

## 6.12 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明

### 6.12.1 概要

V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す通り、防潮堤においては、構造上の境界部及び構造物間には地震時及び津波時・重畳時の荷重に伴う部材間の相対変位に追従する止水ジョイント部材を設置し、機能維持を図る設計とする。また、津波時における漂流物の衝突による止水ジョイント部材の損傷が懸念される箇所に鋼製防護部材を設置する。

本資料は、止水ジョイント部材の相対変位量に関して、その算出方法と結果を示し、相対変位量がシートジョイントの許容限界以下であることを確認するものである。また、アンカー部の強度及び防潮壁間の相互の支圧力に対するコンクリートの強度を確認するものである。

## 6.12.2 基本方針

### (1) 設置位置及び構造概要

止水ジョイント部材の設置イメージ図を図 6.12.2-1 に、止水ジョイント部材の詳細図を図 6.12.2-2 に示す。止水ジョイント部材は防潮堤のすべてのブロック間の堤外側及び堤内側に設置する。

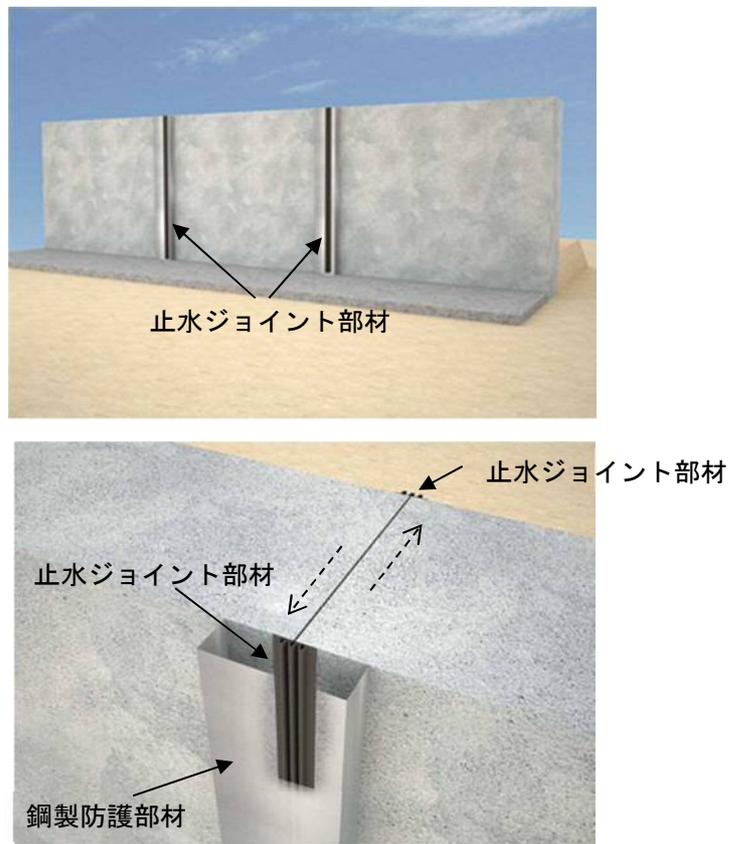
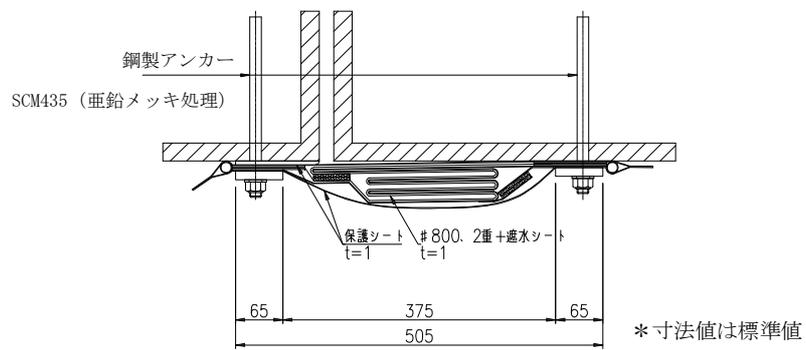


図 6.12.2-1 止水ジョイント部材 設置イメージ図



止水ジョイント部材 (シートジョイント)

図 6.12.2-2 止水ジョイント部材詳細図

(2) 評価方針

地震時に発生する構造物間の最大相対変位が、止水ジョイント部材が追従できる変位量以下であることを確認する。また、地震後に津波及び余震が襲来すること（以下「重畳時」）を想定し、地震後の最終変位量に津波及び余震による最大相対変位量を加えた値が、止水ジョイント部材が健全性を保つことができる変位量以下であることを確認する。止水ジョイント部材の設計フローを図 6.12.2-3 に示す。

止水ジョイント部材を固定する鋼製アンカーの強度評価は、表 6.12.2-1 に示すとおり、構造部材の健全性評価を行う。また、防潮壁間の相互の支圧力に対して、鉄筋コンクリートの健全性評価を行う。

止水ジョイント部材の仕様は、津波荷重に耐え、構造物間の相対変位に追従して有意な漏えいを生じない機能を維持できる材料を設定し、性能試験によってこれらを確認する。

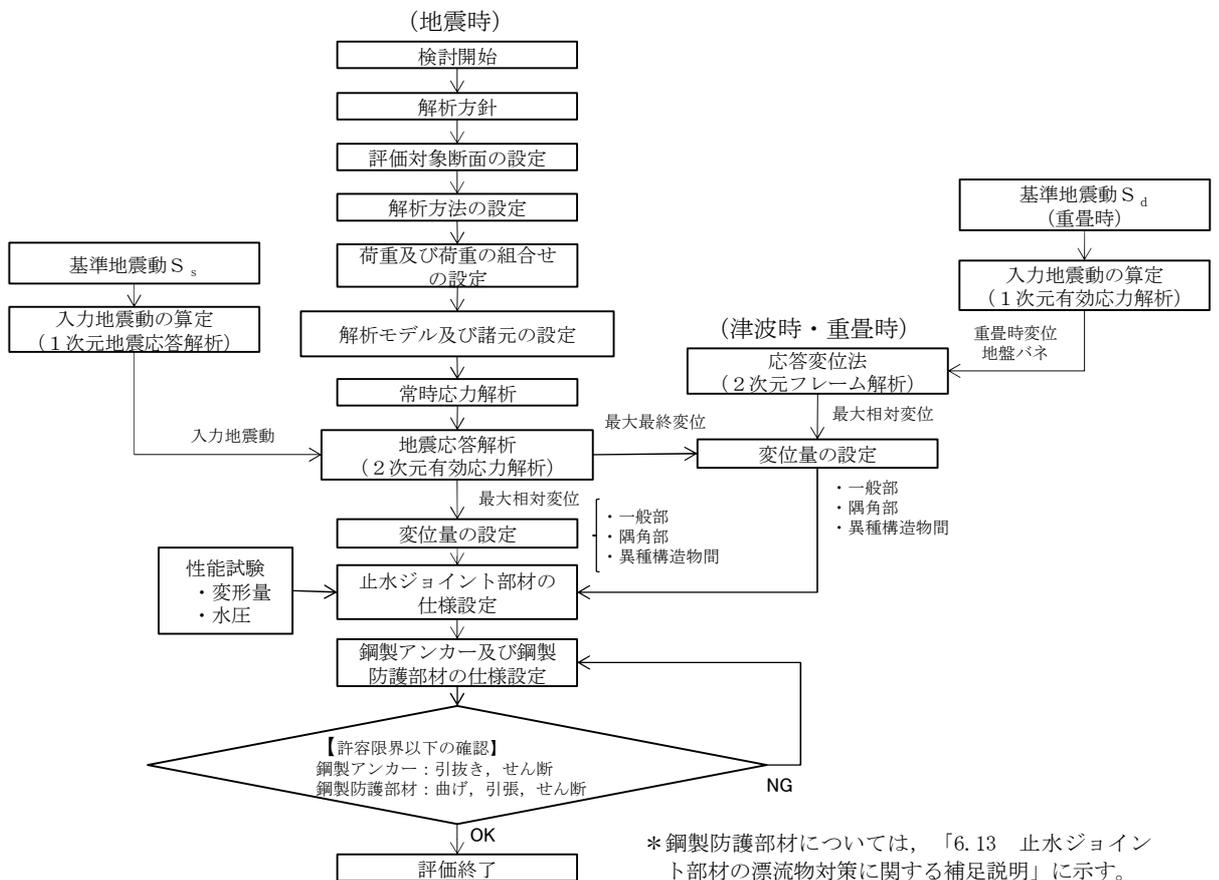


図 6.12.2-3 止水ジョイント部材の設計に関する評価フロー

表 6.12.2-1 鋼製アンカーの評価項目

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	鋼製アンカー	発生する引張力及びせん断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	構造部材の健全性	鋼製アンカー	発生する引張力及びせん断力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度

(3) 適用基準

表 6.12.2-2 に適用する規格，基準類を示す。

表 6.12.2-2 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		・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕(2002 年)	・永久荷重＋偶発荷重＋従 たる変動荷重の適切な組 合せを検討
許容限界	コンクリート	・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕(2002 年)	・引張力に対する照査は， 発生応力が，短期許容応 力度以下であることを確 認
	鋼製アンカー	・各種合成構造設計指針・同解 説(2010 年 11 月)	・せん断力に対する照査 は，発生応力または発生 せん断力が，短期許容 せん断応力度以下である ことを確認
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 - 2015	・有限要素法による 2 次元 モデルを用いた時刻歴非 線形解析

(4) 相対変位算出における評価対象断面

相対変位算出における評価対象断面は、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁評価対象断面である断面①～断面⑤のうち、原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）12波の結果において、杭下端を基準とした杭天端の相対変位が最大になる断面③で実施する。また、断面③は津波波力が最も大きいため、重畳時の相対変位も大きいと考えられる断面である。評価対象断面の位置図を図 6.12.2-4 に、断面①～断面⑤における原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）12波の相対変位の結果を表 6.12.2-3 に示す。

断面③で検討した最大相対変位に基づいたジョイント部材設計用の相対変位を、防潮堤全体に適用し保守的な設計とする。

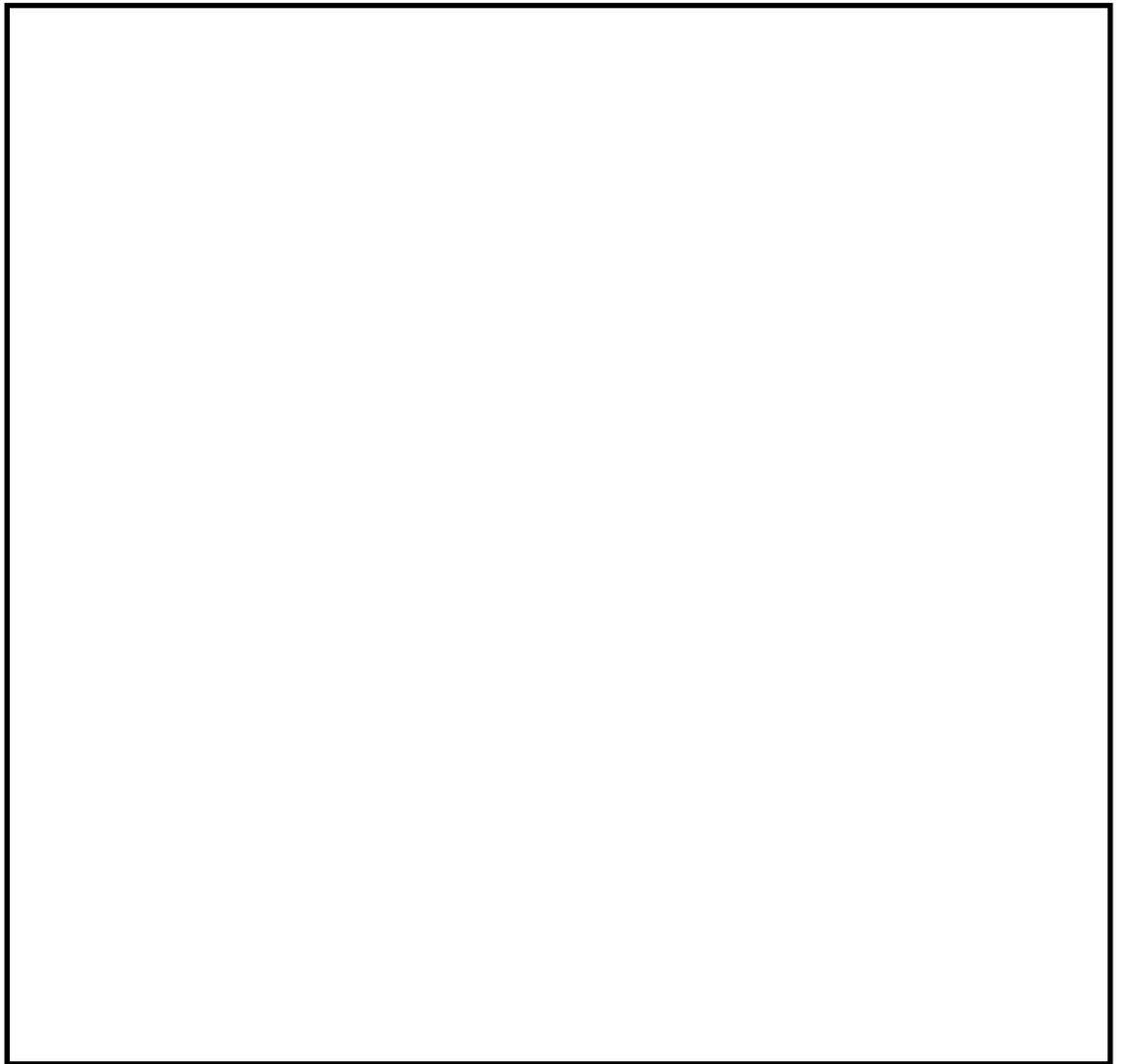


図 6.12.2-4 評価対象断面の位置図

表 6.12.2-3 断面①～⑤の横断方向相対変位比較(基本ケース 12 波)

検討 ケース	地震波	位相	地震時相対変位量 (m)				
			断面 ①	断面 ②	断面 ③	断面 ④	断面 ⑤
①	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V+	0.139	0.209	0.357	0.229	0.340
	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V-	0.139	0.206	0.356	0.228	0.339
	S <sub>s</sub> -D 1	H-, V+	0.161	0.214	0.402	0.225	0.375
	S <sub>s</sub> -D 1	H-, V-	0.159	0.211	0.406	0.225	0.376
	S <sub>s</sub> -1 1		0.033	0.043	0.144	0.226	0.277
	S <sub>s</sub> -1 2		0.084	0.062	0.241	0.326	0.370
	S <sub>s</sub> -1 3		0.056	0.060	0.234	0.285	0.329
	S <sub>s</sub> -1 4		0.046	0.038	0.199	0.176	0.161
	S <sub>s</sub> -2 1		0.120	0.081	0.128	0.161	0.185
	S <sub>s</sub> -2 2		0.095	0.113	0.206	0.147	0.221
	S <sub>s</sub> -3 1	H+, V+	0.147	0.160	0.334	0.301	0.237
	S <sub>s</sub> -3 1	H-, V+	0.141	0.169	0.354	0.302	0.280
地震時相対変位量 最大値[m]			0.161	0.214	0.406	0.326	0.376

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

(5) 相対変位の算出方法

地震時の構造物間の相対変位は、地震応答解析により算出する。防潮堤が直線上に並んでいる一般部においては、地盤の物性が一様で同じ土層構成が続いている場合、地震時の構造物の変形量及び位相は同じになり、構造物間に相対変位は生じない。そこで、地盤変位に対して保守性を考慮して、敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースの杭下端を基準とした杭天端の相対変位の最大値を求める。まず、原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）による地震応答解析を12波で実施し、そこで杭下端を基準とした杭天端の相対変位が最大になる地震波を選定する。その地震波を用いて敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースで、地震応答解析を実施し杭下端を基準とした杭天端の相対変位を求め、基本ケースを含めた中での最大相対変位を求める。設計用の相対変位としては、保守的に位相が逆になったことを考慮して、その相対変位を2倍したものを防潮堤が直線状に並んでいる一般部の相対変位として使用する。隅角部においては、一般部で算出された相対変位を、隅角部の角度に合わせ角度補正して算出する。異種構造物間においては、それぞれの構造物での変位量を同様に地震応答解析により算出し、異種構造物間での相対変位を計算する。なお、止水ジョイント部材の製作段階においては、さらに余裕を持たせた値を考慮する。

津波時及び重畳時の構造物間の相対変位は、地震時における最終変位の最大値に、2次元フレーム解析で算出した津波時及び重畳時の杭下端を基準とした杭天端の最大相対変位をそれぞれ加えたものとする。隅角部においては、一般部で算出された相対変位を、隅角部の角度に合わせ角度補正して算出する。異種構造物間での相対変位の算出方法は、それぞれの構造物での津波時及び重畳時の変位量を基にして算出する。

図 6. 12. 2-5 に相対変位算出方法のフローを示す。

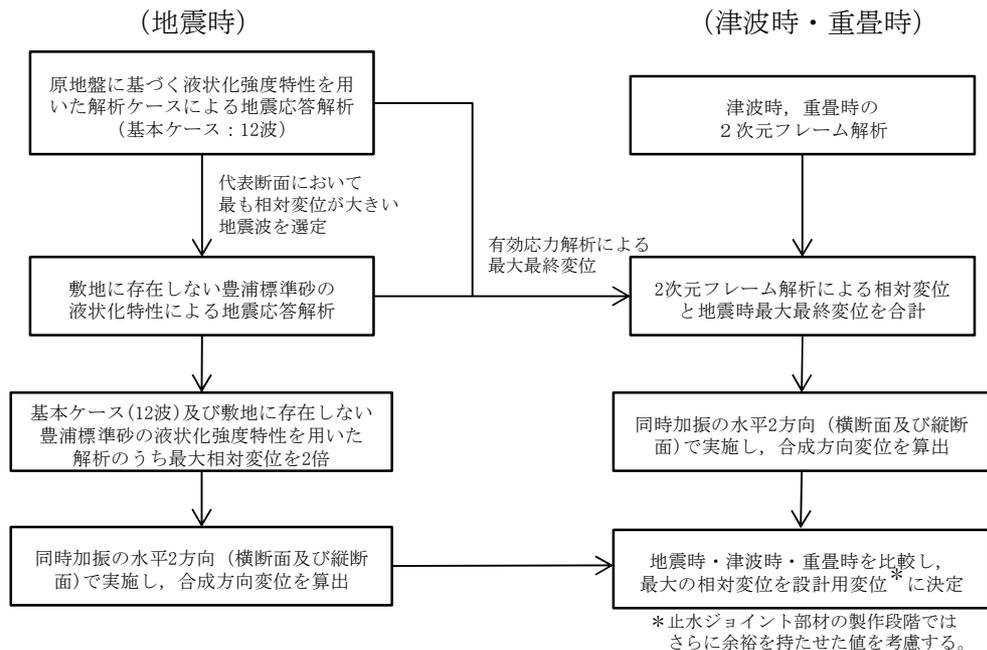


図 6. 12. 2-5 相対変位算出方法のフロー

### 6.12.3 地震応答解析

#### (1) 評価対象断面

図 6.12.3-1 に評価対象断面の位置図，図 6.12.3-2～図 6.12.3-3 に評価対象断面の断面図を示す。

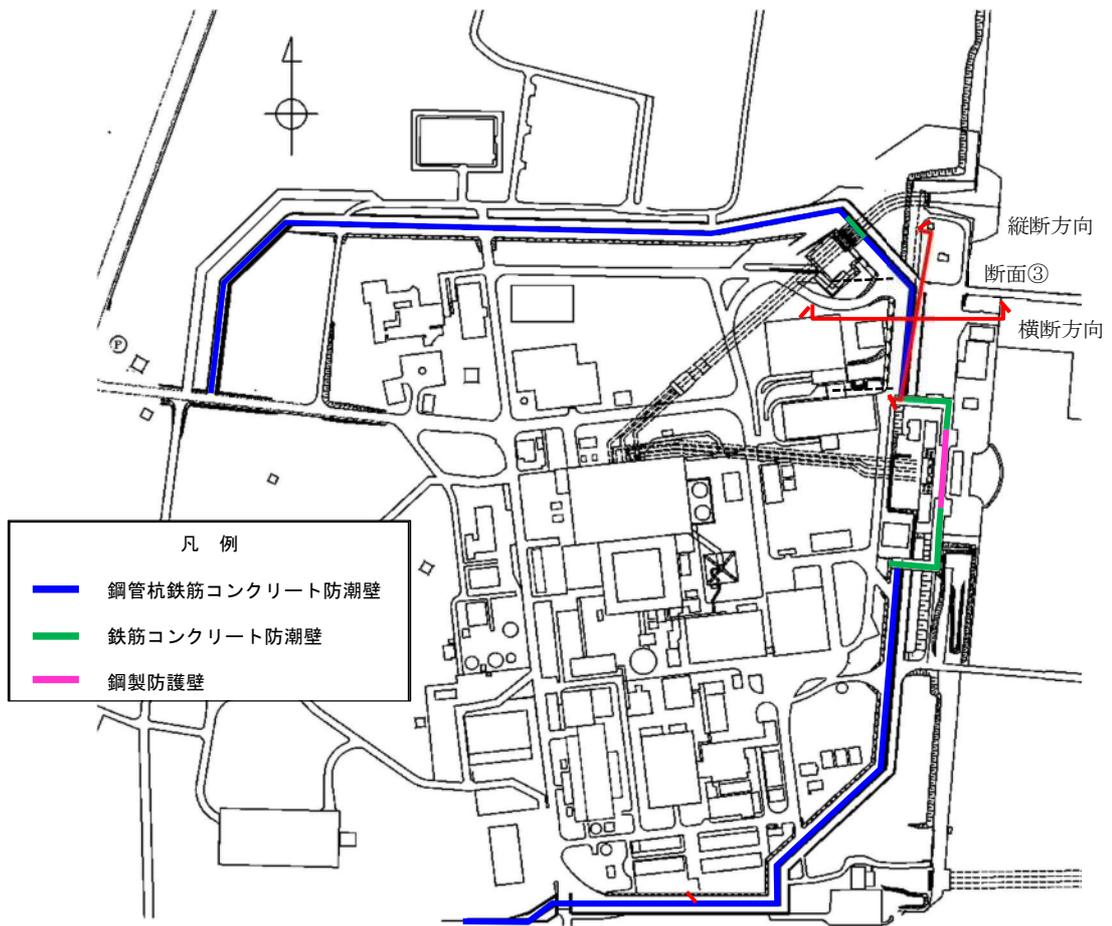


図 6.12.3-1 評価対象断面位置図

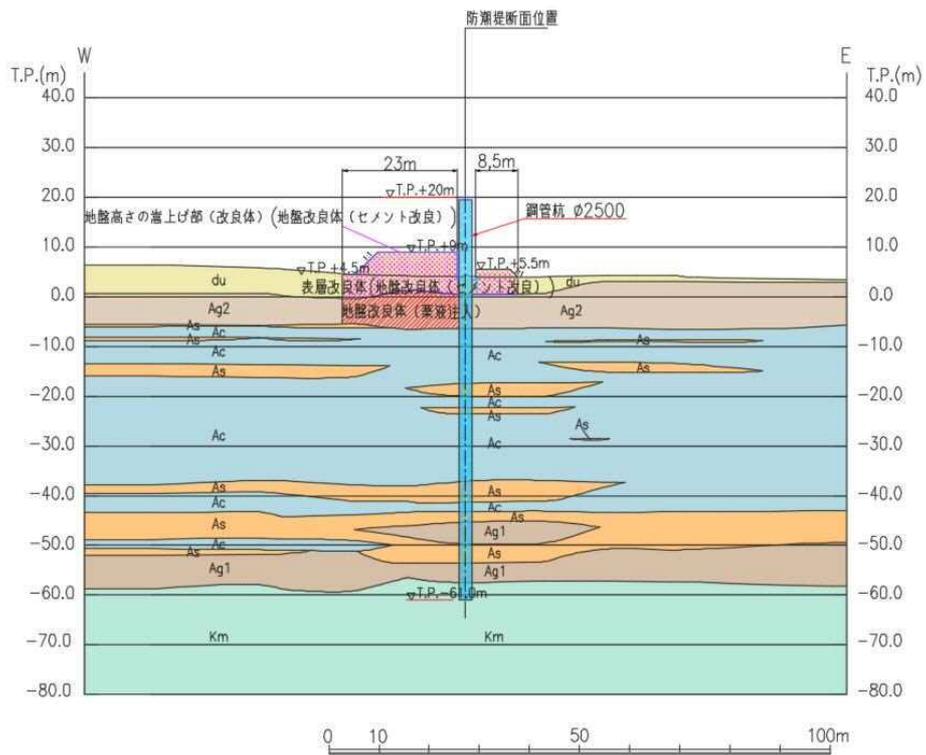


図 6.12.3-2 地震応答解析対象断面図 (断面③：横断方向)

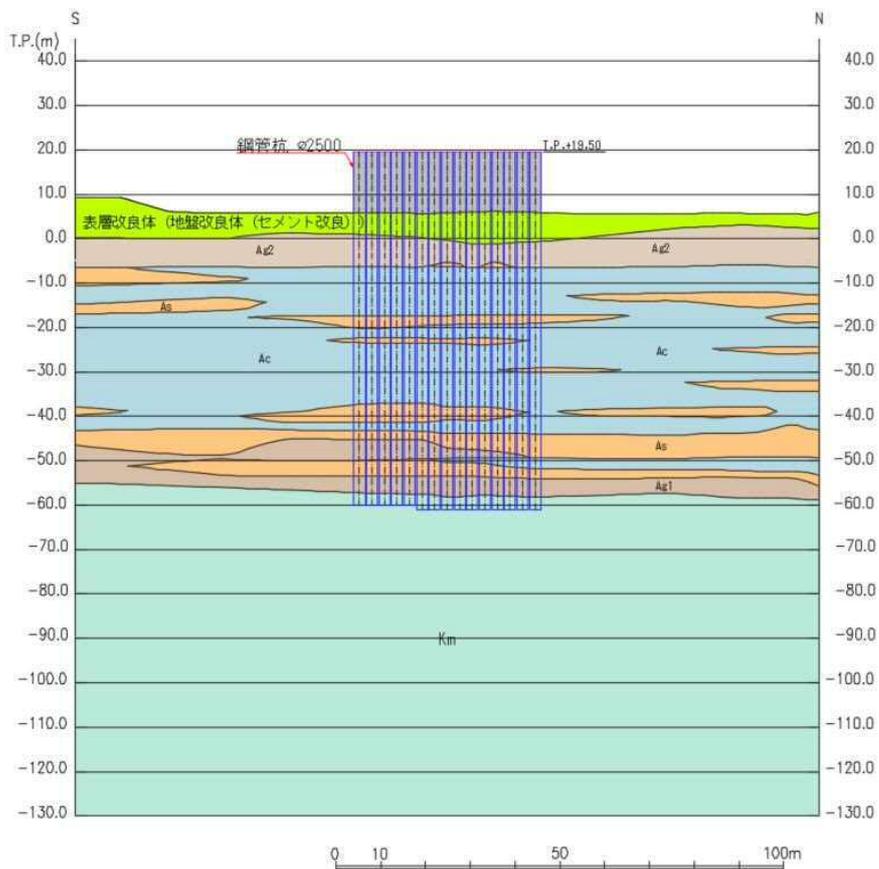


図 6.12.3-3 地震応答解析対象断面図 (断面③：縦断方向)

(2) 解析方法

解析方法は、「6.4.1.1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震計算書に関する補足説明」の「3.2 解析方法」と同じ解析方法で実施する。

(3) 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、「6.4.1.1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震計算書に関する補足説明」の「3.3 荷重及び荷重の組み合わせ」と同じ荷重及び荷重の組み合わせとする。

(4) 入力地震動

入力地震動は、「6.4.1.1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震計算書に関する補足説明」の「3.4 入力地震動」のうち「3.4.3 断面③」と同じ入力地震動とする。

(5) 解析モデル及び諸元

解析モデル及び諸元は、「6.4.1.1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震計算書に関する補足説明」の「3.5 解析モデル及び諸元」と同様とし、図 6.12.3-4 に断面③の縦断方向モデル図、図 6.12.3-5 にジョイント要素配置図、図 6.12.3-6 に杭-地盤相互作用バネ配置図を示す。

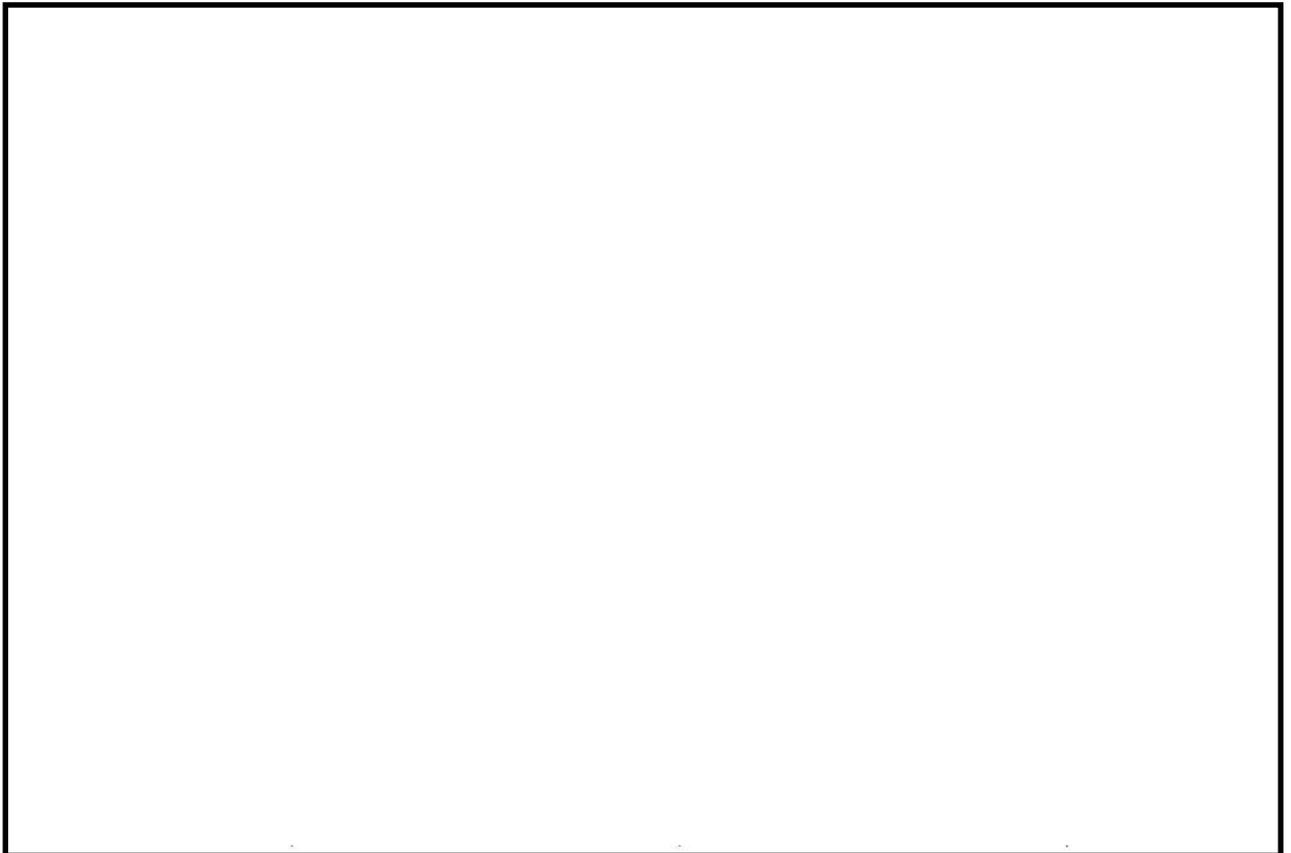


図 6.12.3-4 地震応答解析モデル（断面③：縦断方向）

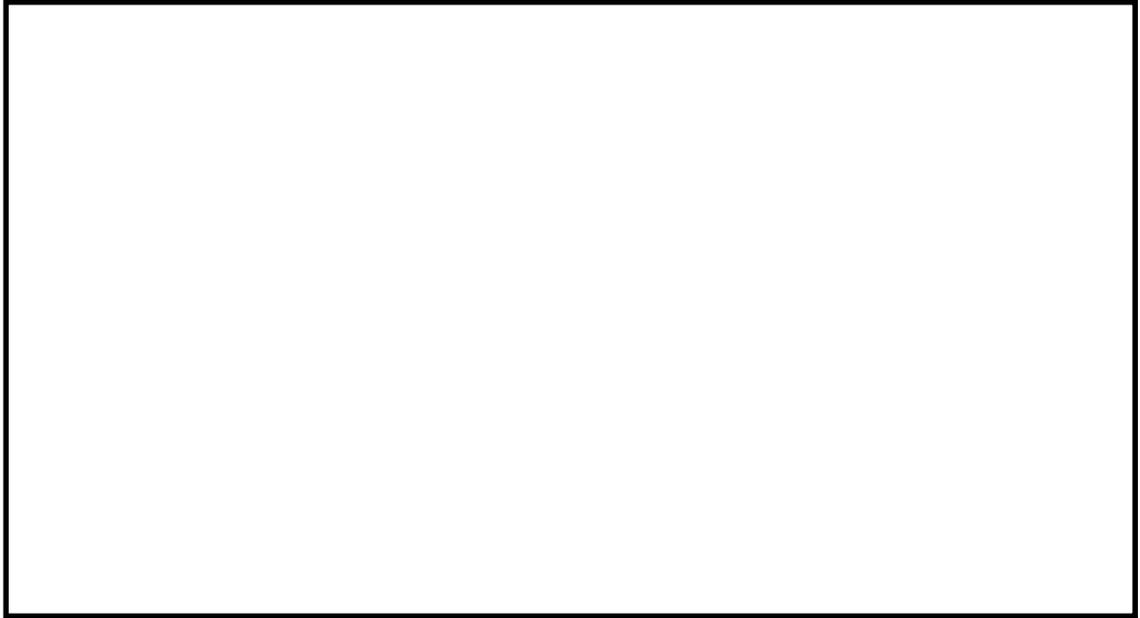


図 6.12.3-5 ジョイント要素配置図 (断面③：縦断方向)

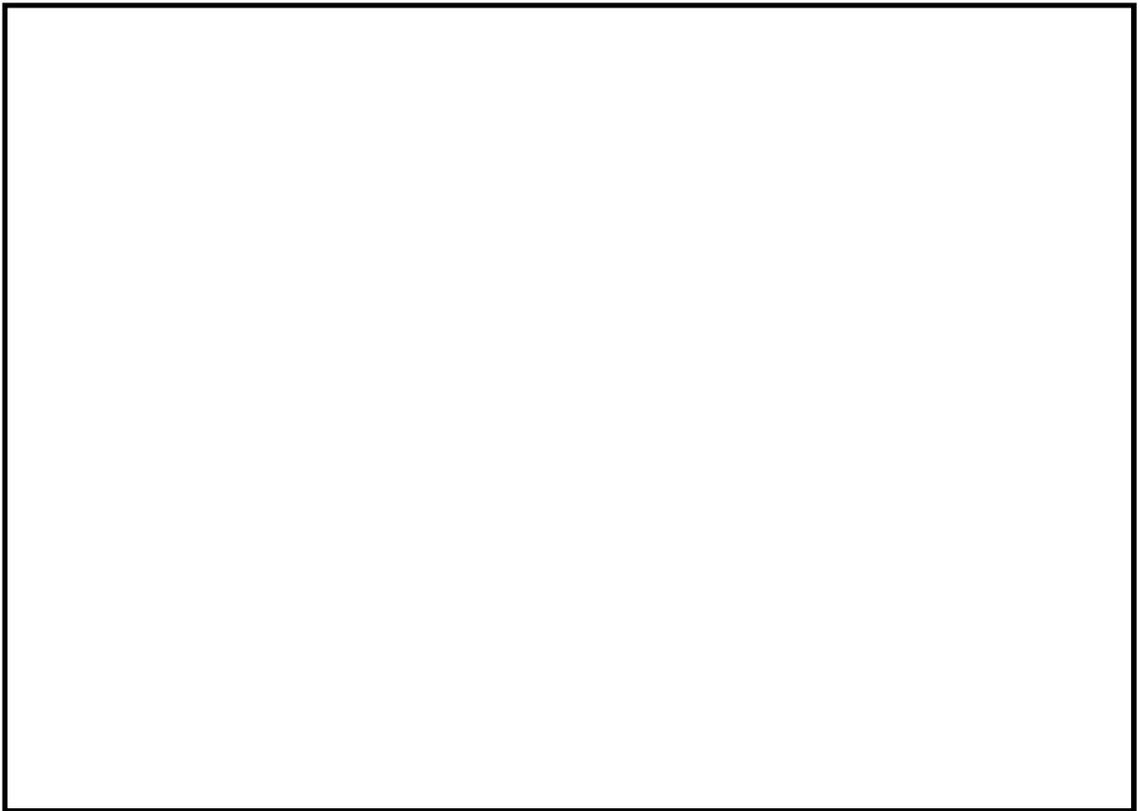


図 6.12.3-6 杭-地盤相互作用バネ配置図 (断面③：縦断方向)

(6) 解析ケース

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の相対変位算出における検討ケースを表 6.12.3-1 に示す。鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の相対変位算出においては、全ての基準地震動  $S_s$  に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）を実施する。

また、全ての基準地震動  $S_s$  に対し基本として実施した①の解析ケースにおいて、杭下端を基準とした杭天端の相対変位が最も大きい地震動を用いて、④の解析ケースを実施する。

表 6.12.3-1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤の相対変位算出における解析ケース

解析ケース	①	④
	原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性

## 6.12.4 2次元フレーム解析

### (1) 評価対象断面

図 6.12.4-1 に評価対象断面の位置図を示す。津波時及び重畳時は津波の方向を考慮して横断方向のみ検討する。

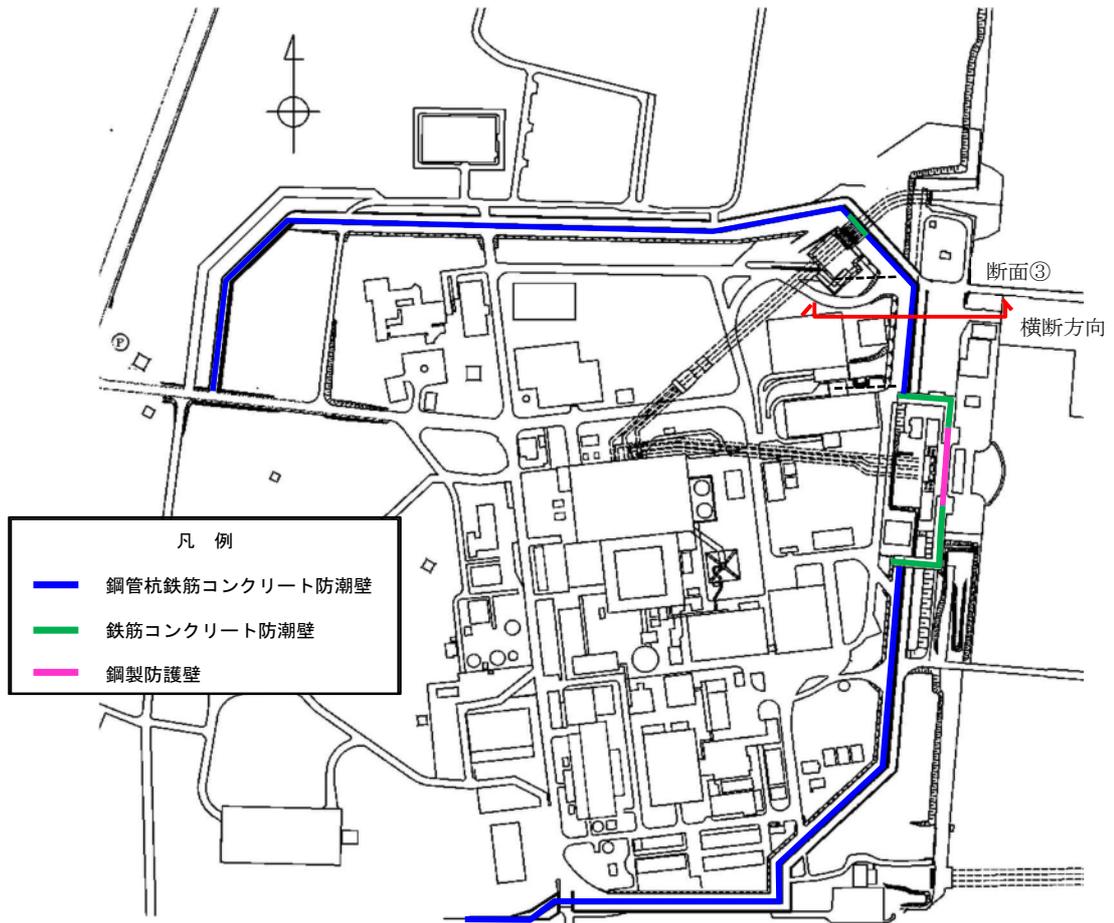


図 6.12.4-1 評価対象断面位置図

(2) 解析モデル及び諸元

解析モデル及び諸元は、「6.4.1.2 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の強度計算書に関する補足説明」の「3.5.1 解析モデル及び諸元」と同様とする。

(3) 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、「6.4.1.2 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の強度計算書に関する補足説明」の「3.3 荷重及び荷重の組合せ」と同様とする。

(4) 解析ケース

解析ケースは、「6.4.1.2 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の強度計算書に関する補足説明」の「3.5.4 解析ケース」と同様とする。

### 6.12.5 許容限界

#### (1) コンクリート

コンクリートの許容限界は、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）」に基づき，表6.12.5-1に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は，コンクリートの許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表 6.12.5-1 コンクリートの許容限界

評価項目		許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
コンクリート ( $f'_{ck}=40$ N/mm <sup>2</sup> )	短期許容支圧応力度 $\sigma_{ca}$	18

#### (2) 鋼製アンカー

鋼製アンカーの許容限界は、「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年11月）」に基づき設定する。

##### (a) 引張力に対する許容限界

引張力に対する許容限界  $P_a$  については，アンカーボルトの降伏により決まる場合のアンカーボルト1本当たりの短期許容引張力  $P_{a1}$  と，定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により定まる場合のアンカーボルト1本当たりの短期許容引張力  $P_{a2}$  を比較し，値が小さい方を許容限界として設定する。

$$P_a = \min(P_{a1}, P_{a2})$$

$$P_{a1} = \phi_1 \cdot s \sigma_{pa} \cdot s_{ca}$$

$$P_{a2} = \phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_c$$

ここに，

$P_a$ ：引張力に対する許容限界 (N)

$P_{a1}$ ：アンカーボルトの降伏により決まる場合のアンカーボルト1本当たりの短期許容引張力 (N)

$P_{a2}$ ：定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により定まる場合のアンカーボルト1本当たりの短期許容引張力 (N)

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

$s \sigma_{pa}$ ：アンカーボルトの引張強度で， $s \sigma_{pa} = s \sigma_y$  とする。

$s \sigma_y$ ：アンカーボルトの規格降伏点強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$s_{ca}$ ：アンカーボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さい方の値とする。

$c \sigma_t$ ：コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 ( $c \sigma_t = 0.31\sqrt{F_c}$ ) (N/mm<sup>2</sup>)

$F_c$ ：コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$A_c$ ：コーン状破壊面の有効水平投影面積で， $A_c = \pi \cdot l_{ce}(l_{ce} + D)$  とする。

$l_{ce}$ ：アンカーボルトの強度算定用埋込み長さで， $l_{ce} = l_e$  とする。

$l_e$  : アンカーボルトのコンクリート内への有効埋込み長さ  
 $d$  : アンカーボルト軸部の直径  
 $D$  : アンカーボルト頭部の直径

頭付きアンカーボルトの短期許容引張力時の頭部支圧応力度は、コンクリートの支圧強度  $f_n$  以下となるようにする。

$$p_a/A_o \leq f_n$$

$p_a$  : 頭付きアンカーボルト頭部の支圧力

$A_o$  : 頭付きアンカーボルト頭部の支圧面積で、 $A_o = \pi (D^2 - d^2) / 4$  とする

$f_n$  : コンクリートの支圧強度で、 $f_n = \sqrt{(A_c \cdot A_o) \cdot F_c}$  とする。

ただし、 $\sqrt{(A_c/A_o)}$  が 6 を超える場合は 6 とする。 (N/mm<sup>2</sup>)

アンカーボルト径 : 16 mm

埋め込み長  $l_e = 200$  mm

$\sigma_y = 245$  N/mm<sup>2</sup> (SS400)

$a = 157$  mm<sup>2</sup> (有効断面積)

コンクリート :  $F_c = 40$  N/mm<sup>2</sup>,

$E_c = 26877$  N/mm<sup>2</sup>

上記より,

$$P_{a1} = 1.0 \times 245 \times 157 = 38465 \text{ N}$$

$$P_{a2} = 2/3 \times 0.31 \times \sqrt{40 \times 40994.85} \\ = 172849 \text{ N}$$

よって、 $P_a = 38465$  N (38.5 kN)

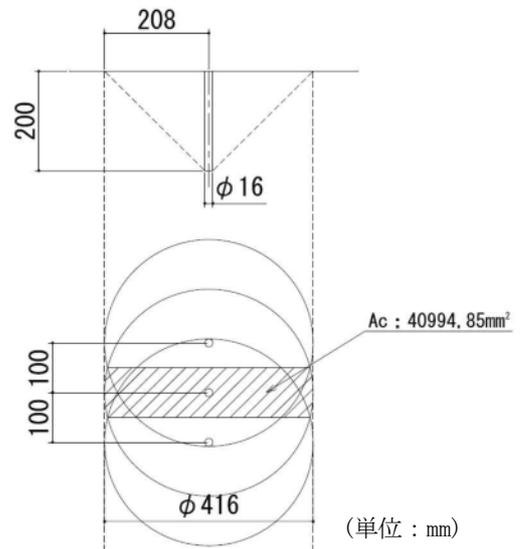


図 6.12.5-1 有効水平投影面積

頭部支圧応力度について

$$P_a/A_o = 38465 / (\pi \times 16^2 / 4) = 191.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sqrt{(A_c \cdot A_o)} = \sqrt{(40994.85 / (\pi \times 16^2 / 4))} = 14.3 \text{ より,}$$

$$f_n = 6 \times 40 = 240 \text{ N/mm}^2$$

より、 $P_a/A_o \leq f_n$  が満たされる。

(b) せん断力に対する許容限界

せん断力に対する許容限界  $q_a$  については、アンカーボルトのせん断強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力  $q_{a1}$ 、定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力  $q_{a2}$  及び定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力  $q_{a3}$  を比較し、値が小さいものを許容限界として設定する。

$$q_a = \min(q_{a1}, q_{a2}, q_{a3})$$

$$q_{a1} = \phi_1 \cdot s \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a2} = \phi_2 \cdot c \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a3} = \phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_{qc}$$

ここに、

$q_a$  : せん断力に対する許容限界 (N)

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

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

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

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

$s \sigma_{qa}$  : アンカーボルトのせん断強度 ( $s \sigma_{qa} = 0.7 \cdot s \sigma_y$  (N/mm<sup>2</sup>))

$s \sigma_y$  : アンカーボルトの規格降伏点強度

$s c a$  : アンカーボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さい方の値とする。

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

$c \sigma_t$  : コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 ( $c \sigma_t = 0.31\sqrt{F_c}$ ) (N/mm<sup>2</sup>)

$F_c$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$E_c$  : コンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$A_{qc}$  : せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積 ( $A_{qc} = 0.5 \pi c^2$ )

$c$  : へりあき寸法 (mm)

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

$$s \sigma_{qa} \cdot s c a \leq c \sigma_t \cdot A_c$$

アンカーボルト径 : 16 mm 埋め込み長  $l_e = 200$  mm

$$s \sigma_y = 245 \text{ N/mm}^2 \text{ (SS400)}$$

$$s c a = 157 \text{ mm}^2 \text{ (有効断面積)}$$

コンクリート :  $F_c = 40 \text{ N/mm}^2, E_c = 26877 \text{ N/mm}^2, c = 200 \text{ mm}$

$$\text{上記より, } q_{a1} = 1.0 \times 0.7 \times 245 \times 157 = 26925.5 \text{ N}$$

$$q_{a2} = 2/3 \times 0.5 \times \sqrt{40 \times 26877} \times 157 = 54262 \text{ N}$$

$$q_{a3} = 2/3 \times 0.31 \times \sqrt{40} \times 0.5 \times \pi \times 200^2 = 82126 \text{ N}$$

$$\text{よって, } q_a = 26925.5 \text{ N (26.9 kN)}$$

埋め込み長に対しては、

$$s \sigma_{qa} \cdot s c a = 0.7 \times 245 \times 157 = 26925$$

$$c \sigma_t \cdot A_c = 0.31 \times \sqrt{40} \times \pi \times 40994.85 = 252505$$

より、 $s \sigma_{qa} \cdot s c a \leq c \sigma_t \cdot A_c$  が満たされる。

引張力およびせん断力に対する許容限界を表 6.12.5-2 及び表 6.12.5-3 に示す。

表 6.12.5-2 鋼製アンカーの許容限界（引張）

項目	鋼材の降伏で決まる 引張耐力 $P_{a1}$ (kN)	定着したコンクリート躯体の コーン破壊で決まる引張耐力 $P_{a2}$ (kN)	許容限界 (kN)
引張	38.5	172.8	38.5

表 6.12.5-3 鋼製アンカーの許容限界（せん断）

項目	鋼材の耐力で決まる せん断耐力 $q_{a1}$ (kN)	コンクリートの支 圧強度で決まる せん断耐力 $q_{a2}$ (kN)	定着したコンクリート 躯体のコーン破壊で 決まるせん断耐力 $q_{a3}$ (kN)	許容限界 (kN)
せん断	26.9	54.2	82.1	26.9

(3) 止水ジョイント部

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、「5.13 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁シール材について」に基づき有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表 4.4-7 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 4.4-7 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

評価項目	設置箇所	許容限界
止水ジョイント部材 (シートジョイント)	鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 －鉄筋コンクリート防潮壁間	2 m
	上記以外の箇所	1.5 m

## 6.12.6 評価方法

### (1) 一般部の地震時相対変位

防潮堤が直線上に並んでいる一般部においては、地盤の物性が一様で同じ土層構成が続いている場合、地震時の構造物の変形量及び位相は同じになり、構造物間に相対変位は生じない。そこで、原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース：12波）及び、地盤変位に対して保守性を考慮して、敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースにより杭下端を基準とした杭天端の相対変位を求める。設計用の相対変位としては、保守的に位相が逆になったことを考慮して、基本ケースを含めた中での最大相対変位を2倍したものを防潮堤が直線状に並んでいる一般部の相対変位として使用する。

x方向の相対変位  $\delta_x$  :

$$\delta_x = \text{abs}\{\delta_x(T) \times 2\}$$

y方向の相対変位  $\delta_y$  :

$$\delta_y = \text{abs}\{\delta_y(T) \times 2\}$$

z方向の相対変位  $\delta_z$  :

$$\delta_z = \text{abs}\{\delta_z(T) \times 2\}$$

$\delta_x(T)$  : x方向の最大相対変位

$\delta_y(T)$  : y方向の最大相対変位

$\delta_z(T)$  : z方向の最大相対変位

$$\text{合成方向変位 (3方向合成) } \delta : \delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2}$$

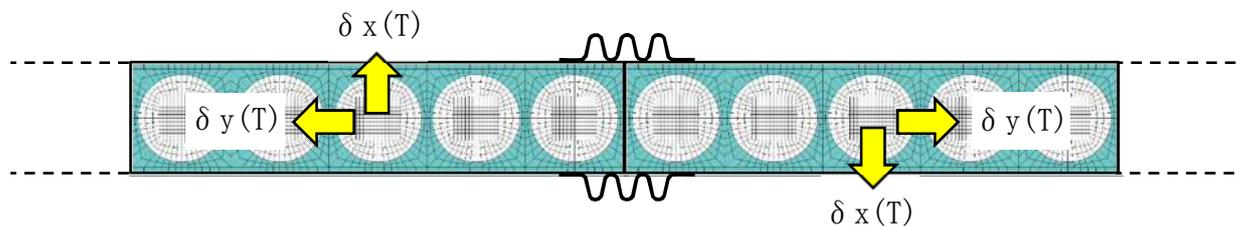


図 6.12.6-1 地震時の相対変位の概念図

(2) 隅角部の地震時相対変位量

隅角部の変位量の設定は、一般部の結果を用いて、隅角部の角度を考慮することで、ジョイント間の相対変位を算出する。隅角部の相対変位の概念図を図 6.12.6-2 に示す。

x 方向の相対変位  $\delta_x$  :

$$\delta_x' = \delta_{x1}(T) + \text{abs}\{-\delta_{x2}(T) \times \cos \theta + \delta_{y2}(T) \times \sin \theta\}$$

y 方向の相対変位  $\delta_y$  :

$$\delta_y' = \delta_{y1}(T) + \text{abs}\{\delta_{x2}(T) \times \sin \theta - \delta_{y2}(T) \times \cos \theta\}$$

z 方向の相対変位  $\delta_z$  :

$$\delta_z' = \text{abs}\{\delta_{z1}(T) \times 2\}$$

$$\text{合成方向変位 (3 方向合成)} \quad \delta' = \sqrt{\delta_x'^2 + \delta_y'^2 + \delta_z'^2}$$

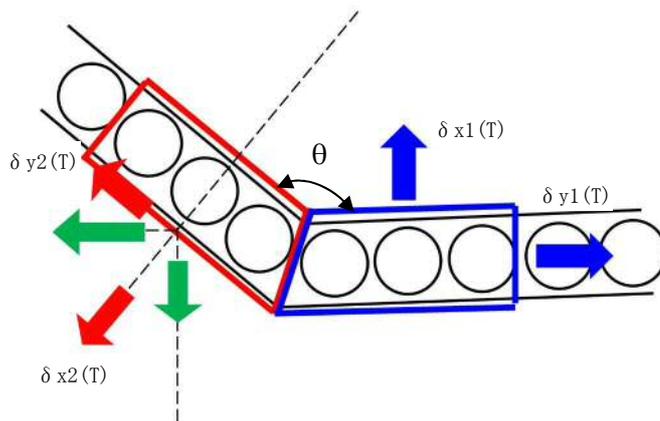


図 6.12.6-2 隅角部の相対変位 概念図

(3) 異種構造物間の地震時相対変位量

異種構造物間の変位量の設定は、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤の一般部の変位量と異種構造物での原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース：12 波）及び、敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースによる最大相対変位を考慮することで、ジョイント間の相対変位を算出する。異種構造物間の相対変位算出の概念図を図 6. 12. 6-3 に示す。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁と鉄筋コンクリート防潮壁は、直角に接しているため以下の式により計算する。

x 方向の相対変位  $\delta_{xR}$  :

$$\delta_{xR} = \delta_y(T) + \text{abs}\{\delta'_x(T)\}$$

y 方向の相対変位  $\delta_{yR}$  :

$$\delta_{yR} = \delta_x(T) + \text{abs}\{\delta'_y(T)\}$$

z 方向の相対変位  $\delta_{zR}$  :

$$\delta_{zR} = \delta_z(T) + \text{abs}\{\delta'_z(T)\}$$

$\delta'_x(T)$  : 地震時の鉄筋コンクリート防潮壁の x 方向の相対変位

$\delta'_y(T)$  : 地震時の鉄筋コンクリート防潮壁の y 方向の相対変位

$\delta'_z(T)$  : 地震時の鉄筋コンクリート防潮壁の z 方向の相対変位

$$\text{合成方向変位 (3 方向合成)} \delta_R = \sqrt{\delta_{xR}^2 + \delta_{yR}^2 + \delta_{zR}^2}$$

鋼製防護壁と鉄筋コンクリート防潮壁の間及び鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁と鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の間は、防潮堤が直線状に並んでいるため、地震時の変位をそれぞれの方向で足し合わせて算出する。

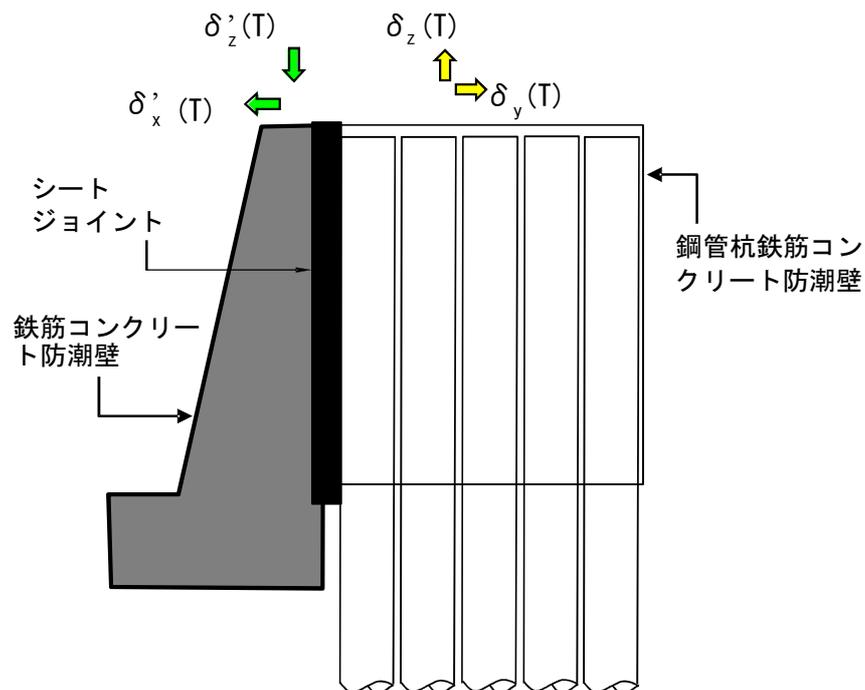


図 6. 12. 6-3 異種構造物間の相対変位 概念図

(4) 一般部の津波時相対変位量

津波時においては、地震時の最終変位に津波時の変位を加えて、防潮堤ブロック間の相対変位を設定する。地震時の最終変位は、原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）12 波による結果及び敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析結果のうち最大値とする。津波は 1 方向のため横断方向（x 方向）の変位しか発生しないが、保守的に縦断方向（y 方向）にも横断方向と同じ変位を考慮する。また、基準津波時及び敷地に遡上する津波時の 2 ケースで算出し、大きい方の相対変位を津波による相対変位の増分とする。津波時の設計用相対変位は、以下の式により水平 2 方向（x 方向， y 方向）及び鉛直方向（z 方向）それぞれについて算出し， x 方向， y 方向及び z 方向の相対変位から求められる合成方向変位を算出する。津波時の相対変位の概念図を図 6.12.6-4 に示す。

なお、津波波圧が鋼管杭天端と地表面で異なりシートジョイントに発生する引張力が天端と地表面で異なることから、鋼製アンカーの検討のため、津波時の相対変位は、鋼管杭天端（＝相対変位最大位置）および地表面（＝作用波圧最大位置）の 2 点で算定する。

$$x \text{ 方向の相対変位 } \delta_x : \delta_x = \delta_x(A) + \delta_x(B)$$

$$y \text{ 方向の相対変位 } \delta_y : \delta_y = \delta_y(A) + \delta_x(B)$$

$$z \text{ 方向の相対変位 } \delta_z : \delta_z = \delta_z(A) + \delta_z(B)$$

$$\text{合成方向変位 (3 方向合成) } \delta : \delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2}$$

ここで、

$\delta_x(A)$ ，  $\delta_y(A)$ ，  $\delta_z(A)$  : 地震時の最終変位

$\delta_x(B)$ ，  $\delta_z(B)$  : 津波時の相対変位

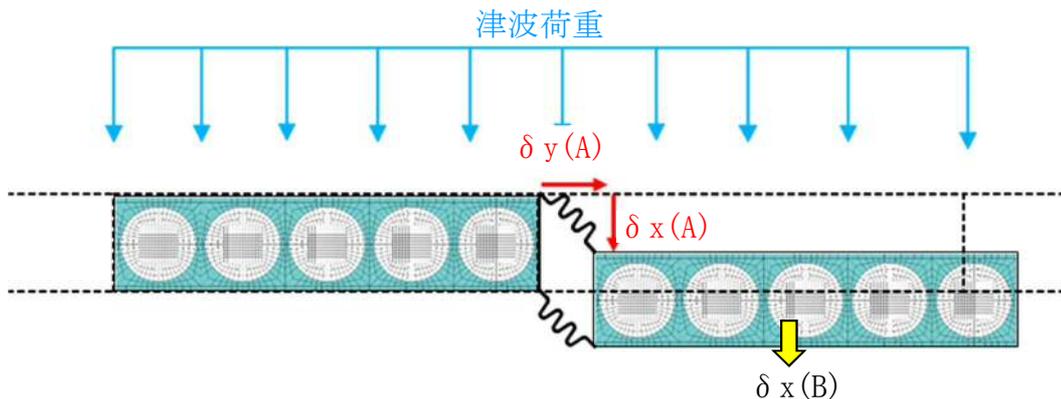


図 6.12.6-4 津波時の相対変位の概念図

(5) 隅角部の津波時相対変位量

隅角部の変位量の設定は、地震時と同様に津波時の一般部の相対変位を基準とし、隅角部の角度を考慮することで、ジョイント間の相対変位を算出する。隅角部の相対変位 概念図を図 6.12.3-5 に示す。

x 方向の相対変位  $\delta x$  :

$$\delta x' = \delta x1(I) + \text{abs}\{-\delta x2(I) \times \cos \theta + \delta y2(I) \times \sin \theta\}$$

y 方向の相対変位  $\delta y$  :

$$\delta y' = \delta y1(I) + \text{abs}\{\delta x2(I) \times \sin \theta - \delta y2(I) \times \cos \theta\}$$

z 方向の相対変位  $\delta z$  :

$$\delta z' = \text{abs}\{\delta z1(I) \times 2\}$$

$\delta x1(I)$ ,  $\delta x2(I)$  : 津波時の一般部における x 方向の相対変位

$\delta y1(I)$ ,  $\delta y2(I)$  : 津波時の一般部における y 方向の相対変位

$\delta z1(I)$  : 津波時の一般部における z 方向の相対変位

$$\text{合成方向変位 (3 方向合成)} \delta' = \sqrt{\delta'_{x}{}^2 + \delta'_{y}{}^2 + \delta'_{z}{}^2}$$

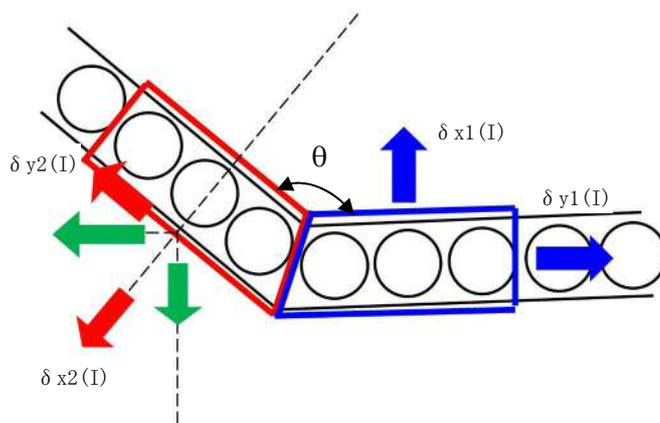


図 6.12.6-5 隅角部の津波時相対変位量の概念図

(6) 異種構造物間の津波時相対変位量

異種構造物間の変位量の設定は、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤の津波時一般部の変位量と異種構造物の津波時の相対変位を考慮することで、ジョイント間の相対変位を算出する。異種構造物間の相対変位算出の概念図を図 6.12.6-6 に示す。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁と鉄筋コンクリート防潮壁は、直角に接しているため以下の式により計算する。

x 方向の相対変位  $\delta_x$  :

$$\delta_x = \text{abs}\{\delta_x(I) + \delta'_y(RT)\}$$

y 方向の相対変位  $\delta_y$  :

$$\delta_y = \text{abs}\{\delta_y(I) + \delta'_x(RT)\}$$

z 方向の相対変位  $\delta_z$  :

$$\delta_z = \text{abs}\{\delta_z(I) + \delta'_z(RT)\}$$

$\delta_x(RT)$  : 津波時の鉄筋コンクリート防潮壁の x 方向の相対変位

$\delta_y(RT)$  : 津波時の鉄筋コンクリート防潮壁の y 方向の相対変位

$\delta_z(RT)$  : 津波時の鉄筋コンクリート防潮壁の z 方向の相対変位

合成方向変位 (3 方向合成)  $\delta$  : 
$$\delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2}$$

鋼製防護壁と鉄筋コンクリート防潮壁の間及び鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁と鉄筋コンクリート防潮壁 (放水路エリア) の間は、防潮堤が直線状に並んでいるため、「6.12.6 評価方法 (4) 一般部の津波時相対変位量」と同様に津波時の変位を出した後、それぞれの方向で足し合わせて算出する。

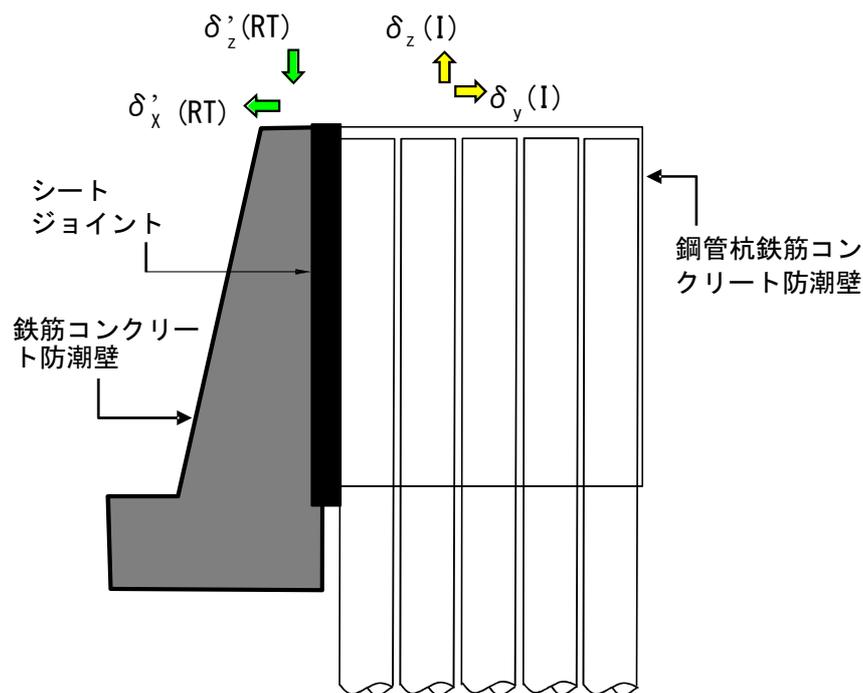


図 6.12.6-6 異種構造物間の津波時相対変位 概念図

(7) 一般部の重畳時相対変位量

重畳時（津波＋余震）においては、地震時の最終変位に重畳時の相対変位を加えて、相対変位を設定する。津波は1方向のため横断方向（x方向）の変位しか発生しないが、保守的に縦断方向（y方向）にも横断方向と同じ変位を考慮する。また、基準津波時及び敷地に遡上する津波時の2ケースで算出し、大きい方の相対変位を津波による相対変位の増分とする。

重畳時（津波＋余震時）の設計用相対変位は、以下の式により水平2方向（x方向、y方向）及び鉛直方向（z方向）それぞれについて算出する。さらに、x方向、y方向及びz方向の相対変位から求められる合成方向変位を算出する。なお、津波波圧が鋼管杭天端と地表面で異なりシートジョイントに発生する引張力が天端と地表面で異なることから、鋼製アンカーの検討のため、重畳時の相対変位は、鋼管杭天端（＝相対変位最大位置）および地表面（＝作用波圧最大位置）の2点で算定する。

重畳時（津波＋余震時）の相対変位の概念図を図 6.12.6-7 に示す。

$$x \text{ 方向の相対変位 } \delta_x : \delta_x = \delta_x(A) + \delta_x(B)$$

$$y \text{ 方向の相対変位 } \delta_y : \delta_y = \delta_y(A) + \delta_x(B)$$

$$z \text{ 方向の相対変位 } \delta_z : \delta_z = \delta_z(A) + \delta_z(B)$$

$$\text{合成方向変位 (3方向合成) } \delta : \delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2}$$

ここで、

$\delta_x(A)$ ,  $\delta_y(A)$ ,  $\delta_z(A)$  : 地震時の最終変位

$\delta_x(B)$ ,  $\delta_z(B)$  : 重畳時の相対変位

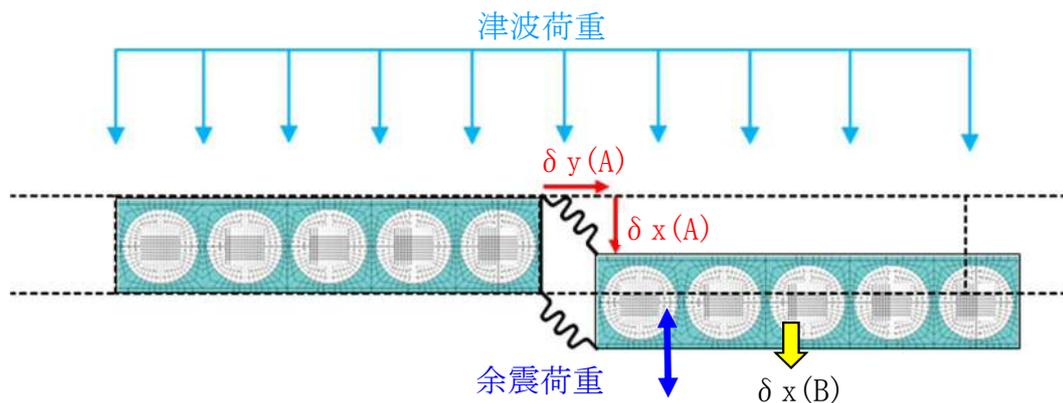


図 6.12.6-7 重畳時（津波＋余震時）の相対変位の概念図

(8) 隅角部の重畳時の相対変位量

隅角部の変位量の設定は、重畳時の一般部を基準とし、隅角部の角度を考慮することで、ジョイント間の相対変位を算出する。隅角部の相対変位 概念図を図 6.12.6-8 に示す。

x 方向の相対変位  $\delta_x$  :

$$\delta x' = \delta x1(I_t) + \text{abs}\{-\delta x2(I_t) \times \cos \theta + \delta y2(I_t) \times \sin \theta\}$$

y 方向の相対変位  $\delta_y$  :

$$\delta y' = \delta y1(I_t) + \text{abs}\{\delta x2(I_t) \times \sin \theta - \delta y2(I_t) \times \cos \theta\}$$

z 方向の相対変位  $\delta_z$  :

$$\delta z' = \text{abs}\{\delta z1(I_t) \times 2\}$$

$\delta x1(I_t)$ ,  $\delta x2(I_t)$  : 重畳時の一般部における x 方向の相対変位

$\delta y1(I_t)$ ,  $\delta y2(I_t)$  : 重畳時の一般部における y 方向の相対変位

$\delta z1(I_t)$ ,  $\delta z2(I_t)$  : 重畳時の一般部における z 方向の相対変位

$$\text{合成方向変位 (3 方向合成)} \delta' = \sqrt{\delta_x'^2 + \delta_y'^2 + \delta_z'^2}$$

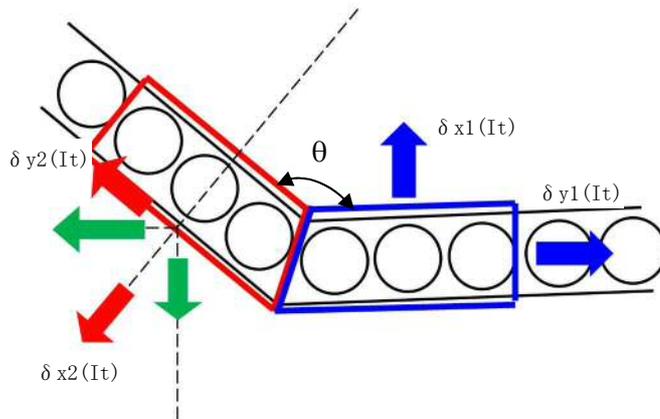


図 6.12.6-8 隅角部の重畳時（津波+余震時）の相対変位量の概念図

(9) 異種構造物間の重畳時の相対変位量

異種構造物間の変位量の設定は、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤の重畳時一般部の変位量と異種構造物の重畳時の相対変位を考慮することで、ジョイント間の相対変位を算出する。異種構造物間の相対変位算出の概念図を図 6.12.6-9 に示す。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁と鉄筋コンクリート防潮壁は、直角に接しているため以下の式により計算する。

x 方向の相対変位  $\delta_x$  :

$$\delta_x = \text{abs}\{\delta_x(\text{It}) + \delta'_x(\text{RTt})\}$$

y 方向の相対変位  $\delta_y$  :

$$\delta_y = \text{abs}\{\delta_y(\text{It}) + \delta'_y(\text{RTt})\}$$

z 方向の相対変位  $\delta_z$  :

$$\delta_z = \text{abs}\{\delta_z(\text{It}) + \delta'_z(\text{RTt})\}$$

$\delta_x(\text{RTt})$  : 重畳時の鉄筋コンクリート防潮壁の x 方向の相対変位

$\delta_y(\text{RTt})$  : 重畳時の鉄筋コンクリート防潮壁の y 方向の相対変位

$\delta_z(\text{RTt})$  : 重畳時の鉄筋コンクリート防潮壁の z 方向の相対変位

合成方向変位 (3 方向合成)  $\delta$  : 
$$\delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2}$$

鋼製防護壁と鉄筋コンクリート防潮壁の間及び鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁と鉄筋コンクリート防潮壁 (放水路エリア) の間は、防潮堤が直線状に並んでいるため、「6.12.6 評価方法 (7)一般部の重畳時相対変位量」と同様に津波時の変位を出した後、それぞれの方向で足し合わせて算出する。

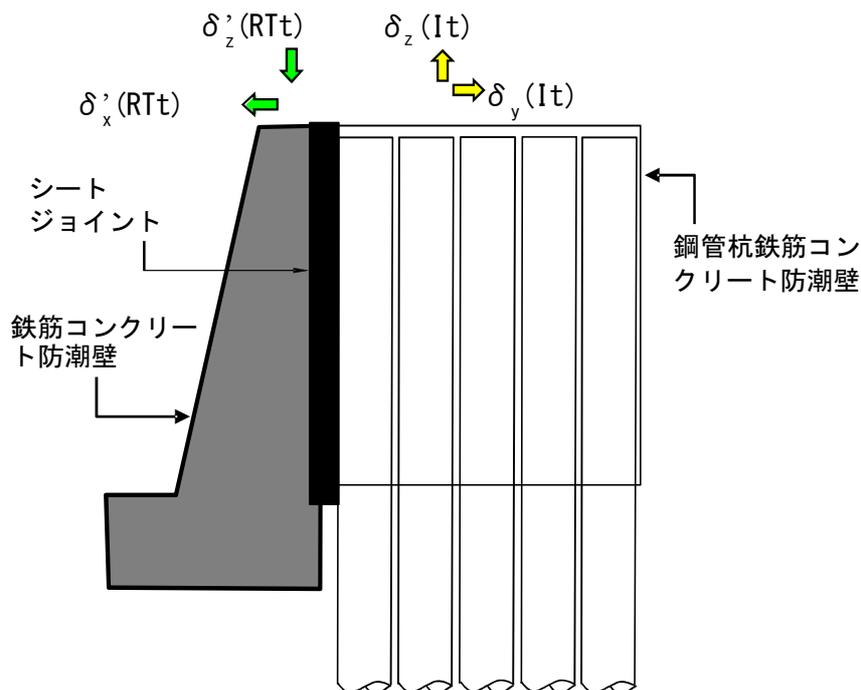


図 6.12.6-9 異種構造物間の重畳時 (津波+余震時) の相対変位 概念図

(10) 防潮壁間の相互の支圧力の評価方法

防潮壁境界部は空隙を設けない構造とすることから、隣接する躯体同士が地震時の相互の支圧力に対して、鉄筋コンクリート壁体が損傷をしないことを確認する。

具体的には、以下の式により隣接する鉄筋コンクリート防潮壁側の堅壁の慣性力を防潮壁側面に載荷して、支圧応力の照査を実施する。ここで、慣性力と防潮壁側面の概念図を図 6.12.6-10 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁側に働く慣性力  $F$  :

$$F = ma$$

$m$  : 鉄筋コンクリート防潮壁の質量

$a$  : 地震時加速度

防潮壁側支圧応力度  $\sigma_{cv}$  :

$$\sigma_{cv} = \frac{F}{b \cdot h} \leq \sigma_{ca}$$

$b$  : 防潮壁の幅

$h$  : 防潮壁高さ

$\sigma_{ca}$  : 支圧応力度の許容応力度

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁間の支圧応力については、縦断方向モデルによる解析結果によるジョイント部の圧縮応力が許容支圧応力以下であることを確認する。

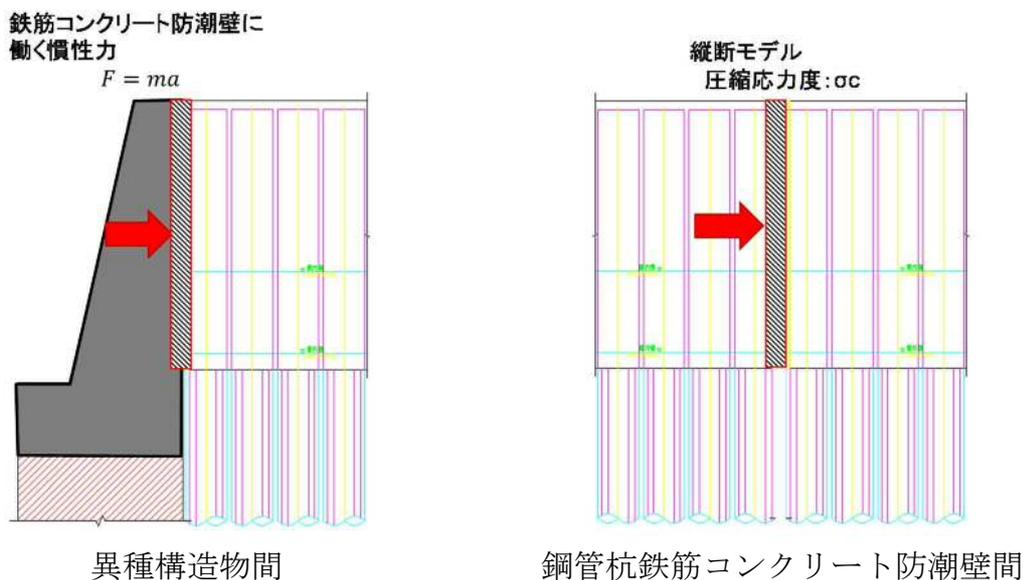


図 6.12.6-10 慣性力と防潮壁側面の概念図

(11) 止水ジョイント部材鋼製アンカーの評価方法

シートジョイントの取付けボルトの評価は、シートジョイントに作用する最大張力によるせん断力  $S$  と引張力  $T$  を考慮して、以下の式で行う。

$$\sigma_{sa} = T / (n \cdot A)$$

$$\tau_{sa} = S / (n \cdot A)$$

ここで、 $\sigma_{sa}$  : 取付けボルト鋼材の引張短期許容応力度

$\tau_{sa}$  : 取付けボルト鋼材のせん断短期許容応力度

$A$  : 取付けボルトの断面積

$n$  : アンカーボルトの 1m あたりの本数

シートジョイントの鋼製アンカーの評価は、取付けボルトと同様に、シートジョイントに作用する荷重が、鋼製アンカーの許容限界よりも小さいことを確認する。

$$T \leq P_a$$

$$S \leq q_a$$

ここで、 $P_a$  : 引張力に対する許容限界 (N)

$q_a$  : せん断力に対する許容限界 (N)

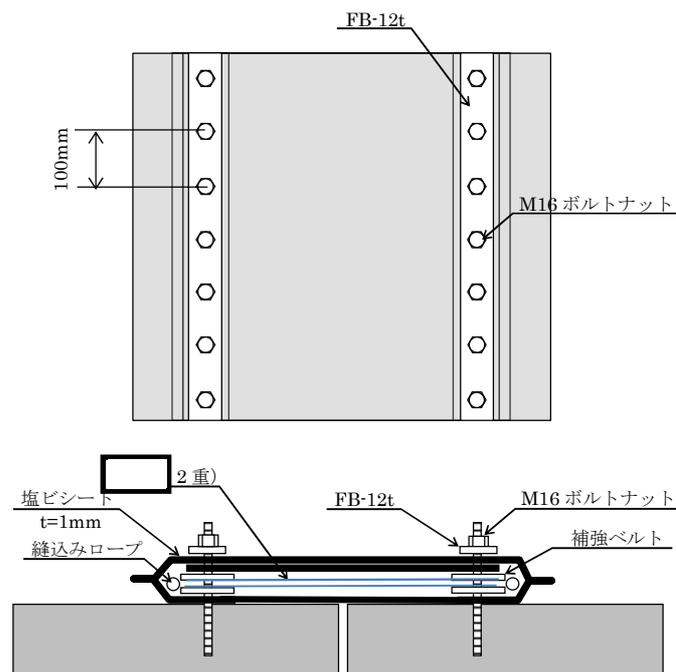


図 6. 12. 6-11 シートジョイント概要図

## 6.12.7 評価結果

### (1) 一般部の地震時相対変位

断面③において原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケースと敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースの杭下端を基準とした杭天端の相対変位の比較を表 6.12.7-1 に示す。

一般部の地震時相対変位量を表 6.12.7-2 に示す。一般部の地震時相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 6.12.7-1 断面③の相対変位比較

検討 ケース	地震波	位相	地震時相対変位量 (m)		
			横断方向 $\delta x$ (m)	縦断方向 $\delta y$ (m)	鉛直方向 $\delta z$ (m)
①	S <sub>s</sub> -D1	H-, V-	0.406	0.354	0.038
④	S <sub>s</sub> -D1	H-, V-	0.345	0.412	0.050
地震時相対変位量 最大値[m]			0.406	0.412	0.050

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

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

表 6.12.7-2 一般部の地震時相対変位量

	$\delta x$ (m)	$\delta y$ (m)	$\delta z$ (m)	3成分合成 (m)	許容限界 (m)
地震時相対変位量	0.406	0.412	0.050	—	—
設計用相対変位量	0.812	0.824	0.100	1.162	1.5

(2) 隅角部の地震時相対変位量

隅角部の地震時相対変位量の評価結果を表 6.12.7-3 に示す。表中の位置番号は図 6.12.7-1 の位置に対応する。隅角部の地震時相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 6.12.7-3 隅角部の地震時相対変位量

位置 番号	堤内側 角度 (°)	$\delta x$ (m)	$\delta y$ (m)	$\delta z$ (m)	最大発生変位量(m) $\sqrt{(\delta x^2 + \delta y^2 + \delta z^2)}$	許容限界 (m)
①	141.5	0.467	0.987	0.100	1.097	1.50
②	133.9	0.984	0.419	0.100	1.075	1.50
③	192.7	0.893	0.725	0.100	1.155	1.50
④	121.0	0.968	0.548	0.100	1.117	1.50
⑤	133.2	0.984	0.426	0.100	1.077	1.50
⑥	138.0	0.432	0.990	0.100	1.085	1.50
⑦	226.5	0.425	0.990	0.100	1.083	1.50
⑧	90.2	0.819	0.817	0.100	1.162	1.50
⑨	146.9	0.521	0.979	0.100	1.114	1.50

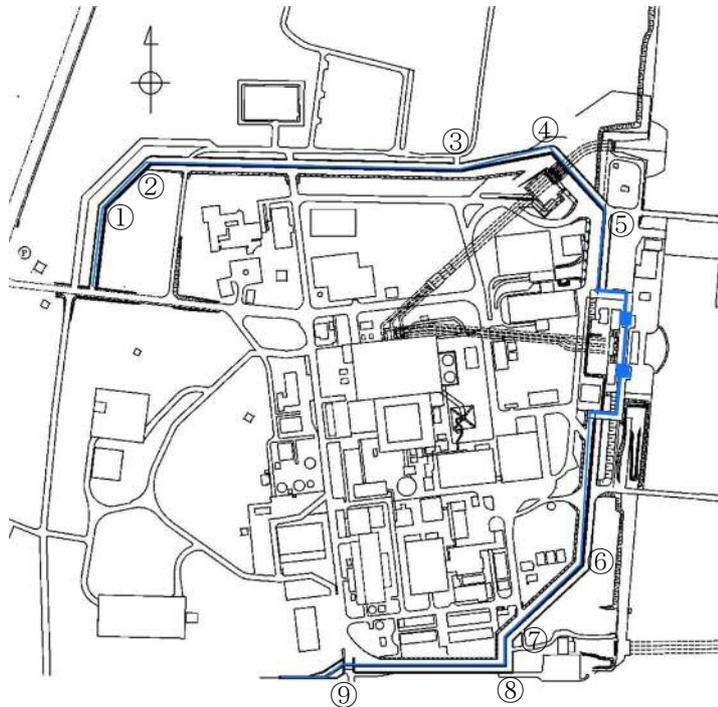


図 6.12.7-1 隅角部の地震時相対変位量の評価位置番号

(3) 異種構造物間の地震時相対変位量

防潮堤と接続する各構造物の地震時相対変位量を表 6.12.7-4 に、異種構造物間の地震時相対変位量の評価結果を表 6.12.7-5 に示す。表中の位置番号は図 6.12.7-2 に示す。異種構造物間の地震時相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 6.12.7-4 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤と接続する各構造物の地震時相対変位量

構造物	$\delta x$ (m)	$\delta y$ (m)	$\delta z$ (m)
鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）(①)	0.368	0.570	0.068
鉄筋コンクリート防潮壁(②)	0.479	0.843	0.058
防潮扉 2 基礎(③)	0.172	0.200	0.033

表 6.12.7-5 異種構造物間の地震時相対変位量

位置番号	$\delta x$ (m)	$\delta y$ (m)	$\delta z$ (m)	最大発生変位量(m) $\sqrt{(\delta x^2 + \delta y^2 + \delta z^2)}$	許容限界 (m)
①	0.774	0.982	0.118	1.256	1.50
②	0.885	1.255	0.108	1.540	2.00
③	0.578	0.612	0.083	0.846	1.50

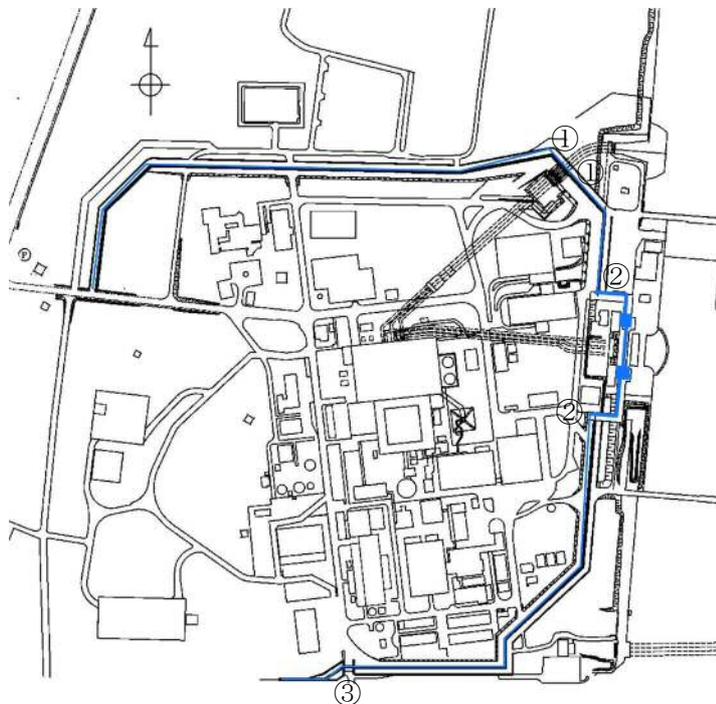


図 6.12.7-2 異種構造物間の地震時相対変位量の評価位置番号

(4) 一般部の津波時相対変位量

一般部の地震時最終変位量を表 6.12.7-6 に、原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケースと敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースの杭下端を基準とした杭天端の相対変位の比較を表 6.12.7-7 に示す。基準津波時及び敷地に遡上する津波による相対変位の増分を表 6.12.7-8 に示す。地震時最終変位量の最大値を用いた一般部の津波時の相対変位量を表 6.12.7-9 に示す。一般部の津波時相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 6.12.7-6 一般部の地震時最終変位量（杭天端：横断方向）

検討 ケース	地震波	位相	地震時最終変位量[m]
①	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V+	0.090
	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V-	0.092
	S <sub>s</sub> -D 1	H-, V+	0.036
	S <sub>s</sub> -D 1	H-, V-	0.037
	S <sub>s</sub> -1 1		0.024
	S <sub>s</sub> -1 2		0.052
	S <sub>s</sub> -1 3		0.052
	S <sub>s</sub> -1 4		0.042
	S <sub>s</sub> -2 1		0.011
	S <sub>s</sub> -2 2		0.025
	S <sub>s</sub> -3 1	H+, V+	0.017
	S <sub>s</sub> -3 1	H-, V+	0.044

表 6.12.7-7 地震時最終変位量

検討 ケース	地震波	地震時最終変位量 (m)		
		横断方向 δ x (m)	縦断方向 δ y (m)	鉛直方向 δ z (m)
①	S <sub>s</sub> -D 1	0.092 (H+, V-) *	0.109 (H-, V-) *	0.018 (H-, V+) *
④	S <sub>s</sub> -D 1	0.113 (H+, V+) *	0.062 (H+, V+) *	0.032 (H-, V-) *
地震時最終変位量 最大値[m]		0.113	0.109	0.032

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース  
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース  
 \*：()内は位相を示す。

表 6.12.7-8 津波時の相対変位増分

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

表 6.12.7-9 一般部の津波時相対変位量

		$\delta x$ (m)	$\delta y$ (m)	$\delta z$ (m)	最大発生変位量(m) $\sqrt{(\delta x^2 + \delta y^2 + \delta z^2)}$	許容限界 (m)
杭天端	最終変位×2倍	0.226	0.218	0.064		
	敷地に遡上する津波時	0.182	0.182	0.001		
	合計	0.408	0.400	0.065	0.576	1.50
地表面	最終変位×2倍	0.226	0.218	0.064		
	敷地に遡上する津波時	0.000	0.000	0.001		
	合計	0.226	0.218	0.065	0.321	1.50

(5) 隅角部の津波時相対変位量

隅角部の津波時相対変位量の評価結果を表 6.12.7-10 に示す。表中の位置番号は前出の図 6.12.7-1 中の番号に対応する。隅角部の津波時相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 6.12.7-10 隅角部の津波時相対変位量

	位置 番号	堤内側 角度 (°)	$\delta x$ (m)	$\delta y$ (m)	$\delta z$ (m)	最大発生変位量(m) $\sqrt{(\delta x^2 + \delta y^2 + \delta z^2)}$	許容 限界 (m)
杭天端	①	141.5	0.316	0.447	0.065	0.552	1.50
	②	133.9	0.452	0.297	0.065	0.545	1.50
	③	192.7	0.429	0.372	0.065	0.572	1.50
	④	121.0	0.447	0.332	0.065	0.561	1.50
	⑤	133.2	0.452	0.299	0.065	0.546	1.50
	⑥	138.0	0.306	0.448	0.065	0.547	1.50
	⑦	226.5	0.296	0.448	0.065	0.541	1.50
	⑧	90.2	0.404	0.404	0.065	0.576	1.50
	⑨	146.9	0.330	0.444	0.065	0.558	1.50
地表面	①	141.5	0.134	0.265	0.065	0.304	1.50
	②	133.9	0.270	0.115	0.065	0.301	1.50
	③	192.7	0.247	0.190	0.065	0.319	1.50
	④	121.0	0.265	0.150	0.065	0.312	1.50
	⑤	133.2	0.270	0.117	0.065	0.302	1.50
	⑥	138.0	0.124	0.266	0.065	0.301	1.50
	⑦	226.5	0.114	0.266	0.065	0.297	1.50
	⑧	90.2	0.222	0.222	0.065	0.321	1.50
	⑨	146.9	0.148	0.262	0.065	0.308	1.50

(6) 異種構造物間の津波時相対変位量

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

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

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

表 6.12.7-12 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の津波時変位量

		$\delta x$ (m)	$\delta y$ (m)	$\delta z$ (m)
杭天端	最終変位	0.113	0.109	0.032
	津波時 (敷地に遡上する津波時)	0.182	0.182	0.001
地表面	津波時 (敷地に遡上する津波時)	0.000	0.000	0.001

表 6.12.7-13 異種構造物間の津波時相対変位量\*

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

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

(7) 一般部の重畳時相対変位量

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

表 6.12.7-14 重畳時の相対変位増分

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

表 6.12.7-15 一般部の重畳時相対変位量

		$\delta x$ (m)	$\delta y$ (m)	$\delta z$ (m)	最大発生変位量(m) $\sqrt{(\delta x^2 + \delta y^2 + \delta z^2)}$	許容限界 (m)
杭 天 端	最終変位×2倍	0.226	0.218	0.064	/	1.50
	重畳時 (敷地に遡上する 津波時)	0.471	0.471	0.001		
	合計	0.697	0.689	0.065		
地 表 面	最終変位×2倍	0.226	0.218	0.064	/	1.50
	重畳時 (敷地に遡上する 津波時)	0.188	0.188	0.001		
	合計	0.414	0.406	0.065		

(8) 隅角部の重畳時の相対変位量

隅角部の重畳時相対変位量の評価結果を表 6.12.7-16 に示す。表中の位置番号は前出の図 6.12.7-1 中の番号に対応する。隅角部の重畳時相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 6.12.7-16 隅角部の重畳時相対変位量

	位置 番号	堤内側 角度 (°)	$\delta x$ (m)	$\delta y$ (m)	$\delta z$ (m)	最大発生変位量(m) $\sqrt{(\delta x^2 + \delta y^2 + \delta z^2)}$	許容 限界 (m)
杭天端	①	141.5	0.605	0.736	0.065	0.955	1.50
	②	133.9	0.741	0.586	0.065	0.947	1.50
	③	192.7	0.718	0.661	0.065	0.979	1.50
	④	121.0	0.736	0.621	0.065	0.966	1.50
	⑤	133.2	0.741	0.588	0.065	0.949	1.50
	⑥	138.0	0.595	0.737	0.065	0.950	1.50
	⑦	226.5	0.585	0.737	0.065	0.944	1.50
	⑧	90.2	0.693	0.693	0.065	0.983	1.50
	⑨	146.9	0.619	0.733	0.065	0.962	1.50
地表面	①	141.5	0.322	0.453	0.065	0.560	1.50
	②	133.9	0.458	0.303	0.065	0.553	1.50
	③	192.7	0.435	0.378	0.065	0.580	1.50
	④	121.0	0.453	0.338	0.065	0.569	1.50
	⑤	133.2	0.458	0.305	0.065	0.555	1.50
	⑥	138.0	0.312	0.454	0.065	0.555	1.50
	⑦	226.5	0.302	0.454	0.065	0.550	1.50
	⑧	90.2	0.410	0.410	0.065	0.584	1.50
	⑨	146.9	0.336	0.450	0.065	0.566	1.50

(9) 異種構造物間の重畳時の相対変位量

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

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

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

表 6.12.7-18 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の重畳時変位量

		$\delta x$ (m)	$\delta y$ (m)	$\delta z$ (m)
杭天端	最終変位	0.113	0.109	0.032
	重畳時 (敷地に遡上する津波時)	0.471	0.471	0.001
地表面	重畳時 (敷地に遡上する津波時)	0.188	0.188	0.001

表 6.12.7-19 異種構造物間の重畳時相対変位量\*

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

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

(10) 構造物間の相互の支圧力

a. 異種構造物間

①鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁及び鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）間

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁質量（1ブロック）：10528 kN

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の水平震度（断面③）：0.761

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁による慣性力：8010 kN

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）質量：132841 kN

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の水平震度：0.622

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）による慣性力：82631 kN

構造物間作用力：90641 kN

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁側面の面積：57.75 m<sup>2</sup>

支圧力：1570 kN/m<sup>2</sup>

②鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁及び鉄筋コンクリート防潮壁間

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁質量（1ブロック）：10528 kN

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の水平震度（断面②）：0.921

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁による慣性力：9695 kN

鉄筋コンクリート防潮壁質量：63630 kN

鉄筋コンクリート防潮壁の水平震度：1.036

鉄筋コンクリート防潮壁による慣性力：65923 kN

構造物間作用力：75618 kN

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁側面の面積：57.75 m<sup>2</sup>

支圧力：1309 kN/m<sup>2</sup>

③鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁及び防潮扉2基礎

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁質量（1ブロック）：10528 kN

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の水平震度（断面②）：0.749

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁による慣性力：7883 kN

鉄筋コンクリート防潮壁質量：61876 kN  
 鉄筋コンクリート防潮壁の水平震度：0.724  
 鉄筋コンクリート防潮壁による慣性力：44773 kN  
 構造物間作用力：52656 kN  
 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁側面の面積：31.5 m<sup>2</sup>  
 支圧力：1672 kN/m<sup>2</sup>

異種構造物間の支圧力の評価結果を表 6.12.7-20 に示す。

表 6.12.7-20 異種構造物間の支圧力

位置番号	最大圧縮応力 (kN/m <sup>2</sup> )	許容限界 (kN/m <sup>2</sup> )	照査値
①	1570	18000	0.09
②	1309	18000	0.08
③	1672	18000	0.10

b. 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁間

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁間の支圧力の評価結果を表 6.12.7-21 に示す。

表 6.12.7-21 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁間の支圧力

最大圧縮応力 (kN/m <sup>2</sup> )	許容限界 (kN/m <sup>2</sup> )	照査値
433	18000	0.03

- (11) 止水ジョイント部材鋼製アンカーの評価結果  
 鋼製アンカーの仕様を表 6.12.7-22 に示す。

表 6.12.7-22 鋼製アンカーの仕様

材質	径・ ピッチ	有効断面積 (mm <sup>2</sup> )
SS400	M16@100mm	157

鋼製アンカー1本あたりに作用する力は、津波波圧によって生じるシートジョイントに作用する張力から換算する。地震時に鋼製アンカーに作用する力は、津波時及び重畳時に作用する力よりも小さいため、津波時と重畳時において照査する。シートジョイントに作用する張力は以下の式で求められる。

$$T_s = \frac{W \cdot a}{2 \cdot d} \cdot \sqrt{a^2 + 4 \cdot d^2}$$

$T_s$  : シートジョイントに発生する張力 (N)

$a$  : シートジョイントに作用する荷重の支点間距離 (S) の 1/2 (m)  
 支点間距離 S は、重畳時の地表面位置での相対変位の最大値に、堤外側では 0.02(目地幅)、堤内側では 0.02+0.085(目地幅+プレート端部までの長さ)を加えた値

$d$  : たわみ量 (m)

$$d = C \left( \cosh \frac{S}{2C} - 1 \right) \quad L = 2C \cdot \sinh \frac{S}{2C}$$

$L$  : シート長 (m)

堤内側では 2.730m、堤外側では 2.645m とする。

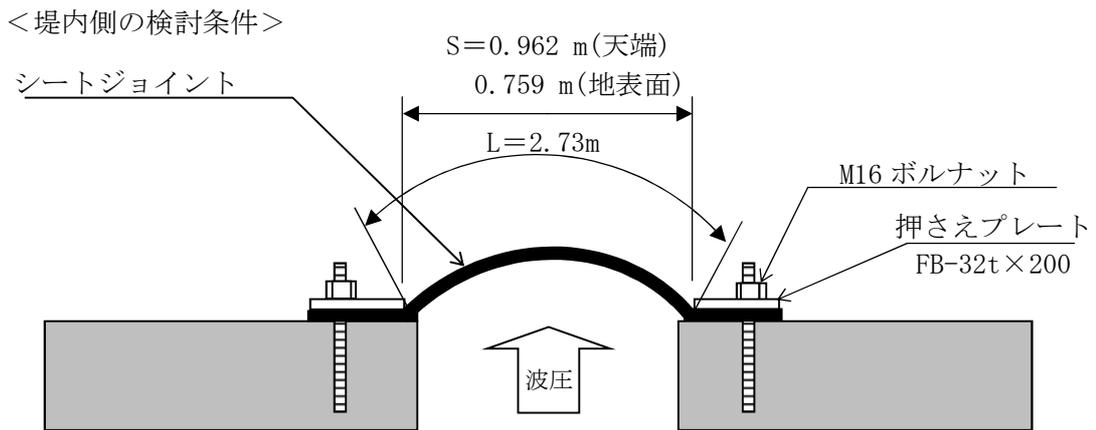
$C$  : カテナリー数で、支点間距離 S およびシート長 L から求める。

$W$  : シートジョイントに作用する荷重 (波圧) (kN/m<sup>2</sup>)

a. 津波時

津波時の最大相対変位は、表 6.12.7-13 より鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁と鉄筋コンクリート防潮壁間において天端部で 0.857 m、地表面で 0.654 m となる。

引張力に対する照査結果を表 6.12.7-23 に、せん断力に対する照査結果を、表 6.12.7-24 に示す。鋼製アンカーの照査を行った結果、発生応力が許容限界以下であることを確認した。



引張力（堤内側）

【天端】

$$W=150 \text{ kN/m}^2 \quad S=0.962 \text{ m} \quad a=0.481 \text{ m} \quad d=1.20 \text{ m} \quad L=2.73 \text{ m} \quad C=0.1747$$

$$T_s=74 \text{ kN/m} \rightarrow \text{引張力 } 7.4 \text{ kN}$$

【地表面】

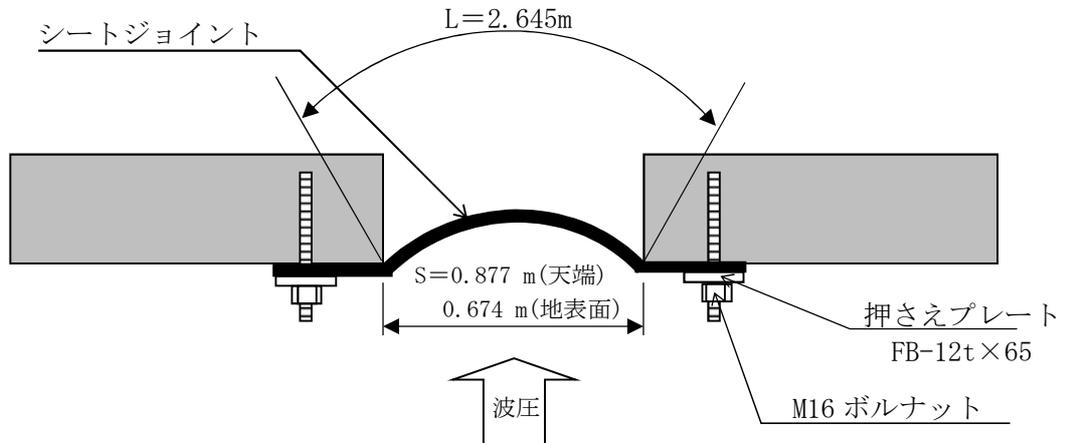
$$W=340 \text{ kN/m}^2 \quad S=0.759 \text{ m} \quad a=0.380 \text{ m} \quad d=1.25 \text{ m} \quad L=2.73 \text{ m} \quad C=0.1220$$

$$T_s=131 \text{ kN/m} \rightarrow \text{引張力 } 13.1 \text{ kN}$$

表 6.12.7-23 引張力に対する照査結果

部位	引張力 (kN)	許容限界 (kN)	照査値
天端	7.4	38.5	0.20
地表面	13.1	38.5	0.35

< 堤外側の検討条件 >



せん断力 (堤外側)

【天端】

$W=150 \text{ kN/m}^2$     $S=0.877 \text{ m}$     $a=0.439 \text{ m}$     $d=1.18 \text{ m}$     $L=2.645 \text{ m}$     $C=0.1540$

$T_s=67 \text{ kN/m} \rightarrow$  せん断力 6.7 kN

【地表面】

$W=340 \text{ kN/m}^2$     $S=0.674 \text{ m}$     $a=0.337 \text{ m}$     $d=1.22 \text{ m}$     $L=2.645 \text{ m}$     $C=0.1041$

$T_s=116 \text{ kN/m} \rightarrow$  せん断力 11.6 kN

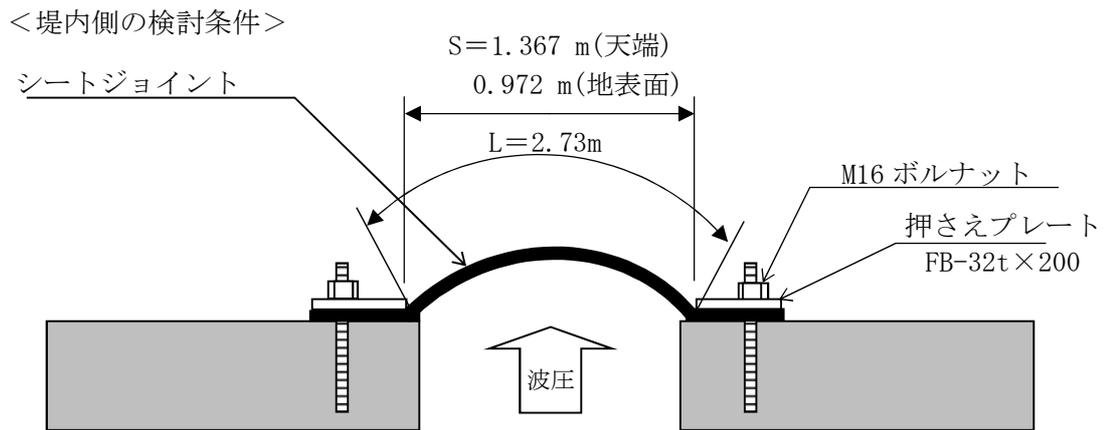
表 6. 12. 7-24 せん断力に対する照査結果

部位	せん断力 (kN)	許容限界 (kN)	照査値
天端	6.7	26.9	0.25
地表面	11.6	26.9	0.44

b. 重畳時

重畳時の最大相対変位は、表 6.12.7-19 より鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁と鉄筋コンクリート防潮壁間において天端部で 1.262 m、地表面で 0.867 m となる。

重畳時の引張力に対する照査結果を表 6.12.7-25 に、せん断力に対する照査結果を表 6.12.7-26 に示す。なお、津波波圧及び相対変位は発生する引張力及びせん断力が最大になるケースを示している。鋼製アンカーの照査を行った結果、発生応力が許容限界以下であることを確認した。



引張力（堤内側）

【天端】

$$W=150 \text{ kN/m}^2 \quad S=1.367 \text{ m} \quad a=0.684 \text{ m} \quad d=1.09 \text{ m} \quad L=2.73 \text{ m} \quad C=0.3143$$

$$T_s=108 \text{ kN/m} \rightarrow \text{引張力 } 10.8 \text{ kN}$$

【地表面】

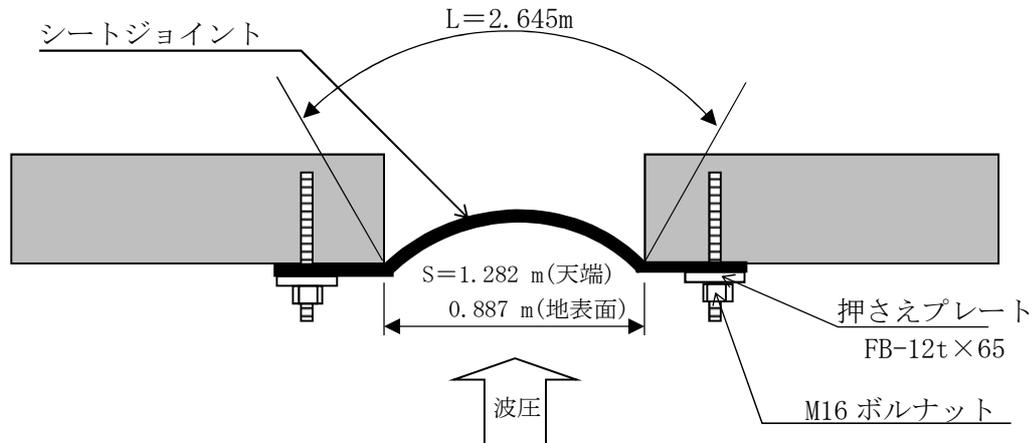
$$W=340 \text{ kN/m}^2 \quad S=0.972 \text{ m} \quad a=0.486 \text{ m} \quad d=1.20 \text{ m} \quad L=2.73 \text{ m} \quad C=0.1776$$

$$T_s=169 \text{ kN/m} \rightarrow \text{引張力 } 16.9 \text{ kN}$$

表 6.12.7-25 引張力に対する照査結果

部位	引張力 (kN)	許容限界 (kN)	照査値
天端	10.8	38.5	0.29
地表面	16.9	38.5	0.44

< 堤外側の検討条件 >



せん断力 (堤外側)

【天端】

$W=150 \text{ kN/m}^2$     $S=1.282 \text{ m}$     $a=0.641 \text{ m}$     $d=1.07 \text{ m}$     $L=2.645 \text{ m}$     $C=0.2872$

$T_s=100 \text{ kN/m} \rightarrow$  せん断力 10.0 kN

【地表面】

$W=340 \text{ kN/m}^2$     $S=0.887 \text{ m}$     $a=0.444 \text{ m}$     $d=1.17 \text{ m}$     $L=2.645 \text{ m}$     $C=0.1568$

$T_s=154 \text{ kN/m} \rightarrow$  せん断力 15.4 kN

表 6. 12. 7-26 せん断力に対する照査結果

部位	せん断力 (kN)	許容限界 (kN)	照査値
天端	10.0	26.9	0.38
地表面	15.4	26.9	0.58