

図 3.5-21(1) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑤)

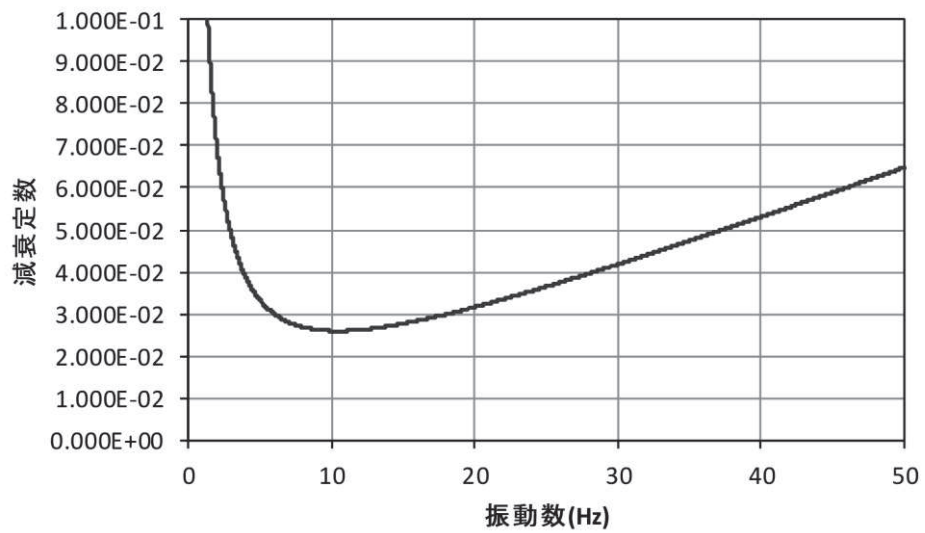


図 3.5-21(2) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑥)

e. 解析ケース

重畳時においては、弾性設計用地震動  $S_d - D_2$  に対して、ケース①（基本ケース）を実施する。ケース①において、各照査値が最も厳しい地震動を用い、表 3.5-11 及び表 3.5-12 に示すケース②及び③を実施する。重畳時における解析ケースを表 3.5-15 に示す。

表 3.5-15 重畳時における解析ケース

| 解析ケース       |           | ケース①             | ケース②                       | ケース③   |
|-------------|-----------|------------------|----------------------------|--|
|             |           | 基本ケース            | 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース | 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース   |
| 地盤物性        |           | 平均値              | 平均値 + 1σ                   | 平均値 - 1σ   |
| 地震動<br>(位相) | S d - D 2 | ++* <sup>1</sup> | ○                          | 弾性設計用地震動 S d - D 2 (1波) 及び位相反転を考慮した地震動 (3波) を加えた全4波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において照査値が 0.5 以上となる又はすべり安全率が 2.4 以下* <sup>2</sup> となる全ての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いてケース②～③を実施する。<br>照査値がいずれも 0.5 未満の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②～③を実施する。 |
|             |           | -+* <sup>1</sup> | ○                          |  |
|             |           | +-* <sup>1</sup> | ○                          |  |
|             |           | --* <sup>1</sup> | ○                          |  |

注記 \*1：地震動の位相について (++) の左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「-」は位相を反転させたケースを示す。

\*2：許容限界であるすべり安全率 1.2 に対して 2 倍の裕度

(2) 入力地震動

入力地震動は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

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弾性設計用地震動  $S_d - D2$  を1次元重複反射理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。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

図 3.5-22 に入力地震動算定の概念図を、図 3.5-23～図 3.5-28 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示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE Ver. 1.6」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

①引戻し解析

引戻し地盤モデル（解放基盤モデル）を用いて、水平方向地震動及び鉛直方向地震動をそれぞれ引戻し地盤モデル底面位置まで引戻す。

②水平方向地震動の引上げ解析

引上げ地盤モデル（水平方向地震動用）を用いて、構造物－地盤連成系解析モデル底面位置まで水平方向地震動を引き上げる。

③鉛直方向地震動の引上げ解析

引上げ地盤モデル（鉛直方向地震動用）を用いて、構造物－地盤連成系解析モデル底面位置まで鉛直方向地震動を引き上げる。

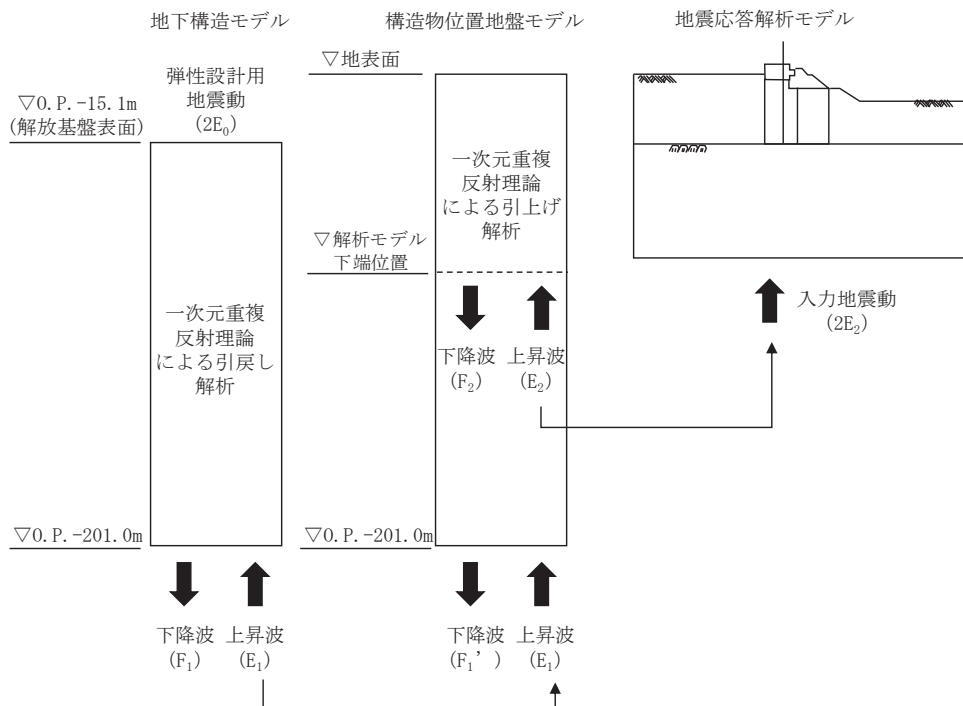


図 3.5-22 入力地震動算定の概念図

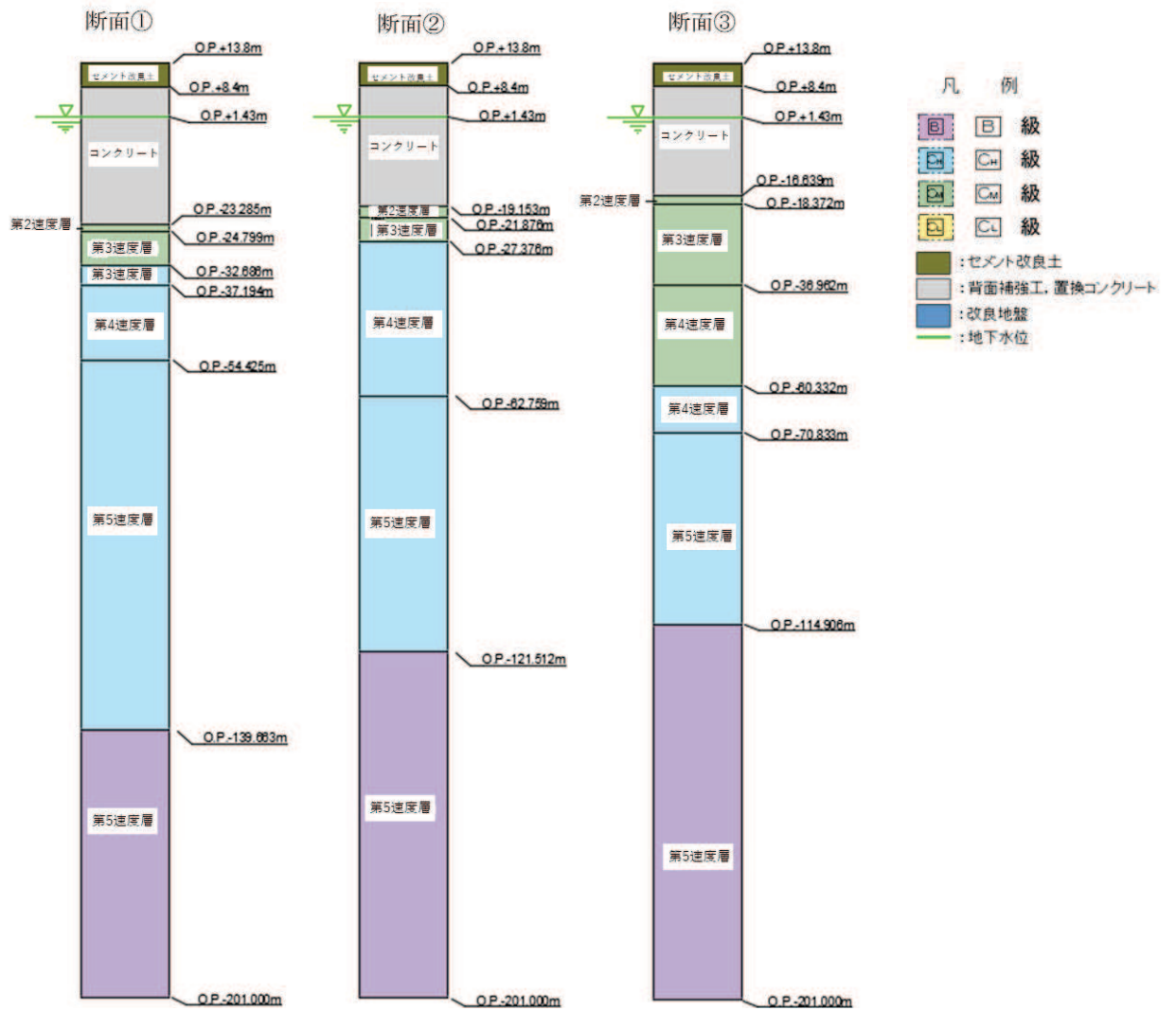


図 3.5-23 (1) 1次元解析モデル図 (断面①~③)

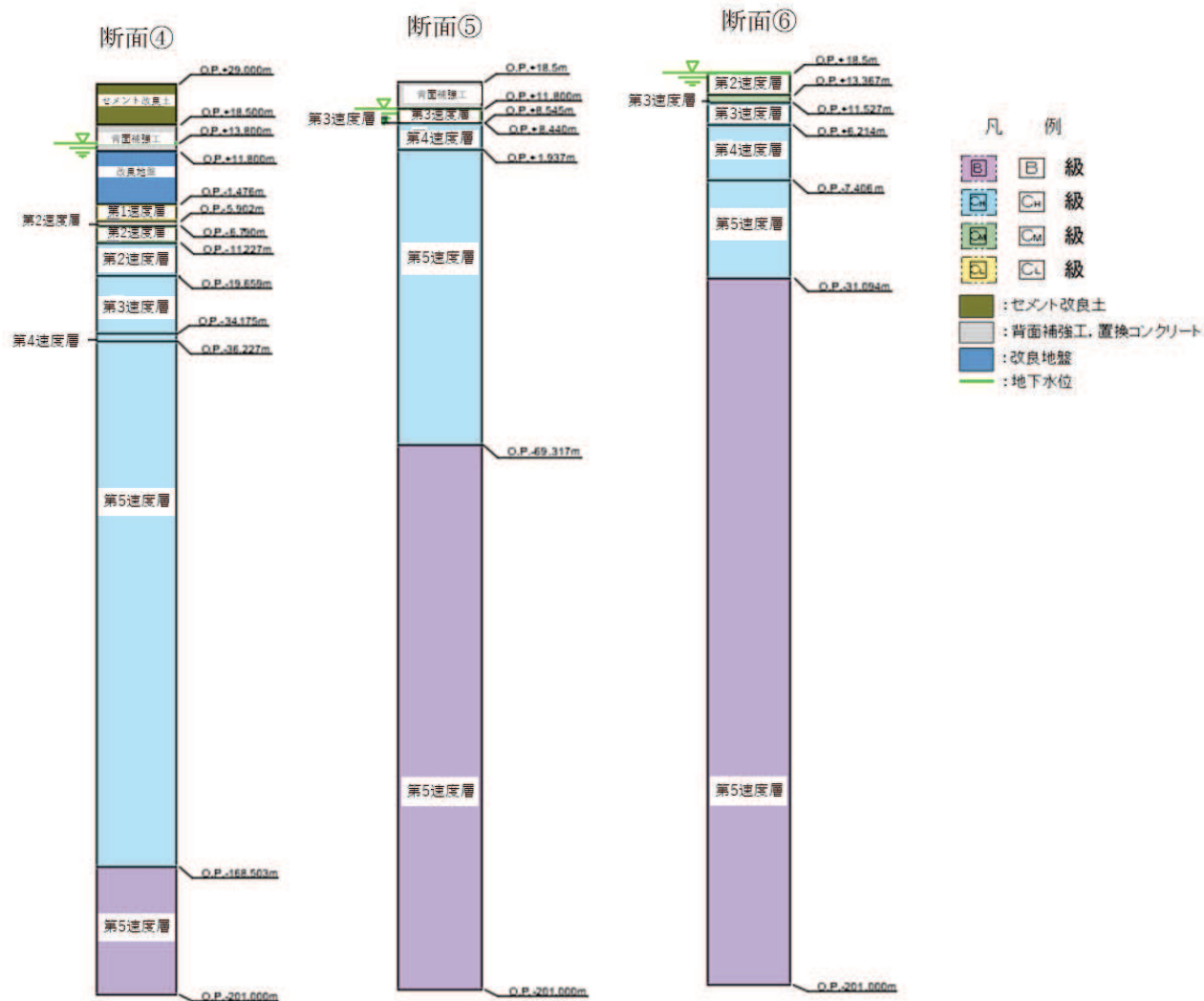


図 3.5-23 (2) 1次元解析モデル図 (断面④~⑥)

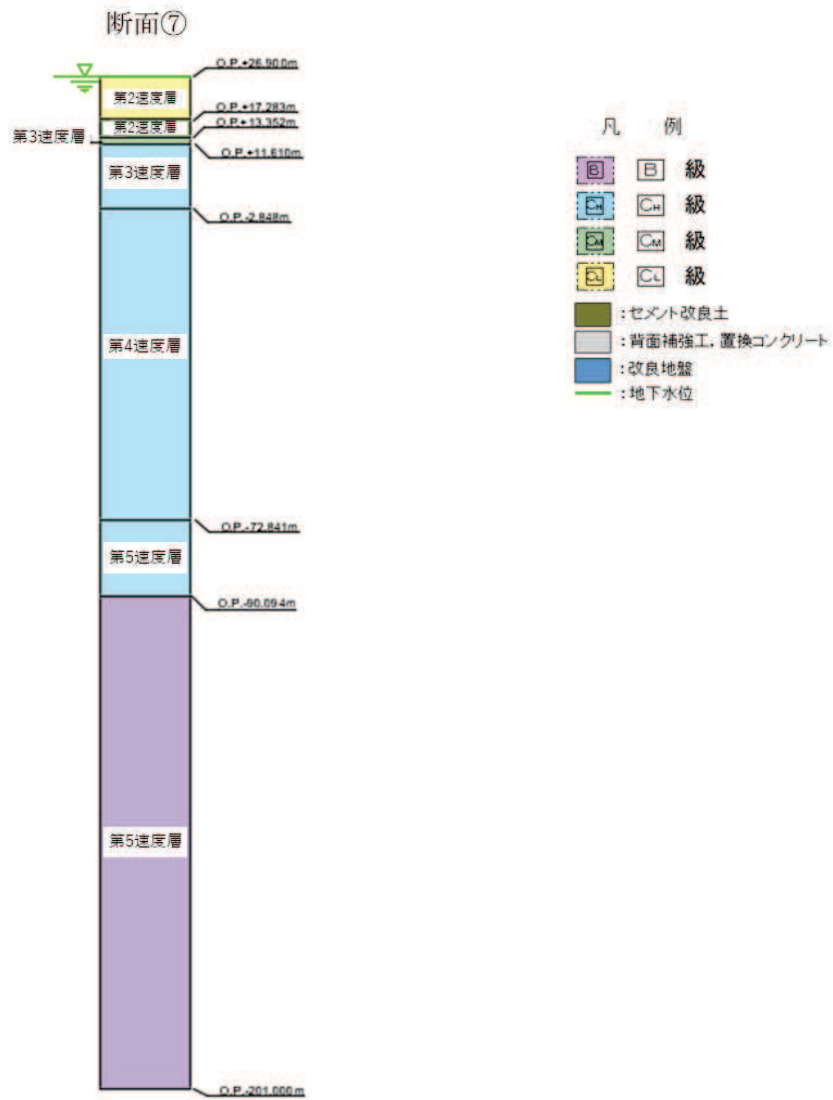
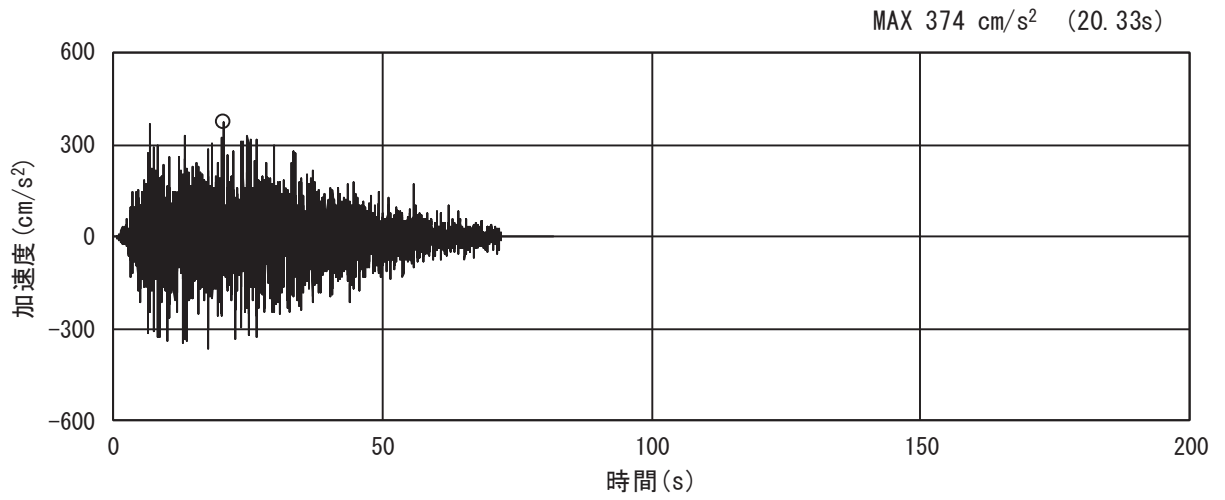
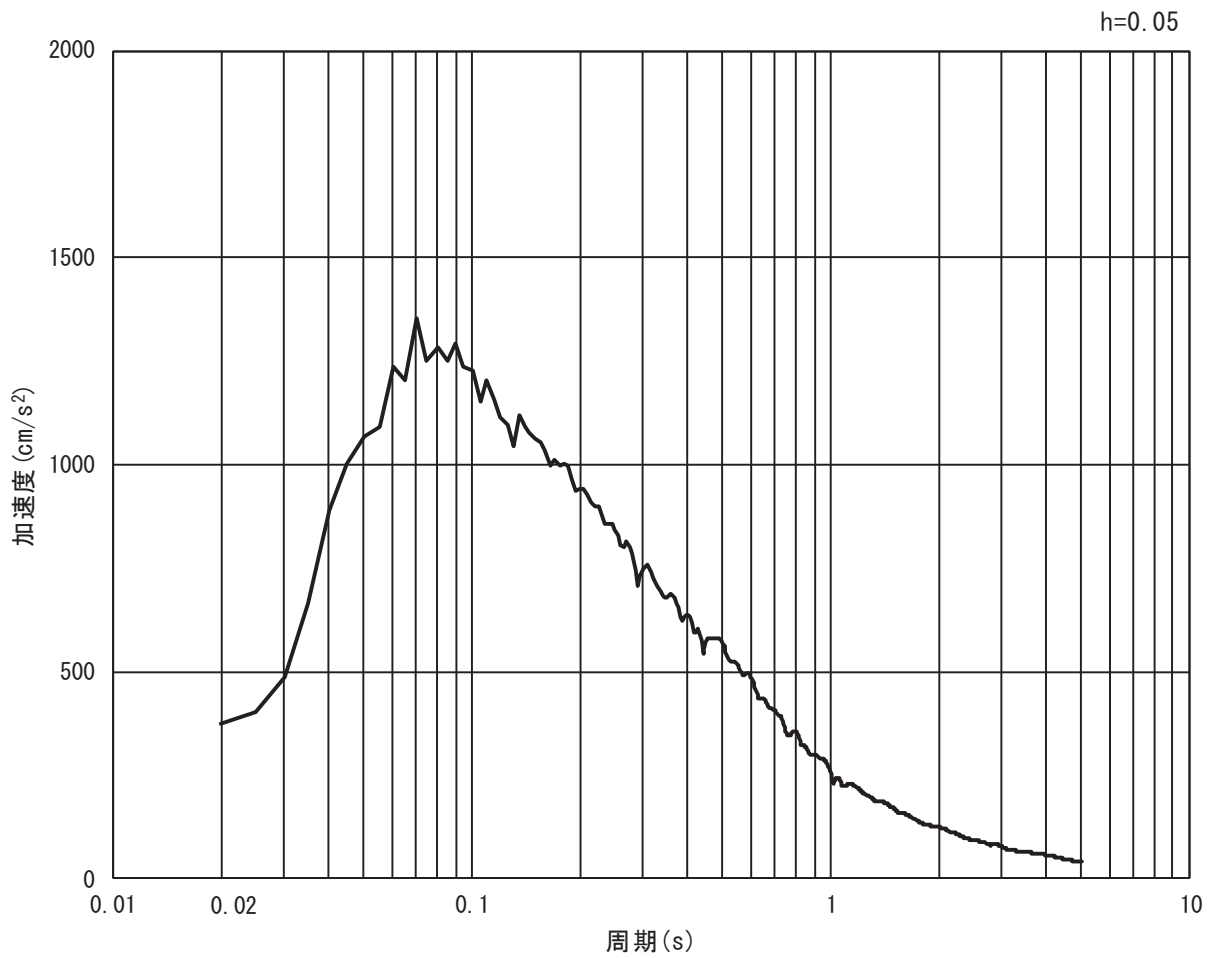


図 3.5-23 (3) 1次元解析モデル図 (断面⑦)

a. 一般部  
イ. 断面①

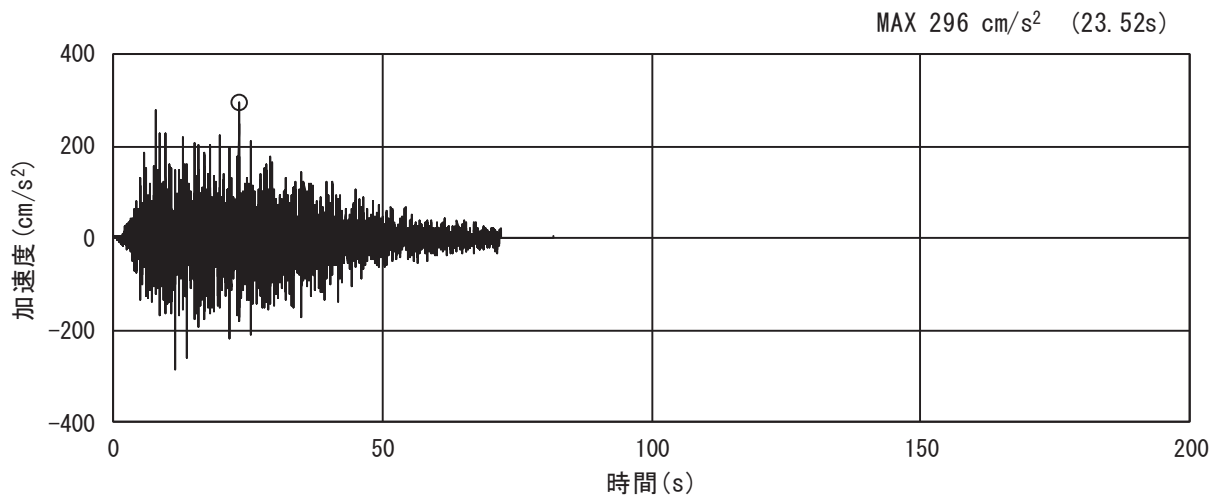


(a) 加速度時刻歴波形

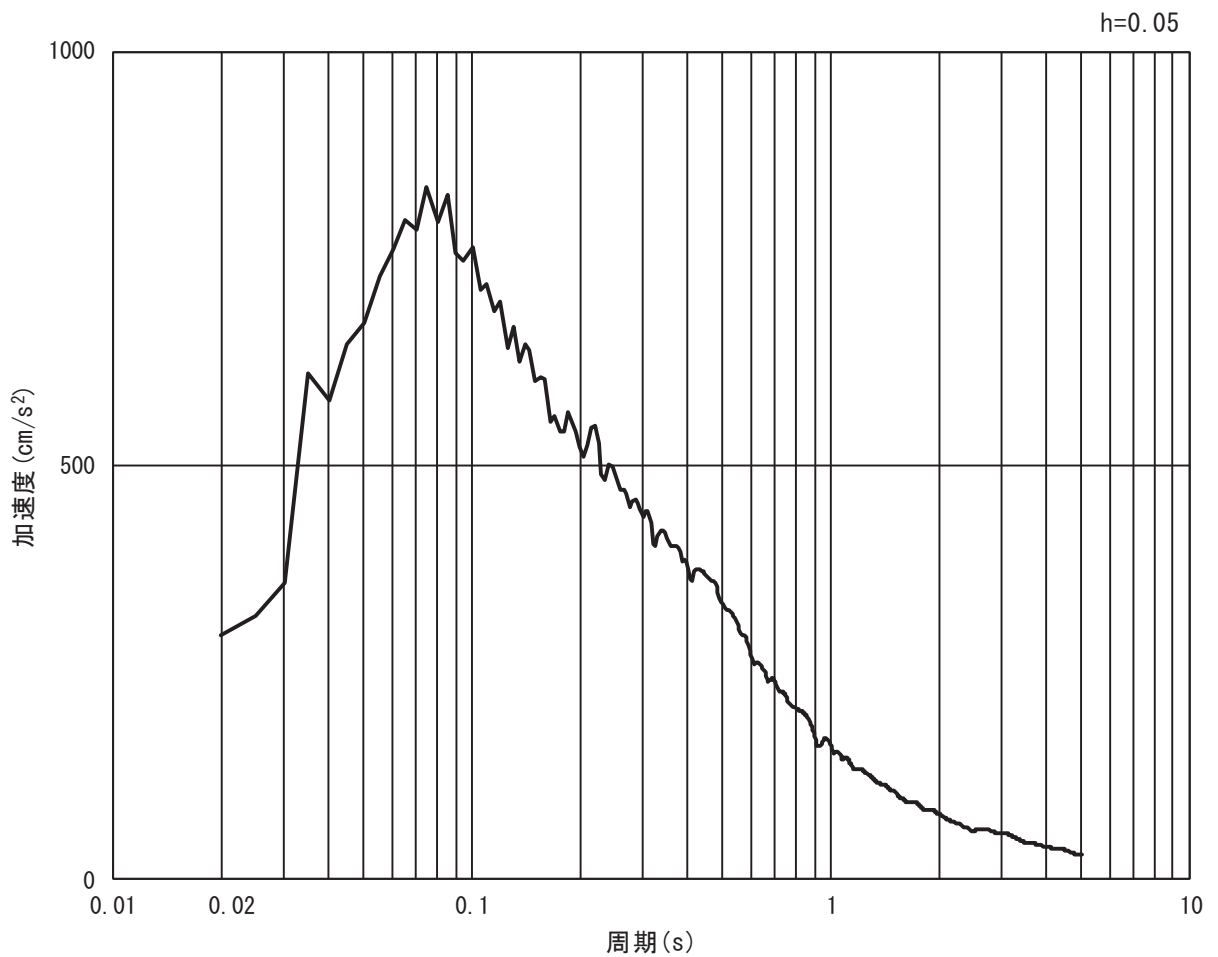


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-24 (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 : S d - D 2)



(a) 加速度時刻歴波形

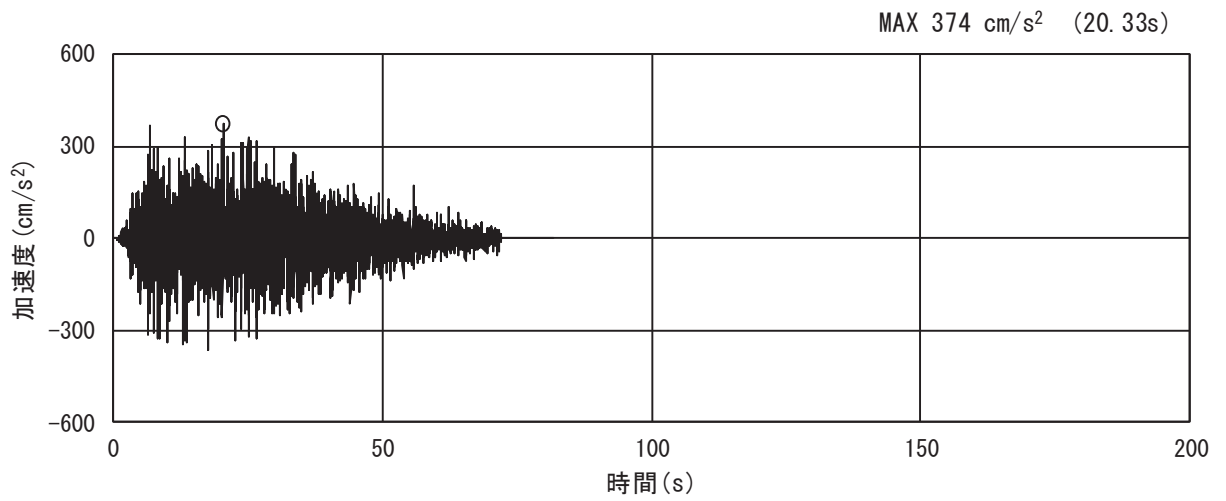


(b) 加速度応答スペクトル

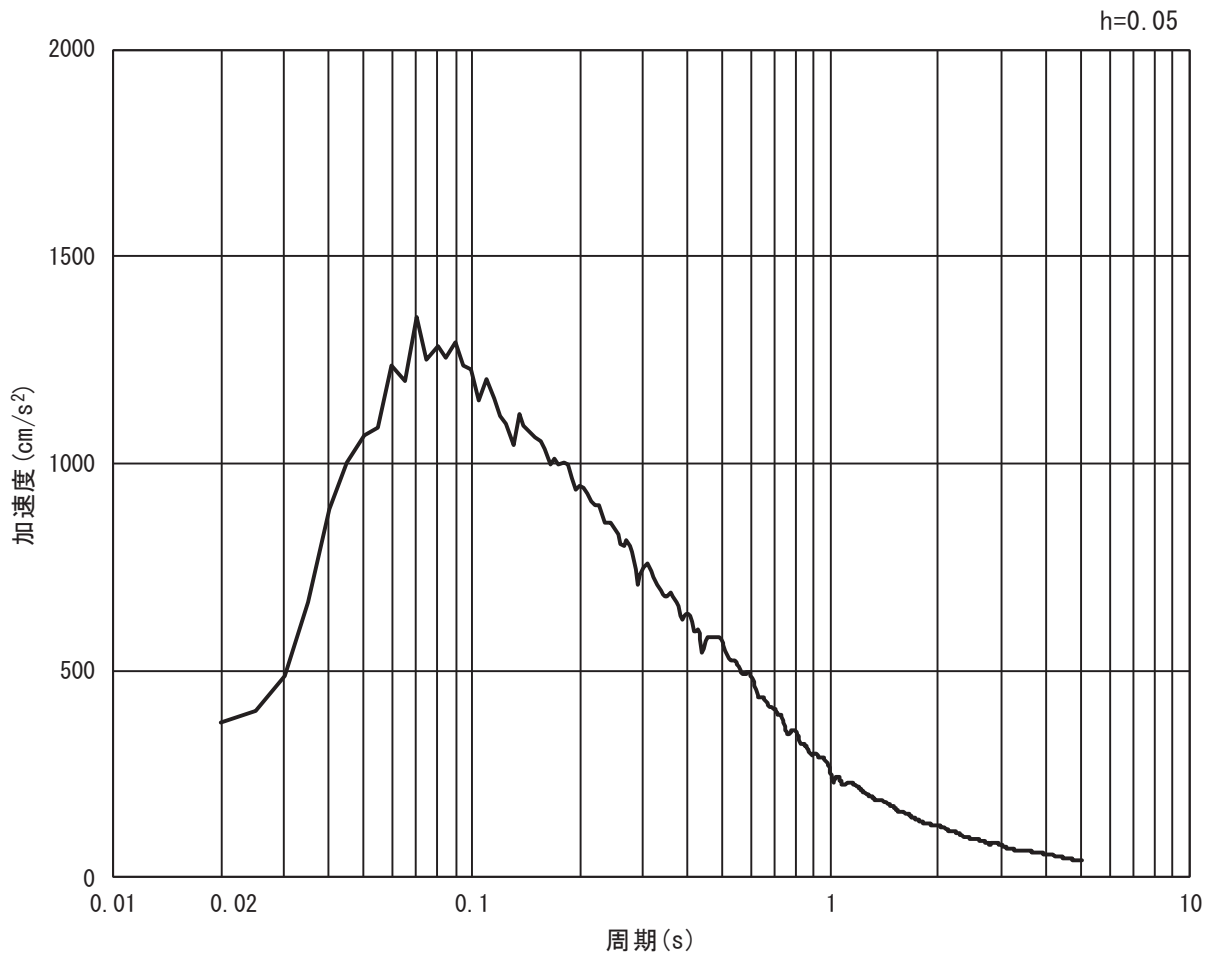
図 3.5-24 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向: S d - D 2)



ロ. 断面②

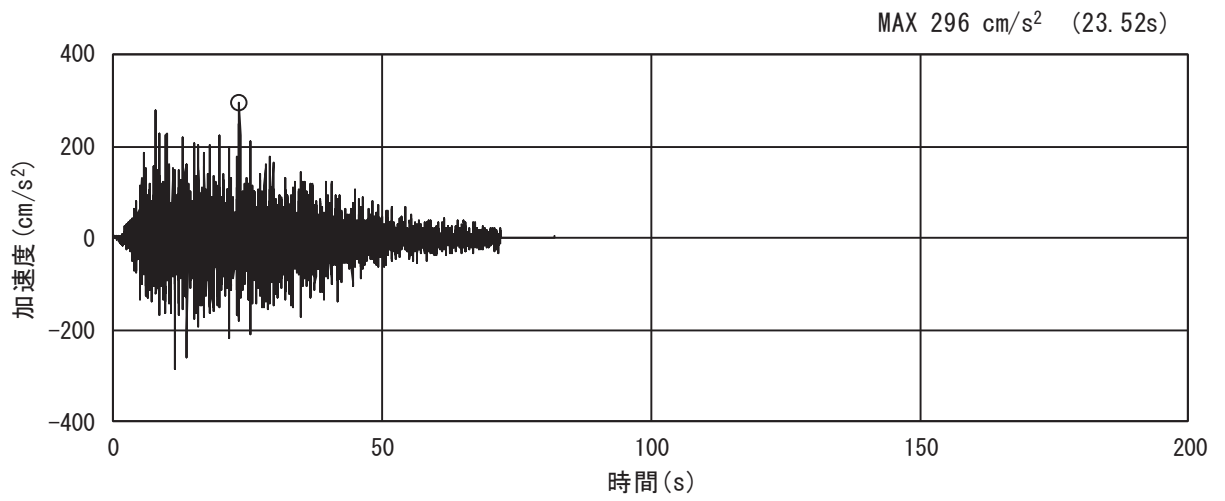


(a) 加速度時刻歴波形

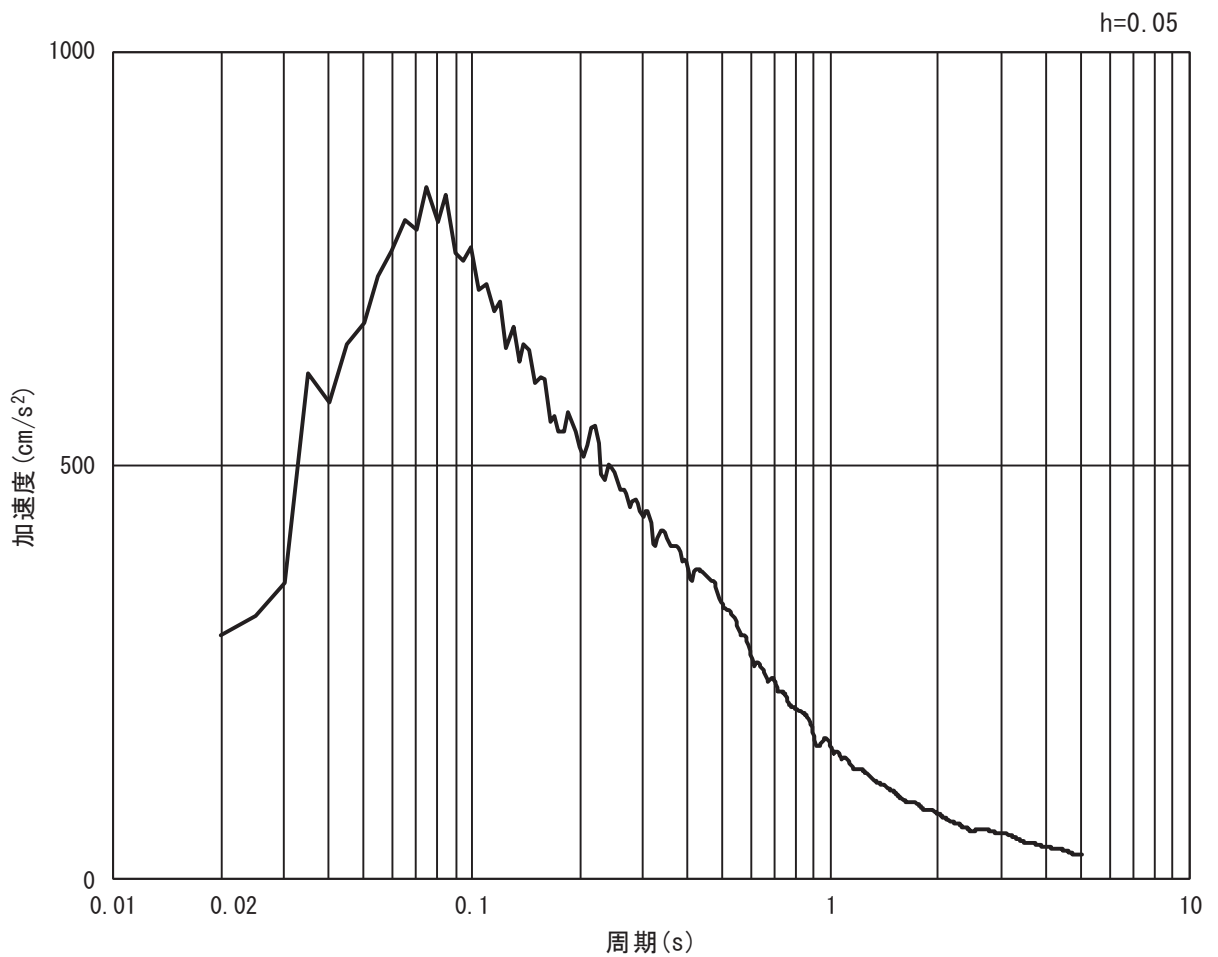


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-25 (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 : S d - D 2)



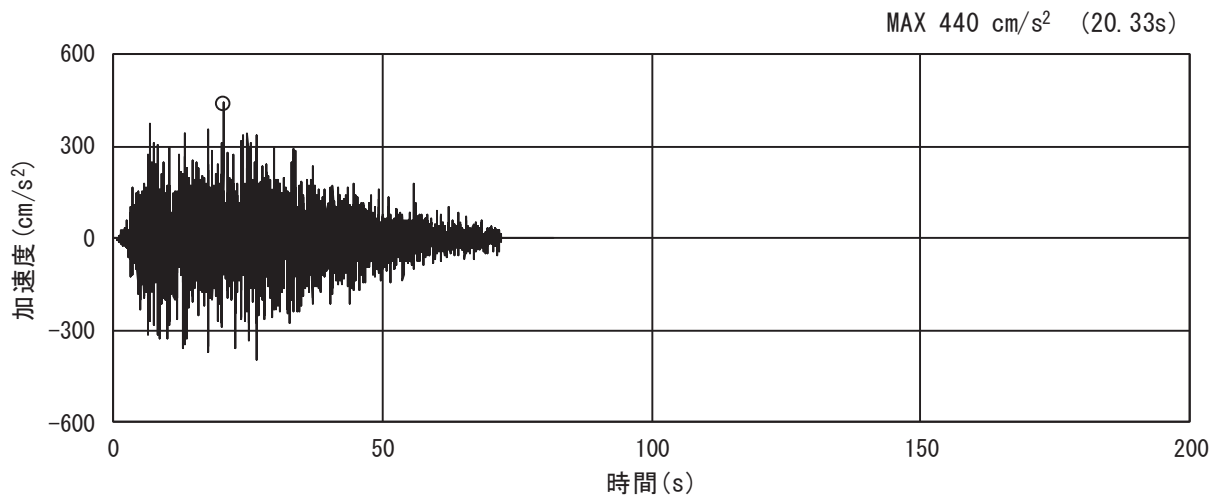
(a) 加速度時刻歴波形



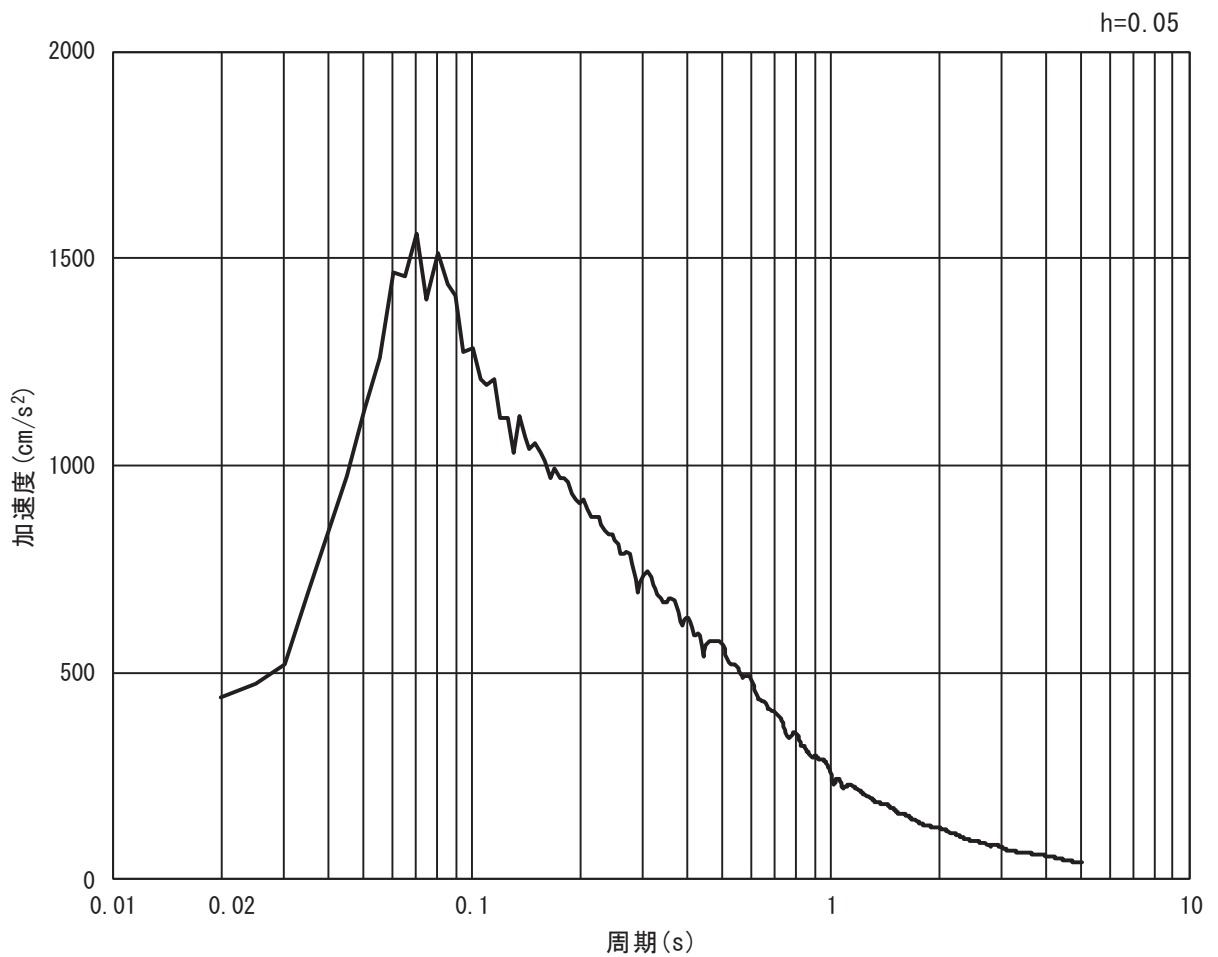
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-25 (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: S d - D 2)

ハ. 断面③

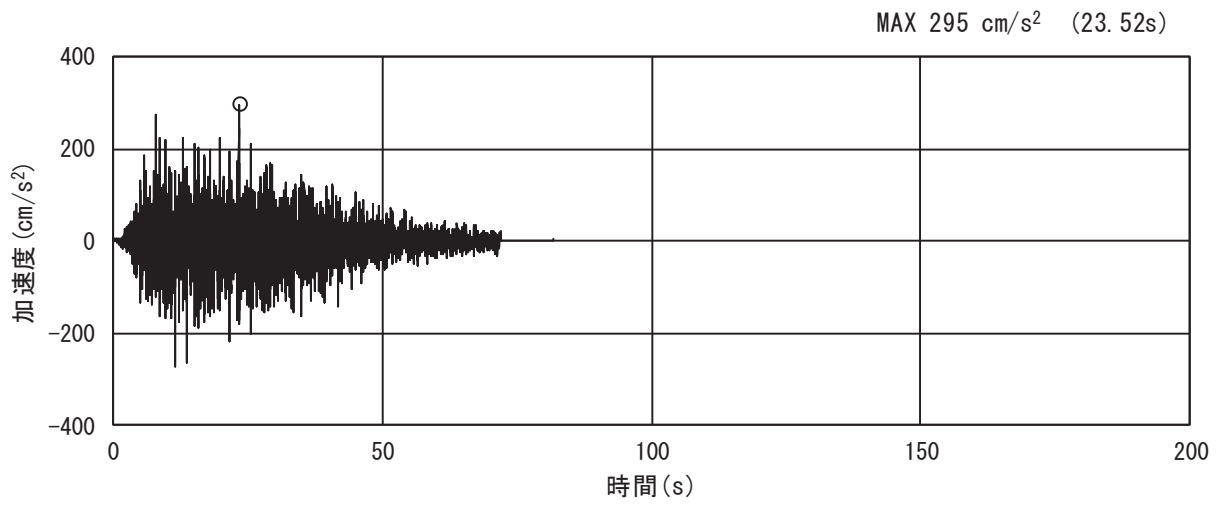


(a) 加速度時刻歴波形

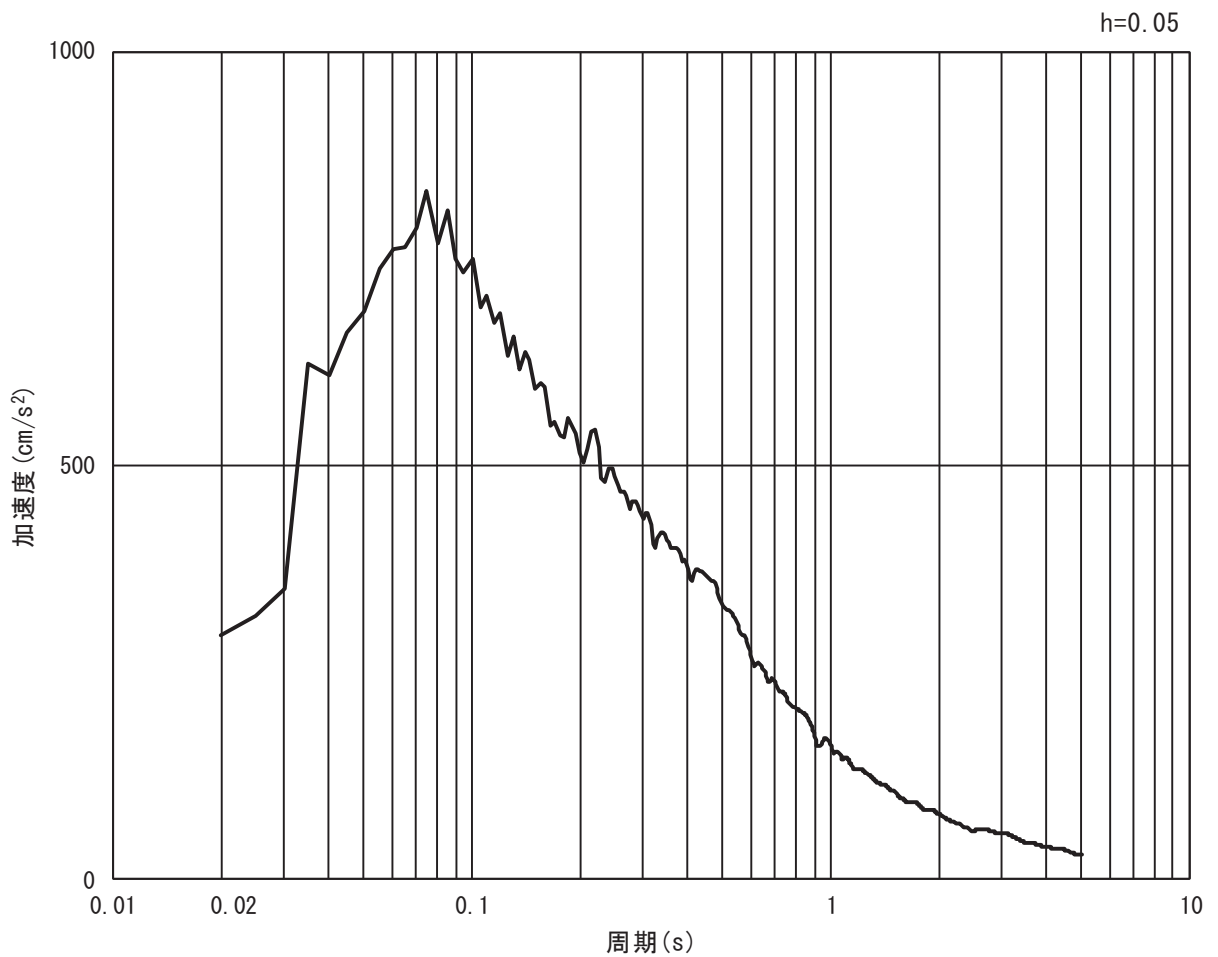


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-26 (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 : S d - D 2)



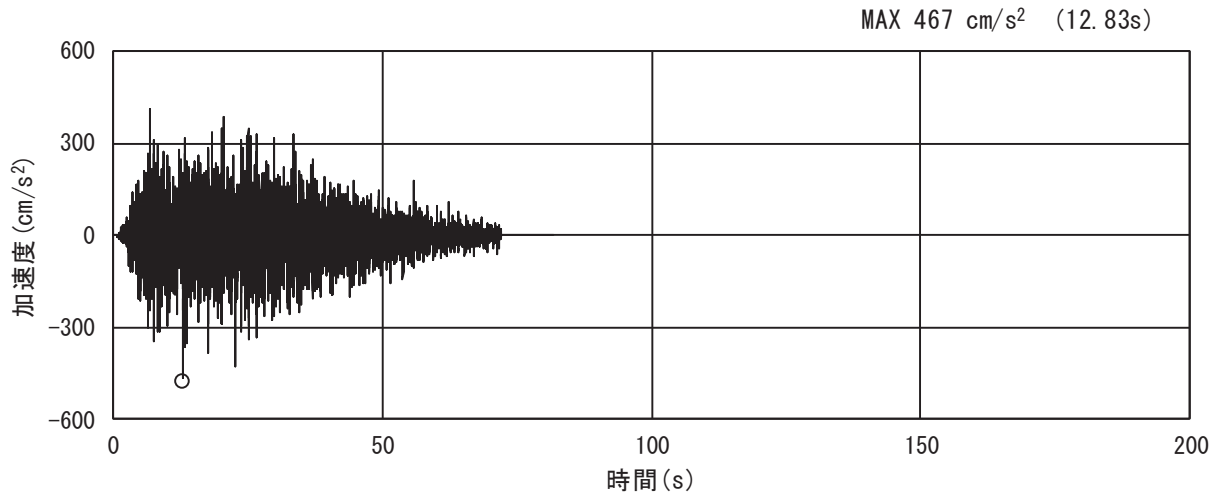
(a) 加速度時刻歴波形



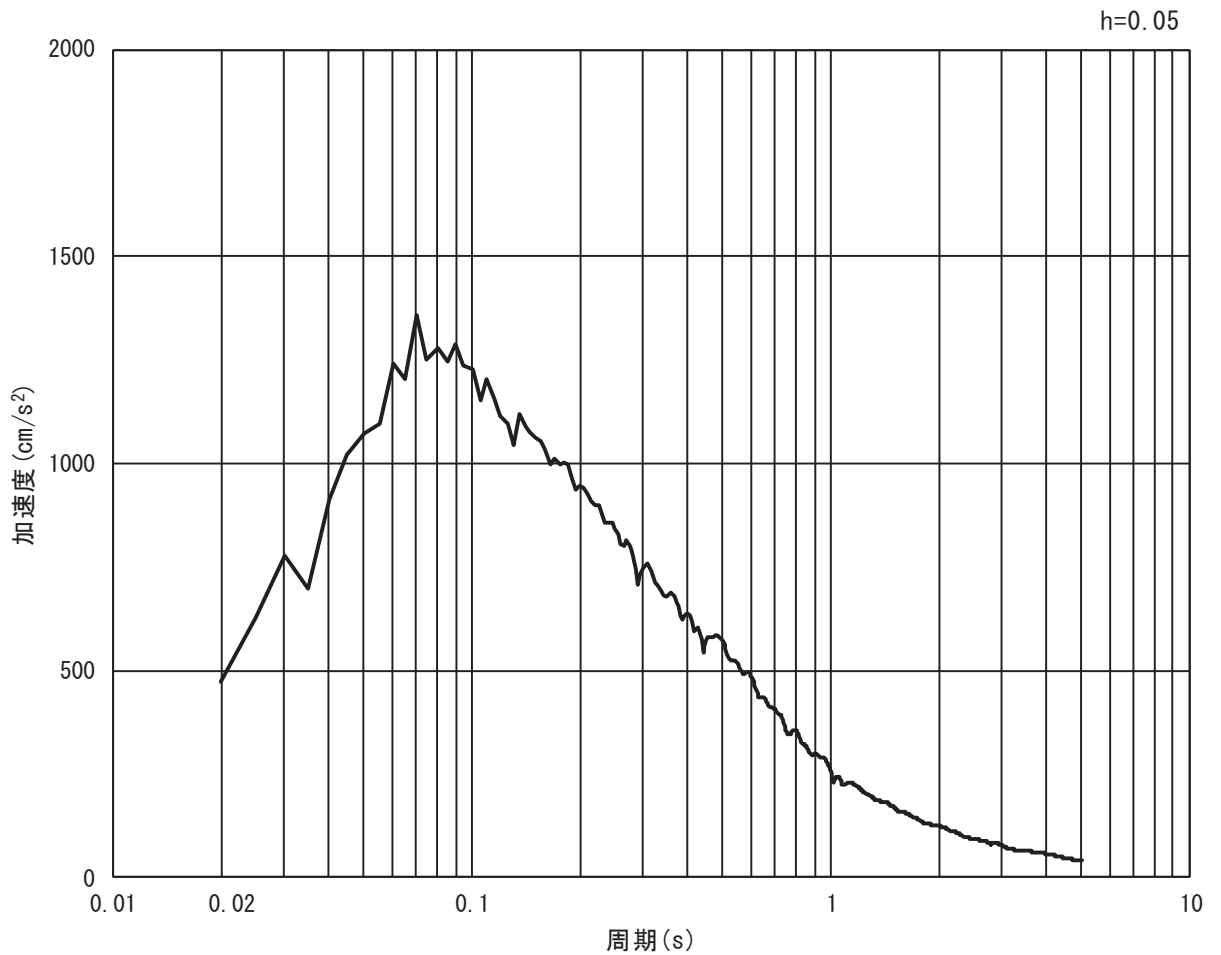
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-26 (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: S d - D 2)

二. 断面④



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-27 (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: S d - D 2)

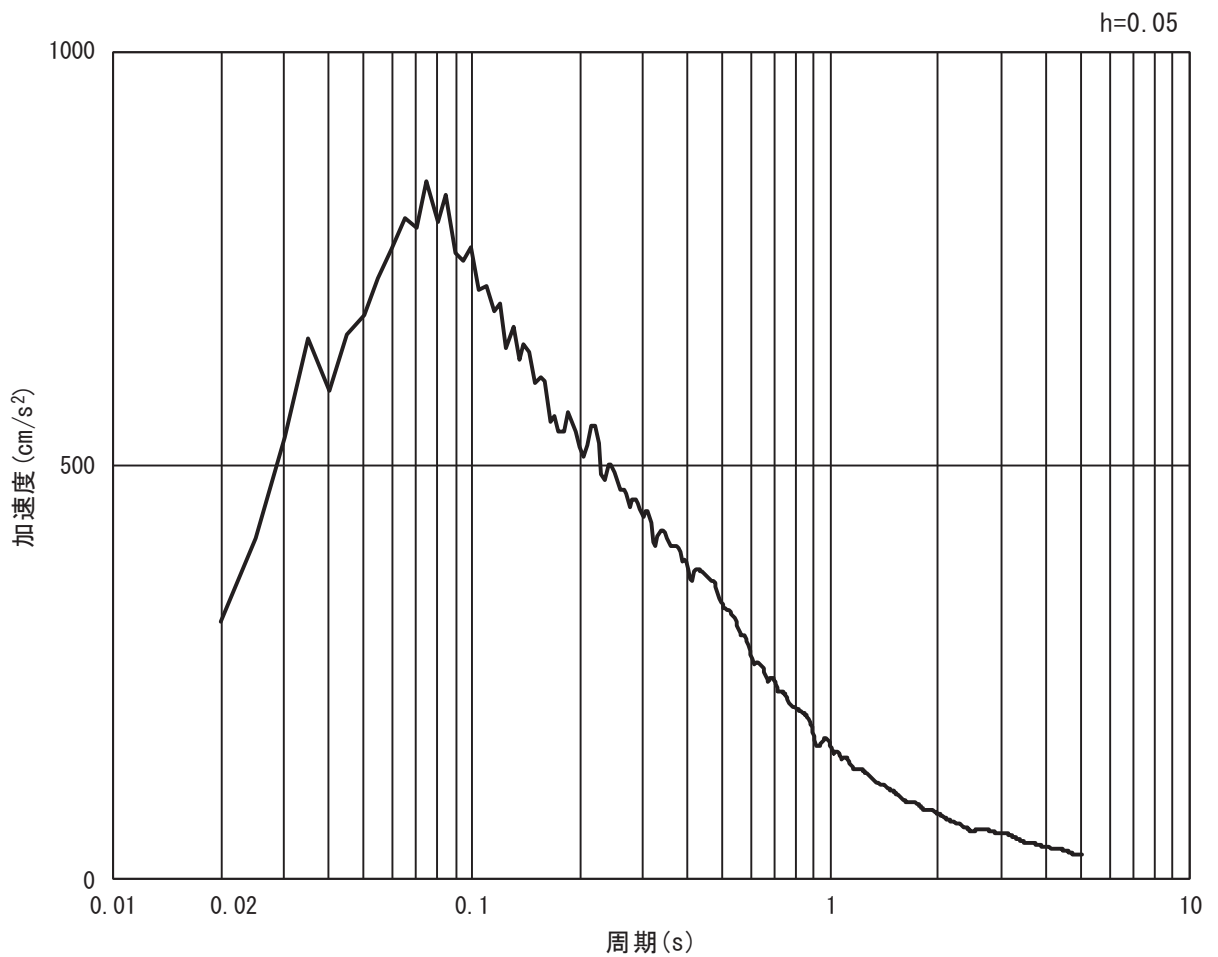
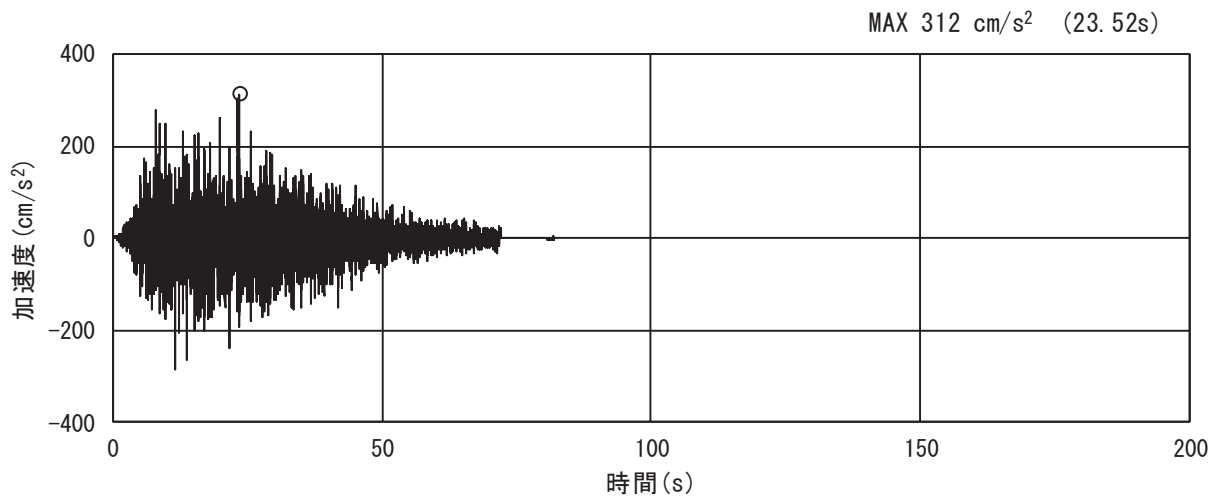
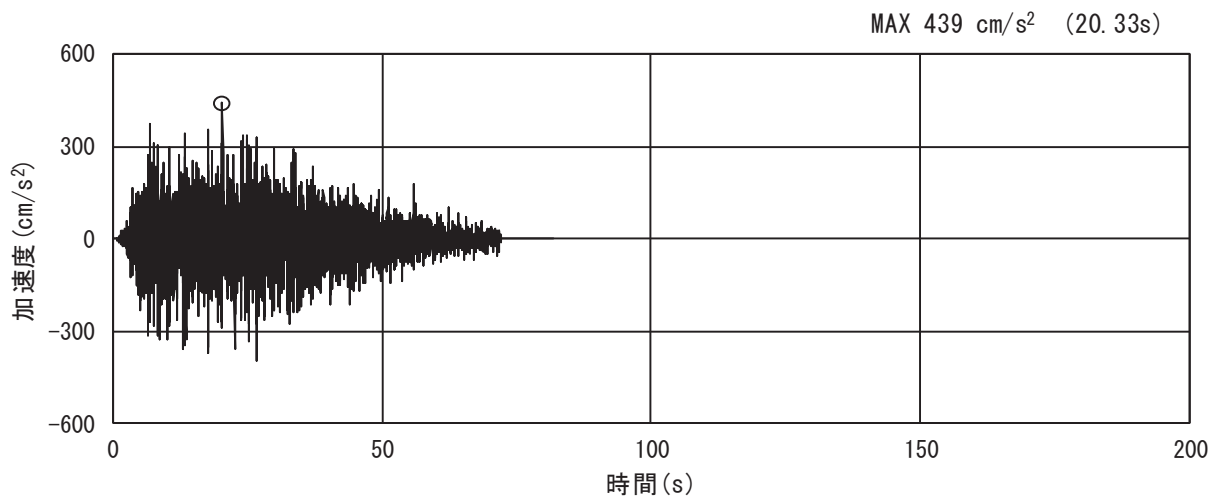
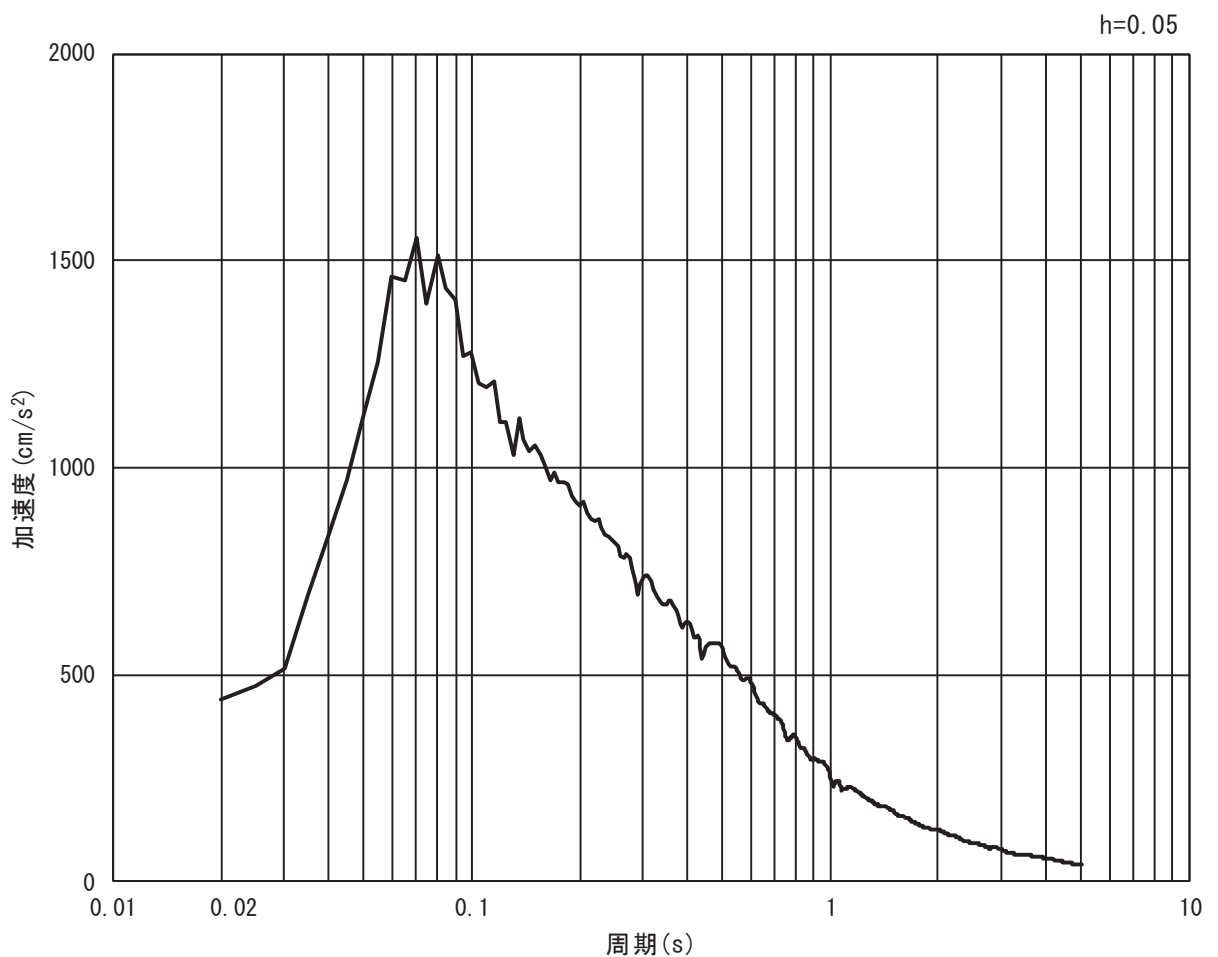


図 3.5-27 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S d - D 2)

b. 岩盤部  
イ. 断面⑤

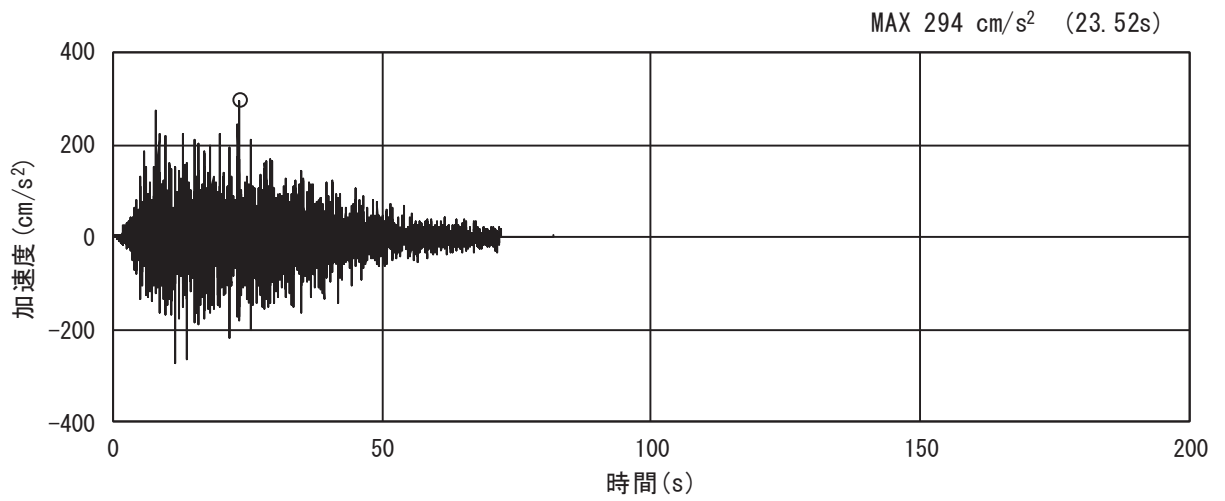


(a) 加速度時刻歴波形

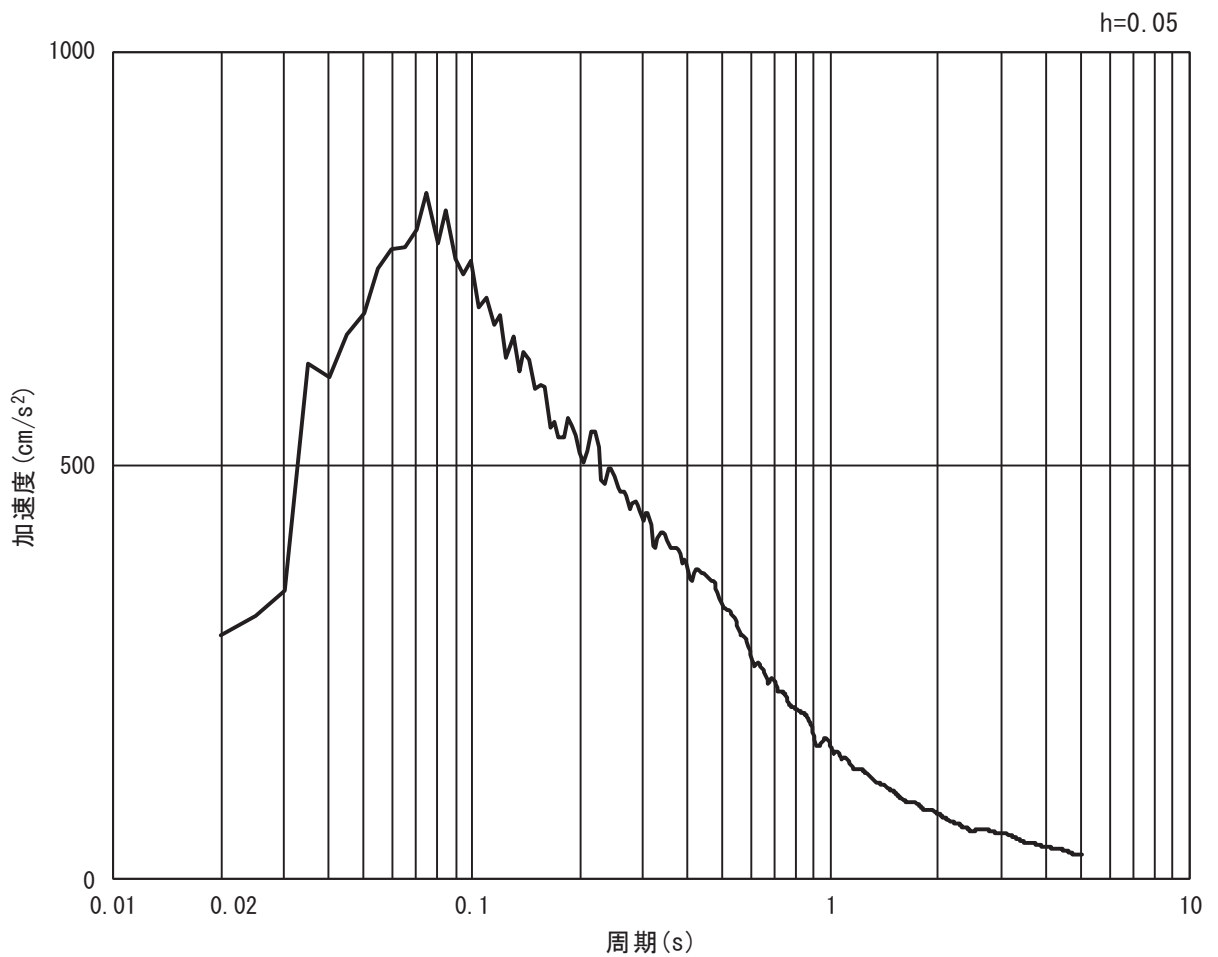


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-28 (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: S d - D 2)



(a) 加速度時刻歴波形

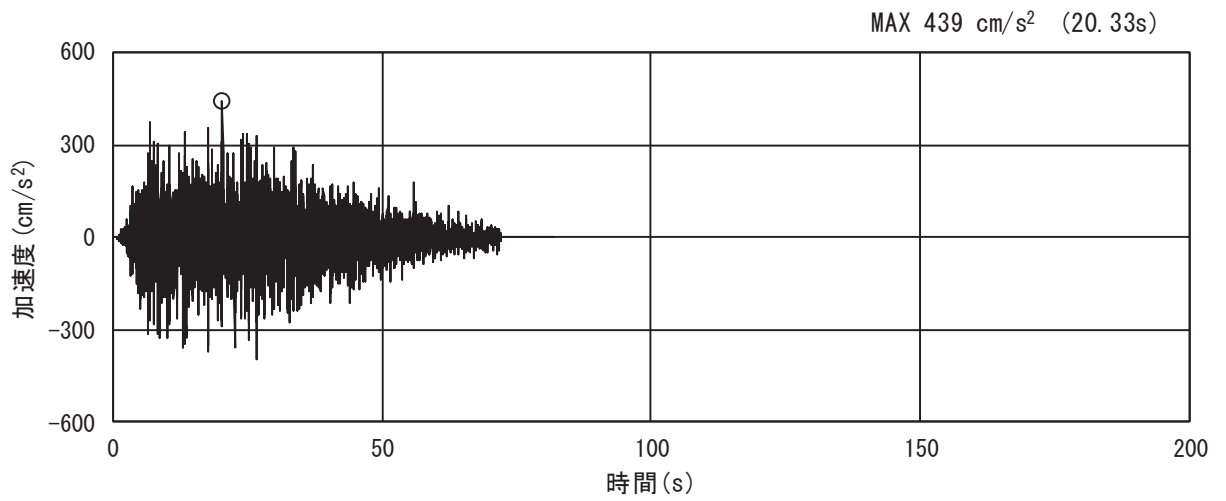


(b) 加速度応答スペクトル

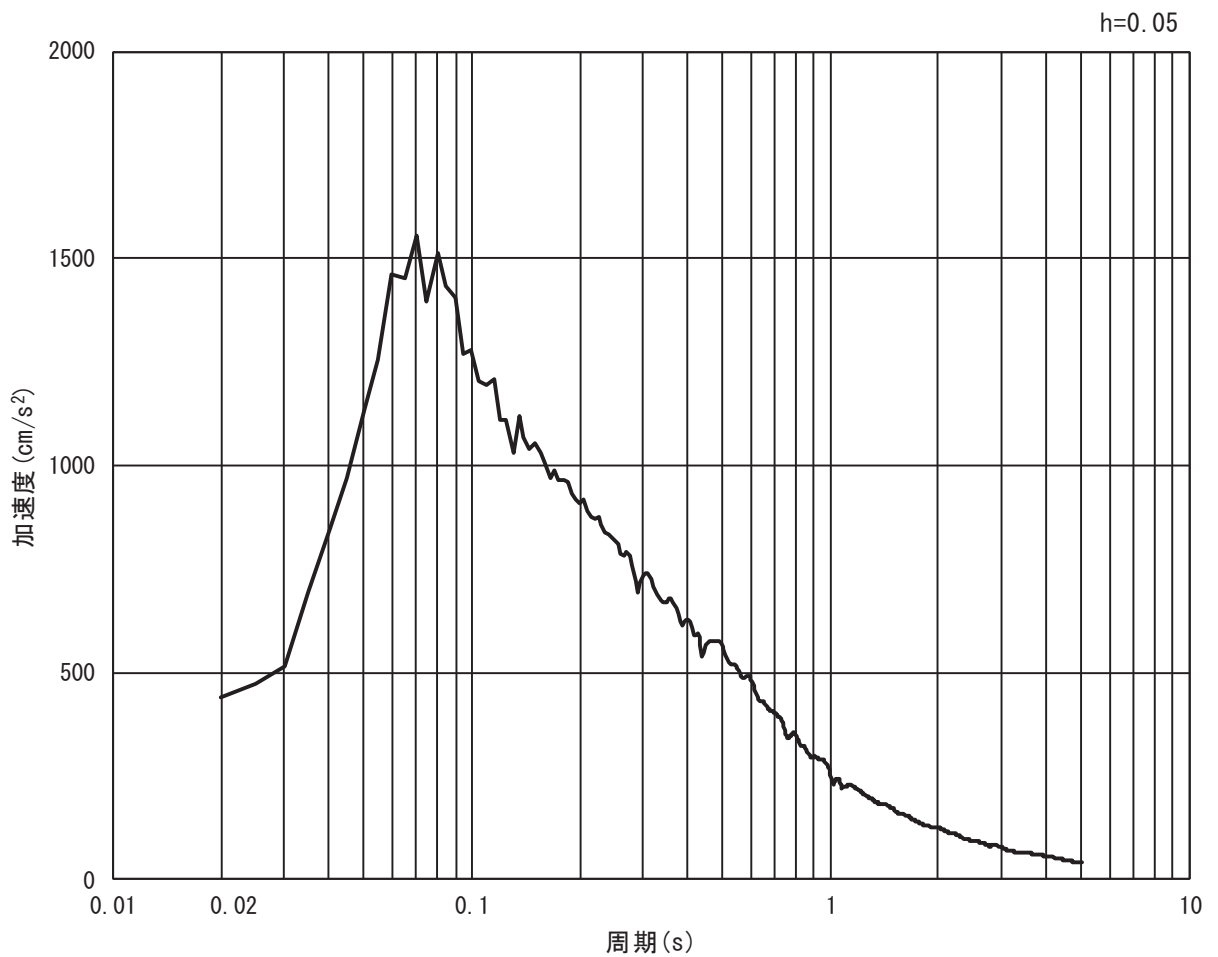
図 3.5-28 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向: S d - D 2)



ロ. 断面⑥



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-29 (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 : S d - D 2)

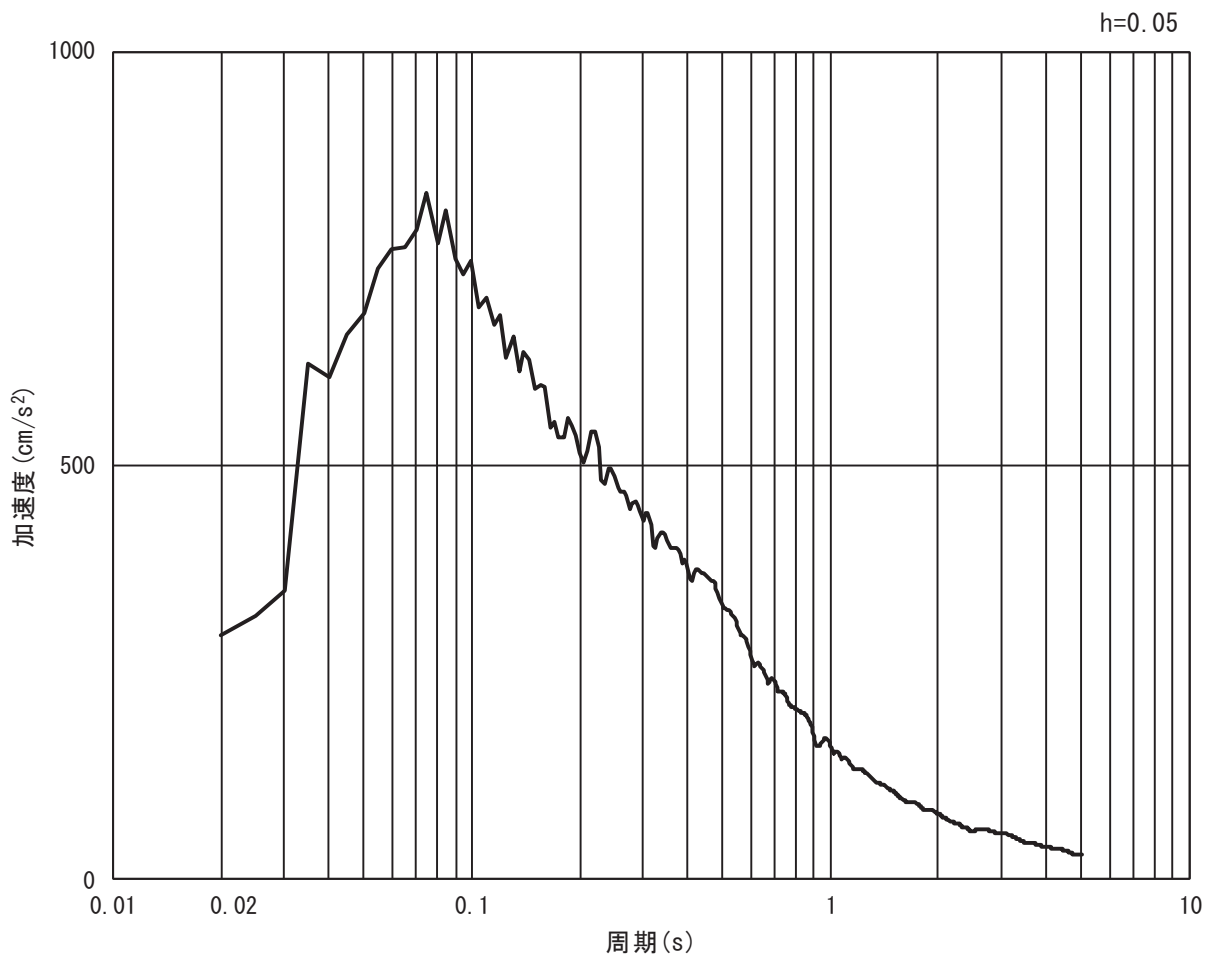
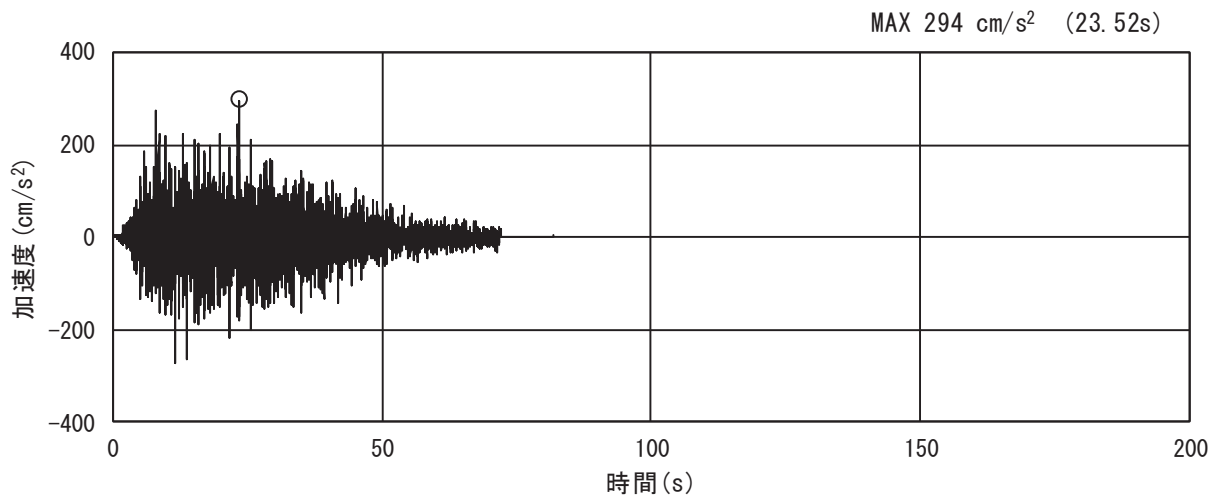


図 3.5-29 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S d - D 2)

(3) 解析モデル及び諸元

a. 解析モデル

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の解析モデルを [図 3.5-33](#) に示す。

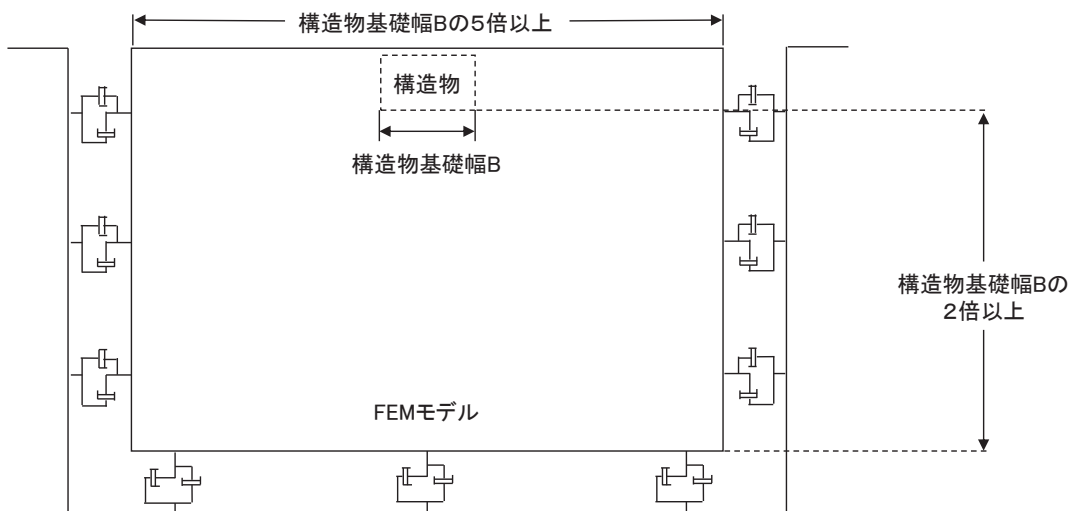
(a) 解析領域（断面①～断面⑥）

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987(社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会)を参考に、[図 3.5-29](#) に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。なお、対象断面によって、地層形状に合わせてモデル化幅を調整する。

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

解析モデルの下端については、O.P. -90.0m までモデル化する。

2次元地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する 1次元地盤モデルである。2次元地震応答解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを [図 3.5-30](#) に示す。



[図 3.5-29](#) モデル化範囲の考え方

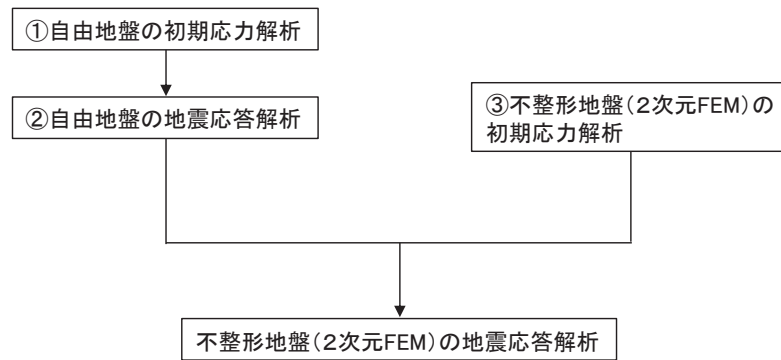


図 3.5-30 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(b) 境界条件

イ. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を 図 3.5-31 に示す。

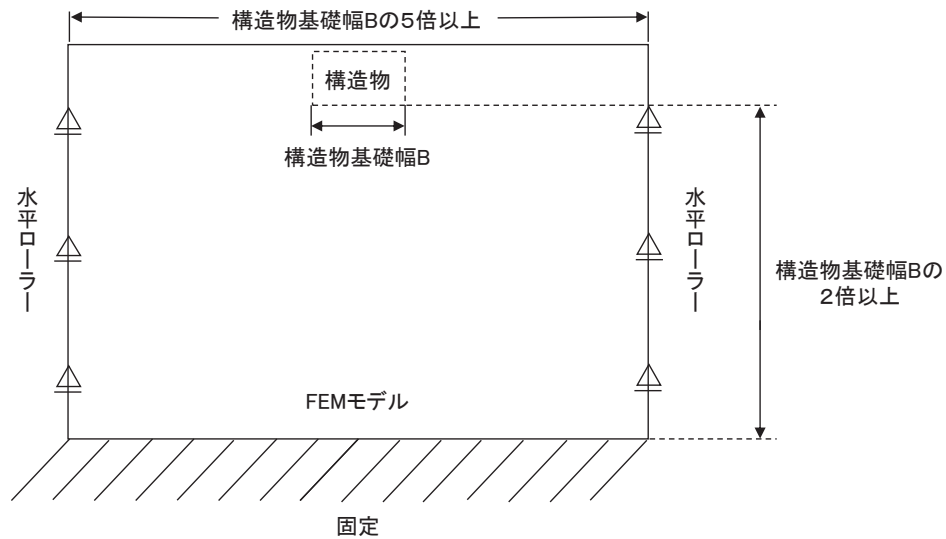


図 3.5-31 固有値解析における境界条件の概念図

ロ. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を 図 3.5-32 に示す。

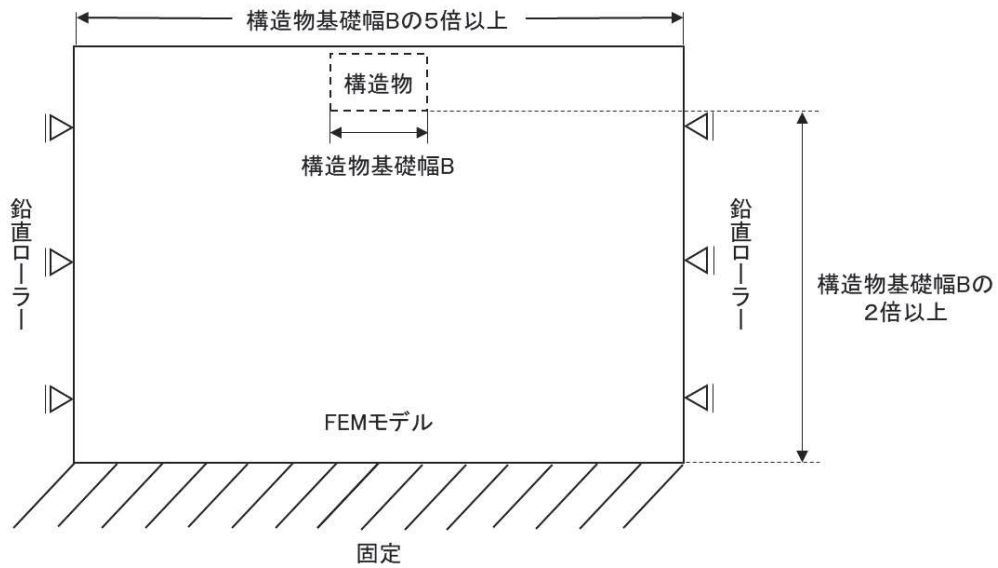


図 3.5-32 初期応力解析における境界条件の概念図

#### ハ. 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不形成地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

#### (c) 構造物のモデル化

構造物のモデル化は、「3.5.1 津波時」と同様である。

#### (d) 地盤のモデル化

Ⅱ級を除く岩盤は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。一般部に分布するⅢ級岩盤、改良地盤、セメント改良土及び盛土・旧表土は地盤の非線形性を考慮するため、マルチスプリング要素でモデル化する。また、地下水位以深の盛土・旧表土は、液状化パラメータを設定することで、有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。また、断面①～断面④については、基準地震動  $S_s$  による防潮堤前背面の盛土（断面①～断面③は前面の盛土斜面含む）の地盤沈下を考慮したモデル化とする。

なお、岩盤は砂岩でモデル化する。

#### (e) 海水のモデル化

海水のモデル化は、「3.5.1 津波時」と同様である。

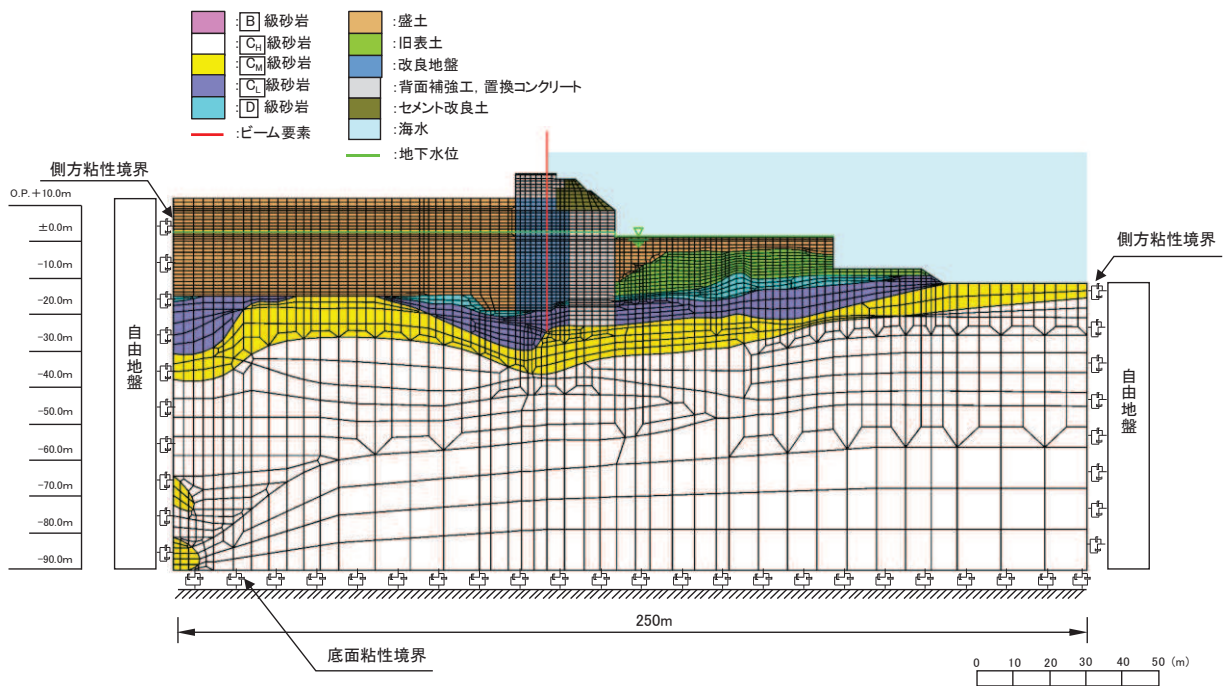


図 3.5-33 (1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の解析モデル（一般部，断面①）

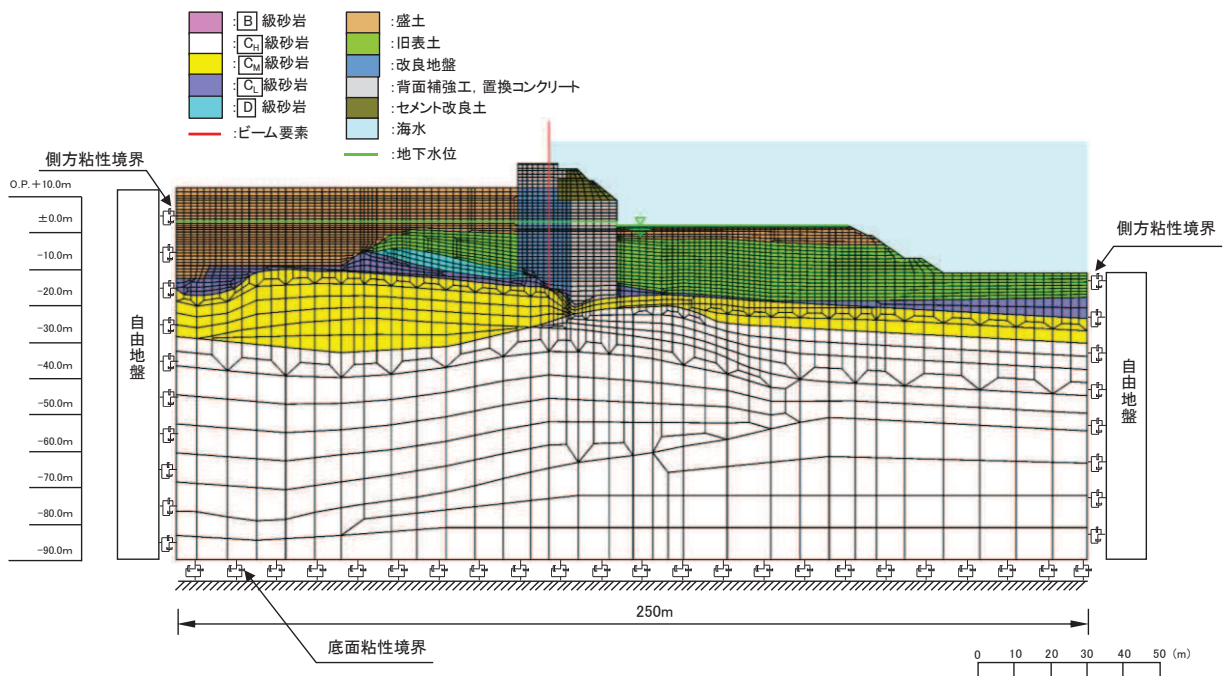


図 3.5-33 (2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の解析モデル（一般部，断面②）

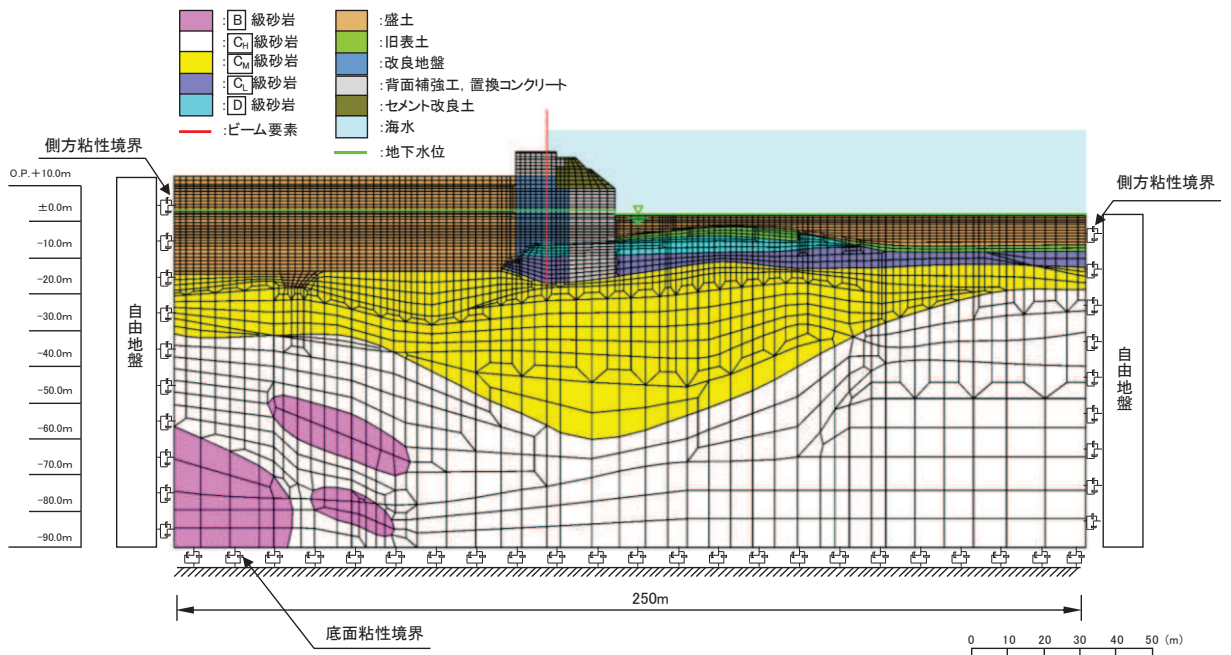


図 3.5-33 (3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の解析モデル（一般部，断面③）

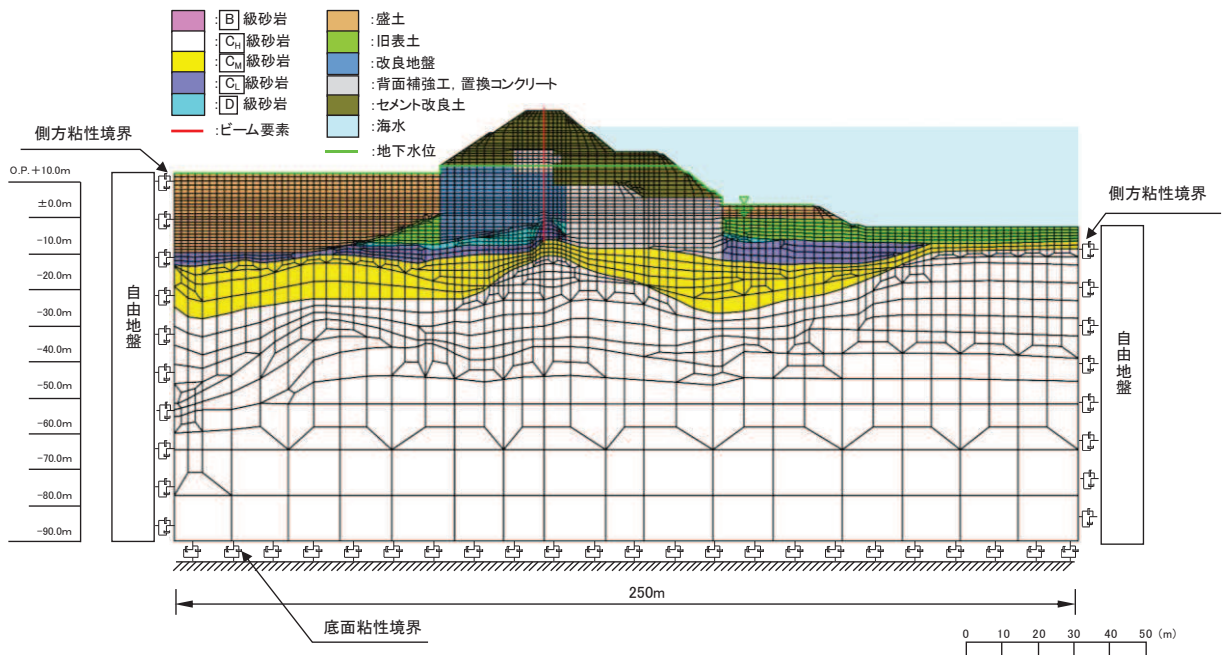


図 3.5-33 (4) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の解析モデル（一般部，断面④）

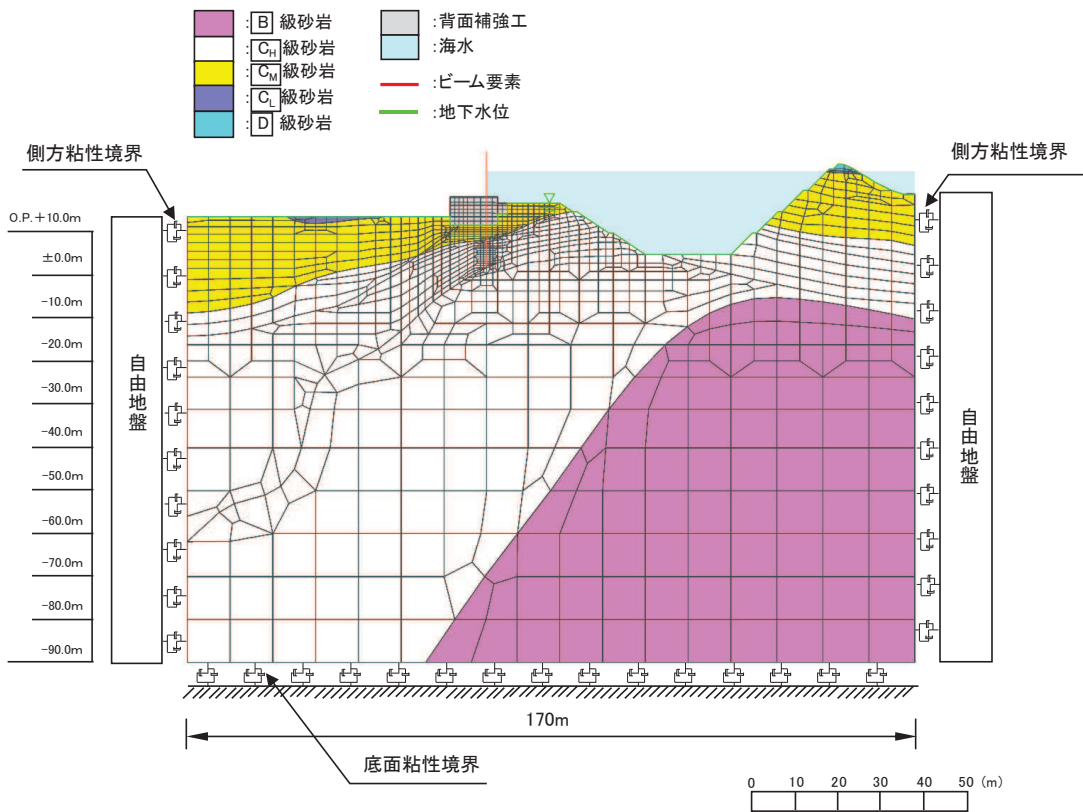


図 3.5-33 (5) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の解析モデル（岩盤部，断面⑤）

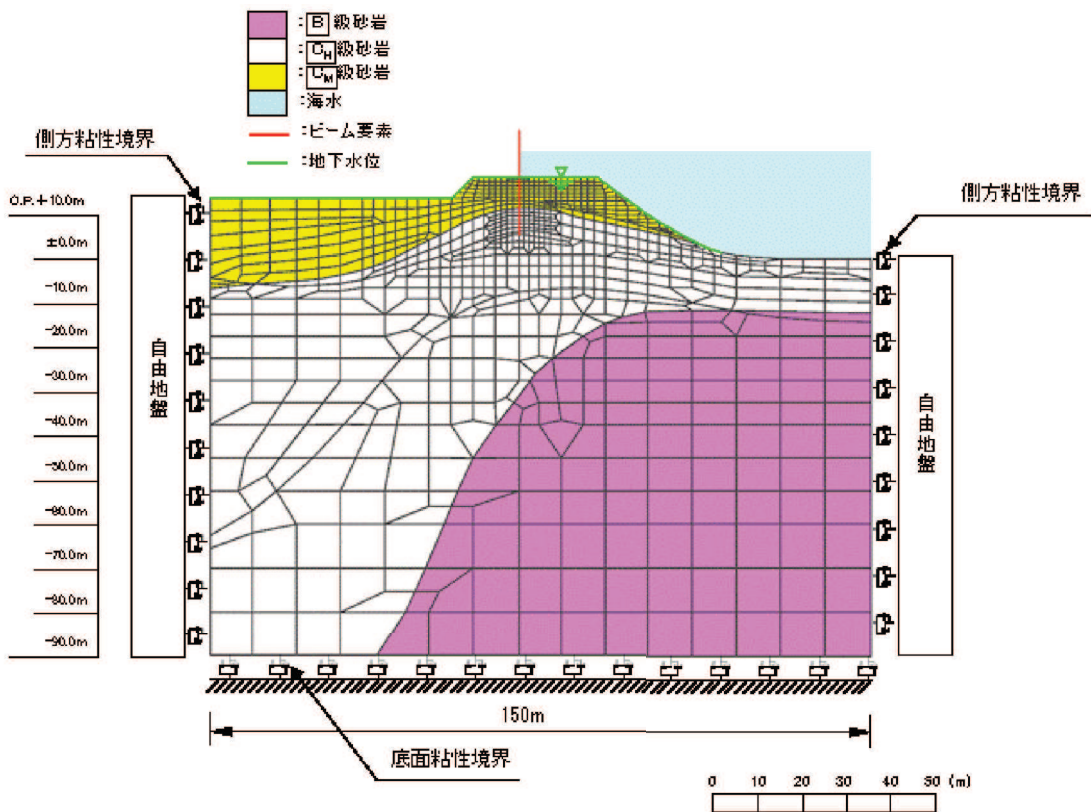


図 3.5-33 (6) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の解析モデル（岩盤部，断面⑥）



- b. 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」と同様である。
  
- c. 地盤の物性値  
地盤の物性値は、「3.5.1 津波時」と同様である。
  
- d. 地下水位  
地下水位は、「3.5.1 津波時」と同様であり、図 3.5-33のとおりである。

(4) 評価方法

a. 鋼管杭

鋼管杭の評価は、杭体の曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

(a) 曲げ軸力照査

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

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A_1} \pm \frac{M_1}{Z_1} \dots \dots \dots (3.22)$$

ここで、

$\sigma_1$  : 鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$M_1$  : 鋼管杭に発生する曲げモーメント (kN・m)

$Z_1$  : 鋼管杭の断面係数 (mm<sup>3</sup>) \*

$N_1$  : 鋼管杭に発生する軸力 (kN)

$A_1$  : 鋼管杭の断面積 (mm<sup>2</sup>) \*

注記 \* : 鋼管杭の外側 1mm を腐食代として考慮する。

(b) せん断力照査

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

$$\tau_1 = \kappa_1 \frac{S_1}{A_1} \dots \dots \dots (3.23)$$

ここで、

$\tau_1$  : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$S_1$  : 鋼管杭に発生するせん断力 (kN)

$A_1$  : 鋼管杭の断面積 (mm<sup>2</sup>) \*

$\kappa_1$  : せん断応力の分布係数 (2.0)

注記 \* : 鋼管杭の外側 1mm を腐食代として考慮する。

b. 鋼製遮水壁及び漂流物防護工

鋼製遮水壁は、スキンプレート、垂直リブ及び水平リブで構成され、漂流物防護工は架台及び防護工で構成されている。防護工は架台に取り付けられており、架台はスキンプレートを挟んで水平リブと同じ高さに設置されている。鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図を **図 3.5-34** に示す。

これらの各部材について、単純ばり又は片持ちばりでモデル化し、それぞれ許容限界以下であることを確認する。

余震荷重については、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の評価部材ごとにその自重を算定して設計用水平震度との積として設定する。設計水平震度については、重畳時の地震応答解析の結果に基づき、鋼製遮水壁及び漂流物防護工が設置される断面①～③、⑤及び⑥の鋼管杭に発生する最大水平加速度から以下の式により各断面の最大水平震度  $k_h$  を算定した上で、保守的に設計水平震度を設定し、高さ方向に一律作用させることとする。

(水平震度算定式)

$$k_h = \frac{\alpha_{max}}{g} \dots \dots \dots (3.24)$$

$\alpha_{max}$  : 最大水平加速度 (m/s<sup>2</sup>)

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

また、動水圧については、重畳時の地震応答解析の結果に基づき、鋼製遮水壁及び漂流物防護工が設置される断面①～③、⑤及び⑥に作用する動水圧から保守的に設定し、高さ方向に一律作用させることとする。

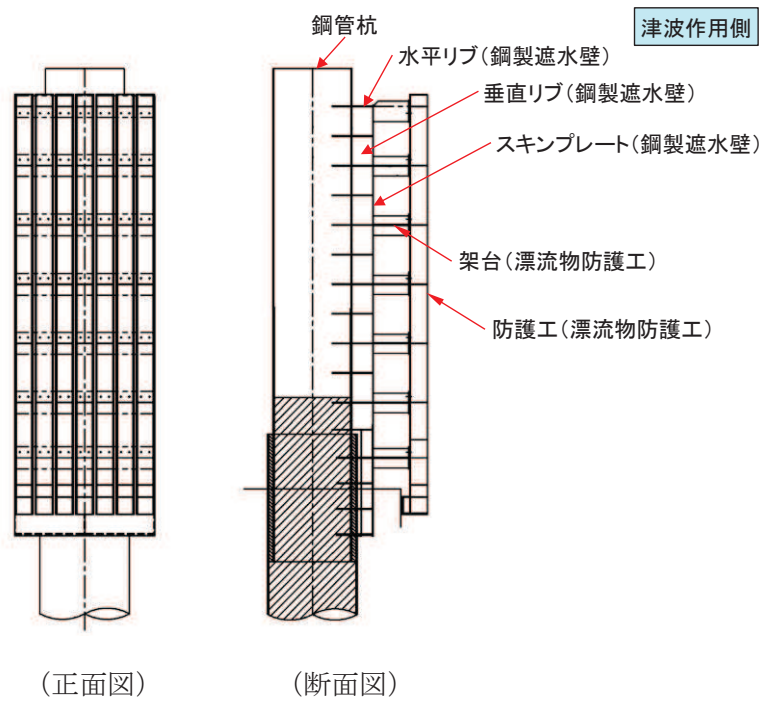


図 3.5-34(1) 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図 (正面図, 断面図)

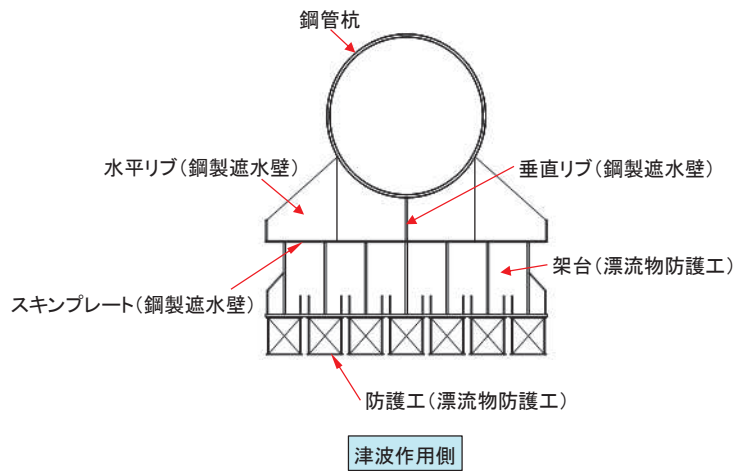


図 3.5-34(2) 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図 (平面図)

(a) スキンプレート

スキンプレートの照査方法を図 3.5-35 に示す。水平リブを支点とする単純ばりモデル化し、曲げモーメントを用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma_2 = \frac{M_2}{Z_2} \dots \dots \dots (3.25)$$

$$M_2 = (P_2 + P_2' + P_2'') \frac{L^2}{8} \dots \dots \dots (3.26)$$

ここで、

$\sigma_2$  : 曲げモーメントによるスキンプレートの発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$M_2$  : スキンプレートに発生する曲げモーメント (kN・m)

$Z_2$  : スキンプレートの断面係数 (mm<sup>3</sup>) \*

$P_2$  : スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧 (kN/m)

$P_2'$  : スキンプレートに作用する単位幅あたりの地震慣性力 (kN/m)

$P_2''$  : スキンプレートに作用する単位幅あたりの動水圧 (kN/m)

L : 水平リブ間隔 (mm)

注記 \* : スキンプレートの外側 1mm を腐食代として考慮する。

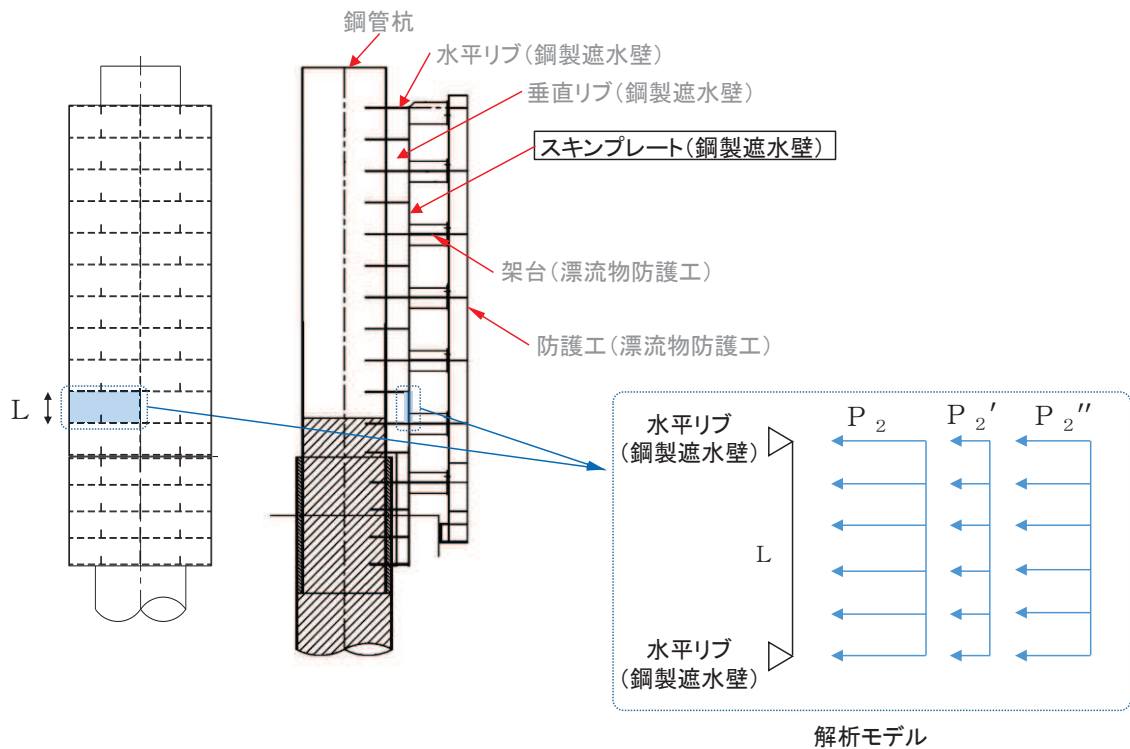


図 3.5-35 スキンプレートの照査概念図 (重畳時)

(b) 垂直リブ

垂直リブの照査方法を図 3.5-36 に示す。垂直リブに作用する軸力から算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma_3 = \frac{P}{t \cdot L} \quad \dots \dots \dots (3.27)$$

$$P = (P_3 + P_3' + P_3'') \cdot L \cdot B \quad \dots \dots \dots (3.28)$$

ここで、

- $\sigma_3$  : 垂直リブに発生する圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $P$  : 受圧面積に発生する水平荷重 (kN)
- $t$  : 垂直リブの板厚 (mm)
- $L$  : 水平リブ間隔 (mm)
- $P_3$  : 垂直リブに作用する津波波圧 (kN/m<sup>2</sup>)
- $P_3'$  : 垂直リブに作用する地震慣性力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $P_3''$  : 垂直リブに作用する動水圧 (kN/m<sup>2</sup>)
- $B$  : 鋼製遮水壁の総幅 (m)

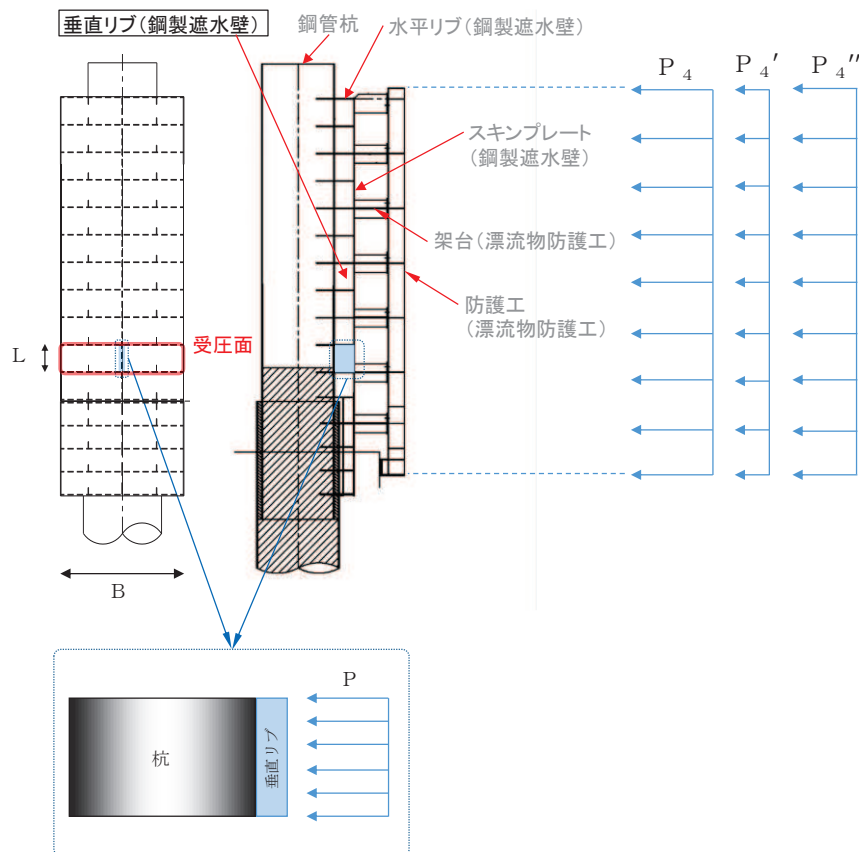


図 3.5-36 垂直リブの照査概念図 (重畳時)

(c) 水平リブ及び架台

水平リブ，スキンプレート及び架台を一つの充腹形断面とみなして，鋼管杭中心線上を固定支点とする片持ちばりでモデル化し，曲げモーメント及びせん断力よりそれぞれ算定される応力が許容限界以下であることを確認する。また，合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

水平リブ及び架台の照査方法を [図 3.5-37](#) に示す。

曲げ応力照査（水平リブ）

$$\sigma_4 = \frac{M_4}{Z_4} \dots \dots \dots (3.29)$$

$$M_4 = \frac{1}{2} (P_4 + P_4' + P_4'') \cdot \ell \cdot b^2 \dots \dots \dots (3.30)$$

せん断力照査（水平リブ）

$$\tau_4 = \frac{S_4}{A_w} \dots \dots \dots (3.31)$$

$$S_4 = (P_4 + P_4' + P_4'') \cdot \ell \cdot b \dots \dots \dots (3.32)$$

合成応力照査（水平リブ）

$$\left( \frac{\sigma_4}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_4}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \dots \dots \dots (3.33)$$

曲げ応力照査（架台）

$$\sigma_5 = \frac{M_5}{Z_5} \dots \dots \dots (3.34)$$

$$M_5 = \frac{1}{2} (P_4 + P_4' + P_4'') \cdot \ell \cdot b^2 \dots \dots \dots (3.35)$$

せん断力照査 (架台)

$$\tau_5 = \frac{S_5}{A_w} \dots \dots \dots (3.36)$$

$$S_5 = (P_4 + P_4' + P_4'') \cdot \ell \cdot b \dots \dots \dots (3.37)$$

合成応力照査 (架台)

$$\left( \frac{\sigma_5}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_5}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \dots \dots \dots (3.38)$$

ここで,

$\sigma_4$  : 曲げモーメントによる水平リブの発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$M_4$  : 水平リブに発生する曲げモーメント (kN・m)

$Z_4$  : 水平リブの断面係数 (mm<sup>3</sup>) \*1

$P_4$  : 水平リブ及び架台に作用する津波波圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_4'$  : 水平リブ及び架台に作用する地震慣性力 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_4''$  : 水平リブ及び架台に作用する動水圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$\tau_4$  : せん断力による水平リブの発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$S_4$  : 水平リブに発生するせん断力 (kN)

$\sigma_5$  : 曲げモーメントによる架台の発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$M_5$  : 架台に発生する曲げモーメント (kN・m)

$Z_5$  : 架台の断面係数 (mm<sup>3</sup>) \*1\*2

$\tau_5$  : せん断力による架台の発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$S_5$  : 架台に発生するせん断力 (kN)

$\ell$  : 架台間隔 (mm)

$b$  : モーメントアーム長 (m)

$A_w$  : 水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>) \*2

$\sigma_{sa}$  : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_{sa}$  : 短期許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

注記 \*1 : 水平リブ及び架台の断面係数の算出方法は図 3.5-11 に示す。

\*2 : 架台は腐食代 2mm を考慮する。



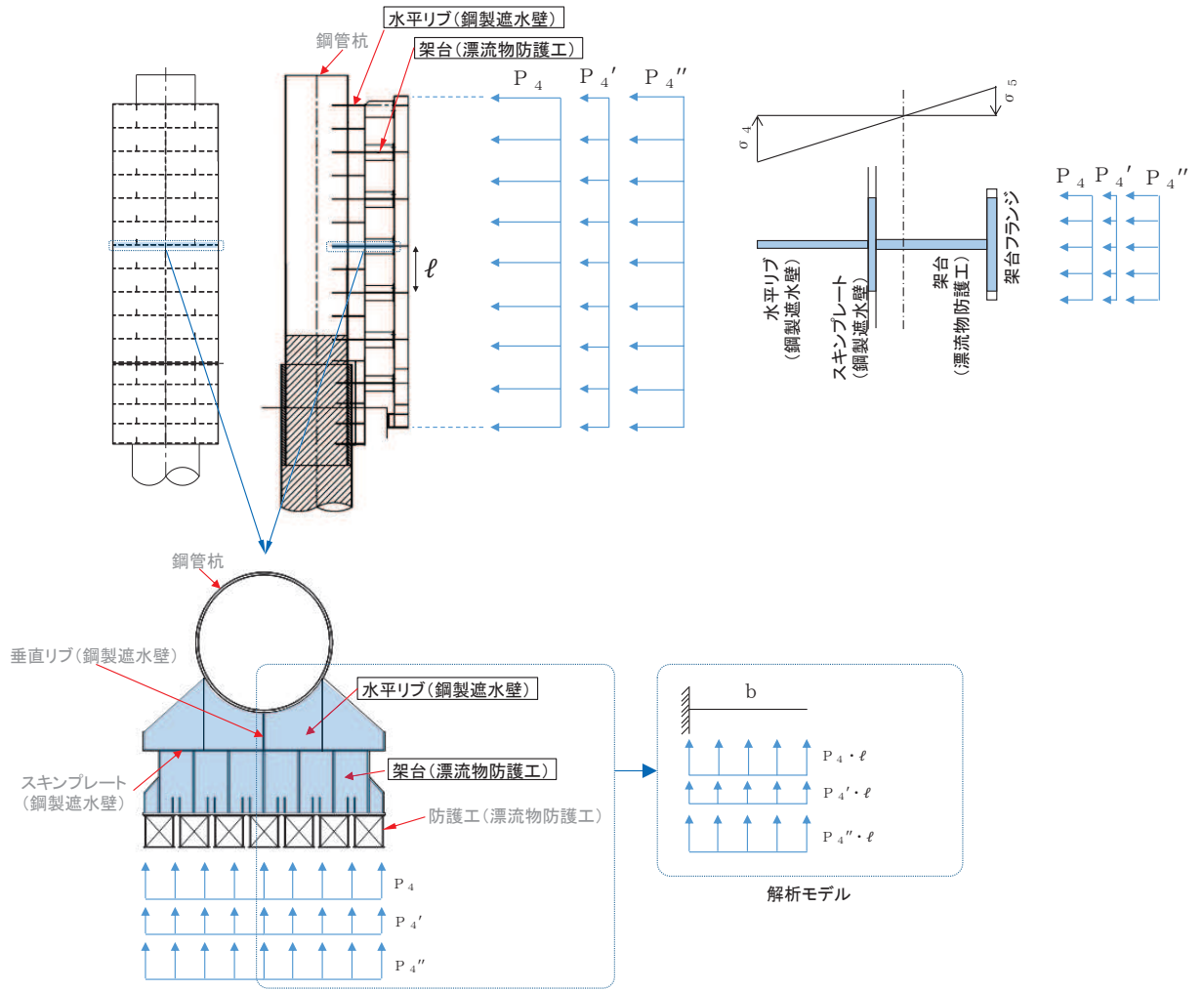


図 3.5-37 水平リブの照査概念図 (重畳時)

(d) 防護工

防護工の照査方法を図 3.5-38 に示す。防護工は架台を支点とする単純ばりでモデル化し、曲げモーメント及びせん断力よりそれぞれ算定される応力が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

曲げ応力照査

$$\sigma_6 = \frac{M_6}{Z_6} \dots \dots \dots (3.39)$$

$$M_6 = (P_6 + P_6' + P_6'') \cdot b'' \cdot \frac{\ell^2}{8} \dots \dots \dots (3.40)$$

せん断力照査

$$\tau_6 = \frac{S_6}{A_{wc}} \dots \dots \dots (3.41)$$

$$S_6 = (P_6 + P_6' + P_6'') \cdot b'' \cdot \frac{\ell}{2} \dots \dots \dots (3.42)$$

合成応力照査

$$\left( \frac{\sigma_6}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_6}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \dots \dots \dots (3.43)$$

ここで、

- $\sigma_6$  : 曲げモーメントによる防護工の発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $M_6$  : 防護工に発生する曲げモーメント (kN・m)
- $Z_6$  : 防護工の断面係数 (mm<sup>3</sup>) \*
- $P_6$  : 防護工に作用する津波波圧 (kN/m<sup>2</sup>)
- $P_6'$  : 防護工に作用する地震慣性力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $P_6''$  : 防護工に作用する動水圧 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\tau_6$  : せん断力による防護工の発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $S_6$  : 防護工に発生するせん断力 (kN)
- $b''$  : 防護工の幅 (m)
- $A_{wc}$  : 防護工のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>) \*

注記 \* : 防護工は外側 1mm を腐食代として考慮する。

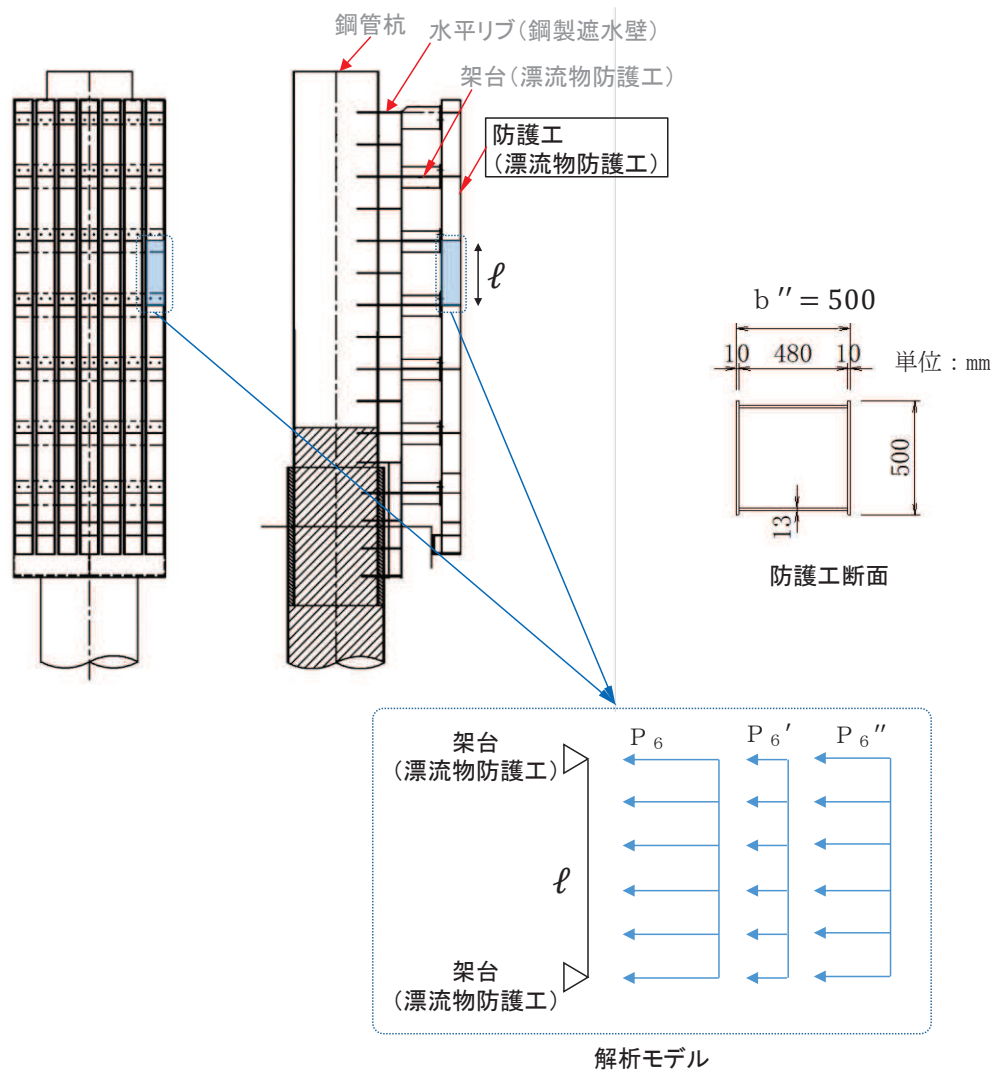


図 3.5-38 防護工の照査概念図 (重疊時)

- c. 背面補強工  
背面補強工の評価は、背面補強工を通るすべり線のすべり安全率が1.2以上であることを確認する。  
すべり安全率の算定フロー及び想定すべり線は、「3.5.1 津波時」と同様である。
- d. 置換コンクリート  
置換コンクリートの評価は、置換コンクリートを通るすべり線のすべり安全率が1.2以上であることを確認する。  
すべり安全率の算定フロー及び想定すべり線は、「3.5.1 津波時」と同様である。
- e. 改良地盤  
改良地盤の評価は、改良地盤を通るすべり線のすべり安全率が1.2以上であることを確認する。  
また、改良地盤の強度特性のばらつきを考慮した評価（平均値－1σ強度）についても実施する。その際の解析ケースはケース①（基本ケース）とする。  
すべり安全率の算定フロー及び想定すべり線は、「3.5.1 津波時」と同様である。
- f. セメント改良土  
セメント改良土の評価は、セメント改良土を通るすべり線のすべり安全率が1.2以上であることを確認する。  
また、セメント改良土の強度特性のばらつきを考慮した評価（平均値－1σ強度）についても実施する。その際の解析ケースはケース①（基本ケース）とする。  
すべり安全率の算定フロー及び想定すべり線は、「3.5.1 津波時」と同様である。
- g. 止水ジョイント部材  
止水ジョイント部材の重畳時の評価について、**軸直交方向**は、重畳時に生じる相対変位に、地震時における最終変位（以下「残留変位」という。）を加えた相対変位量が許容限界以下であることを確認する。  
なお、**軸方向**に生じる相対変位は、余震荷重のみによって生じるが、余震荷重は地震荷重に包絡されることから、保守的に地震時で算出される相対変位を考慮し、残留変位を加えた相対変位量が許容限界以下であることを確認する。
- h. 基礎地盤  
重畳時における基礎地盤の支持性能に係る評価は、弾性設計用地震動S<sub>d</sub>-D<sub>2</sub>を入力地震動とした2次元有効応力解析から求められる基礎地盤の接地圧が許容限界以下であることを確認する。

### 3.6 評価条件

強度評価に用いる評価条件を表 3.6-1～表 3.6-12 に示す。

#### 3.6.1 津波時

表 3.6-1 強度評価に用いる条件（断面①）

| 記号              | 定義                      | 数値       | 単位                |
|-----------------|-------------------------|----------|-------------------|
| G               | 固定荷重（鋼管杭）               | 934      | kN                |
|                 | 固定荷重（鋼製遮水壁）             | 319      | kN                |
|                 | 固定荷重（漂流物防護工）            | 392      | kN                |
|                 | 固定荷重（背面補強工）             | 1916     | kN                |
|                 | 固定荷重（置換コンクリート）          | 8993     | kN                |
|                 | 固定荷重（改良地盤）              | 8674     | kN                |
|                 | 固定荷重（セメント改良土）           | 1846     | kN                |
| P               | 積載荷重                    | 4.9      | kN/m <sup>2</sup> |
| P <sub>c</sub>  | 衝突荷重                    | 2000     | kN                |
| $\gamma_w$      | 海水の単位体積重量               | 10.1     | kN/m <sup>3</sup> |
| $\rho$          | 海水の密度                   | 1030     | kg/m <sup>3</sup> |
| $\kappa_1$      | せん断応力の分布係数（2.0）         | 2.0      | —                 |
| Z <sub>2</sub>  | スキンプレートの断面係数            | 96000    | mm <sup>3</sup>   |
| P <sub>2</sub>  | スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧 | 169.0    | kN/m              |
| L               | 水平リブ間隔                  | 811      | mm                |
| P <sub>3</sub>  | 垂直リブに作用する津波波圧           | 169.0    | kN/m <sup>2</sup> |
| t               | 垂直リブの板厚                 | 20       | mm                |
| B               | 鋼製遮水壁の総幅                | 4.0      | m                 |
| Z <sub>4</sub>  | 水平リブの断面係数               | 17870000 | mm <sup>3</sup>   |
| Z <sub>5</sub>  | 架台の断面係数                 | 23390000 | mm <sup>3</sup>   |
| P <sub>4</sub>  | 水平リブに作用する津波波圧           | 143.5    | kN/m <sup>2</sup> |
| P <sub>5</sub>  | 架台に作用する津波波圧             | 143.5    | kN/m <sup>2</sup> |
| $\ell$          | 架台間隔                    | 1622     | mm                |
| b               | モーメントアーム長               | 2.0      | m                 |
| b'              | 衝突荷重のモーメントアーム長          | 1.75     | m                 |
| A <sub>w</sub>  | 水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積       | 36200    | mm <sup>2</sup>   |
| Z <sub>6</sub>  | 防護工の断面係数                | 3041000  | mm <sup>3</sup>   |
| P <sub>6</sub>  | 防護工に作用する津波波圧            | 135.3    | kN/m <sup>2</sup> |
| b''             | 防護工の幅                   | 0.5      | m                 |
| A <sub>wc</sub> | 防護工のせん断抵抗断面積            | 11520    | mm <sup>2</sup>   |

表 3.6-2 強度評価に用いる条件 (断面②)

| 記号              | 定義                      | 数値       | 単位                |
|-----------------|-------------------------|----------|-------------------|
| G               | 固定荷重 (鋼管杭)              | 883      | kN                |
|                 | 固定荷重 (鋼製遮水壁)            | 319      | kN                |
|                 | 固定荷重 (漂流物防護工)           | 392      | kN                |
|                 | 固定荷重 (背面補強工)            | 1916     | kN                |
|                 | 固定荷重 (置換コンクリート)         | 7890     | kN                |
|                 | 固定荷重 (改良地盤)             | 7355     | kN                |
|                 | 固定荷重 (セメント改良土)          | 1846     | kN                |
| P               | 積載荷重                    | 4.9      | kN/m <sup>2</sup> |
| P <sub>c</sub>  | 衝突荷重                    | 2000     | kN                |
| $\gamma_w$      | 海水の単位体積重量               | 10.1     | kN/m <sup>3</sup> |
| $\rho$          | 海水の密度                   | 1030     | kg/m <sup>3</sup> |
| $\kappa_1$      | せん断応力の分布係数 (2.0)        | 2.0      | —                 |
| Z <sub>2</sub>  | スキンプレートの断面係数            | 96000    | mm <sup>3</sup>   |
| P <sub>2</sub>  | スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧 | 169.0    | kN/m              |
| L               | 水平リブ間隔                  | 811      | mm                |
| P <sub>3</sub>  | 垂直リブに作用する津波波圧           | 169.0    | kN/m <sup>2</sup> |
| t               | 垂直リブの板厚                 | 20       | mm                |
| B               | 鋼製遮水壁の総幅                | 4.0      | m                 |
| Z <sub>4</sub>  | 水平リブの断面係数               | 17870000 | mm <sup>3</sup>   |
| Z <sub>5</sub>  | 架台の断面係数                 | 23390000 | mm <sup>3</sup>   |
| P <sub>4</sub>  | 水平リブに作用する津波波圧           | 143.5    | kN/m <sup>2</sup> |
| P <sub>5</sub>  | 架台に作用する津波波圧             | 143.5    | kN/m <sup>2</sup> |
| $\ell$          | 架台間隔                    | 1622     | mm                |
| b               | モーメントアーム長               | 2.0      | m                 |
| b'              | 衝突荷重のモーメントアーム長          | 1.75     | m                 |
| A <sub>w</sub>  | 水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積       | 36200    | mm <sup>2</sup>   |
| Z <sub>6</sub>  | 防護工の断面係数                | 3041000  | mm <sup>3</sup>   |
| P <sub>6</sub>  | 防護工に作用する津波波圧            | 135.3    | kN/m <sup>2</sup> |
| b''             | 防護工の幅                   | 0.5      | m                 |
| A <sub>wc</sub> | 防護工のせん断抵抗断面積            | 11520    | mm <sup>2</sup>   |

表 3.6-3 強度評価に用いる条件 (断面③)

| 記号              | 定義                      | 数値       | 単位                |
|-----------------|-------------------------|----------|-------------------|
| G               | 固定荷重 (鋼管杭)              | 748      | kN                |
|                 | 固定荷重 (鋼製遮水壁)            | 319      | kN                |
|                 | 固定荷重 (漂流物防護工)           | 392      | kN                |
|                 | 固定荷重 (背面補強工)            | 1916     | kN                |
|                 | 固定荷重 (置換コンクリート)         | 7108     | kN                |
|                 | 固定荷重 (改良地盤)             | 5386     | kN                |
|                 | 固定荷重 (セメント改良土)          | 1846     | kN                |
| P               | 積載荷重                    | 4.9      | kN/m <sup>2</sup> |
| P <sub>c</sub>  | 衝突荷重                    | 2000     | kN                |
| $\gamma_w$      | 海水の単位体積重量               | 10.1     | kN/m <sup>3</sup> |
| $\rho$          | 海水の密度                   | 1030     | kg/m <sup>3</sup> |
| $\kappa_1$      | せん断応力の分布係数 (2.0)        | 2.0      | —                 |
| Z <sub>2</sub>  | スキンプレートの断面係数            | 96000    | mm <sup>3</sup>   |
| P <sub>2</sub>  | スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧 | 169.0    | kN/m              |
| L               | 水平リブ間隔                  | 811      | mm                |
| P <sub>3</sub>  | 垂直リブに作用する津波波圧           | 169.0    | kN/m <sup>2</sup> |
| t               | 垂直リブの板厚                 | 20       | mm                |
| B               | 鋼製遮水壁の総幅                | 4.0      | m                 |
| Z <sub>4</sub>  | 水平リブの断面係数               | 17870000 | mm <sup>3</sup>   |
| Z <sub>5</sub>  | 架台の断面係数                 | 23390000 | mm <sup>3</sup>   |
| P <sub>4</sub>  | 水平リブに作用する津波波圧           | 143.5    | kN/m <sup>2</sup> |
| P <sub>5</sub>  | 架台に作用する津波波圧             | 143.5    | kN/m <sup>2</sup> |
| $\ell$          | 架台間隔                    | 1622     | mm                |
| b               | モーメントアーム長               | 2.0      | m                 |
| b'              | 衝突荷重のモーメントアーム長          | 1.75     | m                 |
| A <sub>w</sub>  | 水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積       | 36200    | mm <sup>2</sup>   |
| Z <sub>6</sub>  | 防護工の断面係数                | 3041000  | mm <sup>3</sup>   |
| P <sub>6</sub>  | 防護工に作用する津波波圧            | 135.3    | kN/m <sup>2</sup> |
| b''             | 防護工の幅                   | 0.5      | m                 |
| A <sub>wc</sub> | 防護工のせん断抵抗断面積            | 11520    | mm <sup>2</sup>   |

表 3.6-4 強度評価に用いる条件 (断面④)

| 記号             | 定義                                | 数値     | 単位                |
|----------------|-----------------------------------|--------|-------------------|
| G              | 固定荷重 (鋼管杭)                        | 665    | kN                |
|                | 固定荷重 (鋼製遮水壁)                      | 319    | kN                |
|                | 固定荷重 (背面補強工)                      | 1916   | kN                |
|                | 固定荷重 (置換コンクリート)                   | 15724  | kN                |
|                | 固定荷重 (改良地盤)                       | 12344  | kN                |
|                | 固定荷重 (セメント改良土)                    | 16262  | kN                |
| P              | 積載荷重                              | 4.9    | kN/m <sup>2</sup> |
| P <sub>t</sub> | 遡上津波荷重 (防潮堤前面の地盤高 : 0. P. +0. 5m) | 371. 2 | kN/m <sup>2</sup> |
| P <sub>c</sub> | 衝突荷重                              | 2000   | kN                |
| $\gamma_w$     | 海水の単位体積重量                         | 10. 1  | kN/m <sup>3</sup> |
| $\rho$         | 海水の密度                             | 1030   | kg/m <sup>3</sup> |
| $\kappa_1$     | せん断応力の分布係数 (2. 0)                 | 2. 0   | —                 |



表 3.6-5 強度評価に用いる条件 (断面⑤)

| 記号              | 定義                      | 数値       | 単位                |
|-----------------|-------------------------|----------|-------------------|
| G               | 固定荷重 (鋼管杭)              | 569      | kN                |
|                 | 固定荷重 (鋼製遮水壁)            | 292      | kN                |
|                 | 固定荷重 (漂流物防護工)           | 392      | kN                |
|                 | 固定荷重 (背面補強工)            | 1916     | kN                |
| P               | 積載荷重                    | 4.9      | kN/m <sup>2</sup> |
| P <sub>c</sub>  | 衝突荷重                    | 2000     | kN                |
| $\gamma_w$      | 海水の単位体積重量               | 10.1     | kN/m <sup>3</sup> |
| $\rho$          | 海水の密度                   | 1030     | kg/m <sup>3</sup> |
| $\kappa_1$      | せん断応力の分布係数 (2.0)        | 2.0      | —                 |
| Z <sub>2</sub>  | スキンプレートの断面係数            | 96000    | mm <sup>3</sup>   |
| P <sub>2</sub>  | スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧 | 169.0    | kN/m              |
| L               | 水平リブ間隔                  | 811      | mm                |
| P <sub>3</sub>  | 垂直リブに作用する津波波圧           | 169.0    | kN/m <sup>2</sup> |
| t               | 垂直リブの板厚                 | 20       | mm                |
| B               | 鋼製遮水壁の総幅                | 4.0      | m                 |
| Z <sub>4</sub>  | 水平リブの断面係数               | 17870000 | mm <sup>3</sup>   |
| Z <sub>5</sub>  | 架台の断面係数                 | 23390000 | mm <sup>3</sup>   |
| P <sub>4</sub>  | 水平リブに作用する津波波圧           | 143.5    | kN/m <sup>2</sup> |
| P <sub>5</sub>  | 架台に作用する津波波圧             | 143.5    | kN/m <sup>2</sup> |
| $\ell$          | 架台間隔                    | 1622     | mm                |
| b               | モーメントアーム長               | 2.0      | m                 |
| b'              | 衝突荷重のモーメントアーム長          | 1.75     | m                 |
| A <sub>w</sub>  | 水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積       | 36200    | mm <sup>2</sup>   |
| Z <sub>6</sub>  | 防護工の断面係数                | 3041000  | mm <sup>3</sup>   |
| P <sub>6</sub>  | 防護工に作用する津波波圧            | 135.3    | kN/m <sup>2</sup> |
| b''             | 防護工の幅                   | 0.5      | m                 |
| A <sub>wc</sub> | 防護工のせん断抵抗断面積            | 11520    | mm <sup>2</sup>   |

表 3.6-6 強度評価に用いる条件 (断面⑥)

| 記号              | 定義                      | 数値       | 単位                |
|-----------------|-------------------------|----------|-------------------|
| G               | 固定荷重 (鋼管杭)              | 507      | kN                |
|                 | 固定荷重 (鋼製遮水壁)            | 292      | kN                |
|                 | 固定荷重 (漂流物防護工)           | 392      | kN                |
| P               | 積載荷重                    | 4.9      | kN/m <sup>2</sup> |
| P <sub>c</sub>  | 衝突荷重                    | 2000     | kN                |
| $\gamma_w$      | 海水の単位体積重量               | 10.1     | kN/m <sup>3</sup> |
| $\rho$          | 海水の密度                   | 1030     | kg/m <sup>3</sup> |
| $\kappa_1$      | せん断応力の分布係数 (2.0)        | 2.0      | —                 |
| Z <sub>2</sub>  | スキンプレートの断面係数            | 96000    | mm <sup>3</sup>   |
| P <sub>2</sub>  | スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧 | 169.0    | kN/m              |
| L               | 水平リブ間隔                  | 811      | mm                |
| P <sub>3</sub>  | 垂直リブに作用する津波波圧           | 169.0    | kN/m <sup>2</sup> |
| t               | 垂直リブの板厚                 | 20       | mm                |
| B               | 鋼製遮水壁の総幅                | 4.0      | m                 |
| Z <sub>4</sub>  | 水平リブの断面係数               | 17870000 | mm <sup>3</sup>   |
| Z <sub>5</sub>  | 架台の断面係数                 | 23390000 | mm <sup>3</sup>   |
| P <sub>4</sub>  | 水平リブに作用する津波波圧           | 143.5    | kN/m <sup>2</sup> |
| P <sub>5</sub>  | 架台に作用する津波波圧             | 143.5    | kN/m <sup>2</sup> |
| $\ell$          | 架台間隔                    | 1622     | mm                |
| b               | モーメントアーム長               | 2.0      | m                 |
| b'              | 衝突荷重のモーメントアーム長          | 1.75     | m                 |
| A <sub>w</sub>  | 水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積       | 36200    | mm <sup>2</sup>   |
| Z <sub>6</sub>  | 防護工の断面係数                | 3041000  | mm <sup>3</sup>   |
| P <sub>6</sub>  | 防護工に作用する津波波圧            | 135.3    | kN/m <sup>2</sup> |
| b''             | 防護工の幅                   | 0.5      | m                 |
| A <sub>wc</sub> | 防護工のせん断抵抗断面積            | 11520    | mm <sup>2</sup>   |

3.6.2 重畳時

表 3.6-7(1) 強度評価に用いる条件 (断面①)

| 記号         | 定義                       | 数値       | 単位                |
|------------|--------------------------|----------|-------------------|
| G          | 固定荷重 (鋼管杭)               | 934      | kN                |
|            | 固定荷重 (鋼製遮水壁)             | 319      | kN                |
|            | 固定荷重 (漂流物防護工)            | 392      | kN                |
|            | 固定荷重 (背面補強工)             | 1916     | kN                |
|            | 固定荷重 (置換コンクリート)          | 8993     | kN                |
|            | 固定荷重 (改良地盤)              | 8674     | kN                |
|            | 固定荷重 (セメント改良土)           | 1846     | kN                |
| P          | 積載荷重                     | 4.9      | kN/m <sup>2</sup> |
| $\gamma_w$ | 海水の単位体積重量                | 10.1     | kN/m <sup>3</sup> |
| $\rho$     | 海水の密度                    | 1030     | kg/m <sup>3</sup> |
| $\kappa_1$ | せん断応力の分布係数 (2.0)         | 2.0      | —                 |
| $Z_2$      | スキンプレートの断面係数             | 96000    | mm <sup>3</sup>   |
| $P_2$      | スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧  | 200      | kN/m              |
| $P_2'$     | スキンプレートに作用する単位幅あたりの地震慣性力 | 18       | kN/m              |
| $P_2''$    | スキンプレートに作用する単位幅あたりの動水圧   | 100      | kN/m              |
| L          | 水平リブ間隔                   | 811      | mm                |
| $P_3$      | 垂直リブに作用する津波波圧            | 200      | kN/m <sup>2</sup> |
| $P_3'$     | 垂直リブに作用する地震慣性力           | 18       | kN/m <sup>2</sup> |
| $P_3''$    | 垂直リブに作用する動水圧             | 100      | kN/m <sup>2</sup> |
| t          | 垂直リブの板厚                  | 20       | mm                |
| B          | 鋼製遮水壁の総幅                 | 4.0      | m                 |
| $Z_4$      | 水平リブの断面係数                | 17870000 | mm <sup>3</sup>   |
| $Z_5$      | 架台の断面係数                  | 23390000 | mm <sup>3</sup>   |
| $P_4$      | 水平リブ及び架台に作用する津波波圧        | 200      | kN/m <sup>2</sup> |
| $P_4'$     | 水平リブ及び架台に作用する地震慣性力       | 96       | kN/m <sup>2</sup> |
| $P_4''$    | 水平リブ及び架台に作用する動水圧         | 100      | kN/m <sup>2</sup> |
| $\ell$     | 架台間隔                     | 1622     | mm                |
| b          | モーメントアーム長                | 2.0      | m                 |
| $A_w$      | 水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積        | 36200    | mm <sup>2</sup>   |
| $Z_6$      | 防護工の断面係数                 | 3041000  | mm <sup>3</sup>   |
| $P_6$      | 防護工に作用する津波波圧             | 200      | kN/m <sup>2</sup> |
| $P_6'$     | 防護工に作用する地震慣性力            | 30       | kN/m <sup>2</sup> |
| $P_6''$    | 防護工に作用する動水圧              | 100      | kN/m <sup>2</sup> |

表 3.6-7(2) 強度評価に用いる条件 (断面①)

| 記号       | 定義           | 数値    | 単位              |
|----------|--------------|-------|-----------------|
| $b''$    | 防護工の幅        | 0.5   | m               |
| $A_{wc}$ | 防護工のせん断抵抗断面積 | 11520 | mm <sup>2</sup> |

表 3.6-8(1) 強度評価に用いる条件 (断面②)

| 記号         | 定義                       | 数値       | 単位                |
|------------|--------------------------|----------|-------------------|
| G          | 固定荷重 (鋼管杭)               | 883      | kN                |
|            | 固定荷重 (鋼製遮水壁)             | 319      | kN                |
|            | 固定荷重 (漂流物防護工)            | 392      | kN                |
|            | 固定荷重 (背面補強工)             | 1916     | kN                |
|            | 固定荷重 (置換コンクリート)          | 7890     | kN                |
|            | 固定荷重 (改良地盤)              | 7355     | kN                |
|            | 固定荷重 (セメント改良土)           | 1846     | kN                |
| P          | 積載荷重                     | 4.9      | kN/m <sup>2</sup> |
| $\gamma_w$ | 海水の単位体積重量                | 10.1     | kN/m <sup>3</sup> |
| $\rho$     | 海水の密度                    | 1030     | kg/m <sup>3</sup> |
| $\kappa_1$ | せん断応力の分布係数 (2.0)         | 2.0      | —                 |
| $Z_2$      | スキンプレートの断面係数             | 96000    | mm <sup>3</sup>   |
| $P_2$      | スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧  | 200      | kN/m              |
| $P_2'$     | スキンプレートに作用する単位幅あたりの地震慣性力 | 18       | kN/m              |
| $P_2''$    | スキンプレートに作用する単位幅あたりの動水圧   | 100      | kN/m              |
| L          | 水平リブ間隔                   | 811      | mm                |
| $P_3$      | 垂直リブに作用する津波波圧            | 200      | kN/m <sup>2</sup> |
| $P_3'$     | 垂直リブに作用する地震慣性力           | 18       | kN/m <sup>2</sup> |
| $P_3''$    | 垂直リブに作用する動水圧             | 100      | kN/m <sup>2</sup> |
| t          | 垂直リブの板厚                  | 20       | mm                |
| B          | 鋼製遮水壁の総幅                 | 4.0      | m                 |
| $Z_4$      | 水平リブの断面係数                | 17870000 | mm <sup>3</sup>   |
| $Z_5$      | 架台の断面係数                  | 23390000 | mm <sup>3</sup>   |
| $P_4$      | 水平リブ及び架台に作用する津波波圧        | 200      | kN/m <sup>2</sup> |
| $P_4'$     | 水平リブ及び架台に作用する地震慣性力       | 96       | kN/m <sup>2</sup> |
| $P_4''$    | 水平リブ及び架台に作用する動水圧         | 100      | kN/m <sup>2</sup> |
| $\ell$     | 架台間隔                     | 1622     | mm                |
| b          | モーメントアーム長                | 2.0      | m                 |
| $A_w$      | 水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積        | 36200    | mm <sup>2</sup>   |
| $Z_6$      | 防護工の断面係数                 | 3041000  | mm <sup>3</sup>   |
| $P_6$      | 防護工に作用する津波波圧             | 200      | kN/m <sup>2</sup> |
| $P_6'$     | 防護工に作用する地震慣性力            | 30       | kN/m <sup>2</sup> |
| $P_6''$    | 防護工に作用する動水圧              | 100      | kN/m <sup>2</sup> |

表 3.6-8(2) 強度評価に用いる条件 (断面②)

| 記号       | 定義           | 数値    | 単位              |
|----------|--------------|-------|-----------------|
| $b''$    | 防護工の幅        | 0.5   | m               |
| $A_{wc}$ | 防護工のせん断抵抗断面積 | 11520 | mm <sup>2</sup> |

表 3.6-9(1) 強度評価に用いる条件 (断面③)

| 記号         | 定義                       | 数値       | 単位                |
|------------|--------------------------|----------|-------------------|
| G          | 固定荷重 (鋼管杭)               | 748      | kN                |
|            | 固定荷重 (鋼製遮水壁)             | 319      | kN                |
|            | 固定荷重 (漂流物防護工)            | 392      | kN                |
|            | 固定荷重 (背面補強工)             | 1916     | kN                |
|            | 固定荷重 (置換コンクリート)          | 7108     | kN                |
|            | 固定荷重 (改良地盤)              | 5386     | kN                |
|            | 固定荷重 (セメント改良土)           | 1846     | kN                |
| P          | 積載荷重                     | 4.9      | kN/m <sup>2</sup> |
| $\gamma_w$ | 海水の単位体積重量                | 10.1     | kN/m <sup>3</sup> |
| $\rho$     | 海水の密度                    | 1030     | kg/m <sup>3</sup> |
| $\kappa_1$ | せん断応力の分布係数 (2.0)         | 2.0      | —                 |
| $Z_2$      | スキンプレートの断面係数             | 96000    | mm <sup>3</sup>   |
| $P_2$      | スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧  | 200      | kN/m              |
| $P_2'$     | スキンプレートに作用する単位幅あたりの地震慣性力 | 18       | kN/m              |
| $P_2''$    | スキンプレートに作用する単位幅あたりの動水圧   | 100      | kN/m              |
| L          | 水平リブ間隔                   | 811      | mm                |
| $P_3$      | 垂直リブに作用する津波波圧            | 200      | kN/m <sup>2</sup> |
| $P_3'$     | 垂直リブに作用する地震慣性力           | 18       | kN/m <sup>2</sup> |
| $P_3''$    | 垂直リブに作用する動水圧             | 100      | kN/m <sup>2</sup> |
| t          | 垂直リブの板厚                  | 20       | mm                |
| B          | 鋼製遮水壁の総幅                 | 4.0      | m                 |
| $Z_4$      | 水平リブの断面係数                | 17870000 | mm <sup>3</sup>   |
| $Z_5$      | 架台の断面係数                  | 23390000 | mm <sup>3</sup>   |
| $P_4$      | 水平リブ及び架台に作用する津波波圧        | 200      | kN/m <sup>2</sup> |
| $P_4'$     | 水平リブ及び架台に作用する地震慣性力       | 96       | kN/m <sup>2</sup> |
| $P_4''$    | 水平リブ及び架台に作用する動水圧         | 100      | kN/m <sup>2</sup> |
| $\ell$     | 架台間隔                     | 1622     | mm                |
| b          | モーメントアーム長                | 2.0      | m                 |
| $A_w$      | 水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積        | 36200    | mm <sup>2</sup>   |
| $Z_6$      | 防護工の断面係数                 | 3041000  | mm <sup>3</sup>   |
| $P_6$      | 防護工に作用する津波波圧             | 200      | kN/m <sup>2</sup> |
| $P_6'$     | 防護工に作用する地震慣性力            | 30       | kN/m <sup>2</sup> |
| $P_6''$    | 防護工に作用する動水圧              | 100      | kN/m <sup>2</sup> |

表 3.6-9(2) 強度評価に用いる条件 (断面③)

| 記号       | 定義           | 数値    | 単位              |
|----------|--------------|-------|-----------------|
| $b''$    | 防護工の幅        | 0.5   | m               |
| $A_{wc}$ | 防護工のせん断抵抗断面積 | 11520 | mm <sup>2</sup> |



表 3.6-10 強度評価に用いる条件（断面④）

| 記号             | 定義                              | 数値     | 単位                |
|----------------|---------------------------------|--------|-------------------|
| G              | 固定荷重（鋼管杭）                       | 665    | kN                |
|                | 固定荷重（鋼製遮水壁）                     | 319    | kN                |
|                | 固定荷重（背面補強工）                     | 1916   | kN                |
|                | 固定荷重（置換コンクリート）                  | 15724  | kN                |
|                | 固定荷重（改良地盤）                      | 12344  | kN                |
|                | 固定荷重（セメント改良土）                   | 16262  | kN                |
| P              | 積載荷重                            | 4.9    | kN/m <sup>2</sup> |
| P <sub>t</sub> | 遡上津波荷重（防潮堤前面の地盤高：0. P. +18. 5m） | 180. 3 | kN/m <sup>2</sup> |
| $\gamma_w$     | 海水の単位体積重量                       | 10. 1  | kN/m <sup>3</sup> |
| $\rho$         | 海水の密度                           | 1030   | kg/m <sup>3</sup> |
| $\kappa_1$     | せん断応力の分布係数（2. 0）                | 2. 0   | —                 |

表 3.6-11 強度評価に用いる条件（断面⑤）

| 記号         | 定義                       | 数値       | 単位                |
|------------|--------------------------|----------|-------------------|
| G          | 固定荷重（鋼管杭）                | 569      | kN                |
|            | 固定荷重（鋼製遮水壁）              | 292      | kN                |
|            | 固定荷重（漂流物防護工）             | 392      | kN                |
|            | 固定荷重（背面補強工）              | 1916     | kN                |
| P          | 積載荷重                     | 4.9      | kN/m <sup>2</sup> |
| $\gamma_w$ | 海水の単位体積重量                | 10.1     | kN/m <sup>3</sup> |
| $\rho$     | 海水の密度                    | 1030     | kg/m <sup>3</sup> |
| $\kappa_1$ | せん断応力の分布係数（2.0）          | 2.0      | —                 |
| $Z_2$      | スキンプレートの断面係数             | 96000    | mm <sup>3</sup>   |
| $P_2$      | スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧  | 200      | kN/m              |
| $P_2'$     | スキンプレートに作用する単位幅あたりの地震慣性力 | 18       | kN/m              |
| $P_2''$    | スキンプレートに作用する単位幅あたりの動水圧   | 100      | kN/m              |
| L          | 水平リブ間隔                   | 811      | mm                |
| $P_3$      | 垂直リブに作用する津波波圧            | 200      | kN/m <sup>2</sup> |
| $P_3'$     | 垂直リブに作用する地震慣性力           | 18       | kN/m <sup>2</sup> |
| $P_3''$    | 垂直リブに作用する動水圧             | 100      | kN/m <sup>2</sup> |
| t          | 垂直リブの板厚                  | 20       | mm                |
| B          | 鋼製遮水壁の総幅                 | 4.0      | m                 |
| $Z_4$      | 水平リブの断面係数                | 17870000 | mm <sup>3</sup>   |
| $Z_5$      | 架台の断面係数                  | 23390000 | mm <sup>3</sup>   |
| $P_4$      | 水平リブ及び架台に作用する津波波圧        | 200      | kN/m <sup>2</sup> |
| $P_4'$     | 水平リブ及び架台に作用する地震慣性力       | 96       | kN/m <sup>2</sup> |
| $P_4''$    | 水平リブ及び架台に作用する動水圧         | 100      | kN/m <sup>2</sup> |
| $\ell$     | 架台間隔                     | 1622     | mm                |
| b          | モーメントアーム長                | 2.0      | m                 |
| $A_w$      | 水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積        | 36200    | mm <sup>2</sup>   |
| $Z_6$      | 防護工の断面係数                 | 3041000  | mm <sup>3</sup>   |
| $P_6$      | 防護工に作用する津波波圧             | 200      | kN/m <sup>2</sup> |
| $P_6'$     | 防護工に作用する地震慣性力            | 30       | kN/m <sup>2</sup> |
| $P_6''$    | 防護工に作用する動水圧              | 100      | kN/m <sup>2</sup> |
| $b''$      | 防護工の幅                    | 0.5      | m                 |
| $A_{wc}$   | 防護工のせん断抵抗断面積             | 11520    | mm <sup>2</sup>   |

表 3.6-12 強度評価に用いる条件 (断面⑥)

| 記号         | 定義                       | 数値       | 単位                |
|------------|--------------------------|----------|-------------------|
| G          | 固定荷重 (鋼管杭)               | 507      | kN                |
|            | 固定荷重 (鋼製遮水壁)             | 292      | kN                |
|            | 固定荷重 (漂流物防護工)            | 392      | kN                |
| P          | 積載荷重                     | 4.9      | kN/m <sup>2</sup> |
| $\gamma_w$ | 海水の単位体積重量                | 10.1     | kN/m <sup>3</sup> |
| $\rho$     | 海水の密度                    | 1030     | kg/m <sup>3</sup> |
| $\kappa_1$ | せん断応力の分布係数 (2.0)         | 2.0      | —                 |
| $Z_2$      | スキンプレートの断面係数             | 96000    | mm <sup>3</sup>   |
| $P_2$      | スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧  | 200      | kN/m              |
| $P_2'$     | スキンプレートに作用する単位幅あたりの地震慣性力 | 18       | kN/m              |
| $P_2''$    | スキンプレートに作用する単位幅あたりの動水圧   | 100      | kN/m              |
| L          | 水平リブ間隔                   | 811      | mm                |
| $P_3$      | 垂直リブに作用する津波波圧            | 200      | kN/m <sup>2</sup> |
| $P_3'$     | 垂直リブに作用する地震慣性力           | 18       | kN/m <sup>2</sup> |
| $P_3''$    | 垂直リブに作用する動水圧             | 100      | kN/m <sup>2</sup> |
| t          | 垂直リブの板厚                  | 20       | mm                |
| B          | 鋼製遮水壁の総幅                 | 4.0      | m                 |
| $Z_4$      | 水平リブの断面係数                | 17870000 | mm <sup>3</sup>   |
| $Z_5$      | 架台の断面係数                  | 23390000 | mm <sup>3</sup>   |
| $P_4$      | 水平リブ及び架台に作用する津波波圧        | 200      | kN/m <sup>2</sup> |
| $P_4'$     | 水平リブ及び架台に作用する地震慣性力       | 96       | kN/m <sup>2</sup> |
| $P_4''$    | 水平リブ及び架台に作用する動水圧         | 100      | kN/m <sup>2</sup> |
| $\ell$     | 架台間隔                     | 1622     | mm                |
| b          | モーメントアーム長                | 2.0      | m                 |
| $A_w$      | 水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積        | 36200    | mm <sup>2</sup>   |
| $Z_6$      | 防護工の断面係数                 | 3041000  | mm <sup>3</sup>   |
| $P_6$      | 防護工に作用する津波波圧             | 200      | kN/m <sup>2</sup> |
| $P_6'$     | 防護工に作用する地震慣性力            | 30       | kN/m <sup>2</sup> |
| $P_6''$    | 防護工に作用する動水圧              | 100      | kN/m <sup>2</sup> |
| $b''$      | 防護工の幅                    | 0.5      | m                 |
| $A_{wc}$   | 防護工のせん断抵抗断面積             | 11520    | mm <sup>2</sup>   |

#### 4. 評価結果

##### 4.1 津波時

###### 4.1.1 解析結果

解析結果として「断面力分布図」, 「最大せん断ひずみ分布」, 「過剰間隙水圧比分布」を記載する。なお, 断面力分布について, 鋼管杭は杭1本あたり, RC遮水壁は単位奥行きあたりの断面力を図示する。

###### (1) 解析ケースと照査値

解析ケースはケース①～③を実施する。

###### a. 断面①

###### (a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表4.1-1に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-1 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (断面①)

| 解析ケース | 曲げ・軸力系の破壊に対する照査 |      |      |
|-------|-----------------|------|------|
|       | ①               | ②    | ③    |
| 津波時   | 0.63            | 0.63 | 0.63 |

###### (b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表4.1-2に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-2 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値 (断面①)

| 解析ケース | せん断破壊に対する照査 |      |      |
|-------|-------------|------|------|
|       | ①           | ②    | ③    |
| 津波時   | 0.41        | 0.41 | 0.41 |

###### (c) 背面補強工のすべり安全率照査

表4.1-3に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-3 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面①)

| 解析ケース | すべり安全率照査 |      |      |
|-------|----------|------|------|
|       | ①        | ②    | ③    |
| 津波時   | 13.1     | 13.1 | 13.1 |

(d) 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.1-4 に置換コンクリートのすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-4 置換コンクリートのすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面①)

| 解析ケース | すべり安全率照査 |      |      |
|-------|----------|------|------|
|       | ①        | ②    | ③    |
| 津波時   | 26.4     | 26.8 | 25.3 |

(e) 改良地盤のすべり安全率照査

表 4.1-5 に改良地盤のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-5 改良地盤のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面①)

| 解析ケース | すべり安全率照査 |     |     |
|-------|----------|-----|-----|
|       | ①        | ②   | ③   |
| 津波時   | 4.3      | 4.0 | 4.8 |

(f) セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.1-6 にセメント改良土のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-6 セメント改良土のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面①)

| 解析ケース | すべり安全率照査 |      |      |
|-------|----------|------|------|
|       | ①        | ②    | ③    |
| 津波時   | 42.1     | 40.7 | 43.9 |

b. 断面②

(a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1-7 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-7 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (断面②)

| 解析ケース | 曲げ・軸力系の破壊に対する照査 |      |      |
|-------|-----------------|------|------|
|       | ①               | ②    | ③    |
| 津波時   | 0.63            | 0.63 | 0.63 |

(b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.1-8 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-8 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値 (断面②)

| 解析ケース | せん断破壊に対する照査 |      |      |
|-------|-------------|------|------|
|       | ①           | ②    | ③    |
| 津波時   | 0.41        | 0.41 | 0.41 |

(c) 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.1-9 に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-9 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面②)

| 解析ケース | すべり安全率照査 |      |      |
|-------|----------|------|------|
|       | ①        | ②    | ③    |
| 津波時   | 13.1     | 13.1 | 13.1 |

(d) 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.1-10 に置換コンクリートのすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-10 置換コンクリートのすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面②)

| 解析ケース | すべり安全率照査 |      |      |
|-------|----------|------|------|
|       | ①        | ②    | ③    |
| 津波時   | 27.1     | 28.3 | 25.7 |

(e) 改良地盤のすべり安全率照査

表 4.1-11 に改良地盤のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-11 改良地盤のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面②)

| 解析ケース | すべり安全率照査 |     |     |
|-------|----------|-----|-----|
|       | ①        | ②   | ③   |
| 津波時   | 5.2      | 5.0 | 5.3 |

(f) セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.1-12 にセメント改良土のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-12 セメント改良土のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面②)

| 解析ケース | すべり安全率照査 |      |      |
|-------|----------|------|------|
|       | ①        | ②    | ③    |
| 津波時   | 42.7     | 41.2 | 44.1 |

c. 断面③

(a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1-13 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-13 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (断面③)

| 解析ケース | 曲げ・軸力系の破壊に対する照査 |      |      |
|-------|-----------------|------|------|
|       | ①               | ②    | ③    |
| 津波時   | 0.63            | 0.63 | 0.63 |

(b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.1-14 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-14 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値 (断面③)

| 解析ケース | せん断破壊に対する照査 |      |      |
|-------|-------------|------|------|
|       | ①           | ②    | ③    |
| 津波時   | 0.41        | 0.41 | 0.41 |

(c) 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.1-15 に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-15 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面③)

| 解析ケース | すべり安全率照査 |      |      |
|-------|----------|------|------|
|       | ①        | ②    | ③    |
| 津波時   | 13.2     | 13.2 | 13.1 |

(d) 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.1-16 に置換コンクリートのすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-16 置換コンクリートのすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面③)

| 解析ケース | すべり安全率照査 |      |      |
|-------|----------|------|------|
|       | ①        | ②    | ③    |
| 津波時   | 19.7     | 19.8 | 19.6 |

(e) 改良地盤のすべり安全率照査

表 4.1-17 に改良地盤のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-17 改良地盤のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面③)

| 解析ケース | すべり安全率照査 |     |     |
|-------|----------|-----|-----|
|       | ①        | ②   | ③   |
| 津波時   | 4.9      | 4.5 | 5.1 |

(f) セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.1-18 にセメント改良土のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-18 セメント改良土のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面③)

| 解析ケース | すべり安全率照査 |      |      |
|-------|----------|------|------|
|       | ①        | ②    | ③    |
| 津波時   | 40.0     | 38.6 | 42.2 |

d. 断面④

(a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1-19 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-19 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (断面④)

| 解析ケース | 曲げ・軸力系の破壊に対する照査 |      |      |
|-------|-----------------|------|------|
|       | ①               | ②    | ③    |
| 津波時   | 0.07            | 0.06 | 0.07 |



(b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4. 1-20 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4. 1-20 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値 (断面④)

| 解析ケース | せん断破壊に対する照査 |      |      |
|-------|-------------|------|------|
|       | ①           | ②    | ③    |
| 津波時   | 0.03        | 0.02 | 0.03 |

(c) 背面補強工のすべり安全率照査

表 4. 1-21 に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4. 1-21 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面④)

| 解析ケース | すべり安全率照査 |      |      |
|-------|----------|------|------|
|       | ①        | ②    | ③    |
| 津波時   | 24.5     | 24.2 | 24.4 |

(d) 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4. 1-22 に置換コンクリートのすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4. 1-22 置換コンクリートのすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面④)

| 解析ケース | すべり安全率照査 |      |      |
|-------|----------|------|------|
|       | ①        | ②    | ③    |
| 津波時   | 37.7     | 37.9 | 37.7 |

(e) 改良地盤のすべり安全率照査

表 4. 1-23 に改良地盤のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4. 1-23 改良地盤のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面④)

| 解析ケース | すべり安全率照査 |     |     |
|-------|----------|-----|-----|
|       | ①        | ②   | ③   |
| 津波時   | 8.0      | 7.8 | 8.3 |

(f) セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.1-24 にセメント改良土のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-24 セメント改良土のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面④)

| 解析ケース | すべり安全率照査 |      |      |
|-------|----------|------|------|
|       | ①        | ②    | ③    |
| 津波時   | 11.0     | 10.8 | 11.1 |

e. 断面⑤

(a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1-25 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-25 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (断面⑤)

| 解析ケース | 曲げ・軸力系の破壊に対する照査 |      |      |
|-------|-----------------|------|------|
|       | ①               | ②    | ③    |
| 津波時   | 0.61            | 0.61 | 0.61 |

(b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.1-26 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-26 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値 (断面⑤)

| 解析ケース | せん断破壊に対する照査 |      |      |
|-------|-------------|------|------|
|       | ①           | ②    | ③    |
| 津波時   | 0.45        | 0.45 | 0.45 |

(c) 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.1-27 に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-27 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面⑤)

| 解析ケース | すべり安全率照査 |      |      |
|-------|----------|------|------|
|       | ①        | ②    | ③    |
| 津波時   | 12.7     | 12.7 | 12.7 |

f. 断面⑥

(a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1-28 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-28 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（断面⑥）

| 解析ケース | 曲げ・軸力系の破壊に対する照査 |      |      |
|-------|-----------------|------|------|
|       | ①               | ②    | ③    |
| 津波時   | 0.62            | 0.61 | 0.62 |

(b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.1-29 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-29 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値（断面⑥）

| 解析ケース | せん断破壊に対する照査 |      |      |
|-------|-------------|------|------|
|       | ①           | ②    | ③    |
| 津波時   | 0.36        | 0.38 | 0.36 |

(2) 断面力分布（鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査）

断面照査に用いた断面諸元を表 4.1-30 に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 4.1-31 に示す。また、該当する解析ケースの断面力図を図 4.1-1 に示す。

表 4.1-30 鋼管杭断面諸元（断面①～断面⑥）

| 杭種 |                                 | 設置標高               |                                   | 板厚*2<br>(mm)                   | 断面積 (mm <sup>2</sup> ) | 断面係数 (mm <sup>3</sup> ) |                        |
|----|---------------------------------|--------------------|-----------------------------------|--------------------------------|------------------------|-------------------------|------------------------|
| A  | 鋼管杭<br>(上杭)<br>φ 2200           | SKK490<br>(t=25mm) | 0. P. +30. 0m*1～<br>0. P. +23. 5m | 24                             | 1. 639×10 <sup>5</sup> | 8. 813×10 <sup>7</sup>  |                        |
| B  |                                 | SM570<br>(t=40mm)  | 0. P. +23. 5m～<br>0. P. +21. 0m   | 39                             | 2. 645×10 <sup>5</sup> | 1. 403×10 <sup>8</sup>  |                        |
|    | 0. P. +21. 0m～<br>0. P. +20. 0m |                    |                                   |                                |                        |                         |                        |
| C  | 鋼管杭<br>(下杭)<br>φ 2500           | SM570<br>(t=35mm)  | 長杭                                | 0. P. +20. 0m～<br>0. P. ±0. 0m | 34                     | 2. 632×10 <sup>5</sup>  | 1. 599×10 <sup>8</sup> |
|    |                                 |                    | 短杭<br>断面⑤                         | 0. P. +20. 0m～<br>0. P. +5. 0m |                        |                         |                        |
|    |                                 |                    | 断面⑥                               | 0. P. +20. 0m<br>～ +8. 0m      |                        |                         |                        |
| D  | 鋼管杭<br>(下杭)<br>φ 2500           | SKK490<br>(t=25mm) | 長杭                                | 0. P. ±0. 0m～<br>杭下端           | 24                     | 1. 865×10 <sup>5</sup>  | 1. 143×10 <sup>8</sup> |
|    |                                 |                    | 短杭<br>断面⑤                         | 0. P. +5. 0m～<br>0. P. +2. 5m  |                        |                         |                        |
|    |                                 |                    | 断面⑥                               | 0. P. +8. 0m<br>～ +5. 5m       |                        |                         |                        |

注記 \*1：岩盤部（断面⑤及び断面⑥）は 0. P. +29. 0m。

\*2：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）に基づき腐食代 1 mm を考慮する。杭体の断面照査において，腐食代 1 mm による断面積の低減を考慮する。

表 4.1-31(1) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値（断面①）

| 杭種 | 解析<br>ケース | 発生断面力             |            | 曲げ圧縮<br>応力度<br>$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度<br>$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\sigma_s / \sigma_{sa}$ |
|----|-----------|-------------------|------------|--|---|---------------------------------|
|    |           | 曲げモーメント<br>(kN・m) | 軸力<br>(kN) |  |   |                                 |
| C  | ②         | 37567             | 1195       | 240  | 382   | 0. 63                           |

表 4.1-31(2) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面②)

| 杭種 | 解析<br>ケース | 発生断面力             |            | 曲げ圧縮<br>応力度<br>$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度<br>$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\sigma_s / \sigma_{sa}$ |
|----|-----------|-------------------|------------|--|---|---------------------------------|
|    |           | 曲げモーメント<br>(kN・m) | 軸力<br>(kN) |  |   |                                 |
| C  | ①         | 37626             | 1182       | 240  | 382   | 0.63                            |

表 4.1-31(3) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面③)

| 杭種 | 解析<br>ケース | 発生断面力             |            | 曲げ圧縮<br>応力度<br>$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度<br>$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\sigma_s / \sigma_{sa}$ |
|----|-----------|-------------------|------------|--|---|---------------------------------|
|    |           | 曲げモーメント<br>(kN・m) | 軸力<br>(kN) |  |   |                                 |
| C  | ③         | 37489             | 1183       | 239  | 382   | 0.63                            |

表 4.1-31(4) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面④)

| 杭種 | 解析<br>ケース | 発生断面力             |            | 曲げ圧縮<br>応力度<br>$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度<br>$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\sigma_s / \sigma_{sa}$ |
|----|-----------|-------------------|------------|--|---|---------------------------------|
|    |           | 曲げモーメント<br>(kN・m) | 軸力<br>(kN) |  |   |                                 |
| D  | ③         | 106               | 3260       | 19   | 277   | 0.07                            |

表 4.1-31(5) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面⑤)

| 杭種 | 解析<br>ケース | 発生断面力             |            | 曲げ圧縮<br>応力度<br>$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度<br>$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\sigma_s / \sigma_{sa}$ |
|----|-----------|-------------------|------------|--|---|---------------------------------|
|    |           | 曲げモーメント<br>(kN・m) | 軸力<br>(kN) |  |   |                                 |
| C  | ①②③*      | 35959             | 1167       | 230  | 382   | 0.61                            |

注記 \* : 解析ケース①～③において、発生断面力は同値である。

表 4.1-31(6) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面⑥)

| 杭種 | 解析<br>ケース | 発生断面力             |            | 曲げ圧縮<br>応力度<br>$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度<br>$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\sigma_s / \sigma_{sa}$ |
|----|-----------|-------------------|------------|--|---|---------------------------------|
|    |           | 曲げモーメント<br>(kN・m) | 軸力<br>(kN) |  |   |                                 |
| C  | ③         | 36740             | 1167       | 235  | 382   | 0.62                            |

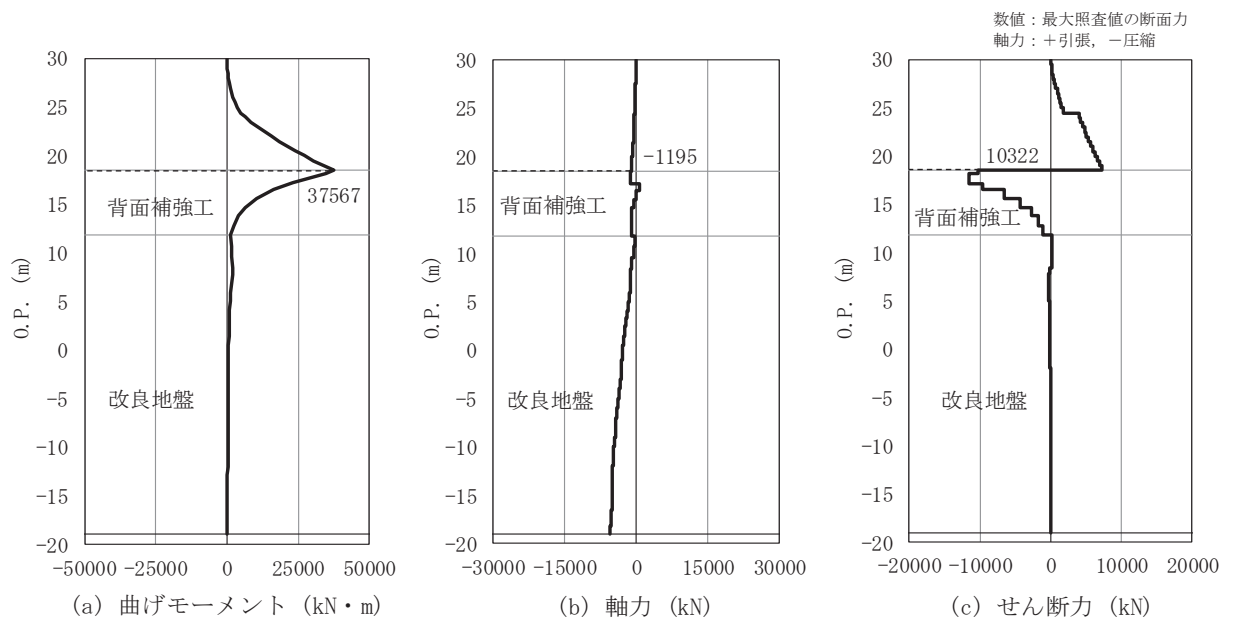


図 4.1-1(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力 (断面①)

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

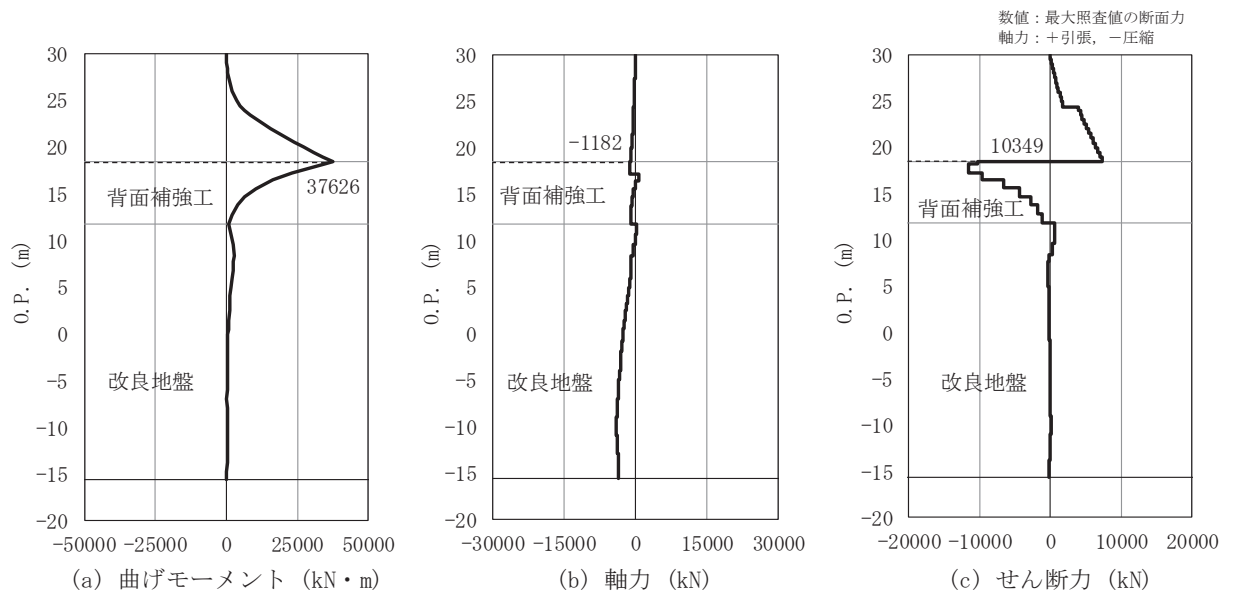


図 4.1-1(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力 (断面②)

解析ケース①：基本ケース

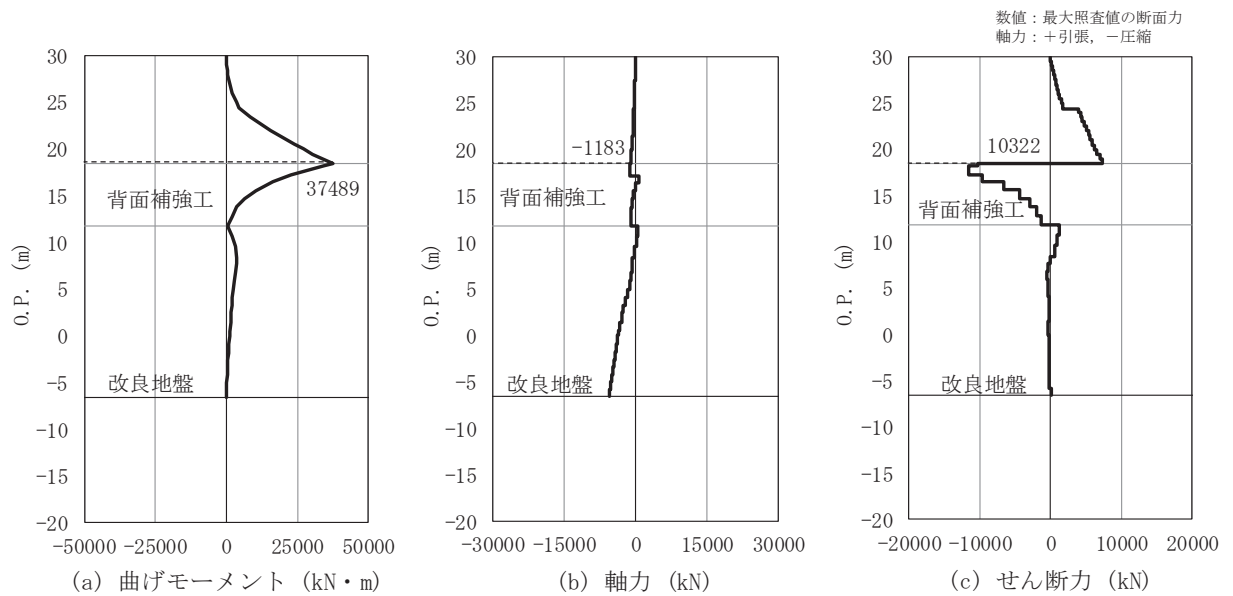


図 4.1-1(3) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力 (断面③)  
解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1 $\sigma$ )

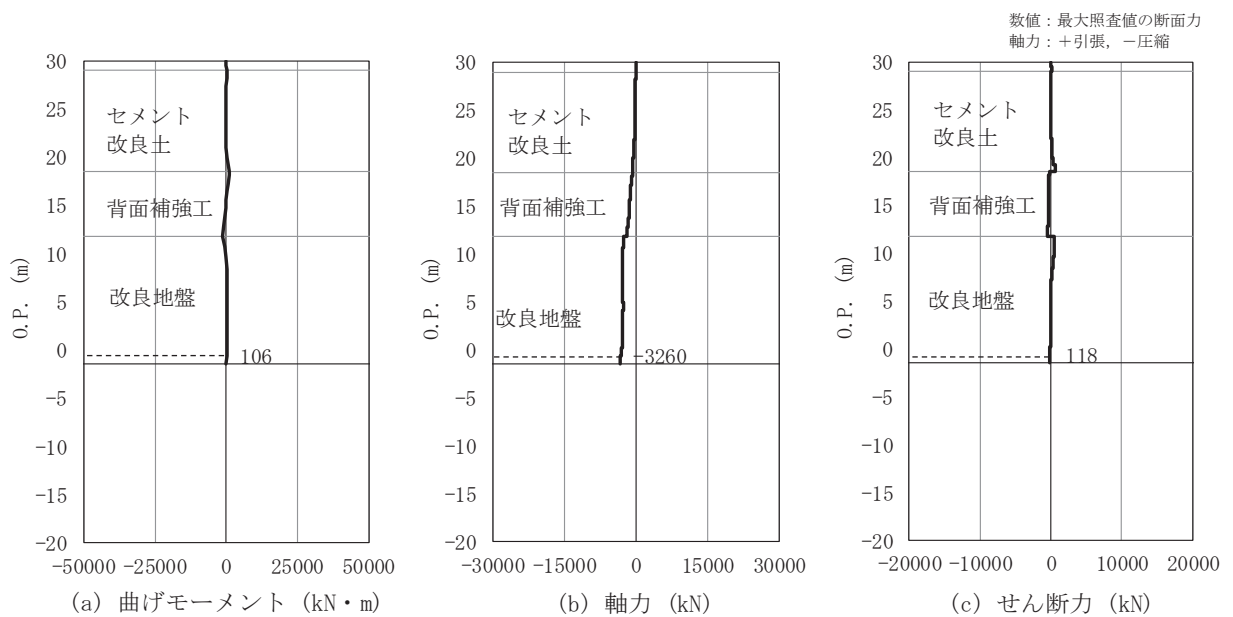


図 4.1-1(4) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力 (断面④)  
解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1 $\sigma$ )

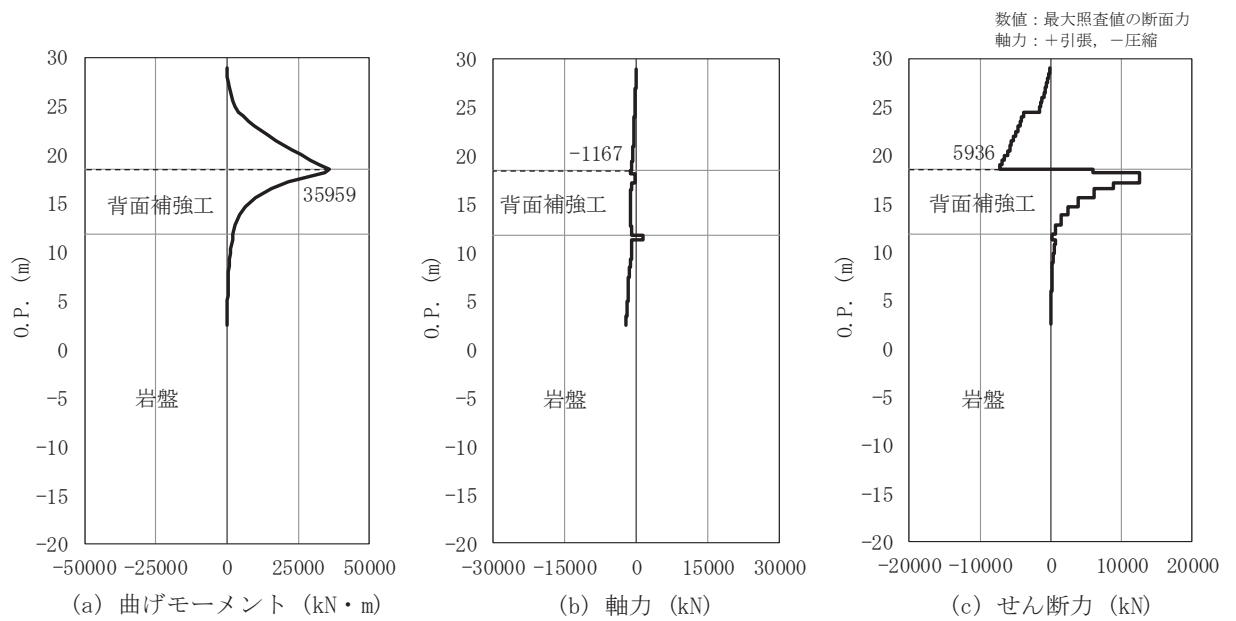


図 4.1-1(5) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力 (断面⑤)  
(解析ケース①～③において、発生断面力は同値である。)

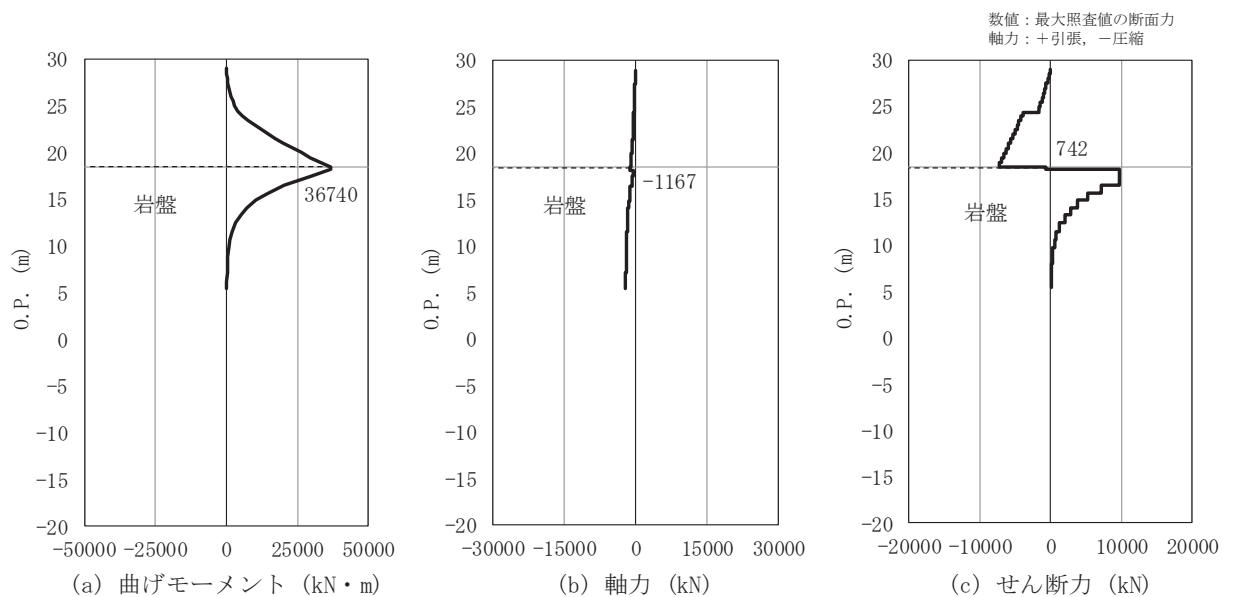


図 4.1-1(6) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力 (断面⑥)  
解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

(3) 断面力分布 (鋼管杭のせん断破壊に対する照査)

断面照査に用いた断面諸元を表 4.1-30 に、鋼管杭のせん断破壊に対する照査において、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 4.1-32 に示す。また、該当する解析ケースの断面力図を図 4.1-2 に示す。



表 4.1-32(1) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面①)

| 杭種 | 解析<br>ケース | 発生断面力        | せん断<br>応力度<br>$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度<br>$\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\tau_s / \tau_{sa}$ |
|----|-----------|--------------|---|---|-----------------------------|
|    |           | せん断力<br>(kN) |   |   |                             |
| C  | ③         | 11531        | 88  | 217   | 0.41                        |

表 4.1-32(2) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面②)

| 杭種 | 解析<br>ケース | 発生断面力        | せん断<br>応力度<br>$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度<br>$\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\tau_s / \tau_{sa}$ |
|----|-----------|--------------|---|---|-----------------------------|
|    |           | せん断力<br>(kN) |   |   |                             |
| C  | ②         | 11548        | 88  | 217   | 0.41                        |

表 4.1-32(3) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面③)

| 杭種 | 解析<br>ケース | 発生断面力        | せん断<br>応力度<br>$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度<br>$\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\tau_s / \tau_{sa}$ |
|----|-----------|--------------|---|---|-----------------------------|
|    |           | せん断力<br>(kN) |   |   |                             |
| C  | ③         | 11513        | 88  | 217   | 0.41                        |

表 4.1-32(4) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面④)

| 杭種 | 解析<br>ケース | 発生断面力        | せん断<br>応力度<br>$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度<br>$\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\tau_s / \tau_{sa}$ |
|----|-----------|--------------|---|---|-----------------------------|
|    |           | せん断力<br>(kN) |   |   |                             |
| C  | ③         | 649          | 5   | 217   | 0.03                        |

表 4.1-32(5) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面⑤)

| 杭種 | 解析<br>ケース | 発生断面力        | せん断<br>応力度<br>$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度<br>$\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\tau_s / \tau_{sa}$ |
|----|-----------|--------------|---|---|-----------------------------|
|    |           | せん断力<br>(kN) |   |   |                             |
| C  | ③         | 12573        | 96  | 217   | 0.45                        |

表 4.1-32(6) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面⑥)

| 杭種 | 解析<br>ケース | 発生断面力        | せん断<br>応力度<br>$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度<br>$\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\tau_s / \tau_{sa}$ |
|----|-----------|--------------|---|---|-----------------------------|
|    |           | せん断力<br>(kN) |   |   |                             |
| C  | ②         | 10541        | 81  | 217   | 0.38                        |

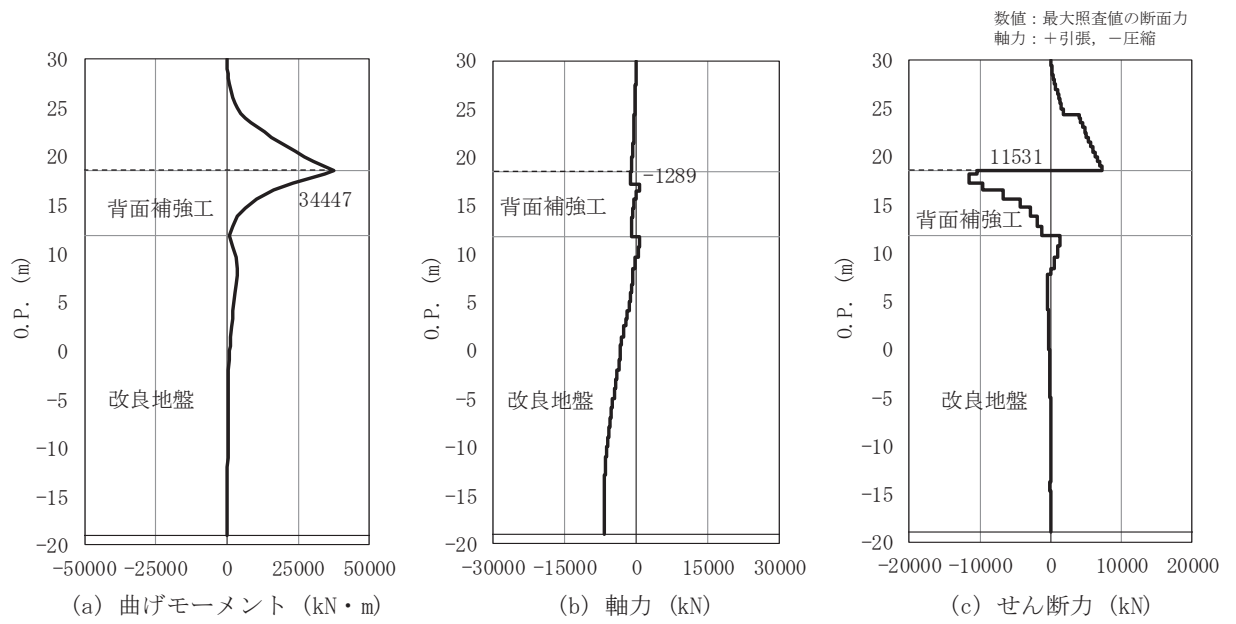


図 4.1-2(1) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力 (断面①)  
 解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1  $\sigma$ )

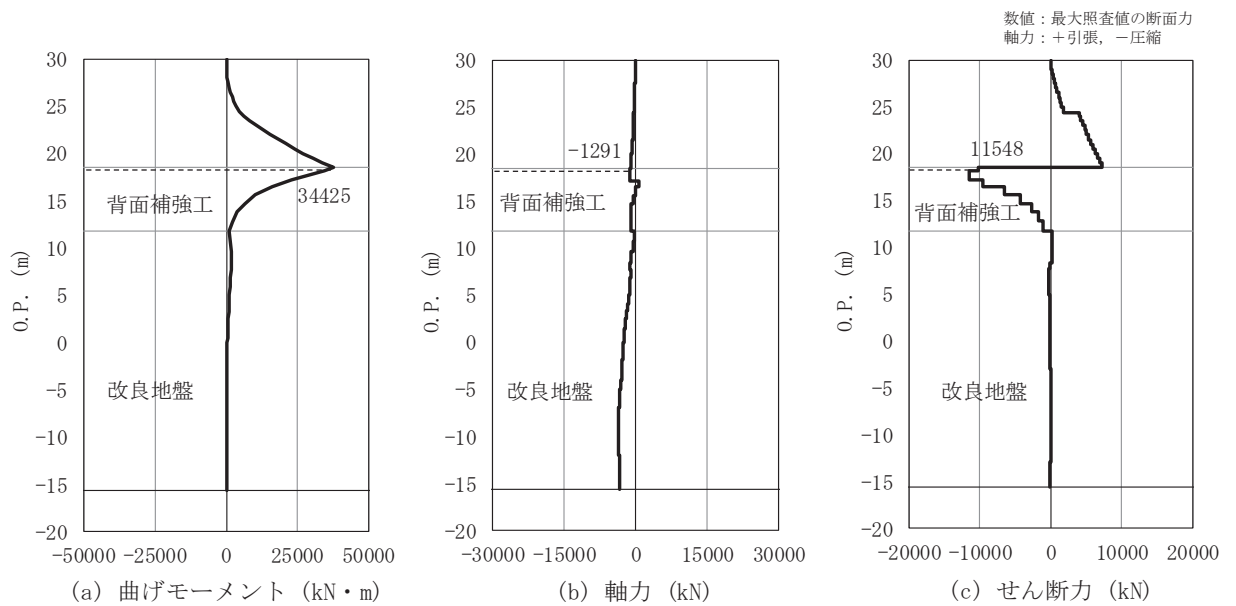


図 4.1-2(2) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力 (断面②)  
 解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1  $\sigma$ )

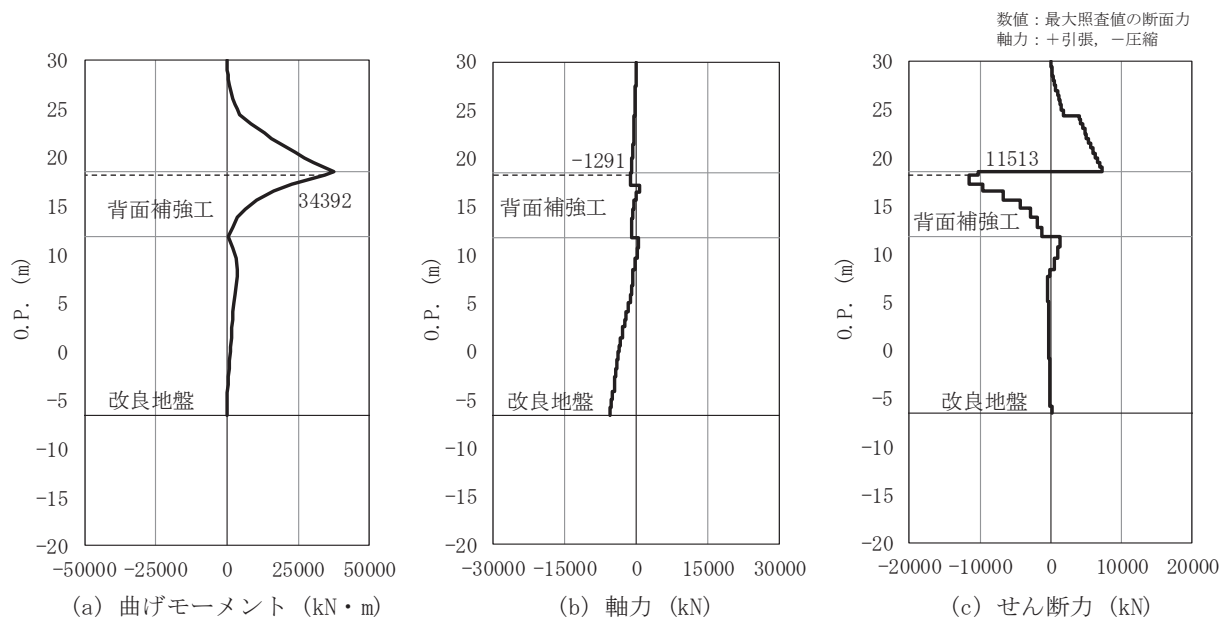


図 4.1-2(3) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力 (断面③)  
解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1 $\sigma$ )

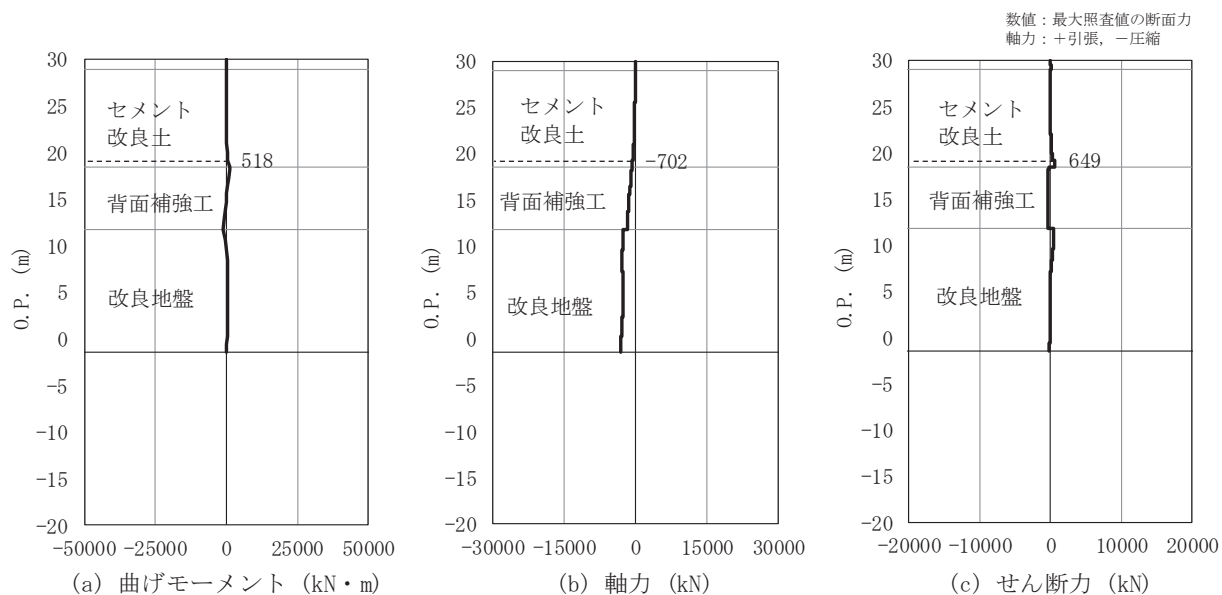


図 4.1-2(4) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力 (断面④)  
解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1 $\sigma$ )

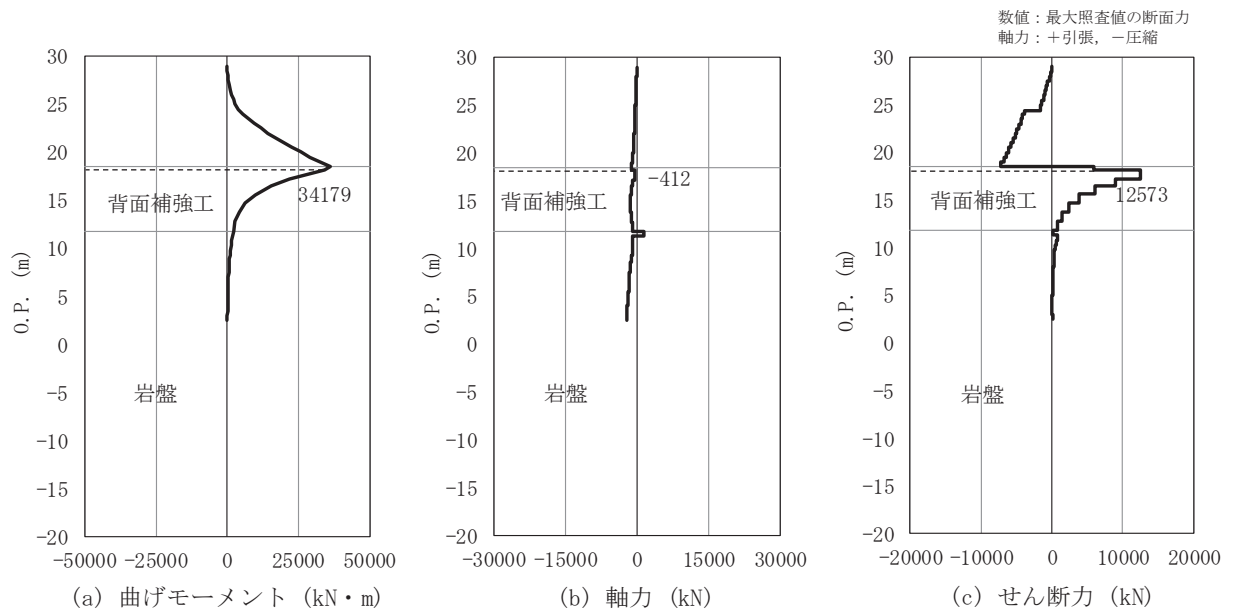


図 4.1-2(5) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力 (断面⑤)  
 解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

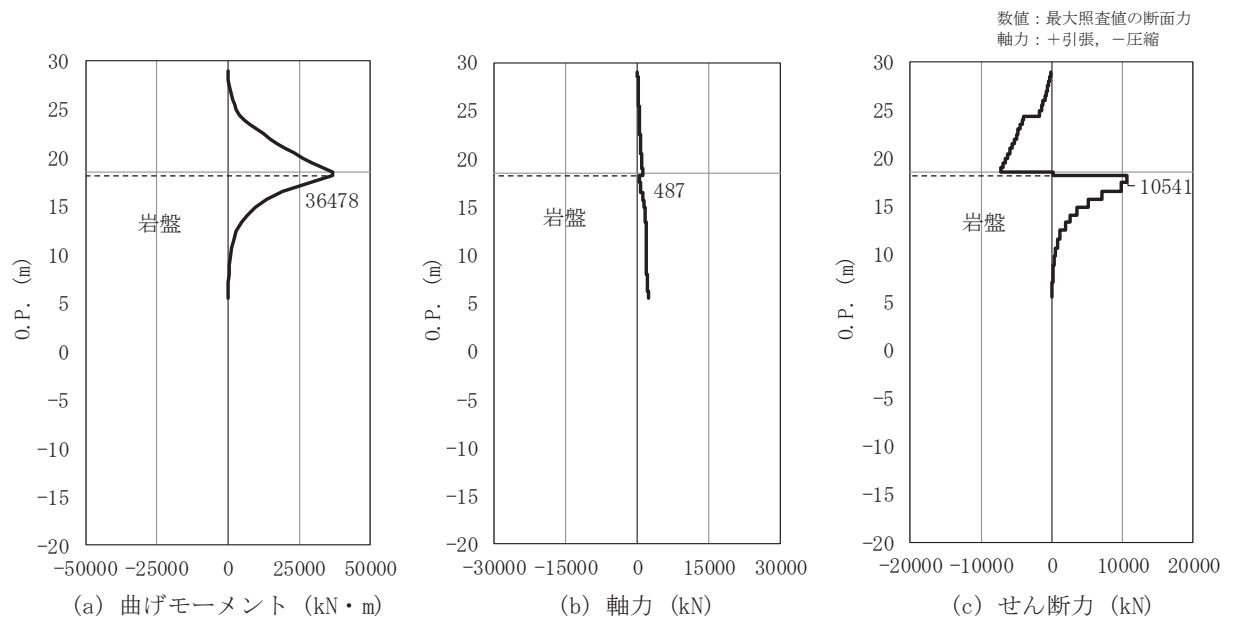


図 4.1-2(6) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力 (断面⑥)  
 解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

(4) 局所安全係数分布 (背面補強工)

背面補強工のすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.1-33 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.1-3 に示す。

表 4.1-33(1) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面①)

| 解析ケース | 最小すべり安全率 |
|-------|----------|
| ③     | 13.1     |

表 4.1-33(2) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面②)

| 解析ケース | 最小すべり安全率 |
|-------|----------|
| ③     | 13.1     |

表 4.1-33(3) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面③)

| 解析ケース | 最小すべり安全率 |
|-------|----------|
| ③     | 13.1     |

表 4.1-33(4) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面④)

| 解析ケース | 最小すべり安全率 |
|-------|----------|
| ②     | 24.2     |

表 4.1-33(5) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面⑤)

| 解析ケース | 最小すべり安全率 |
|-------|----------|
| ③     | 12.7     |

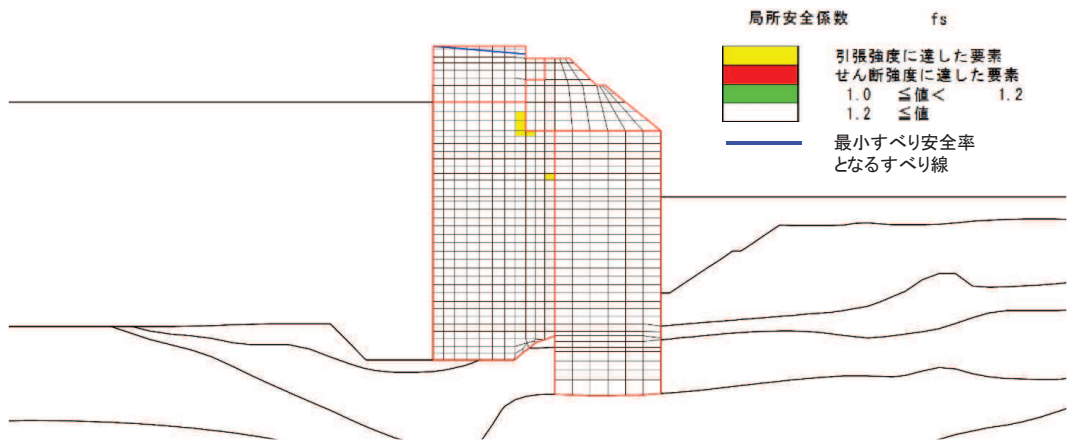


図 4.1-3(1) 背面補強工の局所安全係数分布 (断面①)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 -  $1\sigma$ )

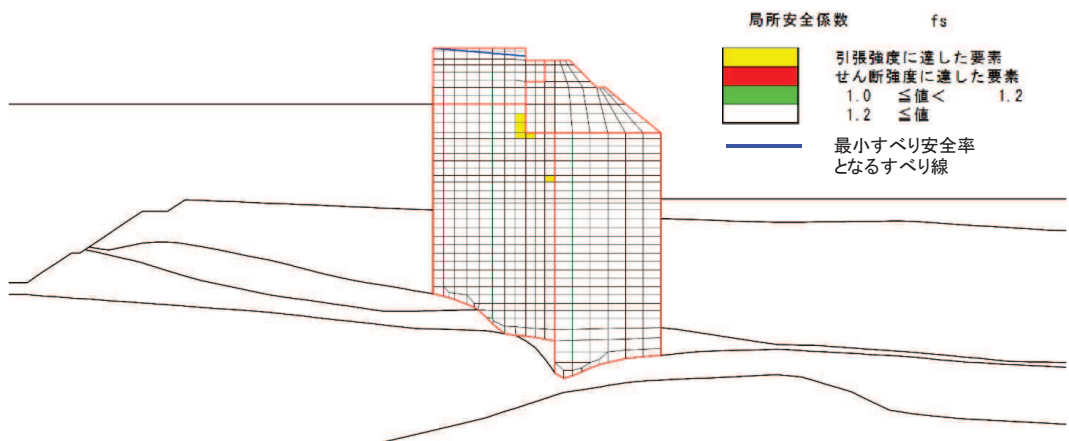


図 4.1-3(2) 背面補強工の局所安全係数分布 (断面②)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 -  $1\sigma$ )

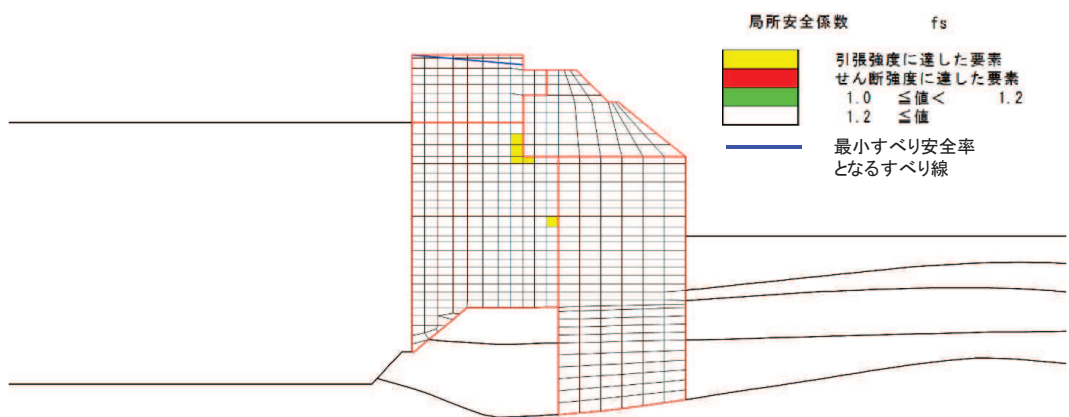


図 4.1-3(3) 背面補強工の局所安全係数分布 (断面③)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 -  $1\sigma$ )

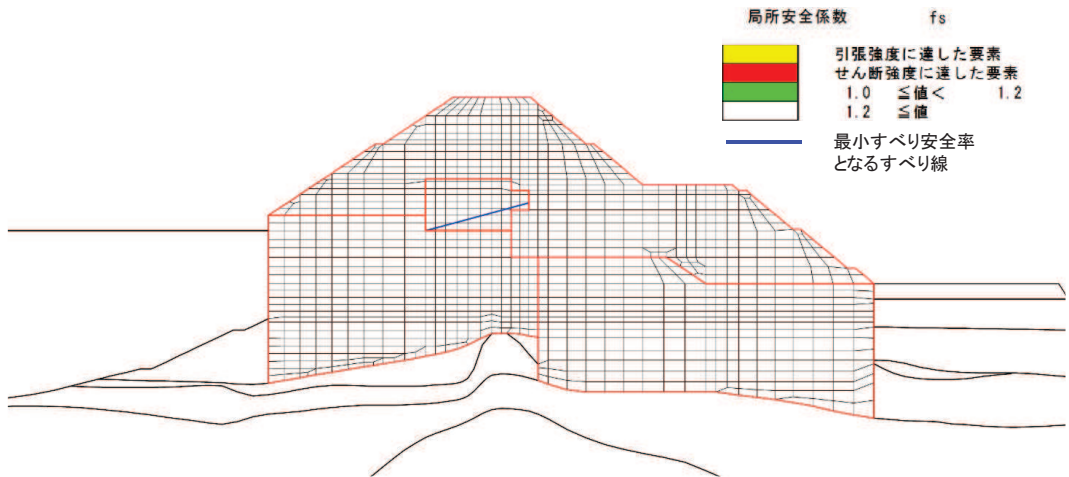


図 4.1-3(4) 背面補強工の局所安全係数分布 (断面④)

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1  $\sigma$ )

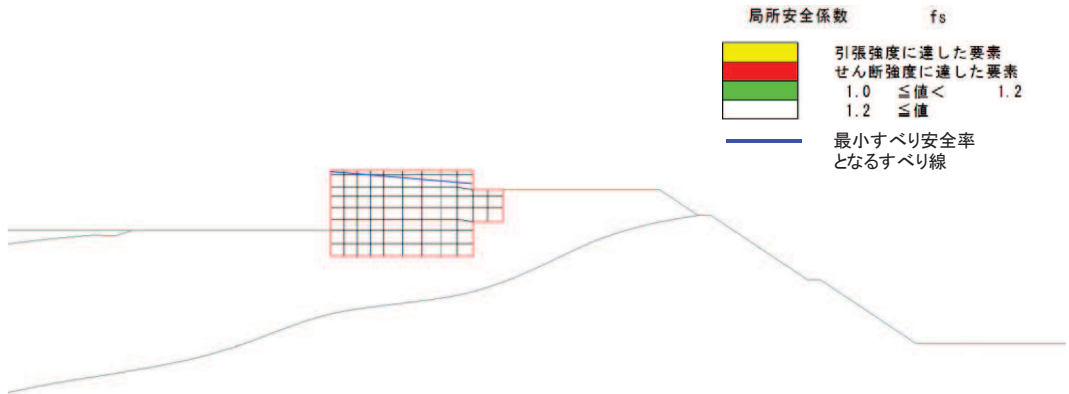


図 4.1-3(5) 背面補強工の局所安全係数分布 (断面⑤)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1  $\sigma$ )

(5) 局所安全係数分布 (置換コンクリート)

置換コンクリートのすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.1-34 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.1-4 に示す。

表 4.1-34(1) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面①)

| 解析ケース | 最小すべり安全率 |
|-------|----------|
| ③     | 25.3     |

表 4.1-34(2) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面②)

| 解析ケース | 最小すべり安全率 |
|-------|----------|
| ③     | 25.7     |

表 4.1-34(3) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面③)

| 解析ケース | 最小すべり安全率 |
|-------|----------|
| ③     | 19.6     |

表 4.1-34(4) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面④)

| 解析ケース | 最小すべり安全率 |
|-------|----------|
| ③     | 37.7     |

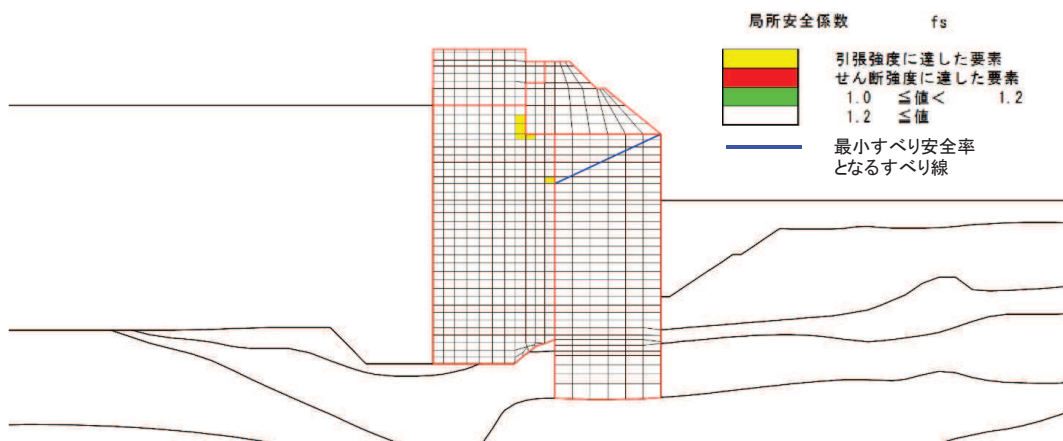


図 4.1-4(1) 置換コンクリートの局所安全係数分布 (断面①)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1  $\sigma$ )

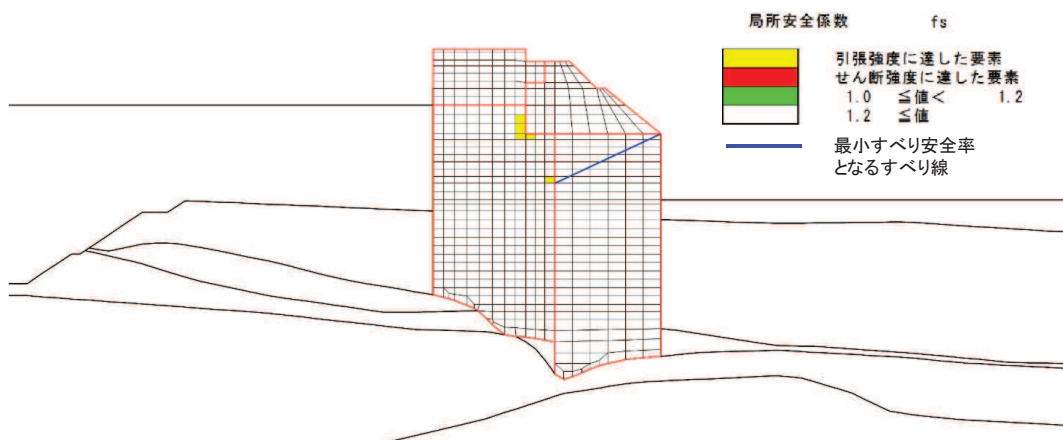


図 4.1-4(2) 置換コンクリートの局所安全係数分布 (断面②)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1  $\sigma$ )





図 4.1-4(3) 置換コンクリートの局所安全係数分布 (断面③)  
解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

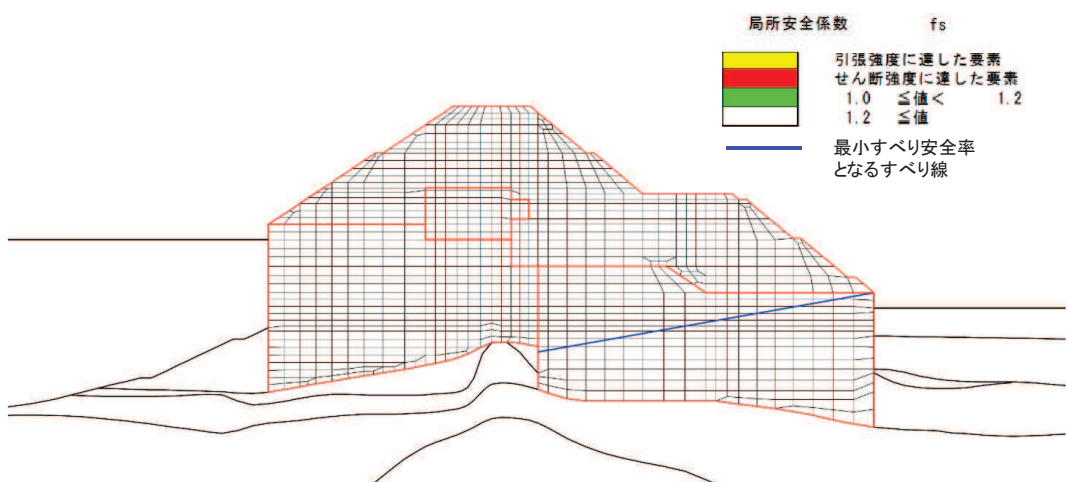


図 4.1-4(4) 置換コンクリートの局所安全係数分布 (断面④)  
解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

(6) 局所安全係数分布 (改良地盤)

改良地盤のすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.1-35 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.1-5 に示す。

表 4.1-35(1) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面①)

| 解析ケース           | 最小すべり安全率 |
|-----------------|----------|
| ②               | 4.0      |
| ① (平均値 - 1σ 強度) | 4.3      |

表 4.1-35(2) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面②)

| 解析ケース           | 最小すべり安全率 |
|-----------------|----------|
| ②               | 5.0      |
| ① (平均値 - 1σ 強度) | 5.0      |

表 4.1-35(3) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面③)

| 解析ケース                   | 最小すべり安全率 |
|-------------------------|----------|
| ②                       | 4.5      |
| ① (平均値 - 1 $\sigma$ 強度) | 4.9      |

表 4.1-35(4) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面④)

| 解析ケース                   | 最小すべり安全率 |
|-------------------------|----------|
| ②                       | 7.8      |
| ① (平均値 - 1 $\sigma$ 強度) | 8.0      |

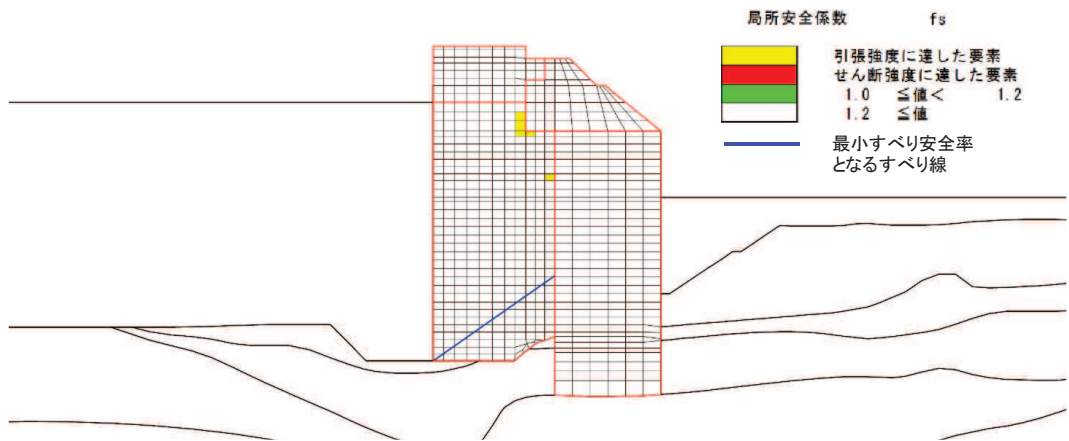


図 4.1-5(1) 改良地盤の局所安全係数分布 (断面①)

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1  $\sigma$ )

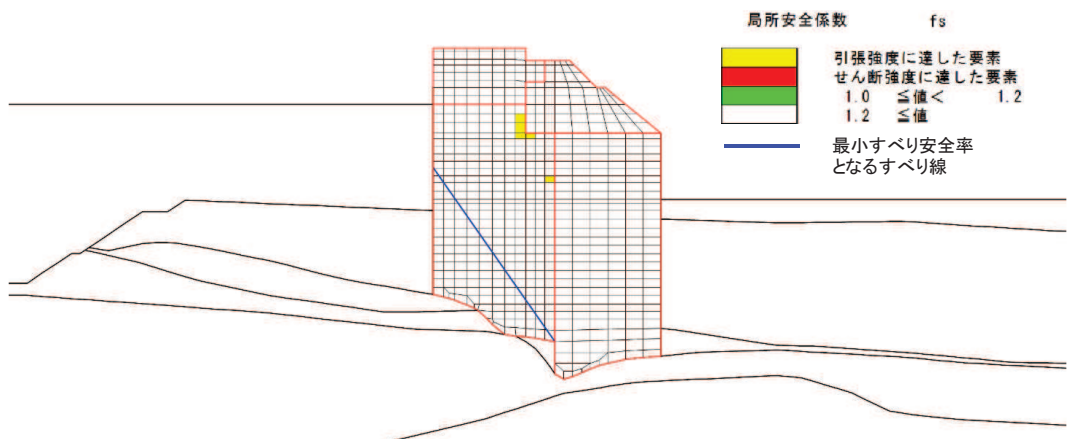


図 4.1-5(2) 改良地盤の局所安全係数分布 (断面②)

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1  $\sigma$ )

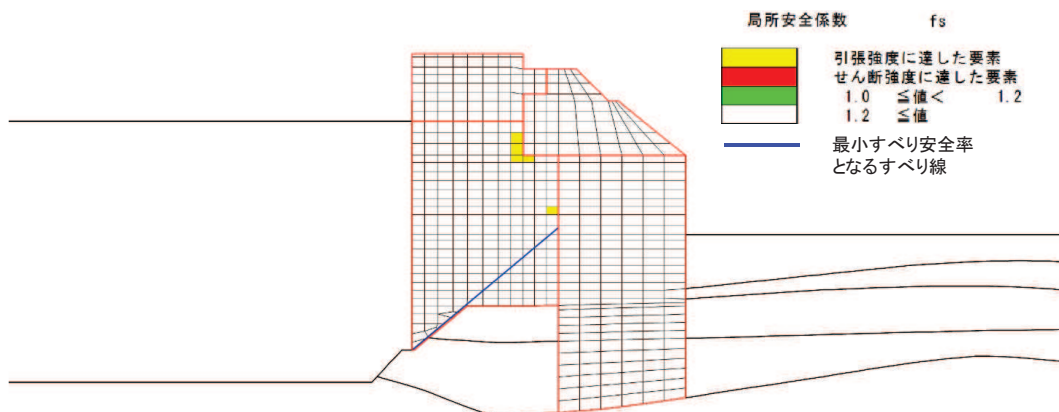


図 4.1-5(3) 改良地盤の局所安全係数分布 (断面③)

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

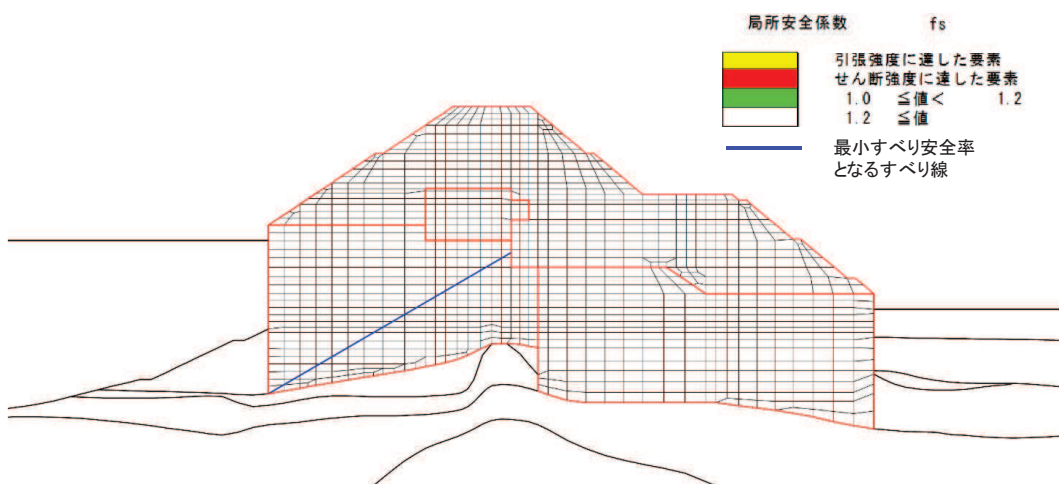


図 4.1-5(4) 改良地盤の局所安全係数分布 (断面④)

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

(7) 局所安全係数分布 (セメント改良土)

セメント改良土のすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.1-36 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.1-6 に示す。

表 4.1-36(1) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面①)

| 解析ケース           | 最小すべり安全率 |
|-----------------|----------|
| ②               | 40.7     |
| ① (平均値 - 1σ 強度) | 40.3     |

表 4.1-36(2) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面②)

| 解析ケース           | 最小すべり安全率 |
|-----------------|----------|
| ②               | 41.2     |
| ① (平均値 - 1σ 強度) | 40.9     |

表 4.1-36(3) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面③)

| 解析ケース                   | 最小すべり安全率 |
|-------------------------|----------|
| ②                       | 38.6     |
| ① (平均値 - 1 $\sigma$ 強度) | 38.3     |

表 4.1-36(4) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面④)

| 解析ケース                   | 最小すべり安全率 |
|-------------------------|----------|
| ②                       | 10.8     |
| ① (平均値 - 1 $\sigma$ 強度) | 10.5     |

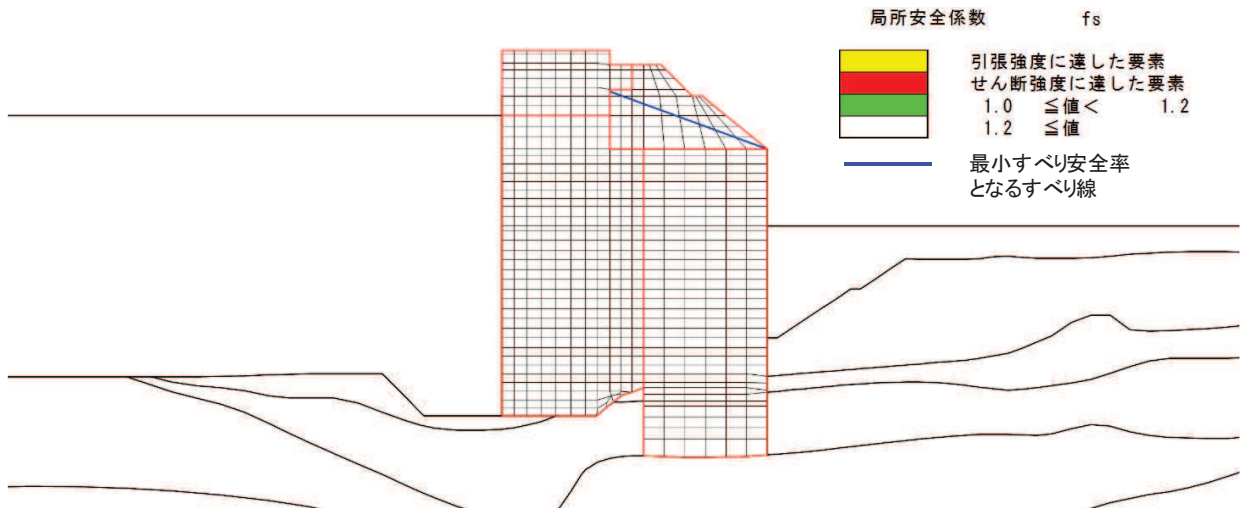


図 4.1-6(1) セメント改良土の局所安全係数分布 (断面①)

解析ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1  $\sigma$ )

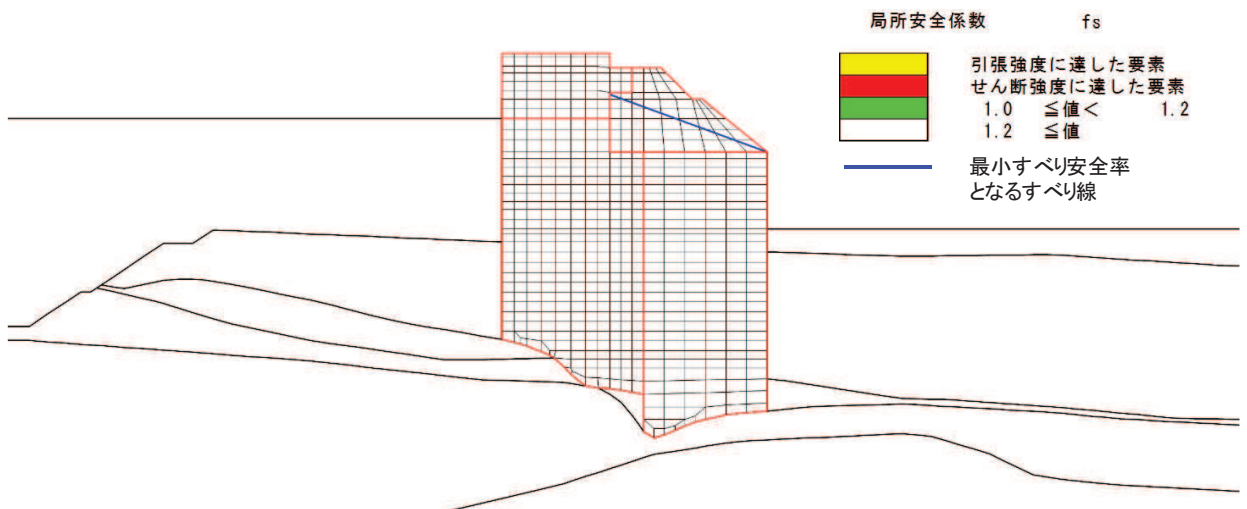


図 4.1-6(2) セメント改良土の局所安全係数分布 (断面②)

解析ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1  $\sigma$ )

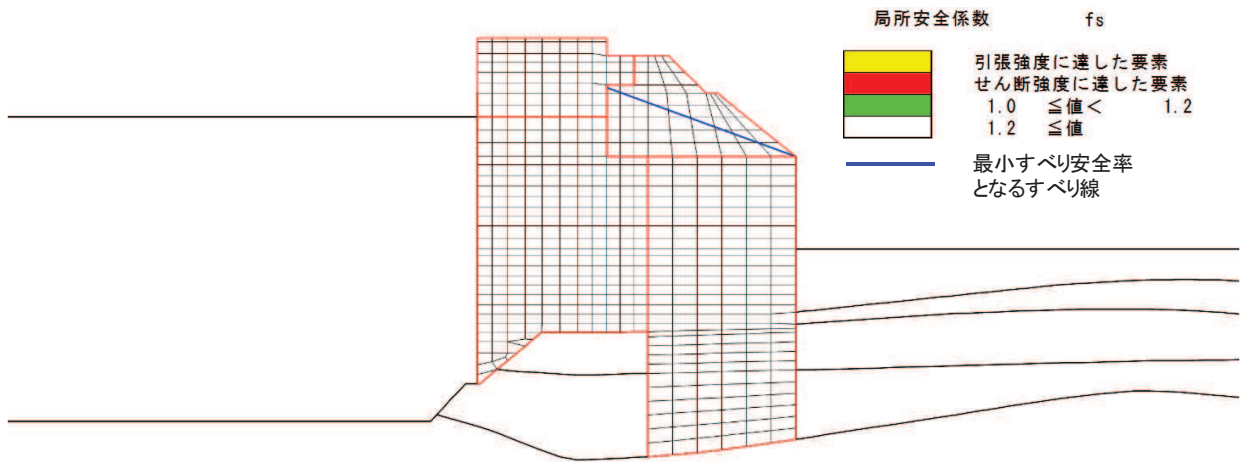


図 4.1-6(3) セメント改良土の局所安全係数分布 (断面③)  
解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1  $\sigma$ )

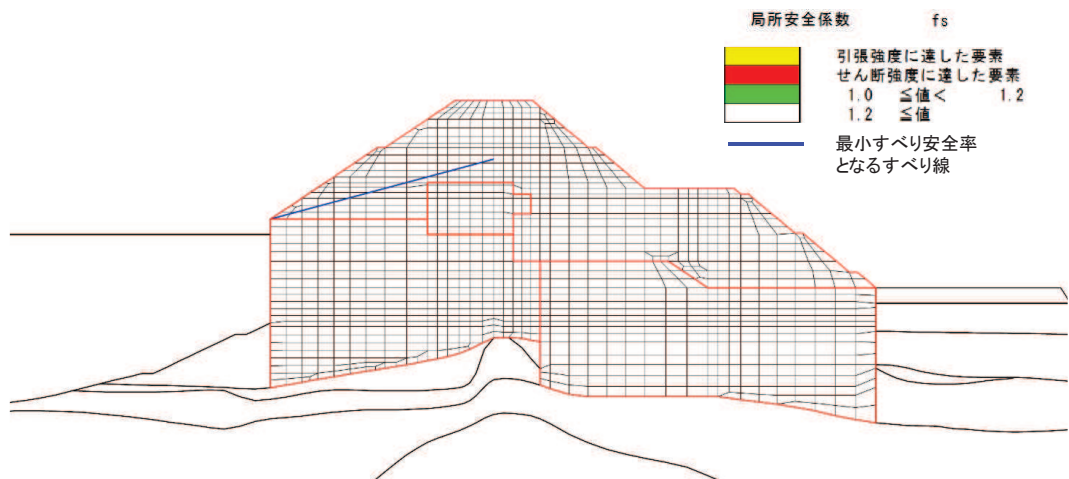


図 4.1-6(4) セメント改良土の局所安全係数分布 (断面④)  
解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1  $\sigma$ )

#### 4.1.2 鋼管杭の評価結果

##### (1) 曲げ軸力照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.1-30 に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を表 4.1-36～表 4.1-41 に、曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価時刻での断面力図を図 4.1-7～図 6.1.3-4-6 に示す。鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、鋼管杭に発生する曲げ応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.1-36 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面①)

| 解析<br>ケース        | 杭種 | 曲げモーメント<br>(kN・m) | 軸力<br>(kN) | 曲げ圧縮<br>応力度<br>$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度<br>$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\sigma_s / \sigma_{sa}$ |
|------------------|----|-------------------|------------|--|---|---------------------------------|
| ① (平均)           | C  | 37542             | 1177       | 240  | 382   | 0.63                            |
| ② (+1 $\sigma$ ) | C  | 37567             | 1195       | 240  | 382   | 0.63                            |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | C  | 37548             | 1182       | 240  | 382   | 0.63                            |

表 4.1-37 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面②)

| 解析<br>ケース        | 杭種 | 曲げモーメント<br>(kN・m) | 軸力<br>(kN) | 曲げ圧縮<br>応力度<br>$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度<br>$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\sigma_s / \sigma_{sa}$ |
|------------------|----|-------------------|------------|--|---|---------------------------------|
| ① (平均)           | C  | 37626             | 1182       | 240  | 382   | 0.63                            |
| ② (+1 $\sigma$ ) | C  | 37508             | 1183       | 240  | 382   | 0.63                            |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | C  | 37564             | 1181       | 240  | 382   | 0.63                            |

表 4.1-38 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面③)

| 解析<br>ケース        | 杭種 | 曲げモーメント<br>(kN・m) | 軸力<br>(kN) | 曲げ圧縮<br>応力度<br>$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度<br>$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\sigma_s / \sigma_{sa}$ |
|------------------|----|-------------------|------------|--|---|---------------------------------|
| ① (平均)           | C  | 37407             | 1190       | 239  | 382   | 0.63                            |
| ② (+1 $\sigma$ ) | C  | 37405             | 1183       | 239  | 382   | 0.63                            |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | C  | 37489             | 1183       | 239  | 382   | 0.63                            |

表 4.1-39 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面④)

| 解析<br>ケース        | 杭種 | 曲げモーメント<br>(kN・m) | 軸力<br>(kN) | 曲げ圧縮<br>応力度<br>$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度<br>$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\sigma_s / \sigma_{sa}$ |
|------------------|----|-------------------|------------|--|---|---------------------------------|
| ① (平均)           | D  | 106               | 2949       | 17   | 277   | 0.07                            |
| ② (+1 $\sigma$ ) | D  | 93                | 2692       | 16   | 277   | 0.06                            |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | D  | 106               | 3260       | 19   | 277   | 0.07                            |

表 4.1-40 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面⑤)

| 解析<br>ケース        | 杭種 | 曲げモーメント<br>(kN・m) | 軸力<br>(kN) | 曲げ圧縮<br>応力度<br>$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度<br>$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\sigma_s / \sigma_{sa}$ |
|------------------|----|-------------------|------------|--|---|---------------------------------|
| ① (平均)           | C  | 35959             | 1167       | 230  | 382   | 0.61                            |
| ② (+1 $\sigma$ ) | C  | 35959             | 1167       | 230  | 382   | 0.61                            |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | C  | 35959             | 1167       | 230  | 382   | 0.61                            |

表 4.1-41 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面⑥)

| 解析<br>ケース        | 杭種 | 曲げモーメント<br>(kN・m) | 軸力<br>(kN) | 曲げ圧縮<br>応力度<br>$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度<br>$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\sigma_s / \sigma_{sa}$ |
|------------------|----|-------------------|------------|--|---|---------------------------------|
| ① (平均)           | C  | 36602             | 1167       | 234  | 382   | 0.62                            |
| ② (+1 $\sigma$ ) | C  | 36518             | 1167       | 233  | 382   | 0.61                            |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | C  | 36740             | 1167       | 235  | 382   | 0.62                            |

(2) せん断力照査

断面計算に用いた断面諸元は表 4.1-30 に、鋼管杭のせん断力照査における最大照査値を表 4.1-41～表 4.1-46 に示す。

鋼管杭に発生するせん断応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.1-41 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面①)

| 解析<br>ケース        | 杭種 | せん断力<br>(kN) | せん断<br>応力度<br>$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度<br>$\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\tau_s / \tau_{sa}$ |
|------------------|----|--------------|---|---|-----------------------------|
| ① (平均)           | C  | 11505        | 88  | 217   | 0.41                        |
| ② (+1 $\sigma$ ) | C  | 11496        | 88  | 217   | 0.41                        |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | C  | 11531        | 88  | 217   | 0.41                        |

表 4.1-42 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面②)

| 解析<br>ケース        | 杭種 | せん断力<br>(kN) | せん断<br>応力度<br>$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度<br>$\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\tau_s / \tau_{sa}$ |
|------------------|----|--------------|---|---|-----------------------------|
| ① (平均)           | C  | 11535        | 88  | 217   | 0.41                        |
| ② (+1 $\sigma$ ) | C  | 11548        | 88  | 217   | 0.41                        |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | C  | 11538        | 88  | 217   | 0.41                        |

表 4.1-43 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面③)

| 解析<br>ケース        | 杭種 | せん断力<br>(kN) | せん断<br>応力度<br>$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度<br>$\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\tau_s / \tau_{sa}$ |
|------------------|----|--------------|---|---|-----------------------------|
| ① (平均)           | C  | 11462        | 88  | 217   | 0.41                        |
| ② (+1 $\sigma$ ) | C  | 11443        | 87  | 217   | 0.41                        |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | C  | 11513        | 88  | 217   | 0.41                        |



表 4.1-44 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面④)

| 解析<br>ケース        | 杭種 | せん断力<br>(kN) | せん断<br>応力度<br>$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度<br>$\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\tau_s / \tau_{sa}$ |
|------------------|----|--------------|---|---|-----------------------------|
| ① (平均)           | C  | 543          | 5   | 217   | 0.03                        |
| ② (+1 $\sigma$ ) | C  | 461          | 4   | 217   | 0.02                        |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | C  | 649          | 5   | 217   | 0.03                        |

表 4.1-45 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面⑤)

| 解析<br>ケース        | 杭種 | せん断力<br>(kN) | せん断<br>応力度<br>$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度<br>$\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\tau_s / \tau_{sa}$ |
|------------------|----|--------------|---|---|-----------------------------|
| ① (平均)           | C  | 12573        | 96  | 217   | 0.45                        |
| ② (+1 $\sigma$ ) | C  | 12572        | 96  | 217   | 0.45                        |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | C  | 12573        | 96  | 217   | 0.45                        |

表 4.1-46 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面⑥)

| 解析<br>ケース        | 杭種 | せん断力<br>(kN) | せん断<br>応力度<br>$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度<br>$\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\tau_s / \tau_{sa}$ |
|------------------|----|--------------|---|---|-----------------------------|
| ① (平均)           | C  | 10153        | 78  | 217   | 0.36                        |
| ② (+1 $\sigma$ ) | C  | 10541        | 81  | 217   | 0.38                        |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | A  | 4169         | 51  | 145   | 0.36                        |

#### 4.1.3 鋼製遮水壁及び漂流物防護工

鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主部材の照査結果を表 4.1-47 に示す。この結果から、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.1-47 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主要部材の照査結果

| 部材     |         | 材質     | 応力成分                           | 応力度<br>(a) | 許容限界<br>(b) | 照査値<br>(a/b) |
|--------|---------|--------|--------------------------------|------------|-------------|--------------|
| 鋼製遮水壁  | スキンプレート | SM490Y | 曲げ応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> )  | 137        | 315         | 0.44         |
|        | 垂直リブ    | SM490Y | 圧縮応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> )  | 32         | 190         | 0.17         |
|        | 水平リブ    | SM490Y | 曲げ応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> )  | 221        | 315         | 0.71         |
|        |         |        | せん断応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 68         | 180         | 0.38         |
|        |         |        | 合成応力度                          | 0.63       | 1.20        | 0.53         |
| 漂流物防護工 | 架台      | SM490Y | 曲げ応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> )  | 169        | 315         | 0.54         |
|        |         |        | せん断応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 68         | 180         | 0.38         |
|        |         |        | 合成応力度                          | 0.43       | 1.20        | 0.36         |
|        | 防護工     | SM570  | 曲げ応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> )  | 274        | 382         | 0.72         |
|        |         |        | せん断応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 179        | 217         | 0.83         |
|        |         |        | 合成応力度                          | 0.68       | 1.20        | 0.57         |

#### 4.1.4 背面補強工の評価結果

背面補強工のすべり安全率による評価結果を表 4.1-48～表 4.1-52 に示す。これらの結果から、背面補強工のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.1-48 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面①）

| 解析ケース           | 最小すべり安全率 |
|-----------------|----------|
| ①（平均）           | 13.1     |
| ②（+1 $\sigma$ ） | 13.1     |
| ③（-1 $\sigma$ ） | 13.1     |

表 4.1-49 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面②）

| 解析ケース           | 最小すべり安全率 |
|-----------------|----------|
| ①（平均）           | 13.1     |
| ②（+1 $\sigma$ ） | 13.1     |
| ③（-1 $\sigma$ ） | 13.1     |

表 4.1-50 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面③）

| 解析ケース           | 最小すべり安全率 |
|-----------------|----------|
| ①（平均）           | 13.2     |
| ②（+1 $\sigma$ ） | 13.2     |
| ③（-1 $\sigma$ ） | 13.1     |

表 4.1-51 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面④）

| 解析ケース           | 最小すべり安全率 |
|-----------------|----------|
| ①（平均）           | 24.5     |
| ②（+1 $\sigma$ ） | 24.2     |
| ③（-1 $\sigma$ ） | 24.4     |

表 4.1-52 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面⑤）

| 解析ケース           | 最小すべり安全率 |
|-----------------|----------|
| ①（平均）           | 12.7     |
| ②（+1 $\sigma$ ） | 12.7     |
| ③（-1 $\sigma$ ） | 12.7     |

#### 4.1.5 置換コンクリートの評価結果

置換コンクリートのすべり安全率による評価結果を表 4.1-53～表 4.1-56 に示す。これらの結果から、置換コンクリートのすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.1-53 置換コンクリートのすべり安全率評価結果（断面①）

| 解析ケース           | 最小すべり安全率 |
|-----------------|----------|
| ①（平均）           | 26.4     |
| ②（+1 $\sigma$ ） | 26.8     |
| ③（-1 $\sigma$ ） | 25.3     |

表 4.1-54 置換コンクリートのすべり安全率評価結果（断面②）

| 解析ケース           | 最小すべり安全率 |
|-----------------|----------|
| ①（平均）           | 27.1     |
| ②（+1 $\sigma$ ） | 28.3     |
| ③（-1 $\sigma$ ） | 25.7     |

表 4.1-55 置換コンクリートのすべり安全率評価結果（断面③）

| 解析ケース           | 最小すべり安全率 |
|-----------------|----------|
| ①（平均）           | 19.7     |
| ②（+1 $\sigma$ ） | 19.8     |
| ③（-1 $\sigma$ ） | 19.6     |

表 4.1-56 置換コンクリートのすべり安全率評価結果（断面④）

| 解析ケース           | 最小すべり安全率 |
|-----------------|----------|
| ①（平均）           | 37.7     |
| ②（+1 $\sigma$ ） | 37.9     |
| ③（-1 $\sigma$ ） | 37.7     |

#### 4.1.6 改良地盤の評価結果

改良地盤のすべり安全率による評価結果を表 4.1-57～表 4.1-60 に示す。これらの結果から、改良地盤のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.1-57 改良地盤のすべり安全率評価結果（断面①）

| 解析ケース           | 最小すべり安全率 |
|-----------------|----------|
| ①（平均）           | 4.3      |
| ②（+1 $\sigma$ ） | 4.0      |
| ③（-1 $\sigma$ ） | 4.8      |

表 4.1-58 改良地盤のすべり安全率評価結果（断面②）

| 解析ケース           | 最小すべり安全率 |
|-----------------|----------|
| ①（平均）           | 5.2      |
| ②（+1 $\sigma$ ） | 5.0      |
| ③（-1 $\sigma$ ） | 5.3      |

表 4.1-59 改良地盤のすべり安全率評価結果（断面③）

| 解析ケース           | 最小すべり安全率 |
|-----------------|----------|
| ①（平均）           | 4.9      |
| ②（+1 $\sigma$ ） | 4.5      |
| ③（-1 $\sigma$ ） | 5.1      |

表 4.1-60 改良地盤のすべり安全率評価結果（断面④）

| 解析ケース           | 最小すべり安全率 |
|-----------------|----------|
| ①（平均）           | 8.0      |
| ②（+1 $\sigma$ ） | 7.8      |
| ③（-1 $\sigma$ ） | 8.3      |

#### 4.1.7 セメント改良土の評価結果

セメント改良土のすべり安全率による評価結果を表 4.1-61～表 4.1-64 に示す。これらの結果から、セメント改良土のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.1-61 セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面①)

| 解析ケース            | 最小すべり安全率 |
|------------------|----------|
| ① (平均)           | 42.1     |
| ② (+1 $\sigma$ ) | 40.7     |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | 43.9     |

表 4.1-62 セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面②)

| 解析ケース            | 最小すべり安全率 |
|------------------|----------|
| ① (平均)           | 42.7     |
| ② (+1 $\sigma$ ) | 41.2     |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | 44.1     |

表 4.1-63 セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面③)

| 解析ケース            | 最小すべり安全率 |
|------------------|----------|
| ① (平均)           | 40.0     |
| ② (+1 $\sigma$ ) | 38.6     |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | 42.2     |

表 4.1-64 セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面④)

| 解析ケース            | 最小すべり安全率 |
|------------------|----------|
| ① (平均)           | 11.0     |
| ② (+1 $\sigma$ ) | 10.8     |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | 11.1     |

#### 4.1.8 止水ジョイント部材の相対変位量に対する評価結果

津波時の止水ジョイント部材の相対変位量に対する照査結果を表 4.1-65 及び表 4.1-66 に示す。また、止水ジョイント部材の相対変位量評価区間を図 4.1-7 に示す。

津波時の止水ジョイント部材の相対変位量に対する照査を行った結果、相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 4.1-65 (1) ゴムジョイント部材設置箇所の津波時相対変位量

(A 区間：一般部のうち突出長変化部，鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

| 方向     | 地震時最終変位<br>(a) (mm) | 津波時変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b) (mm) | 許容限界<br>(mm) |
|--------|---------------------|---------------------|------------------|--------------|
| 汀線直角方向 | 5.7                 | 63.6                | 69.3             | 350          |
| 汀線方向   | 12.3*               | 0                   | 12.3             | 150          |

注記 \*：汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.1-65 (2) ゴムジョイント部材設置箇所の津波時相対変位量

(B 区間：一般部のうち背面補強工間，鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

| 方向     | 地震時最終変位<br>(a) (mm) | 津波時変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b) (mm) | 許容限界<br>(mm) |
|--------|---------------------|---------------------|------------------|--------------|
| 汀線直角方向 | 31.5                | 85.4                | 116.9            | 350          |
| 汀線方向   | 22.2*               | 0                   | 22.2             | 150          |

注記 \*：汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.1-65 (3) ゴムジョイント部材設置箇所の津波時相対変位量

(C 区間：一般部と岩盤部の境界，鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

| 方向     | 地震時最終変位<br>(a) (mm) | 津波時変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b) (mm) | 許容限界<br>(mm) |
|--------|---------------------|---------------------|------------------|--------------|
| 汀線直角方向 | 31.5                | 85.4                | 116.9            | 350          |
| 汀線方向   | 14.1*               | 0                   | 14.1             | 150          |

注記 \*：汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.1-65 (4) ゴムジョイント部材設置箇所の津波時相対変位量

(D 区間：岩盤部のうち背面補強工間，鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

| 方向     | 地震時最終変位<br>(a) (mm) | 津波時変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b) (mm) | 許容限界<br>(mm) |
|--------|---------------------|---------------------|------------------|--------------|
| 汀線直角方向 | 0.3                 | 53.7                | 54.0             | 350          |
| 汀線方向   | 2.0*                | 0                   | 2.0              | 150          |

注記 \*：汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.1-65 (5) ゴムジョイント部材設置箇所の津波時相対変位量  
(E 区間：岩盤部のうち背面補強工端部，鋼製遮水壁天端部：O. P. +29. 0m)

| 方向     | 地震時最終変位<br>(a) (mm) | 津波時変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b) (mm) | 許容限界<br>(mm) |
|--------|---------------------|---------------------|------------------|--------------|
| 汀線直角方向 | 0. 1                | 60. 4               | 60. 5            | 350          |
| 汀線方向   | 6. 7*               | 0                   | 6. 7             | 150          |

注記 \*：汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.1-65 (6) ゴムジョイント部材設置箇所の津波時相対変位量  
(F 区間：岩盤部のうち突出長変化部，鋼製遮水壁天端部：O. P. +29. 0m)

| 方向     | 地震時最終変位<br>(a) (mm) | 津波時変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b) (mm) | 許容限界<br>(mm) |
|--------|---------------------|---------------------|------------------|--------------|
| 汀線直角方向 | 0. 1                | 60. 4               | 60. 5            | 350          |
| 汀線方向   | 52. 6*              | 0                   | 52. 6            | 150          |

注記 \*：汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.1-66 (1) ウレタンシリコン目地設置箇所の津波時相対変位量  
(H 区間：一般部のうち背面補強工内，鋼製遮水壁天端部：O. P. +29. 0m)

| 方向     | 解析<br>ケース | 地震時最終変位<br>(a) (mm) | 津波時変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b) (mm) | 許容限界<br>(mm) |
|--------|-----------|---------------------|---------------------|------------------|--------------|
| 汀線直角方向 | ③         | 0. 8                | 19. 7               | 20. 5            | 30           |
| 汀線方向   | —*        | 1. 6*               | 0                   | 1. 6             | 6            |

注記 \*：汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.1-66 (2) ウレタンシリコン目地設置箇所の津波時相対変位量  
(I 区間：岩盤部のうち突出杭長同一部，鋼製遮水壁天端部：O. P. +29. 0m)

| 方向     | 解析<br>ケース | 地震時最終変位<br>(a) (mm) | 津波時変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b) (mm) | 許容限界<br>(mm) |
|--------|-----------|---------------------|---------------------|------------------|--------------|
| 汀線直角方向 | ③         | 0. 0                | 19. 0               | 19. 0            | 30           |
| 汀線方向   | —*        | 1. 2*               | 0                   | 1. 2             | 6            |

注記 \*：汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。



表 4.1-66 (3) ウレタンシリコーン目地設置箇所の津波時相対変位量  
 (J 区間：岩盤部のうち背面補強工内，鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

| 方向     | 解析<br>ケース | 地震時最終変位<br>(a) (mm) | 津波時変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b) (mm) | 許容限界<br>(mm) |
|--------|-----------|---------------------|---------------------|------------------|--------------|
| 汀線直角方向 | ③         | 0.1                 | 16.7                | 16.8             | 30           |
| 汀線方向   | —*        | 1.0*                | 0                   | 1.0              | 6            |

注記 \*：汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

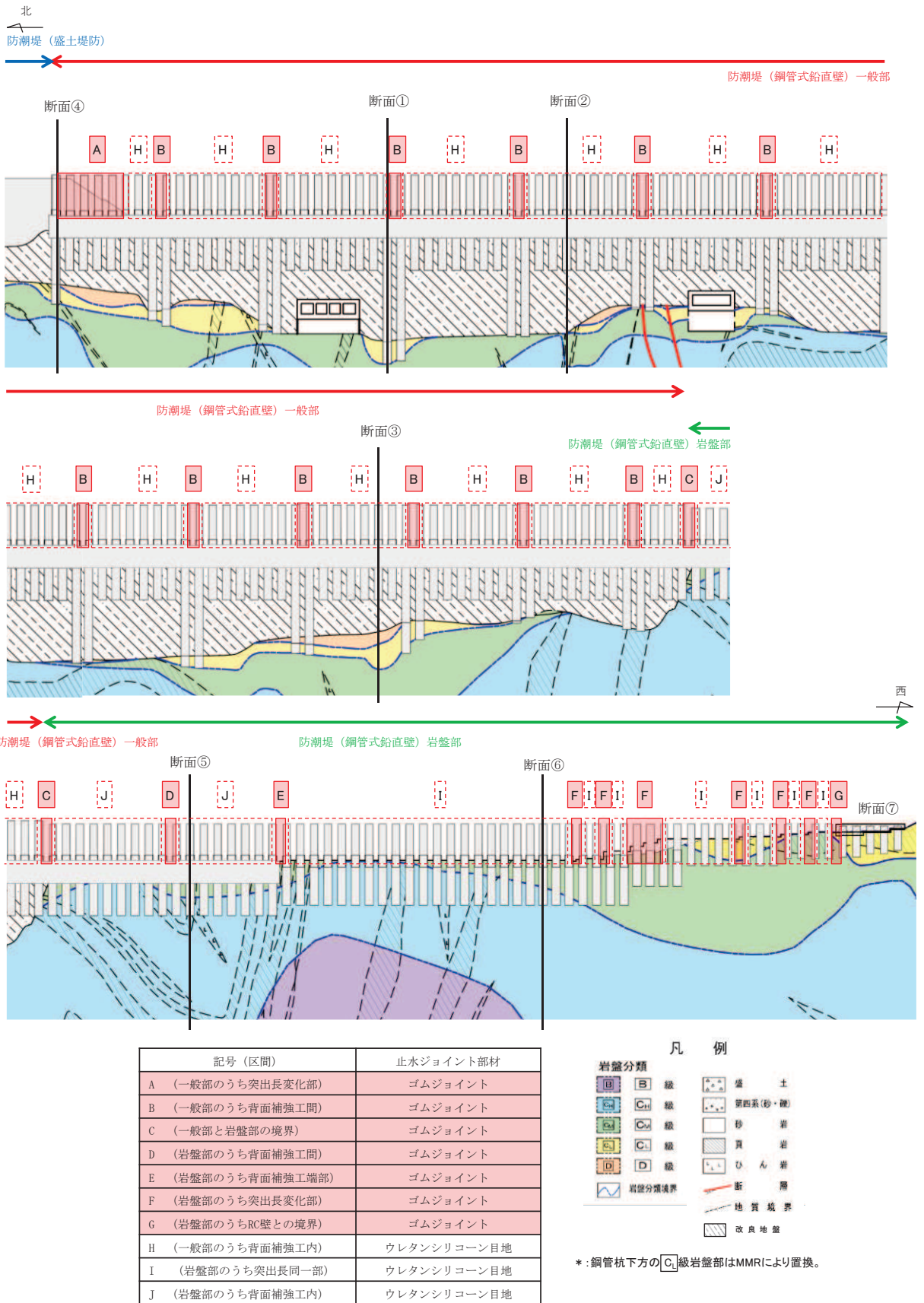


図 4.1-7 止水ジョイント部材の相対変位量評価区間

## 4.2 重畳時

### 4.2.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として「断面力分布図」、「最大せん断ひずみ分布」、「過剰間隙水圧比分布」を記載する。なお、断面力分布について、鋼管杭は杭1本あたり、RC遮水壁は単位奥行きあたりの断面力を図示する。

#### (1) 解析ケースと照査値

解析ケースはケース①～③を実施する。

##### a. 断面①

##### (a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表4.2-1に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-1 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（断面①）

| 解析ケース<br>地震動 |    | 曲げ・軸力系の破壊に対する照査 |      |      |
|--------------|----|-----------------|------|------|
|              |    | ①               | ②    | ③    |
| S d - D 2    | ++ | 0.66            |      |      |
|              | -+ | 0.71            | 0.71 | 0.68 |
|              | +- | 0.69            |      |      |
|              | -- | 0.64            |      |      |

##### (b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表4.2-2に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-2 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値（断面①）

| 解析ケース<br>地震動 |    | せん断破壊に対する照査 |      |      |
|--------------|----|-------------|------|------|
|              |    | ①           | ②    | ③    |
| S d - D 2    | ++ | 0.42        |      |      |
|              | -+ | 0.46        | 0.45 | 0.43 |
|              | +- | 0.44        |      |      |
|              | -- | 0.41        |      |      |

(c) 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.2-3 に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-3 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面①）

| 解析ケース<br>地震動 |    | すべり安全率照査 |      |      |
|--------------|----|----------|------|------|
|              |    | ①        | ②    | ③    |
| S d - D 2    | ++ | 12.8     |      |      |
|              | -+ | 11.6     | 11.7 | 12.5 |
|              | +- | 12.2     |      |      |
|              | -- | 13.3     |      |      |

(d) 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.2-4 に置換コンクリートのすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-4 置換コンクリートのすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面①）

| 解析ケース<br>地震動 |    | すべり安全率照査 |      |      |
|--------------|----|----------|------|------|
|              |    | ①        | ②    | ③    |
| S d - D 2    | ++ | 12.7     |      |      |
|              | -+ | 14.5     | 13.4 | 15.1 |
|              | +- | 12.9     |      |      |
|              | -- | 13.0     |      |      |

(e) 改良地盤のすべり安全率照査

表 4.2-5 に改良地盤のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-5 改良地盤のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面①）

| 解析ケース<br>地震動 |    | すべり安全率照査 |     |     |
|--------------|----|----------|-----|-----|
|              |    | ①        | ②   | ③   |
| S d - D 2    | ++ | 2.7      |     |     |
|              | -+ | 2.7      | 2.6 | 2.9 |
|              | +- | 2.5      |     |     |
|              | -- | 2.7      |     |     |

(f) セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.2-6 にセメント改良土のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-6 セメント改良土のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面①）

| 解析ケース<br>地震動 |    | すべり安全率照査 |      |      |
|--------------|----|----------|------|------|
|              |    | ①        | ②    | ③    |
| S d - D 2    | ++ | 53.7     |      |      |
|              | -+ | 51.0     | 50.0 | 32.3 |
|              | +- | 37.7     |      |      |
|              | -- | 43.2     |      |      |

(g) 基礎地盤の支持性能に対する照査

イ 鋼管杭

表 4.2-7 に鋼管杭の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-7 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面①，鋼管杭）

| 解析ケース<br>地震動 |    | 基礎地盤の支持性能に対する照査 |      |      |
|--------------|----|-----------------|------|------|
|              |    | ①               | ②    | ③    |
| S d - D 2    | ++ | 0.22            |      |      |
|              | -+ | 0.24            | 0.22 | 0.26 |
|              | +- | 0.22            |      |      |
|              | -- | 0.22            |      |      |

ロ 背面補強工

表 4.2-8 に背面補強工の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-8 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面①，背面補強工）

| 解析ケース<br>地震動 |    | 基礎地盤の支持性能に対する照査 |      |      |
|--------------|----|-----------------|------|------|
|              |    | ①               | ②    | ③    |
| S d - D 2    | ++ | 0.23            |      |      |
|              | -+ | 0.25            | 0.23 | 0.23 |
|              | +- | 0.23            |      |      |
|              | -- | 0.23            |      |      |

ハ 置換コンクリート

表 4.2-9 に置換コンクリートの基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-9 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面①，置換コンクリート）

| 解析ケース<br>地震動 |    | 基礎地盤の支持性能に対する照査 |      |      |
|--------------|----|-----------------|------|------|
|              |    | ①               | ②    | ③    |
| S d - D 2    | ++ | 0.16            |      |      |
|              | -+ | 0.15            | 0.16 | 0.15 |
|              | +- | 0.16            |      |      |
|              | -- | 0.19            |      |      |

b. 断面②

(a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.2-10 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-10 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（断面②）

| 解析ケース<br>地震動 |    | 曲げ・軸力系の破壊に対する照査 |      |      |
|--------------|----|-----------------|------|------|
|              |    | ①               | ②    | ③    |
| S d - D 2    | ++ | 0.71            | 0.71 | 0.70 |
|              | -+ | 0.70            |      |      |
|              | +- | 0.69            |      |      |
|              | -- | 0.67            |      |      |

(b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.2-11 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-11 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値（断面②）

| 解析ケース<br>地震動 |    | せん断破壊に対する照査 |      |      |
|--------------|----|-------------|------|------|
|              |    | ①           | ②    | ③    |
| S d - D 2    | ++ | 0.45        | 0.45 | 0.45 |
|              | -+ | 0.45        |      |      |
|              | +- | 0.44        |      |      |
|              | -- | 0.43        |      |      |

(c) 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.2-12 に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-12 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面②）

| 解析ケース<br>地震動 |    | すべり安全率照査 |      |      |
|--------------|----|----------|------|------|
|              |    | ①        | ②    | ③    |
| S d - D 2    | ++ | 12.1     | 12.1 | 12.4 |
|              | -+ | 11.8     |      |      |
|              | +- | 12.1     |      |      |
|              | -- | 12.2     |      |      |

(d) 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.2-13 に置換コンクリートのすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-13 置換コンクリートのすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面②）

| 解析ケース<br>地震動 |    | すべり安全率照査 |      |      |
|--------------|----|----------|------|------|
|              |    | ①        | ②    | ③    |
| S d - D 2    | ++ | 13.1     | 13.2 | 12.6 |
|              | -+ | 13.9     |      |      |
|              | +- | 12.2     |      |      |
|              | -- | 13.6     |      |      |

(e) 改良地盤のすべり安全率照査

表 4.2-14 に改良地盤のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-14 改良地盤のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面②）

| 解析ケース<br>地震動 |    | すべり安全率照査 |     |     |
|--------------|----|----------|-----|-----|
|              |    | ①        | ②   | ③   |
| S d - D 2    | ++ | 3.1      | 2.9 | 3.1 |
|              | -+ | 3.1      |     |     |
|              | +- | 2.9      |     |     |
|              | -- | 2.9      |     |     |

(f) セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.2-15 にセメント改良土のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-15 セメント改良土のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面②）

| 解析ケース<br>地震動 |    | すべり安全率照査 |      |      |
|--------------|----|----------|------|------|
|              |    | ①        | ②    | ③    |
| S d - D 2    | ++ | 41.1     | 43.5 | 14.8 |
|              | -+ | 38.3     |      |      |
|              | +- | 38.3     |      |      |
|              | -- | 18.2     |      |      |

(g) 基礎地盤の支持性能に対する照査

イ 鋼管杭

表 4.2-16 に鋼管杭の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-16 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面②，鋼管杭）

| 解析ケース<br>地震動 |    | 基礎地盤の支持性能に対する照査 |      |      |
|--------------|----|-----------------|------|------|
|              |    | ①               | ②    | ③    |
| S d - D 2    | ++ | 0.09            | 0.09 | 0.10 |
|              | -+ | 0.09            |      |      |
|              | +- | 0.09            |      |      |
|              | -- | 0.09            |      |      |

ロ 背面補強工

表 4.2-17 に背面補強工の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-17 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面②，背面補強工）

| 解析ケース<br>地震動 |    | 基礎地盤の支持性能に対する照査 |      |      |
|--------------|----|-----------------|------|------|
|              |    | ①               | ②    | ③    |
| S d - D 2    | ++ | 0.25            | 0.23 | 0.25 |
|              | -+ | 0.25            |      |      |
|              | +- | 0.23            |      |      |
|              | -- | 0.25            |      |      |



ハ 置換コンクリート

表 4. 2-18 に置換コンクリートの基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4. 2-18 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面②，置換コンクリート）

| 解析ケース<br>地震動 |    | 基礎地盤の支持性能に対する照査 |      |      |
|--------------|----|-----------------|------|------|
|              |    | ①               | ②    | ③    |
| S d - D 2    | ++ | 0.14            | 0.13 | 0.14 |
|              | -+ | 0.13            |      |      |
|              | +- | 0.13            |      |      |
|              | -- | 0.14            |      |      |

c. 断面③

(a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4. 2-19 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4. 2-19 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（断面③）

| 解析ケース<br>地震動 |    | 曲げ・軸力系の破壊に対する照査 |      |      |
|--------------|----|-----------------|------|------|
|              |    | ①               | ②    | ③    |
| S d - D 2    | ++ | 0.68            |      |      |
|              | -+ | 0.70            | 0.71 | 0.70 |
|              | +- | 0.69            |      |      |
|              | -- | 0.69            |      |      |

(b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4. 2-20 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4. 2-20 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値（断面③）

| 解析ケース<br>地震動 |    | せん断破壊に対する照査 |      |      |
|--------------|----|-------------|------|------|
|              |    | ①           | ②    | ③    |
| S d - D 2    | ++ | 0.43        |      |      |
|              | -+ | 0.45        | 0.46 | 0.45 |
|              | +- | 0.44        |      |      |
|              | -- | 0.44        |      |      |

(c) 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.2-21 に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-21 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面③)

| 解析ケース<br>地震動 |    | すべり安全率照査 |      |      |
|--------------|----|----------|------|------|
|              |    | ①        | ②    | ④    |
| S d - D 2    | ++ | 12.4     |      |      |
|              | -+ | 11.7     | 11.8 | 11.6 |
|              | +- | 12.1     |      |      |
|              | -- | 11.8     |      |      |

(d) 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.2-22 に置換コンクリートのすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-22 置換コンクリートのすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面③)

| 解析ケース<br>地震動 |    | すべり安全率照査 |      |      |
|--------------|----|----------|------|------|
|              |    | ①        | ②    | ③    |
| S d - D 2    | ++ | 12.7     |      |      |
|              | -+ | 12.5     | 12.5 | 12.6 |
|              | +- | 12.5     |      |      |
|              | -- | 12.9     |      |      |

(e) 改良地盤のすべり安全率照査

表 4.2-23 に改良地盤のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-23 改良地盤のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面③)

| 解析ケース<br>地震動 |    | すべり安全率照査 |     |     |
|--------------|----|----------|-----|-----|
|              |    | ①        | ②   | ③   |
| S d - D 2    | ++ | 3.0      |     |     |
|              | -+ | 2.9      | 2.7 | 3.3 |
|              | +- | 2.8      |     |     |
|              | -- | 3.0      |     |     |

(f) セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.2-24 にセメント改良土のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-24 セメント改良土のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面③）

| 解析ケース<br>地震動 |    | すべり安全率照査 |      |      |
|--------------|----|----------|------|------|
|              |    | ①        | ②    | ④    |
| S d - D 2    | ++ | 46.1     |      |      |
|              | -+ | 22.2     | 33.3 | 16.2 |
|              | +- | 75.3     |      |      |
|              | -- | 25.1     |      |      |

(g) 基礎地盤の支持性能に対する照査

イ 鋼管杭

表 4.2-25 に鋼管杭の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-25 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面③，鋼管杭）

| 解析ケース<br>地震動 |    | 基礎地盤の支持性能に対する照査 |      |      |
|--------------|----|-----------------|------|------|
|              |    | ①               | ②    | ③    |
| S d - D 2    | ++ | 0.14            |      |      |
|              | -+ | 0.15            | 0.13 | 0.17 |
|              | +- | 0.13            |      |      |
|              | -- | 0.14            |      |      |

ロ 背面補強工

表 4.2-26 に背面補強工の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-26 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面③，背面補強工）

| 解析ケース<br>地震動 |    | 基礎地盤の支持性能に対する照査 |      |      |
|--------------|----|-----------------|------|------|
|              |    | ①               | ②    | ③    |
| S d - D 2    | ++ | 0.23            |      |      |
|              | -+ | 0.25            | 0.25 | 0.25 |
|              | +- | 0.23            |      |      |
|              | -- | 0.25            |      |      |

ハ 置換コンクリート

表 4. 2-27 に置換コンクリートの基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4. 2-27 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値 (断面③, 置換コンクリート)

| 解析ケース<br>地震動 |    | 基礎地盤の支持性能に対する照査 |      |      |
|--------------|----|-----------------|------|------|
|              |    | ①               | ②    | ⑤    |
| S d - D 2    | ++ | 0.14            |      |      |
|              | -+ | 0.15            | 0.14 | 0.15 |
|              | +- | 0.15            |      |      |
|              | -- | 0.15            |      |      |

d. 断面④

(a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4. 2-28 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4. 2-28 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (断面④)

| 解析ケース<br>地震動 |    | 曲げ・軸力系の破壊に対する照査 |      |      |
|--------------|----|-----------------|------|------|
|              |    | ①               | ②    | ③    |
| S d - D 2    | ++ | 0.25            | 0.20 | 0.31 |
|              | -+ | 0.24            |      |      |
|              | +- | 0.25            |      |      |
|              | -- | 0.25            |      |      |

(b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4. 2-29 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4. 2-29 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値 (断面④)

| 解析ケース<br>地震動 |    | せん断破壊に対する照査 |      |      |
|--------------|----|-------------|------|------|
|              |    | ①           | ②    | ③    |
| S d - D 2    | ++ | 0.07        | 0.06 | 0.09 |
|              | -+ | 0.07        |      |      |
|              | +- | 0.07        |      |      |
|              | -- | 0.08        |      |      |

(c) 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.2-30 に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-30 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面④）

| 解析ケース<br>地震動 |    | すべり安全率照査 |      |      |
|--------------|----|----------|------|------|
|              |    | ①        | ②    | ③    |
| S d - D 2    | ++ | 15.4     | 15.2 | 15.3 |
|              | -+ | 13.9     |      |      |
|              | +- | 15.0     |      |      |
|              | -- | 14.5     |      |      |

(d) 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.2-31 に置換コンクリートのすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-31 置換コンクリートのすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面④）

| 解析ケース<br>地震動 |    | すべり安全率照査 |      |      |
|--------------|----|----------|------|------|
|              |    | ①        | ②    | ③    |
| S d - D 2    | ++ | 13.4     | 13.6 | 12.9 |
|              | -+ | 13.1     |      |      |
|              | +- | 12.7     |      |      |
|              | -- | 12.8     |      |      |

(e) 改良地盤のすべり安全率照査

表 4.2-32 に改良地盤のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-32 改良地盤のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面④）

| 解析ケース<br>地震動 |    | すべり安全率照査 |     |     |
|--------------|----|----------|-----|-----|
|              |    | ①        | ②   | ③   |
| S d - D 2    | ++ | 4.4      | 4.4 | 4.4 |
|              | -+ | 4.1      |     |     |
|              | +- | 4.5      |     |     |
|              | -- | 4.3      |     |     |

(f) セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.2-33 にセメント改良土のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-33 セメント改良土のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面④）

| 解析ケース<br>地震動 |    | すべり安全率照査 |     |     |
|--------------|----|----------|-----|-----|
|              |    | ①        | ②   | ③   |
| S d - D 2    | ++ | 7.3      | 7.4 | 7.0 |
|              | -+ | 7.4      |     |     |
|              | +- | 7.3      |     |     |
|              | -- | 6.9      |     |     |

(g) 基礎地盤の支持性能に対する照査

イ 鋼管杭

表 4.2-34 に鋼管杭の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-34 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面④，鋼管杭）

| 解析ケース<br>地震動 |    | 基礎地盤の支持性能に対する照査 |      |      |
|--------------|----|-----------------|------|------|
|              |    | ①               | ②    | ③    |
| S d - D 2    | ++ | 0.22            |      |      |
|              | -+ | 0.20            | 0.17 | 0.26 |
|              | +- | 0.21            |      |      |
|              | -- | 0.21            |      |      |

ロ 背面補強工

表 4.2-35 に背面補強工の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-35 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面④，背面補強工）

| 解析ケース<br>地震動 |    | 基礎地盤の支持性能に対する照査 |      |      |
|--------------|----|-----------------|------|------|
|              |    | ①               | ②    | ③    |
| S d - D 2    | ++ | 0.28            |      |      |
|              | -+ | 0.28            | 0.28 | 0.28 |
|              | +- | 0.28            |      |      |
|              | -- | 0.28            |      |      |

ハ 置換コンクリート

表 4. 2-36 に置換コンクリートの基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4. 2-36 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値 (断面④, 置換コンクリート)

| 解析ケース<br>地震動 |    | 基礎地盤の支持性能に対する照査 |      |      |
|--------------|----|-----------------|------|------|
|              |    | ①               | ②    | ③    |
| S d - D 2    | ++ | 0.20            |      |      |
|              | -+ | 0.19            | 0.19 | 0.20 |
|              | +- | 0.20            |      |      |
|              | -- | 0.20            |      |      |

e. 断面⑤

(a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4. 2-37 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4. 2-37 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (断面⑤)

| 解析ケース<br>地震動 |    | 曲げ・軸力系の破壊に対する照査 |      |      |
|--------------|----|-----------------|------|------|
|              |    | ①               | ②    | ③    |
| S d - D 2    | ++ | 0.56            | 0.55 | 0.56 |
|              | -+ | 0.54            |      |      |
|              | +- | 0.55            |      |      |
|              | -- | 0.53            |      |      |

(b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4. 2-38 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4. 2-38 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値 (断面⑤)

| 解析ケース<br>地震動 |    | せん断破壊に対する照査 |      |      |
|--------------|----|-------------|------|------|
|              |    | ①           | ②    | ③    |
| S d - D 2    | ++ | 0.41        | 0.41 | 0.41 |
|              | -+ | 0.40        |      |      |
|              | +- | 0.40        |      |      |
|              | -- | 0.39        |      |      |

(c) 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.2-39 に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-39 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面⑤）

| 解析ケース<br>地震動 |    | すべり安全率照査 |      |      |
|--------------|----|----------|------|------|
|              |    | ①        | ②    | ④    |
| S d - D 2    | ++ | 13.9     | 14.0 | 14.0 |
|              | -+ | 14.1     |      |      |
|              | +- | 13.8     |      |      |
|              | -- | 14.4     |      |      |

(d) 基礎地盤の支持性能に対する照査

イ 鋼管杭

表 4.2-40 に鋼管杭の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-40 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面⑤，鋼管杭）

| 解析ケース<br>地震動 |    | 基礎地盤の支持性能に対する照査 |      |      |
|--------------|----|-----------------|------|------|
|              |    | ①               | ②    | ④    |
| S d - D 2    | ++ | 0.04            | 0.04 | 0.04 |
|              | -+ | 0.04            |      |      |
|              | +- | 0.04            |      |      |
|              | -- | 0.04            |      |      |

ロ 背面補強工

表 4.2-41 に背面補強工の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-41 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面⑤，背面補強工）

| 解析ケース<br>地震動 |    | 基礎地盤の支持性能に対する照査 |      |      |
|--------------|----|-----------------|------|------|
|              |    | ①               | ②    | ④    |
| S d - D 2    | ++ | 0.06            | 0.06 | 0.06 |
|              | -+ | 0.06            |      |      |
|              | +- | 0.06            |      |      |
|              | -- | 0.06            |      |      |



f. 断面⑥

(a) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.2-42 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-42 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（断面⑥）

| 解析ケース<br>地震動 |    | 曲げ・軸力系の破壊に対する照査 |      |      |
|--------------|----|-----------------|------|------|
|              |    | ①               | ②    | ③    |
| S d - D 2    | ++ | 0.59            | 0.59 | 0.60 |
|              | -+ | 0.56            |      |      |
|              | +- | 0.57            |      |      |
|              | -- | 0.57            |      |      |

(b) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.2-43 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-43 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値（断面⑥）

| 解析ケース<br>地震動 |    | せん断破壊に対する照査 |      |      |
|--------------|----|-------------|------|------|
|              |    | ①           | ②    | ③    |
| S d - D 2    | ++ | 0.35        | 0.36 | 0.34 |
|              | -+ | 0.33        |      |      |
|              | +- | 0.34        |      |      |
|              | -- | 0.33        |      |      |

(g) 基礎地盤の支持性能に対する照査

イ 鋼管杭

表 4.2-44 に鋼管杭の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-44 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面⑥，鋼管杭）

| 解析ケース<br>地震動 |    | 基礎地盤の支持性能に対する照査 |      |      |
|--------------|----|-----------------|------|------|
|              |    | ①               | ②    | ③    |
| S d - D 2    | ++ | 0.04            |      |      |
|              | -+ | 0.04            | 0.04 | 0.04 |
|              | +- | 0.04            |      |      |
|              | -- | 0.04            |      |      |

(2) 断面力分布（鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査）

断面照査に用いた断面諸元を表 4.2-45 に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 4.2-46 に示す。また、該当する解析ケースの断面力図を図 4.2-1 に示す。

表 4.2-45 鋼管杭断面諸元（断面①～断面⑥）

| 杭種 |                                 | 設置標高               |                                   | 板厚*2<br>(mm)                   | 断面積 (mm <sup>2</sup> ) | 断面係数 (mm <sup>3</sup> ) |                        |
|----|---------------------------------|--------------------|-----------------------------------|--------------------------------|------------------------|-------------------------|------------------------|
| A  | 鋼管杭<br>(上杭)<br>φ 2200           | SKK490<br>(t=25mm) | 0. P. +30. 0m*1～<br>0. P. +23. 5m | 24                             | 1. 639×10 <sup>5</sup> | 8. 813×10 <sup>7</sup>  |                        |
| B  |                                 | SM570<br>(t=40mm)  | 0. P. +23. 5m～<br>0. P. +21. 0m   | 39                             | 2. 645×10 <sup>5</sup> | 1. 403×10 <sup>8</sup>  |                        |
|    | 0. P. +21. 0m～<br>0. P. +20. 0m |                    |                                   |                                |                        |                         |                        |
| C  | 鋼管杭<br>(下杭)<br>φ 2500           | SM570<br>(t=35mm)  | 長杭                                | 0. P. +20. 0m～<br>0. P. ±0. 0m | 34                     | 2. 632×10 <sup>5</sup>  | 1. 599×10 <sup>8</sup> |
|    |                                 |                    | 短杭<br>断面⑤                         | 0. P. +20. 0m～<br>0. P. +5. 0m |                        |                         |                        |
|    |                                 |                    | 断面⑥                               | 0. P. +20. 0m<br>～ +8. 0m      |                        |                         |                        |
| D  | 鋼管杭<br>(下杭)<br>φ 2500           | SKK490<br>(t=25mm) | 長杭                                | 0. P. ±0. 0m～<br>杭下端           | 24                     | 1. 865×10 <sup>5</sup>  | 1. 143×10 <sup>8</sup> |
|    |                                 |                    | 短杭<br>断面⑤                         | 0. P. +5. 0m～<br>0. P. +2. 5m  |                        |                         |                        |
|    |                                 |                    | 断面⑥                               | 0. P. +8. 0m<br>～ +5. 5m       |                        |                         |                        |

注記 \*1：岩盤部（断面⑤及び断面⑥）は 0. P. +29. 0m。

\*2：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）に基づき腐食代 1 mm を考慮する。杭体の断面照査において，腐食代 1 mm による断面積の低減を考慮する。

表 4.2-46(1) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面①)

| 杭種 | 地震動            | 解析<br>ケース | 発生断面力             |            | 曲げ圧縮<br>応力度 $\sigma_s$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度 $\sigma_{sa}$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\sigma_s / \sigma_{sa}$ |
|----|----------------|-----------|-------------------|------------|--|---|---------------------------------|
|    |                |           | 曲げモーメント<br>(kN・m) | 軸力<br>(kN) |  |   |                                 |
| C  | S d - D 2 (-+) | ①         | 42529             | 1305       | 271  | 382   | 0.71                            |

表 4.2-46(2) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面②)

| 杭種 | 地震動            | 解析<br>ケース | 発生断面力             |            | 曲げ圧縮<br>応力度 $\sigma_s$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度 $\sigma_{sa}$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\sigma_s / \sigma_{sa}$ |
|----|----------------|-----------|-------------------|------------|--|---|---------------------------------|
|    |                |           | 曲げモーメント<br>(kN・m) | 軸力<br>(kN) |  |   |                                 |
| C  | S d - D 2 (++) | ①         | 42463             | 1123       | 270  | 382   | 0.71                            |

表 4.2-46(3) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面③)

| 杭種 | 地震動            | 解析<br>ケース | 発生断面力             |            | 曲げ圧縮<br>応力度 $\sigma_s$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度 $\sigma_{sa}$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\sigma_s / \sigma_{sa}$ |
|----|----------------|-----------|-------------------|------------|--|---|---------------------------------|
|    |                |           | 曲げモーメント<br>(kN・m) | 軸力<br>(kN) |  |   |                                 |
| C  | S d - D 2 (-+) | ②         | 42625             | 782        | 270  | 382   | 0.71                            |

表 4.2-46(4) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面④)

| 杭種 | 地震動            | 解析<br>ケース | 発生断面力             |            | 曲げ圧縮<br>応力度 $\sigma_s$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度 $\sigma_{sa}$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\sigma_s / \sigma_{sa}$ |
|----|----------------|-----------|-------------------|------------|--|---|---------------------------------|
|    |                |           | 曲げモーメント<br>(kN・m) | 軸力<br>(kN) |  |   |                                 |
| D  | S d - D 2 (++) | ③         | 1098              | 13998      | 85   | 277   | 0.31                            |

表 4.2-46(5) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面⑤)

| 杭種 | 地震動            | 解析<br>ケース | 発生断面力             |            | 曲げ圧縮<br>応力度 $\sigma_s$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度 $\sigma_{sa}$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\sigma_s / \sigma_{sa}$ |
|----|----------------|-----------|-------------------|------------|--|---|---------------------------------|
|    |                |           | 曲げモーメント<br>(kN・m) | 軸力<br>(kN) |  |   |                                 |
| C  | S d - D 2 (++) | ①         | 32881             | 1333       | 211  | 382   | 0.56                            |

表 4.2-46(6) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面⑥)

| 杭種 | 地震動            | 解析<br>ケース | 発生断面力             |            | 曲げ圧縮<br>応力度 $\sigma_s$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度 $\sigma_{sa}$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\sigma_s / \sigma_{sa}$ |
|----|----------------|-----------|-------------------|------------|--|---|---------------------------------|
|    |                |           | 曲げモーメント<br>(kN・m) | 軸力<br>(kN) |  |   |                                 |
| C  | S d - D 2 (++) | ③         | 35431             | 1260       | 227  | 382   | 0.60                            |

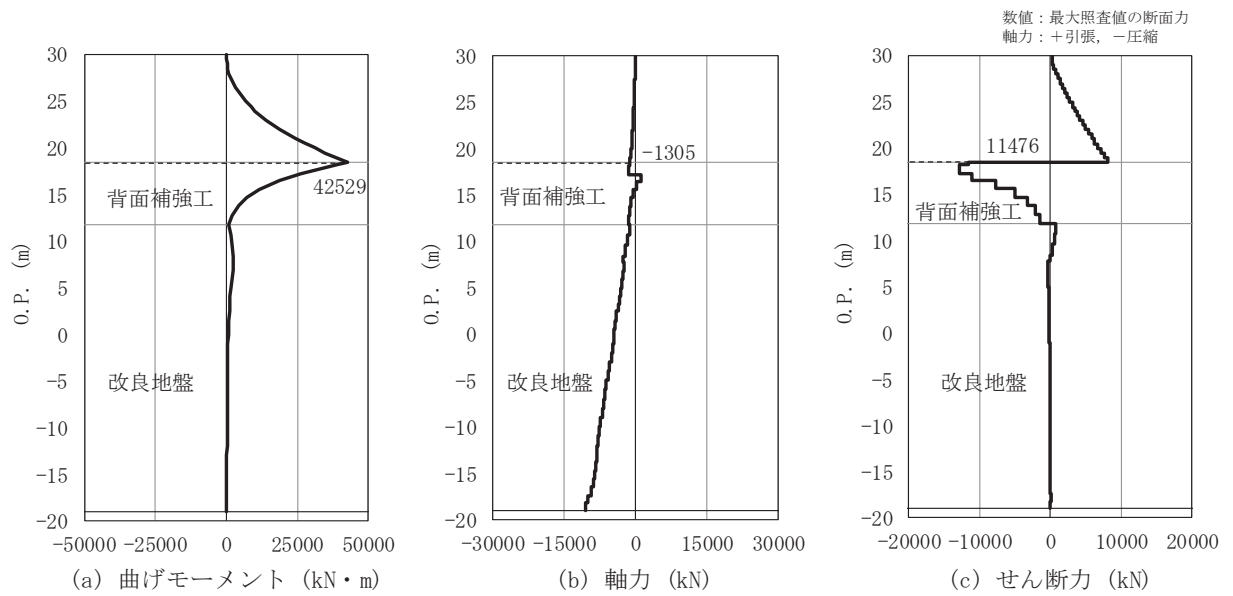


図 4.2-1(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力  
(断面①, S d - D 2 (-+), t=17.47s)  
解析ケース①：基本ケース

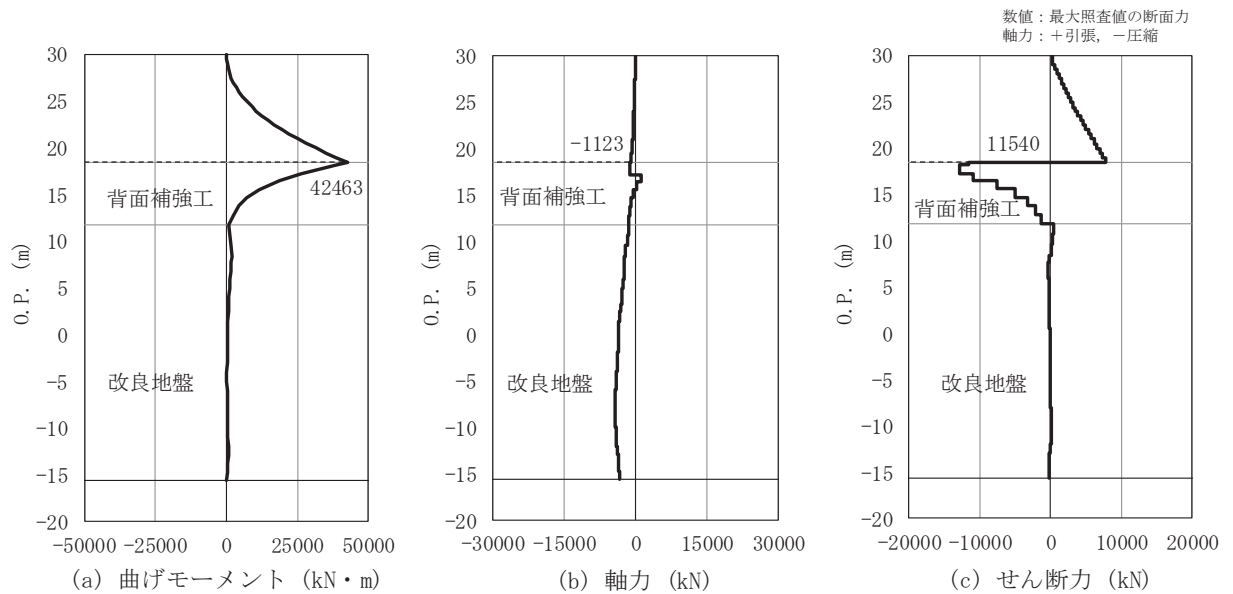


図 4.2-1(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力  
(断面②, S d - D 2 (++) , t=6.93s)  
解析ケース①：基本ケース

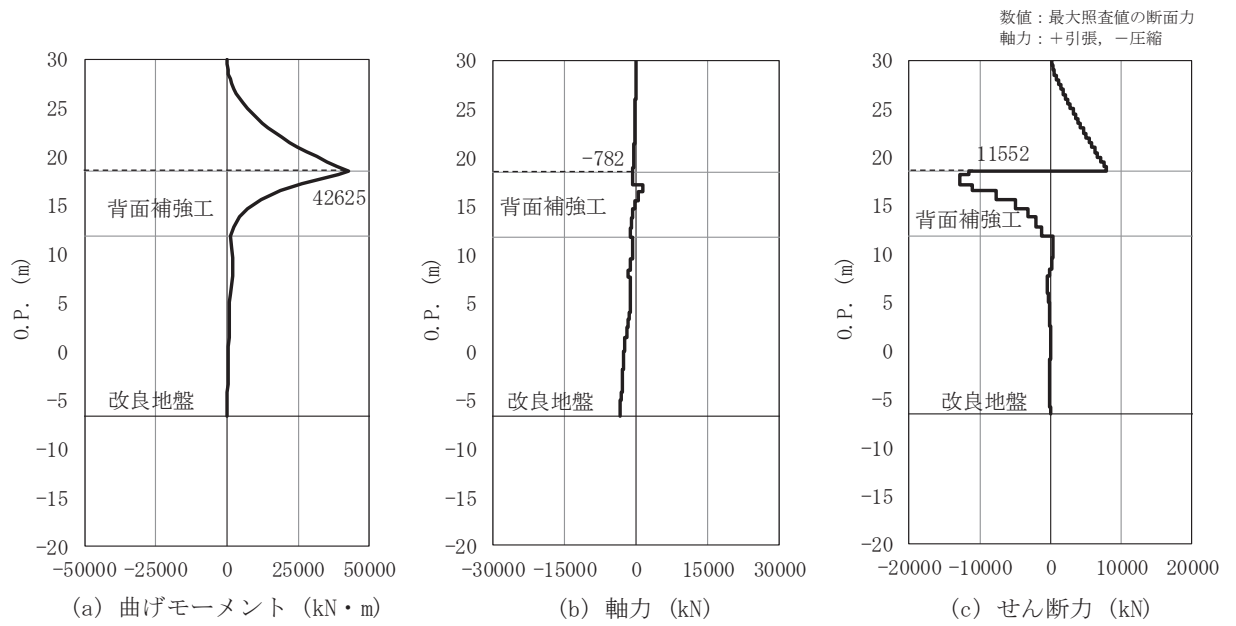


図 4.2-1(3) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力  
(断面③, S d - D 2 (-+), t=16.36s)

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

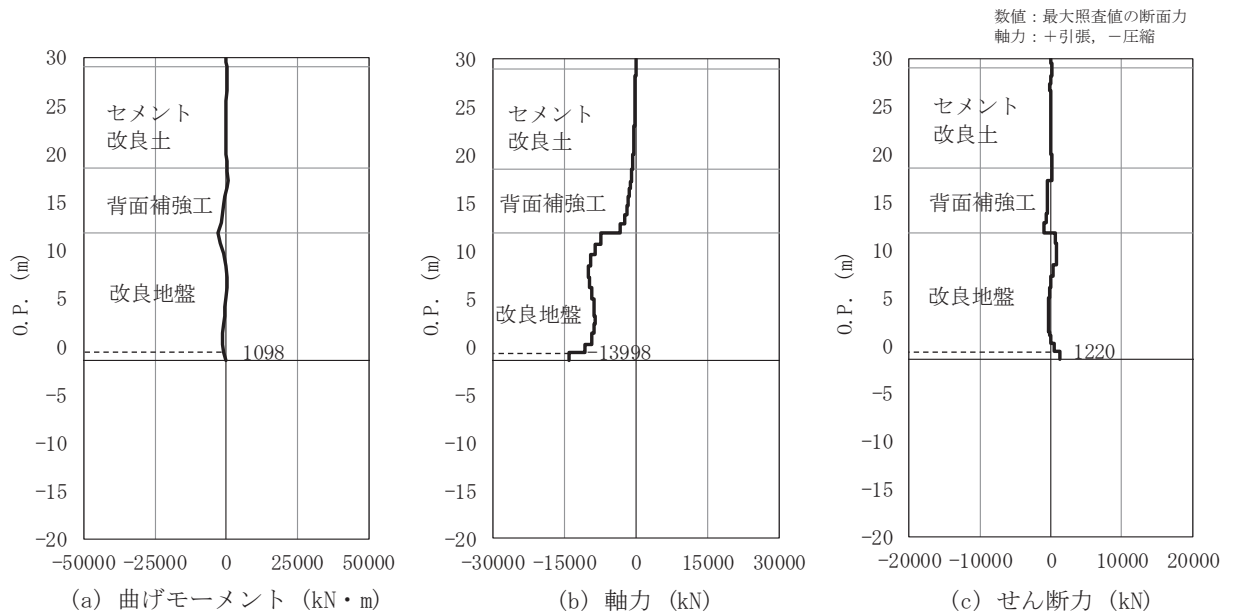


図 4.2-1(4) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力  
(断面④, S d - D 2 (++) , t=25.51s)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

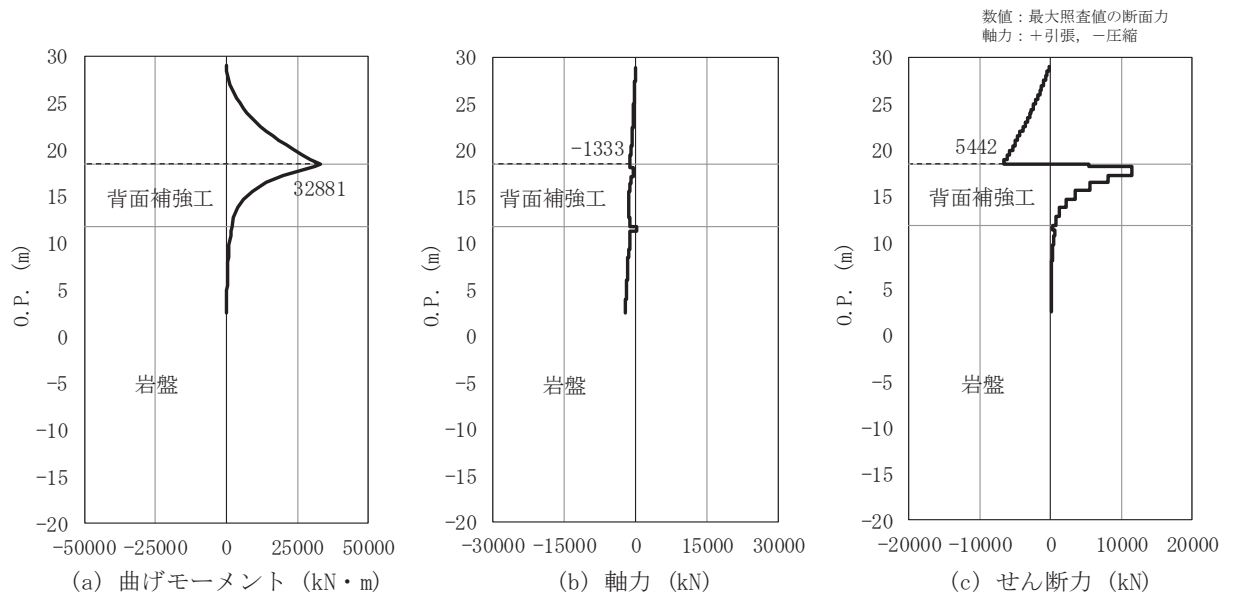


図 4.2-1(5) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力  
(断面⑤, S d - D 2 (++) , t=6.85s)  
解析ケース①：基本ケース

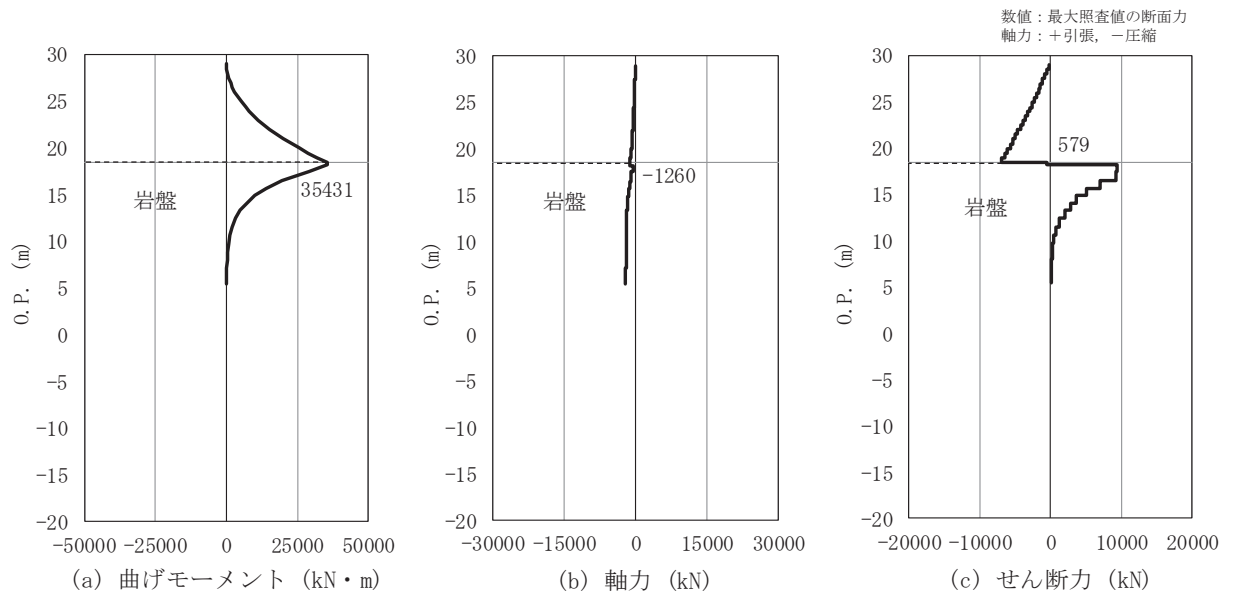


図 4.2-1(6) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力  
(断面⑥, S d - D 2 (++) , t=6.86s)  
解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

(3) 断面力分布 (鋼管杭のせん断破壊に対する照査)

断面照査に用いた断面諸元を表 4.1-30 に、鋼管杭のせん断破壊に対する照査において、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 4.2-47 に示す。また、該当する解析ケースの断面力図を図 4.2-2 に示す。

表 4.2-47(1) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面①)

| 杭種 | 地震動            | 解析<br>ケース | 発生断面力        | せん断<br>応力度<br>$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度<br>$\tau_{sa}$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\tau_s / \tau_{sa}$ |
|----|----------------|-----------|--------------|---|--|-----------------------------|
|    |                |           | せん断力<br>(kN) |   |  |                             |
| C  | S d - D 2 (-+) | ①         | 12797        | 98  | 217  | 0.46                        |

表 4.2-47(2) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面②)

| 杭種 | 地震動            | 解析<br>ケース | 発生断面力        | せん断<br>応力度<br>$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度<br>$\tau_{sa}$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\tau_s / \tau_{sa}$ |
|----|----------------|-----------|--------------|---|--|-----------------------------|
|    |                |           | せん断力<br>(kN) |   |  |                             |
| C  | S d - D 2 (++) | ①         | 12765        | 97  | 217  | 0.45                        |

表 4.2-47(3) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面③)

| 杭種 | 地震動            | 解析<br>ケース | 発生断面力        | せん断<br>応力度<br>$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度<br>$\tau_{sa}$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\tau_s / \tau_{sa}$ |
|----|----------------|-----------|--------------|---|--|-----------------------------|
|    |                |           | せん断力<br>(kN) |   |  |                             |
| C  | S d - D 2 (-+) | ②         | 12823        | 98  | 217  | 0.46                        |

表 4.2-47(4) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面④)

| 杭種 | 地震動            | 解析<br>ケース | 発生断面力        | せん断<br>応力度<br>$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度<br>$\tau_{sa}$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\tau_s / \tau_{sa}$ |
|----|----------------|-----------|--------------|---|--|-----------------------------|
|    |                |           | せん断力<br>(kN) |   |  |                             |
| D  | S d - D 2 (++) | ③         | 1233         | 14  | 157  | 0.09                        |

表 4.2-47(5) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面⑤)

| 杭種 | 地震動            | 解析<br>ケース | 発生断面力        | せん断<br>応力度<br>$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度<br>$\tau_{sa}$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\tau_s / \tau_{sa}$ |
|----|----------------|-----------|--------------|---|--|-----------------------------|
|    |                |           | せん断力<br>(kN) |   |  |                             |
| C  | S d - D 2 (++) | ①         | 11501        | 88  | 217  | 0.41                        |

表 4.2-47 (6) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面⑥)

| 杭種 | 地震動            | 解析<br>ケース | 発生断面力        | せん断<br>応力度<br>$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度<br>$\tau_{sa}$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\tau_s / \tau_{sa}$ |
|----|----------------|-----------|--------------|---|--|-----------------------------|
|    |                |           | せん断力<br>(kN) |   |  |                             |
| C  | S d - D 2 (++) | ②         | 10013        | 77  | 217  | 0.36                        |



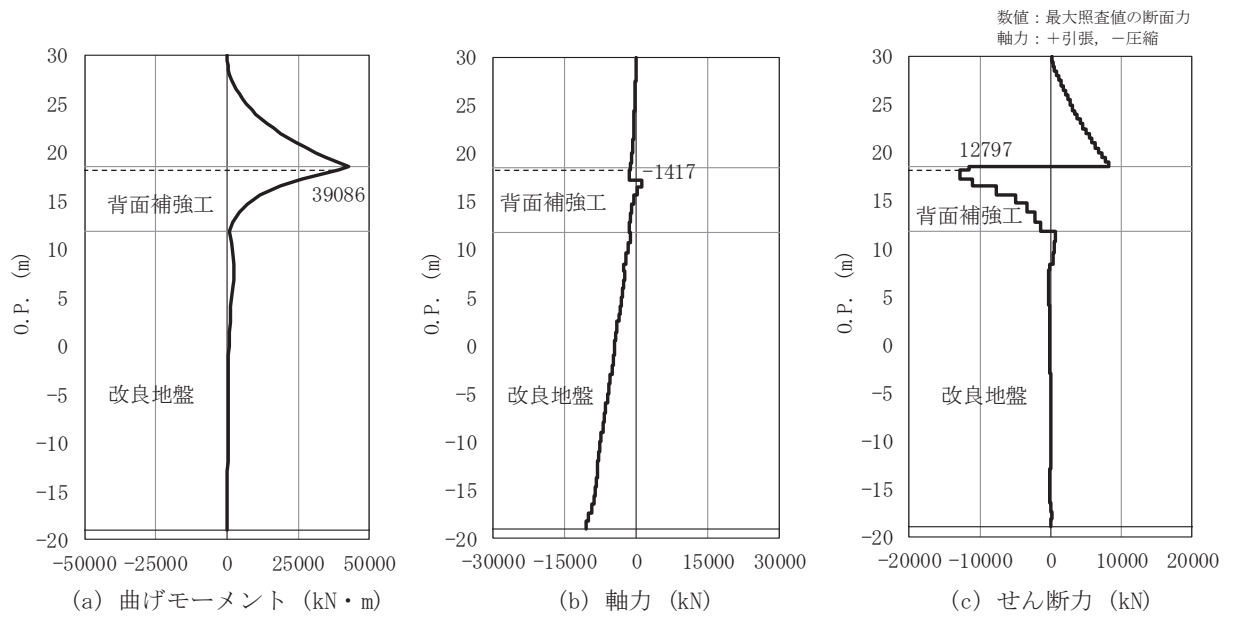


図 4.2-2(1) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力

(断面①, S d - D 2 (-+), t=17.47s)

解析ケース①：基本ケース

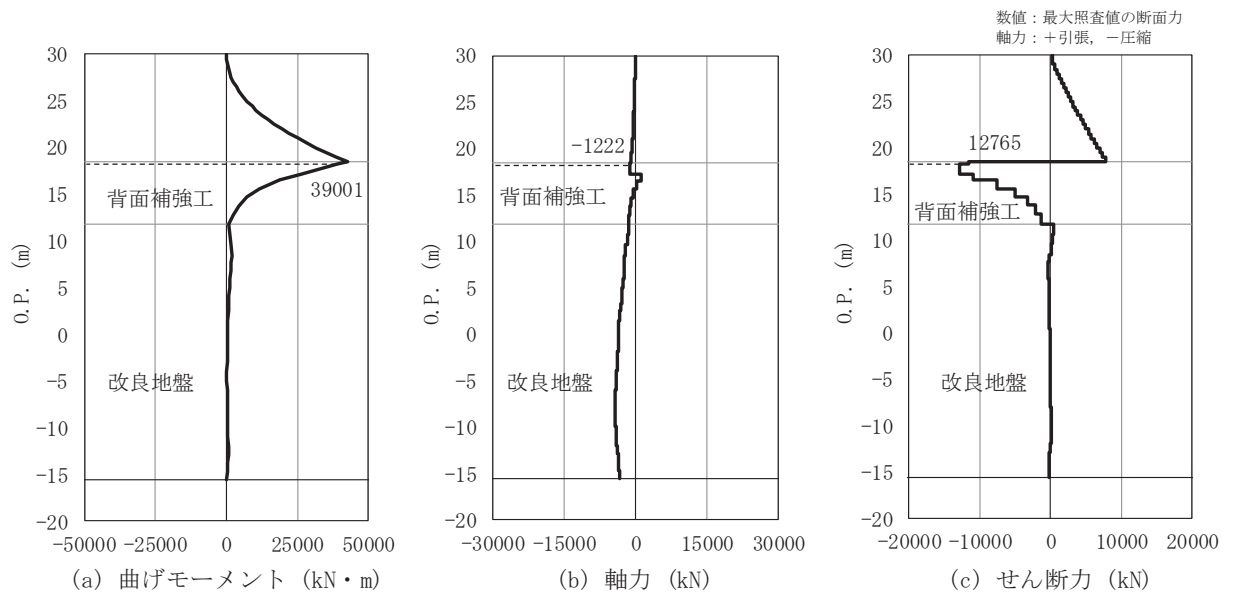


図 4.2-2(2) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力

(断面②, S d - D 2 (++) , t=6.93s)

解析ケース①：基本ケース

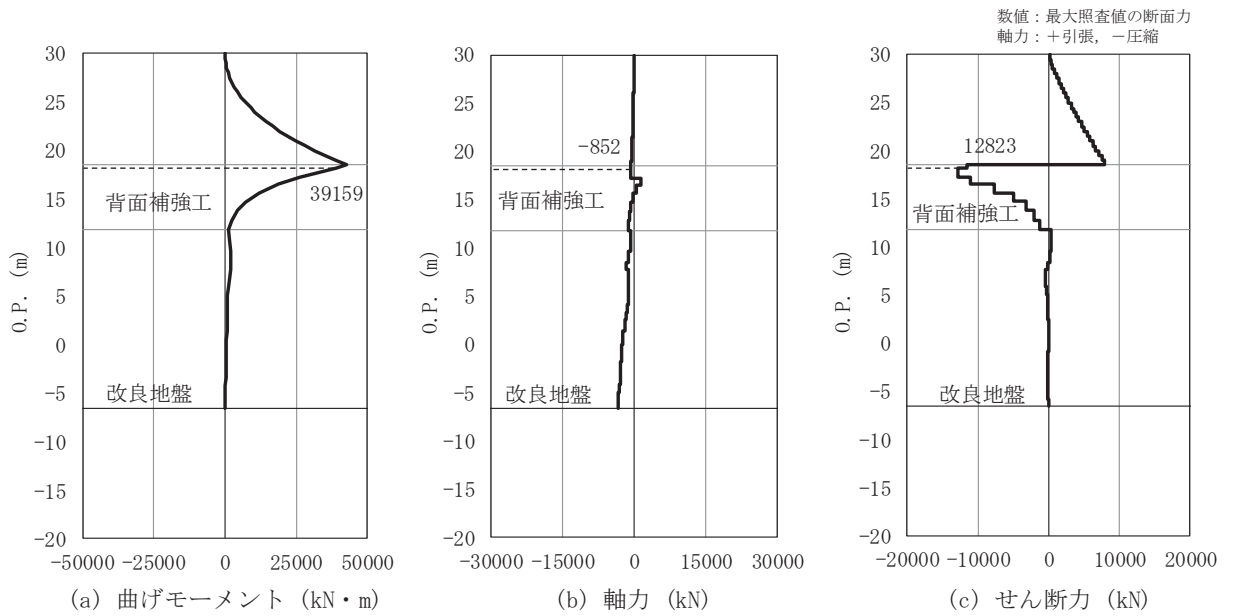


図 4.2-2(3) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力  
(断面③, S d-D 2 (-+), t=16.36s)

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

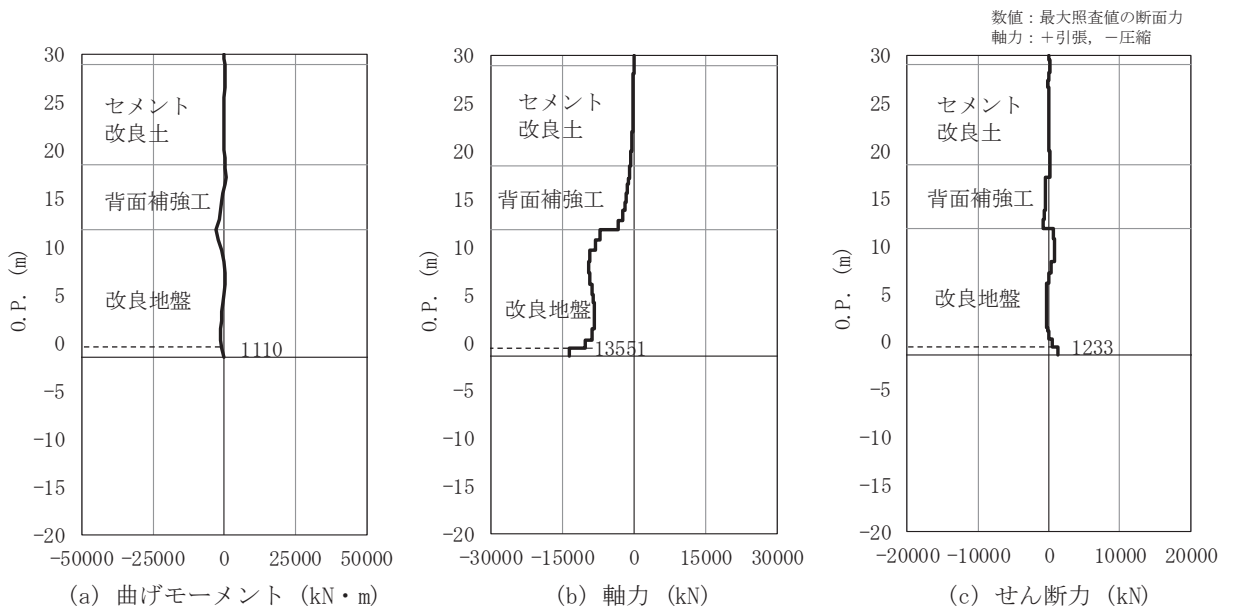


図 4.2-2(4) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力  
(断面④, S d-D 2 (++) , t=25.50s)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

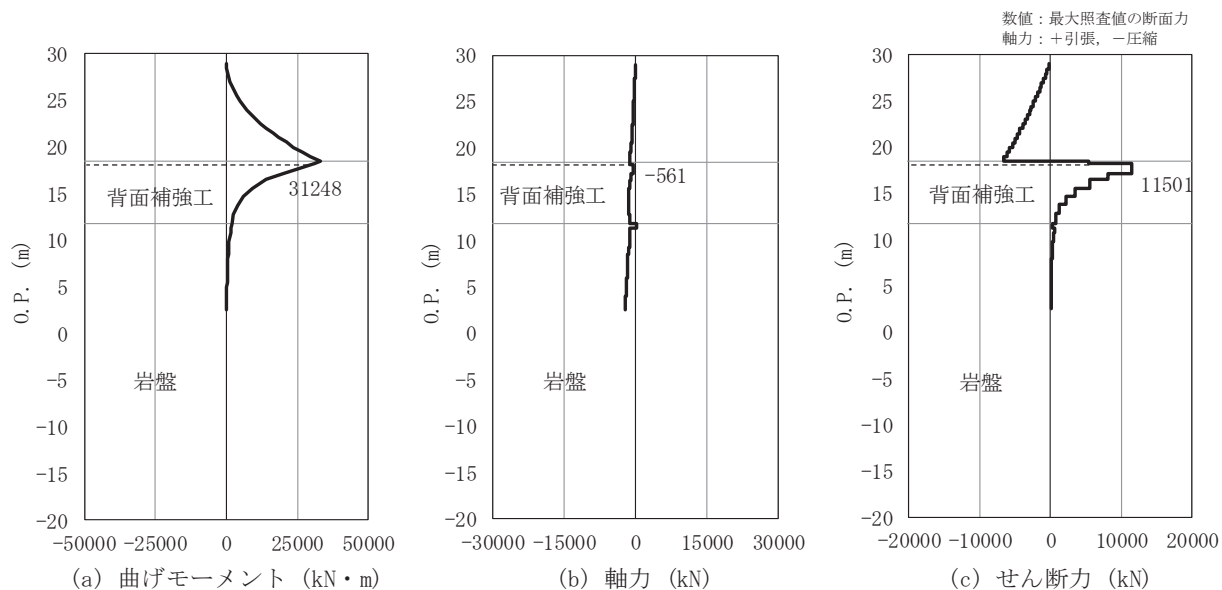


図 4.2-2(5) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力  
 (断面⑤, S d-D 2 (++) , t=6.85s)  
 解析ケース①：基本ケース

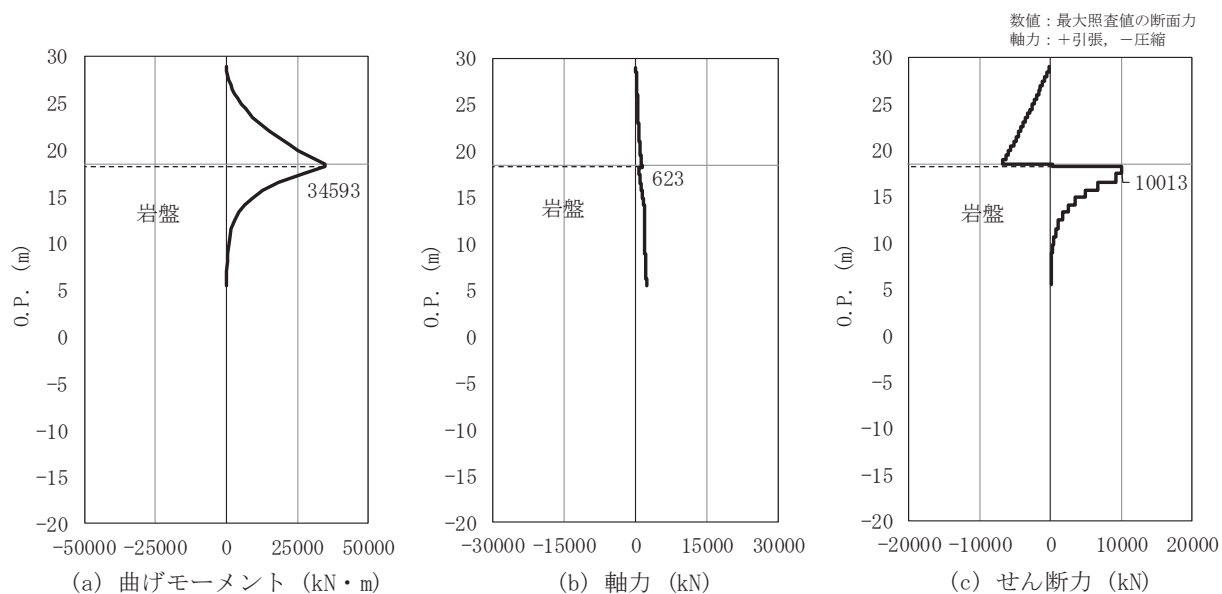


図 4.2-2(6) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力  
 (断面⑥, S d-D 2 (++) , t=6.85s)  
 解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

(4) 局所安全係数分布 (背面補強工)

背面補強工のすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.2-48 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.2-3 に示す。

表 4.2-48(1) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面①)

| 地震動            | 解析ケース | 発生時刻 (s) | 最小すべり安全率 |
|----------------|-------|----------|----------|
| S d - D 2 (-+) | ①     | 17.47    | 11.6     |

表 4.2-48(2) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面②)

| 地震動            | 解析ケース | 発生時刻 (s) | 最小すべり安全率 |
|----------------|-------|----------|----------|
| S d - D 2 (-+) | ①     | 16.36    | 11.8     |

表 4.2-48(3) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面③)

| 地震動            | 解析ケース | 発生時刻 (s) | 最小すべり安全率 |
|----------------|-------|----------|----------|
| S d - D 2 (-+) | ③     | 13.58    | 11.6     |

表 4.2-48(4) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面④)

| 地震動            | 解析ケース | 発生時刻 (s) | 最小すべり安全率 |
|----------------|-------|----------|----------|
| S d - D 2 (-+) | ①     | 13.54    | 13.9     |

表 4.2-48(5) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面⑤)

| 地震動            | 解析ケース | 発生時刻 (s) | 最小すべり安全率 |
|----------------|-------|----------|----------|
| S d - D 2 (+-) | ①     | 29.97    | 13.8     |

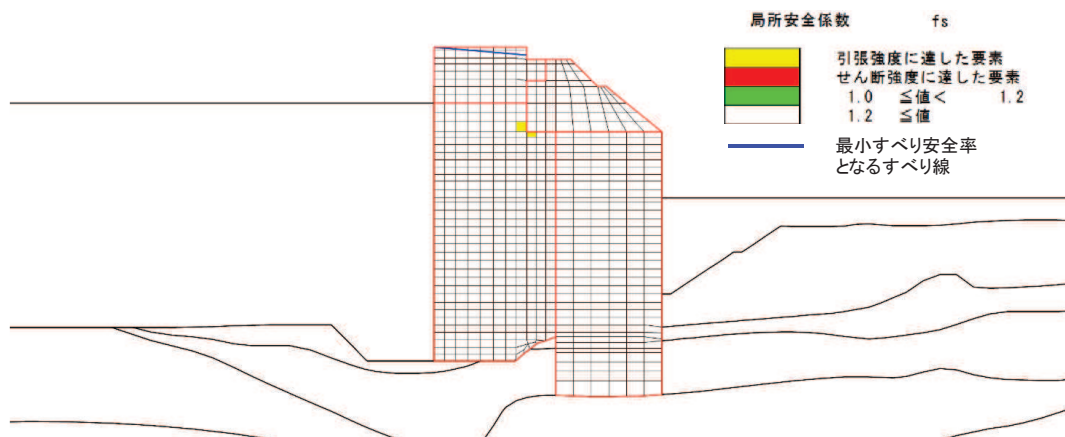


図 4.2-3(1) 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布 (断面①, S d - D 2 (-+),  $t=17.47s$ )

解析ケース①: 基本ケース

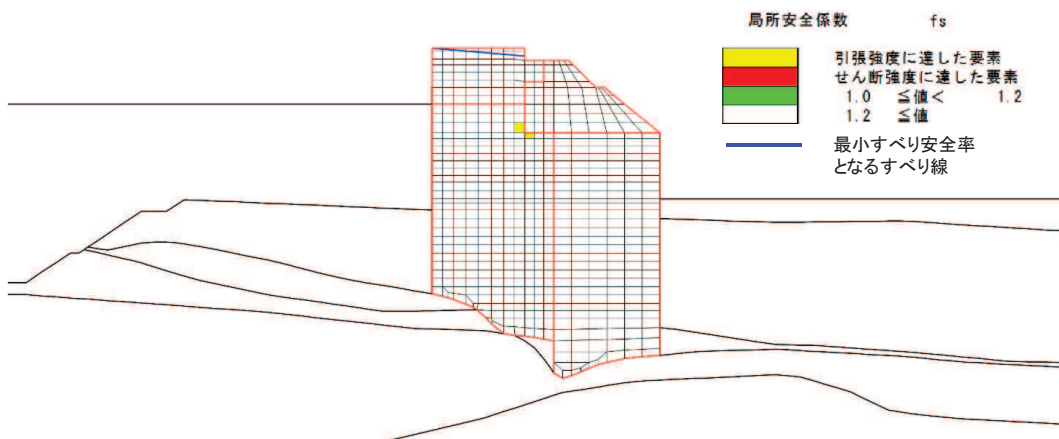


図 4.2-3(2) 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面②, S d - D 2 (-+),  $t=16.36s$ )

解析ケース①: 基本ケース

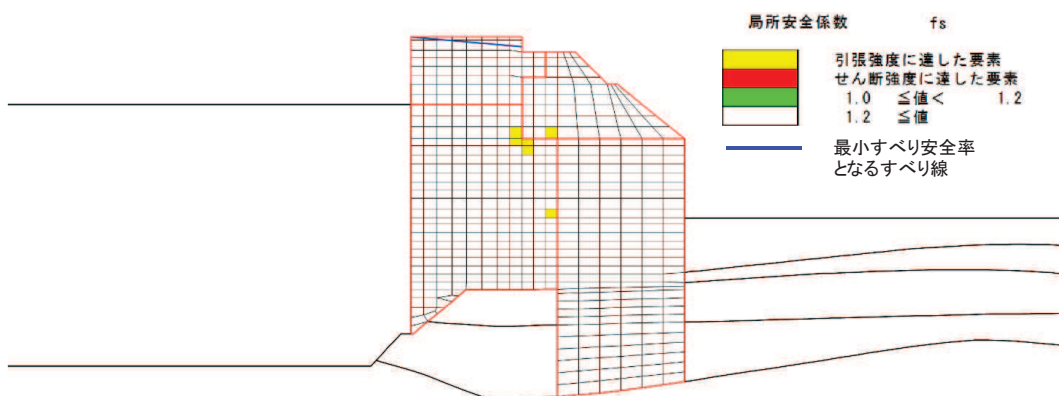


図 4.2-3(3) 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面③, S d - D 2 (-+),  $t=13.58s$ )

解析ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 -  $1\sigma$ )

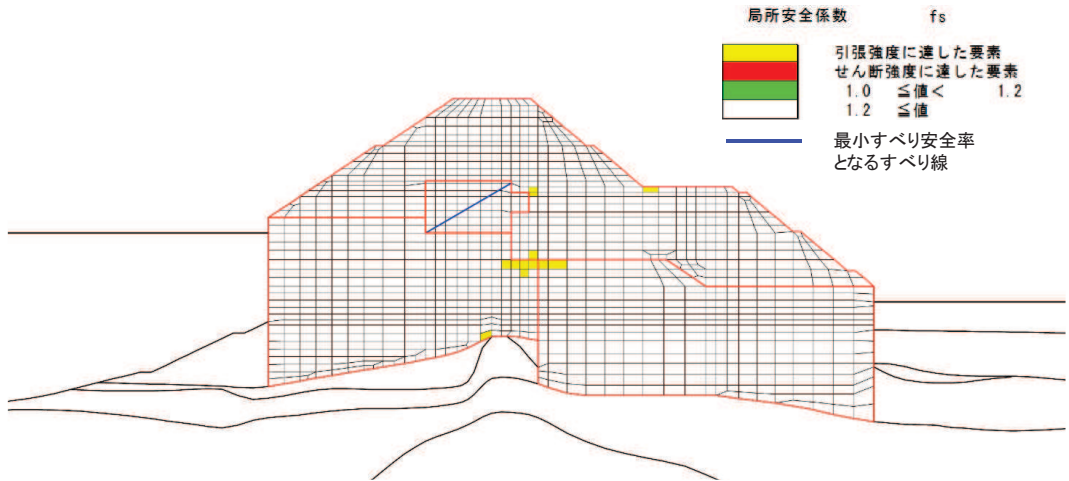


図 4.2-3(4) 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
 (断面④, S d - D 2 (-+), t=13.54s)  
 解析ケース①: 基本ケース

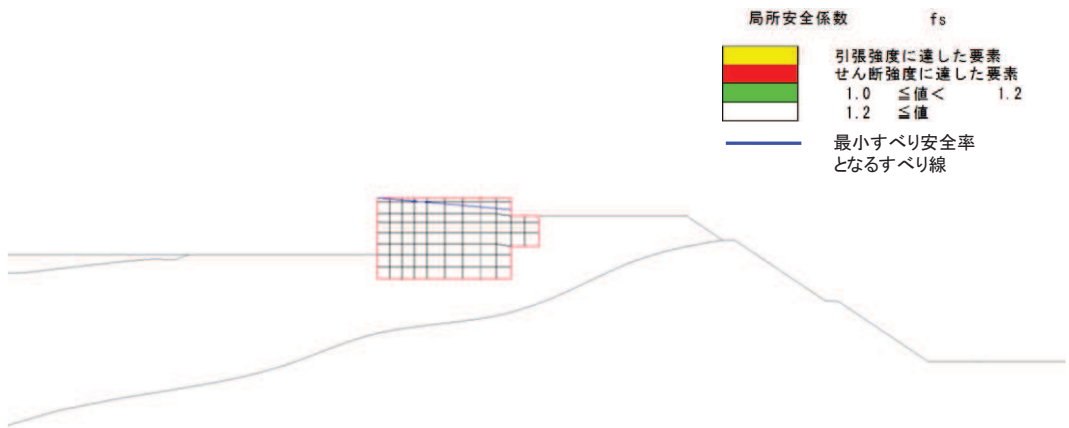


図 4.2-3(5) 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
 (断面⑤, S d - D 2 (+-), t=29.97s)  
 解析ケース①: 基本ケース

(5) 局所安全係数分布 (置換コンクリート)

置換コンクリートのすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.2-49 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.2-4 に示す。

表 4.2-49(1) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面①)

| 地震動            | 解析ケース | 発生時刻(s) | 最小すべり安全率 |
|----------------|-------|---------|----------|
| S d - D 2 (++) | ①     | 12.92   | 12.7     |

表 4.2-49(2) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面②)

| 地震動              | 解析ケース | 発生時刻(s) | 最小すべり安全率 |
|------------------|-------|---------|----------|
| S d - D 2 ( +- ) | ①     | 25.30   | 12.2     |

表 4.2-49(3) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面③)

| 地震動              | 解析ケース | 発生時刻(s) | 最小すべり安全率 |
|------------------|-------|---------|----------|
| S d - D 2 ( -+ ) | ②     | 13.55   | 12.5     |

表 4.2-49(4) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面④)

| 地震動              | 解析ケース | 発生時刻(s) | 最小すべり安全率 |
|------------------|-------|---------|----------|
| S d - D 2 ( +- ) | ①     | 25.46   | 12.7     |

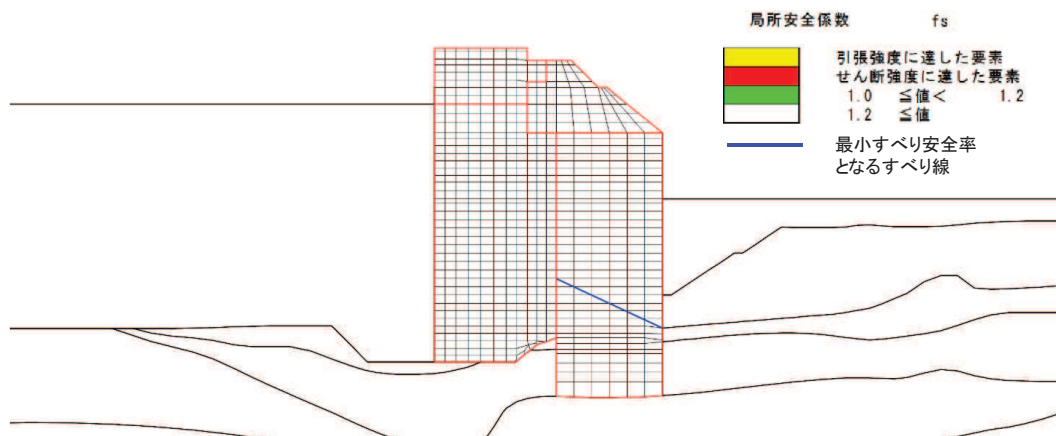


図 4.2-4(1) 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布 (断面①, S d - D 2 ( ++ ), t=12.92s)

解析ケース①：基本ケース

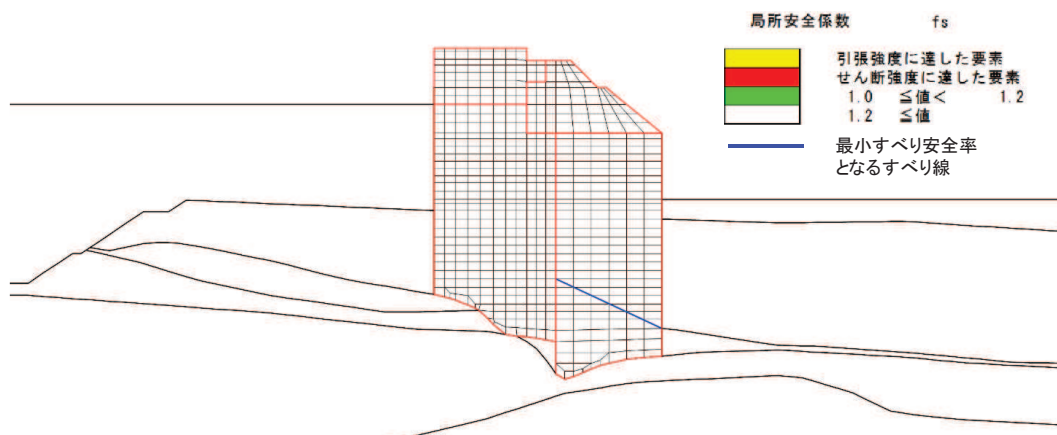


図 4.2-4(2) 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布 (断面②, S d - D 2 ( +- ), t=25.30s)

解析ケース①：基本ケース

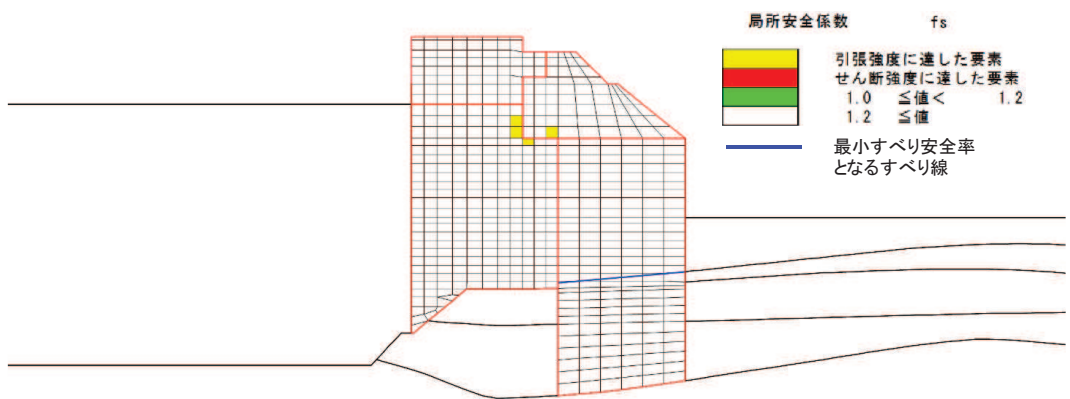


図 4.2-4(3) 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面③, S d - D 2 ( - + ), t=13.55s)

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1  $\sigma$ )

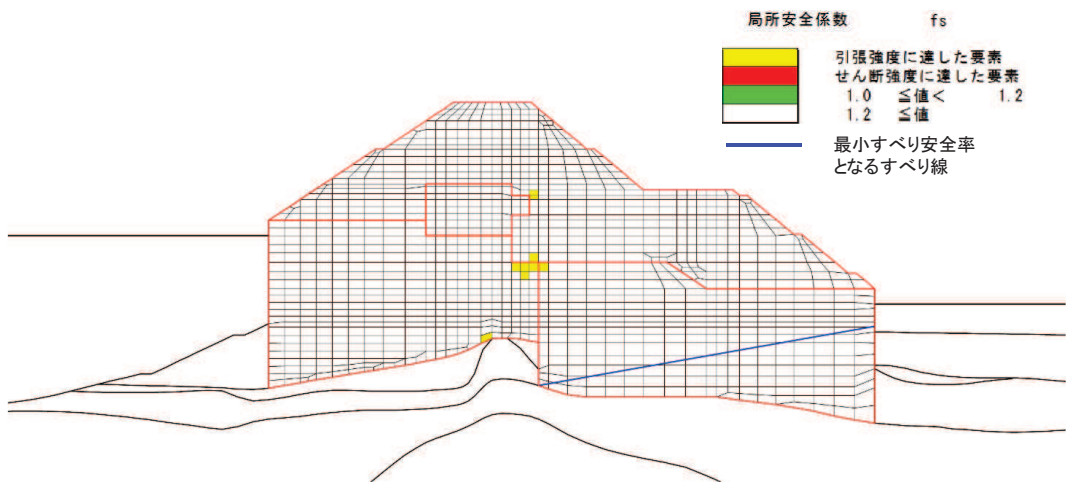


図 4.2-4(4) 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布 (断面④)  
(解析ケース①, S d - D 2 ( + - ), t=25.46s)

解析ケース①：基本ケース



(6) 局所安全係数分布 (改良地盤)

改良地盤のすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.2-50 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.2-5 に示す。

表 4.2-50(1) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面①)

| 地震動            | 解析ケース                   | 発生時刻 (s) | 最小すべり安全率 |
|----------------|-------------------------|----------|----------|
| S d - D 2 (+-) | ①                       | 25.50    | 2.5      |
| S d - D 2 (+-) | ① (平均値 - 1 $\sigma$ 強度) | 25.50    | 2.5      |

表 4.2-50(2) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面②)

| 地震動            | 解析ケース                   | 発生時刻 (s) | 最小すべり安全率 |
|----------------|-------------------------|----------|----------|
| S d - D 2 (+-) | ①                       | 25.49    | 2.9      |
| S d - D 2 (+-) | ① (平均値 - 1 $\sigma$ 強度) | 25.49    | 2.9      |

表 4.2-50(3) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面③)

| 地震動            | 解析ケース                   | 発生時刻 (s) | 最小すべり安全率 |
|----------------|-------------------------|----------|----------|
| S d - D 2 (-+) | ②                       | 12.92    | 2.7      |
| S d - D 2 (+-) | ① (平均値 - 1 $\sigma$ 強度) | 25.49    | 2.8      |

表 4.2-50(4) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面④)

| 地震動            | 解析ケース                   | 発生時刻 (s) | 最小すべり安全率 |
|----------------|-------------------------|----------|----------|
| S d - D 2 (-+) | ①                       | 13.55    | 4.1      |
| S d - D 2 (-+) | ① (平均値 - 1 $\sigma$ 強度) | 13.55    | 4.1      |

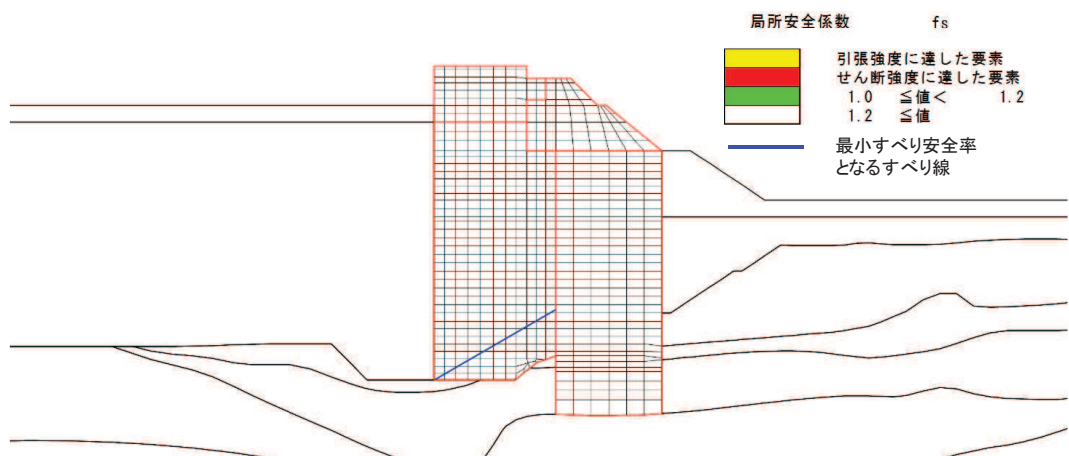


図 4.2-5(1) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布 (断面①, S d - D 2 (+-), t=25.50s)

解析ケース①: 基本ケース

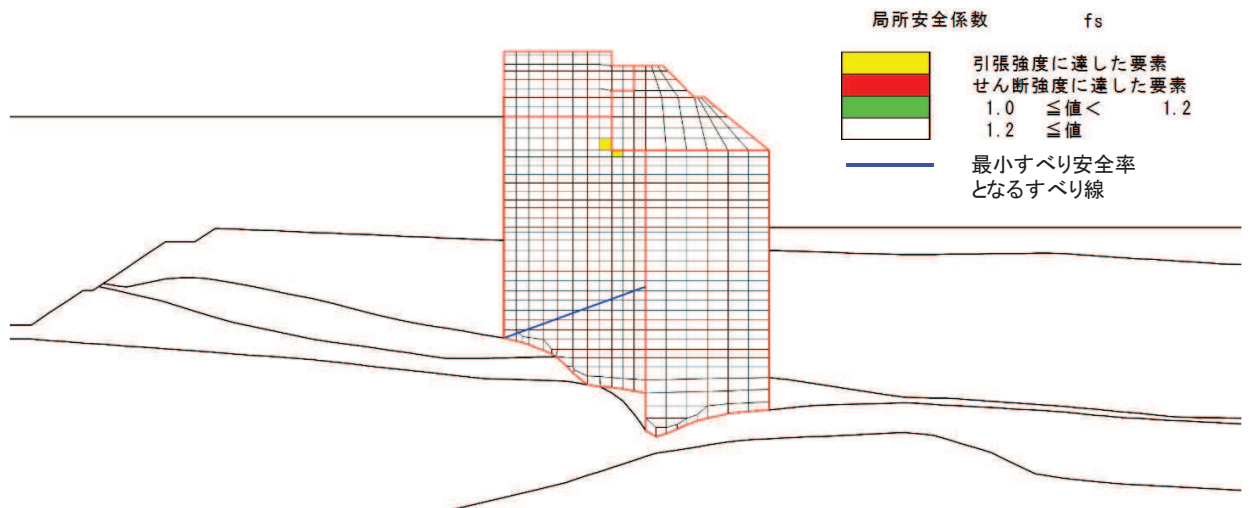


図 4.2-5(2) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
 (断面②, S d - D 2 (+ -), t=25.49s)  
 解析ケース①: 基本ケース

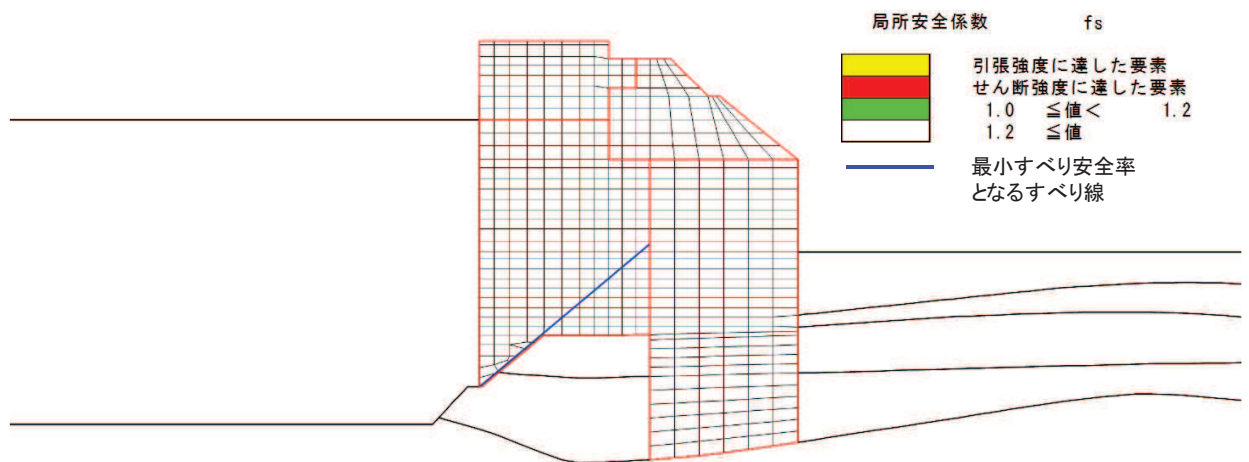


図 4.2-5(3) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
 (断面③, S d - D 2 (- +), t=12.92s)  
 解析ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1  $\sigma$ )

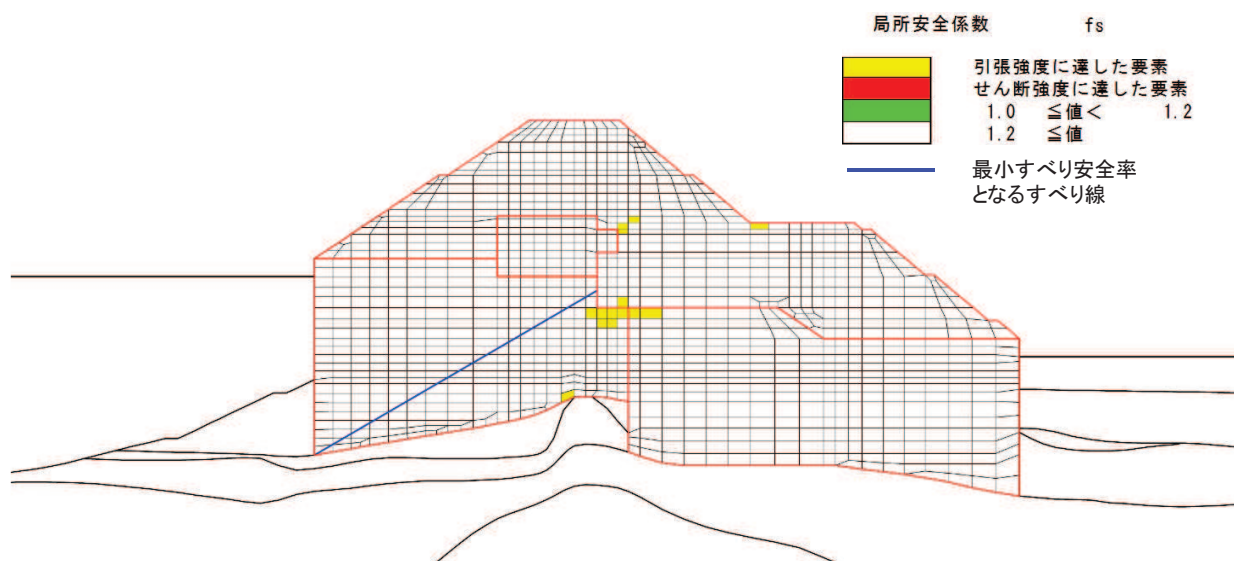


図 4.2-5(4) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面④, S d-D 2 (一+), t=13.55s)

解析ケース①：基本ケース

(7) 局所安全係数分布 (セメント改良土)

セメント改良土のすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.2-51 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.2-6 に示す。

表 4.2-51(1) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面①)

| 地震動          | 解析ケース           | 発生時刻 (s) | 最小すべり安全率 |
|--------------|-----------------|----------|----------|
| S d-D 2 (一+) | ③               | 6.97     | 32.3     |
| S d-D 2 (一-) | ① (平均値 - 1σ 強度) | 17.13    | 36.5     |

表 4.2-51(2) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面②)

| 地震動          | 解析ケース           | 発生時刻 (s) | 最小すべり安全率 |
|--------------|-----------------|----------|----------|
| S d-D 2 (++) | ③               | 25.26    | 14.8     |
| S d-D 2 (--) | ① (平均値 - 1σ 強度) | 13.44    | 17.6     |

表 4.2-51(3) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面③)

| 地震動          | 解析ケース           | 発生時刻 (s) | 最小すべり安全率 |
|--------------|-----------------|----------|----------|
| S d-D 2 (一+) | ③               | 13.46    | 16.2     |
| S d-D 2 (一+) | ① (平均値 - 1σ 強度) | 25.52    | 21.4     |

表 4.2-51(4) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面④)

| 地震動          | 解析ケース           | 発生時刻 (s) | 最小すべり安全率 |
|--------------|-----------------|----------|----------|
| S d-D 2 (--) | ①               | 25.49    | 6.9      |
| S d-D 2 (--) | ① (平均値 - 1σ 強度) | 25.49    | 6.7      |

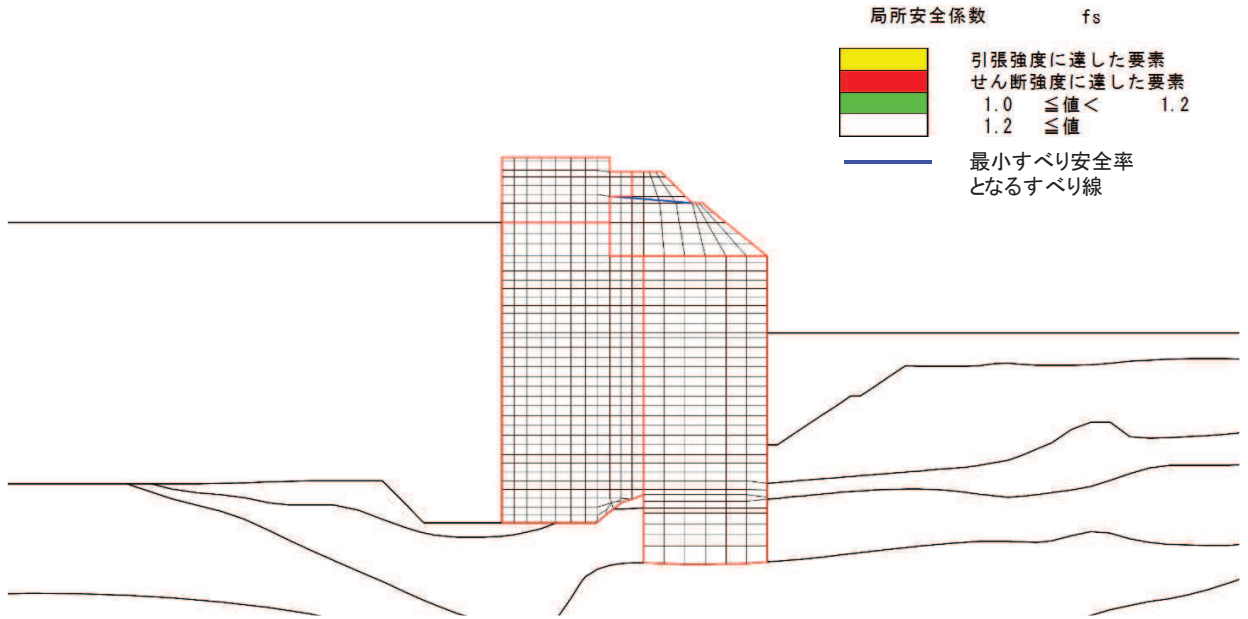


図 4.2-6(1) セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面①, S d - D 2 (一+),  $t=6.97s$ )

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 -  $1\sigma$ )

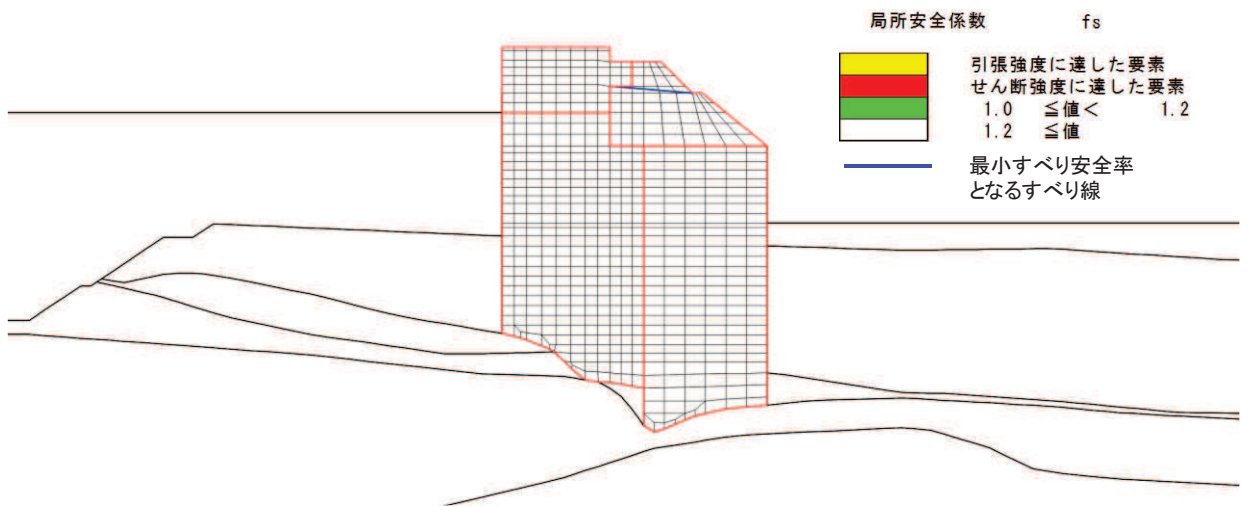


図 4.2-6(2) セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面②, S d - D 2 (++) ,  $t=25.26s$ )

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 -  $1\sigma$ )

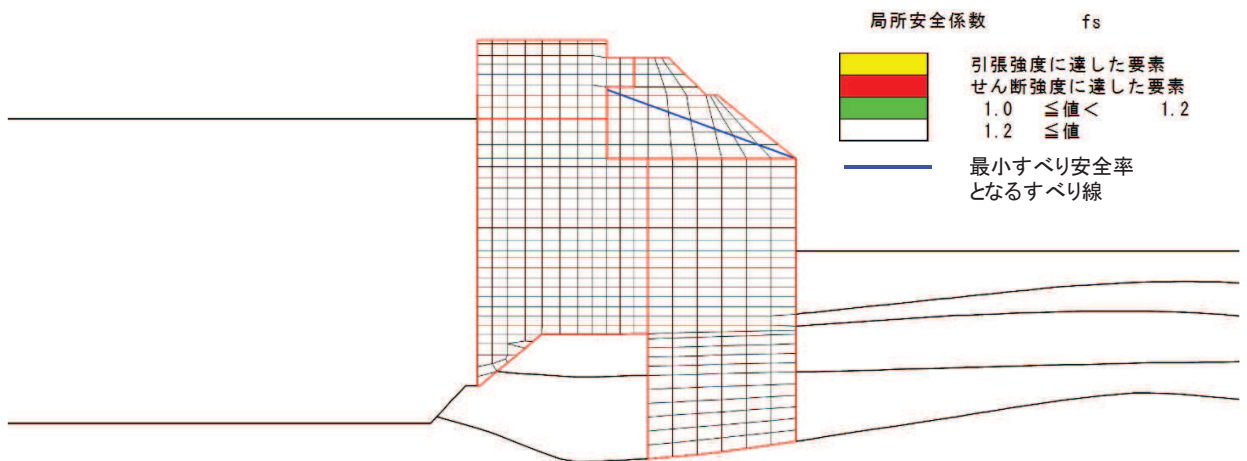


図 4.2-6(3) セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面③, S d - D 2 ( - + ), t=13.46s)

解析ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

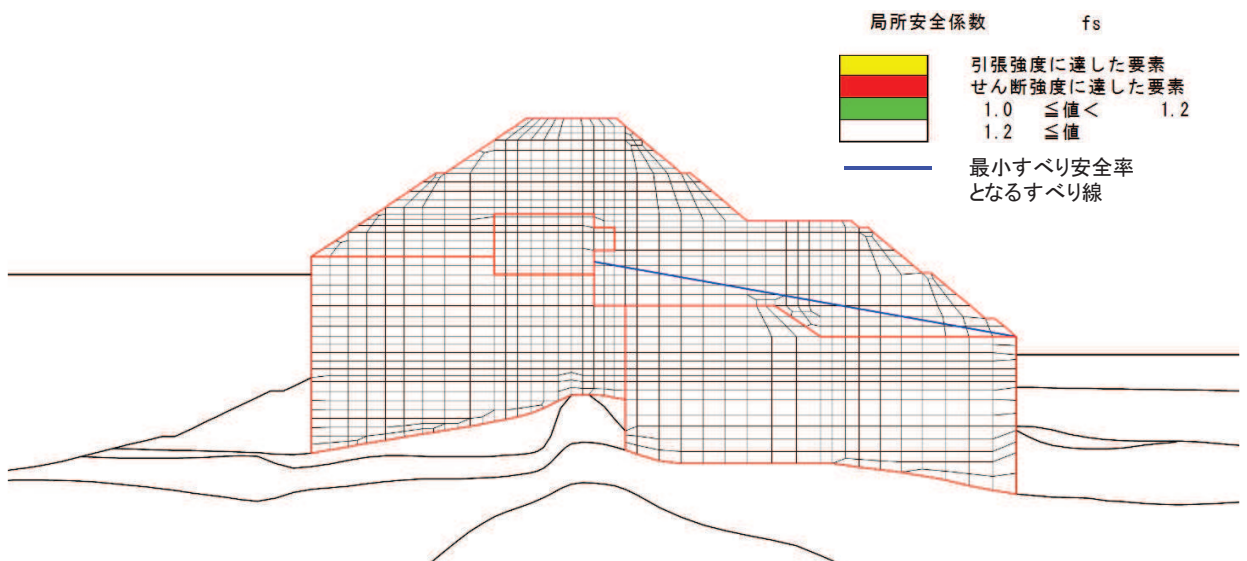


図 4.2-6(4) セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面④, S d - D 2 ( - - ), t=25.49s)

解析ケース①: 基本ケース

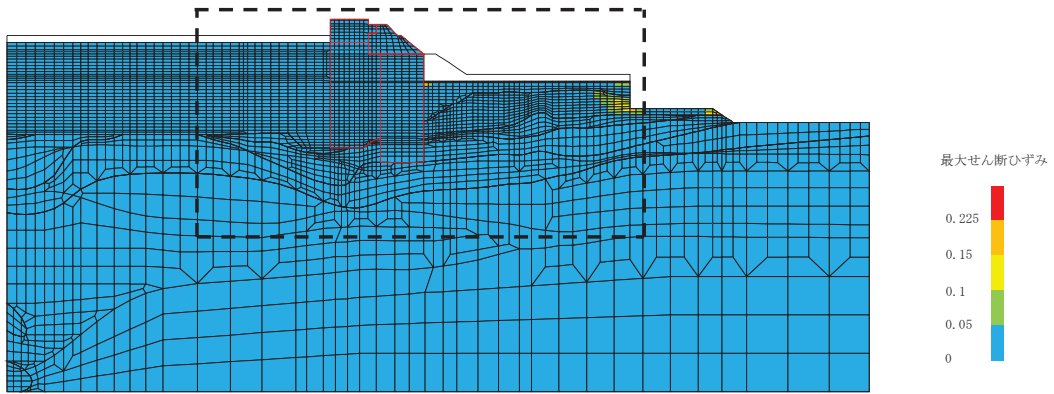
(8) 最大せん断ひずみ分布

各施設の照査で最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースについて、地盤に発生した最大せん断ひずみを確認する。最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースの一覧を表4.2-52に示す。

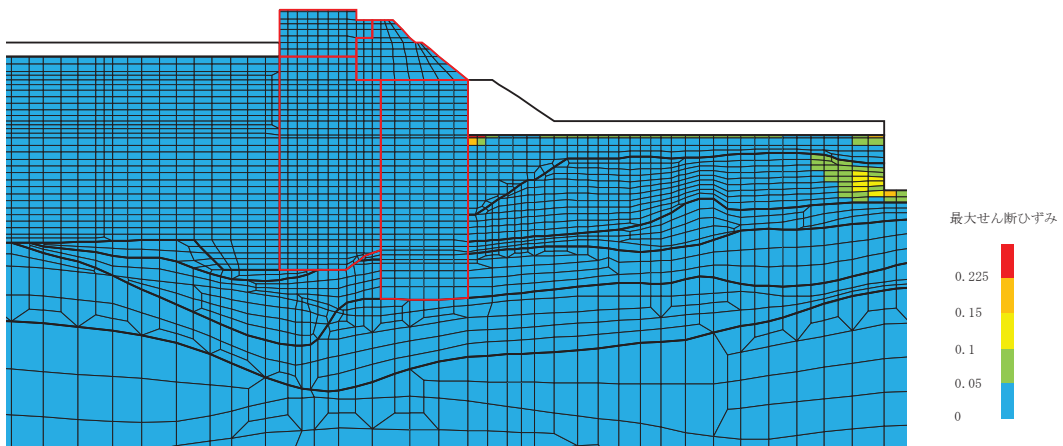
断面①～断面④における最大せん断ひずみ分布図を、それぞれ図4.2-7～図4.2-16に示す。

表4.2-52 最大照査値を示す解析ケースの一覧（断面①～断面④）

| 断面  | 評価項目                     |                          |                          |                          |
|-----|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
|     | 鋼管杭                      |                          | 背面補強工                    | 置換コンクリート                 |
|     | 曲げ・軸力系                   | せん断                      | すべり安全率                   | すべり安全率                   |
| 断面① | 解析ケース①<br>S d - D 2 (-+) | 解析ケース①<br>S d - D 2 (-+) | 解析ケース①<br>S d - D 2 (-+) | 解析ケース①<br>S d - D 2 (++) |
| 断面② | 解析ケース①<br>S d - D 2 (++) | 解析ケース①<br>S d - D 2 (++) | 解析ケース①<br>S d - D 2 (-+) | 解析ケース①<br>S d - D 2 (+-) |
| 断面③ | 解析ケース②<br>S d - D 2 (-+) | 解析ケース②<br>S d - D 2 (-+) | 解析ケース③<br>S d - D 2 (-+) | 解析ケース②<br>S d - D 2 (-+) |
| 断面④ | 解析ケース③<br>S d - D 2 (++) | 解析ケース③<br>S d - D 2 (++) | 解析ケース①<br>S d - D 2 (-+) | 解析ケース①<br>S d - D 2 (+-) |

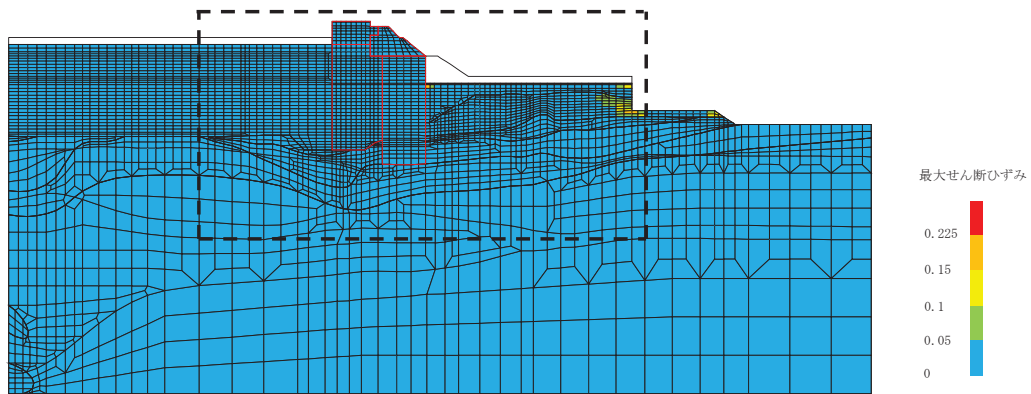


(a) 全体図

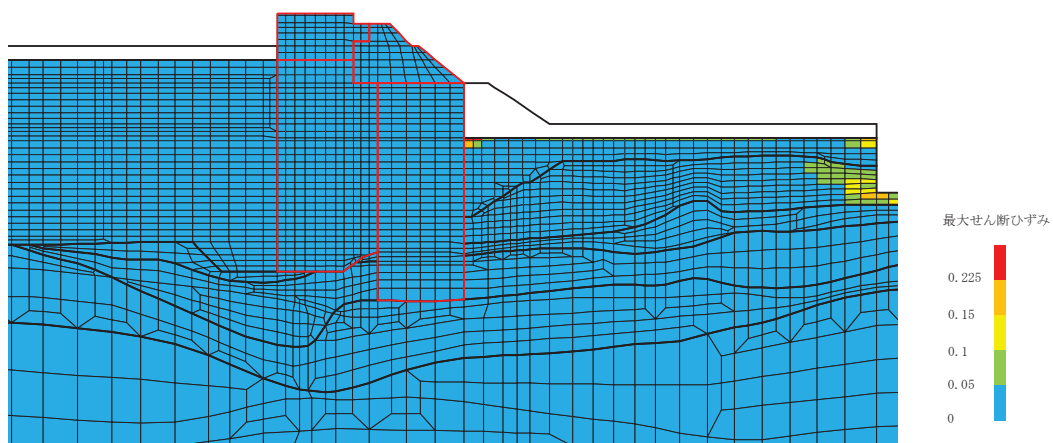


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-7 断面①の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース①, S d - D 2 (-+))



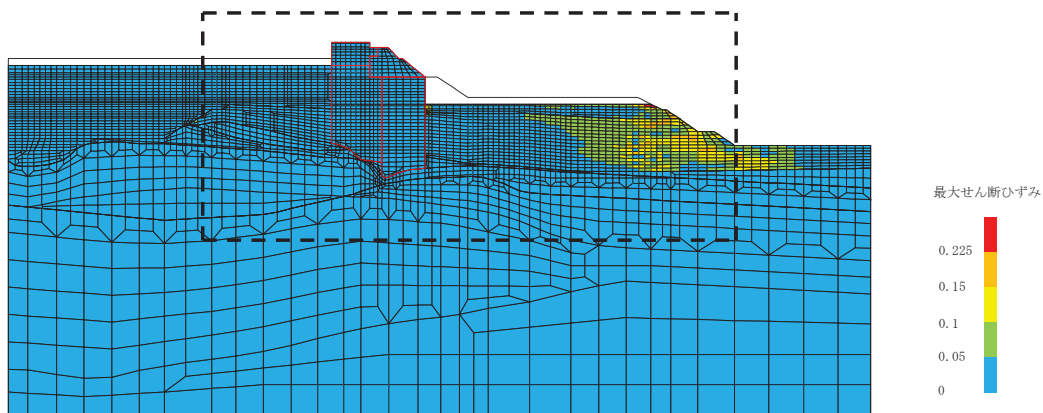
(a) 全体図



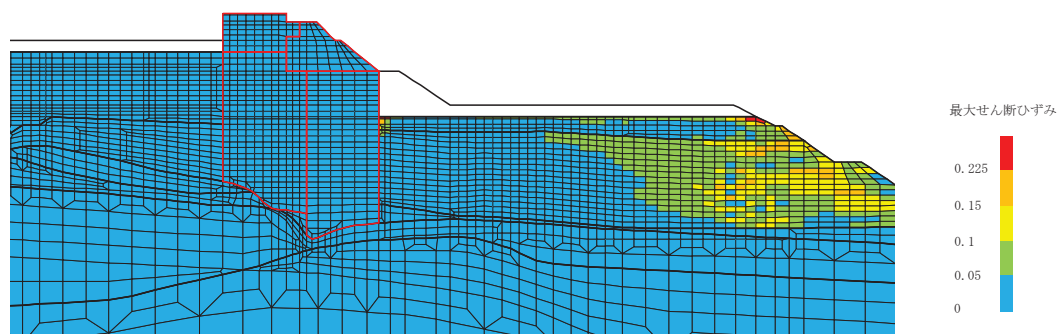
(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-8 断面①の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース①, S d - D 2 (++) )



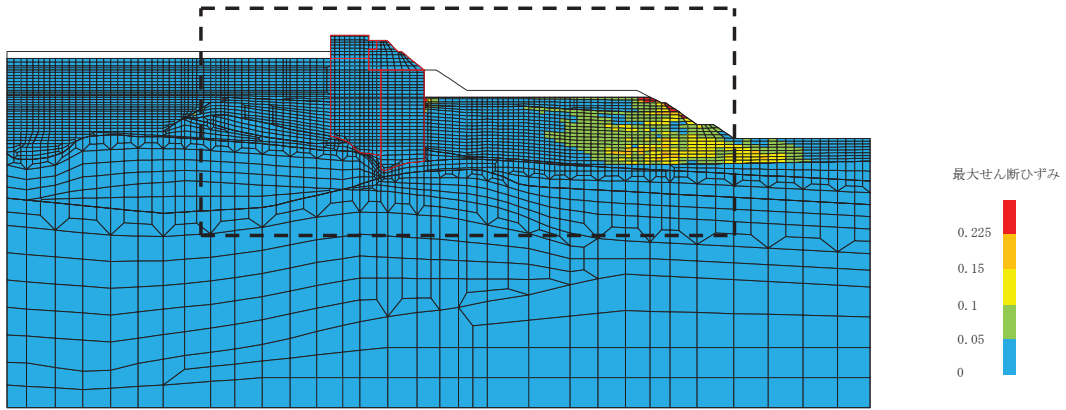


(a) 全体図

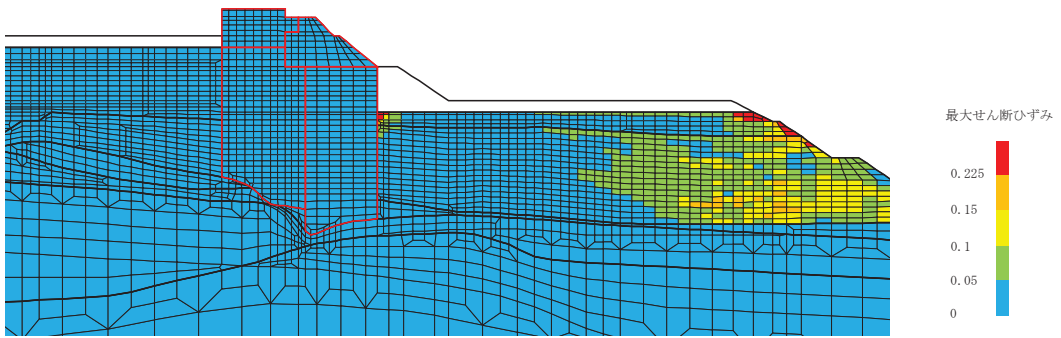


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-9 断面②の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース①, S d - D 2 (++) )

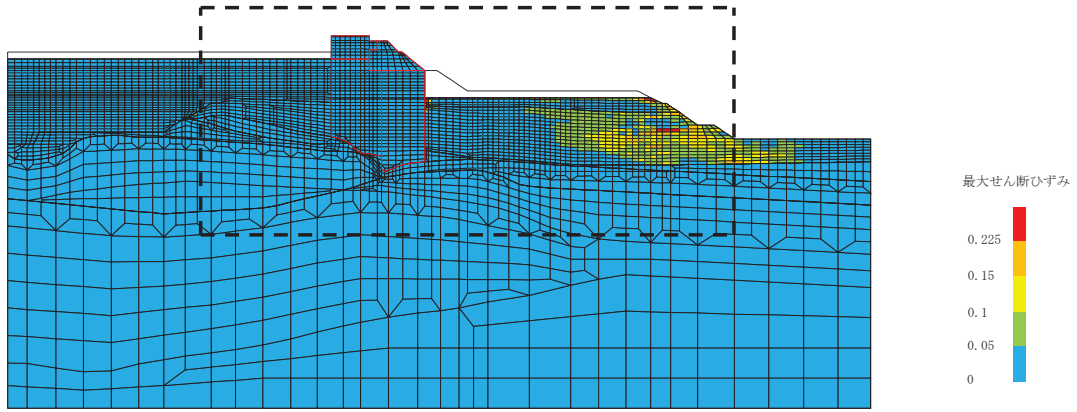


(a) 全体図

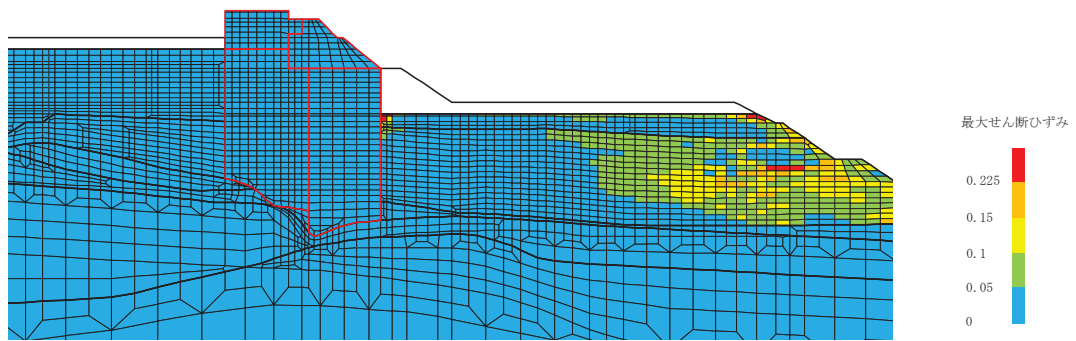


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-10 断面②の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース①, S d - D 2 (-+))

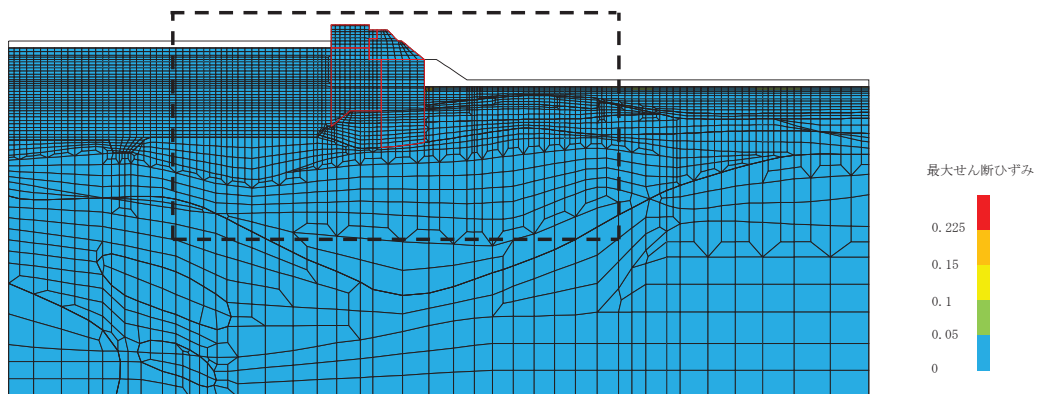


(a) 全体図

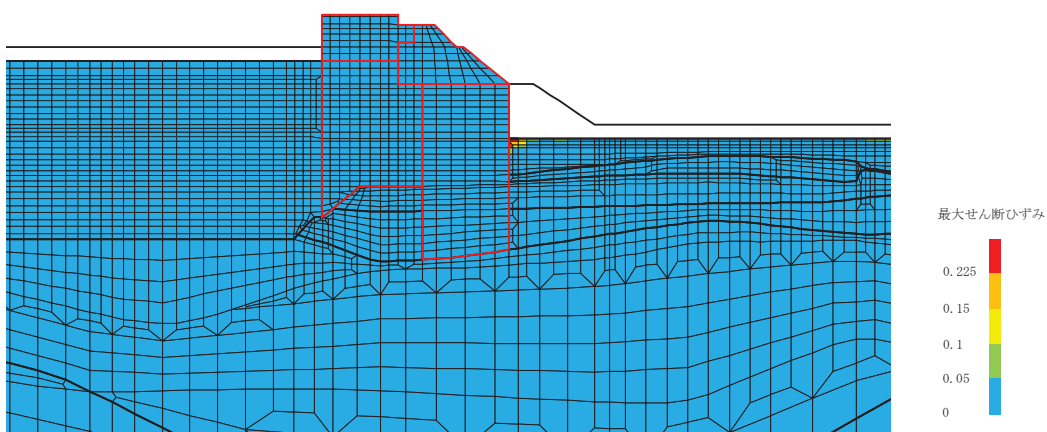


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-11 断面②の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース①, S d - D 2 (+))

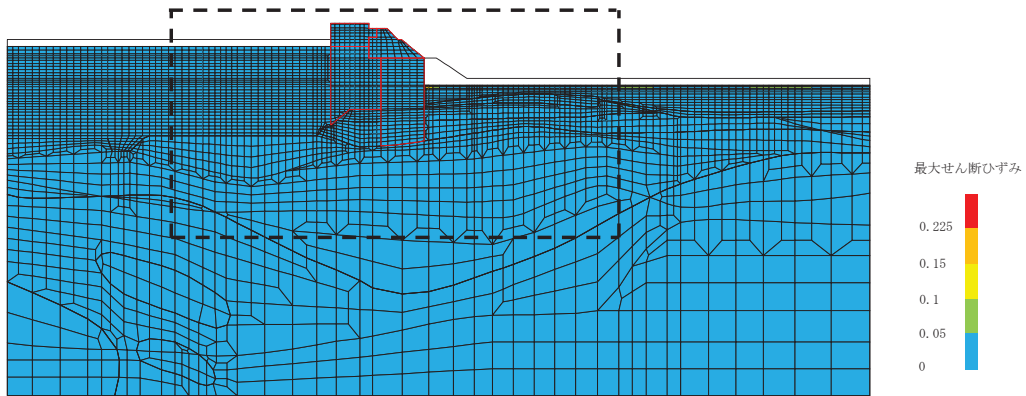


(a) 全体図

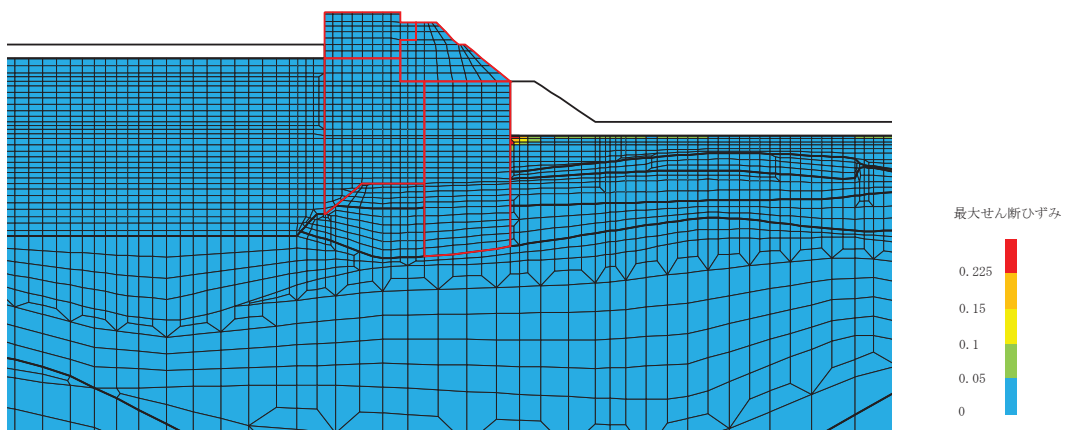


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-12 断面③の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース②, S d - D 2 (-+))

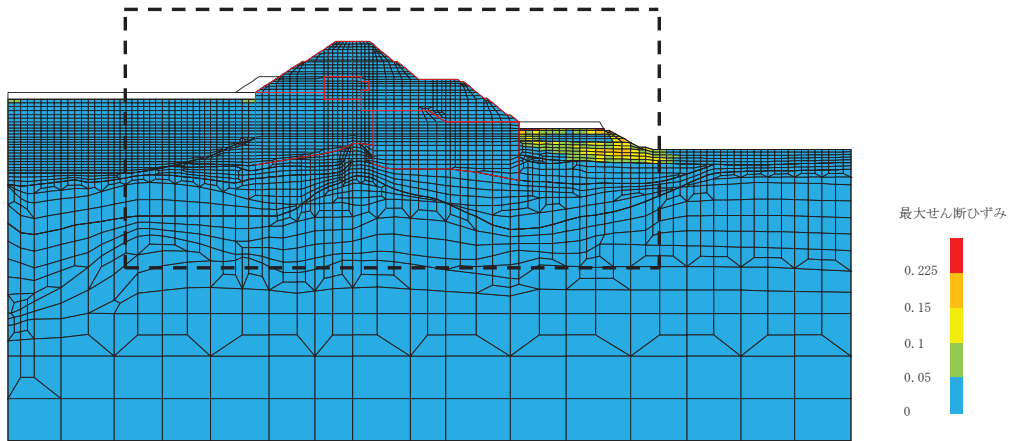


(a) 全体図

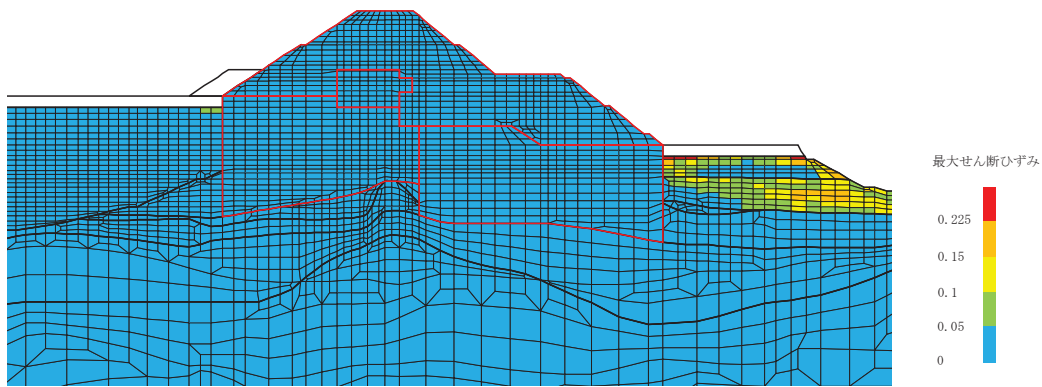


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-13 断面③の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース③, S d - D 2 (-+))

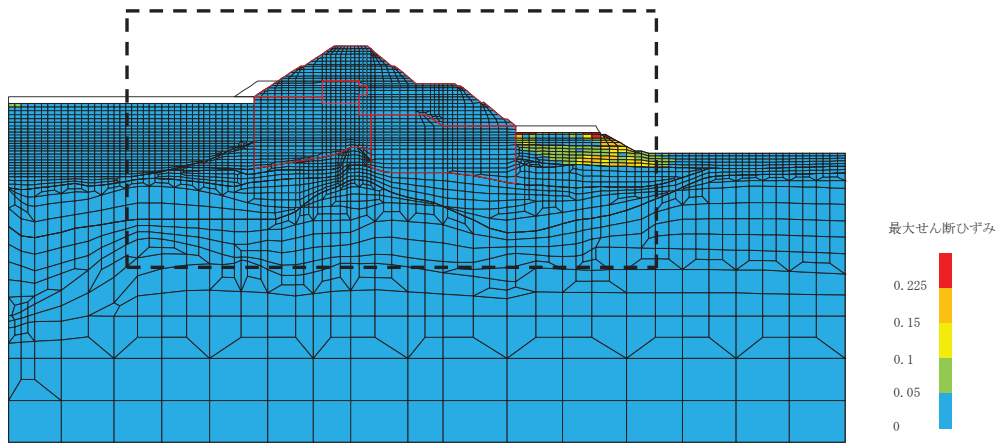


(a) 全体図

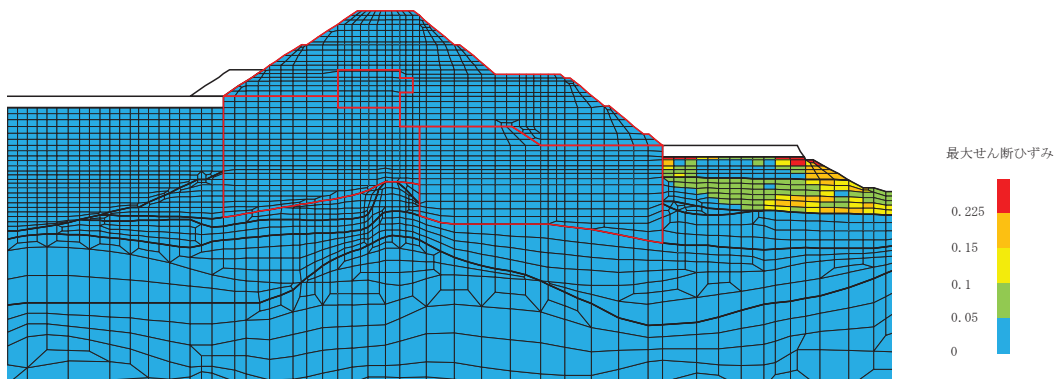


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-14 断面④の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース③, S d - D 2 (++) )

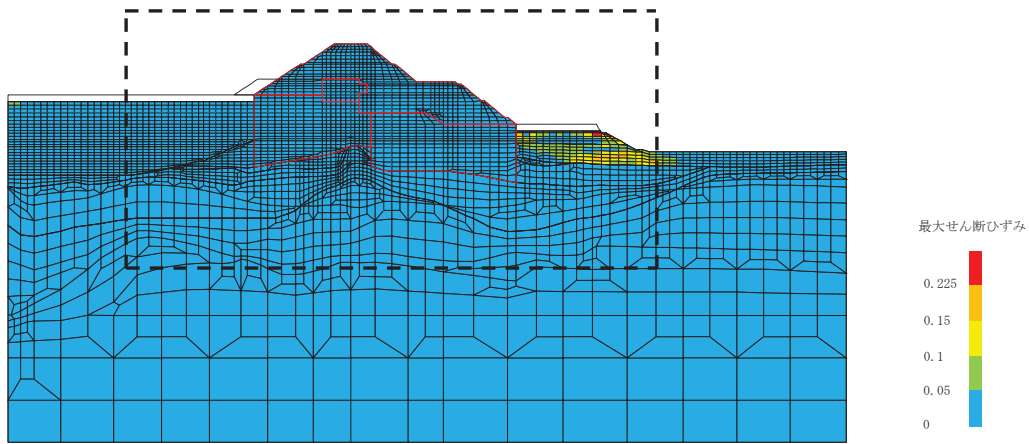


(a) 全体図

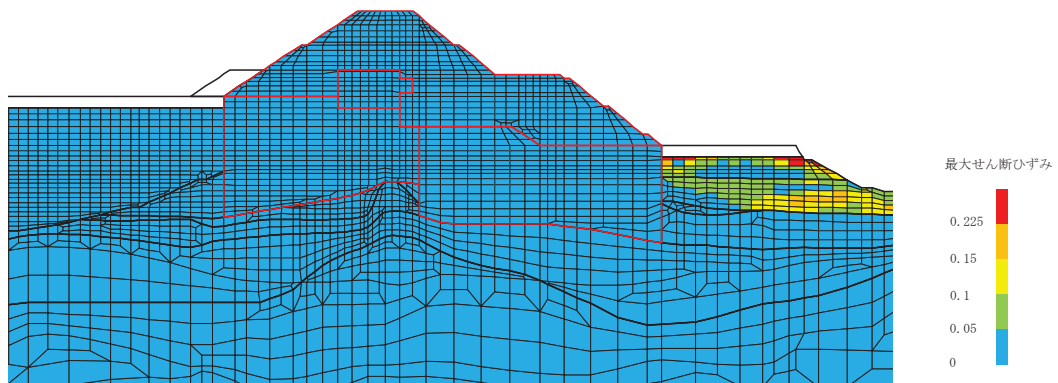


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-15 断面④の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース①, S d - D 2 (-+))



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-16 断面④の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース①, S d - D 2 (+))



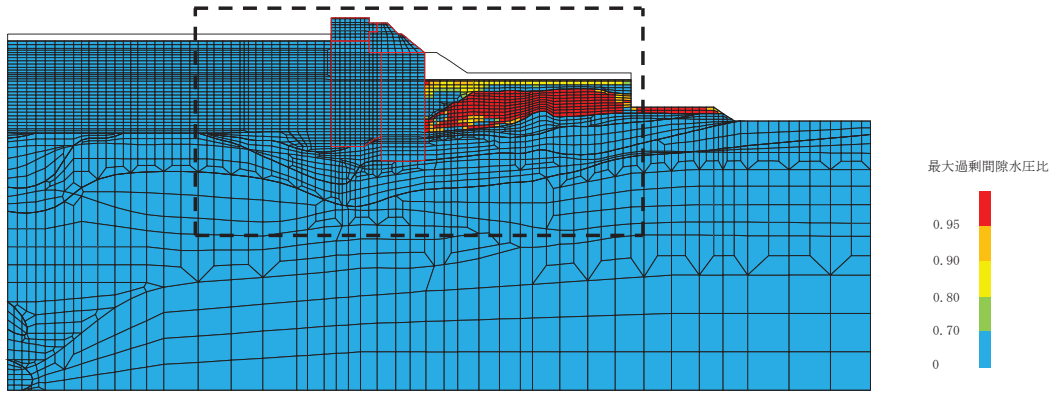
(9) 過剰間隙水圧比分布

地盤に発生した過剰間隙水圧比を確認するため、各施設の照査で最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースについて、地震応答解析の全時刻における過剰間隙水圧比の最大値分布を示す。最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースの一覧を表4.2-53に示す。

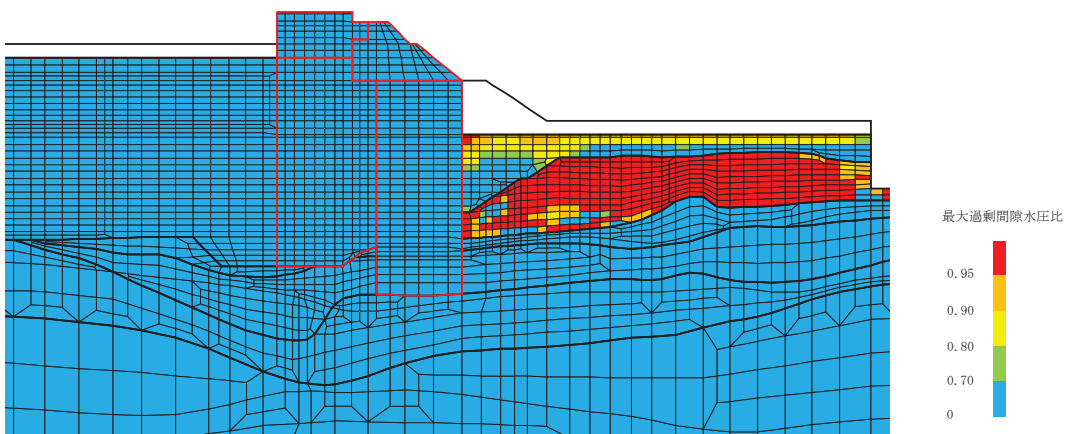
断面①～断面④における過剰間隙水圧比分布を、それぞれ図4.2-17～図4.2-26に示す。

表 4.2-53 最大照査値を示す解析ケースの一覧（断面①～断面④）

| 断面  | 評価項目                     |                          |                          |                          |
|-----|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
|     | 鋼管杭                      |                          | 背面補強工                    | 置換コンクリート                 |
|     | 曲げ・軸力系                   | せん断                      | すべり安全率                   | すべり安全率                   |
| 断面① | 解析ケース①<br>S d - D 2 (-+) | 解析ケース①<br>S d - D 2 (-+) | 解析ケース①<br>S d - D 2 (-+) | 解析ケース①<br>S d - D 2 (++) |
| 断面② | 解析ケース①<br>S d - D 2 (++) | 解析ケース①<br>S d - D 2 (++) | 解析ケース①<br>S d - D 2 (-+) | 解析ケース①<br>S d - D 2 (+-) |
| 断面③ | 解析ケース②<br>S d - D 2 (-+) | 解析ケース②<br>S d - D 2 (-+) | 解析ケース③<br>S d - D 2 (-+) | 解析ケース②<br>S d - D 2 (-+) |
| 断面④ | 解析ケース③<br>S d - D 2 (++) | 解析ケース③<br>S d - D 2 (++) | 解析ケース①<br>S d - D 2 (-+) | 解析ケース①<br>S d - D 2 (+-) |

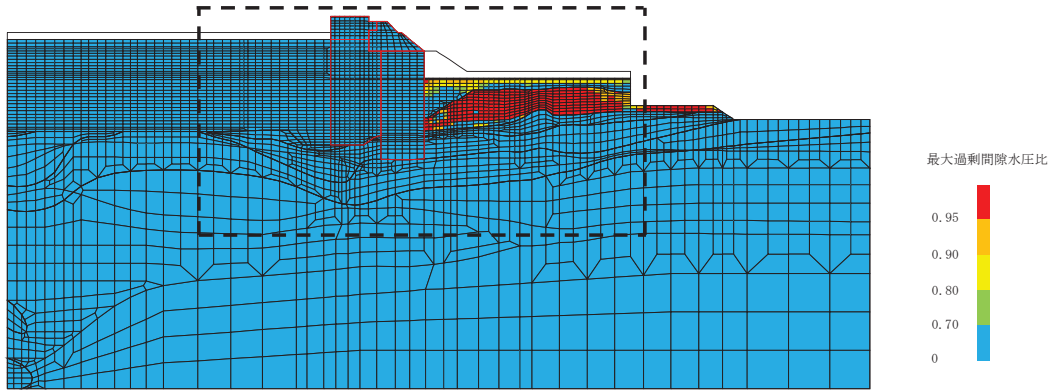


(a) 全体図

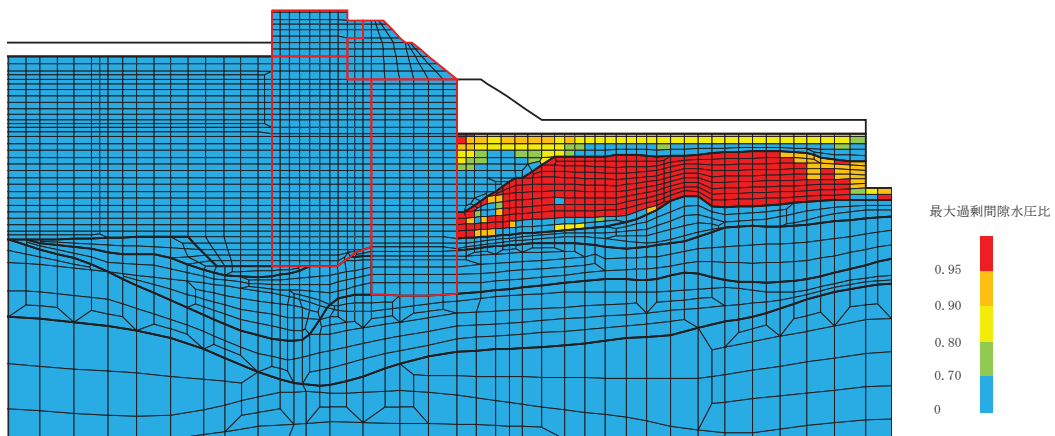


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-17 断面①の過剰間隙水圧比分布  
(解析ケース①, S d - D 2 (-+))

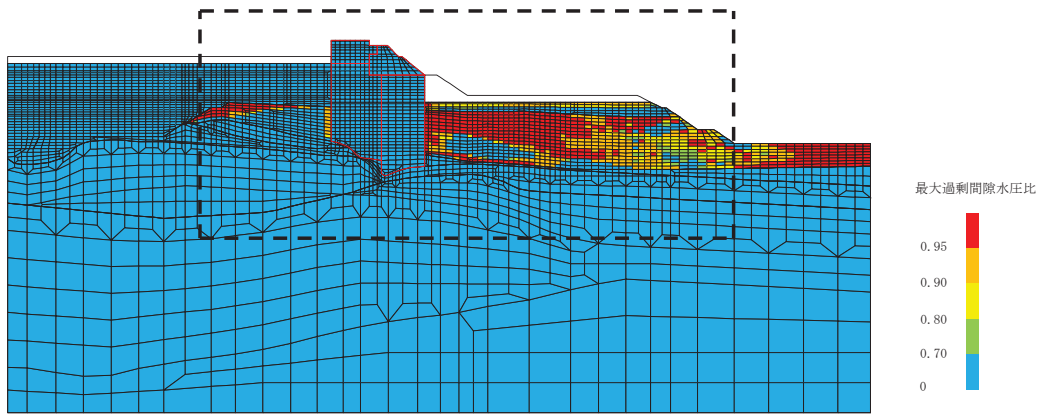


(a) 全体図

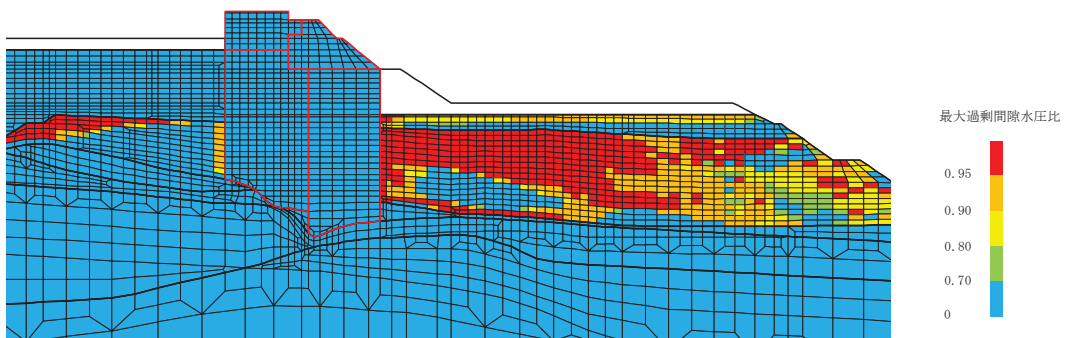


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-18 断面①の過剰間隙水圧比分布  
(解析ケース①, S d - D 2 (++) )

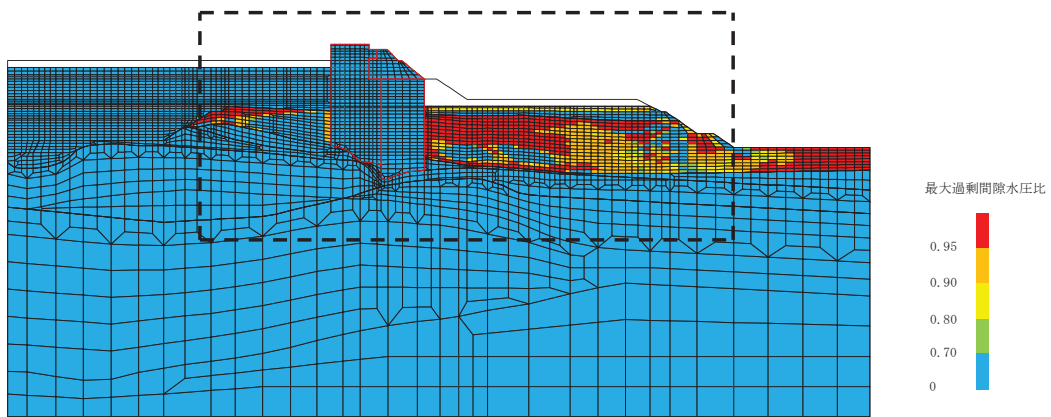


(a) 全体図

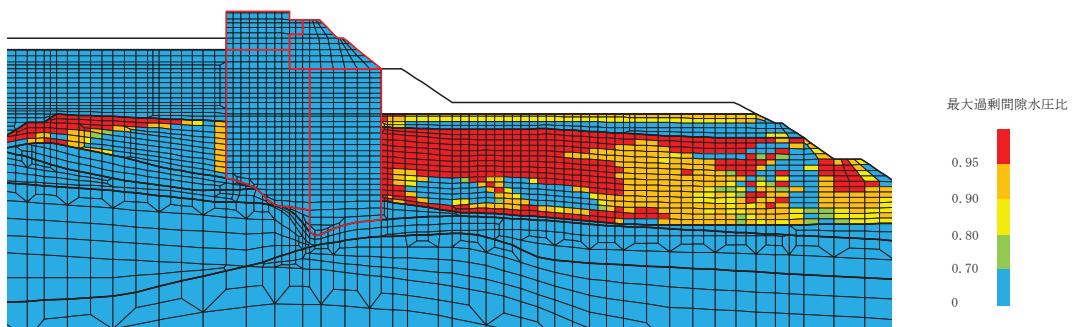


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-19 断面②の過剰間隙水圧比分布  
(解析ケース①, S d - D 2 (++) )

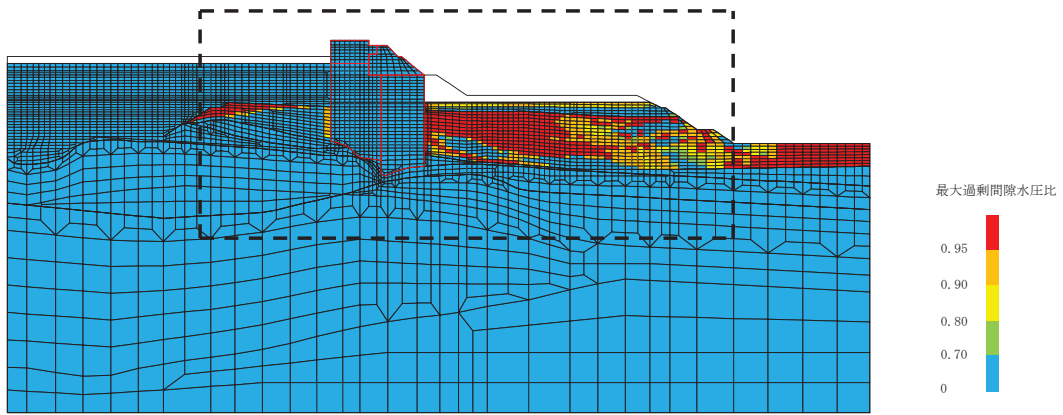


(a) 全体図

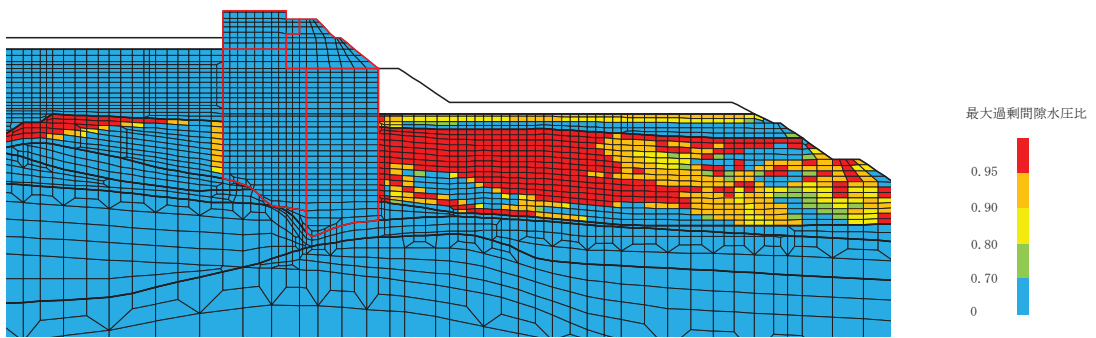


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-20 断面②の過剰間隙水圧比分布  
(解析ケース①, S d - D 2 (-+))

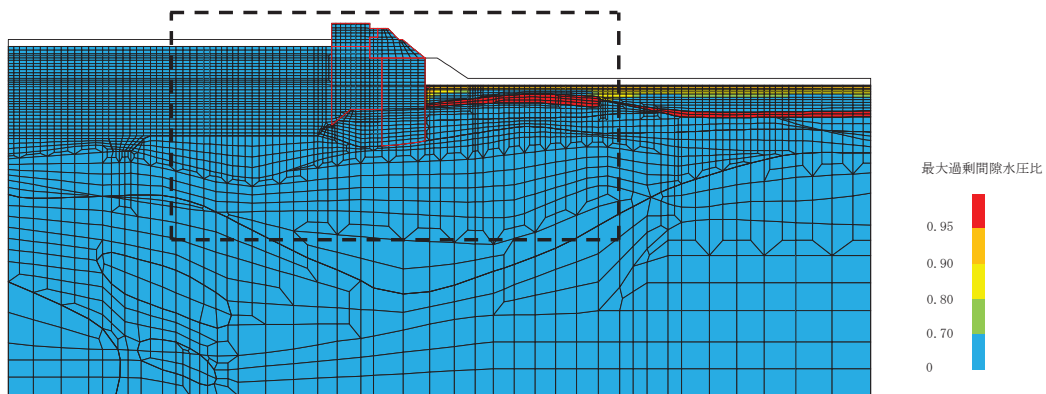


(a) 全体図

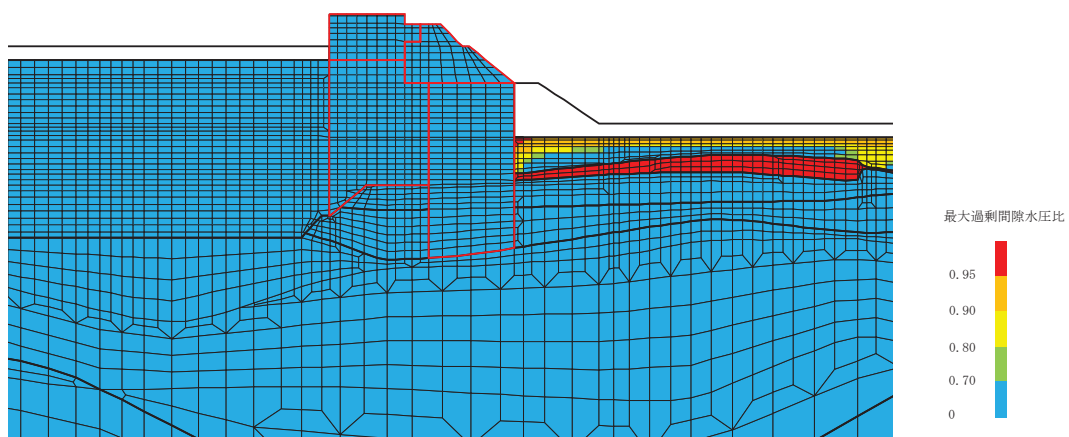


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-21 断面②の過剰間隙水圧比分布  
(解析ケース①, S d - D 2 (+))

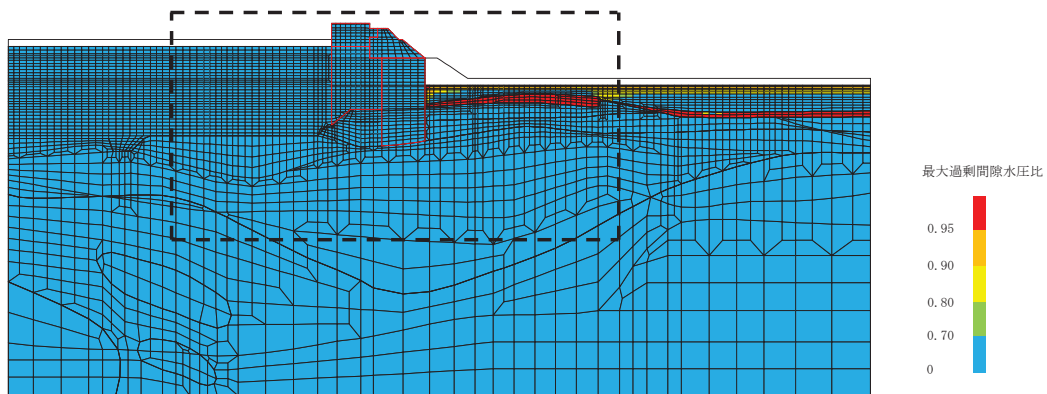


(a) 全体図

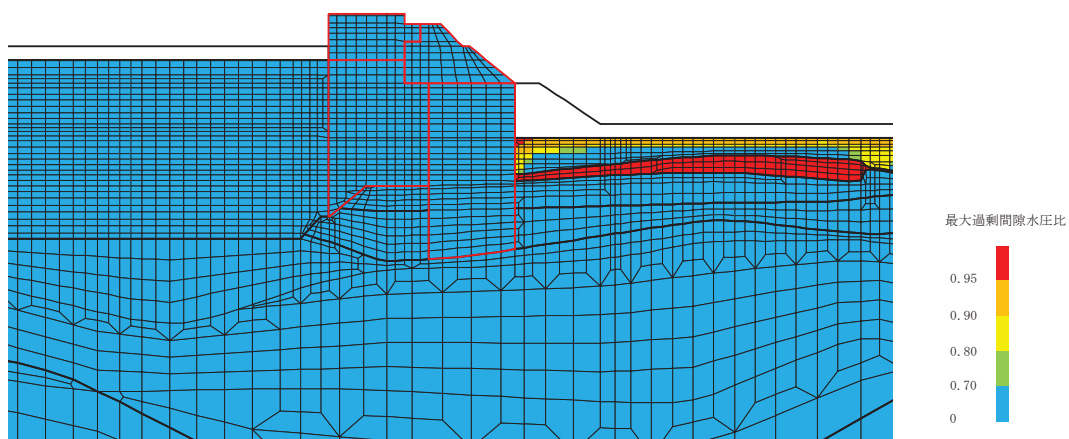


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-22 断面③の過剰間隙水圧比分布  
(解析ケース②, S d - D 2 (-+))



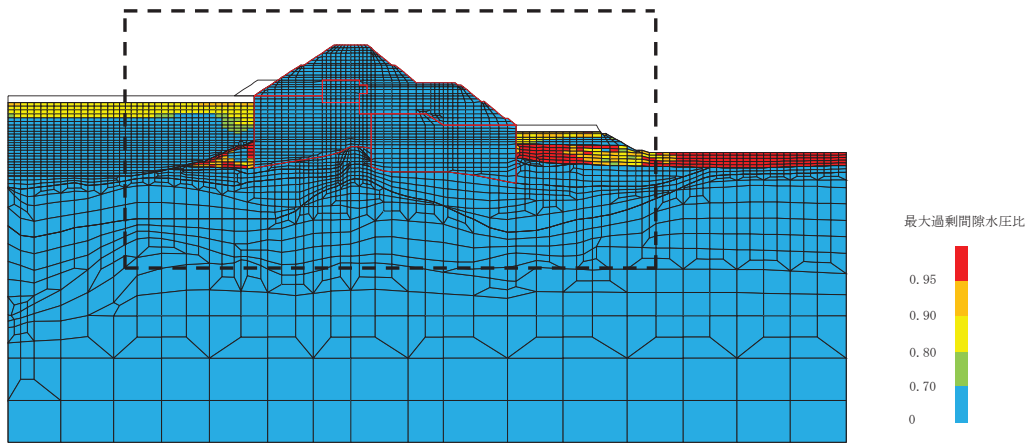
(a) 全体図



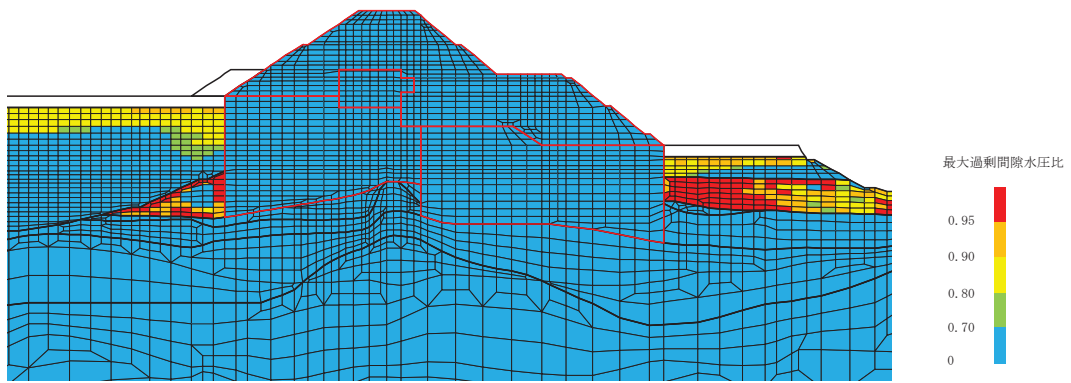
(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-23 断面③の過剰間隙水圧比分布  
(解析ケース③, S d - D 2 (-+))



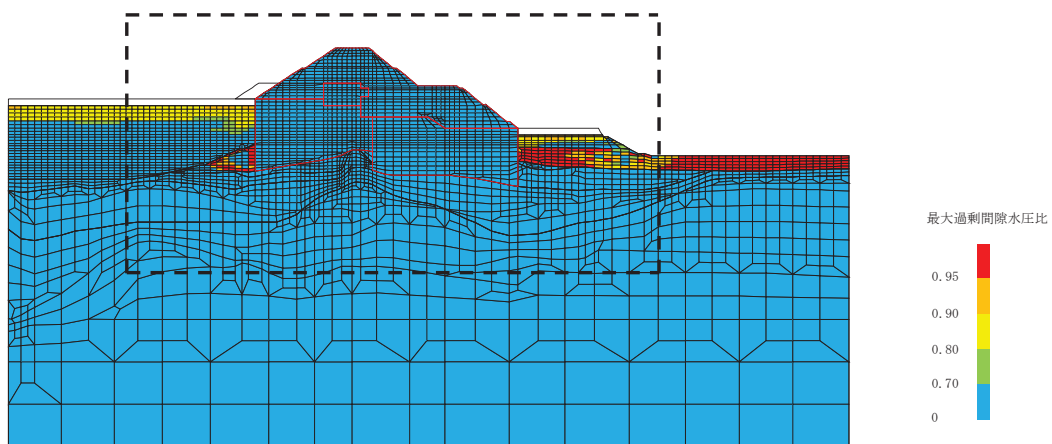


(a) 全体図

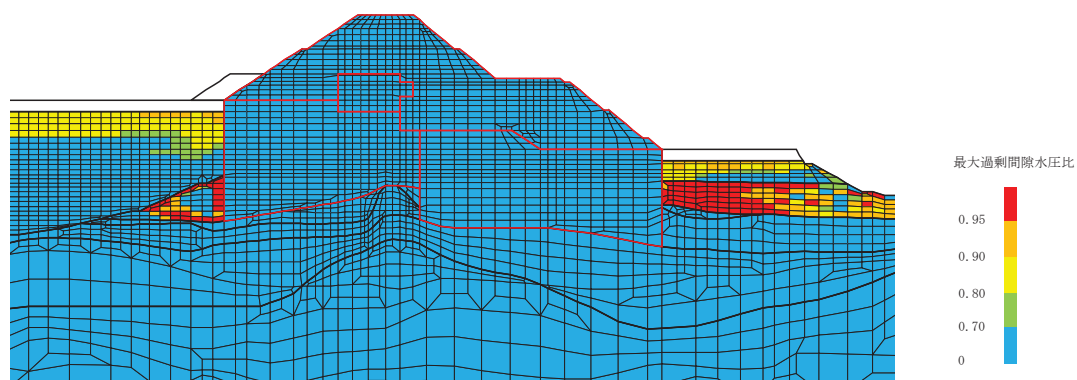


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-24 断面④の過剰間隙水圧比分布  
(解析ケース③, S d - D 2 (++) )

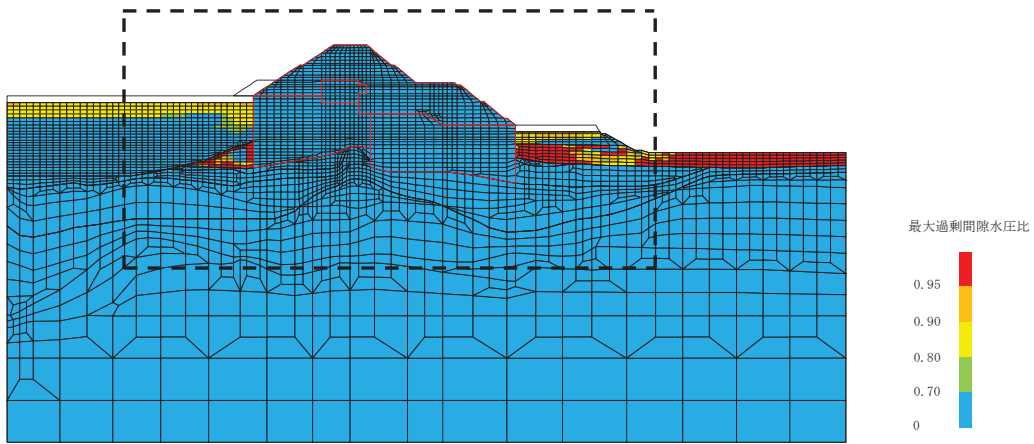


(a) 全体図

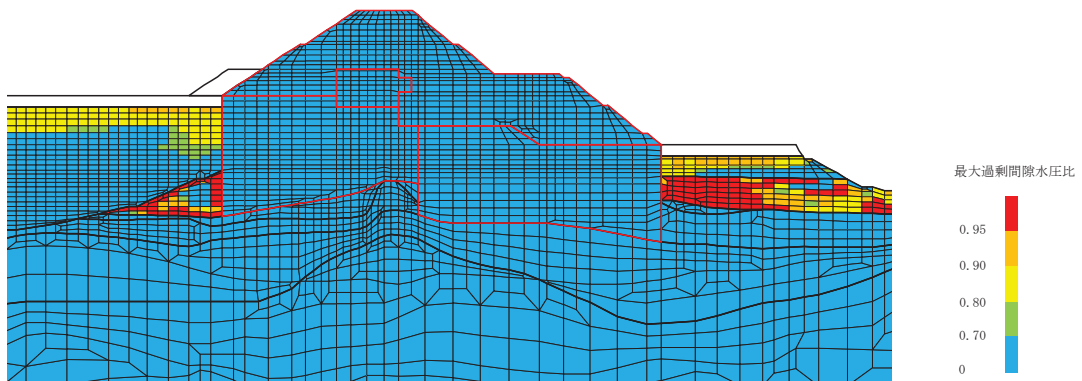


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-25 断面④の過剰間隙水圧比分布  
(解析ケース①, S d - D 2 (-+))



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-26 断面④の過剰間隙水圧比分布  
(解析ケース①, S d - D 2 (+))

#### 4.2.2 鋼管杭の評価結果

##### (1) 曲げ軸力照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.2-54 に、鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値を表 4.2-55～表 4.2-60 に示す。鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、鋼管杭に発生する曲げ応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2-54 鋼管杭断面諸元

| 杭種 |                                 | 設置標高               |                                   | 板厚*2<br>(mm)                   | 断面積 (mm <sup>2</sup> ) | 断面係数 (mm <sup>3</sup> ) |                        |
|----|---------------------------------|--------------------|-----------------------------------|--------------------------------|------------------------|-------------------------|------------------------|
| A  | 鋼管杭<br>(上杭)<br>φ 2200           | SKK490<br>(t=25mm) | 0. P. +30. 0m*1～<br>0. P. +23. 5m | 24                             | 1. 639×10 <sup>5</sup> | 8. 813×10 <sup>7</sup>  |                        |
| B  |                                 | SM570<br>(t=40mm)  | 0. P. +23. 5m～<br>0. P. +21. 0m   | 39                             | 2. 645×10 <sup>5</sup> | 1. 403×10 <sup>8</sup>  |                        |
|    | 0. P. +21. 0m～<br>0. P. +20. 0m |                    |                                   |                                |                        |                         |                        |
| C  | 鋼管杭<br>(下杭)<br>φ 2500           | SM570<br>(t=35mm)  | 長杭                                | 0. P. +20. 0m～<br>0. P. ±0. 0m | 34                     | 2. 632×10 <sup>5</sup>  | 1. 599×10 <sup>8</sup> |
|    |                                 |                    | 短杭                                | 0. P. +20. 0m～<br>0. P. +5. 0m |                        |                         |                        |
|    |                                 |                    | 断面⑥                               | 0. P. +20. 0m<br>～ +8. 0m      |                        |                         |                        |
| D  | 鋼管杭<br>(下杭)<br>φ 2500           | SKK490<br>(t=25mm) | 長杭                                | 0. P. ±0. 0m～<br>杭下端           | 24                     | 1. 865×10 <sup>5</sup>  | 1. 143×10 <sup>8</sup> |
|    |                                 |                    | 短杭                                | 0. P. +5. 0m～<br>0. P. +2. 5m  |                        |                         |                        |
|    |                                 |                    | 断面⑥                               | 0. P. +8. 0m<br>～ +5. 5m       |                        |                         |                        |

注記 \*1：岩盤部（断面⑤及び断面⑥）は 0. P. +29. 0m。

\*2：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）に基づき腐食代 1 mm を考慮する。杭体の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1 mm による断面積の低減を考慮する。

表 4.2-55 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値（断面①）

| 解析<br>ケース        | 地震動       |      | 杭<br>種 | 曲げモーメント<br>(kN・m) | 軸力<br>(kN) | 曲げ圧縮<br>応力度                     | 短期許容<br>応力度                        | 照査値<br>$\sigma_s / \sigma_{sa}$ |
|------------------|-----------|------|--------|-------------------|------------|---------------------------------|------------------------------------|---------------------------------|
|                  |           |      |        |                   |            | $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) |                                 |
| ①                | S d - D 2 | (++) | C      | 39212             | 1159       | 250                             | 382                                | 0.66                            |
|                  |           | (-+) | C      | 42529             | 1305       | 271                             | 382                                | 0.71                            |
|                  |           | (+-) | C      | 40974             | 1158       | 261                             | 382                                | 0.69                            |
|                  |           | (--) | C      | 38000             | 1116       | 242                             | 382                                | 0.64                            |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (-+) | C      | 42117             | 1259       | 269                             | 382                                | 0.71                            |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (-+) | C      | 40266             | 1321       | 257                             | 382                                | 0.68                            |

表 4.2-56 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値（断面②）

| 解析<br>ケース        | 地震動       |      | 杭<br>種 | 曲げモーメン<br>ト | 軸力<br>(kN) | 曲げ圧縮<br>応力度                     | 短期許容<br>応力度                        | 照査値<br>$\sigma_s / \sigma_{sa}$ |
|------------------|-----------|------|--------|-------------|------------|---------------------------------|------------------------------------|---------------------------------|
|                  |           |      |        | (kN・m)      |            | $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) |                                 |
| ①                | S d - D 2 | (++) | C      | 42463       | 1123       | 270                             | 382                                | 0.71                            |
|                  |           | (-+) | C      | 42129       | 833        | 267                             | 382                                | 0.70                            |
|                  |           | (+-) | C      | 40780       | 1291       | 260                             | 382                                | 0.69                            |
|                  |           | (--) | C      | 40033       | 1194       | 255                             | 382                                | 0.67                            |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | C      | 42140       | 1084       | 268                             | 382                                | 0.71                            |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | C      | 41660       | 1083       | 265                             | 382                                | 0.70                            |

表 4.2-57 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値（断面③）

| 解析<br>ケース        | 地震動       |      | 杭<br>種 | 曲げモーメン<br>ト | 軸力<br>(kN) | 曲げ圧縮<br>応力度                     | 短期許容<br>応力度                        | 照査値<br>$\sigma_s / \sigma_{sa}$ |
|------------------|-----------|------|--------|-------------|------------|---------------------------------|------------------------------------|---------------------------------|
|                  |           |      |        | (kN・m)      |            | $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) |                                 |
| ①                | S d - D 2 | (++) | C      | 40309       | 964        | 256                             | 382                                | 0.68                            |
|                  |           | (-+) | C      | 41796       | 764        | 265                             | 382                                | 0.70                            |
|                  |           | (+-) | C      | 40744       | 1157       | 260                             | 382                                | 0.69                            |
|                  |           | (--) | C      | 41146       | 1363       | 263                             | 382                                | 0.69                            |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (-+) | C      | 42625       | 782        | 270                             | 382                                | 0.71                            |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (-+) | C      | 41600       | 1286       | 266                             | 382                                | 0.70                            |

表 4.2-58 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値（断面④）

| 解析<br>ケース        | 地震動       |      | 杭<br>種 | 曲げモーメ<br>ント<br>(kN・m) | 軸力<br>(kN) | 曲げ圧縮<br>応力度<br>$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度<br>$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\sigma_s / \sigma_{sa}$ |
|------------------|-----------|------|--------|-----------------------|------------|--|---|---------------------------------|
|                  |           |      |        |                       |            |  |   |                                 |
| ①                | S d - D 2 | (++) | D      | 783                   | 11315      | 68   | 277   | 0.25                            |
|                  |           | (-+) | D      | 812                   | 10746      | 65   | 277   | 0.24                            |
|                  |           | (+-) | D      | 812                   | 11116      | 67   | 277   | 0.25                            |
|                  |           | (--) | D      | 813                   | 11243      | 68   | 277   | 0.25                            |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | D      | 580                   | 9184       | 55   | 277   | 0.20                            |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | D      | 1098                  | 13998      | 85   | 277   | 0.31                            |

表 4.2-59 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値（断面⑤）

| 解析<br>ケース        | 地震動       |      | 杭<br>種 | 曲げモーメ<br>ント<br>(kN・m) | 軸力<br>(kN) | 曲げ圧縮<br>応力度<br>$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度<br>$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\sigma_s / \sigma_{sa}$ |
|------------------|-----------|------|--------|-----------------------|------------|--|---|---------------------------------|
|                  |           |      |        |                       |            |  |   |                                 |
| ①                | S d - D 2 | (++) | C      | 32881                 | 1333       | 211  | 382   | 0.56                            |
|                  |           | (-+) | C      | 31922                 | 1268       | 205  | 382   | 0.54                            |
|                  |           | (+-) | C      | 32228                 | 1246       | 207  | 382   | 0.55                            |
|                  |           | (--) | C      | 31377                 | 1073       | 201  | 382   | 0.53                            |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | C      | 32744                 | 1335       | 210  | 382   | 0.55                            |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | C      | 32866                 | 1312       | 211  | 382   | 0.56                            |

表 4.2-60 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値（断面⑥）

| 解析<br>ケース        | 地震動       |      | 杭<br>種 | 曲げモーメ<br>ント<br>(kN・m) | 軸力<br>(kN) | 曲げ圧縮<br>応力度<br>$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度<br>$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\sigma_s / \sigma_{sa}$ |
|------------------|-----------|------|--------|-----------------------|------------|--|---|---------------------------------|
|                  |           |      |        |                       |            |  |   |                                 |
| ①                | S d - D 2 | (++) | C      | 35035                 | 1302       | 225  | 382   | 0.59                            |
|                  |           | (-+) | C      | 32924                 | 1176       | 211  | 382   | 0.56                            |
|                  |           | (+-) | C      | 34050                 | 1000       | 217  | 382   | 0.57                            |
|                  |           | (--) | C      | 33434                 | 1182       | 214  | 382   | 0.57                            |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | C      | 34677                 | 1291       | 222  | 382   | 0.59                            |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | C      | 35431                 | 1260       | 227  | 382   | 0.60                            |

(2) せん断力照査

断面計算に用いた断面諸元は表 4.2-53 に、鋼管杭のせん断力照査における最大照査値を表 4.2-61～表 4.2-66 に示す。

鋼管杭に発生するせん断応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2-61 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面①)

| 解析<br>ケース        | 地震動       |      | 杭種 | せん断力<br>(kN) | せん断<br>応力度<br>$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度<br>$\tau_{sa}$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\tau_s / \tau_{sa}$ |
|------------------|-----------|------|----|--------------|---|--|-----------------------------|
| ①                | S d - D 2 | (++) | C  | 11769        | 90  | 217  | 0.42                        |
|                  |           | (-+) | C  | 12797        | 98  | 217  | 0.46                        |
|                  |           | (+-) | C  | 12316        | 94  | 217  | 0.44                        |
|                  |           | (--) | C  | 11390        | 87  | 217  | 0.41                        |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (-+) | C  | 12669        | 97  | 217  | 0.45                        |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (-+) | C  | 12085        | 92  | 217  | 0.43                        |

表 4.2-62 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面②)

| 解析<br>ケース        | 地震動       |      | 杭種 | せん断力<br>(kN) | せん断<br>応力度<br>$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度<br>$\tau_{sa}$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\tau_s / \tau_{sa}$ |
|------------------|-----------|------|----|--------------|---|--|-----------------------------|
| ①                | S d - D 2 | (++) | C  | 12765        | 97  | 217  | 0.45                        |
|                  |           | (-+) | C  | 12672        | 97  | 217  | 0.45                        |
|                  |           | (+-) | C  | 12269        | 94  | 217  | 0.44                        |
|                  |           | (--) | C  | 12031        | 92  | 217  | 0.43                        |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | C  | 12666        | 97  | 217  | 0.45                        |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | C  | 12513        | 96  | 217  | 0.45                        |

表 4.2-63 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面③）

| 解析<br>ケース        | 地震動       |      | 杭種 | せん断力<br>(kN) | せん断<br>応力度<br>$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度<br>$\tau_{sa}$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\tau_s / \tau_{sa}$ |
|------------------|-----------|------|----|--------------|---|--|-----------------------------|
| ①                | S d - D 2 | (++) | C  | 12104        | 92  | 217  | 0.43                        |
|                  |           | (-+) | C  | 12562        | 96  | 217  | 0.45                        |
|                  |           | (+-) | C  | 12261        | 94  | 217  | 0.44                        |
|                  |           | (--) | C  | 12383        | 95  | 217  | 0.44                        |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (-+) | C  | 12823        | 98  | 217  | 0.46                        |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (-+) | C  | 12532        | 96  | 217  | 0.45                        |

表 4.2-64 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面④）

| 解析<br>ケース        | 地震動       |      | 杭種 | せん断力<br>(kN) | せん断<br>応力度<br>$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度<br>$\tau_{sa}$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\tau_s / \tau_{sa}$ |
|------------------|-----------|------|----|--------------|---|--|-----------------------------|
| ①                | S d - D 2 | (++) | D  | 900          | 10  | 157  | 0.07                        |
|                  |           | (-+) | D  | 919          | 10  | 157  | 0.07                        |
|                  |           | (+-) | D  | 902          | 10  | 157  | 0.07                        |
|                  |           | (--) | D  | 942          | 11  | 157  | 0.08                        |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | D  | 657          | 8   | 157  | 0.06                        |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | D  | 1233         | 14  | 157  | 0.09                        |

表 4.2-65 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面⑤）

| 解析<br>ケース        | 地震動       |      | 杭種 | せん断力<br>(kN) | せん断<br>応力度<br>$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度<br>$\tau_{sa}$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\tau_s / \tau_{sa}$ |
|------------------|-----------|------|----|--------------|---|--|-----------------------------|
| ①                | S d - D 2 | (++) | C  | 11501        | 88  | 217  | 0.41                        |
|                  |           | (-+) | C  | 11176        | 85  | 217  | 0.40                        |
|                  |           | (+-) | C  | 11285        | 86  | 217  | 0.40                        |
|                  |           | (--) | C  | 10983        | 84  | 217  | 0.39                        |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | C  | 11452        | 88  | 217  | 0.41                        |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | C  | 11497        | 88  | 217  | 0.41                        |



表 4.2-66 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面⑥）

| 解析<br>ケース        | 地震動       | 杭種   | せん断力<br>(kN) | せん断<br>応力度<br>$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容<br>応力度<br>$\tau_{sa}$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\tau_s / \tau_{sa}$ |      |
|------------------|-----------|------|--------------|---|--|-----------------------------|------|
| ①                | S d - D 2 | (++) | C            | 9745  | 75   | 217                         | 0.35 |
|                  |           | (-+) | C            | 9144  | 70   | 217                         | 0.33 |
|                  |           | (+-) | C            | 9489  | 73   | 217                         | 0.34 |
|                  |           | (--) | C            | 9267  | 71   | 217                         | 0.33 |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | C            | 10013                                       | 77   | 217                         | 0.36 |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | C            | 9354  | 72   | 217                         | 0.34 |

#### 4.2.3 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の評価結果

鋼管杭に発生する最大水平加速度から算出される最大水平震度 $k_h$ は表 4.2-67 のとおりである。

また、各断面における最大水平震度の深度分布及び最大動水圧の深度分布を図 4.2-27 に示す。

上記より、保守的に評価に用いる水平震度は $k_h = 6$ とし、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の高さ方向に作用するものとして評価を行った。

鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主部材の照査結果を表 4.2-68 に示す。この結果から、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2-67 各評価断面における最大水平震度及び設計水平震度

| 断面  | 最大加速度<br>となる標高 | 最大水平震度 $k_h$ | 設計用水平震度 |
|-----|----------------|--------------|---------|
| 断面① | O. P. +29.0m   | 5.8          | 6       |
| 断面② | O. P. +29.0m   | 5.8          |         |
| 断面③ | O. P. +29.0m   | 5.2          |         |
| 断面⑤ | O. P. +29.0m   | 3.2          |         |
| 断面⑥ | O. P. +29.0m   | 3.8          |         |

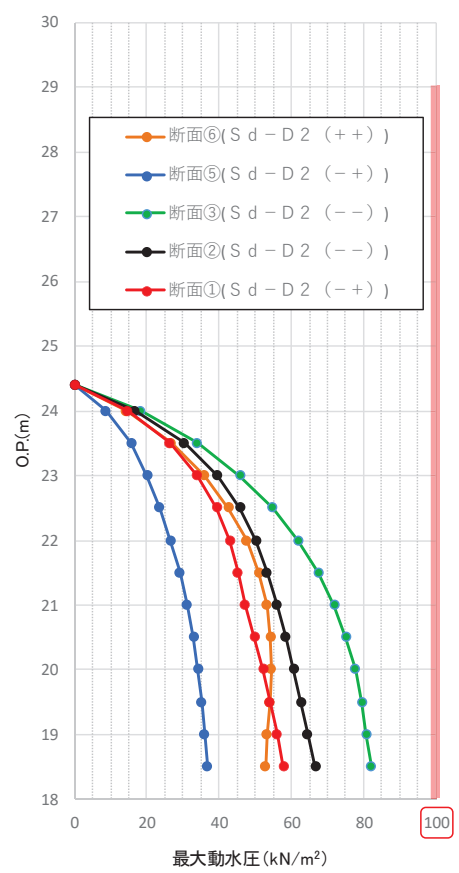
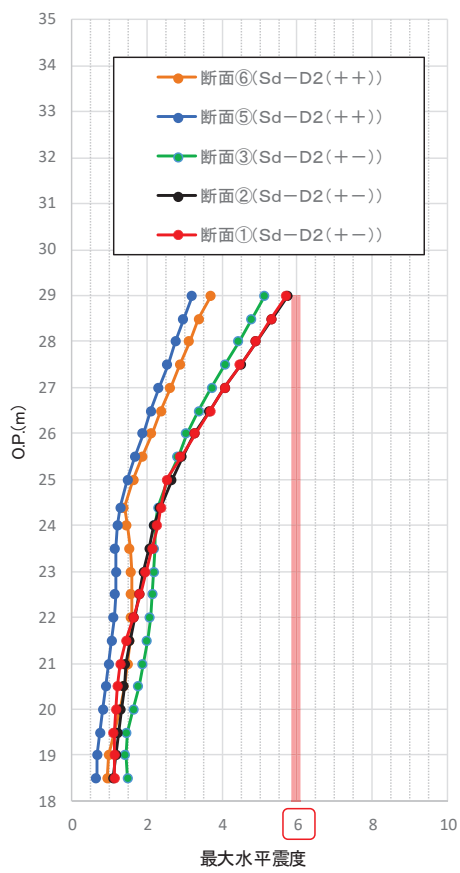


図 4.2-27 各断面における最大水平震度及び最大動水圧の深度分布

表 4.2-68 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主要部材の照査結果

| 部材     |         | 応力成分                           | 材質     | 応力度  | 許容限界 | 照査値  |
|--------|---------|--------------------------------|--------|------|------|------|
| 鋼製遮水壁  | スキンプレート | 曲げ応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> )  | SM490Y | 273  | 315  | 0.87 |
|        | 垂直リブ    | 圧縮応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> )  | SM490Y | 64   | 190  | 0.34 |
|        | 水平リブ    | 曲げ応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> )  | SM490Y | 72   | 315  | 0.23 |
|        |         | せん断応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | SM490Y | 36   | 180  | 0.20 |
|        |         | 合成応力度                          | SM490Y | 0.10 | 1.20 | 0.09 |
| 漂流物防護工 | 架台      | 曲げ応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> )  | SM490Y | 55   | 315  | 0.18 |
|        |         | せん断応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | SM490Y | 36   | 180  | 0.20 |
|        |         | 合成応力度                          | SM490Y | 0.07 | 1.20 | 0.06 |
|        | 防護工     | 引張応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> )  | SM570  | 18   | 382  | 0.05 |
|        |         | せん断応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | SM570  | 12   | 217  | 0.06 |
|        |         | 合成応力度                          | SM570  | -    | -    | -    |

#### 4.2.4 背面補強工の評価結果

背面補強のすべり安全率による評価結果を表 4.2-69～表 4.2-73 に示す。これらの結果から、背面補強のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.2-69 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面①）

| 解析ケース            | 地震動       |      | 発生時刻 (s) | 最小すべり安全率 |
|------------------|-----------|------|----------|----------|
| ①                | S d - D 2 | (++) | 6.94     | 12.8     |
|                  |           | (-+) | 17.47    | 11.6     |
|                  |           | (+-) | 17.40    | 12.2     |
|                  |           | (--) | 6.70     | 13.3     |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | 17.46    | 11.7     |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | 17.48    | 12.5     |

表 4.2-70 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面②）

| 解析ケース            | 地震動       |      | 発生時刻 (s) | 最小すべり安全率 |
|------------------|-----------|------|----------|----------|
| ①                | S d - D 2 | (++) | 6.93     | 12.1     |
|                  |           | (-+) | 16.36    | 11.8     |
|                  |           | (+-) | 25.16    | 12.1     |
|                  |           | (--) | 25.25    | 12.2     |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | 6.93     | 12.1     |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | 6.94     | 12.4     |

表 4.2-71 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面③）

| 解析ケース            | 地震動       |      | 発生時刻 (s) | 最小すべり安全率 |
|------------------|-----------|------|----------|----------|
| ①                | S d - D 2 | (++) | 25.18    | 12.4     |
|                  |           | (-+) | 13.57    | 11.7     |
|                  |           | (+-) | 25.18    | 12.1     |
|                  |           | (--) | 13.57    | 11.8     |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | 16.36    | 11.8     |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | 13.58    | 11.6     |

表 4.2-72 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面④)

| 解析ケース            | 地震動       |      | 発生時刻 (s) | 最小すべり安全率 |
|------------------|-----------|------|----------|----------|
| ①                | S d - D 2 | (++) | 13.68    | 15.4     |
|                  |           | (-+) | 13.54    | 13.9     |
|                  |           | (+-) | 13.66    | 15.0     |
|                  |           | (--) | 13.53    | 14.5     |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | 13.64    | 15.2     |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | 8.31     | 15.3     |

表 4.2-73 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面⑤)

| 解析ケース            | 地震動       |      | 発生時刻 (s) | 最小すべり安全率 |
|------------------|-----------|------|----------|----------|
| ①                | S d - D 2 | (++) | 6.85     | 13.9     |
|                  |           | (-+) | 30.05    | 14.1     |
|                  |           | (+-) | 29.97    | 13.8     |
|                  |           | (--) | 19.46    | 14.4     |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | 6.85     | 14.0     |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | 6.85     | 14.0     |

#### 4.2.5 置換コンクリートの評価結果

置換コンクリートのすべり安全率による評価結果を表 4.2-74~表 4.2-77 に示す。これらの結果から、置換コンクリートのすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.2-74 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面①)

| 解析ケース            | 地震動       |      | 発生時刻 (s) | 最小すべり安全率 |
|------------------|-----------|------|----------|----------|
| ①                | S d - D 2 | (++) | 12.92    | 12.7     |
|                  |           | (-+) | 25.55    | 14.5     |
|                  |           | (+-) | 25.32    | 12.9     |
|                  |           | (--) | 25.57    | 13.0     |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | 25.54    | 13.4     |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | 13.21    | 15.1     |

表 4.2-75 置換コンクリートのすべり安全率評価結果（断面②）

| 解析ケース            | 地震動       |      | 発生時刻（s） | 最小すべり安全率 |
|------------------|-----------|------|---------|----------|
| ①                | S d - D 2 | (++) | 12.91   | 13.1     |
|                  |           | (-+) | 25.50   | 13.9     |
|                  |           | (+-) | 25.30   | 12.2     |
|                  |           | (--) | 13.44   | 13.6     |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | 25.31   | 13.2     |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | 12.91   | 12.6     |

表 4.2-76 置換コンクリートのすべり安全率評価結果（断面③）

| 解析ケース            | 地震動       |      | 発生時刻（s） | 最小すべり安全率 |
|------------------|-----------|------|---------|----------|
| ①                | S d - D 2 | (++) | 25.44   | 12.7     |
|                  |           | (-+) | 12.92   | 12.5     |
|                  |           | (+-) | 25.47   | 12.5     |
|                  |           | (--) | 12.89   | 12.9     |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | 13.55   | 12.5     |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | 12.92   | 12.6     |

表 4.2-77 置換コンクリートのすべり安全率評価結果（断面④）

| 解析ケース            | 地震動       |      | 発生時刻（s） | 最小すべり安全率 |
|------------------|-----------|------|---------|----------|
| ①                | S d - D 2 | (++) | 20.43   | 13.4     |
|                  |           | (-+) | 13.55   | 13.1     |
|                  |           | (+-) | 25.46   | 12.7     |
|                  |           | (--) | 13.55   | 12.8     |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | 20.42   | 13.6     |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | 25.49   | 12.9     |

#### 4.2.6 改良地盤の評価結果

改良地盤のすべり安全率による評価結果を表 4.2-78～表 4.2-81 に示す。これらの結果から、改良地盤のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.2-78 改良地盤のすべり安全率評価結果（断面①）

| 解析ケース            | 地震動       |      | 発生時刻 (s) | 最小すべり安全率 |
|------------------|-----------|------|----------|----------|
| ①                | S d - D 2 | (++) | 25.50    | 2.7      |
|                  |           | (-+) | 12.93    | 2.7      |
|                  |           | (+-) | 25.50    | 2.5      |
|                  |           | (--) | 25.75    | 2.7      |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | 12.93    | 2.6      |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | 25.79    | 2.9      |

表 4.2-79 改良地盤のすべり安全率評価結果（断面②）

| 解析ケース            | 地震動       |      | 発生時刻 (s) | 最小すべり安全率 |
|------------------|-----------|------|----------|----------|
| ①                | S d - D 2 | (++) | 25.45    | 3.1      |
|                  |           | (-+) | 25.33    | 3.1      |
|                  |           | (+-) | 25.49    | 2.9      |
|                  |           | (--) | 25.32    | 2.9      |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | 13.43    | 2.9      |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | 25.49    | 3.1      |

表 4.2-80 改良地盤のすべり安全率評価結果（断面③）

| 解析ケース            | 地震動       |      | 発生時刻 (s) | 最小すべり安全率 |
|------------------|-----------|------|----------|----------|
| ①                | S d - D 2 | (++) | 25.51    | 3.0      |
|                  |           | (-+) | 12.93    | 2.9      |
|                  |           | (+-) | 25.49    | 2.8      |
|                  |           | (--) | 25.33    | 3.0      |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | 12.92    | 2.7      |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | 12.93    | 3.3      |

表 4.2-81 改良地盤のすべり安全率評価結果（断面④）

| 解析ケース            | 地震動       |      | 発生時刻（s） | 最小すべり安全率 |
|------------------|-----------|------|---------|----------|
| ①                | S d - D 2 | (++) | 13.67   | 4.4      |
|                  |           | (-+) | 13.55   | 4.1      |
|                  |           | (+-) | 13.66   | 4.5      |
|                  |           | (--) | 13.57   | 4.3      |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | 13.65   | 4.4      |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | 13.69   | 4.4      |

#### 4.2.7 セメント改良土の評価結果

セメント改良土のすべり安全率による評価結果を表 4.2-82～表 4.2-85 に示す。これらの結果から、セメント改良土のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.2-82 セメント改良土のすべり安全率評価結果（断面①）

| 解析ケース            | 地震動       |      | 発生時刻（s） | 最小すべり安全率 |
|------------------|-----------|------|---------|----------|
| ①                | S d - D 2 | (++) | 20.32   | 53.7     |
|                  |           | (-+) | 25.53   | 51.0     |
|                  |           | (+-) | 17.13   | 37.7     |
|                  |           | (--) | 25.52   | 43.2     |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | 25.55   | 50.0     |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | 6.97    | 32.3     |

表 4.2-83 セメント改良土のすべり安全率評価結果（断面②）

| 解析ケース            | 地震動       |      | 発生時刻（s） | 最小すべり安全率 |
|------------------|-----------|------|---------|----------|
| ①                | S d - D 2 | (++) | 25.25   | 41.1     |
|                  |           | (-+) | 13.44   | 38.3     |
|                  |           | (+-) | 25.25   | 38.3     |
|                  |           | (--) | 13.44   | 18.2     |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | 20.29   | 43.5     |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | 25.26   | 14.8     |



表 4.2-84 セメント改良土のすべり安全率評価結果（断面③）

| 解析ケース            | 地震動       |      | 発生時刻 (s) | 最小すべり安全率 |
|------------------|-----------|------|----------|----------|
| ①                | S d - D 2 | (++) | 25.27    | 46.1     |
|                  |           | (-+) | 25.52    | 22.2     |
|                  |           | (+-) | 25.27    | 75.3     |
|                  |           | (--) | 13.46    | 25.1     |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | 25.51    | 33.3     |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | 13.46    | 16.2     |

表 4.2-85 セメント改良土のすべり安全率評価結果（断面④）

| 解析ケース            | 地震動       |      | 発生時刻 (s) | 最小すべり安全率 |
|------------------|-----------|------|----------|----------|
| ①                | S d - D 2 | (++) | 25.30    | 7.3      |
|                  |           | (-+) | 25.47    | 7.4      |
|                  |           | (+-) | 25.29    | 7.3      |
|                  |           | (--) | 25.49    | 6.9      |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | 13.52    | 7.4      |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (++) | 13.56    | 7.0      |

#### 4.2.7 止水ジョイント部材の相対変位量に対する評価結果

重畳時の止水ジョイント部材の相対変位量に対する照査結果を表 4.2-86 及び表 4.2-87 に示す。また、止水ジョイント部材の相対変位量評価区間を図 4.2-28 に示す。

重畳時の止水ジョイント部材の相対変位量に対する照査を行った結果、相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2-86 (1) ゴムジョイント部材設置箇所の重畳時相対変位量

(A 区間：一般部のうち突出長変化部，鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

| 方向     | 地震動              | 解析<br>ケース | 地震時<br>最終変位<br>(a) (mm) | 重畳時<br>変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b)<br>(mm) | 許容限界<br>(mm) |
|--------|------------------|-----------|-------------------------|-------------------------|---------------------|--------------|
| 汀線直角方向 | S d - D 2 ( -- ) | ③         | 5.7                     | 78.0                    | 83.7                | 350          |
| 汀線方向   | — *              | — *       | 12.3*                   | 12.3*                   | 24.6                | 150          |

注記 \*：汀線方向の地震時最終変位及び重畳時変位増分は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.2-86 (2) ゴムジョイント部材設置箇所の重畳時相対変位量

(B 区間：一般部のうち背面補強工間，鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

| 方向     | 地震動               | 解析<br>ケース | 地震時<br>最終変位<br>(a) (mm) | 重畳時<br>変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b)<br>(mm) | 許容限界<br>(mm) |
|--------|-------------------|-----------|-------------------------|-------------------------|---------------------|--------------|
| 汀線直角方向 | S d - D 2 ( + - ) | ③         | 31.5                    | 130.6                   | 162.1               | 350          |
| 汀線方向   | — *               | — *       | 22.2*                   | 22.2*                   | 44.4                | 150          |

注記 \*：汀線方向の地震時最終変位及び重畳時変位増分は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.2-86 (3) ゴムジョイント部材設置箇所の重畳時相対変位量

(C 区間：一般部と岩盤部の境界，鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

| 方向     | 地震動               | 解析<br>ケース | 地震時<br>最終変位<br>(a) (mm) | 重畳時<br>変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b)<br>(mm) | 許容限界<br>(mm) |
|--------|-------------------|-----------|-------------------------|-------------------------|---------------------|--------------|
| 汀線直角方向 | S d - D 2 ( + - ) | ③         | 31.5                    | 130.6                   | 162.1               | 350          |
| 汀線方向   | — *               | — *       | 14.1*                   | 14.1*                   | 28.2                | 150          |

注記 \*：汀線方向の地震時最終変位及び重畳時変位増分は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.2-86 (4) ゴムジョイント部材設置箇所の重畳時相対変位量  
(D 区間：岩盤部のうち背面補強工間，杭天端部：O. P. +29.0m)

| 方向     | 地震動            | 解析<br>ケース | 地震時<br>最終変位<br>(a) (mm) | 重畳時<br>変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b)<br>(mm) | 許容限界<br>(mm) |
|--------|----------------|-----------|-------------------------|-------------------------|---------------------|--------------|
| 汀線直角方向 | S d - D 2 (++) | ③         | 0.3                     | 51.0                    | 51.3                | 350          |
| 汀線方向   | —*             | —*        | 2.0*                    | 2.0*                    | 4.0                 | 150          |

注記 \*：汀線方向の地震時最終変位及び重畳時変位増分は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.2-86 (5) ゴムジョイント部材設置箇所の重畳時相対変位量  
(E 区間：岩盤部のうち背面補強工端部，杭天端部：O. P. +29.0m)

| 方向     | 地震動            | 解析<br>ケース | 地震時<br>最終変位<br>(a) (mm) | 重畳時<br>変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b)<br>(mm) | 許容限界<br>(mm) |
|--------|----------------|-----------|-------------------------|-------------------------|---------------------|--------------|
| 汀線直角方向 | S d - D 2 (++) | ③         | 0.1                     | 60.4                    | 60.5                | 350          |
| 汀線方向   | —*             | —*        | 6.7*                    | 6.7*                    | 13.4                | 150          |

注記 \*：汀線方向の地震時最終変位及び重畳時変位増分は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.2-86 (6) ゴムジョイント部材設置箇所の重畳時相対変位量  
(F 区間：岩盤部のうち突出長変化部，杭天端部：O. P. +29.0m)

| 方向     | 地震動            | 解析<br>ケース | 地震時<br>最終変位<br>(a) (mm) | 重畳時<br>変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b)<br>(mm) | 許容限界<br>(mm) |
|--------|----------------|-----------|-------------------------|-------------------------|---------------------|--------------|
| 汀線直角方向 | S d - D 2 (++) | ③         | 0.1                     | 60.4                    | 60.5                | 350          |
| 汀線方向   | —*             | —*        | 52.6*                   | 52.6*                   | 105.2               | 150          |

注記 \*：汀線方向の地震時最終変位及び重畳時変位増分は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.2-87 (1) ウレタンシリコーン目地設置箇所の重畳時相対変位量

(H 区間：一般部のうち背面補強工内，杭天端部：O.P. +29.0m)

| 方向     | 地震動            | 解析<br>ケース | 地震時<br>最終変位<br>(a) (mm) | 重畳時<br>変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b)<br>(mm) | 許容限界<br>(mm) |
|--------|----------------|-----------|-------------------------|-------------------------|---------------------|--------------|
| 汀線直角方向 | S d - D 2 (-+) | ③         | 1.2                     | 16.4                    | 17.6                | 30           |
| 汀線方向   | -*             | -*        | 1.6*                    | 1.6*                    | 3.2                 | 6            |

注記 \*：汀線方向の地震時最終変位及び重畳時変位増分は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.2-87 (2) ウレタンシリコーン目地設置箇所の重畳時相対変位量

(I 区間：岩盤部のうち突出杭長同一部，杭天端部：O.P. +29.0m)

| 方向     | 地震動            | 解析<br>ケース | 地震時<br>最終変位<br>(a) (mm) | 重畳時<br>変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b)<br>(mm) | 許容限界<br>(mm) |
|--------|----------------|-----------|-------------------------|-------------------------|---------------------|--------------|
| 汀線直角方向 | S d - D 2 (++) | ③         | 0.0                     | 4.6                     | 4.6                 | 30           |
| 汀線方向   | -*             | -*        | 1.2*                    | 1.2*                    | 2.4                 | 6            |

注記 \*：汀線方向の地震時最終変位及び重畳時変位増分は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.2-87 (3) ウレタンシリコーン目地設置箇所の重畳時相対変位量

(J 区間：岩盤部のうち背面補強工内，杭天端部：O.P. +29.0m)

| 方向     | 地震動            | 解析<br>ケース | 地震時<br>最終変位<br>(a) (mm) | 重畳時<br>変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b)<br>(mm) | 許容限界<br>(mm) |
|--------|----------------|-----------|-------------------------|-------------------------|---------------------|--------------|
| 汀線直角方向 | S d - D 2 (++) | ③         | 0.1                     | 2.1                     | 2.2                 | 30           |
| 汀線方向   | -*             | -*        | 1.0*                    | 1.0*                    | 2.0                 | 6            |

注記 \*：汀線方向の地震時最終変位及び重畳時変位増分は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

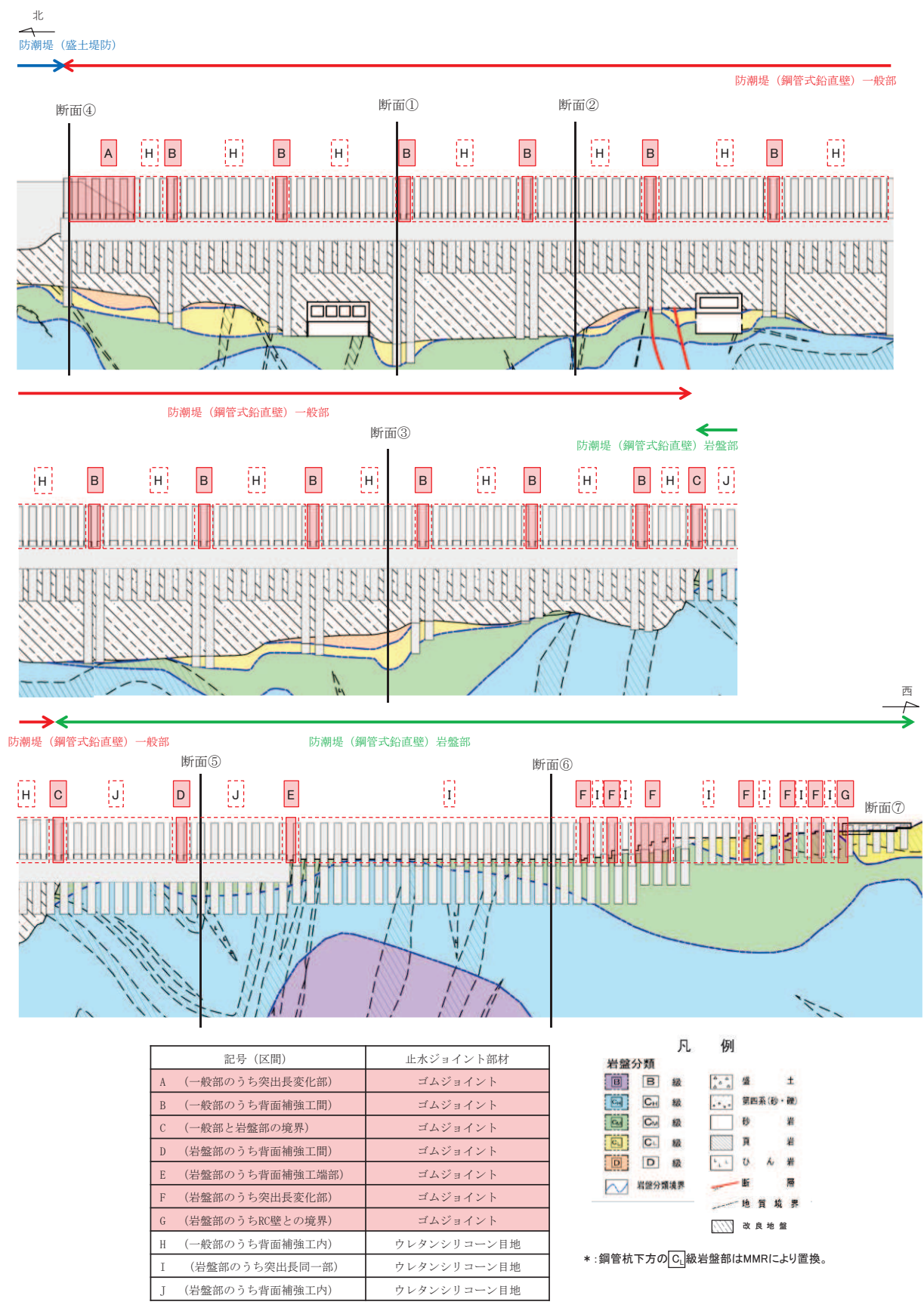


図 4.2-28 止水ジョイント部材の相対変位量評価区間

#### 4.2.8 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能評価結果を表4.2-88～表4.2-90に示す。

また、背面補強工及び置換コンクリートの最大接地圧分布図を図4.2-29～図4.2-30に示す。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の基礎地盤に生じる最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

表 4.2-88(1) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，鋼管杭，断面①）

| 解析ケース            | 地震動       |      | 最大接地圧                      | 極限支持力                         | 照査値          |
|------------------|-----------|------|----------------------------|-------------------------------|--------------|
|                  |           |      | $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $R_a/R_{ua}$ |
| ①                | S d - D 2 | (++) | 2.4                        | 11.4                          | 0.22         |
|                  |           | (-+) | 2.7                        | 11.4                          | 0.24         |
|                  |           | (+-) | 2.5                        | 11.4                          | 0.22         |
|                  |           | (--) | 2.5                        | 11.4                          | 0.22         |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (-+) | 2.5                        | 11.4                          | 0.22         |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (-+) | 2.9                        | 11.4                          | 0.26         |

表 4.2-88(2) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，鋼管杭，断面②）

| 解析ケース            | 地震動       |      | 最大接地圧                      | 極限支持力                         | 照査値          |
|------------------|-----------|------|----------------------------|-------------------------------|--------------|
|                  |           |      | $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $R_a/R_{ua}$ |
| ①                | S d - D 2 | (++) | 1.0                        | 11.4                          | 0.09         |
|                  |           | (-+) | 1.0                        | 11.4                          | 0.09         |
|                  |           | (+-) | 1.0                        | 11.4                          | 0.09         |
|                  |           | (--) | 1.0                        | 11.4                          | 0.09         |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (-+) | 1.0                        | 11.4                          | 0.09         |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (-+) | 1.1                        | 11.4                          | 0.10         |

表 4.2-88(3) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，鋼管杭，断面③）

| 解析ケース            | 地震動       |      | 最大接地圧                      | 極限支持力                         | 照査値          |
|------------------|-----------|------|----------------------------|-------------------------------|--------------|
|                  |           |      | $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $R_a/R_{ua}$ |
| ①                | S d - D 2 | (++) | 1.8                        | 13.7                          | 0.14         |
|                  |           | (-+) | 2.0                        | 13.7                          | 0.15         |
|                  |           | (+-) | 1.7                        | 13.7                          | 0.13         |
|                  |           | (--) | 1.9                        | 13.7                          | 0.14         |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (-+) | 1.7                        | 13.7                          | 0.13         |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (-+) | 2.3                        | 13.7                          | 0.17         |

表 4.2-88(4) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，鋼管杭，断面④）

| 解析ケース            | 地震動       |      | 最大接地圧                      | 極限支持力                         | 照査値          |
|------------------|-----------|------|----------------------------|-------------------------------|--------------|
|                  |           |      | $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $R_a/R_{ua}$ |
| ①                | S d - D 2 | (++) | 2.4                        | 11.4                          | 0.22         |
|                  |           | (-+) | 2.2                        | 11.4                          | 0.20         |
|                  |           | (+-) | 2.3                        | 11.4                          | 0.21         |
|                  |           | (--) | 2.3                        | 11.4                          | 0.21         |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (-+) | 1.9                        | 11.4                          | 0.17         |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (-+) | 2.9                        | 11.4                          | 0.26         |

表 4.2-88(5) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，鋼管杭，断面⑤）

| 解析ケース            | 地震動       |      | 最大接地圧                      | 極限支持力                         | 照査値          |
|------------------|-----------|------|----------------------------|-------------------------------|--------------|
|                  |           |      | $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $R_a/R_{ua}$ |
| ①                | S d - D 2 | (++) | 0.5                        | 13.7                          | 0.04         |
|                  |           | (-+) | 0.5                        | 13.7                          | 0.04         |
|                  |           | (+-) | 0.5                        | 13.7                          | 0.04         |
|                  |           | (--) | 0.5                        | 13.7                          | 0.04         |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (-+) | 0.5                        | 13.7                          | 0.04         |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (-+) | 0.5                        | 13.7                          | 0.04         |

表 4.2-88(6) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，鋼管杭，断面⑥）

| 解析ケース            | 地震動       |      | 最大接地圧                      | 極限支持力                         | 照査値          |
|------------------|-----------|------|----------------------------|-------------------------------|--------------|
|                  |           |      | $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $R_a/R_{ua}$ |
| ①                | S d - D 2 | (++) | 0.5                        | 13.7                          | 0.04         |
|                  |           | (-+) | 0.5                        | 13.7                          | 0.04         |
|                  |           | (+-) | 0.5                        | 13.7                          | 0.04         |
|                  |           | (--) | 0.5                        | 13.7                          | 0.04         |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (-+) | 0.5                        | 13.7                          | 0.04         |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (-+) | 0.5                        | 13.7                          | 0.04         |

表 4.2-89(1) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，背面補強工，断面①）

| 解析ケース            | 地震動       |      | 最大接地圧                      | 極限支持力                         | 照査値          |
|------------------|-----------|------|----------------------------|-------------------------------|--------------|
|                  |           |      | $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $R_a/R_{ua}$ |
| ①                | S d - D 2 | (++) | 1.0                        | 4.4                           | 0.23         |
|                  |           | (-+) | 1.1                        | 4.4                           | 0.25         |
|                  |           | (+-) | 1.0                        | 4.4                           | 0.23         |
|                  |           | (--) | 1.0                        | 4.4                           | 0.23         |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (-+) | 1.0                        | 4.4                           | 0.23         |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (-+) | 1.0                        | 4.4                           | 0.23         |

表 4.2-89(2) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，背面補強工，断面②）

| 解析ケース            | 地震動       |      | 最大接地圧                      | 極限支持力                         | 照査値          |
|------------------|-----------|------|----------------------------|-------------------------------|--------------|
|                  |           |      | $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $R_a/R_{ua}$ |
| ①                | S d - D 2 | (++) | 1.1                        | 4.4                           | 0.25         |
|                  |           | (-+) | 1.1                        | 4.4                           | 0.25         |
|                  |           | (+-) | 1.0                        | 4.4                           | 0.23         |
|                  |           | (--) | 1.1                        | 4.4                           | 0.25         |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (-+) | 1.0                        | 4.4                           | 0.23         |
| ④ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (-+) | 1.1                        | 4.4                           | 0.25         |

表 4.2-89(3) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，背面補強工，断面③）

| 解析ケース            | 地震動       |      | 最大接地圧                      | 極限支持力                         | 照査値          |
|------------------|-----------|------|----------------------------|-------------------------------|--------------|
|                  |           |      | $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $R_a/R_{ua}$ |
| ①                | S d - D 2 | (++) | 1.0                        | 4.4                           | 0.23         |
|                  |           | (-+) | 1.1                        | 4.4                           | 0.25         |
|                  |           | (+-) | 1.0                        | 4.4                           | 0.23         |
|                  |           | (--) | 1.1                        | 4.4                           | 0.25         |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (-+) | 1.1                        | 4.4                           | 0.25         |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (-+) | 1.1                        | 4.4                           | 0.25         |



表 4.2-89(4) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，背面補強工，断面④）

| 解析ケース            | 地震動       |      | 最大接地圧                      | 極限支持力                         | 照査値          |
|------------------|-----------|------|----------------------------|-------------------------------|--------------|
|                  |           |      | $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $R_a/R_{ua}$ |
| ①                | S d - D 2 | (++) | 1.2                        | 4.4                           | 0.28         |
|                  |           | (-+) | 1.2                        | 4.4                           | 0.28         |
|                  |           | (+-) | 1.2                        | 4.4                           | 0.28         |
|                  |           | (--) | 1.2                        | 4.4                           | 0.28         |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (-+) | 1.2                        | 4.4                           | 0.28         |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (-+) | 1.2                        | 4.4                           | 0.28         |

表 4.2-89(5) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，背面補強工，断面⑤）

| 解析ケース            | 地震動       |      | 最大接地圧                      | 極限支持力                         | 照査値          |
|------------------|-----------|------|----------------------------|-------------------------------|--------------|
|                  |           |      | $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $R_a/R_{ua}$ |
| ① (平均)           | S d - D 2 | (++) | 0.8                        | 13.7                          | 0.06         |
|                  |           | (-+) | 0.8                        | 13.7                          | 0.06         |
|                  |           | (+-) | 0.8                        | 13.7                          | 0.06         |
|                  |           | (--) | 0.8                        | 13.7                          | 0.06         |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (-+) | 0.8                        | 13.7                          | 0.06         |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (-+) | 0.8                        | 13.7                          | 0.06         |

表 4.2-90(1) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，置換コンクリート，断面①）

| 解析ケース            | 地震動       |      | 最大接地圧                      | 極限支持力                         | 照査値          |
|------------------|-----------|------|----------------------------|-------------------------------|--------------|
|                  |           |      | $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $R_a/R_{ua}$ |
| ①                | S d - D 2 | (++) | 1.8                        | 11.4                          | 0.16         |
|                  |           | (-+) | 1.7                        | 11.4                          | 0.15         |
|                  |           | (+-) | 1.8                        | 11.4                          | 0.16         |
|                  |           | (--) | 2.1                        | 11.4                          | 0.19         |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (-+) | 1.8                        | 11.4                          | 0.16         |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (-+) | 1.7                        | 11.4                          | 0.15         |

表 4.2-90(2) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，置換コンクリート，断面②）

| 解析ケース            | 地震動       |      | 最大接地圧                      | 極限支持力                         | 照査値          |
|------------------|-----------|------|----------------------------|-------------------------------|--------------|
|                  |           |      | $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $R_a/R_{ua}$ |
| ①                | S d - D 2 | (++) | 1.5                        | 11.4                          | 0.14         |
|                  |           | (-+) | 1.5                        | 11.4                          | 0.14         |
|                  |           | (+-) | 1.4                        | 11.4                          | 0.13         |
|                  |           | (--) | 1.5                        | 11.4                          | 0.14         |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (-+) | 1.5                        | 11.4                          | 0.14         |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (-+) | 1.6                        | 11.4                          | 0.15         |

表 4.2-90(3) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，置換コンクリート，断面③）

| 解析ケース            | 地震動       |      | 最大接地圧                      | 極限支持力                         | 照査値          |
|------------------|-----------|------|----------------------------|-------------------------------|--------------|
|                  |           |      | $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $R_a/R_{ua}$ |
| ①                | S d - D 2 | (++) | 1.9                        | 13.7                          | 0.14         |
|                  |           | (-+) | 2.0                        | 13.7                          | 0.15         |
|                  |           | (+-) | 2.0                        | 13.7                          | 0.15         |
|                  |           | (--) | 2.0                        | 13.7                          | 0.15         |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (-+) | 1.9                        | 13.7                          | 0.14         |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (-+) | 2.0                        | 13.7                          | 0.15         |

表 4.2-90(4) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，置換コンクリート，断面④）

| 解析ケース            | 地震動       |      | 最大接地圧                      | 極限支持力                         | 照査値          |
|------------------|-----------|------|----------------------------|-------------------------------|--------------|
|                  |           |      | $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $R_a/R_{ua}$ |
| ①                | S d - D 2 | (++) | 2.2                        | 11.4                          | 0.20         |
|                  |           | (-+) | 2.1                        | 11.4                          | 0.19         |
|                  |           | (+-) | 2.2                        | 11.4                          | 0.20         |
|                  |           | (--) | 2.2                        | 11.4                          | 0.20         |
| ② (+1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (-+) | 2.1                        | 11.4                          | 0.19         |
| ③ (-1 $\sigma$ ) | S d - D 2 | (-+) | 2.2                        | 11.4                          | 0.20         |

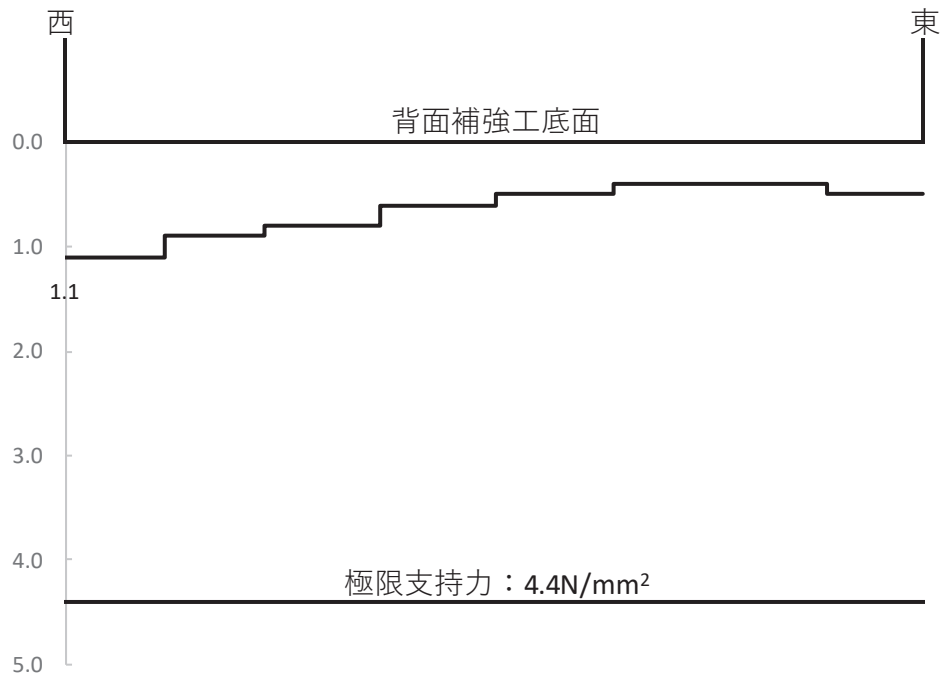


図 4.2-29(1) 支持地盤の接地圧分布図 (断面①, 背面補強工)  
 (S s - D 1 (+ -))  
 解析ケース①：基本ケース

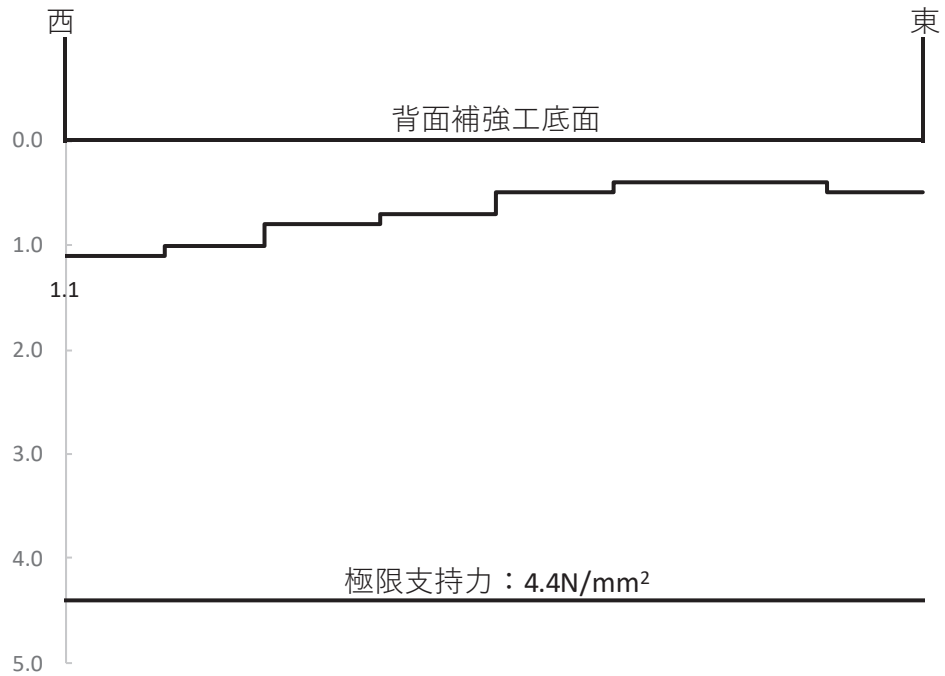


図 4.2-29(2) 支持地盤の接地圧分布図 (断面②, 背面補強工)  
 (S s - F 3 (- +))  
 解析ケース①：基本ケース

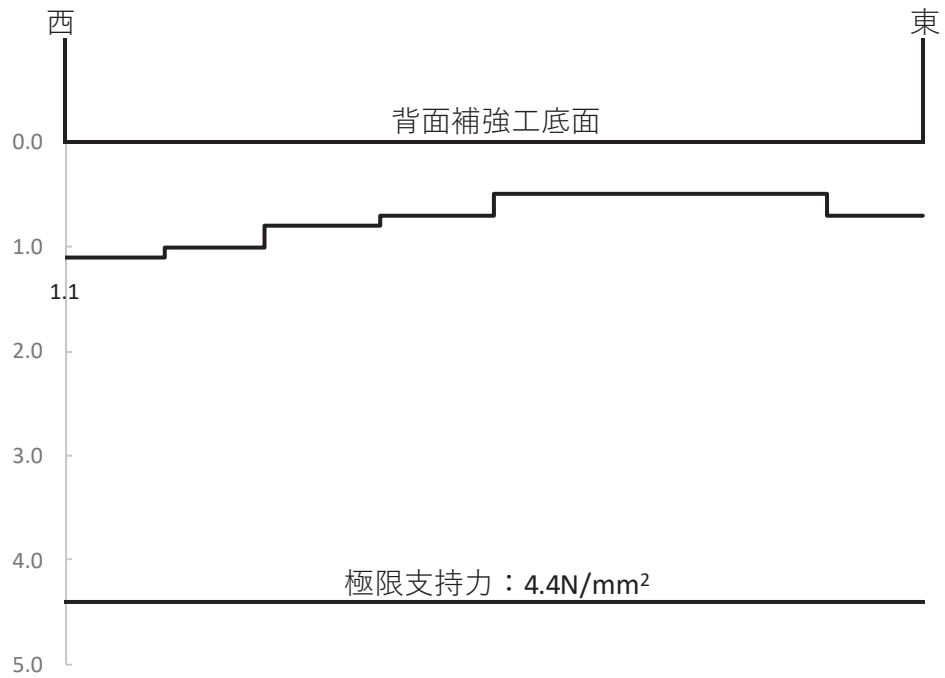


図 4.2-29(3) 支持地盤の接地圧分布図 (断面③, 背面補強工)  
 (S<sub>s</sub>-D2(++))  
 解析ケース①: 基本ケース

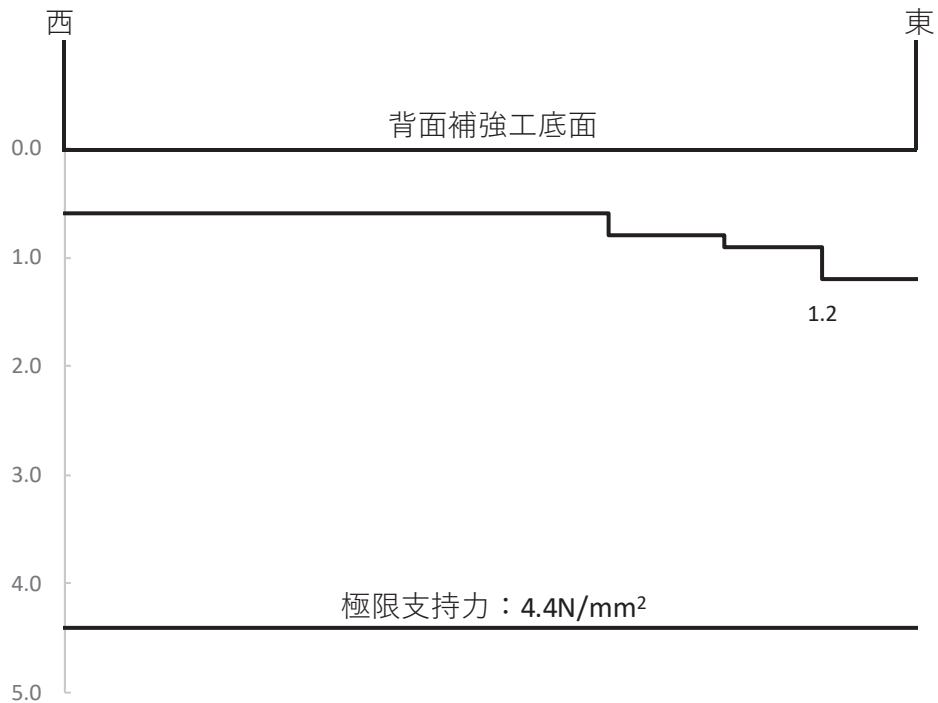


図 4.2-29(4) 支持地盤の接地圧分布図 (断面④, 背面補強工)  
 (S<sub>s</sub>-D2(--))  
 解析ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値+1σ)

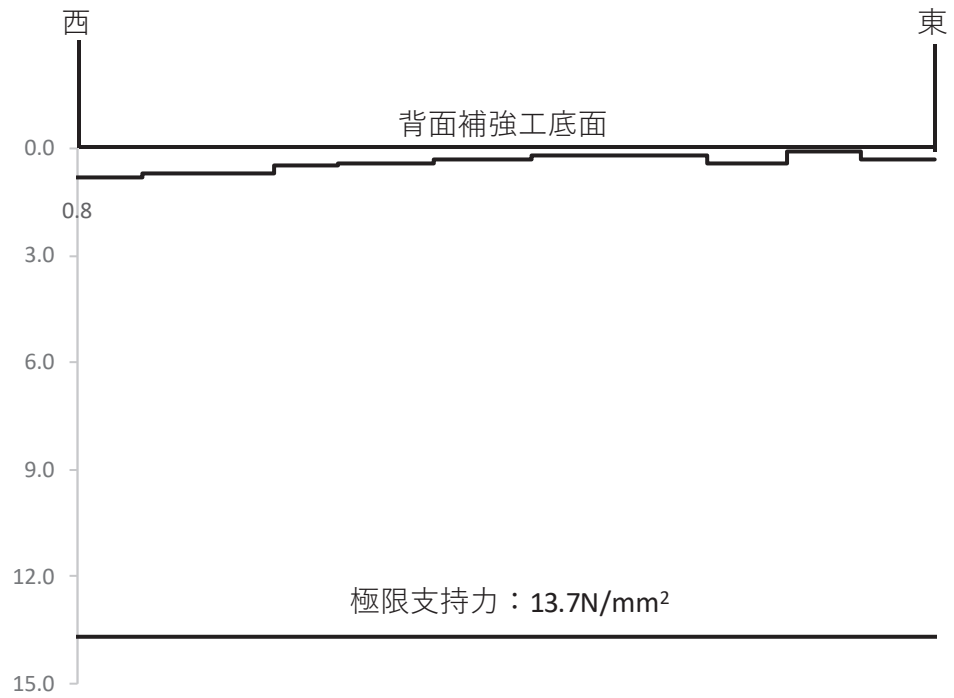


図 4.2-29(5) 支持地盤の接地圧分布図 (断面⑤, 背面補強工)  
 (S<sub>s</sub>-F3 (-+))  
 解析ケース①: 基本ケース

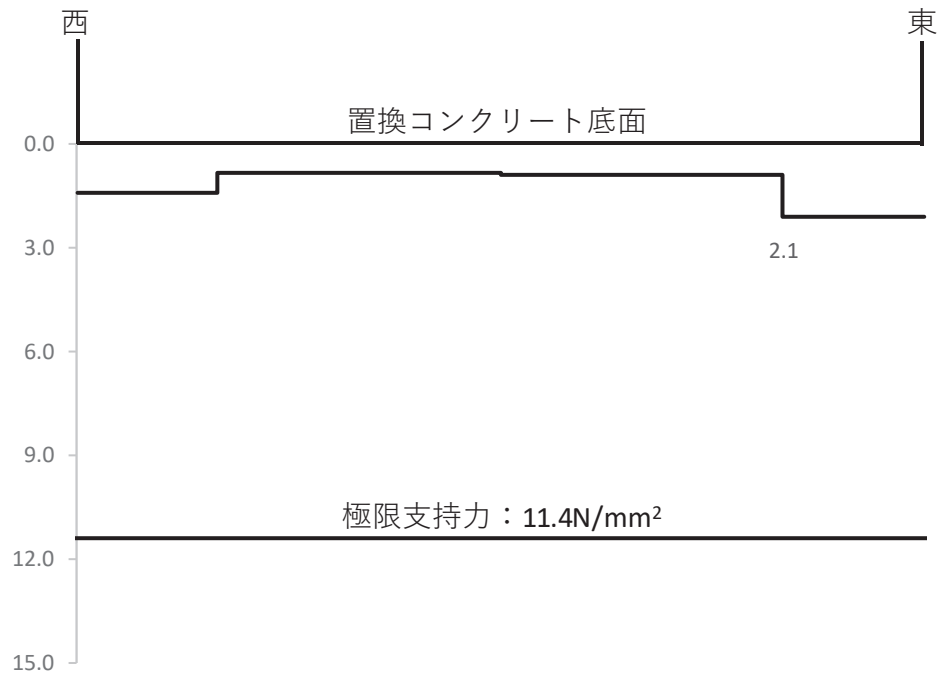


図 4.2-30(1) 支持地盤の接地圧分布図 (断面①, 置換コンクリート)  
 (S<sub>s</sub>-N1 (++) )  
 解析ケース①: 基本ケース

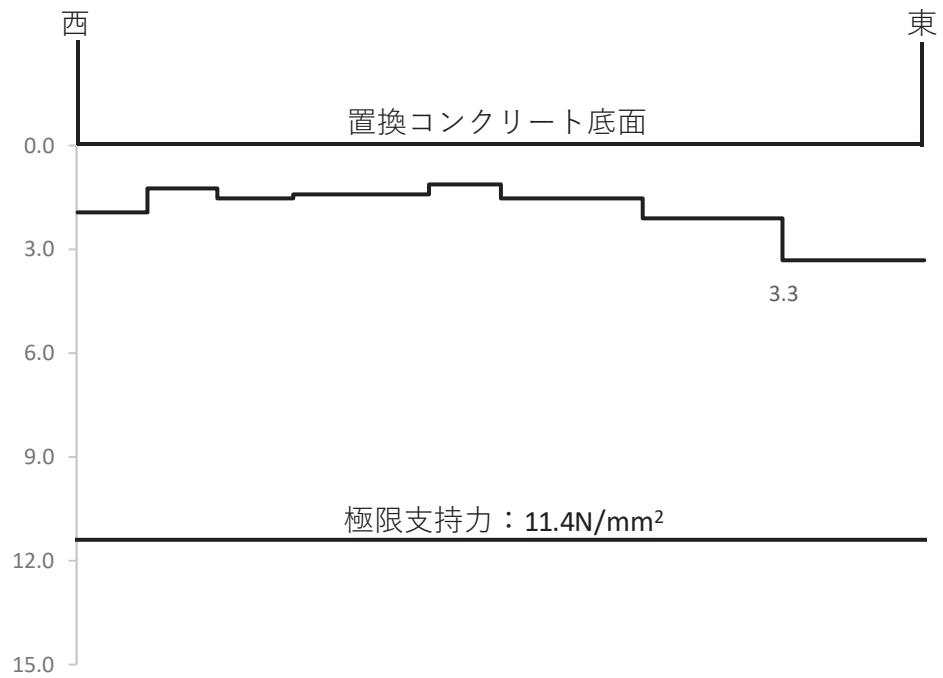


図 4. 2-30(2) 支持地盤の接地圧分布図 (断面②, 置換コンクリート)  
 (S s - N 1 (++) )  
 解析ケース①：基本ケース

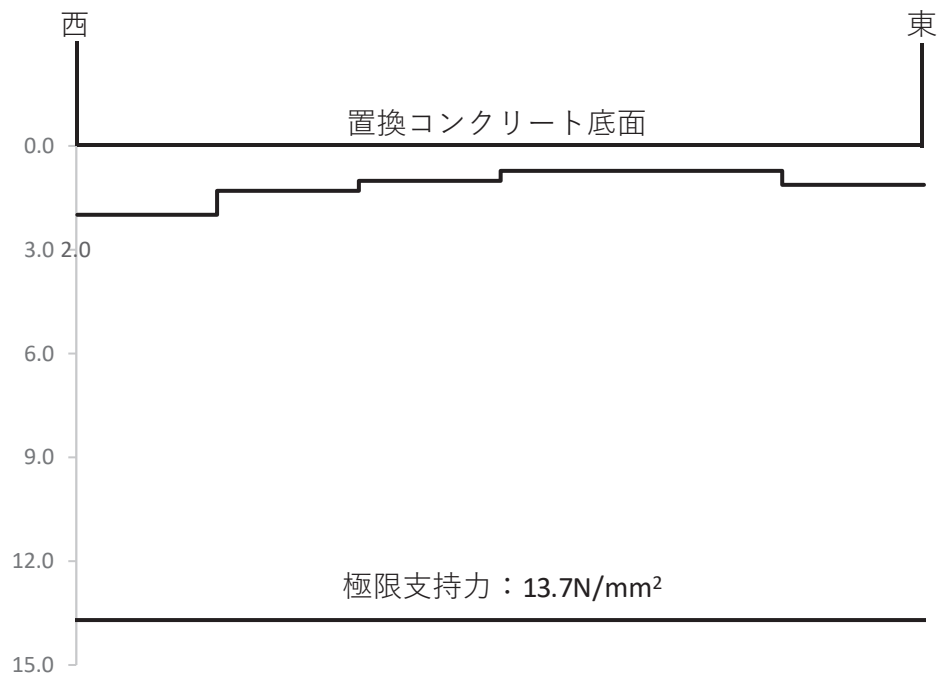


図 4. 2-30(3) 支持地盤の接地圧分布図 (断面③, 置換コンクリート)  
 (S s - N 1 (++) )  
 解析ケース①：基本ケース

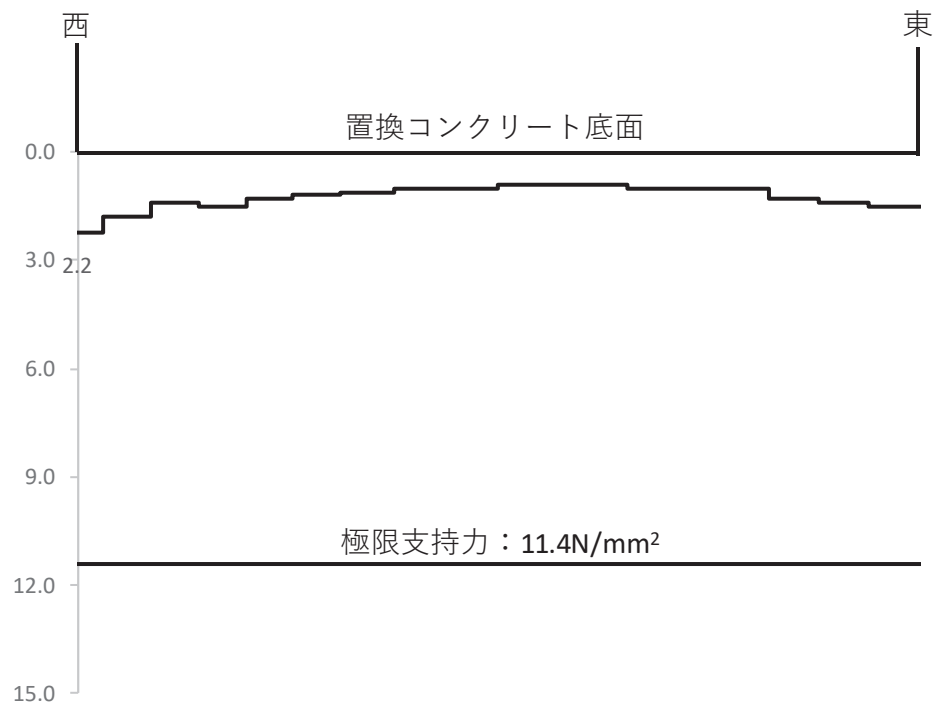


図 4. 2-30 (3) 支持地盤の接地圧分布図 (断面④, 置換コンクリート)  
 (S s - N 1 (-+))  
 解析ケース① : 基本ケース

## 5. 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度評価に関する影響検討

### 5.1 基準地震動 $S_s$ 後の剛性低下の影響について

#### (1) 概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）については、基準地震動  $S_s$  を経験した後（以下「 $S_s$  後」という。）に、必ずしも基準津波が来襲するものではないが、設置変更許可申請時において確認していたことを踏まえ、念のため  $S_s$  後に基準津波を考慮した場合の防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐津波設計への影響を確認する。

#### (2) 評価方針

基準地震動  $S_s$  によって地盤の剛性低下が生じた状態を考慮し、その上で津波時及び重畳時の評価を行う。

評価に用いる基準地震動  $S_s$  については、地盤の剛性低下の観点から、地震継続時間が長い  $S_s - D1$  を対象とする。

#### a. 津波時

津波時の評価対象断面及び評価部位については、「4.1 津波時」から解析ケース①（基本ケース）の結果において、照査値が最も厳しい「断面②，鋼管杭」とする。

断面②の地震応答解析モデルを図 5.1-1 に示す。

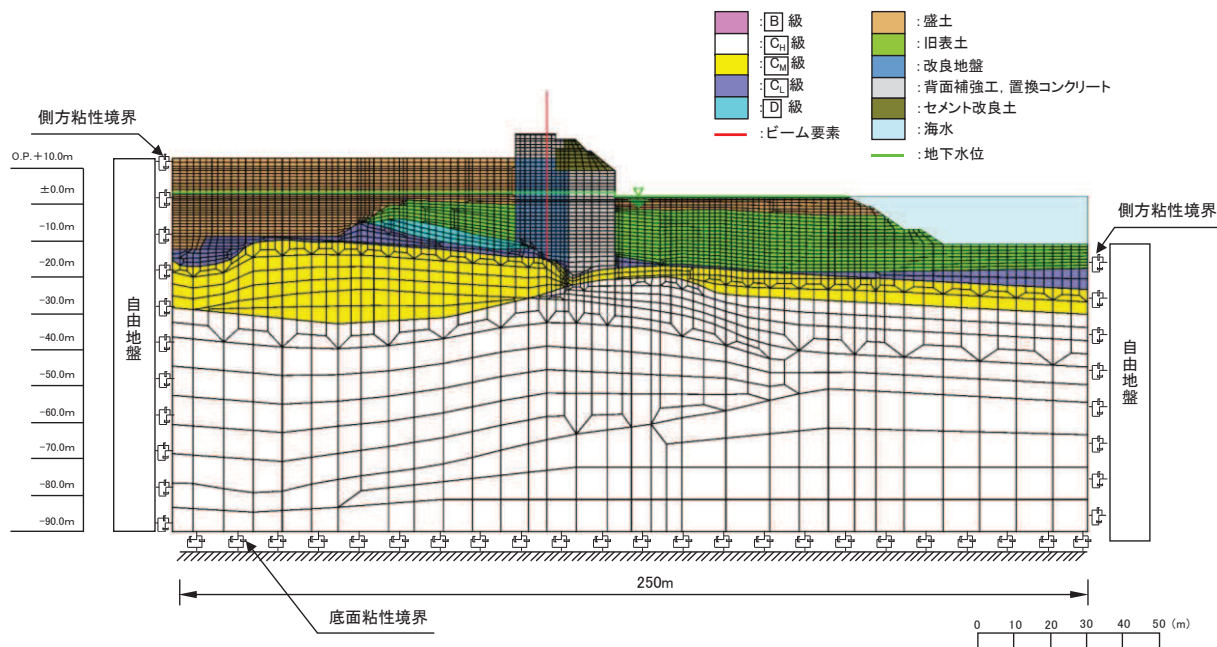


図 5.1-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の断面②の解析モデル

解析方法については、「3.5.1(1) 解析方法」と同様であるが、 $S_s$  後の津波時の評価として、基準地震動  $S_s$  による解析の後に遡上津波荷重及び衝突荷重を図 5.1-1 に示すように 100 分割 ( $\Delta t=0.01$ (s)) して漸増載荷させる。



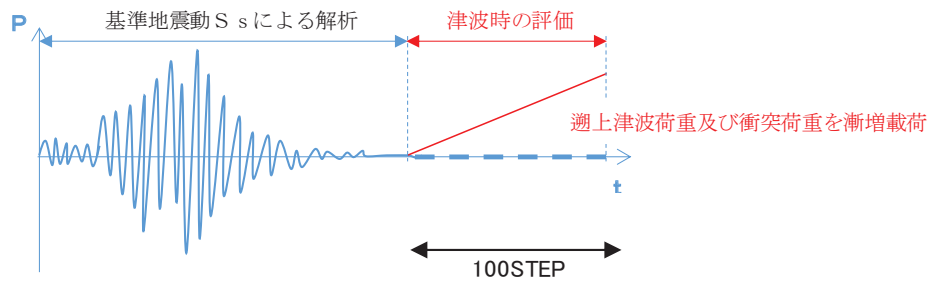


図 5.1-2 S s 後を考慮した津波時の遡上津波荷重及び衝突荷重の载荷方法のイメージ

また、影響検討を行う解析ケースについては、表 5.1-1 のとおり「3.5.2(1)b. 材料物性及び地盤物性のばらつき」の解析ケース①を実施する。

表 5.1-1 解析ケース（防潮堤（鋼管式鉛直壁），基準地震動 S s 後を考慮した津波時）

| 解析ケース           | 材料物性<br>(コンクリート)<br>( $E_0$ : ヤング係数) | 地盤物性  |  |
|-----------------|--------------------------------------|---|--|
|                 |                                      | 旧表土, 盛土, D 級岩盤<br>セメント改良土, 改良地盤<br>( $G_0$ : 初期せん断弾性係数) | C1 級岩盤, C2 級岩盤<br>C4 級岩盤, B 級岩盤<br>( $G_d$ : 動せん断弾性係数) |
| ケース①<br>(基本ケース) | 設計基準強度                               | 平均値   | 平均値  |

b. 重畳時

重畳時の評価対象断面，評価部位及び入力地震動については，「4.2 重畳時」から解析ケース①（基本ケース）の結果において，照査値が最も厳しい「断面①，鋼管杭，S d-D 2（-+）」とする。

断面①の地震応答解析モデルを図 5.1-3 に示す。

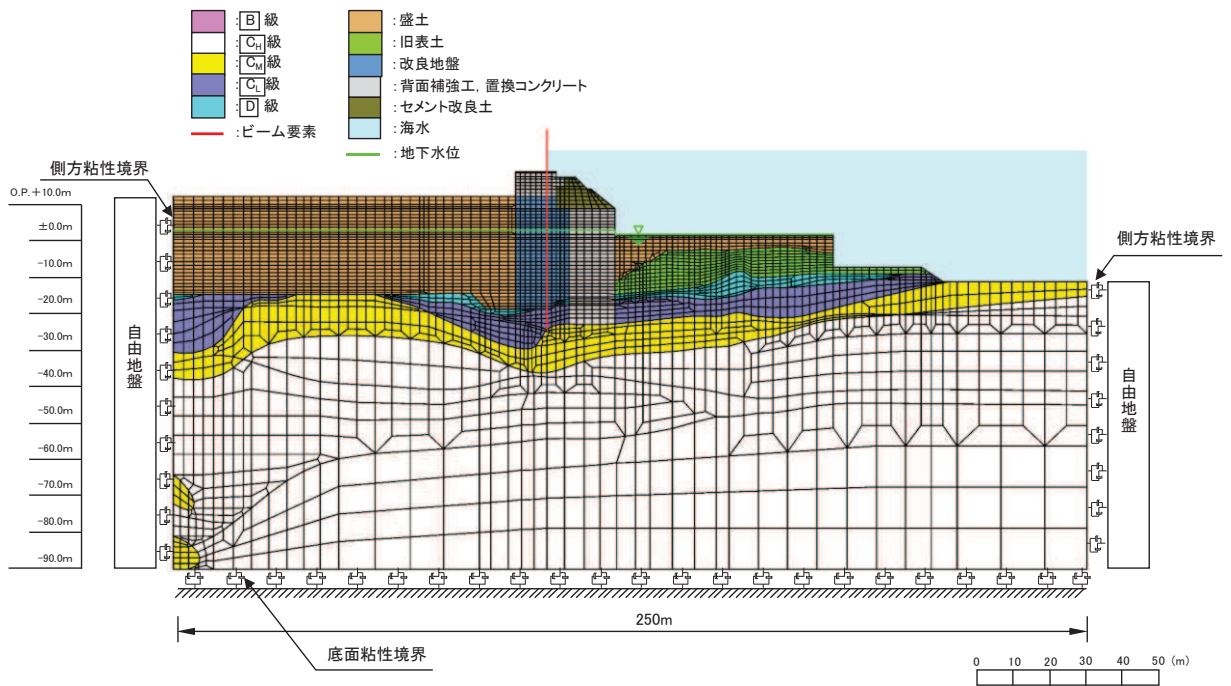


図 5.1-3 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の断面①の解析モデル

解析方法については，「3.5.2(1) 解析方法」と同様であるが，S s 後の重畳時の評価としては，仮想的な荷重載荷状況とはなるが，以下の流れで荷重を載荷させている。

まず，初期状態において遡上津波荷重を 100 分割 ( $\Delta t=0.01(s)$ ) で漸増載荷させ，その状態を保持したまま図 5.1-4 のとおり基準地震動 S s による地震荷重を載荷させ，その後弾性設計用地震動 S d-D 2 による余震荷重載荷させることとした。

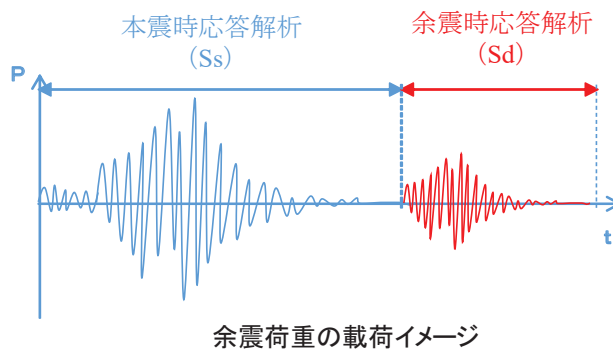


図 5.1-4 S s 後を考慮した重畳時の余震荷重及び遡上津波荷重の載荷方法のイメージ

また、影響検討を行う解析ケースについては、表 5.1-2 のとおり「3.5.2(1)b. 材料物性及び地盤物性のばらつき」の解析ケース①を実施する。

表 5.1-2 解析ケース（防潮堤（鋼管式鉛直壁），基準地震動  $S_s$  後を考慮した重畳時）

| 解析ケース           | 材料物性<br>(コンクリート)<br>( $E_0$ : ヤング係数) | 地盤物性   |   |
|-----------------|--------------------------------------|--|---|
|                 |                                      | 旧表土, 盛土, D級岩盤<br>セメント改良土, 改良地盤<br>( $G_0$ : 初期せん断弾性係数) | C <sub>1</sub> 級岩盤, C <sub>2</sub> 級岩盤<br>C <sub>3</sub> 級岩盤, B級岩盤<br>( $G_d$ : 動せん断弾性係数) |
| ケース①<br>(基本ケース) | 設計基準強度                               | 平均値  | 平均値   |

(3) 評価結果

a. 津波時

S s 後の津波時の評価結果を表 5. 1-2 及び表 5. 1-3 に示す。

本検討の結果，S s 後の地盤剛性の低下による影響はほとんどなく，照査結果に影響しないことを確認した。

表 5. 1-2 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値（断面②）

| 解析<br>ケース | 杭種 | 曲げモーメント<br>(kN・m) | 軸力<br>(kN) | 曲げ圧縮応力度<br>$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容応力度<br>$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\sigma_s / \sigma_{sa}$ |
|-----------|----|-------------------|------------|--|---|---------------------------------|
| ①*        | C  | 37626             | 1182       | 240  | 382   | 0. 63                           |
| ②*        | C  | 37508             | 1183       | 240  | 382   | 0. 63                           |
| ③*        | C  | 37564             | 1181       | 240  | 382   | 0. 63                           |
| S s 後     | C  | 37545             | 1182       | 240  | 382   | 0. 63                           |

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5. 1-3 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面②）

| 解析<br>ケース | 杭種 | せん断力<br>(kN) | せん断応力度<br>$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容応力度<br>$\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\tau_s / \tau_{sa}$ |
|-----------|----|--------------|---|---|-----------------------------|
| ①*        | C  | 11535        | 88                                      | 217   | 0. 41                       |
| ②*        | C  | 11548        | 88                                      | 217   | 0. 41                       |
| ③*        | C  | 11538        | 88                                      | 217   | 0. 41                       |
| S s 後     | C  | 11510        | 88                                      | 217   | 0. 41                       |

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

b. 重畳時

S s 後の重畳時の評価結果を表 5. 1-2 及び表 5. 1-3 に示す。

本検討の結果，S s 後の地盤剛性の低下による影響はほとんどなく，照査にも影響しないことを確認した。

表 5. 1-2 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値（断面①，S d - D 2（-+））

| 解析<br>ケース | 杭種 | 曲げモーメント<br>(kN・m) | 軸力<br>(kN) | 曲げ圧縮応力度<br>$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容応力度<br>$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\sigma_s / \sigma_{sa}$ |
|-----------|----|-------------------|------------|--|---|---------------------------------|
| ①*        | C  | 42529             | 1305       | 271  | 382   | 0.71                            |
| ②*        | C  | 42117             | 1259       | 269  | 382   | 0.71                            |
| ③*        | C  | 40266             | 1321       | 257  | 382   | 0.68                            |
| S s 後     | C  | 42069             | 1340       | 269  | 382   | 0.71                            |

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5. 1-3 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面①，S d - D 2（-+））

| 解析<br>ケース | 杭種 | せん断力<br>(kN) | せん断応力度<br>$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容応力度<br>$\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\tau_s / \tau_{sa}$ |
|-----------|----|--------------|---|---|-----------------------------|
| ①*        | C  | 12797        | 98                                      | 217   | 0.46                        |
| ②*        | C  | 12669        | 97                                      | 217   | 0.45                        |
| ③*        | C  | 12085        | 92                                      | 217   | 0.43                        |
| S s 後     | C  | 12654        | 97                                      | 217   | 0.45                        |

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

## 5.2 0. P. +33. 9m 津波による影響について

### (1) 概要

防潮堤に対する津波 PRA については、設置変更許可申請時において、フラジリティ評価によりその耐性を確認している。

一方、設置変更許可申請時の有効性評価においては、年超過確率  $10^{-7}$  オーダーである津波高さ 0. P. +33. 9m に対する防潮堤の機能維持を前提として事故シーケンスの選定を行っていることから、決定論評価として防潮堤の主要部位である鋼管杭の耐性を確認している。

ここでは、鋼管杭以外の評価部位（鋼製遮水壁及び漂流物防護工）についても耐性を有することを確認する。

### (2) 評価方針

評価対象断面については、設計用津波水位に対する照査結果として最も裕度が小さい断面と支配的な損傷部位及び損傷モードを確認して選定する。「4. 評価結果」から解析ケース①（基本ケース）の結果において鋼管杭の照査値が最も厳しい「断面②」とする。

断面②の解析モデルを図 5. 2-1 に示す。

遡上津波荷重については、0. P. +33. 9m の津波水位から、設計用津波水位に対する検討と同様、防潮堤前面の地盤標高 (0. P. +0. 5m) の差分の 1/2 倍を設計用浸水深 (16. 7m) とし、朝倉式に基づき、その 3 倍を考慮して算定する。また、津波 PRA における検討では現実的な応答を考慮することとしており、年超過確率  $10^{-7}$  オーダーの遡上津波荷重の最大値と漂流物衝突荷重が同時に作用することは考えにくい、ここでは保守的に設計用津波水位に対する検討において考慮する漂流物衝突荷重 (2000kN) を防潮堤天端 (0. P. +29. 0m) に作用させる。

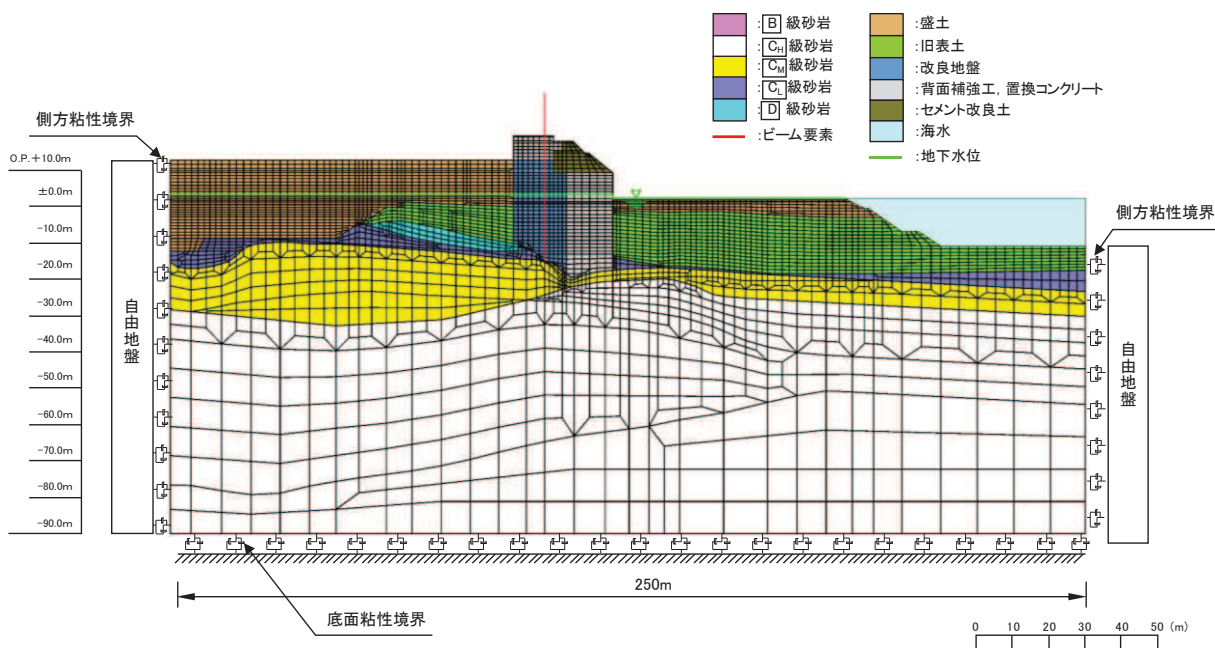


図 5. 2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の断面②の解析モデル

0. P. +33. 9m 津波に対する評価については、年超過確率  $10^{-7}$  オーダーである津波が防潮堤を超えた場合の敷地内の浸水量の評価ということを踏まえ、津波遡上荷重及び衝突荷重によって防潮堤が機能喪失して敷地内への津波の浸水量が急増しないように、鋼管杭が倒壊しないことを確認することとし、許容限界を「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（日本道路協会）」に基づく全塑性モーメント\*1以下として設定する。また、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の許容限界については、「3.4 許容限界」と同様する。

注記\* 1 杭体の曲げモーメント-曲率関係（図 5.2-2）における上限値として全塑性モーメントが規定されており、鋼管杭の一部は塑性化しているものの、顕著な剛性低下は見られず、おおむね線形領域に留まる状態となる。

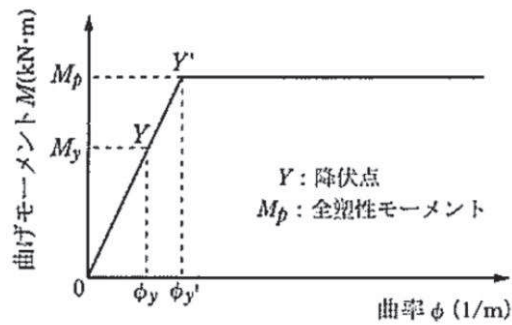


図5.2-2 鋼管杭の杭体の曲げモーメント-曲率関係  
 （道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（日本道路協会，平成14年3月））

(3) 評価結果

津波高さ O.P. +33.9m に対する評価結果を表 5.2-1 及び表 5.2-2 に示す。

本検討の結果, 年超過確率  $10^{-7}$  オーダーである津波高さ O.P. +33.9m に対しても防潮堤の機能が維持されることを確認した。

表 5.2-1 鋼管杭の評価結果 (断面②)

| 評価部位 | 杭種 | 発生モーメント<br>M (kN・m) | 全塑性モーメント<br>M <sub>p</sub> (kN・m) | 照査値<br>M <sub>p</sub> /M |
|------|----|---------------------|-----------------------------------|--------------------------|
| 鋼管杭  | C  | 81726               | 89478                             | 0.92                     |

表 5.2-2 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の評価結果 (断面②)

| 部材     |         | 材質     | 応力成分                           | 応力度<br>(a) | 許容限界<br>(b) | 照査値<br>(a/b) |
|--------|---------|--------|--------------------------------|------------|-------------|--------------|
| 鋼製遮水壁  | スキンプレート | SM490Y | 曲げ応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> )  | 284        | 315         | 0.91         |
|        | 垂直リブ    | SM490Y | 圧縮応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> )  | 66         | 190         | 0.35         |
|        | 水平リブ    | SM490Y | 曲げ応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> )  | 236        | 315         | 0.75         |
|        |         |        | せん断応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 76         | 180         | 0.43         |
|        |         |        | 合成応力度*                         | 0.74       | 1.20        | 0.62         |
| 漂流物防護工 | 架台      | SM490Y | 曲げ応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> )  | 181        | 315         | 0.58         |
|        |         |        | せん断応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 76         | 180         | 0.43         |
|        |         |        | 合成応力度*                         | 0.51       | 1.20        | 0.43         |
|        | 防護工     | SM570  | 曲げ応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> )  | 280        | 382         | 0.74         |
|        |         |        | せん断応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 182        | 217         | 0.84         |
|        |         |        | 合成応力度*                         | 0.74       | 1.20        | 0.62         |

注記 \* : 同じ荷重条件の曲げ応力度及びせん断応力度から算出する。



### 5.3 漂流物衝突による鋼管杭のねじれについて

#### (1) 概要

漂流物は図5.3-1に示すとおり、漂流物防護工の端部に衝突する可能性があることから、漂流物衝突荷重を漂流物防護工の端部に作用させた場合の検討を実施し、鋼管杭に生じるねじれについて照査を行うとともに、止水ジョイント変位への影響を確認する。

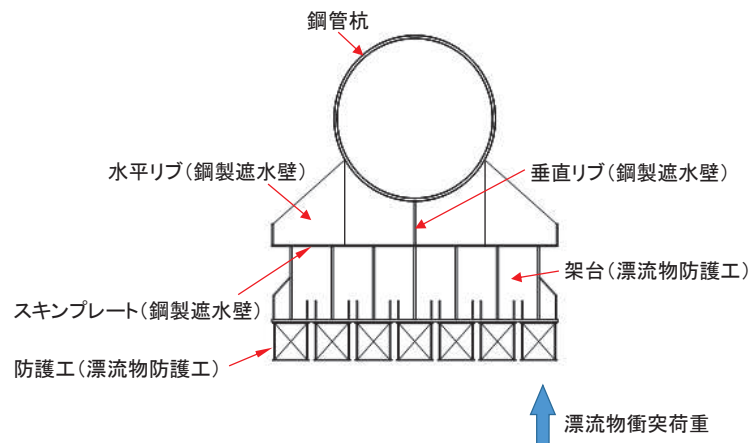


図 5.3-1 漂流物荷重の作用イメージ図

#### (2) 評価方法

##### a. 鋼管杭のねじり応力

漂流物衝突荷重が図5.3-1のように、漂流物防護工端部作用した場合の鋼管杭のねじりモーメントを以下式により算出する。また、計算の概念図を図5.3-2に、計算に必要な諸元を表5.3-1に示す。

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

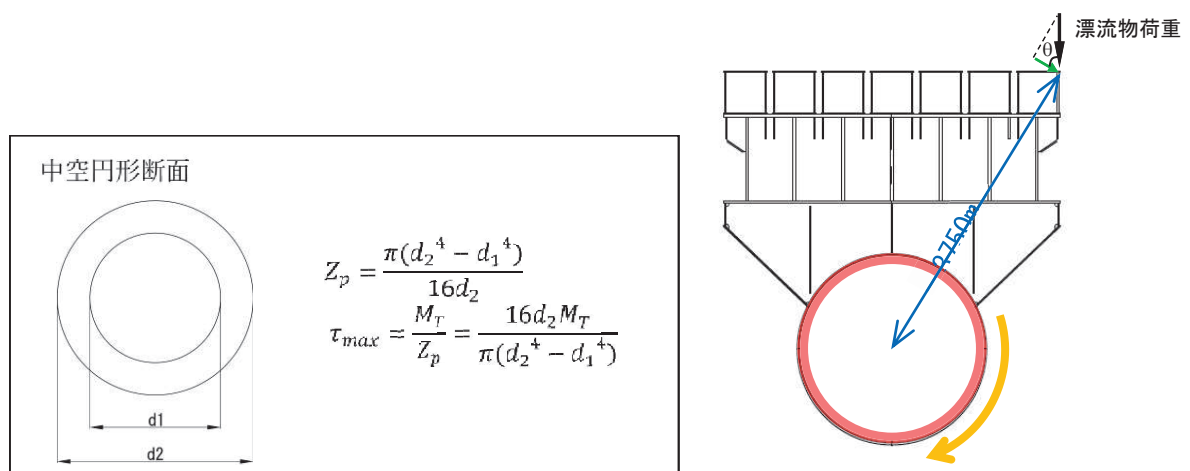


図 5.3-2 漂流物荷重によるねじりモーメントの計算の概念図

表 5.3-1 計算に必要な諸元

| 記号             | 定義       | 数値                    | 単位              |
|----------------|----------|-----------------------|-----------------|
| L              | ねじりアーム長  | 3,750                 | mm              |
| P <sub>c</sub> | 漂流物衝突荷重  | 2,000                 | kN              |
| θ              | 傾斜角      | 58                    | °               |
| d <sub>1</sub> | 内径       | 2,430                 | mm              |
| d <sub>2</sub> | 外径       | 2,498                 | mm              |
| t              | 板厚       | 34                    | mm              |
| M <sub>T</sub> | ねじりモーメント | 3,974,394,482         | N・mm            |
| Z <sub>p</sub> | ねじりの断面係数 | 3.199×10 <sup>8</sup> | mm <sup>3</sup> |

b. 止水ジョイント変位

漂流物衝突荷重が図 5.3-1 のように、漂流物防護工端部作用した場合に加算される止水ジョイント変位 δ を以下式により算出する。また、計算の概念図を図 5.3-3 に、計算に必要な諸元を表 5.3-2 に示す。

$$\delta = \frac{PL^3}{3EI}$$

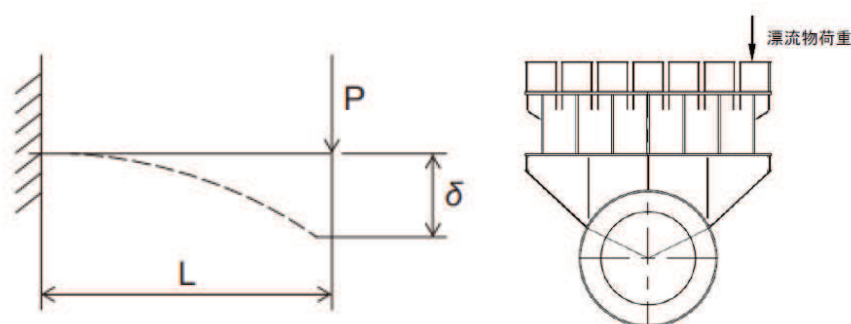


図 5.3-3 漂流物荷重が漂流物防護工端部に衝突した場合の変位算出概念図

表 5.3-2 計算に必要な諸元

| 記号             | 定義        | 数値             | 単位                |
|----------------|-----------|----------------|-------------------|
| P <sub>c</sub> | 漂流物衝突荷重   | 2,000          | kN                |
| L              | アーム長      | 1,750          | mm                |
| E              | ヤング率      | 200,000        | N/mm <sup>2</sup> |
| I              | 断面二次モーメント | 16,199,329,418 | mm <sup>4</sup>   |

(3) 評価結果

a. 鋼管杭のねじり応力

漂流物衝突荷重を漂流物防護工の端部に作用させた場合の鋼管杭に発生するねじれモーメントを考慮した評価結果を表 5.3-3 に示す。

漂流物衝突荷重により鋼管杭に発生するねじれモーメントを考慮しても成立性に大きな影響がないことを確認した。

表 5.3-3 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面⑤）

| 解析<br>ケース | 杭種 | せん断応力度<br>$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容応力度<br>$\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$\tau_s / \tau_{sa}$ |
|-----------|----|---|---|-----------------------------|
| ③*        | C  | 96                                      | 217   | 0.45                        |
| ③（ねじれ考慮）  | C  | 108                                     | 217   | 0.50                        |

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

b. 止水ジョイント変位

漂流物衝突荷重を漂流物防護工の端部に作用させた場合に加算される止水ジョイント変位  $\delta$  を計算した結果を表 5.3-4 に示す。

漂流物が漂流物防護工端部に衝突した場合の変位  $\delta$  は 1.1mm であり、ウレタンシリコーン目地の津波時相対変位量が最も大きくなる H 区間の相対変位量 20.5mm に加算した場合においても、ウレタンシリコーン目地の成立性に影響が小さいことを確認した。

表 5.3-4 ウレタンシリコーン目地設置箇所の津波時相対変位量

(H 区間：構造同一部（一般部のうち背面補強工内），鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

| 方向                       | 解析<br>ケース | 残留変位<br>(a) (mm) | 津波時変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b) (mm) | 許容限界<br>(mm) |
|--------------------------|-----------|------------------|---------------------|------------------|--------------|
| 軸直交方向                    | ③*        | 0.8              | 19.7                | 20.5             | 30           |
| 軸直交方向<br>（漂流物端部<br>衝突考慮） | ③         | 0.8              | 20.8                | 21.6             | 30           |

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

(参考資料 1) 短杭の影響検討について

1. 概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の鋼管杭は、岩盤に支持される長杭と、長杭の中間に配置され改良地盤に支持される短杭から構成される。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造概要を図 1-1 に、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造図を図 1-2 に示す。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の耐震評価においては、長杭と短杭で上部工の構造・重量ともに大きな差が無いこと、長杭の検討を実施することで、短杭位置での応力状態も確認できることを踏まえ、長杭を代表としてモデル化し評価を行っている。

短杭としてモデル化した場合においても、その影響は小さいと考えられるが、念のため本資料においては短杭としてモデル化した場合の影響について検討する。

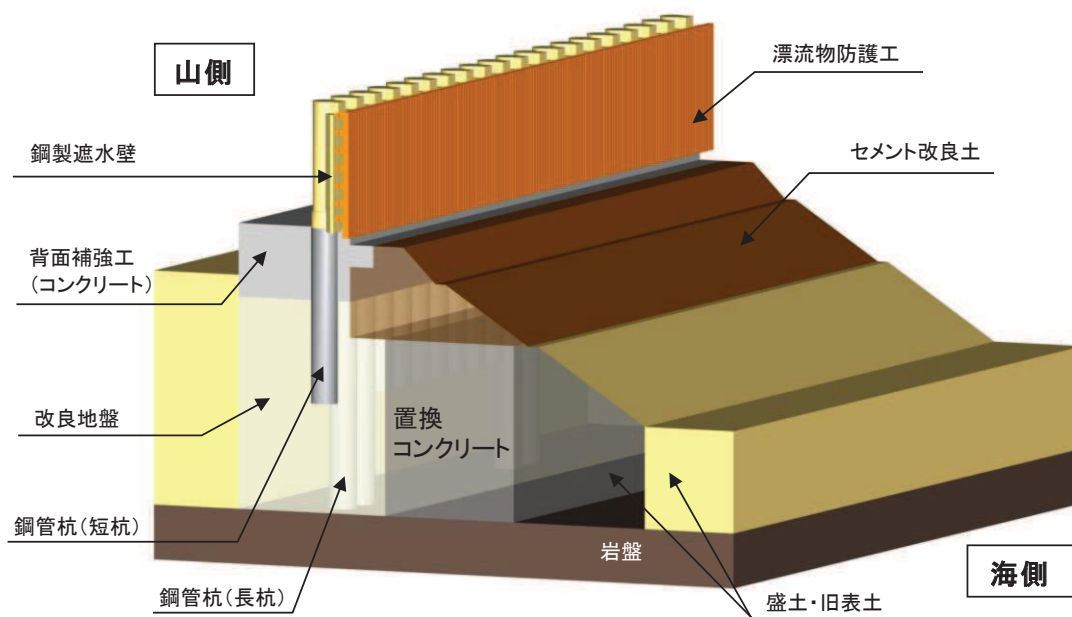


図 1-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造概要

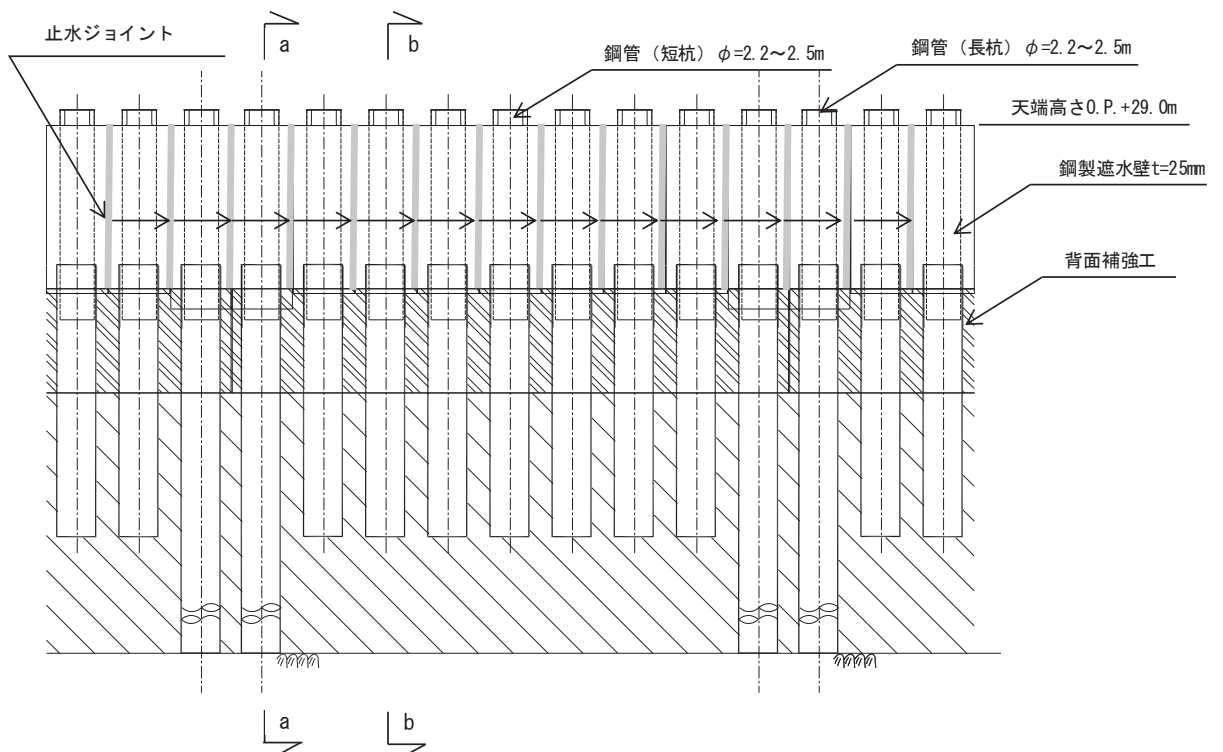


図 1-2(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造図（正面図，鋼製遮水壁）

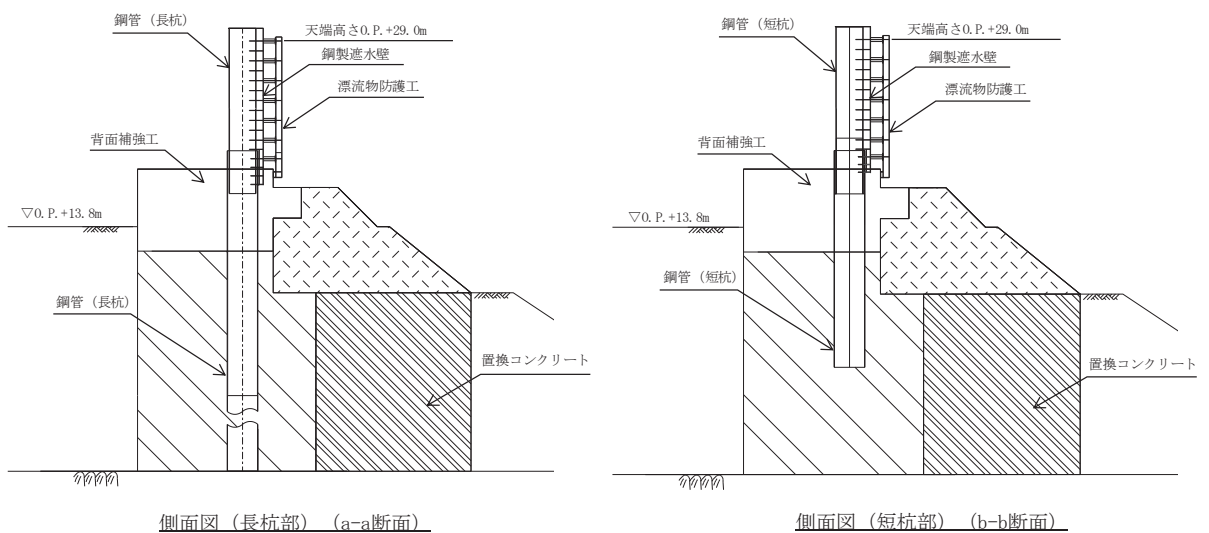


図 1-2(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造図（断面図）

## 2. 評価方針

### 2.1 津波時

評価対象断面，評価部位については，「4.1 津波時」から解析ケース①（基本ケース）の結果において，照査値が最も厳しい「断面②，鋼管杭」とする。

断面②の解析モデルを図 2-1 に示す。

また，影響検討を行う解析ケースを表 2-1 に示す。

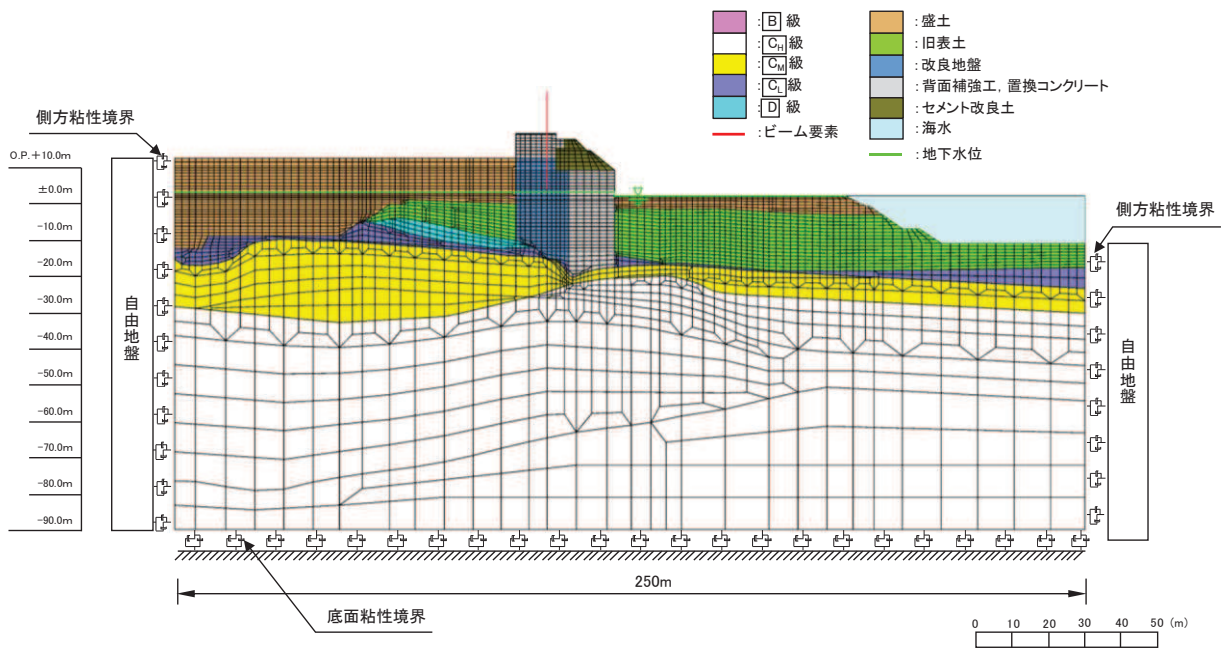


図 2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面②，短杭）

表 2-1 解析ケース

| 解析ケース           | 材料物性<br>(コンクリート)<br>( $E_0$ : ヤング係数) | 地盤物性   |  |
|-----------------|--------------------------------------|--|--|
|                 |                                      | 旧表土，盛土，D級岩盤，<br>セメント改良土，改良地盤<br>( $G_0$ : 初期せん断弾性係<br>数) | C <sub>L</sub> 級岩盤，C <sub>M</sub> 級岩盤，<br>C <sub>H</sub> 級岩盤，B級岩盤<br>( $G_d$ : 動せん断弾性係数) |
| ケース①<br>(基本ケース) | 設計基準強度                               | 平均値  | 平均値  |

## 2.2 重畳時

評価対象断面，評価部位及び入力地震動については，「4.2 重畳時」から解析ケース①（基本ケース）の結果において，照査値が最も厳しい「断面①，鋼管杭，S d - D 2（-+）」とする。

断面①の解析モデルを図 2-2 に示す。

また，影響検討を行う解析ケースを表 2-2 に示す。

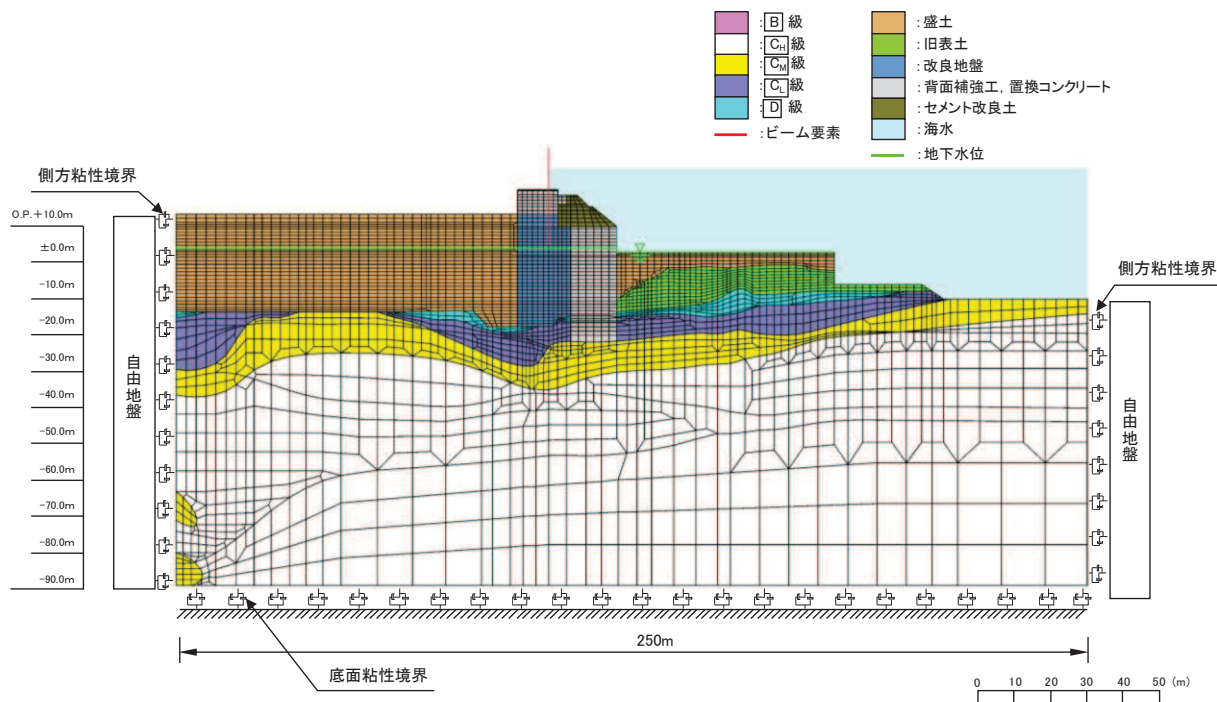


図 2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面①，短杭）

表 2-1 解析ケース

| 解析ケース           | 材料物性<br>(コンクリート)<br>( $E_0$ : ヤング係数) | 地盤物性   |  |
|-----------------|--------------------------------------|--|--|
|                 |                                      | 旧表土，盛土，D級岩盤，<br>セメント改良土，改良地盤<br>( $G_0$ : 初期せん断弾性係<br>数) | C <sub>L</sub> 級岩盤，C <sub>M</sub> 級岩盤，<br>C <sub>H</sub> 級岩盤，B級岩盤<br>( $G_d$ : 動せん断弾性係数) |
| ケース①<br>(基本ケース) | 設計基準強度                               | 平均値  | 平均値  |

### 3. 評価結果

#### 3.1 津波時

津波時の短杭の影響評価結果を表 3-1 及び表 3-2 に示す。

本検討の結果，短杭としてモデル化することによる影響が小さいことを確認した。

表 3-1 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値（断面①，S d - D 2（-+））

| 解析<br>ケース | 杭種 | 曲げモーメン<br>ト<br>(kN・m) | 軸力<br>(kN) | 曲げ圧縮応力<br>度<br>$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容応力<br>度<br>$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値                      |      |
|-----------|----|-----------------------|------------|--|---|--------------------------|------|
|           |    |                       |            |  |   | $\sigma_s / \sigma_{sa}$ |      |
| 長杭        | ①* | C                     | 37626      | 1182   | 240   | 382                      | 0.63 |
|           | ②* | C                     | 37508      | 1183   | 240   | 382                      | 0.63 |
|           | ③* | C                     | 37564      | 1181   | 240   | 382                      | 0.63 |
| 短杭        | ①  | C                     | 37528      | 1180   | 240   | 382                      | 0.63 |

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 3-2 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面①，S d - D 2（-+））

| 解析<br>ケース | 杭種 | せん断力<br>(kN) | せん断応力<br>度<br>$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容応力<br>度<br>$\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値                  |      |
|-----------|----|--------------|---|---|----------------------|------|
|           |    |              |   |   | $\tau_s / \tau_{sa}$ |      |
| 長杭        | ①* | C            | 11535                                       | 88  | 217                  | 0.41 |
|           | ②* | C            | 11548                                       | 88  | 217                  | 0.41 |
|           | ③* | C            | 11538                                       | 88  | 217                  | 0.41 |
| 短杭        | ①  | C            | 12873                                       | 98  | 217                  | 0.46 |

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。



### 3.2 重畳時

重畳時の短杭の影響評価結果を表 3-3 及び表 3-4 に示す。

本検討の結果、短杭としてモデル化することによる影響が小さいことを確認した。

表 3-3 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値（断面②，S<sub>s</sub>-D2（-））

| 解析<br>ケース | 杭種 | 曲げモーメン<br>ト<br>(kN・m) | 軸力<br>(kN) | 曲げ圧縮応力<br>度<br>$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容応力<br>度<br>$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値                      |      |
|-----------|----|-----------------------|------------|--|---|--------------------------|------|
|           |    |                       |            |  |   | $\sigma_s / \sigma_{sa}$ |      |
| 長杭        | ①* | C                     | 42529      | 1305   | 271   | 382                      | 0.71 |
|           | ②* | C                     | 42117      | 1259   | 269   | 382                      | 0.71 |
|           | ③* | C                     | 40266      | 1321   | 257   | 382                      | 0.68 |
| 短杭        | ①  | C                     | 42687      | 1342   | 272   | 382                      | 0.72 |

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 3-4 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面②，S<sub>s</sub>-D2（-））

| 解析<br>ケース | 杭種 | せん断力<br>(kN) | せん断応力度<br>$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 短期許容応力<br>度<br>$\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値                  |      |
|-----------|----|--------------|---|---|----------------------|------|
|           |    |              |   |   | $\tau_s / \tau_{sa}$ |      |
| 長杭        | ①* | C            | 12797                                   | 98  | 217                  | 0.46 |
|           | ②* | C            | 12669                                   | 97  | 217                  | 0.45 |
|           | ③* | C            | 12085                                   | 92  | 217                  | 0.43 |
| 短杭        | ①  | C            | 14682                                   | 112   | 217                  | 0.52 |

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

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

#### 1. 概要

津波荷重, 余震荷重及び衝突荷重の組合せ (以下「重畳時 2」という。) については, 「5.6 津波防護施設の強度計算における津波荷重, 余震荷重及び衝突荷重の組合せについて」に示すように, それぞれの荷重が同時に作用する可能性は小さいと考えられるが, 安全側の評価を行う観点から, これらの組合せを考慮する方針としているが, 重畳時 2 の荷重及び断面力は, 津波時又は重畳時に包絡されることが確認されたため, 重畳時 2 による強度評価は実施しない。

本参考資料では, 津波時, 重畳時及び重畳時 2 の荷重及び断面力を比較した結果から, 重畳時 2 が津波時又は重畳時に包絡されることを示すものである。

## 2. 荷重の組合せについて

重畳時2で考慮する津波荷重，余震荷重及び衝突荷重は，それぞれの最大荷重の継続時間は短時間であり，同時に作用する可能性は非常に小さいことから，各荷重の最大荷重どうしの組合せは考慮せず，津波により浸水している状態で余震が発生することを想定し，津波荷重は入力津波による浸水深さに応じた静水圧とする。なお，津波により浸水している状態においては，衝突荷重についても最大流速で衝突する可能性が小さいと考えられるが，十分な余裕を有した設定とするために，最大流速での衝突荷重を考慮する。

津波時，重畳時及び重畳時2の荷重の組合せの考え方を表2-1に示す。

表 2-1 荷重の組合せの考え方

| 事象       | 組合せ                    | 津波荷重            | 余震荷重               | 衝突荷重           | 備考                           |
|----------|------------------------|-----------------|--------------------|----------------|------------------------------|
| 津波時      | 津波荷重<br>+衝突荷重          | 波圧<br>(最大波高)    | —                  | 衝突荷重<br>(最大流速) | 最大荷重どうしの<br>組合せ              |
| 重畳時      | 津波荷重<br>+余震荷重          | 波圧<br>(最大波高)    | 慣性力+動水圧<br>(最大加速度) | —              | 最大荷重どうしの<br>組合せ              |
| 重畳時<br>2 | 津波荷重<br>+余震荷重<br>+衝突荷重 | 静水圧<br>(最大浸水深さ) | 慣性力+動水圧<br>(最大加速度) | 衝突荷重<br>(最大流速) | 津波により浸水し<br>ている状態での余<br>震を想定 |

### 3. 比較対象部位について

津波時、重畳時及び重畳時2の荷重及び断面力を比較する部位については、津波荷重、余震荷重及び衝突荷重による影響が大きい鋼管杭、鋼製遮水壁及び漂流物防護工を選定する。

鋼管杭、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図を図3-1に示す。

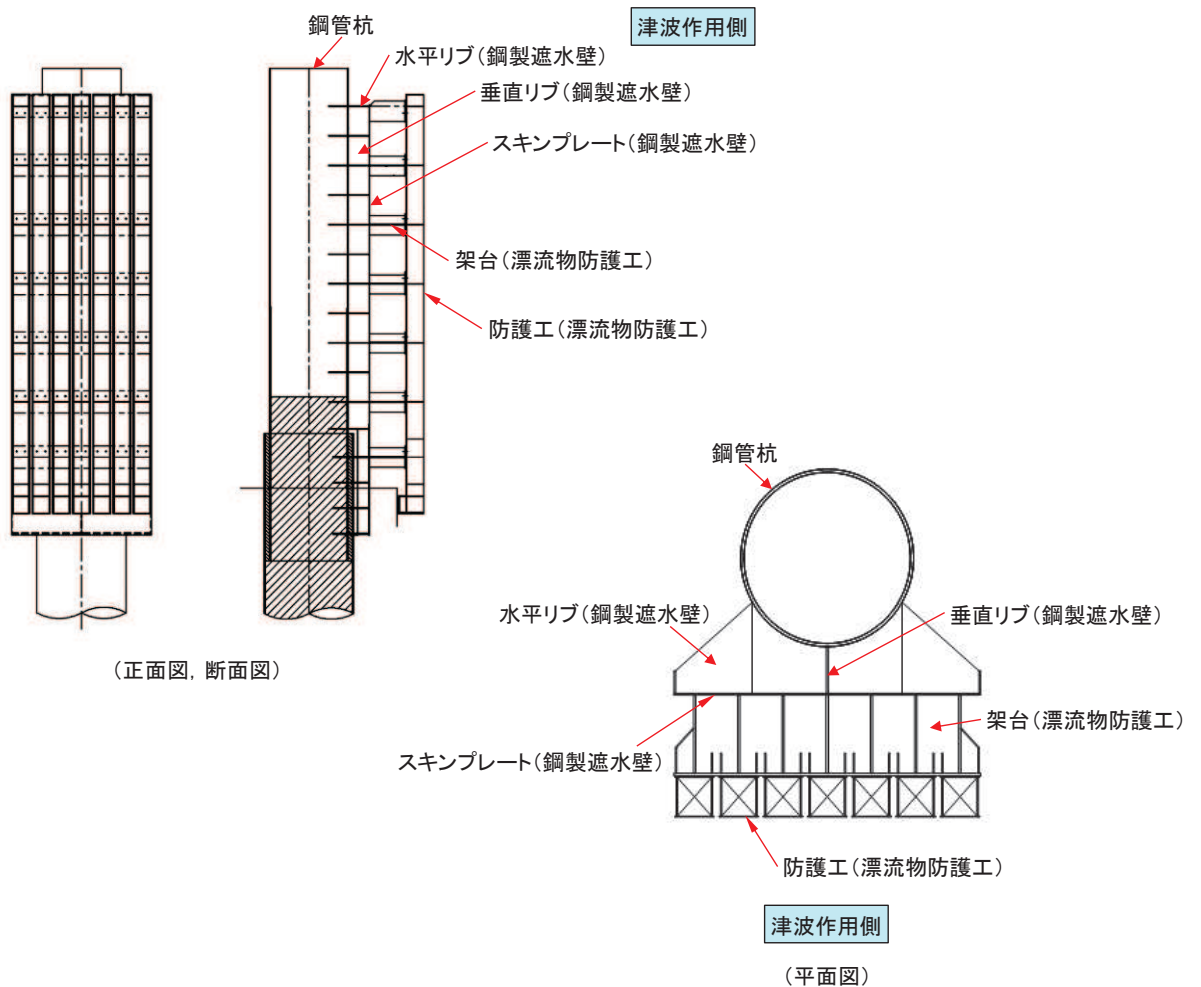


図 3-1 鋼管杭、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図

4. 重畳時 2 と比較する事象の選定について

重畳時 2 と比較する事象については、「4. 評価結果」から鋼管杭，鋼製遮水壁及び漂流物防護工に厳しい評価となる事象（津波時又は重畳時）を表 4-1 のとおり選定した。

表 4-1 重畳時 2 と比較する事象

| 比較対象部位                | 重畳時 2 と比較する事象  |
|-----------------------|--|
| 鋼管杭                   | <p>鋼管杭は、「4. 評価結果」から最も厳しい照査値となるのは重畳時であることを確認しているため、重畳時 2 と比較する事象としては重畳時を選定する。なお、重畳時と重畳時 2 は、余震荷重が同じであるため、津波荷重及び衝突荷重を用いた比較を行う。</p>   |
| 鋼製遮水壁<br>及び<br>漂流物防護工 | <p>鋼製遮水壁の水平リブ，漂流物防護工の架台及び防護工は、「4. 評価結果」から津波時の方が厳しい照査値となることを確認しているため、重畳時 2 と比較する事象としては津波時を選定する。なお、津波時と重畳時 2 は、衝突荷重が同じであるため、津波荷重及び余震荷重を用いた比較を行う。</p> <p>一方、鋼製遮水壁のうちスキンプレート及び垂直リブは、「4. 評価結果」から重畳時の方が厳しい照査値となることを確認しているため、重畳時 2 と比較する事象としては重畳時を選定するが、重畳時と重畳時 2 は余震荷重が同じであり、スキンプレート及び垂直リブには衝突荷重が作用しないことから、津波荷重のみの比較となる。津波荷重は、重畳時が朝倉式の 3 倍波圧，重畳時 2 が静水圧を考慮するため、重畳時の方が厳しい評価となるのは明らかであり、本検討から除外する。</p> |

5. 荷重及び断面の比較方法について

5.1 鋼管杭

鋼管杭については、重畳時と重畳時2の断面力（発生曲げモーメント及びせん断力）による比較を行う。

重畳時と重畳時2では余震慣性力及び動水圧が同じで、荷重として差が生じるのは津波波圧と衝突荷重であることから、津波波圧と衝突荷重を考慮する。また、鋼管杭は「4. 評価結果」から重畳時は弾性範囲内にあることを確認しているため、図5-1に示す片持ちばりでモデル化し、津波波圧と衝突荷重による断面力（発生曲げモーメント及びせん断力）の比較を行う。

なお、重畳時の津波荷重は朝倉式の3倍波圧を考慮し、重畳時2の津波荷重は「2. 荷重の組合せについて」のとおり静水圧を考慮する。

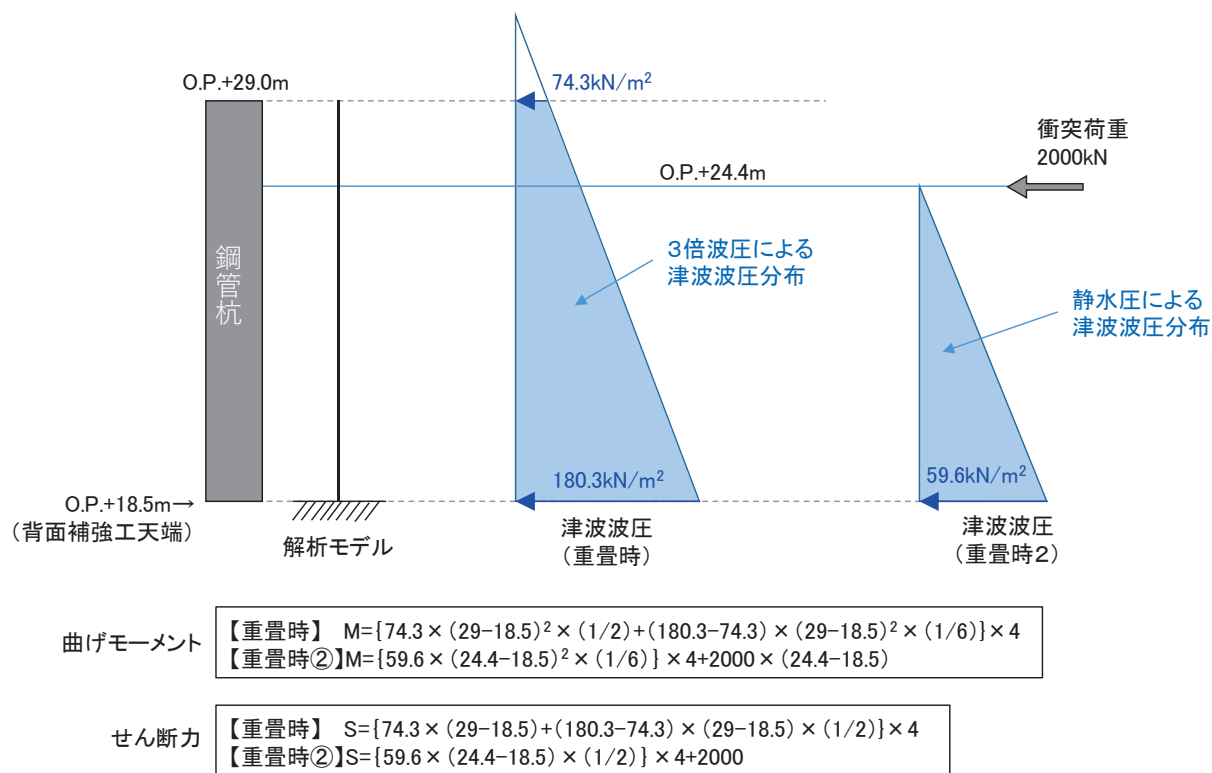


図5-1 鋼管杭に作用する津波波圧及び衝突荷重

## 5.2 鋼製遮水壁及び漂流物防護工

鋼製遮水壁及び漂流物防護工については、津波時と重畳時2の断面力（発生曲げモーメント及びせん断力）による比較を行う。

津波時と重畳時2では衝突荷重が同じで、荷重として差が生じるのは津波波圧と余震荷重であることから、津波波圧と余震荷重を考慮する。また、断面力の算定方法は「3.5 評価方法」と同様とし、津波波圧と余震荷重による断面力（発生曲げモーメント及びせん断力）の比較を行う。

津波時と重畳時2に作用する津波波圧の詳細を図5-2に示す。また、重畳時2で考慮する余震慣性力の設計震度及び動水圧の詳細を図5-3に示す。

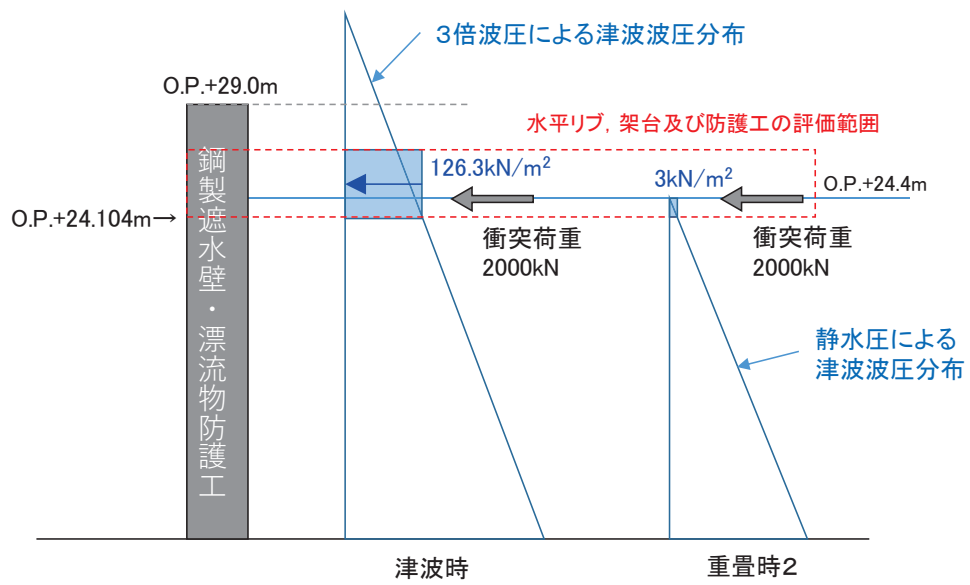


図 5-2 鋼製遮水壁及び漂流物防護工に作用する津波波圧

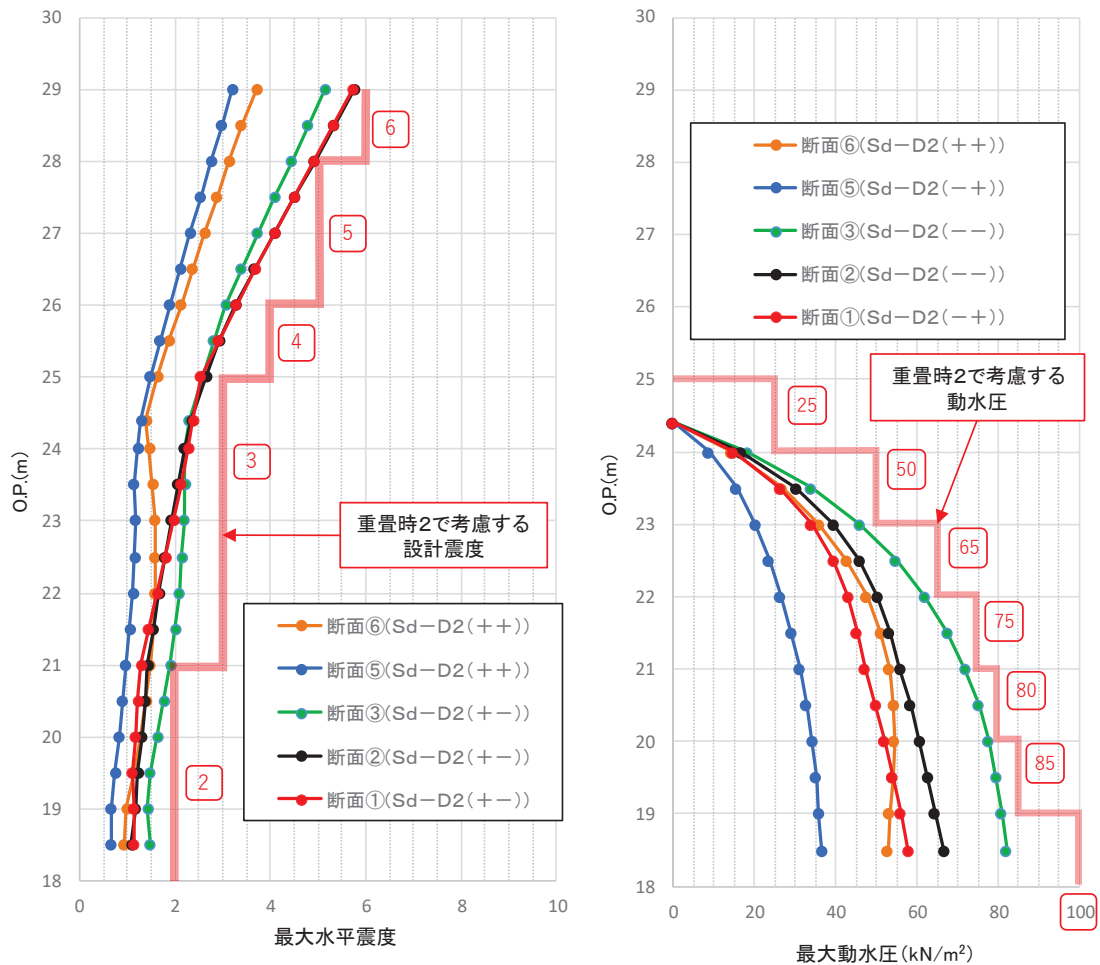


図 5-3 鋼製遮水壁及び漂流物防護工で考慮する設計震度及び動水圧  
(各評価断面での震度・動水圧が最大となる位相の地震動を図化)



## 6. 評価結果

### 6.1 鋼管杭

鋼管杭について、重畳時と重畳時2の断面力（発生曲げモーメントとせん断力）を比較した結果を表6-1に示す。

この結果から、鋼管杭の重畳時2は重畳時に包絡されることを確認した。

表6-1 鋼管杭の断面力の比較

| 部材  | 区分   | 0.P.+18.5mでの<br>津波波圧 (kN/m <sup>2</sup> ) | 衝突荷重<br>(kN) | 曲げモーメント*<br>(kN・m) | せん断力*<br>(kN) |
|-----|------|---|--------------|--------------------|---------------|
| 鋼管杭 | 重畳時  | 180.3                                     | 0            | 24175              | 5347          |
|     | 重畳時2 | 59.6                                      | 2000         | 13184              | 2704          |

注記\*：余震慣性力及び動水圧は重畳時と重畳時2で同一であることから荷重として含めず算定している。

### 6.2 鋼製遮水壁及び漂流物防護工

鋼製遮水壁の水平リブ、漂流物防護工の架台及び防護工について、津波時と重畳時2の断面力（曲げモーメント及びせん断力）を比較した結果を表6-2に示す。

なお、鋼製遮水壁のうちスキンプレート及び垂直リブは、表4-1に示したとおり重畳時2よりも重畳時の方が厳しい評価となるのは明らかである。

これらの結果から、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の重畳時2は津波時又は重畳時に包絡されることを確認した。

表6-2 鋼製遮水壁の水平リブ、漂流物防護工の架台及び防護工の断面力の比較

| 部材                            |                  | 区分   | 0.P.+24.104m<br>での津波波圧<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | 余震<br>慣性力<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | 動水圧<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | 曲げ<br>モーメント*<br>(kN・m) | せん断力*<br>(kN) |
|-------------------------------|------------------|------|--|-----------------------------------|-----------------------------|------------------------|---------------|
| 鋼製<br>遮水壁<br>及び<br>漂流物<br>防護工 | 水平リブ<br>及び<br>架台 | 津波時  | 126.3  | 0                                 | 0                           | 409.7                  | 409.7         |
|                               |                  | 重畳時2 | 3.0  | 48.0                              | 25.0                        | 246.5                  | 246.5         |
|                               | 防護工              | 津波時  | 126.3  | 0                                 | 0                           | 20.8                   | 51.2          |
|                               |                  | 重畳時2 | 3.0  | 15.0                              | 25.0                        | 7.1                    | 17.4          |

注記\*：衝突荷重は津波時と重畳時2で同一であることから荷重として含めず算定している。

### 6.3 まとめ

津波荷重，余震荷重及び衝突荷重による影響が大きい鋼管杭，鋼製遮水壁及び漂流物防護工の重畳時2については，津波時又は重畳時に包絡されることを確認した。

このことから，防潮堤は津波時及び重畳時の評価を実施し，重畳時2の評価を実施しないこととする。

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.1 防潮堤の設計に関する補足説明
- 6.1.3 防潮堤（盛土堤防）の耐震性についての計算書に関する補足説明

## 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                   | 4  |
| 2.4 適用基準                   | 10 |
| 3. 耐震評価                    | 12 |
| 3.1 評価対象断面                 | 12 |
| 3.2 解析方法                   | 15 |
| 3.3 荷重及び荷重の組合せ             | 18 |
| 3.4 入力地震動                  | 21 |
| 3.5 解析モデル及び諸元              | 37 |
| 3.6 評価対象部位                 | 49 |
| 3.7 許容限界                   | 50 |
| 3.8 評価方法                   | 51 |
| 4. 耐震評価結果                  | 55 |
| 4.1 地震応答解析結果               | 55 |
| 4.2 セメント改良土                | 68 |
| 4.3 置換コンクリート               | 70 |
| 4.4 改良地盤                   | 71 |
| 4.5 基礎地盤                   | 73 |
| 5. 防潮堤（盛土堤防）の耐震性に関する影響検討   | 76 |
| 5.1 コンクリートの剛性の影響について       | 76 |
| 5.2 液状化しない場合の不確かさの影響検討について | 82 |

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、防潮堤（盛土堤防）が基準地震動  $S_s$  に対して十分な構造強度及び止水機能を有していることを確認するものである。

防潮堤（盛土堤防）に要求される機能の維持を確認するに当たっては、地震応答解析に基づく施設・地盤の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

なお、本資料においては各照査値が最も厳しいケースだけでなく、検討した全ケースの結果を示している。

また、防潮堤（盛土堤防）の耐震評価においては、平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約 1 m の地盤沈下が発生したことを考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

## 2. 基本方針

### 2.1 位置

防潮堤（盛土堤防）の範囲を図 2.1-1 に示す。

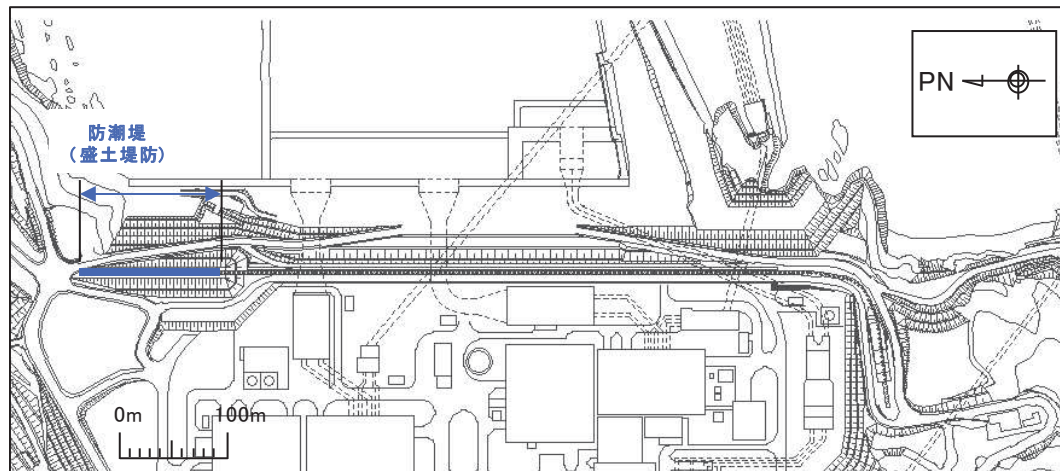


図 2.1-1 防潮堤（盛土堤防）の範囲

## 2.2 構造概要

防潮堤（盛土堤防）は，入力津波による浸水高さ（防潮堤前面：O.P.+24.4m）に対して余裕を考慮した天端高さ（O.P.+29.0m）とする。

防潮堤（盛土堤防）は，改良地盤に設置されたセメント改良土による堤体と，基礎地盤のすべり安定性を確保する観点から設置する置換コンクリートで構成される。

防潮堤（盛土堤防）の構造図を図 2.2-1 に示す。

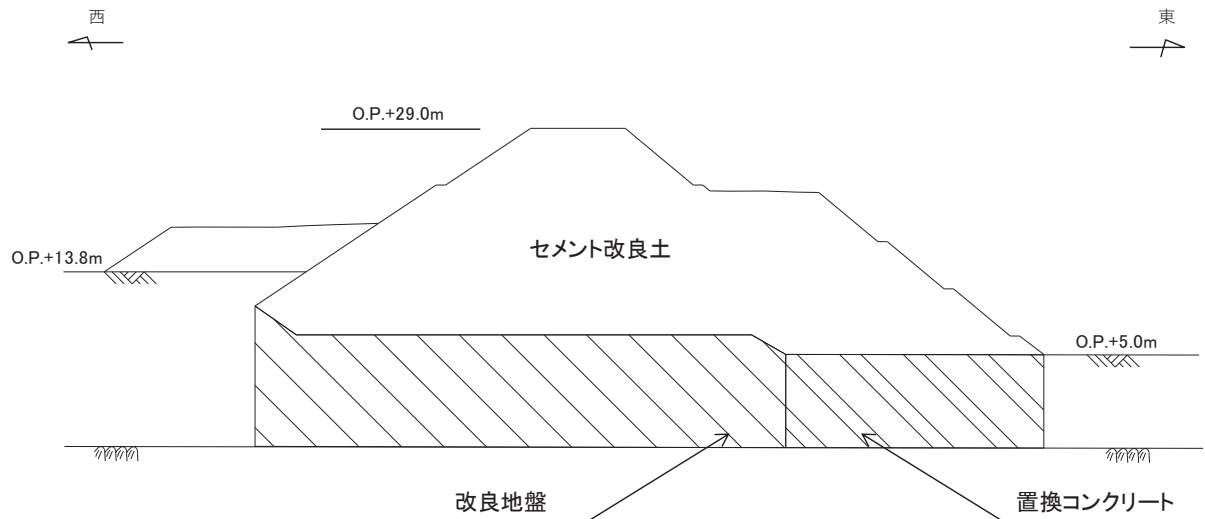


図 2.2-1 防潮堤（盛土堤防）の構造図

## 2.3 評価方針

### 2.3.1 各部位の性能目標

防潮堤（盛土堤防）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

新規制基準への適合性において、防潮堤直下の盛土・旧表土は沈下対策として地盤改良を行うことを踏まえ、盛土堤防における設置許可基準規則の各条文に対する検討要旨を表2.3-1に示す。

表 2.3-1 盛土堤防における検討要旨

| 規 則                  | 検 討 要 旨   |
|----------------------|---|
| 第3条<br>(設計基準対象施設の地盤) | <ul style="list-style-type: none"> <li>施設（セメント改良土及び置換コンクリート）を支持する地盤を対象とし、地盤内にすべり線を想定し、安定性を確認する。</li> </ul>                |
| 第4条<br>(地震による損傷の防止)  | <ul style="list-style-type: none"> <li>施設と地盤との動的相互作用や液状化検討対象層の地震時の挙動を考慮した上で、施設の耐震安全性を確認する。</li> </ul>                     |
| 第5条<br>(津波による損傷の防止)  | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震（本震及び余震）による影響を考慮した上で、機能を保持できることを確認する。</li> <li>液状化検討対象層の地震時の挙動の考慮を含む。</li> </ul> |

盛土堤防における条文に対応する施設の範囲及び各部位の役割を図2.3-1、図2.3-2及び表2.3-2に示す。セメント改良土については、堤体として本体部分と海側の道路部分を一体的に構築しており、津波荷重も全体で受けることから、海側の道路部分も含めたセメント改良土全体を施設として評価する。

なお、セメント改良土の陸側の道路部分は、盛土堤防とは構造的に一体化していない。荷重に対する抵抗力等の具体的な役割は期待していないが、適切にモデル化して施設への影響を評価する。

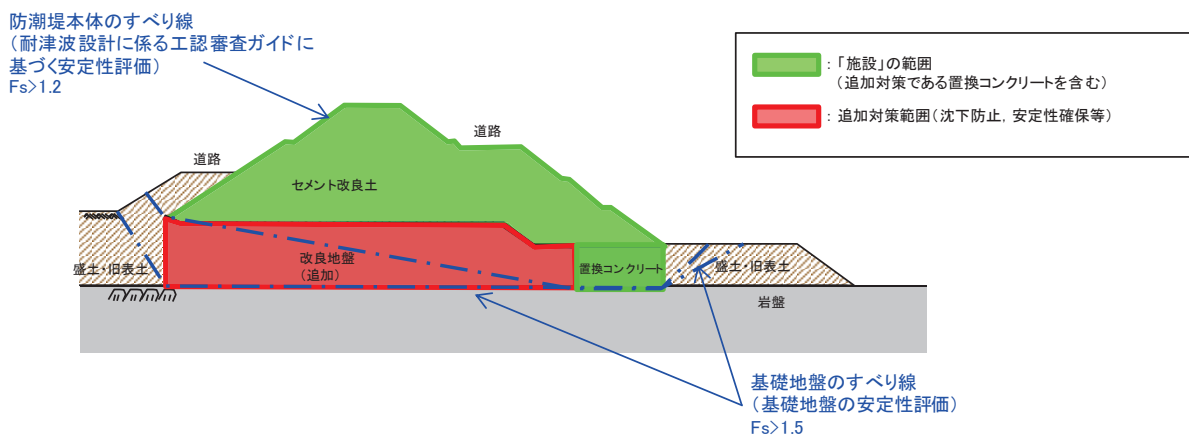


図 1.2-1 盛土堤防の「施設」の範囲

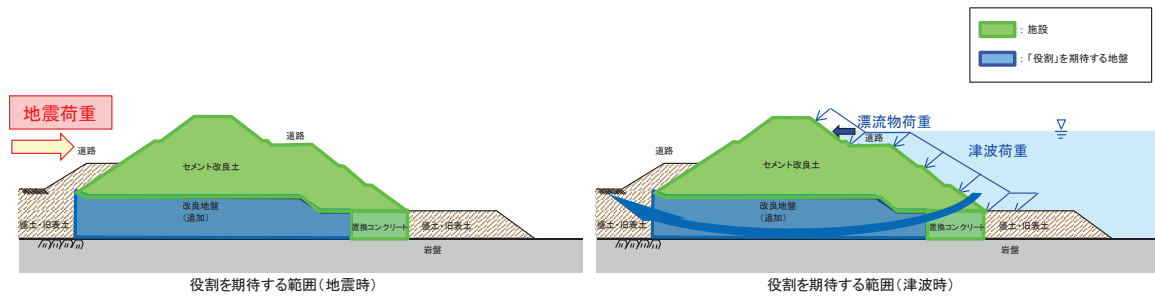


図 2.3-2 盛土堤防の役割を期待する範囲

表 2.3-2 盛土堤防の各部位の役割

|    | 部位の名称    | 地震時の役割*   | 津波時の役割*  |
|----|----------|---|--|
| 施設 | セメント改良土  | <ul style="list-style-type: none"> <li>入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持する。</li> </ul>                              | <ul style="list-style-type: none"> <li>入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持する。</li> <li>難透水性を有し、堤体により止水性を維持する。</li> </ul>             |
|    | 置換コンクリート | <ul style="list-style-type: none"> <li>コンクリート強度を考慮して基礎地盤のすべり安定性を確保する。</li> </ul>                            | <ul style="list-style-type: none"> <li>地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。</li> </ul>   |
| 地盤 | 改良地盤     | <ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。</li> <li>基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。</li> <li>地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。</li> </ul> |
|    | 岩盤       | <ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土及び置換コンクリートを鉛直支持する。</li> <li>基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul>      | <ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土及び置換コンクリートを鉛直支持する。</li> </ul>  |

注記 \*：津波+余震時は地震時及び津波時の両方の役割を参照する。

各部位の『施設』と『地盤』を区分するに当たり、セメント改良土、置換コンクリート及び改良地盤の具体的な役割を表 2.3-3 のとおり整理した。

要求機能を満たすために設計上必要な項目（表 1.2-3 中に「◎」と記載）を持つ部位として、セメント改良土は堤体本体としての高さ維持（第 4・5 条）、止水性維持（第 5 条）の役割を主体的に果たすこと、置換コンクリートは地震時にすべり安定性確保（第 3 条）の役割を主体的に果たすことから、『施設』と区分する。また、支持地盤としての役割（表 2.3-3 中「○」と記載）を有する改良地盤は『地盤』と区分する。

なお、施設の役割を維持するための条件として設計に反映する項目「○」と評価した具体的な考え方を以下に示す。

- 改良地盤の役割である鉛直支持については、セメント改良土を鉛直支持するために支持力を設計に反映することから「○」とした。
- 改良地盤の役割であるすべり安定性については、基礎地盤のすべり安定性を確保するために滑動抵抗（強度特性）を設計に反映することから「○」とした。
- 置換コンクリート及び改良地盤の役割である健全性については、堤体であるセメント改良土の堤体高さ及び難透水性を維持するために、剛性（変形特性）を設計に反映することから「○」とした。



- 置換コンクリート及び改良地盤の役割である止水性については、地盤中からの回り込みによる浸水を防止するために透水係数を設計に反映することから「○」とした。なお、透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを浸透流解析により確認する。

表 2.3-3 盛土堤防の各部位の具体的な役割

| 凡 例 |  |
|-----|--|
| ◎   | 要求機能を主体的に満たすために設計上必要な項目<br>(該当する部位を施設と区分とする) |
| ○   | 施設の役割を維持するための条件として設計に反映する項目                  |
| -   | 設計上考慮しない項目                                   |

| 部位       | 具体的な役割  |  |            |                                | 『施設』と『地盤』の区分の考え方 |                 |  |
|----------|---|--|------------|--------------------------------|------------------|-----------------|--|
|          | 地震時   | 津波時  | ※1<br>鉛直支持 | すべり安定性<br>健全性<br>(難透水性)<br>止水性 |                  |                 |  |
| セメント改良土  | <ul style="list-style-type: none"> <li>強度・剛性の高いセメント改良土を大断面で設置することで、入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体本体としての高さを維持する。</li> </ul>    | <ul style="list-style-type: none"> <li>強度・剛性の高いセメント改良土を大断面で設置することで、入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持する。</li> <li>難透水性を有し、堤体本体としての止水性を保持することで、津波時の水みちを形成しない。</li> </ul> | -          | -                              | ◎                | ◎               | 堤体本体として、高さ・止水性維持の役割を主体的に果たすことから、『施設』と区分する。   |
| 置換コンクリート | <ul style="list-style-type: none"> <li>コンクリート強度を考慮して置換範囲を設計することで、基礎地盤のすべり安定性を確保する(第3条)。</li> </ul>                  | <ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土の周囲で難透水性を保持することで、地盤中からの回り込みによる浸水を防止する。</li> </ul>  | -          | ◎                              | ○                | ○ <sup>※2</sup> | 地震時にすべり安定性確保の役割を主体的に果たすことから、『施設』と区分する。   |
| 改良地盤     | <ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土の下方の盛土・旧表土を地盤改良(沈下防止)することで、防潮堤を鉛直支持するとともに基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土の下方の盛土・旧表土を地盤改良(沈下防止)することで、防潮堤を鉛直支持する。</li> <li>セメント改良土の周囲で難透水性を保持することで、地盤中からの回り込みによる浸水を防止する。</li> </ul>         | ○          | ○                              | ○                | ○ <sup>※2</sup> | 施設の鉛直支持、すべり安定性への寄与及び健全性が主な役割であり、施設の支持地盤に要求される役割と同様であること、難透水性の保持の役割をもつことから、『地盤』と区分する。 |

※1:鉛直支持については岩盤が主体的に役割を果たす。

※2:施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、置換コンクリート、改良地盤及びセメント改良土の透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを確認する。

以上を踏まえ、盛土堤防における各部位の役割に対する性能目標を表 2.3-4 に示す。

表 2.3-4 盛土堤防の各部位の役割に対する性能目標

| 部位 |          | 性能目標                                      |  |  |  |
|----|----------|---|--|--|--|
|    |          | 鉛直支持<br>(第3条)                             | すべり安定性<br>(第3条)  | 健全性<br>(第4条)   | 止水性<br>(難透水性)<br>(第5条)   |
| 施設 | セメント改良土  | —   | —  | セメント改良土の健全性を保持して、入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持するために、堤体内部にすべり破壊が生じないこと(内的安定を保持)。    | セメント改良土を横断する水みちが形成されて有意な漏洩を生じないために、堤体内部にすべり破壊が生じないこと(内的安定を保持)。 |
|    | 置換コンクリート | —   | 基礎地盤のすべり安定性を確保するため、コンクリートの強度を維持し、すべり抵抗を保持すること。             | コンクリートの強度を維持すること及び堤体であるセメント改良土の堤体高さ及び難透水性を維持するため、置換コンクリートがすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。 | 地盤中からの回り込みによる浸水を防止(難透水性を保持)するため、置換コンクリートがすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。  |
| 地盤 | 改良地盤     | セメント改良土を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。           | 基礎地盤のすべり安定性を確保するため、置換コンクリートのすべり抵抗も考慮した上で、十分なすべり安定性を保持すること。 | 堤体であるセメント改良土の堤体高さ及び難透水性を維持するため、改良地盤にすべり破壊が生じないこと(内的安定を保持)。                     | 地盤中からの回り込みによる浸水を防止(難透水性を保持)するため、改良地盤がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。      |
|    | 岩盤       | セメント改良土及び置換コンクリートを鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。 |  | —  | —  |

### 2.3.2 評価方針

防潮堤（盛土堤防）の耐震評価は、地震応答解析の結果に基づき、設計基準対象施設として、表 2.3-5 に示すとおり、施設・地盤の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価を行う。

施設・地盤の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することで、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。

施設・地盤の健全性評価については、施設・地盤ごとに定める照査項目（すべり安全率）が許容限界を満足することを確認する。

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

防潮堤（盛土堤防）の耐震評価フローを図 2.3-3 に示す。

表 2.3-5 防潮堤（盛土堤防）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  | 施設・地盤の健全性 | セメント改良土  | すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認     | すべり安全率<br>1.2 以上 |
|             |           | 置換コンクリート | すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認     | すべり安全率<br>1.2 以上 |
|             |           | 改良地盤     | すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認     | すべり安全率<br>1.2 以上 |
|             | 基礎地盤の支持性能 | 基礎地盤     | 発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認 | 極限支持力*           |
| 止水性を損なわないこと | 施設・地盤の健全性 | セメント改良土  | すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認     | すべり安全率<br>1.2 以上 |
|             |           | 置換コンクリート | すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認     | すべり安全率<br>1.2 以上 |
|             |           | 改良地盤     | すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認     | すべり安全率<br>1.2 以上 |
|             | 基礎地盤の支持性能 | 基礎地盤     | 発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認 | 極限支持力*           |

注記 \*：妥当な安全余裕を考慮する。

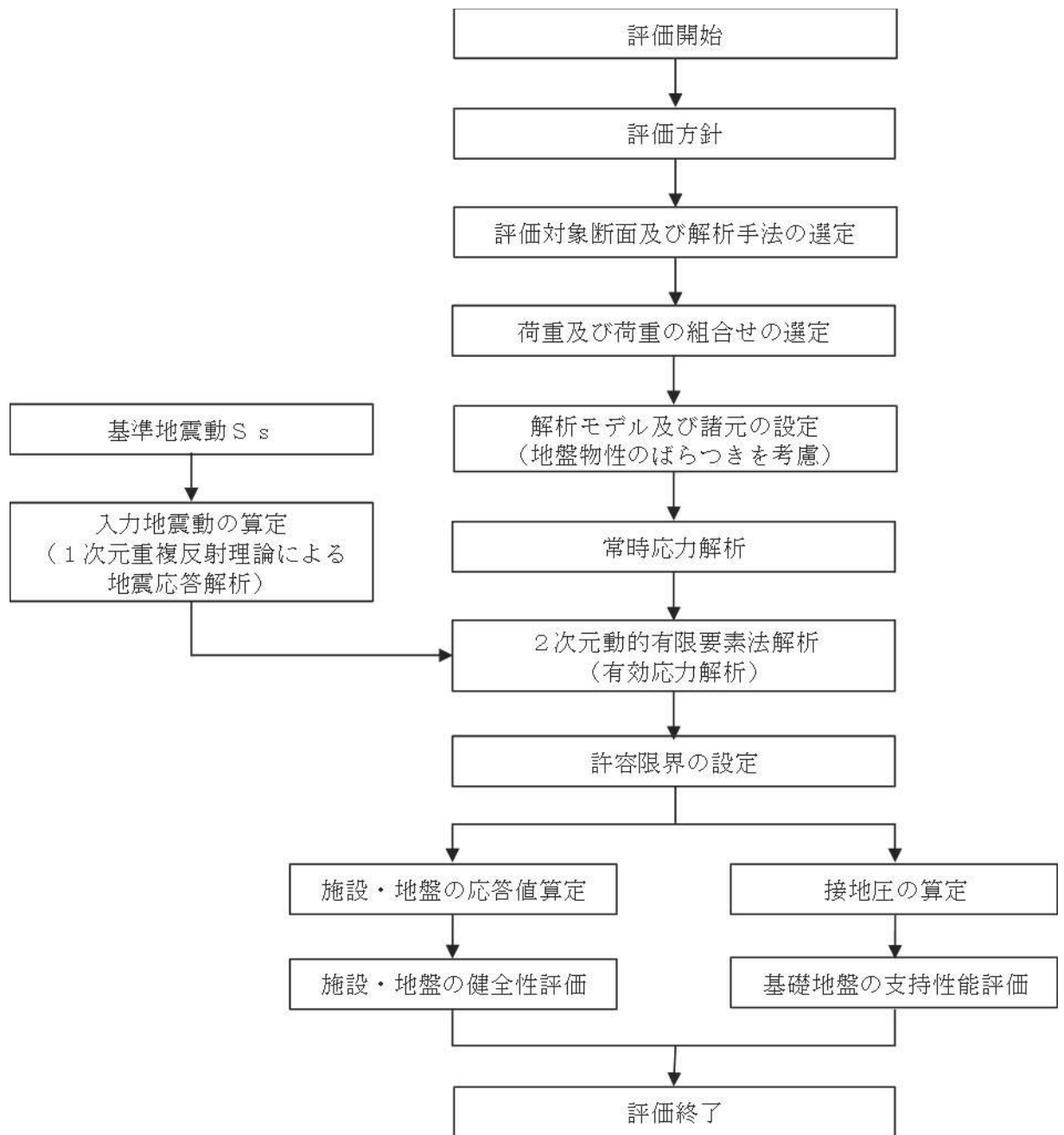


図 2.3-3 防潮堤（盛土堤防）の耐震評価フロー

## 2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ 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）
- ・ 耐津波設計に係る工認審査ガイド（原子力規制委員会，平成25年6月制定）（以下「耐津波設計に係る工認審査ガイド」という。）
- ・ 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）
- ・ コンクリート標準示方書〔ダムコンクリート編〕（土木学会，2013年制定）
- ・ 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）
- ・ 建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5N 原子力発電所における鉄筋コンクリート工事（日本建築学会，2013）
- ・ 日本原子力学会標準 原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準（日本原子力学会，2015）

表 2.4-1 適用する規格, 基準類

| 項目         |               | 適用する規格, 基準類  | 備考  |
|------------|---------------|--|---|
| 使用材料及び材料定数 |               | <ul style="list-style-type: none"> <li>・ コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年)</li> </ul>   |   |
| 荷重及び荷重の組合せ |               | <ul style="list-style-type: none"> <li>・ コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年)</li> <li>・ 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)</li> </ul>  | <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組み合わせを検討</li> </ul> |
| 許容限界       | 置換コンクリート      | <ul style="list-style-type: none"> <li>・ コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年)</li> <li>・ コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編] (土木学会, 2013 年制定)</li> <li>・ 耐津波設計に係る工認審査ガイド</li> </ul>                      | <ul style="list-style-type: none"> <li>・ すべり安全率が 1.2 以上であることを確認</li> </ul>        |
|            | 改良地盤及びセメント改良土 | <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 耐津波設計に係る工認審査ガイド</li> </ul>  |   |
| 地震応答解析     |               | <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社)日本電気協会)</li> </ul>   | <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 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</li> </ul>  |
|            |               | <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5N 原子力発電所における鉄筋コンクリート工事 (日本建築学会, 2013)</li> <li>・ 日本原子力学会標準 原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準 (日本原子力学会, 2015)</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 新設構造物の圧縮強度の推定</li> </ul>                 |

### 3. 耐震評価

#### 3.1 評価対象断面

防潮堤（盛土堤防）の評価対象断面は、設置変更許可段階における構造成立性評価断面として選定した断面を基本とした上で、「補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料」の「5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について」で記載したとおり、耐震評価においては、構造的特徴、周辺地盤状況、地下水位、近接構造物の有無、間接支持される機器・配管系の有無及び断層の有無が耐震評価結果に及ぼす影響の観点から、耐震評価上厳しいと考えられる断面を評価対象断面として選定する。

防潮堤（盛土堤防）の評価対象断面は、斜面形状であり傾斜方向への変形が支配的である横断方向を評価対象とする。防潮堤（盛土堤防）の総延長は約 120m であり、横断方向の断面では大きな構造的特徴はなく、防潮堤（盛土堤防）を I 区間として評価対象断面を選定する。

評価対象断面選定結果を表 3.1-1 に、評価対象断面位置を図 3.1-1 に、評価対象断面を図 3.1-2～図 3.1-3 に示す。

評価対象断面選定の詳細については、「5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について」の「5.10.3 防潮堤（盛土堤防）」に示す。

表 3.1-1 評価対象断面選定結果

| 評価対象断面      |      | ①岩盤上面の深さ<br>(セメント改良土の<br>厚さ) | ②C <sub>4</sub> 級岩盤上面<br>深さ     | ③盛土+旧表土<br>厚さ     | ④旧表土厚さ         |
|-------------|------|------------------------------|---------------------------------|-------------------|----------------|
| I<br>区<br>間 | 断面①* | ○：岩盤上面が最も<br>深い              | ○：C <sub>4</sub> 級岩盤上面が<br>最も深い | ○：盛土+旧表土が<br>最も厚い | ○：旧表土が最も厚<br>い |

注記 \*：設置変更許可段階における基礎地盤の安定性評価及び構造成立性評価で示した断面

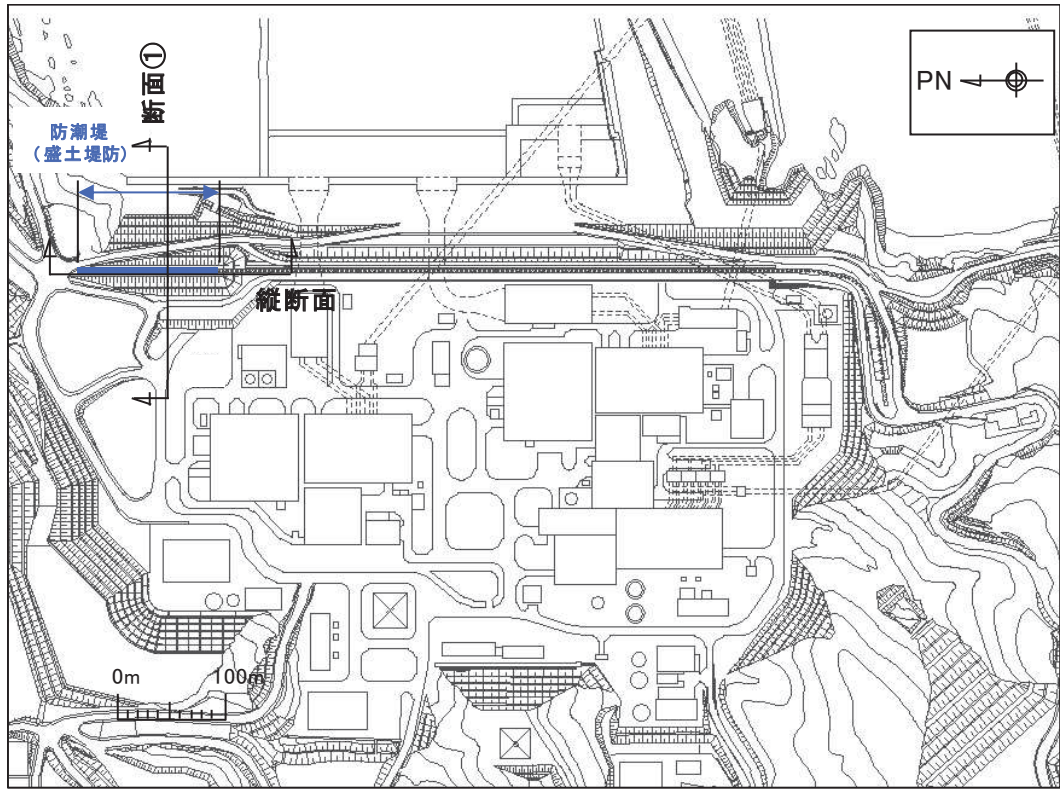


图 3.1-1 防潮堤（盛土堤防）位置图



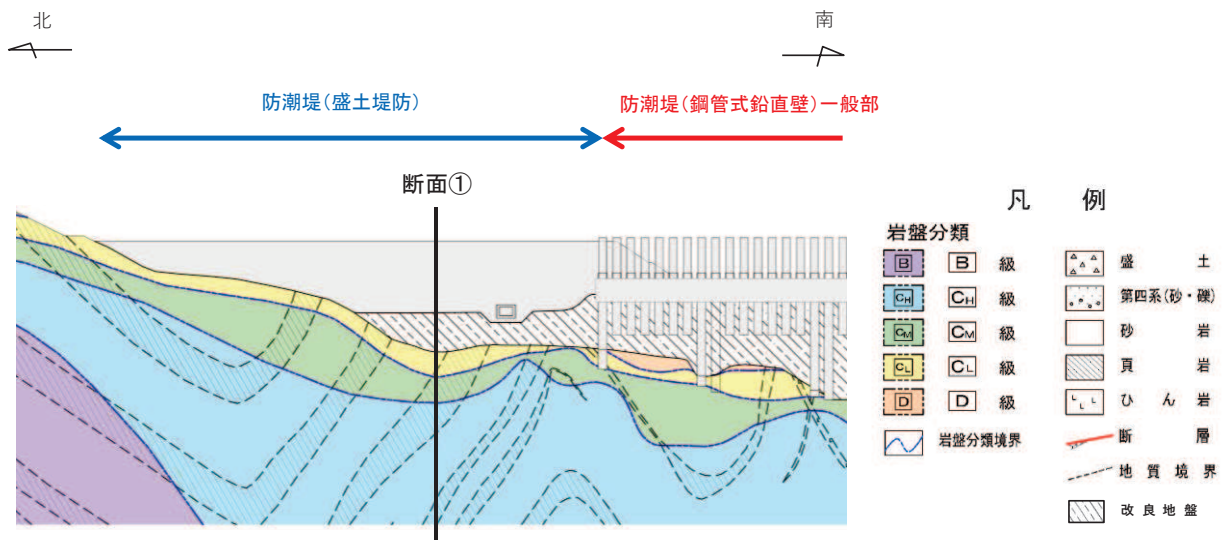


図 3.1-2 防潮堤（盛土堤防）の縦断面図

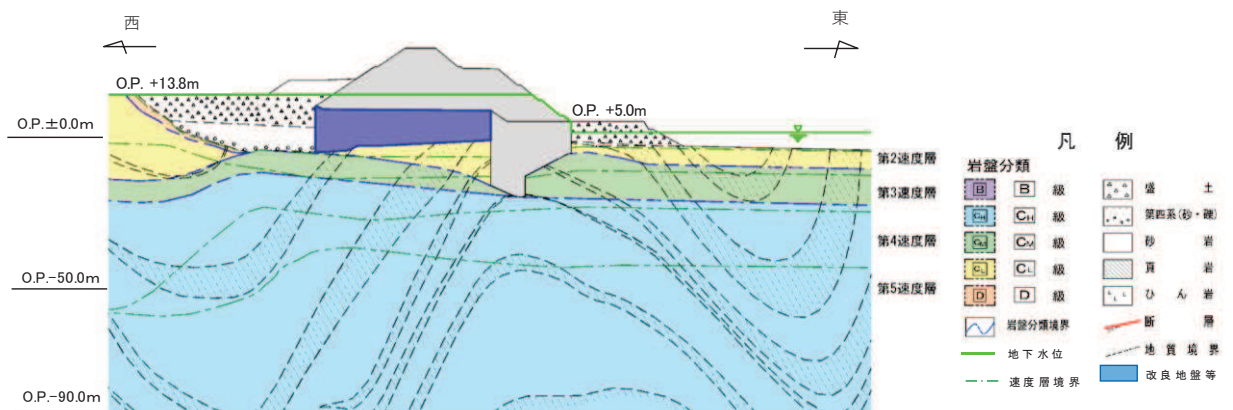


図 3.1-3 評価対象断面図（断面①）

### 3.2 解析方法

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

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる2次元動的有限要素法により、基準地震動 $S_s$ に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析を行う。また、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析とする。

地震応答解析には、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0\_2」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、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

#### 3.2.1 地震応答解析手法

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の地震応答解析は、地盤と構造物の動的相互作用を考慮できる連成系の地震応答解析を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。

地震応答解析手法の選定フローを図3.2-1に示す。

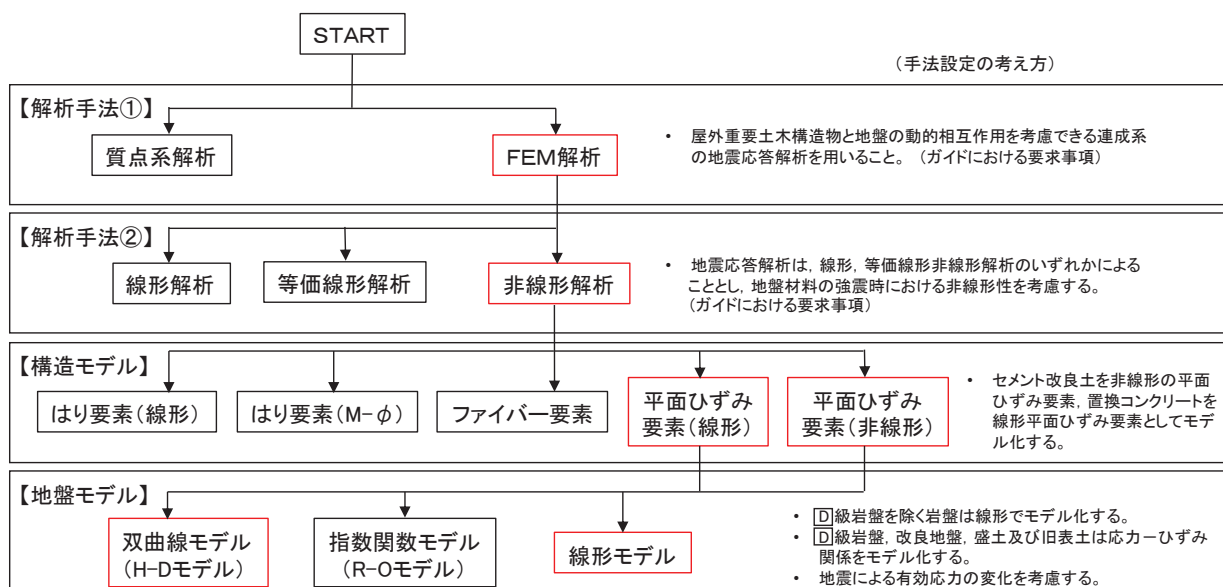


図 3.2-1 地震応答解析手法の選定フロー（盛土堤防）

#### 3.2.2 施設

セメント改良土は非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素）、置換コンクリートは線形平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

#### 3.2.3 材料物性及び地盤物性のばらつき

図 3.1-3 に示すとおり、防潮堤（盛土堤防）の周辺には、主として旧表土、盛土、 $\square$ 級岩盤及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布しており、こ

これらの地盤のせん断変形が地震時に防潮堤（盛土堤防）の応答に影響を与えると判断されることから、これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

また、施設として位置付けているセメント改良土についても、他の地盤と同様にばらつきの影響を考慮する。

解析ケースを表 3.2-1 に示す。

表 3.2-1 解析ケース（防潮堤（盛土堤防））

| 解析ケース           | 材料物性<br>(コンクリート)<br>( $E_0$ : ヤング係数) | 地盤物性   |  |
|-----------------|--------------------------------------|--|--|
|                 |                                      | 旧表土, 盛土, D級岩盤,<br>セメント改良土*, 改良地盤<br>( $G_0$ : 初期せん断弾性係数) | C <sub>L</sub> 級岩盤, C <sub>M</sub> 級岩盤,<br>C <sub>H</sub> 級岩盤, B級岩盤<br>( $G_d$ : 動せん断弾性係数) |
| ケース①<br>(基本ケース) | 設計基準強度                               | 平均値  | 平均値  |
| ケース②            | 設計基準強度                               | 平均値 + 1 $\sigma$   | 平均値  |
| ケース③            | 設計基準強度                               | 平均値 - 1 $\sigma$   | 平均値  |

注記 \* : 防潮堤（盛土堤防）においては施設として定義

### 3.2.4 減衰定数

Rayleigh 減衰を考慮することとし、剛性比例型減衰 ( $\alpha=0$ ,  $\beta=0.002$ ) を考慮する。なお、係数  $\beta$  の設定については、「FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」」を基に設定している。

### 3.2.5 解析ケース

耐震評価においては、全ての基準地震動  $S_s$  に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、各照査値が最も厳しい地震動を用い、表 3.2-1 に示すケース②～③を実施する。耐震評価における解析ケースを表 3.2-2 に示す。

表 3.2-2 解析ケース

| 解析ケース               |                     | ケース①             | ケース②                       | ケース③  |
|---------------------|---------------------|------------------|----------------------------|---|
|                     |                     | 基本ケース            | 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース | 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース  |
| 地盤物性                |                     | 平均値              | 平均値+1σ                     | 平均値-1σ  |
| 地震動<br>(位相)         | S <sub>s</sub> -D 1 | ++* <sup>1</sup> | ○                          | 基準地震動 S <sub>s</sub> (7 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (13 波) を加えた全 20 波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、すべり安全率が 2.4 以下* <sup>2</sup> となる又は基礎地盤の支持力照査において照査値が 0.5 以上となる全ての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いてケース②~③を実施する。<br>照査値がいずれも 0.5 未満の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②~③を実施する。 |
|                     |                     | -+* <sup>1</sup> | ○                          |   |
|                     |                     | +-* <sup>1</sup> | ○                          |   |
|                     |                     | --* <sup>1</sup> | ○                          |   |
|                     | S <sub>s</sub> -D 2 | ++* <sup>1</sup> | ○                          |   |
|                     |                     | -+* <sup>1</sup> | ○                          |   |
|                     |                     | +-* <sup>1</sup> | ○                          |   |
|                     |                     | --* <sup>1</sup> | ○                          |   |
|                     | S <sub>s</sub> -D 3 | ++* <sup>1</sup> | ○                          |   |
|                     |                     | -+* <sup>1</sup> | ○                          |   |
|                     |                     | +-* <sup>1</sup> | ○                          |   |
|                     |                     | --* <sup>1</sup> | ○                          |   |
|                     | S <sub>s</sub> -F 1 | ++* <sup>1</sup> | ○                          |   |
|                     |                     | -+* <sup>1</sup> | ○                          |   |
|                     | S <sub>s</sub> -F 2 | ++* <sup>1</sup> | ○                          |   |
|                     |                     | -+* <sup>1</sup> | ○                          |   |
| S <sub>s</sub> -F 3 | ++* <sup>1</sup>    | ○                |                            |   |
|                     | -+* <sup>1</sup>    | ○                |                            |   |
| S <sub>s</sub> -N 1 | ++* <sup>1</sup>    | ○                |                            |   |
|                     | -+* <sup>1</sup>    | ○                |                            |   |

注記 \*1: 地震動の位相について (++) の左側は水平動, 右側は鉛直動を表し, 「-」は位相を反転させたケースを示す。

\*2: 許容限界であるすべり安全率 1.2 に対して 2 倍の裕度

### 3.3 荷重及び荷重の組合せ

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

#### 3.3.1 耐震評価上考慮する状態

防潮堤（盛土堤防）の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

##### (1) 運転時の状態

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

##### (2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

##### (3) 設計用自然条件

積雪及び風の影響を考慮する。

##### (4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

#### 3.3.2 荷重

防潮堤（盛土堤防）の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

##### (1) 固定荷重(G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

##### (2) 積載荷重(P)

積載荷重として、積雪荷重を含めて地表面に  $4.9\text{kN/m}^2$  を考慮する。

##### (3) 積雪荷重( $P_s$ )

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

##### (4) 風荷重( $P_k$ )

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

##### (5) 地震荷重( $S_s$ )

基準地震動  $S_s$  による荷重を考慮する。

### 3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3-1 に、荷重の作用図を図 3.3-1 に示す。

表 3.3-1(1) 荷重の組合せ

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

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (積雪荷重  $P_s$  を含めて  $4.9\text{kN/m}^2$ )

$P_k$  : 風荷重

$S_s$  : 地震荷重

表 3.3-1(2) 荷重の組合せ

| 種別       |                | 荷重      |   | 算定方法  |
|----------|----------------|---------|---|---|
| 永久<br>荷重 | 常時<br>考慮<br>荷重 | 躯体自重    | ○ | 設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。           |
|          |                | 機器・配管自重 | ○ | 津波監視カメラの重量 ( $2.97\text{kN/m}^2$ ) を考慮する。   |
|          |                | 土被り荷重   | — | 土被りはないため考慮しない。                              |
|          |                | 積載荷重    | ○ | 積雪荷重及び機器・配管荷重を含めて $4.9\text{kN/m}^2$ を考慮する。 |
|          |                | 静止土圧    | ○ | 常時応力解析により設定する。                              |
|          |                | 外水圧     | — | 外水圧は考慮しない。                                  |
|          |                | 内水圧     | — | 内水はないため考慮しない。                               |
|          |                | 積雪荷重    | ○ | 積雪荷重 ( $0.301\text{kN/m}^2$ ) を考慮する。        |
|          |                | 風荷重     | ○ | 風荷重を考慮する。                                   |
| 偶発荷重     |                | 水平地震動   | ○ | 基準地震動 $S_s$ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。             |
|          |                | 鉛直地震動   | ○ |   |
|          |                | 動水圧     | ○ | 朔望平均満潮位での動水圧を考慮する。                          |

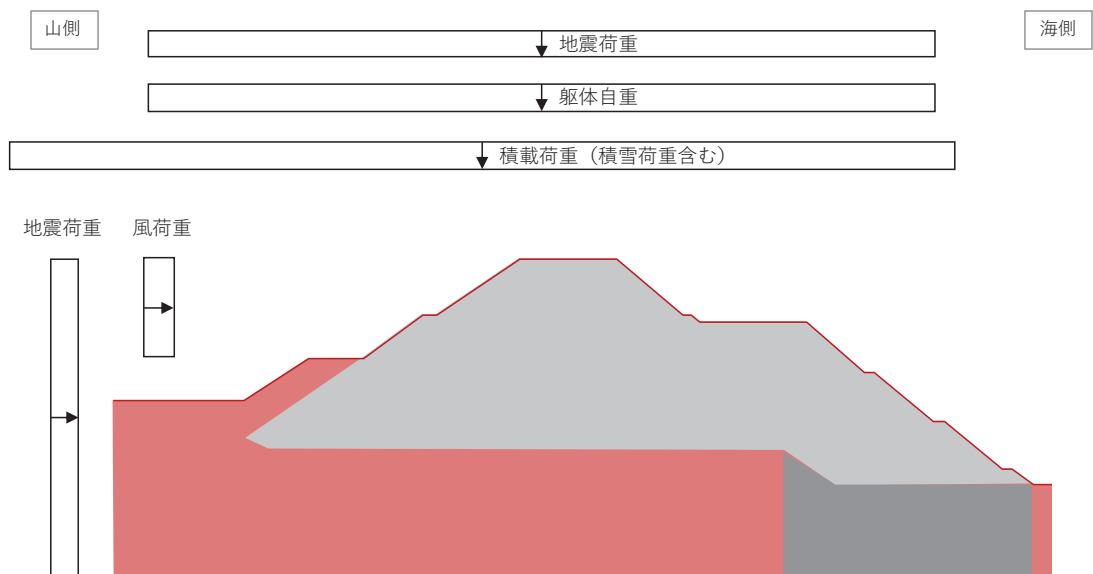


図 3.3-1 荷重の作用図

### 3.4 入力地震動

入力地震動は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

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基準地震動  $S_s$  を1次元重複反射理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。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

図 3.4-1 に入力地震動算定の概念図を、**図 3.4-2 に1次元解析モデル図**を、図 3.4-3～図 3.4-9 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示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE Ver 1.6」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

#### ① 引戻し解析

引戻し地盤モデル（解放基盤モデル）を用いて、水平方向地震動及び鉛直方向地震動をそれぞれ引戻し地盤モデル下端位置まで引戻す。

#### ② 水平方向地震動の引上げ解析

引上げ地盤モデル（水平方向地震動用）を用いて、構造物—地盤連成系解析モデル底面位置まで水平方向地震動を引き上げる。

#### ③ 鉛直方向地震動の引上げ解析

引上げ地盤モデル（鉛直方向地震動用）を用いて、構造物—地盤連成系解析モデル下端位置まで鉛直方向地震動を引き上げる。

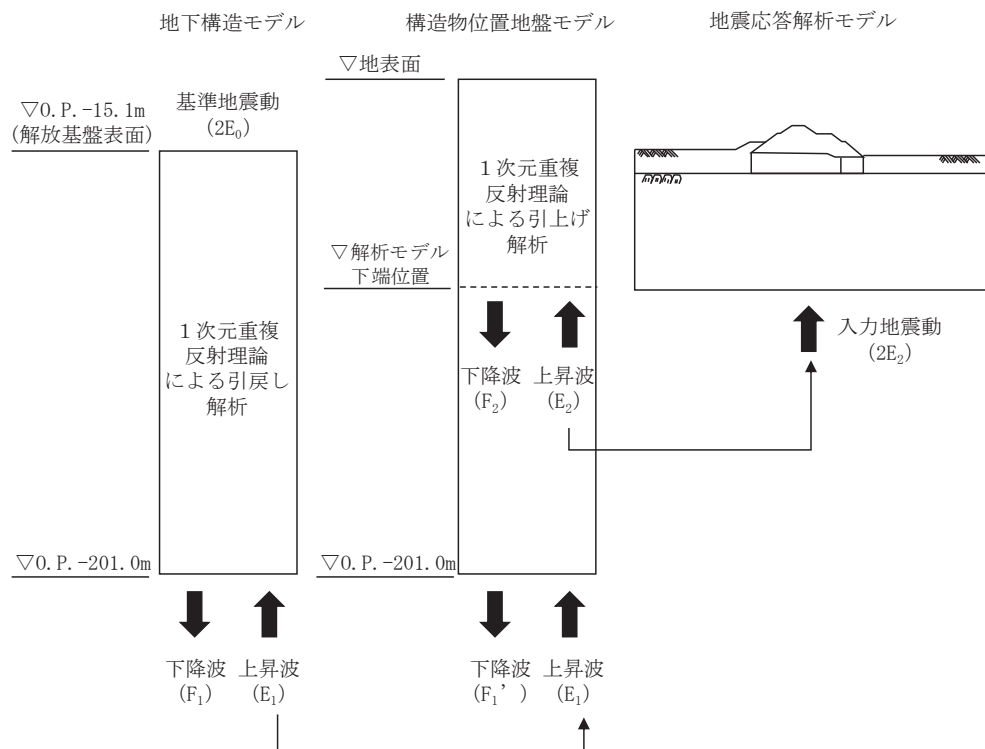


図 3.4-1 入力地震動算定の概念図



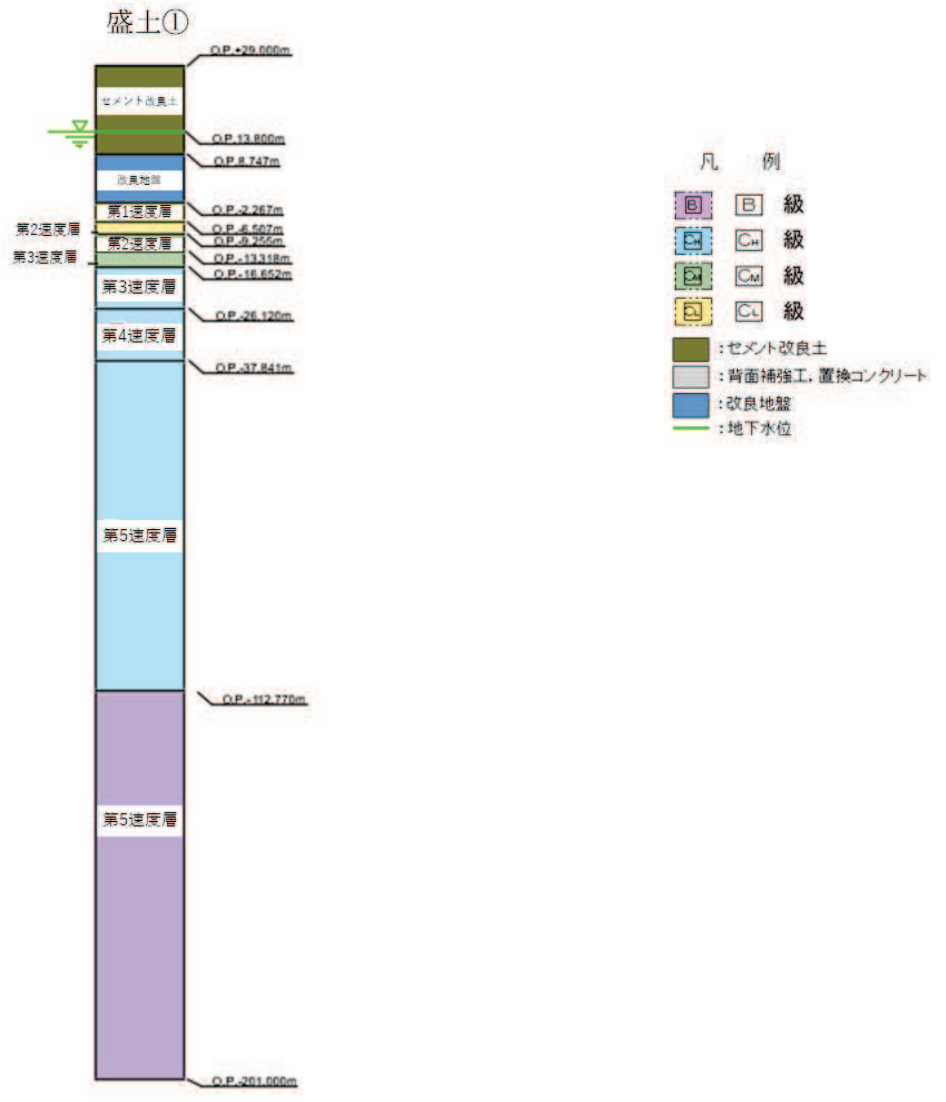
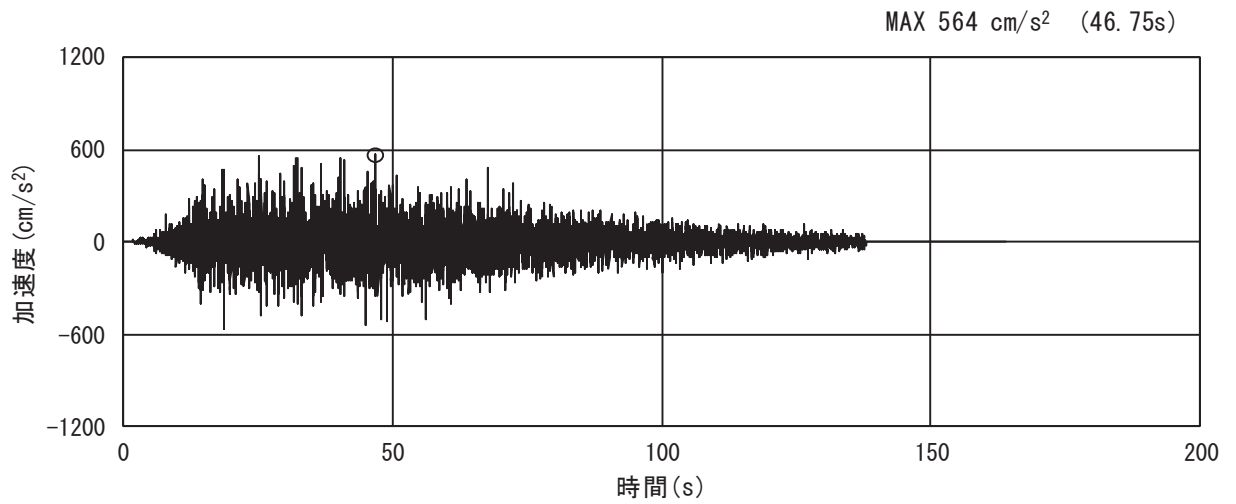
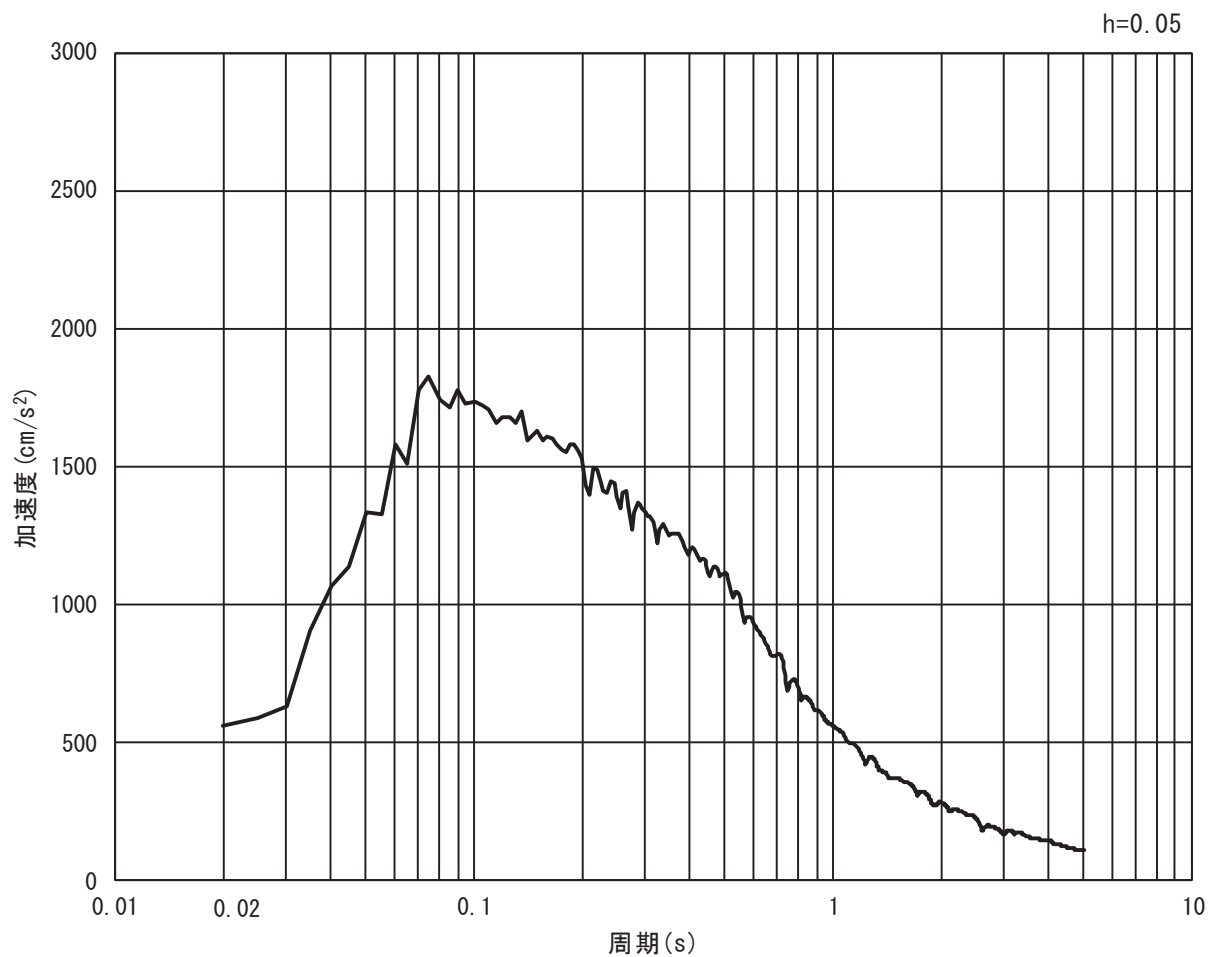


図 3.4-2 1次元解析モデル図

3.4.1 断面①

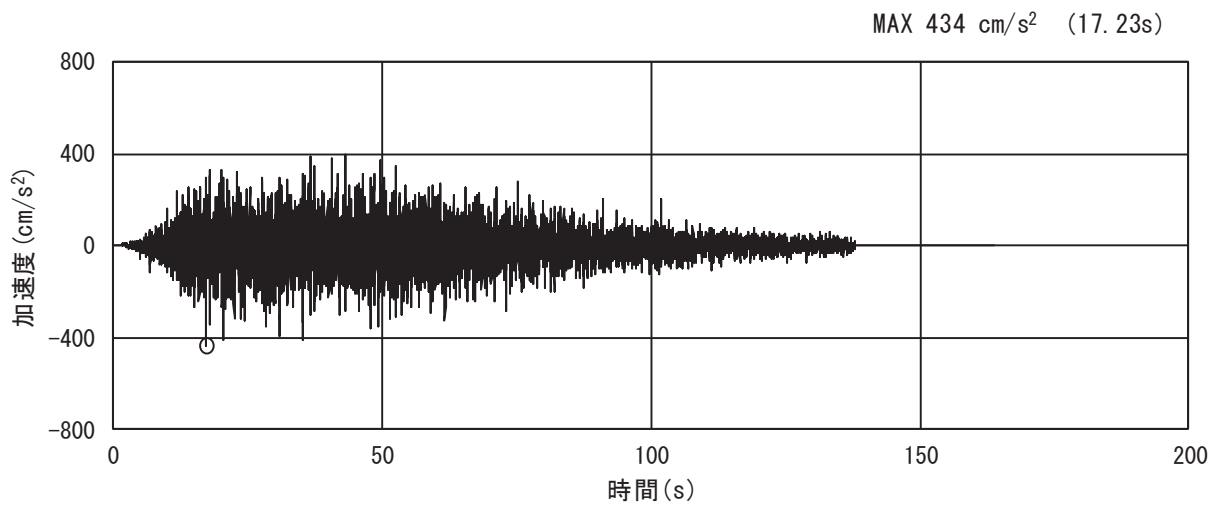


(a) 加速度時刻歴波形

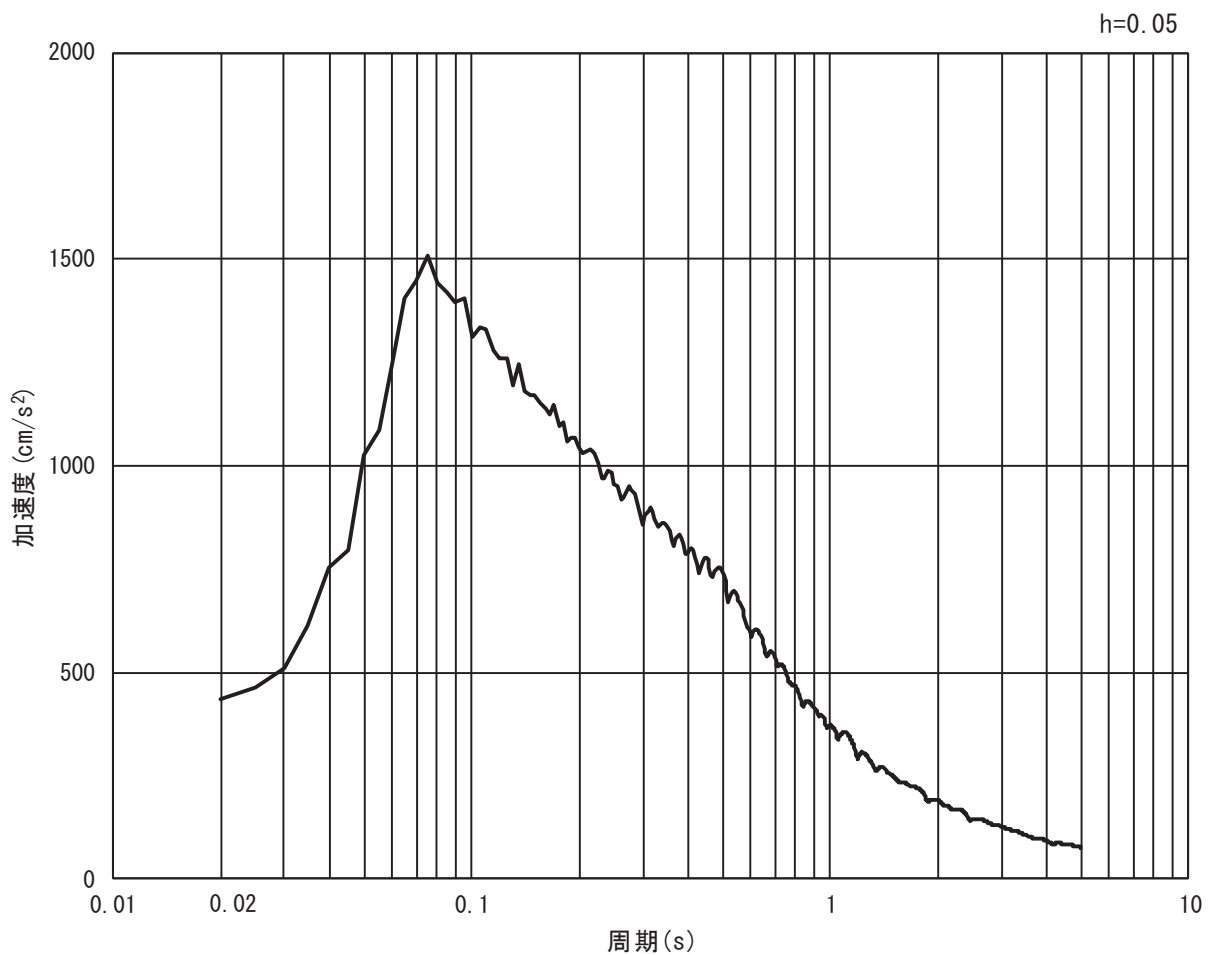


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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 : S s - D 1)

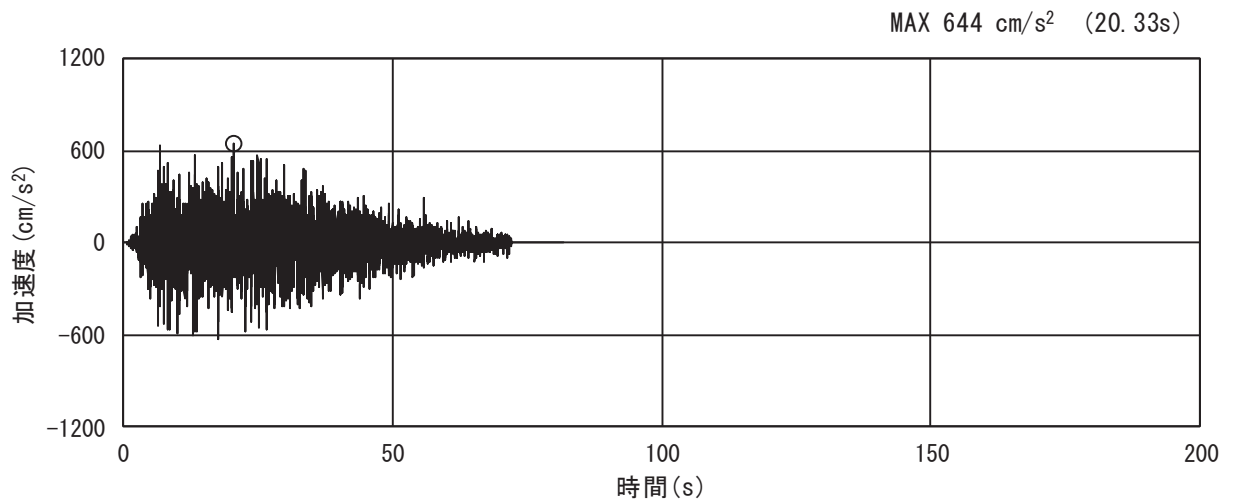


(a) 加速度時刻歴波形

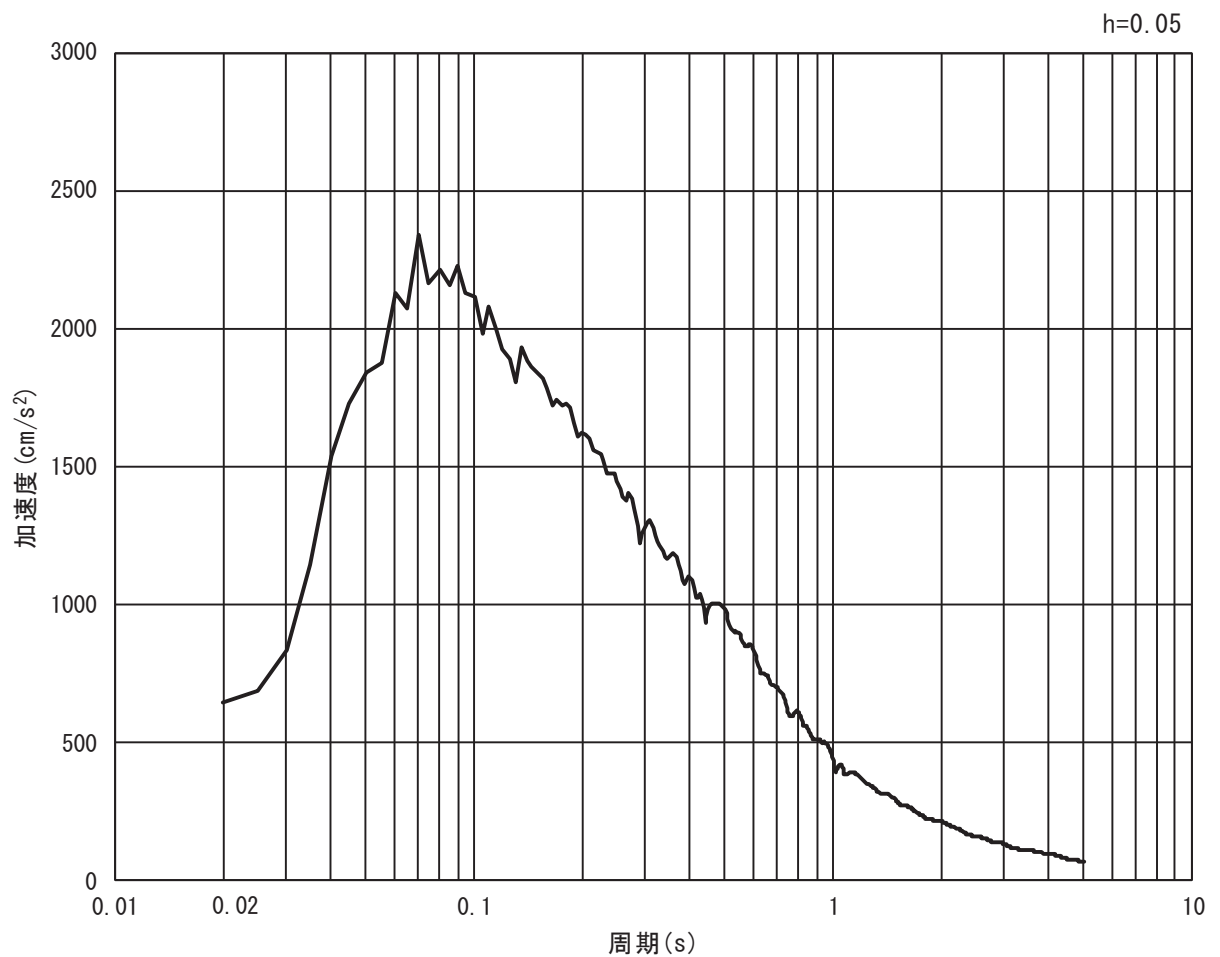


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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：S s - D 1)

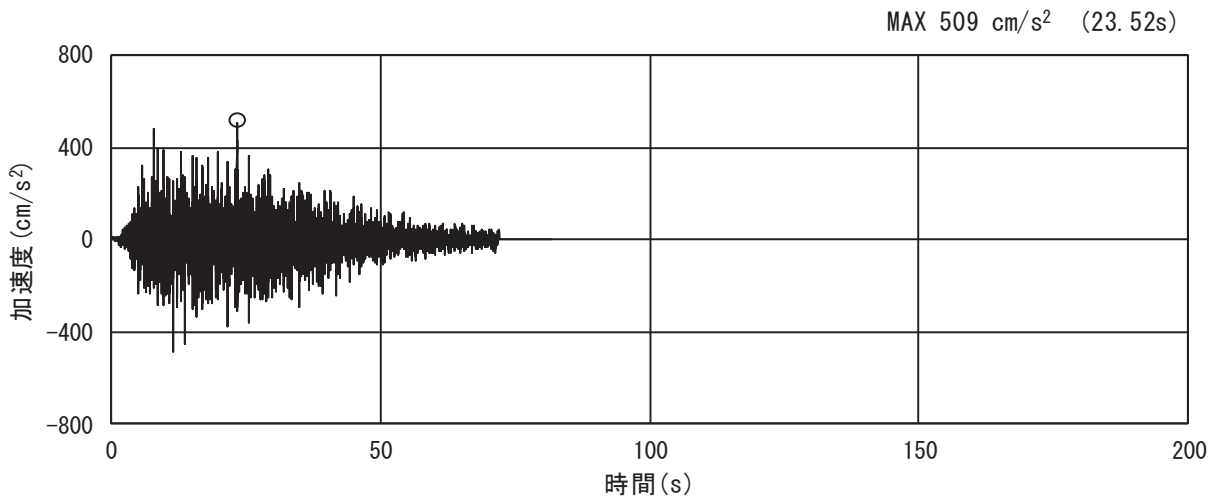


(a) 加速度時刻歴波形

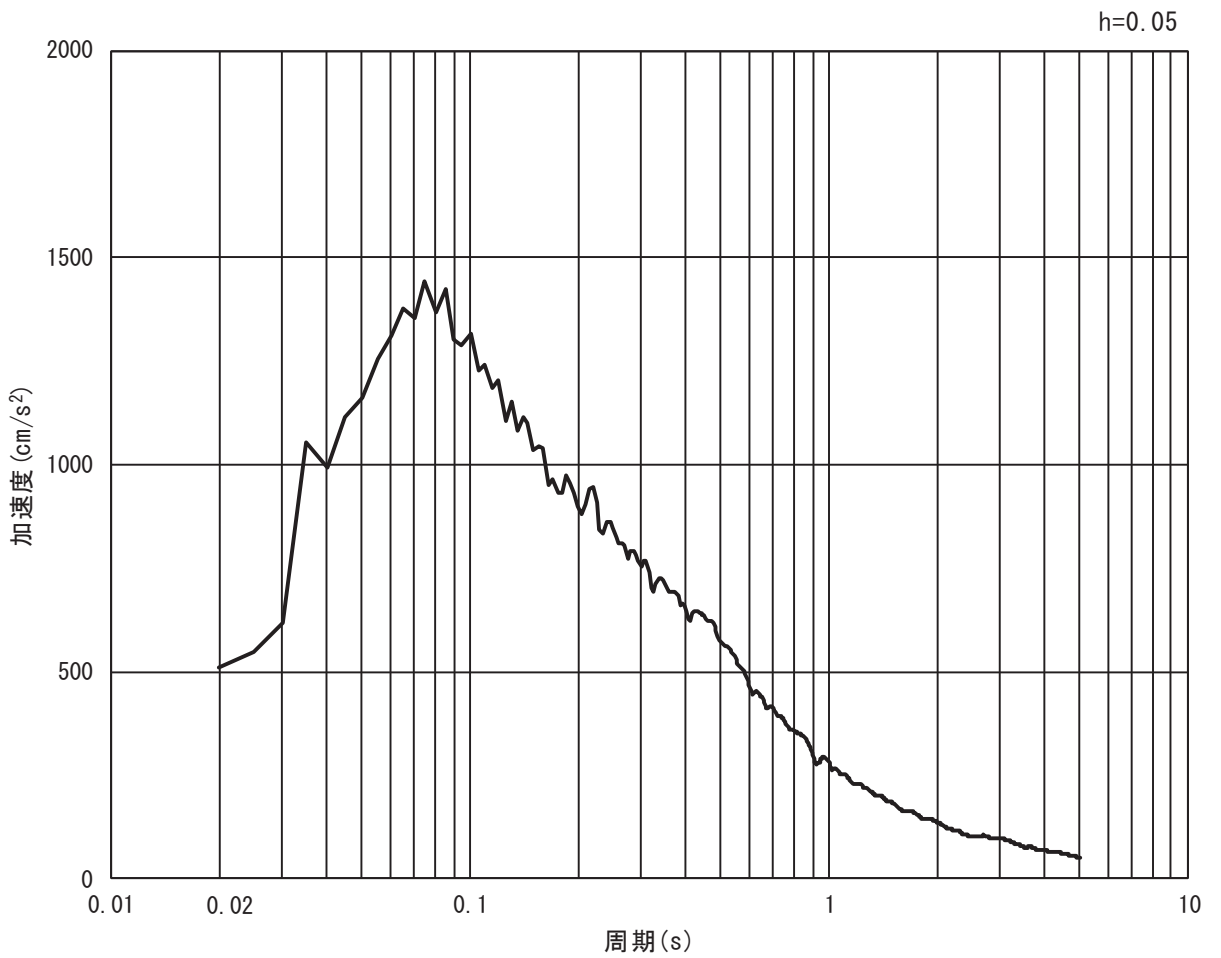


(b) 加速度応答スペクトル

図 3. 4-4(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 : S s - D 2)

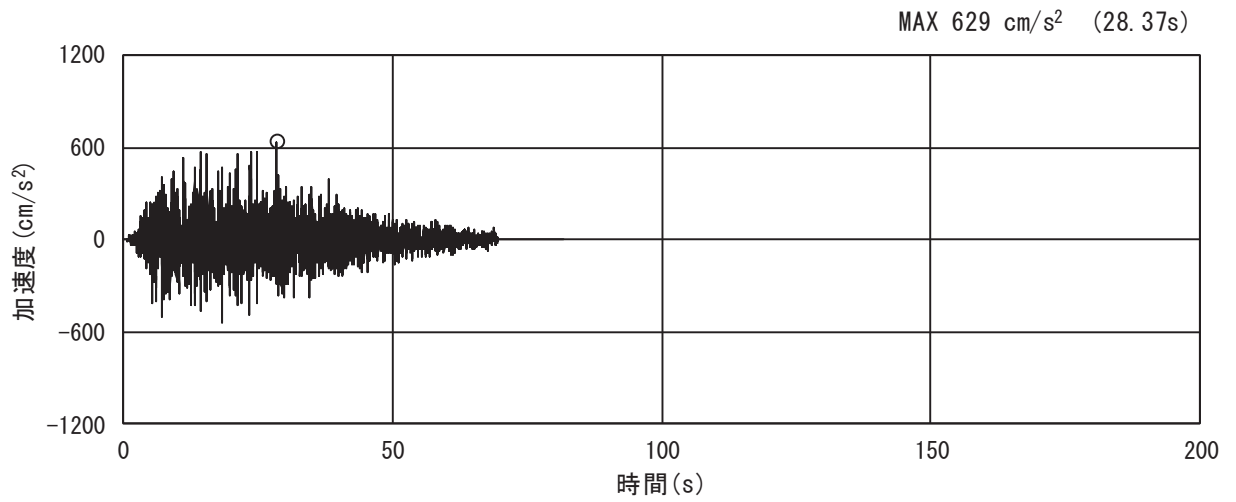


(a) 加速度時刻歴波形

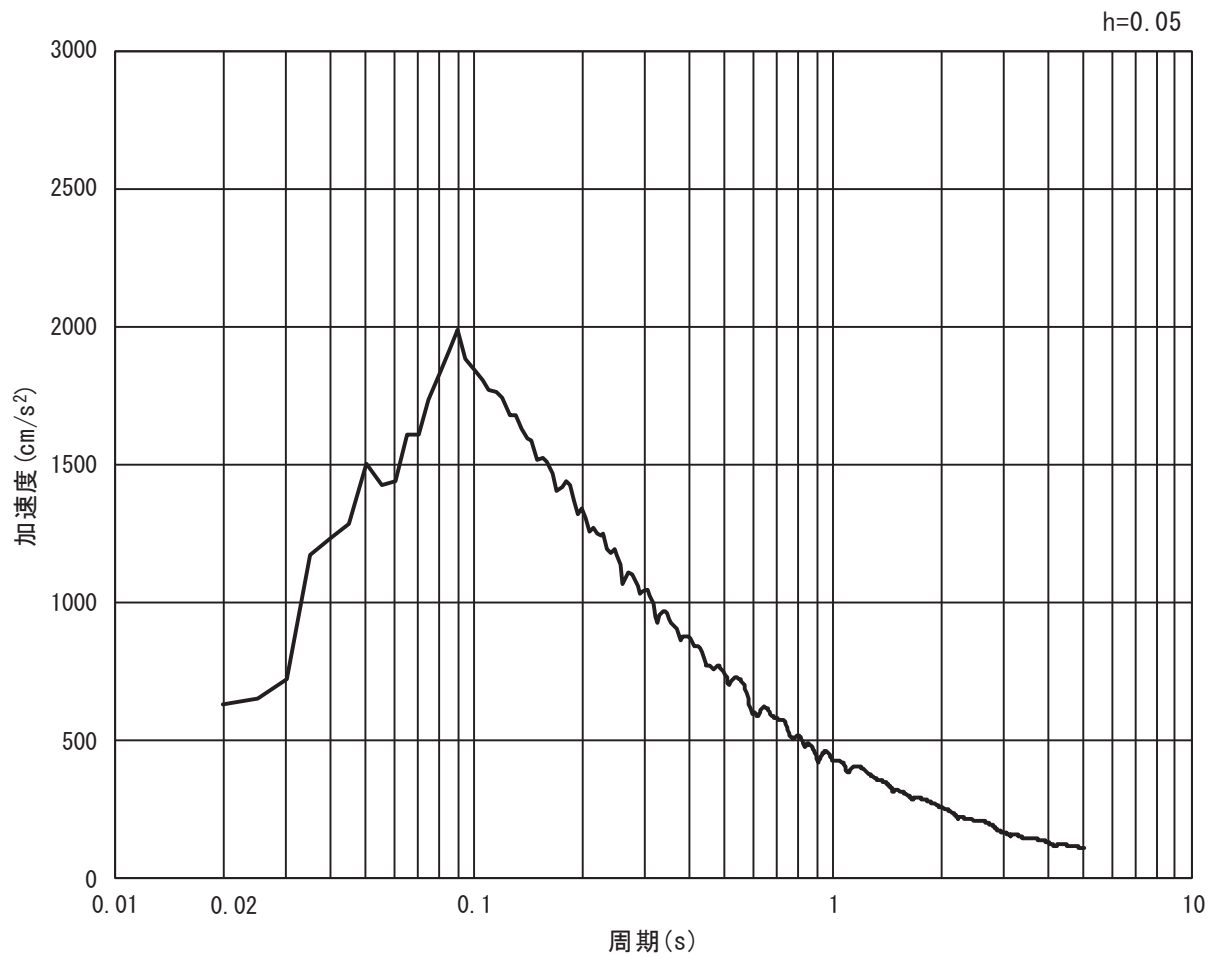


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(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：S s - D 2)

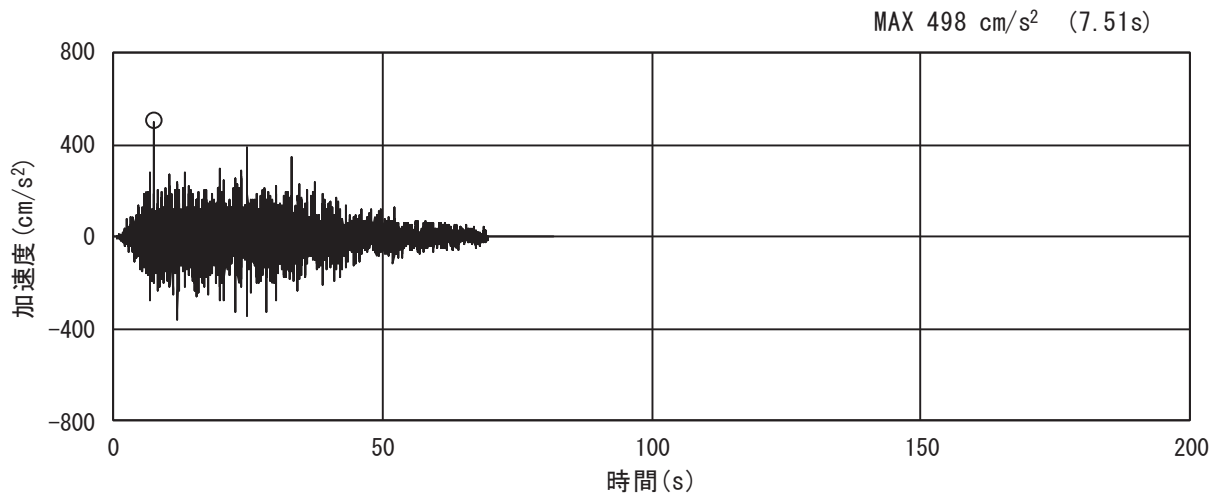


(a) 加速度時刻歴波形

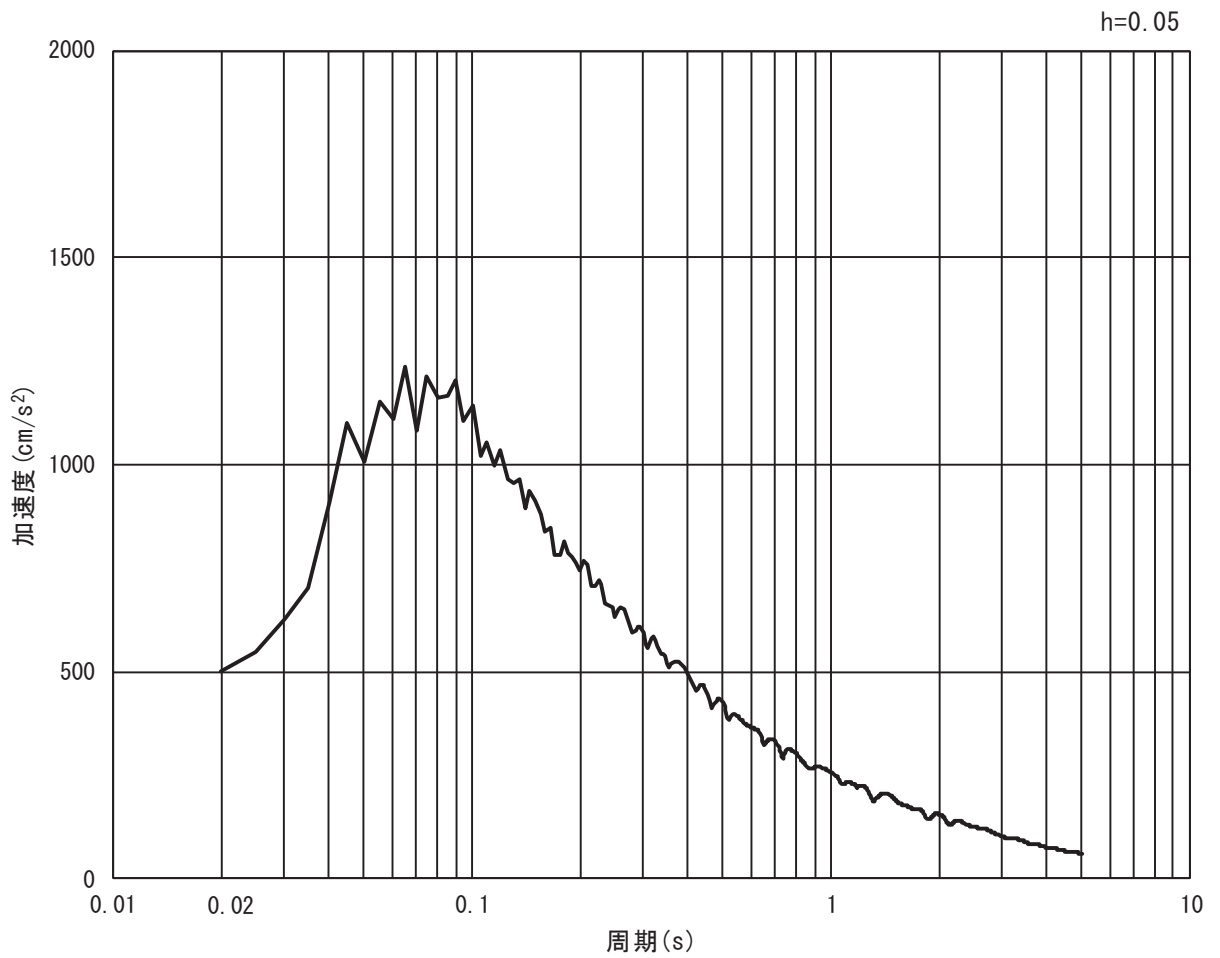


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(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 : S s - D 3)

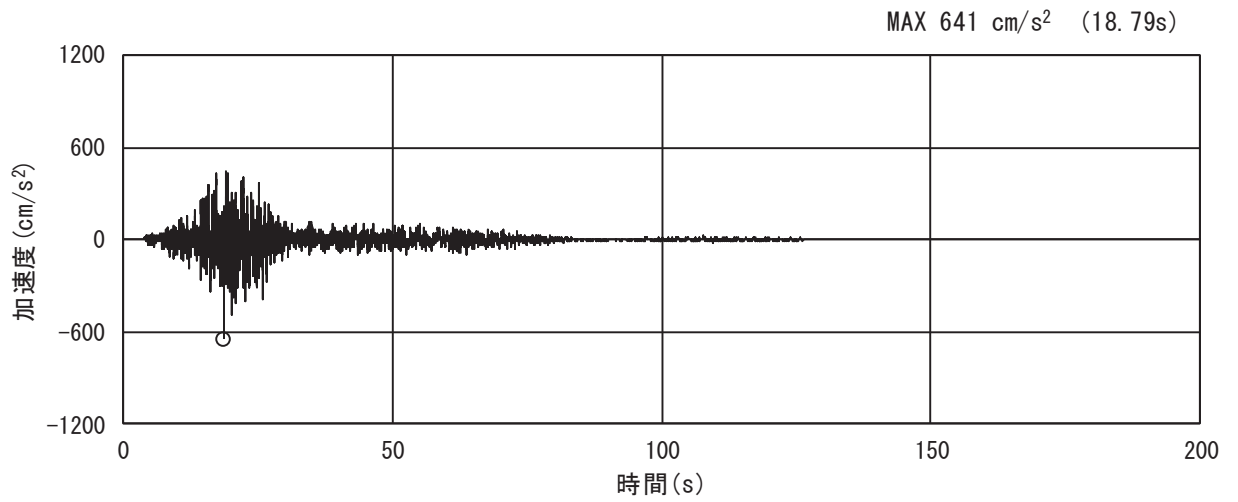


(a) 加速度時刻歴波形

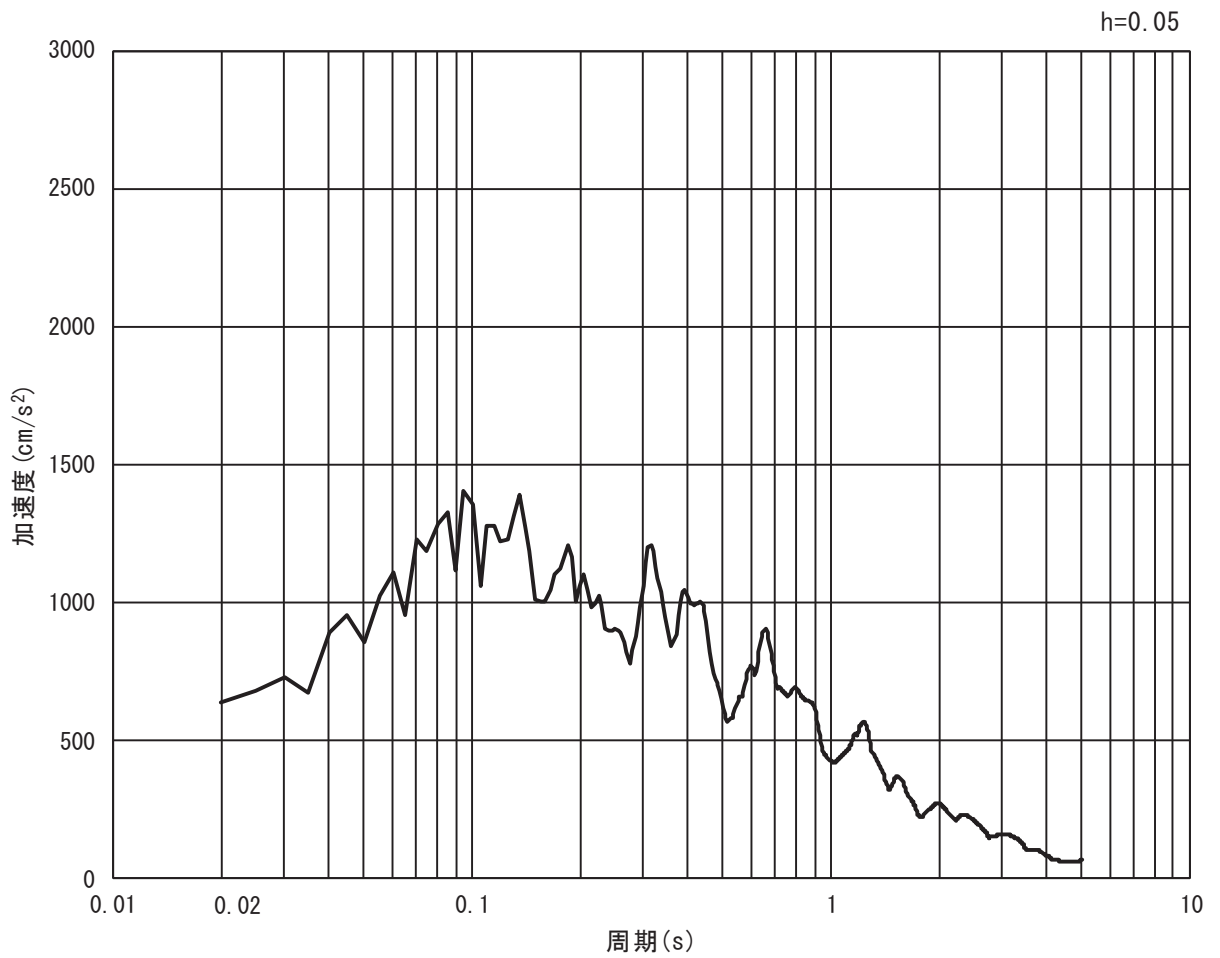


(b) 加速度応答スペクトル

図 3. 4-5(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 : S s - D 3)



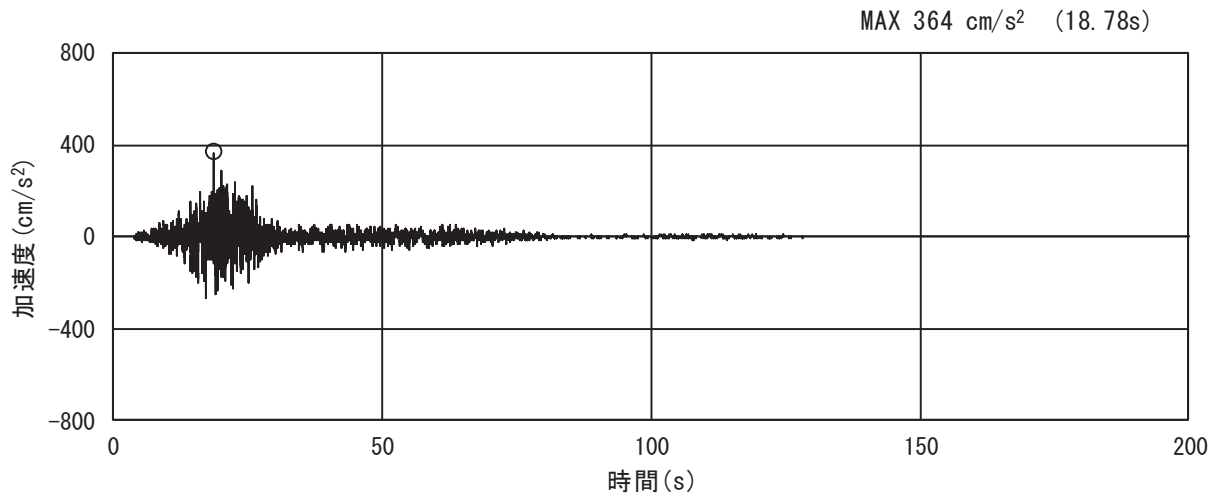
(a) 加速度時刻歴波形



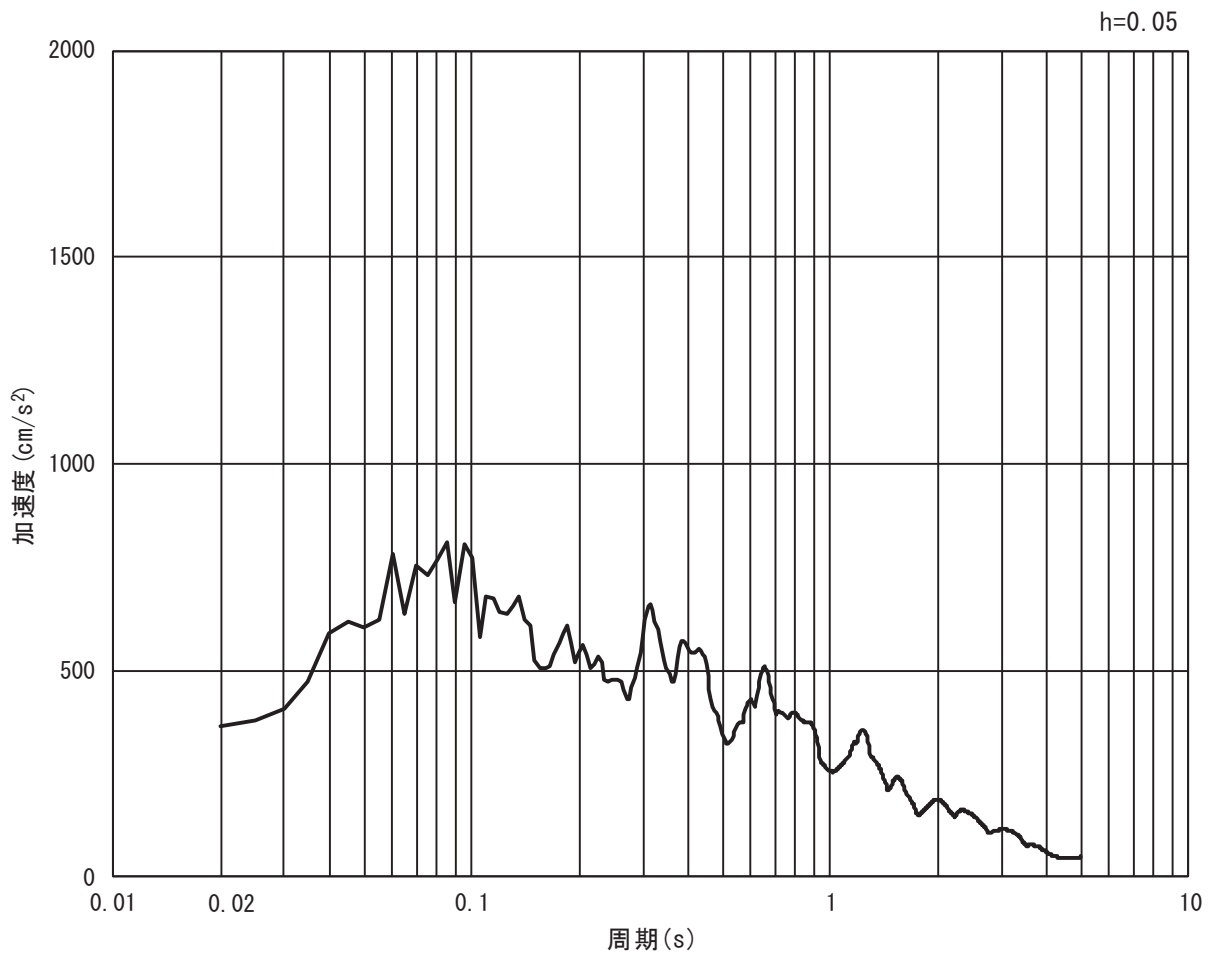
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(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 : S s - F 1)



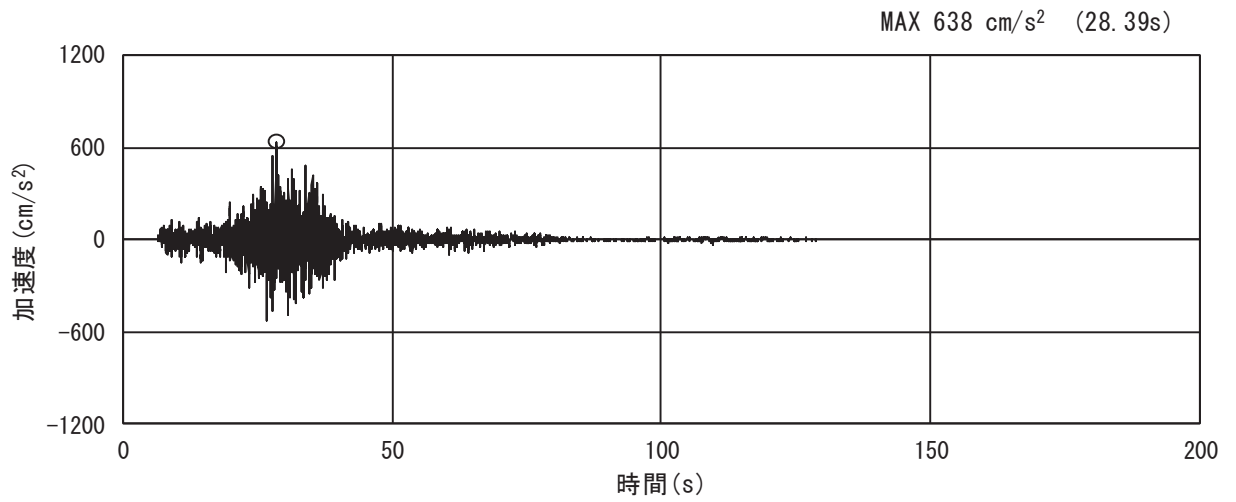


(a) 加速度時刻歴波形

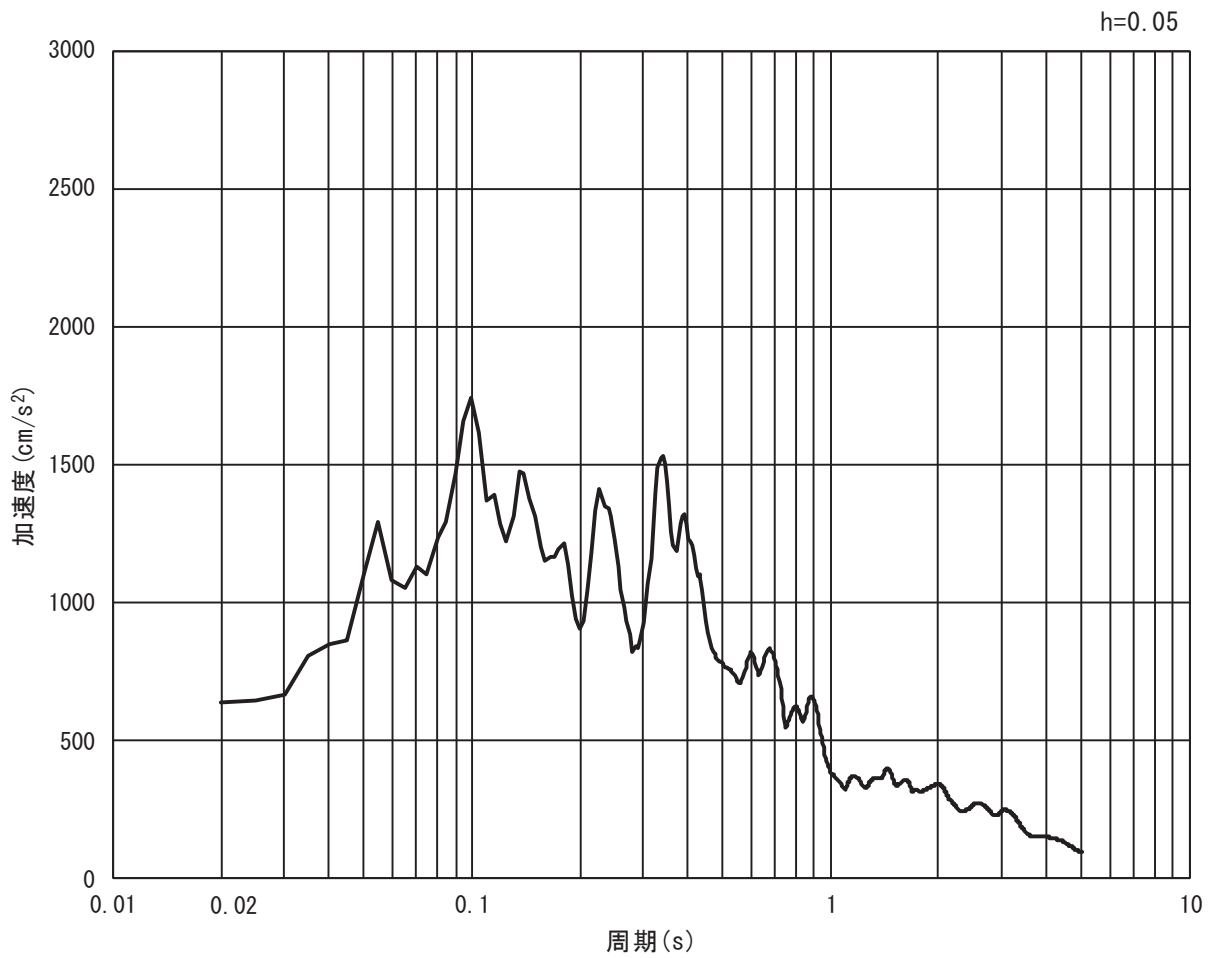


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(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：S s - F 1)

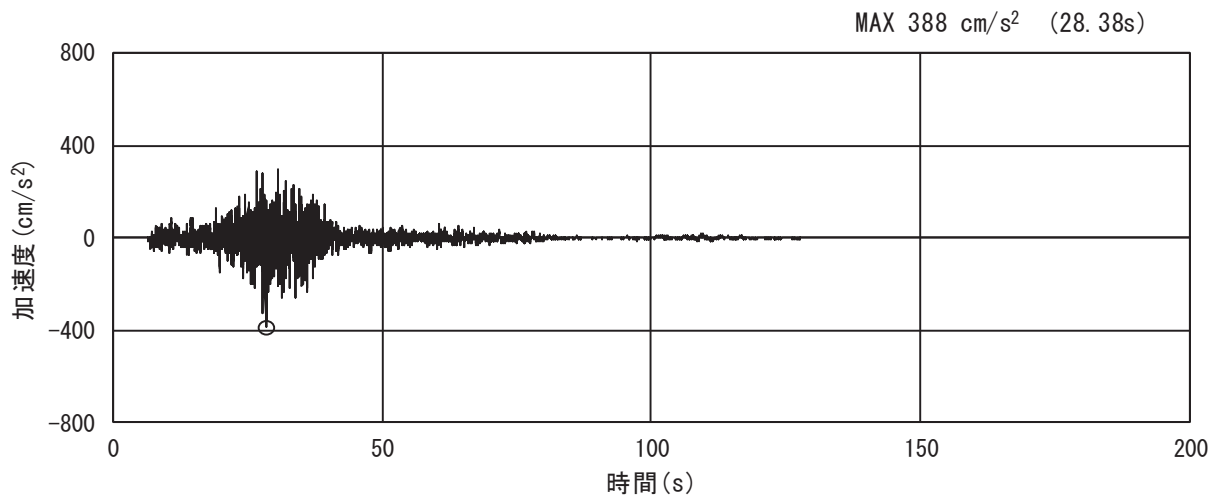


(a) 加速度時刻歴波形

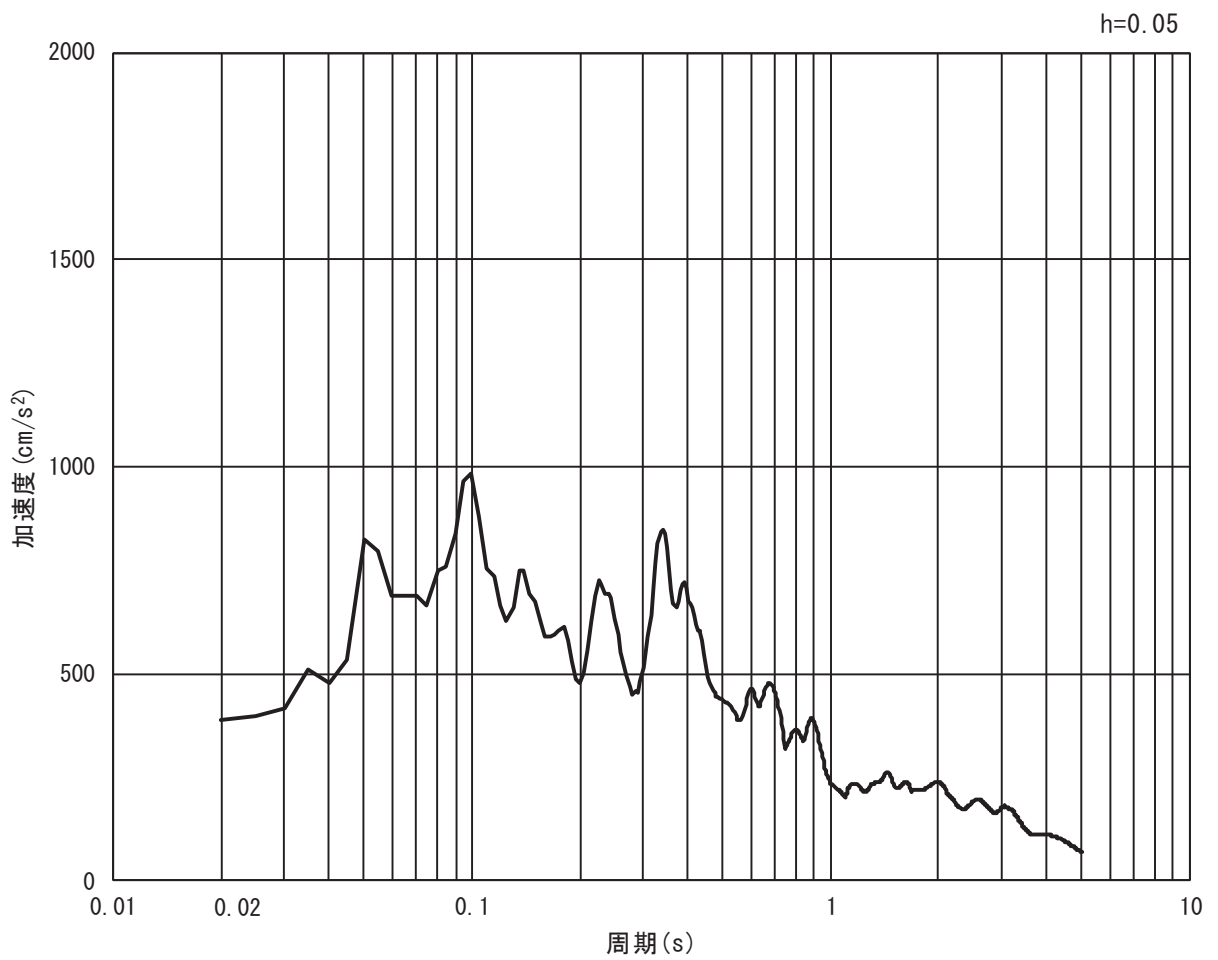


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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 : S s - F 2)

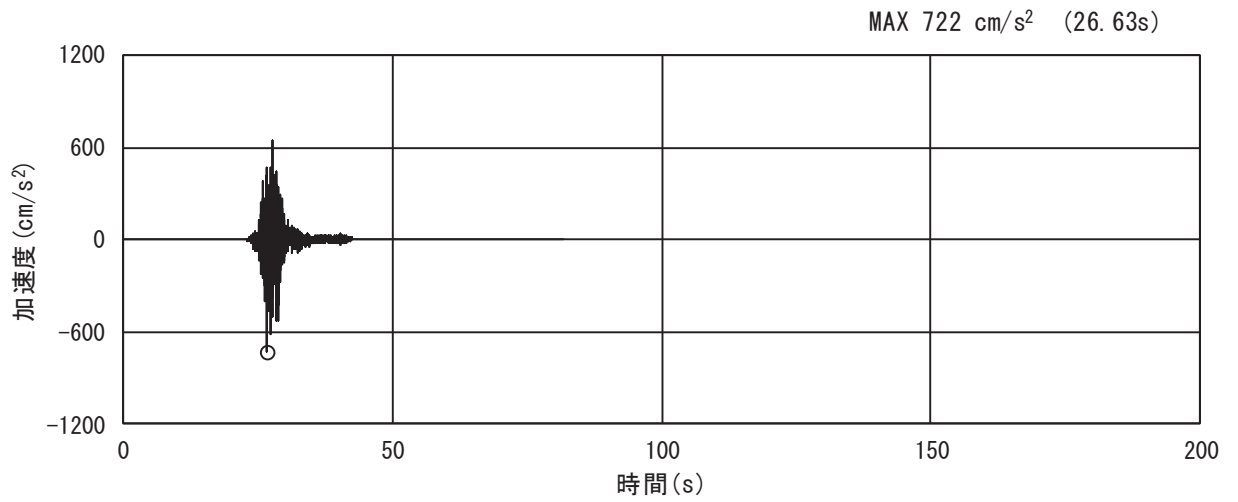


(a) 加速度時刻歴波形

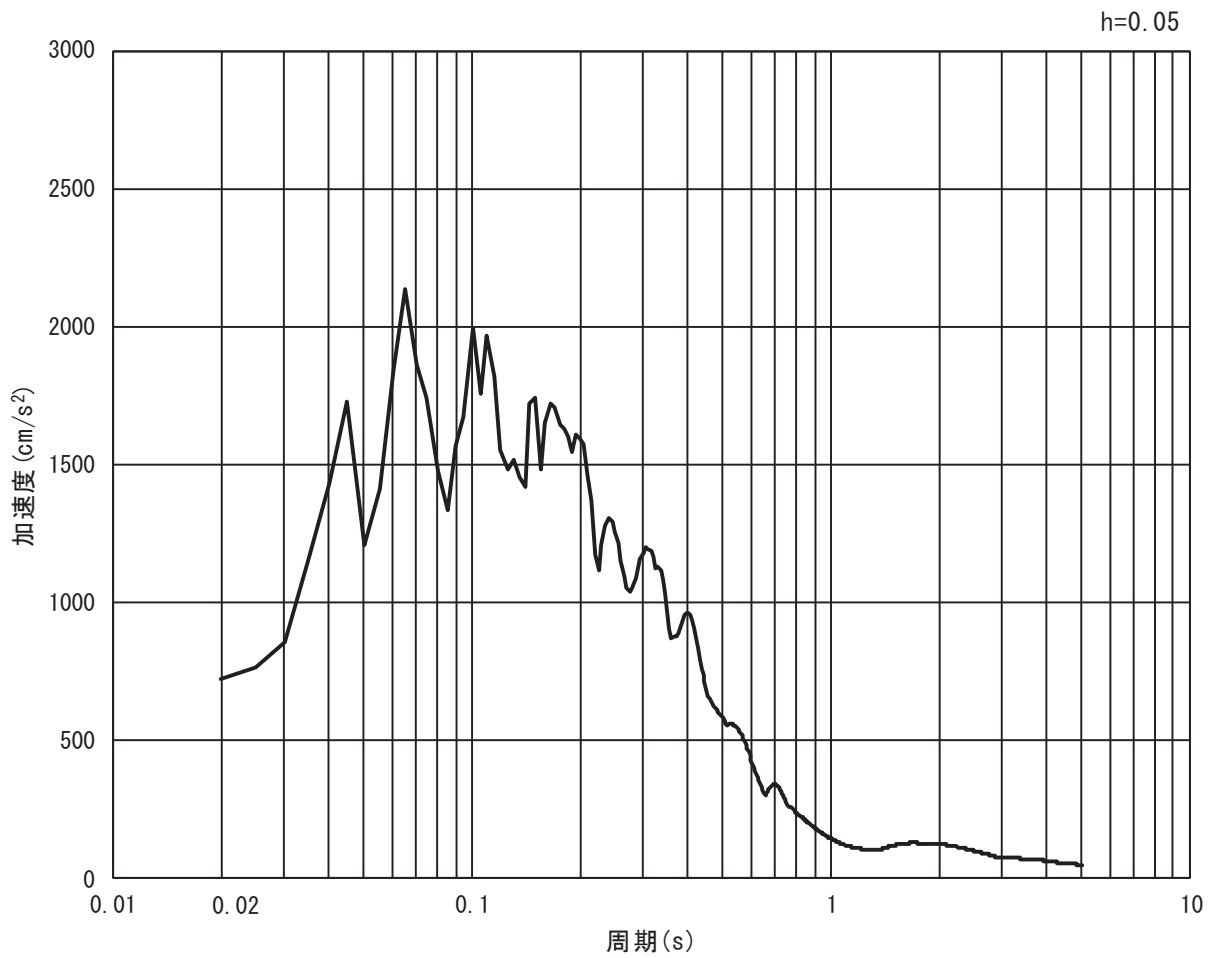


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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：S s - F 2)

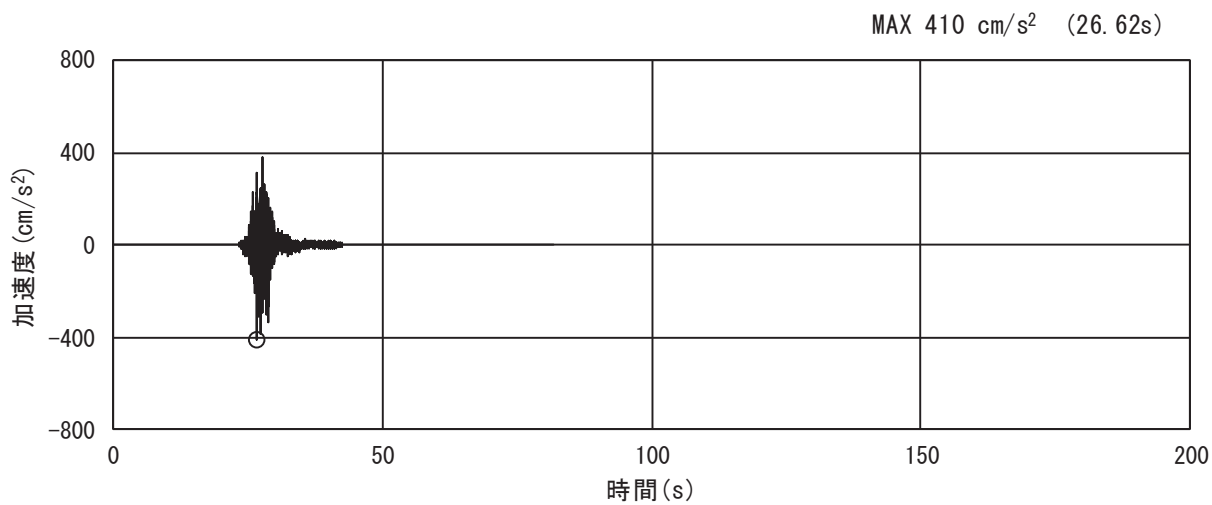


(a) 加速度時刻歴波形

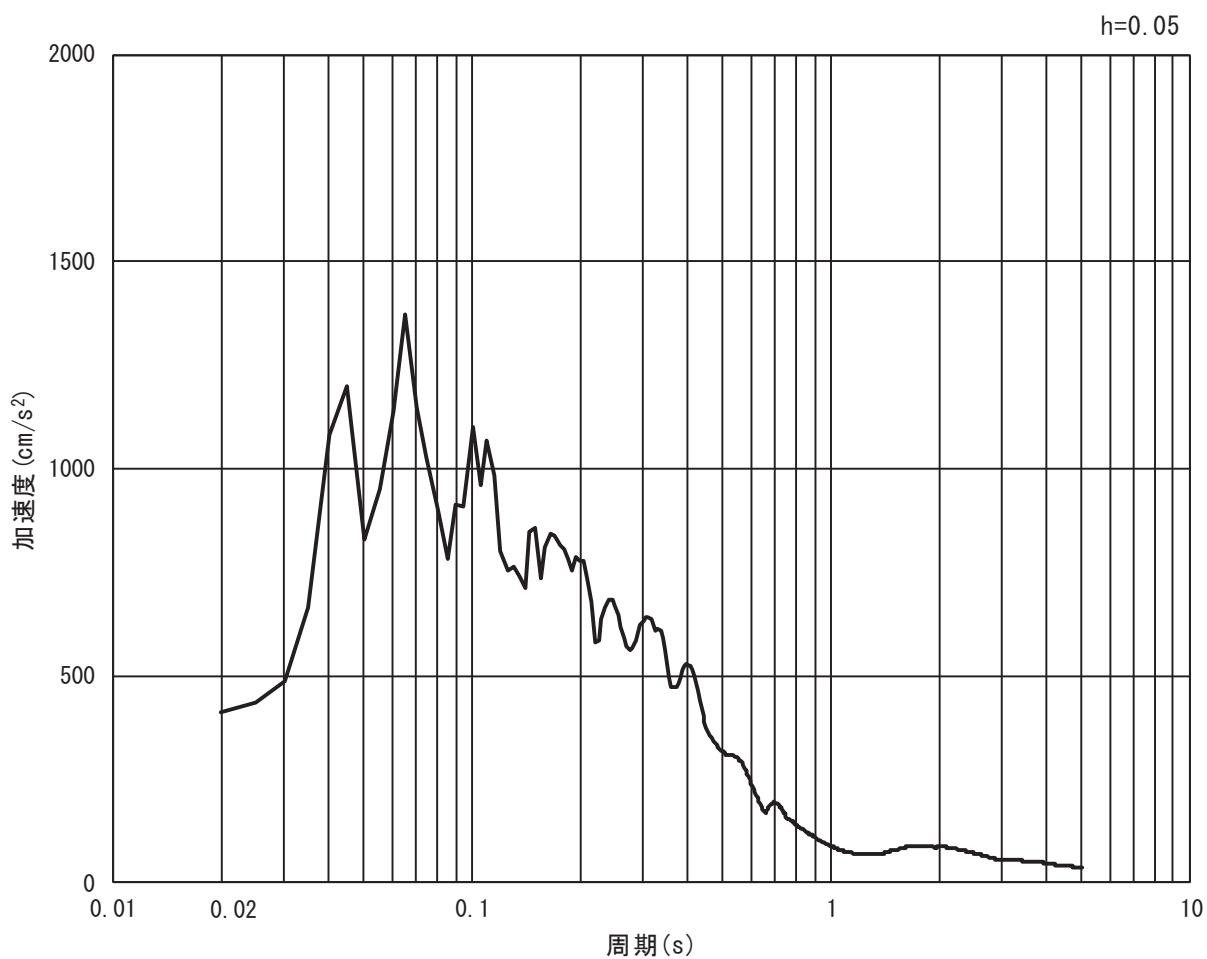


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(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 : S s - F 3)

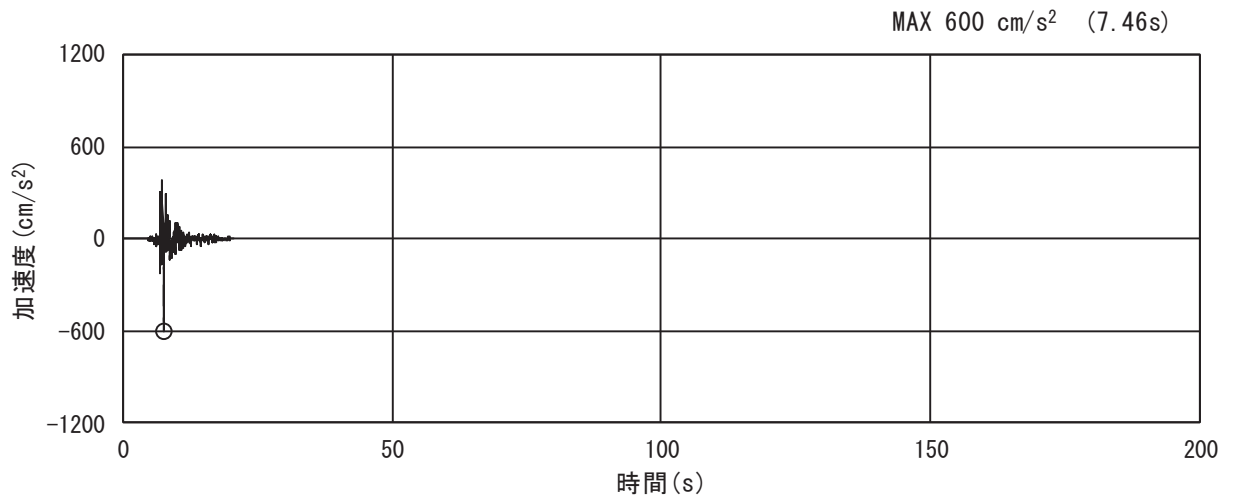


(a) 加速度時刻歴波形

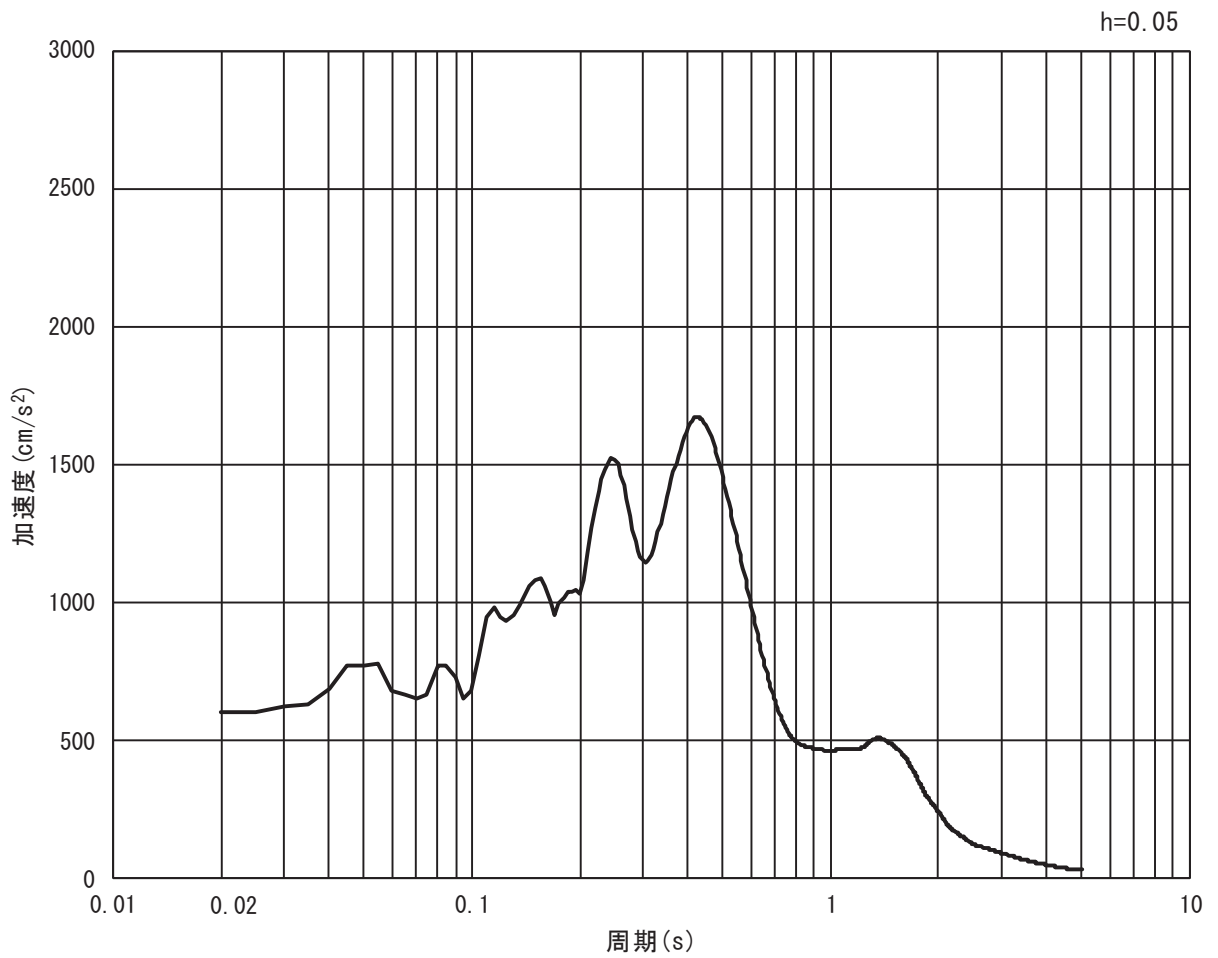


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(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：S s - F 3)

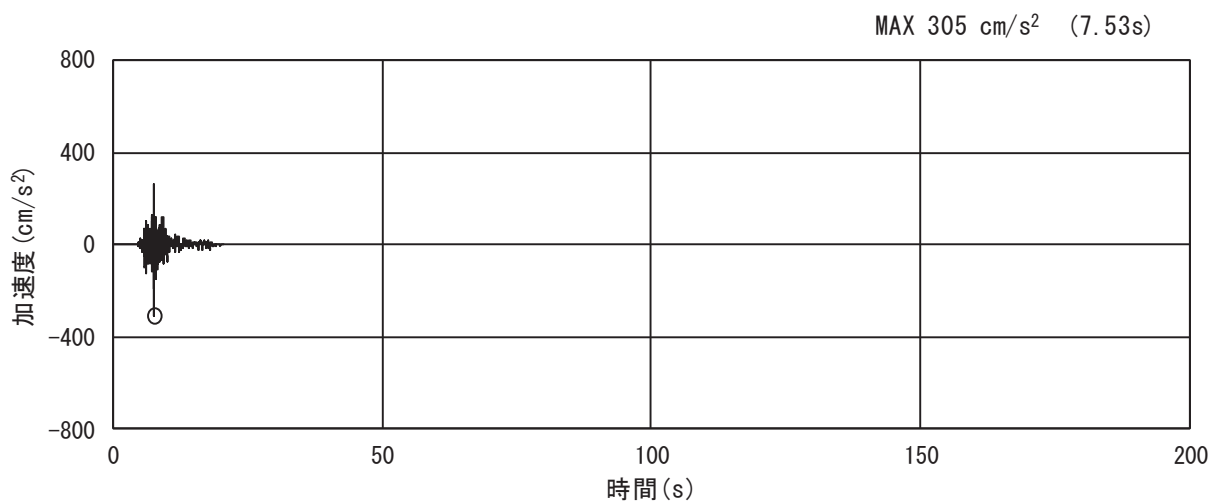


(a) 加速度時刻歴波形

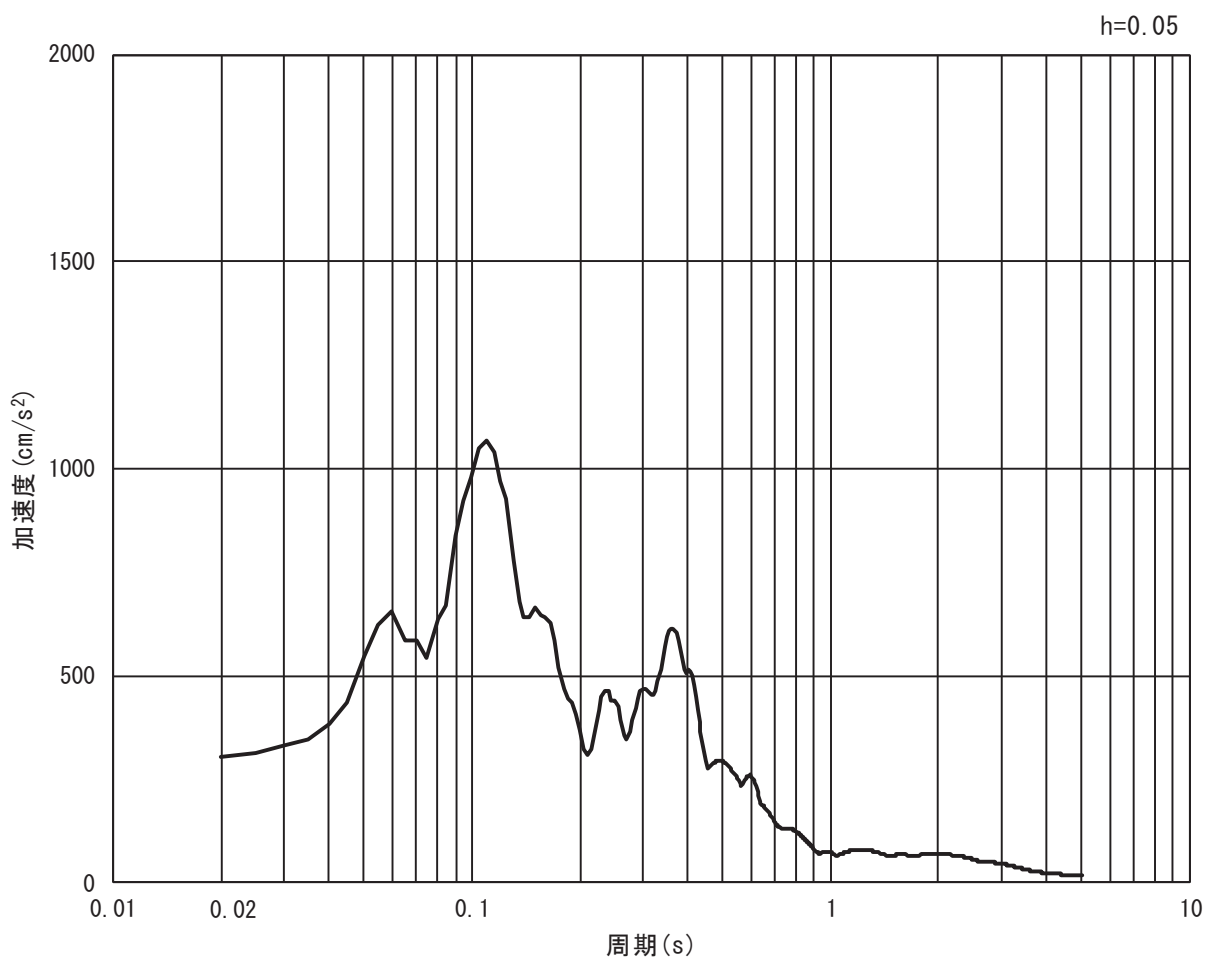


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(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 : S s - N 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(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：S s - N 1)

### 3.5 解析モデル及び諸元

#### 3.5.1 解析モデル

##### (1) 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。具体的には、図 3.5-1 に示すとおりモデル化幅は、斜面の法尻から法面の水平距離の 1 倍以上離隔を取り、モデル化高さは、斜面高さの 2 倍以上とする。

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

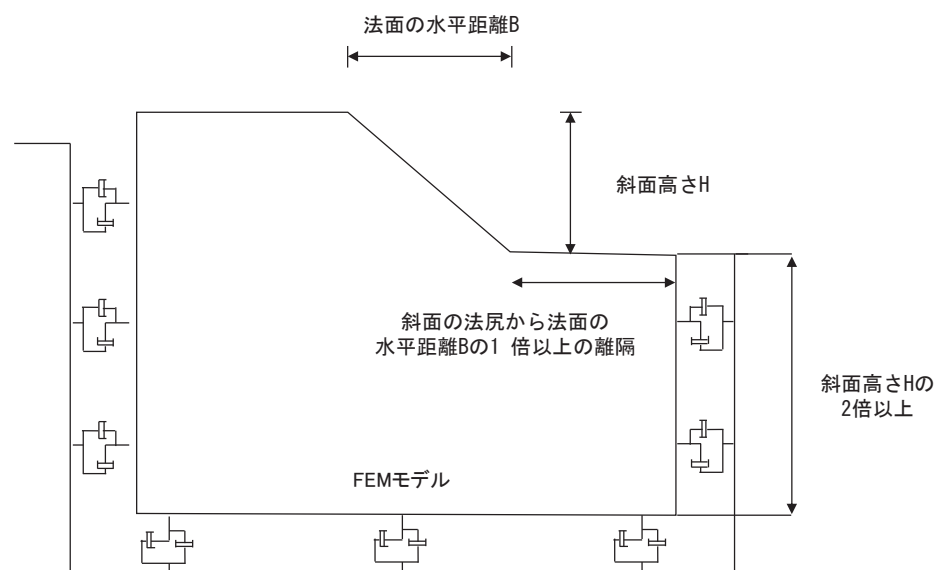


図 3.5-1 モデル化範囲の考え方

2次元有効応力解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地層構成を有する1次元地盤モデルである。2次元有効応力解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 3.5-2 に示す。

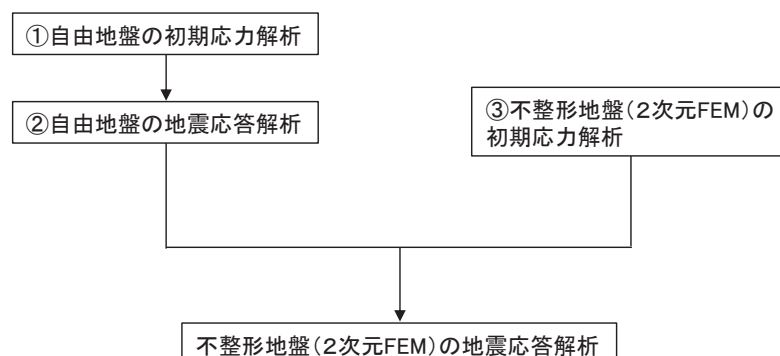


図 3.5-2 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー



(2) 境界条件

a. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5-3 に示す。

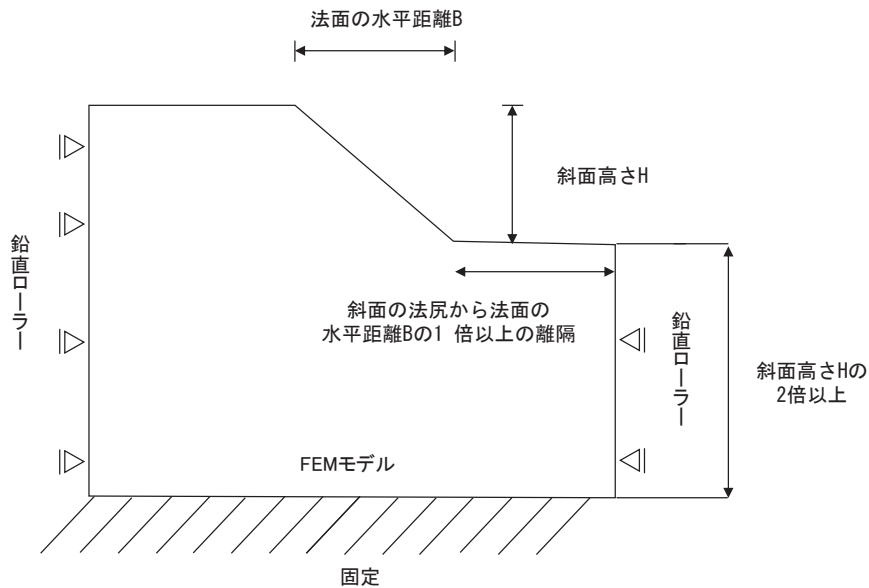


図 3.5-3 初期応力解析における境界条件の概念図

b. 地震時応答解析時

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

防潮堤（盛土堤防）の地震応答解析モデルを図 3.5-4 に示す。

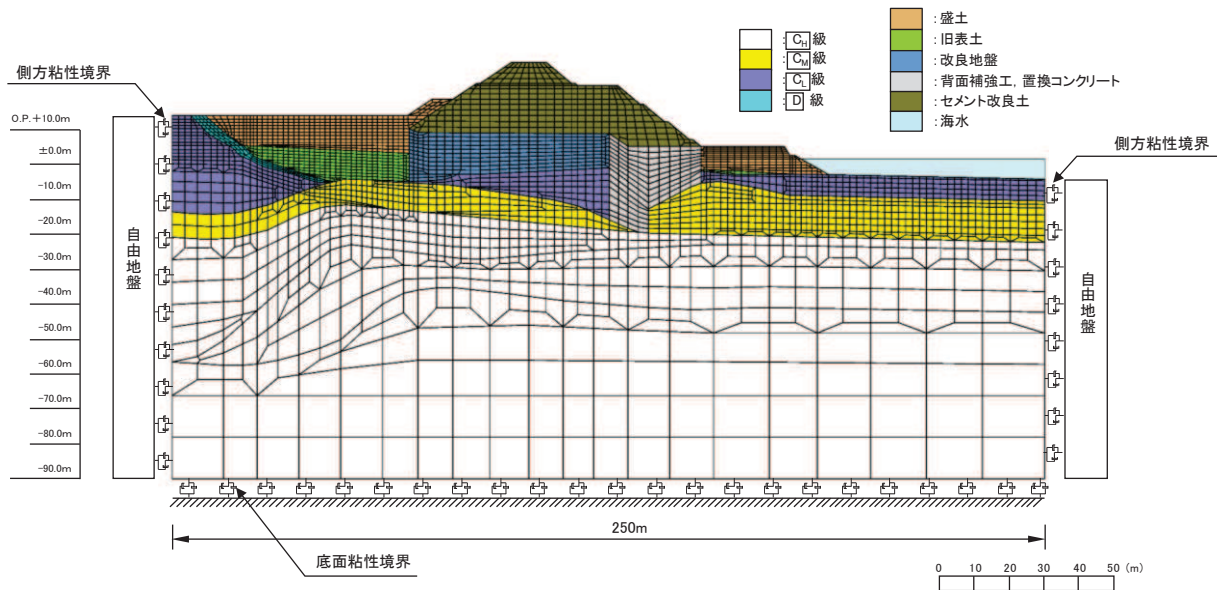


図 3.5-4 防潮堤（盛土堤防）の解析モデル（断面①）

(3) 構造物のモデル化

セメント改良土は非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素），置換コンクリートは線形平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

(4) 地盤のモデル化

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

また，防潮堤（盛土堤防）敷地側のセメント改良土については，受動側の抵抗が小さい方が保守的と考え，盛土でモデル化した。

なお，岩盤は砂岩でモデル化する。

(5) 海水のモデル化

海水は液体要素でモデル化する。

(6) ジョイント要素の設定

地震応答解析では、地盤と構造体等の接合面にジョイント要素を設けることにより、地震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

なお、表面を露出させて打継処理が可能である箇所については、ジョイント要素を設定しない。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時の圧縮荷重以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、各要素間の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

せん断強度  $\tau_f$  は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。  $c$ 、 $\phi$  は周辺地盤の  $c$ 、 $\phi$  とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 3.5-1 のとおりとする。また、要素間の粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は、表 3.5-2 のとおり設定する。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、

- $\tau_f$  : せん断強度
- $c$  : 粘着力
- $\phi$  : 内部摩擦角

表 3.5-1 周辺地盤との境界に用いる強度特性

| 地盤               | 粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 内部摩擦角 $\phi$ (°) |
|------------------|------------------------------|------------------|
| 盛土* <sup>1</sup> | 0.10                         | 33.9             |
| 盛土* <sup>2</sup> | 0.00                         | 30.0             |
| 旧表土              | 0.08                         | 26.2             |
| セメント改良土          | 0.65                         | 44.3             |
| 改良地盤             | 1.39                         | 22.1             |
| D級               | 0.10                         | 24.0             |
| C <sub>L</sub> 級 | 0.46                         | 44.0             |

注記 \*1 : 地下水位以浅

\*2 : 地下水位以深

表 3.5-2 要素間の粘着力と内部摩擦角

| 条件              | 粘着力 $c$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 内部摩擦角 $\phi$<br>(°) |
|-----------------|---------------------------------|---------------------|
| 改良地盤-盛土・旧表土     | 盛土・旧表土の $c$                     | 盛土・旧表土の $\phi$      |
| 改良地盤-岩盤         | 岩盤の $c$                         | 岩盤の $\phi$          |
| 置換コンクリート-岩盤     | 岩盤の $c$                         | 岩盤の $\phi$          |
| 置換コンクリート-盛土・旧表土 | 盛土・旧表土の $c$                     | 盛土・旧表土の $\phi$      |
| 改良地盤-セメント改良土    | セメント改良土の $c$                    | セメント改良土の $\phi$     |
| 改良地盤-置換コンクリート   | 改良地盤の $c$                       | 改良地盤の $\phi$        |

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分な値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12 pp10612070，2009）に従い，表 3.5-3 のとおり設定する。

ジョイント要素の力学特性を図 3.5-5 に，ジョイント要素の配置を図 3.5-6 に示す。

表 3.5-3 ジョイント要素のばね定数

| 地盤              | せん断剛性 $k_s$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | 圧縮剛性 $k_n$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) |
|-----------------|-------------------------------------|------------------------------------|
| 盛土・旧表土          | $1.0 \times 10^6$                   | $1.0 \times 10^6$                  |
| 岩盤・セメント改良土・改良地盤 | $1.0 \times 10^7$                   | $1.0 \times 10^7$                  |

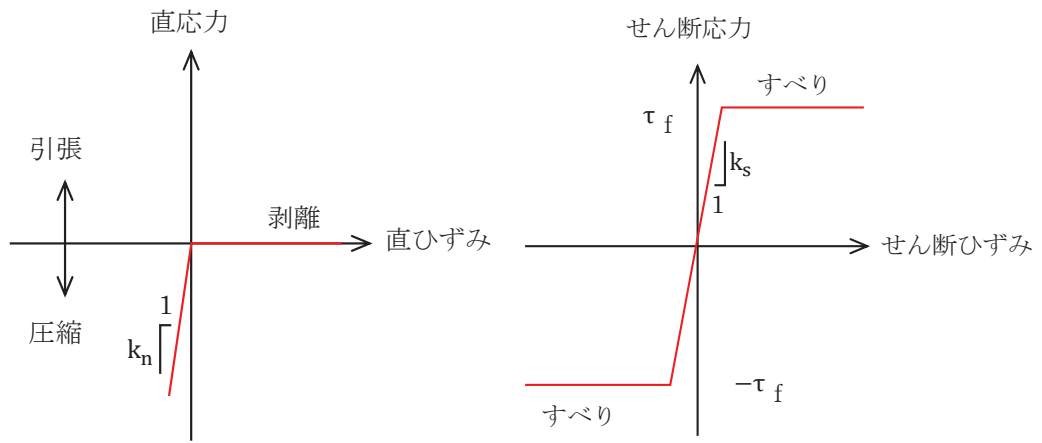


図 3.5-5 ジョイント要素の力学特性

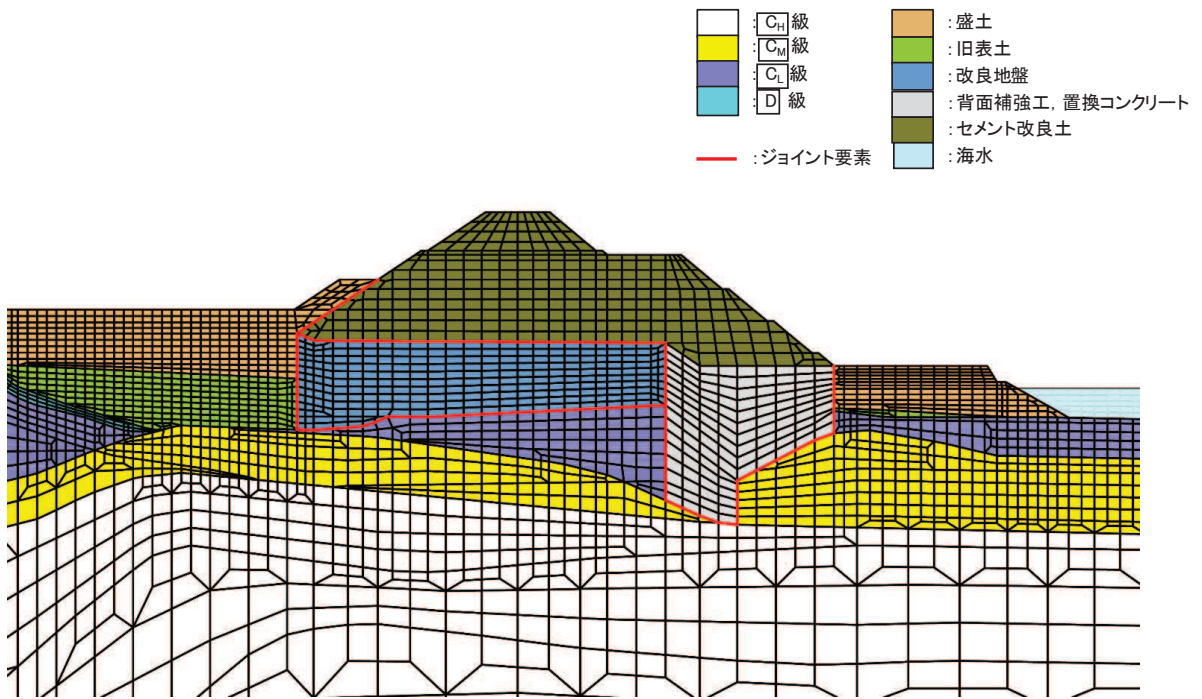


図 3.5-6 断面①におけるジョイント要素の配置図

### 3.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5-4 に、材料の物性値を表 3.5-5 に示す。なお、セメント改良土及び改良地盤の物性値は、添付書類「VI-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 3.5-4 使用材料

| 材料                   | 諸元                          |
|----------------------|-----------------------------|
| コンクリート<br>(置換コンクリート) | 設計基準強度：30 N/mm <sup>2</sup> |

表 3.5-5 材料の物性値

| 材料                   | 単位<br>体積重量<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | せん断<br>強度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 内部<br>摩擦角<br>(°) | 引張<br>強度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 残留<br>強度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | ヤング<br>係数<br>(N/mm <sup>2</sup> )   | ポア<br>ソン比         |
|----------------------|------------------------------------|-----------------------------------|------------------|----------------------------------|----------------------------------|-------------------------------------|-------------------|
| コンクリート<br>(置換コンクリート) | 22.5* <sup>1</sup>                 | 6.00* <sup>2</sup>                | -* <sup>3</sup>  | 2.22* <sup>1</sup>               | -* <sup>3</sup>                  | 2.80×10 <sup>4</sup> * <sup>1</sup> | 0.2* <sup>1</sup> |

注記 \*1：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)

\*2：コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編] (土木学会, 2013 年制定)

\*3：内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

### 3.5.3 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類「VI-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。地盤の物性値を表 3.5-5～表 3.5-8 に示す。

なお、有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で、下限値として設定する。

表 3.5-5(1) 地盤の解析用物性値 (牧の浜部層)

| 岩種・岩級            | 物理特性                                    |                               | 強度特性                |                                     |                                     |                   | 変形特性                                   |   |           |  |
|------------------|---|-------------------------------|---------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------|--|---|-----------|--|
|                  | 単位体積重量<br>$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) | $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 静的・動的特性             |                                     | 静的特性                                |                   | 動的特性                                   |   | 減衰定数<br>h |  |
|                  |   |                               | せん断強度<br>$\phi$ (°) | 残留強度<br>$\tau$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 静弾性係数<br>$E_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 静ポアソン比<br>$\nu_s$ | 動せん断弾性係数<br>$G_d$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 動ポアソン比<br>$\nu_d$   |           |  |
| B級               | 26.4                                    | 1.29                          | 54.0                | $1.12\sigma^{0.74}$                 | 4,100                               | 0.21              | 表 3.5-5(2) 参照                          | 0.03  |           |  |
| C <sub>H</sub> 級 | 26.2                                    | 1.29                          | 54.0                | $1.12\sigma^{0.74}$                 | 1,900                               | 0.19              |  | 0.03  |           |  |
| C <sub>M</sub> 級 | 25.5                                    | 0.78                          | 50.0                | $1.09\sigma^{0.72}$                 | 1,200                               | 0.24              |  | 0.03  |           |  |
| C <sub>L</sub> 級 | 23.1                                    | 0.46                          | 44.0                | $0.73\sigma^{0.76}$                 | 250                                 | 0.26              |  | 0.03  |           |  |
| D級               | 20.2                                    | 0.10                          | 24.0                | $0.41\sigma^{0.49}$                 | 78                                  | 0.38              |  | h =<br>$0.085\gamma /$<br>$(0.00026 + \gamma)$<br>$+ 0.028$ |           |  |

表 3.5-5(2) 地盤の解析用物性値（牧の浜部層）

| 岩種・岩級                        |    | 速度層   | 動的変形特性                    |                   |
|------------------------------|----|-------|---------------------------|-------------------|
|                              |    |       | 動せん断弾性係数<br>$G_d(N/mm^2)$ | 動ポアソン比<br>$\nu_d$ |
| B級<br>及び<br>C <sub>H</sub> 級 | 砂岩 | 第2速度層 | $1.2 \times 10^3$         | 0.45              |
|                              |    | 第3速度層 | $4.7 \times 10^3$         | 0.41              |
|                              |    | 第4速度層 | $11.5 \times 10^3$        | 0.34              |
|                              |    | 第5速度層 | $16.8 \times 10^3$        | 0.33              |
|                              |    | 第1速度層 | $0.2 \times 10^3$         | 0.48              |
| C <sub>M</sub> 級             | 砂岩 | 第2速度層 | $1.2 \times 10^3$         | 0.45              |
|                              |    | 第3速度層 | $4.7 \times 10^3$         | 0.41              |
|                              |    | 第4速度層 | $11.5 \times 10^3$        | 0.34              |
|                              |    | 第5速度層 | $16.8 \times 10^3$        | 0.33              |
|                              |    | 第1速度層 | $0.2 \times 10^3$         | 0.48              |
| C <sub>L</sub> 級             | 砂岩 | 第2速度層 | $1.2 \times 10^3$         | 0.45              |
|                              |    | 第3速度層 | $4.7 \times 10^3$         | 0.41              |
|                              |    | 第1速度層 | $0.2 \times 10^3$         | 0.48              |
| D級                           | 砂岩 | 第1速度層 | 表 3.5-5(1) 参照             | 0.48              |
|                              |    | 第2速度層 |                           | 0.45              |



表 3.5-6 地盤の解析用物性値 (盛土他)

| 岩種・岩級                     | 物理特性                                    |  |                     |   | 強度特性                                 |   |                   |   | 変形特性              |  |  |  |
|---------------------------|---|--|---------------------|---|--------------------------------------|---|-------------------|---|-------------------|--|--|--|
|                           | 単位体積重量<br>$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) | せん断強度<br>$\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 静的・動的特性             |   | 静的特性                                 |   | 動的特性              |   | 動ポアソン比<br>$\nu_d$ | 減衰定数<br>h  |  |  |
|                           |   |  | 内部摩擦角<br>$\phi$ (°) | 引張強度<br>$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> ) | せん断強度<br>$\tau$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 静弾性係数<br>$E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )                             | 静ポアソン比<br>$\nu_s$ | 動せん断弾性係数<br>$G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )                                  |                   |  |  |  |
| 盛土                        | 20.6                                    | 0.06                                   | 30.0                | —                                       | $0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$      | 198 $\sigma^{0.60}$   | 0.40              | $G_0 = 382 \sigma^{0.71}$<br>$G_d/G_0 =$<br>$1/(1 + \nu/0.00036)^{*1}$  | 0.48              | $h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$   |  |  |
| 旧表土                       | 19.0                                    | 0.08                                   | 26.2                | —                                       | $0.08 + \sigma \tan 26.2^\circ$      | 302 $\sigma^{0.80}$   | 0.40              | $G_0 = 211 \sigma^{0.42}$<br>$G_d/G_0 =$<br>$1/(1 + \nu/0.00087)$       | 0.46              | $\gamma < 3 \times 10^{-4}$<br>$h = 0.125 + 0.020 \log \gamma$<br>$3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$<br>$h = 0.374 + 0.091 \log \gamma$<br>$2 \times 10^{-2} \leq \gamma$<br>$h = 0.22$ |  |  |
| 断層<br>及びシーム <sup>*2</sup> | 18.6                                    | 0.067                                  | 22.2                | —                                       | $0.067 + \sigma \tan 22.2^\circ$     | 圧縮方向<br>$124.5 \sigma^{0.90}$<br>せん断方向<br>$44.43 \sigma^{0.90}$ | 0.40              | $G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$<br>$G_d/G_0 =$<br>$1/(1 + \nu/0.0012)^{*1}$ | 0.46              | $\gamma < 1 \times 10^{-4}$<br>$h = 0.024$<br>$1 \times 10^{-4} \leq \gamma < 1.6 \times 10^{-2}$<br>$h = 0.024 + 0.089(\log \gamma + 4)$<br>$1.6 \times 10^{-2} \leq \gamma$<br>$h = 0.22$            |  |  |
| セメント改良土                   | 21.6                                    | 0.65                                   | 44.3                | 0.46                                    | $0.21 + \sigma \tan 40.9^\circ$      | 690   | 0.26              | $G_0 = 1670$<br>$G_d/G_0 =$<br>$1/(1 + \nu/0.00085)$                    | 0.36              | $\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$<br>$h = 0.014$<br>$3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$<br>$h = 0.151 + 0.031 \log \gamma$  |  |  |
| 改良地盤                      | 20.6                                    | 1.39                                   | 22.1                | 0.65                                    | $0.51 + \sigma \tan 34.6^\circ$      | 4,480   | 0.19              | $G_0 = 1940$<br>$G_d/G_0 =$<br>$1/(1 + \nu/0.00136)$                    | 0.35              | $\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$<br>$h = 0.031$<br>$1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$<br>$h = 0.227 + 0.050 \log \gamma$<br>$5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$<br>$h = 0.113$            |  |  |

\*1: 残存剛性率 ( $G_d/G_0$ ) が小さい領域は次式で補間

$$G_0 = E_s/2 (1 + \nu_s), \quad G_d/G_0 = 1/(1 + \nu/\gamma_m), \quad \gamma_m = \tau/\gamma_0$$

\*2: 断層及びシームの存在物は、「粘土状」, 「砂状」, 「鱗片上」等の性状が確認されているが, そのうち最も強度の小さい粘土状物質にて試験を行い解析用物性値を設定している

表 3.5-7 地盤の解析用物性値（有効応力解析，液状化検討対象層）

|       |  | 旧表土                 | 盛土                  |       |
|-------|--|---------------------|---------------------|-------|
| 物理特性  | 密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )                   | 1.94<br>(1.88) *    | 2.10<br>(1.90) *    |       |
|       | 間隙率 $n$  | 0.437               | 0.363               |       |
| 変形特性  | 動せん断<br>弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )       | $2.110 \times 10^5$ | $7.071 \times 10^4$ |       |
|       | 基準平均<br>有効拘束圧 $\sigma_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> ) | $1.0 \times 10^3$   | $1.0 \times 10^3$   |       |
|       | ポアソン比 $\nu$                                      | 0.40                | 0.40                |       |
|       | 減衰定数<br>の上限値 $h_{ma}$<br>$x$                     | 0.220               | 0.183               |       |
| 強度特性  | 粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )                     | 0.08<br>(0.00) *    | 0.06<br>(0.10) *    |       |
|       | 内部摩擦角 $\phi$ (°)                                 | 26.2<br>(38.7) *    | 30.0<br>(33.9) *    |       |
| 液状化特性 | 変相角 $\phi_p$ (°)                                 | 28.0                | 28.0                |       |
|       | 液状化パラメータ   | $S_1$               | 0.005               | 0.005 |
|       |  | $w_1$               | 1.3                 | 14.0  |
|       |  | $p_1$               | 1.2                 | 1.0   |
|       |  | $p_2$               | 0.8                 | 0.6   |
|       |  | $c_1$               | 2.75                | 2.8   |

注記 \* : 括弧内の数値は，地下水位以浅の値を表す。

表 3.5-8 地盤の解析用物性値（有効応力解析，非液状化検討対象層）

|                        |   | D 級岩盤               | 改良地盤   | セメント改良土            |      |
|------------------------|---|---------------------|--|--------------------|------|
| 物理特性                   | 密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )                    | 2.06<br>(1.95)*     | 2.10<br>(2.00)*                              | 2.20               |      |
|                        | 間隙率 $n$   | 0.349               | 0.00   | 0.00               |      |
| 変形特性                   | 動せん断<br>弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )        | $2.000 \times 10^5$ | $1.94 \times 10^6$<br>( $1.84 \times 10^6$ ) | $1.67 \times 10^6$ |      |
|                        | 基準平均<br>有効拘束圧 $\sigma'_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> ) | $1.0 \times 10^3$   | $1.0 \times 10^3$                            | $1.0 \times 10^3$  |      |
|                        | ポアソン比 $\nu$                                       | 第1<br>速度層           | 0.48   | 0.35               | 0.36 |
|                        |   | 第2<br>速度層           | 0.44(狐崎部層)<br>0.45(牧の浜部層)                    |                    |      |
| 減衰定数<br>の上限値 $h_{max}$ |   | 0.113               | 0.113  | 0.080              |      |
| 強度特性                   | 粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )                      | 0.10                | 1.39   | 0.65               |      |
|                        | 内部摩擦角 $\phi$ (°)                                  | 24.0                | 22.1   | 44.3               |      |

注記 \* : 括弧内の数値は，地下水位以浅の値を表す。

### 3.5.4 地下水位

地下水位については，添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位を図 3.1-3 及び表 3.5-9 に示す。

表 3.5-9 設計用地下水位

| 施設名称      | 評価対象断面 | 設計用地下水位  |
|-----------|--------|--|
| 防潮堤（盛土堤防） | 断面①    | 防潮堤（盛土堤防）より山側で地表面，海側で O.P. +1.43m（朔望平均満潮位）に設定する。 |

### 3.6 評価対象部位

評価対象部位は、防潮堤（盛土堤防）の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

#### (1) 施設・地盤の健全性評価

施設・地盤の健全性に係る評価対象部位は、セメント改良土、置換コンクリート及び改良地盤とする。

#### (2) 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、表 3.6-1 のとおりセメント改良土及び置換コンクリートを支持する基礎地盤とする。

表 3.6-1 各施設を支持する基礎地盤

| 評価断面 | 施設       | 基礎地盤   |
|------|----------|--------|
| 断面①  | セメント改良土  | 改良地盤   |
|      | 置換コンクリート | 牧の浜部層* |

\* : C<sub>M</sub>級岩盤以上の岩盤が対象

### 3.7 許容限界

許容限界は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

#### 3.7.1 セメント改良土

セメント改良土の許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」に基づき、表 3.7-1 に示すすべり安全率とする。

表 3.7-1 セメント改良土の許容限界

| 評価項目   | 許容限界   |
|--------|--------|
| すべり安全率 | 1.2 以上 |

#### 3.7.2 置換コンクリート

置換コンクリートの許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し、表 3.7-2 に示すすべり安全率とする。

表 3.7-2 置換コンクリートの許容限界

| 評価項目   | 許容限界   |
|--------|--------|
| すべり安全率 | 1.2 以上 |

#### 3.7.3 改良地盤

改良地盤の許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し、表 3.7-3 に示すすべり安全率とする。

表 3.7-3 改良地盤の許容限界

| 評価項目   | 許容限界   |
|--------|--------|
| すべり安全率 | 1.2 以上 |

#### 3.7.4 基礎地盤

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、支持力試験により設定する。基礎地盤の許容限界を表 3.7-4 に示す。

表 3.7-4 基礎地盤の支持力に対する許容限界

| 評価項目  | 基礎地盤   | 許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) |
|-------|--------|---------------------------|
| 極限支持力 | 牧の浜部層* | 11.4*                     |
|       | 改良地盤   | 4.4                       |

注記 \* : C<sub>M</sub>級岩盤以上の岩盤が対象

### 3.8 評価方法

防潮堤（盛土堤防）の耐震評価は、地震応答解析に基づき算定した発生応力が「3.7 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。

#### 3.8.1 セメント改良土

セメント改良土の評価は、セメント改良土を通るすべり線のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。

すべり安全率の算定フローを図 3.8-1 に示す。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として求める。想定すべり線は、セメント改良土の端部を基点として±5° 間隔で設定し、最も厳しいすべり線として、最小すべり安全率のすべり線を選定する。セメント改良土の想定すべり線を図 3.8-2 に示す。

また、セメント改良土の強度特性のばらつきを考慮した評価（平均値－1σ強度）についても実施する。その際の解析ケースはケース①（基本ケース）とする。

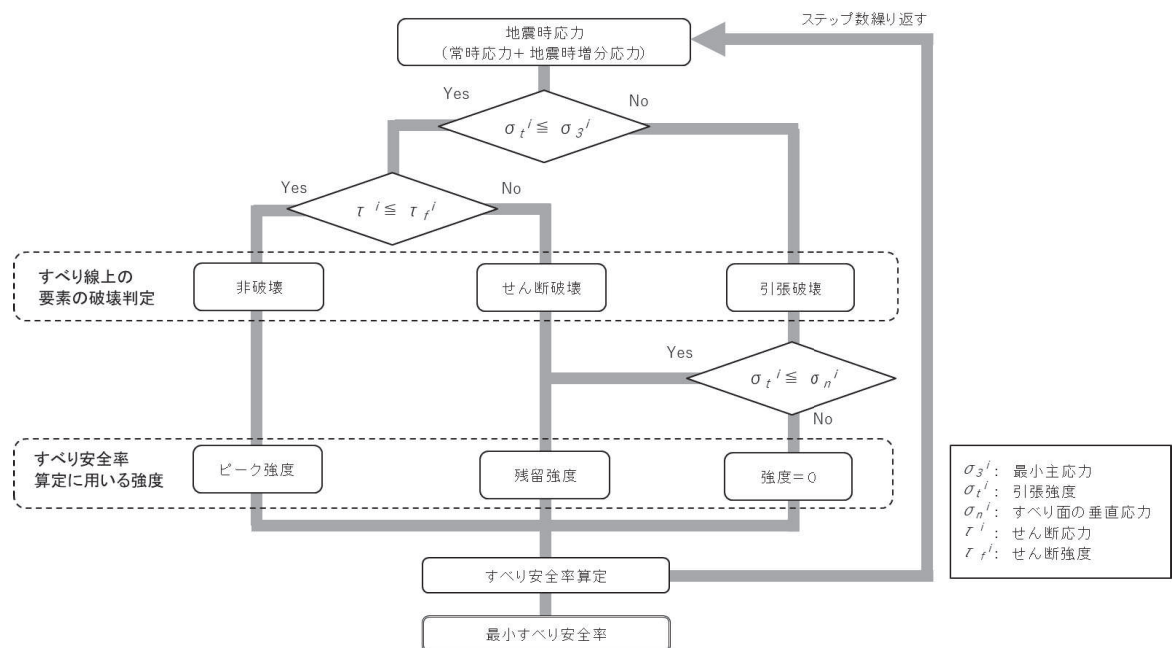


図 3.8-1 すべり安全率算定のフロー

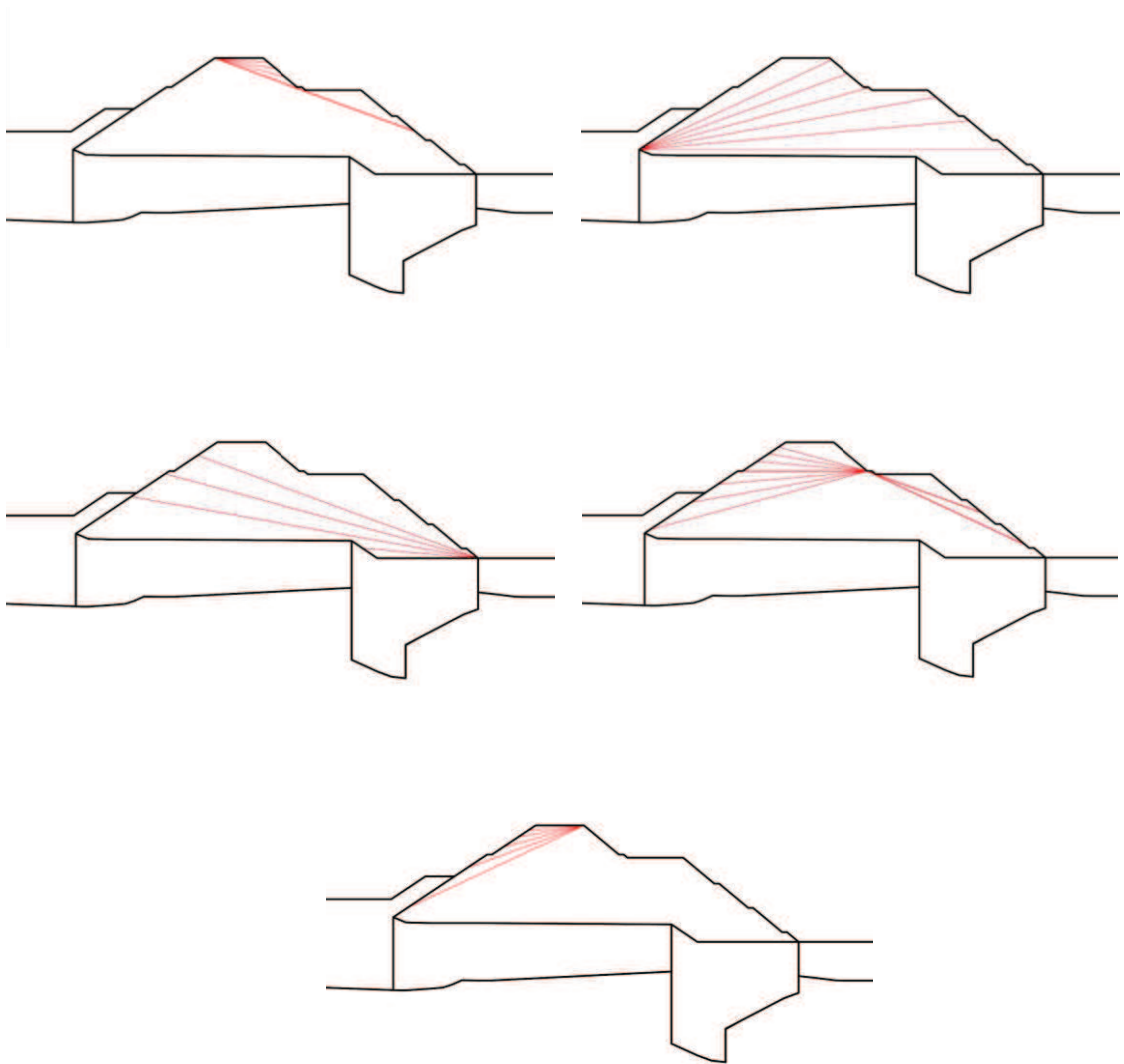


図 3.8-2 セメント改良土の想定すべり線

### 3.8.2 置換コンクリート

置換コンクリートの評価は、置換コンクリートを通るすべり線のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。

すべり安全率の算定フローを図 3.8-1 に示す。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として求める。想定すべり線は、置換コンクリートの端部を基点として $\pm 5^\circ$  間隔で設定し、最も厳しいすべり線として、最小すべり安全率のすべり線を選定する。置換コンクリートの想定すべり線を図 3.8-3 に示す。

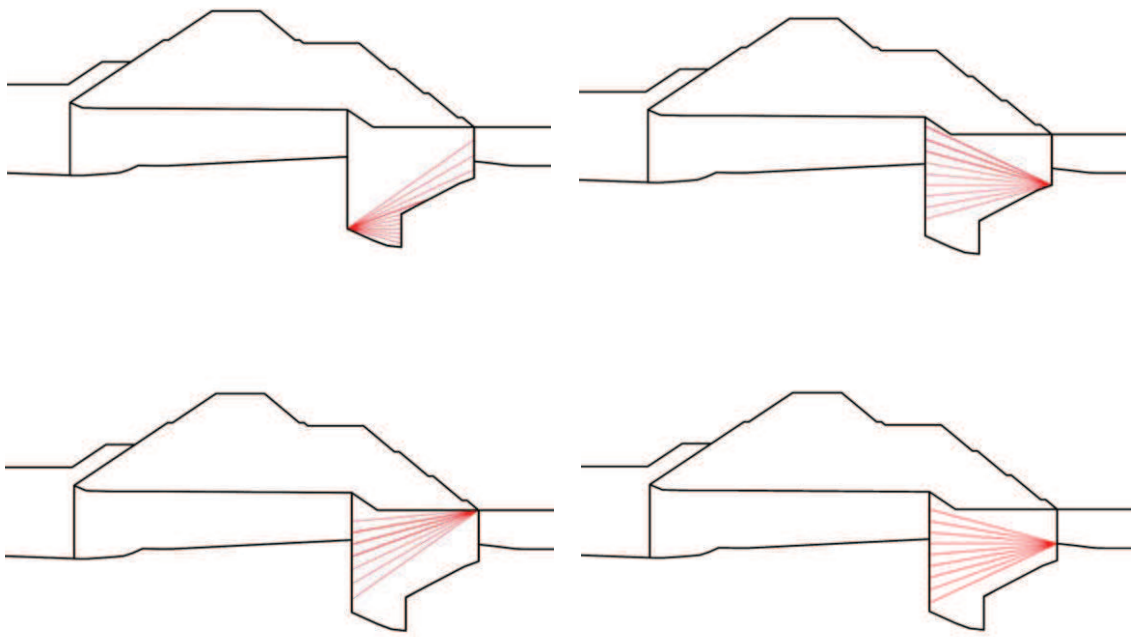


図 3.8-3 置換コンクリートの想定すべり線



### 3.8.3 改良地盤

改良地盤の評価は、改良地盤を通るすべり線のすべり安全率が1.2以上であることを確認する。

すべり安全率の算定フローを図3.8-1に示す。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として求める。想定すべり線は、改良地盤の端部を基点として $\pm 5^\circ$ 間隔で設定し、最も厳しいすべり線として、最小すべり安全率のすべり線を選定する。改良地盤の想定すべり線を図3.8-4に示す。

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

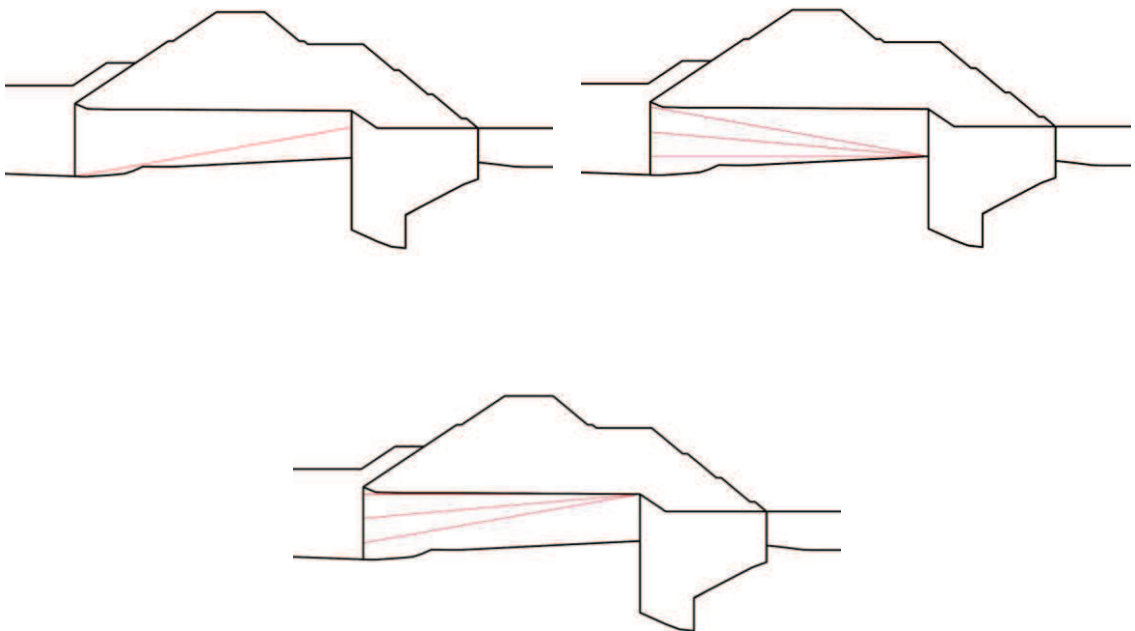


図 3.8-4 改良地盤の想定すべり線

### 3.8.4 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、セメント改良土の基礎地盤である改良地盤及び置換コンクリートの基礎地盤である牧の浜部層（ $C_M$ 級岩盤）に生じる接地圧が許容限界以下であることを確認する。

#### 4. 耐震評価結果

##### 4.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として「局所安全係数分布」，「最大せん断ひずみ分布」及び「過剰間隙水圧比分布」を記載する。

耐震評価においては，「補足 610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に基づき，全ての基準地震動  $S_s$  に対して実施するケース①において，すべり安全率及び基礎地盤の支持性能に対する照査の各評価項目について，照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い，追加解析ケース②，③を実施する。

##### 4.1.1 解析ケースと照査値

###### (1) セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.1-1 にセメント改良土のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-1 セメント改良土のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値

| 解析ケース<br>地震動 |    | すべり安全率照査 |                 |     |     |
|--------------|----|----------|-----------------|-----|-----|
|              |    | ①        | ①（平均値－<br>1σ強度） | ②   | ③   |
| $S_s - D1$   | ++ | 4.2      | 4.1             |     |     |
|              | -+ | 3.4      | 3.3             |     |     |
|              | +- | 4.3      | 4.1             |     |     |
|              | -- | 3.5      | 3.4             |     |     |
| $S_s - D2$   | ++ | 3.5      | 3.3             |     |     |
|              | -+ | 4.2      | 4.1             |     |     |
|              | +- | 3.5      | 3.4             |     |     |
|              | -- | 3.8      | 3.7             |     |     |
| $S_s - D3$   | ++ | 4.7      | 4.5             |     |     |
|              | -+ | 3.8      | 3.7             |     |     |
|              | +- | 4.7      | 4.5             |     |     |
|              | -- | 3.8      | 3.7             |     |     |
| $S_s - F1$   | ++ | 5.3      | 5.1             |     |     |
|              | -+ | 5.3      | 5.1             |     |     |
| $S_s - F2$   | ++ | 3.8      | 3.6             |     |     |
|              | -+ | 4.0      | 3.8             |     |     |
| $S_s - F3$   | ++ | 5.1      | 5.0             |     |     |
|              | -+ | 4.3      | 4.1             |     |     |
| $S_s - N1$   | ++ | 3.1      | 3.0             | 3.2 | 3.0 |
|              | -+ | 4.1      | 3.9             |     |     |

(2) 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.1-2 に置換コンクリートのすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-2 置換コンクリートのすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値

| 解析ケース<br>地震動 |    | すべり安全率照査 |     |     |
|--------------|----|----------|-----|-----|
|              |    | ①        | ②   | ③   |
| S s - D 1    | ++ | 9.3      |     |     |
|              | -+ | 7.8      |     |     |
|              | +- | 9.0      |     |     |
|              | -- | 7.7      |     |     |
| S s - D 2    | ++ | 7.3      |     |     |
|              | -+ | 9.2      |     |     |
|              | +- | 8.1      |     |     |
|              | -- | 9.4      |     |     |
| S s - D 3    | ++ | 9.7      |     |     |
|              | -+ | 8.6      |     |     |
|              | +- | 9.4      |     |     |
|              | -- | 8.5      |     |     |
| S s - F 1    | ++ | 9.7      |     |     |
|              | -+ | 10.8     |     |     |
| S s - F 2    | ++ | 9.3      |     |     |
|              | -+ | 8.8      |     |     |
| S s - F 3    | ++ | 11.2     |     |     |
|              | -+ | 8.4      |     |     |
| S s - N 1    | ++ | 6.4      | 6.3 | 6.6 |
|              | -+ | 9.7      |     |     |

(3) 改良地盤のすべり安全率照査

表 4.1-3 に改良地盤のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-3 改良地盤のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値

| 地震動<br>解析ケース |    | すべり安全率照査 |                  |     |     |
|--------------|----|----------|------------------|-----|-----|
|              |    | ①        | ① (平均値－<br>1σ強度) | ②   | ③   |
| S s - D 1    | ++ | 4.2      | 4.1              |     |     |
|              | -+ | 4.5      | 4.4              |     |     |
|              | +- | 4.1      | 4.1              |     |     |
|              | -- | 4.5      | 4.5              |     |     |
| S s - D 2    | ++ | 4.7      | 4.6              |     |     |
|              | -+ | 4.4      | 4.4              |     |     |
|              | +- | 4.7      | 4.7              |     |     |
|              | -- | 4.4      | 4.4              |     |     |
| S s - D 3    | ++ | 5.0      | 5.0              |     |     |
|              | -+ | 5.6      | 5.6              |     |     |
|              | +- | 4.9      | 4.9              |     |     |
|              | -- | 5.5      | 5.5              |     |     |
| S s - F 1    | ++ | 6.0      | 6.0              |     |     |
|              | -+ | 6.2      | 6.2              |     |     |
| S s - F 2    | ++ | 4.7      | 4.7              |     |     |
|              | -+ | 4.8      | 4.8              |     |     |
| S s - F 3    | ++ | 5.2      | 5.1              |     |     |
|              | -+ | 5.8      | 5.8              |     |     |
| S s - N 1    | ++ | 3.5      | 3.4              | 3.5 | 3.5 |
|              | -+ | 3.7      | 3.7              |     |     |

(4) 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 4.1-4 に基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-4(1) 基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値 (セメント改良土)

| 解析ケース<br>地震動        |    | 基礎地盤の支持性能に対する照査 |      |      |
|---------------------|----|-----------------|------|------|
|                     |    | ①               | ②    | ③    |
| S <sub>s</sub> -D 1 | ++ | 0.16            |      |      |
|                     | -+ | 0.16            |      |      |
|                     | +- | 0.16            |      |      |
|                     | -- | 0.16            |      |      |
| S <sub>s</sub> -D 2 | ++ | 0.16            |      |      |
|                     | -+ | 0.16            |      |      |
|                     | +- | 0.16            |      |      |
|                     | -- | 0.16            |      |      |
| S <sub>s</sub> -D 3 | ++ | 0.14            |      |      |
|                     | -+ | 0.14            |      |      |
|                     | +- | 0.16            |      |      |
|                     | -- | 0.14            |      |      |
| S <sub>s</sub> -F 1 | ++ | 0.14            |      |      |
|                     | -+ | 0.14            |      |      |
| S <sub>s</sub> -F 2 | ++ | 0.14            |      |      |
|                     | -+ | 0.14            |      |      |
| S <sub>s</sub> -F 3 | ++ | 0.14            |      |      |
|                     | -+ | 0.16            |      |      |
| S <sub>s</sub> -N 1 | ++ | 0.21            | 0.19 | 0.21 |
|                     | -+ | 0.24            |      |      |

表 4.1-4(2) 基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値  
(置換コンクリート)

| 解析ケース<br>地震動        |    | 基礎地盤の支持性能に対する照査 |      |      |
|---------------------|----|-----------------|------|------|
|                     |    | ①               | ②    | ③    |
| S <sub>s</sub> -D 1 | ++ | 0.21            |      |      |
|                     | -+ | 0.23            |      |      |
|                     | +- | 0.21            |      |      |
|                     | -- | 0.22            |      |      |
| S <sub>s</sub> -D 2 | ++ | 0.25            |      |      |
|                     | -+ | 0.22            |      |      |
|                     | +- | 0.22            |      |      |
|                     | -- | 0.22            |      |      |
| S <sub>s</sub> -D 3 | ++ | 0.17            |      |      |
|                     | -+ | 0.21            |      |      |
|                     | +- | 0.20            |      |      |
|                     | -- | 0.22            |      |      |
| S <sub>s</sub> -F 1 | ++ | 0.19            |      |      |
|                     | -+ | 0.17            |      |      |
| S <sub>s</sub> -F 2 | ++ | 0.18            |      |      |
|                     | -+ | 0.21            |      |      |
| S <sub>s</sub> -F 3 | ++ | 0.17            |      |      |
|                     | -+ | 0.20            |      |      |
| S <sub>s</sub> -N 1 | ++ | 0.20            | 0.20 | 0.21 |
|                     | -+ | 0.19            |      |      |

#### 4.1.2 局所安全係数分布（セメント改良土）

セメント改良土のすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.1-5 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.1-1 に示す。

表 4.1-5 セメント改良土のすべり安全率評価結果（断面①）

| 地震動                    | 解析ケース | 発生時刻 (s) | 最小すべり安全率 |
|------------------------|-------|----------|----------|
| S <sub>s</sub> -N1(++) | ③     | 7.55     | 3.0      |

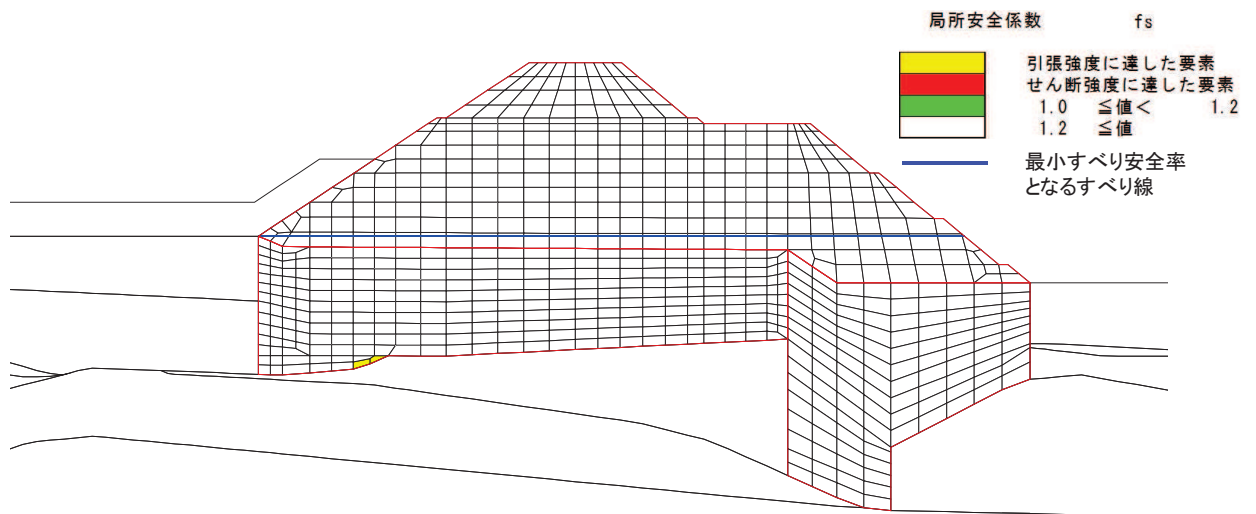


図 4.1-1 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
（断面①, S<sub>s</sub>-N1(++) , t=7.55s)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値-1σ）

#### 4.1.3 局所安全係数分布（置換コンクリート）

置換コンクリートのすべり安全率による評価結果を表 4.1-6 に、最小すべり安全率となる時刻における局所安全係数分布を図 4.1-2 に示す。

表 4.1-6 置換コンクリートのすべり安全率評価結果（断面①）

| 地震動                    | 解析ケース | 発生時刻 (s) | 最小すべり安全率 |
|------------------------|-------|----------|----------|
| S <sub>s</sub> -N1(++) | ②     | 7.52     | 6.3      |

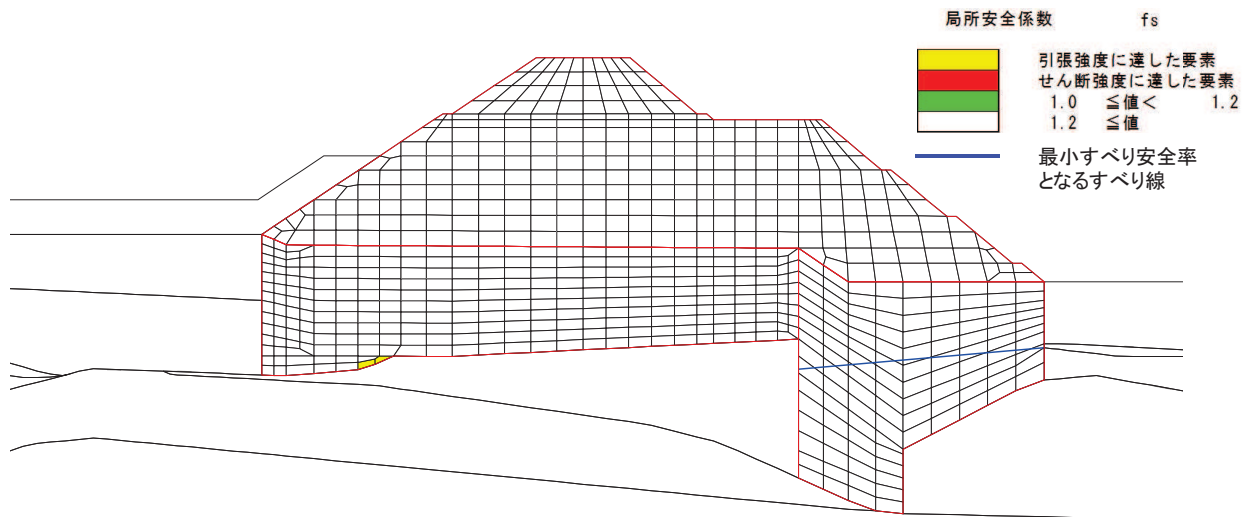


図 4.1-2 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面①,  $S_s - N1(++)$ ,  $t=7.52s$ )

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 +  $1\sigma$ )

#### 4.1.4 局所安全係数分布 (改良地盤)

改良地盤のすべり安全率による評価結果を表 4.1-7 に、平均強度において最小すべり安全率となる時刻における局所安全係数分布を図 4.1-3 に示す。

表 4.1-7 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面①)

| 地震動            | 解析ケース | 発生時刻 (s) | 最小すべり安全率 |
|----------------|-------|----------|----------|
| $S_s - N1(++)$ | ①     | 7.54     | 3.5      |



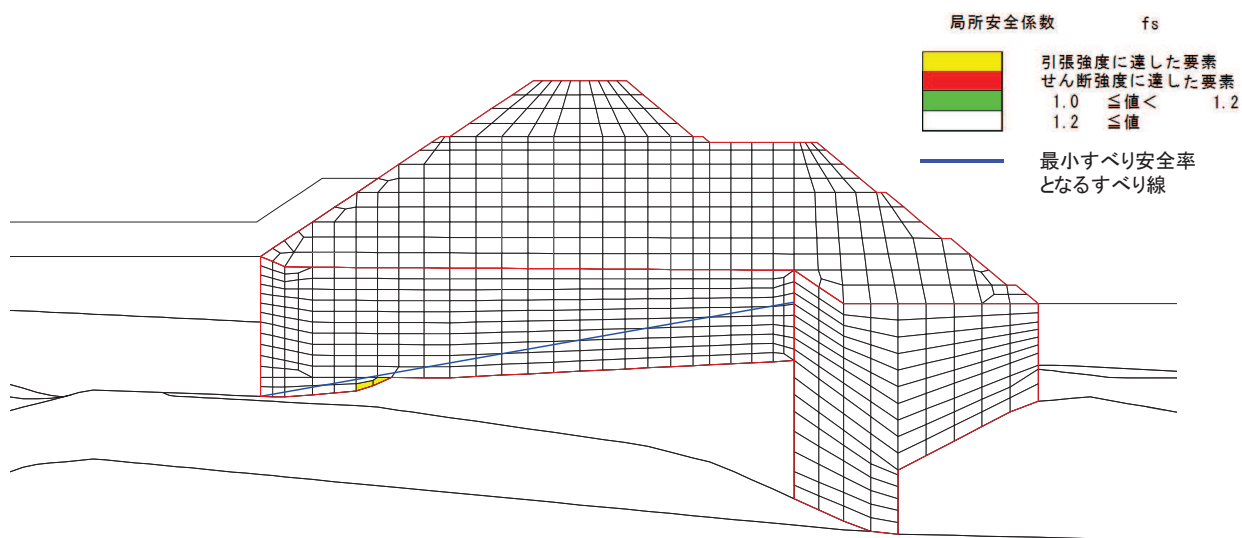


図 4.1-3 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面①, S s - N 1 (++) , t=7.54s)

解析ケース①：基本ケース

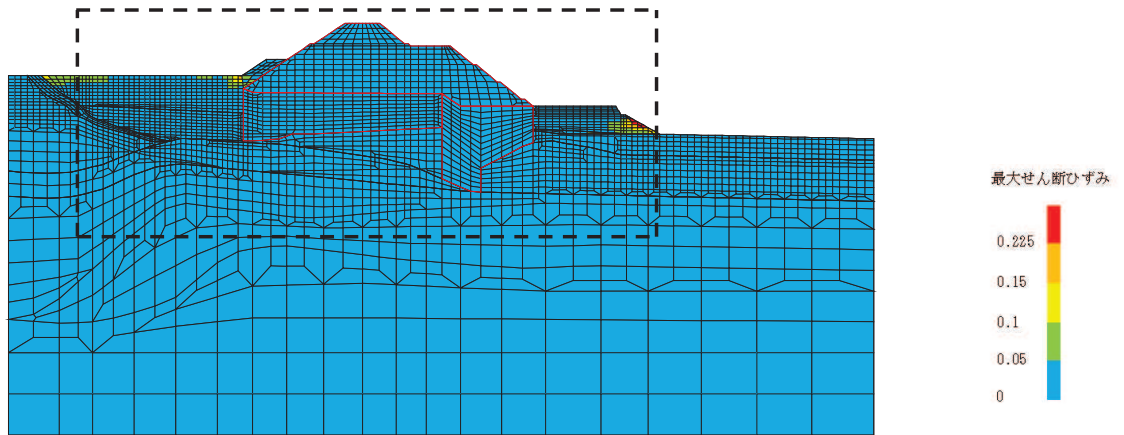
#### 4.1.5 最大せん断ひずみ分布

各施設の照査で最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースについて、地盤に発生した最大せん断ひずみを確認する。最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースの一覧を表 4.1-8 に示す。

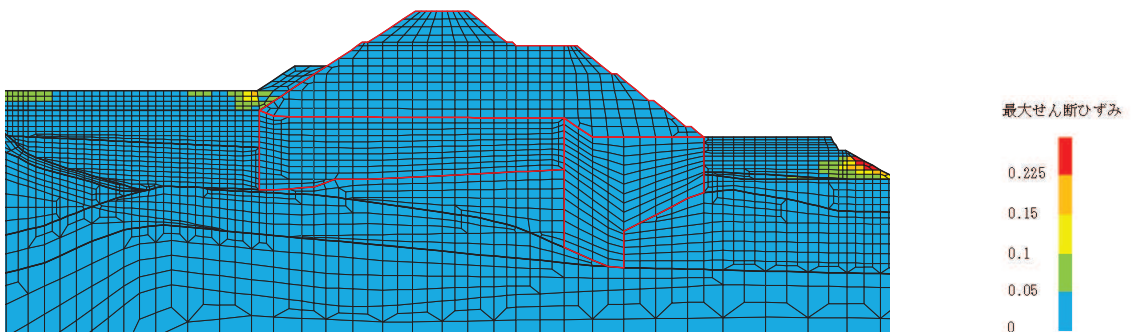
断面①における最大せん断ひずみ分布図を、それぞれ図 4.1-4、図 4.1-5 に示す。

表 4.1-8 最大照査値を示す解析ケースの一覧 (断面①)

| 断面  | 評価項目                     |                          |
|-----|--------------------------|--------------------------|
|     | セメント改良土                  | 置換コンクリート                 |
|     | すべり安全率                   | すべり安全率                   |
| 断面① | 解析ケース③<br>S s - N 1 (++) | 解析ケース②<br>S s - N 1 (++) |

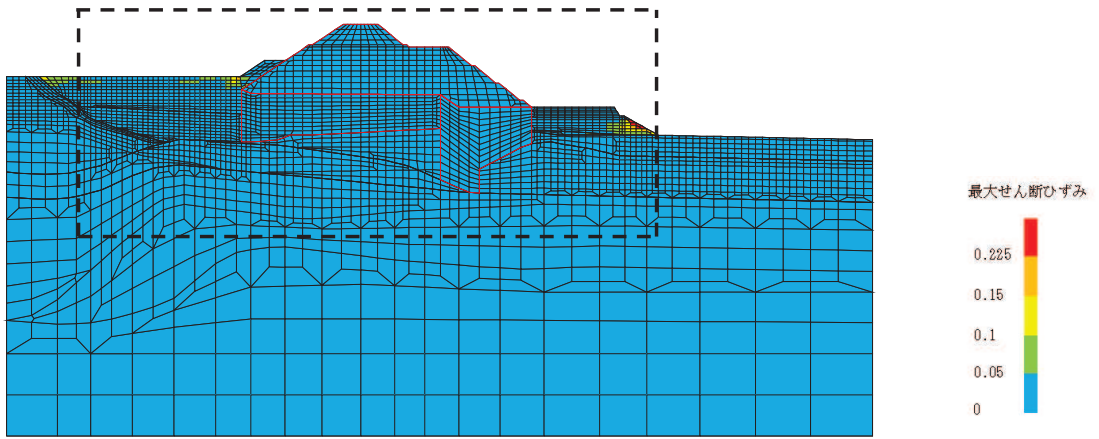


(a) 全体図

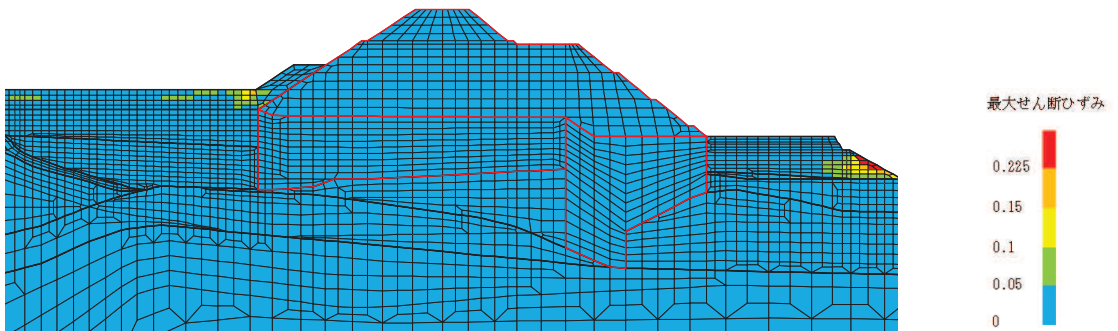


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-4 断面①の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース③, S s - N 1 (++) )



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-5 断面①の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース②,  $S_s - N1$  (++) )

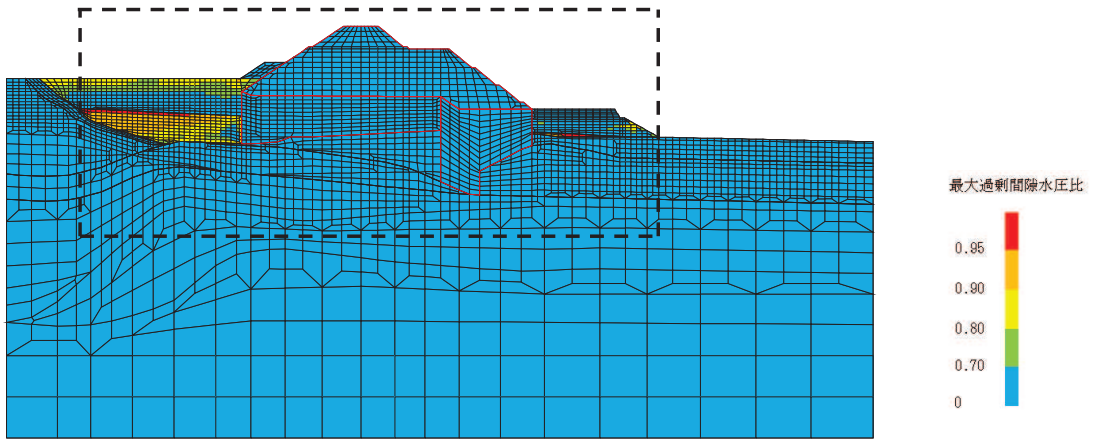
#### 4.1.6 過剰間隙水圧比分布

地盤に発生した過剰間隙水圧比を確認するため、各施設の照査で最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースについて、地震応答解析の全時刻における過剰間隙水圧比の最大値分布を示す。最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースの一覧を表 4.1-9 に示す。

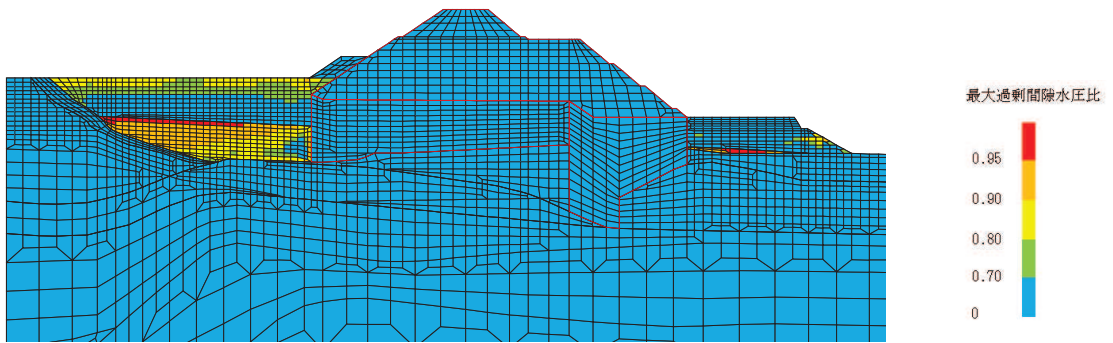
断面①における過剰間隙水圧比分布を、それぞれ図 4.1-6, 図 4.1-7 に示す。

表 4.1-9 最大照査値を示す解析ケースの一覧 (断面①)

| 断面  | 評価項目                     |                          |
|-----|--------------------------|--------------------------|
|     | セメント改良土                  | 置換コンクリート                 |
|     | すべり安全率                   | すべり安全率                   |
| 断面① | 解析ケース③<br>S s - N 1 (++) | 解析ケース②<br>S s - N 1 (++) |

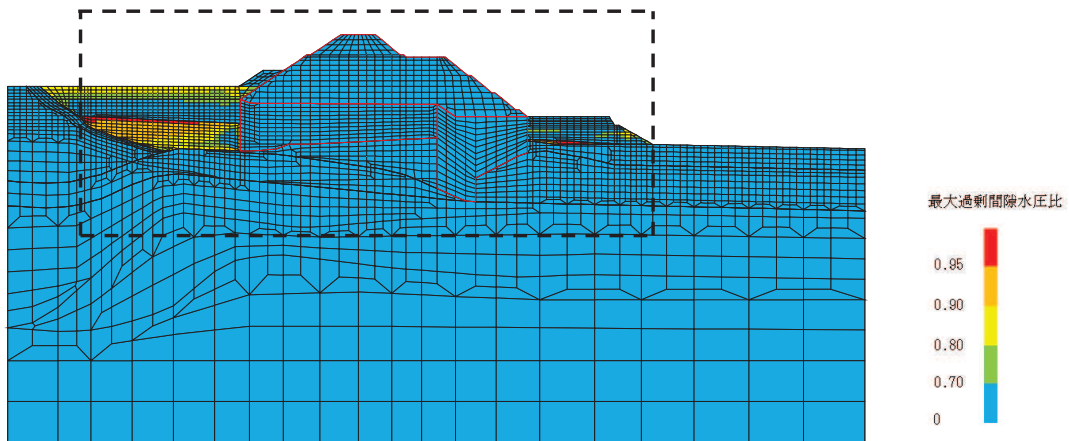


(a) 全体図

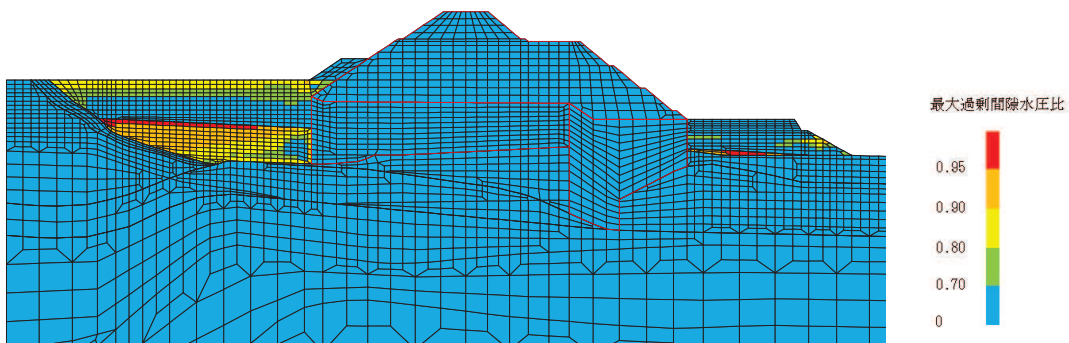


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-6 断面①の過剰間隙水圧比最大値分布  
(解析ケース③,  $S_s - N1$  (++) )



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-7 断面①の過剰間隙水圧比最大値分布  
(解析ケース②,  $S_s - N1$  (++) )

#### 4.2 セメント改良土

セメント改良土のすべり安全率による評価結果を表 4.2-1 に示す。これらの結果から、セメント改良土のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.2-1(1) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面①)

| 解析ケース | 地震動                | 発生時刻(s) | 最小すべり安全率 |     |
|-------|--------------------|---------|----------|-----|
| ①     | S <sub>s</sub> -D1 | (++)    | 45.53    | 4.2 |
|       |                    | (-+)    | 25.22    | 3.4 |
|       |                    | (+-)    | 45.54    | 4.3 |
|       |                    | (--)    | 25.22    | 3.5 |
|       | S <sub>s</sub> -D2 | (++)    | 13.53    | 3.5 |
|       |                    | (-+)    | 23.99    | 4.2 |
|       |                    | (+-)    | 13.53    | 3.5 |
|       |                    | (--)    | 13.88    | 3.8 |
|       | S <sub>s</sub> -D3 | (++)    | 21.04    | 4.7 |
|       |                    | (-+)    | 15.56    | 3.8 |
|       |                    | (+-)    | 21.04    | 4.7 |
|       |                    | (--)    | 15.56    | 3.8 |
|       | S <sub>s</sub> -F1 | (++)    | 22.42    | 5.3 |
|       |                    | (-+)    | 19.49    | 5.3 |
|       | S <sub>s</sub> -F2 | (++)    | 27.84    | 3.8 |
|       |                    | (-+)    | 31.30    | 4.0 |
|       | S <sub>s</sub> -F3 | (++)    | 28.62    | 5.1 |
|       |                    | (-+)    | 27.68    | 4.3 |
|       | S <sub>s</sub> -N1 | (++)    | 7.55     | 3.1 |
|       |                    | (-+)    | 7.55     | 4.1 |
| ②     | S <sub>s</sub> -N1 | (++)    | 7.55     | 3.2 |
| ③     |                    | (++)    | 7.55     | 3.0 |

表 4.2-1(2) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面①, 平均値-1 $\sigma$ 強度)

| 解析ケース | 地震動                |      | 発生時刻(s) | 最小すべり安全率 |
|-------|--------------------|------|---------|----------|
| ①     | S <sub>s</sub> -D1 | (++) | 45.53   | 4.1      |
|       |                    | (-+) | 25.22   | 3.3      |
|       |                    | (+-) | 45.54   | 4.1      |
|       |                    | (--) | 25.22   | 3.4      |
|       | S <sub>s</sub> -D2 | (++) | 13.53   | 3.3      |
|       |                    | (-+) | 23.99   | 4.1      |
|       |                    | (+-) | 13.53   | 3.4      |
|       |                    | (--) | 13.88   | 3.7      |
|       | S <sub>s</sub> -D3 | (++) | 29.69   | 4.5      |
|       |                    | (-+) | 15.56   | 3.7      |
|       |                    | (+-) | 21.04   | 4.5      |
|       |                    | (--) | 15.56   | 3.7      |
|       | S <sub>s</sub> -F1 | (++) | 22.42   | 5.1      |
|       |                    | (-+) | 19.49   | 5.1      |
|       | S <sub>s</sub> -F2 | (++) | 27.84   | 3.6      |
|       |                    | (-+) | 31.30   | 3.8      |
|       | S <sub>s</sub> -F3 | (++) | 28.62   | 5.0      |
|       |                    | (-+) | 27.68   | 4.1      |
|       | S <sub>s</sub> -N1 | (++) | 7.55    | 3.0      |
|       |                    | (-+) | 7.55    | 3.9      |



#### 4.3 置換コンクリート

置換コンクリートのすべり安全率による評価結果を表 4.3-1 に示す。これらの結果から、置換コンクリートのすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.3-1 置換コンクリートのすべり安全率評価結果（断面①）

| 解析ケース | 地震動                | 発生時刻(s) | 最小すべり安全率 |      |
|-------|--------------------|---------|----------|------|
| ①     | S <sub>s</sub> -D1 | (++)    | 46.98    | 9.3  |
|       |                    | (-+)    | 45.39    | 7.8  |
|       |                    | (+-)    | 46.97    | 9.0  |
|       |                    | (--)    | 45.41    | 7.7  |
|       | S <sub>s</sub> -D2 | (++)    | 25.24    | 7.3  |
|       |                    | (-+)    | 13.41    | 9.2  |
|       |                    | (+-)    | 25.23    | 8.1  |
|       |                    | (--)    | 13.88    | 9.4  |
|       | S <sub>s</sub> -D3 | (++)    | 29.70    | 9.7  |
|       |                    | (-+)    | 15.56    | 8.6  |
|       |                    | (+-)    | 21.05    | 9.4  |
|       |                    | (--)    | 15.56    | 8.5  |
|       | S <sub>s</sub> -F1 | (++)    | 22.41    | 9.7  |
|       |                    | (-+)    | 19.48    | 10.8 |
|       | S <sub>s</sub> -F2 | (++)    | 27.83    | 9.3  |
|       |                    | (-+)    | 31.29    | 8.8  |
|       | S <sub>s</sub> -F3 | (++)    | 26.70    | 11.2 |
|       |                    | (-+)    | 26.83    | 8.4  |
|       | S <sub>s</sub> -N1 | (++)    | 7.52     | 6.4  |
|       |                    | (-+)    | 7.36     | 9.7  |
| ②     | S <sub>s</sub> -N1 | (++)    | 7.52     | 6.3  |
| ③     |                    | (++)    | 7.52     | 6.6  |

#### 4.4 改良地盤

改良地盤のすべり安全率による評価結果を表 4.4-1 に示す。これらの結果から、改良地盤のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.4-1(1) 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面①)

| 解析ケース | 地震動                | 発生時刻(s) | 最小すべり安全率 |     |
|-------|--------------------|---------|----------|-----|
| ①     | S <sub>s</sub> -D1 | (++)    | 25.22    | 4.2 |
|       |                    | (-+)    | 25.22    | 4.5 |
|       |                    | (+-)    | 25.22    | 4.1 |
|       |                    | (--)    | 45.41    | 4.5 |
|       | S <sub>s</sub> -D2 | (++)    | 13.89    | 4.7 |
|       |                    | (-+)    | 25.24    | 4.4 |
|       |                    | (+-)    | 13.55    | 4.7 |
|       |                    | (--)    | 13.55    | 4.4 |
|       | S <sub>s</sub> -D3 | (++)    | 15.57    | 5.0 |
|       |                    | (-+)    | 15.57    | 5.6 |
|       |                    | (+-)    | 15.57    | 4.9 |
|       |                    | (--)    | 21.05    | 5.5 |
|       | S <sub>s</sub> -F1 | (++)    | 19.49    | 6.0 |
|       |                    | (-+)    | 22.41    | 6.2 |
|       | S <sub>s</sub> -F2 | (++)    | 31.30    | 4.7 |
|       |                    | (-+)    | 27.85    | 4.8 |
|       | S <sub>s</sub> -F3 | (++)    | 26.83    | 5.2 |
|       |                    | (-+)    | 28.62    | 5.8 |
|       | S <sub>s</sub> -N1 | (++)    | 7.54     | 3.5 |
|       |                    | (-+)    | 7.53     | 3.7 |
| ②     | S <sub>s</sub> -N1 | (++)    | 7.54     | 3.5 |
| ③     |                    | (++)    | 7.55     | 3.5 |

表 4.4-1(2) 改良地盤のすべり安全率評価結果（断面①， 平均値-1 $\sigma$ 強度）

| 解析ケース | 地震動                | 発生時刻(s) | 最小すべり安全率 |     |
|-------|--------------------|---------|----------|-----|
| ①     | S <sub>s</sub> -D1 | (++)    | 25.22    | 4.1 |
|       |                    | (-+)    | 25.22    | 4.4 |
|       |                    | (+-)    | 25.22    | 4.1 |
|       |                    | (--)    | 45.41    | 4.5 |
|       | S <sub>s</sub> -D2 | (++)    | 13.89    | 4.6 |
|       |                    | (-+)    | 25.24    | 4.4 |
|       |                    | (+-)    | 13.55    | 4.7 |
|       |                    | (--)    | 13.55    | 4.4 |
|       | S <sub>s</sub> -D3 | (++)    | 15.57    | 5.0 |
|       |                    | (-+)    | 15.57    | 5.6 |
|       |                    | (+-)    | 15.57    | 4.9 |
|       |                    | (--)    | 21.05    | 5.5 |
|       | S <sub>s</sub> -F1 | (++)    | 19.49    | 6.0 |
|       |                    | (-+)    | 22.41    | 6.2 |
|       | S <sub>s</sub> -F2 | (++)    | 31.30    | 4.7 |
|       |                    | (-+)    | 27.85    | 4.8 |
|       | S <sub>s</sub> -F3 | (++)    | 26.83    | 5.1 |
|       |                    | (-+)    | 28.62    | 5.8 |
|       | S <sub>s</sub> -N1 | (++)    | 7.54     | 3.4 |
|       |                    | (-+)    | 7.53     | 3.7 |

#### 4.5 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価結果を表 4.5-1 に示す。

また、セメント改良土及び置換コンクリートの最大接地圧分布図を図 4.5-1、図 4.5-2 に示す。

防潮堤（盛土堤防）の基礎地盤に生じる最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

表 4.5-1(1) 基礎地盤の支持性能評価結果（断面①，セメント改良土）

| 解析<br>ケース | 地震動                |      | 最大接地圧<br>$R_a$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 極限支持力<br>$R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$R_a/R_{ua}$ |
|-----------|--------------------|------|-------------------------------------|--|---------------------|
| ①         | S <sub>s</sub> -D1 | (++) | 0.7                                 | 4.4                                    | 0.16                |
|           |                    | (-+) | 0.7                                 | 4.4                                    | 0.16                |
|           |                    | (+-) | 0.7                                 | 4.4                                    | 0.16                |
|           |                    | (--) | 0.7                                 | 4.4                                    | 0.16                |
|           | S <sub>s</sub> -D2 | (++) | 0.7                                 | 4.4                                    | 0.16                |
|           |                    | (-+) | 0.7                                 | 4.4                                    | 0.16                |
|           |                    | (+-) | 0.7                                 | 4.4                                    | 0.16                |
|           |                    | (--) | 0.7                                 | 4.4                                    | 0.16                |
|           | S <sub>s</sub> -D3 | (++) | 0.6                                 | 4.4                                    | 0.14                |
|           |                    | (-+) | 0.6                                 | 4.4                                    | 0.14                |
|           |                    | (+-) | 0.7                                 | 4.4                                    | 0.16                |
|           |                    | (--) | 0.6                                 | 4.4                                    | 0.14                |
|           | S <sub>s</sub> -F1 | (++) | 0.6                                 | 4.4                                    | 0.14                |
|           |                    | (-+) | 0.6                                 | 4.4                                    | 0.14                |
|           | S <sub>s</sub> -F2 | (++) | 0.6                                 | 4.4                                    | 0.14                |
|           |                    | (-+) | 0.6                                 | 4.4                                    | 0.14                |
|           | S <sub>s</sub> -F3 | (++) | 0.6                                 | 4.4                                    | 0.14                |
|           |                    | (-+) | 0.7                                 | 4.4                                    | 0.16                |
|           | S <sub>s</sub> -N1 | (++) | 0.9                                 | 4.4                                    | 0.21                |
|           |                    | (-+) | 0.6                                 | 4.4                                    | 0.14                |
| ②         | S <sub>s</sub> -N1 | (++) | 0.8                                 | 4.4                                    | 0.19                |
| ③         |                    |      | 0.9                                 | 4.4                                    | 0.21                |

表 4.5-1(2) 基礎地盤の支持性能評価結果 (断面①, 置換コンクリート)

| 解析<br>ケース | 地震動                |      | 最大接地圧<br>$R_a$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 極限支持力<br>$R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$R_a/R_{ua}$ |
|-----------|--------------------|------|-------------------------------------|--|---------------------|
| ①         | S <sub>s</sub> -D1 | (++) | 2.3                                 | 11.4                                   | 0.21                |
|           |                    | (-+) | 2.6                                 | 11.4                                   | 0.23                |
|           |                    | (+-) | 2.3                                 | 11.4                                   | 0.21                |
|           |                    | (--) | 2.4                                 | 11.4                                   | 0.22                |
|           | S <sub>s</sub> -D2 | (++) | 2.8                                 | 11.4                                   | 0.25                |
|           |                    | (-+) | 2.5                                 | 11.4                                   | 0.22                |
|           |                    | (+-) | 2.4                                 | 11.4                                   | 0.22                |
|           |                    | (--) | 2.4                                 | 11.4                                   | 0.22                |
|           | S <sub>s</sub> -D3 | (++) | 1.9                                 | 11.4                                   | 0.17                |
|           |                    | (-+) | 2.3                                 | 11.4                                   | 0.21                |
|           |                    | (+-) | 2.2                                 | 11.4                                   | 0.20                |
|           |                    | (--) | 2.4                                 | 11.4                                   | 0.22                |
|           | S <sub>s</sub> -F1 | (++) | 2.1                                 | 11.4                                   | 0.19                |
|           |                    | (-+) | 1.9                                 | 11.4                                   | 0.17                |
|           | S <sub>s</sub> -F2 | (++) | 2.0                                 | 11.4                                   | 0.18                |
|           |                    | (-+) | 2.3                                 | 11.4                                   | 0.21                |
|           | S <sub>s</sub> -F3 | (++) | 1.9                                 | 11.4                                   | 0.17                |
|           |                    | (-+) | 2.2                                 | 11.4                                   | 0.20                |
|           | S <sub>s</sub> -N1 | (++) | 2.2                                 | 11.4                                   | 0.20                |
|           |                    | (-+) | 2.1                                 | 11.4                                   | 0.19                |
| ②         | S <sub>s</sub> -N1 | (++) | 2.2                                 | 11.4                                   | 0.20                |
| ③         |                    |      | 2.3                                 | 11.4                                   | 0.21                |

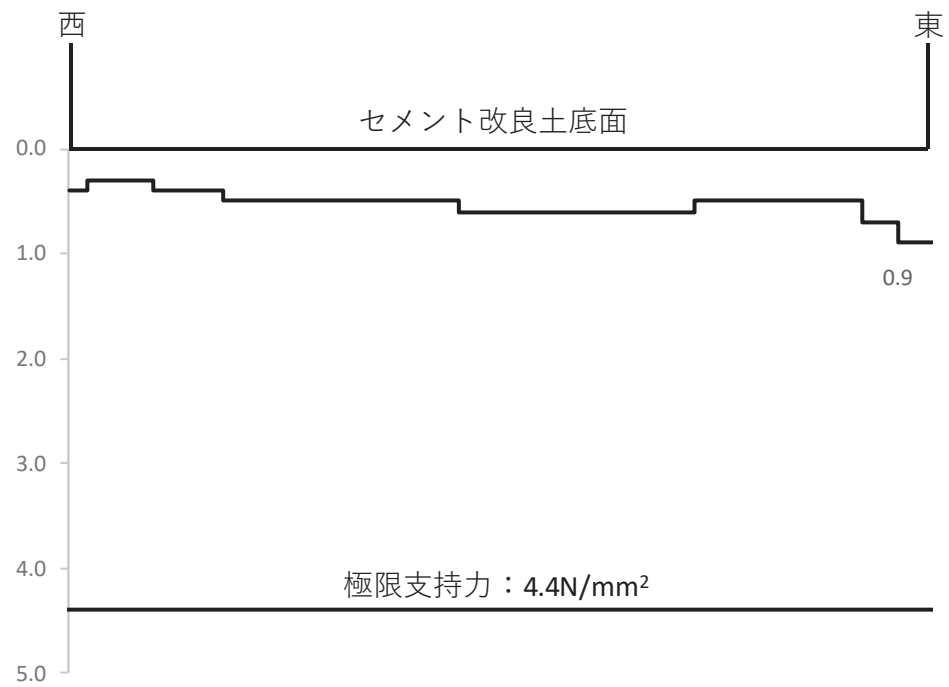


図 4.5-1 支持地盤の接地圧分布図（断面①，セメント改良土）  
 (S s - N 1 (++) )

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値 - 1  $\sigma$ ）

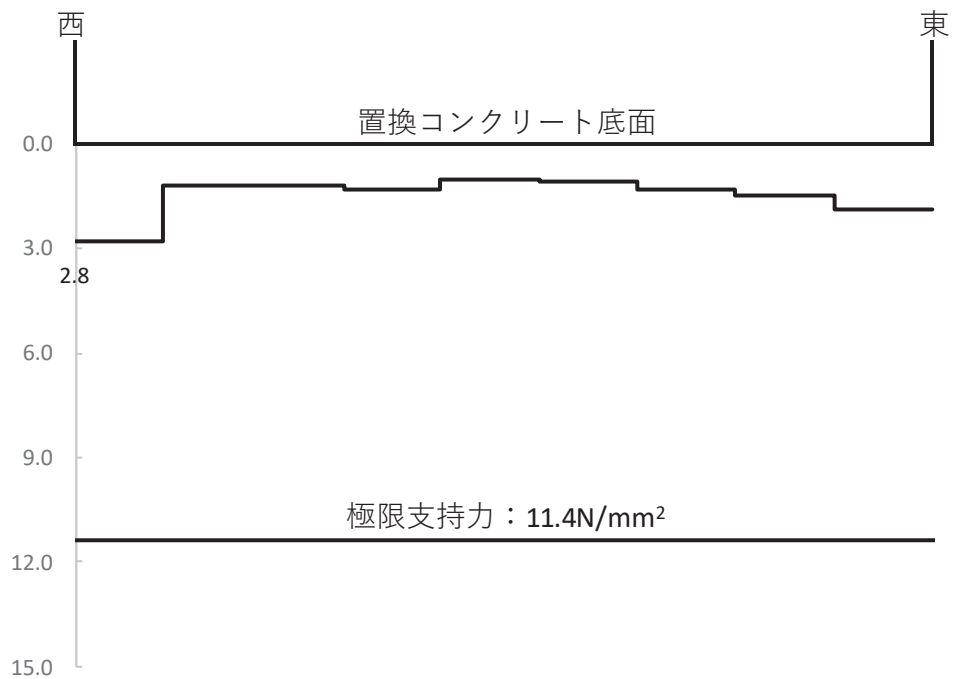


図 4.5-2 支持地盤の接地圧分布図（断面①，置換コンクリート）  
 (S s - D 2 (++) )

解析ケース①：基本ケース

## 5. 防潮堤（盛土堤防）の耐震性に関する影響検討

### 5.1 コンクリートの剛性の影響について

#### (1) 概要

防潮堤（盛土堤防）は、遡上波が敷地に流入することを防止するために設置するものであり、新設構造物である。

新設構造物については、「補足 610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に示すとおり、許容応力度法による設計を行うなど、裕度を確保した設計とすることから、材料物性のばらつきを考慮した構造解析は実施しないこととし、「3.2 解析方法」に示すとおり、背面補強工及び置換コンクリートの材料物性のばらつきは考慮せずに耐震評価を行っている。

一方で、設置変更許可申請時に方針を示したとおり、背面補強工及び置換コンクリートの材料物性のばらつきが、どの程度防潮堤（盛土堤防）の耐震性の影響を与えるか検討した。

#### (2) 評価方針

##### a. 評価方針

評価対象断面、評価部位及び入力地震動については、「4. 評価結果」から解析ケース①（基本ケース）の結果において、照査値が最も厳しい「断面①、セメント改良土、 $S_s-N1$ （++）」とする。

断面①の地震応答解析モデルを図 5.1-1 に示す。

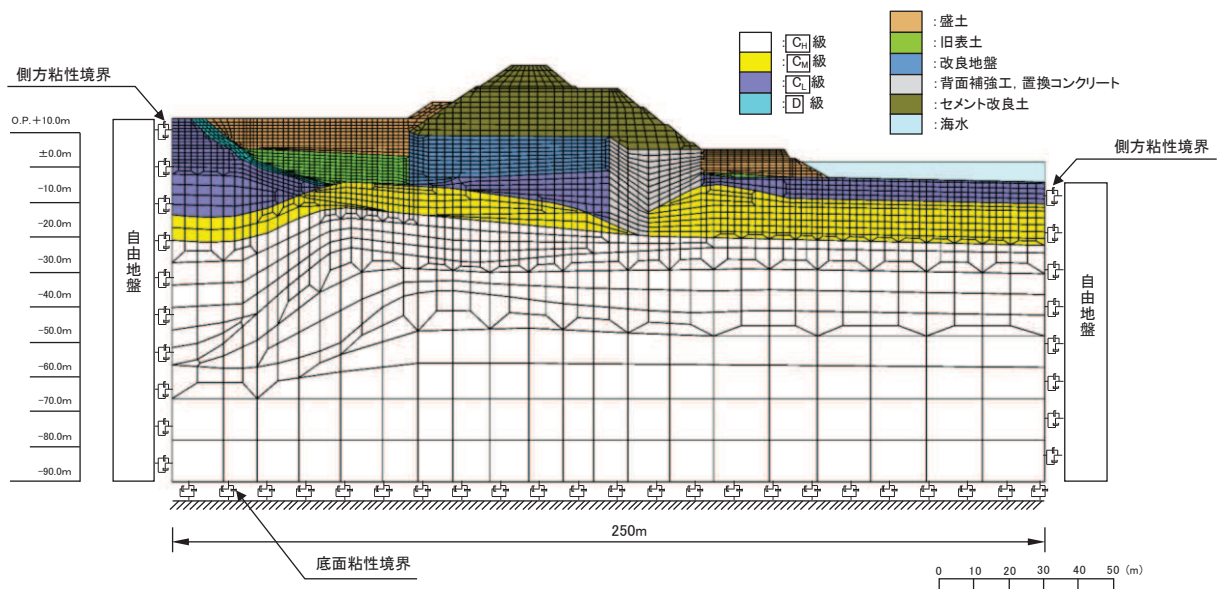


図 5.1-1 防潮堤（盛土堤防）の断面①の地震応答解析モデル

また、影響検討を行う解析ケースを表 5.1-1 に示す。表 5.1-1 に示す解析ケース①～③については、「4. 評価結果」にて評価を実施していることから、材料物性（コンクリート）に対して構造物の実強度に基づく圧縮強度を設定した解析ケース④を実施する。

表 5.1-1 解析ケース（防潮堤（盛土堤防））

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

注記\*1: 「4. 評価結果」にて評価済み。

\*2: 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

b. 新設構造物の圧縮強度の設定について

圧縮強度の設定に当たっては、「建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5N 原子力発電所における鉄筋コンクリート工事（日本建築学会，2013）」（以下「JASS 5N」という。）による方法，及び「日本原子力学会標準 原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準（日本原子力学会，2015）」（以下「日本原子力学会標準」という。）による方法を比較し，保守的な配慮として圧縮強度が大きい方の値を採用する。

(a) JASS 5N による圧縮強度の設定方法

JASS 5N の方法により推定される調合強度は，算定式の違い（以下に示す「式(1)」及び「式(2)」）から2つの値が得られるが，圧縮強度の推定値は大きい方の値とする。

JASS 5N による圧縮強度の設定方法の詳細を以下に示す。

イ. コンクリートの調合強度の算定

コンクリートの調合強度は，コンクリートの調合管理強度と構造体コンクリートの強度管理用供試体の圧縮強度の標準偏差を用いて算定する。

調合強度は，次の式(1)及び式(2)を満足するように定める。

$$F \geq F_m + 1.73 \sigma \quad \text{式(1)}$$

$$F \geq 0.85 F_m + 3 \sigma \quad \text{式(2)}$$

ここに  $F$  : コンクリートの調合強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$F_m^{*1}$  : コンクリートの調合管理強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma^{*2}$  : 構造体コンクリートの強度管理用供試体の圧縮強度の標準偏差 (N/mm<sup>2</sup>)



注記 \*1：以下の「ロ. コンクリートの調合管理強度の算定」に示す方法により求める。

\*2： $\sigma$  は以下に示す 2 つの方法により定めるが、設計上の配慮として圧縮強度が大きい方の値を採用する。

a.  $\sigma$  の値が工事の実績から類推できる場合はその値とする。表 5.1-2 に防潮堤（鋼管式鉛直壁）背面補強工の値を示す。

b. 工事の実績がなく、工事初期で  $\sigma$  の値が未知の場合は  $3.5\text{N/mm}^2$  もしくは  $0.1(F_q + {}_mS_n)^{*3}$  の大きい方の値とする。

\*3： $F_q$  はコンクリートの品質基準強度（設計基準強度もしくは  $24\text{N/mm}^2$  のうち大きい方の値）， ${}_mS_n$  は標準養生した供試体の材齢  $m$  日における圧縮強度と構造体コンクリートの材齢  $n$  日における圧縮強度との差によるコンクリート強度の補正值を示す。

表 5.1-2 工事实績より類推する標準偏差（ $\sigma$ ）

|                                   |                   |
|-----------------------------------|-------------------|
| 構造物名称                             | 防潮堤（鋼管式鉛直壁）背面補強工* |
| セメントの種類                           | フライアッシュ B 種       |
| 設計基準強度（ $\text{N/mm}^2$ ）         | 30                |
| 材齢（日）                             | 91                |
| 標準偏差 $\sigma$ （ $\text{N/mm}^2$ ） | 2.15              |

注記 \*：2015～2016 年の工事实績

#### ロ. コンクリートの調合管理強度の算定

コンクリートの調合管理強度は、コンクリートの品質基準強度（設計基準強度もしくは  $24\text{N/mm}^2$  のうち大きい方の値）とコンクリート強度の補正值から算定する。

$$F_m \geq F_q + {}_mS_n$$

ここに  $F_m$ ：コンクリートの調合管理強度（ $\text{N/mm}^2$ ）

$F_q^{*1}$ ：コンクリートの品質基準強度（ $\text{N/mm}^2$ ）

${}_mS_n^{*2}$ ：標準養生した供試体の材齢  $m$  日における圧縮強度と、構造体コンクリートの材齢  $n$  日における圧縮強度との差によるコンクリート強度の補正值を示す（ $\text{N/mm}^2$ ）。ただし、 ${}_mS_n$  は 0 以上の値とする。

注記 \*1：設計基準強度もしくは  $24\text{N/mm}^2$  のうち大きい方の値を採用する。

\*2： ${}_mS_n$  は図 5.1-2 を参照して定めるが、圧縮強度が大きくなるよう 6 を採用する。

表 5.1 構造体強度補正值<sub>28</sub>S<sub>91</sub>の標準値

| セメントの種類   | コンクリートの打込みから材齢 28 日までの予想平均養生温度 (°C) |                      |
|---|-------------------------------------|----------------------|
|   | $8 \leq \theta$                     | $0 \leq \theta < 8$  |
| 普通ポルトランドセメント  | $8 \leq \theta$                     | $0 \leq \theta < 8$  |
| フライアッシュセメント B 種   | $9 \leq \theta$                     | $0 \leq \theta < 9$  |
| 中庸熱ポルトランドセメント   | $11 \leq \theta$                    | $0 \leq \theta < 11$ |
| 中庸熱フライアッシュセメント  | $11 \leq \theta$                    | $0 \leq \theta < 11$ |
| 低熱ポルトランドセメント  | $14 \leq \theta$                    | $0 \leq \theta < 14$ |
| 構造体強度補正值 <sub>28</sub> S <sub>91</sub> (N/mm <sup>2</sup> ) | 3                                   | 6                    |

[注] 普通ポルトランドセメントおよびフライアッシュセメント B 種においては、暑中コンクリート工事の適用期間中は、補正値は 6N/mm<sup>2</sup>とする。

図 5.1-2 構造体強度補正値の<sub>28</sub>S<sub>91</sub>の標準値 (JASS 5N に加筆)

コンクリートの調和管理強度及び調合強度の算定を踏まえ、式(1)及び式(2)から算定される調合強度のうち大きい方の値を JASS 5N により算定される圧縮強度とする。

(b) 日本原子力学会標準による圧縮強度の設定方法

日本原子力学会標準に示す「コンクリート実強度の標準的なデータベース」に基づき、圧縮強度を設定する。「コンクリート実強度の標準的なデータベース」には、原子力発電所施設を対象に実機の 13 週管理コンクリートの実強度について調査・検討した結果が図 5.1-3 のとおり整理されている。

図 5.1-3 に示すとおり、コンクリートの打設から 1 年後の実強度は、設計基準強度の 1.40 倍 (平均値) であることに基づき、設計基準強度の 1.40 倍を日本原子力学会標準により算定される圧縮強度として設定する。

表 BZ.2 コンクリート実強度の統計値

|                           | 統計値  |      |
|---------------------------|------|------|
|                           | 平均値  | 変動係数 |
| 13週シリンダー強度/設計基準強度 (13週管理) | 1.35 | 0.07 |
| 1年シリンダー強度/13週シリンダー強度      | 1.1  | —    |
| 実強度(1年)/1年シリンダー強度         | 0.95 | 0.11 |
| 実強度(1年)/設計基準強度(13週管理)     | 1.40 | 0.13 |

図 5.1-3 コンクリート実強度の統計値 (日本原子力学会標準に加筆)

(c) 新設する構造物に設定する圧縮強度について

新設する構造物のコンクリートの圧縮強度は、JASS 5Nにより算定される圧縮強度と日本原子力学会標準により算定される圧縮強度のうち大きい方の値を採用する。置換コンクリートで設定する圧縮強度を表 5.1-3 に示す。

なお、同等の配合となる防潮堤（鋼管式鉛直壁）背面補強工は施工済であることから、「(a)イ. コンクリートの調合強度の算定（注記\*2）」の「a.」及び「b.」に示す方法のうち大きい方の値を標準偏差 $\sigma$ として定め、圧縮強度を推定した。

表 5.1-3 新設する構造物に設定する圧縮強度

|                                  | 置換コンクリート    |
|----------------------------------|-------------|
| セメントの種類                          | フライアッシュ B 種 |
| 設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )      | 30          |
| 圧縮強度① (N/mm <sup>2</sup> ) *1    | <u>42.2</u> |
| 圧縮強度② (N/mm <sup>2</sup> ) *2    | 42.0        |
| 圧縮強度の採用値 (N/mm <sup>2</sup> ) *3 | <u>42.2</u> |

注記 \*1：JASS 5Nにより推定される圧縮強度

\*2：日本原子力学会標準により推定される圧縮強度

\*3：下線：圧縮強度①と圧縮強度②を比較して大きい方の値

(3) 評価結果

材料物性（コンクリート）のばらつきによる評価結果を表 5.1-4 に示す。

本検討の結果、材料物性（コンクリート）のばらつきの影響はわずかであり、その影響が小さいことを確認した。

表 5.1-4 セメント改良土のすべり安全率評価結果（断面①）

| 解析ケース | 地震動   |      | 発生時刻(s) | 最小すべり安全率 |
|-------|-------|------|---------|----------|
| ①*    | Ss-N1 | (++) | 7.55    | 3.1      |
| ②*    | Ss-N1 | (++) | 7.55    | 3.2      |
| ③*    | Ss-N1 | (++) | 7.55    | 3.0      |
| ④     | Ss-N1 | (++) | 7.55    | 3.1      |

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.1-5 置換コンクリートのすべり安全率

| 解析ケース | 地震動   |      | 発生時刻(s) | 最小すべり安全率 |
|-------|-------|------|---------|----------|
|       | Ss-N1 | (++) |         |          |
| ①*    | Ss-N1 | (++) | 7.52    | 6.4      |
| ②*    | Ss-N1 | (++) | 7.52    | 6.3      |
| ③*    | Ss-N1 | (++) | 7.52    | 6.6      |
| ④     | Ss-N1 | (++) | 7.52    | 6.4      |

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.1-6 改良地盤のすべり安全率

| 解析ケース | 地震動   |      | 発生時刻(s) | 最小すべり安全率 |
|-------|-------|------|---------|----------|
|       | Ss-N1 | (++) |         |          |
| ①*    | Ss-N1 | (++) | 7.54    | 3.5      |
| ②*    | Ss-N1 | (++) | 7.54    | 3.5      |
| ③*    | Ss-N1 | (++) | 7.55    | 3.5      |
| ④     | Ss-N1 | (++) | 7.55    | 3.5      |

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.1-7(1) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値 (セメント改良土)

| 解析<br>ケース | 地震動   |      | 最大接地圧                      | 極限支持力                         | 照査値          |
|-----------|-------|------|----------------------------|-------------------------------|--------------|
|           | Ss-N1 | (++) | $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $R_a/R_{ua}$ |
| ①*        | Ss-N1 | (++) | 0.9                        | 4.4                           | 0.21         |
| ②*        | Ss-N1 | (++) | 0.8                        | 4.4                           | 0.19         |
| ③*        | Ss-N1 | (++) | 0.9                        | 4.4                           | 0.21         |
| ④         | Ss-N1 | (++) | 0.9                        | 4.4                           | 0.21         |

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.1-7(2) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値 (置換コンクリート)

| 解析<br>ケース | 地震動   |      | 最大接地圧                      | 極限支持力                         | 照査値          |
|-----------|-------|------|----------------------------|-------------------------------|--------------|
|           | Ss-N1 | (++) | $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $R_a/R_{ua}$ |
| ①*        | Ss-N1 | (++) | 2.2                        | 11.4                          | 0.20         |
| ②*        | Ss-N1 | (++) | 2.2                        | 11.4                          | 0.20         |
| ③*        | Ss-N1 | (++) | 2.3                        | 11.4                          | 0.21         |
| ④         | Ss-N1 | (++) | 2.2                        | 11.4                          | 0.20         |

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

## 5.2 液状化しない場合の不確かさの影響検討について

### (1) 概要

防潮堤（盛土堤防）は、前背面の地表面が傾斜しており、液状化による側方流動の影響を受ける可能性があることも踏まえ、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析を用いて評価を行っている。

一方で、液状化しない場合に防潮堤（盛土堤防）の評価が厳しくなる場合も想定し、非液状化の条件を仮定した検討を実施することで、防潮堤（盛土堤防）に及ぼす影響の程度を確認する。

### (2) 評価方針

評価対象断面及び入力地震動については、「4. 評価結果」のうち解析ケース①（基本ケース）の結果において、照査値が最も厳しい「断面①，S<sub>s</sub>-N1（++）」とする。

断面①の地震応答解析モデルを図5.2-1に示す。

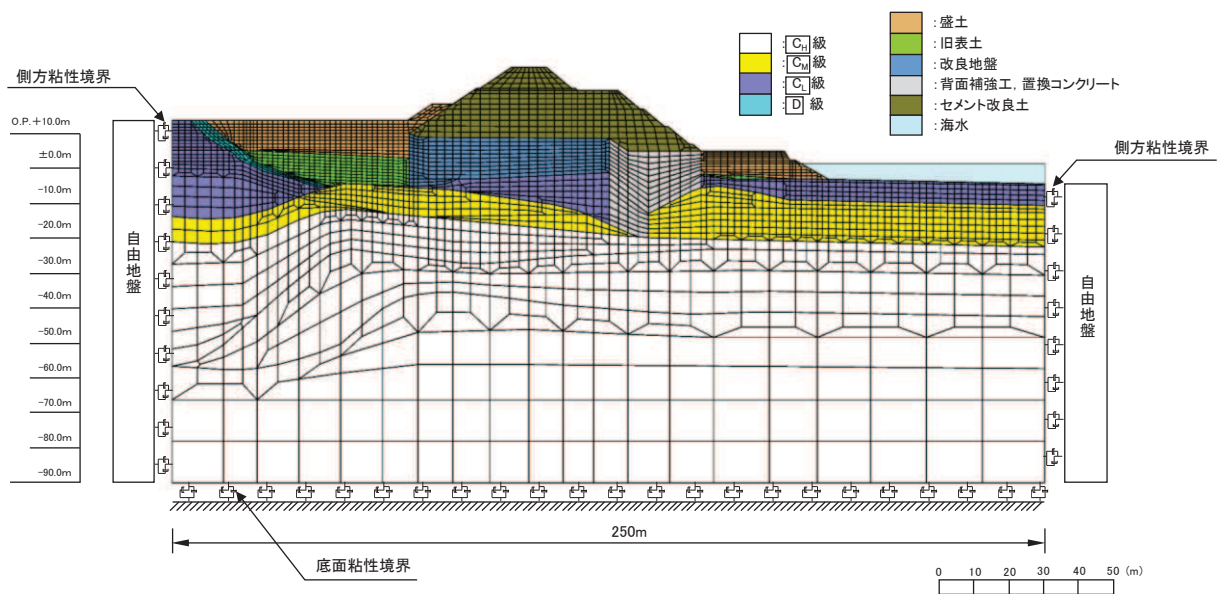


図 5.2-1 防潮堤（盛土堤防）の断面①の地震応答解析モデル

影響検討を行う解析ケースについては、表 5.5-1 に示す解析ケース①（基本ケース）に対して、液状化パラメータを非考慮とし、非液状化の条件を仮定した検討を実施する。

表 5.2-1 解析ケース

| 液状化強度特性        | 解析ケース                         | 材料物性<br>(コンクリート)<br>( $E_0$ : ヤング係数) | 地盤物性   |   |
|----------------|-------------------------------|--------------------------------------|--|---|
|                |                               |                                      | 旧表土, 盛土, D級岩盤<br>セメント改良土, 改良地盤<br>( $G_0$ : 初期せん断弾性係数) | C <sub>1</sub> 級岩盤, C <sub>2</sub> 級岩盤<br>C <sub>3</sub> 級岩盤, B級岩盤<br>( $G_d$ : 動せん断弾性係数) |
| 液状化強度特性<br>下限値 | ケース①* <sup>1</sup><br>(基本ケース) | 設計基準強度                               | 平均値  | 平均値   |
|                | ケース②* <sup>1</sup>            | 設計基準強度                               | 平均値 + 1 $\sigma$                                       | 平均値   |
|                | ケース③* <sup>1</sup>            | 設計基準強度                               | 平均値 - 1 $\sigma$                                       | 平均値   |
| 液状化パラメータ非考慮    | ケース①* <sup>2</sup>            | 設計基準強度                               | 平均値  | 平均値   |

注記\* 1 : 「4. 評価結果」にて評価済

注記\* 2 : 今回検討

(3) 評価結果

非液状化の条件を仮定した検討の評価結果を表 5.2-2～表 5.2-5 及び図 5.2-1～図 5.2-3 に示す。

本検討の結果、液状化の影響を考慮した検討の方が厳しい又はおおむね同等な結果となることから、液状化しない場合の影響が小さいことを確認した。

表 5.2-2 セメント改良土のすべり安全率

| 液状化強度特性 | 地震動                 |      | 解析ケース | 発生時刻 (s) | 最小すべり安全率 |
|---------|---------------------|------|-------|----------|----------|
| 下限値     | S <sub>s</sub> -N 1 | (++) | ①*    | 7.55     | 3.1      |
|         | S <sub>s</sub> -N 1 | (++) | ②*    | 7.55     | 3.2      |
|         | S <sub>s</sub> -N 1 | (++) | ③*    | 7.55     | 3.0      |
| 非考慮     | S <sub>s</sub> -N 1 | (++) | ①     | 7.52     | 3.3      |

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

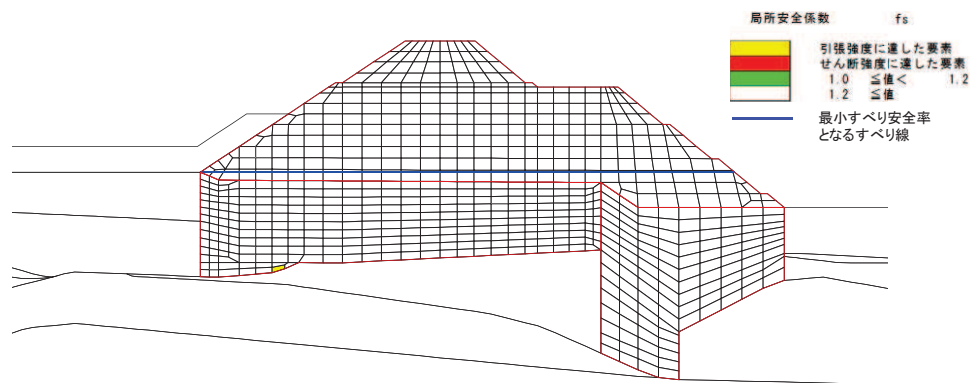


図 5.2-1 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面①,  $S_s-N1$  (++) ,  $t=7.52$ )

表 5.2-3 置換コンクリートのすべり安全率

| 液状化<br>強度特性 | 地震動      |      | 解析<br>ケース | 発生時刻<br>(s) | 最小すべり安<br>全率 |
|-------------|----------|------|-----------|-------------|--------------|
| 下限値         | $S_s-N1$ | (++) | ①*        | 7.52        | 6.4          |
|             | $S_s-N1$ | (++) | ②*        | 7.52        | 6.3          |
|             | $S_s-N1$ | (++) | ③*        | 7.52        | 6.6          |
| 非考慮         | $S_s-N1$ | (++) | ①         | 7.52        | 6.6          |

注記\* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

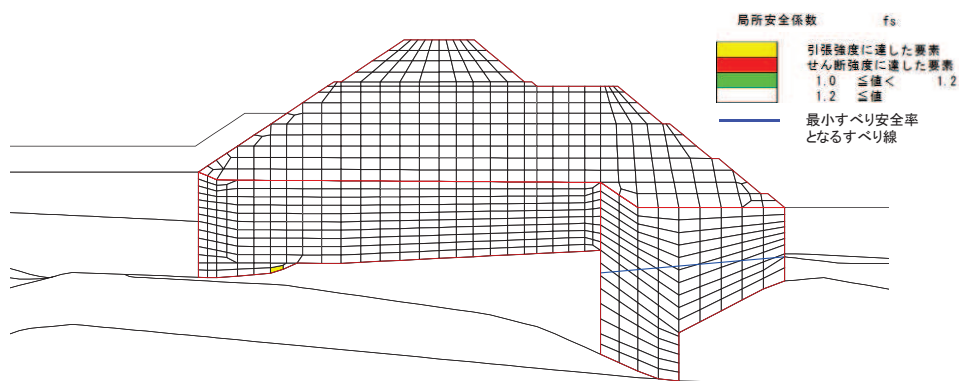


図 5.2-2 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面①,  $S_s-N1$  (++) ,  $t=7.52$ )

表 5.2-4 改良地盤のすべり安全率

| 液状化<br>強度特性 | 地震動                |      | 解析<br>ケース | 発生時刻<br>(s) | 最小すべり安<br>全率 |
|-------------|--------------------|------|-----------|-------------|--------------|
|             | S <sub>s</sub> -N1 | (++) |           |             |              |
| 下限値         | S <sub>s</sub> -N1 | (++) | ①*        | 7.54        | 3.5          |
|             | S <sub>s</sub> -N1 | (++) | ②*        | 7.54        | 3.5          |
|             | S <sub>s</sub> -N1 | (++) | ③*        | 7.55        | 3.5          |
| 非考慮         | S <sub>s</sub> -N1 | (++) | ①         | 7.54        | 3.7          |

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

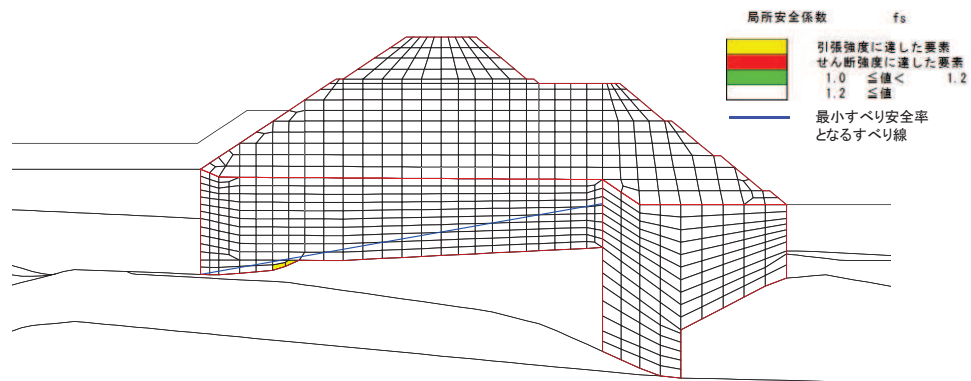


図 5.2-3 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面①, S<sub>s</sub>-N1 (++) , t=7.54)

表 5.2-5(1) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値 (セメント改良土)

| 液状化<br>強度特性 | 地震動                |      | 解析<br>ケース | 最大接地圧<br>R <sub>a</sub> (N/mm <sup>2</sup> ) | 極限支持力<br>R <sub>u a</sub> (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>R <sub>a</sub> /R <sub>u a</sub> |
|-------------|--------------------|------|-----------|--|--|---|
|             | S <sub>s</sub> -N1 | (++) |           |  |  |   |
| 下限値         | S <sub>s</sub> -N1 | (++) | ①*        | 0.9  | 4.4  | 0.21                                    |
|             | S <sub>s</sub> -N1 | (++) | ②*        | 0.8  | 4.4  | 0.19                                    |
|             | S <sub>s</sub> -N1 | (++) | ③*        | 0.9  | 4.4  | 0.21                                    |
| 非考慮         | S <sub>s</sub> -N1 | (++) | ①         | 0.8  | 4.4  | 0.19                                    |

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5.2-5(2) 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値 (置換コンクリート)

| 液状化<br>強度特性 | 地震動                |      | 解析<br>ケース | 最大接地圧<br>R <sub>a</sub> (N/mm <sup>2</sup> ) | 極限支持力<br>R <sub>u a</sub> (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>R <sub>a</sub> /R <sub>u a</sub> |
|-------------|--------------------|------|-----------|--|--|---|
|             | S <sub>s</sub> -N1 | (++) |           |  |  |   |
| 下限値         | S <sub>s</sub> -N1 | (++) | ①*        | 2.2  | 11.4   | 0.20                                    |
|             | S <sub>s</sub> -N1 | (++) | ②*        | 2.2  | 11.4   | 0.20                                    |
|             | S <sub>s</sub> -N1 | (++) | ③*        | 2.3  | 11.4   | 0.21                                    |
| 非考慮         | S <sub>s</sub> -N1 | (++) | ①         | 2.2  | 11.4   | 0.20                                    |

注記\*：「4. 評価結果」の値を再掲。



- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.1 防潮堤の設計に関する補足説明
- 6.1.4 防潮堤（盛土堤防）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                      | 4  |
| 2.4 適用基準                      | 12 |
| 3. 強度評価方法                     | 14 |
| 3.1 記号の定義                     | 14 |
| 3.2 評価対象断面及び部位                | 15 |
| 3.3 荷重及び荷重の組合せ                | 19 |
| 3.4 許容限界                      | 24 |
| 3.5 評価方法                      | 26 |
| 3.6 評価条件                      | 52 |
| 4. 評価結果                       | 53 |
| 4.1 津波時                       | 53 |
| 4.2 重畳時                       | 58 |
| 5. 防潮堤（盛土堤防）の強度評価に関する影響検討     | 73 |
| 5.1 基準地震動 $S_s$ 後の剛性低下の影響について | 73 |

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、防潮堤（盛土堤防）が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、施設・地盤の構造健全性を保持すること、十分な支持性能を有する地盤に設置していること及び有意な漏えいを生じさせないことを確認するものである。

なお、本資料においては各照査値が最も厳しいケースだけでなく、検討した全ケースの結果を示している。

また、防潮堤（盛土堤防）の強度評価においては、平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約 1 m の地盤沈下が発生したことを考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

## 2. 基本方針

### 2.1 位置

防潮堤（盛土堤防）の範囲を図 2.1-1 に示す。

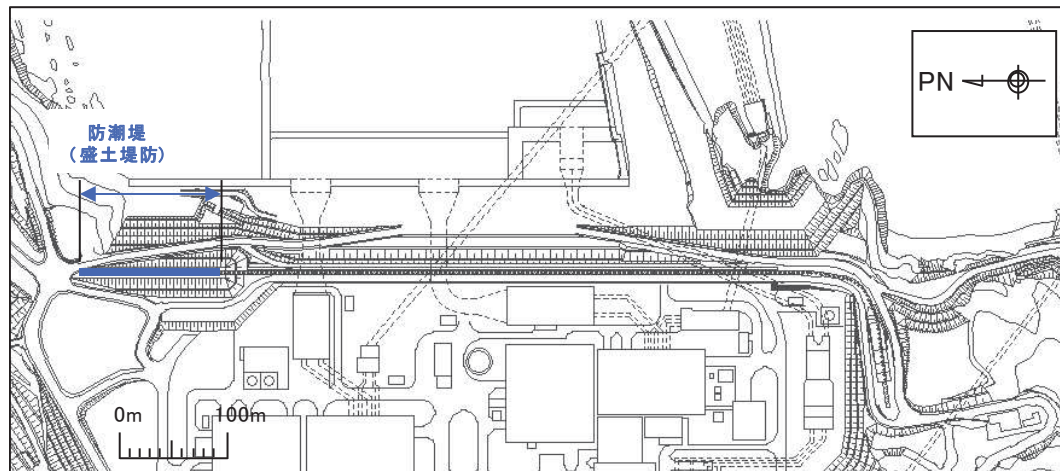


図 2.1-1 防潮堤（盛土堤防）の範囲

## 2.2 構造概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）は，入力津波による浸水高さ（防潮堤前面：O.P.+24.4m）に対して余裕を考慮した天端高さ（O.P.+29.0m）とする。

防潮堤（盛土堤防）は，改良地盤に設置されたセメント改良土による堤体と，基礎地盤のすべり安定性を確保する観点から設置する置換コンクリートで構成される。

防潮堤（盛土堤防）の構造図を図 2.2-1 に示す。

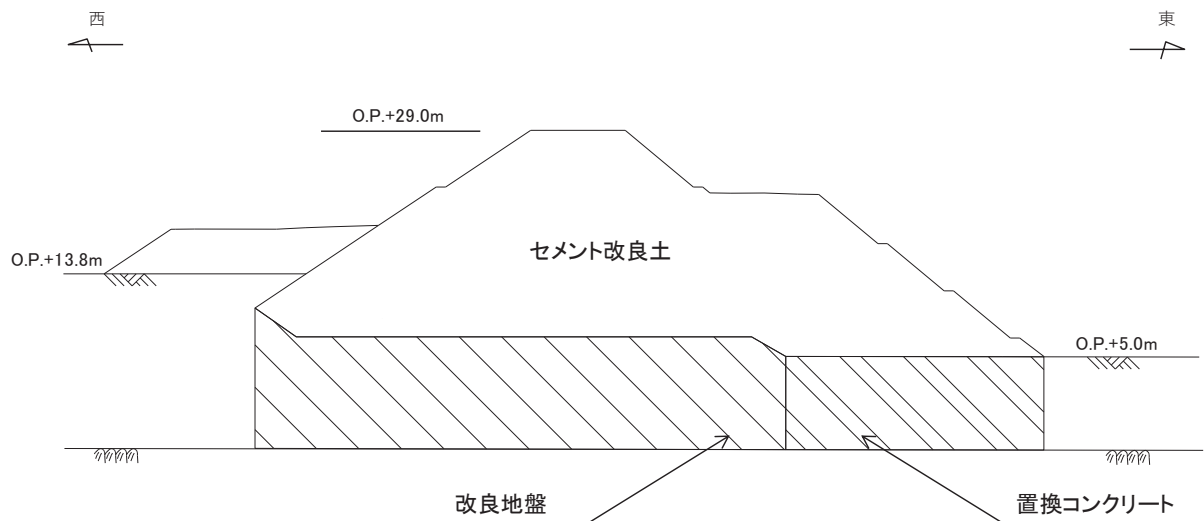


図 2.2-1 防潮堤（盛土堤防）の構造図

## 2.3 評価方針

### 2.3.1 各部位の性能目標

防潮堤（盛土堤防）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

新規制基準への適合性において、防潮堤直下の盛土・旧表土は沈下対策として地盤改良を行うことを踏まえ、盛土堤防における設置許可基準規則の各条文に対する検討要旨を表2.3-1に示す。

表 2.3-1 盛土堤防における検討要旨

| 規 則                  | 検 討 要 旨   |
|----------------------|---|
| 第3条<br>(設計基準対象施設の地盤) | <ul style="list-style-type: none"> <li>施設（セメント改良土及び置換コンクリート）を支持する地盤を対象とし、地盤内にすべり線を想定し、安定性を確認する。</li> </ul>                |
| 第4条<br>(地震による損傷の防止)  | <ul style="list-style-type: none"> <li>施設と地盤との動的相互作用や液状化検討対象層の地震時の挙動を考慮した上で、施設の耐震安全性を確認する。</li> </ul>                     |
| 第5条<br>(津波による損傷の防止)  | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震（本震及び余震）による影響を考慮した上で、機能を保持できることを確認する。</li> <li>液状化検討対象層の地震時の挙動の考慮を含む。</li> </ul> |

盛土堤防における条文に対応する施設の範囲及び各部位の役割を図2.3-1、図2.3-2及び表2.3-2に示す。セメント改良土については、堤体として本体部分と海側の道路部分を一体的に構築しており、津波荷重も全体で受けることから、海側の道路部分も含めたセメント改良土全体を施設として評価する。

なお、セメント改良土の陸側の道路部分は、盛土堤防とは構造的に一体化していない。荷重に対する抵抗力等の具体的な役割は期待していないが、適切にモデル化して施設への影響を評価する。

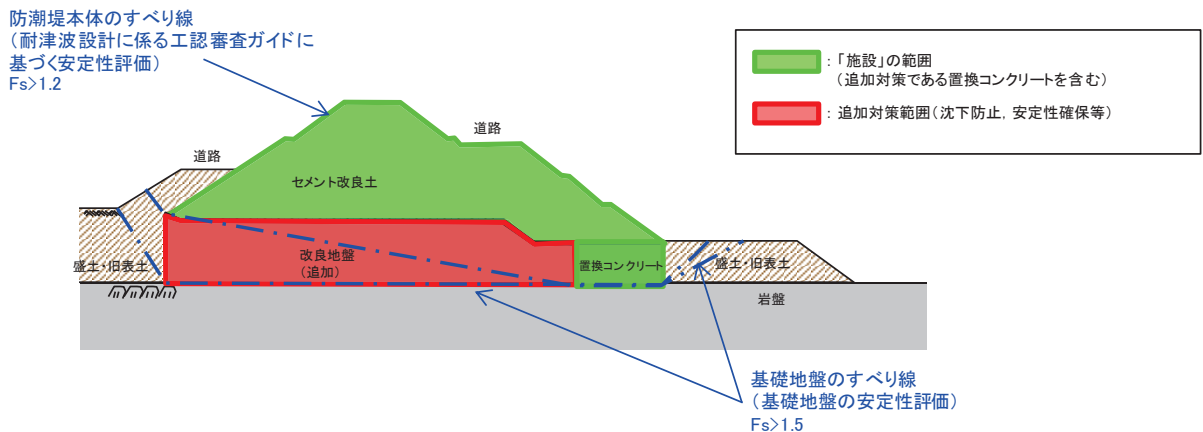


図 1.2-1 盛土堤防の「施設」の範囲

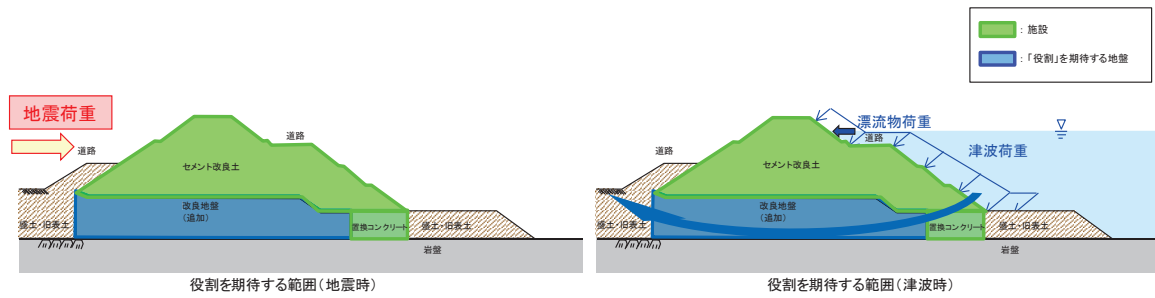


図 2.3-2 盛土堤防の役割を期待する範囲

表 2.3-2 盛土堤防の各部位の役割

|    | 部位の名称    | 地震時の役割*   | 津波時の役割*  |
|----|----------|---|--|
| 施設 | セメント改良土  | <ul style="list-style-type: none"> <li>入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持する。</li> </ul>                              | <ul style="list-style-type: none"> <li>入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持する。</li> <li>難透水性を有し、堤体により止水性を維持する。</li> </ul>             |
|    | 置換コンクリート | <ul style="list-style-type: none"> <li>コンクリート強度を考慮して基礎地盤のすべり安定性を確保する。</li> </ul>                            | <ul style="list-style-type: none"> <li>地盤中からの回り込みによる浸水を防止する(難透水性を保持する)。</li> </ul>   |
| 地盤 | 改良地盤     | <ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土を鉛直支持する(下方の岩盤に荷重を伝達する)。</li> <li>基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土を鉛直支持する(下方の岩盤に荷重を伝達する)。</li> <li>地盤中からの回り込みによる浸水を防止する(難透水性を保持する)。</li> </ul> |
|    | 岩盤       | <ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土及び置換コンクリートを鉛直支持する。</li> <li>基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul>      | <ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土及び置換コンクリートを鉛直支持する。</li> </ul>  |

注記 \*：津波+余震時は地震時及び津波時の両方の役割を参照する。

各部位の『施設』と『地盤』を区分するに当たり、セメント改良土、置換コンクリート及び改良地盤の具体的な役割を表 2.3-3 のとおり整理した。

要求機能を満たすために設計上必要な項目(表 1.2-3 中に「◎」と記載)を持つ部位として、セメント改良土は堤体本体としての高さ維持(第4・5条)、止水性維持(第5条)の役割を主体的に果たすこと、置換コンクリートは地震時にすべり安定性確保(第3条)の役割を主体的に果たすことから、『施設』と区分する。また、支持地盤としての役割(表 2.3-3 中「○」と記載)を有する改良地盤は『地盤』と区分する。

なお、施設の役割を維持するための条件として設計に反映する項目「○」と評価した具体的な考え方を以下に示す。

- 改良地盤の役割である鉛直支持については、セメント改良土を鉛直支持するために支持力を設計に反映することから「○」とした。
- 改良地盤の役割であるすべり安定性については、基礎地盤のすべり安定性を確保するために滑動抵抗力(強度特性)を設計に反映することから「○」とした。
- 置換コンクリート及び改良地盤の役割である健全性については、堤体であるセメント改良土の堤体高さ及び難透水性を維持するために、剛性(変形特性)を設計に反映することから「○」とした。
- 置換コンクリート及び改良地盤の役割である止水性については、地盤中からの回り込

みによる浸水を防止するために透水係数を設計に反映することから「○」とした。なお、透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを浸透流解析により確認する。

表 2.3-3 盛土堤防の各部位の具体的な役割

| 凡 例 |  |
|-----|--|
| ◎   | 要求機能を主体的に満たすために設計上必要な項目<br>(該当する部位を施設と区分とする) |
| ○   | 施設の役割を維持するための条件として設計に反映する項目                  |
| —   | 設計上考慮しない項目                                   |

| 部位       | 具体的な役割  |  |            |                                | 『施設』と『地盤』の区分の考え方 |  |
|----------|---|--|------------|--------------------------------|------------------|--|
|          | 地震時   | 津波時  | ※1<br>鉛直支持 | すべり安定性<br>健全性<br>(難透水性)<br>止水性 |                  |  |
| セメント改良土  | <ul style="list-style-type: none"> <li>強度・剛性の高いセメント改良土を大断面で設置することで、入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体本体としての高さを維持する。</li> </ul>    | <ul style="list-style-type: none"> <li>強度・剛性の高いセメント改良土を大断面で設置することで、入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持する。</li> <li>難透水性を有し、堤体本体としての止水性を保持することで、津波時の水みちを形成しない。</li> </ul> | —          | —                              | ◎ ◎              | 堤体本体として、高さ・止水性維持の役割を主体的に果たすことから、『施設』と区分する。   |
| 置換コンクリート | <ul style="list-style-type: none"> <li>コンクリート強度を考慮して置換範囲を設計することで、基礎地盤のすべり安定性を確保する(第3条)。</li> </ul>                  | <ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土の周囲で難透水性を保持することで、地盤中からの回り込みによる浸水を防止する。</li> </ul>  | —          | ◎ ○                            | ◎ ※2 ○           | 地震時にすべり安定性確保の役割を主体的に果たすことから、『施設』と区分する。   |
| 改良地盤     | <ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土の下方の盛土・旧表土を地盤改良(沈下防止)することで、防潮堤を鉛直支持するとともに基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土の下方の盛土・旧表土を地盤改良(沈下防止)することで、防潮堤を鉛直支持する。</li> <li>セメント改良土の周囲で難透水性を保持することで、地盤中からの回り込みによる浸水を防止する。</li> </ul>         | ○          | ○ ○                            | ○ ○ ※2 ○         | 施設の鉛直支持、すべり安定性への寄与及び健全性が主な役割であり、施設の支持地盤に要求される役割と同様であること、難透水性の保持の役割をもつことから、『地盤』と区分する。 |

※1:鉛直支持については岩盤が主体的に役割を果たす。

※2:施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、置換コンクリート、改良地盤及びセメント改良土の透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを確認する。

以上を踏まえ、盛土堤防における各部位の役割に対する性能目標を表 2.3-4 に示す。

表 2.3-4 盛土堤防の各部位の役割に対する性能目標

| 部位 |          | 性能目標                                      |  |  |  |
|----|----------|---|--|--|--|
|    |          | 鉛直支持<br>(第3条)                             | すべり安定性<br>(第3条)  | 健全性<br>(第4条)   | 止水性<br>(難透水性)<br>(第5条)   |
| 施設 | セメント改良土  | —   | —  | セメント改良土の健全性を保持して、入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持するために、堤体内部にすべり破壊が生じないこと(内的安定を保持)。    | セメント改良土を横断する水みちが形成されて有意な漏洩を生じないために、堤体内部にすべり破壊が生じないこと(内的安定を保持)。 |
|    | 置換コンクリート | —   | 基礎地盤のすべり安定性を確保するため、コンクリートの強度を維持し、すべり抵抗を保持すること。             | コンクリートの強度を維持すること及び堤体であるセメント改良土の堤体高さ及び難透水性を維持するため、置換コンクリートがすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。 | 地盤中からの回り込みによる浸水を防止(難透水性を保持)するため、置換コンクリートがすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。  |
| 地盤 | 改良地盤     | セメント改良土を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。           | 基礎地盤のすべり安定性を確保するため、置換コンクリートのすべり抵抗も考慮した上で、十分なすべり安定性を保持すること。 | 堤体であるセメント改良土の堤体高さ及び難透水性を維持するため、改良地盤にすべり破壊が生じないこと(内的安定を保持)。                     | 地盤中からの回り込みによる浸水を防止(難透水性を保持)するため、改良地盤がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。      |
|    | 岩盤       | セメント改良土及び置換コンクリートを鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。 |  | —  | —  |



### 2.3.2 評価方針

防潮堤（盛土堤防）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「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、「4. 評価結果」より、防潮堤（盛土堤防）の評価対象部位のすべり安全率が許容限界を満足することを確認する。

防潮堤（盛土堤防）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。

防潮堤（盛土堤防）の耐津波設計における要求機能と設計評価方針を表 2.3-5 に、評価項目を表 2.3-6 に示す。

防潮堤（盛土堤防）の強度評価は、設計基準対象施設として表 2.3-6 の防潮堤（盛土堤防）の評価項目に示すとおり、施設・地盤の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

施設・地盤の健全性評価及び基礎地盤の支持性能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。

施設・地盤の健全性評価については、施設・地盤ごとに定める照査項目（すべり安全率）が許容限界を満足することを確認する。

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

防潮堤（盛土堤防）の強度評価の検討フローを図 2.3-3 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弾性設計用地震動  $S_d - D_2$  を 1 次元重複反射理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 2.3-5 防潮堤（盛土堤防）の耐津波設計における要求機能と設計評価方針

| 資料        | その他発電用原子炉の<br>付属設備<br>(浸水防護施設) | 資料VI-1-1-1-2-5 津波防護に関する施設の設計方針   |  |  | 資料VI-3-引添3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針   |  |                         |                                |            |
|-----------|--------------------------------|--|--|--|---|--|-------------------------|--------------------------------|------------|
|           |                                | 要求機能   | 性能目標   | 機能設計方針   | 性能目標  | 構造強度設計<br>(評価方針)   | 評価対象部位                  | 機能損傷モード<br>の応力等<br>の限界状態       | 設計に用いる許容限界 |
| 施設名       | 基本設計方針                         | 津波防護施設は、繰返し<br>の発生を想定した入<br>力津波に対し、余震、積<br>載物の衝突、風及び積雪<br>の積雪を考慮した場合に<br>おいても、津波防護対<br>象設備が、要求される<br>機能を損なうおそれな<br>いよう、津波による<br>海水及び湧水を防止す<br>ることが要求される。 | 防潮堤（盛土堤防）<br>は、地震後の繰返しの<br>発生を想定した湧水に<br>対し、余震、漂流物の<br>衝突、風及び積雪を考<br>慮した場合において、<br>高さ（防波堤前面：<br>0.1+24.4m）に対し<br>余裕を考慮した天端高<br>さ0.1+23.0mとし、<br>防潮堤（鋼管式防波<br>壁）と合わせて敷地を<br>取り囲むよう設置す<br>る設計とする。            | 防潮堤（盛土堤防）<br>は、地震後の繰返しの<br>発生を想定した湧水に<br>対し、余震、漂流物の<br>衝突、風及び積雪によ<br>る荷重に対し、<br>①入力津波による浸水<br>高さ（防波堤前面：<br>0.1+24.4m）に対し<br>余裕を考慮した天端高<br>さ0.1+23.0mとし、<br>防潮堤（鋼管式防波<br>壁）と合わせて敷地を<br>取り囲むよう設置す<br>る設計とする。 | 性能目標<br>地震後の繰返しの湧水<br>に引く津波荷重並び<br>に余震、漂流物の衝<br>突、風及び積雪による<br>荷重に対し、<br>岩盤又は改良地盤に支<br>持されるセメント改良<br>土による盛土構造と<br>し、すべりために改良地<br>盤の層間に置換コンク<br>リートを設置する。地<br>震後、津波後の再使用<br>性を考慮し、主要な構<br>造部材の構造健全性を<br>保持する設計とする<br>とともに、十分に低い透<br>水性の材料とすること<br>により、有意な漏えい<br>を生じない設計とする<br>ことを構造強度設計上<br>の性能目標とする。 | 構造強度設計<br>(評価方針)<br>地震後の繰返しの湧水<br>を想定した湧上波の浸<br>水に引く津波荷重並び<br>に余震、漂流物の衝<br>突、風及び積雪を考慮し<br>た荷重に対し、堅固な支持地盤に設置する岩<br>盤及び改良地盤に作用する後地圧が極限支<br>持力以下であることを確認する。             | 基礎地盤<br>(岩盤、改良地盤)       | 支持機能を喪<br>失する状態<br>【極限支持力とする。】 | 設計に用いる許容限界 |
|           |                                |  | 【1.4.1設計方針】<br>津波防護施設については<br>、「1.2 入力津波の<br>設定」で設定している<br>繰返しを想定した入<br>力津波に対し、余震、積<br>載物の衝突、風及び積<br>雪を考慮した場合にお<br>いても、津波防護対象<br>設備が、要求される機<br>能を損なうおそれな<br>いよう、津波による海<br>水及び湧水を防止す<br>ることが要求される。          | 【1.4.1(1)津波防護<br>施設】<br>津波防護施設は、津波<br>の流入による浸水及び<br>湧水を防止する設計と<br>する。  | 【1.4.1(1)津波防護<br>施設】<br>津波防護施設のうち防<br>潮堤については、入力<br>津波高さを上回る高さ<br>で設置し、止水性を保<br>持する設計とする。   | 【1.4.2 荷重の組合せ及<br>び許容限界】<br>津波防護施設の設計に<br>当たっては、津波によ<br>る荷重及び津波以外の<br>荷重を適切に設定し、<br>それらの組合せを考慮<br>する。<br>また、想定される荷重<br>に対する部材の健全性<br>や構造安定性について<br>適切な許容限界を設定<br>する。 | 健全性及び止<br>水性を喪失す<br>る状態 | 健全性及び止<br>水性を喪失す<br>る状態        | セメント改良土    |
| 防潮堤（盛土堤防） | 基本設計方針                         | 津波防護施設は、繰返し<br>の発生を想定した入<br>力津波に対し、余震、積<br>載物の衝突、風及び積<br>雪を考慮した場合に<br>おいても、津波防護対<br>象設備が、要求される<br>機能を損なうおそれな<br>いよう、津波による海<br>水及び湧水を防止す<br>ることが要求される。    | 防潮堤（盛土堤防）<br>は、地震後の繰返しの<br>発生を想定した湧水に<br>対し、余震、漂流物の<br>衝突、風及び積雪によ<br>る荷重に対し、<br>①入力津波による浸水<br>高さ（防波堤前面：<br>0.1+24.4m）に対し<br>余裕を考慮した天端高<br>さ0.1+23.0mとし、<br>防潮堤（鋼管式防波<br>壁）と合わせて敷地を<br>取り囲むよう設置す<br>る設計とする。 | 防潮堤（盛土堤防）<br>は、地震後の繰返しの<br>発生を想定した湧水に<br>対し、余震、漂流物の<br>衝突、風及び積雪によ<br>る荷重に対し、<br>①入力津波による浸水<br>高さ（防波堤前面：<br>0.1+24.4m）に対し<br>余裕を考慮した天端高<br>さ0.1+23.0mとし、<br>防潮堤（鋼管式防波<br>壁）と合わせて敷地を<br>取り囲むよう設置す<br>る設計とする。 | 性能目標<br>地震後の繰返しの湧水<br>に引く津波荷重並び<br>に余震、漂流物の衝<br>突、風及び積雪による<br>荷重に対し、<br>岩盤又は改良地盤に支<br>持されるセメント改良<br>土による盛土構造と<br>し、すべりために改良地<br>盤の層間に置換コンク<br>リートを設置する。地<br>震後、津波後の再使用<br>性を考慮し、主要な構<br>造部材の構造健全性を<br>保持する設計とする<br>とともに、十分に低い透<br>水性の材料とすること<br>により、有意な漏えい<br>を生じない設計とする<br>ことを構造強度設計上<br>の性能目標とする。 | 構造強度設計<br>(評価方針)<br>地震後の繰返しの湧水<br>を想定した湧上波の浸<br>水に引く津波荷重並び<br>に余震、漂流物の衝<br>突、風及び積雪を考慮し<br>た荷重に対し、堅固な支持地盤に設置する岩<br>盤及び改良地盤に作用する後地圧が極限支<br>持力以下であることを確認する。             | 基礎地盤<br>(岩盤、改良地盤)       | 支持機能を喪<br>失する状態<br>【極限支持力とする。】 | 設計に用いる許容限界 |
|           |                                |  | 【1.4.2 荷重の組合せ及<br>び許容限界】<br>津波防護施設の設計に<br>当たっては、津波によ<br>る荷重及び津波以外の<br>荷重を適切に設定し、<br>それらの組合せを考慮<br>する。<br>また、想定される荷重<br>に対する部材の健全性<br>や構造安定性について<br>適切な許容限界を設定<br>する。                                       | 【1.4.1(1)津波防護<br>施設】<br>津波防護施設は、津波<br>の流入による浸水及び<br>湧水を防止する設計と<br>する。  | 【1.4.1(1)津波防護<br>施設】<br>津波防護施設のうち防<br>潮堤については、入力<br>津波高さを上回る高さ<br>で設置し、止水性を保<br>持する設計とする。   | 【1.4.2 荷重の組合せ及<br>び許容限界】<br>津波防護施設の設計に<br>当たっては、津波によ<br>る荷重及び津波以外の<br>荷重を適切に設定し、<br>それらの組合せを考慮<br>する。<br>また、想定される荷重<br>に対する部材の健全性<br>や構造安定性について<br>適切な許容限界を設定<br>する。 | 健全性及び止<br>水性を喪失す<br>る状態 | 健全性及び止<br>水性を喪失す<br>る状態        | 置換コンクリート   |

赤字：荷重条件 緑字：要求機能 青字：対応方針

表 2.3-6 防潮堤（盛土堤防）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  | 施設・地盤の健全性 | セメント改良土  | すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認     | すべり安全率 1.2 以上 |
|             |           | 置換コンクリート | すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認     | すべり安全率 1.2 以上 |
|             |           | 改良地盤     | すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認     | すべり安全率 1.2 以上 |
|             | 基礎地盤の支持性能 | 基礎地盤     | 発生する応力(接地圧)が許容限界以下であることを確認 | 極限支持力*        |
| 止水性を損なわないこと | 施設・地盤の健全性 | セメント改良土  | すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認     | すべり安全率 1.2 以上 |
|             |           | 置換コンクリート | すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認     | すべり安全率 1.2 以上 |
|             |           | 改良地盤     | すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認     | すべり安全率 1.2 以上 |
|             | 基礎地盤の支持性能 | 基礎地盤     | 発生する応力(接地圧)が許容限界以下であることを確認 | 極限支持力*        |

注記 \* : 妥当な安全余裕を考慮する。

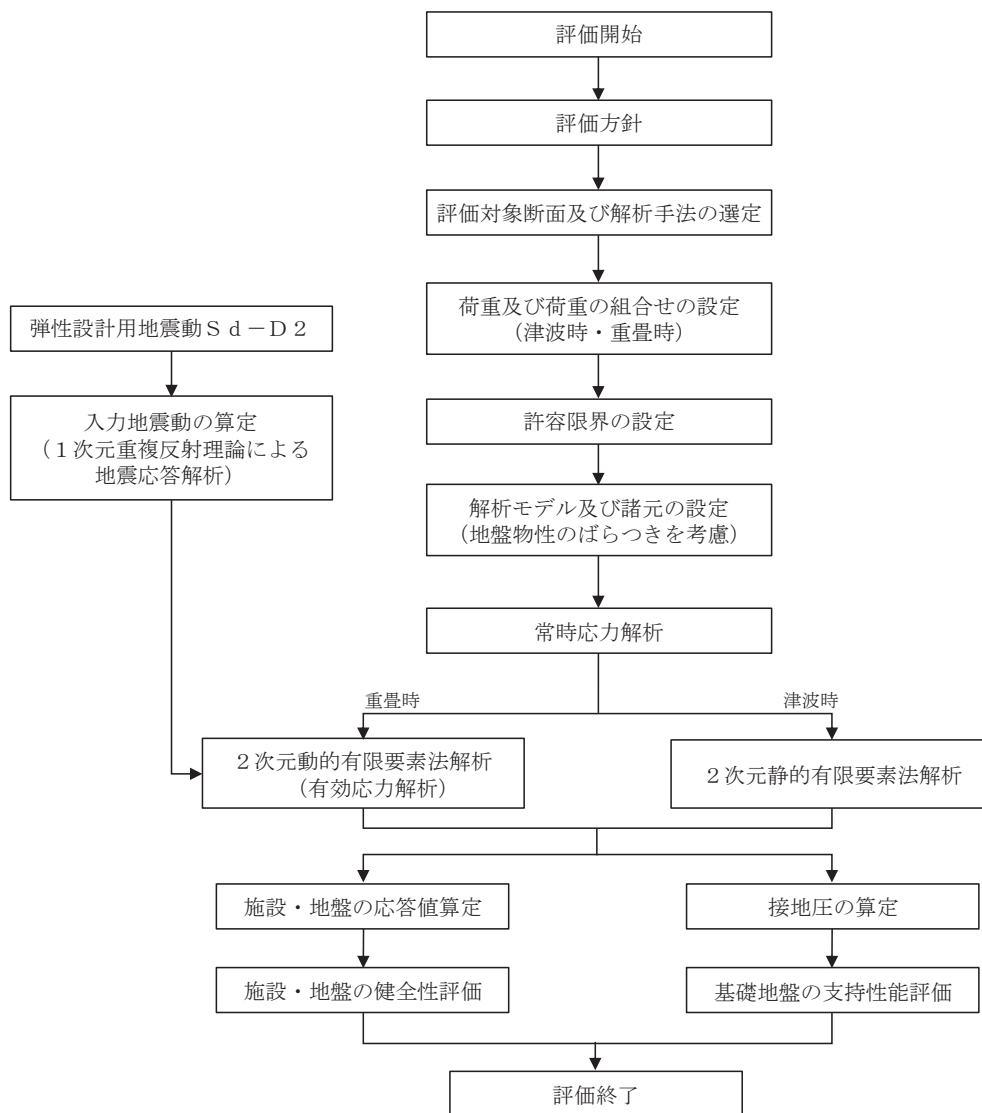


図 2.3-3 防潮堤（盛土堤防）の強度評価の検討フロー

## 2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- 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)
- 耐津波設計に係る工認審査ガイド (原子力規制委員会, 平成 25 年 6 月制定) (以下「耐津波設計に係る工認審査ガイド」という。)
- 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)
- コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編] (土木学会, 2013 年制定)
- 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)
- Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012

表 2.4-1 適用する規格, 基準類

| 項目         |               | 適用する規格, 基準類   | 備考  |
|------------|---------------|---|---|
| 使用材料及び材料定数 |               | <ul style="list-style-type: none"> <li>・ コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年)</li> </ul>  |   |
| 荷重         |               | <ul style="list-style-type: none"> <li>・ Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 衝突荷重の設定</li> </ul>                       |
| 荷重及び荷重の組合せ |               | <ul style="list-style-type: none"> <li>・ コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年)</li> <li>・ 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)</li> </ul>   | <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組み合わせを検討</li> </ul> |
| 許容限界       | 置換コンクリート      | <ul style="list-style-type: none"> <li>・ コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年)</li> <li>・ コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編] (土木学会, 2013 年制定)</li> <li>・ 耐津波設計に係る工認審査ガイド</li> </ul>                                   | <ul style="list-style-type: none"> <li>・ すべり安全率が 1.2 以上であることを確認</li> </ul>        |
|            | 改良地盤及びセメント改良土 | <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 耐津波設計に係る工認審査ガイド</li> </ul>   |   |
| 地震応答解析     |               | <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社)日本電気協会)</li> </ul>  | <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 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</li> </ul>  |

### 3. 強度評価方法

#### 3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1 強度評価に用いる記号

| 記号              | 単位                | 定義        |
|-----------------|-------------------|-----------|
| G               | kN                | 固定荷重      |
| P               | kN/m <sup>2</sup> | 積載荷重      |
| P <sub>s</sub>  | kN/m <sup>2</sup> | 積雪荷重      |
| P <sub>k</sub>  | kN/m <sup>2</sup> | 風荷重       |
| P <sub>t</sub>  | kN/m <sup>2</sup> | 遡上津波荷重    |
| P <sub>c</sub>  | kN                | 衝突荷重      |
| K <sub>Sd</sub> | —                 | 余震荷重      |
| P <sub>d</sub>  | kN/m <sup>2</sup> | 動水圧       |
| γ <sub>w</sub>  | kN/m <sup>3</sup> | 海水の単位体積重量 |
| ρ               | kg/m <sup>3</sup> | 海水の密度     |

### 3.2 評価対象断面及び部位

#### 3.2.1 評価対象断面

防潮堤（盛土堤防）の評価対象断面は、設置変更許可段階における構造成立性評価断面として選定した断面を基本とした上で、「補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料」の「5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について」に記載したとおり、耐津波評価においては、構造的特徴、周辺地盤状況、地下水位及び入力津波が耐津波評価結果に及ぼす影響の観点から、耐津波評価上厳しいと考えられる断面を評価対象断面として選定する。

防潮堤（盛土堤防）の評価対象断面は、斜面形状であり傾斜方向への変形が支配的である横断方向を評価対象とする。防潮堤（盛土堤防）の総延長は約 120m であり、横断方向の断面では大きな構造的特徴はなく、防潮堤（盛土堤防）を I 区間として評価対象断面を選定する。

評価対象断面選定結果を表 3.2-1 に、評価対象断面位置を図 3.2-1 に、評価対象断面を図 3.2-2～図 3.2-3 に示す。

評価対象断面選定の詳細については、「5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について 5.10.3 防潮堤（盛土堤防）」に示す。

表 3.2-1 評価対象断面選定結果

| 評価対象断面      |      | ①岩盤上面の深さ<br>(セメント改良土の厚さ) | ②C <sub>M</sub> 級岩盤上面<br>深さ     | ③盛土+旧表土<br>厚さ     | ④旧表土厚さ         |
|-------------|------|--------------------------|---------------------------------|-------------------|----------------|
| I<br>区<br>間 | 断面①* | ○：岩盤上面が最も<br>深い          | ○：C <sub>M</sub> 級岩盤上面が<br>最も深い | ○：盛土+旧表土が<br>最も厚い | ○：旧表土が最も厚<br>い |

注記 \*：設置変更許可段階における基礎地盤の安定性評価及び構造成立性評価で示した断面



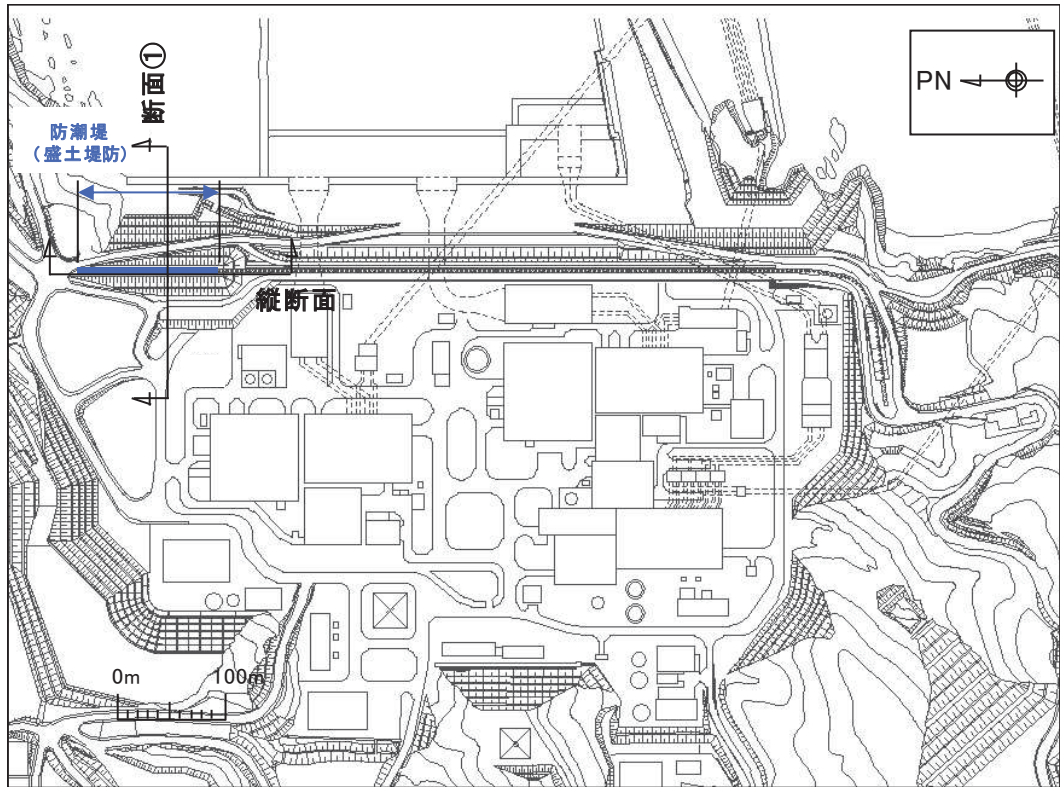


図 3.2-1 防潮堤（盛土堤防）の評価対象断面位置図

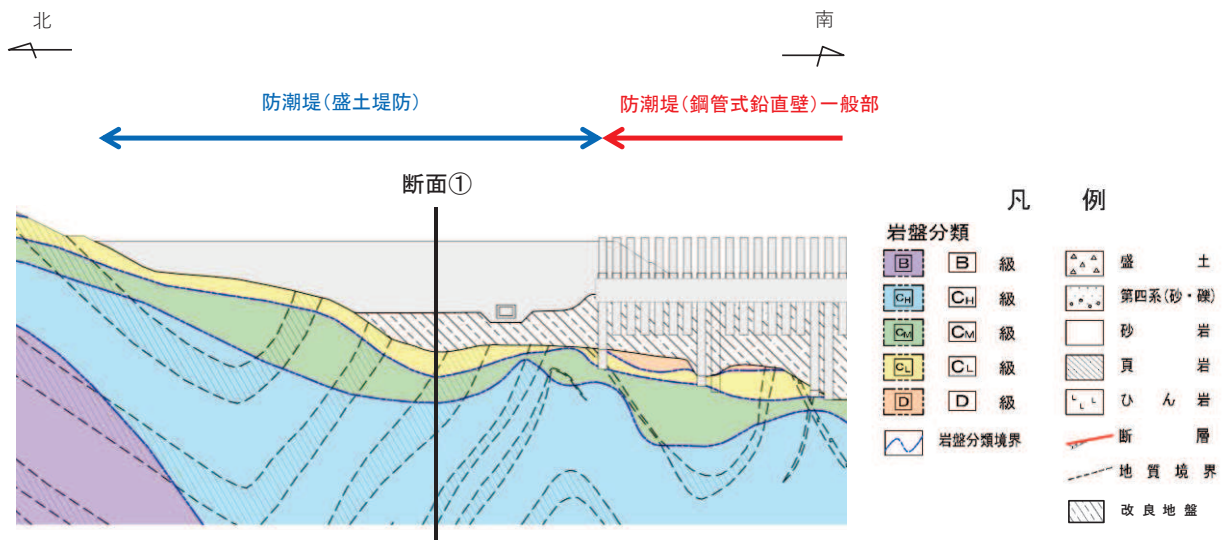


図 3.2-2 防潮堤（盛土堤防）の縦断面図

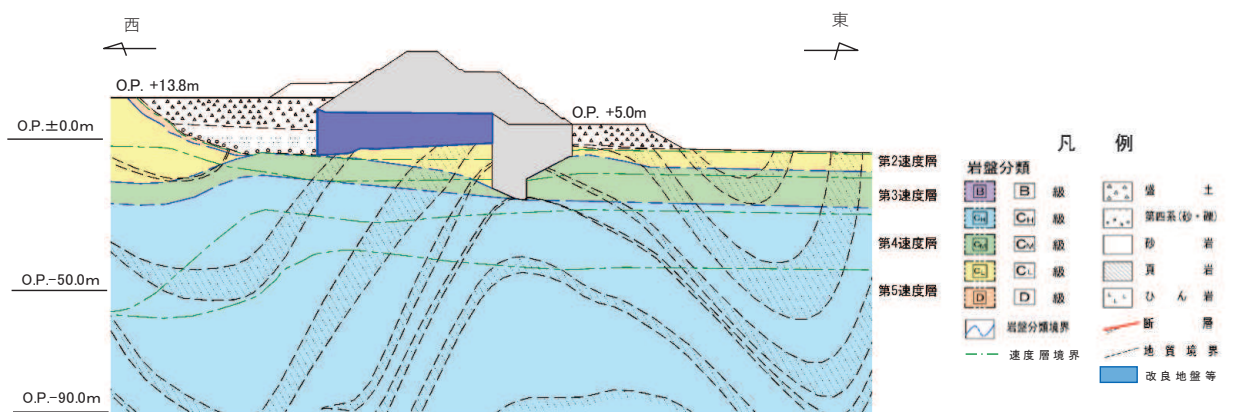


図 3.2-3 評価対象断面（断面①）

### 3.2.2 評価対象部位

評価対象部位は、防潮堤（盛土堤防）の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

#### (1) 施設・地盤の健全性評価

施設・地盤の健全性に係る評価対象部位は、セメント改良土、置換コンクリート及び改良地盤とする。

#### (2) 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、表 3.2-2 のとおりセメント改良土及び置換コンクリートを支持する基礎地盤とする。

表 3.2-2 各施設を支持する基礎地盤

| 評価断面 | 施設       | 基礎地盤   |
|------|----------|--------|
| 断面①  | セメント改良土  | 改良地盤   |
|      | 置換コンクリート | 牧の浜部層* |

\* : C<sub>M</sub>級岩盤以上の岩盤が対象

### 3.3 荷重及び荷重の組合せ

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

#### 3.3.1 荷重

強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

積載荷重として、積雪荷重を含めて地表面に  $4.9\text{kN/m}^2$  を考慮する。

(3) 積雪荷重 ( $P_s$ )

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

(4) 風荷重 ( $P_k$ )

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

(5) 遡上津波荷重 ( $P_t$ )

遡上津波荷重については、風荷重を含めた荷重とするため、防潮堤前面における入力津波水位 0.P. +24.4m に余裕を考慮した津波水位 0.P. +25.0m を用いることとし、その標高と防潮堤前面の地盤標高の差分の 1/2 倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その 3 倍を考慮して算定する。

遡上津波波圧を表 3.3-1 に示す。

表 3.3-1 遡上津波波圧

| 防潮堤天端高 (O.P. (m)) | 入力津波水位に余裕を考慮した標高 (O.P. (m)) | 防潮堤前面の地盤高 (O.P. (m)) | 設計用浸水深 (m) | 防潮堤天端波圧 ( $\text{kN/m}^2$ ) | 防潮堤前面の地盤高での波圧 ( $\text{kN/m}^2$ ) |
|-------------------|-----------------------------|----------------------|------------|-----------------------------|-----------------------------------|
| 29.0              | 25.0                        | 3.0                  | 12.25*     | 83.4                        | 346.0                             |

注記 \* : 設計用浸水深は 11.0(m)であるが、保守的に防潮堤 (鋼管式鉛直壁) のうち一般部の設計

用浸水深 12.25(m) (防潮堤前面地盤高 : 0.P. +0.5m) を採用し, 遡上津波荷重を設定。

(6) 衝突荷重 ( $P_c$ )

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

衝突荷重を表 3.3-2 に示す。

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

表 3.3-2 衝突荷重

| 流速 (m/s) | 衝突荷重 (kN) |
|----------|-----------|
| 13       | 2000      |

(7) 余震荷重 ( $K_{sd}$ )

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

### 3.3.2 荷重の組合せ

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

表 3.3-3 荷重の組合せ

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

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (積雪荷重  $P_s$  を含めて  $4.9\text{kN/m}^2$ )

$P_t$  : 遡上津波荷重 (風荷重  $P_k$  を含む)

$P_c$  : 衝突荷重

$K_{Sd}$  : 余震荷重

表 3.3-4 荷重の組合せ（津波時）

| 種別       |                | 荷重      |                                       | 算出方法  |
|----------|----------------|---------|---------------------------------------|---|
| 永久<br>荷重 | 常時<br>考慮<br>荷重 | 躯体重量    | ○                                     | 設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。             |
|          |                | 機器・配管荷重 | ○                                     | 津波監視カメラの重量 (2.97kN/m <sup>2</sup> ) を考慮する。    |
|          |                | 土被り荷重   | —                                     | 土被りはないため考慮しない。                                |
|          |                | 積載荷重    | ○                                     | 積雪荷重及び機器・配管荷重を含めて 4.9kN/m <sup>2</sup> を考慮する。 |
|          | 静止土圧           |         | ○                                     | 常時応力解析により設定する。                                |
|          | 外水圧            |         | —                                     | 外水圧は考慮しない。                                    |
|          | 内水圧            |         | —                                     | 内水はないため考慮しない。                                 |
|          | 積雪荷重           |         | ○                                     | 積雪荷重 (0.301kN/m <sup>2</sup> ) を考慮する。         |
| 風荷重      |                | ○       | 海側から敷地側の方向で津波水位から防潮堤天端までに作用することを考慮する。 |   |
| 偶発荷重     |                | 津波波圧    | ○                                     | 津波による波圧に風荷重を含めて考慮する。                          |
|          |                | 衝突荷重    | ○                                     | 2.15t の車両の漂流物衝突を考慮する。                         |
|          |                | 余震荷重    | —                                     | 余震荷重は考慮しない。                                   |
|          |                | 動水圧     | —                                     | 動水圧は考慮しない。                                    |

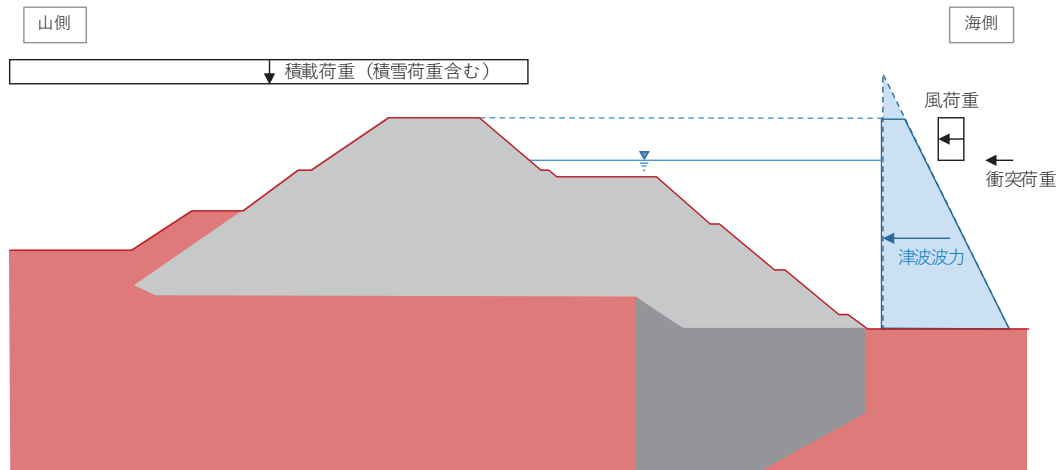


図 3.3-1 荷重作用図（津波時）

表 3.3-5 荷重の組合せ（重畳時）

| 種別       |                | 荷重      |   | 算出方法  |
|----------|----------------|---------|---|---|
| 永久<br>荷重 | 常時<br>考慮<br>荷重 | 躯体重量    | ○ | 設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。                           |
|          |                | 機器・配管荷重 | ○ | 津波監視カメラの重量 (2.97kN/m <sup>2</sup> ) を考慮する。                  |
|          |                | 土被り荷重   | — | 土被りはないため考慮しない。  |
|          |                | 積載荷重    | ○ | 積雪荷重及び機器・配管荷重を含めて 4.9kN/m <sup>2</sup> を考慮する。               |
|          | 静止土圧           |         | ○ | 常時応力解析により設定する。  |
|          | 外水圧            |         | — | 外水圧は考慮しない。  |
|          | 内水圧            |         | — | 内水はないため考慮しない。   |
|          | 積雪荷重           |         | ○ | 積雪荷重 (0.301kN/m <sup>2</sup> ) を考慮する。                       |
|          | 風荷重            |         | ○ | 海側から敷地側の方向で津波水位から防潮堤天端までに作用することを考慮する。                       |
| 偶発荷重     |                | 津波波圧    | ○ | 津波による波圧に風荷重を含めて考慮する。  |
|          |                | 衝突荷重    | — | 漂流物の衝突は考慮しない。   |
|          |                | 余震荷重    | ○ | 弾性設計用地震動 S <sub>d</sub> -D <sub>2</sub> による水平及び鉛直同時加振を考慮する。 |
|          |                | 動水圧     | ○ | 動水圧を考慮する。   |

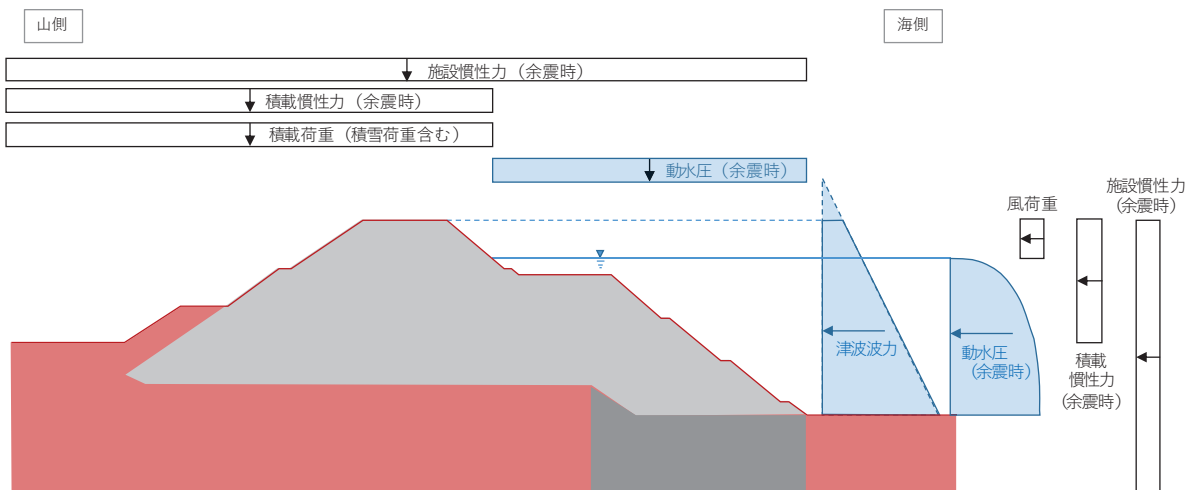


図 3.3-2 荷重作用図（重畳時）



### 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、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

#### 3.4.1 セメント改良土

セメント改良土の許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」に基づき、表 3.4-1 に示すすべり安全率とする。

表 3.4-1 セメント改良土の許容限界

| 評価項目   | 許容限界   |
|--------|--------|
| すべり安全率 | 1.2 以上 |

#### 3.4.2 置換コンクリート

置換コンクリートの許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し、表 3.4-2 に示すすべり安全率とする。

表 3.4-2 置換コンクリートの許容限界

| 評価項目   | 許容限界   |
|--------|--------|
| すべり安全率 | 1.2 以上 |

#### 3.4.3 改良地盤

改良地盤の許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し、表 3.4-3 に示すすべり安全率とする。

表 3.4-3 改良地盤の許容限界

| 評価項目   | 許容限界   |
|--------|--------|
| すべり安全率 | 1.2 以上 |

#### 3.4.4 基礎地盤

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、支持力試験により設定する。基礎地盤の許容限界を表 3.4-4 に示す。

表 3.4-4 基礎地盤の支持力に対する許容限界

| 評価項目  | 基礎地盤  | 許容限界 (N/mm <sup>2</sup> ) |
|-------|-------|---------------------------|
| 極限支持力 | 牧の浜部層 | 11.4*                     |
|       | 改良地盤  | 4.4                       |

注記 \* : C<sub>M</sub>級岩盤以上の岩盤が対象

### 3.5 評価方法

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

#### 3.5.1 津波時

##### (1) 解析方法

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

解析コードは、2次元静的有限要素法解析に「FLIP Ver7.3.0\_2」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

##### a. 施設

セメント改良土は非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素）、置換コンクリートは線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

##### b. 材料物性及び地盤物性のばらつき

図 3.2-3 に示すとおり、防潮堤（盛土堤防）の周辺には、主として旧表土、盛土、D級岩盤及び改良地盤が分布しており、これらの地盤の剛性が津波時に防潮堤（盛土堤防）の挙動に影響を与えると判断されることから、これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

また、施設として位置付けているセメント改良土についても、他の地盤と同様にばらつきの影響を考慮する。

##### c. 解析ケース

津波時においては、表 3.5-1 に示すケース①～③を実施する。

表 3.5-1 解析ケース（防潮堤（盛土堤防））

| 解析ケース           | 材料物性<br>(コンクリート)<br>( $E_0$ : ヤング係数) | 地盤物性   |  |
|-----------------|--------------------------------------|--|--|
|                 |                                      | 旧表土, 盛土, D級岩盤,<br>セメント改良土*, 改良地盤<br>( $G_0$ : 初期せん断弾性係数) | C <sub>L</sub> 級岩盤, C <sub>M</sub> 級岩盤,<br>C <sub>H</sub> 級岩盤, B級岩盤<br>( $G_d$ : 動せん断弾性係数) |
| ケース①<br>(基本ケース) | 設計基準強度                               | 平均値  | 平均値  |
| ケース②            | 設計基準強度                               | 平均値 + 1 $\sigma$   | 平均値  |
| ケース③            | 設計基準強度                               | 平均値 - 1 $\sigma$   | 平均値  |

注記 \* : 防潮堤（盛土堤防）においては施設として定義

(2) 解析モデル及び諸元

a. 解析モデル

防潮堤（盛土堤防）の解析モデルを図 3.5-1 に示す。

(a) 解析領域

解析領域は、「3.5.2 重畳時」に示す。

(b) 境界条件

境界条件は、「3.5.2 重畳時」に示す。

(c) 構造物のモデル化

セメント改良土は非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素）、置換コンクリートは線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

(d) 地盤のモデル化

D級を除く岩盤は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。D級岩盤、改良地盤及び盛土・旧表土は非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素）でモデル化する。

また、基準地震動  $S_s$  による防潮堤前背面の盛土（背面の盛土斜面含む）の地盤沈下を考慮したモデル化とする。

なお、岩盤は砂岩でモデル化する。

(e) 海水のモデル化

海水は液体要素でモデル化する。なお、遡上津波荷重は別途考慮する。

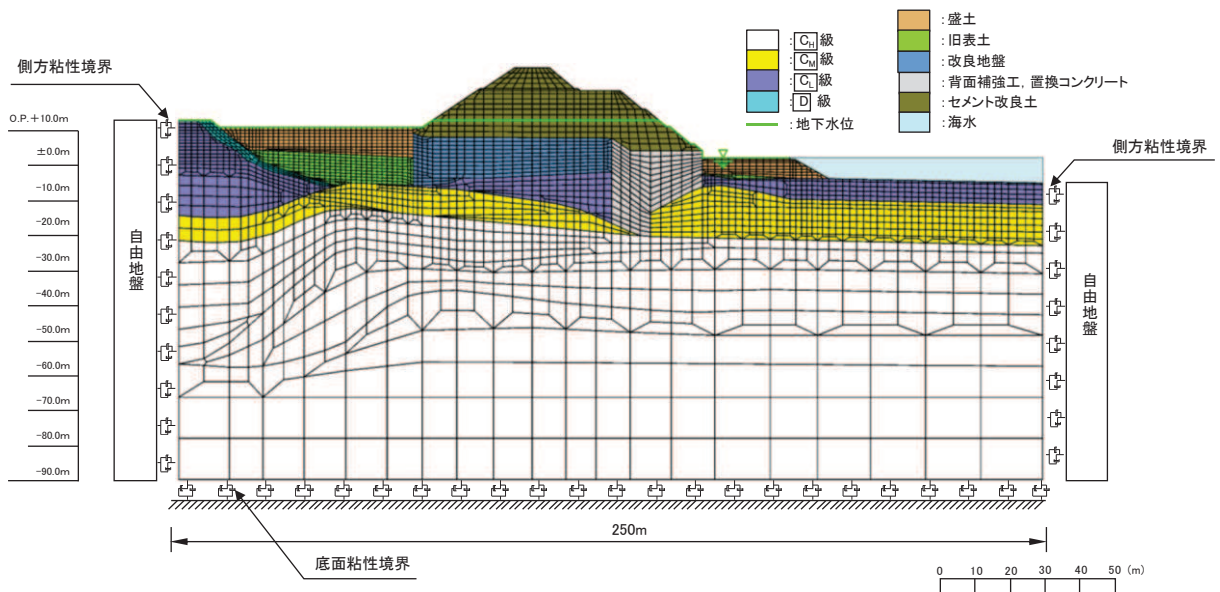


図 3.5-1 防潮堤（盛土堤防）の解析モデル（断面①）

b. 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5-2 に、材料の物性値を表 3.5-3 に示す。なお、セメント改良土及び改良地盤の物性値は、添付書類「VI-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 3.5-2 使用材料

| 材料                   | 諸元                          |
|----------------------|-----------------------------|
| コンクリート<br>(置換コンクリート) | 設計基準強度：30 N/mm <sup>2</sup> |

表 3.5-3 材料の物性値

| 材料                   | 単位<br>体積重量<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | せん断<br>強度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 内部<br>摩擦角<br>(°) | 引張<br>強度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 残留<br>強度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | ヤング<br>係数<br>(N/mm <sup>2</sup> )  | ポアソン<br>比         |
|----------------------|------------------------------------|-----------------------------------|------------------|----------------------------------|----------------------------------|------------------------------------|-------------------|
| コンクリート<br>(置換コンクリート) | 22.5 <sup>*1</sup>                 | 6.00 <sup>*2</sup>                | - <sup>*3</sup>  | 2.22 <sup>*1</sup>               | - <sup>*3</sup>                  | 2.80×10 <sup>4</sup> <sup>*1</sup> | 0.2 <sup>*1</sup> |

注記 \*1：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)

\*2：コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編] (土木学会, 2013 年制定)

\*3：内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

c. 地盤の物性値

改良地盤を含む地盤の物性値は、添付書類「VI-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。地盤の解析用物性値を表 3.5-4～表 3.5-7 に示す。

表 3.5-4(1) 地盤の解析用物性値 (牧の浜部層)

| 岩種・岩級 | 物理特性<br>単位体積重量<br>$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) | 強度特性                                   |                     |                                     |                                     | 変形特性              |   |   |             |
|-------|---|--|---------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------|---|---|-------------|
|       |   | 静的・動的特性                                |                     | 静的特性                                |                                     | 静的特性              |   | 動的特性  |             |
|       |   | せん断強度<br>$\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 内部摩擦角<br>$\phi$ (°) | 残留強度<br>$\tau$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 静弾性係数<br>$E_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 静ポアソン比<br>$\nu_s$ | 動せん断弾性係数<br>$G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )                                | 動ポアソン比<br>$\nu_d$   | 減衰定数<br>$h$ |
| 砂岩    | B級  | 1.29                                   | 54.0                | $1.12\sigma^{0.74}$                 | 4,100                               | 0.21              | 表 3.5-4(2) 参照   | 0.03  |             |
|       | C <sub>H</sub> 級                                | 1.29                                   | 54.0                | $1.12\sigma^{0.74}$                 | 1,900                               | 0.19              |   | 0.03  |             |
|       | C <sub>M</sub> 級                                | 0.78                                   | 50.0                | $1.09\sigma^{0.72}$                 | 1,200                               | 0.24              |   | 0.03  |             |
|       | C <sub>L</sub> 級                                | 0.46                                   | 44.0                | $0.73\sigma^{0.76}$                 | 250                                 | 0.26              |   | 0.03  |             |
| D級    | 20.2  | 0.10                                   | 24.0                | $0.41\sigma^{0.49}$                 | 78                                  | 0.38              | $G_0 = 255.4\sigma^{0.26}$<br>$G_d/G_0 =$<br>$1/(1+119\gamma^{0.63})$ | $h =$<br>$0.085\gamma /$<br>$(0.00026 + \gamma)$<br>$+ 0.028$ |             |

表 3.5-4(2) 地盤の解析用物性値（牧の浜部層）

| 岩種・岩級                        |    | 速度層   | 動的変形特性                    |                   |
|------------------------------|----|-------|---------------------------|-------------------|
|                              |    |       | 動せん断弾性係数<br>$G_d(N/mm^2)$ | 動ポアソン比<br>$\nu_d$ |
| B級<br>及び<br>C <sub>H</sub> 級 | 砂岩 | 第2速度層 | $1.2 \times 10^3$         | 0.45              |
|                              |    | 第3速度層 | $4.7 \times 10^3$         | 0.41              |
|                              |    | 第4速度層 | $11.5 \times 10^3$        | 0.34              |
|                              |    | 第5速度層 | $16.8 \times 10^3$        | 0.33              |
|                              |    | 第1速度層 | $0.2 \times 10^3$         | 0.48              |
| C <sub>M</sub> 級             | 砂岩 | 第2速度層 | $1.2 \times 10^3$         | 0.45              |
|                              |    | 第3速度層 | $4.7 \times 10^3$         | 0.41              |
|                              |    | 第4速度層 | $11.5 \times 10^3$        | 0.34              |
|                              |    | 第5速度層 | $16.8 \times 10^3$        | 0.33              |
|                              |    | 第1速度層 | $0.2 \times 10^3$         | 0.48              |
| C <sub>L</sub> 級             | 砂岩 | 第2速度層 | $1.2 \times 10^3$         | 0.45              |
|                              |    | 第3速度層 | $4.7 \times 10^3$         | 0.41              |
|                              |    | 第1速度層 | $0.2 \times 10^3$         | 0.48              |
| D級                           | 砂岩 | 第1速度層 | 表 3.5-4(1) 参照             | 0.48              |
|                              |    | 第2速度層 |                           | 0.45              |

表 3.5-5 地盤の解析用物性値 (盛土他)

| 岩種・岩級                     | 物理特性                                    |  |                     | 強度特性                                    |   |                                     |   |  | 変形特性   |             |  |  |
|---------------------------|---|--|---------------------|---|---|-------------------------------------|---|--|--|-------------|--|--|
|                           | 単位体積重量<br>$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) | 静的・動的特性                                |                     | 静的特性                                    |   | 動的特性                                |   | 動せん断弾性係数<br>$G_d$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 動ポアソン比<br>$\nu_d$  | 減衰定数<br>$h$ |  |  |
|                           |   | せん断強度<br>$\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 内部摩擦角<br>$\phi$ (°) | 引張強度<br>$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 残留強度<br>$\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )                             | せん断係数<br>$E_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 静ポアソン比<br>$\nu_s$   |  |  |             |  |  |
| 盛土                        | 20.6                                    | 30.0                                   | —                   | $0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$         | $198 \sigma^{0.60}$   | 0.40                                | $G_0 = 382 \sigma^{0.71}$<br>$G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00036)^{*1}$  | 0.48                                   | $h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$   |             |  |  |
| 旧表土                       | 19.0                                    | 26.2                                   | —                   | $0.08 + \sigma \tan 26.2^\circ$         | $302 \sigma^{0.80}$   | 0.40                                | $G_0 = 211 \sigma^{0.42}$<br>$G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00087)$       | 0.46                                   | $\gamma < 3 \times 10^{-4}$<br>$h = 0.125 + 0.020 \log \gamma$<br>$3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$<br>$h = 0.374 + 0.091 \log \gamma$<br>$2 \times 10^{-2} \leq \gamma$<br>$h = 0.22$ |             |  |  |
| 断層<br>及びシーム <sup>*2</sup> | 18.6                                    | 22.2                                   | —                   | $0.067 + \sigma \tan 22.2^\circ$        | 圧縮方向<br>$124.5 \sigma^{0.90}$<br>せん断方向<br>$44.43 \sigma^{0.90}$ | 0.40                                | $G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$<br>$G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.0012)^{*1}$ | 0.46                                   | $\gamma < 1 \times 10^{-4}$<br>$h = 0.024$<br>$1 \times 10^{-4} \leq \gamma < 1.6 \times 10^{-2}$<br>$h = 0.024 + 0.089 (\log \gamma + 4)$<br>$1.6 \times 10^{-2} \leq \gamma$<br>$h = 0.22$           |             |  |  |
| セメント改良土                   | 21.6                                    | 44.3                                   | 0.46                | $0.21 + \sigma \tan 40.9^\circ$         | 690   | 0.26                                | $G_0 = 1670$<br>$G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00085)$                    | 0.36                                   | $\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$<br>$h = 0.014$<br>$3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$<br>$h = 0.151 + 0.031 \log \gamma$  |             |  |  |
| 改良地盤                      | 20.6                                    | 22.1                                   | 0.65                | $0.51 + \sigma \tan 34.6^\circ$         | 4,480   | 0.19                                | $G_0 = 1940$<br>$G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00136)$                    | 0.35                                   | $\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$<br>$h = 0.031$<br>$1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$<br>$h = 0.227 + 0.050 \log \gamma$<br>$5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$<br>$h = 0.113$            |             |  |  |

\*1: 残存剛性率 ( $G_d/G_0$ ) が小さい領域は次式で補間

$$G_0 = E_s/2 (1 + \nu_s), \quad G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/\gamma_m), \quad \gamma_m = \tau/\sigma_0$$

\*2: 断層及びシームの存在物は、「粘土状」, 「砂状」, 「鱗片上」等の性状が確認されているが, そのうち最も強度の小さい粘土状物質にて試験を行い解析用物性値を設定している



表 3.5-6 地盤の解析用物性値（液状化検討対象層）

|       |   | 旧表土                 | 盛土                  |       |
|-------|---|---------------------|---------------------|-------|
| 物理特性  | 密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )                    | 1.94<br>(1.88) *    | 2.10<br>(1.90) *    |       |
|       | 間隙率 $n$   | 0.437               | 0.363               |       |
| 変形特性  | 動せん断<br>弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )        | $2.110 \times 10^5$ | $7.071 \times 10^4$ |       |
|       | 基準平均<br>有効拘束圧 $\sigma'_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> ) | $1.0 \times 10^3$   | $1.0 \times 10^3$   |       |
|       | ポアソン比 $\nu$                                       | 0.40                | 0.40                |       |
|       | 減衰定数<br>の上限値 $h_{max}$                            | 0.220               | 0.183               |       |
| 強度特性  | 粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )                      | 0.08<br>(0.00) *    | 0.06<br>(0.10) *    |       |
|       | 内部摩擦角 $\phi$ (°)                                  | 26.2<br>(38.7) *    | 30.0<br>(33.9) *    |       |
| 液状化特性 | 変相角 $\phi_p$ (°)                                  | 28.0                | 28.0                |       |
|       | 液状化パラメータ  | $S_1$               | 0.005               | 0.005 |
|       |   | $w_1$               | 1.3                 | 14.0  |
|       |   | $p_1$               | 1.2                 | 1.0   |
|       |   | $p_2$               | 0.8                 | 0.6   |
|       |   | $c_1$               | 2.75                | 2.8   |

注記 \* : 括弧内の数字は、地下水位以浅の値を表す。

表 3.5-7 地盤の解析用物性値（非液状化検討対象層）

|                        |   | D 級岩盤               | 改良地盤   | セメント改良土            |      |
|------------------------|---|---------------------|--|--------------------|------|
| 物理特性                   | 密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )                    | 2.06<br>(1.95)*     | 2.10<br>(2.00)*                              | 2.20               |      |
|                        | 間隙率 $n$   | 0.349               | 0.00   | 0.00               |      |
| 変形特性                   | 動せん断<br>弾性係数 $G_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )       | $2.000 \times 10^5$ | $1.94 \times 10^6$<br>( $1.84 \times 10^6$ ) | $1.67 \times 10^6$ |      |
|                        | 基準平均<br>有効拘束圧 $\sigma'_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> ) | $1.0 \times 10^3$   | $1.0 \times 10^3$                            | $1.0 \times 10^3$  |      |
|                        | ポアソン比 $\nu$                                       | 第1<br>速度層           | 0.48   | 0.35               | 0.36 |
|                        |   | 第2<br>速度層           | 0.44(狐崎部層)<br>0.45(牧の浜部層)                    |                    |      |
| 減衰定数<br>の上限値 $h_{max}$ |   | 0.113               | 0.113  | 0.080              |      |
| 強度特性                   | 粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )                      | 0.10                | 1.39   | 0.65               |      |
|                        | 内部摩擦角 $\phi$ (°)                                  | 24.0                | 22.1   | 44.3               |      |

注記 \* : 括弧内の数字は、地下水位以浅の値を表す。

d. 地下水位

地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位を図 3.5-1 及び表 3.5-8 に示す。

表 3.5-8 設計用地下水位

| 施設名称      | 評価対象断面 | 設計用地下水位    |
|-----------|--------|------------|
| 防潮堤（盛土堤防） | 断面①    | 地表面*に設定する。 |

注記 \* : 基準地震動  $S_s$  による地盤沈下を考慮

(3) 評価方法

防潮堤（盛土堤防）の強度評価は、津波時に発生する応力が「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. セメント改良土

セメント改良土の評価は、セメント改良土を通るすべり線のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。

すべり安全率の算定フローを図 3.5-2 に示す。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として求める。想定すべり線は、セメント改良土の端部を基点として±5° 間隔で設定し、最も厳しいすべり線として、最小すべり安全率のすべり線を選定する。セメント改良土の想定すべり線を図 3.5-3 に示す。

また、セメント改良土の強度特性のばらつきを考慮した評価（平均値－1σ強度）についても実施する。その際の解析ケースはケース①（基本ケース）とする。

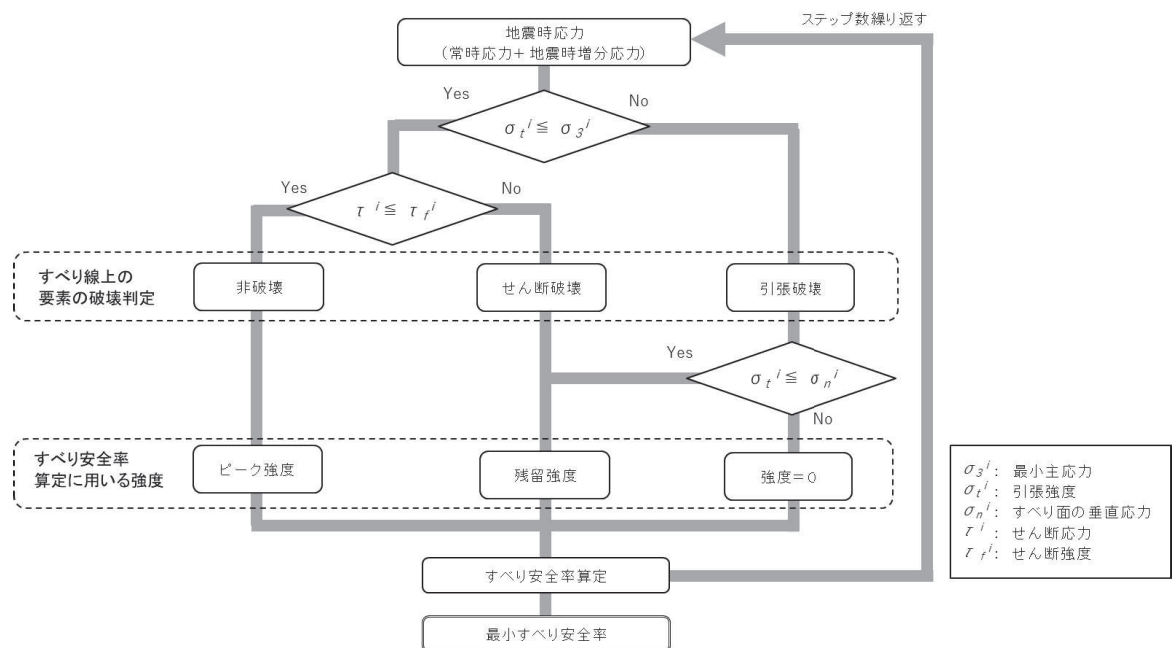


図 3.5-2 すべり安全率算定のフロー

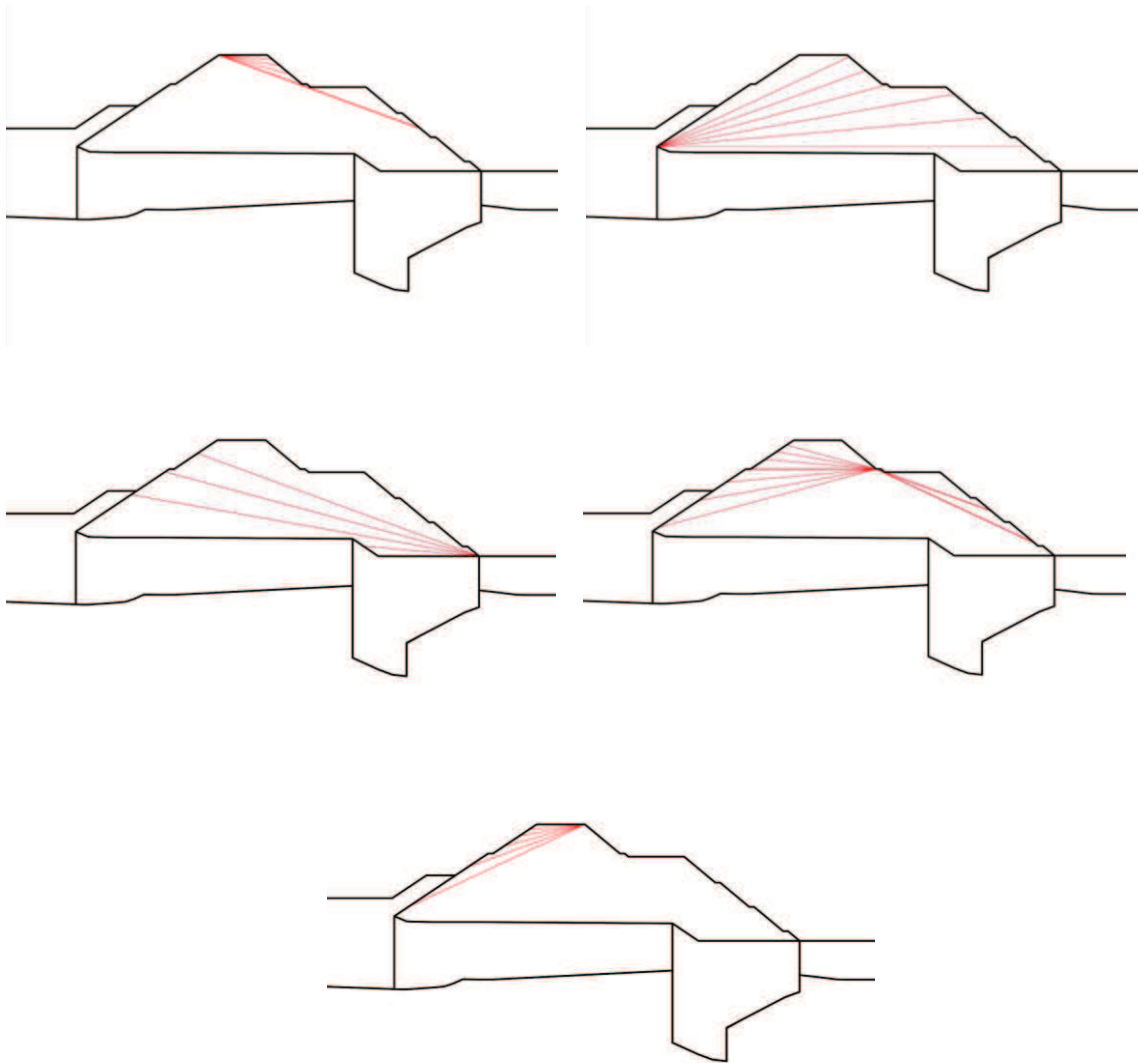


図 3.5-3 セメント改良土の想定すべり線

b. 置換コンクリート

置換コンクリートの評価は、置換コンクリートを通るすべり線のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。

すべり安全率の算定フローを図 3.5-2 に示す。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として求める。想定すべり線は、置換コンクリートの端部を基点として $\pm 5^\circ$  間隔で設定し、最も厳しいすべり線として、最小すべり安全率のすべり線を選定する。置換コンクリートの想定すべり線を図 3.5-4 に示す。

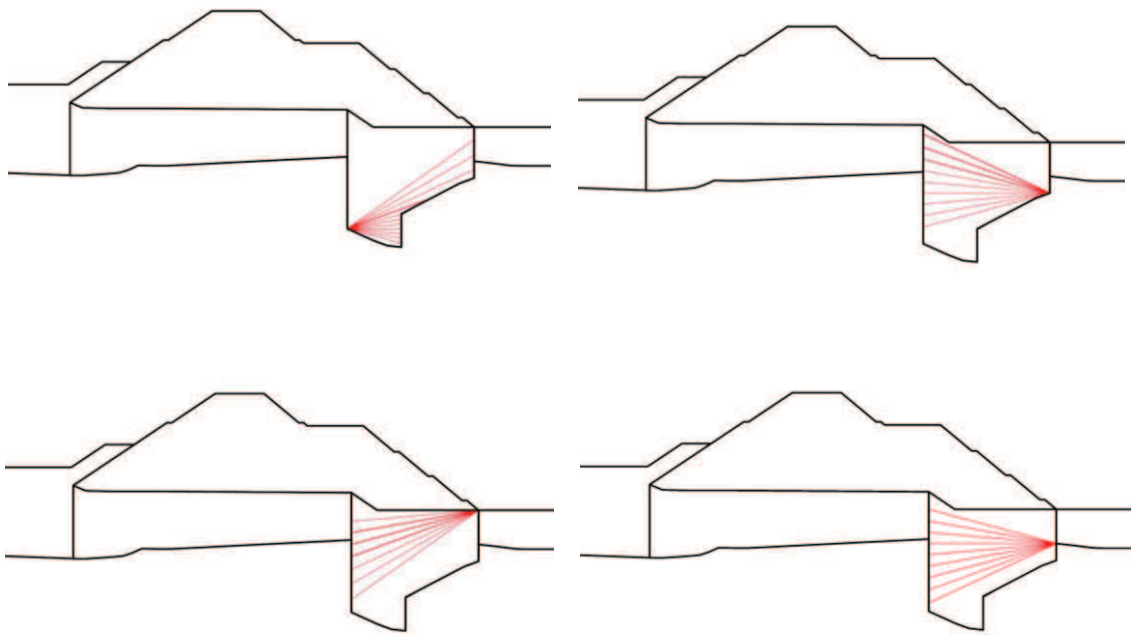


図 3.5-4 置換コンクリートの想定すべり線

c. 改良地盤

改良地盤の評価は、改良地盤を通るすべり線のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。

すべり安全率の算定フローを図 3.5-2 に示す。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として求める。想定すべり線は、改良地盤の端部を基点として $\pm 5^\circ$  間隔で設定し、最も厳しいすべり線として、最小すべり安全率のすべり線を選定する。改良地盤の想定すべり線を図 3.5-5 に示す。

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

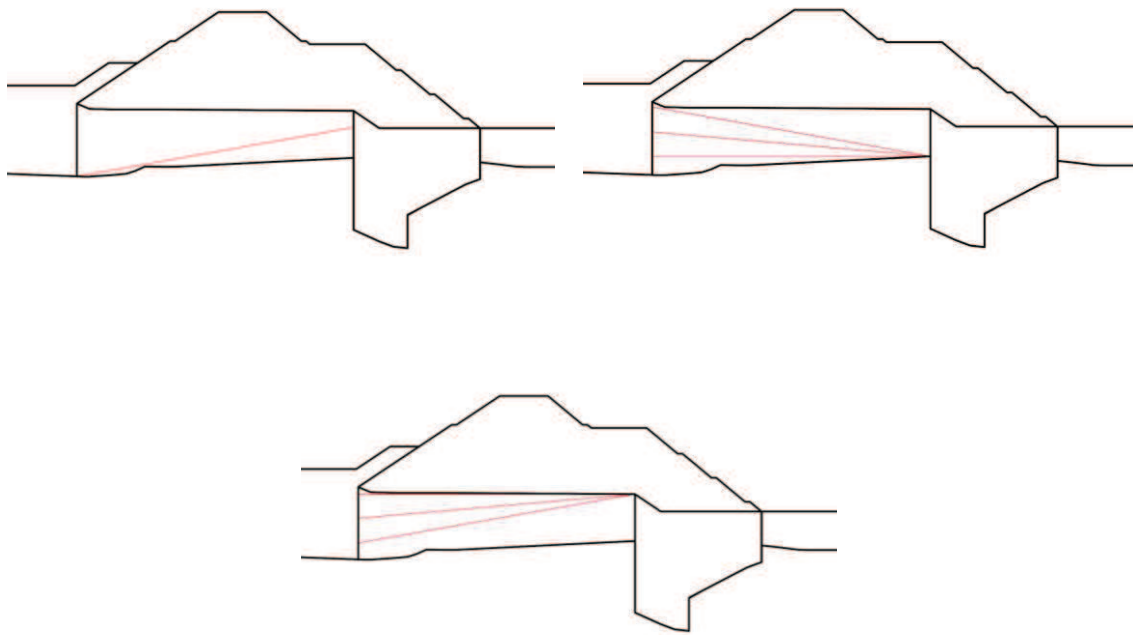


図 3.5-5 改良地盤の想定すべり線

d. 基礎地盤

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

### 3.5.2 重畳時

#### (1) 解析方法

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

2次元動的有限要素法解析については、余震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析とする。

解析コードは、2次元動的有限要素法解析に「FLIP Ver7.3.0\_2」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

#### a. 地震応答解析手法

防潮堤（盛土堤防）の地震応答解析は、地盤と構造物の動的相互作用を考慮できる連成系の地震応答解析を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。

地震応答解析手法の選定フローを図3.5-6に示す。

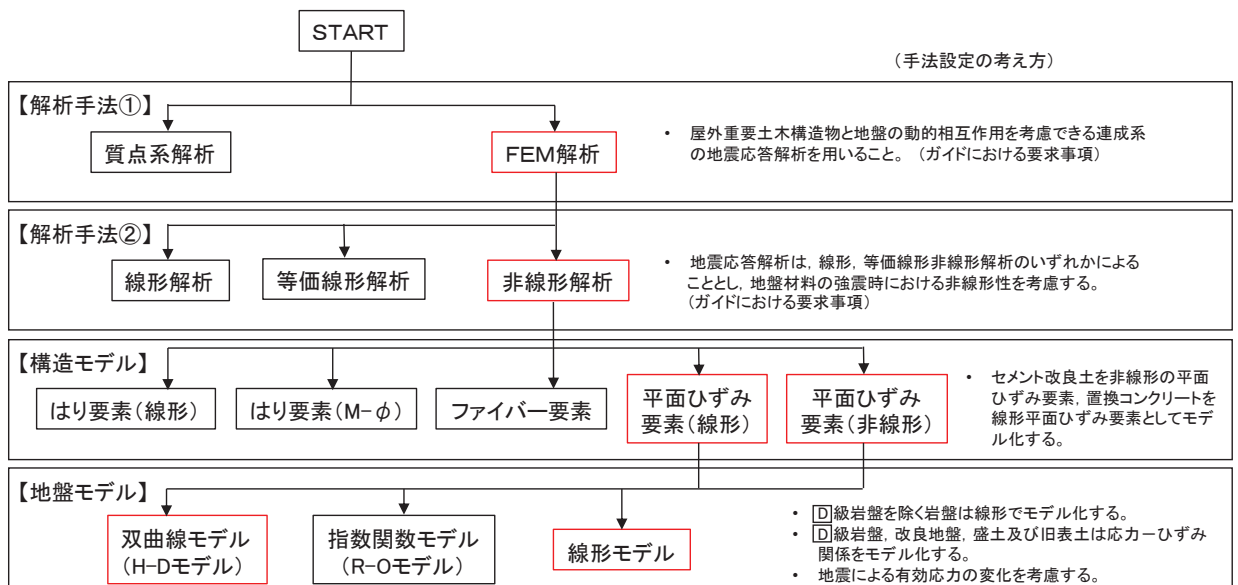


図 3.5-6 地震応答解析手法の選定フロー（盛土堤防）

#### b. 施設

セメント改良土は非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素）、置換コンクリートは線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

#### c. 材料物性及び地盤物性のばらつき

図3.2-3に示すとおり、防潮堤（盛土堤防）の周辺には、主として旧表土、盛土、D級岩盤、セメント改良土及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布しており、これらの地盤のせん断変形が重畳時に防潮堤（盛土堤防）への応答に

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

解析ケースを表 3.5-10 に示す。

表 3.5-10 解析ケース（防潮堤（盛土堤防））

| 解析ケース           | 材料物性<br>(コンクリート)<br>( $E_0$ : ヤング係数) | 地盤物性  |  |
|-----------------|--------------------------------------|---|--|
|                 |                                      | 旧表土, 盛土, D級岩盤,<br>セメント改良土, 改良地盤<br>( $G_0$ : 初期せん断弾性係数) | C <sub>L</sub> 級岩盤, C <sub>M</sub> 級岩盤,<br>C <sub>H</sub> 級岩盤, B級岩盤<br>( $G_d$ : 動せん断弾性係数) |
| ケース①<br>(基本ケース) | 設計基準強度                               | 平均値   | 平均値  |
| ケース②            | 設計基準強度                               | 平均値 + 1 $\sigma$  | 平均値  |
| ケース③            | 設計基準強度                               | 平均値 - 1 $\sigma$  | 平均値  |

d. 減衰定数

Rayleigh 減衰を考慮することとし、剛性比例型減衰 ( $\alpha=0$ ,  $\beta=0.002$ ) を考慮する。  
 なお、係数  $\beta$  の設定については、「FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」」を基に設定している。

d. 解析ケース

重畳時においては、弾性設計用地震動 S d - D 2 に対して、ケース①（基本ケース）を実施する。ケース①において、各照査値が最も厳しい地震動を用い、表 3.5-10 に示すケース②及び③を実施する。重畳時における解析ケースを表 3.5-11 に示す。



表 3.5-11 重畳時における解析ケース

| 解析ケース       |         |                  | ケース①  | ケース②  | ケース③                       |
|-------------|---------|------------------|-------|---|----------------------------|
|             |         |                  | 基本ケース | 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース  | 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース |
| 地盤物性        |         |                  | 平均値   | 平均値+1σ  | 平均値-1σ                     |
| 地震動<br>(位相) | S d-D 2 | ++* <sup>1</sup> | ○     | 弾性設計用地震動 S d-D 2 (1 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (3 波) を加えた全 4 波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、すべり安全率が 2.4 以下となる* <sup>2</sup> 又は基礎地盤の支持力照査において照査値が 0.5 以上となる全ての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いてケース②～③を実施する。照査値がいずれも 0.5 未満の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②～③を実施する。 |                            |
|             |         | -+* <sup>1</sup> | ○     |   |                            |
|             |         | +-* <sup>1</sup> | ○     |   |                            |
|             |         | --* <sup>1</sup> | ○     |   |                            |

注記 \*1：地震動の位相について (++) の左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「-」は位相を反転させたケースを示す。

\*2：許容限界であるすべり安全率 1.2 に対して 2 倍の裕度

(2) 入力地震動

入力地震動は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

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弾性設計用地震動  $S_d-D2$  を1次元重複反射理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。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

図 3.5-7 に入力地震動算定の概念図を、**図 3.5-8 に1次元解析モデル図を**、モデル図 3.5-9 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示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE Ver. 1.6」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

①引戻し解析

引戻し地盤モデル（解放基盤モデル）を用いて、水平方向地震動及び鉛直方向地震動をそれぞれ引戻し地盤モデル下端位置まで引戻す。

②水平方向地震動の引上げ解析

引上げ地盤モデル（水平方向地震動用）を用いて、構造物—地盤連成系解析モデル底面位置まで水平方向地震動を引き上げる。

③鉛直方向地震動の引上げ解析

引上げ地盤モデル（鉛直方向地震動用）を用いて、構造物—地盤連成系解析モデル下端位置まで鉛直方向地震動を引き上げる。

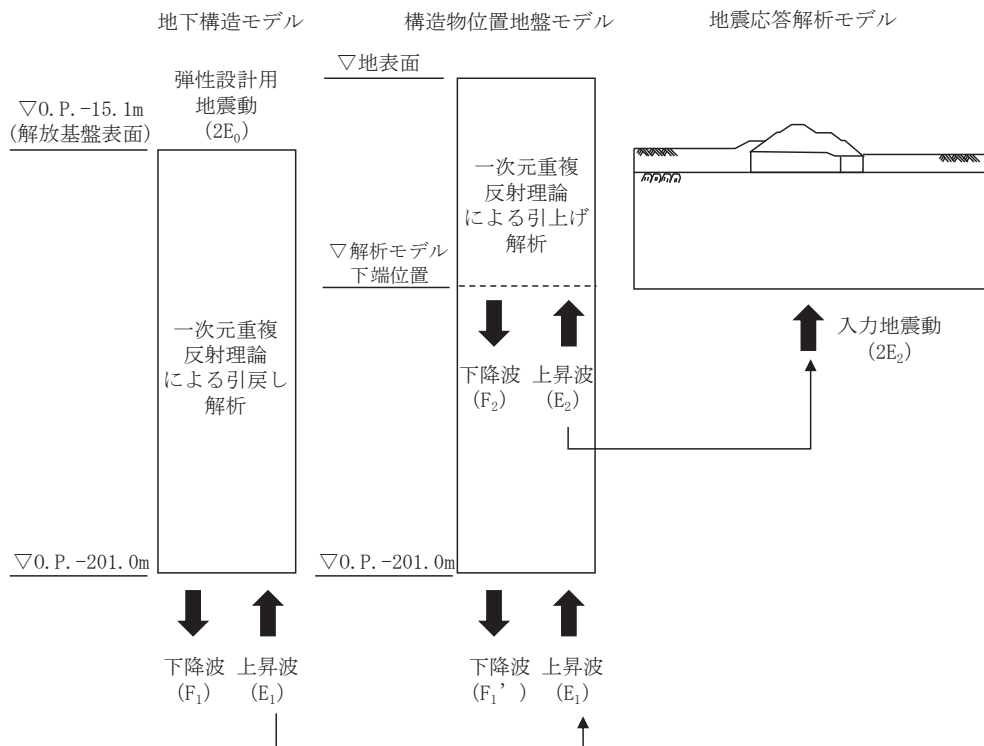


図 3.5-7 入力地震動算定の概念図

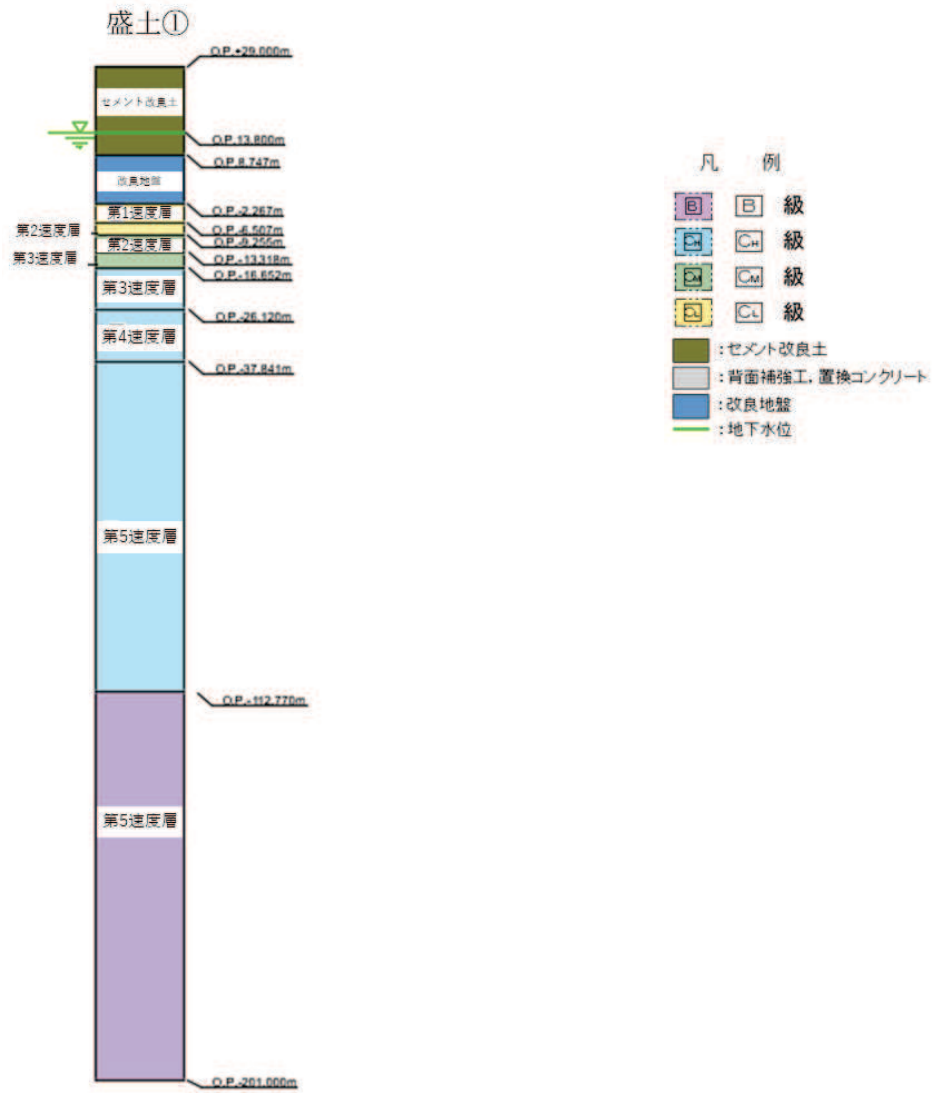
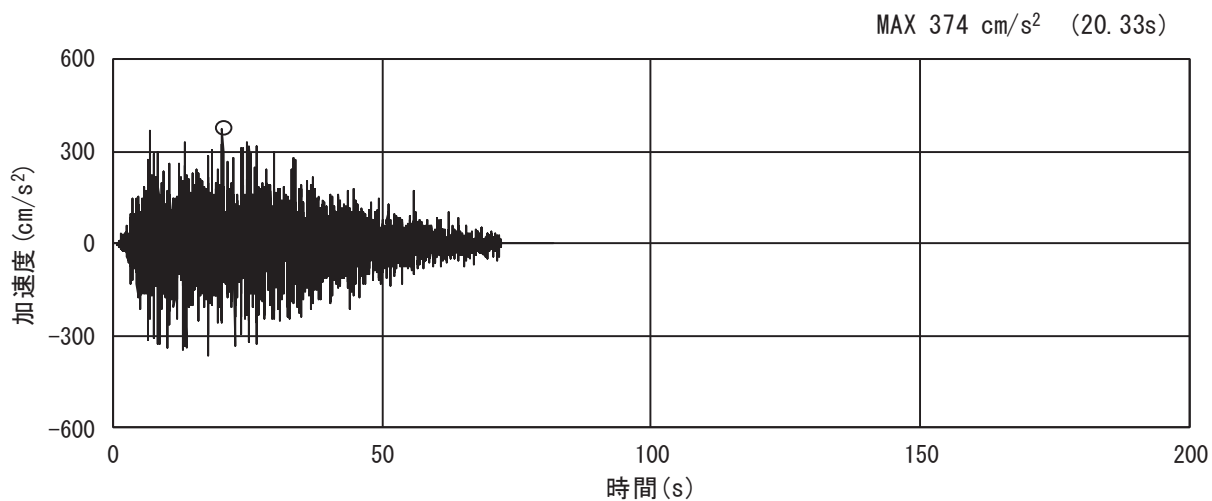
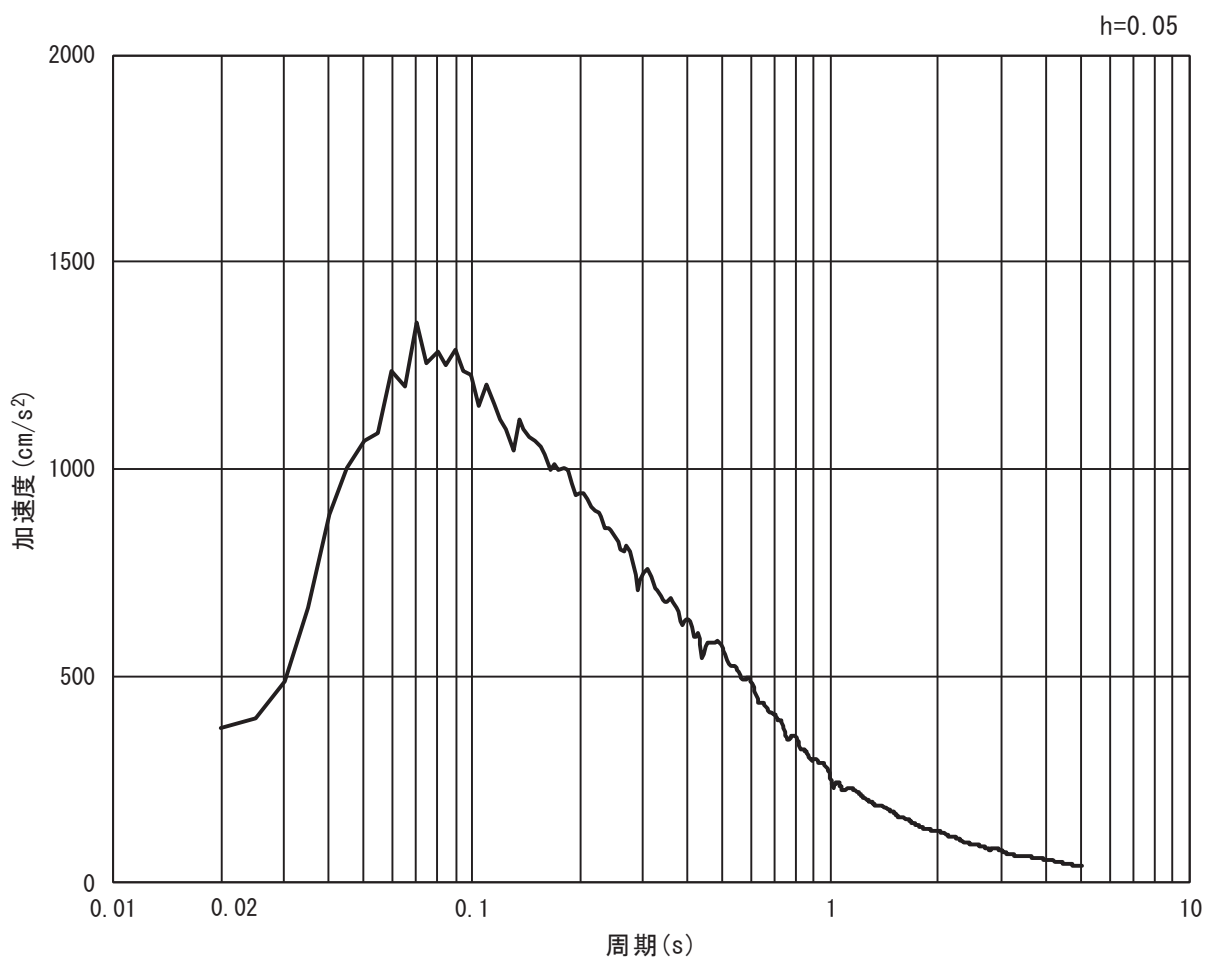


図 3.5-8 1次元解析モデル図

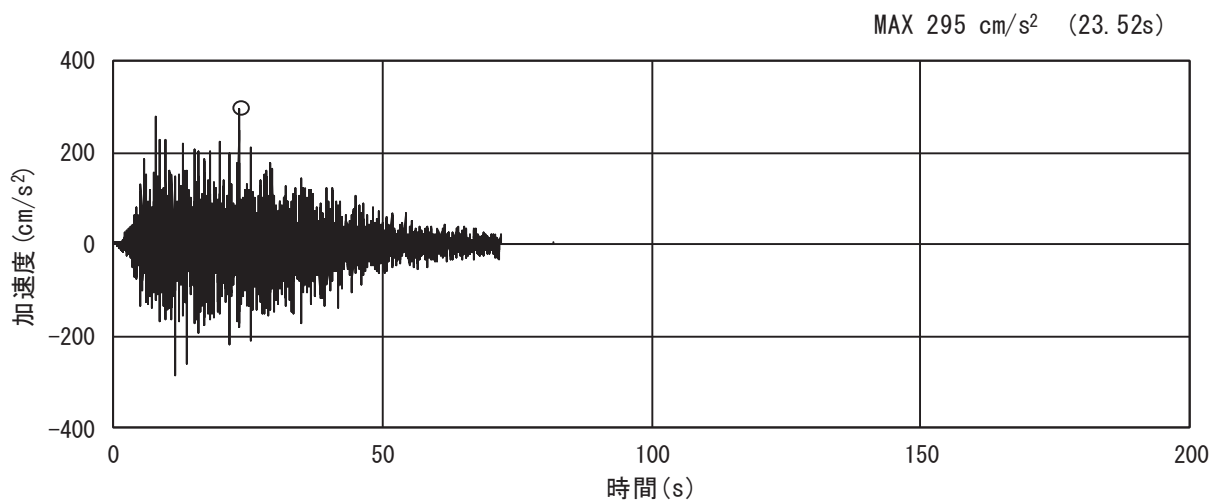


(a) 加速度時刻歴波形

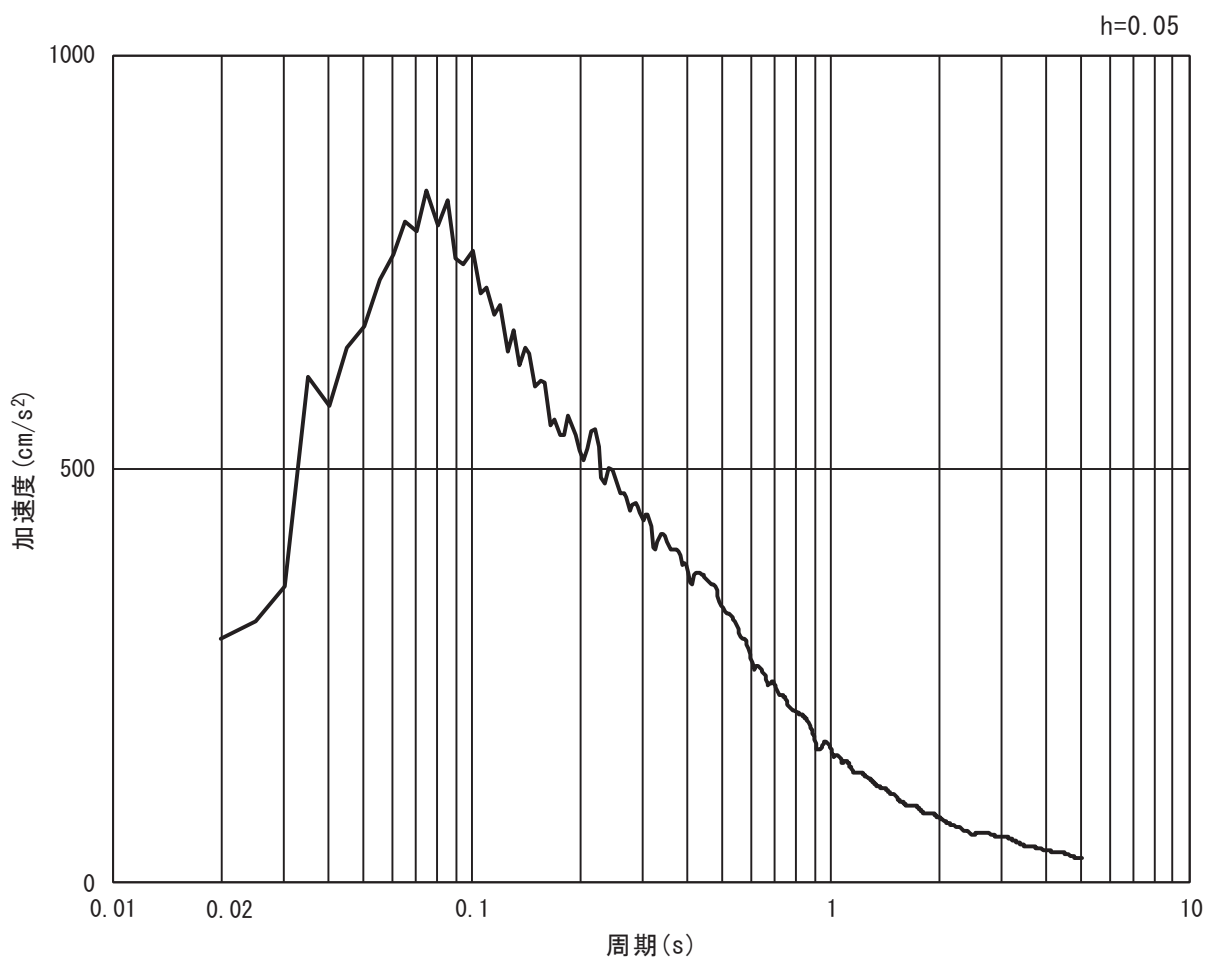


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-9(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 : S d - D 2)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-9(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：S d - D 2)

(3) 解析モデル及び諸元

a. 解析モデル

(a) 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。図 3.5-10 に示すとおりモデル化幅は、斜面の法尻から法面の水平距離の 1 倍以上離隔を取り、モデル化高さは、斜面高さの 2 倍以上とする。

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

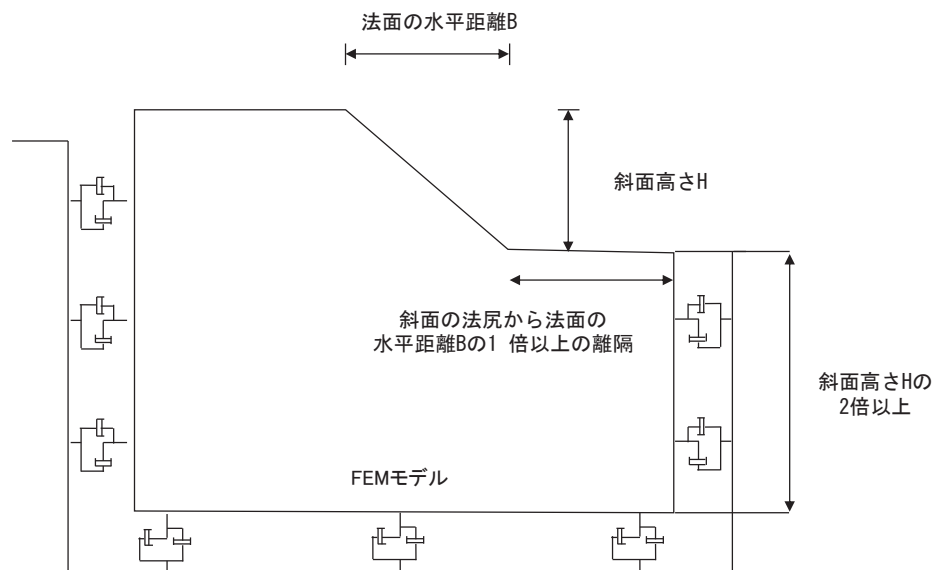


図 3.5-10 モデル化範囲の考え方

2次元有効応力解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地層構成を有する1次元地盤モデルである。2次元有効応力解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 3.5-11 に示す。

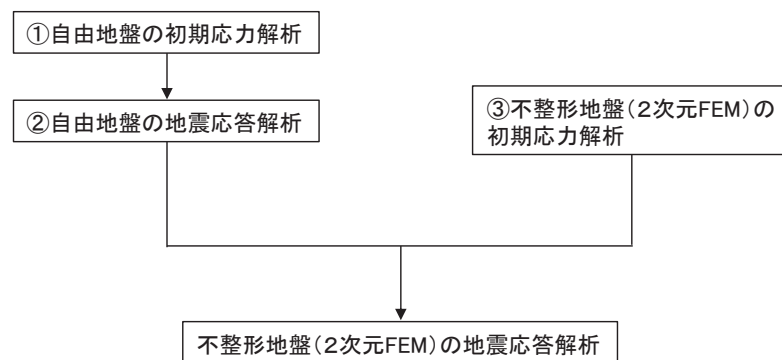


図 3.5-11 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(b) 境界条件

a. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5-12 に示す。

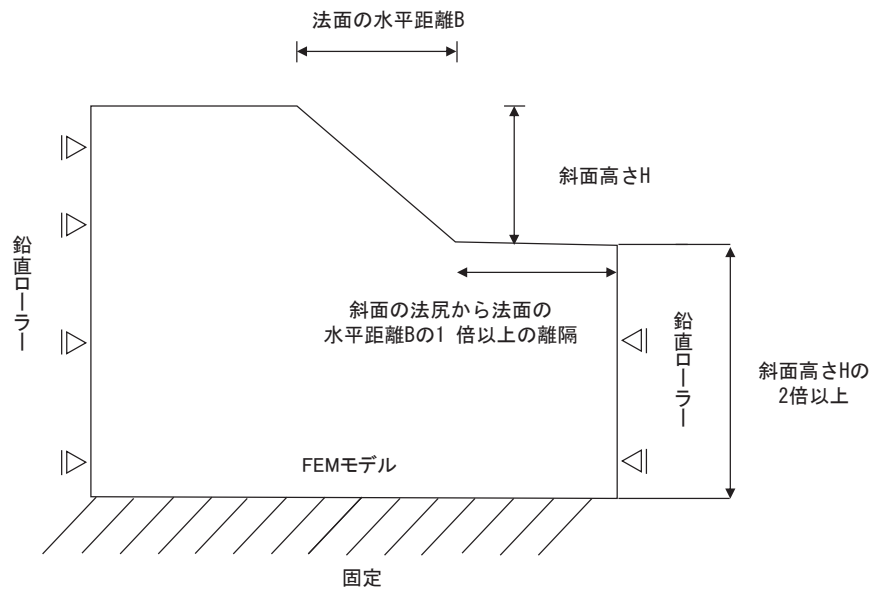


図 3.5-12 初期応力解析における境界条件の概念図

b. 地震時応答解析時

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

防潮堤（盛土堤防）の解析モデルを図 3.5-13 に示す。

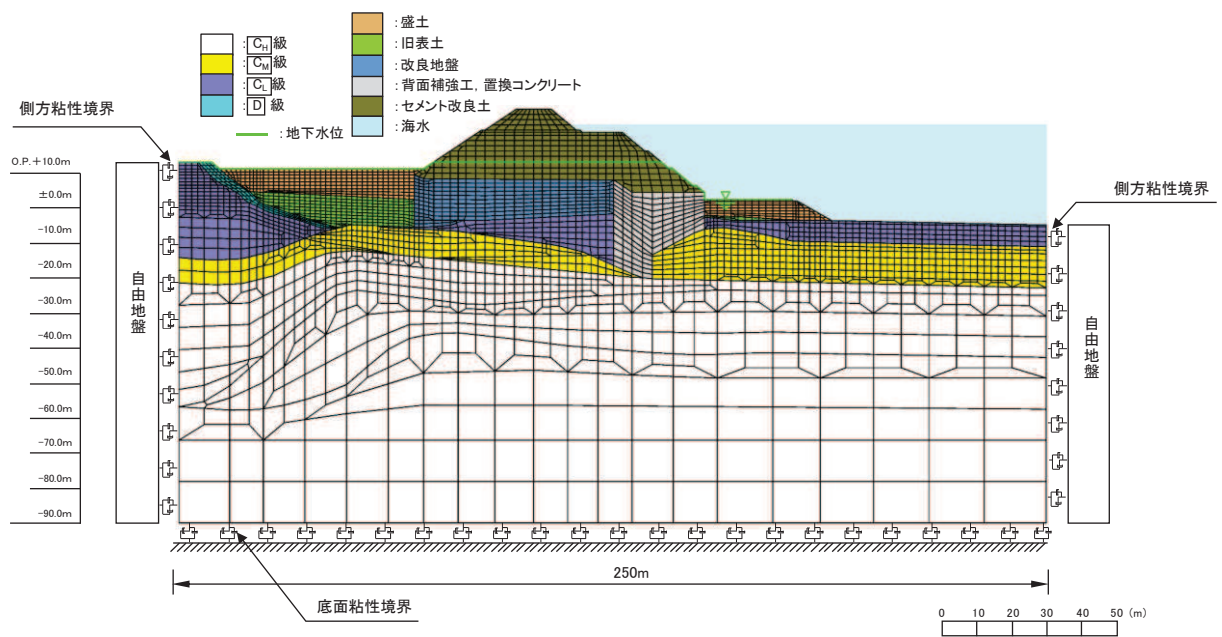


図 3.5-13 防潮堤（盛土堤防）の解析モデル（断面①）

(c) 構造物のモデル化

セメント改良土は非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素）、置換コンクリートは線形平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

(d) 地盤のモデル化

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

また，基準地震動  $S_s$  による防潮堤前背面の盛土（背面の盛土斜面含む）の地盤沈下を考慮したモデル化とする。

なお，岩盤は砂岩でモデル化する。

(e) 海水のモデル化

海水のモデル化は，「3.5.1 津波時」と同様である。

(f) ジョイント要素の設定

有効応力解析では，地盤と構造体等の接合面にジョイント要素を設けることにより，地震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。



なお、表面を露出させて打継処理が可能である箇所については、ジョイント要素を設定しない。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時の圧縮荷重以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、各要素間の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

せん断強度  $\tau_f$  は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。  $c$ 、  $\phi$  は周辺地盤の  $c$ 、  $\phi$  とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 3.5-12 のとおりとする。また、要素間の粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は、表 3.5-13 のとおり設定する。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、

- $\tau_f$  : せん断強度
- $c$  : 粘着力
- $\phi$  : 内部摩擦角

表 3.5-12 周辺地盤との境界に用いる強度特性

| 地盤               | 粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 内部摩擦角 $\phi$ (°) |
|------------------|------------------------------|------------------|
| 盛土* <sup>1</sup> | 0.10                         | 33.9             |
| 盛土* <sup>2</sup> | 0.00                         | 30.0             |
| 旧表土              | 0.08                         | 26.2             |
| セメント改良土          | 0.65                         | 44.3             |
| 改良地盤             | 1.39                         | 22.1             |
| D級               | 0.10                         | 24.0             |
| C <sub>L</sub> 級 | 0.46                         | 44.0             |

注記 \*1 : 地下水位以浅

\*2 : 地下水位以深

表 3.5-13 要素間の粘着力と内部摩擦角

| 条件              | 粘着力 $c$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 内部摩擦角 $\phi$<br>(°) |
|-----------------|---------------------------------|---------------------|
| 改良地盤-盛土・旧表土     | 盛土・旧表土の $c$                     | 盛土・旧表土の $\phi$      |
| 改良地盤-岩盤         | 岩盤の $c$                         | 岩盤の $\phi$          |
| 置換コンクリート-岩盤     | 岩盤の $c$                         | 岩盤の $\phi$          |
| 置換コンクリート-盛土・旧表土 | 盛土・旧表土の $c$                     | 盛土・旧表土の $\phi$      |

|               |              |                 |
|---------------|--------------|-----------------|
| 改良地盤-セメント改良土  | セメント改良土の $c$ | セメント改良土の $\phi$ |
| 改良地盤-置換コンクリート | 改良地盤の $c$    | 改良地盤の $\phi$    |

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分な値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12 pp10612070，2009）に従い，表 3.5-14 のとおり設定する。

ジョイント要素の力学特性を図 3.5-14 に，ジョイント要素の配置を図 3.5-15 に示す。

表 3.5-14 ジョイント要素のバネ定数

| 地盤              | せん断剛性 $k_s$<br>( $\text{kN}/\text{m}^3$ ) | 圧縮剛性 $k_n$<br>( $\text{kN}/\text{m}^3$ ) |
|-----------------|---|--|
| 盛土・旧表土          | $1.0 \times 10^6$                         | $1.0 \times 10^6$                        |
| 岩盤・セメント改良土・改良地盤 | $1.0 \times 10^7$                         | $1.0 \times 10^7$                        |

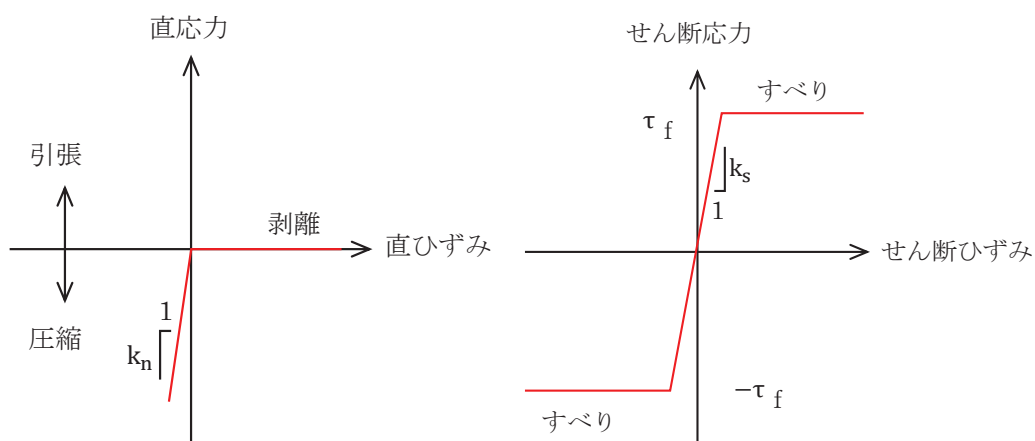


図 3.5-14 ジョイント要素の力学特性

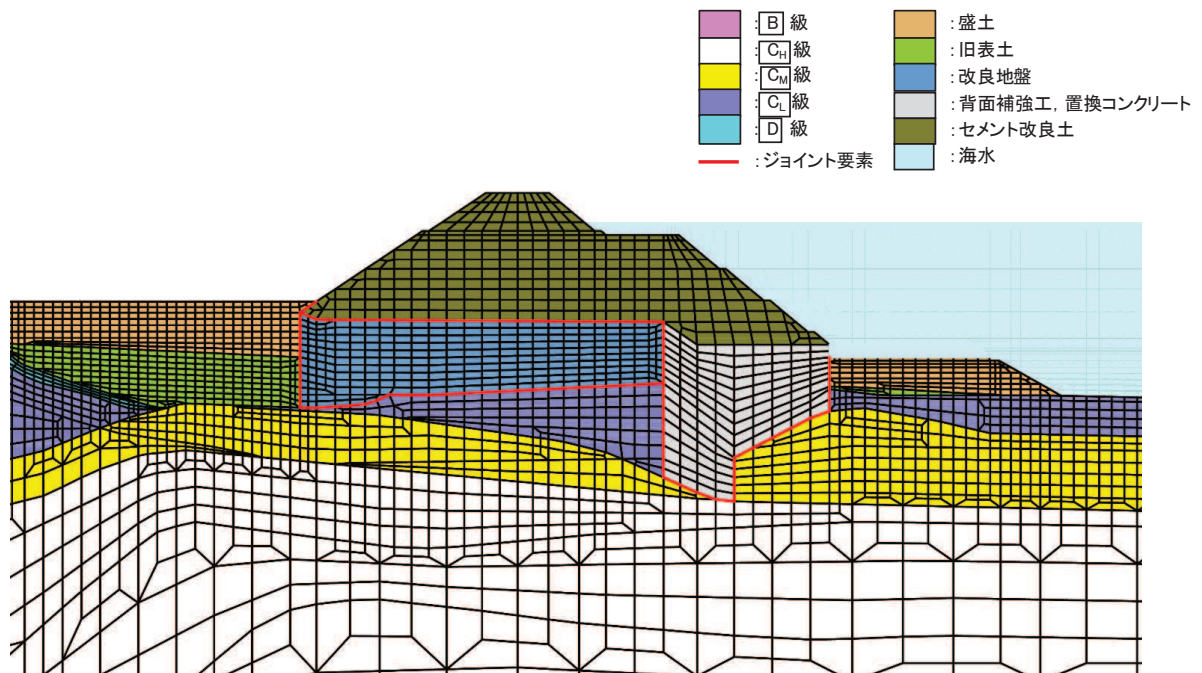


図 3.5-15 断面①におけるジョイント要素の配置図

b. 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」と同様である。

c. 地盤の物性値

地盤の物性値は、「3.5.1 津波時」と同様である。

d. 地下水位

地下水位は、「3.5.1 津波時」と同様であり、図 3.5-13 のとおりである。

(4) 評価方法

防潮堤（盛土堤防）の強度評価は、重疊時に発生する応力が「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. セメント改良土

セメント改良土の評価は、セメント改良土を通るすべり線のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。

また、すべり安全率に対しては強度特性のばらつきが影響することから、強度特性のばらつきを考慮した評価（平均値 - 1σ 強度）についても実施する。その際の解析ケースはケース①（基本ケース）とする。

すべり安全率算定フロー及び想定すべり線は、「3.5.1 津波時」と同様である。

b. 置換コンクリート

置換コンクリートの評価は、置換コンクリートを通るすべり線のすべり安全率が1.2以上であることを確認する。

すべり安全率算定フロー及び想定すべり線は、「3.5.1 津波時」と同様である。

c. 改良地盤

改良地盤の評価は、改良地盤を通るすべり線のすべり安全率が1.2以上であることを確認する。

また、すべり安全率に対しては強度特性のばらつきが影響することから、強度特性のばらつきを考慮した評価（平均値－1σ強度）についても実施する。その際の解析ケースはケース①（基本ケース）とする。

すべり安全率算定フロー及び想定すべり線は、「3.5.1 津波時」と同様である。

d. 基礎地盤

重畳時における基礎地盤の支持性能に係る評価は、弾性設計用地震動Sd-D2を入力地震動とした地震応力解析から求められる基礎地盤の接地圧が許容限界以下であることを確認する。

なお、接地圧は、セメント改良土の基礎地盤である改良地盤及び置換コンクリートの基礎地盤である牧の浜部層（C<sub>M</sub>級岩盤）を対象とする。

### 3.6 評価条件

強度評価に用いる評価条件を表 3.6-1～表 3.6-2 に示す。

#### 3.6.1 津波時

表 3.6-1 強度評価に用いる条件（断面①）

| 記号             | 定義                           | 数値    | 単位                |
|----------------|------------------------------|-------|-------------------|
| G              | 固定荷重（セメント改良土）                | 22174 | kN                |
|                | 固定荷重（置換コンクリート）               | 10831 | kN                |
|                | 固定荷重（改良地盤）                   | 13676 | kN                |
| P              | 積載荷重                         | 4.9   | kN/m <sup>2</sup> |
| P <sub>t</sub> | 遡上津波荷重（防潮堤前面の地盤高：0.P.+3.0m）* | 346.0 | kN/m <sup>2</sup> |
| P <sub>c</sub> | 衝突荷重                         | 2000  | kN                |
| γ <sub>w</sub> | 海水の単位体積重量                    | 10.1  | kN/m <sup>3</sup> |
| ρ              | 海水の密度                        | 1030  | kg/m <sup>3</sup> |

注記 \*：防潮堤（盛土堤防）の設計用浸水深は 11.0（m）であるが，保守的に防潮堤（鋼管式鉛直壁）の設計用浸水深 12.25（m）（防潮堤前面の地盤高：0.P.+0.5m）を採用し，遡上津波荷重を設定。

#### 3.6.1 重畳時

表 3.6-2 強度評価に用いる条件（断面①）

| 記号             | 定義                           | 数値    | 単位                |
|----------------|------------------------------|-------|-------------------|
| G              | 固定荷重（セメント改良土）                | 22174 | kN                |
|                | 固定荷重（置換コンクリート）               | 10831 | kN                |
|                | 固定荷重（改良地盤）                   | 13676 | kN                |
| P              | 積載荷重                         | 4.9   | kN/m <sup>2</sup> |
| P <sub>t</sub> | 遡上津波荷重（防潮堤前面の地盤高：0.P.+3.0m）* | 346.0 | kN/m <sup>2</sup> |
| P <sub>c</sub> | 衝突荷重                         | -     | kN                |
| γ <sub>w</sub> | 海水の単位体積重量                    | 10.1  | kN/m <sup>3</sup> |
| ρ              | 海水の密度                        | 1030  | kg/m <sup>3</sup> |

注記 \*：防潮堤（盛土堤防）の設計用浸水深は 11.0（m）であるが，保守的に防潮堤（鋼管式鉛直壁）の設計用浸水深 12.25（m）（防潮堤前面の地盤高：0.P.+0.5m）を採用し，遡上津波荷重を設定。

#### 4. 評価結果

##### 4.1 津波時

##### 4.1.1 解析結果

##### (1) 解析ケースと照査値

解析ケースはケース①～③を実施する。

##### a. セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.1-1 にセメント改良土のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-1 セメント改良土のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面①）

| 解析ケース | すべり安全率照査 |                 |     |     |
|-------|----------|-----------------|-----|-----|
|       | ①        | ①（平均値<br>-1σ強度） | ②   | ③   |
| 津波時   | 6.3      | 6.1             | 6.3 | 6.3 |

##### b. 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.1-2 に置換コンクリートのすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-2 置換コンクリートのすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面①）

| 解析ケース | すべり安全率照査 |      |      |
|-------|----------|------|------|
|       | ①        | ②    | ③    |
| 津波時   | 37.4     | 36.9 | 39.6 |

##### c. 改良地盤のすべり安全率照査

表 4.1-3 に改良地盤のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-3 改良地盤のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面①）

| 解析ケース | すべり安全率照査 |                 |      |      |
|-------|----------|-----------------|------|------|
|       | ①        | ①（平均値<br>-1σ強度） | ②    | ③    |
| 津波時   | 13.5     | 13.5            | 13.3 | 14.0 |

##### (2) 局所安全係数分布（セメント改良土）

セメント改良土のすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.1-4 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.1-1 に示す。

表 4.1-4 セメント改良土のすべり安全率評価結果（断面①）

| 解析ケース | 最小すべり安全率 |
|-------|----------|
| ②     | 6.3      |

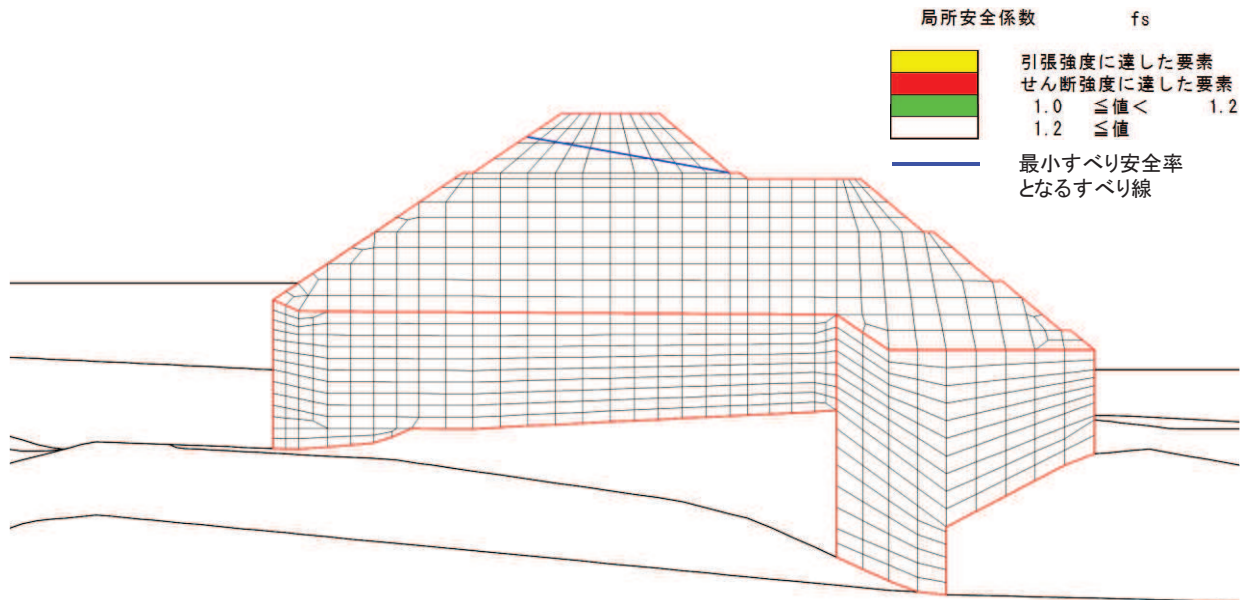


図 4.1-1 セメント改良土の局所安全係数分布（断面①）

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値+1 $\sigma$ ）

(3) 局所安全係数分布（置換コンクリート）

置換コンクリートのすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.1-5 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.1-2 に示す。

表 4.1-5 置換コンクリートのすべり安全率評価結果（断面①）

| 解析ケース | 最小すべり安全率 |
|-------|----------|
| ②     | 36.9     |

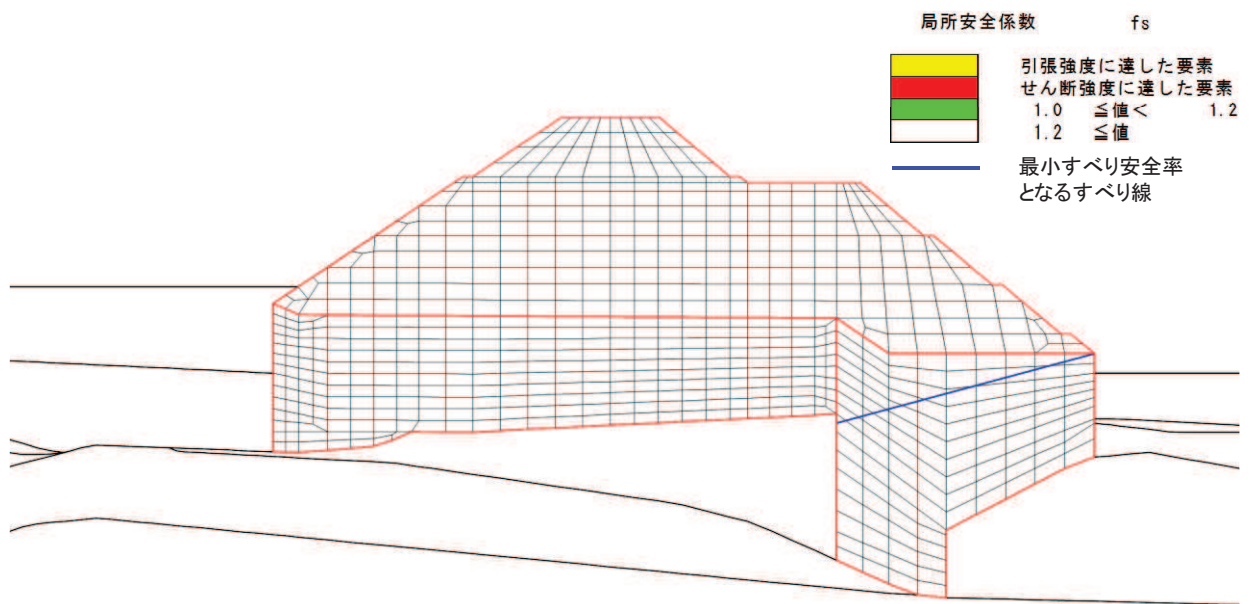


図 4.1-2 置換コンクリートの局所安全係数分布（断面①）

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値+1 $\sigma$ ）

(4) 局所安全係数分布（改良地盤）

改良地盤のすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.1-6 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.1-3 に示す。

表 4.1-6 改良地盤のすべり安全率評価結果（断面①）

| 解析ケース | 最小すべり安全率 |
|-------|----------|
| ②     | 13.3     |

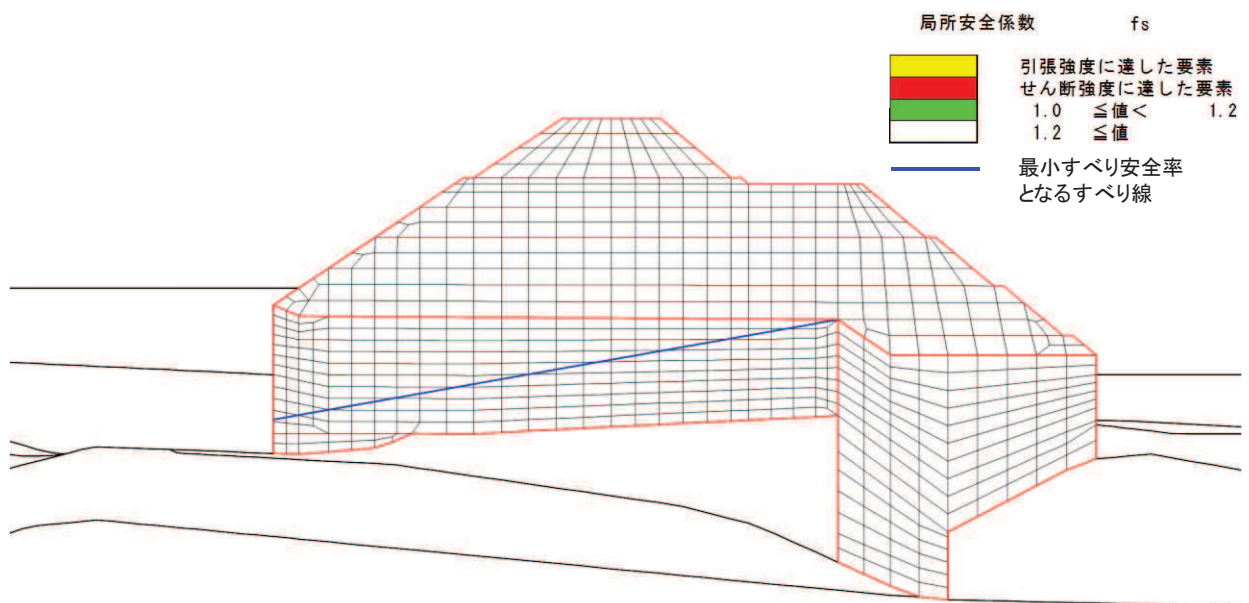


図 4.1-3 改良地盤の局所安全係数分布（断面①）

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値+1 $\sigma$ ）



#### 4.1.2 セメント改良土の評価結果

セメント改良土のすべり安全率による評価結果を表 4.1-7 に示す。これらの結果から、セメント改良土のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.1-7 セメント改良土のすべり安全率評価結果

| 解析ケース                   | 最小すべり安全率 |
|-------------------------|----------|
| ①                       | 6.3      |
| ②                       | 6.3      |
| ③                       | 6.3      |
| ① (平均値 - 1 $\sigma$ 強度) | 6.1      |

#### 4.1.3 置換コンクリートの評価結果

置換コンクリートのすべり安全率による評価結果を表 4.1-8 に示す。これらの結果から、置換コンクリートのすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.1-8 置換コンクリートのすべり安全率評価結果

| 解析ケース | 最小すべり安全率 |
|-------|----------|
| ①     | 37.4     |
| ②     | 36.9     |
| ③     | 39.6     |

#### 4.1.4 改良地盤の評価結果

改良地盤のすべり安全率による評価結果を表 4.1-9 に示す。これらの結果から、改良地盤のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.1-9 改良地盤のすべり安全率評価結果

| 解析ケース                   | 最小すべり安全率 |
|-------------------------|----------|
| ①                       | 13.5     |
| ②                       | 13.3     |
| ③                       | 14.0     |
| ① (平均値 - 1 $\sigma$ 強度) | 13.5     |

## 4.2 重畳時

### 4.2.1 地震応答解析結果

解析結果として「局所安全係数分布」、「最大せん断ひずみ分布」及び「最大過剰間隙水圧比分布」を記載する。

#### (1) 解析ケースと照査値

解析ケースはケース①～③を実施する。

##### a. セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.2-1 にセメント改良土のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-1 セメント改良土のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面①）

| 解析ケース<br>地震動 |     | すべり安全率照査 |                 |     |     |
|--------------|-----|----------|-----------------|-----|-----|
|              |     | ①        | ①<br>(平均値-1σ強度) | ②   | ③   |
| S d-D 2      | ++  | 6.0      | 5.8             |     |     |
|              | -+  | 6.2      | 6.0             |     |     |
|              | + - | 6.2      | 6.0             |     |     |
|              | --  | 5.8      | 5.5             | 5.8 | 5.6 |

##### b. 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.2-2 に置換コンクリートのすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.2-2 置換コンクリートのすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面①）

| 解析ケース<br>地震動 |     | すべり安全率照査 |      |      |
|--------------|-----|----------|------|------|
|              |     | ①        | ②    | ③    |
| S d-D 2      | ++  | 12.7     |      |      |
|              | -+  | 14.2     |      |      |
|              | + - | 13.1     |      |      |
|              | --  | 13.4     | 13.2 | 14.3 |

c. 改良地盤のすべり安全率照査

表 4. 2-3 に改良地盤のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4. 2-3 改良地盤のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面①）

| 解析ケース<br>地震動 |     | すべり安全率照査 |                    |      |      |
|--------------|-----|----------|--------------------|------|------|
|              |     | ①        | ①<br>(平均値 - 1σ 強度) | ②    | ③    |
| S d - D 2    | ++  | 5. 8     | 5. 8               |      |      |
|              | - + | 5. 3     | 5. 3               |      |      |
|              | + - | 5. 7     | 5. 7               |      |      |
|              | --  | 5. 6     | 5. 5               | 5. 5 | 5. 5 |

d. 基礎地盤の支持性能に対する照査

(a) セメント改良土

表 4. 2-4 にセメント改良土の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4. 2-4 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面①，セメント改良土）

| 解析ケース<br>地震動 |     | 基礎地盤の支持性能に対する照査 |       |       |
|--------------|-----|-----------------|-------|-------|
|              |     | ①               | ②     | ③     |
| S d - D 2    | ++  | 0. 19           |       |       |
|              | - + | 0. 19           |       |       |
|              | + - | 0. 19           |       |       |
|              | --  | 0. 19           | 0. 19 | 0. 19 |

(b) 置換コンクリート

表 4. 2-5 に置換コンクリートの基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4. 2-5 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面①，置換コンクリート）

| 解析ケース<br>地震動 |     | 基礎地盤の支持性能に対する照査 |       |       |
|--------------|-----|-----------------|-------|-------|
|              |     | ①               | ②     | ③     |
| S d - D 2    | ++  | 0. 18           |       |       |
|              | - + | 0. 19           |       |       |
|              | + - | 0. 17           |       |       |
|              | --  | 0. 18           | 0. 19 | 0. 18 |

(2) 局所安全係数分布 (セメント改良土)

セメント改良土のすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.2-6 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.2-1 に示す。

表 4.2-6 セメント改良土のすべり安全率評価結果 (断面①)

| 地震動              | 解析ケース | 発生時刻 (s) | 最小すべり安全率 |
|------------------|-------|----------|----------|
| S d - D 2 ( -- ) | ③     | 13.53    | 5.6      |

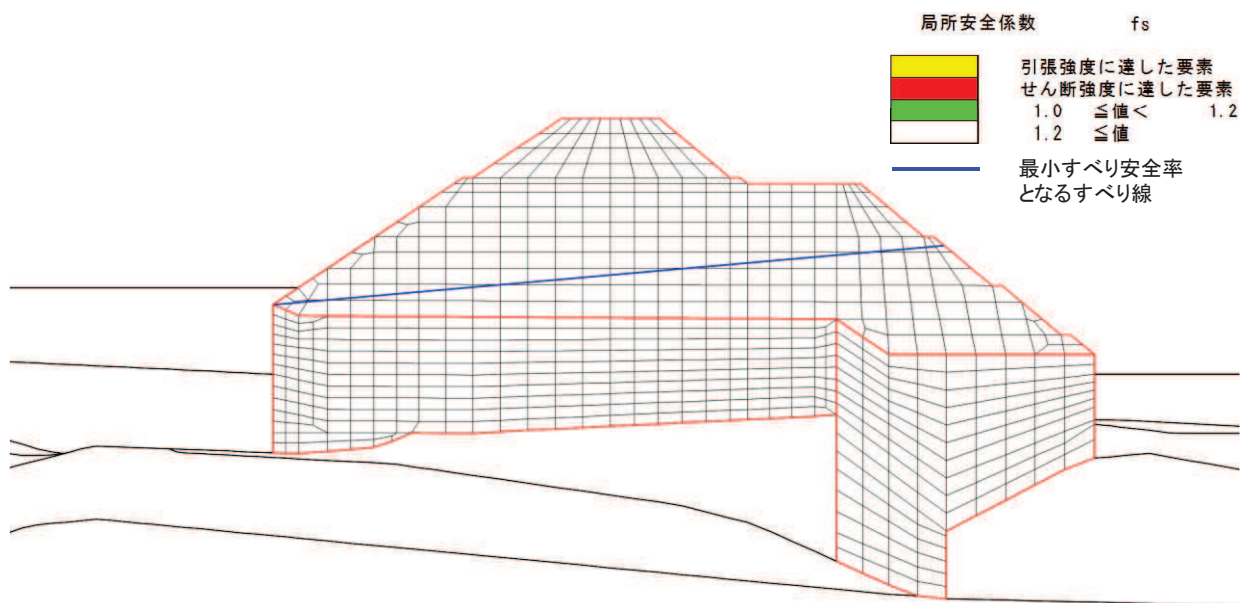


図 4.2-1 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布 (断面①, S d - D 2 ( -- ), t=13.53s)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

(3) 局所安全係数分布 (置換コンクリート)

置換コンクリートのすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.2-7 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.2-2 に示す。

表 4.2-7 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面①)

| 地震動              | 解析ケース | 発生時刻 (s) | 最小すべり安全率 |
|------------------|-------|----------|----------|
| S d - D 2 ( ++ ) | ①     | 25.23    | 12.7     |

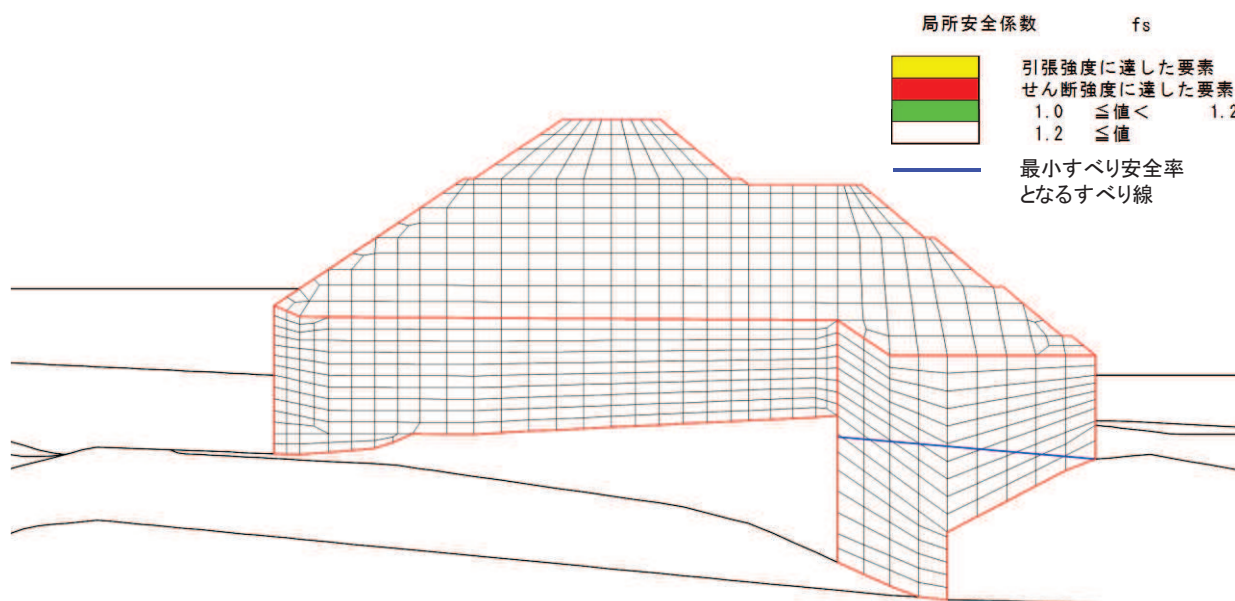


図 4.2-2 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
 (断面①, S d - D 2 (++) , t=25.23s)  
 解析ケース①: 基本ケース

(4) 局所安全係数分布 (改良地盤)

改良地盤のすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.2-8 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.2-3 に示す。

表 4.2-8 改良地盤のすべり安全率評価結果 (断面①)

| 地震動            | 解析ケース | 発生時刻 (s) | 最小すべり安全率 |
|----------------|-------|----------|----------|
| S d - D 2 (-+) | ①     | 13.52    | 5.3      |

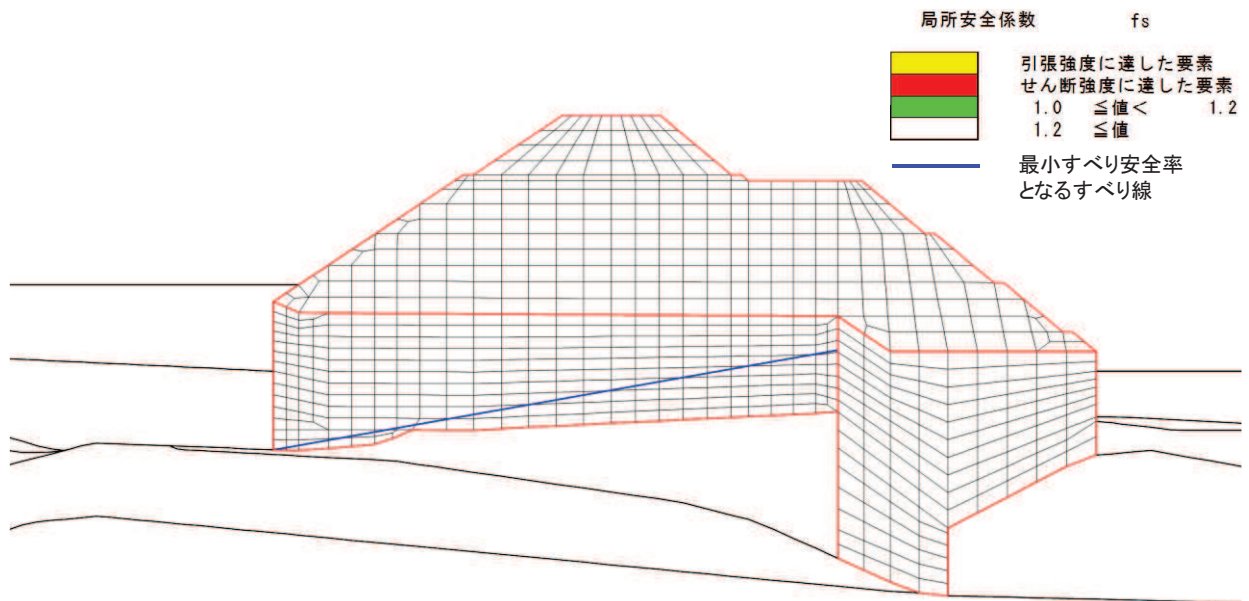


図 4.2-3 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面①, S d - D 2 (-+),  $t=13.52s$ )  
解析ケース①: 基本ケース

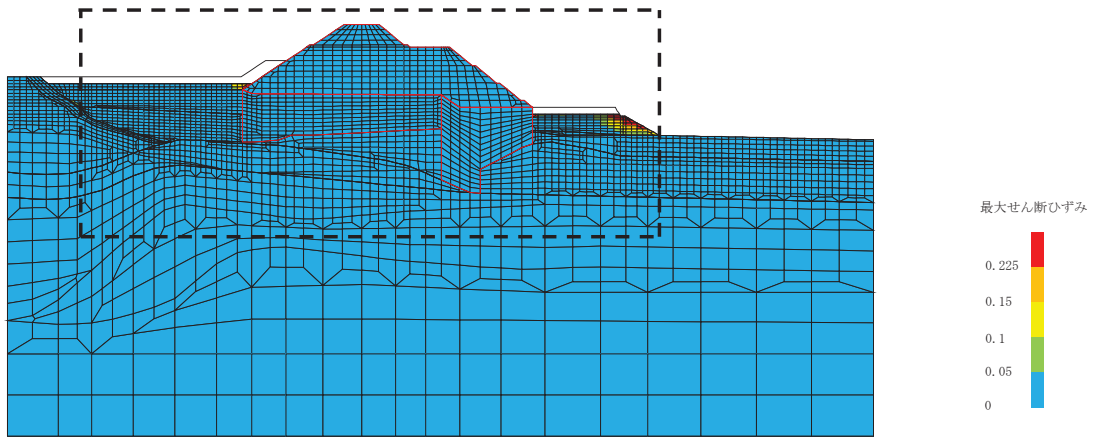
(5) 最大せん断ひずみ分布

各施設の照査で最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースについて、地盤に発生した最大せん断ひずみを確認する。

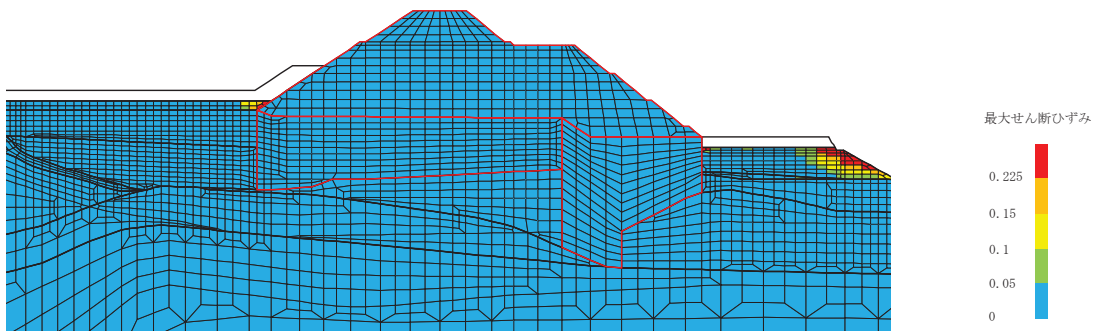
最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースの一覧を表 4.2-9 に、最大せん断ひずみ分布図を図 4.2-4、図 4.2-5 に示す。

表 4.2-9 最大照査値を示す解析ケースの一覧 (断面①)

| 断面  | 評価項目           |               |
|-----|----------------|---------------|
|     | セメント改良土        | 置換コンクリート      |
|     | すべり安全率         | すべり安全率        |
| 断面① | 解析ケース③         | 解析ケース①        |
|     | S d - D 2 (--) | S d - D 2 (+) |



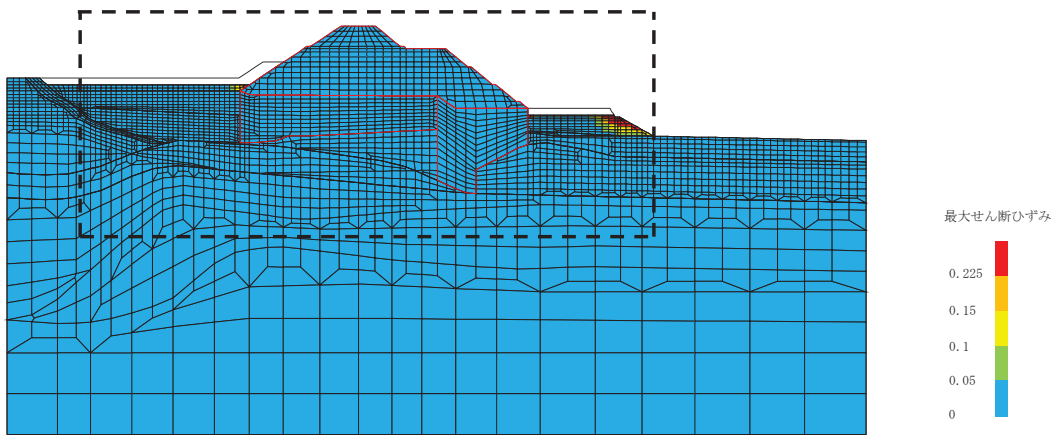
(a) 全体図



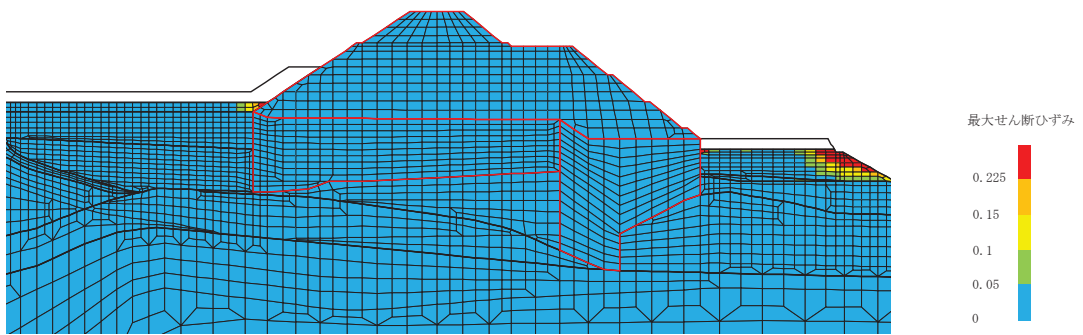
(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-4 断面①の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース③, S d - D 2 (一一))





(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-5 断面①の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース①, S d - D 2 (++) )

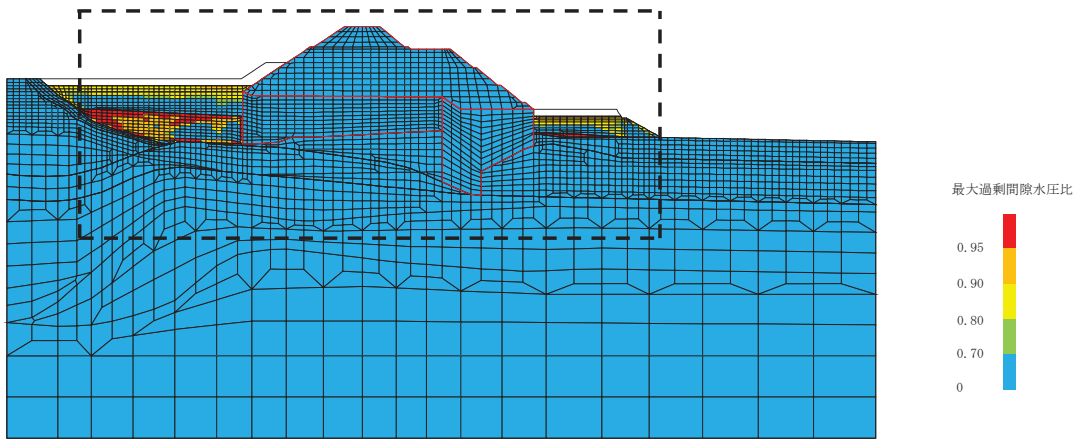
(6) 過剰間隙水圧比分布

地盤に発生した過剰間隙水圧比を確認するため、各施設の照査で最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースについて、地震応答解析の全時刻における過剰間隙水圧比の最大値分布を示す。

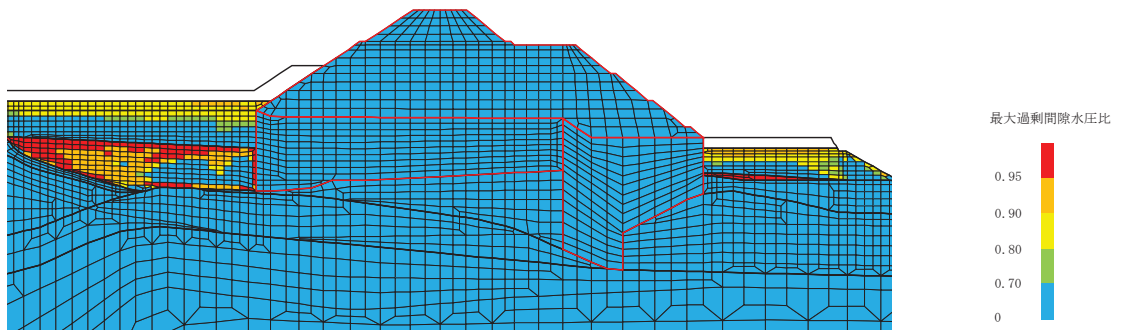
最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースの一覧を表4.2-10に、過剰間隙水圧比分布を図4.2-6、図4.2-7に示す。

表 4.2-10 最大照査値を示す解析ケースの一覧（断面①）

| 断面  | 評価項目                       |                            |
|-----|----------------------------|----------------------------|
|     | セメント改良土                    | 置換コンクリート                   |
|     | すべり安全率                     | すべり安全率                     |
| 断面① | 解析ケース③<br>S d - D 2 ( -- ) | 解析ケース①<br>S d - D 2 ( ++ ) |

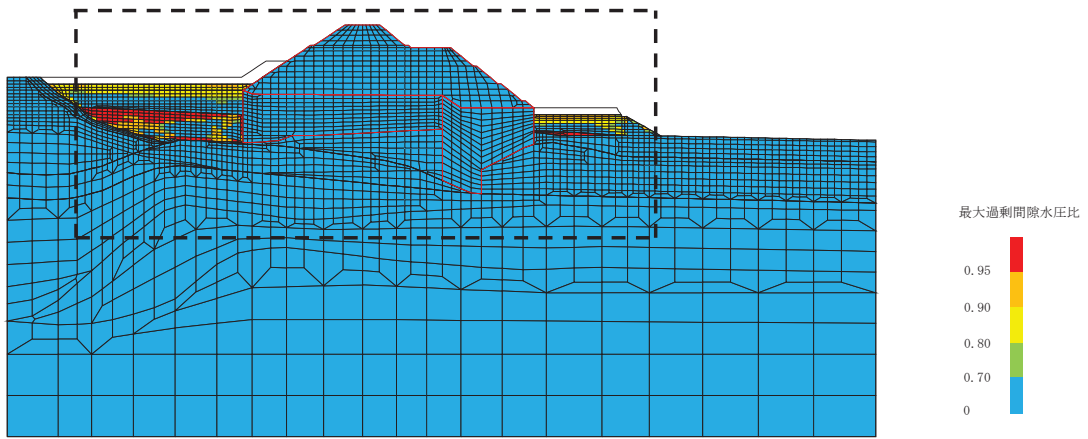


(a) 全体図

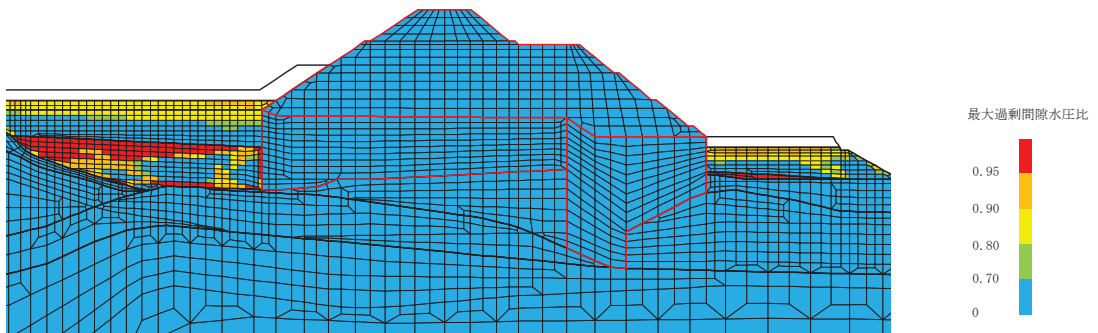


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-6 断面①の過剰間隙水圧比分布  
(解析ケース③, S d - D 2 (一一))



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-7 断面①の過剰間隙水圧比分布  
(解析ケース①, S d - D 2 (++) )

#### 4.2.2 セメント改良土の評価結果

セメント改良土のすべり安全率による評価結果を表 4.2-11 に、平均強度における最小すべり安全率となる時刻における局所安全係数分布を図 4.2-1 に示す。これらの結果から、セメント改良土のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 4.2-11 セメント改良土のすべり安全率評価結果

| 解析ケース                   | 地震動       | 発生時刻<br>(s) | 最小すべり安<br>全率 |     |
|-------------------------|-----------|-------------|--------------|-----|
| ①                       | S d - D 2 | (++)        | 13.63        | 6.0 |
|                         |           | (-+)        | 13.53        | 6.2 |
|                         |           | (+-)        | 13.63        | 6.2 |
|                         |           | (--)        | 13.53        | 5.8 |
| ②                       |           | (--)        | 13.52        | 5.8 |
| ③                       |           | (--)        | 13.53        | 5.6 |
| ① (平均値 - 1 $\sigma$ 強度) |           | (++)        | 13.63        | 5.8 |
|                         |           | (-+)        | 13.53        | 6.0 |
|                         | (+-)      | 13.63       | 6.0          |     |
|                         | (--)      | 13.53       | 5.5          |     |

#### 4.2.3 置換コンクリートの評価結果

置換コンクリートのすべり安全率による評価結果を表4.2-12に示す。これらの結果から、置換コンクリートのすべり安全率が1.2以上あることを確認した。

表 4.2-12 置換コンクリートのすべり安全率評価結果

| 解析ケース | 地震動       | 発生時刻<br>(s) | 最小すべり安<br>全率 |      |
|-------|-----------|-------------|--------------|------|
| ①     | S d - D 2 | (++)        | 25.23        | 12.7 |
|       |           | (-+)        | 25.22        | 14.2 |
|       |           | (+-)        | 25.23        | 13.1 |
|       |           | (--)        | 25.21        | 13.4 |
| ②     |           | (--)        | 25.21        | 13.2 |
| ③     |           | (--)        | 13.88        | 14.3 |

#### 4.2.4 改良地盤の評価結果

改良地盤のすべり安全率による評価結果を表 4.2-13 に示す。これらの結果から、改良地盤のすべり安全率が 1. 以上あることを確認した。

表 4.2-13 改良地盤のすべり安全率評価結果

| 解析ケース                   | 地震動       | 発生時刻<br>(s) | 最小すべり安全率 |     |
|-------------------------|-----------|-------------|----------|-----|
| ①                       | S d - D 2 | (++)        | 13.64    | 5.8 |
|                         |           | (-+)        | 13.52    | 5.3 |
|                         |           | (+-)        | 13.87    | 5.7 |
|                         |           | (--)        | 13.53    | 5.6 |
| ②                       |           | (--)        | 13.52    | 5.5 |
| ③                       |           | (--)        | 25.24    | 5.5 |
| ① (平均値 - 1 $\sigma$ 強度) |           | (++)        | 13.64    | 5.8 |
|                         |           | (-+)        | 13.52    | 5.3 |
|                         | (+-)      | 13.87       | 5.7      |     |
|                         | (--)      | 13.53       | 5.5      |     |

#### 4.2.5 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能評価結果を表4.2-14, 表4.2-15に示す。

また, 背面補強工及び置換コンクリートの最大接地圧分布図を図4.2-8, 図4.2-9に示す。

防潮堤(鋼管式鉛直壁)の基礎地盤に生じる最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

表 4.2-14 基礎地盤の支持性能照査結果(重畳時, セメント改良土)

| 解析<br>ケース | 地震動       |      | 最大接地圧<br>$R_a$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 極限支持力<br>$R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$R_a/R_{ua}$ |
|-----------|-----------|------|-------------------------------------|--|---------------------|
| ①         | S d - D 2 | (++) | 0.8                                 | 4.4                                    | 0.19                |
|           |           | (-+) | 0.8                                 | 4.4                                    | 0.19                |
|           |           | (+-) | 0.8                                 | 4.4                                    | 0.19                |
|           |           | (--) | 0.8                                 | 4.4                                    | 0.19                |
| ②         |           | (--) | 0.8                                 | 4.4                                    | 0.19                |
| ③         |           | (--) | 0.8                                 | 4.4                                    | 0.19                |

表 4.2-15 基礎地盤の支持性能照査結果(重畳時, 置換コンクリート)

| 解析<br>ケース | 地震動       |      | 最大接地圧<br>$R_a$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 極限支持力<br>$R_{ua}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 照査値<br>$R_a/R_{ua}$ |
|-----------|-----------|------|-------------------------------------|--|---------------------|
| ①         | S d - D 2 | (++) | 2.0                                 | 11.4                                   | 0.18                |
|           |           | (-+) | 2.1                                 | 11.4                                   | 0.19                |
|           |           | (+-) | 1.9                                 | 11.4                                   | 0.17                |
|           |           | (--) | 2.0                                 | 11.4                                   | 0.18                |
| ②         |           | (--) | 2.1                                 | 11.4                                   | 0.19                |
| ③         |           | (--) | 2.0                                 | 11.4                                   | 0.18                |



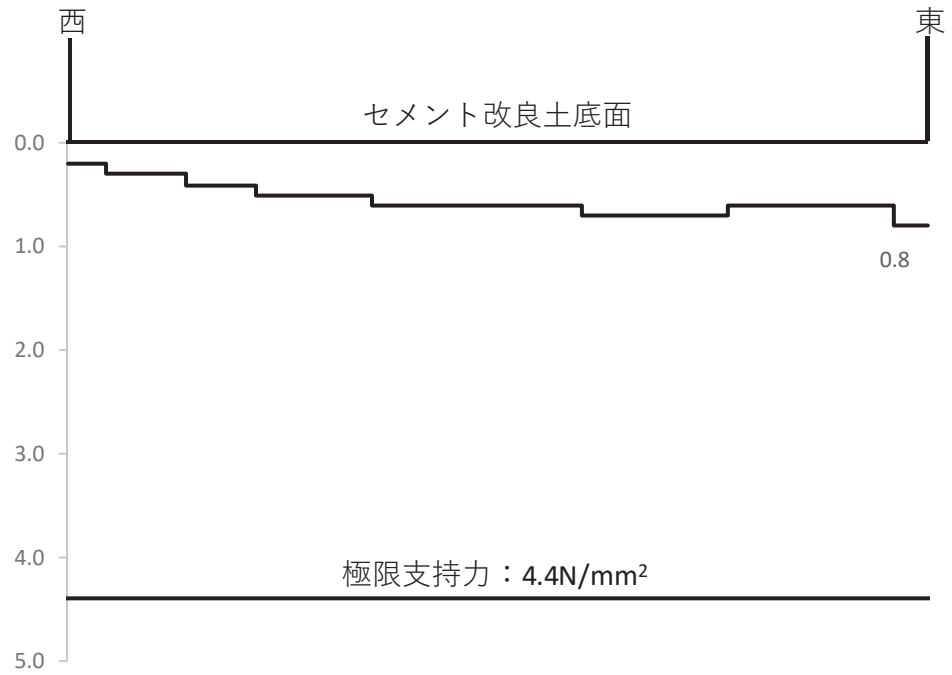


図 4.2-8 支持地盤の接地圧分布図（断面①，セメント改良土）  
 (S d - D 2 (-+))  
 解析ケース①：基本ケース

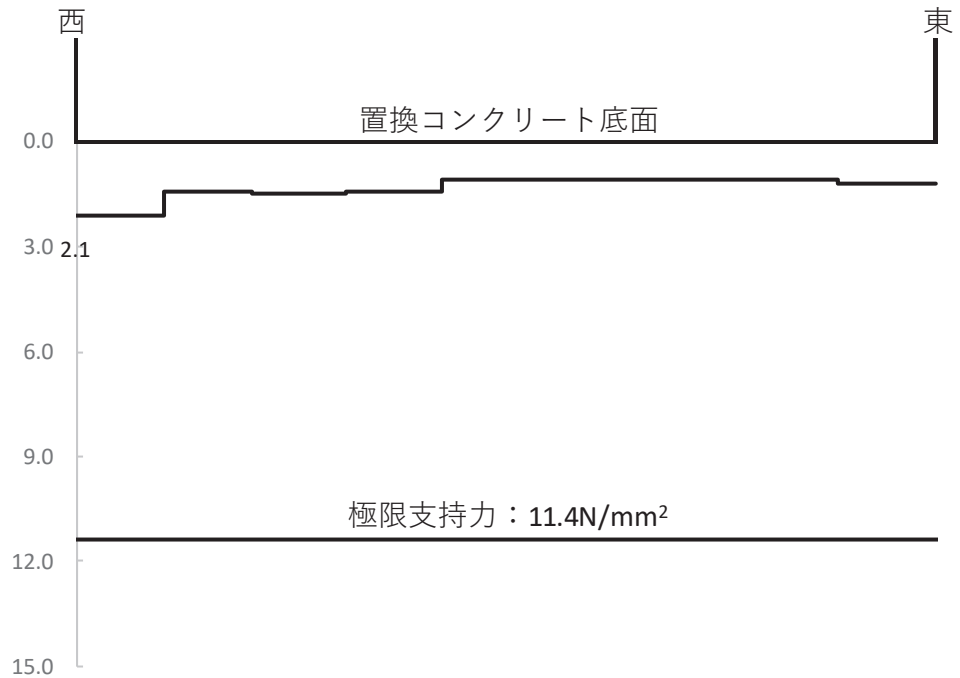


図 4.2-9 支持地盤の接地圧分布図（断面①，置換コンクリート）  
 (S d - D 2 (-+))  
 解析ケース①：基本ケース

## 5. 防潮堤（盛土堤防）の強度評価に関する影響検討

### 5.1 基準地震動 $S_s$ 後の剛性低下の影響について

#### (1) 概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）については、基準地震動  $S_s$  を経験した後（以下「 $S_s$  後」という。）に、必ずしも基準津波が来襲するものではないが、設置変更許可申請時において確認していたことを踏まえ、念のため  $S_s$  後に基準津波を考慮した場合の防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐津波設計への影響を確認する。

#### (2) 評価方針

基準地震動  $S_s$  によって地盤の剛性低下が生じた状態を考慮し、その上で津波時及び重畳時の評価を行う。

評価に用いる基準地震動  $S_s$  については、地盤の剛性低下の観点から、地震継続時間が長い  $S_s - D1$  を対象とする。

#### a. 津波時

津波時の評価対象断面及び評価部位については、「4.1 津波時」から解析ケース①（基本ケース）の結果において、照査値が最も厳しい「断面①，セメント改良土」とする。

断面①の地震応答解析モデルを図 5.1-1 に示す。

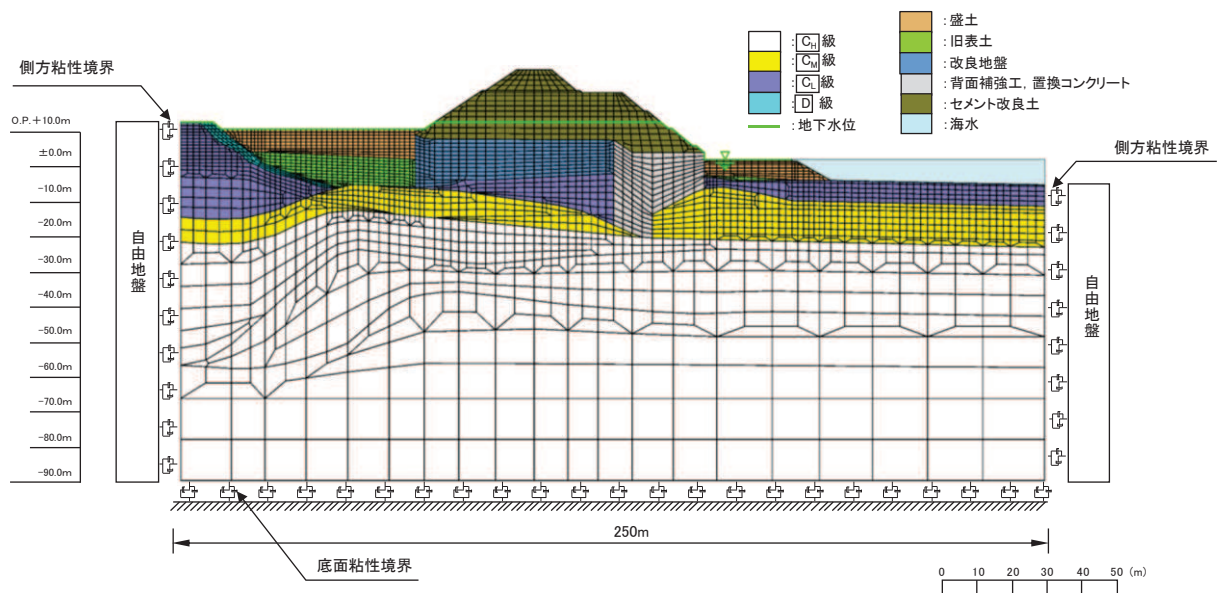


図 5.1-1 防潮堤（盛土堤防）の断面①の解析モデル

解析方法については、「3.5.1(1) 解析方法」と同様であるが、 $S_s$  後の津波時の評価として、基準地震動  $S_s$  による解析後に遡上津波荷重及び衝突荷重を図 5.1-2 に示すように 100 分割 ( $\Delta t=0.01(s)$ ) して漸増載荷させる。

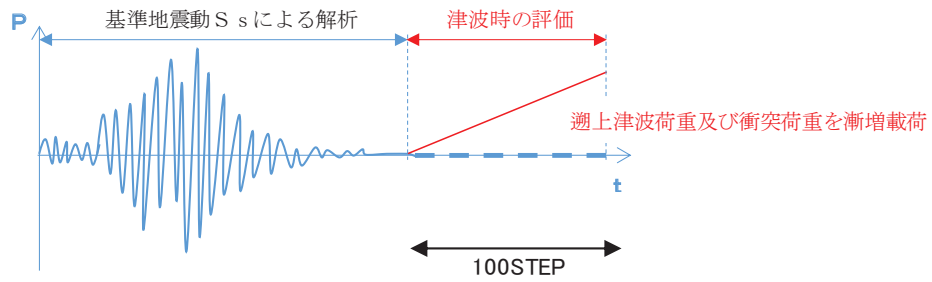


図 5.1-2 S s 後を考慮した津波時の遡上津波荷重及び衝突荷重の载荷方法のイメージ

また、影響検討を行う解析ケースについては、表 5.1-1 のとおり「3.5.2(1)b. 材料物性及び地盤物性のばらつき」の解析ケース①を実施する。

表 5.1-1 解析ケース（防潮堤（盛土堤防）Ss 後を考慮した津波時）

| 解析ケース           | 材料物性<br>(コンクリート)<br>( $E_0$ : ヤング係数) | 地盤物性   |  |
|-----------------|--------------------------------------|--|--|
|                 |                                      | 旧表土, 盛土, D級岩盤<br>セメント改良土, 改良地盤<br>( $G_0$ : 初期せん断弾性係数) | C1級岩盤, C2級岩盤<br>C4級岩盤, B級岩盤<br>( $G_d$ : 動せん断弾性係数) |
| ケース①<br>(基本ケース) | 設計基準強度                               | 平均値  | 平均値  |

b. 重畳時

重畳時の評価対象断面，評価部位及び入力地震動については，「4.2 重畳時」から解析ケース①（基本ケース）の結果において，照査値が最も厳しい「断面①，鋼管杭，S d-D 2（-）」とする。

断面①の地震応答解析モデルを図 5.1-3 に示す。

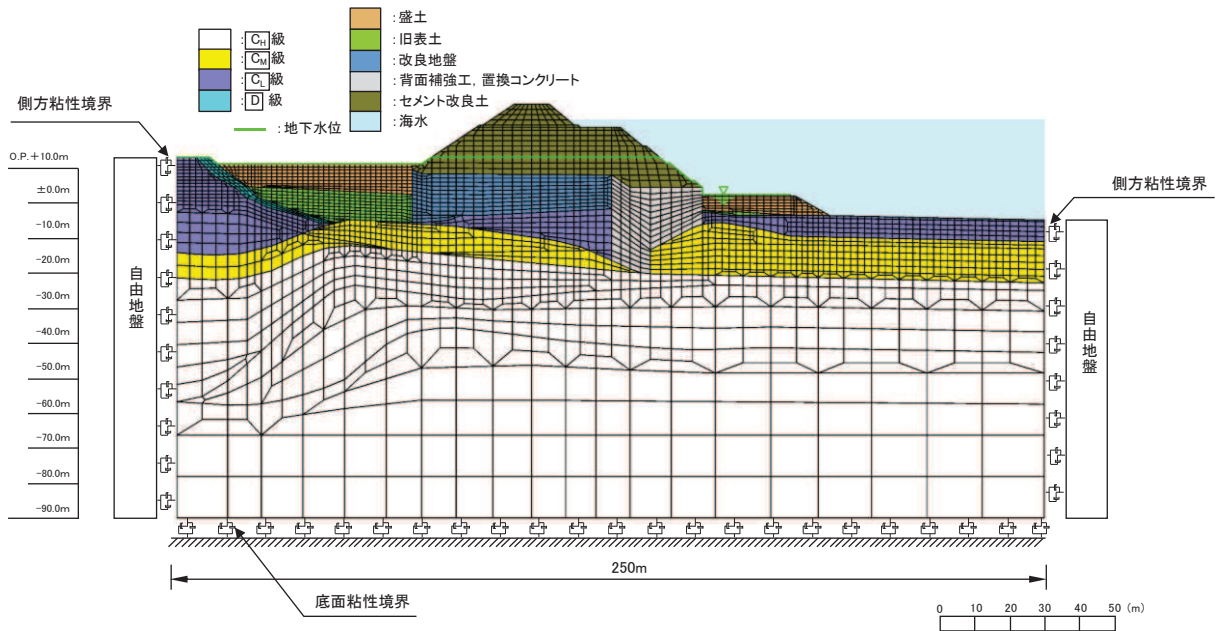
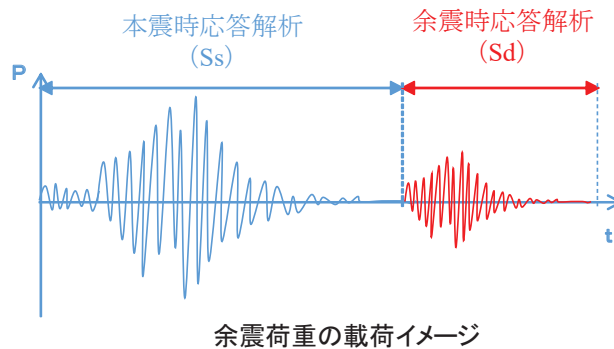


図 5.1-3 防潮堤（盛土堤防）の断面①の解析モデル

解析方法については，「3.5.2(1) 解析方法」と同様であるが，S s 後の重畳時の評価としては，仮想的な荷重載荷状況とはなるが，以下の流れで荷重を載荷させている。

まず，初期状態において遡上津波荷重を載荷させ，その状態を保持したまま図 5.1-4 のとおり基準地震動 S s による地震荷重を載荷させ，その後弾性設計用地震動 S d-D 2 による余震荷重載荷させることとした。



余震荷重の載荷イメージ

図 5.1-4 S s 後を考慮した重畳時の余震荷重及び遡上津波荷重の載荷方法のイメージ

また、影響検討を行う解析ケースについては、表 5.1-2 のとおり「3.5.2(1)b. 材料物性及び地盤物性のばらつき」の解析ケース①を実施する。

表 5.1-2 解析ケース（防潮堤（盛土堤防）Ss 後を考慮した重畳時）

| 解析ケース           | 材料物性<br>(コンクリート)<br>( $E_0$ : ヤング係数) | 地盤物性   |   |
|-----------------|--------------------------------------|--|---|
|                 |                                      | 旧表土, 盛土, D級岩盤<br>セメント改良土, 改良地盤<br>( $G_0$ : 初期せん断弾性係数) | C <sub>1</sub> 級岩盤, C <sub>2</sub> 級岩盤<br>C <sub>3</sub> 級岩盤, B級岩盤<br>( $G_d$ : 動せん断弾性係数) |
| ケース①<br>(基本ケース) | 設計基準強度                               | 平均値  | 平均値   |

(3) 評価結果

a. 津波時

S s 後の津波時の評価結果を表 5.1-3 に示す。

本検討の結果，S s 後の地盤剛性の低下による影響はほとんどなく，照査結果に影響しないことを確認した。

表 5.1-3 セメント改良土のすべり安全率評価結果（断面①）

| 解析ケース | 最小すべり安全率 |
|-------|----------|
| ①     | 6.3      |
| ②     | 6.3      |
| ③     | 6.3      |
| Ss 後  | 6.3      |

b. 重畳時

S s 後の重畳時の評価結果を表 5.1-4 に示す。

本検討の結果，S s 後の地盤剛性の低下による影響はわずかであり，すべり安全率に十分な余裕があることを確認した。

表 5.1-4 セメント改良土のすべり安全率評価結果（断面①）

| 解析ケース | 地震動       |      | 発生時刻<br>(s) | 最小すべり安<br>全率 |
|-------|-----------|------|-------------|--------------|
|       |           |      |             |              |
| ①     | S d - D 2 | (--) | 13.53       | 5.8          |
| ②     |           | (--) | 13.52       | 5.8          |
| ③     |           | (--) | 13.53       | 5.6          |
| S s 後 | S d - D 2 | (--) | 13.53       | 5.5          |

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

## 目 次

|                          |    |
|--------------------------|----|
| (1) 概要及び評価方針             | 1  |
| a. 概要                    | 1  |
| b. 評価方針                  | 6  |
| (2) 性能確認試験               | 13 |
| a. ゴムジョイント               | 13 |
| b. ウレタンシリコーン目地           | 20 |
| (3) 許容限界の設定              | 30 |
| (4) 耐久性                  | 31 |
| a. 評価項目                  | 31 |
| b. ゴムジョイントの評価結果          | 32 |
| c. ウレタンシリコーン目地の評価結果      | 39 |
| (5) 維持管理方針の検討            | 47 |
| (6) 背面補強工の構造目地部について      | 48 |
| (7) ウレタンシリコーン目地の施工方法について | 50 |

(1) 概要及び評価方針

a. 概要

防潮堤は、構造上の境界部及び構造物間に生じる相対変位に対して有意な漏えいを生じない変形に留まる止水ジョイント部材を設置することにより、有意な漏えいを生じない性能を保持する設計としている。

止水ジョイント部材は、構造上の境界部及び構造物間に生じる相対変位の大きさに応じて、ゴムジョイントとウレタンシリコーン目地を使い分ける。

これを踏まえ、各止水ジョイント部材を評価対象とし、止水ジョイント部材が地震時、津波時及び重畳時による変位に対し有意な漏えいを生じない変形に留まること、津波による波圧に対し止水ジョイント部材から有意な漏えいが生じないことを性能確認試験により確認する。また、長期的な耐候性に関しては、耐候性試験により確認する。

防潮堤の平面位置図を図 6.1.5-1 に示す。また、止水ジョイント部材の仕様、設置箇所、拡大図及び詳細図を、それぞれ表 6.1.5-1、図 6.1.5-2、図 6.1.5-3 及び図 6.1.5-4 に示す。

なお、ゴムジョイントの下端部については、図 6.1.5-3 に示すように背面補強工等の天端まで余長をとって設置することで構造境界部の止水性を確実なものとする。



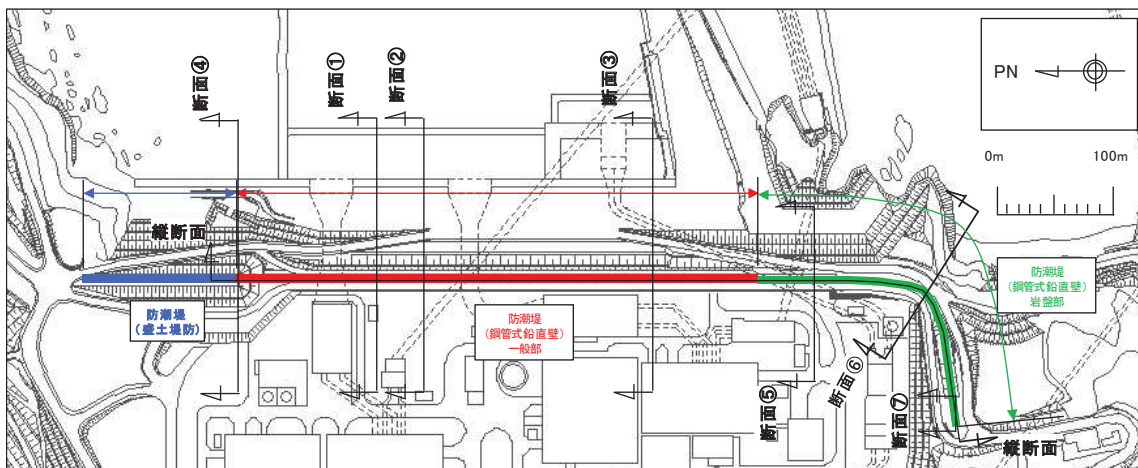


図 6.1.5-1 防潮堤平面位置図

表 6.1.5-1 止水ジョイント部材の仕様

| 止水ジョイント部材の種類 | 適用部位   | 主成分           | 設置箇所           |
|--------------|--------|---------------|----------------|
| ゴムジョイント      | 構造境界部* | クロロプレンゴム      | 図 6.1.5-2 のとおり |
| ウレタンシリコーン目地  | 構造同一部* | ウレタン<br>シリコーン | 図 6.1.5-2 のとおり |

注記 \* : 詳細は「6.1.6 防潮堤 (鋼管式鉛直壁) の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示す。

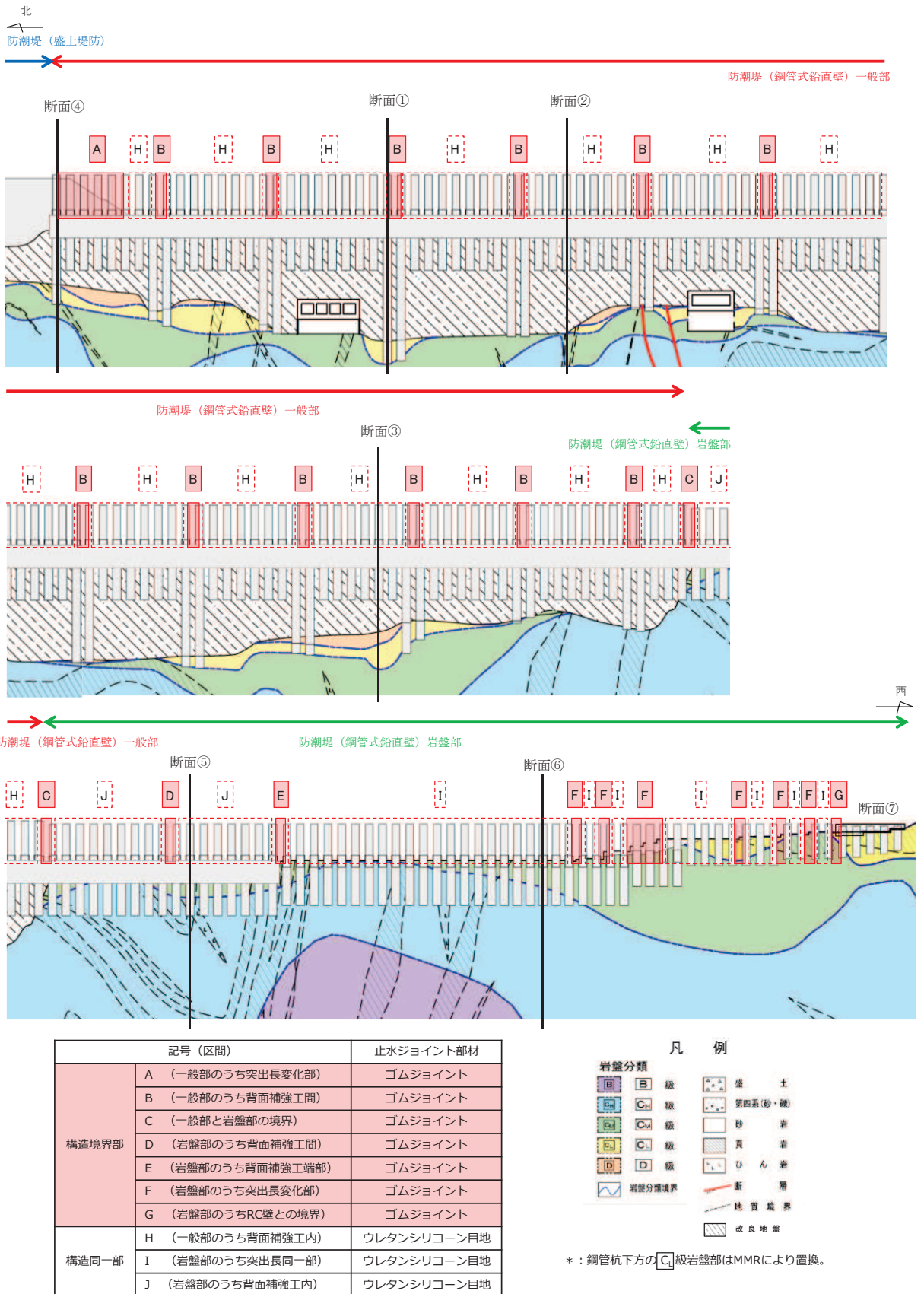
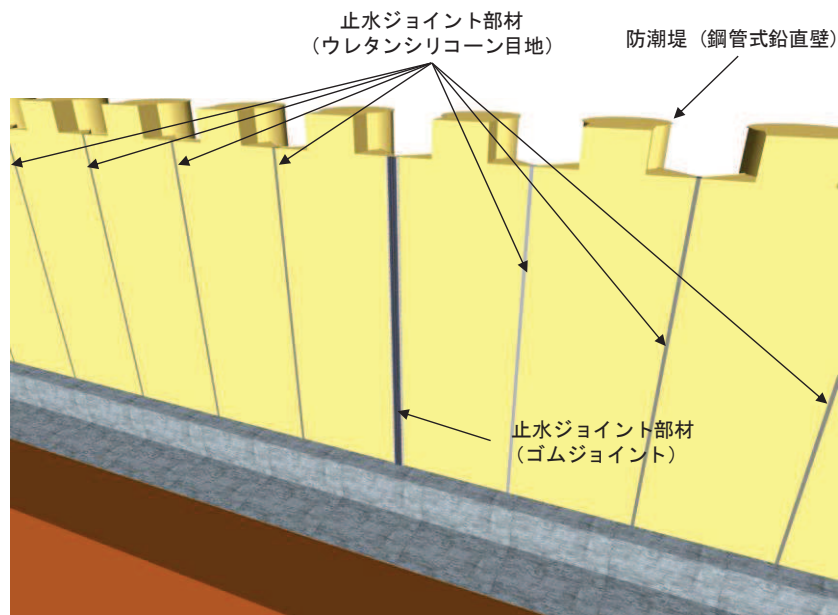
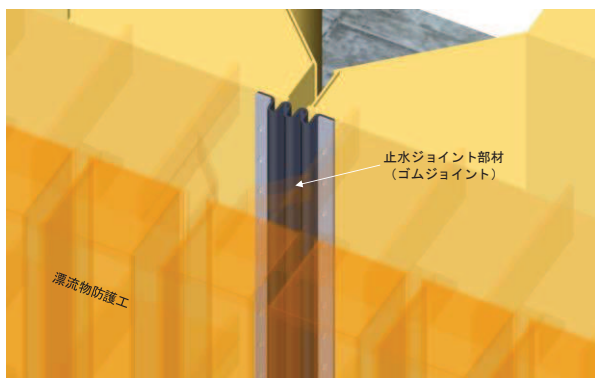


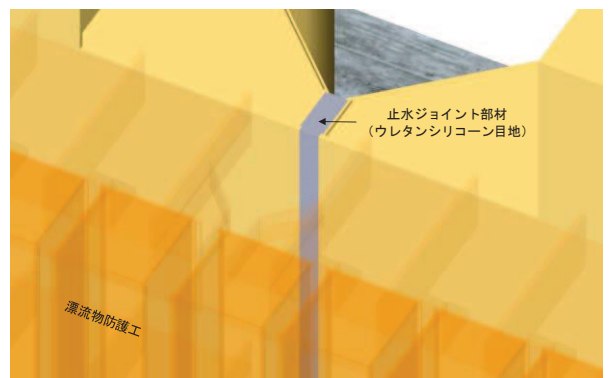
図 6.1.5-2 止水ジョイント部材の設置箇所  
(防潮堤縦断面図)



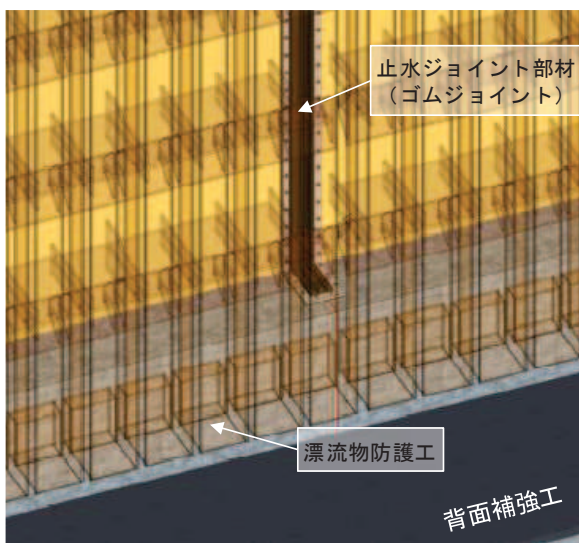
(全体)



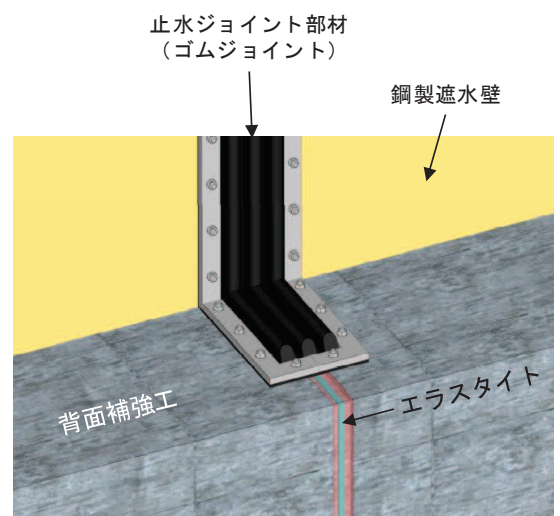
(ゴムジョイント部材の設置イメージ)



(ウレタンシリコーン目地の設置イメージ)

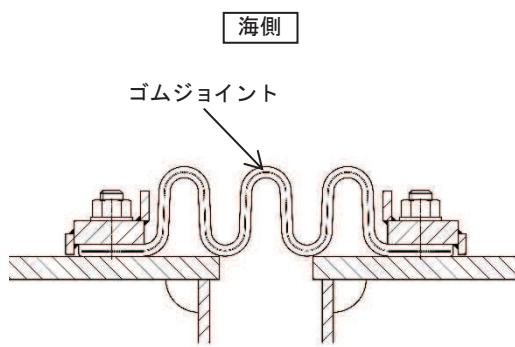


(ゴムジョイント部材の下部詳細)

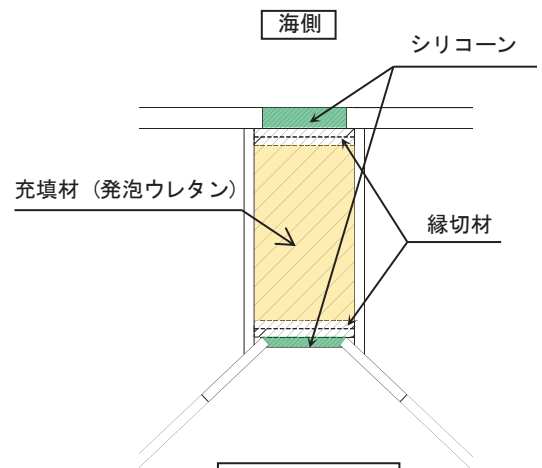


漂流物防護工よりも内側から見た図

図 6.1.5-3 止水ジョイント部材設置イメージ図



山側 (敷地側)  
(ゴムジョイント)



(ウレタンシリコーン目地)

図 6.1.5-4 止水ジョイント部材詳細図

b. 評価方針

止水ジョイント部材の評価方針として、地震時、津波時及び重畳時による変位に対し有意な漏えいを生じない変形に留まること、津波による波圧に対し止水ジョイント部材から有意な漏えいが生じないことを性能確認試験により確認する。また、長期的な経年劣化に対して、有意な性能低下が生じないことを耐侯性試験により確認する。

止水ジョイント部材の評価フローを図 6.1.5-5 に、確認試験の一覧を表 6.1.5-2 に示す。

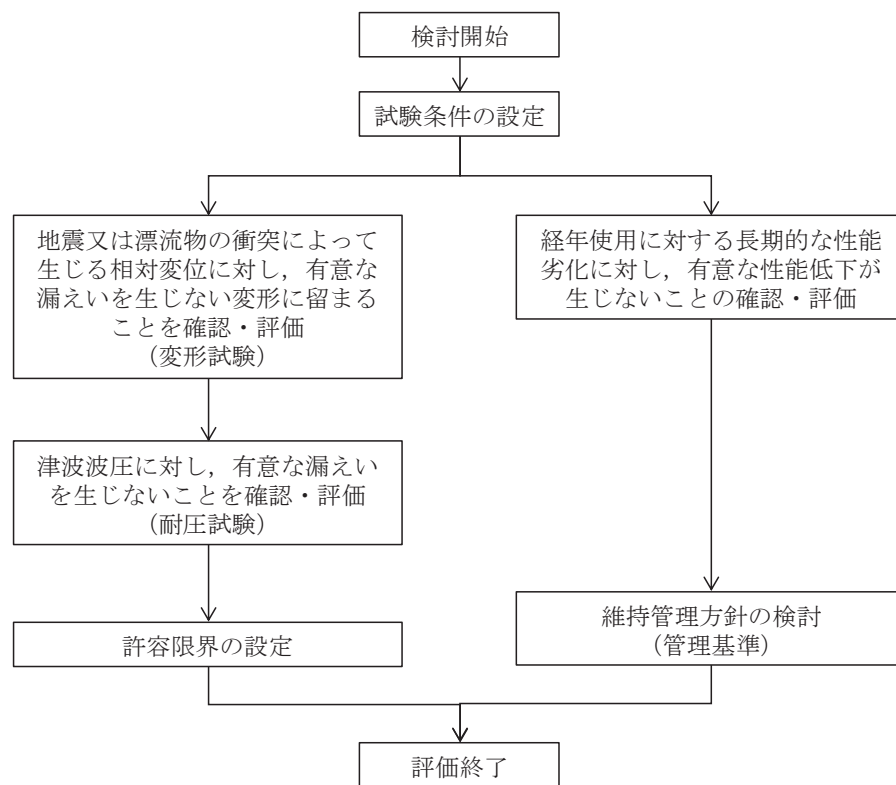


図 6.1.5-5 止水ジョイント部材の評価フロー

表 6.1.5-2 確認試験一覧

| 項目<br>確認                    | 地震時                        | 津波時   | 重畳時                                |
|-----------------------------|----------------------------|---|------------------------------------|
| 有形に留まることの確認<br>有意な漏えいを生じない変 | —<br>(地震時は津波時の試験で代表)       | 変形試験*<br>(津波波圧を負荷すると同時に地震時の変位量又は漂流物衝突による変位量を模擬) | 変形試験*<br>(津波波圧を負荷すると同時に余震時の変位量を模擬) |
| との確認<br>有意な漏えいを生じないこ        | —<br>(地震時は要求されな<br>いため対象外) | 耐圧試験  | 耐圧試験                               |
| ことの確認<br>有意な性能低下が生じない       | 耐候性試験                      |   |                                    |

注記 \* : 繰返し载荷及び継続载荷を実施する。

(a) 試験変形量

止水ジョイント部材の変位方向については、図 6.1.5-6 に示すとおり、防潮堤軸方向（以下、「伸び方向」という）及び防潮堤軸直交方向（以下、「せん断方向」という）の2方向について実施する。

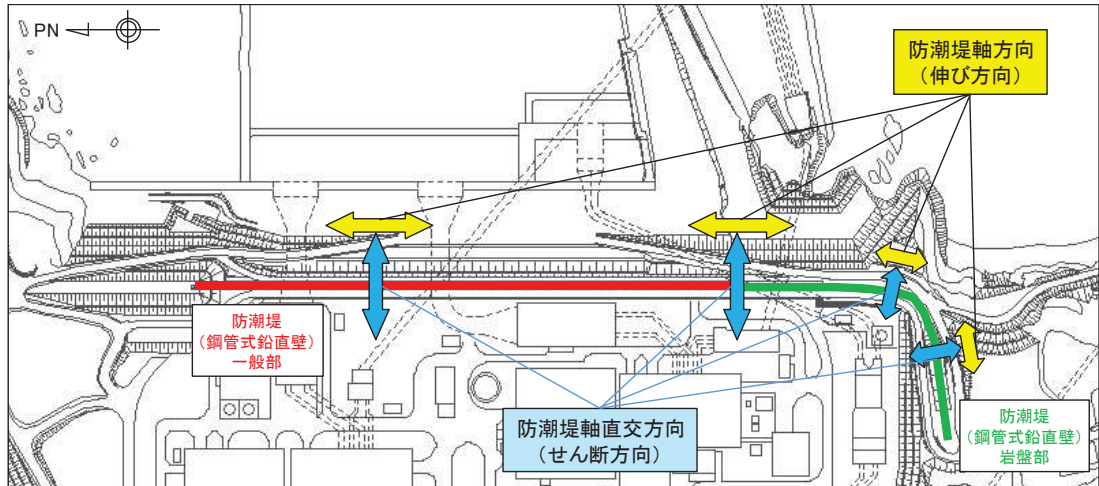


図 6.1.5-6 防潮堤軸直交方向及び防潮堤軸方向の定義

イ. ゴムジョイント

ゴムジョイントの試験時変位量は図 6.1.5-7 に示す設計負荷範囲を超える値として、表 6.1.5-3 に示す試験条件で実施する。なお、耐圧試験は表 6.1.5-3 に示す変位量を与えた条件で実施する。

耐圧条件 : 0.40 MPa

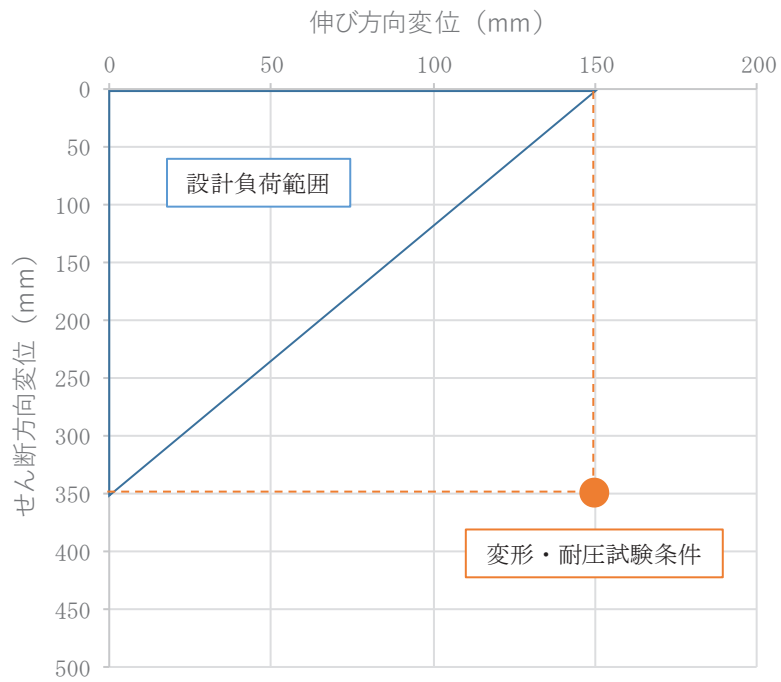


図 6.1.5-7 ゴムジョイントの設計負荷範囲

表 6.1.5-3 ゴムジョイントの試験時変位量

| 変位量                 |
|---------------------|
| 伸び 150mm, せん断 350mm |



ロ. ウレタンシリコーン目地

ウレタンシリコーン目地の試験時変位量は図 6.1.5-8 に示す設計負荷範囲を超える値として、表 6.1.5-4 に示す試験条件で実施する。なお、耐圧試験は表 6.1.5-4 に示す変位量を与えた条件で実施する。

耐圧条件 : 0.28 MPa

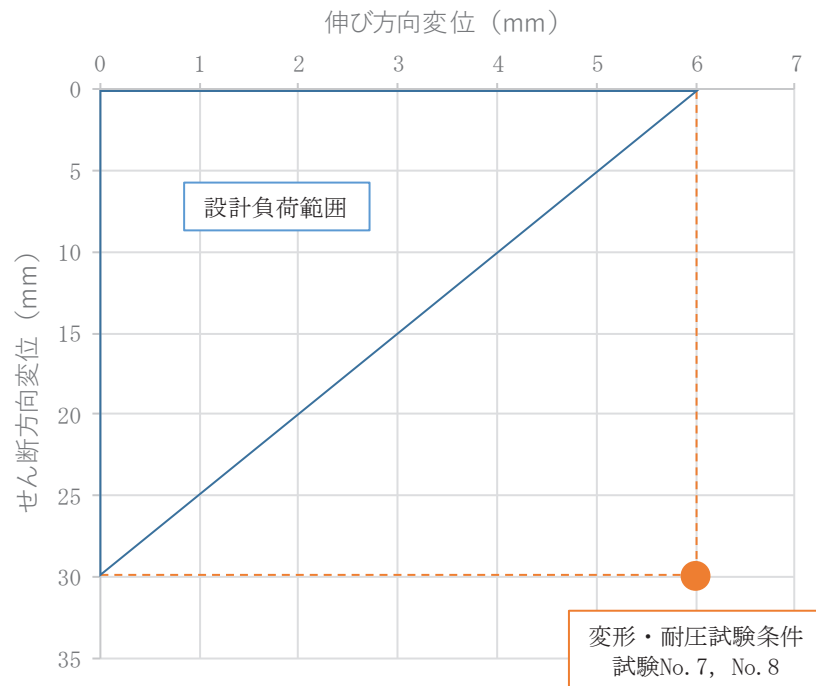


図 6.1.5-8 ウレタンシリコーン目地の設計負荷範囲

表 6.1.5-4 ウレタンシリコーン目地の試験時変位量

|                  |
|------------------|
| 変位量              |
| 伸び 6mm, せん断 30mm |

(b) 試験水圧

試験水圧は、津波時に止水ジョイント部材に作用する水圧として、遡上津波波圧及び余震による動水圧を算定の上、設定する。

遡上津波波圧については、防潮堤前面における最大津波水位標高（入力津波水位：O.P.+24.4m）と防潮堤前面（海側）の地盤標高の差分の1/2倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その3倍を考慮して算定する。遡上津波波圧を表6.1.5-5に示す。

また、余震による動水圧は、弾性設計用地震動S<sub>d</sub>-D<sub>2</sub>を入力地震動とした地震応答解析より算出する。動水圧を表6.1.5-6に示す。

各評価断面における遡上津波波圧と最大動水圧の合計は表6.1.5-7のとおりであり、断面③における262.5kN/m<sup>2</sup>（0.2625MPa）が最大である。そのため、保守的に280kN/m<sup>2</sup>（0.28MPa）とする。なお、ゴムジョイントについては、さらに保守的に400kN/m<sup>2</sup>（0.40MPa）とする。

断面①～⑥の位置を図6.1.5-1及び図6.1.5-2に示す。

表 6.1.5-5 遡上津波波圧

| 断面  | 防潮堤<br>天端高<br>(O.P. (m)) | 入力津波高<br>(O.P. (m)) | 防潮堤前面<br>の地盤高<br>(O.P. (m)) | 設計用<br>浸水深<br>(m) | 防潮堤<br>天端波圧<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | 背面補強工<br>天端での波圧<br>(kN/m <sup>2</sup> ) |
|-----|--------------------------|---------------------|-----------------------------|-------------------|-------------------------------------|---|
| ①～⑤ | 29.0                     | 24.4                | 0.5                         | 11.95             | 74.3                                | 180.3                                   |
| ⑥   | 29.0                     | 24.4                | 0.0                         | 12.2              | 76.8                                | 182.9                                   |

表 6.1.5-6 動水圧

| 断面 | 防潮堤<br>天端高<br>(O.P. (m)) | 入力津波高<br>(O.P. (m)) | 地震動（位相）                             | 最大動水圧<br>(kN/m <sup>2</sup> ) |
|----|--------------------------|---------------------|-------------------------------------|-------------------------------|
| ①  | 29.0                     | 24.4                | S <sub>d</sub> -D <sub>2</sub> （+-） | 57.8                          |
| ②  | 29.0                     | 24.4                | S <sub>d</sub> -D <sub>2</sub> （-+） | 66.6                          |
| ③  | 29.0                     | 24.4                | S <sub>d</sub> -D <sub>2</sub> （--） | 82.2                          |
| ⑤  | 29.0                     | 24.4                | S <sub>d</sub> -D <sub>2</sub> （-+） | 36.7                          |
| ⑥  | 29.0                     | 24.4                | S <sub>d</sub> -D <sub>2</sub> （++） | 54.4                          |

表 6.1.5-7 遡上津波波圧と動水圧の合計

| 断面 | 防潮堤前面の<br>地盤高での波圧<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | 動水圧<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | 波圧と動水<br>圧の合計<br>(kN/m <sup>2</sup> ) |
|----|---|-----------------------------|---------------------------------------|
| ①  | 180.3                                     | 57.8                        | 238.1                                 |
| ②  | 180.3                                     | 66.6                        | 246.9                                 |
| ③  | 180.3                                     | 82.2                        | <u>262.5</u>                          |
| ⑤  | 180.3                                     | 36.7                        | 217.0                                 |
| ⑥  | 182.9                                     | 54.4                        | 237.3                                 |

## (2) 性能確認試験

止水ジョイント部材に対して、地震時、津波時及び重畳時の最大相対変位を想定して伸び・せん断変形させ、有意な漏えいを生じない変形に留まることを試験により確認する。また、止水ジョイント部材に対して、上記最大相対変位及び津波による波圧を想定した伸び・せん断変形及び水圧を作用させることにより、有意な漏えいを生じない性能を保持することを試験により確認する。

### a. ゴムジョイント

#### (a) 試験条件（試験変位量，水圧）

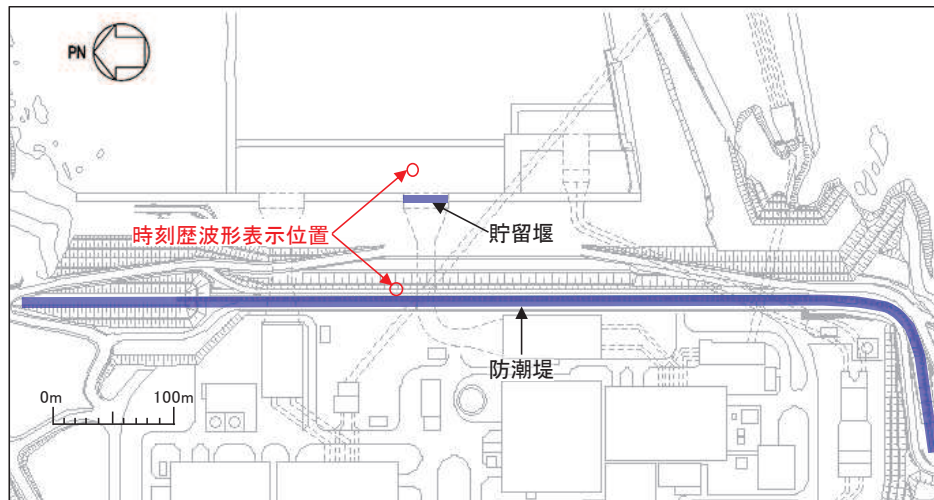
試験条件として表 6.1.5-8 に示す変位量，水圧を作用させる。加圧時間は図 6.1.5-9 に示すとおり基準津波の半周期が約 10 分であることを踏まえ、10 分以上を基本とし、試験では保守的に 1 時間とした。加圧時間中及び加圧時間経過後、ゴムジョイントに有意な損傷や漏えいが生じないことを確認する。

ゴムジョイントの性能確認試験フローを図 6.1.5-10 に、変形・耐圧試験のイメージを図 6.1.5-11 に、変形・耐圧試験の状況を図 6.1.5-12 に示す。

表 6.1.5-8 ゴムジョイントの試験条件

| 試験種別 | 変位量                   | 水圧      | 必要耐圧<br>保持時間 |
|------|-----------------------|---------|--------------|
| 変形試験 | 伸び 150mm<br>せん断 350mm | —       | —            |
| 耐圧試験 | 伸び 150mm<br>せん断 350mm | 0.40MPa | 10 分以上*      |

注記 \*：加圧時間は必要耐圧保持時間に対し、十分な余裕をもって 1 時間とした。



(時刻歴波形表示位置)

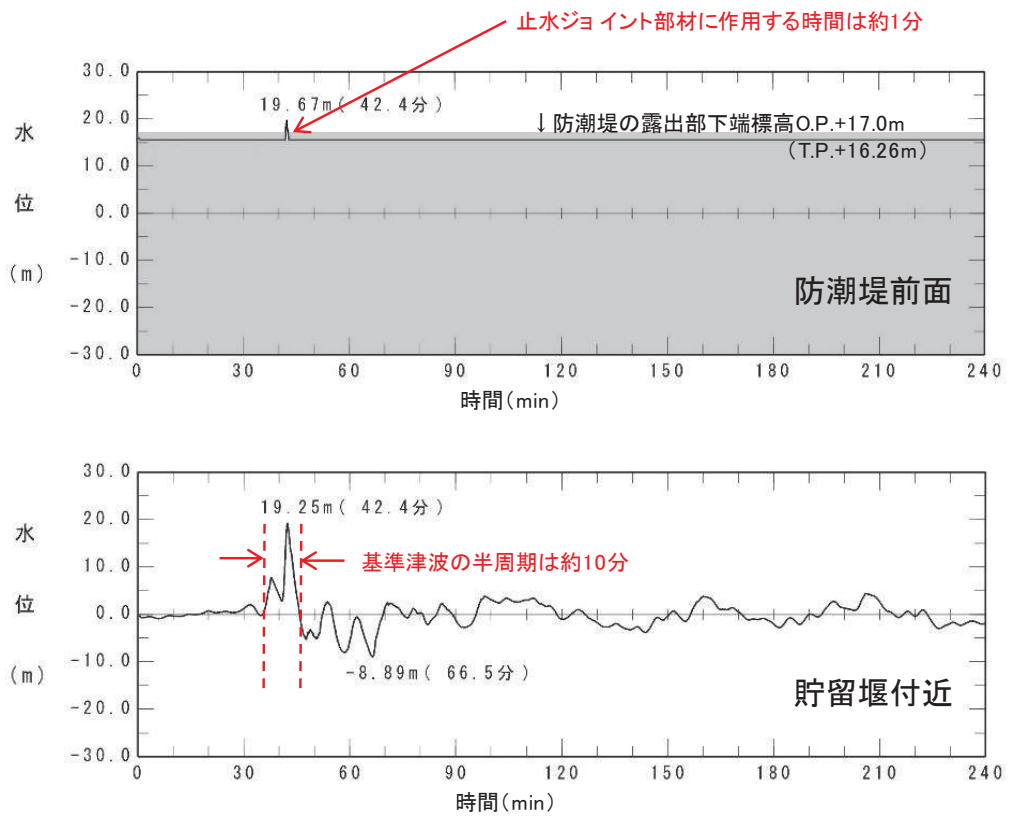


図 6.1.5-9 防潮堤前面及び貯留堰付近の水位時刻歴波形

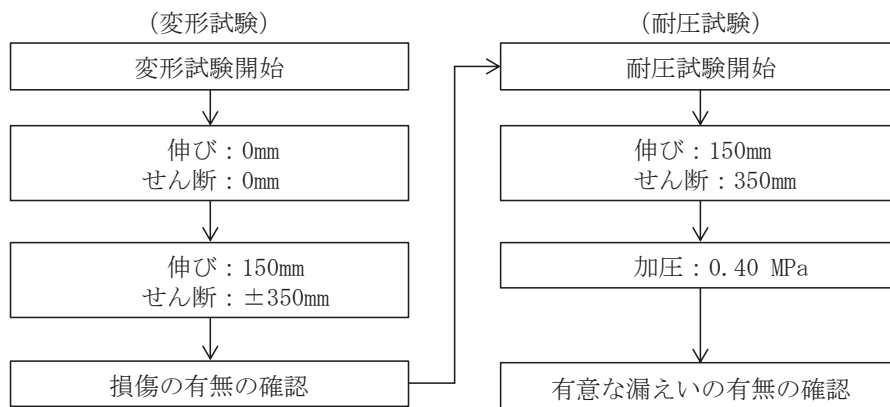


図 6.1.5-10 ゴムジョイントの性能確認試験フロー

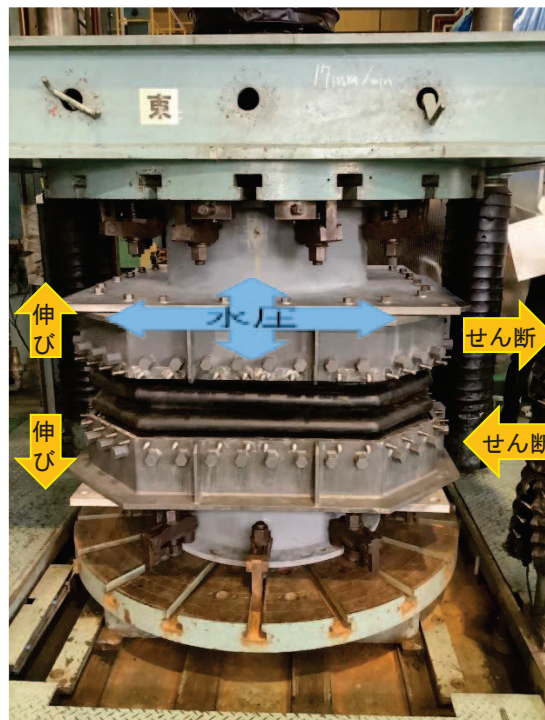


図 6.1.5-11 変形・耐圧試験のイメージ

(b) 試験状況写真

イ. 設置状況確認 (伸び 0mm, せん断 0mm, 水圧 0MPa)

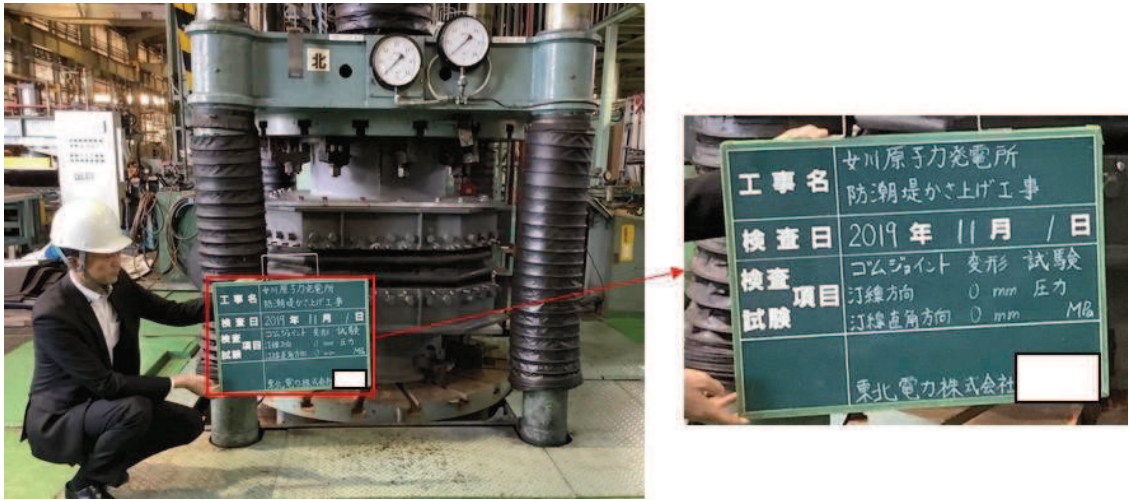


図 6.1.5-12(1) 全体状況



図 6.1.5-12(2) ゴムジョイント設置状況



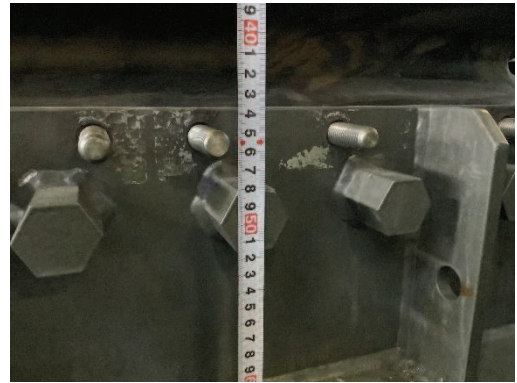
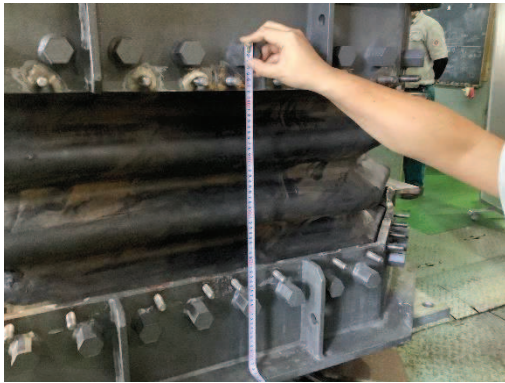
枠間距離計測状況



ボルト間距離 (初期値): 330 mm

図 6.1.5-12(3) ゴムジョイント設置状況 (枠間距離計測)

ロ. 変形試験状況確認 (伸び 150mm, せん断 0mm, 水圧 0MPa)



枠間距離計測状況 (損傷無し)

ボルト間距離 : 480 mm  
(初期値 330mm + 伸び 150mm = 480mm)

図 6.1.5-12(4) ゴムジョイント変形試験状況 (伸び : 150mm)

ハ. 変形試験状況確認 (伸び 150mm, せん断 350mm, 水圧 0MPa)

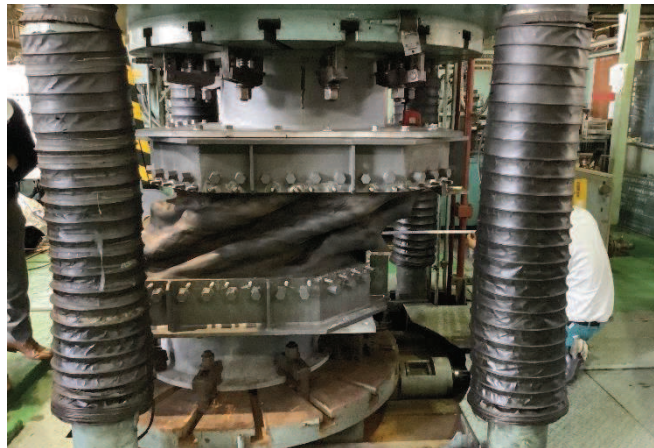


図 6.1.5-12(5) 変形試験全体状況 (伸び 150mm, せん断 350mm, 水圧 0MPa)



せん断方向距離計測状況

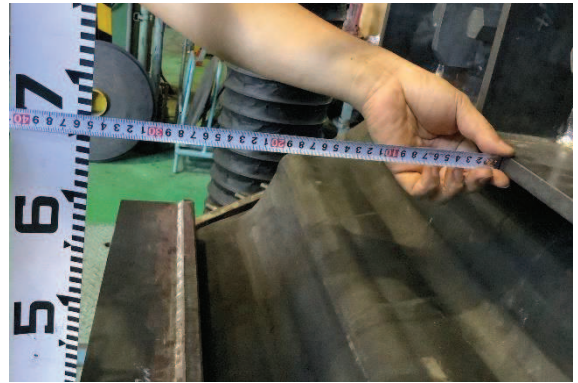
せん断方向変位 : 350 mm

図 6.1.5-12(6) ゴムジョイント変形試験状況 (伸び : 150mm, せん断 : 350mm)





せん断方向距離計測状況



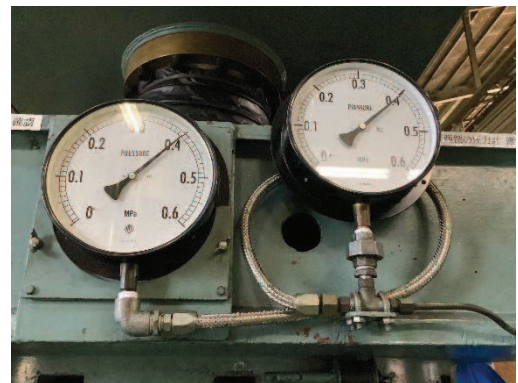
せん断方向変位：350 mm

図 6.1.5-12 (7) ゴムジョイント変形試験状況 (伸び：150mm, せん断：350mm)

二. 耐圧試験状況確認 (伸び 150mm, せん断 350mm, 水圧 0.40MPa)



加圧状況 (漏えい無し)



0.40MPa 加圧

図 6.1.5-12 (8) ゴムジョイント耐圧試験状況 (伸び：150mm, せん断：350mm, 水圧 0.40MPa)



0.40MPa, 1時間保持後 (漏えい無し)



0.40MPa, 1時間保持後

図 6.1.5-12 (9) ゴムジョイント耐圧試験結果 (伸び：150mm, せん断：350mm, 水圧 0.40MPa)

(c) 試験結果

所定の変位（伸び 150mm，せん断 350mm）を与えた上で，津波による波圧を上回る水圧 0.40MPa を 10 分以上（加圧時間：1 時間）加圧した結果，表 6.1.5-9 に示すとおり損傷及び漏えいが無いことを確認した。

表 6.1.5-9 ゴムジョイントの試験結果

| 試験種別 | 変位量                   | 水圧      | 耐圧<br>保持時間 | 損傷，<br>漏えい | 判定 |
|------|-----------------------|---------|------------|------------|----|
| 変形試験 | 伸び 150mm<br>せん断 350mm |         |            | 無し         | OK |
| 耐圧試験 | 伸び 150mm<br>せん断 350mm | 0.40MPa | 10 分以上     | 無し         | OK |

b. ウレタンシリコーン目地

ウレタンシリコーン目地は図 6.1.5-13 に示すように、シリコーン及びウレタンで構成され、シリコーンとウレタンの間には両者が干渉しないよう縁切材を入れてある。

また、地震時、津波時及び重畳時に作用する力の伝達及び止水機能を発揮するメカニズムを図 6.1.5-14 に示す。このことを踏まえ、変形試験及び耐圧試験を実施した。

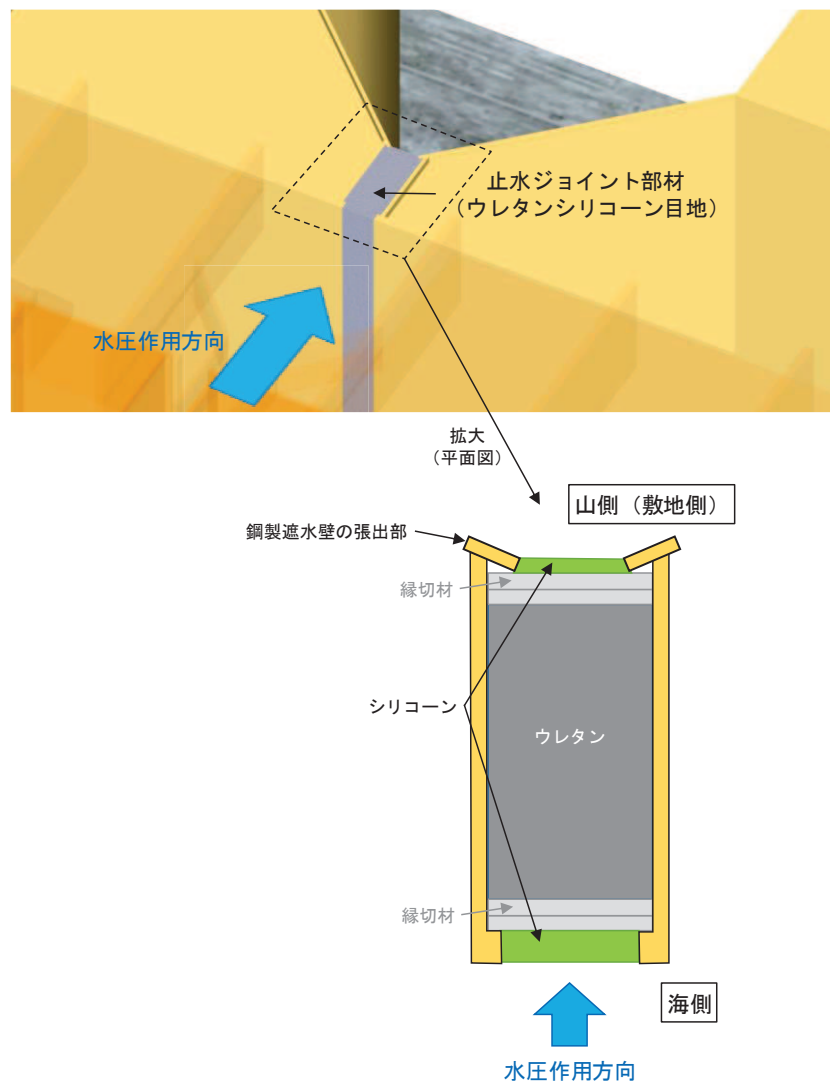


図 6.1.5-13 ウレタンシリコーン目地の詳細

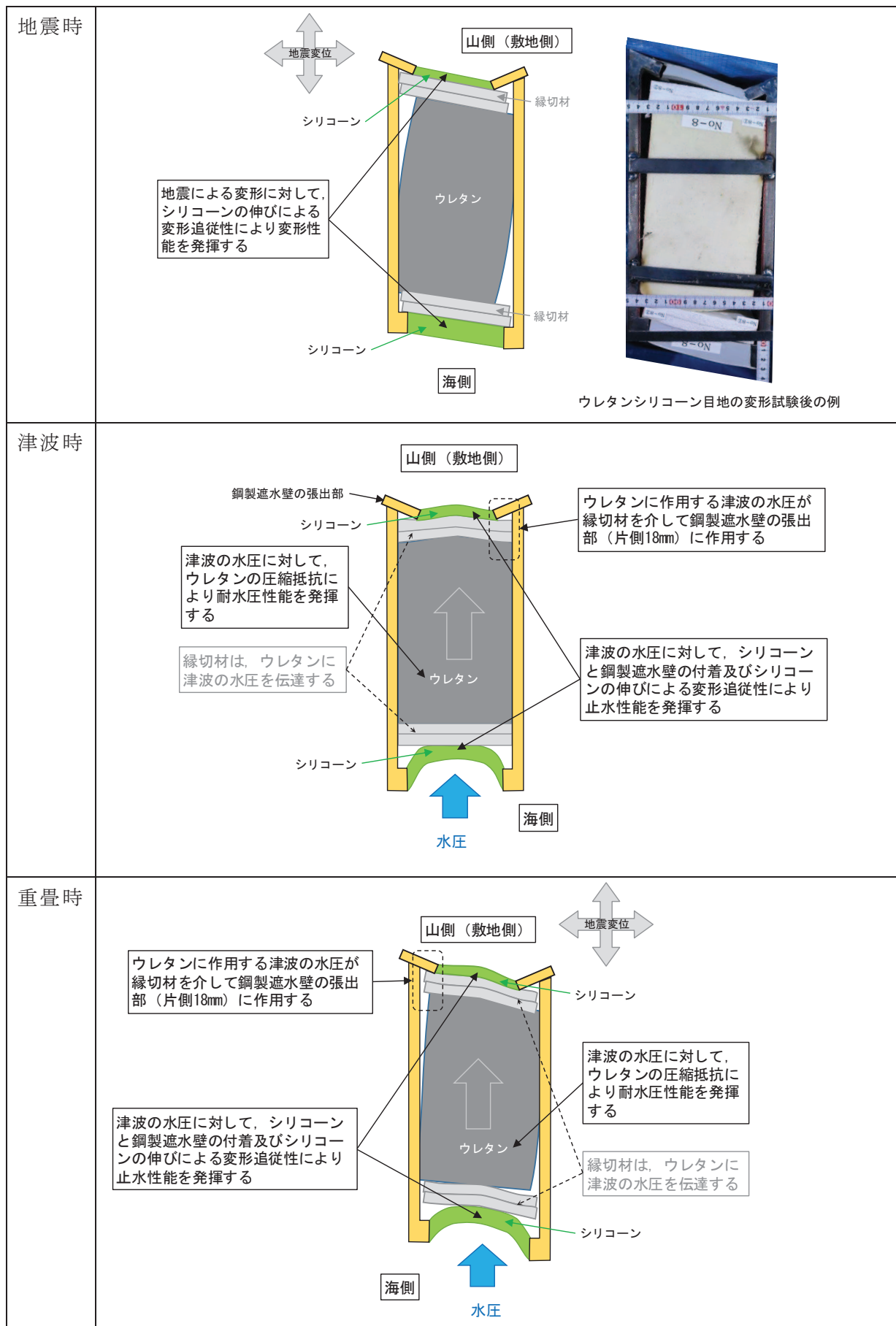


図 6.1.5-14 荷重の伝達及び止水性能発揮のメカニズム

(a) 試験条件（試験変位量，水圧）

試験条件として表 6.1.5-10 に示す変位量，水圧を作用させる。加圧時間は津波の作用時間を考慮して 10 分以上を基本とし，試験では保守的に 1 時間とした。加圧時間中及び加圧時間経過後，止水ジョイント部材の有意な損傷や漏えいが生じないことを確認する。

ウレタンシリコーン目地の性能確認試験フローを 図 6.1.5-15 に，変形・耐圧試験のイメージを 図 6.1.5-16 に，変形・耐圧試験の状況を 図 6.1.5-17 に示す。

表 6.1.5-10 ウレタンシリコーン目地の試験条件

| 試験 No. | 試験種別 | 変位量                | 水圧      | 必要耐圧保持時間 |
|--------|------|--------------------|---------|----------|
| No. 7  | 変形試験 | 伸び 6mm<br>せん断 30mm | /       | /        |
|        | 耐圧試験 | 伸び 6mm<br>せん断 30mm | 0.28MPa | 10 分以上*  |
| No. 8  | 変形試験 | 伸び 6mm<br>せん断 30mm | /       | /        |
|        | 耐圧試験 | 伸び 6mm<br>せん断 30mm | 0.28MPa | 10 分以上*  |

注記 \*：加圧時間は必要耐圧保持時間に対し，十分な余裕をもって 1 時間とした。

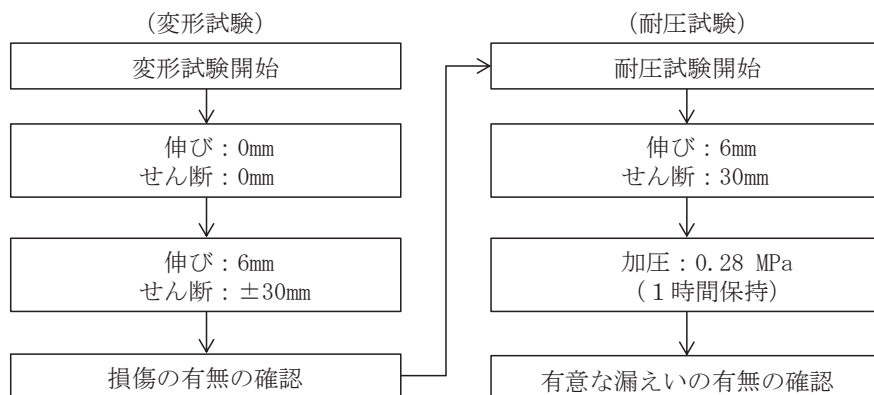
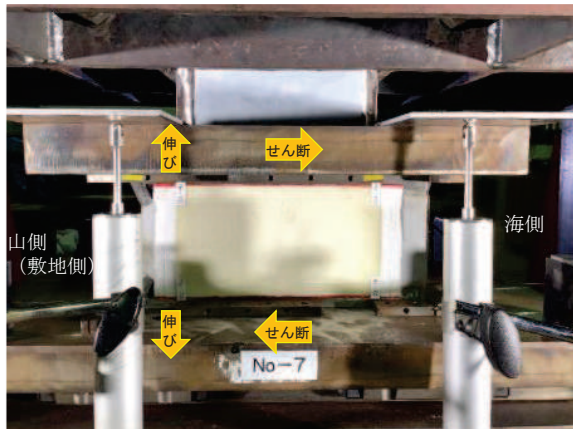


図 6.1.5-15 ウレタンシリコーン目地の性能確認試験フロー



(変形試験)



(耐圧試験)

図 6.1.5-16 変形・耐圧試験のイメージ

(b) 試験状況写真

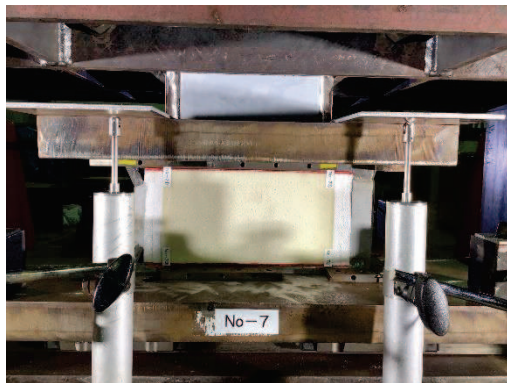
イ. 設置状況確認 (伸び 0mm, せん断 0mm, 水圧 0MPa)



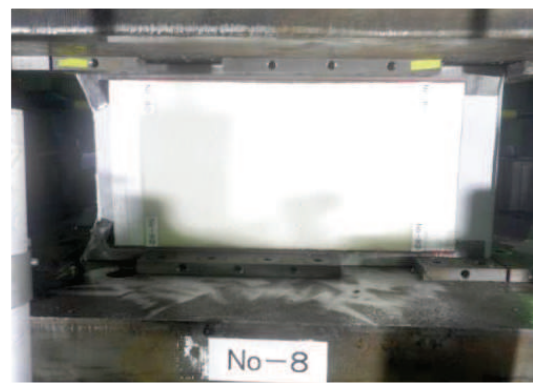
図 6.1.5-17(1) 変形試験全体状況



図 6.1.5-17(2) 耐圧試験全体状況



No. 7



No. 8

図 6.1.5-17(3) ウレタンシリコーン目地設置状況

ロ. 変形試験状況確認 (伸び 6mm, せん断 30mm, 水圧 0MPa)

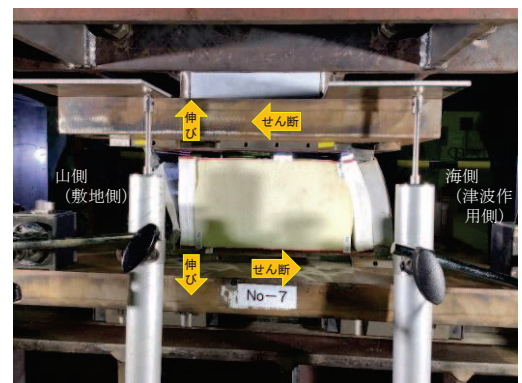
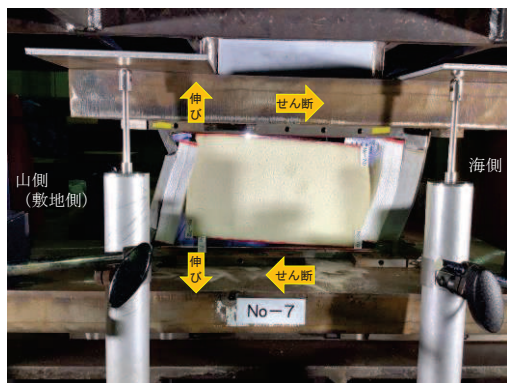


図 6.1.5-17(4) ウレタンシリコーン目地変形試験状況  
(試験体 No. 7, 伸び 6mm, せん断 30mm)

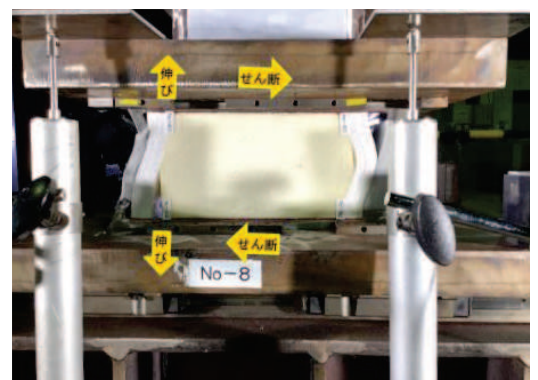
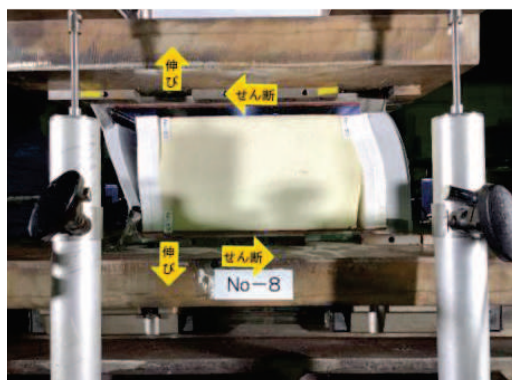
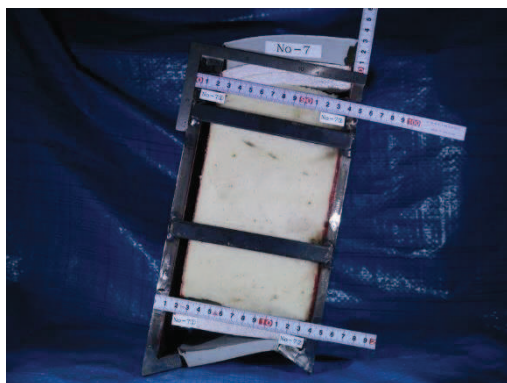
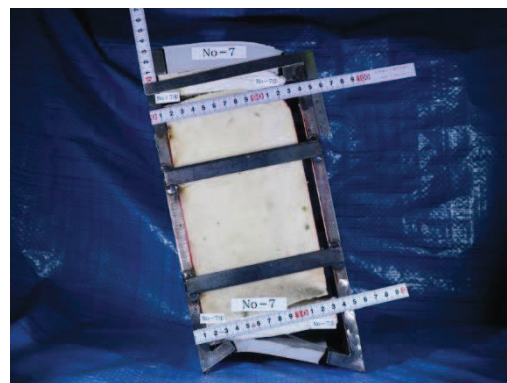


図 6.1.5-17(5) ウレタンシリコーン目地変形試験状況  
(試験体 No. 8, 伸び 6mm, せん断 30mm)





(写真上方が津波作用側)

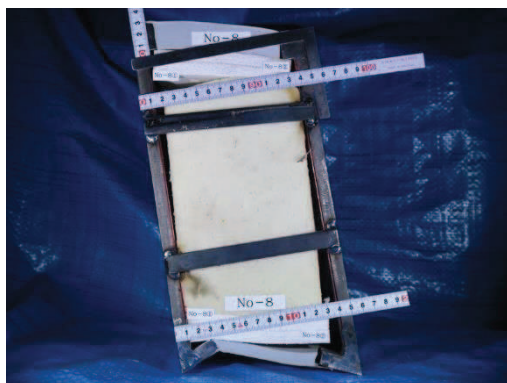


(写真上方が津波作用側)

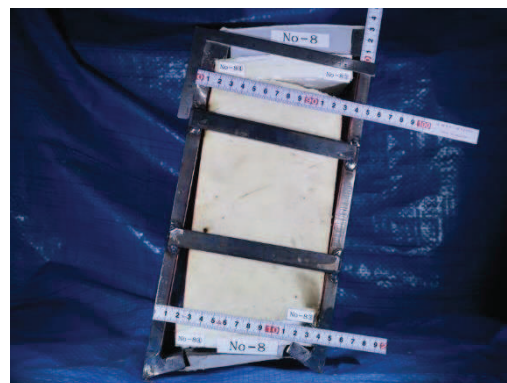
図 6.1.5-17(6) ウレタンシリコーン目地変形試験状況

(試験体 No. 7, 伸び 6mm, せん断 30mm)

(耐圧試験を実施するため, 変形状態を保持)



(写真上方が津波作用側)



(写真上方が津波作用側)

図 6.1.5-17(7) ウレタンシリコーン目地変形試験状況

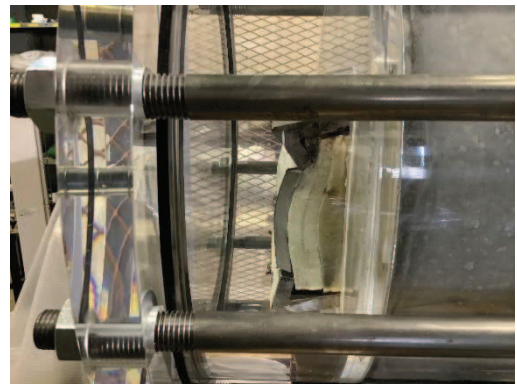
(試験体 No. 8, 伸び 6mm, せん断 30mm)

(耐圧試験を実施するため, 変形状態を保持)

ハ. 耐圧試験状況確認 (伸び 6mm, せん断 30mm, 水圧 0.28MPa)



加圧状況 (海側: 損傷無し)

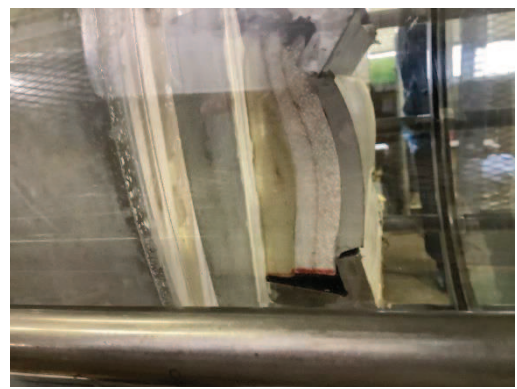


加圧状況 (敷地側: 漏えい無し)

図 6.1.5-17(8) ウレタンシリコーン目地耐圧試験状況 (試験体 No.7)  
(伸び: 6mm, せん断: 30mm, 水圧 0.28MPa)

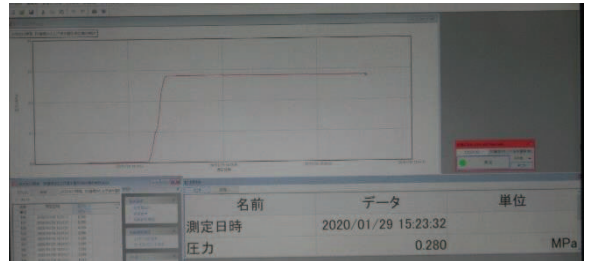


加圧状況 (海側: 損傷無し)



加圧状況 (敷地側: 漏えい無し)

図 6.1.5-17(9) ウレタンシリコーン目地耐圧試験状況 (試験体 No.8)  
(伸び: 6mm, せん断: 30mm, 水圧 0.28MPa)

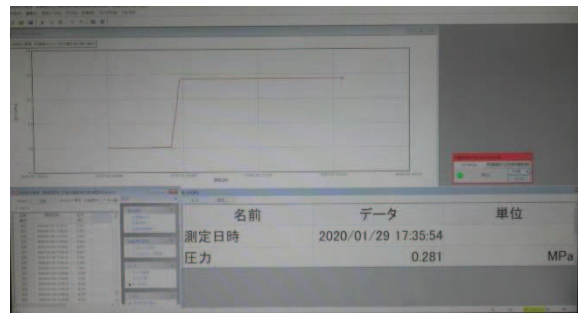
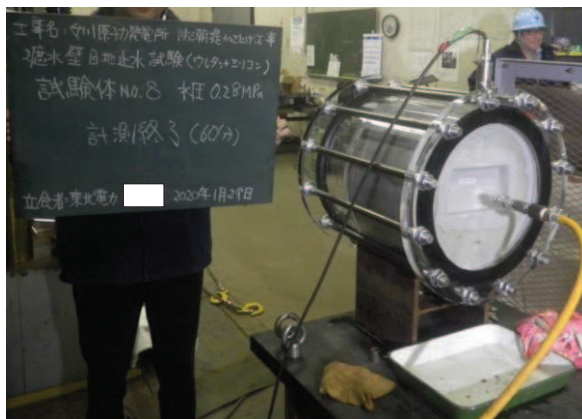


1 時間保持後（損傷及び漏えい無し）

0.28MPa, 1 時間保持後

図 6.1.5-17(10) ウレタンシリコン目地耐圧試験結果（試験体 No.7）

（伸び：6mm, せん断：30mm, 水圧 0.28MPa）



1 時間保持後（損傷及び漏えい無し）

0.28MPa, 1 時間保持後

図 6.1.5-17(11) ウレタンシリコン目地耐圧試験結果（試験体 No.8）

（伸び：6mm, せん断：30mm, 水圧 0.28MPa）

(c) 試験結果

所定の変位（伸び 6mm，せん断 30mm）を与えた上で，津波による波圧を上回る水圧 0.28MPa を 10 分以上（加圧時間：1 時間）加圧した結果，表 6.1.5-11 に示すとおり損傷及び漏えいが無いことを確認した。

表 6.1.5-11 ウレタンシリコーン目地の試験結果

| 試験 No. | 試験種別 | 変位量                | 水圧      | 耐圧<br>保持時間 | 損傷，<br>漏えい | 判定 |
|--------|------|--------------------|---------|------------|------------|----|
| No. 7  | 変形試験 | 伸び 6mm<br>せん断 30mm |         |            | 無し         | OK |
|        | 耐圧試験 | 伸び 6mm<br>せん断 30mm | 0.28MPa | 10 分以上     | 無し         | OK |
| No. 8  | 変形試験 | 伸び 6mm<br>せん断 30mm |         |            | 無し         | OK |
|        | 耐圧試験 | 伸び 6mm<br>せん断 30mm | 0.28MPa | 10 分以上     | 無し         | OK |

(3) 許容限界の設定

止水ジョイント部材の変位量の許容限界は、「(2) 性能確認試験」を踏まえ、ゴムジョイントとウレタンシリコーン目地でそれぞれ許容限界を定める。

表 6.1.5-12 に止水ジョイント部材の変位量の許容限界を示す。

表 6.1.5-12 止水ジョイント部材の許容限界 (変位量)

| 評価項目        | 許容限界                    | 備考           |
|-------------|-------------------------|--------------|
| ゴムジョイント     | 伸び：150 mm<br>せん断：350 mm | 試験水圧：0.40MPa |
| ウレタンシリコーン目地 | 伸び：6 mm<br>せん断：30 mm    | 試験水圧：0.28MPa |

(4) 耐久性

止水ジョイント部材の耐久性能について評価する。

a. 評価項目

ゴムジョイントについては、ゴムの耐久性能に関する評価項目として、耐熱性（耐熱老化性）、耐寒性及び耐候性を評価項目とする。

一方、ウレタンシリコーン目地のうち外部環境と接しているシリコーンについては、一般的に塩害を含む耐久性に優れた材料であり、劣化の恐れがある物質としては、濃硫酸（ $\text{H}_2\text{SO}_4$ ）やフッ化水素酸（ $\text{HF}$ ）が挙げられるが、これらは自然界にはない。ただし、上記ゴムジョイントと同様にウレタンを含め、耐熱性（耐熱老化性）、耐寒性及び耐候性を評価項目とする。

(a) 耐熱性（耐熱老化性）

熱によって老化（酸化・分解）が促進されることに抵抗する性質。

(b) 耐寒性

低温環境下にさらされ、硬化することによって弾性が失われることに抵抗する性質。なお、耐寒性については、温度が上がれば機能が回復するという点で、耐熱性（耐熱老化性）とは性質が異なる。

(c) 耐候性

屋外曝露状態で受ける、日光（紫外線）や雨雪等の作用に抵抗する性質。

b. ゴムジョイントの評価結果

(a) 耐熱性（耐熱老化性）

ゴムジョイントの伸縮部材に用いている原材料のクロロプレンゴムについて、メーカーにて熱老化試験が実施されている。熱老化試験では、70℃、100℃、120℃の3種類の異なる加熱温度下において、加熱前に切断時伸び 480%のゴムが、ゴム伸び残存率 50%に相当する切断時伸び 240%に至るまで、気中において加熱を与え続けた試験を実施している。ここで、ゴム伸び残存率は、経年劣化後の切断時伸びを初期の切断時伸びで除した値と定義される劣化指標で、ゴム伸び残存率 50%となる時間をもとに予測寿命が算定される。図 6.1.5-18 に熱老化試験結果を示す。

熱老化試験結果をもとに、ゴム伸び残存率が 50%、60%、70%、80%及び 90%となる時間と温度の関係をグラフ化したものを図 6.1.5-19 に示す。図 6.1.5-19 により温度 20℃、30℃及び 40℃におけるゴム伸び残存率と時間の値を読み取り、作成した時間－ゴム伸び残存率の推定線を図 6.1.5-20 に示す。

なお、図 6.1.5-20 にはメーカーにて調査された実際に長時間使用されていたクロロプレンゴム製品のゴム伸び残存率をプロットしているが、ほぼ推定線上に散布しており調和的である。気中下にて約 46 年間屋外で使用されていたクロロプレンゴム製品のゴム伸び残存率は 50%以上であることが確認されている。

女川地点における月平均気温は、図 6.1.5-21 に示すように通年で約 2～23℃の範囲で変化し、年平均気温は約 13℃である。ゴムジョイント使用環境の気温を 20℃とすると、図 6.1.5-20 よりゴム伸び残存率 50%を確保できる耐用年数は 127 年と推定される。

なお、女川地点における月平均気温が最高気温に達するのは、年間を通して主に 8 月であり、保守的にゴムジョイント使用環境の気温を 30℃として評価しても、ゴム伸び残存率 50%を確保できる耐用年数は 38 年と推定され、十分な耐熱性を有している。

長期にわたり供用されたクロロプレンゴムの耐久性について調査された事例は少ないが、宇佐美ら（1981<sup>\*1</sup>、1982<sup>\*2</sup>）は約 17 年間使用された鉄道橋梁の支承に用いられたクロロプレンゴムは、列車通過に起因する大きな荷重を受けている点で、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼製遮水壁間に用いられるクロロプレンゴムよりも厳しい条件下で使用されたにもかかわらず、ゴム伸び残存率 50%を確保できる耐用年数は 85 年以上と推定されており、クロロプレンゴムは十分な耐久性能を有していることを示している。

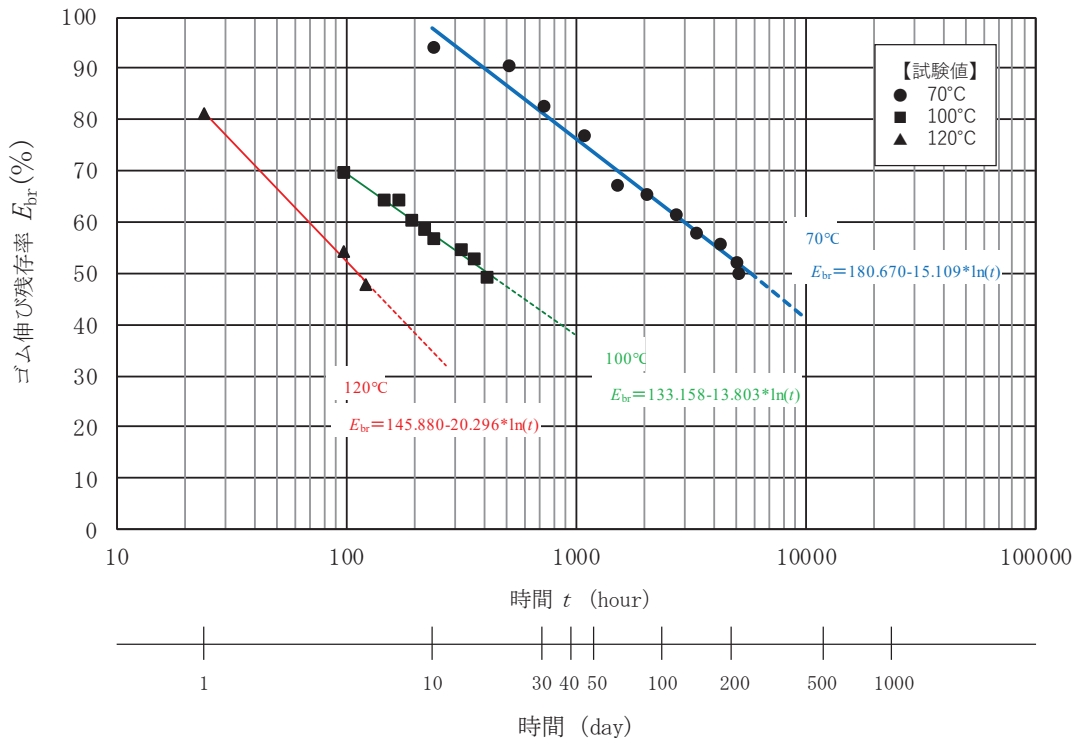


図 6.1.5-18 ゴム材料の熱老化試験結果

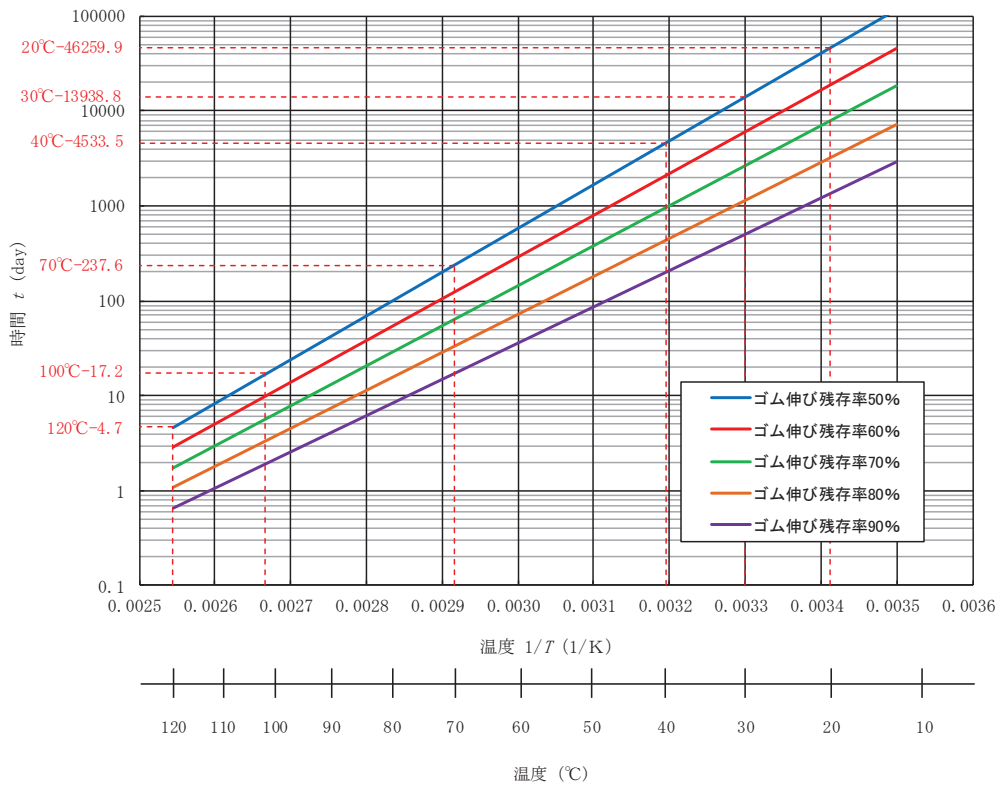


図 6.1.5-19 ゴム材料の残存率に応じた温度と日数の関係



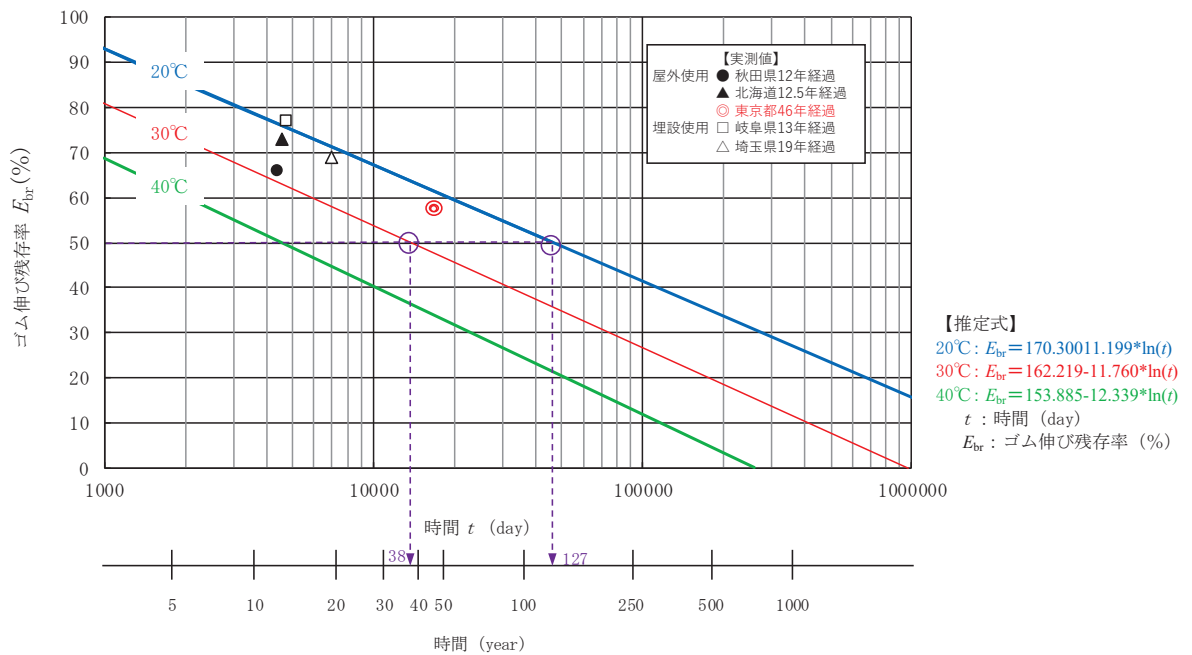


図 6.1.5-20 ゴムジョイントの耐候年数推定結果

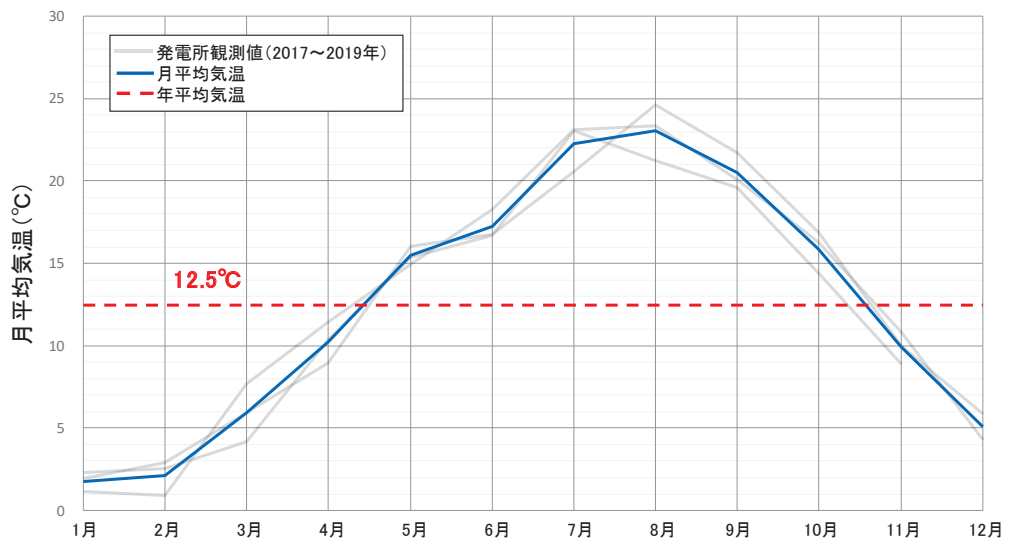


図 6.1.5-21 女川地点における月平均気温

(b) 耐寒性

図 6.1.5-22 に各種加硫ゴムの低温特性値を示す。一般的に、クロロプレンゴムのガラス転移温度（ゴムが温度の低下とともに硬くなり、最後には弾性を失ってもろくなるガラス転移現象が生じる温度で、ガラス転移温度以下ではゴムとしての特性を喪失する）は-40℃程度とされている。

クロロプレンゴムを対象にメーカーにて実施された低温下における引張試

験について、**図 6.1.5-23** に各試験温度におけるクロロプレンゴムの切断時伸びの結果を示す。比較のため、同図には常温における結果も併記した。温度の低下に伴ってクロロプレンゴムの切断時伸びも低下するが、その変化量はわずかである。また、低温下においても切断時伸びは製品規格値を上回っており、十分な耐寒性を有している。

女川地点における月平均気温は、年平均値は約 13℃で、最低でも約 2℃であることを踏まえると、女川地点の防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼製遮水壁間に設置されるクロロプレンゴムを原材料とするゴムジョイントの使用に関して影響はほとんどないと考えられる。

各種加硫ゴムの低温特性値

| ゴムの種類                        | カーボンブラック量<br>phr | 低温特性値 (単位℃) |       |          |          |          |
|------------------------------|------------------|-------------|-------|----------|----------|----------|
|                              |                  | $T_g$       | $T_b$ | $T_{10}$ | $T_{50}$ | $T_{70}$ |
| BR                           | SRF 50           | -70以下       | -70以下 | —        | —        | —        |
| NR                           | 〃                | -62         | -59   | -59      | -53      | -48      |
| SBR                          | 〃                | -51         | -58   | -47      | -41      | -38      |
| IIR                          | 〃                | -61         | -46   | -56      | -46      | -42      |
| CR (W)                       | 〃                | -41         | —     | -38      | -25      | -6       |
| CR (WRT)                     | 〃                | -40         | -37   | -37      | -28      | -19      |
| NBR (ハイカー-1041)              | 〃                | -15         | -20   | -14      | -10      | -7       |
| NBR (ハイカー-1042)              | 〃                | -27         | -36   | —        | —        | —        |
| CIIR<br>(Esso Butyl HT-1066) | FEF 30           | -56         | -45   | -45      | -32      | -23      |
| CO (ハイドリン100)                | FEF 30           | -25         | -19   | -18      | -12      | -9       |
| ECO (ハイドリン200)               | FEF 30           | -46         | -40   | -36      | -30      | -29      |
| CSM (ハイパロン40)                | FEF 40           | -27         | -43   | -6       | +6       | +7       |
| ACM (チアクリル76)                | FEF 45           | —           | -18   | -18      | -8       | -2       |
| FKM (G-501)                  | FT 25            | —           | -36   | -14      | +9       | +15      |
| T (チオコールFA)                  | FEF 30           | -49         | —     | -42      | -30      | -18      |
| U (エラストサン455)                | FEF 25           | -32         | -36   | -22      | -13      | -7       |

$T_g$  : ゲーマンねじり試験より

$T_b$  : ぜい化試験より

$T_{10}$ ,  $T_{50}$ ,  $T_{70}$  : T-R試験より

出典 丹野博実: 日ゴム協誌, 46, 644 (1973)

**図 6.1.5-22** ゴムの低温特性

(非金属材料データブック (日本規格協会) \*<sup>3</sup>, 一部加筆)

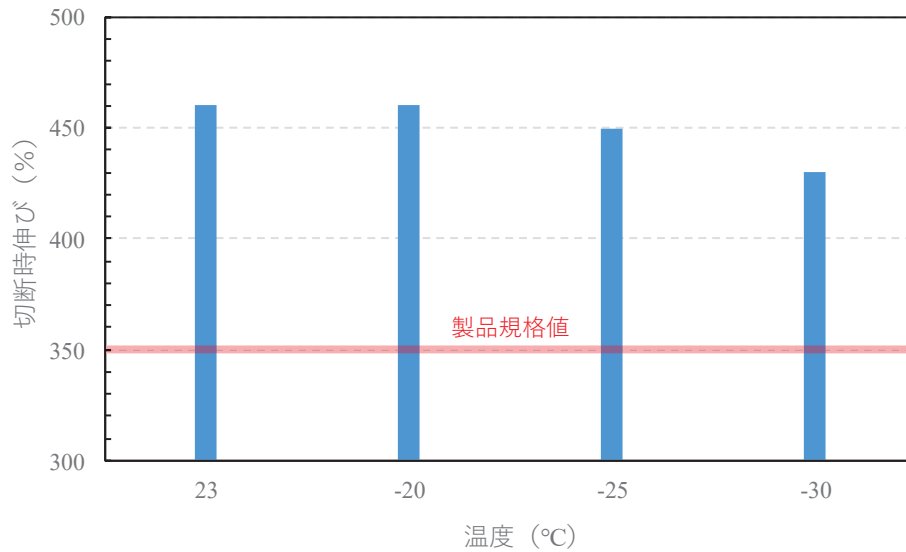


図 6.1.5-23 低温下におけるクロロプレンゴムの切断時伸び

(c) 耐候性

クロロプレンゴムを対象とした耐候性試験（ウェザーメーター試験）がメーカーにて実施されている。耐候性試験は、屋外に長期曝露された状況を想定し、主に日光（紫外線）や雨雪に対する耐性を評価するための試験である。試験体に対し、太陽光に近い人工光源の照射や断続した水の噴霧を与え、自然環境に起因する劣化促進を図っている。耐候性試験をもとに、熱老化試験と同様の整理を経て得られた時間－ゴム伸び残存率の推定線を図 6.1.5-24 に示す。比較のため、図 6.1.5-24 には、熱老化試験より得られた推定線も併記した。熱老化による影響と比較するとゴム伸び残存率の低下は緩やかであり、熱老化よりも影響は少なく十分な耐候性を有している。

なお、ゴムジョイントは防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼製遮水壁間に設置され、その海側には漂流物防護工が設置されるから、日光（紫外線）や雨雪等の影響を受けにくいと考えられ、劣化速度は耐候性試験結果よりもさらに緩やかになると考えられる。

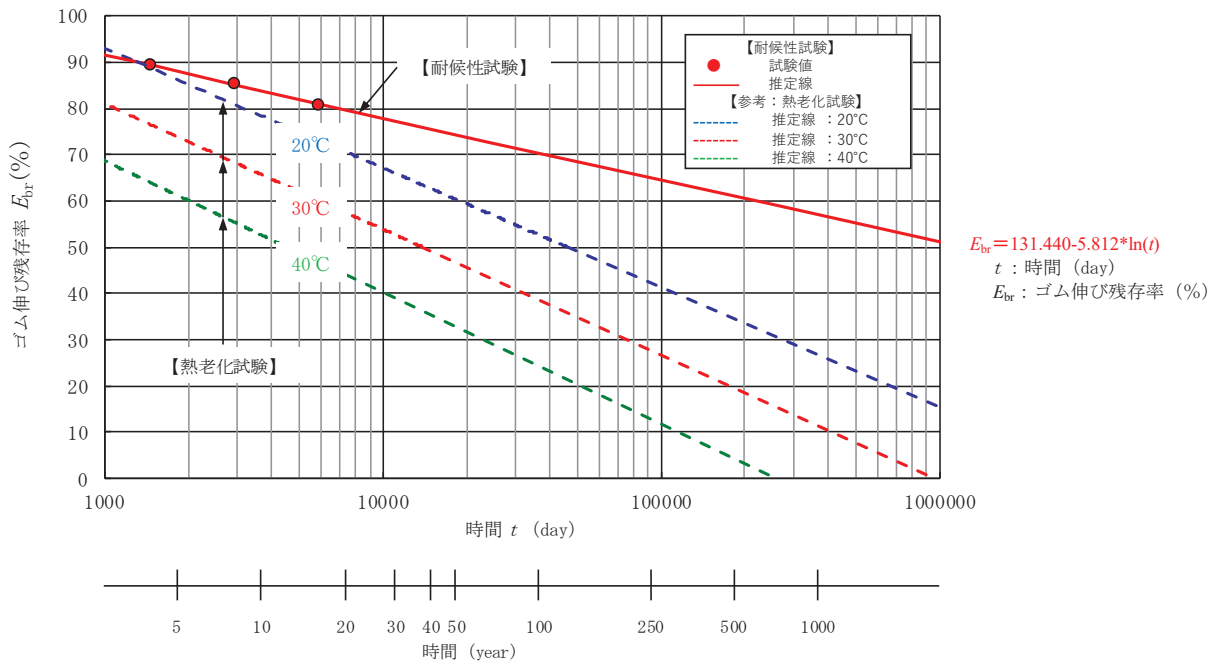


図 6.1.5-24 耐候性試験より推定される時間－ゴム伸び残存率の関係

(d) まとめ

ゴムジョイントの伸縮部材に用いている原材料のクロロプレンゴムに対する耐熱性（耐熱老化性）、耐寒性及び耐候性について検討した。その結果、クロロプレンゴムの耐久性に最も大きな影響を与える項目は耐熱性（耐熱老化性）であると考えられる。耐熱性（耐熱老化性）について、女川地点における平均気温が約 13°Cであることを踏まえると、ゴム伸び残存率 50%を確保できる耐用年数は 127 年と推定される。

なお、女川地点における平均気温が最高気温に達するのは、年間を通して主に 8 月であり、保守的に評価してもゴム伸び残存率 50%を確保できる耐用年数は 38 年と推定され、十分な耐熱性を有している。また、気中下において約 46 年間屋外で使用されていたクロロプレンゴム製品のゴム伸び残存率は 50%以上であることが確認されている。

以上により、女川地点の防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼製遮水壁間に設置されるクロロプレンゴムを原材料とするゴムジョイントは、耐熱性（耐熱老化性）、耐寒性及び耐候性に関する耐久性能を有していることを確認した。

注記 \*1：宇佐美民雄，渡邊正夫，橘田敏之，米浜光郎，林邦明，長野悦子（1981）：ゴム支承の経年変化と静的特性，日本ゴム協会誌，55 巻，3 号，pp.174-184

\*2：宇佐美民雄，渡邊正夫，橘田敏之，米浜光郎，林邦明，長野悦子

(1982) : ゴム支承の経年変化と活荷重の影響, 日本ゴム協会誌,  
55 卷, 12 号, pp. 777-783

\*3 : 日本規格協会 1983 非金属材料データブック pp. 192-193

c. ウレタンシリコーン目地の評価結果

長期的な使用のための耐久性に関しては、ウレタンシリコーン目地を構成するシリコーン及びウレタンについてメーカーによる耐候性試験（熱老化試験、乾湿繰り返し試験）により確認する。

(a) 耐熱性（耐熱老化性）

イ. シリコーン材（トスシール 361）

ウレタンシリコーン目地に用いている原材料のうちシリコーン材（トスシール 361）について、メーカーにて熱老化試験が実施されている。

表 6.1.5-13 に示す養生及び加熱劣化条件で熱劣化試験を行った後、引張接着性試験（H 型）（引張速度 50mm/min：50%引張応力（M50）、最大引張応力（Tmax）及び伸び（Emax）を測定）を実施している。試験結果を表 6.1.5-14 に示す。

表 6.1.5-14 の試験結果から、いずれの条件下においてもシリコーン材（トスシール 361）に異常は確認されなかった。また、100℃で 365 日加熱促進劣化しても異常がなかったことを踏まえ、女川地点における年平均気温が約 13℃であることを踏まえると、250 年以上物性の変化がなく使用できることになる。

なお、女川地点における月平均気温の最高は 8 月の約 23℃であることを踏まえ、保守的に 30℃としたとしても、120 年以上物性の変化がなく使用できることになり、十分な耐熱性を有している。

$$365 \text{ 日} \times 2^8 = 93440 \text{ 日} = 256 \text{ 年}$$

$$\left( \begin{array}{l} \text{アレニウスの式に従い, } (100-20)/10=8 \\ 10^\circ\text{C 上昇することで 2 倍則となるため } 2^8 \end{array} \right)$$

表 6.1.5-13 養生及び加熱劣化条件

|               | 養生            | 加熱劣化条件        |
|---------------|---------------|---------------|
| ① 標準養生（2 成分形） | 23℃50%RH×7 日間 | 50℃7 日間       |
| ② 加熱劣化        | 標準養生          | 100℃加熱 365 日間 |
| ③ 加熱劣化        | 標準養生          | 120℃加熱 365 日間 |
| ④ 加熱劣化        | 標準養生          | 150℃加熱 365 日間 |
| ⑤ 加熱劣化        | 標準養生          | 175℃加熱 28 日間  |
| ⑥ 加熱劣化        | 標準養生          | 200℃加熱 10 日間  |

表 6.1.5-14 標準養生後と加熱促進劣化後の引張接着試験結果（H型）

| 条件         | M50  | Tmax | Emax | 破壊状況 |     |    |
|------------|------|------|------|------|-----|----|
|            |      |      |      | CF   | TCF | AF |
|            | MPa  | MPa  | %    | %    | %   | %  |
| 標準         | 0.14 | 0.58 | 1480 | 100  | 0   | 0  |
| 100°CX365日 | 0.14 | 0.56 | 1400 | 100  | 0   | 0  |
| 120°CX365日 | 0.13 | 0.62 | 1380 | 100  | 0   | 0  |
| 150°CX365日 | 0.09 | 0.53 | 1180 | 100  | 0   | 0  |
| 175°CX28日  | 0.07 | 0.54 | 1010 | 100  | 0   | 0  |
| 200°CX10日  | 0.06 | 0.50 | 910  | 100  | 0   | 0  |

表中の破壊状況:CF は凝集破壊、TCF は薄層破壊、AF 界面剥離を示す。

ロ. ウレタン材（エアライトフォーム GK-K700）

ウレタンシリコン目地に用いている原材料のうちウレタン材（エアライトフォーム GK-K700）について、メーカーにて熱老化試験が実施されている。

試験条件を 70°C，95%RH，600 日とし湿熱老化試験（試験片寸法：50×50×50mm）を実施し，経過日数に応じて体積変化率，重量変化率及び圧縮強度を確認した。試験結果を表 6.1.5-15 に示す。

表 6.1.5-15 の試験結果から，600 日経過した時点においても体積変化率，重量変化率及び圧縮強度に変化は生じていないことを確認した。また，70°C で 600 日経過しても異常がなかったことを踏まえ，女川地点における年平均気温が約 13°C であることを踏まえると，50 年以上物性変化なく使用できることになる。

なお，女川地点における月平均気温の最高は 8 月の約 23°C であることを踏まえ，保守的に 30°C としたとしても，26 年以上物性の変化がなく使用できることになり，十分な耐熱性を有している。

$$600 \text{ 日} \times 2^5 = 19200 \text{ 日} \approx 52 \text{ 年}$$

$$\left( \begin{array}{l} \text{アレニウスの式に従い，} (70-20)/10=5 \\ 10^\circ\text{C 上昇することで 2 倍則となるため } 2^5 \end{array} \right)$$

表 6.1.5-15 湿熱老化試験結果（体積変化率、重量変化率及び圧縮強度）

| 湿熱劣化日数（日） | 体積変化率（%） | 重量変化率（%） | 圧縮強度（kgf/cm <sup>2</sup> ） |
|-----------|----------|----------|----------------------------|
| 0         | 0        | 0        | 2.86                       |
| 40        | +2.5     | +1.2     | 3.13                       |
| 80        | +2.7     | +2.3     | 3.13                       |
| 160       | +1.2     | +1.8     | 3.01                       |
| 240       | +2.3     | +2.6     | 3.30                       |
| 360       | +1.3     | +1.1     | 3.18                       |
| 480       | -0.4     | +1.9     | 3.20                       |
| 600       | +0.4     | +1.0     | 3.26                       |

(b) 耐寒性

ウレタンシリコーン目地に用いている原材料のうちシリコーン材（トスシール 361）について、メーカーにて温度変化を踏まえた引張試験が実施されている。試験方法は以下の手順で行っている。

- ① シリコーン材（トスシール 361）を厚さ 2mm のシート状に伸ばし、23℃ 50%RH 雰囲気下で 7 日、その後 50℃ 恒温槽で 7 日養生する。
- ② 硬化後専用打ち抜き型を使用して、JIS K 6251 の 2 号ダンベルに打ち抜く。
- ③ 規定の温度（200℃、175℃、150℃、125℃、100℃、20℃、-20℃、-40℃、-60℃、-80℃）に 7 日間放置したあと、直ちに以下の試験を行う。
- ④ 2 号ダンベルに打ち抜いたシリコーン材（トスシール 361）を 3 枚重ねて、Asker 硬度計 A 型で測定する。
- ⑤ その後、ショッパー引張り試験器を使用して引張特性を評価する。

試験結果を表 6.1.5-16 に示す。その結果、シリコーン材（トスシール 361）は-60℃～150℃の範囲で硬さ・引張強さ・伸びのいずれの特性もほとんど変化していないことが確認された。女川地点において、月平均気温が最低となるのは 1 月であり、約 2℃であるため、シリコーン材（トスシール 361）は十分な耐寒性を有している。



表 6.1.5-16 シリコーン材（トスシール 361）の温度による特性

表 トスシール 361 の温度による特性

| 条件   | 硬さ | 引張強さ | 伸び   |
|------|----|------|------|
|      |    | MPa  | %    |
| 200℃ | 15 | 1.51 | 980  |
| 175℃ | 14 | 1.35 | 1080 |
| 150℃ | 13 | 1.18 | 1480 |
| 125℃ | 12 | 1.14 | 1550 |
| 100℃ | 12 | 1.12 | 1540 |
| 20℃  | 12 | 1.10 | 1580 |
| -20℃ | 12 | 1.07 | 1530 |
| -40℃ | 13 | 1.08 | 1500 |
| -60℃ | 13 | 1.06 | 1460 |
| -80℃ | 17 | 1.67 | 780  |

(c) 耐候性

ウレタンシリコーン目地に用いている原材料のうちシリコーン材を対象とした耐候性試験（ウェザーメーター試験）がメーカーにて実施されている。表 6.1.5-17 に示す養生及び促進曝露劣化条件でウェザーメーター試験（サンシャインカーボンアーク式）を行った後、引張接着性試験（H型）（引張速度 50mm/min：50%引張応力（M50），最大引張応力（Tmax）及び伸び（Emax）を測定）を行った。試験結果を表 6.1.5-18 に示す。

一般に、サンシャインカーボンアーク式ウェザーメーター照射は 300 時間が 1 年に相当すると考えられており、10000 時間照射は 33 年に相当する。この条件下においても引張強さや伸び等の物性に变化がまったく認められず、凝集破壊の状態にも異常はなかったことから、シリコーン材は十分な耐候性を有している。

表 6.1.5-17 養生及び促進劣化条件

| 試験名              | 養生           | 促進曝露劣化条件                  |
|------------------|--------------|---------------------------|
| ① 標準養生<br>(2成分形) | 23℃50%RH×7日間 | 50℃7日間                    |
| ②促進曝露劣化          | 標準養生         | サンシャインウェザーメーター<br>1000時間  |
| ③促進曝露劣化          | 標準養生         | サンシャインウェザーメーター<br>1500時間  |
| ④促進曝露劣化          | 標準養生         | サンシャインウェザーメーター<br>3000時間  |
| ⑤促進曝露劣化          | 標準養生         | サンシャインウェザーメーター<br>5000時間  |
| ⑥促進曝露劣化          | 標準養生         | サンシャインウェザーメーター<br>8000時間  |
| ⑦促進曝露劣化          | 標準養生         | サンシャインウェザーメーター<br>10000時間 |

表 6.1.5-18 標準養生後と促進曝露劣化後の引張接着試験結果 (H型)

| 条件                    | M50  | Tmax | E <sub>max</sub> | 破壊状況 |     |    |
|-----------------------|------|------|------------------|------|-----|----|
|                       | MPa  | MPa  | %                | CF   | TCF | AF |
|                       |      |      |                  | %    | %   | %  |
| 標準                    | 0.15 | 0.56 | 1440             | 100  | 0   | 0  |
| サンシャインウェザーメーター1000時間  | 0.15 | 0.58 | 1480             | 100  | 0   | 0  |
| サンシャインウェザーメーター1500時間  | 0.15 | 0.55 | 1460             | 100  | 0   | 0  |
| サンシャインウェザーメーター3000時間  | 0.15 | 0.58 | 1520             | 100  | 0   | 0  |
| サンシャインウェザーメーター5000時間  | 0.15 | 0.56 | 1490             | 100  | 0   | 0  |
| サンシャインウェザーメーター8000時間  | 0.15 | 0.54 | 1510             | 100  | 0   | 0  |
| サンシャインウェザーメーター10000時間 | 0.15 | 0.56 | 1470             | 100  | 0   | 0  |

表中の破壊状況:CFは凝集破壊、TCFは薄層破壊、AF界面剥離を示す。

また、シリコーン材(トスシール361)の屋外暴露30年経過品の特性について、以下のとおりメーカーによる試験が行われており、その結果、30年経過した製品と新品では、硬さ、引張強さ及び伸び率に変化がなく、30年経過した製品の外観に顕著な異常はないことを確認している。

試験の実施状況写真を図 6.1.5-25 に、試験結果を表 6.1.5-19 に示す。

### 【試験方法】

- ① 屋外暴露試験場に仕掛けてあるシリコーン材（トスシール 361）をカッターナイフで慎重に切り取り，外観を目視で確認し，指触でべたつきや硬化に異常がないかを確認する。
- ② 切り取ったシリコーン材（トスシール 361）を 2mm の厚さにスライスしやすくするために，Asker 硬度計 A 型での硬度約 50 の 2 成分アルコール型シーラントを，攪拌混合後トスシール 361 の周りにセットし，23℃50%RH 雰囲気下で 3 日養生する。
- ③ 2 成分アルコール型シーラントが硬化後，カッターナイフを使い，厚さ 2mm になるように，トスシール 361 とアルコール型シーラントをスライスする。
- ④ 専用打ち抜き型を使用して，JIS K 6251 の 2 号ダンベルに打ち抜く。
- ⑤ 2 号ダンベルに打ち抜いたトスシール 361 を 3 枚重ねて，Asker 硬度計 A 型で測定する。
- ⑥ その後，ショッパー引張試験器を使用して引張特性を評価する。

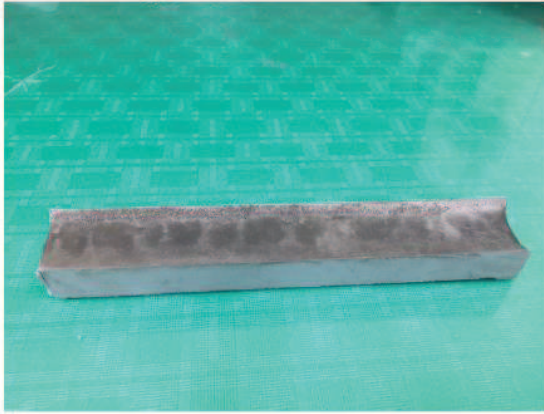


曝露状況

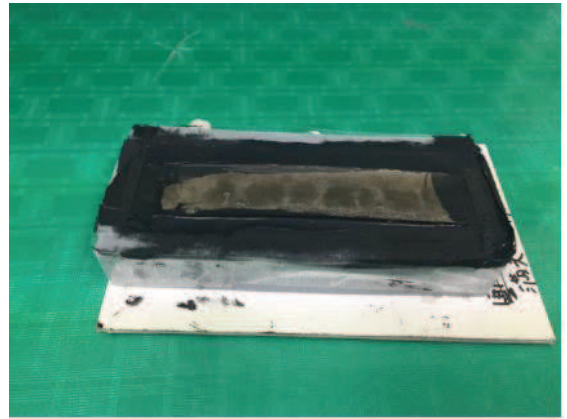


シリコーン材の切り取り状況

図 6.1.5-25(1) シリコーン材の耐候性試験



切り取ったシリコーン材

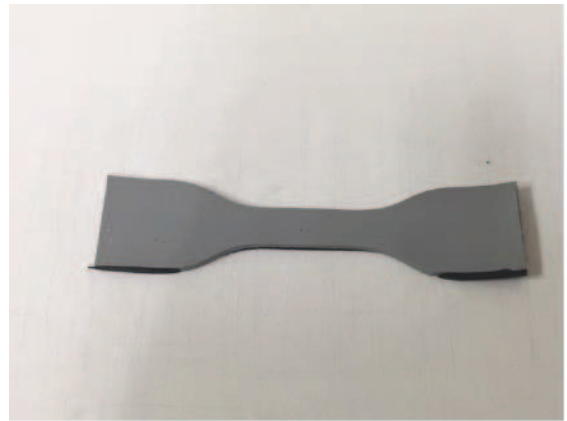


シリコーン材を2成分アルコール型シーラントでサポート

図 6.1.5-25(2) シリコーン材の耐候性試験



シリコーン材を2mmの厚さにスライス



シリコーン材をを2号ダンベルに打ち抜く

図 6.1.5-25(3) シリコーン材の耐候性試験



図 6.1.5-25(4) シリコーン材の耐候性試験 (引張試験)

表 6.1.5-19 30年経過のシリコーン材（トスシール 361）の  
特性と初期値（新品）平均の比較

|                             | 30年経過トスシール361 | トスシール361(2015年平均) |
|-----------------------------|---------------|-------------------|
| 外観                          | 顕著な異常無し       | 異常無し              |
| 硬さ                          | 12            | 12.4              |
| 引張り強さTs(N/mm <sup>2</sup> ) | 1.14          | 1.01              |
| 伸び(%)                       | 1600          | 1470              |

「清水ら 2018\*<sup>1</sup>」及び「鳥居ら 2018\*<sup>2</sup>」によれば、旭川、銚子及び宮古島において屋外曝露試験を行い、15年経過した製品に劣化は確認されないことが報告されている。

なお、ウレタン材については、シリコーン材で覆われているため、屋外曝露状態で受ける、日光（紫外線）や雨雪等の作用は及ばない箇所に位置している。

注記 \*1 清水祐介・松村宇・鳥居智之・竹本喜昭・伊藤彰彦：防水材料の耐候性試験 その1 1 静的屋外暴露 15年後の表面劣化状態と物性評価，日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）2018年9月。

\*2 鳥居智之・清水祐介・伊藤彰彦・竹本喜昭：防水材料の耐候性試験 その1 2 建築用シーリング材の表面のひび割れの程度を尺度とした動的屋外暴露と動的人工光暴露の相関性検討，日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）2018年9月。

(d) まとめ

ウレタンシリコーン目地に用いている原材料のシリコーン材及びウレタン材に対する耐熱性（耐熱老化性），耐寒性及び耐候性について検討した。その結果，両者の耐久性に最も大きな影響を与える項目は耐熱性（耐熱老化性）であると考えられる。耐熱性（耐熱老化性）について，女川地点における平均気温が20℃であることを踏まえると，シリコーン材は250年以上物性に変化はなく，ウレタン材は50年以上物性に変化はないと推定される。

以上により，女川地点の防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼製遮水壁間に設置されるシリコーン材及びウレタン材を原材料とするウレタンシリコーン目地は，耐熱性（耐熱老化性），耐寒性及び耐候性に関する耐久性能を有していることを確認した。

(5) 維持管理方針の検討

止水ジョイント部材（ゴムジョイント：クロロプレン，ウレタンシリコーン目地：シリコーン材及びウレタン材）の維持管理は，部材の劣化，変状の発生・進行を把握し，許容限界を満足することを確認することを目的に，定期的な目視点検及び暴露試験を行う。

点検時期や点検方法について表 6.1.5-20 に示す。なお，詳細は別途定める保全計画に基づくものとして保安規定及び個別文書に示す。

表 6.1.5-20 点検時期および点検方法

| 時期      | 分類   |      | 時期，頻度                | 方法            |
|---------|------|------|----------------------|---------------|
| 維持管理開始時 | 初回点検 |      | 竣工直後                 | 定期点検に準じる      |
| 供用中     | 点検   | 巡視点検 | 1回／月                 | 双眼鏡等を用いた目視点検  |
|         |      | 定期点検 | 1回／年                 | 足場等を用いた目視点検   |
|         | 暴露試験 |      | 1回／年<br>(竣工後 15 年以降) | 暴露試験体を用いた引張試験 |

(点検)

- ・ 巡視点検(1回/月)，並びに定期点検(1回/年)による外観目視点検を行う。
- ・ 巡視点検では可視範囲で，定期点検では足場等を用いて全範囲を点検し，劣化及びひび割れ等の不具合の有無を確認するとともに，必要に応じ試験等を行う。

(暴露試験)

- ・ 暴露試験体の伸び量等を測定し，設置当初からの変化率から性能劣化の程度を評価する。
- ・ 試験頻度は，設計値，劣化予測結果及び供用期間並びに暴露環境等を考慮して設定する。

(補修，取替え)

- ・ 点検により損傷等が確認された場合は，速やかに補修・取替えを行う。

(6) 背面補強工の構造目地部について

図 6.1.5-2 の B 区間, C 区間及び D 区間の背面補強工には構造目地がある。背面補強工の構造目地の詳細を図 6.1.5-26 に示す。

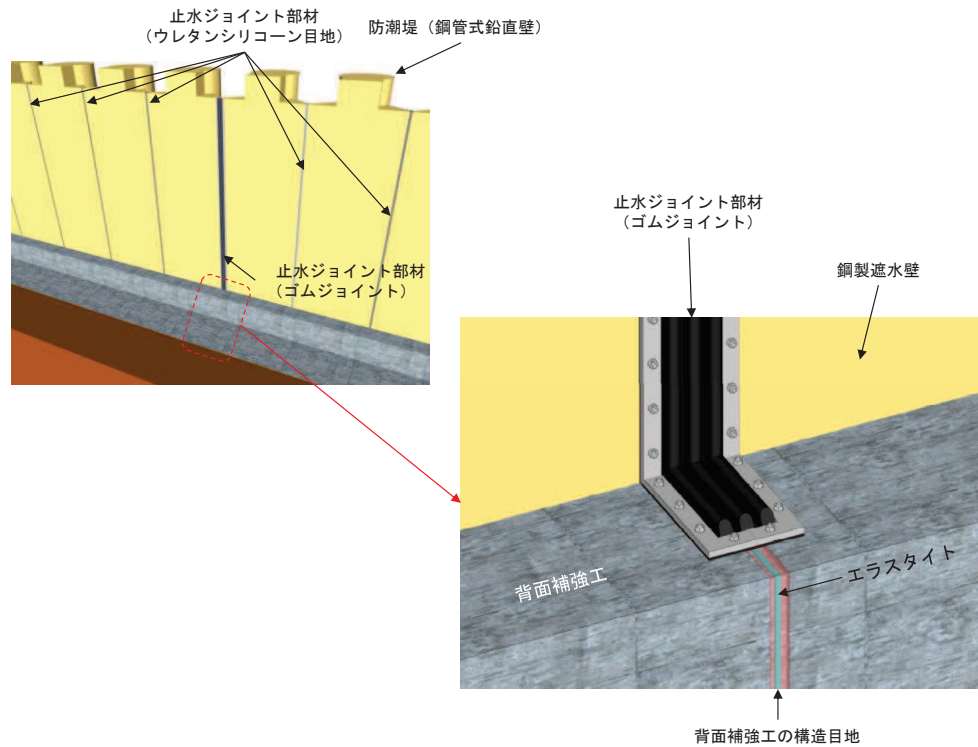


図 6.1.5-26 背面補強工の構造目地

背面補強工は、図 6.1.5-27 に示すように、海側はコーベル部までセメント改良土に覆われており、約 20mm の構造目地内部にはエラストイトが設置されていることから、この構造目地から敷地へ津波が浸水することはないと考える。

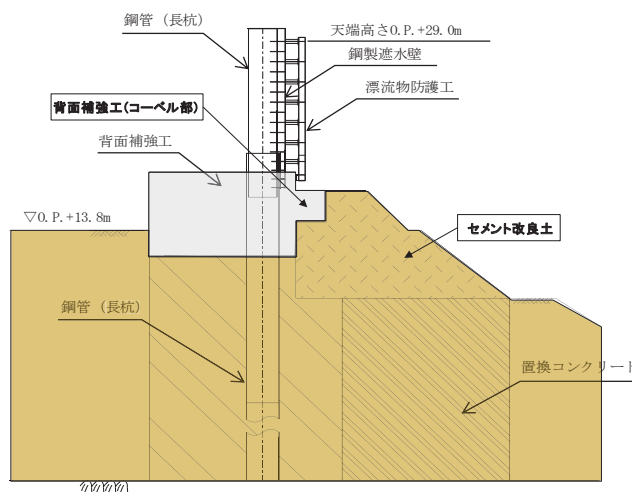


図 6.1.5-27 防潮堤 (鋼管式鉛直壁) 一般部の断面

また、背面補強工の構造目地は、せん断方向には隙間は生じないが、伸び方向に対して隙間が生じるおそれがあるため、地震時における杭天端位置での時刻歴相対変位（伸び方向）が最大となるケースを対象に、地震時最終変位を確認した。

地震時における杭天端位置での時刻相対変位（伸び方向）が最大となるのは、表 6.1.5-21 に示すとおり、B 区間の  $S_s - N1$ （-+）の解析ケース③であり、このケースでの杭天端位置での地震時最終変位はほぼゼロであることから、背面補強工の構造目地部においても変位は生じないと考えられる。

表 6.1.5-21 地震時における杭天端位置での伸び方向の最大相対変位量

| 評価区間* |      | 地震動             | 解析<br>ケース | 最大相対変位量<br>(mm) |
|-------|------|-----------------|-----------|-----------------|
| 構造境界部 | A 区間 | $S_s - F3$ （++） | ②         | 12.3            |
|       | B 区間 | $S_s - N1$ （-+） | ③         | 22.2            |
|       | C 区間 | $S_s - F2$ （-+） | ③         | 14.1            |
|       | D 区間 | $S_s - N1$ （++） | ②         | 2.0             |
|       | E 区間 | $S_s - F3$ （-+） | ②         | 6.7             |
| 構造同一部 | H 区間 | $S_s - F2$ （-+） | ③         | 1.6             |
|       | I 区間 | $S_s - F3$ （-+） | ③         | 1.2             |
|       | J 区間 | $S_s - F2$ （-+） | ③         | 1.0             |

注記\*：F 区間及び G 区間は解析範囲外である

なお、念のため、背面補強工の構造目地が露出している海側にはシリコン系のシーリング材を施工することとする。



(7) ウレタンシリコーン目地の施工方法について

ウレタンシリコーン目地の施工フローを図 6.1.5-28 に、施工状況を図 6.1.5-29 に示す。(2)で行った性能確認試験では図 6.1.5-28 の施工フローに従って試験体を製作していることから、試験で確認された性能は、実機でも発揮できるもの  
と考える。

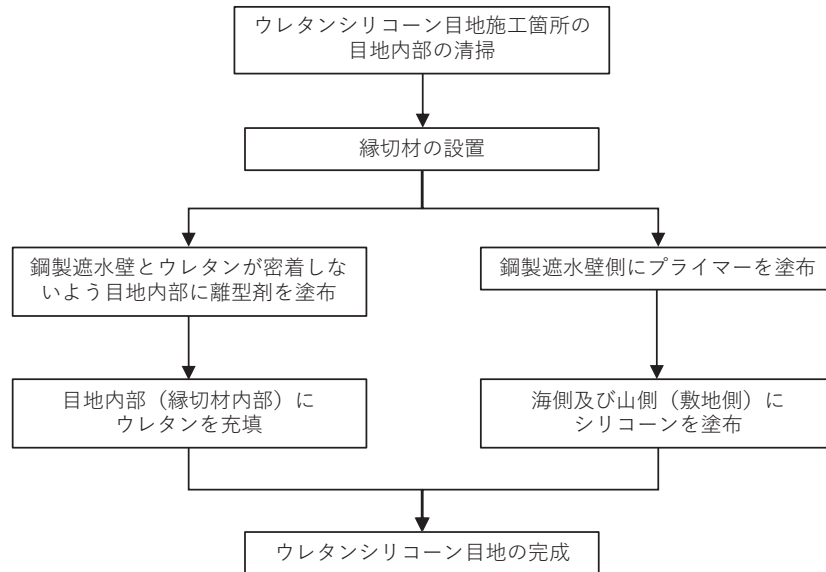


図 6.1.5-28 ウレタンシリコーン目地の施工フロー

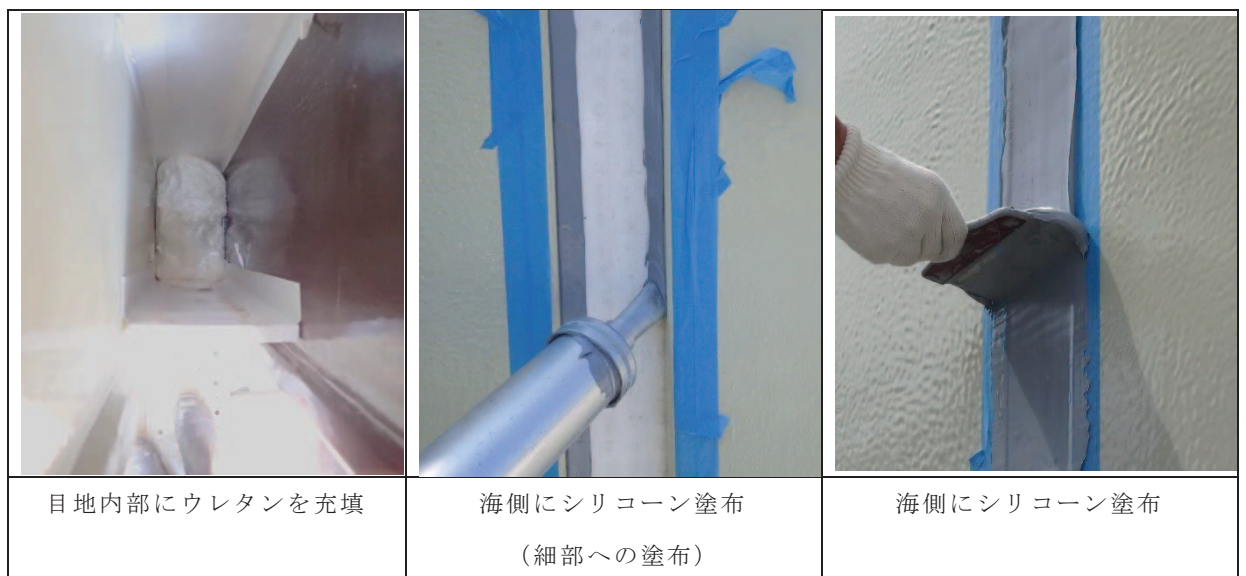


図 6.1.5-29 ウレタンシリコーン目地の施工状況

6. 浸水防護施設に関する補足説明

6.1 防潮堤の設計に関する補足説明

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

目 次

|                     |     |
|---------------------|-----|
| (1) 概要              | 1   |
| (2) 基本方針            | 2   |
| a. 設置位置及び構造概要       | 2   |
| b. 評価方針             | 6   |
| c. 適用基準             | 7   |
| d. 相対変位算出における評価対象断面 | 8   |
| e. 相対変位の算出方法        | 13  |
| (3) 解析方法            | 21  |
| a. 横断方向             | 21  |
| b. 縦断方向             | 38  |
| (4) 許容限界            | 81  |
| (5) 評価方法            | 82  |
| a. 地震時相対変位          | 82  |
| b. 津波時相対変位          | 82  |
| c. 重畳時相対変位          | 82  |
| (6) 評価結果            | 83  |
| a. 地震時相対変位          | 83  |
| b. 津波時相対変位          | 117 |
| c. 重畳時相対変位          | 136 |

(1) 概要

添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、防潮堤（鋼管式鉛直壁）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。

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、相対変位量が許容限界以下であることを確認するものである。

(2) 基本方針

a. 設置位置及び構造概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材は、ゴムジョイント及びウレタンシリコン目地の2種類を用い、それぞれ防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼製遮水壁間に設置する。

防潮堤の平面位置図を図 6.1.6-1 に、ゴムジョイント及びウレタンシリコン目地の設置位置を図 6.1.6-2 に、設置イメージ図を図 6.1.6-3 に、それぞれの詳細図を図 6.1.6-4 に示す。

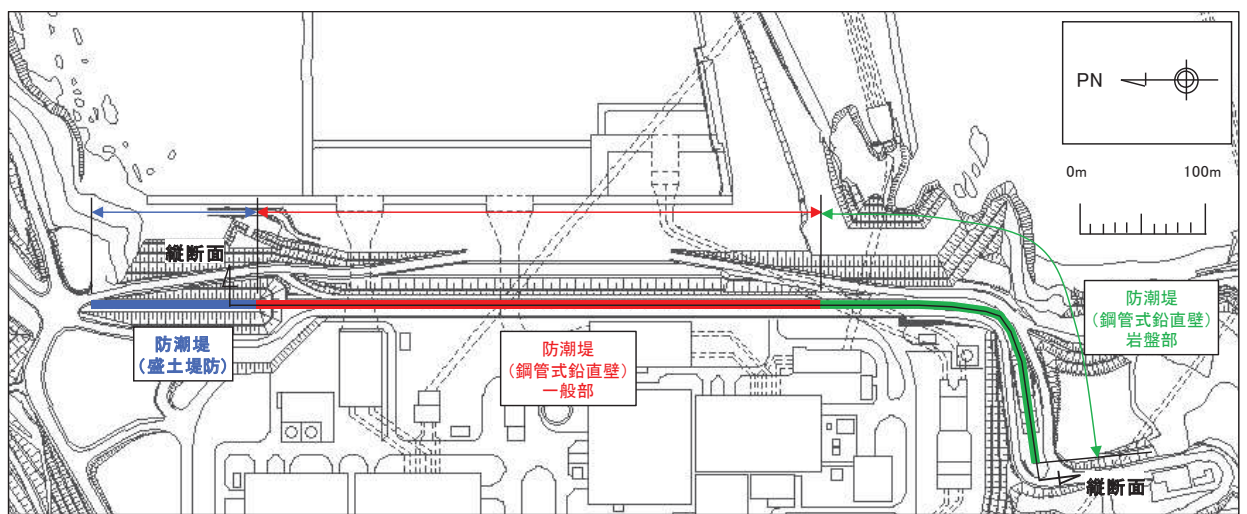
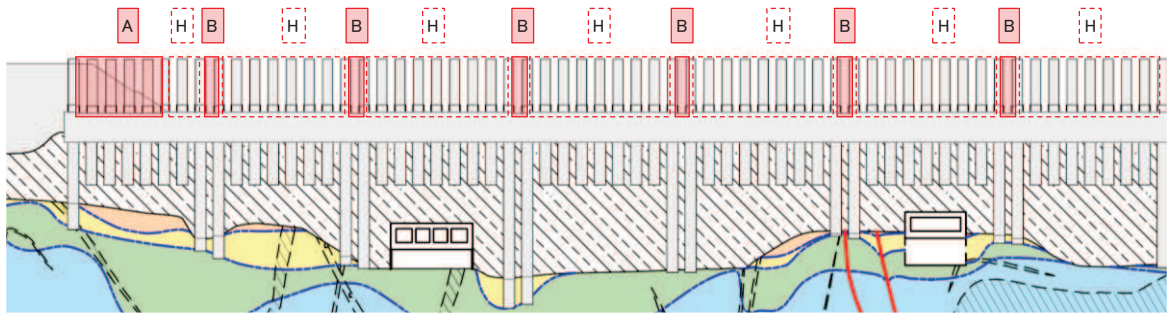


図 6.1.6-1 防潮堤平面位置図

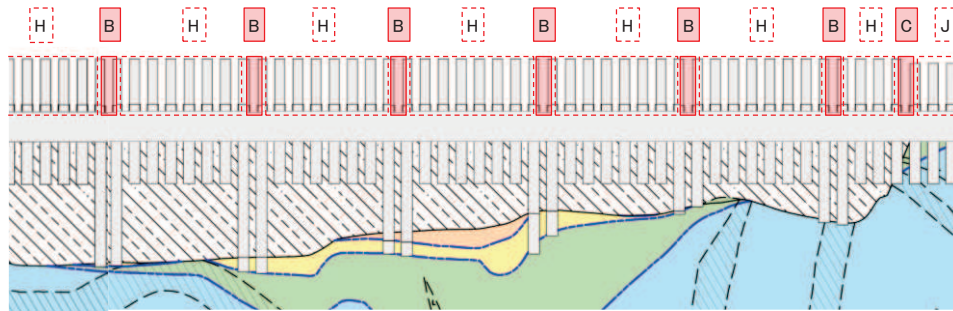
北  
防潮堤（盛土堤防）

防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部



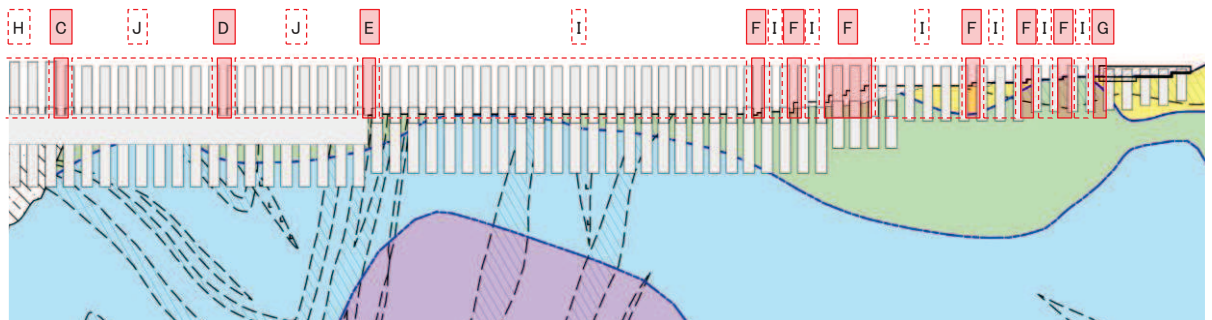
防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部

防潮堤（鋼管式鉛直壁）岩盤部

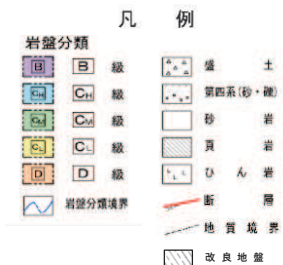


防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部

防潮堤（鋼管式鉛直壁）岩盤部

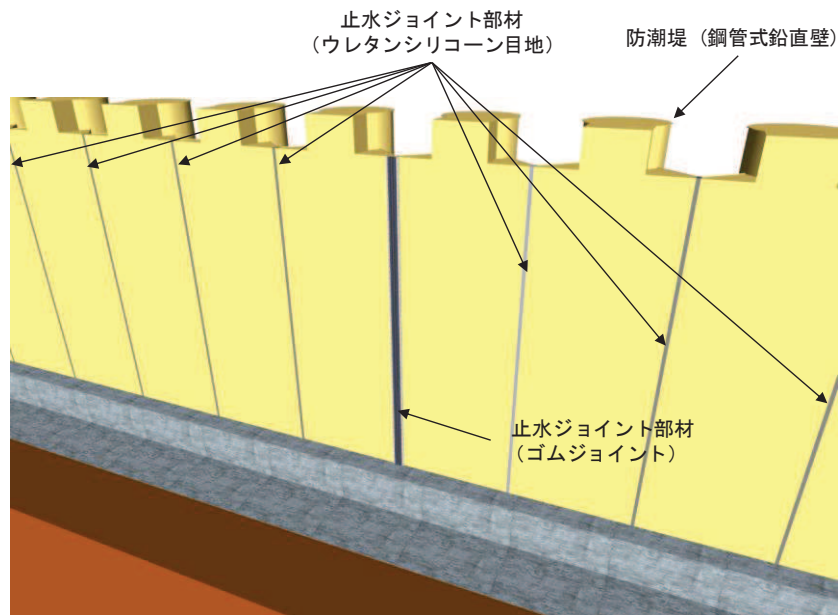


| 記号（区間） |                  | 止水ジョイント部材   |
|--------|------------------|-------------|
| 構造境界部  | A（一般部のうち突出長変化部）  | ゴムジョイント     |
|        | B（一般部のうち背面補強工間）  | ゴムジョイント     |
|        | C（一般部と岩盤部の境界）    | ゴムジョイント     |
|        | D（岩盤部のうち背面補強工間）  | ゴムジョイント     |
|        | E（岩盤部のうち背面補強工端部） | ゴムジョイント     |
|        | F（岩盤部のうち突出長変化部）  | ゴムジョイント     |
|        | G（岩盤部のうちRC壁との境界） | ゴムジョイント     |
| 構造同一部  | H（一般部のうち背面補強工内）  | ウレタンシリコーン目地 |
|        | I（岩盤部のうち突出長同一部）  | ウレタンシリコーン目地 |
|        | J（岩盤部のうち背面補強工内）  | ウレタンシリコーン目地 |

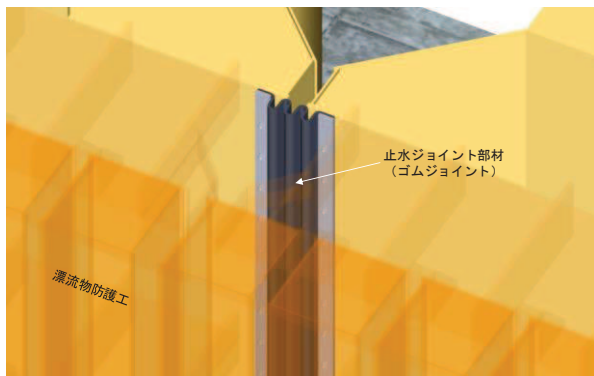


\*：鋼管杭下方のC<sub>1</sub>級岩盤部はMMRにより置換。

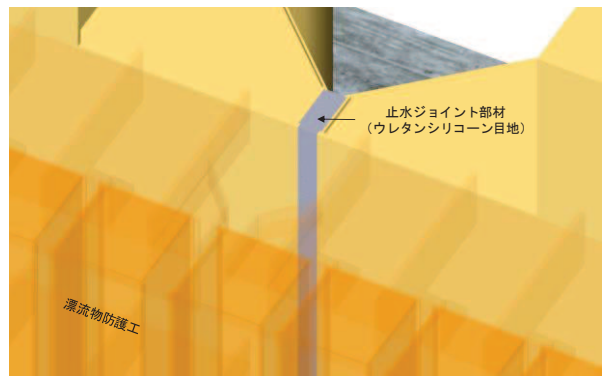
図 6.1.6-2 止水ジョイント部材 設置位置図



(全体)



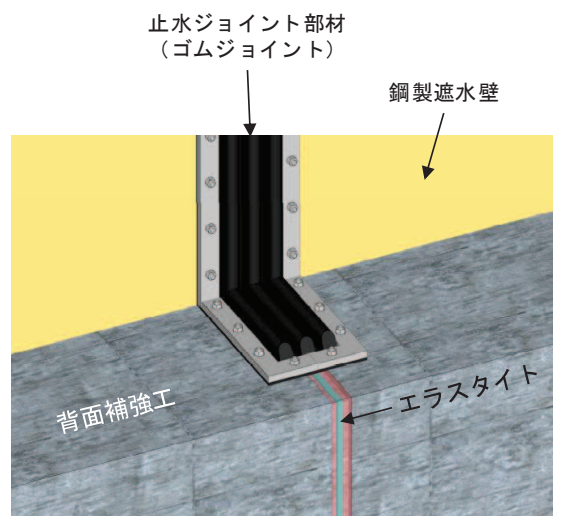
(ゴムジョイント部材の設置イメージ)



(ウレタンシリコーン目地の設置イメージ)

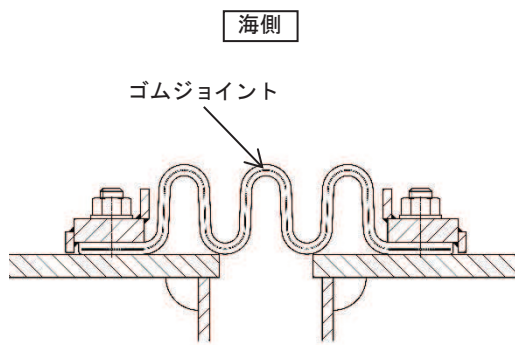


(ゴムジョイント部材の下部詳細)

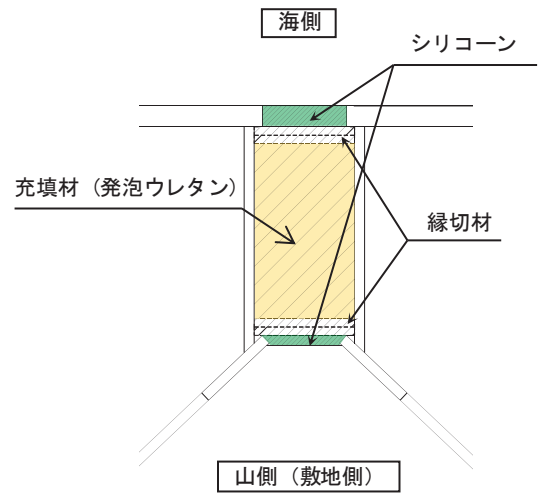


漂流物防護工よりも内側から見た図

図 6.1.6-3 止水ジョイント部材設置イメージ図



山側 (敷地側)  
(ゴムジョイント部材)



山側 (敷地側)  
(ウレタンシリコーン目地)

図 6.1.6-4 止水ジョイント部材詳細図

b. 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 6.1.6-5 に示す。

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。

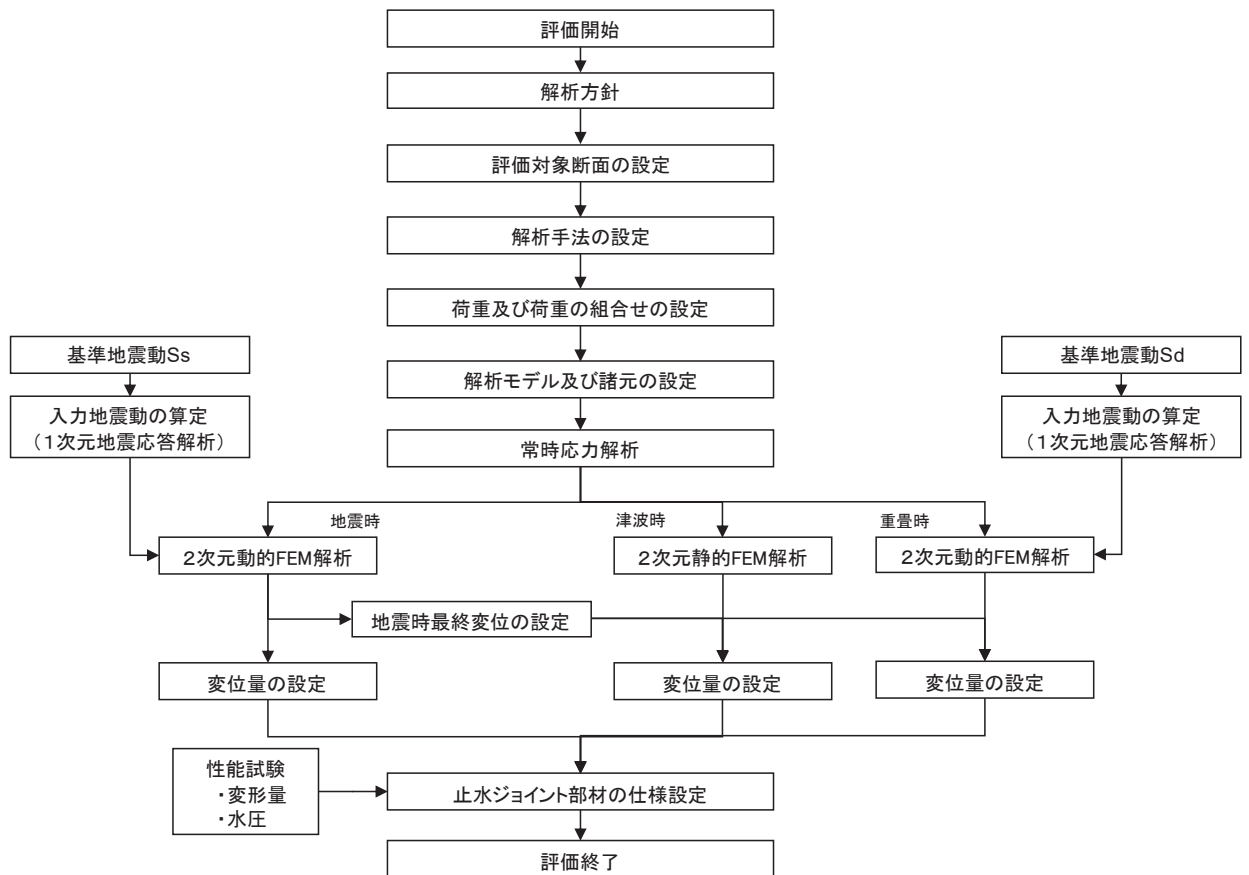


図 6.1.6-5 止水ジョイント部材の設計に関する評価フロー



c. 適用基準

表 6.1.6-1 に適用する規格，基準類を示す。

表 6.1.6-1 適用する規格，基準類

| 項目           | 適用する規格，基準類  | 備考   |
|--------------|---|--|
| 使用材料及び材料定数   | <ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリート標準示方書<br/>〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）</li> <li>・コンクリート標準示方書<br/>〔ダムコンクリート編〕（土木学会，2013 年制定）</li> <li>・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）</li> </ul> | —  |
| 荷重及び荷重の組み合わせ | <ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリート標準示方書<br/>〔構造性能照査編〕（2002 年）</li> </ul>  | <ul style="list-style-type: none"> <li>・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組み合わせを検討</li> </ul> |
| 地震応答解析       | <ul style="list-style-type: none"> <li>・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 2015</li> </ul>  | <ul style="list-style-type: none"> <li>・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</li> </ul>  |

d. 相対変位算出における評価対象断面

止水ジョイント部材の防潮堤軸直交方向（以下、「軸直交方向」という）及び防潮堤軸方向（以下、「軸方向」という）2方向の相対変位量を算出するため、軸直交方向及び軸方向のそれぞれの評価対象断面を選定した。

軸直交方向及び軸方向は図 6.1.6-6 に示すとおり定義する。

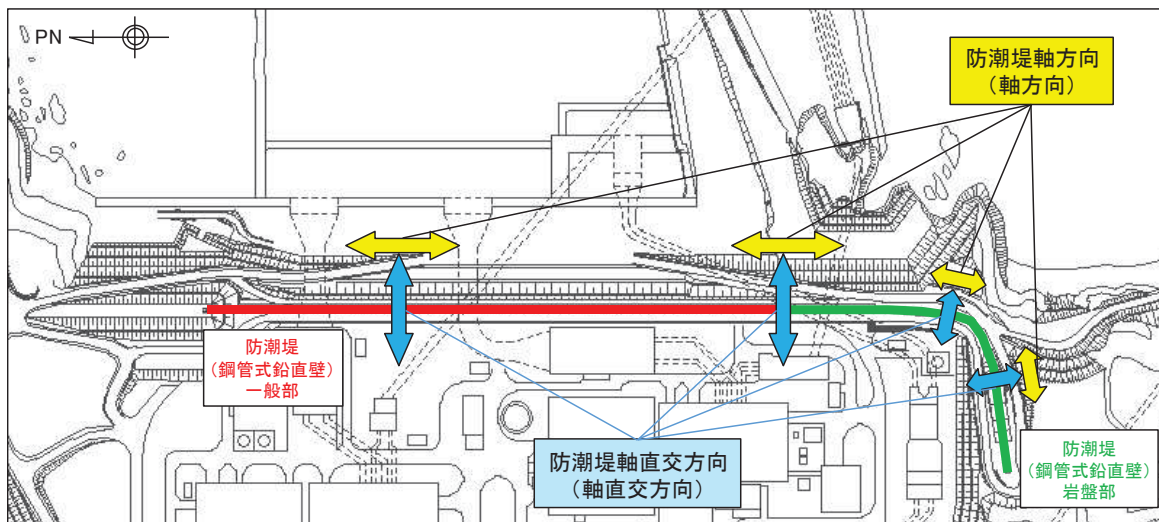


図 6.1.6-6 防潮堤軸直交方向及び防潮堤軸方向の定義

(a) 横断方向の相対変位算出における評価対象断面

横断方向の相対変位算出における評価対象断面は、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の構造的特徴を考慮し、表 6.1.6-2 に示す A～J 区間に区分した上で、それぞれの区間に対して断面①～断面⑦から選定する。これらの評価対象断面に対して、位相反転（20波）等を考慮した2次元動的有限要素法解析又は2次元静的有限要素法解析を実施し、最大となる相対変位を設定する。なお、評価対象断面が複数ある場合には、その中から最大となる相対変位を設定する。

評価対象断面の位置図を図 6.1.6-7 に、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の縦断面図を図 6.1.6-8 に示す。

表 6.1.6-2 構造的特徴を考慮した評価対象断面

|     | 構造的特徴（区間）           | 評価対象断面          |
|-----|---------------------|-----------------|
| 一般部 | 構造境界部（A：突出長変化部）     | 断面①，断面②，断面③     |
|     | 構造同一部（H：背面補強工内）     | 断面①，断面②，断面③     |
|     | 構造境界部（B：背面補強工間）     | 断面①，断面②，断面③     |
| 岩盤部 | 構造境界部（C：一般部と岩盤部の境界） | 断面①，断面②，断面③，断面⑤ |
|     | 構造同一部（J：（背面補強工内）    | 断面⑤             |
|     | 構造境界部（D：背面補強工間）     | 断面⑤             |
|     | 構造境界部（E：背面補強工端部）    | 断面⑤，断面⑥         |
|     | 構造同一部（I：突出長同一部）     | 断面⑥             |
|     | 構造境界部（F：突出長変化部）     | 断面⑥             |
|     | 構造境界部（G：RC壁との境界）    | 断面⑥，断面⑦         |

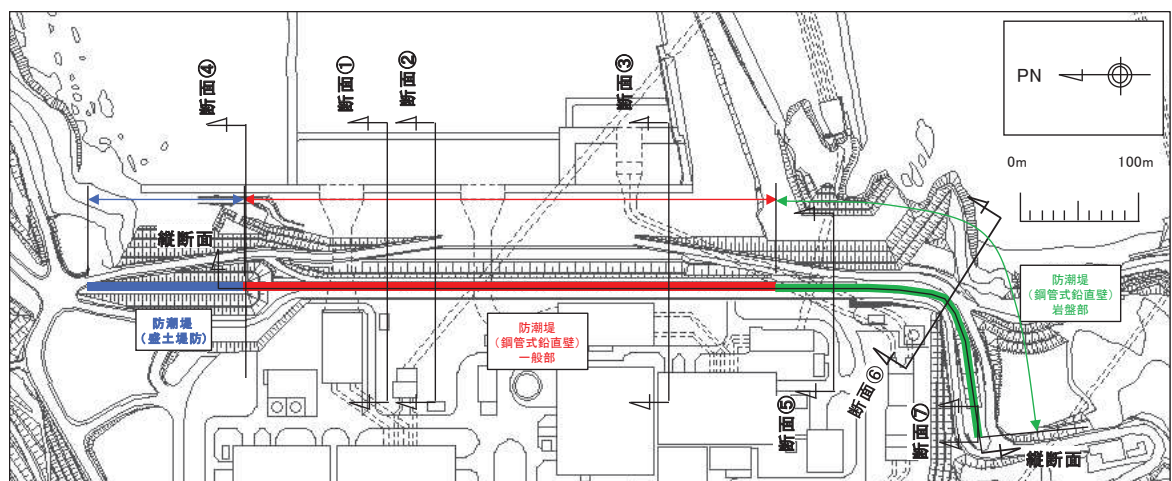


図 6.1.6-7 防潮堤（鋼管式鉛直壁） 評価対象断面位置図

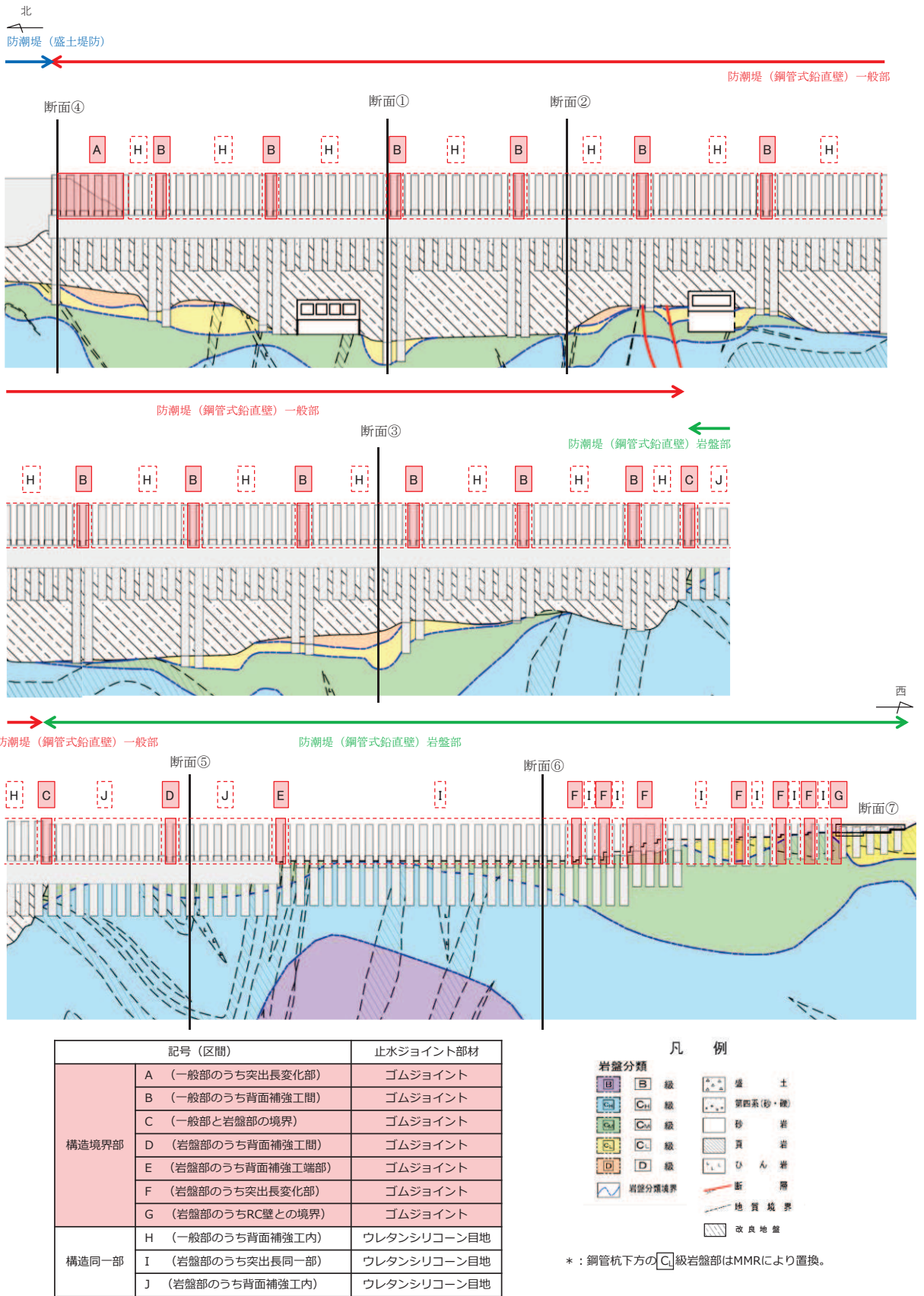


図 6. 1. 6-8 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の縦断図

(b) 縦断方向の相対変位算出における評価対象断面

縦断方向の相対変位算出における評価対象断面は、横断方向と同様に A～J 区間に対して断面⑧～断面⑨から選定する。これらの評価対象断面に対して、位相反転（20波）等を考慮した2次元動的有限要素法解析を実施し、最大となる相対変位を設定する。なお、評価対象断面が複数ある場合には、その中から最大となる相対変位を設定する。

A～J 区間と評価対象断面の組合せを表 6.1.6-3 に、評価対象断面の位置図を図 6.1.6-9 に示す。

表 6.1.6-3 縦断方向における各区間と評価対象断面の組合せ

| 構造的特徴 |                     | 評価対象断面  |
|-------|---------------------|---------|
| 一般部   | 構造境界部（A：突出長変化部）     | 断面⑧     |
|       | 構造同一部（H：背面補強工内）     | 断面⑧，断面⑨ |
|       | 構造境界部（B：背面補強工間）     | 断面⑧，断面⑨ |
| 岩盤部   | 構造境界部（C：一般部と岩盤部の境界） | 断面⑨     |
|       | 構造同一部（J：(背面補強工内)    | 断面⑨     |
|       | 構造境界部（D：背面補強工間）     | 断面⑨     |
|       | 構造境界部（E：背面補強工端部）    | 断面⑨     |
|       | 構造同一部（I：突出長同一部）     | 断面⑨     |
|       | 構造境界部（F：突出長変化部）     | —*      |
|       | 構造境界部（G：RC壁との境界）    | —*      |

注記 \*：構造境界部のF区間とG区間は、評価対象断面がないため、保守的に横断方向で評価する相対変位を縦断方向に適用して評価を行う。



e. 相対変位の算出方法

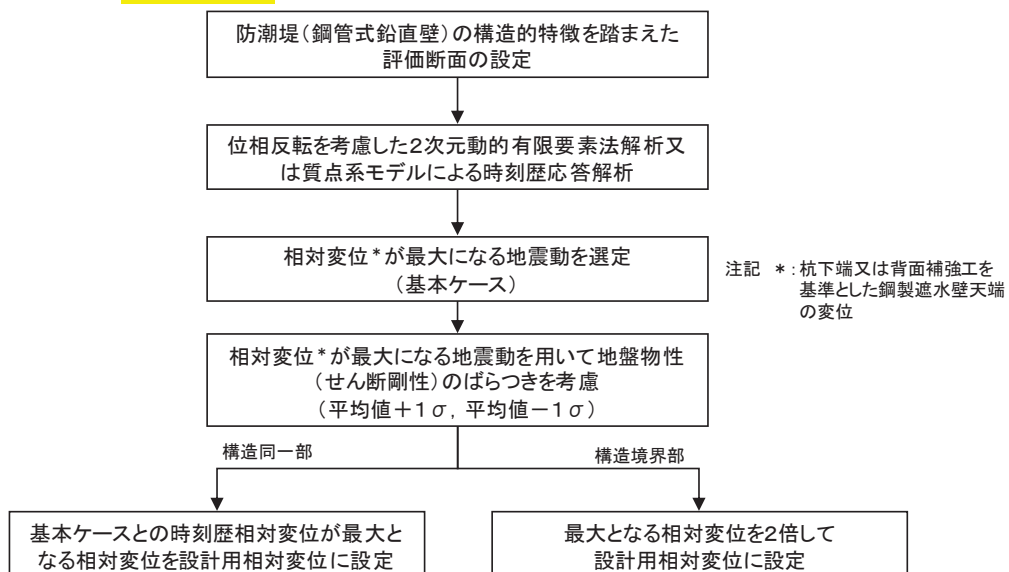
(a) 横断方向の相対変位の算出方法

イ. 地震時の相対変位の算出方法

地震時の構造物間の相対変位は、2次元動的有限要素法解析及び質点系モデルによる時刻歴応答解析により算出する。防潮堤（鋼管式鉛直壁）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、表 6.1.6-2 に示した防潮堤（鋼管式鉛直壁）の構造的特徴を踏まえ、保守的に以下に示す2種類の方法から設計用相対変位を設定する。地震時の横断方向の相対変位算出フローを **図 6.1.6-10** に示す。

構造同一部については、各評価断面に対して基準地震動  $S_s$ （7波）及び位相反転を考慮した地震動（13波）を加えた全20波（基本ケース）の地震応答解析を実施し、杭下端又は背面補強工天端を基準とした鋼製遮水壁天端の相対変位が最大となる地震動を選定する。相対変位が最大となる地震動を用いて地盤の物性値（せん断剛性）のばらつきを考慮した解析ケース（平均値+1 $\sigma$ 、平均値-1 $\sigma$ ）を実施し、基本ケースとの時刻歴相対変位から最大相対変位を求め、設計用の相対変位として使用する。構造同一部の相対変位の概念図を **図 6.1.6-11** に示す。

構造境界部については、各評価断面に対して基準地震動  $S_s$ （7波）及び位相反転を考慮した地震動（13波）を加えた全20波（基本ケース）の地震応答解析を実施し、杭下端又は背面補強工天端を基準とした鋼製遮水壁天端の相対変位が最大となる地震動を選定する。相対変位が最大となる地震動を用いて、地盤の物性値（せん断剛性）のばらつきを考慮した解析ケース（平均値+1 $\sigma$ 、平均値-1 $\sigma$ ）を実施し、基本ケースを含めた最大相対変位を求める。設計用の相対変位としては、評価対象が構造境界部であることを踏まえ、保守的に位相が逆になったことを考慮して、その最大相対変位を2倍したものを使用する。構造境界部の相対変位の概念図を **図 6.1.6-12** に示す。



**図 6.1.6-10** 地震時の横断方向の相対変位算出フロー

構造同一部の横断方向の設計用の相対変位 $\delta_x$  :

$$\delta_x = \max\{\delta_x(T_1), \delta_x'(T_2)\}$$

$\delta_x(T_1)$  : 基本ケースと地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケースの時刻歴相対変位

$\delta_x'(T_2)$  : 基本ケースと地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケースの時刻歴相対変位

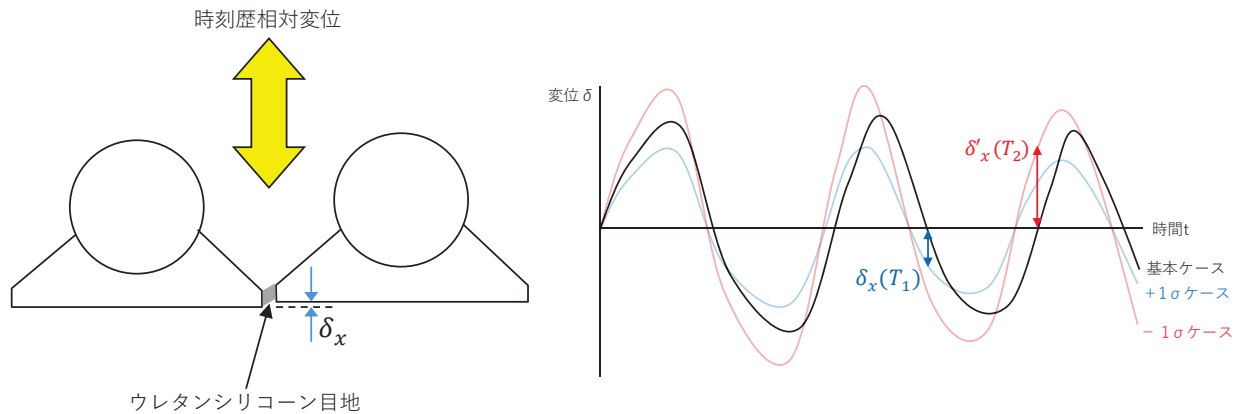


図 6.1.6-11 地震時の横断方向の相対変位の概念図 (構造同一部)

構造境界部の横断方向の設計用の相対変位 $\delta_x$  :

$$\delta_x = 2 \times \max\{\delta_x(T_1), \delta_x'(T_2), \delta_x''(T_3)\}$$

$\delta_x(T_1)$  : 基本ケースの最大相対変位

$\delta_x'(T_2)$  : 地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケースの最大相対変位

$\delta_x''(T_3)$  : 地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケースの最大相対変位

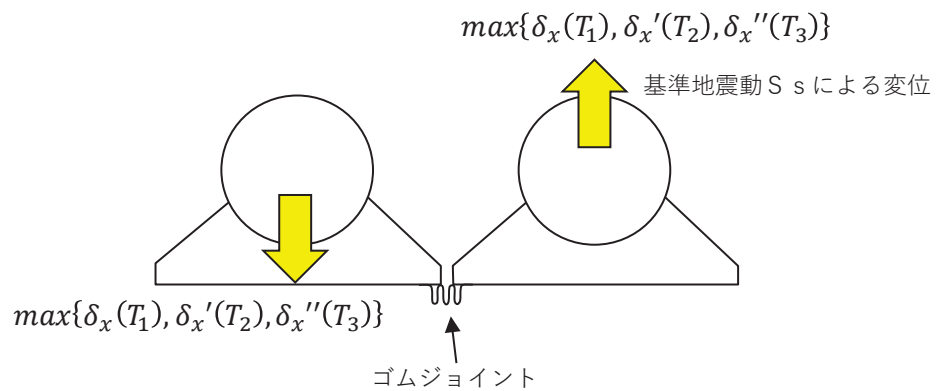


図 6.1.6-12 地震時の横断方向の相対変位の概念図 (構造境界部)



## ロ. 津波時の相対変位の算出方法

津波時の構造物間の相対変位は、2次元静的有限要素法解析により算出する。防潮堤に作用する遡上津波荷重は一方向に一様に作用することから、地盤の物性が一樣で同じ土層構成が続いている場合、津波時の構造物の変形量は同じになり、構造物間に相対変位は生じない。ただし、津波時には衝突荷重も考慮する必要がある、衝突荷重は漂流物防護工及び鋼製遮水壁の水平リブを介して1本の杭に作用するため、衝突荷重が作用しない隣の杭の鋼製遮水壁との間に衝突荷重による変形量分の相対変位が生じることとなる。そこで、表6.1.6-2に示した防潮堤（鋼管式鉛直壁）の構造的特徴を踏まえ、以下に示す2種類の方法から設計用相対変位を設定する。津波時の横断方向の相対変位算出フローを図6.1.6-13に示す。

上記に基づき、構造同一部については、衝突荷重により生じる杭下端又は背面補強工天端を基準とした鋼製遮水壁天端の相対変位に、地震時における最終変位（以下「残留変位」という。）を加えた変位を設計用の相対変位として使用する。構造同一部の相対変位の概念図を図6.1.6-14に示す。

構造境界部についても衝突荷重により生じる相対変位を考慮することとするが、評価対象が構造境界部であることを踏まえ、保守的に遡上津波荷重と衝突荷重により生じる杭下端又は背面補強工天端を基準とした鋼製遮水壁天端の相対変位を考慮し、残留変位を2倍したものを加えた変位を設計用の相対変位として使用する。構造境界部の相対変位の概念図を図6.1.6-15に示す。

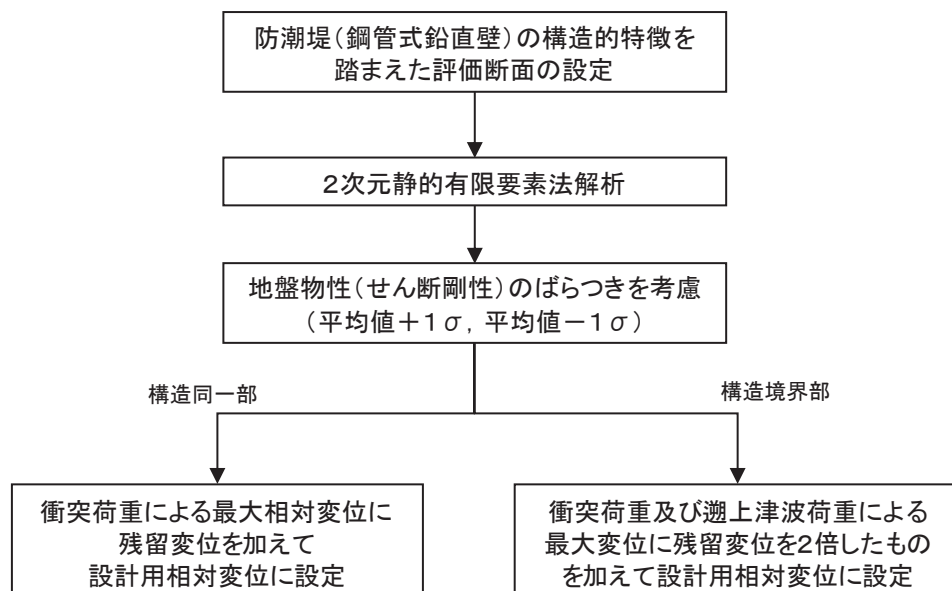


図6.1.6-13 津波時の横断方向の相対変位算出フロー

構造同一部の横断方向の設計用の相対変位 $\delta_x$  :

$$\delta_x = \max\{\delta_x(T_1), \delta_x'(T_2), \delta_x''(T_3)\} + \text{abs}\{\delta_{finx}\}$$

$\delta_x(T_1)$  : 基本ケースの相対変位 (衝突荷重のみ作用)

$\delta_x'(T_2)$  : 地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケースの相対変位 (衝突荷重のみ作用)

$\delta_x''(T_3)$  : 地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケースの相対変位 (衝突荷重のみ作用)

$\delta_{finx}$  : 残留変位

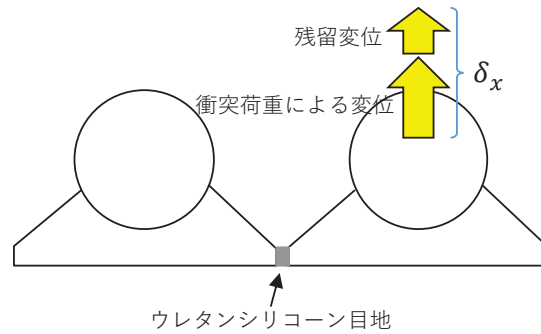


図 6. 1. 6-14 津波時の横断方向の相対変位の概念図 (構造同一部)

構造境界部の横断方向の設計用の相対変位 $\delta_x$  :

$$\delta_x = \max\{\delta_x(T_1), \delta_x'(T_2), \delta_x''(T_3)\} + 2 \times \text{abs}\{\delta_{finx}\}$$

$\delta_x(T_1)$  : 基本ケースの相対変位 (衝突荷重及び遡上津波荷重を作用)

$\delta_x'(T_2)$  : 地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケースの相対変位 (衝突荷重及び遡上津波荷重を作用)

$\delta_x''(T_3)$  : 地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケースの相対変位 (衝突荷重及び遡上津波荷重を作用)

$\delta_{finx}$  : 残留変位

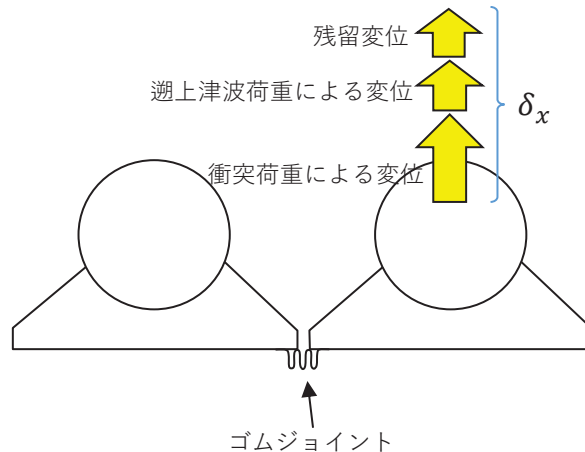


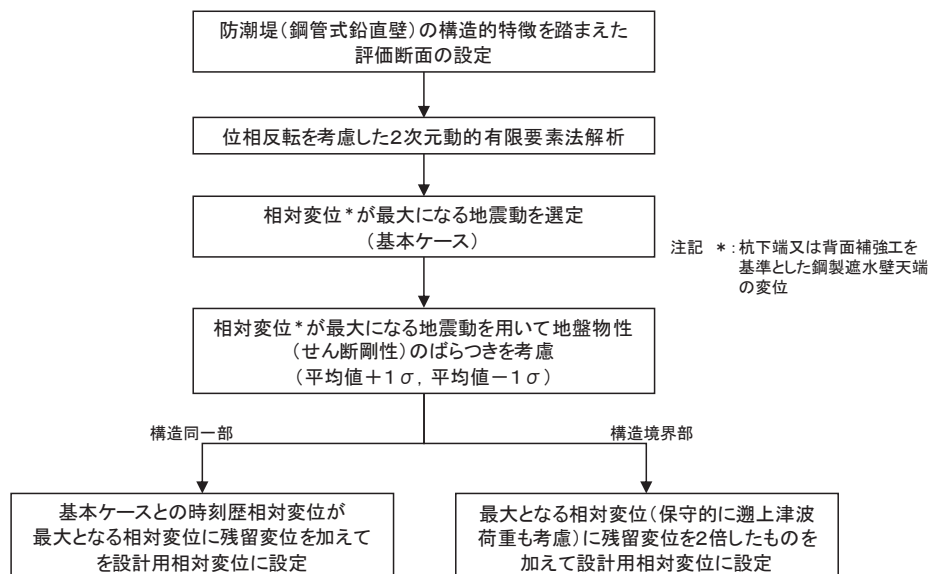
図 6. 1. 6-15 津波時の横断方向の相対変位の概念図 (構造境界部)

## ハ. 重畳時の相対変位の算出方法

重畳時の構造物間の相対変位は、2次元動的有限要素法解析により算出する。重畳時に作用する荷重のうち遡上津波荷重は一方向に一様に作用することから、地盤の物性が一様で同じ土層構成が続いている場合、重畳時の構造物の変形量は同じになり、構造物間に相対変位は生じない。そこで、表 6.1.6-2 に示した防潮堤（鋼管式鉛直壁）の構造的特徴を踏まえ、保守的に以下に示す2種類の方法から設計用相対変位を設定する。重畳時の横断方向の相対変位算出フローを **図 6.1.6-16** に示す。

構造同一部については、各評価断面に対して弾性設計用地震動 S d - D 2（1波）及び位相反転を考慮した地震動（3波）を加えた全4波（基本ケース）の地震応答解析を実施し、杭下端又は背面補強工天端を基準とした鋼製遮水壁天端の相対変位が最大になる地震動を選定する。最大となる地震動を用いて地盤の物性値（せん断剛性）のばらつきを考慮した解析ケース（平均値 + 1σ, 平均値 - 1σ）を実施し、基本ケースとの時刻歴相対変位から最大相対変位を求め、残留変位を加えた変位を設計用の相対変位として使用する。重畳時の横断方向の相対変位の概念図を **図 6.1.6-17** に示す。

構造境界部については、各評価断面に対して弾性設計用地震動 S d - D 2（1波）及び位相反転を考慮した地震動（3波）を加えた全4波（基本ケース）の地震応答解析を実施し、杭下端又は背面補強工天端を基準とした鋼製遮水壁天端の相対変位が最大になる地震動を選定する。最大となる地震動を用いて、地盤の物性値のばらつきを考慮した解析ケース（平均値 + 1σ, 平均値 - 1σ）を実施し、基本ケースも含めた最大相対変位を求める。設計用の相対変位としては、評価対象が構造境界部であることを踏まえ、保守的に遡上津波荷重による変位も考慮した相対変位に残留変位を加えた変位を設計用相対変位として設定する。重畳時の横断方向の相対変位の概念図を **図 6.1.6-18** に示す。



**図 6.1.6-16** 重畳時の横断方向の相対変位算出フロー

構造同一部の横断方向の設計用の相対変位 $\delta_x$  :

$$\delta_x = \max\{\delta_x(T_1), \delta_x'(T_2)\} + \text{abs}\{\delta_{finx}\}$$

$\delta_x(T_1)$  : 基本ケースと地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケースの時刻歴相対変位

$\delta_x'(T_2)$  : 基本ケースと地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケースの時刻歴相対変位

$\delta_{finx}$  : 残留変位

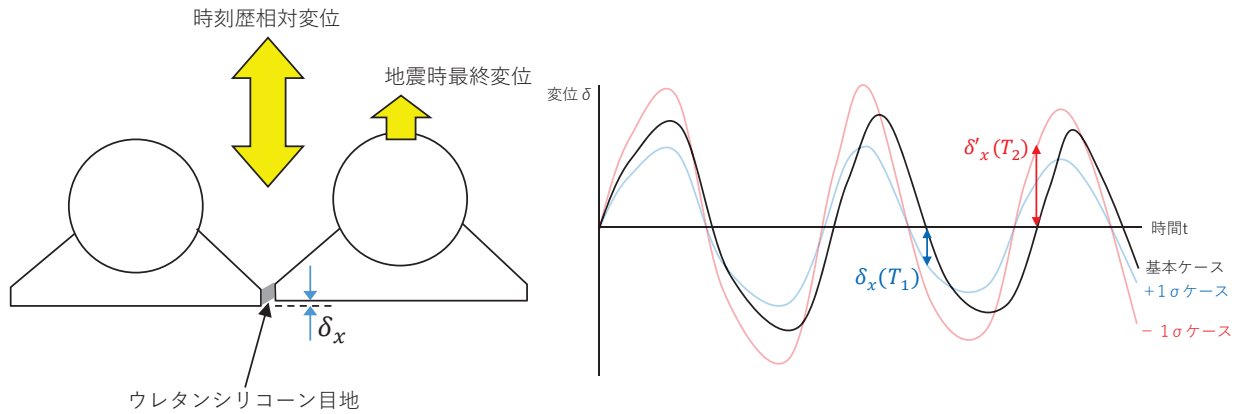


図 6. 1. 6-17 重畳時の横断方向の相対変位の概念図 (構造同一部)

構造境界部の横断方向の設計用の相対変位 $\delta_x$  :

$$\delta_x = \max\{\delta_x(T_1), \delta_x'(T_2), \delta_x''(T_3)\} + 2 \times \text{abs}\{\delta_{finx}\}$$

$\delta_x(T_1)$  : 基本ケースの最大相対変位

$\delta_x'(T_2)$  : 地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケースの最大相対変位

$\delta_x''(T_3)$  : 地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケースの最大相対変位

$\delta_{finx}$  : 残留変位

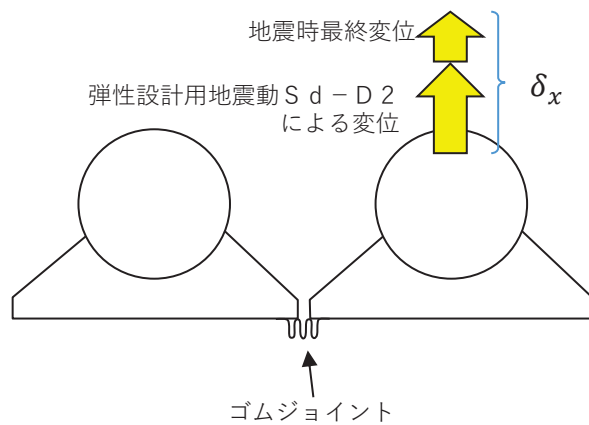


図 6. 1. 6-18 重畳時の横断方向の相対変位の概念図 (構造境界部)

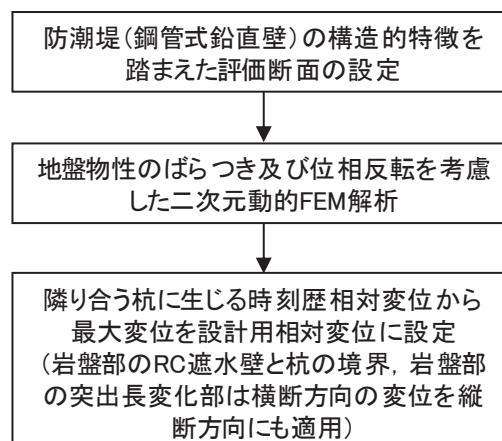
(b) 縦断方向の相対変位の算出方法

地震時、津波時及び重畳時に作用する主たる荷重は、地震荷重（余震荷重を含む）、遡上津波荷重及び衝突荷重であり、このうち遡上津波荷重及び衝突荷重については横断方向に作用する荷重であるため、縦断方向の相対変位は地震荷重のみにより生じる。また、余震荷重は地震荷重に包絡されることから、地震荷重が作用する地震時のみを評価し、保守的に地震時で算出される相対変位を津波時及び重畳時に考慮する。

縦断方向の地震時の相対変位については、表 6.1.6-3 に示した防潮堤（鋼管式鉛直壁）の構造的特徴を考慮し、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部と防潮堤（盛土堤防）の境界部周辺及び防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部と岩盤部の境界部周辺の2つの縦断面を対象に2次元動的有限要素法解析により算出する。

この2つの縦断面に対して、基準地震動  $S_s$ （7波）及び位相反転を考慮した地震動（13波）を加えた全20波（基本ケース）の地震応答解析を実施し、隣り合う鋼製遮水壁間に生じる時刻歴相対変位が最大になる地震動を選定する。時刻歴相対変位が最大となる地震動を用いて地盤の物性値（せん断剛性）のばらつきを考慮した解析ケース（平均値+1 $\sigma$ ，平均値-1 $\sigma$ ）を実施し、基本ケースを含めて最大となる時刻歴相対変位を設計用の相対変位として使用する。なお、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部のRC壁の境界及び防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の突出長変化部については、解析範囲外であることから、保守的に横断方向で設定する相対変位を使用する。

地震時の縦断方向の相対変位算出フローを [図 6.1.6-19](#) に、相対変位の概念図を [図 6.1.6-20](#) に示す。



[図 6.1.6-19](#) 地震時の縦断方向の相対変位算出フロー

構造同一部の縦断方向の設計用の相対変位 $\delta_{uy}$  :

$$\delta_{uy} = \max\{\delta_{uy}(T_1), \delta_{uy}'(T_2), \delta_{uy}''(T_3)\}$$

$\delta_{uy}(T_1)$  : 基本ケースの時刻歴相対変位

$\delta_{uy}'(T_2)$  : 地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケースの時刻歴相対変位

$\delta_{uy}''(T_3)$  : 地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケースの時刻歴相対変位

構造境界部の縦断方向の設計用の相対変位 $\delta_{gy}$  :

$$\delta_{gy} = \max\{\delta_{gy}(T_1), \delta_{gy}'(T_2), \delta_{gy}''(T_3)\}$$

$\delta_{gy}(T_1)$  : 基本ケースの時刻歴相対変位

$\delta_{gy}'(T_2)$  : 地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケースの時刻歴相対変位

$\delta_{gy}''(T_3)$  : 地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケースの時刻歴相対変位

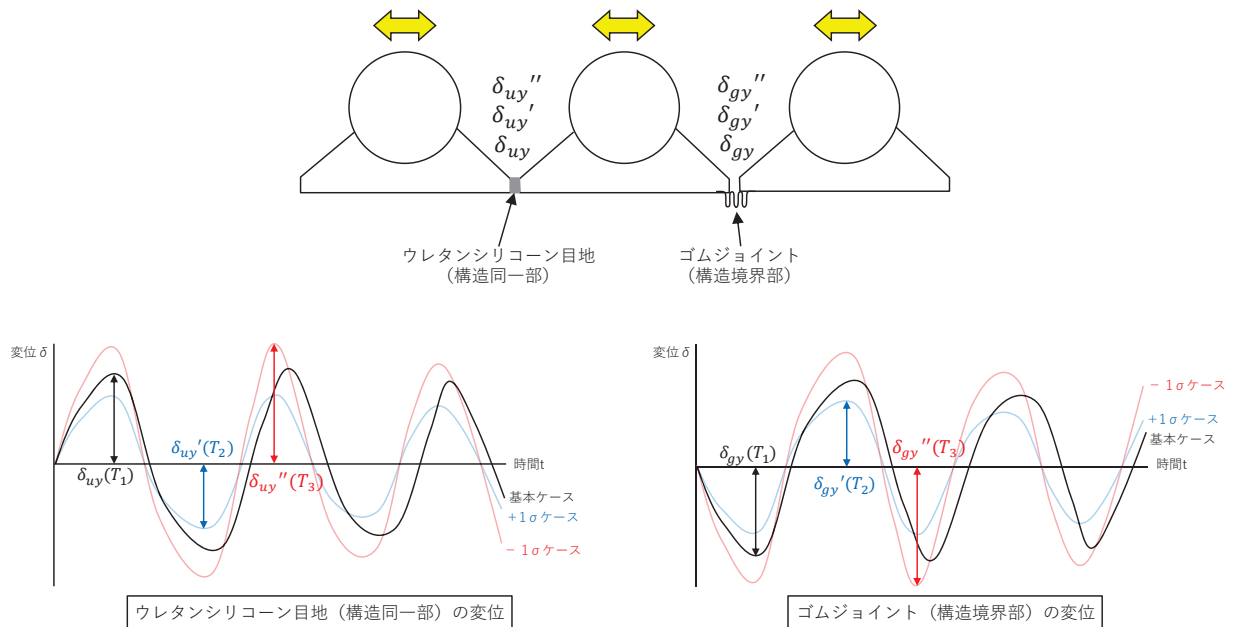


図 6.1.6-20 地震時の縦断方向の相対変位の概念図

(3) 解析方法

a. 横断方向

(a) 評価対象断面

図 6. 1. 6-7 に評価対象断面の位置図, 図 6. 1. 6-21 に評価対象断面の断面図を示す。  
 なお, 各断面に記載している地下水位は地震時の設計用地下水位である。

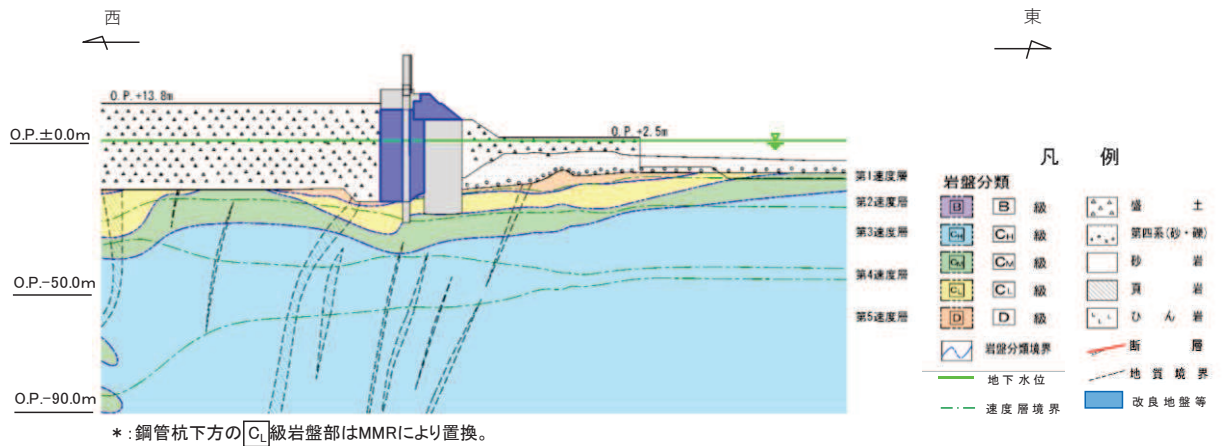


図 6. 1. 6-21 (1) 評価対象断面 (断面①)

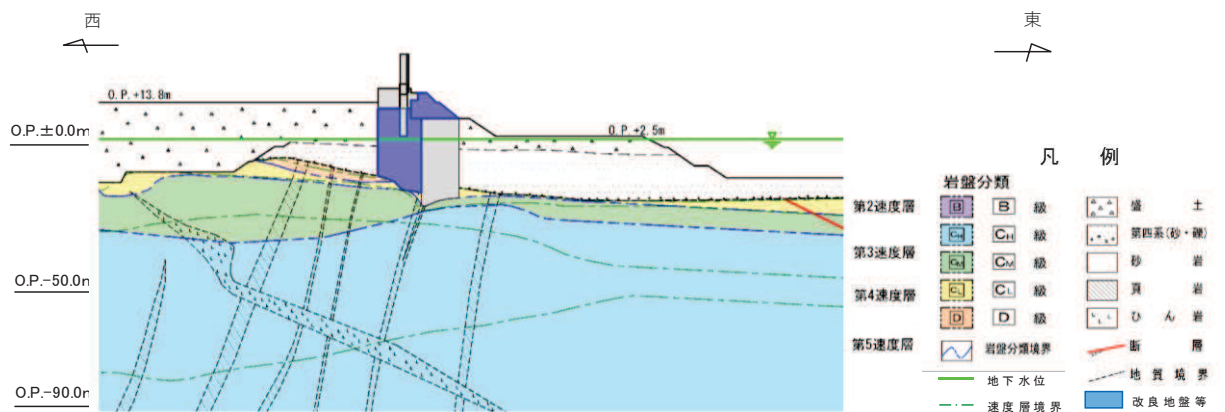


図 6. 1. 6-21 (2) 評価対象断面 (断面②)

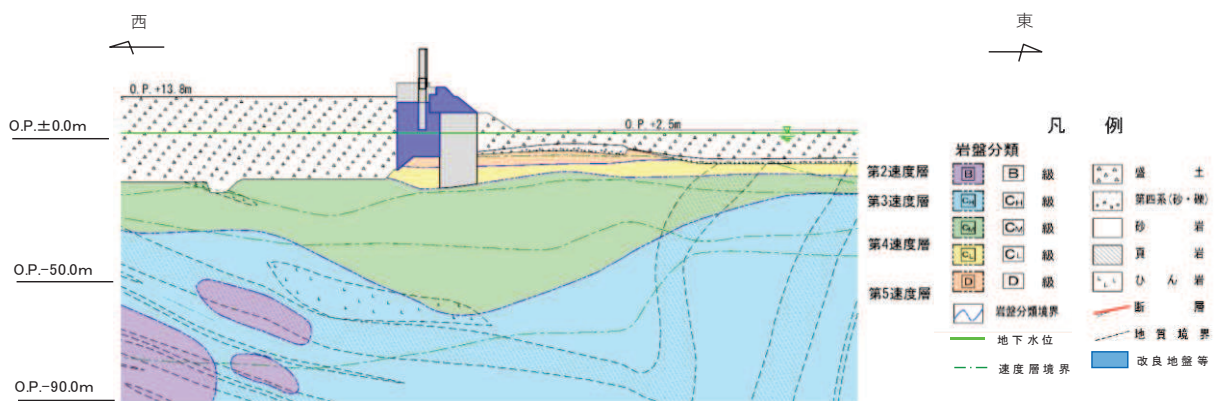


図 6. 1. 6-21 (3) 評価対象断面 (断面③)

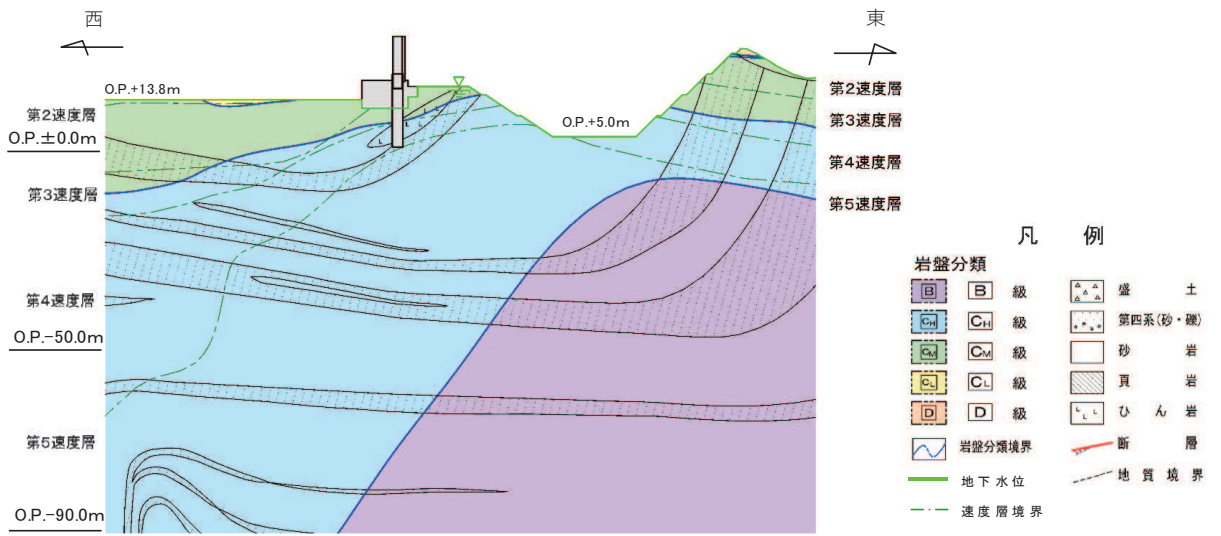


図 6.1.6-21 (4) 評価対象断面 (岩盤部) (断面⑤)

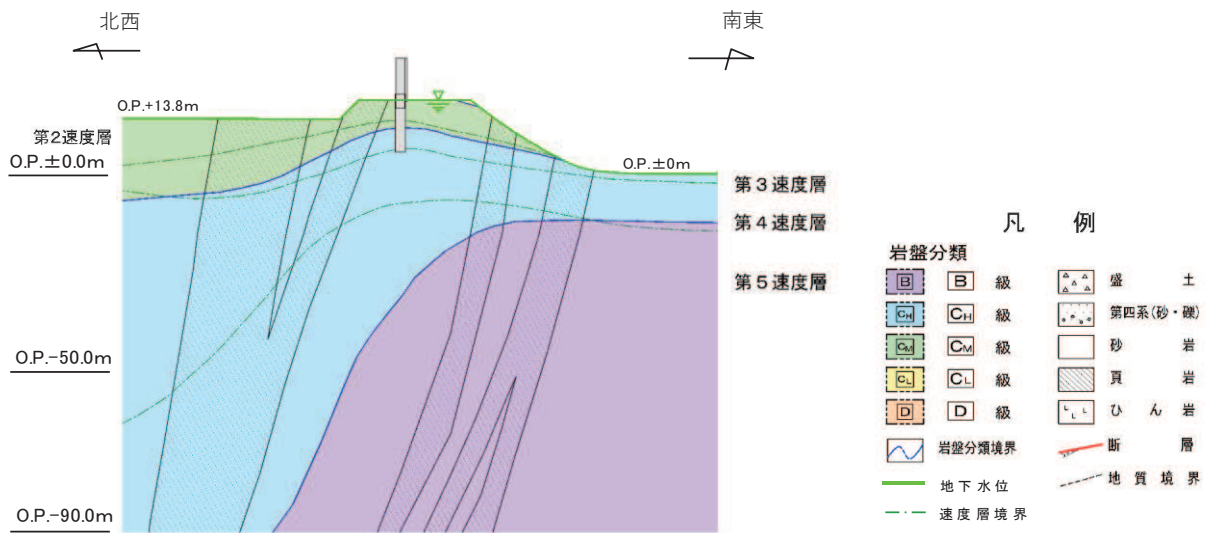


図 6.1.6-21 (5) 評価対象断面 (岩盤部) (断面⑥)



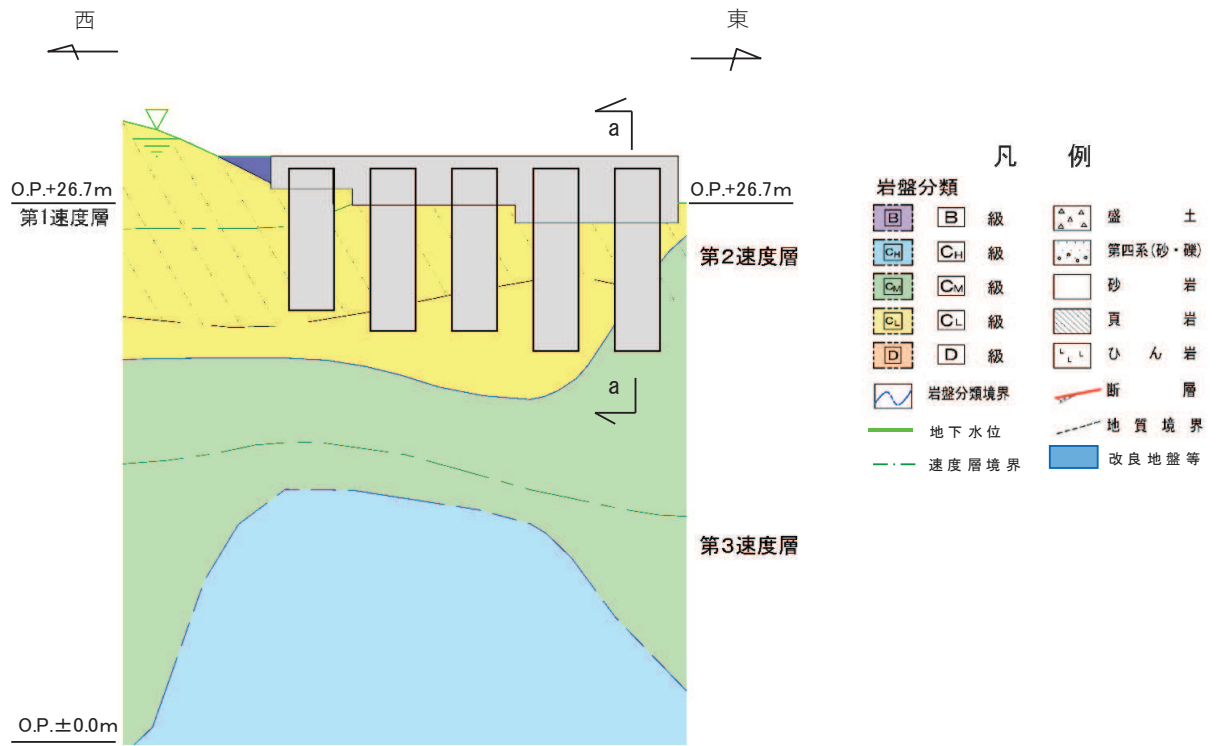


図 6. 1. 6-21 (6) 評価対象断面 (岩盤部) (断面⑦)

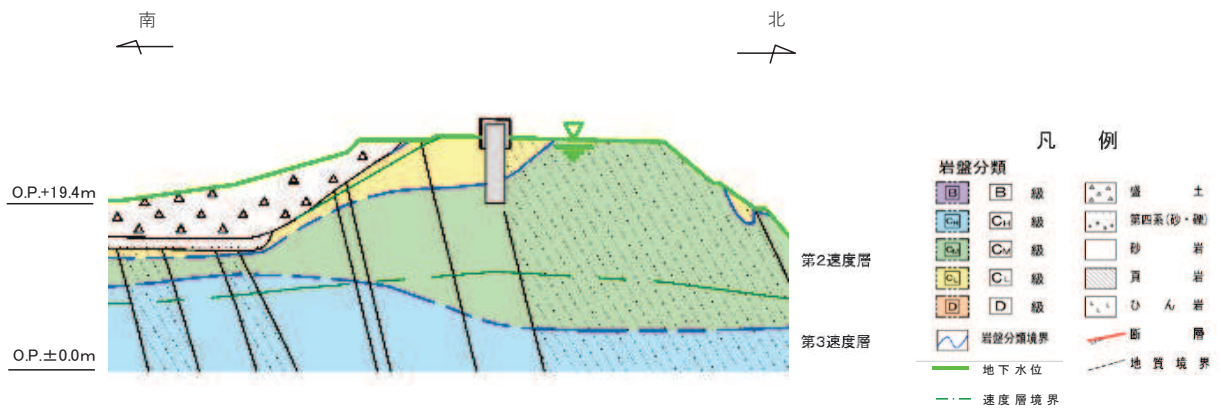


図 6. 1. 6-21 (7) 評価対象断面 (岩盤部) (断面⑦, a-a 断面)

(b) 解析方法

地震時の解析方法は、「6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）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し、津波時及び重畳時の解析方法は、「6.1.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度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。

(c) 荷重及び荷重の組合せ

地震時の荷重及び荷重の組合せは、「6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）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」と同じ荷重の組み合わせとし、津波時及び重畳時の荷重及び荷重の組合せは、「6.1.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度計算書に関する補足説明」の「3.3 荷重及び荷重の組み合わせ」と同じ荷重の組み合わせとする。

(d) 入力地震動

地震時の入力地震動は、「6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震計算書に関する補足説明」の「3.4 入力地震動」と同じ入力地震動とし、津波時及び重畳時の入力地震動は、「6.1.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度計算書に関する補足説明」の「3.4 入力地震動」と同じ入力地震動とする。

(e) 解析モデル及び諸元

地震時の解析モデル及び諸元は、「6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）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、津波時及び重畳時の解析モデル及び諸元は、「6.1.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）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」と同様とする。

地震時、津波時及び重畳時の解析モデルを 図 6.1.6-22～図 6.1.6-27 に示す。また、図 6.1.6-28～図 6.1.6-31 にジョイント要素配置図を示す。

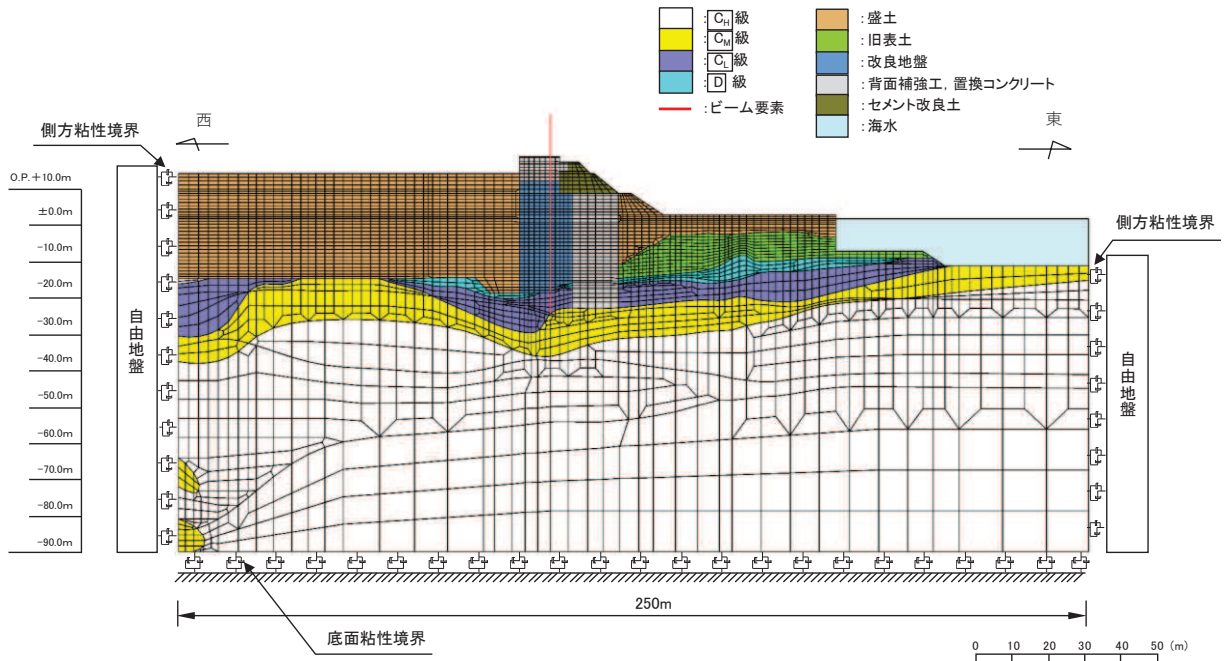


図 6.1.6-22 (1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面①，地震時）

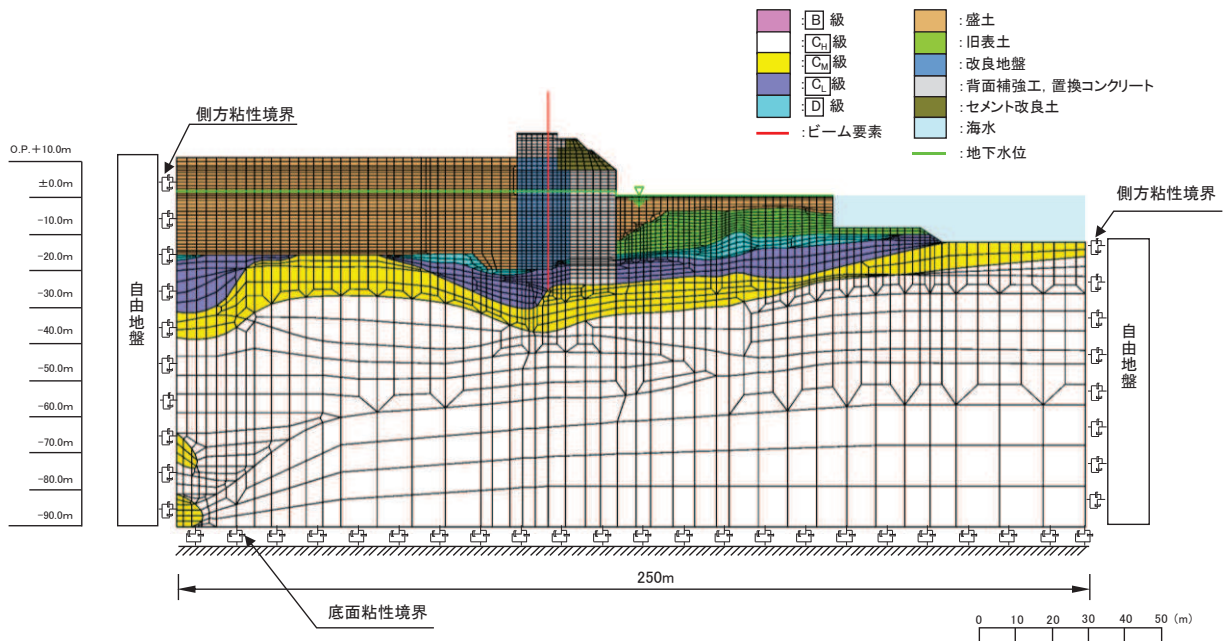


図 6.1.6-22 (2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面①，津波時）

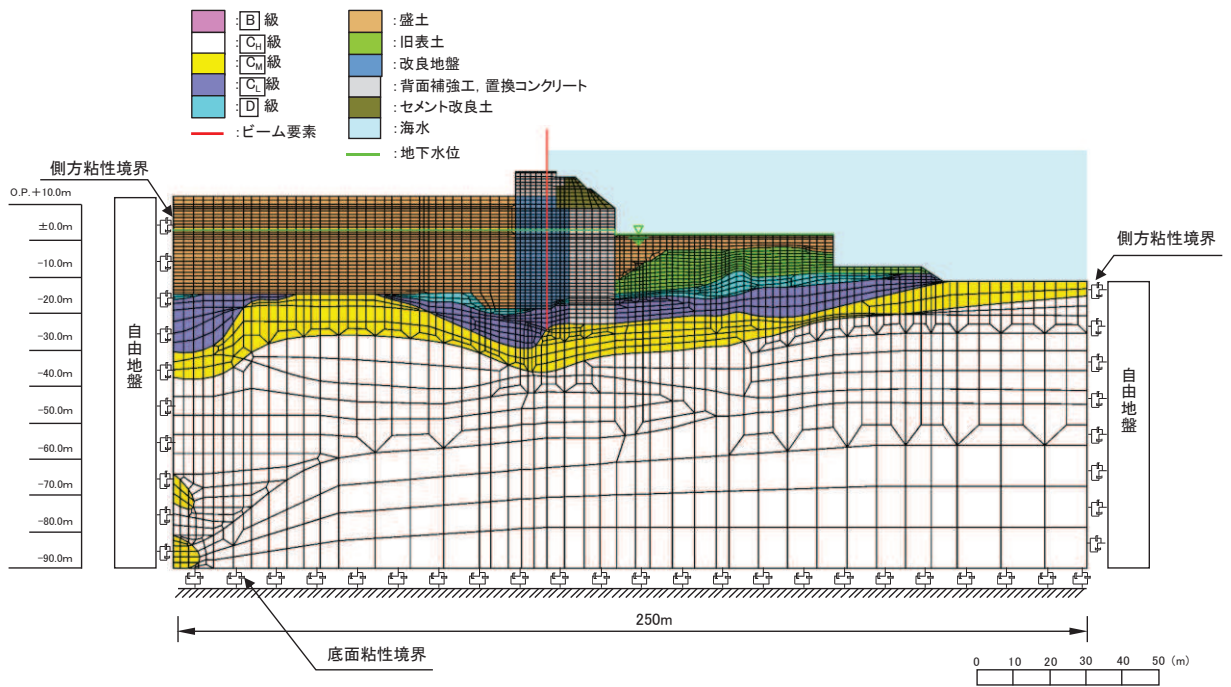


図 6.1.6-22 (3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面①，重畳時）

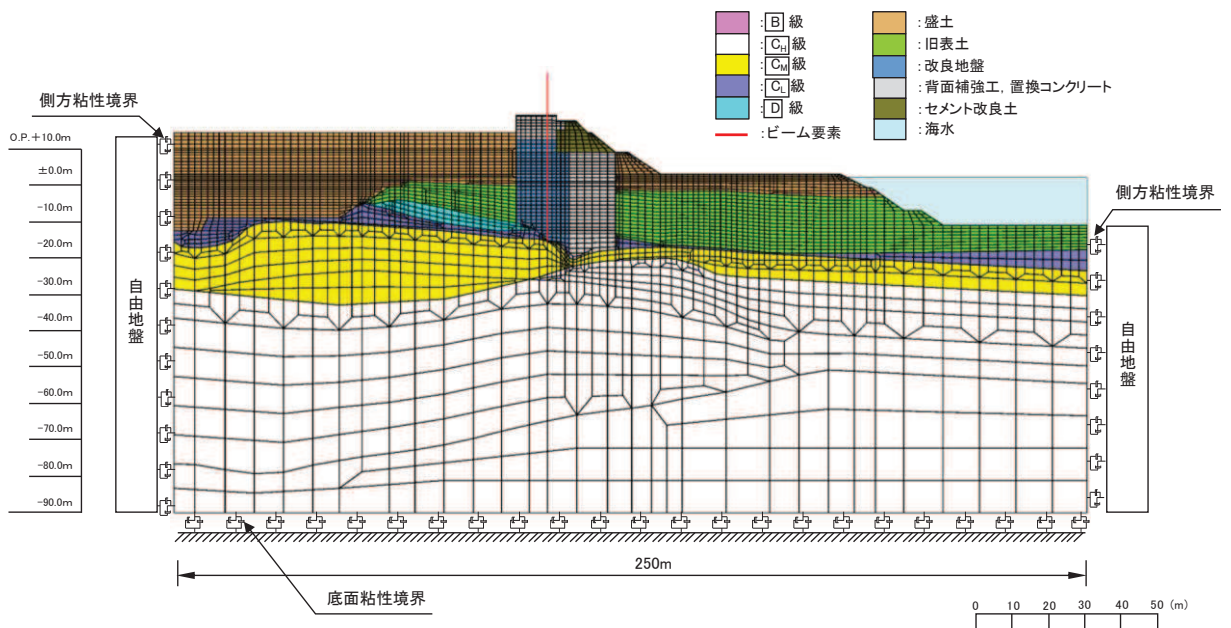


図 6.1.6-23 (1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面②，地震時）

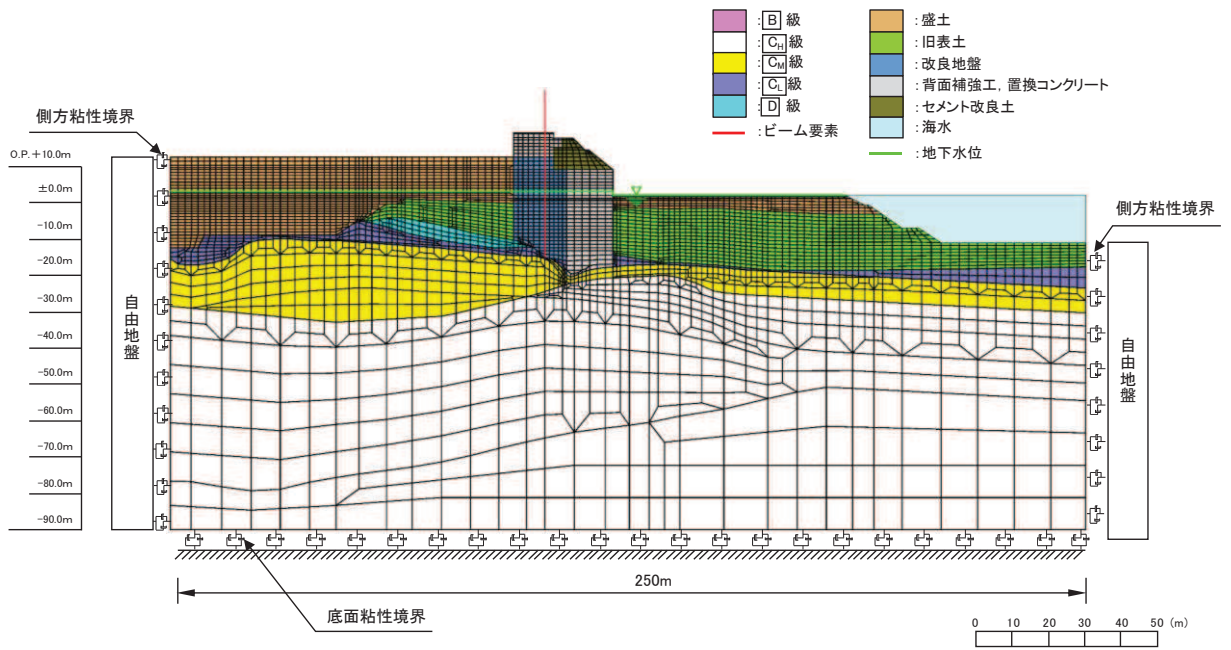


図 6.1.6-23 (2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面②，津波時）

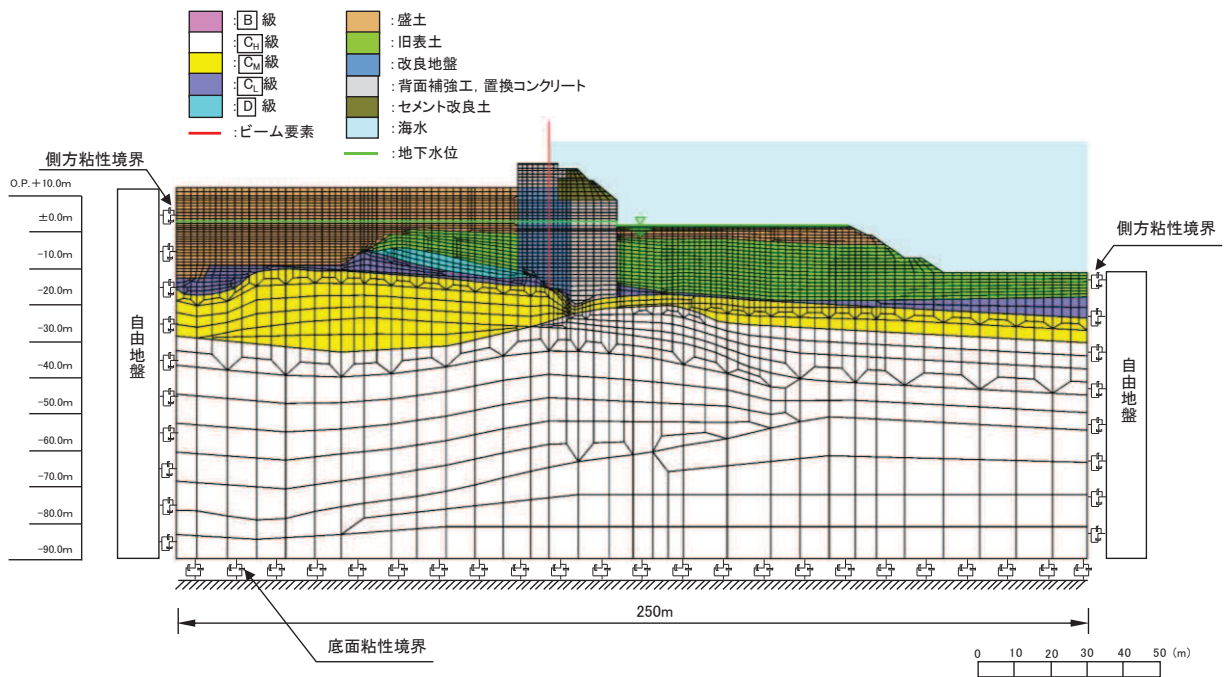


図 6.1.6-23 (3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面②，重畳時）

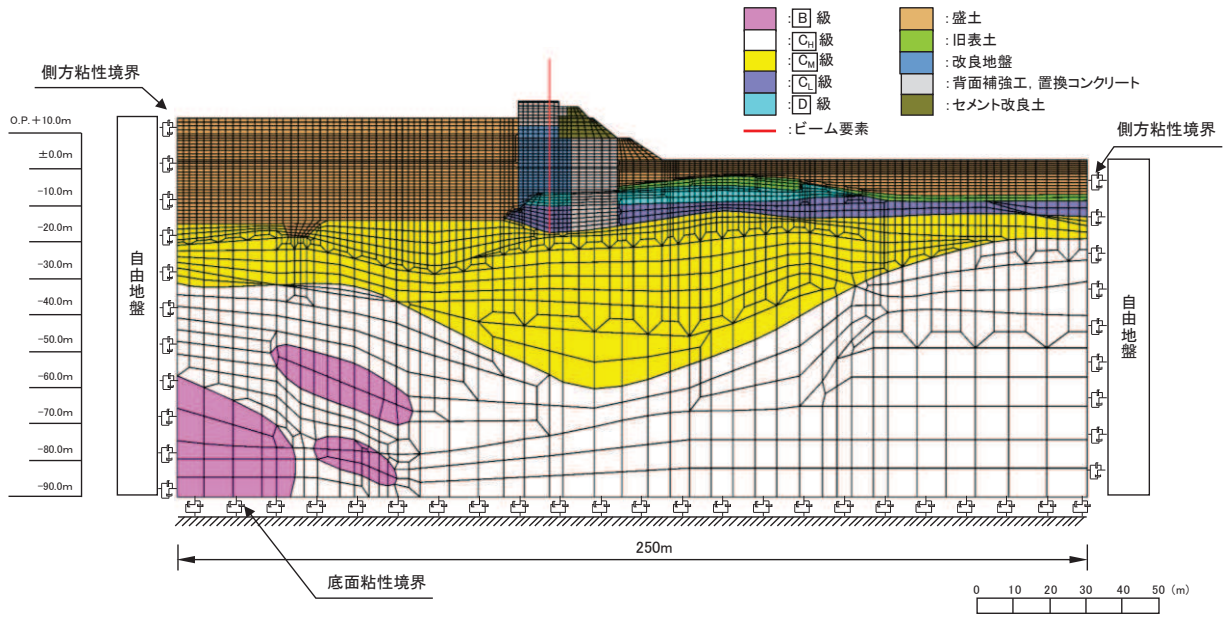


図 6.1.6-24 (1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面③，地震時）

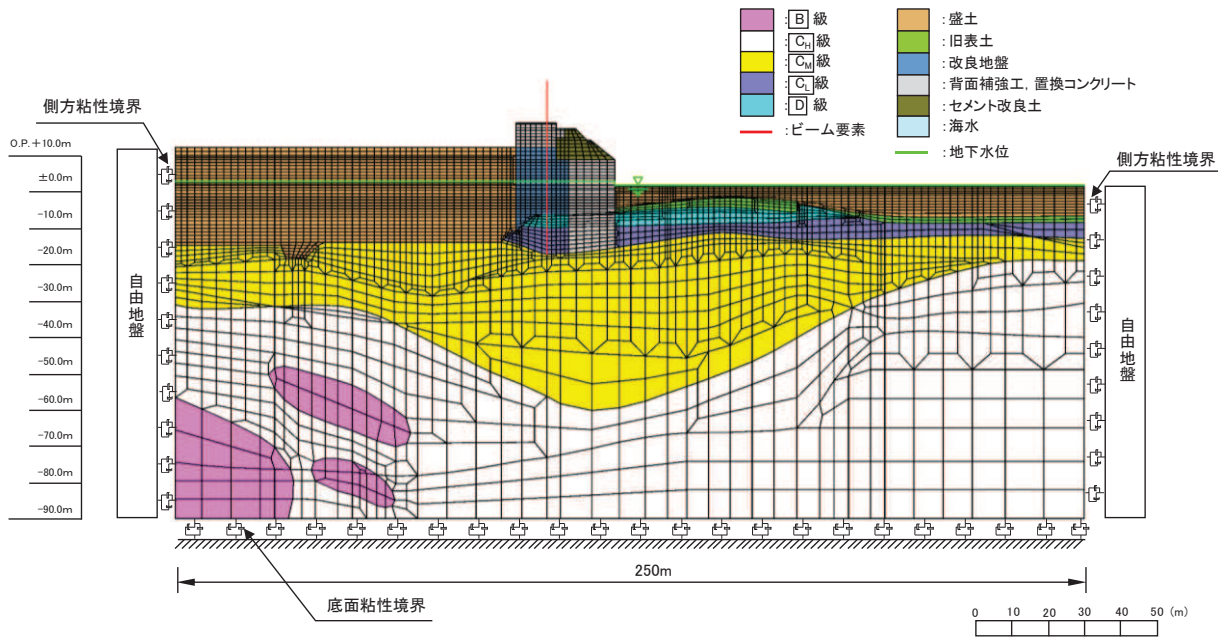


図 6.1.6-24 (2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面③，津波時）

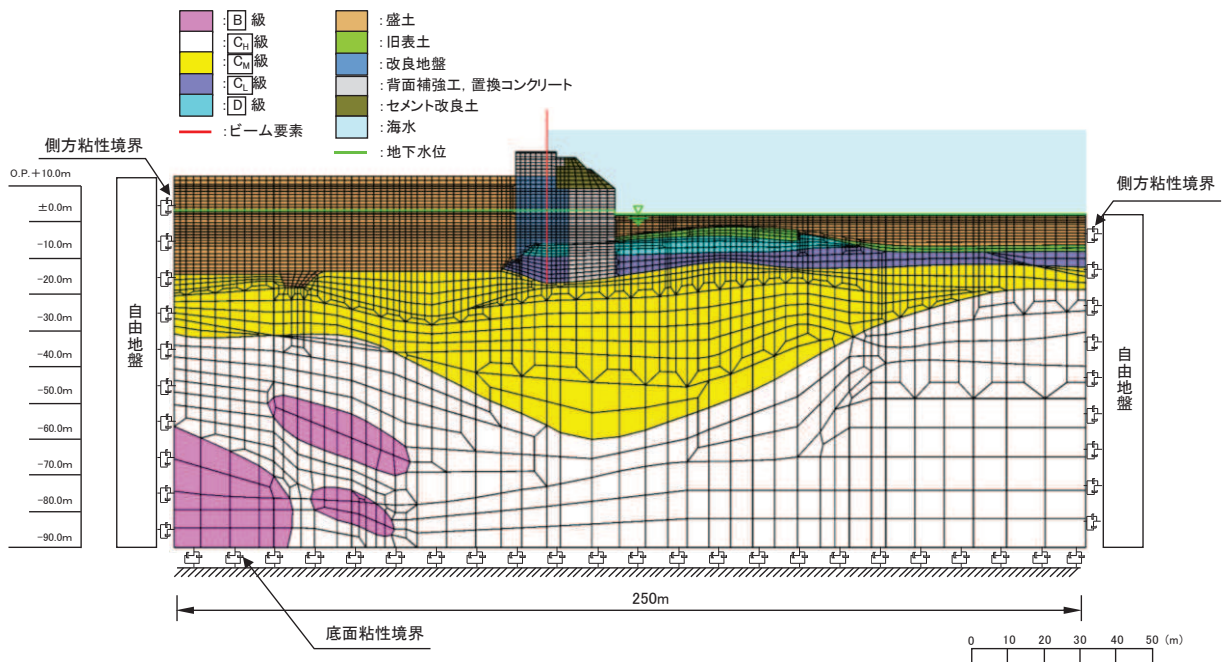


図 6.1.6-24 (3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面③，重畳時）

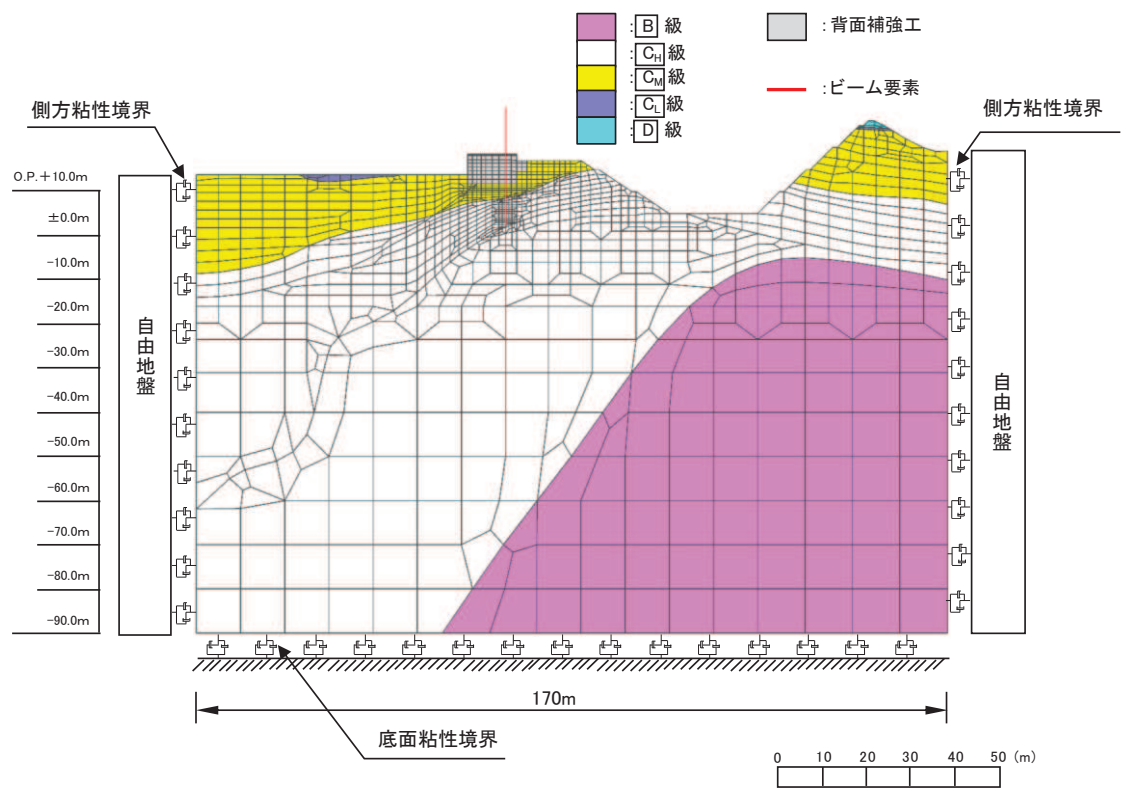


図 6.1.6-25 (1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑤，地震時）

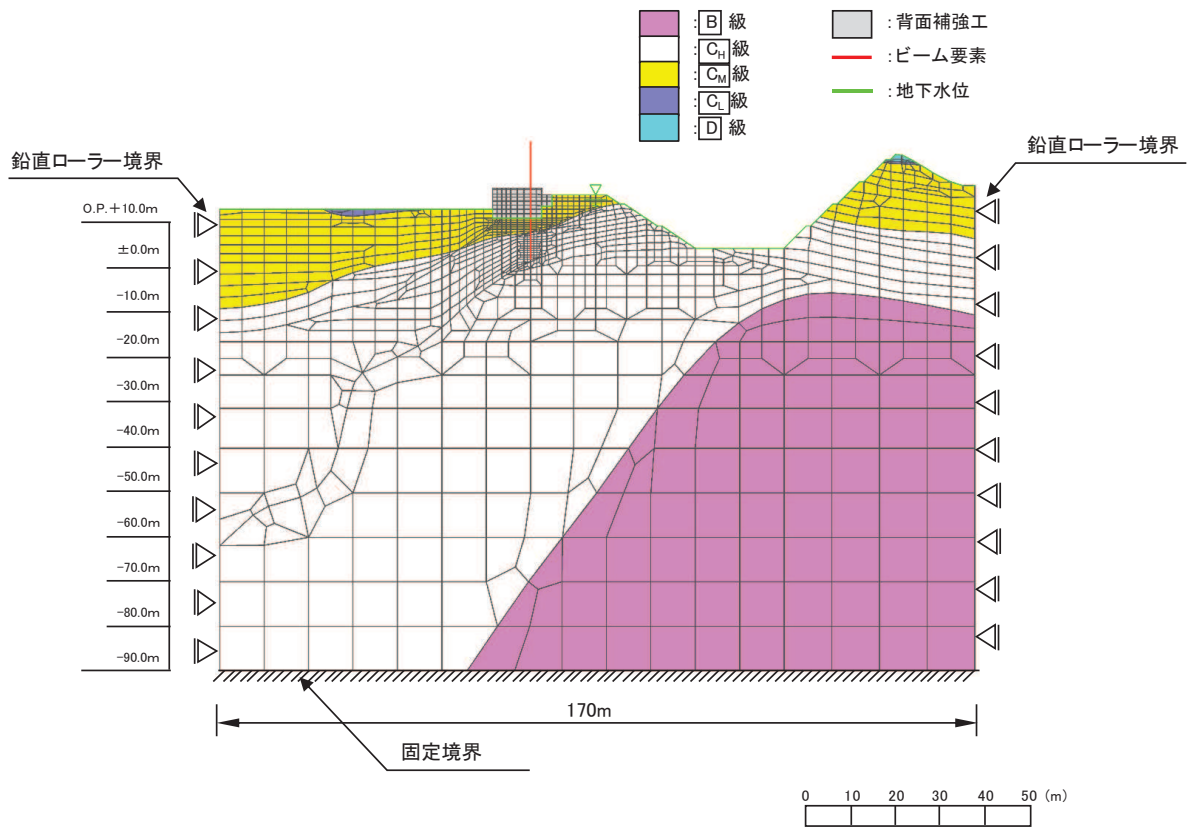


図 6. 1. 6-25 (2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑤，津波時）

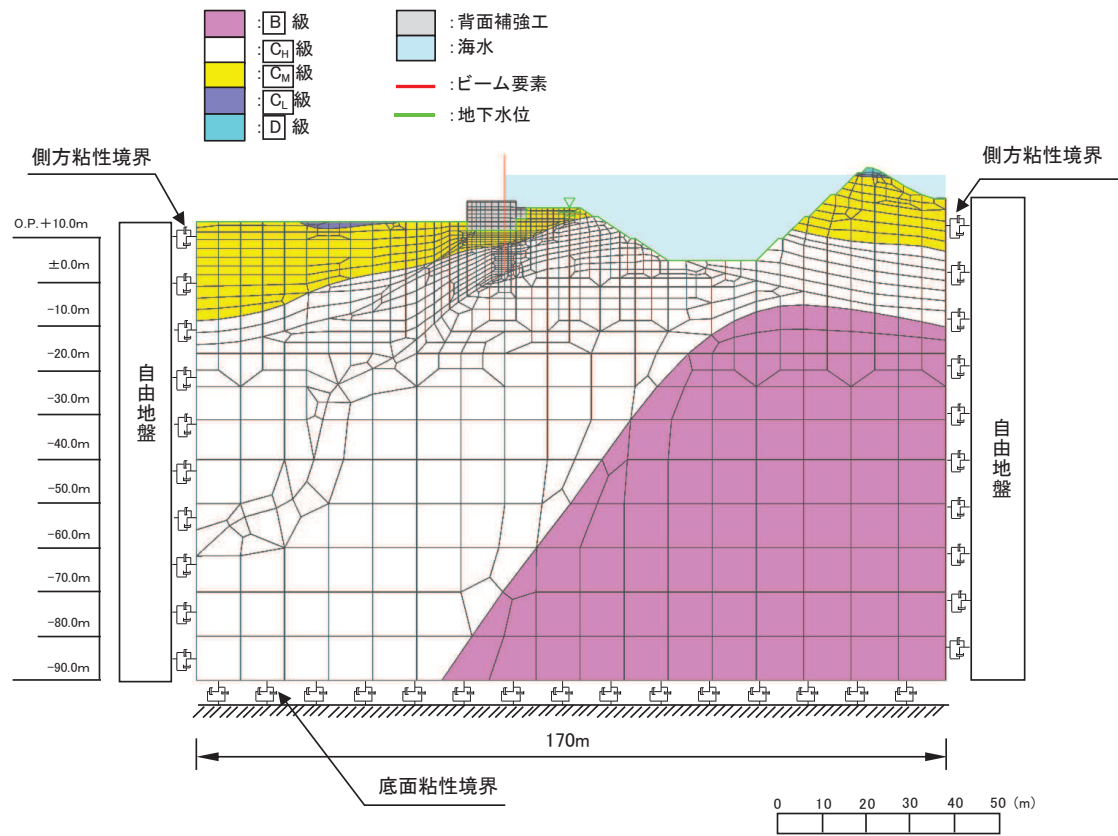


図 6. 1. 6-25 (3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑤，重畳時）



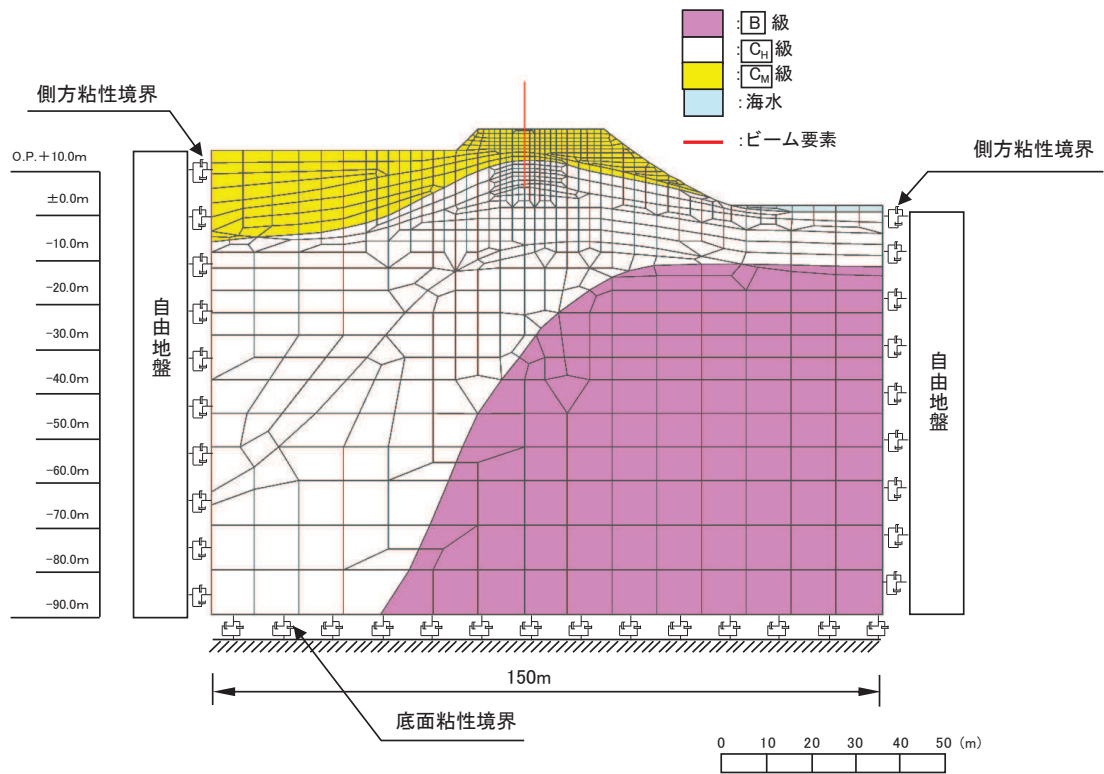


図 6. 1. 6-26 (1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑥，地震時）

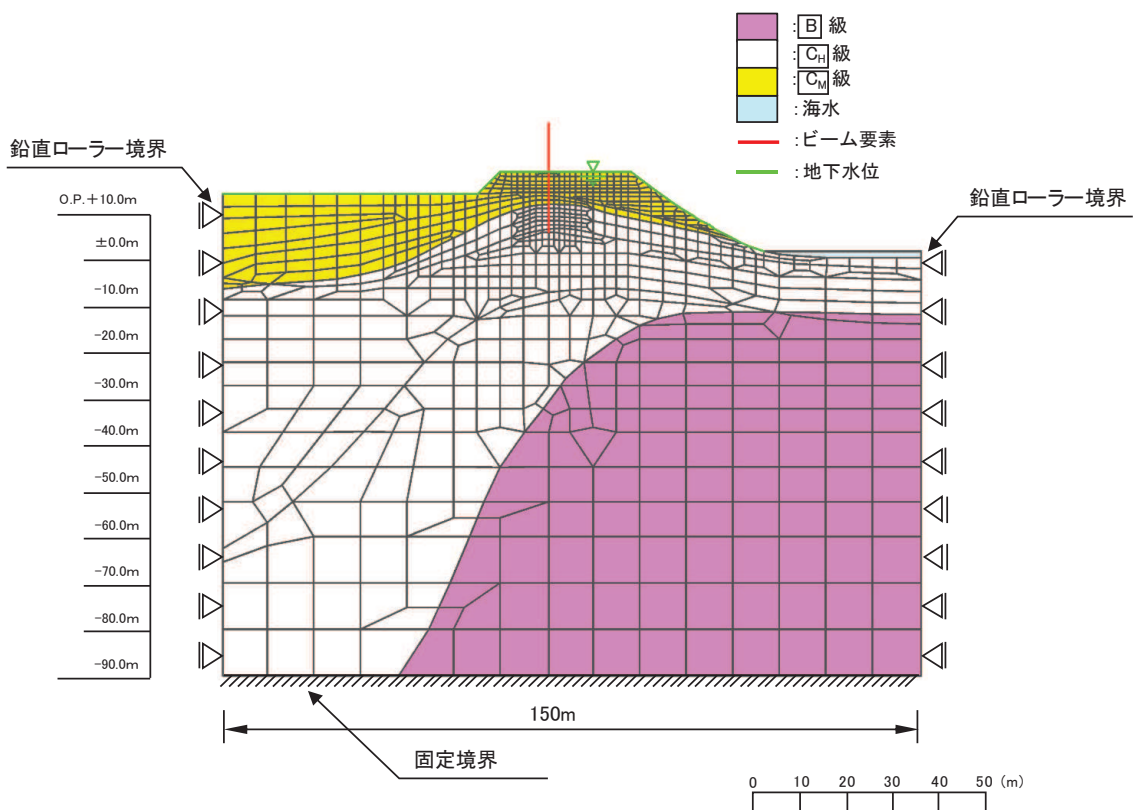


図 6. 1. 6-26 (2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑥，津波時）

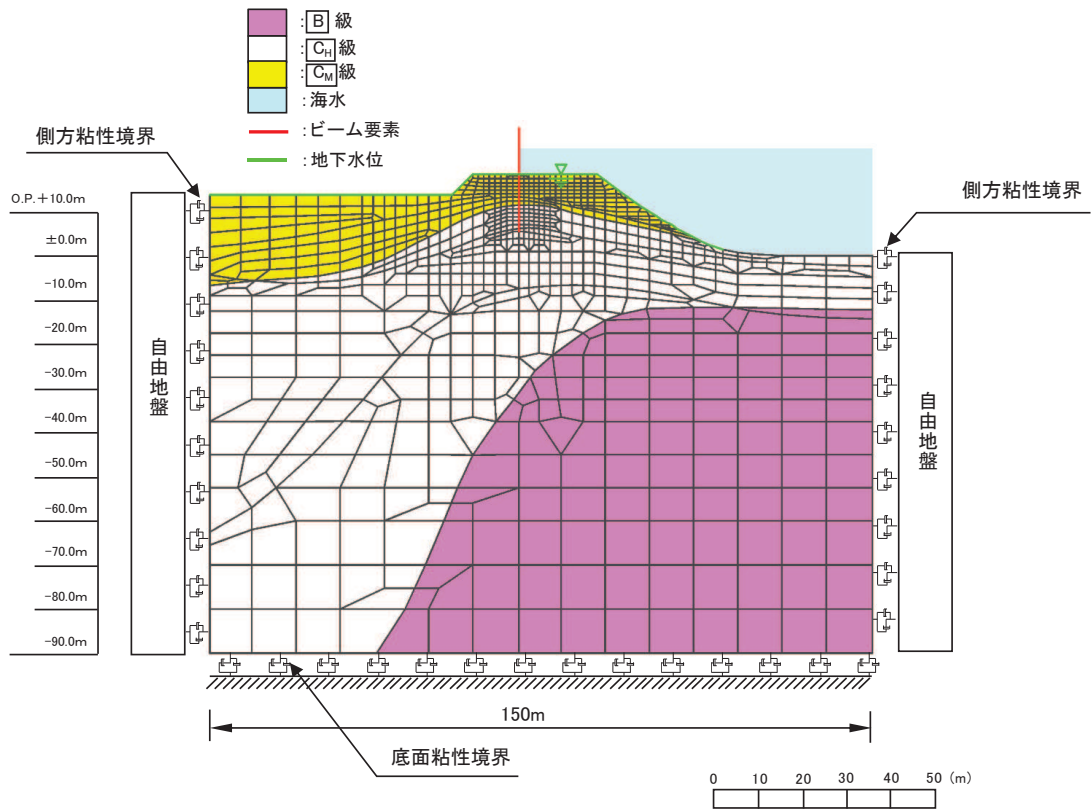


図 6.1.6-26 (3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑥，重畳時）

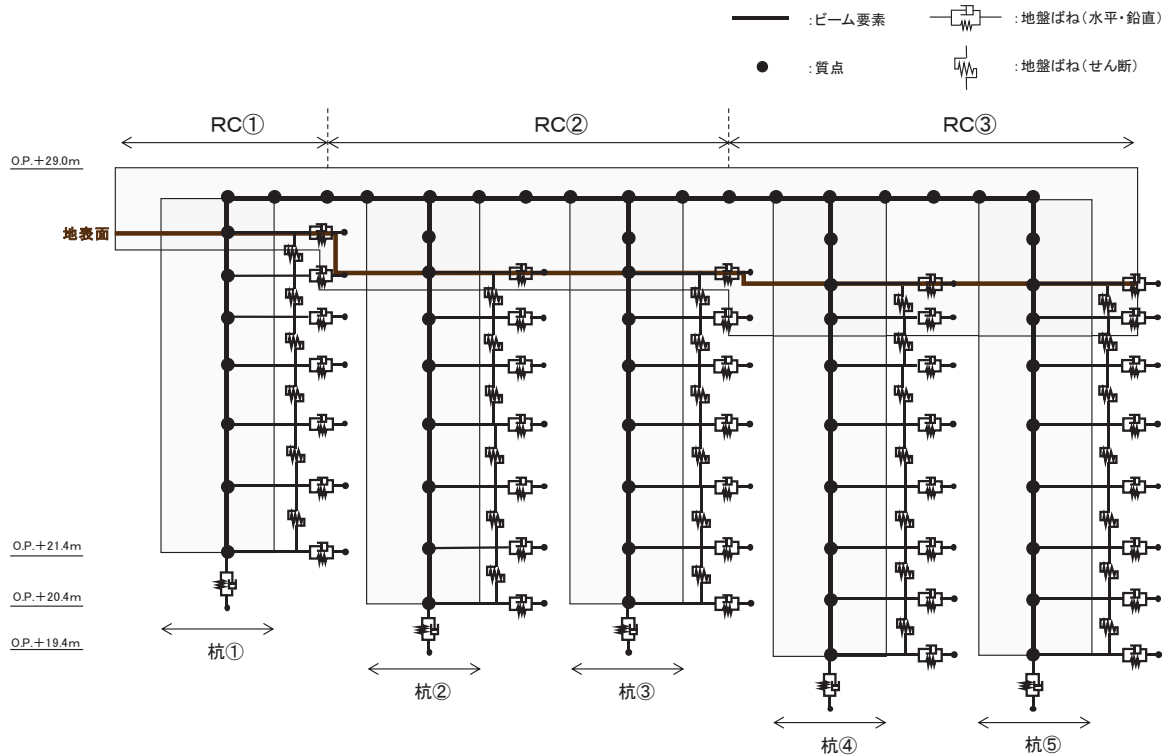


図 6.1.6-27 (1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑦，地震時）

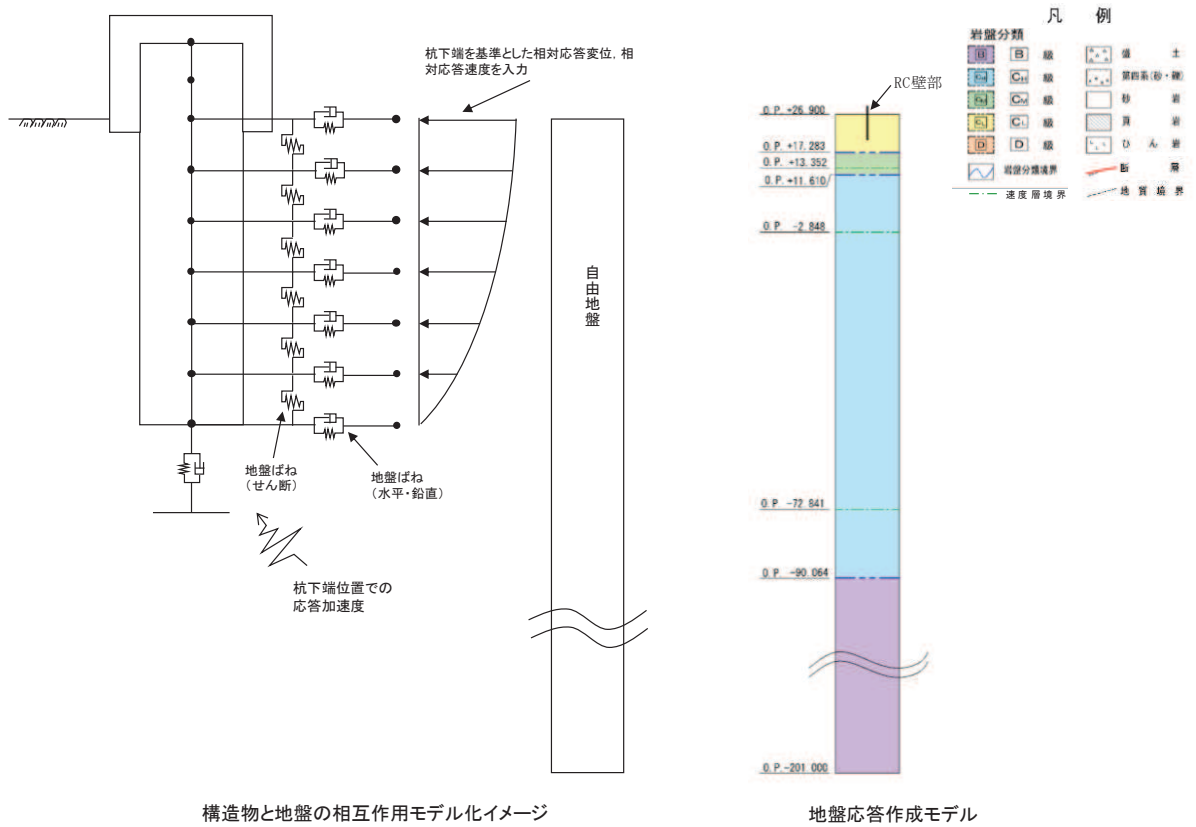


図 6.1.6-27(2) 岩盤部のうち RC 壁部の地盤ばねのモデル化イメージ及び地盤応答作成モデル  
(断面⑦, 地震時)

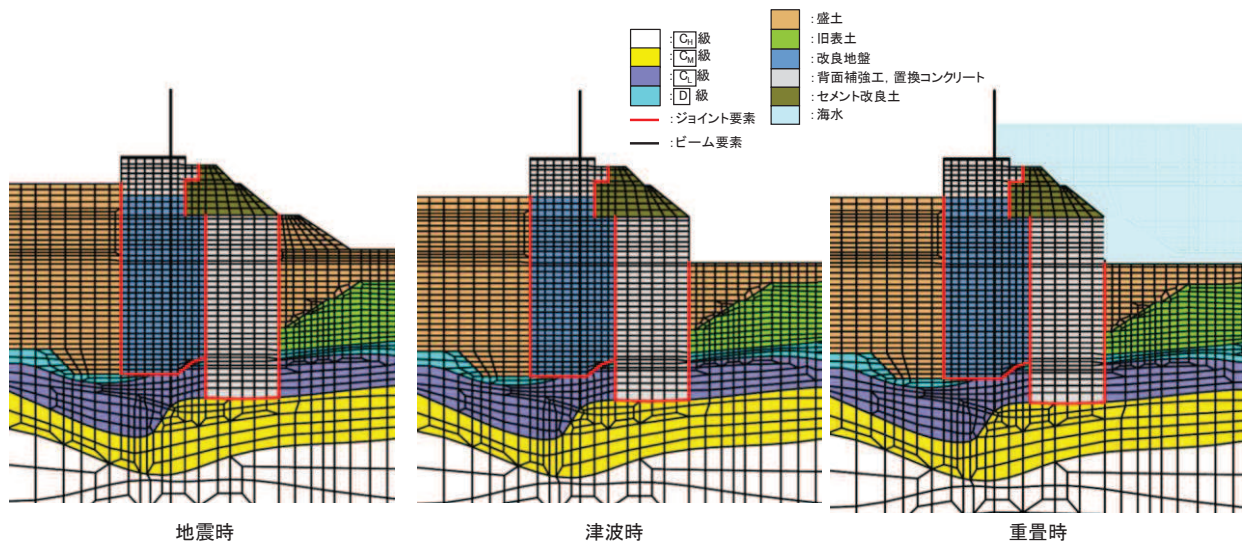


図 6.1.6-28 断面①におけるジョイント要素の配置図

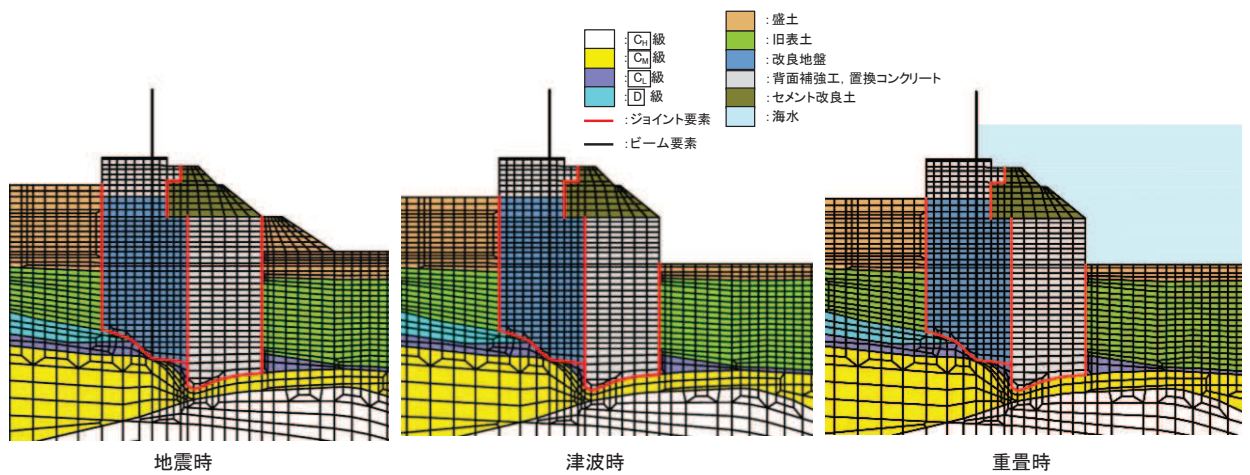


図 6.1.6-29 断面②におけるジョイント要素の配置図

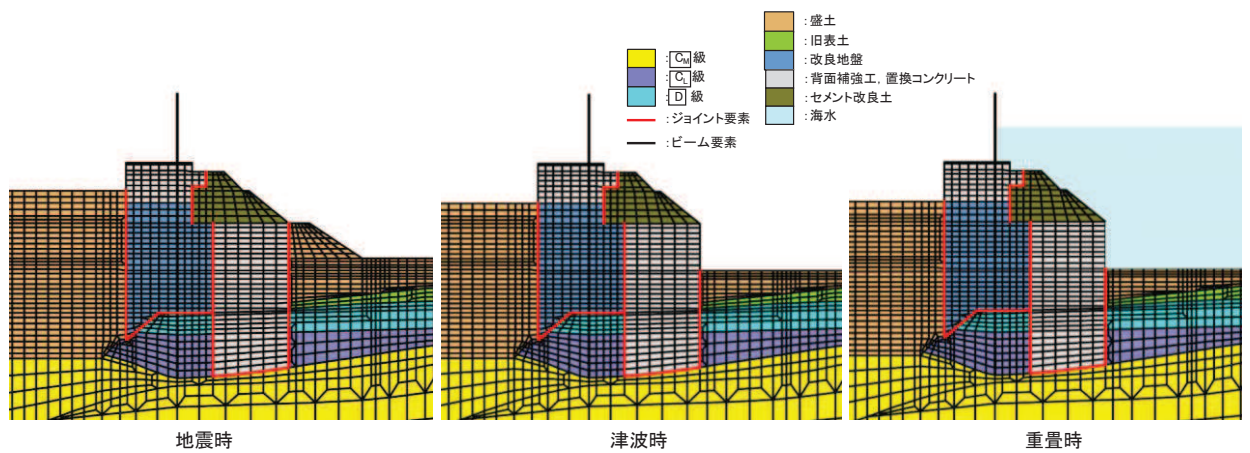


図 6.1.6-30 断面③におけるジョイント要素の配置図

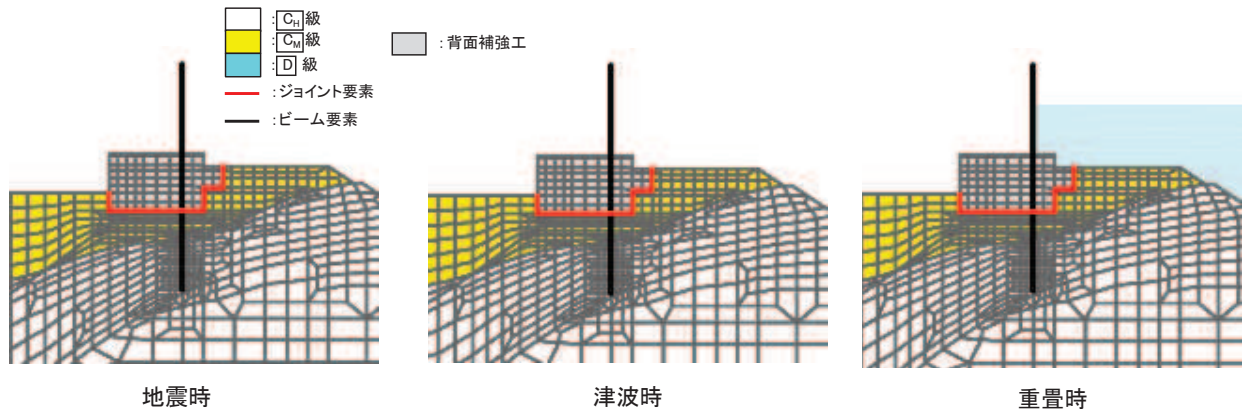


図 6.1.6-31 断面⑤におけるジョイント要素の配置図

(f) 解析ケース

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の横断方向の相対変位算出における解析ケースを表 6.1.6-4 に示す。防潮堤（鋼管式鉛直壁）の横断方向の相対変位算出においては、全ての基準地震動  $S_s$  又は弾性設計用地震動  $S_d-D2$  に対して、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、杭下端又は背面補強工天端を基準とした鋼製遮水壁天端の相対変位、縦断方向では隣り合う鋼製遮水壁間に生じる時刻歴相対変位が最も大きい地震動を用い、ケース②及び③を実施する。

表 6.1.6-4(1) 地震時における解析ケース

| 解析ケース       |          |      | ケース①  | ケース②   | ケース③                                |
|-------------|----------|------|-------|--|-------------------------------------|
|             |          |      | 基本ケース | 地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース  | 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        |          |      | 平均値   | 平均値+1 $\sigma$   | 平均値-1 $\sigma$                      |
| 地震動<br>(位相) | $S_s-D1$ | ++*  | ○     | 基準地震動 $S_s$ (7 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (13 波) を加えた全 20 波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、各相対変位が最も大きくなる地震動を用いてケース②~③を実施する。 |                                     |
|             |          | -+*  | ○     |  |                                     |
|             |          | + -* | ○     |  |                                     |
|             |          | --*  | ○     |  |                                     |
|             | $S_s-D2$ | ++*  | ○     |  |                                     |
|             |          | -+*  | ○     |  |                                     |
|             |          | + -* | ○     |  |                                     |
|             |          | --*  | ○     |  |                                     |
|             | $S_s-D3$ | ++*  | ○     |  |                                     |
|             |          | -+*  | ○     |  |                                     |
|             |          | + -* | ○     |  |                                     |
|             |          | --*  | ○     |  |                                     |
|             | $S_s-F1$ | ++*  | ○     |  |                                     |
|             |          | -+*  | ○     |  |                                     |
|             | $S_s-F2$ | ++*  | ○     |  |                                     |
|             |          | -+*  | ○     |  |                                     |
|             | $S_s-F3$ | ++*  | ○     |  |                                     |
|             |          | -+*  | ○     |  |                                     |
|             | $S_s-N1$ | ++*  | ○     |  |                                     |
|             |          | -+*  | ○     |  |                                     |

注記 \* : 地震動の位相について (++) の左側は水平動, 右側は鉛直動を表し, 「-」は位相を反転させたケースを示す。

表 6.1.6-4(2) 重畳時における解析ケース

| 解析ケース       |           |       | ケース①  | ケース②   | ケース③                       |
|-------------|-----------|-------|-------|--|----------------------------|
|             |           |       | 基本ケース | 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース   | 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース |
| 地盤物性        |           |       | 平均値   | 平均値 + 1σ   | 平均値 - 1σ                   |
| 地震動<br>(位相) | S d - D 2 | ++*   | ○     | 弾性設計用地震動 S d - D 2 (1 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (3 波) を加えた全 4 波により照査を行ったケース<br>① (基本ケース) の結果から, 各相対変位が最も大きくなる地震動を用いてケース②~③を実施する。 |                            |
|             |           | -+*   | ○     |  |                            |
|             |           | + - * | ○     |  |                            |
|             |           | --*   | ○     |  |                            |

注記 \* : 地震動の位相について (++) の左側は水平動, 右側は鉛直動を表し, 「-」は位相を反転させたケースを示す。

b. 縦断方向

(a) 評価対象断面

図 6. 1. 6-9 に評価対象断面の位置図, 図 6. 1. 6-32 に評価対象断面の断面図を示す。

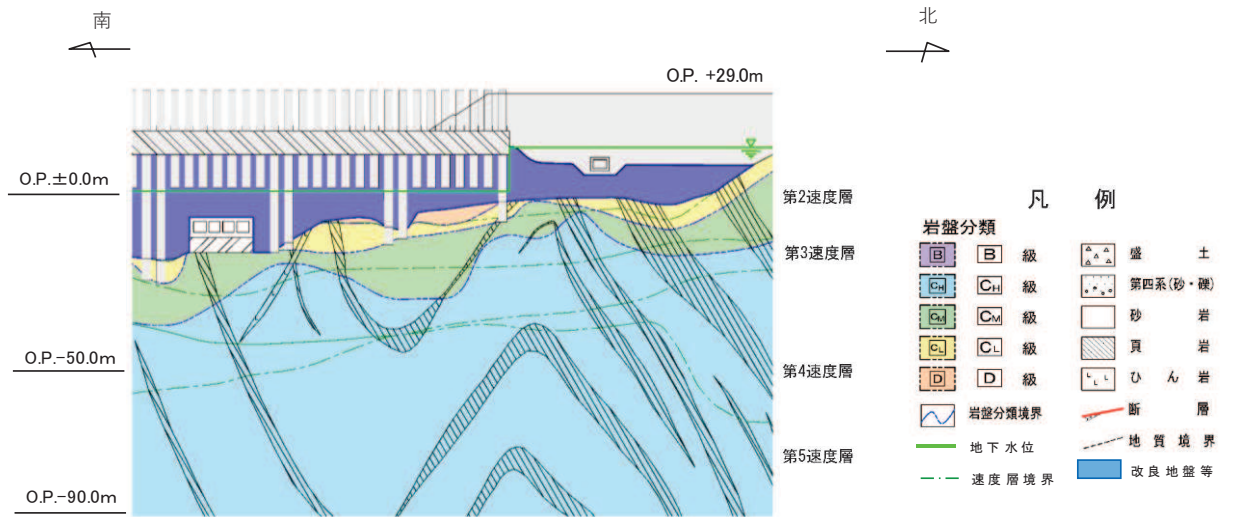


図 6. 1. 6-32(1) 評価対象断面 (断面⑧)

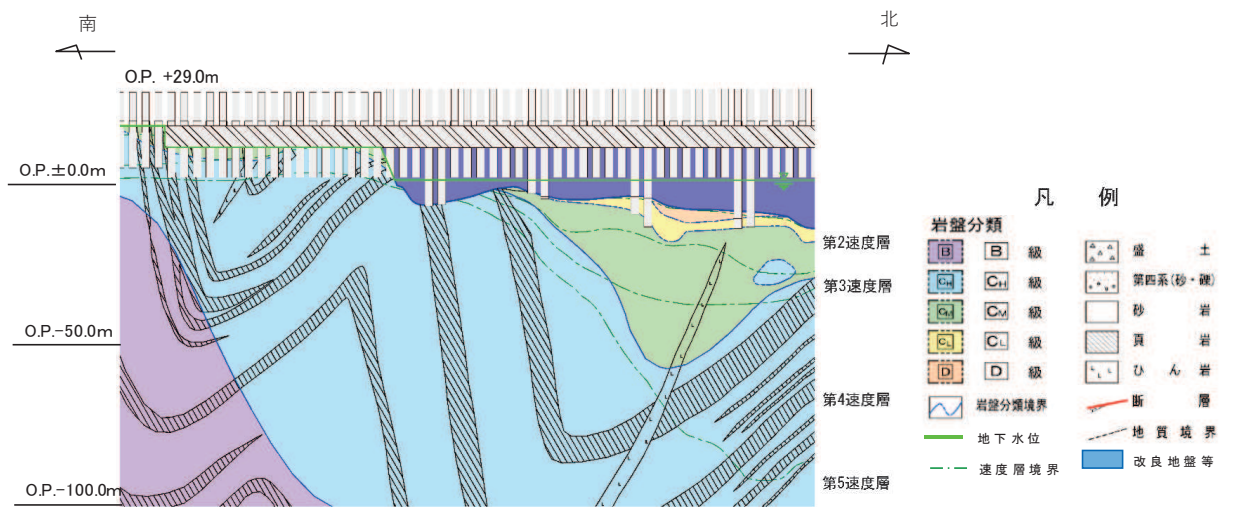


図 6. 1. 6-32(2) 評価対象断面 (断面⑨)



(b) 解析方法

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

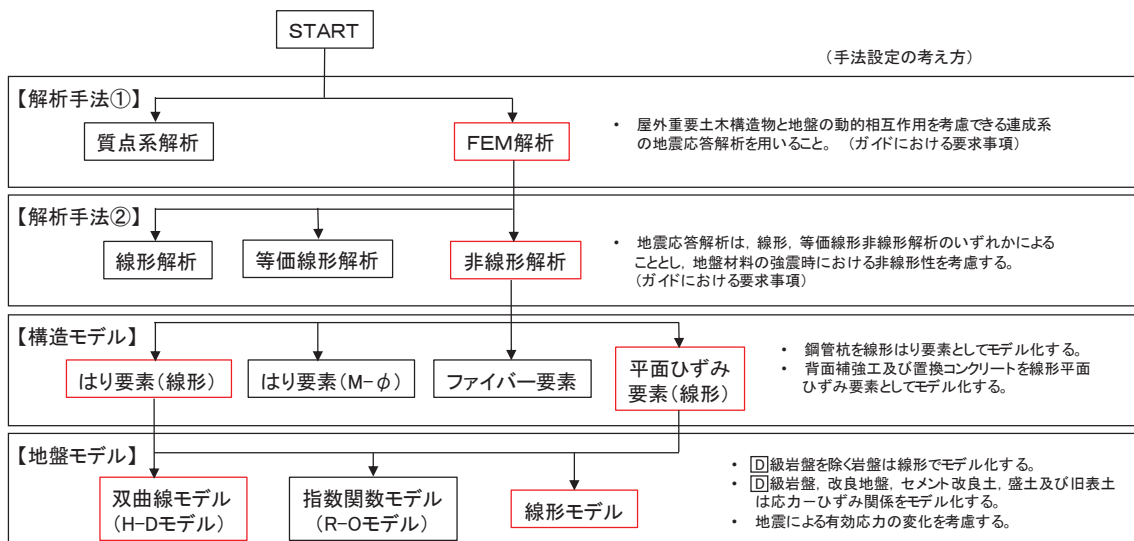
地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる2次元動的有限要素法により、基準地震動 $S_s$ に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析を行う。

地震応答解析については、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0\_2」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

イ. 地震応答解析手法

縦断方向の地震応答解析は、地盤と構造物の動的相互作用を考慮できる連成系の地震応答解析を用いて、基準地震動 $S_s$ に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。

地震応答解析手法の選定フローを **図 6.1.6-33** に示す。



**図 6.1.6-33** 地震応答解析手法の選定フロー

ロ. 構造部材

鋼管杭は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。背面補強工は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

ハ. 材料物性及び地盤物性のばらつき

縦断方向の地震時の応答は、周辺地盤との相互作用によることから、地盤物性のばらつきの影響を評価する。地盤物性のばらつきについては、表 6.1.6-5 に示す解析ケースにて行う。

表 6.1.6-5 解析ケース（縦断方向）

| 解析ケース           | 材料物性<br>(コンクリート)<br>( $E_0$ : ヤング係数) | 地盤物性   |  |
|-----------------|--------------------------------------|--|--|
|                 |                                      | D級岩盤, セメント改良土,<br>改良地盤<br>( $G_0$ : 初期せん断弾性係数) | C <sub>L</sub> 級岩盤, C <sub>M</sub> 級岩盤,<br>C <sub>H</sub> 級岩盤, B級岩盤<br>( $G_d$ : 動せん断弾性係数) |
| ケース①<br>(基本ケース) | 設計基準強度                               | 平均値  | 平均値  |
| ケース②            | 設計基準強度                               | 平均値 + 1 $\sigma$                               | 平均値  |
| ケース③            | 設計基準強度                               | 平均値 - 1 $\sigma$                               | 平均値  |

二. 減衰定数

Rayleigh 減衰を考慮することとし, 剛性比例型減衰 ( $\alpha=0$ ,  $\beta=0.002$ ) とする。

(c) 荷重及び荷重の組合せ

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

イ. 荷重

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重(G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重(P)

積載荷重として、積雪荷重を含めて地表面に  $4.9\text{kN/m}^2$  を考慮する。

(3) 積雪荷重( $P_s$ )

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

(4) 風荷重( $P_k$ )

風荷重については、考慮しない。

(5) 地震荷重( $S_s$ )

基準地震動  $S_s$  による荷重を考慮する。

ロ. 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 6.1.6-6 及び表 6.1.6-7 に示す。

表 6.1.6-6 荷重の組合せ

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

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (積雪荷重  $P_s$  を含めて  $4.9\text{kN/m}^2$ )

$S_s$  : 地震荷重

表 6.1.6-7 荷重の組合せ

| 種別       |                | 荷重      |   | 算定方法                                 |
|----------|----------------|---------|---|--------------------------------------|
| 永久<br>荷重 | 常時<br>考慮<br>荷重 | 躯体自重    | ○ | 設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。    |
|          |                | 機器・配管自重 | — | 対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。           |
|          |                | 土被り荷重   | — | 土被りはないため考慮しない。                       |
|          |                | 積載荷重    | ○ | 積雪荷重を含めて 4.9kN/m <sup>2</sup> を考慮する。 |
|          | 静止土圧           |         | ○ | 常時応力解析により設定する。                       |
|          | 外水圧            |         | — | 外水圧は考慮しない。                           |
|          | 内水圧            |         | — | 内水はないため考慮しない。                        |
|          | 積雪荷重           |         | ○ | 積雪荷重を考慮する。                           |
|          | 風荷重            |         | — | 風荷重は考慮しない。                           |
| 偶発荷重     | 水平地震動          |         | ○ | 基準地震動 $S_s$ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。      |
|          | 鉛直地震動          |         | ○ |                                      |
|          | 動水圧            |         | — | 動水圧は考慮しない。                           |

(d) 入力地震動

入力地震動は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

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基準地震動  $S_s$  を1次元重複反射理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。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

入力地震動算定の概念図を図 6.1.6-34 に示す。図 6.1.6-35～図 6.1.6-36 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示す。

入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE Ver 1.6」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

①引戻し解析

引戻し地盤モデル（解放基盤モデル）を用いて、水平方向地震動及び鉛直方向地震動をそれぞれ引戻し地盤モデル底面位置まで引戻す。

②水平方向地震動の引上げ解析

引上げ地盤モデル（水平方向地震動用）を用いて、構造物—地盤連成系解析モデル底面位置まで水平方向地震動を引き上げる。

③鉛直方向地震動の引上げ解析

引上げ地盤モデル（鉛直方向地震動用）を用いて、構造物—地盤連成系解析モデル底面位置まで鉛直方向地震動を引き上げる。

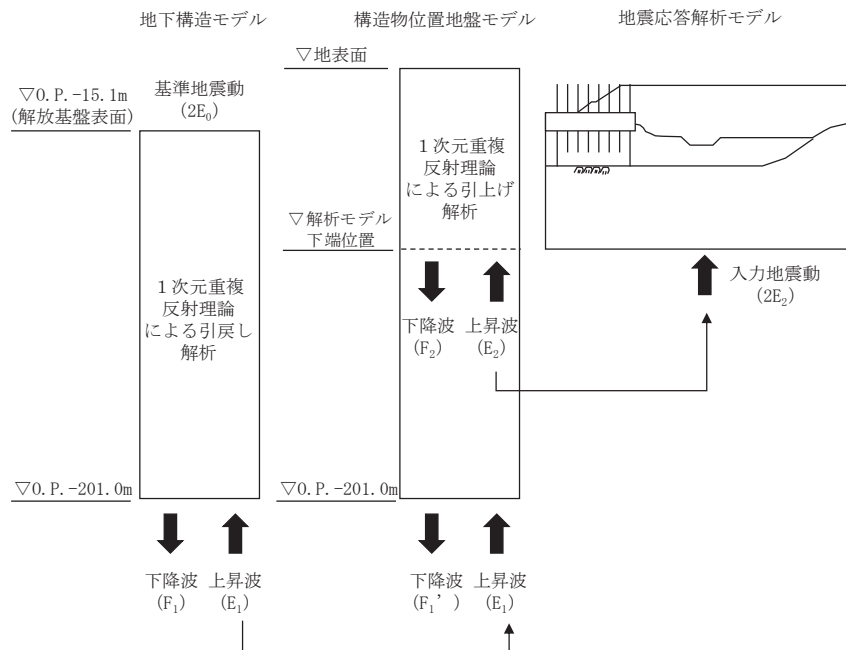
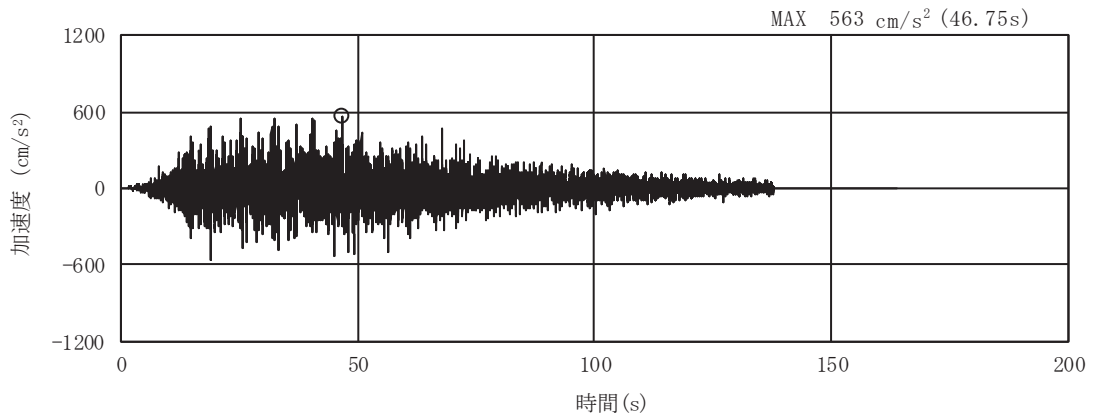
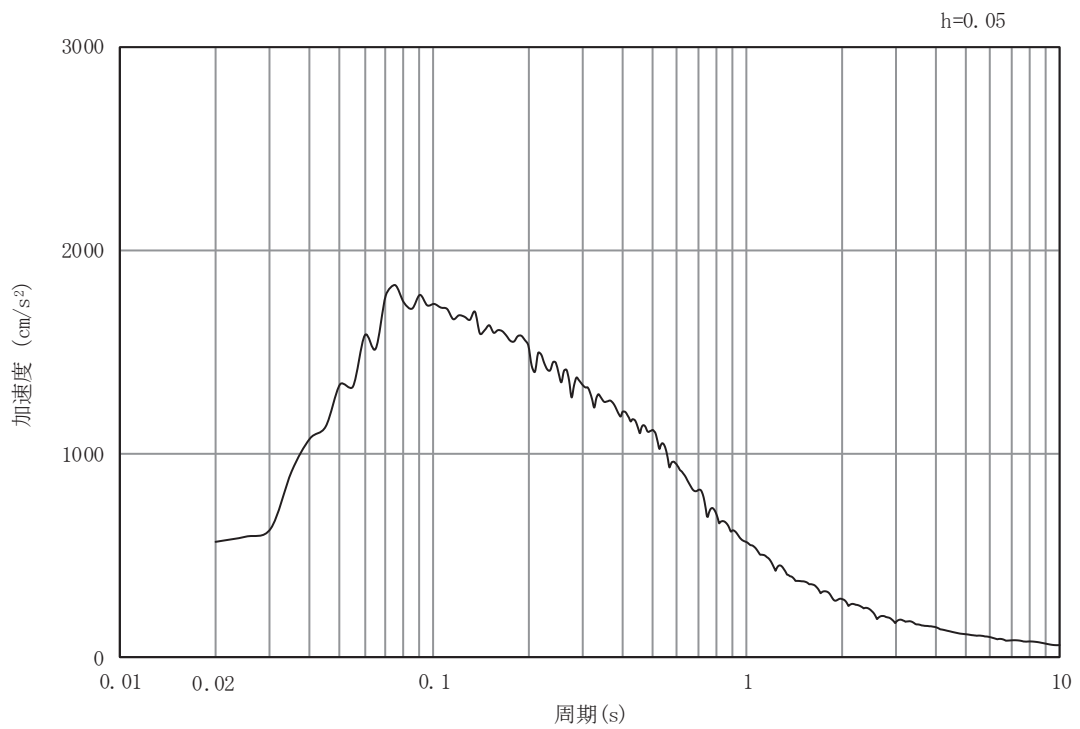


図 6.1.6-34 入力地震動算定の概念図

イ. 断面⑧

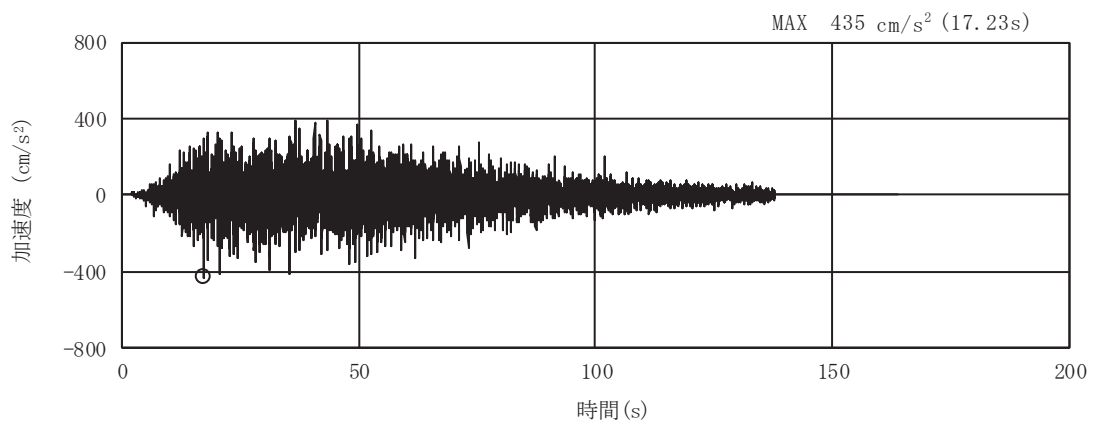


(a) 加速度時刻歴波形

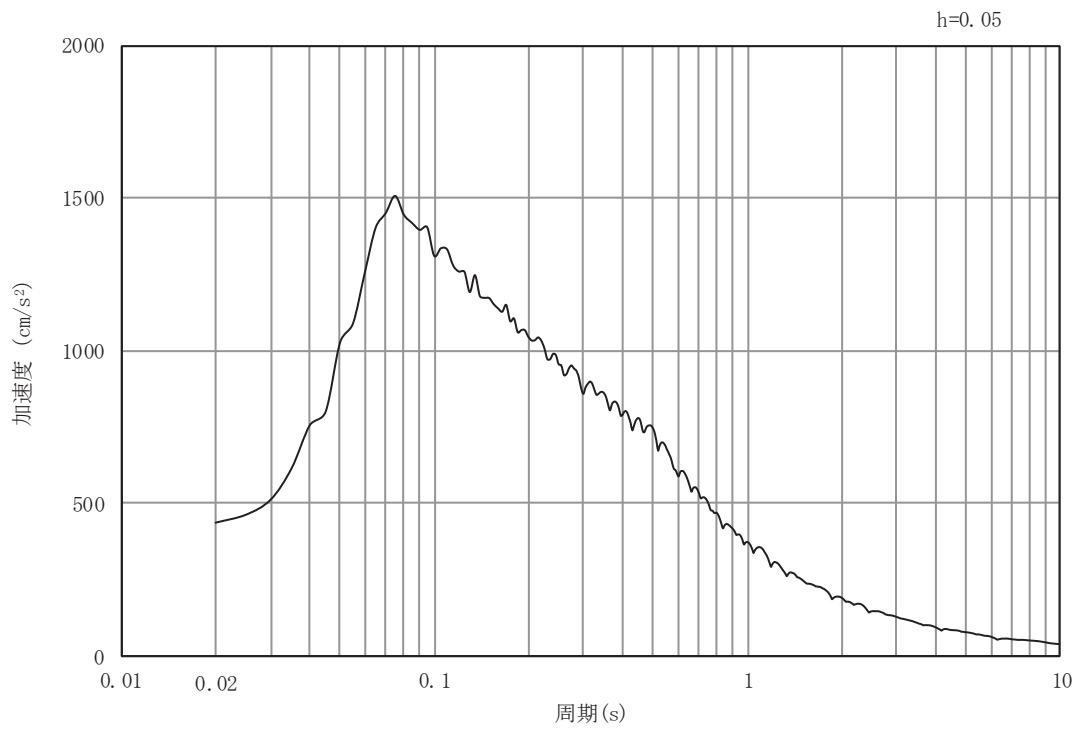


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35(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：S s - D 1)

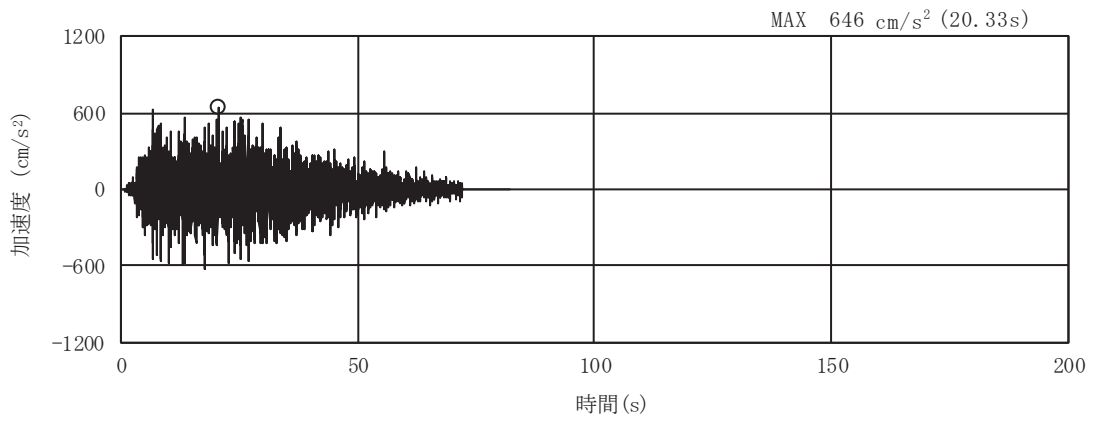


(a) 加速度時刻歴波形

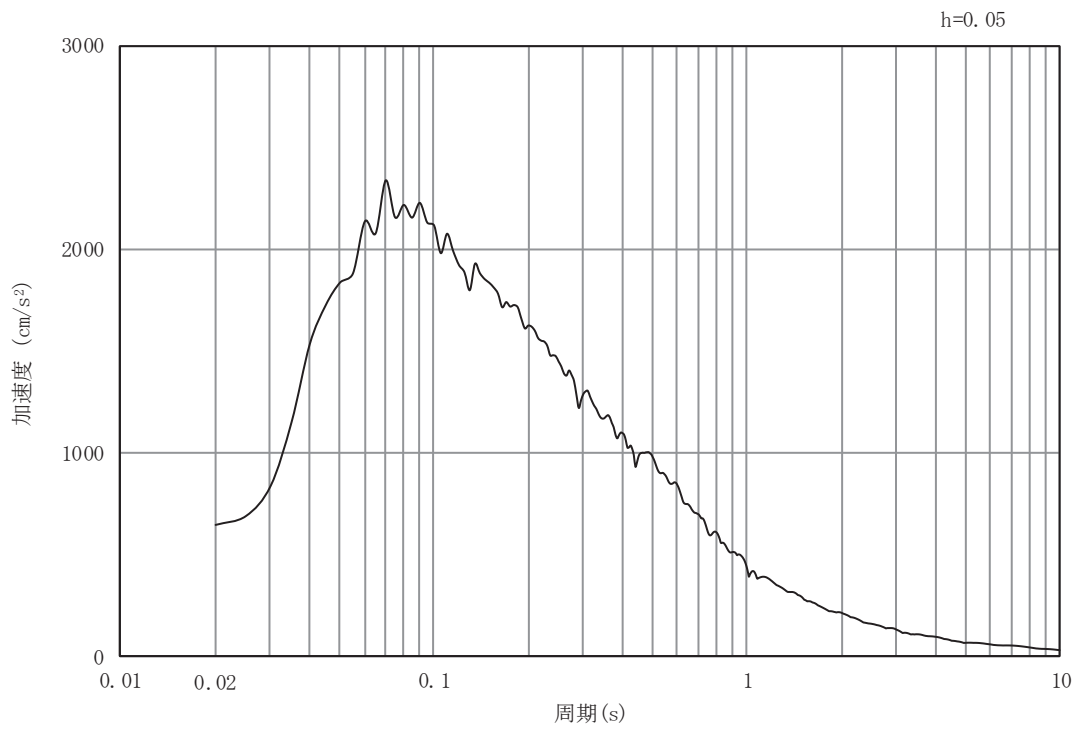


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35 (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：S s - D 1)



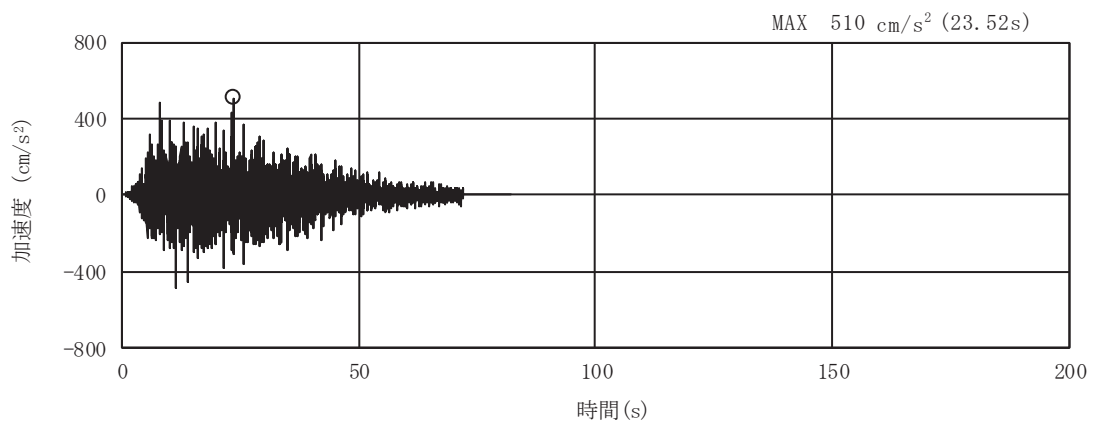
(a) 加速度時刻歴波形



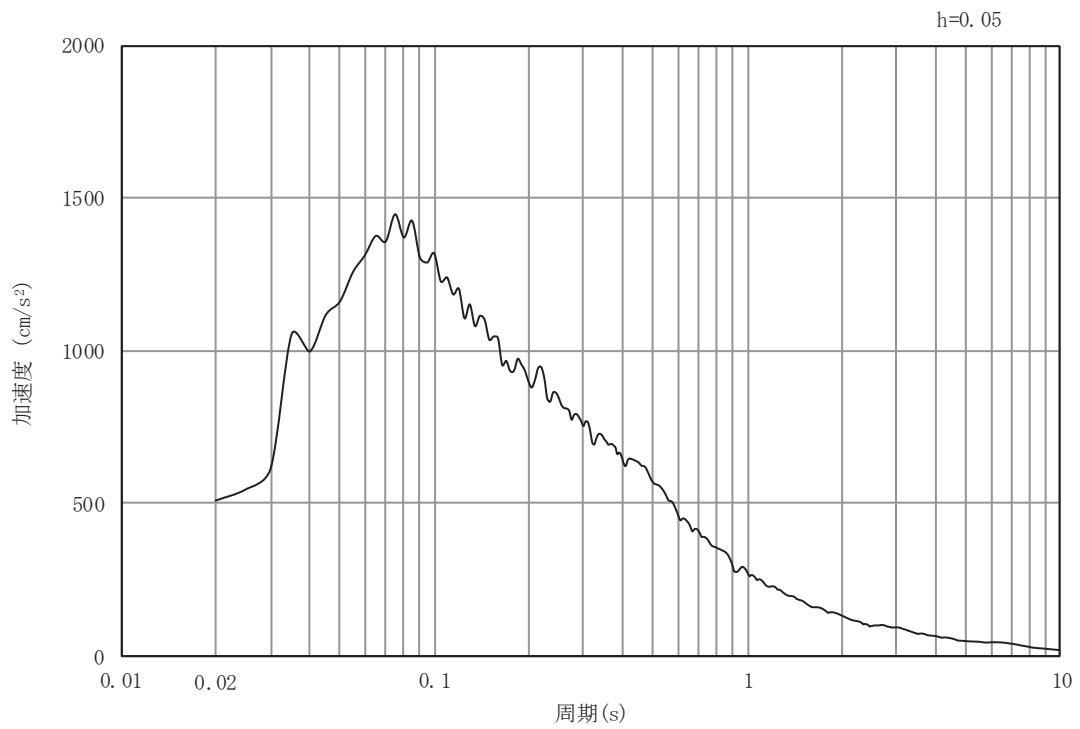
(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35 (3) 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 : S s - D 2)



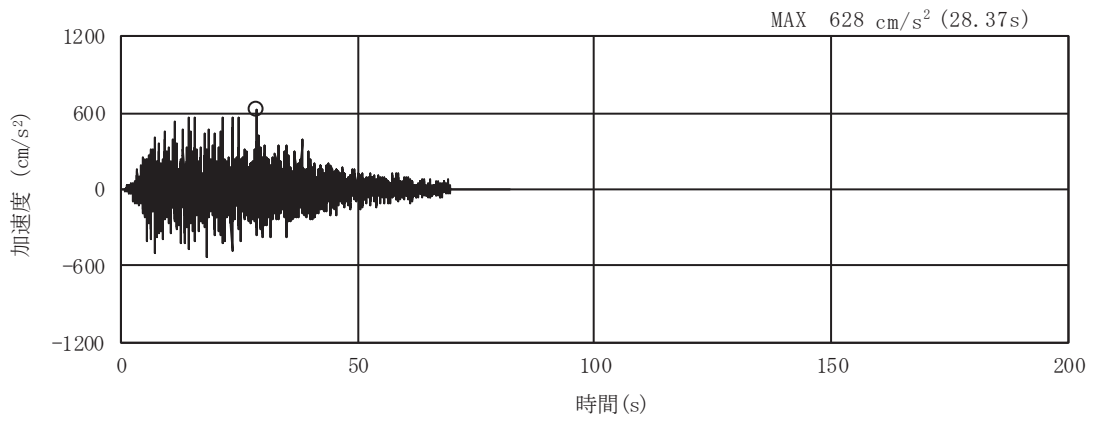


(a) 加速度時刻歴波形

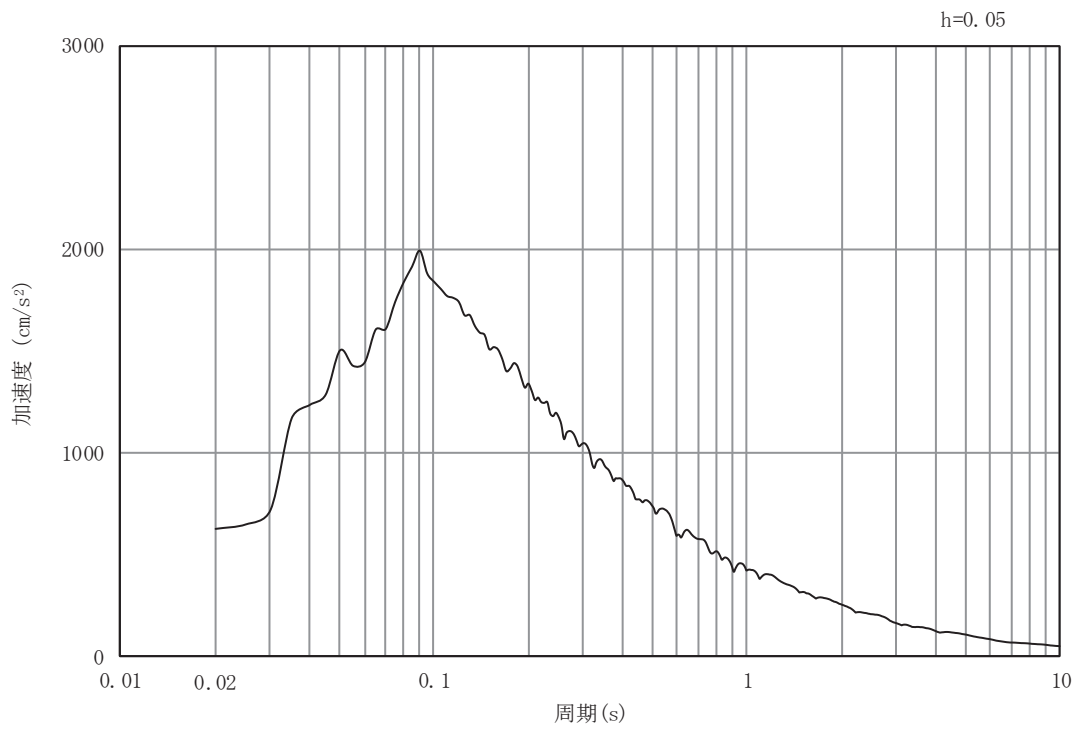


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35 (4) 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：S s - D 2)

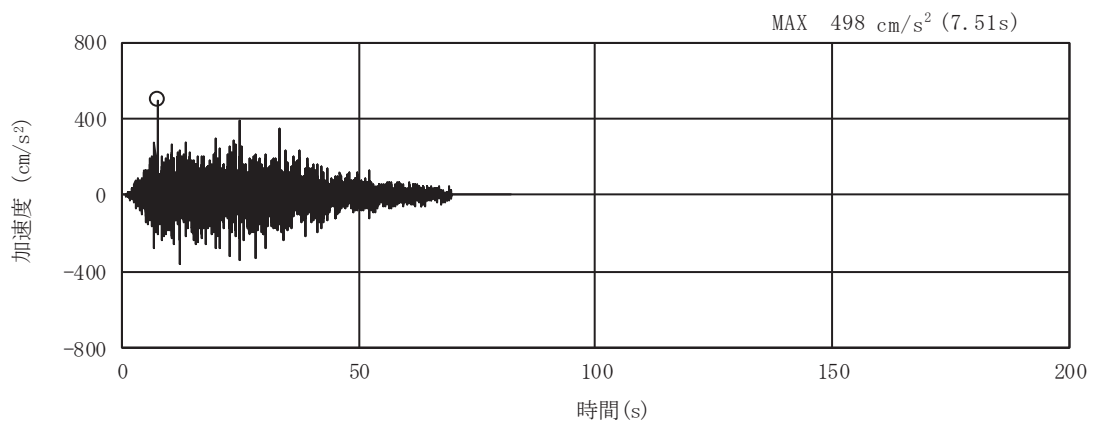


(a) 加速度時刻歴波形

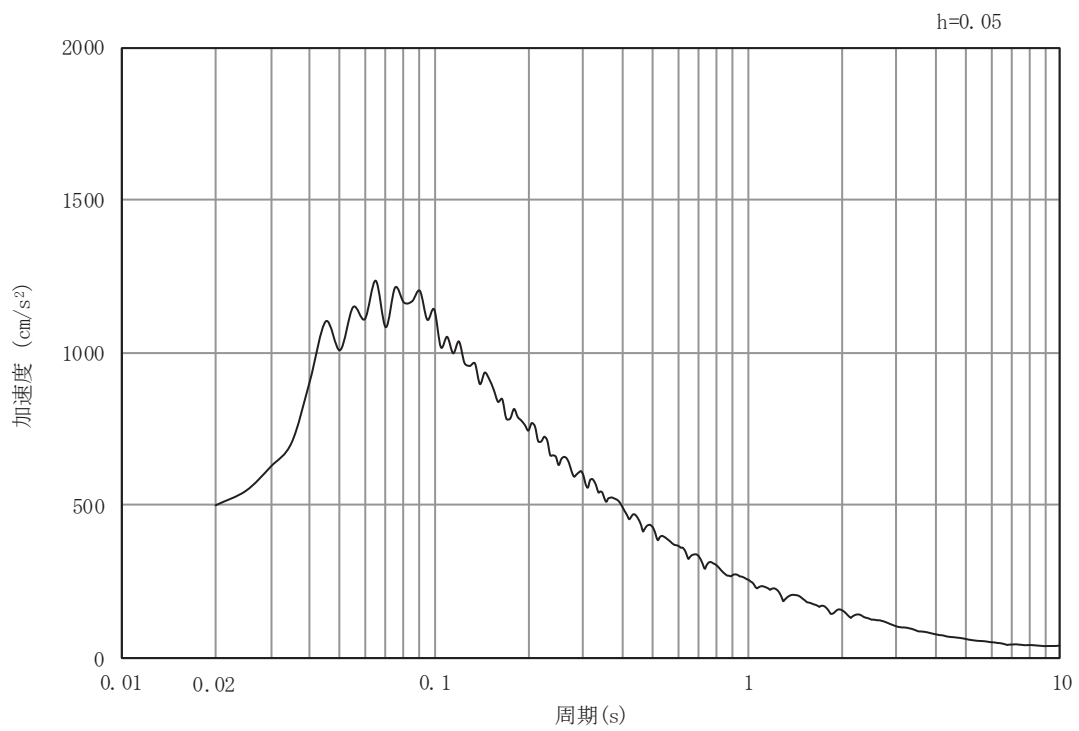


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35 (5) 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 : S s - D 3)



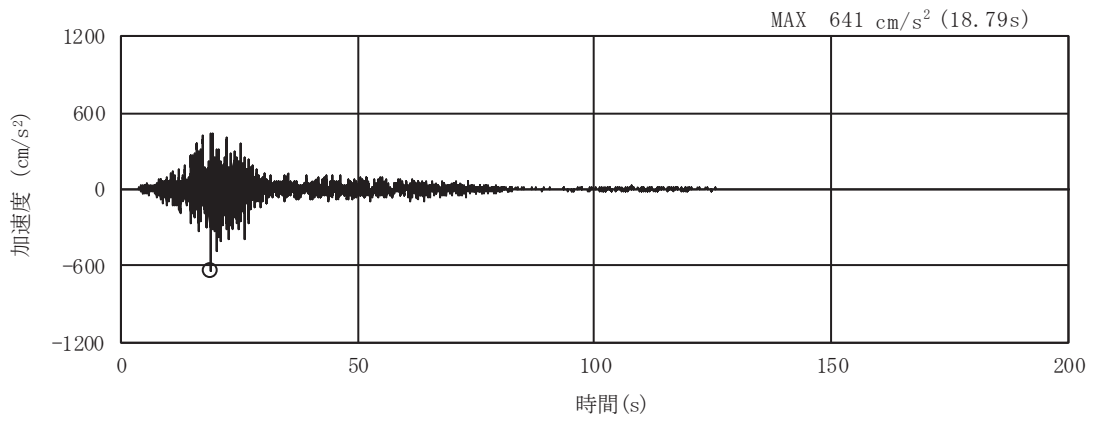
(a) 加速度時刻歴波形



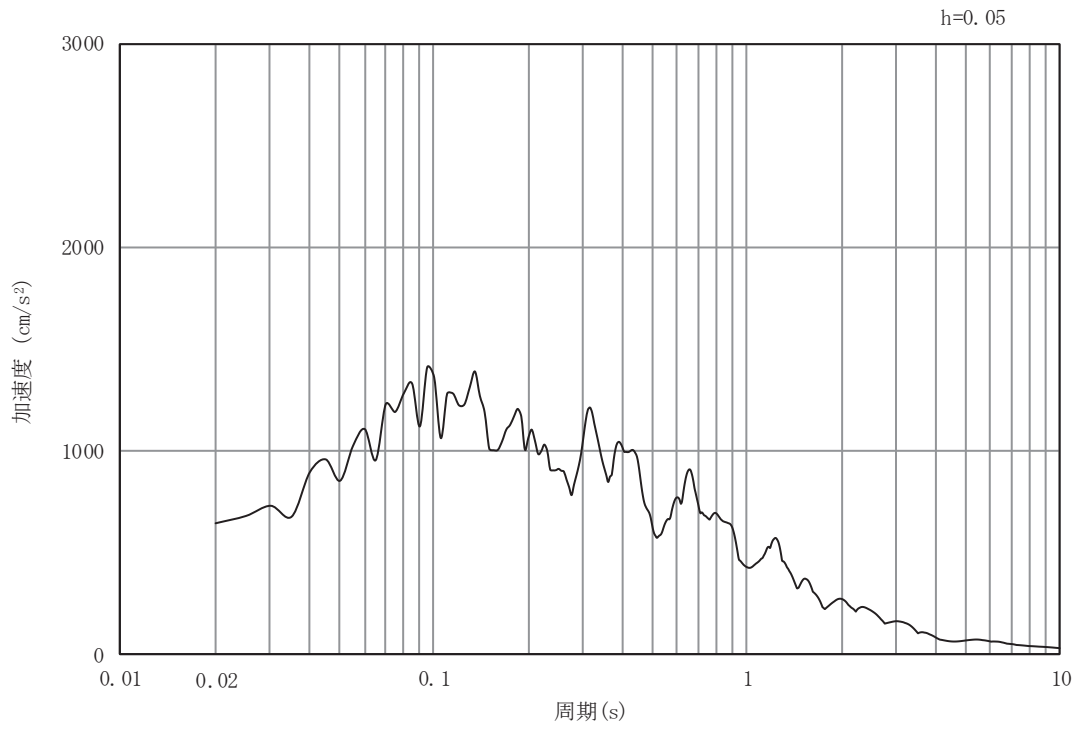
(b)

加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35 (6) 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：S s - D 3)

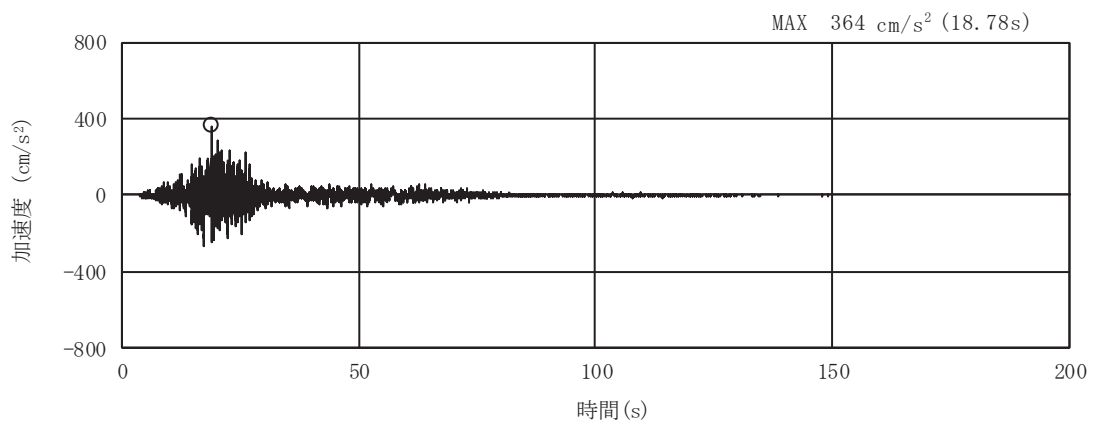


(a) 加速度時刻歴波形

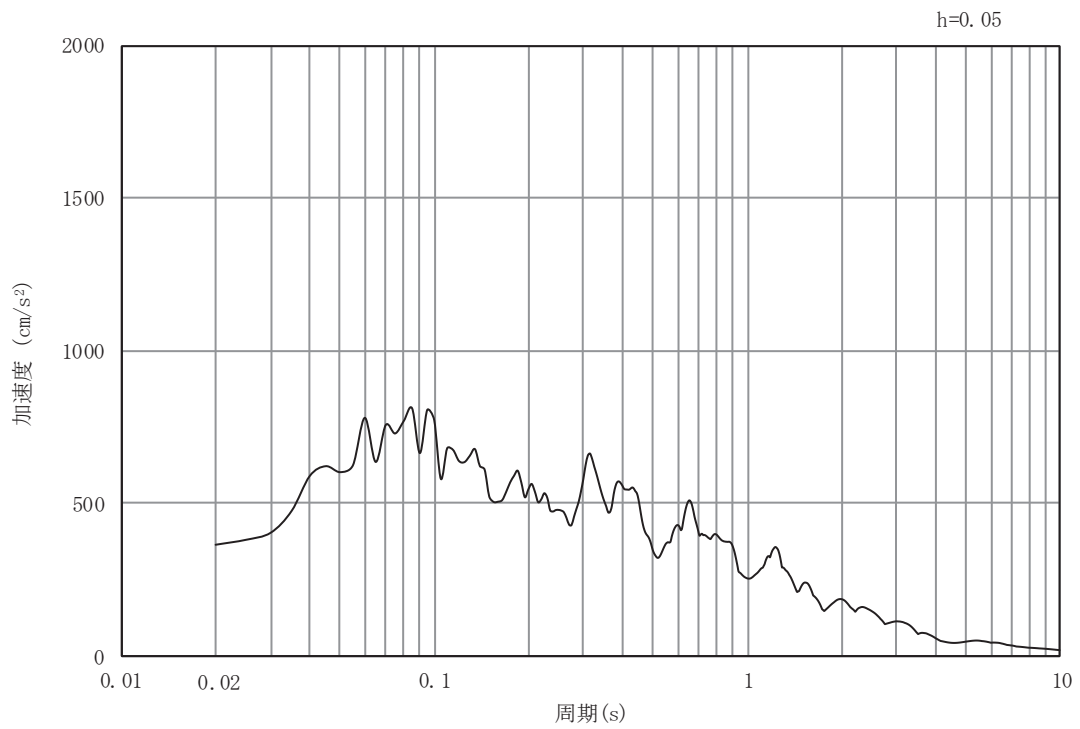


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35 (7) 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：S s - F 1)

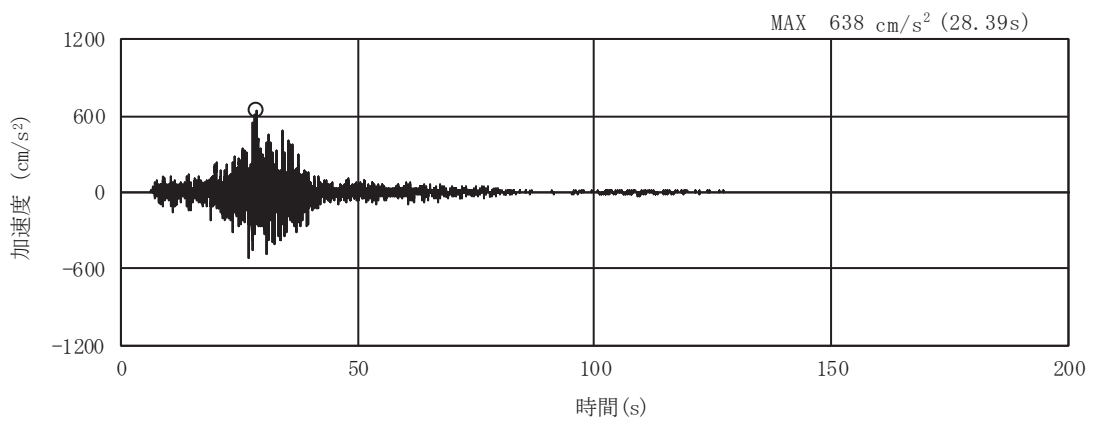


(a) 加速度時刻歴波形

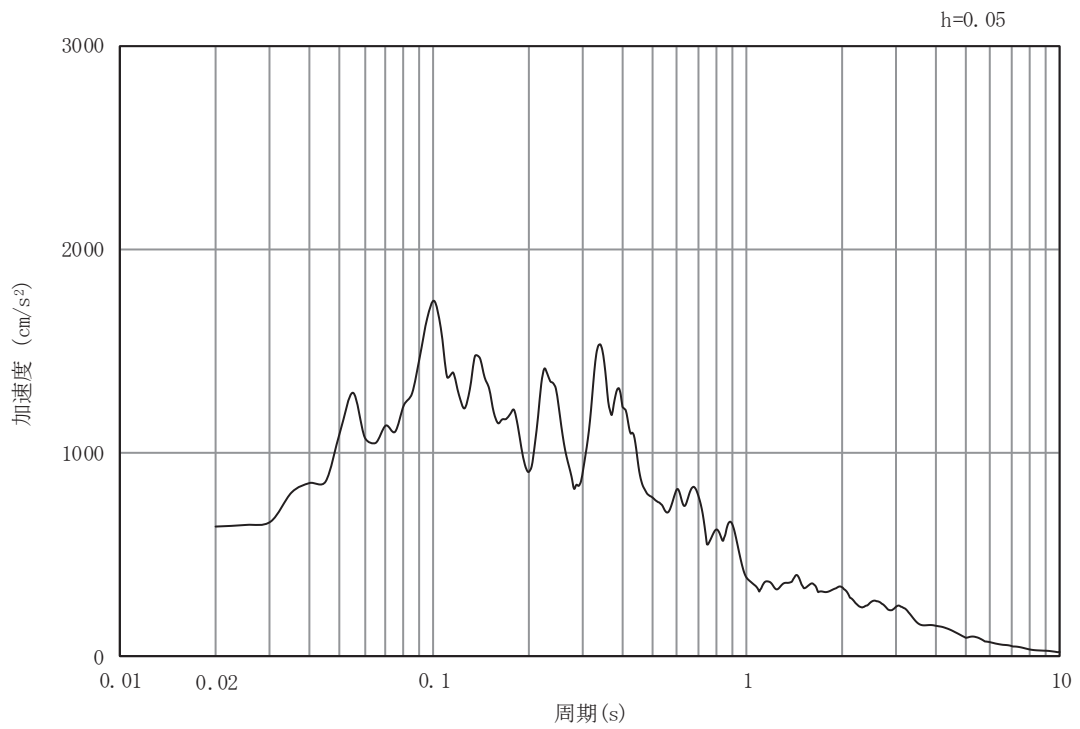


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35 (8) 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：S s - F 1)

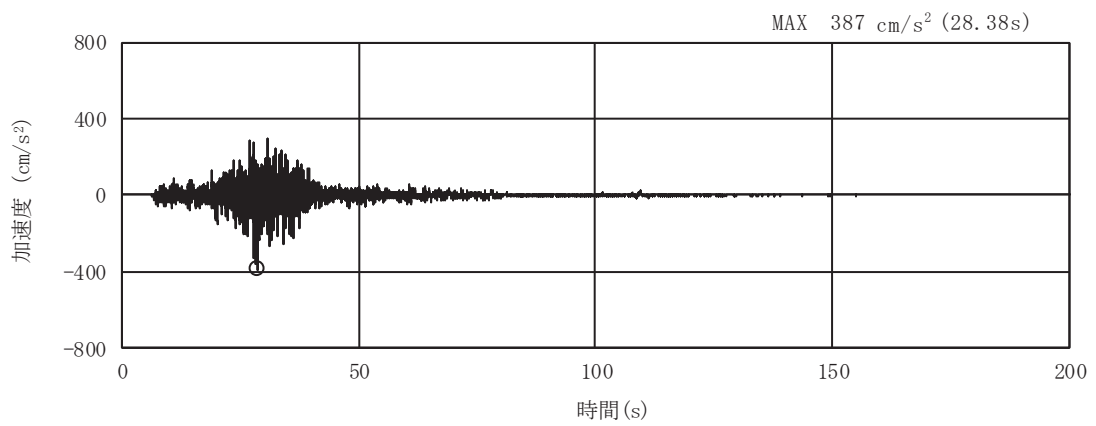


(a) 加速度時刻歴波形

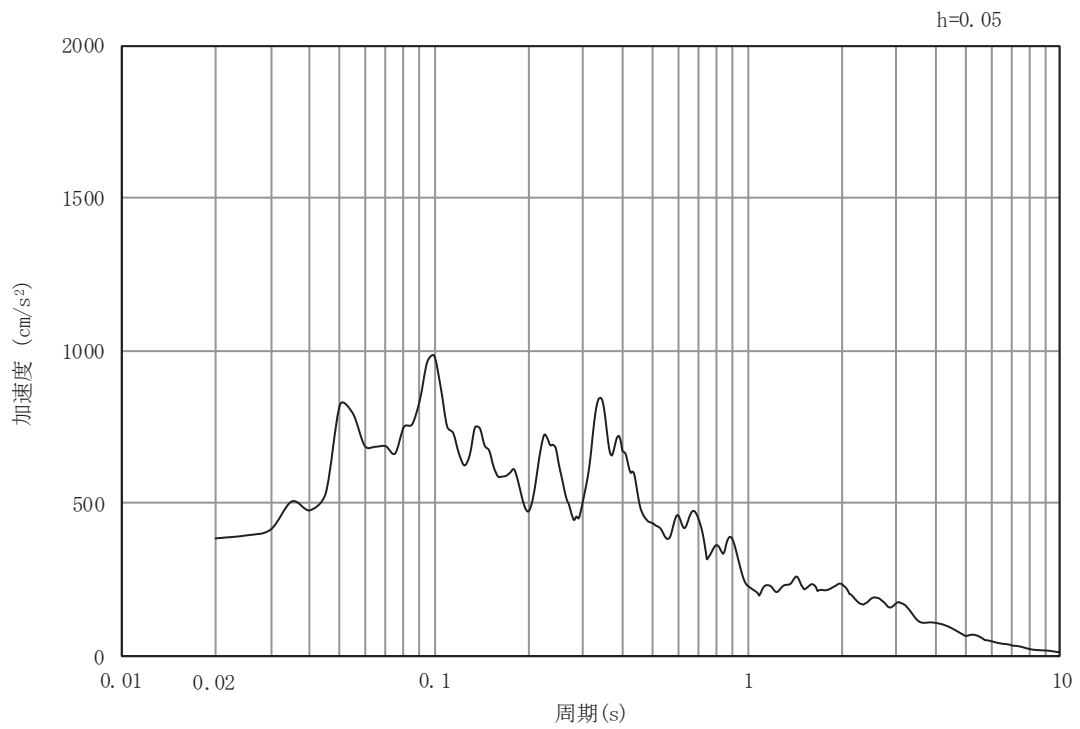


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35 (9) 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：S s - F 2)

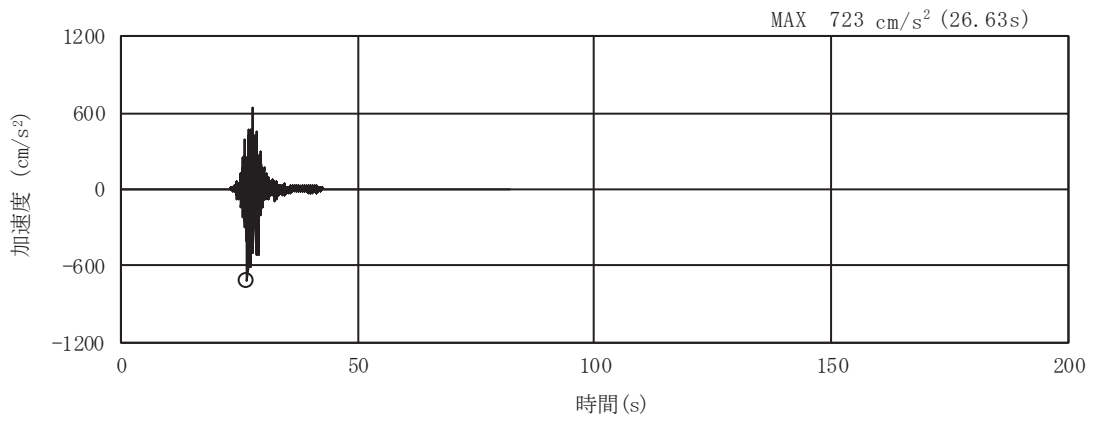


(a) 加速度時刻歴波形

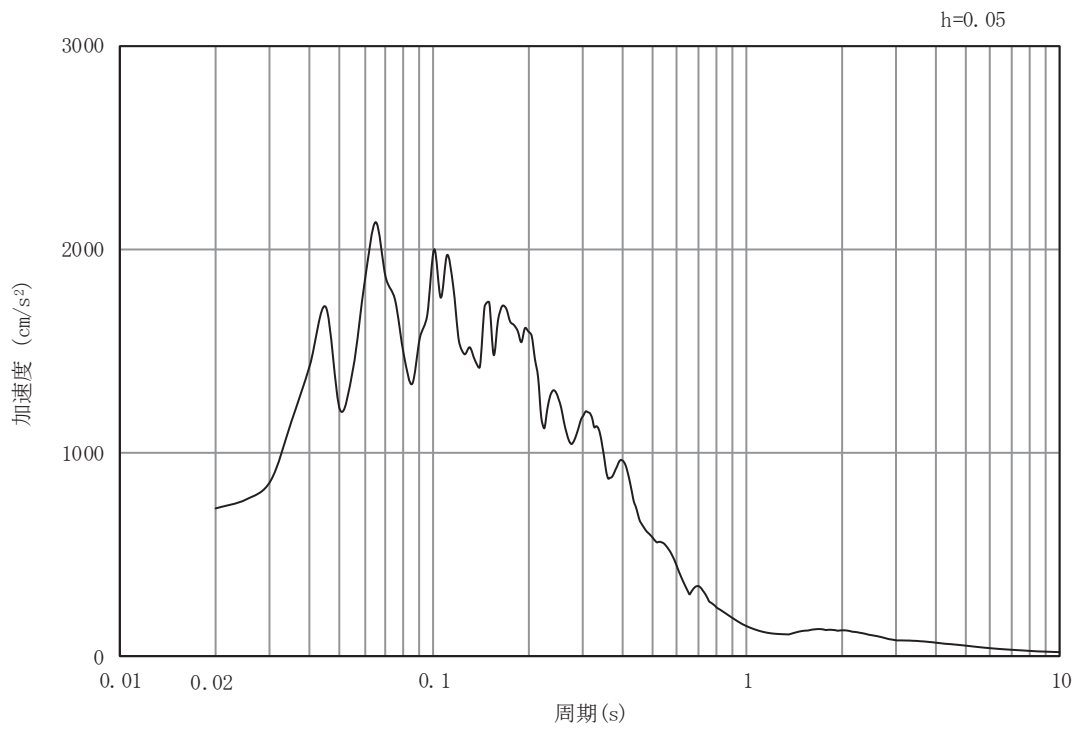


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35(10) 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：S s - F 2)



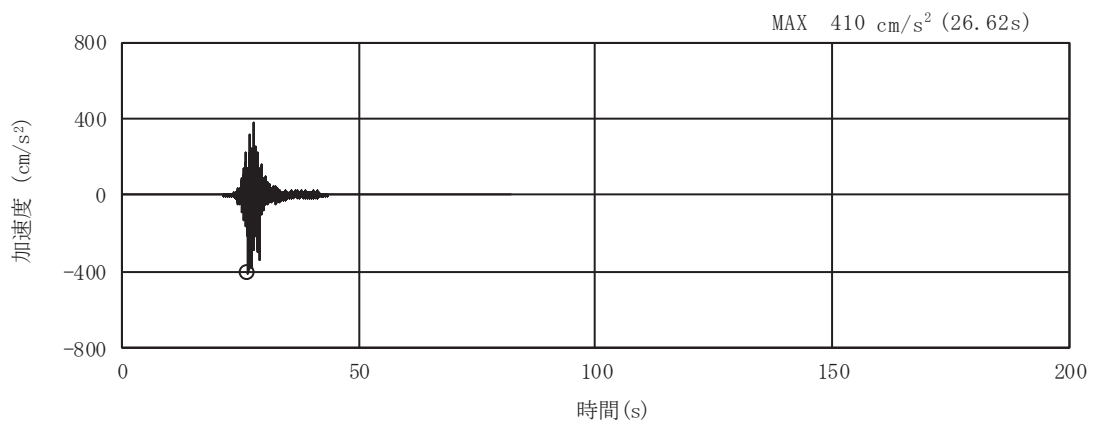
(a) 加速度時刻歴波形



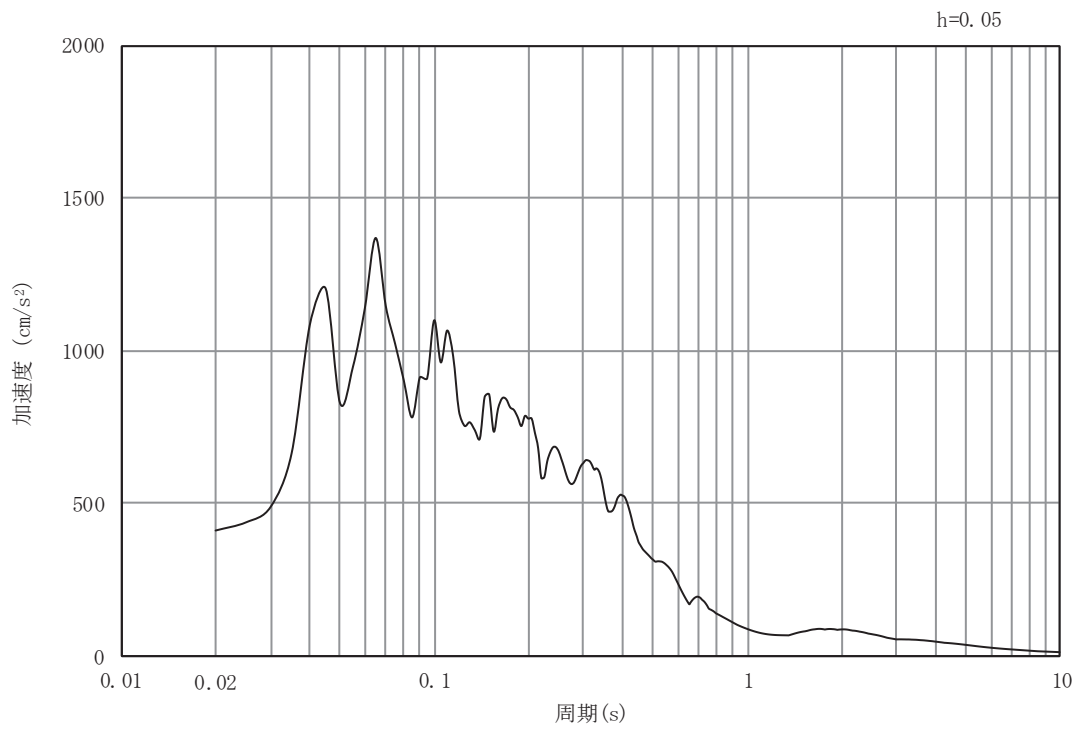
(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35(11) 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: S s - F 3)



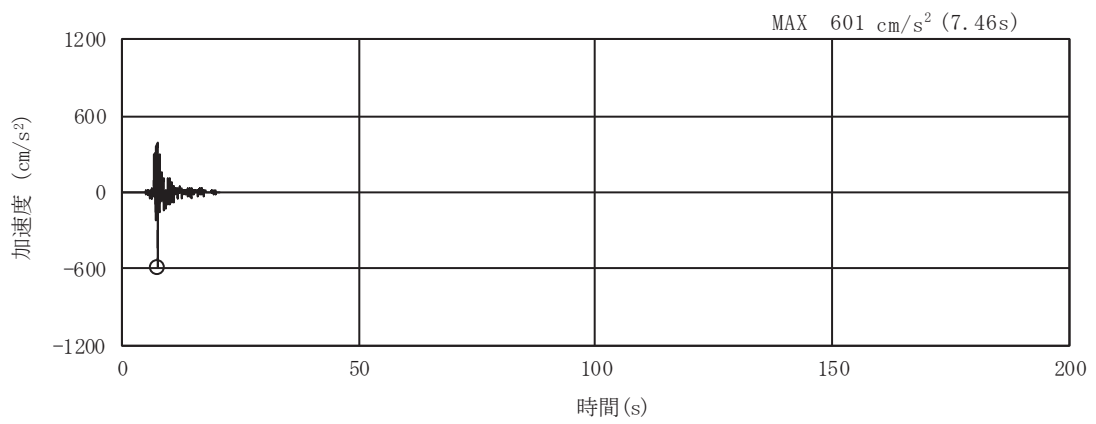


(a) 加速度時刻歴波形

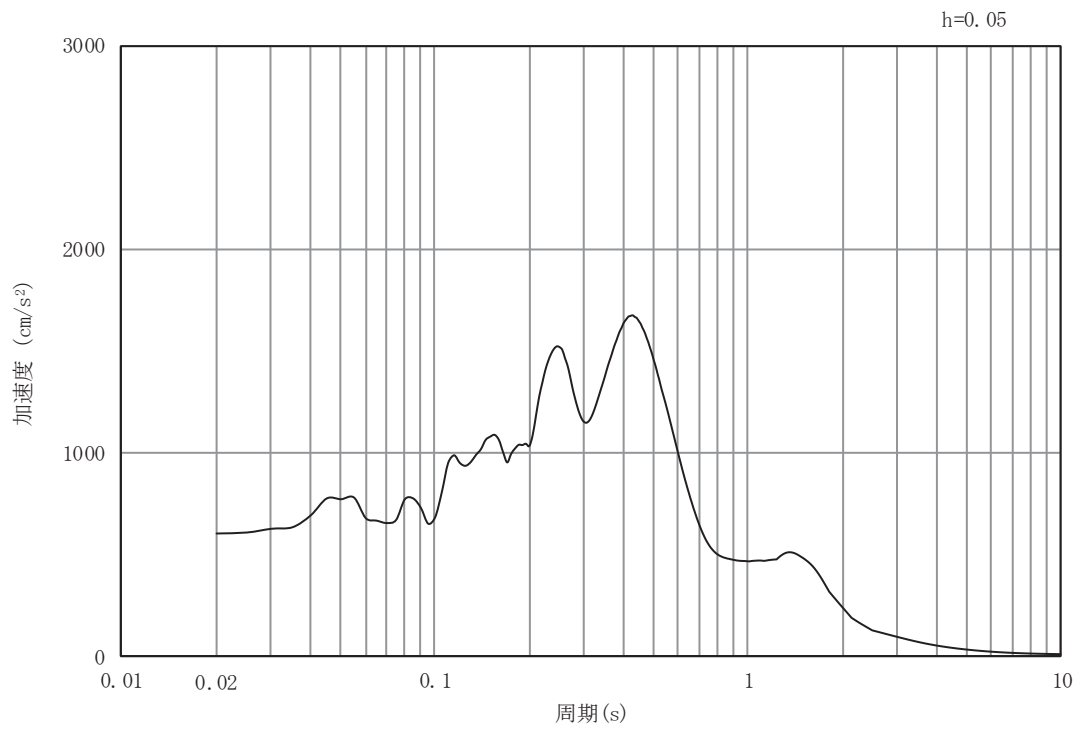


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35(12) 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：S s - F 3)

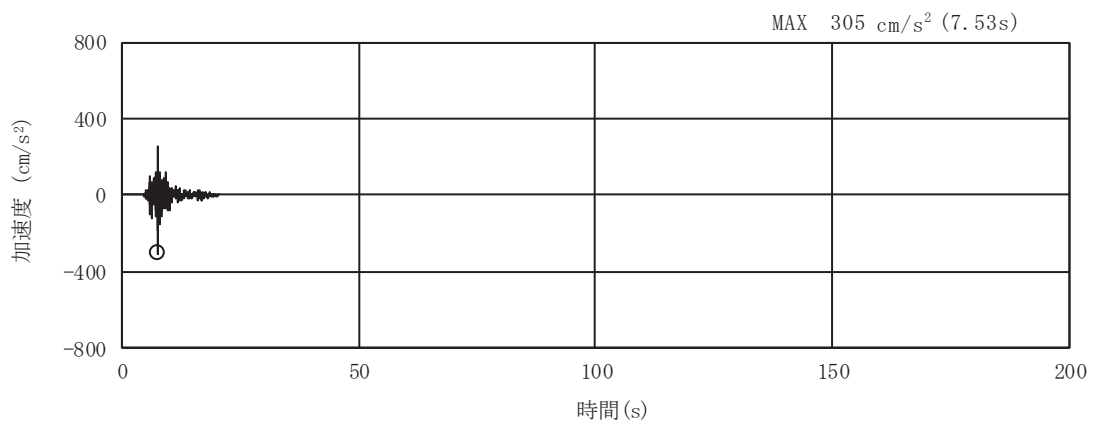


(a) 加速度時刻歴波形

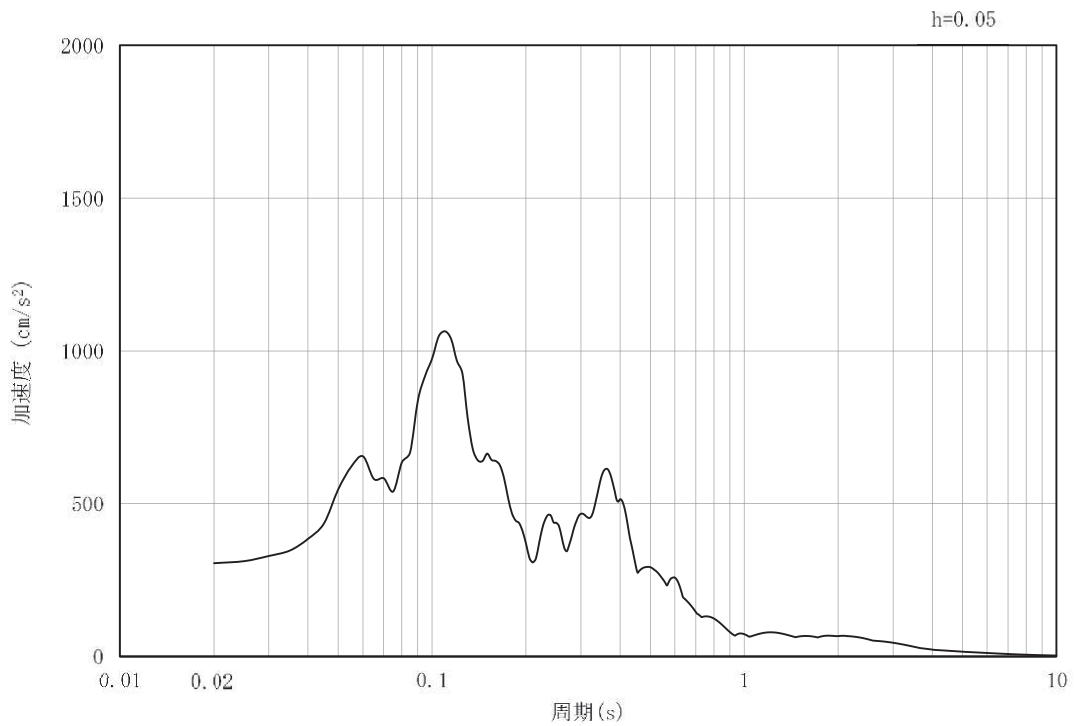


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35(13) 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：S s - N 1)



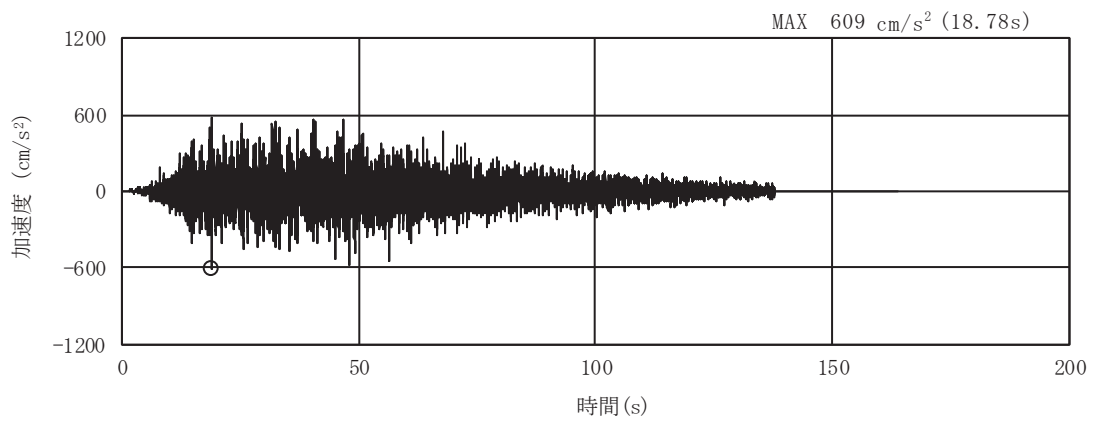
(a) 加速度時刻歴波形



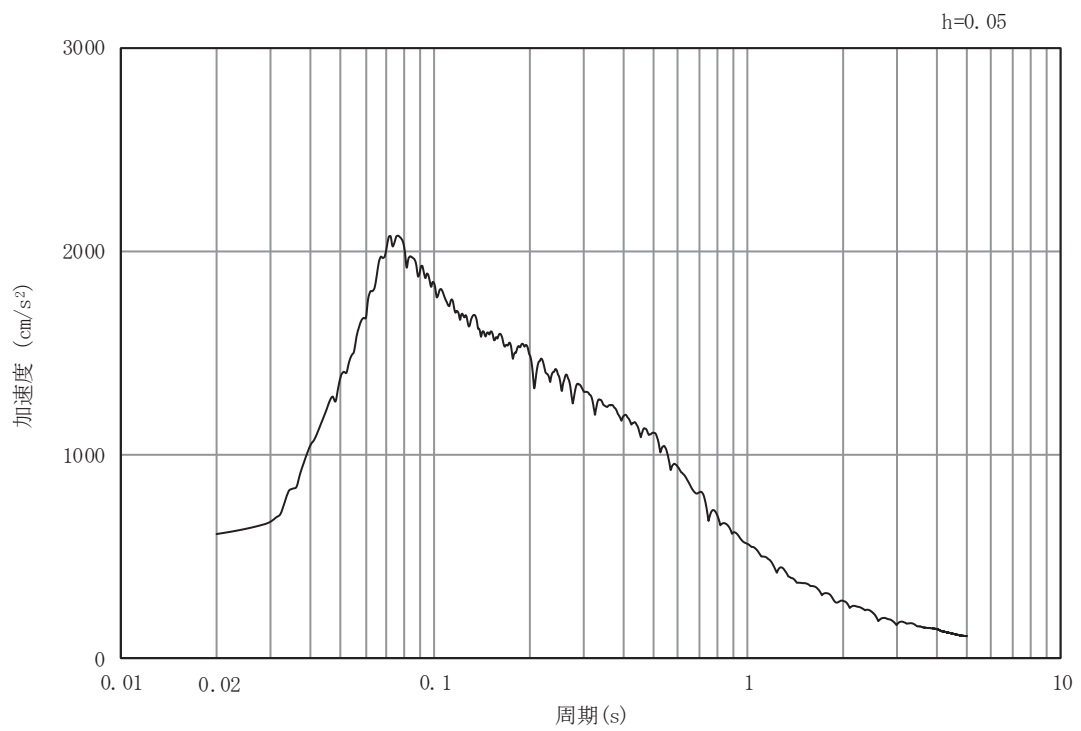
(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35(14) 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：S s - N 1)

ロ. 断面⑨

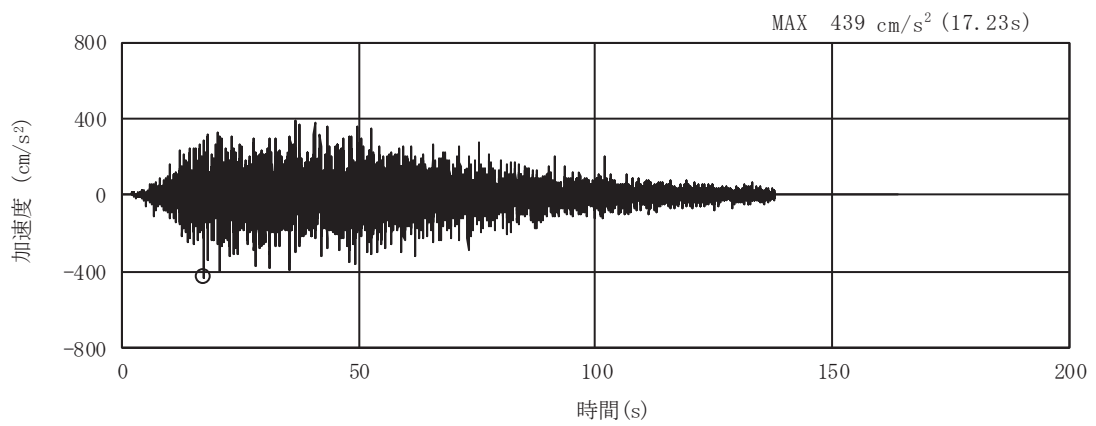


(a) 加速度時刻歴波形

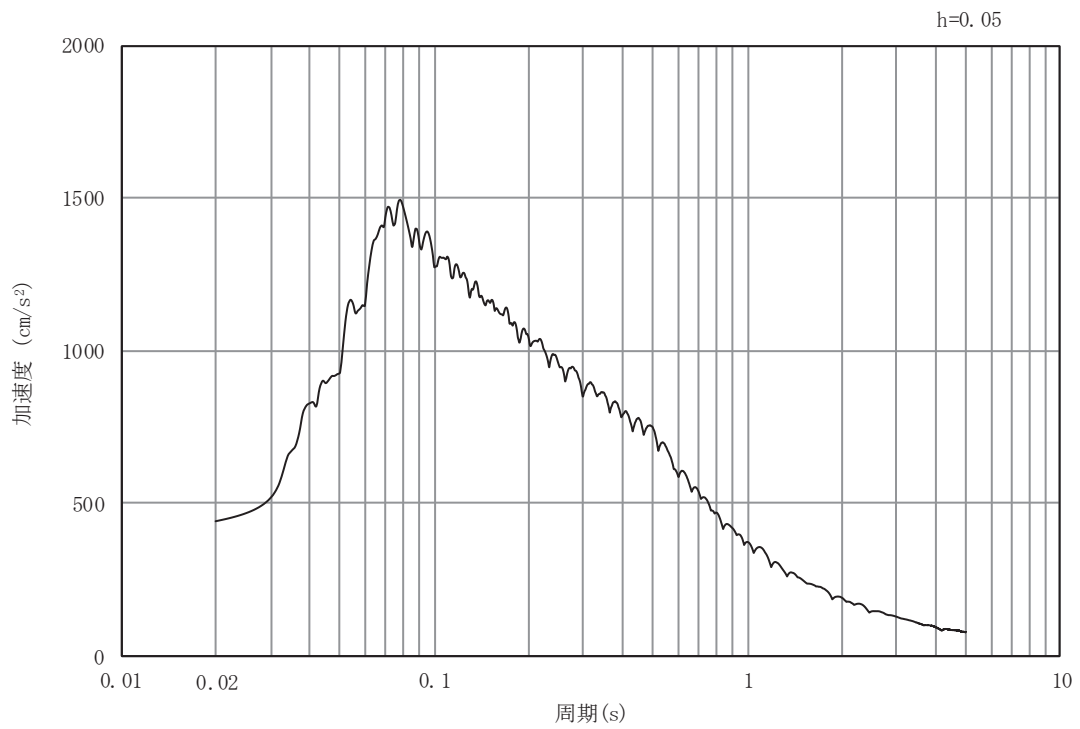


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-36 (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 : S s - D 1)

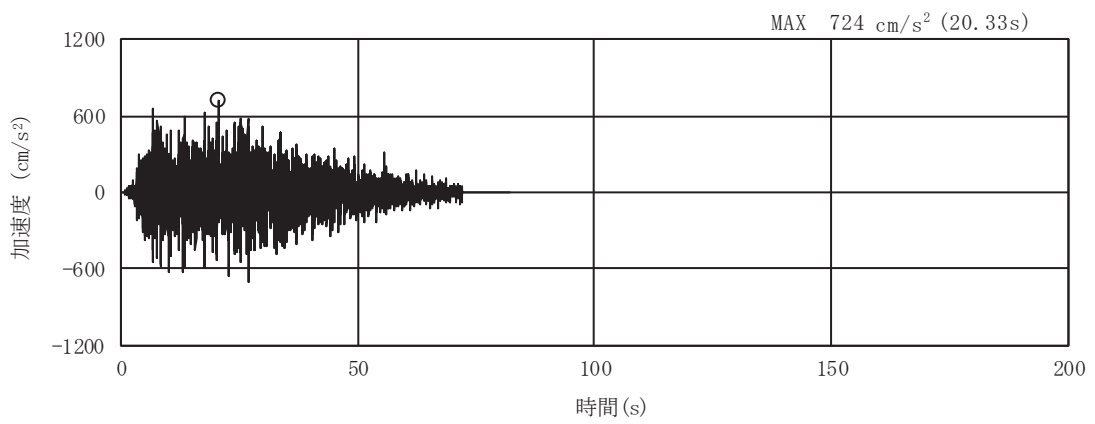


(a) 加速度時刻歴波形

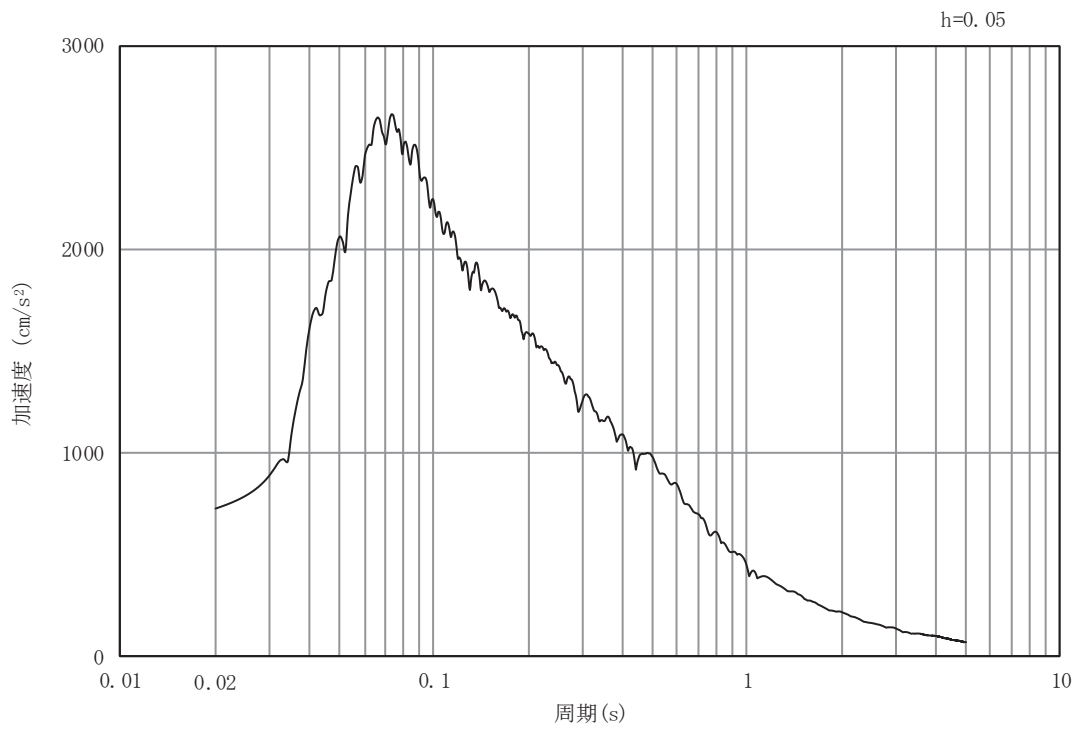


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-36 (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：S s - D 1)

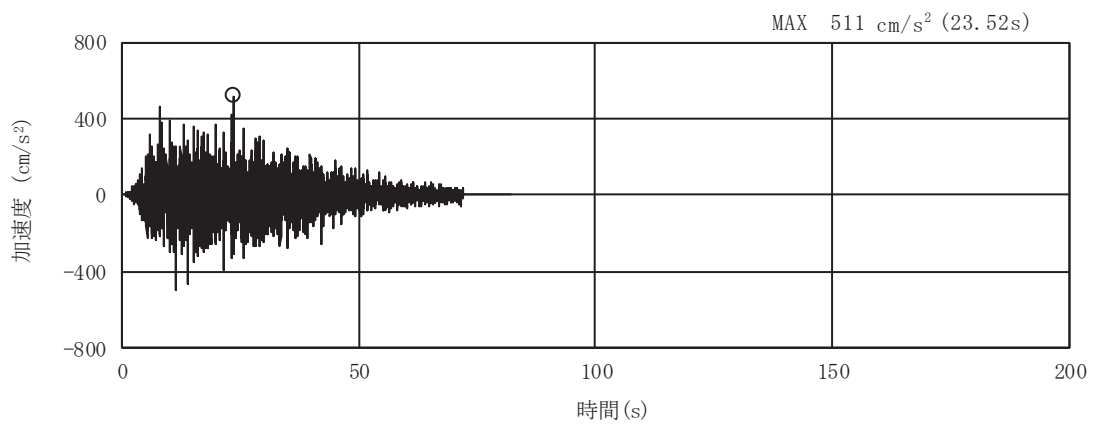


(a) 加速度時刻歴波形

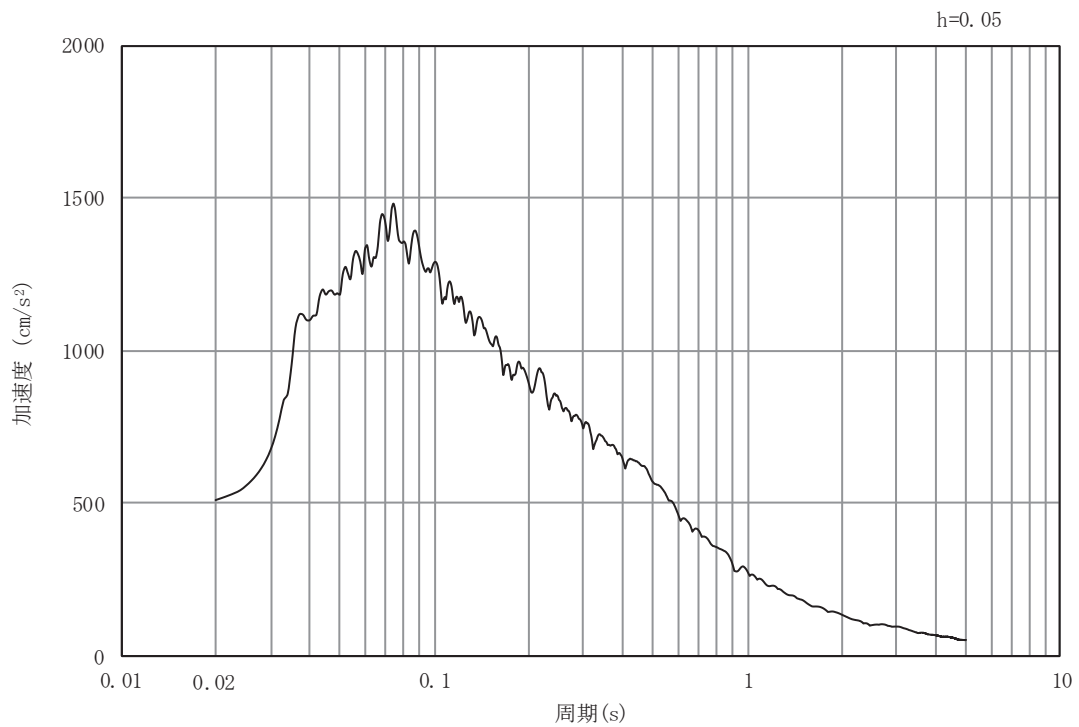


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-36 (3) 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 : S s - D 2)



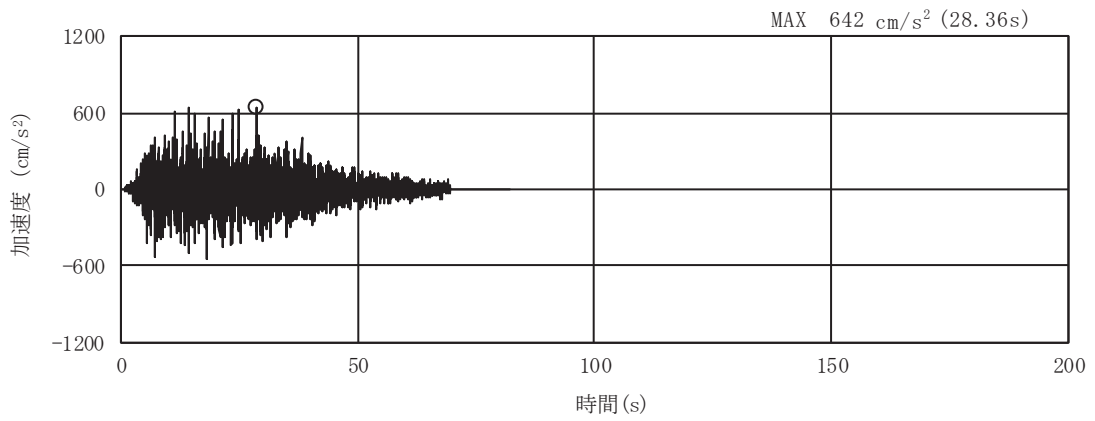
(a) 加速度時刻歴波形



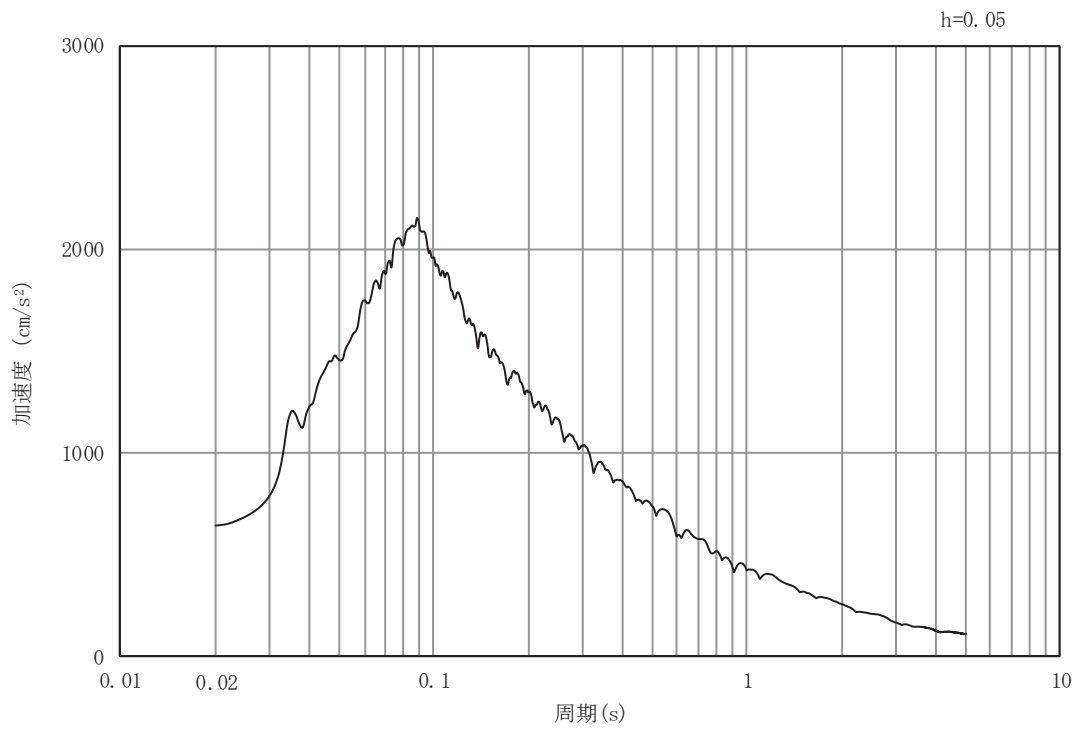
(b)

加速度応答スペクトル

図 6.1.6-36 (4) 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：S s - D 2)



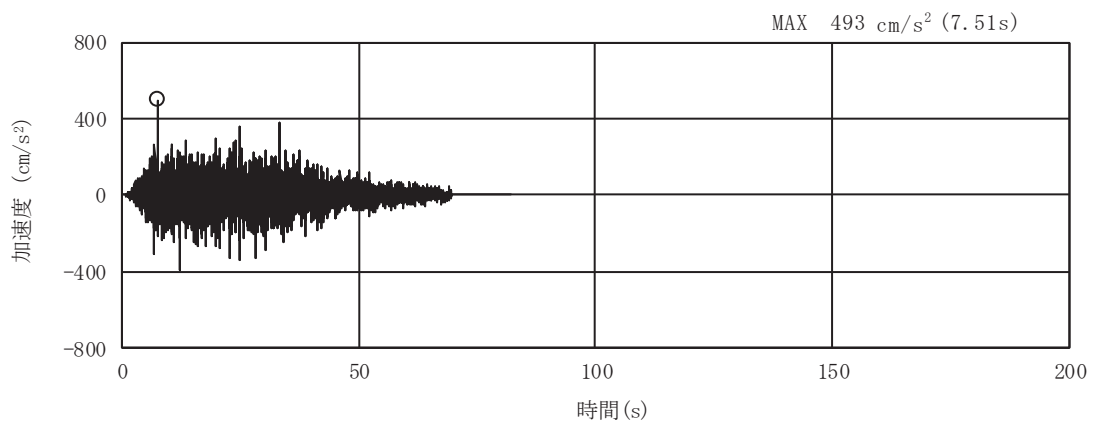
(a) 加速度時刻歴波形



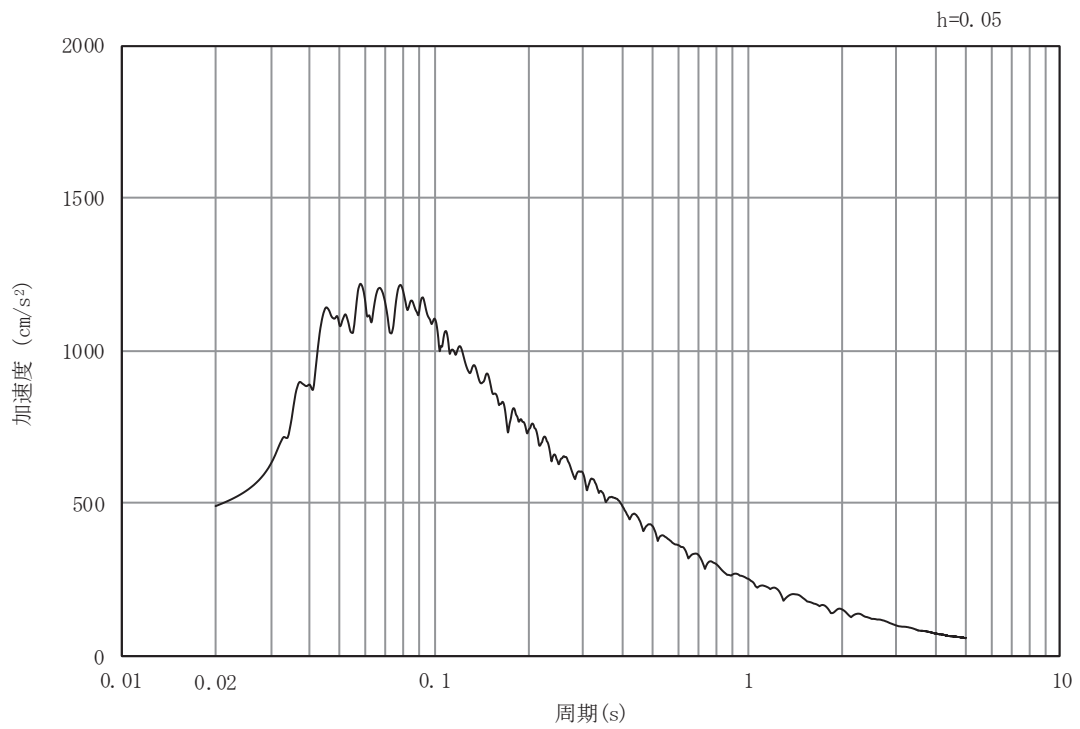
(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-36 (5) 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 : S s - D 3)



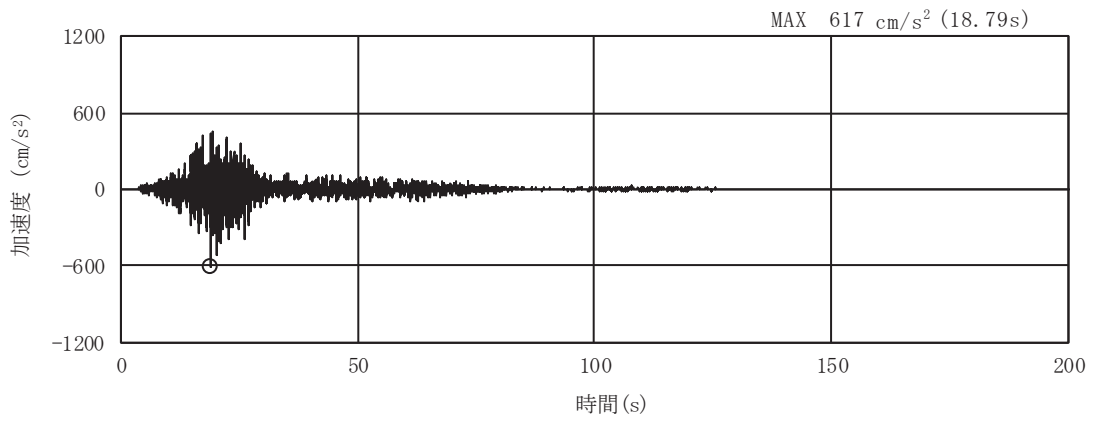


(a) 加速度時刻歴波形

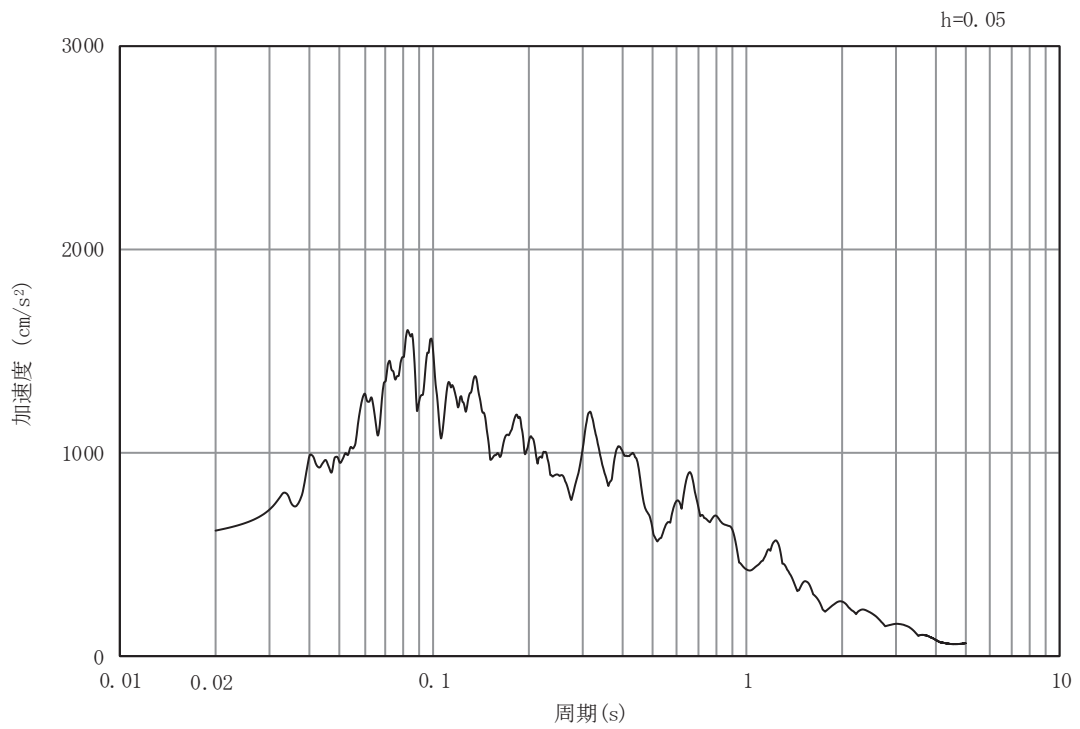


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-36 (6) 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：S s - D 3)

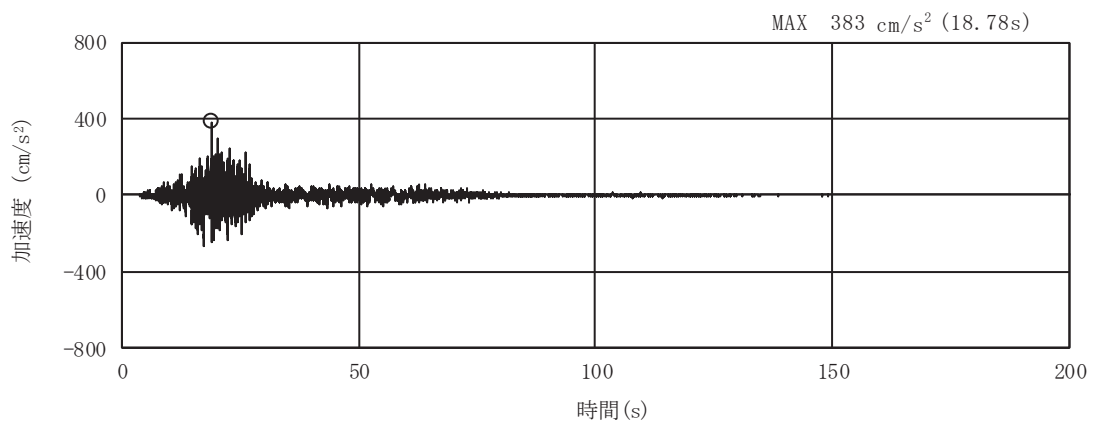


(a) 加速度時刻歴波形

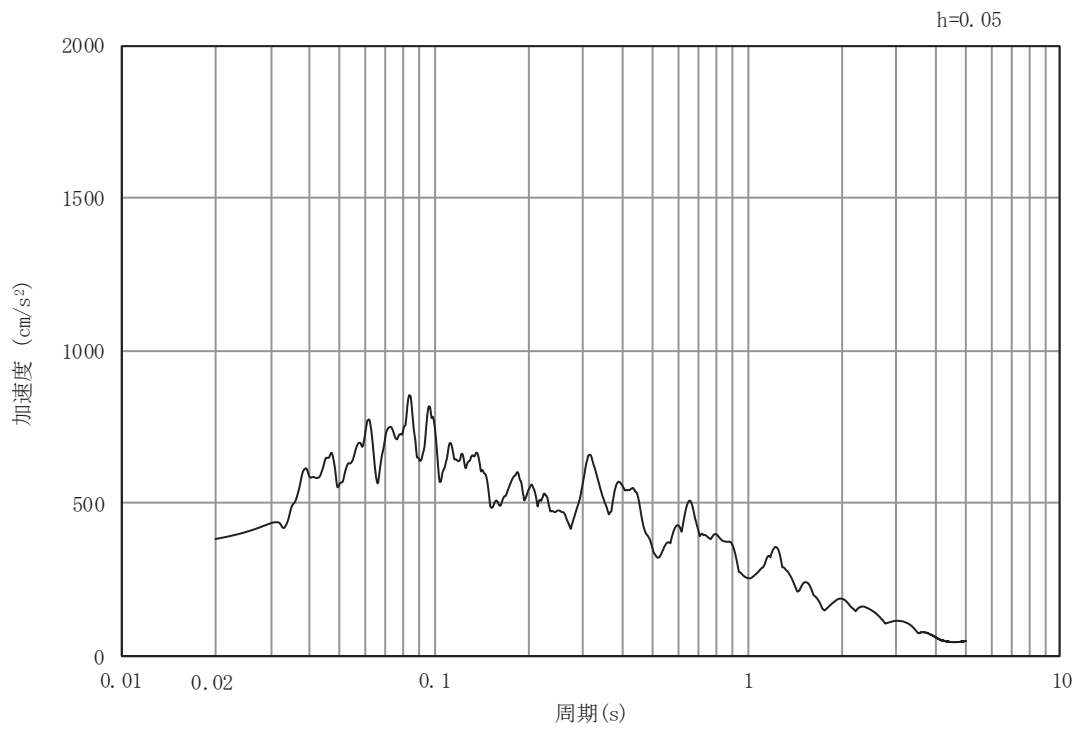


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-36 (7) 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: S s - F 1)

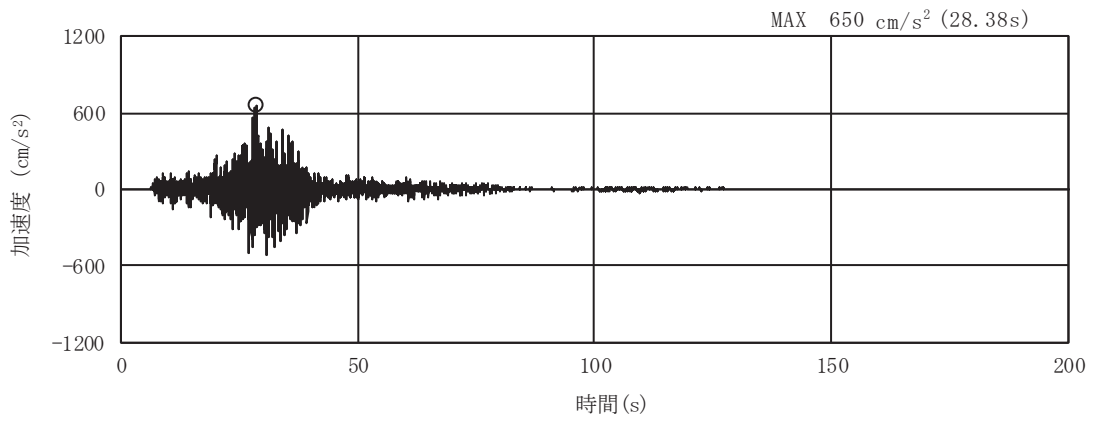


(a) 加速度時刻歴波形

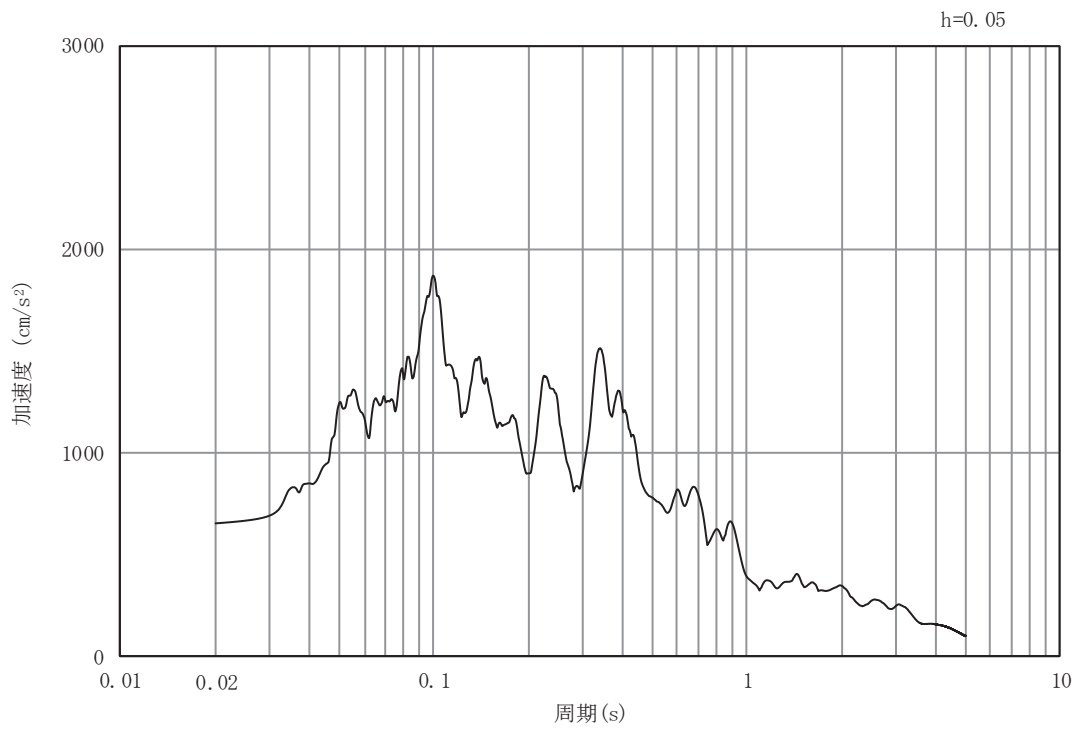


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-36 (8) 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：S s - F 1)

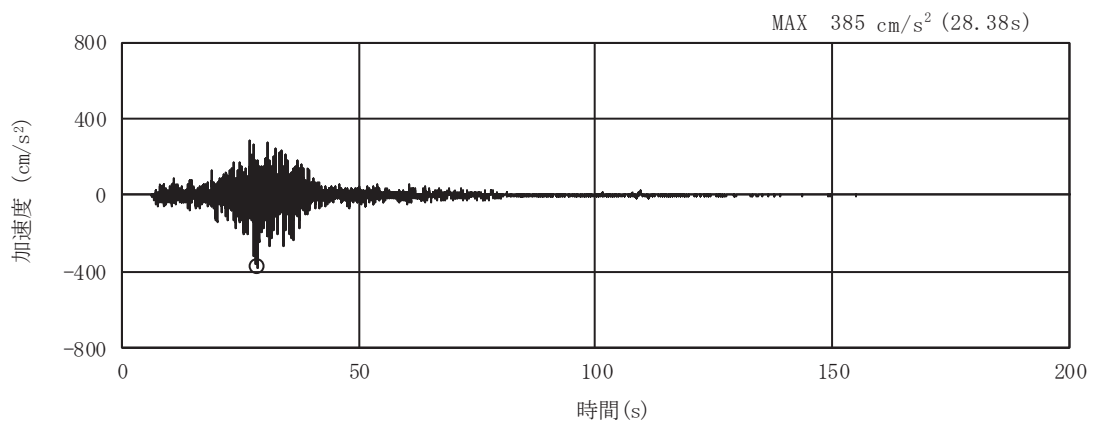


(a) 加速度時刻歴波形

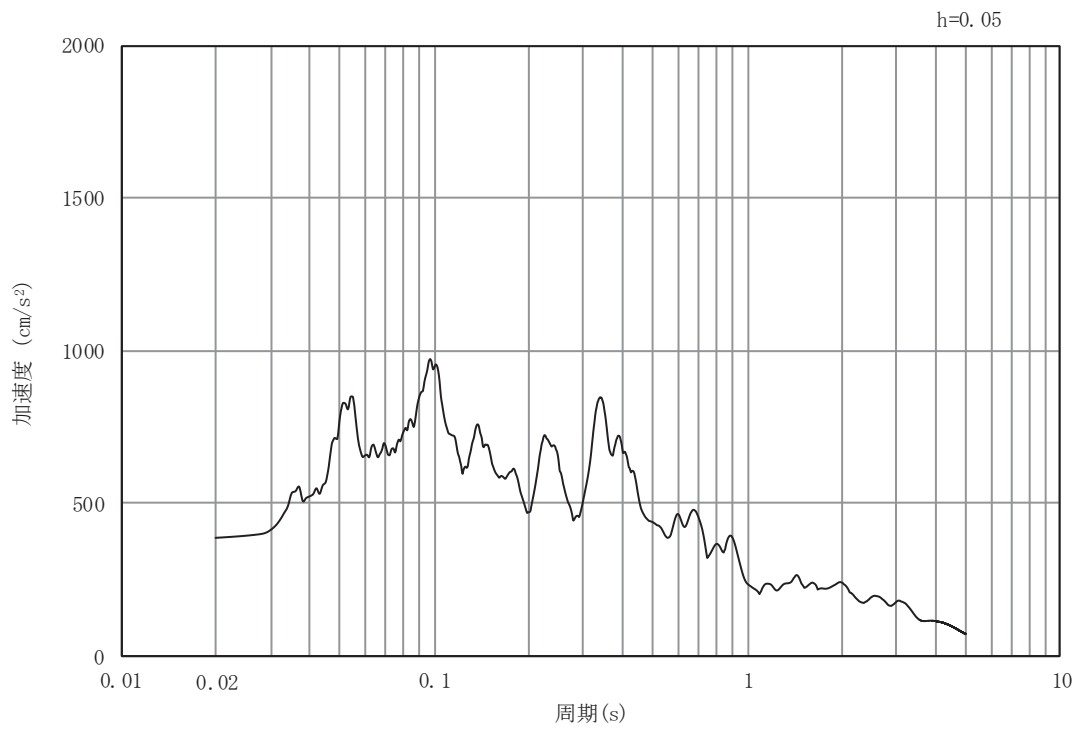


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-36 (9) 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 : S s - F 2)

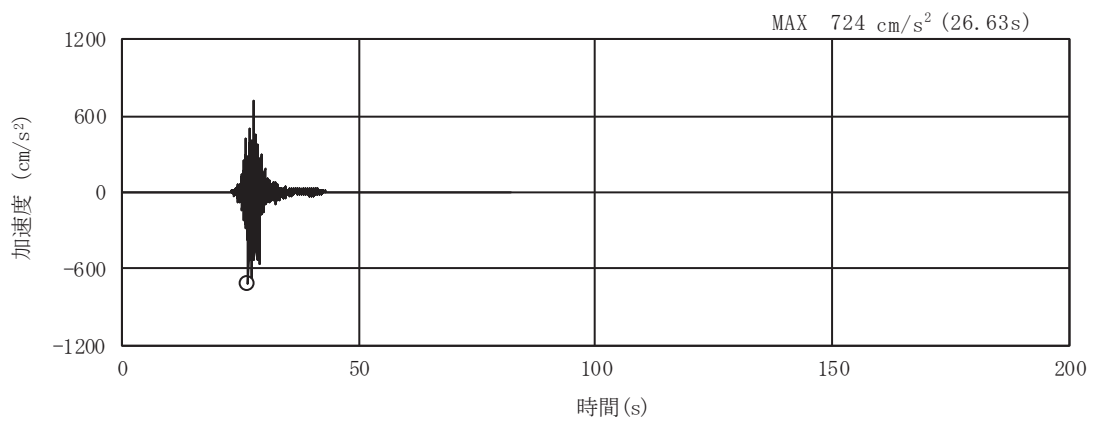


(a) 加速度時刻歴波形

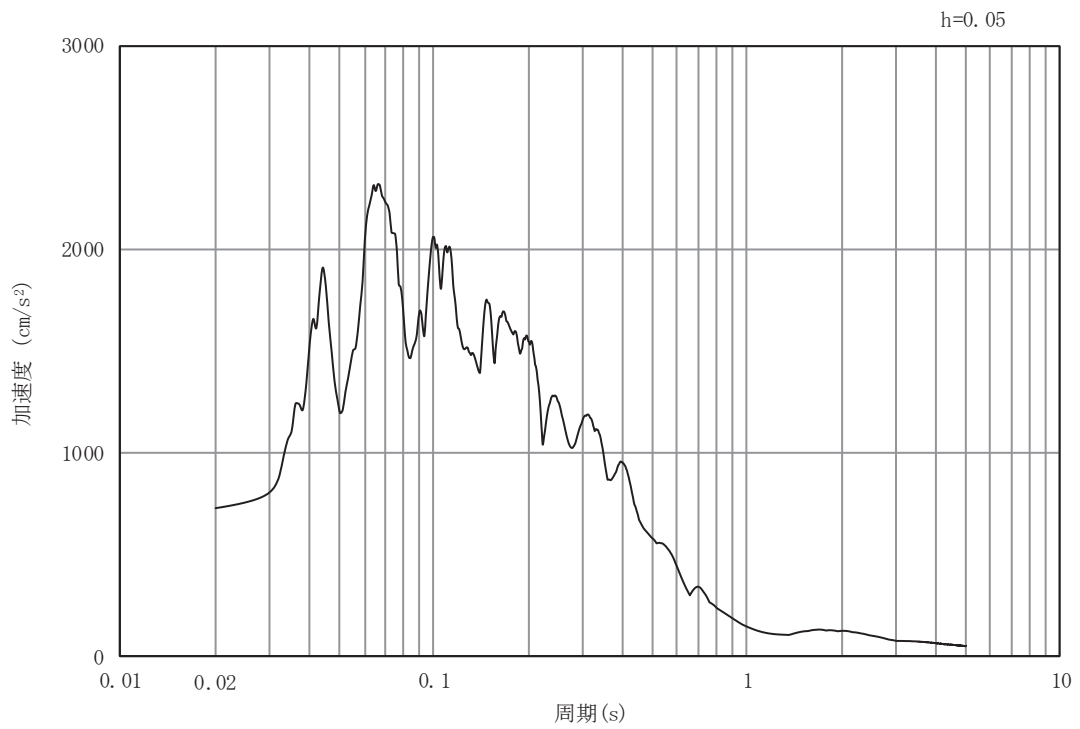


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-36(10) 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：S s - F 2)

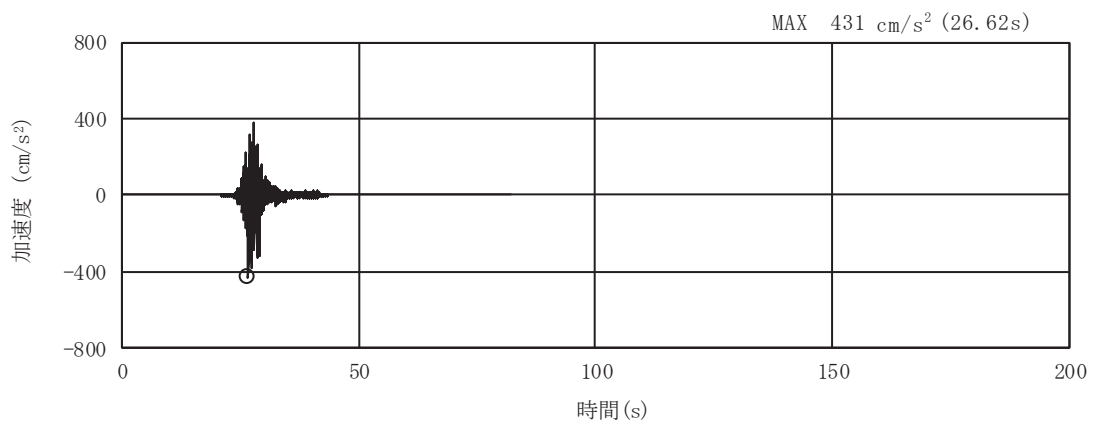


(a) 加速度時刻歴波形

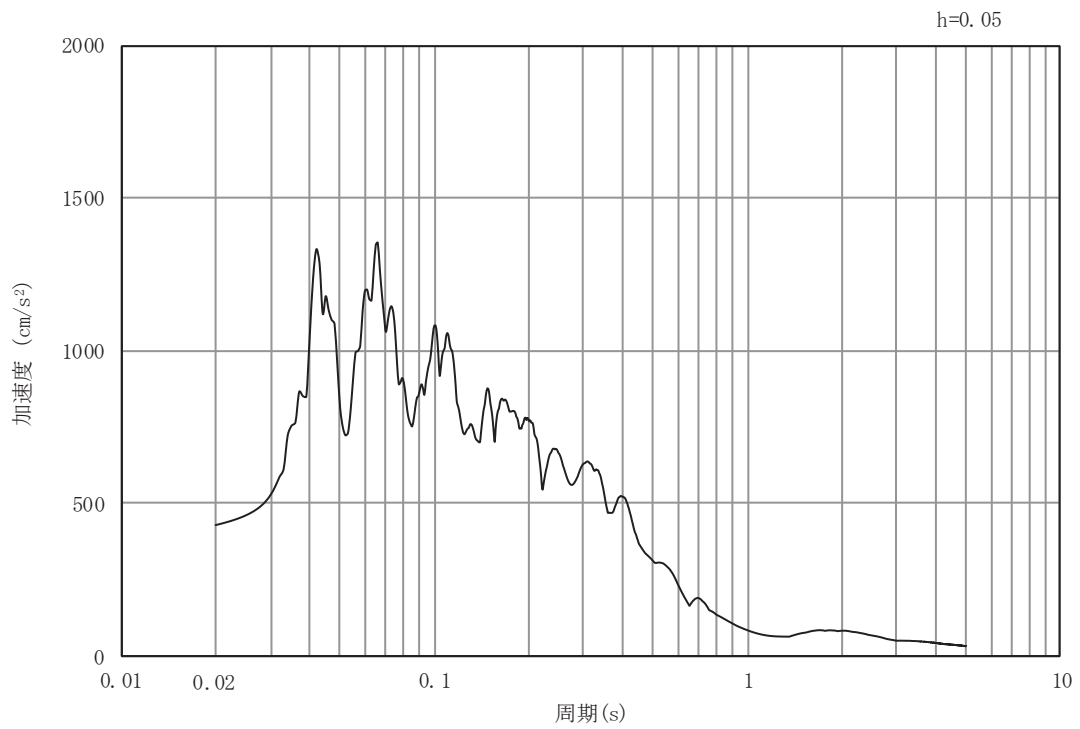


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-36(11) 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 : S s - F 3)

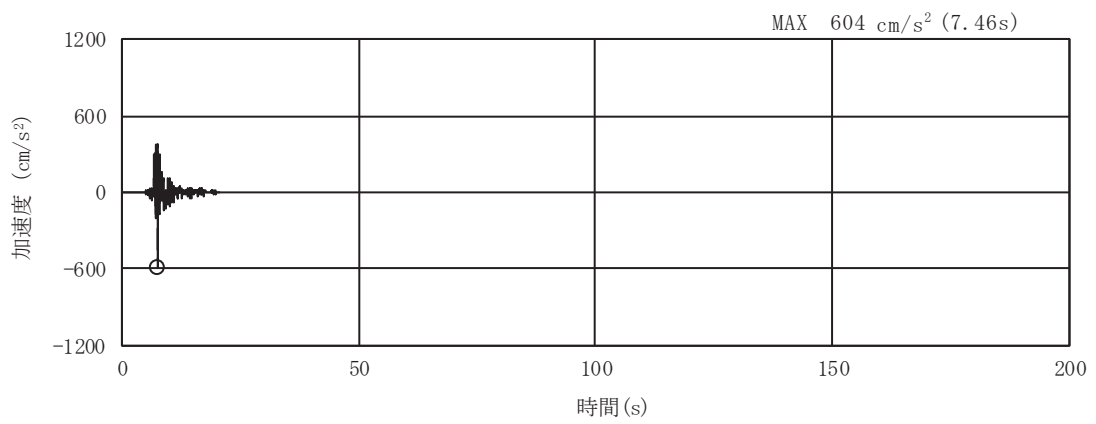


(a) 加速度時刻歴波形

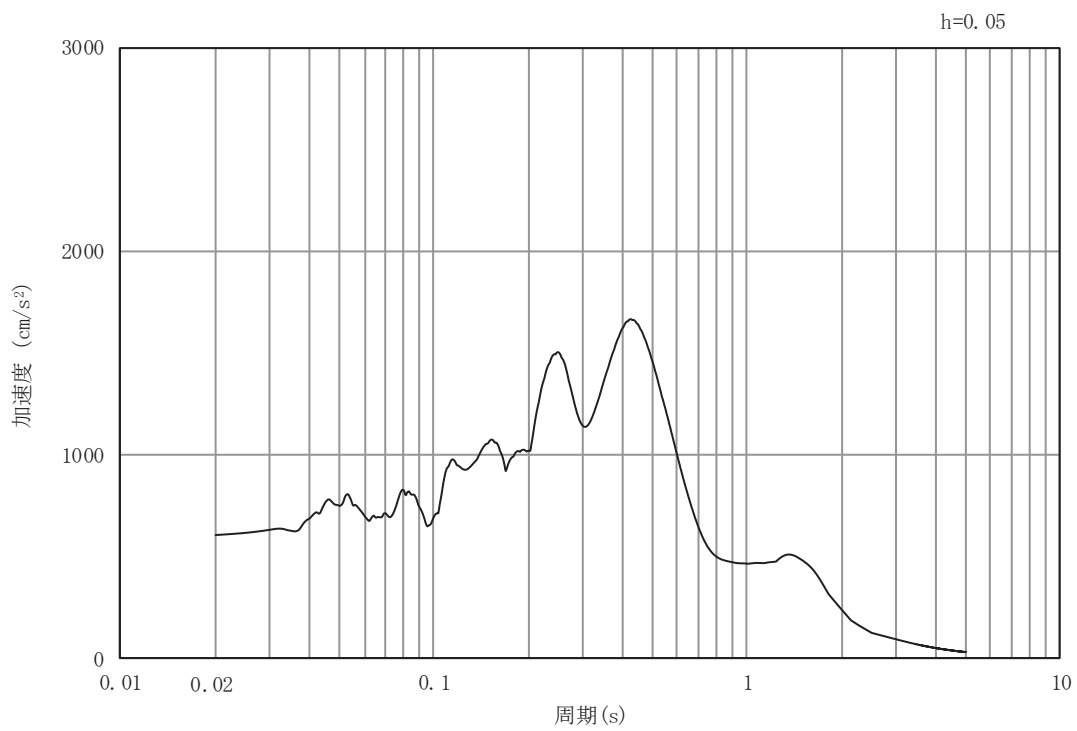


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-36(12) 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：S s - F 3)



(a) 加速度時刻歴波形

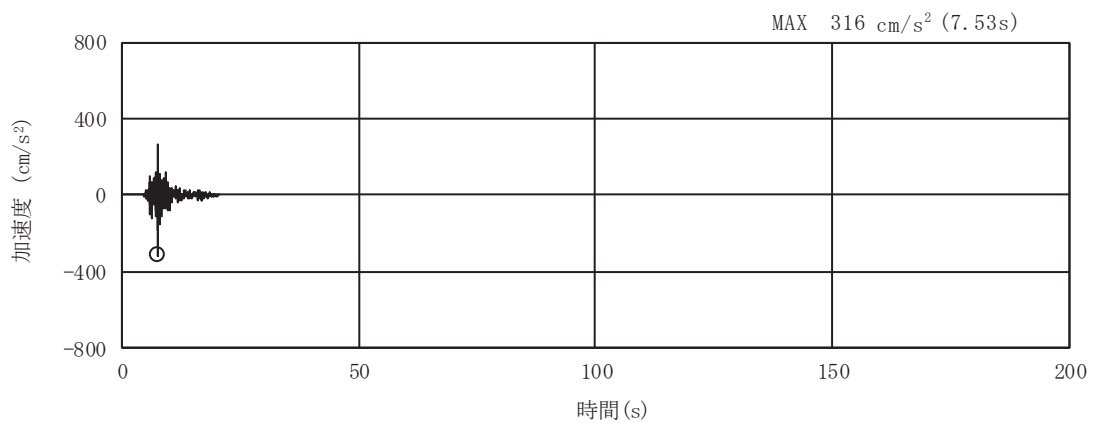


(b)

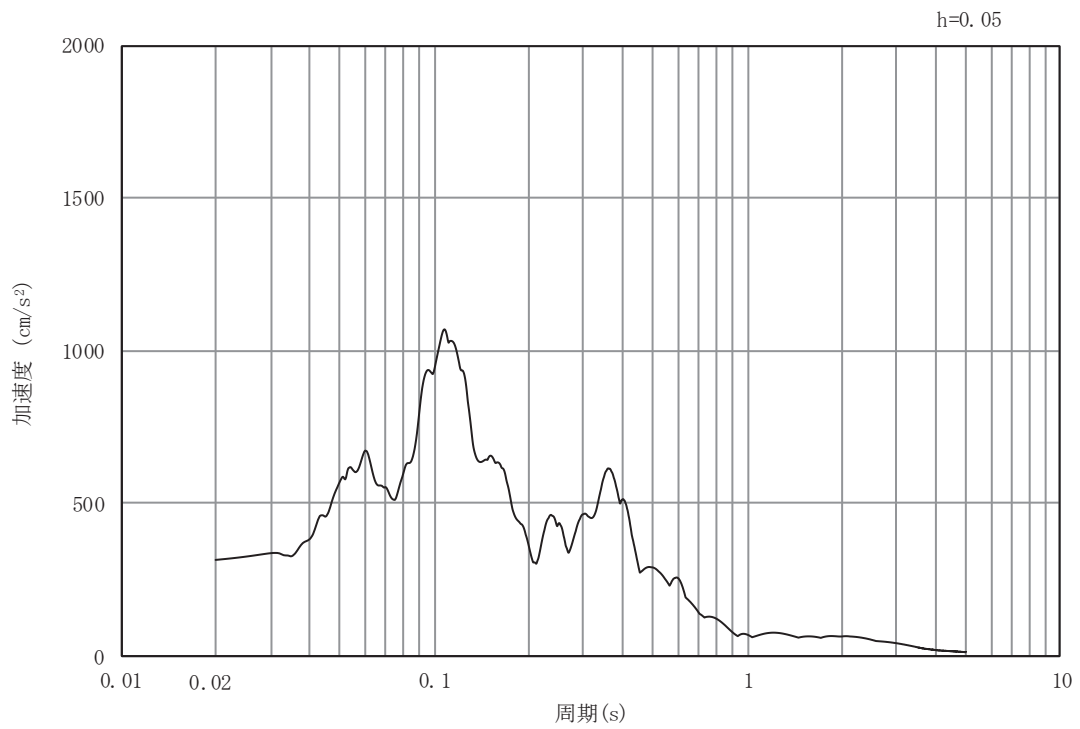
加速度応答スペクトル

図 6.1.6-36(13) 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：S s - N 1)





(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-36(14) 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：S s - N 1)

(e) 解析モデル及び諸元

イ. 解析モデル

縦断方向の地震応答解析モデルを [図 6.1.6-40](#) に示す。

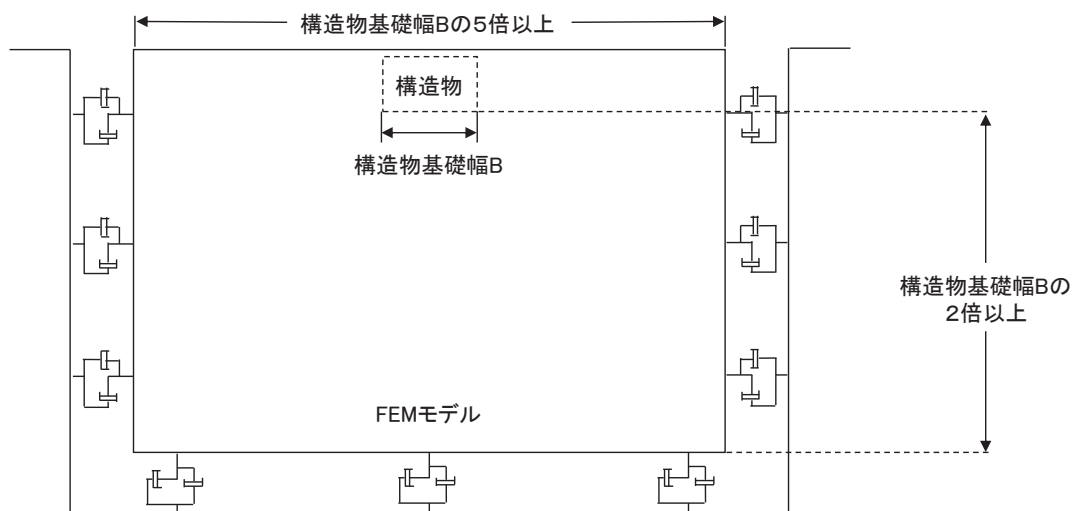
(イ) 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) を参考に、[図 6.1.6-37](#) に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅 (背面補強工の最大幅 36m) の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。なお、対象断面によって、地層形状に合わせてモデル化幅を調整する。

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

以上を踏まえ、解析モデルの幅について、断面⑧は 180m、断面⑨は 216m とする。また、解析モデルの下端については、断面⑧は O.P. -90.0m までモデル化し、断面⑨は O.P. -100.0m までモデル化する。

2次元地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する 1次元地盤モデルである。2次元地震応答解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを [図 6.1.6-38](#) に示す。



[図 6.1.6-37](#) モデル化範囲の考え方

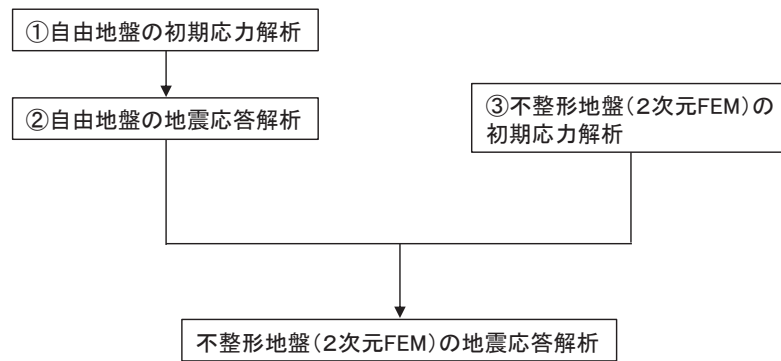


図 6.1.6-38 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(ロ) 境界条件

【初期応力解析時】

初期応力解析は、地盤や構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 6.1.6-39 に示す。

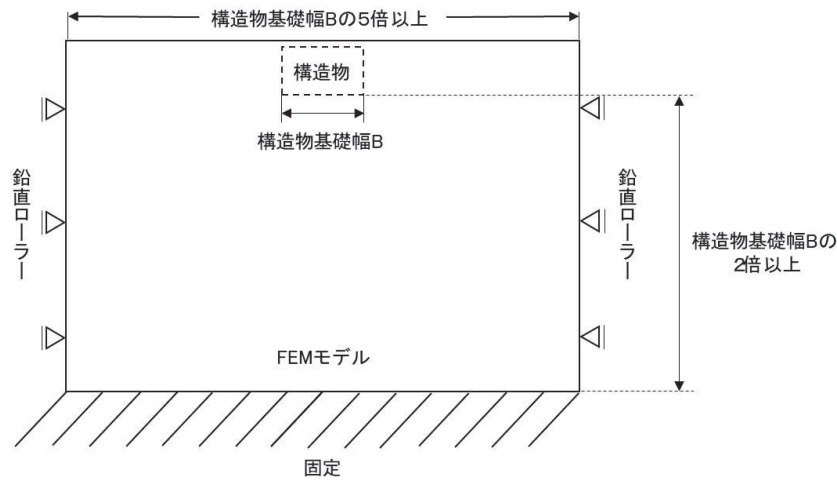


図 6.1.6-39 初期応力解析における境界条件の概念図

【地震応答解析時】

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

(ハ) 構造物のモデル化

鋼管杭は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。背面補強工は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

(二) 地盤のモデル化

2次元有限要素法解析においてはD級を除く岩盤は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。また、D級岩盤、改良地盤及びセメント改良土は、地盤の非線形性を考慮するためマルチスプリング要素でモデル化する。  
 なお、岩盤は砂岩でモデル化する。

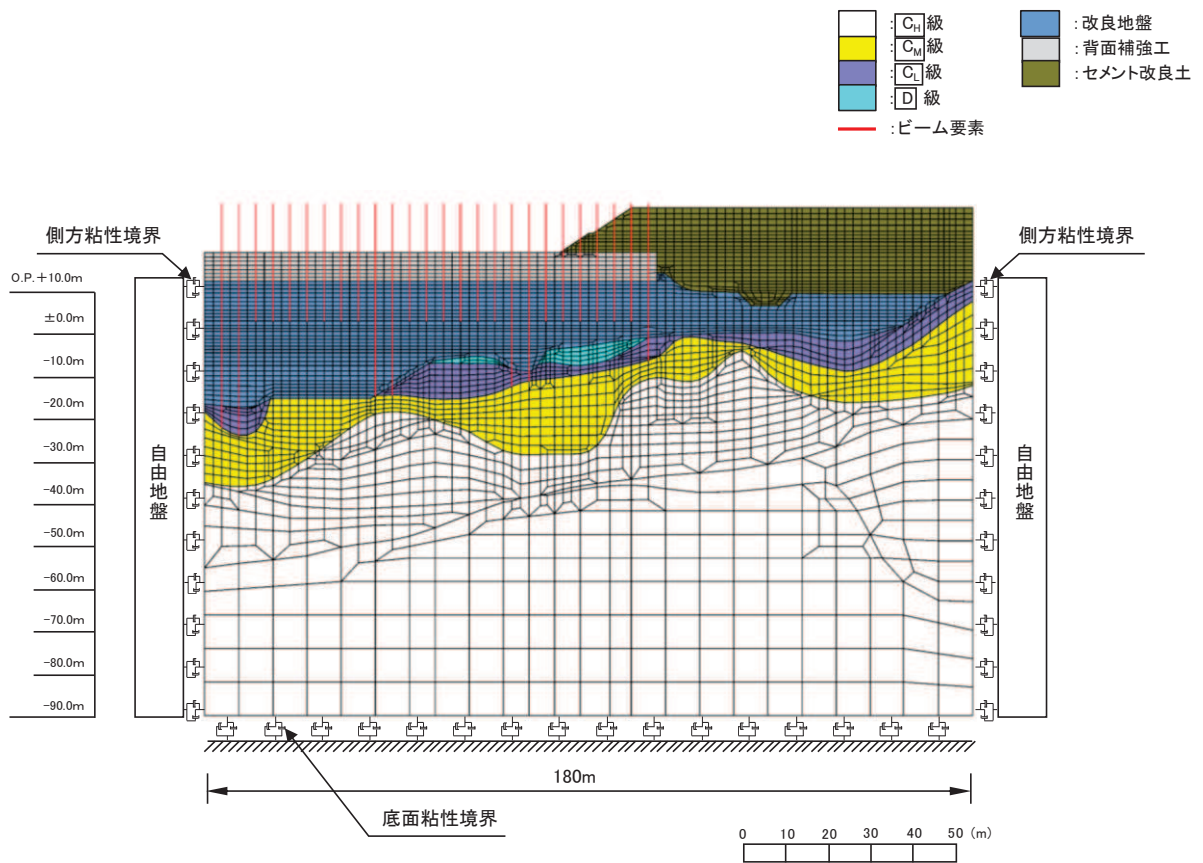


図 6. 1. 6-40 (1) 縦断方向の解析モデル（断面⑧，地震時）

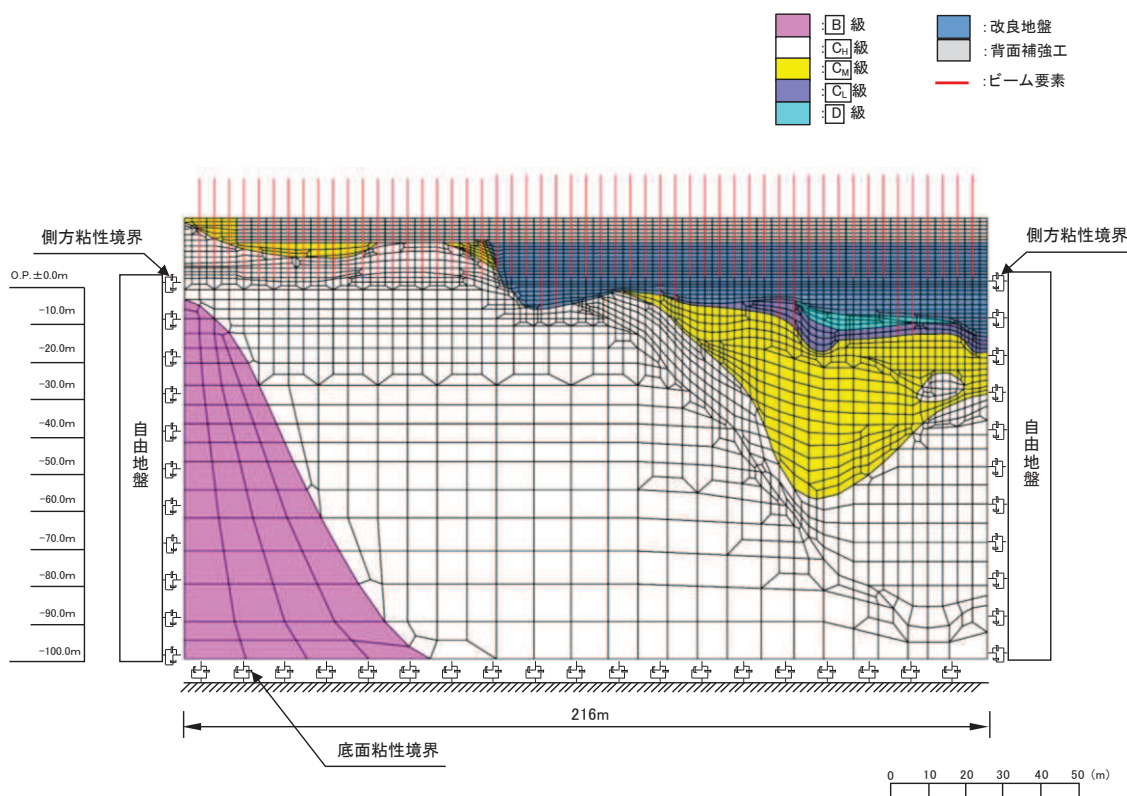


図 6.1.6-40 (2) 縦断方向の解析モデル (断面⑨, 地震時)

#### (ホ) ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより、地震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

なお、表面を露出させて打継処理が可能である箇所については、ジョイント要素を設定しない。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。図 6.1.6-41 にジョイント要素の力学特性、図 6.1.6-42 ~ 図 6.1.6-43 にジョイント要素の配置図を示す。

せん断強度  $\tau f$  は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は周辺地盤の  $c$ 、 $\phi$  とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 6.1.6-8 のとおりとする。また、要素間の粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は、表 6.1.6-9 のとおり設定する。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、

- $\tau_f$  : せん断強度  
 $c$  : 粘着力  
 $\phi$  : 内部摩擦角

表 6.1.6-8 (1) 周辺地盤との境界に用いる強度特性 (狐崎部層)

| 地盤               | 粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 内部摩擦角 $\phi$ (°) |
|------------------|------------------------------|------------------|
| C <sub>M</sub> 級 | 0.49                         | 47.0             |
| C <sub>H</sub> 級 | 1.72                         | 43.0             |

表 6.1.6-8 (2) 周辺地盤との境界に用いる強度特性 (牧の浜部層)

| 地盤               | 粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 内部摩擦角 $\phi$ (°) |
|------------------|------------------------------|------------------|
| C <sub>M</sub> 級 | 0.78                         | 50.0             |
| C <sub>H</sub> 級 | 1.29                         | 54.0             |

表 6.1.6-8 (3) 周辺地盤との境界に用いる強度特性 (敷地共通)

| 地盤               | 粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 内部摩擦角 $\phi$ (°) |
|------------------|------------------------------|------------------|
| セメント改良土          | 0.65                         | 44.3             |
| 改良地盤             | 1.39                         | 22.1             |
| D級               | 0.10                         | 24.0             |
| C <sub>L</sub> 級 | 0.46                         | 44.0             |

注記 \* 1 : 地下水位以浅

\* 2 : 地下水位以深

表 6.1.6-9 要素間の粘着力と内部摩擦角

| 条件                           | 粘着力 $c$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 内部摩擦角 $\phi$<br>(度) |
|------------------------------|---------------------------------|---------------------|
| 背面補強工-背面補強工                  | 0                               | 0                   |
| 背面補強工-岩盤                     | 岩盤の $c$                         | 岩盤の $\phi$          |
| 改良地盤-岩盤 (C <sub>M</sub> 級以下) | 岩盤の $c$                         | 岩盤の $\phi$          |
| 改良地盤-岩盤 (C <sub>H</sub> 级以上) | 改良地盤の $c$                       | 改良地盤の $\phi$        |
| セメント改良土-改良地盤                 | セメント改良土の $c$                    | セメント改良土の $\phi$     |
| セメント改良土-岩盤                   | 岩盤の $c$                         | 岩盤の $\phi$          |
| 置換コンクリート-岩盤                  | 岩盤の $c$                         | 岩盤の $\phi$          |

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分な値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12 pp10612070，2009）に従い，表 6.1.6-10 のとおり設定する。

表 6.1.6-10 ジョイント要素のばね定数

| 地盤              | せん断剛性 $k_s$<br>( $\text{kN}/\text{m}^3$ ) | 圧縮剛性 $k_n$<br>( $\text{kN}/\text{m}^3$ ) |
|-----------------|---|--|
| 盛土・旧表土          | $1.0 \times 10^6$                         | $1.0 \times 10^6$                        |
| 岩盤・セメント改良土・改良地盤 | $1.0 \times 10^7$                         | $1.0 \times 10^7$                        |

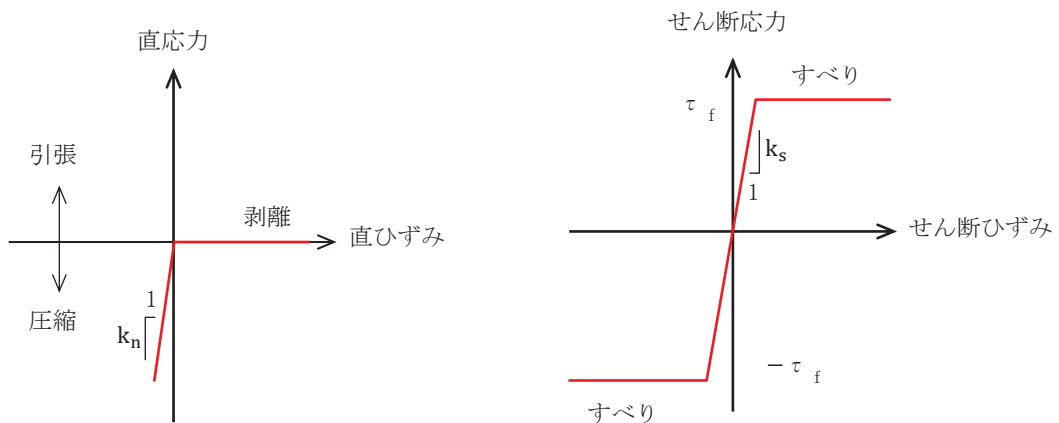


図 6.1.6-41 ジョイント要素の力学特性

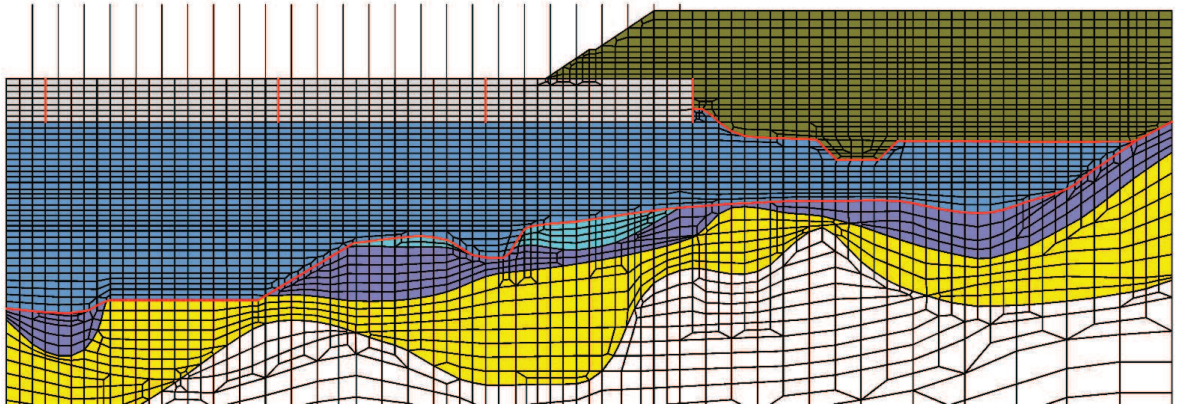
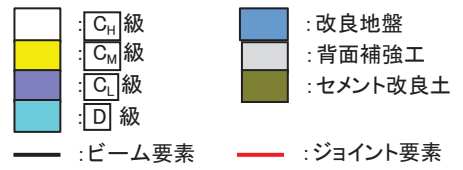


図 6.1.6-42 断面⑧におけるジョイント要素の配置図

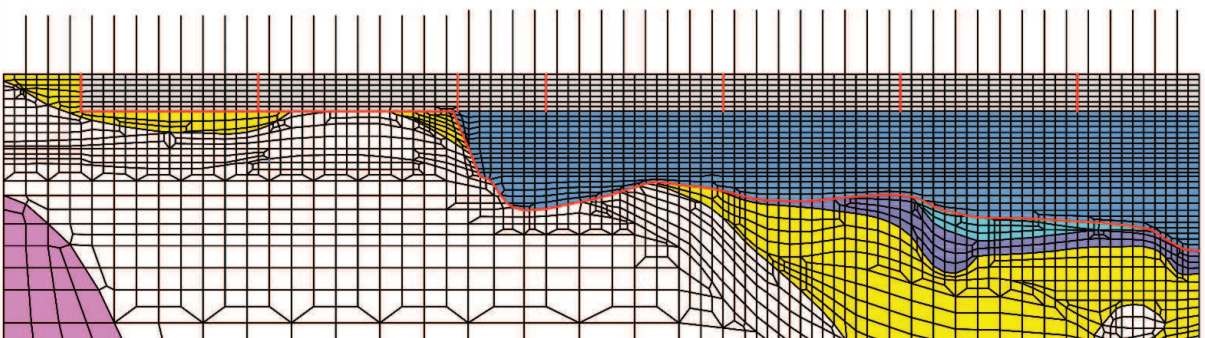
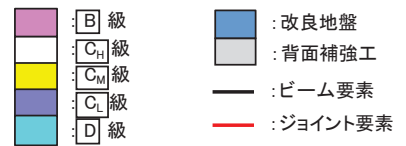


図 6.1.6-43 断面⑨におけるジョイント要素の配置図

ロ. 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 6.1.6-11 に、材料の物性値を表 6.1.6-12 に示す。

表 6.1.6-11 使用材料

| 材料     |       | 諸元                                       |
|--------|-------|--|
| コンクリート | 背面補強工 | 設計基準強度 : 30 N/mm <sup>2</sup>            |
| 鋼材     | 鋼管杭   | φ 2200mm t=25mm (SKK490), t=40mm (SM570) |
|        |       | φ 2500mm t=25mm (SKK490), t=35mm (SM570) |
|        | 鉄筋    | SD345                                    |



表 6.1.6-12 (1) 材料の物性値

| 材料     |               | 単位体積重量<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | ヤング係数<br>(N/mm <sup>2</sup> )      | ポアソン比             | 減衰定数<br>(%) |
|--------|---------------|--------------------------------|------------------------------------|-------------------|-------------|
| コンクリート | 背面補強工         | 24.0* <sup>1</sup>             | 2.8×10 <sup>4</sup> * <sup>1</sup> | 0.2* <sup>1</sup> | -           |
| 鋼管杭    | SM570, SKK490 | 77.0* <sup>2</sup>             | 2.0×10 <sup>5</sup> * <sup>2</sup> | 0.3* <sup>2</sup> | -           |

注記 \*1：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)

\*2：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)

表 6.1.6-12 (2) 材料の物性値 (コンクリートの強度特性)

| 材料     |       | せん断<br>強度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 内部<br>摩擦角<br>(°) | 引張<br>強度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 残留<br>強度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) |
|--------|-------|-----------------------------------|------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| コンクリート | 背面補強工 | 6.00* <sup>1</sup>                | -* <sup>2</sup>  | 2.22* <sup>3</sup>               | -* <sup>2</sup>                  |

注記 \*1：コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編] (土木学会, 2013 年制定)

\*2：内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

\*3：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)

#### ハ. 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類「VI-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。

#### ニ. 地下水位

地下水位については、図 6.1.4-30 のとおり設定した。  
設計用地下水位の一覧を表 6.1.6-13 に示す。

表 6.1.6-13 縦断方向の設計用地下水位の一覧

| 評価対象断面 | 設計用地下水位   |
|--------|---|
| 断面⑧    | 防潮堤 (鋼管式鉛直壁) のうち一般部の範囲は O.P. +1.43m (朔望平均満潮位) に設定する。また、防潮堤 (盛土堤防) の範囲は O.P. +13.8m に設定する。 |
| 断面⑨    | 防潮堤 (鋼管式鉛直壁) のうち一般部の範囲は O.P. +1.43m (朔望平均満潮位) に設定する。また、防潮堤 (鋼管式鉛直壁) のうち岩盤部の範囲は岩盤表面に設定する。  |

(f) 解析ケース

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の縦断方向の相対変位算出における解析ケースを表 6.1.6-14 に示す。防潮堤（鋼管式鉛直壁）の縦断方向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、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、杭下端又は背面補強工天端を基準とした鋼製遮水壁天端の相対変位、縦断方向では隣り合う鋼製遮水壁間に生じる時刻歴相対変位が最も大きい地震動を用い、ケース②及び③を実施する。

表 6.1.6-14 地震時における解析ケース

| 解析ケース       |             |      | ケース①  | ケース②   | ケース③                                |
|-------------|-------------|------|-------|--|-------------------------------------|
|             |             |      | 基本ケース | 地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース  | 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        |             |      | 平均値   | 平均値+1 $\sigma$   | 平均値-1 $\sigma$                      |
| 地震動<br>(位相) | $S_s - D 1$ | ++*  | ○     | 基準地震動 $S_s$ (7 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (13 波) を加えた全 20 波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、各相対変位が最も大きくなる地震動を用いてケース②~③を実施する。 |                                     |
|             |             | -+*  | ○     |  |                                     |
|             |             | + -* | ○     |  |                                     |
|             |             | --*  | ○     |  |                                     |
|             | $S_s - D 2$ | ++*  | ○     |  |                                     |
|             |             | -+*  | ○     |  |                                     |
|             |             | + -* | ○     |  |                                     |
|             |             | --*  | ○     |  |                                     |
|             | $S_s - D 3$ | ++*  | ○     |  |                                     |
|             |             | -+*  | ○     |  |                                     |
|             |             | + -* | ○     |  |                                     |
|             |             | --*  | ○     |  |                                     |
|             | $S_s - F 1$ | ++*  | ○     |  |                                     |
|             |             | -+*  | ○     |  |                                     |
|             | $S_s - F 2$ | ++*  | ○     |  |                                     |
|             |             | -+*  | ○     |  |                                     |
|             | $S_s - F 3$ | ++*  | ○     |  |                                     |
|             |             | -+*  | ○     |  |                                     |
|             | $S_s - N 1$ | ++*  | ○     |  |                                     |
|             |             | -+*  | ○     |  |                                     |

注記 \* : 地震動の位相について (++) の左側は水平動, 右側は鉛直動を表し, 「-」は位相を反転させたケースを示す。

(4) 許容限界

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、「6.1.5 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材について」に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 6.1.6-15 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 6.1.6-15 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

| 評価項目 | 許容限界(mm)    |          |     |
|------|-------------|----------|-----|
| 変形量  | ゴムジョイント     | 防潮堤軸直交方向 | 350 |
|      |             | 防潮堤軸方向   | 150 |
|      | ウレタンシリコーン目地 | 防潮堤軸直交方向 | 30  |
|      |             | 防潮堤軸方向   | 6   |

(5) 評価方法

a. 地震時相対変位

「(2) 基本方針」のうち「e. 相対変位の算出方法」により算出した地震時の設計用相対変位が「(4) 許容限界」で定める許容限界以下であることを確認する。

b. 津波時相対変位

「(2) 基本方針」のうち「e. 相対変位の算出方法」により算出した津波時の設計用相対変位が「(4) 許容限界」で定める許容限界以下であることを確認する。

c. 重畳時相対変位

「(2) 基本方針」のうち「e. 相対変位の算出方法」により算出した重畳時の設計用相対変位が「(4) 許容限界」で定める許容限界以下であることを確認する。

(6) 評価結果

a. 地震時相対変位

(a) A 区間（一般部のうち突出長変化部：構造境界部）

地震時の A 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の相対変位量は、断面①、断面②及び断面③から最大となるものを選定する。断面①、断面②及び断面③の相対変位量を表 6.1.6-16 に示す。

地震時の A 区間における止水ジョイント部材の軸方向の相対変位量は、断面⑧から最大となるものを選定する。断面⑧の相対変位量を表 6.1.6-17 に示す。

その結果、A 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 95.5mm、軸方向が 12.3mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-16(1) 地震時の A 区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面①, 鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

| 方向        | 地震動       | 位相   | 解析<br>ケース | 地震時相対変位量<br>(mm) | 許容限界<br>(mm) |
|-----------|-----------|------|-----------|------------------|--------------|
| 軸直交方向     | S s - D 1 | (++) | ①         | 72.5             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 64.9             | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 61.8             | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 85.2             | 350          |
|           | S s - D 2 | (++) | ①         | 82.9             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 84.9             | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 76.9             | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 80.1             | 350          |
|           | S s - D 3 | (++) | ①         | 57.7             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 57.1             | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 56.4             | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 54.7             | 350          |
|           | S s - F 1 | (++) | ①         | 77.2             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 36.5             | 350          |
|           | S s - F 2 | (++) | ①         | 72.5             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 50.9             | 350          |
|           | S s - F 3 | (++) | ①         | 49.9             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 81.4             | 350          |
|           | S s - N 1 | (++) | ①         | 47.9             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 70.7             | 350          |
| S s - D 1 | (--)      | ②    | 82.4      | 350              |              |
|           | (--)      | ③    | 82.0      | 350              |              |

表 6.1.6-16(2) 地震時の A 区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面②, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

| 方向        | 地震動       | 位相   | 解析<br>ケース | 地震時相対変位量<br>(mm) | 許容限界<br>(mm) |
|-----------|-----------|------|-----------|------------------|--------------|
| 軸直交方向     | S s - D 1 | (++) | ①         | 74.4             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 64.4             | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 63.4             | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 81.2             | 350          |
|           | S s - D 2 | (++) | ①         | 93.1             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 69.4             | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 69.0             | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 93.1             | 350          |
|           | S s - D 3 | (++) | ①         | 57.8             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 60.8             | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 61.8             | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 59.0             | 350          |
|           | S s - F 1 | (++) | ①         | 65.1             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 37.4             | 350          |
|           | S s - F 2 | (++) | ①         | 58.3             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 51.4             | 350          |
|           | S s - F 3 | (++) | ①         | 68.6             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 74.6             | 350          |
|           | S s - N 1 | (++) | ①         | 46.8             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 74.7             | 350          |
| S s - D 2 | (--)      | ②    | 95.5      | 350              |              |
|           | (--)      | ③    | 90.2      | 350              |              |

表 6.1.6-16(3) 地震時の A 区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面③, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

| 方向        | 地震動       | 位相   | 解析<br>ケース | 地震時相対変位量<br>(mm) | 許容限界<br>(mm) |
|-----------|-----------|------|-----------|------------------|--------------|
| 軸直交方向     | S s - D 1 | (++) | ①         | 79.5             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 62.2             | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 62.7             | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 83.0             | 350          |
|           | S s - D 2 | (++) | ①         | 84.1             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 66.5             | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 69.0             | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 83.8             | 350          |
|           | S s - D 3 | (++) | ①         | 57.3             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 59.9             | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 58.6             | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 56.9             | 350          |
|           | S s - F 1 | (++) | ①         | 53.7             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 36.0             | 350          |
|           | S s - F 2 | (++) | ①         | 56.8             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 47.8             | 350          |
|           | S s - F 3 | (++) | ①         | 55.5             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 76.3             | 350          |
|           | S s - N 1 | (++) | ①         | 56.5             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 55.1             | 350          |
| S s - D 2 | (++)      | ②    | 86.1      | 350              |              |
|           | (++)      | ③    | 80.3      | 350              |              |



表 6.1.6-17 地震時の A 区間における軸方向の相対変位量  
(断面⑧, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

| 方向        | 地震動       | 位相   | 解析<br>ケース | 地震時相対変位量<br>(mm) | 許容限界<br>(mm) |
|-----------|-----------|------|-----------|------------------|--------------|
| 軸方向       | S s - D 1 | (++) | ①         | 9.0              | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 9.5              | 150          |
|           |           | (+-) | ①         | 8.4              | 150          |
|           |           | (--) | ①         | 10.6             | 150          |
|           | S s - D 2 | (++) | ①         | 11.3             | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 8.5              | 150          |
|           |           | (+-) | ①         | 10.6             | 150          |
|           |           | (--) | ①         | 9.2              | 150          |
|           | S s - D 3 | (++) | ①         | 8.9              | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 9.4              | 150          |
|           |           | (+-) | ①         | 8.3              | 150          |
|           |           | (--) | ①         | 9.0              | 150          |
|           | S s - F 1 | (++) | ①         | 6.9              | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 9.3              | 150          |
|           | S s - F 2 | (++) | ①         | 6.6              | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 11.6             | 150          |
|           | S s - F 3 | (++) | ①         | 12.0             | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 8.1              | 150          |
|           | S s - N 1 | (++) | ①         | 4.5              | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 5.6              | 150          |
| S s - F 3 | (++)      | ②    | 12.3      | 150              |              |
|           | (++)      | ③    | 11.4      | 150              |              |

(b) B 区間（一般部のうち背面補強工間：構造境界部）

地震時の B 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の相対変位量は、断面①、断面②及び断面③から最大となるものを選定する。断面①、断面②及び断面③の相対変位量を表 6.1.6-18 に示す。

地震時の B 区間における止水ジョイント部材の軸方向の相対変位量は、断面⑧及び断面⑨から最大となるものを選定する。断面⑧及び断面⑨の相対変位量を表 6.1.6-19 に示す。

その結果、B 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 209.5mm、軸方向が 22.2mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-18(1) 地震時の B 区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面①，鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

| 方向    | 地震動       | 位相   | 解析<br>ケース | 地震時相対変位量<br>(mm) | 許容限界<br>(mm) |
|-------|-----------|------|-----------|------------------|--------------|
| 軸直交方向 | S s - D 1 | (++) | ①         | 146.6            | 350          |
|       |           | (-+) | ①         | 117.4            | 350          |
|       |           | (+-) | ①         | 158.1            | 350          |
|       |           | (--) | ①         | 133.9            | 350          |
|       | S s - D 2 | (++) | ①         | 152.3            | 350          |
|       |           | (-+) | ①         | 127.6            | 350          |
|       |           | (+-) | ①         | 140.1            | 350          |
|       |           | (--) | ①         | 128.7            | 350          |
|       | S s - D 3 | (++) | ①         | 106.3            | 350          |
|       |           | (-+) | ①         | 95.4             | 350          |
|       |           | (+-) | ①         | 105.8            | 350          |
|       |           | (--) | ①         | 90.7             | 350          |
|       | S s - F 1 | (++) | ①         | 155.3            | 350          |
|       |           | (-+) | ①         | 83.7             | 350          |
|       | S s - F 2 | (++) | ①         | 197.0            | 350          |
|       |           | (-+) | ①         | 105.0            | 350          |
|       | S s - F 3 | (++) | ①         | 104.7            | 350          |
|       |           | (-+) | ①         | 127.0            | 350          |
|       | S s - N 1 | (++) | ①         | 126.3            | 350          |
|       |           | (-+) | ①         | 195.2            | 350          |
|       | S s - F 2 | (++) | ②         | 179.5            | 350          |
|       |           | (++) | ③         | 209.5            | 350          |

表 6.1.6-18(2) 地震時の B 区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面②, 鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

| 方向        | 地震動       | 位相   | 解析<br>ケース | 地震時相対変位量<br>(mm) | 許容限界<br>(mm) |
|-----------|-----------|------|-----------|------------------|--------------|
| 軸直交方向     | S s - D 1 | (++) | ①         | 117.8            | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 103.4            | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 112.0            | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 107.1            | 350          |
|           | S s - D 2 | (++) | ①         | 105.1            | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 86.0             | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 96.6             | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 104.5            | 350          |
|           | S s - D 3 | (++) | ①         | 91.8             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 80.5             | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 81.5             | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 84.7             | 350          |
|           | S s - F 1 | (++) | ①         | 85.4             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 67.2             | 350          |
|           | S s - F 2 | (++) | ①         | 111.6            | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 86.1             | 350          |
|           | S s - F 3 | (++) | ①         | 86.9             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 111.3            | 350          |
|           | S s - N 1 | (++) | ①         | 105.0            | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 148.7            | 350          |
| S s - N 1 | (-+)      | ②    | 135.6     | 350              |              |
|           | (-+)      | ③    | 164.6     | 350              |              |

表 6.1.6-18(3) 地震時の B 区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面③, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

| 方向        | 地震動       | 位相   | 解析<br>ケース | 地震時相対変位量<br>(mm) | 許容限界<br>(mm) |
|-----------|-----------|------|-----------|------------------|--------------|
| 軸直交方向     | S s - D 1 | (++) | ①         | 116.1            | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 86.6             | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 104.5            | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 101.3            | 350          |
|           | S s - D 2 | (++) | ①         | 98.6             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 84.0             | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 100.5            | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 96.2             | 350          |
|           | S s - D 3 | (++) | ①         | 92.9             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 79.9             | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 82.8             | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 81.3             | 350          |
|           | S s - F 1 | (++) | ①         | 81.0             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 61.4             | 350          |
|           | S s - F 2 | (++) | ①         | 106.4            | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 65.6             | 350          |
|           | S s - F 3 | (++) | ①         | 81.8             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 110.6            | 350          |
|           | S s - N 1 | (++) | ①         | 92.7             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 134.8            | 350          |
| S s - N 1 | (-+)      | ②    | 123.9     | 350              |              |
|           | (-+)      | ③    | 153.9     | 350              |              |

表 6.1.6-19(1) 地震時の B 区間における軸方向の相対変位量  
(断面⑧, 鋼製遮水壁天端部 : 0. P. +29. 0m)

| 方向        | 地震動       | 位相   | 解析<br>ケース | 地震時相対変位量<br>(mm) | 許容限界<br>(mm) |
|-----------|-----------|------|-----------|------------------|--------------|
| 軸方向       | S s - D 1 | (++) | ①         | 9.8              | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 12.7             | 150          |
|           |           | (+-) | ①         | 9.9              | 150          |
|           |           | (--) | ①         | 12.6             | 150          |
|           | S s - D 2 | (++) | ①         | 11.2             | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 10.4             | 150          |
|           |           | (+-) | ①         | 12.8             | 150          |
|           |           | (--) | ①         | 8.9              | 150          |
|           | S s - D 3 | (++) | ①         | 7.9              | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 10.9             | 150          |
|           |           | (+-) | ①         | 7.4              | 150          |
|           |           | (--) | ①         | 8.6              | 150          |
|           | S s - F 1 | (++) | ①         | 7.4              | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 8.3              | 150          |
|           | S s - F 2 | (++) | ①         | 10.7             | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 10.7             | 150          |
|           | S s - F 3 | (++) | ①         | 10.6             | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 10.7             | 150          |
|           | S s - N 1 | (++) | ①         | 14.3             | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 9.2              | 150          |
| S s - N 1 | (++)      | ②    | 13.4      | 150              |              |
|           | (++)      | ③    | 14.4      | 150              |              |

表 6.1.6-19(2) 地震時の B 区間における軸方向の相対変位量  
(断面⑨, 鋼製遮水壁天端部 : 0. P. +29. 0m)

| 方向        | 地震動       | 位相   | 解析<br>ケース | 地震時相対変位量<br>(mm) | 許容限界<br>(mm) |
|-----------|-----------|------|-----------|------------------|--------------|
| 軸方向       | S s - D 1 | (++) | ①         | 13.7             | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 14.2             | 150          |
|           |           | (+-) | ①         | 14.1             | 150          |
|           |           | (--) | ①         | 13.6             | 150          |
|           | S s - D 2 | (++) | ①         | 12.7             | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 13.0             | 150          |
|           |           | (+-) | ①         | 13.2             | 150          |
|           |           | (--) | ①         | 13.8             | 150          |
|           | S s - D 3 | (++) | ①         | 9.9              | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 9.9              | 150          |
|           |           | (+-) | ①         | 10.0             | 150          |
|           |           | (--) | ①         | 10.5             | 150          |
|           | S s - F 1 | (++) | ①         | 10.5             | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 10.1             | 150          |
|           | S s - F 2 | (++) | ①         | 11.6             | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 12.0             | 150          |
|           | S s - F 3 | (++) | ①         | 11.5             | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 12.3             | 150          |
|           | S s - N 1 | (++) | ①         | 11.6             | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 17.4             | 150          |
| S s - N 1 | (-+)      | ②    | 14.4      | 150              |              |
|           | (-+)      | ③    | 22.2      | 150              |              |

(c) C区間（一般部と岩盤部の境界：構造境界部）

地震時のC区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の相対変位量は、断面①、断面②、断面③及び断面⑤から最大となるものを選定する。断面①、断面②、断面③及び断面⑤の相対変位量を表6.1.6-20に示す。

地震時のC区間における止水ジョイント部材の軸方向の相対変位量は、断面⑨から最大となるものを選定する。断面⑨の相対変位量を表6.1.6-21に示す。

その結果、C区間での最大相対変位量は軸直交方向が209.5mm、軸方向が14.1mmであり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表6.1.6-20(1) 地震時のC区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面①，鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

| 方向        | 地震動       | 位相   | 解析<br>ケース | 地震時相対変位量<br>(mm) | 許容限界<br>(mm) |
|-----------|-----------|------|-----------|------------------|--------------|
| 軸直交方向     | S s - D 1 | (++) | ①         | 146.6            | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 117.4            | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 158.1            | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 133.9            | 350          |
|           | S s - D 2 | (++) | ①         | 152.3            | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 127.6            | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 140.1            | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 128.7            | 350          |
|           | S s - D 3 | (++) | ①         | 106.3            | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 95.4             | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 105.8            | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 90.7             | 350          |
|           | S s - F 1 | (++) | ①         | 155.3            | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 83.7             | 350          |
|           | S s - F 2 | (++) | ①         | 197.0            | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 105.0            | 350          |
|           | S s - F 3 | (++) | ①         | 104.7            | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 127.0            | 350          |
|           | S s - N 1 | (++) | ①         | 126.3            | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 195.2            | 350          |
| S s - F 2 | (++)      | ②    | 179.5     | 350              |              |
|           | (++)      | ③    | 209.5     | 350              |              |

表 6.1.6-20(2) 地震時の C 区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面②, 鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

| 方向        | 地震動       | 位相   | 解析<br>ケース | 地震時相対変位量<br>(mm) | 許容限界<br>(mm) |
|-----------|-----------|------|-----------|------------------|--------------|
| 軸直交方向     | S s - D 1 | (++) | ①         | 117.8            | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 103.4            | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 112.0            | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 107.1            | 350          |
|           | S s - D 2 | (++) | ①         | 105.1            | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 86.0             | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 96.6             | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 104.5            | 350          |
|           | S s - D 3 | (++) | ①         | 91.8             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 80.5             | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 81.5             | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 84.7             | 350          |
|           | S s - F 1 | (++) | ①         | 85.4             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 67.2             | 350          |
|           | S s - F 2 | (++) | ①         | 111.6            | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 86.1             | 350          |
|           | S s - F 3 | (++) | ①         | 86.9             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 111.3            | 350          |
|           | S s - N 1 | (++) | ①         | 105.0            | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 148.7            | 350          |
| S s - N 1 | (-+)      | ②    | 135.6     | 350              |              |
|           | (-+)      | ③    | 164.6     | 350              |              |



表 6.1.6-20(3) 地震時の C 区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面③, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

| 方向        | 地震動       | 位相   | 解析<br>ケース | 地震時相対変位量<br>(mm) | 許容限界<br>(mm) |
|-----------|-----------|------|-----------|------------------|--------------|
| 軸直交方向     | S s - D 1 | (++) | ①         | 116.1            | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 86.6             | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 104.5            | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 101.3            | 350          |
|           | S s - D 2 | (++) | ①         | 98.6             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 84.0             | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 100.5            | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 96.2             | 350          |
|           | S s - D 3 | (++) | ①         | 92.9             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 79.9             | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 82.8             | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 81.3             | 350          |
|           | S s - F 1 | (++) | ①         | 81.0             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 61.4             | 350          |
|           | S s - F 2 | (++) | ①         | 106.4            | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 65.6             | 350          |
|           | S s - F 3 | (++) | ①         | 81.8             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 110.6            | 350          |
|           | S s - N 1 | (++) | ①         | 92.7             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 134.8            | 350          |
| S s - N 1 | (-+)      | ②    | 123.9     | 350              |              |
|           | (-+)      | ③    | 153.9     | 350              |              |

表 6.1.6-20(4) 地震時の C 区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面⑤, 鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

| 方向        | 地震動       | 位相   | 解析<br>ケース | 地震時相対変位量<br>(mm) | 許容限界<br>(mm) |
|-----------|-----------|------|-----------|------------------|--------------|
| 軸直交方向     | S s - D 1 | (++) | ①         | 33.2             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 33.3             | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 33.7             | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 32.7             | 350          |
|           | S s - D 2 | (++) | ①         | 35.3             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 34.8             | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 34.8             | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 35.1             | 350          |
|           | S s - D 3 | (++) | ①         | 33.9             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 33.6             | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 34.1             | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 33.6             | 350          |
|           | S s - F 1 | (++) | ①         | 25.2             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 25.8             | 350          |
|           | S s - F 2 | (++) | ①         | 30.7             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 31.7             | 350          |
|           | S s - F 3 | (++) | ①         | 30.7             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 30.7             | 350          |
|           | S s - N 1 | (++) | ①         | 17.9             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 18.2             | 350          |
| S s - D 2 | (++)      | ②    | 34.6      | 350              |              |
|           | (++)      | ③    | 35.5      | 350              |              |

表 6.1.6-21 地震時の C 区間における軸方向の相対変位量  
(断面⑨, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

| 方向        | 地震動       | 位相   | 解析<br>ケース | 地震時相対変位量<br>(mm) | 許容限界<br>(mm) |
|-----------|-----------|------|-----------|------------------|--------------|
| 軸方向       | S s - D 1 | (++) | ①         | 7.9              | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 9.1              | 150          |
|           |           | (+-) | ①         | 8.8              | 150          |
|           |           | (--) | ①         | 9.5              | 150          |
|           | S s - D 2 | (++) | ①         | 9.8              | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 10.0             | 150          |
|           |           | (+-) | ①         | 9.8              | 150          |
|           |           | (--) | ①         | 9.7              | 150          |
|           | S s - D 3 | (++) | ①         | 7.8              | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 10.2             | 150          |
|           |           | (+-) | ①         | 8.4              | 150          |
|           |           | (--) | ①         | 11.2             | 150          |
|           | S s - F 1 | (++) | ①         | 7.8              | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 8.8              | 150          |
|           | S s - F 2 | (++) | ①         | 9.9              | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 12.5             | 150          |
|           | S s - F 3 | (++) | ①         | 10.2             | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 10.3             | 150          |
|           | S s - N 1 | (++) | ①         | 10.6             | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 4.4              | 150          |
| S s - F 2 | (-+)      | ②    | 11.4      | 150              |              |
|           | (-+)      | ③    | 14.1      | 150              |              |

(d) D区間（岩盤部のうち背面補強工間：構造境界部）

地震時のD区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の相対変位量は、断面⑤から最大となるものを選定する。断面⑤の相対変位量を表6.1.6-22に示す。

地震時のD区間における止水ジョイント部材の軸方向の相対変位量は、断面⑨から最大となるものを選定する。断面⑨の相対変位量を表6.1.6-23に示す。

その結果、D区間での最大相対変位量は軸直交方向が35.5mm、軸方向が2.0mmであり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表6.1.6-22 地震時のD区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面⑤，鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

| 方向        | 地震動       | 位相   | 解析<br>ケース | 地震時相対変位量<br>(mm) | 許容限界<br>(mm) |
|-----------|-----------|------|-----------|------------------|--------------|
| 軸直交方向     | S s - D 1 | (++) | ①         | 33.2             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 33.3             | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 33.7             | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 32.7             | 350          |
|           | S s - D 2 | (++) | ①         | 35.3             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 34.8             | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 34.8             | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 35.1             | 350          |
|           | S s - D 3 | (++) | ①         | 33.9             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 33.6             | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 34.1             | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 33.6             | 350          |
|           | S s - F 1 | (++) | ①         | 25.2             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 25.8             | 350          |
|           | S s - F 2 | (++) | ①         | 30.7             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 31.7             | 350          |
|           | S s - F 3 | (++) | ①         | 30.7             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 30.7             | 350          |
|           | S s - N 1 | (++) | ①         | 17.9             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 18.2             | 350          |
| S s - D 2 | (++)      | ②    | 34.6      | 350              |              |
|           | (++)      | ③    | 35.5      | 350              |              |

表 6.1.6-23 地震時の D 区間における軸方向の相対変位量  
(断面⑨, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

| 方向        | 地震動       | 位相   | 解析<br>ケース | 地震時相対変位量<br>(mm) | 許容限界<br>(mm) |
|-----------|-----------|------|-----------|------------------|--------------|
| 軸方向       | S s - D 1 | (++) | ①         | 1.4              | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 1.6              | 150          |
|           |           | (+-) | ①         | 1.5              | 150          |
|           |           | (--) | ①         | 1.7              | 150          |
|           | S s - D 2 | (++) | ①         | 1.4              | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 1.5              | 150          |
|           |           | (+-) | ①         | 1.7              | 150          |
|           |           | (--) | ①         | 1.4              | 150          |
|           | S s - D 3 | (++) | ①         | 1.4              | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 1.5              | 150          |
|           |           | (+-) | ①         | 1.3              | 150          |
|           |           | (--) | ①         | 1.6              | 150          |
|           | S s - F 1 | (++) | ①         | 1.3              | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 1.4              | 150          |
|           | S s - F 2 | (++) | ①         | 1.7              | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 1.3              | 150          |
|           | S s - F 3 | (++) | ①         | 1.6              | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 1.9              | 150          |
|           | S s - N 1 | (++) | ①         | 2.0              | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 1.2              | 150          |
| S s - N 1 | (++)      | ②    | 2.0       | 150              |              |
|           | (++)      | ③    | 1.9       | 150              |              |

(e) E 区間（岩盤部のうち背面補強工端部：構造境界部）

地震時の E 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の相対変位量は、断面⑤及び断面⑥から最大となるものを選定する。断面⑤及び断面⑥の相対変位量を表 6.1.6-24 に示す。

地震時の E 区間における止水ジョイント部材の軸方向の相対変位量は、断面⑨から最大となるものを選定する。断面⑨の相対変位量を表 6.1.6-25 に示す。

その結果、E 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 52.6mm、軸方向が 6.7mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-24(1) 地震時の E 区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面⑤, 鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

| 方向        | 地震動       | 位相   | 解析<br>ケース | 地震時相対変位量<br>(mm) | 許容限界<br>(mm) |
|-----------|-----------|------|-----------|------------------|--------------|
| 軸直交方向     | S s - D 1 | (++) | ①         | 33.2             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 33.3             | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 33.7             | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 32.7             | 350          |
|           | S s - D 2 | (++) | ①         | 35.3             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 34.8             | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 34.8             | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 35.1             | 350          |
|           | S s - D 3 | (++) | ①         | 33.9             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 33.6             | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 34.1             | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 33.6             | 350          |
|           | S s - F 1 | (++) | ①         | 25.2             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 25.8             | 350          |
|           | S s - F 2 | (++) | ①         | 30.7             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 31.7             | 350          |
|           | S s - F 3 | (++) | ①         | 30.7             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 30.7             | 350          |
|           | S s - N 1 | (++) | ①         | 17.9             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 18.2             | 350          |
| S s - D 2 | (++)      | ②    | 34.6      | 350              |              |
|           | (++)      | ③    | 35.5      | 350              |              |

表 6.1.6-24(2) 地震時の E 区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面⑥, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

| 方向        | 地震動       | 位相   | 解析<br>ケース | 地震時相対変位量<br>(mm) | 許容限界<br>(mm) |
|-----------|-----------|------|-----------|------------------|--------------|
| 軸直交方向     | S s - D 1 | (++) | ①         | 40.6             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 40.9             | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 40.9             | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 40.6             | 350          |
|           | S s - D 2 | (++) | ①         | 45.7             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 45.9             | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 45.9             | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 45.8             | 350          |
|           | S s - D 3 | (++) | ①         | 39.9             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 39.7             | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 39.7             | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 39.9             | 350          |
|           | S s - F 1 | (++) | ①         | 29.0             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 29.3             | 350          |
|           | S s - F 2 | (++) | ①         | 37.1             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 37.6             | 350          |
|           | S s - F 3 | (++) | ①         | 50.7             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 50.5             | 350          |
|           | S s - N 1 | (++) | ①         | 23.8             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 23.8             | 350          |
| S s - F 3 | (++)      | ②    | 49.7      | 350              |              |
|           | (++)      | ③    | 52.6      | 350              |              |

表 6.1.6-25 地震時の E 区間における軸方向の相対変位量  
(断面⑨, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

| 方向        | 地震動       | 位相   | 解析<br>ケース | 地震時相対変位量<br>(mm) | 許容限界<br>(mm) |
|-----------|-----------|------|-----------|------------------|--------------|
| 軸方向       | S s - D 1 | (++) | ①         | 5.5              | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 5.2              | 150          |
|           |           | (+-) | ①         | 4.7              | 150          |
|           |           | (--) | ①         | 4.6              | 150          |
|           | S s - D 2 | (++) | ①         | 4.4              | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 4.4              | 150          |
|           |           | (+-) | ①         | 4.5              | 150          |
|           |           | (--) | ①         | 4.1              | 150          |
|           | S s - D 3 | (++) | ①         | 3.6              | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 4.7              | 150          |
|           |           | (+-) | ①         | 3.6              | 150          |
|           |           | (--) | ①         | 4.6              | 150          |
|           | S s - F 1 | (++) | ①         | 3.5              | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 4.0              | 150          |
|           | S s - F 2 | (++) | ①         | 5.9              | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 6.0              | 150          |
|           | S s - F 3 | (++) | ①         | 5.2              | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 6.2              | 150          |
|           | S s - N 1 | (++) | ①         | 6.2              | 150          |
|           |           | (-+) | ①         | 3.3              | 150          |
| S s - F 3 | (-+)      | ②    | 6.7       | 150              |              |
|           | (-+)      | ③    | 5.6       | 150              |              |



(f) F 区間（岩盤部のうち突出長変化部：構造境界部）

地震時の F 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の相対変位量は、断面⑥から最大となるものを選定する。断面⑥の相対変位量を表 6.1.6-26 に示す。

地震時の F 区間における止水ジョイント部材の軸方向の相対変位量は、評価対象断面がないため保守的に軸直交方向と同様の変位とする。

その結果、F 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 52.6mm、軸方向が 52.6mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-26 地震時の F 区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面⑥，鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

| 方向        | 地震動       | 位相   | 解析<br>ケース | 地震時相対変位量<br>(mm) | 許容限界<br>(mm) |
|-----------|-----------|------|-----------|------------------|--------------|
| 軸直交方向     | S s - D 1 | (++) | ①         | 40.6             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 40.9             | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 40.9             | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 40.6             | 350          |
|           | S s - D 2 | (++) | ①         | 45.7             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 45.9             | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 45.9             | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 45.8             | 350          |
|           | S s - D 3 | (++) | ①         | 39.9             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 39.7             | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 39.7             | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 39.9             | 350          |
|           | S s - F 1 | (++) | ①         | 29.0             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 29.3             | 350          |
|           | S s - F 2 | (++) | ①         | 37.1             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 37.6             | 350          |
|           | S s - F 3 | (++) | ①         | 50.7             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 50.5             | 350          |
|           | S s - N 1 | (++) | ①         | 23.8             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 23.8             | 350          |
| S s - F 3 | (++)      | ②    | 49.7      | 350              |              |
|           | (++)      | ③    | 52.6*     | 350              |              |

注記 \*：軸方向の許容限界である 150mm に対しても十分余裕がある。

(g) G 区間（岩盤部のうち RC 壁との境界：構造境界部）

地震時の G 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の相対変位量は、断面⑥及び断面⑦から最大となるものを選定する。断面⑥及び断面⑦の相対変位量を表 6.1.6-27 に示す。

地震時の G 区間における止水ジョイント部材の軸方向の相対変位量は、評価対象断面がないため保守的に軸直交方向と同様の変位とする。

その結果、G 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 52.6mm、軸方向が 52.6mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-27(1) 地震時の G 区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面⑥，鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

| 方向        | 地震動       | 位相   | 解析<br>ケース | 地震時相対変位量<br>(mm) | 許容限界<br>(mm) |
|-----------|-----------|------|-----------|------------------|--------------|
| 軸直交方向     | S s - D 1 | (++) | ①         | 40.6             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 40.9             | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 40.9             | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 40.6             | 350          |
|           | S s - D 2 | (++) | ①         | 45.7             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 45.9             | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 45.9             | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 45.8             | 350          |
|           | S s - D 3 | (++) | ①         | 39.9             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 39.7             | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 39.7             | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 39.9             | 350          |
|           | S s - F 1 | (++) | ①         | 29.0             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 29.3             | 350          |
|           | S s - F 2 | (++) | ①         | 37.1             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 37.6             | 350          |
|           | S s - F 3 | (++) | ①         | 50.7             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 50.5             | 350          |
|           | S s - N 1 | (++) | ①         | 23.8             | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 23.8             | 350          |
| S s - F 3 | (++)      | ②    | 49.7      | 350              |              |
|           | (++)      | ③    | 52.6*     | 350              |              |

注記 \*：軸方向の許容限界である 150mm に対しても十分余裕がある。

表 6.1.6-27(2) 地震時の G 区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面⑦, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

| 方向        | 地震動       | 位相   | 解析<br>ケース | 地震時相対変位量<br>(mm) | 許容限界<br>(mm) |
|-----------|-----------|------|-----------|------------------|--------------|
| 軸直交方向     | S s - D 1 | (++) | ①         | 1.7              | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 1.7              | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 1.7              | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 1.7              | 350          |
|           | S s - D 2 | (++) | ①         | 2.1              | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 2.0              | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 2.1              | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 2.0              | 350          |
|           | S s - D 3 | (++) | ①         | 1.7              | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 1.7              | 350          |
|           |           | (+-) | ①         | 1.7              | 350          |
|           |           | (--) | ①         | 1.7              | 350          |
|           | S s - F 1 | (++) | ①         | 1.3              | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 1.3              | 350          |
|           | S s - F 2 | (++) | ①         | 1.5              | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 1.5              | 350          |
|           | S s - F 3 | (++) | ①         | 1.7              | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 1.7              | 350          |
|           | S s - N 1 | (++) | ①         | 1.0              | 350          |
|           |           | (-+) | ①         | 1.0              | 350          |
| S s - D 2 | (++)      | ②    | 1.4       | 350              |              |
|           | (++)      | ③    | 1.8       | 350              |              |

(h) H 区間（一般部のうち背面補強工内：構造同一部）

地震時の H 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の相対変位量は、断面①、断面②及び断面③から最大となるものを選定する。表 6.1.6-28 に全基準地震動  $S_s$  による断面①、断面②及び断面③の背面補強工天端から鋼製遮水壁天端の相対変位量を示す。この結果から、各断面において、変位量が最大となる地震動を用いて地盤のばらつきを考慮した解析ケース②及び③を実施し、それぞれ解析ケース①との時刻歴相対変位を算出した。各断面の時刻歴相対変位量を表 6.1.6-29 に示す。

地震時の H 区間における止水ジョイント部材の軸方向の相対変位量は、断面⑧及び断面⑨から最大となるものを選定する。断面⑧及び断面⑨の相対変位量を表 6.1.6-30 に示す。

その結果、H 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 18.8mm、軸方向が 1.6mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-28(1) 地震時の H 区間における軸直交方向の単独変位量  
(断面①，鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

| 方向    | 地震動         | 位相   | 解析ケース | 単独変位 (mm) |
|-------|-------------|------|-------|-----------|
| 軸直交方向 | $S_s - D 1$ | (++) | ①     | 36.3      |
|       |             | (-+) | ①     | 32.5      |
|       |             | (+-) | ①     | 30.9      |
|       |             | (--) | ①     | 42.6      |
|       | $S_s - D 2$ | (++) | ①     | 41.5      |
|       |             | (-+) | ①     | 42.5      |
|       |             | (+-) | ①     | 38.5      |
|       |             | (--) | ①     | 40.1      |
|       | $S_s - D 3$ | (++) | ①     | 28.9      |
|       |             | (-+) | ①     | 28.6      |
|       |             | (+-) | ①     | 28.2      |
|       |             | (--) | ①     | 27.4      |
|       | $S_s - F 1$ | (++) | ①     | 38.6      |
|       |             | (-+) | ①     | 18.3      |
|       | $S_s - F 2$ | (++) | ①     | 36.3      |
|       |             | (-+) | ①     | 25.5      |
|       | $S_s - F 3$ | (++) | ①     | 25.0      |
|       |             | (-+) | ①     | 40.7      |
|       | $S_s - N 1$ | (++) | ①     | 24.0      |
|       |             | (-+) | ①     | 35.4      |

表 6.1.6-28(2) 地震時の H 区間における軸直交方向の単独変位量  
(断面②, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

| 方向    | 地震動       | 位相   | 解析ケース | 単独変位 (mm) |
|-------|-----------|------|-------|-----------|
| 軸直交方向 | S s - D 1 | (++) | ①     | 37.2      |
|       |           | (-+) | ①     | 32.2      |
|       |           | (+-) | ①     | 31.7      |
|       |           | (--) | ①     | 40.6      |
|       | S s - D 2 | (++) | ①     | 46.524    |
|       |           | (-+) | ①     | 34.7      |
|       |           | (+-) | ①     | 34.5      |
|       |           | (--) | ①     | 46.528    |
|       | S s - D 3 | (++) | ①     | 28.9      |
|       |           | (-+) | ①     | 30.4      |
|       |           | (+-) | ①     | 30.9      |
|       |           | (--) | ①     | 29.5      |
|       | S s - F 1 | (++) | ①     | 32.6      |
|       |           | (-+) | ①     | 18.7      |
|       | S s - F 2 | (++) | ①     | 29.2      |
|       |           | (-+) | ①     | 25.7      |
|       | S s - F 3 | (++) | ①     | 34.3      |
|       |           | (-+) | ①     | 37.3      |
|       | S s - N 1 | (++) | ①     | 23.4      |
|       |           | (-+) | ①     | 37.4      |

表 6. 1. 6-28(3) 地震時の H 区間における軸直交方向の単独変位量  
(断面③, 鋼製遮水壁天端部 : 0. P. +29. 0m)

| 方向        | 地震動       | 位相   | 解析ケース | 単独変位 (mm) |
|-----------|-----------|------|-------|-----------|
| 軸直交方向     | S s - D 1 | (++) | ①     | 39. 8     |
|           |           | (-+) | ①     | 31. 1     |
|           |           | (+-) | ①     | 31. 4     |
|           |           | (--) | ①     | 41. 5     |
|           | S s - D 2 | (++) | ①     | 42. 1     |
|           |           | (-+) | ①     | 33. 3     |
|           |           | (+-) | ①     | 34. 5     |
|           |           | (--) | ①     | 41. 9     |
|           | S s - D 3 | (++) | ①     | 28. 7     |
|           |           | (-+) | ①     | 30. 0     |
|           |           | (+-) | ①     | 29. 3     |
|           |           | (--) | ①     | 28. 5     |
|           | S s - F 1 | (++) | ①     | 26. 9     |
|           |           | (-+) | ①     | 18. 0     |
|           | S s - F 2 | (++) | ①     | 28. 4     |
|           |           | (-+) | ①     | 23. 9     |
| S s - F 3 | (++)      | ①    | 27. 8 |           |
|           | (-+)      | ①    | 38. 2 |           |
| S s - N 1 | (++)      | ①    | 28. 3 |           |
|           | (-+)      | ①    | 27. 6 |           |

表 6. 1. 6-29 地震時の H 区間における軸直交方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : 0. P. +29. 0m)

| 方向    | 評価対象<br>断面 | 地震動       | 位相   | 解析<br>ケース | 地震時相対<br>変位量<br>(mm) | 許容限界<br>(mm) |
|-------|------------|-----------|------|-----------|----------------------|--------------|
| 軸直交方向 | 断面①        | S s - D 1 | (--) | ①×②*      | 14. 9                | 30           |
|       |            |           | (--) | ①×③*      | 18. 8                | 30           |
|       | 断面②        | S s - D 2 | (--) | ①×②*      | 11. 4                | 30           |
|       |            |           | (--) | ①×③*      | 14. 9                | 30           |
|       | 断面③        | S s - D 2 | (++) | ①×②*      | 9. 1                 | 30           |
|       |            |           | (++) | ①×③*      | 12. 1                | 30           |

注記 \* : 解析ケース①と解析ケース②又は解析ケース③の時刻歴相対変位を示す。

表 6.1.6-30(1) 地震時の H 区間における軸方向の相対変位量  
(断面⑧, 鋼製遮水壁天端部 : 0. P. +29. 0m)

| 方向  | 地震動       | 位相   | 解析<br>ケース | 地震時相対変位量<br>(mm) | 許容限界<br>(mm) |
|-----|-----------|------|-----------|------------------|--------------|
| 軸方向 | S s - D 1 | (++) | ①         | 1.0              | 6            |
|     |           | (-+) | ①         | 1.1              | 6            |
|     |           | (+-) | ①         | 1.1              | 6            |
|     |           | (--) | ①         | 1.1              | 6            |
|     | S s - D 2 | (++) | ①         | 1.0              | 6            |
|     |           | (-+) | ①         | 0.9              | 6            |
|     |           | (+-) | ①         | 1.0              | 6            |
|     |           | (--) | ①         | 0.9              | 6            |
|     | S s - D 3 | (++) | ①         | 0.8              | 6            |
|     |           | (-+) | ①         | 0.9              | 6            |
|     |           | (+-) | ①         | 0.9              | 6            |
|     |           | (--) | ①         | 0.9              | 6            |
|     | S s - F 1 | (++) | ①         | 0.8              | 6            |
|     |           | (-+) | ①         | 0.8              | 6            |
|     | S s - F 2 | (++) | ①         | 1.0              | 6            |
|     |           | (-+) | ①         | 1.2              | 6            |
|     | S s - F 3 | (++) | ①         | 1.1              | 6            |
|     |           | (-+) | ①         | 1.3              | 6            |
|     | S s - N 1 | (++) | ①         | 0.6              | 6            |
|     |           | (-+) | ①         | 0.8              | 6            |
|     | S s - F 3 | (-+) | ②         | 1.3              | 6            |
|     |           | (-+) | ③         | 1.4              | 6            |

表 6.1.6-30(2) 地震時の H 区間における軸方向の相対変位量  
(断面⑨, 鋼製遮水壁天端部 : 0. P. +29. 0m)

| 方向        | 地震動       | 位相   | 解析<br>ケース | 地震時相対変位量<br>(mm) | 許容限界<br>(mm) |
|-----------|-----------|------|-----------|------------------|--------------|
| 軸方向       | S s - D 1 | (++) | ①         | 1.1              | 6            |
|           |           | (-+) | ①         | 1.1              | 6            |
|           |           | (+-) | ①         | 1.1              | 6            |
|           |           | (--) | ①         | 1.1              | 6            |
|           | S s - D 2 | (++) | ①         | 1.2              | 6            |
|           |           | (-+) | ①         | 1.2              | 6            |
|           |           | (+-) | ①         | 1.1              | 6            |
|           |           | (--) | ①         | 1.1              | 6            |
|           | S s - D 3 | (++) | ①         | 1.2              | 6            |
|           |           | (-+) | ①         | 1.1              | 6            |
|           |           | (+-) | ①         | 1.2              | 6            |
|           |           | (--) | ①         | 1.2              | 6            |
|           | S s - F 1 | (++) | ①         | 1.0              | 6            |
|           |           | (-+) | ①         | 0.8              | 6            |
|           | S s - F 2 | (++) | ①         | 1.2              | 6            |
|           |           | (-+) | ①         | 1.5              | 6            |
|           | S s - F 3 | (++) | ①         | 1.4              | 6            |
|           |           | (-+) | ①         | 1.1              | 6            |
|           | S s - N 1 | (++) | ①         | 0.9              | 6            |
|           |           | (-+) | ①         | 0.8              | 6            |
| S s - F 2 | (-+)      | ②    | 1.4       | 6                |              |
|           | (-+)      | ③    | 1.6       | 6                |              |



(i) I 区間（岩盤部のうち突出長同一部：構造同一部）

地震時の I 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の相対変位量は、断面⑥から最大となるものを選定する。表 6.1.6-31 に全基準地震動  $S_s$  による断面⑥の杭下端から鋼製遮水壁天端の相対変位量を示す。この結果から、各断面において、変位量が最大となる地震動を用いて地盤のばらつきを考慮した解析ケース②及び③を実施し、それぞれ解析ケース①との時刻歴相対変位を算出した。各断面の時刻歴相対変位量を表 6.1.6-32 に示す。

地震時の I 区間における止水ジョイント部材の軸方向の相対変位量は、断面⑨から最大となるものを選定する。断面⑨の相対変位量を表 6.1.6-33 に示す。

その結果、I 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 7.7mm、軸方向が 1.2mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-31 地震時の I 区間における軸直交方向の単独変位量  
(断面⑥，鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

| 方向    | 地震動         | 位相   | 解析<br>ケース | 単独変位<br>(mm) |
|-------|-------------|------|-----------|--------------|
| 軸直交方向 | $S_s - D 1$ | (++) | ①         | 20.3         |
|       |             | (-+) | ①         | 20.5         |
|       |             | (+-) | ①         | 20.5         |
|       |             | (--) | ①         | 20.3         |
|       | $S_s - D 2$ | (++) | ①         | 22.9         |
|       |             | (-+) | ①         | 23.0         |
|       |             | (+-) | ①         | 23.0         |
|       |             | (--) | ①         | 22.9         |
|       | $S_s - D 3$ | (++) | ①         | 20.0         |
|       |             | (-+) | ①         | 19.9         |
|       |             | (+-) | ①         | 19.9         |
|       |             | (--) | ①         | 20.0         |
|       | $S_s - F 1$ | (++) | ①         | 14.5         |
|       |             | (-+) | ①         | 14.7         |
|       | $S_s - F 2$ | (++) | ①         | 18.6         |
|       |             | (-+) | ①         | 18.8         |
|       | $S_s - F 3$ | (++) | ①         | 25.4         |
|       |             | (-+) | ①         | 25.3         |
|       | $S_s - N 1$ | (++) | ①         | 11.9         |
|       |             | (-+) | ①         | 11.9         |

表 6.1.6-32 地震時の I 区間における軸直交方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

| 方向    | 評価対象<br>断面 | 地震動       | 位相   | 解析<br>ケース | 地震時相対変位量<br>(mm) | 許容限界<br>(mm) |
|-------|------------|-----------|------|-----------|------------------|--------------|
| 軸直交方向 | 断面⑥        | S s - F 3 | (++) | ①×②*      | 6.4              | 30           |
|       |            |           | (++) | ①×③*      | 7.7              | 30           |

注記 \* : 解析ケース①と解析ケース②又は解析ケース③の時刻歴相対変位を示す。

表 6.1.6-33 地震時の I 区間における軸方向の相対変位量  
(断面⑨, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

| 方向        | 地震動       | 位相   | 解析<br>ケース | 地震時相対変位量<br>(mm) | 許容限界<br>(mm) |
|-----------|-----------|------|-----------|------------------|--------------|
| 軸方向       | S s - D 1 | (++) | ①         | 0.8              | 6            |
|           |           | (-+) | ①         | 0.9              | 6            |
|           |           | (+-) | ①         | 0.7              | 6            |
|           |           | (--) | ①         | 0.9              | 6            |
|           | S s - D 2 | (++) | ①         | 0.8              | 6            |
|           |           | (-+) | ①         | 0.9              | 6            |
|           |           | (+-) | ①         | 1.0              | 6            |
|           |           | (--) | ①         | 0.9              | 6            |
|           | S s - D 3 | (++) | ①         | 0.7              | 6            |
|           |           | (-+) | ①         | 1.0              | 6            |
|           |           | (+-) | ①         | 0.7              | 6            |
|           |           | (--) | ①         | 0.9              | 6            |
|           | S s - F 1 | (++) | ①         | 0.7              | 6            |
|           |           | (-+) | ①         | 0.7              | 6            |
|           | S s - F 2 | (++) | ①         | 1.0              | 6            |
|           |           | (-+) | ①         | 0.7              | 6            |
|           | S s - F 3 | (++) | ①         | 0.8              | 6            |
|           |           | (-+) | ①         | 1.2              | 6            |
|           | S s - N 1 | (++) | ①         | 0.6              | 6            |
|           |           | (-+) | ①         | 0.6              | 6            |
| S s - F 3 | (-+)      | ②    | 1.1       | 6                |              |
|           | (-+)      | ③    | 1.2       | 6                |              |

(j) J 区間（岩盤部のうち背面補強工内：構造同一部）

地震時の J 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の相対変位量は、断面⑤から最大となるものを選定する。表 6.1.6-34 に全基準地震動  $S_s$  による断面⑤の杭下端から鋼製遮水壁天端の相対変位量を示す。この結果から、各断面において、変位量が最大となる地震動を用いて地盤のばらつきを考慮した解析ケース②及び③を実施し、それぞれ解析ケース①との時刻歴相対変位を算出した。各断面の時刻歴相対変位量を表 6.1.6-35 に示す。

地震時の J 区間における止水ジョイント部材の軸方向の相対変位量は、断面⑨から最大となるものを選定する。断面⑨の相対変位量を表 6.1.6-36 に示す。

その結果、J 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 2.7mm、軸方向が 1.0mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-34 地震時の J 区間における軸直交方向の単独変位量  
(断面⑤，鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

| 方向    | 地震動         | 位相   | 解析<br>ケース | 単独変位<br>(mm) |
|-------|-------------|------|-----------|--------------|
| 軸直交方向 | $S_s - D 1$ | (++) | ①         | 16.4         |
|       |             | (-+) | ①         | 16.6         |
|       |             | (+-) | ①         | 16.7         |
|       |             | (--) | ①         | 16.2         |
|       | $S_s - D 2$ | (++) | ①         | 17.31        |
|       |             | (-+) | ①         | 17.3         |
|       |             | (+-) | ①         | 17.1         |
|       |             | (--) | ①         | 17.35        |
|       | $S_s - D 3$ | (++) | ①         | 16.5         |
|       |             | (-+) | ①         | 16.5         |
|       |             | (+-) | ①         | 16.6         |
|       |             | (--) | ①         | 16.5         |
|       | $S_s - F 1$ | (++) | ①         | 12.4         |
|       |             | (-+) | ①         | 12.6         |
|       | $S_s - F 2$ | (++) | ①         | 15.1         |
|       |             | (-+) | ①         | 15.4         |
|       | $S_s - F 3$ | (++) | ①         | 15.1         |
|       |             | (-+) | ①         | 15.0         |
|       | $S_s - N 1$ | (++) | ①         | 8.6          |
|       |             | (-+) | ①         | 8.6          |

表 6.1.6-35 地震時の J 区間における軸直交方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

| 方向    | 評価対象<br>断面 | 地震動       | 位相   | 解析<br>ケース | 地震時相対変位量<br>(mm) | 許容限界<br>(mm) |
|-------|------------|-----------|------|-----------|------------------|--------------|
| 軸直交方向 | 断面⑤        | S s - D 2 | (--) | ①×②*      | 2.4              | 30           |
|       |            |           | (--) | ①×③*      | 2.7              | 30           |

注記 \* : 解析ケース①と解析ケース②又は解析ケース③の時刻歴相対変位を示す。

表 6.1.6-36 地震時の J 区間における軸方向の相対変位量  
(断面⑨, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

| 方向        | 地震動       | 位相   | 解析<br>ケース | 地震時相対変位量<br>(mm) | 許容限界<br>(mm) |
|-----------|-----------|------|-----------|------------------|--------------|
| 軸方向       | S s - D 1 | (++) | ①         | 0.7              | 6            |
|           |           | (-+) | ①         | 0.6              | 6            |
|           |           | (+-) | ①         | 0.8              | 6            |
|           |           | (--) | ①         | 0.6              | 6            |
|           | S s - D 2 | (++) | ①         | 0.6              | 6            |
|           |           | (-+) | ①         | 0.8              | 6            |
|           |           | (+-) | ①         | 0.6              | 6            |
|           |           | (--) | ①         | 0.8              | 6            |
|           | S s - D 3 | (++) | ①         | 0.6              | 6            |
|           |           | (-+) | ①         | 0.6              | 6            |
|           |           | (+-) | ①         | 0.6              | 6            |
|           |           | (--) | ①         | 0.5              | 6            |
|           | S s - F 1 | (++) | ①         | 0.5              | 6            |
|           |           | (-+) | ①         | 0.6              | 6            |
|           | S s - F 2 | (++) | ①         | 0.5              | 6            |
|           |           | (-+) | ①         | 0.9              | 6            |
|           | S s - F 3 | (++) | ①         | 0.8              | 6            |
|           |           | (-+) | ①         | 0.6              | 6            |
|           | S s - N 1 | (++) | ①         | 0.3              | 6            |
|           |           | (-+) | ①         | 0.3              | 6            |
| S s - F 2 | (-+)      | ②    | 0.9       | 6                |              |
|           | (-+)      | ③    | 1.0       | 6                |              |

b. 津波時相対変位

(a) A 区間（一般部のうち突出長変化部）

津波時の A 区間における汀線直角方向の相対変位は断面①，断面②及び断面③から最大となるものを選定する。各断面の汀線直角方向の地震時最終変位量を表 6.1.6-37 に，津波時の汀線直角方向の変位増分を表 6.1.6-38 に示す。また，これらを合計した変位量を表 6.1.6-39 に示す。

津波時の A 区間における汀線方向の相対変位は生じないため，地震時最終変位量のみで評価を行うこととし，地震時最終変位量は保守的に A 区間の地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-17）を考慮する。汀線方向の相対変位量を表 6.1.6-40 に示す。

その結果，A 区間での最大相対変位量は汀線直角方向が 69.3mm，汀線方向が 12.3mm であり，それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-37 A 区間における汀線直角方向の地震時最終変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

| 方向     | 評価対象断面 | 地震動               | 解析ケース | 地震時最終変位量 (mm) |
|--------|--------|-------------------|-------|---------------|
| 汀線直角方向 | 断面①    | S s - D 1<br>(--) | ①     | 1.5           |
|        |        |                   | ②     | 1.5           |
|        |        |                   | ③     | 0.3           |
|        | 断面②    | S s - D 2<br>(--) | ①     | 1.2           |
|        |        |                   | ②     | 0.8           |
|        |        |                   | ③     | 3.5           |
|        | 断面③    | S s - D 2<br>(++) | ①     | 4.3           |
|        |        |                   | ②     | 2.4           |
|        |        |                   | ③     | 5.7           |

表 6.1.6-38 津波時の A 区間における汀線直角方向の変位増分  
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

| 方向     | 評価対象断面 | 解析ケース | 津波時変位増分 (mm) |
|--------|--------|-------|--------------|
| 汀線直角方向 | 断面①    | ①     | 61.6         |
|        |        | ②     | 60.1         |
|        |        | ③     | 64.2         |
|        | 断面②    | ①     | 60.9         |
|        |        | ②     | 59.2         |
|        |        | ③     | 63.3         |
|        | 断面③    | ①     | 60.7         |
|        |        | ②     | 59.3         |
|        |        | ③     | 63.6         |

表 6.1.6-39 津波時の A 区間における汀線直角方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

| 方向         | 評価対象<br>断面 | 解析<br>ケース | 地震時<br>最終変位量<br>(a) (mm) | 津波時<br>変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b) (mm) | 許容限界<br>(mm) |
|------------|------------|-----------|--------------------------|-------------------------|------------------|--------------|
| 汀線直角<br>方向 | 断面①        | ①         | 1.5                      | 61.6                    | 63.1             | 350          |
|            |            | ②         | 1.5                      | 60.1                    | 61.6             | 350          |
|            |            | ③         | 0.3                      | 64.2                    | 64.5             | 350          |
|            | 断面②        | ①         | 1.2                      | 60.9                    | 62.1             | 350          |
|            |            | ②         | 0.8                      | 59.2                    | 60.0             | 350          |
|            |            | ③         | 3.5                      | 63.3                    | 66.8             | 350          |
|            | 断面③        | ①         | 4.3                      | 60.7                    | 65.0             | 350          |
|            |            | ②         | 2.4                      | 59.3                    | 61.7             | 350          |
|            |            | ③         | 5.7                      | 63.6                    | 69.3             | 350          |

表 6.1.6-40 津波時の A 区間における汀線方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

| 方向   | 地震時最終変位量<br>(a) (mm) | 津波時変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b) (mm) | 許容限界<br>(mm) |
|------|----------------------|---------------------|------------------|--------------|
| 汀線方向 | 12.3*                | 0                   | 12.3             | 150          |

注記 \*：汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。



(b) B 区間（一般部のうち背面補強工間）

津波時の B 区間における汀線直角方向の相対変位は断面①、断面②及び断面③から最大となるものを選定する。各断面の汀線直角方向の地震時最終変位量を表 6.1.6-41 に、津波時の汀線直角方向の変位増分を表 6.1.6-42 に示す。また、これらを合計した変位量を表 6.1.6-43 に示す。

津波時の B 区間における汀線方向の相対変位は生じないため、地震時最終変位量のみで評価を行うこととし、地震時最終変位量は保守的に B 区間の地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-19）を考慮する。汀線方向の相対変位量を表 6.1.6-44 に示す。

その結果、B 区間での最大相対変位量は汀線直角方向が 116.9mm、汀線方向が 22.2mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-41 B 区間における汀線直角方向の地震時最終変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

| 方向     | 評価対象断面 | 地震動               | 解析ケース | 地震時最終変位量 (mm) |
|--------|--------|-------------------|-------|---------------|
| 汀線直角方向 | 断面①    | S s - D 1<br>(--) | ①     | 24.4          |
|        |        |                   | ②     | 20.9          |
|        |        |                   | ③     | 31.5          |
|        | 断面②    | S s - D 2<br>(--) | ①     | 16.2          |
|        |        |                   | ②     | 14.5          |
|        |        |                   | ③     | 18.2          |
|        | 断面③    | S s - D 2<br>(++) | ①     | 25.3          |
|        |        |                   | ②     | 22.9          |
|        |        |                   | ③     | 27.7          |

表 6.1.6-42 津波時の B 区間における汀線直角方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

| 方向     | 評価対象断面 | 解析ケース | 津波時変位増分 (mm) |
|--------|--------|-------|--------------|
| 汀線直角方向 | 断面①    | ①     | 78.2         |
|        |        | ②     | 73.8         |
|        |        | ③     | 85.4         |
|        | 断面②    | ①     | 73.5         |
|        |        | ②     | 69.4         |
|        |        | ③     | 79.9         |
|        | 断面③    | ①     | 74.8         |
|        |        | ②     | 71.1         |
|        |        | ③     | 82.2         |

表 6.1.6-43 津波時の B 区間における汀線直角方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

| 方向         | 評価対象<br>断面 | 解析<br>ケース | 地震時<br>最終変位量<br>(a) (mm) | 津波時<br>変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b) (mm) | 許容限界<br>(mm) |
|------------|------------|-----------|--------------------------|-------------------------|------------------|--------------|
| 汀線直角<br>方向 | 断面①        | ①         | 24.4                     | 78.2                    | 102.6            | 350          |
|            |            | ②         | 20.9                     | 73.8                    | 94.7             | 350          |
|            |            | ③         | 31.5                     | 85.4                    | 116.9            | 350          |
|            | 断面②        | ①         | 16.2                     | 73.5                    | 89.7             | 350          |
|            |            | ②         | 14.5                     | 69.4                    | 83.9             | 350          |
|            |            | ③         | 18.2                     | 79.9                    | 98.1             | 350          |
|            | 断面③        | ①         | 25.3                     | 74.8                    | 100.1            | 350          |
|            |            | ②         | 22.9                     | 71.1                    | 94.0             | 350          |
|            |            | ③         | 27.7                     | 82.2                    | 109.9            | 350          |

表 6.1.6-44 津波時の B 区間における汀線方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

| 方向   | 地震時最終変位量<br>(a) (mm) | 津波時変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b) (mm) | 許容限界<br>(mm) |
|------|----------------------|---------------------|------------------|--------------|
| 汀線方向 | 22.2*                | 0                   | 22.2             | 150          |

注記 \* : 汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(c) C 区間（一般部と岩盤部の境界）

津波時の C 区間における汀線直角方向の相対変位は断面①，断面②，断面③及び断面⑤から最大となるものを選定する。各断面の汀線直角方向の地震時最終変位量を表 6.1.6-45 に，津波時の汀線直角方向の変位増分を表 6.1.6-46 に示す。また，これらを合計した変位量を表 6.1.6-47 に示す。

津波時の C 区間における汀線方向の相対変位は生じないため，地震時最終変位量のみで評価を行うこととし，地震時最終変位量は保守的に C 区間の地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-21）を考慮する。汀線方向の相対変位量を表 6.1.6-48 に示す。

その結果，C 区間での最大相対変位量は汀線直角方向が 116.9mm，汀線方向が 14.1mm であり，それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-45 C 区間における汀線直角方向の地震時最終変位量  
（鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m）

| 方向     | 評価対象断面 | 地震動               | 解析ケース | 地震時最終変位量 (mm) |
|--------|--------|-------------------|-------|---------------|
| 汀線直角方向 | 断面①    | S s - D 1<br>(--) | ①     | 24.4          |
|        |        |                   | ②     | 20.9          |
|        |        |                   | ③     | 31.5          |
|        | 断面②    | S s - D 2<br>(--) | ①     | 16.2          |
|        |        |                   | ②     | 14.5          |
|        |        |                   | ③     | 18.2          |
|        | 断面③    | S s - D 2<br>(++) | ①     | 25.3          |
|        |        |                   | ②     | 22.9          |
|        |        |                   | ③     | 27.7          |
|        | 断面⑤    | S s - D 2<br>(++) | ①     | 0.3           |
|        |        |                   | ②     | 0.3           |
|        |        |                   | ③     | 0.3           |

表 6.1.6-46 津波時の C 区間における汀線直角方向の変位増分  
 (鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

| 方向     | 評価対象断面 | 解析ケース | 津波時変位増分 (mm) |
|--------|--------|-------|--------------|
| 汀線直角方向 | 断面①    | ①     | 78.2         |
|        |        | ②     | 73.8         |
|        |        | ③     | 85.4         |
|        | 断面②    | ①     | 73.5         |
|        |        | ②     | 69.4         |
|        |        | ③     | 79.9         |
|        | 断面③    | ①     | 74.8         |
|        |        | ②     | 71.1         |
|        |        | ③     | 82.2         |
|        | 断面⑤    | ①     | 53.6         |
|        |        | ②     | 53.5         |
|        |        | ③     | 53.7         |

表 6.1.6-47 津波時の C 区間における汀線直角方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

| 方向         | 評価対象<br>断面 | 解析<br>ケース | 地震時<br>最終変位量<br>(a) (mm) | 津波時<br>変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b) (mm) | 許容限界<br>(mm) |
|------------|------------|-----------|--------------------------|-------------------------|------------------|--------------|
| 汀線直角<br>方向 | 断面①        | ①         | 24.4                     | 78.2                    | 102.6            | 350          |
|            |            | ②         | 20.9                     | 73.8                    | 94.7             | 350          |
|            |            | ③         | 31.5                     | 85.4                    | 116.9            | 350          |
|            | 断面②        | ①         | 16.2                     | 73.5                    | 89.7             | 350          |
|            |            | ②         | 14.5                     | 69.4                    | 83.9             | 350          |
|            |            | ③         | 18.2                     | 79.9                    | 98.1             | 350          |
|            | 断面③        | ①         | 25.3                     | 74.8                    | 100.1            | 350          |
|            |            | ②         | 22.9                     | 71.1                    | 94.0             | 350          |
|            |            | ③         | 27.7                     | 82.2                    | 109.9            | 350          |
|            | 断面⑤        | ①         | 0.3                      | 53.6                    | 53.9             | 350          |
|            |            | ②         | 0.3                      | 53.5                    | 53.8             | 350          |
|            |            | ③         | 0.3                      | 53.7                    | 54.0             | 350          |

表 6.1.6-48 津波時の C 区間における汀線方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

| 方向   | 地震時最終変位量<br>(a) (mm) | 津波時変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b) (mm) | 許容限界<br>(mm) |
|------|----------------------|---------------------|------------------|--------------|
| 汀線方向 | 14.1*                | 0                   | 14.1             | 150          |

注記 \* : 汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(d) D 区間（岩盤部のうち背面補強工間）

津波時の D 区間における汀線直角方向の相対変位は断面⑤から最大となるものを選定する。断面⑤の汀線直角方向の地震時最終変位量を表 6.1.6-49 に、津波時の汀線直角方向の変位増分を表 6.1.6-50 に示す。また、これらを合計した変位量を表 6.1.6-51 に示す。

津波時の D 区間における汀線方向の相対変位は生じないため、地震時最終変位量のみで評価を行うこととし、地震時最終変位量は保守的に D 区間の地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-23）を考慮する。汀線方向の相対変位量を表 6.1.6-52 に示す。

その結果、D 区間での最大相対変位量は汀線直角方向が 54.0mm、汀線方向が 2.0mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-49 D 区間における汀線直角方向の地震時最終変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

| 方向     | 評価対象断面 | 地震動               | 解析ケース | 地震時最終変位量 (mm) |
|--------|--------|-------------------|-------|---------------|
| 汀線直角方向 | 断面⑤    | S s - D 2<br>(++) | ①     | 0.3           |
|        |        |                   | ②     | 0.3           |
|        |        |                   | ③     | 0.3           |

表 6.1.6-50 津波時の D 区間における汀線直角方向の変位増分  
(鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

| 方向     | 評価対象断面 | 解析ケース | 津波時変位増分 (mm) |
|--------|--------|-------|--------------|
| 汀線直角方向 | 断面⑤    | ①     | 53.6         |
|        |        | ②     | 53.5         |
|        |        | ③     | 53.7         |

表 6.1.6-51 津波時の D 区間における汀線直角方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

| 方向     | 評価対象断面 | 解析ケース | 地震時最終変位量 (a) (mm) | 津波時変位増分 (b) (mm) | 合計 (a+b) (mm) | 許容限界 (mm) |
|--------|--------|-------|-------------------|------------------|---------------|-----------|
| 汀線直角方向 | 断面⑤    | ①     | 0.3               | 53.6             | 53.9          | 350       |
|        |        | ②     | 0.3               | 53.5             | 53.8          | 350       |
|        |        | ③     | 0.3               | 53.7             | 54.0          | 350       |

表 6.1.6-52 津波時の D 区間における汀線方向の相対変位量  
 (鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

| 方向   | 地震時最終変位量<br>(a) (mm) | 津波時変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b) (mm) | 許容限界<br>(mm) |
|------|----------------------|---------------------|------------------|--------------|
| 汀線方向 | 2.0*                 | 0                   | 2.0              | 150          |

注記 \* : 汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(e) E 区間（岩盤部のうち背面補強工端部）

津波時の E 区間における汀線直角方向の相対変位は断面⑤及び断面⑥から最大となるものを選定する。各断面の汀線直角方向の地震時最終変位量を表 6.1.6-53 に、津波時の汀線直角方向の変位増分を表 6.1.6-54 に示す。また、これらを合計した変位量を表 6.1.6-55 に示す。

津波時の E 区間における汀線方向の相対変位は生じないため、地震時最終変位量のみで評価を行うこととし、地震時最終変位量は保守的に E 区間の地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-25）を考慮する。汀線方向の相対変位量を表 6.1.6-56 に示す。

その結果、E 区間での最大相対変位量は汀線直角方向が 60.5mm、汀線方向が 6.7mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-53 E 区間における汀線直角方向の地震時最終変位量  
（鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m）

| 方向     | 評価対象断面 | 地震動               | 解析ケース | 地震時最終変位量 (mm) |
|--------|--------|-------------------|-------|---------------|
| 汀線直角方向 | 断面⑤    | S s - D 2<br>(++) | ①     | 0.3           |
|        |        |                   | ②     | 0.3           |
|        |        |                   | ③     | 0.3           |
|        | 断面⑥    | S s - F 3<br>(++) | ①     | 0.1           |
|        |        |                   | ②     | 0.1           |
|        |        |                   | ③     | 0.1           |

表 6.1.6-54 津波時の E 区間における汀線直角方向の変位増分  
（鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m）

| 方向     | 評価対象断面 | 解析ケース | 津波時変位増分 (mm) |
|--------|--------|-------|--------------|
| 汀線直角方向 | 断面⑤    | ①     | 53.6         |
|        |        | ②     | 53.5         |
|        |        | ③     | 53.7         |
|        | 断面⑥    | ①     | 59.5         |
|        |        | ②     | 58.7         |
|        |        | ③     | 60.4         |



表 6.1.6-55 津波時の E 区間における汀線直角方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : 0. P. +29. 0m)

| 方向         | 評価対象<br>断面 | 解析<br>ケース | 地震時<br>最終変位量<br>(a) (mm) | 津波時<br>変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b) (mm) | 許容限界<br>(mm) |
|------------|------------|-----------|--------------------------|-------------------------|------------------|--------------|
| 汀線直角<br>方向 | 断面⑤        | ①         | 0.3                      | 53.6                    | 53.9             | 350          |
|            |            | ②         | 0.3                      | 53.5                    | 53.8             | 350          |
|            |            | ③         | 0.3                      | 53.7                    | 54.0             | 350          |
|            | 断面⑥        | ①         | 0.1                      | 59.5                    | 59.6             | 350          |
|            |            | ②         | 0.1                      | 58.7                    | 58.8             | 350          |
|            |            | ③         | 0.1                      | 60.4                    | 60.5             | 350          |

表 6.1.6-56 津波時の E 区間における汀線方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : 0. P. +29. 0m)

| 方向   | 地震時最終変位量<br>(a) (mm) | 津波時変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b) (mm) | 許容限界<br>(mm) |
|------|----------------------|---------------------|------------------|--------------|
| 汀線方向 | 6.7*                 | 0                   | 6.7              | 150          |

注記 \* : 汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(f) F 区間（岩盤部のうち突出長変化部）

津波時の F 区間における汀線直角方向の相対変位は断面⑥から最大となるものを選定する。断面⑥の汀線直角方向の地震時最終変位量を表 6.1.6-57 に、津波時の汀線直角方向の変位増分を表 6.1.6-58 に示す。また、これらを合計した変位量を表 6.1.6-59 に示す。

津波時の F 区間における汀線方向の相対変位は生じないため、地震時最終変位量のみで評価を行うこととし、地震時最終変位量は保守的に F 区間の地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-26）を考慮する。汀線方向の相対変位量を表 6.1.6-60 に示す。

その結果、F 区間での最大相対変位量は汀線直角方向が 60.5mm、汀線方向が 52.6mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-57 F 区間における汀線直角方向の地震時最終変位量  
（鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m）

| 方向     | 評価対象断面 | 地震動               | 解析ケース | 地震時最終変位量 (mm) |
|--------|--------|-------------------|-------|---------------|
| 汀線直角方向 | 断面⑥    | S s - F 3<br>(++) | ①     | 0.1           |
|        |        |                   | ②     | 0.1           |
|        |        |                   | ③     | 0.1           |

表 6.1.6-58 津波時の F 区間における汀線直角方向の変位増分  
（鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m）

| 方向     | 評価対象断面 | 解析ケース | 津波時変位増分 (mm) |
|--------|--------|-------|--------------|
| 汀線直角方向 | 断面⑥    | ①     | 59.5         |
|        |        | ②     | 58.7         |
|        |        | ③     | 60.4         |

表 6.1.6-59 津波時の F 区間における汀線直角方向の相対変位量  
（鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m）

| 方向     | 評価対象断面 | 解析ケース | 地震時最終変位量 (a) (mm) | 津波時変位増分 (b) (mm) | 合計 (a+b) (mm) | 許容限界 (mm) |
|--------|--------|-------|-------------------|------------------|---------------|-----------|
| 汀線直角方向 | 断面⑥    | ①     | 0.1               | 59.5             | 59.6          | 350       |
|        |        | ②     | 0.1               | 58.7             | 58.8          | 350       |
|        |        | ③     | 0.1               | 60.4             | 60.5          | 350       |

表 6.1.6-60 津波時の F 区間における汀線方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

| 方向   | 地震時最終変位量<br>(a) (mm) | 津波時変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b) (mm) | 許容限界<br>(mm) |
|------|----------------------|---------------------|------------------|--------------|
| 汀線方向 | 52.6*                | 0                   | 52.6             | 150          |

注記 \* : 汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(h) H 区間（一般部のうち背面補強工内）

津波時の H 区間における汀線直角方向の相対変位は断面①，断面②及び断面③から最大となるものを選定する。各断面の汀線直角方向の地震時最終変位量を表 6.1.6-61 に，津波時の汀線直角方向の変位増分を表 6.1.6-62 に示す。また，これらを合計した変位量を表 6.1.6-63 に示す。

津波時の H 区間における汀線方向の相対変位は生じないため，地震時最終変位量のみで評価を行うこととし，地震時最終変位量は保守的に H 区間の地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-30）を考慮する。汀線方向の相対変位量を表 6.1.6-64 に示す。

その結果，H 区間での最大相対変位量は汀線直角方向が 20.5mm，汀線方向が 1.6mm であり，それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-61 H 区間における汀線直角方向の地震時最終変位量  
（鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m）

| 方向     | 評価対象断面 | 地震動               | 解析ケース | 地震時最終変位量 (mm) |
|--------|--------|-------------------|-------|---------------|
| 汀線直角方向 | 断面①    | S s - D 1<br>(--) | ①×②   | 0.1           |
|        |        |                   | ①×③   | 0.7           |
|        | 断面②    | S s - D 2<br>(--) | ①×②   | 0.3           |
|        |        |                   | ①×③   | 1.2           |
|        | 断面③    | S s - D 2<br>(++) | ①×②   | 1.0           |
|        |        |                   | ①×③   | 0.8           |

表 6.1.6-62 津波時の H 区間における汀線直角方向の変位増分  
（鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m）

| 方向     | 評価対象断面 | 解析ケース | 津波時変位増分 (mm) |
|--------|--------|-------|--------------|
| 汀線直角方向 | 断面①    | ①     | 18.6         |
|        |        | ②     | 18.2         |
|        |        | ③     | 19.5         |
|        | 断面②    | ①     | 18.7         |
|        |        | ②     | 17.9         |
|        |        | ③     | 19.3         |
|        | 断面③    | ①     | 18.5         |
|        |        | ②     | 18.0         |
|        |        | ③     | 19.7         |

表 6.1.6-63 津波時の H 区間における汀線直角方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : 0. P. +29. 0m)

| 方向         | 評価対象<br>断面 | 解析<br>ケース | 地震時<br>最終変位量<br>(a) (mm) | 津波時<br>変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b) (mm) | 許容限界<br>(mm) |
|------------|------------|-----------|--------------------------|-------------------------|------------------|--------------|
| 汀線直角<br>方向 | 断面①        | ①         | 0.7*                     | 18.6                    | 19.3             | 30           |
|            |            | ②         | 0.1                      | 18.2                    | 18.3             | 30           |
|            |            | ③         | 0.7                      | 19.5                    | 20.2             | 30           |
|            | 断面②        | ①         | 1.2*                     | 18.7                    | 19.9             | 30           |
|            |            | ②         | 0.3                      | 17.9                    | 18.2             | 30           |
|            |            | ③         | 1.2                      | 19.3                    | 20.5             | 30           |
|            | 断面③        | ①         | 1.0*                     | 18.5                    | 19.5             | 30           |
|            |            | ②         | 1.0                      | 18.0                    | 19.0             | 30           |
|            |            | ③         | 0.8                      | 19.7                    | 20.5             | 30           |

注記 \* : 解析ケース①の地震時最終変位は、解析ケース②と解析ケース③の大きい方を考慮する。

表 6.1.6-64 津波時の H 区間における汀線方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : 0. P. +29. 0m)

| 方向   | 地震時最終変位量<br>(a) (mm) | 津波時変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b) (mm) | 許容限界<br>(mm) |
|------|----------------------|---------------------|------------------|--------------|
| 汀線方向 | 1.6*                 | 0                   | 1.6              | 150          |

注記 \* : 汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(i) I 区間（岩盤部のうち突出長同一部）

津波時の I 区間における汀線直角方向の相対変位は断面⑥から最大となるものを選定する。断面⑥の汀線直角方向の地震時最終変位量を表 6.1.6-65 に、津波時の汀線直角方向の変位増分を表 6.1.6-66 に示す。また、これらを合計した変位量を表 6.1.6-67 に示す。

津波時の I 区間における汀線方向の相対変位は生じないため、地震時最終変位量のみで評価を行うこととし、地震時最終変位量は保守的に I 区間の地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-33）を考慮する。汀線方向の相対変位量を表 6.1.6-68 に示す。

その結果、I 区間での最大相対変位量は汀線直角方向が 19.1mm、汀線方向が 1.2mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-65 I 区間における汀線直角方向の地震時最終変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

| 方向     | 評価対象断面 | 地震動               | 解析ケース | 地震時最終変位量 (mm) |
|--------|--------|-------------------|-------|---------------|
| 汀線直角方向 | 断面⑥    | S s - F 3<br>(++) | ①×②   | 0.1           |
|        |        |                   | ①×③   | 0.1           |

表 6.1.6-66 津波時の I 区間における汀線直角方向の変位増分  
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

| 方向     | 評価対象断面 | 解析ケース | 津波時変位増分 (mm) |
|--------|--------|-------|--------------|
| 汀線直角方向 | 断面⑥    | ①     | 18.7         |
|        |        | ②     | 18.5         |
|        |        | ③     | 19.0         |

表 6.1.6-67 津波時の I 区間における汀線直角方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

| 方向     | 評価対象断面 | 解析ケース | 地震時最終変位量 (a) (mm) | 津波時変位増分 (b) (mm) | 合計 (a+b) (mm) | 許容限界 (mm) |
|--------|--------|-------|-------------------|------------------|---------------|-----------|
| 汀線直角方向 | 断面⑥    | ①     | 0.1*              | 18.7             | 18.8          | 30        |
|        |        | ②     | 0.1               | 18.5             | 18.6          | 30        |
|        |        | ③     | 0.1               | 19.0             | 19.1          | 30        |

注記 \*：解析ケース①の地震時最終変位は、解析ケース②と解析ケース③の大きい方を考慮する。

表 6.1.6-68 津波時の I 区間における汀線方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

| 方向   | 地震時最終変位量<br>(a) (mm) | 津波時変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b) (mm) | 許容限界<br>(mm) |
|------|----------------------|---------------------|------------------|--------------|
| 汀線方向 | 1.2*                 | 0                   | 1.2              | 150          |

注記 \* : 汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(j) J 区間（岩盤部のうち背面補強工内）

津波時の J 区間における汀線直角方向の相対変位は断面⑤から最大となるものを選定する。断面⑤の汀線直角方向の地震時最終変位量を表 6.1.6-69 に、津波時の汀線直角方向の変位増分を表 6.1.6-70 に示す。また、これらを合計した変位量を表 6.1.6-71 に示す。

津波時の J 区間における汀線方向の相対変位は生じないため、地震時最終変位量のみで評価を行うこととし、地震時最終変位量は保守的に J 区間の地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-36）を考慮する。汀線方向の相対変位量を表 6.1.6-72 に示す。

その結果、J 区間での最大相対変位量は汀線直角方向が 16.8mm、汀線方向が 1.0mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-69 J 区間における汀線直角方向の地震時最終変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

| 方向     | 評価対象断面 | 地震動               | 解析ケース | 地震時最終変位量 (mm) |
|--------|--------|-------------------|-------|---------------|
| 汀線直角方向 | 断面⑤    | S s - D 2<br>(++) | ①×②   | 0.1           |
|        |        |                   | ①×③   | 0.1           |

表 6.1.6-70 津波時の J 区間における汀線直角方向の変位増分  
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

| 方向     | 評価対象断面 | 解析ケース | 津波時変位増分 (mm) |
|--------|--------|-------|--------------|
| 汀線直角方向 | 断面⑤    | ①     | 16.61        |
|        |        | ②     | 16.60        |
|        |        | ③     | 16.62        |

表 6.1.6-71 津波時の J 区間における汀線直角方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

| 方向     | 評価対象断面 | 解析ケース | 地震時最終変位量 (a) (mm) | 津波時変位増分 (b) (mm) | 合計 (a+b) (mm) | 許容限界 (mm) |
|--------|--------|-------|-------------------|------------------|---------------|-----------|
| 汀線直角方向 | 断面⑤    | ①     | 0.1*              | 16.7             | 16.8          | 30        |
|        |        | ②     | 0.1               | 16.6             | 16.7          | 30        |
|        |        | ③     | 0.1               | 16.7             | 16.8          | 30        |

注記 \*：解析ケース①の地震時最終変位は、解析ケース②と解析ケース③の大きい方を考慮する。



表 6.1.6-72 津波時の J 区間における汀線方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

| 方向   | 地震時最終変位量<br>(a) (mm) | 津波時変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b) (mm) | 許容限界<br>(mm) |
|------|----------------------|---------------------|------------------|--------------|
| 汀線方向 | 1.0*                 | 0                   | 1.0              | 150          |

注記 \* : 汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

c. 重畳時相対変位

(a) A 区間（一般部のうち突出長変化部）

重畳時の A 区間における汀線直角方向の地震時最終変位量は、津波時と同様で表 6.1.6-73 のとおりである。重畳時の A 区間における止水ジョイント部材の汀線直角方向の変位増分は、断面①、断面②及び断面③のから最大となるものを選定する。地震時最終変位と合計した変位量を表 6.1.6-73 に示す。

重畳時の A 区間における汀線方向の相対変位は、保守的に地震時で評価した相対変位を用い、地震時最終変位量についても保守的に地震時の最大相対変位（表 6.1.6-17）を考慮する。汀線方向の相対変位量を表 6.1.6-74 に示す。

その結果、A 区間での最大相対変位量は汀線直角方向が 83.7mm、汀線方向が 24.6mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-73 重畳時の A 区間における汀線直角方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

| 方向     | 評価対象断面 | 地震動       | 位相   | 解析ケース | 地震時最終変位量 (a) (mm) | 重畳時変位増分 (b) (mm) | 合計 (a+b) (mm) | 許容限界 (mm) |
|--------|--------|-----------|------|-------|-------------------|------------------|---------------|-----------|
| 汀線直角方向 | 断面①    | S d - D 2 | (++) | ①     | 68.4              | 1.5              | 69.9          | 350       |
|        |        |           | (-+) | ①     | 74.5              | 1.5              | 76.0          | 350       |
|        |        |           | (+-) | ①     | 71.4              | 1.5              | 72.9          | 350       |
|        |        |           | (--) | ①     | 66.1              | 1.5              | 67.6          | 350       |
|        |        |           | (-+) | ②     | 72.4              | 1.5              | 73.9          | 350       |
|        |        |           | (-+) | ③     | 72.1              | 0.3              | 72.4          | 350       |
|        | 断面②    | S d - D 2 | (++) | ①     | 72.0              | 1.2              | 73.2          | 350       |
|        |        |           | (-+) | ①     | 72.4              | 1.2              | 73.6          | 350       |
|        |        |           | (+-) | ①     | 71.3              | 1.2              | 72.5          | 350       |
|        |        |           | (--) | ①     | 70.3              | 1.2              | 71.5          | 350       |
|        |        |           | (-+) | ②     | 71.4              | 0.8              | 72.2          | 350       |
|        |        |           | (-+) | ③     | 73.9              | 3.5              | 77.4          | 350       |
|        | 断面③    | S d - D 2 | (++) | ①     | 71.0              | 4.3              | 75.3          | 350       |
|        |        |           | (-+) | ①     | 74.8              | 4.3              | 79.1          | 350       |
|        |        |           | (+-) | ①     | 73.8              | 4.3              | 78.1          | 350       |
|        |        |           | (--) | ①     | 75.2              | 4.3              | 79.5          | 350       |
|        |        |           | (--) | ②     | 73.4              | 2.4              | 75.8          | 350       |
|        |        |           | (--) | ③     | 78.0              | 5.7              | 83.7          | 350       |

表 6.1.6-74 重畳時の A 区間における汀線方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

| 方向   | 地震時最終変位量<br>(a) (mm) | 重畳時変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b) (mm) | 許容限界<br>(mm) |
|------|----------------------|---------------------|------------------|--------------|
| 汀線方向 | 12.3*                | 12.3                | 24.6             | 150          |

注記 \* : 汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(b) B 区間（一般部のうち背面補強工間）

重畳時の B 区間における汀線直角方向の地震時最終変位量は、津波時と同様で表 6.1.6-75 のとおりである。重畳時の B 区間における止水ジョイント部材の汀線直角方向の変位増分は、断面①、断面②及び断面③から最大となるものを選定する。地震時最終変位と合計した変位量を表 6.1.6-75 に示す。

重畳時の B 区間における汀線方向の相対変位は、保守的に地震時で評価した相対変位を用い、地震時最終変位量についても保守的に地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-19）を考慮する。汀線方向の相対変位量を表 6.1.6-76 に示す。

その結果、B 区間での最大相対変位量は汀線直角方向が 162.1mm、汀線方向が 44.4mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-75 重畳時の B 区間における汀線直角方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

| 方向     | 評価対象断面 | 地震動       | 位相   | 解析ケース | 地震時最終変位量 (a) (mm) | 重畳時変位増分 (b) (mm) | 合計 (a+b) (mm) | 許容限界 (mm) |
|--------|--------|-----------|------|-------|-------------------|------------------|---------------|-----------|
| 汀線直角方向 | 断面①    | S d - D 2 | (++) | ①     | 117.9             | 24.4             | 142.3         | 350       |
|        |        |           | (-+) | ①     | 105.5             | 24.4             | 129.9         | 350       |
|        |        |           | (+-) | ①     | 118.6             | 24.4             | 143.0         | 350       |
|        |        |           | (--) | ①     | 107.7             | 24.4             | 132.1         | 350       |
|        |        |           | (+-) | ②     | 107.0             | 20.9             | 127.9         | 350       |
|        |        |           | (+-) | ③     | 130.6             | 31.5             | 162.1         | 350       |
|        | 断面②    | S d - D 2 | (++) | ①     | 96.1              | 16.2             | 112.3         | 350       |
|        |        |           | (-+) | ①     | 100.1             | 16.2             | 116.3         | 350       |
|        |        |           | (+-) | ①     | 97.3              | 16.2             | 113.5         | 350       |
|        |        |           | (--) | ①     | 98.9              | 16.2             | 115.1         | 350       |
|        |        |           | (-+) | ②     | 97.9              | 14.5             | 112.4         | 350       |
|        |        |           | (-+) | ③     | 108.5             | 18.2             | 126.7         | 350       |
|        | 断面③    | S d - D 2 | (++) | ①     | 105.1             | 25.3             | 130.4         | 350       |
|        |        |           | (-+) | ①     | 111.2             | 25.3             | 136.5         | 350       |
|        |        |           | (+-) | ①     | 107.4             | 25.3             | 132.7         | 350       |
|        |        |           | (--) | ①     | 111.2             | 25.3             | 136.5         | 350       |
|        |        |           | (--) | ②     | 108.0             | 22.9             | 130.9         | 350       |
|        |        |           | (--) | ③     | 111.7             | 27.7             | 139.4         | 350       |

表 6.1.6-76 重畳時の B 区間における汀線方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

| 方向   | 地震時最終変位量<br>(a) (mm) | 重畳時変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b) (mm) | 許容限界<br>(mm) |
|------|----------------------|---------------------|------------------|--------------|
| 汀線方向 | 22.2*                | 22.2                | 44.4             | 150          |

注記 \* : 汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(c) C区間（一般部と岩盤部の境界）

重畳時のC区間における汀線直角方向の地震時最終変位量は、津波時と同様で表6.1.6-77のとおりである。重畳時のC区間における止水ジョイント部材の汀線直角方向の変位増分は、断面①，断面②，断面③及び断面⑤から最大となるものを選定する。地震時最終変位と合計した変位量を表6.1.6-77に示す。

重畳時のC区間における汀線方向の相対変位は、保守的に地震時で評価した相対変位を用い，地震時最終変位量についても保守的に地震時の最大相対変位量（表6.1.6-21）を考慮する。汀線方向の相対変位量を表6.1.6-78に示す。

その結果，C区間での最大相対変位量は汀線直角方向が162.1mm，汀線方向が28.2mmであり，それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-77 重畳時の C 区間における汀線直角方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

| 方向             | 評価対象断面 | 地震動       | 位相   | 解析ケース | 地震時最終変位量<br>(a) (mm) | 重畳時変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b)<br>(mm) | 許容限界<br>(mm) |
|----------------|--------|-----------|------|-------|----------------------|---------------------|---------------------|--------------|
| 汀線<br>直角<br>方向 | 断面①    | S d - D 2 | (++) | ①     | 117.9                | 24.4                | 142.3               | 350          |
|                |        |           | (-+) | ①     | 105.5                | 24.4                | 129.9               | 350          |
|                |        |           | (+-) | ①     | 118.6                | 24.4                | 143.0               | 350          |
|                |        |           | (--) | ①     | 107.7                | 24.4                | 132.1               | 350          |
|                |        |           | (+-) | ②     | 107.0                | 20.9                | 127.9               | 350          |
|                |        |           | (+-) | ③     | 130.6                | 31.5                | 162.1               | 350          |
|                | 断面②    | S d - D 2 | (++) | ①     | 96.1                 | 16.2                | 112.3               | 350          |
|                |        |           | (-+) | ①     | 100.1                | 16.2                | 116.3               | 350          |
|                |        |           | (+-) | ①     | 97.3                 | 16.2                | 113.5               | 350          |
|                |        |           | (--) | ①     | 98.9                 | 16.2                | 115.1               | 350          |
|                |        |           | (-+) | ②     | 97.9                 | 14.5                | 112.4               | 350          |
|                |        |           | (-+) | ③     | 108.5                | 18.2                | 126.7               | 350          |
|                | 断面③    | S d - D 2 | (++) | ①     | 105.1                | 25.3                | 130.4               | 350          |
|                |        |           | (-+) | ①     | 111.2                | 25.3                | 136.5               | 350          |
|                |        |           | (+-) | ①     | 107.4                | 25.3                | 132.7               | 350          |
|                |        |           | (--) | ①     | 111.2                | 25.3                | 136.5               | 350          |
|                |        |           | (--) | ②     | 108.0                | 22.9                | 130.9               | 350          |
|                |        |           | (--) | ③     | 111.7                | 27.7                | 139.4               | 350          |
|                | 断面⑤    | S d - D 2 | (++) | ①     | 50.8                 | 0.3                 | 51.1                | 350          |
|                |        |           | (-+) | ①     | 49.0                 | 0.3                 | 49.3                | 350          |
|                |        |           | (+-) | ①     | 49.6                 | 0.3                 | 49.9                | 350          |
|                |        |           | (--) | ①     | 48.2                 | 0.3                 | 48.5                | 350          |
|                |        |           | (++) | ②     | 50.7                 | 0.3                 | 51.0                | 350          |
|                |        |           | (++) | ③     | 51.0                 | 0.3                 | 51.3                | 350          |

表 6.1.6-78 重畳時の C 区間における汀線方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

| 方向   | 地震時最終変位量<br>(a) (mm) | 重畳時変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b) (mm) | 許容限界<br>(mm) |
|------|----------------------|---------------------|------------------|--------------|
| 汀線方向 | 14.1*                | 14.1                | 28.2             | 150          |

注記 \* : 汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。



(d) D 区間（岩盤部のうち背面補強工間）

重畳時の D 区間における汀線直角方向の地震時最終変位量は、津波時と同様で表 6.1.6-79 のとおりである。重畳時の D 区間における止水ジョイント部材の汀線直角方向の変位増分は、断面⑤から最大となるものを選定する。地震時最終変位と合計した変位量を表 6.1.6-79 に示す。

重畳時の D 区間における汀線方向の相対変位は、保守的に地震時で評価した相対変位を用い、地震時最終変位量についても保守的に地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-23）を考慮する。汀線方向の相対変位量を表 6.1.6-80 に示す。

その結果、D 区間での最大相対変位量は汀線直角方向が 51.3mm、汀線方向が 4.0mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-79 重畳時の D 区間における汀線直角方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

| 方向     | 評価対象断面 | 地震動       | 位相   | 解析ケース | 地震時最終変位量 (a) (mm) | 重畳時変位増分 (b) (mm) | 合計 (a+b) (mm) | 許容限界 (mm) |
|--------|--------|-----------|------|-------|-------------------|------------------|---------------|-----------|
| 汀線直角方向 | 断面⑤    | S d - D 2 | (++) | ①     | 50.8              | 0.3              | 51.1          | 350       |
|        |        |           | (-+) | ①     | 49.0              | 0.3              | 49.3          | 350       |
|        |        |           | (+-) | ①     | 49.6              | 0.3              | 49.9          | 350       |
|        |        |           | (--) | ①     | 48.2              | 0.3              | 48.5          | 350       |
|        |        |           | (++) | ②     | 50.7              | 0.3              | 51.0          | 350       |
|        |        |           | (++) | ③     | 51.0              | 0.3              | 51.3          | 350       |

表 6.1.6-80 重畳時の D 区間における汀線方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

| 方向   | 地震時最終変位量 (a) (mm) | 重畳時変位増分 (b) (mm) | 合計 (a+b) (mm) | 許容限界 (mm) |
|------|-------------------|------------------|---------------|-----------|
| 汀線方向 | 2.0*              | 2.0              | 4.0           | 150       |

注記 \*：汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(e) E 区間（岩盤部のうち背面補強工端部）

重畳時の E 区間における汀線直角方向の地震時最終変位量は、津波時と同様で表 6.1.6-81 のとおりである。重畳時の E 区間における止水ジョイント部材の汀線直角方向の変位増分は、断面⑤及び断面⑥から最大となるものを選定する。地震時最終変位と合計した変位量を表 6.1.6-81 に示す。

重畳時の E 区間における汀線方向の相対変位は、保守的に地震時で評価した相対変位を用い、地震時最終変位量についても保守的に地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-25）を考慮する。汀線方向の相対変位量を表 6.1.6-82 に示す。

その結果、E 区間での最大相対変位量は汀線直角方向が 60.5mm、汀線方向が 13.4mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-81 重畳時の E 区間における汀線直角方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

| 方向     | 評価対象断面 | 地震動       | 位相   | 解析ケース | 地震時最終変位量 (a) (mm) | 重畳時変位増分 (b) (mm) | 合計 (a+b) (mm) | 許容限界 (mm) |
|--------|--------|-----------|------|-------|-------------------|------------------|---------------|-----------|
| 汀線直角方向 | 断面⑤    | S d - D 2 | (++) | ①     | 50.8              | 0.3              | 51.1          | 350       |
|        |        |           | (-+) | ①     | 49.0              | 0.3              | 49.3          | 350       |
|        |        |           | (+-) | ①     | 49.6              | 0.3              | 49.9          | 350       |
|        |        |           | (--) | ①     | 48.2              | 0.3              | 48.5          | 350       |
|        |        |           | (++) | ②     | 50.7              | 0.3              | 51.0          | 350       |
|        |        |           | (++) | ③     | 51.0              | 0.3              | 51.3          | 350       |
|        | 断面⑥    | S d - D 2 | (++) | ①     | 59.3              | 0.1              | 59.4          | 350       |
|        |        |           | (-+) | ①     | 55.5              | 0.1              | 55.6          | 350       |
|        |        |           | (+-) | ①     | 57.9              | 0.1              | 58.0          | 350       |
|        |        |           | (--) | ①     | 56.0              | 0.1              | 56.1          | 350       |
|        |        |           | (++) | ②     | 57.9              | 0.1              | 58.0          | 350       |
|        |        |           | (++) | ③     | 60.4              | 0.1              | 60.5          | 350       |

表 6.1.6-82 重畳時の E 区間における汀線方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

| 方向   | 地震時最終変位量 (a) (mm) | 重畳時変位増分 (b) (mm) | 合計 (a+b) (mm) | 許容限界 (mm) |
|------|-------------------|------------------|---------------|-----------|
| 汀線方向 | 6.7*              | 6.7              | 13.4          | 150       |

注記 \*：汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(f) F 区間（岩盤部のうち突出長変化部）

重畳時の F 区間における汀線直角方向の地震時最終変位量は、津波時と同様で表 6.1.6-83 のとおりである。重畳時の F 区間における止水ジョイント部材の汀線直角方向の変位増分は、断面⑥から最大となるものを選定する。地震時最終変位と合計した変位量を表 6.1.6-83 に示す。

重畳時の F 区間における汀線方向の相対変位は、保守的に地震時で評価した相対変位を用い、地震時最終変位量についても保守的に地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-26）を考慮する。汀線方向の相対変位量を表 6.1.6-84 に示す。

その結果、F 区間での最大相対変位量は汀線直角方向が 60.5mm、汀線方向が 105.2m であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-83 重畳時の F 区間における汀線直角方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

| 方向     | 評価対象断面 | 地震動       | 位相   | 解析ケース | 地震時最終変位量<br>(a) (mm) | 重畳時変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b)<br>(mm) | 許容限界<br>(mm) |
|--------|--------|-----------|------|-------|----------------------|---------------------|---------------------|--------------|
| 汀線直角方向 | 断面⑥    | S d - D 2 | (++) | ①     | 59.3                 | 0.1                 | 59.4                | 350          |
|        |        |           | (-+) | ①     | 55.5                 | 0.1                 | 55.6                | 350          |
|        |        |           | (+-) | ①     | 57.9                 | 0.1                 | 58.0                | 350          |
|        |        |           | (--) | ①     | 56.0                 | 0.1                 | 56.1                | 350          |
|        |        |           | (++) | ②     | 57.9                 | 0.1                 | 58.0                | 350          |
|        |        |           | (++) | ③     | 60.4                 | 0.1                 | 60.5                | 350          |

表 6.1.6-84 重畳時の F 区間における汀線方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

| 方向   | 地震時最終変位量<br>(a) (mm) | 重畳時変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b) (mm) | 許容限界<br>(mm) |
|------|----------------------|---------------------|------------------|--------------|
| 汀線方向 | 52.6*                | 52.6                | 105.2            | 150          |

注記 \*：汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(h) H 区間（一般部のうち背面補強工内）

重畳時の H 区間における汀線直角方向の地震時最終変位量は、津波時と同様で表 6.1.6-61 のとおりである。重畳時の H 区間における止水ジョイント部材の汀線直角方向の変位増分は、断面①、断面②及び断面③から最大となるものを選定する。表 6.1.6-86 に弾性設計用地震動 S d - D 2 による断面①、断面②及び断面③の背面補強工天端から鋼製遮水壁天端の相対変位量を示す。この結果から、各断面において、変位量が最大となる地震動を用いて地盤のばらつきを考慮した解析ケース②及び③を実施し、それぞれ解析ケース①との時刻歴相対変位を変位増分とした。地震時最終変位と合計した変位量を表 6.1.6-86 に示す。

重畳時の H 区間における汀線方向の相対変位は、保守的に地震時で評価した相対変位を用い、地震時最終変位量についても保守的に地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-30）を考慮する。汀線方向の相対変位量を表 6.1.6-87 に示す。

その結果、H 区間での最大相対変位量は汀線直角方向が 17.6mm、汀線方向が 3.2mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-85 地震時の H 区間における汀線直角方向の単独変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

| 方向         | 評価対象<br>断面 | 地震動       | 位相   | 解析<br>ケース | 単独変位<br>(mm) |
|------------|------------|-----------|------|-----------|--------------|
| 汀線直角<br>方向 | 断面①        | S d - D 2 | (++) | ①         | 68.4         |
|            |            |           | (-+) | ①         | 74.5         |
|            |            |           | (+-) | ①         | 71.4         |
|            |            |           | (--) | ①         | 66.1         |
|            | 断面②        | S d - D 2 | (++) | ①         | 72.0         |
|            |            |           | (-+) | ①         | 72.4         |
|            |            |           | (+-) | ①         | 71.4         |
|            |            |           | (--) | ①         | 70.3         |
|            | 断面③        | S d - D 2 | (++) | ①         | 71.0         |
|            |            |           | (-+) | ①         | 74.8         |
|            |            |           | (+-) | ①         | 73.8         |
|            |            |           | (--) | ①         | 75.2         |

表 6.1.6-86 重畳時の H 区間における汀線直角方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

| 方向             | 評価対象断面 | 地震動       | 位相   | 解析ケース | 地震時最終変位量<br>(a) (mm) | 重畳時変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b)<br>(mm) | 許容限界<br>(mm) |
|----------------|--------|-----------|------|-------|----------------------|---------------------|---------------------|--------------|
| 汀線<br>直角<br>方向 | 断面①    | S d - D 2 | (-+) | ①×②*  | 9.5                  | 0.1                 | 9.6                 | 30           |
|                |        |           | (-+) | ①×③*  | 13.9                 | 0.7                 | 14.6                | 30           |
|                | 断面②    | S d - D 2 | (-+) | ①×②*  | 9.1                  | 0.3                 | 9.4                 | 30           |
|                |        |           | (-+) | ①×③*  | 16.4                 | 1.2                 | 17.6                | 30           |
|                | 断面③    | S d - D 2 | (--) | ①×②*  | 14.2                 | 1.0                 | 15.2                | 30           |
|                |        |           | (--) | ①×③*  | 13.0                 | 0.8                 | 13.8                | 30           |

注記 \* : 解析ケース①と解析ケース②又は解析ケース③の時刻歴相対変位を示す。

表 6.1.6-87 重畳時の H 区間における汀線方向の相対変位量  
 (鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

| 方向   | 地震時最終変位量<br>(a) (mm) | 重畳時変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b) (mm) | 許容限界<br>(mm) |
|------|----------------------|---------------------|------------------|--------------|
| 汀線方向 | 1.6*                 | 1.6                 | 3.2              | 6            |

注記 \* : 汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(i) I 区間（岩盤部のうち突出長同一部）

重畳時の I 区間における汀線直角方向の地震時最終変位量は、津波時と同様で表 6.1.6-65 のとおりである。重畳時の I 区間における止水ジョイント部材の汀線直角方向の変位増分は、断面⑥から最大となるものを選定する。表 6.1.6-88 に弾性設計用地震動 S d - D 2 による断面⑥の杭下端から鋼製遮水壁天端の相対変位量を示す。この結果から、断面⑥において、変位量が最大となる地震動を用いて地盤のばらつきを考慮した解析ケース②及び③を実施し、それぞれ解析ケース①との時刻歴相対変位を変位増分とした。地震時最終変位と合計した変位量を表 6.1.6-89 に示す。

重畳時の I 区間における汀線方向の相対変位は、保守的に地震時で評価した相対変位を用い、地震時最終変位量についても保守的に地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-33）を考慮する。汀線方向の相対変位量を表 6.1.6-90 に示す。

その結果、I 区間での最大相対変位量は汀線直角方向が 4.7mm、汀線方向が 2.4mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-88 重畳時の I 区間における汀線直角方向の単独変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

| 方向     | 評価対象断面 | 地震動       | 位相   | 解析ケース | 単独変位 (mm) |
|--------|--------|-----------|------|-------|-----------|
| 汀線直角方向 | 断面⑥    | S d - D 2 | (++) | ①     | 59.3      |
|        |        |           | (-+) | ①     | 55.5      |
|        |        |           | (+-) | ①     | 57.9      |
|        |        |           | (--) | ①     | 56.0      |

表 6.1.6-89 重畳時の I 区間における汀線直角方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

| 方向     | 評価対象断面 | 地震動       | 位相   | 解析ケース | 地震時最終変位量 (a) (mm) | 重畳時変位増分 (b) (mm) | 合計 (a+b) (mm) | 許容限界 (mm) |
|--------|--------|-----------|------|-------|-------------------|------------------|---------------|-----------|
| 汀線直角方向 | 断面⑥    | S d - D 2 | (++) | ①×②*  | 3.9               | 0.1              | 4.0           | 30        |
|        |        |           | (++) | ①×③*  | 4.6               | 0.0              | 4.6           | 30        |

注記 \*：解析ケース①と解析ケース②又は解析ケース③の時刻歴相対変位を示す。

表 6.1.6-90 重畳時の I 区間における汀線方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

| 方向   | 地震時最終変位量<br>(a) (mm) | 重畳時変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b) (mm) | 許容限界<br>(mm) |
|------|----------------------|---------------------|------------------|--------------|
| 汀線方向 | 1.2*                 | 1.2                 | 2.4              | 6            |

注記 \* : 汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。



(j) J 区間（岩盤部のうち背面補強工内）

重畳時の J 区間における汀線直角方向の地震時最終変位量は、津波時と同様で表 6.1.6-69 のとおりである。重畳時の J 区間における止水ジョイント部材の汀線直角方向の変位増分は、断面⑤から最大となるものを選定する。表 6.1.6-91 に弾性設計用地震動 S d - D 2 による断面⑤の背面補強工天端から鋼製遮水壁天端の相対変位量を示す。この結果から、断面⑤において、変位量が最大となる地震動を用いて地盤のばらつきを考慮した解析ケース②及び③を実施し、それぞれ解析ケース①との時刻歴相対変位を変位増分とした。地震時最終変位と合計した変位量を表 6.1.6-92 に示す。

重畳時の J 区間における汀線方向の相対変位は、保守的に地震時で評価した相対変位を用い、地震時最終変位量についても保守的に地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-36）を考慮する。汀線方向の相対変位量を表 6.1.6-93 に示す。

その結果、J 区間での最大相対変位量は汀線直角方向が 2.2mm、汀線方向が 2.0mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-91 重畳時の J 区間における汀線直角方向の単独変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

| 方向         | 評価対象<br>断面 | 地震動       | 位相   | 解析<br>ケース | 単独変位<br>(mm) |
|------------|------------|-----------|------|-----------|--------------|
| 汀線直角<br>方向 | 断面⑥        | S d - D 2 | (++) | ①         | 49.7         |
|            |            |           | (-+) | ①         | 47.9         |
|            |            |           | (+-) | ①         | 48.6         |
|            |            |           | (--) | ①         | 47.1         |

表 6.1.6-92 重畳時の J 区間における汀線直角方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

| 方向             | 評価<br>対象<br>断面 | 地震動       | 位相   | 解析<br>ケース | 地震時最終<br>変位量<br>(a) (mm) | 重畳時変位<br>増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b)<br>(mm) | 許容<br>限界<br>(mm) |
|----------------|----------------|-----------|------|-----------|--------------------------|-------------------------|---------------------|------------------|
| 汀線<br>直角<br>方向 | 断面⑤            | S d - D 2 | (++) | ①×②*      | 1.8                      | 0.1                     | 1.9                 | 30               |
|                |                |           | (++) | ①×③*      | 2.1                      | 0.1                     | 2.2                 | 30               |

注記 \*：解析ケース①と解析ケース②又は解析ケース③の時刻歴相対変位を示す。

表 6.1.6-93 重畳時の J 区間における汀線方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

| 方向   | 地震時最終変位量<br>(a) (mm) | 重畳時変位増分<br>(b) (mm) | 合計<br>(a+b) (mm) | 許容限界<br>(mm) |
|------|----------------------|---------------------|------------------|--------------|
| 汀線方向 | 1.0*                 | 1.0                 | 2.0              | 6            |

注記 \* : 汀線方向の地震時最終変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

6. 浸水防護施設に関する補足説明

6.1 防潮堤に関する補足説明

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

目 次

|                  |   |
|------------------|---|
| 1. 概要            | 1 |
| 2. 文献による記載と適用性   | 2 |
| 3. 室内試験          | 3 |
| 3.1 コンクリートの配合    | 3 |
| 3.2 供試体の作製       | 3 |
| 3.3 一面せん断試験の方法   | 4 |
| 3.4 試験結果         | 5 |
| 3.5 圧縮強度とせん断強度の比 | 6 |

## 1. 概要

背面補強工及び置換コンクリートに使用するコンクリートのせん断強度については、文献（コンクリート標準示方書（ダムコンクリート編，2013年制定））及び室内試験に基づいて、圧縮強度の1/5として設定したものである。

ここでは、設定したせん断強度の妥当性について説明する。

## 2. 文献による記載と適用性

コンクリート標準示方書（ダムコンクリート編，2013 年制定）には以下の記載がある。

『ダムコンクリートのせん断強度は，ダムコンクリートが等方体と考えられる場合には，設計計算上必要なパラメータとならないが，水平打継目におけるせん断摩擦安全率を検討する場合には，水平打継目のせん断強度が必要となる。水平打継目のせん断強度は打継目処理の方法によって大きく変化するが，丁寧な打継目処理を施した場合，水平打継目のせん断強度はダムコンクリート自身のせん断強度とほぼ等しい値を示す。この値はダムコンクリートの圧縮強度のおよそ 1/5 である。』

ここで，ダムコンクリート編において取り扱うコンクリートは，発生する応力が曲げ主体ではなく，地盤のようにせん断で抵抗する形状のコンクリートである。防潮堤においてせん断強度を圧縮強度の 1/5 として設定するコンクリートは，背面補強工及び置換コンクリートであり，図 2-1 に示すように同様の形状のコンクリートであるため，この記載を適用することは妥当であると考えられる。

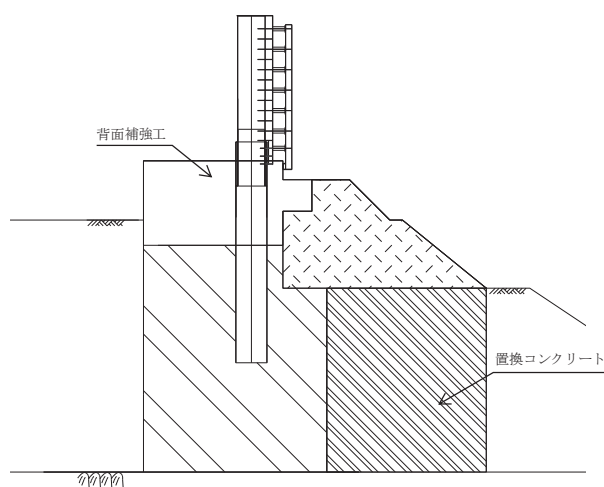


図 2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部 断面図

### 3. 室内試験

女川原子力発電所の安全対策工事で使用するコンクリート材料を用いて、一軸圧縮強度試験及び一面せん断試験を実施し、圧縮強度とせん断強度の比を確認した。

#### 3.1 コンクリートの配合

試験に使用したコンクリートは、表 3-1 に示す配合を用いた。この配合は、防潮堤の背面補強工において用いているものである。

表 3-1 試験に使用したコンクリートの配合

| 配合         | セメント種類              | W/C<br>(%) | s/a<br>(%) | 単位量 (kg/m <sup>3</sup> ) |      |     |     |      |
|------------|---------------------|------------|------------|--------------------------|------|-----|-----|------|
|            |                     |            |            | 水                        | セメント | 細骨材 |     | 粗骨材  |
|            |                     |            |            | W                        | C    | S1  | S2  | G    |
| 30-12-20FB | フライアッシュ<br>セメント B 種 | 50.0       | 44.6       | 160                      | 320  | 318 | 478 | 1030 |

#### 3.2 供試体の作製

供試体は、100 mm×100 mm×100 mmの立方体とし、打ち込みの翌日に脱型した後、ただちに 20℃標準水槽で水中養生を行った。

試験は、材齢 28 日で実施した。

### 3.3 一面せん断試験の方法

試験は、図 3-1 に示すように供試体をせん断試験治具とテフロンシートを介して載荷盤にセットして実施した。載荷は 300t 圧縮試験機により行い、供試体破壊時の最大荷重を測定した。試験ケースについては、せん断面の傾きを  $15^\circ$  と  $30^\circ$  とした試験をそれぞれ 6 体ずつの供試体について実施した。

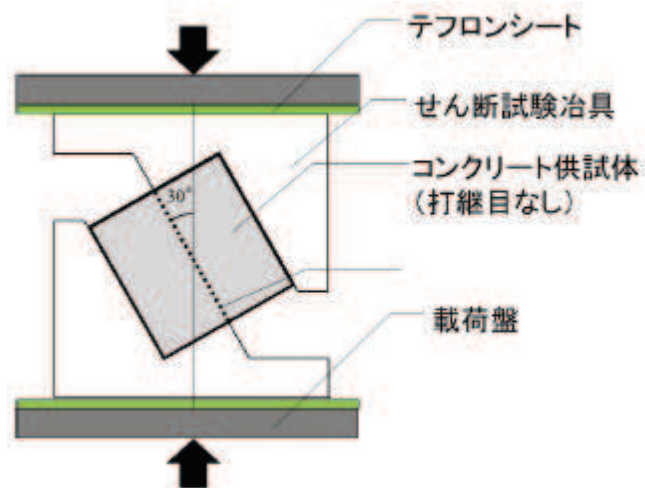


図 3-1 一面せん断試験の概要 (せん断面の傾きを  $30^\circ$  とした場合)

### 3.4 試験結果

破壊時のせん断面への垂直応力及びせん断応力は次式であらわされる。

$$\sigma = P / A \cdot \sin \theta \times 1000$$

$$\tau = P / A \cdot \cos \theta \times 1000$$

ここに、

P : 破壊時の荷重 (kN)

A : せん断面の面積 (mm<sup>2</sup>)

$\theta$  : せん断面の傾き (°)

この関係式を用いて整理した結果を表 3-2 に示す。

表 3-2 一面せん断試験結果

| せん断面<br>角度<br>( $\theta$ ) | 供試体<br>番号 | 断面積<br>(A)<br>(mm <sup>2</sup> ) | 破壊時の<br>荷重<br>(P)<br>(kN) | 垂直応力<br>( $\sigma$ )<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 垂直応力<br>平均値<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | せん断<br>応力<br>( $\tau$ )<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | せん断<br>応力<br>平均値<br>(N/mm <sup>2</sup> ) |
|----------------------------|-----------|----------------------------------|---------------------------|--|-------------------------------------|---|--|
| 15°                        | 1         | 10017                            | 126                       | 3.22   | 3.28                                | 12.03   | 12.26                                    |
|                            | 2         | 10107                            | 114                       | 2.92   |                                     | 10.89   |  |
|                            | 3         | 10078                            | 120                       | 3.08   |                                     | 11.50   |  |
|                            | 4         | 10076                            | 138                       | 3.54   |                                     | 13.23   |  |
|                            | 5         | 10014                            | 145                       | 3.75   |                                     | 13.99   |  |
|                            | 6         | 10048                            | 124                       | 3.19   |                                     | 11.92   |  |
| 30°                        | 7         | 10071                            | 221                       | 10.97  | 10.99                               | 19.00   | 19.04                                    |
|                            | 8         | 10059                            | 225                       | 11.18  |                                     | 19.37   |  |
|                            | 9         | 10073                            | 232                       | 11.52  |                                     | 19.95   |  |
|                            | 10        | 10073                            | 209                       | 10.37  |                                     | 17.97   |  |
|                            | 11        | 10047                            | 219                       | 10.90  |                                     | 18.88   |  |
|                            | 12        | 10045                            | 221                       | 11.00  |                                     | 19.05   |  |



### 3.5 圧縮強度とせん断強度の比

#### (1) 純せん断強度

本試験結果から、次式に示す Mohr-Coulomb の破壊基準により、垂直応力が 0 のときのせん断強度、すなわち純せん断強度を算出する。

$$\tau = f \cdot \sigma + \tau_0$$

ここに、

f：摩擦係数

$\tau_0$ ：純せん断強度 (N/mm<sup>2</sup>)

この関係式を用いて整理した結果を表 3-3 及び図 3-2 に示す。

表 3-3 せん断応力と垂直応力の関係及び純せん断強度

|                  | 摩擦係数 (f) | 純せん断強度 ( $\tau_0$ )<br>(N/mm <sup>2</sup> ) |
|------------------|----------|---|
| 平均値による関係         | 0.88     | 9.37  |
| 最低値による関係<br>(参考) | 0.95     | 8.12  |

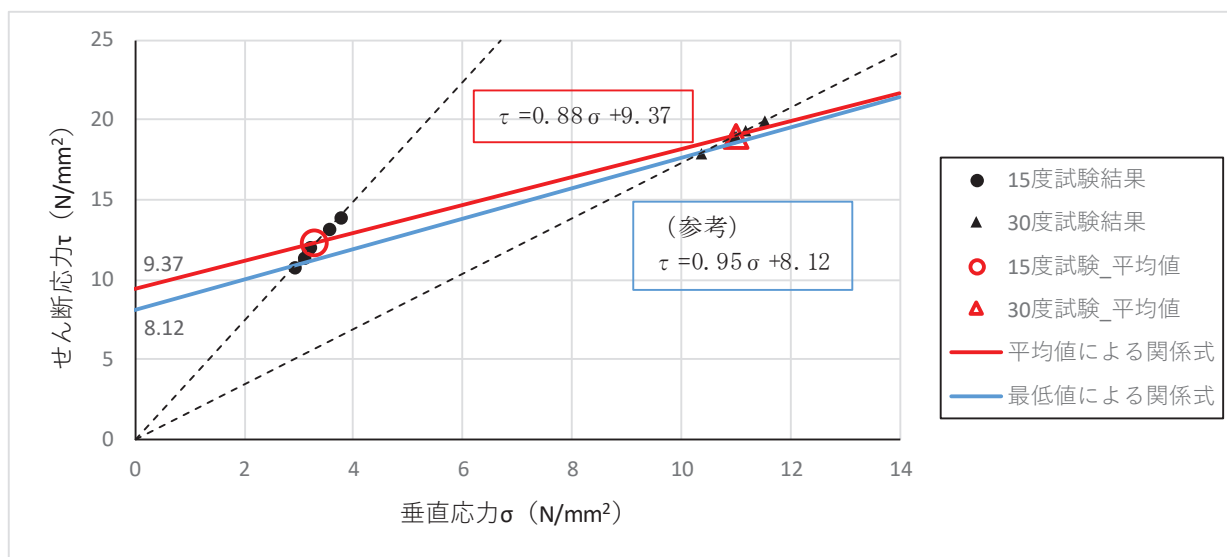


図 3-2 せん断応力と垂直応力の関係

(2) 圧縮強度とせん断強度の比

一面せん断試験に使用したコンクリートと同配合，同材齢（28 日）の試料を用いて，3 供試体で一軸圧縮強度試験を実施した。

一軸圧縮強度試験の結果及び圧縮強度と(1)で求めた純せん断強度の比を表 3-4 に示す。

純せん断強度の圧縮強度との比は 0.265 であり，圧縮強度の 1/5 以上であることを試験により確認できた。

なお，試験値の最低値から求めた場合でも比は 0.230 であり，圧縮強度の 1/5 以上である。

表 3-4 圧縮強度及び圧縮強度と純せん断強度の比

| 圧縮強度 ( $\sigma_{28}$ )<br>(N/mm <sup>2</sup> ) |      | 純せん断強度<br>( $\tau_0$ )<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 圧縮強度との比 |
|--|------|--|---------|
| 試験値  | 平均値  |  |         |
| 35.5   | 35.3 | 9.37   | 0.265   |
| 34.8   |      |  |         |
| 35.5   |      |  |         |
| (参考) 最低値から求めた純せん断強度                            |      | (8.12)   | (0.230) |

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.1 防潮堤に関する補足説明
- 6.1.8 セメント改良土の品質確認方針

## 目 次

|                   |   |
|-------------------|---|
| 1. セメント改良土の概要     | 1 |
| 2. セメント改良土の設置位置   | 2 |
| 3. セメント改良土の品質確認方針 | 4 |
| 3.1 品質管理の基本方針     | 4 |
| 3.2 セメント改良土の物性値   | 5 |
| 3.3 品質確認準拠基準について  | 8 |
| 3.4 品質確認試験        | 8 |

#### 1. セメント改良土の概要

女川のセメント改良土は、発電所構内で採取した掘削土にセメントを混合して製造したセメント改良土を造成する工法であり、防潮堤（盛土堤防）の堤体本体に採用している。

また、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の海側の地盤の一部についてもセメント改良土による盛土として採用している。

## 2. セメント改良土の設置位置

セメント改良土を設置する防潮堤（盛土堤防）及び防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部（地盤の一部として設置）の平面配置図を図 2-1 に示す。

各施設のセメント改良土の配置図を図 2-2 及び図 2-3 に示す。

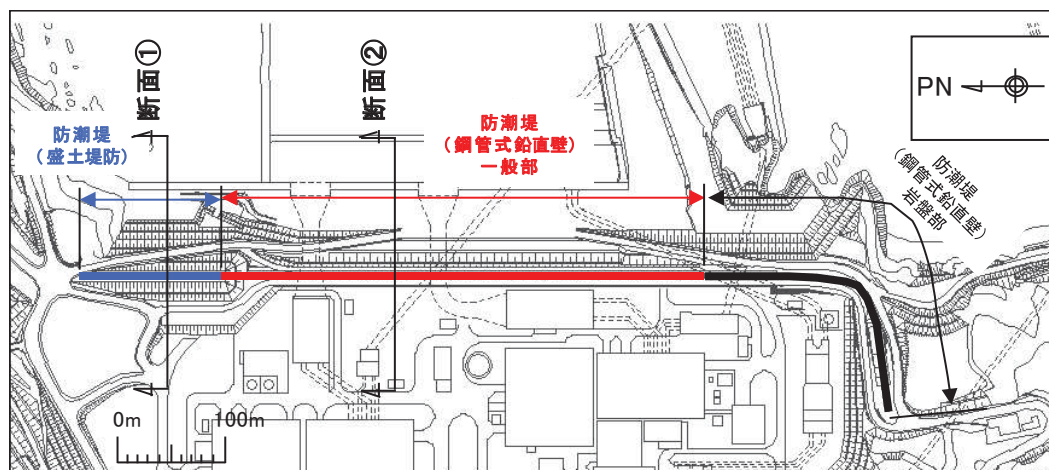


図 2-1 セメント改良土を設置する施設の平面配置図

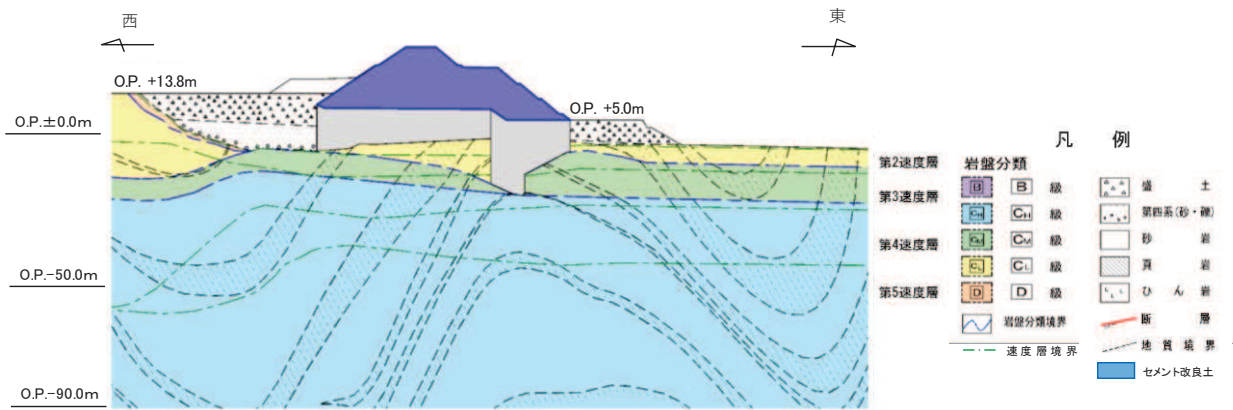


図 2-2 セメント改良土の配置図（防潮堤（盛土堤防），断面①）

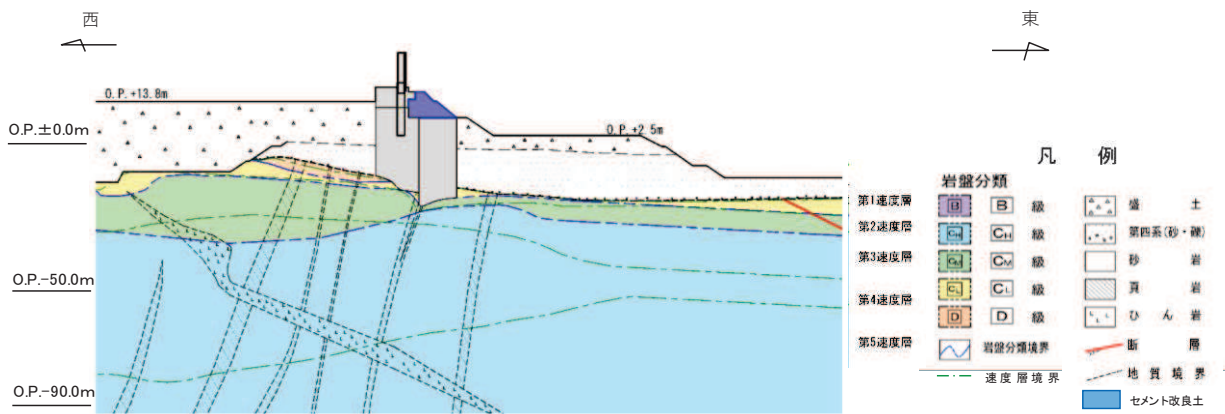


図 2-3 セメント改良土の配置図（防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部，断面②）

### 3. セメント改良土の品質確認方針

#### 3.1 品質管理の基本方針

セメント改良土は、明かり工事により締固めを伴って実施するものであり、材料と施工方法を規定することにより一定の品質を確保することが可能である。

女川のセメント改良土は、試験施工の結果をもとに、表 3.1-1 に示すように母材（粒度、比重、吸水率）、混合土の仕様（セメント量、加水量）及び施工仕様（敷均し厚、転圧回数）を規定して施工した。

また、後述するように、施工後の現場密度及び一軸圧縮強さを管理することにより、試験施工時の品質が確保されるよう管理を行っている。

表 3.1-1 セメント改良土の材料及び施工仕様

| 材料及び施工仕様 | 管理項目  | 内容   |
|----------|-------|--|
| 母材       | 粒度・粒径 | 試験施工により粒度範囲を規定<br>最大粒径を 100 mm とし、80 mm を目標としてふるい分け・破碎 |
|          | 比重    | 絶乾比重 2.03 以上   |
|          | 吸水率   | 11.6% 以下   |
| 混合土      | セメント量 | 1m <sup>3</sup> の母材に対して 150kg を添加                      |
|          | 加水量   | 試験施工の結果により加水量を規定                                       |
| 施工       | 敷均し厚  | 6t 級ブルドーザ（湿地型）により、敷均し厚 30 cm                           |
|          | 転圧回数  | 10t 振動ローラにより、転圧回数 4 回                                  |

### 3.2 セメント改良土の物性値

セメント改良土の物性値は試験施工の結果から設定している。セメント改良土は、防潮堤（盛土堤防）の堤体本体及び防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の周辺地盤として、すべり安全率により健全性の評価を行うことから、その強度特性が重要である。また、地震応答解析時の挙動に影響する動的変形特性が重要であり、これら強度特性及び動的変形特性を確認する必要がある。これらの物性値については表 3.2-1 に示すとおり設定している。

物性値の設定根拠とした試験結果を図 3.2-1～図 3.2-3 及び表 3.2-2 に示す。

表 3.2-1 セメント改良土の物性値

| 解析用物性値     |                             |                                |                       | 設定根拠                            |
|------------|-----------------------------|--------------------------------|-----------------------|---------------------------------|
| 強度特性       | せん断強度<br>( $\tau_0, \phi$ ) | $\tau_0$                       | 0.65N/mm <sup>2</sup> | 三軸圧縮試験<br>(JGS 0521)            |
|            |                             | $\phi$                         | 44.3°                 |                                 |
|            | 引張強度 $\sigma_t$             | $\sigma_t=0.46\text{N/mm}^2$   |                       | 岩石の引張強さ<br>試験方法<br>(JIS M 0303) |
| 動的変形<br>特性 | 動せん断<br>弾性係数 $G_d$          | $G_0=1670\text{N/mm}^2$        |                       | PS 検層<br>(JGS 1122)             |
|            |                             | $G_d/G_0=1/(1+\gamma/0.00085)$ |                       | 繰返し三軸試験<br>(JGS 0542)           |



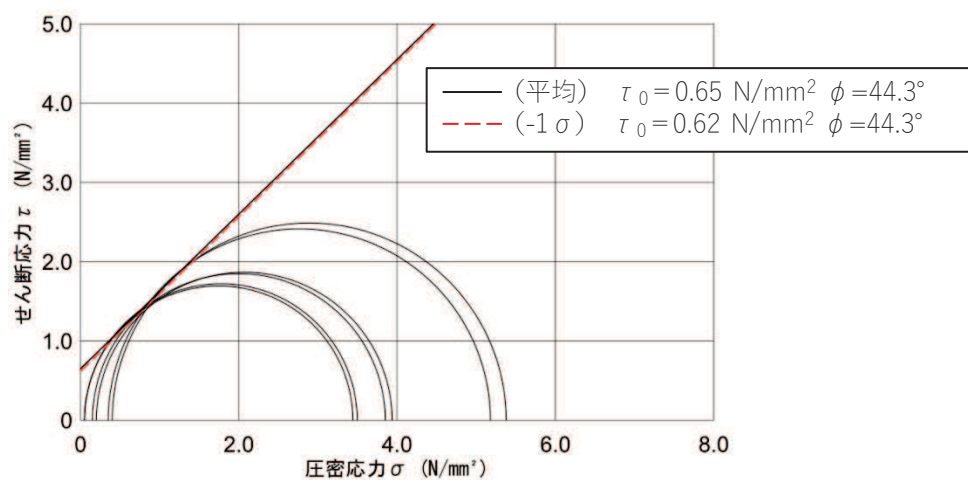


図 3.2-1 セメント改良土の三軸圧縮試験結果

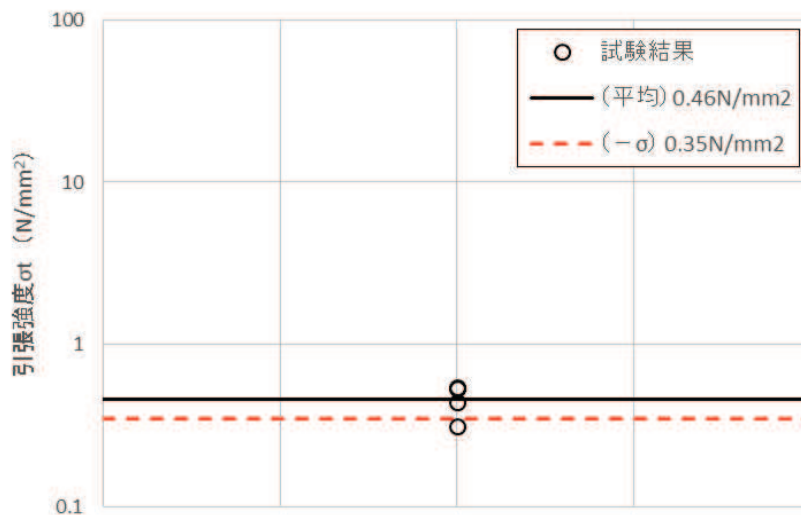


図 3.2-2 セメント改良土の引張強さ試験結果

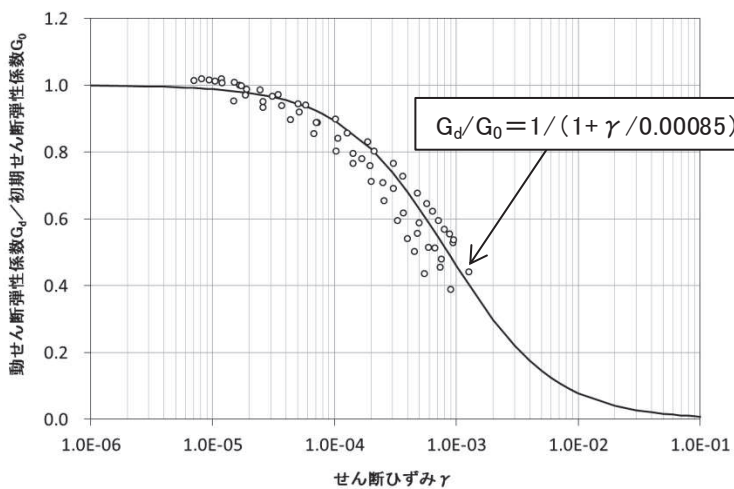


図 3.2-3 セメント改良土の繰返し三軸試験結果 ( $G_d/G_0 \sim$ ひずみ関係)

表 3.2-2 セメント改良土の初期せん断弾性係数  $G_0$  のばらつき

|              | 密度<br>$\rho$ (t/m <sup>3</sup> ) | せん断波速度<br>$V_s$ (m/s) | 初期せん断弾性係数<br>$G_0$ (N/mm <sup>2</sup> ) |
|--------------|----------------------------------|-----------------------|---|
| 平均+ $\sigma$ | 2.20                             | 1000                  | 2200                                    |
| 平均           |                                  | 870                   | 1670                                    |
| 平均- $\sigma$ |                                  | 740                   | 1210                                    |

### 3.3 品質確認準拠基準について

セメント改良土の品質確認において参考とした基準・指針を表 3.3-1 に示す。

表 3.3-1 セメント改良土の施工に参考となる基準・指針

| 基準・指針名                                 | 基準略称        |
|--|-------------|
| 砂防ソイルセメント設計・施工便覧，砂防・地すべり技術センター，平成 23 年 | 砂防ソイルセメント便覧 |

### 3.4 品質確認試験

#### 3.4.1 試験頻度

セメント改良土の品質確認において参考とした基準・指針における調査箇所数を表 3.4-1 に示す。セメント改良土における品質確認試験の頻度は，表 3.4-1 に示す調査箇所数を参考に設定する。

表 3.4-1 諸基準・指針における調査箇所数の例

| 基準略称        | 試験頻度の目安                                   |
|-------------|---|
| 砂防ソイルセメント便覧 | 現場密度：1 日 1 回（3 点以上）<br>一軸圧縮強さ：1 施工日毎に 3 本 |

### 3.4.2 品質確認試験及び基準値

セメント改良土の品質確認試験及び基準値を表 3.4-2 に示す。

類似した工法である砂防ソイルセメント便覧を参考に、締固め後の現場密度及び一軸圧縮強さを管理することにより、試験施工時の品質が確保されることを確認する。

- 現場密度

締固め後の現場密度については、砂防ソイルセメント便覧を参考に、最大乾燥密度の 90% 以上を基準値とした。

- 一軸圧縮強さ

砂防ソイルセメント便覧を参考に、一軸圧縮強さが試験施工時から設定した強度を上回っていることを確認する。砂防ソイルセメント便覧では、目標強度に対して 3 本の平均が目標強度以上であることが記載されているが、ここでは、健全性評価において強度のばらつきの考慮を行っていることも踏まえ、品質確認試験から得られる平均値-1 $\sigma$  強度が強度の設定値を上回っていることを基準値とした。

- 引張強度

砂防ソイルセメント便覧には記載が無いが、岩石の引張強さ試験により確認することとし、岩石の引張強さ試験から得られる引張強度  $\sigma_t$  が、解析用物性値を上回ることを確認する。また、平均値-1 $\sigma$  強度についても確認する。

- 剛性

剛性については、砂防ソイルセメント便覧には記載が無いが、解析上主たる物性値である動せん断弾性係数  $G_0$  を、PS 検層により確認する ( $G_0 = \rho V_s^2$ ) こととし、PS 検層から得られる  $G_0$  の平均値を確認する。 $G_0$  の基準値については、耐震評価の中で実施する動的解析においてばらつきを考慮することを踏まえ、PS 検層から得られる  $G_0$  の平均値が解析用物性値 (平均) - $\sigma$  を上回ることを確認する。

表 3.4-2 セメント改良土の品質確認項目及び品質確認試験

| 品質確認項目 |                                | 解析用物性値   |  | 品質確認試験                          | 基準値   |
|--------|--------------------------------|--|--|---------------------------------|---|
| 密度     | 現場密度                           | —  |  | RI 法<br>(JGS 1614)              | 最大乾燥密度の 90% 以上  |
| 強度     | せん断強度<br>( $\tau_0$ , $\phi$ ) | $\tau_0$   | 0.65N/mm <sup>2</sup><br>(平均- $\sigma$<br>=0.62N/mm <sup>2</sup> ) | 一軸圧縮試験<br>(JIS A 1216)          | $q_u$ の平均値 - $\sigma \geq 3.62\text{N/mm}^2$<br>(解析用物性値 $\tau_0 = 0.65\text{N/mm}^2$ ,<br>$\phi = 44.3^\circ$ に相当する一軸圧縮強<br>さ)                            |
|        |                                | $\phi$   | 44.3°  |                                 |   |
|        | 引張強度 $\sigma_t$                | 0.46N/mm <sup>2</sup><br>(平均- $\sigma = 0.35\text{N/mm}^2$ ) |  | 岩石の引張強さ<br>試験方法<br>(JIS M 0303) | $\sigma_t$ の平均値 $\geq 0.46\text{N/mm}^2$<br>(解析用物性値)<br>* : $\sigma_t$ (平均- $\sigma) \geq 0.35\text{N/mm}^2$ (解<br>析用物性値 (平均) - $\sigma$ ) 以上で<br>あることも確認 |
| 剛性     | 動せん断<br>弾性係数 $G_0$             | 1670N/mm <sup>2</sup>  |  | PS 検層<br>(JGS 1122)             | $G_0$ の平均値 $\geq 1210\text{N/mm}^2$<br>(解析用物性値 (平均) - $\sigma$ )  |

### 3.4.3 これまでの施工実績

防潮堤（盛土堤防）に使用したセメント改良土は、追加地盤改良前の工事として、2015年7月21日に開始し2017年4月5日に施工を完了した。1施工日ごとに実施した一軸圧縮試験の結果を図3.4-1に示す。

一軸圧縮強さ（平均- $\sigma$ ）は表3.4-2に示す基準値を上回る $5.45\text{N/mm}^2$ となった。

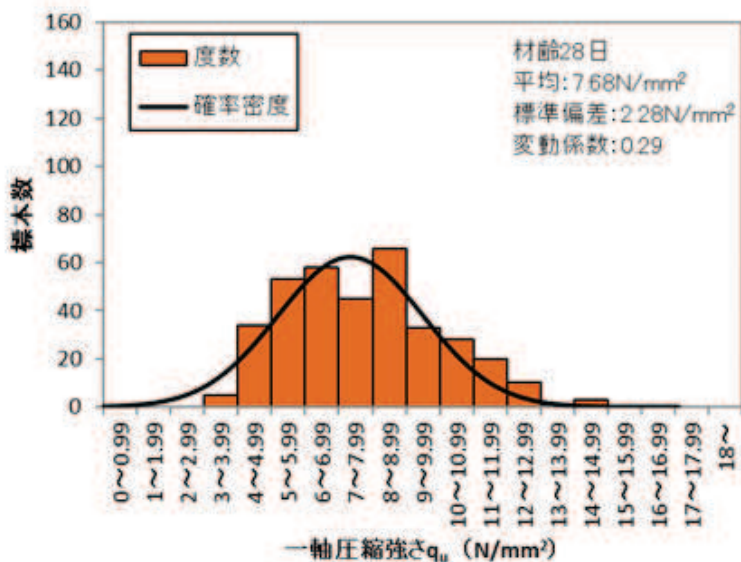


図 3.4-1 セメント改良土の一軸圧縮強さ（2015年7月～2017年4月）

同じく1施工日ごとに実施した引張強度試験の結果を図3.4-2に示す。

引張強度の平均値は $1.00\text{N/mm}^2$ 、引張強度（平均- $\sigma$ ）は $0.77\text{N/mm}^2$ となり、いずれも表3.4-2に示す基準値を上回った。

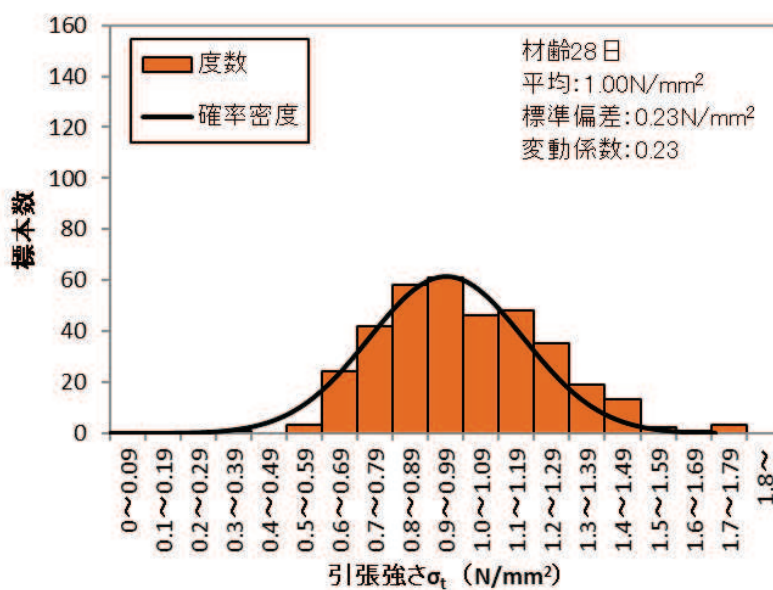


図 3.4-2 セメント改良土の引張強度（2015年7月～2017年4月）

実際に施工したセメント改良土が試験施工と同等のせん断強度を有しているかを確認するため、防潮堤（盛土堤防）の3箇所から試体を採取し、三軸圧縮試験を実施した。試験結果を表 3. 4-3 及び図 3. 4-3 に示す。採取コアの大型三軸試験から得られた強度定数は試験施工から設定した解析用物性値と同等以上となった。

表 3. 4-3 三軸圧縮試験結果（ $\phi$  300mm）

|   | 採取場所             | $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $\phi$ (°) |
|---|------------------|-------------------------------|------------|
| 1 | O. P. +5. 0m 海側  | 0. 94                         | 49. 6      |
| 2 | O. P. +18. 5m 山側 | 0. 69                         | 53. 3      |
| 3 | O. P. +29. 0m 堤頂 | 0. 68                         | 44. 5      |
|   | 解析用物性値           | 0. 65                         | 44. 3      |

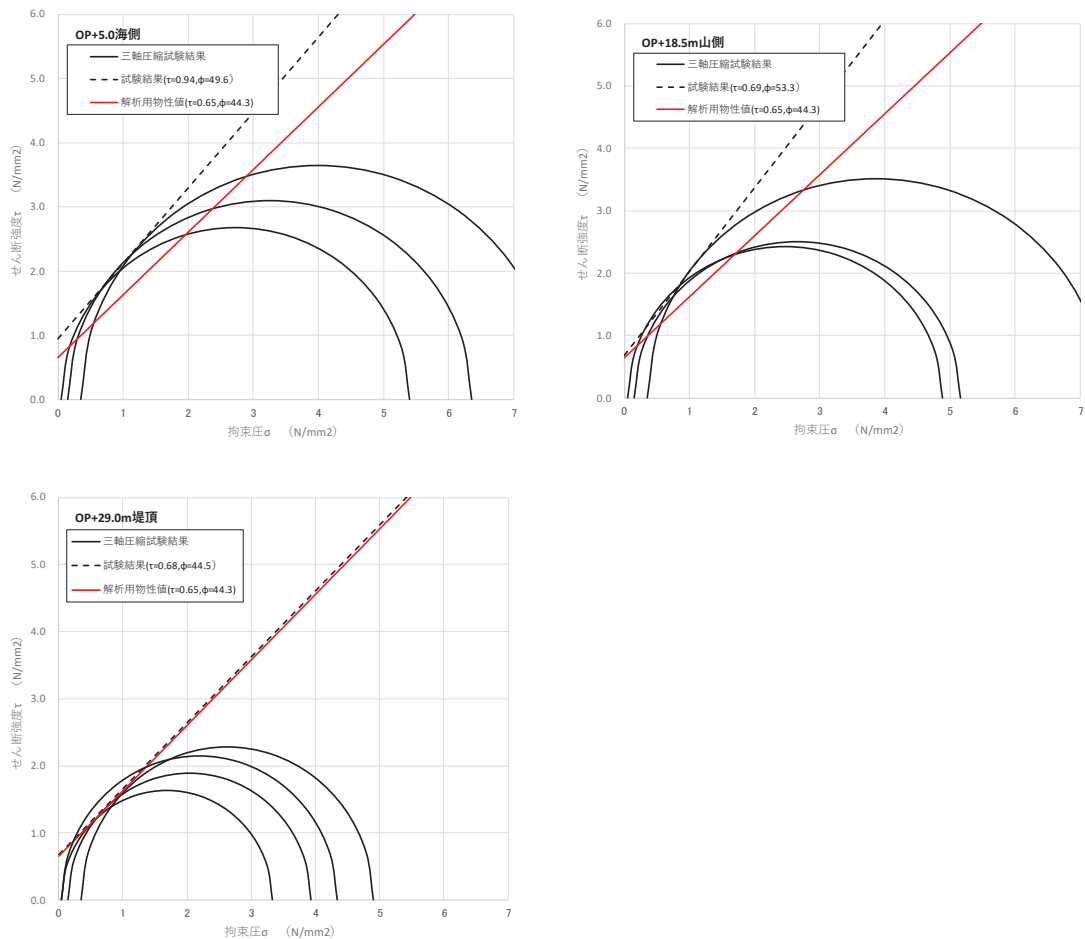


図 3. 4-3 防潮堤盛土堤防から採取したコアによる三軸圧縮試験結果

#### 3.4.4 基準値を下回った場合の対応

品質確認試験の中で設定した基準値を下回った場合の対応として、基準値を下回った原因の考察を行った上で必要に応じて補修を行う。



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

## 目 次

|                                     |    |
|-------------------------------------|----|
| 1. 防潮堤の各部位の性能目標と許容限界                | 1  |
| 1.1 鋼管式鉛直壁                          | 1  |
| 1.2 盛土堤防                            | 8  |
| 2. 防潮堤に作用する荷重と部位の役割                 | 12 |
| 2.1 地震時                             | 12 |
| 2.2 津波時                             | 16 |
| 2.3 重畳時（津波＋余震時）                     | 19 |
| 3. 損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮               | 23 |
| 3.1 サイト特性・制約条件を踏まえた構造の特異性           | 23 |
| 3.2 損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮              | 24 |
| 4. 止水性に係る検討結果                       | 36 |
| 5. 施工実績（一般産業施設における類似構造の設計・施工例）      | 38 |
| 6. 改良地盤の追加施工の成立性について                | 44 |
| 6.1 改良地盤の追加施工に関する検討フロー              | 44 |
| 6.2 改良地盤の要求機能の整理                    | 45 |
| 6.3 施工時の課題抽出                        | 46 |
| 6.4 女川防潮堤における施工実績                   | 48 |
| 7. セメント改良土の耐侵食性・耐洗堀性について            | 70 |
| 7.1 セメント改良土の耐侵食性・耐洗堀性について           | 70 |
| 7.2 盛土堤防におけるセメント改良土の既設部と新設部の取扱いについて | 72 |
| 8. 防潮堤を横断する構造物の取扱いについて              | 74 |
| 8.1 防潮堤を横断する構造物                     | 74 |
| 8.2 各構造物の地震に対する評価                   | 75 |
| 8.3 各構造物の保守管理                       | 77 |
| 8.4 北側排水路の取扱い                       | 78 |
| 9. 女川防潮堤の特徴と他サイト防潮堤との比較             | 82 |
| 9.1 比較の観点                           | 82 |
| 9.2 構造形式の違いと考察                      | 82 |
| 9.3 地震時における沈下の取扱い                   | 84 |
| 9.4 女川防潮堤における構造設計の経緯                | 85 |

|                                |    |
|--------------------------------|----|
| 10. 漂流物防護工の構造及び施工方法について        | 87 |
| 11. 鋼管杭の上杭と下杭の接合部の構造及び施工方法について | 90 |
| 11.1 鋼管杭の上杭と下杭の接合部の構造          | 90 |
| 11.2 鋼管杭の上杭と下杭の接合部の施工方法        | 90 |
| 12. すべり線設定の考え方について             | 91 |
| 12.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）               | 91 |
| 12.2 防潮堤（盛土堤防）                 | 92 |

## 1. 防潮堤の各部位の性能目標と許容限界

### 1.1 鋼管式鉛直壁

新規制基準への適合性において、防潮堤直下の盛土・旧表土は沈下対策として地盤改良を行うことを踏まえ、鋼管式鉛直壁における設置許可基準規則の各条文に対する検討要旨を表 1.1-1 に示す。鋼管式鉛直壁は一般部と岩盤部があるが、各部位の性能目標と許容限界については、一般部の整理結果を岩盤部にも展開するため、以下では一般部を対象に整理する。

表 1.1-1 鋼管式鉛直壁における検討要旨

| 規 則                        | 検 討 要 旨  |
|----------------------------|--|
| 第 3 条<br>(設計基準対象施設<br>の地盤) | <ul style="list-style-type: none"><li>施設（鋼管杭，鋼製遮水壁，背面補強工及び置換コンクリート）を支持する地盤を対象とし，地盤内にすべり線を想定し，安定性を確認する。</li></ul>       |
| 第 4 条<br>(地震による損傷の<br>防止)  | <ul style="list-style-type: none"><li>施設と地盤との動的相互作用や液状化検討対象層の地震時の挙動を考慮した上で，施設の耐震安全性を確認する。</li></ul>                    |
| 第 5 条<br>(津波による損傷の<br>防止)  | <ul style="list-style-type: none"><li>地震（本震及び余震）による影響を考慮した上で，機能を保持できることを確認する。</li><li>液状化検討対象層の地震時の挙動の考慮を含む。</li></ul> |

鋼管式鉛直壁（一般部）における条文に対応する施設の範囲及び各部位の役割を図 1.1-1，図 1.1-2 及び表 1.1-2 に示す。なお，以下では，津波を遮断する役割を『遮水性』，材料として津波を通しにくい役割を『難透水性』とし，これらを総称して『止水性』と整理する。

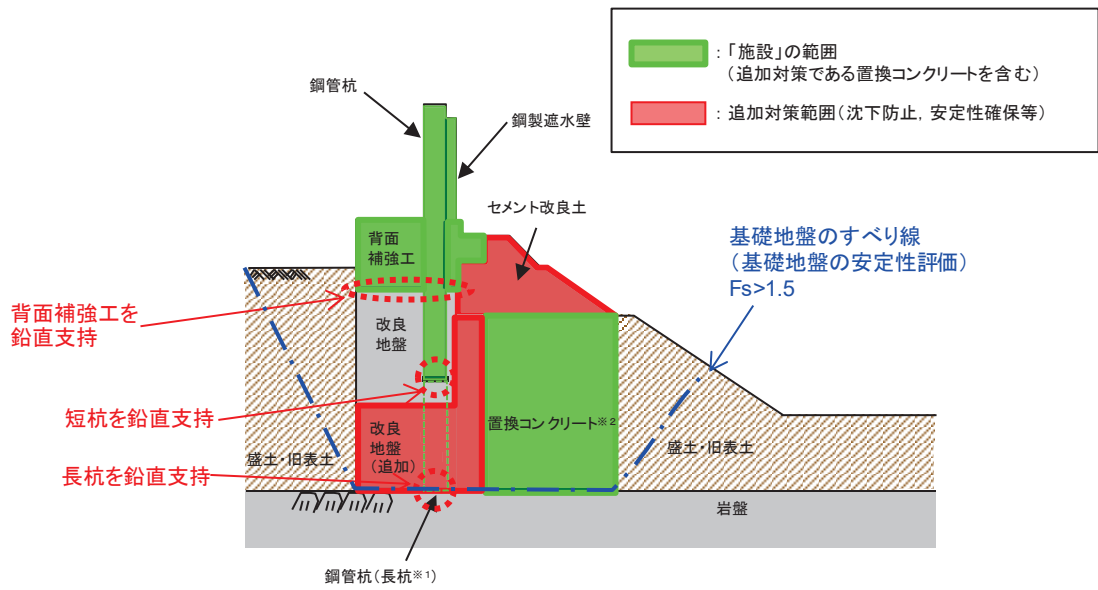


図 1.1-1 鋼管式鉛直壁（一般部）の「施設」の範囲

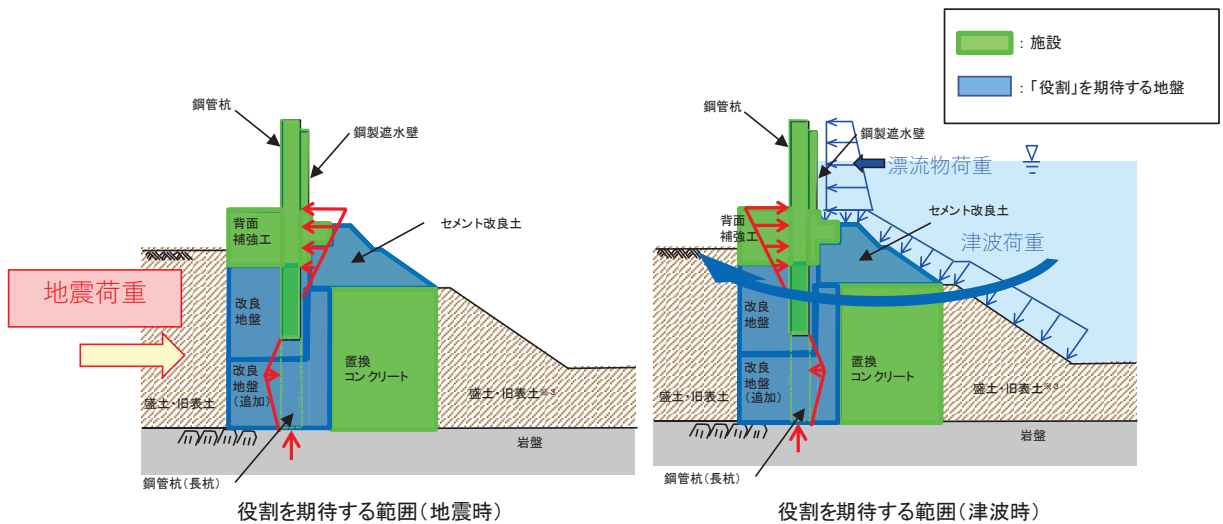


図 1.1-2 鋼管式鉛直壁（一般部）の役割を期待する範囲

表 1.1-2 鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位の役割

|    | 部位の名称    | 地震時の役割* <sup>1</sup>  | 津波時の役割* <sup>1</sup>   |
|----|----------|---|--|
| 施設 | 鋼管杭（長杭）  | ・ 鋼製遮水壁を支持する。   | ・ 鋼製遮水壁を支持する。  |
|    | 鋼管杭（短杭）  | ・ 鋼製遮水壁を支持する。   | ・ 鋼製遮水壁を支持する。  |
|    | 鋼製遮水壁    | ・ 漂流物防護工及び止水目地を支持する。  | ・ 漂流物防護工及び止水目地を支持するとともに、遮水性を保持する。  |
|    | 漂流物防護工   | —   | ・ 漂流物の荷重を鋼製遮水壁及び鋼管杭に伝達する。  |
|    | 止水目地     | ・ 鋼製遮水壁間の変位に追従する。   | ・ 鋼製遮水壁間の変位に追従し、遮水性を保持する。  |
|    | 背面補強工    | ・ 長杭・短杭の変形を抑制する。  | ・ 遮水性を保持する。<br>・ 長杭・短杭の変形を抑制する。  |
|    | 置換コンクリート | ・ コンクリート強度を考慮して基礎地盤のすべり安定性を確保する。<br>・ 長杭・短杭の変形を抑制する。                          | ・ 長杭・短杭の変形を抑制する。<br>・ 地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。                                       |
| 地盤 | セメント改良土  | ・ 長杭・短杭の変形を抑制する。  | ・ 長杭・短杭の変形を抑制する。<br>・ 地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。<br>・ 津波荷重を置換コンクリート等を介して岩盤に伝達する。       |
|    | 改良地盤     | ・ 短杭及び背面補強工を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。<br>・ 基礎地盤のすべり安定性に寄与する。<br>・ 長杭・短杭の変形を抑制する。 | ・ 短杭及び背面補強工を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。<br>・ 長杭・短杭の変形を抑制する。<br>・ 地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。 |
|    | 岩盤       | ・ 長杭・短杭、背面補強工及び置換コンクリートを（改良地盤を介して）鉛直支持する。<br>・ 基礎地盤のすべり安定性に寄与する。              | ・ 長杭・短杭、背面補強工及び置換コンクリートを（改良地盤を介して）鉛直支持する。  |

注記 \*<sup>1</sup>：津波＋余震時は地震時及び津波時の両方の役割を参照する。

各部位の『施設』と『地盤』を区分するに当たり、背面補強工、置換コンクリート、改良地盤及びセメント改良土の具体的な役割を表 1.1-3 のとおり整理した。

要求機能を満たすために設計上必要な項目（表 1.1-3 中「◎」と記載）を持つ部位として、背面補強工は津波時に鋼製遮水壁や止水目地とともに止水性（第 5 条）としての遮水性を保持すること、置換コンクリートは地震時にすべり安定性確保（第 3 条）の役割を主体的に果たすことから、『施設』と区分する。また、支持地盤や側方地盤としての役割（表 1.1-3 中「○」と記載）を有する改良地盤及びセメント改良土は『地盤』と区分する。

なお、施設の役割を維持するための条件として設計に反映する項目「○」と評価した具体的な考え方を以下に示す。

- ・ 改良地盤の役割である鉛直支持については、鋼管杭（短杭）及び背面補強工を鉛直

支持するために支持力を設計に反映することから「○」とした。

- ・ 改良地盤及びセメント改良土の役割であるすべり安定性については，基礎地盤のすべり安定性を確保するために滑動抵抗力（強度特性）を設計に反映することから「○」とした。
- ・ 背面補強工，置換コンクリート，改良地盤及びセメント改良土の役割である健全性については，鋼管杭の変形を抑制するために剛性（変形特性）を設計に反映することから「○」とした。
- ・ 置換コンクリート，改良地盤及びセメント改良土の役割である止水性については，地盤中からの回り込みによる浸水を防止するために透水係数を設計に反映することから「○」とした。なお，透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを浸透流解析により確認する。

以上を踏まえ，鋼管式鉛直壁（一般部）における各部位の役割に対する性能目標を表 1.1-4 に，性能目標を満足するための照査項目と許容限界を表 1.1-5 に示す。液状化の影響については有効応力解析により考慮し，盛土・旧表土の変状に伴う施設評価への影響を検討する。

また，液状化に伴う海側の盛土・旧表土斜面部の変状により斜面形状が変化し，荷重伝達経路や津波波圧に影響する可能性があることから，影響の程度を検討する。

なお，施設である背面補強工及び置換コンクリートのすべり安全率の確認においては，地盤と施設を連成した二次元 FEM 解析により，各要素の破壊状況についても確認し，必要に応じて破壊の進展を考慮した検討（非線形解析等）を行う。

表 1.1-3 鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位の具体的な役割

凡 例  
 ◎：要求機能を主体的に満たすために設計上必要な項目  
 （該当する部位を施設と区分とする）  
 ○：施設の役割を維持するための条件として設計に反映する項目  
 ー：設計上考慮しない項目

| 部位       | 具体的な役割  |  |            |        |                    | 『施設』と『地盤』の区分の考え方   |
|----------|---|--|------------|--------|--------------------|--|
|          | 地震時   | 津波時  | *1<br>鉛直支持 | すべり安定性 | (鋼管杭の変形抑制)<br>*健全性 |  |
| 背面補強工    | <ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭の周囲を剛性の高いコンクリートとすることで鋼管杭の変形を抑制するとともに、鋼管杭の突出長を短縮することで鋼管杭の断面力を低減する。</li> </ul>  | <ul style="list-style-type: none"> <li>遮水性を有するコンクリートを鋼製遮水壁や止水目地と連続配置することで、津波時の水みちを形成しない。</li> <li>鋼管杭の周囲を剛性の高いコンクリートとすることで鋼管杭の変形を抑制するとともに、鋼管杭の突出長を短縮することで鋼管杭の断面力を低減する。</li> </ul>                | —          | —      | ◎                  | 津波時に鋼製遮水壁や止水目地とともに遮水性の役割を果たすことから、『施設』と区分する。  |
| 置換コンクリート | <ul style="list-style-type: none"> <li>コンクリート強度を考慮して置換範囲を設計することで、基礎地盤のすべり安定性を確保する(第3条)。</li> <li>鋼管杭の海側に必要な強度を有するコンクリートを設置することで改良地盤の変形や発生応力を低減し、鋼管杭の変形を抑制する。</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭の海側に必要な強度を有するコンクリートを設置することで改良地盤の変形や発生応力を低減し、鋼管杭の海側への変形に抵抗する。</li> <li>難透水性を保持することで、遮水性を有する鋼製遮水壁・止水目地・背面補強工の下部地盤中からの回り込みによる浸水を防止する。</li> </ul>          | —          | ◎      | *2 ○               | 地震時にすべり安定性確保の役割を主体的に果たすことから、『施設』と区分する。   |
| セメント改良土  | <ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭の海側にセメント改良土を設置することで鋼管杭の変形を抑制する。</li> </ul>  | <ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭の海側にセメント改良土を設置することで鋼管杭の海側への変形を抑制する。</li> <li>遮水性を有する鋼製遮水壁・止水目地・背面補強工の周囲で難透水性を保持することで、地盤中からの回り込みによる浸水を防止する。</li> </ul>                                  | —          | ○      | *2 ○               | すべり安定性への寄与及び鋼管杭の変形抑制が主な役割であり、施設の支持地盤や側方地盤に要求される役割と同様であること、難透水性の保持の役割をもつことから、『地盤』と区分する。         |
| 改良地盤     | <ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭(短杭)及び背面補強工の下方の盛土・旧表土を地盤改良(沈下防止)することで、防潮堤を鉛直支持するとともに基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul>  | <ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭(短杭)及び背面補強工の下方の盛土・旧表土を地盤改良(沈下防止)することで、防潮堤を鉛直支持するとともに基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> <li>難透水性を保持することで、遮水性を有する鋼製遮水壁・止水目地・背面補強工の下部地盤中からの回り込みによる浸水を防止する。</li> </ul> | ○          | ○      | *2 ○               | 施設の鉛直支持、すべり安定性への寄与及び鋼管杭の変形抑制が主な役割であり、施設の支持地盤や側方地盤に要求される役割と同様であること、難透水性の保持の役割をもつことから、『地盤』と区分する。 |

注記 \*1: 鉛直支持については岩盤が、健全性(鋼管杭の変形抑制)については鋼管杭が、それぞれ主体的に役割を果たす。  
 \*2: 施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、置換コンクリート、改良地盤及びセメント改良土の透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを確認する。

表 1.1-4 鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位の役割に対する性能目標

| 部位 |          | 性能目標  |  |  |  |
|----|----------|---|--|--|--|
|    |          | 鉛直支持<br>(第3条)                               | すべり安定性<br>(第3条)  | 健全性<br>(鋼管杭の変形抑制)<br>(第4条)                     | 止水性<br>(漏水性、難透水性)<br>(第5条)                                       |
| 施設 | 鋼管杭      | -   | -  | 構造部材の健全性を保持するために、鋼管杭がおおむね弾性状態に留まること。           | 構造部材の健全性を保持するために、鋼管杭がおおむね弾性状態に留まること。                             |
|    | 鋼製遮水壁    |   |  | 構造部材の健全性を保持するために、鋼製遮水壁がおおむね弾性状態に留まること。         | 止水目地の支持機能を喪失して鋼製遮水壁間から有意な漏えいを生じないために、鋼製遮水壁がおおむね弾性状態に留まること。       |
|    | 止水目地     |   |  | 鋼製遮水壁間から有意な漏えいを生じないために、止水目地の変形性能を保持すること。       | 鋼製遮水壁間から有意な漏えいを生じないために、止水目地の変形・遮水性能を保持すること。                      |
|    | 背面補強工    |   |  | 鋼管杭の変形を抑制するため、背面補強工がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。       | 背面補強工内に鋼管杭を横断する水みちが形成されて有意な漏洩を生じないために、背面補強工がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。 |
|    | 置換コンクリート |   |  | 基礎地盤のすべり安定性を確保するため、コンクリートの強度を維持し、すべり抵抗を保持すること。 | 鋼管杭の変形を抑制するため、置換コンクリートがすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。                      |
| 地盤 | セメント改良土  | -   | 基礎地盤のすべり安定性を確保するため、置換コンクリートのすべり抵抗も考慮した上で、十分なすべり安定性を保持すること。 | 鋼管杭の変形を抑制するため、セメント改良土がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。     | 地盤中からの回り込みによる浸水を防止(難透水性を保持)するため、セメント改良土がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。     |
|    | 改良地盤     | 鋼管杭及び背面補強工を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。          |  | 鋼管杭の変形を抑制するため、改良地盤がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。        | 地盤中からの回り込みによる浸水を防止(難透水性を保持)するため、改良地盤がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。        |
|    | 岩盤       | 鋼管杭、背面補強工及び置換コンクリートを鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。 |  | -  | -  |



表 1.1-5 鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位の照査項目と許容限界  
（上段：照査項目，下段：許容限界）

| 部位 |          | 照査項目と許容限界        |   |                                    |   |
|----|----------|------------------|---|------------------------------------|---|
|    |          | 鉛直支持<br>(第3条)    | すべり安定性<br>(第3条)                               | 健全性<br>(鋼管杭の変形抑制)<br>(第4条)         | 止水性 <sup>※1</sup><br>(滲水性, 難透水性)<br>(第5条) |
| 施設 | 鋼管杭      | -                | -   | 曲げ, せん断<br>(短期許容応力度以下)             |   |
|    | 鋼製止水壁    |                  |   | 曲げ, せん断<br>(短期許容応力度以下)             |   |
|    | 止水目地     |                  |   | 変形<br>(許容変形量以下)                    | 変形・水圧<br>(許容変形量・許容水圧以下)                   |
|    | 背面補強工    |                  |   | すべり安全率 <sup>※4, 5</sup><br>(1.2以上) |   |
|    | 置換コンクリート |                  |   | - <sup>※2</sup>                    | すべり安全率 <sup>※4, 5</sup><br>(1.2以上)        |
| 地盤 | セメント改良土  | -                | すべり安全率 <sup>※3</sup><br>(基礎地盤)<br><br>(1.5以上) | すべり安全率 <sup>※4</sup><br>(1.2以上)    |   |
|    | 改良地盤     | 支持力<br>(極限支持力以下) |   | すべり安全率 <sup>※4</sup><br>(1.2以上)    |   |
|    |          | 支持力<br>(極限支持力以下) |   | -                                  | -   |

- ※1：施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により，置換コンクリート，改良地盤及びセメント改良土の透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを確認する。
- ※2：置換コンクリートがすべり破壊しないことを第4・5条で確認するため，第3条においては，岩盤及び改良地盤を通るすべり線のすべり安全率を確認する。
- ※3：第3条のすべり安全率は施設の外的安定の確認を目的としており，「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価に係る審査ガイド」に基づいて1.5以上を許容限界とする。
- ※4：第4条・第5条のすべり安全率は各部位の内的安定の確認を目的としており，「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用して1.2以上を許容限界とする。
- ※5：地盤と施設を連成した2次元FEM解析により，各要素の破壊状況についても確認し，必要に応じて破壊の進展を考慮した検討（非線形解析等）を行う。

## 1.2 盛土堤防

新規制基準への適合性において、防潮堤直下の盛土・旧表土は沈下対策として地盤改良を行うことを踏まえ、盛土堤防における設置許可基準規則の各条文に対する検討要旨を表 1.2-1 に示す。

表 1.2-1 盛土堤防における検討要旨

| 規 則                    | 検 討 要 旨   |
|------------------------|---|
| 第 3 条<br>(設計基準対象施設の地盤) | <ul style="list-style-type: none"> <li>施設（セメント改良土及び置換コンクリート）を支持する地盤を対象とし、地盤内にすべり線を想定し、安定性を確認する。</li> </ul>                |
| 第 4 条<br>(地震による損傷の防止)  | <ul style="list-style-type: none"> <li>施設と地盤との動的相互作用や液状化検討対象層の地震時の挙動を考慮した上で、施設の耐震安全性を確認する。</li> </ul>                     |
| 第 5 条<br>(津波による損傷の防止)  | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震（本震及び余震）による影響を考慮した上で、機能を保持できることを確認する。</li> <li>液状化検討対象層の地震時の挙動の考慮を含む。</li> </ul> |

盛土堤防における条文に対応する施設の範囲及び各部位の役割を図 1.2-1、図 1.2-2 及び表 1.2-2 に示す。セメント改良土については、堤体として本体部分と海側の道路部分を一体的に構築しており、津波荷重も全体で受けることから、海側の道路部分も含めたセメント改良土全体を施設として評価する。

なお、セメント改良土の陸側の道路部分は、盛土堤防とは構造的に一体化していない。荷重に対する抵抗力等の具体的な役割は期待していないが、適切にモデル化して施設への影響を評価する。

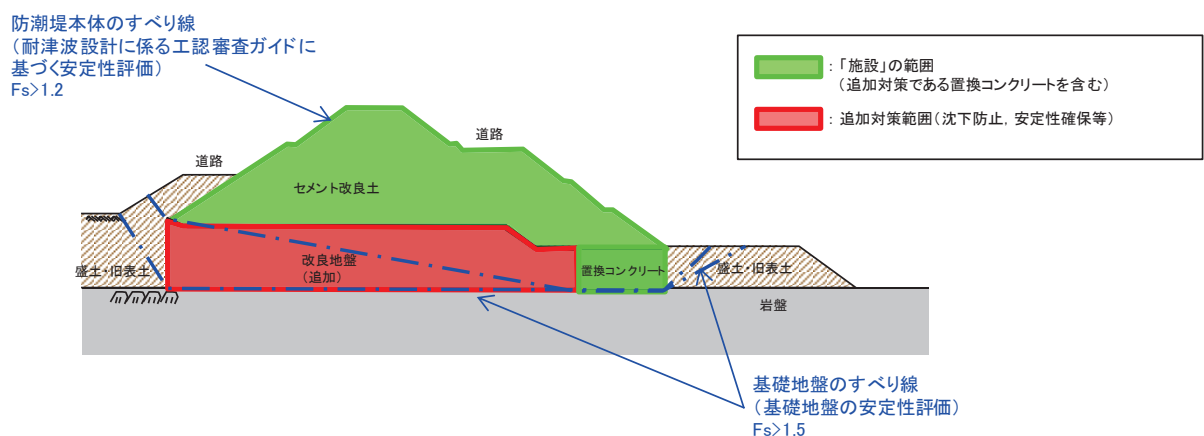


図 1.2-1 盛土堤防の「施設」の範囲

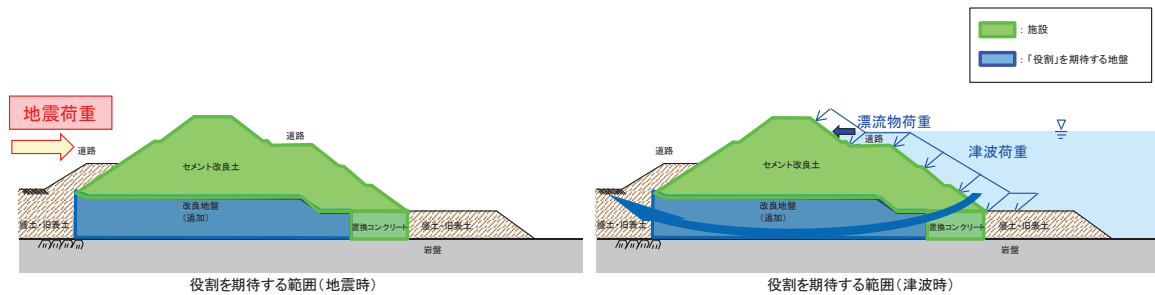


図 1.2-2 盛土堤防の役割を期待する範囲

表 1.2-2 盛土堤防の各部位の役割

|    | 部位の名称    | 地震時の役割*   | 津波時の役割*  |
|----|----------|---|--|
| 施設 | セメント改良土  | <ul style="list-style-type: none"> <li>入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持する。</li> </ul>                              | <ul style="list-style-type: none"> <li>入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持する。</li> <li>難透水性を有し、堤体により止水性を維持する。</li> </ul>             |
|    | 置換コンクリート | <ul style="list-style-type: none"> <li>コンクリート強度を考慮して基礎地盤のすべり安定性を確保する。</li> </ul>                            | <ul style="list-style-type: none"> <li>地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。</li> </ul>   |
| 地盤 | 改良地盤     | <ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。</li> <li>基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。</li> <li>地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。</li> </ul> |
|    | 岩盤       | <ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土及び置換コンクリートを鉛直支持する。</li> <li>基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul>      | <ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土及び置換コンクリートを鉛直支持する。</li> </ul>  |

注記 \*：津波＋余震時は地震時及び津波時の両方の役割を参照する。

各部位の『施設』と『地盤』を区分するに当たり、セメント改良土、置換コンクリート及び改良地盤の具体的な役割を表 1.2-3 のとおり整理した。

要求機能を満たすために設計上必要な項目（表 1.2-3 中に「◎」と記載）を持つ部位として、セメント改良土は堤体本体としての高さ維持（第 4・5 条）、止水性維持（第 5 条）の役割を主体的に果たすこと、置換コンクリートは地震時にすべり安定性確保（第 3 条）の役割を主体的に果たすことから、『施設』と区分する。また、支持地盤としての役割（表 1.2-3 中「○」と記載）を有する改良地盤は『地盤』と区分する。

なお、施設の役割を維持するための条件として設計に反映する項目「○」と評価した具体的な考え方を以下に示す。

- 改良地盤の役割である鉛直支持については、セメント改良土を鉛直支持するために支持力を設計に反映することから「○」とした。
- 改良地盤の役割であるすべり安定性については、基礎地盤のすべり安定性を確保するために滑動抵抗（強度特性）を設計に反映することから「○」とした。

- ・ 置換コンクリート及び改良地盤の役割である健全性については、堤体であるセメント改良土の堤体高さ及び難透水性を維持するために、剛性（変形特性）を設計に反映することから「○」とした。
- ・ 置換コンクリート及び改良地盤の役割である止水性については、地盤中からの回り込みによる浸水を防止するために透水係数を設計に反映することから「○」とした。なお、透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを浸透流解析により確認する。

表 1.2-3 盛土堤防の各部位の具体的な役割

|  |  |
|--|--|
| 凡 例  |  |
| ◎：要求機能を主体的に満たすために設計上必要な項目<br>(該当する部位を施設と区分とする) |  |
| ○：施設の役割を維持するための条件として設計に反映する項目                  |  |
| -：設計上考慮しない項目                                   |  |

| 部位       | 具体的な役割  |  |            |        |               | 『施設』と『地盤』の区分の考え方 |  |
|----------|---|--|------------|--------|---------------|------------------|--|
|          | 地震時   | 津波時  | ※1<br>鉛直支持 | すべり安定性 | 健全性<br>(難透水性) |                  |  |
| セメント改良土  | <ul style="list-style-type: none"> <li>強度・剛性の高いセメント改良土を大断面で設置することで、入力津波に対して十分な余裕を確保した堤体本体としての高さを維持する。</li> </ul>    | <ul style="list-style-type: none"> <li>強度・剛性の高いセメント改良土を大断面で設置することで、入力津波に対して十分な余裕を確保した堤体高さを維持する。</li> <li>難透水性を有し、堤体本体としての止水性を保持することで、津波時の水みちを形成しない。</li> </ul> | -          | -      | ◎             | ◎                | 堤体本体として、高さ・止水性維持の役割を主体的に果たすことから、『施設』と区分する。   |
| 置換コンクリート | <ul style="list-style-type: none"> <li>コンクリート強度を考慮して置換範囲を設計することで、基礎地盤のすべり安定性を確保する(第3条)。</li> </ul>                  | <ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土の周囲で難透水性を保持することで、地盤中からの回り込みによる浸水を防止する。</li> </ul>  | -          | ◎      | ○             | ◎ <sup>※2</sup>  | 地震時にすべり安定性確保の役割を主体的に果たすことから、『施設』と区分する。   |
| 改良地盤     | <ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土の下方の盛土・旧表土を地盤改良(沈下防止)することで、防潮堤を鉛直支持するとともに基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土の下方の盛土・旧表土を地盤改良(沈下防止)することで、防潮堤を鉛直支持する。</li> <li>セメント改良土の周囲で難透水性を保持することで、地盤中からの回り込みによる浸水を防止する。</li> </ul>         | ○          | ○      | ○             | ◎ <sup>※2</sup>  | 施設の鉛直支持、すべり安定性への寄与及び健全性が主な役割であり、施設の支持地盤に要求される役割と同様であること、難透水性の保持の役割をもつことから、『地盤』と区分する。 |

※1：鉛直支持については岩盤が主体的に役割を果たす。

※2：施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、置換コンクリート、改良地盤及びセメント改良土の透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを確認する。

以上を踏まえ、盛土堤防における各部位の役割に対する性能目標を表 1.2-4 に、性能目標を満足するための照査項目と許容限界を表 1.2-5 に示す。液状化の影響については有効応力解析により考慮し、盛土・旧表土の変状に伴う施設評価への影響を検討する。また、セメント改良土の陸側の盛土・旧表土（道路）については、荷重に対する抵抗力として期待せず、適切にモデル化して施設への影響を評価する。

なお、施設であるセメント改良土及び置換コンクリートのすべり安全率の確認においては、地盤と施設を連成した二次元 FEM 解析により、各要素の破壊状況についても確認し、必要に応じて破壊の進展を考慮した検討（非線形解析等）を行う。

表 1.2-4 盛土堤防の各部位の役割に対する性能目標

| 部位 |          | 性能目標                                      |  |  |  |
|----|----------|---|--|--|--|
|    |          | 鉛直支持<br>(第3条)                             | すべり安定性<br>(第3条)  | 健全性<br>(第4条)   | 止水性<br>(難透水性)<br>(第5条)   |
| 施設 | セメント改良土  | —   | —  | セメント改良土の健全性を保持して、入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持するために、堤体内部にすべり破壊が生じないこと(内的安定を保持)。    | セメント改良土を横断する水みちが形成されて有意な漏洩を生じないために、堤体内部にすべり破壊が生じないこと(内的安定を保持)。 |
|    | 置換コンクリート | —   | 基礎地盤のすべり安定性を確保するため、コンクリートの強度を維持し、すべり抵抗を保持すること。             | コンクリートの強度を維持すること及び堤体であるセメント改良土の堤体高さ及び難透水性を維持するため、置換コンクリートがすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。 | 地盤中からの回り込みによる浸水を防止(難透水性を保持)するため、置換コンクリートがすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。  |
| 地盤 | 改良地盤     | セメント改良土を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。           | 基礎地盤のすべり安定性を確保するため、置換コンクリートのすべり抵抗も考慮した上で、十分なすべり安定性を保持すること。 | 堤体であるセメント改良土の堤体高さ及び難透水性を維持するため、改良地盤にすべり破壊が生じないこと(内的安定を保持)。                     | 地盤中からの回り込みによる浸水を防止(難透水性を保持)するため、改良地盤がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。      |
|    | 岩盤       | セメント改良土及び置換コンクリートを鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。 |  | —  |  |

表 1.2-5 盛土堤防の各部位の照査項目と許容限界

(上段：照査項目，下段：許容限界)

| 部位 |          | 照査項目と許容限界        |                    |                       |                          |
|----|----------|------------------|--------------------|-----------------------|--------------------------|
|    |          | 鉛直支持<br>(第3条)    | すべり安定性<br>(第3条)    | 健全性<br>(第4条)          | 止水性*1<br>(難透水性)<br>(第5条) |
| 施設 | セメント改良土  | —                | —                  | すべり安全率*4,5<br>(1.2以上) |                          |
|    | 置換コンクリート |                  | —*2                | すべり安全率*4,5<br>(1.2以上) |                          |
| 地盤 | 改良地盤     | 支持力<br>(極限支持力以下) | すべり安全率*3<br>(基礎地盤) | すべり安全率*4<br>(1.2以上)   |                          |
|    | 岩盤       | 支持力<br>(極限支持力以下) | (1.5以上)            | —                     | —                        |

- ※1：施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、置換コンクリート及び改良地盤の透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを確認する。
- ※2：置換コンクリートがすべり破壊しないことを第4・5条で確認するため、第3条においては、岩盤及び改良地盤を通るすべり線のすべり安全率を確認する。
- ※3：第3条のすべり安全率は施設の外的安定の確認を目的としており、「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価に係る審査ガイド」に基づいて1.5以上を許容限界とする。
- ※4：第4条・第5条のすべり安全率は各部位の内的安定の確認を目的としており、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用して1.2以上を許容限界とする。
- ※5：地盤と施設を連成した2次元FEM解析により、各要素の破壊状況についても確認し、必要に応じて破壊の進展を考慮した検討(非線形解析等)を行う。

## 2. 防潮堤に作用する荷重と部位の役割

防潮堤は、鋼管式鉛直壁（一般部）、鋼管式鉛直壁（岩盤部）及び盛土堤防の3つの構造形式に分かれているが、それぞれに作用する荷重に対し各部位が所要の機能を発揮して構造成立性を確保することが必要であることから、作用する荷重、構造体の変形モード及び各部位の役割について、地震時、津波時及び重畳時（津波＋余震時）に分けて整理する。

### 2.1 地震時

#### i. 鋼管式鉛直壁（一般部）

地震時において、鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位は、地震荷重及び地震後に来る津波に対して防潮堤の機能（津波に対する止水性）を維持するため、表 2.1-1 及び表 2.1-2 に示す役割を有する。

鋼管式鉛直壁（一般部）における地震時の変形モード及び荷重図を図 2.1-1 に示す。

表 2.1-1 鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位の役割（地震時）

| 部位の名称    | 役割   |
|----------|--|
| 鋼管杭（長杭）  | <ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製遮水壁を支持する。</li> </ul>  |
| 鋼管杭（短杭）  | <ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製遮水壁を支持する。</li> </ul>  |
| 鋼製遮水壁    | <ul style="list-style-type: none"> <li>漂流物防護工及び止水目地を支持する。</li> </ul>                                     |
| 漂流物防護工   | —  |
| 止水目地     | <ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製遮水壁間の変位に追従する。</li> </ul>  |
| 背面補強工    | <ul style="list-style-type: none"> <li>長杭・短杭の変形を抑制する。</li> </ul>   |
| 置換コンクリート | <ul style="list-style-type: none"> <li>コンクリート強度を考慮して基礎地盤のすべり安定性を確保する。</li> <li>長杭・短杭の変形を抑制する。</li> </ul> |

表 2.1-2 鋼管式鉛直壁（一般部）の地盤の役割（地震時）

| 地盤      | 役割  |
|---------|---|
| 岩盤      | <ul style="list-style-type: none"> <li>長杭・短杭，背面補強工及び置換コンクリートを（改良地盤を介して）鉛直支持する。</li> <li>基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul>                  |
| 改良地盤    | <ul style="list-style-type: none"> <li>短杭及び背面補強工を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。</li> <li>長杭・短杭の変形を抑制する。</li> <li>基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul> |
| セメント改良土 | <ul style="list-style-type: none"> <li>長杭・短杭の変形を抑制する。</li> </ul>  |
| 盛土・旧表土  | —   |

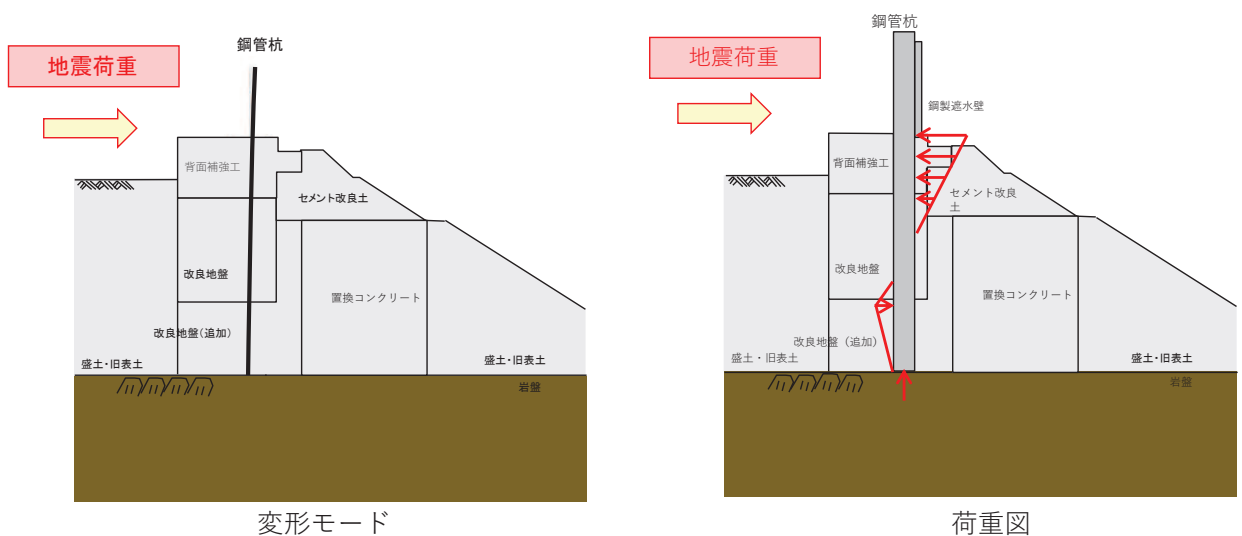


図 2.1-1 鋼管式鉛直壁（一般部）の変形モード及び荷重図（地震時）

ii. 鋼管式鉛直壁（岩盤部）

地震時において，鋼管式鉛直壁（岩盤部）の各部位は，地震荷重及び地震後に来る津波に対して防潮堤の機能（津波に対する止水性）を維持するため，表 2.1-3 及び表 2.1-4 に示す役割を有する。

鋼管式鉛直壁（岩盤部）における地震時の変形モード及び荷重図を図 2.1-2 に示す。

表 2.1-3 鋼管式鉛直壁（岩盤部）の各部位の役割（地震時）

| 部位の名称  | 役割   |
|--------|--|
| 鋼管杭    | <ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製遮水壁を支持する。</li> </ul>        |
| 鋼製遮水壁  | <ul style="list-style-type: none"> <li>漂流物防護工及び止水目地を支持する。</li> </ul> |
| 漂流物防護工 | —  |
| RC 遮水壁 | <ul style="list-style-type: none"> <li>止水目地を支持する。</li> </ul>         |
| 止水目地   | <ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製遮水壁間の変位に追従する。</li> </ul>    |

表 2.1-4 鋼管式鉛直壁（岩盤部）の地盤の役割（地震時）

| 地盤 | 役割   |
|----|--|
| 岩盤 | <ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭を鉛直支持する。</li> <li>基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> <li>鋼管杭の変形を抑制する。</li> </ul> |

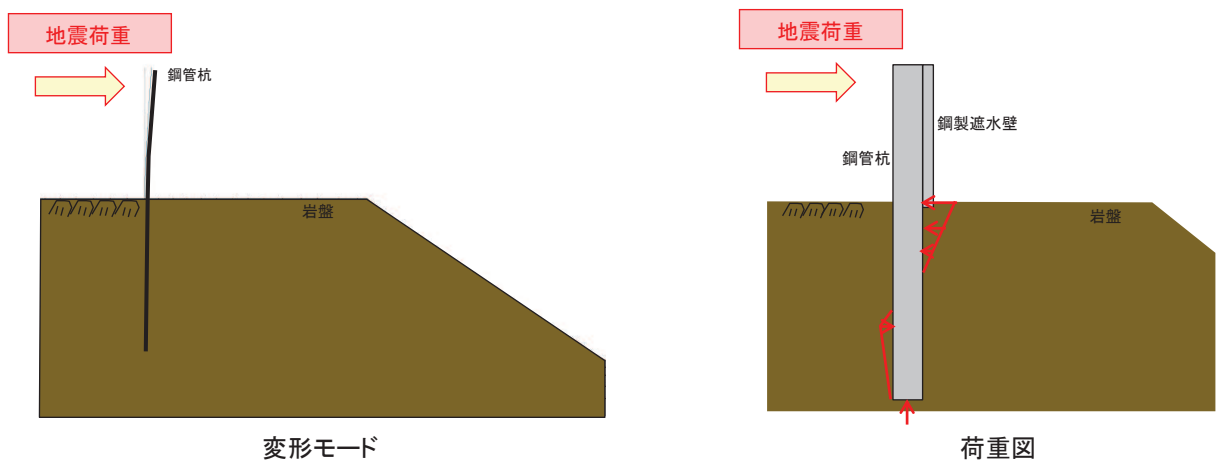


図 2.1-2 鋼管式鉛直壁（岩盤部）の変形モード及び荷重図（地震時）



### iii. 盛土堤防

地震時において、盛土堤防の各部位は、地震荷重及び地震後に来る津波に対して防潮堤の機能（津波に対する止水性）を維持するため、表 2.1-5 及び表 2.1-6 に示す役割を有する。

盛土堤防における地震時の変形モード及び荷重図を図 2.1-3 に示す。

表 2.1-5 盛土堤防の各部位の役割（地震時）

| 部位の名称    | 役割   |
|----------|--|
| セメント改良土  | <ul style="list-style-type: none"> <li>入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持する。</li> </ul>   |
| 置換コンクリート | <ul style="list-style-type: none"> <li>コンクリート強度を考慮して基礎地盤のすべり安定性を確保する。</li> </ul> |

表 2.1-6 盛土堤防の地盤の役割（地震時）

| 地盤     | 役割  |
|--------|---|
| 岩盤     | <ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土及び置換コンクリートを鉛直支持する。</li> <li>基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul>      |
| 改良地盤   | <ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。</li> <li>基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul> |
| 盛土・旧表土 | —   |

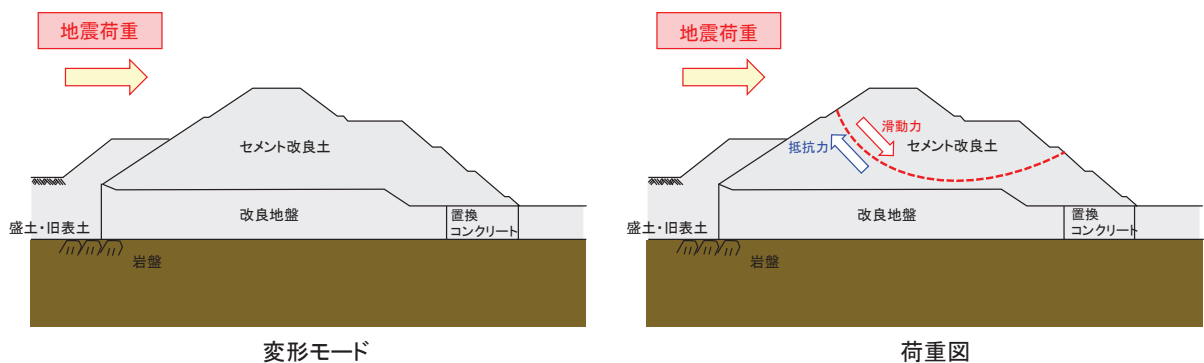


図 2.1-3 盛土堤防の変形モード及び荷重図（地震時）

## 2.2 津波時

### i. 鋼管式鉛直壁（一般部）

津波時において、鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位は、津波荷重及び漂流物荷重に対して防潮堤の機能（津波に対する止水性）を維持するため、表 2.2-1 及び表 2.2-2 に示す役割を有する。

鋼管式鉛直壁（一般部）における津波時の変形モード及び荷重図を図 2.2-1 に示す。

表 2.2-1 鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位の役割（津波時）

| 部位の名称    | 役割   |
|----------|--|
| 鋼管杭（長杭）  | <ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製遮水壁を支持する。</li> </ul>  |
| 鋼管杭（短杭）  | <ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製遮水壁を支持する。</li> </ul>  |
| 鋼製遮水壁    | <ul style="list-style-type: none"> <li>漂流物防護工及び止水目地を支持するとともに、遮水性を保持する。</li> </ul>                          |
| 漂流物防護工   | <ul style="list-style-type: none"> <li>漂流物の荷重を鋼製遮水壁及び鋼管杭に伝達する。</li> </ul>                                  |
| 止水目地     | <ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製遮水壁間の変位に追従し、遮水性を保持する。</li> </ul>                                  |
| 背面補強工    | <ul style="list-style-type: none"> <li>遮水性を保持する。</li> <li>長杭・短杭の変形を抑制する。</li> </ul>                        |
| 置換コンクリート | <ul style="list-style-type: none"> <li>長杭・短杭の変形を抑制する。</li> <li>地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。</li> </ul> |

表 2.2-2 鋼管式鉛直壁（一般部）の地盤の役割（津波時）

| 地盤      | 役割   |
|---------|--|
| 岩盤      | <ul style="list-style-type: none"> <li>長杭・短杭、背面補強工及び置換コンクリートを（改良地盤を介して）鉛直支持する。</li> </ul>  |
| 改良地盤    | <ul style="list-style-type: none"> <li>短杭及び背面補強工を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。</li> <li>長杭・短杭の変形を抑制する。</li> <li>地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。</li> </ul> |
| セメント改良土 | <ul style="list-style-type: none"> <li>長杭・短杭の変形を抑制する。</li> <li>地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。</li> <li>津波荷重を置換コンクリート等を介して岩盤に伝達する。</li> </ul>       |
| 盛土・旧表土  | —  |

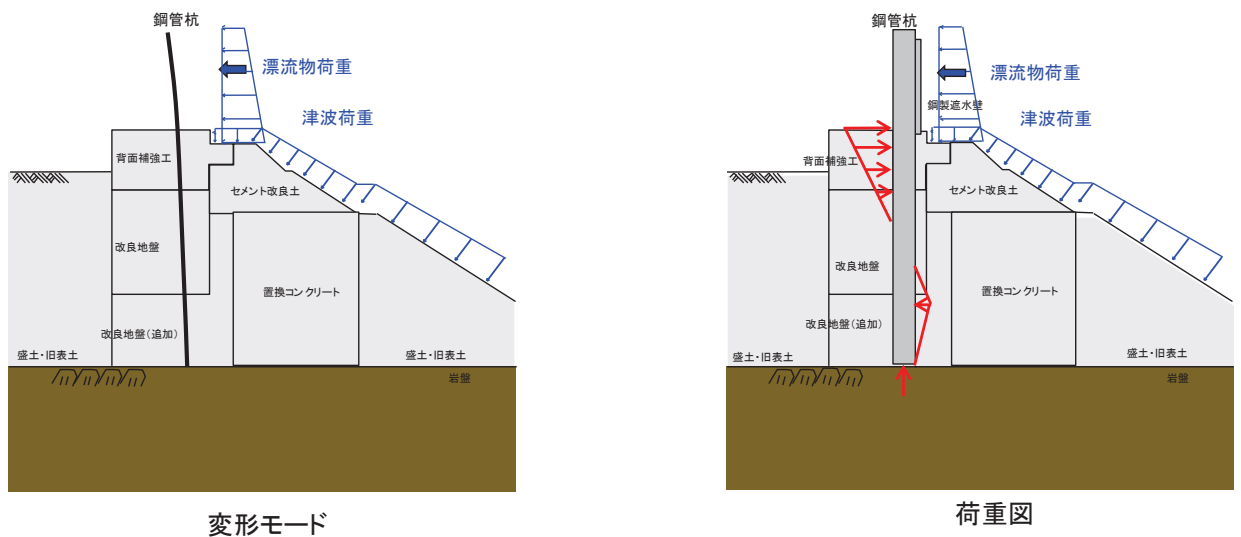


図 2.2-1 鋼管式鉛直壁（一般部）の変形モード及び荷重図（津波時）

ii. 鋼管式鉛直壁（岩盤部）

津波時において、鋼管式鉛直壁（岩盤部）の各部位は、津波荷重及び漂流物荷重に対して防潮堤の機能（津波に対する止水性）を維持するため、表 2.2-3 及び表 2.2-4 に示す役割を有する。

鋼管式鉛直壁（岩盤部）における津波時の変形モード及び荷重図を図 2.2-2 に示す。

表 2.2-3 鋼管式鉛直壁（岩盤部）の各部位の役割

| 部位の名称  | 役割  |
|--------|---|
| 鋼管杭    | <ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製遮水壁を支持する。</li> </ul>                     |
| 鋼製遮水壁  | <ul style="list-style-type: none"> <li>漂流物防護工及び止水目地を支持するとともに、遮水性を保持する。</li> </ul> |
| 漂流物防護工 | <ul style="list-style-type: none"> <li>漂流物の荷重を鋼製遮水壁及び鋼管杭に伝達する。</li> </ul>         |
| RC 遮水壁 | <ul style="list-style-type: none"> <li>津波時の遮水性を保持する。</li> </ul>                   |
| 止水目地   | <ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製遮水壁間の変位に追従し、遮水性を保持する。</li> </ul>         |

表 2.2-4 鋼管式鉛直壁（岩盤部）の地盤の役割

| 地盤 | 役割  |
|----|---|
| 岩盤 | <ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭を鉛直支持する。</li> <li>鋼管杭の変形を抑制する。</li> </ul> |

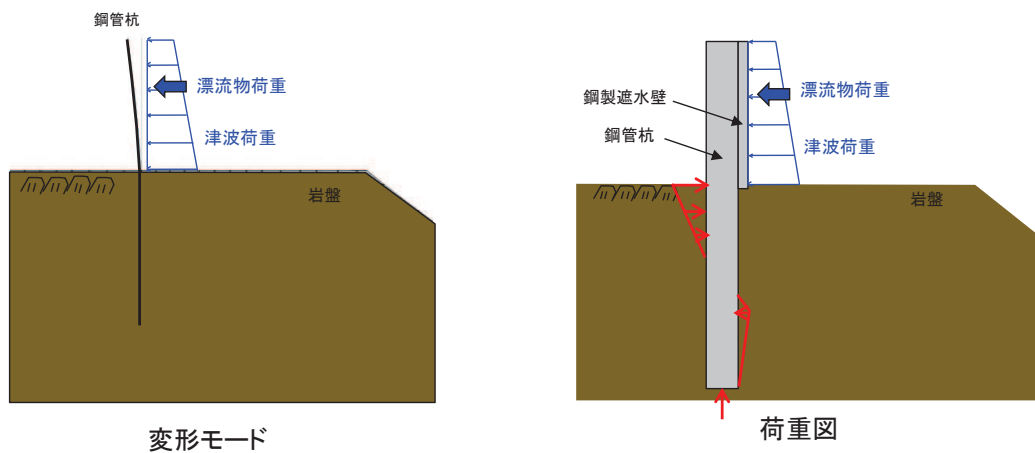


図 2.2-2 鋼管式鉛直壁（岩盤部）の変形モード及び荷重図（津波時）

### iii. 盛土堤防

津波時において、盛土堤防の各部位は、津波荷重及び漂流物荷重に対して防潮堤の機能（津波に対する止水性）を維持するため、表 2.2-5 及び表 2.2-6 に示す役割を有する。

盛土堤防における津波時の変形モード及び荷重図を図 2.2-3 に示す。

表 2.2-5 盛土堤防の各部位の役割（津波時）

| 部位の名称    | 役割   |
|----------|--|
| セメント改良土  | <ul style="list-style-type: none"> <li>入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持する。</li> <li>難透水性を有し、堤体により止水性を維持する。</li> </ul> |
| 置換コンクリート | <ul style="list-style-type: none"> <li>地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。</li> </ul>                             |

表 2.2-6 盛土堤防の地盤の役割（津波時）

| 地盤     | 役割   |
|--------|--|
| 岩盤     | <ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土及び置換コンクリートを鉛直支持する。</li> </ul>  |
| 改良地盤   | <ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。</li> <li>地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。</li> </ul> |
| 盛土・旧表土 | —  |

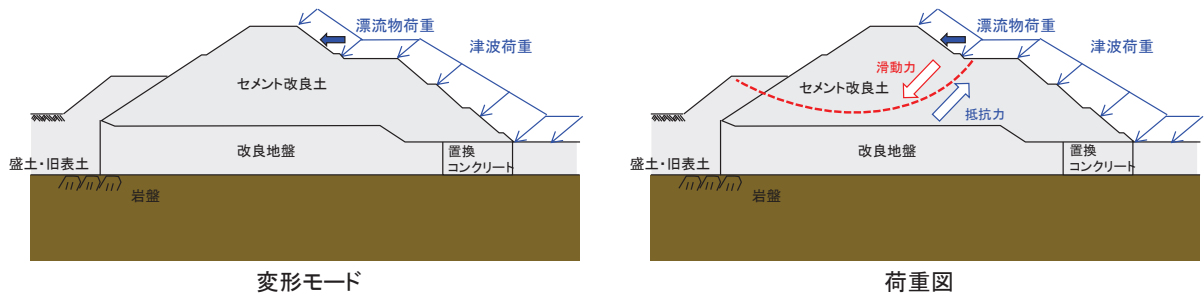


図 2.2-3 盛土堤防の変形モード及び荷重図（津波時）

### 2.3 重畳時（津波＋余震時）

#### i. 鋼管式鉛直壁（一般部）

重畳時（津波＋余震時）において、鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位は、津波荷重及び余震荷重に対して防潮堤の機能（津波に対する止水性）を維持するため、表 2.3-1 及び表 2.3-2 に示す役割を有する。

鋼管式鉛直壁（一般部）における重畳時（津波＋余震時）の変形モード及び荷重図を図 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位の役割（重畳時）

| 部位の名称    | 役割   |
|----------|--|
| 鋼管杭（長杭）  | <ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製遮水壁を支持する。</li> </ul>  |
| 鋼管杭（短杭）  | <ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製遮水壁を支持する。</li> </ul>  |
| 鋼製遮水壁    | <ul style="list-style-type: none"> <li>漂流物防護工及び止水目地を支持するとともに、遮水性を保持する。</li> </ul>  |
| 漂流物防護工   | —  |
| 止水目地     | <ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製遮水壁間の変位に追従し、遮水性を保持する。</li> </ul>  |
| 背面補強工    | <ul style="list-style-type: none"> <li>遮水性を保持する。</li> <li>長杭・短杭の変形を抑制する。</li> </ul>  |
| 置換コンクリート | <ul style="list-style-type: none"> <li>コンクリート強度を考慮して基礎地盤のすべり安定性を確保する。</li> <li>長杭・短杭の変形を抑制する。</li> <li>地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。</li> </ul> |

表 2.3-2 鋼管式鉛直壁（一般部）の地盤の役割（重畳時）

| 地盤      | 役割  |
|---------|---|
| 岩盤      | <ul style="list-style-type: none"> <li>長杭・短杭，背面補強工及び置換コンクリートを（改良地盤を介して）鉛直支持する。</li> <li>基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul>  |
| 改良地盤    | <ul style="list-style-type: none"> <li>短杭及び背面補強工を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。</li> <li>長杭・短杭の変形を抑制する。</li> <li>基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> <li>地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。</li> </ul> |
| セメント改良土 | <ul style="list-style-type: none"> <li>長杭・短杭の変形を抑制する。</li> <li>地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。</li> <li>津波荷重を置換コンクリート等を介して岩盤に伝達する。</li> </ul>                                  |
| 盛土・旧表土  | —   |

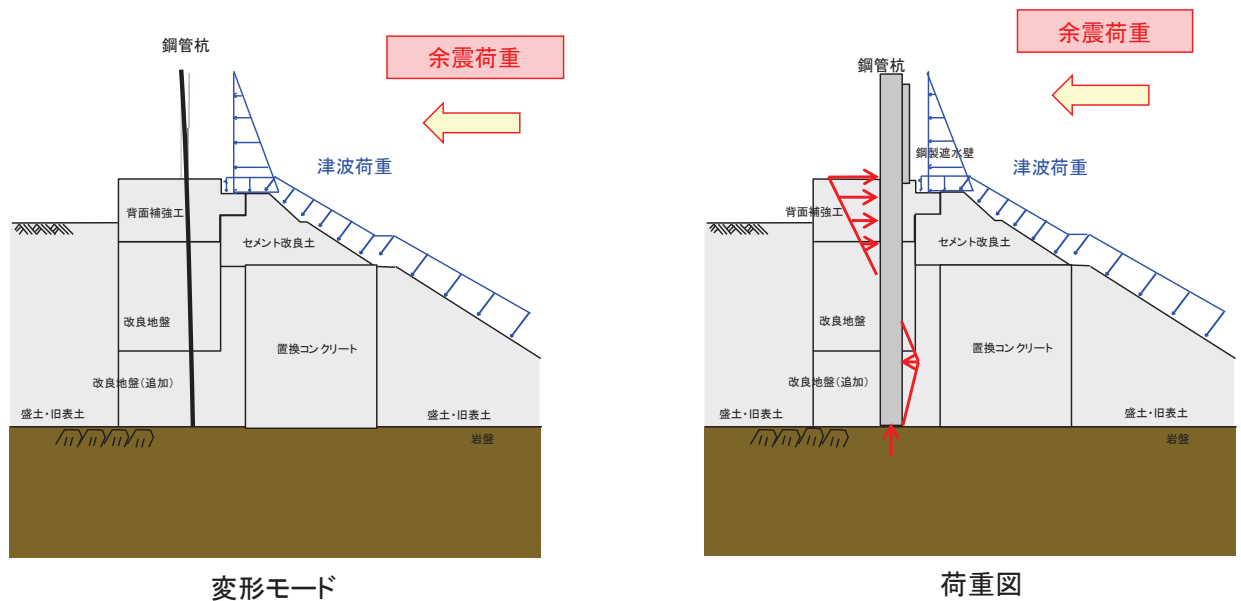


図 2.3-1 鋼管式鉛直壁（一般部）の変形モード及び荷重図（重畳時）

ii. 鋼管式鉛直壁（岩盤部）

重畳時（津波＋余震時）において、鋼管式鉛直壁（岩盤部）の各部位は、津波荷重及び余震荷重に対して防潮堤の機能（津波に対する止水性）を維持するため、表 2.3-3 及び表 2.3-4 に示す役割を有する。

鋼管式鉛直壁（岩盤部）における重畳時（津波＋余震時）の変形モード及び荷重図を図 2.3-2 に示す。

表 2.3-3 鋼管式鉛直壁（岩盤部）の各部位の役割（重畳時）

| 部位の名称  | 役割  |
|--------|---|
| 鋼管杭    | <ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製遮水壁を支持する。</li> </ul>                     |
| 鋼製遮水壁  | <ul style="list-style-type: none"> <li>漂流物防護工及び止水目地を支持するとともに、遮水性を保持する。</li> </ul> |
| 漂流物防護工 | —   |
| RC 遮水壁 | <ul style="list-style-type: none"> <li>津波時の遮水性を保持する。</li> </ul>                   |
| 止水目地   | <ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製遮水壁間の変位に追従し、遮水性を保持する。</li> </ul>         |

表 2.3-4 鋼管式鉛直壁（岩盤部）の地盤の役割（重畳時）

| 地盤 | 役割   |
|----|--|
| 岩盤 | <ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭を鉛直支持する。</li> <li>基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> <li>鋼管杭の変形を抑制する。</li> </ul> |

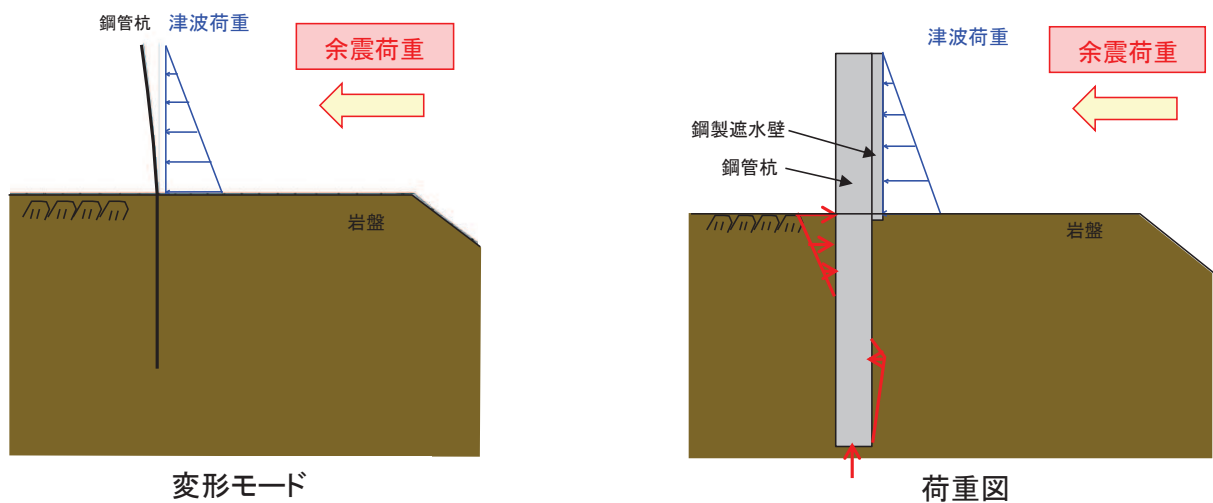


図 2.3-2 鋼管式鉛直壁（岩盤部）の変形モード及び荷重図（重畳時）

iii. 盛土堤防

重畳時（津波＋余震時）において，盛土堤防の各部位は，津波荷重及び余震荷重に対して防潮堤の機能（津波に対する止水性）を維持するため，表 2.3-5 及び表 2.3-6 に示す役割を有する。

盛土堤防における重畳時（津波＋余震時）の変形モード及び荷重図を図 2.3-3 に示す。

表 2.3-5 盛土堤防の各部位の役割（重畳時）

| 部位の名称    | 役割   |
|----------|--|
| セメント改良土  | <ul style="list-style-type: none"> <li>入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持する。</li> <li>難透水性を有し，堤体により止水性を維持する。</li> </ul>             |
| 置換コンクリート | <ul style="list-style-type: none"> <li>コンクリート強度を考慮して基礎地盤のすべり安定性を確保する。</li> <li>地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。</li> </ul> |

表 2.3-6 盛土堤防の地盤の役割（重畳時）

| 地盤     | 役割  |
|--------|---|
| 岩盤     | <ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土及び置換コンクリートを鉛直支持する。</li> <li>基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul>  |
| 改良地盤   | <ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。</li> <li>基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> <li>地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。</li> </ul> |
| 盛土・旧表土 | —   |

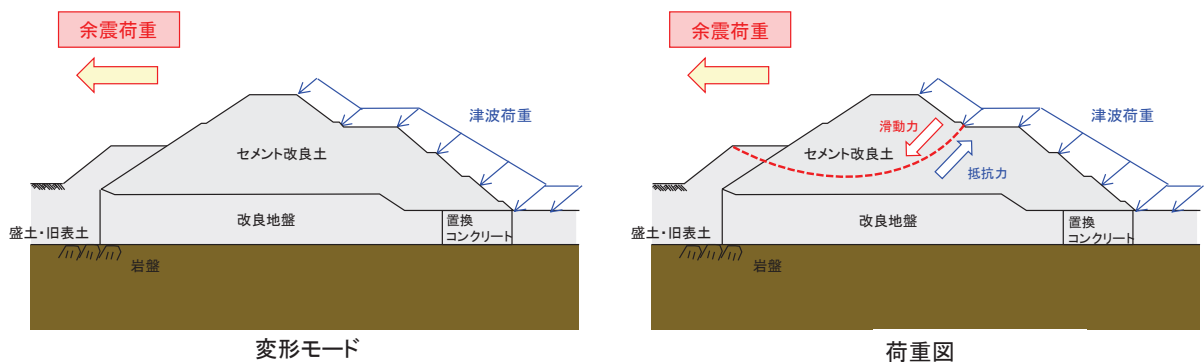


図 2.3-3 盛土堤防の変形モード及び荷重図（重畳時）



### 3. 損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

防潮堤は、鋼管式鉛直壁（一般部）、鋼管式鉛直壁（岩盤部）及び盛土堤防の3つの構造形式に分かれている。ここでは、防潮堤の設計方針について、サイト特性を踏まえた構造の特異性及び設計の保守性を整理した上で、地震時、津波時及び重畳時（津波＋余震時）に、防潮堤が維持すべき機能を喪失し得る事象（損傷モード）を仮定し、その損傷モードに対し設計・施工上どのような配慮が必要となるかを整理する。

#### 3.1 サイト特性・制約条件を踏まえた構造の特異性

防潮堤設計から見たサイト特性・制約条件等を抽出し、防潮堤の各構造の特異性と特に確認すべき項目を整理した結果を図 3.1-1 に示す。

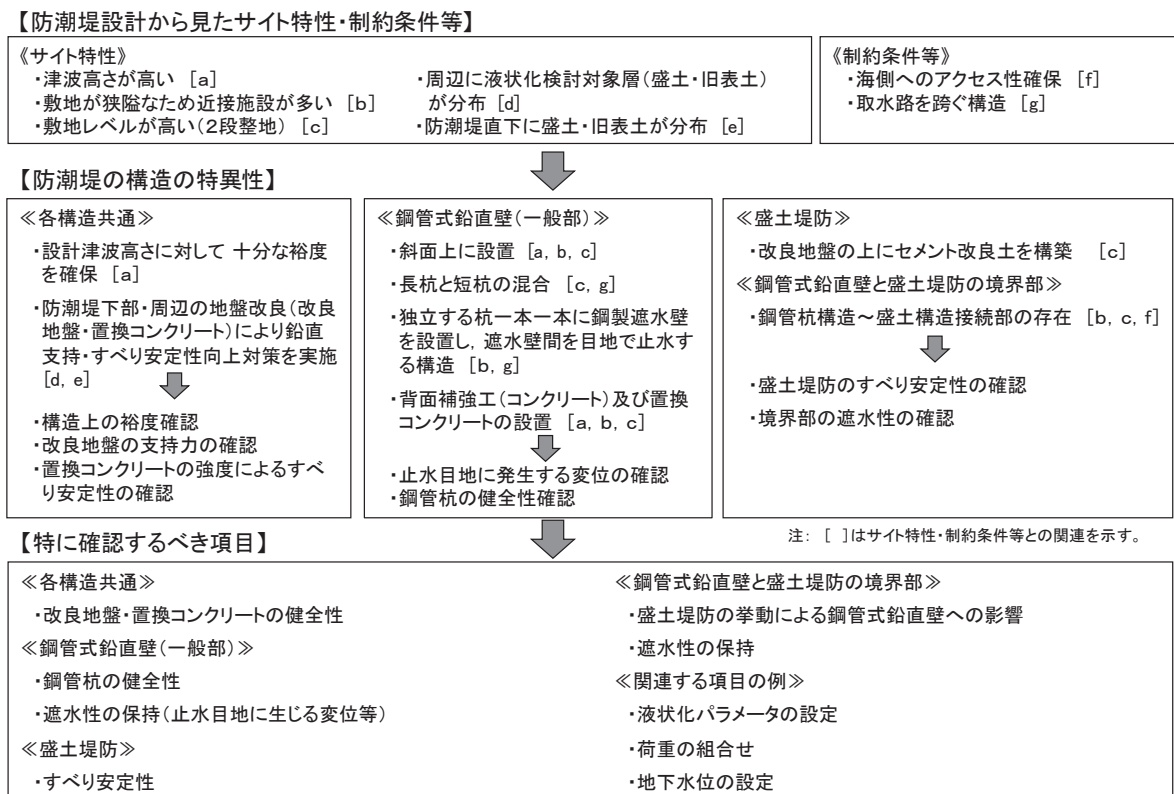


図 3.1-1 防潮堤の各構造の特異性と特に確認すべき項目の整理

### 3.2 損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

防潮堤について、設計の保守性の観点から、以下に示すように津波高さに対する裕度及び想定を超える事象に対する配慮をしている。

#### i. 津波高さに対する裕度

- ・ 入力津波高さ O.P. +24.4m に対し O.P. +29m の高さの防潮堤を設置しており、十分な裕度を有する設計
- ・ 防潮堤天端高さにまで津波が遡上したとしても、防潮堤の健全性が維持できる構造上の裕度を確保

#### ii. 想定を超える事象に対する配慮

- ・ 鋼管式鉛直壁（一般部）について、改良地盤，置換コンクリート及びセメント改良土の透水係数を保守的に盛土・旧表土相当と仮定した場合でも津波の滞水時間中に敷地に浸水しないよう配慮
- ・ 鋼管式鉛直壁（一般部）と周辺地盤の境界部に隙間が生じた場合でも、背面補強工前面のコーベル状の形状（鰻止め）により、浸水しにくい形状
- ・ 鋼管式鉛直壁（一般部）と盛土堤防の境界部に隙間が生じた場合でも、水みちとなる経路に、図 3.2-1 に示すような可撓性目地シール材（ケーソンシール）を設置し、浸水しないよう配慮
- ・ 想定を上回り防潮堤を越波した場合でも、防潮堤背面の背面補強工（コンクリート）により侵食対策を配慮

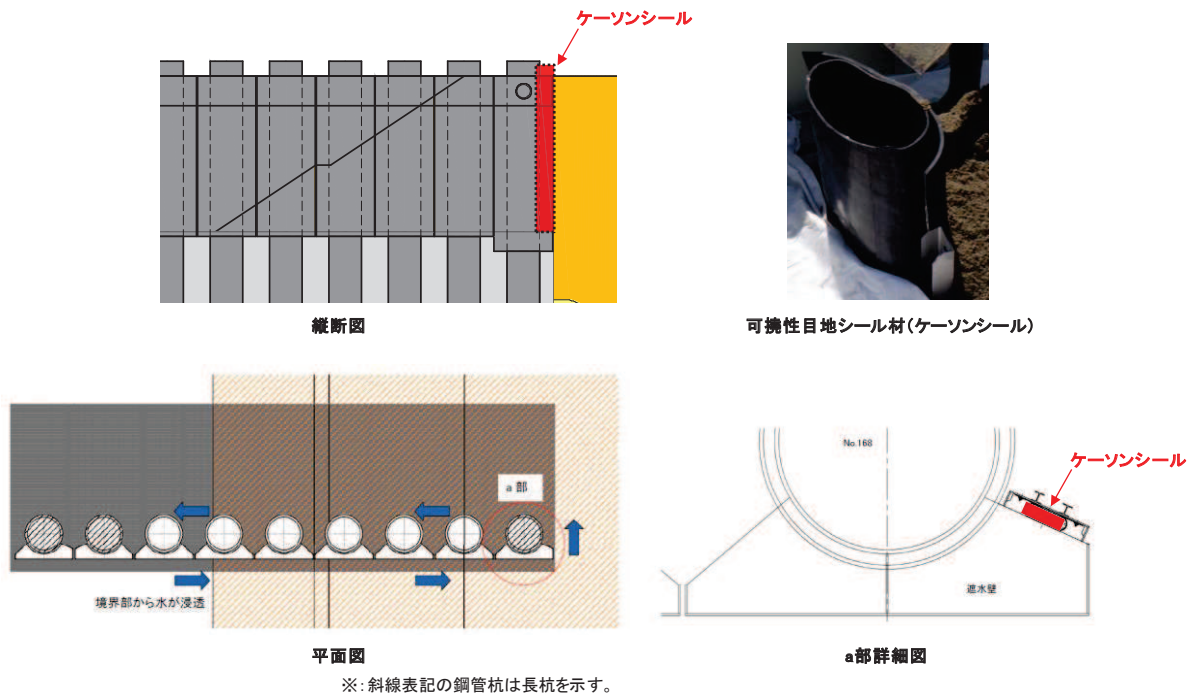


図 3.2-1 鋼管式鉛直壁（一般部）と盛土堤防の境界部に設置する可撓性目地シール材（ケーソンシール）の概要

防潮堤の各構造について、各部位が損傷して要求機能を喪失する事象を抽出し、それに対する設計・施工上の配慮を整理した結果を表 3.2-1～表 3.2-4 に示す。

表 3.2-1(1) 鋼管式鉛直壁（一般部）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

| 部位の名称        | 要求機能を喪失する事象   | 想定ケース*1 | 設計・施工上の配慮  | 照査*2 |
|--------------|---|---------|--|------|
| 鋼管杭（長杭・短杭共通） | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重により曲げ・せん断破壊し、鋼製遮水壁を支持できなくなり、遮水性を喪失する。</li> </ul>   | ①, ②    | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震後や津波後の再使用性、津波時の影響（繰返しの津波）を考慮して、鋼製遮水壁や止水目地の変位を許容限界以下に留めて遮水性を確保するために、鋼管杭がおおむね弾性範囲であることを確認する。</li> </ul> | ○    |
|              | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重により背面補強工-改良地盤間、改良地盤-岩盤間に相対変位が生じ、せん断力が鋼管杭に作用し、鋼管杭が損傷し、鋼製遮水壁を支持できなくなり、遮水性を喪失する。</li> </ul> | ①, ②    |  | ○    |
|              | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重により、上杭と下杭の接合部で破損し、鋼管杭が損傷し、鋼製遮水壁を支持できなくなり、遮水性を喪失する。</li> </ul>                            | ①, ②    | <ul style="list-style-type: none"> <li>上杭と下杭の接合部は、複合構造標準示方書（土木学会）に準拠したソケット方式の接合とし、接合部の安全性照査は、十分な裕度を確保する。</li> </ul>                            | ○    |
|              | <ul style="list-style-type: none"> <li>汀線方向の地震荷重により、曲げ・せん断破壊し、鋼製遮水壁を支持できなくなり、遮水性を喪失する。</li> </ul>                                       | ①       | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震荷重については汀線方向についても考慮し、鋼製遮水壁や止水目地の変位を許容限界以下に留めて遮水性を確保するために、鋼管杭がおおむね弾性範囲であることを確認する。</li> </ul>            | ○    |
|              | <ul style="list-style-type: none"> <li>竜巻の風荷重や飛来物荷重により、鋼管杭が損傷し、鋼製遮水壁を支持できなくなり、遮水性を喪失する。</li> </ul>                                      | —       | <ul style="list-style-type: none"> <li>万一、竜巻及びその随伴事象により損傷した場合には、津波防護機能が必要となる前に修復等の対応を実施。ただし、施設の重要性に鑑み、機能維持のための自主的な配慮を行う。</li> </ul>            | —    |
|              | <ul style="list-style-type: none"> <li>隣接するブロックからの荷重により、鋼管杭が損傷し、鋼製遮水壁を支持できなくなり、遮水性を喪失する。</li> </ul>                                     | ①       | <ul style="list-style-type: none"> <li>汀線方向の検討を行い、隣接ブロックの影響を確認する。</li> </ul>   | ○    |
|              | <ul style="list-style-type: none"> <li>津波荷重により、鋼管杭の下部が転倒するようなモードが発生し、鋼製遮水壁を支持できなくなり、遮水性を喪失する。</li> </ul>                                | ②       | <ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭が転倒しないことを確認する。</li> </ul>  | ○    |

注記 \*1：①地震時，②津波時，なお津波＋余震時はすべての事象を想定。

\*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

表 3.2-1(2) 鋼管式鉛直壁（一般部）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

| 部位の<br>名称                    | 要求機能を喪失する事象   | 想定<br>ケース*1 | 設計・施工上の配慮   | 照査*2 |
|------------------------------|---|-------------|---|------|
| 鋼製遮水壁<br>(漂流物防<br>護工を含<br>む) | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重により曲げ・せん断破壊し、遮水性を喪失する。</li> </ul>  | ①, ②        | <ul style="list-style-type: none"> <li>許容応力度以下であることを確認する。</li> </ul>  | ○    |
|                              | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重により、鋼管杭への取り付け部に応力が集中し、取り付け部が破損し、鋼製遮水壁が損傷するか、位置を保持できなくなり、遮水性を喪失する。</li> </ul> | ①, ②        | <ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭への取付部については道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編に従って、局所的な変形を防止し、円滑な応力の伝達を図れる設計とする。</li> </ul>                     | ○    |
|                              | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重により、鋼製遮水壁の背面補強工に根入れしている部分で損傷し、遮水性を喪失する。</li> </ul>                           | ①, ②        | <ul style="list-style-type: none"> <li>遮水壁は片持ちばりによる検討を実施し、2 辺固定の場合でも十分余裕がある設計とする。</li> </ul>  | —    |
|                              | <ul style="list-style-type: none"> <li>津波時の漂流物荷重により、鋼製遮水壁が損傷し、遮水性を喪失する。</li> </ul>  | ②           | <ul style="list-style-type: none"> <li>漂流物荷重による鋼製遮水壁の発生応力度が許容応力度以下であることを確認する。</li> </ul>  | ○    |
|                              | <ul style="list-style-type: none"> <li>竜巻の風荷重や飛来物荷重により、鋼製遮水壁が損傷する、あるいは止水目地を支持できなくなり、遮水性を喪失する。</li> </ul>                    | —           | <ul style="list-style-type: none"> <li>万一、竜巻及びその随件事象により損傷した場合には、津波防護機能が必要となる前に修復等の対応を実施。ただし、施設の重要性に鑑み、機能維持のための自主的な配慮を行う。</li> </ul> | —    |

注記 \*1: ①地震時, ②津波時, なお津波+余震時はすべての事象を想定。

\*2: 照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は(—)。

表 3.2-1(3) 鋼管式鉛直壁（一般部）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

| 部位の<br>名称           | 要求機能を喪失する事象  | 想定<br>ケース*1 | 設計・施工上の配慮   | 照査*2 |
|---------------------|--|-------------|---|------|
| 止水目地<br>(支持部含<br>む) | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震時又は津波時の汀線直交方向の杭変位量のばらつきにより、目地の許容変位量を超える変形が生じ、遮水性を喪失する。</li> </ul> | ①, ②        | <ul style="list-style-type: none"> <li>メーカー規格及び基準並びに必要なに応じて実施する性能試験を参考に定める許容変形量及び許容水圧以下であることを確認する。</li> </ul>                       | ○    |
|                     | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震時に、汀線方向圧縮側の変形により遮水性を喪失する。</li> </ul>                              | ①           |   | ○    |
|                     | <ul style="list-style-type: none"> <li>津波時の漂流物が目地に衝突し、目地が破損若しくは変形に追従できず、遮水性を喪失する。</li> </ul>               | ②           | <ul style="list-style-type: none"> <li>止水目地の幅を十分に小さくし、海側に漂流物防護工を設置することにより、漂流物が直接止水目地に衝突しない設計とする。</li> </ul>                         | —    |
|                     | <ul style="list-style-type: none"> <li>津波時の漂流物荷重により鋼管杭の回転が生じ、目地・目地金物が破損若しくは変形に追従できず、遮水性を喪失する。</li> </ul>   | ②           | <ul style="list-style-type: none"> <li>漂流物荷重を考慮した場合の杭の回転について荷重と抵抗を確認し、回転しないことを確認する。</li> </ul>                                      | ○    |
|                     | <ul style="list-style-type: none"> <li>竜巻の風荷重や飛来物荷重により、止水目地が損傷し、遮水性を喪失する。</li> </ul>                       | —           | <ul style="list-style-type: none"> <li>万一、竜巻及びその随件事象により損傷した場合には、津波防護機能が必要となる前に修復等の対応を実施。ただし、施設の重要性に鑑み、機能維持のための自主的な配慮を行う。</li> </ul> | —    |

注記 \*1：①地震時，②津波時，なお津波+余震時はすべての事象を想定。

\*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（—）。

表 3.2-1(4) 鋼管式鉛直壁（一般部）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

| 部位の<br>名称 | 要求機能を喪失する事象   | 想定<br>ケース*1 | 設計・施工上の配慮   | 照査*2 |
|-----------|---|-------------|---|------|
| 背面補強工     | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重により、背面補強工がせん断破壊又は引張破壊し、杭の横抵抗を喪失し、杭の変形量が大きくなり、鋼製遮水壁を支持できなくなり、遮水性を喪失する。</li> </ul> | ①, ②        | <ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭の変形を抑制するため、背面補強工がすべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認する。*3</li> </ul>   | ○    |
|           | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重により、背面補強工がせん断破壊又は引張破壊し、過度なひび割れが連続することで水みちが形成される。</li> </ul>                      | ①, ②        | <ul style="list-style-type: none"> <li>背面補強工内に鋼管杭を横断する水みちが形成されて有意な漏えいを生じないため、背面補強工がすべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認する。*3</li> </ul>   | ○    |
|           | <ul style="list-style-type: none"> <li>施工時の乾燥収縮ひび割れが連続することで、水みちが形成される。</li> </ul>   | —           | <ul style="list-style-type: none"> <li>遮水性の観点から適切に補修を行い、水みちが形成されないよう配慮する。</li> </ul>  | —    |
|           | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震により背面補強工間目地及び地盤との目開きが発生し、遮水を喪失する。</li> </ul>   | ①           | <ul style="list-style-type: none"> <li>防潮堤の縦断方向に連なる構造であるため、背面補強工間目地が目開きしたとしても、その目開き量は僅かであり、また、目開きする側と反対側は閉じる挙動となるが、海側から敷地側まで貫通するような目開きは生じない設計とする。</li> <li>背面補強工の形状により、遮水性に配慮する。</li> </ul> | —    |

注記 \*1：①地震時，②津波時，なお津波+余震時はすべての事象を想定。

\*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（—）。

\*3：地盤と施設を連成した二次元 FEM 解析により、各要素の破壊状況についても確認し、必要に応じて破壊の進展を考慮した検討（非線形解析等）を行う。

表 3.2-1(5) 鋼管式鉛直壁（一般部）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

| 部位の<br>名称    | 要求機能を喪失する事象   | 想定<br>ケース* <sup>1</sup> | 設計・施工上の配慮   | 照査* <sup>2</sup> |
|--------------|---|-------------------------|---|------------------|
| 置換<br>コンクリート | <ul style="list-style-type: none"> <li>• 地震時又は津波時に、置換コンクリートがせん断破壊又は引張破壊し、杭の横抵抗を喪失し、杭の変形量が大きくなり、鋼製遮水壁を支持できなくなることで、鋼製遮水壁の遮水性を喪失する。</li> <li>• 地震又は津波荷重により、置換コンクリートがせん断破壊又は引張破壊し、過度なひび割れが連続することで水みちが形成される。</li> <li>• 地震時又は津波時に、置換コンクリートがせん断破壊又は引張破壊し、地盤としての有効応力を喪失した状態で地下水や津波による浸透圧が作用することで、ポイリング・パイピング現象により土粒子が流出して水みちが形成される。</li> </ul> | ①, ③                    | <ul style="list-style-type: none"> <li>• 鋼管杭の変形を抑制するため、置換コンクリートがすべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認する。*<sup>3</sup></li> <li>• 施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを確認する。</li> </ul> | ○                |

注記 \*1：①地震時，②津波時，なお津波＋余震時はすべての事象を想定。

\*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

\*3：地盤と施設を連成した二次元 FEM 解析により，各要素の破壊状況についても確認し，必要に応じて破壊の進展を考慮した検討（非線形解析等）を行う。

表 3.2-1(6) 鋼管式鉛直壁（一般部）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

| 地盤の名称 | 要求機能を喪失する事象   | 想定<br>ケース*1 | 設計・施工上の配慮   | 照査*2 |
|-------|---|-------------|---|------|
| 改良地盤  | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震時又は津波時に、改良地盤がせん断破壊又は引張破壊し、杭の横抵抗を喪失し、杭の変形量が大きくなり、鋼製遮水壁を支持できなくなることで、鋼製遮水壁の遮水性を喪失する。</li> </ul>                   | ①, ②        | <ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭の変形を抑制するため、改良地盤がすべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認する。</li> <li>施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを確認する。</li> </ul>                      | ○    |
|       | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重により、改良地盤がせん断破壊又は引張破壊し、過度なひび割れが連続することで水みちが形成される。</li> </ul>   |             |   |      |
|       | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震時又は津波時に、改良地盤がせん断破壊又は引張破壊し、地盤としての有効応力を喪失した状態で地下水や津波による浸透圧が作用することで、ボイリング・パイピング現象により土粒子が流出して水みちが形成される。</li> </ul> |             |   |      |
|       | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震時に鋼管杭下端底面のすべりが生じ、杭の変形量が大きくなり、杭が鋼製遮水壁を支持できなくなることで、鋼製遮水壁の遮水性を喪失する。</li> </ul>                                    | ①           | <ul style="list-style-type: none"> <li>すべり安全率が許容値以上であることを確認する。</li> </ul>   | ○    |
|       | <ul style="list-style-type: none"> <li>取水路からの漏水により改良地盤が洗掘され、難透水性を喪失する。</li> </ul>   | ①, ②        | <ul style="list-style-type: none"> <li>取水路は、基準地震動 <math>S_s</math> に対して安全性を確保している。</li> <li>構造目地には止水ジョイントを設置して漏水を防止している。</li> <li>コンクリートの劣化、ひび割れ等による漏水を防止する観点から保守管理を適切に実施している。</li> </ul> | —    |

注記 \*1：①地震時，②津波時，なお津波＋余震時はすべての事象を想定。

\*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。



表 3.2-1(7) 鋼管式鉛直壁（一般部）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

| 地盤の名称       | 要求機能を喪失する事象  | 想定<br>ケース*1 | 設計・施工上の配慮  | 照査*2 |
|-------------|--|-------------|--|------|
| セメント<br>改良土 | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震時又は津波時に、セメント改良土がせん断破壊し、背面補強工の横抵抗を喪失し、杭の変形量が大きくなり、鋼製遮水壁を支持できなくなることで、鋼製遮水壁の遮水性を喪失する。</li> </ul> | ①, ②        | <ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭の変形を抑制するため、セメント改良土がすべり破壊しないことを（内的安定を保持）を確認する。</li> <li>施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを確認する。</li> </ul> | ○    |
|             | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重により、セメント改良土がせん断破壊又は引張破壊し、過度なひび割れが連続することで水みちが形成される。</li> </ul>                           |             |  |      |
|             | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震時又は津波時に、セメント改良土がせん断破壊し、津波荷重を岩盤に伝達できなくなる。</li> </ul>   |             |  |      |
| 岩盤          | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震時に鋼管杭下端底面のすべりが生じ、杭の変形量が大きくなり、杭が鋼製遮水壁を支持できなくなることで、鋼製遮水壁の遮水性を喪失する。</li> </ul>                   | ①           | <ul style="list-style-type: none"> <li>すべり安全率が許容値以上であることを確認する。</li> </ul>  | ○    |
|             | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震時に鋼管杭に伝わる荷重により岩盤又は改良地盤が破壊し、鉛直支持機能を喪失する。</li> </ul>  | ①           | <ul style="list-style-type: none"> <li>極限支持力以下であることを確認する。</li> </ul>   | ○    |

注記 \*1：①地震時，②津波時，なお津波＋余震時はすべての事象を想定。

\*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

表 3.2-2 鋼管式鉛直壁（岩盤部）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

| 部位の名称                | 要求機能を喪失する事象   | 想定ケース*1 | 設計・施工上の配慮   | 照査*2 |
|----------------------|---|---------|---|------|
| 鋼管杭                  | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重により曲げ・せん断破壊し、鋼製遮水壁を支持できなくなり、遮水性を喪失する。</li> </ul>                                     | ①, ②    | <ul style="list-style-type: none"> <li>許容応力度以下であることを確認する。</li> </ul>                          | ○    |
| 鋼製遮水壁<br>(漂流物防護工を含む) | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重により曲げ・せん断破壊し、遮水性を喪失する。</li> </ul>  | ①, ②    | <ul style="list-style-type: none"> <li>許容応力度以下であることを確認する。</li> </ul>                          | ○    |
|                      | <ul style="list-style-type: none"> <li>杭の平面位置が曲線となる区間において、地震又は津波荷重により曲げ・せん断破壊し、遮水性を喪失する。</li> </ul>                                 | ①, ②    | <ul style="list-style-type: none"> <li>許容応力度以下であることを確認する。曲部の影響が出ないように直線部と同様の設計とする。</li> </ul> | ○    |
| 岩盤                   | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震荷重により、周辺岩盤が受働崩壊、すべり破壊等を生じ、杭の受働抵抗を喪失し、杭の変形量が大きくなり、鋼製遮水壁を支持できなくなり、鋼製遮水壁の遮水性を喪失する。</li> </ul> | ①       | <ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭の変形を抑制するため、岩盤がすべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認する。</li> </ul>  | ○    |
|                      | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重により岩盤がすべり破壊し、杭の変形量が大きくなり、杭を支持できなくなり、鋼製遮水壁の遮水性を喪失する。</li> </ul>                       | ①, ②    | <ul style="list-style-type: none"> <li>すべり安全率が許容値以上であることを確認する。</li> </ul>                     | ○    |
|                      | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震時に鋼管杭に伝わる荷重により岩盤が破壊し、鉛直支持機能を喪失する。</li> </ul>   | ①       | <ul style="list-style-type: none"> <li>極限支持力以下であることを確認する。</li> </ul>                          | ○    |

注記 \*1：①地震時，②津波時，なお津波＋余震時はすべての事象を想定。

\*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

表 3.2-3(1) 盛土堤防の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

| 部位の名称        | 要求機能を喪失する事象   | 想定<br>ケース*1 | 設計・施工上の配慮  | 照査*2 |
|--------------|---|-------------|--|------|
| セメント<br>改良土  | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重によりすべり破壊し、堤体高さが維持できなくなり、難透水性を喪失する。</li> </ul>  | ①, ②        | <ul style="list-style-type: none"> <li>堤体内部に想定したすべり線に対して、すべり線上の応力状態を考慮したすべり安全率が妥当な安全裕度を有していることを確認する。</li> </ul>  | ○    |
|              | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重によりせん断破壊又は引張破壊し、過度なひび割れが連続することで水みちが形成される。</li> </ul>   | ②           | <ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土を横断する水みちが形成されて有意な漏えいを生じないために、堤体内部にすべり破壊が生じないこと（内的安定を保持）を確認する。*3</li> </ul>   | ○    |
|              | <ul style="list-style-type: none"> <li>津波によりセメント改良土が洗掘され、難透水性を喪失する。</li> </ul>  | ②           | <ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土は、津波時の洗掘・侵食に対して十分な耐久性をもつ。</li> </ul>   | —    |
| 置換<br>コンクリート | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重により、置換コンクリートがせん断破壊又は引張破壊し、過度なひび割れが連続することで水みちが形成される。</li> </ul>   | ②           | <ul style="list-style-type: none"> <li>地盤中からの回り込みによる浸水を防止（難透水性を保持）するため、置換コンクリートがすべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認する。</li> <li>施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを確認する。</li> </ul> | ○    |
|              | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震時又は津波時に、置換コンクリートがせん断破壊又は引張破壊し、地盤としての有効応力を喪失した状態で地下水や津波による浸透圧が作用することで、ボイリング・パイピング現象により土粒子が流出して水みちが形成される。</li> </ul> |             |  |      |

注記 \*1：①地震時，②津波時，なお津波＋余震時はすべての事象を想定。

\*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

\*3：地盤と施設を連成した二次元 FEM 解析により、各要素の破壊状況についても確認し、必要に応じて破壊の進展を考慮した検討（非線形解析等）を行う。

表 3.2-3(2) 盛土堤防の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

| 地盤の名称 | 要求機能を喪失する事象   | 想定<br>ケース※<br>1 | 設計・施工上の配慮  | 照査※2 |
|-------|---|-----------------|--|------|
| 改良地盤  | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重により、改良地盤がせん断破壊又は引張破壊し、過度なひび割れが連続することで水みちが形成される。</li> </ul>   | ②               | <ul style="list-style-type: none"> <li>地盤中からの回り込みによる浸水を防止（難透水性を保持）するため、改良地盤がすべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認する。</li> <li>施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを確認する。</li> </ul> | ○    |
|       | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震時又は津波時に、改良地盤がせん断破壊又は引張破壊し、地盤としての有効応力を喪失した状態で地下水や津波による浸透圧が作用することで、ボイリング・パイピング現象により土粒子が流出して水みちが形成される。</li> </ul> |                 |  |      |
|       | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重により岩盤、置換コンクリート、改良地盤がすべり破壊し、安定性を喪失して防潮堤の高さを維持できなくなり、セメント改良土の難透水性を喪失する。</li> </ul>                         | ①, ②            | <ul style="list-style-type: none"> <li>すべり安全率が許容値以上であることを確認する。</li> </ul>  | ○    |
| 岩盤    | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重により岩盤、置換コンクリート、改良地盤がすべり破壊し、安定性を喪失して防潮堤の高さを維持できなくなり、セメント改良土の難透水性を喪失する。</li> </ul>                         | ①, ②            | <ul style="list-style-type: none"> <li>すべり安全率が許容値以上であることを確認する。</li> </ul>  | ○    |
|       | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震時に盛土堤防に伝わる荷重により改良地盤が破壊し、鉛直支持機能を喪失する。</li> </ul>  | ①               | <ul style="list-style-type: none"> <li>極限支持力以下であることを確認する。</li> </ul>   | ○    |
|       | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震時に盛土堤防に伝わる荷重により岩盤及び改良地盤が破壊し、鉛直支持機能を喪失する。</li> </ul>  | ①               | <ul style="list-style-type: none"> <li>極限支持力以下であることを確認する。</li> </ul>   | ○    |

注記 \*1: ①地震時, ②津波時, なお津波+余震時はすべての事象を想定。

\*2: 照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は(ー)。

表 3.2.4 防潮堤の構造境界部の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

| 部位の名称                         | 要求機能を喪失する事象  | 想定ケース*1 | 設計・施工上の配慮  | 照査*2 |
|-------------------------------|--|---------|--|------|
| 鋼管式鉛直壁（岩盤部）と端部地山の境界部（南側取付部）   | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震により地山が崩壊して、鋼管杭に衝突し、鋼管式鉛直壁（岩盤部）と端部地山との境界部での遮水性を喪失する。</li> </ul>                    | ①       | <ul style="list-style-type: none"> <li>緩やかな丘状であり、崩壊するような斜面ではないと考えているが、鋼管杭の地上部はRC遮水壁（コンクリート）で保護する配慮をする。</li> </ul>        | —    |
|                               | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重により地山が崩壊して、高さが維持できなくなり、鋼管式鉛直壁（岩盤部）と端部地山との境界部での遮水性を喪失する。</li> </ul>          | ①, ②    | <ul style="list-style-type: none"> <li>入力津波高さよりも高い位置にあり、入力津波の防護に対しては影響ない設計とする。</li> </ul>                                | —    |
| 鋼管式鉛直壁（一般部）と盛土堤防の境界部（杭-盛土接合部） | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重により盛土堤防のすべり等が生じ、鋼管杭及び鋼製遮水壁に荷重が作用し、鋼製遮水壁を支持できなくなり、鋼製遮水壁の遮水性を喪失する。</li> </ul> | ①, ②    | <ul style="list-style-type: none"> <li>盛土堤防のラップ部を考慮した検討により、盛土の荷重を考慮した上で、鋼管式鉛直壁（一般部）と同様に各部位の健全性を確認する。</li> </ul>          | ○    |
|                               | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震時に、盛土堤防が鋼管式鉛直壁側にすべり、鋼製遮水壁に損傷が生じ、鋼管式鉛直壁（一般部）と盛土堤防の境界部での遮水性を喪失する。</li> </ul>        | ①       | <ul style="list-style-type: none"> <li>堤体内部に想定したすべり線に対して、すべり線上の応力状態を考慮したすべり安全率が妥当な安全裕度を有していることを確認する。</li> </ul>          | ○    |
|                               | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重により鋼管杭と盛土堤防の間に、相対変位が生じ、水みちとなり、鋼管式鉛直壁（一般部）と盛土堤防の境界部での遮水性を喪失する。</li> </ul>    | ①, ②    | <ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製遮水壁と盛土堤防の境界面には十分なラップ長を確保したうえで、さらに可撓性目地シール材（ケーソンシール）を施工することで遮水性に配慮する。</li> </ul> | —    |
| 盛土堤防と端部地山の境界部（北側取付部）          | <ul style="list-style-type: none"> <li>地震により地山が崩壊して、高さが維持できなくなり、盛土堤防と端部地山の境界部での遮水性を喪失する。</li> </ul>                        | ①       | <ul style="list-style-type: none"> <li>地山を含んだ安定性を基礎地盤として確認している。</li> </ul>   | —    |
|                               | <ul style="list-style-type: none"> <li>津波により地山が洗掘され、高さが維持できなくなり、盛土堤防と端部地山の境界部での遮水性を喪失する。</li> </ul>                        | ②       | <ul style="list-style-type: none"> <li>岩盤斜面とし洗掘されない設計とする。</li> </ul>   | —    |

注記 \*1：①地震時，②津波時，なお津波＋余震時はすべての事象を想定。

\*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

#### 4. 止水性に係る検討結果

防潮堤の止水性については、鋼製遮水壁，止水目地，背面補強工で遮水性を担保し，改良地盤，置換コンクリート及びセメント改良土で地盤中からの回り込みによる浸水を防止（難透水性の保持）する。そのうち，地盤中からの回り込みによる浸水防止（難透水性の保持）について，二次元浸透流解析により確認する。解析条件，検討ケース及び透水係数を表 4-1，図 4-1 及び表 4-2 に示す。

表 4-1 止水性確認のための二次元浸透流解析における解析条件概要

| 検討ケース |   | 津波水位                  | 初期水位                  | 遮水壁       | 継続時間 |
|-------|---|-----------------------|-----------------------|-----------|------|
| ケース1  | 対策工を忠実にモデル化   | 防潮堤高さ<br>(O.P.+29.0m) | HWL一定<br>(O.P.+1.43m) | 考慮<br>しない | 30分※ |
| ケース2  | 改良地盤・置換コンクリート，セメント改良土の透水係数＝盛土・旧表土相当と仮定  |                       |                       |           |      |
| ケース3  | 背面補強工及び改良地盤とセメント改良土及び置換コンクリート間の水みち形成を想定し，背面補強工と改良地盤のすぐ海側に一律 O.P.+29.0mの海水が滞水と仮定 |                       |                       |           |      |

※：基準津波の周期を参考に保守的に設定

| ケース1   | ケース2   | ケース3   |
|--|--|--|
| 現実的評価  |  | 保守的評価  |
| (解析上の前提条件)   | (保守的となる条件)   | (保守的となる条件)   |
| <ul style="list-style-type: none"> <li>背面補強工－改良地盤間は，改良地盤上面を清掃の上で背面補強工を施工しており，浸水経路化しない。</li> <li>改良地盤（既設）－改良地盤（新設）間は，空隙が残らないよう施工することから，浸水経路化しない。</li> <li>前章までの二次元有効応力解析で改良地盤，置換コンクリート及びセメント改良土に破壊領域が広範囲に連続しないことを確認済</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>改良地盤，置換コンクリート及びセメント改良土の透水係数を盛土・旧表土相当と仮定。（前章までの二次元有効応力解析で当該地盤に破壊領域が広範囲に連続しないことを確認済）</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>改良地盤の透水係数を盛土・旧表土相当と仮定。（前章までの二次元有効応力解析で当該地盤に破壊領域が広範囲に連続しないことを確認済）</li> <li>背面補強工及び改良地盤とセメント改良土及び置換コンクリート間に水みちが出来ることを想定し，背面補強工と改良地盤のすぐ海側に海水が滞水すると仮定。（地震時の残留変形図にて，背面補強工及び改良地盤とセメント改良土及び置換コンクリート間に水みちとなるような空隙が発生していないことを確認しているが，念のための検証）</li> </ul> |
|  |  |  |

図 4-1 止水性確認のための二次元浸透流解析における検討ケース

表 4-2 各ケースにおける透水係数（単位：m/s）

|      |          | 盛土<br>・旧表土           | 岩盤                   |                      | 背面補強工                 | 置換<br>コンクリート          | 改良<br>地盤             | セメント<br>改良土          |
|------|----------|----------------------|----------------------|----------------------|-----------------------|-----------------------|----------------------|----------------------|
|      |          |                      | I 層                  | II 層                 |                       |                       |                      |                      |
| 透水係数 | ケース<br>1 | $3.0 \times 10^{-5}$ | $2.0 \times 10^{-7}$ | $1.0 \times 10^{-7}$ | $1.0 \times 10^{-11}$ | $1.0 \times 10^{-11}$ | $2.0 \times 10^{-7}$ | $2.0 \times 10^{-7}$ |
|      | ケース<br>2 |                      |                      |                      |                       | $3.0 \times 10^{-5}$  | $3.0 \times 10^{-5}$ | $3.0 \times 10^{-5}$ |
|      | ケース<br>3 |                      |                      |                      |                       | 非常に大きな値<br>(数値的無限大)   | $3.0 \times 10^{-5}$ | 非常に大きな値<br>(数値的無限大)  |

検討ケースは、対策工を忠実にモデル化した場合（ケース1）、保守的に改良地盤、置換コンクリート及びセメント改良土の透水係数を全て盛土・旧表土相当と仮定した場合（ケース2）、より保守的な検討として、背面補強工及び改良地盤とセメント改良土及び置換コンクリート間の水みち形成を想定し、セメント改良土及び置換コンクリートの透水係数を非常に大きくし、背面補強工と改良地盤のすぐ海側に一律 0.P.+29.0mの海水が滞水すると仮定した場合（ケース3）とした。

各検討ケースにおける二次元浸透流解析結果（初期状態及び津波 30 分継続後）を図 4-2 に示す。津波来襲より 30 分後の浸透（飽和）範囲は限定的であり、防潮堤敷地側については、初期状態からの水位上昇は見られない。以上のことから、施設及び地盤を含む範囲の二次元浸透流解析により、地盤中からの回り込みによる浸水が防止される（難透水性の保持）ことを確認した。

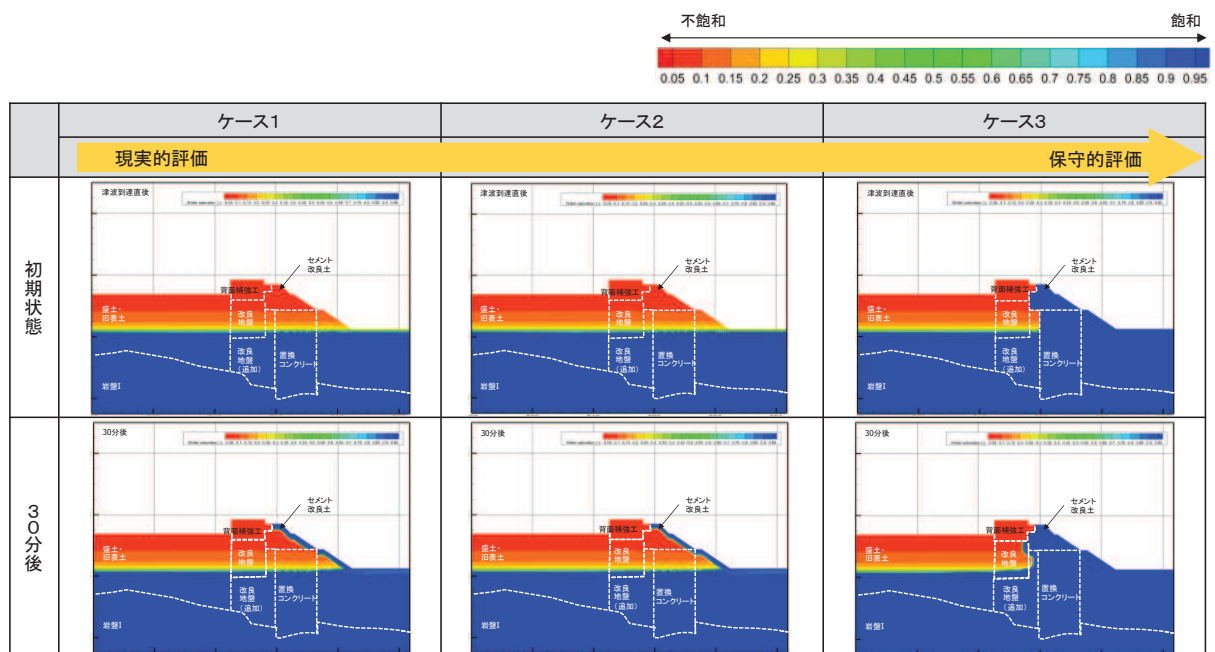


図 4-2 二次元浸透流解析結果（飽和度）

5. 施工実績（一般産業施設における類似構造の設計・施工例）

女川の防潮堤の構造並びに設計の考え方の特徴は、『単杭から構成される構造』、『長い杭と短い杭を組み合わせた構造』である。

それぞれの特徴が類似する一般産業施設の設計・施工例を表 5-1 に示す。また、各事例（事例①～事例⑤）の概要を以降に示す。

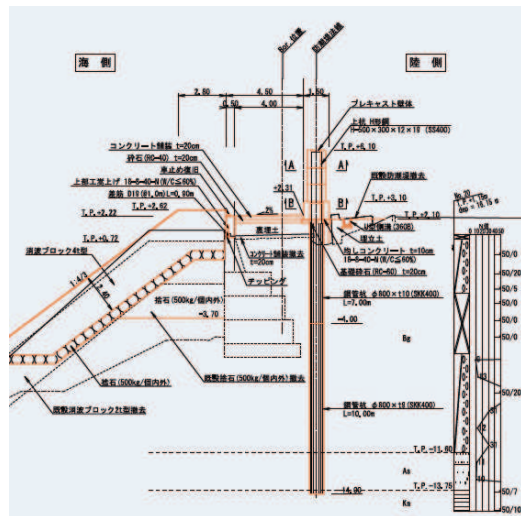
表 5-1 女川の防潮堤の特徴と類似する一般産業施設の設計・施工例

| 特徴                       | 設計・施工例                                     |  |     |
|--------------------------|--|--|-----|
|                          | 施設・工事名称                                    | 施設の概要  | 備考  |
| 特徴1:<br>単杭から構成される構造      | 釜石港海岸大平地区災害復旧工事                            | ・東日本大震災の護岸復旧工事<br>・延長約530mの防潮堤としてφ800mm×長さ8.5～17mの鋼管杭262本を施工した基礎構造とし、砂・砂礫地盤中に施工<br>・前面(海側)はコンクリートブロック・捨石傾斜堤、背面(陸側)は砂・砂礫地盤、杭下端は在来の砂地盤<br>・鋼管杭上部に遮水壁としてプレキャスト壁体を構築し防水機能を確保 | 事例① |
|                          | 石巻港東浜海岸防潮堤災害復旧工事                           | ・東日本大震災の護岸復旧工事<br>・延長約1,540mの防潮堤としてφ1,100mmの鋼管杭1,010本(杭長:22.6m)を基本構造とし、砂地盤中に施工<br>・背面を盛土とし、コンクリートや遮水シートで被覆   | 事例② |
|                          | 両石漁港海岸災害復旧工事<br>大船渡港永浜地区海岸防潮堤工事等(インプラント堤防) | ・日本庄入学会がインプラント構造を推進しており、躯体部と基礎部が一体となった許容構造部材を地盤に挿し込む<br>・株式会社技研製作所が開発した本工法は左記の施工実績の他にも事例が多い  | 事例③ |
| 特徴2:<br>長い杭と短い杭を組み合わせた構造 | 熊本県緑川海路口下流地区築堤工事                           | ・圧密沈下層が40～50mと厚い河川堤防の構築において、数枚に1枚の鋼矢板を支持層まで打設(着底鋼矢板)<br>・着底鋼矢板間を必要最低限の長さで軟弱地盤の途中で止めるフローティング鋼矢板を組み合わせている  | 事例④ |
|                          | 大分臨海工業地帯 沿岸の液状化対策事例                        | ・堤防の陸地側の地盤に鋼矢板を並べて打ち込み<br>・数本おきに非液状化層まで到達する長い鋼矢板を組み込んだ「くし」型の対策工を採用   | 事例⑤ |

設計・施工例の情報に係る記載内容については、公開情報をもとに弊社の責任において独自に整理したものです。

(1) 事例① 釜石港海岸大平地区災害復旧工事

釜石港海岸大平地区災害復旧工事における施工事例を図 5-1 に示す。延長 524.9m の防潮堤の施工において、φ800mm の鋼管杭 262 本（長さ 8.5～17m）を GL+1.0m まで施工して下部工とし、杭頭に GL+4.0m まで H 形鋼を立てて、プレキャストコンクリートブロック製の遮水壁を 4 段で積み上げている。



出典：鋼管杭・鋼矢板技術協会 未来フロント NO.83(H27.3) 岩手県／釜石港  
[http://www.jaspp.com/shiryoutomorrow/pdf/fut\\_no83.pdf](http://www.jaspp.com/shiryoutomorrow/pdf/fut_no83.pdf)

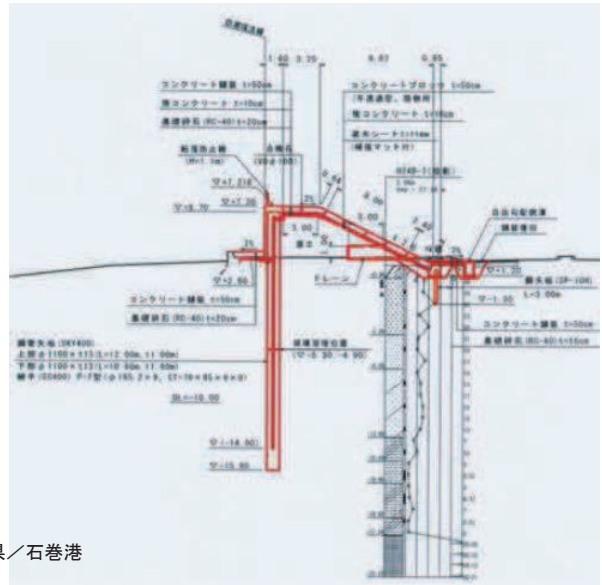
設計・施工例の情報に係る記載内容については、公開情報をもとに弊社の責任において独自に整理したものです。

図 5-1 釜石港海岸大平地区災害復旧工事における施工事例



(2) 事例② 石巻港東浜海岸防潮堤災害復旧工事

石巻港東浜海岸防潮堤災害復旧工事における施工事例を図 5-2 に示す。延長 1,544m の防潮堤の施工において、 $\phi 1,100\text{mm}$  の鋼管杭 1,010 本（長さ 22.6m）を GL+4.7m まで施工して背面を盛土とする自立式鋼管矢板による連続壁を施工し、液状化の際の側方流動の抑制を図っている。



出典：鋼管杭・鋼矢板技術協会 未来フロント NO.83(H27.3) 宮城県／石巻港  
[http://www.jaspp.com/shiryu/tomorrow/pdf/fut\\_no83.pdf](http://www.jaspp.com/shiryu/tomorrow/pdf/fut_no83.pdf)

設計・施工例の情報に係る記載内容については、公開情報をもとに弊社の責任において独自に整理したものです。

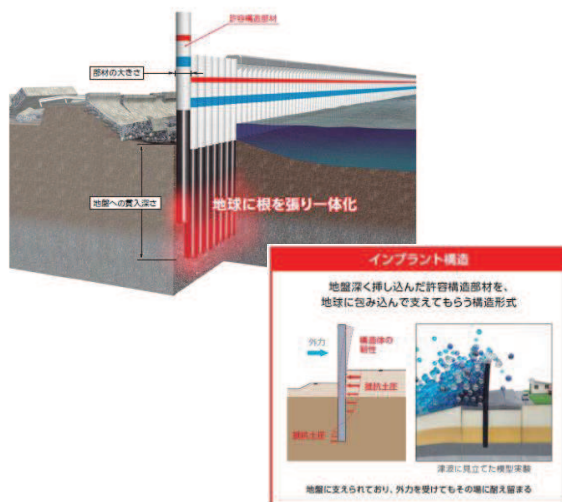
図 5-2 石巻港東浜海岸防潮堤災害復旧工事における施工事例

(3) 事例③ インプラント堤防

国際圧入学会がインプラント構造を推進しており、躯体部と基礎部が一体となった許容構造部材を地盤に挿し込み、「許容構造部材の大きさ」と「地盤への貫入深さ」で水平荷重や鉛直荷重を受け止める構造で、許容構造部材の一本一本が地球に支えられ集合体として高い耐力を発揮するとしている。インプラント堤防の概要を図 5-3 に示す。

インプラント堤防は、地震動による地盤変位や津波などの外力に対して、崩壊せずその場に耐え留まる“粘り強い”防災インフラとして機能するとしている。

株式会社技研製作所が開発したインプラント工法を用いた堤防は、鋼管杭連続壁による堤防であり施工実績が多い。インプラント堤防の施工事例を図 5-4 に示す。



|     | インプラント堤防   | 地盤改良   |
|-----|--|--|
| 平面図 |  |  |
| 断面図 |  |  |
| 効果  | 堤防内に剛性の高い鋼管杭を設置することで、地震による液状化や地盤沈降による堤防決壊を防ぐとともに、かさ上げによる高潮、洪水対策の強化も可能。被災しても鋼管杭が堤防機能を保持し、復旧活動にも活用できる。 | 堤防下の液状化層を地盤改良することで、液状化による被害を防ぐことができるが、堤防本体の補強とはならないため、越流、地盤沈降によって決壊が懸念される。 |
| 評価  | ●  | △  |

出典: [http://press-in.org/files/pub/IPA\\_ImplantStructure\\_ver023ja03.pdf](http://press-in.org/files/pub/IPA_ImplantStructure_ver023ja03.pdf)

設計・施工例の情報に係る記載内容については、公開情報をもとに弊社の責任において独自に整理したものです。

図 5-3 インプラント堤防の概要



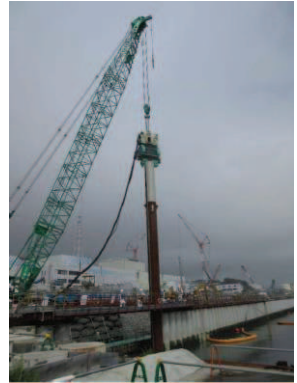
①

②

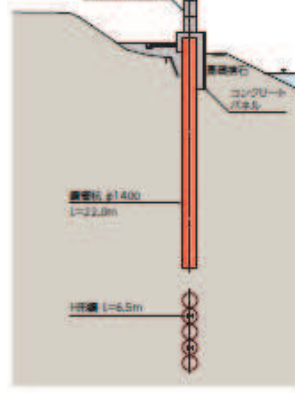
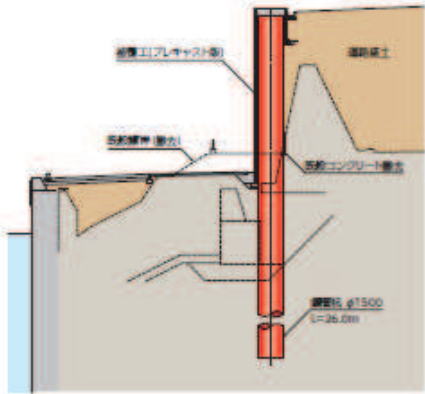


③

④



福島第一原子力発電所海側遮水壁 / 東京電力



両石漁港海岸災害復旧工事 (岩手県金石市)  
/ 岩手県 沿岸広域振興局

大船渡港永浜地区海岸防潮堤工事 (岩手県大船渡市)  
/ 岩手県 沿岸広域振興局

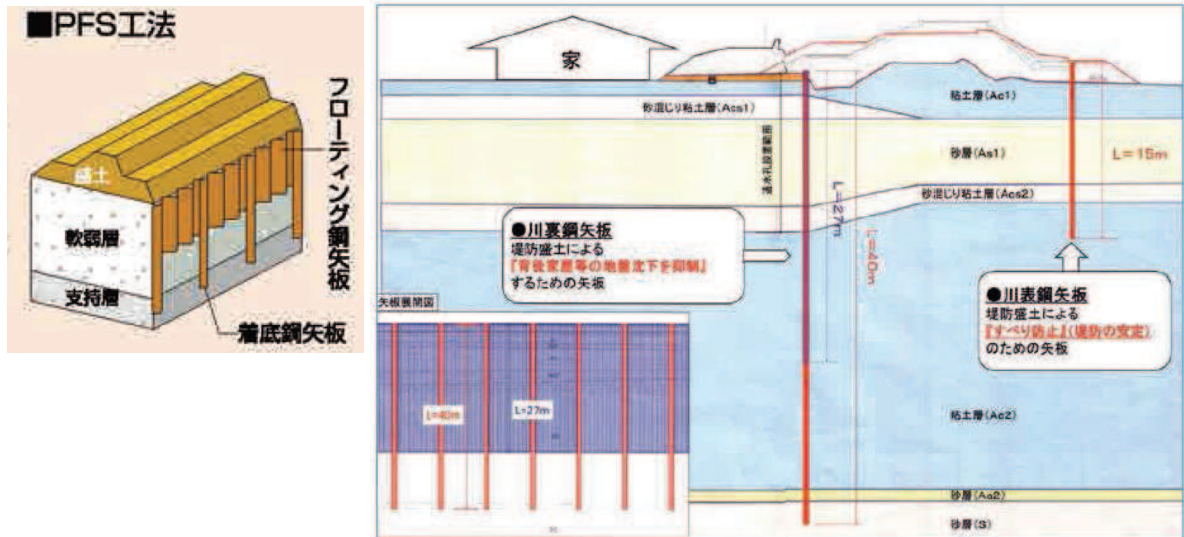
出典: 株式会社技研製作所 : [www.giken.com](http://www.giken.com)  
東京電力株式会社 : [http://www.tepco.co.jp/nu/fukushima-np/handouts/2015/images/handouts\\_151026\\_06-j.pdf](http://www.tepco.co.jp/nu/fukushima-np/handouts/2015/images/handouts_151026_06-j.pdf)

設計・施工例の情報に係る記載内容については、公開情報をもとに弊社の責任において独自に整理したものです。

図 5-4 インプラント堤防の施工事例

(4) 事例④ 熊本県緑川海路口下流地区築堤工事

熊本県緑川海路口下流地区築堤工事における施工事例を図 5-5 に示す。圧密沈下層が 40～50m と厚く、敷地が狭隘なエリアにおける河川堤防の構築において、数枚に 1 枚の鋼矢板を支持層まで打設（支柱鋼矢板）し、その間を必要最低限の長さで軟弱地盤の途中までしか打設しないフローティング鋼矢板を組合せる PFS 工法を採用している。



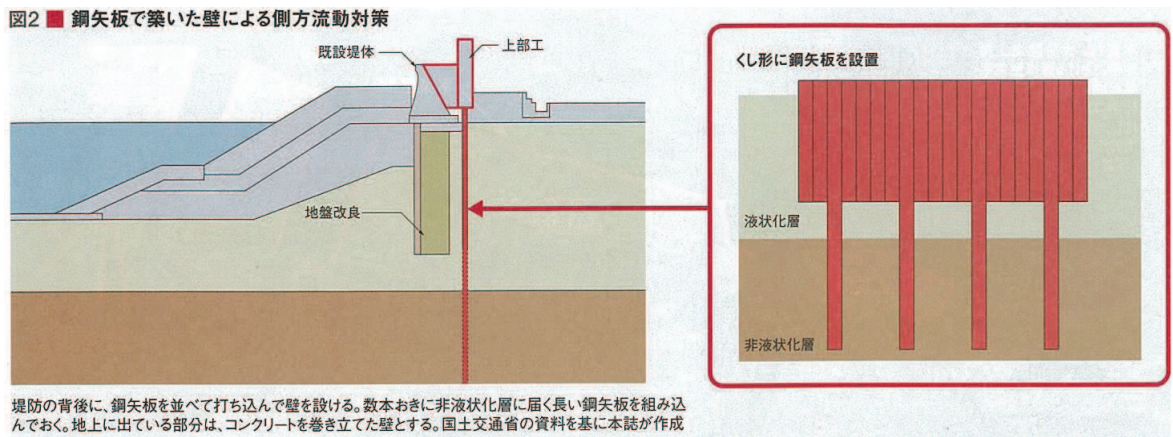
出典：鋼管杭・鋼矢板技術協会 未来フロント NO.83(H27.3) 緑川海路口下流地区築堤工事  
[http://www.jaspp.com/shiryou/tomorrow/pdf/fut\\_no83.pdf](http://www.jaspp.com/shiryou/tomorrow/pdf/fut_no83.pdf)

設計・施工例の情報に係る記載内容については、公開情報をもとに弊社の責任において独自に整理したものです。

図 5-5 熊本県緑川海路口下流地区築堤工事における施工事例

(5) 事例⑤ 大分臨海工業地帯 沿岸の液状化対策事例

大分臨海工業地帯におけるくし形鋼矢板の施工事例を図 5-6 に示す。護岸の延長が長く、さらに近接箇所に道路やパイプラインがある堤防の液状化対策として、堤防の陸地側の地盤に鋼矢板を並べて打ち込み、数本おきに非液状化層まで到達する長い鋼矢板を組み込んだ「くし」型の対策工を採用している。これにより、液状化による側方流動で鋼矢板が土圧を受けても、長い鋼矢板によって沈下を防ぐため、鋼矢板の壁が高さを保ち津波の侵入を防ぐ設計としている。



出典：大分臨海工業地帯 沿岸の液状化対策事例 くし形鋼矢板(日経コンストラクション2017年5月22日号)

設計・施工例の情報に係る記載内容については、公開情報をもとに弊社の責任において独自に整理したものです。

図 5-6 大分臨海工業地帯におけるくし形鋼矢板の施工事例

## 6. 改良地盤の追加施工の成立性について

### 6.1 改良地盤の追加施工に関する検討フロー

構造物の耐震裕度向上を目的とする地盤改良は、女川サイトにおいても実績があるが、今回追加で施工する防潮堤直下の改良地盤は、背面補強工や既設改良地盤直下の施工であることや、支持地盤としての性能が求められる等の観点において、これまでの施工と異なる。

このことを踏まえ、図 6.1-1 のフローにより防潮堤直下の改良地盤追加施工における特異性の有無及び品質確保の方針を示す。

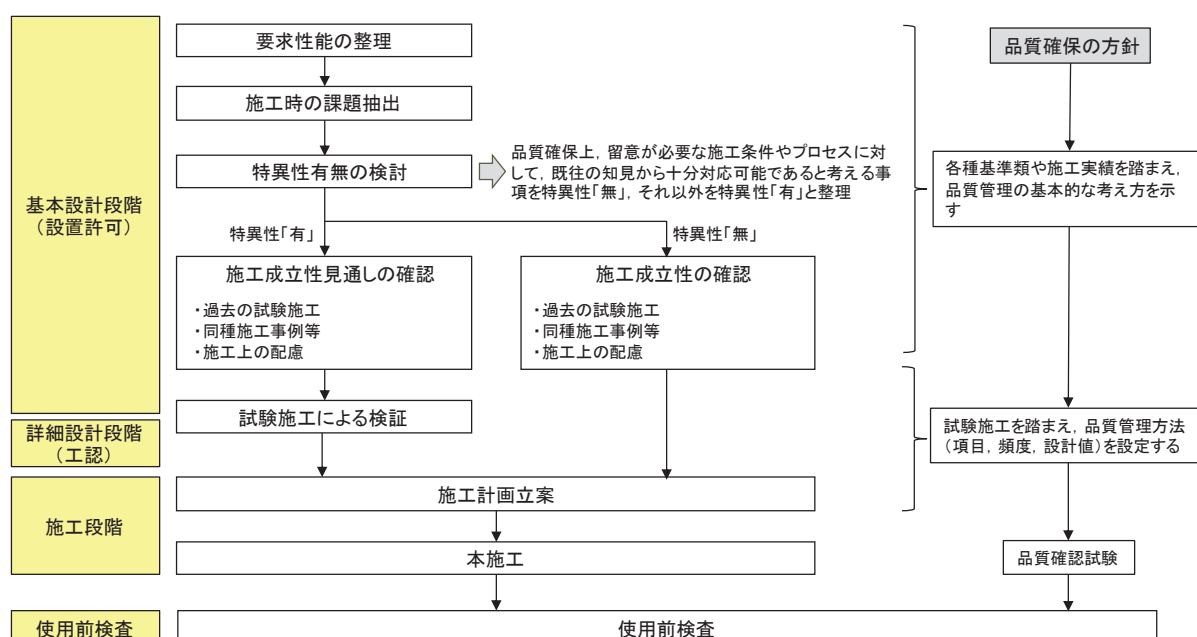


図 6.1-1 改良地盤の追加施工に関する検討フロー

## 6.2 改良地盤の要求機能の整理

改良地盤の役割及び要求される品質を表 6.2-1 に示す。

表 6.2-1 改良地盤の役割及び要求される品質

| 役割                   |                                      | 要求される品質                     |
|----------------------|--------------------------------------|-----------------------------|
| 改良地盤<br>(鋼管式鉛直<br>壁) | 基礎地盤として短杭を支持する。                      | 十分な支持力を有すること                |
|                      | 周辺地盤として、地震時・津波時に、<br>杭の水平反力を周囲に伝達する。 | 十分な水平抵抗力を有すること              |
|                      | 津波時に通水経路となる空洞を生じな<br>い。              | 止水性に影響を及ぼす連続した未改良部が無い<br>こと |
| 改良地盤<br>(盛土堤防)       | セメント改良土を支持する。                        | 十分な支持力を有すること                |
|                      | 津波時に通水経路となる空洞を生じな<br>い。              | 止水性に影響を及ぼす連続した未改良部が無い<br>こと |

### 6.3 施工時の課題抽出

#### (1) 施工における課題抽出と特異性有無の検討

改良地盤の追加施工における課題及び特異性について整理した結果を表 6.3-1 に示す。

ここで、特異性有無の考え方は、改良地盤の要求品質（表 6.2-1）を確保する上で対処が必要となる施工上の課題に対し、既往の知見から十分対応可能であると考える事項を特異性「無」、それ以外を特異性「有」と整理とした。

表 6.3-1 改良地盤の追加施工における課題及び特異性の整理

| 要求品質        | 地盤改良による施工上の課題 |   | 一般産業施設での施工事例、女川での施工実績等の確認による特異性の検討   | 特異性 |
|-------------|---------------|---|--|-----|
|             | 分類            | 概要  |  |     |
| 十分な支持力      | 盛土への適用性       | 改良対象地盤の中に盛土(最大粒径300mmの岩砕主体)を含むため、岩砕周辺に改良不十分な範囲が残る可能性がある         | 女川での地盤改良の実績により、礫が多く含まれている盛土に対しても良好に改良可能であることが確認済であることから、特異性「無」とする  | 無   |
|             | 改良深度          | 改良対象が深く、地盤の拘束圧が大きいため、十分な改良径が得られない可能性がある                         | 追加地盤改良と同程度以上の深度における一般産業施設での施工事例は存在するが、女川において拘束圧の大きい岩砕主体の盛土での施工実績が無いことから、特異性「有」とする  | 有   |
| 十分な水平抵抗力    | 構造物直下         | 背面補強工、既設改良地盤の直下での地盤改良となることから、施工可能であることを確認する必要がある                | 一般産業施設における構造物直下での地盤改良の施工事例は、多く存在していることから、特異性「無」とする   | 無   |
| 連続した未改良部が無い | 既設改良地盤との一体性   | 改良不十分や有意な空隙により一体性が確保されず、防潮堤支持地盤としての荷重伝達機能への影響や、津波時の浸水経路化の可能性はある | 既設改良地盤と新設改良地盤の一体性が要求され、それに対応した施工事例は確認できないことから、特異性「有」とする  | 有   |
|             | 周辺施設への悪影響     | 地盤改良の施工にあたり、周辺施設と干渉する可能性がある                                     | 一般産業施設において、既存施設との干渉回避を目的とした、斜め方向の地盤改良の施工事例がある<br>過去の試験施工にて周辺施設への悪影響を確認しており、その結果を踏まえ、今回の施工においては、ドレーン等の既存施設への影響を考慮した地盤改良範囲を計画することから特異性「無」とする | 無   |



(2) 特異性の検討を踏まえた対応方針

特異性有無の検討結果を踏まえた施工における課題に対する対応方針を表 6.3-2 に示す。

表 6.3-2 特異性の検討を踏まえた対応方針

| 分類  | 設置許可段階  | 工認段階  |
|---|---|---|
| 特異性「有」  | 施工事例等による成立性見通しの確認<br>7.4.1 女川防潮堤における施工実績<br>7.4.2 過去の試験施工<br>7.4.3 一般産業施設の施工事例<br>7.4.4 施工方法の立案 | 試験施工による検証<br>7.5.1 試験施工の概要<br>7.5.2 試験施工のための予備試験結果    |
|   | 改良深度<br>・防潮堤と同程度以上の深度における施工成立性を施工事例により確認  | ・試験施工時に、設計改良径を満足し良好に改良されていることを、ボーリングコア等により確認し、施工計画に反映 |
| 既設改良地盤との一体性   | ・既設の地盤改良の施工において、上部の盛土との境界付近に未改良部が無いことを確認<br>・既設改良地盤と新設改良地盤の境界部の品質確保に配慮した施工方法を立案                 | ・試験施工時に、先に施工した表層改良部との境界面の性状を確認し、施工計画に反映               |
| 特異性「無」  | 施工事例等による成立性見通しの確認<br>7.4.1 女川防潮堤における施工実績<br>7.4.2 過去の試験施工<br>7.4.3 一般産業施設の施工事例<br>7.4.4 施工方法の立案 |   |
|   | 盛土への適用性<br>・既設改良地盤の施工記録より、所定の施工仕様選定により品質を確保できることを確認   | 特異性「無」の項目については、設置許可時に施工事例等で成立性を確認する                   |
|   | 構造物直下<br>・構造物直下での地盤改良の施工事例は多く存在しており、施工可能であることを確認  |   |
| 周辺施設への悪影響<br>・既存周辺施設への影響が無いような地盤改良範囲を過去の試験施工を踏まえて検討<br>・既存施設との干渉回避のための、斜方向の地盤改良が施工可能であることを施工事例により確認 |   |   |

## 6.4 女川防潮堤における施工実績

### (1) 施工手順

防潮堤において、盛土・旧表土を対象として実施した既設改良地盤（高圧噴射攪拌工法）の施工手順を図 6.4-1 に示す。所定深度まで削孔してガイドホールを構築し、その後高圧噴射により地盤改良体を造成した。地盤改良体は、図 6.4-2 に示すように、未改良部が生じないように平面的に重複（ラップ）させて造成した。

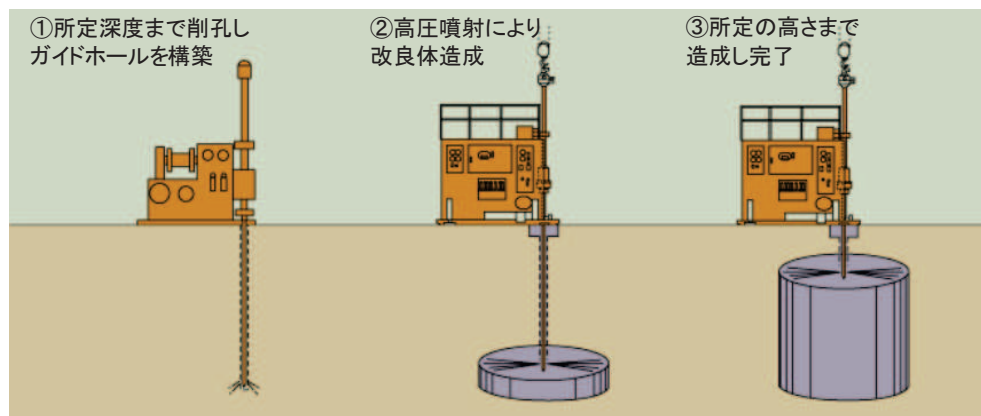
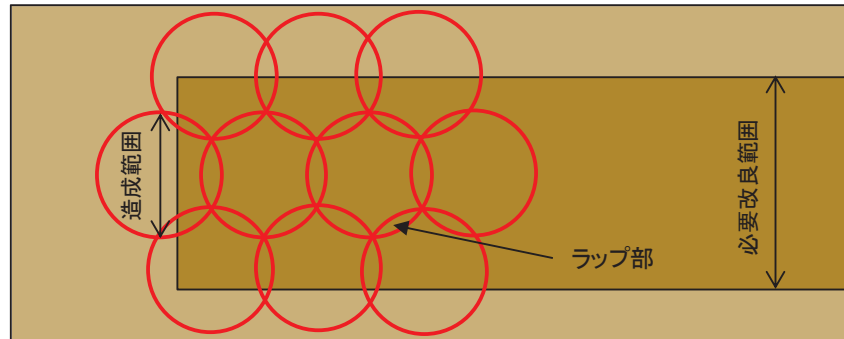
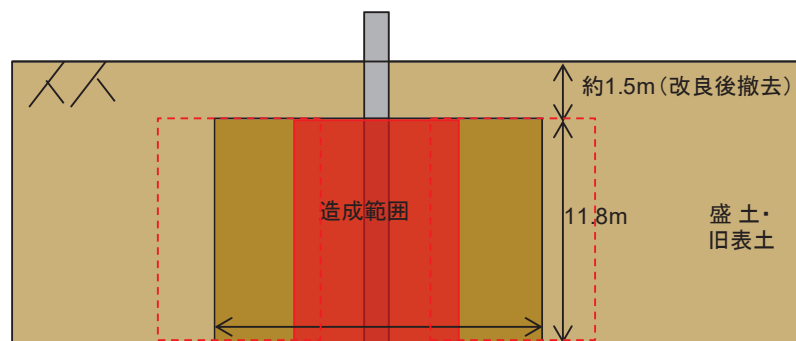


図 6.4-1 高圧噴射攪拌工法による地盤改良手順



平面図



断面図

図 6.4-2 地盤改良体の造成イメージ

## (2) 施工状況

防潮堤において、盛土・旧表土を対象として表 6.4-1 に示す仕様で既設改良地盤（高圧噴射攪拌工法）を施工した。施工状況を図 6.4-3 に、地盤改良後の状況を図 6.4-4 に、写真の撮影方向を図 6.4-5 に示す。

なお、図 6.4-4 は上部に背面補強工を施工するため、地盤改良後に表層地盤（盛土）を撤去した状態である。図 6.4-5 中の赤線は、地盤改良の出来形をマーキングしたものであり、これにより設計改良径を満足していることを確認した。また、必要改良範囲よりも広い範囲を改良していることを確認した。

表 6.4-1 既設地盤改良（高圧噴射攪拌工法）の概要

|           |                              |
|-----------|------------------------------|
| 目的        | 防潮堤の安定性確保                    |
| 対象土質      | 盛土（岩砕主体）                     |
| 改良径       | φ 4.5m                       |
| 造成改良体本数   | 331 本（約 4 万 m <sup>3</sup> ） |
| 深度（改良体底面） | 11.8m                        |



図 6.4-3 施工状況写真

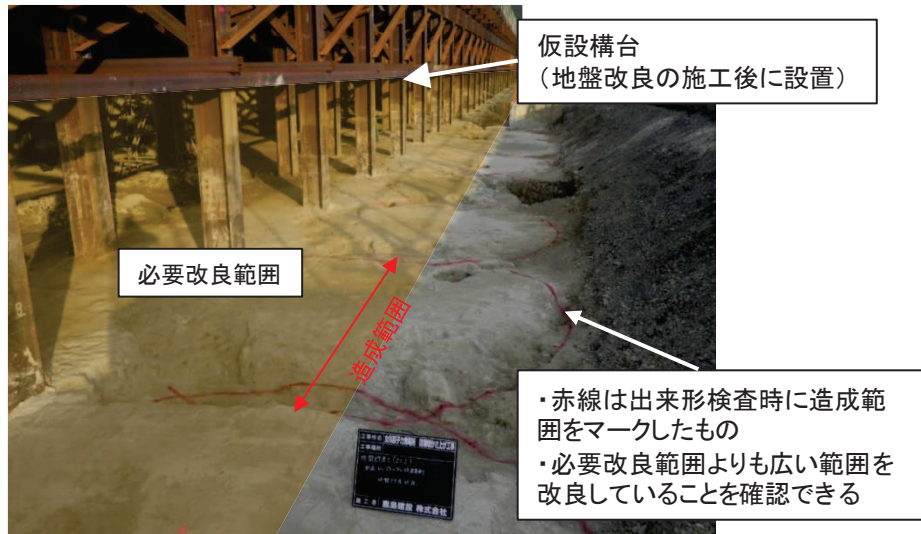


図 6. 4-4 地盤改良後の状況写真

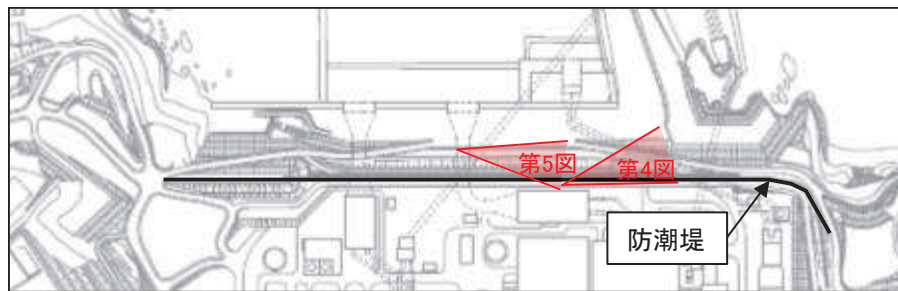


図 6. 4-5 写真の撮影方向

### (3) 品質確認試験結果

既設改良地盤について、要求品質（剛性）を確保するため、品質確認試験としてPS 検層を実施した。試験のための供試体は、図 6. 4-6 に示すように、改良体中心から離れた位置（0.3D）にて採取した。

PS 検層による品質確認試験結果を図 6. 4-7 に示す。せん断波速度  $V_s$  はおおむね目標値以上であり、岩砕主体の盛土においても良好に改良されていることを確認した。

また、品質管理の参考として一軸圧縮強度試験についても実施したことから、その結果を図 6. 4-8 に示す。

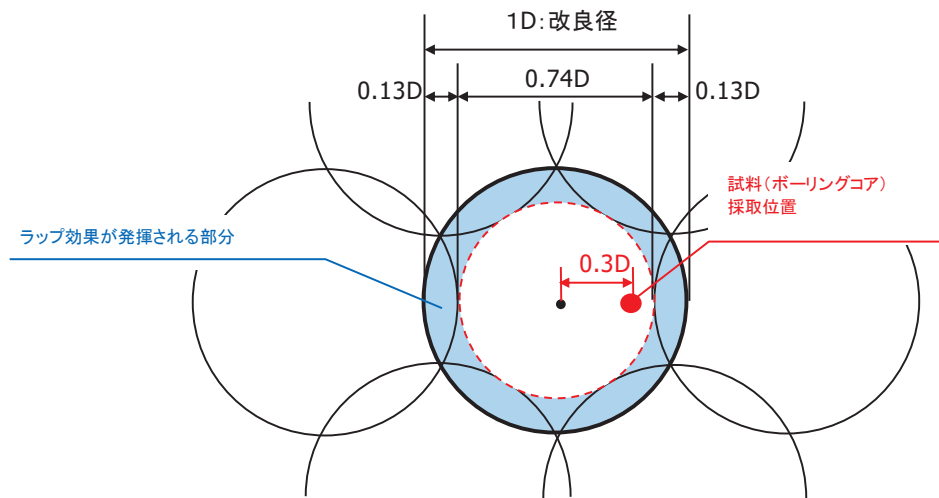


図 6.4-6 試験及びボーリングコア採取位置

|          |            |
|----------|------------|
| 試験項目     | せん断波速度Vs   |
| 試験数      | 14         |
| 試験値(平均値) | 1100 (m/s) |
| 目標値      | 970 (m/s)  |
| 標準偏差(σ)  | 103 (m/s)  |

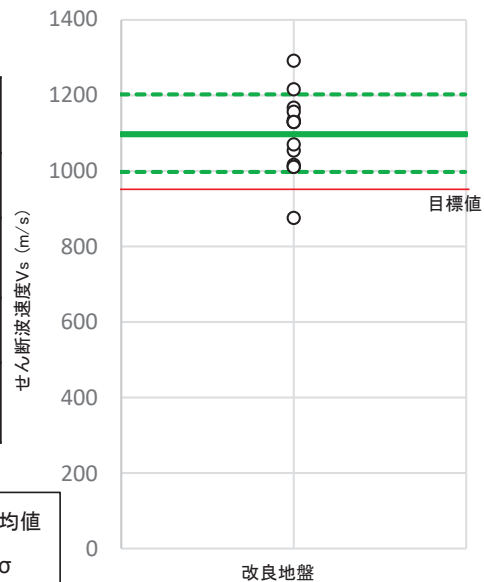


図 6.4-7 既設地盤改良における品質確認結果 (PS 検層)

|          |                           |
|----------|---------------------------|
| 試験項目     | 一軸圧縮強度 $q_u$              |
| 試験数      | 350                       |
| 試験値(平均値) | 3.87 (N/mm <sup>2</sup> ) |
| 目標値※     | 3.0 (N/mm <sup>2</sup> )  |
| 標準偏差(σ)  | 1.88 (N/mm <sup>2</sup> ) |

※:せん断波速度を目標値以上とするための、一軸圧縮強度の目安値。

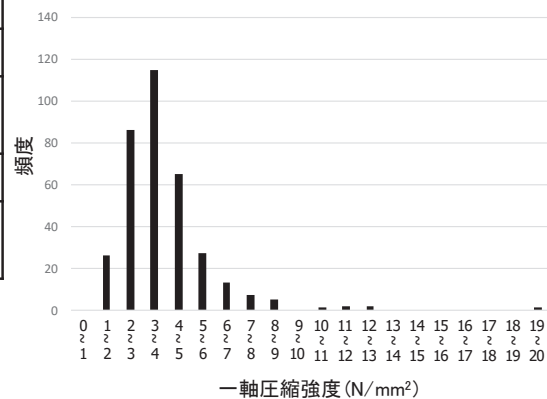


図 6.4-8 既設改良地盤における一軸圧縮強度試験結果 (参考値)

(4) ボーリングコア写真

地盤改良実施後，上部の盛土を撤去前の段階で，改良品質確認のためボーリングコアを取得した。ボーリングコア採取位置は改良体中心から 0.3D の位置であり，上部の盛土を含めた採取を行った。ボーリングコア写真位置を図 6.4-9 に，ボーリングコア写真（①孔～⑤孔）を図 6.4-10～図 6.4-14 に示す。

ボーリングコアより，礫が多い範囲も礫背面に土砂が残ることなく固化材（セメントミルク）が充填され，全体として良好に改良されていることを確認した。また，上部の盛土との境界付近にも未改良部は生じていないことを確認した。

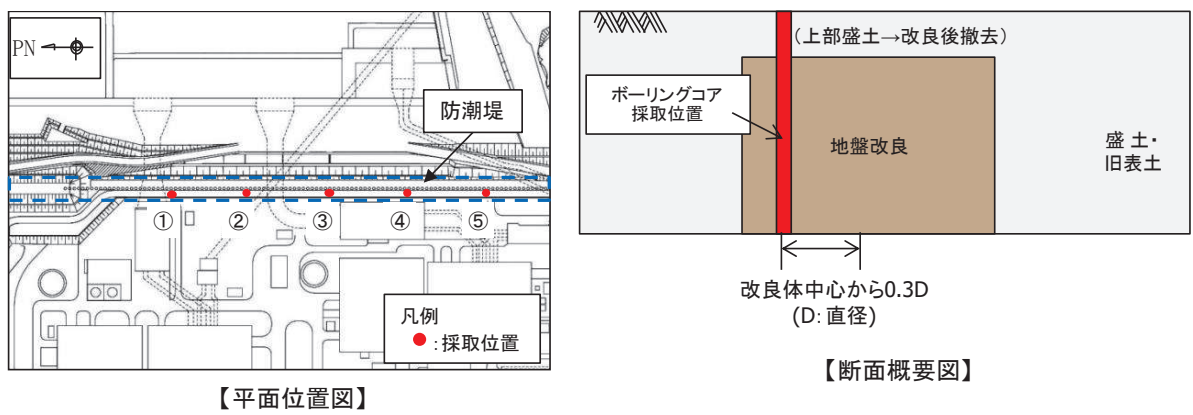


図 6.4-9 ボーリングコア写真位置



図 6.4-10 ボーリングコア写真（①孔）



図 6.4-11 ボーリングコア写真 (②孔)



図 6.4-12 ボーリングコア写真 (③孔)



図 6.4-13 ボーリングコア写真 (④孔)



図 6.4-14 ボーリングコア写真 (⑤孔)



(5) 過去の試験施工（目的及び改良地盤の追加施工との関連性）

女川及び東通原子力発電所においては、地中構造物の耐震裕度向上のため地盤改良が必要となった場合を想定し、試験施工を過去に実施している。

この試験施工は盛土及び旧表土を対象とし、高圧噴射攪拌工法（SJ, SJM, XJ）の注入回数や配合を変動させ、改良品質の確認や、近隣構造物への影響確認等を実施している。

試験施工の主な目的を以下に示す。

- －改良品質の確認
- －改良品質を確保できる施工仕様の選定，改良体の配置
- －近隣構造物への影響の確認（建屋防水工，コンクリート構造物など）

今回検討している防潮堤直下の地盤改良については、施工形態が過去の試験施工と同様に高圧噴射攪拌工法であり改良深度が同様（岩盤表面から上）であること，改良対象が同じ盛土・旧表土であること，近隣に試験施工における想定と同様の構造物（地下水位低下設備等）が存在することから，成立性確認において参照できる。

以降，過去に実施した試験施工（平成 20 年実施）の概要を示す。

a. 地盤改良による埋設物への影響

地盤改良（高圧噴射攪拌工法）による近接構造物（地下防水を施した L 字擁壁）への影響に関する試験施工についても実施した。試験施工の概要を図 6.4-15 に，L 字擁壁設置状況を図 6.4-16 に示す。

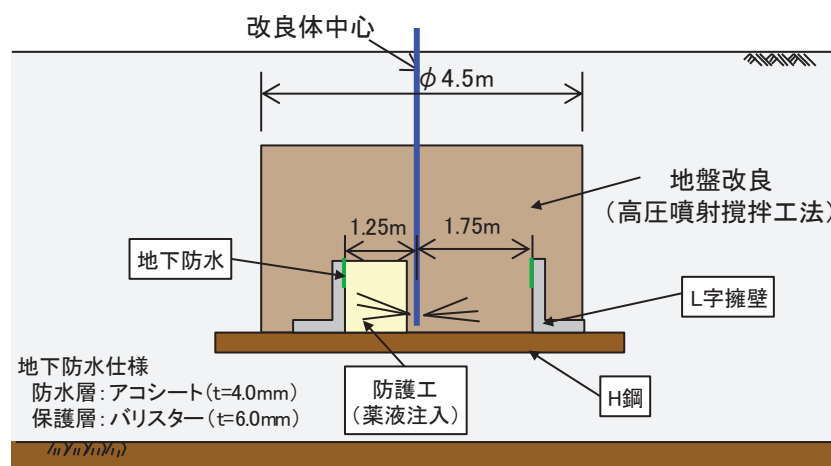


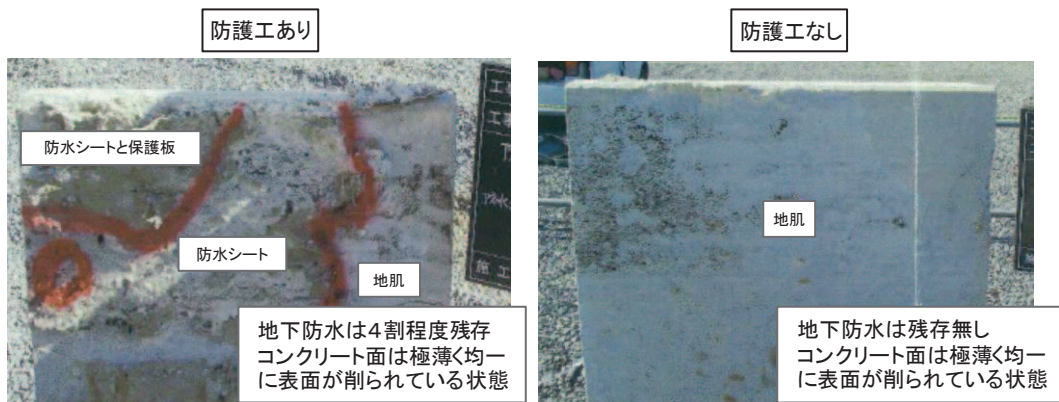
図 6.4-15 試験施工の概要（構造物への近接施工）



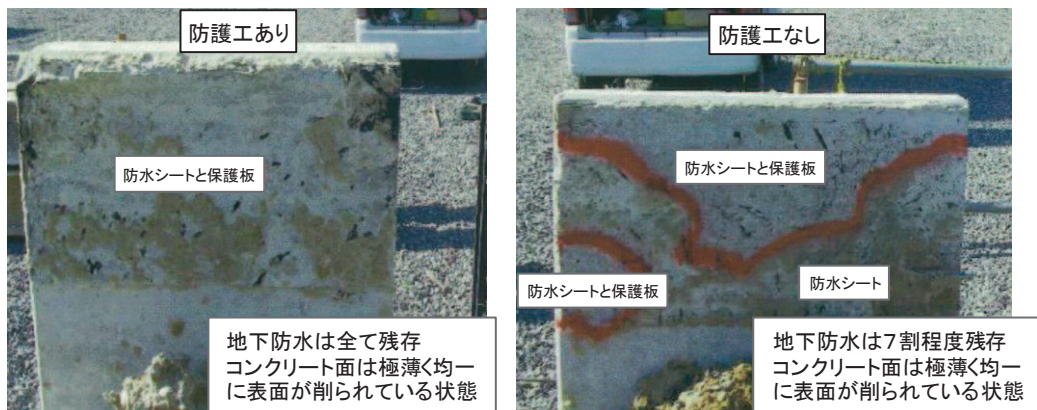
図 6.4-16 L字擁壁設置状況

地盤改良後の地下防水及びL字擁壁状況を図 6.4-17 に示す。

試験施工の結果，L字擁壁については，コンクリートは表面がごく薄く削れているものの，部分的な破損も無く構造的に問題がないことが確認できた。



改良体中心～L字擁壁: 1.25m



改良体中心～L字擁壁: 1.75m

図 6.4-17 地盤改良後の地下防水及びL字擁壁状況