

本資料のうち、枠囲みの内容は、機密事項に属しますので公開できません。

柏崎刈羽原子力発電所第7号機 工事計画審査資料	
資料番号	KK7補足-028-08 改20
提出年月日	2020年7月9日

資料8

浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料

2020年 7月

東京電力ホールディングス株式会社

: は、今回提出資料を示す。

補足説明資料目次

I. はじめに

1. 浸水防護施設の設計における考慮事項

- 1.1 地震と津波の組合せで考慮する荷重について
- 1.2 海水貯留堰における津波波力の設定方針について
- 1.3 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について
- 1.4 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
- 1.5 津波防護施設の強度計算における津波荷重，余震荷重及び漂流物荷重の組合せについて
- 1.6 津波に対する止水性能を有する施設の評価について
- 1.7 強度計算に用いた規格・基準について
- 1.8 アンカー設計に用いる規格・基準類の適用について
- 1.9 浸水防護施設の評価における風荷重・積雪荷重の設定について

2. 浸水防護施設の耐震，強度計算に関する補足説明

- 2.1 海水貯留堰の耐震計算書に関する補足説明
- 2.2 海水貯留堰（6号機設備）の耐震計算書に関する補足説明
- 2.3 海水貯留堰の強度計算書に関する補足説明
- 2.4 海水貯留堰（6号機設備）の強度計算書に関する補足説明
- 2.5 取水護岸の耐震計算書に関する補足説明
- 2.6 取水護岸（6号機設備）の耐震計算書に関する補足説明
- 2.7 津波荷重（突き上げ）の強度評価における鉛直方向荷重の考え方について
- 2.8 止水堰の設計に関する補足説明
- 2.9 床ドレンライン浸水防止治具を構成する各部材の評価及び機能維持の確認方法について
- 2.10 津波監視カメラに関する補足説明
- 2.11 取水槽水位計に関する補足説明
- 2.12 加振試験の条件について
- 2.13 水密扉の設計に関する補足説明

2.3 海水貯留堰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	5
2.3.1 概要	5
2.3.2 津波時及び重畳時の解析手法	9
2.4 適用基準	10
3. 強度評価方法	11
3.1 記号の定義	11
3.2 評価対象断面及び部位	13
3.2.1 評価対象断面	13
3.2.2 評価対象部位	15
3.3 荷重及び荷重の組合せ	16
3.3.1 荷重	16
3.3.2 荷重の組合せ	17
3.4 許容限界	25
3.4.1 鋼管矢板	25
3.4.2 止水ゴム取付部鋼材	26
3.4.3 止水ゴム	27
3.5 評価方法	28
3.5.1 津波時	28
3.5.2 重畳時	49
4. 評価条件	58
5. 強度評価結果	70
5.1 津波時	70
5.1.1 鋼管矢板	72
5.1.2 止水ゴム取付部鋼材	76
5.1.3 止水ゴム	76
5.2 重畳時	77
5.2.1 1次元有効応力解析結果	77
5.2.2 鋼管矢板	85
5.2.3 止水ゴム取付部鋼材	95
5.2.4 止水ゴム	98
5.3 まとめ	99

参考資料

- (参考資料 1) 津波時及び重畳時における鋼管矢板継手部の健全性について …… (参考) 1-1
- (参考資料 2) 海水貯留堰接続部の強度評価に用いる水平震度及び作用荷重の
算出について …………… (参考) 2-1
- (参考資料 3) 止水ゴム取付部鋼材に作用する分布荷重の算出方法について …… (参考) 3-1
- (参考資料 4) 荷重の組合せに対する止水ゴム変位量の算出方法について …… (参考) 4-1

1. 概要

本資料は、V-3-別添 3-1-1「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、海水貯留堰が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震及び漂流物の衝突を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持すること及び主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認するものである。

強度計算に当たっては、基準津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

ここで、余震とは、津波と組み合わせる地震のことであり、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」及び補足「浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料 1.1 地震と津波の組合せで考慮する荷重について」に示すとおり、S d - 1を用いる。（以下、S d - 1という。）

2. 基本方針

2.1 位置

海水貯留堰の位置図を図 2.3-2-1 に示す。

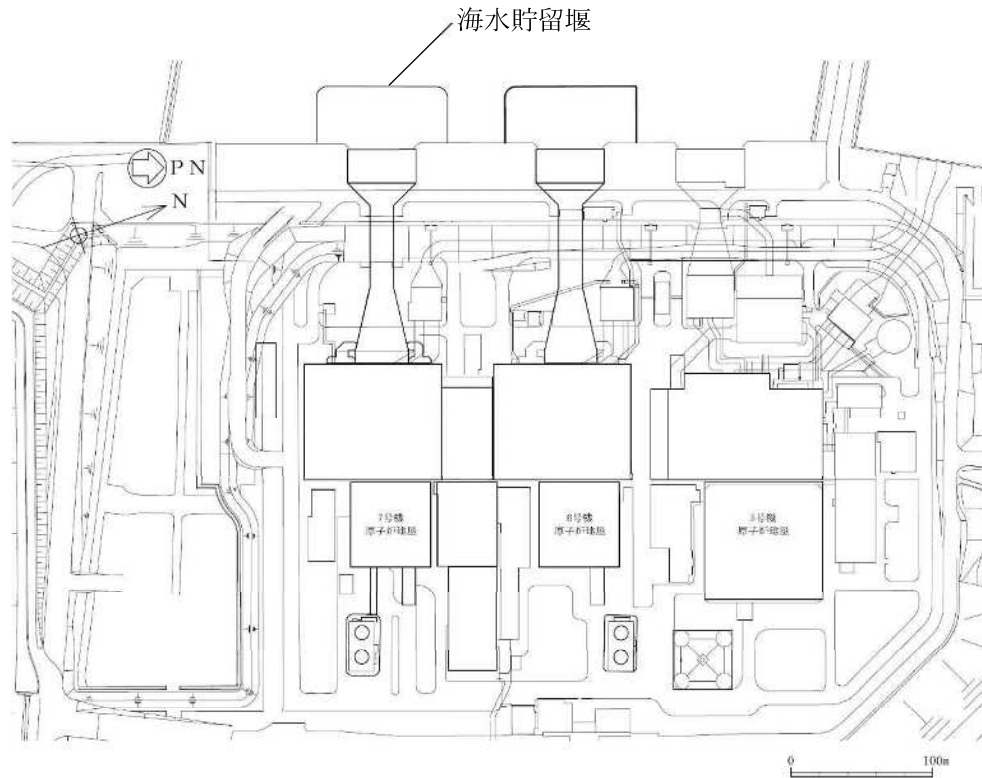


図 2.3-2-1(1) 海水貯留堰の位置図（全体平面図）

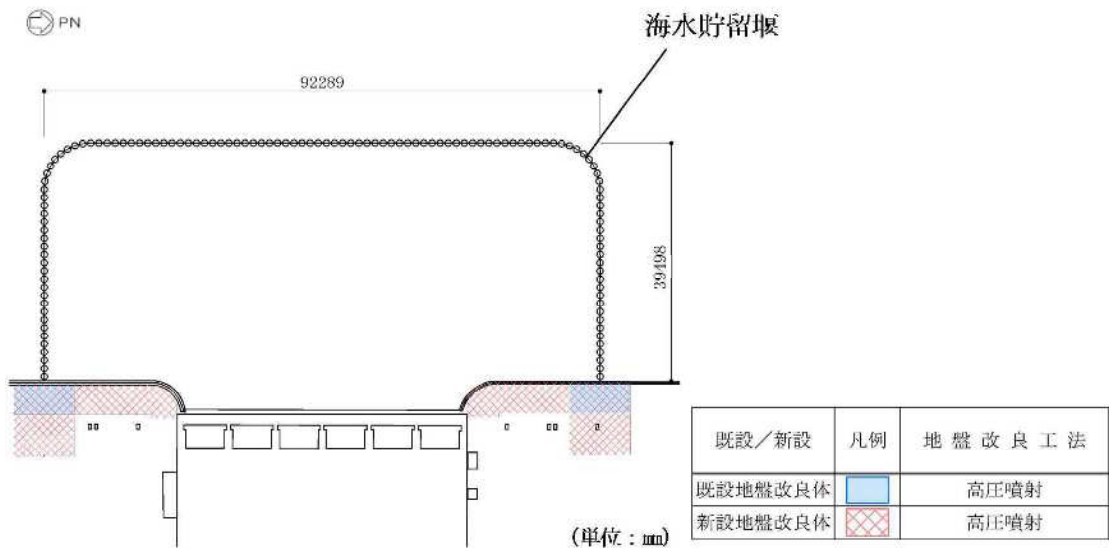


図 2.3-2-1(2) 海水貯留堰の位置図（拡大図）

2.2 構造概要

海水貯留堰の平面図を図 2.3-2-2、標準図を図 2.3-2-3 に示す。

海水貯留堰は、その機能及び目的から海水貯留堰本体及び取水護岸接続部に区分され、このうち海水貯留堰本体は鋼管矢板と鋼管矢板同士を接続する鋼管矢板継手、取水護岸接続部は止水ゴム及び止水ゴム取付部鋼材より構成される。また、海水貯留堰には、海水による腐食防止のため、電気防食を施されている。取水護岸は、海水貯留堰の間接支持構造物であり、前面鋼矢板より構成される。また、前面鋼矢板には、海水による腐食防止のため、電気防食が施されている。

鋼管矢板は、 $\phi 1100\text{mm}$ の炭素鋼鋼管であり、全 122 本の鋼管矢板を連続的に打設することにより堰形状を構成する。鋼管矢板は、下端を十分な支持性能を有する古安田層もしくは西山層に支持される。天端は、原子炉補機冷却海水ポンプの取水に必要な水量を確保するため、海底地盤レベル T. M. S. L. -5.5m に対して天端高さを T. M. S. L. -3.5m としており、約 2m の堰高さを有する。海水貯留堰の寸法は、約 $92\text{m} \times$ 約 40m である。

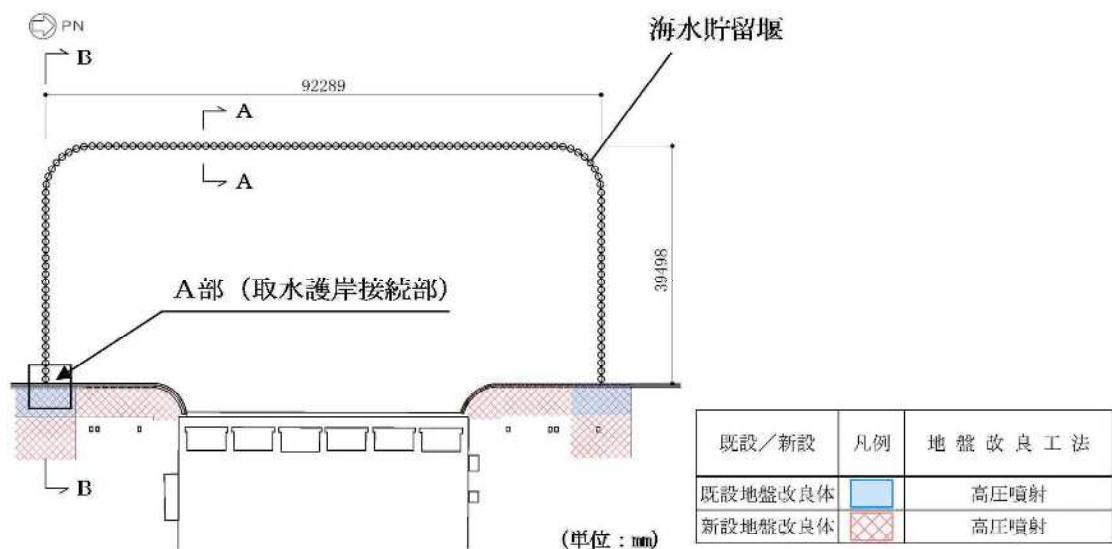


図 2.3-2-2(1) 海水貯留堰の平面図

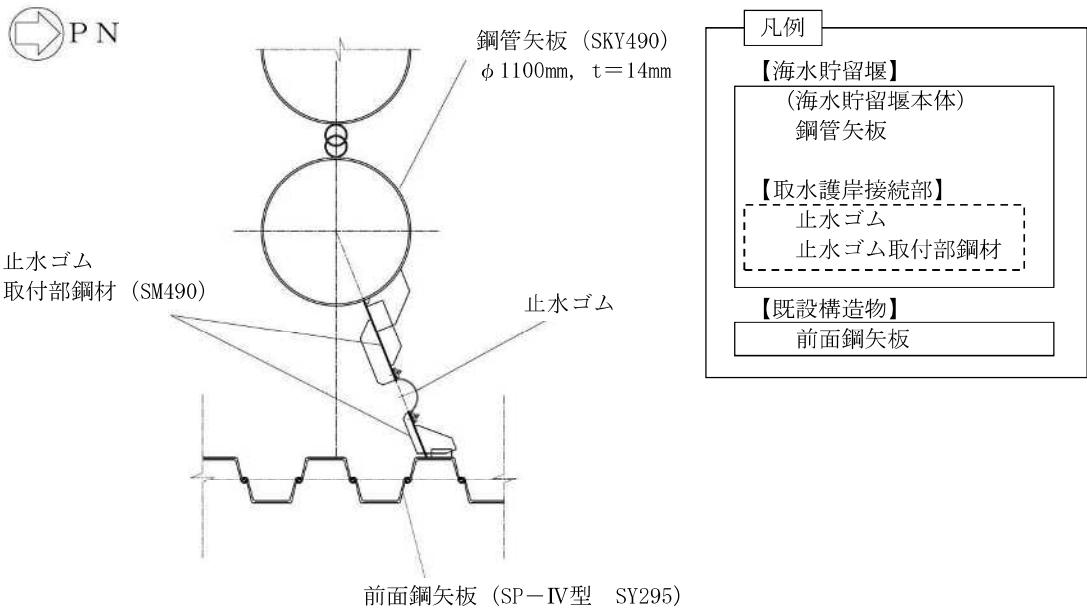
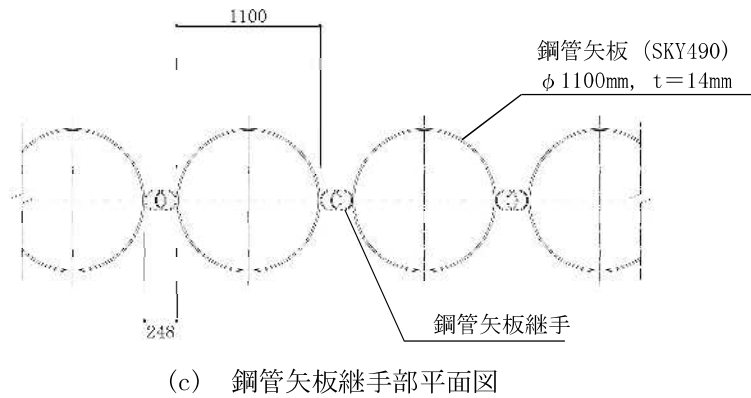
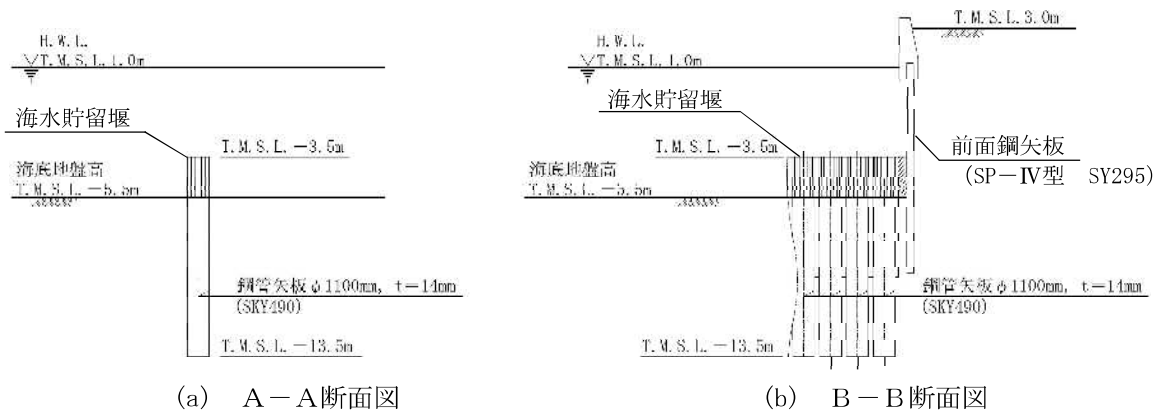


図 2.3-2-2(2) 海水貯留堰の平面図 (A部拡大)



(単位 : mm)

図 2.3-2-3 海水貯留堰の標準図

2.3 評価方針

2.3.1 概要

海水貯留堰は、設計基準対象施設においては、Sクラス施設である浸水防護施設及び非常用取水設備である屋外重要土木構造物に、重大事故等対処施設においては、常設重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備に分類される。

海水貯留堰の強度評価は、V-3-別添 3-1-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針 4.1 荷重及び荷重の組合せ 及び 4.2 許容限界」におい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実施する。強度評価では、「3. 強度評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて評価し、「5. 強度評価結果」より、海水貯留堰の評価対象部位に作用する応力等が許容限界以下であることを確認する。

海水貯留堰の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重の作用方向や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重作用時（以下「重畳時」という。）について行う。

海水貯留堰の耐津波設計における要求機能と設計評価方針を表 2.3-2-1 に、評価項目を表 2.3-2-2 に示す。

海水貯留堰の強度評価は、設計基準対象施設として表 2.3-2-2 の海水貯留堰の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価及び構造物の変形性評価を行う。

構造部材の健全性評価及び構造物の変形性評価を実施することにより、構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

構造部材の健全性評価については、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については、海水貯留堰の鋼管矢板が 1 列に並んでいる構造であることから、津波荷重による接地圧への影響がほぼないこと及び重畳時の余震荷重よりも地震時の地震荷重の方が接地圧への影響が大きいことを考慮して、耐震計算書において実施する。

構造物の変形性評価については、止水ゴムの変形量を算定し、有意な漏えいが生じないことを確認した許容限界以下であることを確認する。

構造部材の健全性評価のうち津波時の検討では、2次元静的フレーム解析における地盤ばねの剛性を考慮した検討を実施し、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。また、重畳時の検討では、1次元有効応力解析から地盤ばねの剛性を考慮した2次元静的フレーム解析を実施し、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認するとともに、地盤物性のばらつきの影響評価を実施する。

海水貯留堰の強度評価フローを図 2.3-2-4 に示す。

なお、重畳時の評価における入力地震動は解放基盤表面で定義される余震（S_d-1）を1次元波動論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。

表 2.3-2-2 海水貯留堰の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	鋼管矢板	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		止水ゴム取付部鋼材	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
止水性を損なわないこと	構造物の変形性	止水ゴム	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

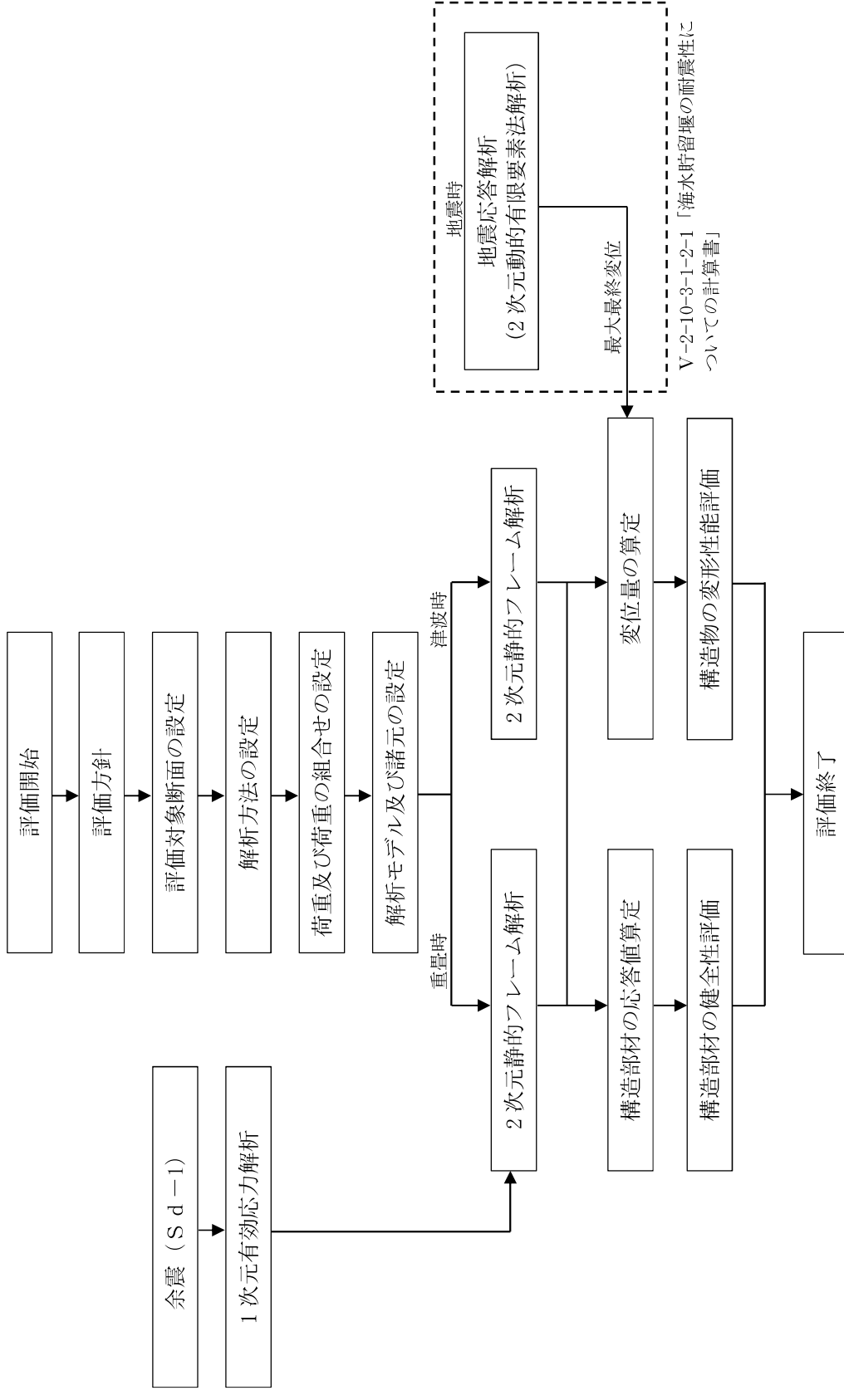


図 2.3-2-4 海水貯留堰の強度評価フロー

2.3.2 津波時及び重畳時の解析手法

海水貯留堰の津波時及び重畳時の解析手法は、鋼管矢板を線形はり要素、地盤を 1 次元有効応力解析の応答値より設定した線形ばね要素でモデル化した 2 次元静的フレーム解析とする。

津波時及び重畳時における解析手法の選定フローを図 2.3-2-5 に示す。

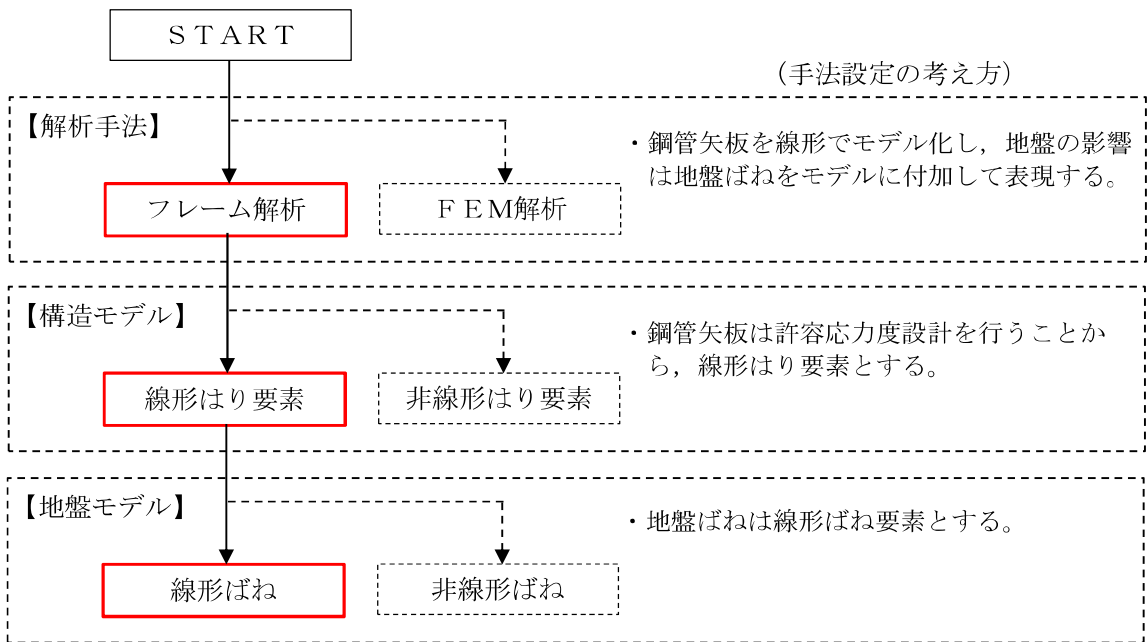


図 2.3-2-5 津波時及び重畳時における解析手法の選定フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準類を以下に示す。また，表 2.3-2-3 に各項目で適用する規格，基準類を示す。

- ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）
- ・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）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987（日本電気協会）
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説（国土交通省港湾局，2007 版）
- ・防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省港湾局，平成 27 年 12 月一部改訂）
- ・港湾鋼構造物防食・補修マニュアル（沿岸技術研究センター，2009 年版）

表 2.3-2-3 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年）	—
荷重及び荷重の組み合わせ	・港湾の施設の技術上の基準・同解説（2007 版） ・道路橋示方書（IV 下部構造編）・同解説（平成 14 年 3 月）	・永久荷重＋偶発荷重の適切な組合せを検討
許容限界	・道路橋示方書（IV 下部構造編）・同解説（平成 14 年 3 月） ・港湾鋼構造物防食・補修マニュアル（2009 年版） ・鋼矢板 設計から施工まで（平成 12 年 3 月）	・曲げに対する照査は，発生応力度が，短期許容応力度以下であることを確認 ・せん断に対する照査は，発生応力度が短期許容応力度以下であることを確認
評価方法	・港湾の施設の技術上の基準・同解説（2007 版） ・鋼矢板 設計から施工まで（平成 12 年 3 月）	・腐食代の設定
地震応答解析	・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987	・有限要素法による 1 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

海水貯留堰の強度評価に用いる記号を表 2.3-3-1 に示す。

表 2.3-3-1 (1) 強度評価に用いる記号 (1/2)

記号	定義	単位
g	重力加速度	m/s^2
k_h	水平震度	—
k_v	鉛直震度	—
p_1	海水貯留堰外側の底面における波圧強度	kN/m^2
p_2	海水貯留堰外側の天端面における波圧強度	kN/m^2
p_3	海水貯留堰内側の底面における波圧強度	kN/m^2
η	海水貯留堰外側の天端面からの津波高さ	m
h_1	海水貯留堰外側の底面における水深	m
h_2	海水貯留堰外側の天端面における水深	m
h_3	海水貯留堰内側の底面における水深	m
P_c	衝突荷重	kN
P_d	動水圧	kN/m^2
P_t	遡上津波荷重	kN/m^2
$P_{h,y}$	津波荷重 (静水圧)	kN/m^2
v	海水貯留堰位置での津波最大流速	m/s
W_c	漂流物の重量	kN
y	動水圧の作用高さ	m
γ_w	海水の単位体積重量	kN/m^3
ρ	海水の密度	kg/m^3
G	固定荷重	kN
$S_{s,d}$	余震荷重	kN
σ	曲げモーメント及び軸力による応力	N/mm^2
$\sigma_{s,a}$	短期許容曲げ応力度	N/mm^2
M	最大曲げモーメント	$kN \cdot m$

表 2.3-3-1 (2) 強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	定義	単位
Z	断面係数	m ³
N	軸力	N
A	有効断面積	m ²
τ	せん断応力	N/mm ²
τ_a	短期許容せん断応力度	N/mm ²
S	せん断力	kN
κ	せん断応力の分布係数	—

3.2 評価対象断面及び部位

3.2.1 評価対象断面

評価対象断面は、海水貯留堰鋼管矢板が縦断方向に対し一様な設備形状であることを踏まえ、鋼管矢板の周辺の地質状況に基づき設定する。

海水貯留堰は、取水口前面の海中に設置する鋼管矢板を連結した構造物であり、取水護岸に接続している。鋼管矢板の根入れは8mであり、西山層もしくは古安田層中の粘性土に直接設置される。海水貯留堰の平面図を図 2.3-3-1、地質断面図及び地層構成に着目した抽出箇所に基づく地震応答解析モデルを図 2.3-3-2 の評価対象断面図に示す。

海水貯留堰設置位置では、南北方向では南に向かって岩盤上面標高が低くなり、東西方向では、東に向かって岩盤上面標高が深くなっている。岩盤上面標高が深い方が地震時における海水貯留堰への応答が大きいと考えられるため、評価対象断面としてB-B断面（断面②）を、海水貯留堰の応答の影響度合いを確認するため、評価対象断面としてA-A断面（断面①）をそれぞれ選定した。

断面①：海水貯留堰の北側短手方向直線部の西側端部（岩盤上面標高が最も高い断面）

断面②：海水貯留堰の南側短手方向直線部の東側端部（岩盤上面標高が最も低い断面）

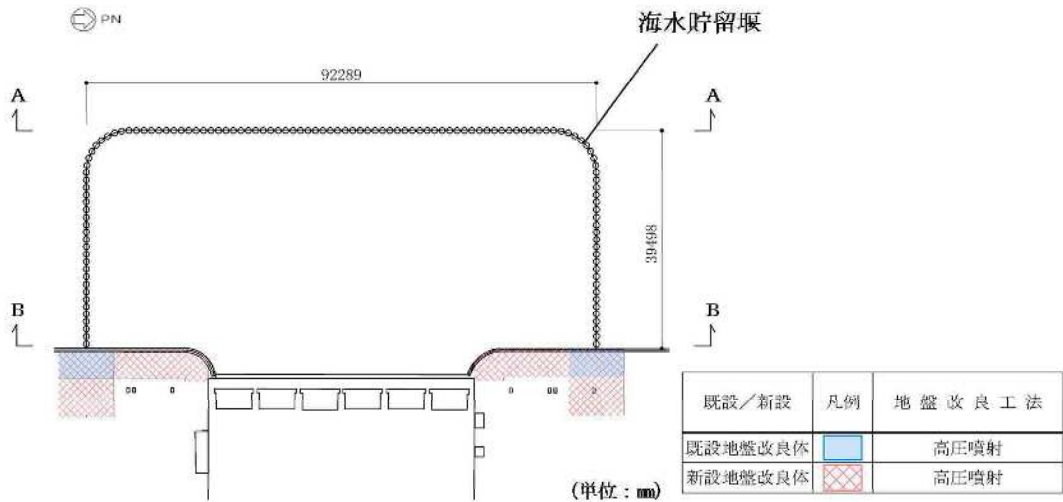
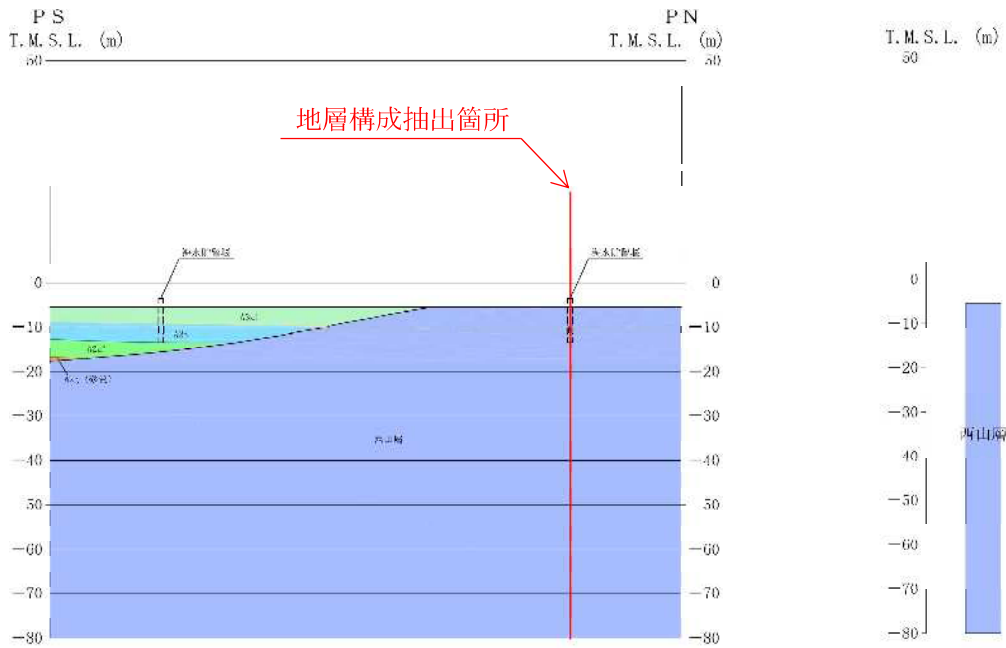


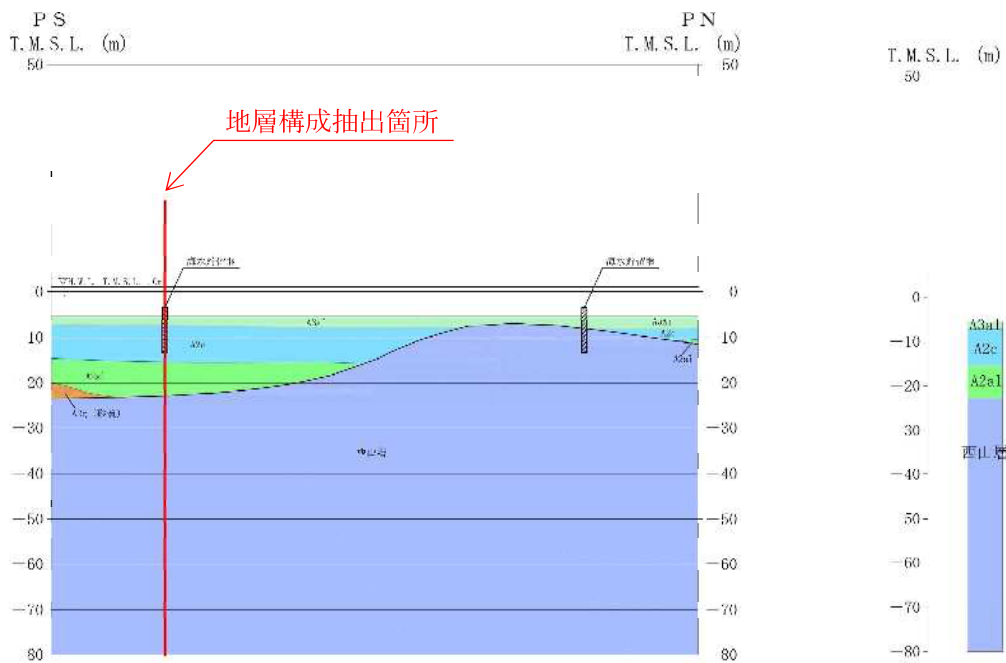
図 2.3-3-1 海水貯留堰の平面図



(a) 地質断面図

(b) 地震応答解析モデル

図 2.3-3-2(1) 評価対象断面図 (A-A断面 (断面①))



(a) 地質断面図

(b) 地震応答解析モデル

図 2.3-3-2(2) 評価対象断面図 (B-B断面 (断面②))

3.2.2 評価対象部位

評価対象部位は、海水貯留堰の構造上の特徴を踏まえ設定する。

(1) 鋼管矢板

構造部材の健全性が要求される鋼管矢板を評価対象部位とする。

(2) 止水ゴム取付部鋼材

海水貯留堰の取水護岸接続部に設置する止水ゴム取付部鋼材を評価対象部位とする。

(3) 止水ゴム

海水貯留堰の取水護岸接続部に設置する止水ゴムを評価対象部位とする。

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、V-3-別添 3-1-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針 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

海水貯留堰の強度評価において、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、構造物及び海水の自重を考慮する。

(2) 遡上津波荷重 (P_t)

遡上津波荷重として、保守的に津波による最大荷重（越流直前の津波波力）を適用する。

(3) 津波荷重（静水圧） (P_{hy})

津波荷重（静水圧）として、津波により越流している状態で余震が発生することを想定し、津波荷重は平面 2 次元モデルによる津波シミュレーション解析により得られる最大内外水位差に応じた静水圧を算定し、越流時の津波波力（静水圧差）を適用する。

(4) 衝突荷重 (P_c)

衝突荷重は、表 2.3-3-2 に示すとおり、KK7 補足-019-2「津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料 4.7 漂流物衝突を考慮した津波防護施設の設計について」に示す漂流物衝突荷重一覧のうち、最も大きい荷重となる軽自動車の FEMA (2012) で示された算定式による漂流物荷重を考慮する。

表 2.3-3-2 衝突荷重

	流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)
基準津波時	6	499

(5) 余震荷重 (S_{sd})

余震荷重として、構造物中心位置で実施した 1 次元有効応力解析の地表面最大加速度から水平震度及び鉛直震度を算定し、躯体慣性力や動水圧を考慮する。

なお、動水圧については、余震 ($S_d - 1$) を入力地震動とした、1 次元有効応力解析の地表面加速度に基づき設定した水平震度及び Westergaard の式を用いて設定する。

3.3.2 荷重の組合せ

(1) 鋼管矢板

鋼管矢板の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 2.3-3-3 から表 2.3-3-6 に、荷重作用図を図 2.3-3-3 から図 2.3-3-5 に示す。

鋼管矢板の強度評価において、津波時の荷重は基準津波による津波波力を用いて算出している。重畳時の荷重は 1 次元有効応力解析から得られる結果を用いて余震荷重を算出している。これらの荷重は「2.3 評価方針」に示すとおり、津波時は 2 次元静的フレーム解析を用いた解析手法の中で、重畳時は 2 次元静的フレーム解析及び 1 次元有効応力解析を用いた解析手法の中で、それぞれ考慮されている。

ここで、重畳時における津波荷重と余震荷重の作用方向に関して、海水貯留堰は地盤深度方向に長尺の鋼管矢板で構成されているため、津波荷重により鋼管矢板に発生する曲げモーメントによる影響が支配的であることから、津波荷重と余震荷重は同じ方向に作用させることが最も厳しい条件となる。

慣性力及び動水圧については、「3.5.2 重畳時 (1) 鋼管矢板 b.2 次元静的フレーム解析」に示す解析ケース及び「3.5.2 重畳時 (1) 鋼管矢板 c.1 次元有効応力解析 (c) 入力地震動」に示す余震 (S_d-1) を考慮した 1 次元有効応力解析から得られる最大加速度を用いて算出する。鋼管矢板の強度評価に用いる水平震度は、(参考資料 2) に示すとおり、断面①は水平震度 k_h=0.42 (③地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース)、断面②は水平震度 k_h=0.52 (③地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース) を用いる。

表 2.3-3-3 荷重の組合せ (鋼管矢板)

区分		荷重の組合せ
津波時		$G + P_t + P_c$
重畳時	重畳時 1	$G + P_t + S_{sd}$
	重畳時 2	$G + P_{hy} + S_{sd} + P_c$

G : 固定荷重

P_t : 遡上津波荷重

P_{hy} : 津波荷重 (静水圧)

P_c : 衝突荷重

S_{sd} : 余震荷重

表 2.3-3-4 荷重の組合せ（鋼管矢板 津波時）

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	固定 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
		機器・配管自重	—	・機器・配管設備はないことから、考慮しない
		土被り荷重	—	・土被りはないため、考慮しない
		上乗荷重	—	・地盤表面に恒常的に置かれる構造物はないため考慮しない
	静止土圧		—	・静止土圧は考慮しない
	外水圧		—	・静水圧を考慮するが、津波波力との差分から鋼管矢板に荷重を載荷しない
	内水圧		—	・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない
	積雪及び風荷重		—	・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない
偶発荷重	津波荷重		○	・基準津波による津波波力を考慮する
	衝突荷重		○	・1.0t 軽自動車の漂流物荷重を考慮する
	余震荷重		—	・津波時であることから余震荷重は考慮しない
	動水圧		—	・津波時であることから動水圧は考慮しない

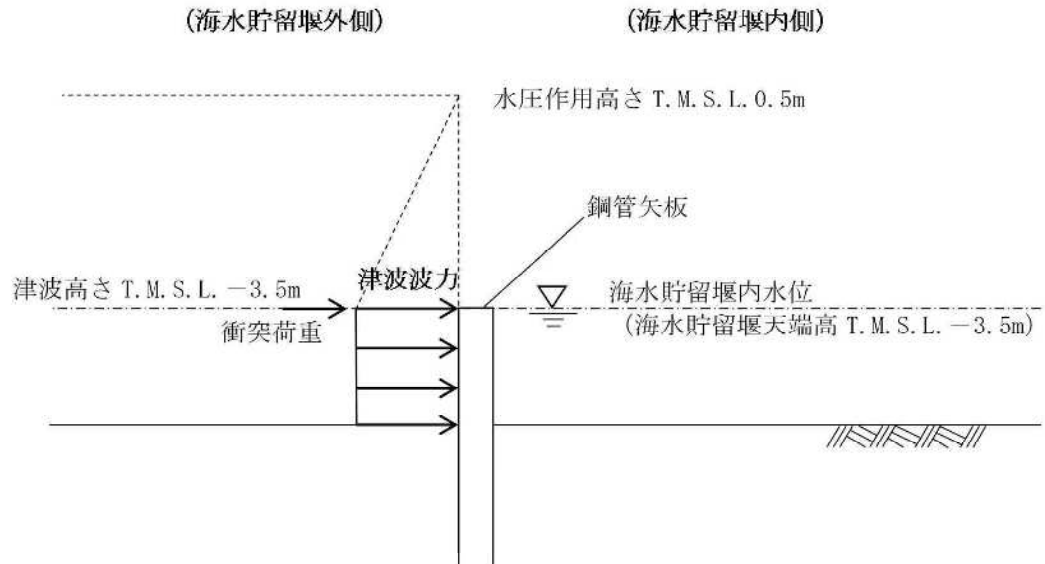


図 2.3-3-3 荷重作用図（鋼管矢板 津波時）

表 2.3-3-5 荷重の組合せ（鋼管矢板 重畳時 1）

種別	荷重		算定方法
永久荷重	固定荷重	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
		機器・配管自重	－ ・機器・配管設備はないことから、考慮しない
		土被り荷重	－ ・土被りはないため、考慮しない
		上乗荷重	－ ・地盤表面に恒常的に置かれる構造物はないため考慮しない
	静止土圧		－ ・静止土圧は考慮しない
	外水圧		－ ・静水圧を考慮するが、津波波力との差分から鋼管矢板に荷重を載荷しない
	内水圧		－ ・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない
	積雪及び風荷重		－ ・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない
偶発荷重	津波荷重	○ ・基準津波による津波波力を考慮する	
	衝突荷重	－ ・重畳時であることから漂流物の衝突は考慮しない	
	余震荷重	○ ・余震（S d - 1）による水平及び鉛直同時加振を考慮する	
	動水圧	○ ・重畳時であることから動水圧を考慮する	

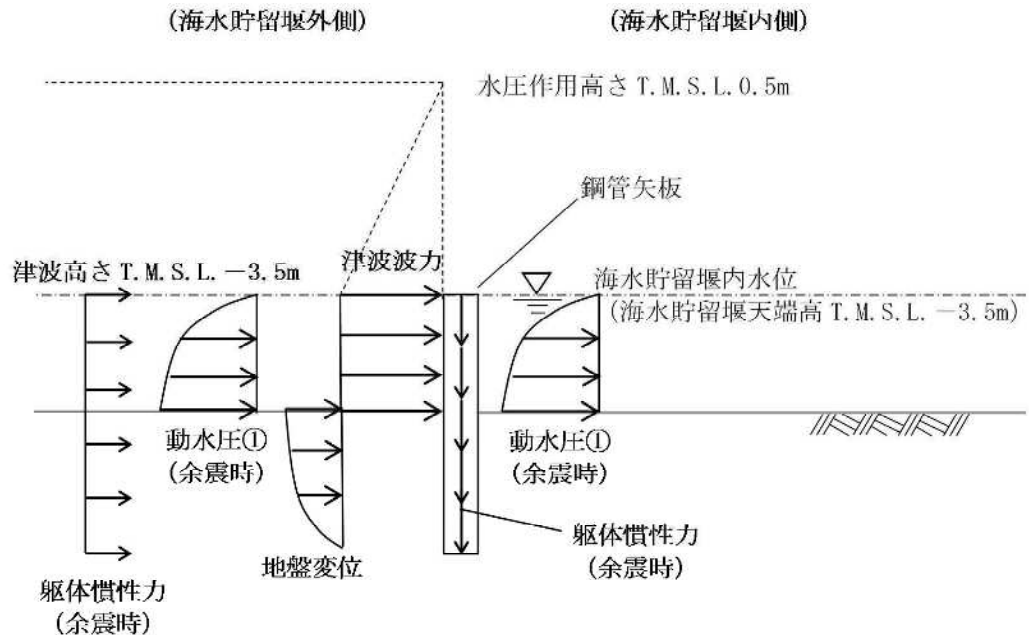


図 2.3-3-4 荷重作用図（鋼管矢板 重畳時 1）

表 2.3-3-6 荷重の組合せ（鋼管矢板 重畳時 2）

種別	荷重		算定方法
永久荷重	固定荷重	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
		機器・配管自重	— ・機器・配管設備はないことから、考慮しない
		土被り荷重	— ・土被りはないため、考慮しない
		上乗荷重	— ・地盤表面に恒常的に置かれる構造物はないため考慮しない
	静止土圧		— ・静止土圧は考慮しない
	外水圧		— ・静水圧を考慮するが、津波波力との差分から鋼管矢板に荷重を載荷しない
	内水圧		— ・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない
積雪及び風荷重			— ・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない
偶発荷重	津波荷重	○	・基準津波による越流時の津波波力（静水圧差）を考慮する
	衝突荷重	○	・1.0t 軽自動車の漂流物荷重を考慮する
	余震荷重	○	・余震（S d - 1）による水平及び鉛直同時加振を考慮する
	動水圧	○	・重畳時であることから動水圧を考慮する

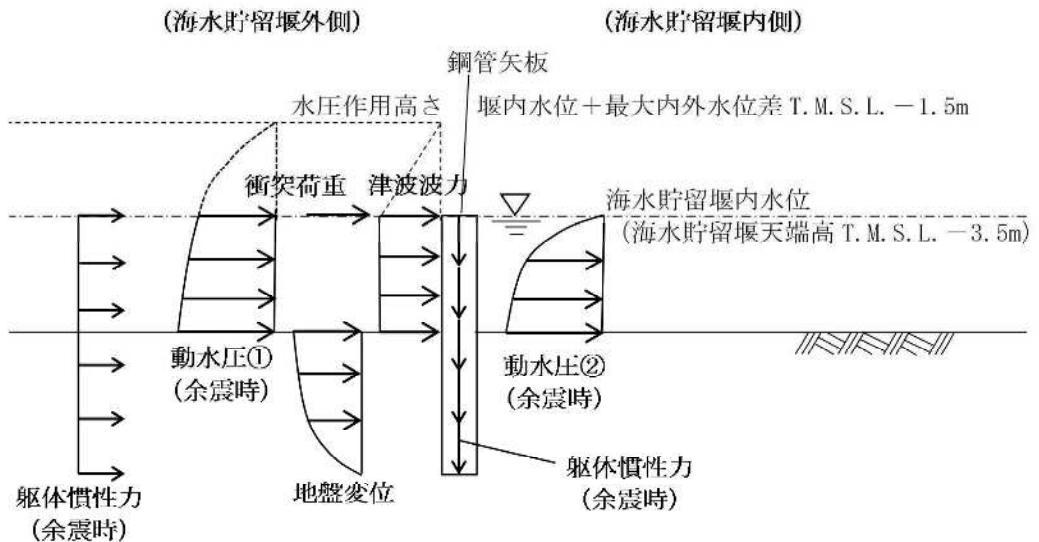


図 2.3-3-5 荷重作用図（鋼管矢板 重畳時 2）

(2) 止水ゴム取付部鋼材

止水ゴム取付部鋼材の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 2.3-3-7 から表 2.3-3-10 に、荷重作用図を図 2.3-3-6 から図 2.3-3-8 に示す。

止水ゴム取付部鋼材の強度評価において、津波時の荷重は基準津波による津波波力を用いて算出している。重畳時の荷重は 1 次元有効応力解析から得られる結果を用いて余震荷重を算出している。なお、止水ゴムからの作用荷重を保守的に評価するために、止水ゴム作用力を作用荷重として考慮する。評価方法の詳細は「3.5 評価方法」に示す。

慣性力及び動水圧については、「3.5.2 重畳時 (1) 鋼管矢板 b.2 次元静的フレーム解析」に示す解析ケース及び「3.5.2 重畳時 (1) 鋼管矢板 c.1 次元有効応力解析 (c) 入力地震動」に示す余震 (S_d-1) を考慮した 1 次元有効応力解析から得られる最大加速度を用いて算出する。海水貯留堰接続部の強度評価に用いる水平震度は、(参考資料 2) に示すとおり、断面①の水平震度は $k_h = 0.42$ となり、断面②の水平震度は $k_h = 0.52$ となる。断面①及び断面②を比較して、水平震度が大きい断面② ($k_h = 0.52$) を強度評価に用いることとし、作用荷重も水平震度 $k_h = 0.52$ を基に算出する。

表 2.3-3-7 荷重の組合せ (止水ゴム取付部鋼材)

区分		荷重の組合せ
津波時		$G + P_t$
重畳時	重畳時 1	$G + P_t + S_{sd}$
	重畳時 2	$G + P_{hy} + S_{sd}$

G : 固定荷重

P_t : 遡上津波荷重

P_{hy} : 津波荷重 (静水圧)

S_{sd} : 余震荷重

表 2.3-3-8 荷重の組合せ（止水ゴム取付部鋼材 津波時）

種別	荷重		算定方法
永久荷重	固定荷重	部材自重	— ・他の荷重と比較し非常に小さいため、考慮しない
		機器・配管自重	— ・機器・配管設備はないことから、考慮しない
		土被り荷重	— ・土被りはないため、考慮しない
		上載荷重	— ・地盤表面に恒常的に置かれる構造物はないため考慮しない
	静止土圧		— ・静止土圧は考慮しない
	外水圧		— ・静水圧を考慮するが、津波波力との差分から止水ゴム取付部鋼材に荷重を載荷しない
	内水圧		— ・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない
積雪及び風荷重		— ・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない	
偶発荷重	津波荷重	○ ・基準津波による津波波力を考慮する	
	衝突荷重	— ・漂流物の衝突は考慮しない	
	余震荷重	— ・津波時であることから余震荷重は考慮しない	
	動水圧	— ・津波時であることから動水圧は考慮しない	
	止水ゴム作用力	○ ・止水ゴムに作用する荷重を考慮する	

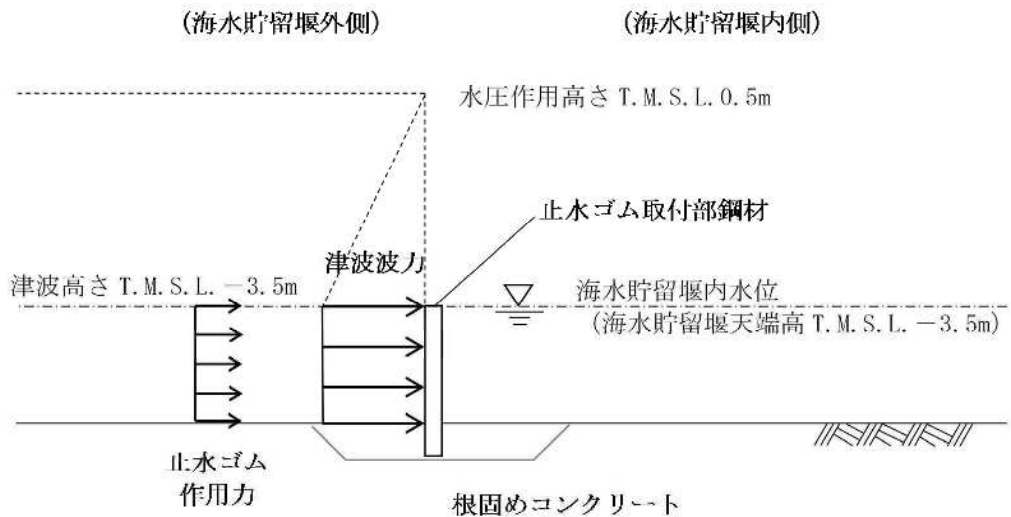


図 2.3-3-6 荷重作用図（止水ゴム取付部鋼材 津波時）

表 2.3-3-9 荷重の組合せ（止水ゴム取付部鋼材 重畳時 1）

種別	荷重		算定方法
永久荷重	固定荷重	部材自重	○ ・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
		機器・配管自重	－ ・機器・配管設備はないことから、考慮しない
		土被り荷重	－ ・土被りはないため、考慮しない
		上乗荷重	－ ・地盤表面に恒常的に置かれる構造物はないため考慮しない
	静止土圧		－ ・静止土圧は考慮しない
	外水圧		－ ・静水圧を考慮するが、津波波力との差分から止水ゴム取付部鋼材に荷重を載荷しない
	内水圧		－ ・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない
	積雪及び風荷重		－ ・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない
偶発荷重	津波荷重		○ ・基準津波による津波波力を考慮する
	衝突荷重		－ ・漂流物の衝突は考慮しない
	余震荷重		○ ・余震（S d - 1）による水平及び鉛直同時加振を考慮する
	動水圧		○ ・重畳時であることから動水圧を考慮する
	止水ゴム作用力		○ ・止水ゴムに作用する荷重を考慮する

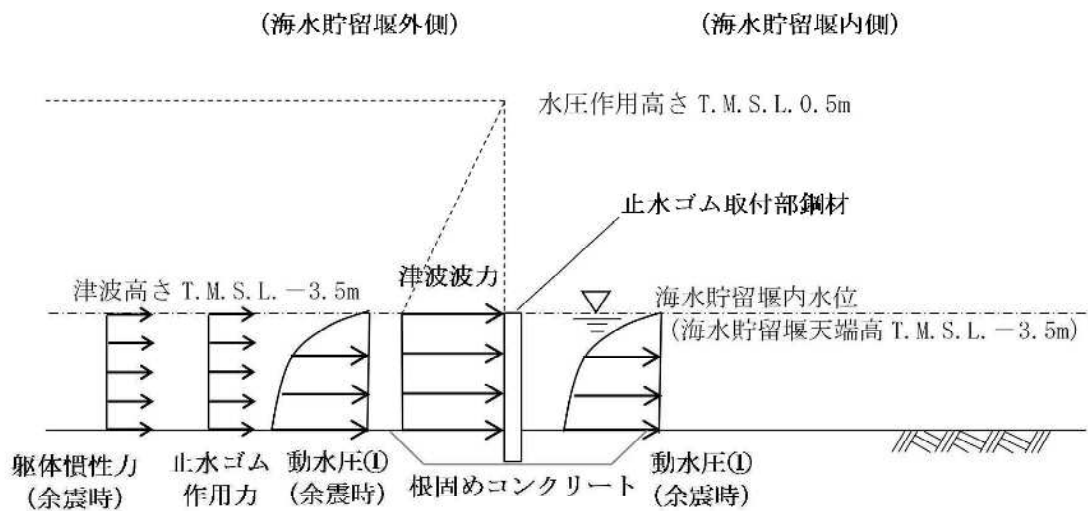


図 2.3-3-7 荷重作用図（止水ゴム取付部鋼材 重畳時 1）

表 2.3-3-10 荷重の組合せ（止水ゴム取付部鋼材 重畳時 2）

種別	荷重		算定方法
永久荷重	固定荷重	部材自重	○ ・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
		機器・配管自重	— ・機器・配管設備はないことから、考慮しない
		土被り荷重	— ・土被りはないため、考慮しない
		上乗荷重	— ・地盤表面に恒常的に置かれる構造物はないため考慮しない
	静止土圧		— ・静止土圧は考慮しない
	外水圧		— ・静水圧を考慮するが、津波波力との差分から止水ゴム取付部鋼材に荷重を載荷しない
	内水圧		— ・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない
	積雪及び風荷重		— ・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない
偶発荷重	津波荷重	○ ・基準津波による越流時の津波波力（静水圧差）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	○ ・余震（S d - 1）による水平及び鉛直同時加振を考慮する	
	動水圧	○ ・重畳時であることから動水圧を考慮する	
	止水ゴム作用力	○ ・止水ゴムに作用する荷重を考慮する	

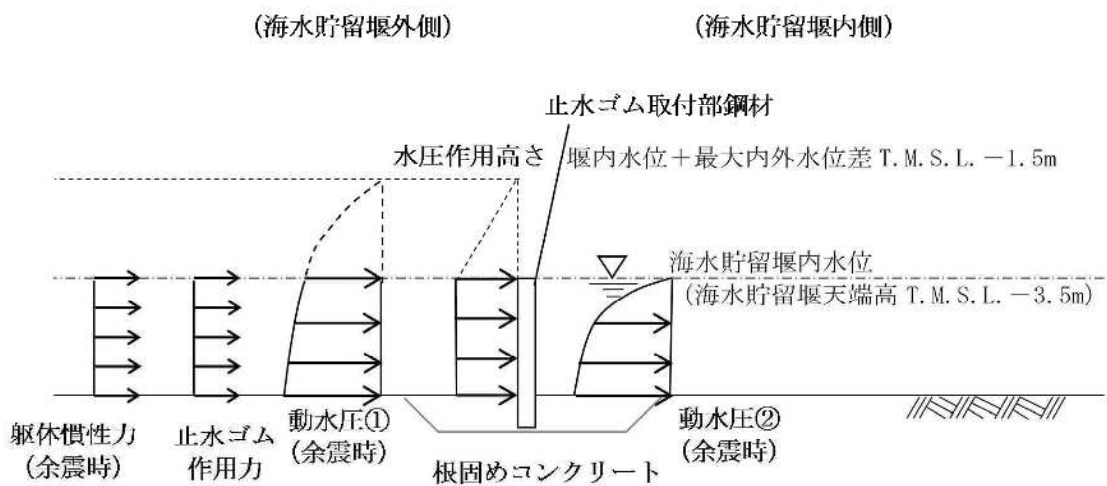


図 2.3-3-8 荷重作用図（止水ゴム取付部鋼材 重畳時 2）

3.4 許容限界

許容限界は、「3.2 評価対象断面及び部位」にて設定した評価対象部位の応力や変形の状態を考慮し、V-3-別添 3-1-1「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。

3.4.1 鋼管矢板

鋼管矢板の許容限界は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき，表 2.3-3-11 の鋼管矢板の許容限界に示すとおり，鋼管矢板の許容応力度に対して割増係数 1.5 を考慮した短期許容応力度とする。

表 2.3-3-11 鋼管矢板の許容限界

部位	材料	項目	許容限界 (N/mm ²)
鋼管矢板 φ 1100	SKY490	短期許容曲げ応力度 σ_{sa}	277
		短期許容せん断応力度 τ_a	157

3.4.2 止水ゴム取付部鋼材

止水ゴム取付部鋼材の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，表2.3-3-12の止水ゴム取付部鋼材の許容限界に示すとおり，鋼材の許容応力度に対して割増係数1.5を考慮した短期許容応力度とする。

また，止水ゴム取付部鋼材は，鋼管矢板及び前面鋼矢板に水中溶接にて設置する。止水ゴム取付部鋼材（水中溶接部）に対する許容限界は，「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）」，「鋼矢板 設計から施工まで（鋼管杭協会，平成12年3月）」及び「港湾鋼構造物防食・補修マニュアル（沿岸技術研究センター，2009年版）」に基づき，鋼材の許容応力度に対して割増係数1.5を考慮し，表2.3-3-13の止水ゴム取付部鋼材（水中溶接部）の許容限界に示す短期許容応力度とする。ただし，水中溶接部の短期許容応力度は，「港湾鋼構造物防食・補修マニュアル（沿岸技術研究センター，2009年版）」に基づき，気中溶接部の短期許容応力度から30%減じたものとする。

表 2.3-3-12 止水ゴム取付部鋼材の許容限界

部位	材料	項目	許容限界 (N/mm ²)
止水ゴム 取付部鋼材	SM490	短期許容曲げ応力度 σ_{sa}	277
		短期許容せん断応力度 τ_a	157

表 2.3-3-13(1) 止水ゴム取付部鋼材（水中溶接部）の許容限界（接続：鋼管矢板）

部位	材料	項目	許容限界 (N/mm ²)
止水ゴム 取付部鋼材	止水ゴム取付部鋼材 (SM490) ／鋼管矢板 (SKY490)	短期許容曲げ応力度 σ_{sa} 及び 短期許容せん断応力度 τ_a (水中溶接部)	110

表 2.3-3-13(2) 止水ゴム取付部鋼材（水中溶接部）の許容限界（接続：前面鋼矢板）

部位	材料	項目	許容限界 (N/mm ²)
止水ゴム 取付部鋼材	止水ゴム取付部鋼材 (SM490) ／前面鋼矢板 (SY295)	短期許容曲げ応力度 σ_{sa} 及び 短期許容せん断応力度 τ_a (水中溶接部)	105

3.4.3 止水ゴム

止水ゴムの変形量の許容限界を表 2.3-3-14 に示す。止水ゴムの変形量の許容限界は、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。

なお、漏水試験及び変形試験については、補足「2.1 海水貯留堰の耐震計算書に関する補足説明（参考資料4）」に示す。

表 2.3-3-14 止水ゴムの変形量の許容限界

部位	項目	許容限界	
止水ゴム	変形量	δ_x	9.5cm以上*
		δ_y	11.3cm以上*
		δ_z	12.2cm以上*

注記* :

3.5 評価方法

評価方法は、「3.2 評価対象断面及び部位」にて設定した評価対象部位の応力や変形の状態を考慮し、V-3-別添 3-1-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に基づき設定する。

なお、津波時及び重畳時の評価においては、海水貯留堰が設置されている地盤（古安田層及び西山層）のばらつきを考慮する。

3.5.1 津波時

(1) 鋼管矢板

a. 解析概要

津波時に発生する応答値は、永久荷重に加え、基準津波による津波荷重を作用させるとともに、衝突荷重を海水貯留堰に作用させた2次元静的フレーム解析より算定する。

2次元静的フレーム解析には、解析コード「FREMING」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

b. 2次元静的フレーム解析

2次元静的フレーム解析では、鋼管矢板1本あたりの分担幅は、図2.3-3-9に示すとおり海水貯留堰を構成する鋼管矢板に継手間隔を加えた長さとし、鋼管矢板の断面積や断面二次モーメント等を単位奥行きあたりに換算した物性値を用いる。鋼管矢板を線形はり要素、地盤を線形ばね要素でモデル化する。津波時の検討で用いる解析モデルを図2.3-3-10に示す。

c. 解析ケース

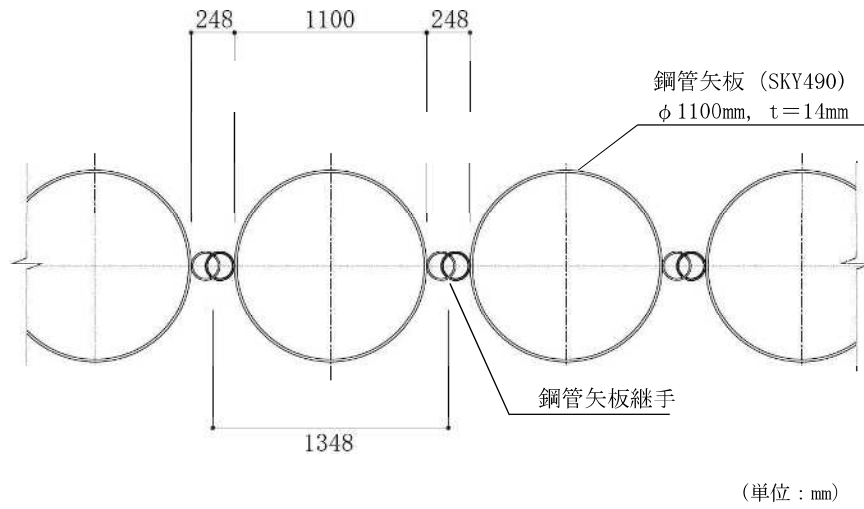
津波時における地盤ばねの設定フローを図2.3-3-11に、解析ケースを表2.3-3-15に示す。

津波時の地盤ばねは、フローに示すとおり、地盤物性のばらつきを網羅的に考慮するために、地盤剛性のばらつき及び地盤の変形係数の違いの影響を考慮した6ケースについて、水平方向の地盤反力係数を算定し、地盤反力係数が小さくなるケースを決定ケースとし、地盤ばねを設定する。初期せん断弾性係数から算定した地盤ばねを地盤ばね1、静弾性係数から算定した地盤ばねを地盤ばね2とする。

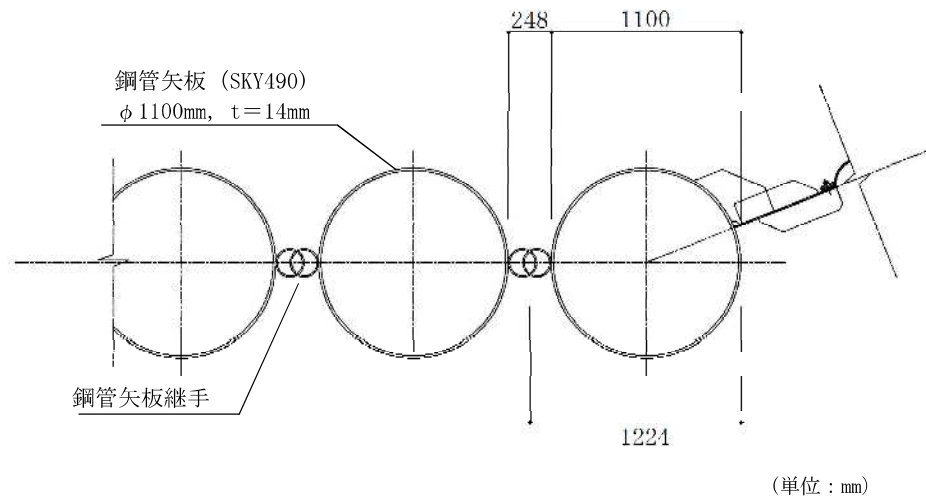
地盤剛性のばらつきは、各地層のPS検層の結果から得られるせん断波速度の標準偏差 σ に基づいて設定する。

地盤の変形係数は、津波時における地盤が、地震後の状態であることから、初期せん断弾性係数及び静弾性係数を用いる。初期せん断弾性係数及び静弾性係数は、KK補足-024-1「地盤の支持性能（参考資料4）」より設定する。

地盤ばねにおける水平方向の地盤反力係数は、「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）」に従って算出する。



(a) 鋼管矢板 一般部



(b) 鋼管矢板 端部

図 2.3-3-9 鋼管矢板 1 本あたりの分担幅 (平面図)

(海水貯留堰外側)

(海水貯留堰内側)

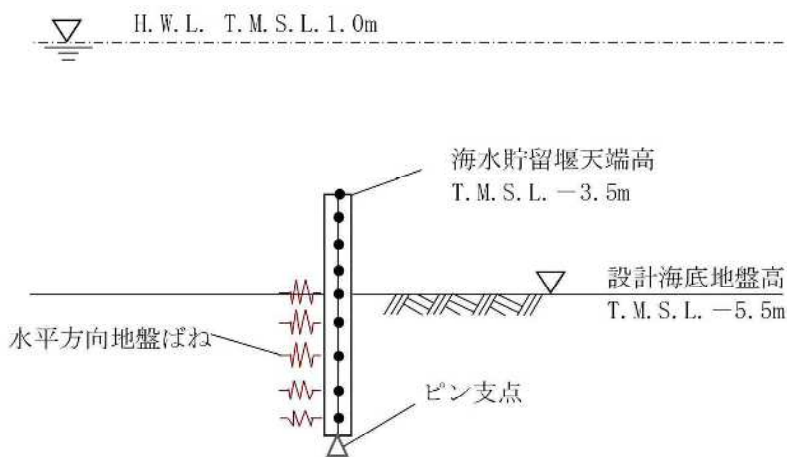


図 2. 3-3-10 解析モデル

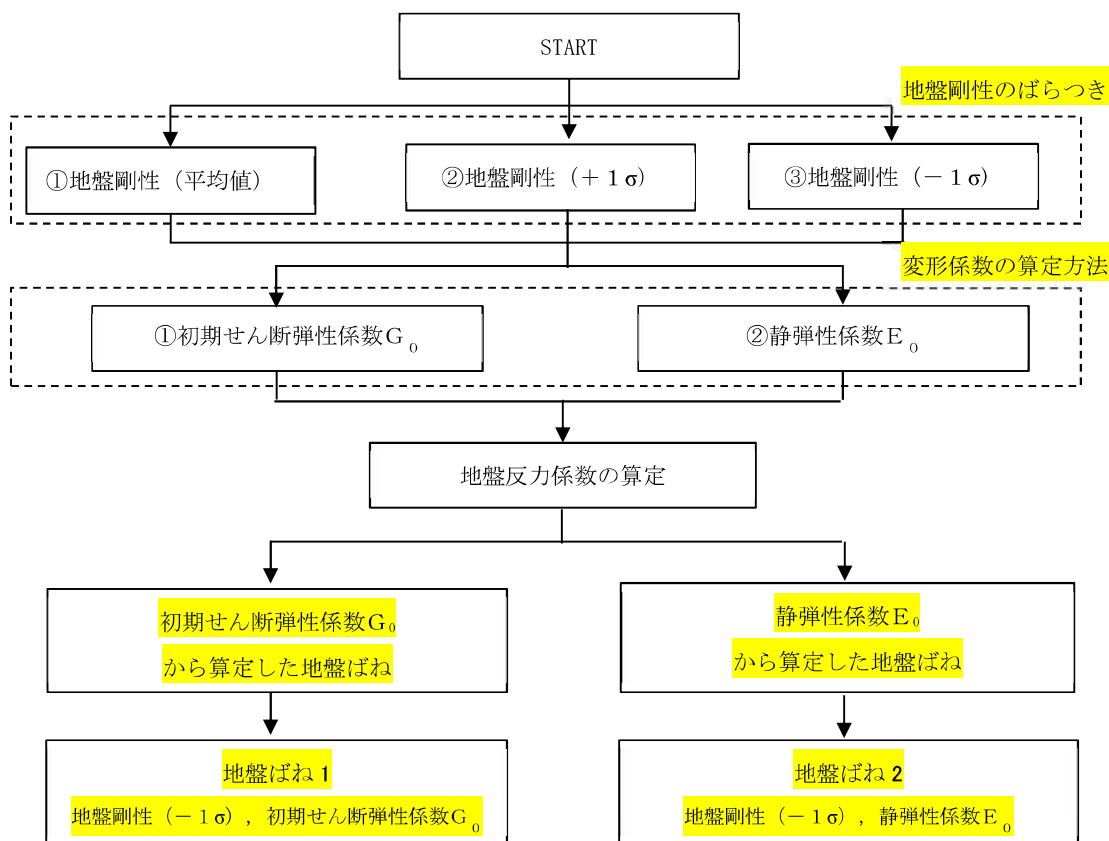


図 2. 3-3-11 地盤ばねの設定フロー

表 2.3-3-15 解析ケース（津波時）

ケース名	地盤反力係数		決定ケース	備考
	変形係数の算定方法	地盤剛性のばらつき		
地盤ばね 1	初期せん断弾性係数 G_0	平均値	地盤剛性 (-1σ)	地盤抵抗のばらつきを考慮
		$+1\sigma$		
		-1σ		
地盤ばね 2	静弾性係数 E_0	平均値	地盤剛性 (-1σ)	
		$+1\sigma$		
		-1σ		

d. 地盤反力係数

(a) 初期せん断剛性から設定した場合

津波襲来前に発生する地震に起因する地盤剛性及び応力の上限值の低下が無いものと仮定し、地盤反力係数を以下のように設定する。

水平方向地盤ばねに用いる地盤反力係数は以下のとおり設定する。

$$k_H = k_{H0} \times \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

$$E_0 = 2 \times (1 + \nu_d) \times G_m$$

$$B_H = \sqrt{D / \beta} \quad \left(\leq \sqrt{D L_e} \right)$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H \times D}{4 \times E I}}$$

ここに、

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{H0} : 直径 0.3 m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

α : 地盤反力係数の換算係数 (=1)

E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m²)

ν_d : 動ポアソン比

G_m : 初期せん断剛性 (kN/m²)

$$G_m = G_{ma} \times \left(\frac{\sigma'_{m}}{\sigma'_{ma}} \right)^{m_g}$$

G_{ma} : 基準初期せん断弾性係数 (kN/m²)

σ'_{ma} : 基準平均有効主応力 (kN/m²)

σ'_{m} : 常時状態における平均有効主応力 (kN/m²)

m_g : 拘束圧依存の係数

β : 基礎の特性値 (m⁻¹)

D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 (m)

$E I$: 基礎の曲げ剛性 (kN・m²)

L_e : 基礎の有効根入れ深さ (m)

(b) 静弾性係数から設定した場合

津波襲来前に発生する地震に起因する地盤剛性及び応力の上限值の低下が大きいものと考え、地盤反力係数を以下のように設定する。

水平方向地盤ばねに用いる地盤反力係数は以下のとおり設定する。

$$k_H = k_{H0} \times \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

$$B_H = \sqrt{D / \beta} \quad \left(\leq \sqrt{D L_e} \right)$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H \times D}{4 \times E I}}$$

ここに、

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{H0} : 直径 0.3 m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する
水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

α : 地盤反力係数の換算係数 (=4)

E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m²)

β : 基礎の特性値 (m⁻¹)

D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 (m)

$E I$: 基礎の曲げ剛性 (kN・m²)

L_e : 基礎の有効根入れ深さ (m)

e. 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 2.3-3-16 に、材料の物性値を表 2.3-3-17 に示す。

表 2.3-3-16 使用材料

諸元	諸元	腐食代
鋼管矢板	φ 1100 mm, t=14 mm (SKY490)	1.0mm*

注記*：腐食代の算出過程は下記のとおりとする。なお、海底面以深の鋼管矢板の腐食代は、保守的に海底面以浅と同値とした。

$$0.2 \text{ (mm/年)} \times 50 \text{ 年} \times (1.0 - 0.9) = 1.0 \text{ mm}$$

ここで、

運用期間：50 年（海水貯留堰の運用期間 50 年）

腐食速度：0.2mm/年（「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成 19 年 7 月）」）

防食率：90%（「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成 19 年 7 月）」，電気防食実施のため）

表 2.3-3-17 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鋼管矢板	77.0	2.00×10 ⁵	0.3

f. 地盤の解析用物性値

地盤の解析用物性値一覧を表2.3-3-18に示す。地盤の物性値は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

表 2.3-3-18(1) 地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

パラメータ			古安田層		
			A3a1 層	A2c 層	A2a1 層
物理特性	密度	ρ (g/cm ³)	1.81	1.80	1.88
	間隙率	n	0.52	0.52	0.48
変形特性	動せん断弾性係数	G_{ma} (kN/m ²)	9.57×10^4	1.39×10^5	1.61×10^5
	基準平均有効拘束圧	σ_{ma}' (kN/m ²)	94.0	140.0	170.0
	ポアソン比	ν	0.33	0.33	0.33
	減衰定数の上限値	h_{max}	0.162	0.110	0.147
強度特性	粘着力	c' (kN/m ²)	29.2	113.0	82.8
	内部摩擦角	ϕ' (°)	34.2	27.9	28.7

表 2.3-3-18(2) 地盤の解析用物性値一覧（西山層）

パラメータ			西山層	
			T. M. S. L. -33.0m 以浅	T. M. S. L. -33.0m~-90.0m
物理特性	密度	ρ (g/cm ³)	1.73	1.69
	間隙率	n	0.56	0.56
変形特性	動せん断弾性係数	G_{ma} (kN/m ²)	4.16×10^5	4.75×10^5
	基準平均有効拘束圧	σ_{ma}' (kN/m ²)	98.0	98.0
	ポアソン比	ν	0.33	0.33
	減衰定数の上限値	h_{max}	0.257	0.257
強度特性	粘着力	c (kN/m ²)	1370-5.04Z*	1370-5.04Z*
	内部摩擦角	ϕ (°)	0.0	0.0

注記* : Zは、標高 (m) を示す

g. 評価方法

鋼管矢板の強度評価は、鋼管矢板の曲げモーメント及び軸力より算定した応力及びせん断力より算定したせん断応力が「3.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(a) 曲げモーメント及び軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定した応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで、

- σ : 鋼管矢板の曲げモーメント及び軸力より算定した応力 (N/mm²)
- M : 最大曲げモーメント (N・mm)
- Z : 断面係数 (mm³)
- N : 軸力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)

(b) せん断力に対する照査

せん断力を用いて次式により算定した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。

$$\tau = \kappa \cdot \frac{S}{A}$$

ここで、

- τ : 鋼管矢板のせん断力より算定したせん断応力 (N/mm²)
- S : せん断力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)
- κ : せん断応力の分布係数 (パイプ型断面の場合 $\kappa = 2.0$)

(2) 止水ゴム取付部鋼材

a. 構造概要

止水ゴム取付部鋼材の照査対象部材は、構成部材であるスキンプレートとリブプレートに加えて、発生荷重を負担する鋼矢板及び鋼管矢板との接合部とする。なお、止水ゴム取付部鋼材は、鋼矢板及び鋼管矢板と水中溶接により接合されているため、適切に設定した許容限界に対して照査する(「3.4 許容限界」参照)。

止水ゴム取付部鋼材に関する使用材料を表 2.3-3-19 に、海水貯留堰接続部の鳥瞰図を図 2.3-3-12 に示す。また、止水ゴム取付部鋼材の詳細構造図を図 2.3-3-13 に示す。

止水ゴム取付部鋼材及び止水ゴムは、地震時の安定性を確保するとともに、堰外が引き波により海底地盤が露出した状態において、海水の貯留性及び安定性を確保している。
(補足「2.1 海水貯留堰の耐震計算書に関する補足説明」(参考資料5))

表 2.3-3-19 使用材料

部位	材料	諸元
止水ゴム取付部鋼材	スキンプレート	t=9mm* (SM490)
	リブプレート	t=14mm* (SM490)

注記*：断面照査においては海水と接する面に対して1mmの腐食代を考慮する。

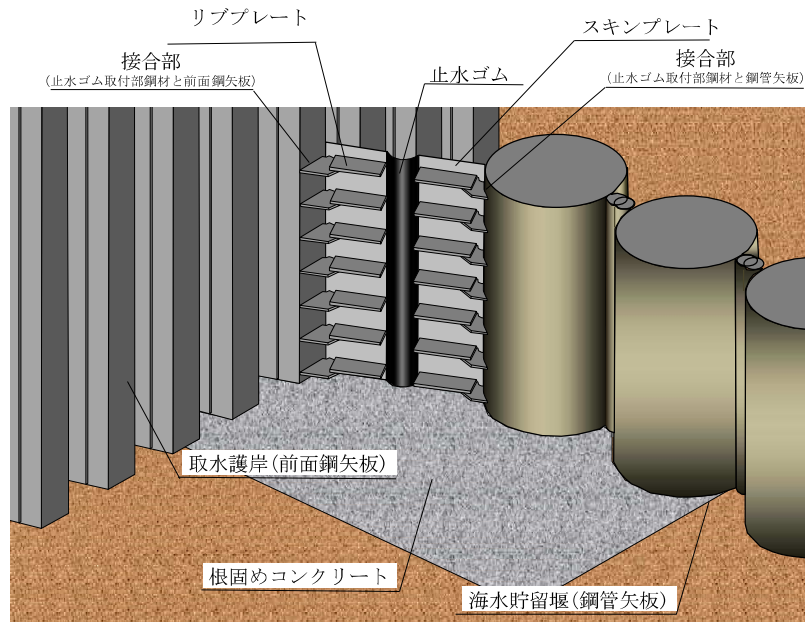
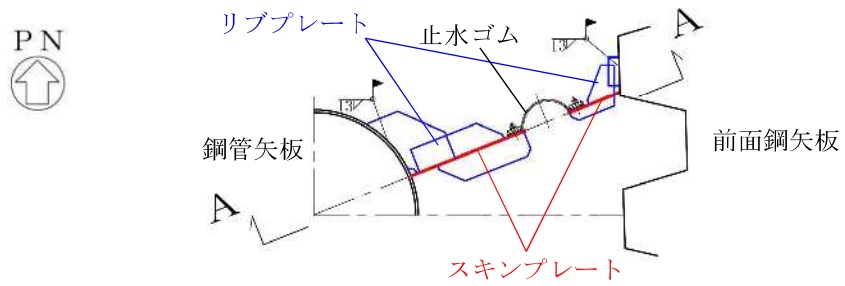
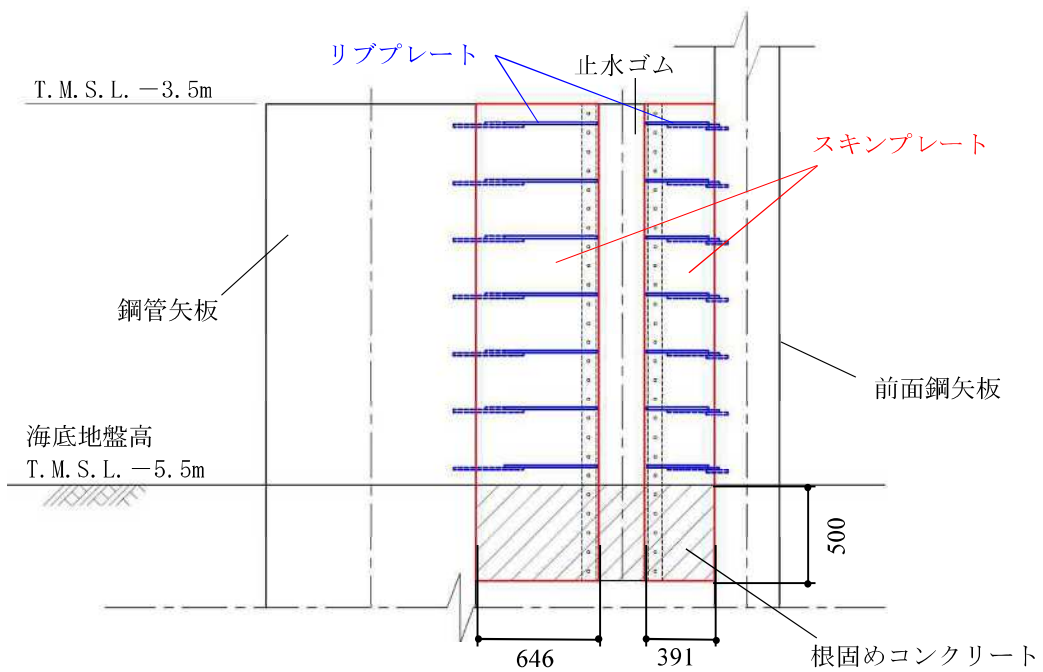


図 2.3-3-12 海水貯留堰接続部の鳥瞰図



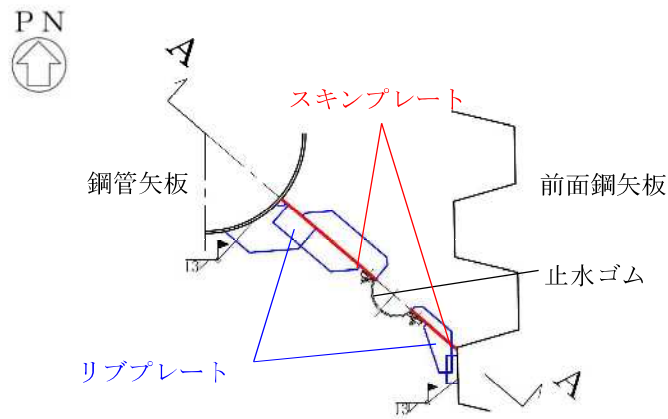
(a) 平面図



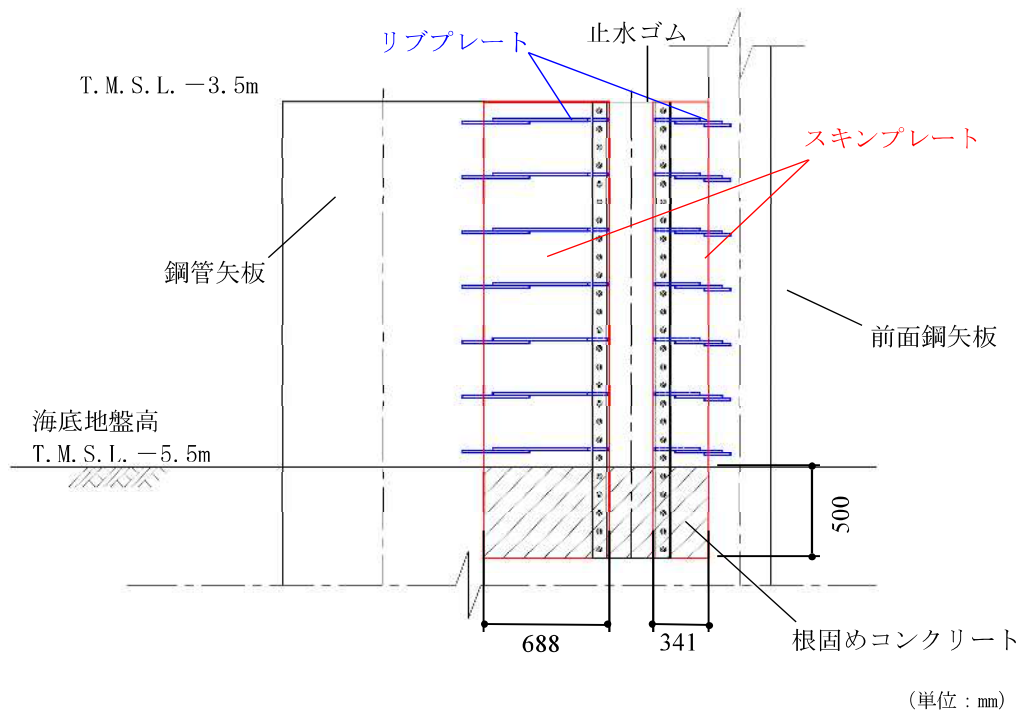
(単位：mm)

(b) A-A断面図

図 2.3-3-13 (1) 止水ゴム取付部鋼材の詳細構造図 (南側)



(a) 平面図



(b) A-A断面図

図 2.3-3-13 (2) 止水ゴム取付部鋼材の詳細構造図 (北側)

b. 解析概要

津波時に発生する応答値は、ゴム作用力及び基準津波による津波荷重を作用させた線形はり構造として解析を行う。

c. 止水ゴム取付部鋼材の解析方法

解析方法は以下に示すとおりとする。また、（参考資料 3）に止水ゴム取付部鋼材に作用する分布荷重の算出方法について示す。

(a) スキンプレート

スキンプレートは、取水護岸前面鋼矢板側と海水貯留堰鋼管矢板側に設置する。スキンプレートの照査については、設置間隔 300mm のリブプレートで支持された両端固定梁として行う。

イ. モデル化

スキンプレートに作用する荷重とモデル化の考え方を示した照査モデル図を図 2.3-3-14 に、照査断面を図 2.3-3-15 に示す。

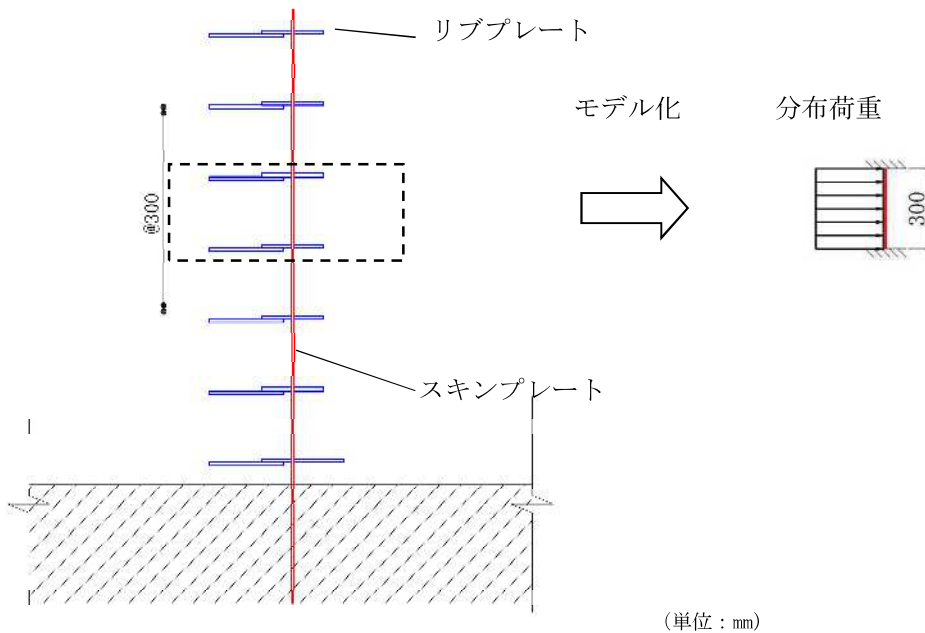


図 2.3-3-14 照査モデル図 (スキンプレート)

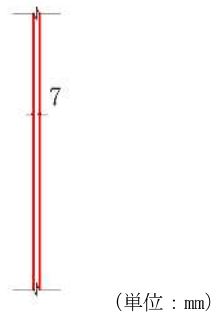


図 2.3-3-15 照査断面 (スキンプレート)

(照査断面寸法は腐食代を考慮)

ロ. 断面照査方法

スキンプレートに発生する断面力算出式を以下に記す。

$$M_{\max} = \frac{q \cdot l \cdot L^2}{12}$$

$$S_{\max} = \frac{q \cdot l \cdot L}{2}$$

ここに,

M_{\max} : 最大発生曲げモーメント (kN・m)

q : 分布荷重 (kN/m²)

L : 分布荷重載荷幅=リブプレート間隔 (m)

l : スキンプレート奥行き (m)

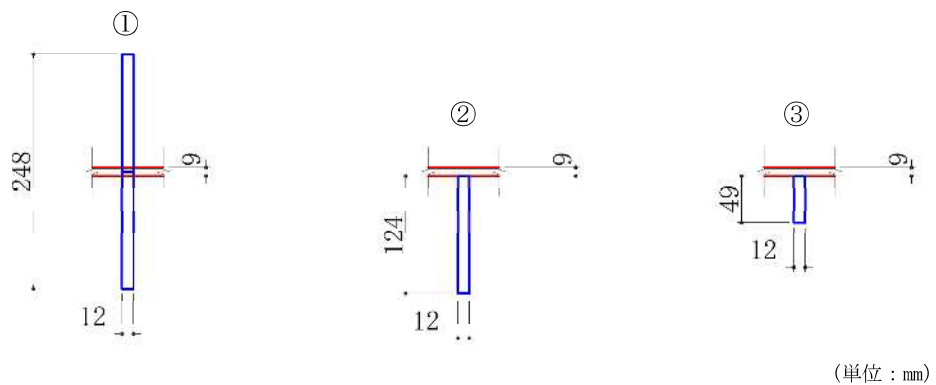
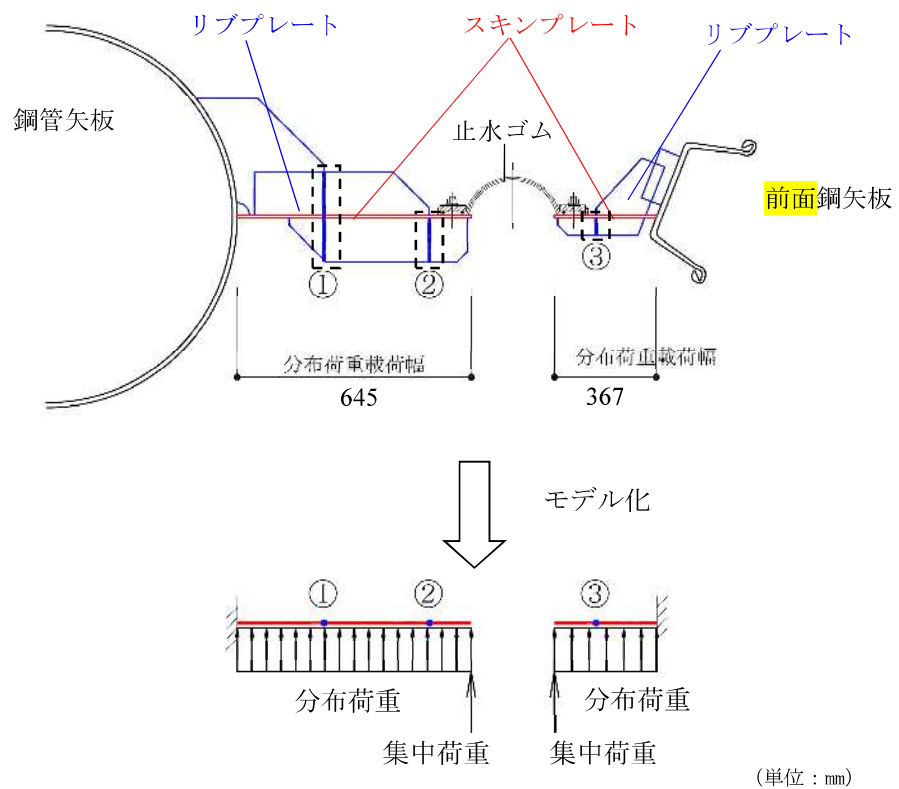
S_{\max} : 最大発生せん断力 (kN)

(b) リブプレート

リブプレートは、取水護岸前面鋼矢板側と海水貯留堰鋼管矢板側に設置する。リブプレートの照査については、止水ゴム取付部鋼材のリブプレート断面変化箇所に対して行う。

イ. モデル化

リブプレートに作用する荷重とモデル化の考え方を示した照査モデル図を図 2.3-3-16 に、照査断面を図 2.3-3-17 に示す。



ロ. 断面照査方法

リブプレートに発生する断面力算出式を以下に記す。

$$M_{\max} = \frac{q \cdot L^2 \cdot l}{2} + P \cdot L \cdot l$$

$$S_{\max} = q \cdot L \cdot l + P \cdot l$$

ここに,

M_{\max} : 最大発生曲げモーメント (kN・m)

q : 分布荷重 (kN/m²)

L : 分布荷重載荷幅=検討箇所でのリブプレート張り出し長 (m)

l : リブプレート間隔 (m)

P : 集中荷重 (kN/m)

S_{\max} : 最大発生せん断力 (kN)

(c) 鋼矢板及び鋼管矢板との接合部

止水ゴム取付部鋼材では、リブプレート部材と取水護岸前面鋼矢板及び海水貯留堰鋼管矢板との接合部において発生荷重を負担している。当該接合部は水中溶接により接合されるが、水中溶接部の許容限界については、「3.4 許容限界」にまとめる。

イ. モデル化

鋼矢板及び鋼管矢板との接合部に作用する荷重とモデル化の考え方を示した照査モデルを図 2.3-3-18 に、照査断面を図 2.3-3-19 に示す。

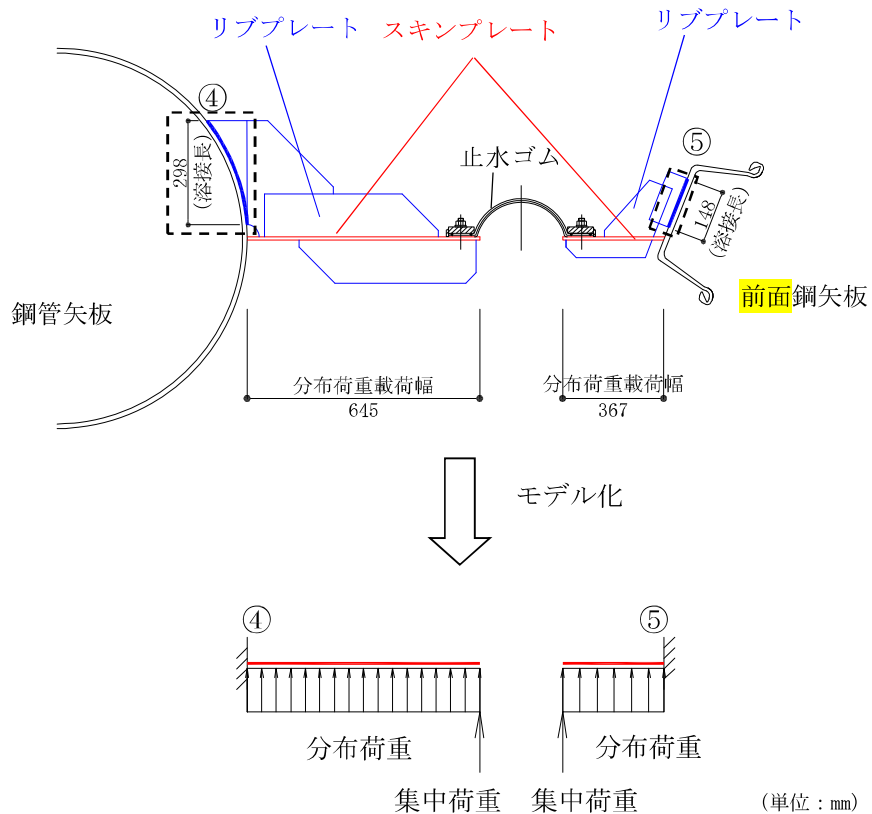


図 2.3-3-18 照査モデル図 (前面鋼矢板及び鋼管矢板との接合部)

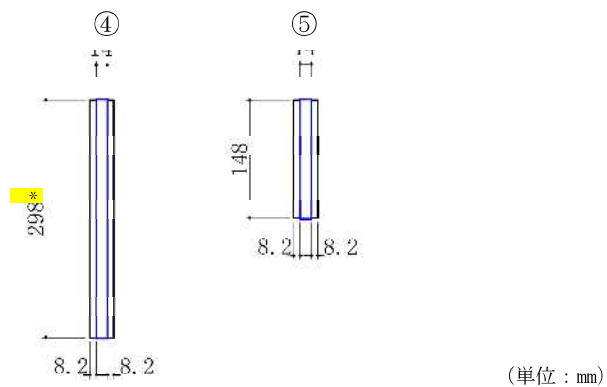


図 2.3-3-19 照査断面 (鋼矢板及び鋼管矢板との接合部) (照査断面寸法 (溶接長) は腐食代を考慮)

注記*: ④部は鋼管矢板の外形状に沿って溶接しているが、保守的に溶接長さをプレート幅として扱う

ロ. 断面照査方法

リブプレートと取水護岸前面鋼矢板の接合部及びリブプレートと海水貯留堰鋼管矢板の接合部に発生する断面力算定式を以下に記す。また、リブプレートと取水護岸前面鋼矢板の接合部は、発生せん断力に対して角度を有していることから、図 2.3-3-20 に示すように角度補正を行う。

$$M_{\max} = \frac{q \cdot L^2 \cdot l}{2} + P \cdot L \cdot l$$

$$S_{\max} = q \cdot L \cdot l + P \cdot l$$

リブプレートと前面鋼矢板接合部

$$S = S_{\max} \cdot \cos \theta$$

$$N = S_{\max} \cdot \sin \theta$$

ここに、

M_{\max} : 最大発生曲げモーメント (kN・m)

q : 分布荷重 (kN/m²)

L : 分布荷重載荷幅=リブプレート張り出し長 (m)

l : リブプレート間隔 (m)

P : 集中荷重 (kN/m)

S_{\max} : 最大発生せん断力 (kN)

S : 最大発生せん断力に対する分力 (せん断力) (kN)

N : 最大発生せん断力に対する分力 (引張力) (kN)

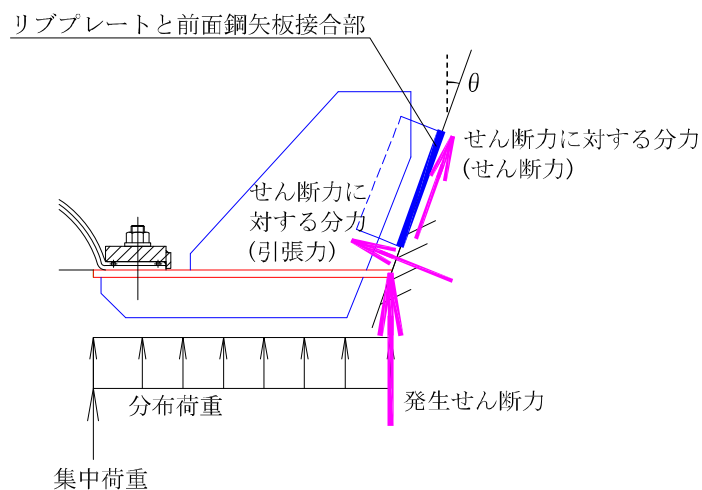


図 2.3-3-20 リブプレートと前面鋼矢板接合部におけるせん断力の補正について

d. 評価方法

止水ゴム取付部鋼材の強度評価は、曲げモーメント及び軸力より算定した応力及びせん断力より算定したせん断応力が「3.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(a) 曲げモーメント及び軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定した応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで、

- σ : 鋼管矢板の曲げモーメント及び軸力より算定した応力 (N/mm²)
- M : 最大曲げモーメント (N・mm)
- Z : 断面係数 (mm³)
- N : 軸力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)

(b) せん断力に対する照査

せん断力を用いて次式により算定した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。

$$\tau = \kappa \cdot \frac{S}{A}$$

ここで、

- τ : 鋼管矢板のせん断力より算定したせん断応力 (N/mm²)
- S : せん断力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)
- κ : せん断応力の分布係数 ($\kappa = 1.5$)

(3) 止水ゴム

a. 構造概要

止水ゴムの仕様を表 2.3-3-20 に、止水ゴムの構造図を図 2.3-3-21 に示す。

海水貯留堰接続部の鳥瞰図を図 2.3-3-22 (再掲) に示す。

表 2.3-3-20 止水ゴムの仕様

部位	材料	諸元
止水ゴム	クロロプレンゴム	t=10mm

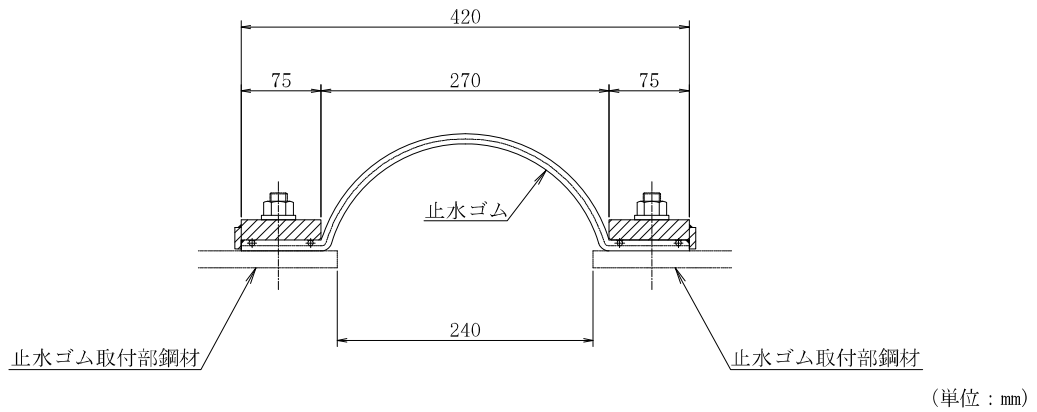


図 2.3-3-21 止水ゴムの構造図

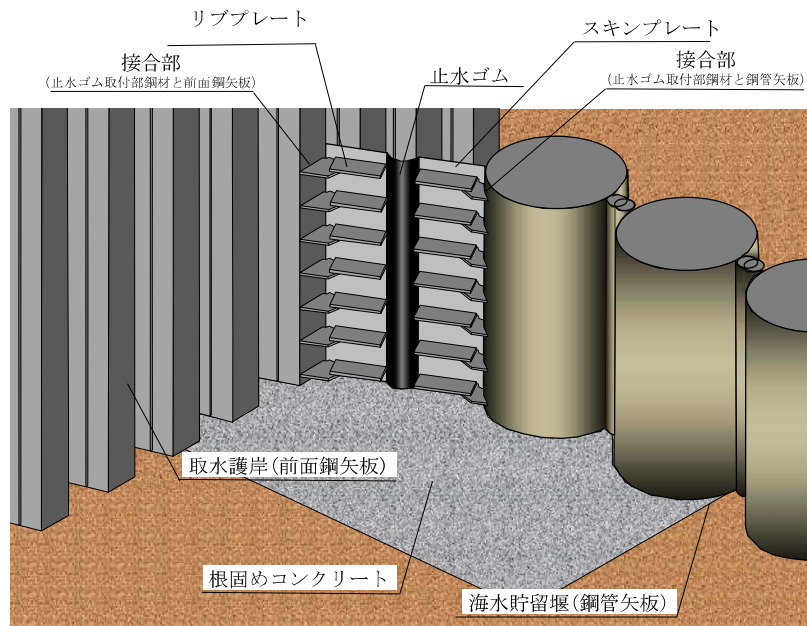


図 2.3-3-22 海水貯留堰接続部の鳥瞰図 (再掲)

b. 止水ゴムの発生変形量の考え方

止水ゴムの変形性評価に用いる津波時の止水ゴムの発生変形量は、図 2.3-3-23 の止水ゴムの発生変形量算出フローに示すとおり、地震後に津波が襲来することを想定し、地震時における最大最終変位に、津波時の最大変位を加えることで、津波襲来時及び漂流物衝突時に発生する変位量を評価する。

(a) 地震時の最大最終変位

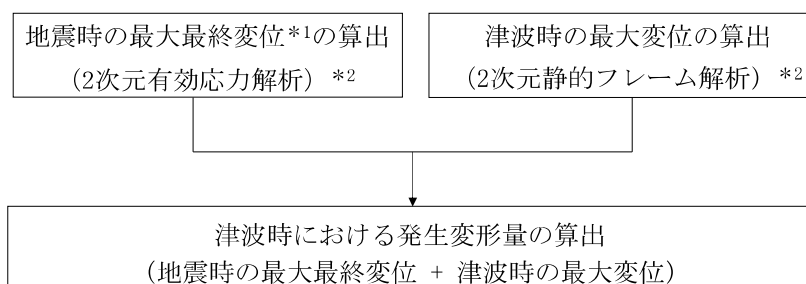
地震時の止水ゴムの変位量は、V-2-10-3-1-2-1「海水貯留堰の耐震性についての計算書」に示すとおり、2次元有効応力解析で算出する。

地震時の最大最終変位は、V-2-10-3-1-2-1「海水貯留堰の耐震性についての計算書」に示す解析ケースのうち、地震時の2次元有効応力解析における各方向（ δ_x 、 δ_y 、 δ_z ）の最終時刻の変位が最大となる解析ケースの値を示す。

(b) 津波時の最大変位

津波時の止水ゴムの変位量は、津波荷重及び衝突荷重を用いた2次元静的フレーム解析で算出する。荷重の組合せに対する止水ゴムの変位量の算出方法について（参考資料4）に示す。

津波時の最大変位は、津波時のうち、津波時の2次元静的フレーム解析における各方向（ δ_x 、 δ_y 、 δ_z ）の変位が最大となる解析ケースの値を示す。



注記*1：最大最終変位とは、地震時の2次元有効応力解析における最終時刻の変位が最大となる解析ケースの値である。
(参照：V-2-10-3-1-2-1「海水貯留堰の耐震性についての計算書」)

*2：()内は、変位の算出に用いる解析手法を示している。

図 2.3-3-23 止水ゴムの発生変形量算出フロー（津波時）

c. 評価方法

止水ゴムの変形性評価は、津波時の止水ゴムの発生変形量が「3.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

3.5.2 重畳時

(1) 鋼管矢板

a. 解析概要

鋼管矢板で津波荷重及び余震荷重に抵抗するため、鋼管矢板をモデル化した2次元静的フレーム解析を行い、重畳時の鋼管矢板の構造健全性を確認する。2次元静的フレーム解析で考慮する余震（Sd-1）に伴う地盤変位や静的震度は、構造物中心位置の地盤モデルに対する1次元有効応力解析より設定する。

2次元静的フレーム解析については、解析コード「FREMING」を、1次元有効応力解析については、解析コード「FLIP」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、それぞれ、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

b. 2次元静的フレーム解析

2次元静的フレーム解析モデルは、「3.5.1 津波時」と同様とする。

c. 解析ケース

重畳時における地盤ばねの設定フローを図2.3-3-24に、解析ケースを表2.3-3-21に示す。

重畳時の地盤ばねは、フローに示すとおり、地盤物性のばらつきを網羅的に考慮するために、表2.3-3-21の解析ケースについて、余震（Sd-1）を用いて1次元有効応力解析を実施し、地盤剛性のばらつき及び1次元有効応力解析の着目時間の違いの影響を考慮した9ケースについて、水平方向の地盤反力係数を算定し、地盤反力係数が小さくなるケースを決定ケースとし、地盤ばねを設定する。地表面加速度が最大となる時刻の地盤剛性から設定した地盤ばねを地盤ばね3、地表面変位が最大となる時刻の地盤剛性から設定した地盤ばねを地盤ばね4、せん断ひずみが最大となる時刻の地盤剛性から設定した地盤ばねを地盤ばね5とする。

地盤剛性のばらつきは、各地層のPS検層の結果から得られるせん断波速度の標準偏差 σ に基づいて設定する。

地盤の変形係数は、1次元有効応力解析による地盤の応力ひずみ関係から算定する。

地盤ばねにおける水平方向の地盤反力係数は、「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）」に従って算出する。

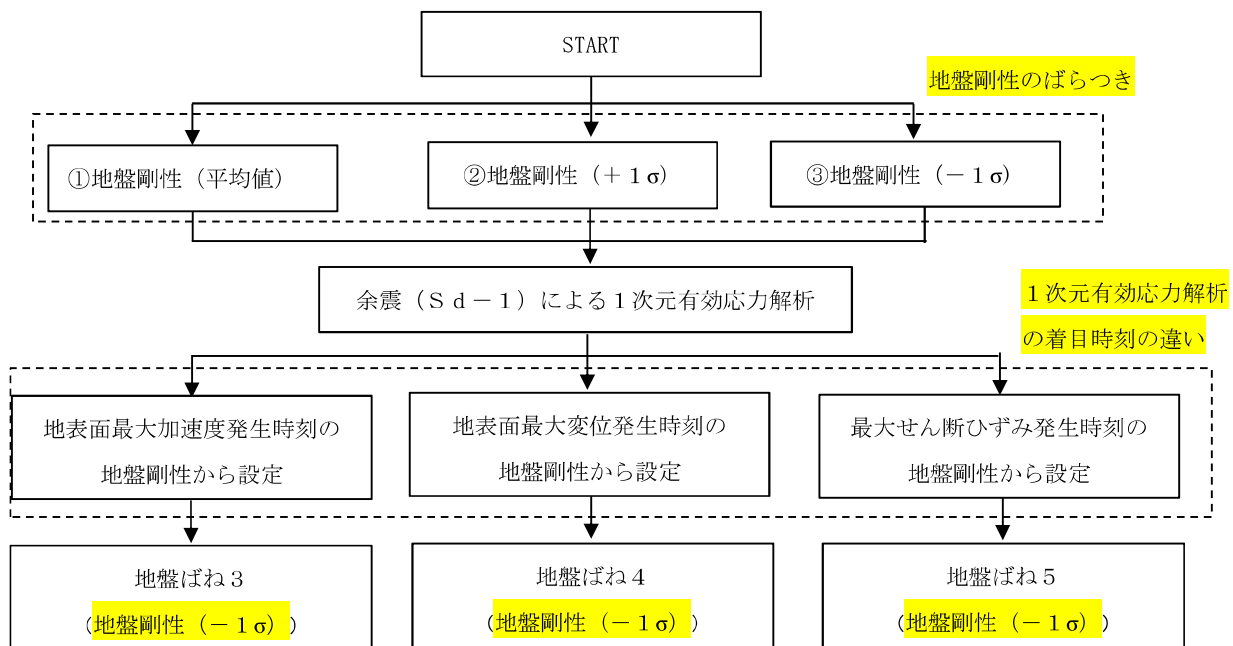


図 2.3-3-24 地盤ばねの設定フロー

表 2.3-3-21 解析ケース (重畳時)

ケース名	地盤反力係数		決定ケース	備考
	着目時刻	地盤剛性のばらつき		
地盤ばね 3	地表面加速度最大	平均値	地盤剛性 (-1σ)	地盤抵抗のばらつきを考慮
		+1σ		
		-1σ		
地盤ばね 4	地表面変位最大	平均値	地盤剛性 (-1σ)	
		+1σ		
		-1σ		
地盤ばね 5	せん断ひずみ最大	平均値	地盤剛性 (-1σ)	
		+1σ		
		-1σ		

d. 1次元有効応力解析

(a) 解析モデル

解析モデルは、構造物設置位置の地層構成に基づきモデル化する。

(b) 地盤の物性値

地盤の物性値は、「3.5.1 津波時」と同様とする。

(c) 入力地震動

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される余震（Sd-1）を1次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動の設定においては、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す地下構造モデル（入力地震動作成モデル）とし、原子炉建屋と同様のものをを用いる。

入力地震動算定の概念図を図2.3-3-25に、入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図2.3-3-26に示す。入力地震動の算定には、解析コード「SLOK」を使用する。

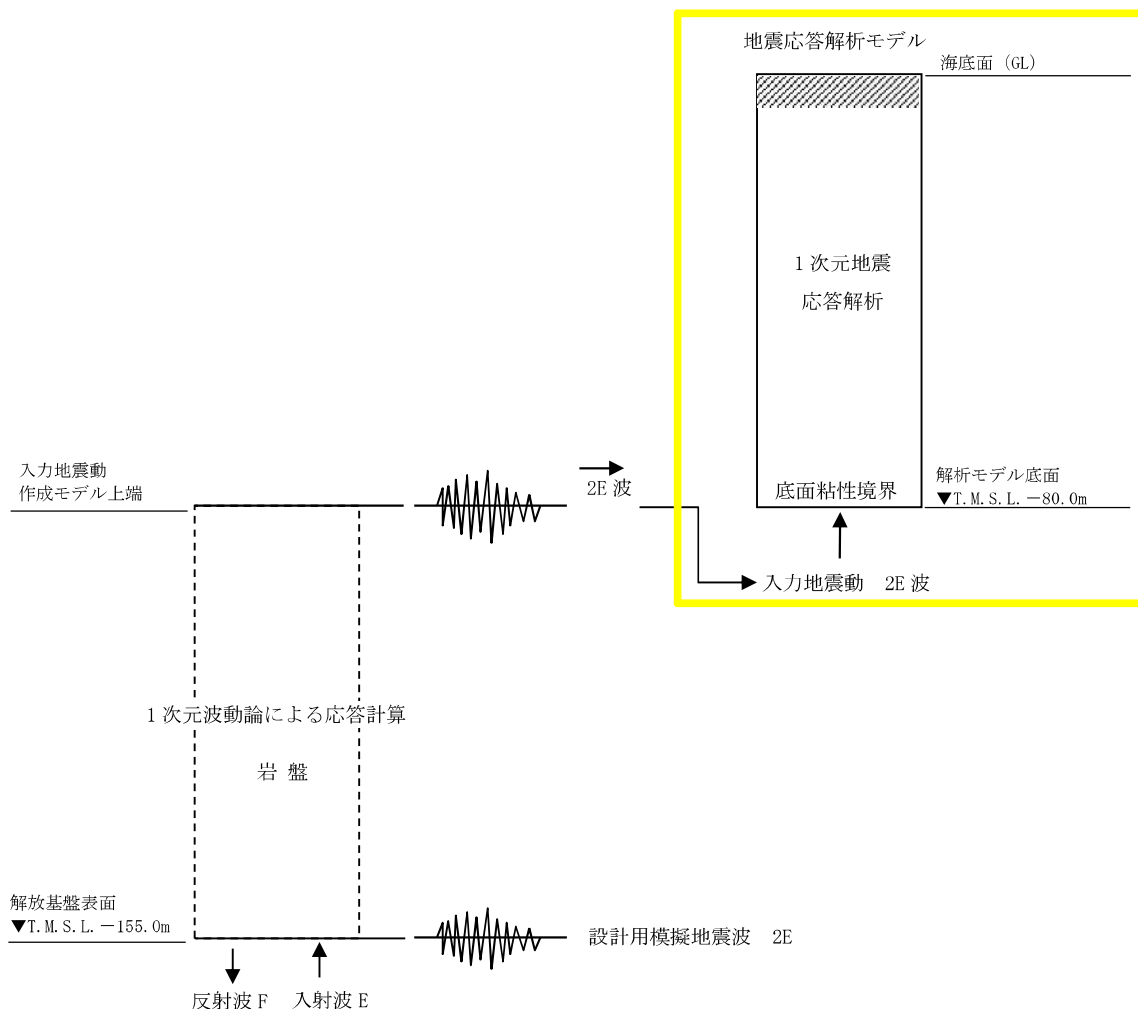
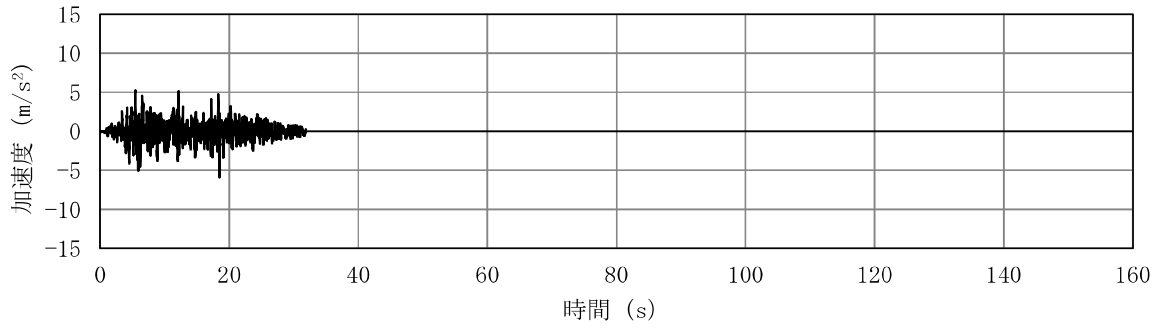
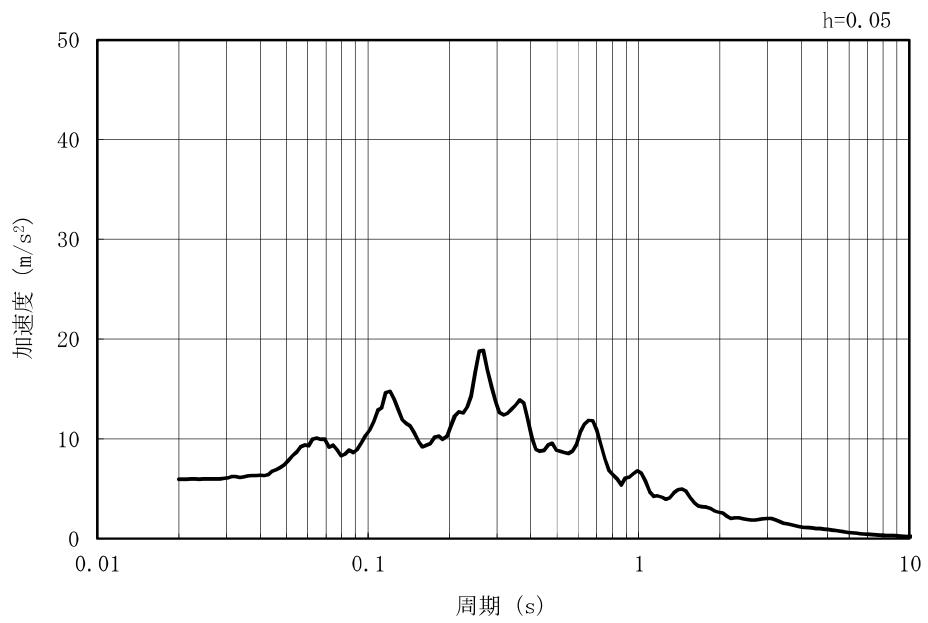


図 2.3-3-25 入力地震動算定の概念図

MAX 5.93 m/s² (18.51 s)



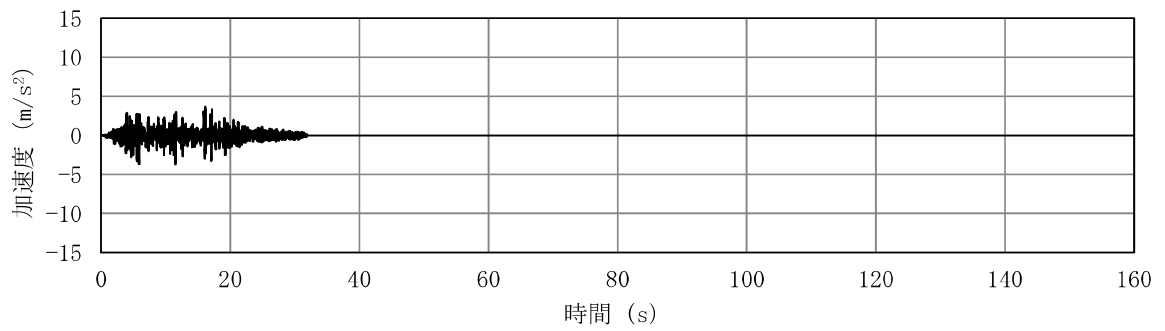
(a) 加速度時刻歴波形



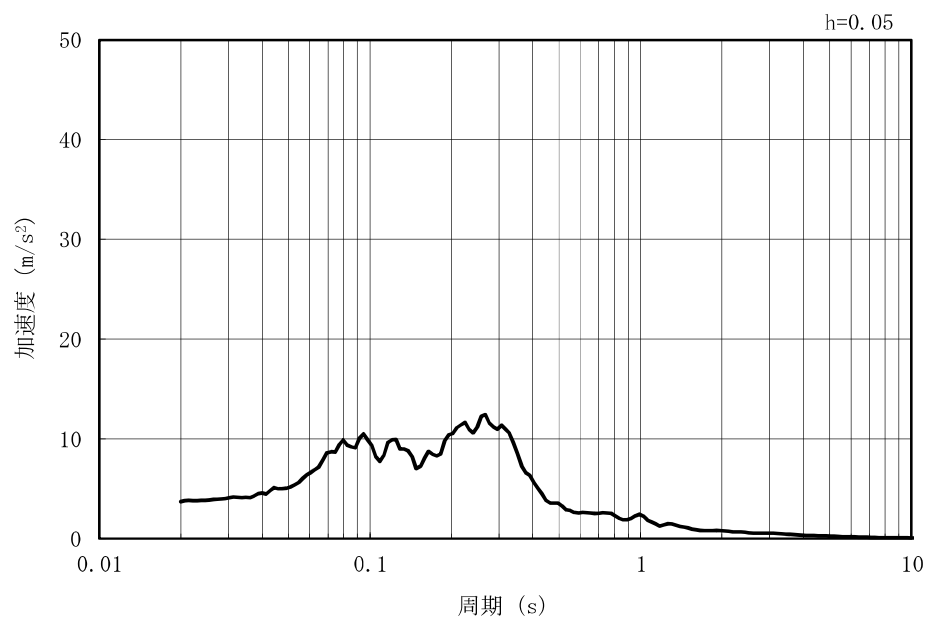
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-3-26 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : Sd-1)

MAX 3.69 m/s² (16.16 s)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-3-26 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : Sd-1)

(d) 減衰定数

減衰定数は、KK7補足-027-1「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に基づき設定する。

(e) 地盤ばね

重畳時の検討では、表 2.3-3-21 に示すとおり、1次元有効応力解析における地表面加速度最大発生時刻（地盤ばね 3）、地表面変位最大発生時刻（地盤ばね 4）及びせん断ひずみ最大発生時刻（地盤ばね 5）それぞれの時刻での割線せん断剛性 G_s を用いて、以下の手順で地盤反力係数を設定する。

$$k_H = k_{H0} \times \left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4}$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_s$$

$$E_s = 2 \times (1 + \nu_d) \times G_s$$

$$G_s = \tau_m / \gamma$$

$$\tau_s = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{ma} \times \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{ma}}\right)^{mg} + \left| \frac{\gamma}{c_{CD} \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_m \times \sin \phi_{CD}} \right|}}$$

$$B_H = \sqrt{D/\beta} \quad (\leq \sqrt{DL_e})$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H \times D}{4 \times EI}}$$

ここに、

- k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)
 k_{H0} : 直径 0.3 m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m³)
 B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)
 α : 地盤反力係数の換算係数 (=1)
 E_s : 割線剛性 (kN/m²)
 ν_d : 動ポアソン比
 G_s : 割線せん断弾性係数 (kN/m²)
 τ_s : 骨格曲線状のせん断応力 (kN/m²)

γ	: せん断ひずみ
G_{ma}	: 基準初期せん断弾性係数 (kN/m ²)
σ'_{ma}	: 基準平均有効主応力 (kN/m ²)
σ'_m	: 時刻 t_{max} における地盤の平均有効主応力 (kN/m ²)
mg	: 拘束圧依存の係数
C_{CD}	: 地盤の粘着力 (kN/m ²)
φ_{CD}	: 地盤の内部摩擦角 (°)
β	: 基礎の特性値 (m ⁻¹)
D	: 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 (m)
EI	: 基礎の曲げ剛性 (kN・m ²)
L_e	: 基礎の有効根入れ深さ (m)

- e. 使用材料及び材料の物性値
使用材料及び材料の物性値は、「3.5.1 津波時」と同じである。
- f. 地盤の物性値
地盤の物性値は、「3.5.1 津波時」と同じである。
- g. 評価方法
鋼管矢板の強度評価は、「3.5.1 津波時」と同じ方法により、許容限界以下であることを確認する。

(2) 止水ゴム取付部鋼材

- a. 構造概要
止水ゴム取付部鋼材の構造概要は、「3.5.1 津波時」と同じである。
- b. 解析概要
重畳時に発生する応答値は、ゴム作用力、余震（ $S_d - 1$ ）による慣性力及び動水圧、基準津波による津波荷重を作用させた線形はり構造として解析を行う。
- c. 部材ごとの解析方法
部材ごとの解析方法は、「3.5.1 津波時」と同じである。
- d. 評価方法
評価方法は、「3.5.1 津波時」と同じである。

(3) 止水ゴム

a. 構造概要

止水ゴムの構造概要は、「3.5.1 津波時」と同じである。

b. 止水ゴムの発生変形量の考え方

止水ゴムの変形性評価に用いる重畳時の止水ゴムの発生変形量は、図 2.3-3-27 の止水ゴムの発生変形量算出フローに示すとおり、地震後に津波が襲来することを想定し、地震時における最大最終変位に、重畳時の最大変位を加えることで、津波襲来時、余震時及び漂流物衝突時に発生する変位量を評価する。

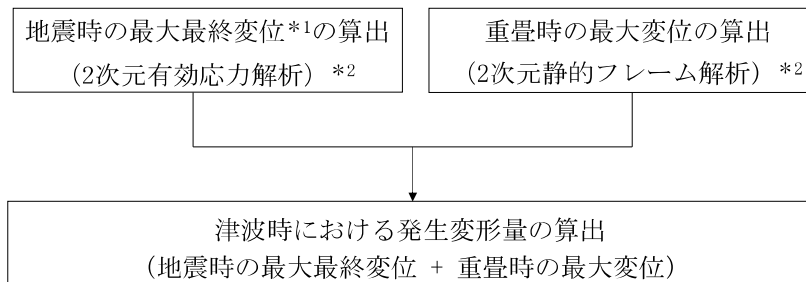
(a) 地震時の最大最終変位

地震時の最大最終変位は、「3.5.1 津波時」と同じである。

(b) 重畳時の最大変位

重畳時の止水ゴムの変位量は、津波荷重、動水圧、余震荷重及び衝突荷重を用いた 2次元静的フレーム解析で算出する。荷重の組合せに対する止水ゴムの変位量の算出方法について（参考資料 2）に示す。

重畳時の最大変位は、重畳時 1 及び重畳時 2 のうち、2次元静的フレーム解析における各方向（ δ_x 、 δ_y 、 δ_z ）の変位が最大となる解析ケースの値を示す。



注記*1：最大最終変位とは、地震時の2次元有効応力解析における最終時刻の変位が最大となる解析ケースの値である。
（参照：V-2-10-3-1-2-1「海水貯留堰の耐震性についての計算書」）

*2：（ ）内は、変位の算出に用いる解析手法を示している。

図 2.3-3-27 止水ゴムの発生変形量算出フロー（重畳時）

d. 評価方法

評価方法は、「3.5.1 津波時」と同じである。

4. 評価条件

(1) 津波時

津波時において、「3. 強度評価方法」に用いる強度評価条件を表 2.3-4-1 から表 2.3-4-4 に示す。

衝突荷重 (P_c)、遡上津波荷重 (P_t) 及び津波荷重 (静水圧) (P_{hy}) の算出過程は (参考資料 2) に示す。

表 2.3-4-1 強度評価条件 (津波時, 断面①, 鋼管矢板一般部)

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
k_h	水平震度	—	—
k_v	鉛直震度	—	—
p_1	海水貯留堰外側の底面における波圧強度	60.6	kN/m^2
p_2	海水貯留堰外側の天端面における波圧強度	40.4	kN/m^2
p_3	海水貯留堰内側の底面における波圧強度	20.2	kN/m^2
η	海水貯留堰外側の貯留堰天端面からの津波高さ	4.00	m
h_1	海水貯留堰外側の底面における水深	6.00	m
h_2	海水貯留堰外側の天端面における水深	4.00	m
h_3	海水貯留堰内側の底面における水深	2.00	m
P_c	衝突荷重 (荷重分担延長考慮)	370.2	kN/m
P_d	動水圧合力 (荷重分担延長考慮)	—	kN
P_t	遡上津波荷重 (荷重分担延長考慮)	40.4	kN/m
P_{hy}	津波荷重 (静水圧) (荷重分担延長考慮)	—	kN/m
v	海水貯留堰位置での津波最大流速	6.00	m/s
W_c	漂流物の重量	10	kN
y	動水圧の作用高さ	—	m
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
G	固定荷重	36.7	kN
S_{sd}	余震荷重 (水平方向慣性力)	—	kN
	余震荷重 (鉛直方向慣性力)	—	kN
σ_{sa}	短期許容曲げ応力度	277	N/mm^2
Z	断面係数	0.0119	m^3
A	有効断面積	0.0443	m^2
τ_a	短期許容せん断応力度	157	N/mm^2
κ	せん断応力の分布係数 (パイプ型断面の場合)	2.0	—
	せん断応力の分布係数 (矩形断面の場合)	1.5	—
	せん断応力の分布係数 (接合部の場合)	1.5	—

表 2.3-4-2 強度評価条件（津波時，断面②，鋼管矢板一般部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
k_h	水平震度	—	—
k_v	鉛直震度	—	—
p_1	海水貯留堰外側の底面における波圧強度	60.6	kN/m^2
p_2	海水貯留堰外側の天端面における波圧強度	40.4	kN/m^2
p_3	海水貯留堰内側の底面における波圧強度	20.2	kN/m^2
η	海水貯留堰外側の貯留堰天端面からの津波高さ	4.00	m
h_1	海水貯留堰外側の底面における水深	6.00	m
h_2	海水貯留堰外側の天端面における水深	4.00	m
h_3	海水貯留堰内側の底面における水深	2.00	m
P_c	衝突荷重（荷重分担延長考慮）	370.2	kN/m
P_d	動水圧合力（荷重分担延長考慮）	—	kN
P_t	遡上津波荷重（荷重分担延長考慮）	40.4	kN/m
P_{hy}	津波荷重（静水圧）（荷重分担延長考慮）	—	kN/m
v	海水貯留堰位置での津波最大流速	6.00	m/s
W_c	漂流物の重量	10	kN
y	動水圧の作用高さ	—	m
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
G	固定荷重	36.7	kN
S_{sd}	余震荷重（水平方向慣性力）	—	kN
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	—	kN
σ_{sa}	短期許容曲げ応力度	277	N/mm^2
Z	断面係数	0.0119	m^3
A	有効断面積	0.0443	m^2
τ_a	短期許容せん断応力度	157	N/mm^2
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（接合部の場合）	1.5	—

表 2.3-4-3 強度評価条件（津波時，断面①，鋼管矢板端部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
k_h	水平震度	—	—
k_v	鉛直震度	—	—
p_1	海水貯留堰外側の底面における波圧強度	60.6	kN/m^2
p_2	海水貯留堰外側の天端面における波圧強度	40.4	kN/m^2
p_3	海水貯留堰内側の底面における波圧強度	20.2	kN/m^2
η	海水貯留堰外側の貯留堰天端面からの津波高さ	4.00	m
h_1	海水貯留堰外側の底面における水深	6.00	m
h_2	海水貯留堰外側の天端面における水深	4.00	m
h_3	海水貯留堰内側の底面における水深	2.00	m
P_c	衝突荷重（荷重分担延長考慮）	407.7	kN/m
P_d	動水圧合力（荷重分担延長考慮）	—	kN
P_t	遡上津波荷重（荷重分担延長考慮）	67.1	kN/m
P_{hy}	津波荷重（静水圧）（荷重分担延長考慮）	—	kN/m
v	海水貯留堰位置での津波最大流速	6.00	m/s
W_c	漂流物の重量	10	kN
y	動水圧の作用高さ	—	m
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
G	固定荷重	61.0	kN
S_{sd}	余震荷重（水平方向慣性力）	—	kN
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	—	kN
σ_{sa}	短期許容曲げ応力度	277	N/mm^2
Z	断面係数	0.0119	m^3
A	有効断面積	0.0443	m^2
τ_a	短期許容せん断応力度	157	N/mm^2
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（接合部の場合）	1.5	—

表 2.3-4-4 強度評価条件（津波時，断面②，鋼管矢板端部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
k_h	水平震度	—	—
k_v	鉛直震度	—	—
p_1	海水貯留堰外側の底面における波圧強度	60.6	kN/m^2
p_2	海水貯留堰外側の天端面における波圧強度	40.4	kN/m^2
p_3	海水貯留堰内側の底面における波圧強度	20.2	kN/m^2
η	海水貯留堰外側の貯留堰天端面からの津波高さ	4.00	m
h_1	海水貯留堰外側の底面における水深	6.00	m
h_2	海水貯留堰外側の天端面における水深	4.00	m
h_3	海水貯留堰内側の底面における水深	2.00	m
P_c	衝突荷重（荷重分担延長考慮）	407.7	kN/m
P_d	動水圧合力（荷重分担延長考慮）	—	kN
P_t	遡上津波荷重（荷重分担延長考慮）	67.1	kN/m
P_{hy}	津波荷重（静水圧）（荷重分担延長考慮）	—	kN/m
v	海水貯留堰位置での津波最大流速	6.00	m/s
W_c	漂流物の重量	10	kN
y	動水圧の作用高さ	—	m
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
G	固定荷重	61.0	kN
S_{sd}	余震荷重（水平方向慣性力）	—	kN
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	—	kN
σ_{sa}	短期許容曲げ応力度	277	N/mm^2
Z	断面係数	0.0119	m^3
A	有効断面積	0.0443	m^2
τ_a	短期許容せん断応力度	157	N/mm^2
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（接合部の場合）	1.5	—

(2) 重畳時

重畳時において、「3. 強度評価方法」に用いる強度評価条件を表 2.3-4-5 から表 2.3-4-12 に示す。

表 2.3-4-5 強度評価条件（重畳時 1，断面①，鋼管矢板一般部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
k _h	水平震度	0.42	—
k _v	鉛直震度	0.30	—
p ₁	海水貯留堰外側の底面における波圧強度	60.6	kN/m ²
p ₂	海水貯留堰外側の天端面における波圧強度	40.4	kN/m ²
p ₃	海水貯留堰内側の底面における波圧強度	20.2	kN/m ²
η	海水貯留堰外側の貯留堰天端面からの津波高さ	4.00	m
h ₁	海水貯留堰外側の底面における水深	6.00	m
h ₂	海水貯留堰外側の天端面における水深	4.00	m
h ₃	海水貯留堰内側の底面における水深	2.00	m
P _c	衝突荷重（荷重分担延長考慮）	—	kN/m
P _d	動水圧合力（荷重分担延長考慮）	19.1	kN
P _t	遡上津波荷重（荷重分担延長考慮）	40.4	kN/m
P _{hy}	津波荷重（静水圧）（荷重分担延長考慮）	—	kN/m
v	海水貯留堰位置での津波最大流速	6.00	m/s
W _c	漂流物の重量	—	kN
y	動水圧の作用高さ	0.80	m
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
G	固定荷重	36.7	kN
S _{sd}	余震荷重（水平方向慣性力）	15.4	kN
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	11.0	kN
σ _{sa}	短期許容曲げ応力度	277	N/mm ²
Z	断面係数	0.0119	m ³
A	有効断面積	0.0443	m ²
τ _a	短期許容せん断応力度	157	N/mm ²
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（接合部の場合）	1.5	—

表 2.3-4-6 強度評価条件（重畳時 1，断面②，鋼管矢板一般部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
k_h	水平震度	0.52	—
k_v	鉛直震度	0.30	—
p_1	海水貯留堰外側の底面における波圧強度	60.6	kN/m^2
p_2	海水貯留堰外側の天端面における波圧強度	40.4	kN/m^2
p_3	海水貯留堰内側の底面における波圧強度	20.2	kN/m^2
η	海水貯留堰外側の貯留堰天端面からの津波高さ	4.00	m
h_1	海水貯留堰外側の底面における水深	6.00	m
h_2	海水貯留堰外側の天端面における水深	4.00	m
h_3	海水貯留堰内側の底面における水深	2.00	m
P_c	衝突荷重（荷重分担延長考慮）	—	kN/m
P_d	動水圧合力（荷重分担延長考慮）	23.7	kN
P_t	遡上津波荷重（荷重分担延長考慮）	40.4	kN/m
P_{hy}	津波荷重（静水圧）（荷重分担延長考慮）	—	kN/m
v	海水貯留堰位置での津波最大流速	6.00	m/s
W_c	漂流物の重量	—	kN
y	動水圧の作用高さ	0.80	m
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
G	固定荷重	36.7	kN
S_{sd}	余震荷重（水平方向慣性力）	19.1	kN
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	11.0	kN
σ_{sa}	短期許容曲げ応力度	277	N/mm^2
Z	断面係数	0.0119	m^3
A	有効断面積	0.0443	m^2
τ_a	短期許容せん断応力度	157	N/mm^2
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（接合部の場合）	1.5	—

表 2.3-4-7 強度評価条件（重畳時 1, 断面①, 鋼管矢板端部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
k_h	水平震度	0.42	—
k_v	鉛直震度	0.30	—
p_1	海水貯留堰外側の底面における波圧強度	60.6	kN/m^2
p_2	海水貯留堰外側の天端面における波圧強度	40.4	kN/m^2
p_3	海水貯留堰内側の底面における波圧強度	20.2	kN/m^2
η	海水貯留堰外側の貯留堰天端面からの津波高さ	4.00	m
h_1	海水貯留堰外側の底面における水深	6.00	m
h_2	海水貯留堰外側の天端面における水深	4.00	m
h_3	海水貯留堰内側の底面における水深	2.00	m
P_c	衝突荷重（荷重分担延長考慮）	—	kN/m
P_d	動水圧合力（荷重分担延長考慮）	31.7	kN
P_t	遡上津波荷重（荷重分担延長考慮）	67.1	kN/m
P_{hy}	津波荷重（静水圧）（荷重分担延長考慮）	—	kN/m
v	海水貯留堰位置での津波最大流速	6.00	m/s
W_c	漂流物の重量	—	kN
y	動水圧の作用高さ	0.80	m
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
G	固定荷重	61.0	kN
S_{sd}	余震荷重（水平方向慣性力）	25.6	kN
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	18.3	kN
σ_{sa}	短期許容曲げ応力度	277	N/mm^2
Z	断面係数	0.0119	m^3
A	有効断面積	0.0443	m^2
τ_a	短期許容せん断応力度	157	N/mm^2
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（接合部の場合）	1.5	—

表 2.3-4-8 強度評価条件（重畳時 1, 断面②, 鋼管矢板端部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
k_h	水平震度	0.52	—
k_v	鉛直震度	0.30	—
p_1	海水貯留堰外側の底面における波圧強度	60.6	kN/m^2
p_2	海水貯留堰外側の天端面における波圧強度	40.4	kN/m^2
p_3	海水貯留堰内側の底面における波圧強度	20.2	kN/m^2
η	海水貯留堰外側の貯留堰天端面からの津波高さ	4.00	m
h_1	海水貯留堰外側の底面における水深	6.00	m
h_2	海水貯留堰外側の天端面における水深	4.00	m
h_3	海水貯留堰内側の底面における水深	2.00	m
P_c	衝突荷重（荷重分担延長考慮）	—	kN/m
P_d	動水圧合力（荷重分担延長考慮）	39.3	kN
P_t	遡上津波荷重（荷重分担延長考慮）	67.1	kN/m
P_{hy}	津波荷重（静水圧）（荷重分担延長考慮）	—	kN/m
v	海水貯留堰位置での津波最大流速	6.00	m/s
W_c	漂流物の重量	—	kN
y	動水圧の作用高さ	0.80	m
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
G	固定荷重	61.0	kN
S_{sd}	余震荷重（水平方向慣性力）	31.7	kN
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	18.3	kN
σ_{sa}	短期許容曲げ応力度	277	N/mm^2
Z	断面係数	0.0119	m^3
A	有効断面積	0.0443	m^2
τ_a	短期許容せん断応力度	157	N/mm^2
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（接合部の場合）	1.5	—

表 2.3-4-9 強度評価条件（重畳時 2，断面①，鋼管矢板一般部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
k_h	水平震度	0.42	—
k_v	鉛直震度	0.30	—
p_1	海水貯留堰外側の底面における波圧強度	40.4	kN/m^2
p_2	海水貯留堰外側の天端面における波圧強度	20.2	kN/m^2
p_3	海水貯留堰内側の底面における波圧強度	20.2	kN/m^2
η	海水貯留堰外側の貯留堰天端面からの津波高さ	2.00	m
h_1	海水貯留堰外側の底面における水深	4.00	m
h_2	海水貯留堰外側の天端面における水深	2.00	m
h_3	海水貯留堰内側の底面における水深	2.00	m
P_c	衝突荷重（荷重分担延長考慮）	370.2	kN/m
P_d	動水圧合力（荷重分担延長考慮）	35.1	kN
P_t	遡上津波荷重（荷重分担延長考慮）	—	kN/m
P_{hy}	津波荷重（静水圧）（荷重分担延長考慮）	20.2	kN/m
v	海水貯留堰位置での津波最大流速	6.00	m/s
W_c	漂流物の重量	10	kN
y	動水圧の作用高さ	0.88	m
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
G	固定荷重	36.7	kN
S_{sd}	余震荷重（水平方向慣性力）	15.4	kN
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	11.0	kN
σ_{sa}	短期許容曲げ応力度	277	N/mm^2
Z	断面係数	0.0119	m^3
A	有効断面積	0.0443	m^2
τ_a	短期許容せん断応力度	157	N/mm^2
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（接合部の場合）	1.5	—

表 2.3-4-10 強度評価条件（重畳時 2，断面②，鋼管矢板一般部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
k_h	水平震度	0.52	—
k_v	鉛直震度	0.30	—
p_1	海水貯留堰外側の底面における波圧強度	40.4	kN/m^2
p_2	海水貯留堰外側の天端面における波圧強度	20.2	kN/m^2
p_3	海水貯留堰内側の底面における波圧強度	20.2	kN/m^2
η	海水貯留堰外側の貯留堰天端面からの津波高さ	2.00	m
h_1	海水貯留堰外側の底面における水深	4.00	m
h_2	海水貯留堰外側の天端面における水深	2.00	m
h_3	海水貯留堰内側の底面における水深	2.00	m
P_c	衝突荷重（荷重分担延長考慮）	370.2	kN/m
P_d	動水圧合力（荷重分担延長考慮）	43.5	kN
P_t	遡上津波荷重（荷重分担延長考慮）	—	kN/m
P_{hy}	津波荷重（静水圧）（荷重分担延長考慮）	20.2	kN/m
v	海水貯留堰位置での津波最大流速	6.00	m/s
W_c	漂流物の重量	10	kN
y	動水圧の作用高さ	0.88	m
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
G	固定荷重	36.7	kN
S_{sd}	余震荷重（水平方向慣性力）	19.1	kN
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	11.0	kN
σ_{sa}	短期許容曲げ応力度	277	N/mm^2
Z	断面係数	0.0119	m^3
A	有効断面積	0.0443	m^2
τ_a	短期許容せん断応力度	157	N/mm^2
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（接合部の場合）	1.5	—

表 2.3-4-11 強度評価条件（重畳時 2，断面①，鋼管矢板端部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
k_h	水平震度	0.42	—
k_v	鉛直震度	0.30	—
p_1	海水貯留堰外側の底面における波圧強度	40.4	kN/m^2
p_2	海水貯留堰外側の天端面における波圧強度	20.2	kN/m^2
p_3	海水貯留堰内側の底面における波圧強度	20.2	kN/m^2
η	海水貯留堰外側の貯留堰天端面からの津波高さ	2.00	m
h_1	海水貯留堰外側の底面における水深	4.00	m
h_2	海水貯留堰外側の天端面における水深	2.00	m
h_3	海水貯留堰内側の底面における水深	2.00	m
P_c	衝突荷重（荷重分担延長考慮）	407.7	kN/m
P_d	動水圧合力（荷重分担延長考慮）	58.4	kN
P_t	遡上津波荷重（荷重分担延長考慮）	—	kN/m
P_{hy}	津波荷重（静水圧）（荷重分担延長考慮）	33.6	kN/m
v	海水貯留堰位置での津波最大流速	6.00	m/s
W_c	漂流物の重量	10	kN
y	動水圧の作用高さ	0.88	m
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
G	固定荷重	61.0	kN
S_{sd}	余震荷重（水平方向慣性力）	25.6	kN
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	18.3	kN
σ_{sa}	短期許容曲げ応力度	277	N/mm^2
Z	断面係数	0.0119	m^3
A	有効断面積	0.0443	m^2
τ_a	短期許容せん断応力度	157	N/mm^2
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（接合部の場合）	1.5	—

表 2.3-4-12 強度評価条件（重畳時 2, 断面②, 鋼管矢板端部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
k_h	水平震度	0.52	—
k_v	鉛直震度	0.30	—
p_1	海水貯留堰外側の底面における波圧強度	40.4	kN/m^2
p_2	海水貯留堰外側の天端面における波圧強度	20.2	kN/m^2
p_3	海水貯留堰内側の底面における波圧強度	20.2	kN/m^2
η	海水貯留堰外側の貯留堰天端面からの津波高さ	2.00	m
h_1	海水貯留堰外側の底面における水深	4.00	m
h_2	海水貯留堰外側の天端面における水深	2.00	m
h_3	海水貯留堰内側の底面における水深	2.00	m
P_c	衝突荷重（荷重分担延長考慮）	407.7	kN/m
P_d	動水圧合力（荷重分担延長考慮）	72.3	kN
P_t	遡上津波荷重（荷重分担延長考慮）	—	kN/m
P_{hy}	津波荷重（静水圧）（荷重分担延長考慮）	33.6	kN/m
v	海水貯留堰位置での津波最大流速	6.00	m/s
W_c	漂流物の重量	10	kN
y	動水圧の作用高さ	0.88	m
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
G	固定荷重	61.0	kN
S_{sd}	余震荷重（水平方向慣性力）	31.7	kN
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	18.3	kN
σ_{sa}	短期許容曲げ応力度	277	N/mm^2
Z	断面係数	0.0119	m^3
A	有効断面積	0.0443	m^2
τ_a	短期許容せん断応力度	157	N/mm^2
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（接合部の場合）	1.5	—

5. 強度評価結果

5.1 津波時

評価対象部位ごとに津波時の評価結果を示す。

断面①及び断面②において，津波時の2次元静的フレーム解析に設定した水平方向地盤反力係数を図2.3-5-1及び図2.3-5-2に示す。

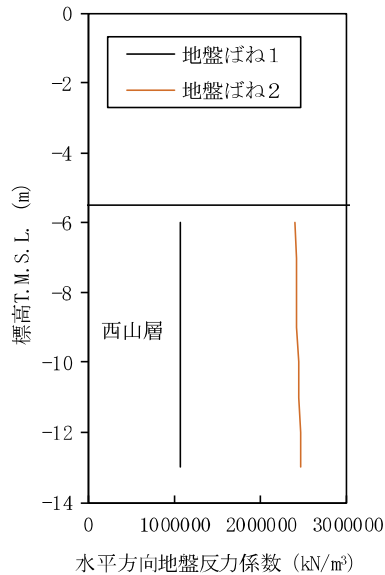
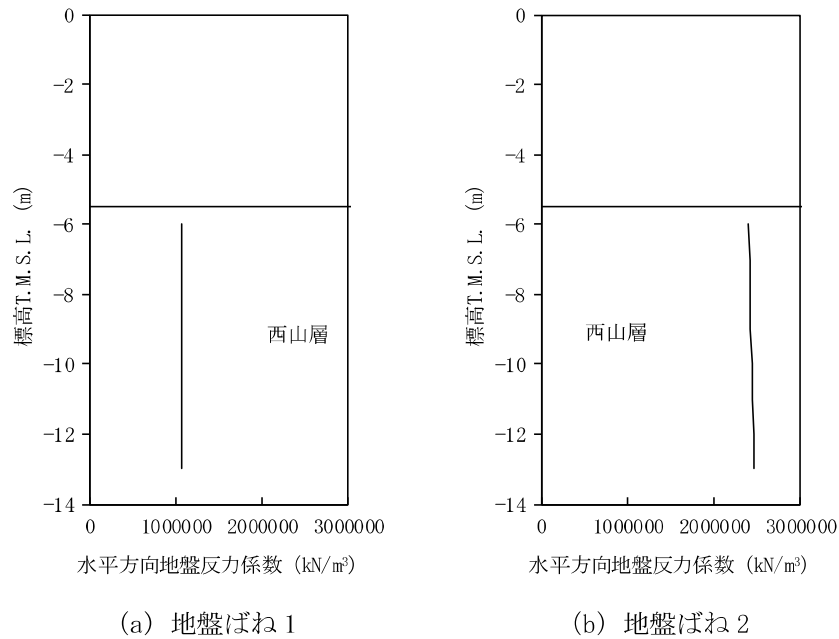
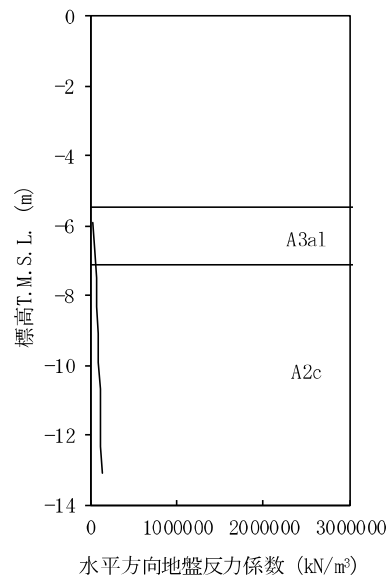
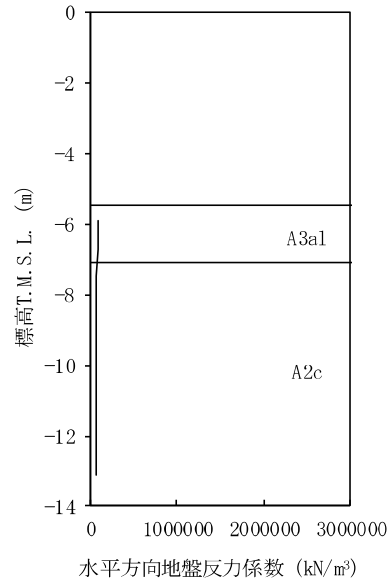


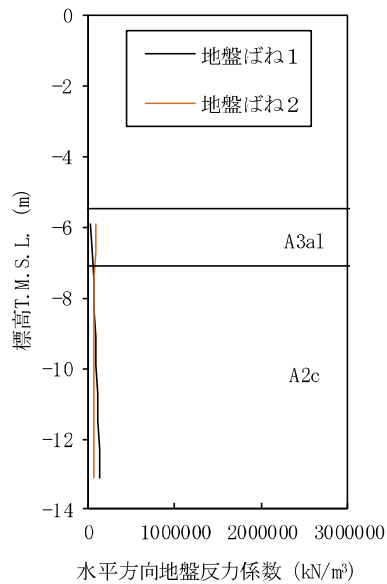
図2.3-5-1 水平方向地盤反力係数(断面①)



(a) 地盤ばね 1



(b) 地盤ばね 2



(c) 地盤ばね 1 及び地盤ばね 2 の比較

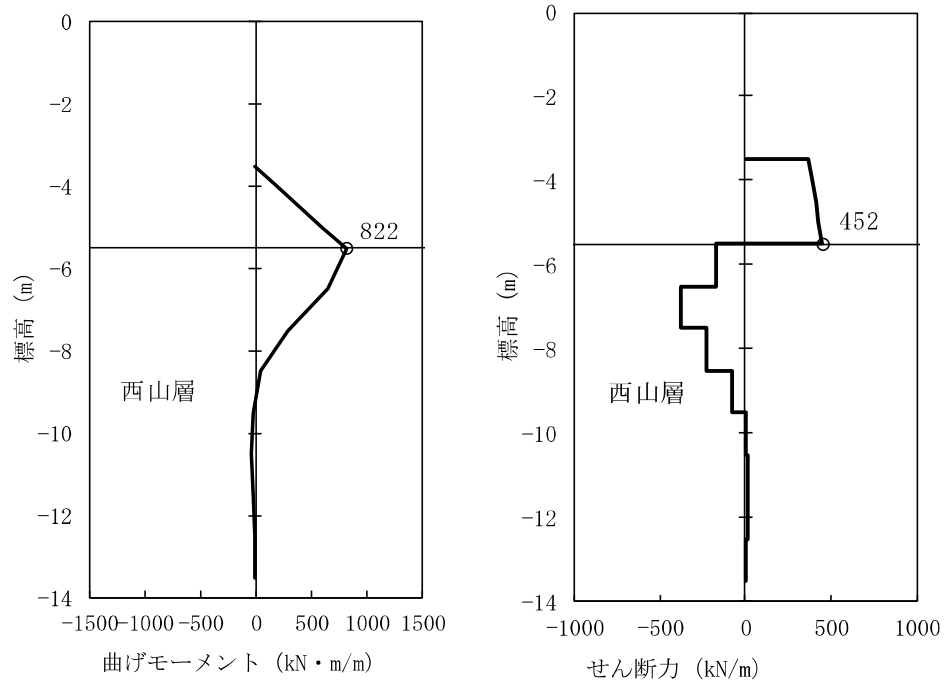
図 2.3-5-2 水平方向地盤反力係数 (断面②)

5.1.1 鋼管矢板

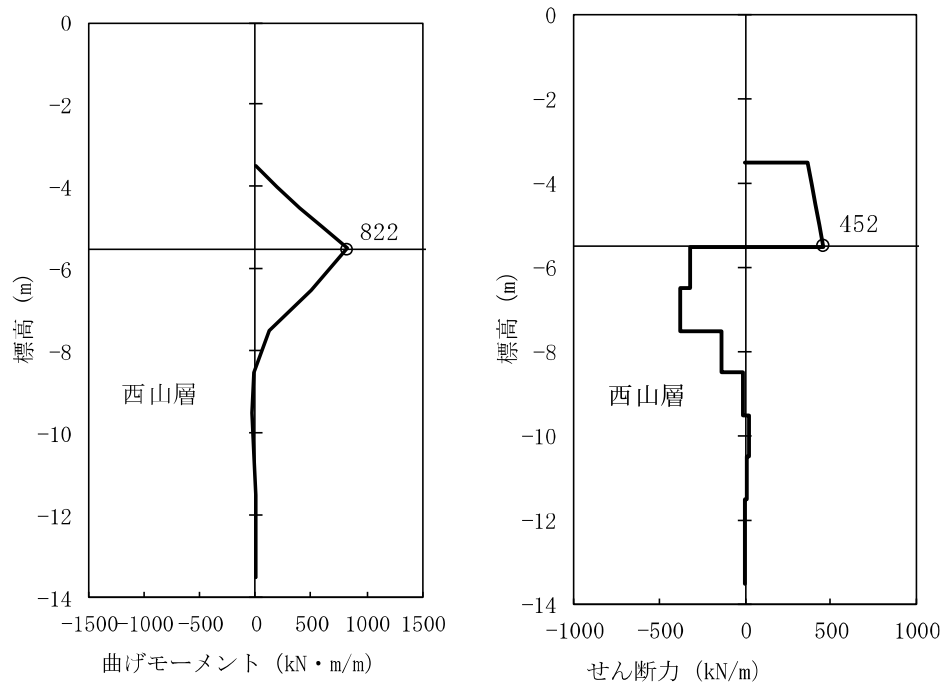
津波時における海水貯留堰鋼管矢板の解析結果を示す。なお、海水貯留堰の取水護岸側の端部の鋼管矢板は、止水ゴム等の付属物によって受圧面積が大きくなるため作用外力が一般部と比較して大きくなる。鋼管矢板の強度評価においては、その荷重増分を考慮しない鋼管矢板（一般部）と、その荷重増分を考慮する鋼管矢板（端部）に対する評価結果をそれぞれ整理する。

(1) 鋼管矢板（一般部）

断面①及び断面②における発生断面力（曲げモーメント及びせん断力）を図 2.3-5-3 及び図 2.3-5-4 に示す。

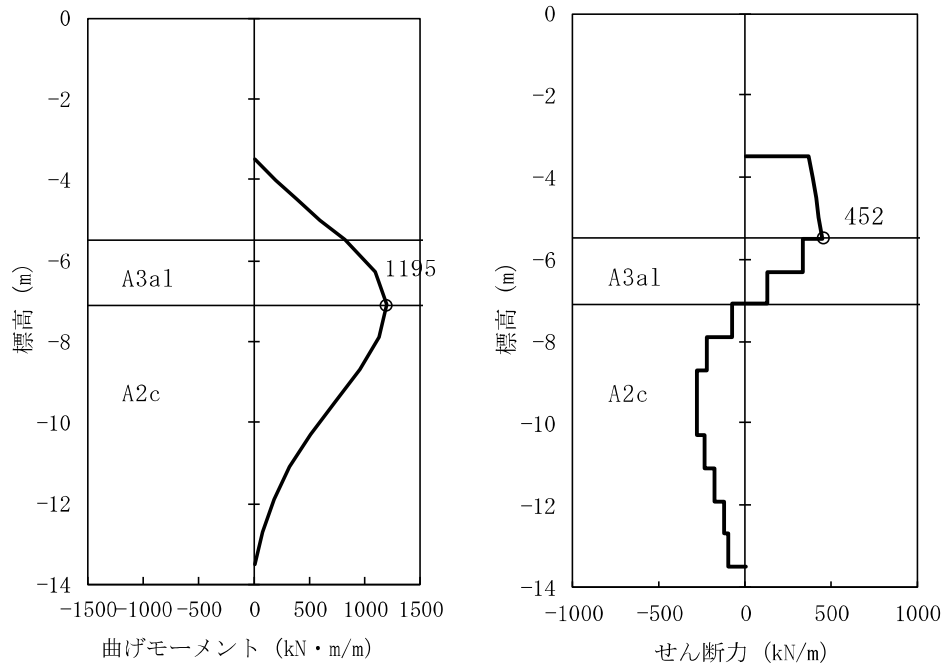


(a) 地盤ばね 1 (津波時)

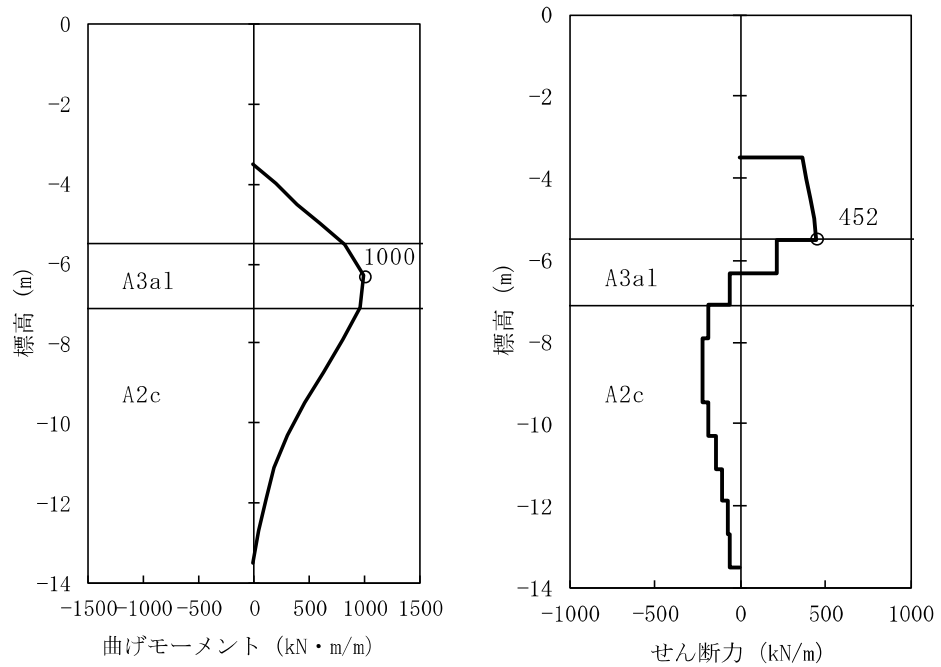


(b) 地盤ばね 2 (津波時)

図 2.3-5-3 発生断面力 (断面①)



(a) 地盤ばね 1 (津波時)



(b) 地盤ばね 2 (津波時)

図 2.3-5-4 発生断面力 (断面②)

a. 曲げ軸力に対する照査

鋼管矢板に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ軸応力が短期許容応力度以下であり、照査結果が 1 を下回ることを確認した。断面計算に用いた鋼管矢板（SKY490）の断面諸元を表 2.3-5-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 2.3-5-2 に示す。なお、照査に用いた断面積及び断面係数は鋼管矢板延長 1m あたりの値とする。

表 2.3-5-1 鋼管矢板（SKY490）の断面諸元

断面	板厚 (mm)	断面積 (m ² /m)	断面係数 (m ³ /m)	備考
断面①	14	3.29×10 ⁻²	8.81×10 ⁻³	鋼管矢板の外側に対して腐食 代 1.0mm を考慮
断面②				

表 2.3-5-2 (1) 曲げ軸力に対する照査結果（断面①）

ケース名	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ軸応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね 1	822	37	95	277	0.35
地盤ばね 2	822	37	95	277	0.35

表 2.3-5-2 (2) 曲げ軸力に対する照査結果（断面②）

ケース名	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ軸応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね 1	1195	37	137	277	0.50
地盤ばね 2	1000	37	115	277	0.42

b. せん断力に対する照査

鋼管矢板に対して許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であり、照査結果が1を下回ることを確認した。せん断力に対する照査結果を表2.3-5-3に示す。

表 2.3-5-3 (1) せん断力に対する照査結果 (断面①)

断面	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね 1	452	28	157	0.18
地盤ばね 2	452	28	157	0.18

表 2.3-5-3 (2) せん断力に対する照査結果 (断面②)

断面	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね 1	452	28	157	0.18
地盤ばね 2	452	28	157	0.18

(2) 鋼管矢板 (端部)

津波時と重畳時 (重畳時 2) を比較して、重畳時 (重畳時 2) における作用外力が大きいため、津波時の検討を省略する。

5.1.2 止水ゴム取付部鋼材

津波時と重畳時 (重畳時 1) を比較して、重畳時 (重畳時 1) における作用外力が大きいため、津波時の検討を省略する。

5.1.3 止水ゴム

津波時と重畳時 (重畳時 2) を比較して、重畳時 (重畳時 2) における相対変位が大きいため、津波時の検討を省略する。

5.2 重畳時

評価対象部位ごとに重畳時の評価結果を示す。

5.2.1 1次元有効応力解析結果

(1) 断面①

断面①における1次元有効応力解析結果から地表面最大加速度、地表面最大変位、最大せん断ひずみをまとめたものを表2.3-5-4の1次元有効応力解析結果に示す。

表2.3-5-4より、断面①における地盤ばねは、「③地盤物性のばらつきを考慮(-1σ)した解析ケース」に基づき設定する。地盤ばねはそれぞれ、地表面加速度最大発生時刻、地表面変位最大発生時刻、せん断ひずみ最大発生時刻における平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ の深度分布により求められる地盤剛性を用いて地盤ばねを設定する。

水平相対変位の最大値を示す地盤変位分布を図2.3-5-5に、水平方向地盤反力係数を図2.3-5-6に示す。

表2.3-5-4 1次元有効応力解析結果(断面①)

解析ケース	①	②	③
	基本ケース	地盤物性のばらつき(+1σ)を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき(-1σ)を考慮した解析ケース
地表面加速度が最大となるケース (m/s ²)	3.96	3.87	4.06
地表面変位が最大となるケース (cm)	2.7	2.2	3.2
せん断ひずみが最大となるケース	5.06×10^{-4}	4.22×10^{-4}	6.20×10^{-4}

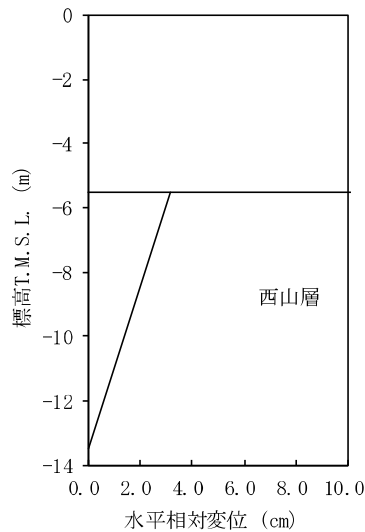
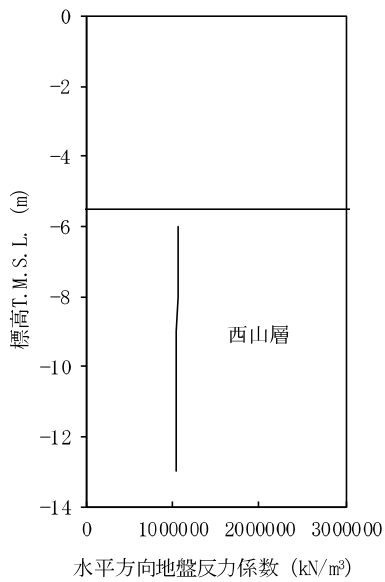
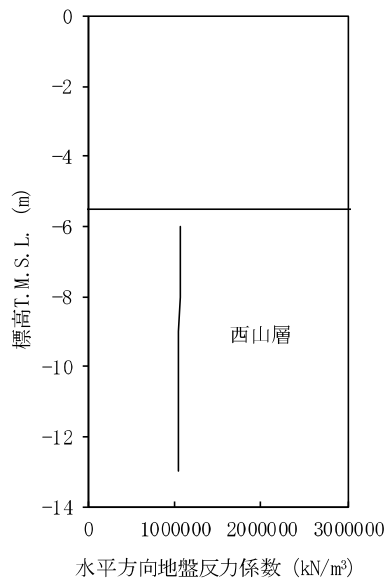


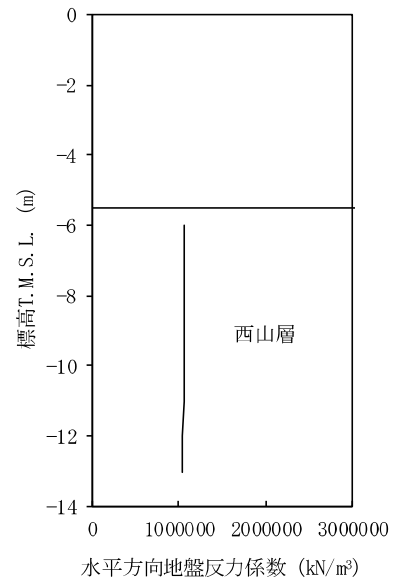
図2.3-5-5 地盤変位分布図(断面①)



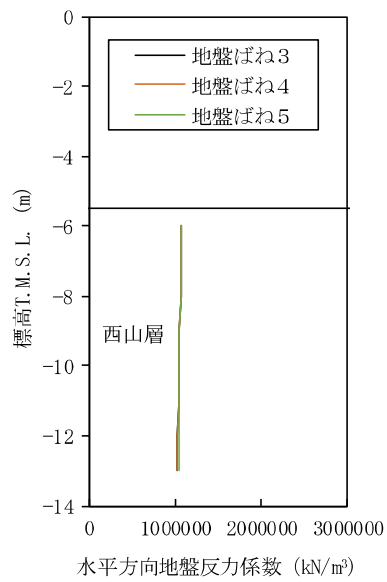
(a) 地盤ばね 3



(b) 地盤ばね 4



(c) 地盤ばね 5



(d) 地盤ばね 3, 地盤ばね 4 及び地盤ばね 5 の比較

図 2.3-5-6 水平方向地盤反力係数 (断面①)

各地盤ばねケースにおいて構造物に作用させる慣性力は、地表面最大加速度から設計震度を求め、構造物全体に適用する。各地盤ケースでの設計震度を表 2.3-5-5 に示す。

表 2.3-5-5 の水平震度を用いて、次式により算出した重畳時の海水貯留堰天端及び設置地盤標高での動水圧を表 2.3-5-6 及び表 2.3-5-7 に示す。

$$P_d(z) = 7/8 \times \gamma_w \times k_h \times \sqrt{(h \cdot z)}$$

ここで、 γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)

k_h : 水平震度

h : 水深 (m)

z : 水面から動水圧を求める点までの深さ (m)

表 2.3-5-5 各地盤ケースでの設計震度 (断面①)

	水平震度	鉛直震度
地盤ばね 3	0.42	0.30
地盤ばね 4		
地盤ばね 5		

表 2.3-5-6 (1) 動水圧 (海水貯留堰内：断面① 重畳時 1)

	海水貯留堰 天端高 (T. M. S. L.)	海水貯留堰 内水位 (T. M. S. L.)	設計 海底面 (T. M. S. L.)	海水貯留堰 天端動水圧 (kN/m ²)	設計海底面 での動水圧 (kN/m ²)
地盤ばね 3	-3.5	-3.5	-5.5	0.0	7.4
地盤ばね 4					
地盤ばね 5					

表 2.3-5-6 (2) 動水圧 (海水貯留堰外：断面① 重畳時 1)

	海水貯留堰 天端高 (T. M. S. L.)	入力津波 高さ (T. M. S. L.)	設計 海底面 (T. M. S. L.)	海水貯留堰 天端動水圧 (kN/m ²)	設計海底面 での動水圧 (kN/m ²)
地盤ばね 3	-3.5	0.5	-5.5	0.0	7.4
地盤ばね 4					
地盤ばね 5					

表 2.3-5-7 (1) 動水圧 (海水貯留堰内：断面① 重畳時 2)

	海水貯留堰 天端高 (T. M. S. L.)	海水貯留堰 内水位 (T. M. S. L.)	設計 海底面 (T. M. S. L.)	海水貯留堰 天端動水圧 (kN/m ²)	設計海底面 での動水圧 (kN/m ²)
地盤ばね 3	-3.5	-3.5	-5.5	0.0	7.4
地盤ばね 4					
地盤ばね 5					

表 2.3-5-7 (2) 動水圧 (海水貯留堰外：断面① 重畳時 2)

	海水貯留堰 天端高 (T. M. S. L.)	入力津波 高さ (T. M. S. L.)	設計 海底面 (T. M. S. L.)	海水貯留堰 天端動水圧 (kN/m ²)	設計海底面 での動水圧 (kN/m ²)
地盤ばね 3	-3.5	-1.5	-5.5	10.5	14.8
地盤ばね 4					
地盤ばね 5					

(2) 断面②

断面②における 1 次元有効応力解析結果から地表面最大加速度，地表面最大変位，最大せん断ひずみをまとめたものを表 2.3-5-8 の 1 次元有効応力解析結果に示す。

表 2.3-5-8 より，断面②における地盤ばねは，地表面加速度が最大，地表面変位が最大，せん断ひずみ最大が発生する「③地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース」に基づき設定する。地盤ばねはそれぞれ，地表面加速度最大発生時刻，地表面変位最大発生時刻，せん断ひずみ最大発生時刻における平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ の深度分布により求められる地盤剛性を用いて地盤ばねを設定する。

各地盤ばねケースのうち，水平相対変位の最大値を示すケースでの地盤変位分布を図 2.3-5-7 に，水平方向地盤反力係数を図 2.3-5-8 に示す。

表 2.3-5-8 1 次元有効応力解析結果（断面②）

解析ケース	①	②	③
	基本ケース	地盤物性のばらつき（ $+1\sigma$ ）を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき（ -1σ ）を考慮した解析ケース
地表面加速度が最大となるケース (m/s^2)	4.43	4.35	5.04
地表面変位が最大となるケース (cm)	4.7	3.9	6.0
せん断ひずみが最大となるケース	3.31×10^{-3}	2.53×10^{-3}	4.23×10^{-3}

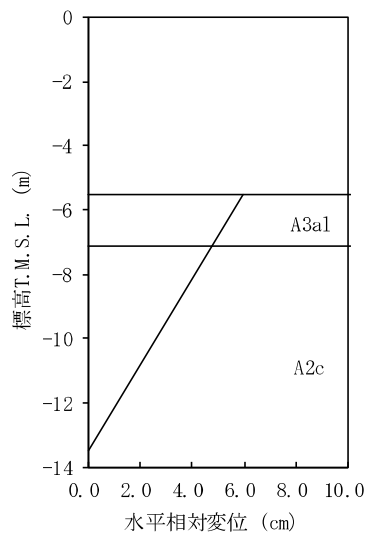
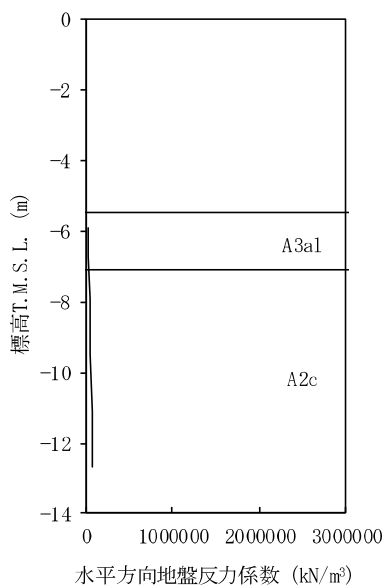
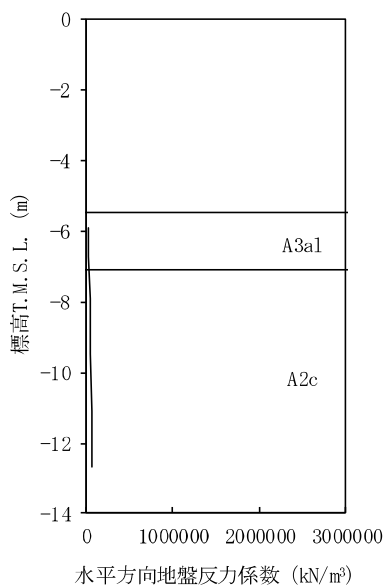


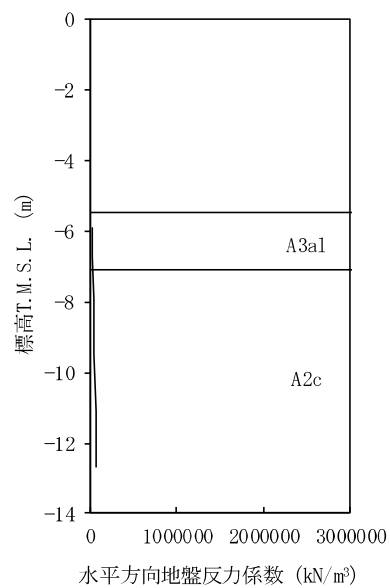
図 2.3-5-7 地盤変位分布図（断面②）



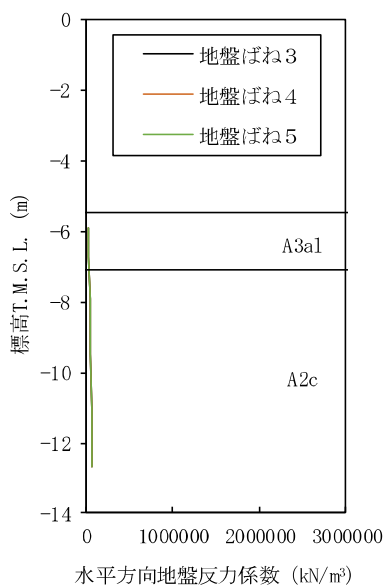
(a) 地盤ばね 3



(b) 地盤ばね 4



(c) 地盤ばね 5



(d) 地盤ばね 3, 地盤ばね 4 及び地盤ばね 5 の比較

図 2.3-5-8 水平方向地盤反力係数 (断面②)

各地盤ばねケースにおいて構造物に作用させる慣性力は、地表面最大加速度から設計震度を求め、構造物全体に適用する。各地盤ケースでの設計震度を表 2.3-5-9 に示す。

表 2.3-5-9 の水平震度を用いて、次式により算出した重畳時の海水貯留堰天端及び設置地盤標高での動水圧を表 2.3-5-10 及び表 2.3-5-11 に示す。

$$P_d(z) = 7/8 \times \gamma_w \times k_h \times \sqrt{(h \cdot z)}$$

ここで、 γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)

k_h : 水平震度

h : 水深 (m)

z : 水面から動水圧を求める点までの深さ (m)

表 2.3-5-9 各地盤ケースでの設計震度 (断面②)

	水平震度	鉛直震度
地盤ばね 3	0.52	0.30
地盤ばね 4		
地盤ばね 5		

表 2.3-5-10 (1) 動水圧 (海水貯留堰内：断面② 重畳時 1)

	海水貯留堰 天端高 (T. M. S. L.)	海水貯留堰 内水位 (T. M. S. L.)	設計 海底面 (T. M. S. L.)	海水貯留堰 天端動水圧 (kN/m ²)	設計海底面 での動水圧 (kN/m ²)
地盤ばね 3	-3.5	-3.5	-5.5	0.0	9.2
地盤ばね 4					
地盤ばね 5					

表 2.3-5-10 (2) 動水圧 (海水貯留堰外：断面② 重畳時 1)

	海水貯留堰 天端高 (T. M. S. L.)	入力津波 高さ (T. M. S. L.)	設計 海底面 (T. M. S. L.)	海水貯留堰 天端動水圧 (kN/m ²)	設計海底面 での動水圧 (kN/m ²)
地盤ばね 3	-3.5	0.5	-5.5	0.0	9.2
地盤ばね 4					
地盤ばね 5					

表 2.3-5-11 (1) 動水圧 (海水貯留堰内：断面② 重畳時 2)

	海水貯留堰 天端高 (T. M. S. L.)	海水貯留堰 内水位 (T. M. S. L.)	設計 海底面 (T. M. S. L.)	海水貯留堰 天端動水圧 (kN/m ²)	設計海底面 での動水圧 (kN/m ²)
地盤ばね 3	-3.5	-3.5	-5.5	0.0	9.2
地盤ばね 4					
地盤ばね 5					

表 2.3-5-11 (2) 動水圧 (海水貯留堰外：断面② 重畳時 2)

	海水貯留堰 天端高 (T. M. S. L.)	入力津波 高さ (T. M. S. L.)	設計 海底面 (T. M. S. L.)	海水貯留堰 天端動水圧 (kN/m ²)	設計海底面 での動水圧 (kN/m ²)
地盤ばね 3	-3.5	-1.5	-5.5	13.0	18.4
地盤ばね 4					
地盤ばね 5					

5.2.2 鋼管矢板

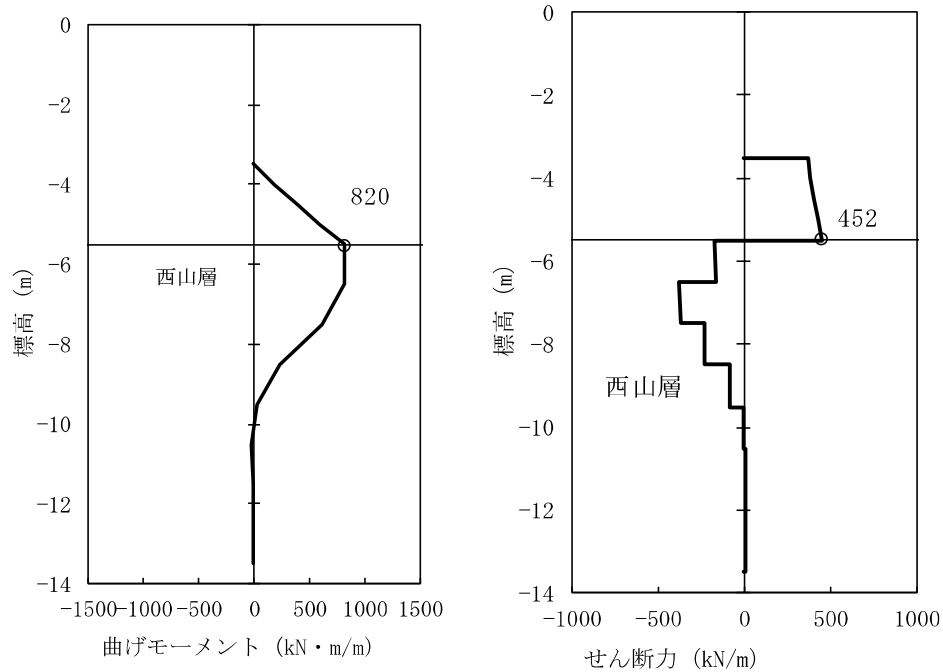
重畳時における鋼管矢板の解析結果を以下に示す。なお、重畳時1と重畳時2を比較して、重畳時2における作用外力が大きいため、重畳時2における鋼管矢板の評価結果を示す。海水貯留堰の取水護岸側端部の鋼管矢板は、止水ゴム等の付属物によって受圧面積が大きくなるため作用外力が一般部と比較して大きくなる。鋼管矢板の強度評価においては、その荷重増分を考慮しない鋼管矢板（一般部）と、その荷重増分を考慮する鋼管矢板（端部）に対する評価結果をそれぞれ整理する。

(1) 鋼管矢板（一般部）

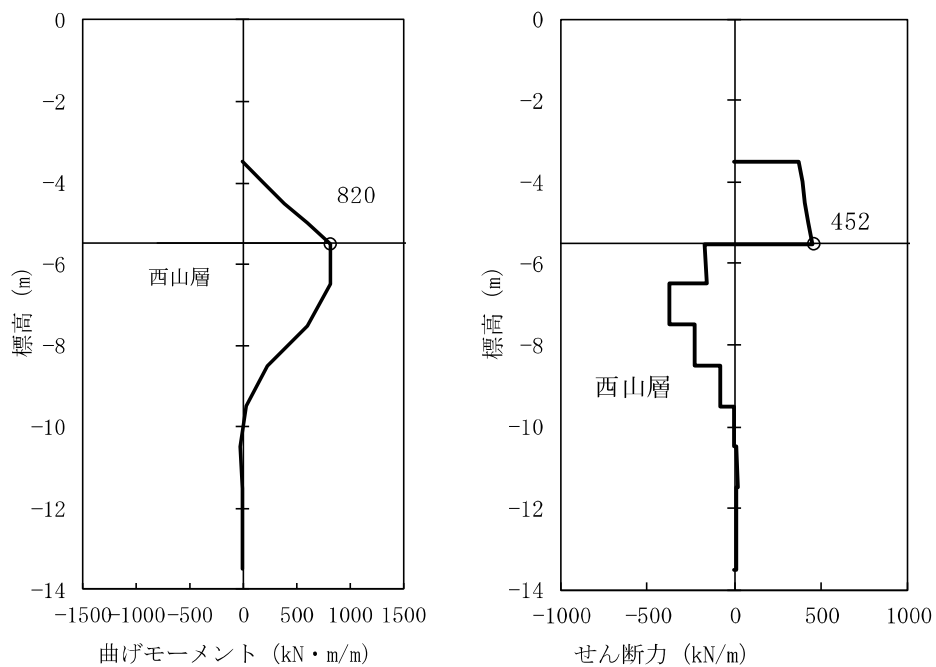
地盤ばねの設定に用いた地盤物性を表 2.3-5-12 に、断面①及び断面②における余震（ $S_d - 1$ ）による発生断面力（曲げモーメント及びせん断力）を図 2.3-5-9 及び図 2.3-5-10 に示す。示す。

表 2.3-5-12 地盤ばねの設定に用いた地盤物性

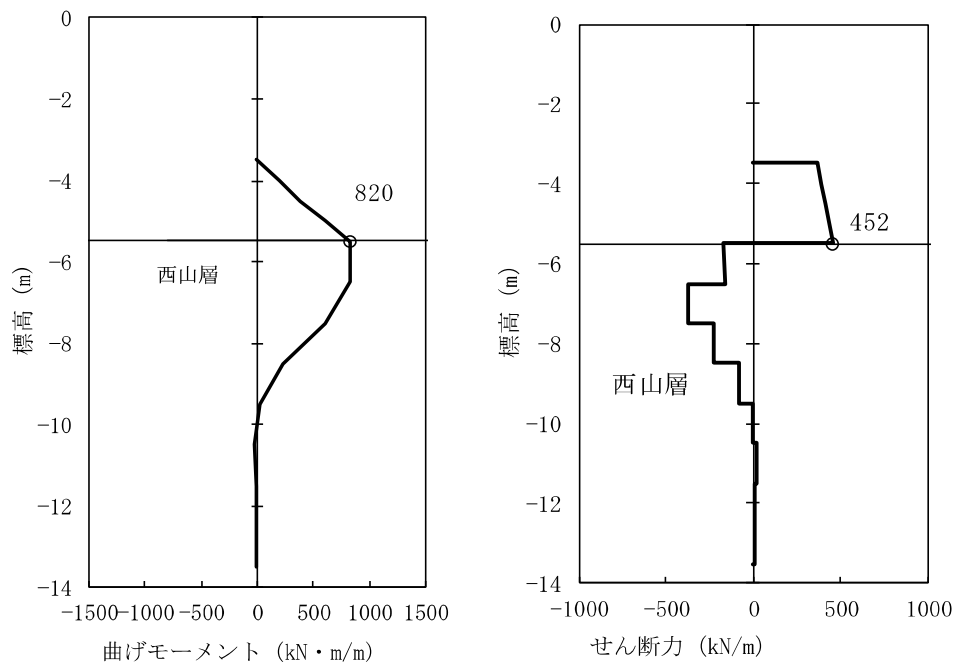
地盤ばね	検討断面	地盤物性
地盤ばね 3	断面①	解析ケース③ 地盤物性のばらつき（ -1σ ）を考慮した解析ケース
	断面②	解析ケース③ 地盤物性のばらつき（ -1σ ）を考慮した解析ケース
地盤ばね 4	断面①	解析ケース③ 地盤物性のばらつき（ -1σ ）を考慮した解析ケース
	断面②	解析ケース③ 地盤物性のばらつき（ -1σ ）を考慮した解析ケース
地盤ばね 5	断面①	解析ケース③ 地盤物性のばらつき（ -1σ ）を考慮した解析ケース
	断面②	解析ケース③ 地盤物性のばらつき（ -1σ ）を考慮した解析ケース



(a) 地盤ばね 3 (重畳時 2)

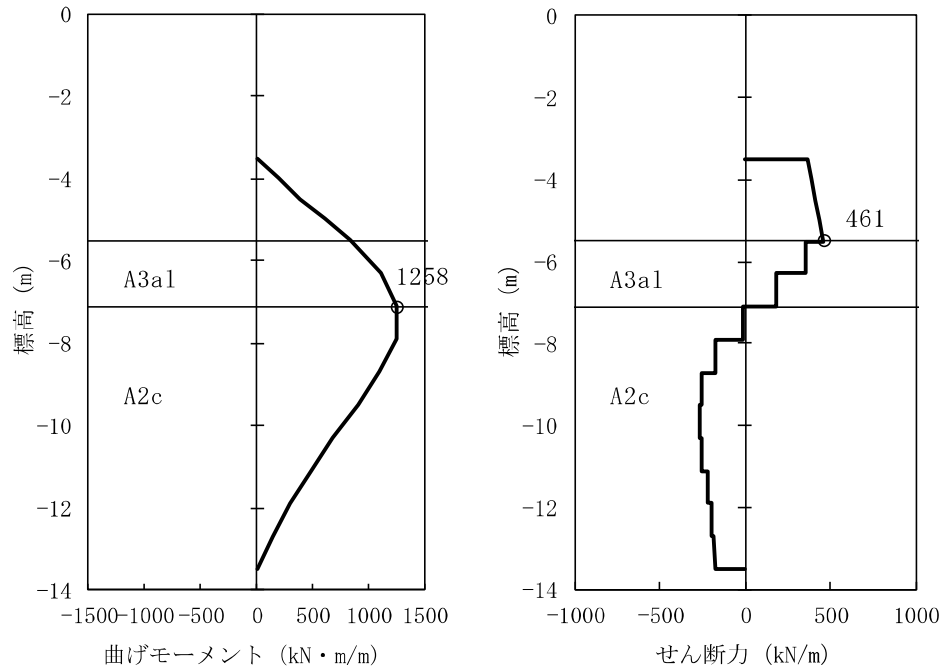


(b) 地盤ばね 4 (重畳時 2)

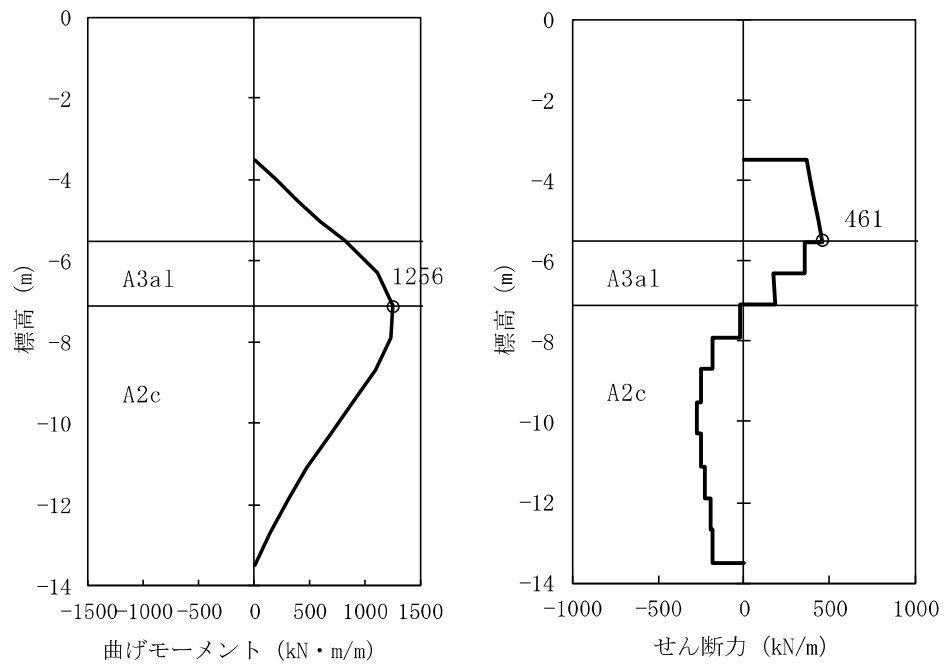


(c) 地盤ばね 5 (重畳時 2)

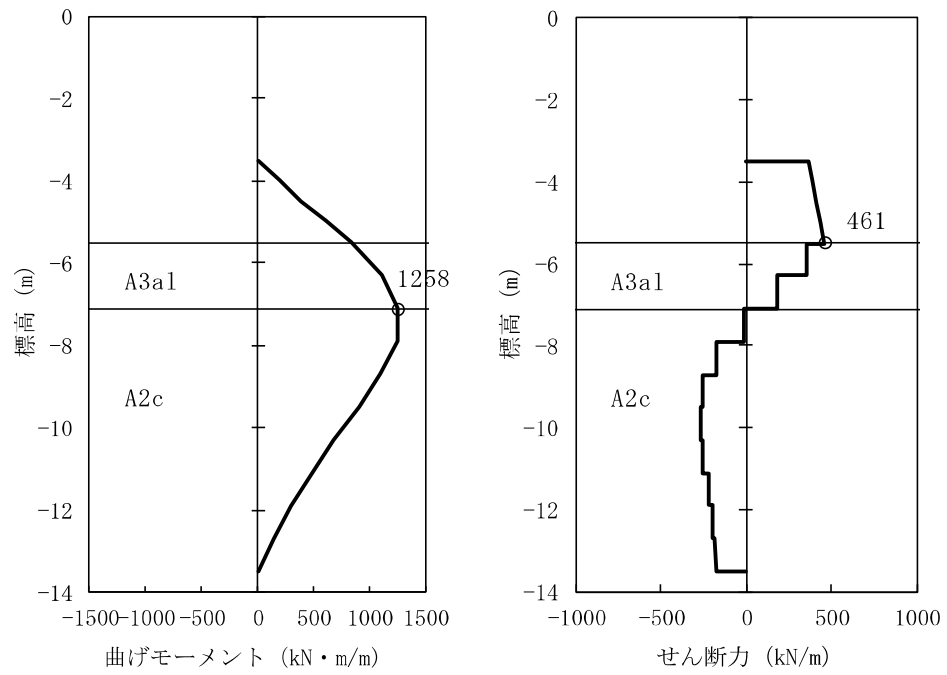
図 2.3-5-9 発生断面力 (断面①)



(a) 地盤ばね 3 (重畳時 2)



(b) 地盤ばね 4 (重畳時 2)



(c) 地盤ばね 5 (重畳時 2)

図 2.3-5-10 発生断面力 (断面②)

a. 曲げ軸力に対する照査

鋼管矢板に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ軸応力が短期許容応力度以下であり、照査結果が1を下回ることを確認した。曲げ軸力に対する照査結果を表2.3-5-13に示す。

表 2.3-5-13 (1) 曲げ軸力に対する照査結果 (断面①)

ケース名	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ軸 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね 3	820	48	95	277	0.35
地盤ばね 4	820	48	95	277	0.35
地盤ばね 5	820	48	95	277	0.35

表 2.3-5-13 (2) 曲げ軸力に対する照査結果 (断面②)

ケース名	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ軸 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね 3	1258	48	145	277	0.53
地盤ばね 4	1256	48	145	277	0.53
地盤ばね 5*	—	—	—	—	—

注記*：地盤ばね3とは地盤ばね5は着目時刻がほぼ同じため、1次元有効応力解析による地盤の応力ひずみ関係から算定する地盤の変形係数が同値になるため照査を省略する。

b. せん断力に対する照査

鋼管矢板に対して許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であり、照査結果が1を下回ることを確認した。せん断力に対する照査結果を表 2.3-5-14 に示す。

表 2.3-5-14(1) せん断力に対する照査結果 (断面①)

ケース名	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね 3	452	28	157	0.18
地盤ばね 4	452	28	157	0.18
地盤ばね 5	452	28	157	0.18

表 2.3-5-14(2) せん断力に対する照査結果 (断面②)

ケース名	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね 3	461	29	157	0.19
地盤ばね 4	461	29	157	0.19
地盤ばね 5*	—	—	—	—

注記*：地盤ばね 3 とは地盤ばね 5 は着目時刻がほぼ同じため、1次元有効応力解析による地盤の応力ひずみ関係から算定する地盤の変形係数が同値になるため照査を省略する。

(2) 鋼管矢板 (端部)

海水貯留堰の前面鋼矢板側端部は、止水ゴム取付部鋼材等の付属物によって作用外力が一般部と比較して大きくなる。ここでは、それらの荷重を考慮した前面鋼管矢板端部の評価結果を示す。地盤ばねの設定に用いた地盤物性を表 2.3-5-15 に示す。なお、地盤ばねは及び地盤物性は、照査が最も厳しい条件とした。

断面①及び断面②における余震 (S d - 1) による発生断面力 (曲げモーメント及びせん断力) を図 2.3-5-11 に示す。

表 2.3-5-15 地盤ばねの設定に用いた地盤物性

検討断面	解析ケース	
	地盤ばね	地盤物性
断面①	地盤ばね 3	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
断面②	地盤ばね 3	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース

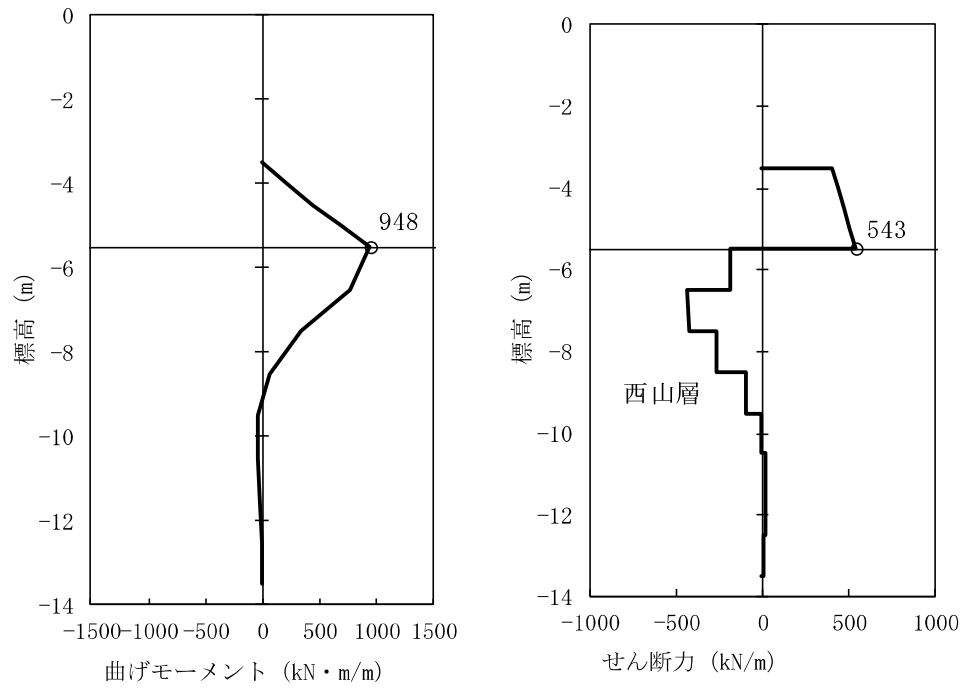


図 2.3-5-11(1) 断面①の発生断面力 (重畳時 2 (鋼管矢板端部))

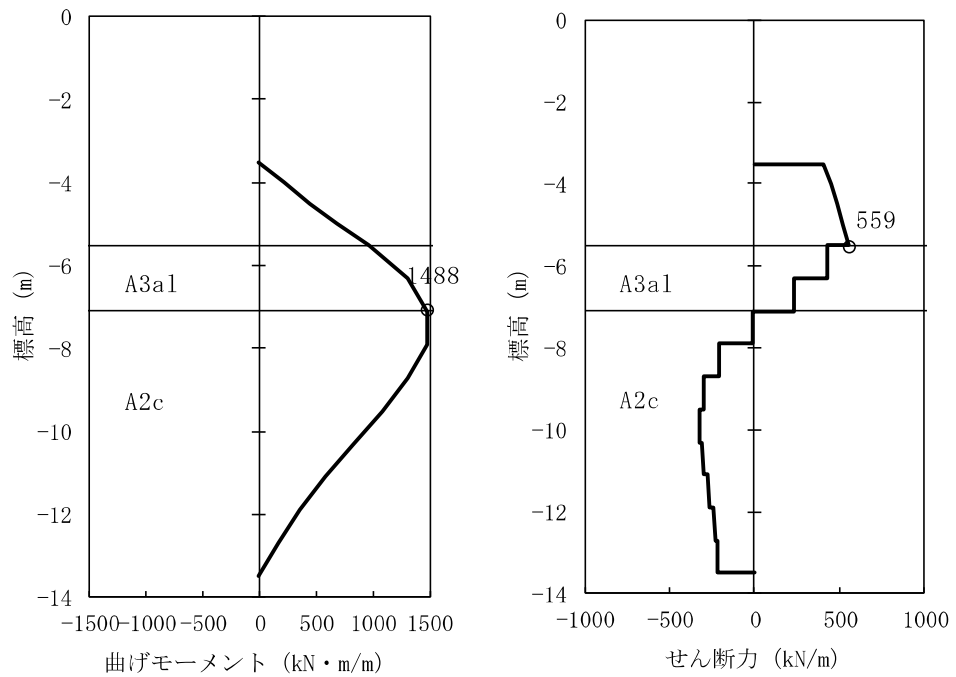


図 2.3-5-11(2) 断面②の発生断面力 (重畳時 2 (鋼管矢板端部))

a. 曲げ軸力に対する照査

鋼管矢板に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ軸応力が短期許容応力度以下であり、照査結果が1を下回ることを確認した。曲げ軸力に対する照査結果を表2.3-5-16に示す。

表 2.3-5-16 (1) 曲げ軸力に対する照査結果 (断面①：鋼管矢板端部)

ケース名	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ軸 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね3	948	80	111	277	0.41

表 2.3-5-16 (2) 曲げ軸力に対する照査結果 (断面②：鋼管矢板端部)

ケース名	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ軸 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね3	1488	80	172	277	0.63

b. せん断力に対する照査

鋼管矢板に対して許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であり、照査結果が1を下回ることを確認した。せん断力に対する照査結果を表2.3-5-17に示す。

表 2.3-5-17(1) せん断力に対する照査結果 (断面①：鋼管矢板端部)

ケース名	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね3	543	34	157	0.22

表 2.3-5-17(2) せん断力に対する照査結果 (断面②：鋼管矢板端部)

ケース名	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね3	559	34	157	0.22

5.2.3 止水ゴム取付部鋼材

止水ゴム取付部鋼材の作用断面力及び照査結果を表 2.3-5-18 から表 2.3-5-23 に示す。照査に用いる断面力は、海水貯留堰の南側及び北側の止水ゴム取付部鋼材のうち、卓越する断面力を用いる。なお、重畳時 1 と重畳時 2 を比較して、重畳時 1 における作用外力が大きいため、重畳時 1 における止水ゴム取付部鋼材の評価結果を示す。

止水ゴム取付部鋼材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

(1) スキンプレート

表 2.3-5-18 作用断面力

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
0.448	—	9

表 2.3-5-19 照査結果

評価項目	発生応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
曲げモーメント	55	277	0.20
せん断力	2	157	0.02

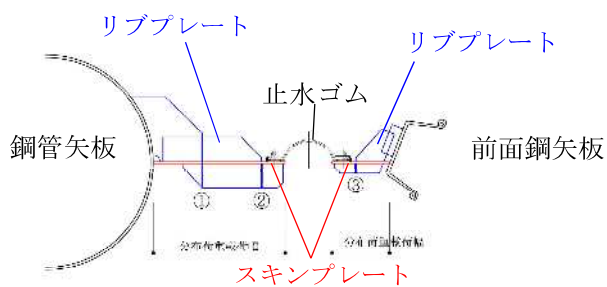
- (2) リブプレート（海水貯留堰南側 検討箇所③）
 リブプレートの最大照査箇所は、海水貯留堰南側の検討箇所③である。

表 2.3-5-20 作用断面力

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
0.419	—	5

表 2.3-5-21 照査結果

評価項目	発生応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
曲げモーメント	88	277	0.32
せん断力	12	157	0.08



照査位置図

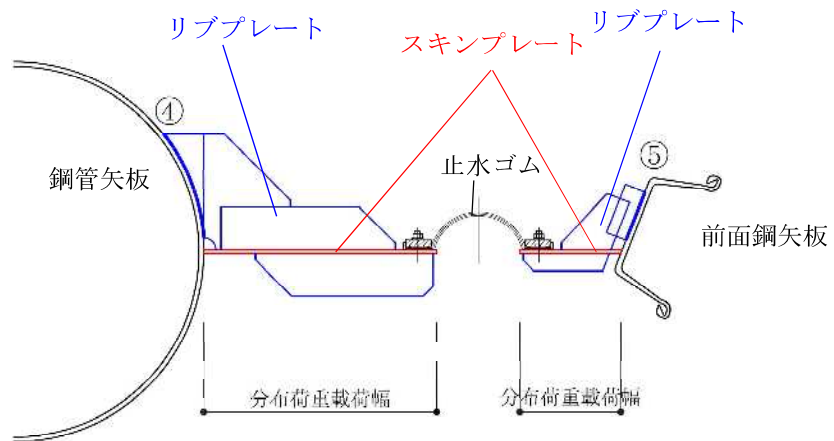
- (3) 鋼矢板及び鋼管矢板との接合部
 接合部における最大照査箇所は、リブプレートと前面鋼矢板接合部である。

表 2.3-5-22 作用断面力

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
2.1	4	9

表 2.3-5-23 照査結果

評価項目	発生応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
曲げモーメント	37	105	0.36
せん断力	6	105	0.06



照査位置図

5.2.4 止水ゴム

本照査では、止水ゴムの発生変形量が許容限界以下であることを確認する。

止水ゴムの変形性照査結果を表 2.3-5-24 に示す。各変位方向の最大最終変位は、地震時の 2 次元有効応力解析結果から算出し、 δ_x は解析ケース「①Ss-3-+」、 δ_y は解析ケース「①Ss-3-+」、 δ_z は解析ケース「④Ss-1-+」の値である。

また、各変位方向の最大変位は、「重畳時の 2」次元静的フレーム解析結果から算出する。海水貯留堰を構成する各鋼管矢板は、継手部を介して隣接鋼管矢板により鋼管矢板の軸方向に沿って拘束されている。（参考資料 4）に示すように、 δ_x は、強軸断面方向（鋼管矢板の軸方向）の解析結果から、 δ_z は、弱軸断面方向（鋼管矢板の軸方向に直交する方向）の解析結果から算出した。

なお、重畳時 1 と重畳時 2 を比較して、重畳時 2 における作用外力が大きいため、重畳時 2 における止水ゴムの評価結果を示す。

以上より、止水ゴムの発生変形量が許容限界以下であることを確認した。

表 2.3-5-24 止水ゴムの変形性照査結果

変位 方向	最大最終変位*1		最大変位*2		合計 (cm)	許容限界 (cm)
	解析ケース	変位 (cm)	解析ケース	変位 (cm)		
δ_x	①Ss-3-+	1.1	重畳時 2	0.2	1.3	9.5 以上*3
δ_y	①Ss-3-+	2.2	重畳時 2	0.0	2.2	11.3 以上*3
δ_z	④Ss-1-+	0.4	重畳時 2	4.7	5.1	12.2 以上*3

注記*1 : 2 次元有効応力解析から算定した値。

*2 : 2 次元静的フレーム解析から算定した値。

*3 :

5.3 まとめ

「5.1 津波時」及び「5.2 重畳時」による全ての評価項目において、海水貯留堰の評価対象部位の発生応力及び変形量が許容限界以下であることを確認した。

海水貯留堰の強度計算書に関する参考資料

- (参考資料 1) 津波時及び重畳時における鋼管矢板継手部の健全性について
- (参考資料 2) 海水貯留堰接続部の強度評価に用いる水平震度及び作用荷重の算出について
- (参考資料 3) 止水ゴム取付部鋼材に作用する分布荷重の算出方法について
- (参考資料 4) 荷重の組合せに対する止水ゴム変位量の算出方法について

(参考資料 1) 津波時及び重畳時における鋼管矢板継手部の健全性について

1. 検討概要

海水貯留堰を構成する鋼管矢板については、鋼管杭本体の健全性に加え、継手部の健全性も確保する必要がある。

本検討では、余震荷重、津波荷重及び衝突荷重に対して、継手部の健全性が確保されることを確認する。継手部の健全性は、せん断応力、軸方向応力及び曲げ応力が許容限界以下であることを確認する。

2. せん断応力及び軸方向応力について

2.1 検討方法

継手部に対してせん断力及び軸方向力が保守的に作用するように、荷重を作用させる鋼管の両端の鋼管が固定された条件を仮定し、継手鋼材及び接合部に対してせん断応力度照査及び軸方向応力度照査を実施する。検討イメージを図 1 に示す。

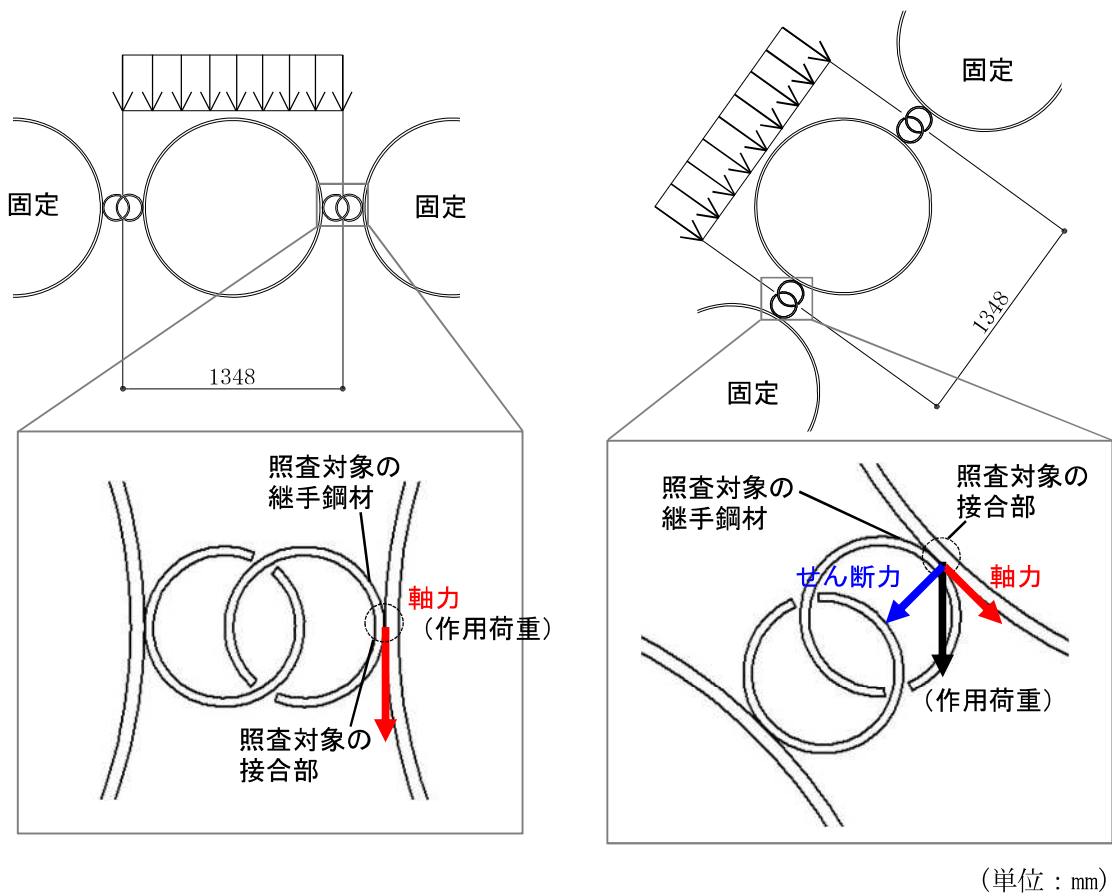


図 1 検討イメージ (左：直線部，右：隅角部)

2.2 解析ケース

水中部については、①津波時に作用する**遡上津波荷重**及び漂流物荷重、②重畳時に作用する**遡上津波荷重**及び**余震荷重**（慣性力及び動水圧）もしくは、③**津波荷重**（静水圧）、**余震荷重**（慣性力及び動水圧）及び漂流物荷重を作用荷重として考慮する。

解析ケース及び荷重作用図を表1に示す。表1に示す分布荷重（kN/m）は、継手を含む鋼管1本（幅1.348m）あたりに作用する分布荷重である。この分布荷重のうち、最も発生せん断力及び発生軸力が大きくなる位置での荷重の合計値を用いて照査を実施する。

また、評価は 0° ～ 90° までの継手の取付角度を考慮する。

なお、土中部については、補足「2.1 海水貯留堰の耐震計算書に関する補足説明（参考資料1）」において、健全性を確認している。

表1 解析ケース及び作用荷重

解析ケース	荷重作用図	荷重の合計値
① 水中部・津波時		553.5 kN/m
② 水中部・重畳時1		86.3 kN/m
③ 水中部・重畳時2		570.4 kN/m

2.3 せん断力及び軸力の算定

継手に生じるせん断力及び軸力の算定方法を以下に示す。なお、鋼管矢板が受ける荷重は 2 か所の継手で分担するものとする。なお、継手鋼材に作用するせん断力は、接合部に対して軸力、継手鋼材に作用する軸力は接合部に対して、せん断力となる。

(1) 継手鋼材に対するせん断力の算定方法

$$S = P_1 / 2$$

$$P_1 = P \times \cos \theta$$

ここに、

S : せん断力 (kN/m)

P_1 : 継手軸方向の荷重成分 (kN/m)

P : 荷重の合計値 (kN/m)

θ : 継手の取付角度 (°)

(2) 継手鋼材に対する軸力（軸方向圧縮力及び軸方向引張力）の算定方法

$$N = P_2 / 2$$

$$P_2 = P \times \sin \theta$$

ここに、

N : 軸力（軸方向圧縮力及び軸方向引張力） (kN/m)

P_2 : 継手軸直角方向の荷重成分 (kN/m)

P : 荷重の合計値 (kN/m)

θ : 継手の取付角度 (°)

(3) せん断力及び軸力の算定結果

荷重の合計値が最大となる「③水中部・重畳時 2」の荷重に対して、各継手に生じるせん断力及び軸力を算定した。せん断力及び軸力の算定結果を表 2 に示す。隅角部の算定に用いた継手の取付角度を図 2 に示す。

表 2 せん断力及び軸力の算定結果

		作用荷重 P kN/m	作用荷重 θ °	継手軸方向 の荷重成分 P ₁ kN/m	継手軸直角方向 の荷重成分 P ₂ kN/m	継手鋼材 に対する せん断力 S kN/m	継手鋼材 に対する 軸力 N kN/m
直線部	継手1	570.4	0	570.4	0.0	285.2	0.0
隅角部	継手2	570.4	5	568.2	49.7	284.1	24.9
	継手3	570.4	15	551.0	147.6	275.5	73.8
	継手4	570.4	25	517.0	241.1	258.5	120.6
	継手5	570.4	35	467.2	327.2	233.6	163.6
	継手6	570.4	45	403.3	403.3	201.7	201.7
	継手7	570.4	55	327.2	467.2	163.6	233.6
	継手8	570.4	65	241.1	517.0	120.6	258.5
	継手9	570.4	75	147.6	551.0	73.8	275.5
	継手10	570.4	85	49.7	568.2	24.9	284.1
	継手11	570.4	90	0.0	570.4	0.0	285.2

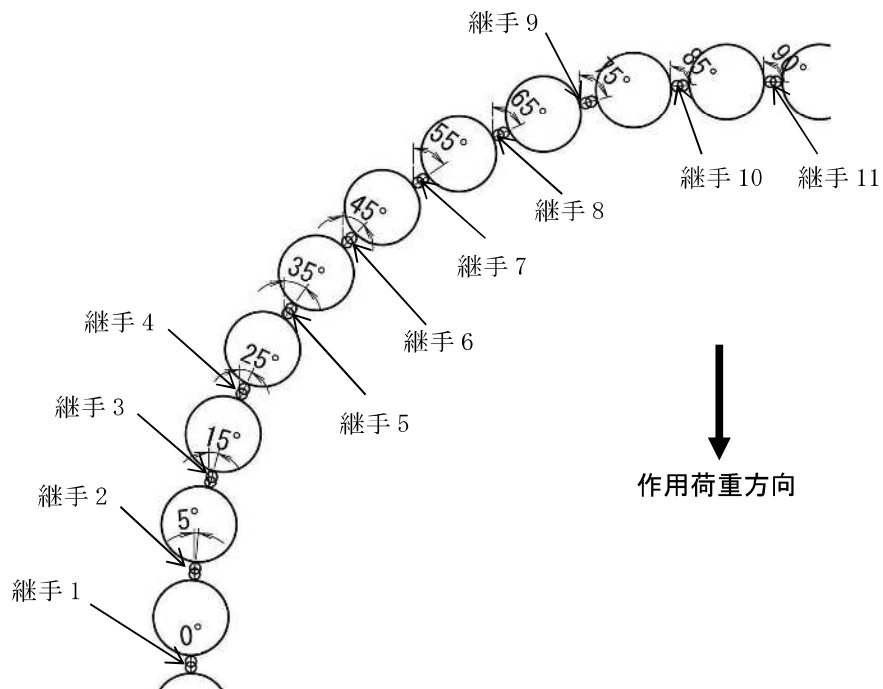


図 2 継手の取付角度（隅角部）

2.4 継手部の断面諸元

(1) 断面性能

継手部の仕様を図 3 に示す。また、継手鋼材及び接合部の断面積（単位高さあたり）は以下のとおり。なお、海水貯留堰には海水による腐食防止のため、電気防食を施すが、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（国土交通省港湾局，2007 版）」に基づき、片面 1 mm^{*}の腐食代を考慮する。

※ 耐用年数 50 年 × 腐食速度 0.02 mm/年 = 1 mm

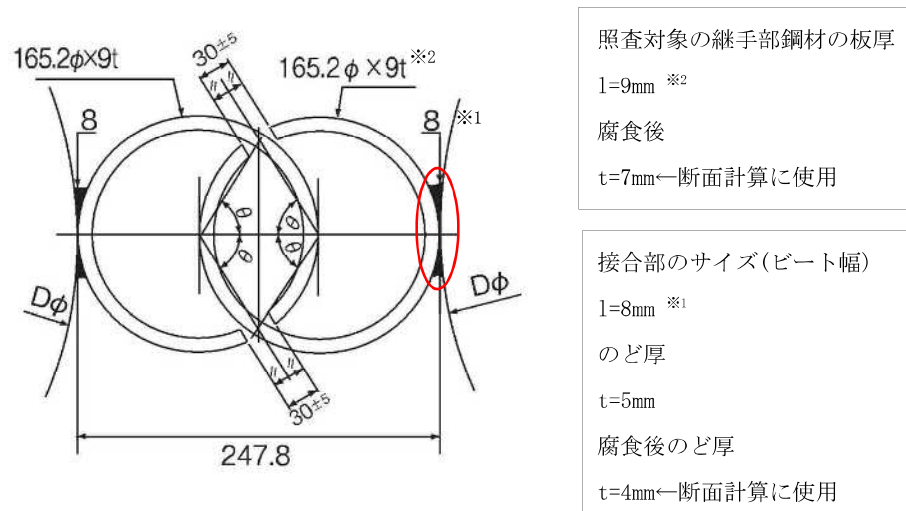


図 3 継手部の仕様

- ・ 継手鋼材の断面積 A（単位高さあたり）

$$A = \text{継ぎ手部材の板厚} \times 1.0 = 0.007 \text{ m}^2/\text{m}$$

- ・ 接合部の断面積 A_y （単位高さあたり）

$$A_y = 0.004 \times 1.0 \times 2 \text{箇所} = 0.008 \text{ m}^2/\text{m}$$

(2) 許容応力度

継手鋼材（STK400 材）の許容応力度を以下に示す。

短期許容せん断応力度 $\tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$

短期許容せん断応力度（接合部） $\tau_{ya} = 120 \text{ N/mm}^2$

短期許容軸方向圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 210 \text{ N/mm}^2$

短期許容軸方向引張応力度 $\sigma_{ta} = 210 \text{ N/mm}^2$

2.5 せん断応力度照査

継手鋼材及び接合部のせん断応力度照査を行った結果、下記に示すとおり、せん断応力度が許容せん断応力度以下となることを確認した。なお、せん断応力度の照査は、せん断力が最大となる「③ 水中部・重畳時 2」の継手鋼材：「継手 1」、接合部：「継手 11」のケースに対して実施する。

(1) 継手鋼材

$$\tau = S/A = 285.2 \text{ kN/m} / 0.007 \text{ m}^2/\text{m} = 40.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 40.7 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{O.K.}$$

(2) 接合部

$$\tau_y = S/A = 285.2 \text{ kN/m} / 0.008 \text{ m}^2/\text{m} = 35.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_y = 35.7 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{ya} = 120 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{O.K.}$$

2.6 軸方向応力度照査

継手鋼材の軸方向応力度照査を行った結果、下記に示すとおり、軸方向圧縮応力度が短期許容軸方向圧縮応力度以下となることを確認した。また、接合部の軸方向応力度照査を行った結果、下記に示すとおり、せん断応力度が許容せん断応力度以下となることを確認した。なお、軸方向応力度の照査は、軸力が最大となる「③ 水中部・重畳時 2」の継手鋼材：「継手 11」、接合部：「継手 1」のケースに対して実施する。

(1) 継手鋼材（軸方向圧縮力）

$$\sigma = N/A = 285.2 \text{ kN/m} / 0.007 \text{ m}^2/\text{m} = 40.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma = 40.7 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 210 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{O.K.}$$

(2) 接合部（軸方向引張力）

$$\tau_y = S/A = 285.2 \text{ kN/m} / 0.008 \text{ m}^2/\text{m} = 35.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_y = 35.7 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{ya} = 120 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{O.K.}$$

2.7 せん断力及び軸方向力の合成応力度照査

継手鋼材に作用するせん断力及び軸方向力の合成応力度について次式により照査を行った結果、表3に示すとおり、合成応力度比は基準値（1.2）以下となることを確認した。

$$(\sigma / \sigma_{t a})^2 + (\tau / \tau_a)^2 \leq 1.2$$

なお、接合部に作用するせん断力及び軸方向力は、それぞれ独立してのど厚面にせん断力として作用することから、合成応力度照査は実施していない。

表3 せん断応力及び軸方向応力の合成応力度照査（継手鋼材）

		せん断力 S kN/m	軸力 N kN/m	せん断応力度 τ (S/A) N/mm ²	軸応力度 σ (N/A) N/mm ²	合成応力度比 $(\sigma / \sigma_a)^2 + (\tau / \tau_a)^2$	判定
直線部	継手1	285.2	0.0	40.8	0.0	0.12	O.K.
隅角部	継手2	284.1	24.9	40.6	3.6	0.11	O.K.
	継手3	275.5	73.8	39.4	10.6	0.11	O.K.
	継手4	258.5	120.6	37.0	17.3	0.10	O.K.
	継手5	233.6	163.6	33.4	23.4	0.09	O.K.
	継手6	201.7	201.7	28.9	28.9	0.08	O.K.
	継手7	163.6	233.6	23.4	33.4	0.06	O.K.
	継手8	120.6	258.5	17.3	37.0	0.05	O.K.
	継手9	73.8	275.5	10.6	39.4	0.04	O.K.
	継手10	24.9	284.1	3.6	40.6	0.04	O.K.
	継手11	0.0	285.2	0.0	40.8	0.04	O.K.

3. 曲げ応力について

曲げ応力については，継手軸方向の曲げに対して照査する。曲げによって鋼管外縁が短期許容応力度に達した場合を仮定しても，継手部に生じる曲げ応力度は短期許容応力度以下となる。図4に鋼管と継手部の応力分布を示す。

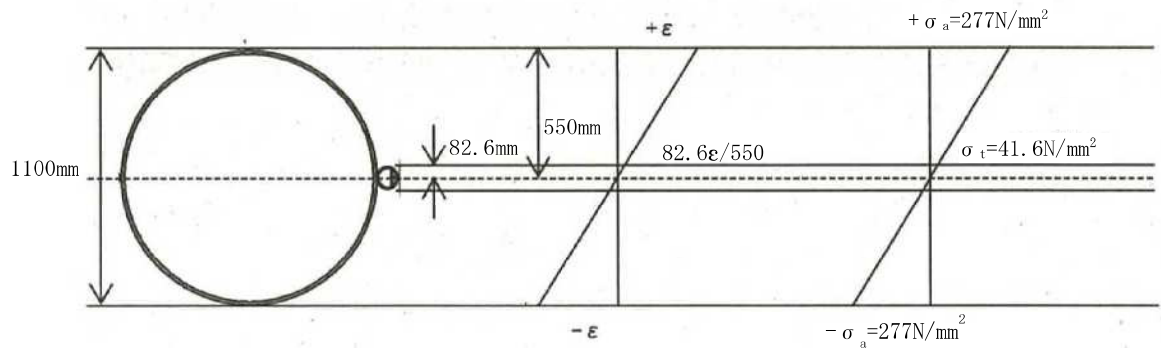


図4 鋼管及び継手鋼材の応力分布

鋼管外縁が短期許容応力度に達した場合の継手部の応力度を算出すると，以下のとおりとなる。

- 鋼管外縁での応力度（SKY490の短期許容応力度）

$$\sigma_a = 277 \text{ N/mm}^2$$

- 継手部に生じる応力度

$$\sigma_t = 277 \times 82.6 / 550 = 41.6 \text{ N/mm}^2 \leq 210 \text{ N/mm}^2 \text{ (STK400の短期許容応力度)}$$

4. 継手部の漏水量評価

4.1 評価方針

設置変更許可申請書同様に、貯留堰の継ぎ手部における漏水量については、文献¹⁾を参考に、海水貯留堰接続部の仕様がCase1のP-P継手であることから、図5に示す鋼管矢板継手部の遮水性能試験結果より、鋼管矢板継ぎ手部の換算透水係数を 1.0×10^{-5} (cm/sec)と保守的に設定し評価を行う。

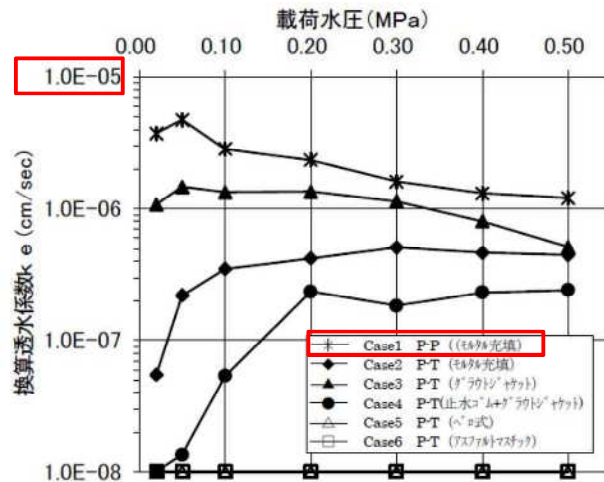
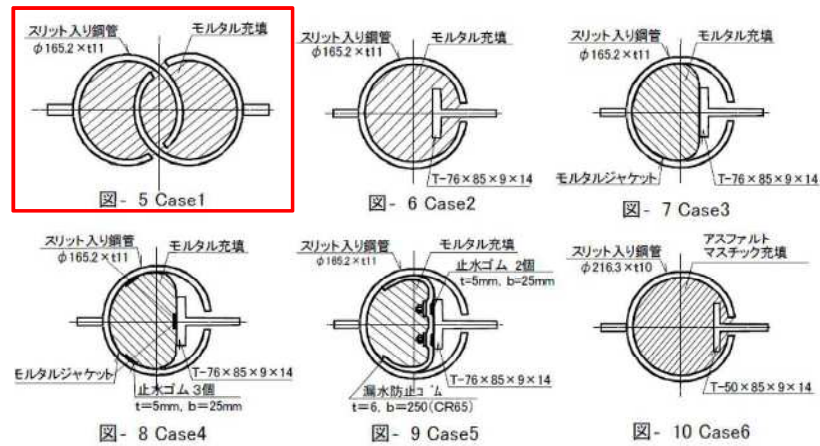


図- 11 継手遮水性能試験結果

図 5 鋼管矢板継手部の遮水性能試験結果¹⁾

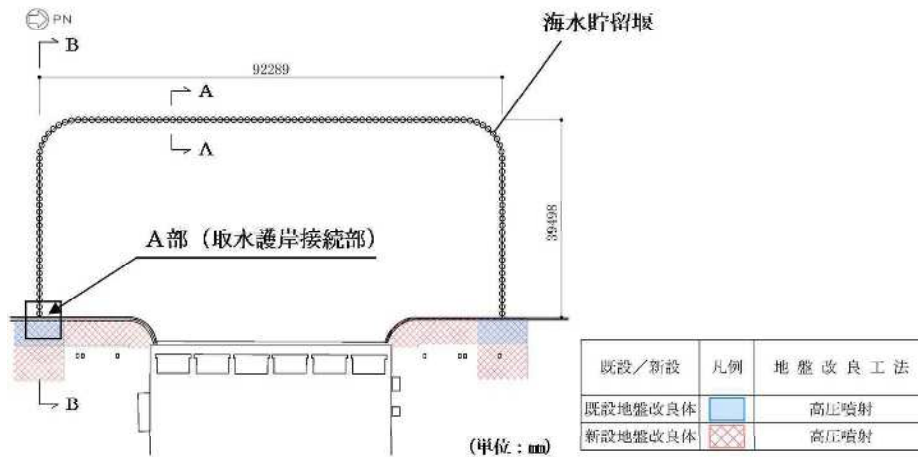
参考 ¹⁾ 斎藤ほか：鋼管矢板継手の遮水性能評価試験：土木学会第 56 回年次学術講演会 (平成 13 年 10 月)

4.2 評価結果

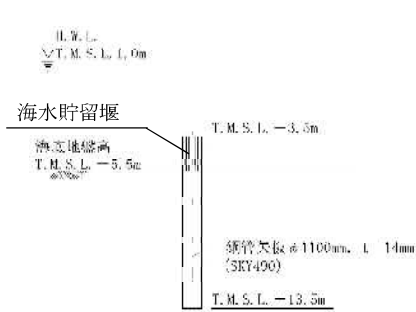
海水貯留堰の構造を図6に示す。継手構造は、保守的に貯留堰全周にあると仮定して計算を行う。評価時間は、基準津波による補機取水槽内の津波高さが海水貯留堰の天端標 T.M.S.L. - 3.5m を下回る継続時間を考慮して、16分とする。

継手部における漏水量は、下記の計算結果に示すとおり、貯留量 (8000m³) に対して、十分に小さいことを確認した。

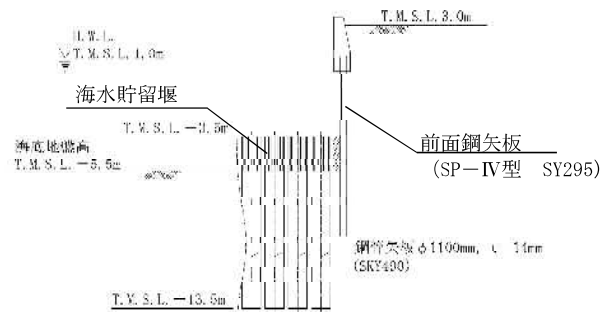
$$\begin{aligned} \text{漏水量 } Q &= \text{換算透水係数 } k_e \text{ (m/sec)} \times \text{動水勾配 } i \times \text{全周 } L \text{ (m)} \times \text{高さ } H \text{ (m)} \times \text{時間 } t \text{ (sec)} \\ &= (1.0 \times 10^{-5} \times 10^{-2}) \times (2/0.5) \times 171.3 \times 2 \times (16 \times 60) \div \underline{0.14 \text{ (m}^3\text{)}} \end{aligned}$$



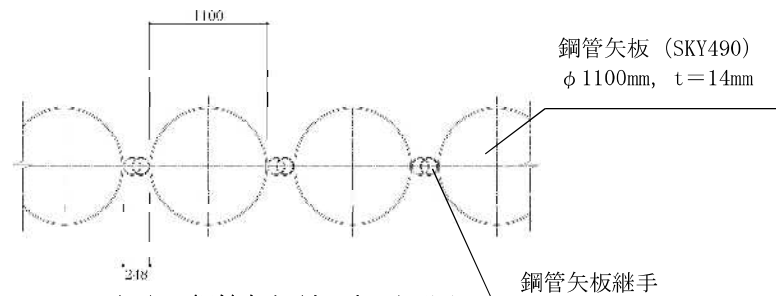
(a) 海水貯留堰の平面図



(b) A-A断面図



(c) B-B断面図



(d) 鋼管矢板継手部平面図

(単位: mm)

図6 海水貯留堰の構造概要

(参考) 1-10

5. まとめ

鋼管矢板継手部は、余震荷重、津波荷重及び衝突荷重に対して、せん断応力、軸方向応力、合成応力度、曲げ応力度が照査基準以下となるとともに、漏水量が貯留量に対して十分小さくなることから、海水貯留堰の止水性は確保されることを確認した。

(参考資料 2) 海水貯留堰接続部の強度評価に用いる水平震度及び作用荷重の算出について

1. 概要

本参考資料では、海水貯留堰接続部の強度評価に用いる水平震度及び作用荷重（止水ゴム取付部鋼材の地震時慣性力、動水圧、遡上津波荷重、津波荷重（静水圧）及び止水ゴム作用力）の算出結果を示す。

2. 水平震度

止水ゴム取付部鋼材の強度評価で、慣性力及び動水圧の算定に用いる水平震度 k_h は、1次元有効応力解析から抽出した地表面最大水平加速度 α より算出する。

抽出断面は補足「2.3 海水貯留堰の強度計算書に関する補足説明 3.2.1 評価対象断面」に示す断面①及び断面②を選定する。

入力地震動は補足「2.3 海水貯留堰の強度計算書に関する補足説明 3.5.2 重畳時 (1) 鋼管矢板 c. 1次元有効応力解析 (c) 入力地震動」に示す余震 (Sd-1) とし、解析ケースは表 1 に示す 3通りとする。

表 1 海水貯留堰接続部の強度評価に用いる検討ケース

解析ケース		①	②	③
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース
地盤剛性の設定		地盤剛性 (平均値)	地盤剛性 (+1 σ)	地盤剛性 (-1 σ)
液状化強度特性の設定		液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波	Sd-1	1	1	1
計		1	1	1

補足「2.3 海水貯留堰の強度計算書に関する補足説明 5.2.1 1次元有効応力解析結果」に示した断面①及び断面②の地表面加速度を表2及び表3に示す。

表2 1次元有効応力解析結果（断面①）（再掲）

解析ケース	①	②	③
	基本ケース	地盤物性のばらつき(+1 σ)を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき(-1 σ)を考慮した解析ケース
地表面加速度最大 (m/s ²)	3.96	3.87	4.06

表3 1次元有効応力解析結果（断面②）（再掲）

解析ケース	①	②	③
	基本ケース	地盤物性のばらつき(+1 σ)を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき(-1 σ)を考慮した解析ケース
地表面加速度最大 (cm/s ²)	4.43	4.35	5.04

表2及び表3より、断面②の解析ケース③（地盤物性のばらつき(-1 σ)を考慮した解析ケース）において、地表面加速度最大が発生する。

強度評価に用いる水平震度 k_h は、表4に示すように算出する。ここで、水平震度 k_h は、断面①及び断面②を比較して、水平震度が大きい断面②（ $k_h = 0.52$ ）を強度評価に用いることとし、作用荷重も水平震度 $k_h = 0.52$ を基に算出する。

表4 水平震度の算出

検討断面	地表面最大加速度 α (m/s ²)	重力加速度 g (m/s ²)	水平震度 k_h
断面①	4.06	9.80665	0.42
断面②	5.04	9.80665	0.52

3. 慣性力

止水ゴム取付部鋼材の地震時慣性力は、「道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づいて算出する。材料の単位体積重量は、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）」に基づいて設定する。なお，地震時慣性力は検討対象である止水ゴム取付部鋼材リブプレート間隔300mm間の鋼材重量に対して算出する。ここでは，断面②の水平震度 $k_h=0.52$ の時の荷重条件を表5及び表6に示す。

表5 強度評価に用いる条件（慣性力，止水ゴム取付部鋼材(1)）

記号	定義	数値	単位	備考
γ_s	鋼の単位体積重量	77	kN/m ³	
B_{skin1}	幅（スキンプレート1）	646	mm	
D_{skin1}	長さ（スキンプレート1）	300	mm	
t_{skin1}	板厚（スキンプレート1）	9	mm	
n_{skin1}	個数（スキンプレート1）	1	—	
G_{skin1}	重量（スキンプレート1）	0.134	kN	
B_{skin2}	幅（スキンプレート2）	391	mm	
D_{skin2}	長さ（スキンプレート2）	300	mm	
t_{skin2}	板厚（スキンプレート2）	9	mm	
n_{skin2}	個数（スキンプレート2）	1	—	
G_{skin2}	重量（スキンプレート2）	0.082	kN	
B_{rib1}	幅（リブプレート1）	476	mm	
D_{rib1}	長さ（リブプレート1）	125	mm	
t_{rib1}	板厚（リブプレート1）	14	mm	
n_{rib1}	個数（リブプレート1）	1	—	
G_{rib1}	重量（リブプレート1）	0.064	kN	
B_{rib2}	幅（リブプレート2）	486	mm	
D_{rib2}	長さ（リブプレート2）	125	mm	
t_{rib2}	板厚（リブプレート2）	14	mm	
n_{rib2}	個数（リブプレート2）	1	—	
G_{rib2}	重量（リブプレート2）	0.066	kN	
B_{rib3}	幅（リブプレート3）	323	mm	
D_{rib3}	長さ（リブプレート3）	50	mm	
t_{rib3}	板厚（リブプレート3）	14	mm	
n_{rib3}	個数（リブプレート3）	1	—	
G_{rib3}	重量（リブプレート3）	0.017	kN	

表6 強度評価に用いる条件（慣性力、止水ゴム取付部鋼材(2)）

記号	定義	数値	単位	備考
B _{rib4}	幅（リブプレート4）	367	mm	
D _{rib4}	長さ（リブプレート4）	335	mm	
t _{rib4}	板厚（リブプレート4）	14	mm	
n _{rib4}	個数（リブプレート4）	1	—	
G _{rib4}	重量（リブプレート4）	0.132	kN	
B _{rib5}	幅（リブプレート5）	208	mm	
D _{rib5}	長さ（リブプレート5）	305	mm	
t _{rib5}	板厚（リブプレート5）	14	mm	
n _{rib5}	個数（リブプレート5）	1	—	
G _{rib5}	重量（リブプレート5）	0.068	kN	
B _{rib6}	幅（リブプレート6）	60	mm	
D _{rib6}	長さ（リブプレート6）	150	mm	
t _{rib6}	板厚（リブプレート6）	14	mm	
n _{rib6}	個数（リブプレート6）	1	—	
G _{rib6}	重量（リブプレート6）	0.010	kN	
G	総重量	0.573	kN	$= \sum G_{skin} + \sum G_{rib}$
A _{skin}	面積（スキンプレート）	0.311	m ²	$= \sum (B_{skin} \cdot D_{skin}) / 10^6$
G'	スキンプレート 単位面積あたりの重量	1.842	kN/m ²	$= G / A_{skin}$
k _h	水平震度	0.52	—	
K _{sd}	慣性力	1.0	kN/m ²	$= k_h \cdot G'$

4. 動水圧

動水圧は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（国土交通省港湾局，2007 版）」に基づいて算出する。ここでは，断面②の水平震度 $k_h = 0.52$ を用いた荷重条件を表 7 及び表 8 に示す。

表 7 強度評価に用いる条件（動水圧 重畳時 1 断面②）

記号	定義	数値	単位	備考
ρ	海水の密度	1.03	g/cm ³	
g	重力加速度	9.80665	m/s ²	
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³	$= \rho \cdot g$
H	海水貯留堰高さ	2.00	m	
η	海水貯留堰外側の海水貯留堰天端面からの津波高さ	0.00	m	
h_1	海水貯留堰外側の底面における水深	2.00	m	$= H + \eta$
h_2	海水貯留堰外側の天端面における水深	2.00	m	$= \eta$
h_3	海水貯留堰内側の底面における水深	2.00	m	$= H$
k_h	水平震度	0.52	—	
P_{d1}	海水貯留堰外側の底面における動水圧	9.2	kN/m ²	$= \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_1$
P_{d3}	海水貯留堰内側の底面における動水圧	9.2	kN/m ²	$= \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_3$

表 8 強度評価に用いる条件（動水圧 重畳時 2 断面②）

記号	定義	数値	単位	備考
ρ	海水の密度	1.03	g/cm^3	
g	重力加速度	9.80665	m/s^2	
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3	$= \rho \cdot g$
H	海水貯留堰高さ	2.00	m	
η	海水貯留堰外側の海水貯留堰天端面からの津波高さ	2.00	m	
h_1	海水貯留堰外側の底面における水深	4.00	m	$= H + \eta$
h_2	海水貯留堰外側の天端面における水深	2.00	m	$= \eta$
h_3	海水貯留堰内側の底面における水深	2.00	m	$= H$
k_h	水平震度	0.52	—	
P_{d1}	海水貯留堰外側の底面における動水圧	18.4	kN/m^2	$= \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_1$
P_{d3}	海水貯留堰内側の底面における動水圧	9.2	kN/m^2	$= \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_3$

5. 遡上津波荷重

遡上津波荷重は、保守的に津波による最大荷重（越流直前の波力）を適用することとし、津波波力は、「東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針」の考え方に従って、津波高さの3倍の高さまでの静水圧荷重を考慮する。荷重条件を表9及び表10に示す。

表9 強度評価に用いる条件（遡上津波荷重 一般部）

記号	定義	数値	単位	備考
H	海水貯留堰高さ	2.00	m	
η	海水貯留堰外側の海水貯留堰天端面からの津波高さ	4.00	m	
h_1	海水貯留堰外側の底面における水深	6.00	m	$= H + \eta$
h_2	海水貯留堰外側の天端面における水深	4.00	m	$= \eta$
h_3	海水貯留堰内側の底面における水深	2.00	m	$= H$
ρ	海水の密度	1.03	g/cm^3	
g	重力加速度	9.80665	m/s^2	
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3	$= \rho \cdot g$
p_1	海水貯留堰外側の底面における波圧強度	60.6	kN/m^2	$= \gamma_w \cdot h_1$
p_2	海水貯留堰外側の天端面における波圧強度	40.4	kN/m^2	$= \gamma_w \cdot h_2$
p_3	海水貯留堰内側の底面における波圧強度	20.2	kN/m^2	$= \gamma_w \cdot h_3$
P	遡上津波荷重	40.4	kN/m^2	$= p_1 - p_3$
ℓ	荷重分担幅	1.00	m	
P_t	遡上津波荷重	40.4	kN/m	$= P \times \ell$

表 10 強度評価に用いる条件（遡上津波荷重 端部）

記号	定義	数値	単位	備考
H	海水貯留堰高さ	2.00	m	
η	海水貯留堰外側の海水貯留堰天端面からの津波高さ	4.00	m	
h_1	海水貯留堰外側の底面における水深	6.00	m	$= H + \eta$
h_2	海水貯留堰外側の天端面における水深	4.00	m	$= \eta$
h_3	海水貯留堰内側の底面における水深	2.00	m	$= H$
ρ	海水の密度	1.03	g/cm^3	
g	重力加速度	9.80665	m/s^2	
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3	$= \rho \cdot g$
p_1	海水貯留堰外側の底面における波圧強度	60.6	kN/m^2	$= \gamma_w \cdot h_1$
p_2	海水貯留堰外側の天端面における波圧強度	40.4	kN/m^2	$= \gamma_w \cdot h_2$
p_3	海水貯留堰内側の底面における波圧強度	20.2	kN/m^2	$= \gamma_w \cdot h_3$
P	遡上津波荷重	40.4	kN/m^2	$= p_1 - p_3$
ℓ	荷重分担幅	1.662	m	(鋼管矢板杭径 1.100m + 継手長 0.2478m/2 + 端部長 0.810m) / (鋼管矢板杭径 1.100m + 継手長 0.2478m/2)
P_t	遡上津波荷重	67.1	kN/m	$= P \times \ell$

6. 津波荷重（静水圧）

津波荷重（静水圧）は、津波により浸水している状態での浸水深さに応じた静水圧を算定し、保守的なものを適用することとし、「防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省港湾局，平成 27 年 12 月一部改訂）」に基づき，静水圧差式を参考に算出する。荷重条件表を表 11 及び表 12 に示す。なお，設計に用いる津波高さは，津波シミュレーション結果より T.M.S.L.-1.5 m とする。

表 11 強度評価に用いる条件（津波荷重（静水圧）一般部）

記号	定義	数値	単位	備考
H	海水貯留堰高さ	2.00	m	
η	海水貯留堰外側の海水貯留堰天端面からの津波高さ	2.00	m	
h_1	海水貯留堰外側の底面における水深	4.00	m	$= H + \eta$
h_2	海水貯留堰外側の天端面における水深	2.00	m	$= \eta$
h_3	海水貯留堰内側の底面における水深	2.00	m	$= H$
ρ	海水の密度	1.03	g/cm^3	
g	重力加速度	9.80665	m/s^2	
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3	$= \rho \cdot g$
p_1	海水貯留堰外側の底面における波圧強度	40.4	kN/m^2	$= \gamma_w \cdot h_1$
p_2	海水貯留堰外側の天端面における波圧強度	20.2	kN/m^2	$= \gamma_w \cdot h_2$
p_3	海水貯留堰内側の底面における波圧強度	20.2	kN/m^2	$= \gamma_w \cdot h_3$
P	津波荷重（静水圧）	20.2	kN/m^2	$= p_1 - p_3$
\varnothing	荷重分担幅	1.00	m	
P_s	津波荷重（静水圧）	20.2	kN/m	$= P \times \varnothing$

表 12 強度評価に用いる条件（津波荷重（静水圧）端部）

記号	定義	数値	単位	備考
H	海水貯留堰高さ	2.00	m	
η	海水貯留堰外側の海水貯留堰天端面からの津波高さ	2.00	m	
h_1	海水貯留堰外側の底面における水深	4.00	m	$= H + \eta$
h_2	海水貯留堰外側の天端面における水深	2.00	m	$= \eta$
h_3	海水貯留堰内側の底面における水深	2.00	m	$= H$
ρ	海水の密度	1.03	g/cm^3	
g	重力加速度	9.80665	m/s^2	
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3	$= \rho \cdot g$
p_1	海水貯留堰外側の底面における波圧強度	40.4	kN/m^2	$= \gamma_w \cdot h_1$
p_2	海水貯留堰外側の天端面における波圧強度	20.2	kN/m^2	$= \gamma_w \cdot h_2$
p_3	海水貯留堰内側の底面における波圧強度	20.2	kN/m^2	$= \gamma_w \cdot h_3$
P	津波荷重（静水圧）	20.2	kN/m^2	$= p_1 - p_3$
ℓ	荷重分担幅	1.662	m	(鋼管矢板杭径 1.100m + 継手長 0.2478m/2 + 端部長 0.810m) / (鋼管矢板杭径 1.100m + 継手長 0.2478m/2)
P_s	津波荷重（静水圧）	33.6	kN/m	$= P \times \ell$

7. 止水ゴム作用力

止水ゴムに作用する荷重に対して、止水ゴムの荷重作用幅を考慮した値を、止水ゴム両側の止水ゴム取付部鋼材スキンプレート先端が負担するものとして考慮する。ここでは、断面②に用いた荷重条件を表 13 から表 15 に示す。

表 13 強度評価に用いる条件（止水ゴム作用力 津波時）

記号	定義	数値	単位	備考
B ₁	止水ゴム幅	0.240	m	
B ₂	止水ゴム変形量	0.038	m	2次元有効応力解析及び2次元静的フレーム解析から算定した津波時変形量
B	止水ゴム荷重作用幅	0.278	m	= B ₁ + B ₂
P _t	遡上津波荷重	40.4	kN/m ²	表 9 より
F _g	止水ゴム作用力	5.6	kN/m	= B/2・P _t

表 14 強度評価に用いる条件（止水ゴム作用力 重畳時 1）

記号	定義	数値	単位	備考
B ₁	止水ゴム幅	0.240	m	
B ₂	止水ゴム変形量	0.034	m	2次元有効応力解析及び2次元静的フレーム解析から算定した重畳時 1 変形量
B	止水ゴム荷重作用幅	0.274	m	= B ₁ + B ₂
P _t	遡上津波荷重	40.4	kN/m ²	表 9 より
P _{d1}	海水貯留堰外側の底面における動水圧	9.2	kN/m ²	表 7 より
P _{d3}	海水貯留堰内側の底面における動水圧	9.2	kN/m ²	表 7 より
F _g	止水ゴム作用力	8.1	kN/m	= B/2・(P _t + P _{d1} + P _{d3})

表 15 強度評価に用いる条件（止水ゴム作用力 重畳時 2）

記号	定義	数値	単位	備考
B ₁	止水ゴム幅	0.240	m	
B ₂	止水ゴム変形量	0.058	m	2次元有効応力解析及び2次元静的フレーム解析から算定した重畳時2変形量
B	止水ゴム荷重作用幅	0.298	m	= B ₁ + B ₂
P _t	津波荷重（静水圧）	20.2	kN/m ²	表 10 より
P _{d1}	海水貯留堰外側の底面における動水圧	18.4	kN/m ²	表 8 より
P _{d3}	海水貯留堰内側の底面における動水圧	9.2	kN/m ²	表 8 より
F _g	止水ゴム作用力	7.1	kN/m	= B/2・(P _t +P _{d1} +P _{d3})

8. 衝突荷重

衝突荷重は、KK7 補足-019-2「津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料 4.7 漂流物衝突を考慮した津波防護施設の設計について」に示す漂流物衝突荷重一覧のうち、最も大きい荷重となる軽自動車の FEMA（2012）で示された算定式による漂流物荷重を考慮する。荷重条件表を表 16 及び表 17 に示す。

表 16 強度評価に用いる条件（衝突荷重 鋼管矢板一般部）

記号	定義	数値	単位	備考
P	衝突荷重	499	kN	
ℓ	荷重分担幅	1.348	m	(鋼管矢板杭径 1.100m+継手長 0.2478m)
P_c	衝突荷重	370.2	kN/m	$= P/\ell$

表 17 強度評価に用いる条件（衝突荷重 鋼管矢板端部）

記号	定義	数値	単位	備考
P	衝突荷重	499	kN	
ℓ	荷重分担幅	1.224	m	(鋼管矢板杭径 1.100m+継手長 0.2478m/2)
P_c	衝突荷重	407.7	kN/m	$= P/\ell$

(参考資料 3) 止水ゴム取付部鋼材に作用する分布荷重の算出方法について

1. 概要

止水ゴム取付部鋼材（スキンプレート及びリブプレート）に作用する分布荷重の算出方法を示す。

海水貯留堰の平面図を図 1 に，海水貯留堰南側接続部の鳥瞰図を図 2 に，止水ゴム取付部鋼材及び止水ゴムの詳細構造図を図 3 に示す。

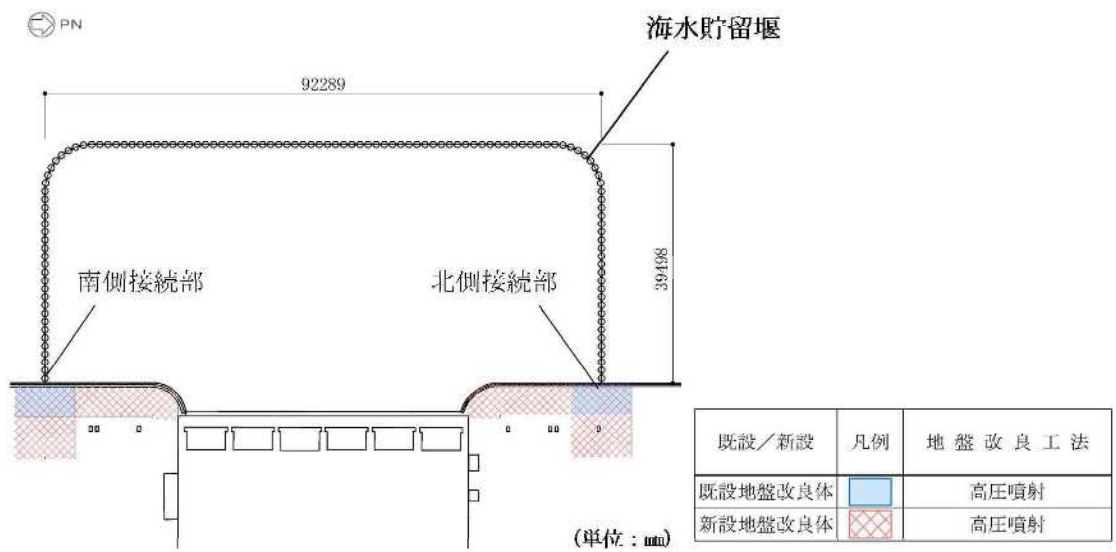


図 1 海水貯留堰の平面図

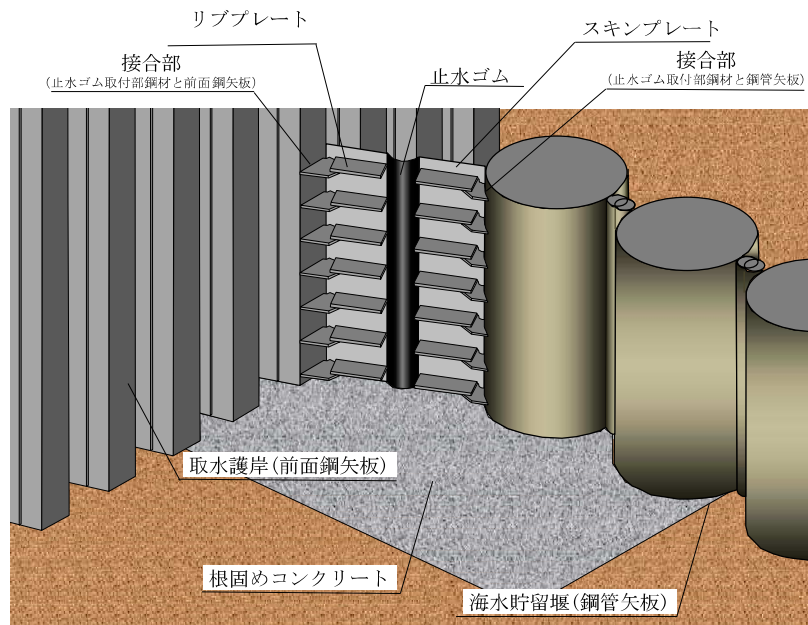
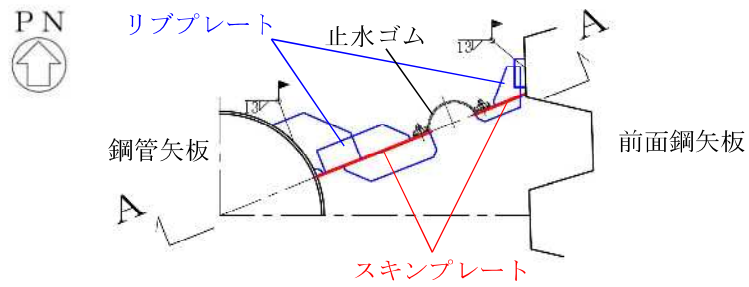
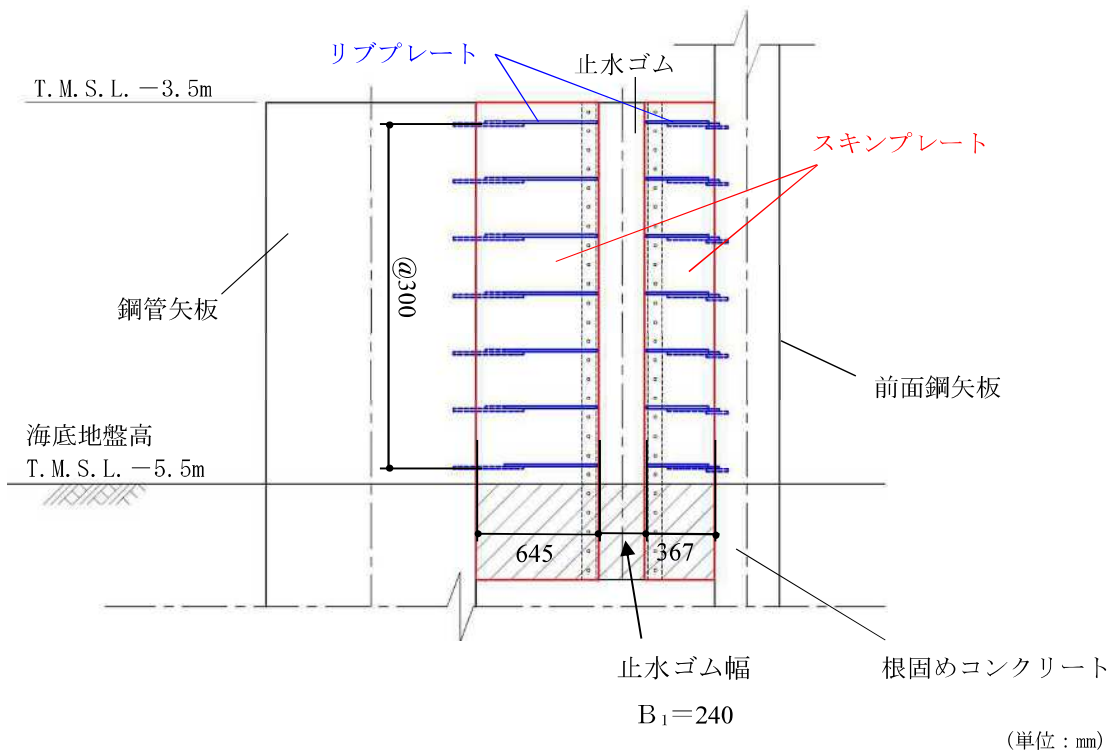


図 2 海水貯留堰南側接続部の鳥瞰図



(a) 平面図



(b) A-A断面図

図 3 止水ゴム取付部鋼材の詳細構造図 (南側)

2. 止水ゴム取付部鋼材に作用する荷重

スキンプレート及びリブプレートに作用する荷重図を図3に示す。作用する分布荷重は、慣性力、動水圧、止水ゴム作用力を考慮する。

動水圧は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（国土交通省港湾局，2007版）」に基づき、1次元有効応力解析から得られる最大加速度を用いて算出する。動水圧の算出にあたっては、水深が最も深い箇所が最も大きくなることから、海水貯留堰底面位置にて算出された動水圧に基づき、荷重を算定する。

慣性力は、1次元有効応力解析から得られる最大加速度を用いて算出する。海水貯留堰接続部の強度評価に用いる水平震度は、（参考資料2）に示すとおり、断面②における水平震度 $K_h=0.52$ （③地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース）を用いている。

止水ゴム作用力は、2次元有効応力解析結果と2次元静的フレーム解析結果に基づき、止水ゴムの作用幅に応じた荷重を用いて算出する。

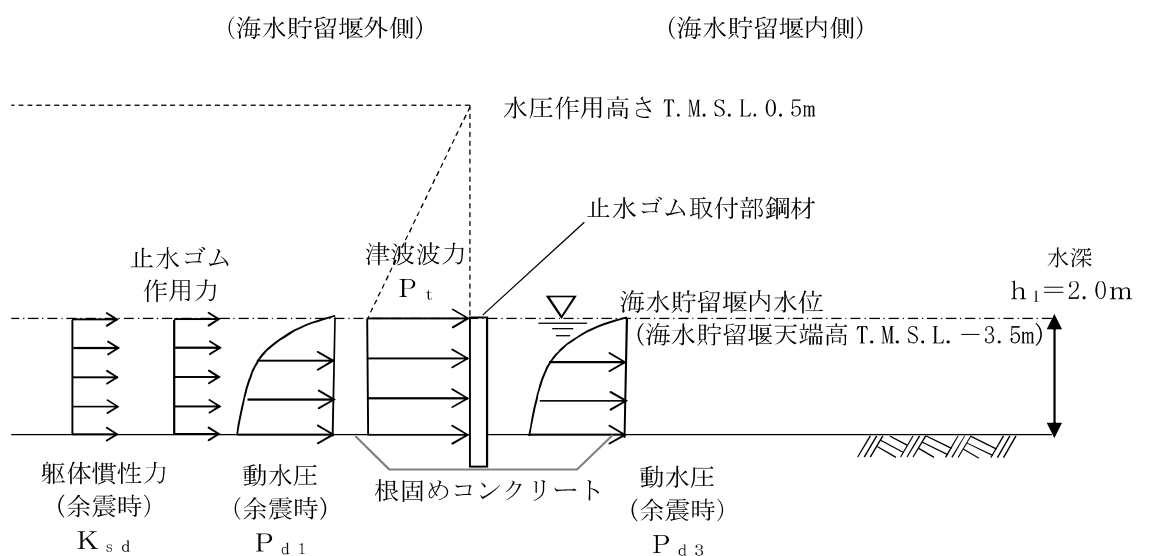


図4 荷重作用図（重畳時1）

3. スキンプレートに作用する分布荷重の算出例

スキンプレートに作用する荷重図を図4に、スキンプレートの照査モデルを図5に示す。作用する分布荷重は、津波荷重、慣性力、動水圧を考慮する。スキンプレートは、荷重値一覧を表1に示す。

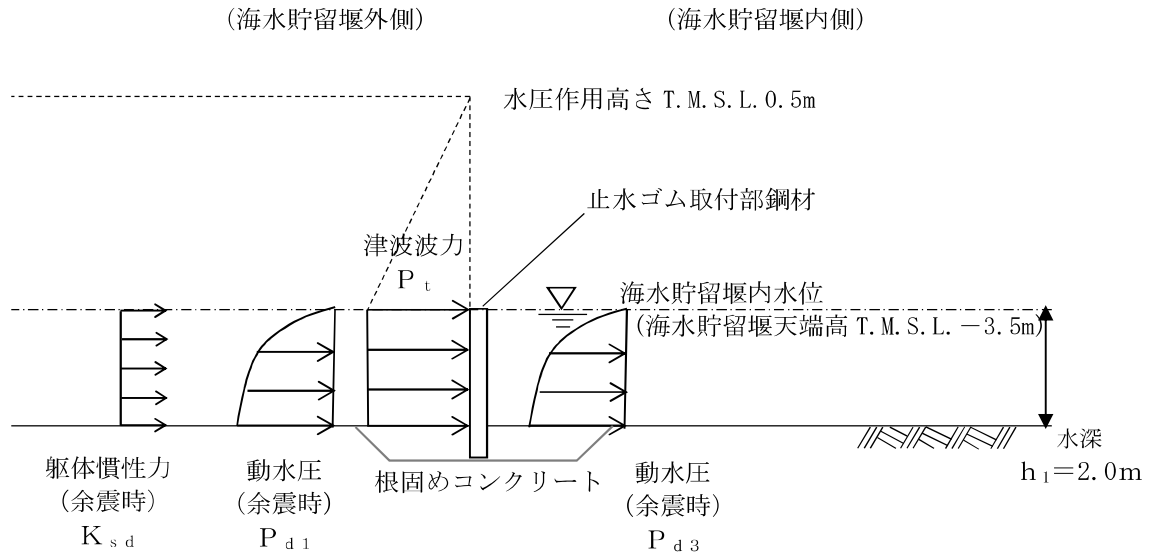


図5 荷重作用図 (重畳時1)

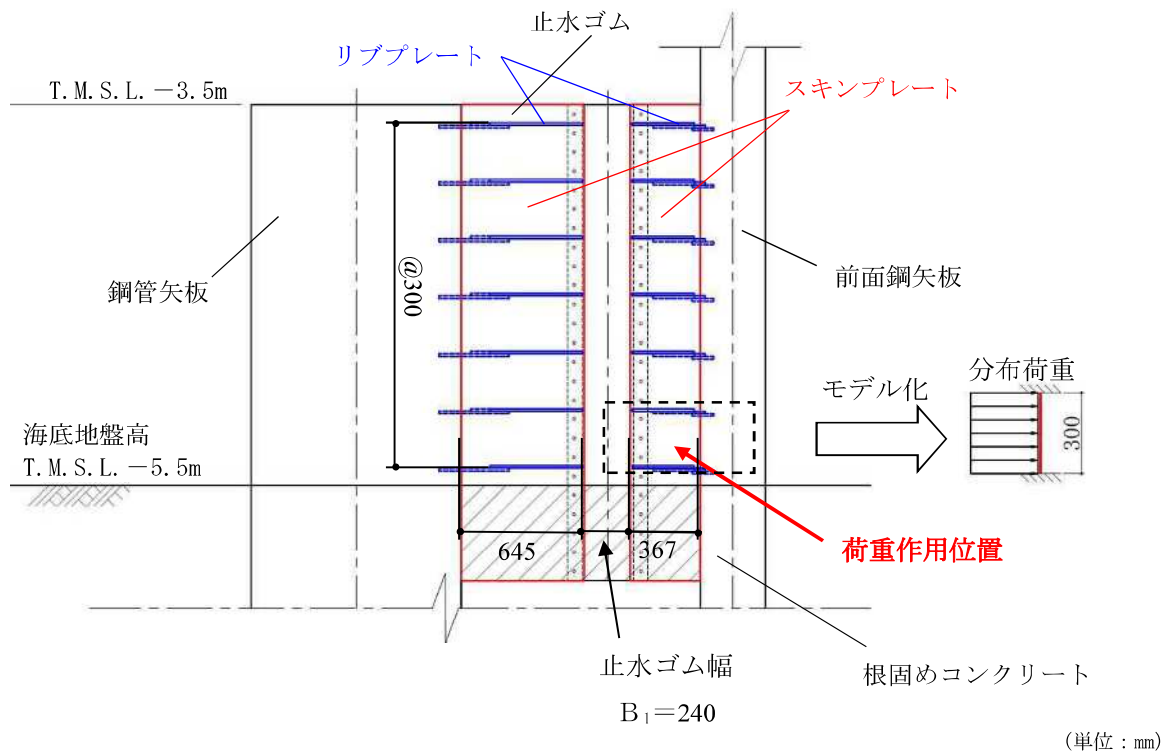


図6 スキンプレートの照査モデル (南側)

表 1 荷重値一覧

検討断面	津波荷重 P_t (kN/m ²)	動水圧 P_d (kN/m ²)	慣性力 K_{s_d} (kN/m ²)	スキンプレー ト奥行き 1 (m)	分布荷重 q (kN/m)	分布荷重 載荷幅 L※ (m)
断面① (北側)	40.4	18.4	0.93	1.0	59.7	0.3
断面② (南側)	40.4	18.4	0.96	1.0	59.7	0.3

※ 分布荷重載荷幅=リブプレート間隔 (m)

スキンプレートに作用する各荷重の算出を以下に示す。

【断面①】

$$\text{分布荷重 } q = (P_t + P_d + K_{s_d}) \times 1 = (40.4 + 18.382 + 0.932) \times 1.0 = 59.714 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{津波荷重 } P_t = p_1 - p_3 = 10.1 \times 3 \times 2.0 - 10.1 \times 2.0 = 40.4 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

p_1 : 海水貯留堰外側の底面における波圧強度 (kN/m²)

p_3 : 海水貯留堰内側の底面における波圧強度 (kN/m²)

$$\text{動水圧 } P_d = P_{d1} + P_{d3} = 18.382 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{d1} = 7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_1 = 7/8 \times 0.52 \times 10.1 \times 2.0 = 9.191$$

$$P_{d3} = 7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_3 = 7/8 \times 0.52 \times 10.1 \times 2.0 = 9.191$$

P_{d1} : 海水貯留堰外側の底面における動水圧 (kN/m²)

P_{d3} : 海水貯留堰内側の底面における動水圧 (kN/m²)

k_h : 水平震度 (0.52)

γ_w : 海水の単位体積重量 (kN/m³)

$$\text{慣性力 } K_{s_d} = k_h \cdot G' = 0.52 \times 1.793 = 0.932 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

G' : 自重 (止水ゴム取付部鋼材の単位面積当たり)

k_h : 水平震度 (0.52)

【断面②】

$$\text{分布荷重 } q = (P_t + P_d + K_{s_d}) \times 1 = (40.4 + 18.382 + 0.958) \times 1.0 = 59.740 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{津波荷重 } P_t = p_1 - p_3 = 10.1 \times 6.0 - 10.1 \times 2.0 = 40.4 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

p_1 : 海水貯留堰外側の底面における波圧強度 (kN/m²)

p_3 : 海水貯留堰内側の底面における波圧強度 (kN/m²)

$$\text{動水圧 } P_d = P_{d1} + P_{d3} = 18.382 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{d1} = 7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_1 = 7/8 \times 0.52 \times 10.1 \times 2.0 = 9.191$$

$$P_{d3} = 7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_3 = 7/8 \times 0.52 \times 10.1 \times 2.0 = 9.191$$

P_{d1} : 海水貯留堰外側の底面における動水圧 (kN/m²)

P_{d3} : 海水貯留堰内側の底面における動水圧 (kN/m²)

k_h : 水平震度 (0.52)

γ_w : 海水の単位体積重量 (kN/m³)

$$\text{慣性力 } K_{s_d} = k_h \cdot G' = 0.52 \times 1.842 = 0.958 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

G' : 自重 (止水ゴム取付部鋼材の単位面積当たり)

k_h : 水平震度 (0.52)

4. リブプレートに作用する分布荷重の算出例

リブプレートに作用する荷重図を図7に示す。作用する分布荷重は、慣性力、動水圧、止水ゴム作用力を考慮する。荷重値一覧を表1に示す。

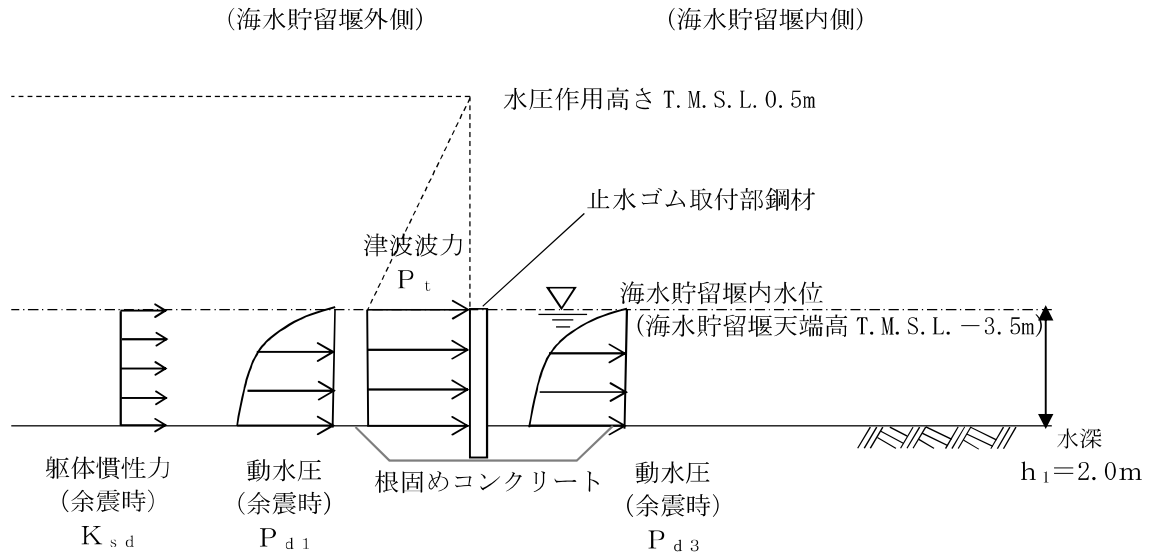


図7 荷重作用図 (重畳時1)

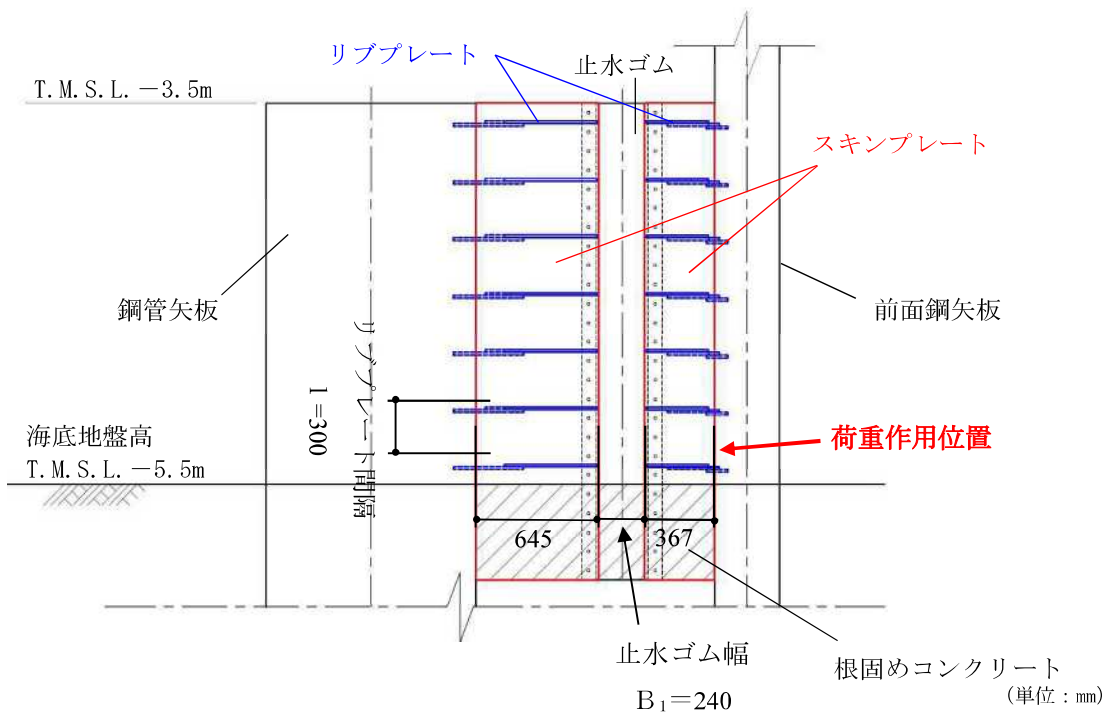


図8 止水ゴム取付部鋼材の詳細構造図 (南側)

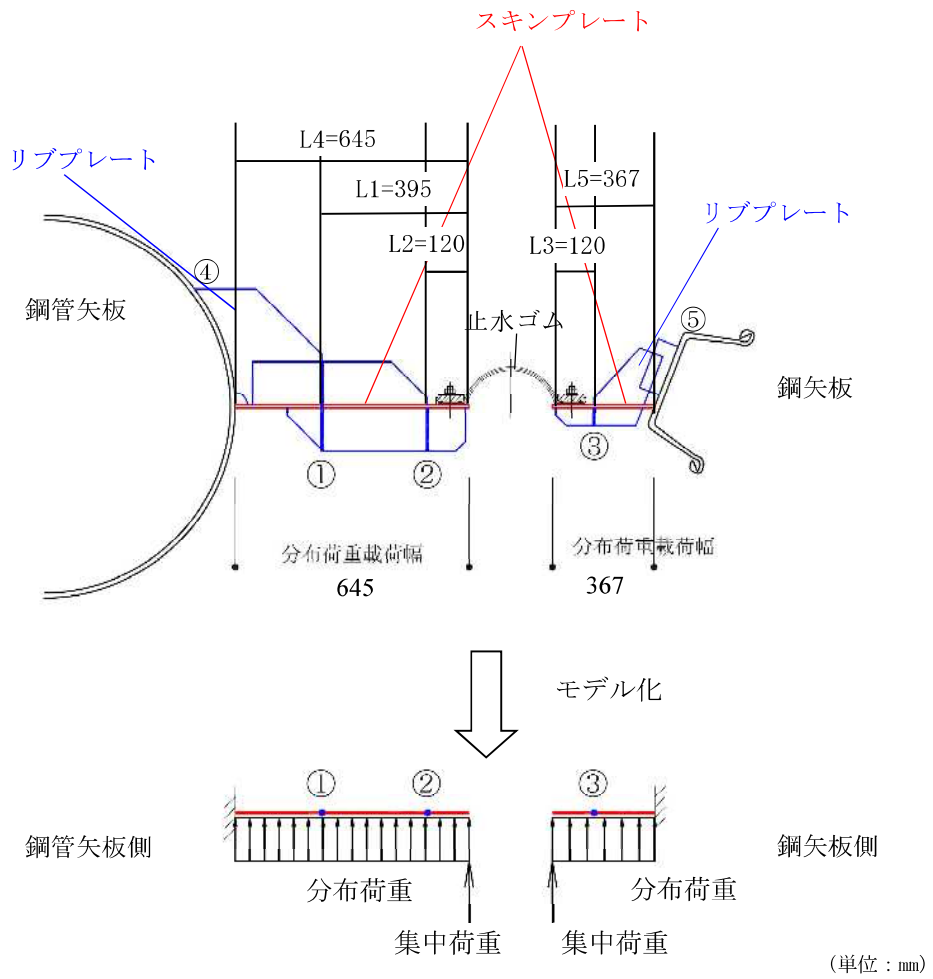


図 9 照査モデル図（リブプレートと鋼管矢板又は鋼矢板）（南側）

表 2 荷重値一覧

検討断面		津波荷重 P_t (kN/m^2)	動水圧 P_d (kN/m^2)	慣性力 $K_{s,d}$ (kN/m^2)	リブプレート間隔 l (m)	分布荷重 q (kN/m)	分布荷重 載荷幅 L^* (m)
断面① (北側)	①	40.4	18.4	0.93	0.3	17.9	0.440
	②						0.120
	③						0.120
	④						0.690
	⑤						0.300
断面② (南側)	①	40.4	18.4	0.96	0.3	17.9	0.395
	②						0.120
	③						0.120
	④						0.645
	⑤						0.367

※分布荷重載荷幅＝検討箇所でのリブプレート張り出し長 (m)

リブプレートに作用する分布荷重の算出を以下に示す。

【断面①】

$$\text{分布荷重 } q = (P_t + P_d + K_{s,d}) \times 1 = (40.4 + 18.382 + 0.932) \times 0.3 = 17.914 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{津波荷重 } P_t = p_1 - p_3 = 10.1 \times 3 \times 2.0 - 10.1 \times 2.0 = 40.4 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

p_1 : 海水貯留堰外側の底面における波圧強度 (kN/m²)

p_3 : 海水貯留堰内側の底面における波圧強度 (kN/m²)

$$\text{動水圧 } P_d = P_{d1} + P_{d3} = 18.382 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{d1} = 7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_1 = 7/8 \times 0.52 \times 10.1 \times 2.0 = 9.191$$

$$P_{d3} = 7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_3 = 7/8 \times 0.52 \times 10.1 \times 2.0 = 9.191$$

P_{d1} : 海水貯留堰外側の底面における動水圧 (kN/m²)

P_{d3} : 海水貯留堰内側の底面における動水圧 (kN/m²)

k_h : 水平震度 (0.52)

γ_w : 海水の単位体積重量 (kN/m³)

$$\text{慣性力 } K_{s,d} = k_h \cdot G' = 0.52 \times 1.793 = 0.932 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

G' : 自重 (止水ゴム取付部鋼材の単位面積当たり)

k_h : 水平震度 (0.52)

【断面②】

$$\text{分布荷重 } q = (P_t + P_d + K_{s,d}) \times 1 = (40.4 + 18.382 + 0.958) \times 0.3 = 17.922 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{津波荷重 } P_t = p_1 - p_3 = 10.1 \times 3 \times 2.0 - 10.1 \times 2.0 = 40.4 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

p_1 : 海水貯留堰外側の底面における波圧強度 (kN/m²)

p_3 : 海水貯留堰内側の底面における波圧強度 (kN/m²)

$$\text{動水圧 } P_d = P_{d1} + P_{d3} = 18.382 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{d1} = 7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_1 = 7/8 \times 0.52 \times 10.1 \times 2.0 = 9.191$$

$$P_{d3} = 7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_3 = 7/8 \times 0.52 \times 10.1 \times 2.0 = 9.191$$

P_{d1} : 海水貯留堰外側の底面における動水圧 (kN/m²)

P_{d3} : 海水貯留堰内側の底面における動水圧 (kN/m²)

k_h : 水平震度 (0.52)

γ_w : 海水の単位体積重量 (kN/m³)

$$\text{慣性力 } K_{s,d} = k_h \cdot G' = 0.52 \times 1.842 = 0.958 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

G' : 自重 (止水ゴム取付部鋼材の単位面積当たり)

k_h : 水平震度 (0.52)

表 3 荷重値一覧

検討断面		止水ゴム作用力 F _g (kN/m ²)	リブプレート間隔 l (m)	集中荷重 P (kN/m)	分布荷重載荷幅 L※ (m)
断面① (北側)	①	8.1	0.3	2.4	0.440
	②				0.120
	③				0.120
	④				0.690
	⑤				0.300
断面② (南側)	①	8.1	0.3	2.4	0.395
	②				0.120
	③				0.120
	④				0.645
	⑤				0.367

※分布荷重載荷幅＝検討箇所でのリブプレート張り出し長 (m)

スキンプレートに作用する集中荷重の算出を以下に示す。

【断面①及び断面②】

$$\text{集中荷重 } P = F_g \times l = 8.053 \times 0.3 = 2.416 \text{ (kN/m)}$$

$$\begin{aligned} \text{止水ゴム作用力 } F_g &= B/2 \cdot (P_t + P_{d1} + P_{d3}) \\ &= 0.274/2 \cdot (40.4 + 18.382) = 8.053 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

B : 止水ゴム荷重作用幅 (= B₁ + B₂) (m)

B₁ : 止水ゴム幅 (0.24m)

B₂ : 止水ゴム変形量 (0.034m)

$$\text{津波荷重 } P_t = p_1 - p_3 = 10.1 \times 3 \times 2.0 - 10.1 \times 2.0 = 40.4 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

p₁ : 海水貯留堰外側の底面における波圧強度 (kN/m²)

p₃ : 海水貯留堰内側の底面における波圧強度 (kN/m²)

$$P_{d1} = 7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_1 = 7/8 \times 0.52 \times 10.1 \times 2.0 = 9.191$$

$$P_{d3} = 7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h_3 = 7/8 \times 0.52 \times 10.1 \times 2.0 = 9.191$$

P_{d1} : 海水貯留堰外側の底面における動水圧 (kN/m²)

P_{d3} : 海水貯留堰内側の底面における動水圧 (kN/m²)

k_h : 水平震度 (0.52)

γ_w : 海水の単位体積重量 (kN/m³)

(参考資料 4) 荷重の組合せに対する止水ゴム変位量の算出方法について

1. 検討概要

補足「2.3 海水貯留堰の強度計算書に関する補足説明 2.3 評価方針」に示すように、止水ゴムの変形性を評価する場合、基準地震動に対して2次元有効応力解析から得られる最大最終変位と荷重の組合せに対して2次元静的フレーム解析から得られる最大変位の合計が許容限界以下となることを確認する。基準地震動に対して2次元有効応力解析から得られる最大最終変位についてはV-3-別添 3-1-2「海水貯留堰の強度計算書」に示す。ここでは、荷重の組合せに対する最大変位の算出方法を示す。

2. 検討条件

海水貯留堰接続部における止水ゴムの変位量は、海水貯留堰と前面鋼矢板間の水平 (δ_x) および鉛直方向 (δ_y) と、海水貯留堰下端と海水貯留堰天端間の水平方向 (δ_z) の相対変位として算出する。変位方向の定義を図1に示す。

本検討は、補足「2.3 海水貯留堰の強度計算書に関する補足説明 3.5 評価方法」に示した2次元静的フレーム解析により実施し、荷重の組合せ(津波時、重畳時(重畳時1、重畳時2))より、水平方向の作用外力が大きい重畳時2における止水ゴム変形量 (δ_x) 及び (δ_z) を示す。重畳時2の荷重概念図を図2に示す。

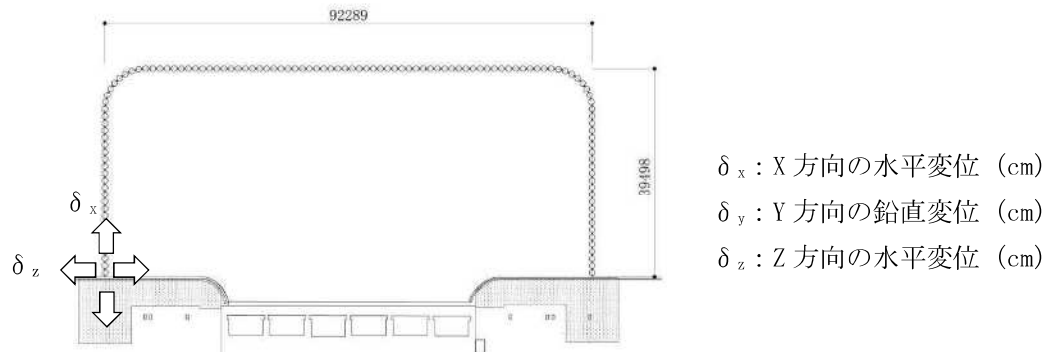


図 1 変位方向の定義 (X-Z 平面)

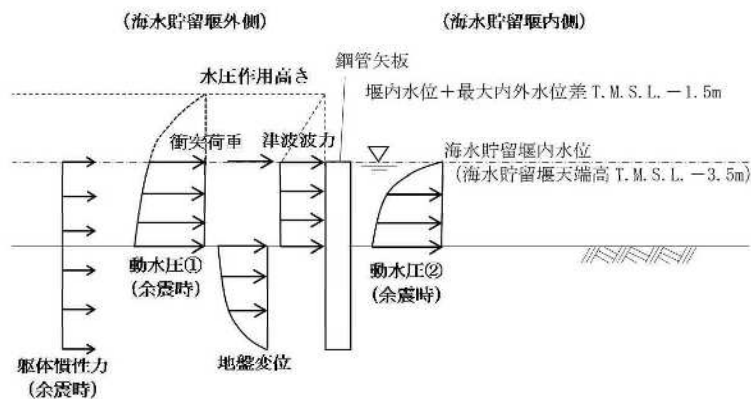


図 2 荷重図 (重畳時 2)

(参考) 4-1

(δx) の方向は、鋼管矢板が軸方向に沿って拘束されているため断面剛性は大きく、作用荷重（津波荷重および漂流物荷重）に対して、強軸断面方向である。一方、(δz) の方向は、鋼管矢板の断面剛性は小さく、作用荷重（津波荷重及び漂流物荷重）に対して、弱軸断面方向である。（ δx ）及び（ δz ）の作用荷重の考え方を図3にまとめる。

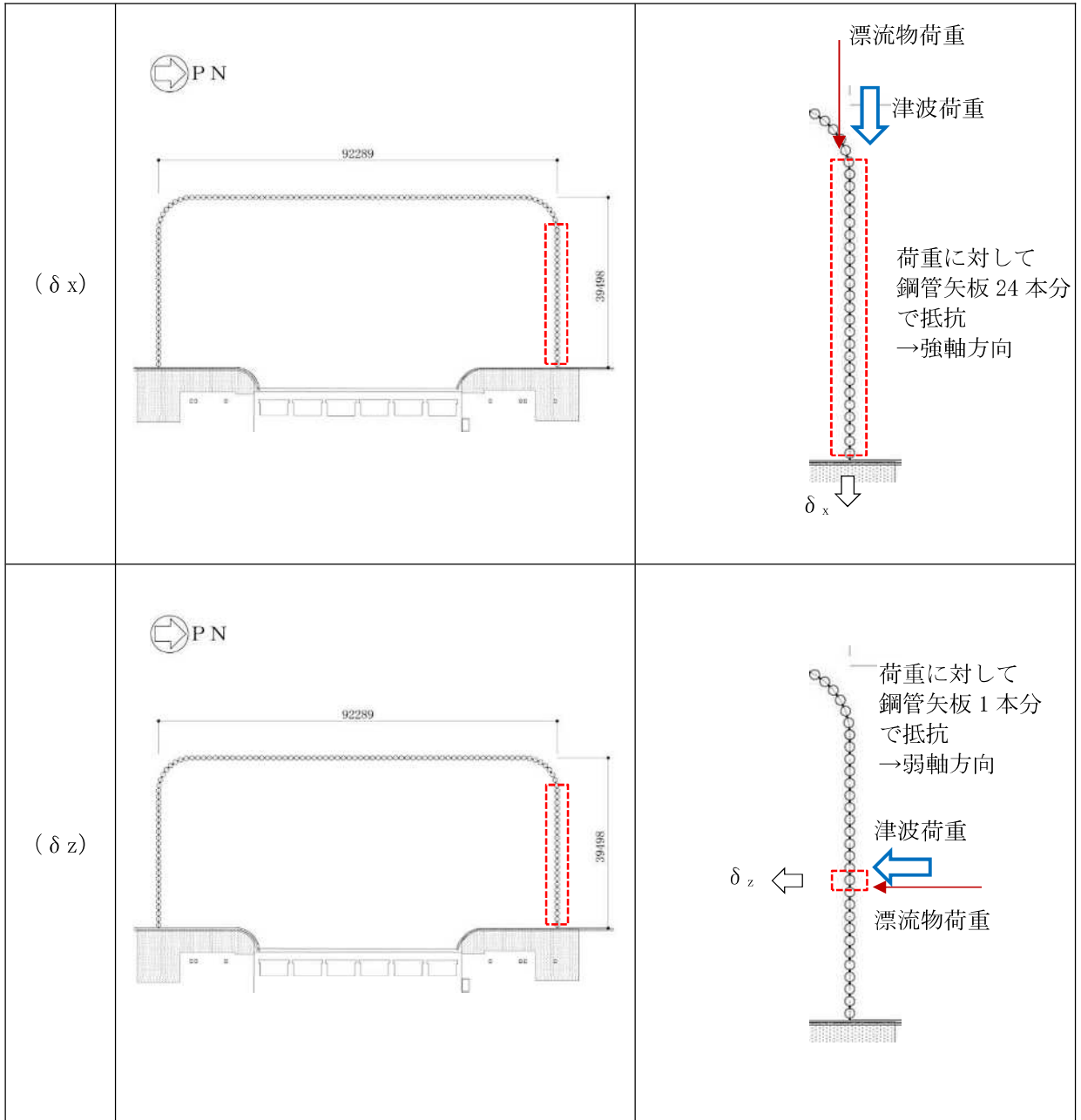


図 3 各方向の作用荷重図

検討に用いた諸元を表 1、各方向の作用荷重を表 2 に示す。

ここで、 (δz) の弱軸断面の方向は、荷重分担幅の大きい鋼管矢板（端部）に対する荷重値を示す。

表 1 構造諸元

作用荷重方向		δx 強軸方向	δz 弱軸方向
鋼管矢板径	(mm)	1100	1100
鋼管矢板厚	(mm)	14	14
断面二次モーメント	(m^4/m)	1.16×10^{-1}	4.84×10^{-3}

表 2 荷重値一覧

作用荷重		強軸方向	弱軸方向
荷重分担長 (m)		1.000	1.662
津波荷重（静水圧）(kN/m)		40.4	40.4
動水圧(kN/m)		43.5	43.5
水平方向慣性力 (kN/m)	鋼管矢板	371.5	15.5
	蓋コンクリート	86.5	3.6
漂流物荷重(kN/m)		370.2	407.7

3. 検討結果

荷重の組合せのうち作用外力が大きい重畳時 2 に対して、2次元静的フレーム解析から得られる止水ゴムの最大変位量を表 3 に示す。

表 3 変位量結果

作用荷重方向	相対変位量 (cm)
δx 強軸方向	0.2
δz 弱軸方向	4.7