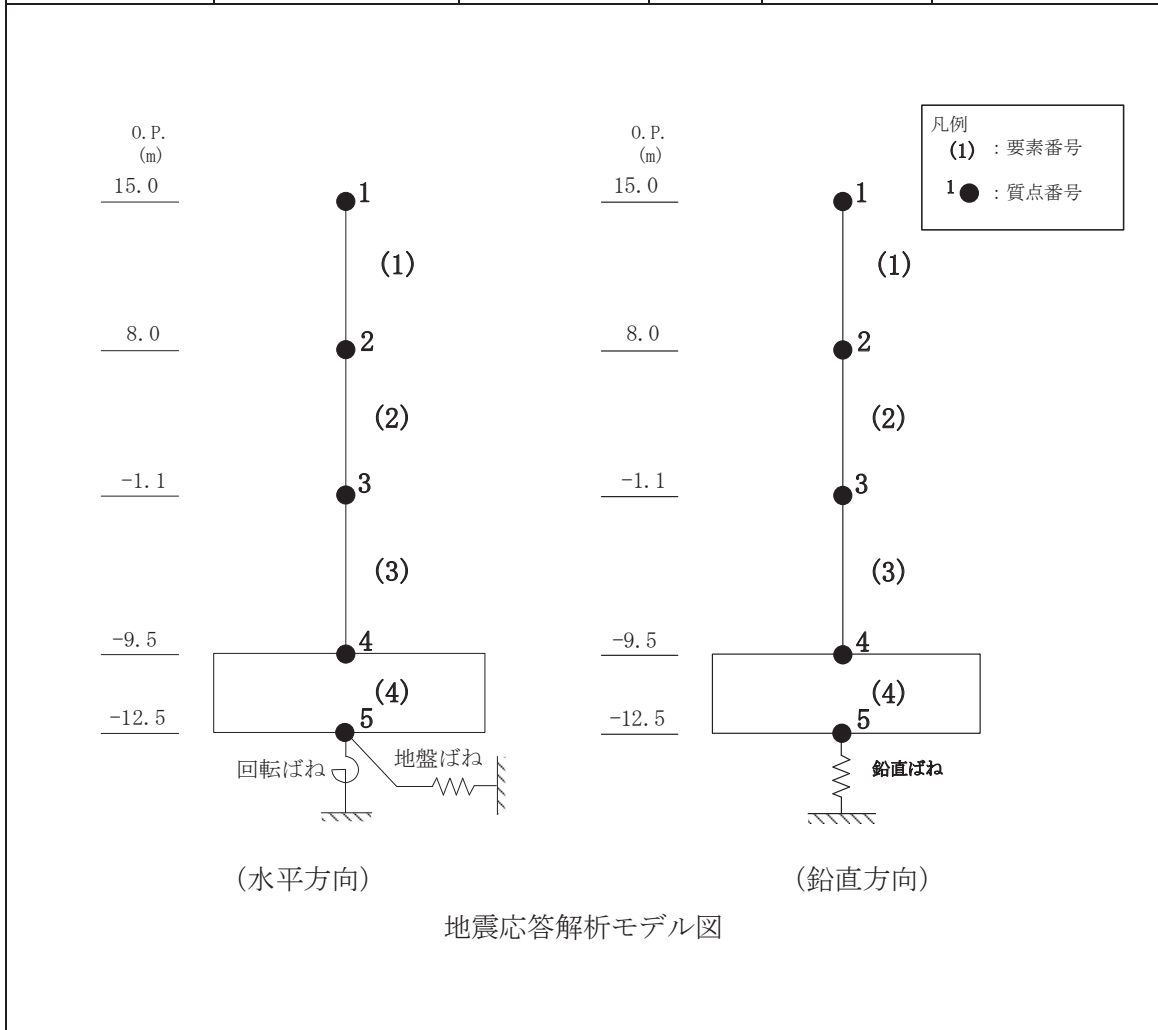
表 5-5 地震応答解析ケース

対象地震動	ケース名	スケルトンカーブ		建屋材料減衰	地盤物性	
		初期剛性	終局耐力		入力地震動	底面地盤ばね
基準地震動 S _s (水平)	ケース 1 (基本ケース)	2011 年 3 月 11 日東北地方太平洋沖地震の観測記録を用いたシミュレーション解析により補正	設計基準強度を用い JEG 式で評価	5%	表層地盤の非線形性を考慮	標準地盤
	ケース 2	同上	同上	同上	同上	標準地盤 + <i>a</i>
	ケース 3	同上	同上	同上	同上	標準地盤 - <i>a</i>
	ケース 4	基本ケースの 0.53 倍*	同上	同上	同上	標準地盤
	ケース 5					標準地盤 + <i>a</i>
	ケース 6					標準地盤 - <i>a</i>
基準地震動 S _s (鉛直)	ケース 1 (基本ケース)	設計剛性	—	5%	直接入力	標準地盤
	ケース 2	同上	—	同上	同上	標準地盤 + <i>a</i>
	ケース 3					標準地盤 - <i>a</i>

注記*：建屋剛性（初期剛性）の不確かさについて、基準地震動 S_s 入力後の建屋全体の平均的な剛性低下を全ての基準地震動 S_s について評価し、最も剛性低下するケースの低下後の剛性を初期剛性の不確かさとして考慮する。具体的には、基準地震動 S_s 入力前後の 1 次固有振動数の比 ($f_{S_s \text{入力後}}/f_{S_s \text{入力前}}$) を基本ケースの初期剛性に掛けることにより算定する。

表 5-6 設計震度

地震時荷重 算出位置 (m)	地震応答解析結果				設計震度
	方向	基準地震動 S_s	ケース	最大加速度 (cm/s^2)	
O.P. 15.0	水平方向 (N-S) $k_{H(NS)}$	$S_s - D 2$	5	2410	2.46
	水平方向 (E-W) $k_{H(EW)}$	$S_s - F 3$	5	2029	2.07
	鉛直方向 k_v	$S_s - D 2$	2	1243	1.27



表中の O.P. は第 3 号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書での値を示す。

(4) ハッチ

固定ボルトに作用する荷重を以下の式により算出する。

なお、固定ボルト①の照査箇所のボルト本数は12本であり、また固定ボルト②の照査箇所のボルト本数は8本である。固定ボルトの詳細図を図5-9に示す。

a. 基準地震動 S_s による水平方向の地震荷重 S_s

$$S_s = (G + P_s) \cdot k_H$$

ここで、 S_s : 基準地震動 S_s による水平方向の地震荷重 (kN)
 G : ハッチの固定荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 k_H : 基準地震動 S_s の水平方向の設計震度

b. 基準地震動 S_s による鉛直方向の地震荷重 S_s

$$S_s = (G + P_s) \cdot k_V$$

ここで、 S_s : 基準地震動 S_s による鉛直方向の地震荷重 (kN)
 G : ハッチの固定荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 k_V : 基準地震動 S_s の鉛直方向の設計震度

c. 固定ボルト1本あたりに生じる引張応力度 σ_t

$$\sigma_t = T_s \cdot 10^3 / A'$$

$$\text{ここで、} \quad T_s = S_s / N$$

σ_t : 固定ボルト1本あたりに生じる引張応力度 (N/mm)
 T_s : 固定ボルト1本あたりに生じる引張応力度 (kN)
 S_s : 基準地震動 S_s による鉛直方向の地震荷重 (kN)
 N : ハッチに取り付く固定ボルトの本数
 A' : 固定ボルトの有効断面積 (mm²)

d. 固定ボルト1本あたりに生じるせん断応力度 τ_s

$$\tau_s = q_s \cdot 10^3 / A'$$

$$\text{ここで、} \quad q_s = S_s / N$$

τ_s : 固定ボルト1本あたりに作用するせん断応力度 (N/mm²)
 q : 固定ボルト1本あたりに作用するせん断力 (kN)
 S_s : 基準地震動 S_s による水平方向の地震荷重 (kN)
 N : ハッチに取り付く固定ボルトの本数
 A' : 固定ボルトの有効断面積 (mm²)

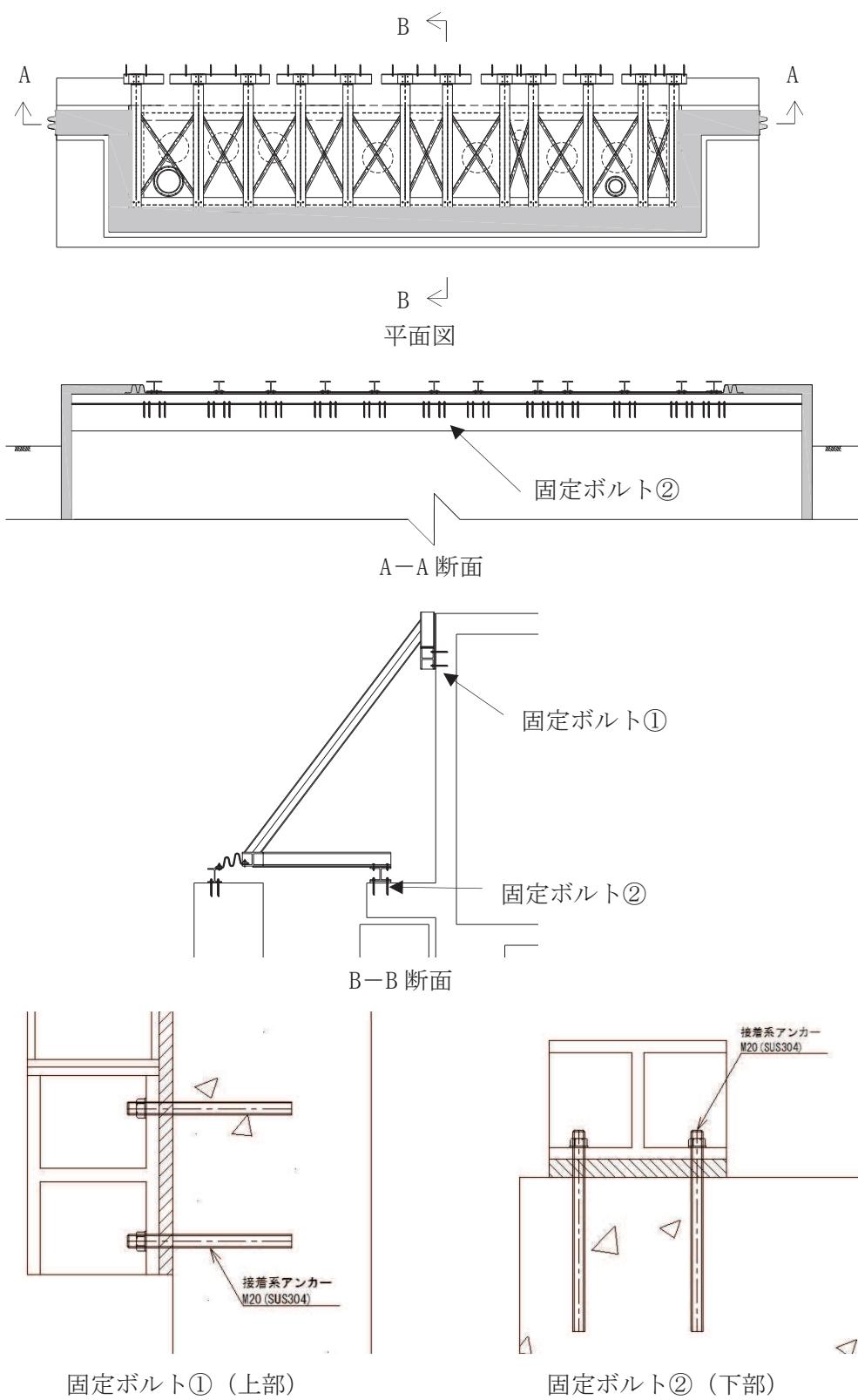


図 5-9 固定ボルト詳細図

5.1.5 計算条件

浸水防止蓋の応力評価に用いる入力値を表 5-8 に示す。

表 5-8 浸水防止蓋の耐震評価に用いる入力値

評価対象部位	記号	単位	定義	数値
浸水防止蓋 (スキンプレート)	A_s	mm^2	浸水防止蓋の単位幅あたりのせん断断面積	16
	α	—	平板のモーメントに関する係数	0.085
	β	—	平板のせん断に関する係数	0.55
	l_x	mm	浸水防止蓋の短辺長	1250
	A	m^2	浸水防止蓋の面積	1.86
	Z	mm^3	浸水防止蓋の断面係数	42.67
固定ボルト①	R_n	kN	固定ボルトの支点反力 (引張)	13.2
	R_m	$\text{kN} \cdot \text{mm}$	固定ボルトの支点モーメント	5362
	R_s	kN	固定ボルトの支点反力 (せん断)	16.7
	B	mm	固定ボルトのボルト間隔	200
	N	本	照査箇所のボルト本数	4
固定ボルト②	R_n	kN	固定ボルトの支点反力 (引張)	1.9
	R_m	$\text{kN} \cdot \text{mm}$	固定ボルトの支点モーメント	4558
	R_s	kN	固定ボルトの支点反力 (せん断)	33.9
	B	mm	固定ボルトのボルト間隔	200
	N	本	照査箇所のボルト本数	8
ハッチ①	T_s	kN	固定ボルト 1 本当りに生じる引張応力度	0.047
	N	本	照査箇所のボルト本数	12
	A'	mm^2	固定ボルトの有効断面積	157
ハッチ②	T_s	kN	固定ボルト 1 本当りに生じる引張応力度	0.032
	N	本	照査箇所のボルト本数	8
	A'	mm^2	固定ボルトの有効断面積	157

表 6-13(1) 固定ボルトに関する評価結果 (組合せ) (1/2)

	固定ボルト① (上部)		
	発生作用力		組合せ
	引張 Td	せん断 q	
最大値	16.7	4.2	0.13

表 6-13(2) 固定ボルトに関する評価結果 (組合せ) (2/2)

	固定ボルト② (下部)		
	発生作用力		組合せ
	引張 Td	せん断 q	
最大値	6.0	4.3	0.08

表 6-14 応力評価結果 (ハッチ部固定ボルト)

評価対象部位		発生値 (応力度又は荷重)		許容限界		検定値
ハッチ①	引張	0.3	N/mm ²	205	N/mm ²	0.01 < 1.0
	せん断	0.6	N/mm ²	118	N/mm ²	0.01 < 1.0
	組合せ	—		—		0.01 < 1.0
ハッチ②	引張	0.3	N/mm ²	205	N/mm ²	0.01 < 1.0
	せん断	0.4	N/mm ²	118	N/mm ²	0.01 < 1.0
	組合せ	—		—		0.01 < 1.0

9.2 解析方法

第3号機補機冷却海水系放水ピットの地震応答解析は、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」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

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こととし、解析手法について、図9-4に示す解析手法の選定フローに基づき選定する。図9-2、図9-3に示すとおり、第3号機補機冷却海水系放水ピット近傍の設計用地下水位は躯体底版より低いこと、また躯体より離れた箇所（南側及び西側）には躯体底版標高より上部に地下水位以深の盛土が存在するが、19～23m程度の土被りがあることから液状化の影響はないと判断した。従って、解析手法は「②全応力解析」を選定する。

南北方向において第3号機補機冷却海水系放水ピットは一部MMRを介して海水熱交換器建屋に支持され、また緩衝材を介して接しており、隣接構造物の地震応答が第3号機補機冷却海水系放水ピットに伝達することが考えられるため、隣接構造物となる海水熱交換器建屋をモデル化する。第3号機補機冷却海水系放水ピットのモデル化については、独立した立坑構造であることを踏まえ第3号機補機冷却海水系放水ピット鉛直中心位置において各構造部材と等価な剛性を有する線形はり要素にてモデル化*する。

地震応答解析については、解析コード「Soil Plus Dynamic 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。

地震応答解析手法の選定フローを図9-5に示す。

注記*：側壁に類似した形状である原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）は、海水ポンプ室に懸架され一体構造となっており、水平断面が弱軸となるため、水平断面の二次元静的フレーム解析を実施（VI-2-2-12-2 第2号機原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の耐震性についての計算書 参照）。

なお、第3号機補機冷却海水系放水ピット並びに原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）は水平方向の版部材を有する構造であるため、接続する各部材の曲げモーメントの廻り込みを考慮している。

9.5 解析モデル及び諸元

9.5.1 解析モデル

(1) 解析領域

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及び構造物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。

具体的には、原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1 -1987）を参考に、図9-38に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の5倍程度以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の2倍程度以上確保する。

なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するため、対象とする波長の5分の1程度を考慮し設定する。

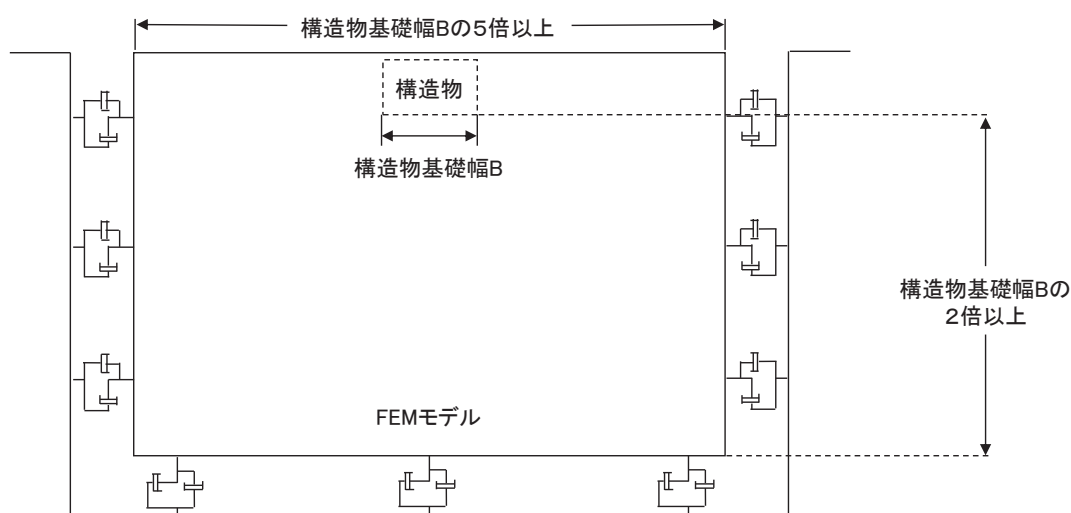


図9-38 モデル化範囲の考え方

(2) 境界条件

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。

(3) 構造物のモデル化

第3号機補機冷却海水系放水ピットは断面形状に応じた断面諸元を有する構造はり（線形はり要素）によりモデル化する。構造はりの剛性は構造物の奥行き方向の剛性を単位奥行き当りに換算し設定する。

第3号機補機冷却海水系放水ピットの幅，並びに底版部の健全性等を適切に評価するため，水平方向には構造物寸法と等しい仮想剛はりを設置する。軸剛性及び曲げ剛性は線形はり要素の1000倍，質量はゼロとする。

構造物の解析モデル詳細を図9-39に示す。

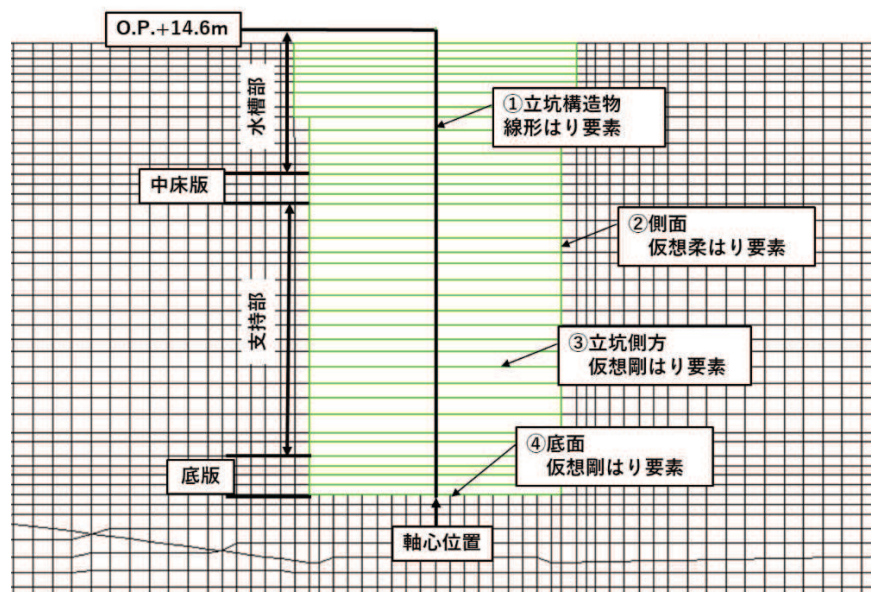


図9-39(1) 構造物の解析モデル(EW)

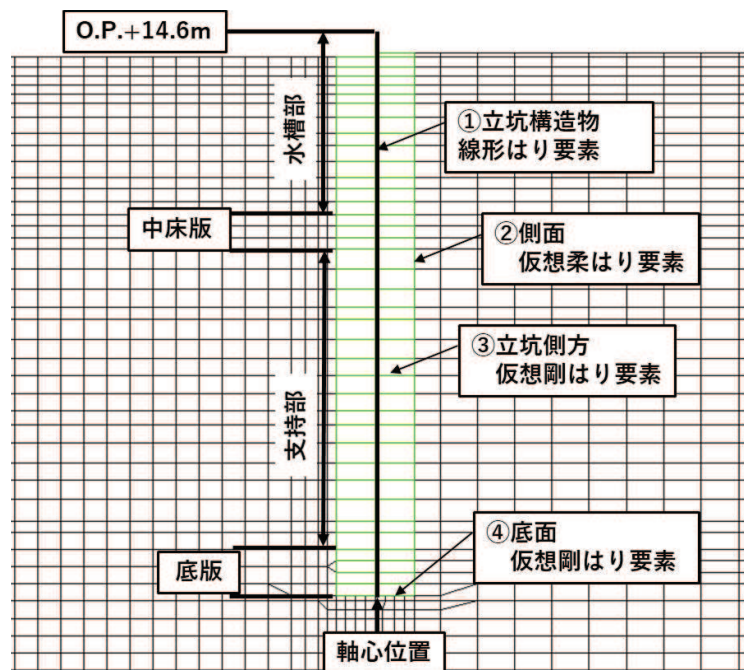


図9-39(2) 構造物の解析モデル(NS)

(4) 隣接構造物のモデル化

NS 方向において隣接構造物となる第 3 号機海水熱交換器建屋は、第 3 号機補機冷却海水系放水ピットと緩衝材を介して接しており、荷重の伝達を考慮する必要がある。そのため、第 3 号機海水熱交換器建屋と等価な剛性（奥行き方向の剛性を単位奥行き当りに換算し設定）を付与させたモデルとする。構造部材については、平面応力要素によりモデル化する。

等価剛性モデルの設定方法は第 3 号機海水熱交換器建屋の S R モデルは添付資料「V-2-2-29 第 3 号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書」を参考に節点位置における変位と新たに作成した二次元平面応力要素モデルの変位が等しくなるようにコンクリートのせん断弾性係数を補正し、等価剛性モデルに付与する。剛性の調整方法を図 9-40 に、剛性の調整結果を図 9-41 に示す。

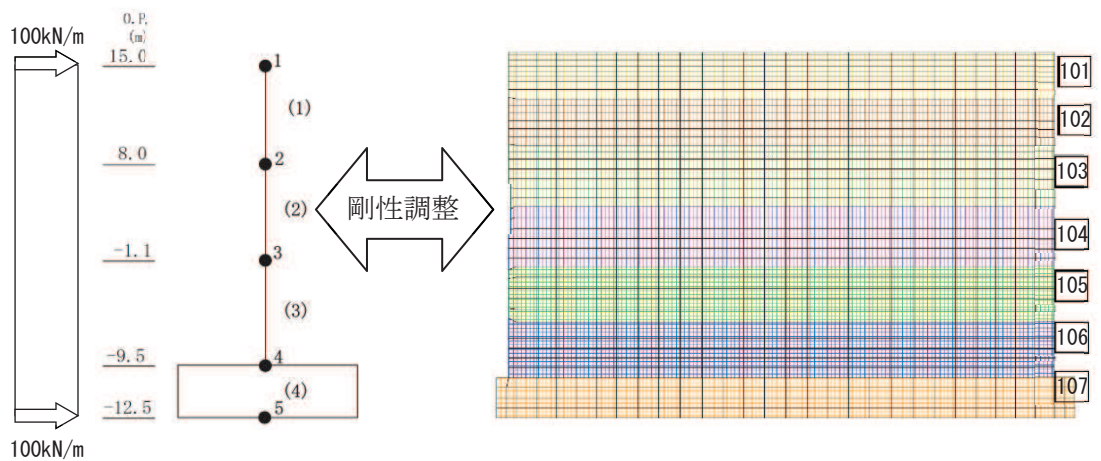


図 9-40 剛性の調整方法

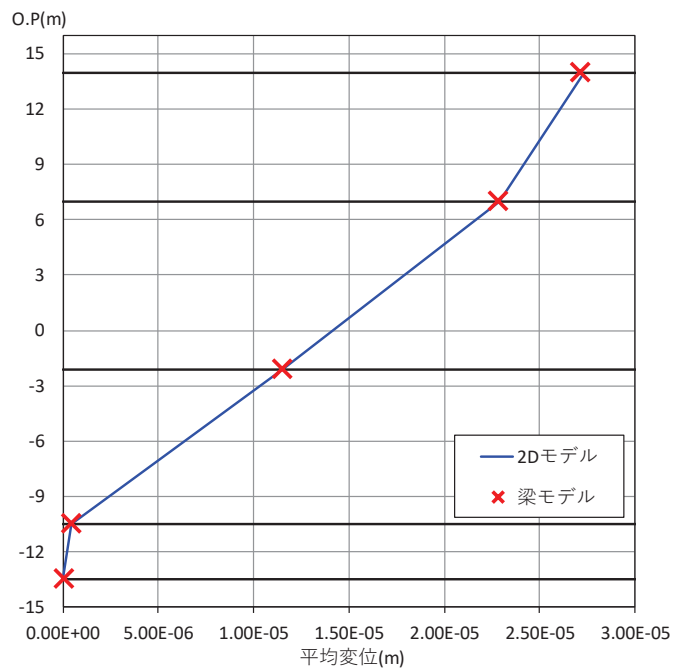


図 9-41 剛性の調整結果

(5) 地盤のモデル化

D級を除く岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。また、盛土、旧表土及びD級岩盤は、地盤の非線形性をマルチスプリング要素で考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。第3号機補機冷却海水系放水ピットの地震応答解析モデルを図9-42～図9-43に示す。

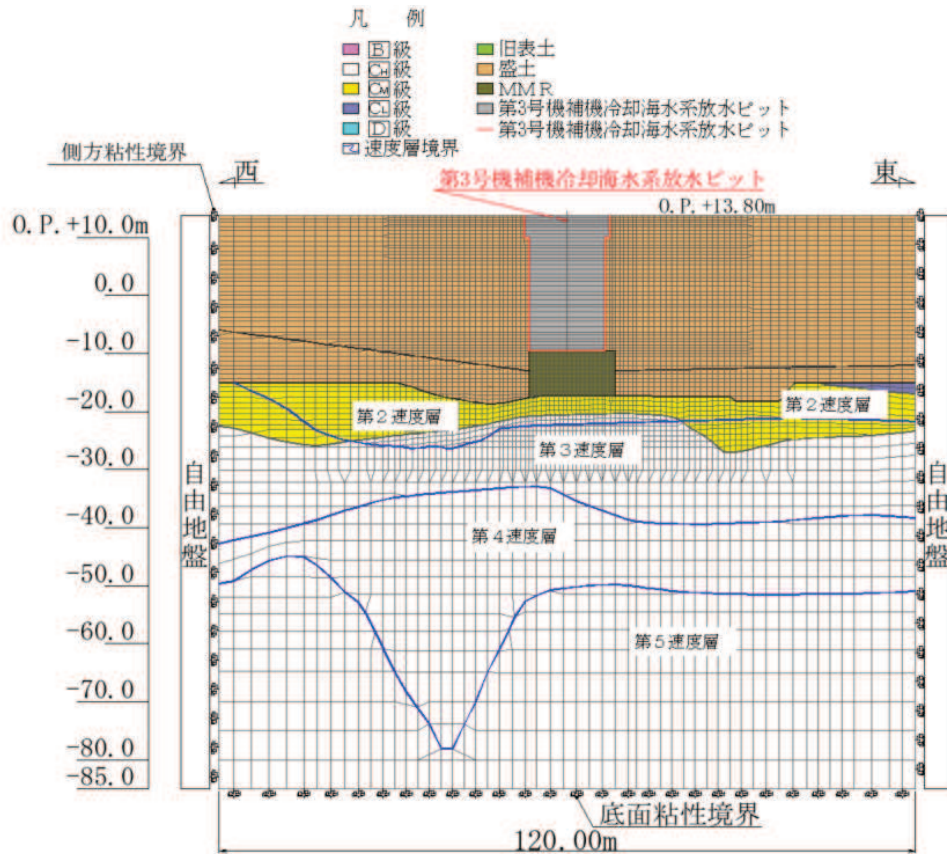


図9-42 第3号機補機冷却海水系放水ピットの地震応答解析モデル図 (EW断面)

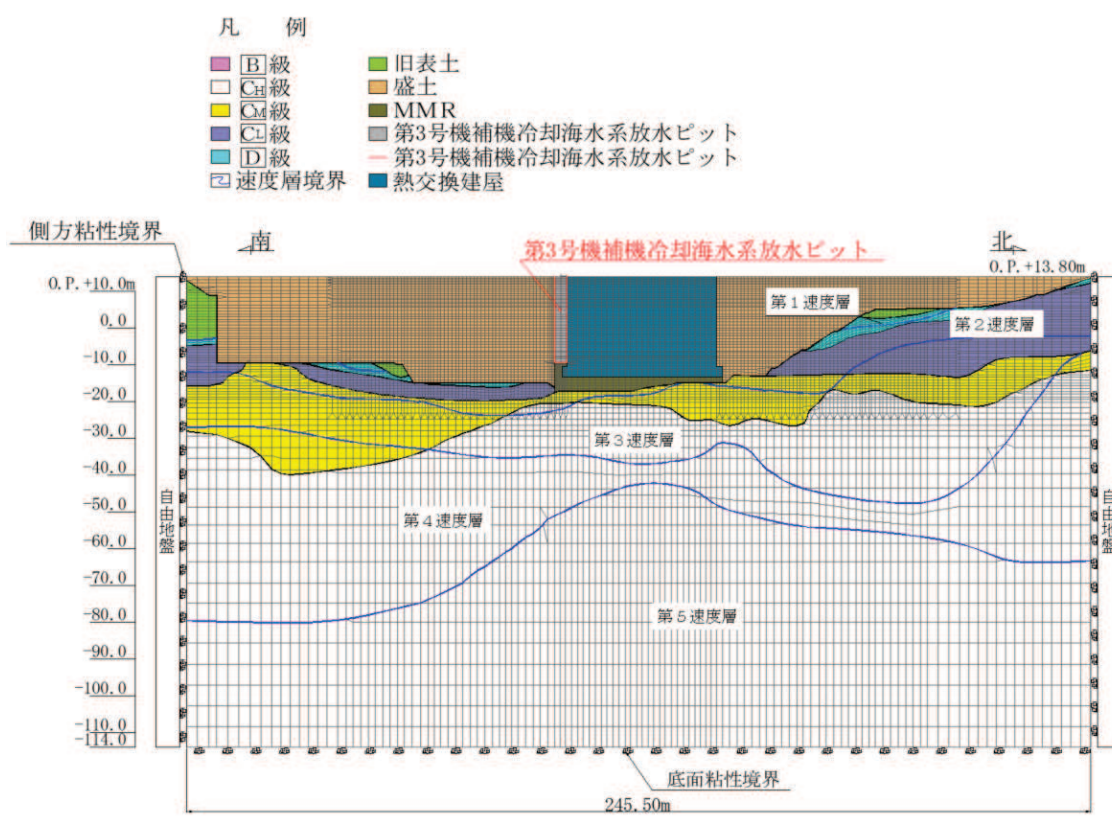


図 9-43 第 3 号機補機冷却海水系放水ピットの地震応答解析モデル図 (NS 断面)

凡 例

- | | |
|---------|--------------------|
| ■ B級 | ■ 旧表土 |
| □ CH級 | ■ 盛土 |
| ■ CM級 | ■ MMR |
| ■ CL級 | ■ 第3号機補機冷却海水系放水ピット |
| ■ D級 | — ジョイント要素 |
| ⊡ 速度層境界 | |

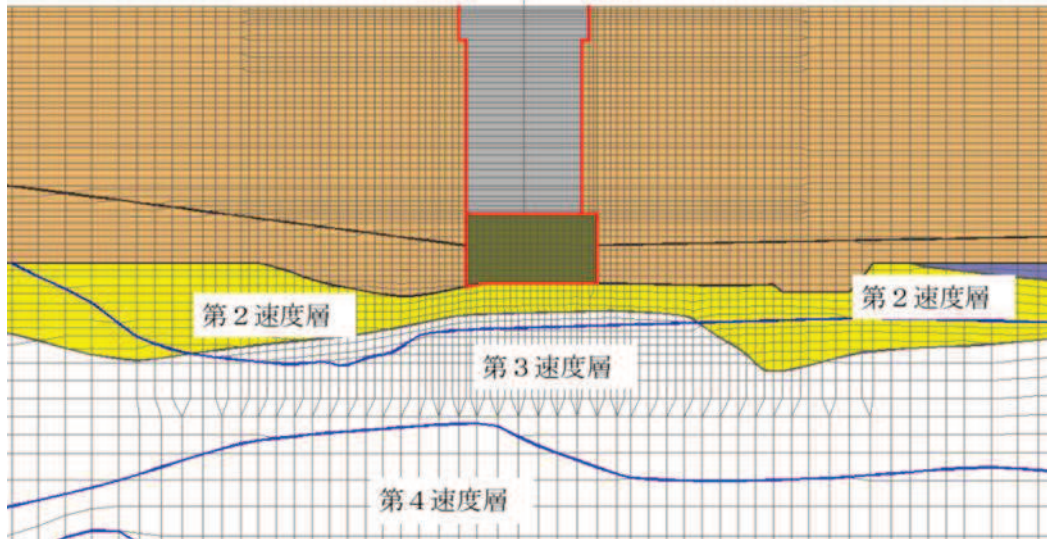


図 9-46(1) ジョイント要素の配置図 (EW 断面)

凡 例

- | | |
|---------|--------------------|
| ■ B級 | ■ 旧表土 |
| □ CH級 | ■ 盛土 |
| ■ CM級 | ■ MMR |
| ■ CL級 | ■ 第3号機補機冷却海水系放水ピット |
| ■ D級 | — ジョイント要素 |
| ⊡ 速度層境界 | ■ 熱交換建屋 |

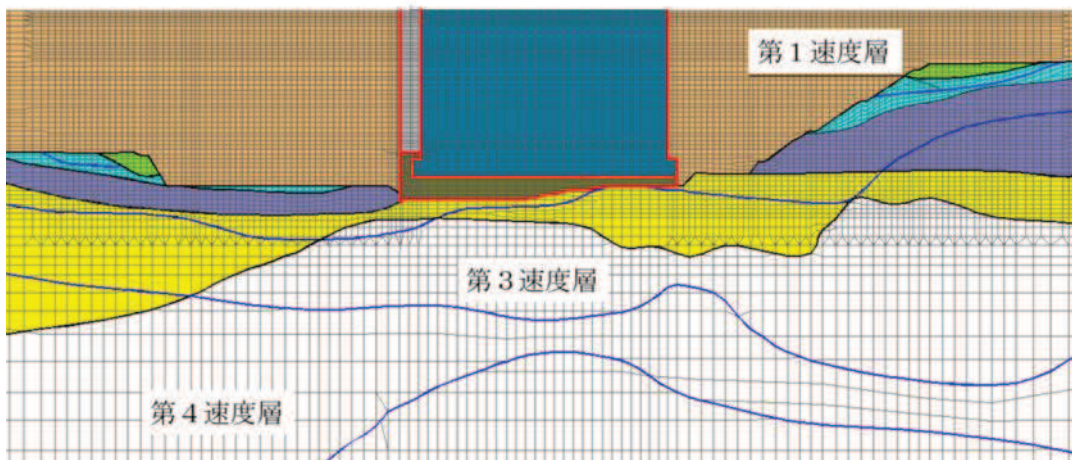


図 9-46(2) ジョイント要素の配置図 (NS 断面)

10.1.3 鉛直断面に対する耐震評価

(1) 鉛直断面の曲げ軸力に対する評価

第3号機補機冷却海水系放水ピットは選定された断面（南北方向）を解析断面として選定し、二次元地震応答解析を実施し部材の設計を行う。鉛直鉄筋は二次元地震応答解析において算出される線形はり要素の発生断面力（曲げモーメント及び軸力）を用いて照査を行い、構造部材の曲げ軸力による発生応力が許容限界以下であることを確認する。図10-5に線形はり要素の鉛直断面設計概念図を示す。

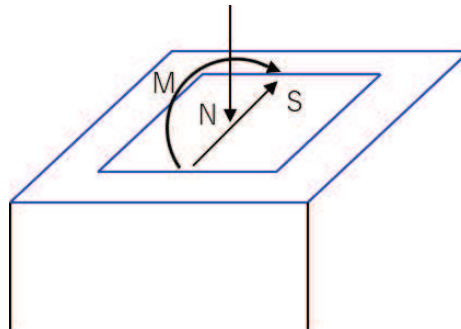


図10-5 線形はり要素の鉛直断面設計概念図

図10-6に鉛直鉄筋配置の概念図を示す。鉛直鉄筋を配置する範囲は長辺方向の側壁内とする。側壁の開口幅は側壁よりも大きいため、この区間は開口部以外に配置される鉄筋のみを有効として照査を行うことで開口の影響を考慮する。

なお、ここに示されていない区間（南北方向側壁及び隔壁）の鉛直鉄筋は南北方向の設計計算により算出された必要鉄筋量と同じ鉄筋量とする。

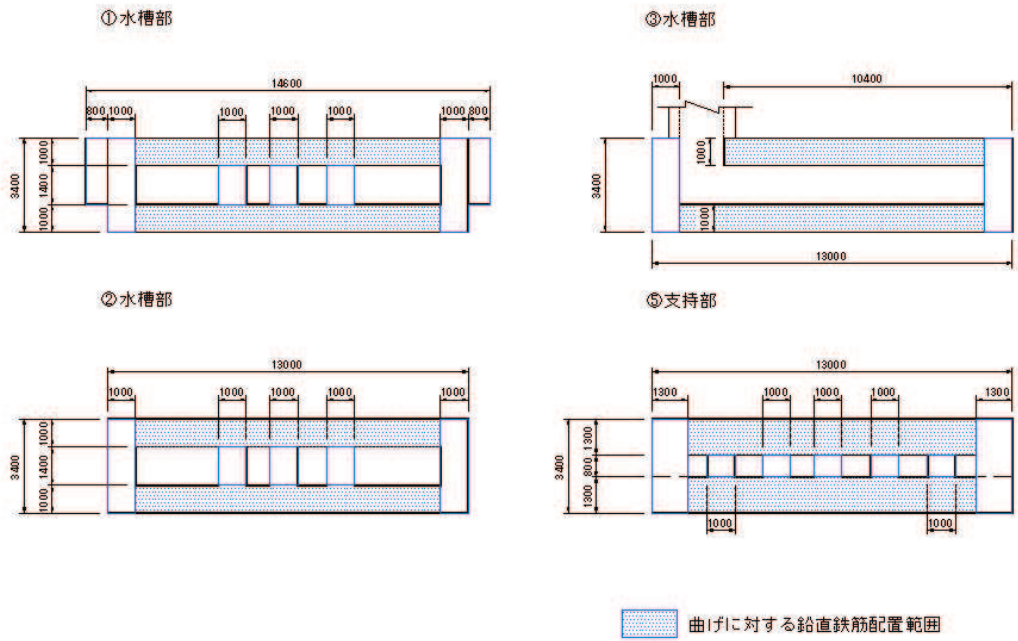
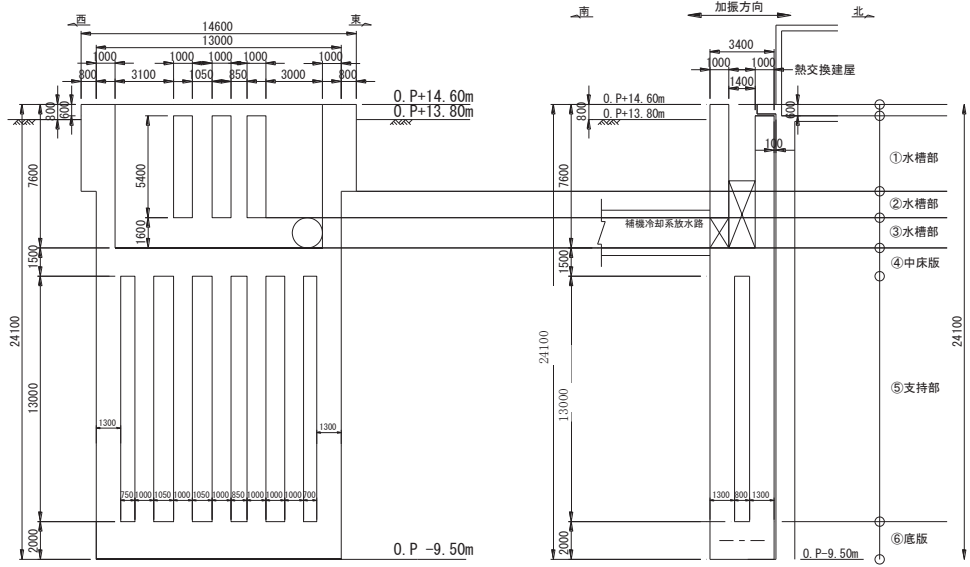


図 10-6 鉛直鉄筋配置概念図

(2) 鉛直断面のせん断力に対する評価

鉛直断面のせん断照査については、発生せん断力（ S ）に対して図 10-7 に示す有効断面積（ A_w ，図中赤塗範囲）で抵抗するものとし、せん断応力度 τ が「日本道路協会 平成 24 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・III コンクリート橋編」に示される短期許容せん断応力度 τ_{a1} 以下である場合にはせん断補強筋は不要である。

短期許容せん断応力度 τ_{a1} を超える場合はせん断補強筋（ A_{s1} ）が必要となり、二次元地震応答解析により算出される線形はり要素の発生せん断力を用いて照査を行い、構造部材の発生せん断力が鉄筋コンクリートとしての許容限界すなわち短期許容せん断力 V_a 以下であることを確認する。

本構造物を 1 本の線形はりとしてモデル化した場合、加振方向の側壁（耐震壁）ははり要素のウェブとして機能する。はり要素に発生する面外せん断力に対し、はり要素のウェブでせん断に抵抗するものとし、はり要素のせん断応力度 τ を算定する。このときの A_w ははりの有効せん断面積（=ウェブの断面積）である。

なお、配筋については、「日本道路協会 平成24年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通・III コンクリート橋編」，「日本道路協会 平成24年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編」並びに「土木学会 2002年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」が示す細目を確認し、構造物の特性を考慮した規定を採用する。

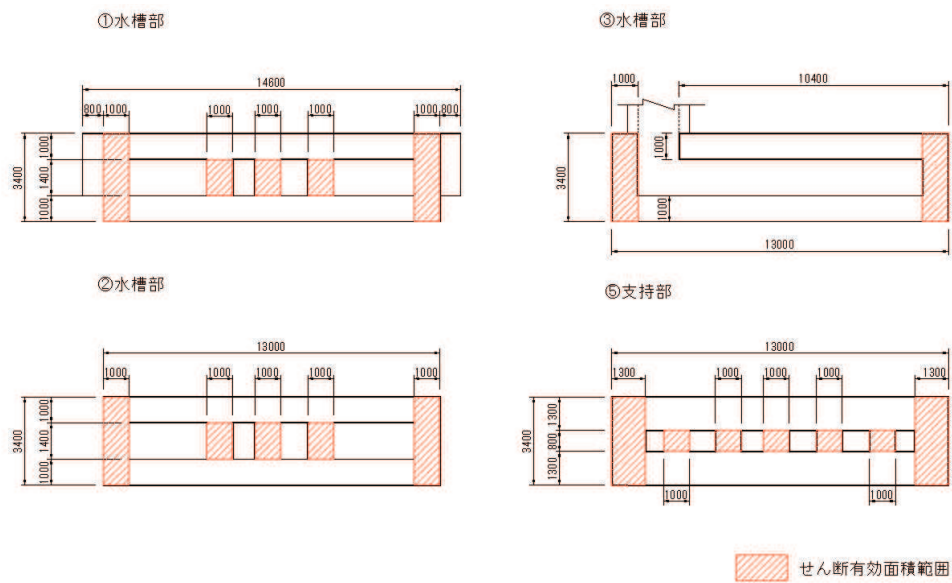
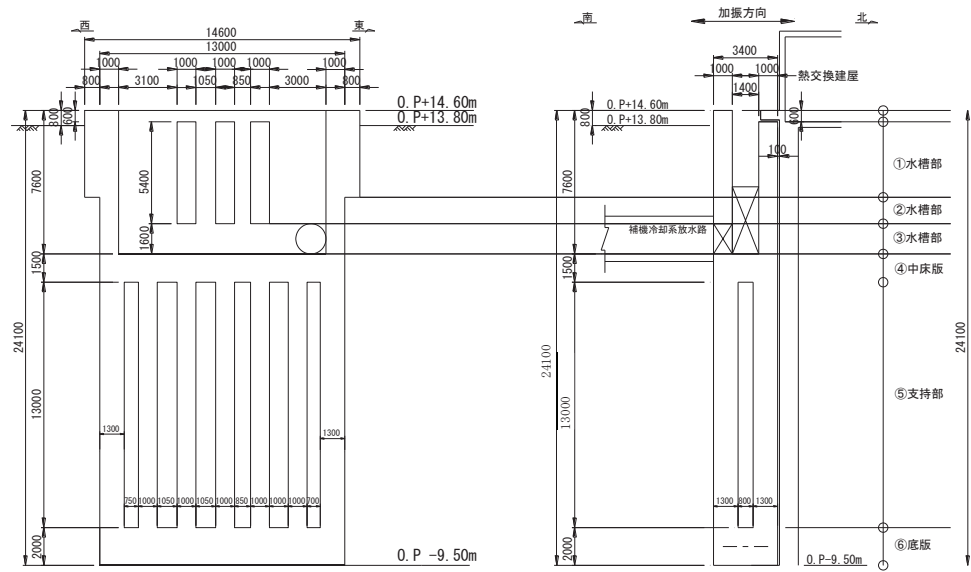


図 10-7 せん断有効断面積概念図

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
 - 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
 - 6.5.3 浸水防止蓋に関する補足説明
 - 6.5.3.4 浸水防止蓋（第3号機補機冷却海水系放水ピット）の強度計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	4
2.3 評価方針	5
2.4 適用基準	7
2.5 記号の説明	8
3. 評価対象部位	10
3.1 応力評価の評価対象部位	10
3.2 変形性評価の評価対象部位	13
4. 固有値解析	14
4.1 固有値解析のモデルの設定及び解析手法	14
4.2 固有振動数の計算結果	16
5. 構造強度評価	20
5.1 応力評価方法	20
5.2 変形性評価方法	40
6. 評価結果	42

(別紙1) 津波によるボイリング対策について

(別紙2) スキンプレート止水対策について

 : 本日の説明範囲

3. 評価対象部位

浸水防止蓋の評価対象部位は、「2.2 構造計画」に設定している構造を踏まえて、突き上げ津波荷重及び余震荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

3.1 応力評価の評価対象部位

応力評価の評価対象部位は、津波荷重及び余震荷重が浸水防止蓋及び鋼製ブラケットに作用し、鋼製ブラケットを固定している固定ボルトを介して躯体に伝達することから、浸水防止蓋、鋼製ブラケット及び固定ボルトを応力評価の評価対象部位として設定する。

また、浸水防止蓋のハッチ部の運用について、原則閉止運用とするとともに、定期点検時等により開状態となる場合においても速やかに閉操作できる人員を、ハッチ付近に待機させる運用とすることから（詳細は、「6.5.3 浸水防止蓋に関する補足説明 参考資料1 浸水防止蓋の開閉運用について」に示す。）、閉止時を基本とした荷重の作用方向及び伝達過程を考慮する。ハッチ部に作用する慣性力は締付部（固定ボルト）を介して浸水防止蓋に伝達されることから締付部の固定ボルトを評価対象部位として設定する。

応力評価の評価対象部位について図 3-1 に示す。

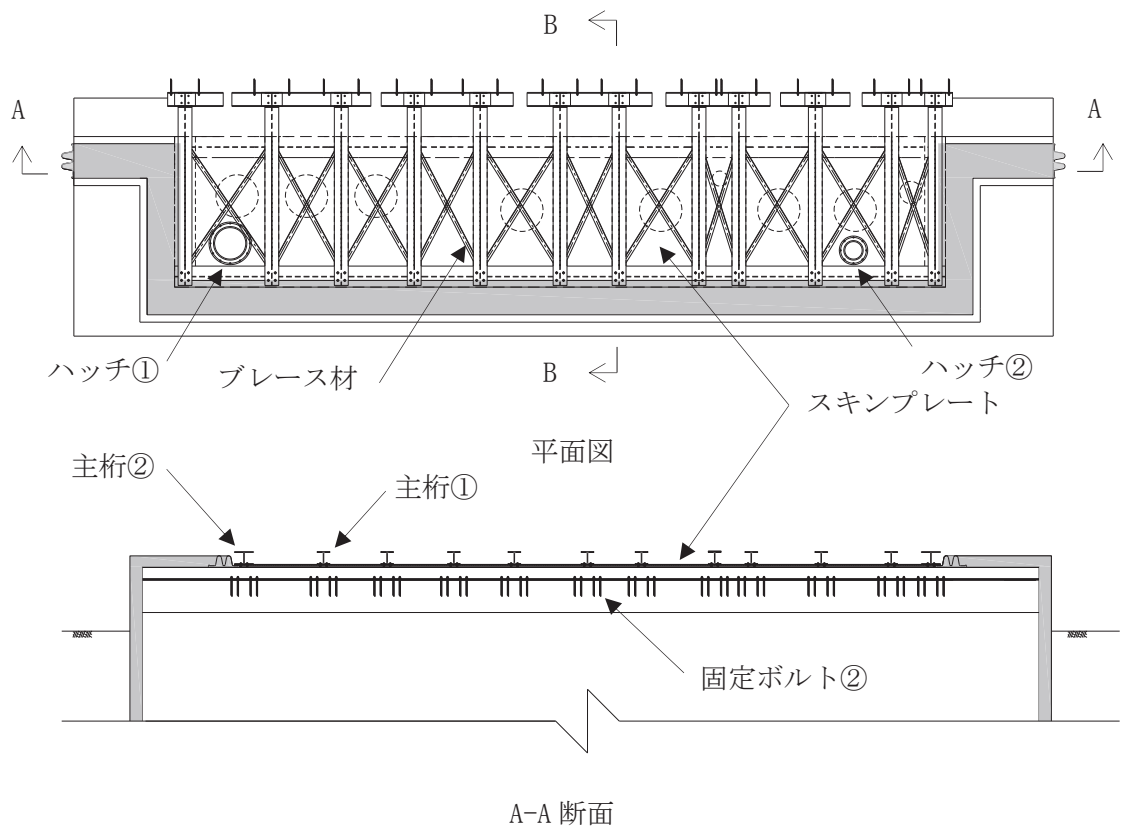


図 3-1(1) 評価対象部位 (応力評価)

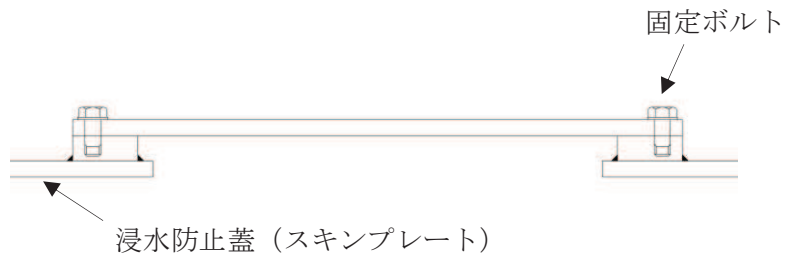
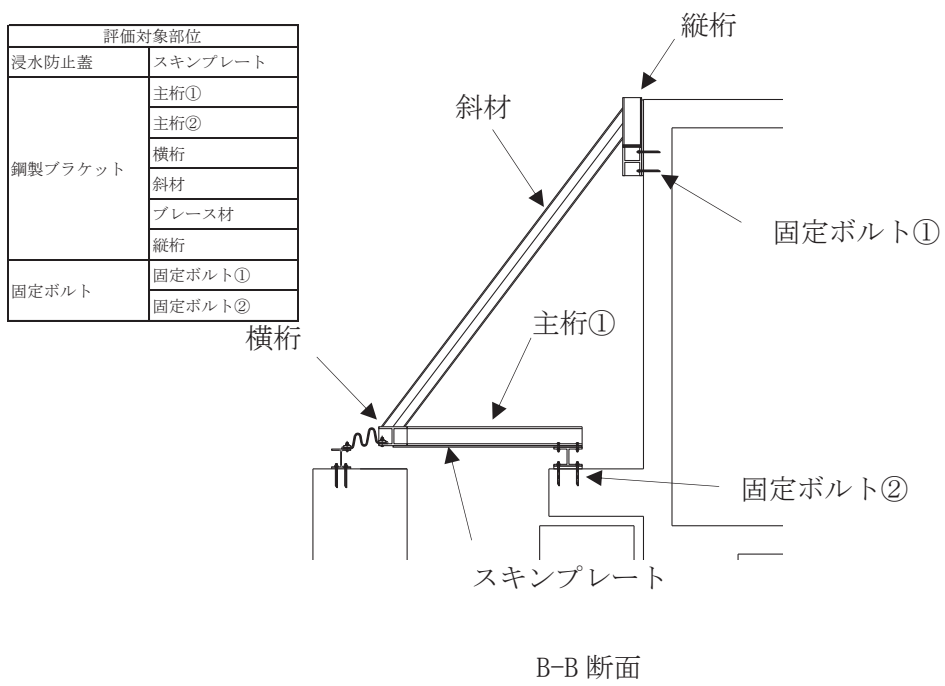


図 3-1(2) 評価対象部位 (応力評価)

5. 構造強度評価

5.1 応力評価方法

浸水防止蓋、鋼製ブラケット及び固定ボルトの応力評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位に作用する応力等が「5.1.2 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

5.1.1 荷重及び荷重の組合せ

(1) 荷重の組合せ

浸水防止蓋の評価に用いる荷重の組合せを以下に示す。

$$G + P_t + S_d + P_s$$

ここで、 G : 固定荷重 (kN)

P_t : 突き上げ津波荷重 (kN/m²)

S_d : 弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ による余震荷重 (kN)

P_s : 積雪荷重 (kN)

なお、浸水防止蓋については、鉛直方向の荷重の組合せにおいて、自重及び積雪荷重は鉛直下向きに作用し計算上有利となる事から考慮しない。

(2) 荷重の設定

応力評価に用いる荷重は、以下のとおりとする。

a. 固定荷重 (G)

固定荷重として、浸水防止蓋を構成する部材の自重を考慮する。

b. 突き上げ津波荷重 (P_t)

突き上げ津波荷重は、浸水防止蓋に作用するものとする。また、評価においては浸水津波荷重を含むものとし、以下の式により算出する。

$$P_t = 1/2 \cdot C_D \cdot \rho_0 \cdot U^2 + \rho_0 \cdot g \cdot H$$

ここで、 P_t : 突き上げ津波荷重 (kN/m²)

C_D : 抗力係数 (=2.01)

ρ_0 : 水の密度 (=1.03t/m³)

U : 流速 (=1.0m/s)

g : 重力加速度 (=9.80665m/s²)

H : 評価高さ

(設計津波水位 O.P. +18.0m - 設置位置 O.P. +14.6m = 3.4m)

c. 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重として、添付書類「VI-1-1-2 発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうち、添付書類「VI-1-1-2-1-1 発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」に基づき 43cm の積雪量を想定し、平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮する。

積雪荷重による質量は以下に式より算出する。

$$P_s = 0.35 \cdot W_s \cdot d_s \cdot A \cdot 10^{-3}$$

ここで、 P_s : 積雪荷重 (kN)

W_s : 1cm 当りの積雪荷重 20 (N/m²)

d_s : 積雪高さ 43 (cm)

A : 浸水防止蓋の面積 (m²)

d. 余震荷重 (S d)

余震荷重として、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、弾性設計用地震動 S d - D 2 に伴う地震力を考慮する。

「4. 固有値解析」に示したとおり、浸水防止蓋と鋼製ブラケットを一体として解析した固有振動数が 20Hz 以上であることを確認したため、応力評価に用いる設計震度は、材料物性の不確かさを考慮したものとして添付書類「VI-2-2-29 第 3 号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書」の地震応答解析結果を用いる。地震応答解析ケースを表 5-1 に、設計震度を表 5-2 に示す。ここで、地震力は浸水防止蓋の設置位置における水平方向の最大応答加速度から設定する震度を用いて評価するものとし、下記のとおり算出する。

$$S d_H = (G + P_s) \cdot \alpha_H$$

ここで、S d_H : 弾性設計用地震動 S d - D 2 の水平方向の余震荷重 (kN)

G : 固定荷重 (kN)

P_s : 積雪荷重 (kN)

α_H : 弾性設計用地震動 S d - D 2 の水平方向の余震震度

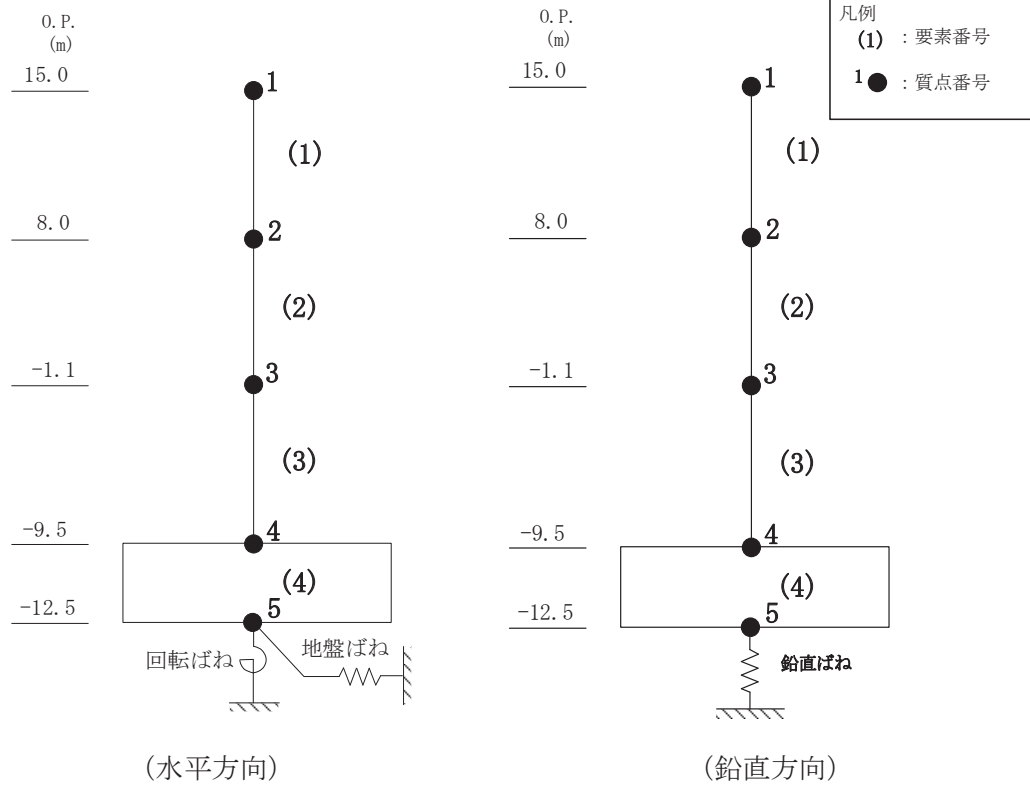
また、表 5-2 のとおり、鉛直方向の余震震度が 1 未満であることから、浸水防止蓋の自重と鉛直方向の地震力を足し合わせた荷重は、突き上げ津波荷重を相殺する向きに作用するため、浸水防止蓋の応力評価においては自重と鉛直方向の地震力を保守的に考慮しないこととする。

表 5-1 地震応答解析ケース

対象地震動	ケース名	スケルトンカーブ		建屋材料減衰	地盤物性	
		初期剛性	終局耐力		入力地震動	底面地盤ばね
弾性設計用 地震動 S d - D 2 (水平)	ケース1 (基本ケース)	2011年3月11日東北 地方太平洋沖地震の観 測記録を用いたシミュ レーション解析により 補正	設計基準強度を用い、 JEAG式で評価	5%	表層地盤の非線形性を考慮	標準地盤
	ケース2	同上	同上	同上	同上	標準地盤 + α
	ケース3	同上	同上	同上	同上	標準地盤 - α
弾性設計用 地震動 S d - D 2 (鉛直)	ケース1 (基本ケース)	設計剛性	-	5%	直接入力	標準地盤
	ケース2	同上	-	同上	同上	標準地盤 + α
	ケース3	同上	-	同上	同上	標準地盤 - α

表 5-2 余震震度

地震時荷重 算出位置 (m)	地震応答解析結果				設計震度
	方向	弾性設計用 地震動 S d - D 2	ケース	最大加速度 (cm/s ²)	
O. P. 15.0	水平方向 (N-S) $\alpha_{H(NS)}$	S d - D 2	2	1544	1.58
	水平方向 (E-W) $\alpha_{H(EW)}$	S d - D 2	2	1354	1.39
	鉛直方向 α_V	S d - D 2	2	721	0.74



地震応答解析モデル図

表中の O. P. は第 3 号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書での値を示す。

5.1.2 許容限界

浸水防止蓋の許容限界は、「3. 評価対象部位」にて設定した部位に対し、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

(1) 使用材料

浸水防止蓋、鋼製ブラケット及び固定ボルトの使用材料を表 5-3 に示す。

表 5-3 使用材料

評価対象部位		材質	仕様
浸水防止蓋	スキンプレート	SUS304	t = 16 (mm)
鋼製ブラケット	主桁①	SUS304	H-200×200×20×20 (mm)
	主桁②	SUS304	H-200×300×20×20 (mm)
	横桁	SUS304	H-200×300×20×20 (mm)
	斜材	SUS304	H-200×200×8×12 (mm)
	ブレース材	SUS304	L-60×60×5 (mm)
	縦桁	SUS304	H-200×200×8×12 (mm)
固定ボルト	固定ボルト①	SUS304	M20
	固定ボルト②	SUS304	M20
ハッチ①	スキンプレート	SUS304	t = 16 (mm)
	固定ボルト	SUS304	M16
ハッチ②	スキンプレート	SUS304	t = 16 (mm)
	固定ボルト	SUS304	M16

(2) 許容限界

a. 浸水防止蓋，鋼製ブラケット，ハッチ

浸水防止蓋，鋼製ブラケットの許容応力度は，「日本建築学会 2005 年 鋼構造設計規準—許容応力度設計法—」に基づき表 5-4 の値とする。

表 5-4 浸水防止蓋，鋼製ブラケットの短期許容応力度

材質	短期許容応力度 (N/mm ²)	
	曲げ	せん断
SUS304	205	118

b. 固定ボルト

固定ボルトの許容荷重は，「3. 評価対象部位」に記載した固定ボルトに作用する荷重の向きを踏まえて，「日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説」に基づき算定する。

地震荷重を考慮する場合の固定ボルトの許容荷重を表 5-5 に示す。

なお，固定ボルトは躯体に埋め込まれていることから，固定ボルトが引張力を受ける場合においては，固定ボルトの降伏により決まる許容荷重 (P_{a1})，付着力により決まる許容荷重 (P_{a3}) を比較して，いずれか小さい値を採用する。また，固定ボルトがせん断力を受ける場合においては，固定ボルトのせん断強度により決まる許容荷重 (q_{a1})，定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる許容荷重 (q_{a2}) 及びコーン状破壊により決まる許容荷重 (q_{a3}) を比較して，いずれか小さい値を採用する。

地震荷重を考慮する場合の固定ボルトの許容荷重の設定に用いる入力値を表 5-5 に，許容荷重を表 5-6 に示す。

引張力を受ける場合

$$P_{a1} = \Phi_1 \cdot s \sigma_{pa} \cdot s c a$$

$$P_{a3} = \Phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce}$$

ここで， P_{a1} : 固定ボルトの降伏により決まる場合の固定ボルト
1 本当たりの許容引張力 (N)

P_{a3} : 固定ボルトの付着力により決まる場合の固定ボルト
1 本当たりの許容引張力 (N)

Φ_1 : 低減係数 (短期荷重用)

Φ_3 : 低減係数 (短期荷重用)

$s \sigma_{pa}$: 固定ボルトの引張強度 ($= s \sigma_y$) (N/mm²)

$s \sigma_y$: 固定ボルトの規格降伏点強度 (N/mm²)

$s c a$: 固定ボルトの断面積 (mm²)

d_a : 固定ボルトの径 (mm)

- l_{ce} : 固定ボルトの強度算定用埋込み長さ
 (= $l_e - 2d_a$) (mm)
- l_e : 固定ボルトの有効埋込み長さ (mm)
- τ_a : へりあき及び固定ボルトのピッチによる付着強度
 (N/mm²)

せん断力を受ける場合

$$Q_{a1} = \Phi_1 \cdot s \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$Q_{a2} = \Phi_2 \cdot c \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$Q_{a3} = \Phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_{qc}$$

- ここで、
- Q_{a1} : 固定ボルトのせん断強度により決まる場合の固定ボルト1本当たりの許容せん断力 (N)
- Q_{a2} : 定着した躯体の支圧強度により決まる場合の固定ボルト1本当たりの許容せん断力 (N)
- Q_{a3} : 定着した躯体のコーン状破壊により決まる場合の固定ボルト1本当たりの許容せん断力 (N)
- Φ_1 : 低減係数 (短期荷重用)
- Φ_2 : 低減係数 (短期荷重用)
- $s \sigma_{qa}$: 固定ボルトのせん断強度 (= $0.7 \cdot s \sigma_y$)
 (N/mm²)
- $s \sigma_y$: 固定ボルトの規格降伏点強度 (N/mm²)
- $s c a$: 固定ボルトの断面積 (mm²)
- $c \sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度 (N/mm²)
 (= $0.5 \sqrt{F_c \cdot E_c}$)
- $c \sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 (N/mm²) (= $0.31 \sqrt{F_c}$)
- F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
- E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)
- A_{qc} : せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積 (mm²)

表 5-5 固定ボルトの許容荷重の設定に用いる入力値

記号	単位	定義		数値
Φ_1	—	低減係数（短期荷重用）		1.0
Φ_2	—	低減係数（短期荷重用）		2/3
Φ_3	—	低減係数（短期荷重用）		2/3
$s\sigma_{pa}$	N/mm ²	固定ボルトの許容引張応力度		205
$s\sigma_y$	N/mm ²	固定ボルトの規格降伏点強度		205
$s_c a$	mm ²	固定ボルトの断面積		245
d_a	mm	固定ボルトの径		20
l_{ce}	mm	固定ボルトの強度算定用埋込み長さ	固定ボルト①	140
			固定ボルト②	220
l_e	mm	固定ボルトの有効埋込み長さ	固定ボルト①	180
			固定ボルト②	260
τ_a	N/mm ²	へりあき及び固定ボルトのピッチによる 付着強度	固定ボルト①	8.69
			固定ボルト②	4.11
$s\sigma_{qa}$	N/mm ²	固定ボルトのせん断応力度		143.50
$c\sigma_{qa}$	N/mm ²	コンクリートの支圧強度		450.90
$c\sigma_t$	N/mm ²	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度		1.76
F_c	N/mm ²	コンクリートの設計基準強度		32.4
E_c	N/mm ²	コンクリートのヤング係数		25100
A_{qc}	mm ²	せん断力に対するコーン状破壊面の 有効投影面積	固定ボルト①	—*
			固定ボルト②	15708

注記* 固定ボルト①は第 3 号機海水熱交換器建屋の壁面に設置するため、へりあきはなしとする。

表 5-6 (1) 地震荷重を考慮する場合の固定ボルト①の短期許容荷重

材質	短期許容荷重 (kN)						
	引張			せん断			
	P_{a1}	P_{a3}	設定値	q_{a1}	q_{a2}	q_{a3}	設定値
SUS304	50.2	50.9	50.2	35.1	73.6	—*	35.1

注記* 固定ボルト①は第 3 号機海水熱交換器建屋の壁面に設置するため、へりあきはなしとする。

表 5-6 (2) 地震荷重を考慮する場合の固定ボルト②の短期許容荷重

材質	短期許容荷重 (kN)						
	引張			せん断			
	P_{a1}	P_{a3}	設定値	q_{a1}	q_{a2}	q_{a3}	設定値
SUS304	50.2	37.8	37.8	35.1	73.6	18.4	18.4

(3) 固定ボルト

鋼製ブラケットの解析により得られる固定ボルト部の応力により、固定ボルトに作用する応力度を求め、許容限界以下であることを確認する。なお、固定ボルト①の照査箇所のボルト本数は4本であり、また固定ボルト②の照査箇所のボルト本数は8本である。固定ボルト詳細図を図5-10に示す。

a. 固定ボルトに作用する引張力 T_d

$$T_d = R_n / N + R_m / B / (N / 2)$$

ここで、 T_d : 固定ボルト1本当りに作用する引張力 (kN)
 R_n : 固定ボルトの支点反力 (引張) (kN)
 R_m : 固定ボルトの支点モーメント (kN・mm)
 B : 固定ボルトのボルト間隔 (mm)
 N : 照査箇所の固定ボルトの本数 (本)

b. 固定ボルトに作用するせん断力 q

$$q = R_s / N$$

ここで、 q : 固定ボルト1本当りに作用するせん断力 (kN)
 R_s : 解析で得られる支点反力 (せん断) (kN)
 N : 浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数 (本)

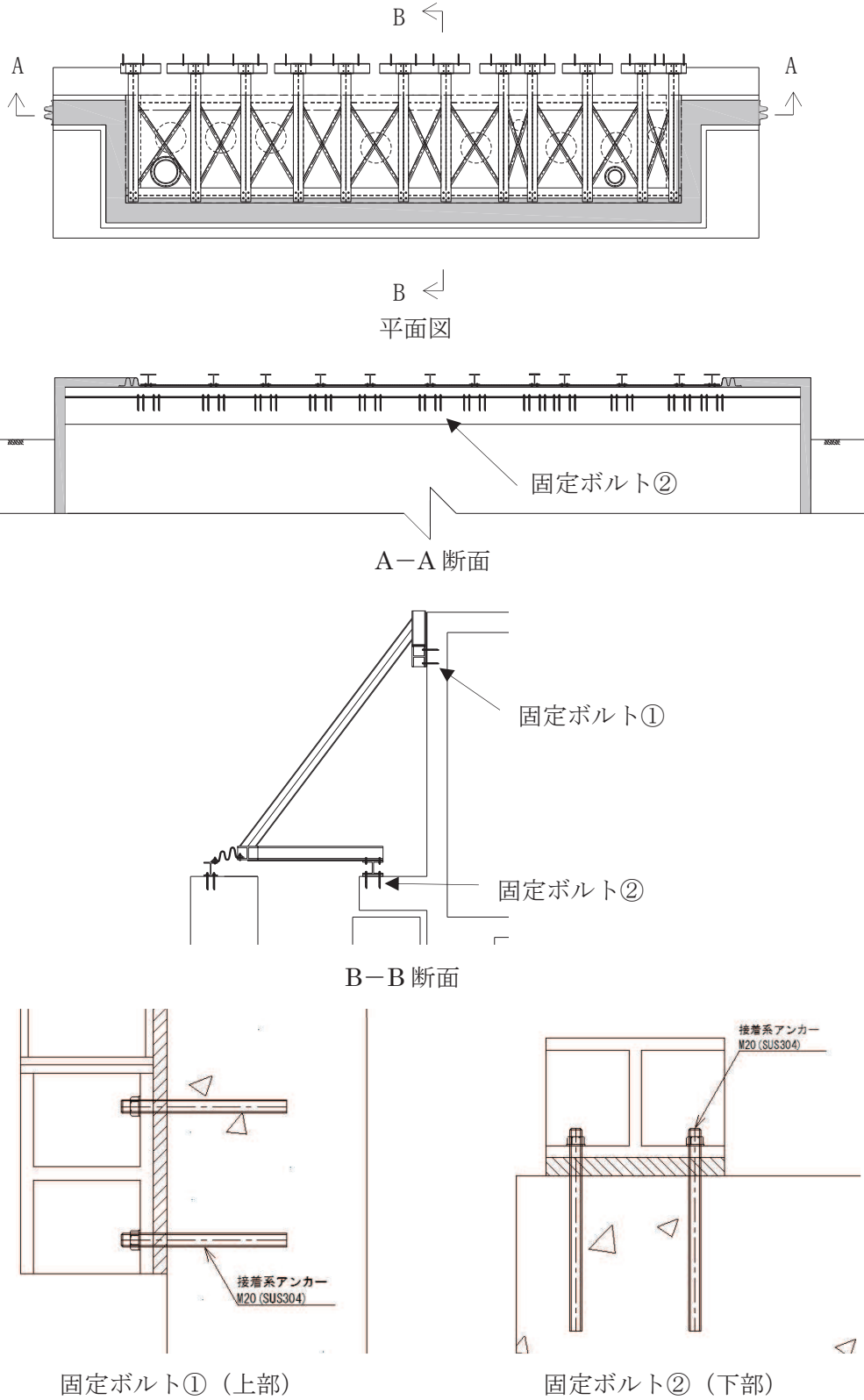


図 5-10 固定ボルト詳細図

(4) ハッチ

固定ボルトに作用する荷重を以下の式により算出する。

なお、固定ボルト①の照査箇所のボルト本数は12本であり、また固定ボルト②の照査箇所のボルト本数は8本である。

a. 固定ボルト1本当りに生じる鉛直方向の引張応力度 σ_t

$$\sigma_t = T_s \cdot 10^3 / A'$$

$$T_s = P_t \cdot A_h \cdot 10^{-6} / n_s$$

ここで、 σ_t : ハッチの固定ボルト1本当りに生じる引張応力度(N/mm²)

T_s : ハッチの固定ボルト1本当りに作用する引張力(kN)

P_t : 突き上げ津波荷重(kN/m²)

A_h : ハッチの受圧面積(mm²)

n_s : ハッチの固定ボルトの本数(本)

A' : ハッチの固定ボルトの有効断面積(mm²)

b. 弾性設計用地震動 S d - D 2 に伴う水平方向の余震荷重 S d h

$$S_{dh} = (G + P_s) \cdot \alpha_H$$

ここで、 S_{dh} : 弾性設計用地震動 S d - D 2 に伴う水平方向 (N-S) の余震荷重(kN)

G : 固定荷重(kN)

P_s : 積雪荷重(kN)

α_H : 弾性設計用地震動 S d - D 2 に伴う水平方向 (N-S) の余震震度

c. 固定ボルト1本当りに生じるせん断応力度 τ_s

$$\tau_s = q_s \cdot 10^3 / A'$$

ここで、 $q_s = S_{dh} / n_s$

τ_s : ハッチの固定ボルト1本当りに生じるせん断応力度(N/mm²)

q_s : ハッチの固定ボルト1本当りに作用するせん断力(kN)

S_{dh} : 弾性設計用地震動 S d - D 2 に伴う水平方向 (N-S) の余震荷重(kN)

n_s : ハッチの固定ボルトの本数(本)

A' : ハッチの固定ボルトの有効断面積(mm²)

5.1.5 計算条件

浸水防止蓋の応力評価に用いる入力値を表 5-8 に示す。

表 5-8 浸水防止蓋の強度評価に用いる入力値

評価対象部位	記号	単位	定義	数値
浸水防止蓋 (スキンプレート)	A_s	mm^2	浸水防止蓋の単位幅あたりのせん断断面積	16
	α	—	平板のモーメントに関する係数	0.085
	β	—	平板のせん断に関する係数	0.55
	l_x	mm	浸水防止蓋の短辺長(mm)	1250
	A	m^2	浸水防止蓋の面積	1.86
	Z	mm^3	浸水防止蓋の断面係数	42.67
固定ボルト①	R_n	kN	固定ボルトの支点反力(引張)	11.4
	R_m	$\text{kN} \cdot \text{mm}$	固定ボルトの支点モーメント	2935
	R_s	kN	固定ボルトの支点反力(せん断)	36.9
	B	mm	照査箇所のボルト間隔	200
	N	本	照査箇所の固定ボルトの本数	4
固定ボルト②	R_n	kN	固定ボルトの支点反力(引張)	40.7
	R_m	$\text{kN} \cdot \text{mm}$	固定ボルトの支点モーメント	19197
	R_s	kN	固定ボルトの支点反力(せん断)	39.6
	B	mm	照査箇所のボルト間隔	200
	N	本	照査箇所の固定ボルトの本数	8
ハッチ①	T_s	N	固定ボルト1本当りに作用する引張力	0.752
	P_t	kN/m^2	突き上げ津波荷重	35.378
	A_h	mm^2	ハッチの受圧面積	255176
	n_s	本	固定ボルトの本数	12
	A'	mm^2	固定ボルトの有効断面積	157
ハッチ②	T_s	N	固定ボルト1本当りに作用する引張力	0.475
	P_t	kN/m^2	突き上げ津波荷重	35.378
	A_h	mm^2	ハッチの受圧面積	107521
	n_s	本	固定ボルトの本数	8
	A'	mm^2	固定ボルトの有効断面積	157

表 6-13(1) 固定ボルトに関する評価結果 (組合わせ) (1/2)

	固定ボルト① (上部)			
	発生作用力		組合せ	検定値
	引張 Td	せん断 q		
最大値	10.2	9.3	0.12	1.0

表 6-13(2) 固定ボルトに関する評価結果 (組合わせ) (2/2)

	固定ボルト② (下部)			
	発生作用力		組合せ	検定値
	引張 Td	せん断 q		
最大値	29.1	5.0	0.67	1.0

表 6-14 応力評価結果 (ハッチ部固定ボルト)

評価対象部位		発生値 (応力度又は荷重)		許容限界		検定値
ハッチ①	引張	4.8	N/mm ²	205	N/mm ²	0.03 < 1.0
	せん断	0.4	N/mm ²	118	N/mm ²	0.01 < 1.0
	組合せ	—		—		0.03 < 1.0
ハッチ②	引張	3.1	N/mm ²	205	N/mm ²	0.02 < 1.0
	せん断	0.3	N/mm ²	118	N/mm ²	0.01 < 1.0
	組合せ	—		—		0.02 < 1.0