

図 3.5-22(3) 固有値解析結果 (断面⑥ : モード図)

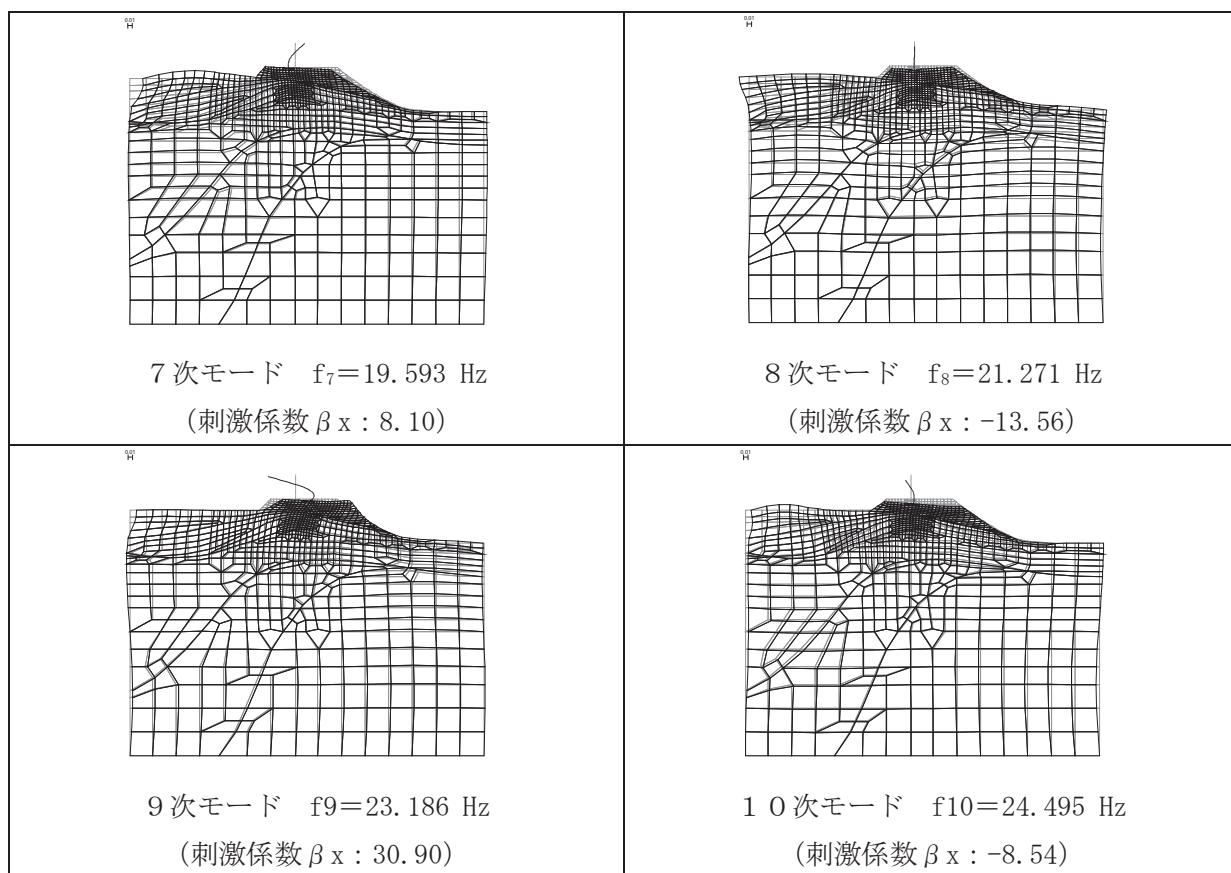


図 3.5-22(4) 固有値解析結果 (断面⑥ : モード図)

表 3.5-16 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

評価対象断面	α	β
断面⑤	1.653	4.803×10^{-4}
断面⑥	1.706	3.956×10^{-4}

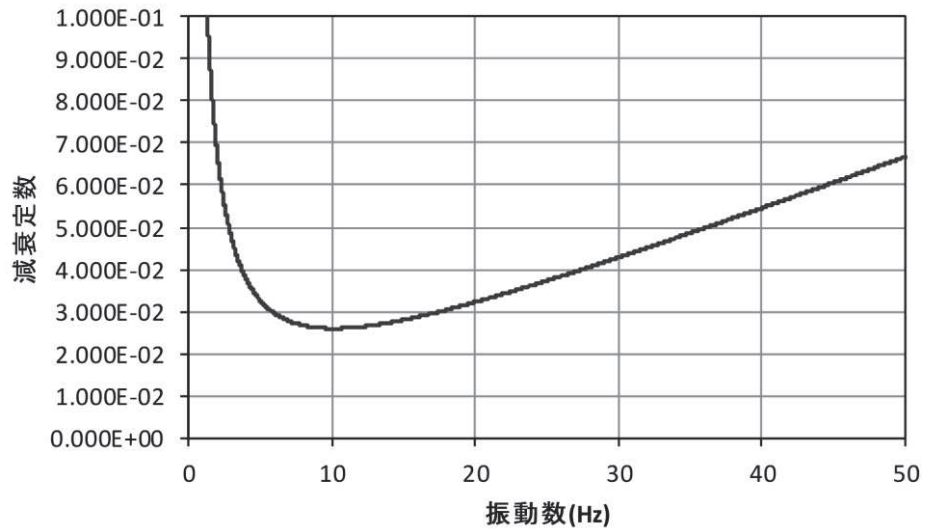


図 3.5-23(1) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑤)

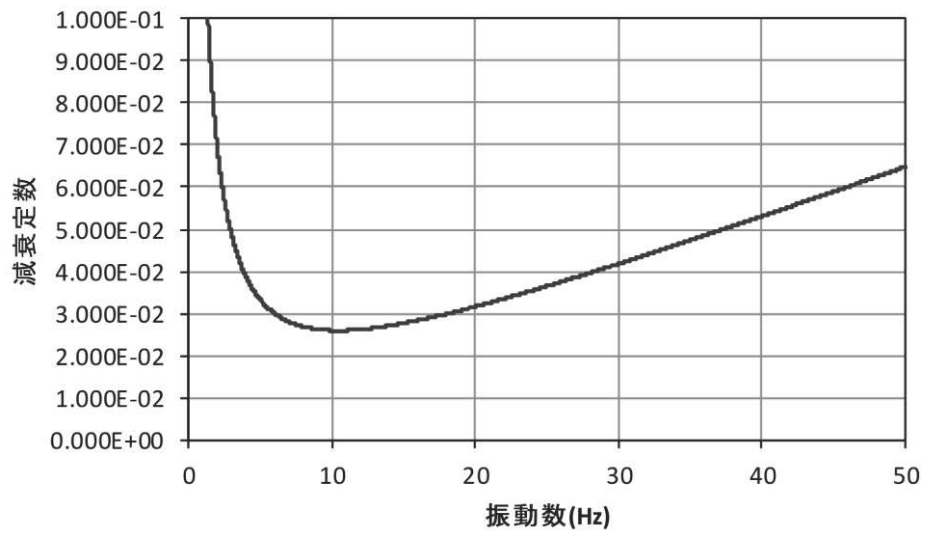


図 3.5-23(2) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑥)

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 3.5-13 及び表 3.5-14 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 3.5-17 に示す。

表 3.5-17 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 (位相)	S d - D 2	++* ¹	○	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* ² 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。
		-+* ¹	○	
		+-* ¹	○	
		--* ¹	○	

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 3.5-24 に入力地震動算定の概念図を、図 3.5-25～図 3.5-31 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。

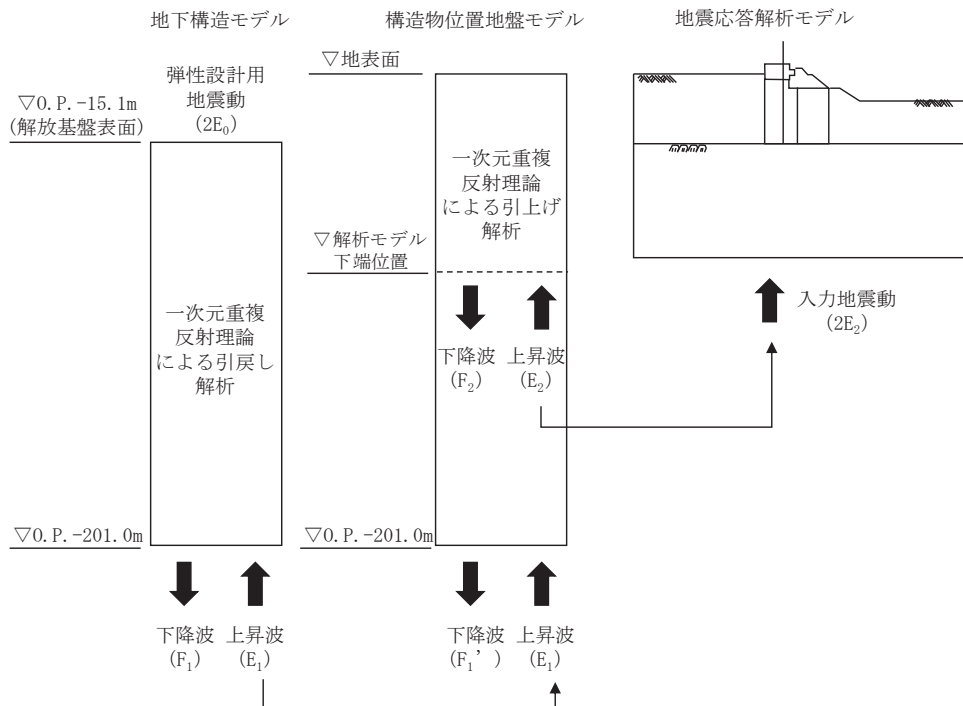


図 3.5-24 入力地震動算定の概念図

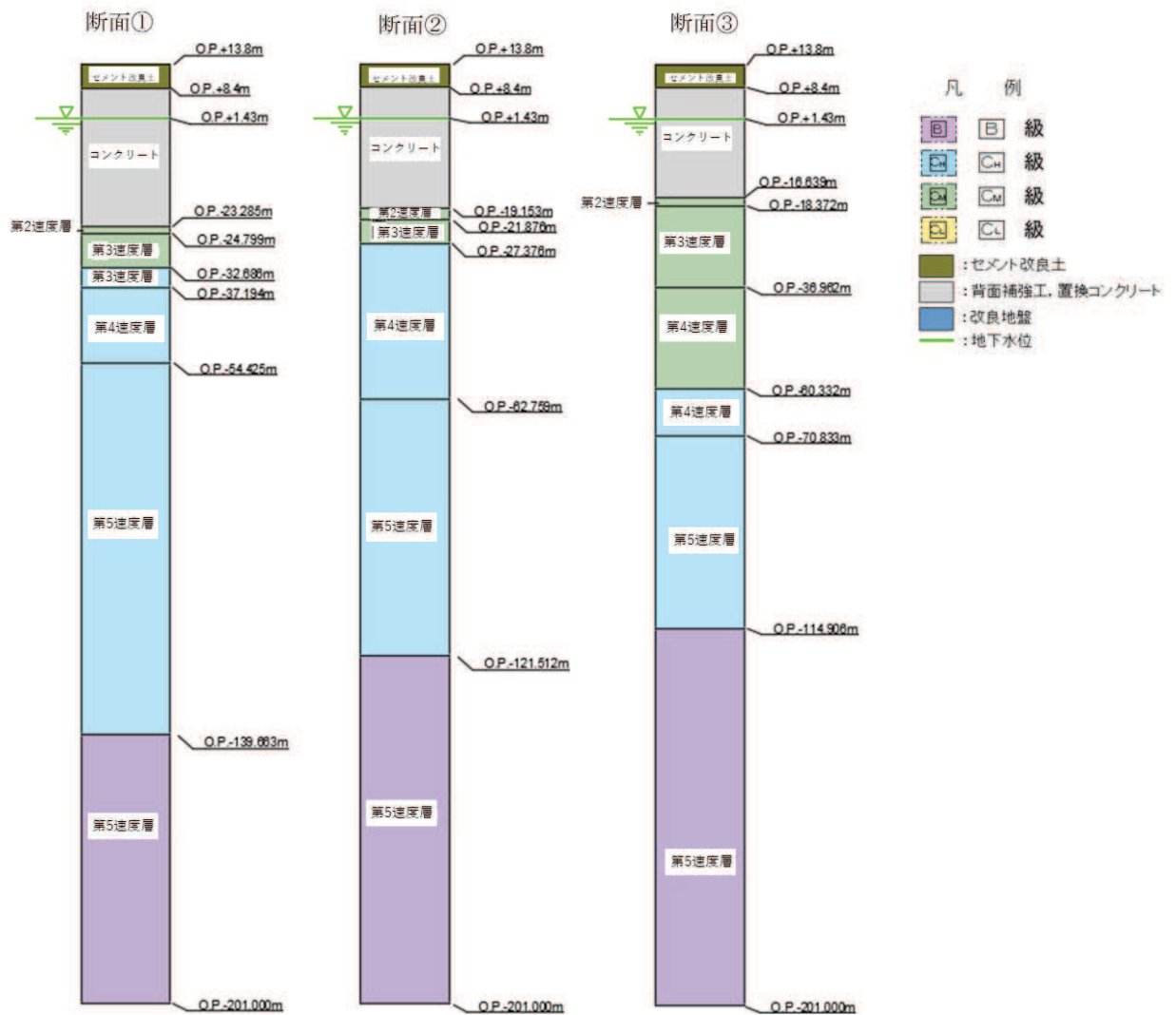


図 3.5-25 (1) 1次元解析モデル図 (断面①~③)

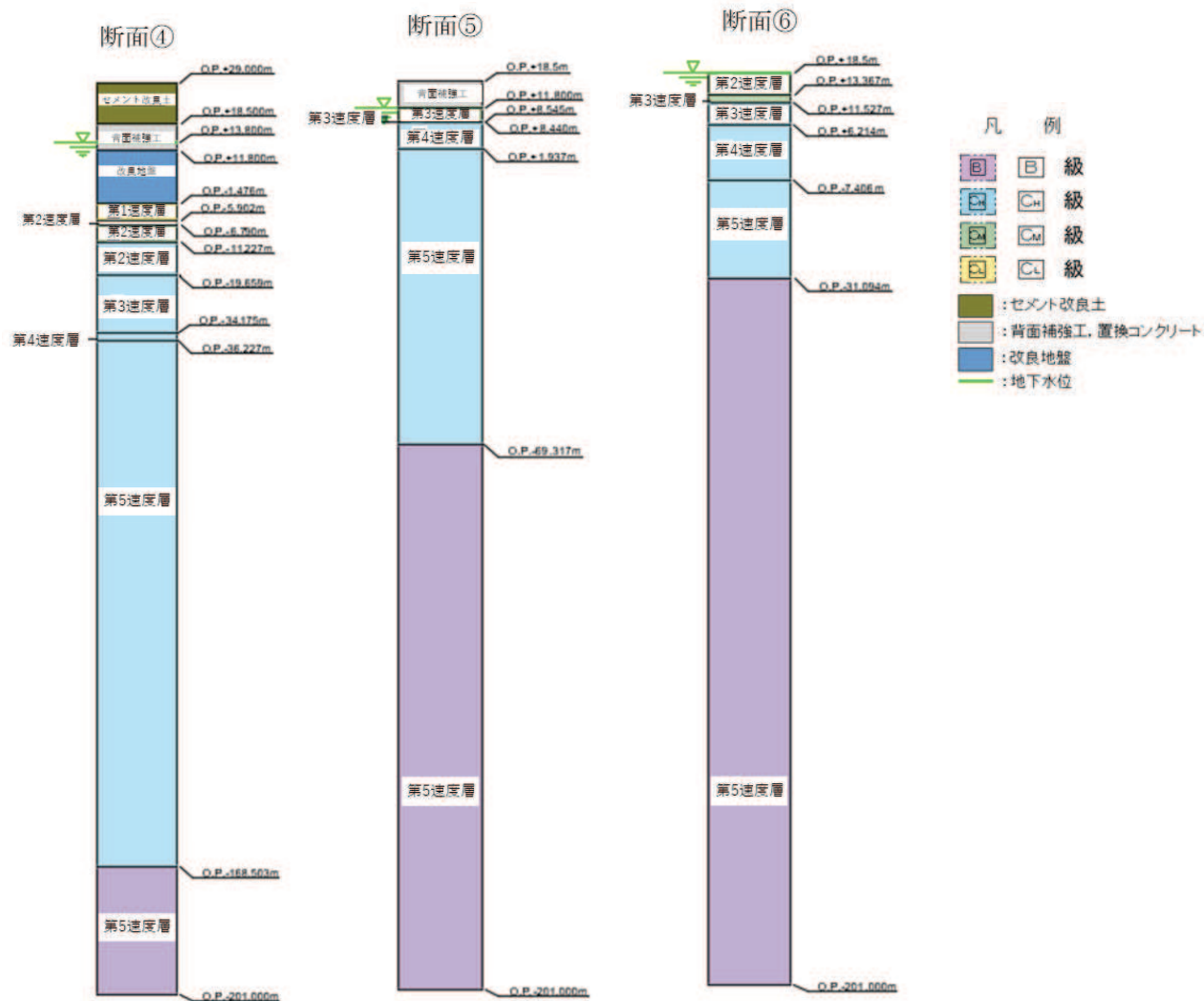


図 3.5-25 (2) 1次元解析モデル図 (断面④~⑥)

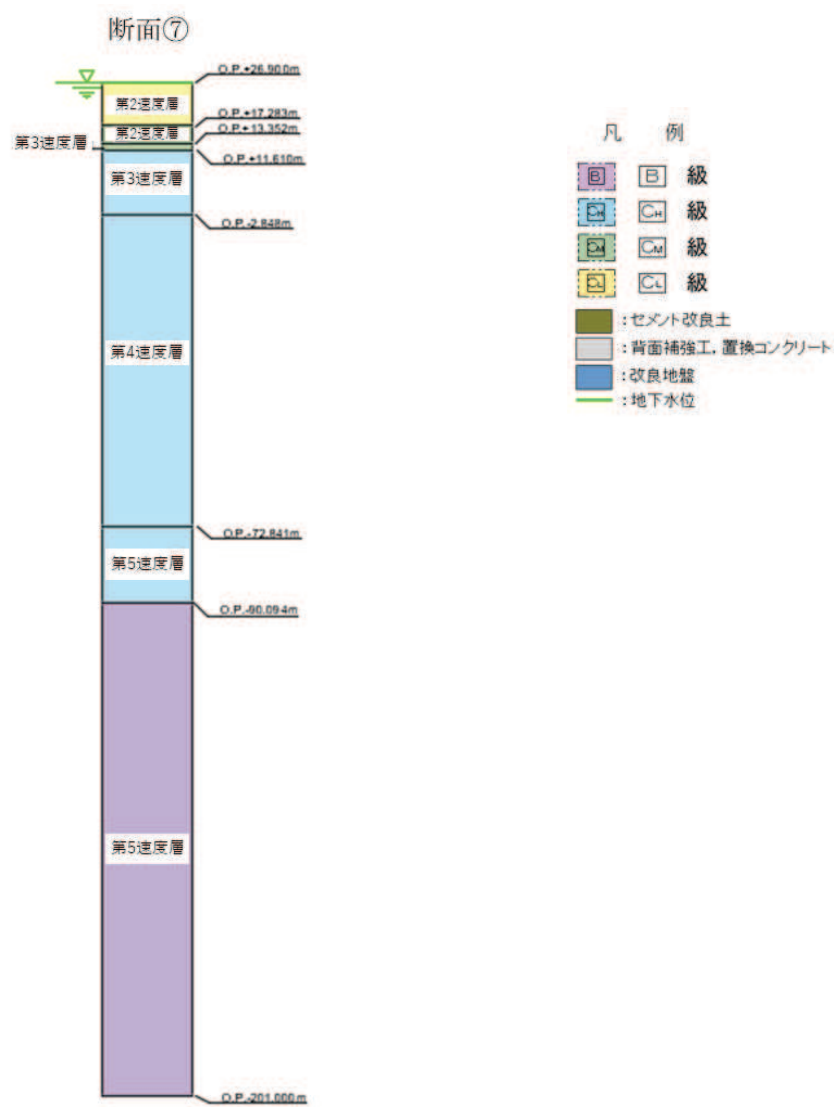
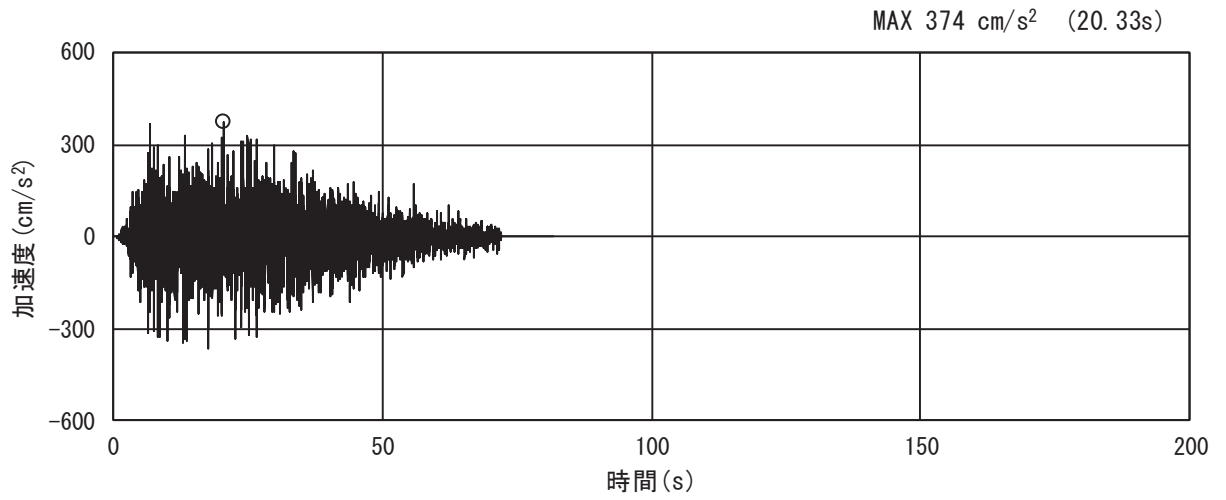
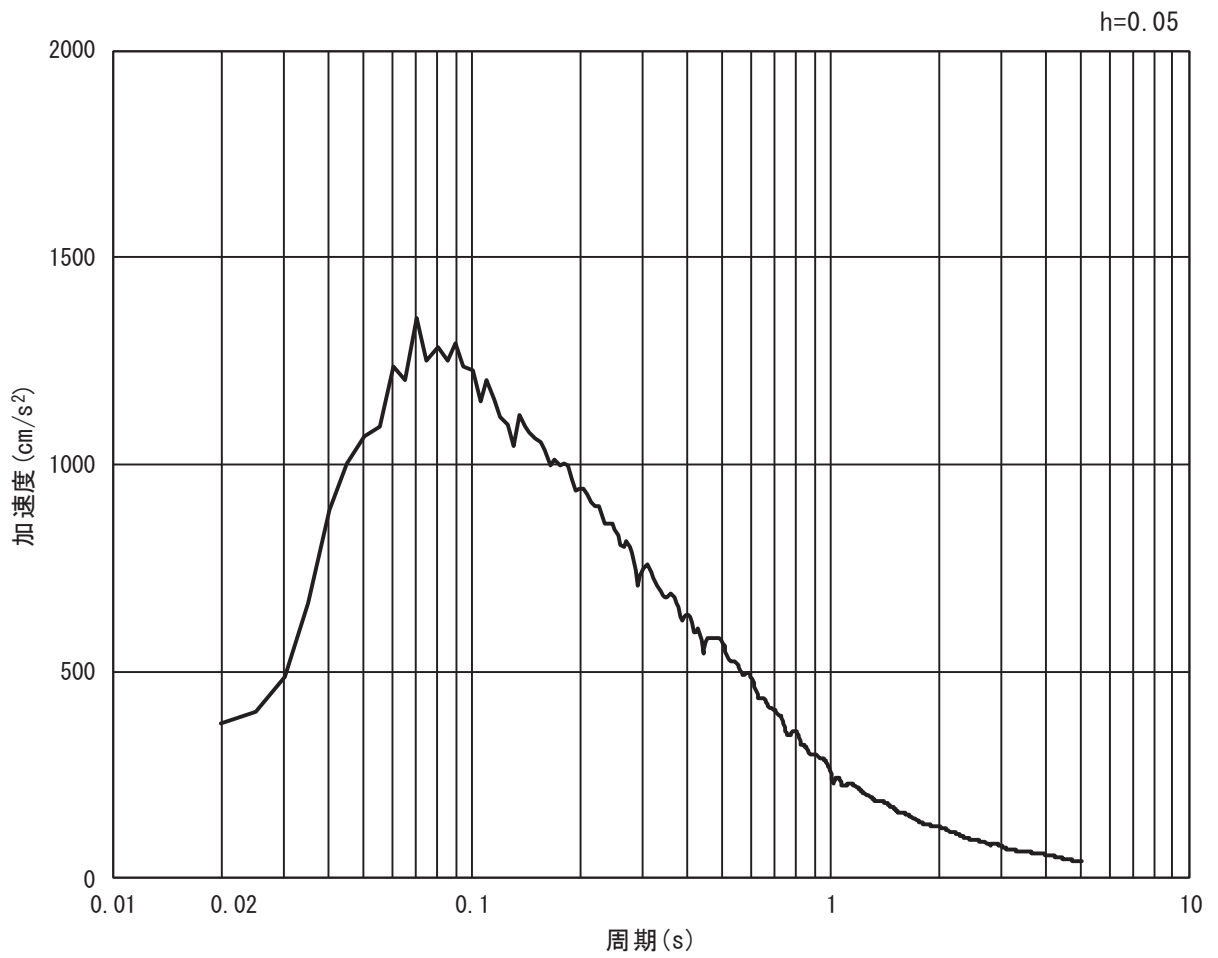


図 3.5-25 (3) 1次元解析モデル図 (断面⑦)

a. 一般部
イ. 断面①

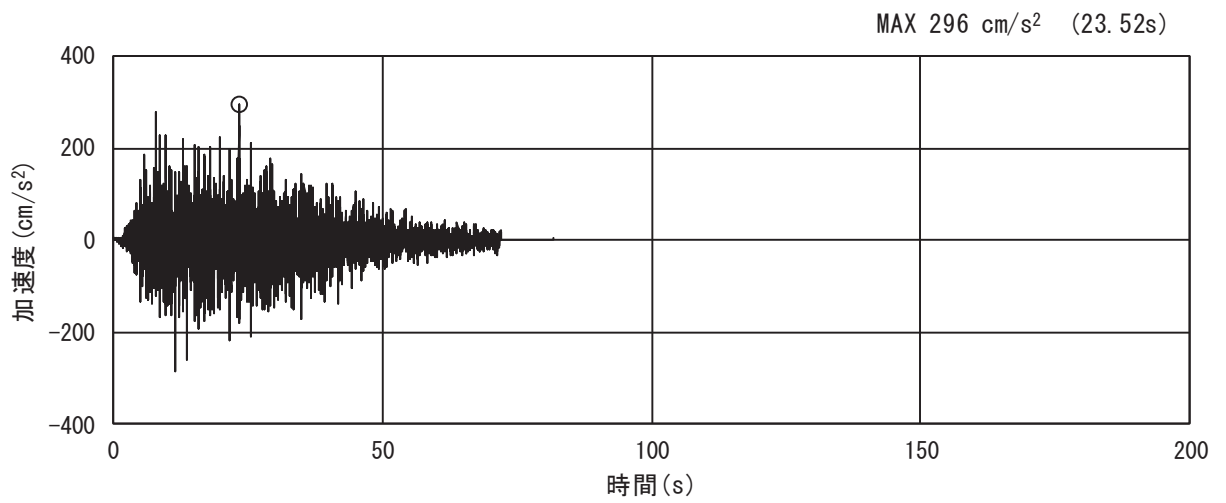


(a) 加速度時刻歴波形

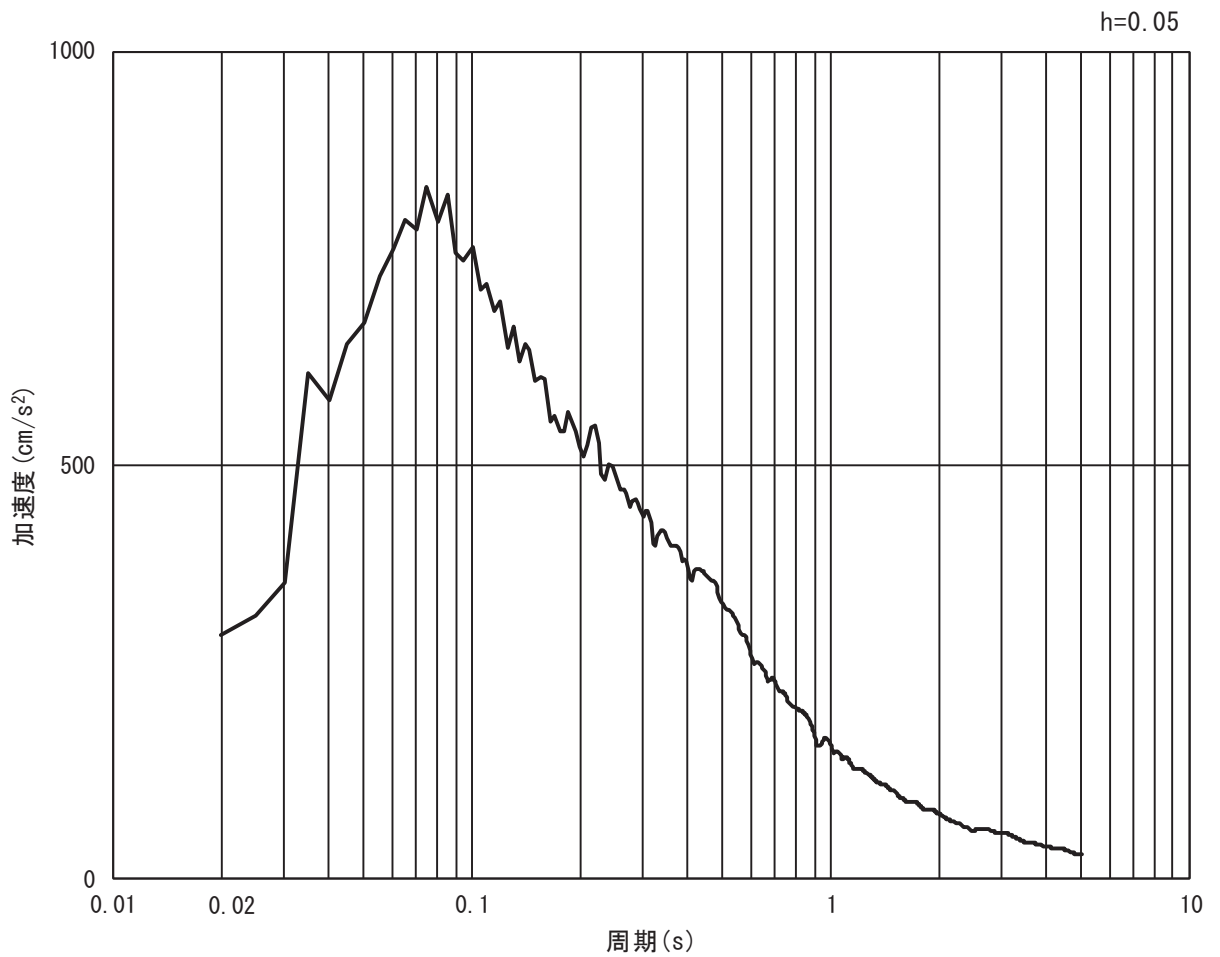


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-26 (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)



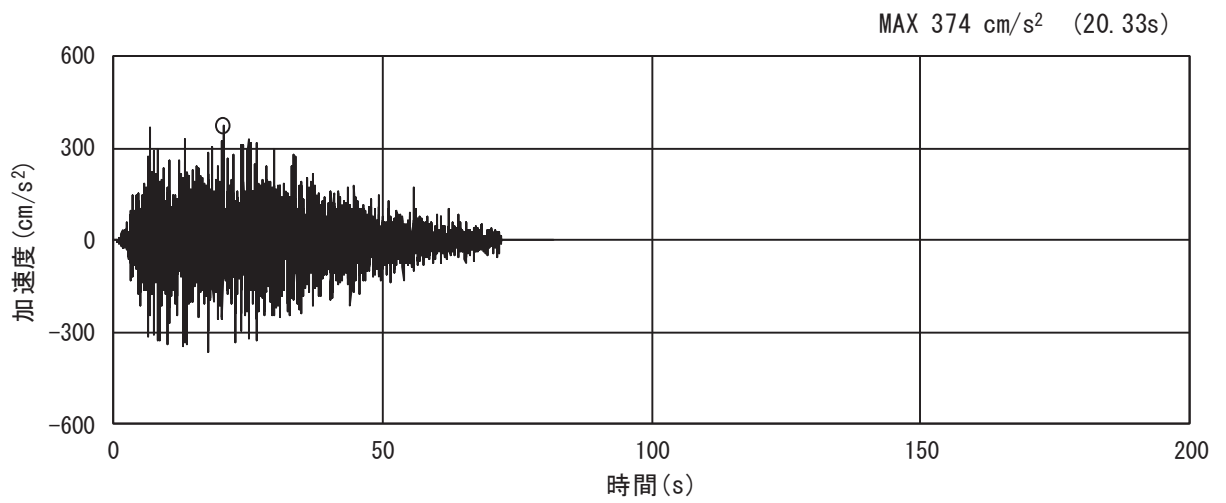
(a) 加速度時刻歴波形



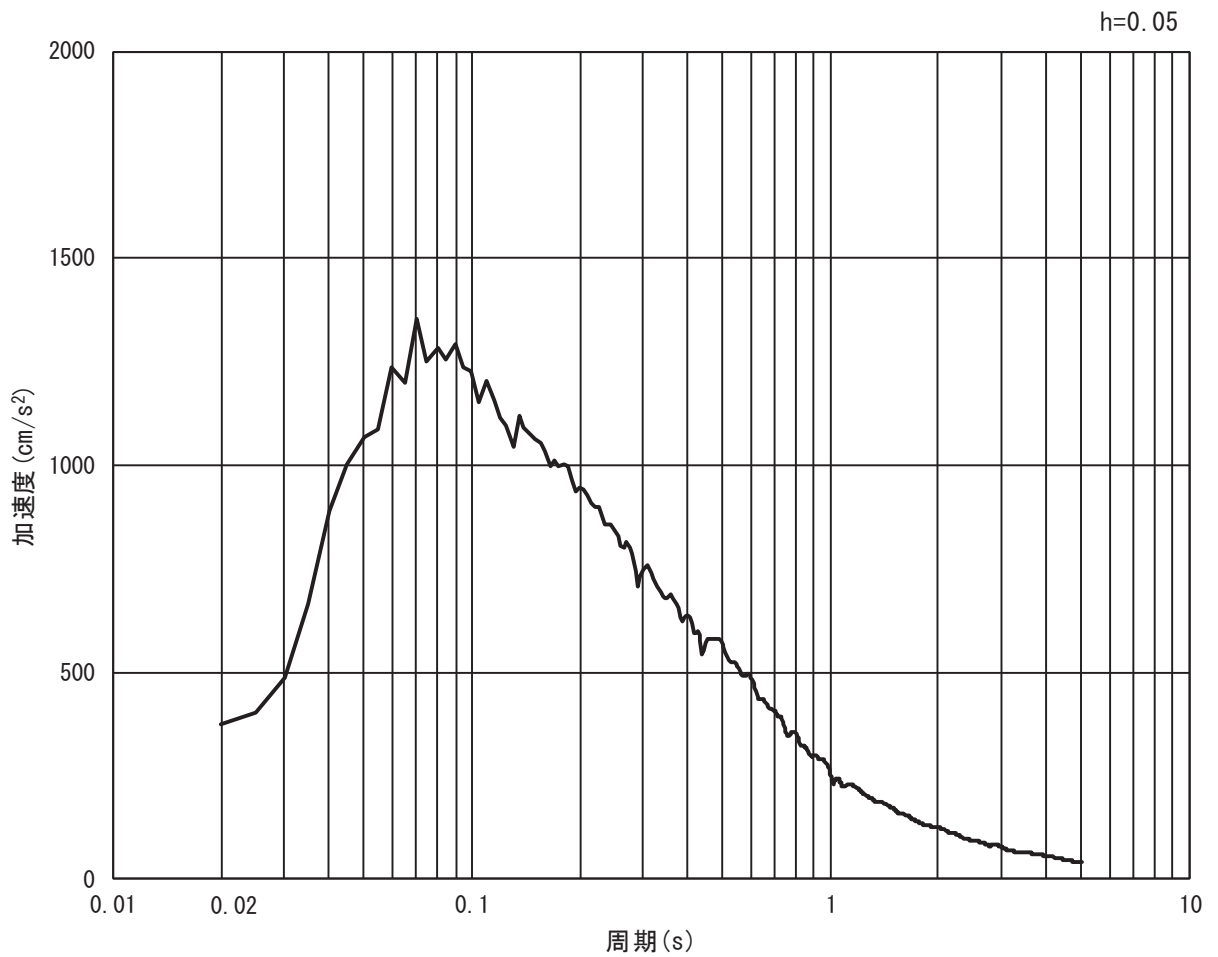
(b) 加速度応答スペクトル

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)

ロ. 断面②

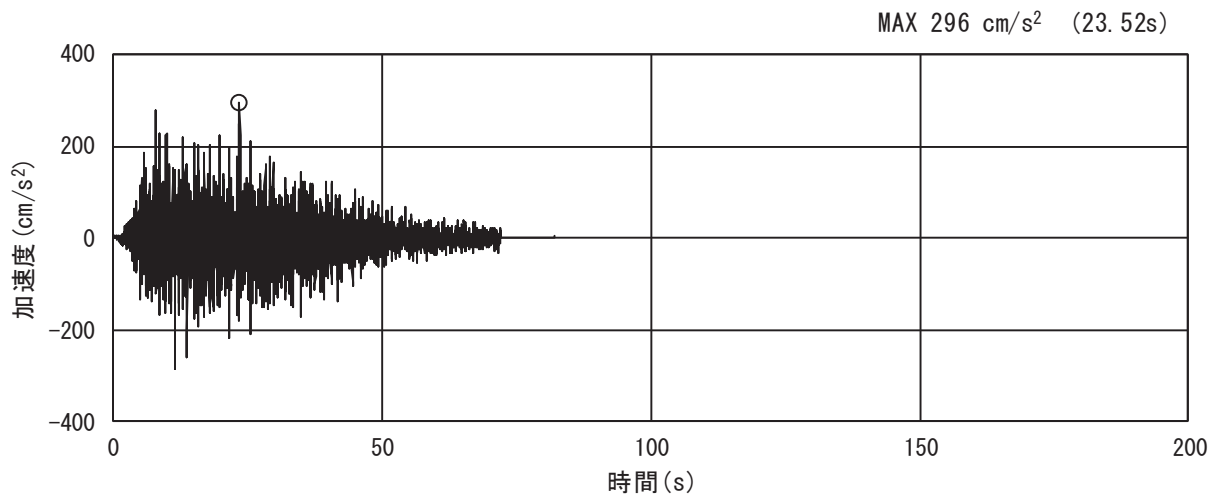


(a) 加速度時刻歴波形

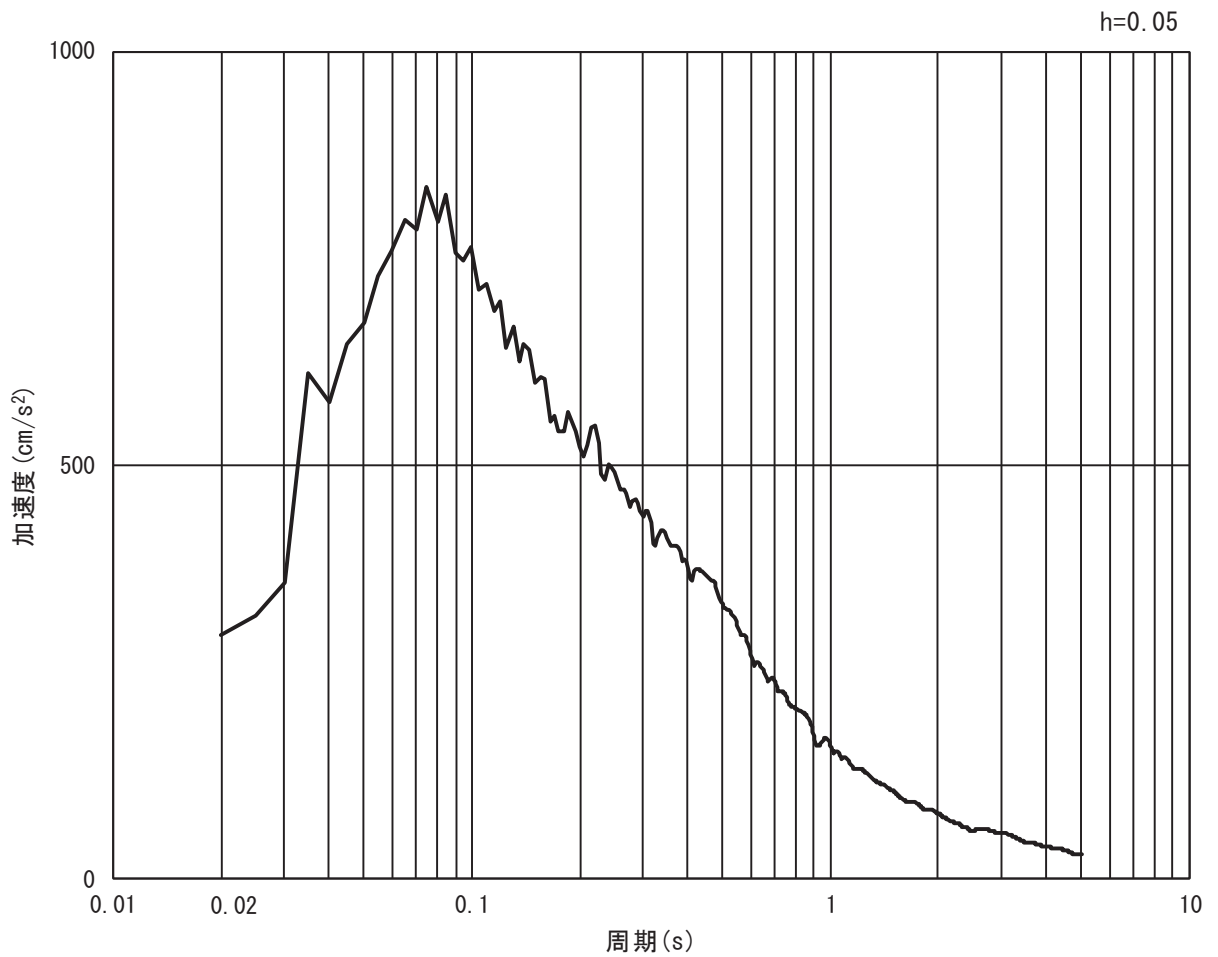


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-27 (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)



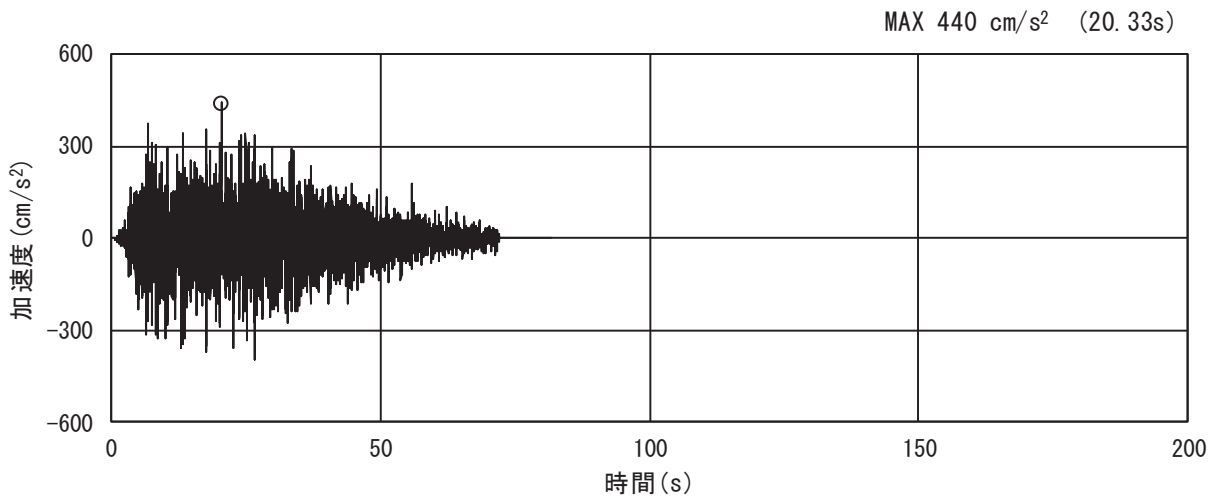
(a) 加速度時刻歴波形



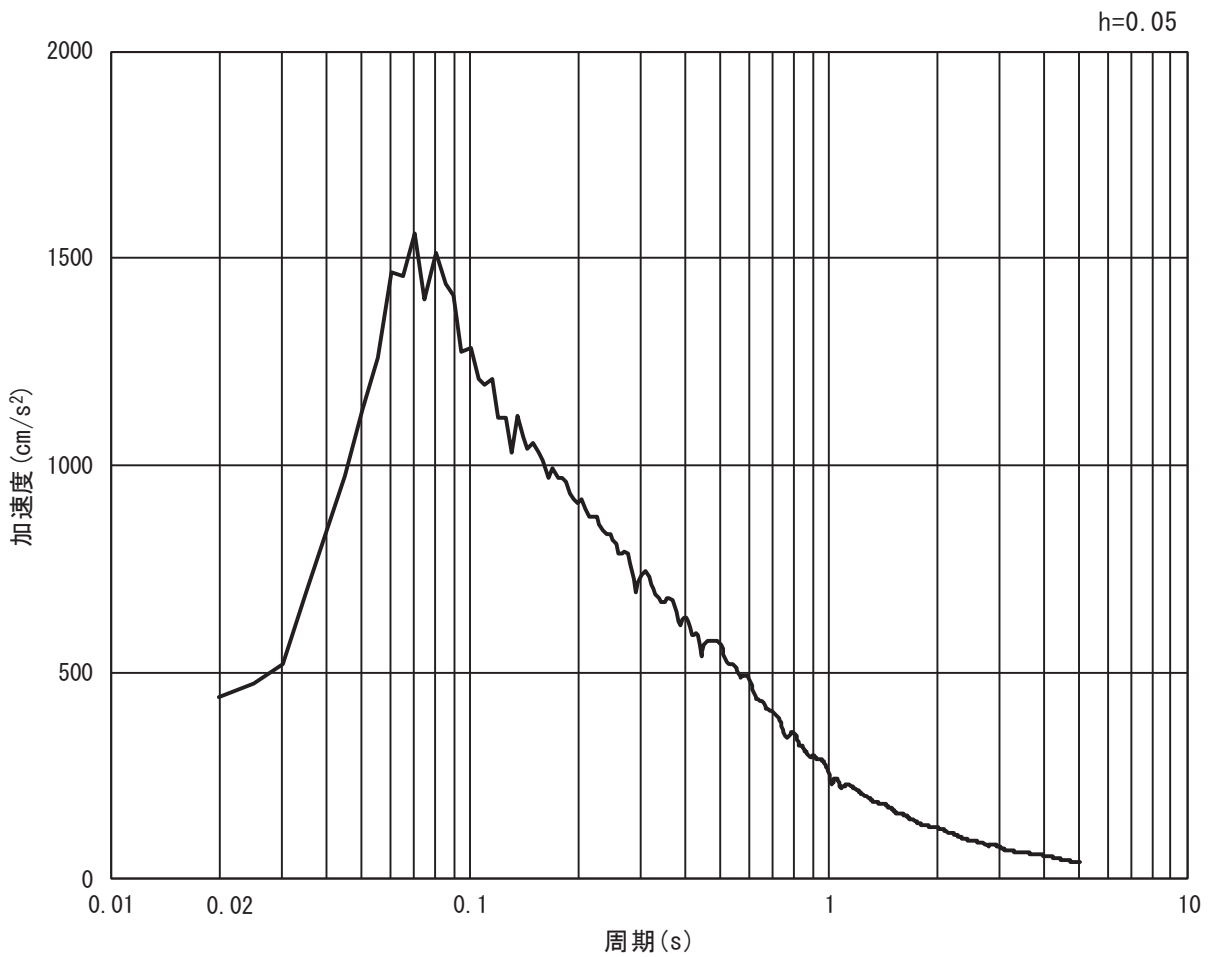
(b) 加速度応答スペクトル

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)

ハ. 断面③

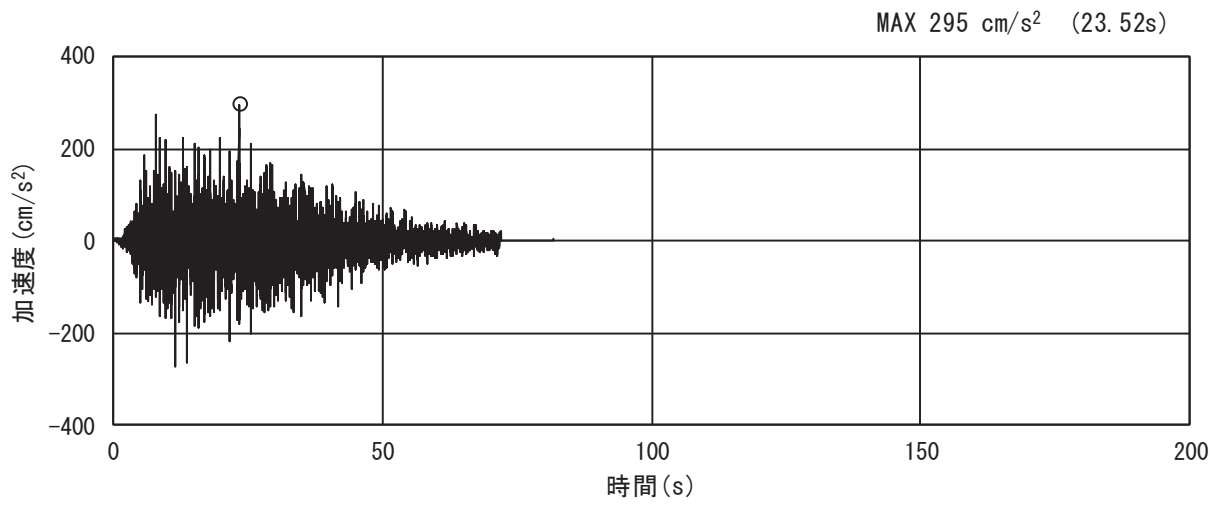


(a) 加速度時刻歴波形

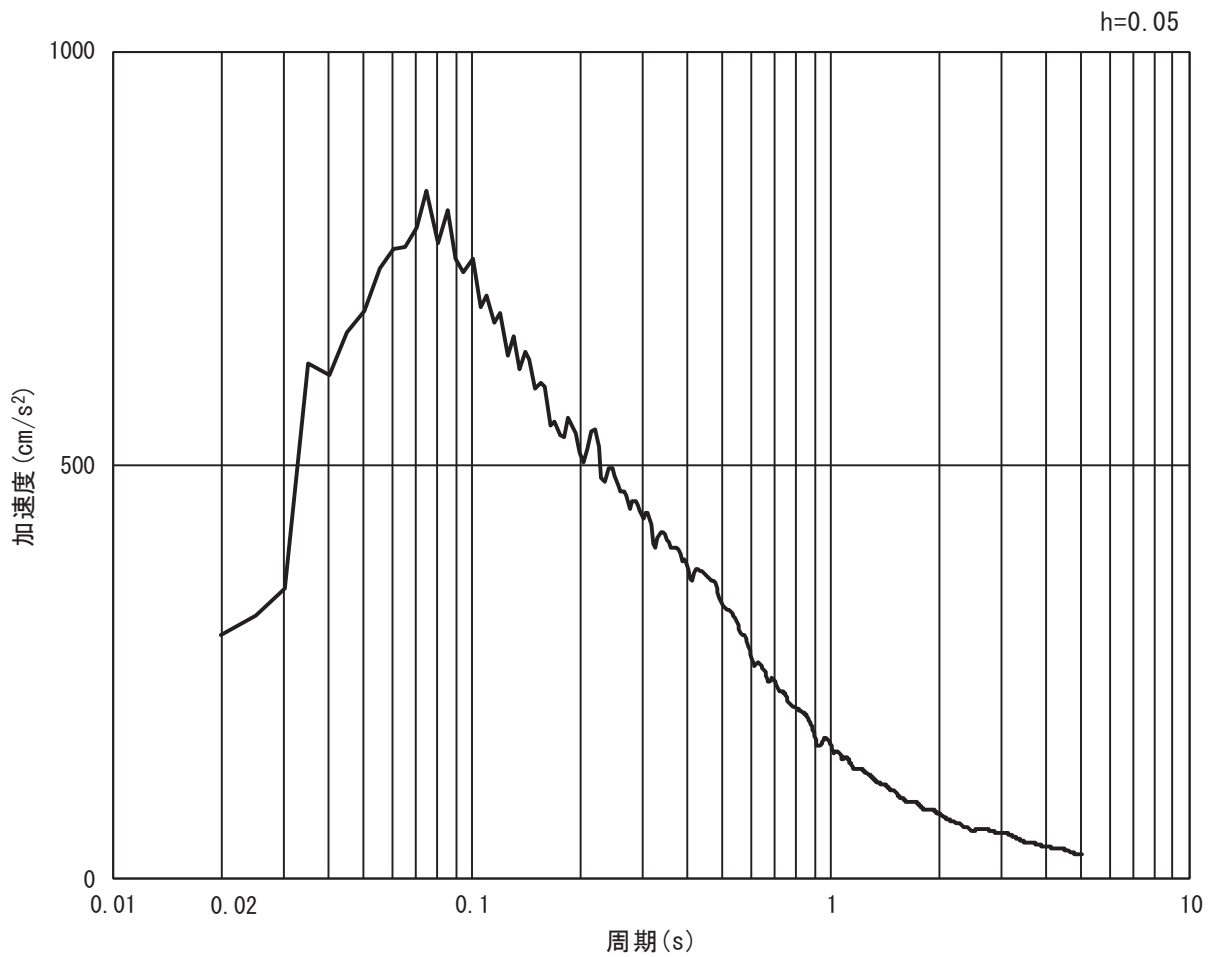


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-28 (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)



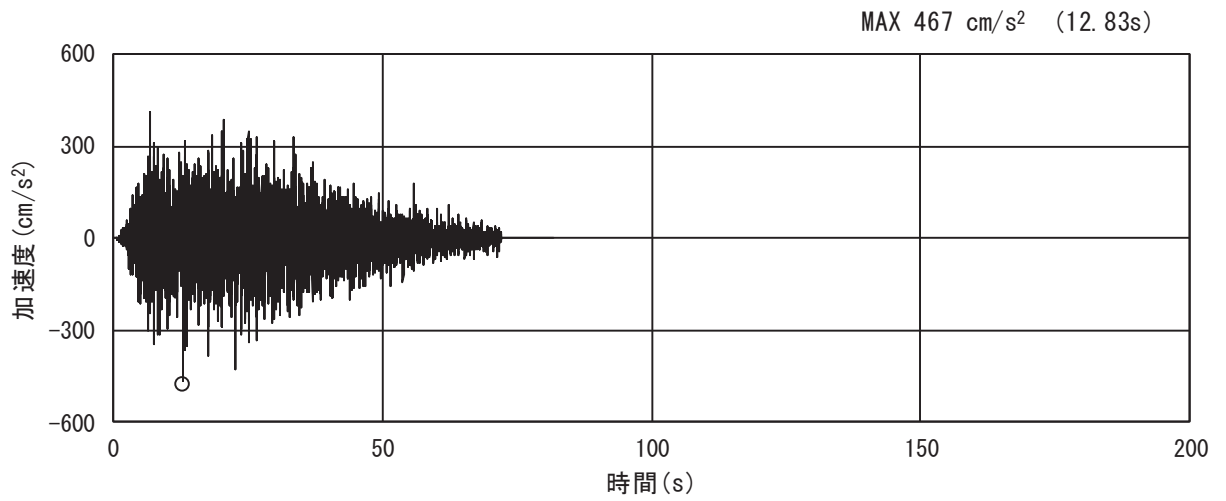
(a) 加速度時刻歴波形



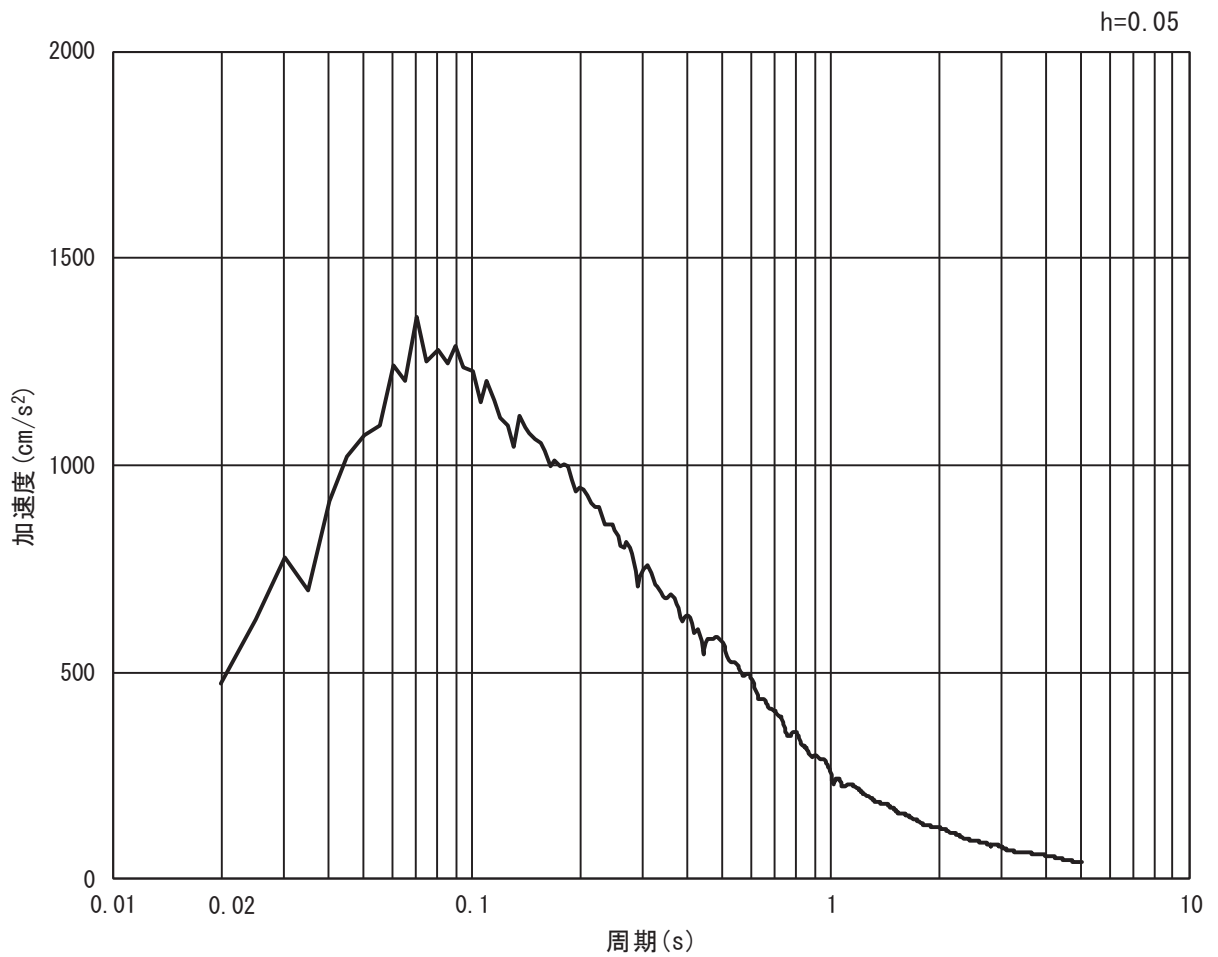
(b) 加速度応答スペクトル

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)

二. 断面④

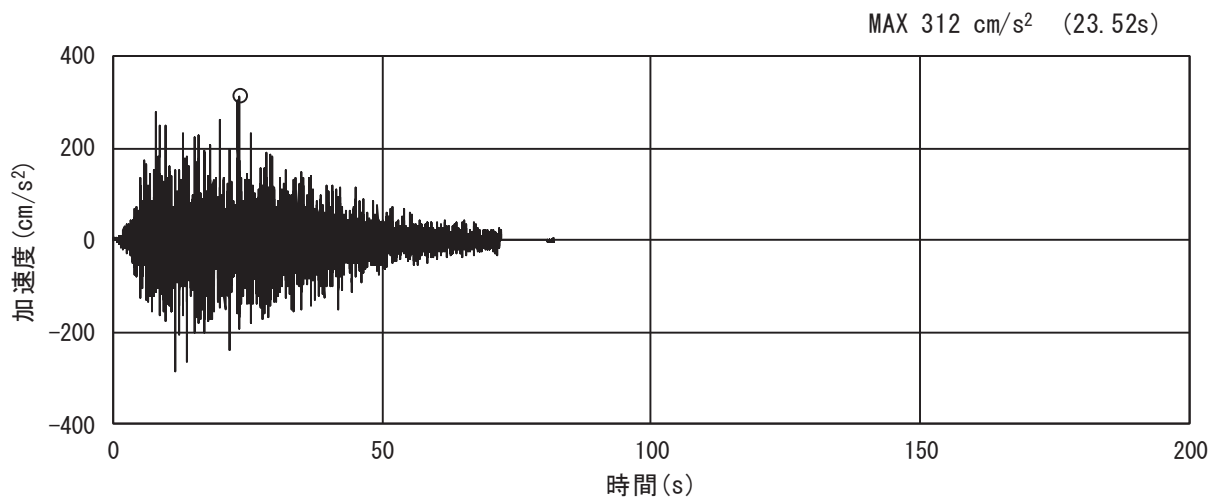


(a) 加速度時刻歴波形

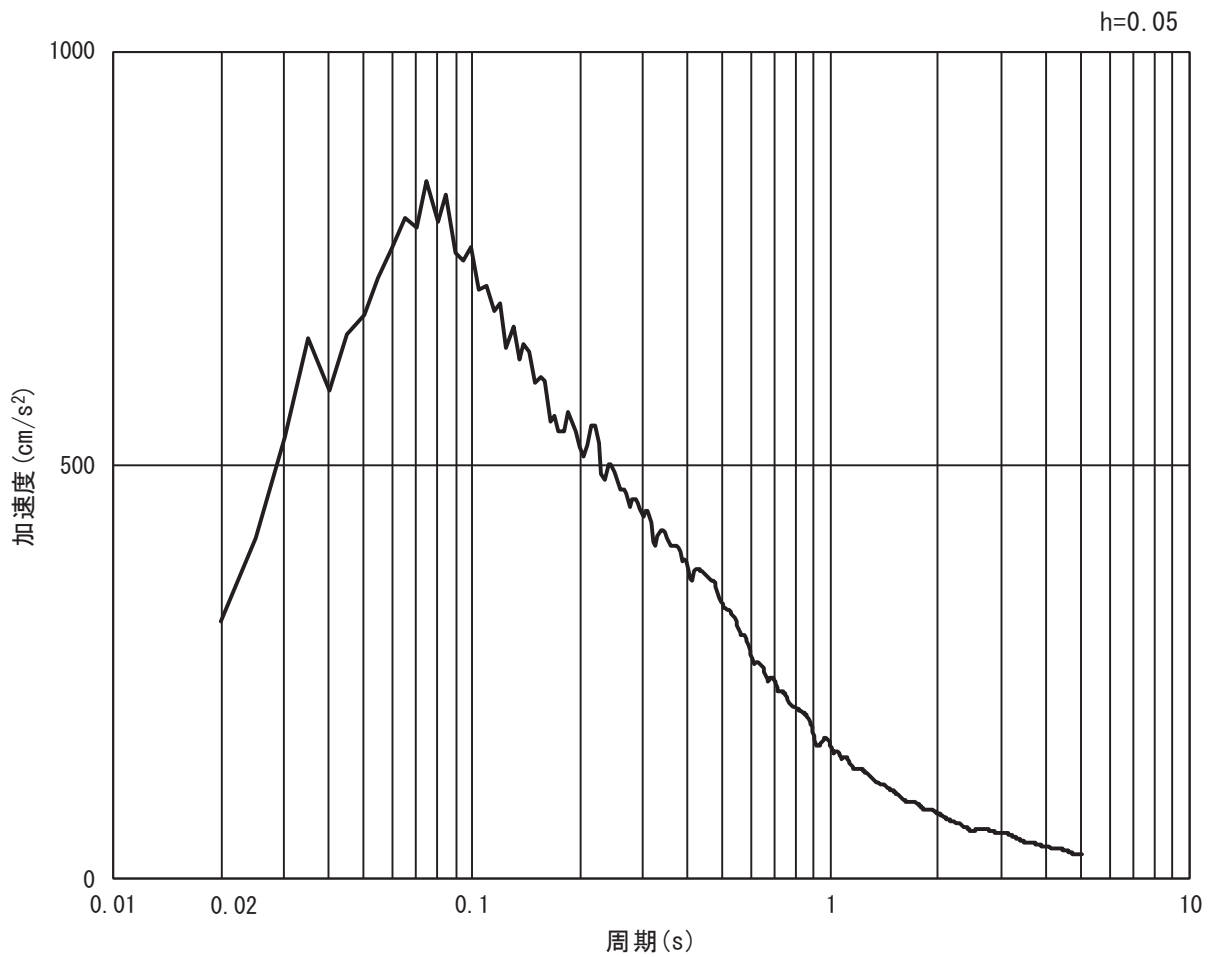


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-29 (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)



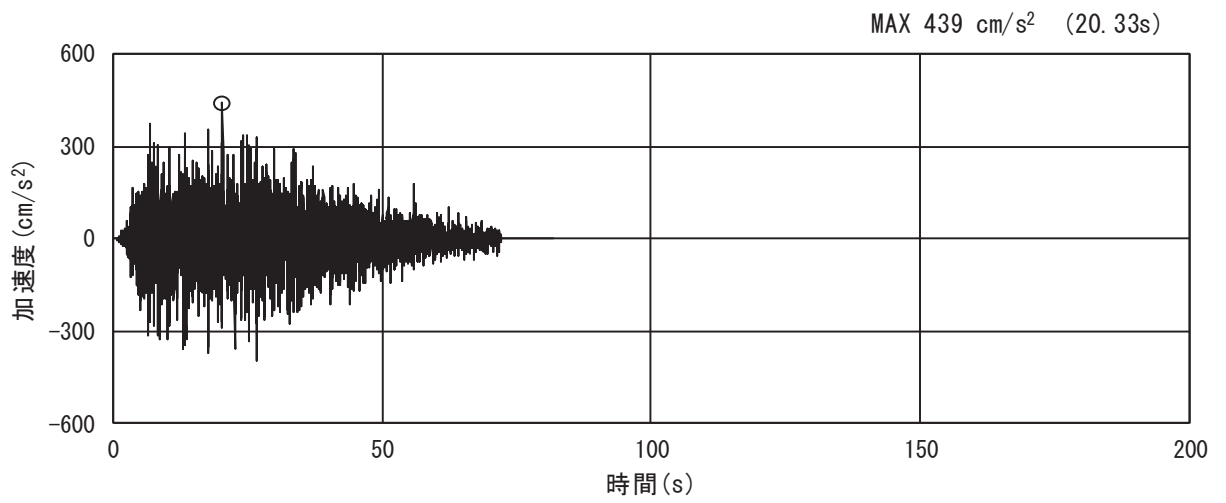
(a) 加速度時刻歴波形



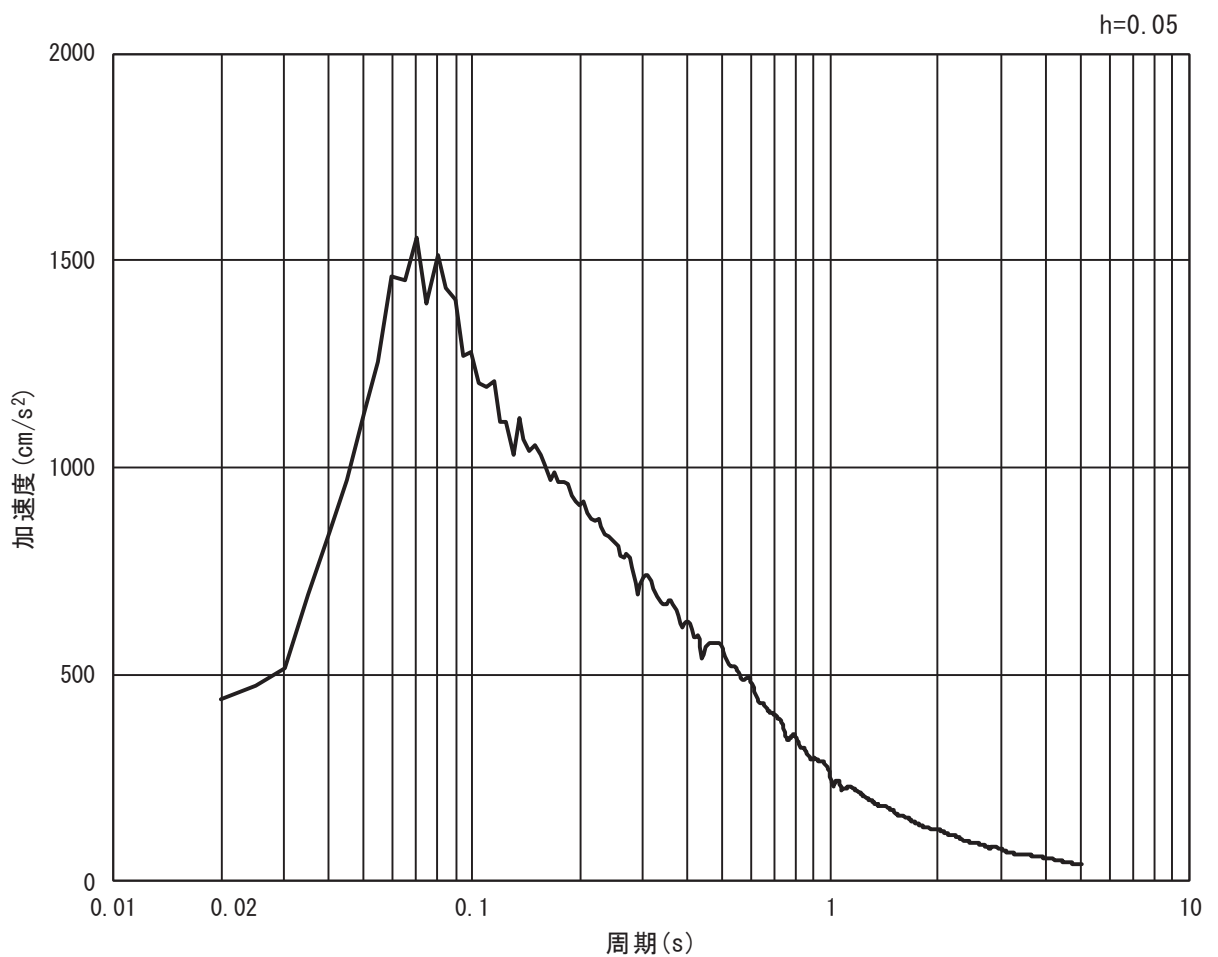
(b) 加速度応答スペクトル

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)

b. 岩盤部
 イ. 断面⑤

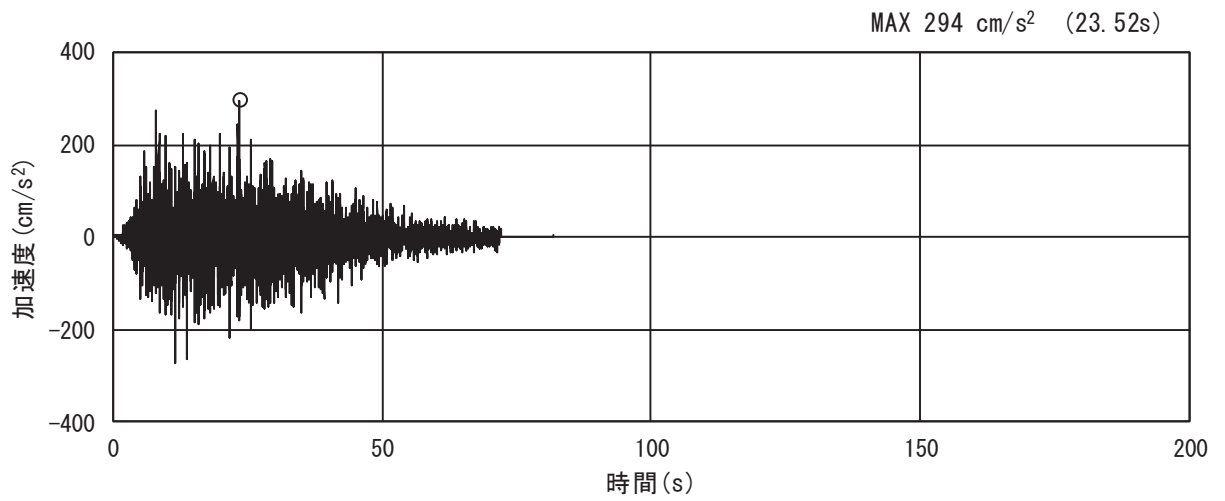


(a) 加速度時刻歴波形

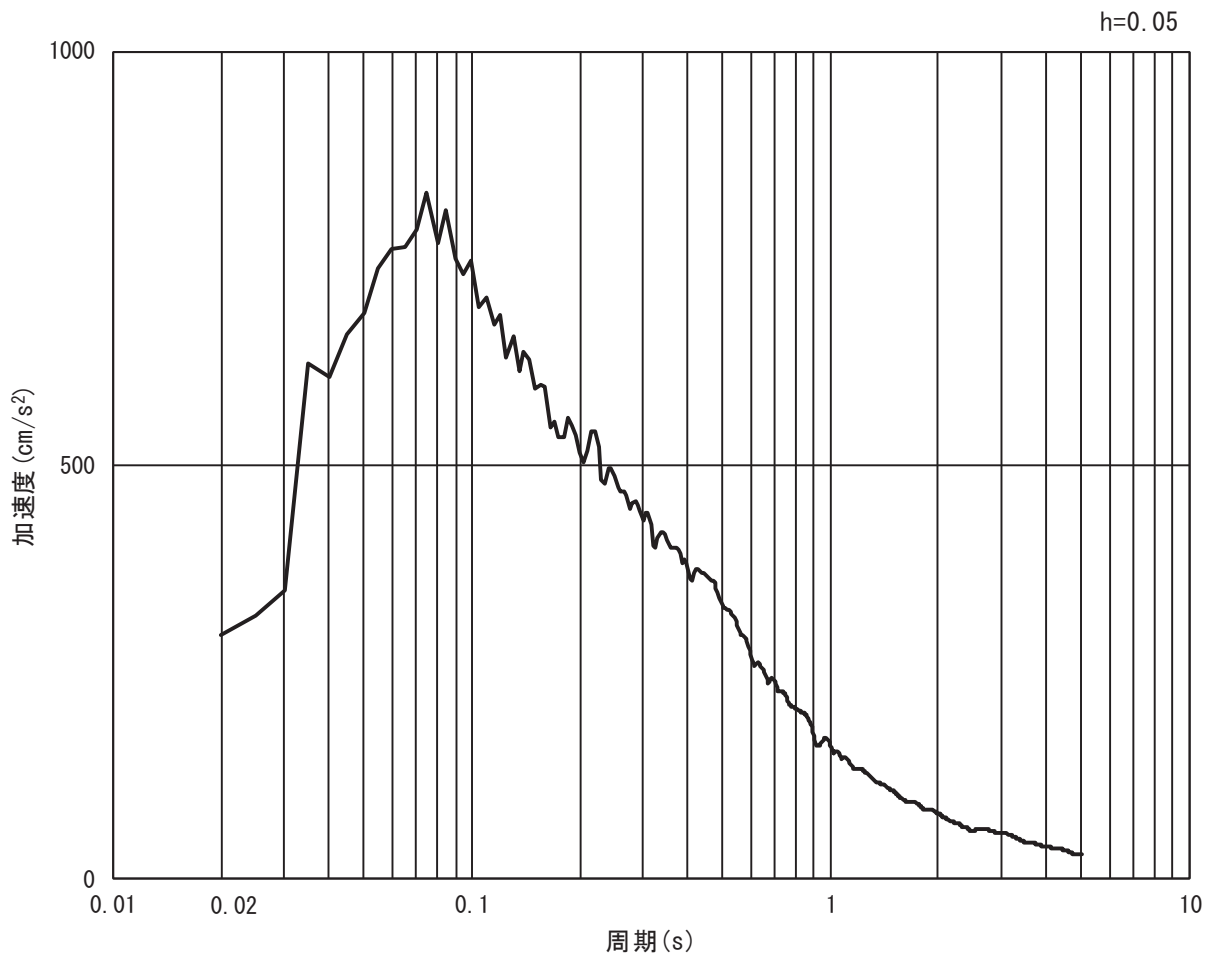


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-30 (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)



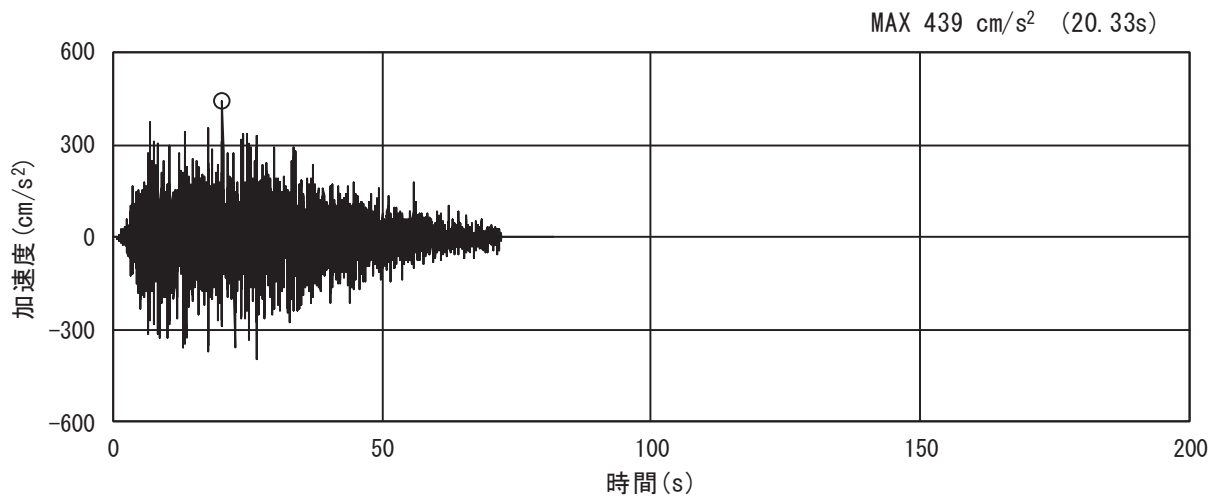
(a) 加速度時刻歴波形



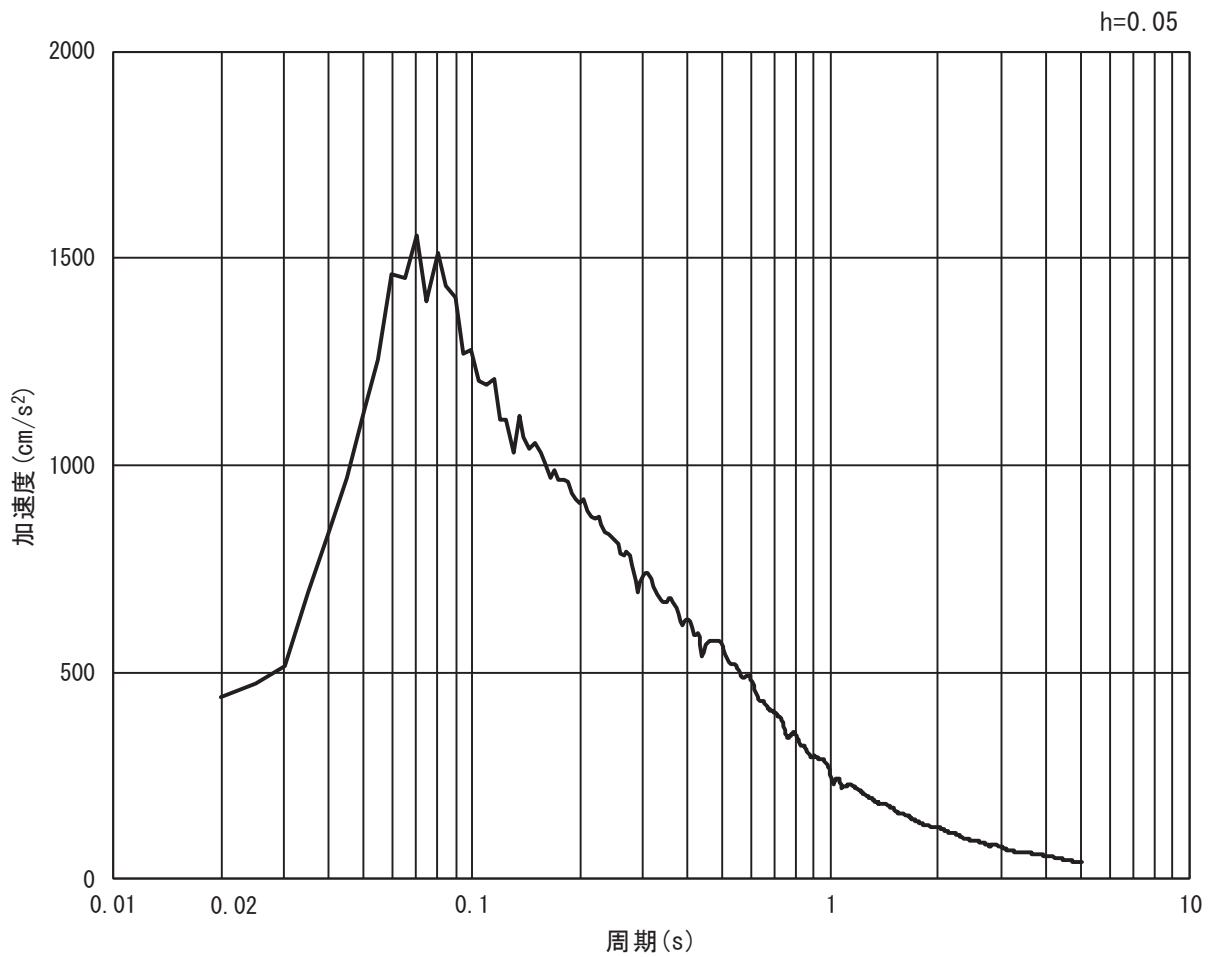
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-30 (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

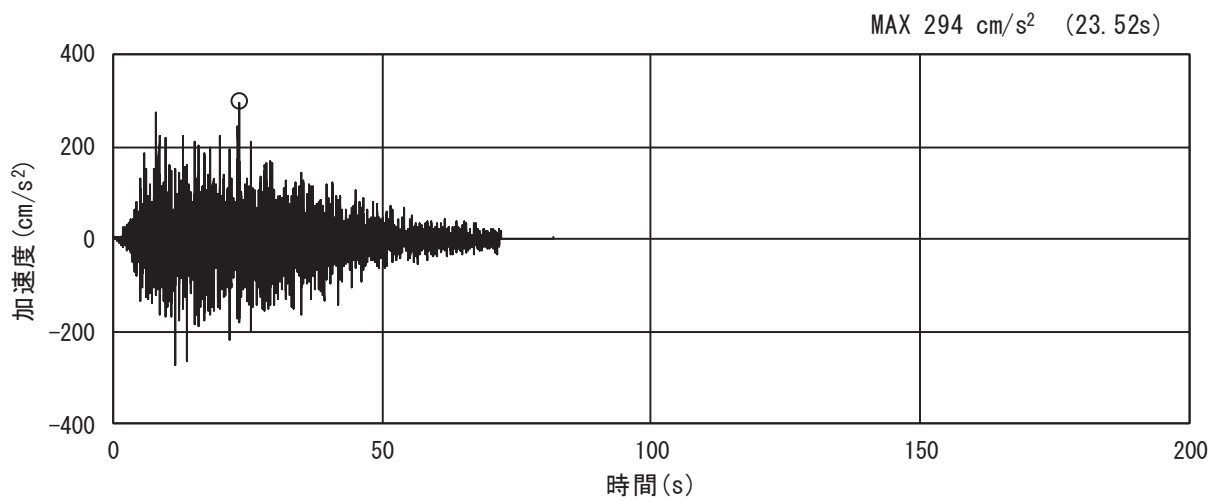


(a) 加速度時刻歴波形

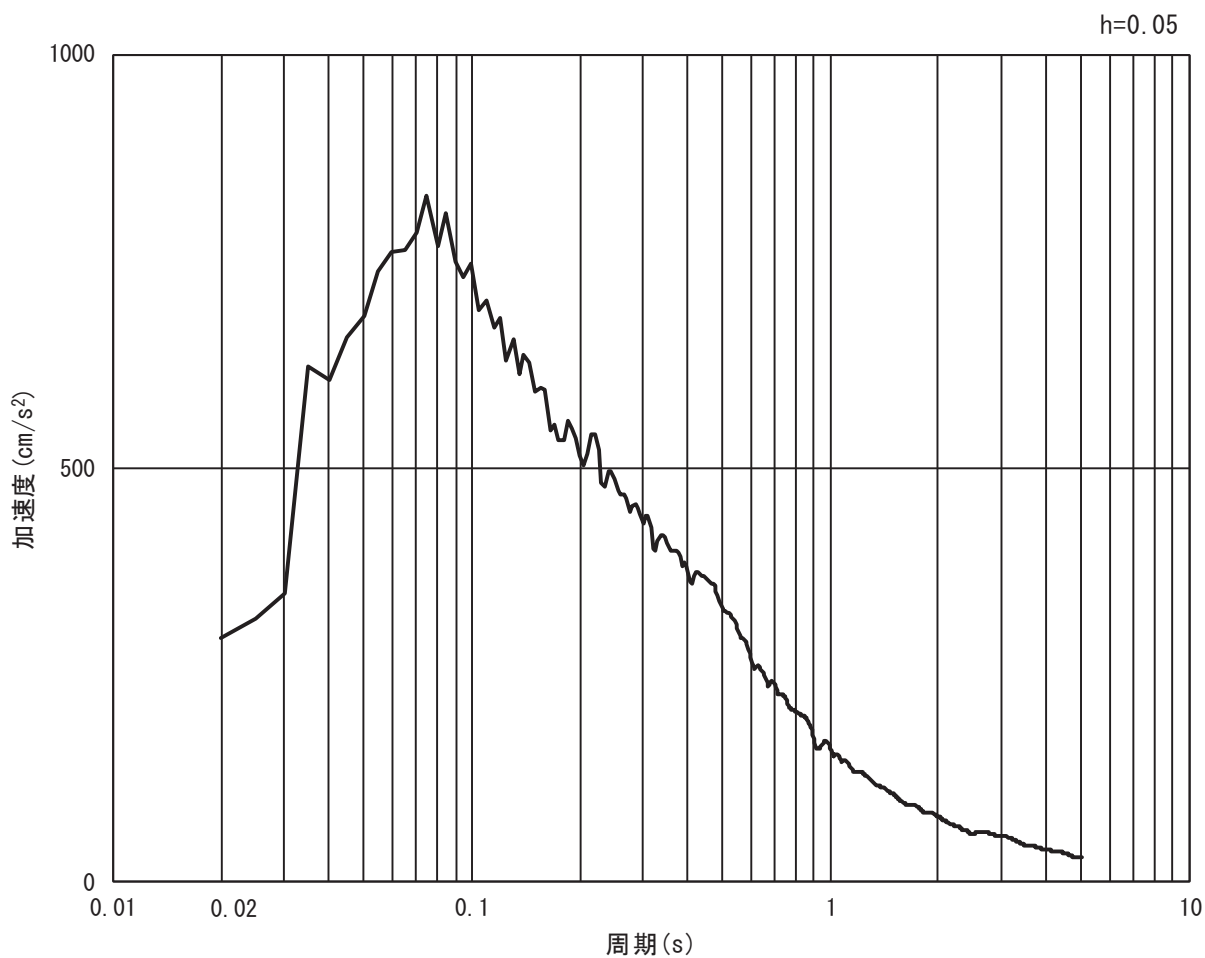


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-31 (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 3.5-31 (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 3.5-36 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 3.5-32 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 3.5-33 に示す。

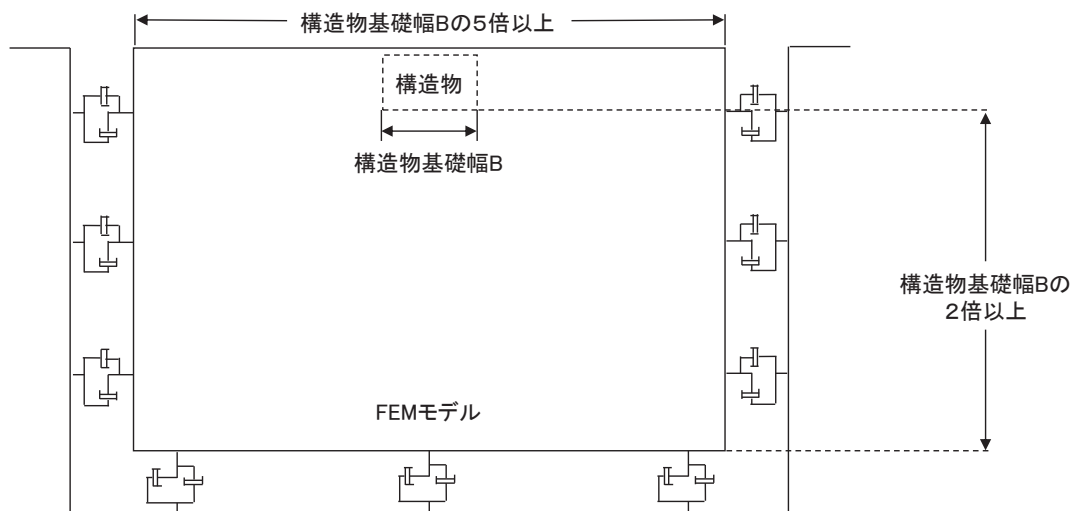


図 3.5-32 モデル化範囲の考え方

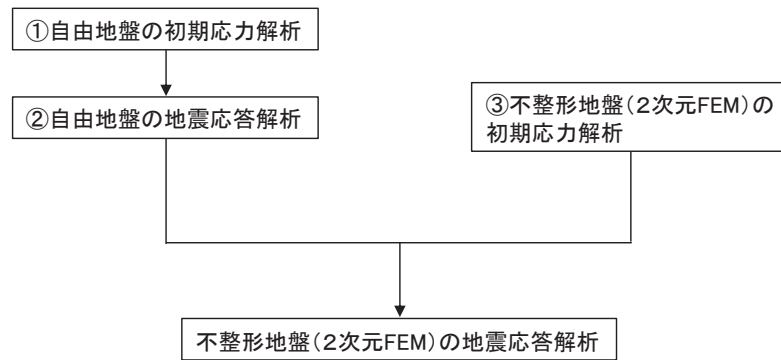


図 3.5-33 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(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 3.5-34 に示す。

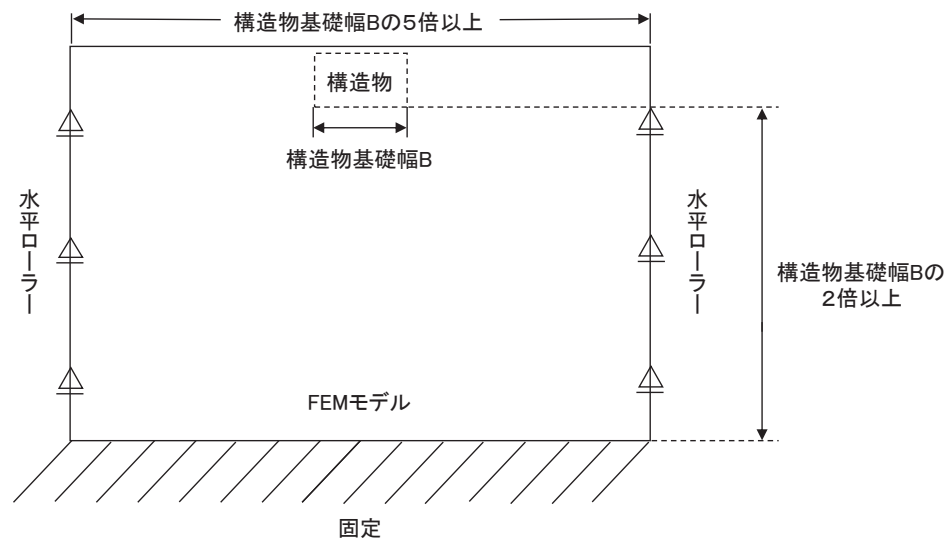


図 3.5-34 固有値解析における境界条件の概念図

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 3.5-35 に示す。

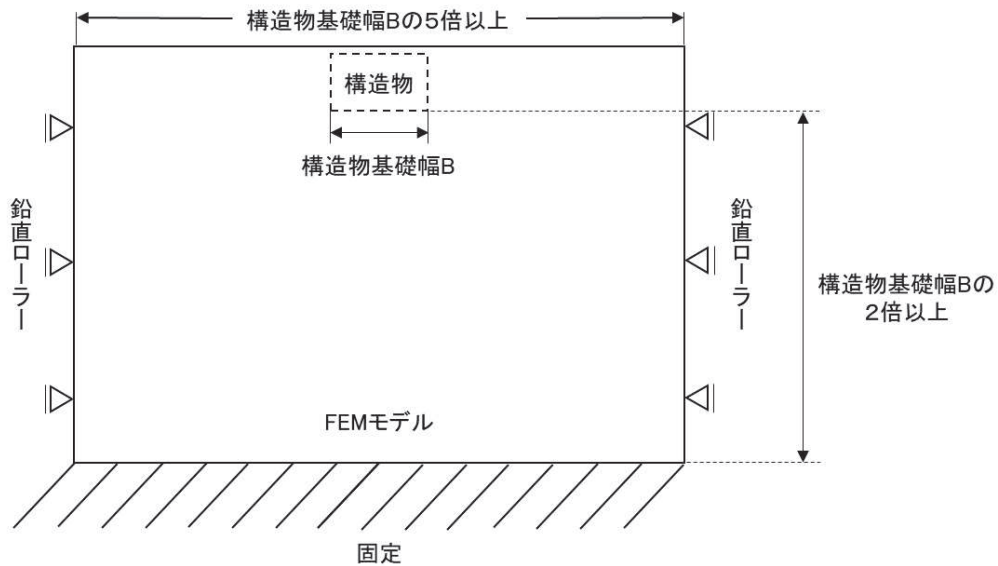


図 3.5-35 初期応力解析における境界条件の概念図

ハ. 地震応答解析時

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

(c) 構造物のモデル化

構造物のモデル化は、「3.5.1 津波時」と同様である。

(d) 地盤のモデル化

Ⅲ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Ⅳ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。

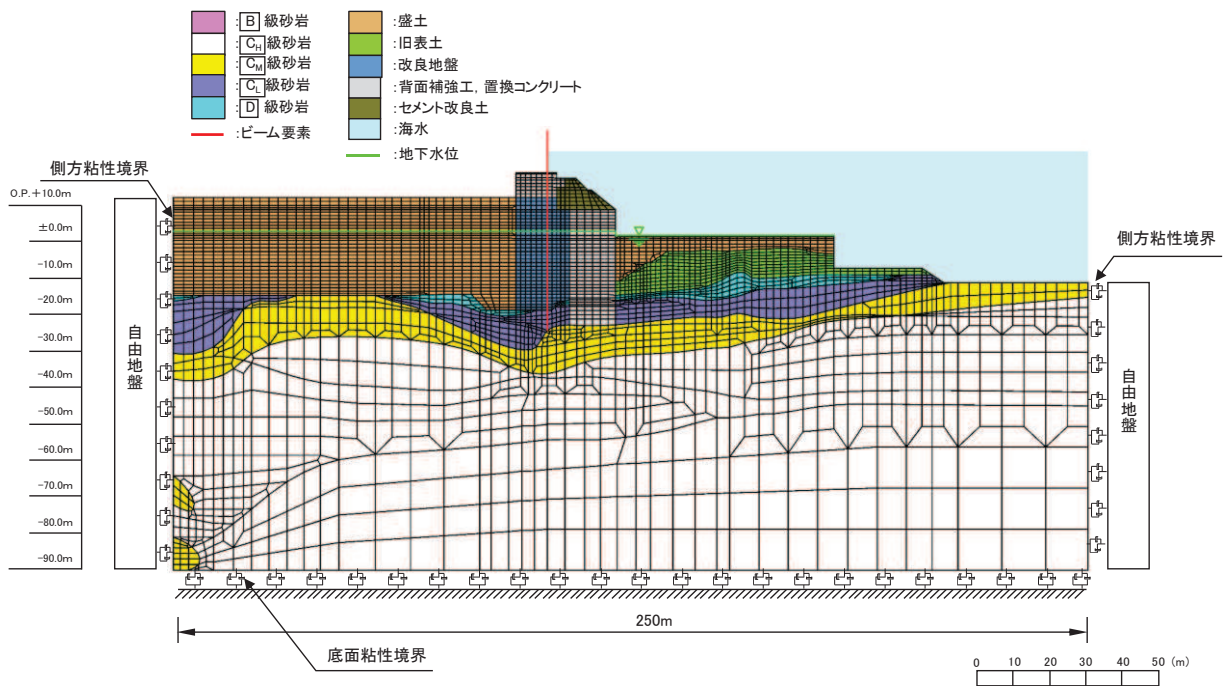


図 3.5-36 (1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の解析モデル（一般部，断面①）

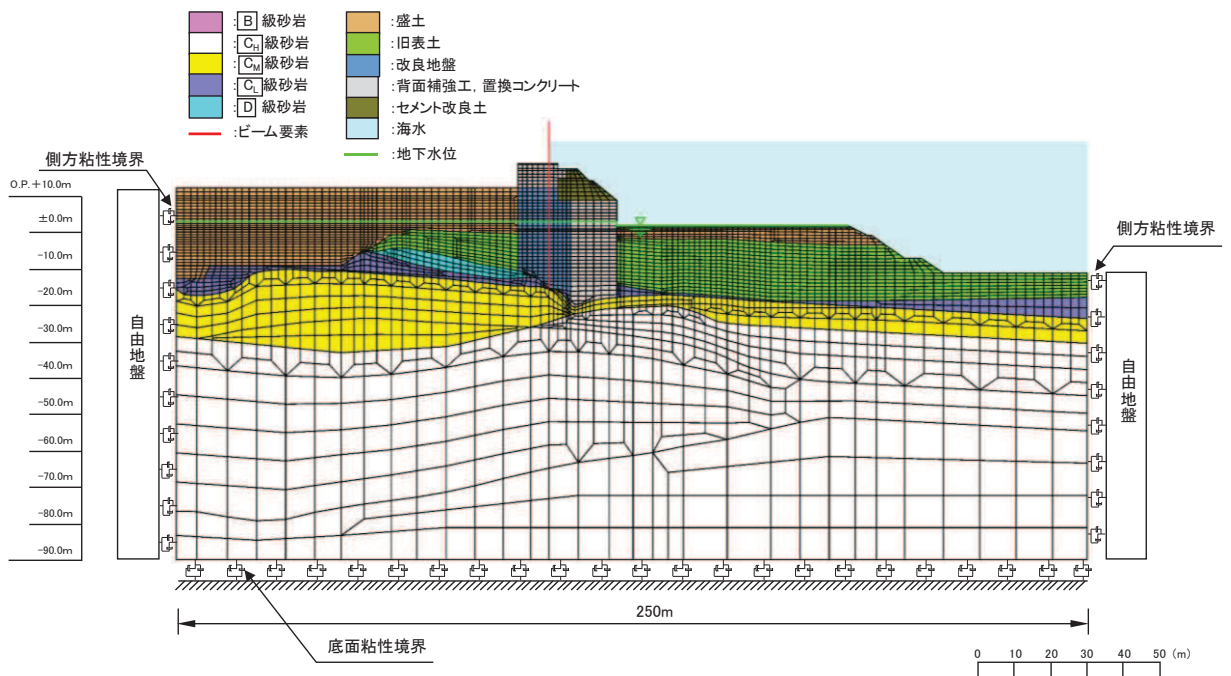


図 3.5-36 (2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の解析モデル（一般部，断面②）

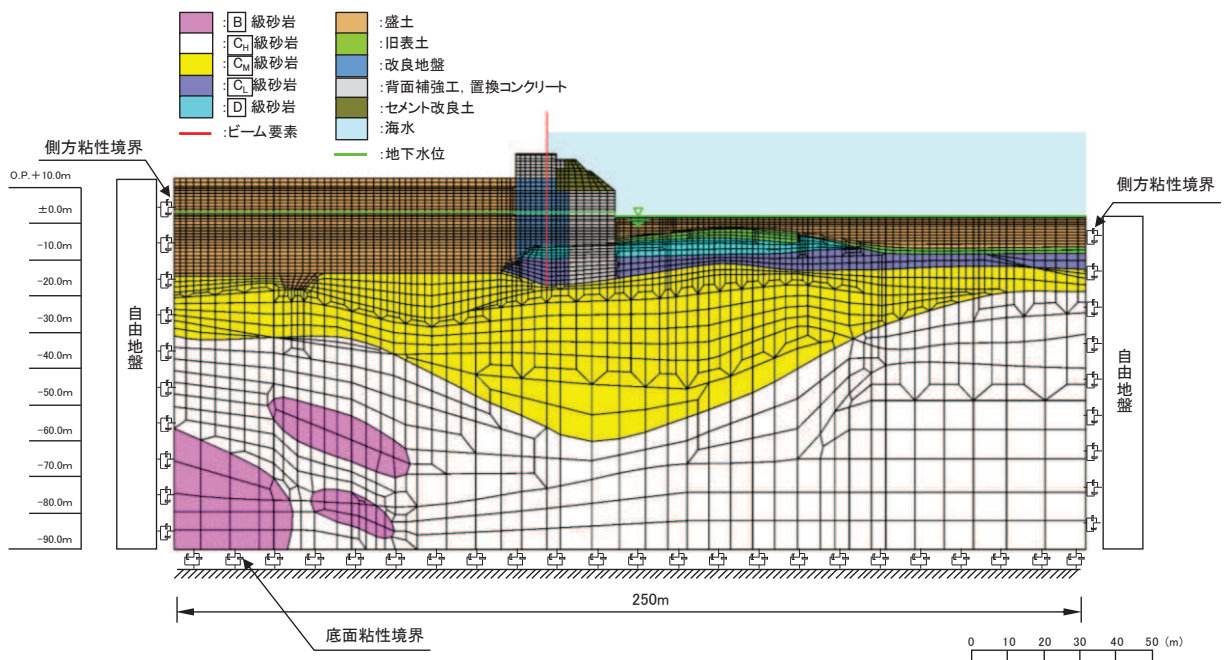


図 3.5-36 (3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の解析モデル（一般部，断面③）

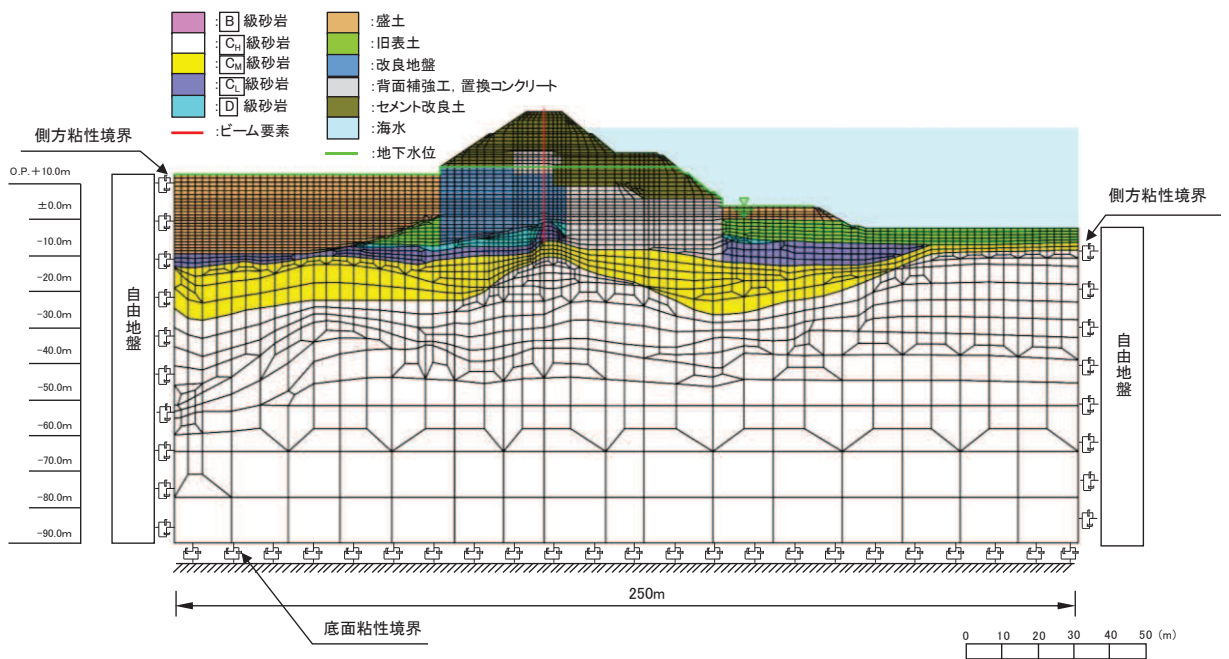


図 3.5-36 (4) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の解析モデル（一般部，断面④）

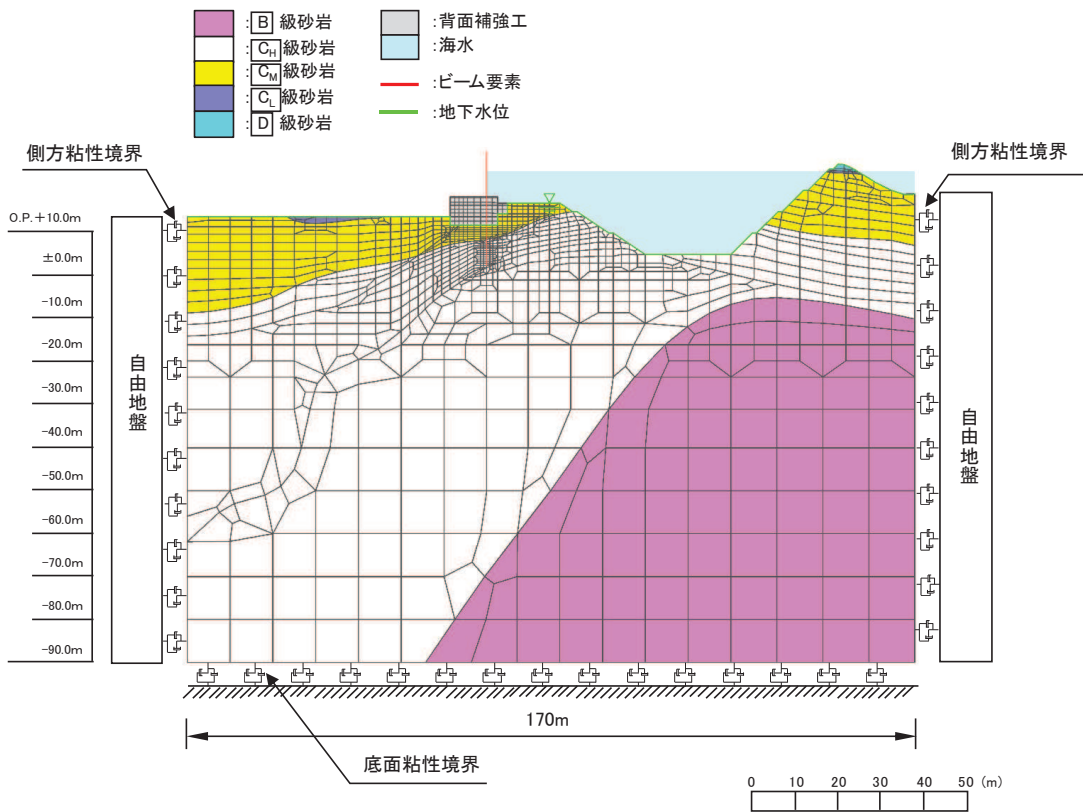


図 3.5-36 (5) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の解析モデル（岩盤部，断面⑤）

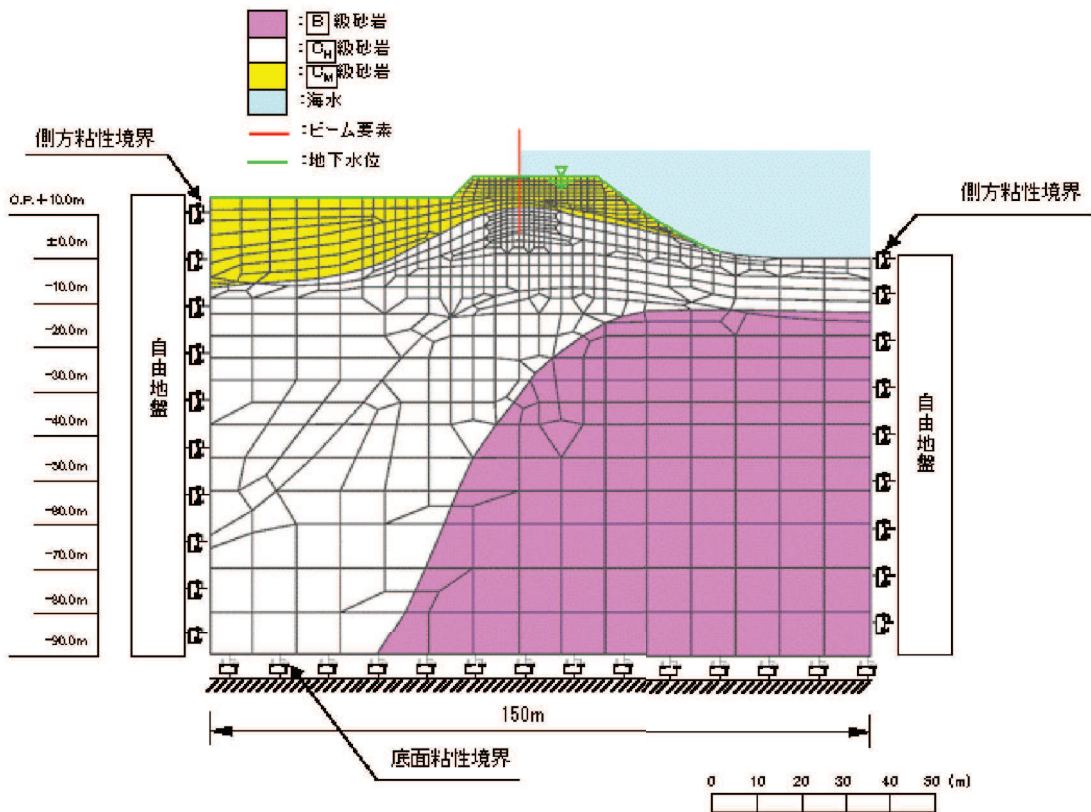


図 3.5-36 (6) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の解析モデル（岩盤部，断面⑥）

(f) ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面の法線方向に対して地震時の引張荷重を与えると、地盤は構造体から剥離する特徴がある。また、地盤と構造体の接合面のせん断方向に対して地震時のせん断荷重を与え、せん断ひずみを増加させていくと、地盤及び構造体のせん断応力は上限値に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。

時刻歴応答解析では、地震時における実挙動を正確に把握するために、地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設定し、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。

ただし、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。具体的には、背面補強工（コンクリート）と改良地盤の水平境界及びセメント改良土とコンクリートの水平境界については、双方の材料がセメント系の材料であって一体化しやすいこと及び打継処理が可能であることから、ジョイント要素を設定しない。なお、背面補強工と改良地盤の境界は鋼管杭が貫いていることから、剥離を考慮した場合に鋼管杭に与える影響を確認するため、この箇所にジョイントを設定した場合の影響について参考資料 4 に示す。

一方、コンクリートと岩盤の境界や改良地盤と岩盤の境界については、岩盤の引張強度を 0 として設定していることから、これらの境界にはジョイント要素を設定する。

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 3.5-37 にジョイント要素の力学特性、図 3.5-38 にジョイント要素の配置図を示す。

せん断強度 τ_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 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ 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 3.5-18～表 3.5-19 のとおりとする。また、要素間の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、接合面に設定するジョイント要素のせん断強度は隣り合う地盤又は構造物の各せん断強度のうち小さい値を採用することとし、表 3.5-20 のとおり設定する。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、

τ_f	: せん断強度
c	: 粘着力
ϕ	: 内部摩擦角

表 3.5-18 (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 ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
C _M 級*	0.49	47.0
C _H 級*	1.72	43.0

注記*：砂岩

表 3.5-18 (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 ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
C _M 級*	0.78	50.0
C _H 級*	1.29	54.0

注記*：砂岩

表 3.5-19 周辺地盤との境界に用いる強度特性（共通）

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
盛土* ¹	0.10	33.9
盛土* ²	0.00	30.0
旧表土	0.00	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 _L 級	0.46	44.0

注記 *¹：地下水位以浅

*²：地下水位以深

表 3.5-20 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (度)
背面補強工-盛土	盛土の c	盛土の ϕ
改良地盤-盛土・旧表土	盛土・旧表土の c	盛土・旧表土の ϕ
改良地盤-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ
置換コンクリート-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ
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 ϕ
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 ϕ
背面補強工-セメント改良土	セメント改良土の c	セメント改良土の ϕ
改良地盤-置換コンクリート	改良地盤の c	改良地盤の ϕ

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 3.5-21 のとおり設定する。

表 3.5-21 ジョイント要素のばね定数

地盤	せん断剛性 k_s (kN/m^3)	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)
盛土・旧表土	1.0×10^6	1.0×10^6
岩盤・セメント改良土・改良地盤	1.0×10^7	1.0×10^7

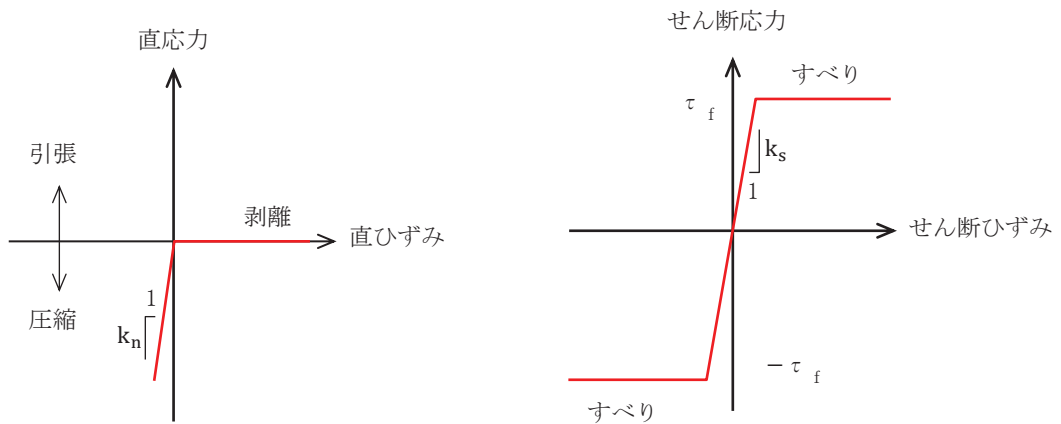


図 3.5-37 ジョイント要素の力学特性

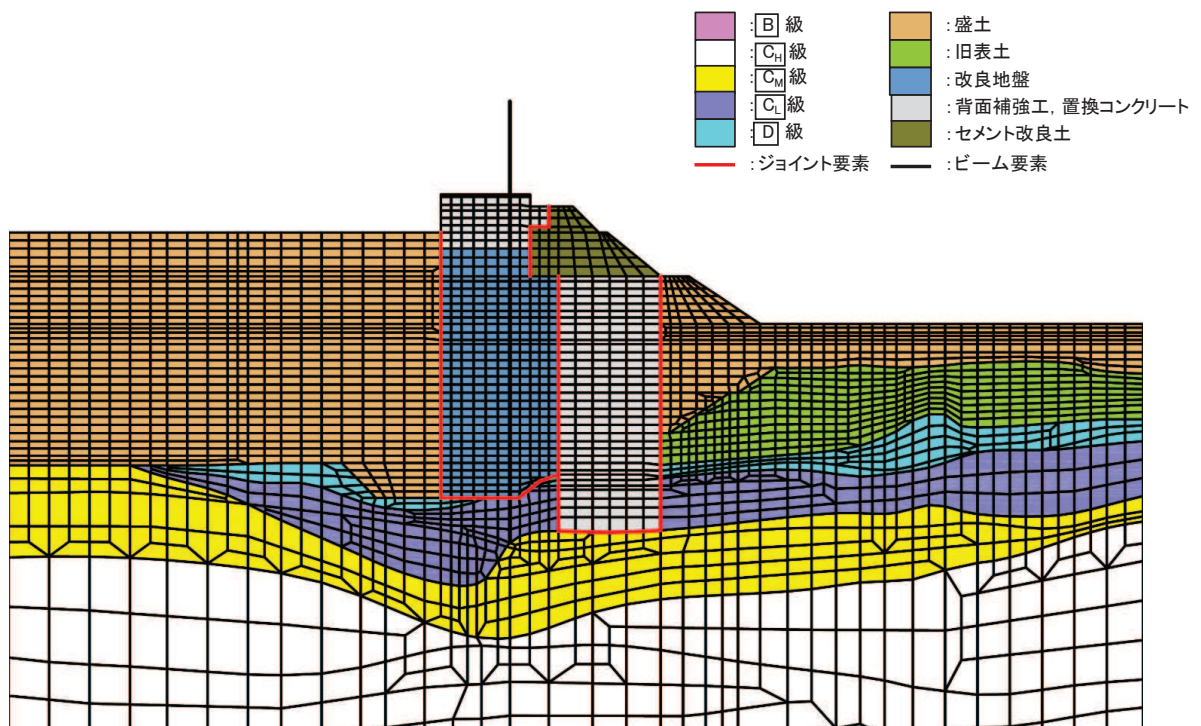


図 3.5-38 (1) 断面①におけるジョイント要素の配置図

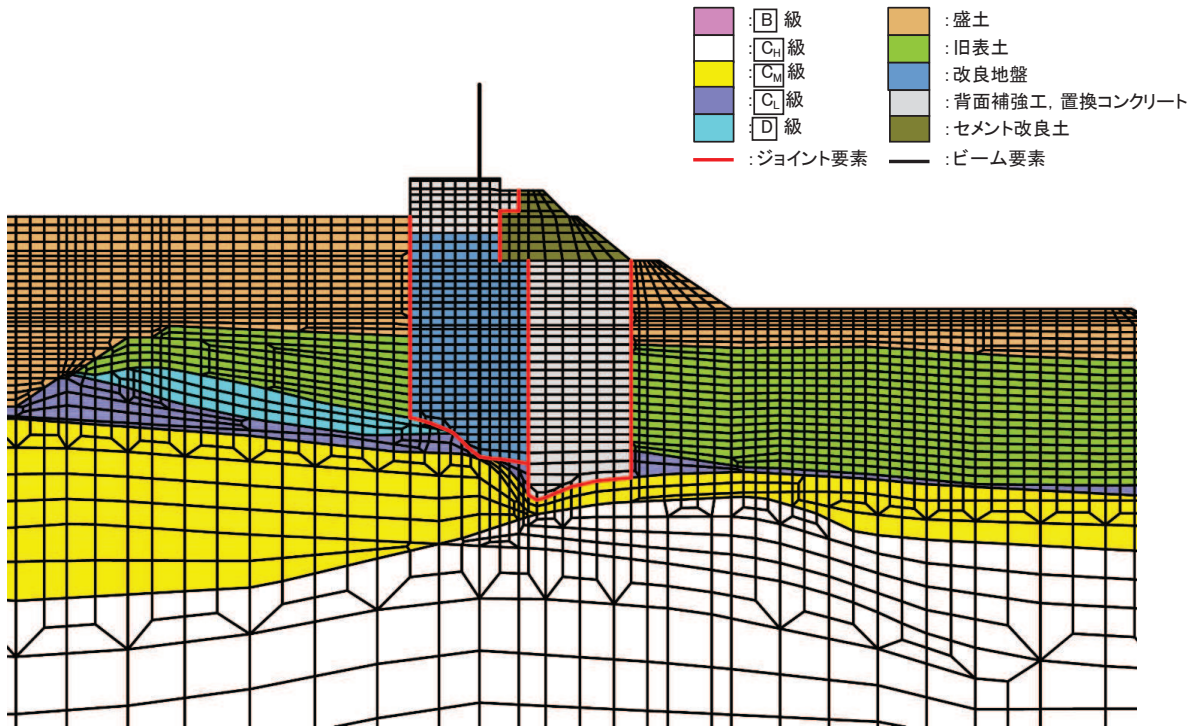


図 3.5-38 (2) 断面②におけるジョイント要素の配置図

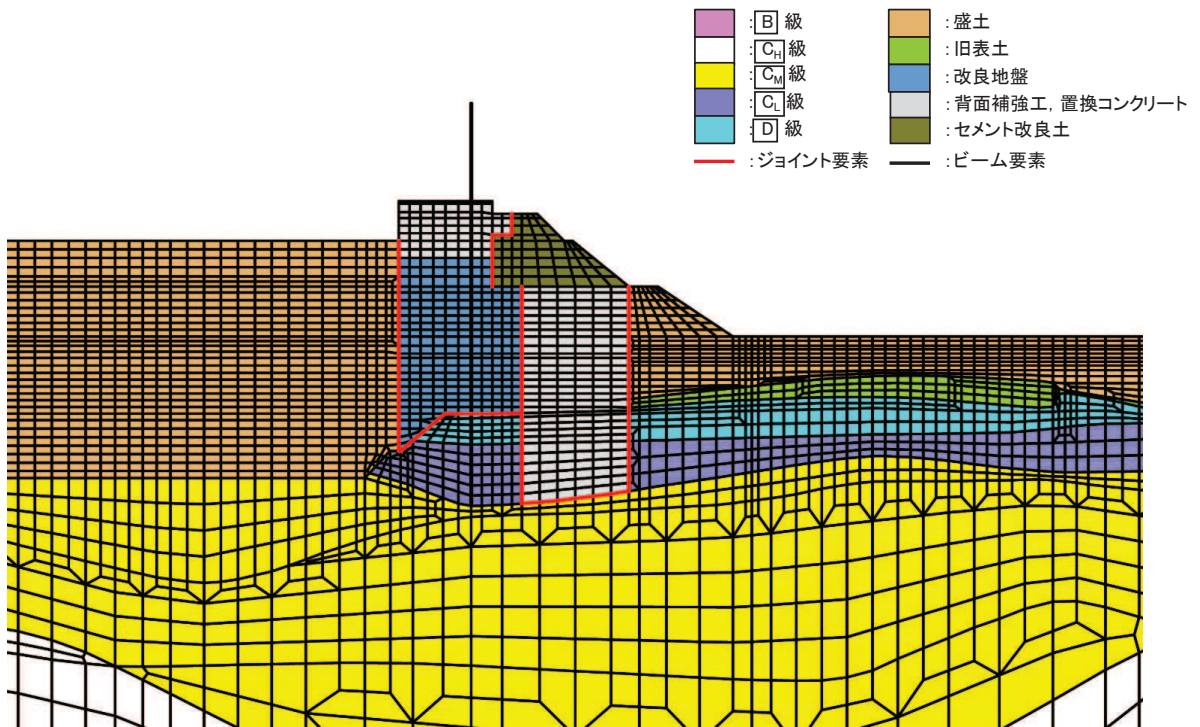


図 3.5-38 (3) 断面③におけるジョイント要素の配置図

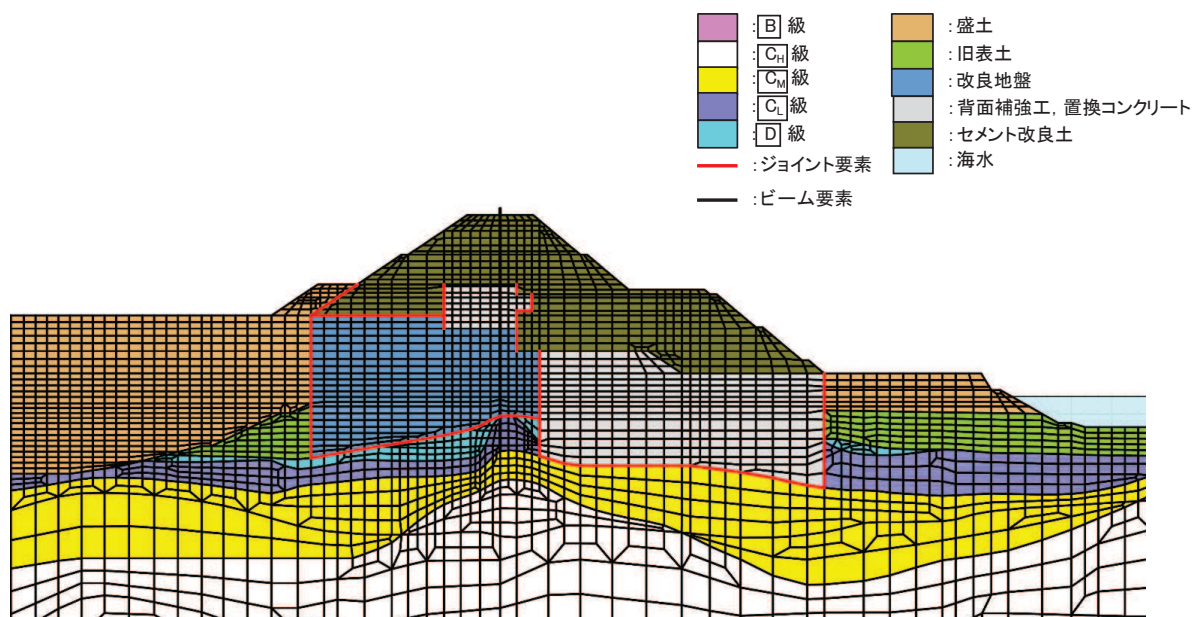


図 3.5-38 (4) 断面④におけるジョイント要素の配置図

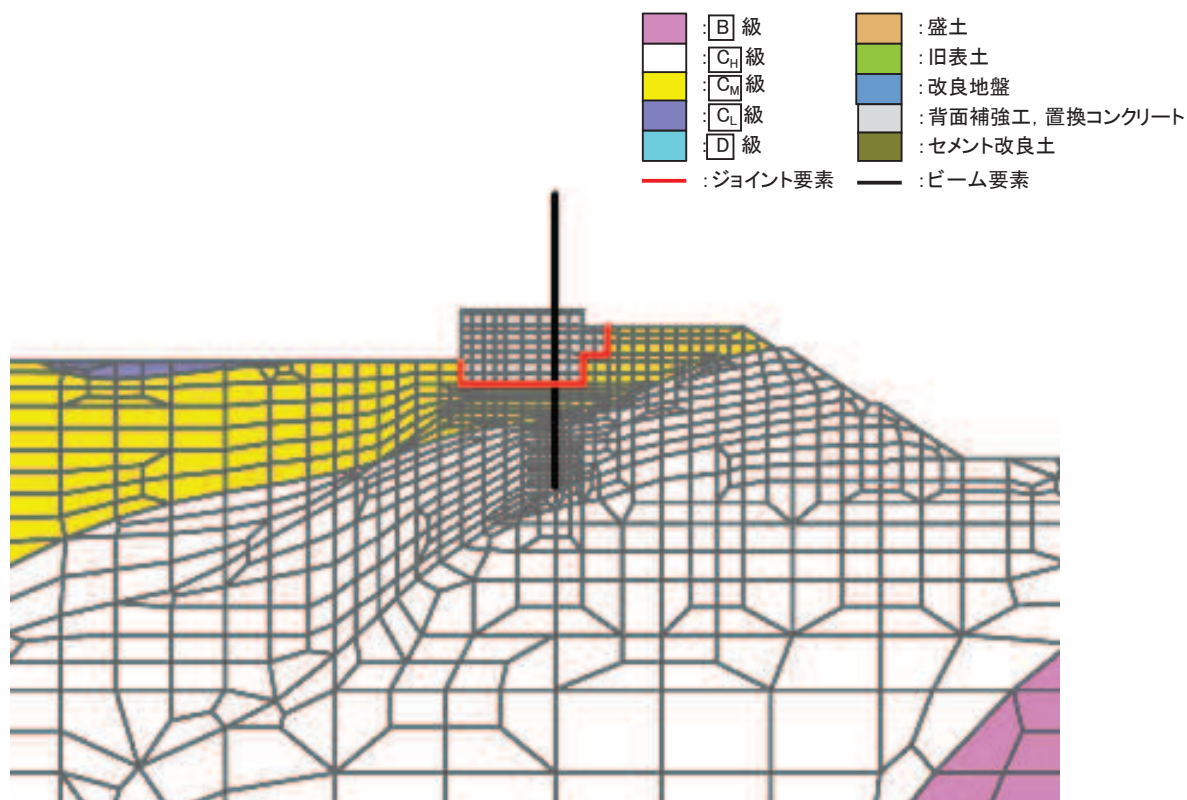


図 3.5-38 (5) 断面⑤におけるジョイント要素の配置図

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 3.5-36 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、

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

M_1 : 鋼管杭に発生する曲げモーメント (kN・m)

Z_1 : 鋼管杭の断面係数 (mm³) *

N_1 : 鋼管杭に発生する軸力 (kN)

A_1 : 鋼管杭の断面積 (mm²) *

注記 * : 鋼管杭の外側 1mm を腐食代として考慮する。

(b) せん断力照査

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

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

ここで、

τ_1 : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力度 (N/mm²)

S_1 : 鋼管杭に発生するせん断力 (kN)

A_1 : 鋼管杭の断面積 (mm²) *

κ_1 : せん断応力の分布係数 (2.0)

注記 * : 鋼管杭の外側 1mm を腐食代として考慮する。

(c) 漂流物防護工による偏心荷重

漂流物防護工は、図 3.5-39 に示すとおり、鋼管杭（鋼製遮水壁）からの張り出し構造となっている。鋼管杭に与える偏心荷重及びその評価方法について、表 3.5-22 に示す。

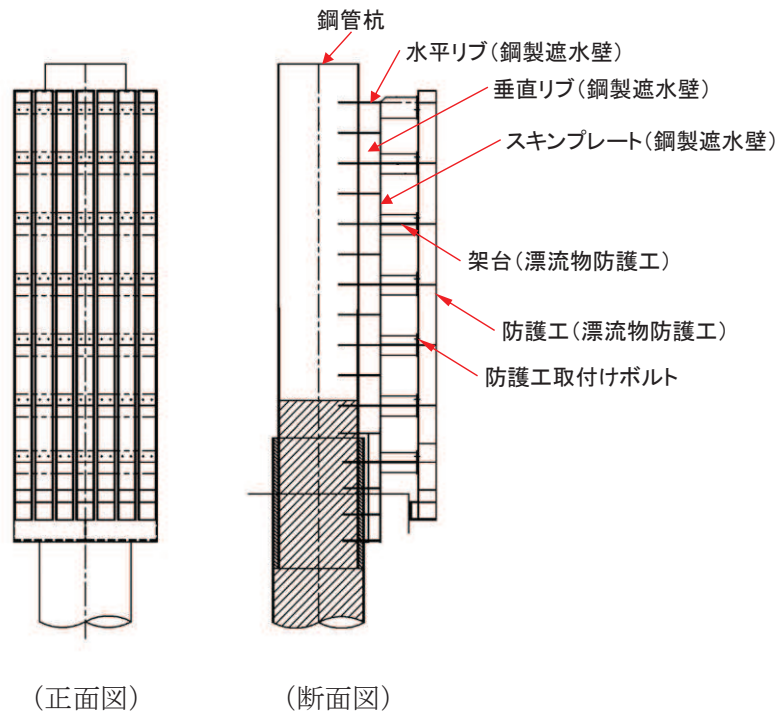
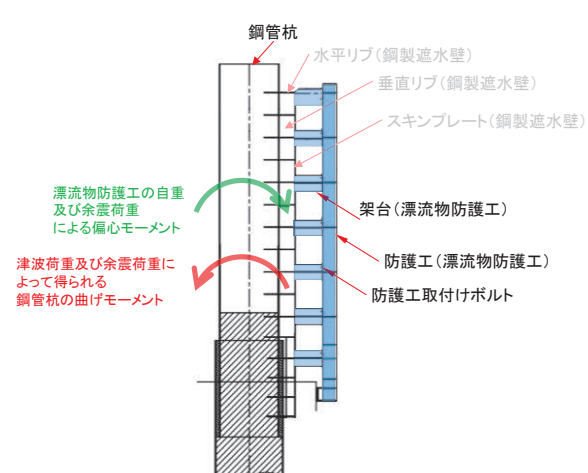
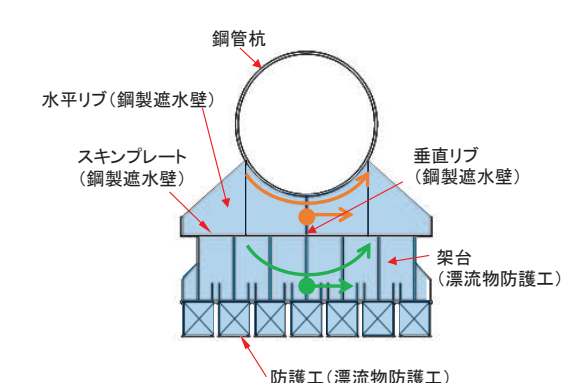


図 3.5-39 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図（正面図，断面図）

表 3.5-22 漂流物防護工による偏心荷重（重畳時）

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

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 3.5-40 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)

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

α_{max} : 最大水平加速度 (m/s²)

g : 重力加速度 (m/s²)

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。

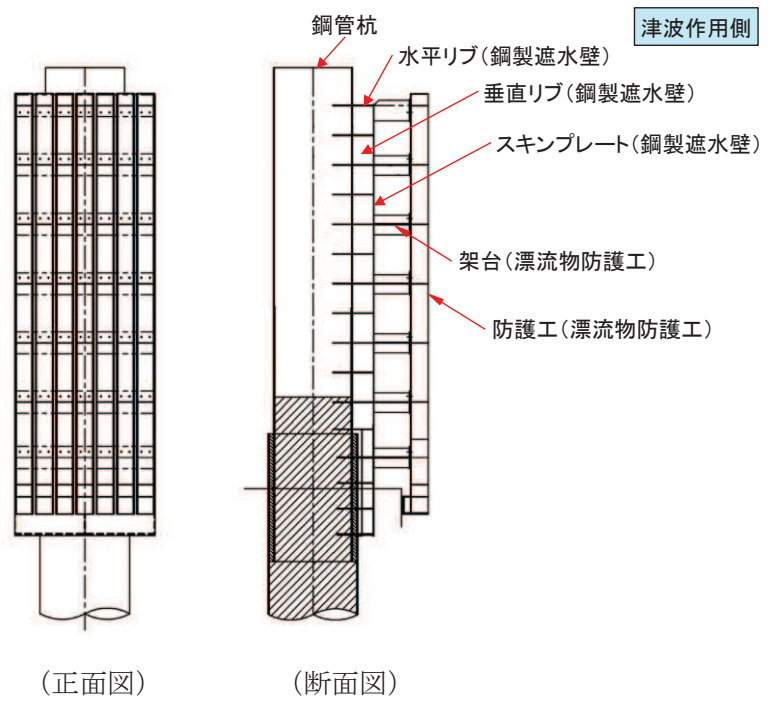


図 3.5-40(1) 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図 (正面図, 断面図)

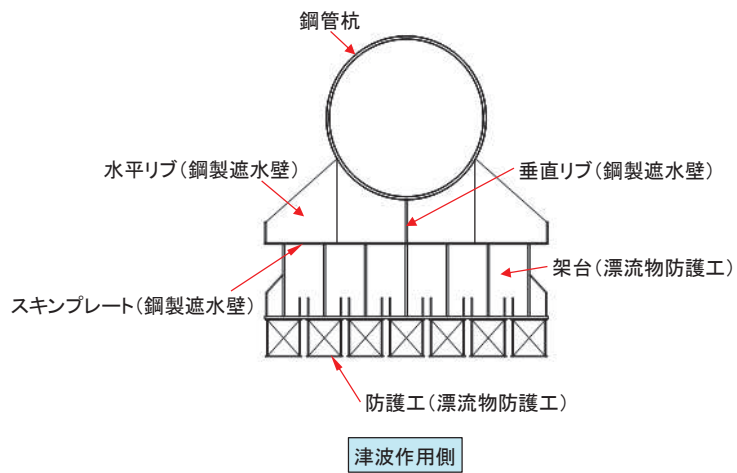


図 3.5-40(2) 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図 (平面図)

(a) スキンプレート

スキンプレートの照査方法を図 3.5-41 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。

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

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

ここで、

- σ_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/mm²)
- 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 (mm³) *
- 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。

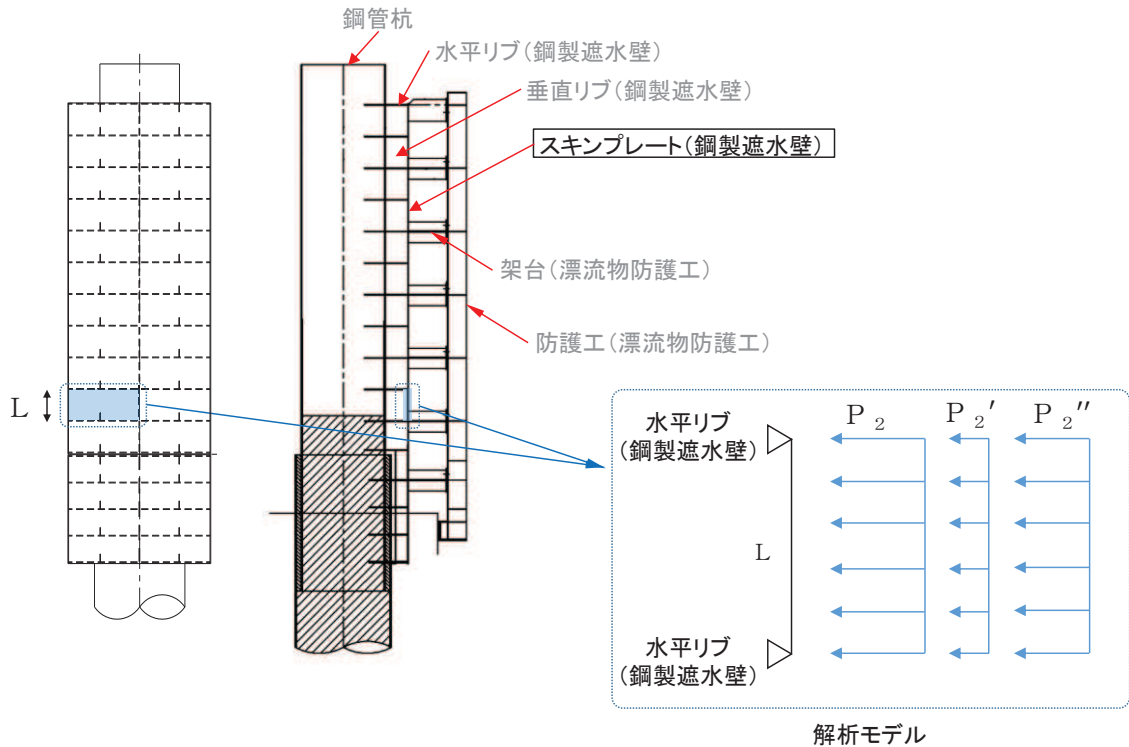


図 3.5-41 スキンプレートの照査概念図 (重畳時)

(b) 垂直リブ

垂直リブの照査方法を図 3.5-42 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、

- σ_3 : 垂直リブに発生する圧縮応力度 (N/mm²)
- 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/m²)
- P_3' : 垂直リブに作用する地震慣性力 (kN/m²)
- P_3'' : 垂直リブに作用する動水圧 (kN/m²)
- B : 鋼製遮水壁の総幅 (m)

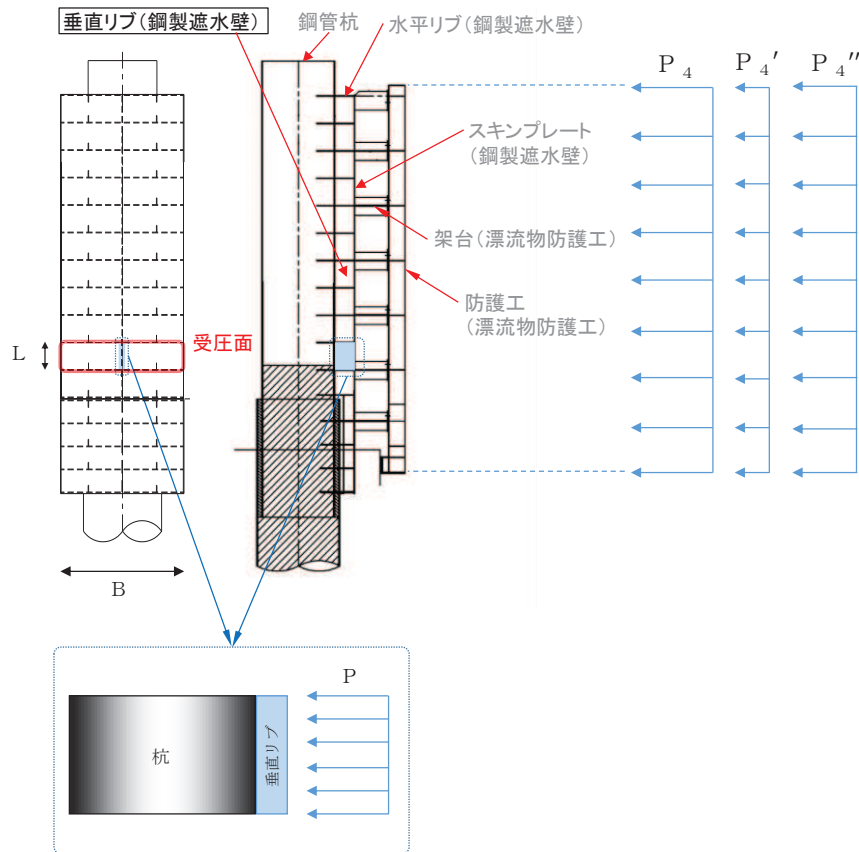


図 3.5-42 垂直リブの照査概念図 (重畳時)

(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. 5-43 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,

σ_4 : 曲げモーメントによる水平リブの発生応力度 (N/mm²)

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 (mm³) *1

P_4 : 水平リブ及び架台に作用する津波波圧 (kN/m²)

P_4' : 水平リブ及び架台に作用する地震慣性力 (kN/m²)

P_4'' : 水平リブ及び架台に作用する動水圧 (kN/m²)

τ_4 : せん断力による水平リブの発生応力度 (N/mm²)

S_4 : 水平リブに発生するせん断力 (kN)

σ_5 : 曲げモーメントによる架台の発生応力度 (N/mm²)

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 (mm³) *1*2

τ_5 : せん断力による架台の発生応力度 (N/mm²)

S_5 : 架台に発生するせん断力 (kN)

ℓ : 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 (mm²) *2

σ_{sa} : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

τ_{sa} : 短期許容せん断応力度 (N/mm²)

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。

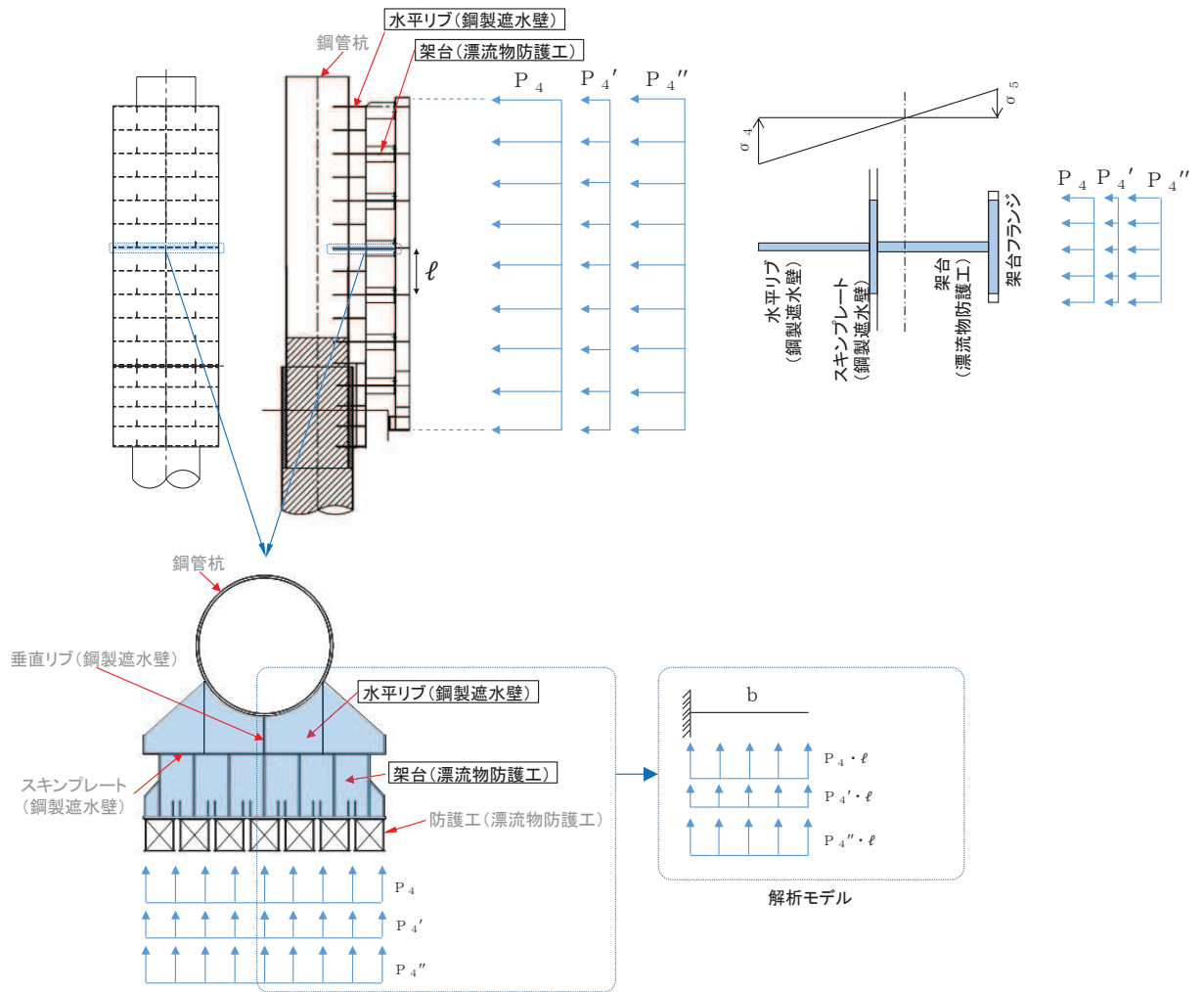


図 3.5-43 水平リブの照査概念図 (重畳時)

(d) 防護工

防護工の照査方法を図 3.5-44 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、

- σ_6 : 曲げモーメントによる防護工の発生応力度 (N/mm²)
- 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 (mm³) *
- P_6 : 防護工に作用する津波波圧 (kN/m²)
- P_6' : 防護工に作用する地震慣性力 (kN/m²)
- P_6'' : 防護工に作用する動水圧 (kN/m²)
- τ_6 : せん断力による防護工の発生応力度 (N/mm²)
- 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 (mm²) *

注記 * : 防護工は外側 1mm を腐食代として考慮する。

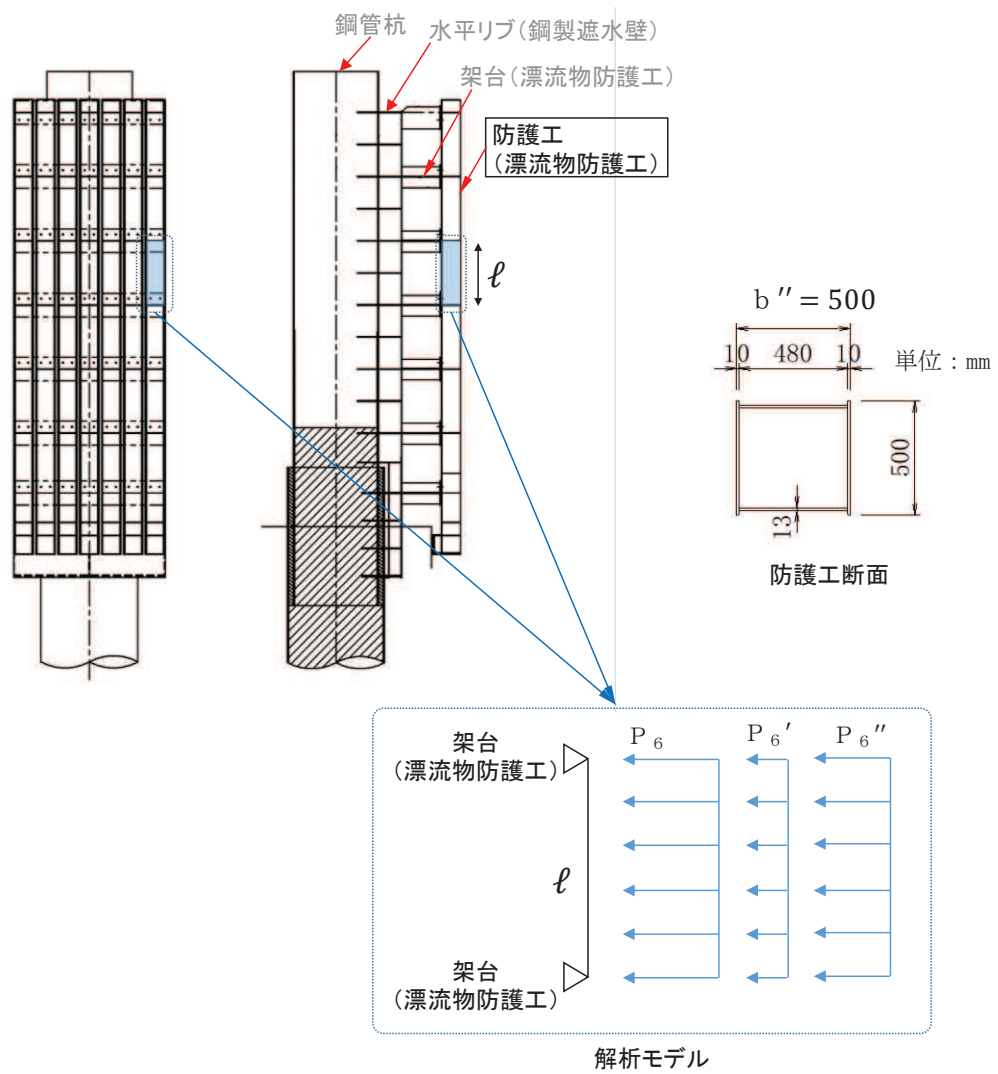


図 3.5-44 防護工の照査概念図 (重疊時)

- 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 $S_d - D_2$ 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 ²
P _c	衝突荷重	2000	kN
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
κ_1	せん断応力の分布係数（2.0）	2.0	—
Z ₂	スキンプレートの断面係数	96000	mm ³
P ₂	スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧	168.1	kN/m
L	水平リブ間隔	811	mm
P ₃	垂直リブに作用する津波波圧	168.1	kN/m ²
t	垂直リブの板厚	20	mm
B	鋼製遮水壁の総幅	4.0	m
Z ₄	水平リブの断面係数	17870000	mm ³
Z ₅	架台の断面係数	23390000	mm ³
P ₄	水平リブに作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
P ₅	架台に作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
ℓ	架台間隔	1622	mm
b	モーメントアーム長	2.0	m
b'	衝突荷重のモーメントアーム長	1.75	m
A _w	水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積	36200	mm ²
Z ₆	防護工の断面係数	3041000	mm ³
P ₆	防護工に作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
b''	防護工の幅	0.5	m
A _{wc}	防護工のせん断抵抗断面積	11520	mm ²

表 3.6-2 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 ²
P _c	衝突荷重	2000	kN
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
κ_1	せん断応力の分布係数 (2.0)	2.0	—
Z ₂	スキンプレートの断面係数	96000	mm ³
P ₂	スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧	168.1	kN/m
L	水平リブ間隔	811	mm
P ₃	垂直リブに作用する津波波圧	168.1	kN/m ²
t	垂直リブの板厚	20	mm
B	鋼製遮水壁の総幅	4.0	m
Z ₄	水平リブの断面係数	17870000	mm ³
Z ₅	架台の断面係数	23390000	mm ³
P ₄	水平リブに作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
P ₅	架台に作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
ℓ	架台間隔	1622	mm
b	モーメントアーム長	2.0	m
b'	衝突荷重のモーメントアーム長	1.75	m
A _w	水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積	36200	mm ²
Z ₆	防護工の断面係数	3041000	mm ³
P ₆	防護工に作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
b''	防護工の幅	0.5	m
A _{wc}	防護工のせん断抵抗断面積	11520	mm ²

表 3.6-3 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 ²
P _c	衝突荷重	2000	kN
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
κ_1	せん断応力の分布係数 (2.0)	2.0	—
Z ₂	スキンプレートの断面係数	96000	mm ³
P ₂	スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧	168.1	kN/m
L	水平リブ間隔	811	mm
P ₃	垂直リブに作用する津波波圧	168.1	kN/m ²
t	垂直リブの板厚	20	mm
B	鋼製遮水壁の総幅	4.0	m
Z ₄	水平リブの断面係数	17870000	mm ³
Z ₅	架台の断面係数	23390000	mm ³
P ₄	水平リブに作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
P ₅	架台に作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
ℓ	架台間隔	1622	mm
b	モーメントアーム長	2.0	m
b'	衝突荷重のモーメントアーム長	1.75	m
A _w	水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積	36200	mm ²
Z ₆	防護工の断面係数	3041000	mm ³
P ₆	防護工に作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
b''	防護工の幅	0.5	m
A _{wc}	防護工のせん断抵抗断面積	11520	mm ²

表 3.6-4 強度評価に用いる条件 (断面④)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼管杭)	665	kN
	固定荷重 (鋼製遮水壁)	319	kN
	固定荷重 (背面補強工)	1916	kN
	固定荷重 (置換コンクリート)	15724	kN
	固定荷重 (改良地盤)	12344	kN
	固定荷重 (セメント改良土)	16262	kN
P	積載荷重	4.9	kN/m ²
P _t	遡上津波荷重 (O. P. +18.5m)	189.4	kN/m ²
P _c	衝突荷重	2000	kN
γ _w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
κ ₁	せん断応力の分布係数 (2.0)	2.0	—

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

表 3.6-6 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 ²
P _c	衝突荷重	2000	kN
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
κ_1	せん断応力の分布係数 (2.0)	2.0	—
Z ₂	スキンプレートの断面係数	96000	mm ³
P ₂	スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧	168.1	kN/m
L	水平リブ間隔	811	mm
P ₃	垂直リブに作用する津波波圧	168.1	kN/m ²
t	垂直リブの板厚	20	mm
B	鋼製遮水壁の総幅	4.0	m
Z ₄	水平リブの断面係数	17870000	mm ³
Z ₅	架台の断面係数	23390000	mm ³
P ₄	水平リブに作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
P ₅	架台に作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
ℓ	架台間隔	1622	mm
b	モーメントアーム長	2.0	m
b'	衝突荷重のモーメントアーム長	1.75	m
A _w	水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積	36200	mm ²
Z ₆	防護工の断面係数	3041000	mm ³
P ₆	防護工に作用する津波波圧	135.3	kN/m ²
b''	防護工の幅	0.5	m
A _{wc}	防護工のせん断抵抗断面積	11520	mm ²

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 ²
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
κ_1	せん断応力の分布係数 (2.0)	2.0	—
Z_2	スキンプレートの断面係数	96000	mm ³
P_2	スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧	210	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	21	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	210	kN/m ²
P_3'	垂直リブに作用する地震慣性力	21	kN/m ²
P_3''	垂直リブに作用する動水圧	100	kN/m ²
t	垂直リブの板厚	20	mm
B	鋼製遮水壁の総幅	4.0	m
Z_4	水平リブの断面係数	17870000	mm ³
Z_5	架台の断面係数	23390000	mm ³
P_4	水平リブ及び架台に作用する津波波圧	210	kN/m ²
P_4'	水平リブ及び架台に作用する地震慣性力	112	kN/m ²
P_4''	水平リブ及び架台に作用する動水圧	100	kN/m ²
ℓ	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 ²
Z_6	防護工の断面係数	3041000	mm ³
P_6	防護工に作用する津波波圧	210	kN/m ²
P_6'	防護工に作用する地震慣性力	35	kN/m ²
P_6''	防護工に作用する動水圧	100	kN/m ²

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 ²

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 ²
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
κ_1	せん断応力の分布係数 (2.0)	2.0	—
Z_2	スキンプレートの断面係数	96000	mm ³
P_2	スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧	210	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	21	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	210	kN/m ²
P_3'	垂直リブに作用する地震慣性力	21	kN/m ²
P_3''	垂直リブに作用する動水圧	100	kN/m ²
t	垂直リブの板厚	20	mm
B	鋼製遮水壁の総幅	4.0	m
Z_4	水平リブの断面係数	17870000	mm ³
Z_5	架台の断面係数	23390000	mm ³
P_4	水平リブ及び架台に作用する津波波圧	210	kN/m ²
P_4'	水平リブ及び架台に作用する地震慣性力	112	kN/m ²
P_4''	水平リブ及び架台に作用する動水圧	100	kN/m ²
ℓ	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 ²
Z_6	防護工の断面係数	3041000	mm ³
P_6	防護工に作用する津波波圧	210	kN/m ²
P_6'	防護工に作用する地震慣性力	35	kN/m ²
P_6''	防護工に作用する動水圧	100	kN/m ²

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 ²

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 ²
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
κ_1	せん断応力の分布係数 (2.0)	2.0	—
Z_2	スキンプレートの断面係数	96000	mm ³
P_2	スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧	210	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	21	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	210	kN/m ²
P_3'	垂直リブに作用する地震慣性力	21	kN/m ²
P_3''	垂直リブに作用する動水圧	100	kN/m ²
t	垂直リブの板厚	20	mm
B	鋼製遮水壁の総幅	4.0	m
Z_4	水平リブの断面係数	17870000	mm ³
Z_5	架台の断面係数	23390000	mm ³
P_4	水平リブ及び架台に作用する津波波圧	210	kN/m ²
P_4'	水平リブ及び架台に作用する地震慣性力	112	kN/m ²
P_4''	水平リブ及び架台に作用する動水圧	100	kN/m ²
ℓ	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 ²
Z_6	防護工の断面係数	3041000	mm ³
P_6	防護工に作用する津波波圧	210	kN/m ²
P_6'	防護工に作用する地震慣性力	35	kN/m ²
P_6''	防護工に作用する動水圧	100	kN/m ²

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 ²

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 ²
P _t	遡上津波荷重（O.P.+18.5m）	189.4	kN/m ²
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
κ_1	せん断応力の分布係数（2.0）	2.0	—

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 ²
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
κ_1	せん断応力の分布係数（2.0）	2.0	—
Z_2	スキンプレートの断面係数	96000	mm ³
P_2	スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧	210	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	21	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	210	kN/m ²
P_3'	垂直リブに作用する地震慣性力	21	kN/m ²
P_3''	垂直リブに作用する動水圧	100	kN/m ²
t	垂直リブの板厚	20	mm
B	鋼製遮水壁の総幅	4.0	m
Z_4	水平リブの断面係数	17870000	mm ³
Z_5	架台の断面係数	23390000	mm ³
P_4	水平リブ及び架台に作用する津波波圧	210	kN/m ²
P_4'	水平リブ及び架台に作用する地震慣性力	112	kN/m ²
P_4''	水平リブ及び架台に作用する動水圧	100	kN/m ²
ℓ	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 ²
Z_6	防護工の断面係数	3041000	mm ³
P_6	防護工に作用する津波波圧	210	kN/m ²
P_6'	防護工に作用する地震慣性力	35	kN/m ²
P_6''	防護工に作用する動水圧	100	kN/m ²
b''	防護工の幅	0.5	m
A_{wc}	防護工のせん断抵抗断面積	11520	mm ²

表 3.6-12 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 ²
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
κ_1	せん断応力の分布係数（2.0）	2.0	—
Z_2	スキンプレートの断面係数	96000	mm ³
P_2	スキンプレートに作用する単位幅あたりの津波波圧	210	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	21	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	210	kN/m ²
P_3'	垂直リブに作用する地震慣性力	21	kN/m ²
P_3''	垂直リブに作用する動水圧	100	kN/m ²
t	垂直リブの板厚	20	mm
B	鋼製遮水壁の総幅	4.0	m
Z_4	水平リブの断面係数	17870000	mm ³
Z_5	架台の断面係数	23390000	mm ³
P_4	水平リブ及び架台に作用する津波波圧	210	kN/m ²
P_4'	水平リブ及び架台に作用する地震慣性力	112	kN/m ²
P_4''	水平リブ及び架台に作用する動水圧	100	kN/m ²
ℓ	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 ²
Z_6	防護工の断面係数	3041000	mm ³
P_6	防護工に作用する津波波圧	210	kN/m ²
P_6'	防護工に作用する地震慣性力	35	kN/m ²
P_6''	防護工に作用する動水圧	100	kN/m ²
b''	防護工の幅	0.5	m
A_{wc}	防護工のせん断抵抗断面積	11520	mm ²

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	0.69	0.69	0.69

(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	0.45	0.45	0.45

(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	12.2	12.2	12.2

(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	26.0	26.8	24.6

(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	4.2	3.9	4.7

(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	0.69	0.69	0.69

(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	0.45	0.45	0.45

(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	12.2	12.1	12.2

(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	26.0	27.2	24.7

(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	5.0	4.9	5.1

(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	41.3	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	0.69	0.69	0.69

(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	0.45	0.45	0.45

(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	12.2	12.2	12.2

(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	19.4	19.6	19.3

(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	4.8	4.4	4.9

(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	23.7	23.6	23.4

(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	36.6	36.8	36.5

(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	7.9	7.7	8.2

(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	10.2	10.0	10.4

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	0.66	0.66	0.66

(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	0.49	0.49	0.49

(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	11.8	11.8	11.8

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	0.67	0.67	0.67

(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	0.40	0.41	0.38

(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 (mm)	断面積 (mm ²)	断面係数 (mm ³)	
A	鋼管杭 (上杭) φ 2200	SKK490 (t=25mm)	0. P. +30. 0m*1～ 0. P. +23. 5m	24	1. 639×10 ⁵	8. 813×10 ⁷	
B		SM570 (t=40mm)	0. P. +23. 5m～ 0. P. +21. 0m	39	2. 645×10 ⁵	1. 403×10 ⁸	
	0. P. +21. 0m～ 0. P. +20. 0m						
C	鋼管杭 (下杭) φ 2500	SM570 (t=35mm)	長杭	0. P. +20. 0m～ 0. P. ±0. 0m	34	2. 632×10 ⁵	1. 599×10 ⁸
			短杭 断面⑤	0. P. +20. 0m～ 0. P. +5. 0m			
			断面⑥	0. P. +20. 0m ～ +8. 0m			
D	鋼管杭 (下杭) φ 2500	SKK490 (t=25mm)	長杭	0. P. ±0. 0m～ 杭下端	24	1. 865×10 ⁵	1. 143×10 ⁸
			短杭 断面⑤	0. P. +5. 0m～ 0. P. +2. 5m			
			断面⑥	0. P. +8. 0m ～ +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 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
C	②	40998	1182	261	382	0. 69

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 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
C	②	41017	1180	261	382	0.69

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 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
C	②	40978	1183	261	382	0.69

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 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
D	③	106	3334	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 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
C	①②③*	39164	1167	250	382	0.66

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 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
C	③	39907	1167	255	382	0.67

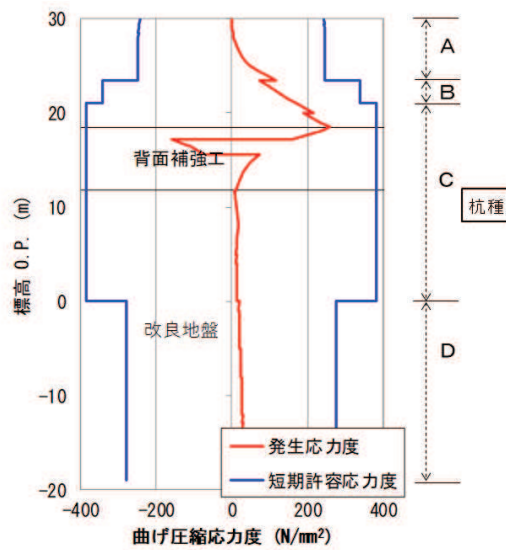
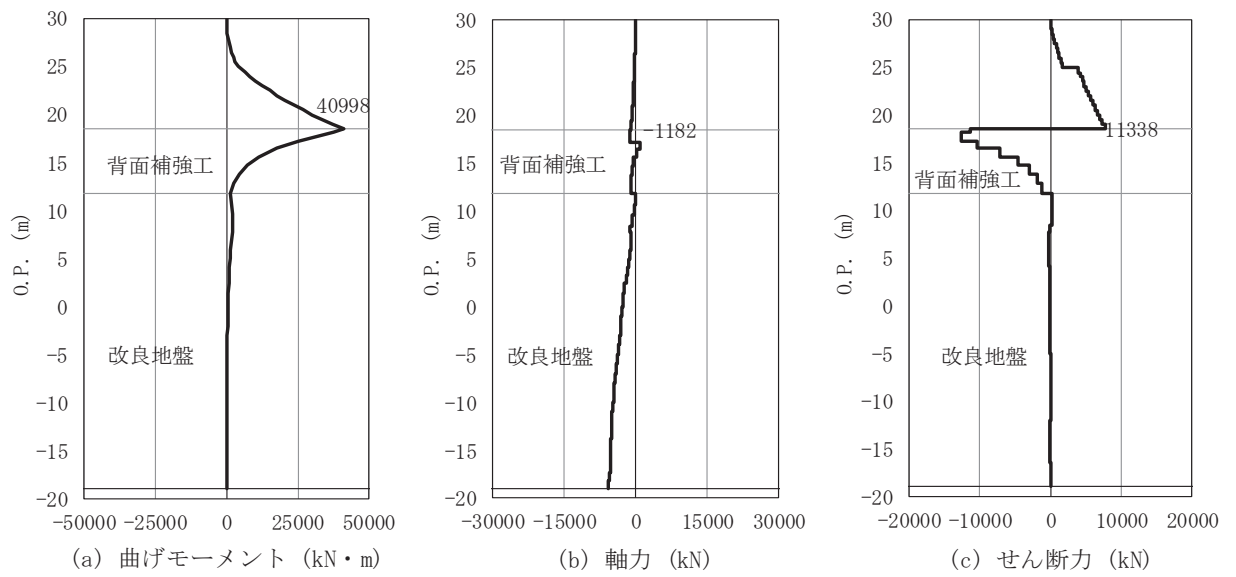


図 4.1-1(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
及び曲げ圧縮応力度 (断面①)
解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値+1 σ)

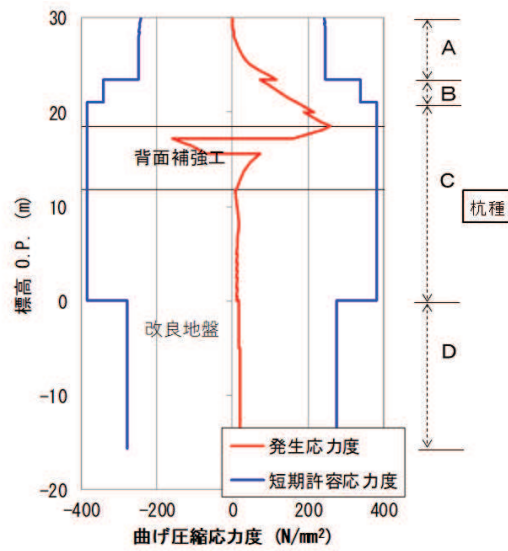
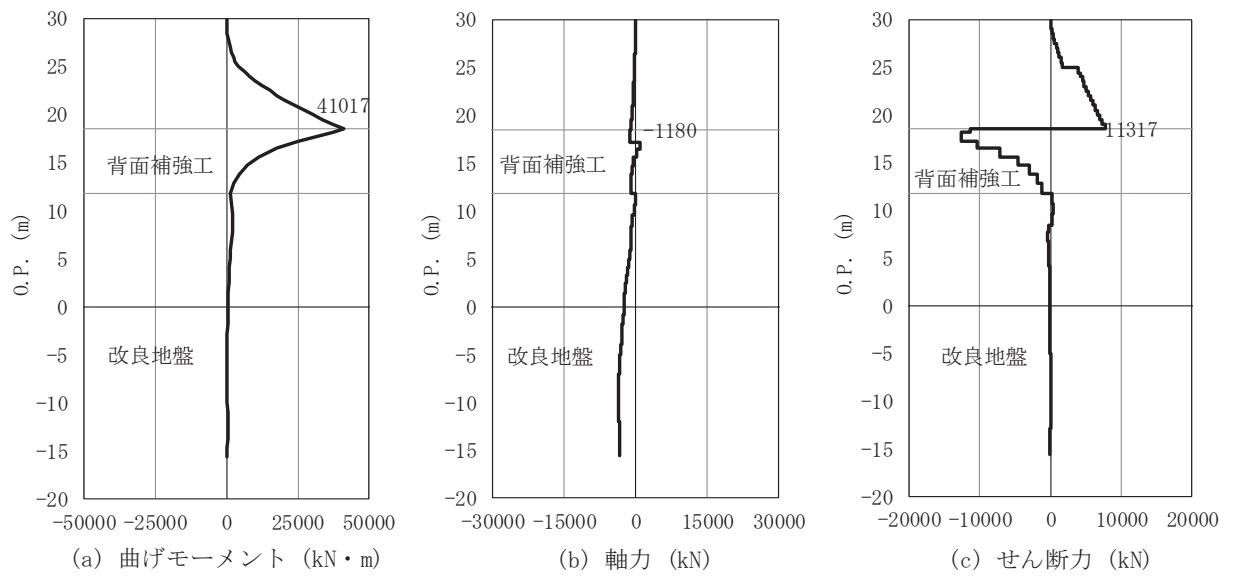


図 4.1-1(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
及び曲げ圧縮応力度 (断面②)
解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値+1 σ)

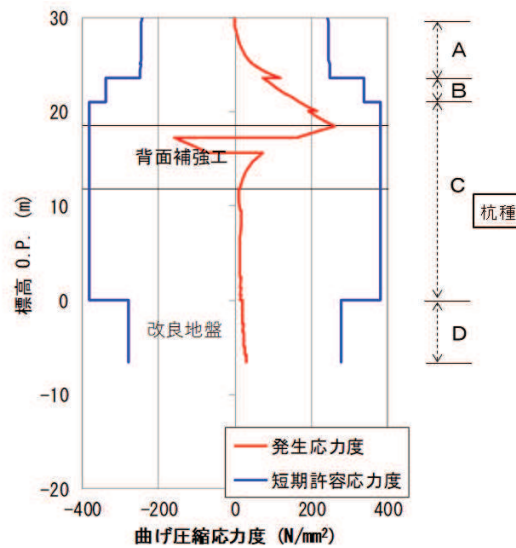
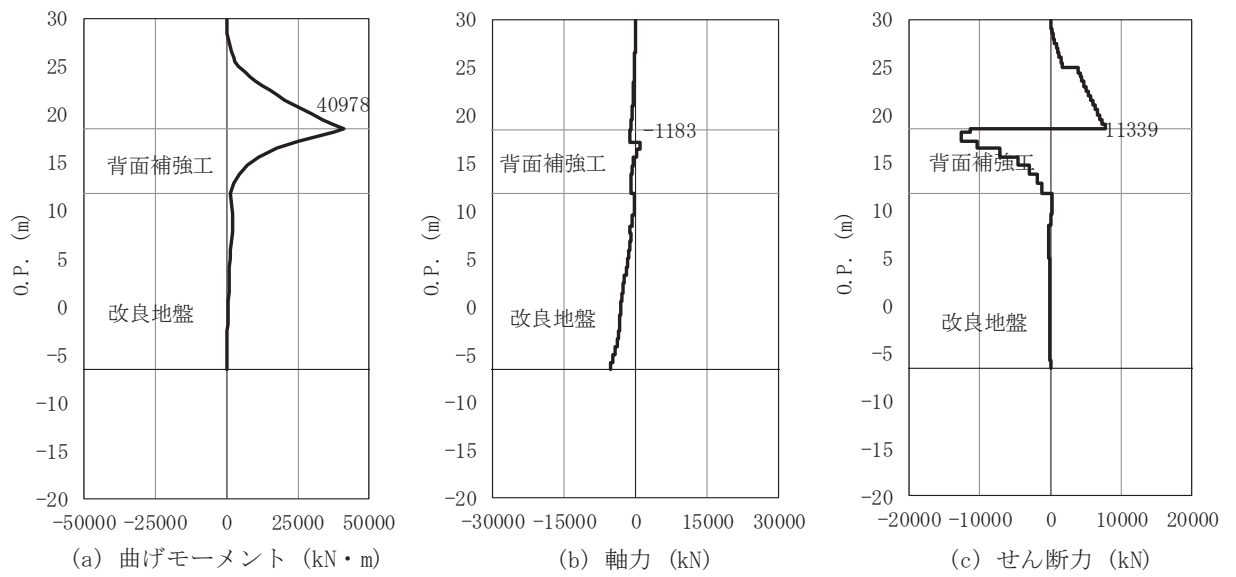


図 4.1-1(3) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
及び曲げ圧縮応力度 (断面③)
解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

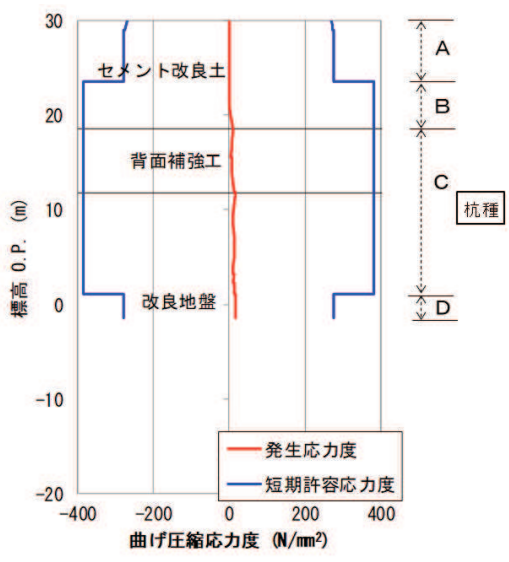
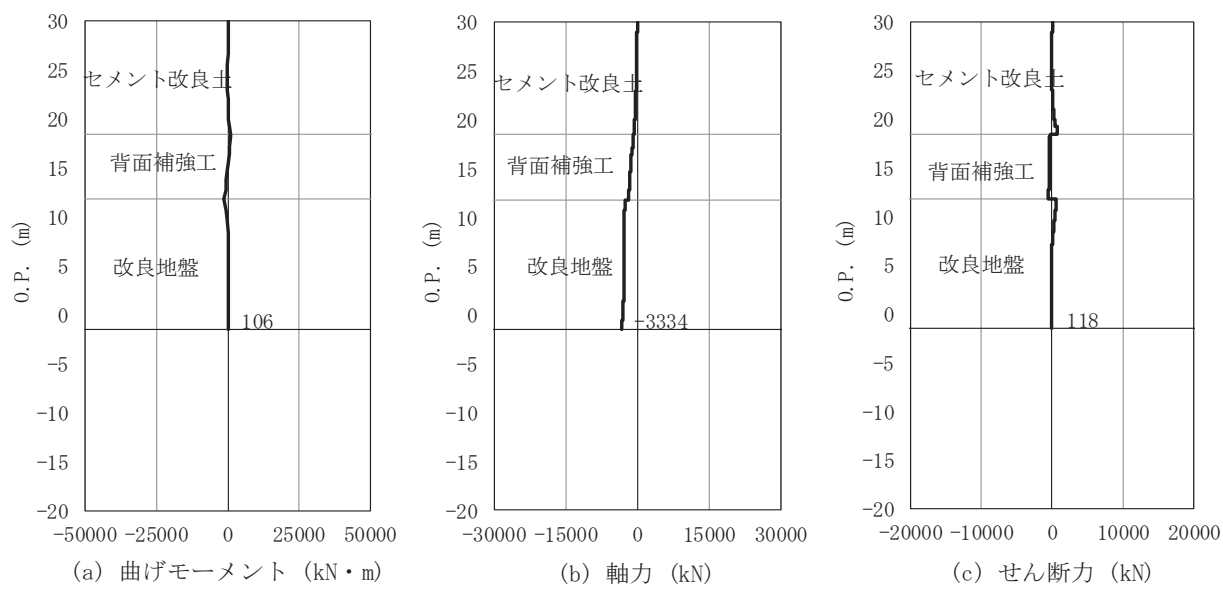


図 4.1-1(4) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
及び曲げ圧縮応力度 (断面④)
解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

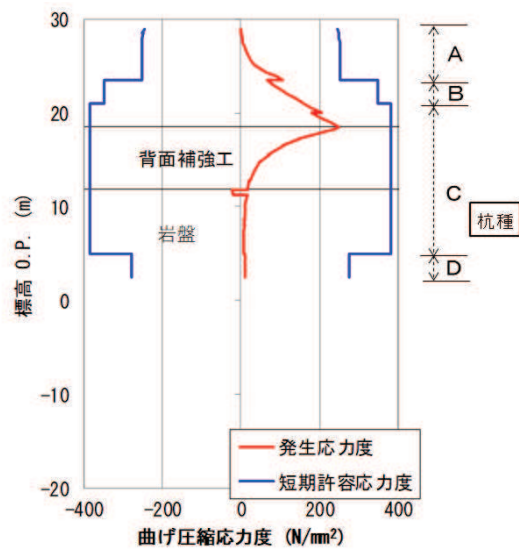
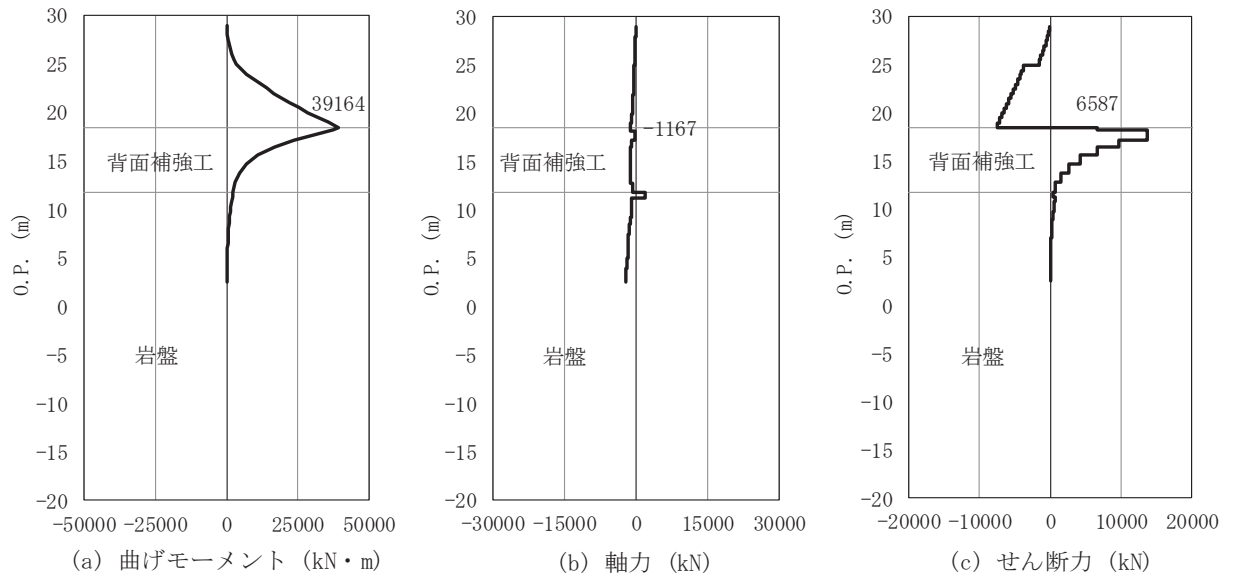


図 4.1-1(5) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
及び曲げ圧縮応力度 (断面⑤)
(解析ケース①～③において、発生断面力は同値であり、
本図では解析ケース①における図を示す)

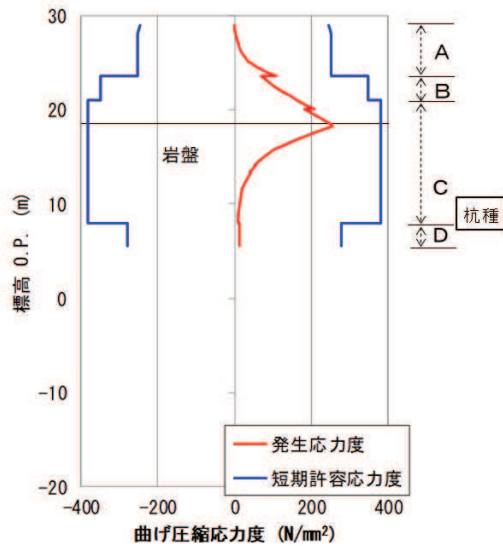
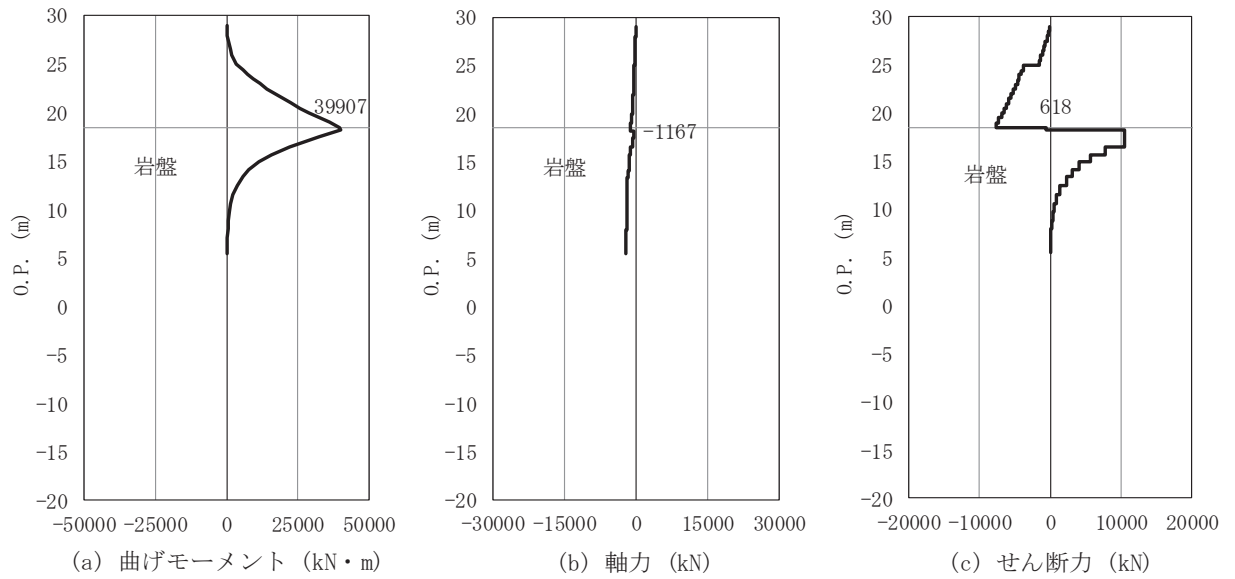


図 4. 1-1 (6) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
及び曲げ圧縮応力度 (断面⑥)

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 - 1 σ)

(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 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
		せん断力 (kN)			
C	①	12572	96	217	0.45

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 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
		せん断力 (kN)			
C	②	12650	97	217	0.45

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 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
		せん断力 (kN)			
C	③	12604	96	217	0.45

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 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
		せん断力 (kN)			
C	③	713	6	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 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
		せん断力 (kN)			
C	①②③*	13688	105	217	0.49

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 4.1-32(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 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
		せん断力 (kN)			
C	②	11492	88	217	0.41

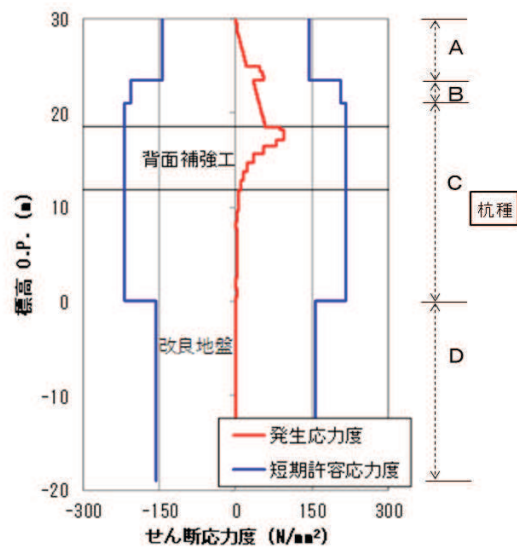
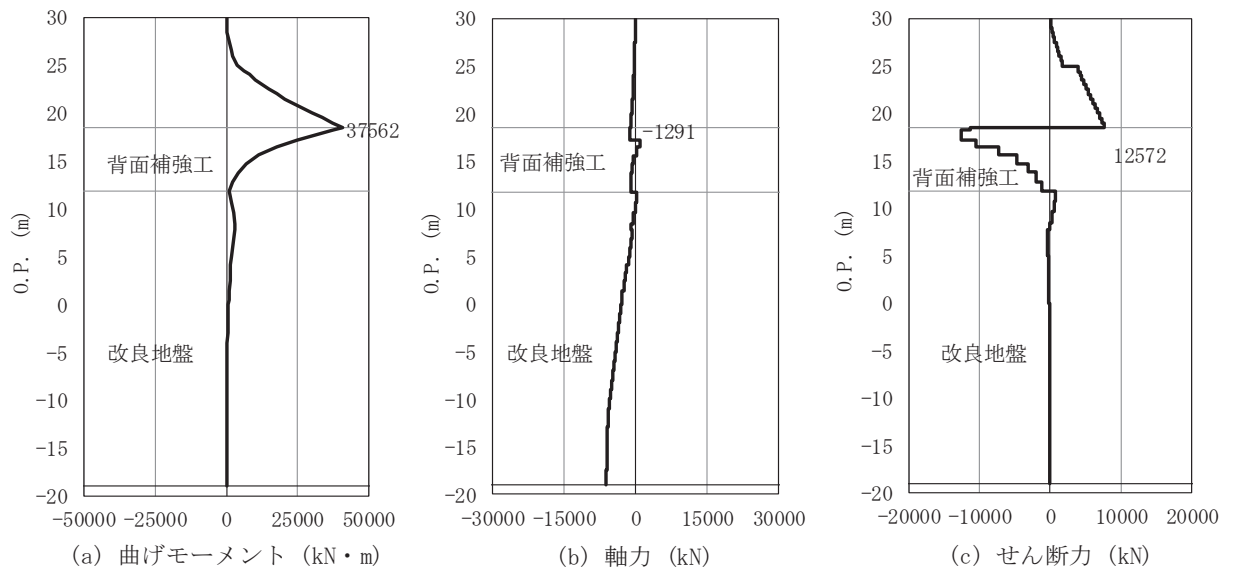


図 4. 1-2(1) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力 (断面①)
解析ケース①：基本ケース

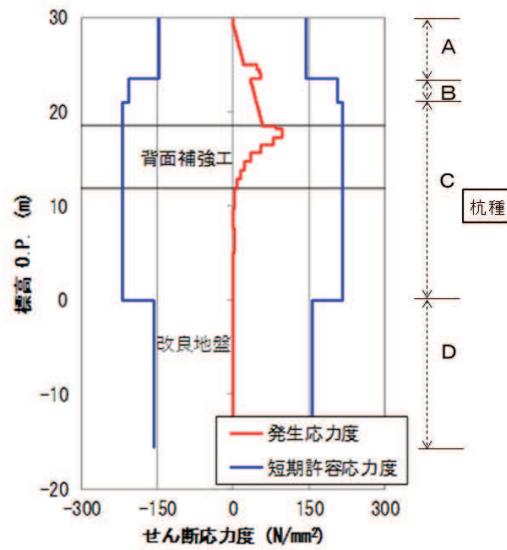
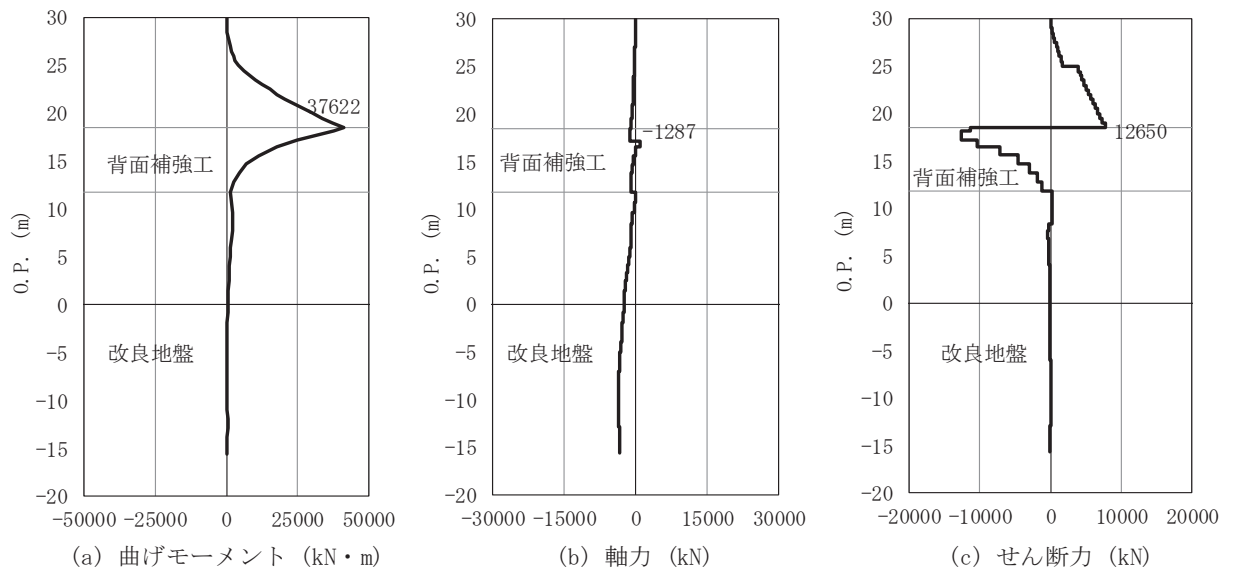


図 4. 1-2 (2) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力 (断面②)
 解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1 σ)

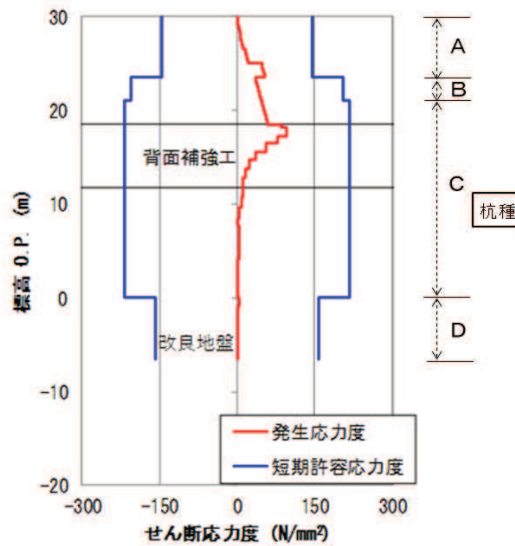
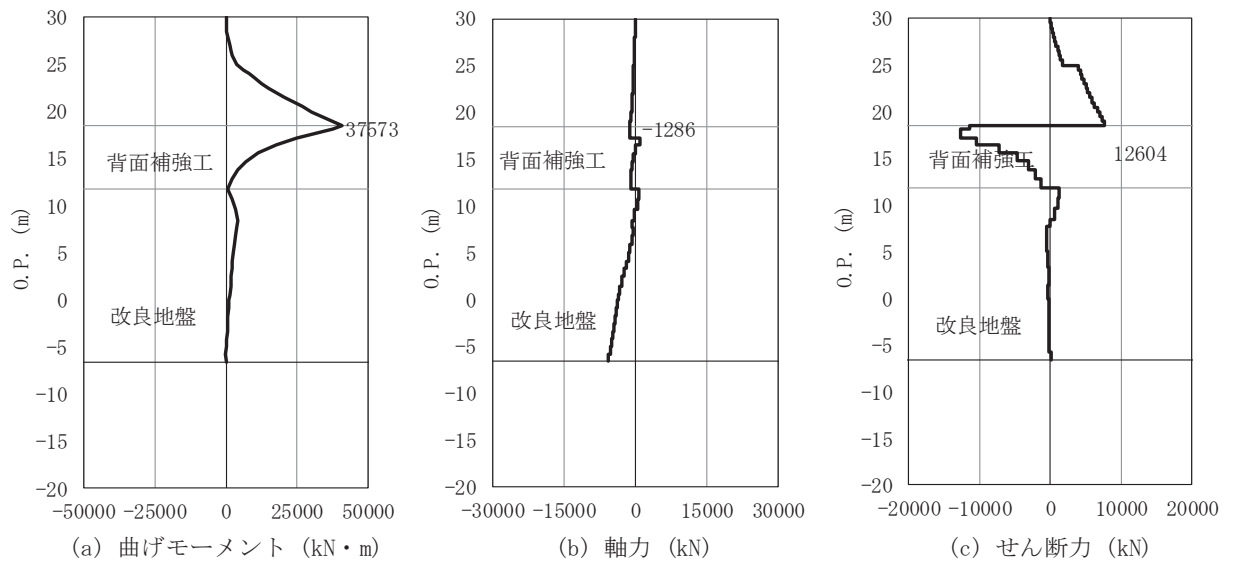


図 4. 1-2 (3) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力 (断面③)
 解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

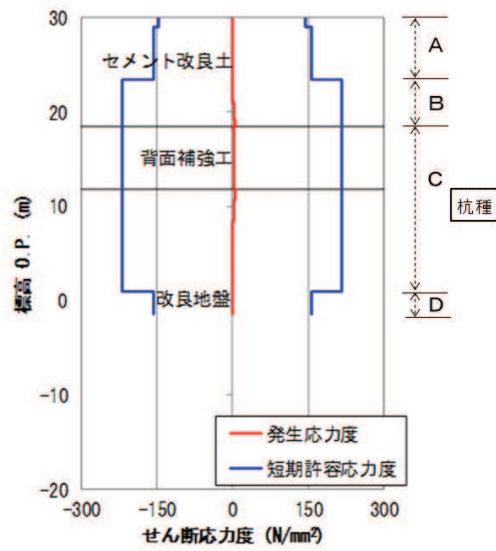
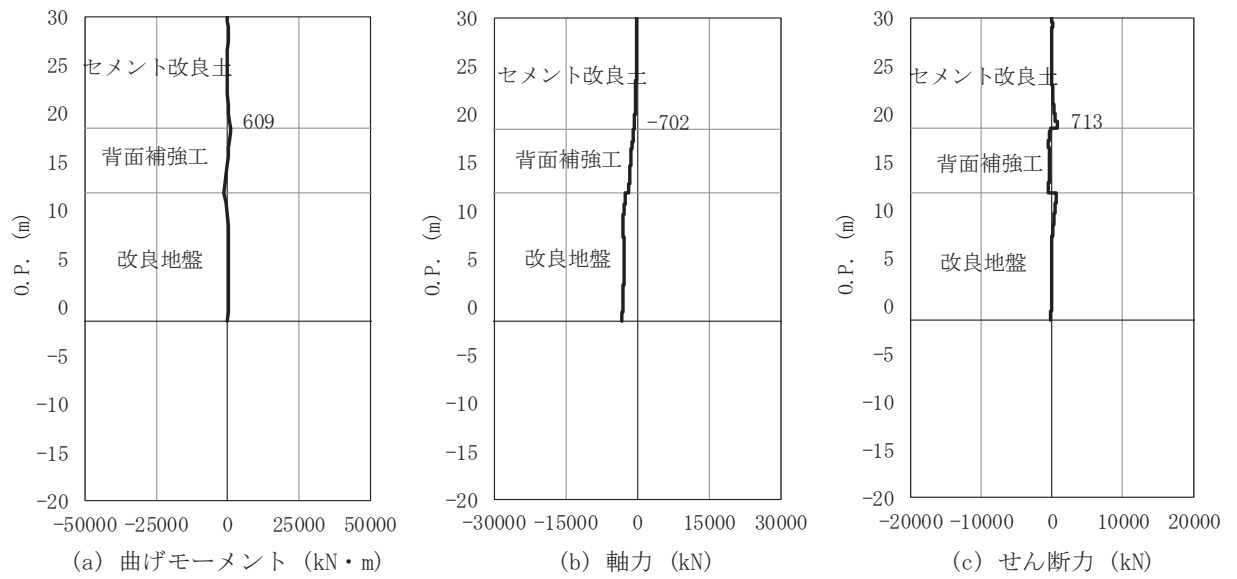


図 4. 1-2(4) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力 (断面④)
 解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

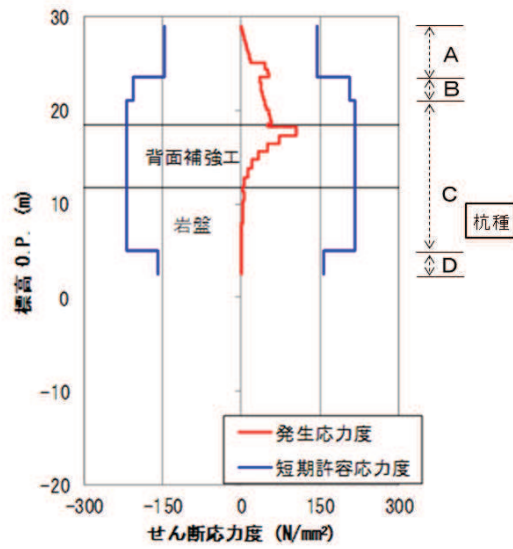
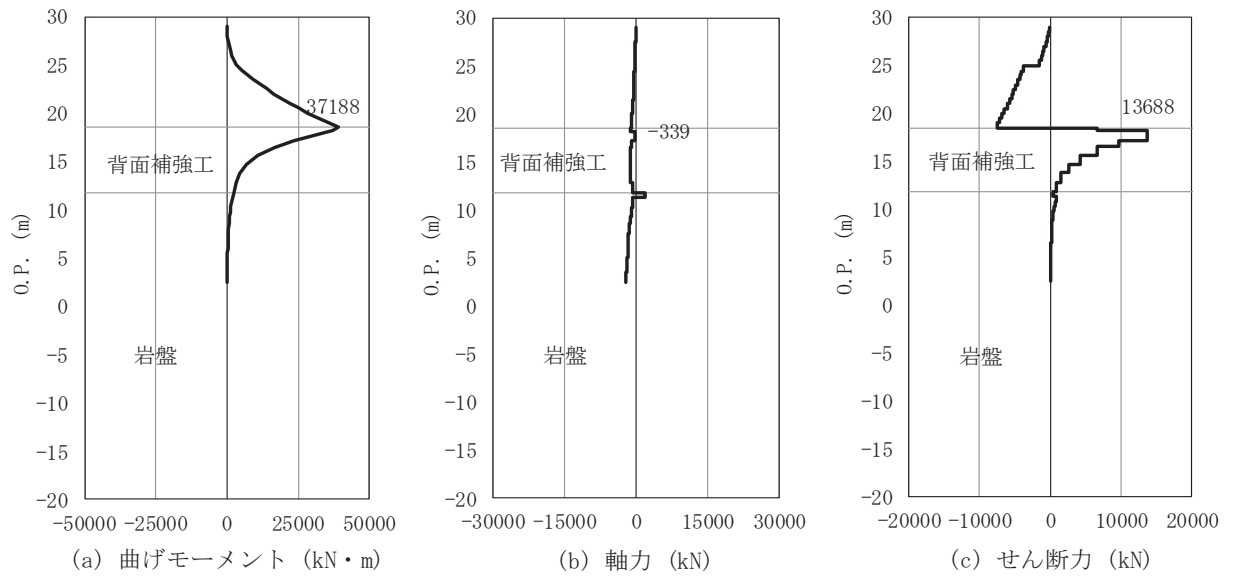


図 4.1-2(5) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力 (断面⑤)
 (解析ケース①～③において、発生断面力は同値である。)

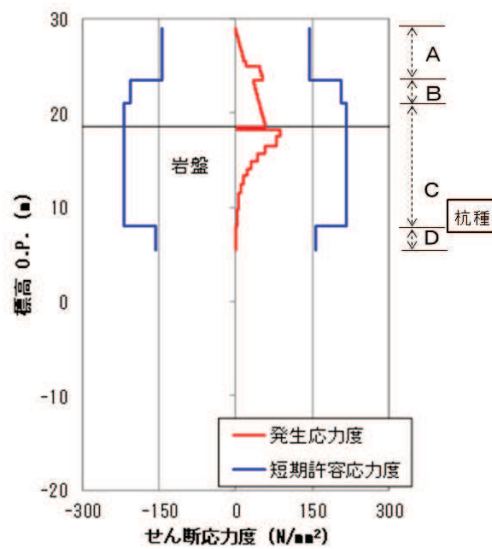
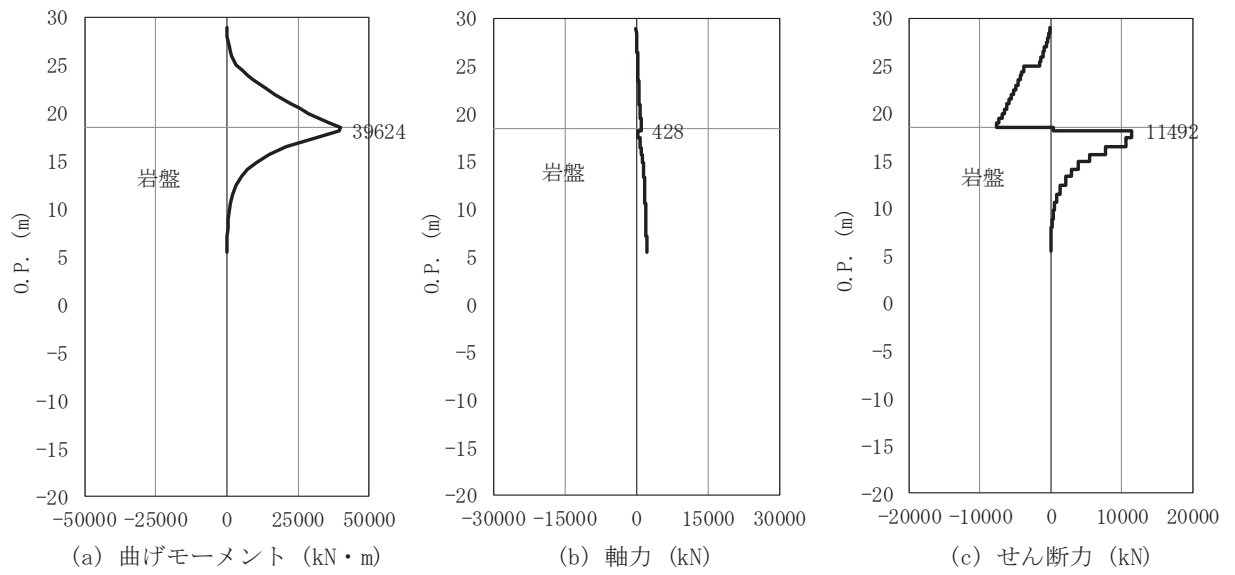


図 4. 1-2(6) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力 (断面⑥)
解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1 σ)

(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
②	12.2

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
②	12.1

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	12.2

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
③	23.4

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
①②③	11.8

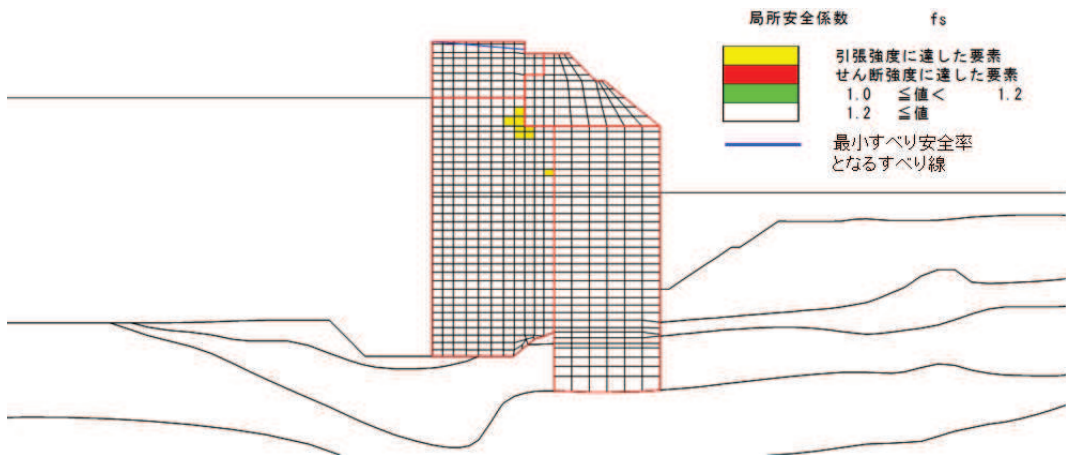


図 4.1-3(1) 背面補強工の局所安全係数分布 (断面①)

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)

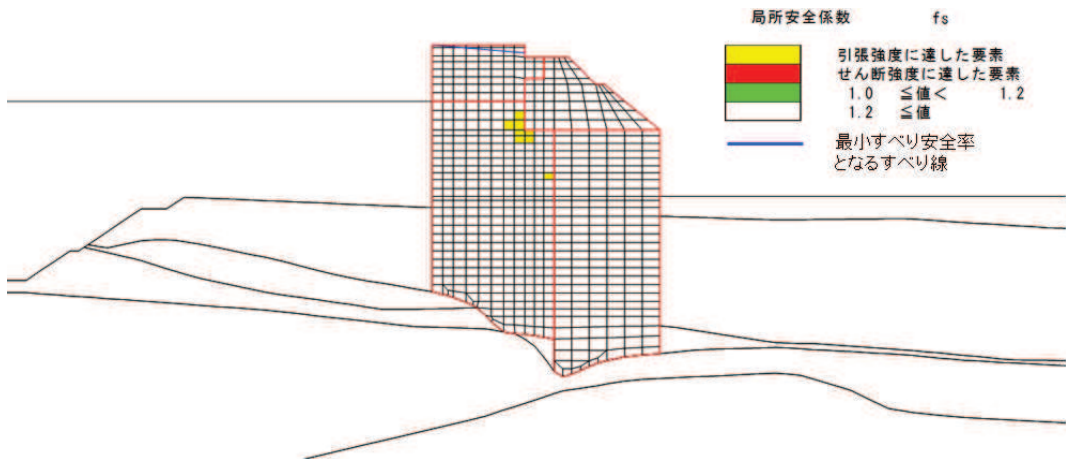


図 4.1-3(2) 背面補強工の局所安全係数分布 (断面②)

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 + 1σ)

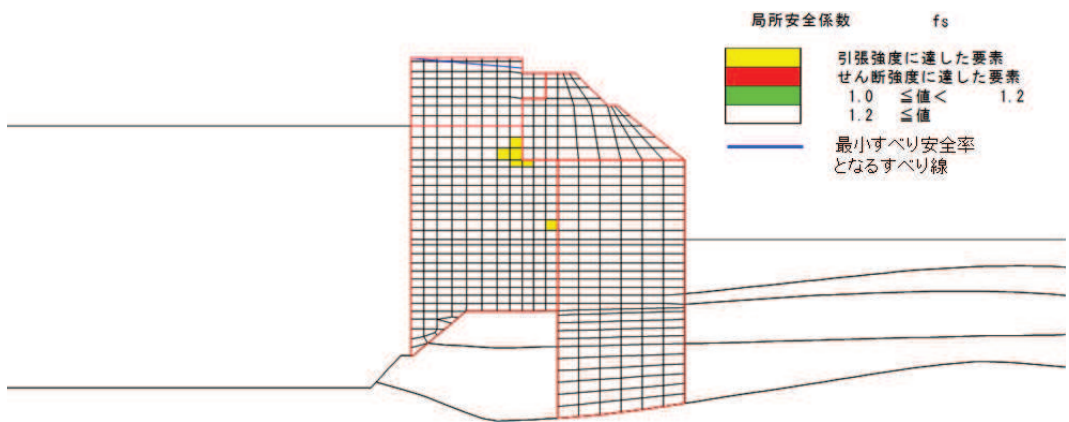


図 4.1-3(3) 背面補強工の局所安全係数分布 (断面③)

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 - 1σ)

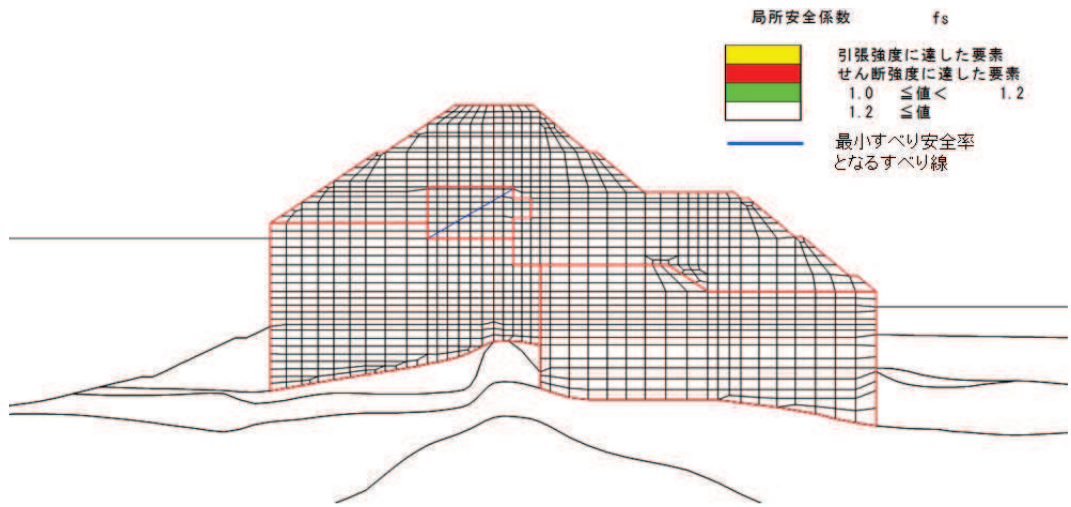


図 4.1-3(4) 背面補強工の局所安全係数分布 (断面④)

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)

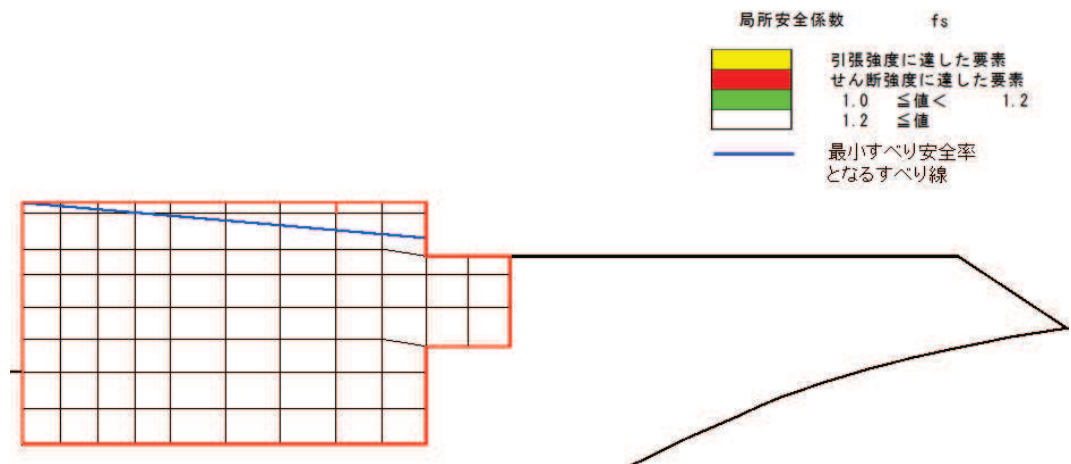


図 4.1-3(5) 背面補強工の局所安全係数分布 (断面⑤)

解析ケース①～③

(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	24.6

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	24.7

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	19.3

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	36.5

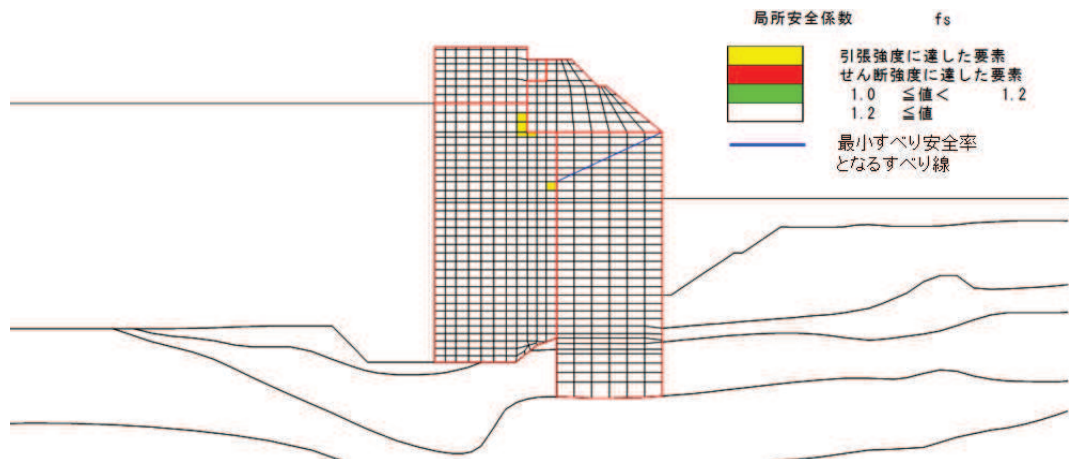


図 4.1-4(1) 置換コンクリートの局所安全係数分布 (断面①)
解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

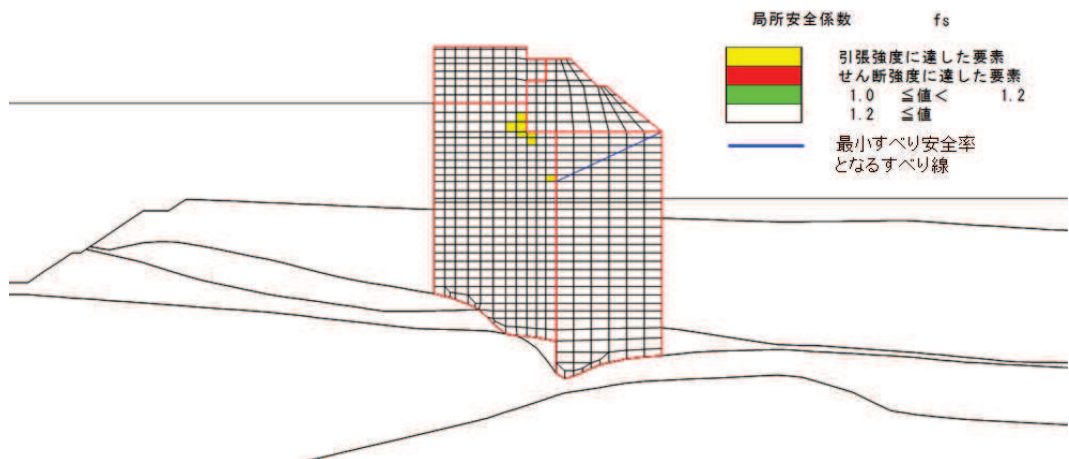


図 4.1-4(2) 置換コンクリートの局所安全係数分布 (断面②)
解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

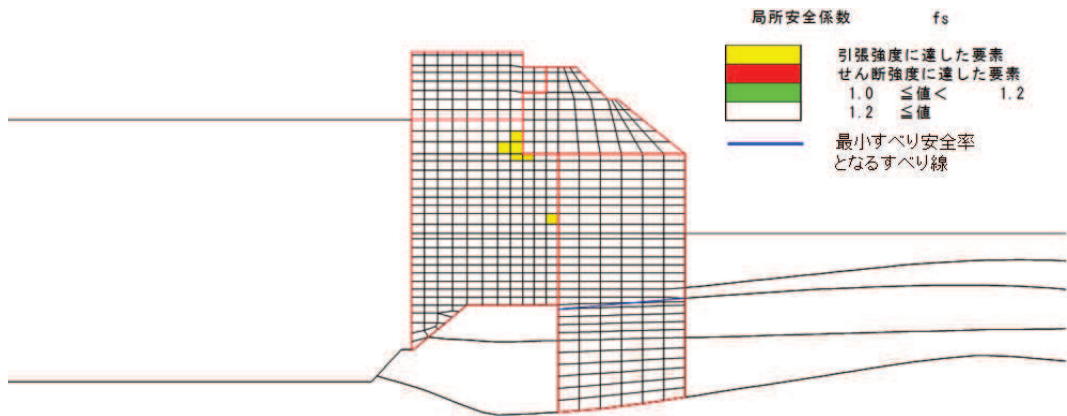


図 4.1-4(3) 置換コンクリートの局所安全係数分布 (断面③)
 解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

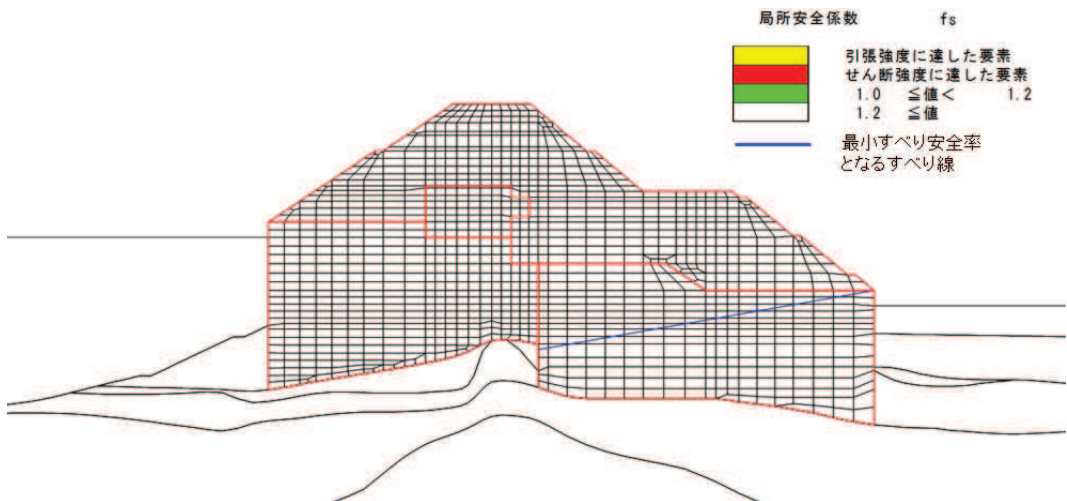


図 4.1-4(4) 置換コンクリートの局所安全係数分布 (断面④)
 解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

(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	3.9
① (平均値 - 1σ 強度)	4.2

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	4.9
① (平均値 - 1 σ 強度)	4.9

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	4.4
① (平均値 - 1 σ 強度)	4.7

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	7.7
① (平均値 - 1 σ 強度)	7.8

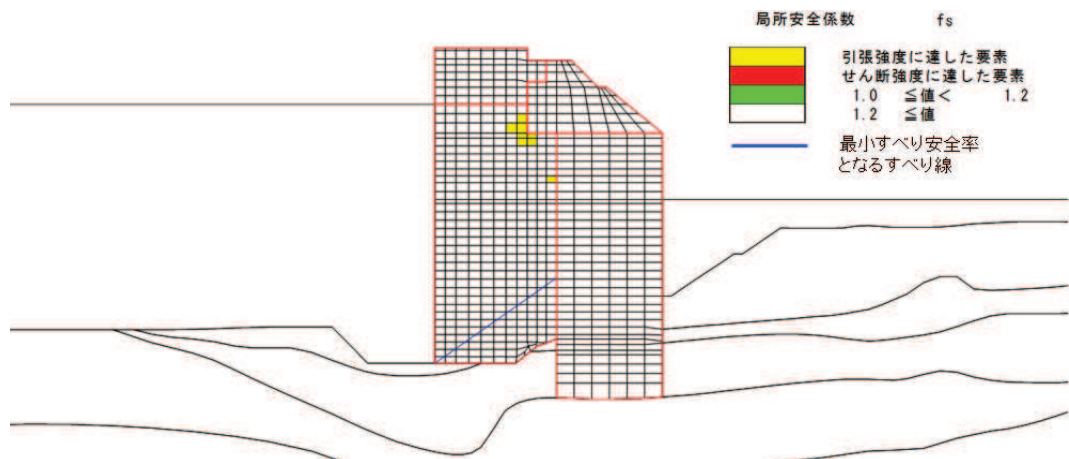


図 4.1-5(1) 改良地盤の局所安全係数分布 (断面①)

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 σ)

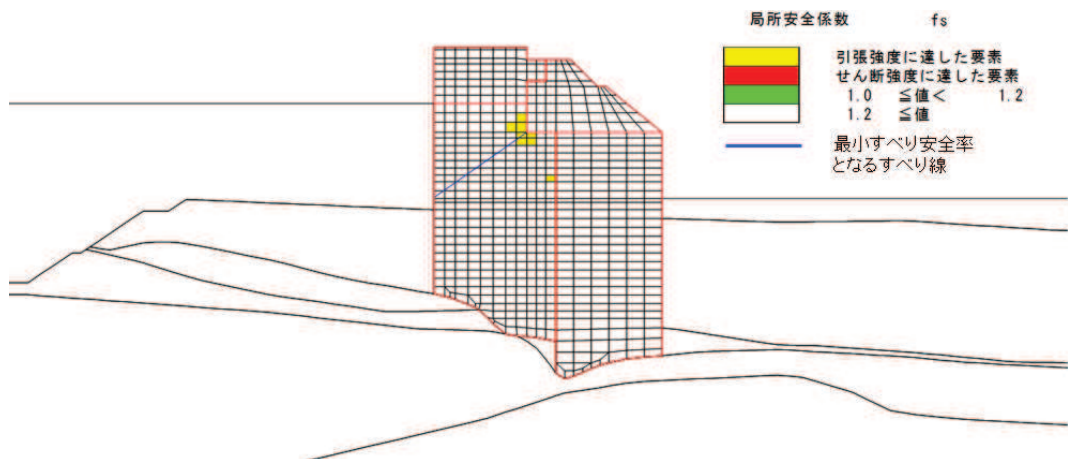


図 4.1-5(2) 改良地盤の局所安全係数分布 (断面②)

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 σ)

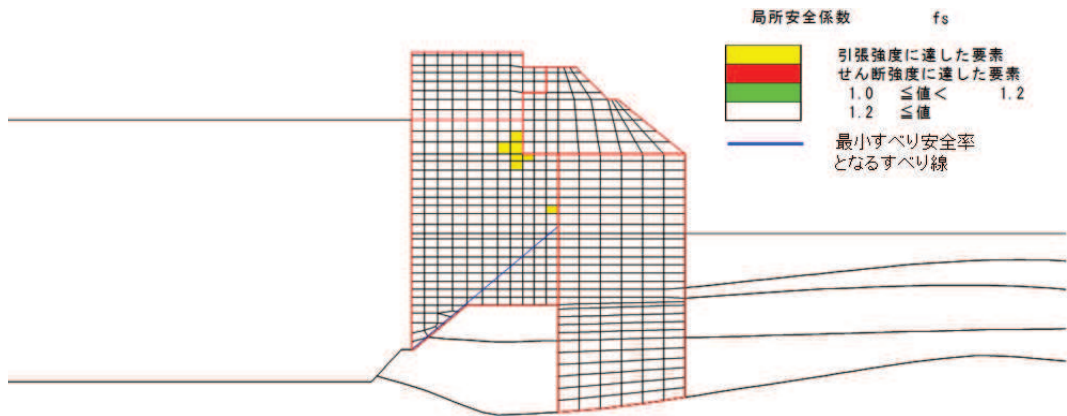


図 4.1-5(3) 改良地盤の局所安全係数分布 (断面③)

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)

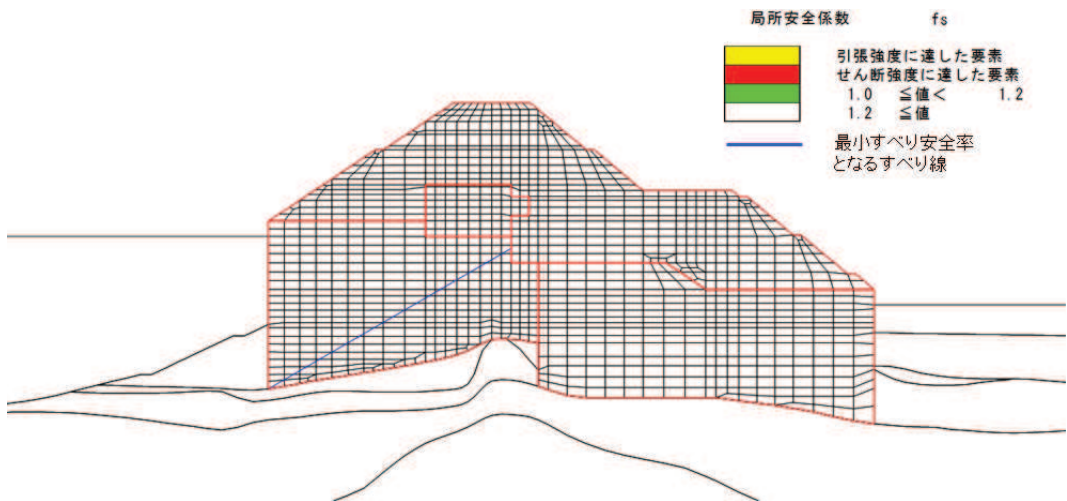


図 4.1-5(4) 改良地盤の局所安全係数分布 (断面④)

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	41.3
① (平均値 - 1 σ 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 σ 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	10.0
① (平均値 - 1 σ 強度)	9.8

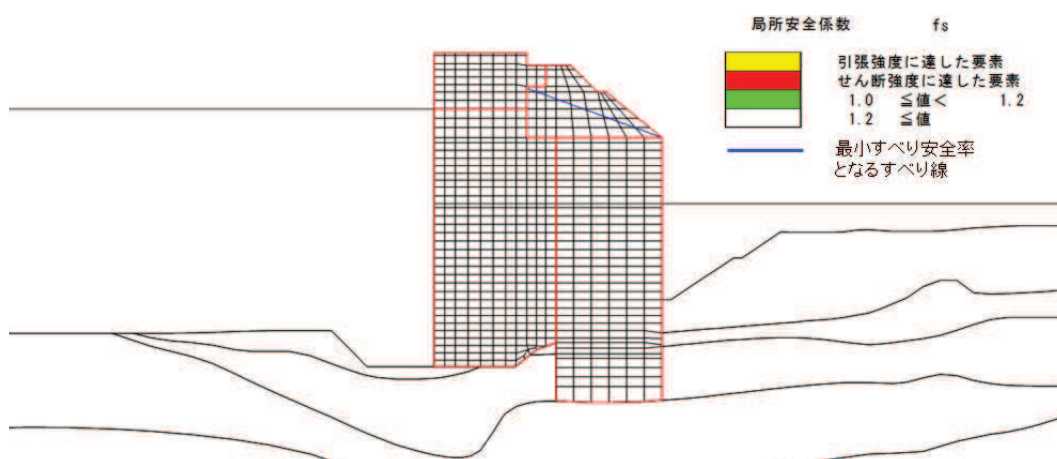


図 4.1-6(1) セメント改良土の局所安全係数分布 (断面①)

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 σ)

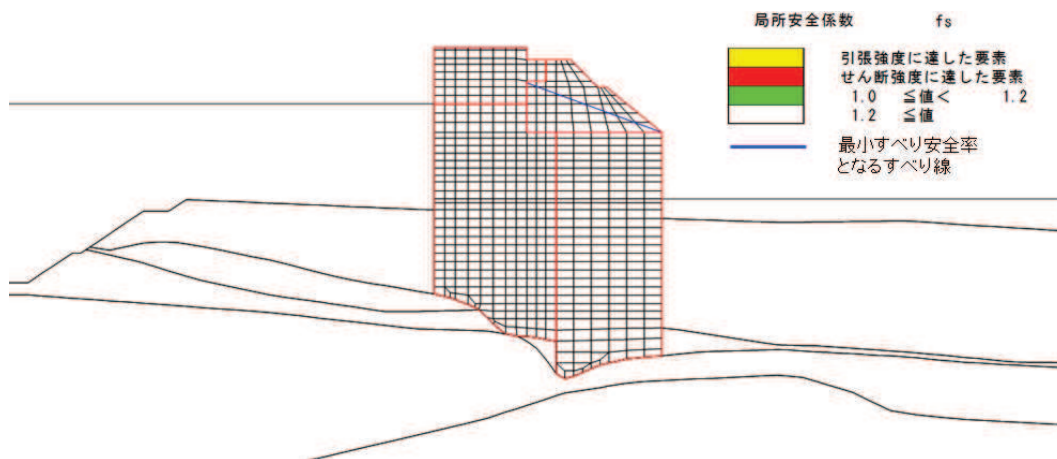


図 4.1-6(2) セメント改良土の局所安全係数分布 (断面②)

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 σ)

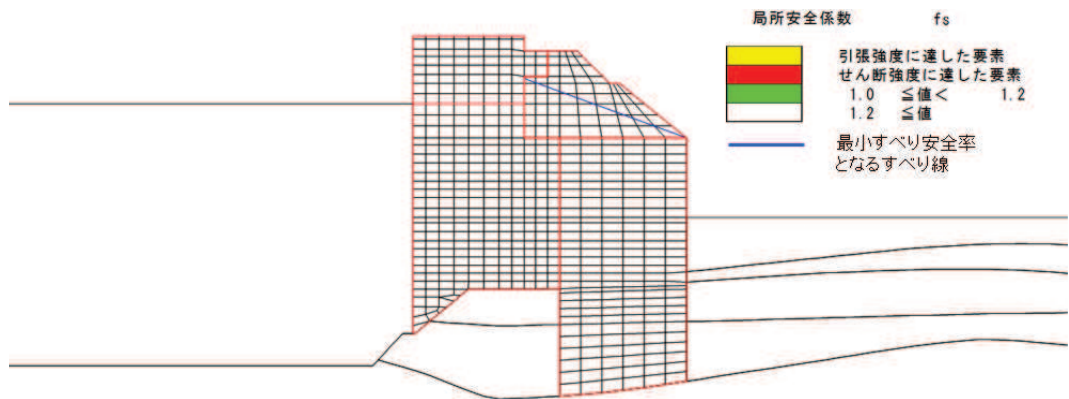


図 4.1-6(3) セメント改良土の局所安全係数分布 (断面③)
 解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

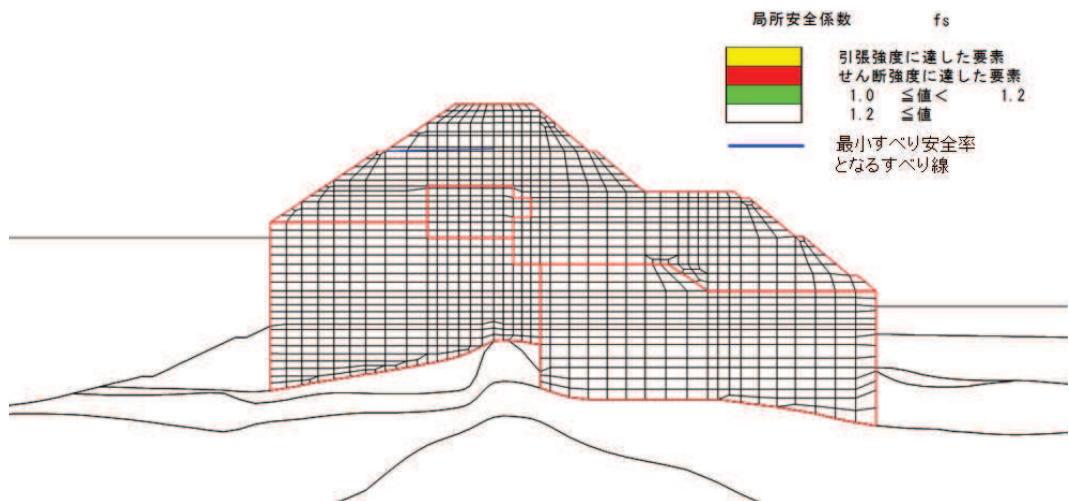


図 4.1-6(4) セメント改良土の局所安全係数分布 (断面④)
 解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

4.1.2 鋼管杭の評価結果

(1) 曲げ軸力照査

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

表 4.1-37(1) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面①)

解析 ケース	杭種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
① (平均)	C	40963	1183	261	382	0.69
② (+1 σ)	C	40998	1182	261	382	0.69
③ (-1 σ)	C	40828	1172	260	382	0.69

表 4.1-37(2) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面②)

解析 ケース	杭種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
① (平均)	C	40932	1182	261	382	0.69
② (+1 σ)	C	41017	1180	261	382	0.69
③ (-1 σ)	C	40983	1181	261	382	0.69

表 4.1-37(3) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面③)

解析 ケース	杭種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
① (平均)	C	40946	1180	261	382	0.69
② (+1 σ)	C	40978	1183	261	382	0.69
③ (-1 σ)	C	40981	1178	261	382	0.69

表 4.1-37(4) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面④)

解析 ケース	杭種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
① (平均)	D	106	3001	18	277	0.07
② (+1 σ)	D	92	2732	16	277	0.06
③ (-1 σ)	D	106	3334	19	277	0.07

表 4.1-37(5) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面⑤)

解析 ケース	杭種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
① (平均)	C	39164	1167	250	382	0.66
② (+1 σ)	C	39164	1167	250	382	0.66
③ (-1 σ)	C	39164	1167	250	382	0.66

表 4.1-37(6) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面⑥)

解析 ケース	杭種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
① (平均)	C	39758	1167	254	382	0.67
② (+1 σ)	C	39721	1167	253	382	0.67
③ (-1 σ)	C	39907	1167	255	382	0.67

(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 4.1-38 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 4.1-38(1) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面①)

解析 ケース	杭種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
① (平均)	C	12572	96	217	0.45
② (+1 σ)	C	12566	96	217	0.45
③ (-1 σ)	C	12551	96	217	0.45

表 4.1-38(2) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面②)

解析 ケース	杭種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
① (平均)	C	12563	96	217	0.45
② (+1 σ)	C	12650	97	217	0.45
③ (-1 σ)	C	12606	96	217	0.45

表 4.1-38(3) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面③)

解析 ケース	杭種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
① (平均)	C	12568	96	217	0.45
② (+1 σ)	C	12559	96	217	0.45
③ (-1 σ)	C	12604	96	217	0.45

表 4.1-38(4) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面④)

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

表 4.1-38(5) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面⑤)

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

表 4.1-38(6) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面⑥)

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

(3) 漂流物防護工のねじり応力

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

表 4.1-39 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面⑤)

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

注記* : 「4. 評価結果」の値を再掲。

4.1.3 鋼製遮水壁及び漂流物防護工

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

表 4.1-40 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主要部材の照査結果

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

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 4.1-41 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。

また、図 4.1-7 に背面補強工の津波時の局所安全係数分布を示す。これにより、鋼管杭が背面補強工に接する部分について、背面補強工は津波時にせん断破壊していないことが確認できるため、背面補強工は鋼管杭からの反力に対して弾性範囲である。

表 4.1-41(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
① (平均)	12.2
② (+1 σ)	12.2
③ (-1 σ)	12.2

表 4.1-41(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
① (平均)	12.2
② (+1 σ)	12.1
③ (-1 σ)	12.2

表 4.1-41(3) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面③)

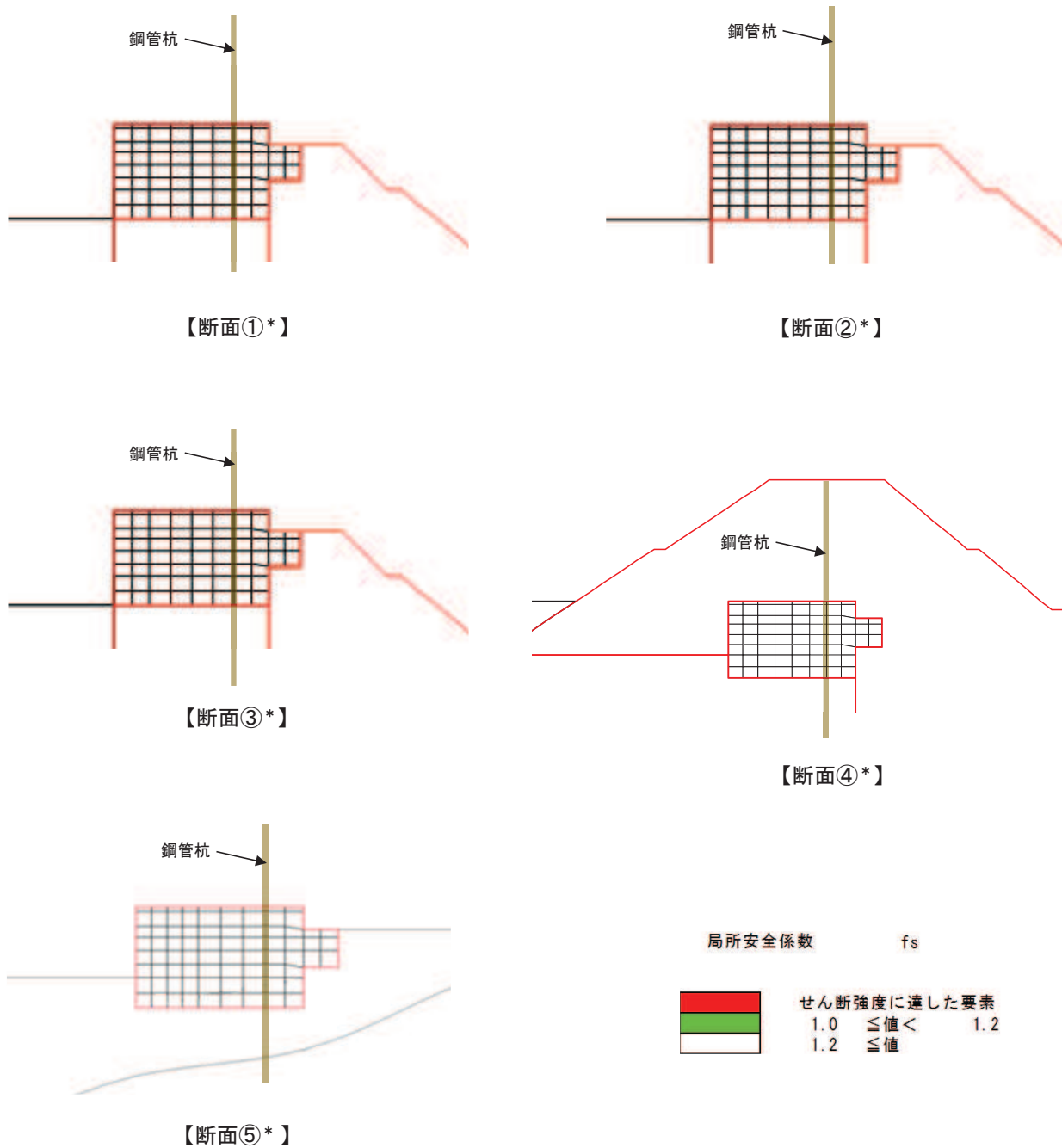
解析ケース	最小すべり安全率
① (平均)	12.2
② (+1 σ)	12.2
③ (-1 σ)	12.2

表 4.1-41(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
① (平均)	23.7
② (+1 σ)	23.6
③ (-1 σ)	23.4

表 4.1-41(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
① (平均)	11.8
② (+1 σ)	11.8
③ (-1 σ)	11.8



注記* : 全ての解析ケースでせん断強度に達した要素が無かった

図 4.1-7 背面補強工の津波時の局所安全係数分布 (断面①~断面⑤)

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4.1-42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 4.1-42(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
① (平均)	26.0
② (+1 σ)	26.8
③ (-1 σ)	24.6

表 4.1-42(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
① (平均)	26.0
② (+1 σ)	27.2
③ (-1 σ)	24.7

表 4.1-42(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
① (平均)	19.4
② (+1 σ)	19.6
③ (-1 σ)	19.3

表 4.1-42(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
① (平均)	36.6
② (+1 σ)	36.8
③ (-1 σ)	36.5

4.1.6 改良地盤の評価結果

(1) 評価結果

改良地盤のすべり安全率による評価結果を表 4.1-43 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 4.1-43(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
① (平均)	4.2
② (+1 σ)	3.9
③ (-1 σ)	4.7

表 4.1-43(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
① (平均)	5.0
② (+1 σ)	4.9
③ (-1 σ)	5.1

表 4.1-43(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
① (平均)	4.8
② (+1 σ)	4.4
③ (-1 σ)	4.9

表 4.1-43(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
① (平均)	7.9
② (+1 σ)	7.7
③ (-1 σ)	8.2

(2) 局所破壊が津波防護機能へ及ぼす影響について

図 4.1-5 に示す, 各断面での改良地盤の最小すべり安全率における局所安全係数分布のうち, 引張破壊が生じている断面(断面①～断面③)について, 局所的な破壊が津波防護機能へ及ぼす影響を確認する。

a. 局所安全係数分布図と検討すべり線の重ね合わせ

断面①～断面③について, 改良地盤の最小すべり安全率における局所安全係数分布に検討すべり線を重ね合わせた図を図 4.1-8 に示す。

これにより, 検討すべり線は, 引張破壊に達した要素をおおむね通過していることが確認できることから, 引張破壊に達した要素を考慮し改良地盤の健全性を確保していることを確認した。

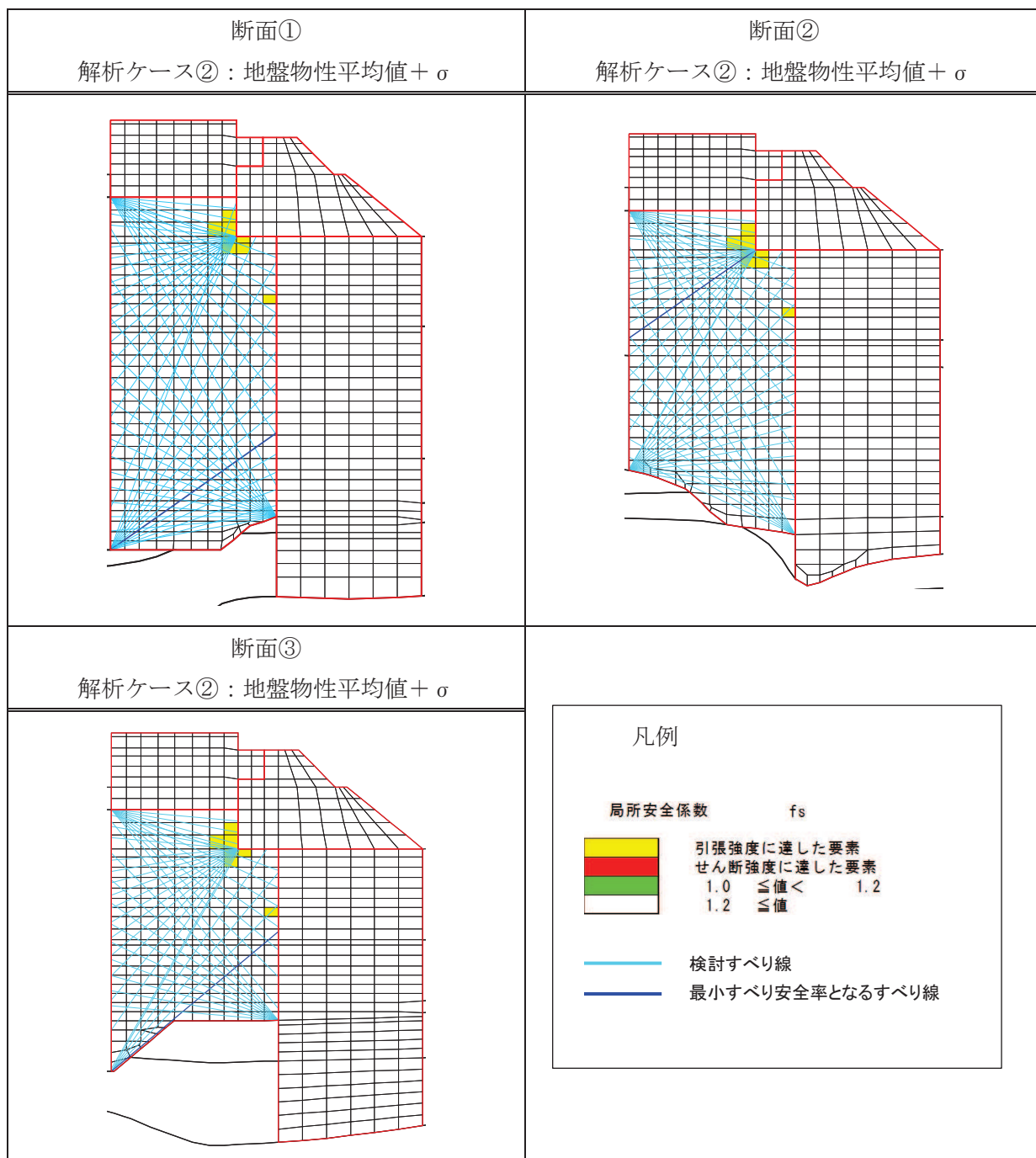


図 4.1-8 改良地盤の最小すべり安全率における局所安全係数分布と
 検討すべり線の重ね合わせ（断面①～断面③）

b. 応力状態に着目した追加すべり検討

改良地盤に局所的な引張破壊が生じている断面①～断面③について、a.に加えて引張破壊している要素の応力状態に着目し、引張強度に達した要素を基点とした、クラック方向のすべり線を追加しすべり安全率照査を行う。図4.1-9に断面①～断面③について、改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線を示す。ここで、クラック方向は、引張強度に達した要素に生じている引張応力の直交方向とする。

図4.1-9に示した追加すべり線における最小すべり安全率を表4.1-44に示す。この結果より、追加すべり線におけるすべり安全率は、当初のすべり線でのすべり安全率と比較し同等以上であり、引張強度に達した要素を基点とした、クラック方向のすべり線を追加した場合においても、改良地盤は健全であることを確認した。

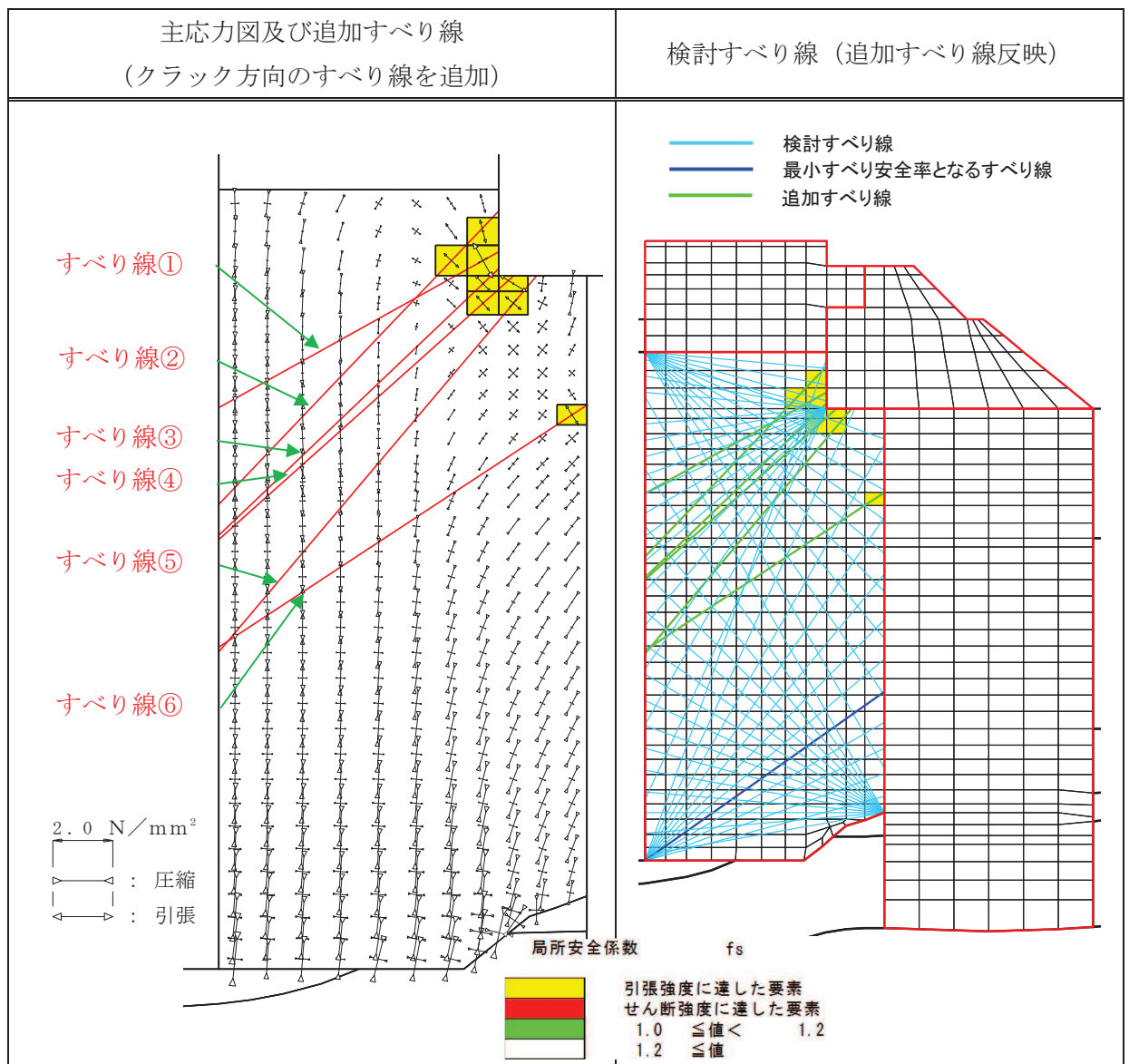


図4.1-9(1) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線 (断面①)

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+σ)

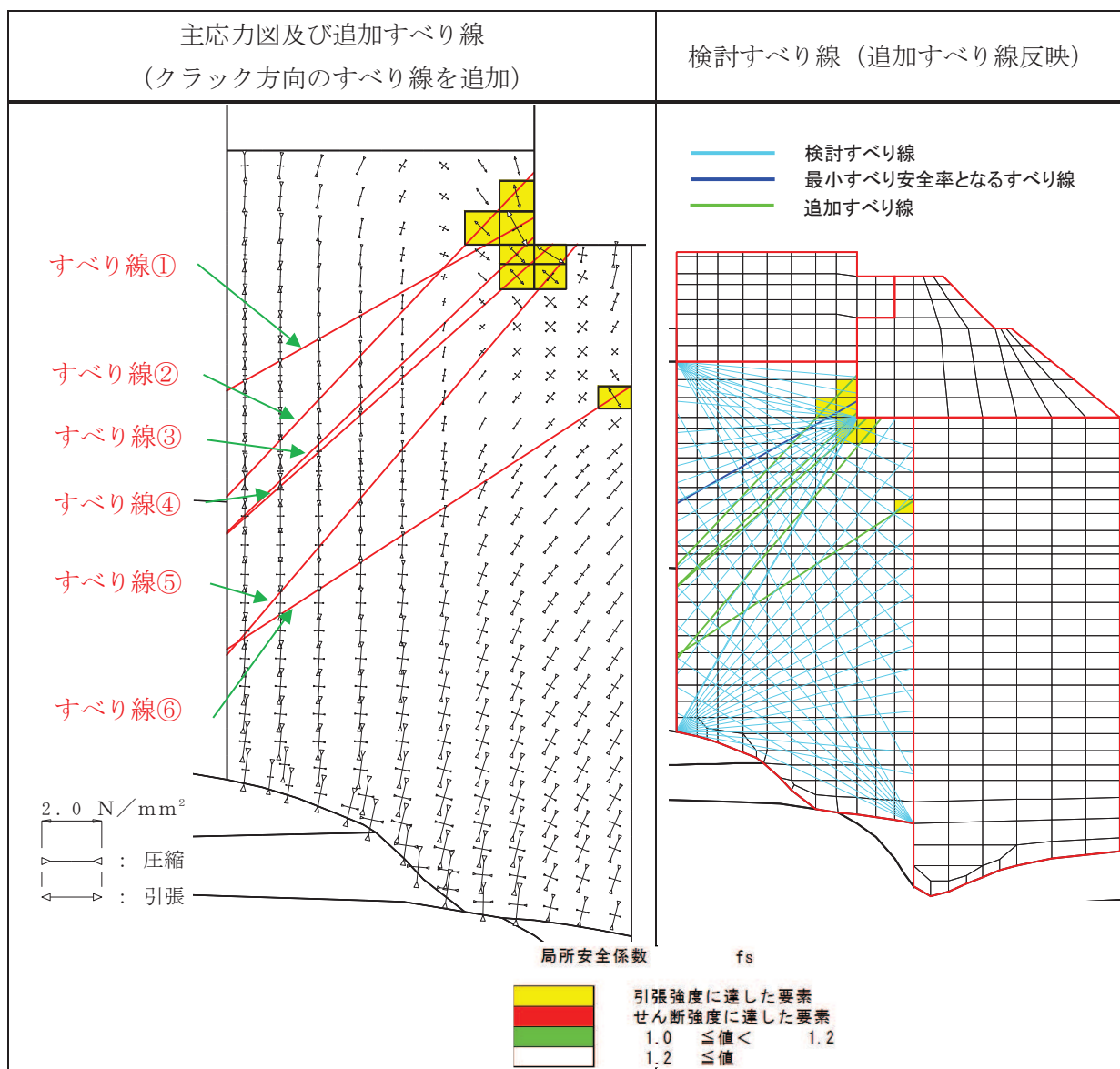


図 4.1-9(2) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線 (断面②)
 解析ケース② : 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + σ)

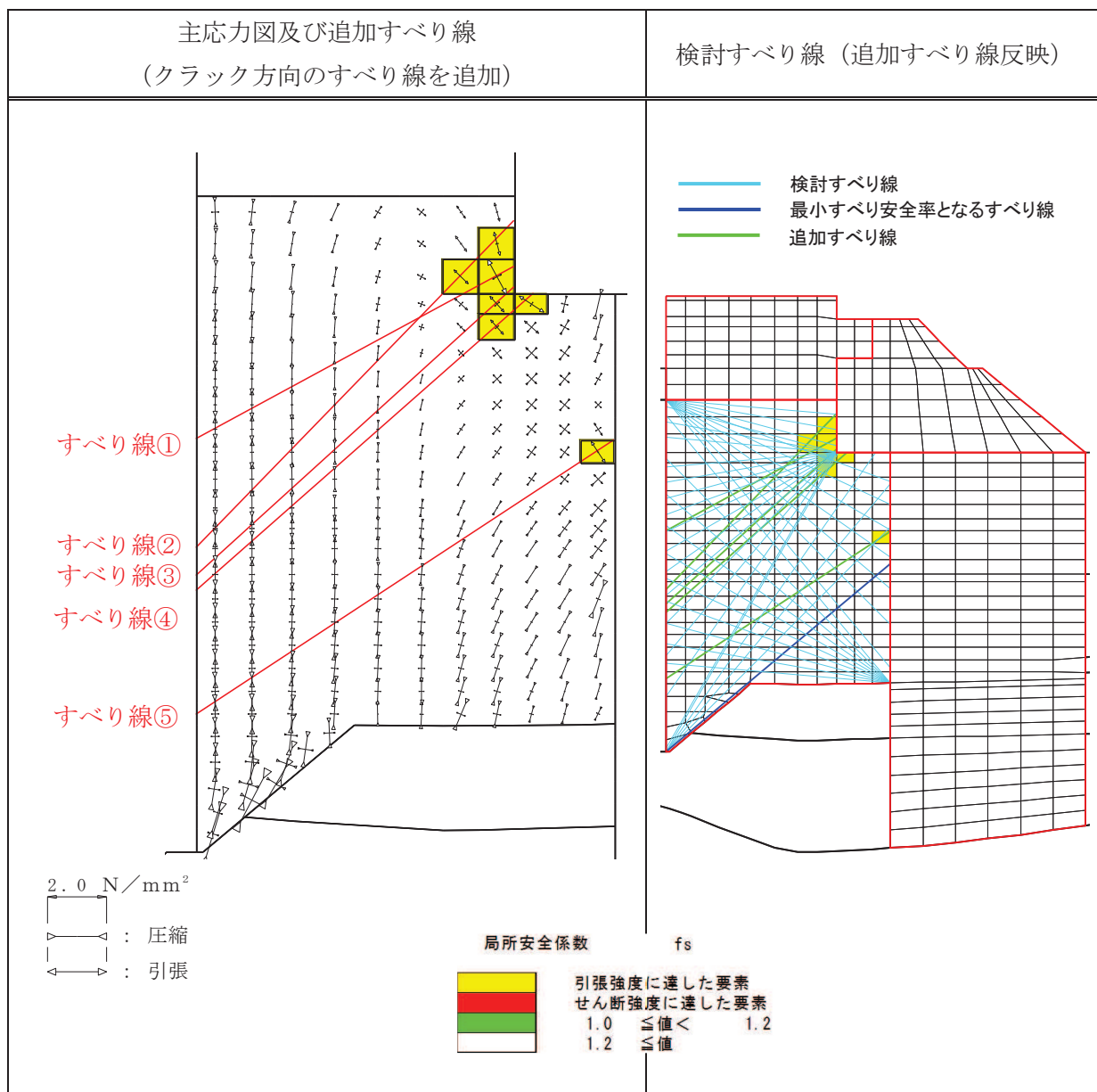


図 4.1-9(3) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線 (断面③)
解析ケース② : 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + σ)

表 4.1-44 追加すべり線における最小すべり安全率

断面	すべり線	最小すべり安全率	(参考) 追加すべり線を除く最小すべり安全率
断面①	すべり線④	4.8	3.9
断面②	すべり線①	4.9	4.9
断面③	すべり線④	4.5	4.4

c. まとめ

a. 及びb. の検討により, 改良地盤に局所的に発生している引張破壊が津波防護機能へ影響を及ぼさないことを確認した。

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 4.1-45 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 4.1-45(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
① (平均)	42.1
② (+1 σ)	40.7
③ (-1 σ)	43.9

表 4.1-45(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
① (平均)	42.7
② (+1 σ)	41.3
③ (-1 σ)	44.1

表 4.1-45(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
① (平均)	40.0
② (+1 σ)	38.6
③ (-1 σ)	42.2

表 4.1-45(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
① (平均)	10.2
② (+1 σ)	10.0
③ (-1 σ)	10.4

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 4.1-46 及び表 4.1-47 に、止水ジョイント部材の相対変位量評価区間を図 4.1-10 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 4.1-46 (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：構造境界部（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	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	5.7	71.4	77.1	350
軸方向	12.3*	0	12.3	150

注記 *：軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.1-46 (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：構造境界部（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	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	31.5	93.5	125.0	350
軸方向	22.2*	0	22.2	150

注記 *：軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.1-46 (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：構造境界部（一般部と岩盤部の境界），鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	31.5	93.5	125.0	350
軸方向	14.1*	0	14.1	150

注記 *：軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.1-46 (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：構造境界部（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	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	0.3	59.5	59.8	350
軸方向	2.0*	0	2.0	150

注記 *：軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.1-46 (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：構造境界部（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	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	0.1	66.6	66.7	350
軸方向	6.7*	0	6.7	150

注記 *：軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.1-46 (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：構造境界部（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	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	0.1	66.6	66.7	350
軸方向	52.6*	0	52.6	150

注記 *：軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.1-47 (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：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 ケース	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	③	1.2	21.4	22.6	30
軸方向	—*	1.6*	0	1.6	6

注記 *：軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.1-47 (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：構造同一部（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 ケース	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	③	0.1	21.7	21.8	30
軸方向	—*	1.2*	0	1.2	6

注記 *：軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

表 4.1-47 (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

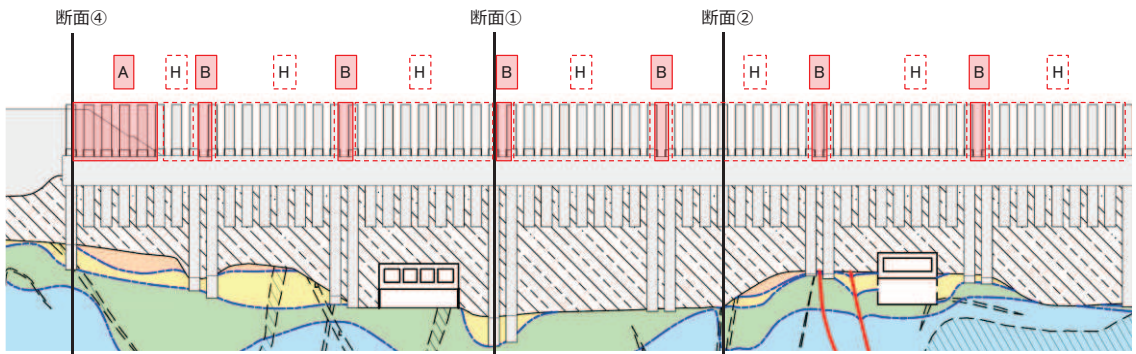
(J 区間：構造同一部（岩盤部のうち背面補強工内），鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

方向	解析 ケース	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	③	0.1	19.4	19.5	30
軸方向	—*	1.0*	0	1.0	6

注記 *：軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

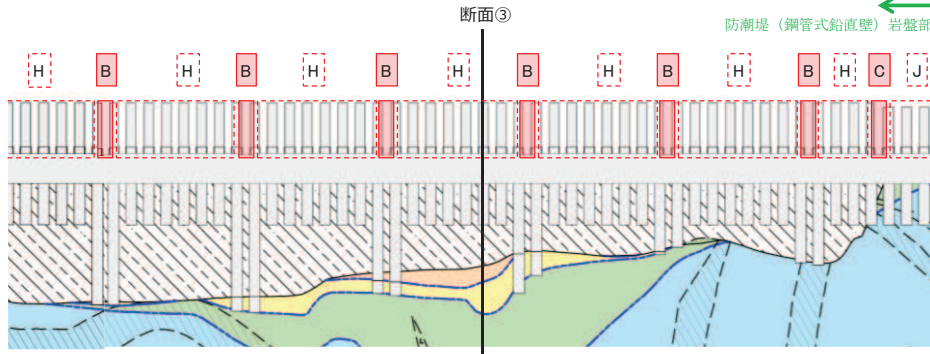
北
防潮堤（盛土堤防）

防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部



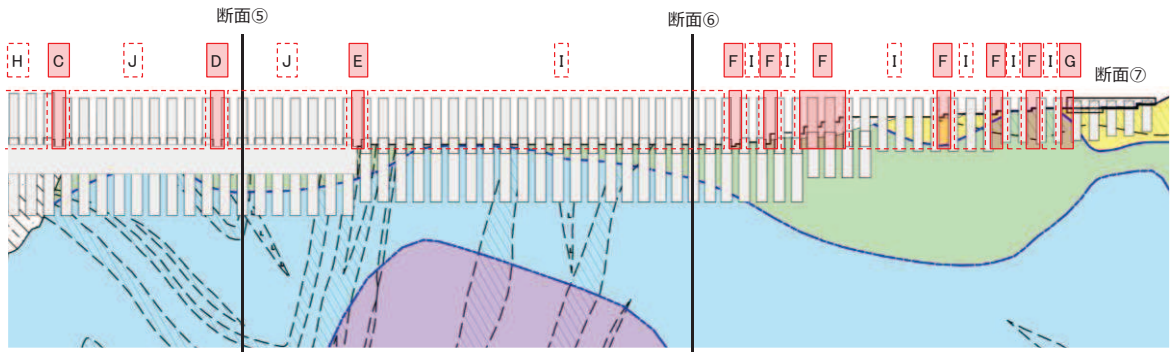
防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部

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）		評価対象断面	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）	断面①，断面②，断面③	ゴムジョイント
	B（一般部のうち背面補強工間）	断面①，断面②，断面③	ゴムジョイント
	C（一般部と岩盤部の境界）	断面①，断面②，断面③，断面⑤	ゴムジョイント
	D（岩盤部のうち背面補強工間）	断面⑤	ゴムジョイント
	E（岩盤部のうち背面補強工端部）	断面⑤，断面⑥	ゴムジョイント
	F（岩盤部のうち突出長変化部）	断面⑥	ゴムジョイント
	G（岩盤部のうちRC壁との境界）	断面⑥，断面⑦	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）	断面①，断面②，断面③	ウレタンシリコーン目地
	I（岩盤部のうち突出長同一部）	断面⑥	ウレタンシリコーン目地
	J（岩盤部のうち背面補強工内）	断面⑤	ウレタンシリコーン目地

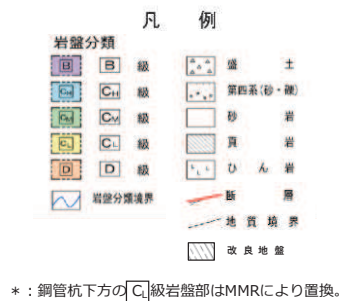


図 4.1-10 止水ジョイント部材の相対変位量評価区間

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 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.69		
	-+	0.76	0.76	0.71
	+-	0.73		
	--	0.67		

(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 地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.44		
	-+	0.48	0.48	0.45
	+-	0.47		
	--	0.43		

(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 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	12.2		
	-+	11.0	11.0	11.9
	+-	11.6		
	--	12.3		

(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 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	13.4		
	-+	15.1	14.1	15.6
	+-	13.7		
	--	13.8		

(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 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	2.6		
	-+	2.6	2.5	2.9
	+-	2.4		
	--	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。

なお、解析ケース③ですべり安全率が低下するのは、地盤物性値を平均値 -1σ とすることで、余震時の挙動が変わり、最小すべり線が変わること、背面補強工からセメント改良土への起動力が大きくなることが要因として考えられる。

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 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	42.4		
	-+	48.2	56.7	52.2
	+-	44.5		
	--	43.1		

(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 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	0.27
	+-	0.22		
	--	0.23		

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）

地震動 \ 解析ケース		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 4.2-9 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）

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.15		
	-+	0.15	0.16	0.15
	+-	0.16		
	--	0.18		

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）

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.75	0.76	0.73
	-+	0.75		
	+-	0.74		
	--	0.73		

(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 地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.48	0.48	0.46
	-+	0.48		
	+-	0.47		
	--	0.47		

(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 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	11.4	11.3	11.6
	-+	10.9		
	+-	11.2		
	--	11.2		

(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 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	13.1	13.5	12.6
	-+	14.5		
	+-	12.8		
	--	14.2		

(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）

地震動 \ 解析ケース		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	3.0	2.9	3.0
	-+	3.0		
	+ -	2.8		
	--	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。

なお、解析ケース③ですべり安全率が低下するのは、地盤物性値を平均値 -1σ とすることで、余震時の挙動が変わり、最小すべり線が変わること、背面補強工からセメント改良土への起動力が大きくなることが要因として考えられる。

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）

地震動 \ 解析ケース		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	29.5	46.4	15.1
	-+	36.2		
	+ -	38.5		
	--	30.1		

(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）

地震動 \ 解析ケース		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
	-+	0.10		
	+ -	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 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	0.25	0.25
	-+	0.28		
	+-	0.25		
	--	0.28		

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 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	++	0.15	0.14	0.15
	-+	0.13		
	+-	0.14		
	--	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 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		
	-+	0.75	0.76	0.75
	+-	0.73		
	--	0.75		

(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 地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.45		
	-+	0.48	0.48	0.48
	+-	0.47		
	--	0.48		

(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 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	11.6		
	-+	10.8	10.9	10.9
	+-	11.3		
	--	10.9		

(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 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	12.6		
	-+	12.2	12.2	12.5
	+-	12.0		
	--	12.6		

(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）

地震動 \ 解析ケース		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	2.9		
	-+	2.8	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。

なお、解析ケース③ですべり安全率が低下するのは、地盤物性値を平均値 -1σ とすることで、余震時の挙動が変わり、最小すべり線が変わること、背面補強工からセメント改良土への起動力が大きくなることが要因として考えられる。

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）

地震動 \ 解析ケース		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	60.5		
	-+	32.2	38.3	22.0
	+-	46.3		
	--	39.9		

(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）

地震動 \ 解析ケース		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	0.18
	+-	0.14		
	--	0.15		

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）

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.25		
	-+	0.25	0.25	0.25
	+-	0.23		
	--	0.28		

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）

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.15		
	-+	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）

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.25		
	-+	0.25		
	+-	0.25		
	--	0.25	0.21	0.32

(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 地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.07		
	-+	0.08		
	+ -	0.07		
	--	0.08	0.06	0.09

(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 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	15.2		
	-+	13.8		
	+ -	14.8		
	--	14.3	14.6	14.1

(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 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	13.2		
	-+	12.9		
	+ -	12.6		
	--	12.6	12.7	12.4

(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）

地震動 \ 解析ケース		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	4.4		
	-+	4.1		
	+ -	4.4		
	--	4.2	4.2	4.1

(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）

地震動 \ 解析ケース		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	7.5		
	-+	7.5		
	+ -	7.5		
	--	7.0	7.6	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）

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.22		
	-+	0.21		
	+ -	0.21		
	--	0.22	0.18	0.27

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）

地震動 \ 解析ケース		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		
	--	0.30	0.30	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）

地震動 \ 解析ケース		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		
	+-	0.20		
	--	0.20	0.19	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）

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.61	0.61	0.60
	-+	0.58		
	+-	0.59		
	--	0.57		

(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）

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

(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）

地震動 \ 解析ケース		すべり安全率照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	12.8	12.8	12.8
	-+	13.3		
	+-	13.0		
	--	13.1		

(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）

地震動 \ 解析ケース		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		

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）

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
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）

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.64	0.64	0.65
	-+	0.60		
	+ -	0.62		
	--	0.61		

(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）

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.38	0.39	0.36
	-+	0.36		
	+ -	0.36		
	--	0.36		

(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）

地震動		解析ケース	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 (mm)	断面積 (mm ²)	断面係数 (mm ³)
A	鋼管杭 (上杭) φ 2200	SKK490 (t=25mm) 0. P. +30. 0m*1～ 0. P. +23. 5m	24	1. 639×10 ⁵	8. 813×10 ⁷
B		SM570 (t=40mm) 0. P. +23. 5m～ 0. P. +21. 0m 0. P. +21. 0m～ 0. P. +20. 0m	39	2. 645×10 ⁵	1. 403×10 ⁸
C	鋼管杭 (下杭) φ 2500	SM570 (t=35mm) 長杭 0. P. +20. 0m～ 0. P. ±0. 0m 短杭 断面⑤ 0. P. +20. 0m～ 0. P. +5. 0m 断面⑥ 0. P. +20. 0m ～ +8. 0m	34	2. 632×10 ⁵	1. 599×10 ⁸
D		SKK490 (t=25mm) 長杭 0. P. ±0. 0m～ 杭下端 短杭 断面⑤ 0. P. +5. 0m～ 0. P. +2. 5m 断面⑥ 0. P. +8. 0m ～ +5. 5m	24	1. 865×10 ⁵	1. 143×10 ⁸

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 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
C	S d - D 2 (-+)	②	45243	1277	288	382	0.76

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 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
C	S d - D 2 (++)	②	45234	1095	288	382	0.76

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 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
C	S d - D 2 (-+)	②	45437	828	288	382	0.76

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 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
D	S d - D 2 (--)	③	1153	14401	88	277	0.32

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 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
C	S d - D 2 (++)	②	35887	1335	230	382	0.61

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 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
C	S d - D 2 (++)	③	38764	1260	248	382	0.65

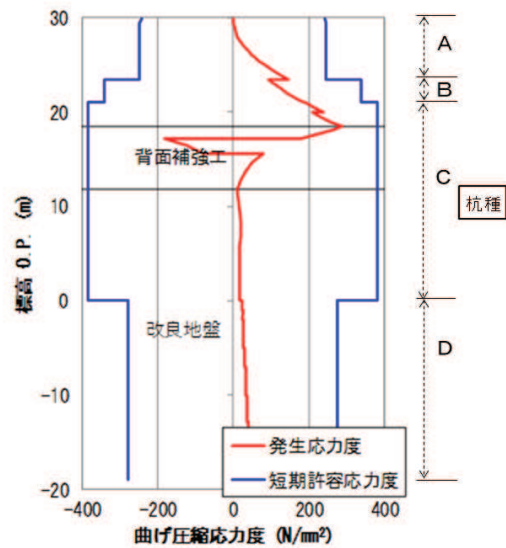
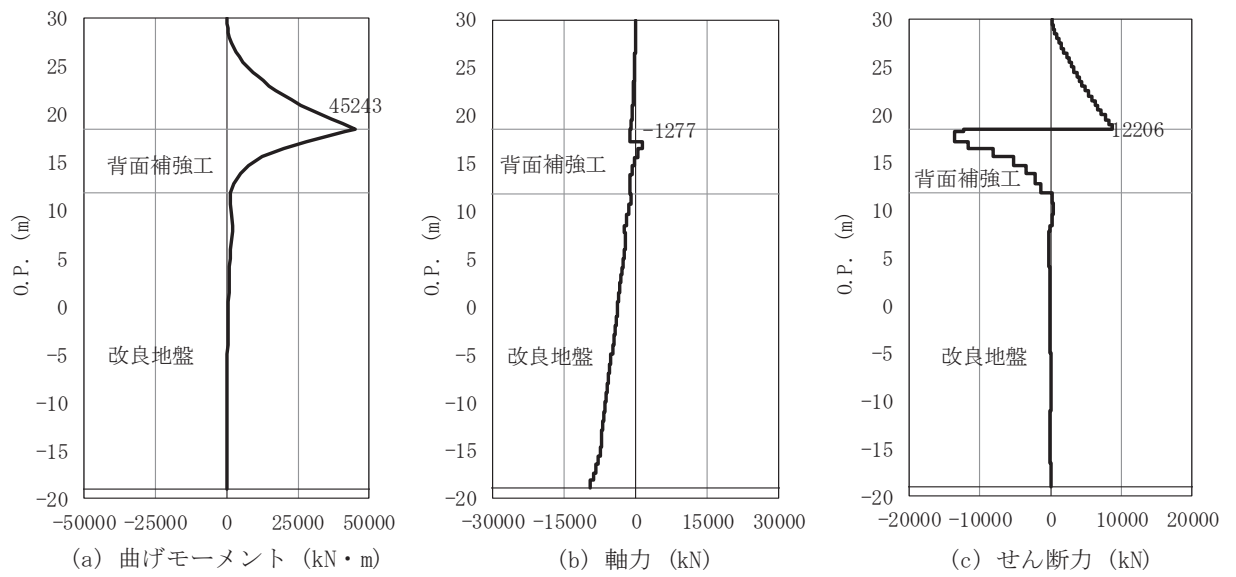


図 4.2-1(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
 (断面①, S d-D 2 (-+), t=17.47s)
 解析ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値+1σ)

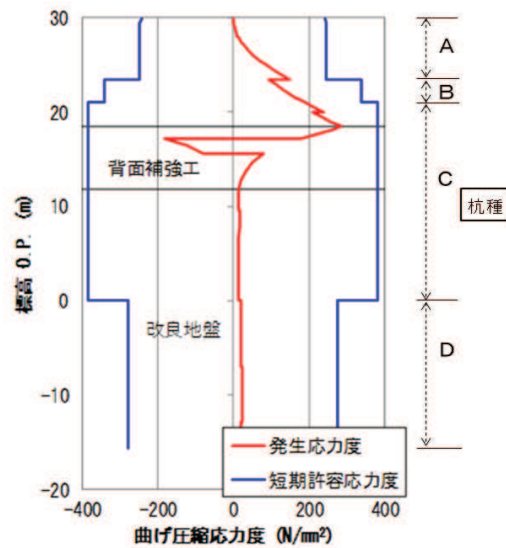
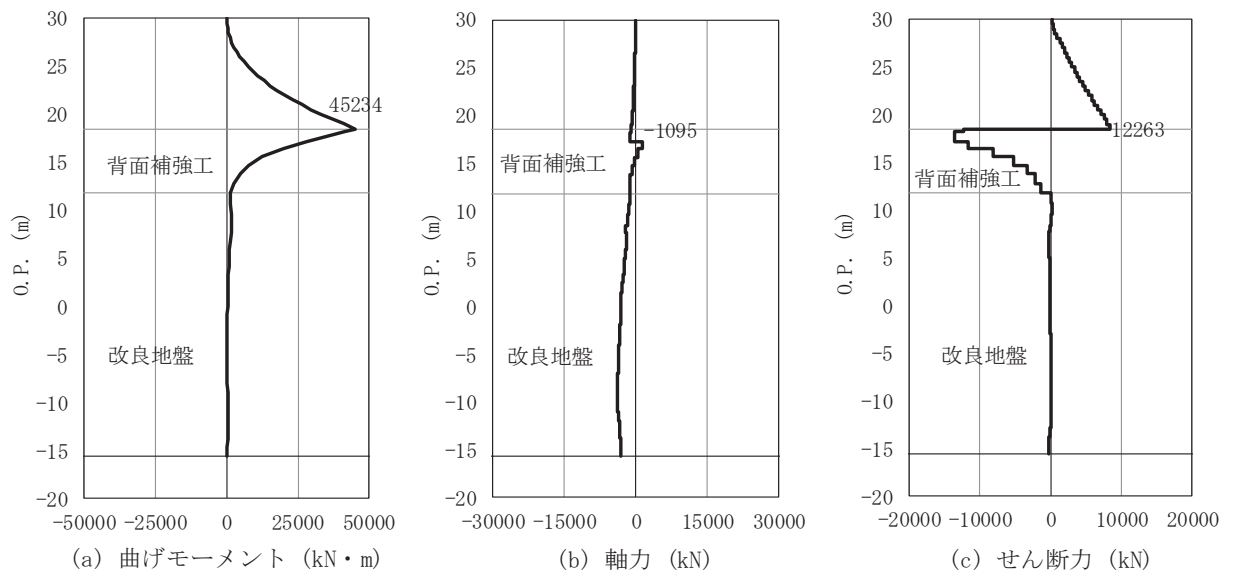


図 4.2-1(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
 (断面②, S d-D 2 (++) , t=6.93s)
 解析ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値+1σ)

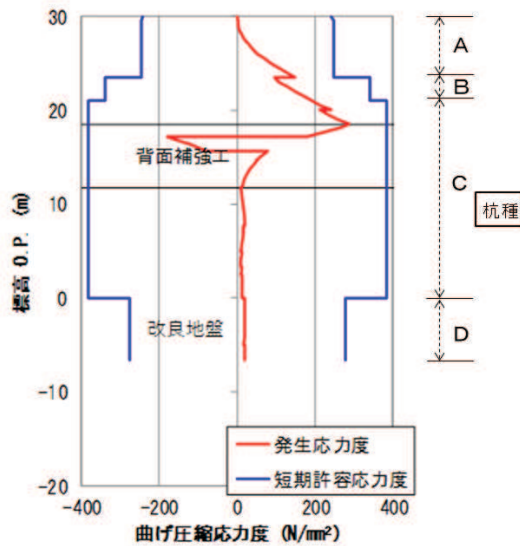
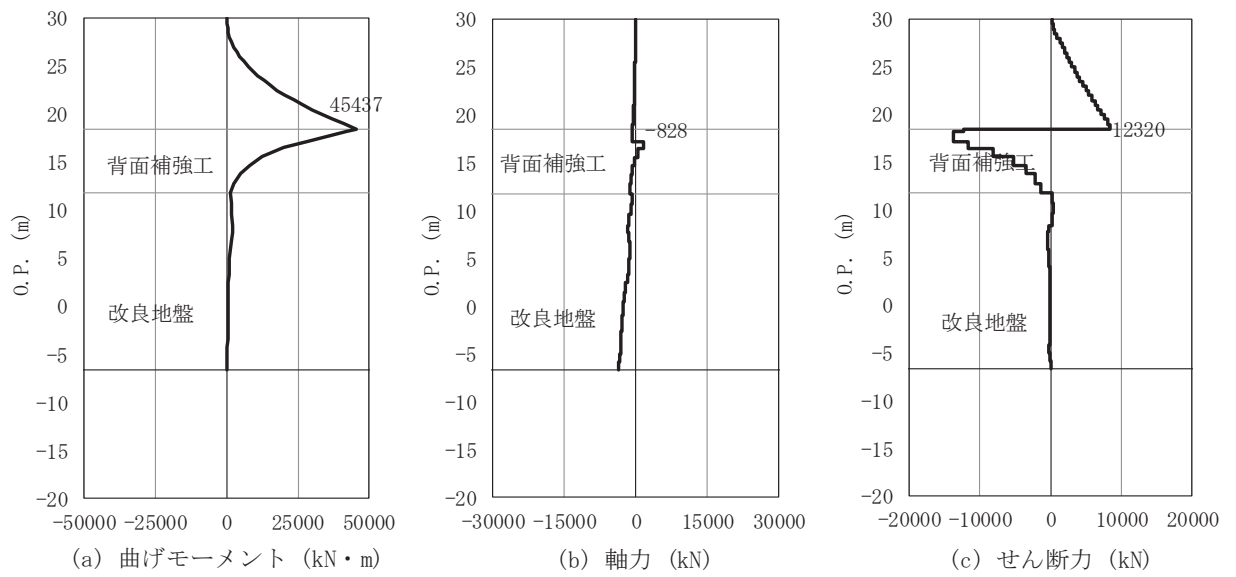


図 4.2-1(3) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
 (断面③, S d - D 2 (-+), t=16.37s)
 解析ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

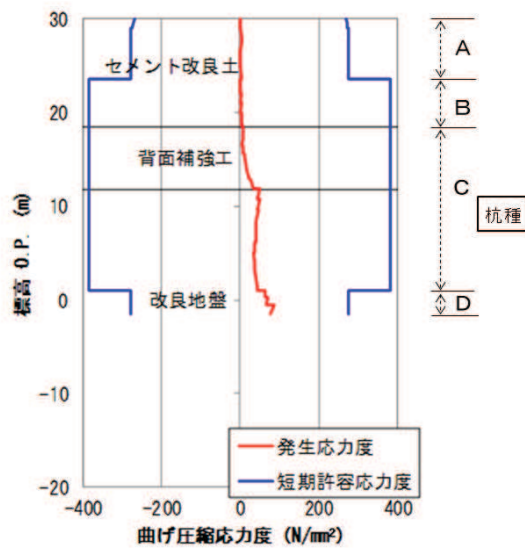
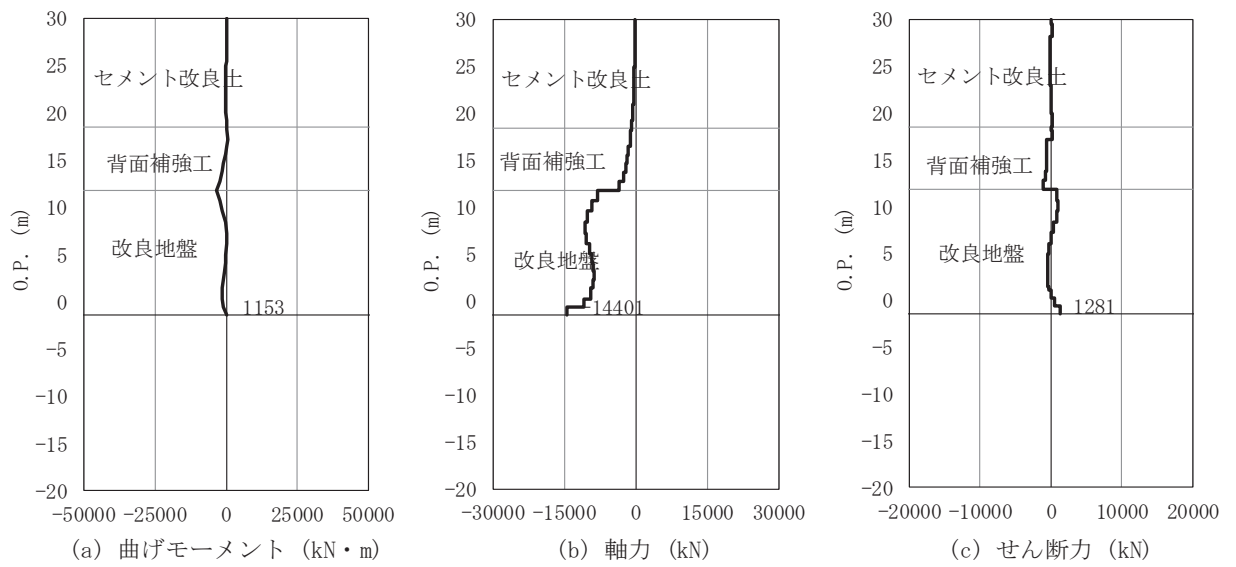


図 4.2-1(4) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
 (断面④, S d-D 2 (---), t=13.58s)
 解析ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値-1σ)

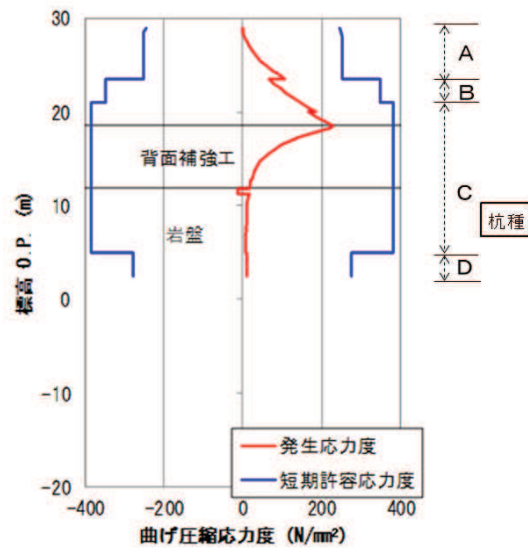
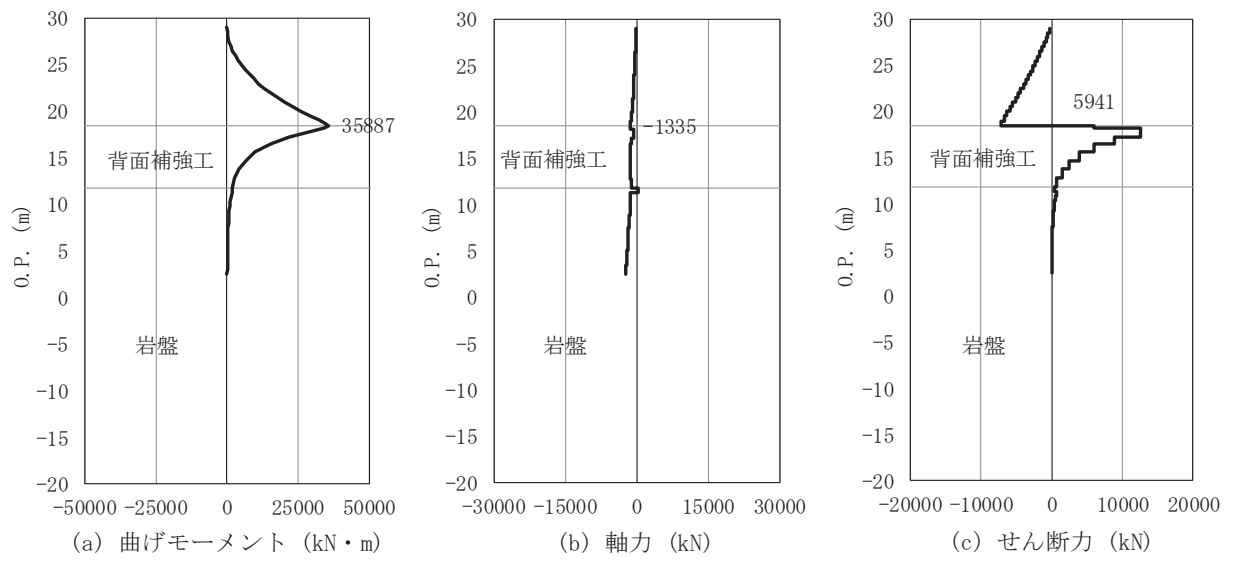


図 4.2-1(5) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
 (断面⑤, S d-D 2 (++) , t=6.85s)
 解析ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値+1σ)

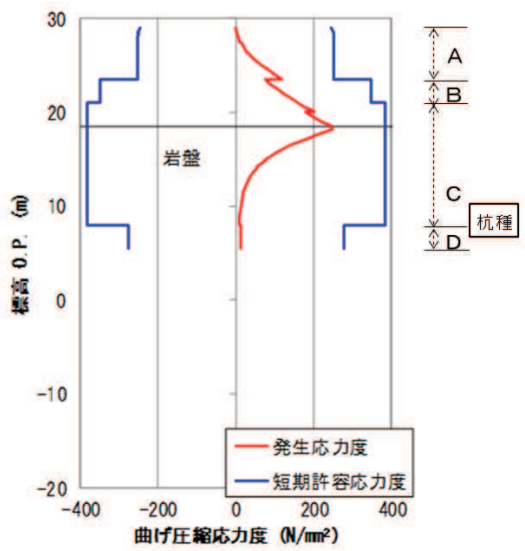
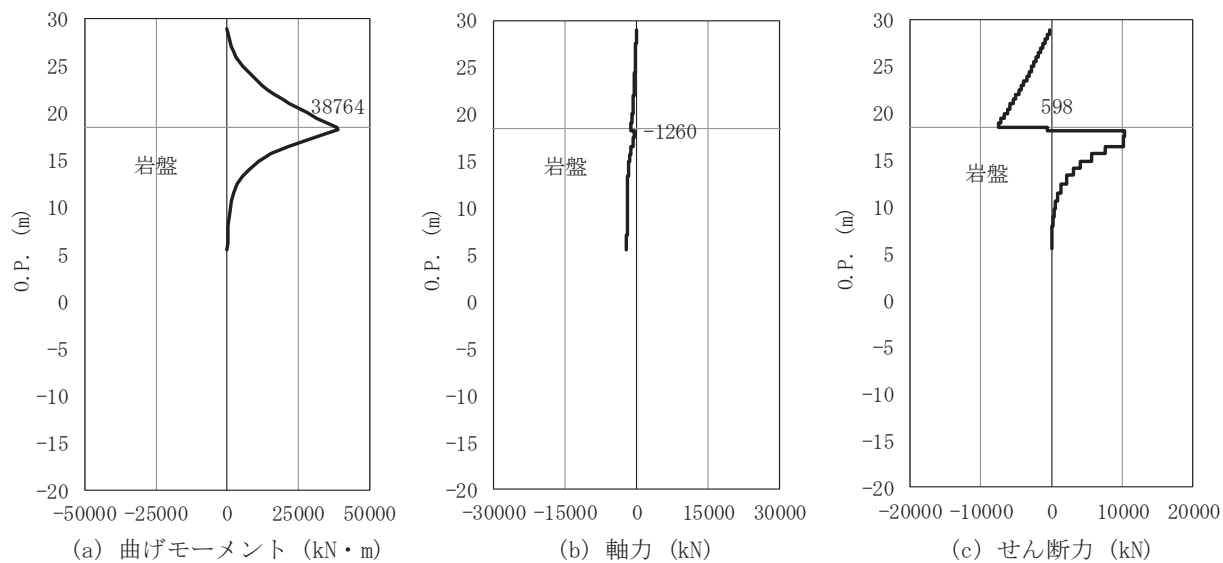


図 4.2-1(6) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
 (断面⑥, S d - D 2 (++) , t=6.86s)
 解析ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

(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 4.2-45 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	解析ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
			せん断力 (kN)			
C	S d - D 2 (-+)	②	13606	104	217	0.48

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	解析ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
			せん断力 (kN)			
C	S d - D 2 (++)	②	13590	104	217	0.48

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	解析ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
			せん断力 (kN)			
C	S d - D 2 (-+)	②	13661	104	217	0.48

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	解析ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
			せん断力 (kN)			
D	S d - D 2 (--)	③	1281	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 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
			せん断力 (kN)			
C	S d - D 2 (++)	②	12549	96	217	0.45

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 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
			せん断力 (kN)			
C	S d - D 2 (++)	②	10910	83	217	0.39

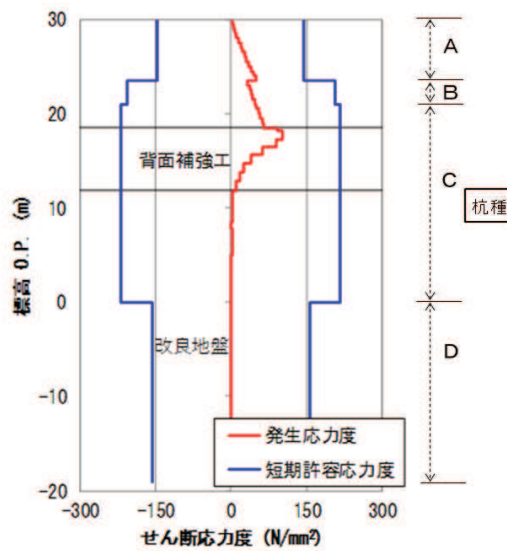
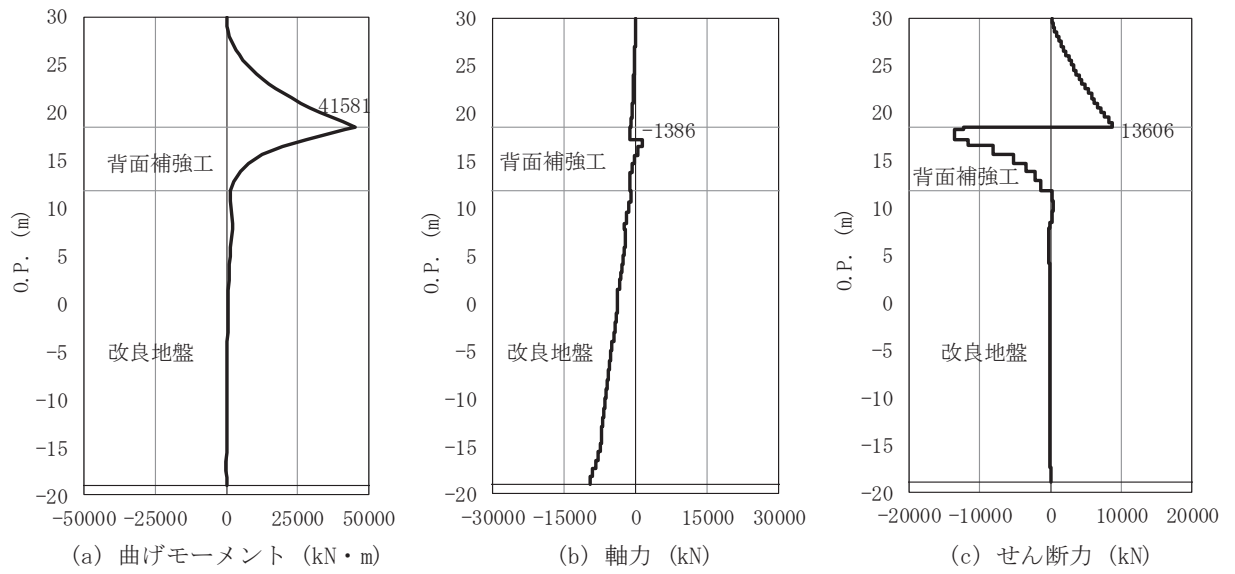


図 4.2-2(1) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力
 (断面①, S d-D 2 (-+), t=17.47s)
 解析ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値+1σ)

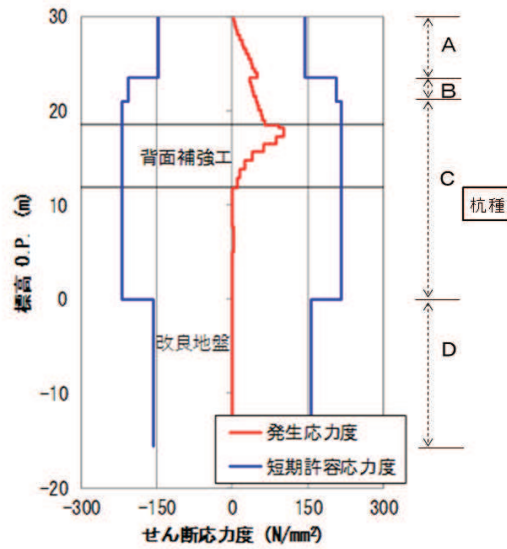
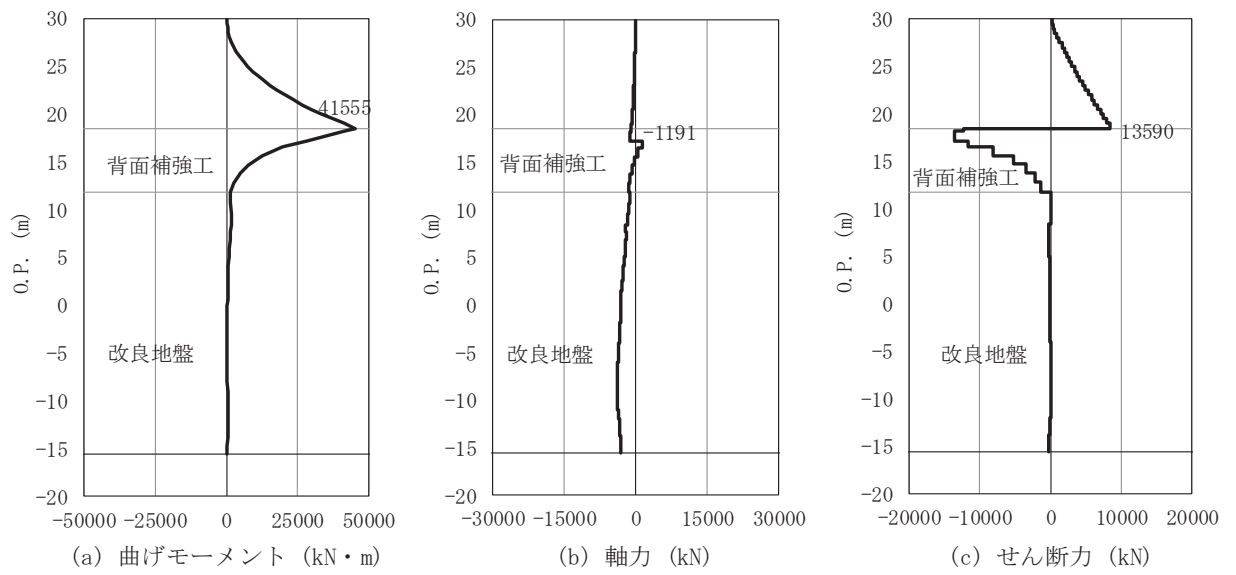


図 4.2-2(2) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力
 (断面②, S d-D 2 (++) , t=6.93s)
 解析ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値+1σ)

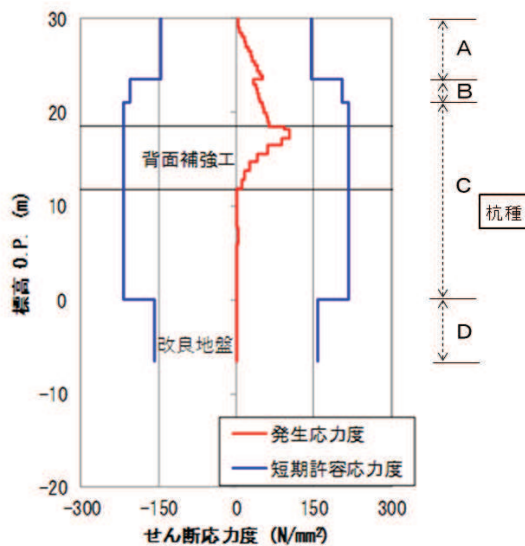
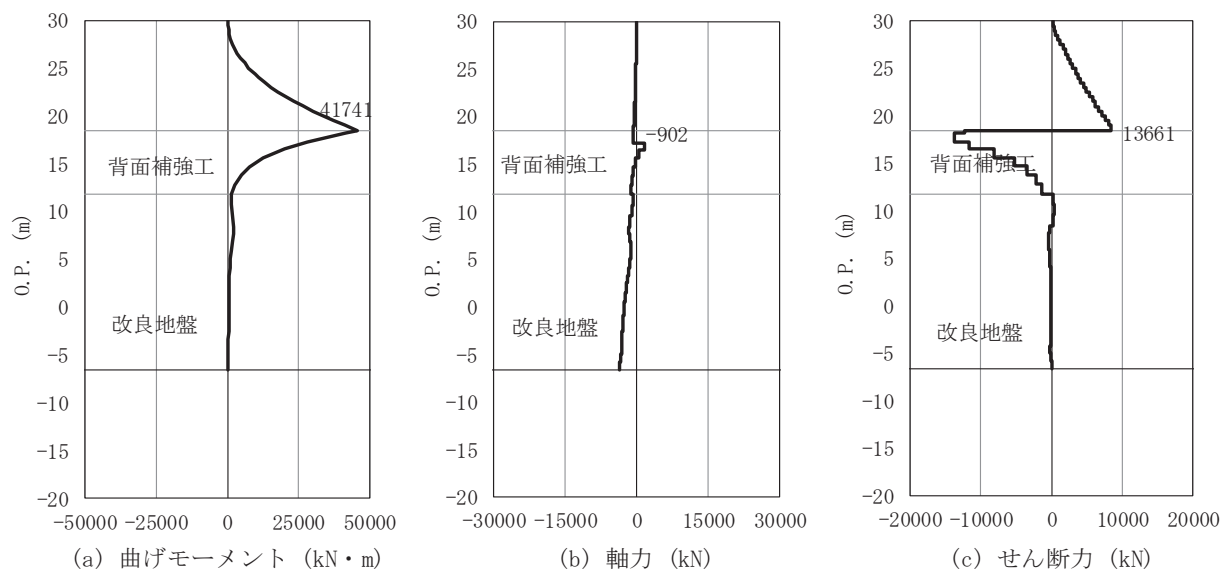


図 4.2-2(3) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力

(断面③, S d-D 2 (-+), t=16.37s)

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)

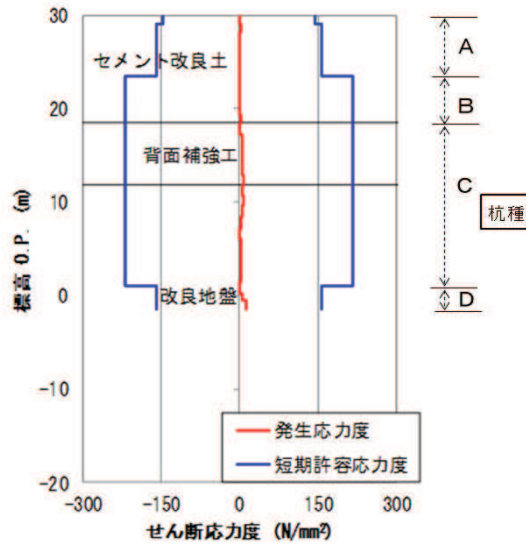
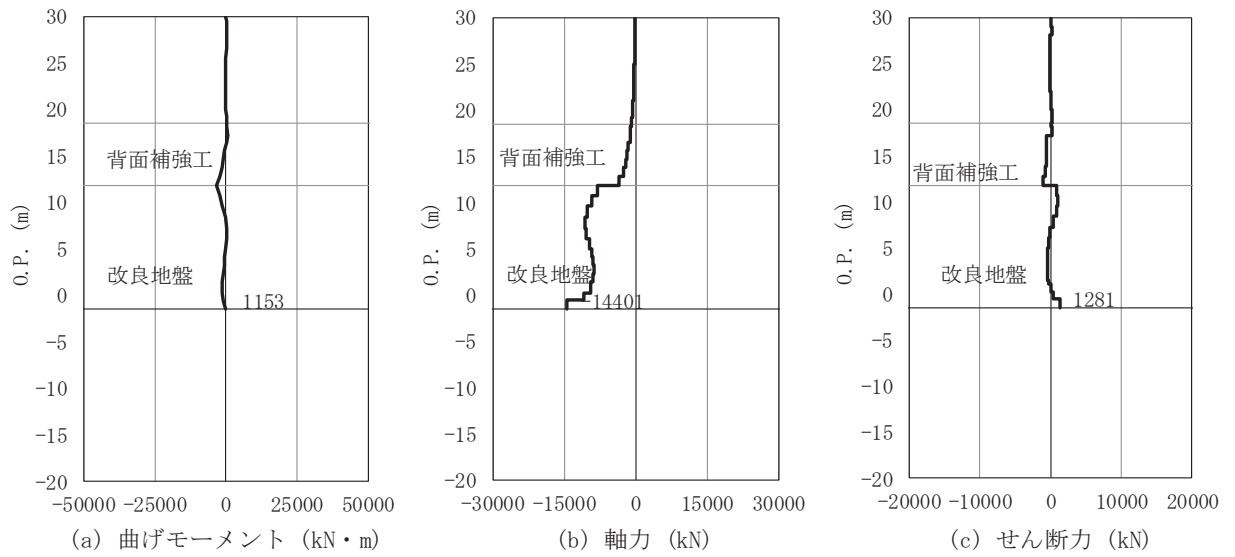


図 4.2-2(4) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力

(断面④, S d-D 2 (---), t=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-1σ)

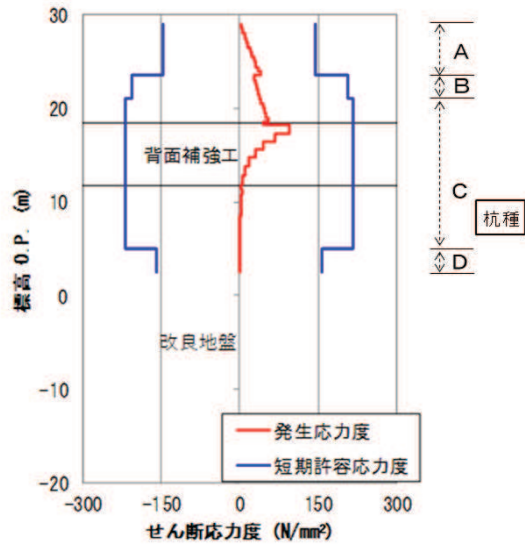
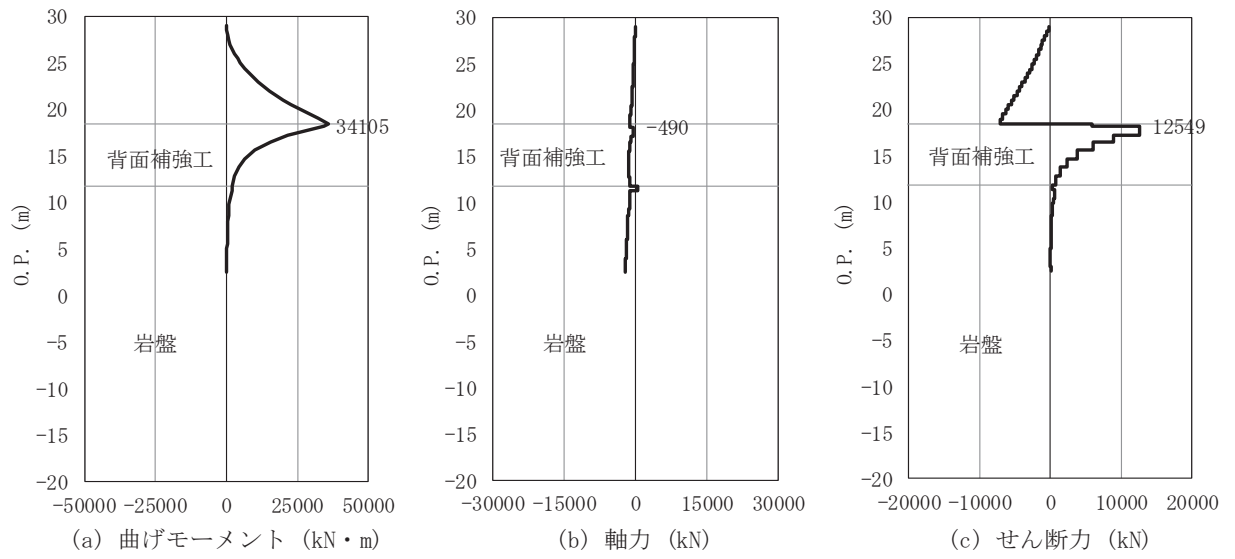


図 4.2-2(5) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力
 (断面⑤, S d-D 2 (++) , t=6.85s)
 解析ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値+1σ)

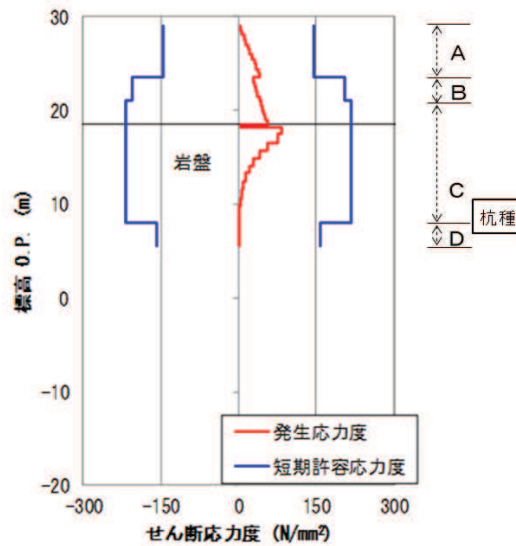
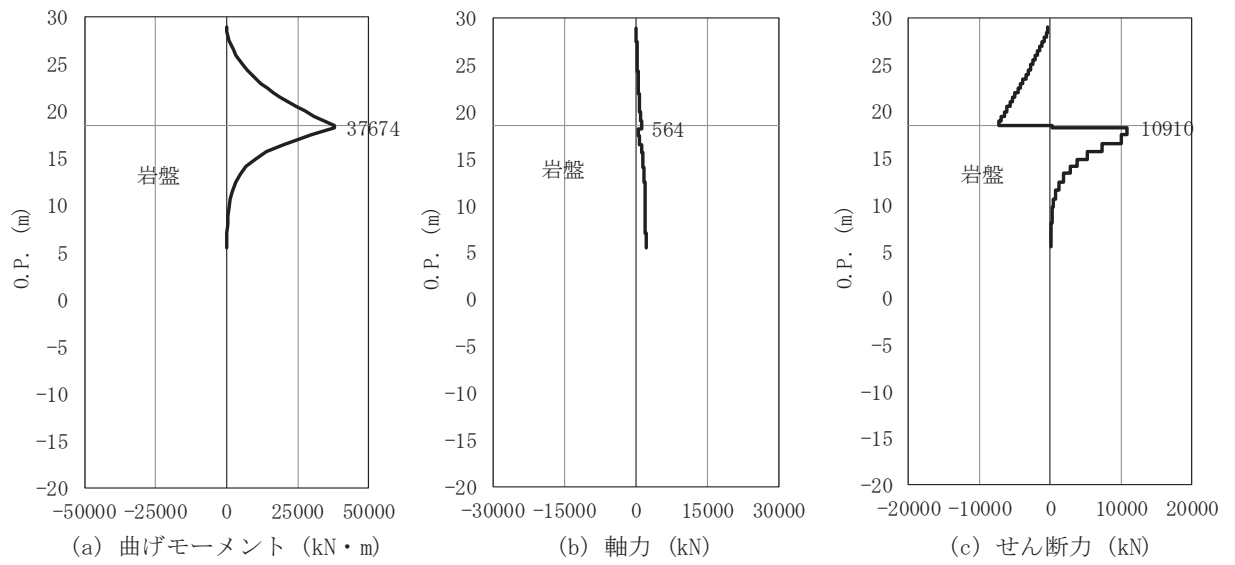


図 4.2-2(6) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力
 (断面⑥, S d - D 2 (++) , t=6.85s)
 解析ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

(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 (-+)	②	17.47	11.0

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	25.26	10.9

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 (-+)	①	13.58	10.8

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	13.8

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 (++)	②	6.85	12.8

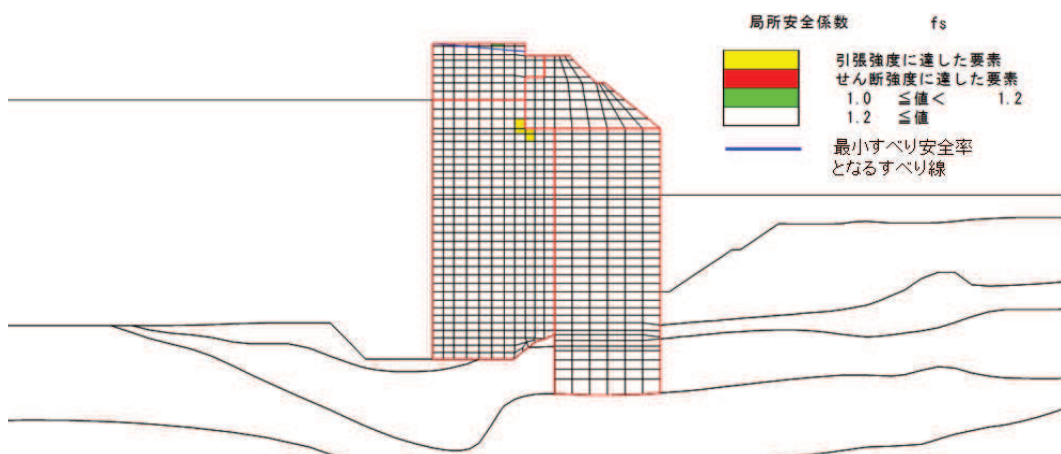


図 4.2-3(1) 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
（断面①, S d - D 2 (-+), t=17.47s)

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）

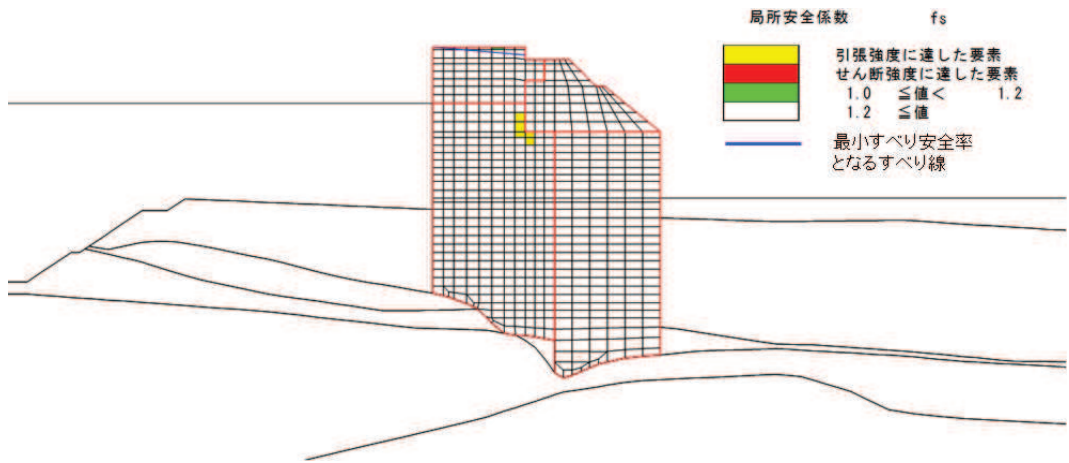


図 4.2-3(2) 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
 (断面②, S d - D 2 (-+), t=25.26s)
 解析ケース①: 基本ケース

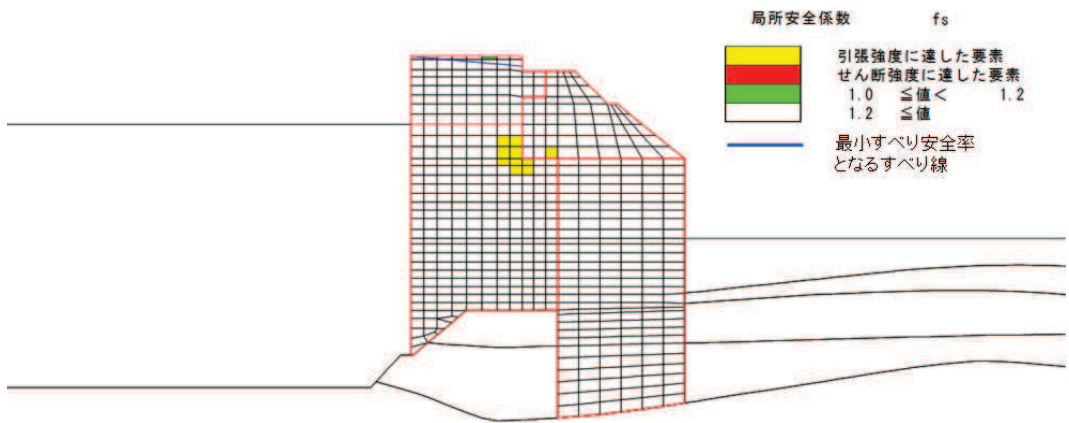


図 4.2-3(3) 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
 (断面③, S d - D 2 (-+), t=13.58s)
 解析ケース①: 基本ケース

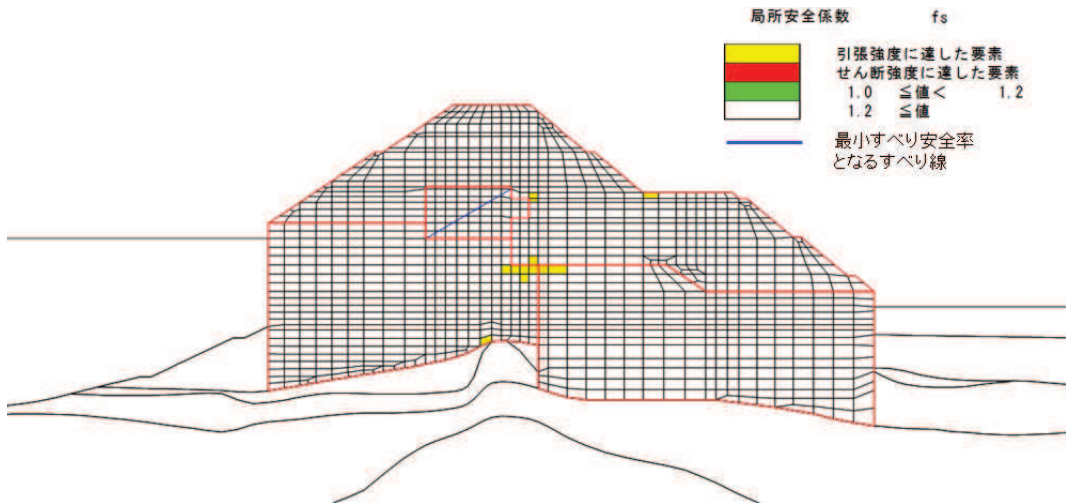


図 4.2-3(4) 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面④, S d - D 2 (-+), t=13.54s)

解析ケース①：基本ケース

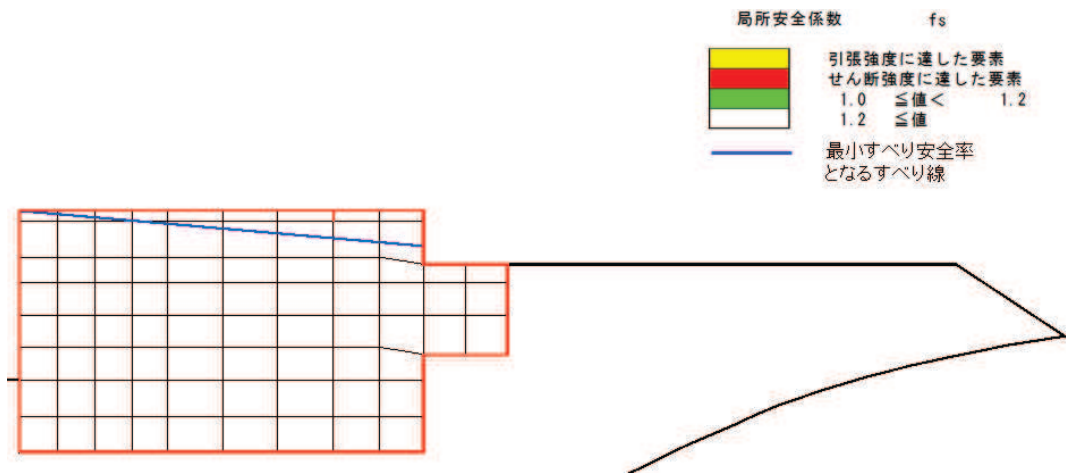


図 4.2-3(5) 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面⑤, S d - D 2 (++) , t=6.85s)

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)

(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	13.4

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 (++)	③	12.92	12.6

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 (+-)	①	25.48	12.0

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 (--)	③	13.55	12.4

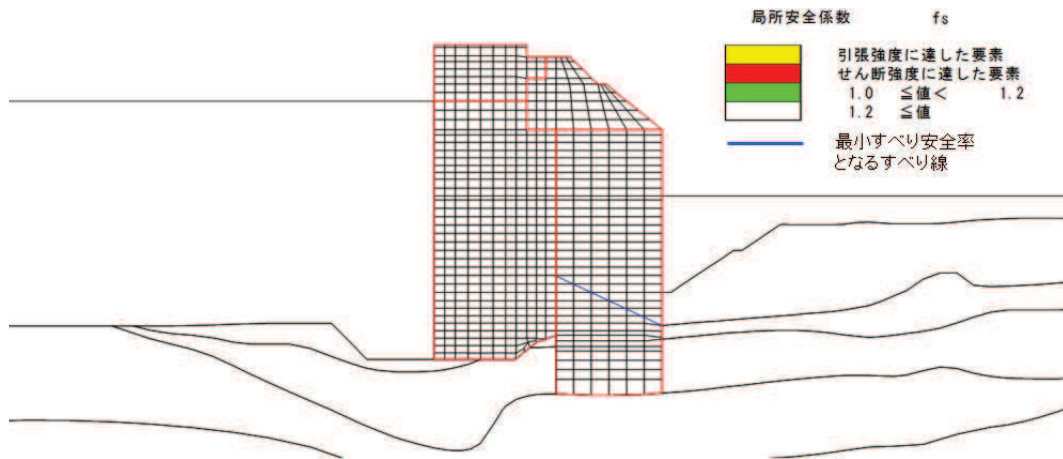


図 4.2-4(1) 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布 (断面①, S d - D 2 (++) , $t=12.92s$)
解析ケース①: 基本ケース

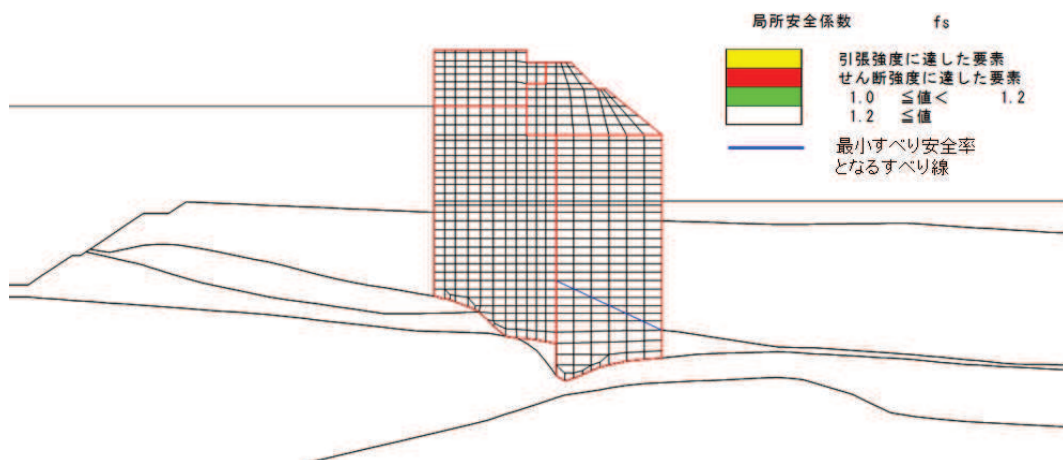


図 4.2-4(2) 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布 (断面②, S d - D 2 (++) , $t=12.92s$)
解析ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1 σ)

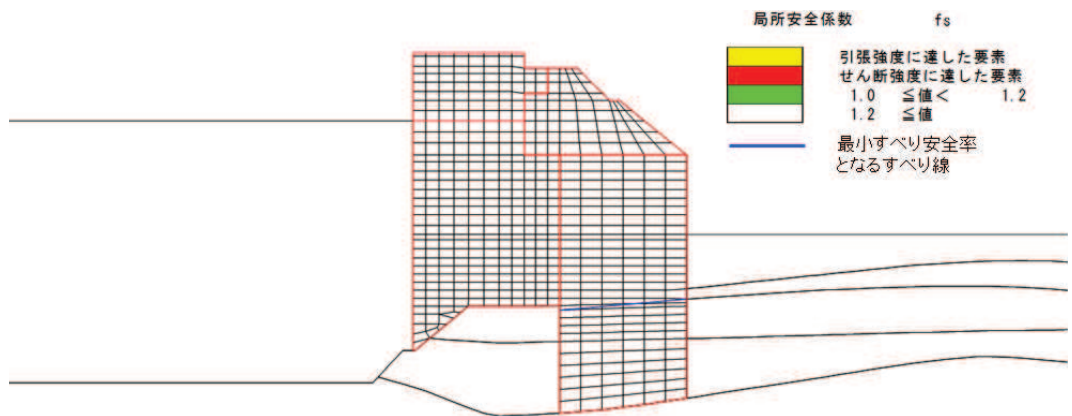


図 4.2-4(3) 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面③, S d - D 2 (+), $t=25.48s$)

解析ケース①：基本ケース

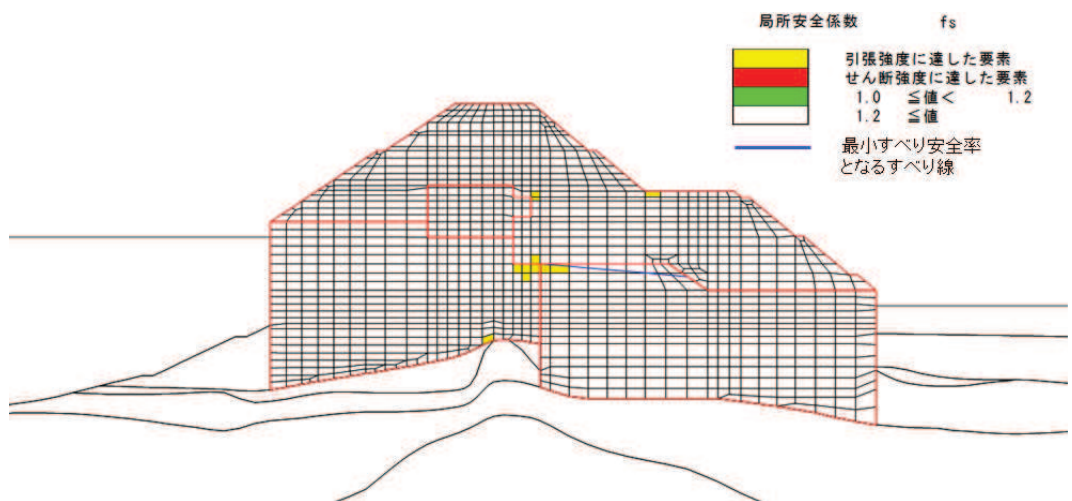


図 4.2-4(4) 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布 (断面④)
(解析ケース③, S d - D 2 (-), $t=13.55s$)

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)

(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	2.4
S d - D 2 (+-)	① (平均値 - 1 σ 強度)	25.50	2.4

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	2.8
S d - D 2 (+-)	① (平均値 - 1 σ 強度)	25.49	2.8

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 σ 強度)	12.93	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 σ 強度)	13.55	4.0

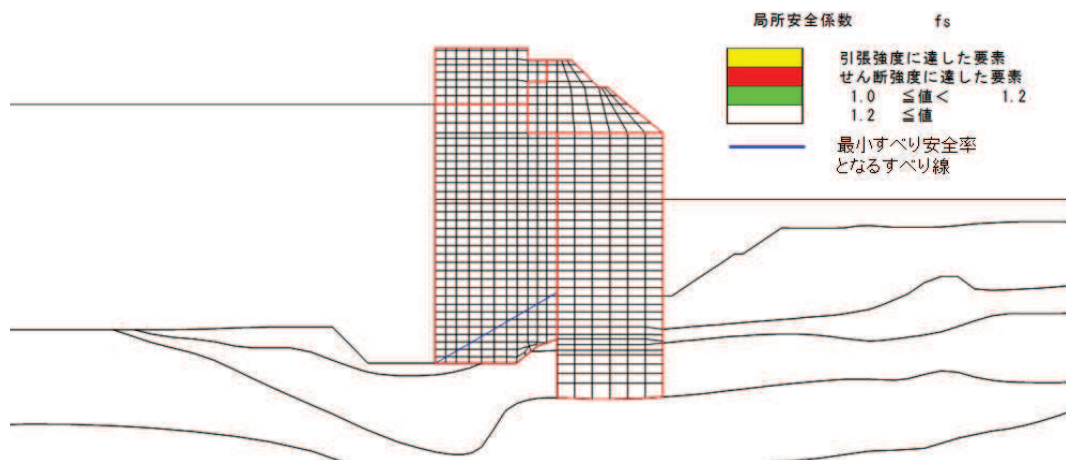


図 4.2-5(1) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面①, S d - D 2 (+-), t=25.50s)

解析ケース①: 基本ケース

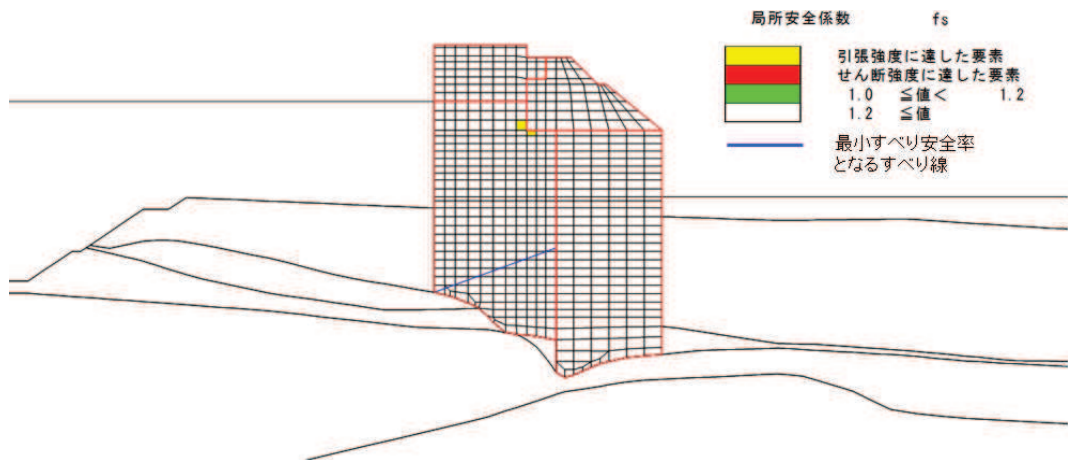


図 4.2-5(2) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
 (断面②, S d - D 2 (+ -), $t=25.49s$)
 解析ケース①: 基本ケース

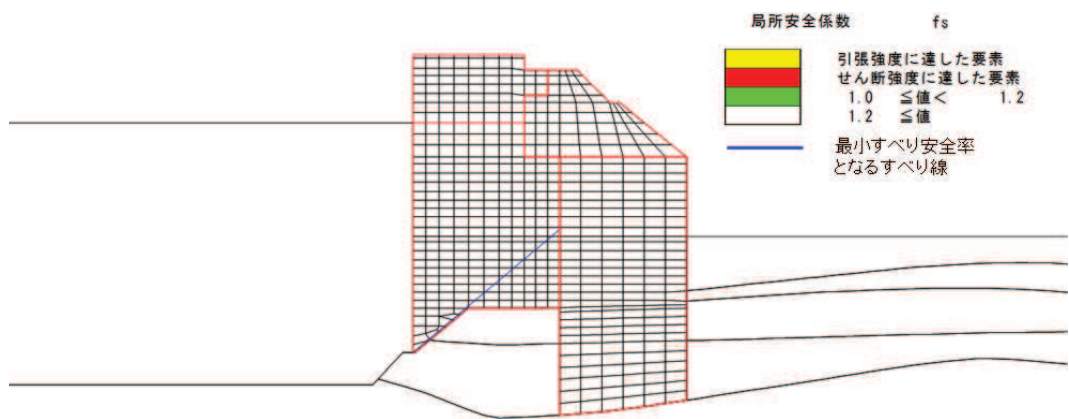


図 4.2-5(3) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
 (断面③, S d - D 2 (- +), $t=12.92s$)
 解析ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

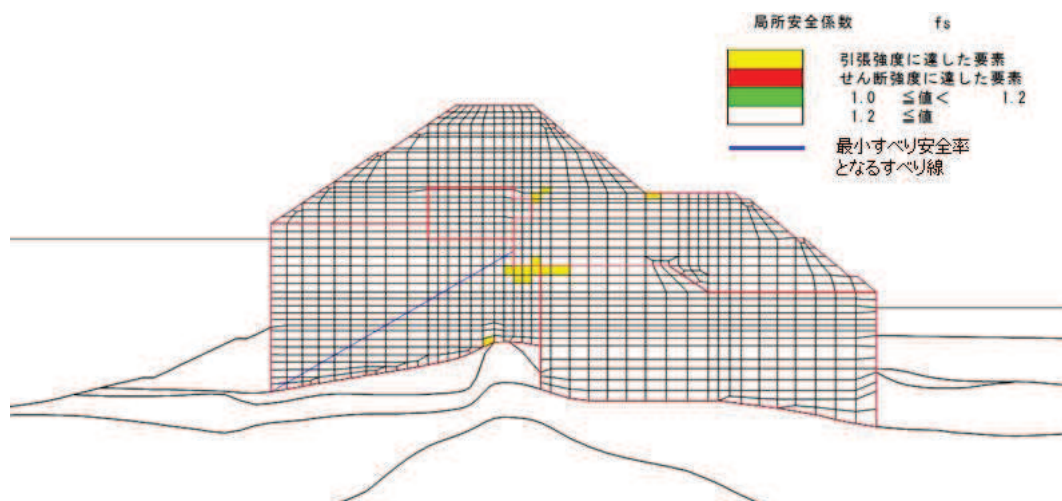


図 4.2-5(4) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面④, S d - D 2 (- +), t=13.55s)

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 (+ +)	①	25.27	42.4
S d - D 2 (+ +)	① (平均値 - 1 σ 強度)	25.27	41.0

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	25.27	15.1
S d - D 2 (+ +)	① (平均値 - 1 σ 強度)	25.25	28.6

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 (- +)	③	13.46	22.0
S d - D 2 (- +)	① (平均値 - 1 σ 強度)	25.53	31.1

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 (- -)	③	25.50	6.9
S d - D 2 (- -)	① (平均値 - 1 σ 強度)	25.49	6.8

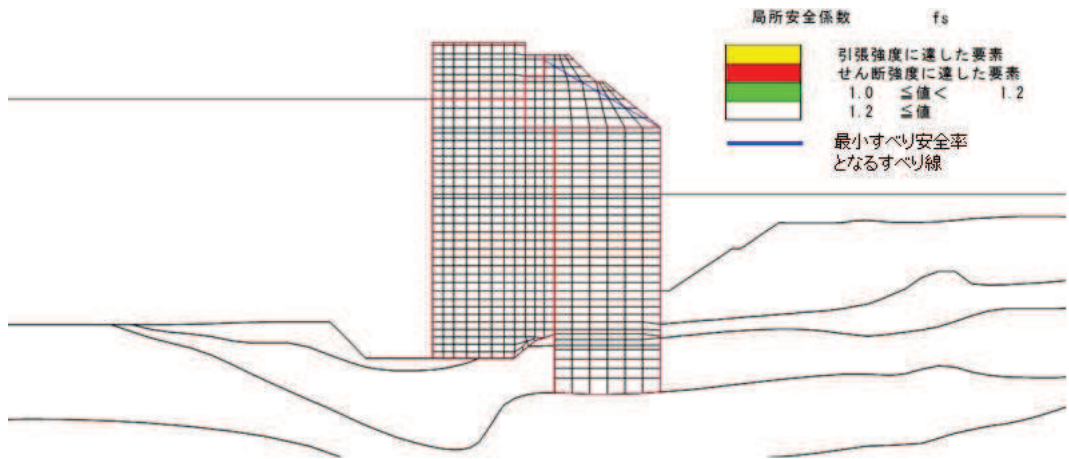


図 4.2-6(1) セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面①, S d - D 2 (++) , t=25.27s)

解析ケース①：基本ケース

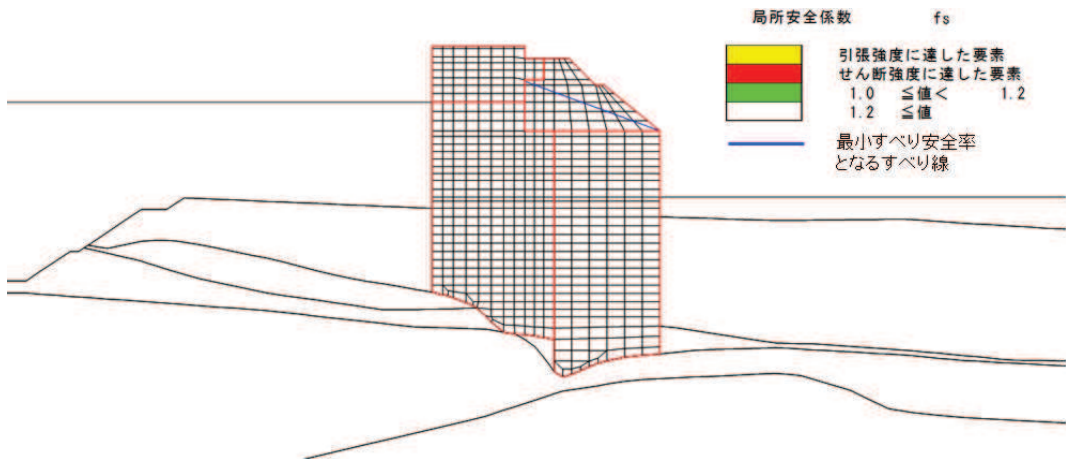


図 4.2-6(2) セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面②, S d - D 2 (++) , t=25.27s)

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)

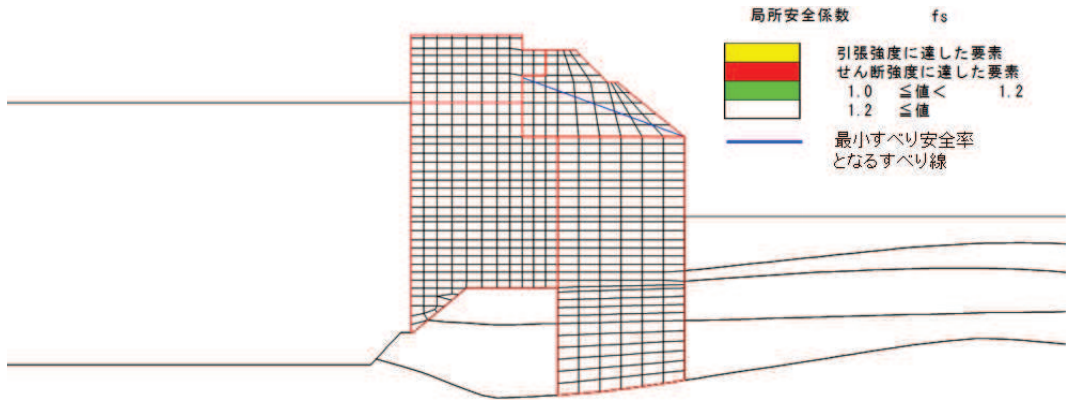


図 4.2-6(3) セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面③, S d - D 2 (- +), $t=13.46s$)

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)

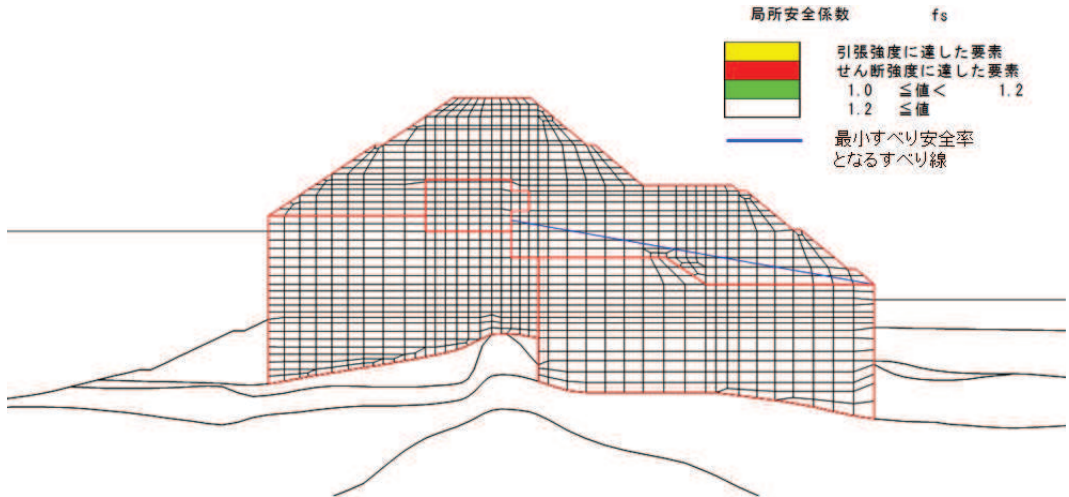


図 4.2-6(4) セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面④, S d - D 2 (- -), $t=25.50s$)

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)

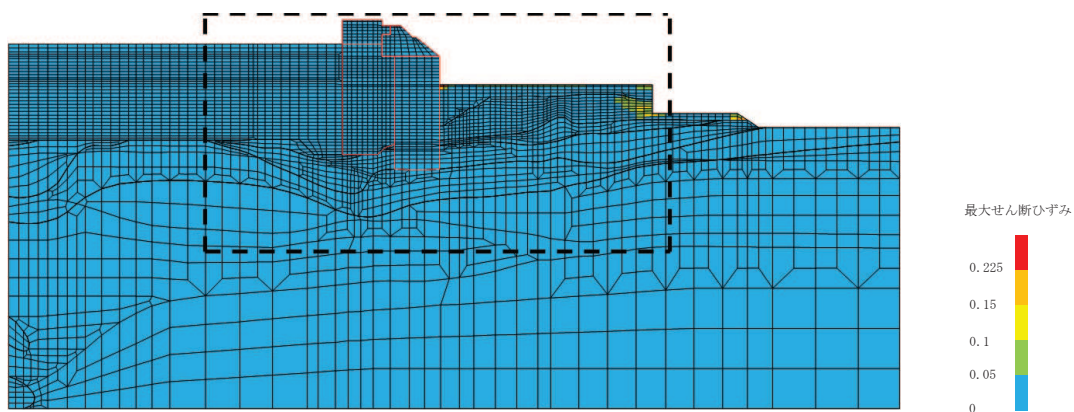
(8) 最大せん断ひずみ分布

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。

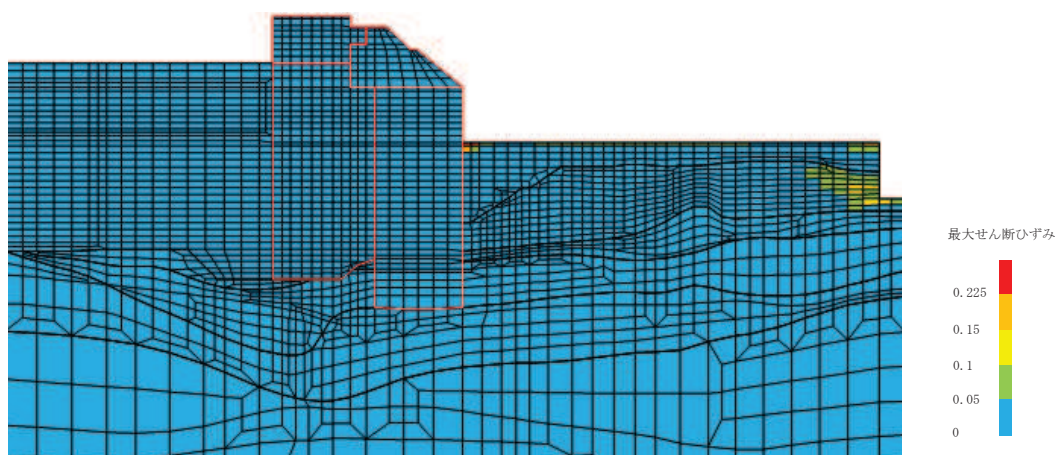
断面①～断面④における最大せん断ひずみ分布図を、それぞれ図4.2-7～図4.2-16に示す。

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② S d - D 2 (-+)	解析ケース② S d - D 2 (-+)	解析ケース② S d - D 2 (-+)	解析ケース① S d - D 2 (++)
断面②	解析ケース② S d - D 2 (++)	解析ケース② S d - D 2 (++)	解析ケース① S d - D 2 (-+)	解析ケース③ S d - D 2 (++)
断面③	解析ケース② S d - D 2 (-+)	解析ケース② S d - D 2 (-+)	解析ケース① S d - D 2 (-+)	解析ケース① S d - D 2 (+-)
断面④	解析ケース③ S d - D 2 (--)	解析ケース③ S d - D 2 (--)	解析ケース① S d - D 2 (-+)	解析ケース③ S d - D 2 (--)

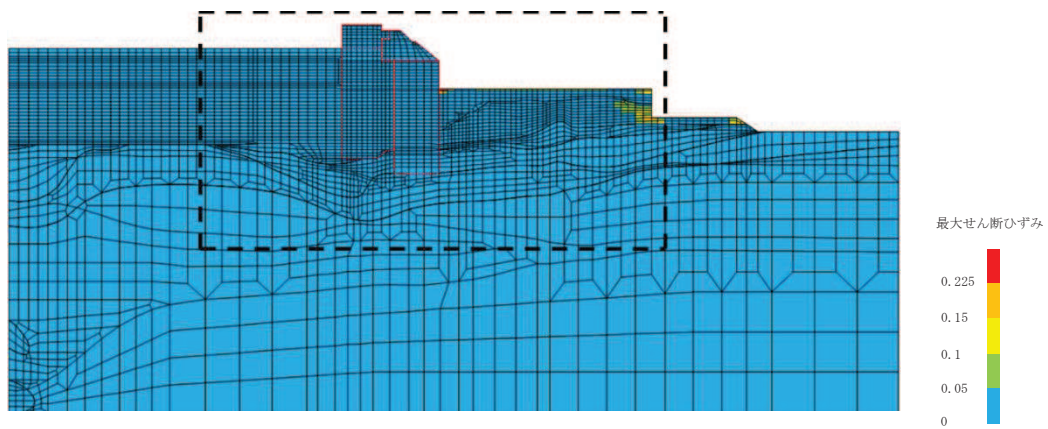


(a) 全体図

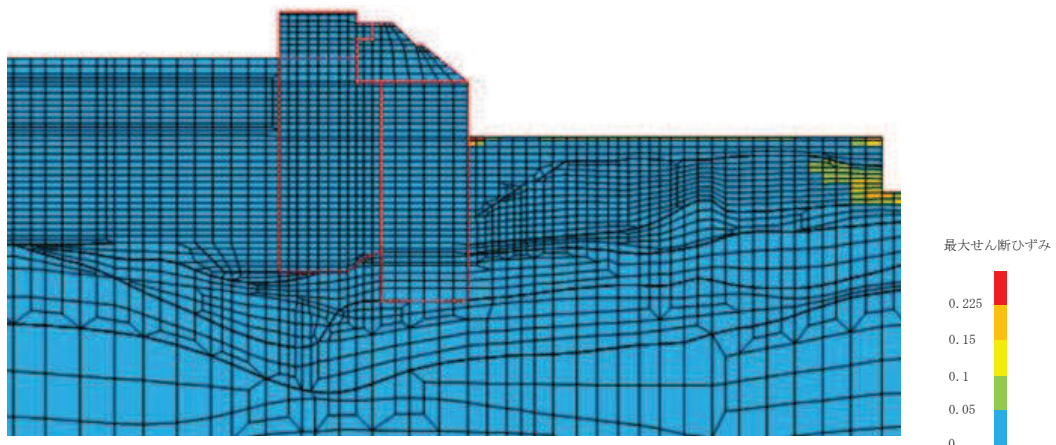


(b) 構造物周辺拡大図

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

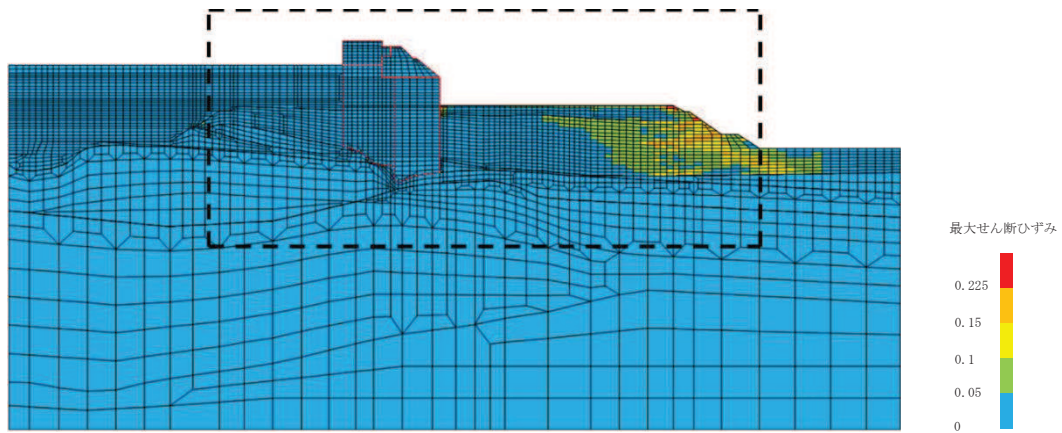


(a) 全体図

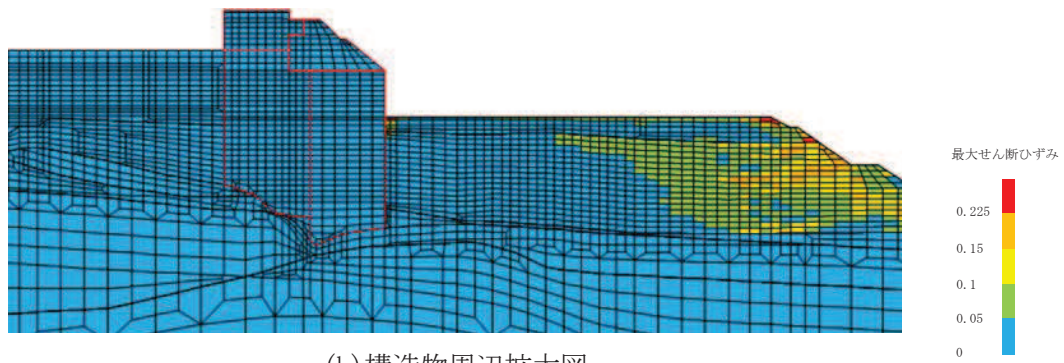


(b) 構造物周辺拡大図

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

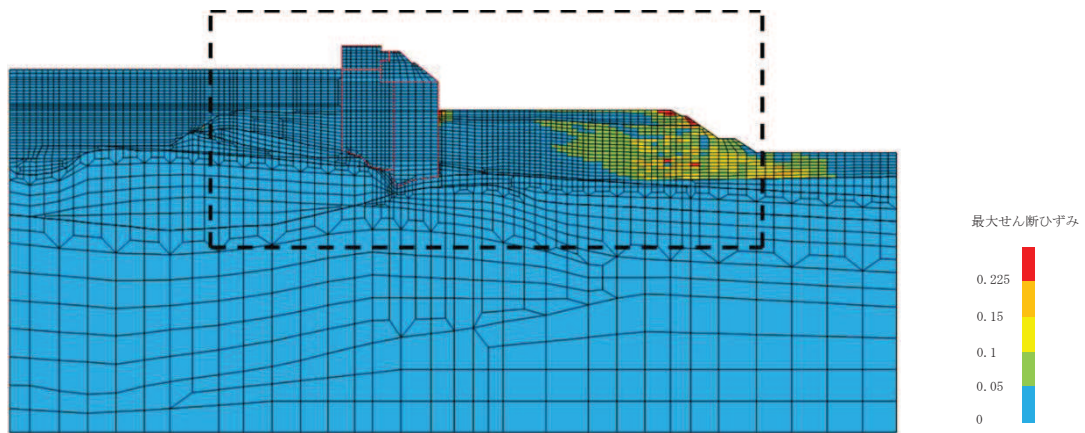


(a) 全体図

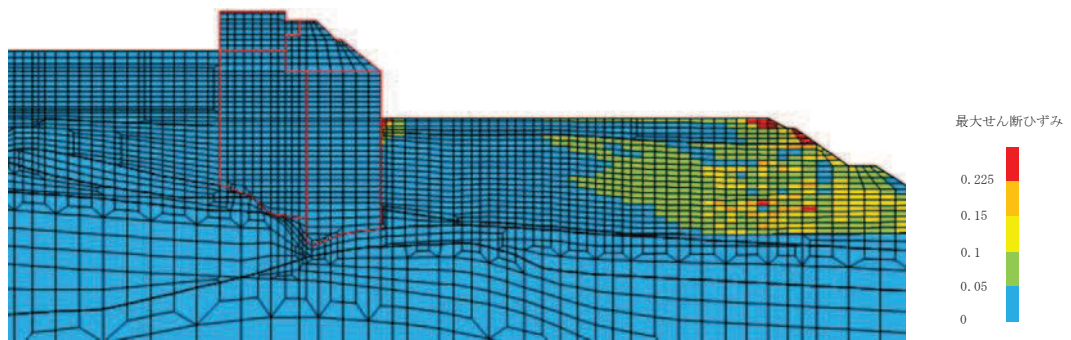


(b) 構造物周辺拡大図

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

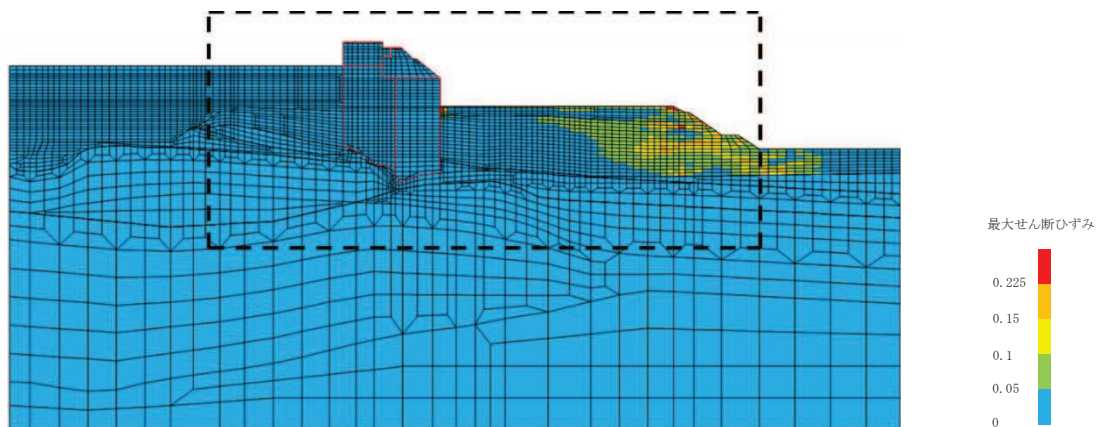


(a) 全体図

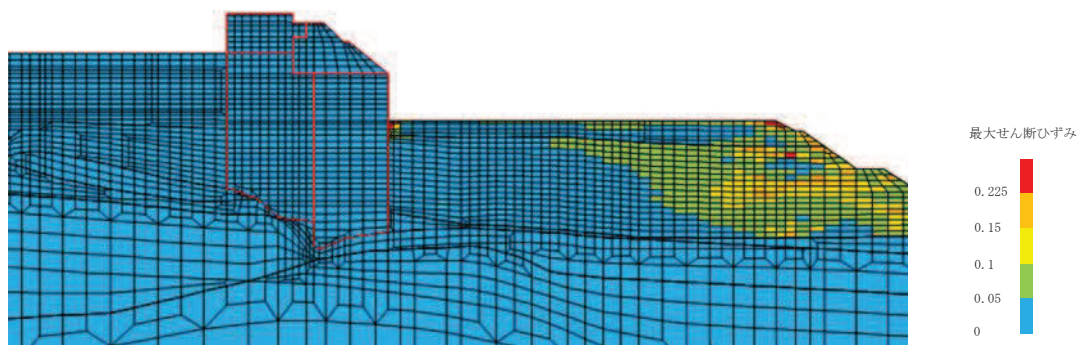


(b) 構造物周辺拡大図

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 (-+))

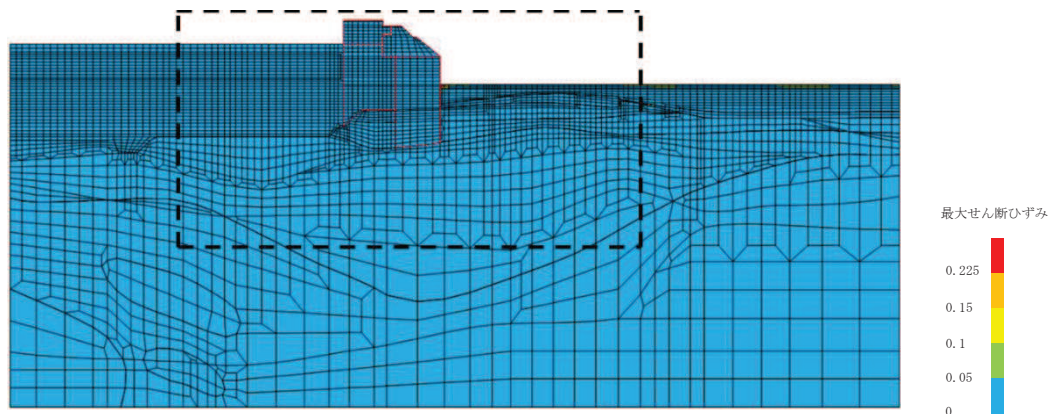


(a) 全体図

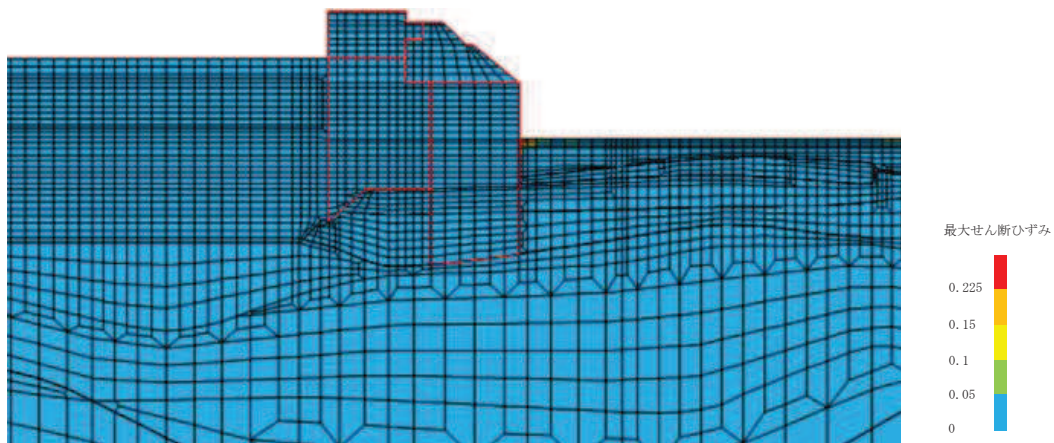


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-11 断面②の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース③, S d - D 2 (++))

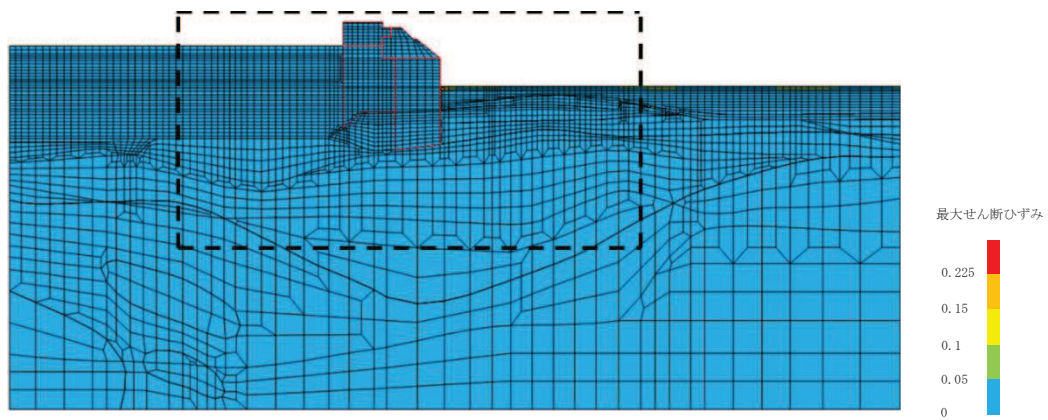


(a) 全体図

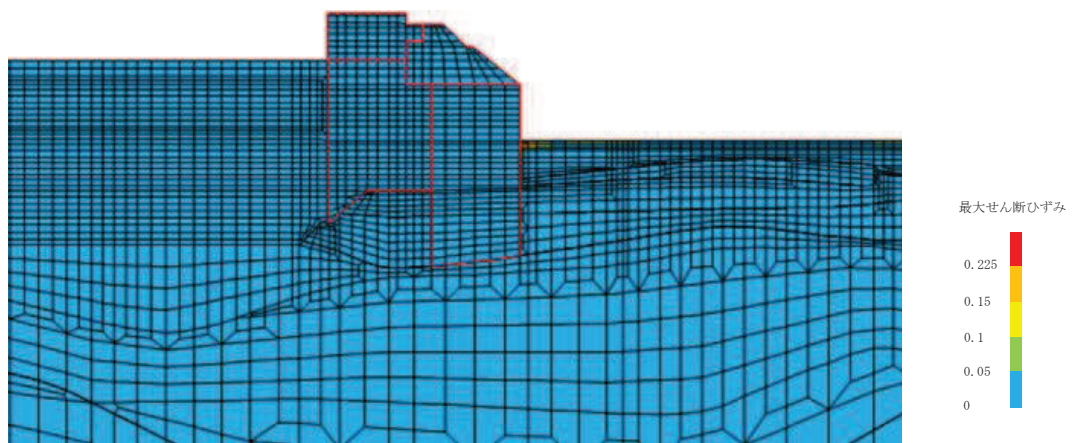


(b) 構造物周辺拡大図

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 (-+))

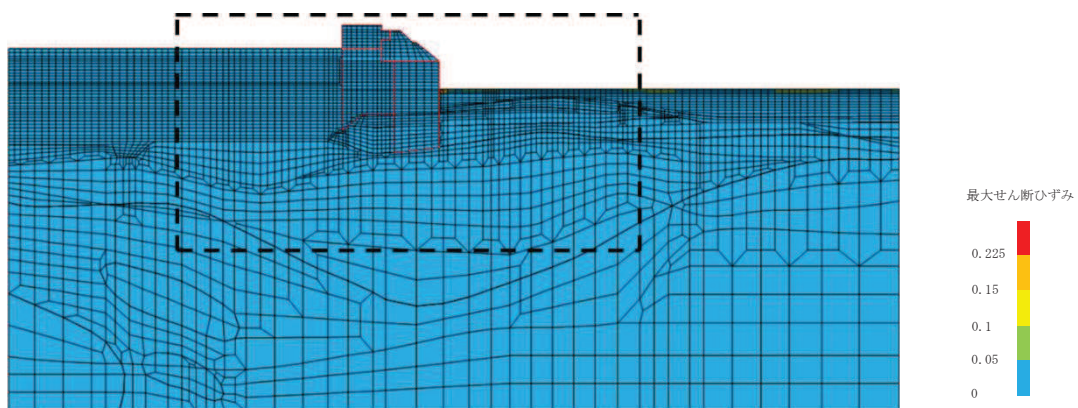


(a) 全体図

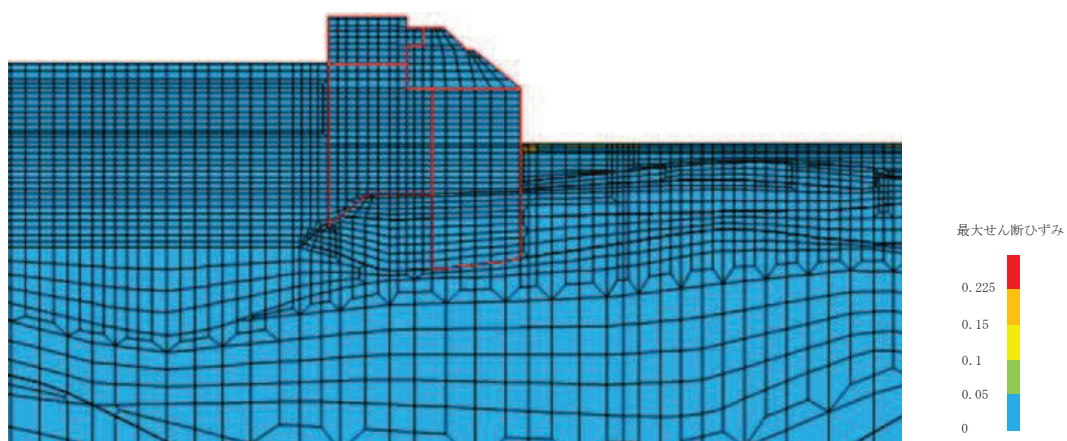


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-13 断面③の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース①, S d - D 2 (-+))

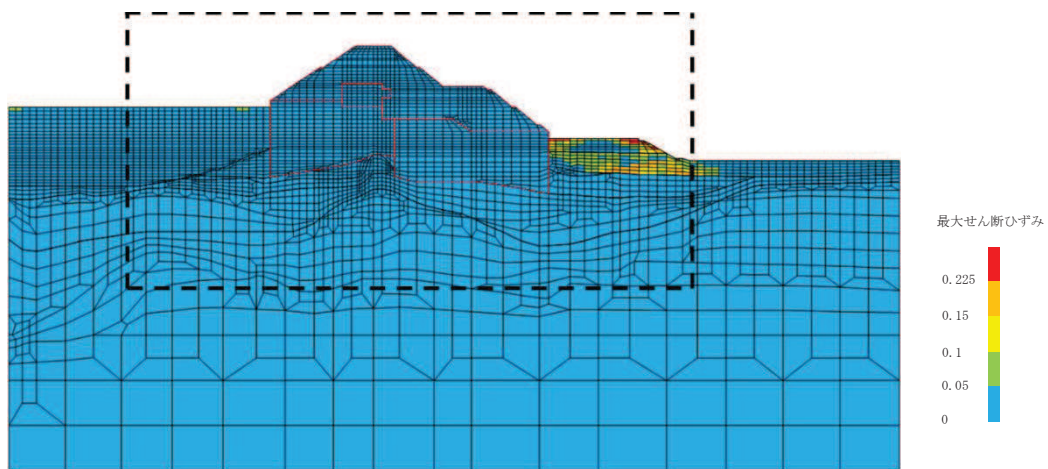


(a) 全体図

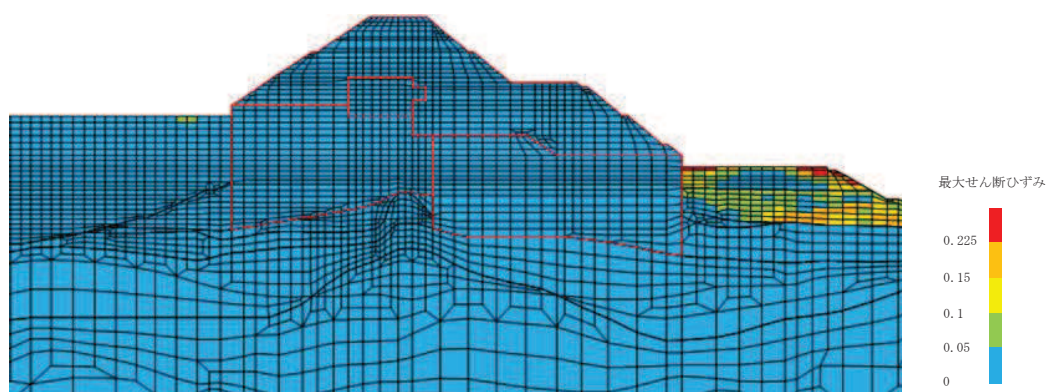


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-14 断面③の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース①, S d - D 2 (+ -))

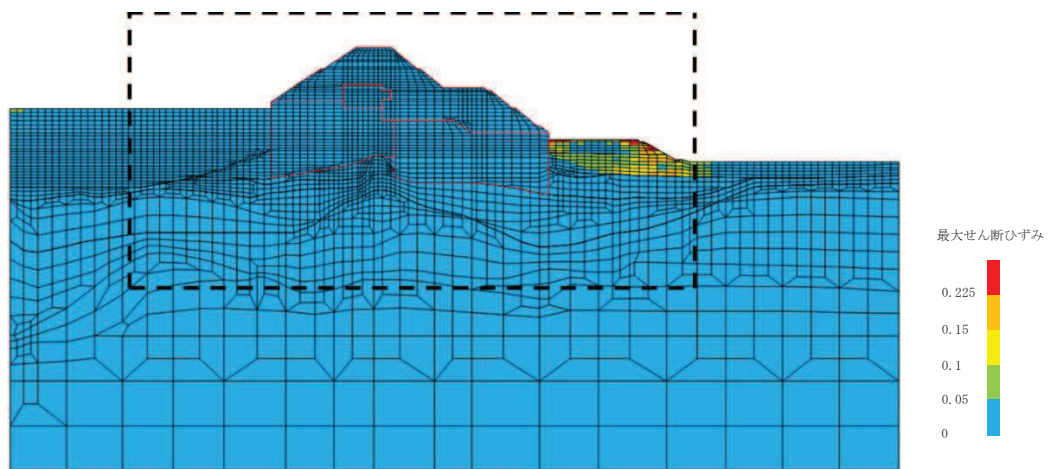


(a) 全体図

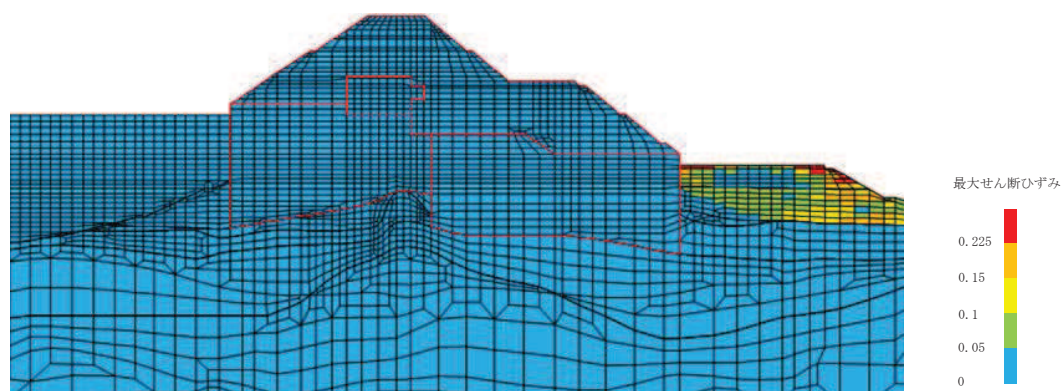


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-15 断面④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 4.2-16 断面④の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース①, S d - D 2 (-+))

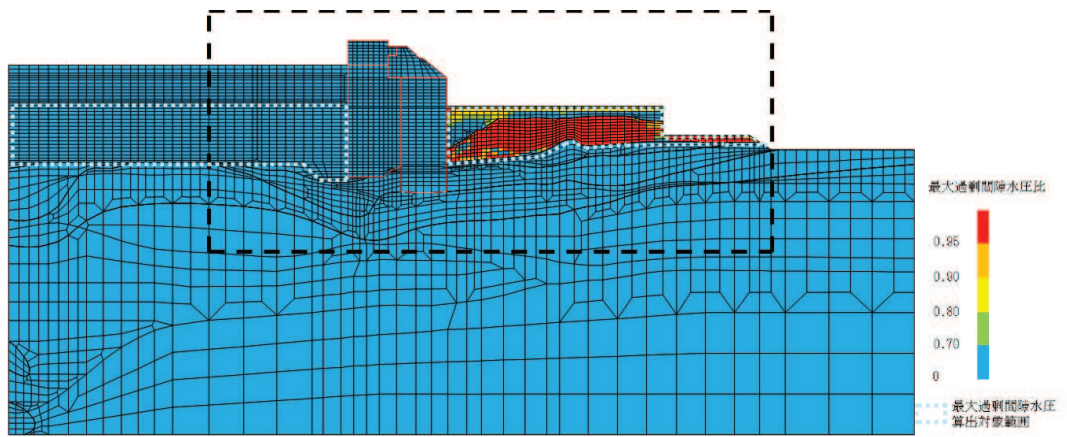
(9) 過剰間隙水圧比分布

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。

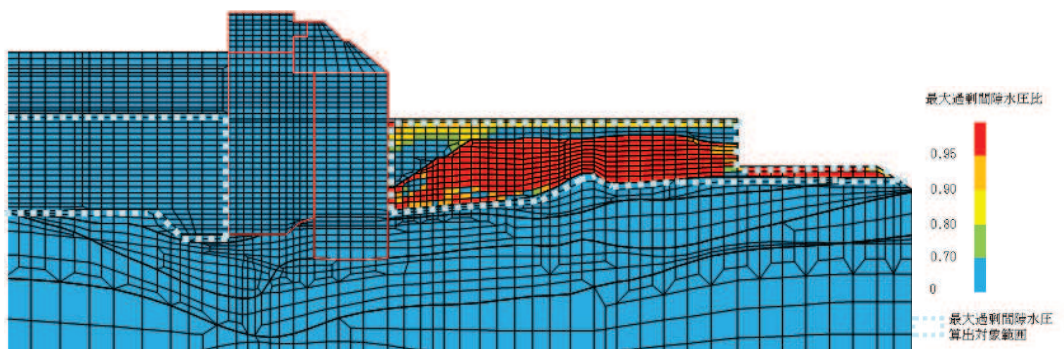
断面①～断面④における過剰間隙水圧比分布を、それぞれ図 4.2-17～図 4.2-26 に示す。

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② S d - D 2 (-+)	解析ケース② S d - D 2 (-+)	解析ケース② S d - D 2 (-+)	解析ケース① S d - D 2 (++)
断面②	解析ケース② S d - D 2 (++)	解析ケース② S d - D 2 (++)	解析ケース① S d - D 2 (-+)	解析ケース③ S d - D 2 (++)
断面③	解析ケース② S d - D 2 (-+)	解析ケース② S d - D 2 (-+)	解析ケース① S d - D 2 (-+)	解析ケース① S d - D 2 (+-)
断面④	解析ケース③ S d - D 2 (--)	解析ケース③ S d - D 2 (--)	解析ケース① S d - D 2 (-+)	解析ケース③ S d - D 2 (--)

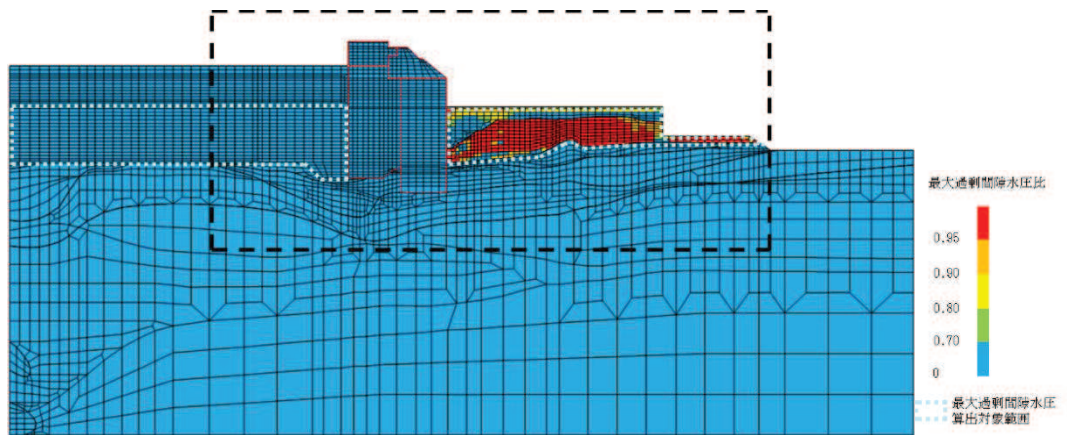


(a) 全体図

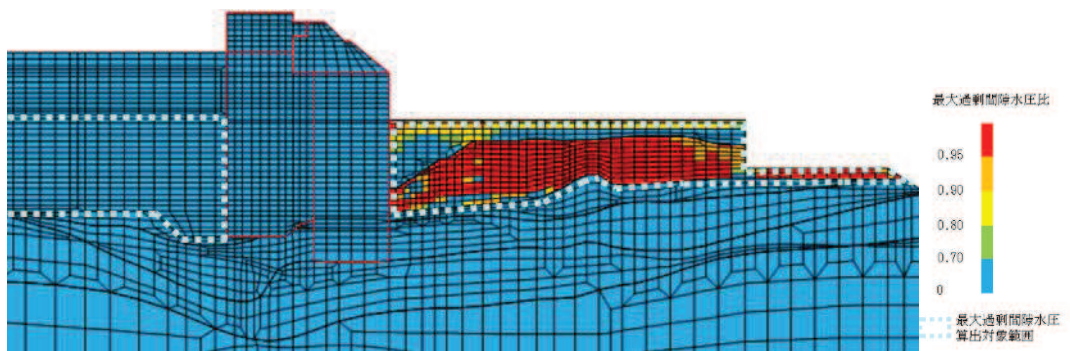


(b) 構造物周辺拡大図

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

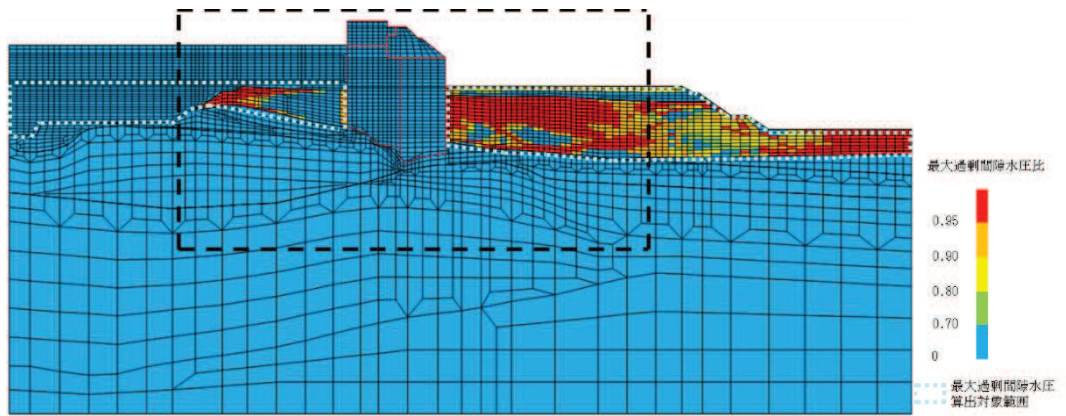


(a) 全体図

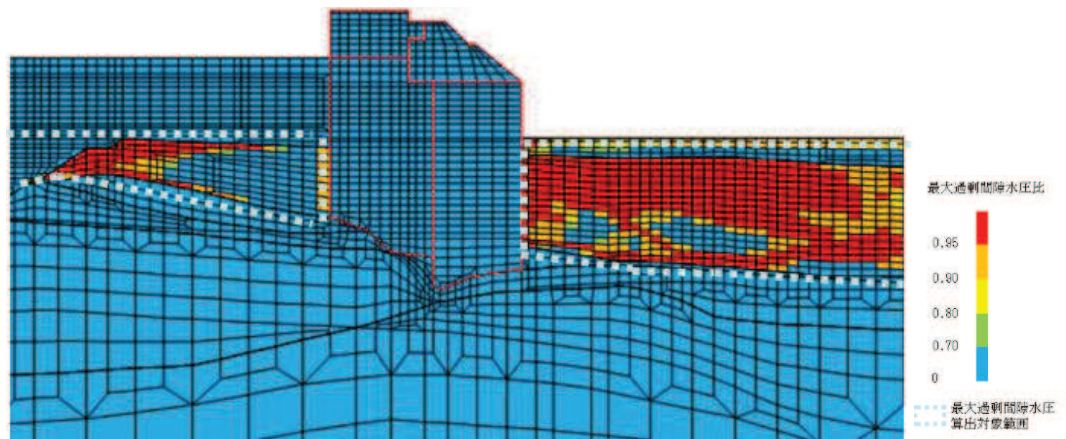


(b) 構造物周辺拡大図

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

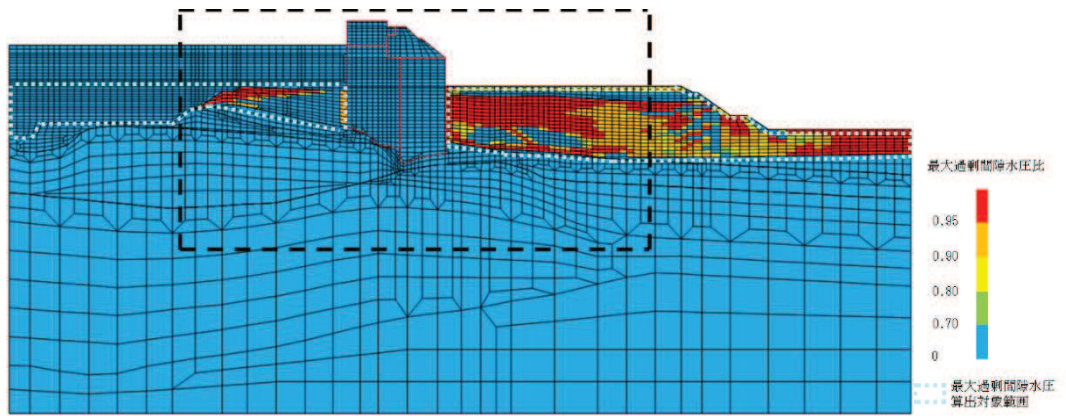


(a) 全体図

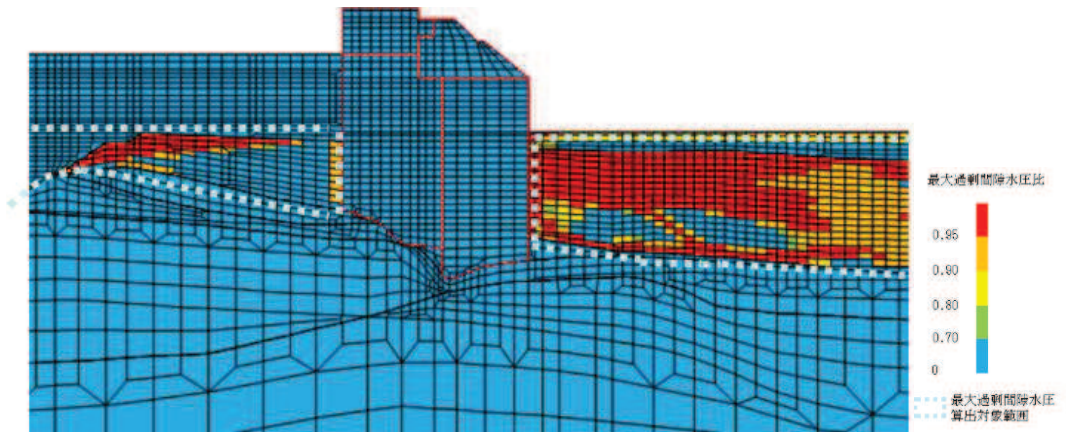


(b) 構造物周辺拡大図

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

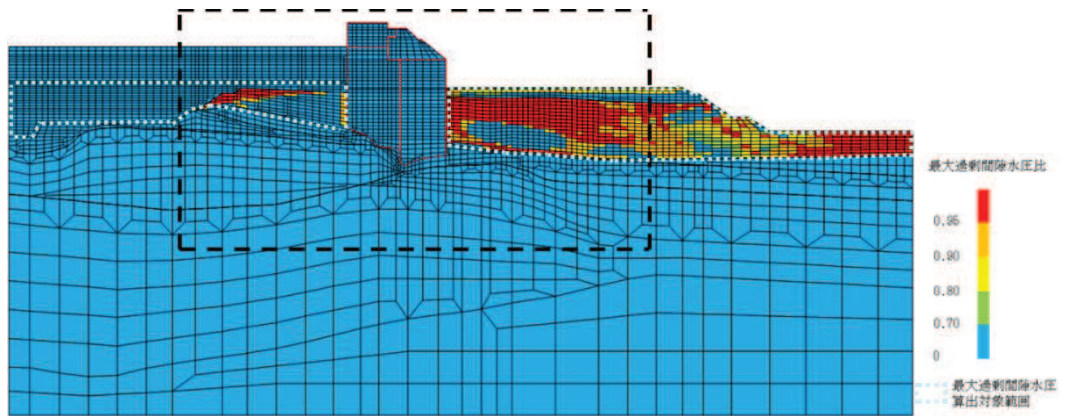


(a) 全体図

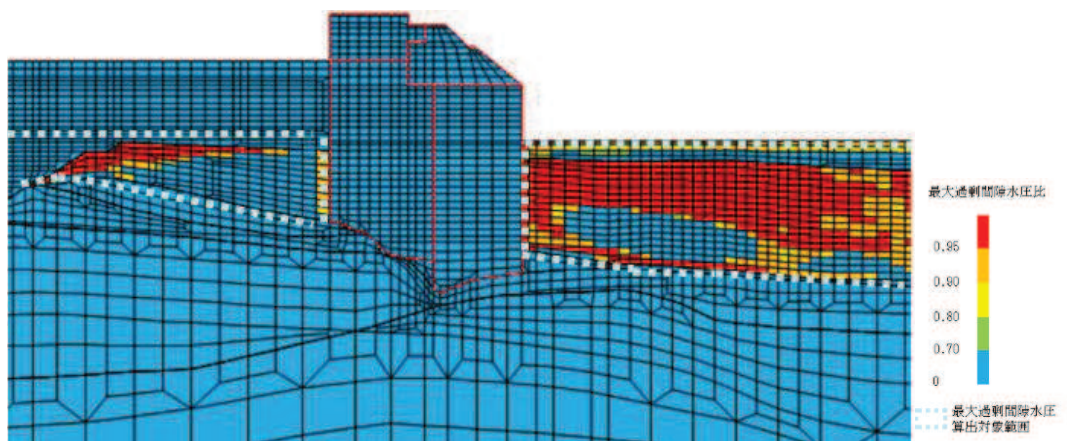


(b) 構造物周辺拡大図

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 (-+))

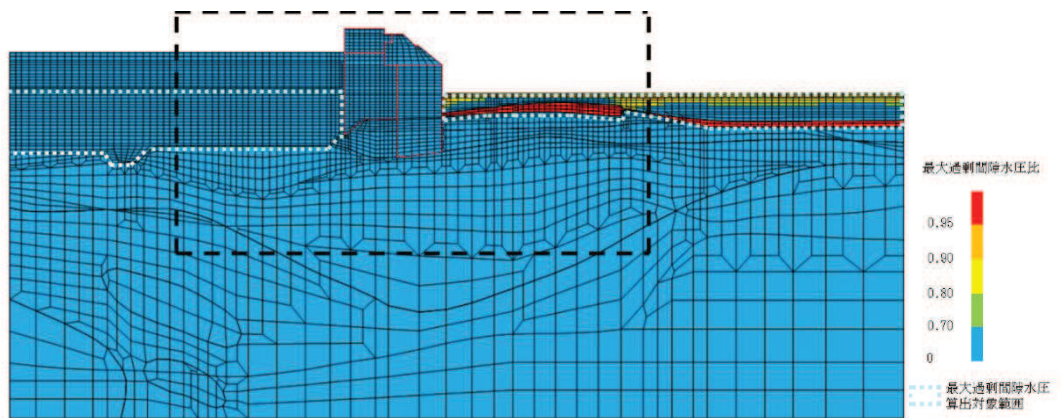


(a) 全体図

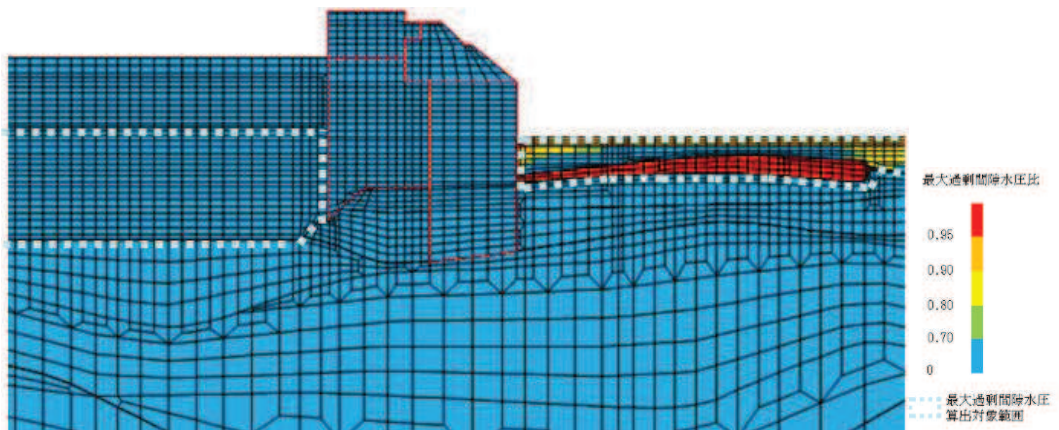


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-21 断面②の過剰間隙水圧比分布
(解析ケース③, S d - D 2 (++))

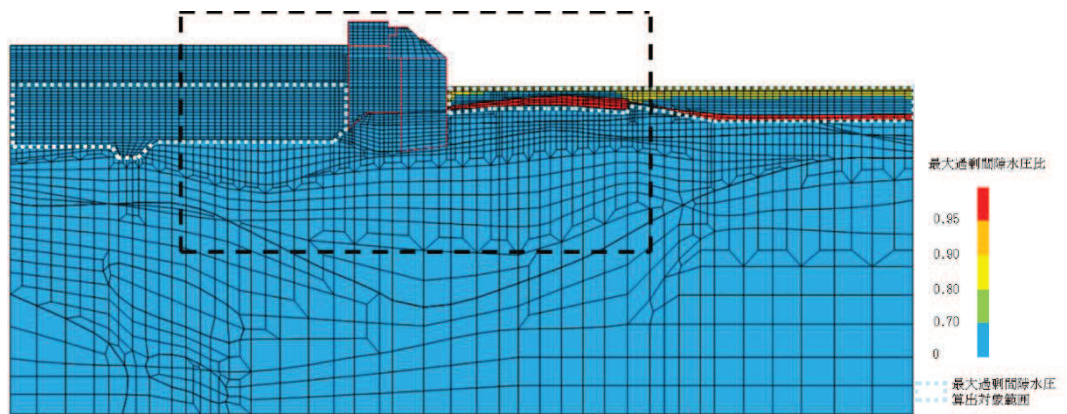


(a) 全体図

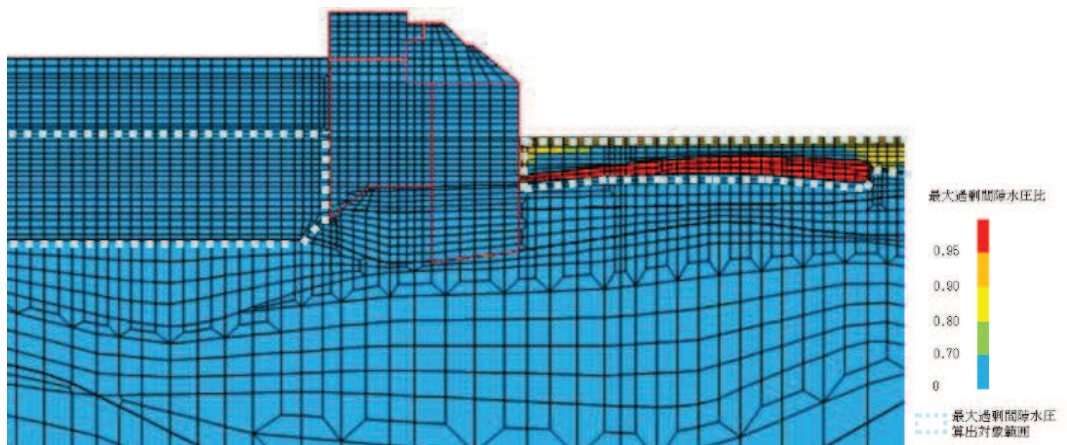


(b) 構造物周辺拡大図

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 (-+))

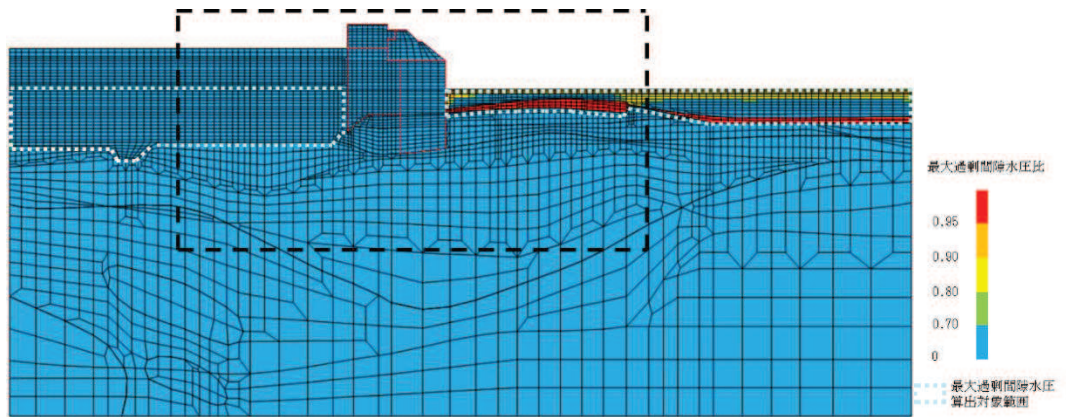


(a) 全体図

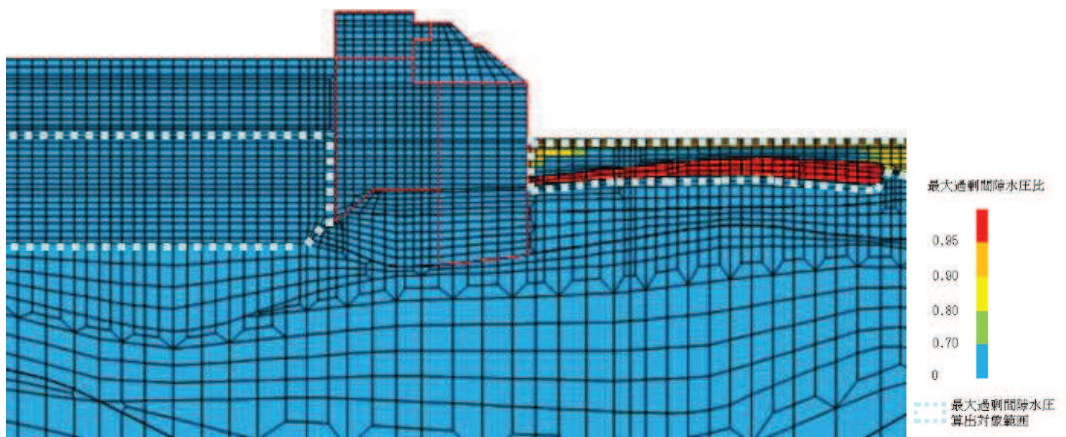


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-23 断面③の過剰間隙水圧比分布
(解析ケース①, S d - D 2 (-+))

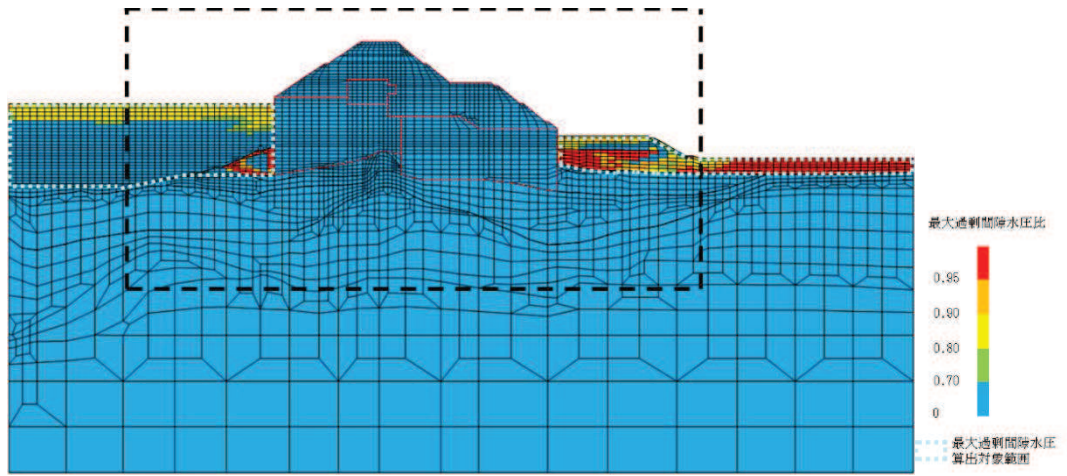


(a) 全体図

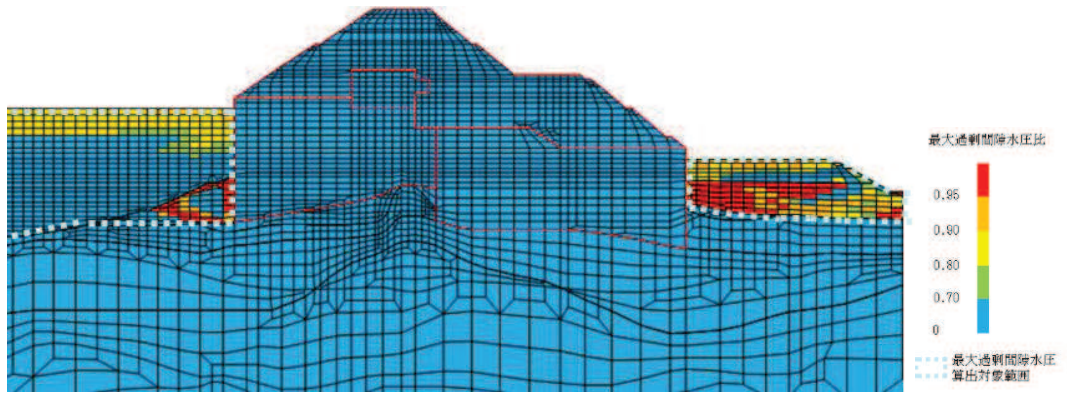


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-24 断面③の過剰間隙水圧比分布
(解析ケース①, S d - D 2 (+ -))

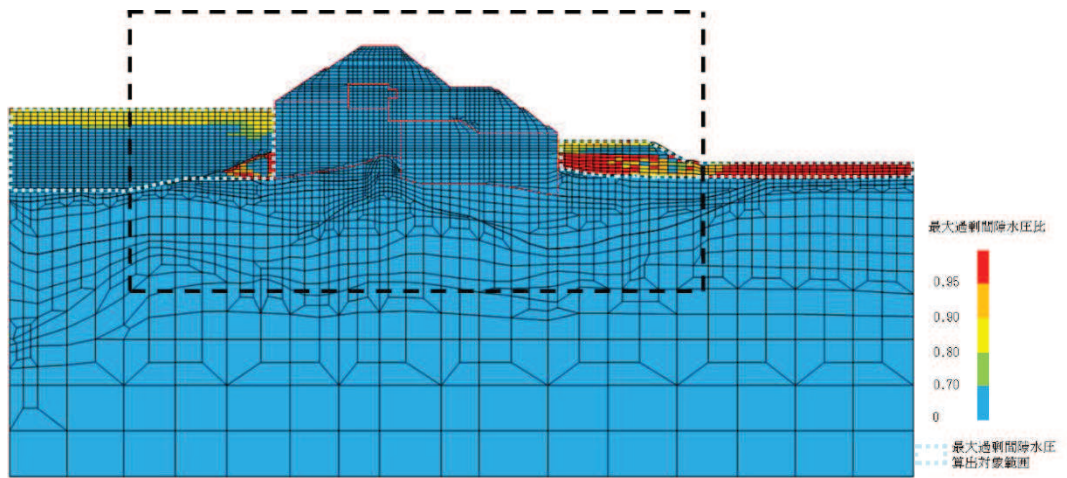


(a) 全体図

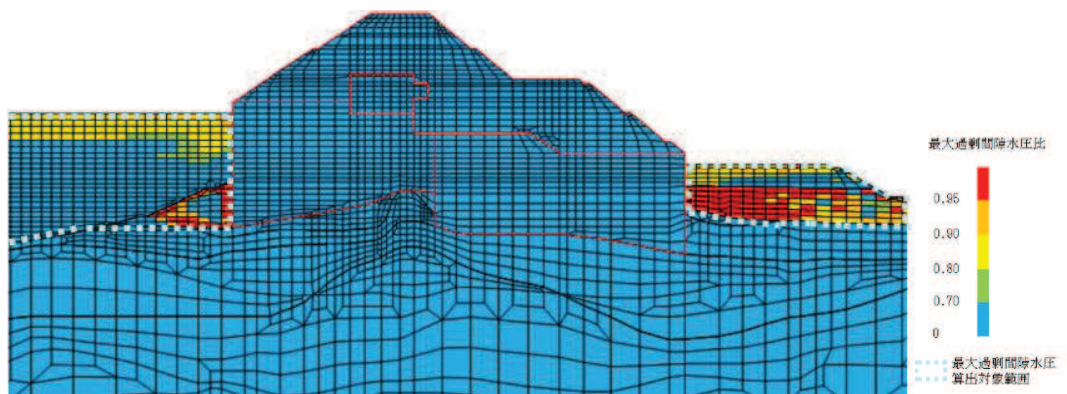


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.2-25 断面④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 4.2-26 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 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 (mm)	断面積 (mm ²)	断面係数 (mm ³)
A	鋼管杭 (上杭) φ 2200	SKK490 (t=25mm)	0. P. +30. 0m*1~ 0. P. +23. 5m	24	1. 639×10 ⁵	8. 813×10 ⁷
B		SM570 (t=40mm)	0. P. +23. 5m~ 0. P. +21. 0m 0. P. +21. 0m~ 0. P. +20. 0m	39	2. 645×10 ⁵	1. 403×10 ⁸
C	鋼管杭 (下杭) φ 2500	SM570 (t=35mm)	長杭 0. P. +20. 0m~ 0. P. ±0. 0m	34	2. 632×10 ⁵	1. 599×10 ⁸
断面⑤			短杭 0. P. +20. 0m~ 0. P. +5. 0m			
			断面⑥ 0. P. +20. 0m ~ +8. 0m			
D	SKK490 (t=25mm)	長杭 0. P. ±0. 0m~ 杭下端	24	1. 865×10 ⁵	1. 143×10 ⁸	
断面⑤		短杭 0. P. +5. 0m~ 0. P. +2. 5m				
断面⑥		0. P. +8. 0m ~ +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(1) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面①)

解析 ケース	地震動		杭 種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度	短期許容 応力度	照査値 σ_s / σ_{sa}
						σ_s (N/mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)	
①	S d - D 2	(++)	C	40886	1163	261	382	0.69
		(-+)	C	44972	1316	287	382	0.76
		(+-)	C	43581	1158	277	382	0.73
		(--)	C	40142	1007	255	382	0.67
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	C	45243	1277	288	382	0.76
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	C	42182	1312	269	382	0.71

表 4.2-55(2) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面②)

解析 ケース	地震動		杭 種	曲げモーメン ト	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度	短期許容 応力度	照査値 σ_s / σ_{sa}
				(kN・m)		σ_s (N/mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)	
①	S d - D 2	(++)	C	44856	1136	285	382	0.75
		(-+)	C	44944	742	284	382	0.75
		(+-)	C	43939	1181	280	382	0.74
		(--)	C	43624	1196	278	382	0.73
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	C	45234	1095	288	382	0.76
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	C	43416	1095	276	382	0.73

表 4.2-55(3) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面③)

解析 ケース	地震動		杭 種	曲げモーメン ト	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度	短期許容 応力度	照査値 σ_s / σ_{sa}
				(kN・m)		σ_s (N/mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)	
①	S d - D 2	(++)	C	42337	1178	270	382	0.71
		(-+)	C	44733	1208	285	382	0.75
		(+-)	C	43696	1175	278	382	0.73
		(--)	C	44452	1357	284	382	0.75
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	C	45437	828	288	382	0.76
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	C	44683	1318	285	382	0.75

表 4.2-55(4) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面④)

解析 ケース	地震動		杭 種	曲げモーメ ント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮	短期許容	照査値 σ_s / σ_{sa}
						応力度 σ_s (N/mm ²)	応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	
①	S d - D 2	(++)	D	783	11503	69	277	0.25
		(-+)	D	828	10959	67	277	0.25
		(+-)	D	826	11232	68	277	0.25
		(--)	D	836	11475	69	277	0.25
② (+1 σ)	S d - D 2	(--)	D	678	9618	58	277	0.21
③ (-1 σ)	S d - D 2	(--)	D	1153	14401	88	277	0.32

表 4.2-55(5) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面⑤)

解析 ケース	地震動		杭 種	曲げモーメ ント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮	短期許容	照査値 σ_s / σ_{sa}
						応力度 σ_s (N/mm ²)	応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	
①	S d - D 2	(++)	C	35866	1332	230	382	0.61
		(-+)	C	34093	1230	218	382	0.58
		(+-)	C	34736	1029	222	382	0.59
		(--)	C	33750	1224	216	382	0.57
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	C	35887	1335	230	382	0.61
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	C	35655	1309	228	382	0.60

表 4.2-55(6) 鋼管杭の曲げ軸力照査における最大照査値 (断面⑥)

解析 ケース	地震動		杭 種	曲げモーメ ント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮	短期許容	照査値 σ_s / σ_{sa}
						応力度 σ_s (N/mm ²)	応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	
①	S d - D 2	(++)	C	38024	1252	243	382	0.64
		(-+)	C	35832	1226	229	382	0.60
		(+-)	C	36806	1208	235	382	0.62
		(--)	C	36154	1230	231	382	0.61
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	C	37780	1289	242	382	0.64
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	C	38764	1260	248	382	0.65

(2) せん断力照査

断面計算に用いた断面諸元は表 4.2-54 に、鋼管杭のせん断力照査における最大照査値を表 4.2-56 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 4.2-56(1) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面①)

解析 ケース	地震動		杭種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
①	S d - D 2	(++)	C	12257	94	217	0.44
		(-+)	C	13526	103	217	0.48
		(+-)	C	13091	100	217	0.47
		(--)	C	12017	92	217	0.43
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	C	13606	104	217	0.48
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	C	12646	97	217	0.45

表 4.2-56(2) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面②)

解析 ケース	地震動		杭種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
①	S d - D 2	(++)	C	13476	103	217	0.48
		(-+)	C	13510	103	217	0.48
		(+-)	C	13215	101	217	0.47
		(--)	C	13116	100	217	0.47
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	C	13590	104	217	0.48
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	C	13023	99	217	0.46

表 4.2-56(3) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面③)

解析 ケース	地震動		杭種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
①	S d - D 2	(++)	C	12733	97	217	0.45
		(-+)	C	13466	103	217	0.48
		(+-)	C	13143	100	217	0.47
		(--)	C	13374	102	217	0.48
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	C	13661	104	217	0.48
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	C	13447	103	217	0.48

表 4.2-56(4) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面④)

解析 ケース	地震動		杭種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
①	S d - D 2	(++)	D	896	10	157	0.07
		(-+)	D	936	11	157	0.08
		(+-)	D	917	10	157	0.07
		(--)	D	946	11	157	0.08
② (+1 σ)	S d - D 2	(--)	D	768	9	157	0.06
③ (-1 σ)	S d - D 2	(--)	D	1281	14	157	0.09

表 4.2-56(5) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面⑤)

解析 ケース	地震動		杭種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
①	S d - D 2	(++)	C	12543	96	217	0.45
		(-+)	C	11930	91	217	0.42
		(+-)	C	12146	93	217	0.43
		(--)	C	11809	90	217	0.42
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	C	12549	96	217	0.45
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	C	12471	95	217	0.44

表 4.2-56(6) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面⑥)

解析 ケース	地震動	杭種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}	
①	S d - D 2	(++)	C	10549	81	217	0.38
		(-+)	C	9915	76	217	0.36
		(+-)	C	10191	78	217	0.36
		(--)	C	10010	77	217	0.36
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	C	10910	83	217	0.39
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	C	10235	78	217	0.36

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 4.2-57 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 $k_h = 7$ 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 4.2-58 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 4.2-57 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 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	5.5	7
断面②	O. P. +29.0m	6.1	
断面③	O. P. +29.0m	5.2	
断面⑤	O. P. +29.0m	3.0	
断面⑥	O. P. +29.0m	4.6	

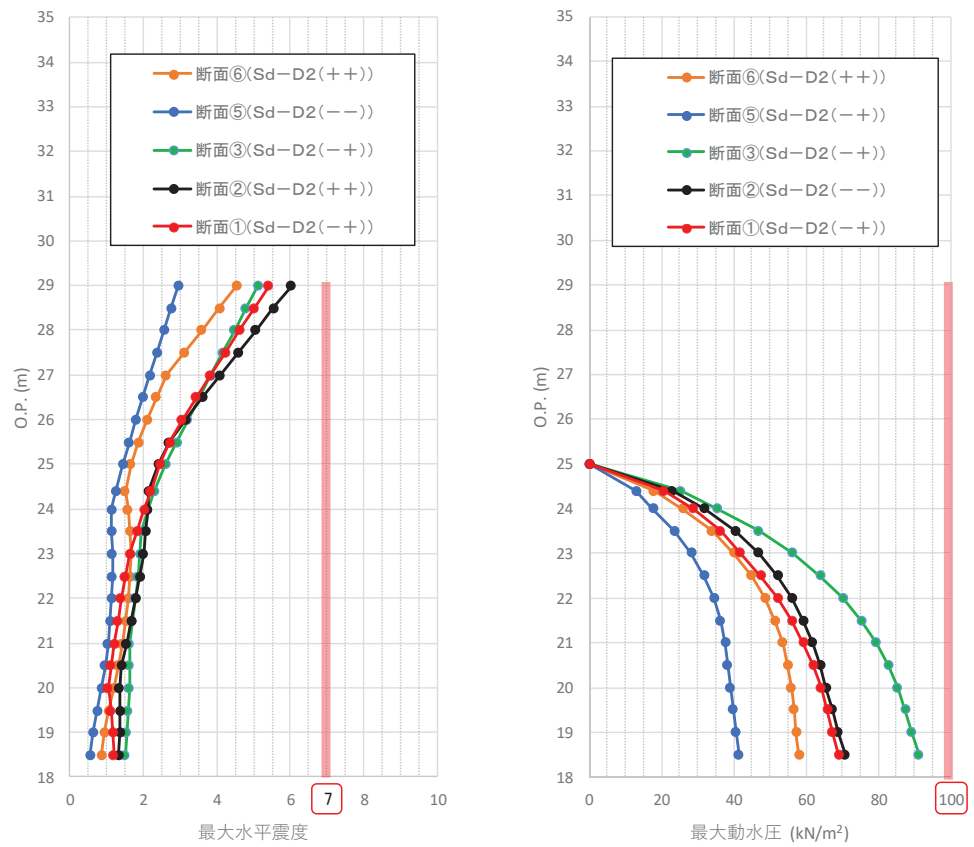


図 4.2-27 各断面における最大水平震度及び最大動水圧の深度分布

表 4.2-58 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 (N/mm ²)	SM490Y	284	315	0.91
	垂直リブ	圧縮応力度 (N/mm ²)	SM490Y	67	190	0.36
	水平リブ	曲げ応力度 (N/mm ²)	SM490Y	77	315	0.25
		せん断応力度 (N/mm ²)	SM490Y	38	180	0.22
		合成応力度	SM490Y	0.12	1.20	0.10
漂流物防護工	架台	曲げ応力度 (N/mm ²)	SM490Y	59	315	0.19
		せん断応力度 (N/mm ²)	SM490Y	38	180	0.22
		合成応力度	SM490Y	0.09	1.20	0.08
	防護工	引張応力度 (N/mm ²)	SM570	19	382	0.05
		せん断応力度 (N/mm ²)	SM570	13	217	0.06
		合成応力度	SM570	0.01	1.20	0.01

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 4.2-59 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。

また、図 4.2-28 に背面補強工の全時刻での局所安全係数分布を示す。これにより、鋼管杭が背面補強工に接する部分について、背面補強工は全時刻を通じてせん断破壊していないことが確認できるため、背面補強工は鋼管杭からの反力に対して弾性範囲である。

表 4.2-59(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	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
①	S d - D 2	(++)	13.70	12.2
		(-+)	17.48	11.0
		(+-)	17.40	11.6
		(--)	13.59	12.3
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	17.47	11.0
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	17.49	11.9

表 4.2-59(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	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
①	S d - D 2	(++)	25.17	11.4
		(-+)	25.26	10.9
		(+-)	25.17	11.2
		(--)	25.26	11.2
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	6.93	11.3
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	25.19	11.6

表 4.2-59(3) 背面補強工のすべり安全率評価結果 (断面③)

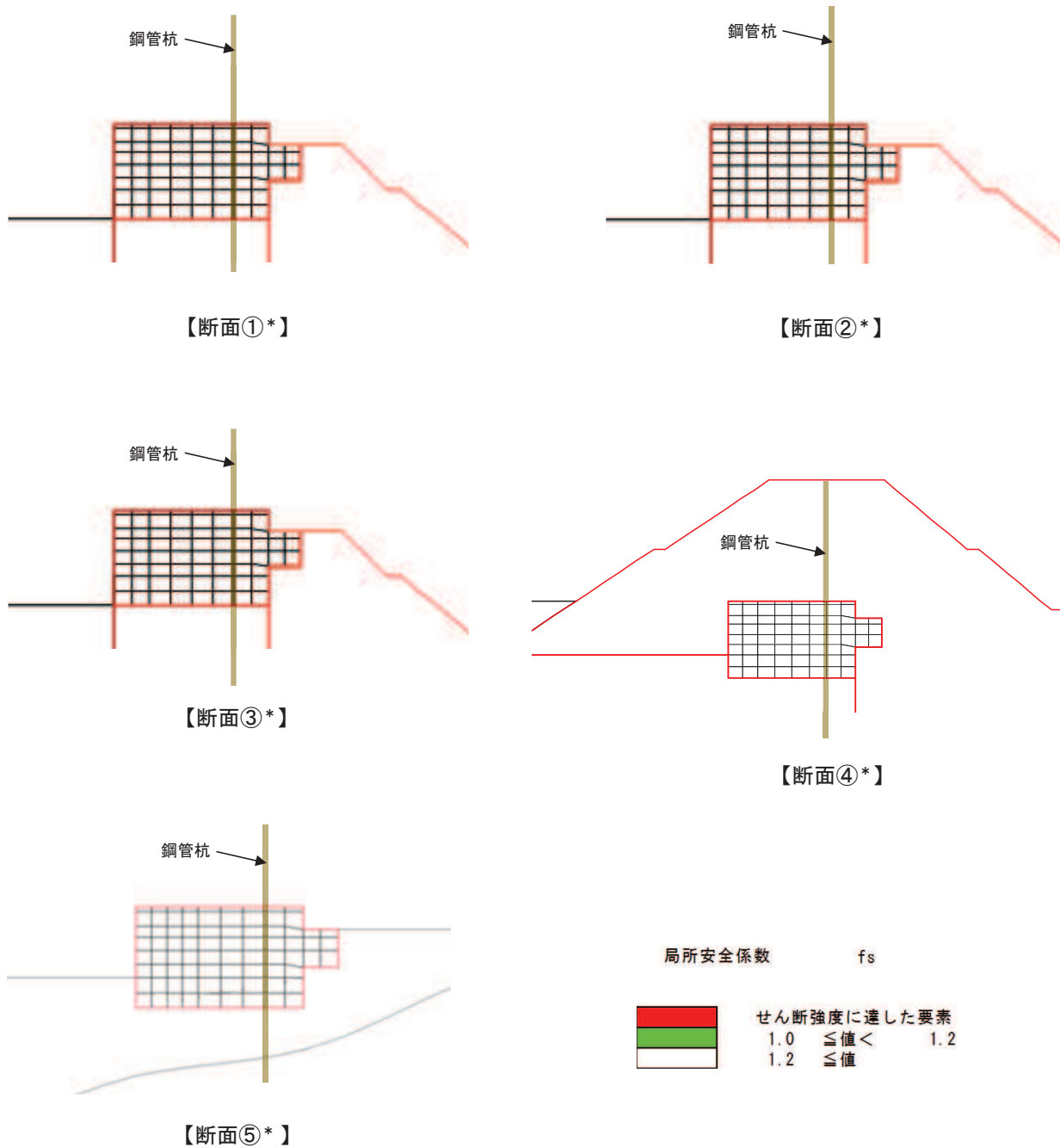
解析ケース	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
①	S d - D 2	(++)	25.18	11.6
		(-+)	13.58	10.8
		(+-)	25.18	11.3
		(--)	13.58	10.9
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	13.57	10.9
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	13.58	10.9

表 4.2-59(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	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
①	S d - D 2	(++)	13.68	15.2
		(-+)	13.54	13.8
		(+-)	13.66	14.8
		(--)	13.53	14.3
② (+1 σ)	S d - D 2	(--)	13.52	14.6
③ (-1 σ)	S d - D 2	(--)	13.55	14.1

表 4.2-59(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	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
①	S d - D 2	(++)	6.85	12.8
		(-+)	17.67	13.3
		(+-)	29.98	13.0
		(--)	6.93	13.1
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	6.85	12.8
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	6.86	12.8



注記* 1 : 全ての解析ケースかつ全時刻においてせん断強度に達した要素が無かった

図 4.2-28 背面補強工の全時刻での局所安全係数分布 (断面①～断面⑤)

4.2.5 置換コンクリートの評価結果

(1) 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 4.2-60 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 4.2-60(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 d - D 2	(++)	12.92	13.4
		(-+)	13.20	15.1
		(+-)	12.96	13.7
		(--)	25.57	13.8
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	25.55	14.1
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	25.32	15.6

表 4.2-60(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	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	14.5
		(+-)	25.31	12.8
		(--)	25.50	14.2
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	25.31	13.5
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	12.92	12.6

表 4.2-60(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	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
①	S d - D 2	(++)	25.44	12.6
		(-+)	12.92	12.2
		(+-)	25.48	12.0
		(--)	20.26	12.6
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	12.92	12.2
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	25.30	12.5

表 4.2-60(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	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
①	S d - D 2	(++)	20.43	13.2
		(-+)	13.55	12.9
		(+-)	25.46	12.6
		(--)	13.55	12.6
② (+1 σ)	S d - D 2	(--)	13.54	12.7
③ (-1 σ)	S d - D 2	(--)	13.55	12.4

(2) 局所破壊が津波防護機能へ及ぼす影響について

図 4.2-4 に示す, 各断面での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のうち, 引張破壊が生じている断面 (断面④) について, 局所的な破壊が津波防護機能へ及ぼす影響を確認する。

a. 局所安全係数分布図と検討すべり線の重ね合わせ

断面④について, 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に検討すべり線を重ね合わせた図を図 4.2-29 に示す。

これにより, 検討すべり線は, 引張破壊に達した要素をおおむね通過していることが確認できることから, 引張破壊に達した要素を考慮し改良地盤の健全性を確保していることを確認した。

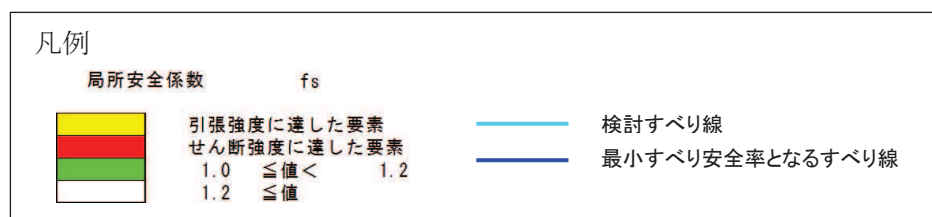
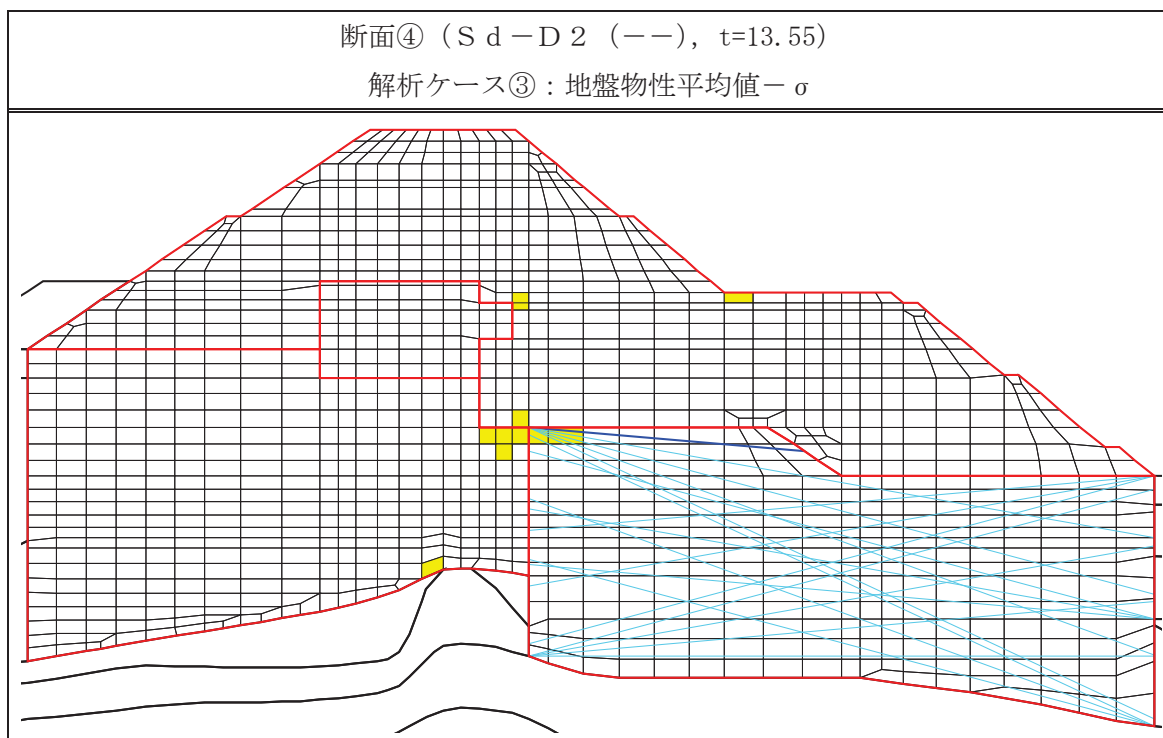


図 4.2-29 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布と検討すべり線の重ね合わせ (断面④)

b. 応力状態に着目した追加すべり検討

置換コンクリートに局所的な引張破壊が生じている断面④について、引張破壊している要素の応力状態に着目し、引張強度に達した要素を基点とした、クラック方向のすべり線を追加しすべり安全率照査を行う。図 4.2-30 に断面④について、置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線を示す。ここで、クラック方向は、引張強度に達した要素に生じている引張応力の直交方向とする。

図 4.2-30 に示した追加すべり線における最小すべり安全率を表 4.2-61 に示す。この結果より、引張強度に達した要素を基点とした、クラック方向のすべり線を追加した場合において、改良地盤のすべり安全率は、当初のすべり線でのすべり安全率と比較し同等以上であり、健全であることを確認した。

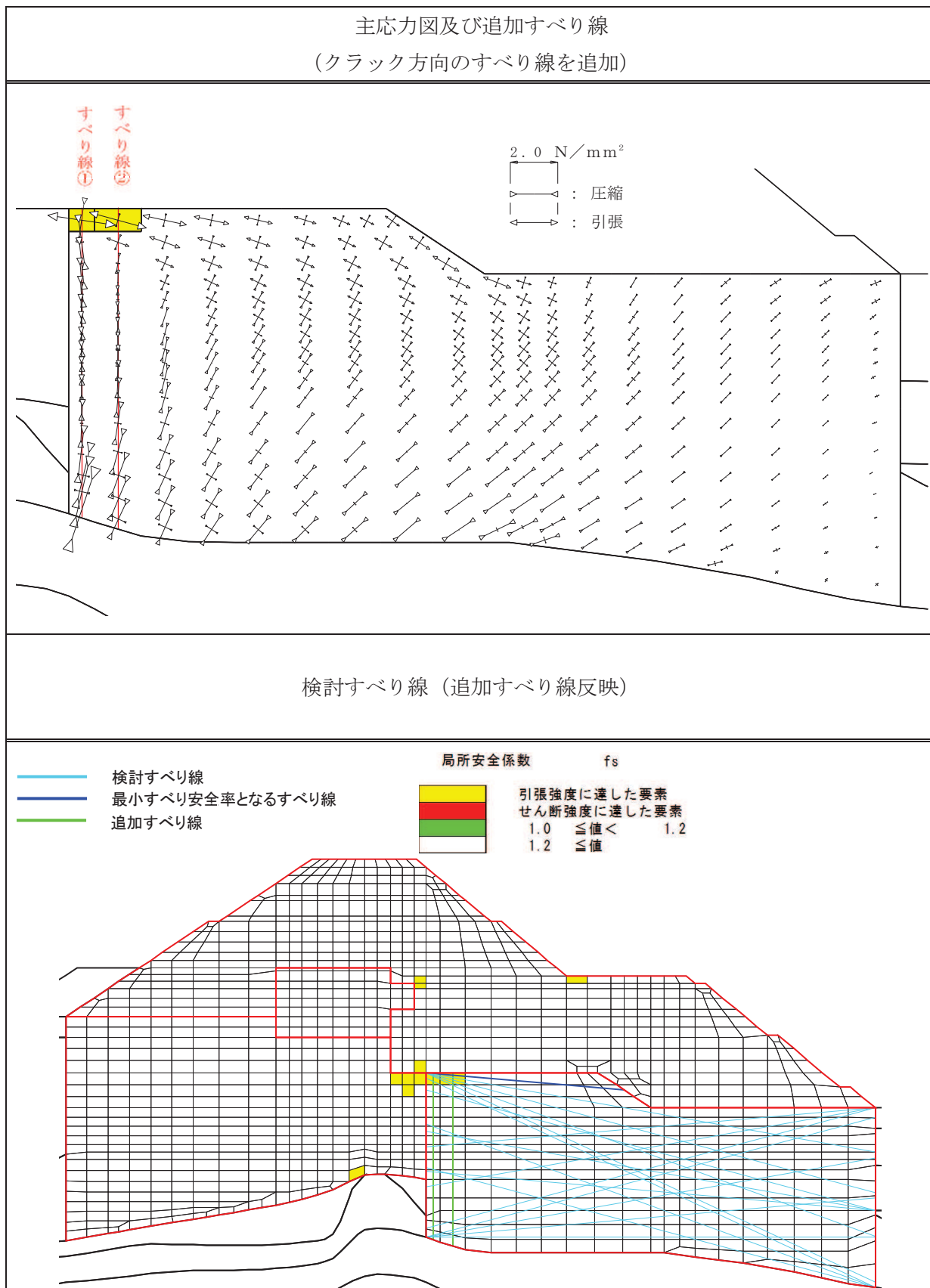


図 4.2-30 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線
(断面④, S d - D 2 (—), t=13.55s)

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-1 σ)

表 4.2-61 追加すべり線における最小すべり安全率

断面	すべり線	最小すべり 安全率	(参考) 追加すべり線を 除く最小すべり安全率
断面④	すべり線②	21.4	12.4

c. まとめ

a. 及びb. の検討により、置換コンクリートに局所的に発生している引張破壊が津波防護機能へ影響を及ぼさないことを確認した。

4.2.6 改良地盤の評価結果

(1) 評価結果

改良地盤のすべり安全率による評価結果を表 4.2-62 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 4.2-62(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 d - D 2	(++)	25.50	2.6
		(-+)	12.93	2.6
		(+-)	25.50	2.4
		(--)	25.75	2.7
② (+1σ)	S d - D 2	(-+)	12.93	2.5
③ (-1σ)	S d - D 2	(-+)	25.79	2.9

表 4.2-62(2) 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	3.0
		(-+)	12.93	3.0
		(+-)	25.49	2.8
		(--)	25.32	2.9
② (+1σ)	S d - D 2	(++)	25.44	2.9
③ (-1σ)	S d - D 2	(++)	25.49	3.0

表 4.2-62(3) 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	2.9
		(-+)	12.93	2.8
		(+-)	25.49	2.8
		(--)	25.33	3.0
② (+1σ)	S d - D 2	(++)	12.92	2.7
③ (-1σ)	S d - D 2	(++)	12.93	3.3

表 4.2-62(4) 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	(++)	13.68	4.4
		(-+)	13.55	4.1
		(+-)	13.66	4.4
		(--)	13.57	4.2
② (+1 σ)	S d - D 2	(--)	13.57	4.2
③ (-1 σ)	S d - D 2	(--)	13.57	4.1

(2) 局所破壊が津波防護機能へ及ぼす影響について

図 4.2-5 に示す, 各断面での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のうち, 引張破壊が生じている断面 (断面②及び断面④) について, 局所的な破壊が津波防護機能へ及ぼす影響を確認する。

a. 局所安全係数分布図と検討すべり線の重ね合わせ

断面②及び断面④について, 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に検討すべり線を重ね合わせた図を図 4.2-31 に示す。

これにより, 検討すべり線は, 引張破壊に達した要素をおおむね通過していることが確認できることから, 引張破壊に達した要素を考慮し改良地盤の健全性を確保していることを確認した。

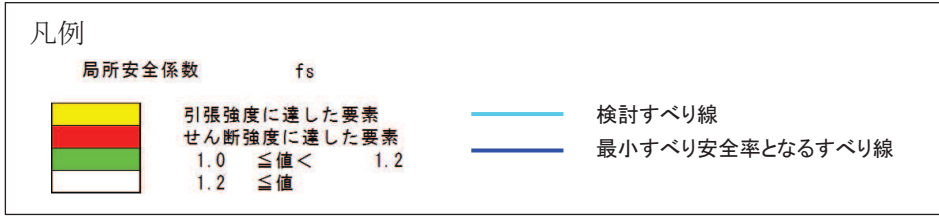
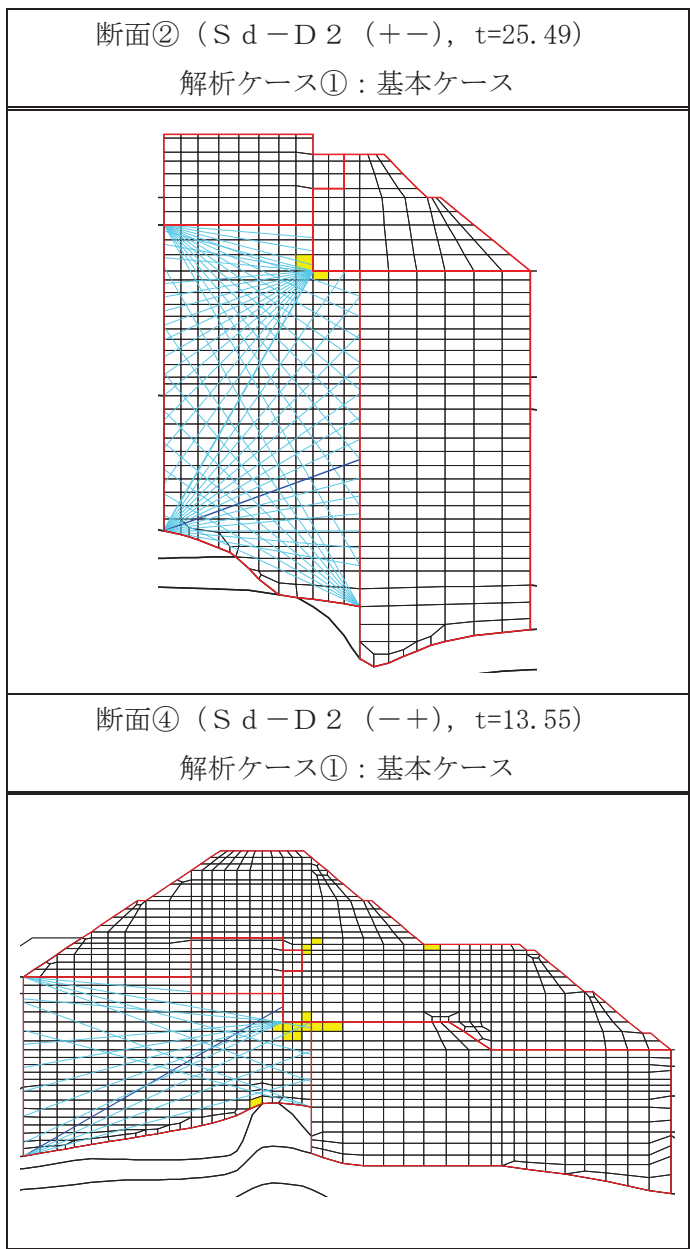


図 4.2-31 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布と検討すべり線の重ね合わせ (断面②及び断面④)

b. 応力状態に着目した追加すべり検討

改良地盤に局所的な引張破壊が生じている断面②及び断面④について、引張破壊している要素の応力状態に着目し、引張強度に達した要素を基点とした、クラック方向のすべり線を追加しすべり安全率照査を行う。図 4.2-32 に断面②及び断面④について、改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線を示す。ここで、クラック方向は、引張強度に達した要素に生じている引張応力の直交方向とする。

図 4.2-32 に示した追加すべり線における最小すべり安全率を表 4.2-63 に示す。この結果より、引張強度に達した要素を基点とした、クラック方向のすべり線を追加した場合において、改良地盤のすべり安全率は、当初のすべり線でのすべり安全率と比較し同等以上であり、健全であることを確認した。

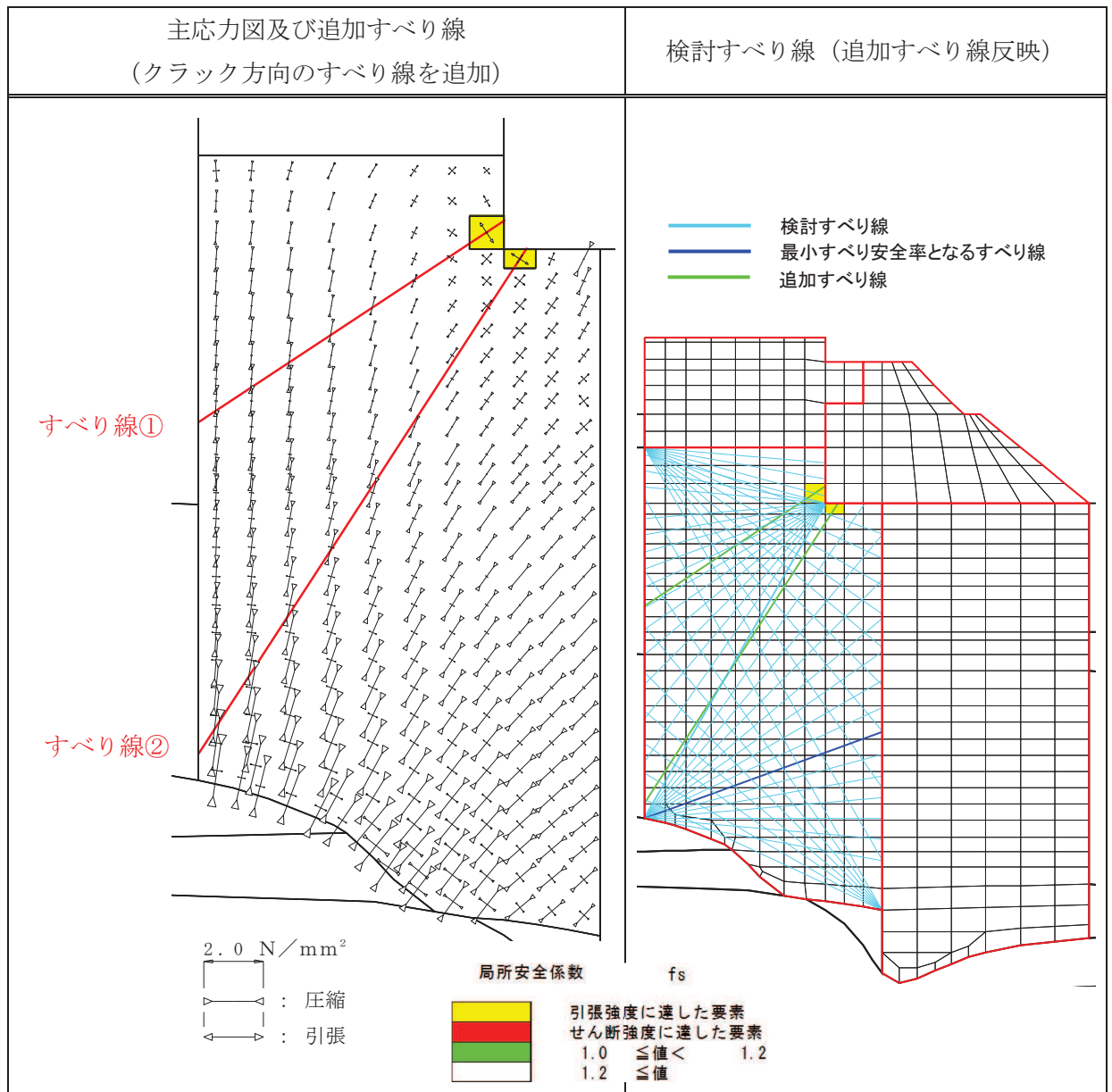
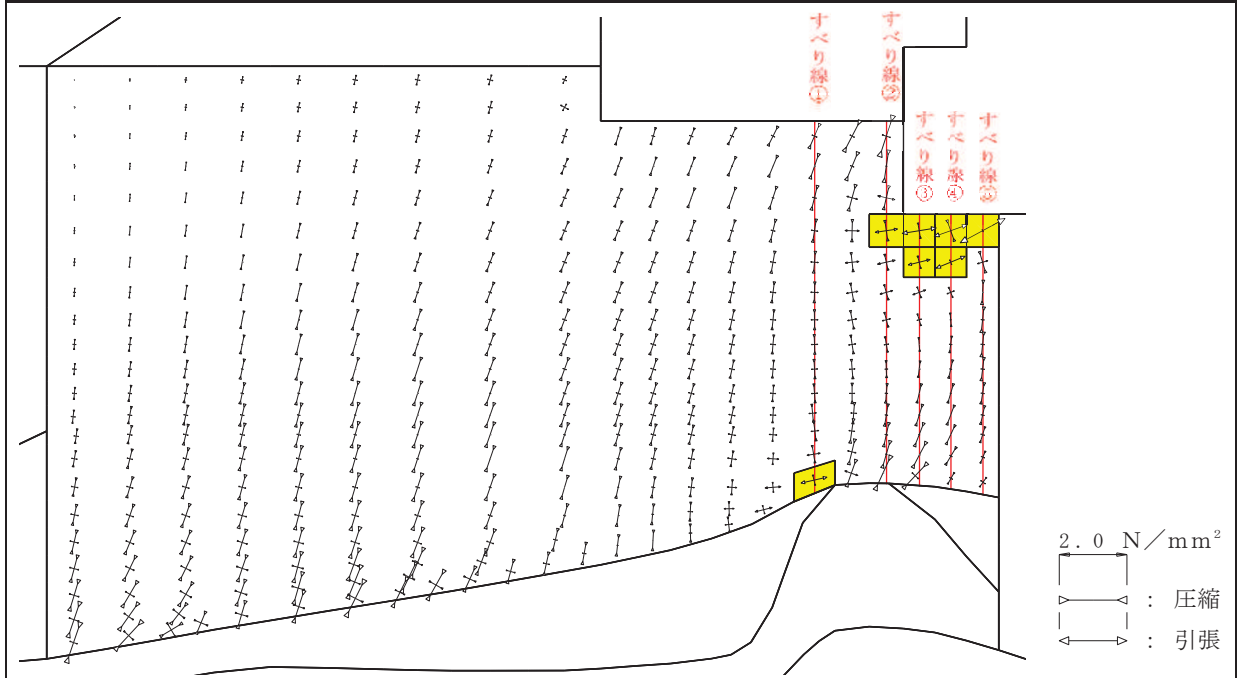


図 4.2-32(1) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線
(断面②, S d - D 2 (+), t=25.49s)

解析ケース①：基本ケース

主応力図及び追加すべり線
(クラック方向のすべり線を追加)



検討すべり線 (追加すべり線反映)

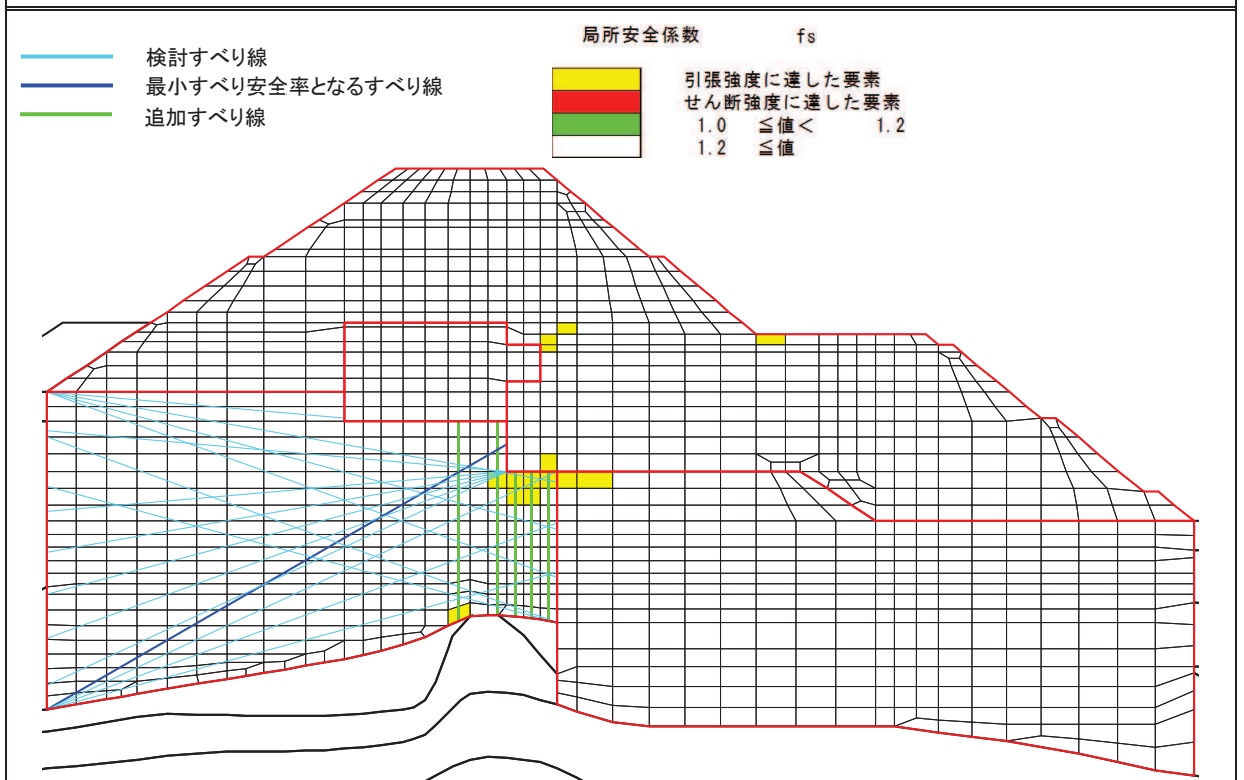


図 4.2-32(2) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線
(断面④, S d - D 2 (-+), t=13.55s)

解析ケース①：基本ケース

表 4.2-63 追加すべり線における最小すべり安全率

断面	すべり線	最小すべり安全率	(参考) 追加すべり線を除く最小すべり安全率
断面②	すべり線①	4.2	2.8
断面④	すべり線④	26.5	4.1

c. まとめ

a. 及びb. の検討により，改良地盤に局所的に発生している引張破壊が津波防護機能へ影響を及ぼさないことを確認した。

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 4.2-64 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。

なお、断面②及び断面③において、解析ケース③ですべり安全率が低下するのは、地盤物性値を平均値 -1σ とすることで、最小すべり線が変わること、背面補強工からセメント改良土への起動力が大きくなることが要因として考えられる。

表 4.2-64(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 d - D 2	(++)	25.27	42.4
		(-+)	24.99	48.2
		(+-)	17.13	44.5
		(--)	25.53	43.1
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	25.55	56.7
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	30.05	52.2

表 4.2-64(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	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
①	S d - D 2	(++)	25.25	29.5
		(-+)	13.44	36.2
		(+-)	25.25	38.5
		(--)	13.44	30.1
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	25.24	46.4
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	25.27	15.1

表 4.2-64(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	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
①	S d - D 2	(++)	20.32	60.5
		(-+)	25.53	32.2
		(+-)	25.28	46.3
		(--)	13.46	39.9
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	25.52	38.3
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	13.46	22.0

表 4.2-64(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	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
①	S d - D 2	(++)	25.30	7.5
		(-+)	25.48	7.5
		(+-)	13.55	7.5
		(--)	25.49	7.0
② (+1 σ)	S d - D 2	(--)	25.47	7.6
③ (-1 σ)	S d - D 2	(--)	25.50	6.9

4.2.8 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 4.2-65 及び表 4.2-66 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 4.2-33 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 4.2-65 (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：構造境界部（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 ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S d - D 2 (- -)	③	5.7	83.0	88.7	350
軸方向	- *	- *	12.3*	12.3*	24.6	150

注記 *：軸方向の残留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 4.2-65 (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：構造境界部（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 ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S d - D 2 (- +)	③	31.5	137.0	168.5	350
軸方向	- *	- *	22.2*	22.2*	44.4	150

注記 *：軸方向の残留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 4.2-65 (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：構造境界部（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 ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S d - D 2 (- +)	③	31.5	137.0	168.5	350
軸方向	- *	- *	14.1*	14.1*	28.2	150

注記 *：軸方向の残留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 4.2-65 (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：構造境界部 (岩盤部のうち背面補強工間), 杭天端部：0. P. +29. 0m)

方向	地震動	解析 ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S d - D 2 (++)	①	0.3	55.4	55.7	350
軸方向	-*	-*	2.0*	2.0*	4.0	150

注記 *：軸方向の残留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 4.2-65 (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：構造境界部 (岩盤部のうち背面補強工端部), 杭天端部：0. P. +29. 0m)

方向	地震動	解析 ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S d - D 2 (++)	③	0.1	66.0	66.1	350
軸方向	-*	-*	6.7*	6.7*	13.4	150

注記 *：軸方向の残留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 4.2-65 (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：構造境界部 (岩盤部のうち突出長変化部), 杭天端部：0. P. +29. 0m)

方向	地震動	解析 ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S d - D 2 (++)	③	0.1	66.0	66.1	350
軸方向	-*	-*	52.6*	52.6*	105.2	150

注記 *：軸方向の残留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 4.2-66 (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：構造同一部（一般部のうち背面補強工内），杭天端部：0. P. +29. 0m)

方向	地震動	解析 ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S d - D 2 (- +)	③	1. 2	17. 7	18. 9	30
軸方向	- *	- *	1. 6*	1. 6*	3. 2	6

注記 *：軸方向の残留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 4.2-66 (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：構造同一部（岩盤部のうち突出杭長同一部），杭天端部：0. P. +29. 0m)

方向	地震動	解析 ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S d - D 2 (+ +)	③	0. 1	5. 2	5. 3	30
軸方向	- *	- *	1. 2*	1. 2*	2. 4	6

注記 *：軸方向の残留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 4.2-66 (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：構造同一部（岩盤部のうち背面補強工内），杭天端部：0. P. +29. 0m)

方向	地震動	解析 ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S d - D 2 (+ +)	③	0. 1	2. 3	2. 4	30
軸方向	- *	- *	1. 0*	1. 0*	2. 0	6

注記 *：軸方向の残留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。

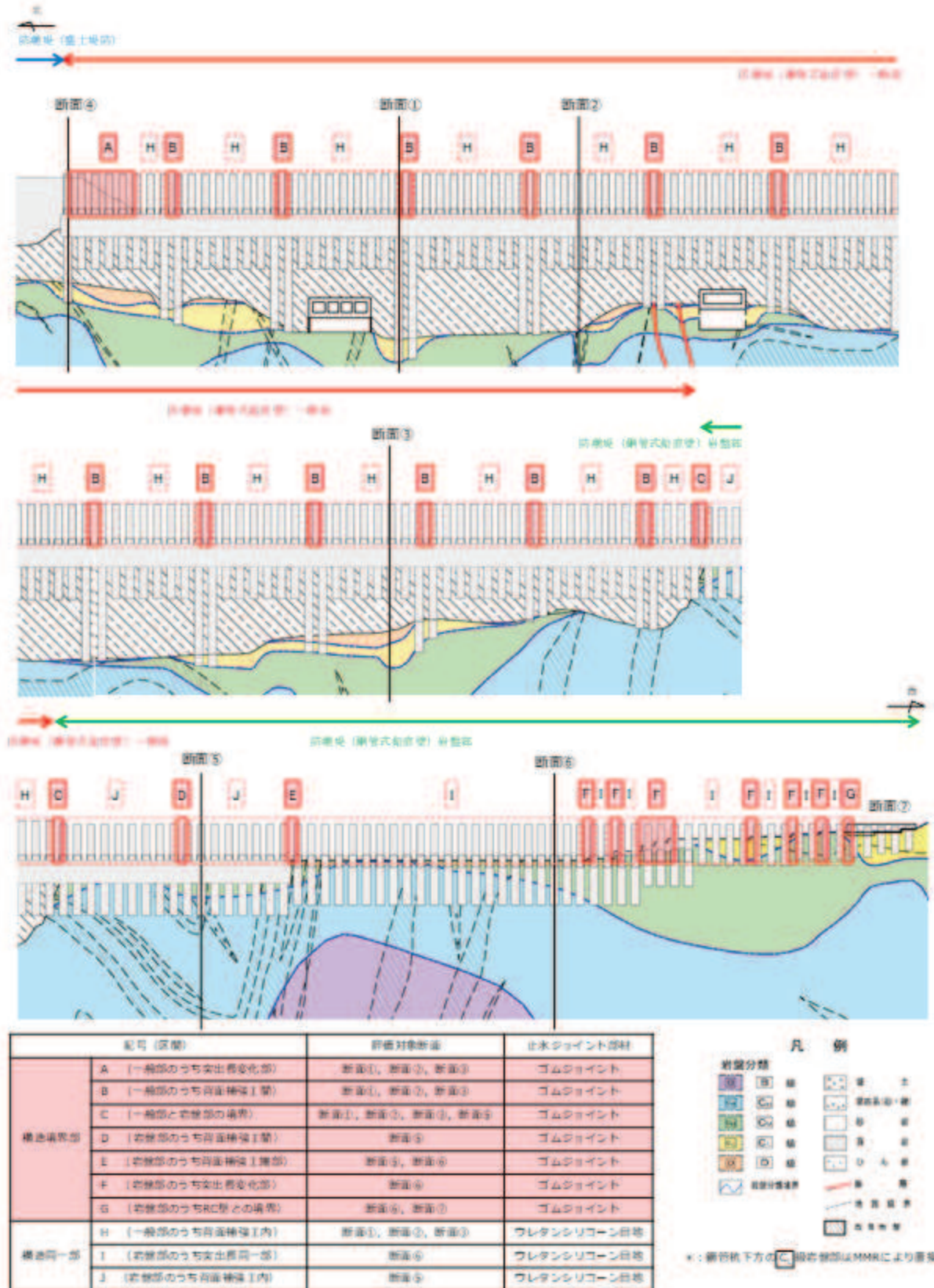


図 4.2-33 止水ジョイント部材の相対変位量評価区間

4.2.9 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4.2-67～表4.2-69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4.2-34～図4.2-35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 4.2-67(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 ²)	R_{ua} (N/mm ²)	R_a/R_{ua}
①	S d - D 2	(++)	2.5	11.4	0.22
		(-+)	2.7	11.4	0.24
		(+-)	2.5	11.4	0.22
		(--)	2.6	11.4	0.23
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	2.5	11.4	0.22
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	3.0	11.4	0.27

表 4.2-67(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 ²)	R_{ua} (N/mm ²)	R_a/R_{ua}
①	S d - D 2	(++)	1.0	11.4	0.09
		(-+)	1.1	11.4	0.10
		(+-)	1.0	11.4	0.09
		(--)	1.0	11.4	0.09
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	1.0	11.4	0.09
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	1.1	11.4	0.10

表 4.2-67(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 ²)	R_{ua} (N/mm ²)	R_a/R_{ua}
①	S d - D 2	(++)	1.8	13.7	0.14
		(-+)	2.0	13.7	0.15
		(+-)	1.8	13.7	0.14
		(--)	2.0	13.7	0.15
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	1.7	13.7	0.13
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	2.4	13.7	0.18

表 4.2-67(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 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
①	S d - D 2	(++)	2.4	11.4	0.22
		(-+)	2.3	11.4	0.21
		(+-)	2.3	11.4	0.21
		(--)	2.4	11.4	0.22
② (+1 σ)	S d - D 2	(--)	2.0	11.4	0.18
③ (-1 σ)	S d - D 2	(--)	3.0	11.4	0.27

表 4.2-67(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 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 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 σ)	S d - D 2	(++)	0.5	13.7	0.04
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	0.5	13.7	0.04

表 4.2-67(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 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 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 σ)	S d - D 2	(++)	0.5	13.7	0.04
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	0.5	13.7	0.04

表 4.2-68(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 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 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 σ)	S d - D 2	(-+)	1.1	4.4	0.25
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	1.1	4.4	0.25

表 4.2-68(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 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
①	S d - D 2	(++)	1.1	4.4	0.25
		(-+)	1.2	4.4	0.28
		(+-)	1.1	4.4	0.25
		(--)	1.2	4.4	0.28
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	1.1	4.4	0.25
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	1.1	4.4	0.25

表 4.2-68(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 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 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
		(--)	1.2	4.4	0.28
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	1.1	4.4	0.25
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	1.1	4.4	0.25

表 4.2-68(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 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 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
		(--)	1.3	4.4	0.30
② (+1 σ)	S d - D 2	(--)	1.3	4.4	0.30
③ (-1 σ)	S d - D 2	(--)	1.2	4.4	0.28

表 4.2-68(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 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 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 σ)	S d - D 2	(++)	0.8	13.7	0.06
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	0.8	13.7	0.06

表 4.2-69(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 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
①	S d - D 2	(++)	1.7	11.4	0.15
		(-+)	1.7	11.4	0.15
		(+-)	1.8	11.4	0.16
		(--)	2.0	11.4	0.18
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	1.8	11.4	0.16
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	1.7	11.4	0.15

表 4.2-69(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 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
①	S d - D 2	(++)	1.6	11.4	0.15
		(-+)	1.4	11.4	0.13
		(+-)	1.5	11.4	0.14
		(--)	1.5	11.4	0.14
② (+1 σ)	S d - D 2	(++)	1.5	11.4	0.14
③ (-1 σ)	S d - D 2	(++)	1.6	11.4	0.15

表 4.2-69(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 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a/R_{ua}
①	S d - D 2	(++)	2.0	13.7	0.15
		(-+)	2.0	13.7	0.15
		(+-)	2.0	13.7	0.15
		(--)	2.0	13.7	0.15
② (+1 σ)	S d - D 2	(-+)	1.9	13.7	0.14
③ (-1 σ)	S d - D 2	(-+)	2.0	13.7	0.15

表 4.2-69(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 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 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 σ)	S d - D 2	(--)	2.1	11.4	0.19
③ (-1 σ)	S d - D 2	(--)	2.2	11.4	0.20

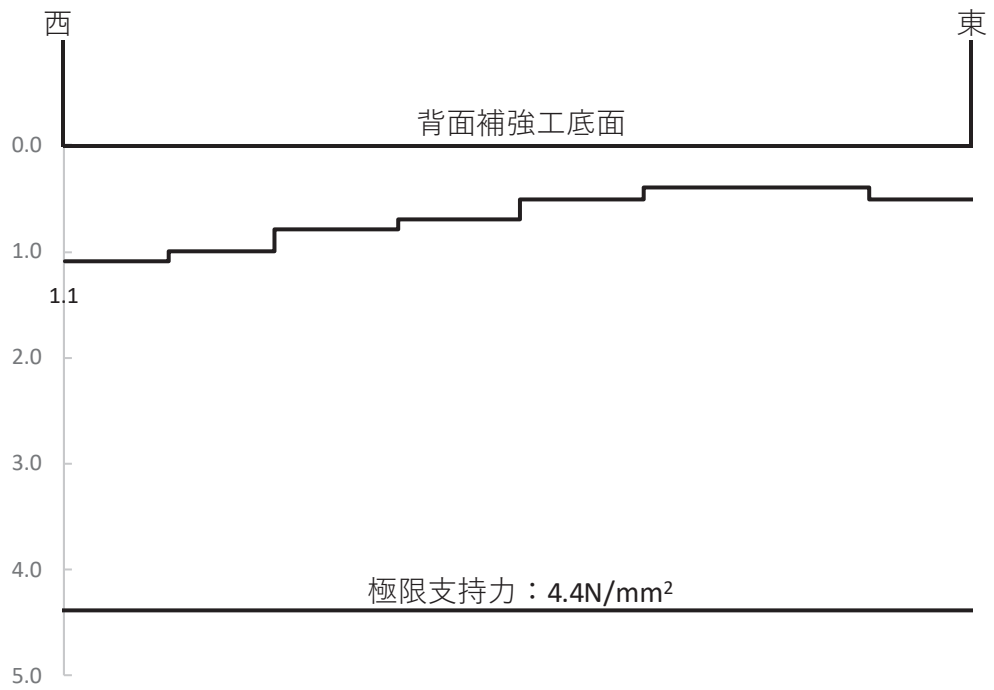


図 4.2-34(1) 支持地盤の接地圧分布図 (断面①, 背面補強工)
 (S d - D 2 (--))
 解析ケース①：基本ケース

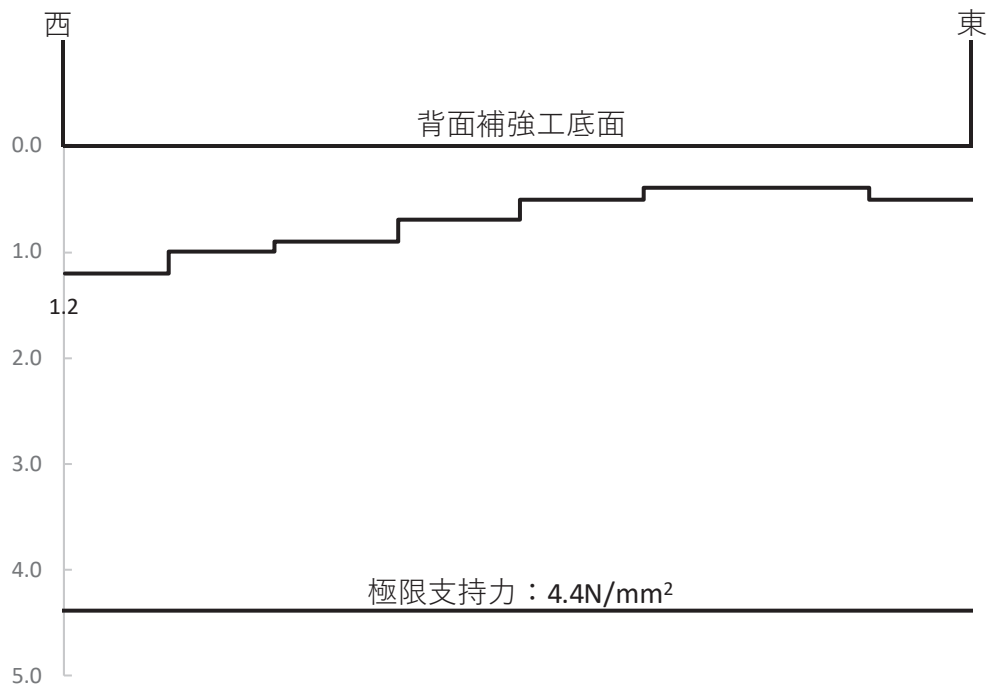


図 4.2-34(2) 支持地盤の接地圧分布図 (断面②, 背面補強工)
 (S d - D 2 (- +))
 解析ケース①：基本ケース

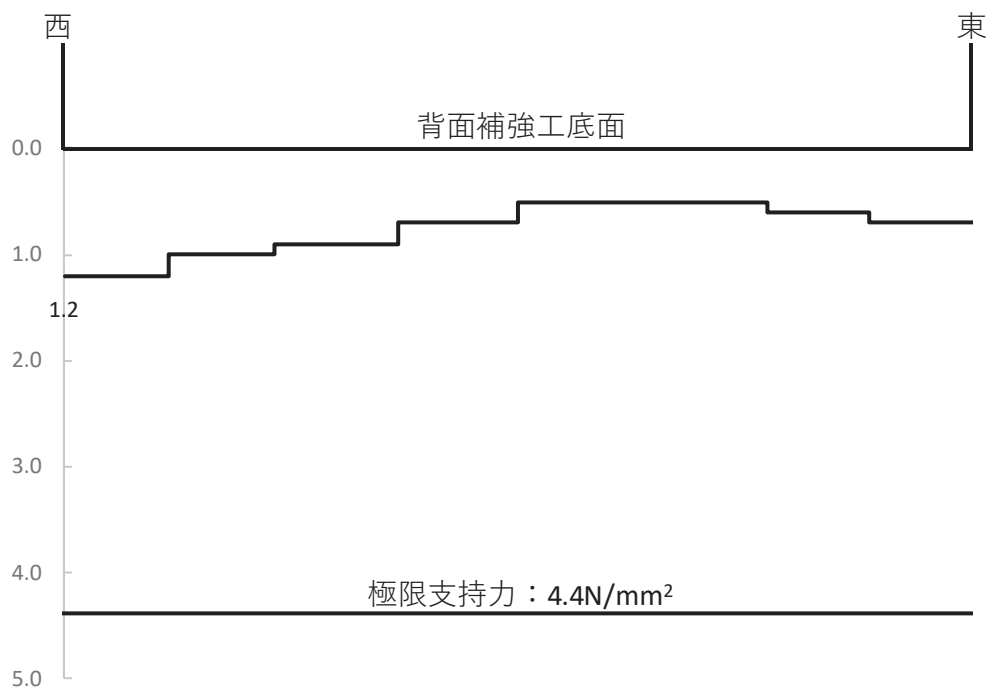


図 4.2-34(3) 支持地盤の接地圧分布図 (断面③, 背面補強工)
 (S d - D 2 (--))
 解析ケース①: 基本ケース

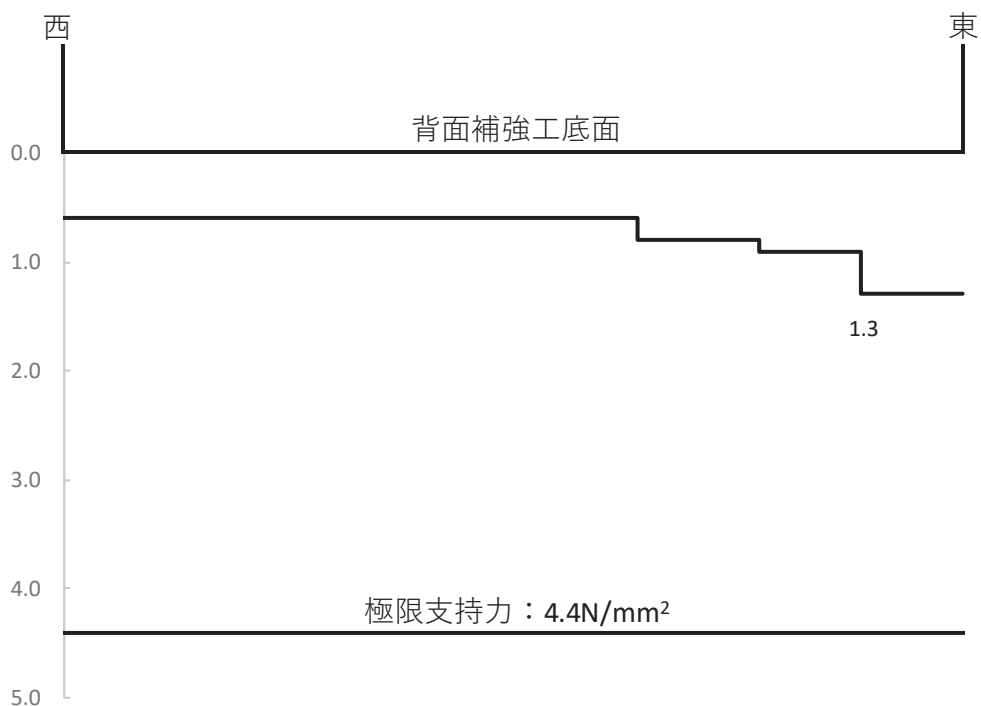


図 4.2-34(4) 支持地盤の接地圧分布図 (断面④, 背面補強工)
 (S d - D 2 (--))
 解析ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1 σ)

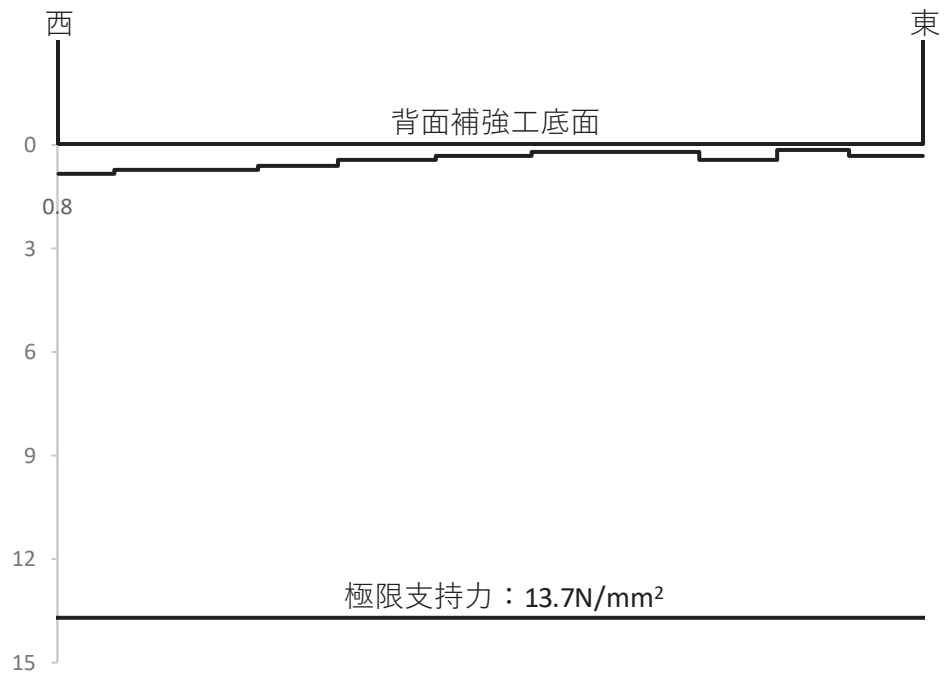


図 4.2-34(5) 支持地盤の接地圧分布図 (断面⑤, 背面補強工)
 (S d - D 2 (+ -))
 解析ケース①: 基本ケース

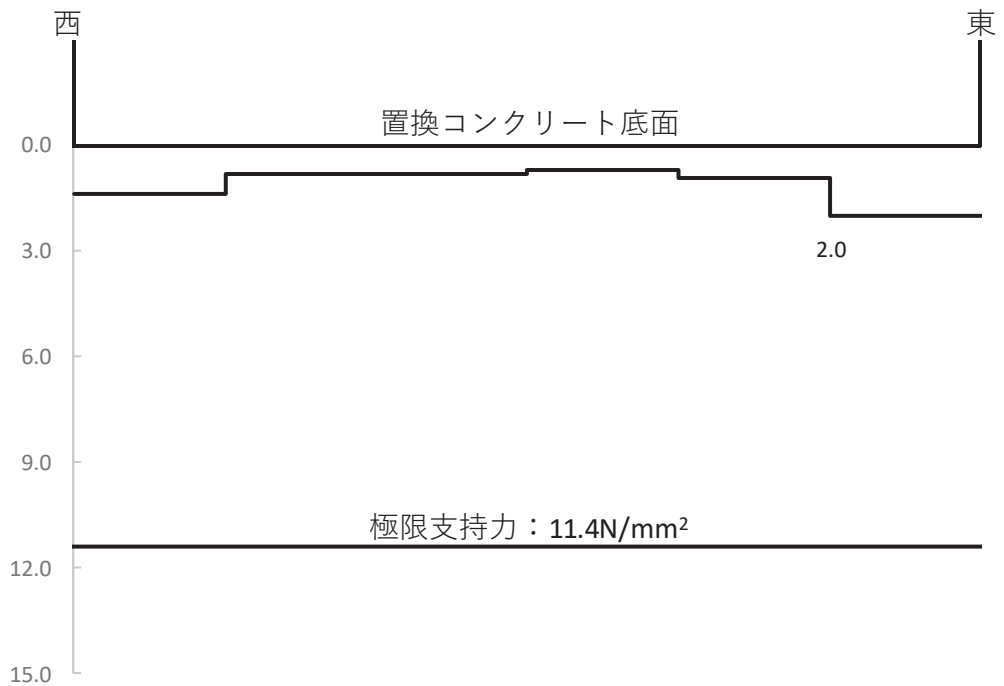


図 4.2-35(1) 支持地盤の接地圧分布図 (断面①, 置換コンクリート)
 (S d - D 2 (- -))
 解析ケース①: 基本ケース

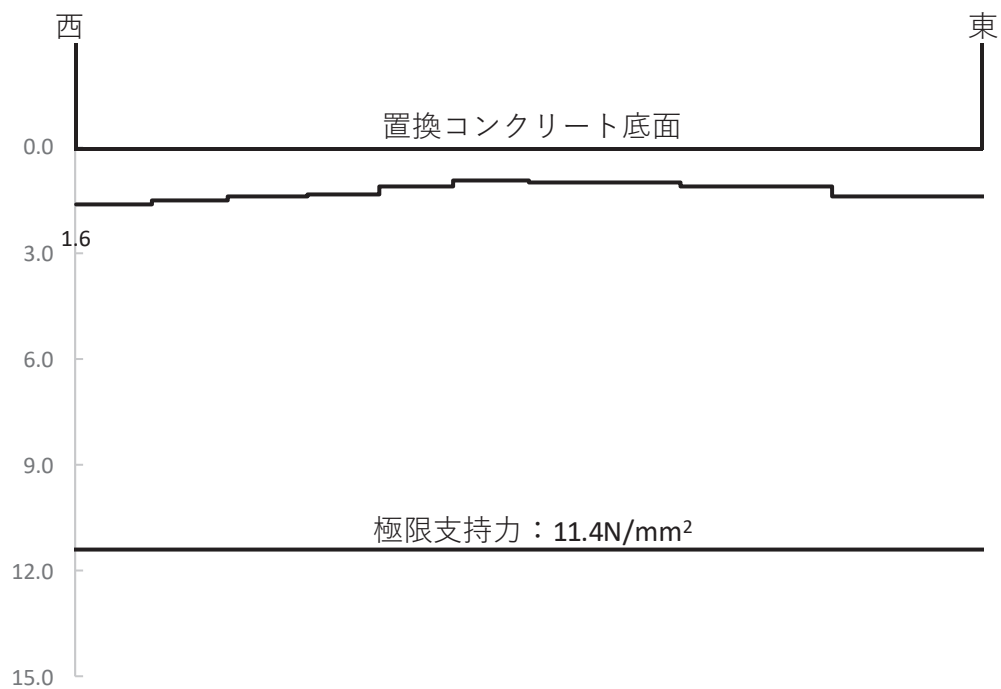


図 4.2-35(2) 支持地盤の接地圧分布図 (断面②, 置換コンクリート)
(S d - D 2 (++))

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 σ)

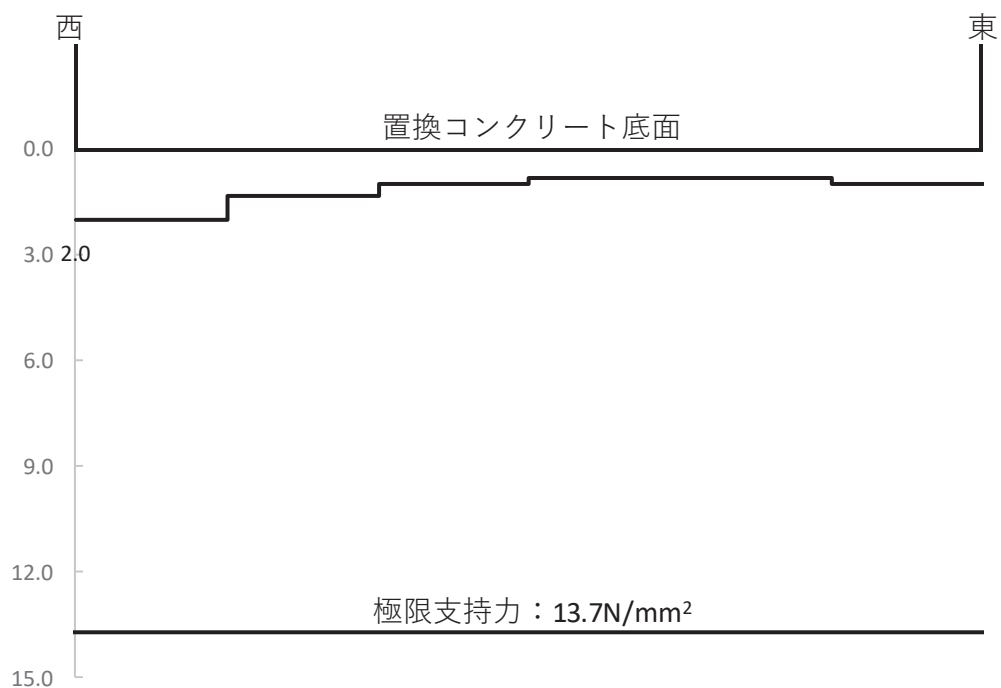


図 4.2-35(3) 支持地盤の接地圧分布図 (断面③, 置換コンクリート)
(S d - D 2 (+-))

解析ケース①：基本ケース

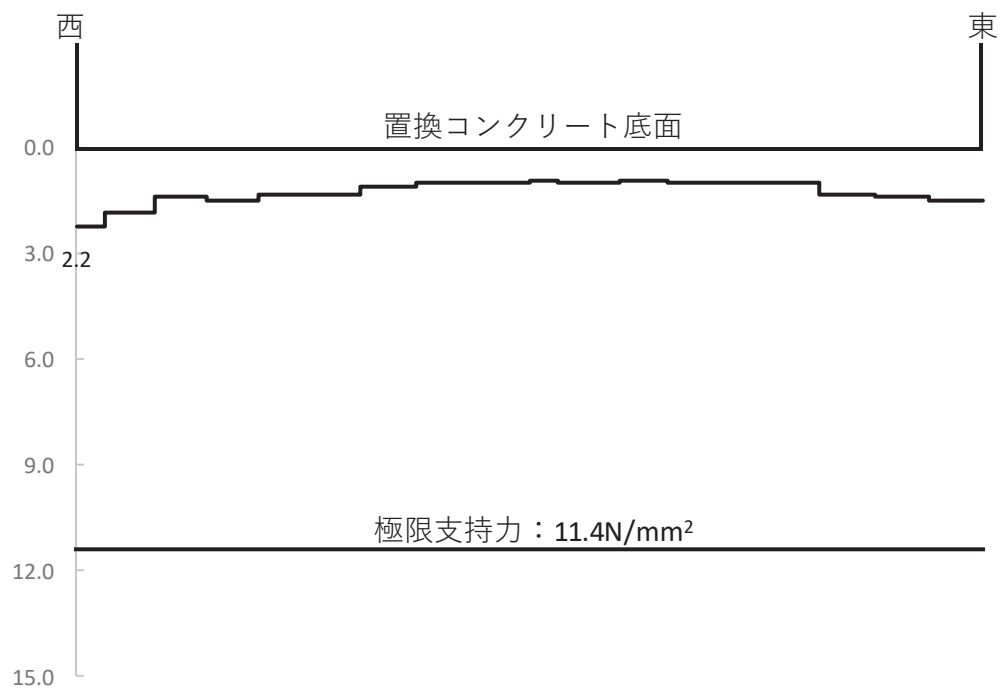


図 4.2-35(3) 支持地盤の接地圧分布図 (断面④, 置換コンクリート)
 (S d - D 2 (+ -))
 解析ケース①：基本ケース

5. 防潮堤（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。

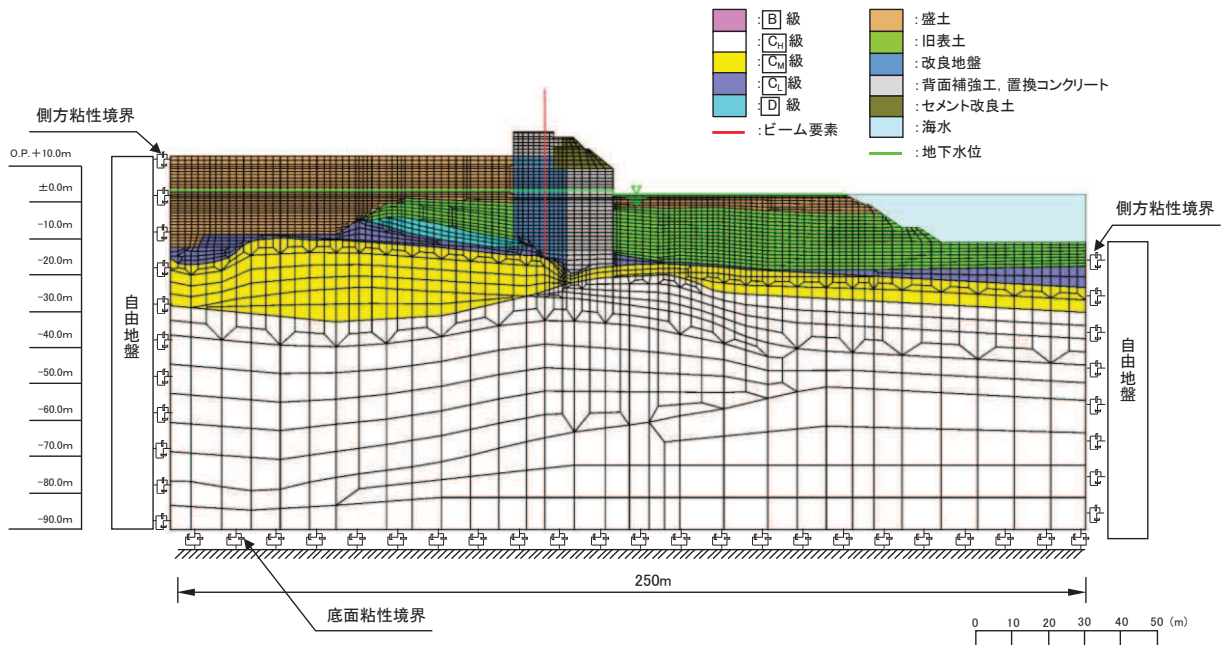


図 5.1-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の断面②の解析モデル

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 5.1-2 に示すように 100 分割 ($\Delta t=0.01(s)$) して漸増載荷させる。

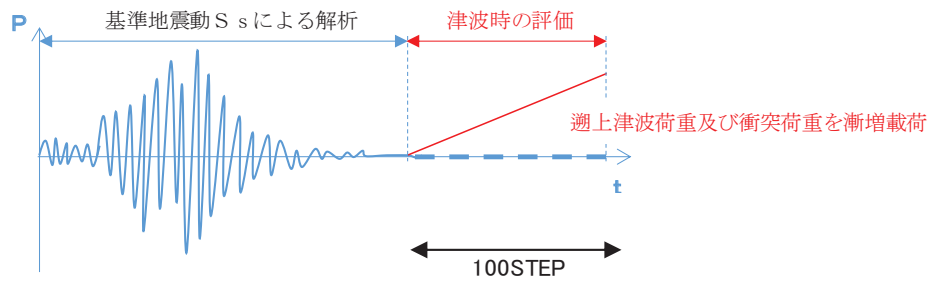


図 5.1-2 S s 後を考慮した津波時の遡上津波荷重及び衝突荷重の载荷方法のイメージ

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

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。

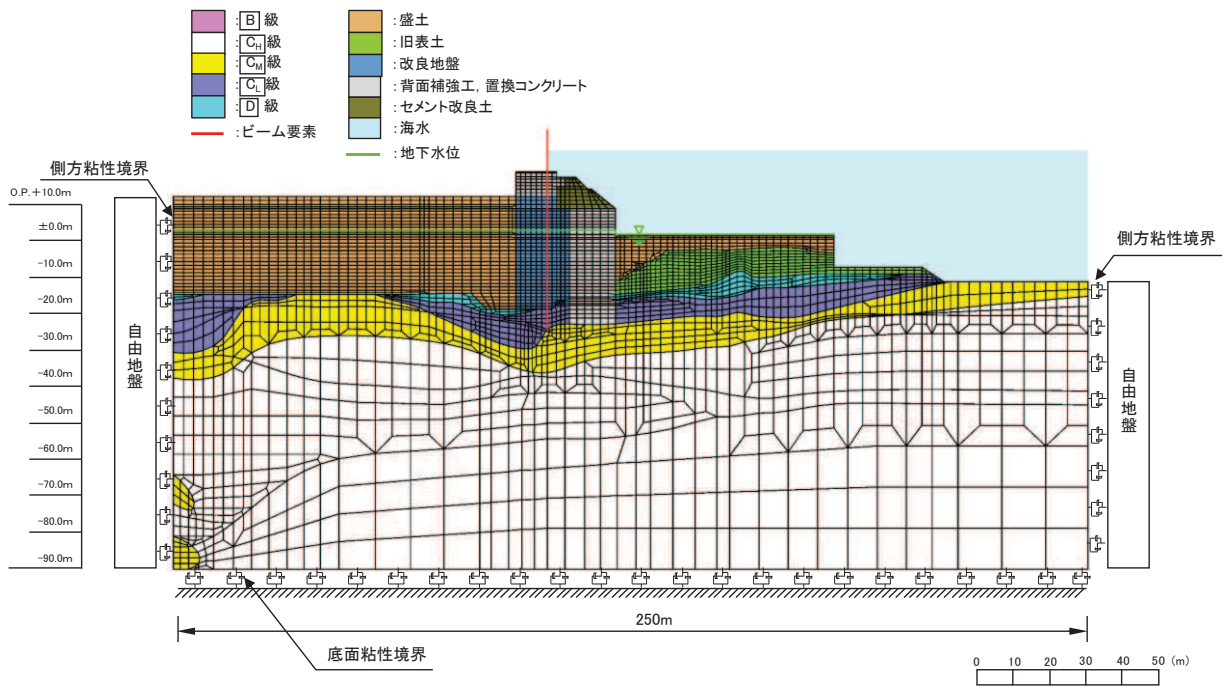


図 5.1-3 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の断面①の解析モデル

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。

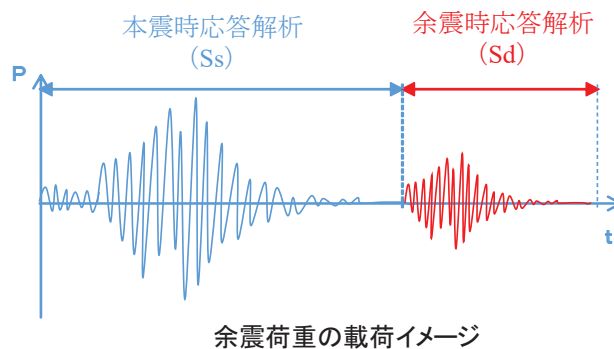


図 5.1-4 S s 後を考慮した重畳時の余震荷重及び遡上津波荷重の載荷方法のイメージ

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

(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 及び表 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 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値（断面②）

解析 ケース	杭種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
①*	C	40932	1182	261	382	0. 69
②*	C	41017	1180	261	382	0. 69
③*	C	40983	1181	261	382	0. 69
S s 後	C	40998	1181	261	382	0. 69

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5. 1-4 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面②）

解析 ケース	杭種	せん断力 (kN)	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
①*	C	12563	96	217	0. 45
②*	C	12650	97	217	0. 45
③*	C	12606	96	217	0. 45
S s 後	C	12587	96	217	0. 45

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. 1-5 及び表 5. 1-6 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. 1-5 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 ケース	杭種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
①*	C	44972	1316	287	382	0.76
②*	C	45243	1277	288	382	0.76
③*	C	42182	1312	269	382	0.71
S s 後	C	44062	1346	281	382	0.74

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

表 5. 1-6 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 ケース	杭種	せん断力 (kN)	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
①*	C	13526	103	217	0.48
②*	C	13606	104	217	0.48
③*	C	12646	97	217	0.45
S s 後	C	13238	101	217	0.47

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ですが、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。

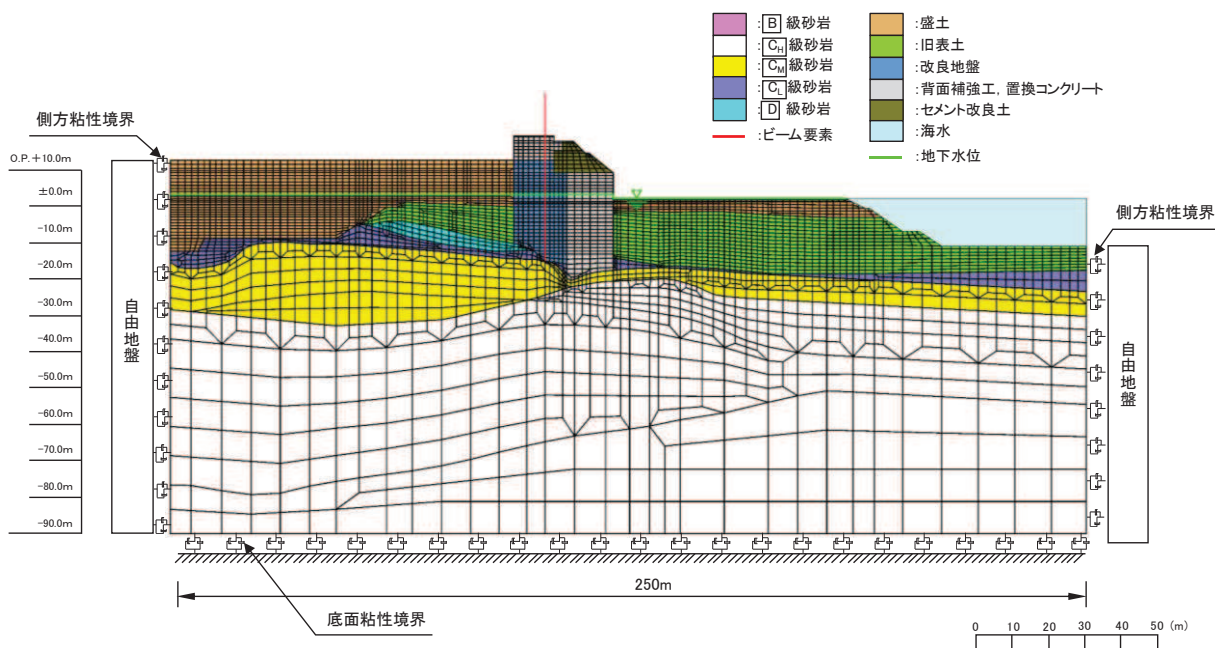


図 5. 2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の断面②の解析モデル

O. 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。

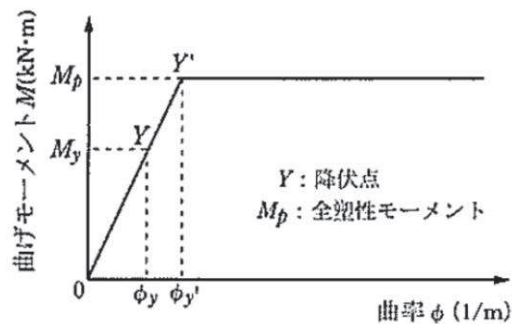


図5.2-2 鋼管杭の杭体の曲げモーメント-曲率関係
 (道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（日本道路協会，平成14年3月）)

(3) 評価結果

津波高さ 0. 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 0. 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 M (kN・m)	全塑性モーメント M _p (kN・m)	照査値 M _p /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 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼製遮水壁	スキンプレート	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm ²)	284	315	0. 91
	垂直リブ	SM490Y	圧縮応力度 (N/mm ²)	66	190	0. 35
	水平リブ	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm ²)	236	315	0. 75
			せん断応力度 (N/mm ²)	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 (N/mm ²)	181	315	0. 58
			せん断応力度 (N/mm ²)	76	180	0. 43
			合成応力度*	0. 51	1. 20	0. 43
	防護工	SM570	曲げ応力度 (N/mm ²)	280	382	0. 74
			せん断応力度 (N/mm ²)	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。

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

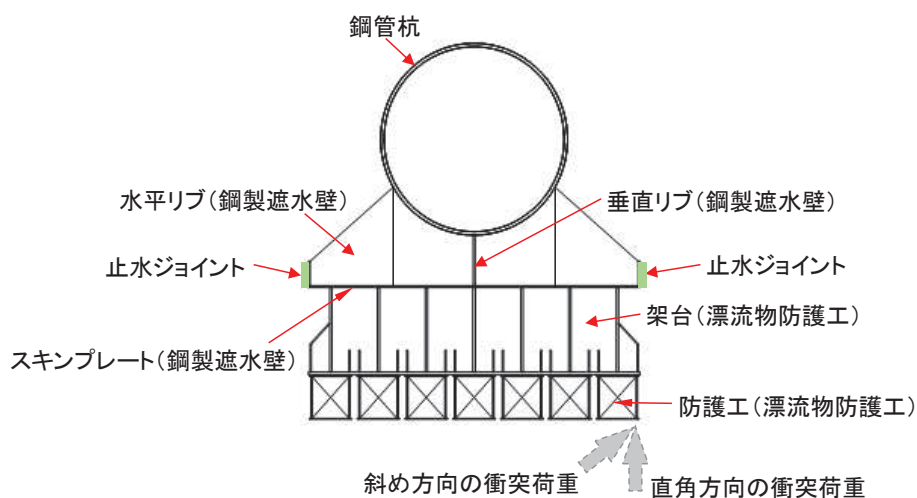


図 5.3-1 漂流物荷重の作用イメージ図

(2) 評価方法

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

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

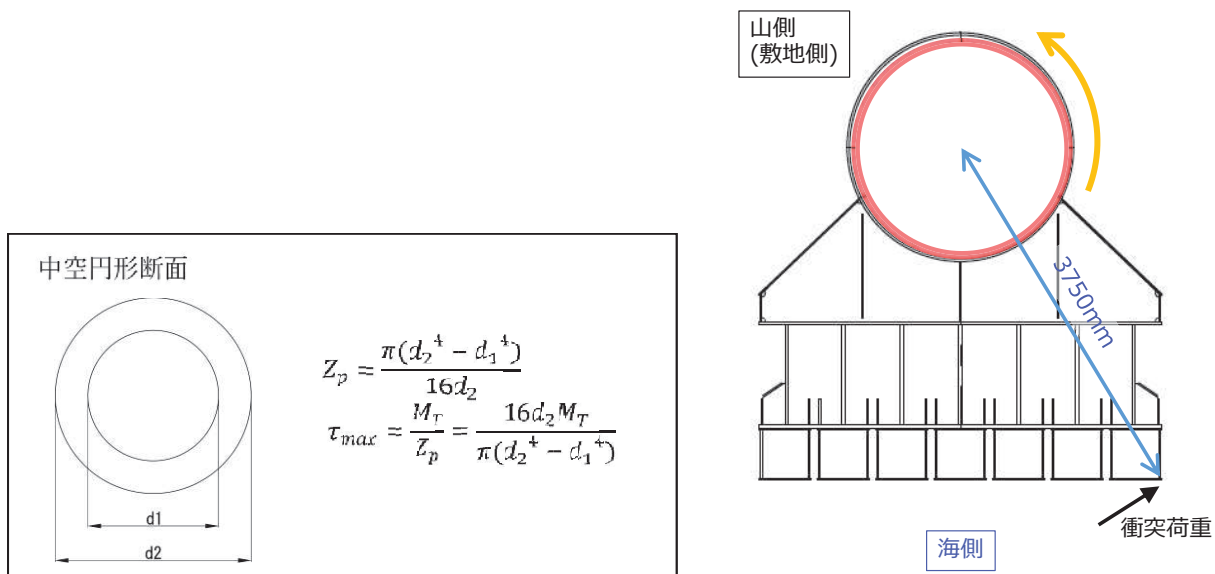


図 5.3-2 漂流物荷重によるねじりモーメントの計算の概念図

表 5.3-1 計算に必要な諸元

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

(3) 評価結果

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

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

表 5.3-2 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値（断面⑤）

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

注記*：「4. 評価結果」の値を再掲。

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

目次

1. 概要及び評価方針	1
1.1 概要	1
1.2 評価方針	6
2. 性能確認試験	13
2.1 ゴムジョイント	13
2.2 ウレタンシリコーン目地	24
3. 許容限界の設定	56
4. 耐久性	57
4.1 評価項目	57
4.2 ゴムジョイントの評価結果	58
4.3 ウレタンシリコーン目地の評価結果	64
5. 維持管理方針の検討	74
6. ウレタンシリコーン目地の施工方法について	75

（参考資料1）設計水圧（0.3MPa）を超える水圧に対するウレタンシリコーン目地の性能確認試験（試験水圧：0.34MPa）について

（参考資料2）鋼製遮水壁の塗装について

1. 概要及び評価方針

1.1 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、背面補強工がある区間の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には構造目地部があることから、鋼製遮水壁下端部からセメント改良土の中までゴムジョイントを設置することで構造境界部の止水性を確実なものとする。

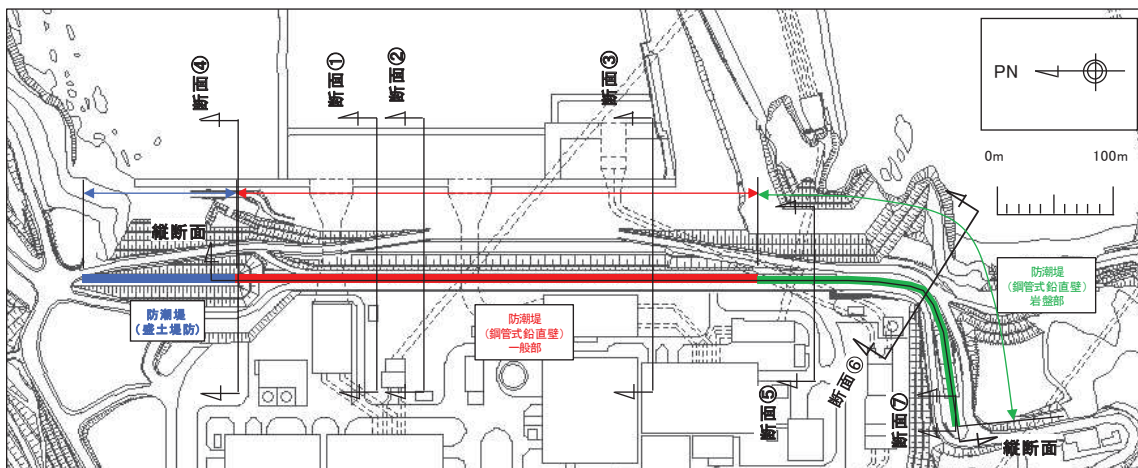


図 6.1.5-1 防潮堤平面位置図

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 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。

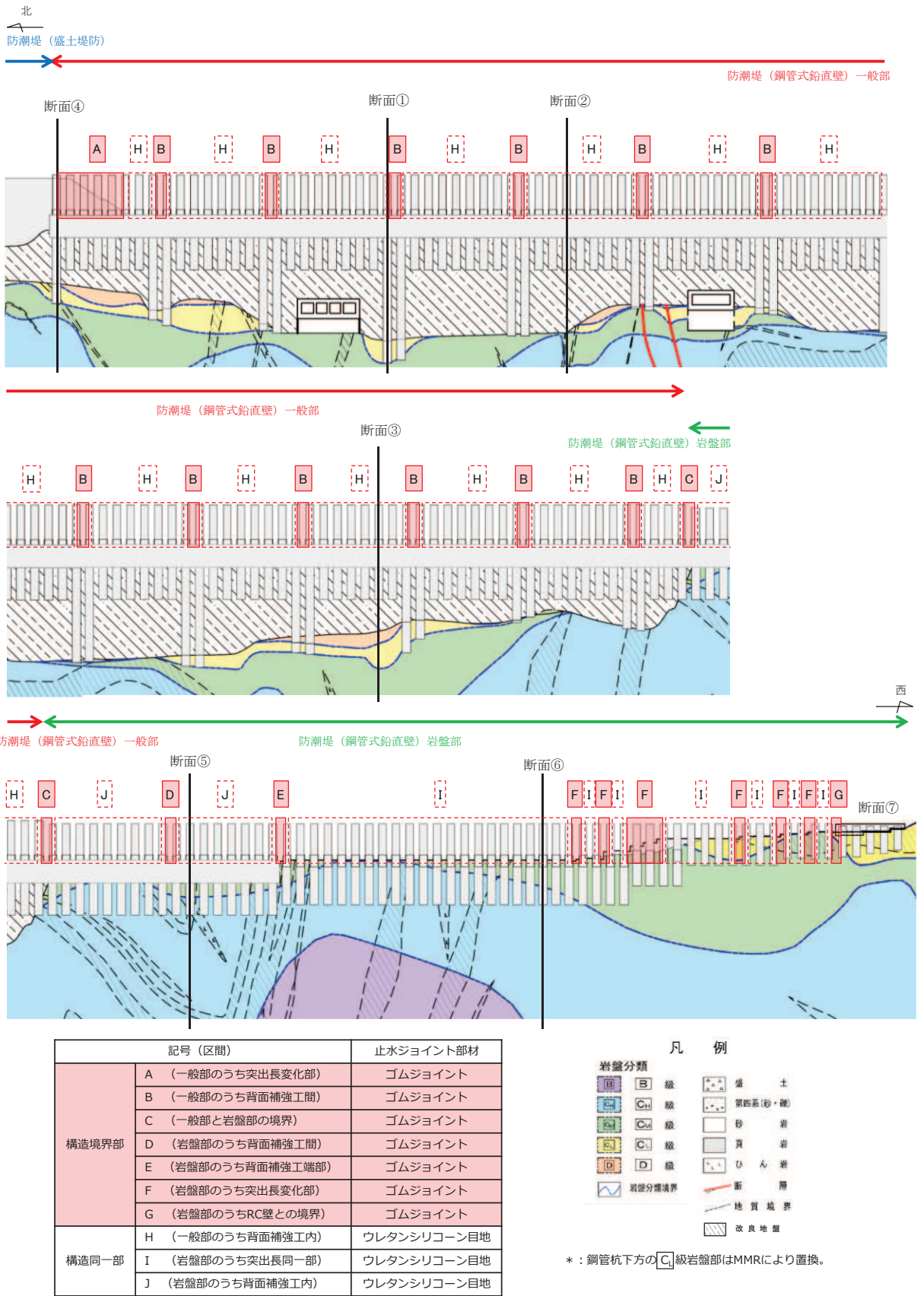
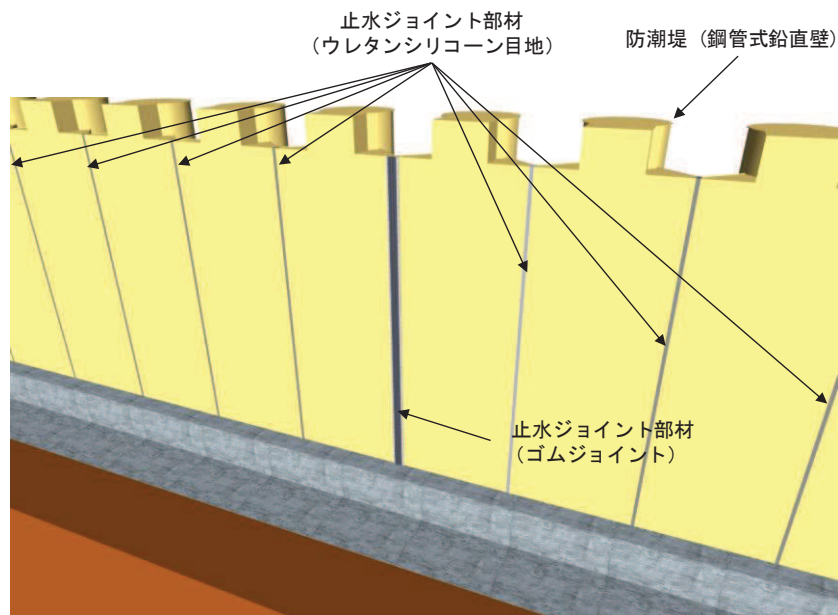
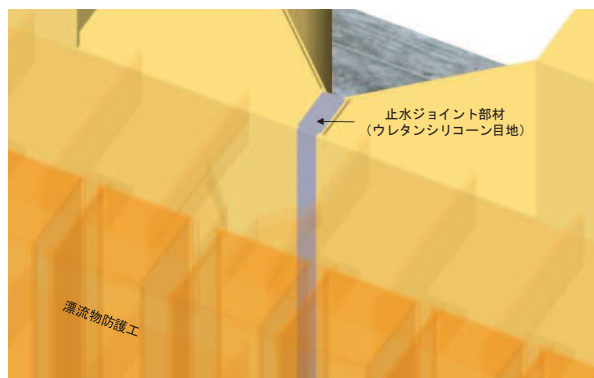
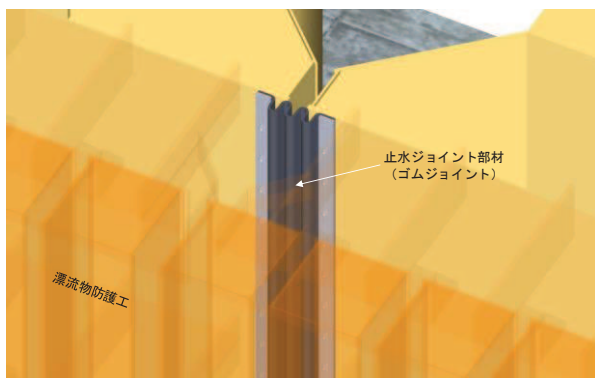


図 6.1.5-2 止水ジョイント部材の設置箇所
(防潮堤縦断面図)

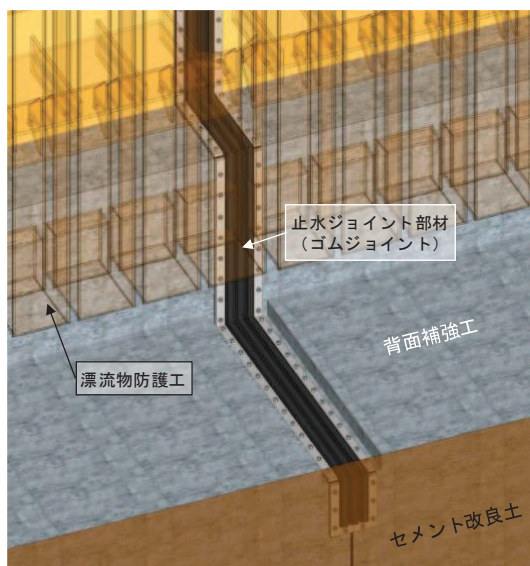


(全体)



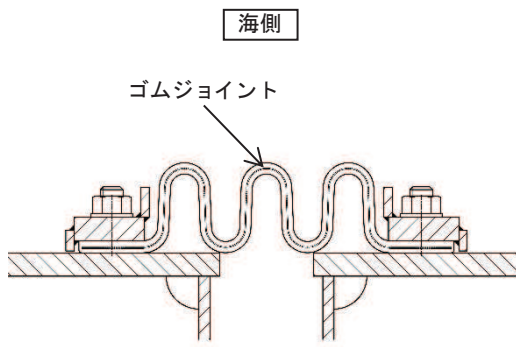
(ゴムジョイント部材の設置イメージ)

(ウレタンシリコーン目地の設置イメージ)

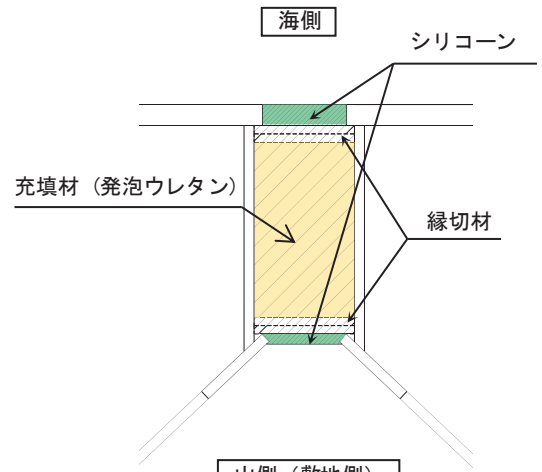


(ゴムジョイント部材の下部詳細)

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)



山側 (敷地側)
(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

1.2 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候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。

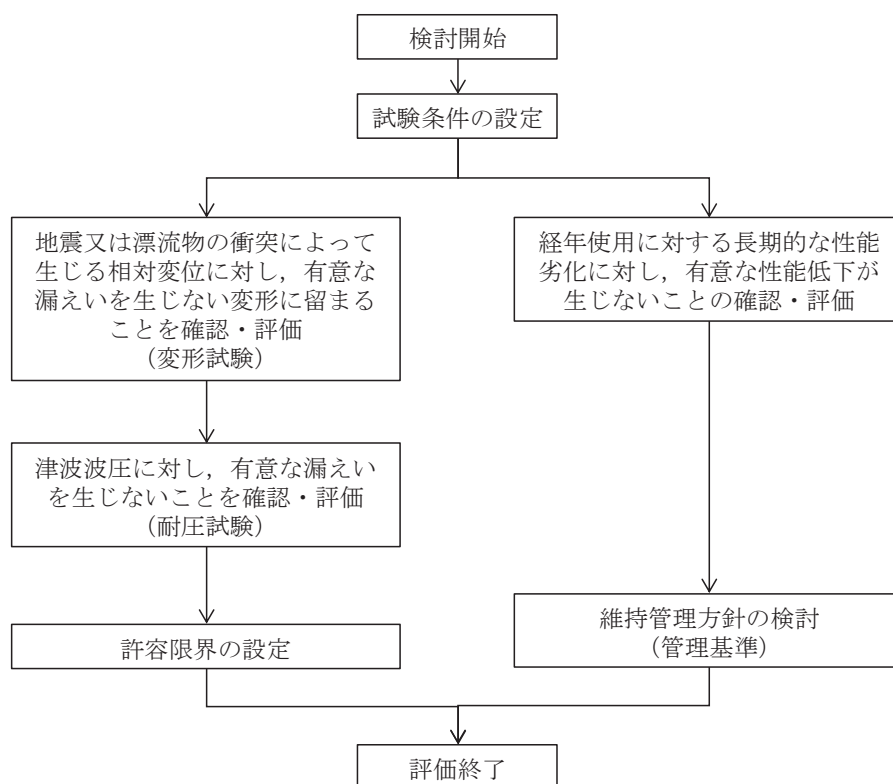


図 6.1.5-5 止水ジョイント部材の評価フロー

表 6.1.5-2 確認試験一覧

項目 確認	地震時	津波時	重畳時
有形に留まることの確認 有意な漏えいを生じない変	— (地震時は津波時の試験で代表)	変形試験* (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* (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 有意な漏えいを生じないこ	— (地震時は要求されな いため対象外)	耐圧試験	耐圧試験
ことの確認 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。

(1) 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方向とする。

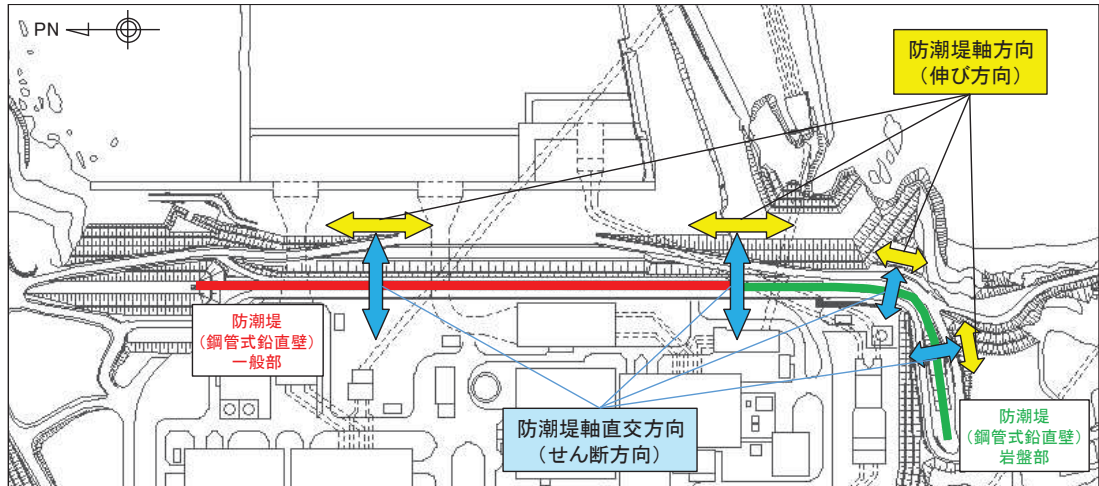


図 6.1.5-6 防潮堤軸直交方向及び防潮堤軸方向の定義

a. 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

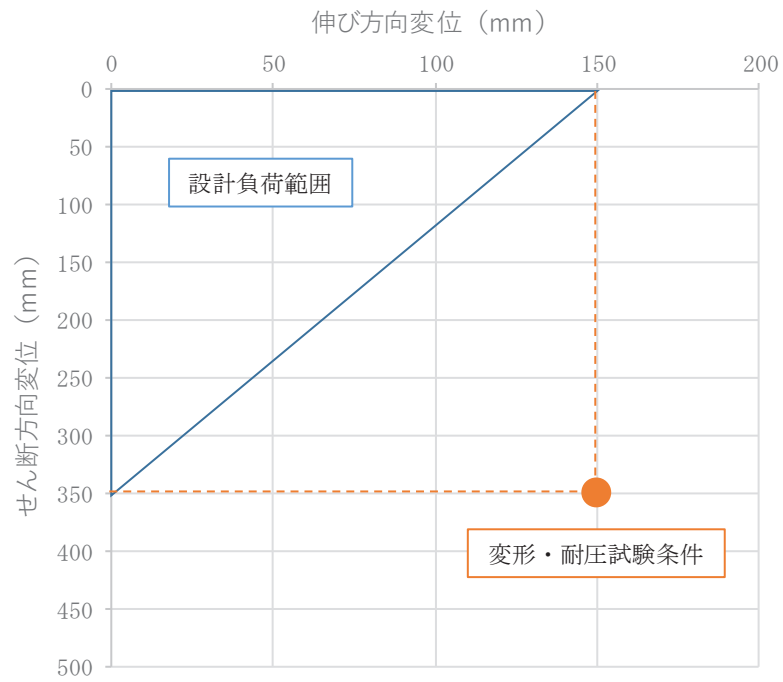


図 6.1.5-7 ゴムジョイントの設計負荷範囲

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

b. 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。

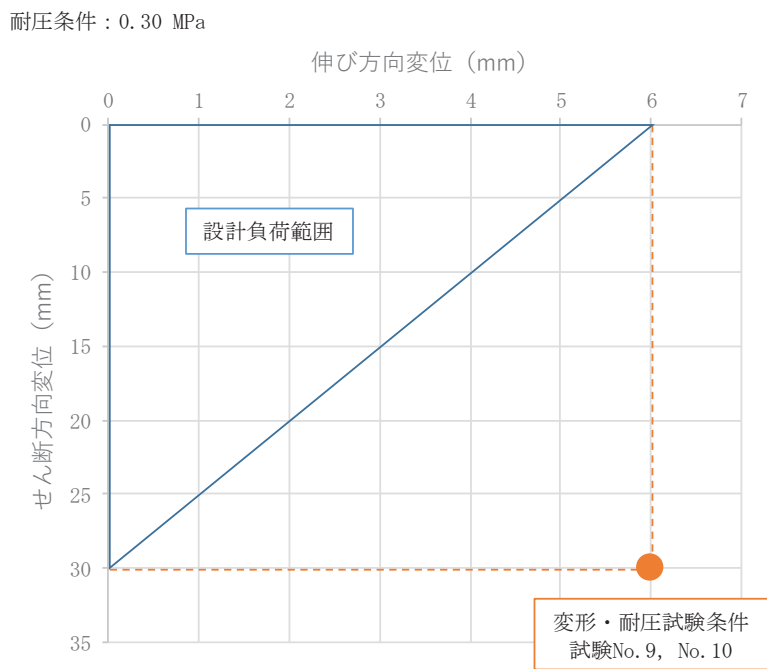


図 6.1.5-8 ウレタンシリコーン目地の設計負荷範囲

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

(2) 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）に余裕を考慮した津波水位 O.P.+25.0m 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、余震による最大動水圧は、弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ を入力地震動とした地震応答解析より算出する。最大動水圧を表 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 280.6kN/m^2 (0.2806MPa) が最大である。そのため、保守的に 300kN/m^2 (0.30MPa) とする。ゴムジョイントについては、さらに保守的に 400kN/m^2 (0.40MPa) とする。

なお、念のため、海水に浮遊砂が混入した状況を想定し、海水密度を 1.05g/cm^3 又は 1.1g/cm^3 と仮定した場合においても水圧は 300kN/m^2 以下であることを確認しているが、 299.67kN/m^2 であり、ウレタンシリコーン目地の試験水圧 300kN/m^2 に対して余裕が少ないことから、 340kN/m^2 (0.34MPa) とした場合の試験も実施した（参考資料 1）。

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	設計津波高 (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 (kN/m ²)	背面補強工 天端での波圧 (kN/m ²)
①～⑤	25.0	0.5	12.25	83.4	189.4
⑥	25.0	0.0	12.5	85.9	191.9

注記 *1 : 防潮堤天端高は O.P. +29.0m

*2 : 背面補強工天端高は O.P. +18.5m

表 6.1.5-6 最大動水圧

断面	防潮堤天端高 (O.P. (m))	入力津波高 (O.P. (m))	地震動 (位相)	最大動水圧 (kN/m ²)
①	29.0	25.0	S d - D 2 (- +)	69.0
②	29.0	25.0	S d - D 2 (- -)	70.9
③	29.0	25.0	S d - D 2 (- +)	91.2
⑤	29.0	25.0	S d - D 2 (- +)	41.5
⑥	29.0	25.0	S d - D 2 (+ +)	58.2

表 6.1.5-7 遡上津波波圧と最大動水圧の合計

断面	防潮堤前面の 地盤高での波圧 (kN/m ²)	最大動水圧 (kN/m ²)	波圧と動水圧の合 計 (kN/m ²)
①	189.4	69.0	258.4
②	189.4	70.9	260.3
③	189.4 (202.25) *	91.2 (97.42) *	<u>280.6</u> (299.67) *
⑤	189.4	41.5	230.9
⑥	191.9	58.2	250.1

注記* : 海水に浮遊砂が混入した状況を想定し、海水密度を 1.1g/cm³ と仮定した場合の水圧を示す。

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。

2.1 ゴムジョイント

(1) 試験条件（試験変位量，水圧）

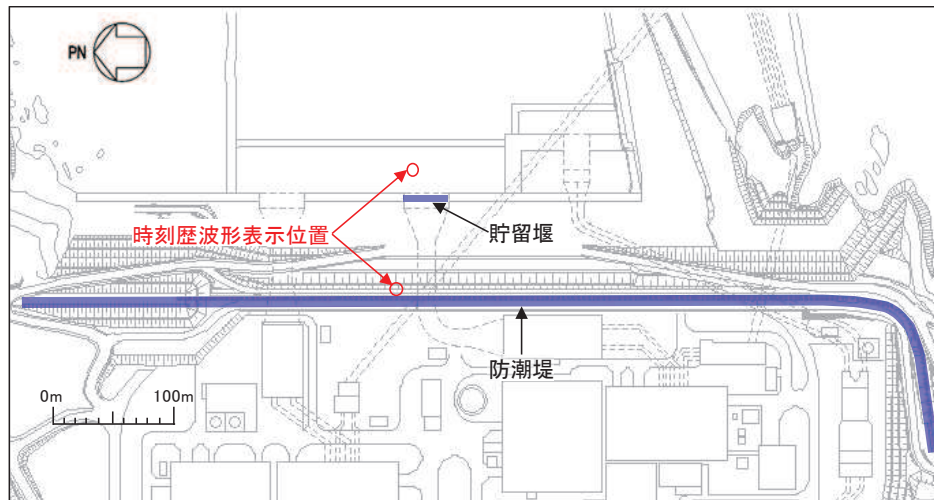
試験条件として表 6.1.5-8 に示す変位量，水圧を作用させる。図 6.1.5-9 に示すとおり止水ジョイント部材に津波荷重が作用する時間は約 1 分であるが，基準津波の半周期が約 10 分であることを踏まえ，加圧時間は 10 分以上を基本とし，試験では保守的に 1 時間とした。加圧時間中及び加圧時間経過後，ゴムジョイントに有意な損傷や漏えいが生じないことを確認する。

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 保持時間
変形試験	伸び 150mm せん断 350mm	—	—
耐圧試験	伸び 150mm 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)

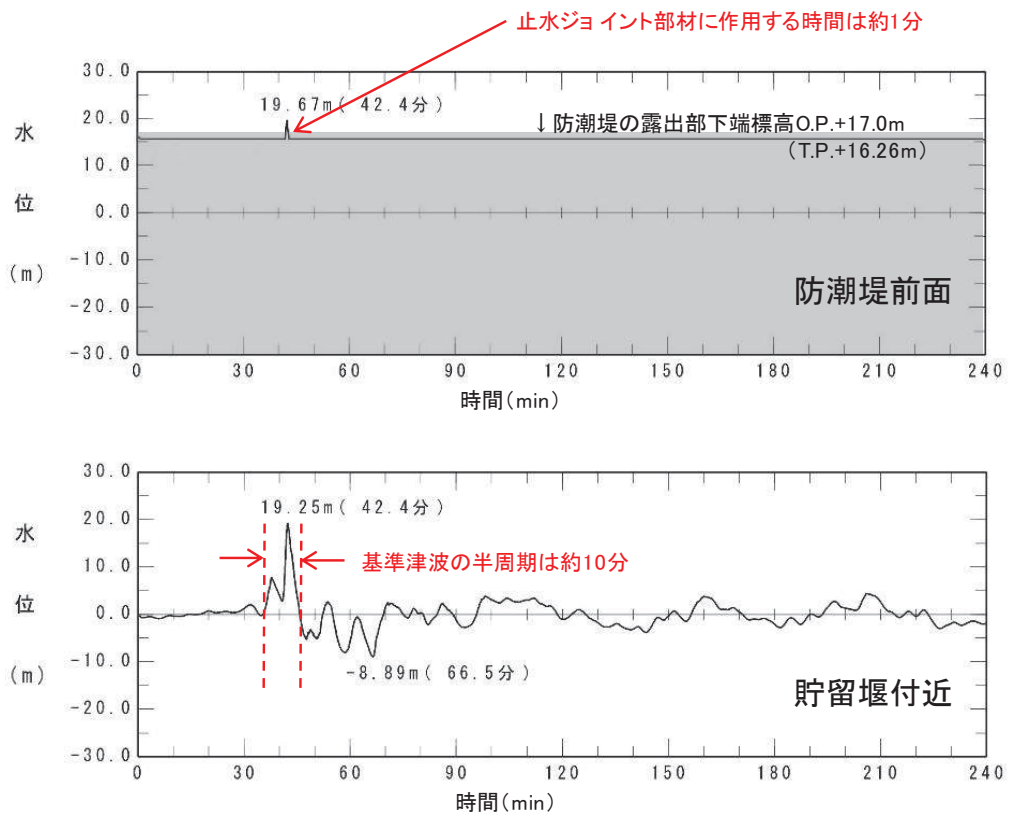


図 6.1.5-9 防潮堤前面及び貯留堰付近の水位時刻歴波形

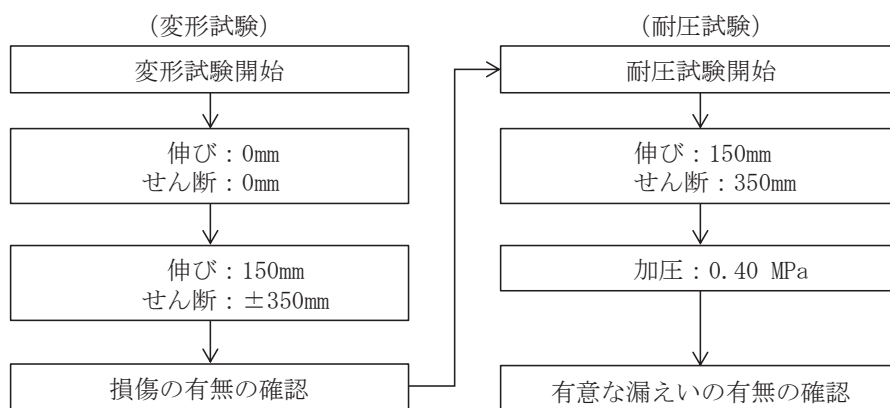


図 6.1.5-10 ゴムジョイントの性能確認試験フロー

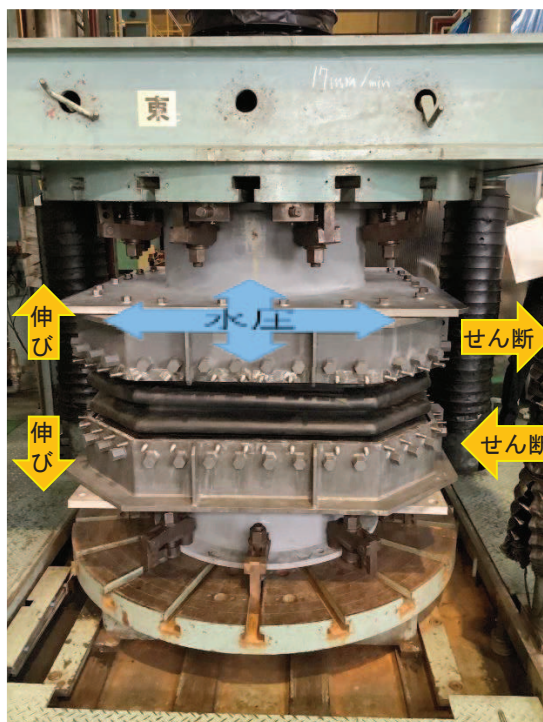


図 6.1.5-11 変形・耐圧試験のイメージ

(2) 試験状況写真

a. 設置状況確認 (伸び 0mm, せん断 0mm, 水圧 0MPa)

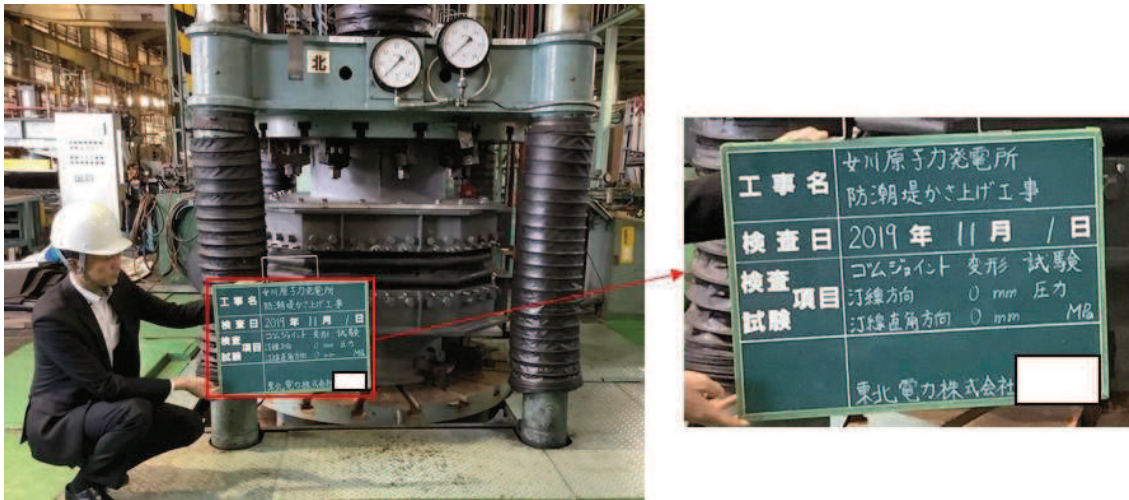


図 6.1.5-12(1) 全体状況



図 6.1.5-12(2) ゴムジョイント設置状況



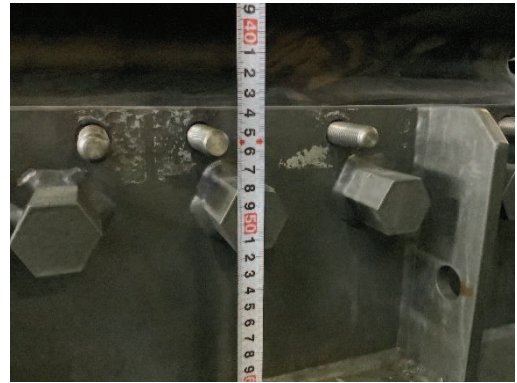
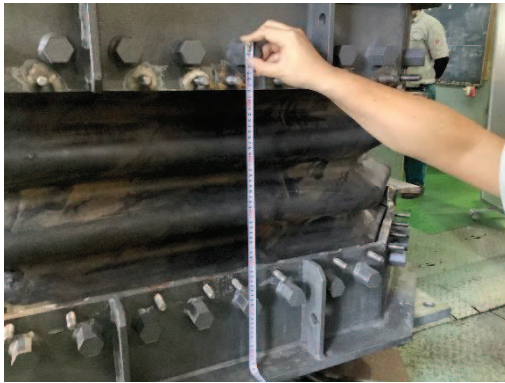
枠間距離計測状況



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)

b. 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）

c. 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

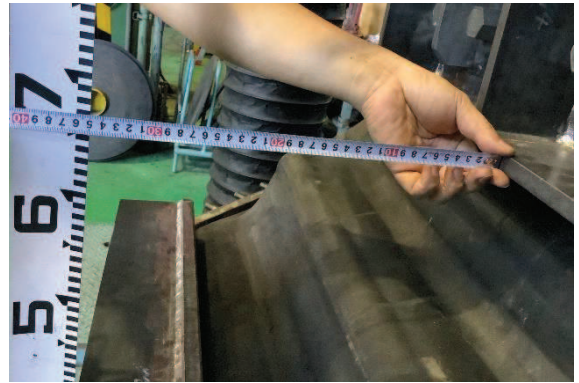


せん断方向変位：350 mm

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



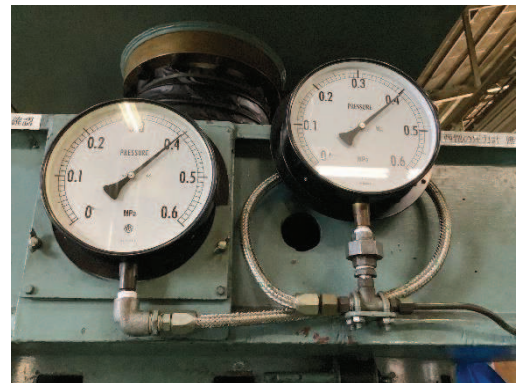
せん断方向変位：350 mm

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)

d. 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)

(3) 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 保持時間	損傷， 漏えい	判定
変形試験	伸び 150mm せん断 350mm			無し	OK
耐圧試験	伸び 150mm せん断 350mm	0.40MPa	10 分以上	無し	OK

(4) ゴムジョイント取付け部

ゴムジョイントの取付け部から有意な漏えいを生じさせないためには、以下に示す取付けボルトに発生する応力が許容応力以下であることを確認する必要がある。図 6.1.5-13 にゴムジョイントの断面を示す。

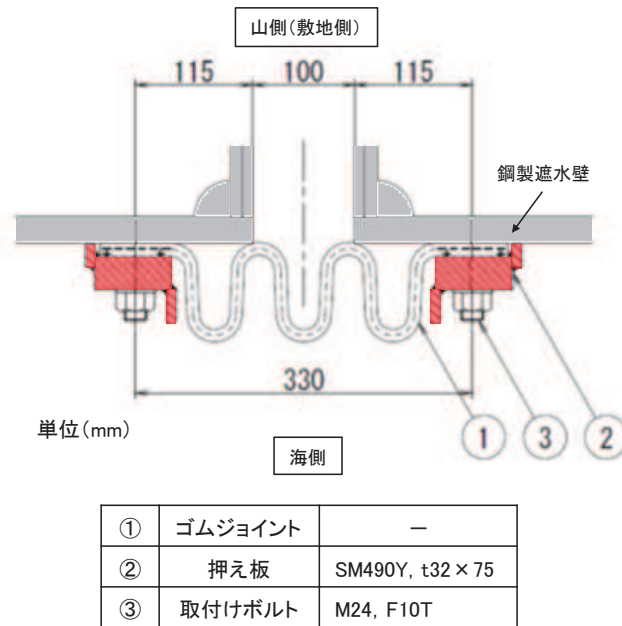


図 6.1.5-13 ゴムジョイントの断面

変位及び水圧が作用した際に、ゴムジョイントに張力が発生して、ゴムジョイント取付け部からゴムジョイントが引き抜かれる方向に力が働く。この力に対して、押え板又は鋼製遮水壁とゴムの摩擦力で抵抗するため、摩擦力を発生させるために必要な取付けボルトの軸力を算出し、ボルトに発生する応力が許容応力以下であることを確認する。

図 6.1.5-14 に示すとおり、ゴムジョイントに作用している変位は、上述の試験と同様の伸び方向 150mm、せん断方向 350mm とし、水圧は 0.4MPa とする。この条件でのゴムジョイントの耐圧半径は 270mm であり、ゴムジョイントに発生する引張応力 N_0 (N/mm) は構造力学公式集の式から算出される。

8.2 円筒シェル

(A) 一様内圧

$$N_x = \frac{pr}{2}, \quad N_\theta = pr, \quad \Delta r = \frac{r}{Et} (N_\theta - \nu N_x)$$

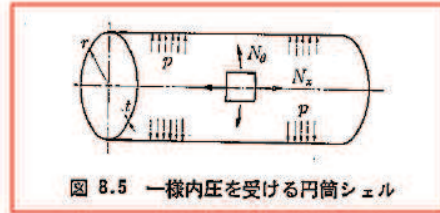


図 8.5 一様内圧を受ける円筒シェル

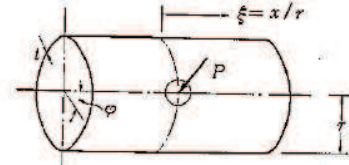


図 8.6 径方向集中荷重を受ける円筒シェル

構造力学公式集 (一部加筆)

$$N_0 = pr = 0.4 \times 270 = 108 \text{ (N/mm)}$$

N_0 : ゴムジョイントに生じる引張応力 (N/mm)

p : 作用水圧 (MPa=N/mm²)

r : 水圧を受ける半径 (mm)

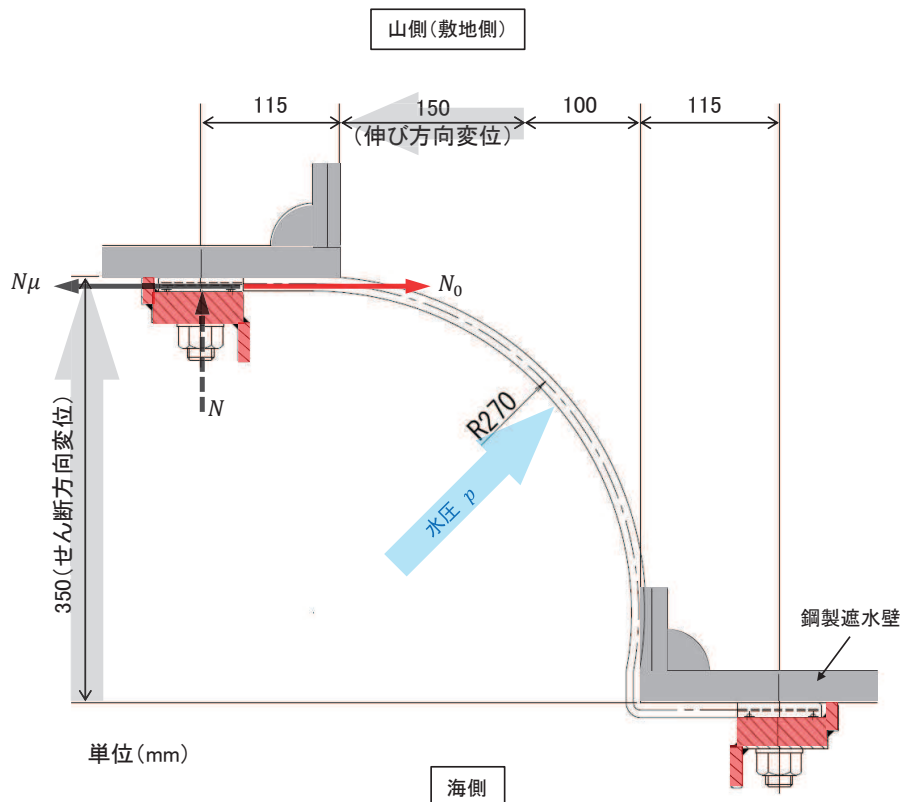


図 6.1.5-14 ゴムジョイントに生じる引張応力及び変位及び水圧作用時のゴムジョイントの断面図

ゴムジョイントが押え板と鋼製遮水壁から引き抜かれる力(引抜力: T (N))は、ゴムジョイントに発生する引張応力 N_0 (N/mm)と取付けボルトのピッチ L (mm)から算出される(図 6.1.5-14)。

$$T = N_0 L = 108 \times 200 = 21600 \text{ (N)}$$

N_0 : ゴムジョイントに生じる引張応力 (N/mm)

T : 引抜力 (N)

L : 取付けボルトのピッチ (mm)

この引抜力 T (N)から取付けボルトの必要軸力 N (N)は以下のとおり算出される(図 6.1.5-14)。

$$N = \frac{T}{\mu} \gamma = 21600 / 0.4 \times 1.8 = 97200 \text{ (N)}$$

N : 取付けボルトの必要軸力 (N)

μ : 摩擦係数 (=0.4, メーカー基準(試験値))

γ : 安全率 (=1.8, メーカー基準)

T : 引抜力 (N)

以上から、取付けボルトの発生応力(引張応力) σ_t は276 (N/mm²)であり、F10Tの短期許容引張応力 σ_{ta} の465 (N/mm²) *以下であること、締付け面圧 P_0 も設計水圧0.4 (MPa)以下であることから、ゴムジョイント取付け部からゴムジョイントが引き抜かれることはないことを確認した。

$$\sigma_t = \frac{N}{A_S} = 97200 / 353 = 275.4 \text{ (N/mm}^2\text{)} < 465 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

σ_t : 取付けボルトの発生応力(引張応力) (N/mm²)

A_S : 取付けボルトの有効断面積 (353mm²) *

注記* : 道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編より

$$P_0 = \frac{N}{wL} = 97200 / (200 \times 75) = 6.48 \text{ (MPa)} > 0.4 \text{ (MPa)}$$

P_0 : 締付け面圧 (MPa=N/mm²)

w : 押え板の接触幅 (75mm)

なお、取付けボルトの軸力は経時によって低下することを想定しているため、施工時の軸力（導入軸力 N' (N)）は取付けボルトの必要軸力 N (N) よりも大きくしておく必要がある。

導入軸力 N' (N) は以下のとおり算出されるため、この軸力を確保するため施工時においてトルク管理を行うこととする。

$$N' = \frac{N}{\alpha} = 97200/0.77 = 126234 \quad (\text{N})$$

α : 応力緩和係数 (=0.77, メーカーによる基準 (試験値))

2.2 ウレタンシリコーン目地

ウレタンシリコーン目地は図 6.1.5-15 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ウレタンを施工するための型枠としてポリエチレン製の縁切材を入れてある。

ウレタンシリコーン目地は複数の部位で構成されていることを踏まえ、性能確認試験において確認する事項を明確にする必要がある。そのため、荷重伝達、止水機能を発揮するメカニズム、各部位の役割及び損傷モードを整理し、試験での確認事項を設定する方針とした。

まず、地震時、津波時及び重畳時の荷重の伝達及び止水機能を発揮するメカニズムについて整理を行った。荷重伝達の概要及び止水機能を発揮するメカニズムを図 6.1.4-16 に、荷重伝達の詳細を図 6.1.4-17 に示す。

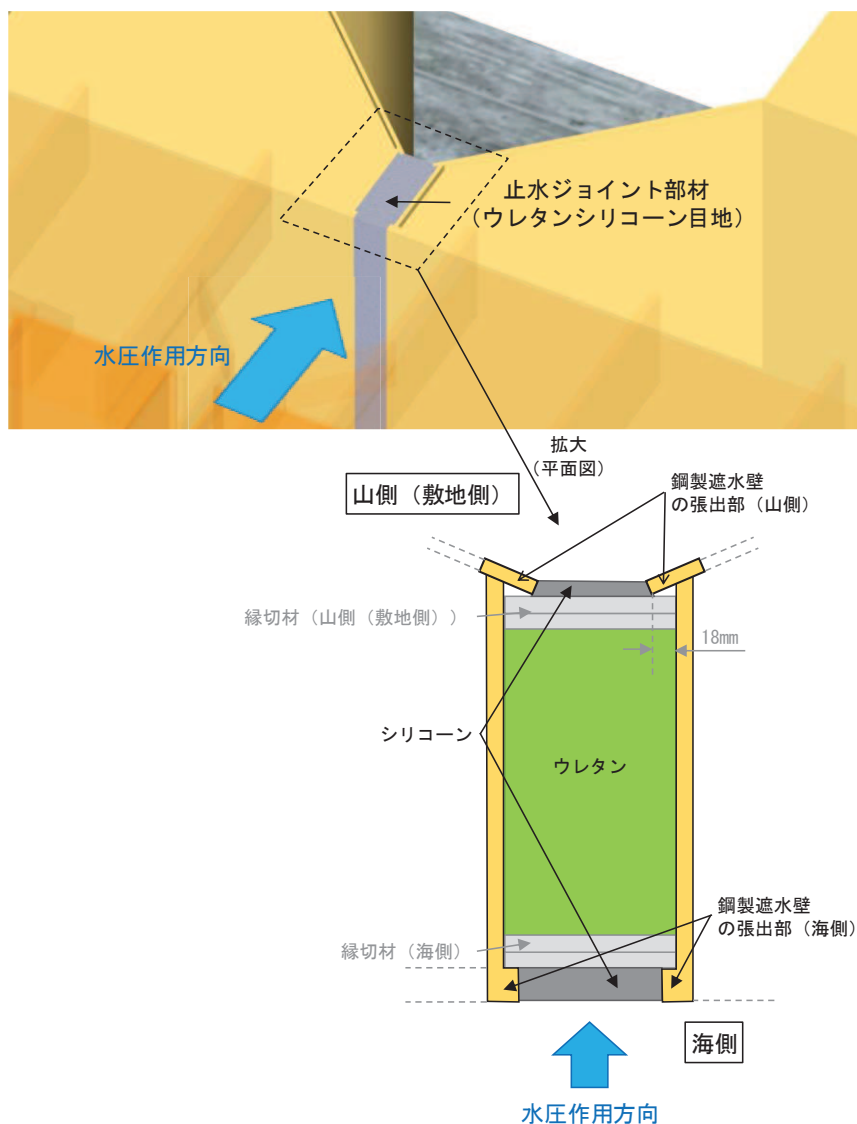


図 6.1.5-15 ウレタンシリコーン目地の詳細

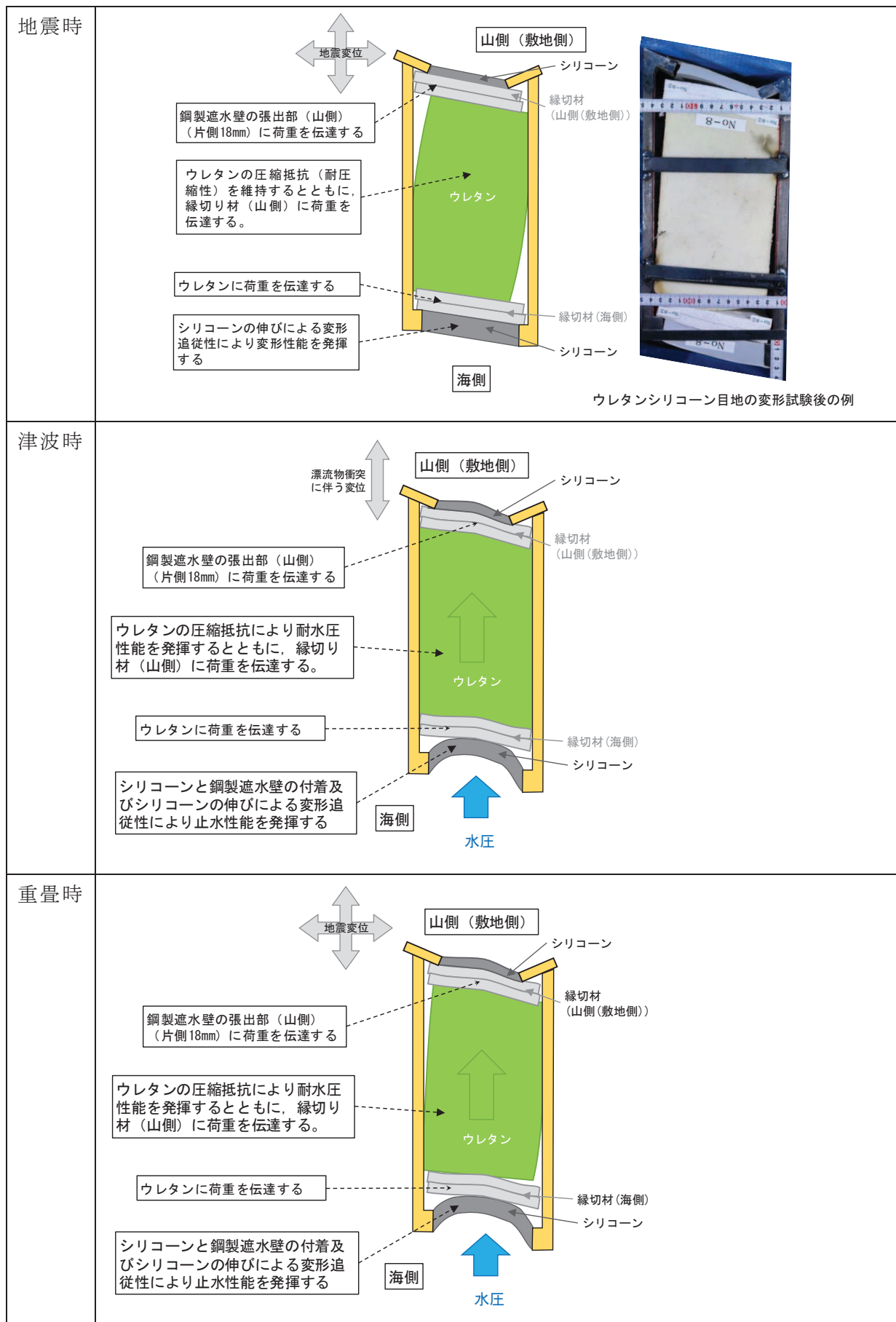


図 6. 1. 5-16 荷重伝達の概要及び止水性能発揮のメカニズム

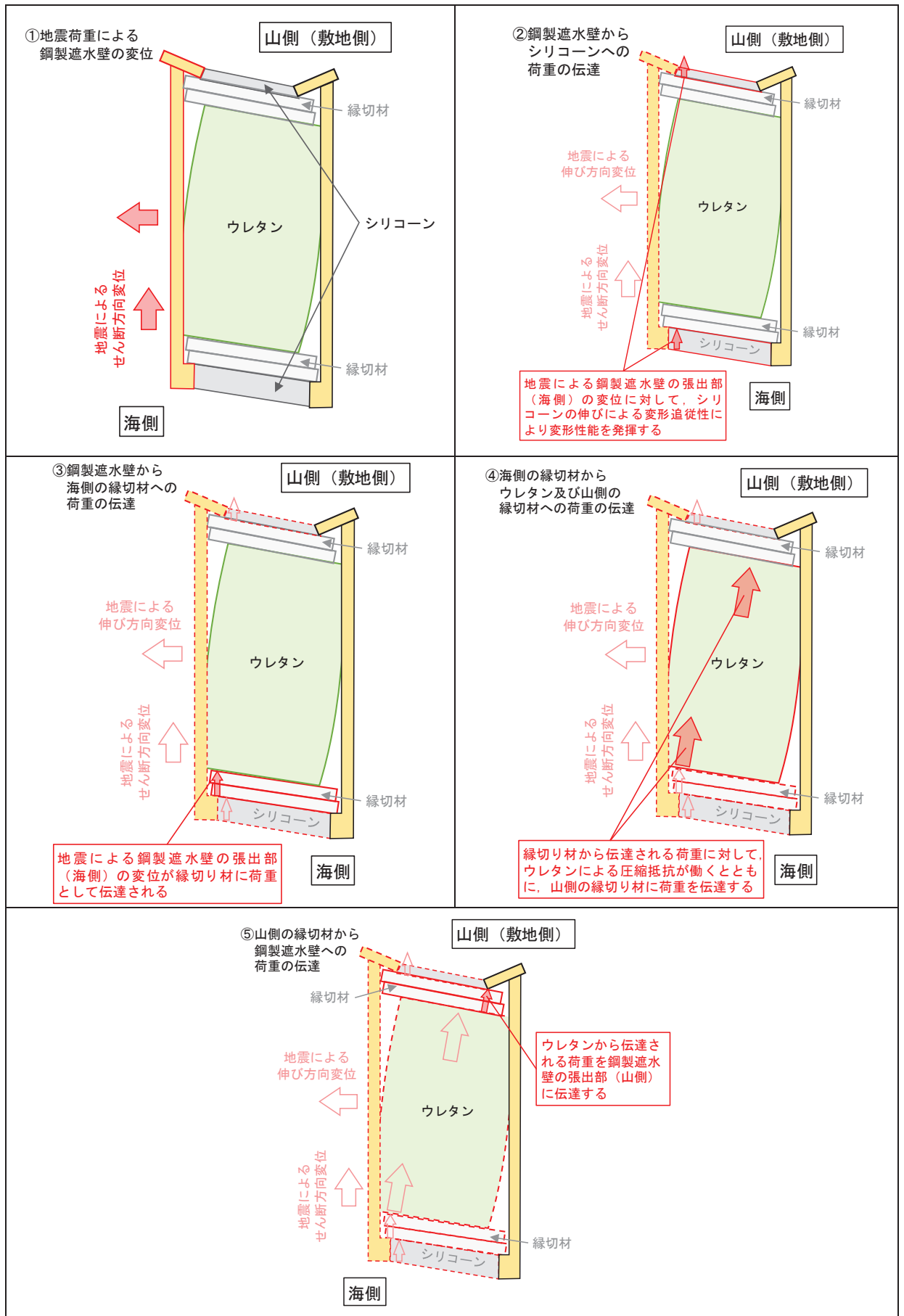


図 6. 1. 5-17(1) 地震時の荷重伝達

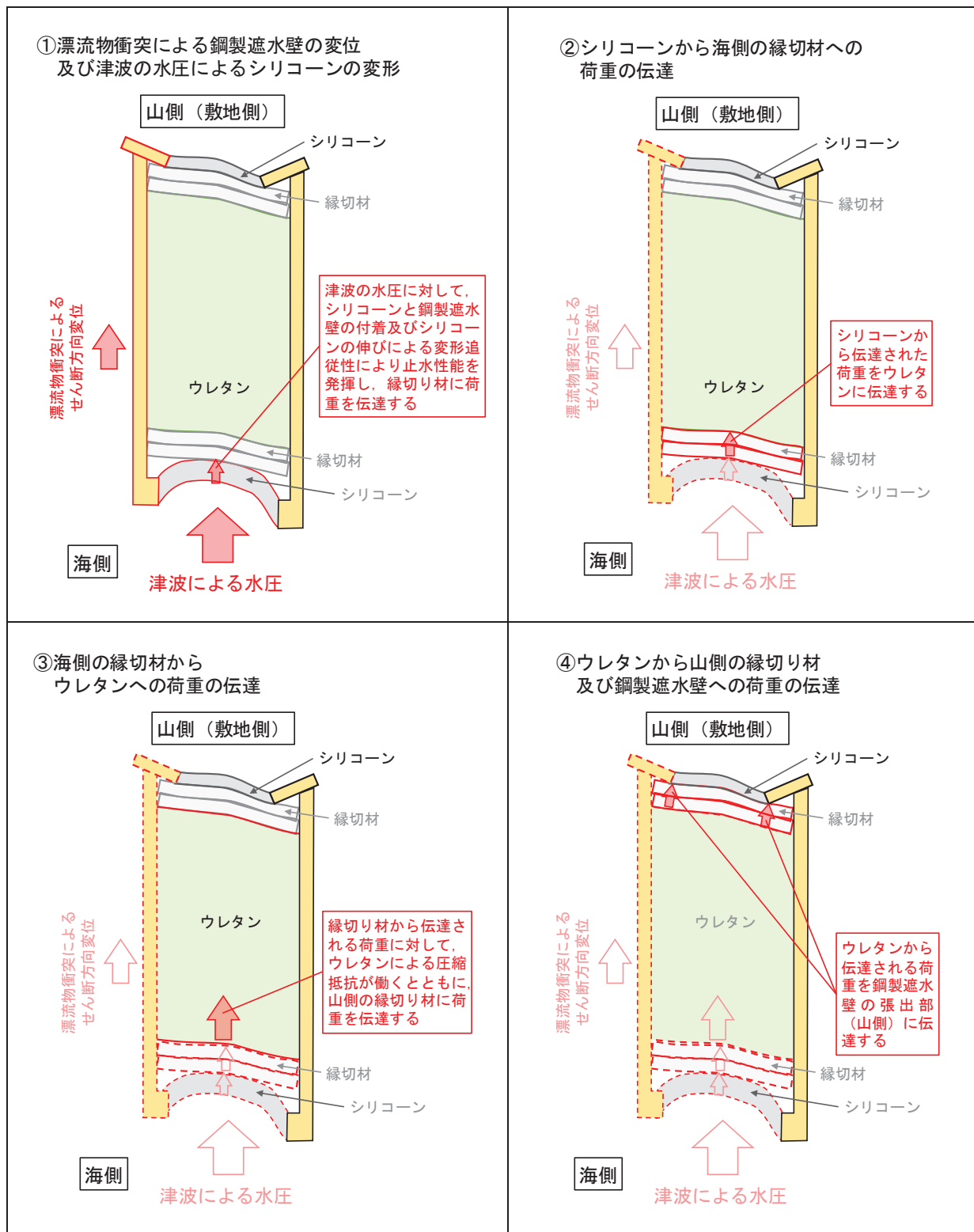


図 6. 1. 5-17(2) 津波時の荷重伝達

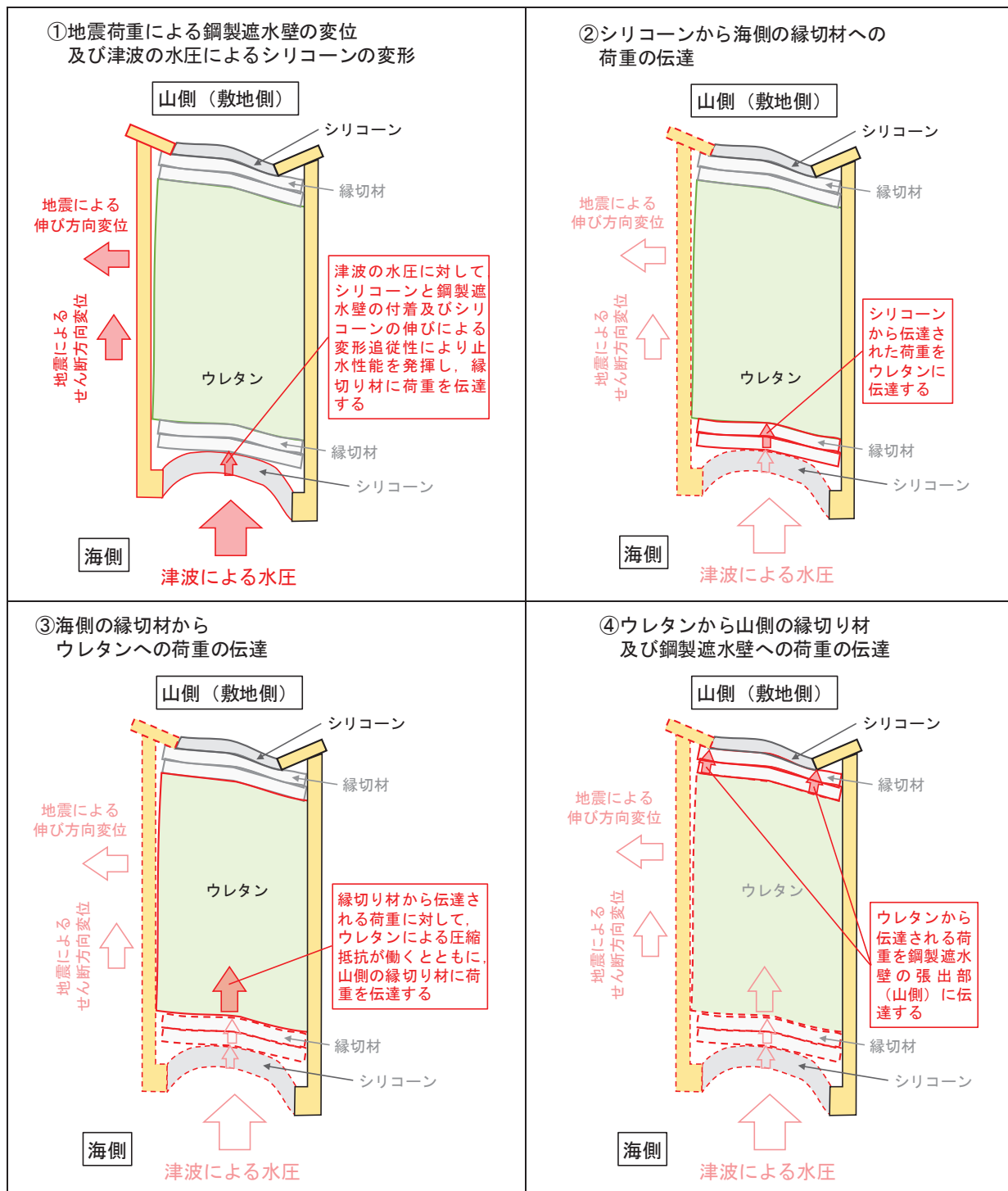


図 6.1.5-17(3) 重畳時の荷重伝達

上述の荷重伝達及び止水機能を発揮するメカニズムの整理結果を踏まえ、ウレタンシリコーン目地を構成する各部位の役割を表 6.1.5-10 のとおりとした。

表 6.1.5-10 ウレタンシリコーン目地の各部位の役割

構成部位	地震時	津波時	重畳時
シリコーン (海側)	鋼製遮水壁の張出部（海側）に生じる地震変位に対して、シリコーンの変形性能を維持する。	津波の水圧及び鋼製遮水壁の張出部（海側）に生じる漂流物衝突に伴う変位に対して、シリコーンと鋼製遮水壁の付着及びシリコーンの伸びによる変形追従性により止水性能を発揮する。 止水機能に対して直接的な役割を担う。	津波の水圧及び鋼製遮水壁の張出部（海側）に生じる地震変位に対して、シリコーンと鋼製遮水壁の付着及びシリコーンの伸びによる変形追従性により止水性能を発揮する。 止水機能に対して直接的な役割を担う。
縁切材 (海側)	鋼製遮水壁の張出部（海側）に生じる地震変位をウレタンに伝達する。	シリコーンから伝達される津波の水圧及び鋼製遮水壁の張出部（海側）に生じる漂流物衝突に伴う変位をウレタンに伝達する。 止水機能に対して間接的な役割を担う。	シリコーンから伝達される津波の水圧及び鋼製遮水壁の張出部（海側）に生じる地震変位をウレタンに伝達する。 止水機能に対して間接的な役割を担う。
ウレタン	縁切材（海側）から伝達される荷重に対して、ウレタンの圧縮抵抗（耐圧縮性）を維持するとともに、縁切材（山側）に荷重を伝達する。	縁切材（海側）から伝達される荷重に対して、ウレタンの圧縮抵抗により耐水圧性能を発揮するとともに、縁切材（山側）に荷重を伝達する。 止水機能に対して間接的な役割を担う。	縁切材（海側）から伝達される津波の荷重に対して、ウレタンの圧縮抵抗により耐水圧性能を発揮するとともに、縁切材（山側）に荷重を伝達する。 止水機能に対して間接的な役割を担う。
縁切材 (山側(敷地側))	ウレタンから伝達される荷重を鋼製遮水壁の張出部（山側）に伝達する。	ウレタンから伝達される荷重を鋼製遮水壁の張出部（山側）に伝達する。 止水機能に対して間接的な役割を担う。	ウレタンから伝達される荷重を鋼製遮水壁の張出部（山側）に伝達する。 止水機能に対して間接的な役割を担う。
シリコーン (山側(敷地側))	鋼製遮水壁の張出部（山側）に生じる地震変位に対して、シリコーンの変形性能を維持する。	鋼製遮水壁の張出部（山側）に生じる漂流物衝突に伴う変位に対して、シリコーンの変形性能を維持する。	鋼製遮水壁の張出部（山側）に生じる地震変位に対して、シリコーンの変形性能を維持する。

以上の検討，整理結果から，ウレタンシリコーン目地の要求機能・損傷モードを踏まえた変形・耐圧試験の確認事項を表 6.1.5-11 のとおり設定した。また，止水機能は，ウレタンシリコーン目地を構成する，シリコーン，ウレタン及び縁切材が，それぞれ直接的又は間接的に役割を担っているため，これらの構成される部位全体で止水機能（津波のバウンダリ）は発揮される。

表 6.1.5-11 ウレタンシリコーン目地の要求機能・損傷モードを踏まえた変形・耐圧試験の確認事項

要求機能	機能損傷モード	試験での着目点	試験での確認事項
変形 追従性	（作用する変位により）シリコーンが切れて変形追従性を喪失する。	シリコーンが切れていないか。	変形試験から，シリコーンが切れていないことを確認する。
止水性	（作用する変位又は水圧により）シリコーンが切れて止水性を喪失する。	シリコーンが切れていないか。 ウレタンに割れが生じていないか。	耐圧試験から，シリコーンが切れていないことを確認する。 変形試験及び耐圧試験から，ウレタンが割れていないことを確認する。
	（作用する変位又は水圧により）シリコーンが鋼製遮水壁から剥がれて止水性を喪失する。	シリコーンが鋼製遮水壁から剥がれていないか。	変形試験及び耐圧試験から，シリコーンが鋼製遮水壁から剥がれていないことを確認する。
	（作用する変位又は水圧により）鋼製遮水壁の張出し部からウレタン（縁切材）が外れて止水性を喪失する。	鋼製遮水壁の張出し部からウレタン（縁切材）が外れないか。	変形試験及び耐圧試験から，鋼製遮水壁の張出し部からウレタン（縁切材）が外れていないことを確認する。

(1) 試験条件（試験変位量，水圧）

変形試験及び耐圧試験に用いる試験体は，ウレタンシリコーン目地の一部（高さ190mm）を模擬したものとする。図6.1.5-18に試験体のイメージを示す。

試験中には表6.1.5-11に示す確認事項を確認する必要があることから，試験体の上部と下部はシリコーンで覆わずに露出した状態とする。一方，実際の施工ではウレタン及び縁切材は，背面補強工天端から鋼製遮水壁天端までの施工範囲において露出しておらずシリコーンに覆われている（図6.1.5-19）ため，実際とは異なる状態での試験となる。このような状況を踏まえ，試験体の上部及び下部から20mmずつ内側の150mmの範囲を試験の適用範囲とする。

また，シリコーンを施工する面にプライマーを塗布することで，塗装の有無による付着強度の差はないため，試験体の鋼製遮水壁には塗装を施していない。なお，念のため鋼製遮水壁に塗装されている場合のシリコーンとの付着影響について確認を行った。

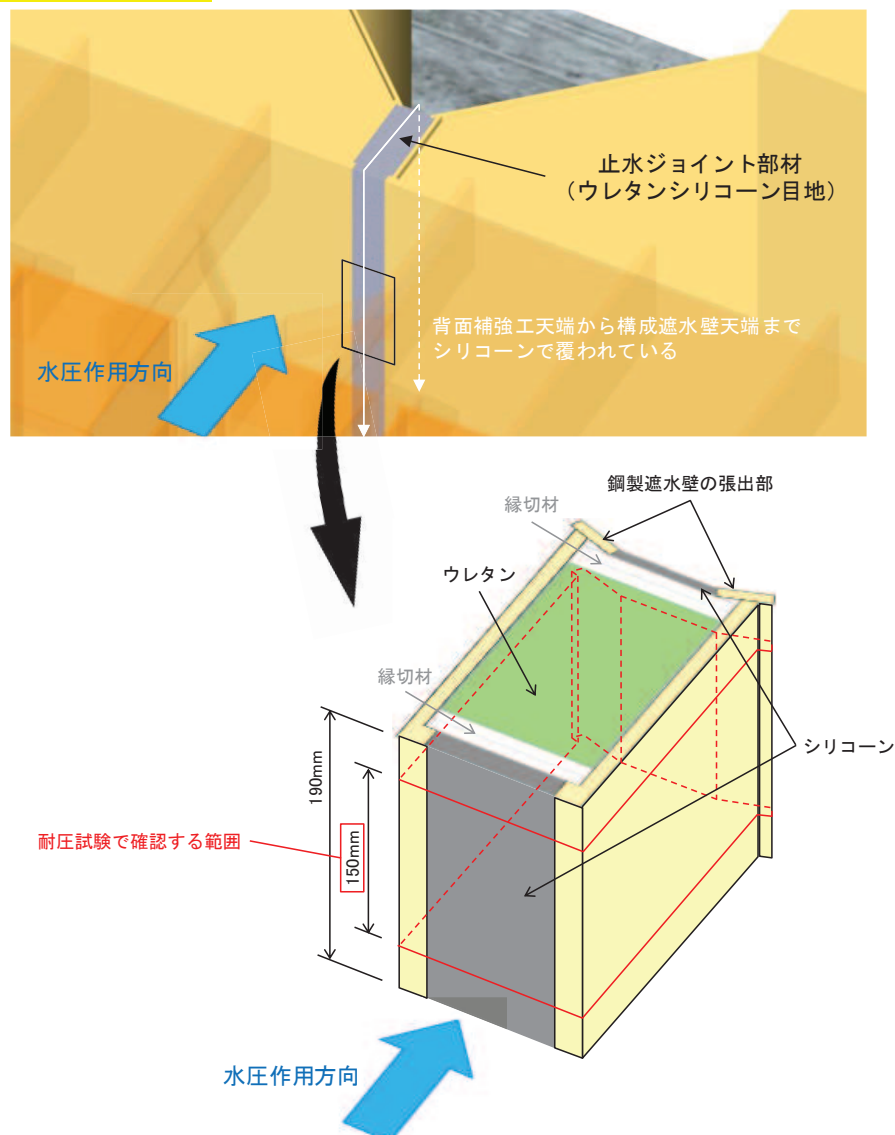


図 6.1.5-18 ウレタンシリコーン目地の試験体イメージ

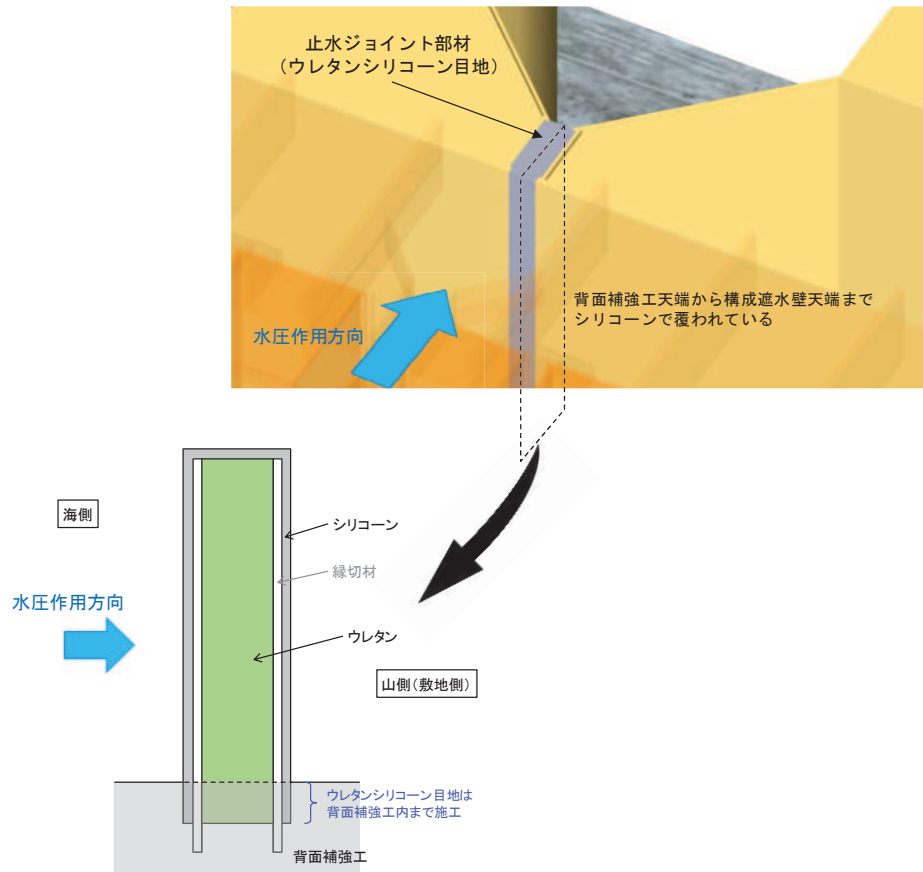


図 6.1.5-19 ウレタンシリコーン目地の「伸び方向」の断面イメージ

試験条件として表 6.1.5-12 に示す変位量，水圧を作用させる。図 6.1.5-9 に示すとおり止水ジョイント部材に津波荷重が作用する時間は約 1 分であるが，基準津波の半周期が約 10 分であることを踏まえ，加圧時間は 10 分以上を基本とし，試験では保守的に 30 分間とした。加圧時間中及び加圧時間経過後，表 6.1.5-11 に示す試験での確認事項を確認する。

試験に用いる試験体は 2 体（No. 9 及び No. 10）とし，耐圧試験時に変形試験で用いた変形を保持させて実施した。

ウレタンシリコン目地の性能確認試験フローを図 6.1.5-20 に示す。また，変形試験及び耐圧試験のイメージを図 6.1.5-21 に示す。また，耐圧試験に用いる試験体の製作過程を図 6.1.5-22 に示す。

なお，これらの試験体とは別に，水圧を 0.34MPa（変位量は伸び 4mm，せん断 30mm）とした試験を 1 体の試験体で実施している。この試験の詳細については参考資料 1 に示す。

表 6.1.5-12 ウレタンシリコン目地の試験条件

試験 No.	試験種別	変位量	水圧	必要耐圧 保持時間
No. 9	変形試験	伸び 6mm せん断 30mm		
	耐圧試験	伸び 6mm せん断 30mm	0.30MPa	10 分以上*
No. 10	変形試験	伸び 6mm せん断 30mm		
	耐圧試験	伸び 6mm せん断 30mm	0.30MPa	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 30 分間とした。

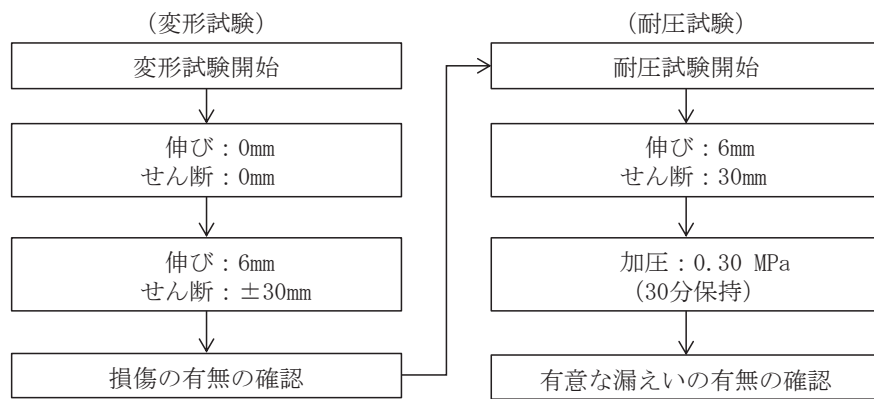
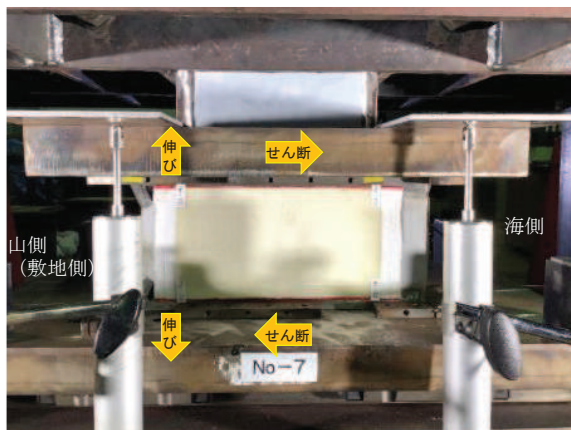


図 6.1.5-20 ウレタンシリコーン目地の性能確認試験フロー (No. 9, No. 10)



(変形試験)



(耐圧試験)

図 6.1.5-21 変形・耐圧試験のイメージ

	<p>【試験体の仮固定】</p> <ul style="list-style-type: none"> ✓ 変形試験後に変形状態を保持したまま耐圧容器に仮固定する。 ✓ 試験体内部にモルタルが侵入しないよう試験体周囲にテープ及びシートで養生する。 ✓ 加圧によって試験体がモルタルから抜け出さないように、鋼板（鋼製遮水壁）にスタッドを溶接する。 ✓ なお、山側（敷地側）の一部を耐圧容器から露出させ、試験中に内部の状況を確認する。
	<p>【試験体の固定】</p> <ul style="list-style-type: none"> ✓ 耐圧容器内にモルタルを充填させ、試験体を固定する。
	<p>【試験体の固定】 （耐圧容器を上から見た写真）</p> <ul style="list-style-type: none"> ✓ 海側は注水して加圧を行うため海側のシリコーンは露出させておく。

図 6.1.5-22(1) 耐圧試験体の製作過程

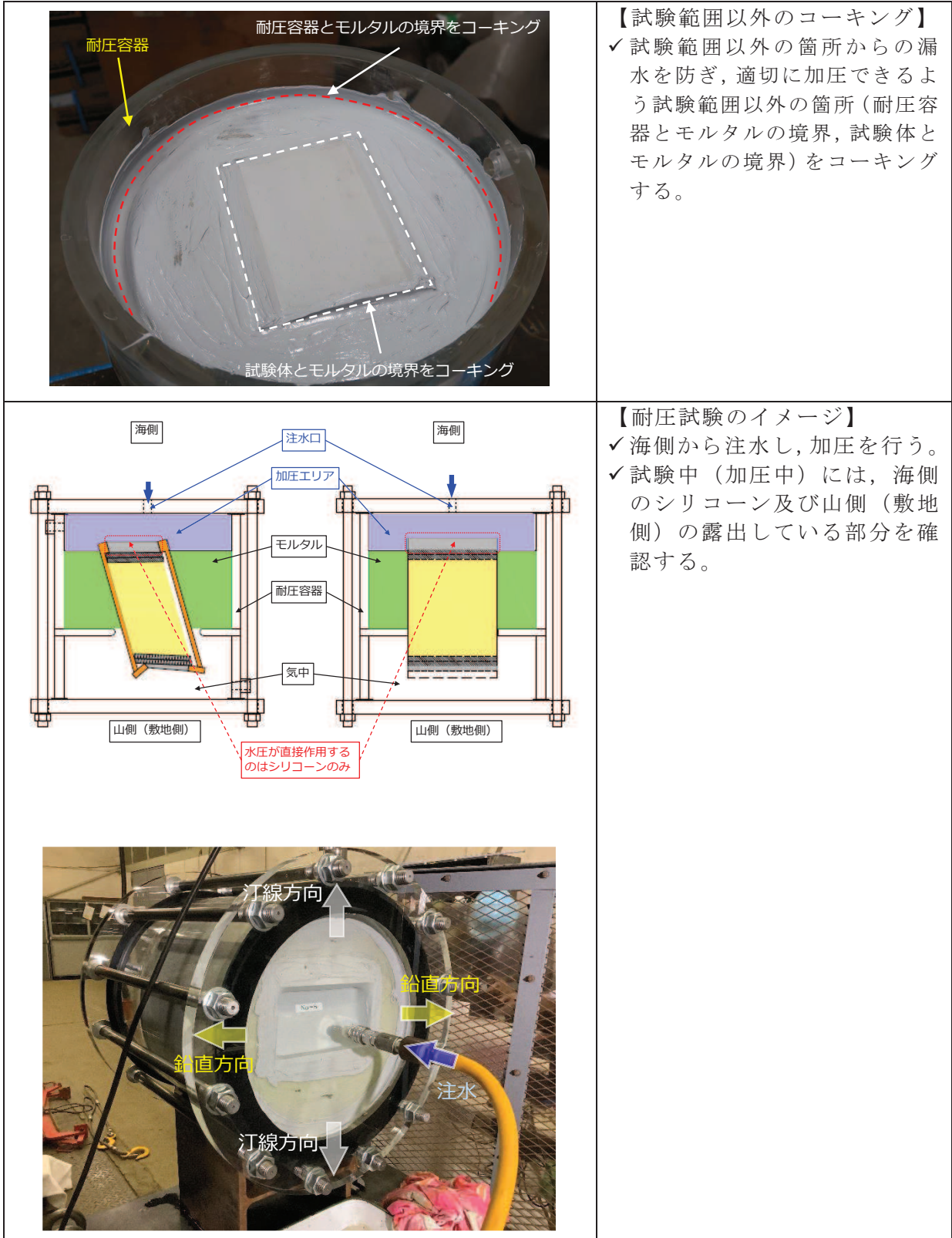


図 6. 1. 5-22 (2) 耐圧試験体の製作過程

(2) 試験状況写真

変形・耐圧試験の全体状況を図 6.1.5-23 に、変形・耐圧試験の状況を図 6.1.5-24 に示す。

a. 設置状況確認（伸び 0mm，せん断 0mm，水圧 0MPa）



図 6.1.5-23(1) 変形試験全体状況



図 6.1.5-23(2) 耐圧試験全体状況

b. 変形試験状況確認

変形試験の状況を図 6.1.5-24 に示す。

なお、変形試験の状況を示す断面において、わずかに鋼製遮水壁からシリコンが剥がれているところがあるが、この断面は「2.2 (1) 試験条件 (試験変位量, 水圧)」で示したように、表 6.1.5-11 の確認事項を確認するために、露出した状態としているものであり、試験の適用範囲 (写真の奥側) では剥けていないことを確認している。

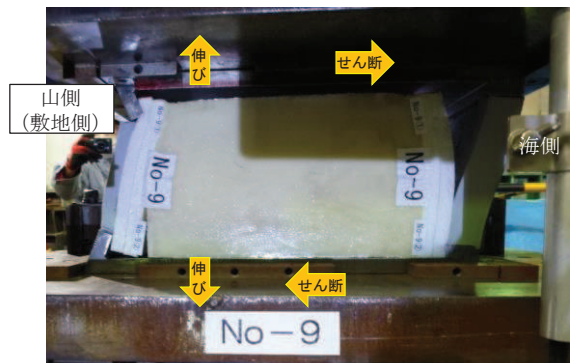
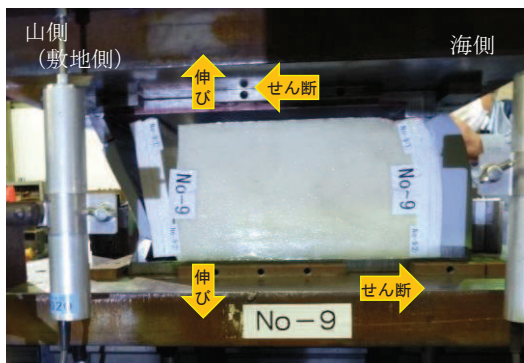


図 6.1.5-24(1) ウレタンシリコン目地変形試験状況
(試験体 No. 9, 伸び 6mm, せん断 30mm)

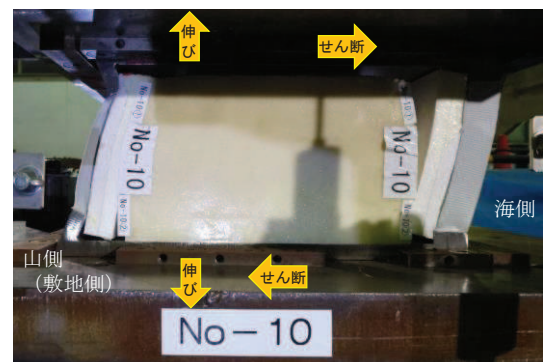
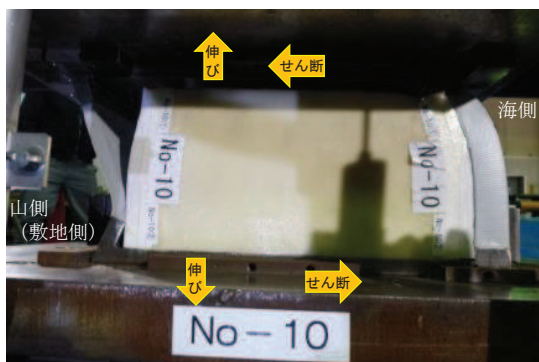
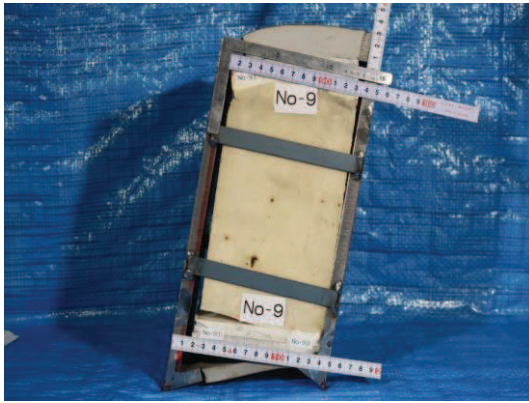
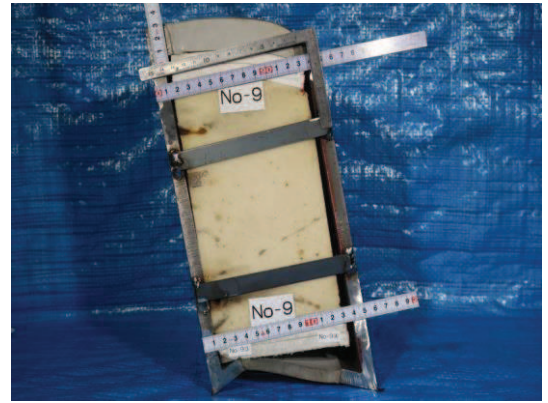


図 6.1.5-24(2) ウレタンシリコン目地変形試験状況
(試験体 No. 10, 伸び 6mm, せん断 30mm)



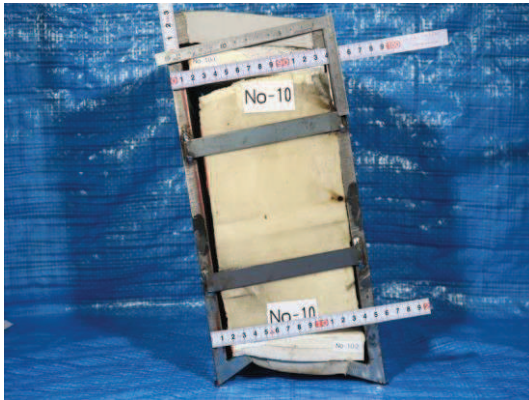
(写真上方が津波作用側)



(写真上方が津波作用側)

図 6.1.5-24(3) ウレタンシリコーン目地変形試験状況

(試験体 No. 9, 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)

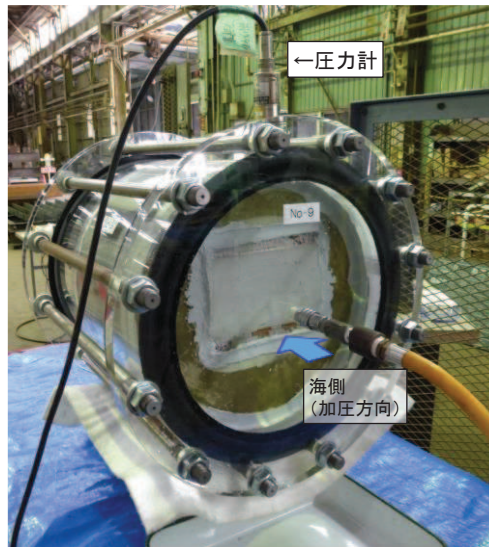


(写真上方が津波作用側)

図 6.1.5-24(4) ウレタンシリコーン目地変形試験状況

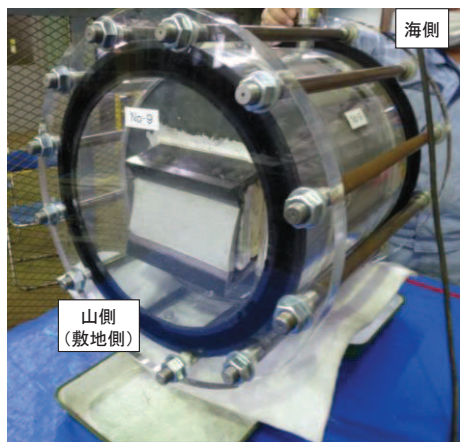
(試験体 No. 10, 伸び 6mm, せん断 30mm) (耐圧試験を実施するため, 変形状態を保持)

c. 耐圧試験状況確認

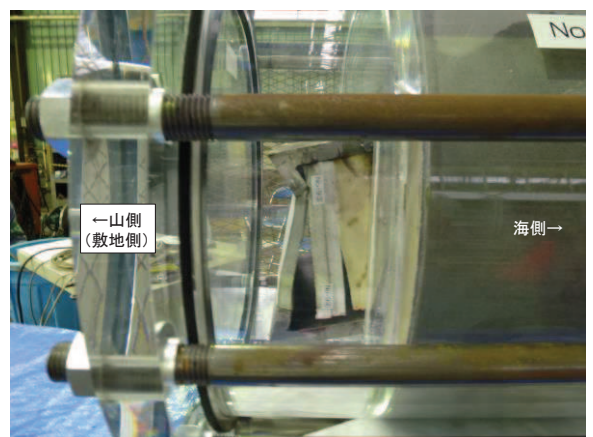


加圧前状況（海側）

図 6.1.5-24(5) ウレタンシリコーン目地耐圧試験状況（試験体 No. 9）
（伸び：6mm，せん断：30mm，加圧前状況）

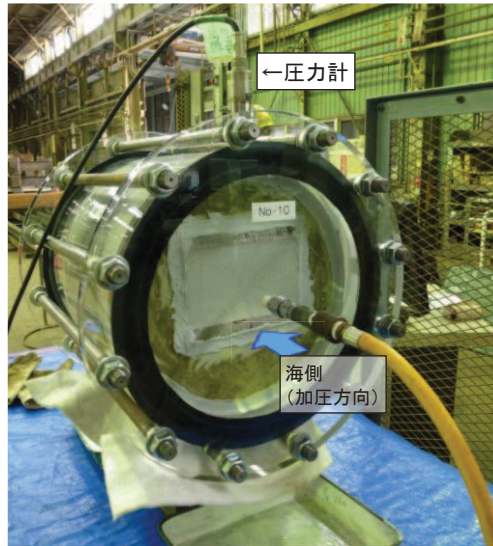


加圧前状況（敷地側）



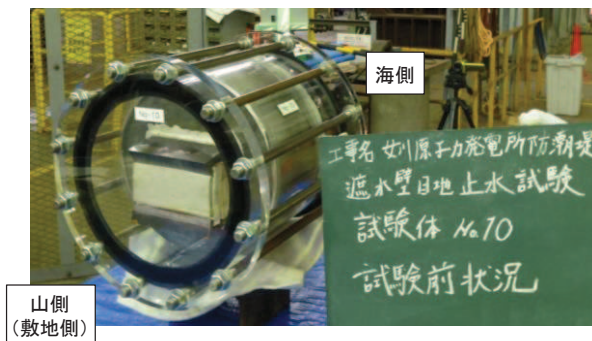
加圧前状況（敷地側断面）

図 6.1.5-24(6) ウレタンシリコーン目地耐圧試験状況（試験体 No. 9）
（伸び：6mm，せん断：30mm，加圧前状況）

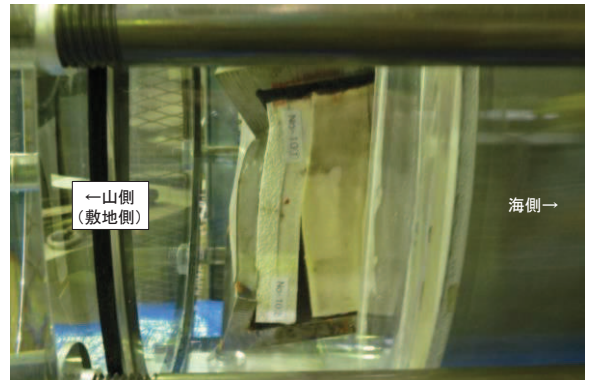


加圧前状況（海側）

図 6.1.5-24(7) ウレタンシリコーン目地耐圧試験状況（試験体 No.10）
（伸び：6mm，せん断：30mm，加圧前状況）



加圧前状況（敷地側）



加圧前状況（敷地側断面）

図 6.1.5-24(8) ウレタンシリコーン目地耐圧試験状況（試験体 No.10）
（伸び：6mm，せん断：30mm，加圧前状況）

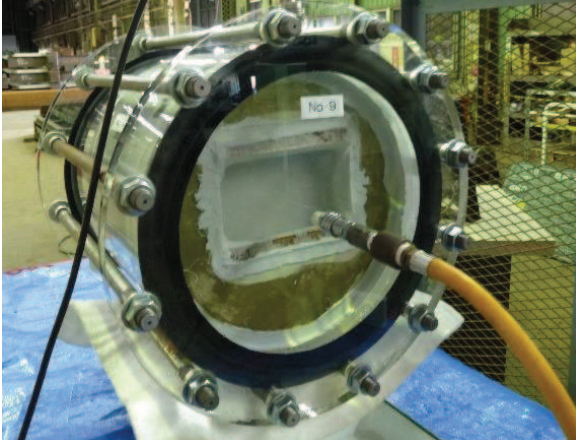
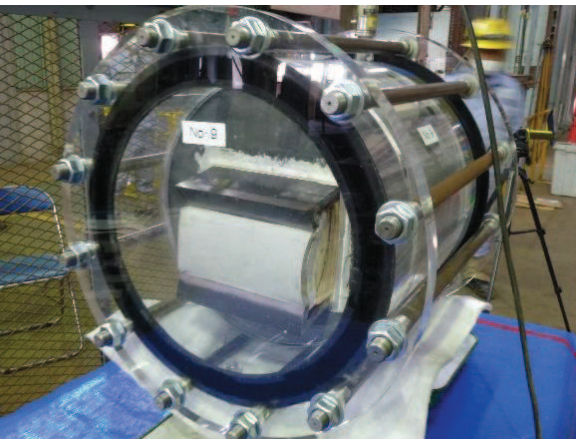

	<p>加圧状況（海側）</p> <p>✓ 10分経過，損傷無し</p>
	<p>加圧状況（山側（敷地側））</p> <p>✓ 10分経過，漏えい無し</p>
	<p>加圧状況（山側（敷地側）の断面）</p> <p>✓ 10分経過，漏えい無し</p>

図 6.1.5-24(9) ウレタンシリコーン目地耐圧試験状況（試験体 No.9）
（10分経過，伸び：6mm，せん断：30mm，水圧 0.30MPa）

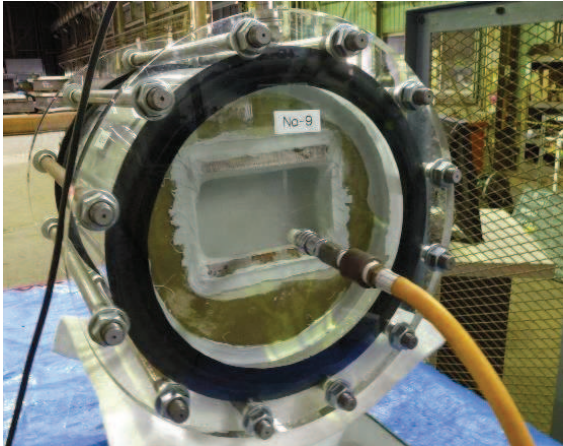
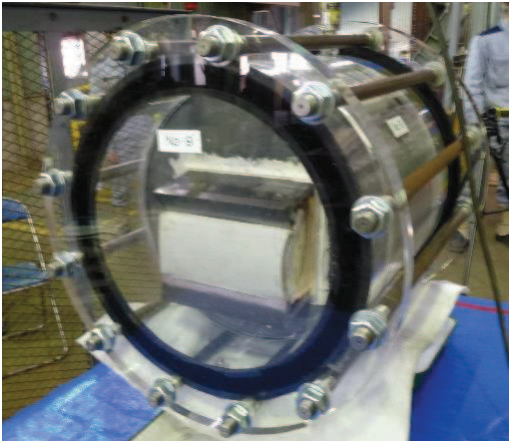
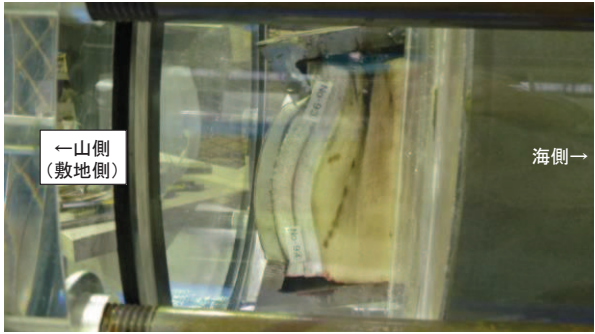
	<p>加圧状況（海側）</p> <p>✓ 20分経過，損傷無し</p>
	<p>加圧状況（山側（敷地側））</p> <p>✓ 20分経過，漏えい無し</p>
	<p>加圧状況（山側（敷地側）の断面）</p> <p>✓ 20分経過，漏えい無し</p>

図 6.1.5-24(10) ウレタンシリコーン目地耐圧試験状況（試験体 No. 9）
（20分経過，伸び：6mm，せん断：30mm，水圧 0.30MPa）

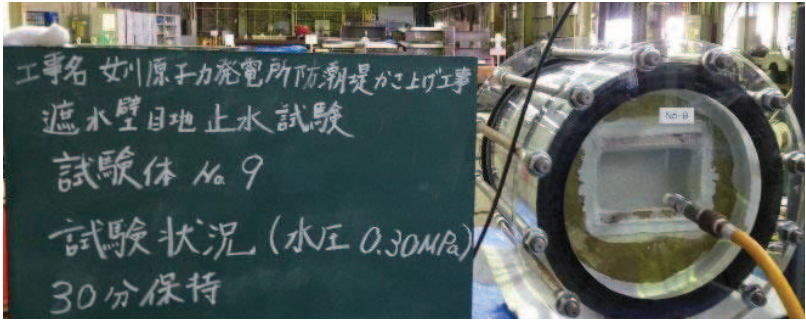
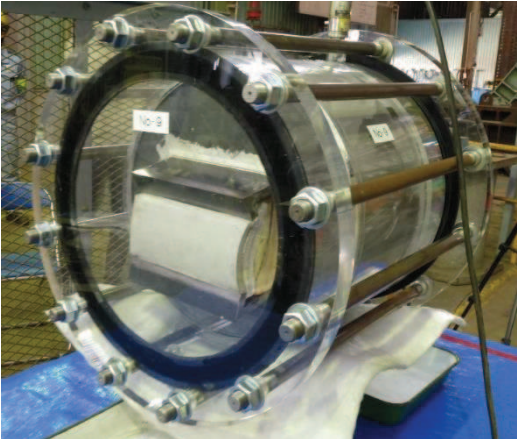
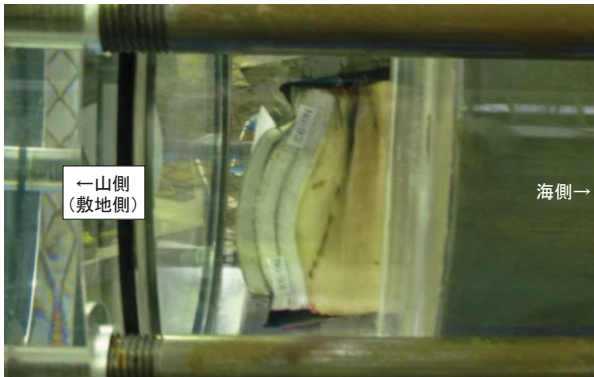
	<p>30 分間保持後（海側）</p> <p>✓ 損傷及び漏えい無し</p>
	<p>30 分間保持後（山側（敷地側））</p> <p>✓ 損傷及び漏えい無し</p>
	<p>30 分間保持後（山側（敷地側）の断面）</p> <p>✓ 損傷及び漏えい無し</p>

図 6.1.5-24(11) ウレタンシリコーン目地耐圧試験状況（試験体 No.9）

（30 分経過，伸び：6mm，せん断：30mm，水圧 0.30MPa）


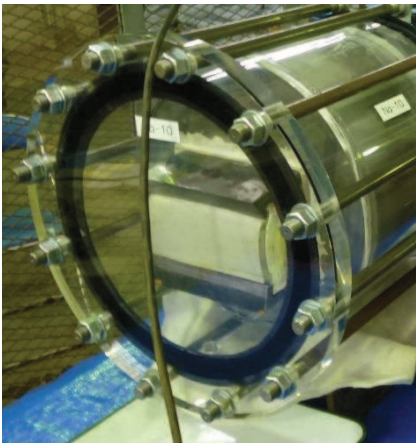
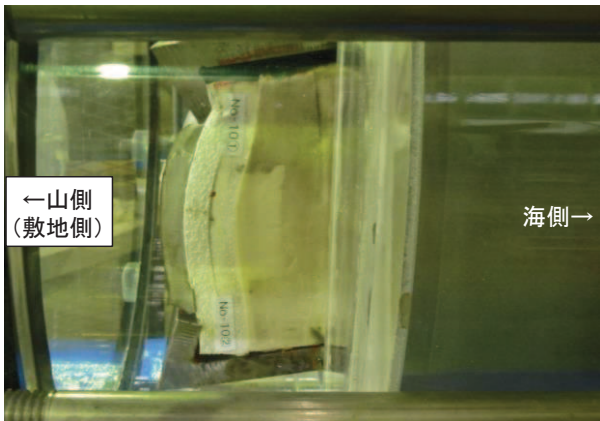
	<p>加圧状況（海側）</p> <p>✓ 10分経過，損傷無し</p>
	<p>加圧状況（山側（敷地側））</p> <p>✓ 10分経過，漏えい無し</p>
	<p>加圧状況（山側（敷地側）の断面）</p> <p>✓ 10分経過，漏えい無し</p>

図 6.1.5-24(12) ウレタンシリコーン目地耐圧試験状況（試験体 No. 10）
（10分経過，伸び：6mm，せん断：30mm，水圧 0.30MPa）

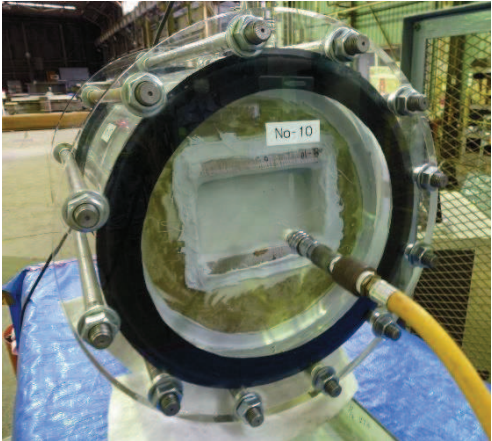
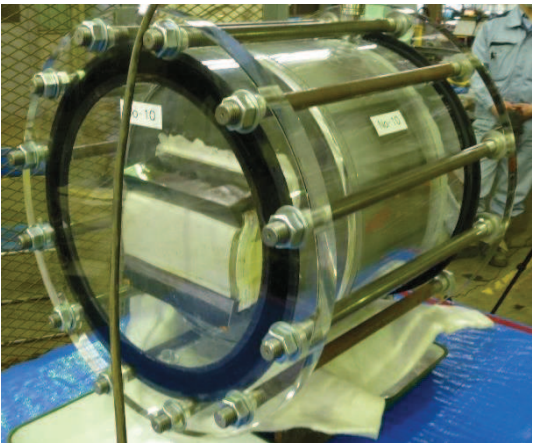
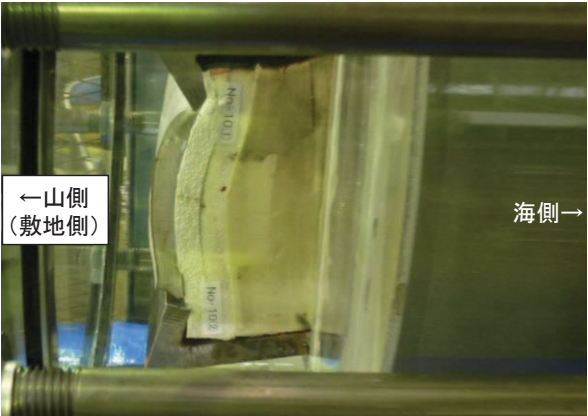
	<p>加圧状況（海側）</p> <p>✓ 20分経過，損傷無し</p>
	<p>加圧状況（山側（敷地側））</p> <p>✓ 20分経過，漏えい無し</p>
	<p>加圧状況（山側（敷地側）の断面）</p> <p>✓ 20分経過，漏えい無し</p>

図 6.1.5-24(13) ウレタンシリコーン目地耐圧試験状況（試験体 No.10）
（20分経過，伸び：6mm，せん断：30mm，水圧 0.30MPa）

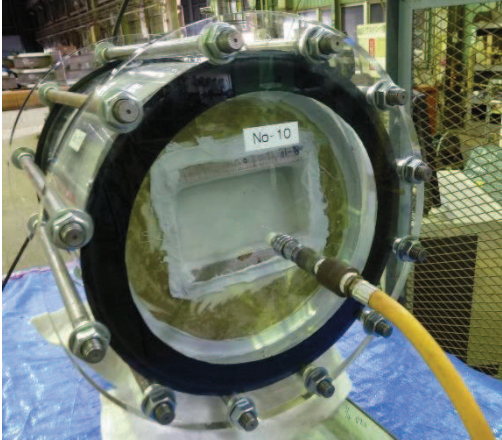

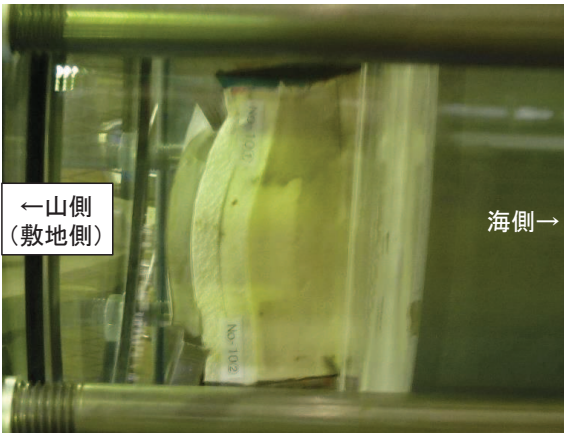
	<p>30 分間保持後（海側）</p> <p>✓ 損傷及び漏えい無し</p>
	<p>30 分間保持後（山側（敷地側））</p> <p>✓ 損傷及び漏えい無し</p>
	<p>30 分間保持後（山側（敷地側）の断面）</p> <p>✓ 損傷及び漏えい無し</p>

図 6.1.5-24(14) ウレタンシリコーン目地耐圧試験状況（試験体 No.10）
 （30 分経過，伸び：6mm，せん断：30mm，水圧 0.30MPa）

(3) 試験結果

試験体 No. 9 及び No. 10 について、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 0.30MPa を 10 分以上（加圧時間：30 分間）加圧した結果、損傷及び漏えいが無いことを確認した。

試験結果を表 6.1.5-13 に示す。

また、これらの試験結果に対する考察を表 6.15-14 のとおり整理した。この考察から、ウレタンシリコーン目地に生じる変位量及び水圧は、変形試験及び耐圧試験で設定した変位量（伸び 6mm，せん断 30mm）及び水圧（0.30MPa）以下とする必要がある。

表 6.1.5-13 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 保持時間	損傷*， 漏えい	判定
No. 9	変形試験	伸び 6mm せん断 30mm			無し	OK
	耐圧試験	伸び 6mm せん断 30mm	0.30MPa	10 分以上	無し	OK
No. 10	変形試験	伸び 6mm せん断 30mm			無し	OK
	耐圧試験	伸び 6mm せん断 30mm	0.30MPa	10 分以上	無し	OK

注記*：表 6.1.5-11 に基づき、シリコーンが切れていないか，シリコーンが鋼製遮水壁から剥がれていないか，ウレタン（縁切材）が鋼製遮水壁の張出し部から外れていないか，ウレタンが割れていないかを確認する。

表 6.1.5-14 ウレタンシリコーン目地の試験結果に対する考察 (No.9 及び No.10)

要求機能	試験での確認結果	考察
変形追従性	変形試験から、シリコーンは切れていないことを確認した。	変形試験で設定した変位量（伸び 6mm，せん断 30mm）が，シリコーンの変形追従性の許容範囲内であったことから，シリコーンは切れなかったと判断される。
止水性	<p>耐圧試験から，シリコーンは切れていないことを確認した。</p> <p>変形試験及び耐圧試験から，ウレタンが割れていないことを確認した。</p>	<p>耐圧試験で設定した水圧（0.3MPa）が，シリコーンの変形追従性の許容範囲以内であったことから，シリコーンは切れなかったと判断される。</p> <p>また，変形試験で設定した変位量（伸び 6mm，せん断 30mm）及び耐圧試験で設定した水圧（0.3MPa）で生じる力が，ウレタンの圧縮抵抗力以下であったことからウレタンは割れなかったと判断される。</p>
	変形試験及び耐圧試験から，シリコーンが鋼製遮水壁から剥がれていないことを確認した。	変形試験で設定した変位量（伸び 6mm，せん断 30mm）及び耐圧試験で設定した水圧（0.3MPa）で生じる力が，シリコーンと鋼製遮水壁の付着力以下であったことから，シリコーンは鋼製遮水壁から剥がれなかったと判断される。
	変形試験及び耐圧試験から，鋼製遮水壁の張出し部からウレタン（縁切材）が外れていないことを確認した。	<p>変形試験で設定した変位量（伸び 6mm，せん断 30mm）は，ウレタン（縁切材）が鋼製遮水壁の張出し部から外れる変位量以下であったことから，ウレタン（縁切材）が鋼製遮水壁の張出し部から外れなかったと判断される。</p> <p>また，耐圧試験で設定した水圧（0.3MPa）はウレタンの圧縮抵抗力以下であったことからウレタン（縁切材）が鋼製遮水壁の張出し部から外れなかったと判断される。</p>

(4) 鋼製遮水壁とシリコン材の付着について

先に示したように、シリコン材を施工する面（鋼製遮水壁）にプライマーを塗布することで、塗装の有無等による付着強度の差はないと考えているが、念のため、シリコン材を施工する面（鋼製遮水壁）が塗装されている場合の影響について確認する。

実際の施工では、鋼製遮水壁は超厚膜塗装（ $2300\mu\text{m}$ ）が施されており、この塗装面にプライマーを塗布し、シリコン材を施工する（塗装仕様の詳細については参考資料2に示す。）。

まず、鋼製遮水壁と塗装の付着に関して、上記超厚膜塗装と同様の仕様の曝露試験結果が「長期海洋暴露試験に基づく鋼管杭の防食工法の耐久性評価に関する研究（30年経過時の報告）、No.1324、港湾空港技術研究所資料、2016」にて報告されており、経過年数29年でも付着強度が $2.5\sim 4.5$ （MPa）有することが示されている（参考資料2）。このことから、鋼製遮水壁と塗装は、津波荷重から設定した試験水圧（ 0.3MPa ）よりもはるかに高い圧力に耐えられることを確認した。

次に、塗装面とシリコン材の付着について、メーカーにて塗装面にシリコン材を施工した場合の接着性（付着性）の試験で実施されている。試験体を図6.1.5-25に示す。表6.1.5-15に示す塗料に対して、引張接着性試験（H型）（引張速度 $50\text{mm}/\text{min}$ ：50%引張応力（M50）、最大引張応力（ T_{max} ）及び伸び（ E_{max} ）を測定）を実施した結果を表6.1.5-16及び図6.1.5-26に示す。試験に用いられたプライマー（トスプライムニューF）は、「(1) 試験条件（試験変位量、水圧）」～「(3) 試験結果」で実施した試験で鋼材（無塗装の鋼製遮水壁を模擬）とシリコン材の境界に塗布されたものと同じものである。表6.1.5-16及び図6.1.5-26の試験結果から、塗装の色及び膜厚の違いによらず、いずれの条件下においても塗装面とシリコンの境界では剥れず、シリコン材による破壊（表6.1.5-16のCF：凝集破壊）が引張応力 0.38 （MPa）以上で生じる結果となった。このことから、塗装面とシリコン材の境界に耐圧試験の水圧 0.3 （MPa）以上の 0.38 （MPa）の引張力が発生したとしても、塗装面とシリコン材の境界で剥れることがないことを確認した。

以上のことから、超厚膜塗装が施された鋼製遮水壁にシリコン材を施工し、シリコン材に引張力が作用した場合、鋼製遮水壁と塗装の境界、塗装面とシリコン材の境界で剥れる前にシリコン材が破壊することを確認した。また、(1)～(3)で実施した試験結果からも、耐圧試験ではシリコン材は健全を維持し、鋼材（無塗装の鋼製遮水壁を模擬）とシリコン材で剥れることもないことから、シリコン材を施工する面にプライマーを塗布することで、シリコン材を施工する境界は十分な付着性を有することを確認した。

表 6.1.5-15 接着試験の塗装種類

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

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

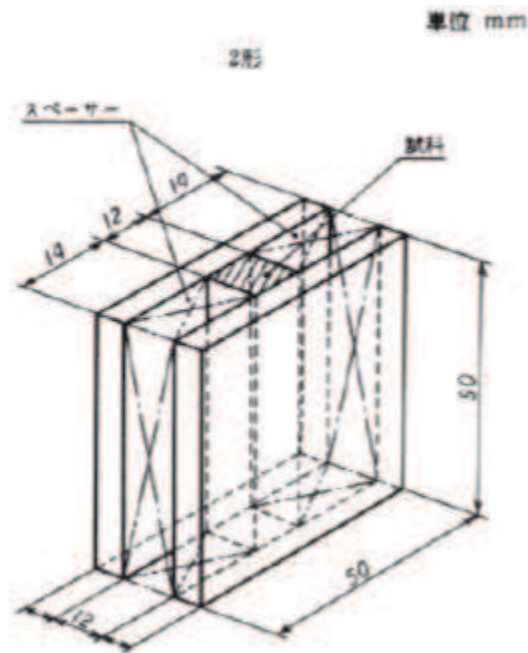


図 6.1.5-25 試験体

(JIS A 1439「建築用シーリング材の試験方法」に準拠して作製)

表 6.1.5-16 接着試験の塗装種類

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

(表中のCFは凝集破壊(シーリング材の破壊状態の1つでシーリング材自身の破壊), TCFは薄層凝集破壊(シーリング材の破壊状態の1つで被着面にごく薄くシーリング材が残る破壊), AFは接着破壊(シーリング材の破壊状態の1つで被着体とシーリング材の分離)を示す。)

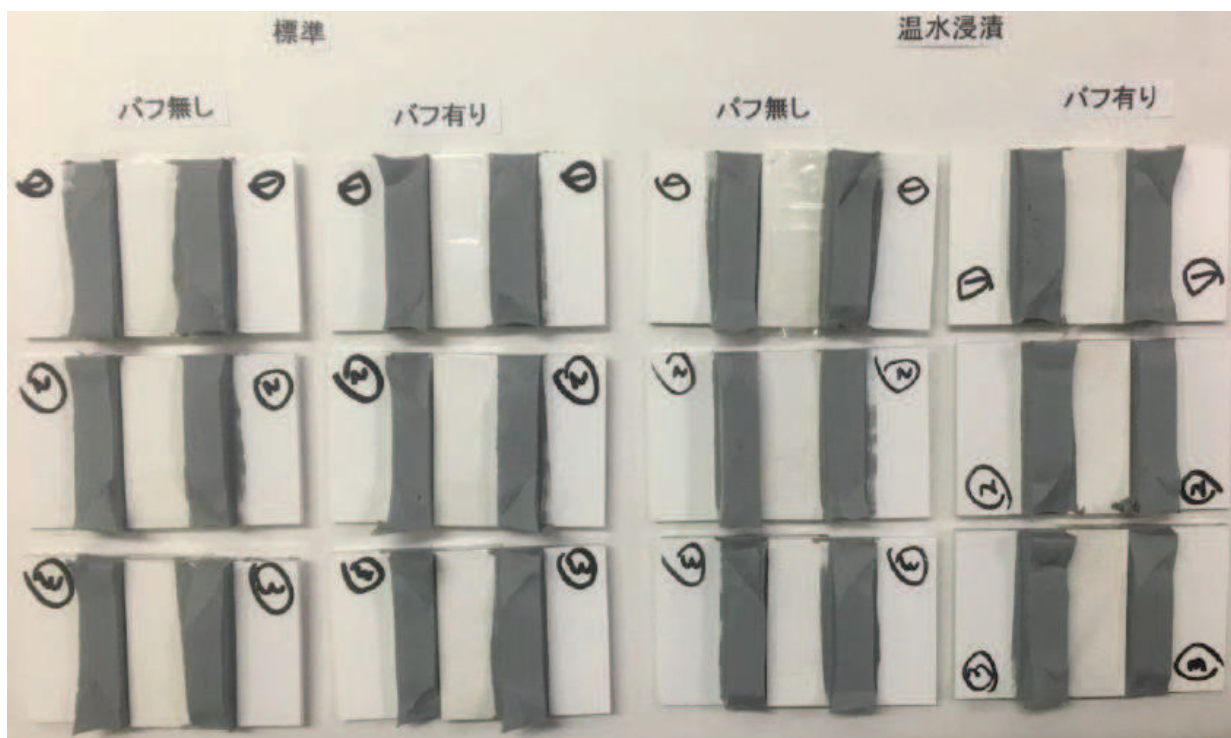


図 6.1.5-26(1) 接着性（付着性）試験結果（20 μ m ホワイト色-1）

（いずれの試験結果も CF すなわち、シリコン材で切れているため、左右どちらにも灰色のシリコン材が残っていることが確認される）

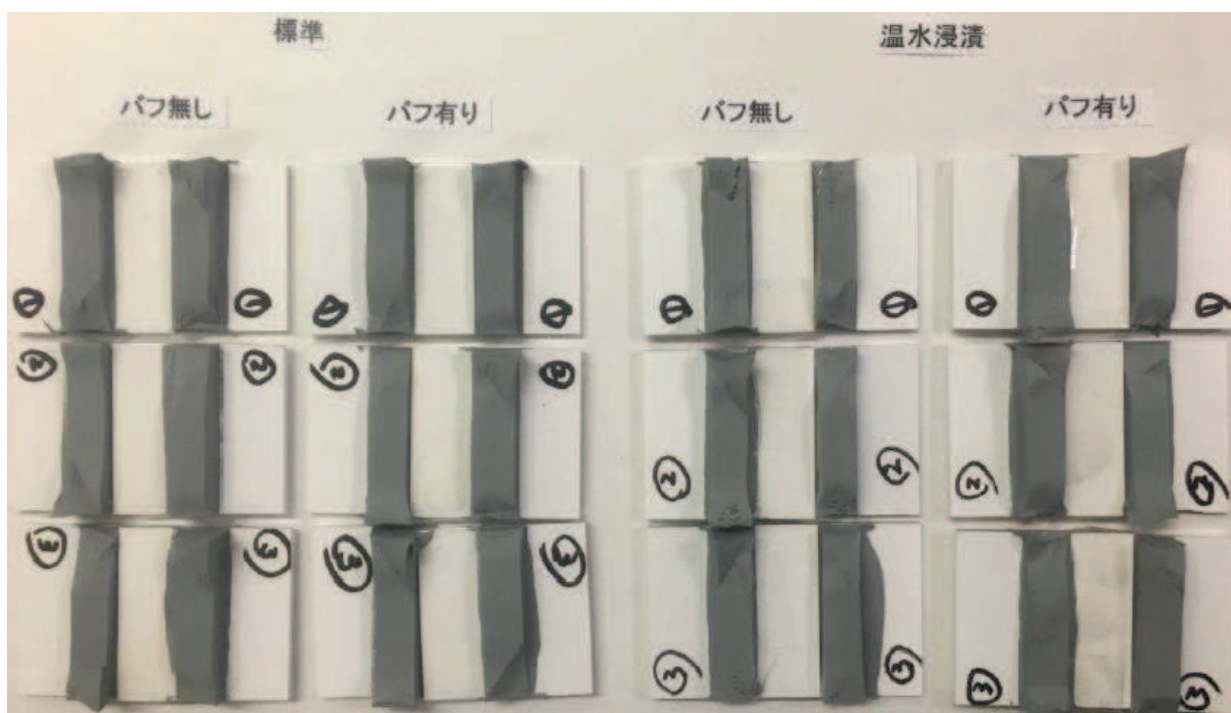


図 6.1.5-26(2) 接着性（付着性）試験結果（20 μ m ホワイト色-2）

（いずれの試験結果も CF すなわち、シリコン材で切れているため、左右どちらにも灰色のシリコン材が残っていることが確認される）

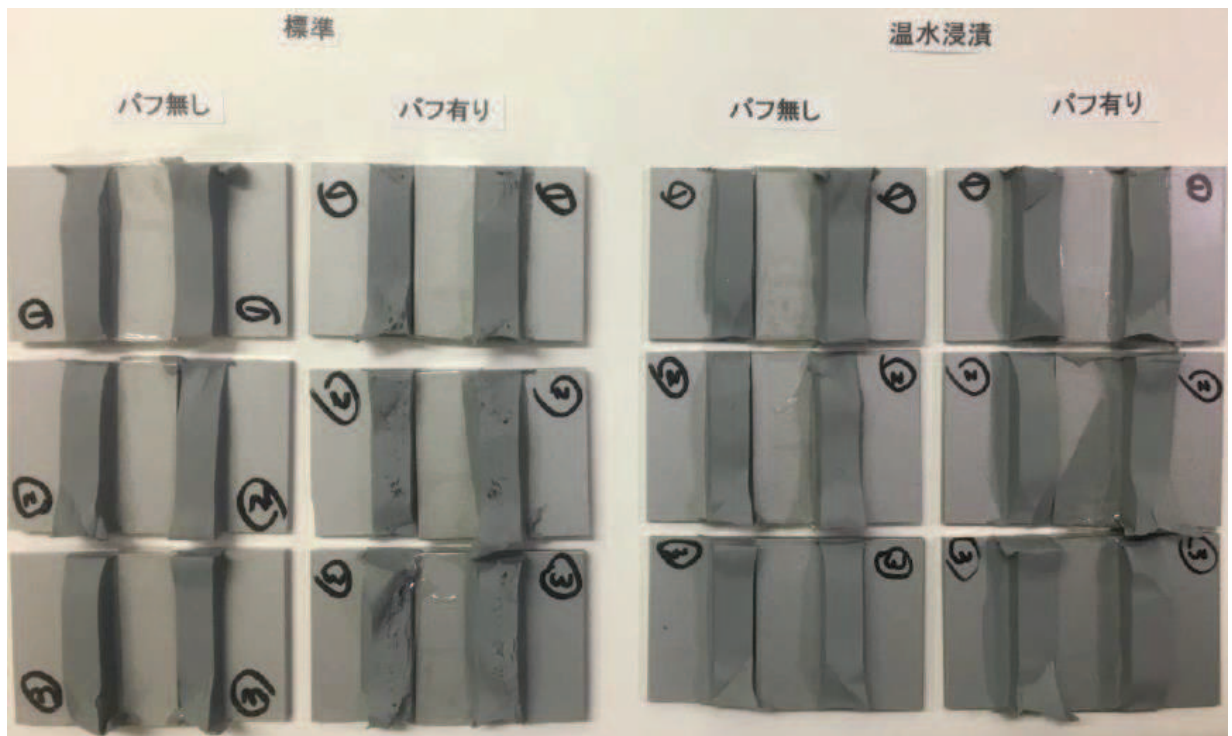


図 6.1.5-26(3) 接着性（付着性）試験結果（40 μm メタリック色-1）

（いずれの試験結果も CF すなわち、シリコン材で切れているため、左右どちらにも灰色のシリコン材が残っていることが確認される）

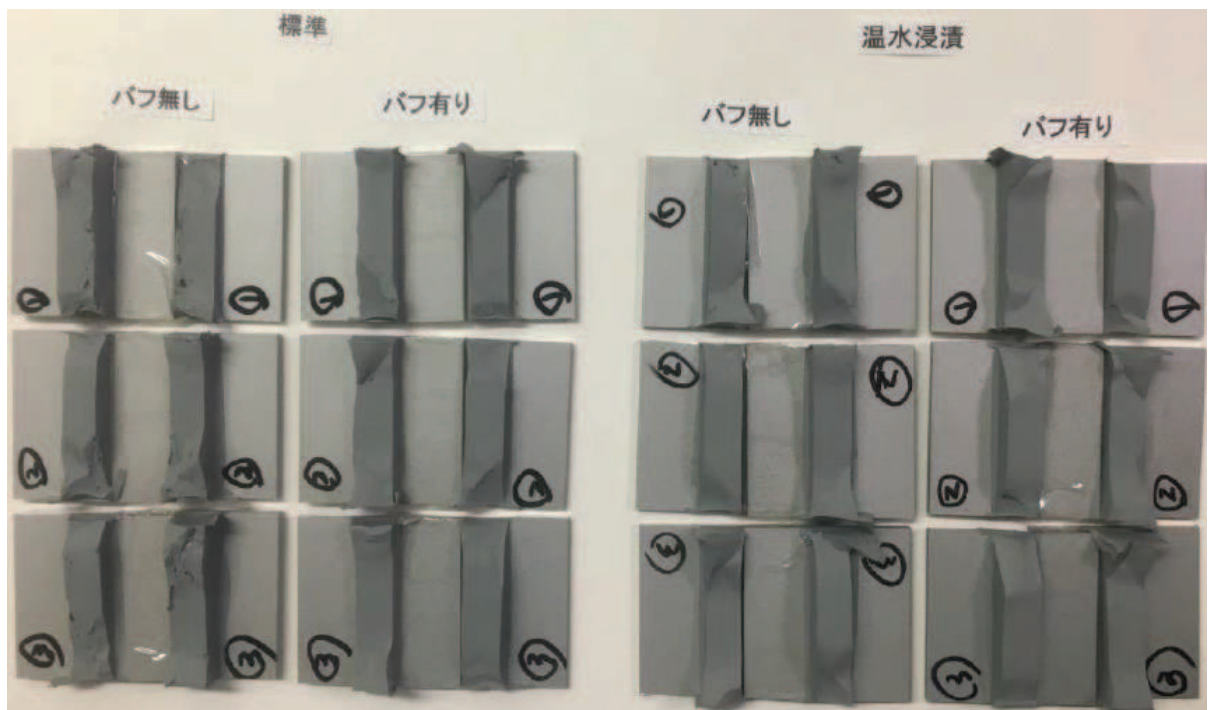


図 6.1.5-26(4) 接着性（付着性）試験結果（40 μm メタリック色-1）

（いずれの試験結果も CF すなわち、シリコン材で切れているため、左右どちらにも灰色のシリコン材が残っていることが確認される）

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定める。

表 6.1.5-17 に止水ジョイント部材の変位量の許容限界を示す。

表 6.1.5-17 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 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 せん断：30 mm	試験水圧：0.30MPa

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。

4.1 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は、シリコーン、ウレタン及びウレタンの型枠としての縁切材で構成されており、ウレタン及び縁切材はシリコーンで覆われているため外部環境と接していないが、シリコーンは外部環境と接している、という特徴がある（図 6.1.5-19）。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（ H_2SO_4 ）やフッ化水素酸（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。また、ウレタン及び縁切材については、「2.2 ウレタンシリコーン目地」で整理したとおり、要求機能にシリコーンのような変形追従性はないため、低温環境下で硬化することの影響評価は不要である。

以上のことから、止水ジョイント部材の評価項目を表 6.1.5-18 に示す。

(1) 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。

(2) 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。

(3) 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。

表 6.1.5-18 止水ジョイント部材の評価項目（耐久性）

止水ジョイント部材		耐熱性（耐熱老化性）	耐寒性	耐候性
ゴムジョイント		○	○	○
ウレタン	シリコーン	○	○	○
シリコーン	ウレタン	○	—*1	—*2
目地	縁切材	○	—*1	—*2

注記*1：ウレタン及び縁切材は変形追従性の要求機能がないため、耐寒性の評価不要である。

*2：ウレタン及び縁切材はシリコーンで覆われているため耐候性の評価は不要である。

4.2 ゴムジョイントの評価結果

(1) 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 6.1.5-27 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 6.1.5-28 に示す。図 6.1.5-28 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 6.1.5-29 に示す。

なお、図 6.1.5-29 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 6.1.5-30 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 6.1.5-29 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*¹、1982*²）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。

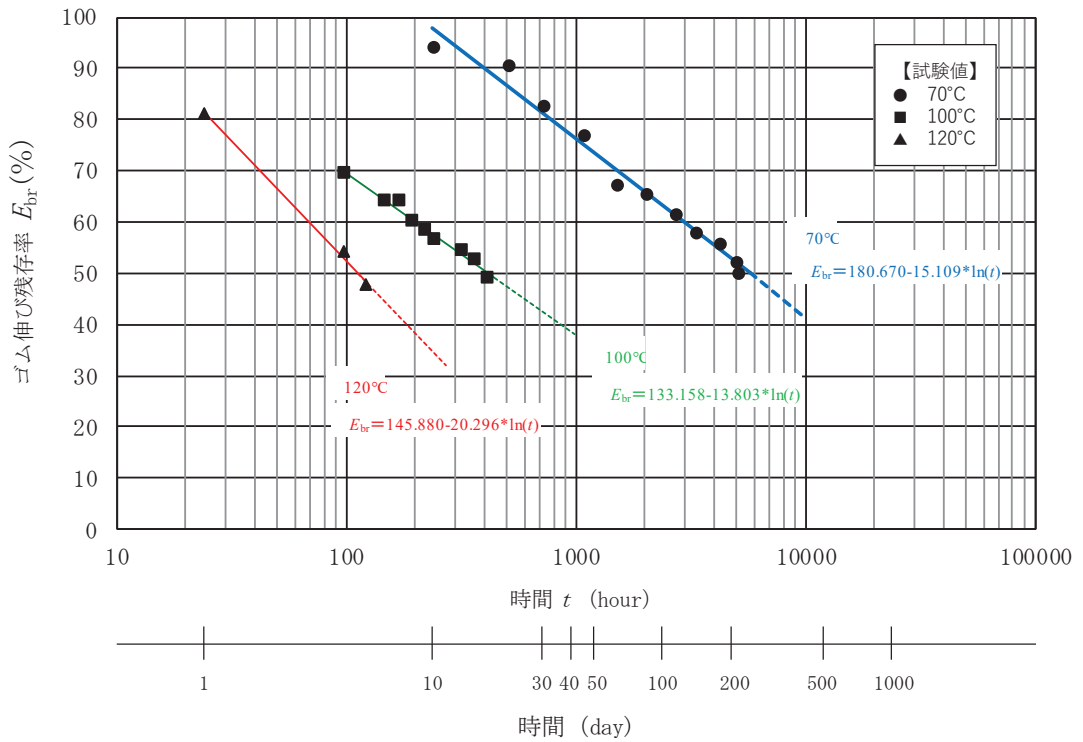


図 6.1.5-27 ゴム材料の熱老化試験結果

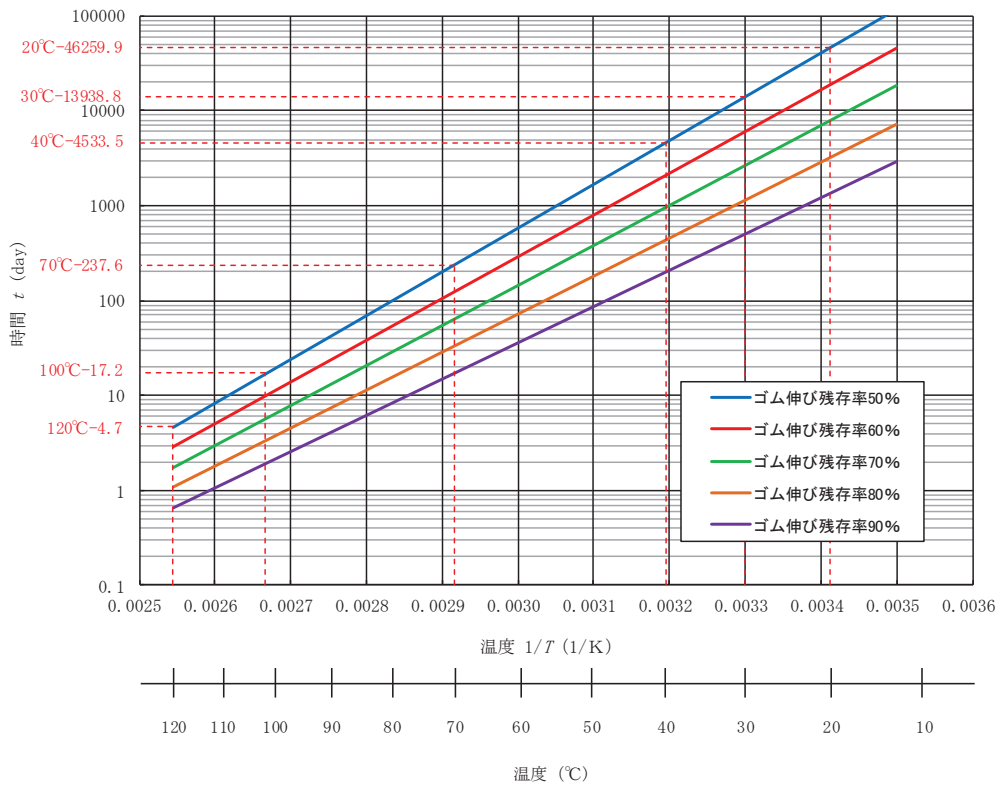


図 6.1.5-28 ゴム材料の残存率に応じた温度と日数の関係

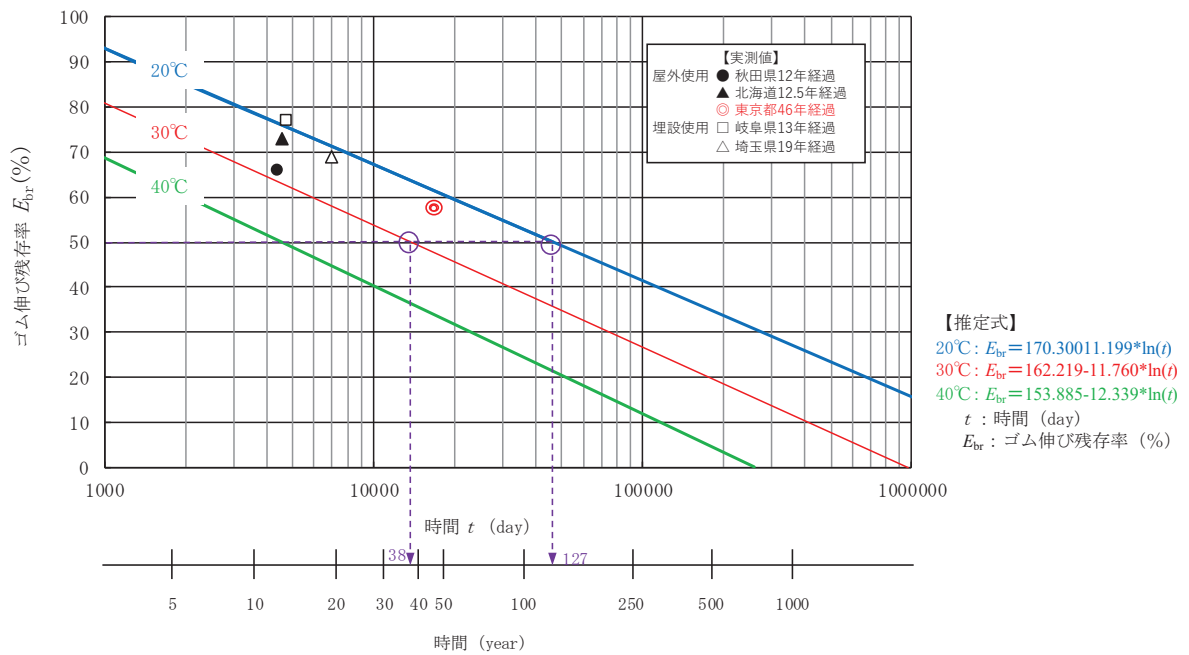


図 6.1.5-29 ゴムジョイントの耐候年数推定結果

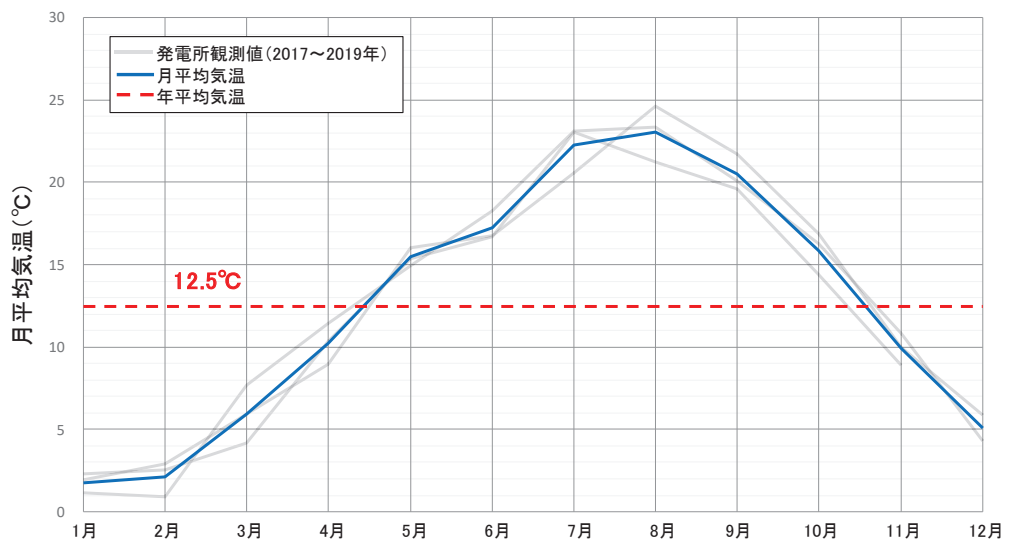


図 6.1.5-30 女川地点における月平均気温

(2) 耐寒性

図 6.1.5-31 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°C 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 6.1.5-32 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

てクロロプレング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グ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 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						
(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 6.1.5-31 ゴムの低温特性

(非金属材料データブック (日本規格協会) *3, 一部加筆)

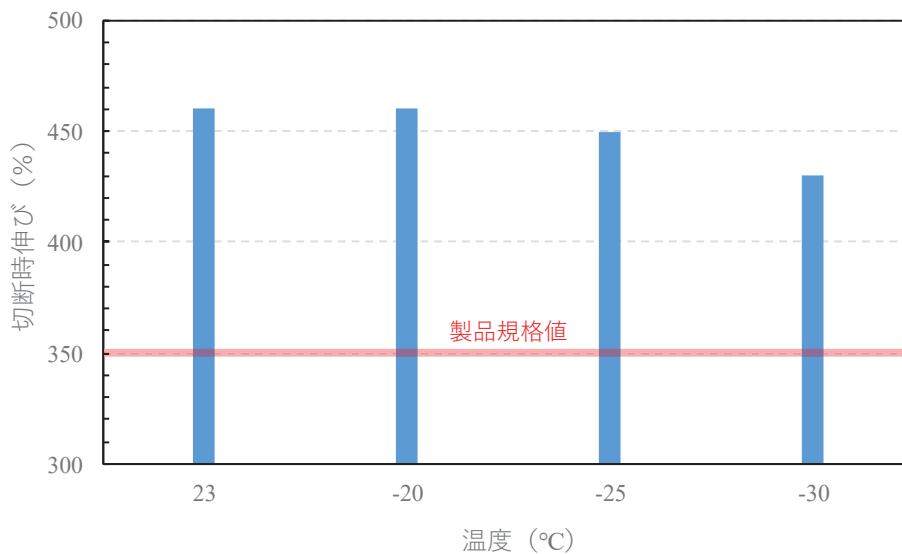


図 6.1.5-32 低温下におけるクロロプレングムの切断時伸び

(3) 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 6.1.5-33 に示す。比較のため、図 6.1.5-33 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。

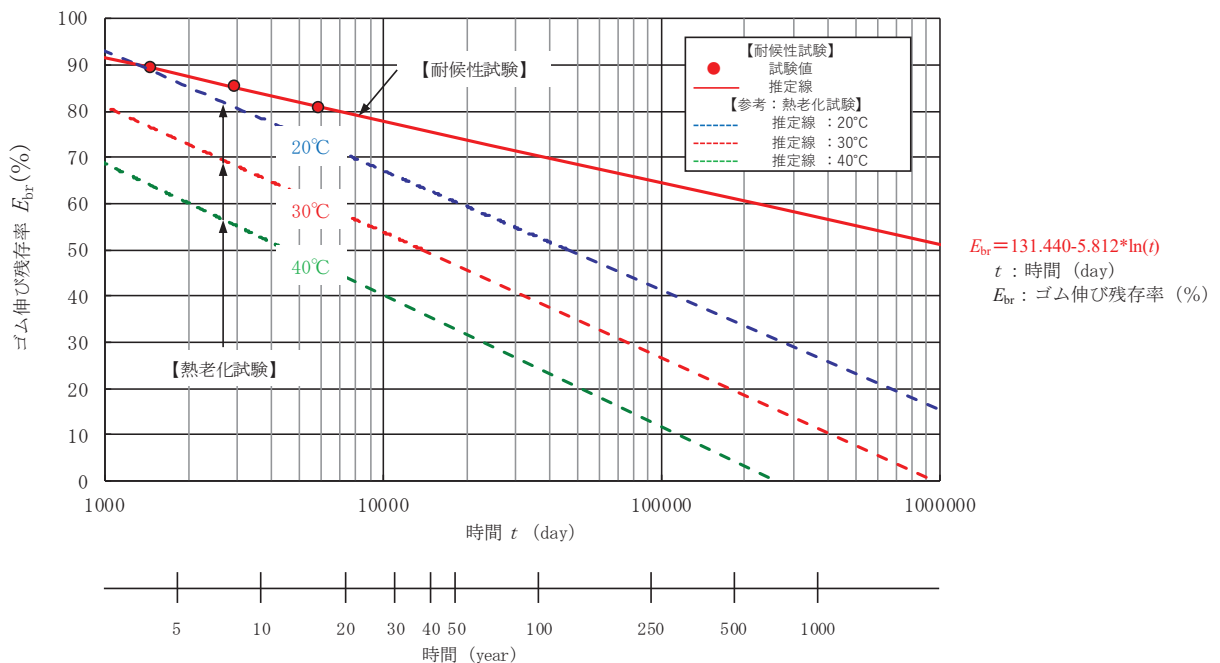


図 6.1.5-33 耐候性試験より推定される時間－ゴム伸び残存率の関係

(4) 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℃

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巻，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

4.3 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。

(1) 耐熱性（耐熱老化性）

a. 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 6.1.5-19 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 6.1.5-17 に示す。

表 6.1.5-20 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 6.1.5-19 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 6.1.5-20 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。

b. 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 6.1.5-21 に示す。

表 6.1.5-21 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 6.1.5-21 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 ² ）
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

c. 縁切材（ポリエチレン製）

ウレタンシリコーン目地に用いている縁切材の原材料はポリエチレンであり、直接熱老化の試験はないものの、長期間にわたって使用された実績が多数ある。また、同種材料の発泡スチロールでは盛土材料として用いられた事例もある。

1987年10月から1995年2月までの約7年5ヶ月の間、茨城県つくば市（当時）建設省土木研究所で発泡スチロール盛土を実物大規模（盛土構造は高さ3mでダンプトラックの走行が可能な規模）で行い、道路構造体としての挙動並びに自立体としての側方応力の発生状況が報告されている（メーカーカタログ及び「発泡スチロール土工法開発機構（EDO）平成7年度第一回合同部会資料（平成7年11月20日）」）。なお、この試験では盛土材料として埋設されるため、ウレタンシリコーン目地に使用する場合と同様に紫外線が当たらない状況は同じであるが、常時荷重が作用しているため、ウレタンシリコーン目地よりも過酷な条件となっている。

盛土材料の試験結果（表6.1.5-22）から、いずれの試験体でも7年5ヶ月経過後の形状寸法、密度及び圧縮強度は規格値（表6.1.5-23）を満足していることが確認されている。また、地下水位以下のもの、直接土面に接しているものについては、若干の着色変化や汚れが見られたものの、品質の点から新品同様の判断がなされている。

以上のことから、ウレタンシリコーン目地の使用環境下において、縁切材（ポリエチレン製）は十分な耐熱性を有している。

表 6.1.5-22 品質規格（メーカーカタログ引用）

項目	D-20（型内法）	測定法
密度 kg/m^3	19-23	JIS A 9511
質量 $\text{kg}/\text{本}$	(12. ³ -15. ⁶)	台秤
寸法 mm	縦 1820±10	巻尺
	横 910±6	
	厚さ 400±5	
圧縮強度 kgf/cm^2	0.8以上	JIS A 9511

表 6.1.5-23 試験結果（メーカーカタログ引用）

	密度 kg/m^3	5%圧縮強度 kgf/cm^2		密度 kg/m^3	5%圧縮強度 kgf/cm^2
サンプル No.1	19.7	1.32	サンプル No.4	19.6	1.30
サンプル No.2	20.0	1.36	サンプル No.5	21.1	1.42
サンプル No.3	21.3	1.41	サンプル No.6	20.5	1.34
平均				20.4	1.36

また、「黒木 2001*」によれば、南極の昭和基地で同種材料を芯材にした断熱パネルの 40 年経過後熱伝導率を測定しており、まったく劣化しておらず、性能が維持されていることを報告している（図 6.1.5-34）。

注記 *：黒木勝一：断面材の種類と素材特性，建築技術 2001 年 2 月号。

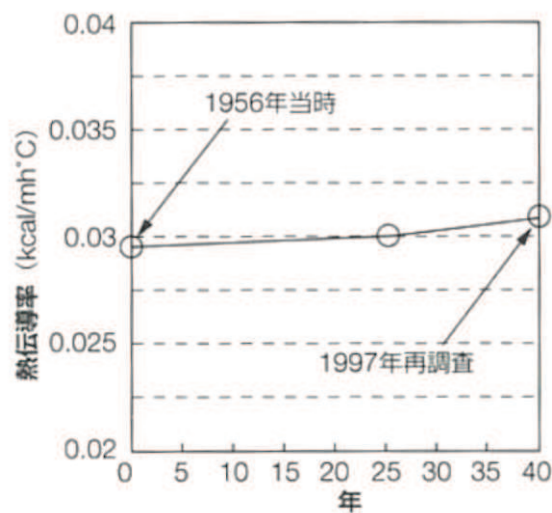


図 6.1.5-34 南極昭和基地の断熱材の熱伝導率変化（40 年経過）

（「黒木 2001」引用）

(2) 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 6.1.5-24 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 6.1.5-24 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

(3) 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 6.1.5-25 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 6.1.5-26 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 6.1.5-25 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 (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 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 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 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 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 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 10000時間

表 6.1.5-26 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 _{max}	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、シリコン材(トスシール 361)の屋外曝露 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 6.1.5-35 に、試験結果を 表 6.1.5-27 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。

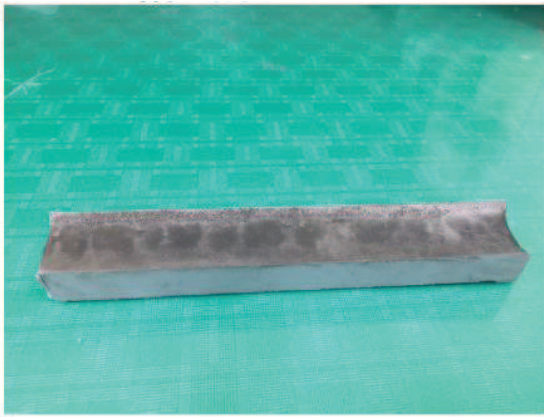


曝露状況

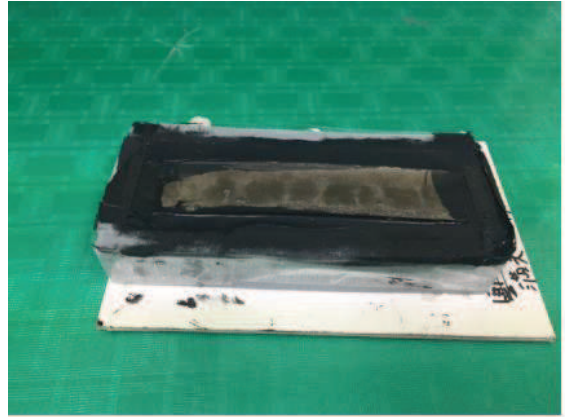


シリコーン材の切り取り状況

図 6.1.5-35(1) シリコーン材の耐候性試験



切り取ったシリコーン材

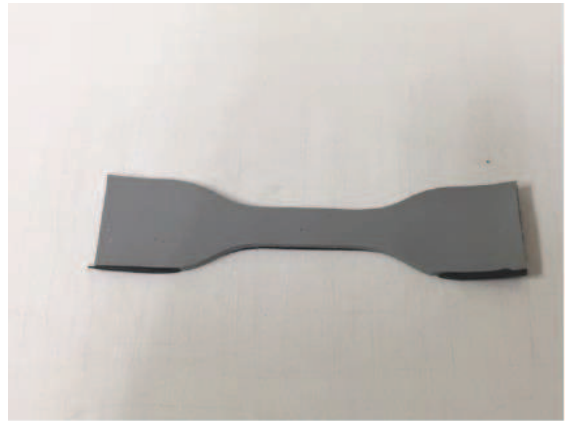


シリコーン材を2成分アルコール型シーラントでサポート

図 6.1.5-35(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 6.1.5-35(3) シリコーン材の耐候性試験



図 6.1.5-35(4) シリコーン材の耐候性試験 (引張試験)

表 6.1.5-27 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 ²)	1.14	1.01
伸び(%)	1600	1470

「清水ら 2018*¹」及び「鳥居ら 2018*²」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、ウレタン材及び縁切材については、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11 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12 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。

(4) 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、ウレタン材及び縁切材（ポリエチレン製）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、ウレタンシリコーン目地の耐久性としては、シリコーン材及びウレタン材の耐熱性（耐熱老化性）が最も大きな影響を与える項目であると考えられる。ただし、この耐熱性（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年以上物性に变化はなく、ウレタン材は50年以上物性に变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、ウレタン材及び縁切材（ポリエチレン製）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，ウレタン材及び縁切材）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 6.1.5-28 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 6.1.5-28 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 ^{*1}	双眼鏡等を用いた目視点検
		定期点検	1回/年 ^{*1}	足場等を用いた目視点検
	暴露試験		1回/月 ^{*2}	暴露試験体の目視点検
			1回/年 ^{*1} (竣工後15年以降)	暴露試験体を用いた引張試験

注記*1：ゴムジョイント及びシリコーン材を対象とする。

*2：ウレタン材及び縁切材を対象とする。

(点検)

- ・ ゴムジョイント及びシリコーン材を対象に巡視点検（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)

- ・ ウレタン材及び縁切材を対象に，目視点検（1回/月）を行う。
- ・ ゴムジョイント及びシリコーン材を対象に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. 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 6.1.5-36 に、施工状況を図 6.1.5-37 に示す。なお、図 6.1.5-19 で示したように、ウレタンと縁切材は海側、山側（敷地側）及び天端がシリコーンで覆われており、シリコーンの下端部は背面補強工内に約 5cm の不可様で施工している。

「2. 性能確認試験」で行った性能確認試験では図 6.1.5-36 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える。

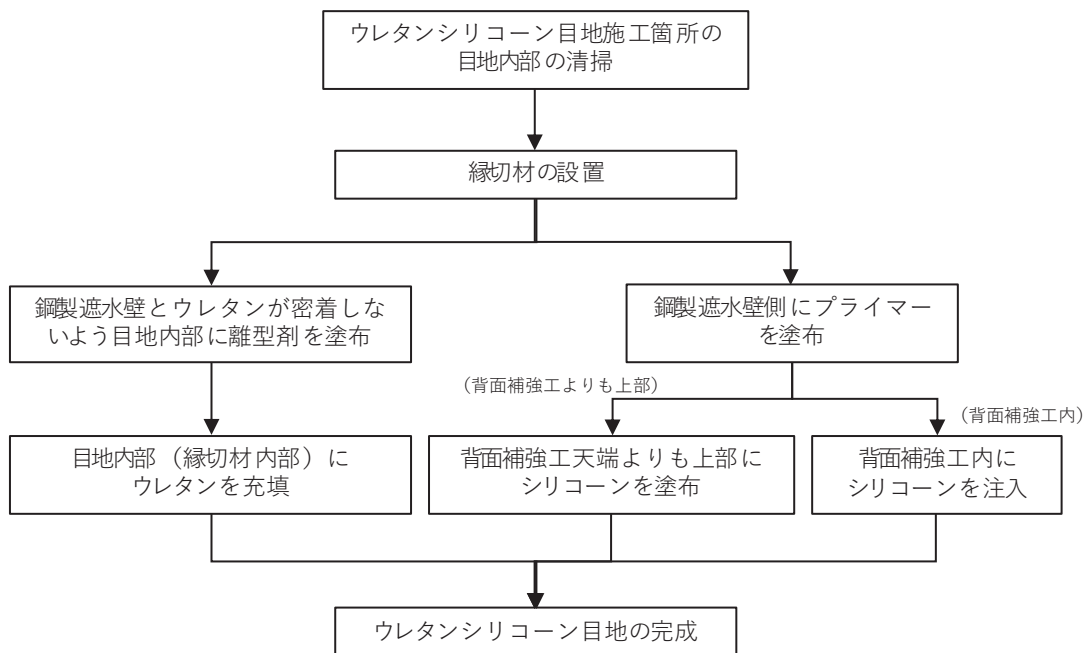


図 6.1.5-36 ウレタンシリコーン目地の施工フロー



図 6.1.5-37(1) ウレタンシリコーン目地の施工状況




		
<p>背面補強工内の深さ約 5cm まで シリコーンを注入(山側(敷地側))</p>	<p>シリコーン注入後 (山側(敷地側))</p>	<p>シリコーン注入後 (海側)</p>

図 6.1.5-37(2) ウレタンシリコーン目地の施工状況

(参考資料 1) 設計水圧 (0.3MPa) を超える水圧に対するウレタンシリコーン目地の性能確認試験 (試験水圧: 0.34MPa) について

ウレタンシリコーン目地の変形試験及び耐圧試験は、先述で示した No. 9 及び No. 10 の他に No. 11 の試験体でも行っていることから、その試験結果について示すものである。

1. 試験条件 (試験変位量, 水圧)

試験条件として表 1 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、本試験ではさらに保守的に 30 分間とした。加圧時間中及び加圧時間経過後、表 6.1.5-11 に示す試験での確認事項を確認する。

ウレタンシリコーン目地に作用する水圧は、「1.2 (2) 試験水圧」で示したとおり、最大で 280.6kN/m² (0.2806MPa) であるが、海水に浮遊砂が混入した状況を念のため想定し、海水密度を 1.1g/cm³ と仮定した場合、299.67kN/m² であり、ウレタンシリコーン目地の試験水圧 300kN/m² に対して余裕が少ないことから、1 割以上の余裕を確保するため 0.34MPa (340kN/m²) とした。

また、上記水圧は背面補強工の天端 (ウレタンシリコーン目地の設置範囲の下端部) で生じるが、この位置での変位はほとんど生じないため、伸び方向の変位については「6.1.6 防潮堤 (鋼管式鉛直壁) の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」で評価した伸び方向の最大変位 (重畳時の H 区間: 3.2mm) を踏まえて 4mm とした。ただし、せん断方向の変位量は No. 9 及び No. 10 と同様に 30mm とした。

ウレタンシリコーン目地の性能確認試験フローを図 1 に、変形・耐圧試験の状況を図 2~8 に示す。

表 1 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. 11	変形試験	伸び 4mm せん断 30mm	/	/
	耐圧試験	伸び 4mm せん断 30mm	0.34MPa	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 30 分間とした。

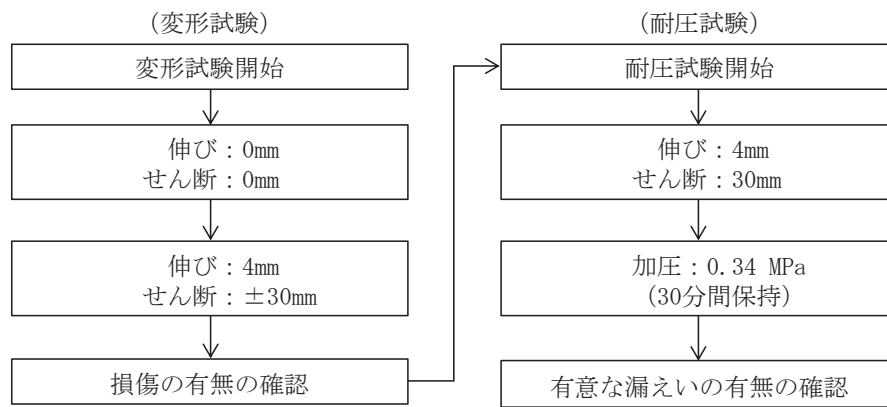


図1 ウレタンシリコーン目地の性能確認試験フロー

2. 試験状況写真

(1) 変形試験状況確認 (伸び 4mm, せん断 30mm)

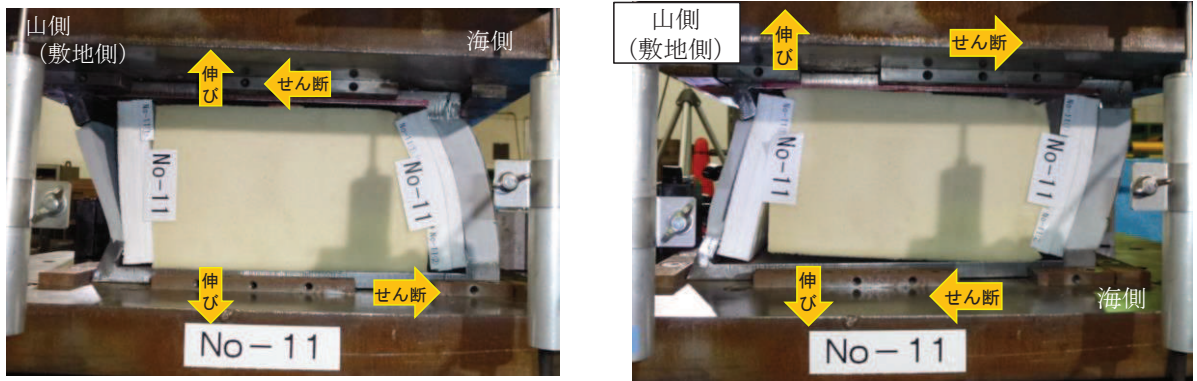
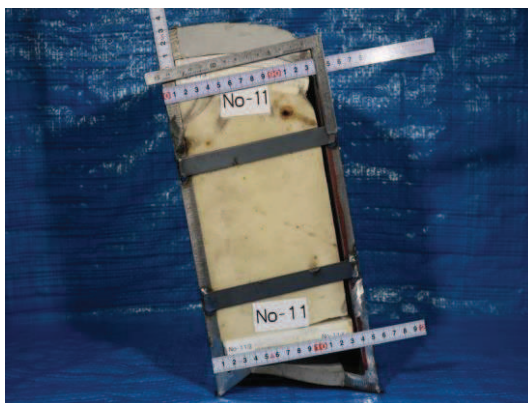
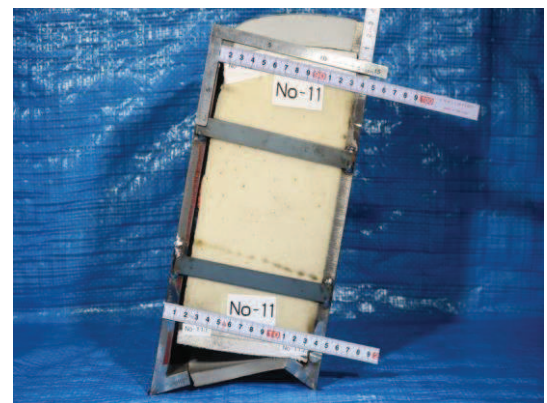


図2 ウレタンシリコーン目地変形試験状況
(試験体 No. 11, 伸び 4mm, せん断 30mm)



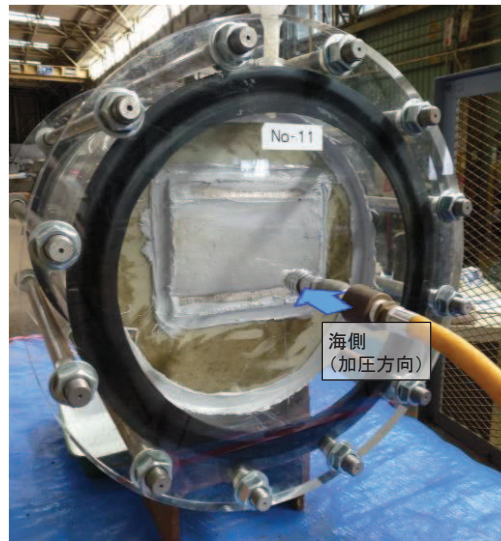
(写真上方が津波作用側)



(写真上方が津波作用側)

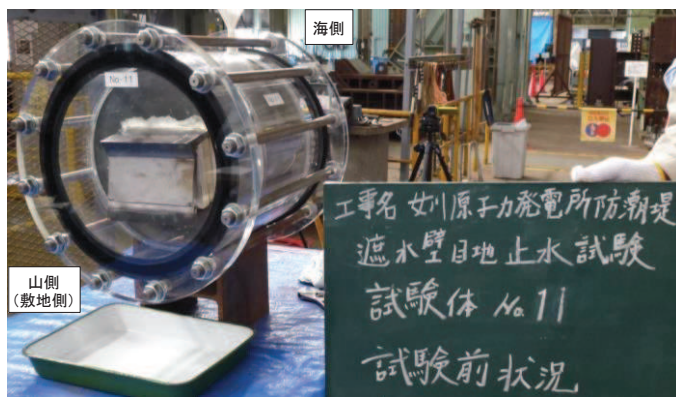
図3 ウレタンシリコーン目地変形試験状況
(試験体 No. 11, 伸び 4mm, せん断 30mm)
(耐圧試験を実施するため, 変形状態を保持)

(2) 耐圧試験状況確認 (伸び 4mm, せん断 30mm, 水圧 0.34MPa)

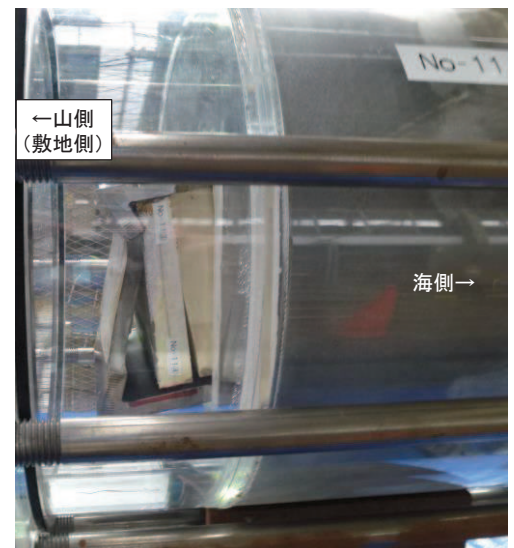


加圧前状況 (海側)

図4 ウレタンシリコーン目地耐圧試験状況 (試験体 No. 11)
(伸び: 4mm, せん断: 30mm, 加圧前状況)



加圧前状況 (敷地側)



加圧前状況 (敷地側断面)

図5 ウレタンシリコーン目地耐圧試験状況 (試験体 No. 11)
(伸び: 4mm, せん断: 30mm, 加圧前状況)


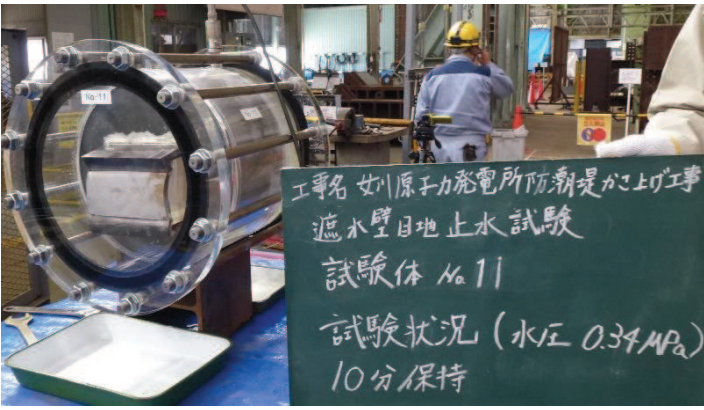

	<p>加圧状況（海側）</p> <p>✓ 10分経過，損傷無し</p>
	<p>加圧状況（山側（敷地側））</p> <p>✓ 10分経過，漏えい無し</p>
	<p>加圧状況（山側（敷地側）の断面）</p> <p>✓ 10分経過，漏えい無し</p>

図6 ウレタンシリコン目地耐圧試験状況（試験体 No. 11）
（10分経過，伸び：4mm，せん断：30mm，水圧 0.34MPa）

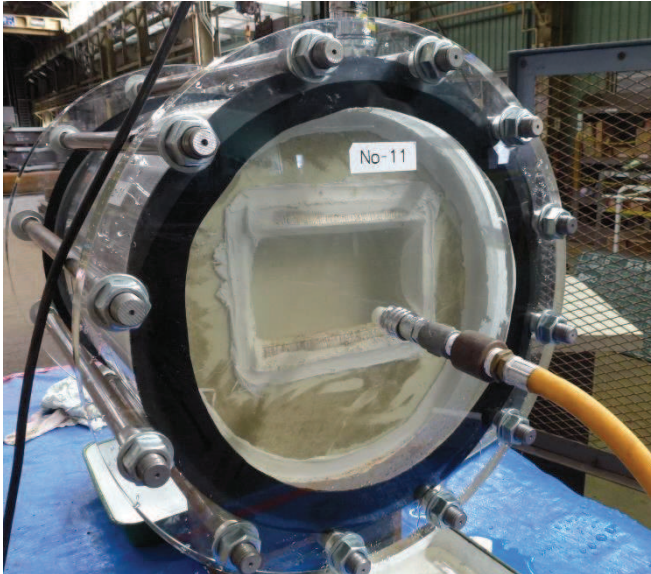
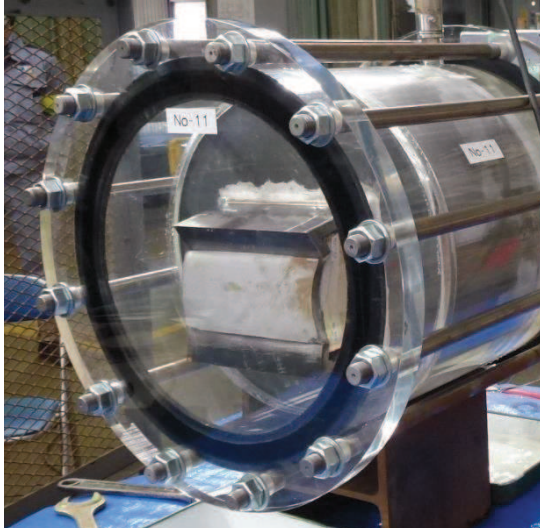
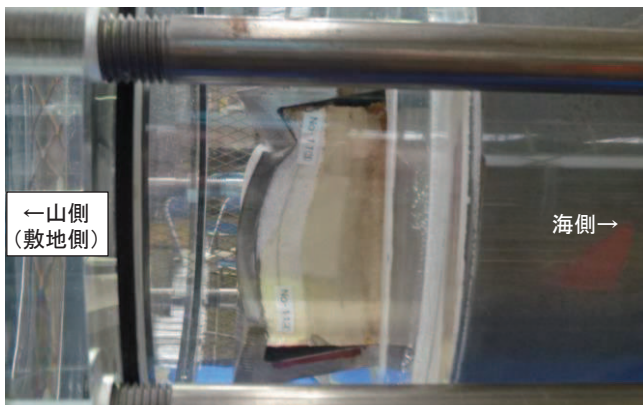
	<p>加圧状況（海側）</p> <p>✓ 20分経過，損傷無し</p>
	<p>加圧状況（山側（敷地側））</p> <p>✓ 20分経過，漏えい無し</p>
	<p>加圧状況（山側（敷地側）の断面）</p> <p>✓ 20分経過，漏えい無し</p>

図7 ウレタンシリコン目地耐圧試験状況（試験体 No. 11）

（20分経過，伸び：4mm，せん断：30mm，水圧 0.34MPa）

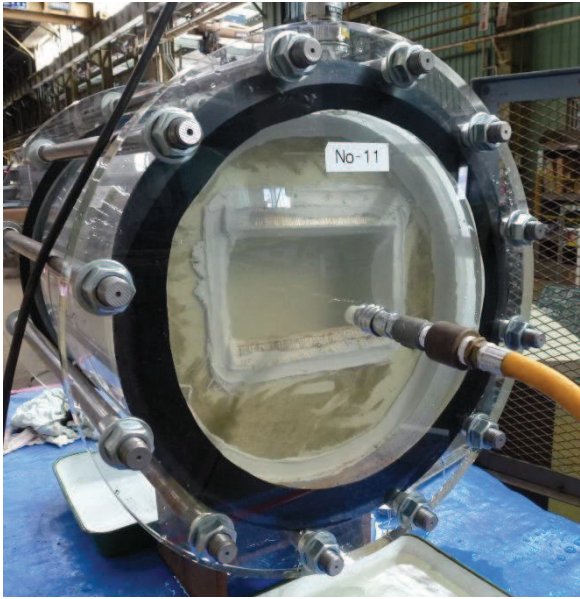

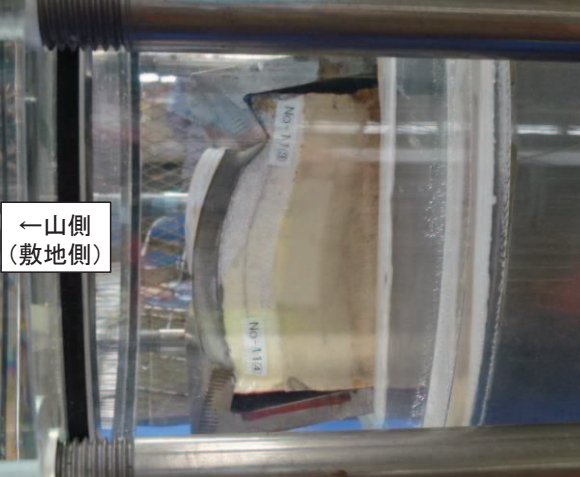
	<p>30 分間保持後（海側）</p> <p>✓ 損傷及び漏えい無し</p>
	<p>30 分間保持後（山側（敷地側））</p> <p>✓ 損傷及び漏えい無し</p>
	<p>30 分間保持後（山側（敷地側）の断面）</p> <p>✓ 損傷及び漏えい無し</p>

図 8 ウレタンシリコーン目地耐圧試験状況（試験体 No. 11）
 （30 分経過，伸び：4mm，せん断：30mm，水圧 0.34MPa）

3. 試験結果

所定の変位（伸び 4mm，せん断 30mm）を与えた上で，津波による波圧を上回る水圧 0.34MPa を 10 分以上（加圧時間：30 分間）加圧した結果，表 2 に示すとおり損傷及び漏えいが無いことを確認した。

表 2 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 保持時間	損傷*， 漏えい	判定
No. 11	変形試験	伸び 4mm せん断 30mm	/	/	無し	OK
	耐圧試験	伸び 4mm せん断 30mm	0.34MPa	10 分以上	無し	OK

注記*：表 6.1.5-11 に基づき，シリコーンが切れていないか，シリコーンが鋼製遮水壁から剥がれていないか，ウレタン（縁切材）が鋼製遮水壁の張出し部から外れていないか，ウレタンが割れて隙間が生じていないかを確認する。

(参考資料 2) 鋼製遮水壁の塗装について

シリコン材を施工する鋼製遮水壁には塗装が施されているため、津波作用時に水圧が作用した場合、鋼製遮水壁の母材（鋼材）と塗装が剥がれる可能性がある。そのため、塗装の付着力について以下のとおり確認し、止水性に対して十分な付着力を有することを確認した。

1. 塗装仕様

鋼製遮水壁に施工する塗装は、超厚膜塗装であり、仕様は表 1 のとおりである。この超厚膜塗装は、厳しい腐食環境にある鋼構造物向けのエポキシ樹脂被覆材料であり、一度にミリ単位の厚塗りが可能で、この厚塗りにより高度な環境遮断機能を有し、優れた耐久性を発揮する特徴がある。

表 1 鋼製遮水壁の塗装仕様

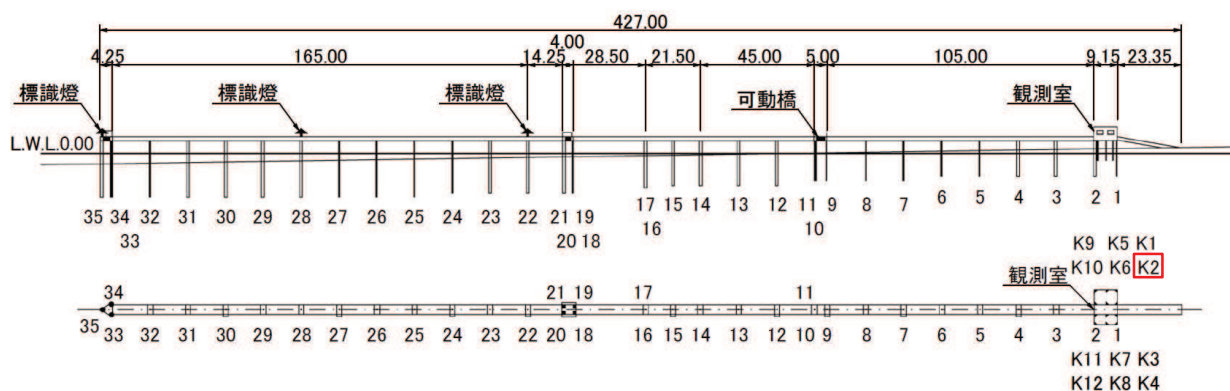
工程		塗料	膜厚
製鋼工場	素地調整	ブラスト処理 SIS-Sa2 1/2	—
	プライマー	無機ジンクリッチプライマー	(15 μ)
製作工場	素地調整	ブラスト処理 SIS-Sa2 1/2	—
	防食下地	無機ジンクリッチペイント	75 μ
	補強塗（1回目）	超厚膜形エポキシ樹脂被覆材料	1150 μ
	補強塗（2回目）	超厚膜形エポキシ樹脂被覆材料	1150 μ
	中塗	フッ素樹脂塗料用中塗	30 μ
	上塗	フッ素樹脂塗料用上塗	25 μ

2. 塗装の耐久性

上記塗装と同様の仕様の曝露試験結果が、「長期海洋曝露試験に基づく鋼管杭の防食工法の耐久性評価に関する研究（30年経過時の報告），No.1324，港湾空港技術研究所資料，2016」で報告されている。なお，曝露試験が行われた栈橋は，茨城県神栖市須田浜地先の海岸に位置している。

曝露試験が行われた超厚膜塗装の鋼管杭の配置を図1に，塗装概要を表2に示す。

29年経過の付着試験結果を表3に示す。この結果から，29年経過したとしても，超厚膜塗装は2.5（MPa）以上の付着力を有することを確認した。



杭No.	塗装工法名
K1	超厚膜型エポキシ樹脂塗装工法
K2	超厚膜型エポキシ樹脂塗装工法
K3	超厚膜型エポキシ樹脂塗装工法
K4	ガラスフレークエポキシ樹脂塗装工法
K5	超厚膜型エポキシ樹脂塗装工法
K6	タールエポキシ樹脂塗装工法
K7	タールエポキシ樹脂塗装工法
K8	ガラスフレークエポキシ樹脂塗装工法
K9	C5 塗装系塗装工法
K10	ガラスフレークポリエステル樹脂/ふっ素樹脂塗装工法
K11	湿潤面用エポキシ樹脂塗装工法
K12	ガラスフレークエポキシ樹脂塗装工法

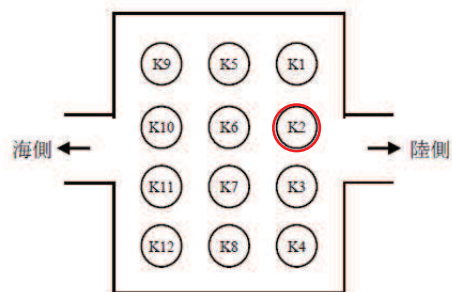


図-2.19 観測室下部塗装鋼管杭配置図

表-2.15 施工した素地調整グレード

施工法	素地グレード	プラスト処理後の仕上り素地
プラスト処理	ISO-Sa2 ^{1/2}	拡大鏡などで，表面に見える油，グリース，泥土およびミルスケール，さび，塗膜，異物などがほとんどないこと．残存している汚れの全ての痕跡は，斑点あるいはすじ状の僅かな染みとしてのみ認められること．

図1 超厚膜塗装を施工した鋼管杭の配置図

（「長期海洋曝露試験に基づく鋼管杭の防食工法の耐久性評価に関する研究（30年経過時の報告），No.1324，港湾空港技術研究所資料，2016」に一部加筆）

表 2 塗装工法概要と調査項目

(「長期海洋暴露試験に基づく鋼管杭の防食工法の耐久性評価に関する研究
(30年経過時の報告)」、No.1324、港湾空港技術研究所資料、2016」に一部加筆)

杭No.	K2	K3	K4	K8	K12
内容	超厚膜エポキシ		ガラスフレーク(GF)		
上塗	エポキシ	エポキシ	GFエポキシ	GFエポキシ	GFエポキシ
中塗	1000 μ m	2000 μ m	300 μ m	300 μ m	500 μ m
下塗	\times 2回	\times 1回	\times 3回	\times 3回	\times 2回
ジンクリッチペイント(亜鉛末塗料)膜厚	20	20	15	15	なし
設定トータル膜厚(μ m)	2020	2020	915	915	1000
経過年数(年)	29	29	29	29	29
定期調査	外観観察	○	○	○	○
	写真撮影	○	○	○	○
	膜厚測定	○	○	○	○
詳細調査	付着力測定	○	○	○	○
	鋼材素地観察	○	○	○	○
	電気化学インピーダンス	○	○	○	○
	分析 \cdots 塩素イオン透過	○	○	○	○

表3 付着力試験結果

(「長期海洋暴露試験に基づく鋼管杭の防食工法の耐久性評価に関する研究
(30年経過時の報告)」、No.1324、港湾空港技術研究所資料、2016」に一部加筆)

		K2	K3	K4	K8	K12
部位1	剥離面					
		一般部	過去補修部近傍	過去補修部・鍍部近傍	一般部	鍍部直近
	付着強度 (MPa)	3.5	2.5	2.5	3.5	0.5
	剥離部位	表層 100	シンク層内 100	GF層間 100	GF層間 100	鋼素地 100
部位2	剥離面					
		一般部	一般部	一般部	過去補修部近傍	鍍部近傍
	付着強度 (MPa)	3.5	6.0	3.5	2.5	1.5
	剥離部位	表層/層内/シンク層内 50/40/10	層内 100	GF層間 100	GF層間 100	鋼素地 100
部位3	剥離面					
		過去補修部近傍	過去補修部近傍	過去補修部・鍍部近傍	一般部	鍍部近傍
	付着強度 (MPa)	2.5	3.0	3.5	4.0	2.0
	剥離部位	層内/シンク層内 30/70	層内/シンク層内 90/10	GF層間 100	GF層間 100	表層/鋼素地 50/50
部位4	剥離面					
		一般部	一般部	一般部	過去補修部近傍	鍍部近傍
	付着強度 (MPa)	3.0	4.0	4.5	0.5	1.5
	剥離部位	表層 100	層内/シンク層内 50/50	GF層間/GF層内 80/20	GF層間 100	表層/鋼素地 90/10
部位5	剥離面					
		過去補修部近傍	過去補修部近傍			
	付着強度 (MPa)	4.0	2.0			
	剥離部位	表層/エポキシ・シンク層間 40/60	層内/シンク層内/鍍層内 30/50/20			
部位6	剥離面					
		一般部	一般部			
	付着強度 (MPa)	4.5	4.0			
	剥離部位	表層/エポキシ・シンク層間 40/60	表層/層内 50/50			

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
2.1	設置位置及び構造概要	2
2.2	評価方針	6
2.3	適用基準	7
2.4	相対変位算出における評価対象断面	8
2.5	相対変位の算出方法	13
3.	解析方法	21
3.1	横断方向	21
3.2	縦断方向	38
4.	許容限界	81
5.	評価方法	82
5.1	地震時相対変位	82
5.2	津波時相対変位	82
5.3	重畳時相対変位	82
6.	評価結果	83
6.1	地震時相対変位	83
6.2	津波時相対変位	117
6.3	重畳時相対変位	136

（参考資料 1）漂流物が防護工端部に衝突した場合の影響について

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

2.1 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ーン目地の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ー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。

なお、背面補強工がある区間のゴムジョイントの下端部については、図 6.1.6-3 に示すように背面補強工には構造目地部があることから、鋼製遮水壁下端部からセメント改良土の中までゴムジョイントを設置することで構造境界部の止水性を確実なものとする。

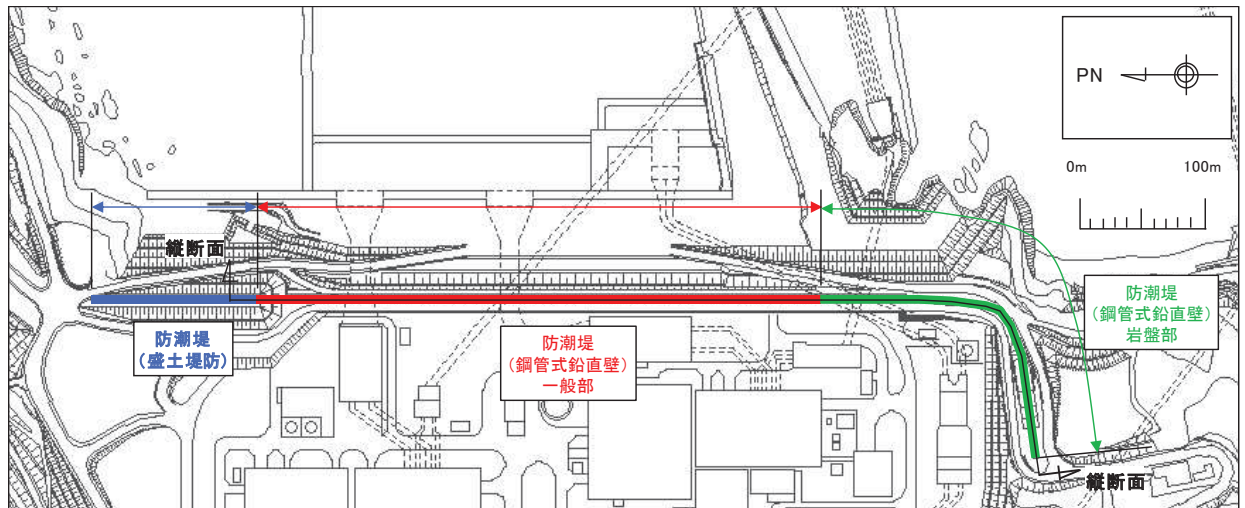
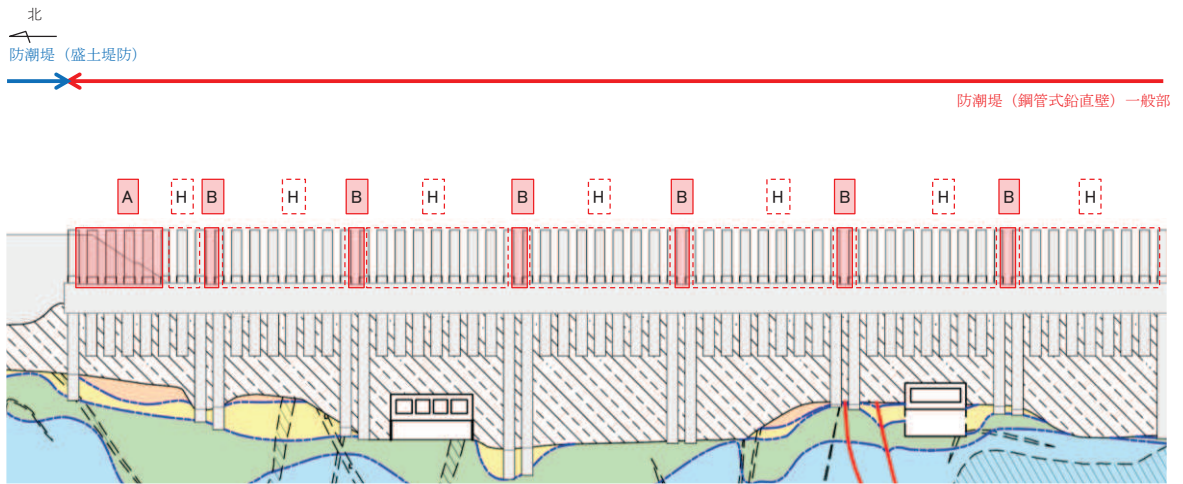
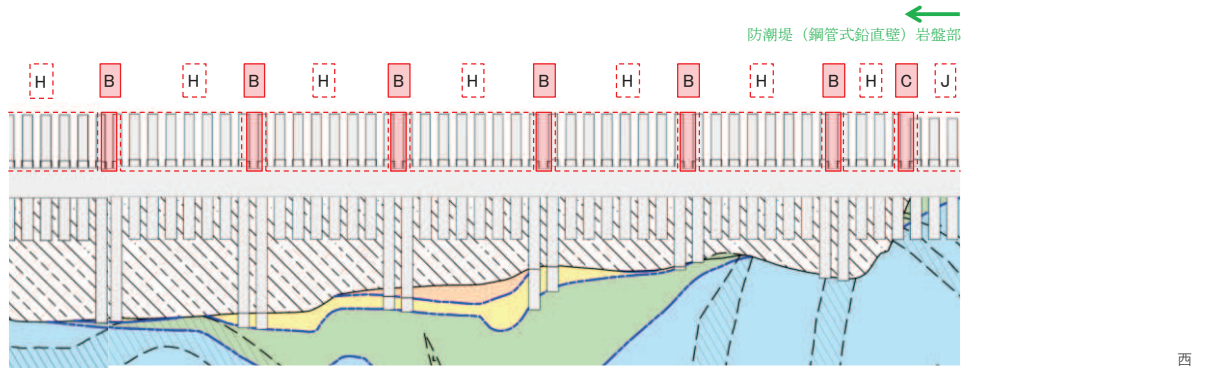


図 6.1.6-1 防潮堤平面位置図

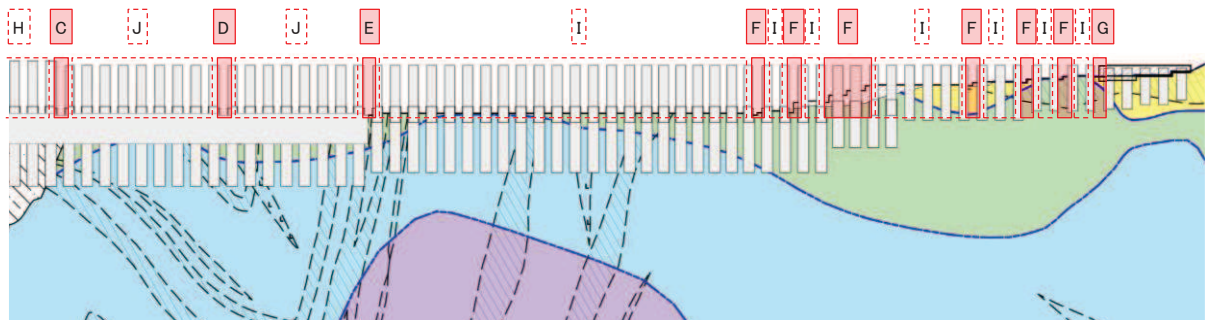


防潮堤 (鋼管式鉛直壁) 一般部

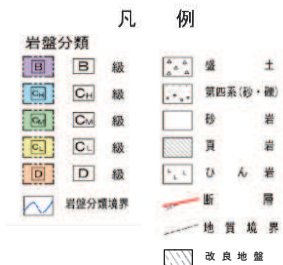


防潮堤 (鋼管式鉛直壁) 一般部

防潮堤 (鋼管式鉛直壁) 岩盤部

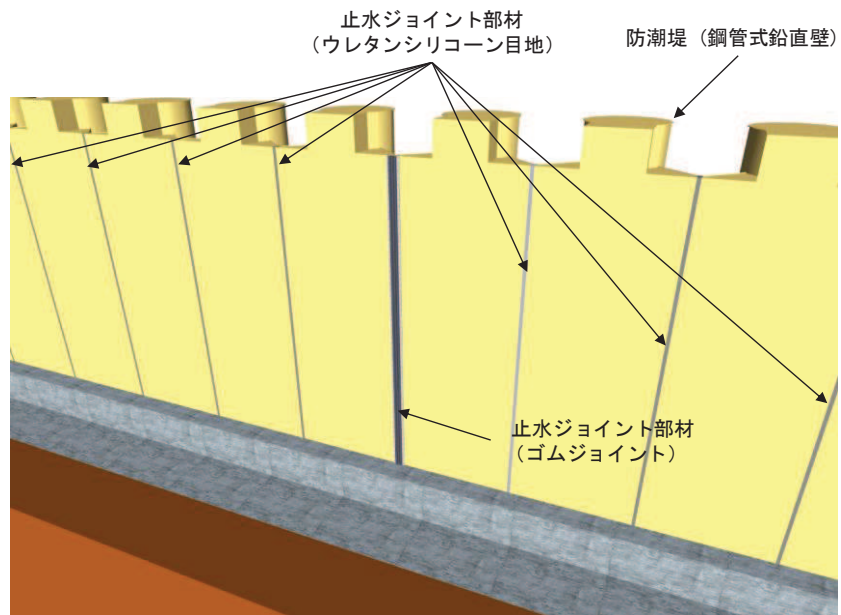


記号 (区間)		止水ジョイント部材
構造境界部	A (一般部のうち突出長変化部)	ゴムジョイント
	B (一般部のうち背面補強工間)	ゴムジョイント
	C (一般部と岩盤部の境界)	ゴムジョイント
	D (岩盤部のうち背面補強工間)	ゴムジョイント
	E (岩盤部のうち背面補強工端部)	ゴムジョイント
	F (岩盤部のうち突出長変化部)	ゴムジョイント
	G (岩盤部のうちRC壁との境界)	ゴムジョイント
構造同一部	H (一般部のうち背面補強工内)	ウレタンシリコーン目地
	I (岩盤部のうち突出長同一部)	ウレタンシリコーン目地
	J (岩盤部のうち背面補強工内)	ウレタンシリコーン目地

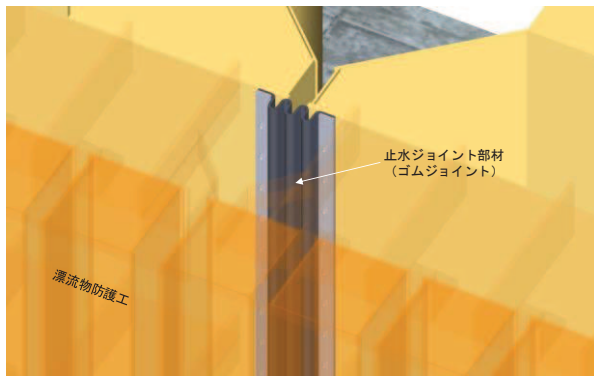


* : 鋼管杭下方のC₁級岩盤部はMMRにより置換。

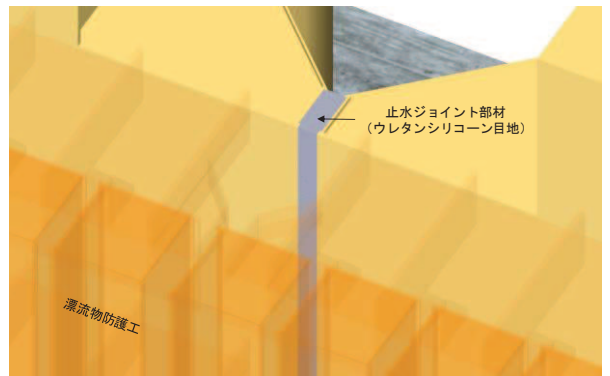
図 6.1.6-2 止水ジョイント部材 設置位置図



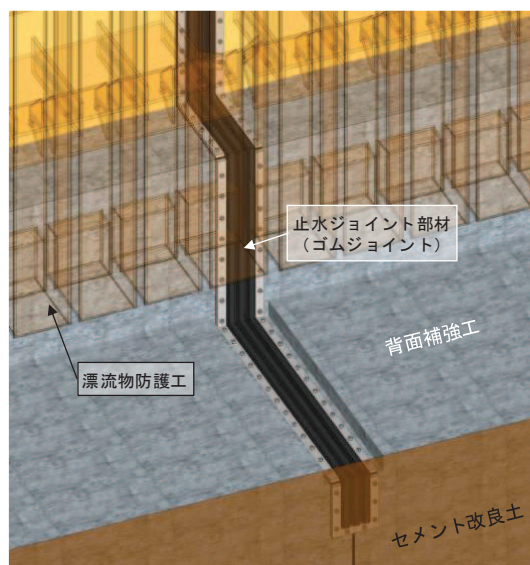
(全体)



(ゴムジョイント部材の設置イメージ)

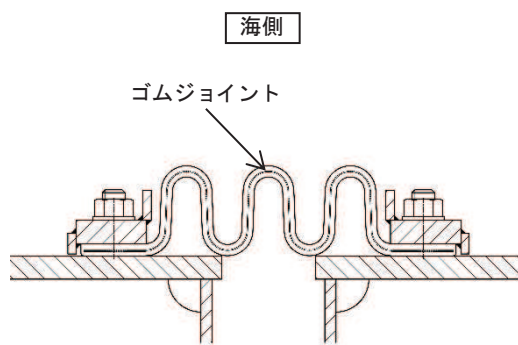


(ウレタンシリコーン目地の設置イメージ)

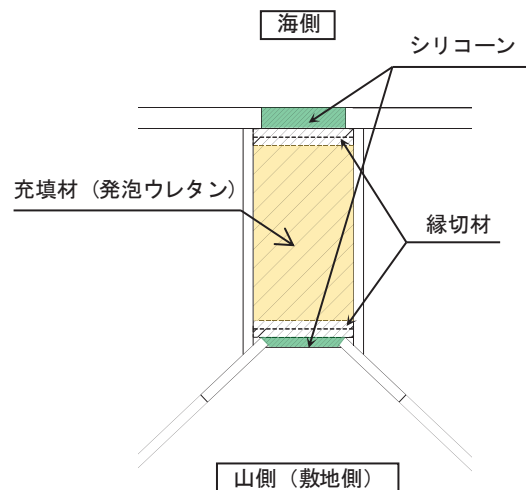


(ゴムジョイント部材の下部詳細)

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)



(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

2.2 評価方針

地震時に発生する構造物間の最大相対変位が、止水ジョイント部材が追従できる変位量以下であることを確認する。また、地震後に津波及び余震が襲来すること（以下「重畳時」）を想定し、地震後の最終変位量に津波及び余震による最大相対変位量を加えた値が、止水ジョイント部材が健全性を保つことができる変位量以下であることを確認する。止水ジョイント部材の設計フローを図 6.1.6-5 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。

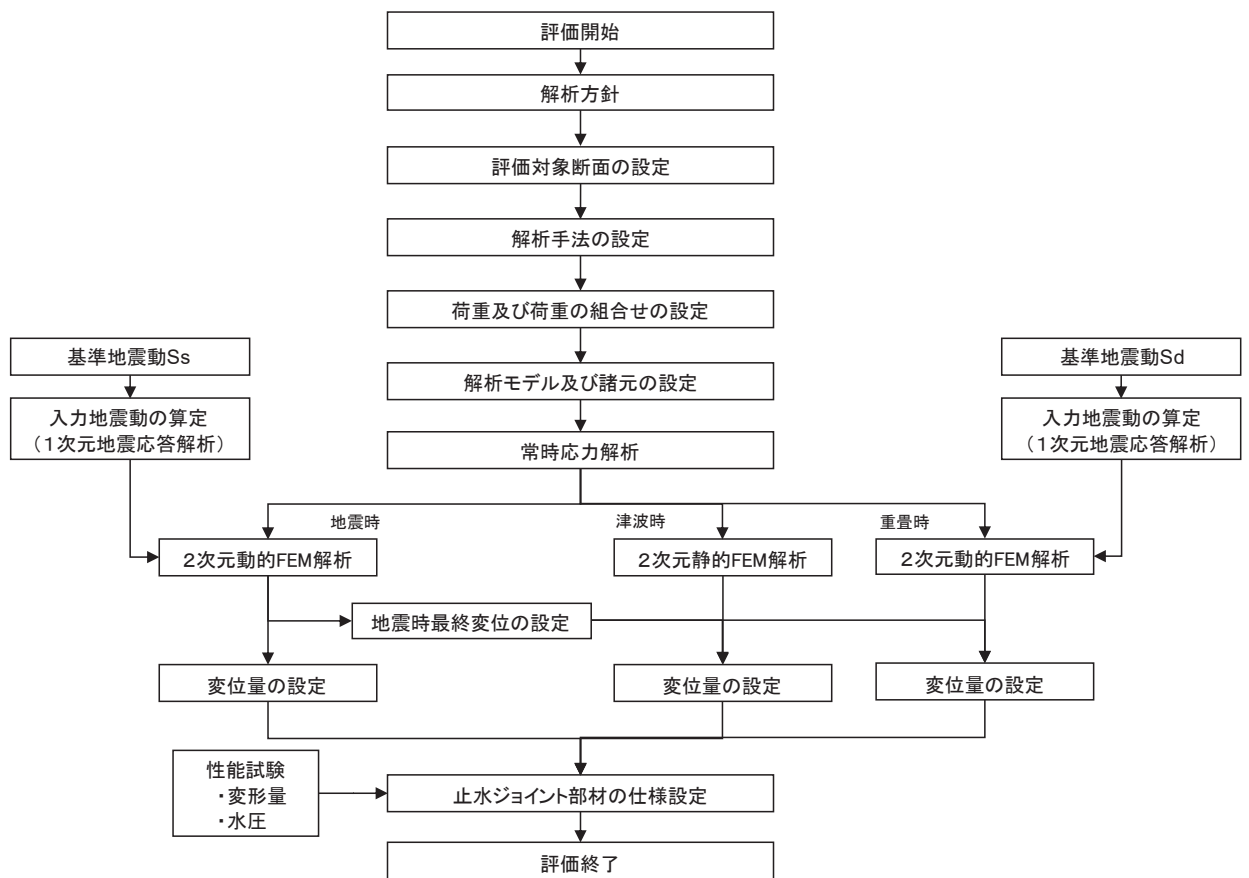


図 6.1.6-5 止水ジョイント部材の設計に関する評価フロー

2.3 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"> ・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） ・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） ・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） 	—
荷重及び荷重の組み合わせ	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（2002 年） 	<ul style="list-style-type: none"> ・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
地震応答解析	<ul style="list-style-type: none"> ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 2015 	<ul style="list-style-type: none"> ・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

2.4 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。

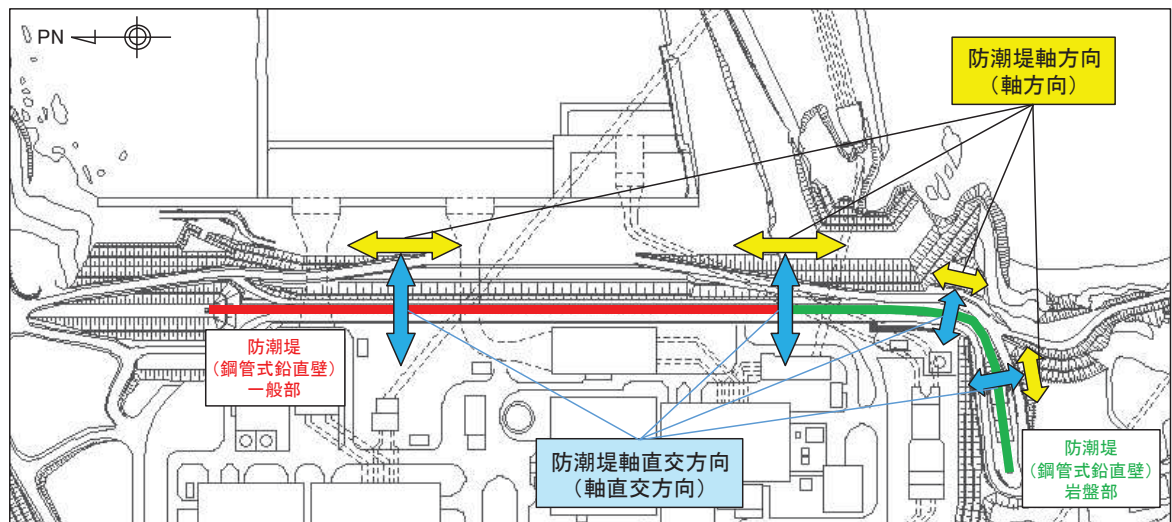


図 6.1.6-6 防潮堤軸直交方向及び防潮堤軸方向の定義

(1) 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

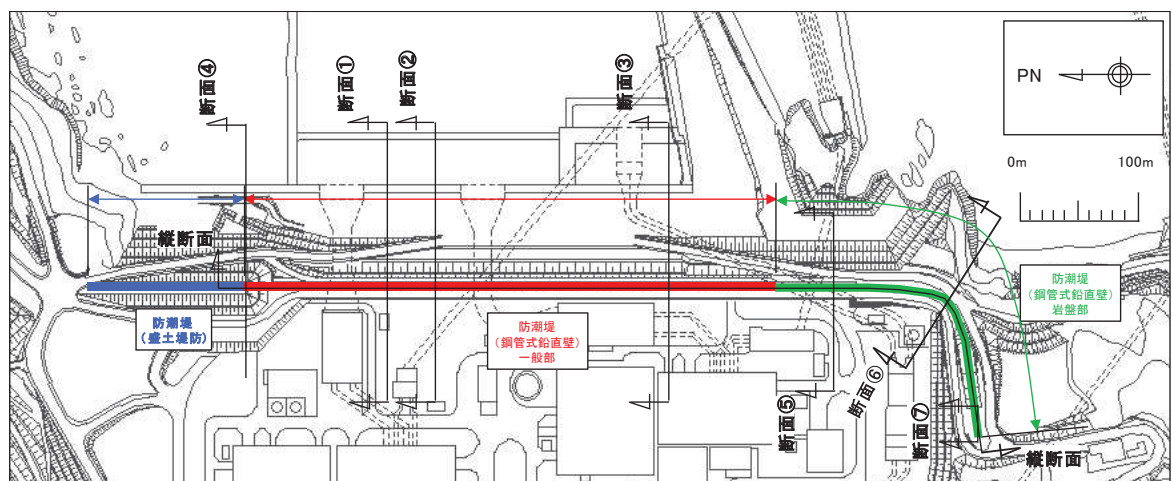


図 6.1.6-7 防潮堤（鋼管式鉛直壁） 評価対象断面位置図

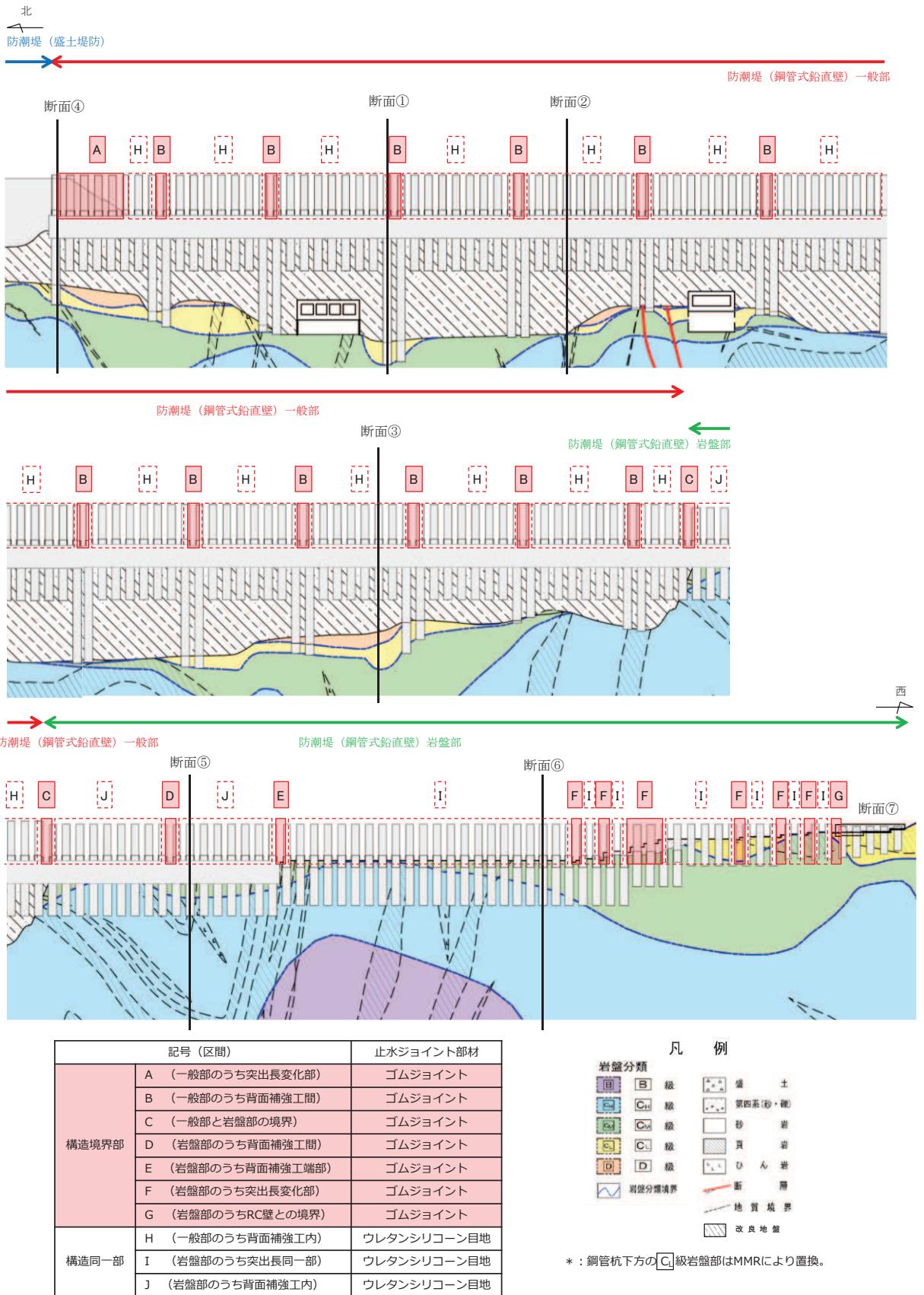


図 6. 1. 6-8 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の縦断図

(2) 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
	構造境界部（C：一般部と岩盤部の境界）	断面⑨
岩盤部	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。

2.5 相対変位の算出方法

(1) 横断方向の相対変位の算出方法

a. 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に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 σ ，平均値-1 σ ）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に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 σ ，平均値-1 σ ）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。

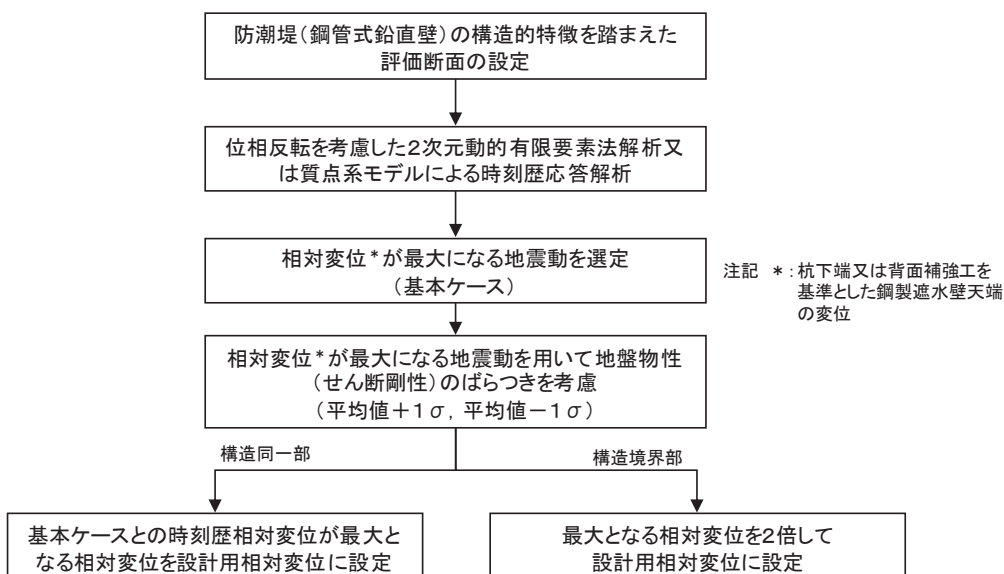


図 6.1.6-10 地震時の横断方向の相対変位算出フロー

構造同一部の横断方向の設計用の相対変位 δ_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 σ) 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 σ) を考慮した解析ケースの時刻歴相対変位

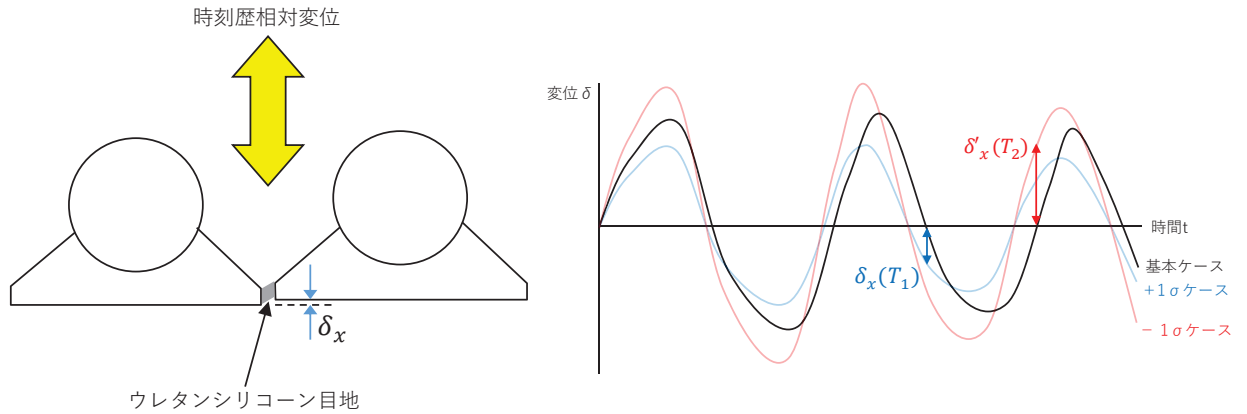


図 6.1.6-11 地震時の横断方向の相対変位の概念図 (構造同一部)

構造境界部の横断方向の設計用の相対変位 δ_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 σ) 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 σ) を考慮した解析ケースの最大相対変位

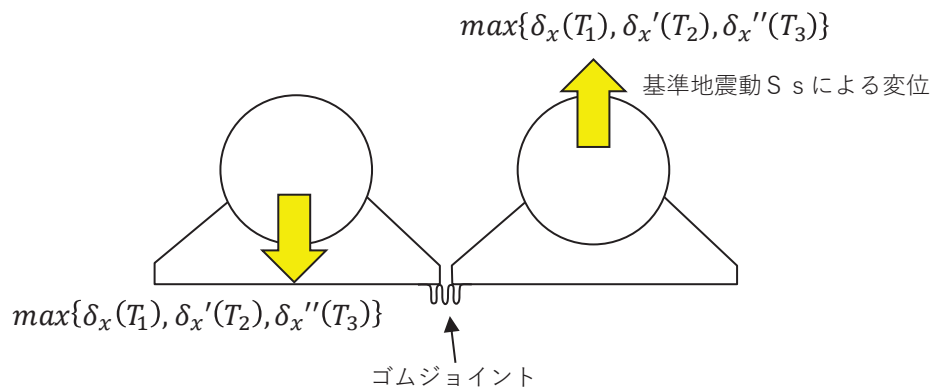


図 6.1.6-12 地震時の横断方向の相対変位の概念図 (構造境界部)

b. 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、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り、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種類の手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。

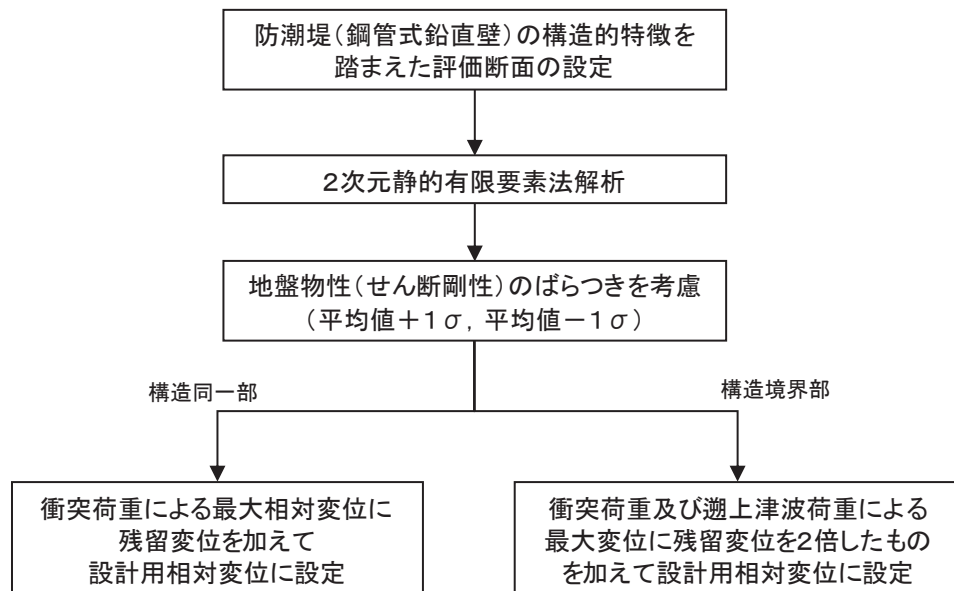


図 6.1.6-13 津波時の横断方向の相対変位算出フロー

構造同一部の横断方向の設計用の相対変位 δ_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 σ) 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 σ) を考慮した解析ケースの相対変位 (衝突荷重のみ作用)

δ_{finx} : 残留変位

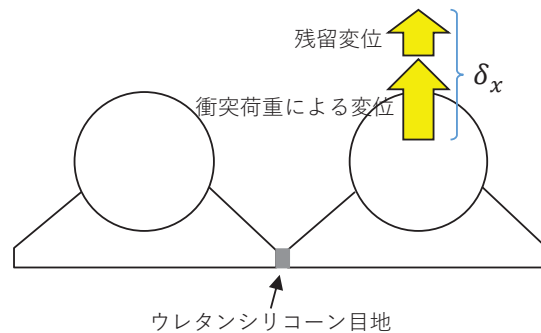


図 6.1.6-14 津波時の横断方向の相対変位の概念図 (構造同一部)

構造境界部の横断方向の設計用の相対変位 δ_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 σ) 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 σ) 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)

δ_{finx} : 残留変位

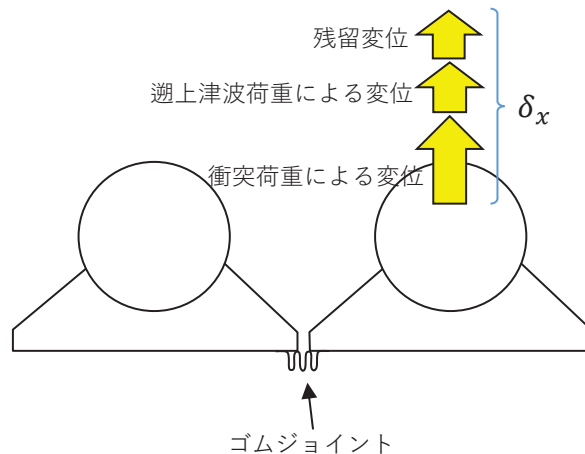


図 6.1.6-15 津波時の横断方向の相対変位の概念図 (構造境界部)

c. 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。

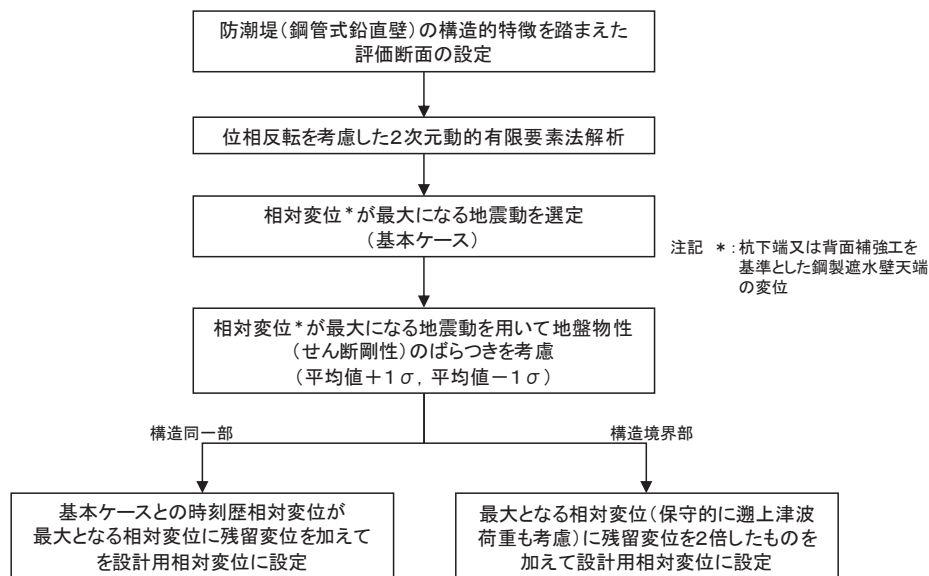


図 6.1.6-16 重畳時の横断方向の相対変位算出フロー

構造同一部の横断方向の設計用の相対変位 δ_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 σ) 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 σ) を考慮した解析ケースの時刻歴相対変位

δ_{finx} : 残留変位

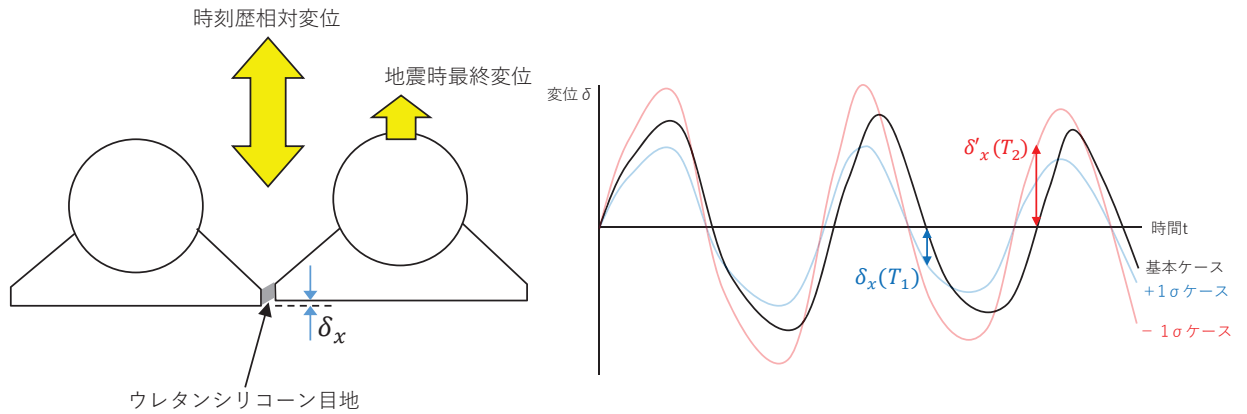


図 6.1.6-17 重畳時の横断方向の相対変位の概念図 (構造同一部)

構造境界部の横断方向の設計用の相対変位 δ_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 σ) 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 σ) を考慮した解析ケースの最大相対変位

δ_{finx} : 残留変位

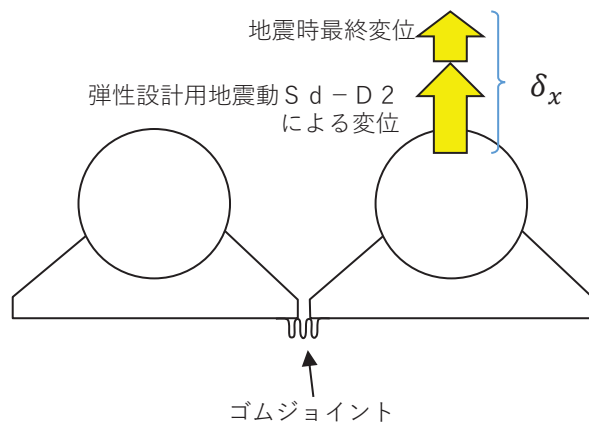


図 6.1.6-18 重畳時の横断方向の相対変位の概念図 (構造境界部)

(2) 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 σ 、平均値-1 σ ）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。

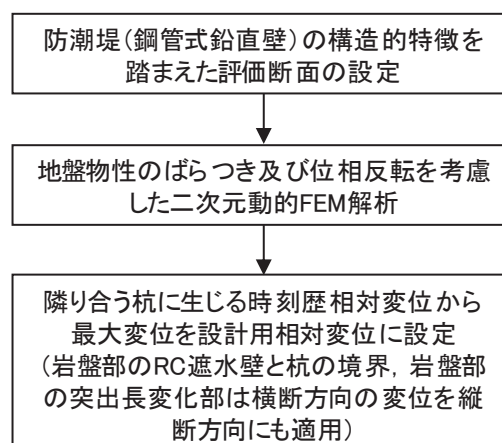


図 6.1.6-19 地震時の縦断方向の相対変位算出フロー

構造同一部の縦断方向の設計用の相対変位 δ_{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 σ) 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 σ) 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 δ_{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 σ) 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 σ) を考慮した解析ケースの時刻歴相対変位

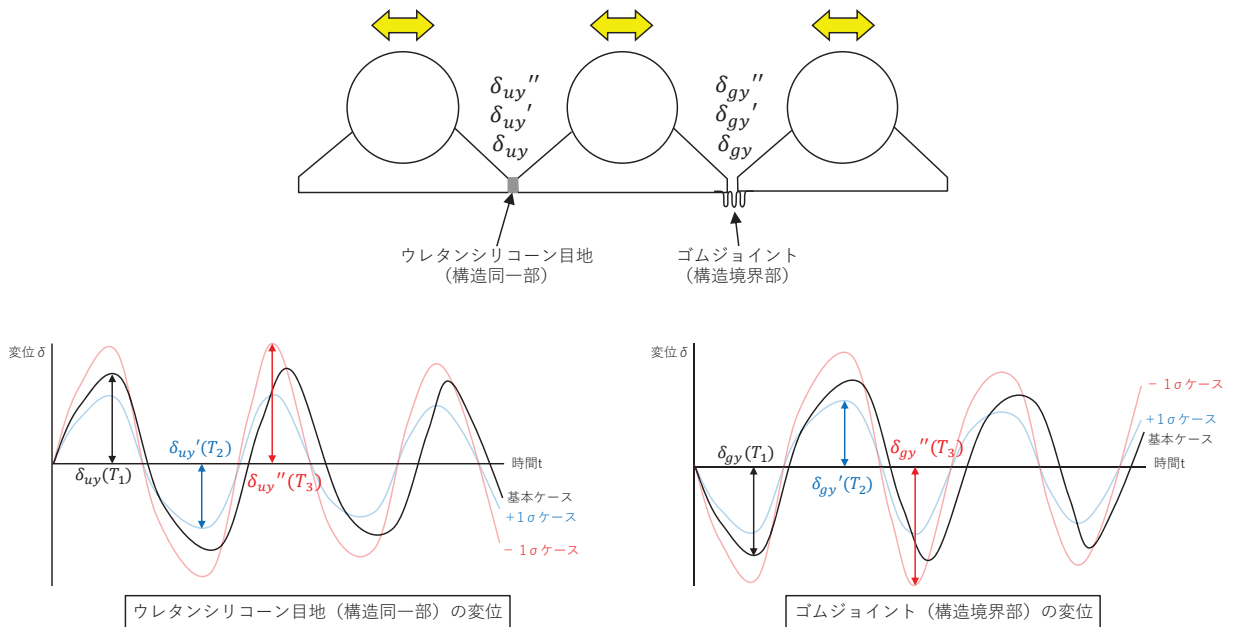


図 6. 1. 6-20 地震時の縦断方向の相対変位の概念図

3. 解析方法

3.1 横断方向

(1) 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。

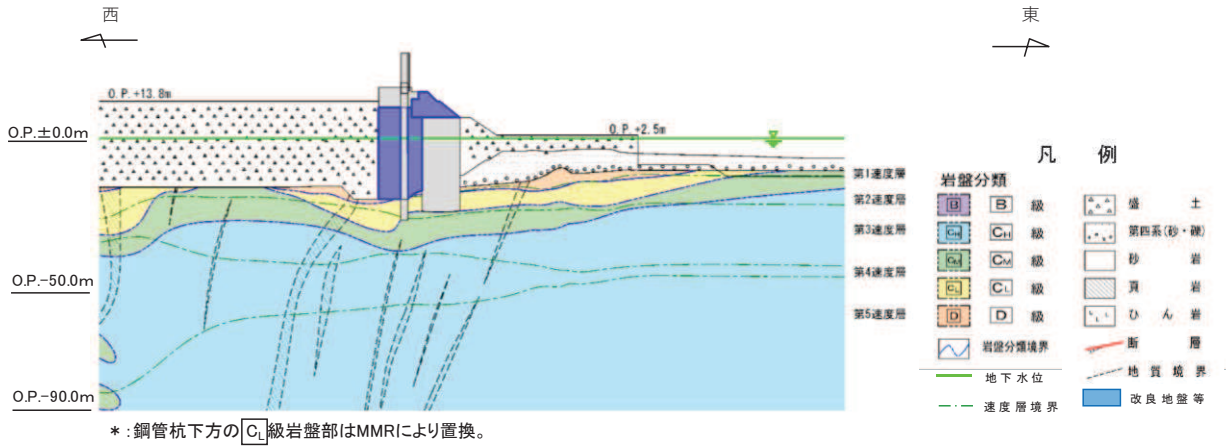


図 6.1.6-21(1) 評価対象断面 (断面①)

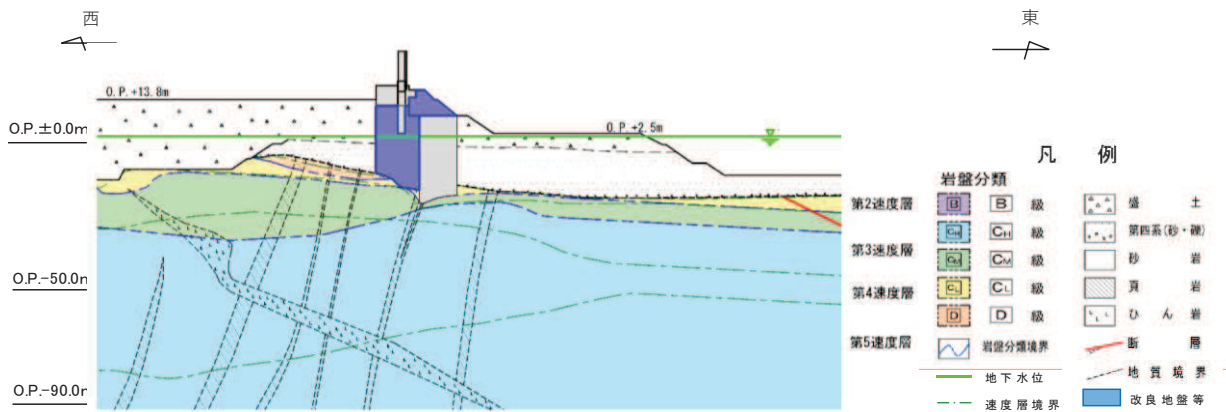


図 6.1.6-21(2) 評価対象断面 (断面②)

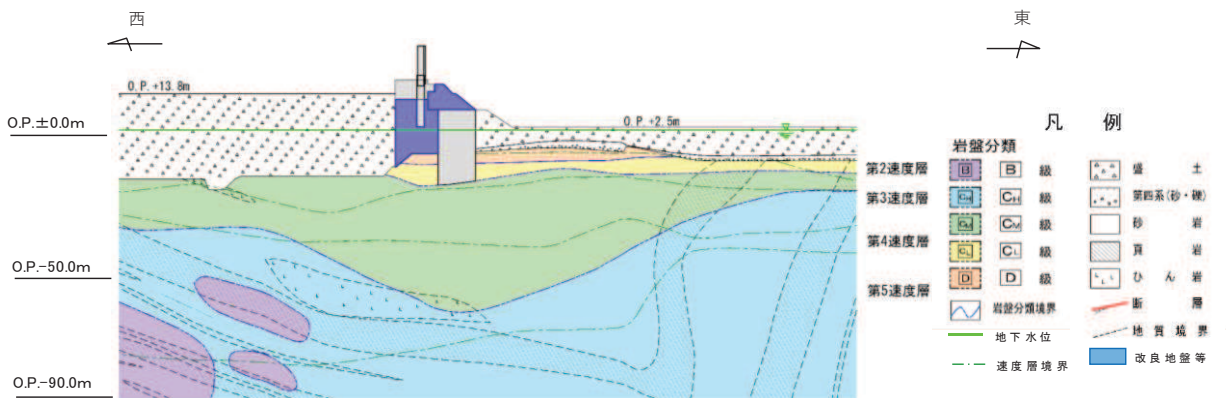


図 6.1.6-21(3) 評価対象断面 (断面③)

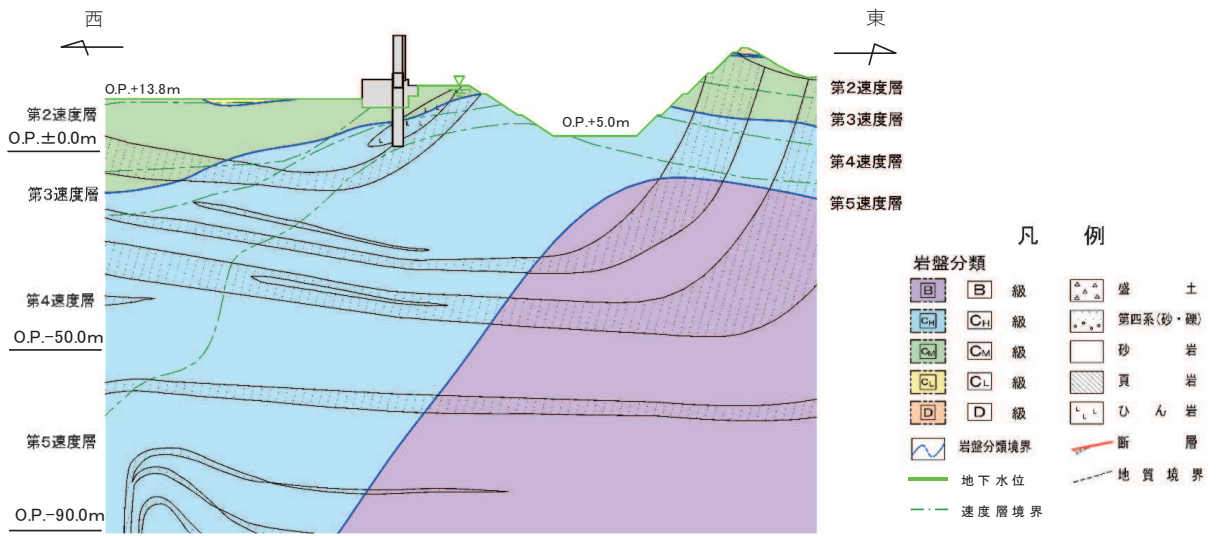


図 6.1.6-21(4) 評価対象断面 (岩盤部) (断面⑤)

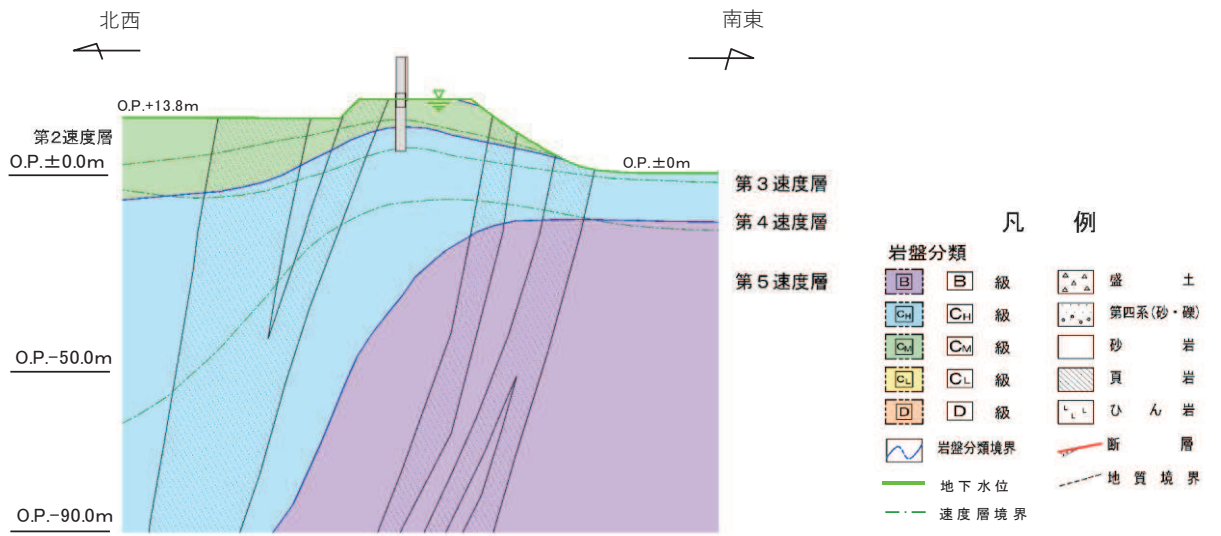


図 6.1.6-21(5) 評価対象断面 (岩盤部) (断面⑥)

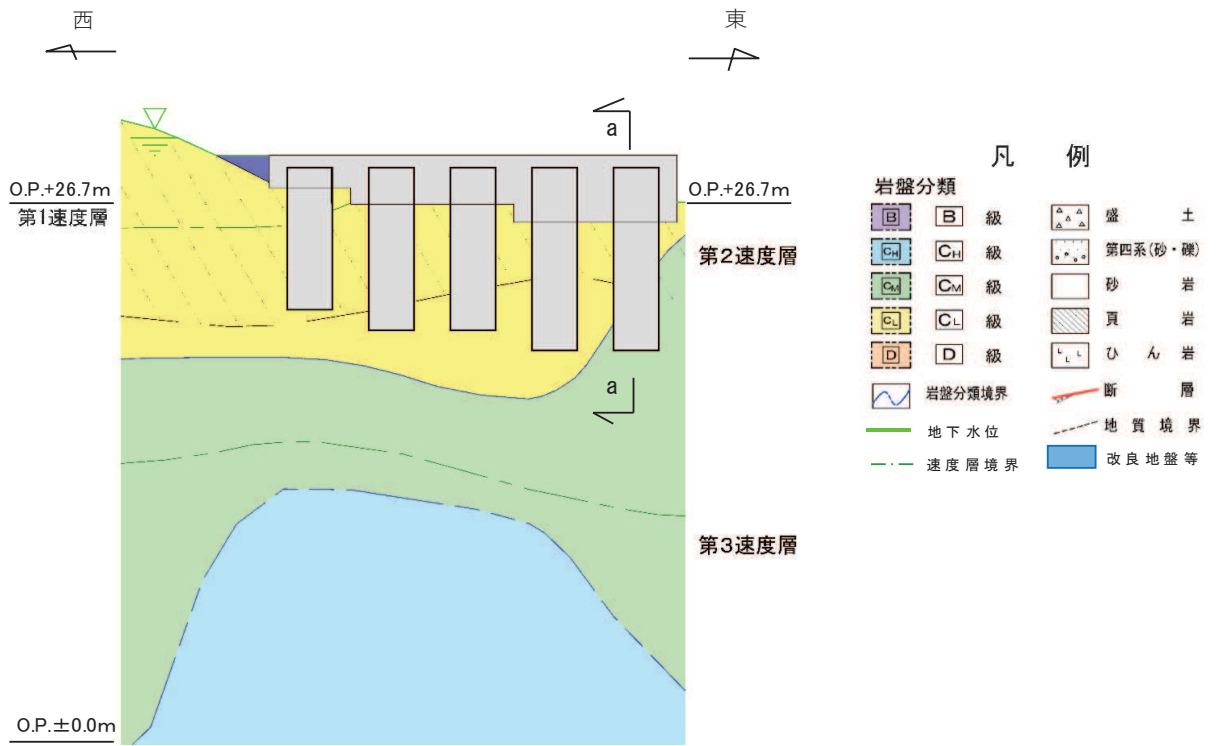


図 6.1.6-21(6) 評価対象断面(岩盤部) (断面⑦)

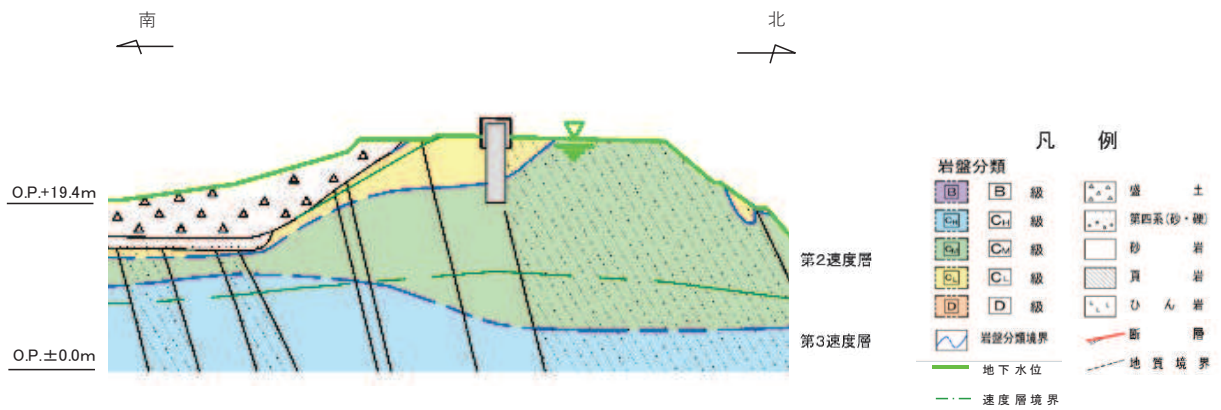


図 6.1.6-21(7) 評価対象断面(岩盤部) (断面⑦, a-a 断面)

(2) 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。

(3) 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。

なお、「2.5 (1) 横断方向の相対変位の算出方法」で示したとおり、防潮堤に作用する遡上津波荷重は一方向に一樣に作用することから、津波時及び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。この状況は海水密度の変化に寄らないため、海水に浮遊砂が混入した場合の変位への影響はない。

(4) 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。

(5) 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。

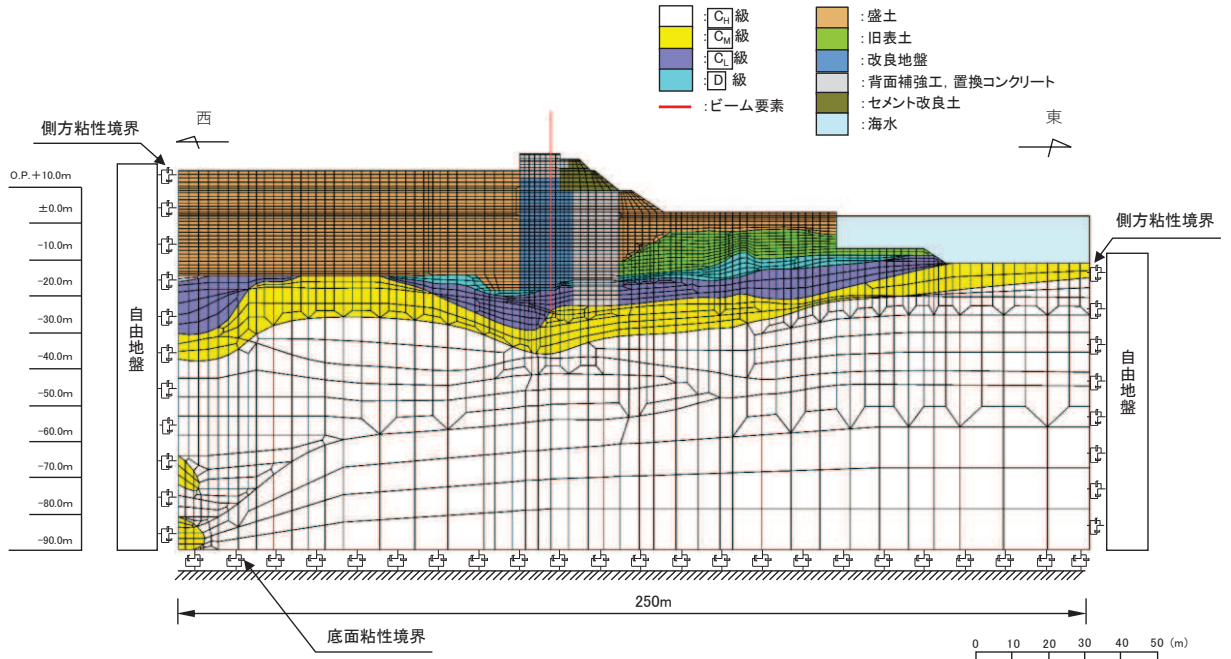


図 6.1.6-22(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面①，地震時）

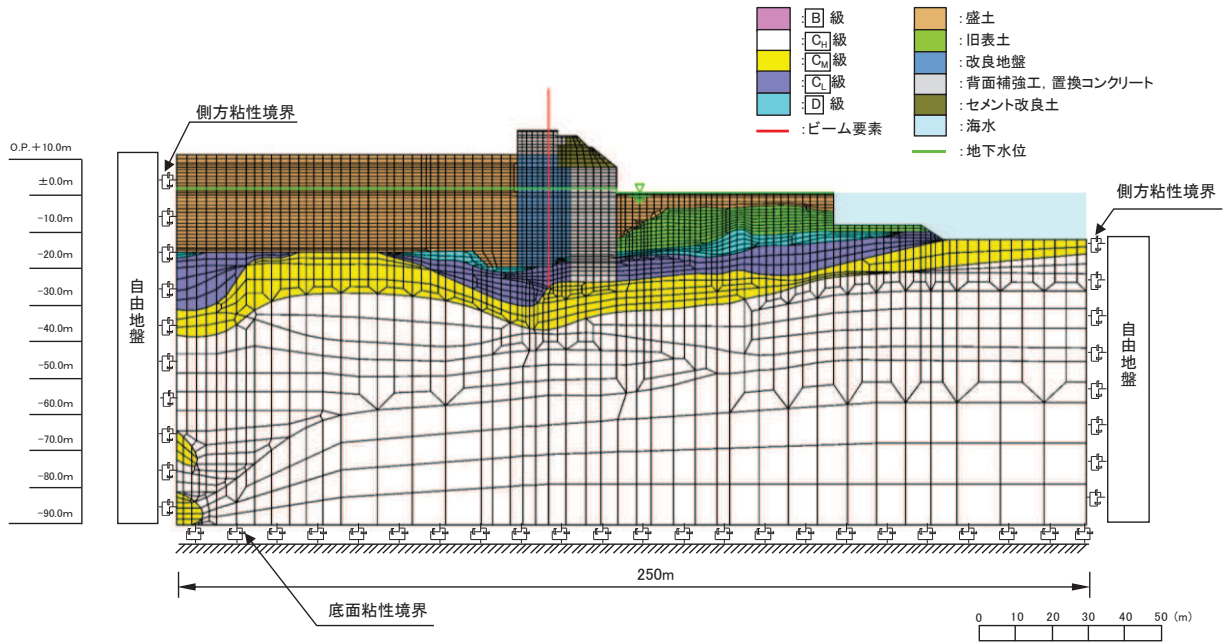


図 6.1.6-22(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面①，津波時）

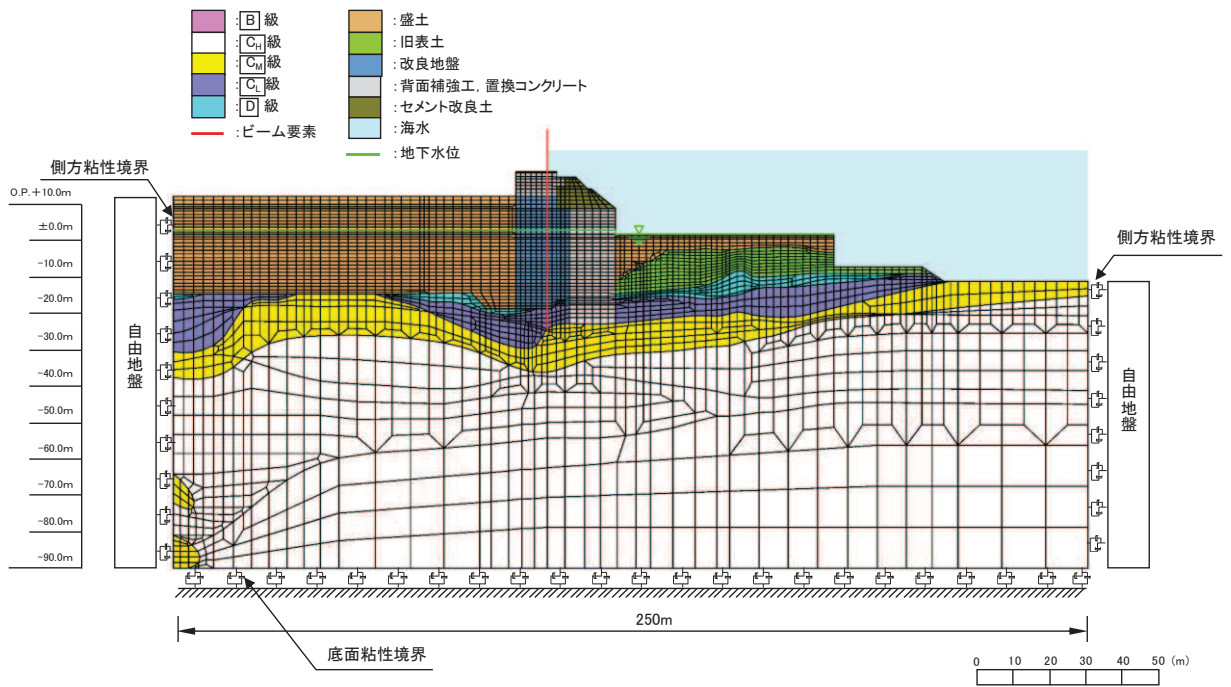


図 6.1.6-22(3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面①，重畳時）

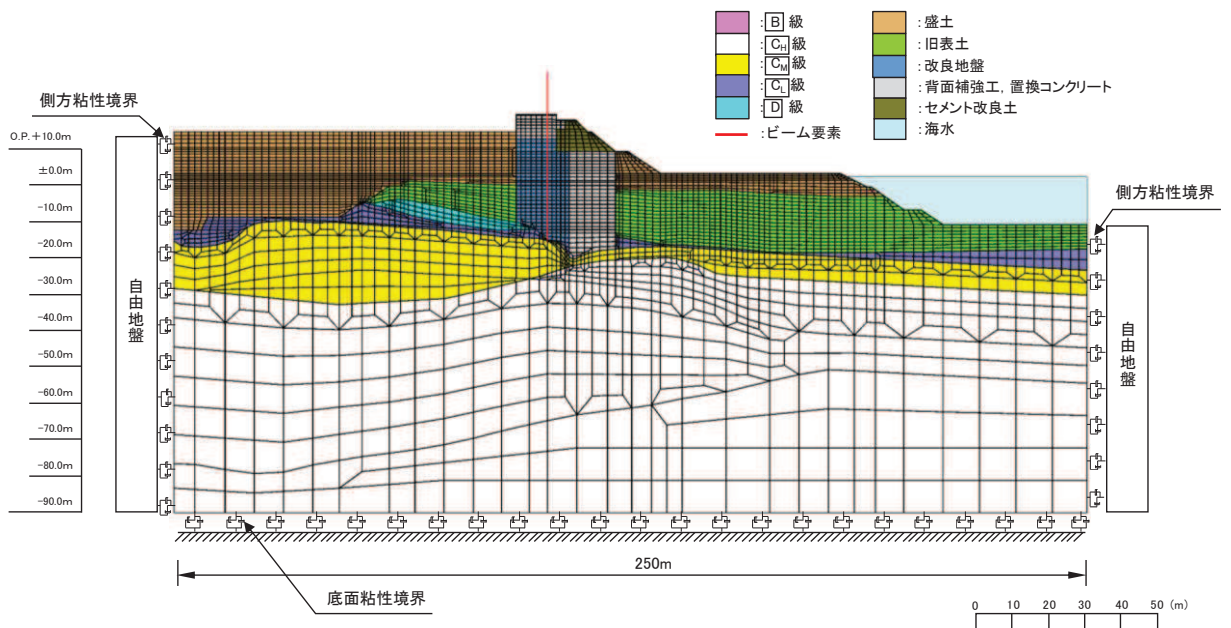


図 6.1.6-23(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面②，地震時）

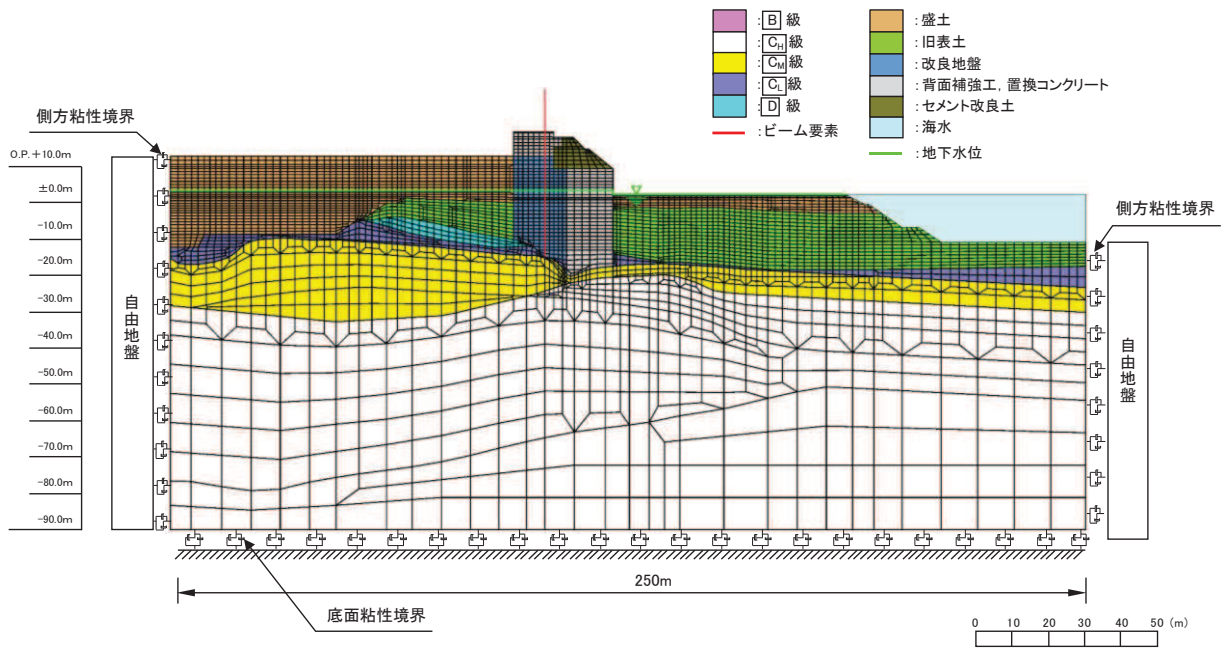


図 6.1.6-23(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面②，津波時）

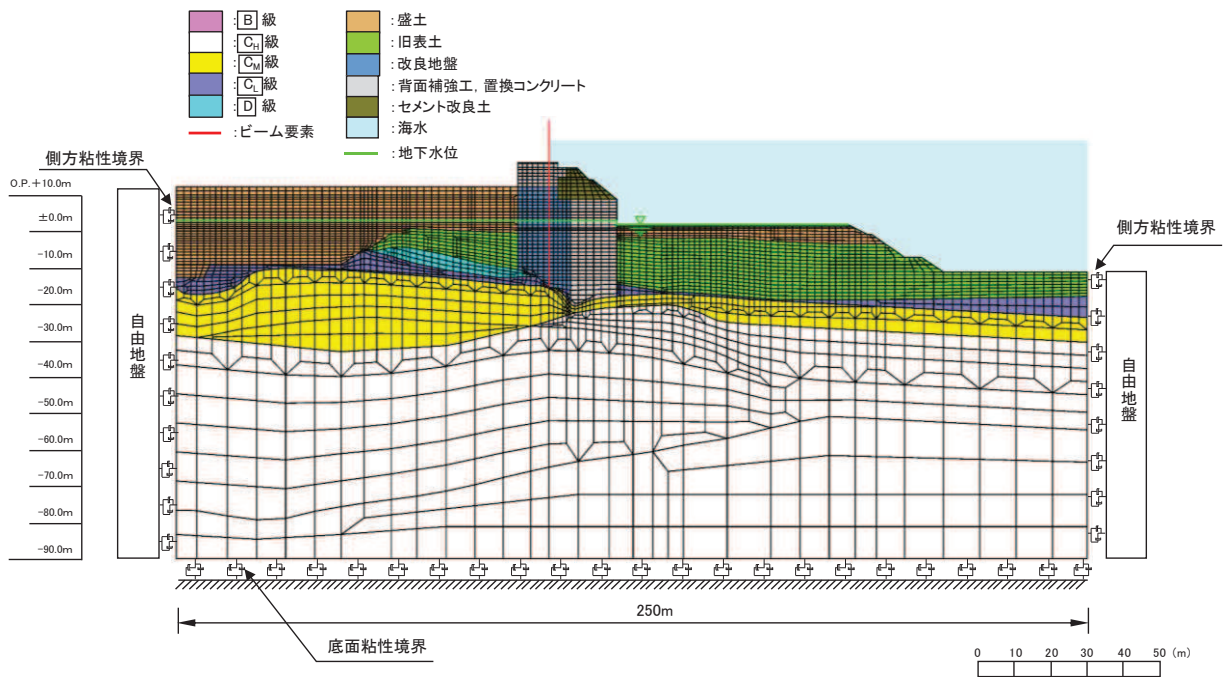


図 6.1.6-23(3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面②，重畳時）

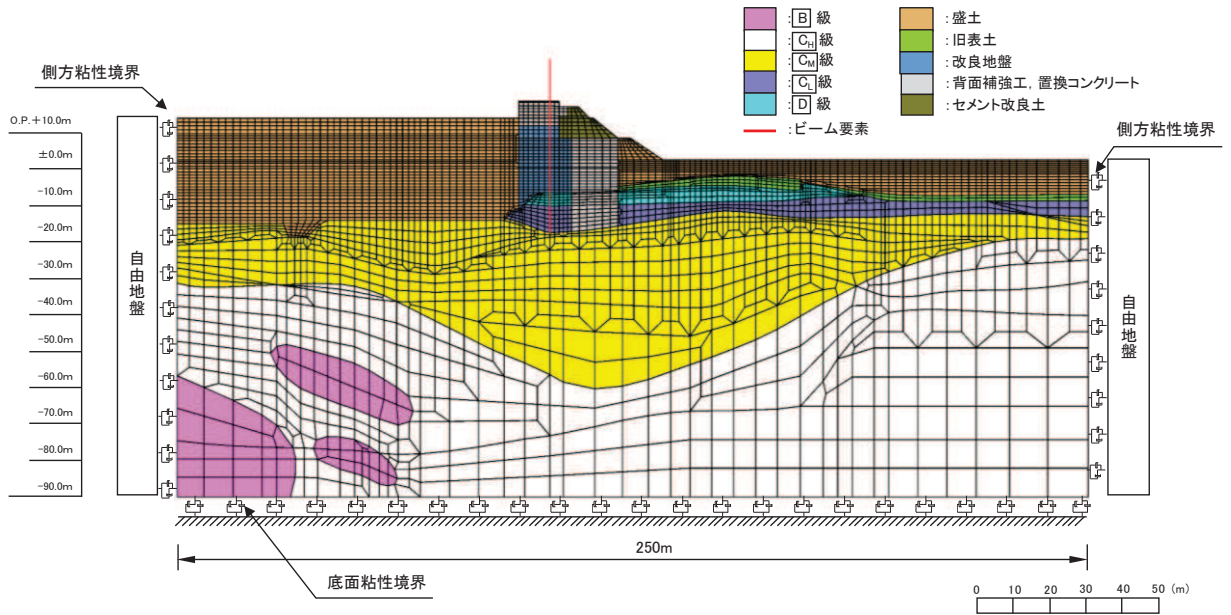


図 6.1.6-24(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面③，地震時）

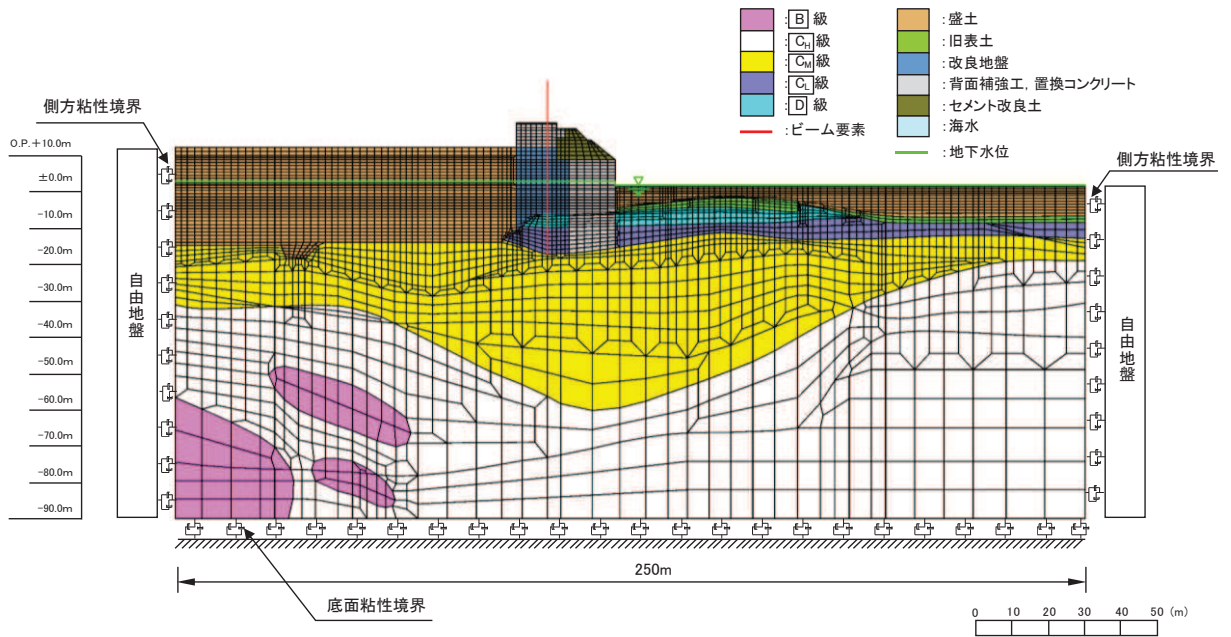


図 6.1.6-24(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面③，津波時）

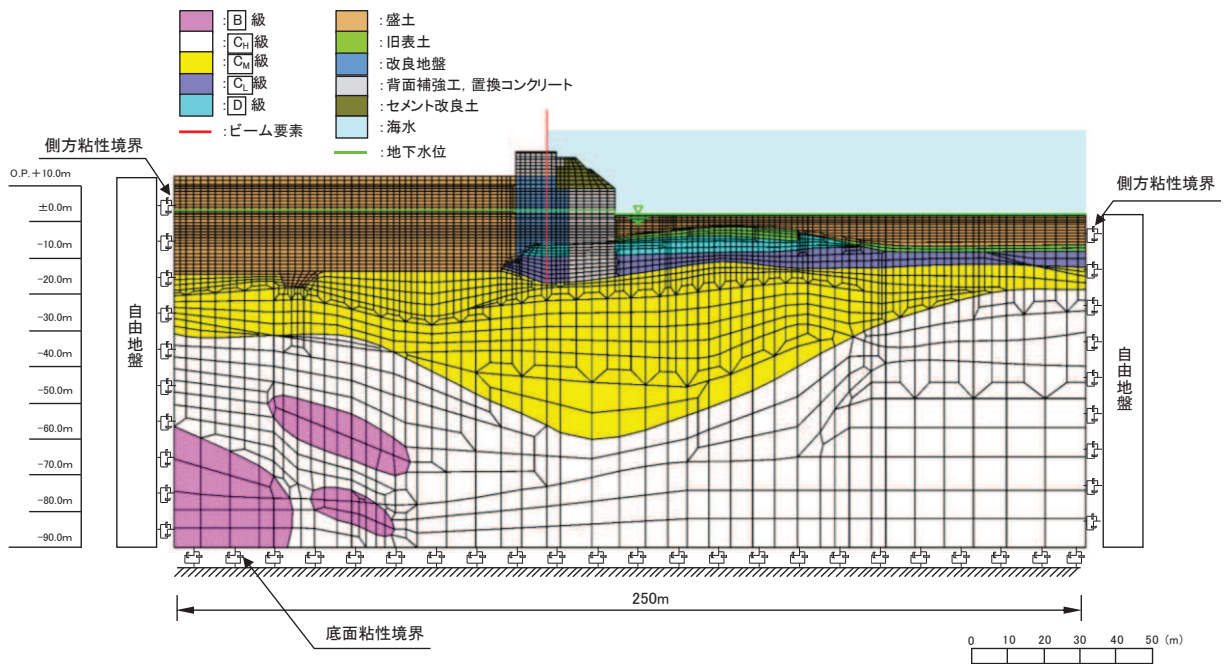


図 6.1.6-24(3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面③，重畳時）

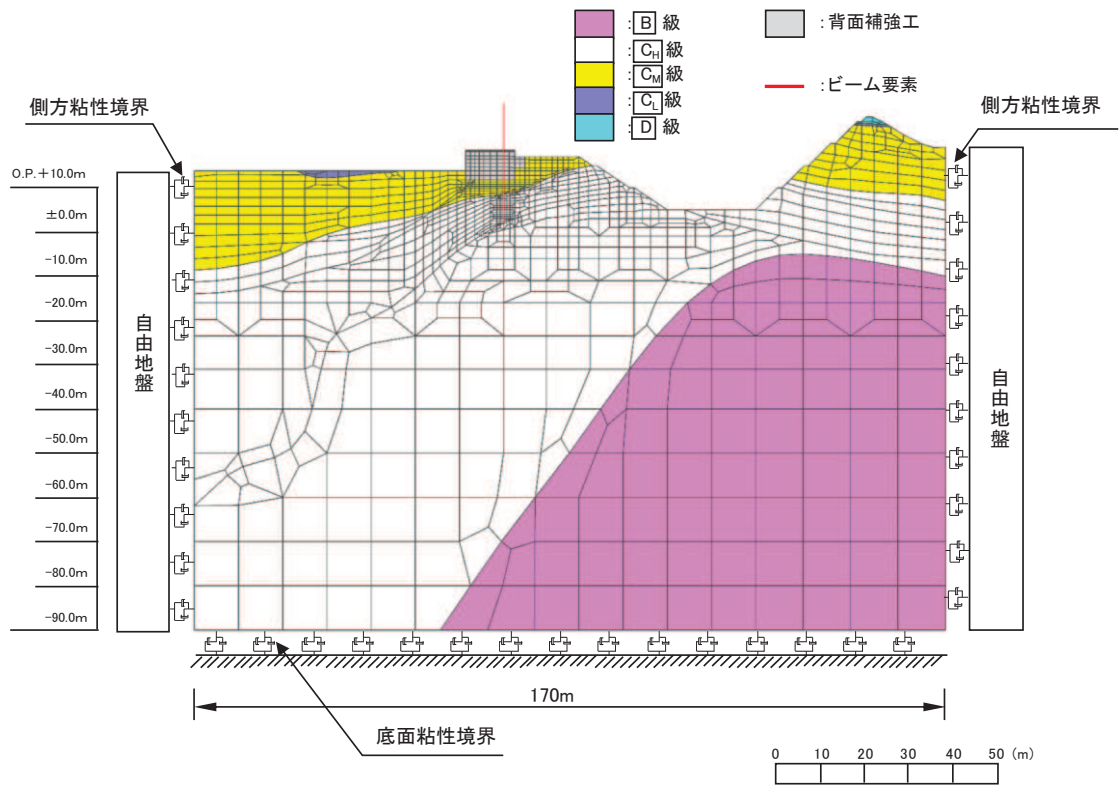


図 6.1.6-25(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑤，地震時）

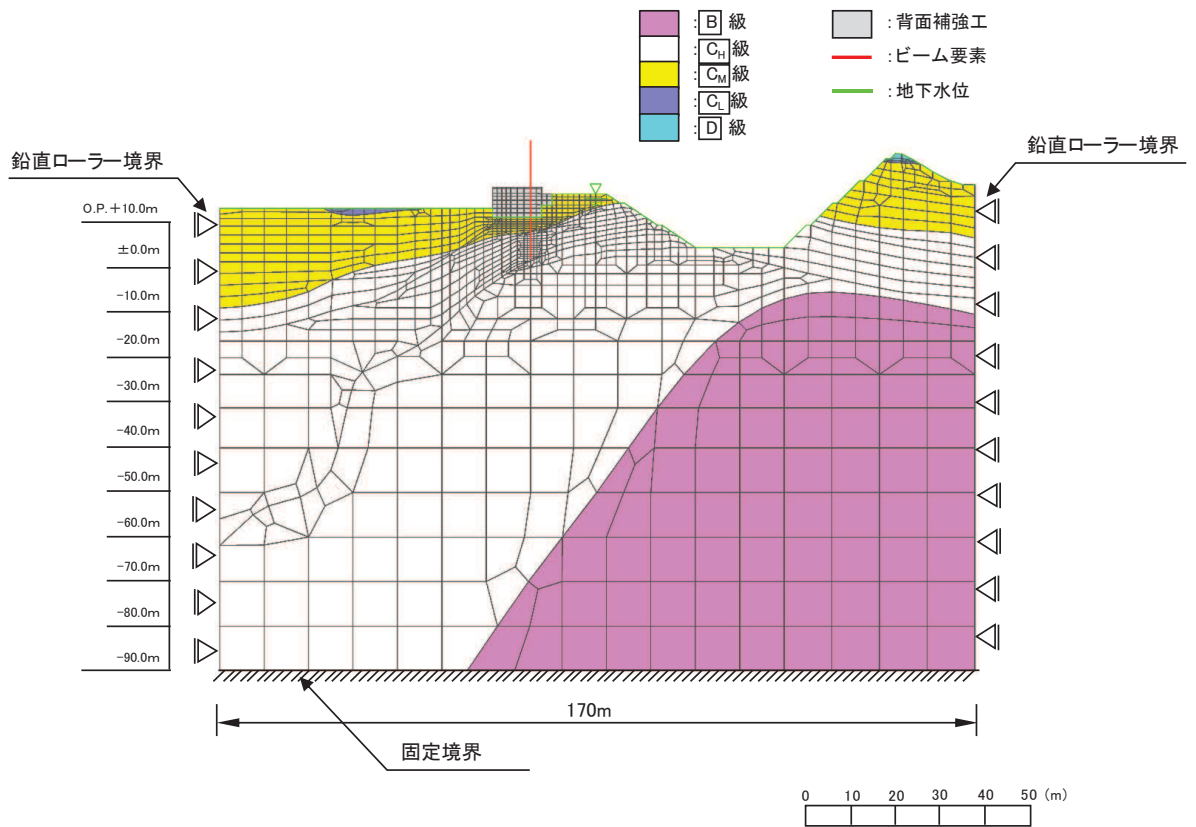


図 6.1.6-25(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑤，津波時）

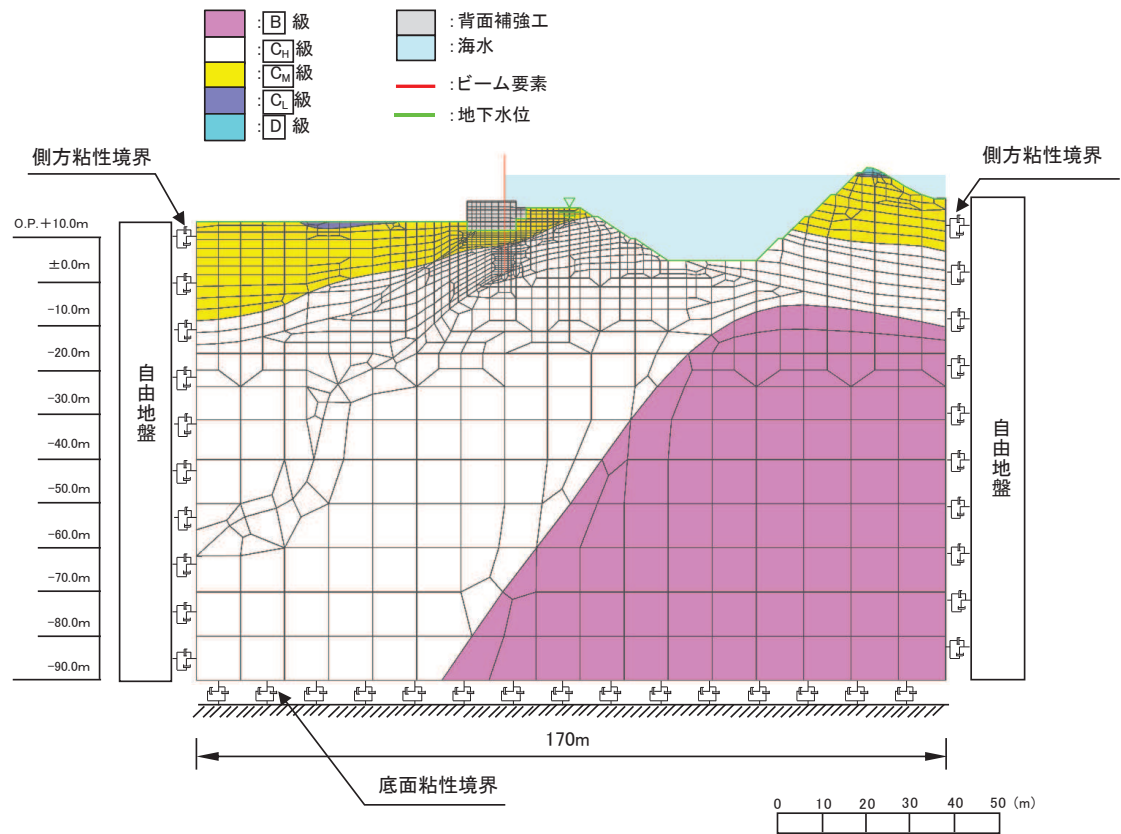


図 6.1.6-25(3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑤，重畳時）

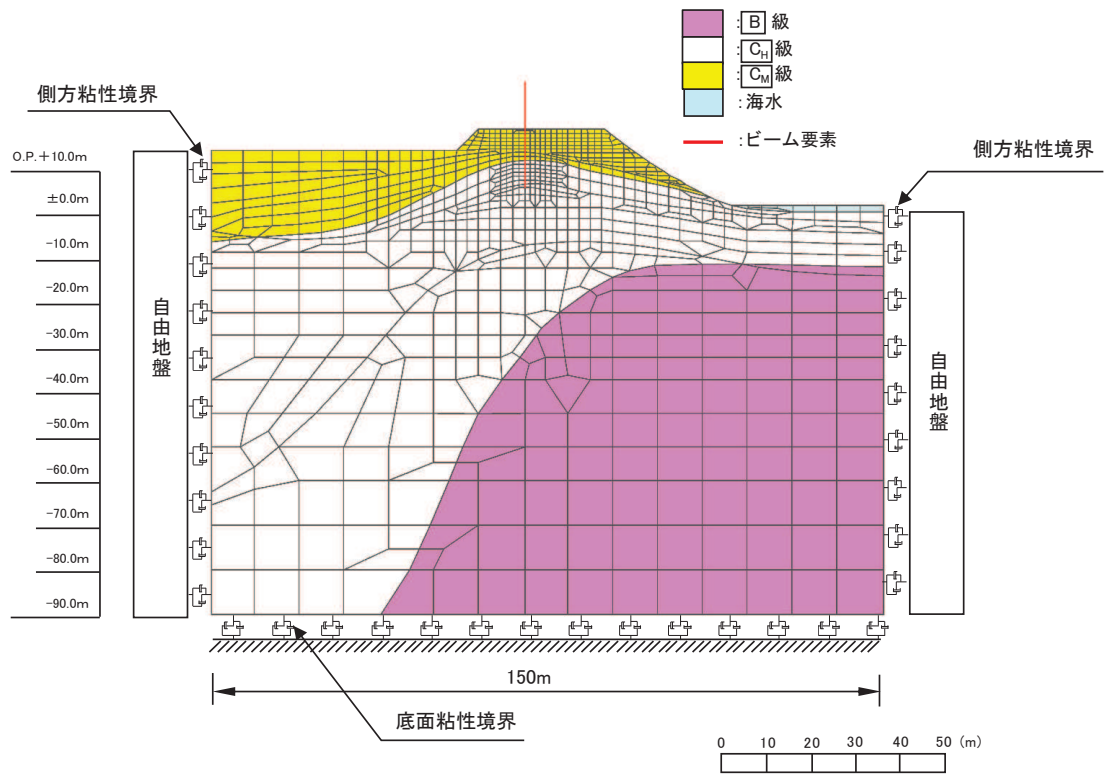


図 6. 1. 6-26(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑥，地震時）

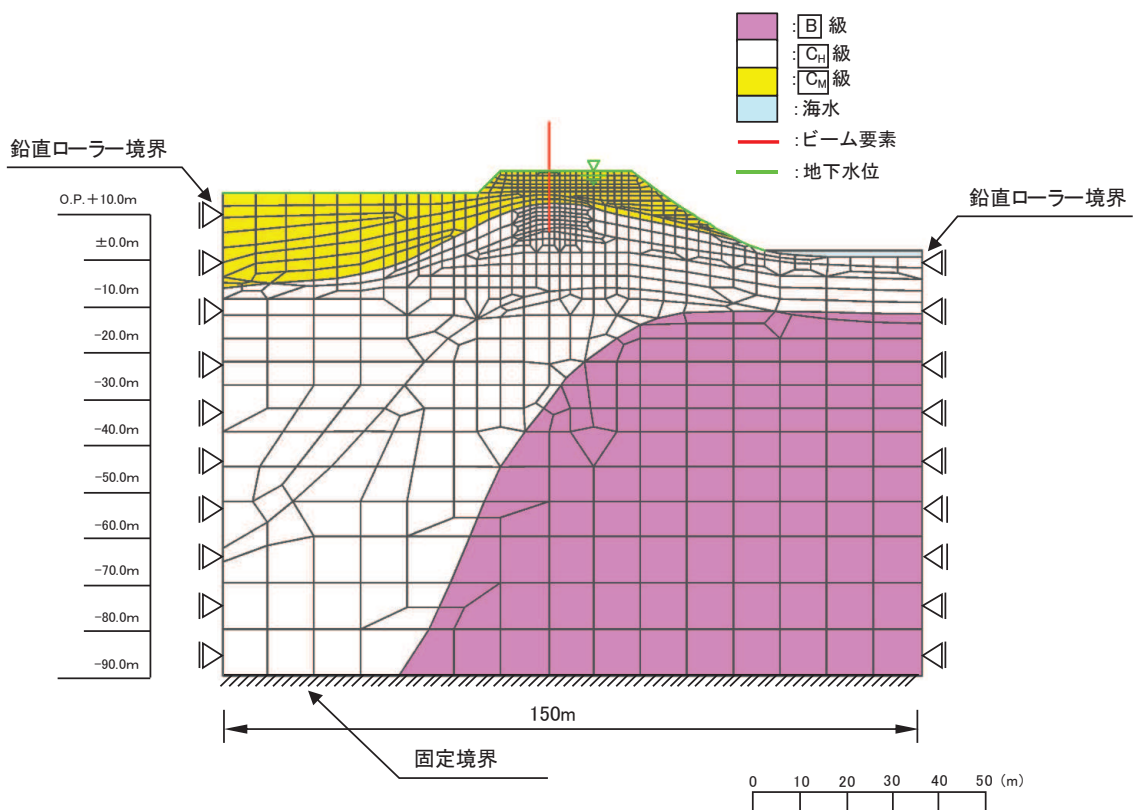


図 6. 1. 6-26(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑥，津波時）

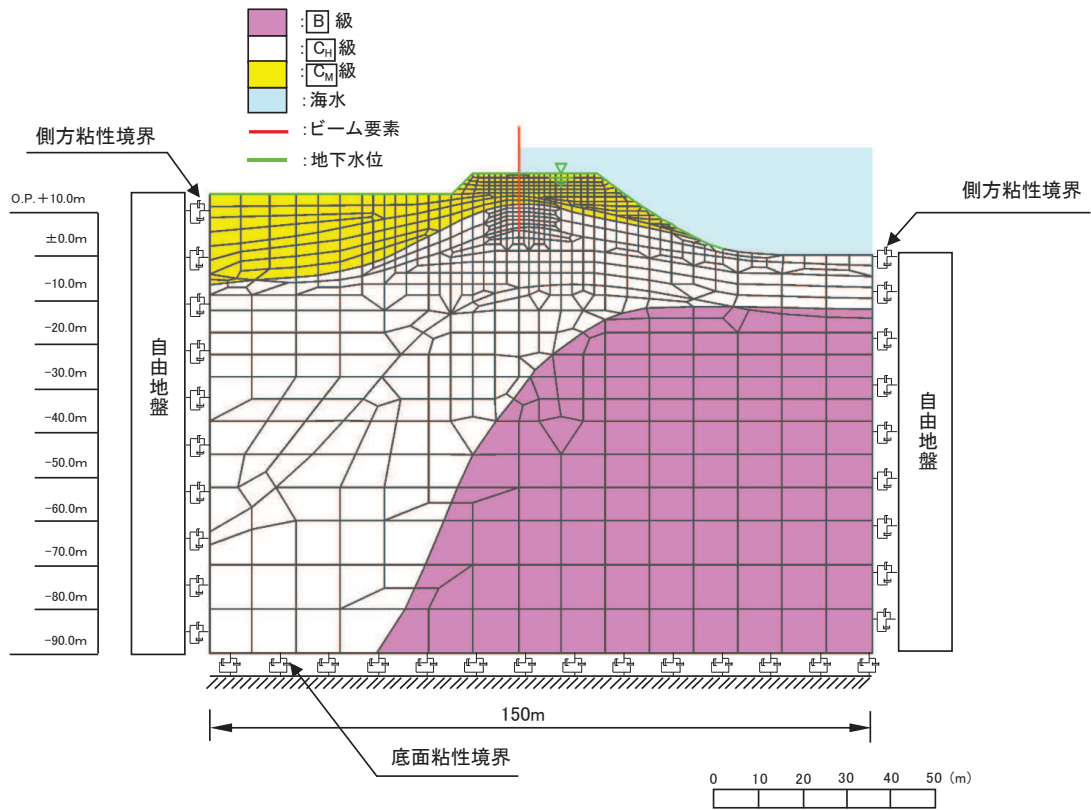


図 6.1.6-26(3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑥，重畳時）

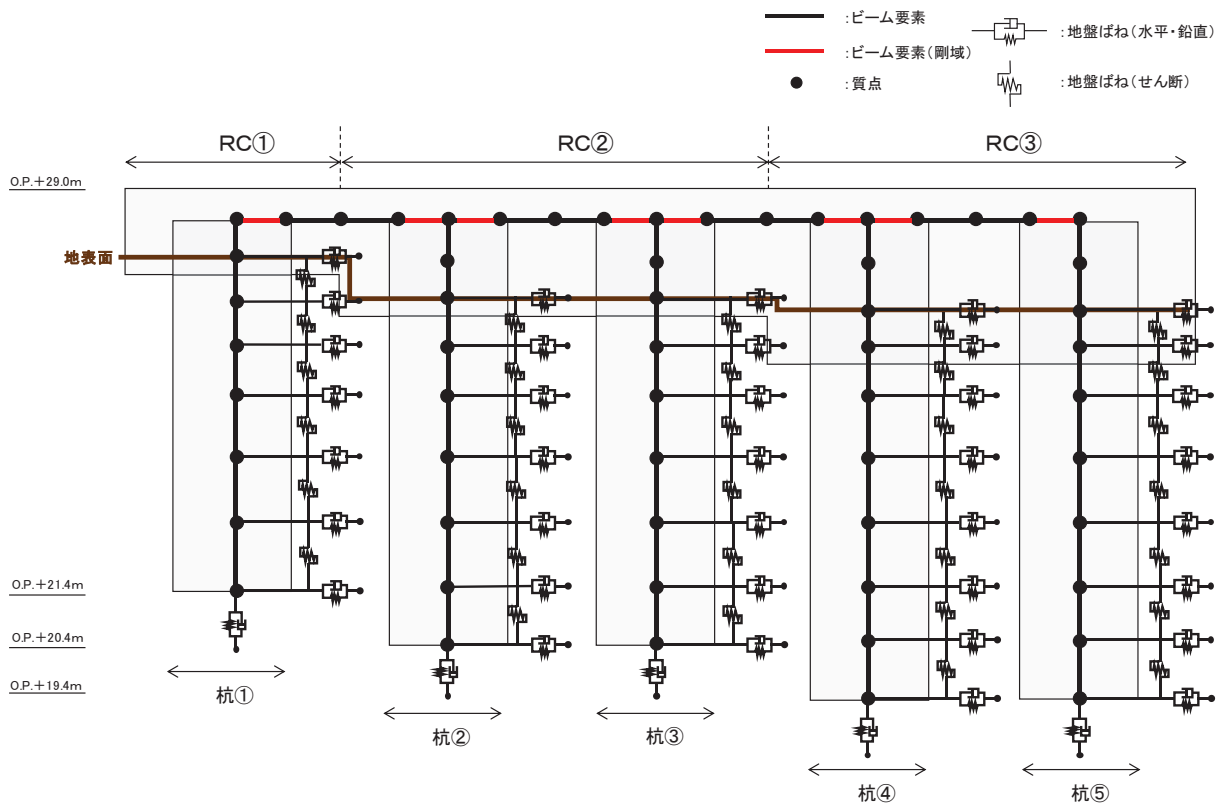


図 6.1.6-27(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑦，地震時）

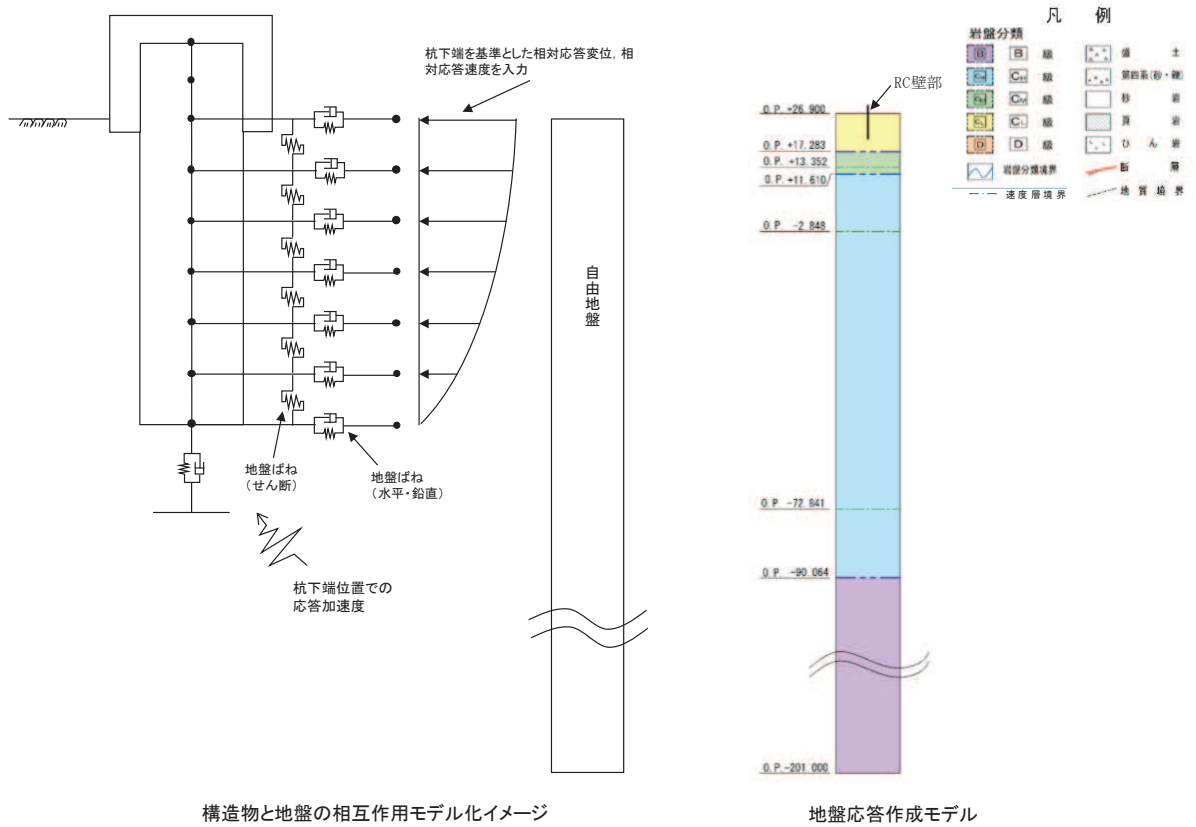


図 6.1.6-27(2) 岩盤部のうち RC 壁部の地盤ばねのモデル化イメージ及び地盤応答作成モデル (断面⑦, 地震時)

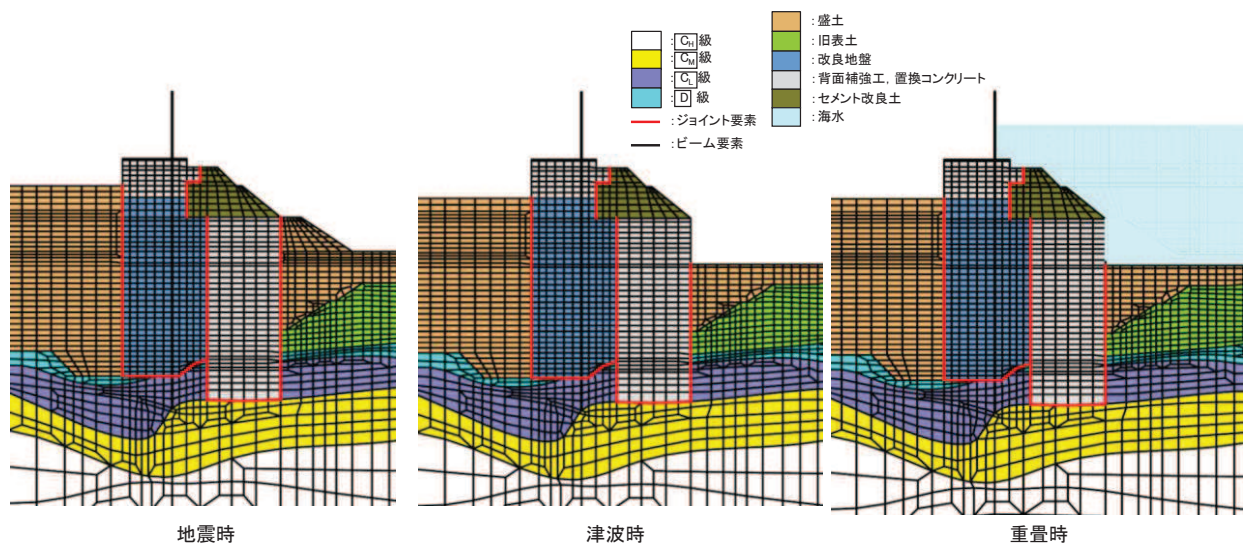


図 6.1.6-28 断面①におけるジョイント要素の配置図

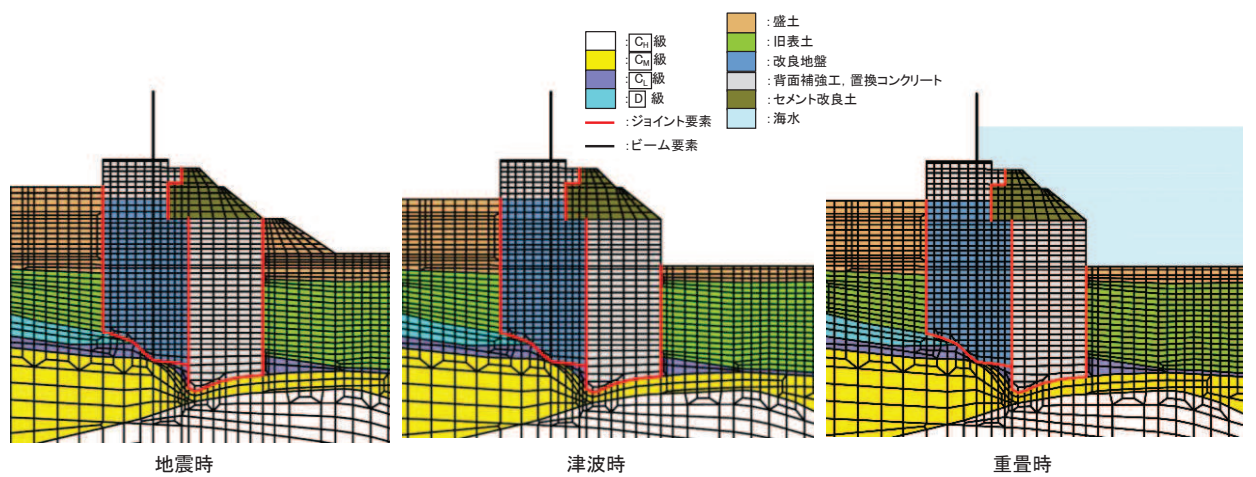


図 6.1.6-29 断面②におけるジョイント要素の配置図

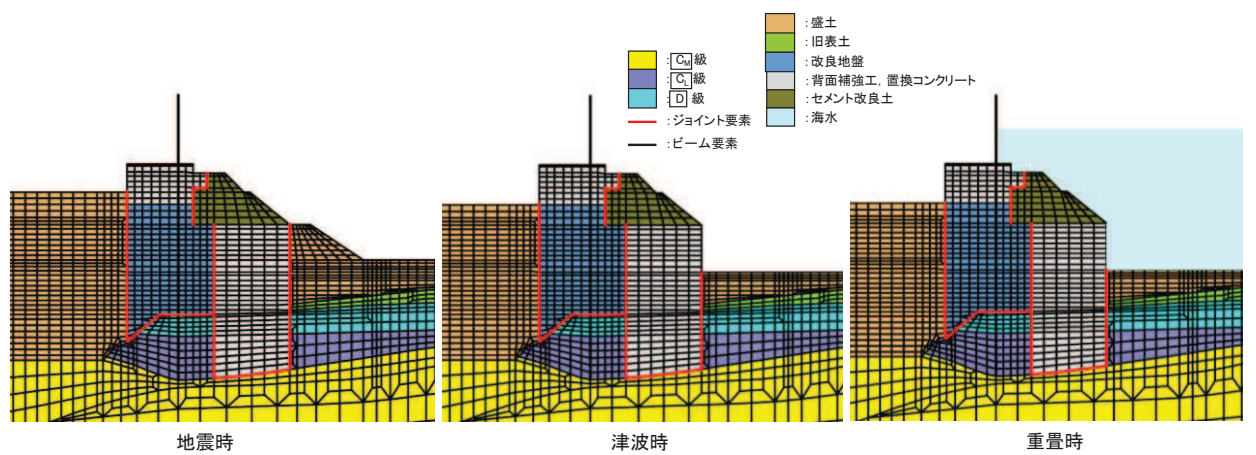


図 6.1.6-30 断面③におけるジョイント要素の配置図

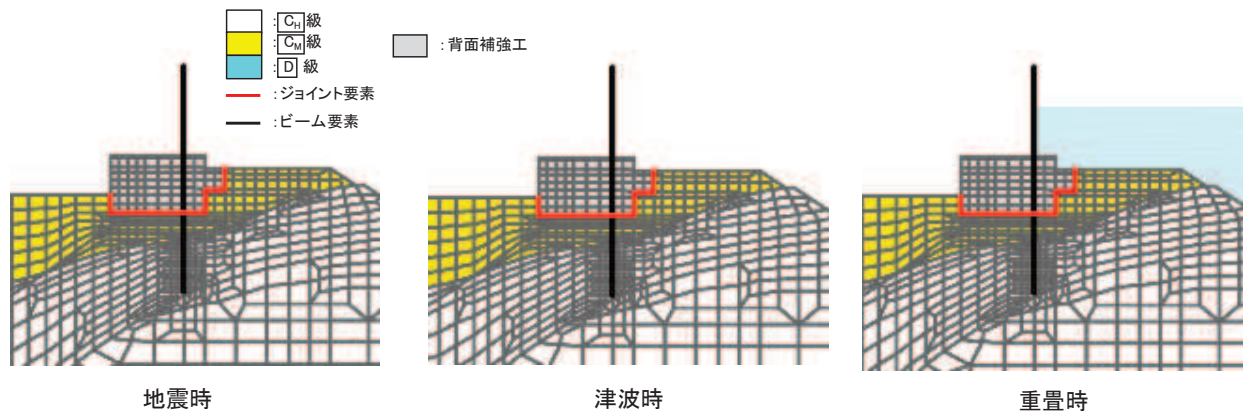


図 6.1.6-31 断面⑤におけるジョイント要素の配置図

(6) 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 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値+1 σ	平均値-1 σ
地震動 (位相)	S_s-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 (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。

3.2 縦断方向

(1) 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。

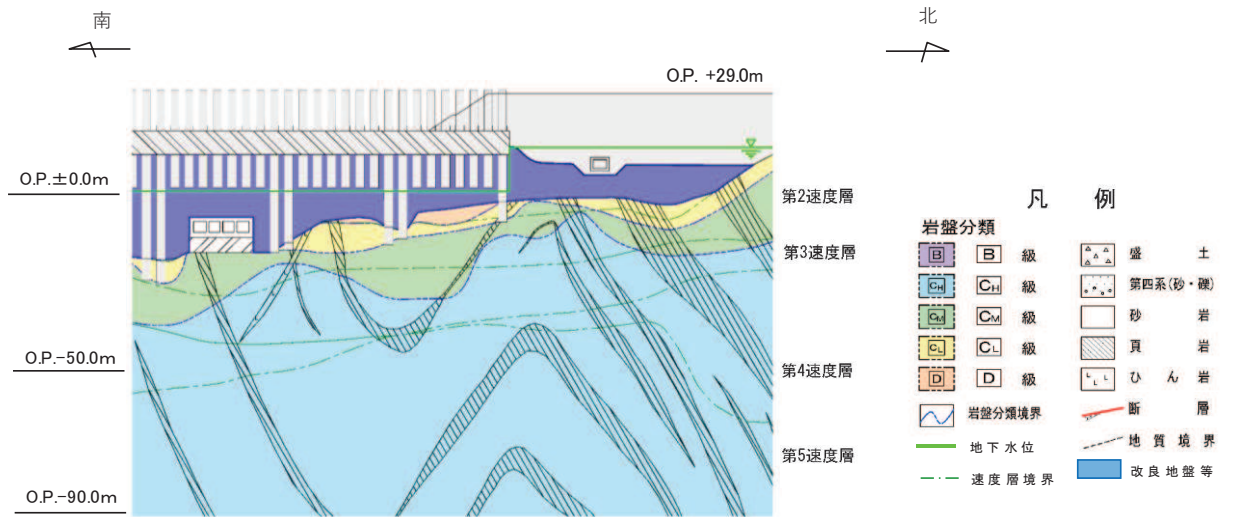


図 6.1.6-32(1) 評価対象断面 (断面⑧)

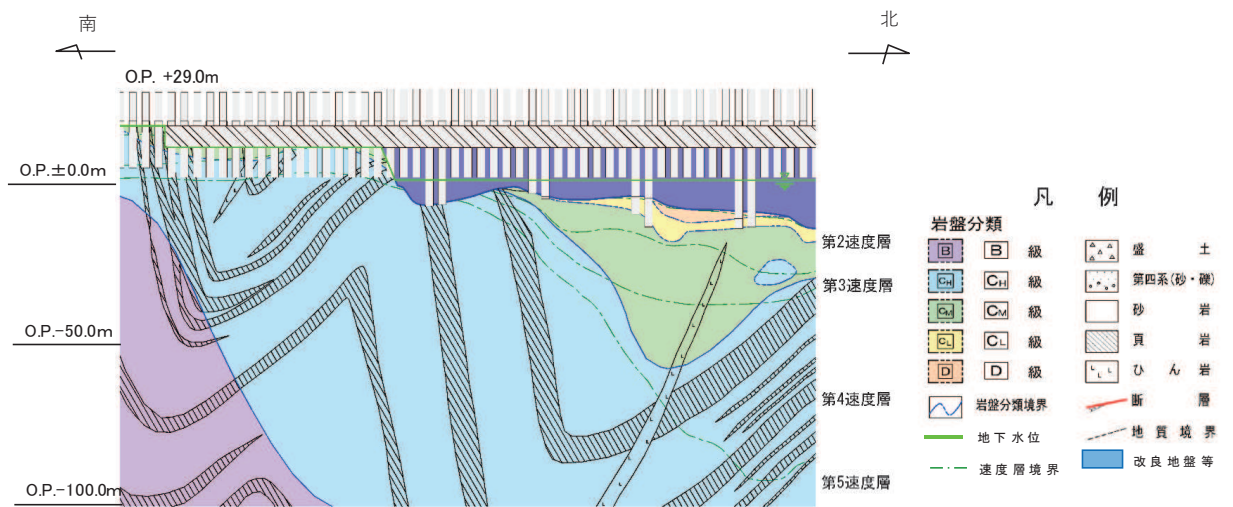


図 6.1.6-32(2) 評価対象断面 (断面⑨)

(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。

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。

a. 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。

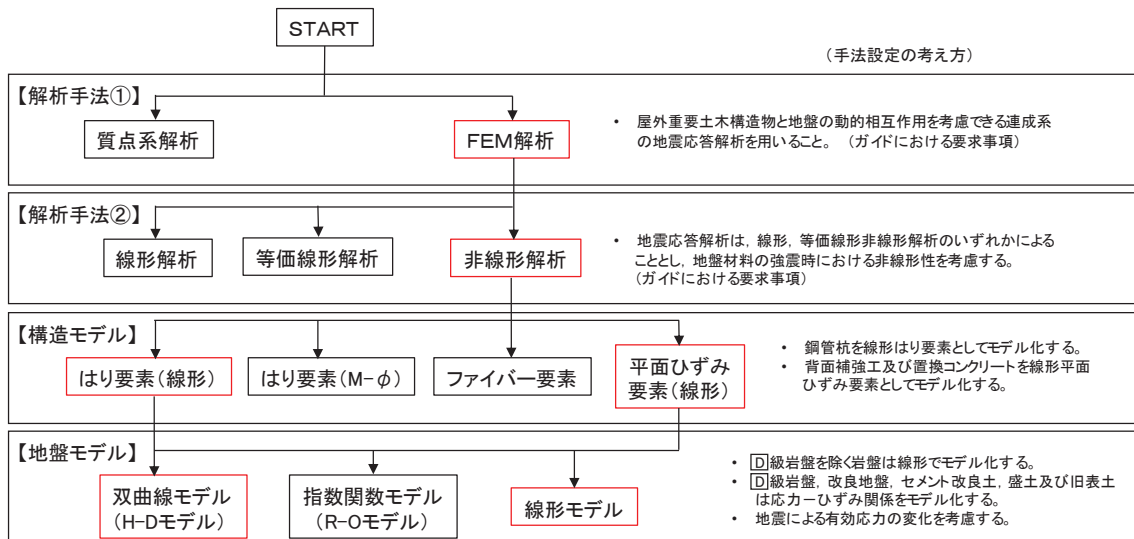


図 6.1.6-33 地震応答解析手法の選定フロー

b. 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。

c. 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 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C _L 級岩盤, C _M 級岩盤, C _H 級岩盤, B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1 σ	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 ($\alpha=0$, $\beta=0.002$) とする。

(3) 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、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。

a. 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。

(a) 固定荷重(G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(b) 積載荷重(P)

積載荷重として、積雪荷重を含めて地表面に 4.9kN/m^2 を考慮する。

(c) 積雪荷重(P_s)

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

(d) 風荷重(P_k)

風荷重については、考慮しない。

(e) 地震荷重(S_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

b. 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 4.9kN/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 荷重	常時 考慮 荷重	躯体自重	○	設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	—	対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。
		土被り荷重	—	土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	○	積雪荷重を含めて 4.9kN/m ² を考慮する。
	静止土圧		○	常時応力解析により設定する。
	外水圧		—	外水圧は考慮しない。
	内水圧		—	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	積雪荷重を考慮する。
	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。

(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。

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。

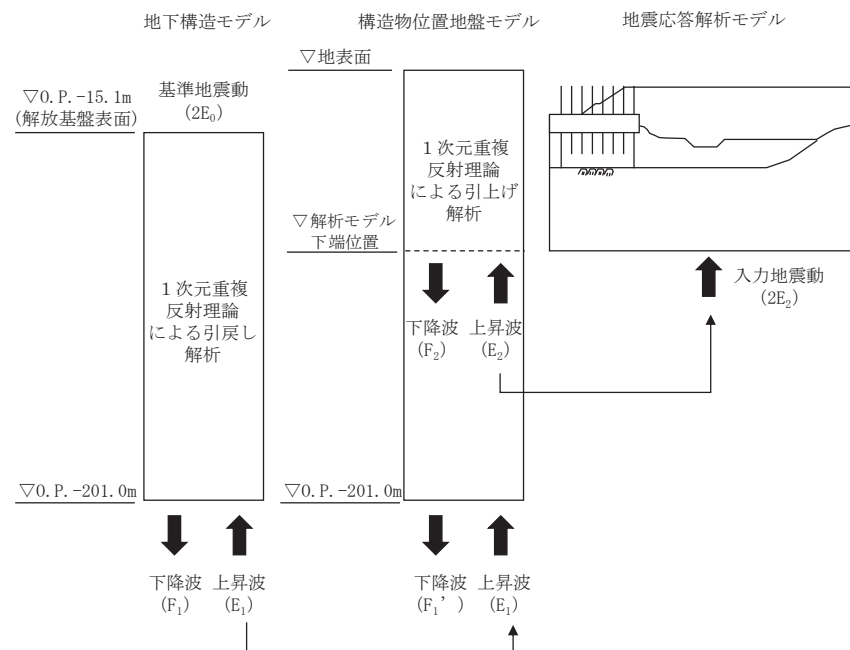
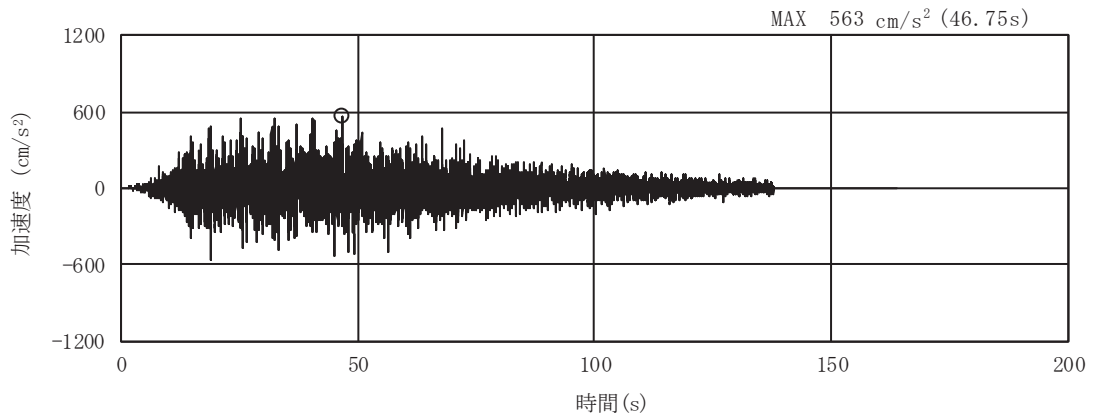
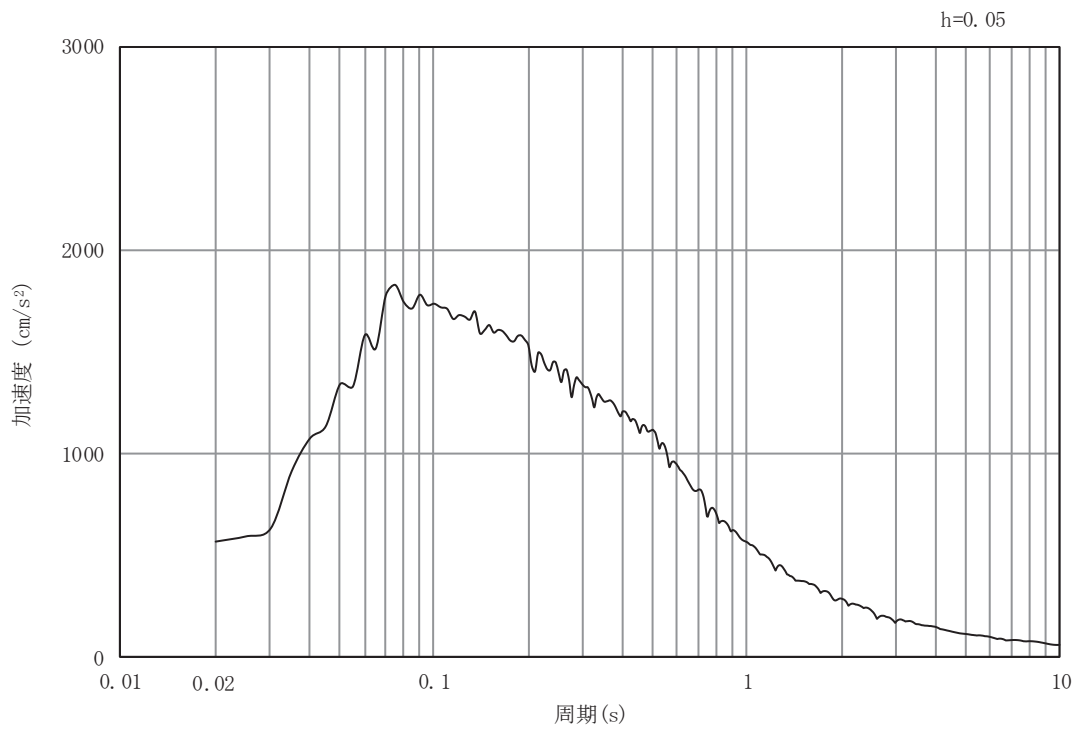


図 6.1.6-34 入力地震動算定の概念図

a. 断面⑧

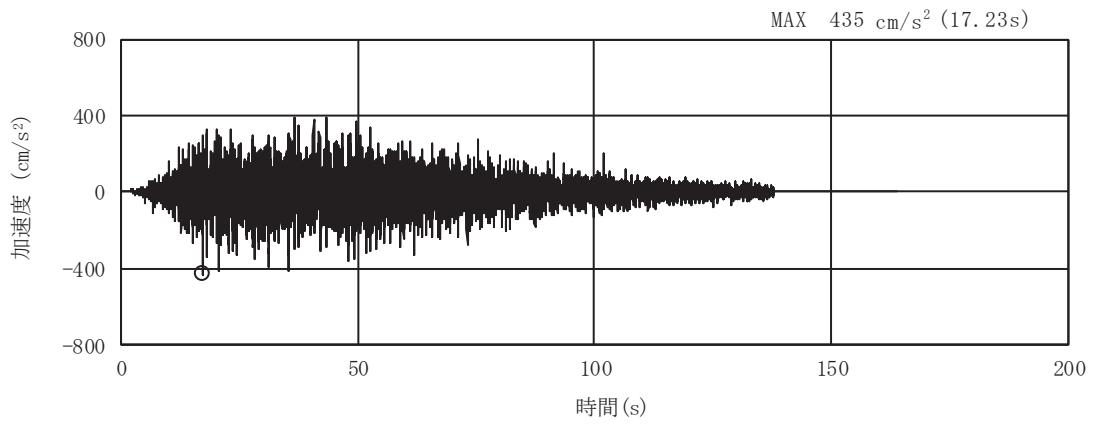


(a) 加速度時刻歴波形

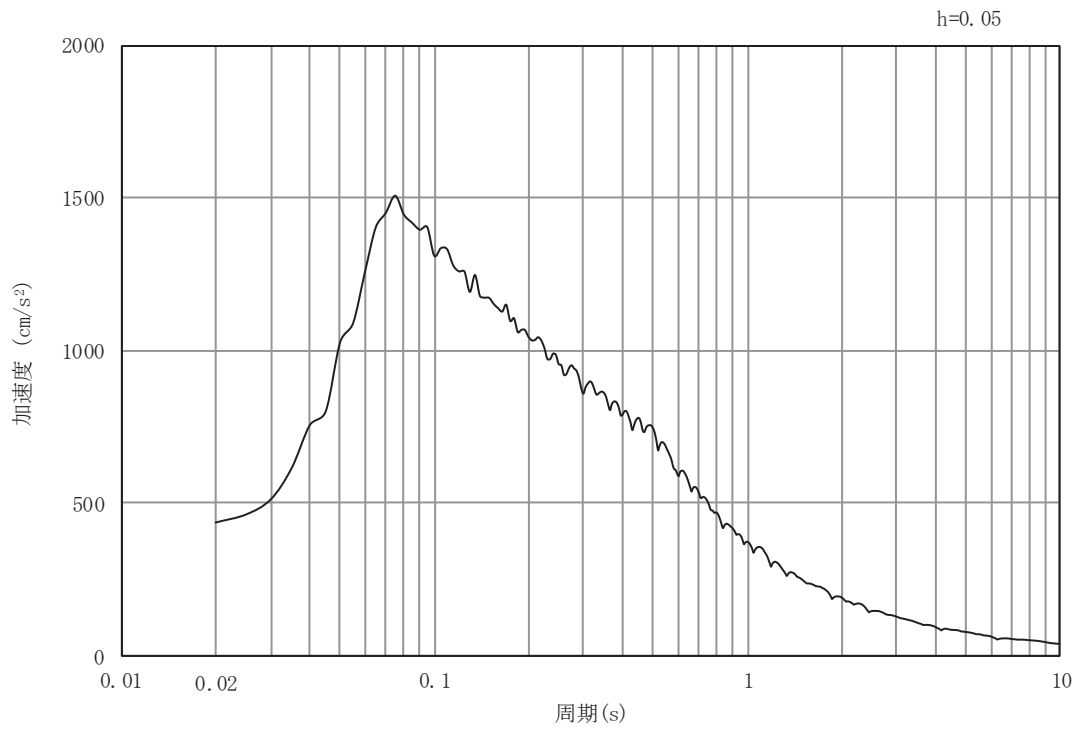


(b) 加速度応答スペクトル

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)

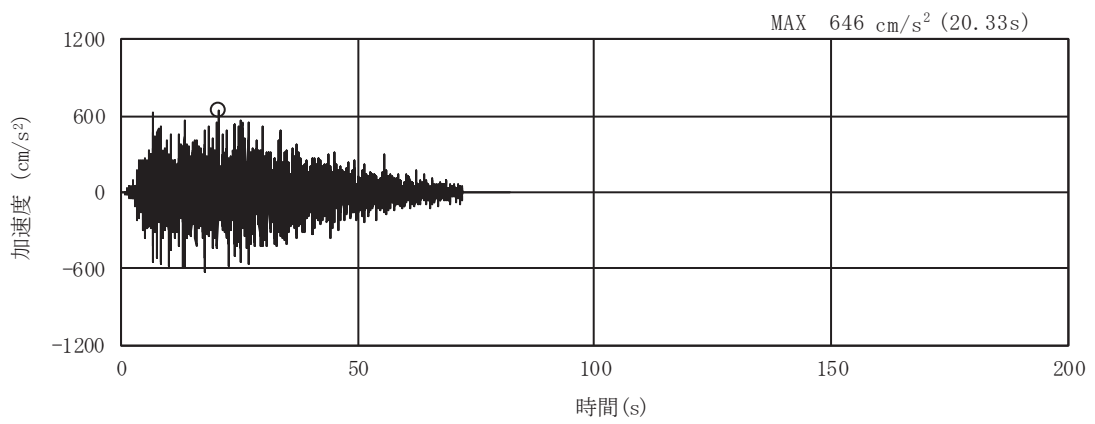


(a) 加速度時刻歴波形

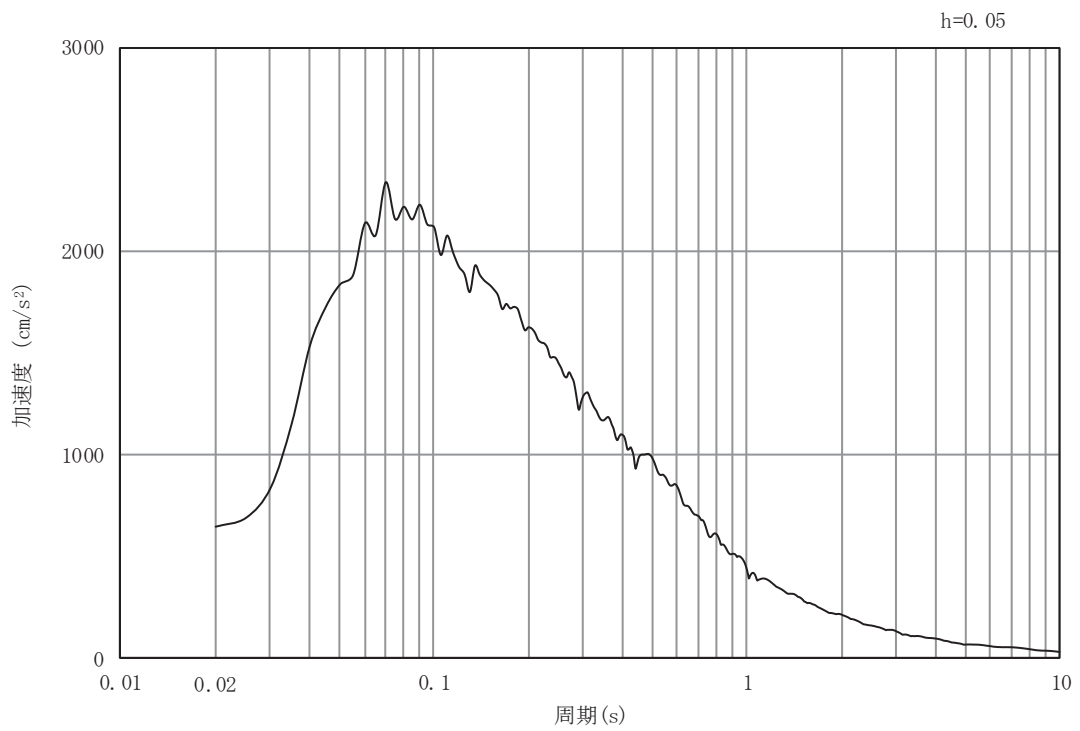


(b) 加速度応答スペクトル

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)

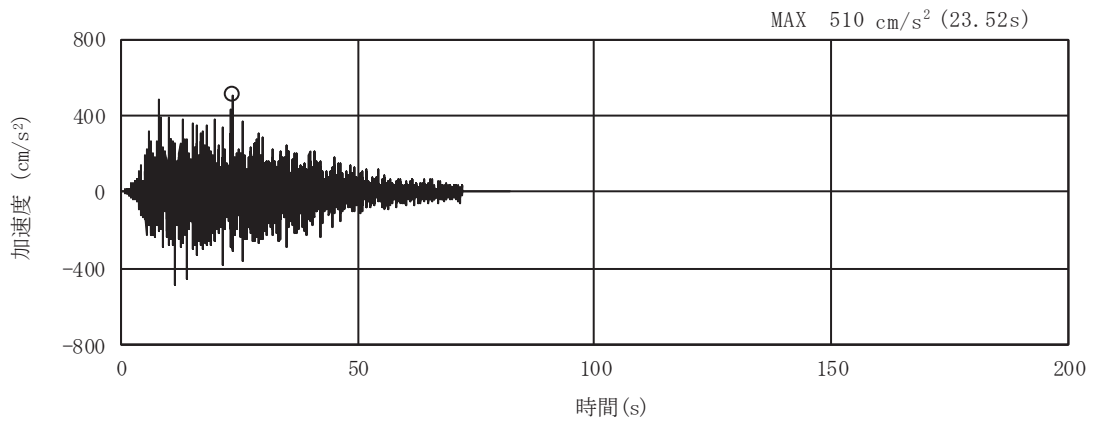


(a) 加速度時刻歴波形

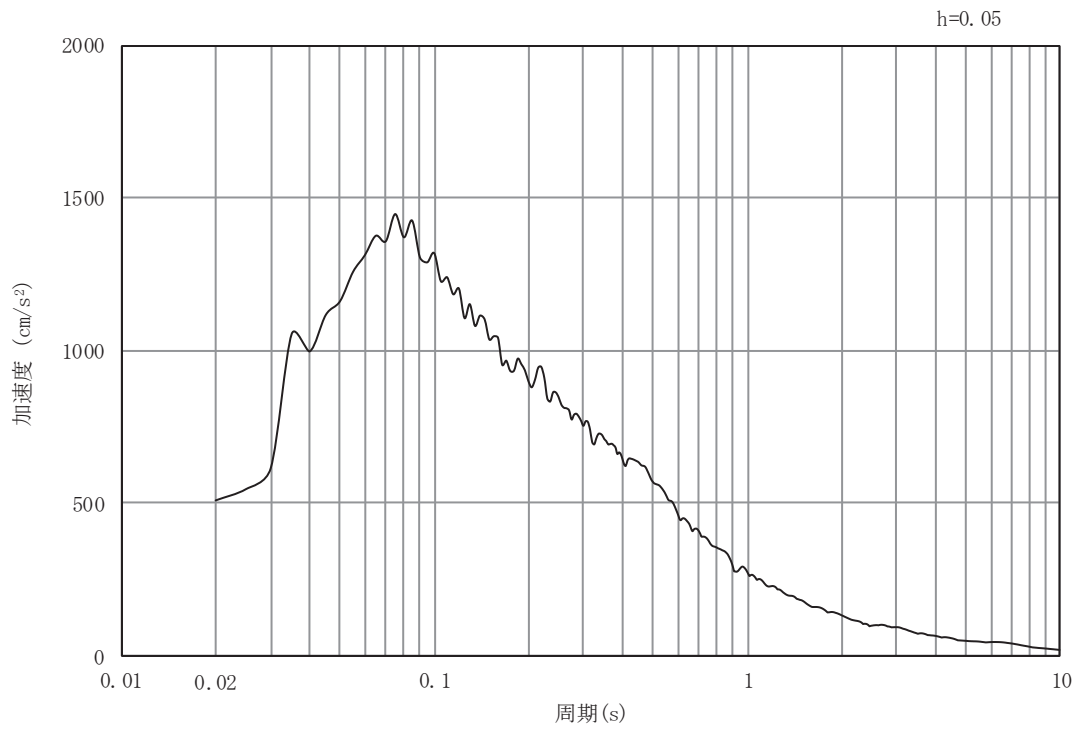


(b) 加速度応答スペクトル

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)

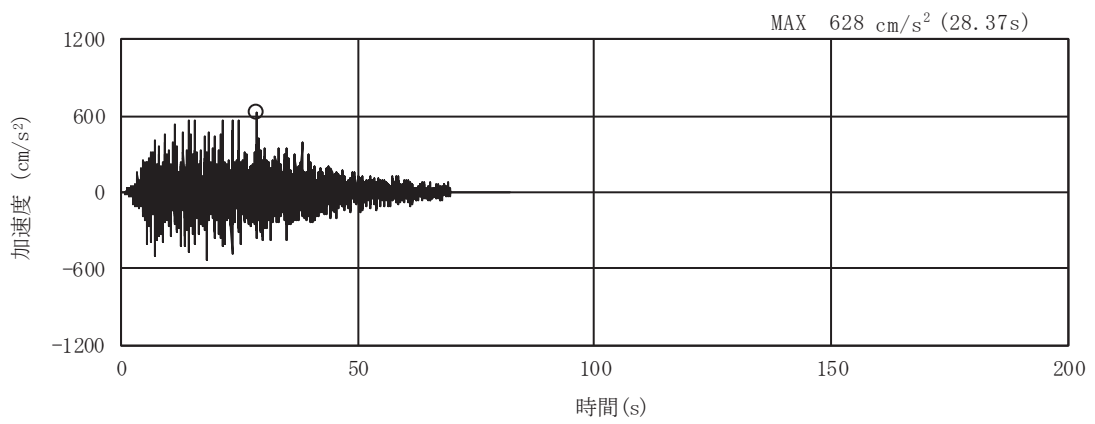


(a) 加速度時刻歴波形

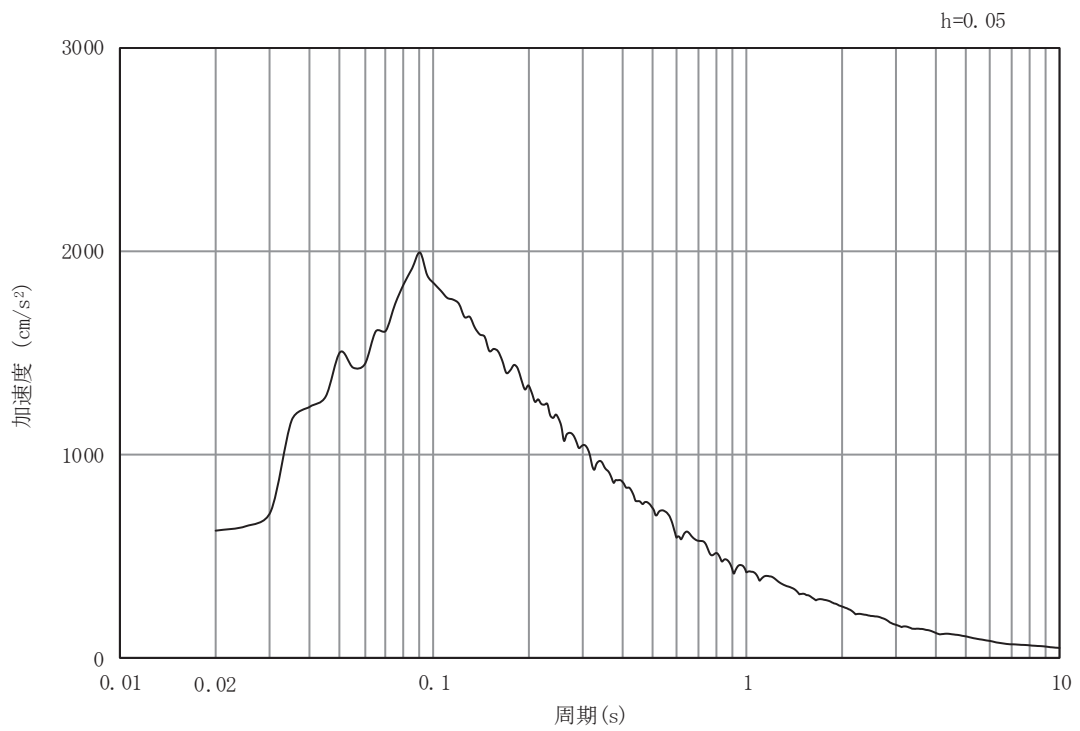


(b) 加速度応答スペクトル

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)

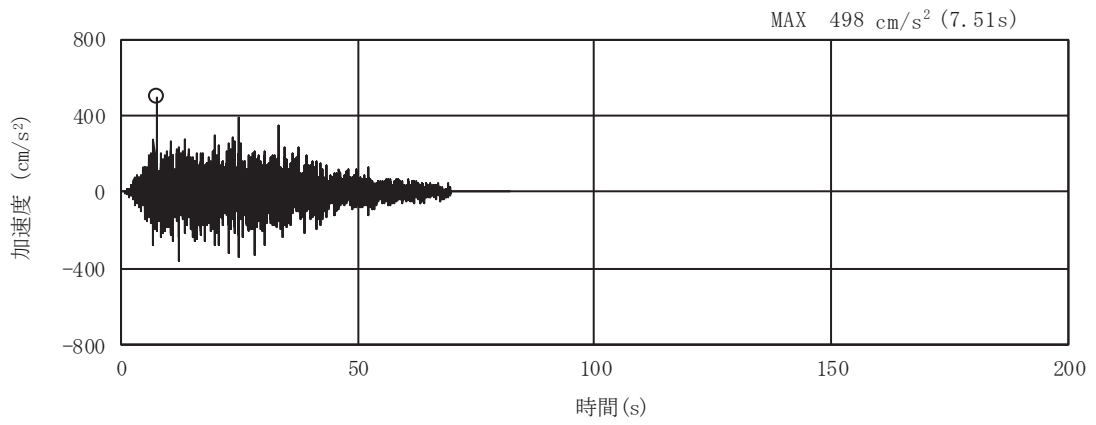


(a) 加速度時刻歴波形

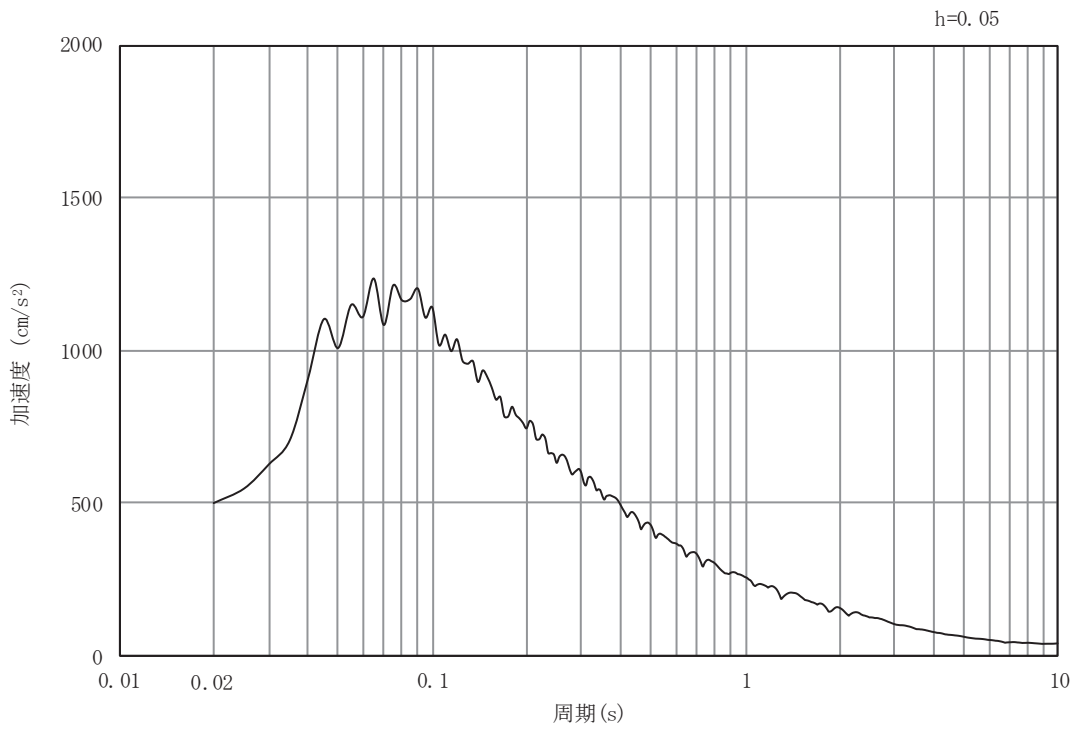


(b) 加速度応答スペクトル

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)



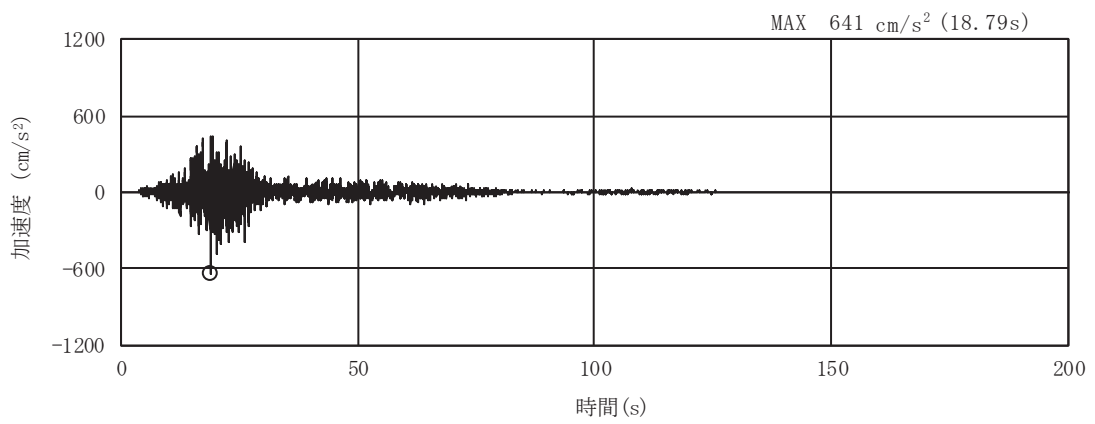
(a) 加速度時刻歴波形



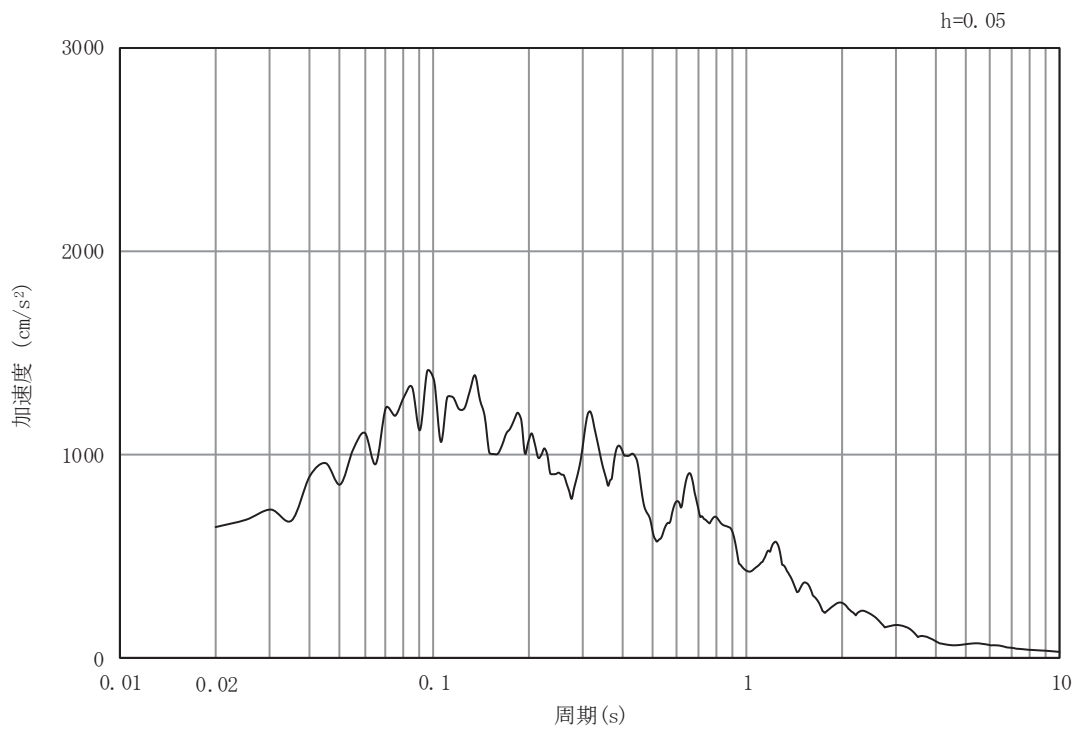
(b)

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)

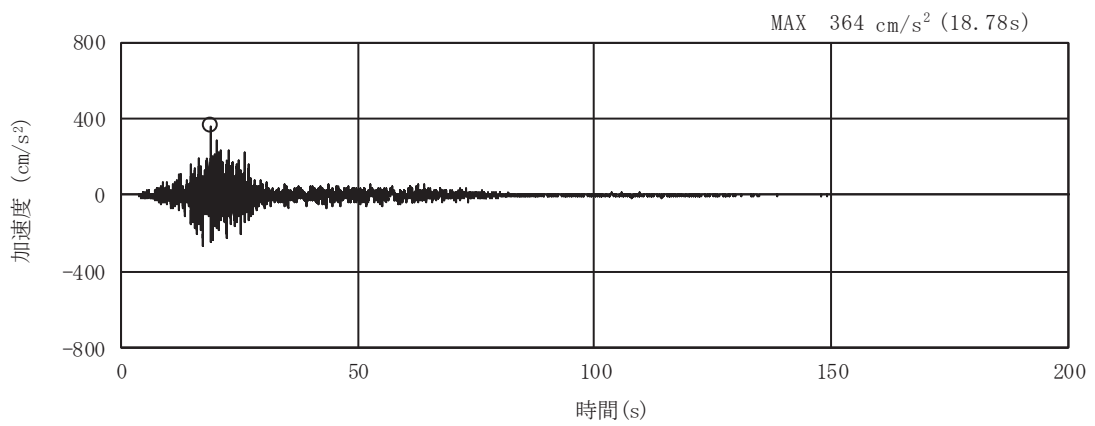


(a) 加速度時刻歴波形

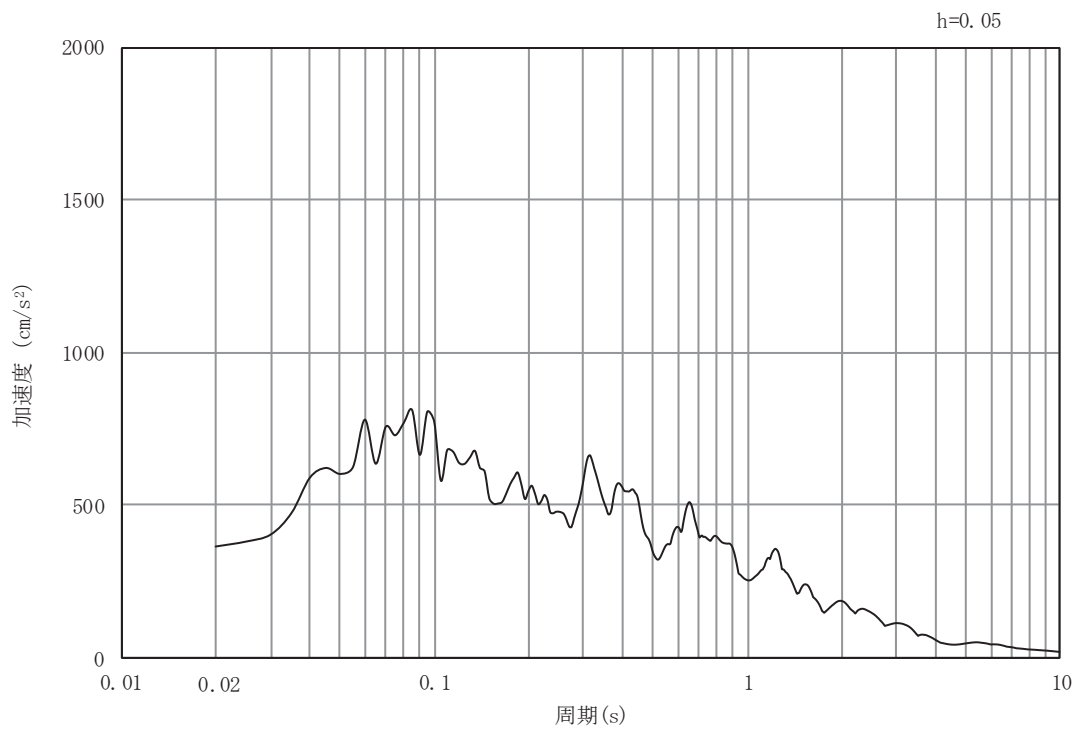


(b) 加速度応答スペクトル

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)

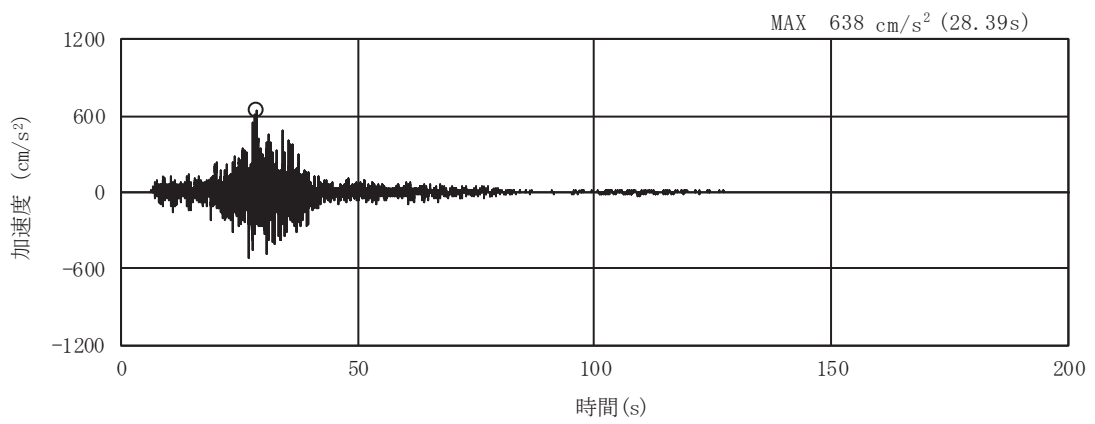


(a) 加速度時刻歴波形

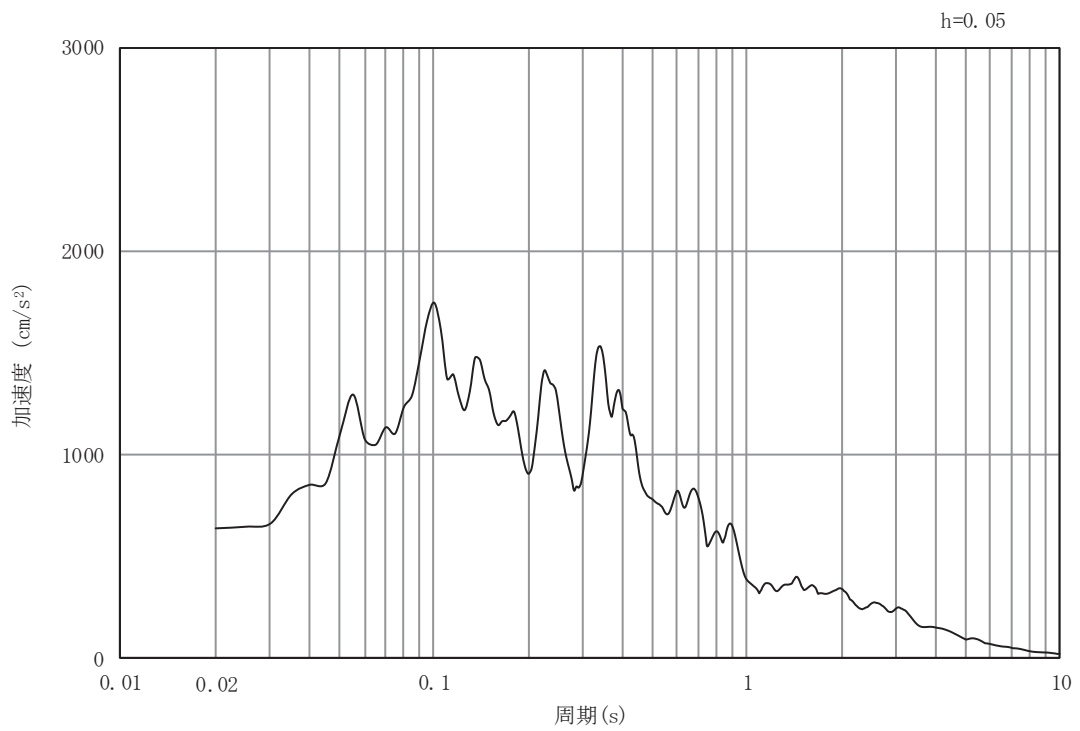


(b) 加速度応答スペクトル

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)

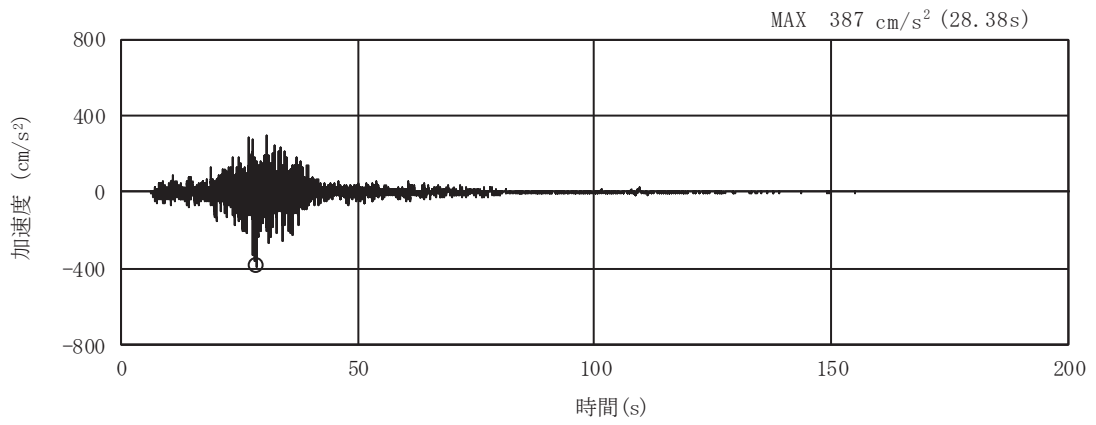


(a) 加速度時刻歴波形

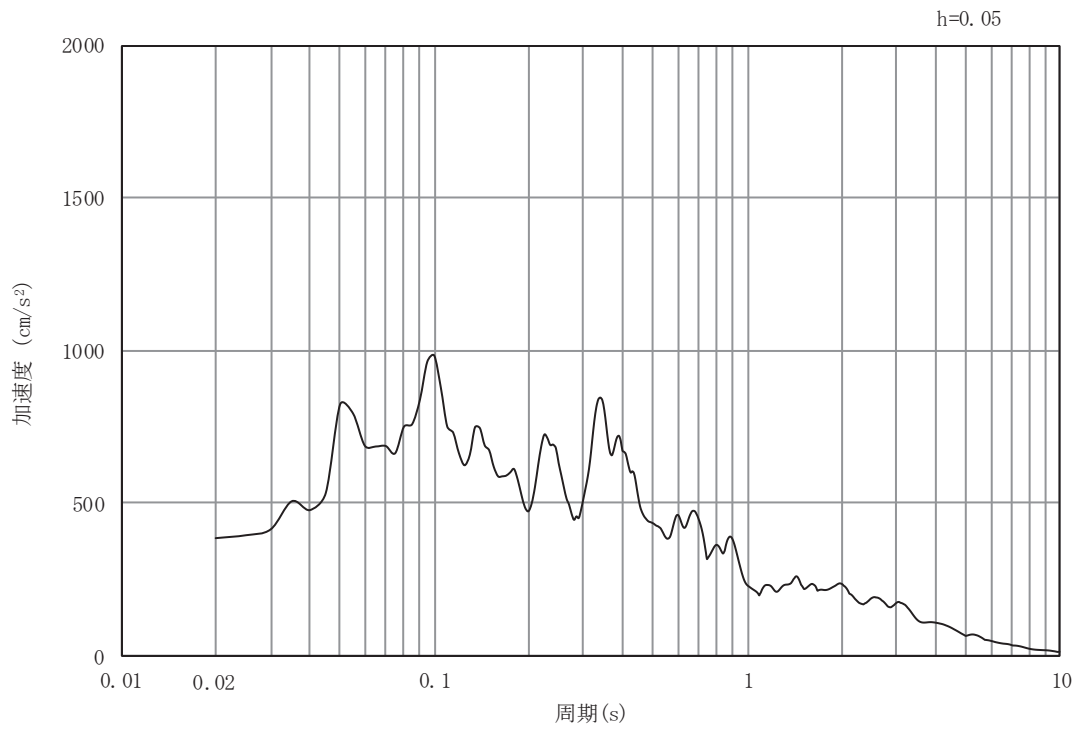


(b) 加速度応答スペクトル

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)

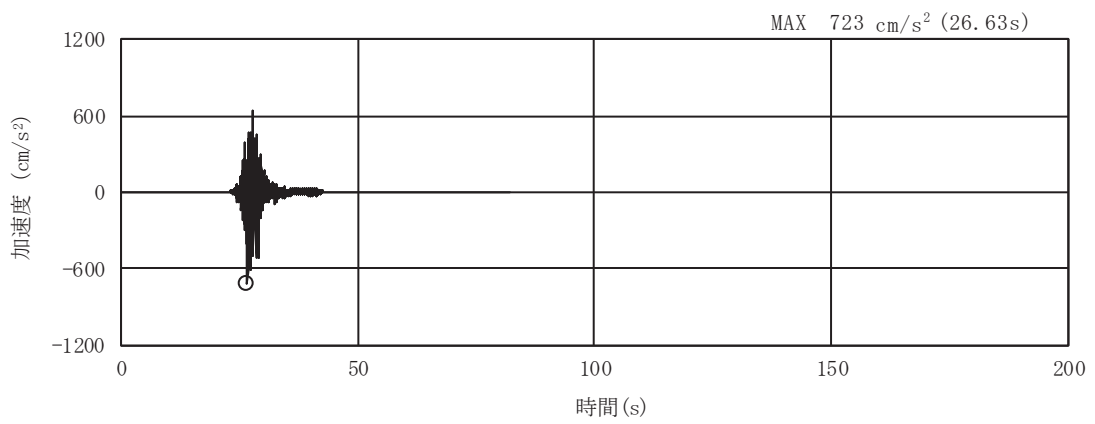


(a) 加速度時刻歴波形

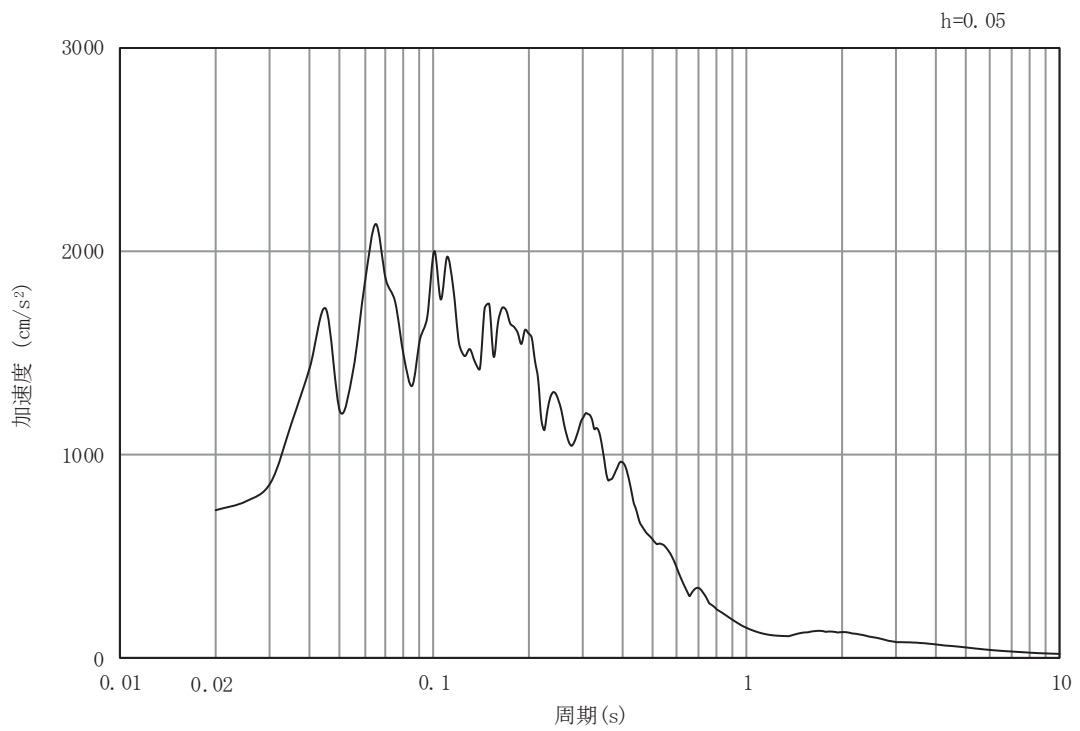


(b) 加速度応答スペクトル

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)

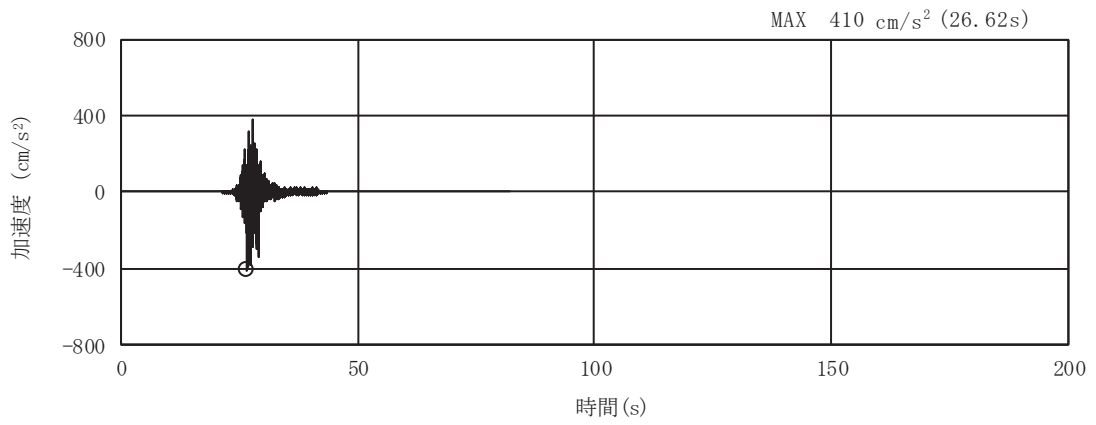


(a) 加速度時刻歴波形

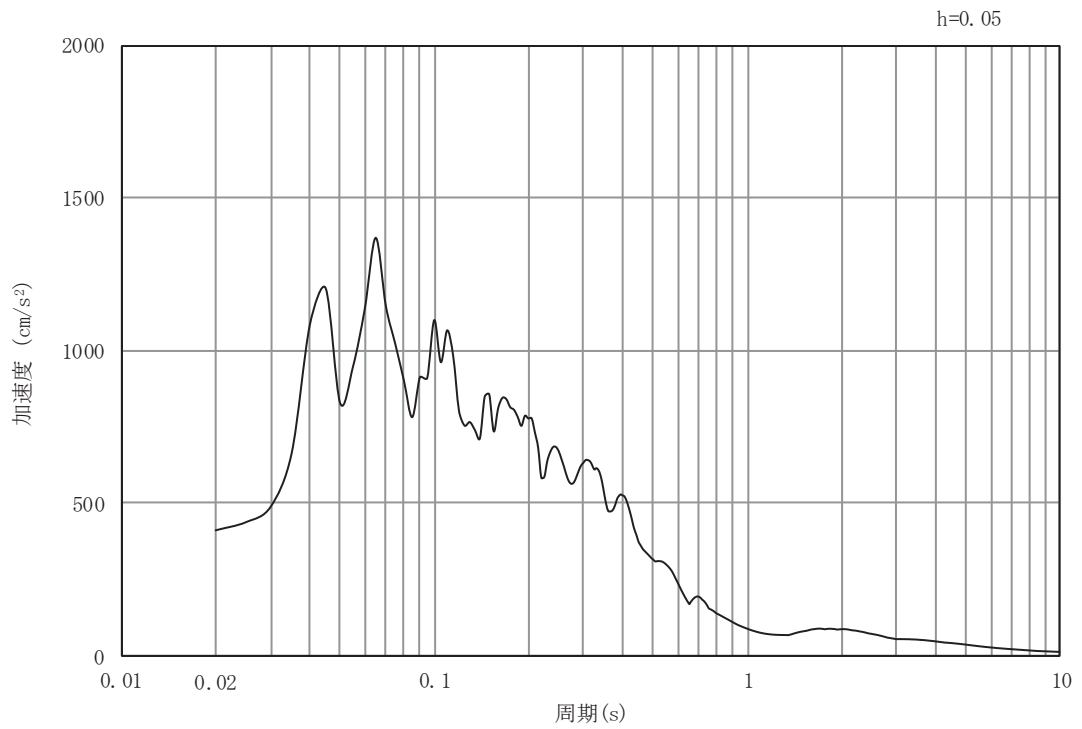


(b) 加速度応答スペクトル

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)

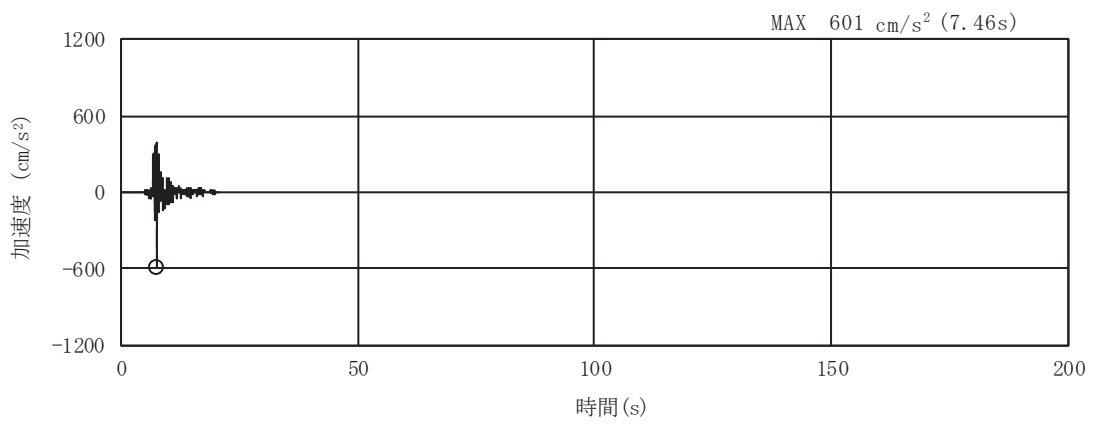


(a) 加速度時刻歴波形

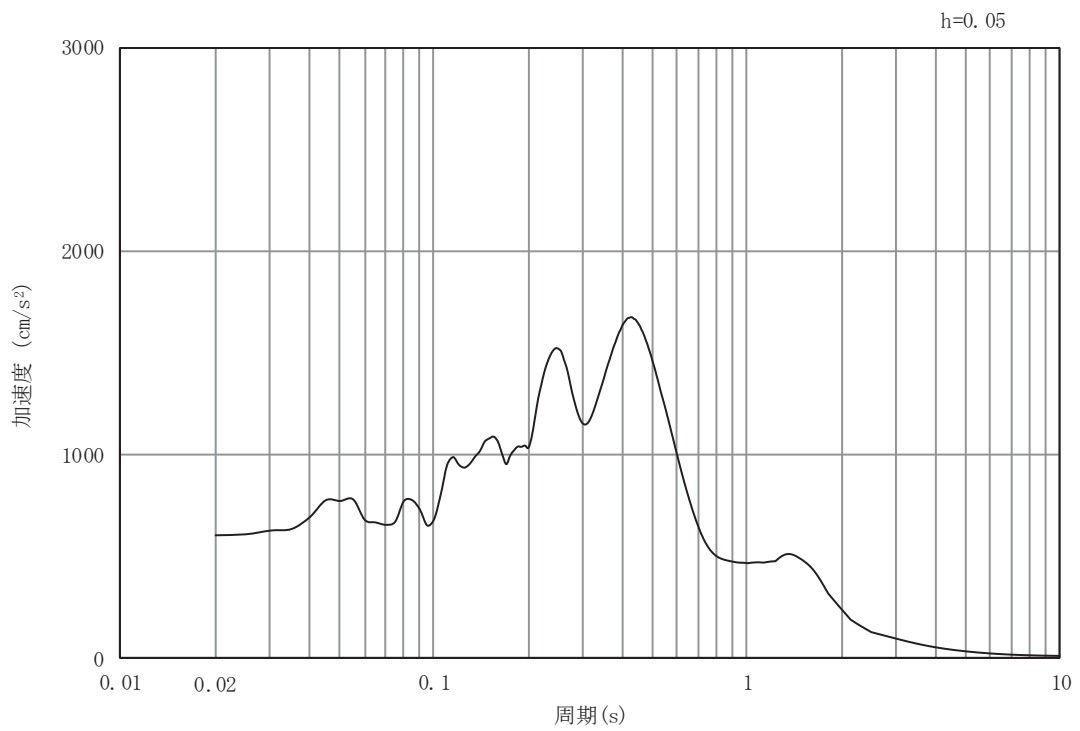


(b) 加速度応答スペクトル

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)

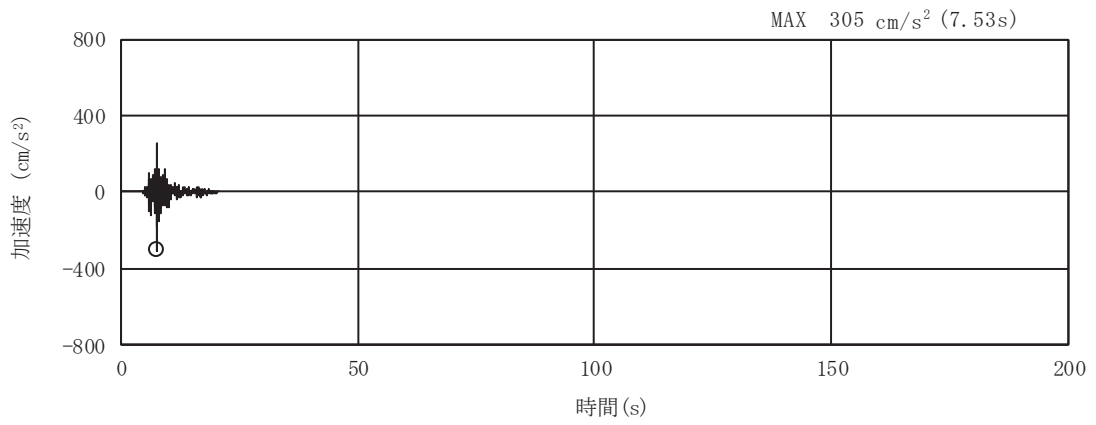


(a) 加速度時刻歴波形

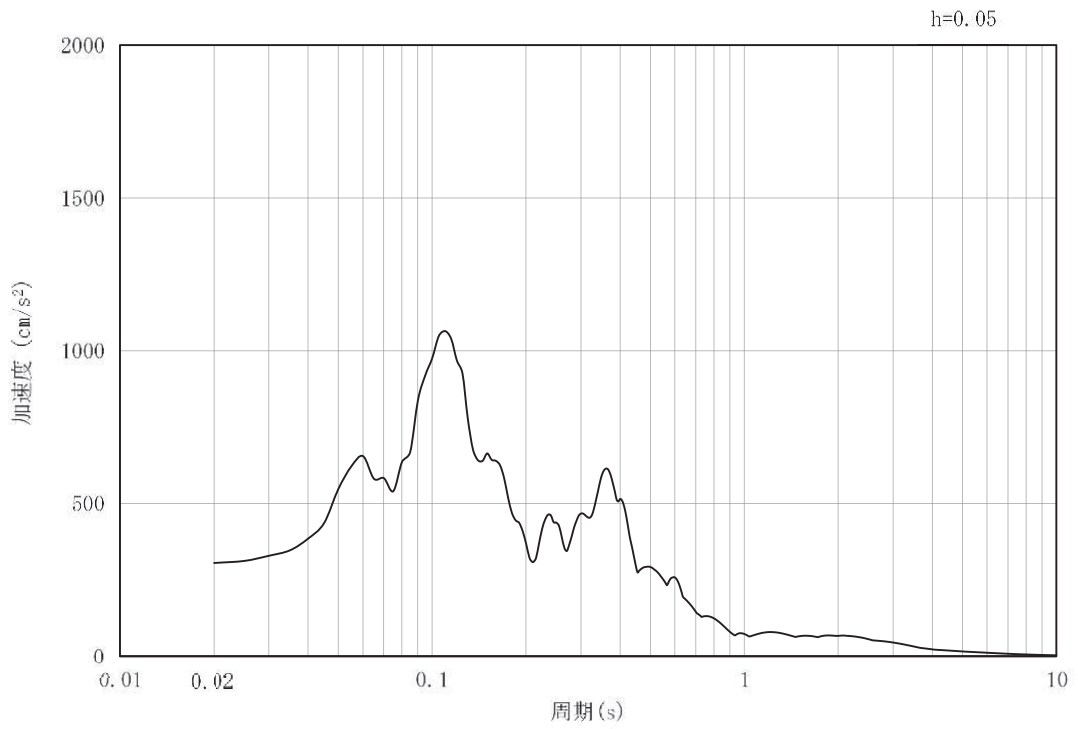


(b) 加速度応答スペクトル

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)



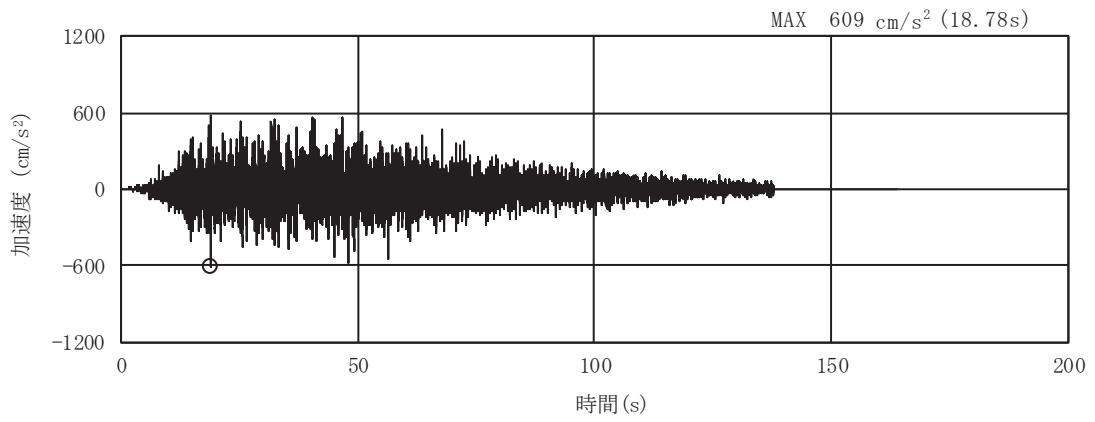
(a) 加速度時刻歴波形



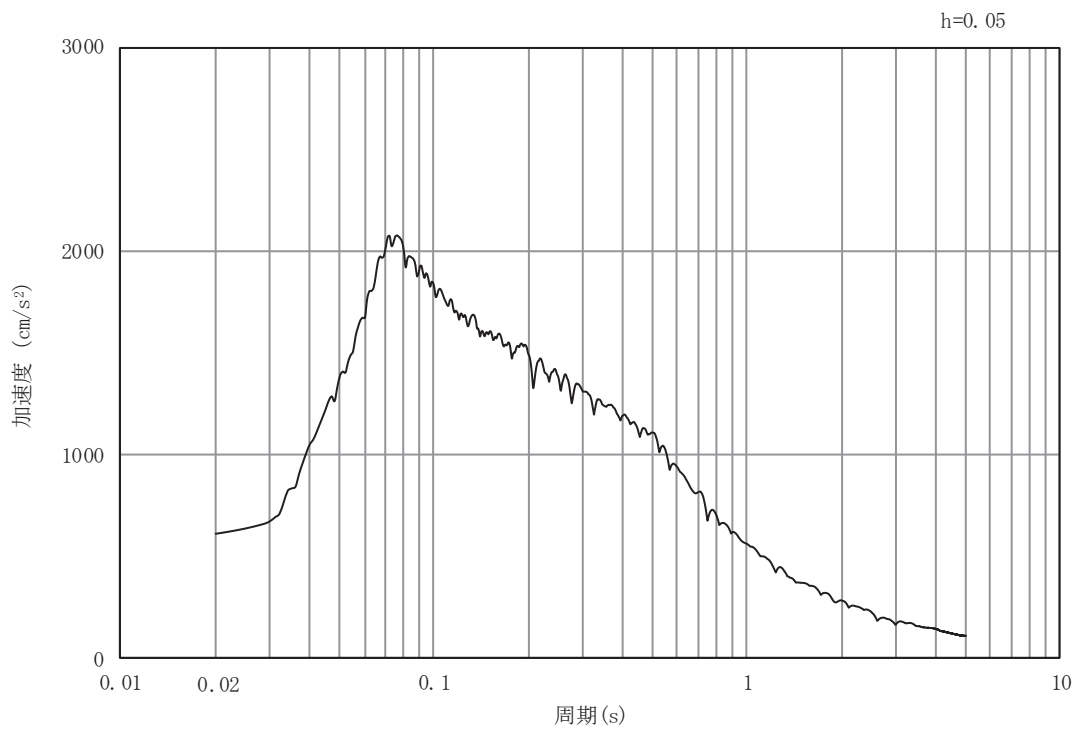
(b) 加速度応答スペクトル

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)

b. 断面⑨

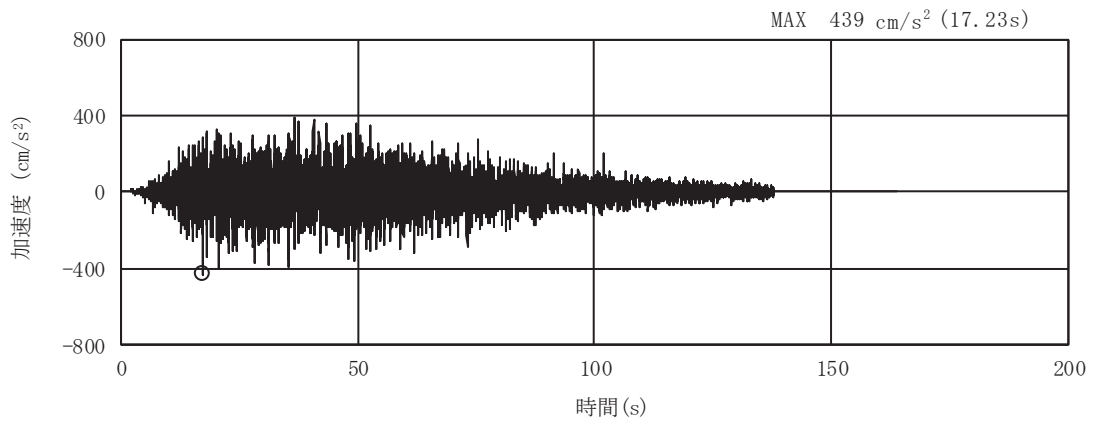


(a) 加速度時刻歴波形

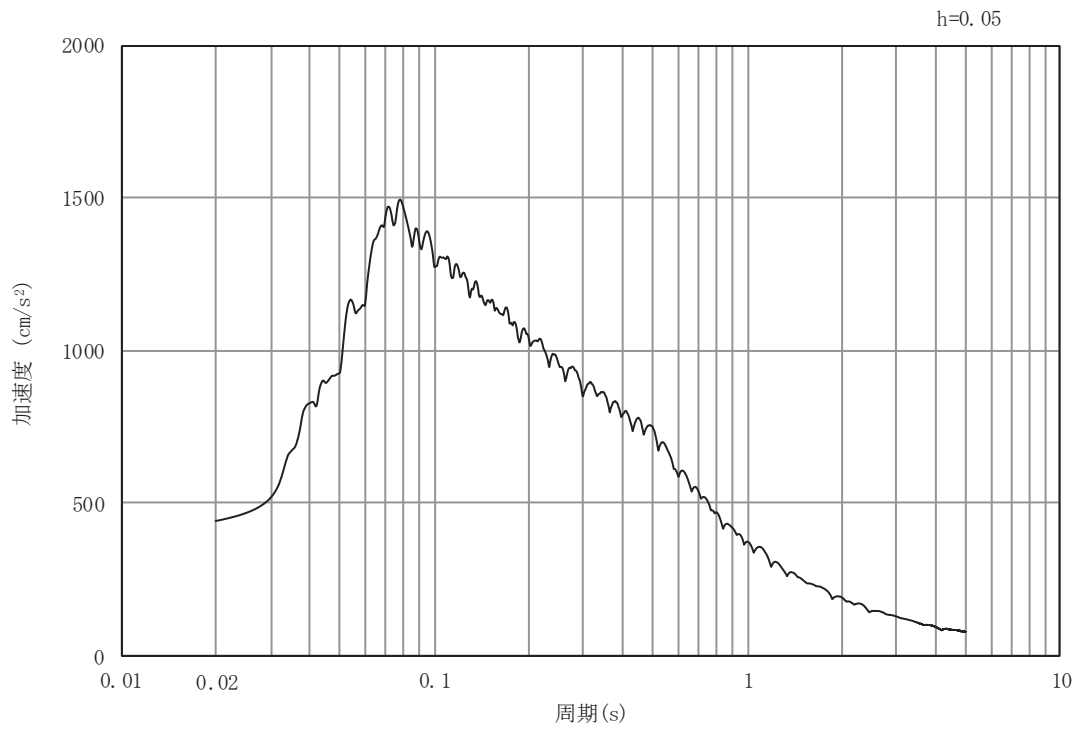


(b) 加速度応答スペクトル

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)

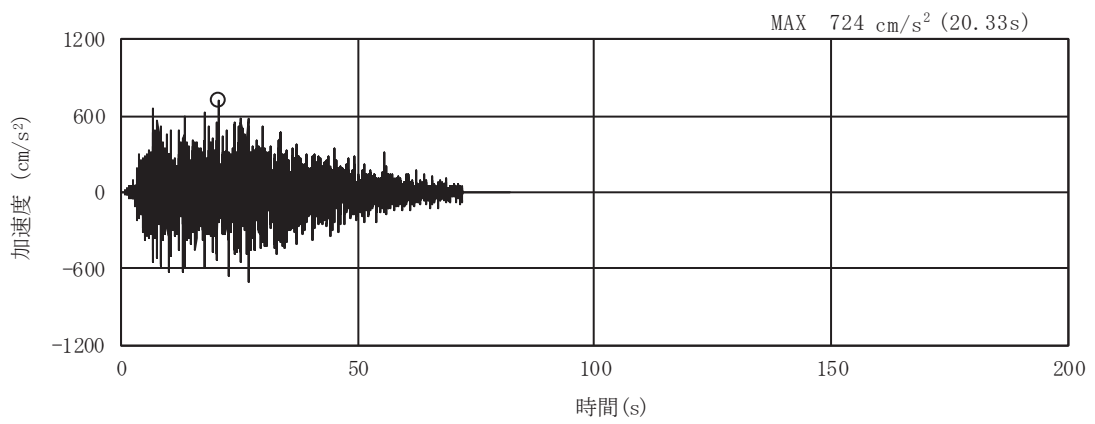


(a) 加速度時刻歴波形

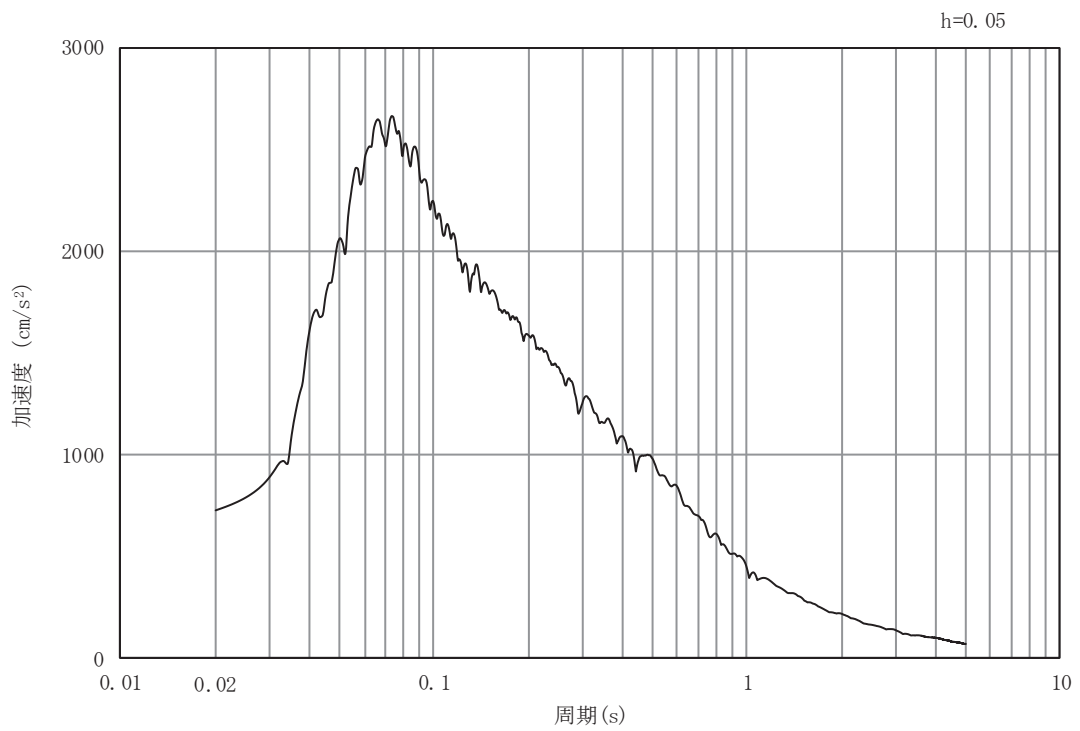


(b) 加速度応答スペクトル

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)

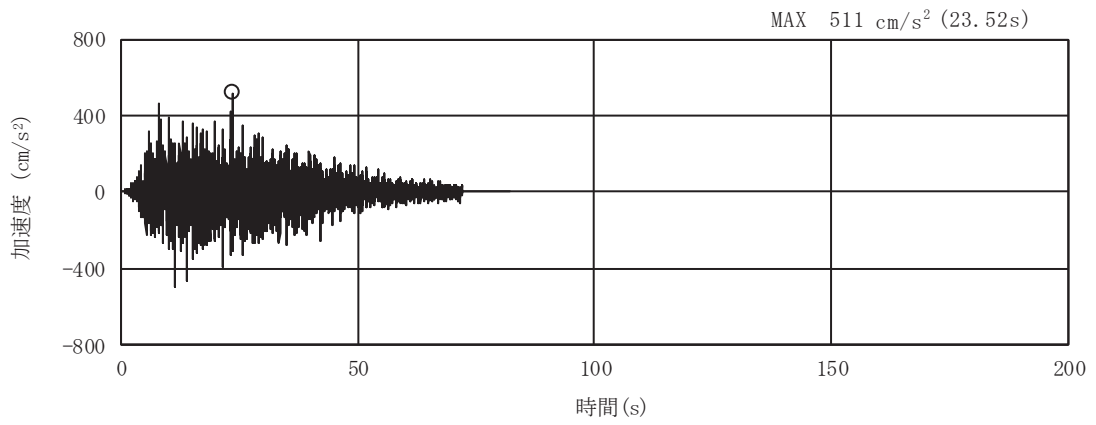


(a) 加速度時刻歴波形

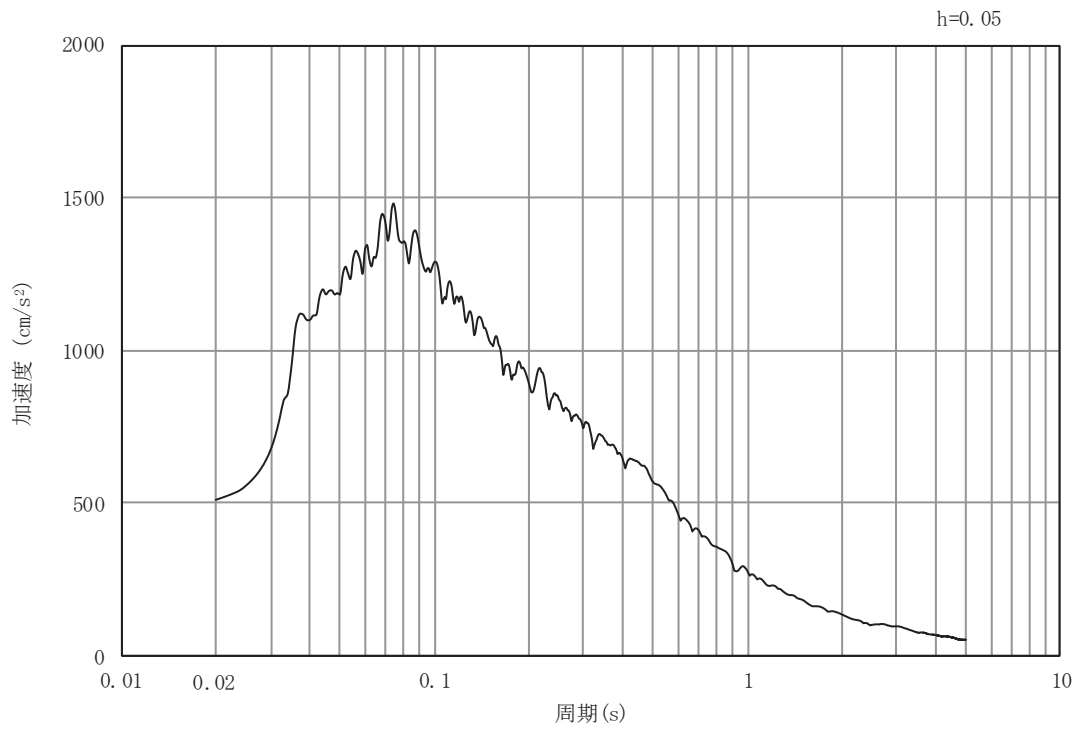


(b) 加速度応答スペクトル

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)



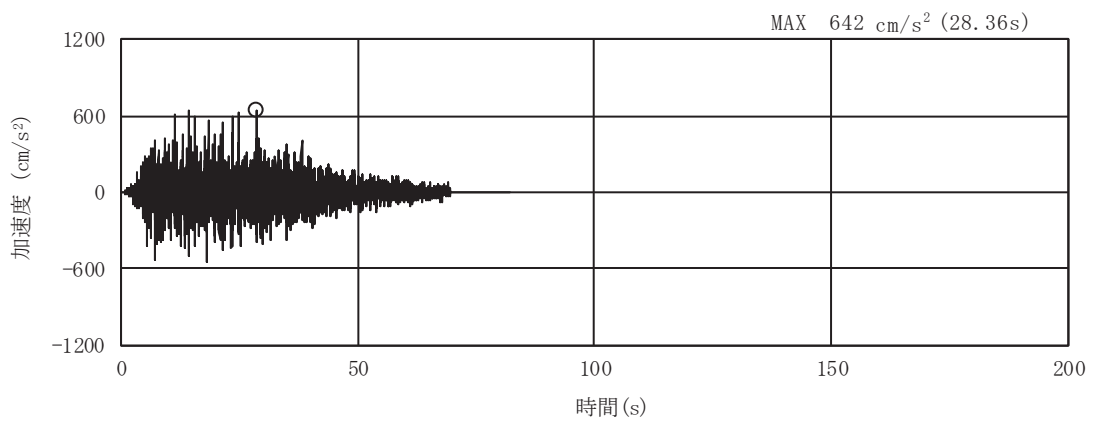
(a) 加速度時刻歴波形



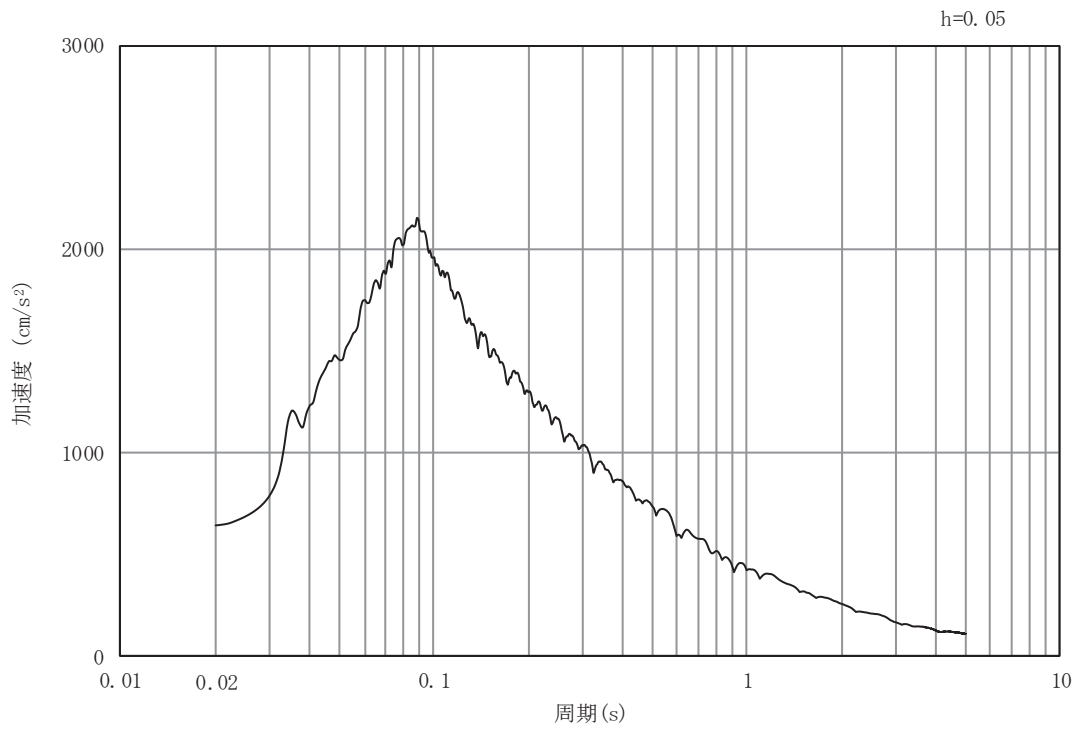
(b)

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)

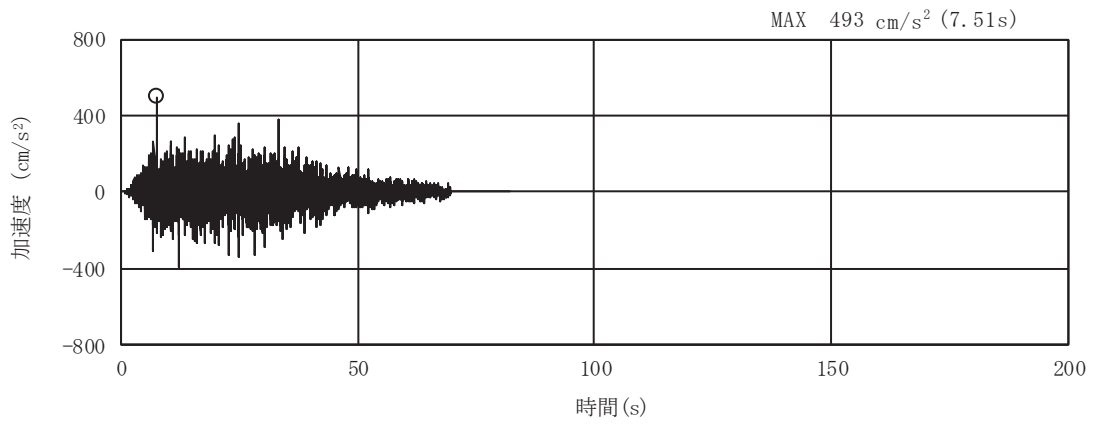


(a) 加速度時刻歴波形

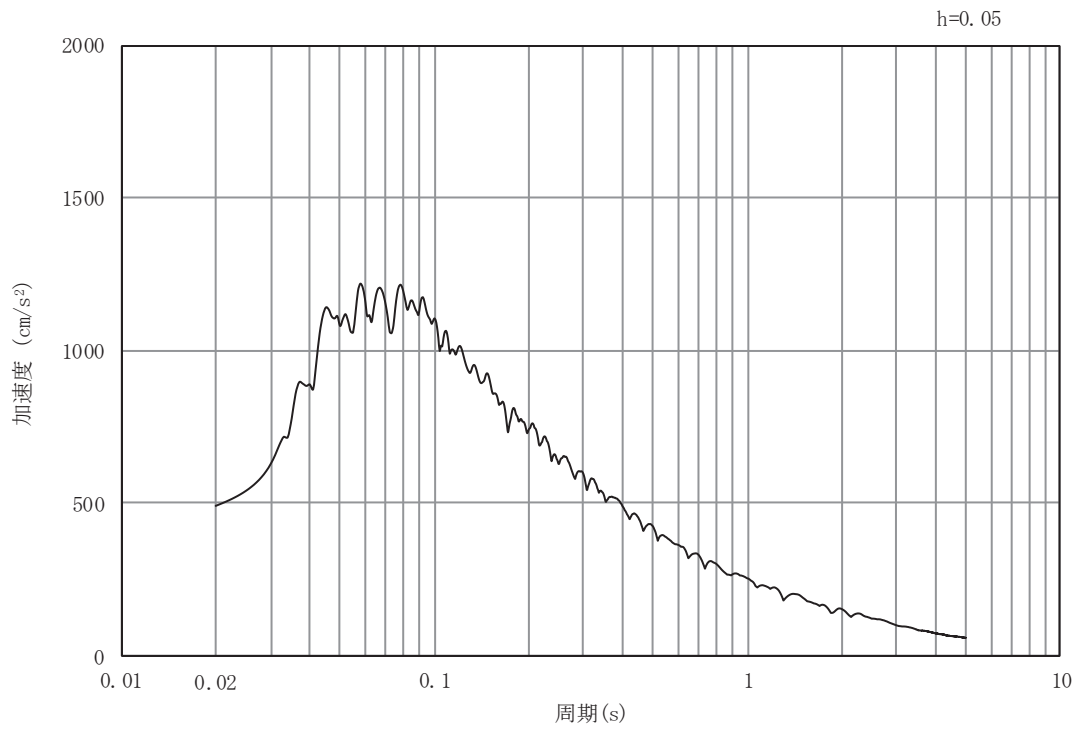


(b) 加速度応答スペクトル

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)

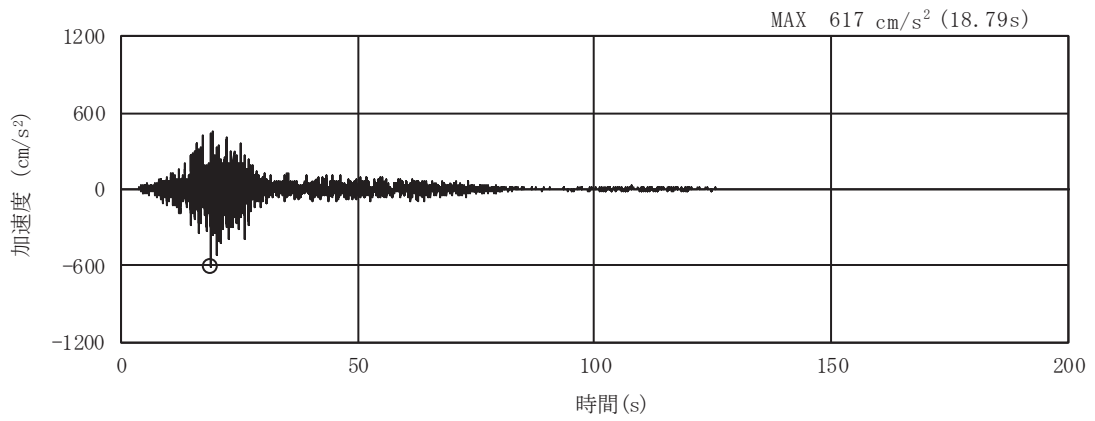


(a) 加速度時刻歴波形

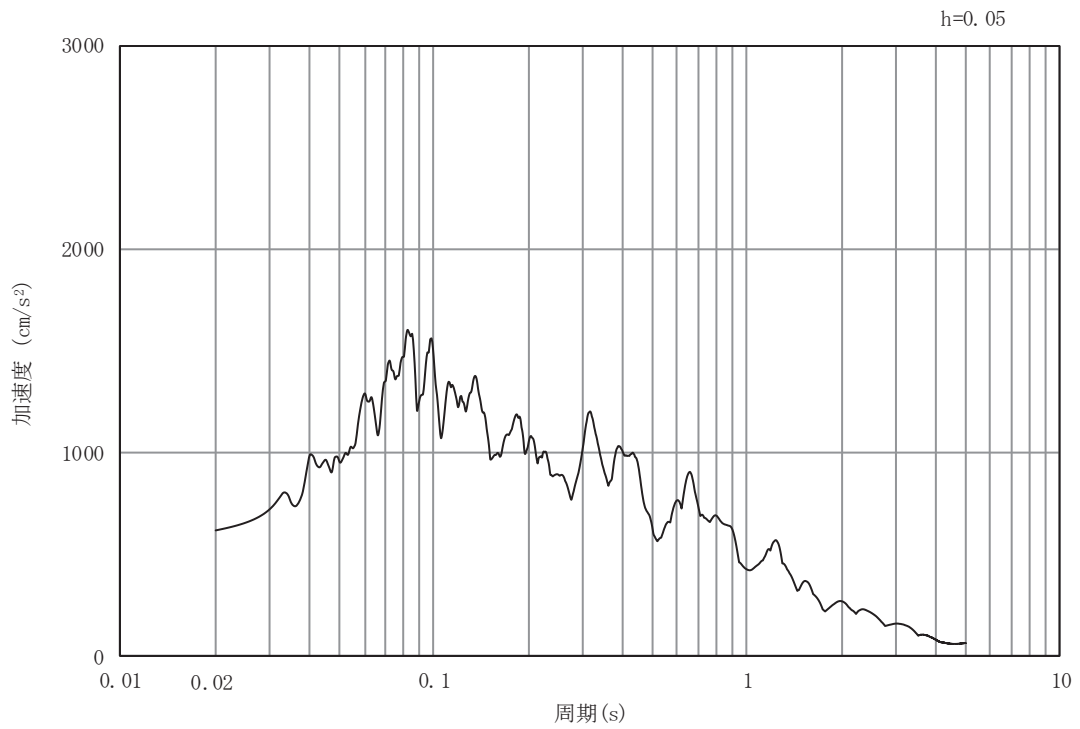


(b) 加速度応答スペクトル

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)

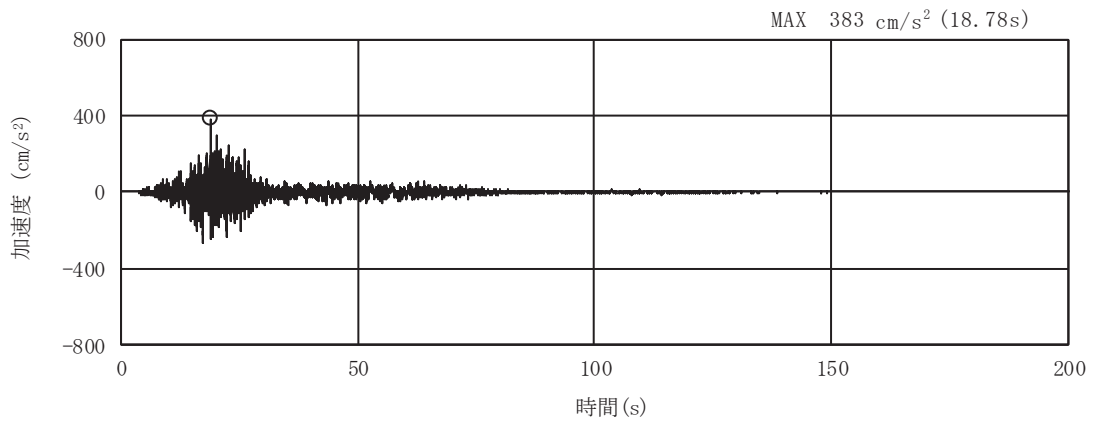


(a) 加速度時刻歴波形

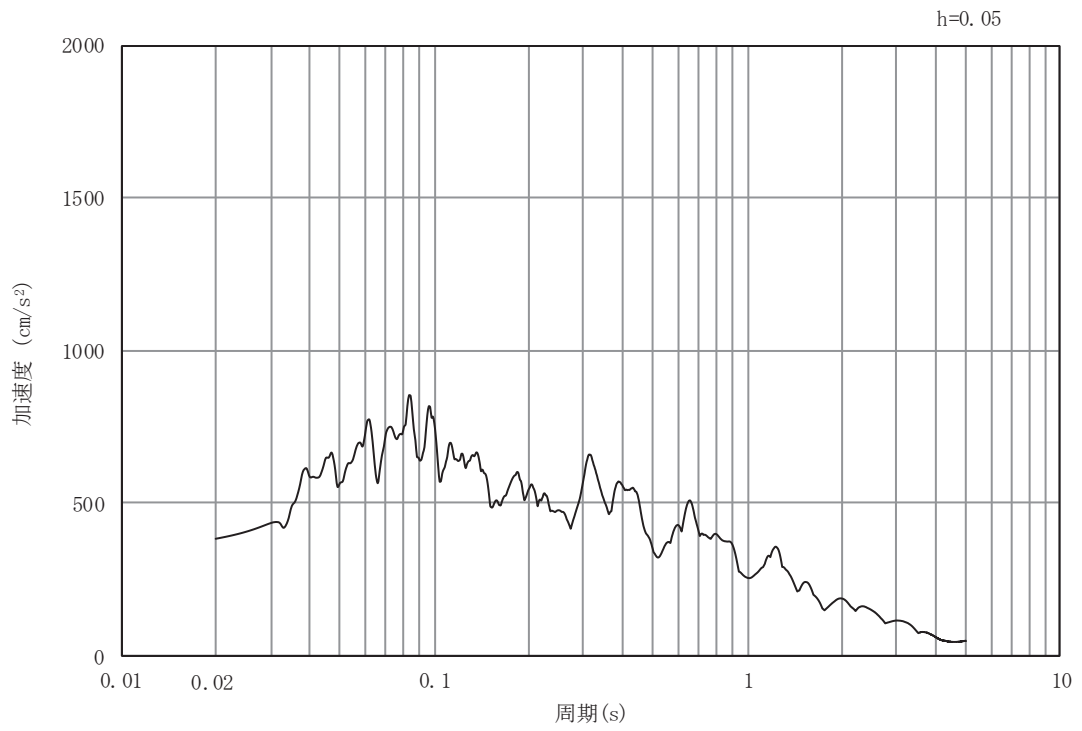


(b) 加速度応答スペクトル

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)

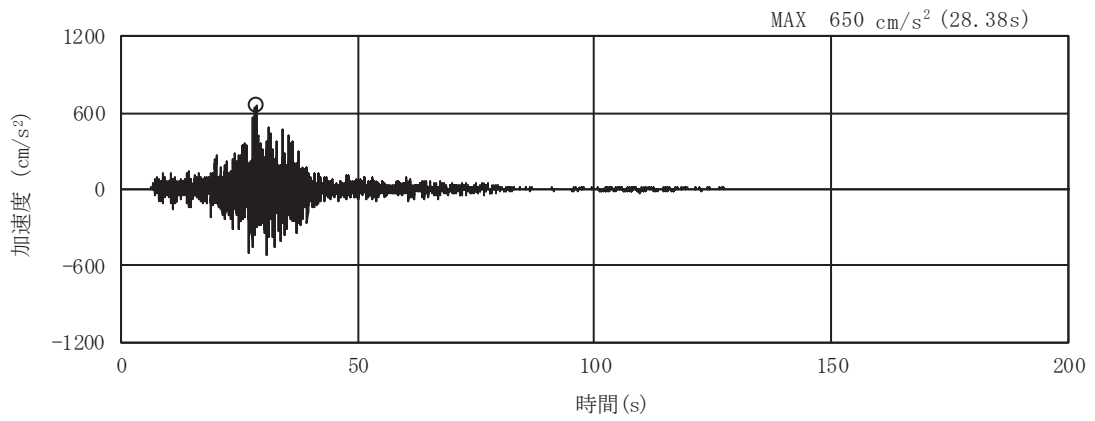


(a) 加速度時刻歴波形

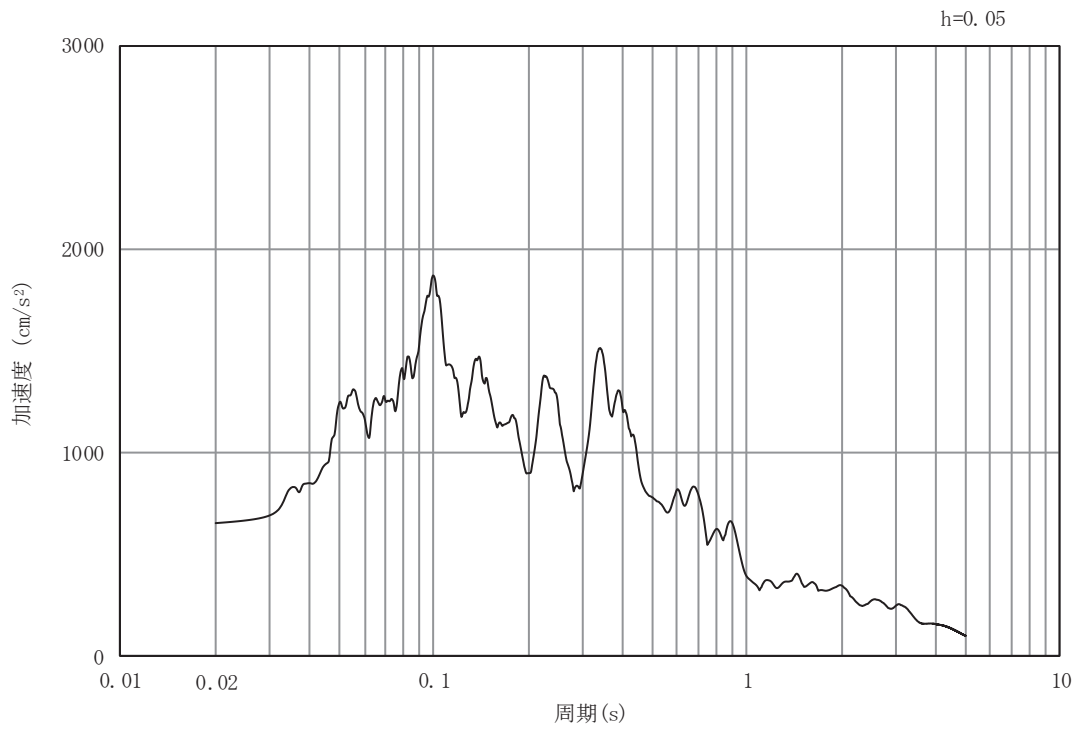


(b) 加速度応答スペクトル

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)

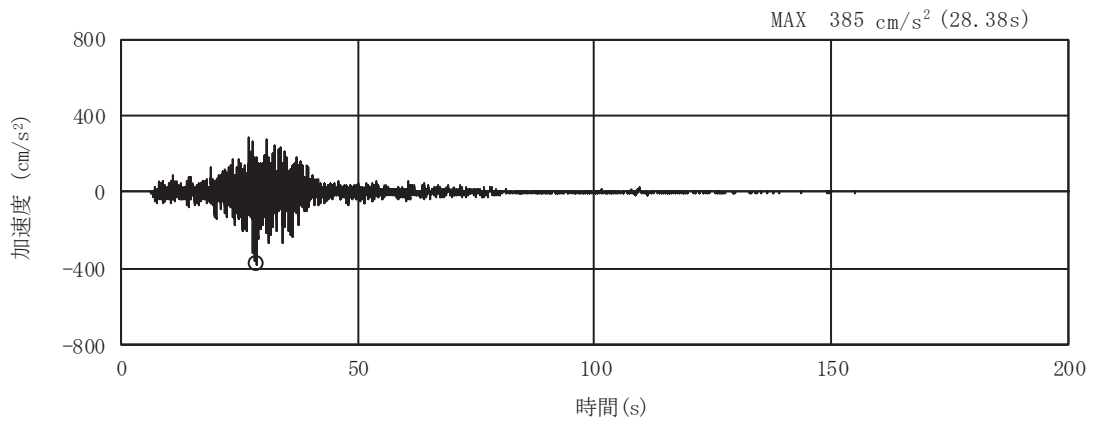


(a) 加速度時刻歴波形

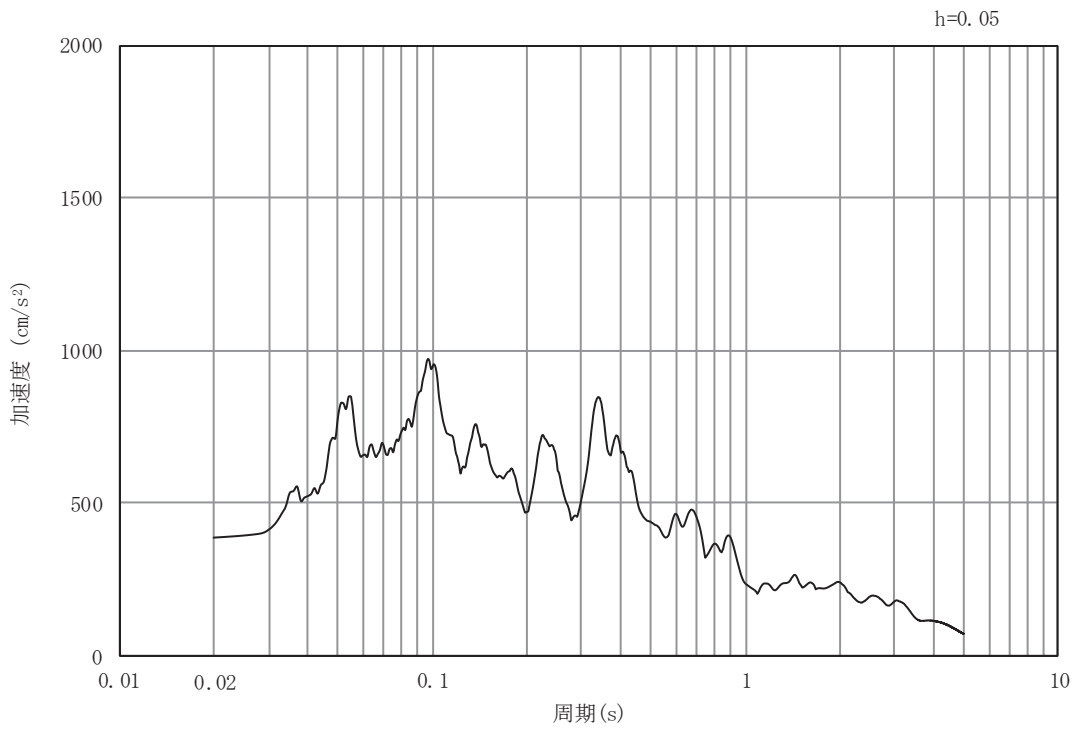


(b) 加速度応答スペクトル

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)

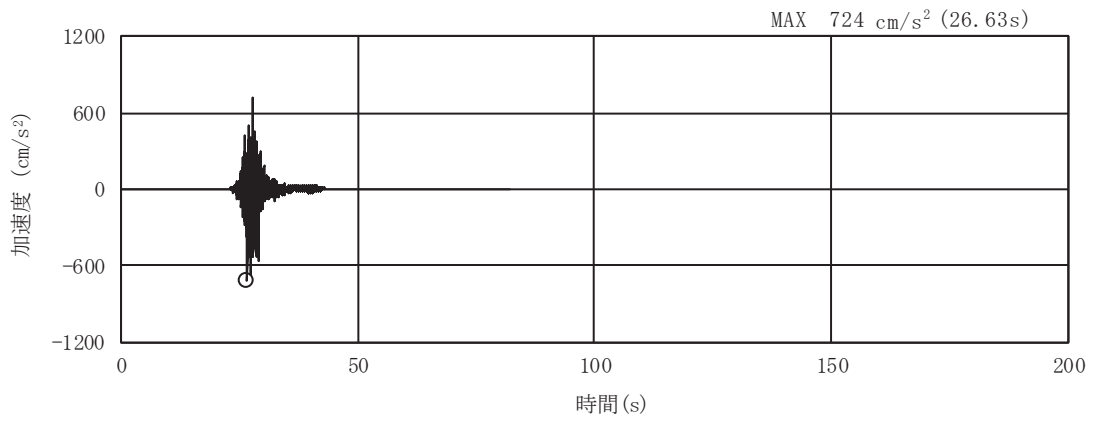


(a) 加速度時刻歴波形

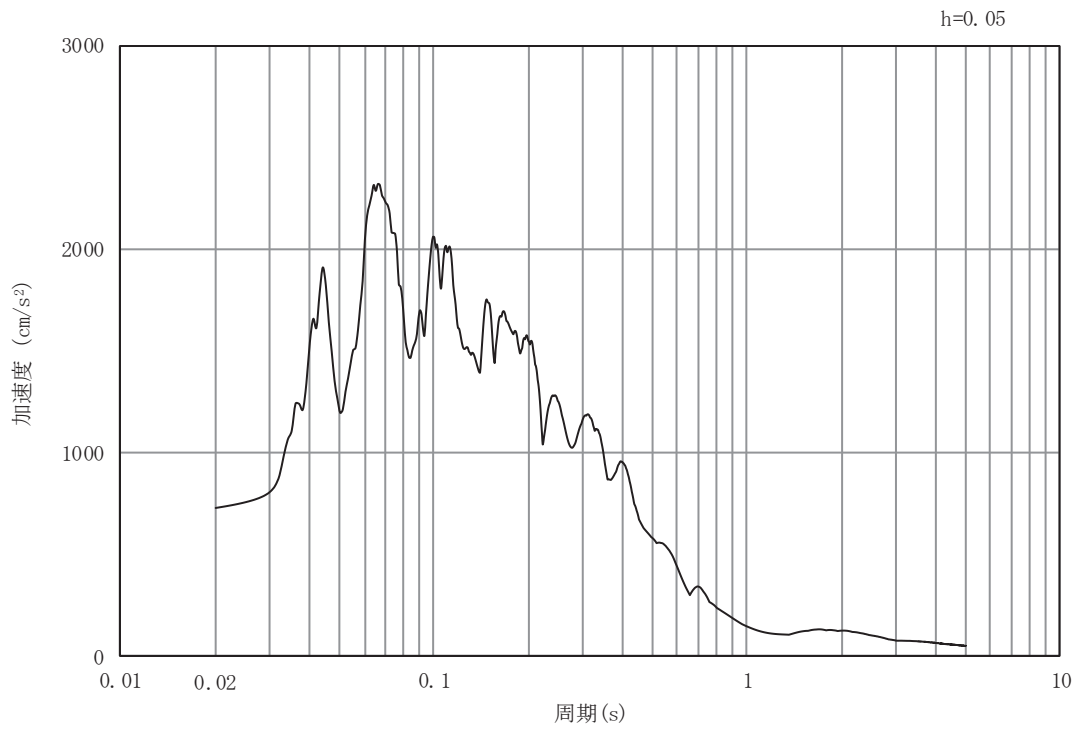


(b) 加速度応答スペクトル

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)

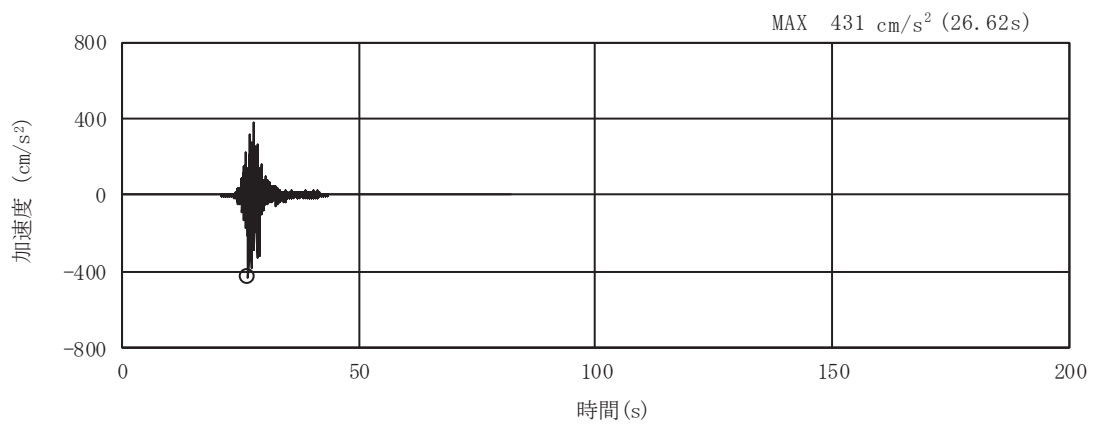


(a) 加速度時刻歴波形

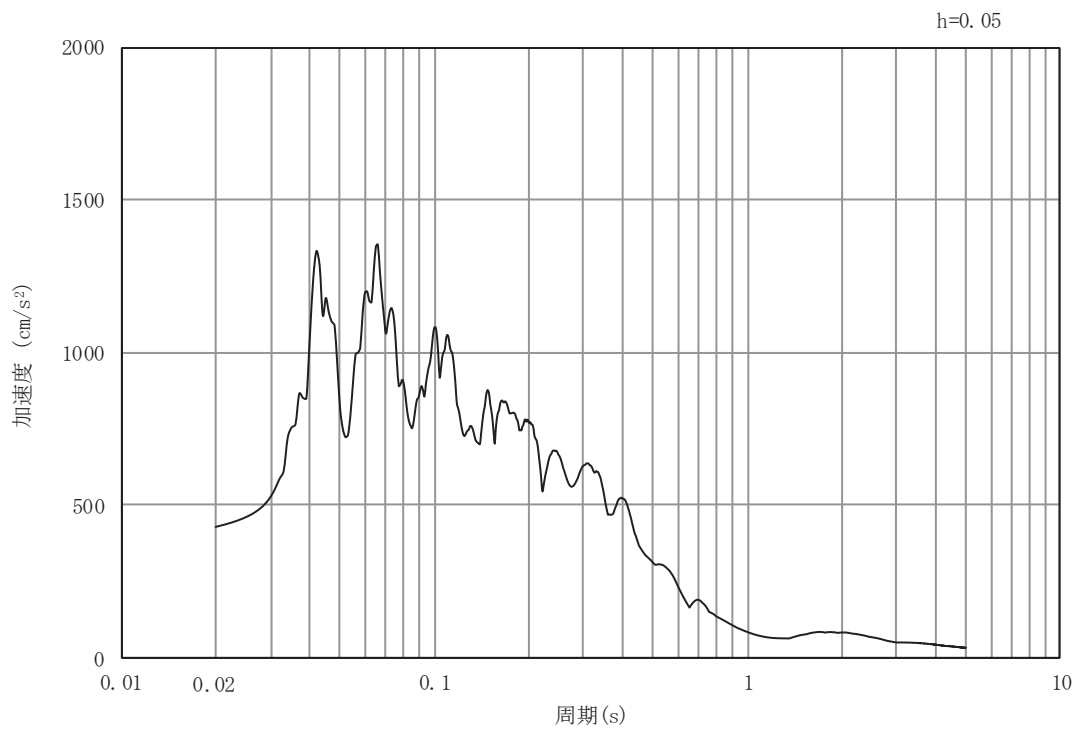


(b) 加速度応答スペクトル

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)

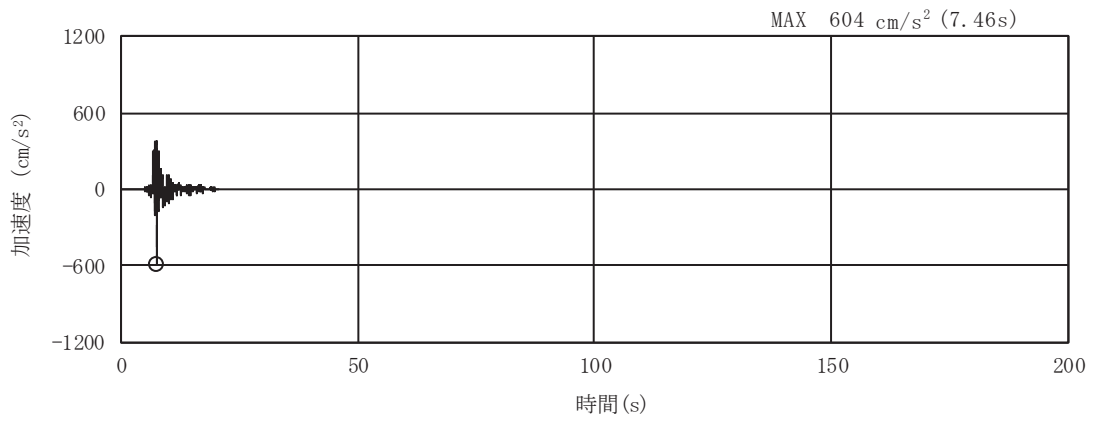


(a) 加速度時刻歴波形

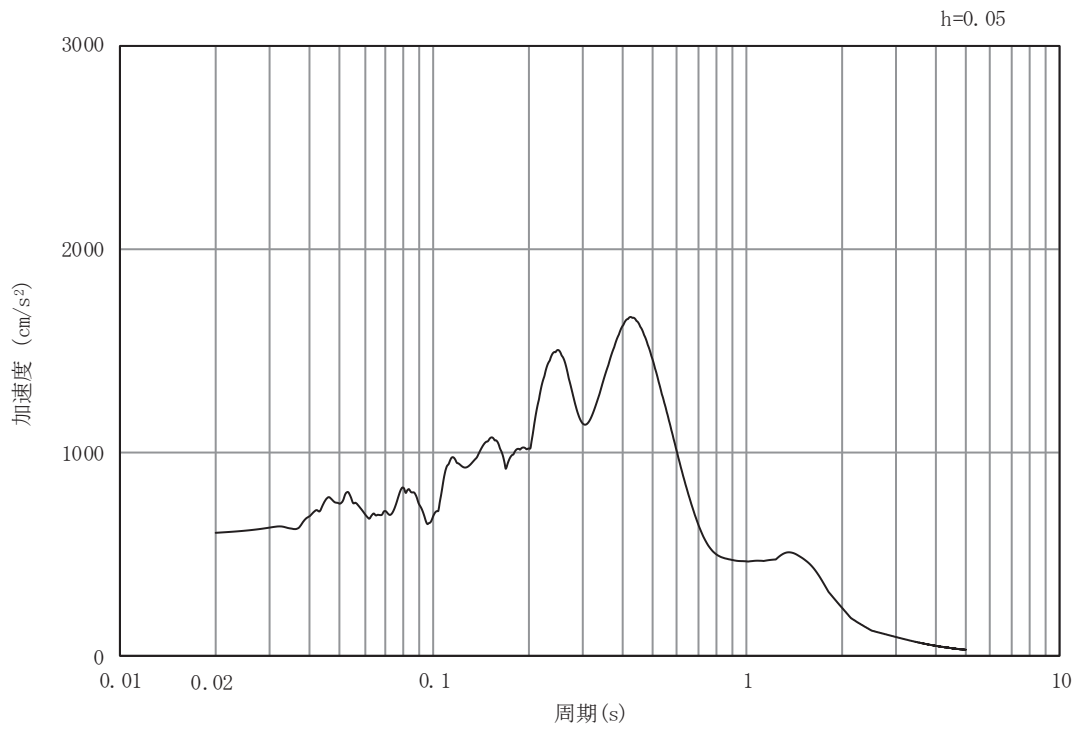


(b) 加速度応答スペクトル

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)



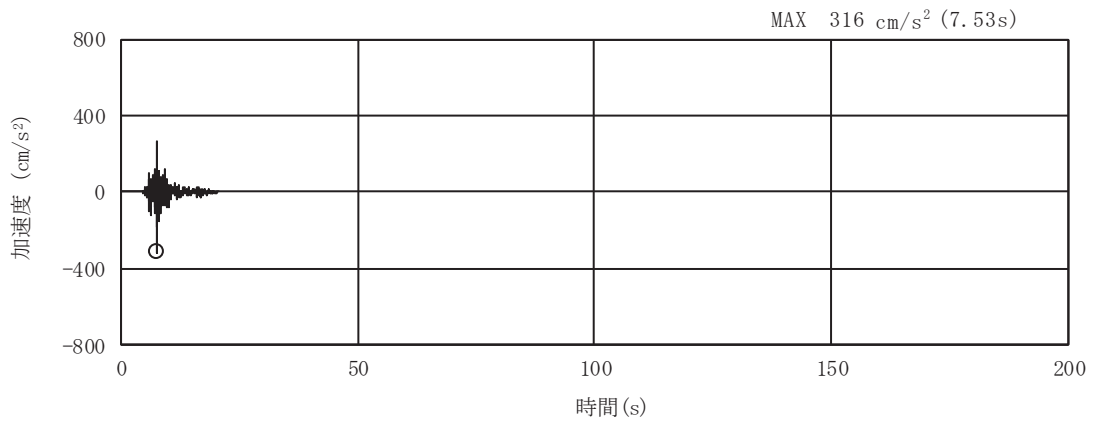
(a) 加速度時刻歴波形



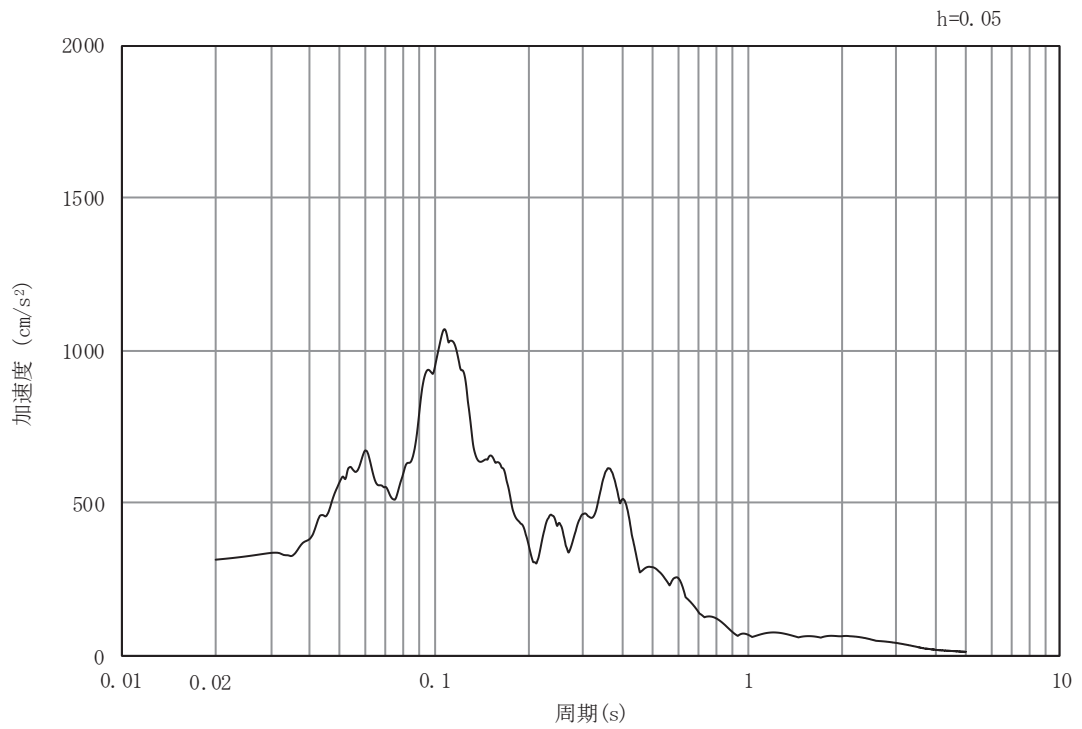
(b)

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)

(5) 解析モデル及び諸元

a. 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。

(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。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。

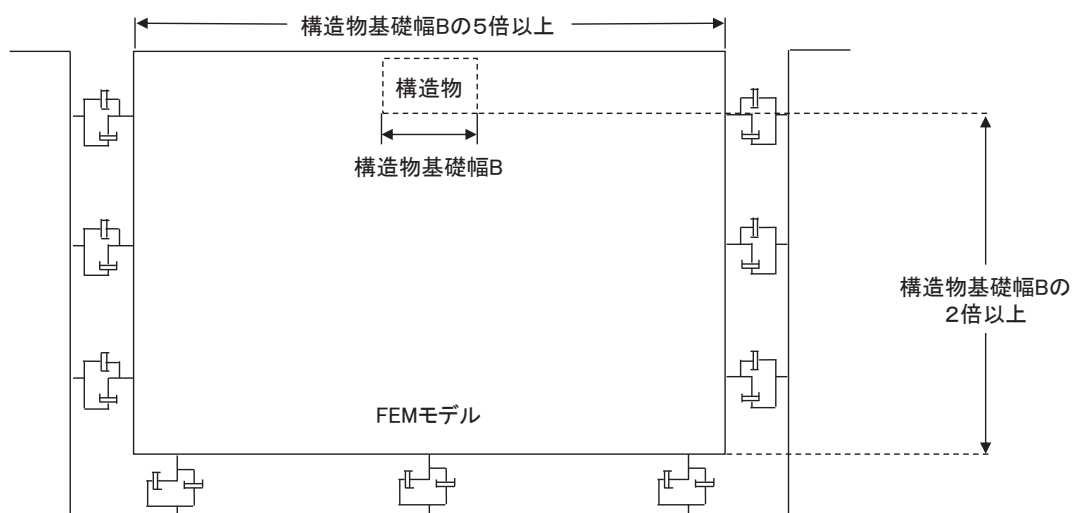


図 6.1.6-37 モデル化範囲の考え方

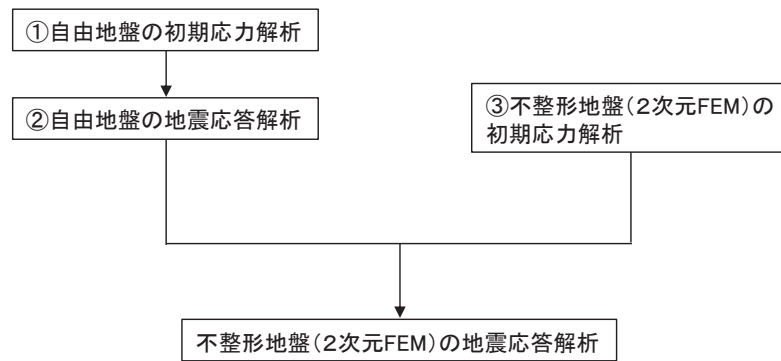


図 6.1.6-38 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(b) 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。

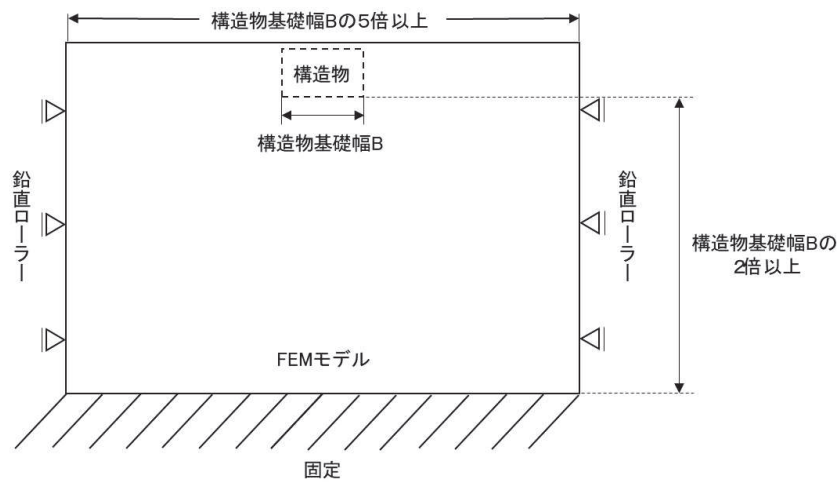


図 6.1.6-39 初期応力解析における境界条件の概念図

【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。

(c) 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。

(d) 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。

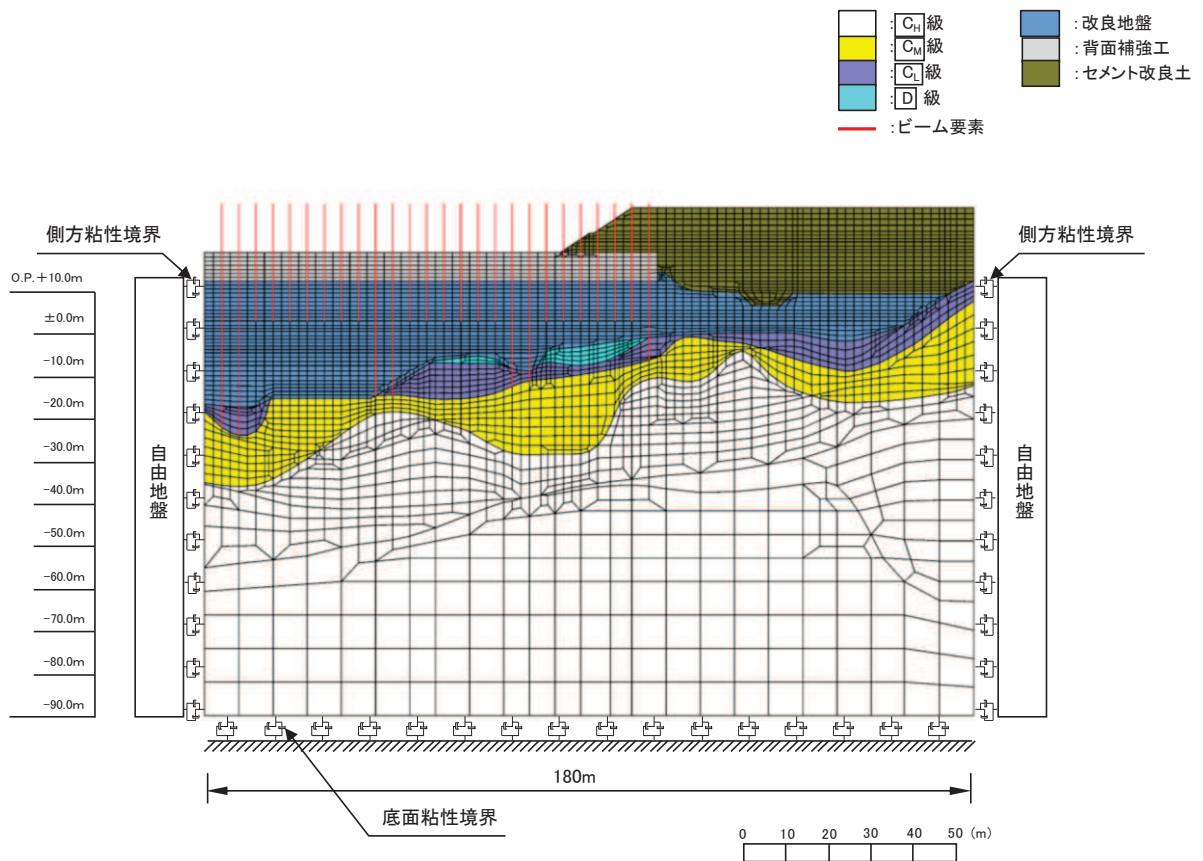


図 6.1.6-40(1) 縦断方向の解析モデル（断面⑧，地震時）

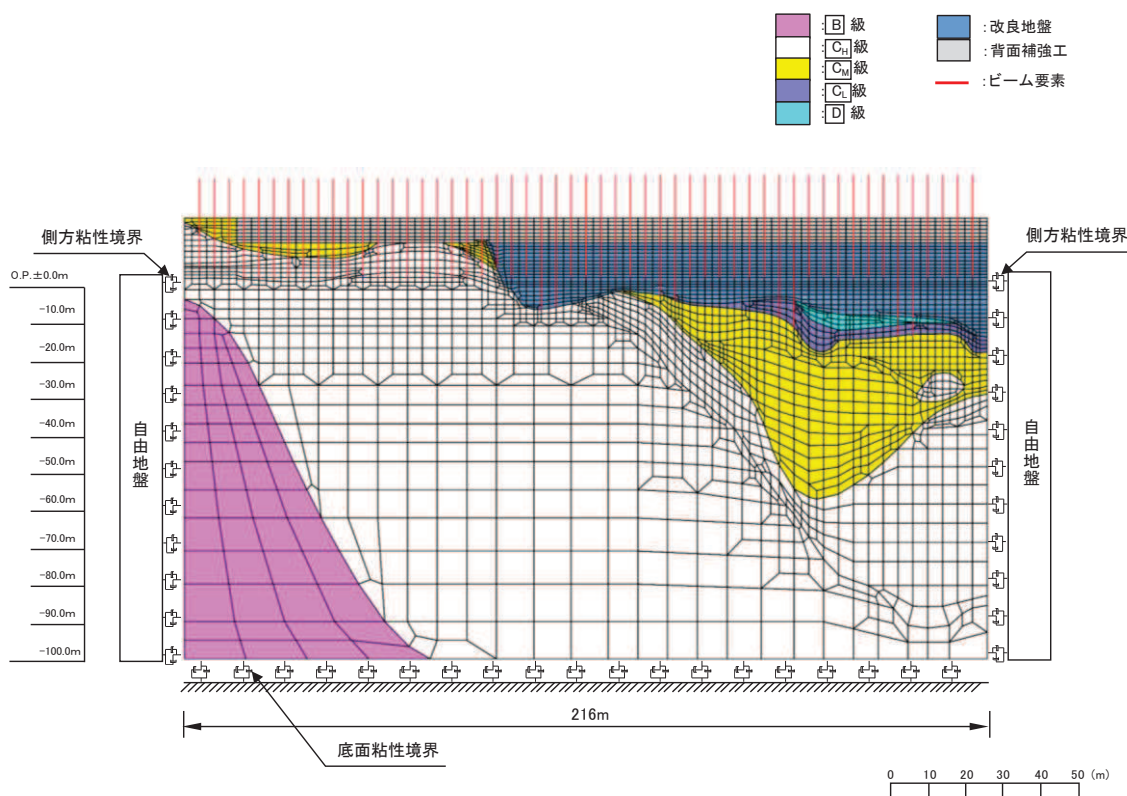


図 6. 1. 6-40 (2) 縦断方向の解析モデル (断面⑨, 地震時)

(e) 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 τf 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 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ 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 ϕ は、表 6. 1. 6-9 のとおり設定する。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで,

- τ_f : せん断強度
 c : 粘着力
 ϕ : 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 ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
C _M 級	0.49	47.0
C _H 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 ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
C _M 級	0.78	50.0
C _H 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 ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
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 _L 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 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (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 ϕ
改良地盤-岩盤 (C _M 級以下)	岩盤の c	岩盤の ϕ
改良地盤-岩盤 (C _H 级以上)	改良地盤の c	改良地盤の ϕ
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 ϕ
セメント改良土-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ
置換コンクリート-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ

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 (kN/m^3)	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)
盛土・旧表土	1.0×10^6	1.0×10^6
岩盤・セメント改良土・改良地盤	1.0×10^7	1.0×10^7

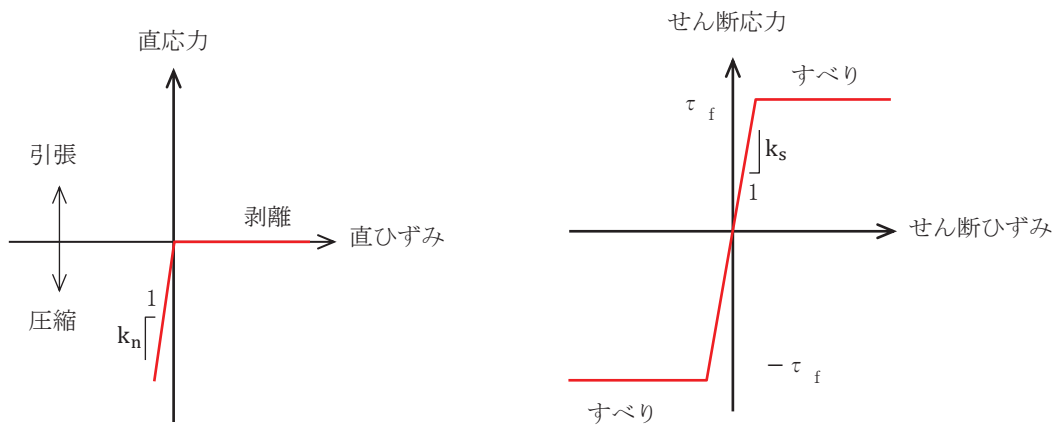


図 6.1.6-41 ジョイント要素の力学特性

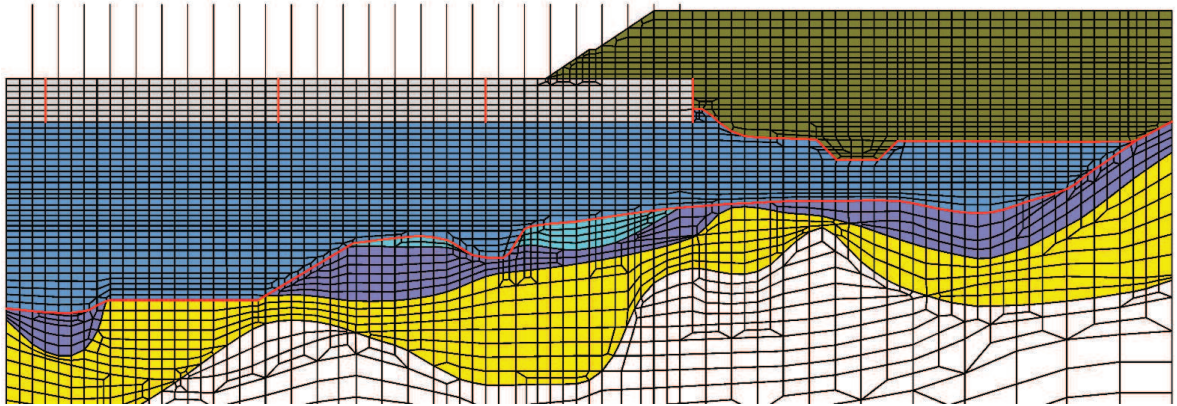
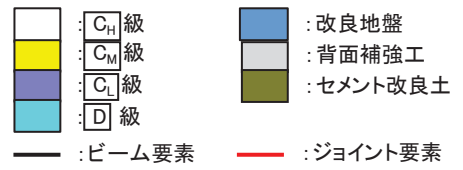


図 6.1.6-42 断面⑧におけるジョイント要素の配置図

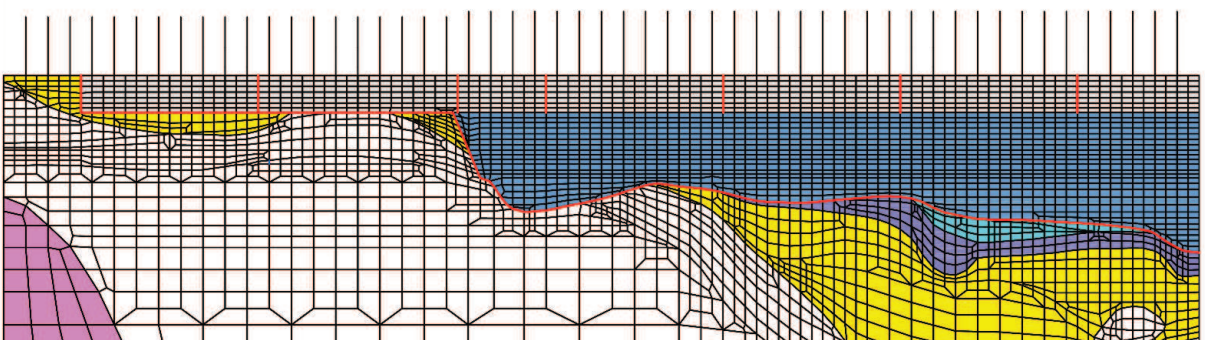
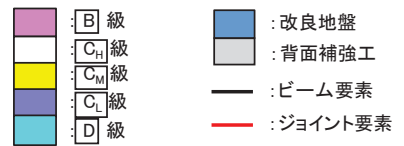


図 6.1.6-43 断面⑨におけるジョイント要素の配置図

b. 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 ²
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 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数 (%)
コンクリート	背面補強工	24.0* ¹	2.8×10 ⁴ * ¹	0.2* ¹	-
鋼管杭	SM570, SKK490	77.0* ²	2.0×10 ⁵ * ²	0.3* ²	-

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 強度 (N/mm ²)	内部 摩擦角 (°)	引張 強度 (N/mm ²)	残留 強度 (N/mm ²)
コンクリート	背面補強工	6.00* ¹	-* ²	2.22* ³	-* ²

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)

c. 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。

d. 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。

(6) 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 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値+1 σ	平均値-1 σ
地震動 (位相)	$S_s - D 1$	++*	○	基準地震動 S_s (7 波) 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
	ウレタンシリコン目地	防潮堤軸直交方向	30
		防潮堤軸方向	6

5. 評価方法

5.1 地震時相対変位

「2.基本方針」のうち「2.5 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。

5.2 津波時相対変位

「2.基本方針」のうち「2.5 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。

5.3 重畳時相対変位

「2.基本方針」のうち「2.5 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

6.1 地震時相対変位

(1) 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 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (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 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (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 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (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 : 0. P. +29. 0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (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	

(2) 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 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (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 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (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 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (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 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (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 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (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	

(3) 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 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (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 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (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 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (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 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (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 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (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	

(4) 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 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (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 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (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	

(5) 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 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (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 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (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 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (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	

(6) 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 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (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。

(7) 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 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (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 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (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

(8) 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 断面	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対 変位量 (mm)	許容限界 (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 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (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 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (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	

(9) 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 ケース	単独変位 (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 断面	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (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 : 0.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (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	

(10) 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 ケース	単独変位 (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 断面	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (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 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (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	

6.2 津波時相対変位

(1) A 区間（一般部のうち突出長変化部：構造境界部）

津波時の A 区間における軸直交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。各断面の軸直交方向の残留変位を表 6.1.6-37 に、津波時の軸直交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 区間における軸方向の相対変位は生じないため、残留変位のみで評価を行うこととし、残留変位は保守的に 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。軸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軸直交方向が 77.1mm、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 6.1.6-37 A 区間における軸直交方向の残留変位
(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	残留変位 (mm)
軸直交方向	断面①	S s - D 1 (--)	①	1.5
			②	1.5
			③	0.3
	断面②	S s - D 2 (--)	①	1.2
			②	0.8
			③	3.5
	断面③	S s - D 2 (++)	①	4.3
			②	2.4
			③	5.7

表 6.1.6-38 津波時の A 区間における軸直交方向の変位増分
(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)
軸直交方向	断面①	①	68.9
		②	67.3
		③	71.7
	断面②	①	68.0
		②	66.6
		③	70.8
	断面③	①	68.4
		②	66.9
		③	71.4

表 6.1.6-39 津波時の A 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 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)
軸直交 方向	断面①	①	1.5	68.9	70.4	350
		②	1.5	67.3	68.8	350
		③	0.3	71.7	72.0	350
	断面②	①	1.2	68.0	69.2	350
		②	0.8	66.6	67.4	350
		③	3.5	70.8	74.3	350
	断面③	①	4.3	68.4	72.7	350
		②	2.4	66.9	69.3	350
		③	5.7	71.4	77.1	350

表 6.1.6-40 津波時の A 区間における軸方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	12.3*	0	12.3	150

注記 * : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(2) B 区間（一般部のうち背面補強工間：構造境界部）

津波時の B 区間における軸直交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。各断面の軸直交方向の残留変位を表 6.1.6-41 に、津波時の軸直交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 区間における軸方向の相対変位は生じないため、残留変位のみで評価を行うこととし、残留変位は保守的に 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。軸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軸直交方向が 125.0mm、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 6.1.6-41 B 区間における軸直交方向の残留変位
(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	残留変位 (mm)
軸直交方向	断面①	S s - F 2 (++)	①	24.4
			②	20.9
			③	31.5
	断面②	S s - N 1 (-+)	①	16.2
			②	14.5
			③	18.2
	断面③	S s - N 1 (-+)	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	評価対象断面	解析ケース	津波時変位増分 (mm)
軸直交方向	断面①	①	85.8
		②	81.3
		③	93.5
	断面②	①	80.7
		②	76.7
		③	87.7
	断面③	①	83.1
		②	79.0
		③	90.9

表 6.1.6-43 津波時の B 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 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)
軸直交 方向	断面①	①	24.4	85.8	110.2	350
		②	20.9	81.3	102.2	350
		③	31.5	93.5	125.0	350
	断面②	①	16.2	80.7	96.9	350
		②	14.5	76.7	91.2	350
		③	18.2	87.7	105.9	350
	断面③	①	25.3	83.1	108.4	350
		②	22.9	79.0	101.9	350
		③	27.7	90.9	118.6	350

表 6.1.6-44 津波時の B 区間における軸方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	22.2*	0	22.2	150

注記 * : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(3) C 区間（一般部と岩盤部の境界：構造境界部）

津波時の C 区間における軸直交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。各断面の軸直交方向の残留変位を表 6.1.6-45 に，津波時の軸直交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 区間における軸方向の相対変位は生じないため，残留変位のみで評価を行うこととし，残留変位は保守的に 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。軸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軸直交方向が 125.0mm，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 6.1.6-45 C 区間における軸直交方向の残留変位
(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	残留変位 (mm)
軸直交方向	断面①	S _s -F 2 (++)	①	24.4
			②	20.9
			③	31.5
	断面②	S _s -N 1 (-+)	①	16.2
			②	14.5
			③	18.2
	断面③	S _s -N 1 (-+)	①	25.3
			②	22.9
			③	27.7
	断面⑤	S _s -D 2 (++)	①	0.3
			②	0.3
			③	0.3

表 6.1.6-46 津波時の C 区間における軸直交方向の変位増分
(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)
軸直交方向	断面①	①	85.8
		②	81.3
		③	93.5
	断面②	①	80.7
		②	76.7
		③	87.7
	断面③	①	83.1
		②	79.0
		③	90.9
	断面⑤	①	59.4
		②	59.3
		③	59.5

表 6.1.6-47 津波時の C 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 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)
軸直交 方向	断面①	①	24.4	85.8	110.2	350
		②	20.9	81.3	102.2	350
		③	31.5	93.5	125.0	350
	断面②	①	16.2	80.7	96.9	350
		②	14.5	76.7	91.2	350
		③	18.2	87.7	105.9	350
	断面③	①	25.3	83.1	108.4	350
		②	22.9	79.0	101.9	350
		③	27.7	90.9	118.6	350
	断面⑤	①	0.3	59.4	59.7	350
		②	0.3	59.3	59.6	350
		③	0.3	59.5	59.8	350

表 6.1.6-48 津波時の C 区間における軸方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	14.1*	0	14.1	150

注記 * : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(4) D 区間（岩盤部のうち背面補強工間：構造境界部）

津波時の D 区間における軸直交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の軸直交方向の残留変位を表 6.1.6-49 に、津波時の軸直交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 区間における軸方向の相対変位は生じないため、残留変位のみで評価を行うこととし、残留変位は保守的に 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。軸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軸直交方向が 59.8mm、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 6.1.6-49 D 区間における軸直交方向の残留変位
(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	残留変位 (mm)
軸直交方向	断面⑤	S s - D 2 (++)	①	0.3
			②	0.3
			③	0.3

表 6.1.6-50 津波時の D 区間における軸直交方向の変位増分
(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)
軸直交方向	断面⑤	①	59.4
		②	59.3
		③	59.5

表 6.1.6-51 津波時の D 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)
軸直交方向	断面⑤	①	0.3	59.4	59.7	350
		②	0.3	59.3	59.6	350
		③	0.3	59.5	59.8	350

表 6.1.6-52 津波時の D 区間における軸方向の相対変位量
 (鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	2.0*	0	2.0	150

注記 * : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(5) E 区間（岩盤部のうち背面補強工端部：構造境界部）

津波時の E 区間における軸直交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。各断面の軸直交方向の残留変位を表 6.1.6-53 に、津波時の軸直交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 区間における軸方向の相対変位は生じないため、残留変位のみで評価を行うこととし、残留変位は保守的に 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。軸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軸直交方向が 66.7mm、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 6.1.6-53 E 区間における軸直交方向の残留変位
(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	残留変位 (mm)
軸直交方向	断面⑤	S _s -D2 (++)	①	0.3
			②	0.3
			③	0.3
	断面⑥	S _s -F3 (++)	①	0.1
			②	0.1
			③	0.1

表 6.1.6-54 津波時の E 区間における軸直交方向の変位増分
(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)
軸直交方向	断面⑤	①	59.4
		②	59.3
		③	59.5
	断面⑥	①	65.6
		②	64.8
		③	66.6

表 6.1.6-55 津波時の E 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 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)
軸直交 方向	断面⑤	①	0.3	59.4	59.7	350
		②	0.3	59.3	59.6	350
		③	0.3	59.5	59.8	350
	断面⑥	①	0.1	65.6	65.7	350
		②	0.1	64.8	64.9	350
		③	0.1	66.6	66.7	350

表 6.1.6-56 津波時の E 区間における軸方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	6.7*	0	6.7	150

注記 * : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(6) F 区間（岩盤部のうち突出長変化部：構造境界部）

津波時の F 区間における軸直交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の軸直交方向の残留変位を表 6.1.6-57 に、津波時の軸直交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 区間における軸方向の相対変位は生じないため、残留変位のみで評価を行うこととし、残留変位は保守的に 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。軸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軸直交方向が 66.7mm、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 6.1.6-57 F 区間における軸直交方向の残留変位
(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	残留変位 (mm)
軸直交方向	断面⑥	S s - F 3 (++)	①	0.1
			②	0.1
			③	0.1

表 6.1.6-58 津波時の F 区間における軸直交方向の変位増分
(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)
軸直交方向	断面⑥	①	65.6
		②	64.8
		③	66.6

表 6.1.6-59 津波時の F 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)
軸直交方向	断面⑥	①	0.1	65.6	65.7	350
		②	0.1	64.8	64.9	350
		③	0.1	66.6	66.7	350

表 6.1.6-60 津波時の F 区間における軸方向の相対変位量
 (鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	52.6*	0	52.6	150

注記 * : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(7) H 区間（一般部のうち背面補強工内：構造同一部）

津波時の H 区間における軸直交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。各断面の軸直交方向の残留変位を表 6.1.6-61 に、津波時の軸直交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 区間における軸方向の相対変位は生じないため、残留変位のみで評価を行うこととし、残留変位は保守的に 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。軸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軸直交方向が 22.6mm、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 6.1.6-61 H 区間における軸直交方向の残留変位
(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	残留変位 (mm)
軸直交方向	断面①	S s - D 1 (--)	①×②	0.1
			①×③	0.7
	断面②	S s - D 2 (--)	①×②	0.3
			①×③	1.2
	断面③	S s - D 2 (++)	①×②	1.0
			①×③	0.8

表 6.1.6-62 津波時の H 区間における軸直交方向の変位増分
(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)
軸直交方向	断面①	①	20.8
		②	20.4
		③	21.5
	断面②	①	20.7
		②	20.4
		③	21.4
	断面③	①	20.7
		②	20.3
		③	21.4

表 6.1.6-63 津波時の 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 : 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)
軸直交 方向	断面①	①	0.7*	20.8	21.5	30
		②	0.1	20.4	20.5	30
		③	0.7	21.5	22.2	30
	断面②	①	1.2*	20.7	21.9	30
		②	0.3	20.4	20.7	30
		③	1.2	21.4	22.6	30
	断面③	①	1.0*	20.7	21.7	30
		②	1.0	20.3	21.3	30
		③	0.8	21.4	22.2	30

注記 * : 解析ケース①の残留変位は、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 区間における軸方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	1.6*	0	1.6	150

注記 * : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(8) I 区間（岩盤部のうち突出長同一部：構造同一部）

津波時の I 区間における軸直交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の軸直交方向の残留変位を表 6.1.6-65 に、津波時の軸直交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 区間における軸方向の相対変位は生じないため、残留変位のみで評価を行うこととし、残留変位は保守的に 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。軸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軸直交方向が 21.8mm、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 6.1.6-65 I 区間における軸直交方向の残留変位
(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	残留変位 (mm)
軸直交方向	断面⑥	S s - F 3 (++)	①×②	0.1
			①×③	0.1

表 6.1.6-66 津波時の I 区間における軸直交方向の変位増分
(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)
軸直交方向	断面⑥	①	21.4
		②	21.1
		③	21.7

表 6.1.6-67 津波時の 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)
軸直交方向	断面⑥	①	0.1*	21.4	21.5	30
		②	0.1	21.1	21.2	30
		③	0.1	21.7	21.8	30

注記 *：解析ケース①の残留変位は、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 区間における軸方向の相対変位量
 (鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	1.2*	0	1.2	150

注記 * : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(9) J 区間（岩盤部のうち背面補強工内：構造同一部）

津波時の J 区間における軸直交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の軸直交方向の残留変位を表 6.1.6-69 に、津波時の軸直交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 区間における軸方向の相対変位は生じないため、残留変位のみで評価を行うこととし、残留変位は保守的に 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。軸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軸直交方向が 19.5mm、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 6.1.6-69 J 区間における軸直交方向の残留変位
(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	残留変位 (mm)
軸直交方向	断面⑤	S s - D 2 (--)	①×②	0.1
			①×③	0.1

表 6.1.6-70 津波時の J 区間における軸直交方向の変位増分
(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)
軸直交方向	断面⑤	①	19.35
		②	19.34
		③	19.36

表 6.1.6-71 津波時の 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)
軸直交方向	断面⑤	①	0.1*	19.35	19.45	30
		②	0.1	19.34	19.44	30
		③	0.1	19.36	19.46	30

注記 *：解析ケース①の残留変位は、解析ケース②と解析ケース③の大きい方を考慮する。