

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-工-B-20-0003_改2
提出年月日	2021年9月29日

VI-3-別添 3-2-1 防潮堤の強度計算書

02 ② VI-3-別添 3-2-1 R2

2021年9月

東北電力株式会社

目 次

VI-3-別添 3-2-1-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度計算書

VI-3-別添 3-2-1-2 防潮堤（盛土堤防）の強度計算書

VI-3-別添 3-2-1-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度計算書

目次

1.	概要	1
2.	基本方針	2
2.1	位置	2
2.2	構造概要	3
2.3	評価方針	10
2.4	適用基準	16
3.	強度評価方法	17
3.1	記号の定義	17
3.2	評価対象断面及び部位	19
3.2.1	評価対象断面	19
3.2.2	評価対象部位	25
3.3	荷重及び荷重の組合せ	26
3.3.1	荷重	26
3.3.2	荷重の組合せ	27
3.4	許容限界	30
3.4.1	鋼管杭	30
3.4.2	鋼製遮水壁及び漂流物防護工	35
3.4.3	背面補強工	36
3.4.4	置換コンクリート	36
3.4.5	改良地盤	36
3.4.6	セメント改良土	36
3.4.7	止水ジョイント部材	37
3.4.8	基礎地盤	38
3.5	評価方法	39
3.5.1	津波時	39
3.5.2	重畳時	62
4.	評価条件	96
4.1	津波時	96
4.2	重畳時	102
5.	評価結果	111
5.1	津波時	111
5.1.1	鋼管杭の評価結果	111
5.1.2	鋼製遮水壁及び漂流物防護工の評価結果	127
5.1.3	背面補強工の評価結果	128
5.1.4	置換コンクリートの評価結果	131
5.1.5	改良地盤の評価結果	134
5.1.6	セメント改良土の評価結果	137

5.1.7	止水ジョイント部材の評価結果	140
5.2	重畳時	144
5.2.1	鋼管杭の評価結果	144
5.2.2	鋼製遮水壁及び漂流物防護工の評価結果	160
5.2.3	背面補強工の評価結果	162
5.2.4	置換コンクリートの評価結果	166
5.2.5	改良地盤の評価結果	169
5.2.6	セメント改良土の評価結果	172
5.2.7	止水ジョイント部材の評価結果	175
5.2.8	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	179

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、防潮堤（鋼管式鉛直壁）が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、施設・地盤の構造健全性を保持すること、十分な支持性能を有する地盤に設置していること及び主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認するものである。

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

2. 基本方針

2.1 位置

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の範囲を図 2-1 に示す。なお、防潮堤（鋼管式鉛直壁）は一般部と岩盤部に分類される。

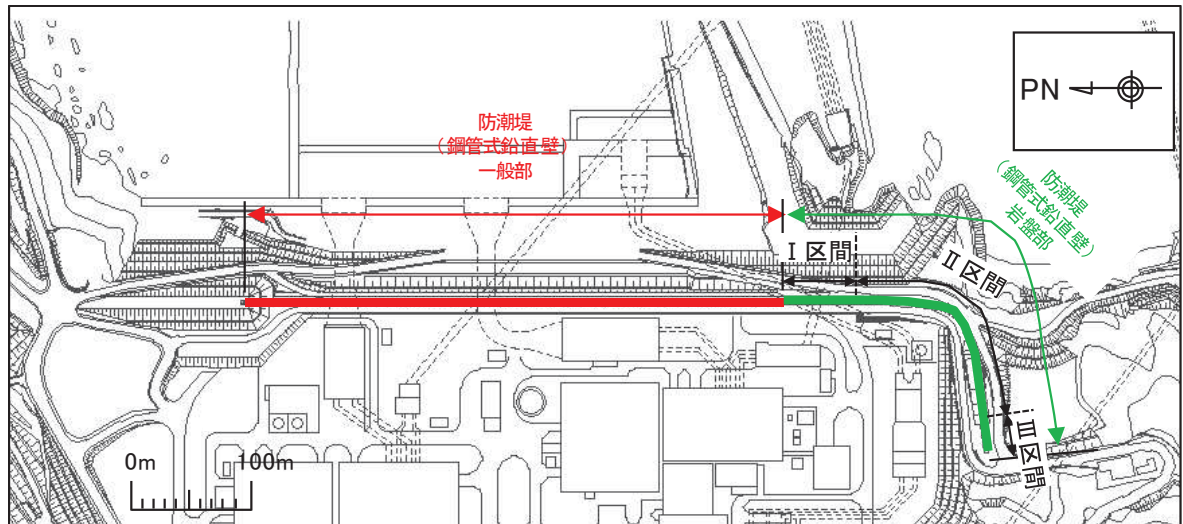


図 2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の範囲

2.2 構造概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部（以下、「一般部」という。）と防潮堤（鋼管式鉛直壁）岩盤部（以下、「岩盤部」という。また、RC 壁部を含む）に分類される。

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

一般部は、鋼管杭、鋼製遮水壁、漂流物防護工及び背面補強工による上部構造と、鋼管杭及び置換コンクリートによる下部構造から構成され、背面補強工の下方に改良地盤を、置換コンクリートの上方にセメント改良土をそれぞれ設置する。

岩盤部は、鋼管杭、鋼製遮水壁、RC 遮水壁、漂流物防護工及び背面補強工による上部構造と、鋼管杭による下部構造から構成される。

鋼管杭は、施工性を考慮し、上部工の鋼管杭と下部工の鋼管杭に分けて施工しており、接続部周辺をコンクリートで充填している。また、一般部は基礎地盤のすべり安定性を確保する観点から、改良地盤の海側に置換コンクリートを設置する構造とした。

上部工の境界部及び地震時に異なる挙動を示す可能性がある構造体の境界部には止水ジョイントを設置する。また、漂流物防護工の下部の止水ジョイント前面には、鋼製の保護部材を設置する。

一般部の構造概要図及び構造図を図 2-2 及び図 2-3 に、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の構造図を図 2-4 に、止水ジョイント部材の概念図を図 2-5 に示す。

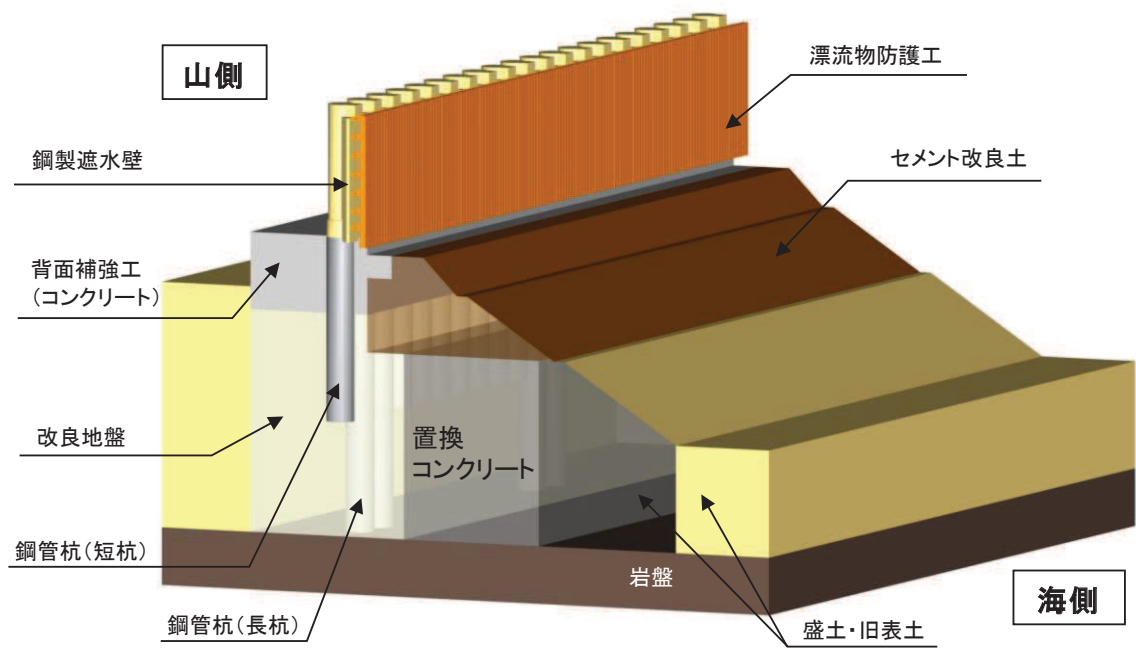


図 2-2 一般部の構造概要図

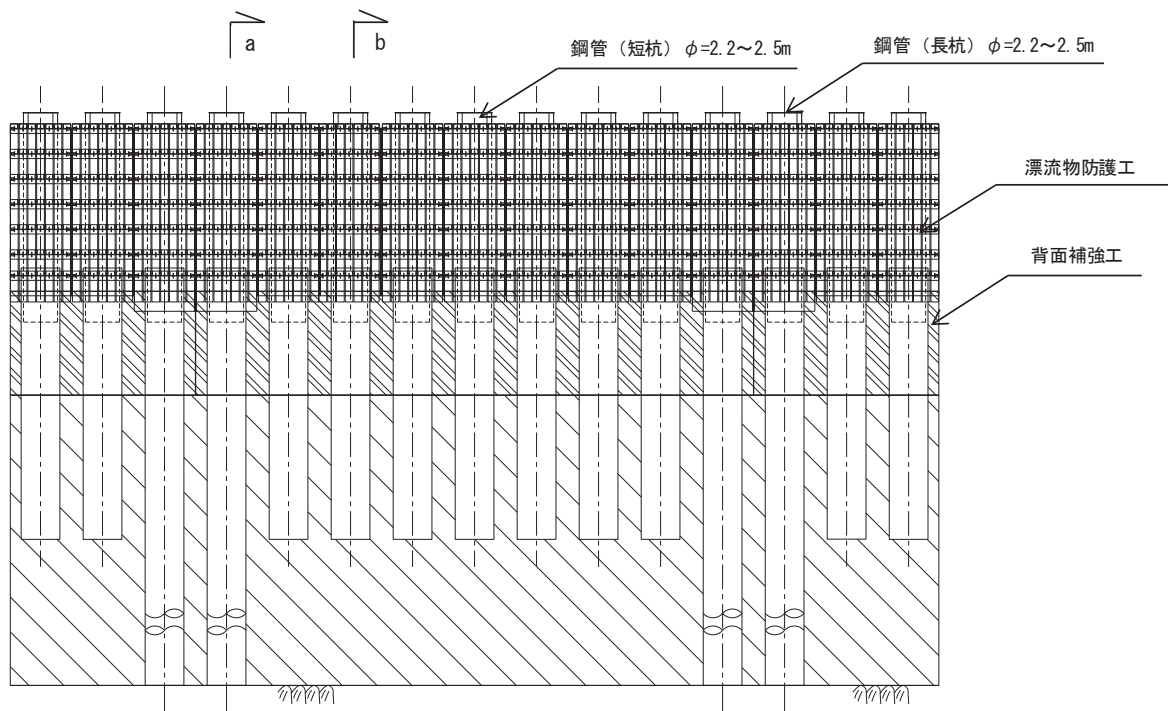


図 2-3(1) 一般部の構造図 (正面図, 漂流物防護工)

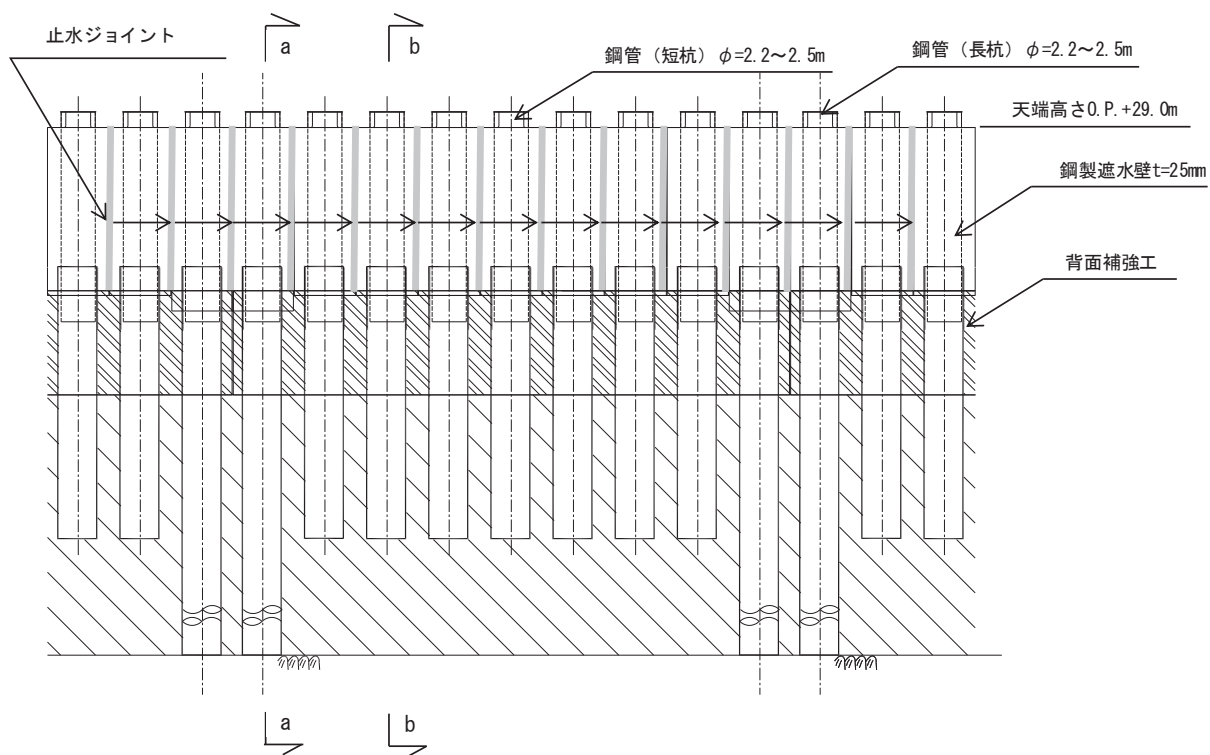


図 2-3(2) 一般部の構造図 (正面図, 鋼製遮水壁)

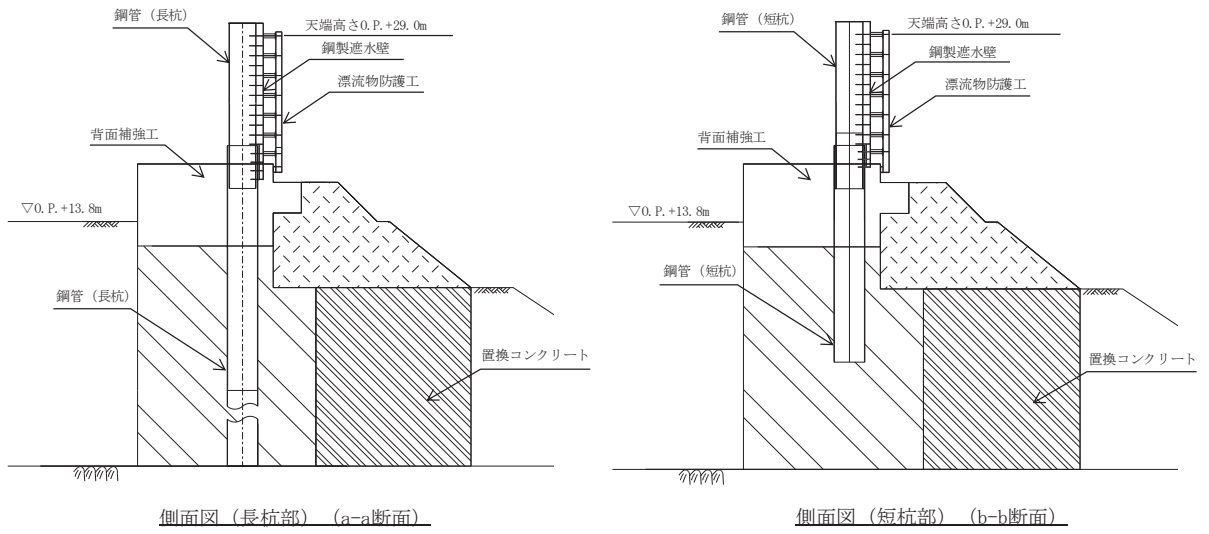
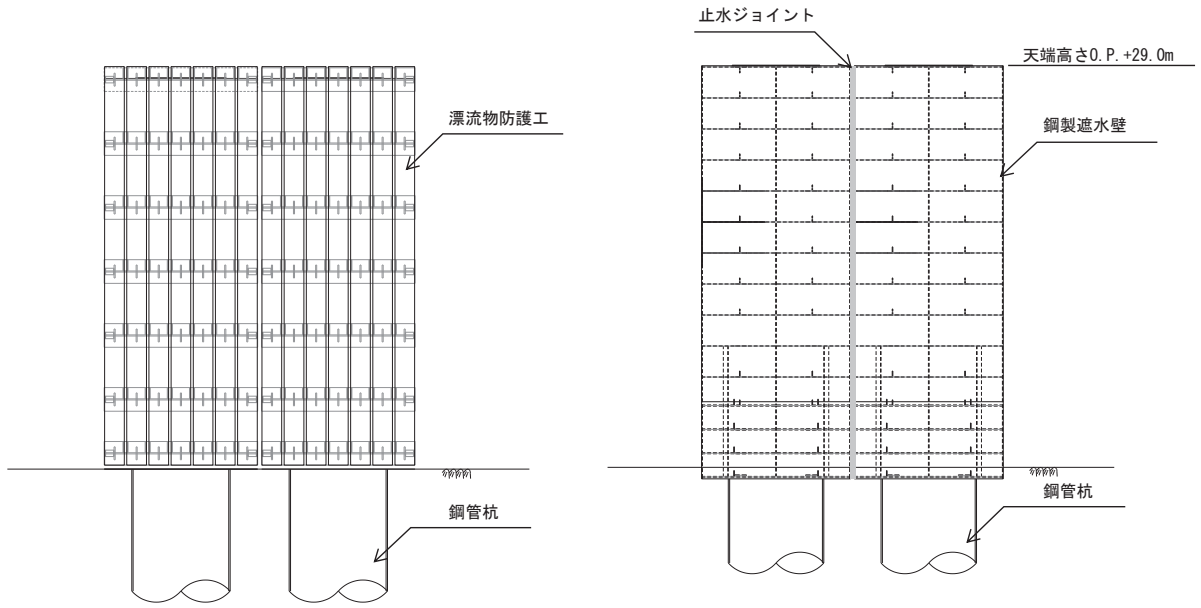


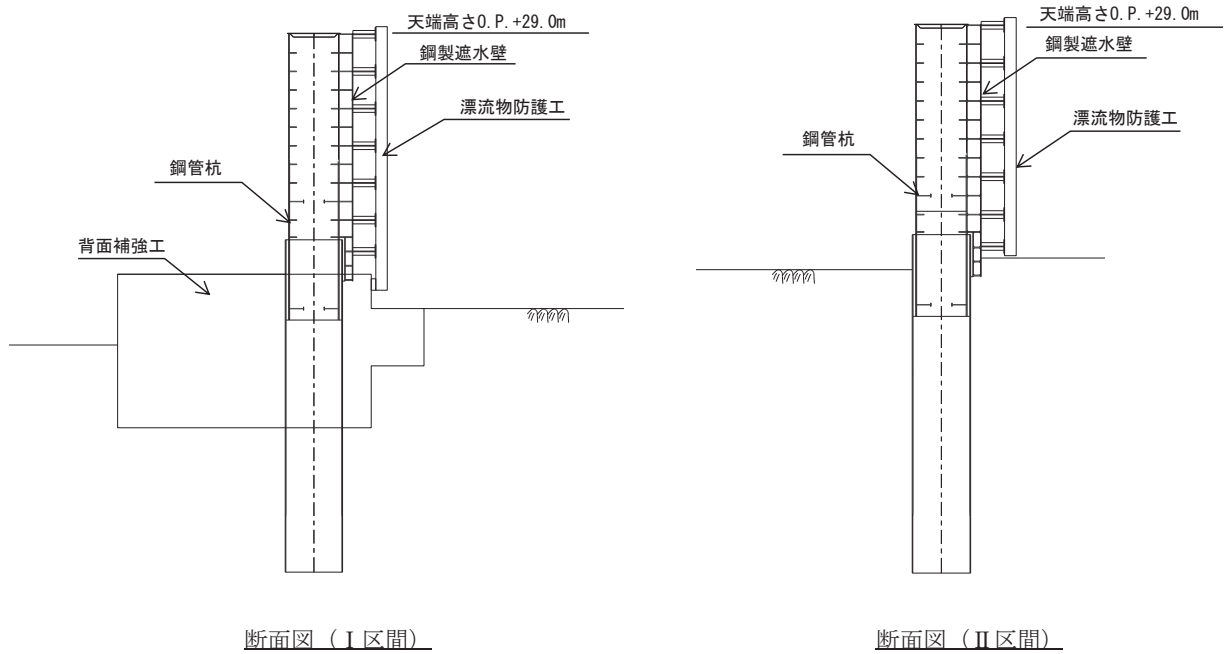
図 2-3(3) 一般部の構造図 (断面図)



(漂流物防護工)

(鋼製遮水壁)

図 2-4(1) 岩盤部の構造図 (正面図, I・II 区間)



断面図 (I 区間)

断面図 (II 区間)

図 2-4(2) 岩盤部の構造図 (断面図, I・II 区間)

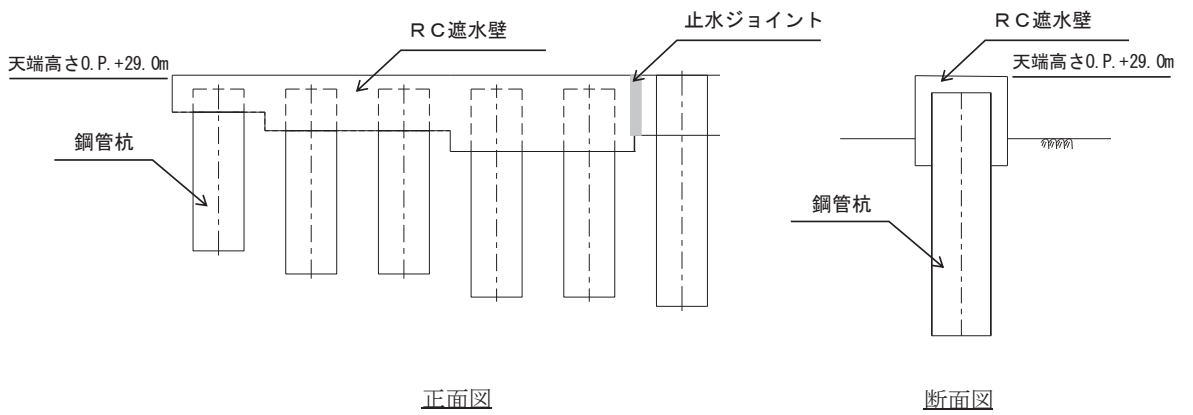
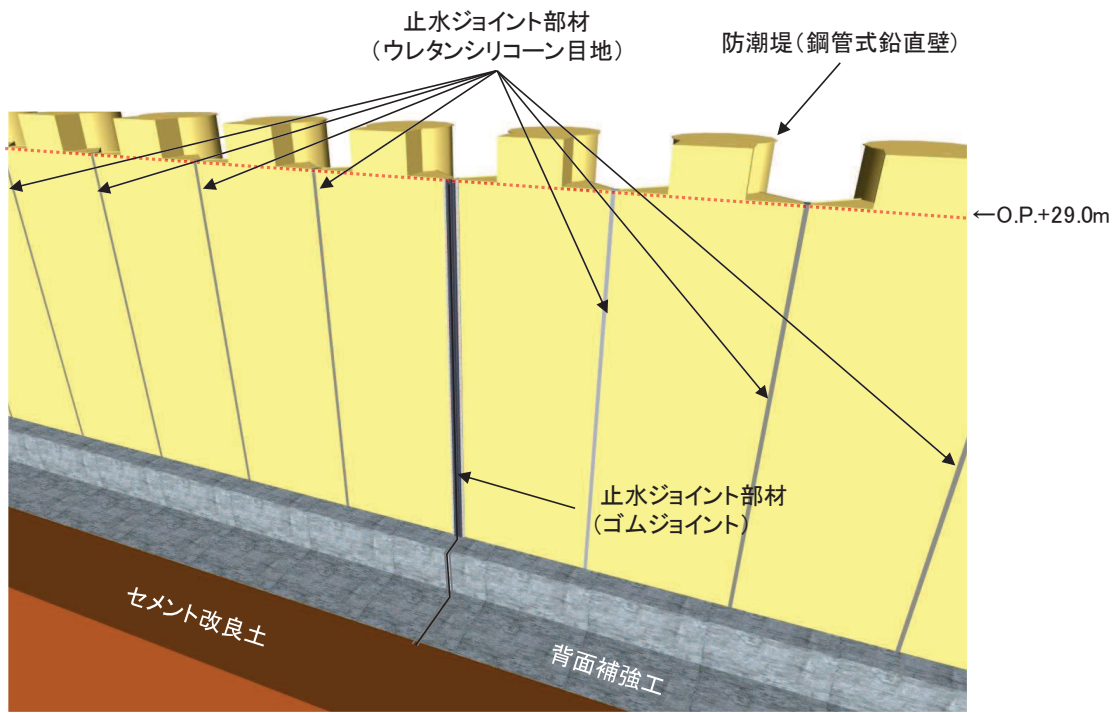
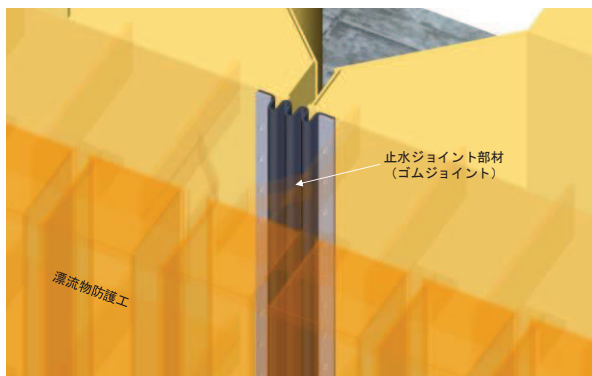


図 2-4(3) 岩盤部の構造図 (Ⅲ区間：RC 壁部)

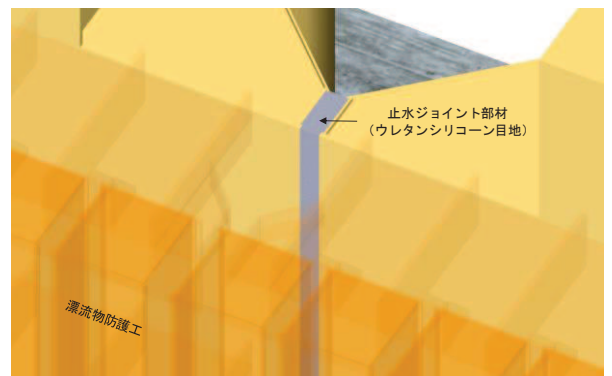
O 2 ② VI-3-別添 3-2-1-1 R 2



(全体)

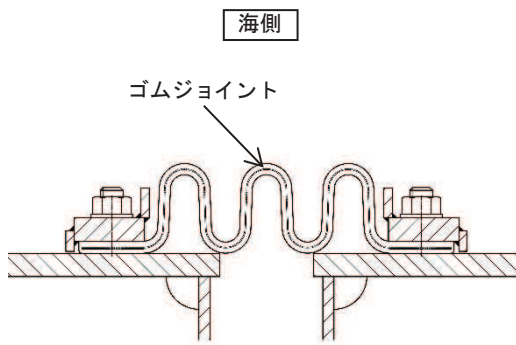


(ゴムジョイント部材の設置イメージ)



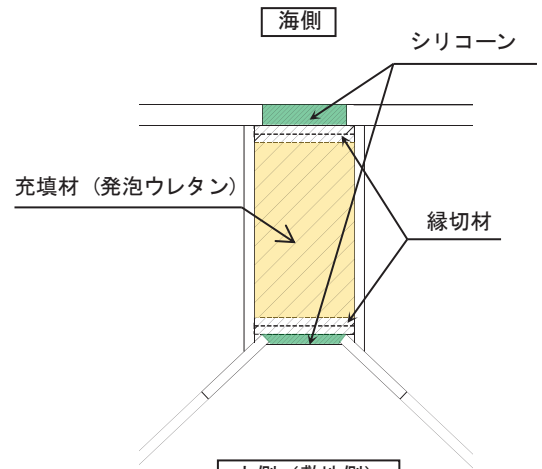
(ウレタンシリコーン目地の設置イメージ)

図 2-5 (1) 止水ジョイント部材設置イメージ図



山側 (敷地側)

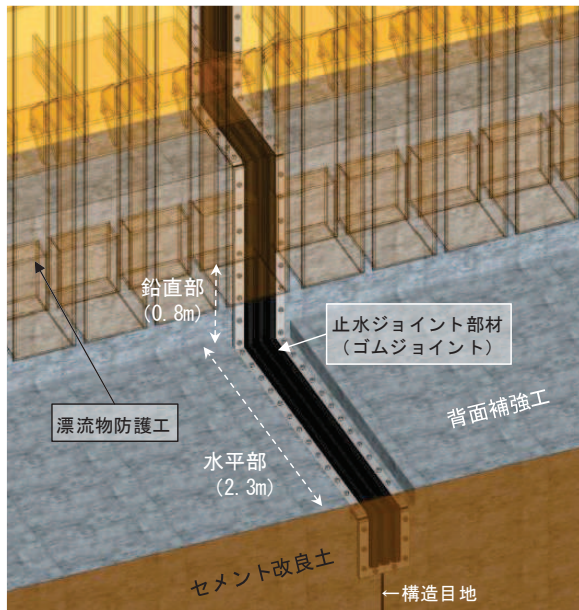
(ゴムジョイント)



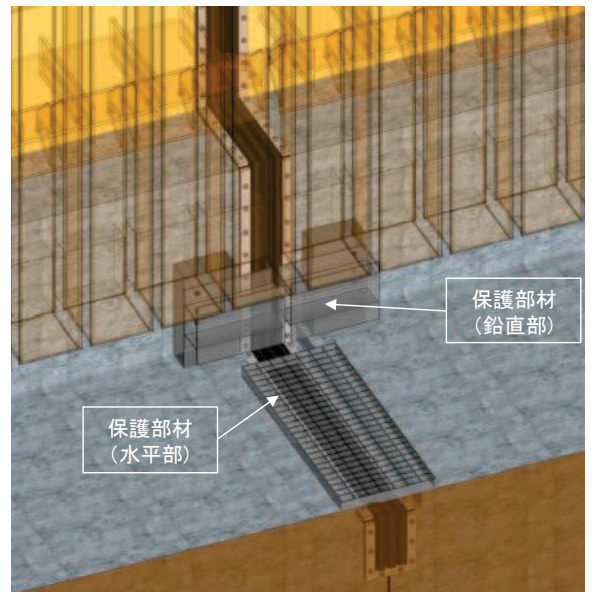
山側 (敷地側)

(ウレタンシリコーン目地)

図 2-5 (2) 防潮堤 (鋼管式鉛直壁) の止水ジョイント概念図



(保護部材設置前の状態)



(保護部材の設置イメージ)

図 2-5 (3) ゴムジョイントの下端部部の概念図

2.3 評価方針

防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の各部位の役割及び性能目標を表 2-1 及び表 2-2 に示す。

また、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2 許容限界」において設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて実施する。強度評価では、「3. 強度評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて評価し、「5. 評価結果」より、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の評価対象部位の発生応力、すべり安全率及び発生変形量が許容限界を満足することを確認する。

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

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度評価は、設計基準対象施設として表 2-3 の防潮堤（鋼管式鉛直壁）の評価項目に示すとおり、施設・地盤の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び施設の変形性評価を行う。なお、「3.2.1 評価対象断面」に示すとおり、岩盤部（RC 壁部）は入力津波高さ O.P. +24.4m よりも高い O.P. +26.7m 以上の標高に設置されていることから、評価対象断面から除外している。

施設・地盤の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び施設の変形性評価を実施することにより、構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度評価の検討フローを図 2-6 に示す。

なお、重畳時の評価における入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ を 1 次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。

表 2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割* ¹	津波時の役割* ¹
施設	鋼管杭（長杭）	<ul style="list-style-type: none"> 鋼製遮水壁を支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼製遮水壁を支持する。
	鋼管杭（短杭）	<ul style="list-style-type: none"> 鋼製遮水壁を支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼製遮水壁を支持する。
	鋼製遮水壁	<ul style="list-style-type: none"> 漂流物防護工及び止水ジョイントを支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> 漂流物防護工及び止水ジョイントを支持するとともに、遮水性を保持する。
	漂流物防護工	—	<ul style="list-style-type: none"> 鋼製遮水壁及び止水ジョイントに漂流物を直接衝突させない。 漂流物衝突荷重を鋼製遮水壁及び鋼管杭に伝達する。
	止水ジョイント	<ul style="list-style-type: none"> 鋼製遮水壁間の変位に追従する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼製遮水壁間の変位に追従し、遮水性を保持する。
	背面補強工	<ul style="list-style-type: none"> 長杭・短杭の変形を抑制する。 	<ul style="list-style-type: none"> 遮水性を保持する。 長杭・短杭の変形を抑制する。
	置換コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> コンクリート強度を考慮して基礎地盤のすべり安定性を確保する。 長杭・短杭の変形を抑制する。 	<ul style="list-style-type: none"> 長杭・短杭の変形を抑制する。 地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。
地盤	セメント改良土	<ul style="list-style-type: none"> 長杭・短杭の変形を抑制する。 	<ul style="list-style-type: none"> 長杭・短杭の変形を抑制する。 地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。 津波荷重を置換コンクリート等を介して岩盤に伝達する。
	改良地盤	<ul style="list-style-type: none"> 短杭及び背面補強工を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。 基礎地盤のすべり安定性に寄与する。 長杭・短杭の変形を抑制する。 	<ul style="list-style-type: none"> 短杭及び背面補強工を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。 長杭・短杭の変形を抑制する。 地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。
	岩盤	<ul style="list-style-type: none"> 長杭・短杭、背面補強工及び置換コンクリートを（改良地盤を介して）鉛直支持する。 基礎地盤のすべり安定性に寄与する。 	<ul style="list-style-type: none"> 長杭・短杭、背面補強工及び置換コンクリートを（改良地盤を介して）鉛直支持する。

注記 * 1：津波＋余震時は地震時及び津波時の両方の役割を参照する。

表 2-2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の各部位の役割に対する性能目標

		性能目標				
		鉛直支持	すべり安定性	健全性 (鋼管杭の変形抑制)	止水性 (滲水性, 難透水性)	
施設	鋼管杭	-	-	構造部材の健全性を保持するために、鋼管杭がおおむね弾性状態に留まること。	構造部材の健全性を保持するために、鋼管杭がおおむね弾性状態に留まること。	
	鋼製遮水壁			構造部材の健全性を保持するために、鋼製遮水壁がおおむね弾性状態に留まること。	止水ジョイントの支持機能を喪失して鋼製遮水壁間から有意な漏えいを生じないために、鋼製遮水壁がおおむね弾性状態に留まること。	
	漂流物防護工			-	-	鋼製遮水壁及び止水ジョイントに漂流物を直接衝突させないために、漂流物防護工がおおむね弾性状態に留まること。
	止水ジョイント			-	鋼製遮水壁間から有意な漏えいを生じないために、止水ジョイントの変形性能を保持すること。	鋼製遮水壁間から有意な漏えいを生じないために、止水ジョイントの変形・遮水性能を保持すること。
	背面補強工			-	鋼管杭の変形を抑制するため、背面補強工がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。	背面補強工内に鋼管杭を横断する水みちが形成されて有意な漏洩を生じないために、背面補強工がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。
	置換コンクリート			-	基礎地盤のすべり安定性を確保するため、コンクリートの強度を維持し、すべり抵抗を保持すること。	鋼管杭の変形を抑制するため、置換コンクリートがすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。
地盤	セメント改良土	-	基礎地盤のすべり安定性を確保するため、置換コンクリートのすべり抵抗も考慮した上で、十分なすべり安定性を保持すること。	鋼管杭の変形を抑制するため、セメント改良土がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。	地盤中からの回り込みによる浸水を防止(難透水性を保持)するため、セメント改良土がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。	
	改良地盤	鋼管杭及び背面補強工を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。		鋼管杭の変形を抑制するため、改良地盤がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。	地盤中からの回り込みによる浸水を防止(難透水性を保持)するため、改良地盤がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。	
	岩盤	鋼管杭、背面補強工及び置換コンクリートを鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。		-	-	

表 2-3(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の評価項目（一般部）

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	施設・地盤の健全性	鋼管杭	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製遮水壁	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		漂流物防護工	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		背面補強工	すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認	すべり安全率1.2以上
		置換コンクリート	すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認	すべり安全率1.2以上
		改良地盤	すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認	すべり安全率1.2以上
	セメント改良土	すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認	すべり安全率1.2以上	
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
止水性を損なわないこと	施設・地盤の健全性	鋼管杭	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製遮水壁	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		漂流物防護工	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		背面補強工	すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認	すべり安全率1.2以上
		置換コンクリート	すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認	すべり安全率1.2以上
		改良地盤	すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認	すべり安全率1.2以上
	セメント改良土	すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認	すべり安全率1.2以上	
		基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認
	施設の変形性	止水ジョイント部材	発生変形量が許容限界以下であることを確認。	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量
保護部材に発生する応力が許容限界以下であることを確認			短期許容応力度	

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。

表 2-3(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の評価項目（岩盤部）

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	施設の健全性	鋼管杭	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製遮水壁	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		漂流物防護工	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		背面補強工	すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認	すべり安全率1.2以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
止水性を損なわないこと	施設の健全性	鋼管杭	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製遮水壁	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		漂流物防護工	発生する応力（曲げ・軸力、せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		背面補強工	すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認	すべり安全率1.2以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
	施設の変形性	止水ジョイント部材	発生変形量が許容限界以下であることを確認。 保護部材に発生する応力が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量 短期許容応力度

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。

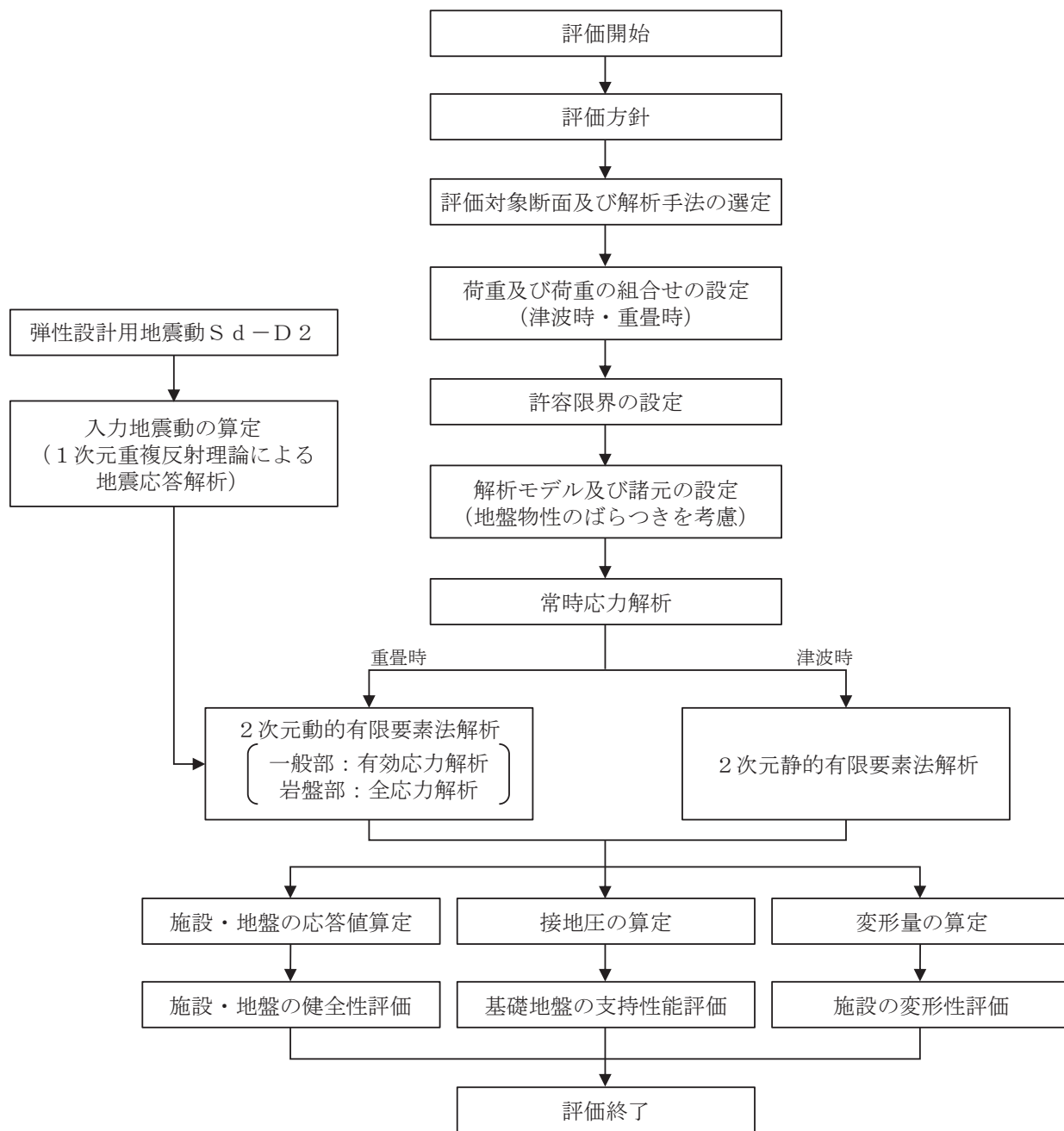


図 2-6 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度評価の検討フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ 土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]
- ・ 耐津波設計に係る工認審査ガイド (平成25年6月19日原管地発第1306196号) (以下「耐津波設計に係る工認審査ガイド」という。)
- ・ 日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編
- ・ 日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編
- ・ 日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編
- ・ 土木学会 2013年 コンクリート標準示方書 ダムコンクリート編
- ・ 土木学会 2005年 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 0 1 -1987)
- ・ Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3-1 に示す。

表 3-1 (1) 強度評価に用いる記号 (1/2)

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

表 3-1 (2) 強度評価に用いる記号 (2/2)

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

3.2 評価対象断面及び部位

3.2.1 評価対象断面

(1) 一般部

評価対象断面は、一般部の構造上の特徴や周辺地盤状況を踏まえて、図 3-1 に示す断面位置とする。一般部の縦断面図を図 3-2 に、評価対象断面図を図 3-3～図 3-6 に示す。

断面①：置換コンクリートが縦長になる断面で、 C_{II} 級岩盤を含む岩盤上面が深く、盛土及び旧表土が厚く堆積する断面（設置変更許可段階において、基礎地盤の安定性評価で示した断面）。

断面②：比較的剛性の小さい D 級+ C_L 級岩盤が分布せず、旧表土が厚く堆積する断面（設置変更許可段階において、構造成立性評価で示した断面）。

断面③：比較的剛性の小さい D 級+ C_L 級岩盤が厚く堆積する断面。

断面④：防潮堤（盛土堤防）との境界部となる断面。

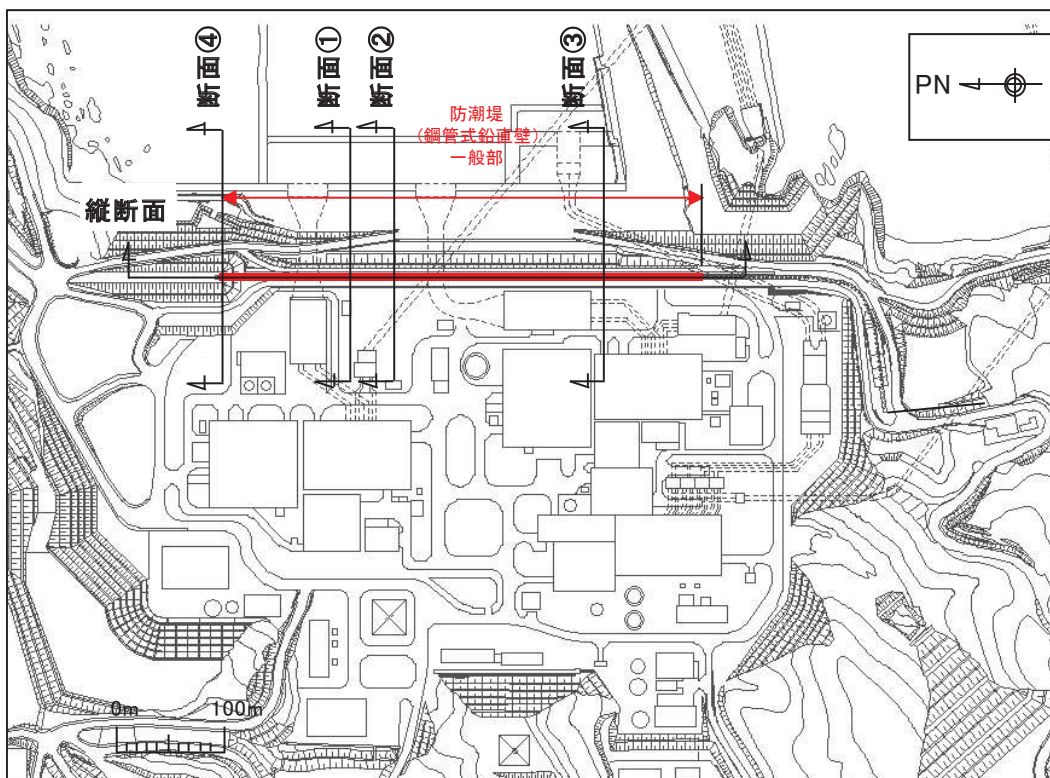


図 3-1 一般部の評価対象断面位置図

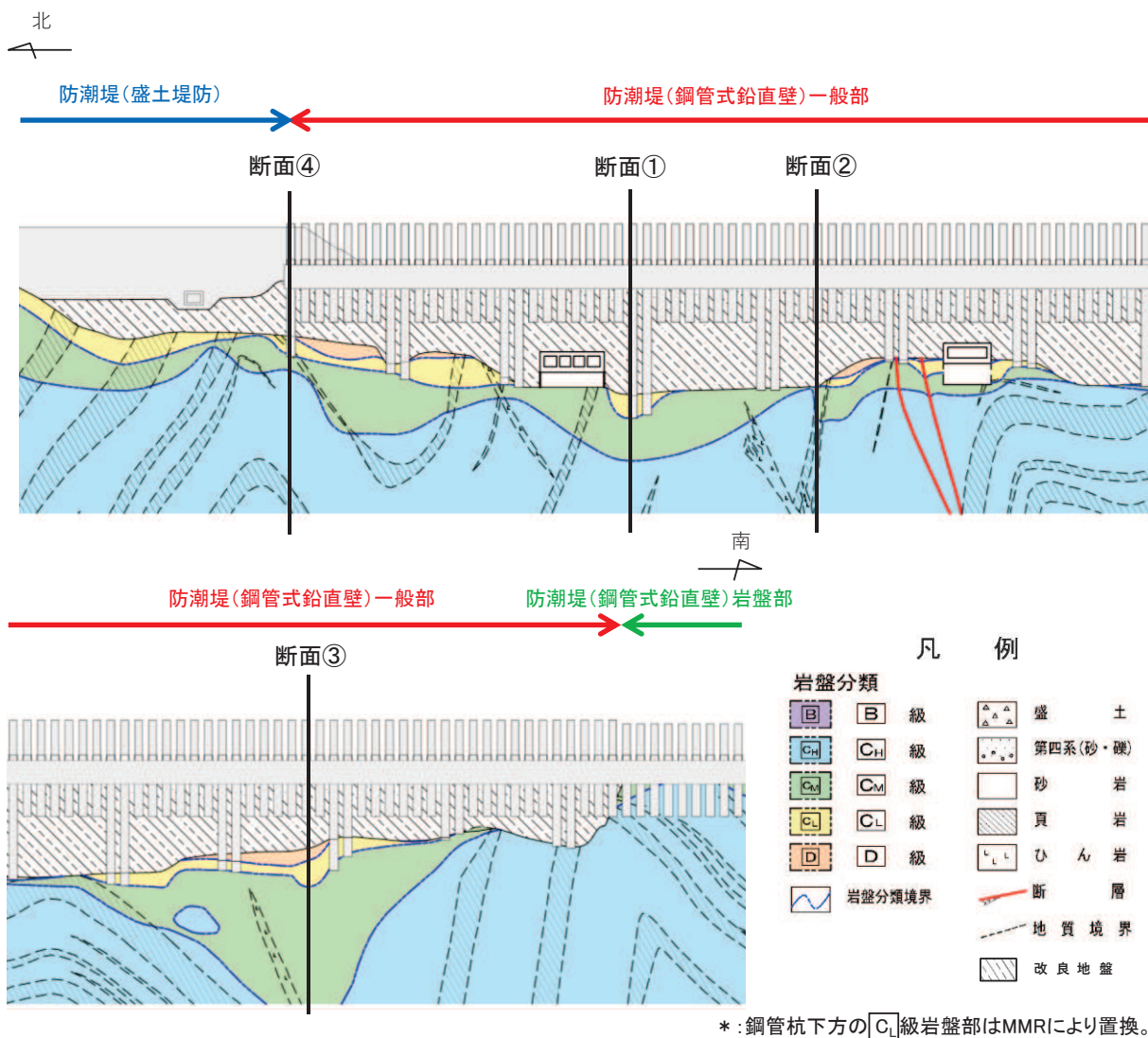


図 3-2 一般部の縦断面図

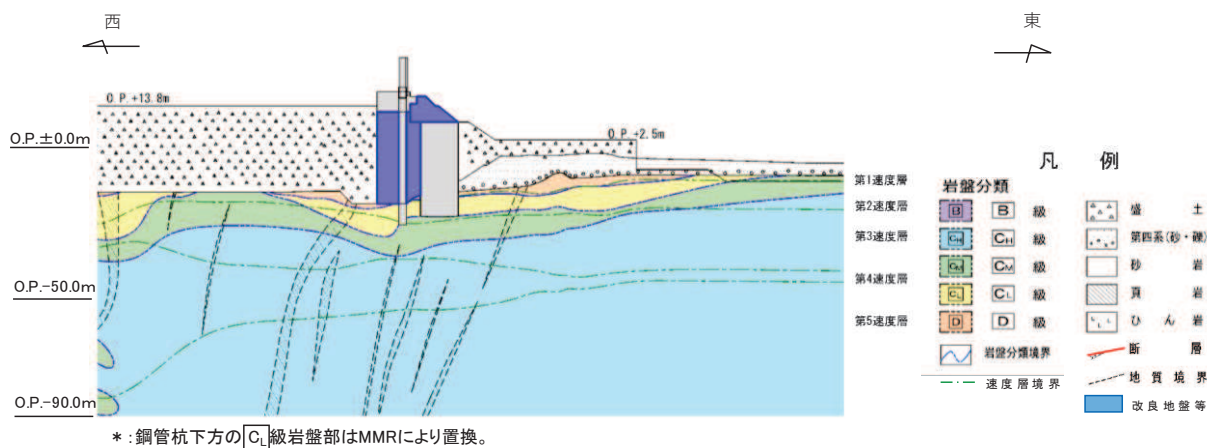


図 3-3 評価対象断面 (断面①)

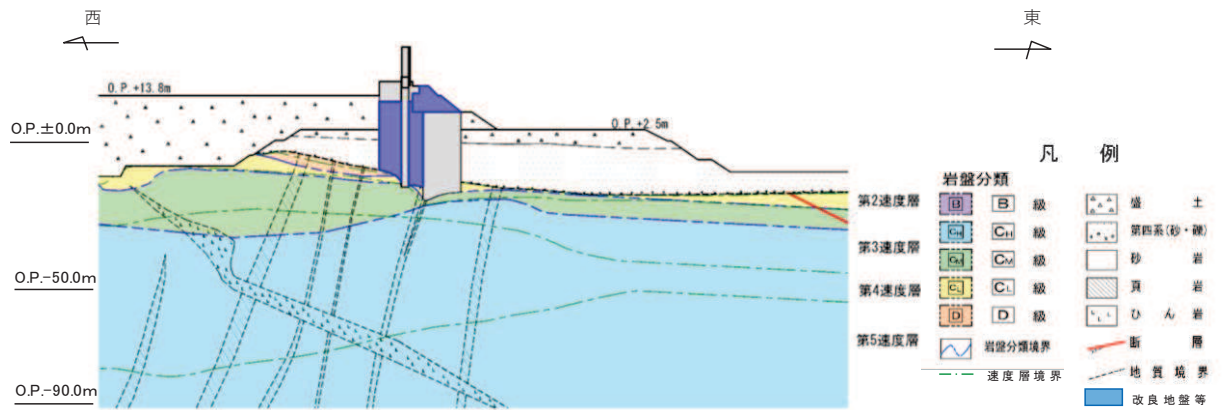


図 3-4 評価対象断面 (断面②)

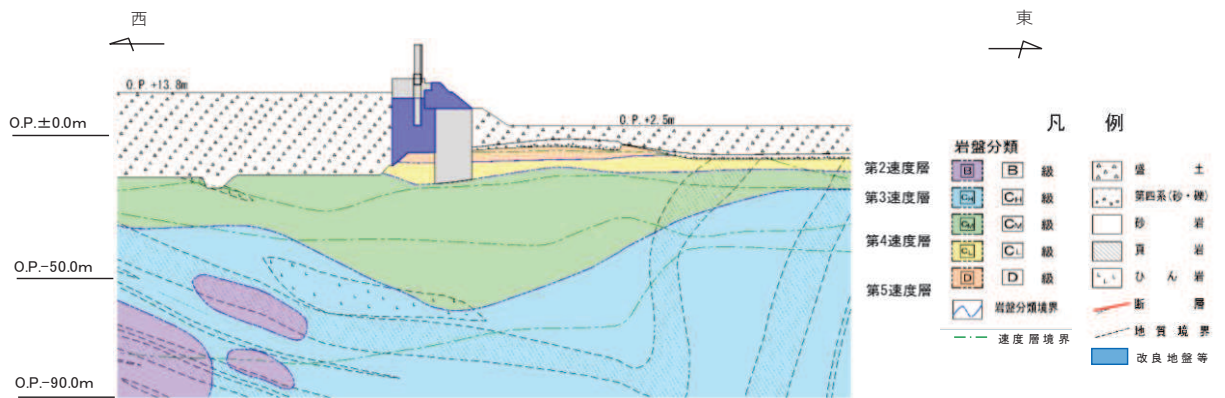


図 3-5 評価対象断面 (断面③)

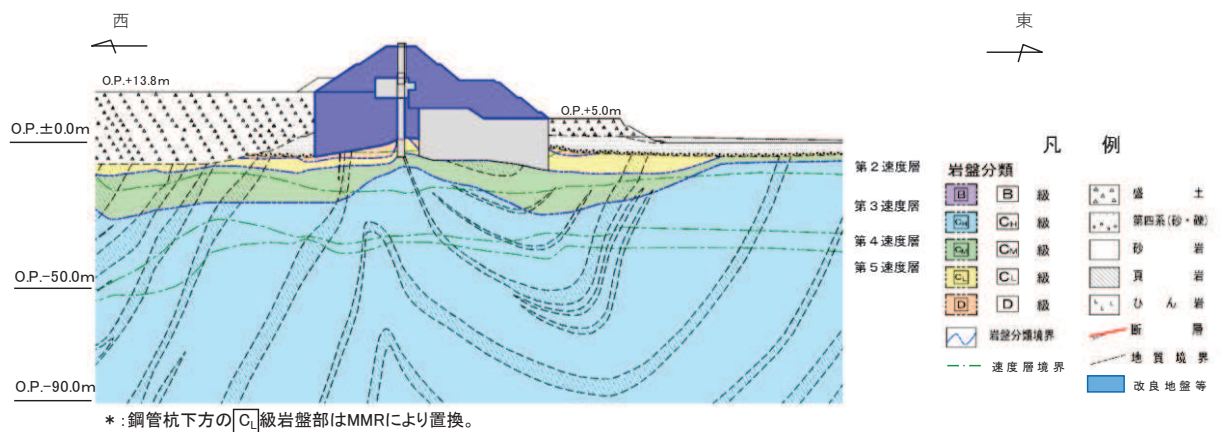


図 3-6 評価対象断面 (断面④)

(2) 岩盤部

評価対象断面は、岩盤部の構造上の特徴や周辺地盤状況を踏まえて、図 3-7 に示す断面⑤及び断面⑥とする。岩盤部の縦断面図を図 3-8 に、評価対象断面図を図 3-9～図 3-10 に示す。なお、図 3-11 に示す断面⑦（5本の鋼管杭と RC 遮水壁が一体構造となっている箇所）については、入力津波高さ O.P. +24.4m よりも高い O.P. +26.7m 以上に設置されており、津波が到達しないことから、評価対象断面には選定しない。

断面⑤：同一断面の構造，おおむね一定の地質状況の区間の中で，屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）が設置される断面。

断面⑥：比較的剛性の小さい D 級 + C_L 級岩盤が分布せず，鋼管杭の突出長が最も長くなる断面。

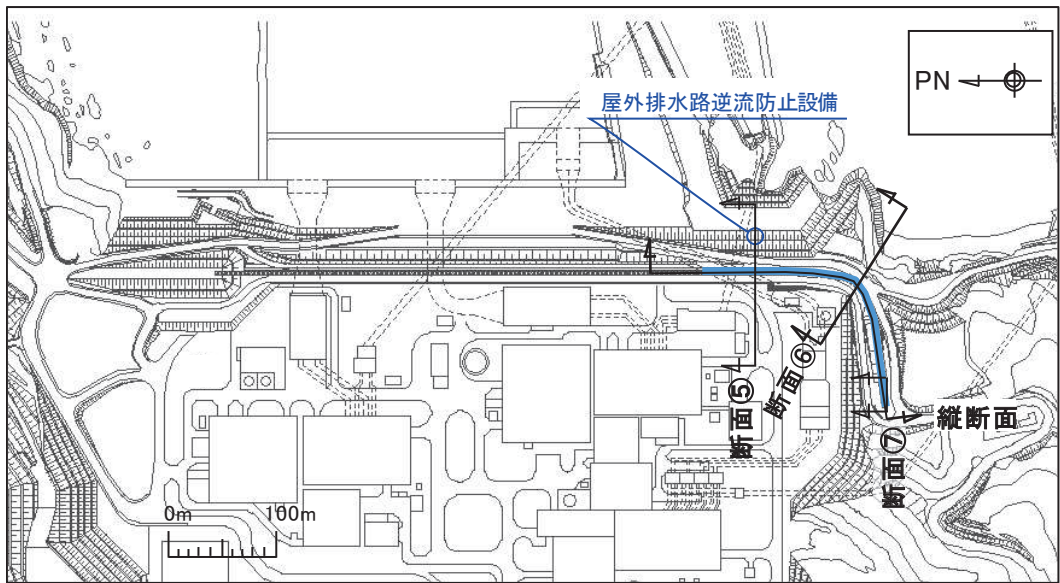


図 3-7 岩盤部の評価対象断面位置図

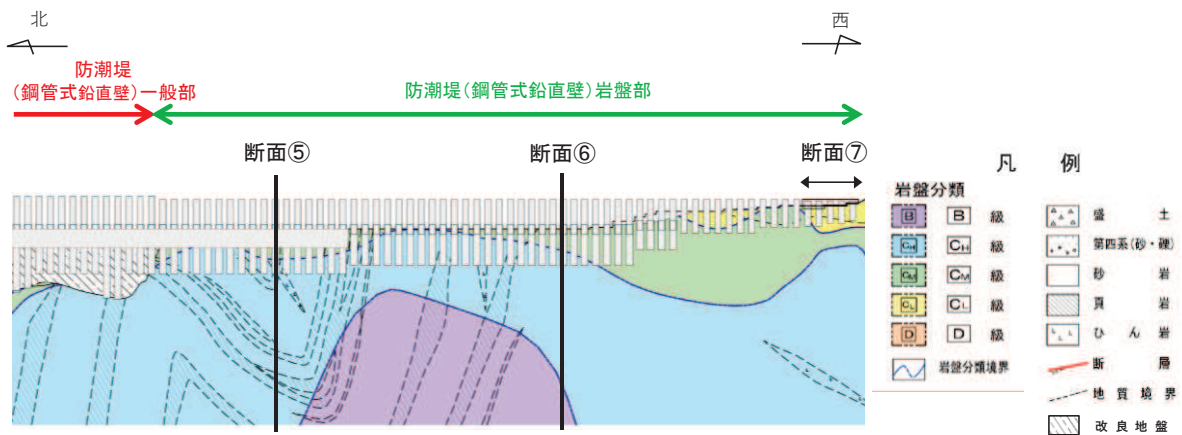


図 3-8 岩盤部の縦断面図

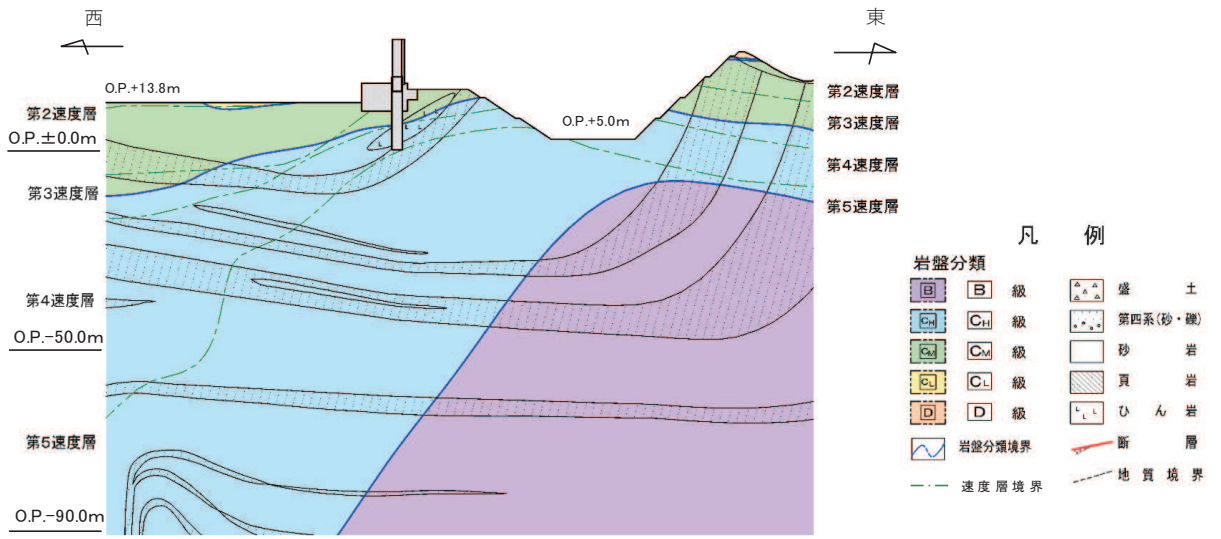


図 3-9 評価対象断面 (断面⑤)

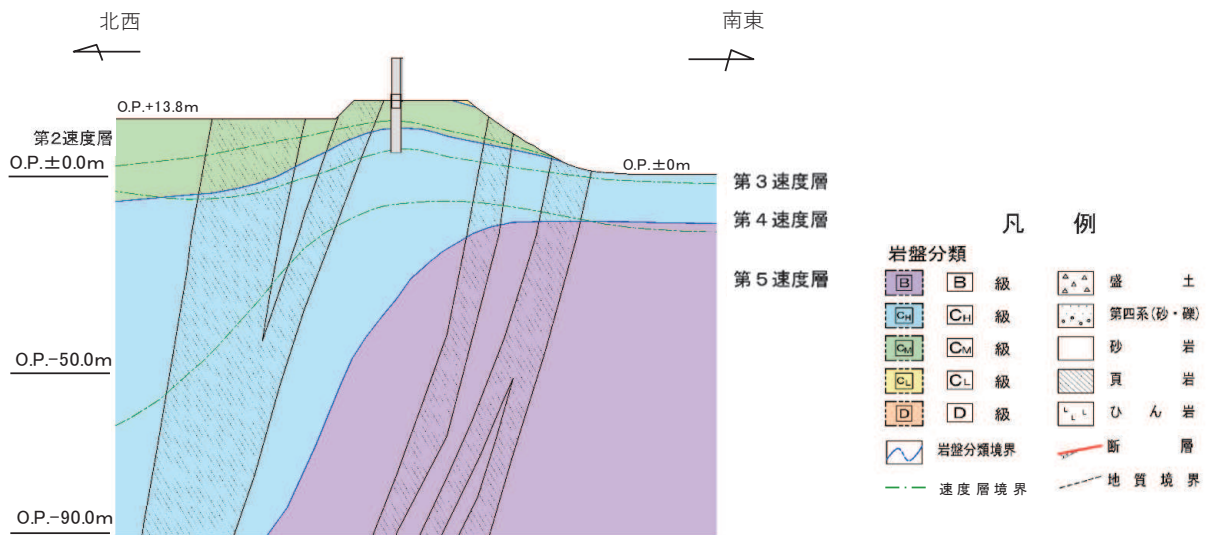


図 3-10 評価対象断面 (断面⑥)

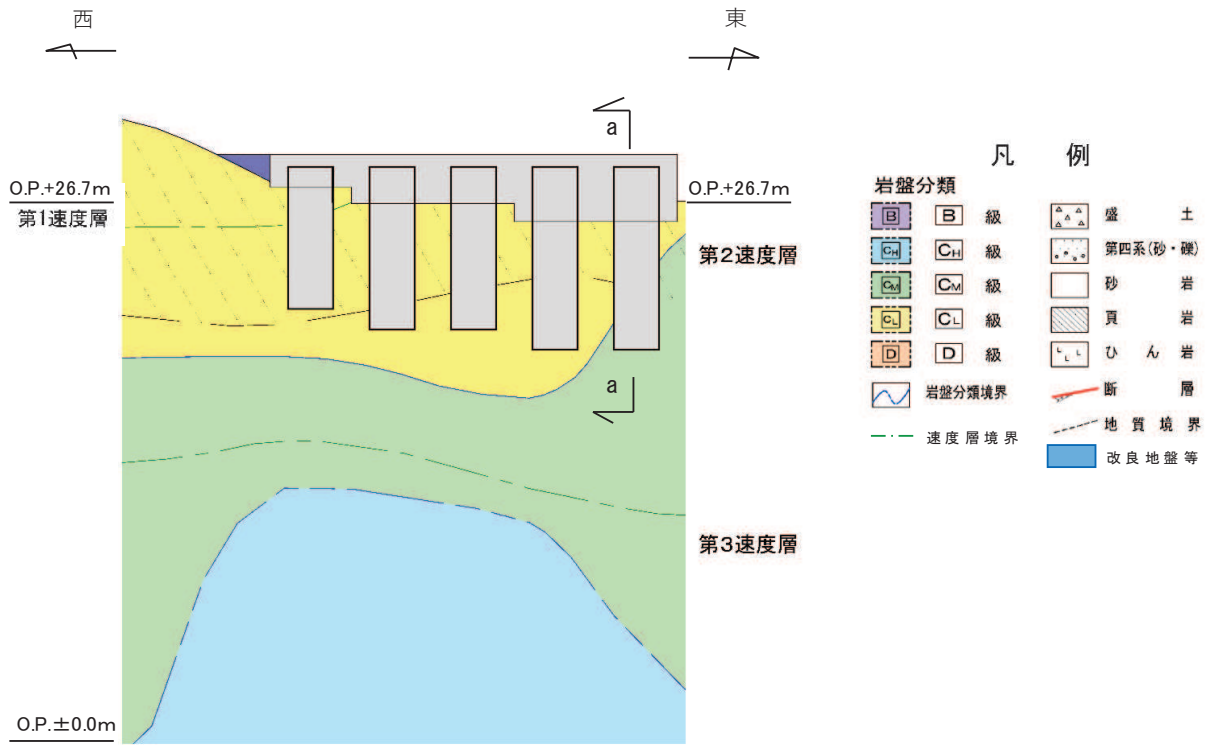


図 3-11(1) 評価対象断面 (断面⑦)

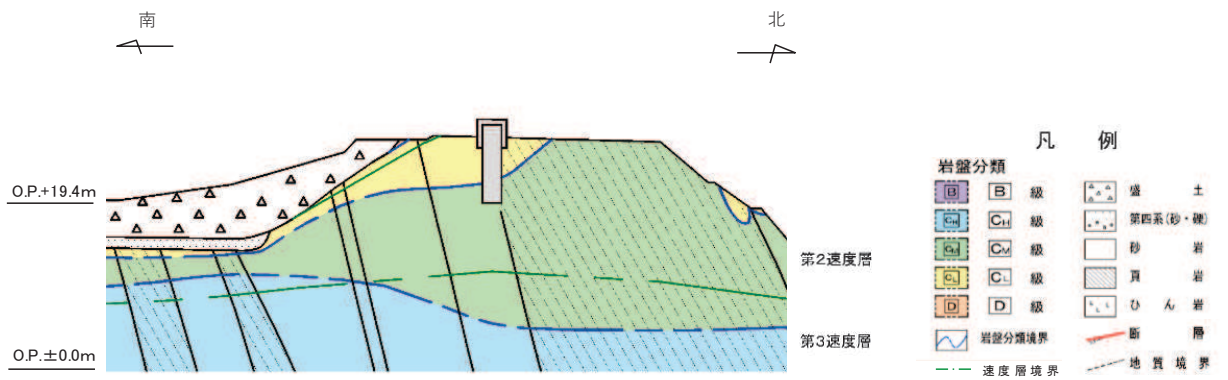


図 3-11(2) 評価対象断面 (断面⑦, a-a 断面)

3.2.2 評価対象部位

評価対象部位は、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

(1) 施設・地盤の健全性評価

a. 一般部

施設・地盤の健全性に係る評価対象部位は、鋼管杭，鋼製遮水壁，漂流物防護工，背面補強工，置換コンクリート，改良地盤及びセメント改良土とする。

b. 岩盤部

施設・地盤の健全性に係る評価対象部位は，鋼管杭，鋼製遮水壁，漂流物防護工及び背面補強工とする。

(2) 施設の変形性評価

施設の変形性評価に係る評価対象部位は，構造物間に設置する止水ジョイント部材のゴムジョイント及びウレタンシリコーン目地とする。

(3) 基礎地盤の支持性能評価

a. 一般部

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は，鋼管杭，背面補強工及び置換コンクリートを支持する基礎地盤とする。

b. 岩盤部

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は，鋼管杭及び背面補強工を支持する基礎地盤とする。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

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

3.3.1 荷重

強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

積載荷重として、積雪荷重を含めて地表面に 4.9kN/m^2 を考慮する。

(3) 積雪荷重 (P_s)

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

(4) 風荷重 (P_k)

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

(5) 遡上津波荷重 (P_t)

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

(6) 衝突荷重 (P_c)

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

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

衝突荷重を表 3-2 に示す。

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

表 3-2 衝突荷重

流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)
13	2000

(7) 余震荷重 (K_{sd})

余震荷重として、弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による地震力及び動水圧を考慮する。

3.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-3 に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは津波時及び重畳時に区分し、荷重の作用図を図 3-12 及び図 3-13 に示す。

表 3-3 荷重の組合せ

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

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (積雪荷重 P_s を含めて 4.9kN/m^2)

P_t : 遡上津波荷重 (風荷重 P_k を含む)

P_c : 衝突荷重

K_{sd} : 余震荷重

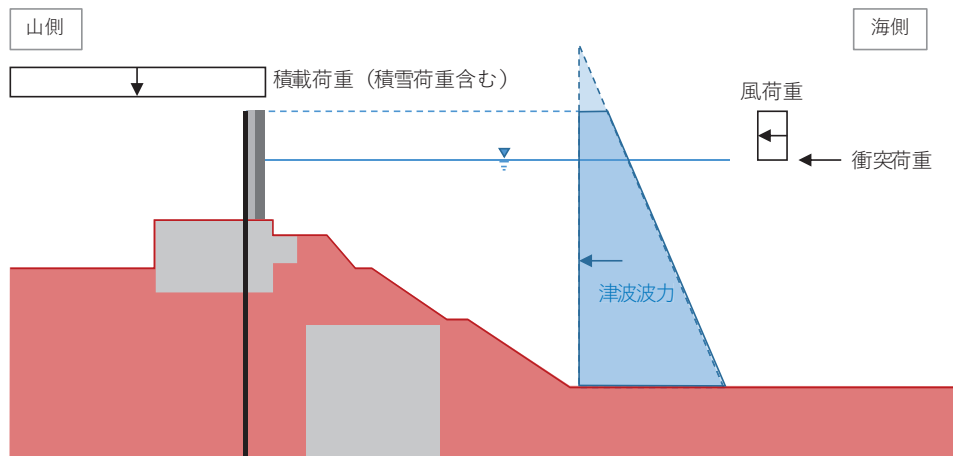


図 3-12(1) 一般部の荷重作用図 (津波時)

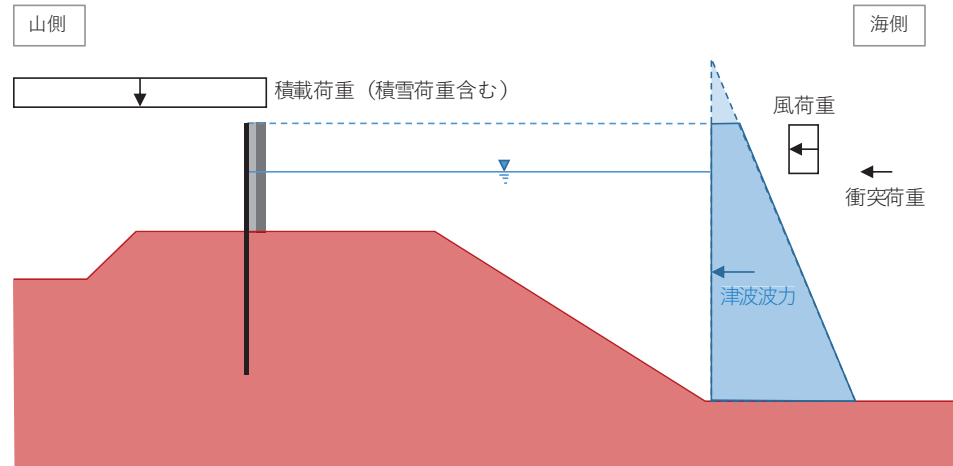


図 3-12(2) 岩盤部の荷重作用図 (津波時)

O 2 ② VI-3-別添 3-2-1-1 R 2

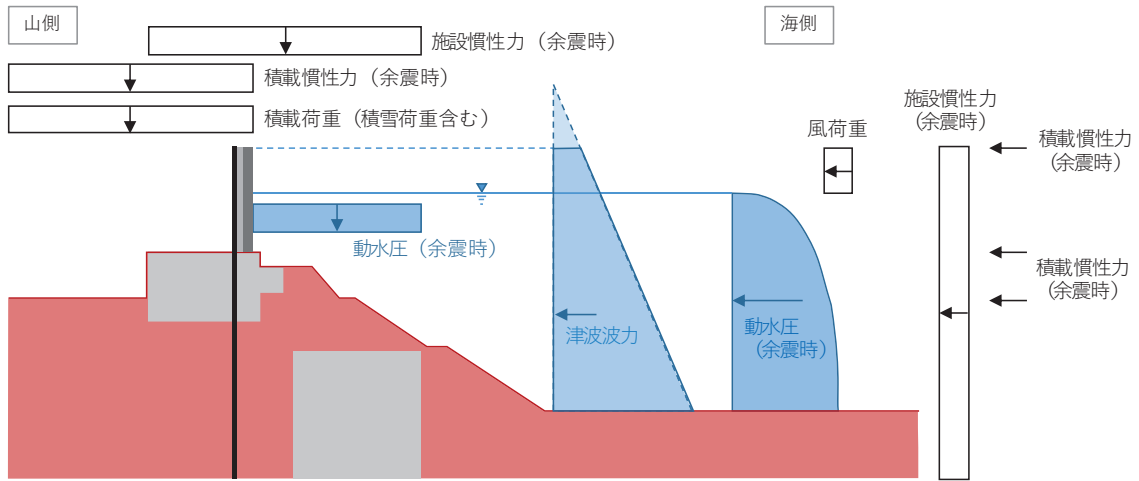


図 3-13(1) 一般部の荷重作用図 (重畳時)

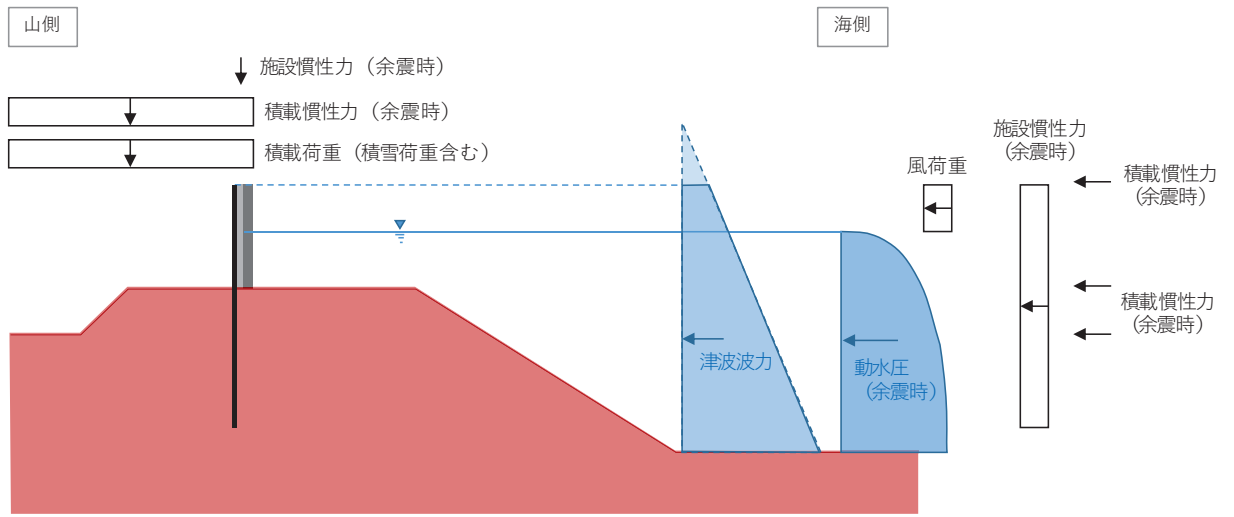


図 3-13(2) 岩盤部の荷重作用図 (重畳時)

O 2 ② VI-3-別添 3-2-1-1 R 2

3.4 許容限界

許容限界は、「3.2 評価対象断面及び部位」にて設定した評価対象部位の応力や変形の状態を考慮し、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

3.4.1 鋼管杭

鋼管杭の許容限界は日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編及び日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編に基づき、短期許容応力度とする。

鋼管杭の許容応力度の考え方を図 3-14 に、許容限界を表 3-4 に示す。

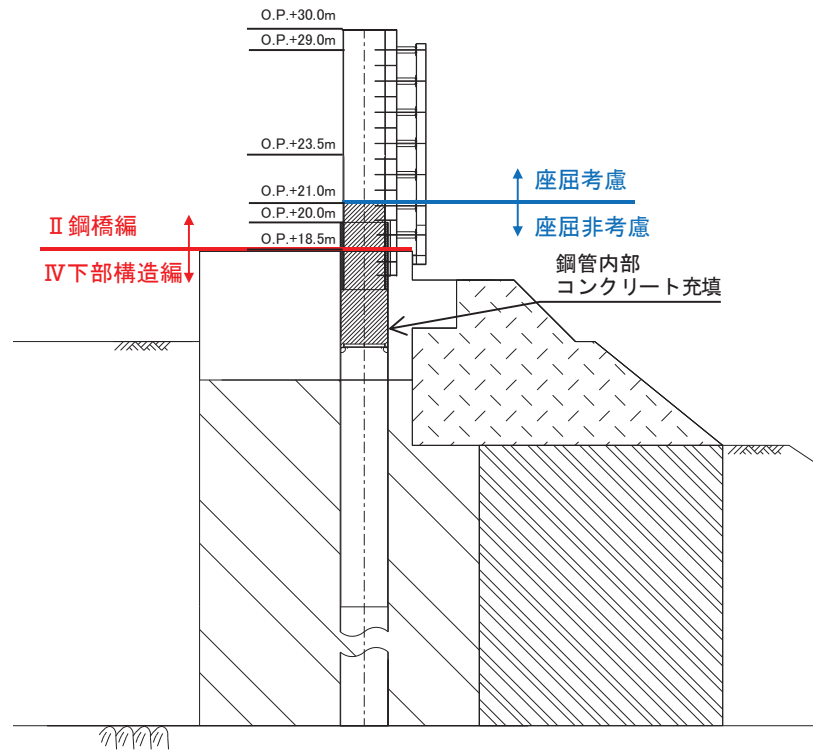


図 3-14(1) 鋼管杭の許容応力度の考え方 (一般部)

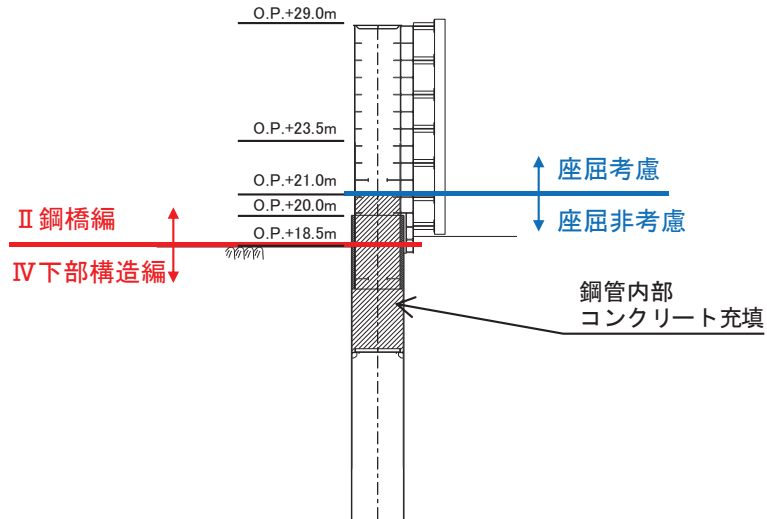


図 3-14(2) 鋼管杭の許容応力度の考え方 (岩盤部)

表 3-4(1) 鋼管杭の許容限界（一般部，断面①～断面③）

杭種		設置標高		座屈	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²) * 2	
					許容曲げ 圧縮応力度	許容せん断 応力度	許容曲げ 圧縮応力度	許容せん断 応力度
鋼管杭 (上杭) φ 2200	SKK490 (t=25mm)	O. P. +30. 0m～ O. P. +23. 5m		座屈 考慮	161* 1	96* 1	241* 1	145* 1
	SM570 (t=40mm)	O. P. +23. 5m～ O. P. +21. 0m			224* 1	137* 1	336* 1	206* 1
		O. P. +21. 0m～ O. P. +20. 0m		255	145	382	217	
鋼管杭 (下杭) φ 2500	SM570 (t=35mm)	長 杭	O. P. +20. 0m～ O. P. ±0. 0m	座屈 非 考慮	255	145	382	217
		短 杭	O. P. +20. 0m～ O. P. +5. 0m					
	SKK490 (t=25mm)	長 杭	O. P. ±0. 0m～ 杭下端		185	105	277	157
		短 杭	O. P. +5. 0m～ O. P. +2. 5m					

注記 * 1 : 座屈を考慮する場合，鋼管杭の応力状態に応じた許容応力度を用いるが，ここでは許容応力度が最小となるように算定した値を示す。

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

表 3-4(2) 鋼管杭の許容限界（一般部，断面④）

杭種		設置標高		座屈	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²) * 2	
					許容曲げ 圧縮応力度	許容せん断 応力度	許容曲げ 圧縮応力度	許容せん断 応力度
鋼管杭 (上杭) φ 2200	SKK490 (t=25mm)	O. P. +30. 0m～ O. P. +29. 0m		座屈 考慮	178* 1	96* 1	268* 1	145* 1
		O. P. +29. 0m～ O. P. +23. 5m			185	105	277	157
	SM570 (t=40mm)	O. P. +23. 5m～ O. P. +20. 0m			255	145	382	217
鋼管杭 (下杭) φ 2500	SM570 (t=35mm)	長杭	O. P. +20. 0m～ O. P. +1. 024m	座屈 非考慮	255	145	382	217
		短杭	O. P. +20. 0m～ O. P. +5. 0m					
	SKK490 (t=25mm)	長杭	O. P. +1. 024m～杭 下端		185	105	277	157
		短杭	O. P. +5. 0m～ O. P. +2. 5m					

注記 * 1 : 座屈を考慮する場合，鋼管杭の応力状態に応じた許容応力度を用いるが，ここでは許容応力度が最小となるように算定した値を示す。

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

表 3-4(3) 鋼管杭の許容限界（岩盤部，断面⑤～⑥）

杭種		設置標高		座屈	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²) * 2	
					許容曲げ 圧縮応力度	許容せん 断応力度	許容曲げ 圧縮応力度	許容せん断 応力度
鋼管杭 (上杭) φ 2200	SKK490 (t=25mm)	O. P. +29. 0m～ O. P. +23. 5m		座屈 考慮	164* ¹	96* ¹	246* ¹	145* ¹
	SM570 (t=40mm)	O. P. +23. 5m～ O. P. +21. 0m			229* ¹	137* ¹	344* ¹	206* ¹
		O. P. +21. 0m～ O. P. +20. 0m		255	145	382	217	
鋼管杭 (下杭) φ 2500	SM570 (t=35mm)	⑤断面	O. P. +20. 0m ～O. P. +5. 0m	座屈 非 考慮	255	145	382	217
		⑥断面	O. P. +20. 0m ～O. P. +8. 0m					
	SKK490 (t=25mm)	⑤断面	O. P. +5. 0m～ O. P. +2. 5m		185	105	277	157
		⑥断面	O. P. +8. 0m～ O. P. +5. 5m					

注記 * 1 : 座屈を考慮する場合，鋼管杭の応力状態に応じた許容応力度を用いるが，ここでは許容応力度が最小となるように算定した値を示す。

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

3.4.2 鋼製遮水壁及び漂流物防護工

鋼製遮水壁及び漂流物防護工の許容限界は、日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編に基づき、表 3-5 に示す短期許容応力度とする。

表 3-5 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の許容限界

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

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

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

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

3.4.3 背面補強工

背面補強工の許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し、表 3-6 に示すすべり安全率とする。

表 3-6 背面補強工の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

3.4.4 置換コンクリート

置換コンクリートの許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し、表 3-7 に示すすべり安全率とする。

表 3-7 置換コンクリートの許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

3.4.5 改良地盤

改良地盤の許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し、表 3-8 に示すすべり安全率とする。

表 3-8 改良地盤の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

3.4.6 セメント改良土

セメント改良土の許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し、表 3-9 に示すすべり安全率とする。

表 3-9 セメント改良土の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

3.4.7 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、防潮堤軸直交方向（以下、「軸直交方向」という）及び防潮堤軸方向（以下、「軸方向」という）ともに、メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。漂流物防護工の下部にある止水ジョイント前面の保護部材の許容限界は、日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編及び日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説に基づき短期許容応力度とする。表 3-10 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 3-10 (1) 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	汀線直角方向
汀線方向			150
ウレタンシリコーン目地		汀線直角方向	30
		汀線方向	6

表 3-10 (2) 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
梁部材 SS400	許容曲げ圧縮応力度	140	210
	許容せん断応力度	80	120
グレーチ ング固定 ボルト	許容引張応力度	140	210
	許容せん断応力度	90	135
アンカー ボルト	許容引張応力度	—	96.3
	許容せん断応力度	—	80.3

注記 *：短期許容応力度は、道路橋示方書により許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。アンカーボルトの短期許容応力度は、各種合成構造設計指針・同解説により導出する。

3.4.8 基礎地盤

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、支持力試験により設定する。基礎地盤の許容限界を表 3-11 に示す。

表 3-11 基礎地盤の支持力に対する許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm ²)
極限支持力	狐崎部層*	13.7
	牧の浜部層*	11.4
	改良地盤	4.4

注記 * : C_M級岩盤以上の岩盤が対象

3.5 評価方法

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

3.5.1 津波時

(1) 解析方法

津波時に発生する応答値は、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づく荷重を作用させて 2次元静的有限要素法解析により算定する。なお、衝突荷重は入力津波水位 O.P. +24.4m に余裕を考慮した津波水位 O.P. +25.0m を作用させる。

2次元静的有限要素法解析に用いる解析コードは、一般部には「FLIP Ver7.3.0_2」を使用し、岩盤部には「TDAPⅢ Ver3.08」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

a. 施設

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

b. 材料物性及び地盤物性のばらつき

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の津波時の挙動は、周辺地盤の影響を受けることから、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、防潮堤（鋼管式鉛直壁）周辺の地盤状況に応じて一般部と岩盤部の2種類に分類し、表 3-12 及び表 3-13 に示す解析ケースにて行う。

(a) 一般部

図 3-2～図 3-6 に示すとおり、一般部の周辺には、主として旧表土、盛土、 D 級岩盤、セメント改良土及び改良地盤が分布しており、これらの地盤の剛性が津波時に防潮堤（鋼管式鉛直壁）の挙動に影響を与えると判断されることから、これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

(b) 岩盤部

図 3-8～図 3-10 に示すとおり、岩盤部の周辺には、主として、 C_L 級岩盤、 C_M 級岩盤、 C_H 級岩盤及び B 級岩盤が分布しており、これらの地盤の剛性が津波時に防潮堤（鋼管式鉛直壁）の挙動に影響を与えると判断されることから、これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

表 3-12 解析ケース（一般部）

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

表 3-13 解析ケース（岩盤部）

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

c. 解析ケースの選定

津波時においては, 表 3-12 及び表 3-13 に示すケース①～③を実施する。

(2) 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 3-15 及び図 3-16 に示す。

(a) 解析領域

解析領域は、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。

(b) 境界条件

一般部は、解析領域の側方及び底面において半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。

岩盤部は、解析領域の側方を鉛直ローラー境界、底面を固定境界とする。

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

(d) 地盤のモデル化

D₁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 D₂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、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、断面④は背面の盛土斜面を含む）の地盤沈下を考慮したモデル化とする。

(e) 海水のモデル化

海水は液体要素でモデル化する。なお、遡上津波荷重は別途考慮する。

(f) ジョイント要素の設定

「背面補強工と盛土」、「改良地盤と盛土・旧表土」、「改良地盤と岩盤」、「置換コンクリートと岩盤」、「置換コンクリートと盛土・旧表土」、「改良地盤とセメント改良土」、「背面補強工とセメント改良土」及び「改良地盤と置換コンクリート」との接合面における剥離及びすべりを考慮するため、これらの接合面にジョイント要素を設定する。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。

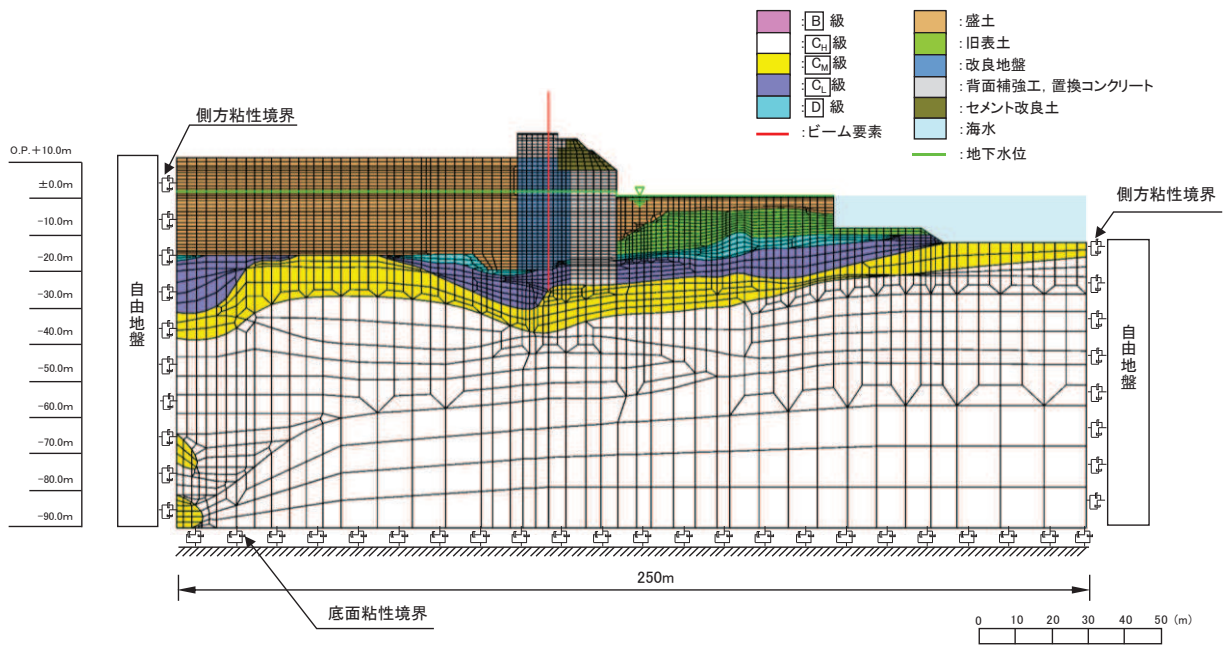


図 3-15(1) 一般部の解析モデル (断面①)

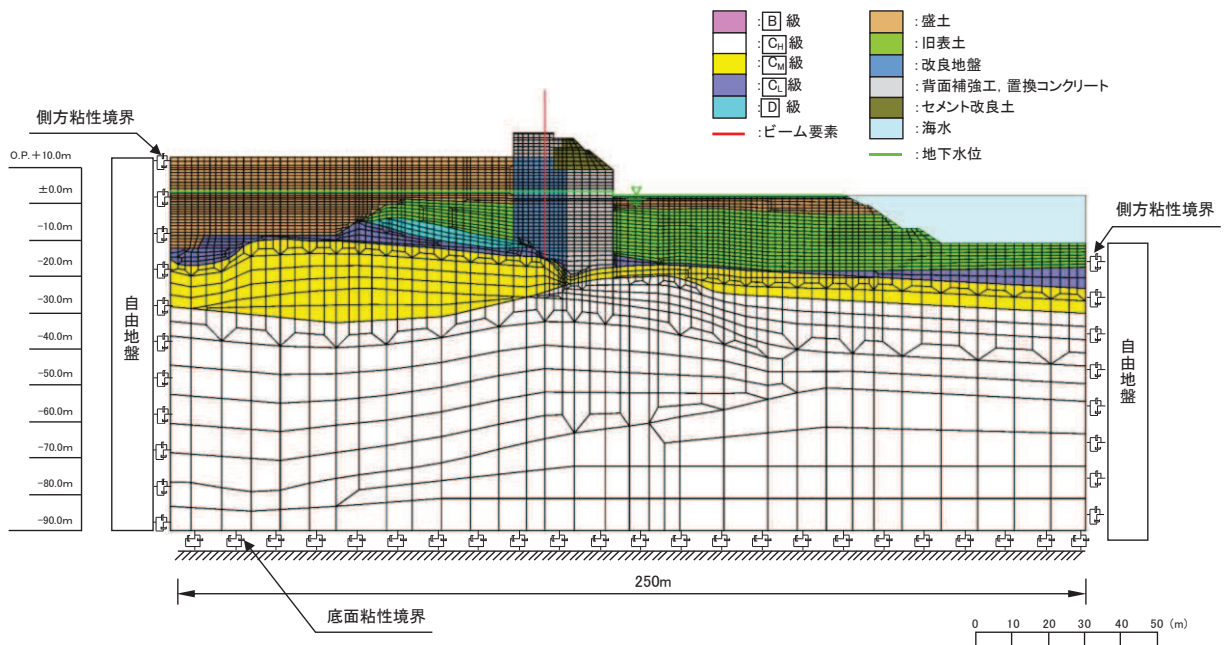


図 3-15(2) 一般部の解析モデル (断面②)

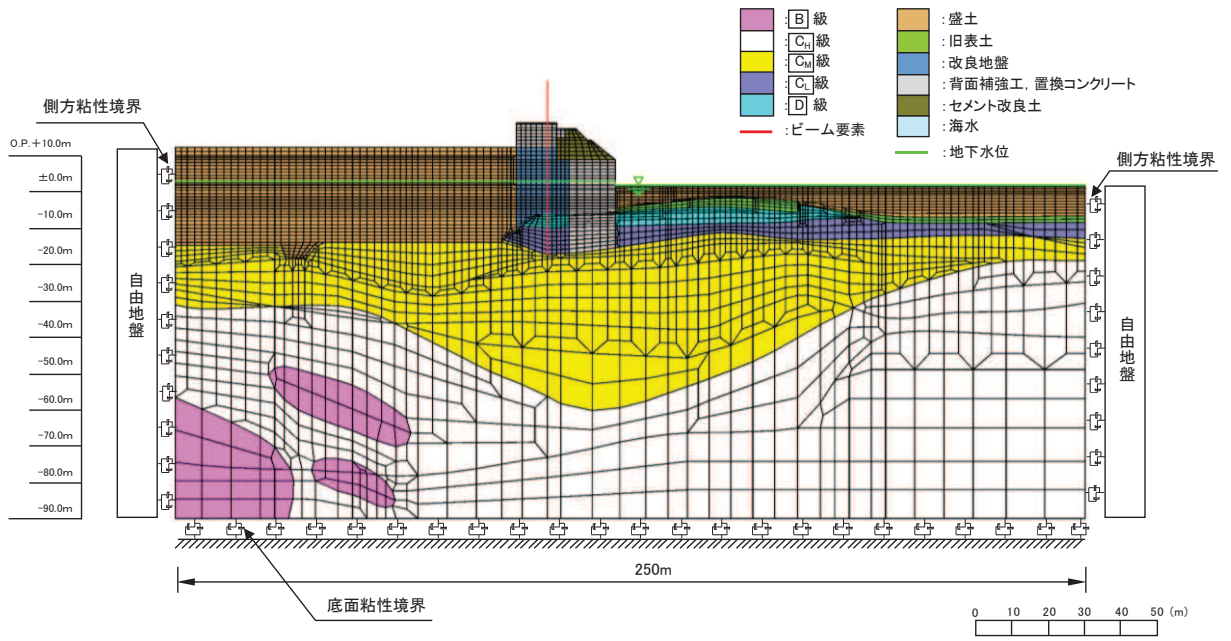


図 3-15(3) 一般部の解析モデル (断面③)

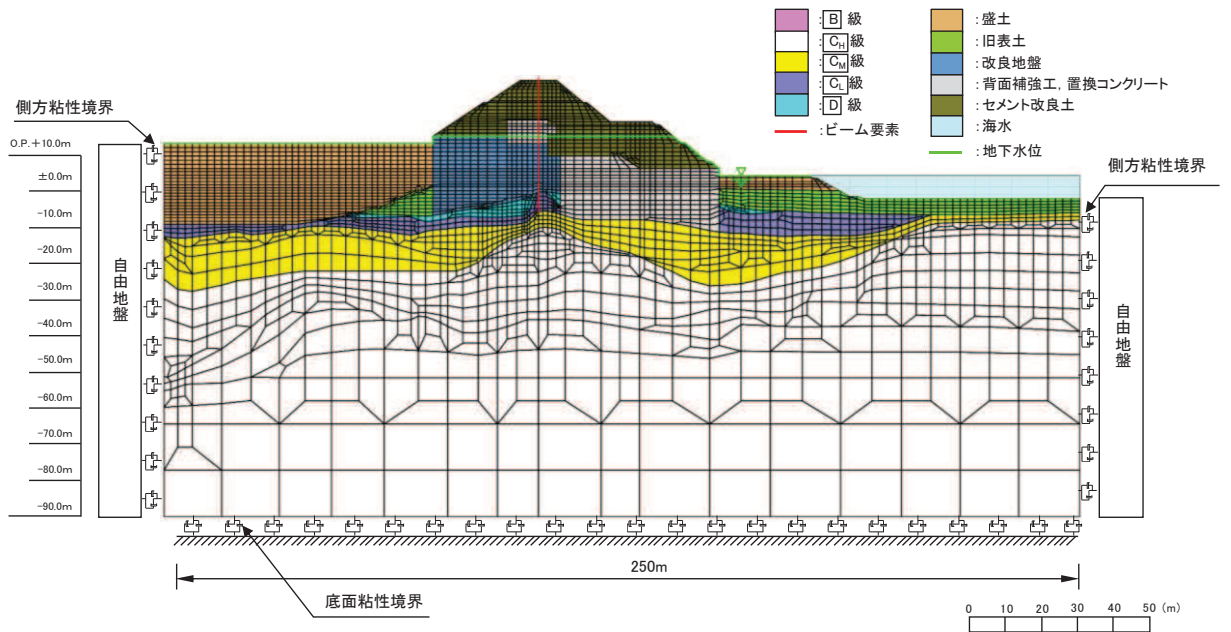


図 3-15(4) 一般部の解析モデル (断面④)

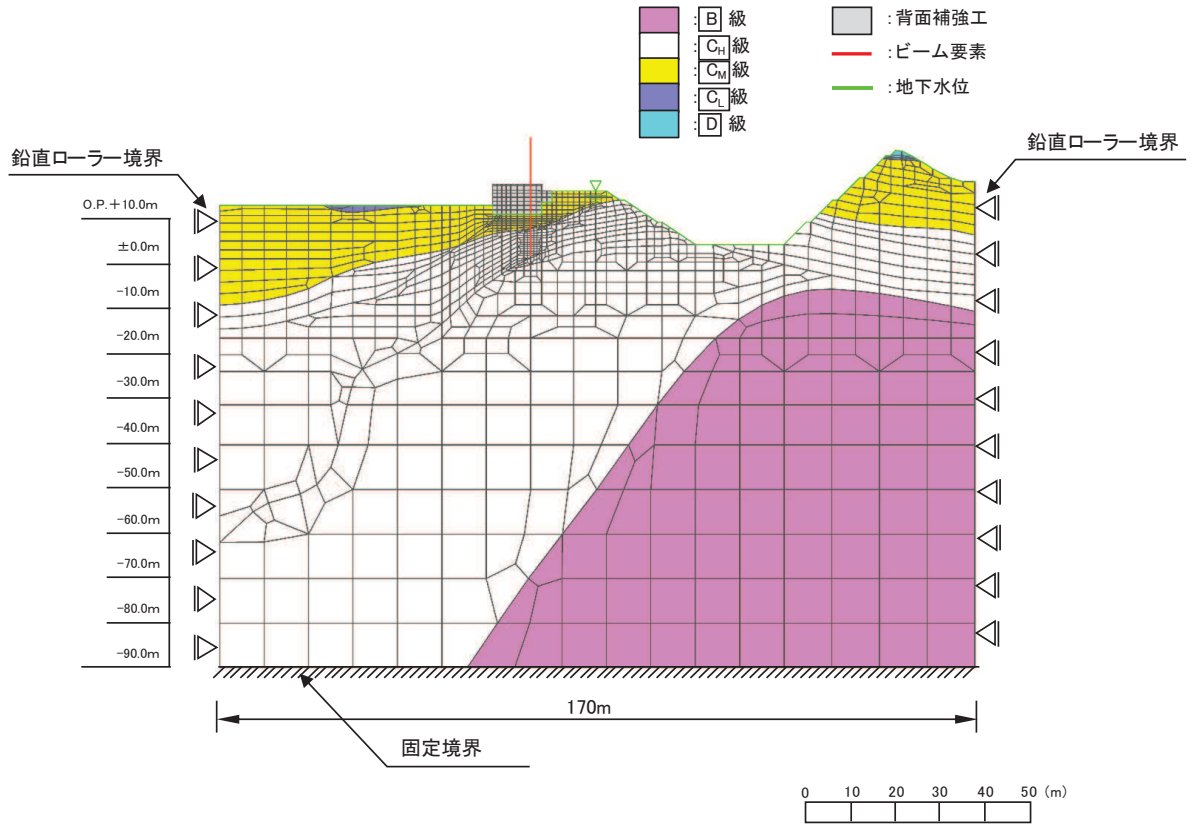


図 3-16(1) 岩盤部の解析モデル (断面⑤)

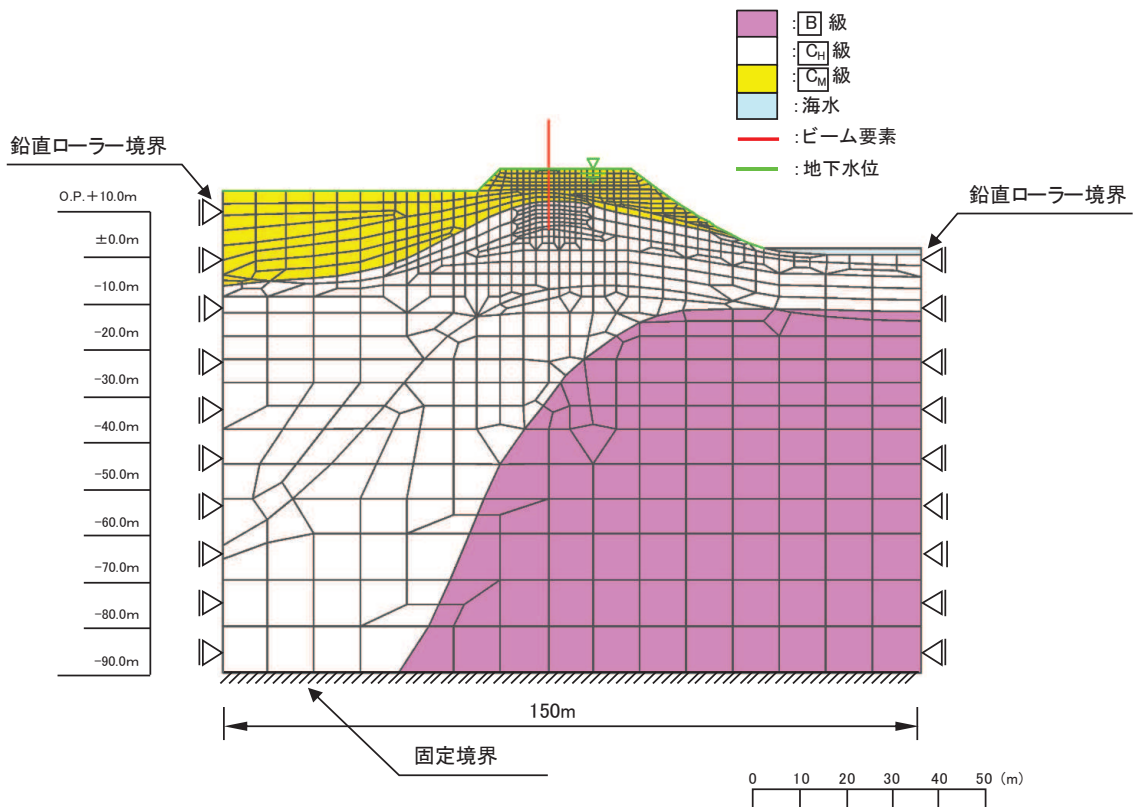


図 3-16(2) 岩盤部の解析モデル (断面⑥)

b. 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3-14 に、材料の物性値を表 3-15 に示す。なお、セメント改良土及び改良地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

表 3-14 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	
	置換コンクリート	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)
	鋼製遮水壁*		SM570, SM490Y
	漂流物防護工*		SM570, SM490Y

注記 * : 気中部分に露出する部分は、塗装による防食処理を行うことから、鋼管杭の腐食代を考慮する必要は無いものの、設計の保守性の観点から断面照査時に念のため日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編に基づき腐食代 1 mm を考慮する。杭体、鋼製遮水壁（スキンプレート）及び漂流物防護工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 3-15(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
コンクリート	背面補強工	24.0* ¹	2.80×10 ⁴ * ¹	0.2* ¹
	置換コンクリート	22.5* ¹	2.80×10 ⁴ * ¹	0.2* ¹
鋼管杭	SM570, SKK490	77.0* ²	2.00×10 ⁵ * ²	0.3* ²
鋼材	SM570, SM490Y	77.0* ²	2.00×10 ⁵ * ²	0.3* ²

注記 * 1 : 土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]

* 2 : 日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編

表 3-15(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
	置換コンクリート				

注記 *1 : 土木学会 2013 年 コンクリート標準示方書 ダムコンクリート編

*2 : 内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

*3 : 土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]

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、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位を図 3-15 及び図 3-16 に示す。また、設計用地下水位の一覧を表 3-16 に示す。

表 3-16 設計用地下水位の一覧

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
防潮堤 (鋼管式鉛直壁)	断面①	防潮堤より山側で O.P. +1.43m (朔望平均満潮位), 海側で地表面
	断面②	
	断面③	
	断面④	防潮堤より山側及び海側で地表面 (盛土堤防との境界部であることも踏まえ, 盛土堤防と同様の設定)
	断面⑤	岩盤表面
	断面⑥	

(3) 評価方法

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

a. 鋼管杭

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

(a) 曲げ軸力照査

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

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

ここで、

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

M_1 : 鋼管杭に発生する曲げモーメント (kN・m)

Z_1 : 鋼管杭の断面係数 (mm³) *

N_1 : 鋼管杭に発生する軸力 (kN)

A_1 : 鋼管杭の断面積 (mm²) *

注記 * : 鋼管杭の外側 1mm を腐食代として考慮する。

(b) せん断力照査

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

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

ここで、

τ_1 : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力度 (N/mm²)

S_1 : 鋼管杭に発生するせん断力 (kN)

A_1 : 鋼管杭の断面積 (mm²) *

κ_1 : せん断応力の分布係数 (2.0)

注記 * : 鋼管杭の外側 1mm を腐食代として考慮する。

(c) 漂流物防護工による偏心荷重

漂流物防護工は、図 3-17 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り、漂流物衝突荷重が、漂流物防護工端部に作用することにより、鋼管杭に偏心荷重（ねじり応力）が作用することから、鋼管杭へ作用するねじりについて評価を実施する。評価を実施する断面及びケースは、せん断破壊に対する照査が最も厳しくなる断面及びケースとする。

なお、鋼管杭に生じる常時の偏心モーメントは、津波作用荷重により鋼管杭に生じる曲げモーメントを打ち消す方向となるため、津波時に生じる常時の偏心モーメントは保守的に考慮しない。

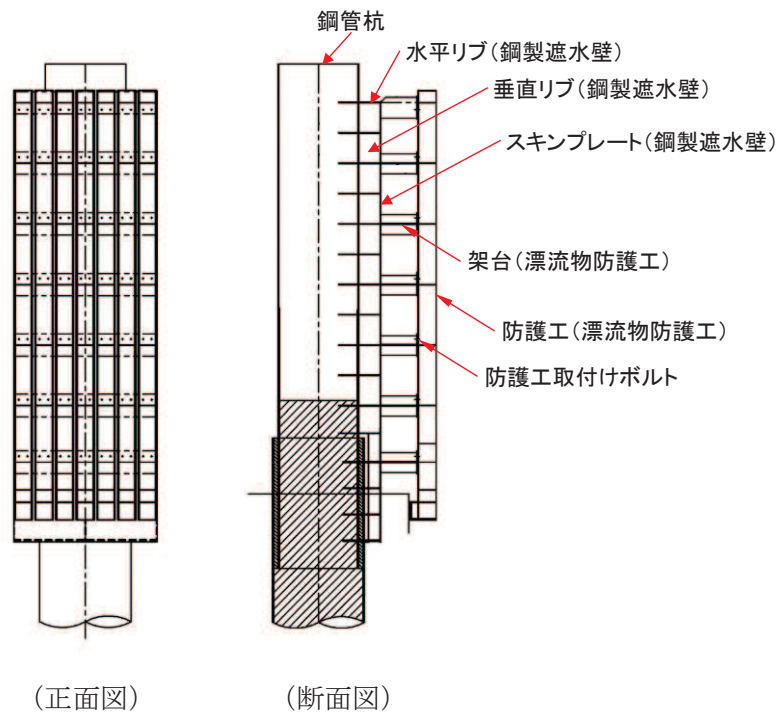


図 3-17 (1) 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図（正面図，断面図）

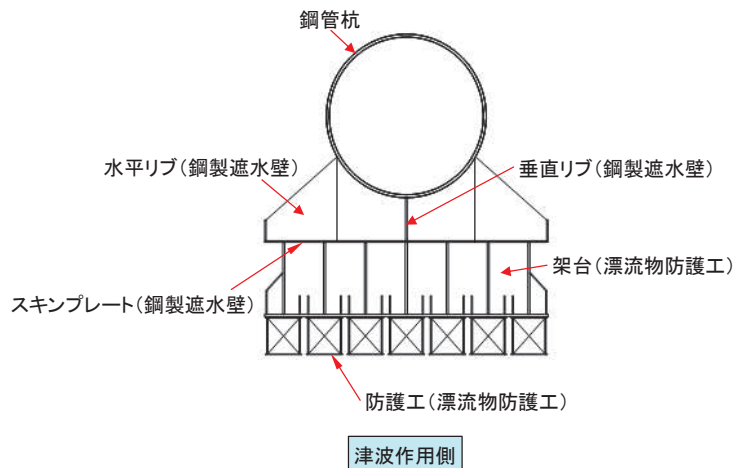


図 3-17 (2) 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図（平面図）

イ. ねじり応力

漂流物衝突荷重が図 3-18 のように、漂流物防護工端部に作用した場合の鋼管杭のねじりモーメントを以下式により算出する。また、計算の概念図を図 3-18 に、計算に必要な諸元を表 3-17 に示す。

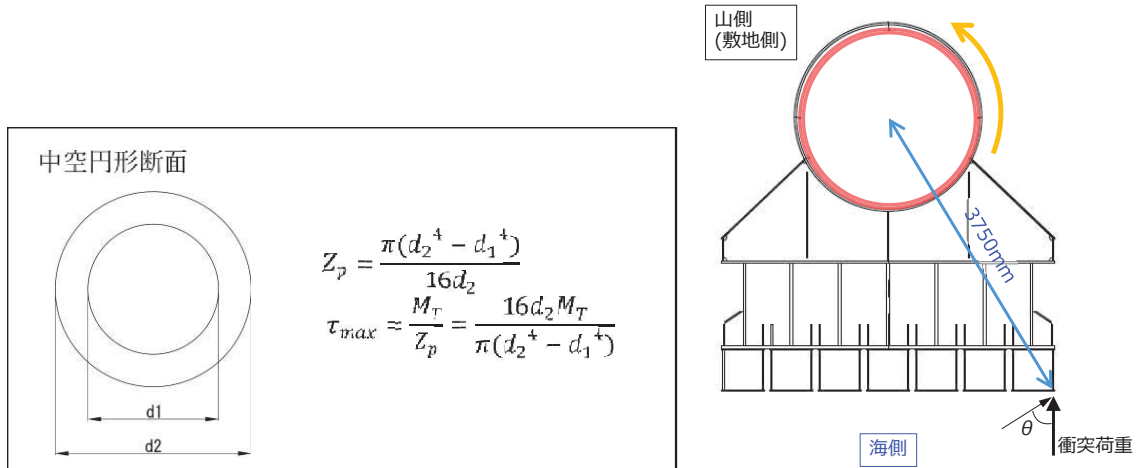


図 3-18 ねじり応力算定概念図

表 3-17 計算に必要な諸元

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

注記*1：腐食代 1mm を考慮する。

*2：保守的に鋼管杭の剛性のみを考慮する。

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 3-19 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。

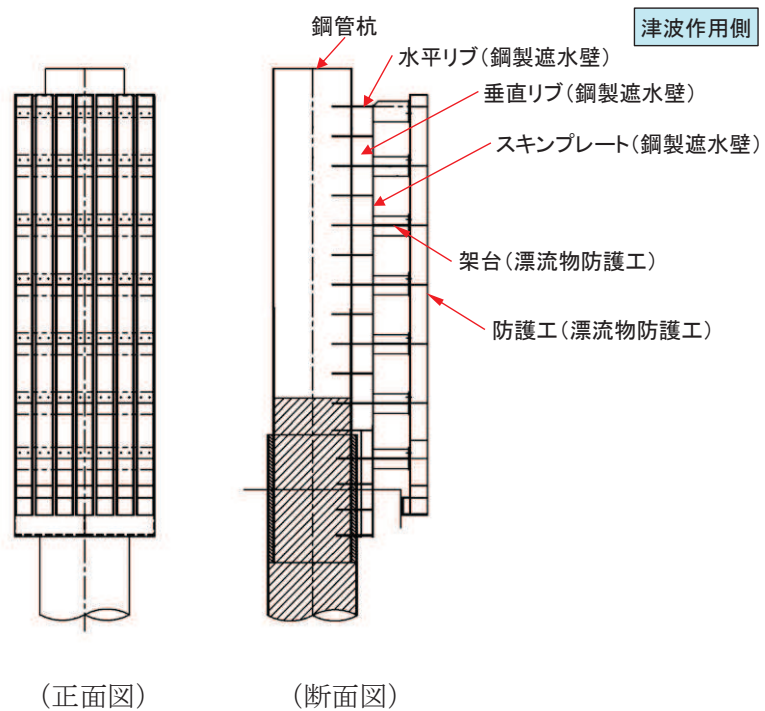


図 3-19(1) 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図 (正面図, 断面図)

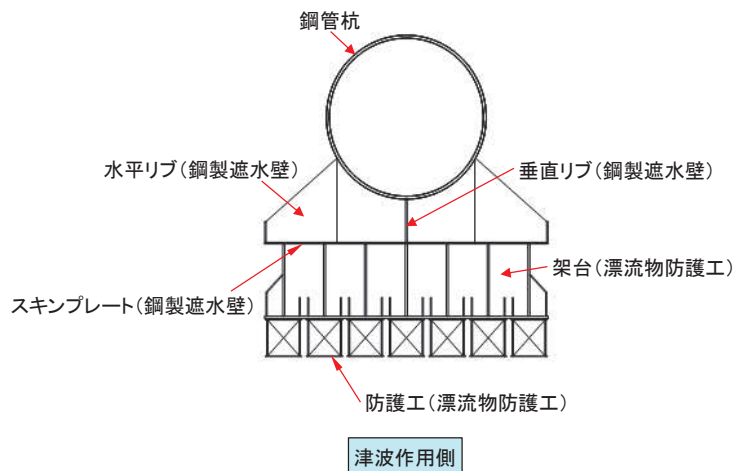


図 3-19(2) 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図 (平面図)

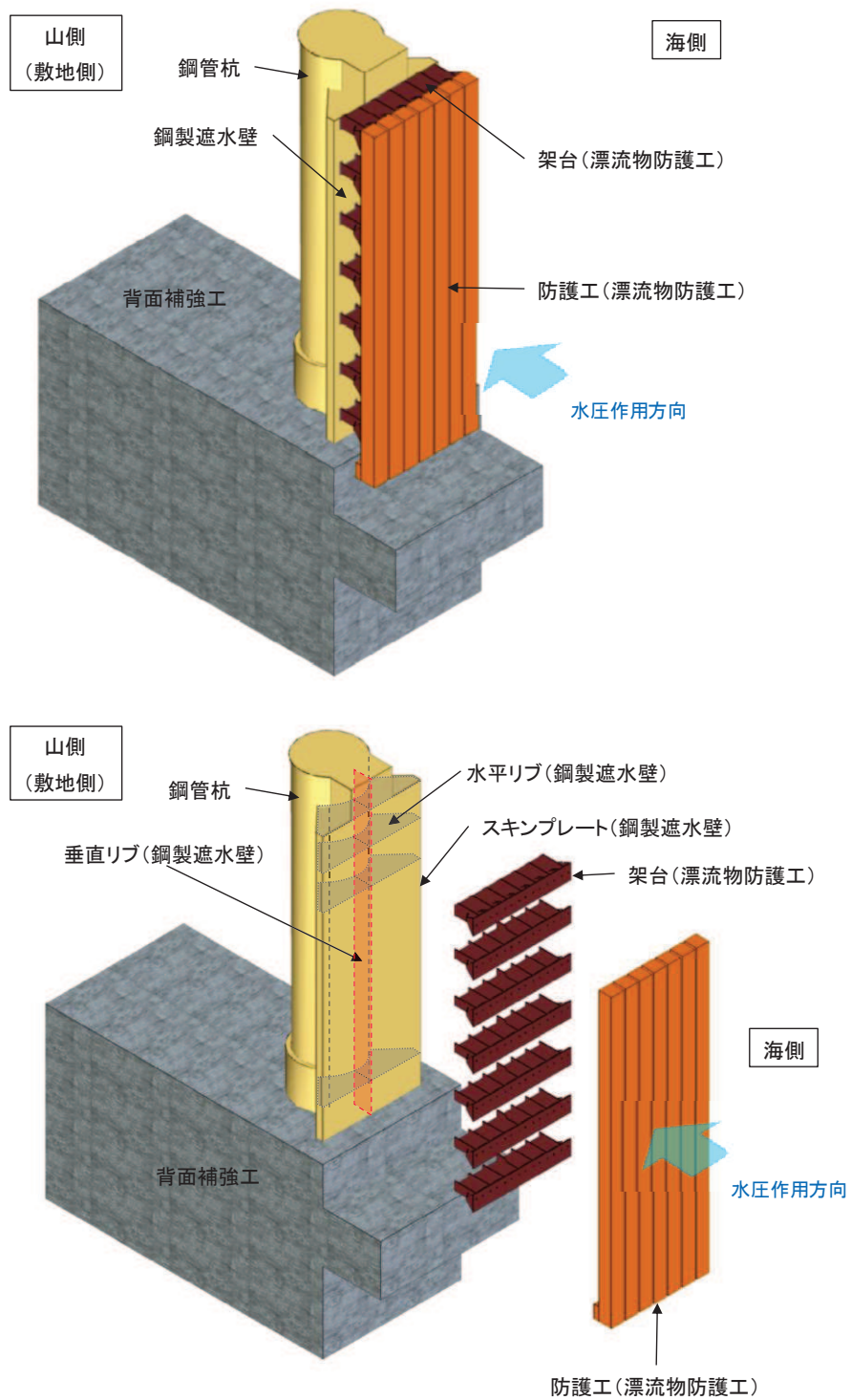


図 3-19 (3) 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造概要図

(a) スキンプレート

スキンプレートの照査方法を図 3-20 に示す。水平リブを支点とする単純ばりでモデル化し、曲げモーメントを用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma_2 = \frac{M_2}{Z_2} \dots \dots \dots (3.3)$$

$$M_2 = P_2 \frac{L^2}{8} \dots \dots \dots (3.4)$$

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)

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。

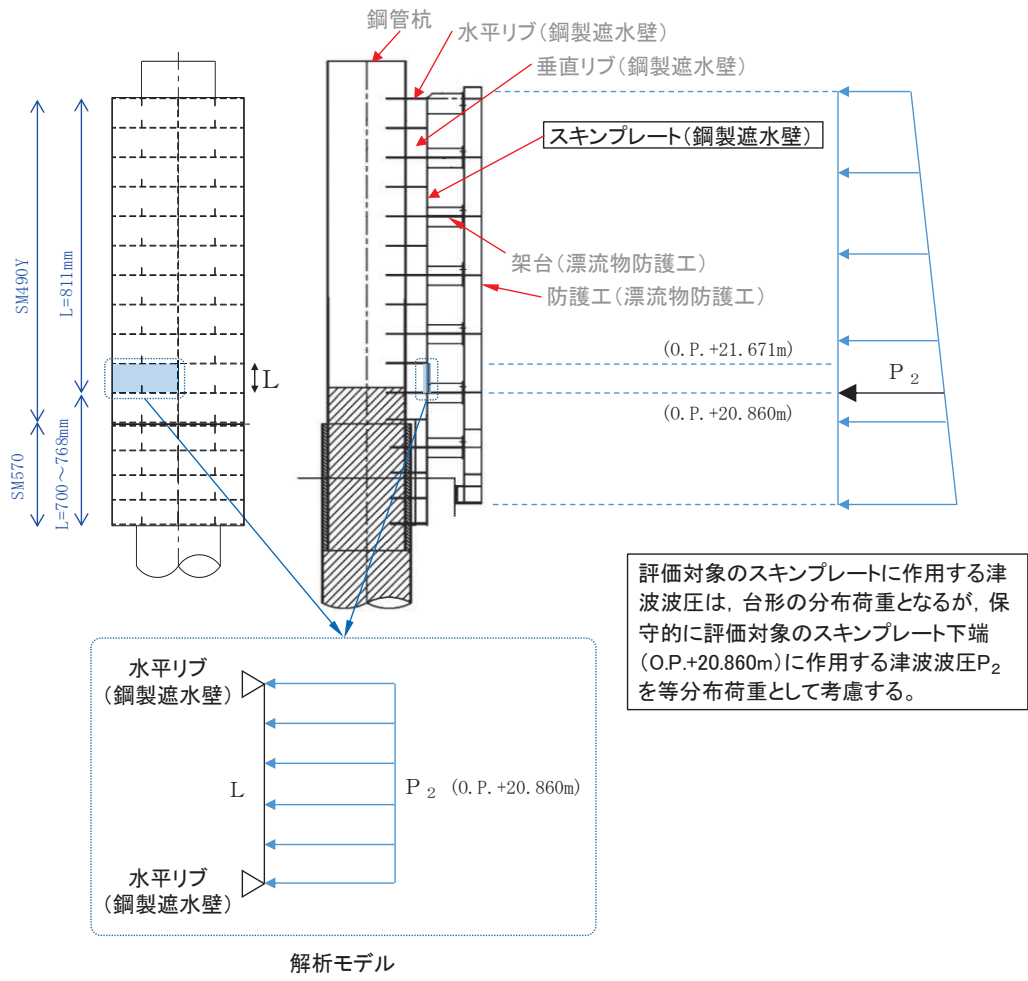


図 3-20 スキンプレートの照査概念図 (津波時)

(b) 垂直リブ

垂直リブの照査方法を図 3-21 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。なお、照査箇所については、水平リブ間隔 L を考慮し、図 3-21 に示す箇所とした。

$$\sigma_3 = \frac{P}{t \cdot L} \quad \dots \dots \dots (3.5)$$

$$P = P_3 \cdot L \cdot B \quad \dots \dots \dots (3.6)$$

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)
- B : 鋼製遮水壁の総幅 (m)

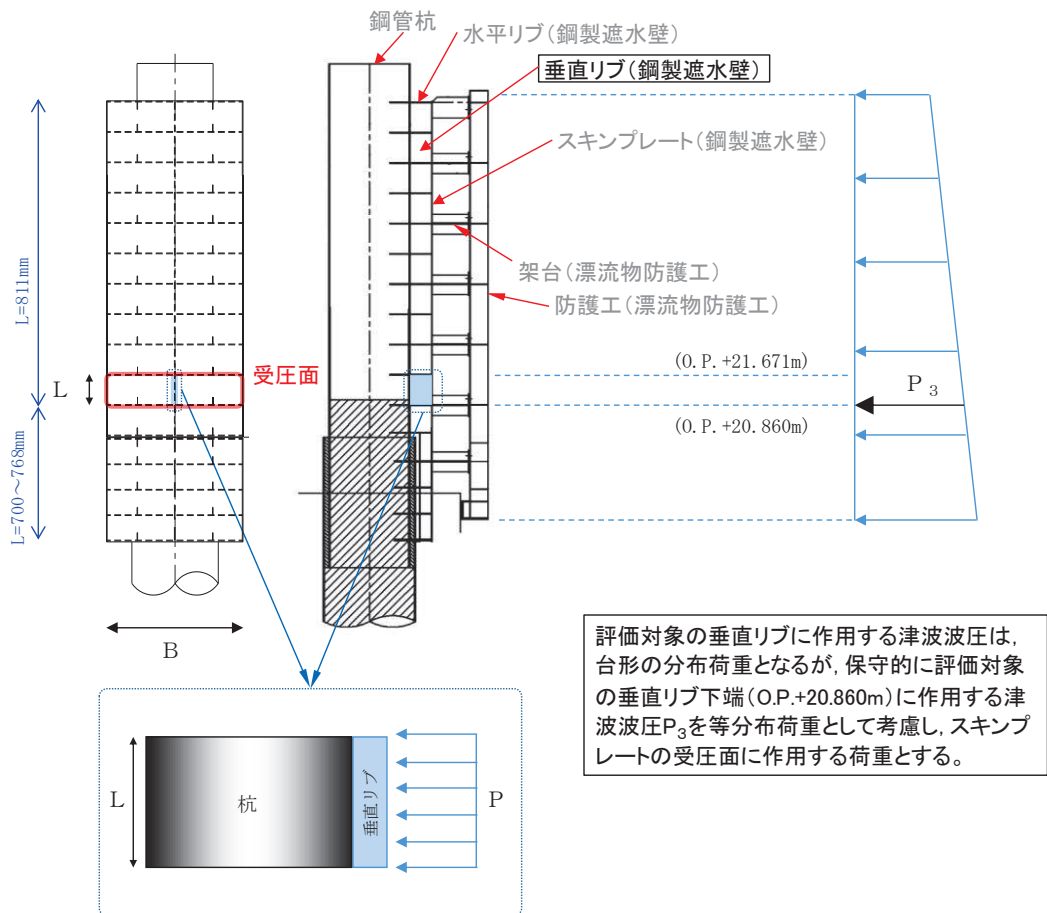


図 3-21 垂直リブの照査概念図 (津波時)

(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。

なお，衝突荷重の作用位置については，O.P.+25.0mを基本とするが，水平リブ及び架台で負担する割合が最大となるよう水平リブ及び架台の高さであるO.P.+24.104mに作用させる。

水平リブ及び架台の照査方法を図 3-22 に示す。

曲げ応力照査（水平リブ）

$$\sigma_4 = \frac{M_4}{Z_4} \dots \dots \dots (3.7)$$

$$M_4 = \frac{1}{2} P_4 \cdot \ell \cdot b^2 + P_c \cdot b' \dots \dots \dots (3.8)$$

せん断力照査（水平リブ）

$$\tau_4 = \frac{S_4}{A_w} \dots \dots \dots (3.9)$$

$$S_4 = P_4 \cdot \ell \cdot b + P_c \dots \dots \dots (3.10)$$

合成応力照査（水平リブ）

$$\left(\frac{\sigma_4}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_4}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \dots \dots \dots (3.11)$$

曲げ応力照査（架台）

$$\sigma_5 = \frac{M_5}{Z_5} \dots \dots \dots (3.12)$$

$$M_5 = \frac{1}{2} P_4 \cdot \ell \cdot b^2 + P_c \cdot b' \dots \dots \dots (3.13)$$

せん断力照査 (架台)

$$\tau_5 = \frac{S_5}{A_w} \dots \dots \dots (3.14)$$

$$S_5 = P_4 \cdot \ell \cdot b + P_c \dots \dots \dots (3.15)$$

合成応力照査 (架台)

$$\left(\frac{\sigma_5}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_5}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \dots \dots \dots (3.16)$$

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)
 - P_4 : 水平リブ及び架台に作用する津波波圧 (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) *
 - 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)
 - P_c : 衝突荷重 (kN)
 - b : モーメントアーム長 (m)
 - b' : 衝突荷重の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) *
 - 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 * : 架台は腐食代 2mm を考慮する。

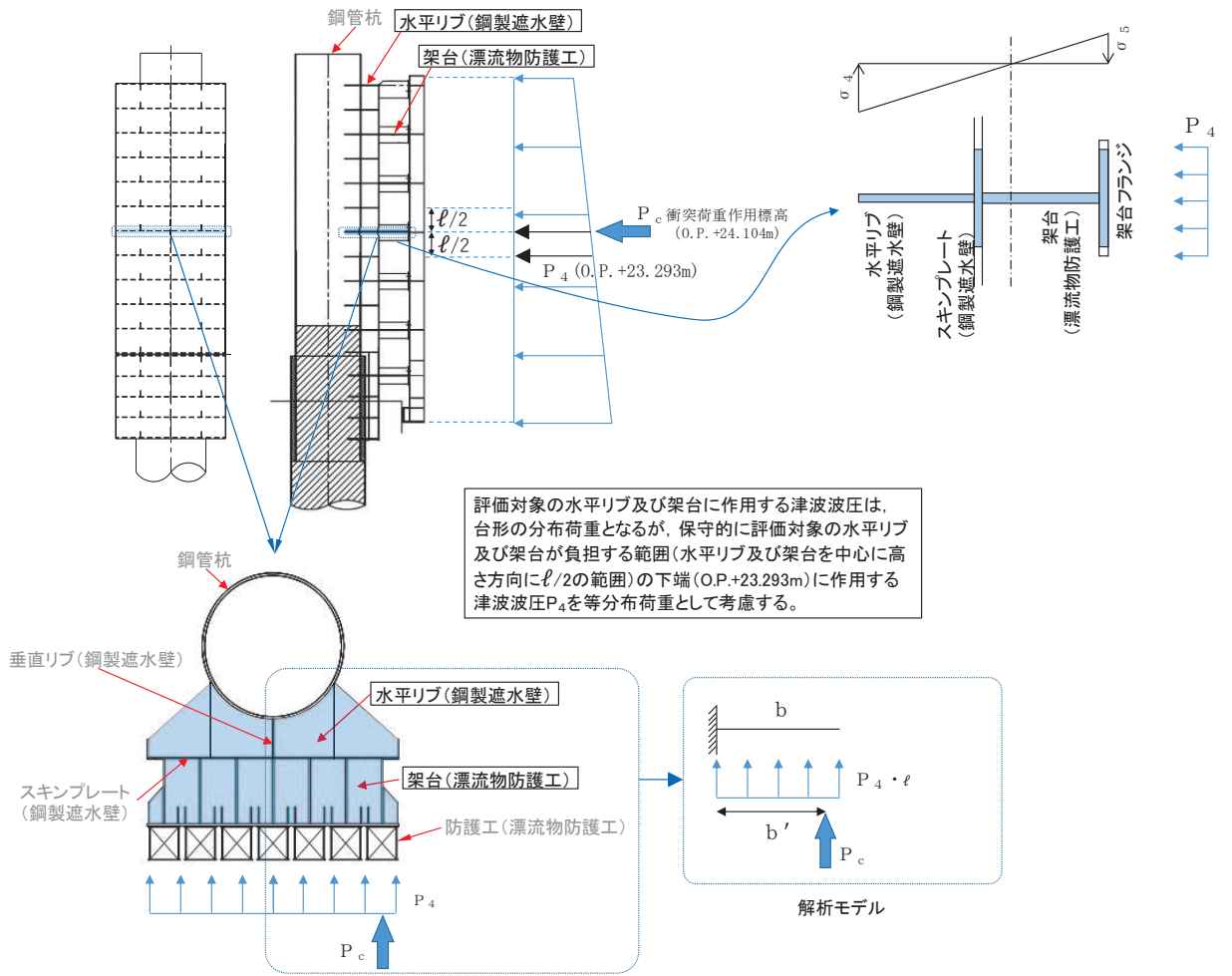


図 3-22 水平リブ及び架台の照査概念図 (津波時)

(d) 防護工

防護工の照査方法を図 3-23 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（衝突荷重が防護工中心に作用する場合）

$$\sigma_6 = \frac{M_6}{Z_6} \dots \dots \dots (3.17)$$

$$M_6 = P_6 \cdot b'' \cdot \frac{\ell^2}{8} + P_c \cdot \frac{\ell}{4} \dots \dots \dots (3.18)$$

せん断力照査（衝突荷重が防護工端部に作用する場合）

$$\tau_6 = \frac{S_6}{A_{wc}} \dots \dots \dots (3.19)$$

$$S_6 = P_6 \cdot b'' \cdot \frac{\ell}{2} + \frac{P_c}{2} \dots \dots \dots (3.20)$$

合成応力照査

$$\left(\frac{\sigma_6}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_6}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \dots \dots \dots (3.21)$$

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)

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)

P_c : 衝突荷重 (kN)

A_{wc} : 防護工のせん断抵抗断面積 (mm²) *

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 * : 防護工は外側 1mm を腐食代として考慮する。

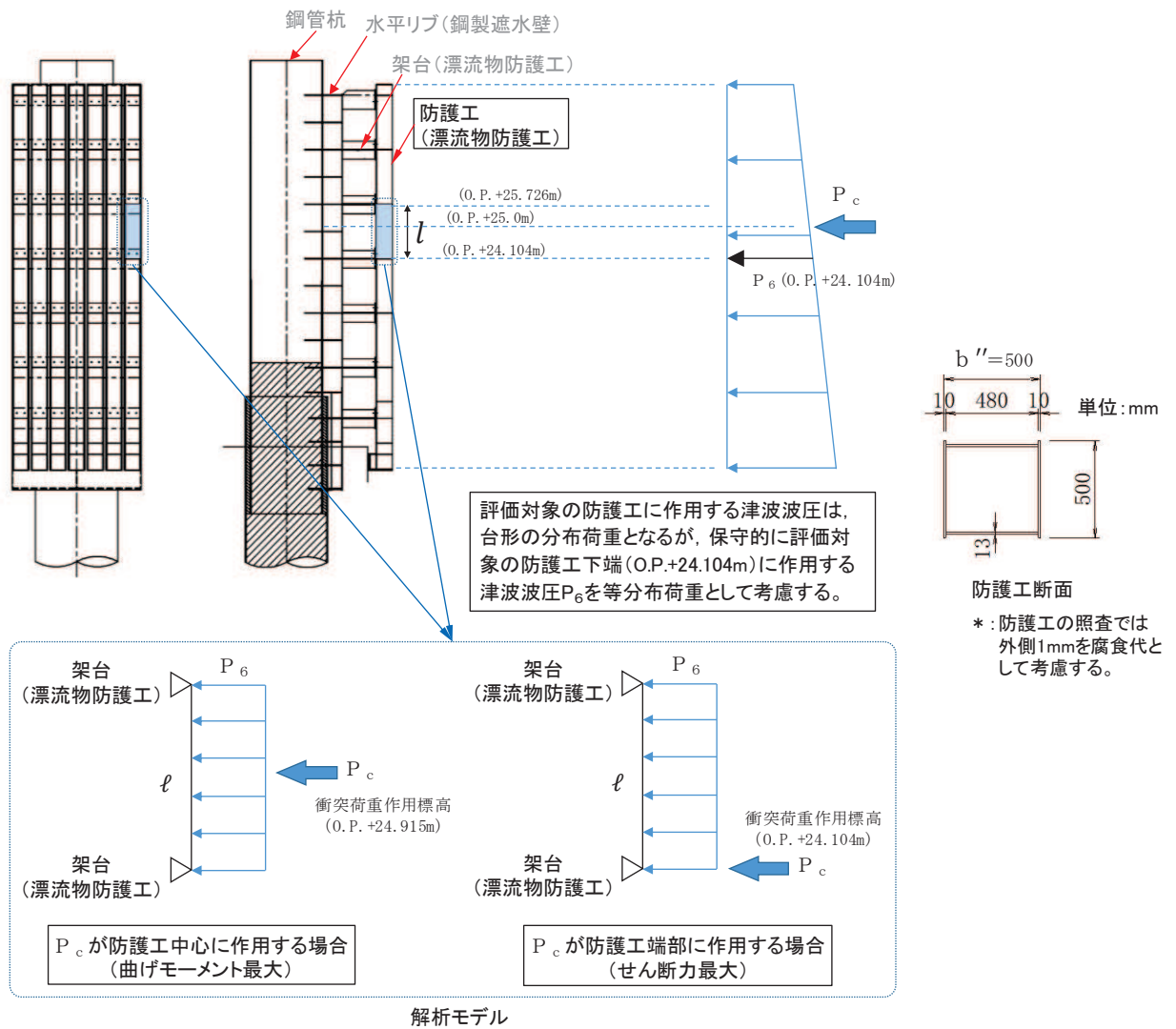


図 3-23 防護工の照査概念図 (津波時)

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。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として時々刻々求め、最小すべり安全率となるすべり線を選定する。

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。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として時々刻々求め、最小すべり安全率となるすべり線を選定する。

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。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として時々刻々求め、最小すべり安全率となるすべり線を選定する。

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－1 σ 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。

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。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として時々刻々求め、最小すべり安全率となるすべり線を選定する。

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－1 σ 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。

g. 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の津波時の評価について、軸直交方向は、津波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。

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

漂流物防護工の下部にある止水ジョイント前面の保護部材の津波時の評価について、発生応力が許容限界以下であることを確認する。

なお、鋼管杭の評価においては、漂流物が漂流物防護工端部に衝突した場合のねじり評価を実施するものの、漂流物が鋼管杭中心の漂流物防護工位置に衝突する場合の方が、鋼管杭（止水ジョイント部材）に生じる軸直交方向の変位は大きいことから、鋼管杭中心の漂流物防護工位置に衝突する場合を考慮する。

h. 基礎地盤

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

3.5.2 重畳時

(1) 解析方法

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

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

2次元動的有限要素法解析に用いる解析コードは、一般部には「FLIP Ver7.3.0_2」を使用し、岩盤部には「TDAPⅢ Ver3.08」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

a. 施設

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

b. 材料物性及び地盤物性のばらつき

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の重畳時の応答は、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、防潮堤（鋼管式鉛直壁）周辺の地盤状況に応じて一般部と岩盤部の2種類に分類し、表3-18及び表3-19に示す解析ケースにて行う。

(a) 一般部

図3-2～図3-6に示すとおり、一般部の周辺には、主として旧表土、盛土、**D**級岩盤、セメント改良土及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布しており、これらの地盤のせん断変形が重畳時に防潮堤（鋼管式鉛直壁）の応答に影響を与えると判断されることから、これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

(b) 岩盤部

図3-8～図3-10に示すとおり、岩盤部の周辺には、主として、**C_L**級岩盤、**C_M**級岩盤、**C_H**級岩盤及び**B**級岩盤が分布しており、これらの地盤のせん断変形が重畳時に防潮堤（鋼管式鉛直壁）の応答に影響を与えると判断されることから、これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

表 3-18 解析ケース（一般部）

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

表 3-19 解析ケース（岩盤部）

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

c. 減衰定数

Rayleigh 減衰を考慮することとし、一般部（有効応力解析）では剛性比例型減衰、岩盤部（全応力解析）では質量比例型減衰と剛性比例型減衰の組み合わせによる減衰を設定する。

d. 解析ケース

重畳時においては、弾性設計用地震動 S d - D 2 に対して、ケース①（基本ケース）を実施する。ケース①において、各照査値が最も厳しい地震動を用い、表 3-18 及び表 3-19 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 3-20 に示す。

表 3-20 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 $S_d - D 2$ を 1次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。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 3-24 に入力地震動算定の概念図を、図 3-25～図 3-30 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。

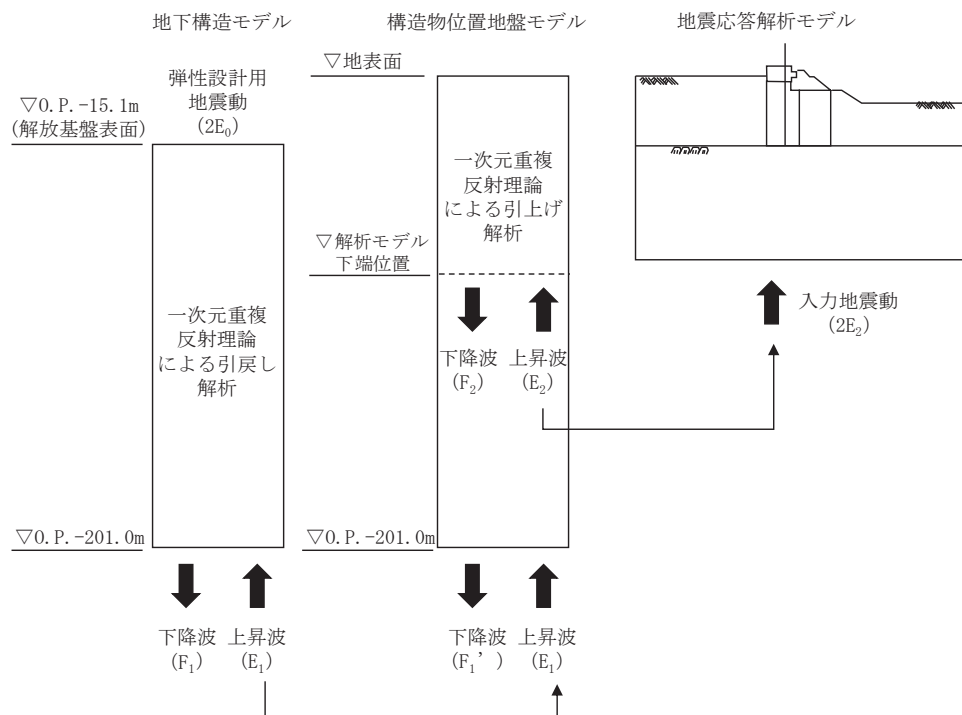
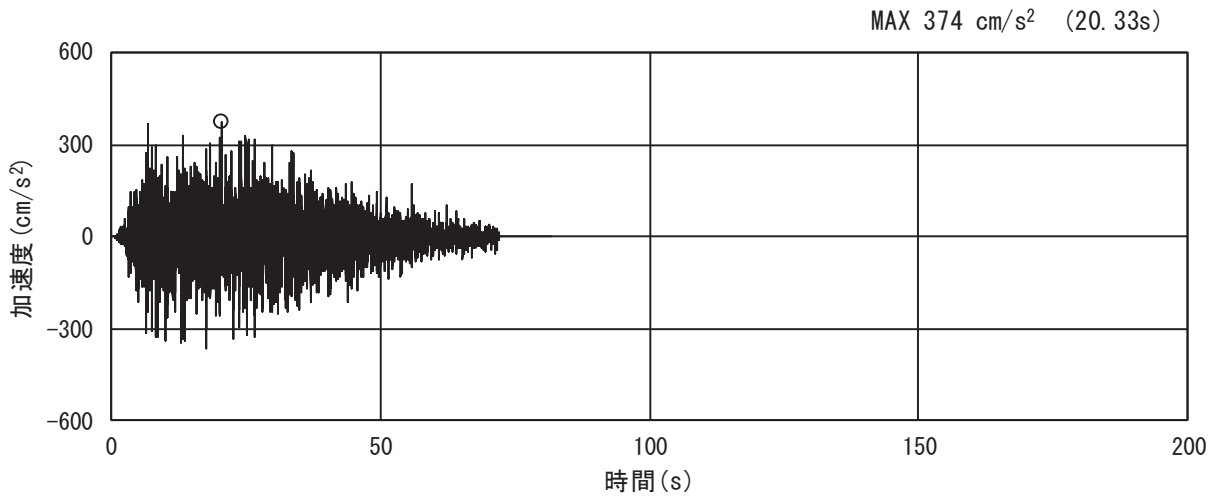
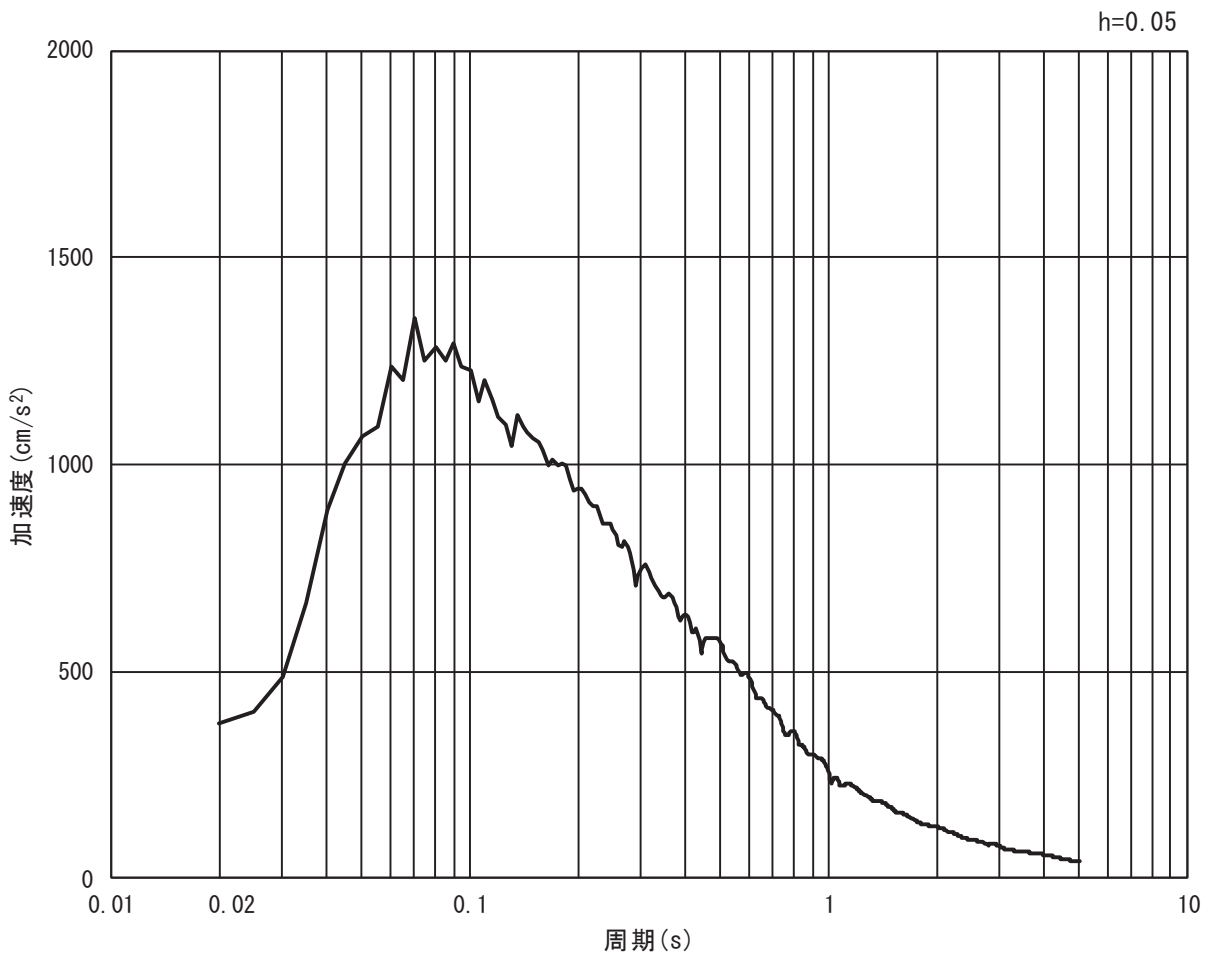


図 3-24 入力地震動算定の概念図

a. 一般部
 (a) 断面①

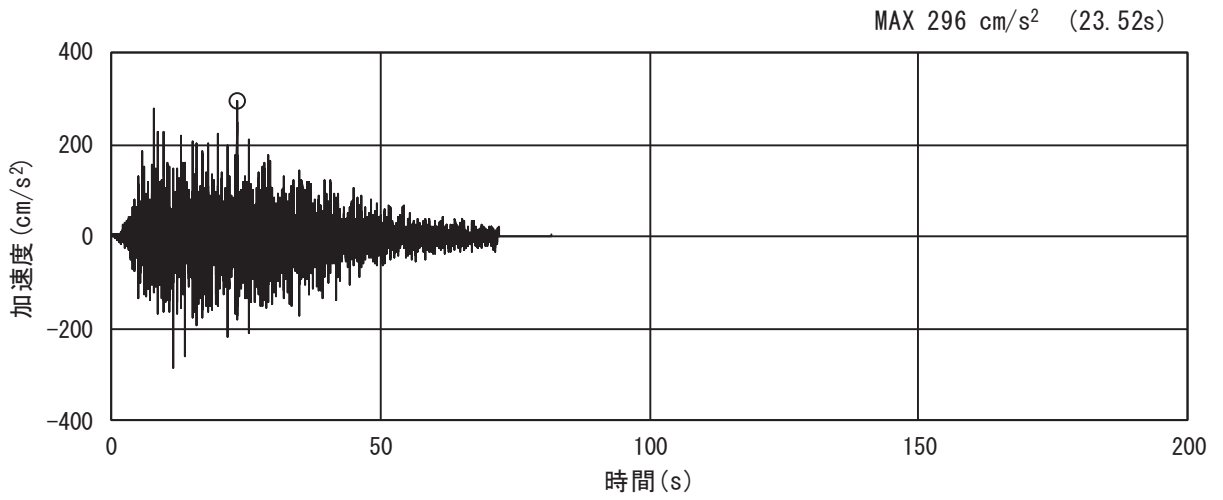


(a) 加速度時刻歴波形

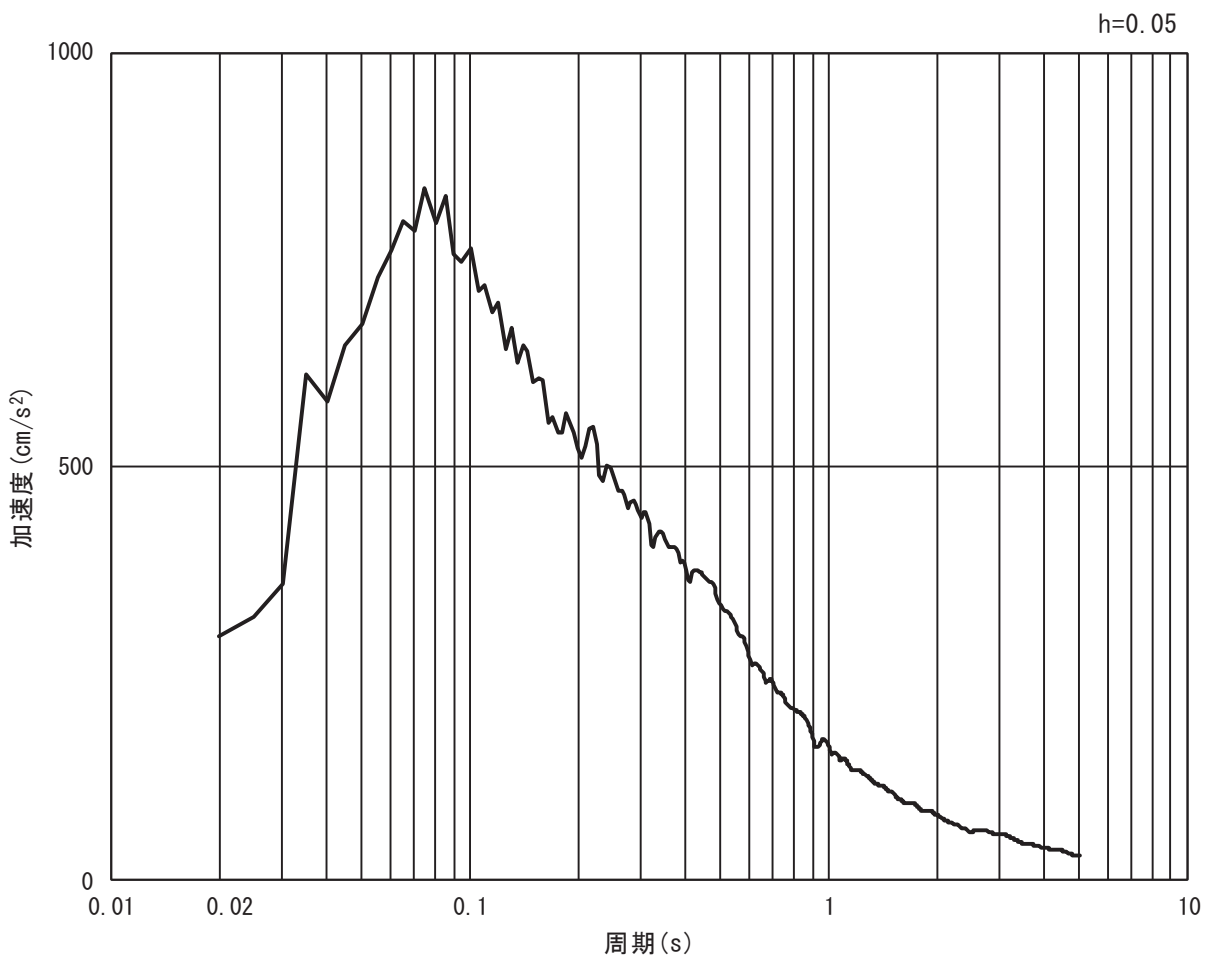


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-25(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
 (水平方向 : S d - D 2)



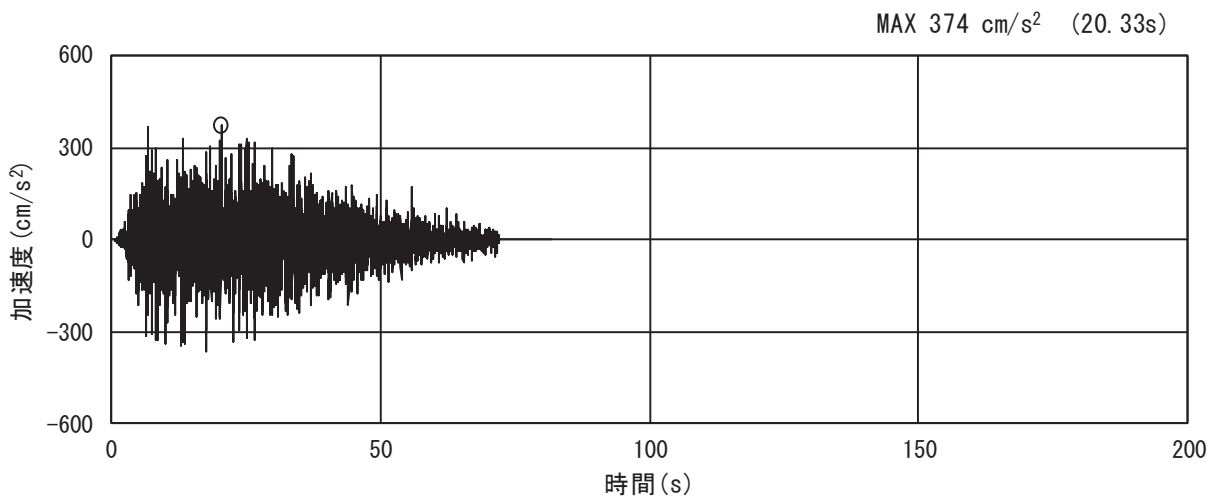
(a) 加速度時刻歴波形



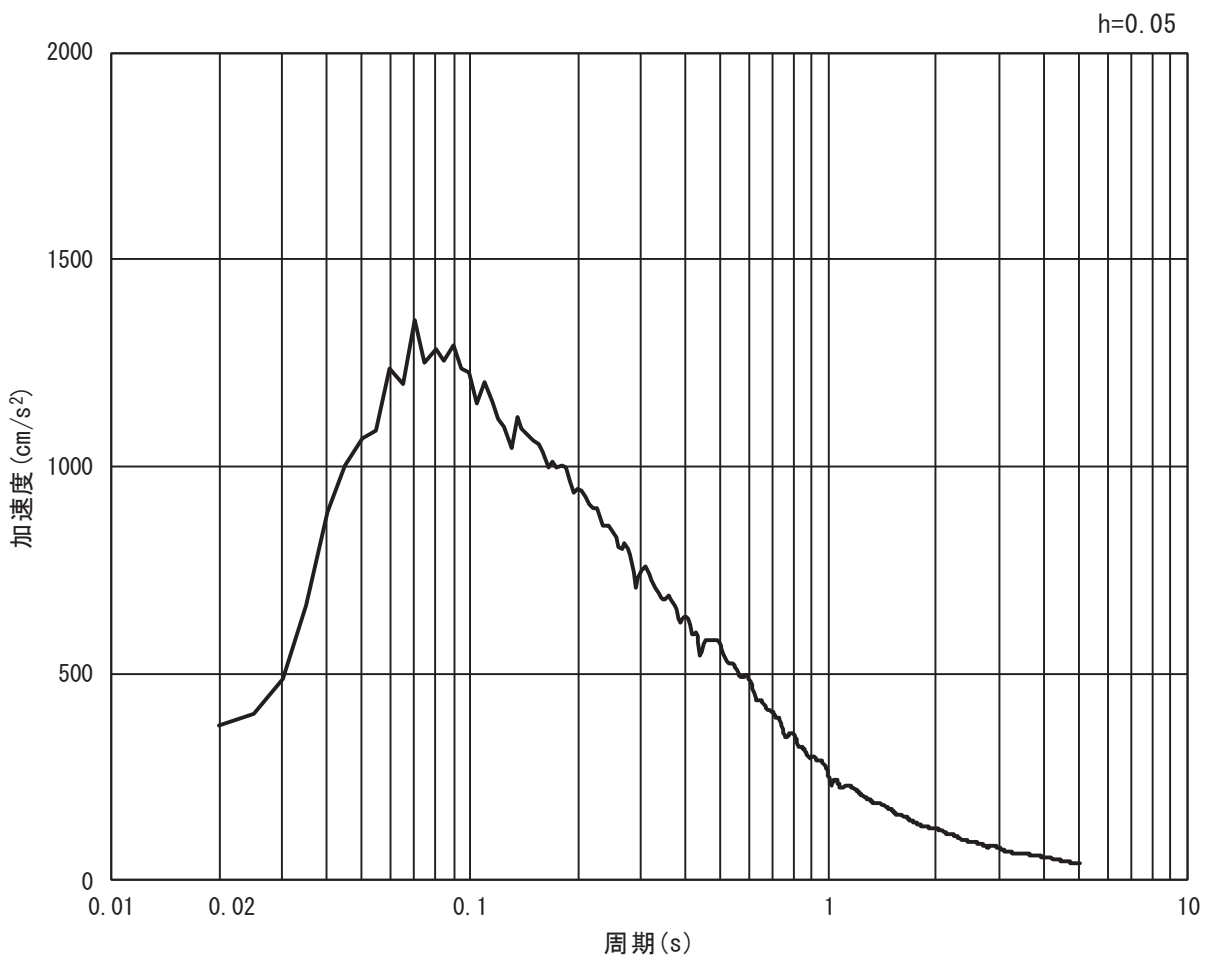
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-25(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : S d - D 2)

(b) 断面②

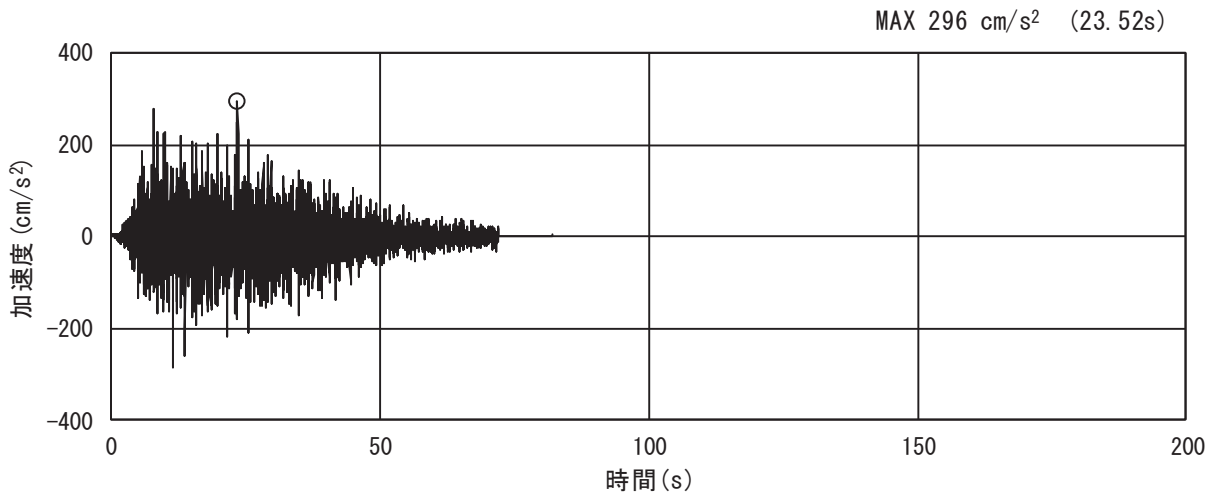


(a) 加速度時刻歴波形

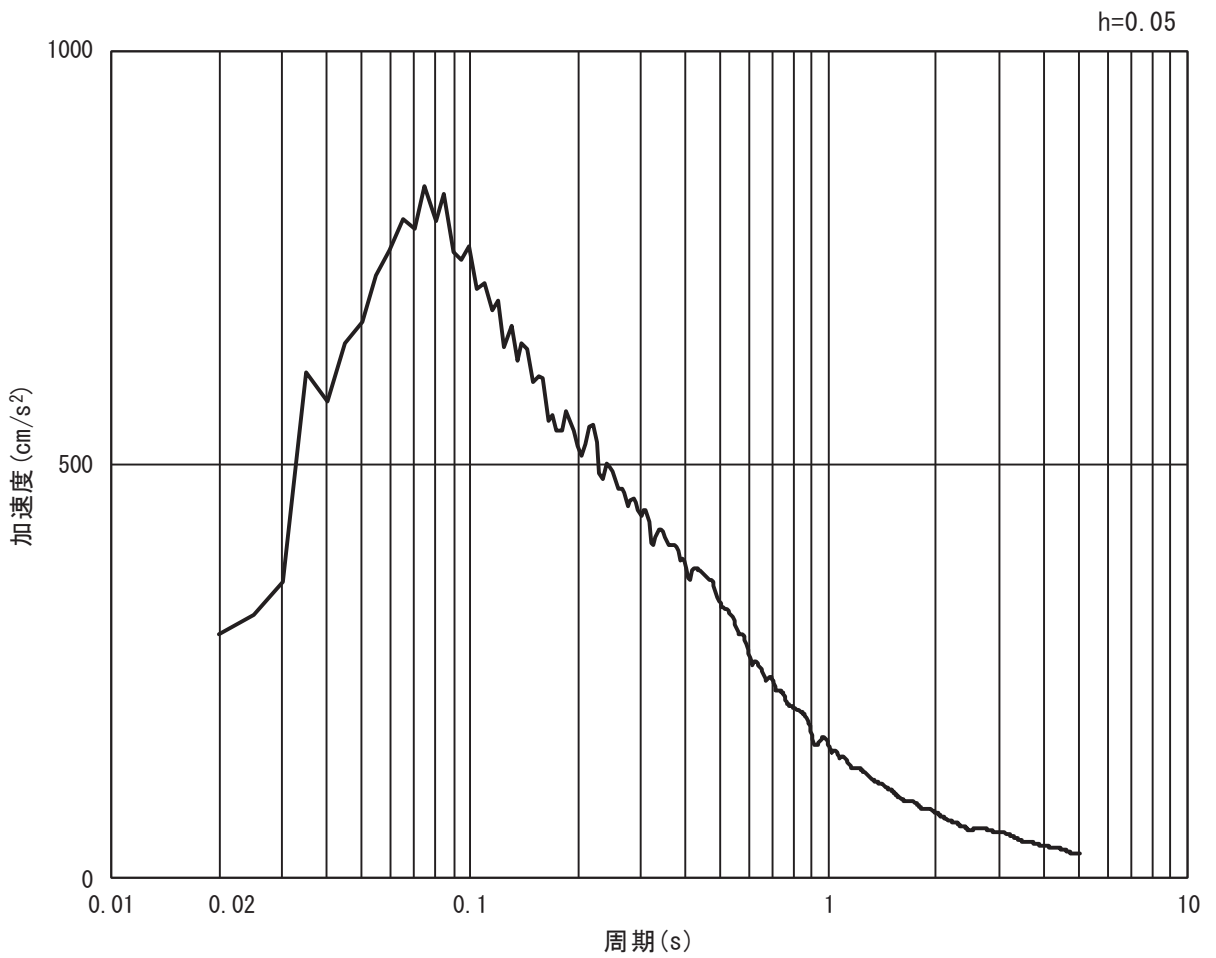


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-26 (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)



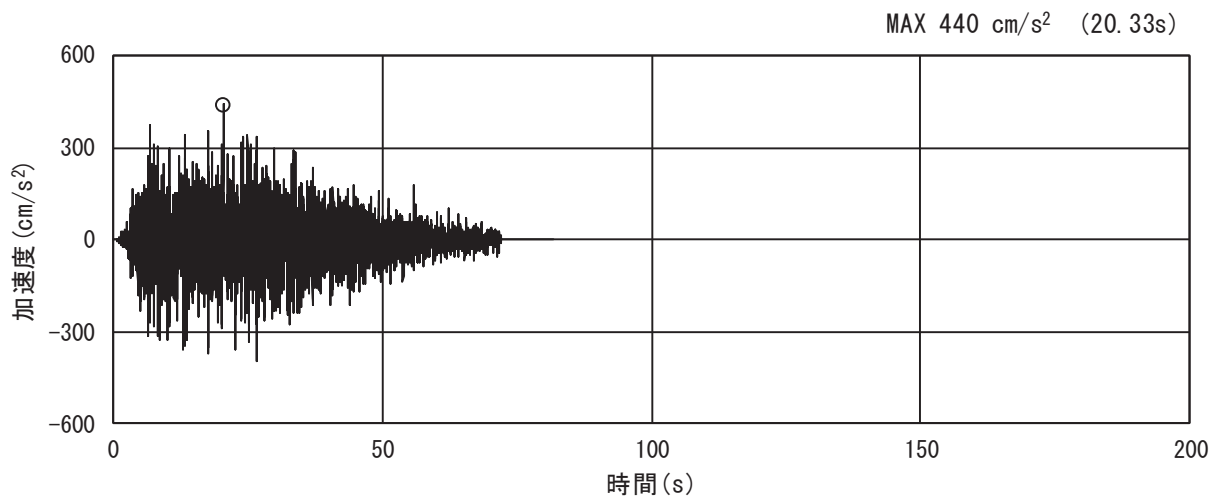
(a) 加速度時刻歴波形



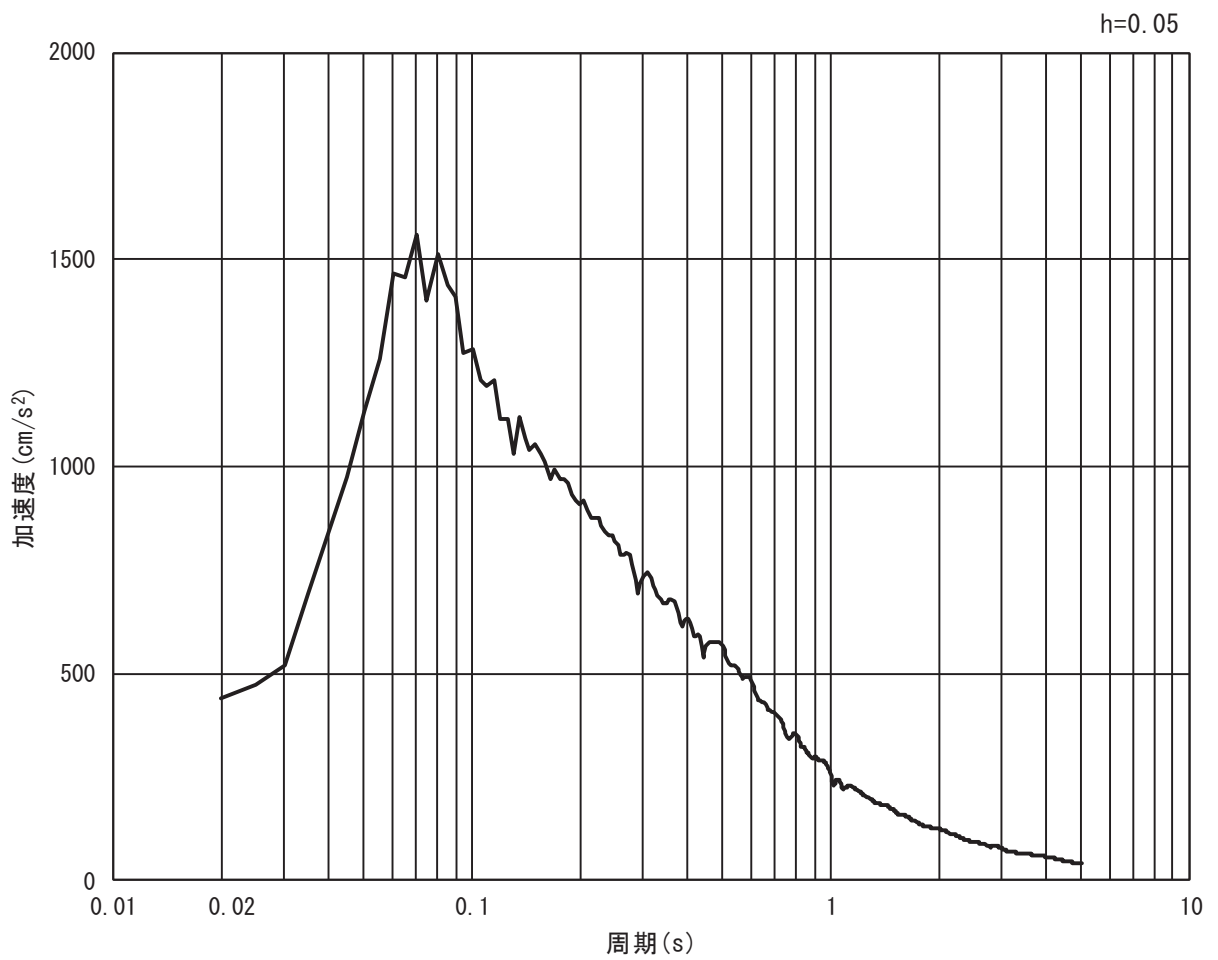
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-26 (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)

(c) 断面③

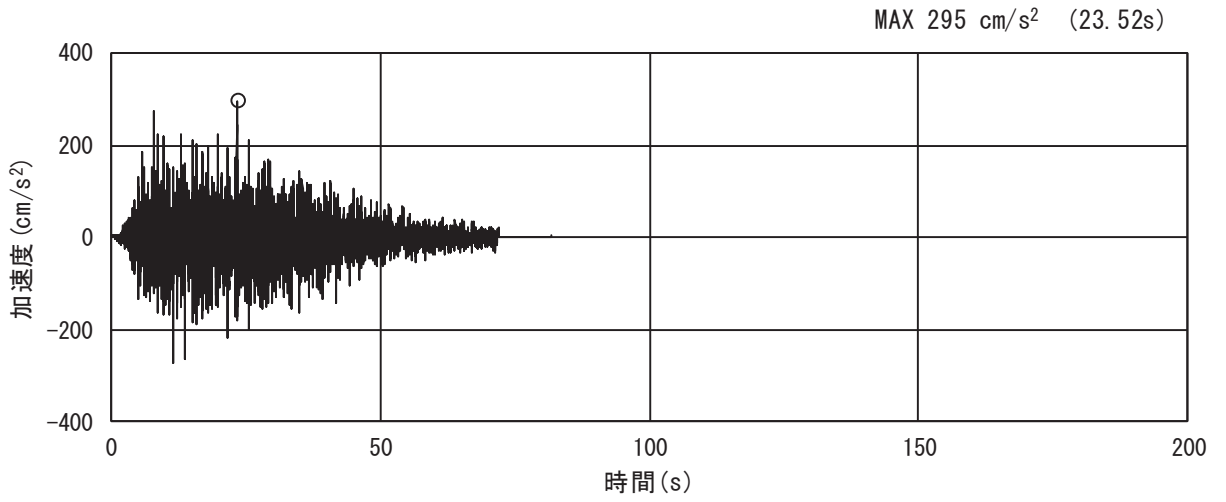


(a) 加速度時刻歴波形

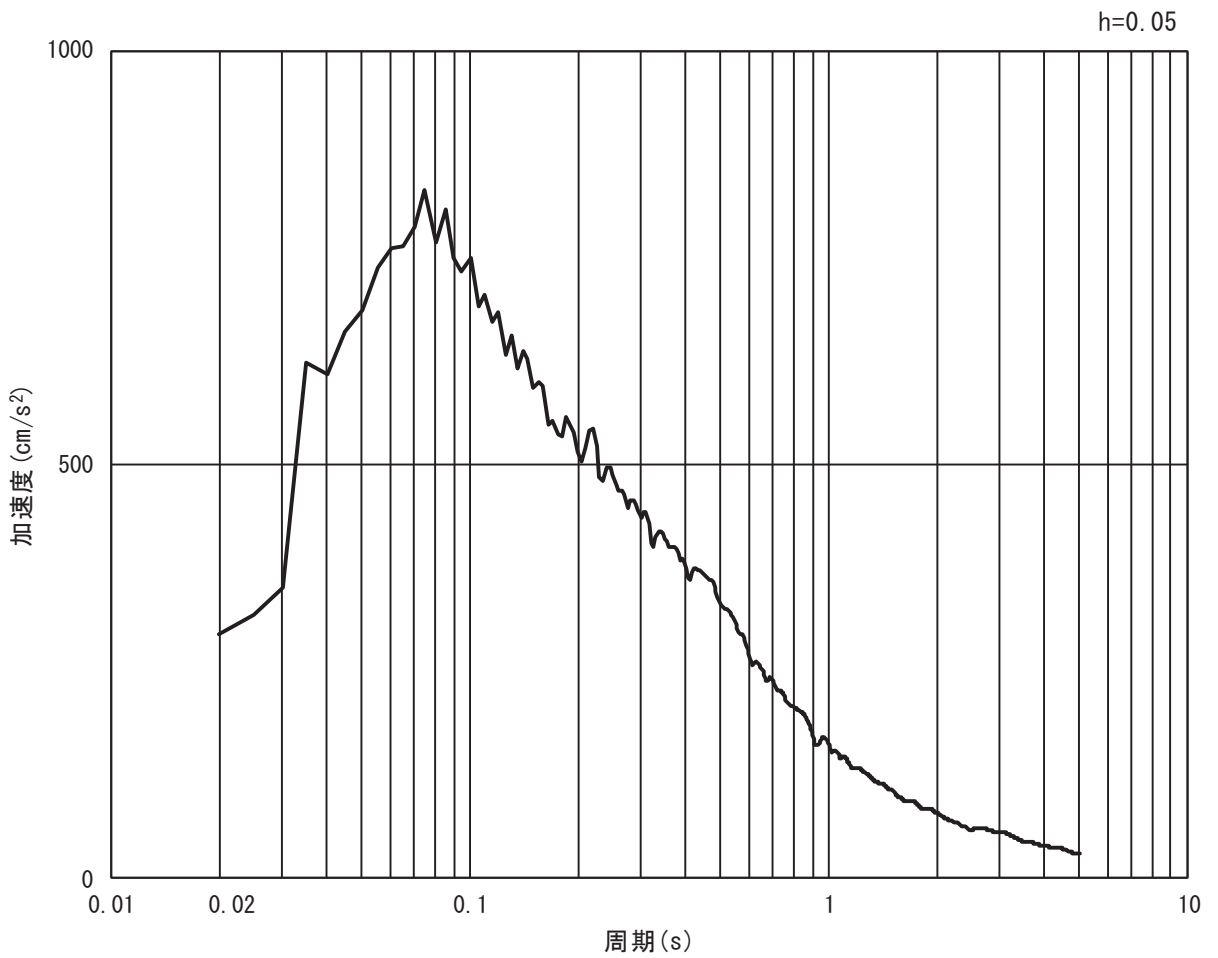


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-27 (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)



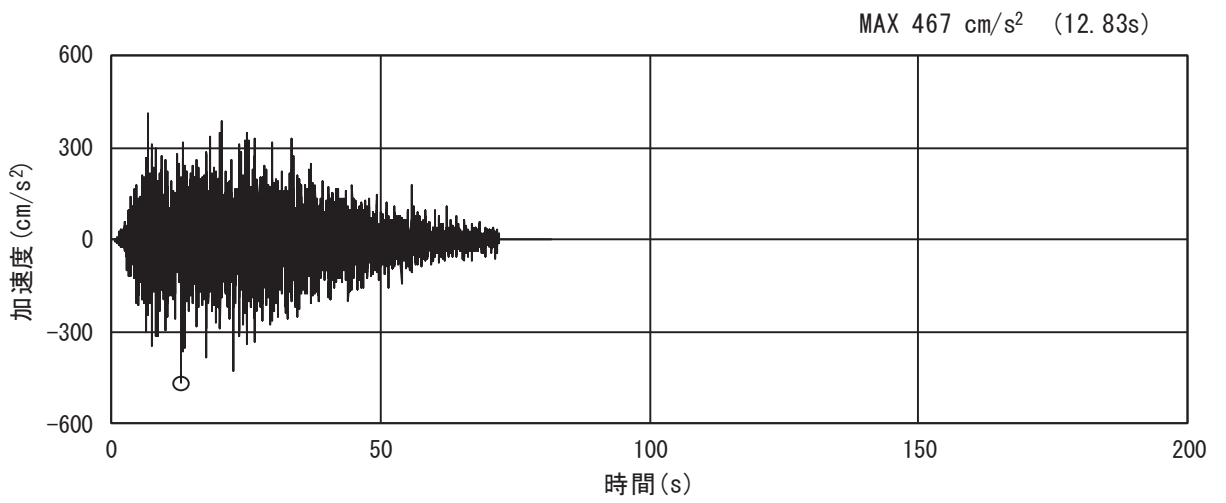
(a) 加速度時刻歴波形



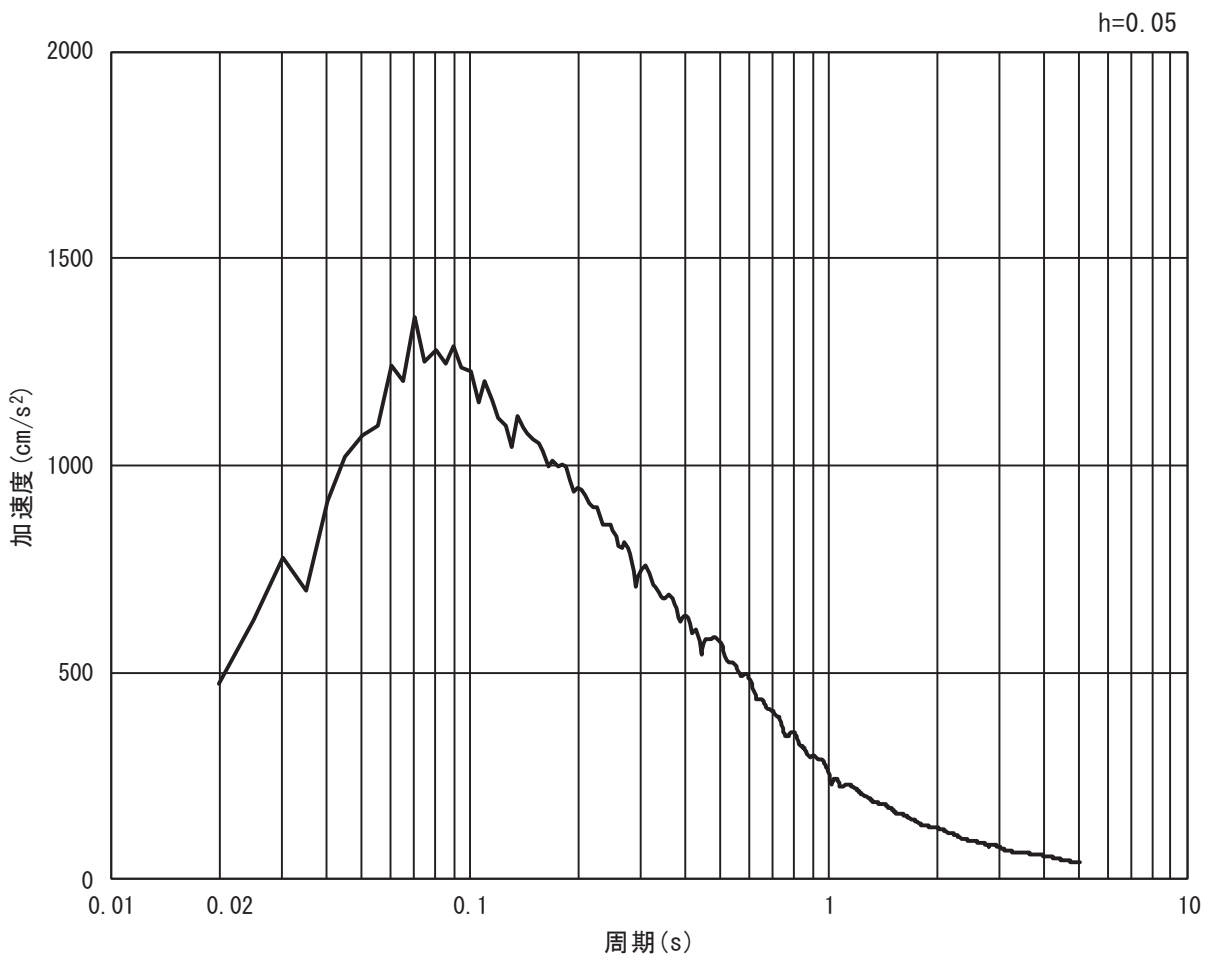
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-27 (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)

(d) 断面④

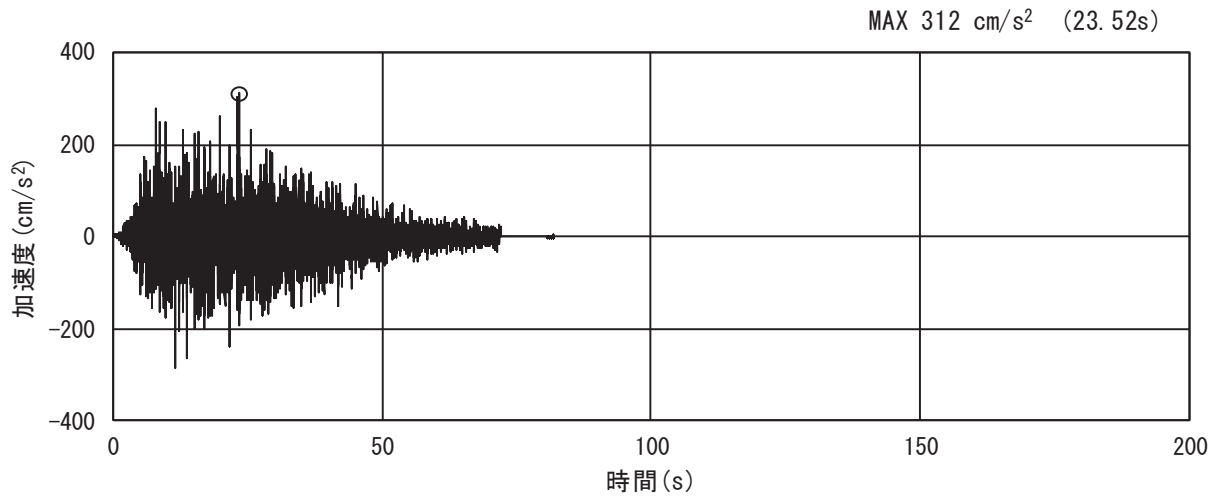


(a) 加速度時刻歴波形

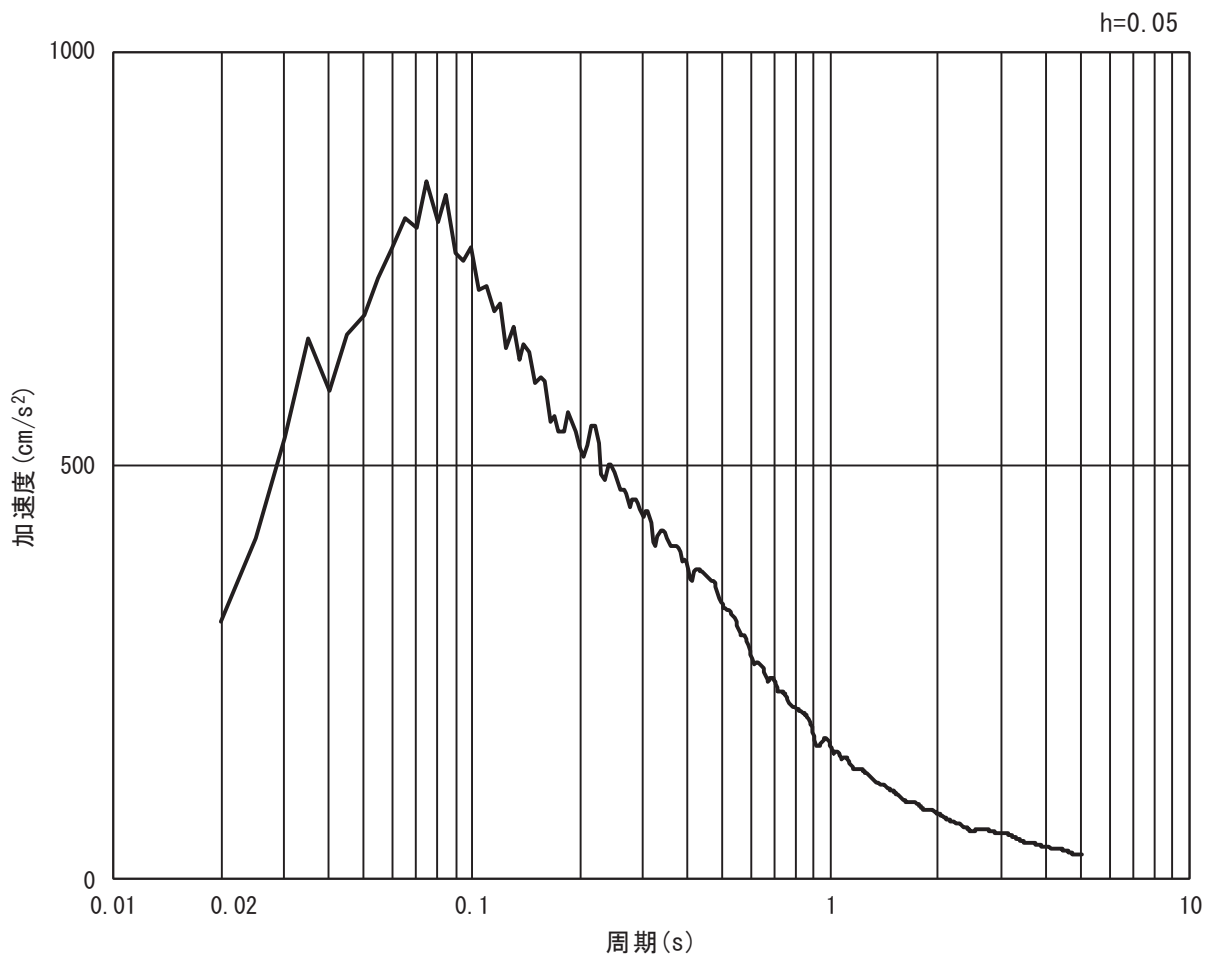


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-28 (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)



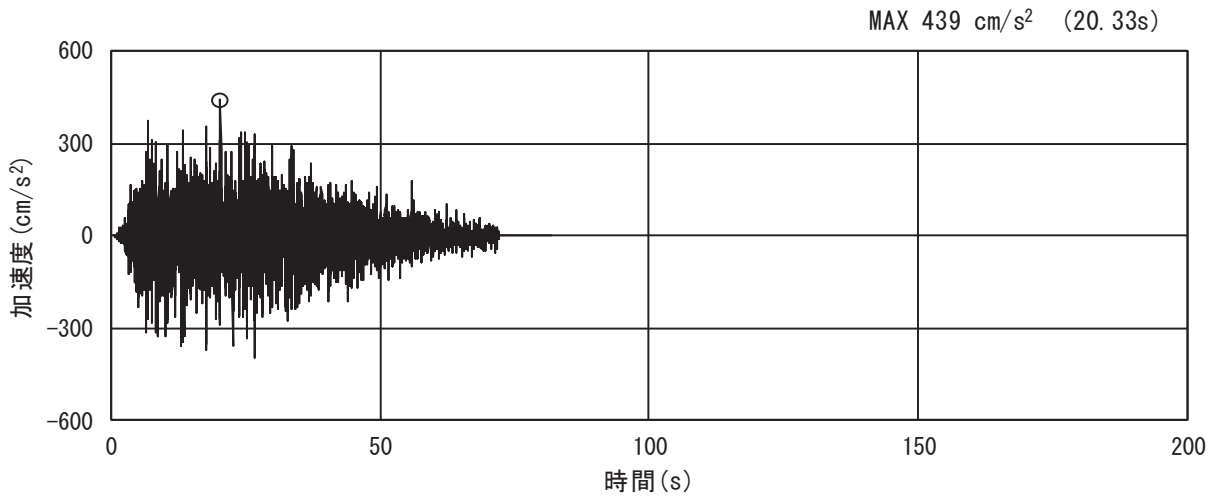
(a) 加速度時刻歴波形



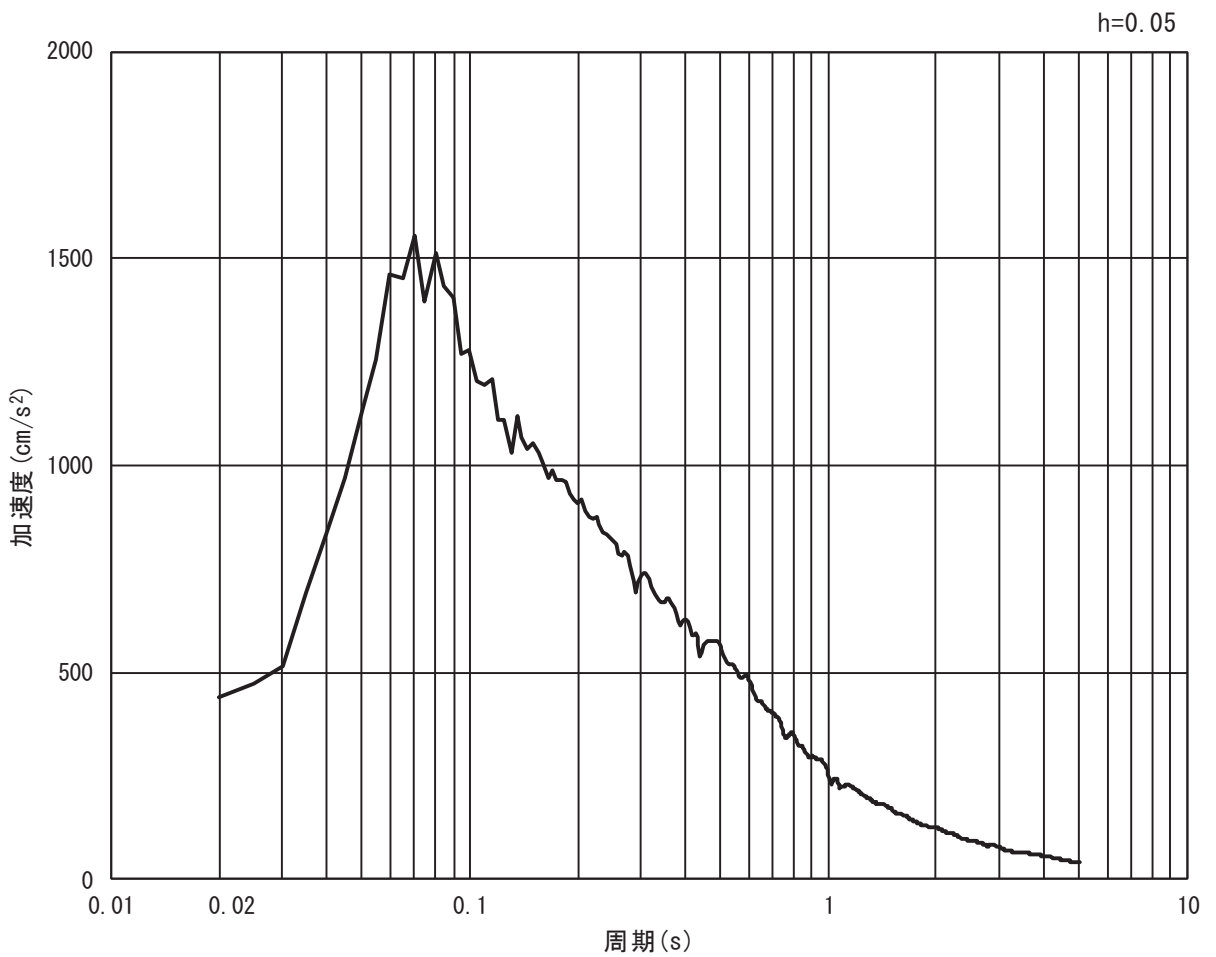
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-28 (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)

b. 岩盤部
 (a) 断面⑤

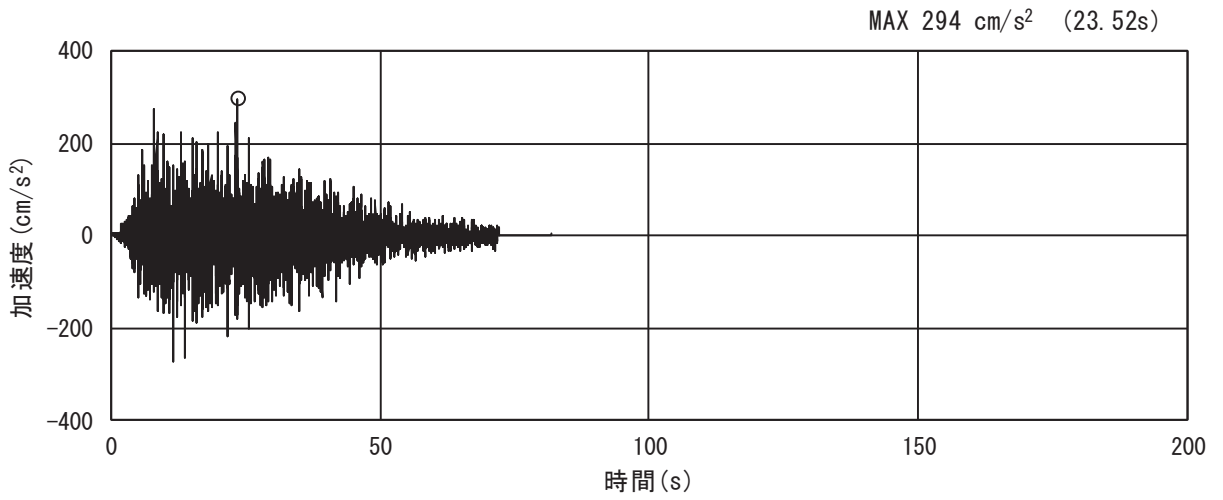


(a) 加速度時刻歴波形

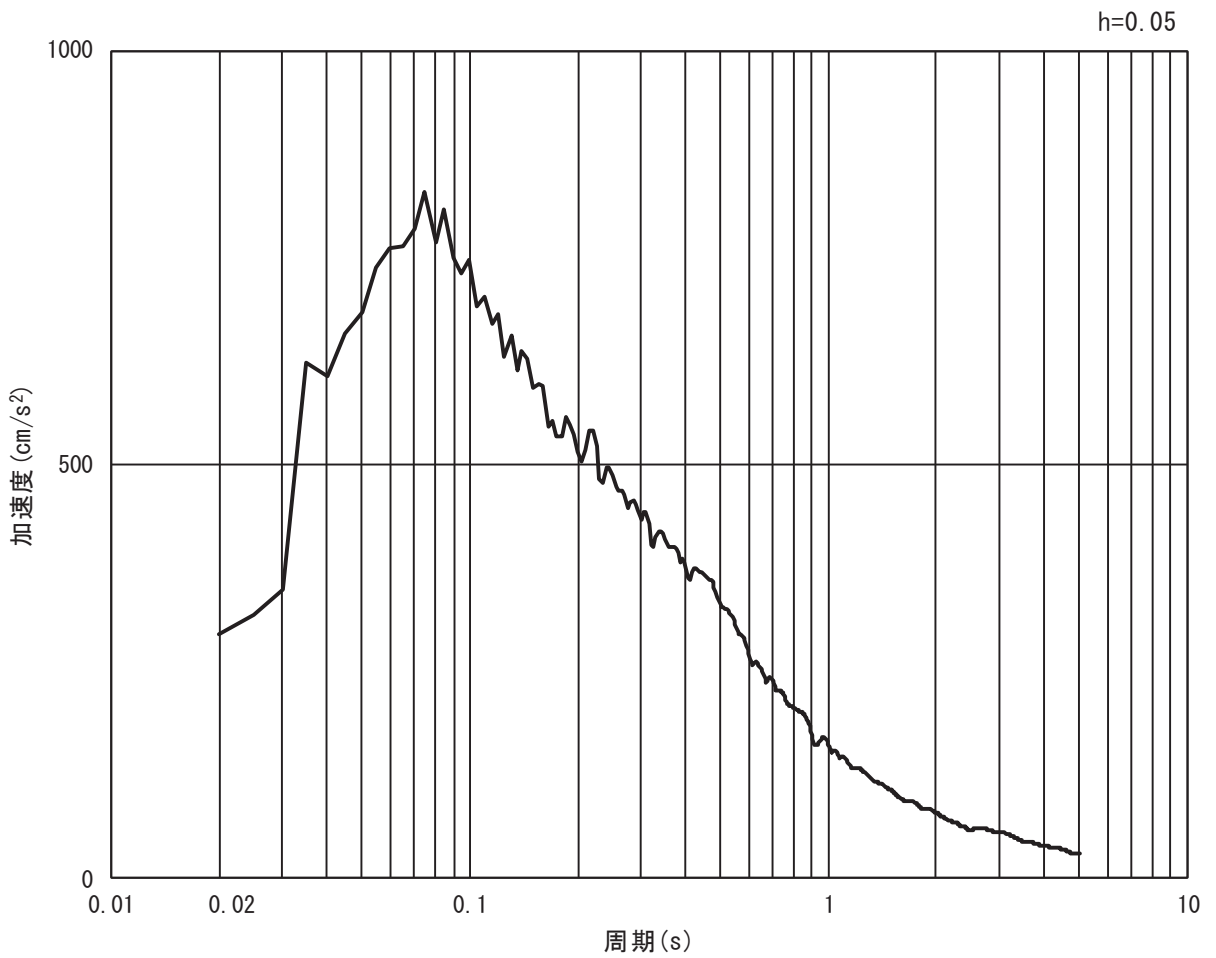


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-29 (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)



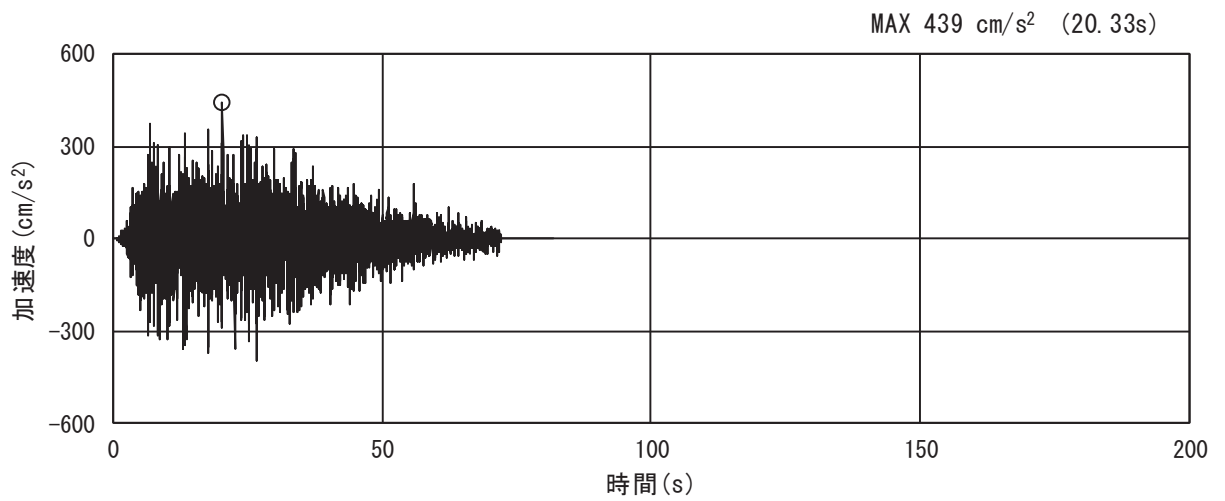
(a) 加速度時刻歴波形



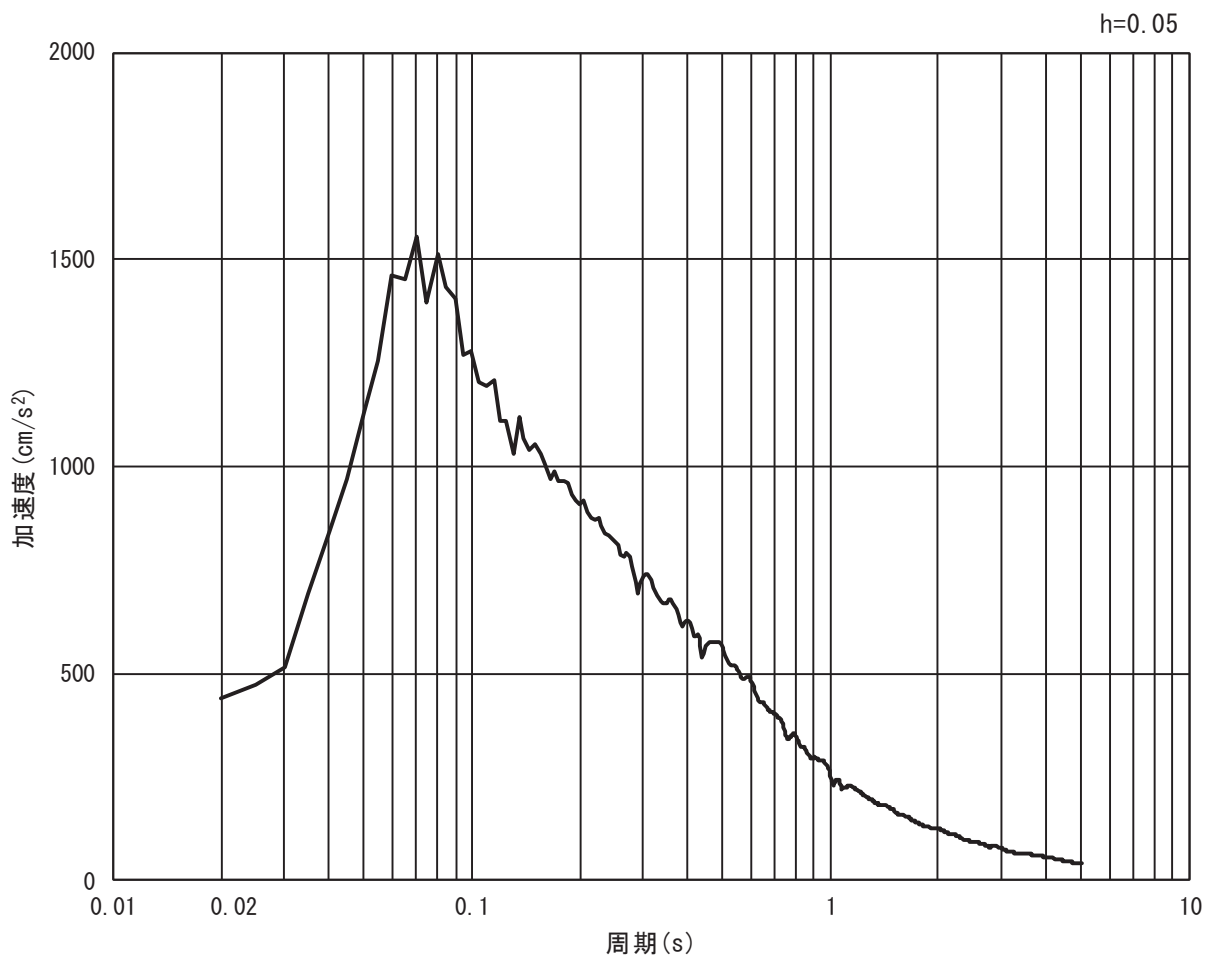
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-29 (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) 断面⑥

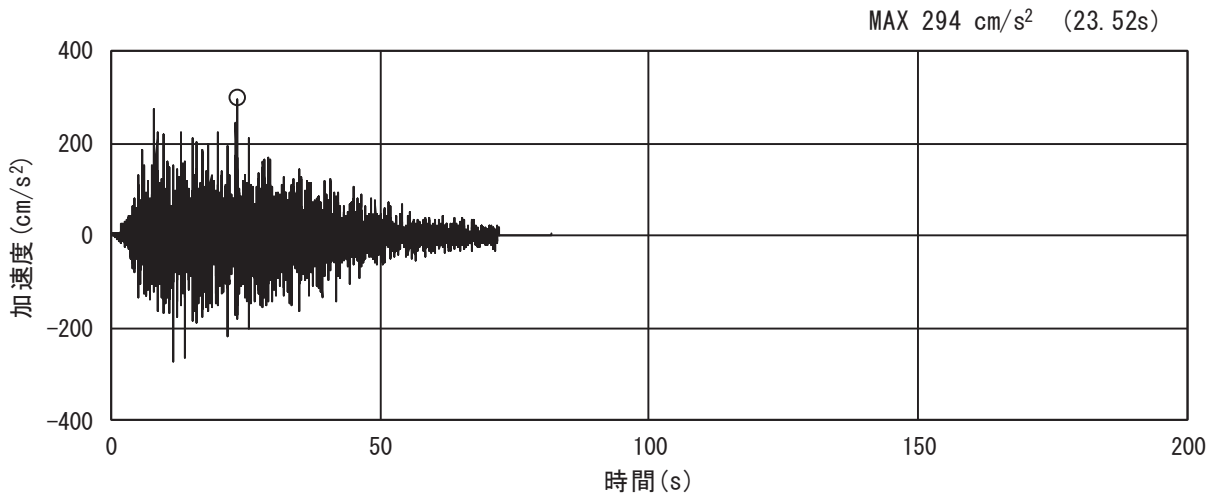


(a) 加速度時刻歴波形

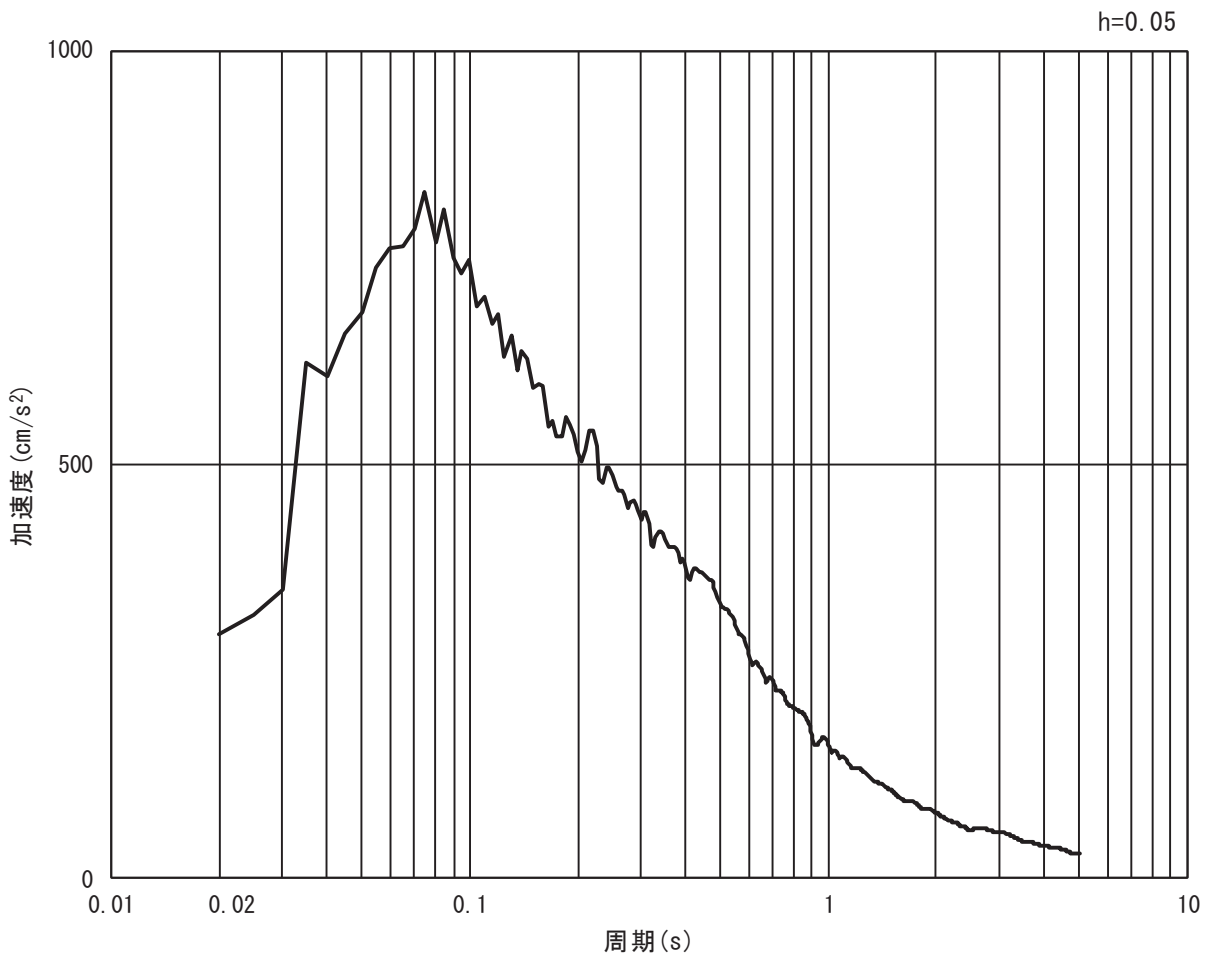


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-30 (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 3-30 (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)

(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 3-31 及び図 3-32 に示す。

(a) 解析領域

解析領域は、「3.5.1 津波時」と同様である。

(b) 境界条件

2次元有限要素法による時刻歴応答解析の解析モデルの境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。

(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

D級を除く岩盤は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。D級岩盤、改良地盤、セメント改良土及び盛土・旧表土は非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素）でモデル化する。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、断面④は背面の盛土斜面を含む）の地盤沈下を考慮したモデル化とする。

(e) 海水のモデル化

海水のモデル化は、「3.5.1 津波時」と同様である。

(f) ジョイント要素の設定

ジョイント要素の設定は、「3.5.1 津波時」と同様である。

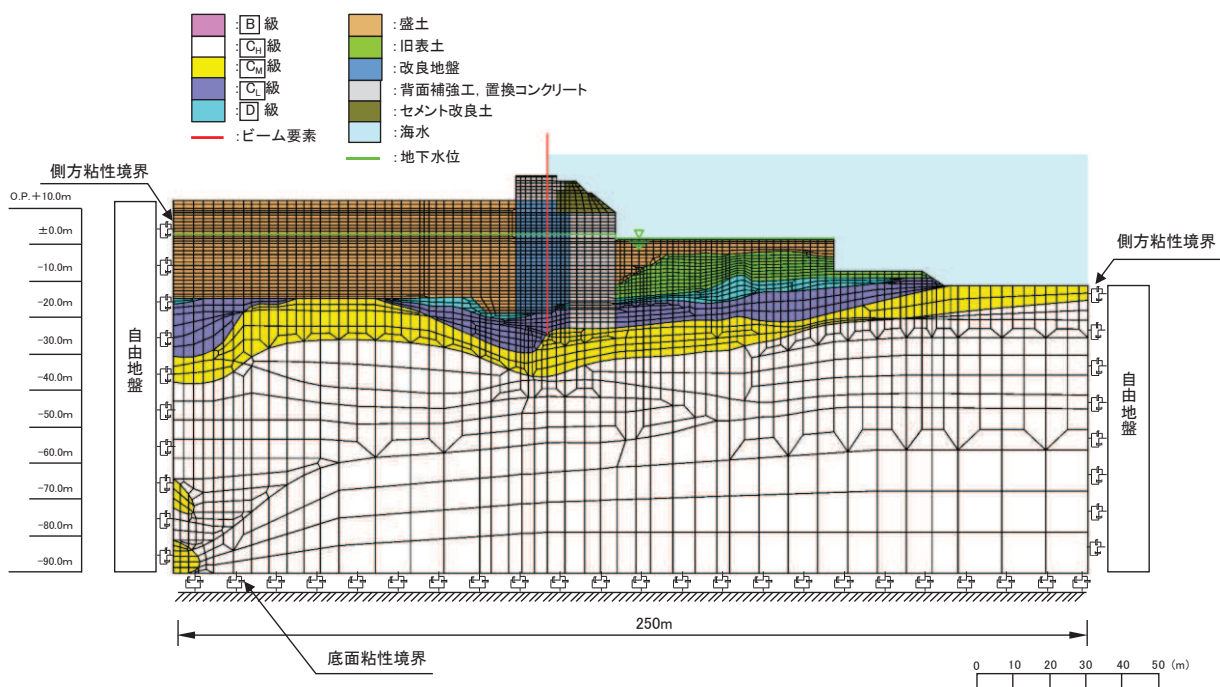


図 3-31(1) 一般部の解析モデル (断面①)

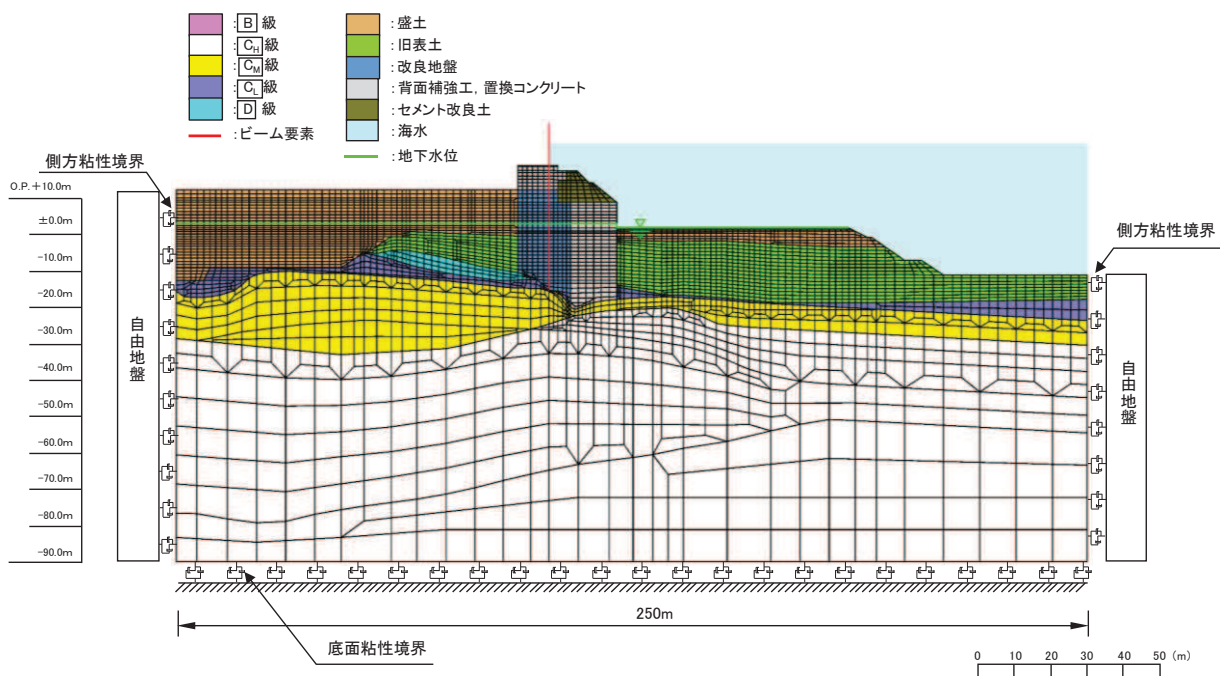


図 3-31(2) 一般部の解析モデル (断面②)

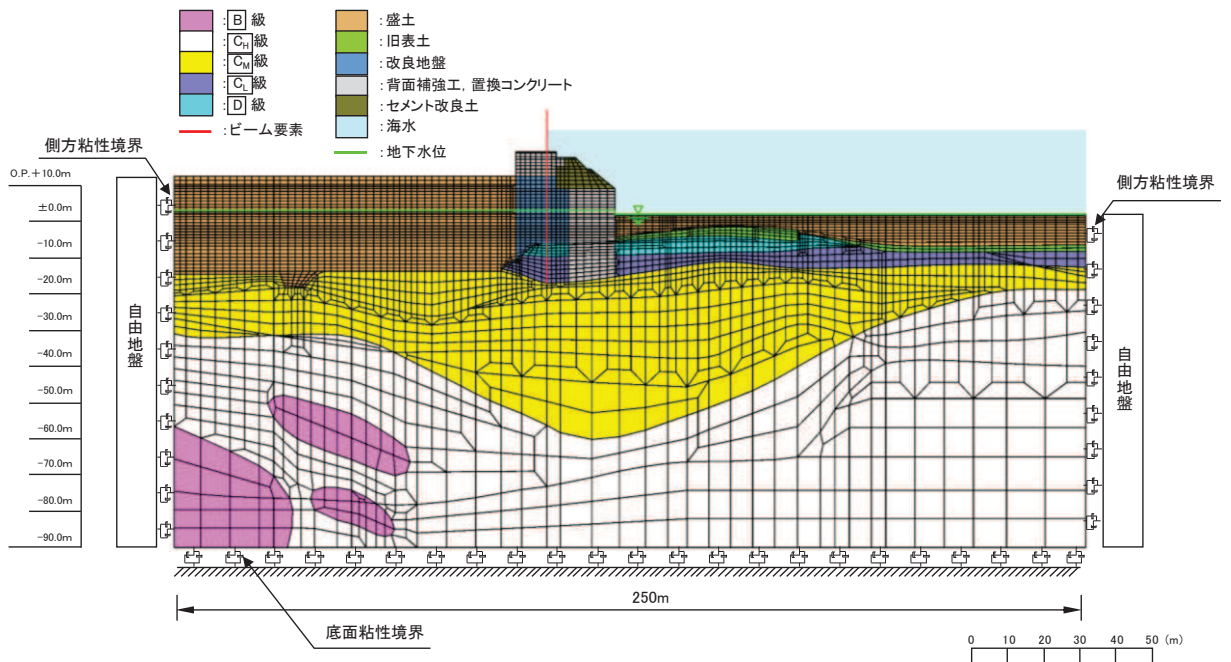


図 3-31(3) 一般部の解析モデル (断面③)

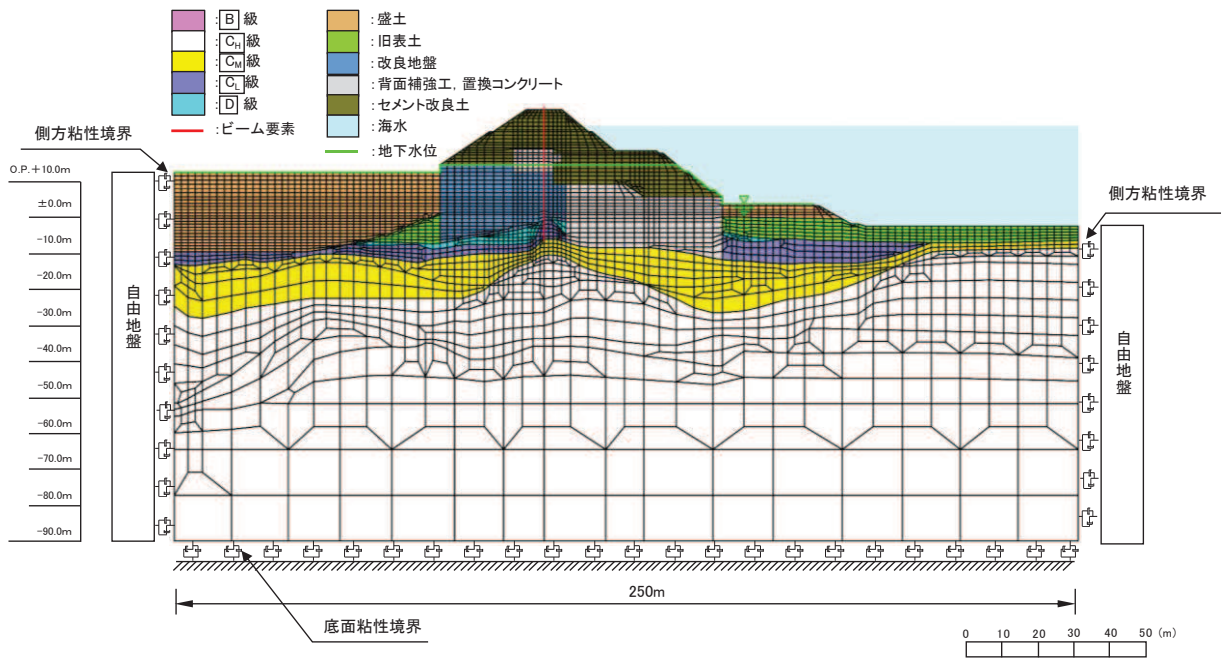


図 3-31(4) 一般部の解析モデル (断面④)

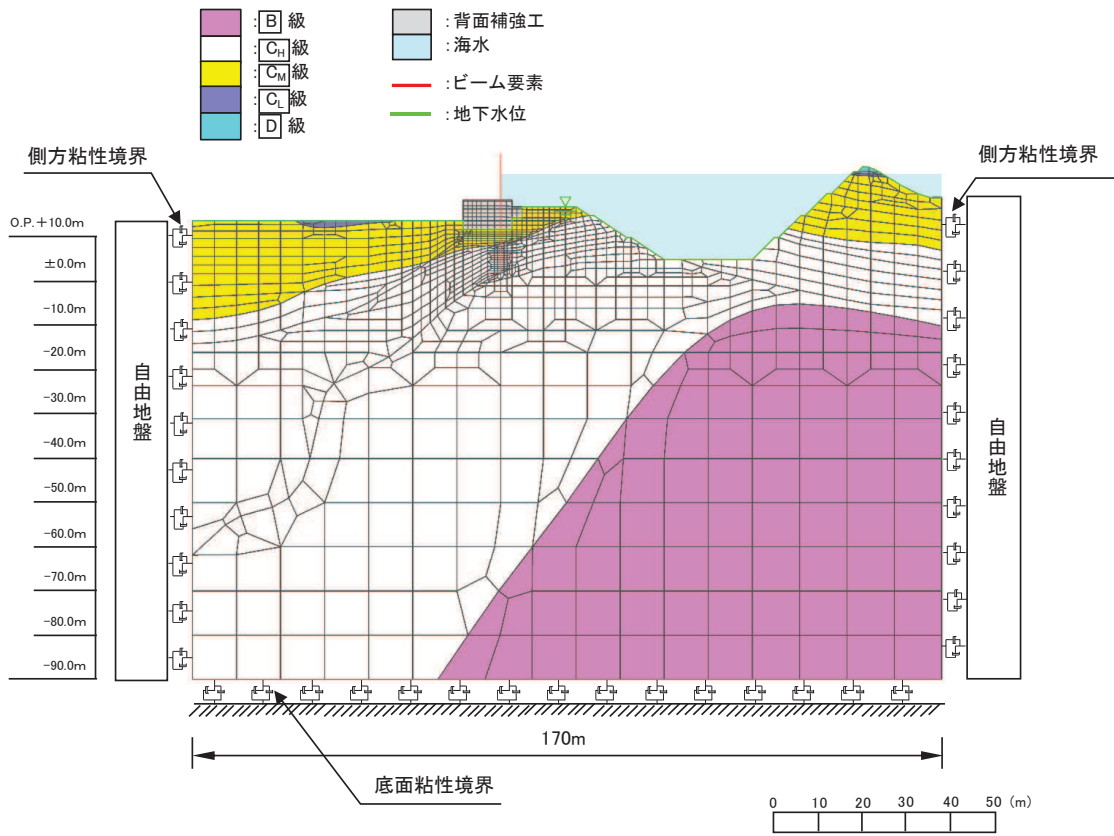


図 3-32 (1) 岩盤部の解析モデル (断面⑤)

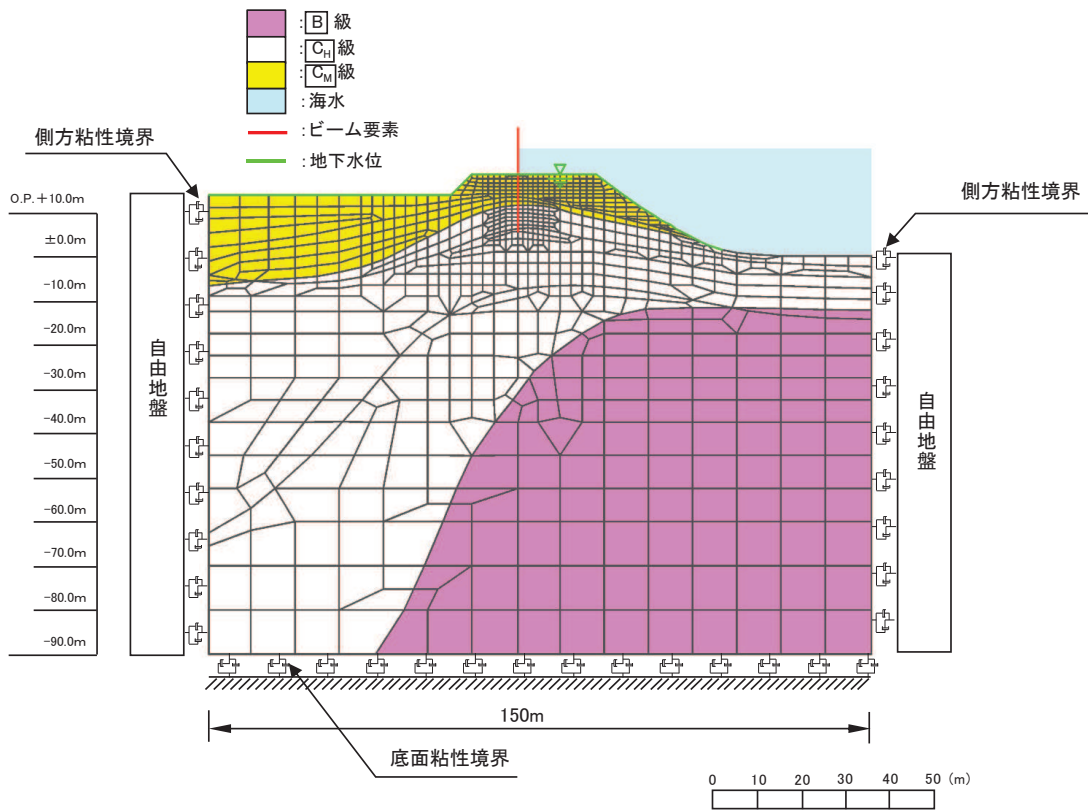


図 3-32 (2) 岩盤部の解析モデル (断面⑥)

b. 使用材料及び材料の物性値

使用材料及び材料の物性値は、「3.5.1 津波時」と同様である。

c. 地盤の物性値

地盤の物性値は、「3.5.1 津波時」と同様である。

d. 地下水位

地下水位は、「3.5.1 津波時」と同様であり、図 3-31 及び図 3-32 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 3-17 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り、余震荷重により鋼管杭に偏心荷重（偏心モーメント、ねじり応力）が作用することが考えられる。

重畳時に鋼管杭に生じる最大鉛直震度は $K_v=0.7$ であり、常時に鋼管杭に生じる偏心モーメントの方が大きい。一方、鋼管杭に生じる常時の偏心モーメントは、重畳時により鋼管杭に生じる曲げモーメントを打ち消す方向となるため、重畳時に生じる常時の偏心モーメントは保守的に考慮しない。

また、鋼管杭に生じるねじり応力については、水平震度が大きい地震時の評価で代表させる。

b. 鋼製遮水壁及び漂流物防護工

鋼製遮水壁は、スキンプレート、垂直リブ及び水平リブで構成され、漂流物防護工は架台及び防護工で構成されている。防護工は架台に取り付けられており、架台はスキンプレートを挟んで水平リブと同じ高さに設置されている。鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図を図 3-33 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の鋼管杭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。

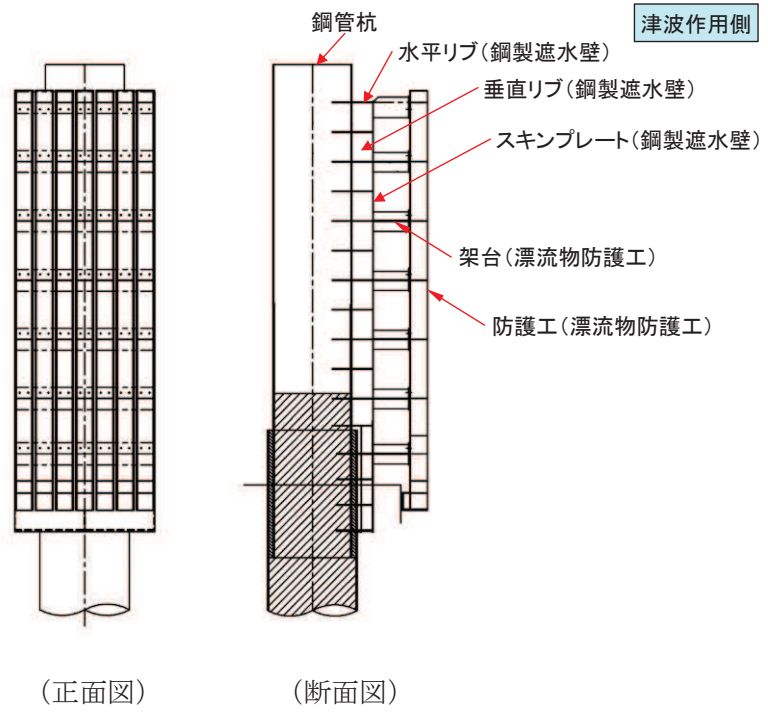


図 3-33 (1) 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図 (正面図, 断面図)

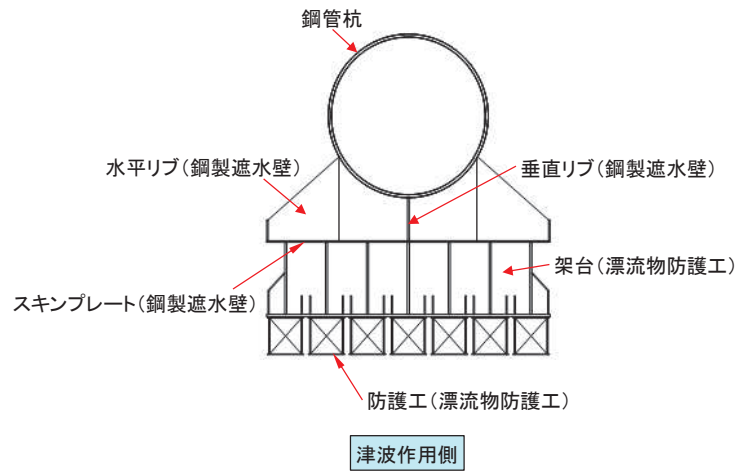


図 3-33 (2) 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図 (平面図)

(a) スキンプレート

スキンプレートの照査方法を図 3-34 に示す。水平リブを支点とする単純ばりでモデル化し、曲げモーメントを用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

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

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

ここで、

- 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。

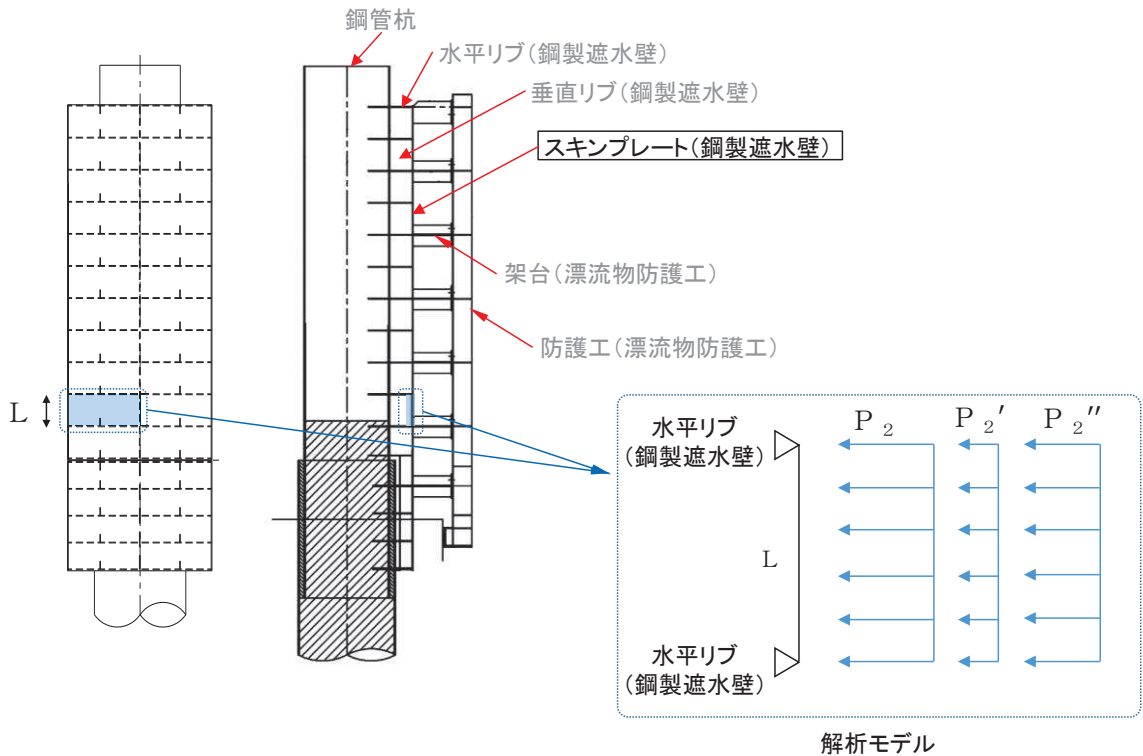


図 3-34 スキンプレートの照査概念図 (重畳時)

(b) 垂直リブ

垂直リブの照査方法を図 3-35 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)

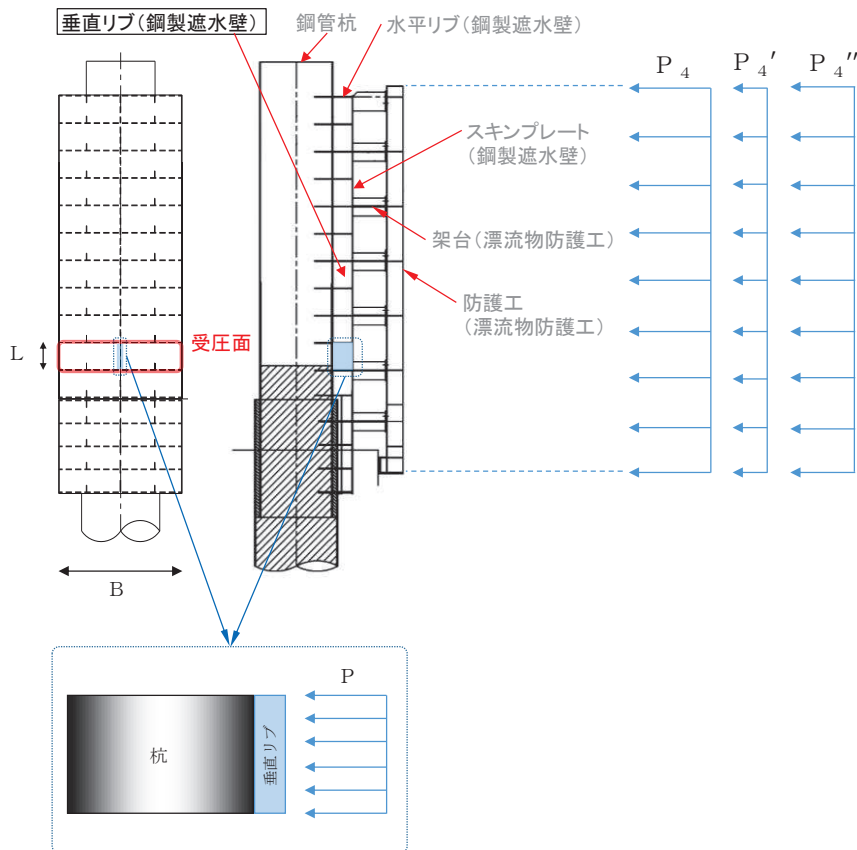


図 3-35 垂直リブの照査概念図 (重畳時)

(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 3-36 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)
- 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) *
- 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) *
- 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 * : 架台は腐食代 2mm を考慮する。

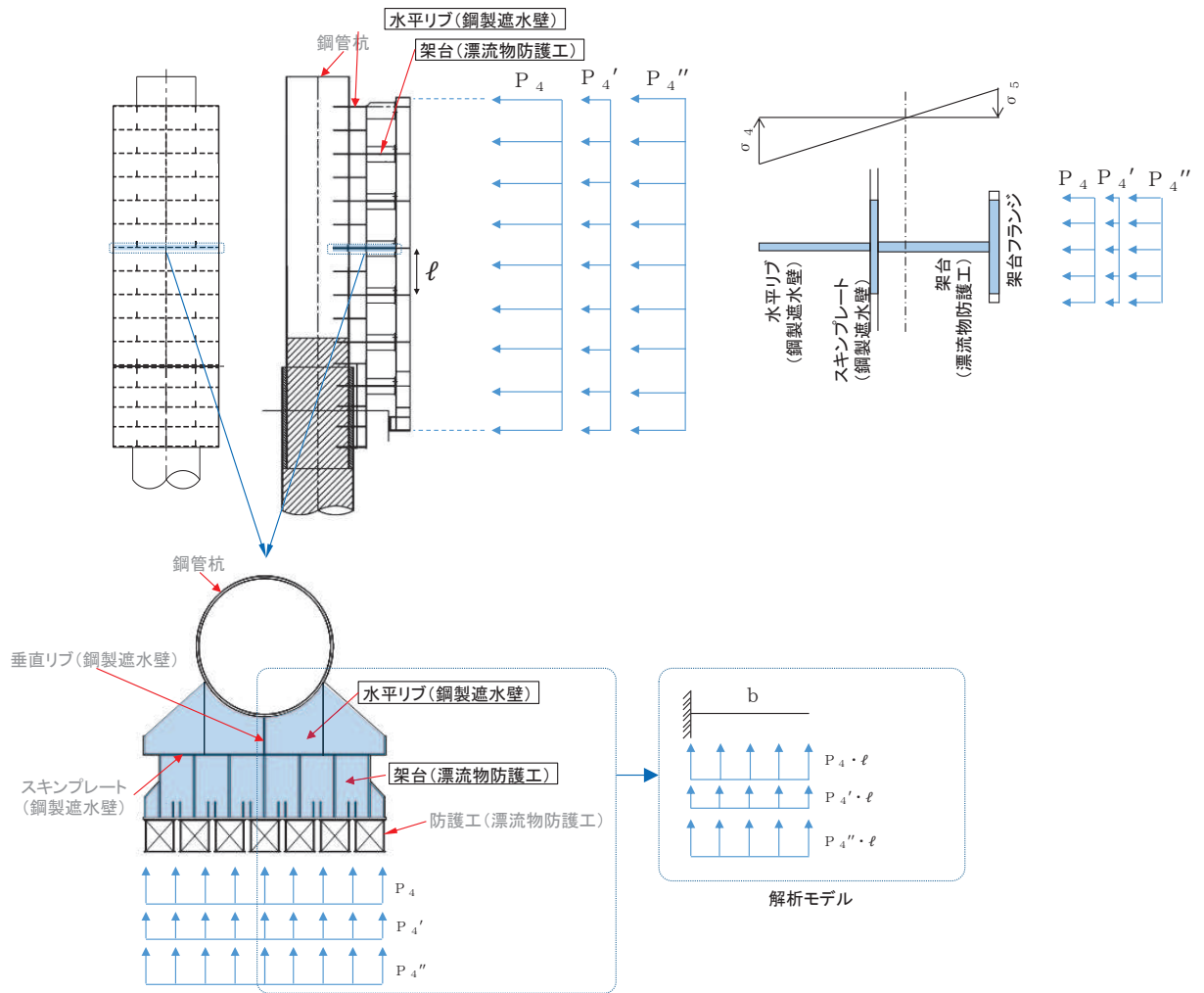


図 3-36 水平リブ及び架台の照査概念図 (重畳時)

(d) 防護工

防護工の照査方法を図 3-37 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。

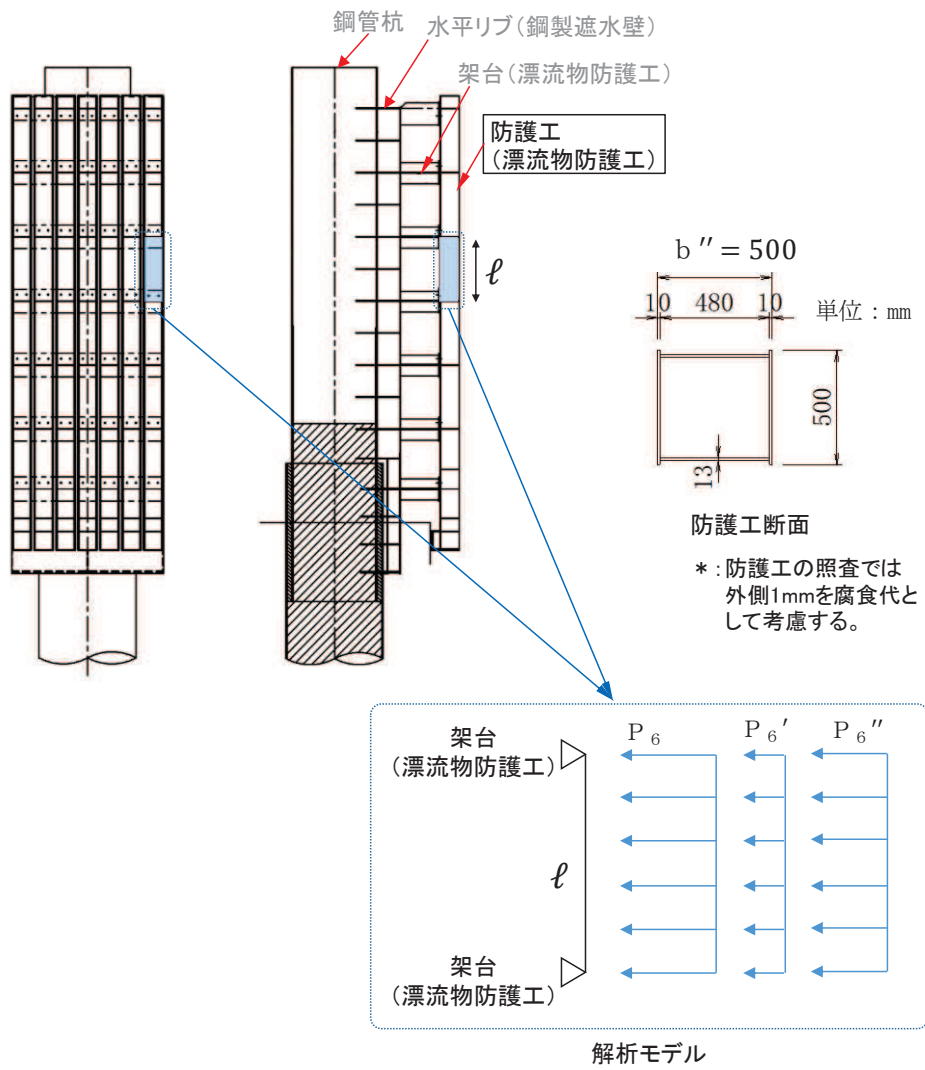


図 3-37 防護工の照査概念図 (重畳時)

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。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として時々刻々求め、最小すべり安全率のすべり線を選定する。

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。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として時々刻々求め、最小すべり安全率のすべり線を選定する。

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。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として時々刻々求め、最小すべり安全率のすべり線を選定する。

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－1 σ 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。

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。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として時々刻々求め、最小すべり安全率のすべり線を選定する。

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－1 σ 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。

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地震応答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。

4. 評価条件

「3. 強度評価方法」に用いる評価条件を表 4-1～表 4-12 に示す。

4.1 津波時

表 4-1 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 4-2 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 4-3 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 4-4 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 (0. 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 4-5 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 4-6 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

4.2 重畳時

表 4-7(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 4-7(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 4-8(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 4-8(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 4-9(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 4-9(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 4-10 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 4-11 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 4-12 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

5. 評価結果

5.1 津波時

5.1.1 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 5-1 に、鋼管杭の曲げ・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 5-1～図 5-6 に、曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を表 5-2～表 5-7 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 5-1 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) O. P. +30.0m*1～ O. P. +23.5m	24	1.639×10 ⁵	8.813×10 ⁷	
B		SM570 (t=40mm) O. P. +23.5m～ O. P. +21.0m O. P. +21.0m～ O. 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 O. P. +20.0m～ O. P. ±0.0m	34	2.632×10 ⁵	1.599×10 ⁸
D			短杭 断面⑤ O. P. +20.0m～ O. P. +5.0m			
			断面⑥ O. P. +20.0m ～ +8.0m			
D	SKK490 (t=25mm)	長杭 O. P. ±0.0m～ 杭下端	24	1.865×10 ⁵	1.143×10 ⁸	
		短杭 断面⑤ O. P. +5.0m～ O. P. +2.5m				
		断面⑥ O. P. +8.0m ～ +5.5m				

注記 *1: 岩盤部 (断面⑤及び断面⑥) は O. P. +29.0m。

*2: 日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編に基づき腐食代 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。

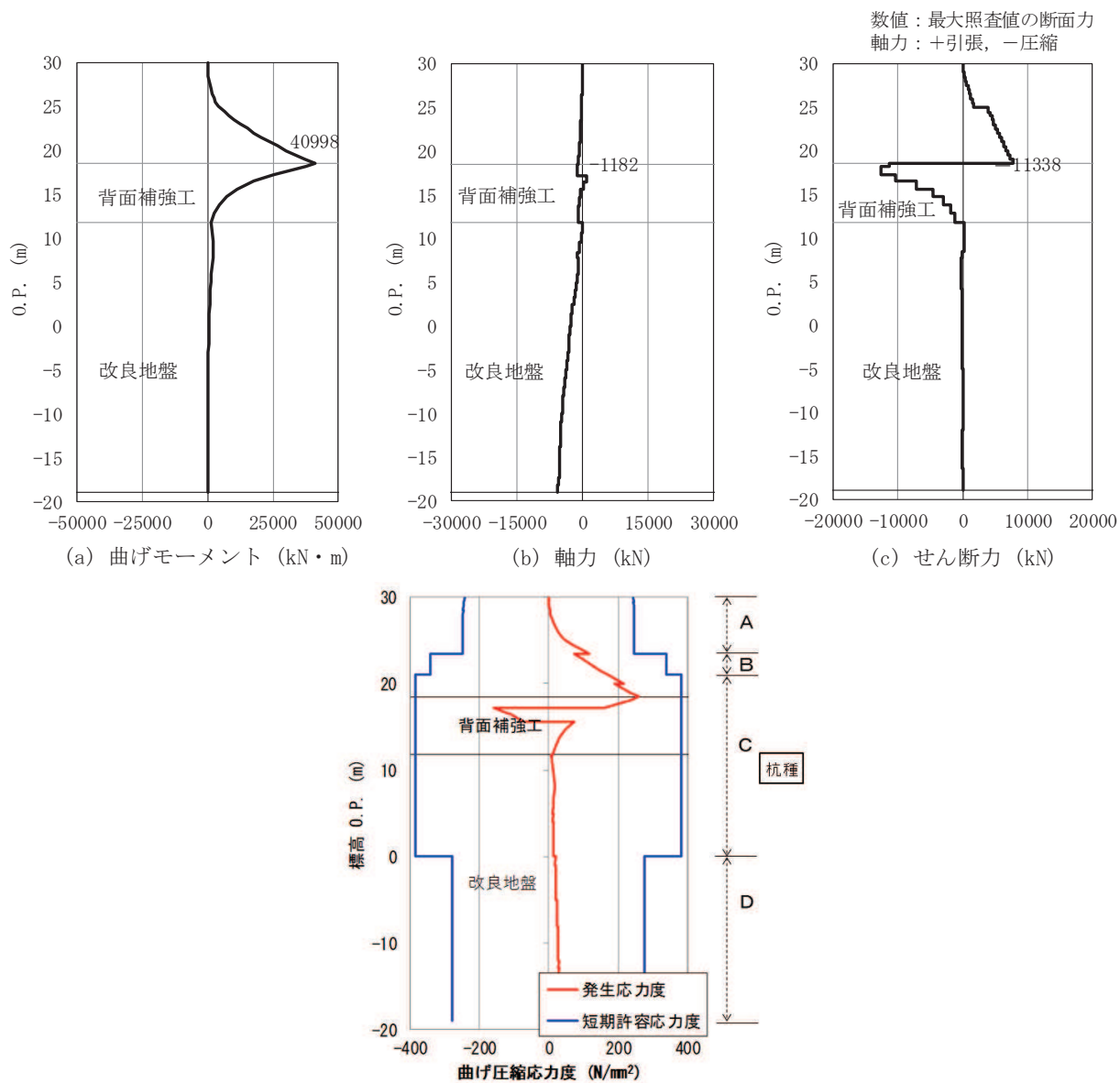


図 5-1 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
及び曲げ圧縮応力度 (断面①)

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 + 1σ)

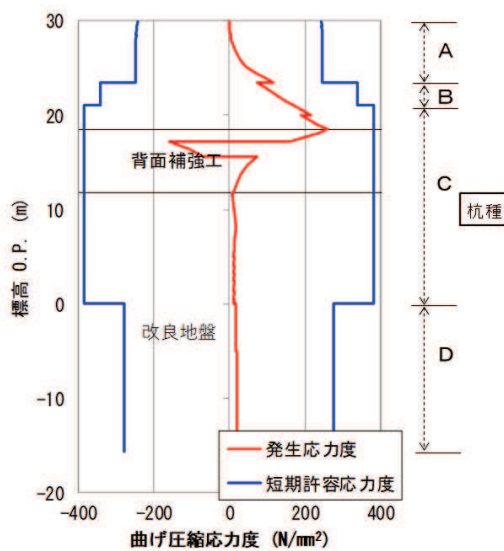
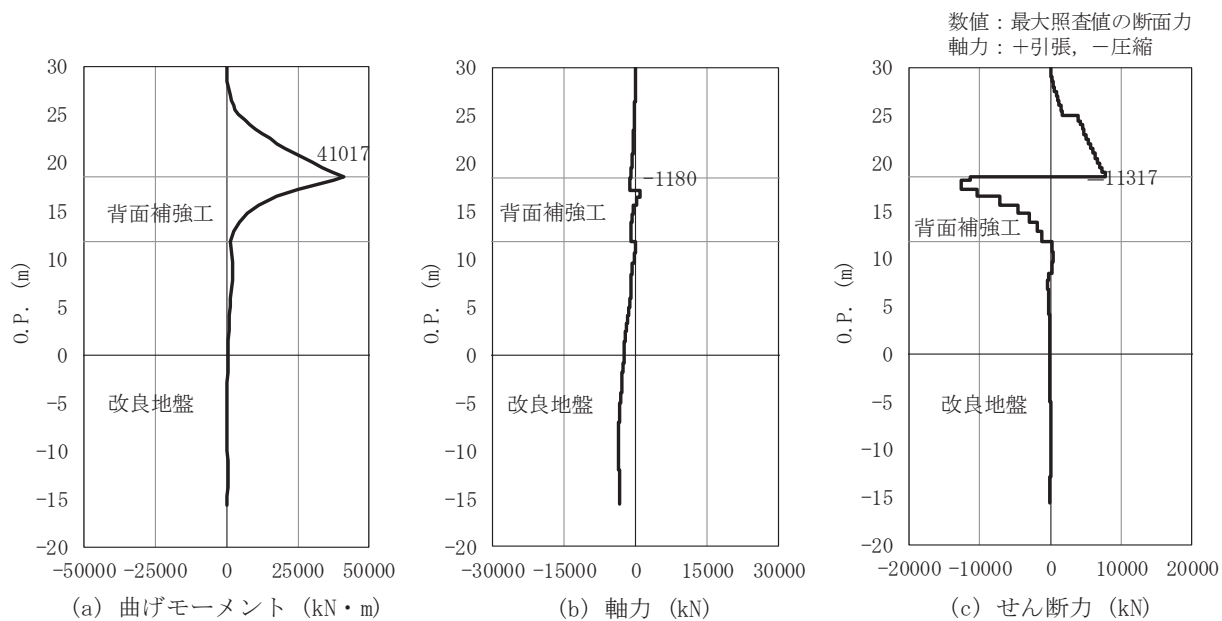


図 5-2 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
及び曲げ圧縮応力度（断面②）
解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値+1σ）

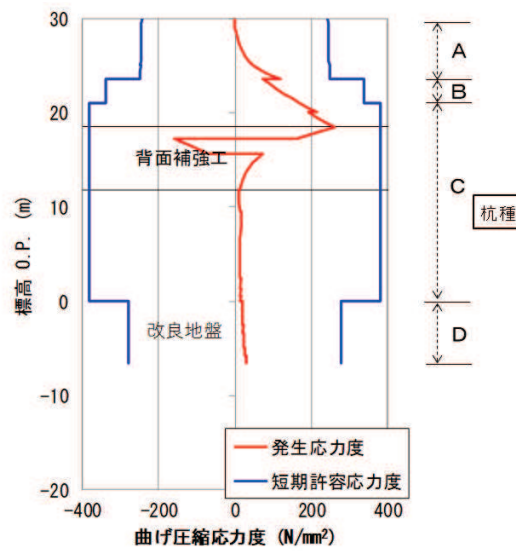
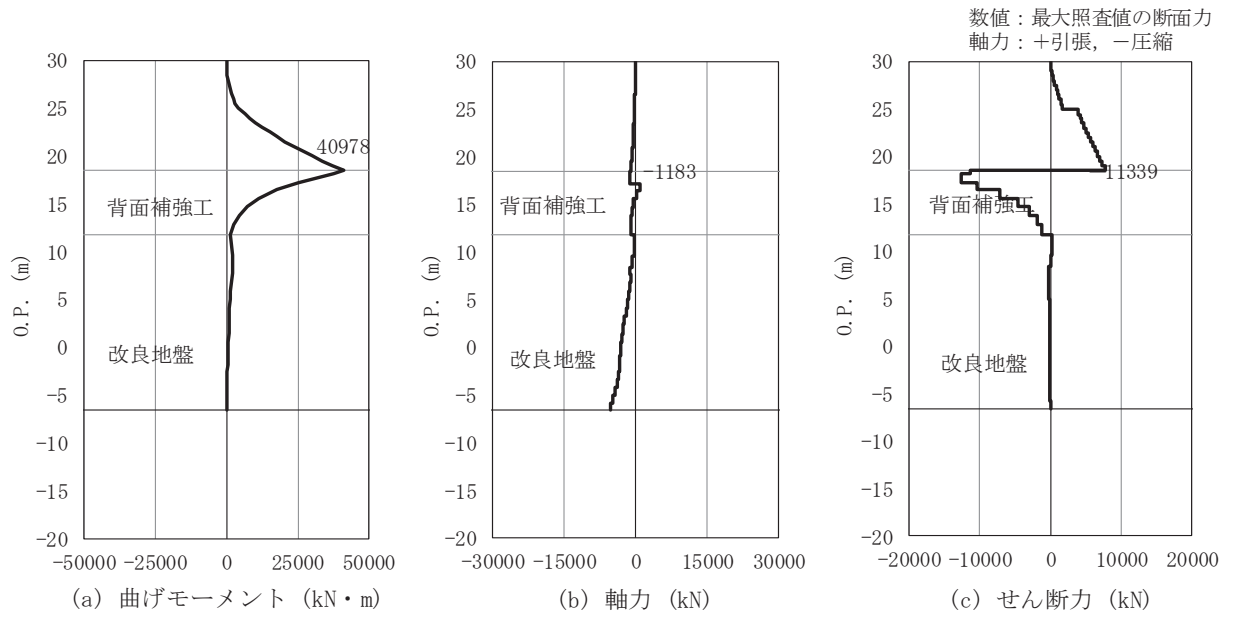


図 5-3 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
及び曲げ圧縮応力度 (断面③)
解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

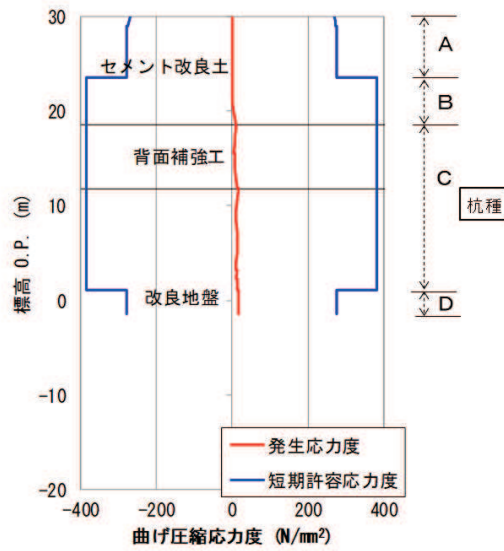
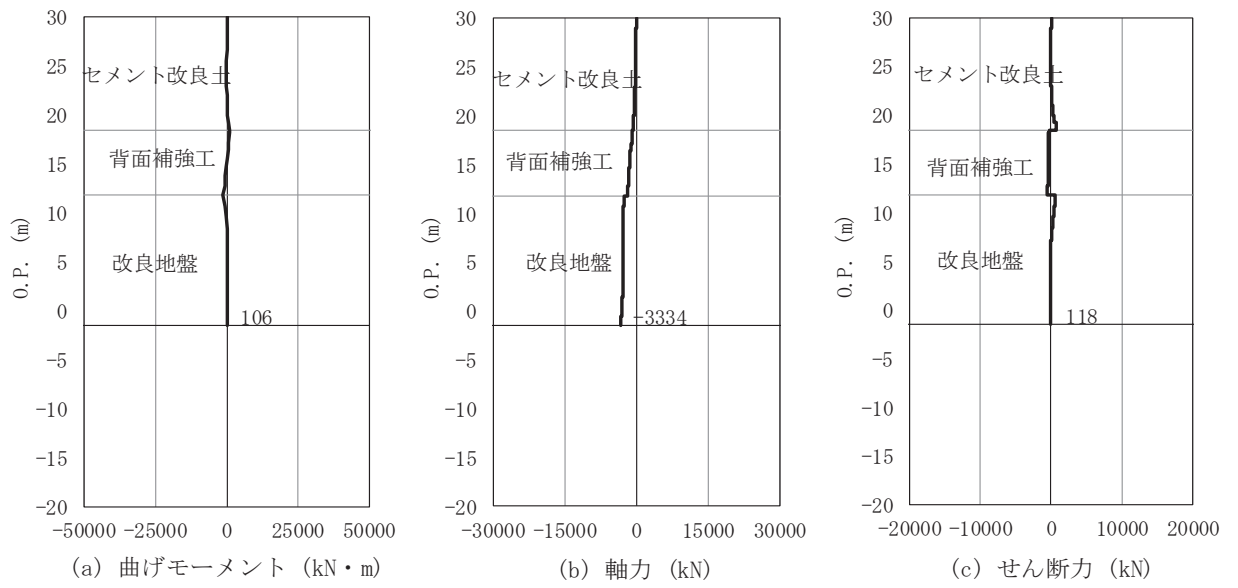


図 5-4 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
及び曲げ圧縮応力度 (断面④)
解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

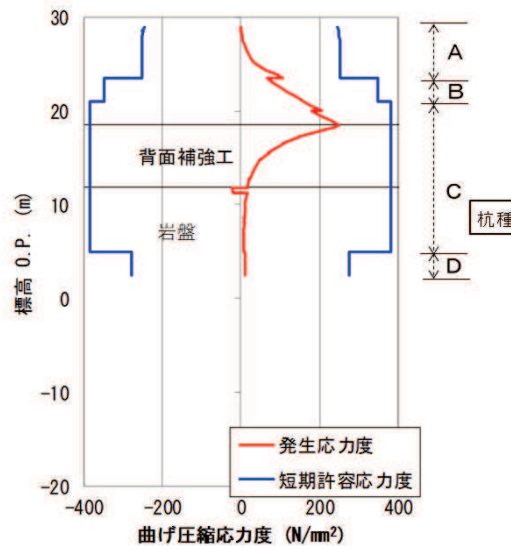
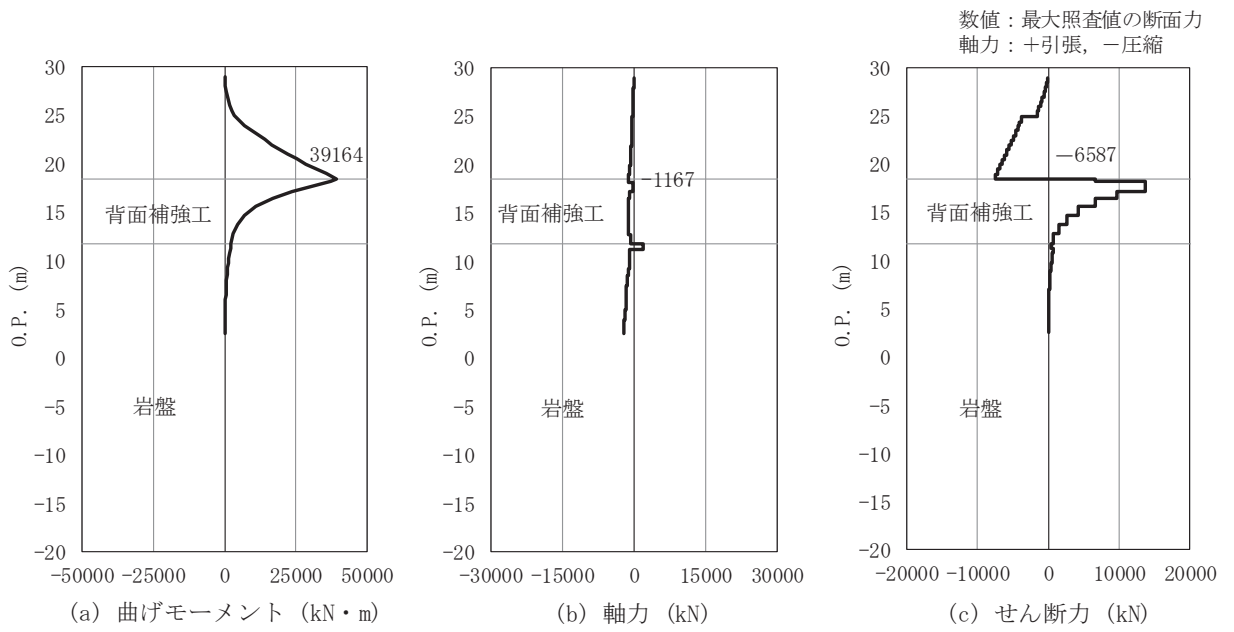


図 5-5 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
及び曲げ圧縮応力度 (断面⑤)

(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)

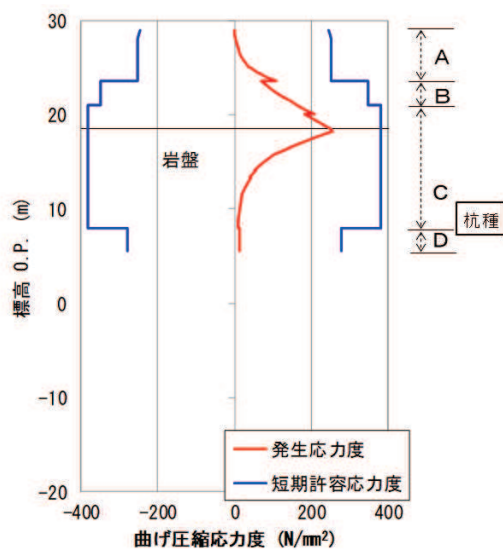
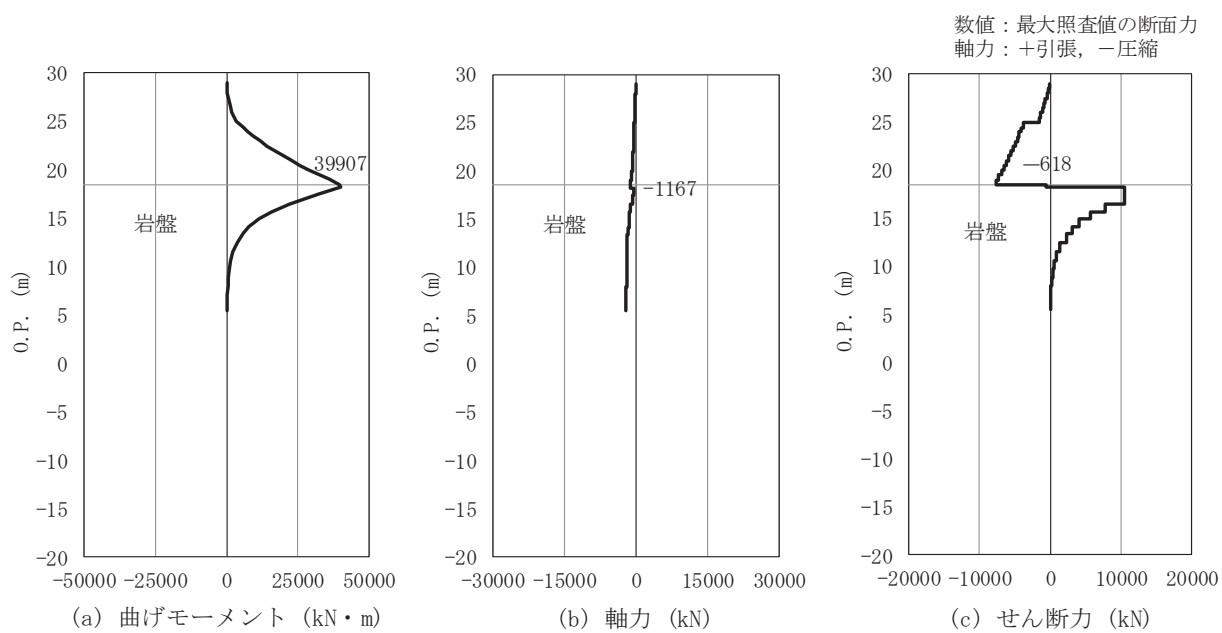


図 5-6 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
及び曲げ圧縮応力度 (断面⑥)

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 - 1σ)

表 5-2 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 5-3 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 5-4 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 5-5 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 5-6 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 5-7 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

(2) せん断力照査

断面計算に用いた断面諸元は表 5-1 に、鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力図を図 5-7～図 5-12 に、せん断破壊に対する照査値を表 5-8～表 5-13 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。

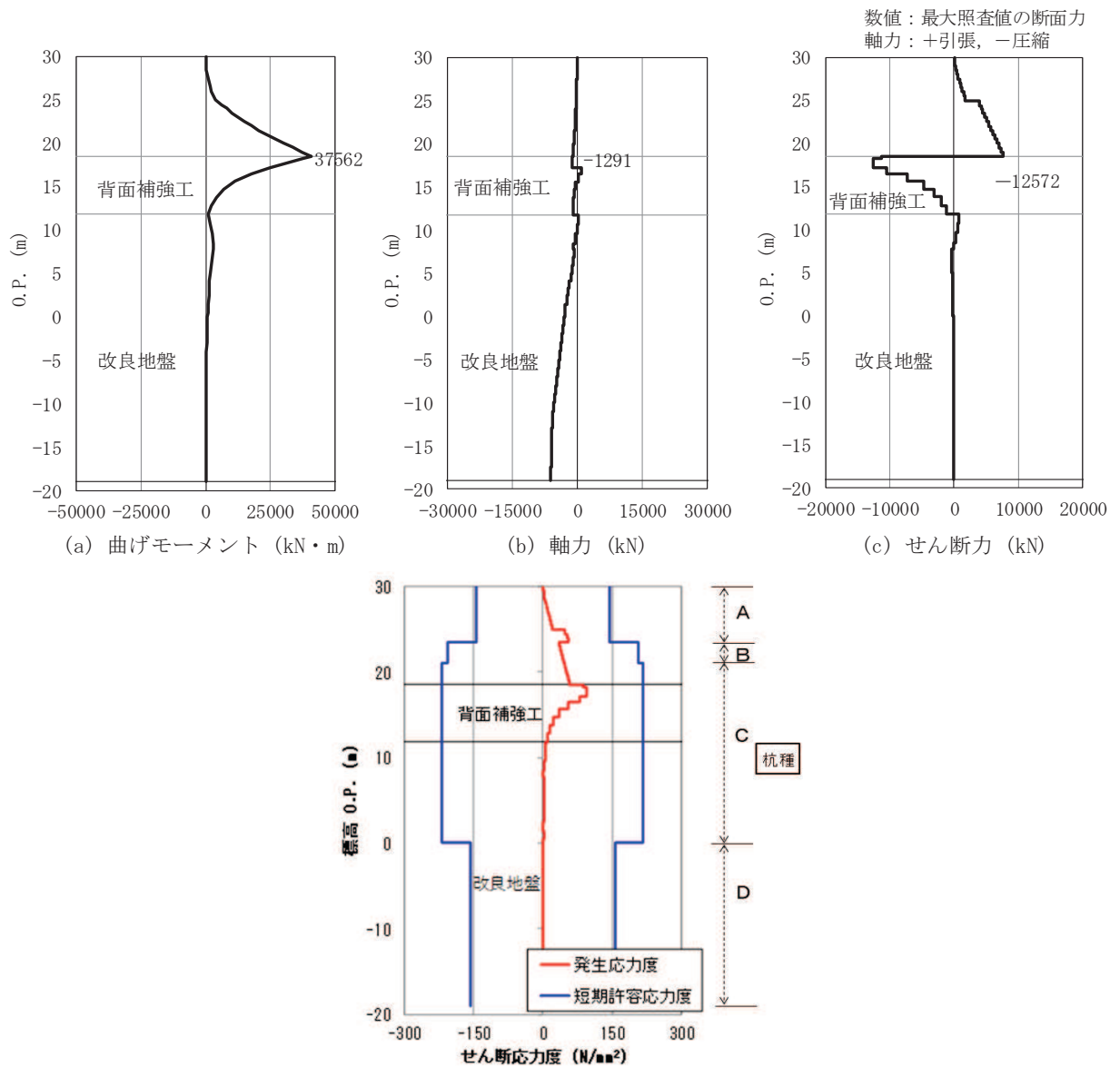


図 5-7 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力及び曲げ圧縮応力度 (断面①)

解析ケース①：基本ケース

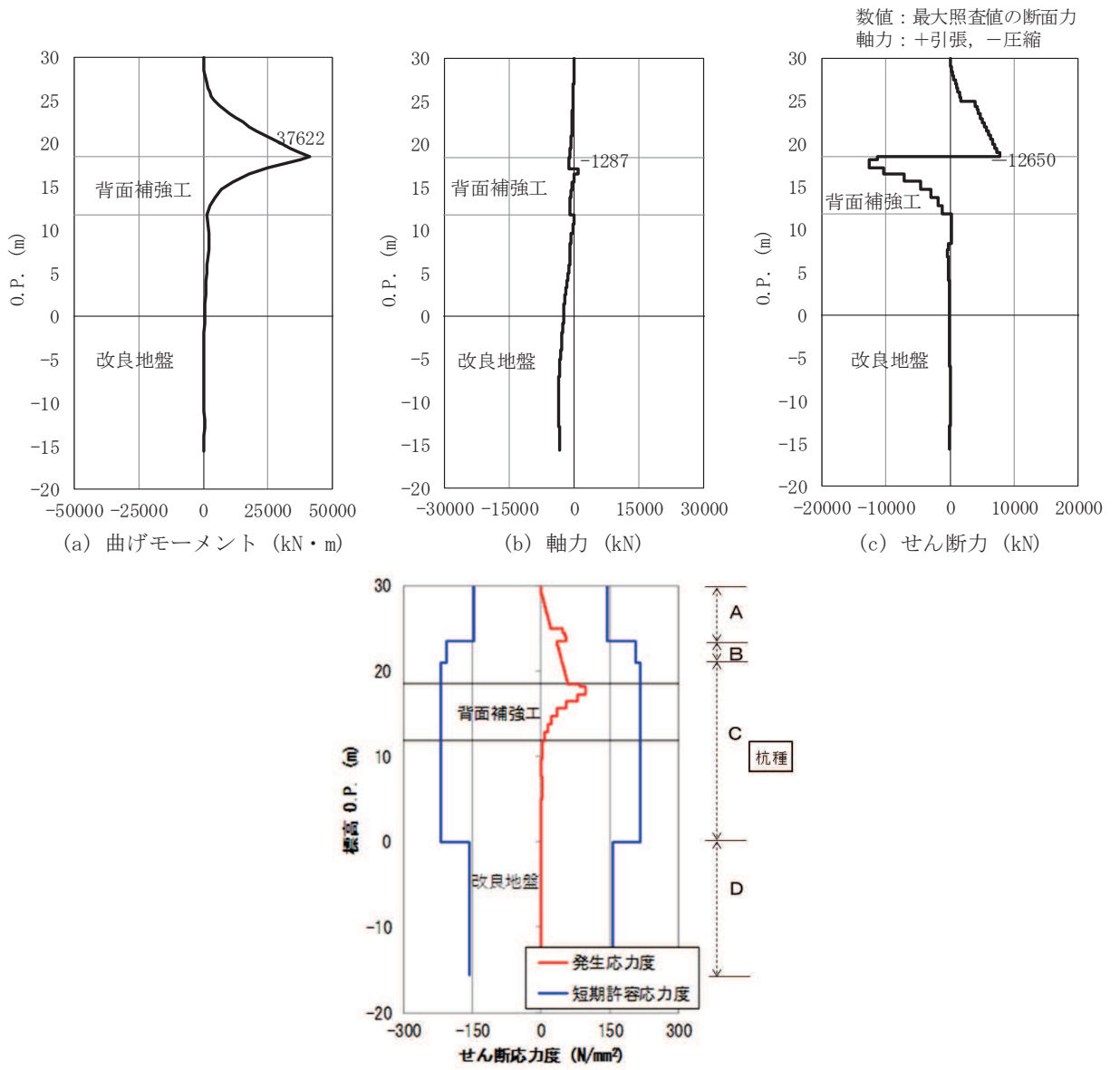


図 5-8 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力及び曲げ圧縮応力度 (断面②)
 解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

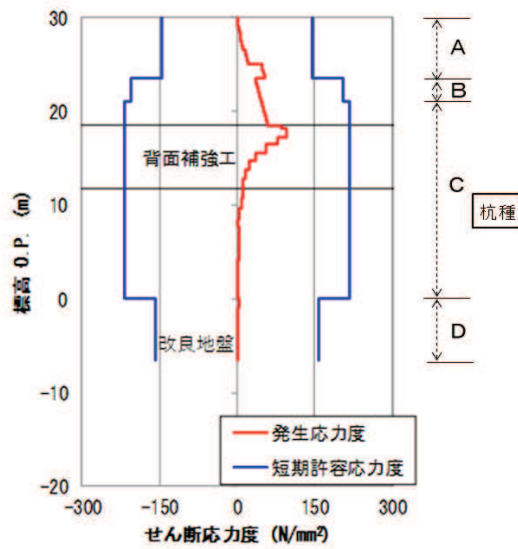
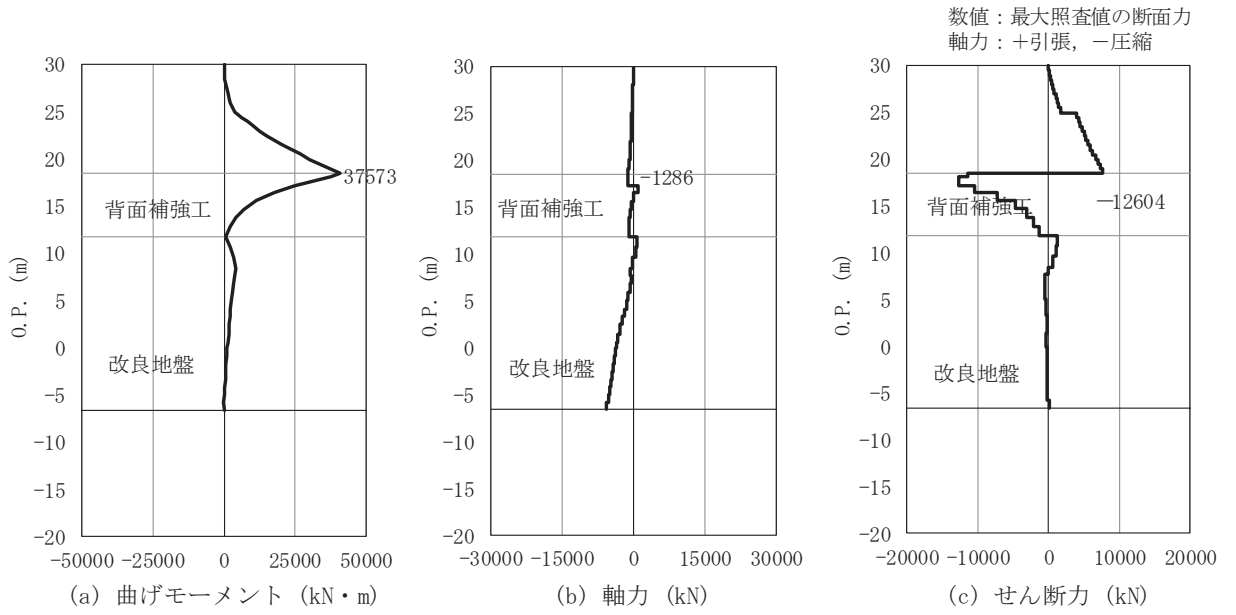


図 5-9 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力及び曲げ圧縮応力度 (断面③)
解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

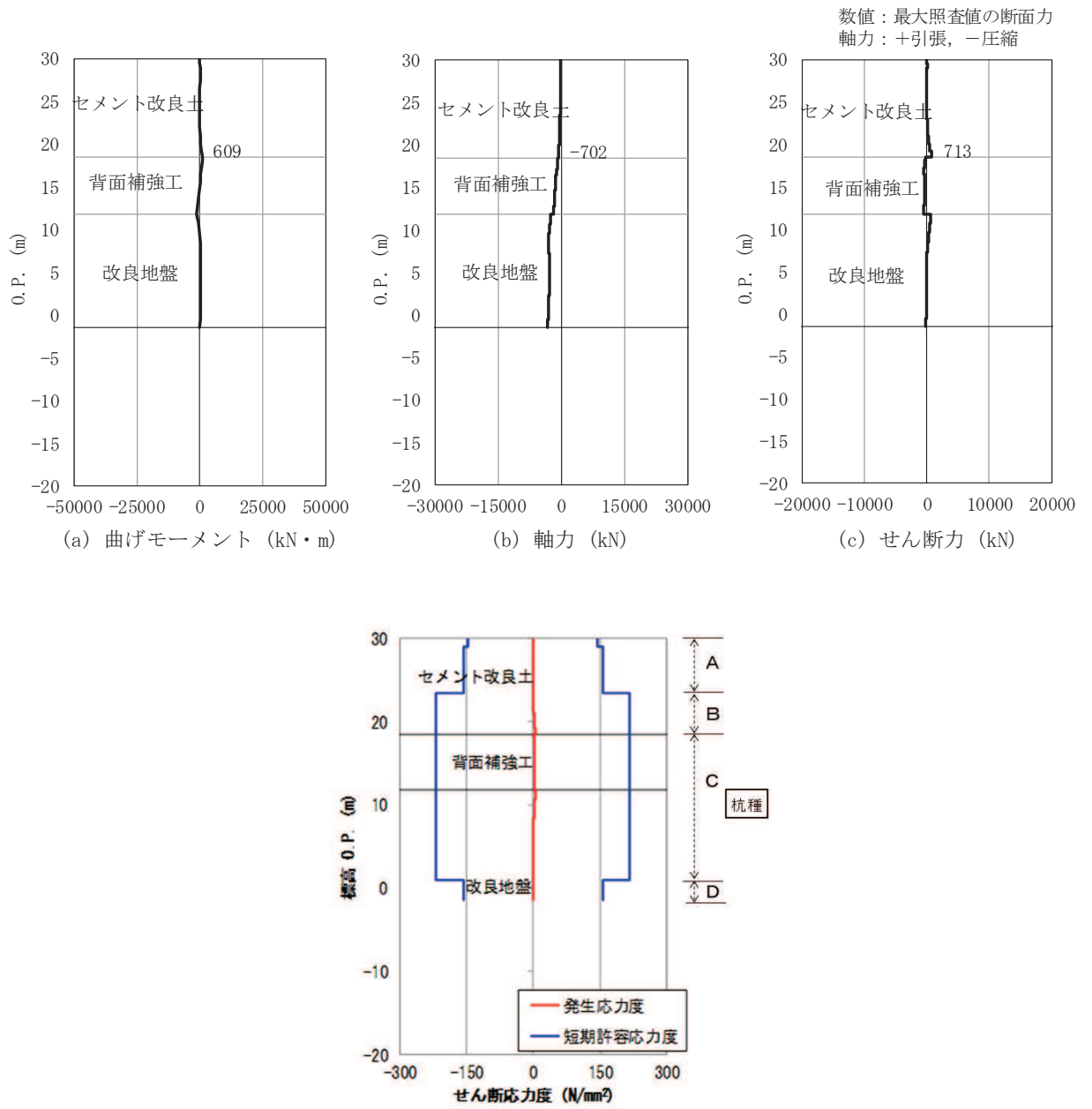


図 5-10 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力及び曲げ圧縮応力度 (断面④)
解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

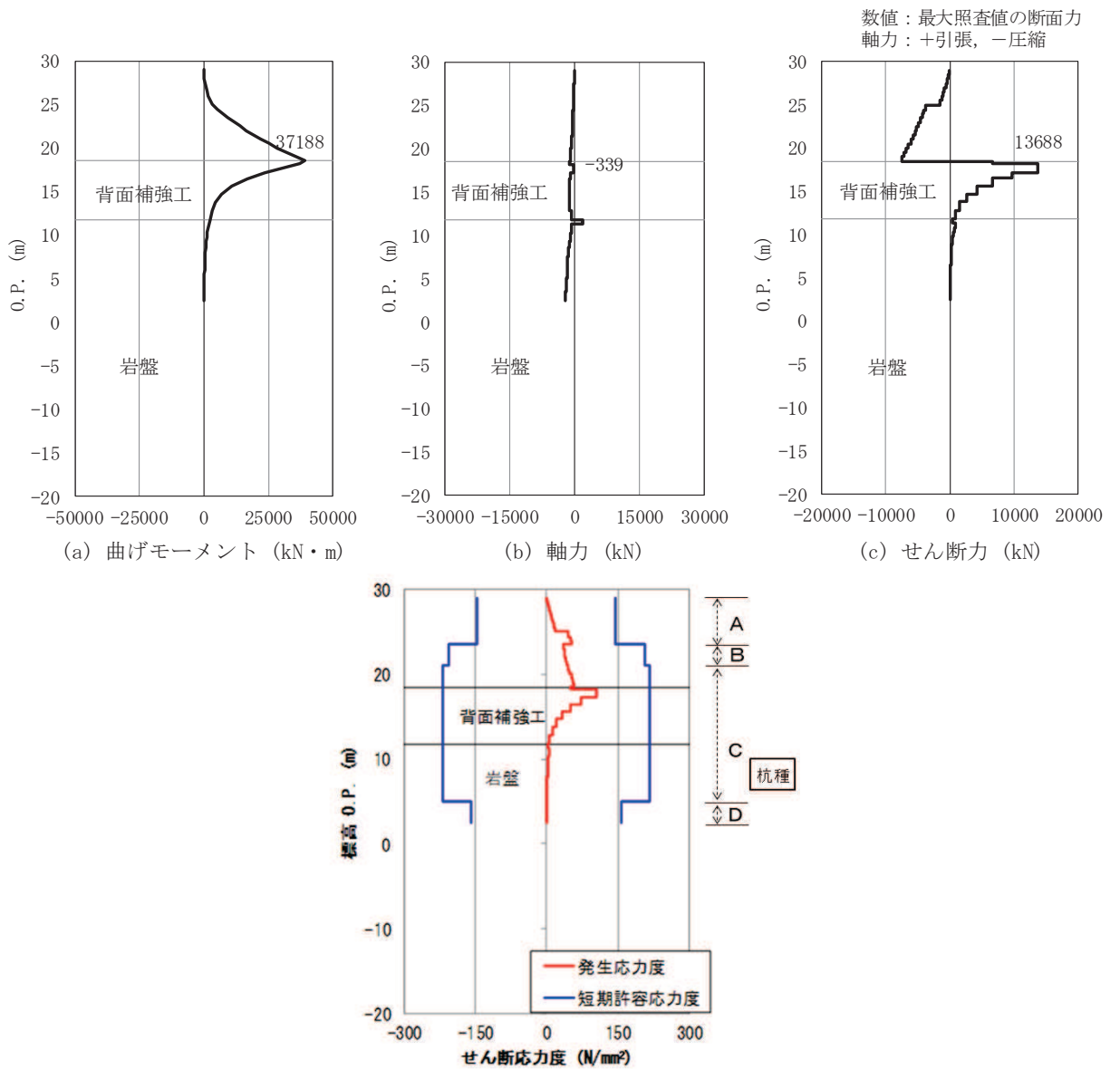


図 5-11 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力及び曲げ圧縮応力度 (断面⑤)
(解析ケース①～③において、発生断面力は同値である。)

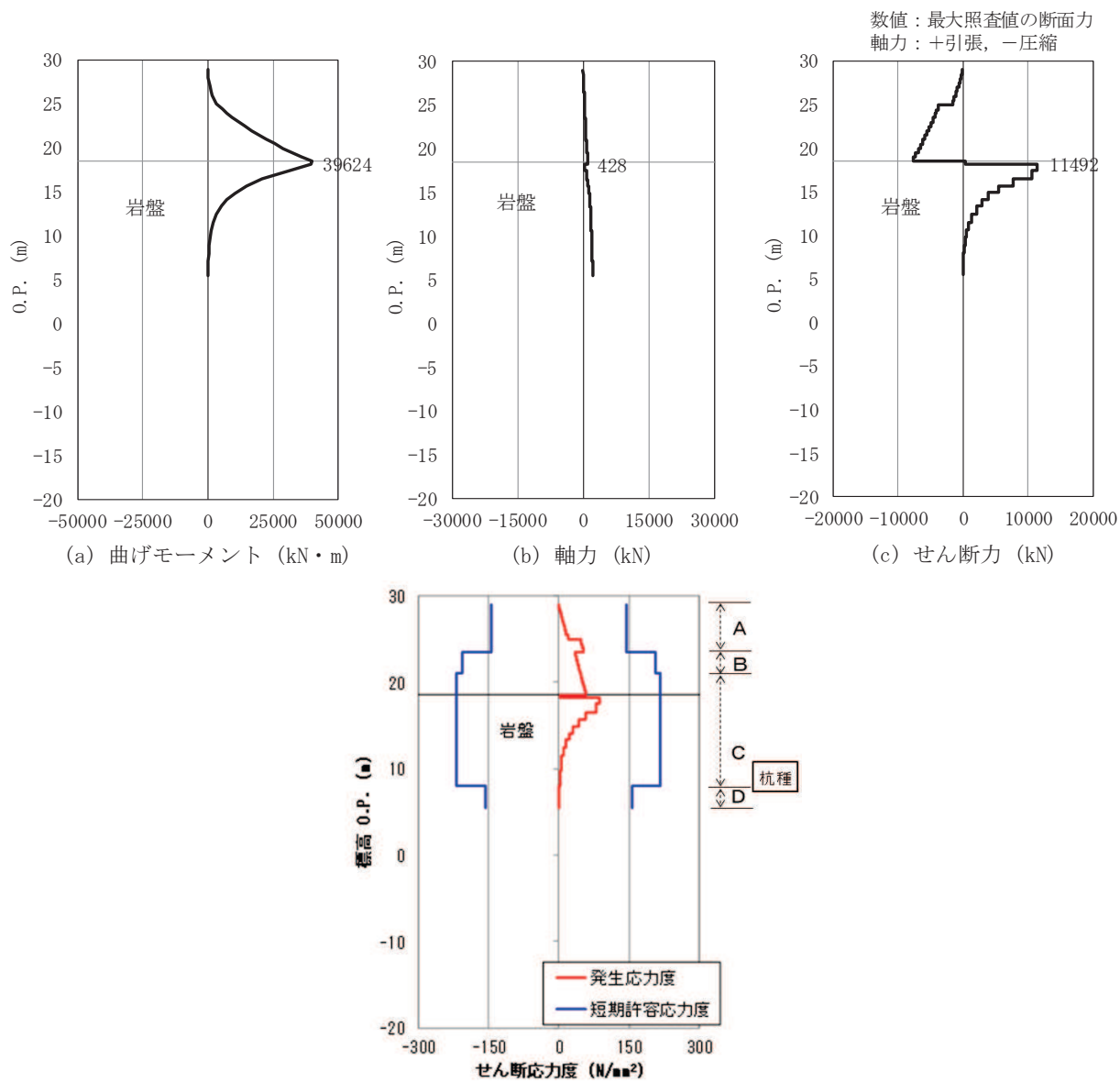


図 5-12 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力及び曲げ圧縮応力度 (断面⑥)
解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

表 5-8 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 5-9 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 5-10 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 5-11 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 5-12 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 5-13 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

(3) 漂流物防護工によるねじり応力

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 5-14 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 5-14 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*：表 5-12 に示す値を再掲。

5.1.2 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の評価結果

鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主要部材の照査結果を表 5-15 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 5-15 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

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。

5.1.3 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 5-16～表 5-20 に、局所安全係数分布を図 5-13～図 5-17 に示す。これらの結果から、背面補強工のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 5-16 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 5-17 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 5-18 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 5-19 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 5-20 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

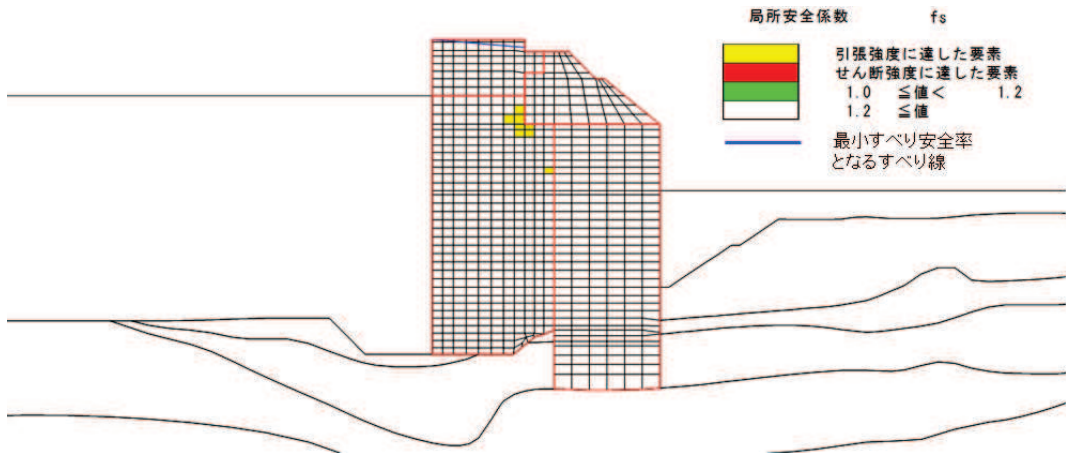


図 5-13 背面補強工の局所安全係数分布 (断面①)

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 + 1 σ)

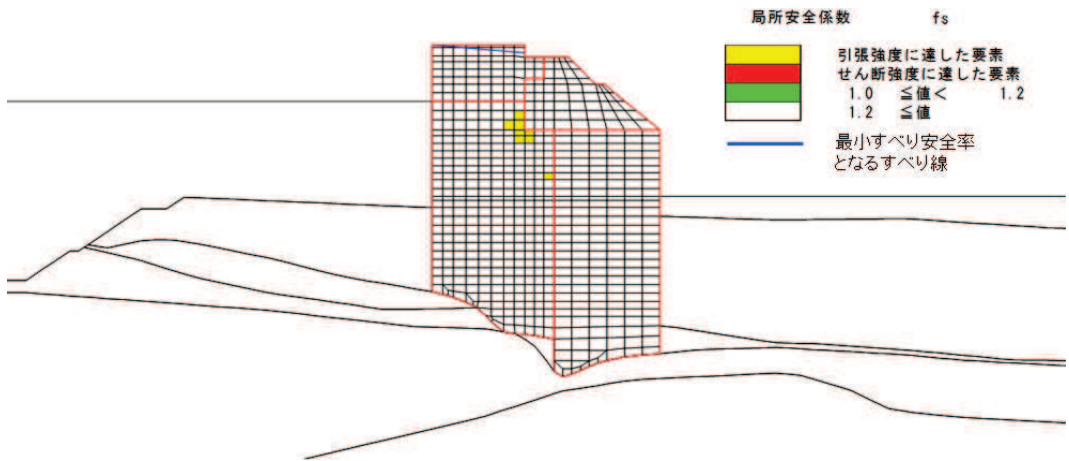


図 5-14 背面補強工の局所安全係数分布 (断面②)

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 + 1 σ)

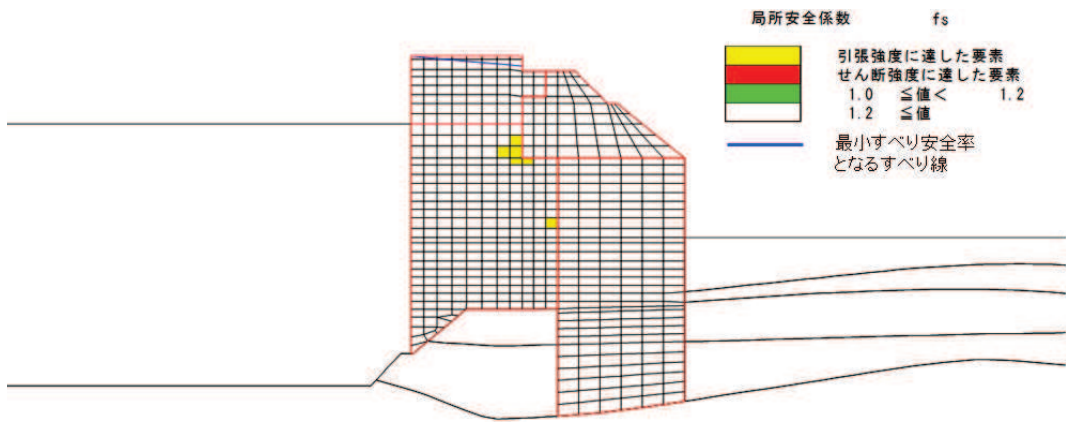


図 5-15 背面補強工の局所安全係数分布 (断面③)

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

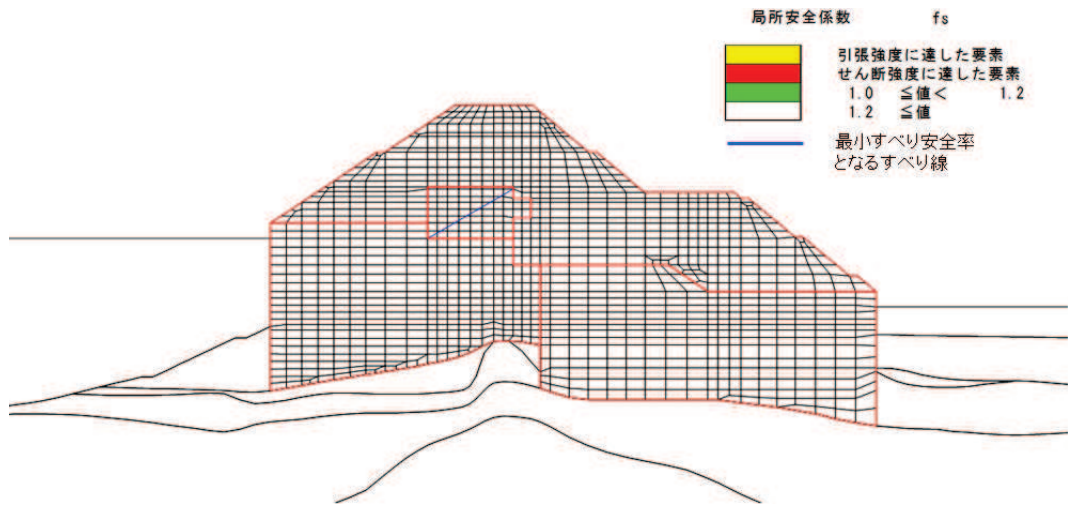


図 5-16 背面補強工の局所安全係数分布 (断面④)
 解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1 σ)

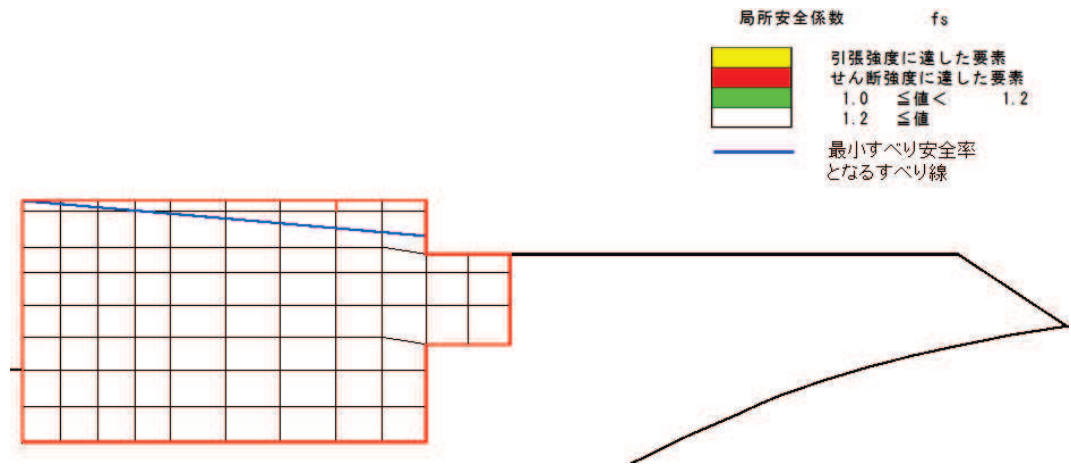


図 5-17 背面補強工の局所安全係数分布 (断面⑤)
 解析ケース①～③

5.1.4 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 5-21～表 5-24 に、局所安全係数分布を図 5-18～図 5-21 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 5-21 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 5-22 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 5-23 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 5-24 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

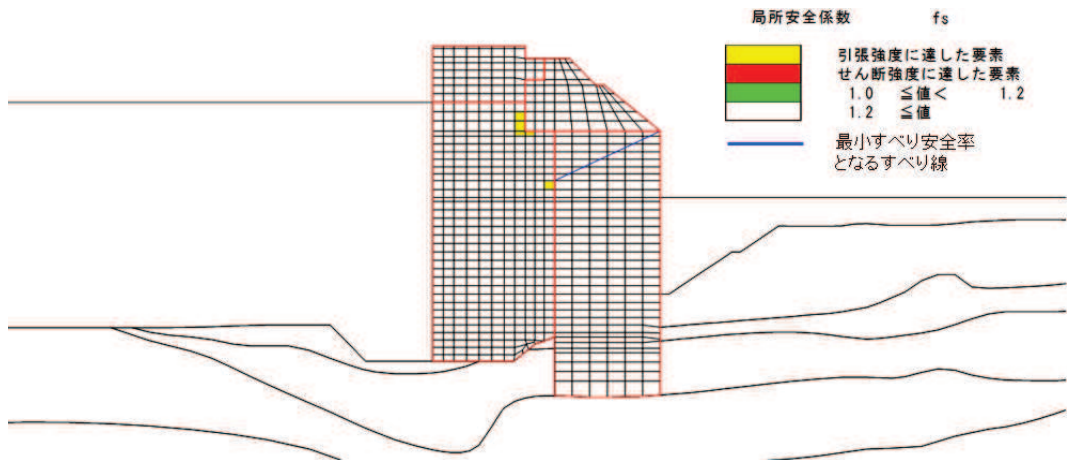


図 5-18 置換コンクリートの局所安全係数分布 (断面①)
解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1 σ)

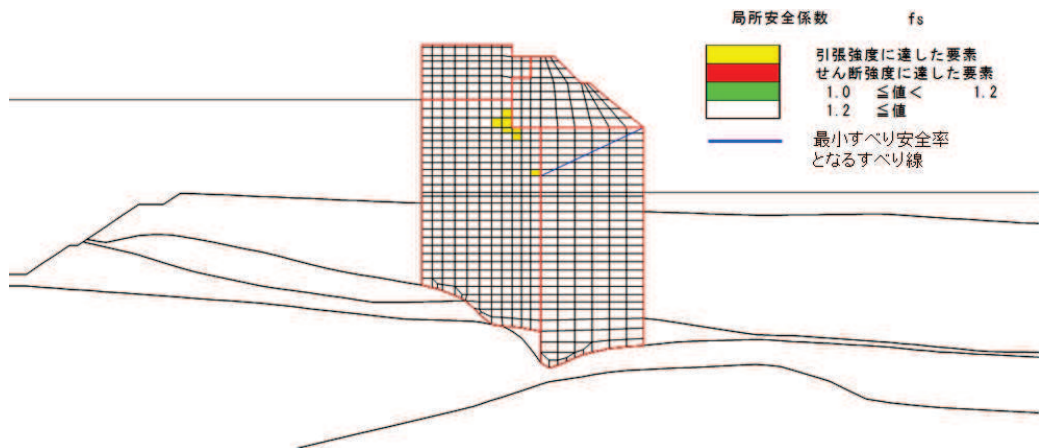


図 5-19 置換コンクリートの局所安全係数分布 (断面②)
解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1 σ)

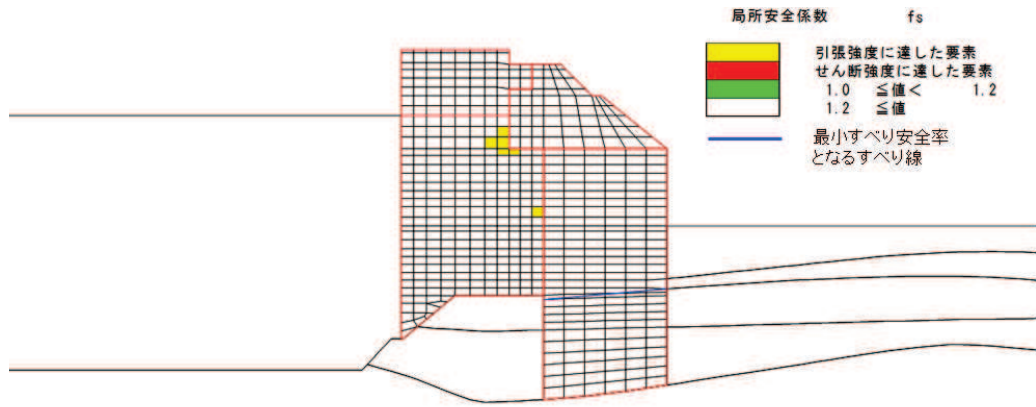


図 5-20 置換コンクリートの局所安全係数分布 (断面③)
 解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1 σ)

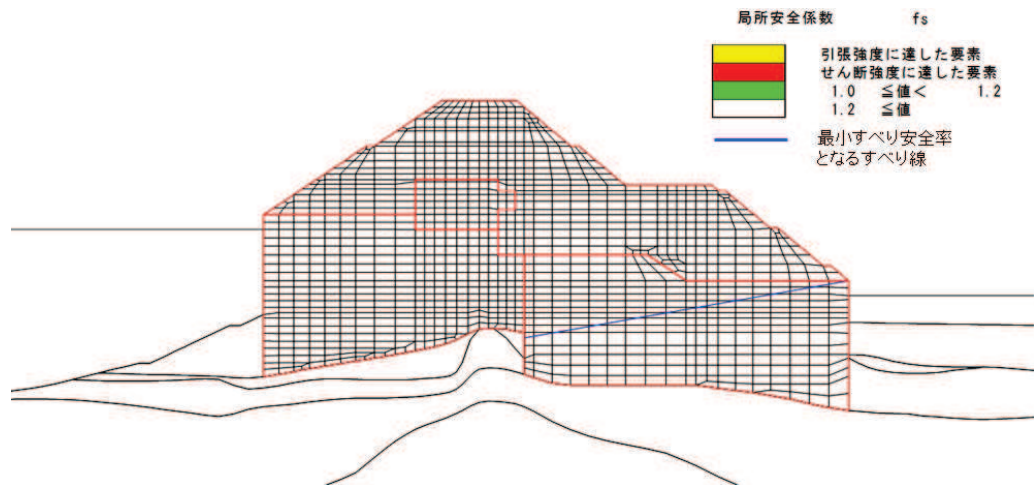


図 5-21 置換コンクリートの局所安全係数分布 (断面④)
 解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1 σ)

5.1.5 改良地盤の評価結果

改良地盤のすべり安全率による評価結果を表 5-25～表 5-28 に、平均強度における局所安全係数分布を図 5-22～図 5-25 に示す。

なお、強度特性のばらつきを考慮した評価としてケース①（基本ケース）における平均値－1 σ 強度のすべり安全率を表 5-25～表 5-28 に併せて示す。

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 5-25 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－1 σ 強度）	4.2

表 5-26 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 5-27 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 5-28 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

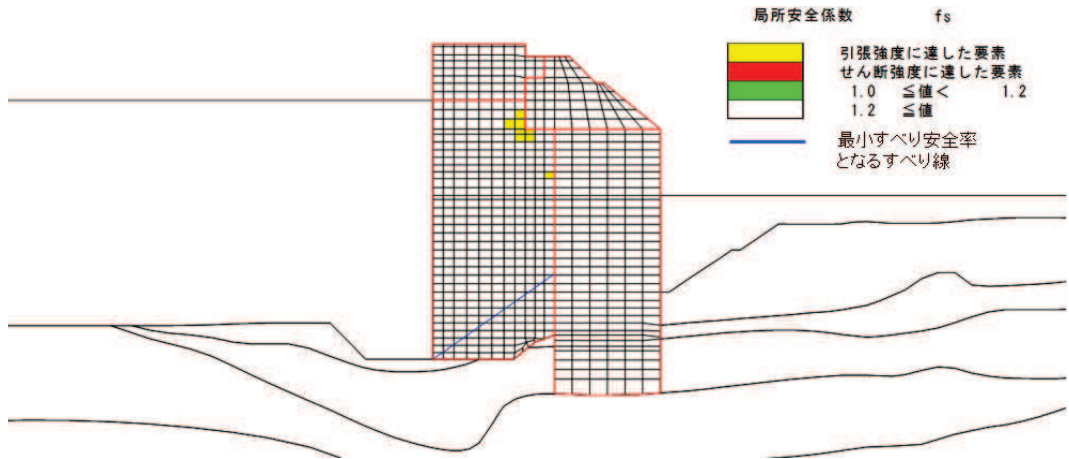


図 5-22 改良地盤の局所安全係数分布 (断面①)

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)

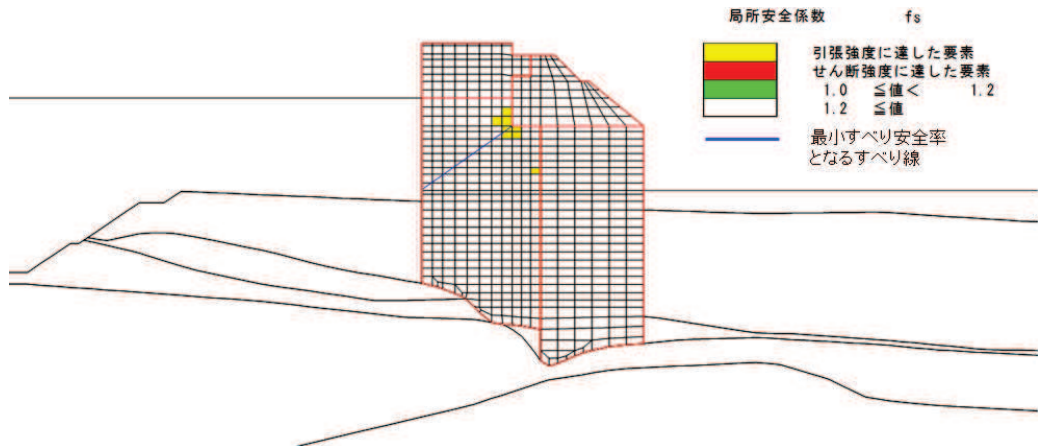


図 5-23 改良地盤の局所安全係数分布 (断面②)

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)

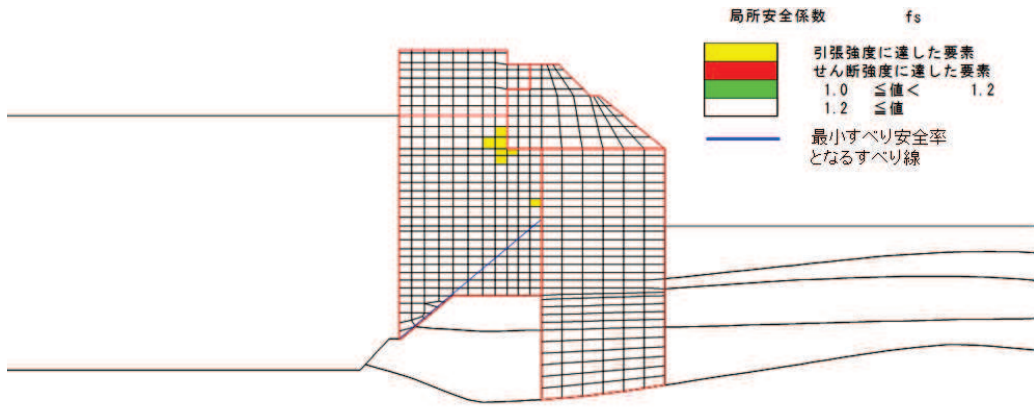


図 5-24 改良地盤の局所安全係数分布 (断面③)

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 + 1 σ)

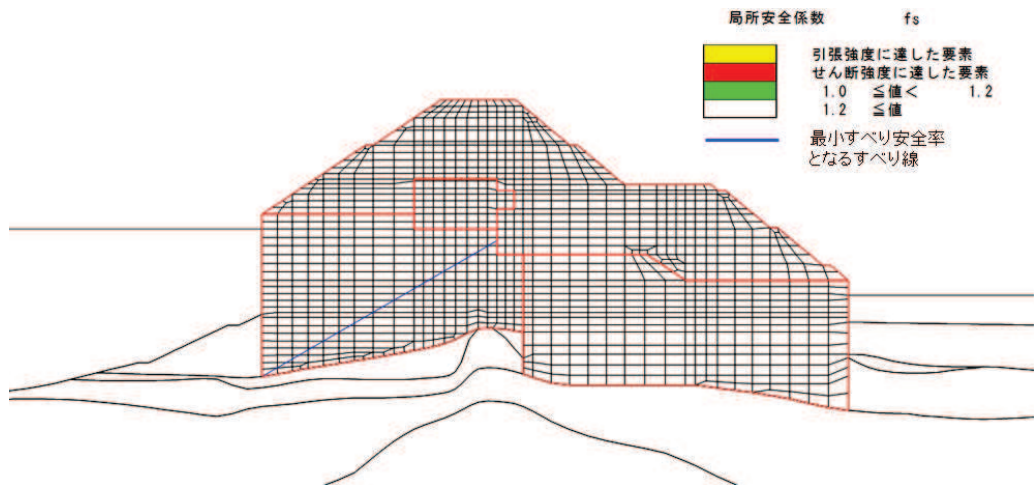


図 5-25 改良地盤の局所安全係数分布 (断面④)

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 + 1 σ)

5.1.6 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 5-29～表 5-32 に、平均強度における局所安全係数分布を図 5-26～図 5-29 に示す。

なお、強度特性のばらつきを考慮した評価としてケース①（基本ケース）における平均値－1 σ 強度のすべり安全率を表 5-29～表 5-32 に併せて示す。

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 5-29 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－1 σ 強度）	40.3

表 5-30 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 5-31 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 5-32 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

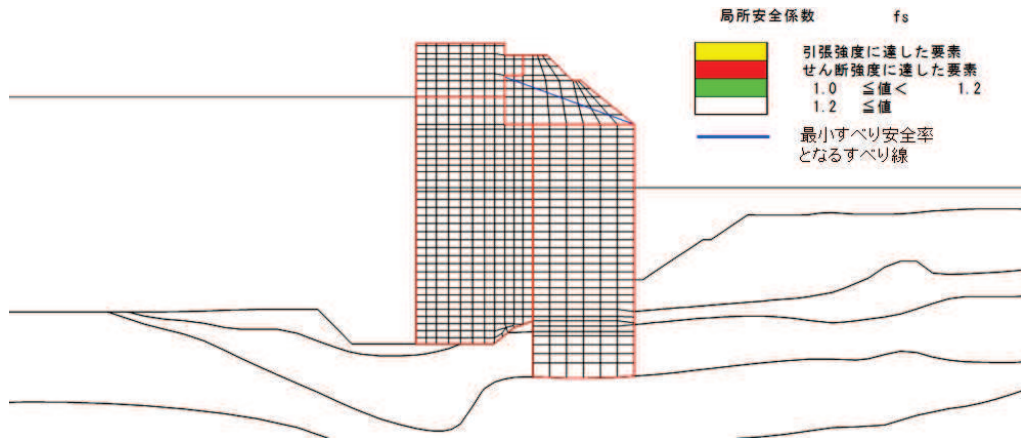


図 5-26 セメント改良土の局所安全係数分布 (断面①)

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)

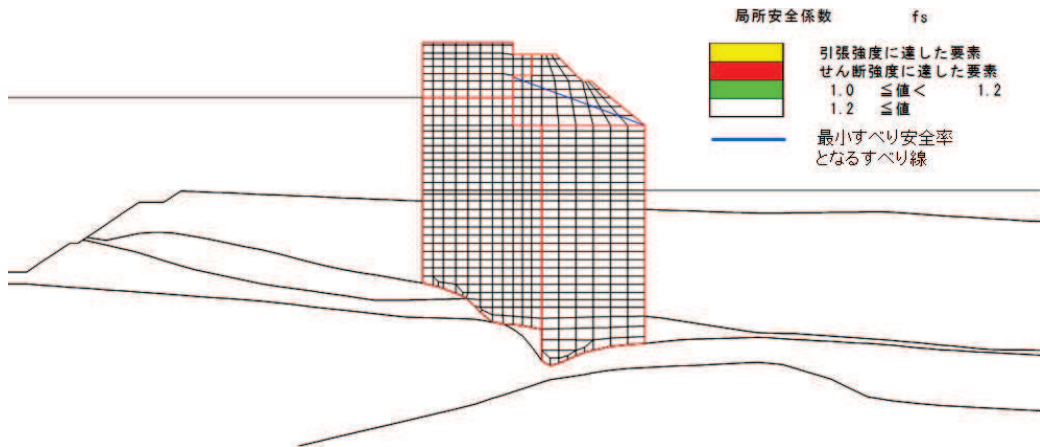


図 5-27 セメント改良土の局所安全係数分布 (断面②)

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)

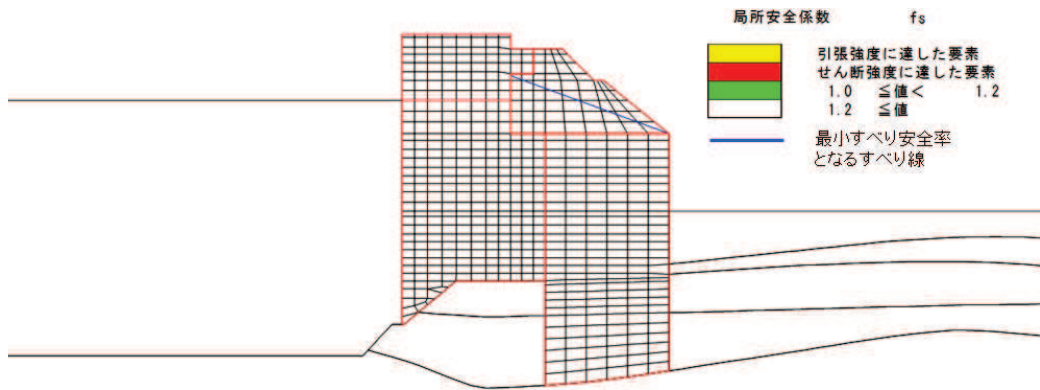


図 5-28 セメント改良土の局所安全係数分布 (断面③)

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

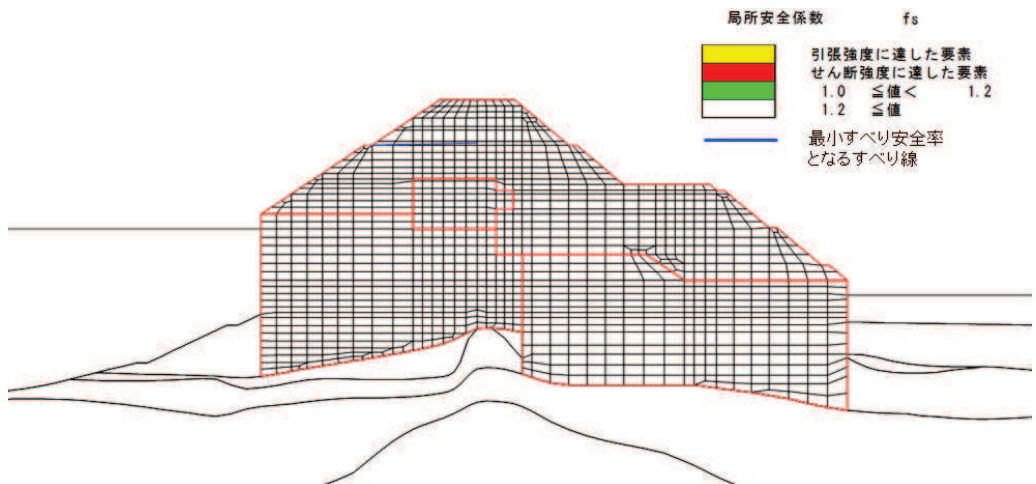


図 5-29 セメント改良土の局所安全係数分布 (断面④)

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

5.1.7 止水ジョイント部材の評価結果

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 5-33 及び表 5-34 に、保護部材の発生応力に対する照査結果を表 5-35 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 5-30 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及び保護部材の発生応力に対する照査を行った結果、相対変位量及び発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-33 (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 5-33 (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 5-33 (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 5-33 (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 5-33 (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 5-33 (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 5-34 (1) ウレタンシリコーン目地設置箇所の津波時相対変位量

(H 区間：構造同一部（一般部のうち背面補強工内），鋼製遮水壁天端部：O. P. +29. 0m)

方向	解析 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 5-34 (2) ウレタンシリコー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。

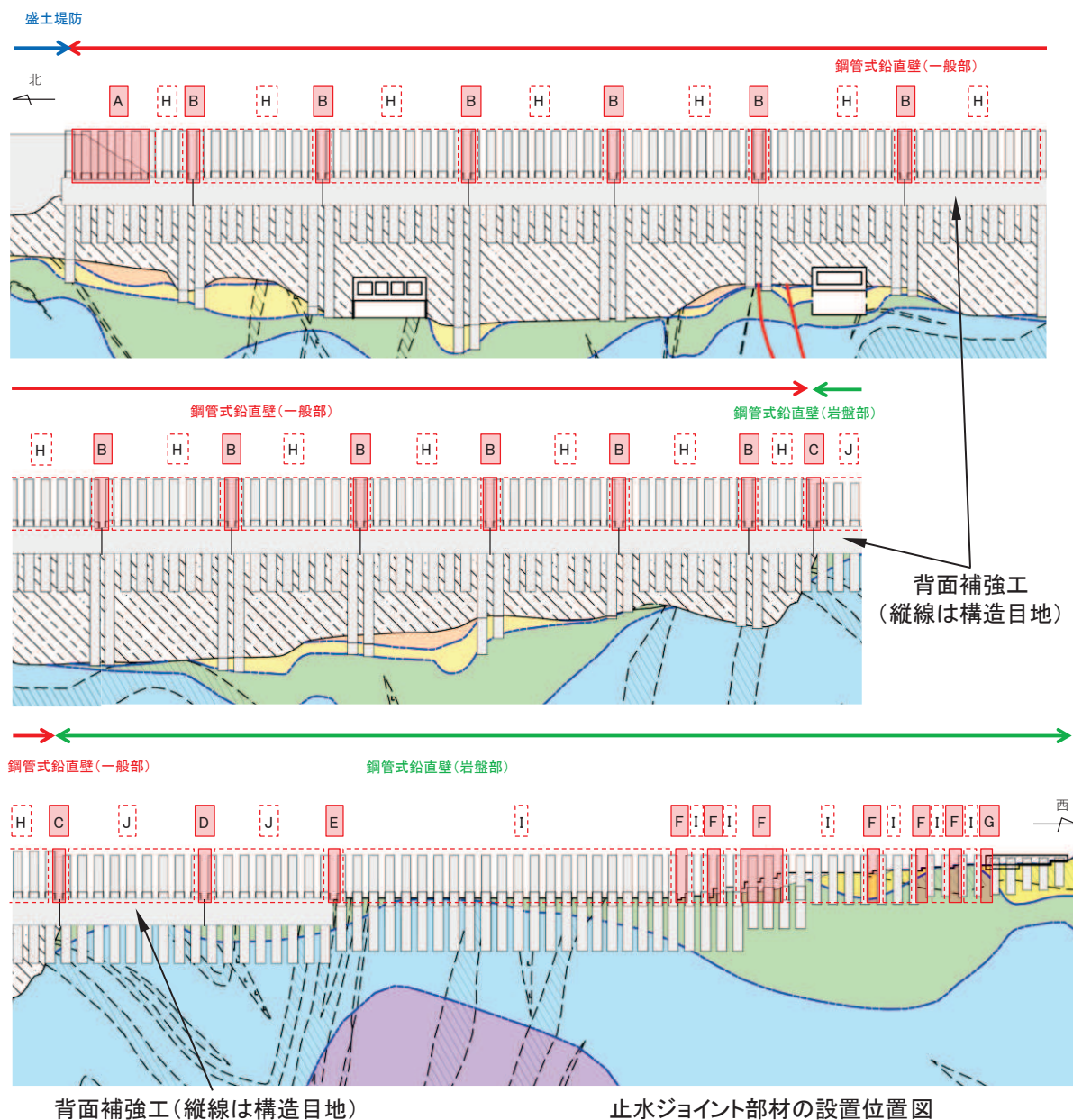
表 5-34 (3) ウレタンシリコーン目地設置箇所の津波時相対変位量
 (J 区間：構造同一部 (岩盤部のうち背面補強工内), 鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

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。

表 5-35 保護部材の発生応力

鋼材	発生応力 (N/mm ²)		許容限界 (N/mm ²)
	梁部材 SS400	曲げ圧縮応力度	
せん断応力度		74	120
アンカー ボルト	引張力	69.8	96.3



背面補強工 (縦線は構造目地)

止水ジョイント部材の設置位置図

	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

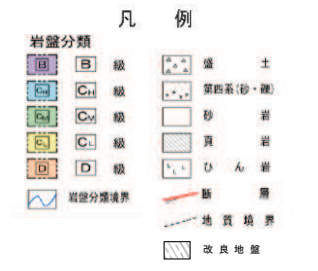


図 5-30 止水ジョイント部材の相対変位量評価区間

5.2 重畳時

5.2.1 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 5-35 に、鋼管杭の曲げ・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 5-31～図 5-36 に、曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を表 5-36～表 5-41 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 5-35 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
D			短杭 断面⑤ 0. P. +20. 0m～ 0. P. +5. 0m			
			断面⑥ 0. P. +20. 0m ～ +8. 0m			
		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：日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編に基づき腐食代 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。

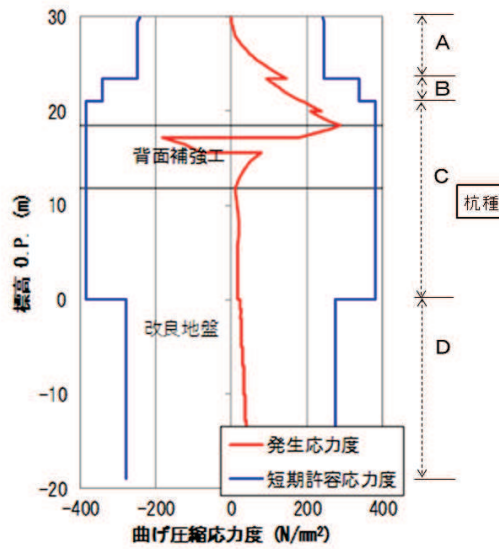
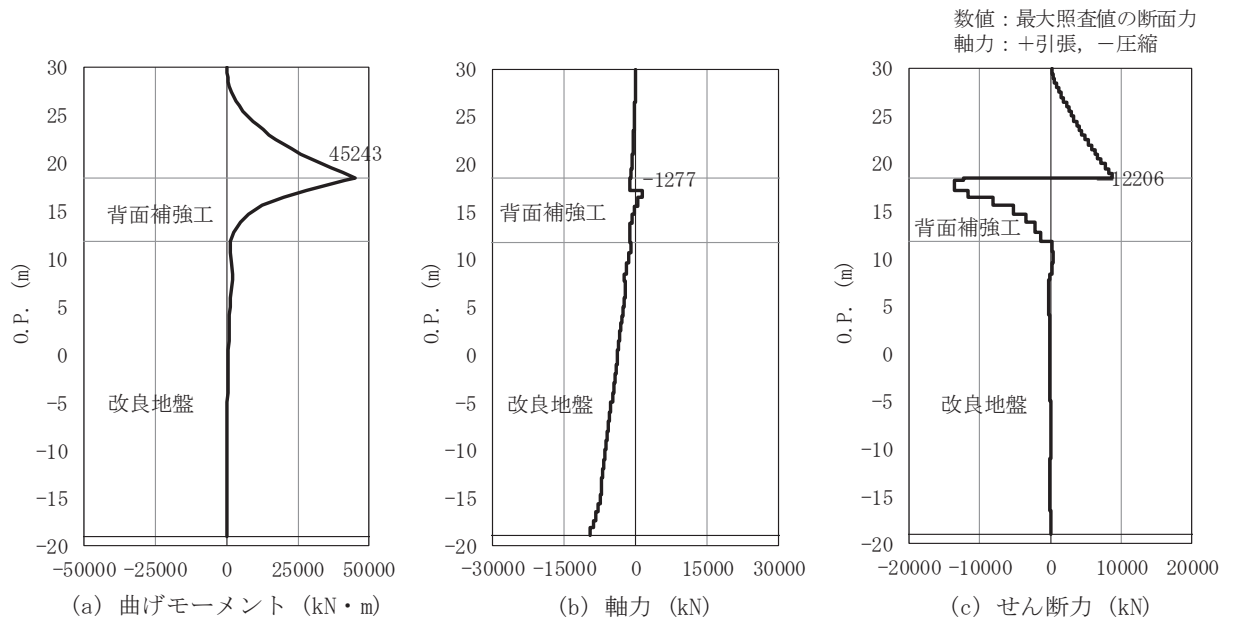


図 5-31 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
(断面①, S d - D 2 (-+), t=17.47s)
解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

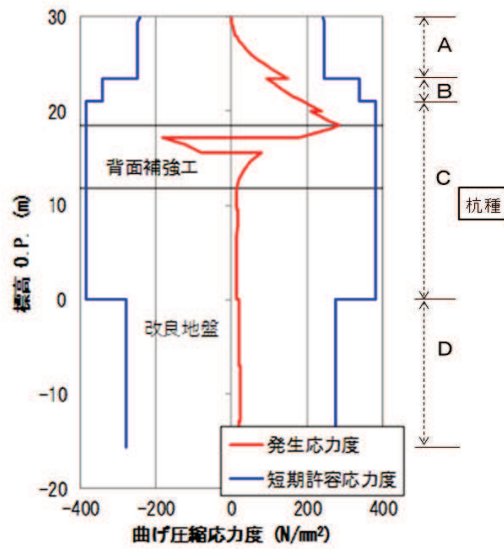
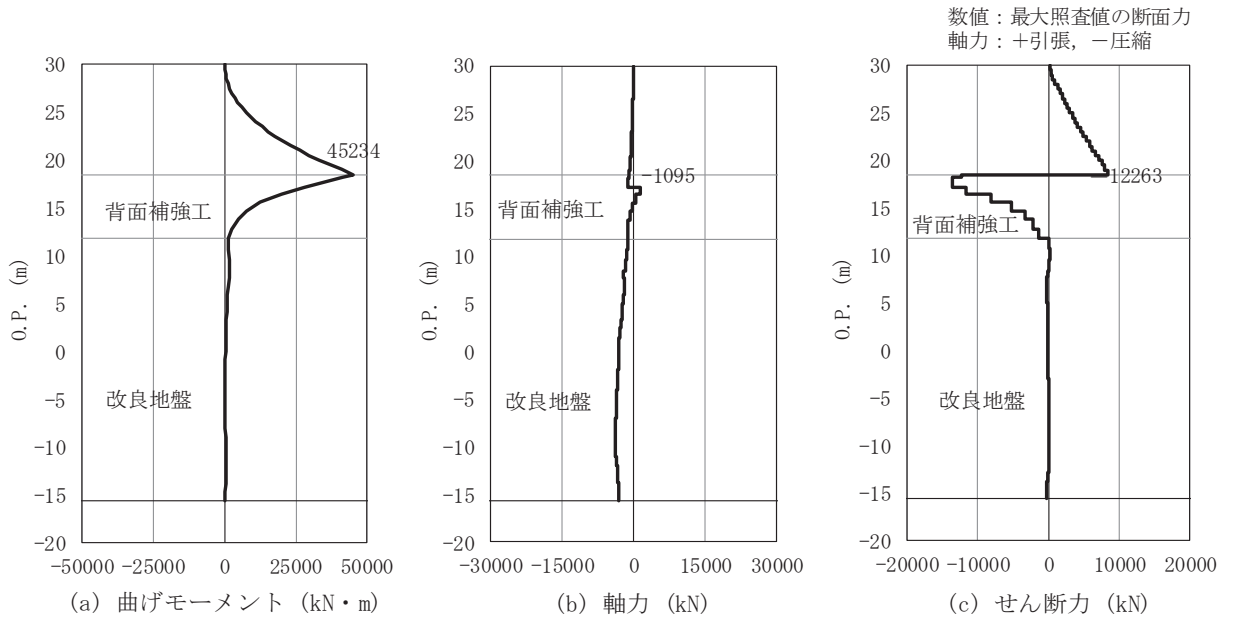


図 5-32 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
 (断面②, S d - D 2 (++) , t=6.93s)
 解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

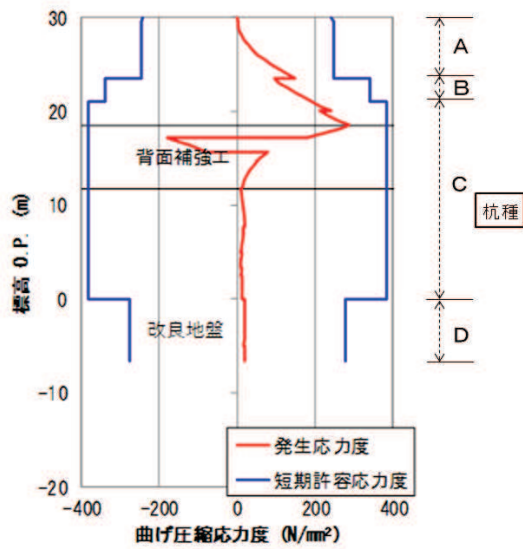
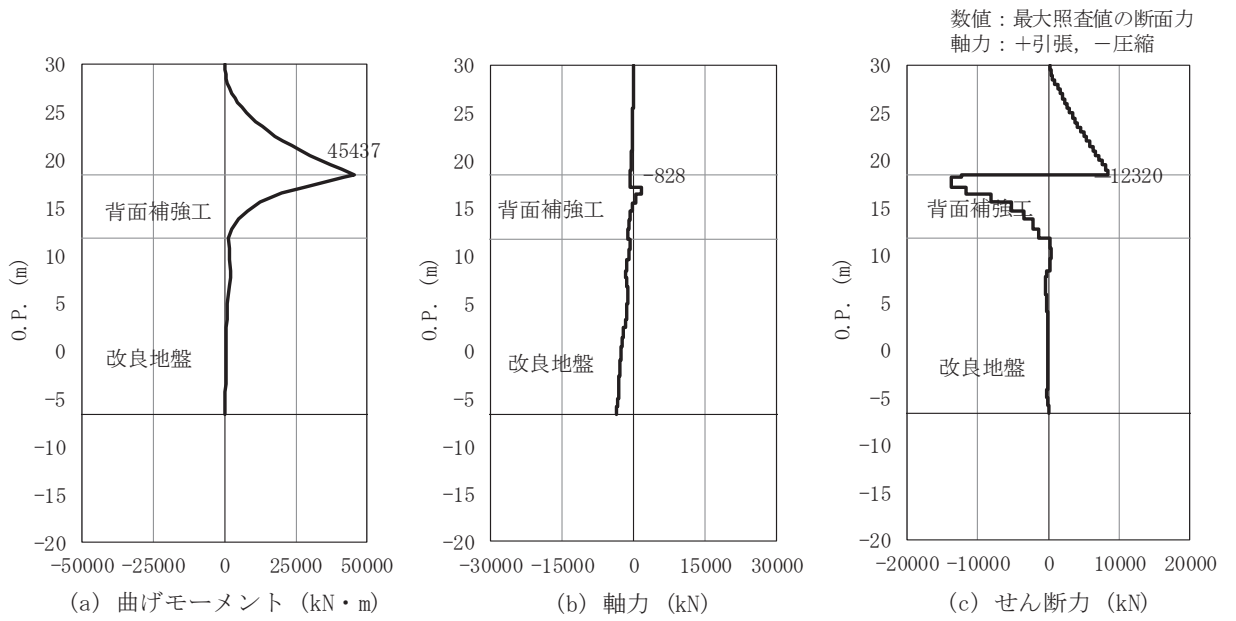


図 5-33 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
(断面③, S d-D 2 (-+), t=16.37s)
解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値+1σ)

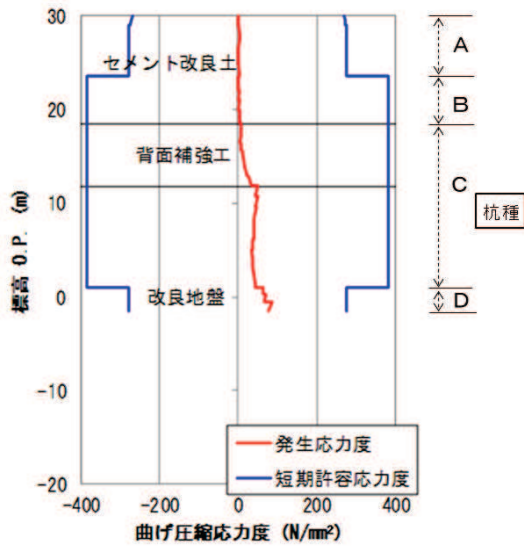
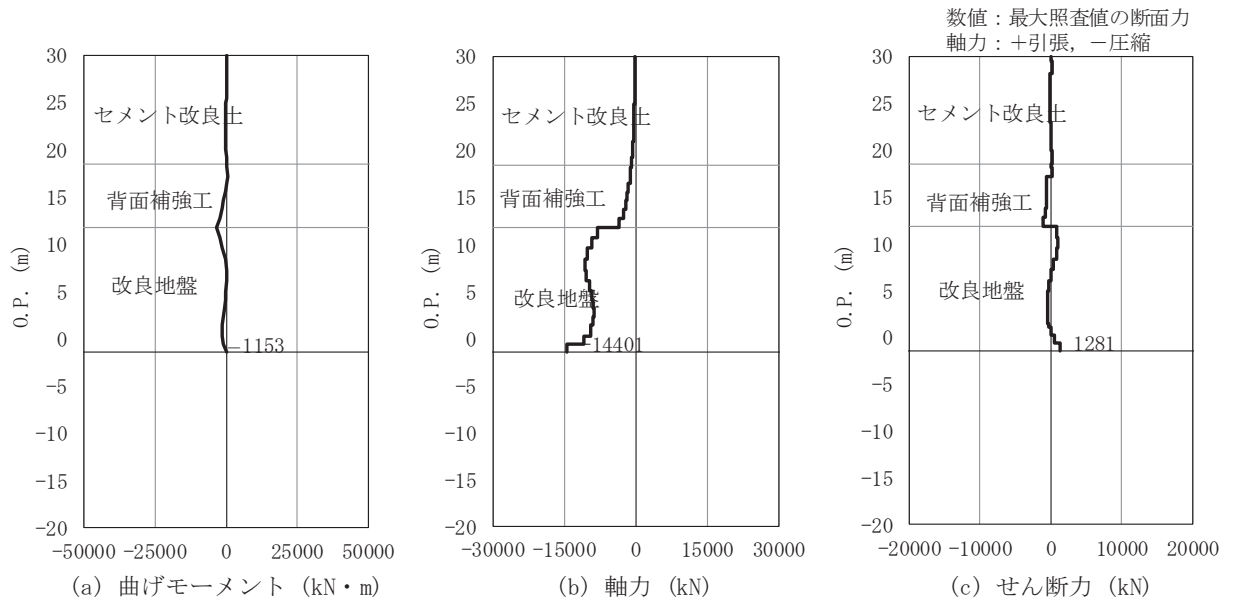


図 5-34 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
 (断面④, S d-D 2 (---), t=13.58s)
 解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値-1σ)

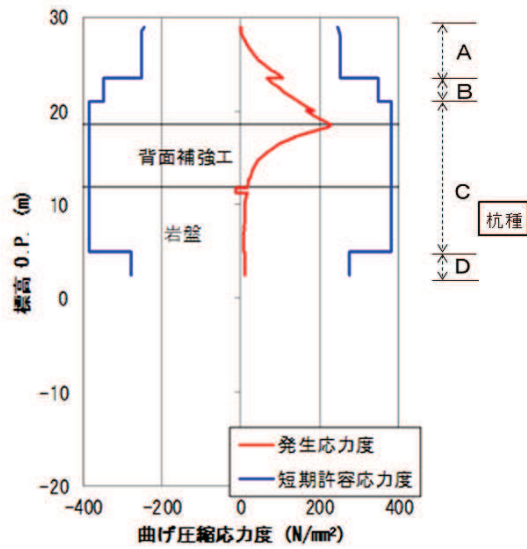
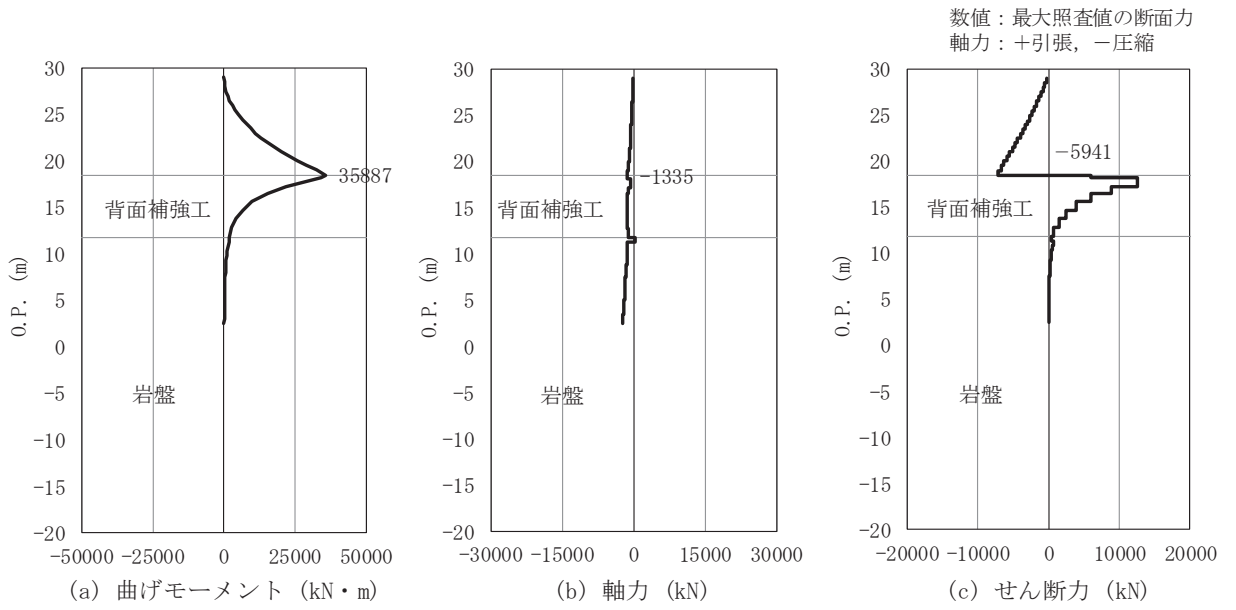


図 5-35 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
 (断面⑤, S d - D 2 (++) , t=6.85s)
 解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値+1σ)

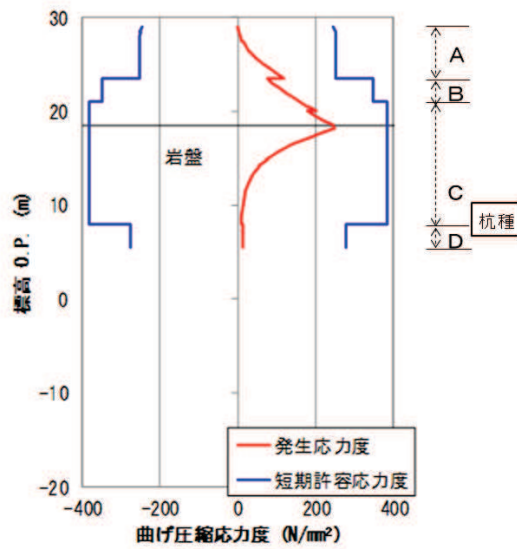
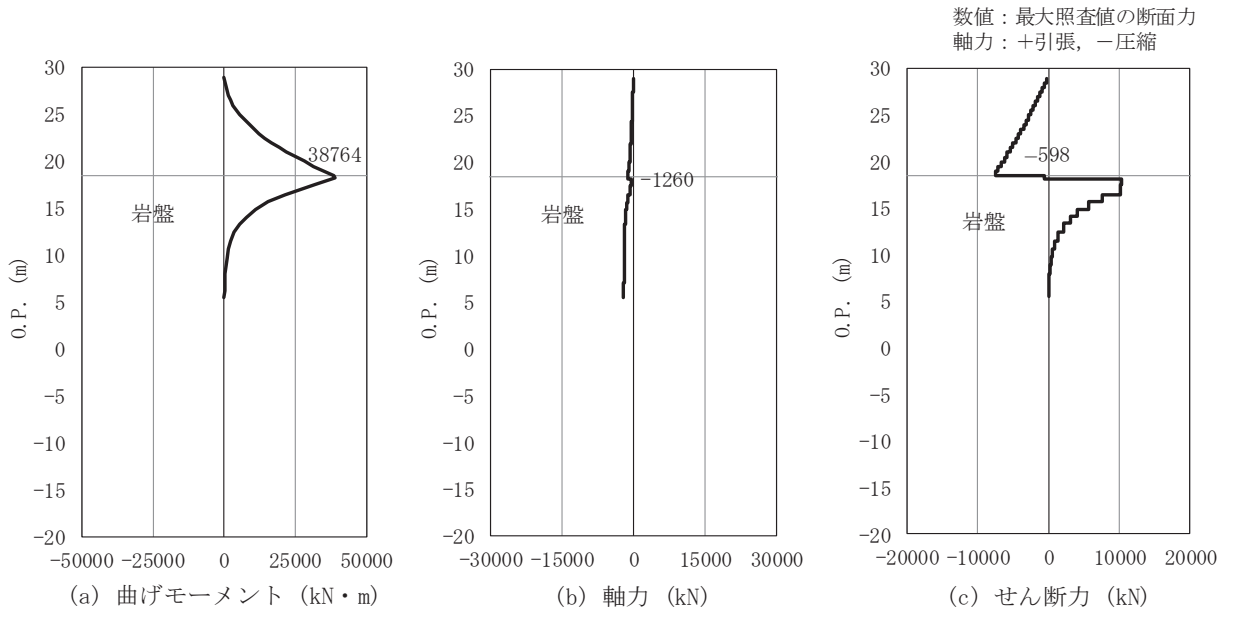


図 5-36 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における断面力
 (断面⑥, S d - D 2 (++) , t=6.86s)
 解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

表 5-36 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 5-37 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 5-38 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 5-39 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 5-40 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 5-41 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

(2) せん断力照査

断面計算に用いた断面諸元は表 5-34 に、鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力図を図 5-37～図 5-42 に、せん断破壊に対する照査値を表 5-42～表 5-47 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。

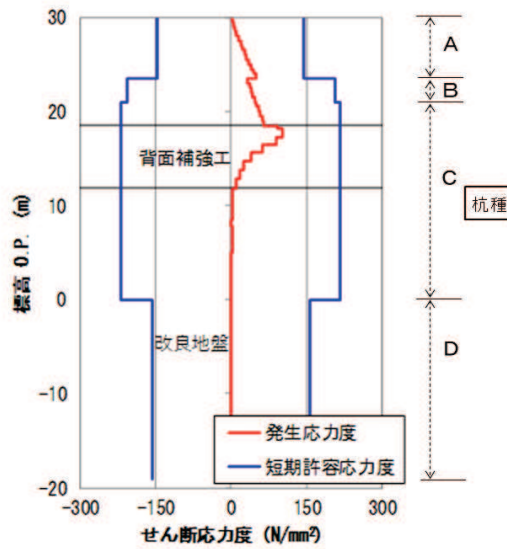
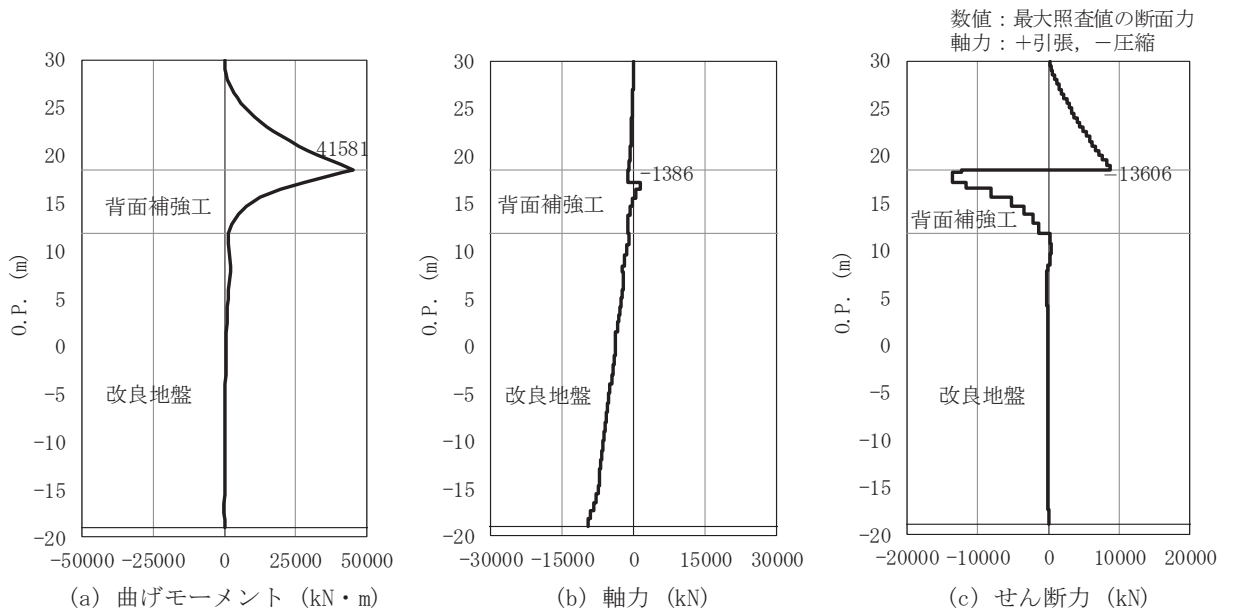


図 5-37 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力

(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)

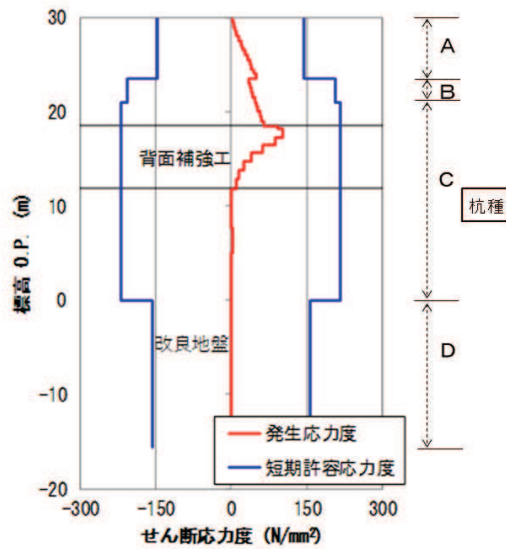
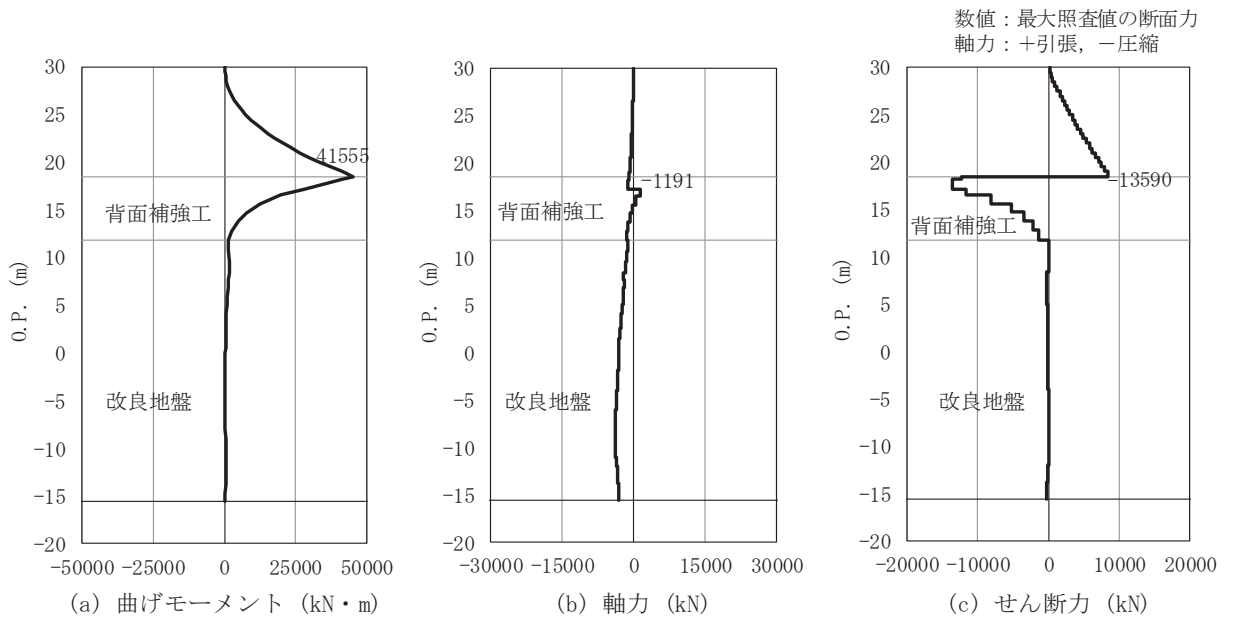


図 5-38 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力
(断面②, S d - D 2 (++) , t=6.93s)

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)

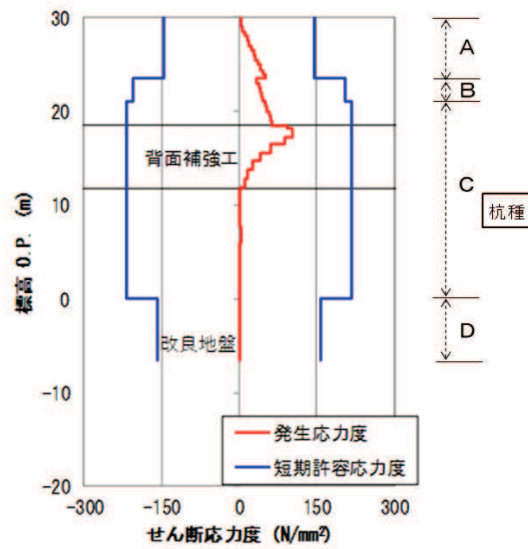
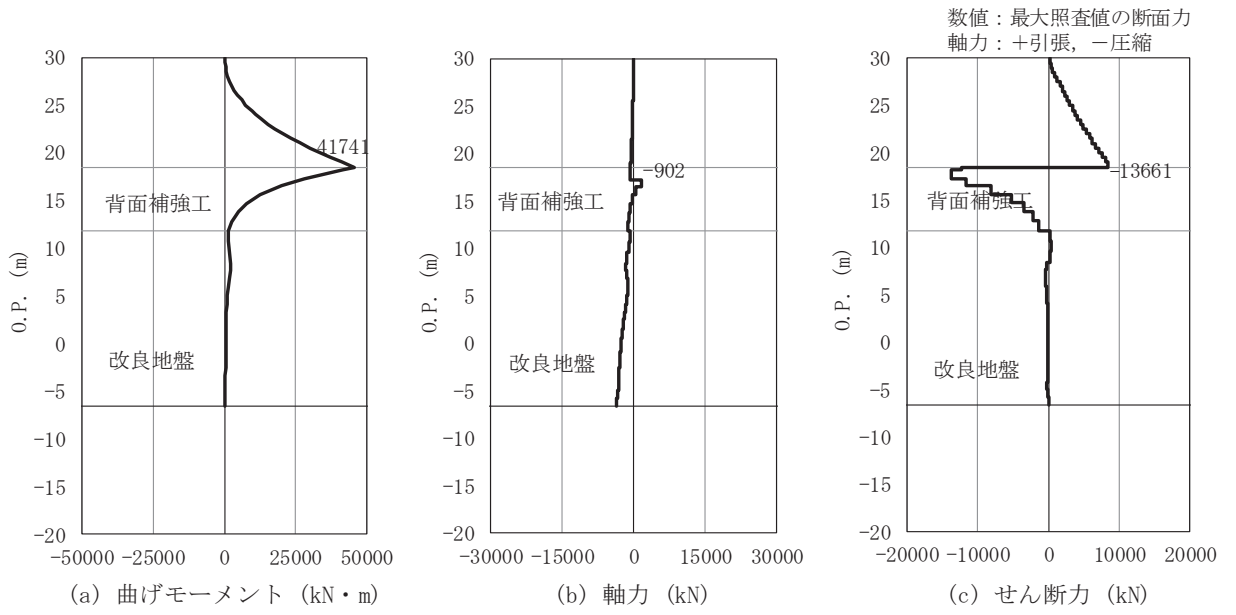


図 5-39 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力
(断面③, S d - D 2 (-+), t=16.37s)

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)

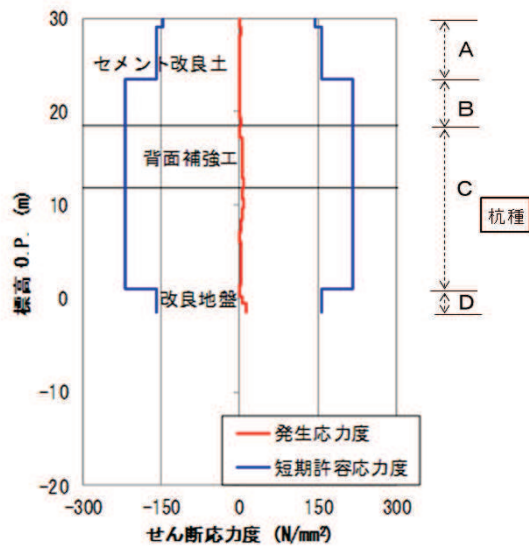
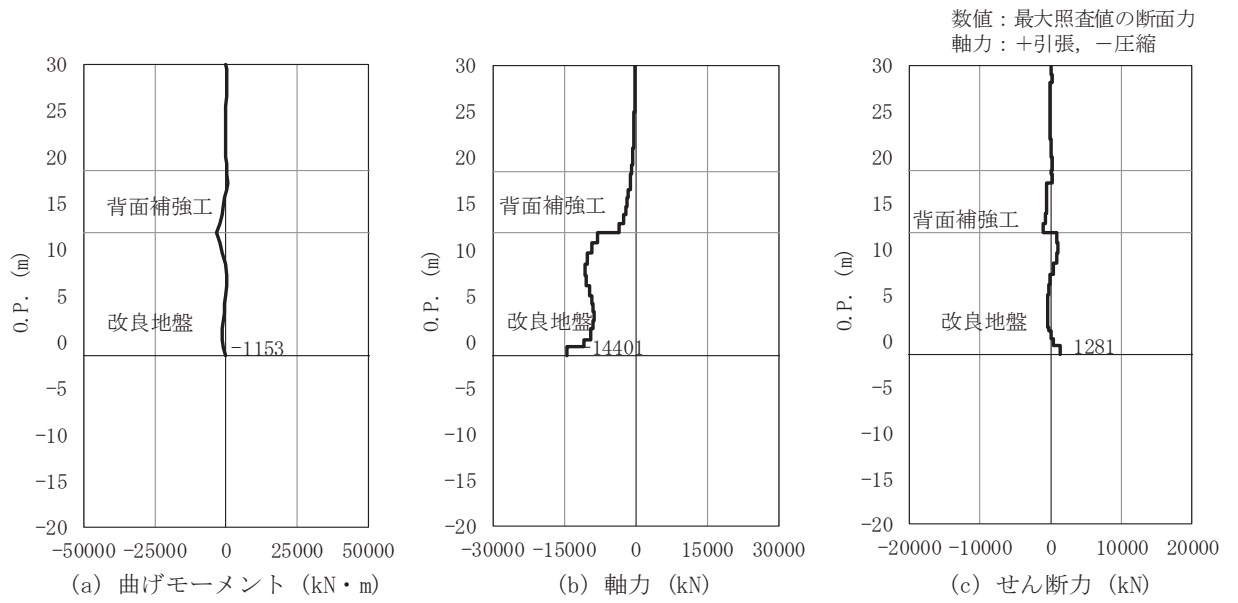


図 5-40 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力
(断面④, S d - D 2 (---), t=13.58s)

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)

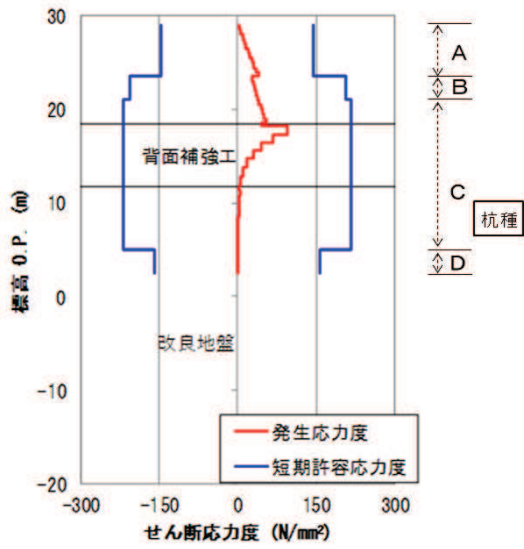
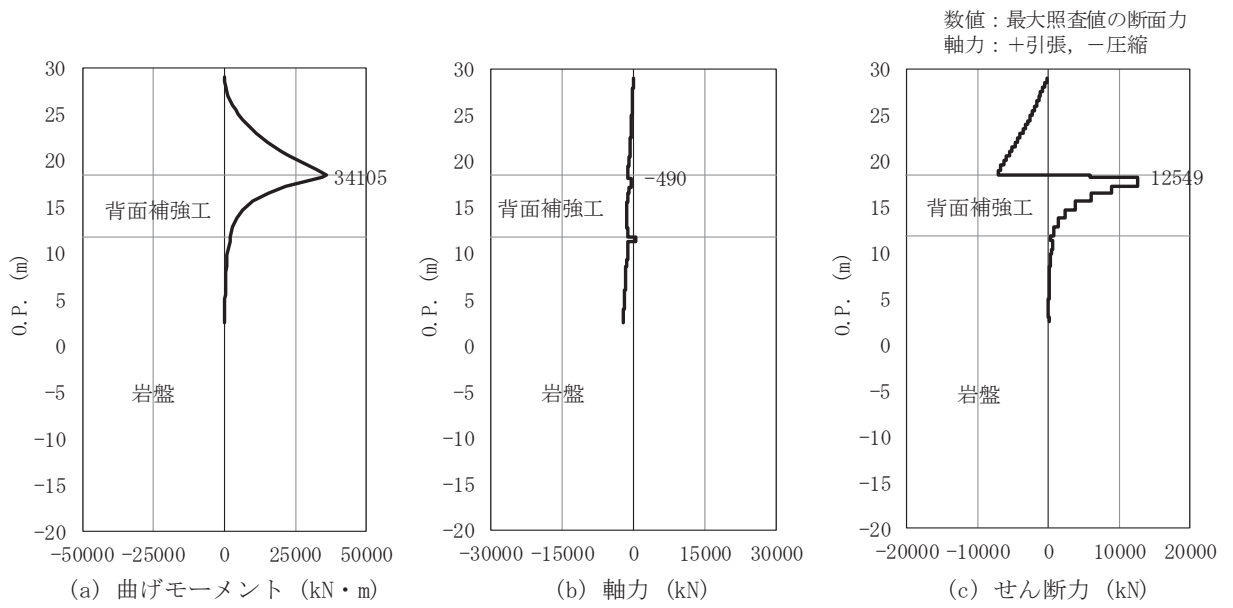


図 5-41 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力
 (断面⑤, S d - D 2 (++) , t=6.85s)
 解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

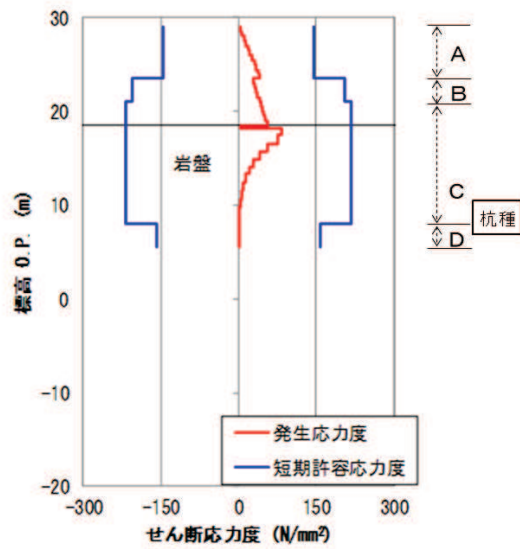
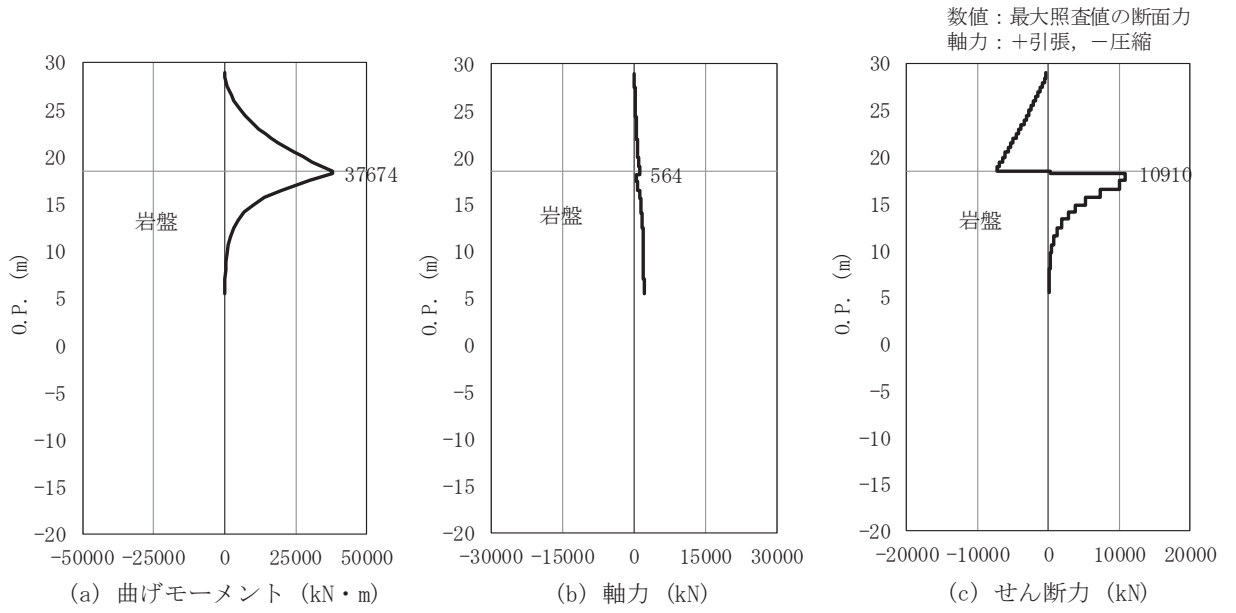


図 5-42 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力
(断面⑥, S d - D 2 (++) , t=6.85s)
解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

表 5-42 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 5-43 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 5-44 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 5-45 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 5-46 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 5-47 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

5.2.2 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 5-48 のとおりである。そのため、保守的に評価に用いる設計水平震度は 7 とし、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の高さ方向に一様に作用するものとして評価を行った。

また、各断面の鋼管杭に作用する最大動水圧については表 5-49 のとおりである。そのため、保守的に評価に用いる設計動水圧は 100 (kN/m²) とし、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の高さ方向に一様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 5-50 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 5-48 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	

表 5-49 各評価断面における最大動水圧及び設計動水圧

断面	最大動水圧 (kN/m ²)	設計動水圧 (kN/m ²)
断面①	69.0	100
断面②	70.9	
断面③	91.2	
断面⑤	41.5	
断面⑥	58.2	

表 5-50 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

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。

5.2.3 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 5-51～表 5-55 に、最小すべり安全率となる時刻における局所安全係数分布を図 5-43～図 5-47 に示す。これらの結果から、背面補強工のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 5-51 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 5-52 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 5-53 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 5-54 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 5-55 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

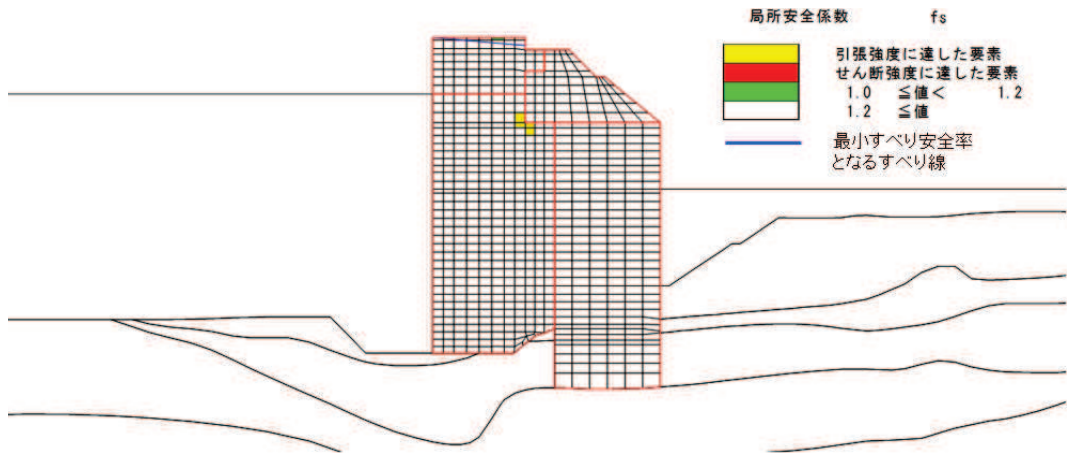


図 5-43 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面①, S d - D 2 (-+), t=17.47s)

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)

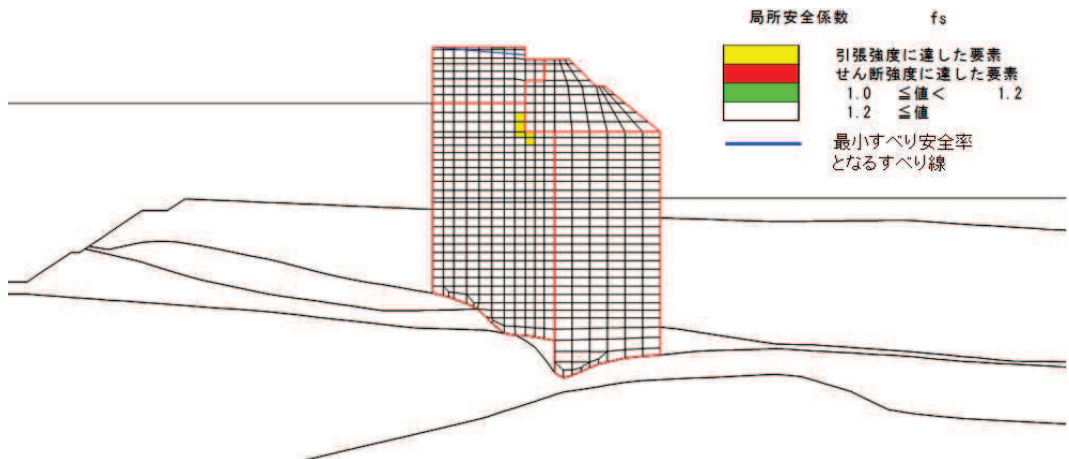


図 5-44 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面②, S d - D 2 (-+), t=25.26s)

解析ケース①：基本ケース



図 5-45 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

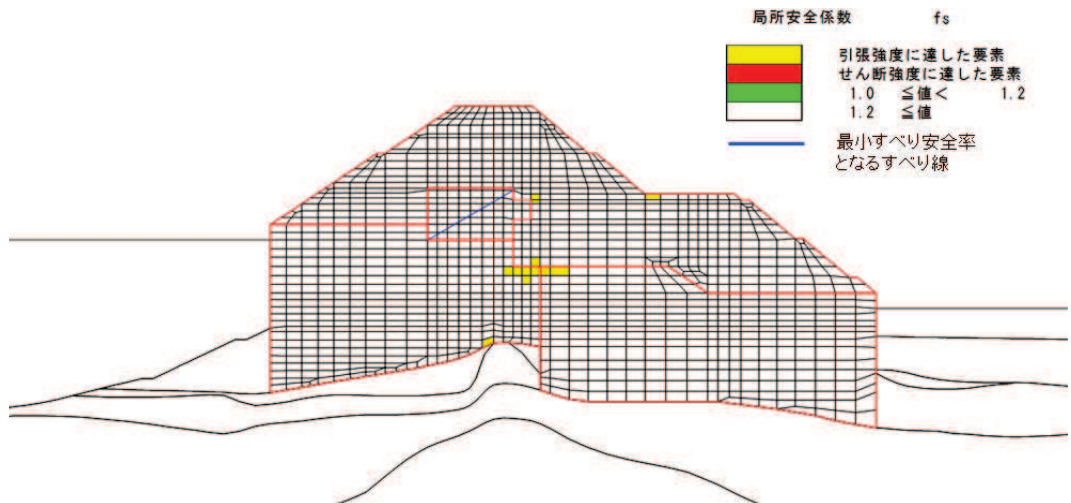


図 5-46 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面④, S d - D 2 (- +), t=13.54s)

解析ケース①：基本ケース

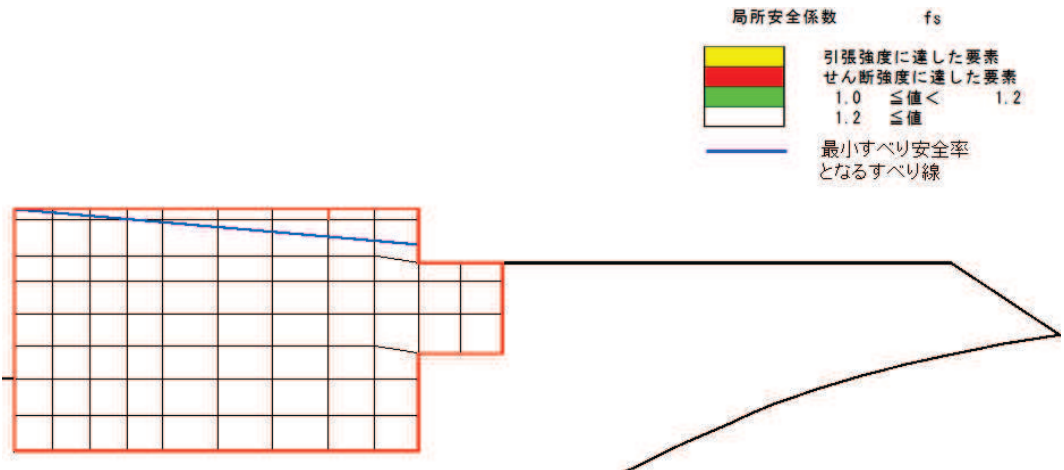


図 5-47 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
 (断面⑤, S d - D 2 (++) , t=6.85s)
 解析ケース② : 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1 σ)

5.2.4 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 5-56～表 5-59 に、最小すべり安全率となる時刻における局所安全係数分布を図 5-48～図 5-51 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 5-56 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 5-57 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 5-58 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 5-59 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

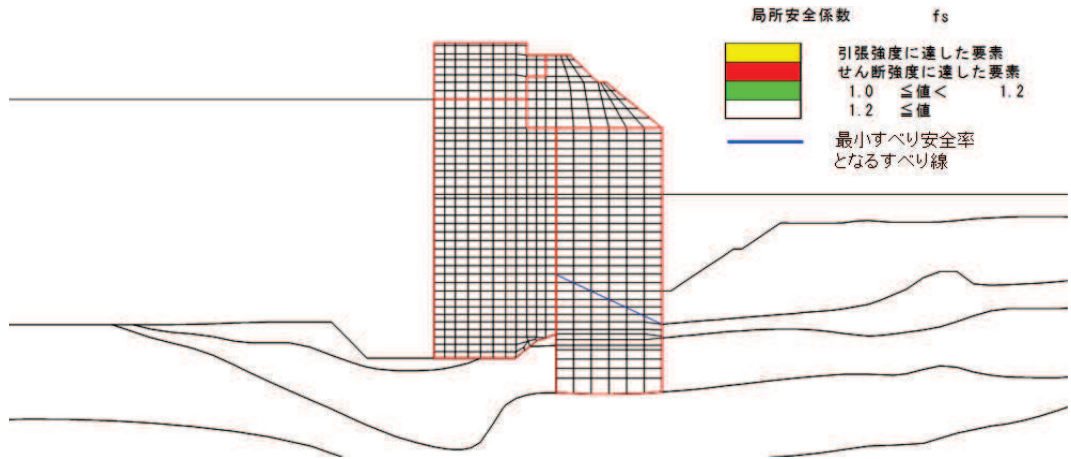


図 5-48 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面①, S d - D 2 (++) , t=12.92s)

解析ケース①：基本ケース

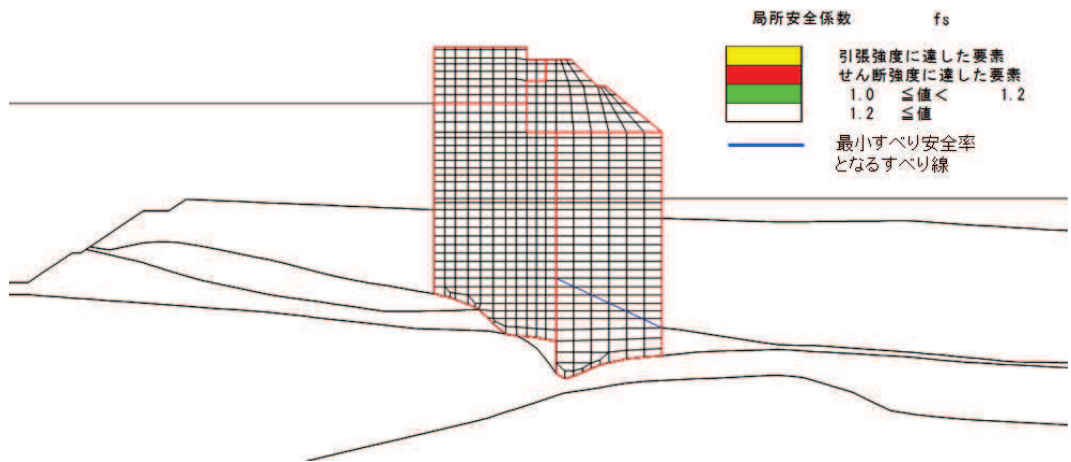


図 5-49 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面②, S d - D 2 (++) , t=12.92s)

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)

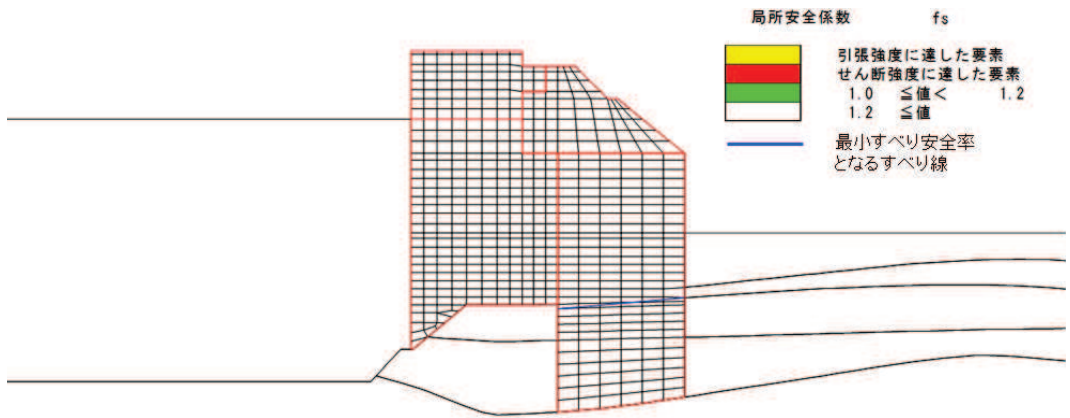


図 5-50 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
 (断面③, S d - D 2 (+-), t=25.48s)
 解析ケース①: 基本ケース

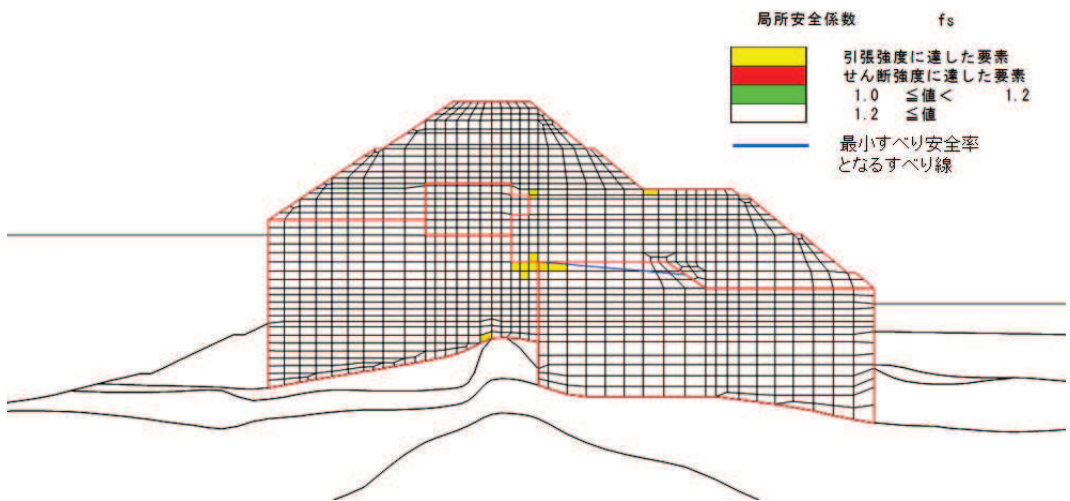


図 5-51 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布 (断面④)
 (解析ケース③, S d - D 2 (- -), t=13.55s)
 解析ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

5.2.5 改良地盤の評価結果

改良地盤のすべり安全率による評価結果を表 5-60～表 5-63 に、平均強度において最小すべり安全率となる時刻における局所安全係数分布を図 5-52～図 5-55 に示す。

なお、強度特性のばらつきを考慮した評価としてケース①（基本ケース）における平均値－1 σ 強度のすべり安全率を表 5-60～表 5-63 に併せて示す。

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 5-60 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 5-61 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 5-62 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 5-63 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

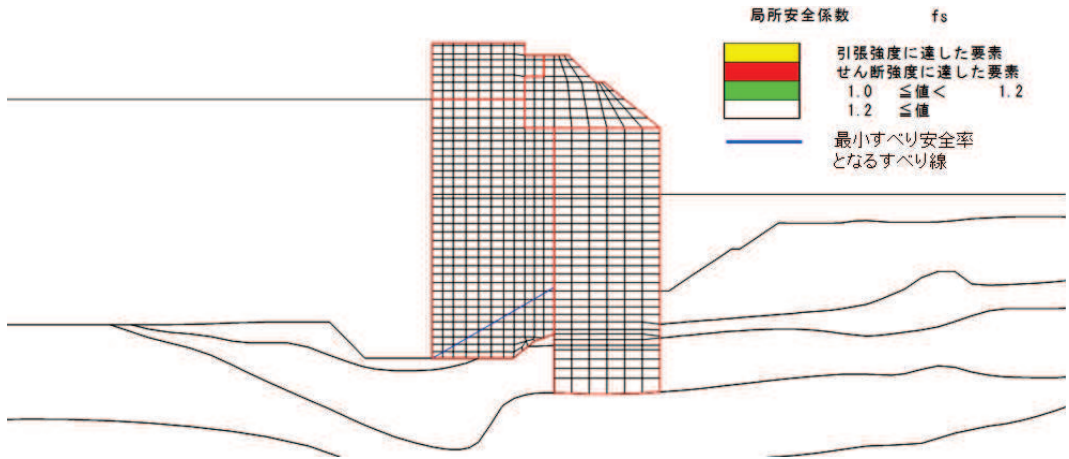


図 5-52 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面①, S d - D 2 (+), t=25.50s)

解析ケース①：基本ケース

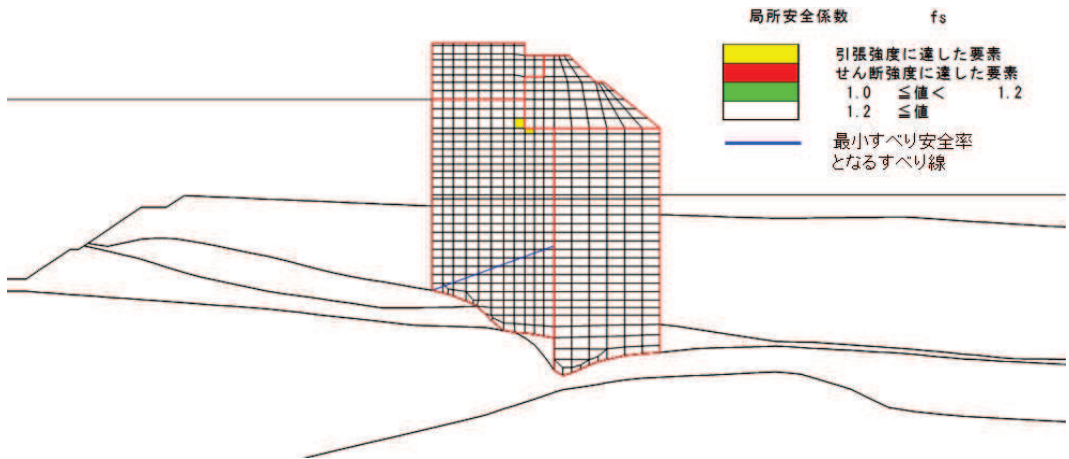


図 5-53 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面②, S d - D 2 (+), t=25.49s)

解析ケース①：基本ケース

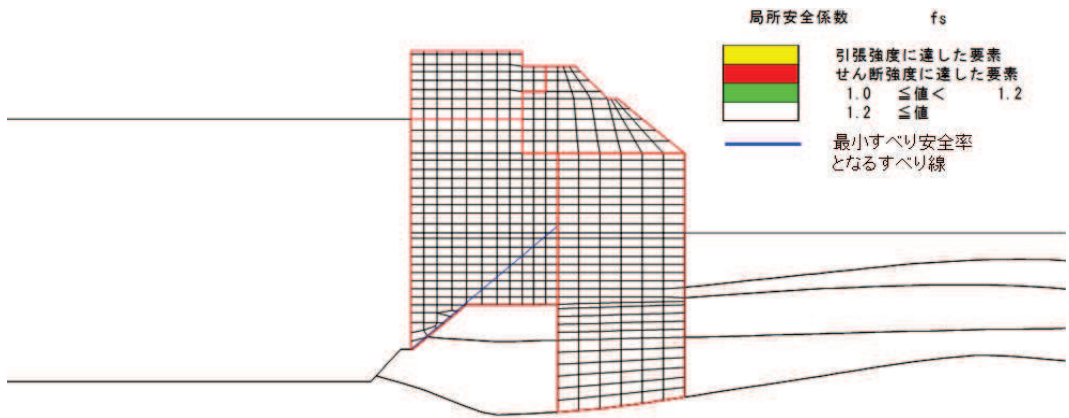


図 5-54 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
 (断面③, S d - D 2 (-+), t=12.92s)
 解析ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

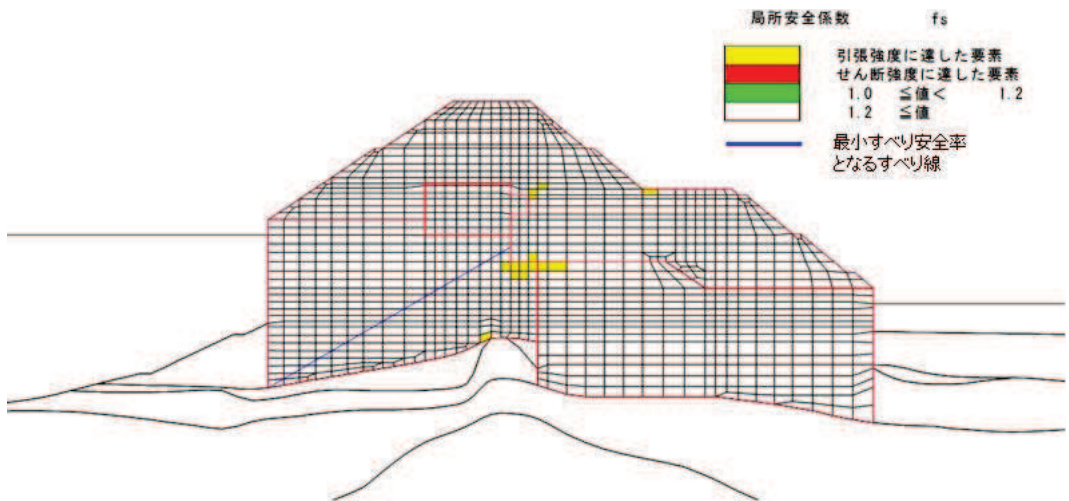


図 5-55 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
 (断面④, S d - D 2 (-+), t=13.55s)
 解析ケース①: 基本ケース

5.2.6 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 5-64～表 5-67 に、平均強度において最小すべり安全率となる時刻における局所安全係数分布を図 5-56～図 5-59 に示す。なお、強度特性のばらつきを考慮した評価としてケース①（基本ケース）における平均値－1 σ 強度のすべり安全率を表 5-64～表 5-67 に併せて示す。

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 5-64 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 5-65 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 5-66 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 5-67 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

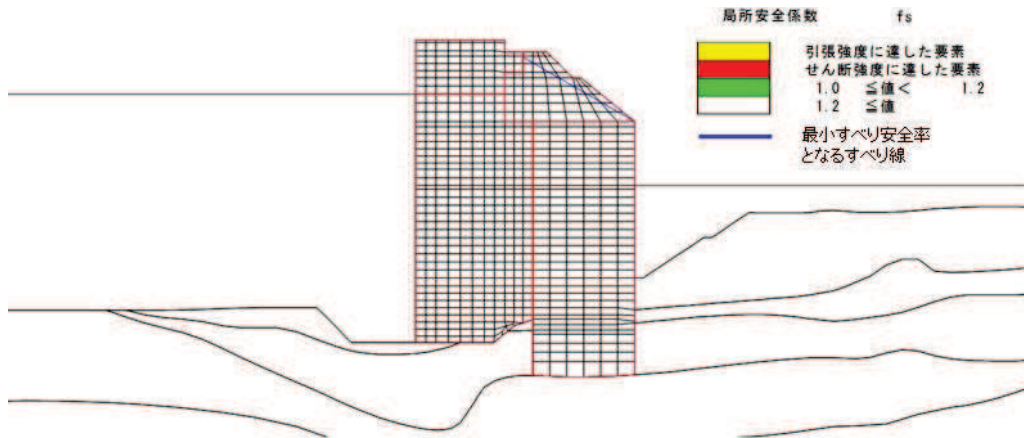


図 5-56 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面①, S d - D 2 (++) , t=25.27s)
解析ケース①: 基本ケース

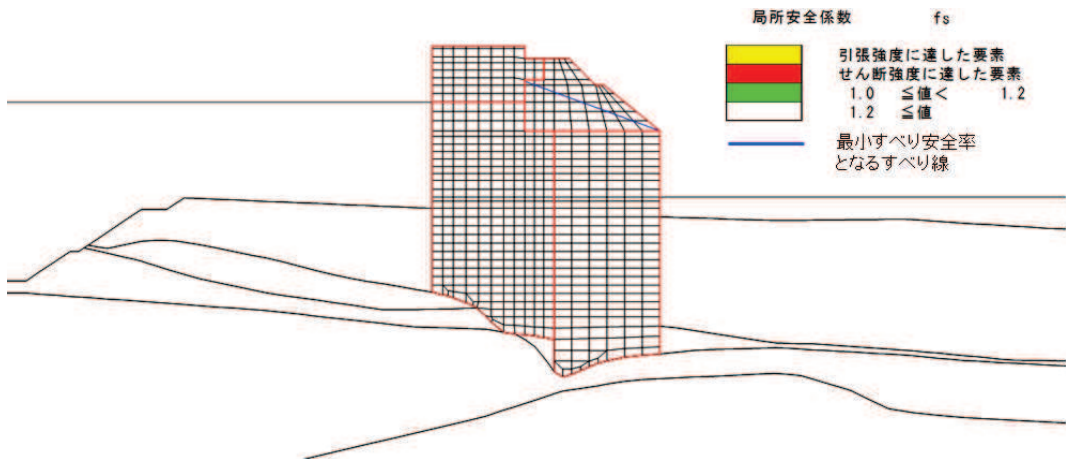


図 5-57 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面②, S d - D 2 (++) , t=25.27s)
解析ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1 σ)

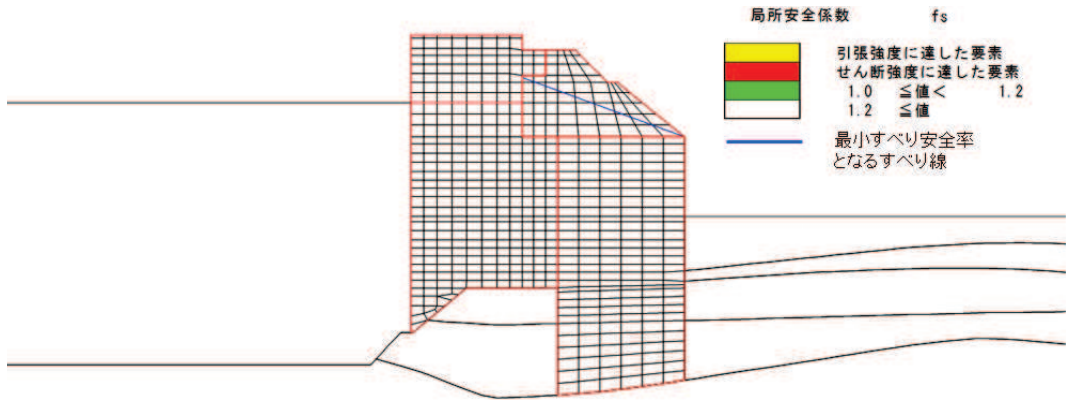


図 5-58 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面③, S d - D 2 (- +), $t=13.46s$)

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)

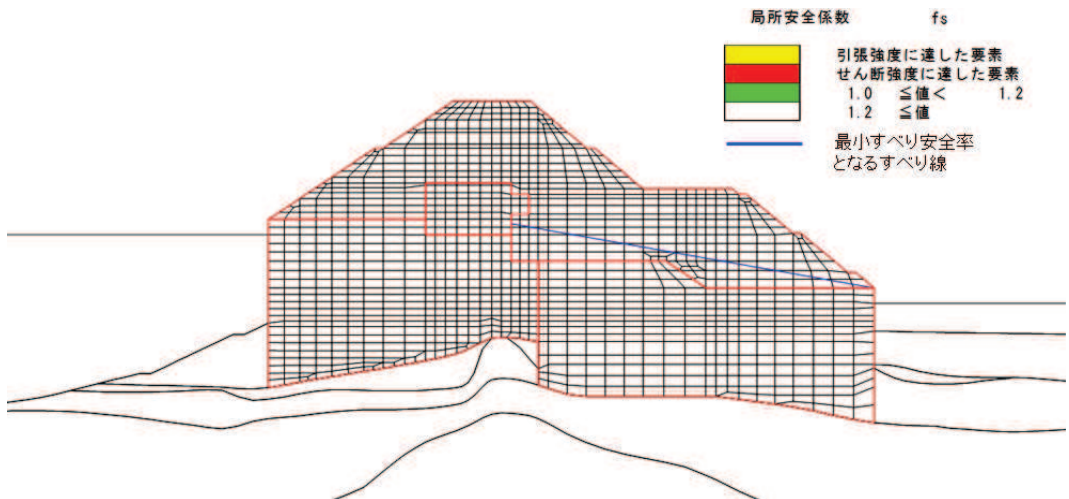


図 5-59 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面④, S d - D 2 (- -), $t=25.50s$)

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)

5.2.7 止水ジョイント部材の評価結果

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 5-68 及び表 5-69 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 5-60 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 5-68 (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 5-68 (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 5-68 (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 5-68 (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：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 (++)	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 5-68 (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：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	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 5-68 (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：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	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 5-69 (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 5-69 (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)

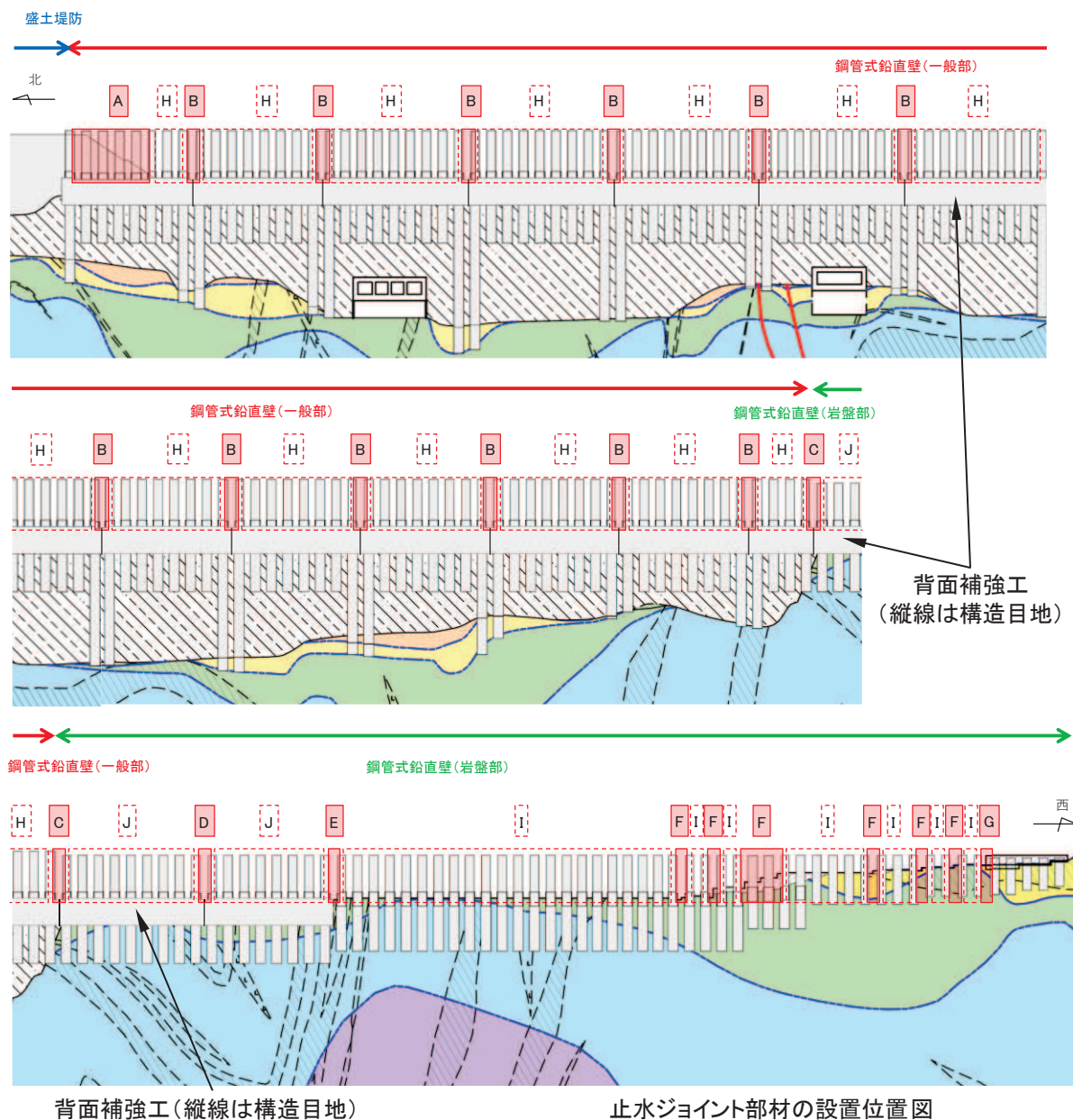
方向	地震動	解析 ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S d - D 2 (+ +)	③	0. 1	5. 2	5. 3	30
軸方向	- *	- *	1. 2*	1. 2*	2. 4	6

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 5-69 (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。



背面補強工 (縦線は構造目地)

止水ジョイント部材の設置位置図

	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

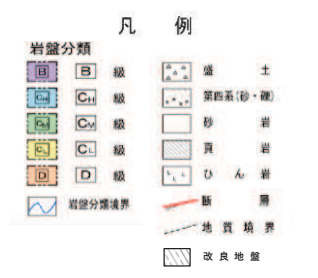


図 5-60 止水ジョイント部材の相対変位量評価区間

5.2.8 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能照査結果を表5-70～表5-75に、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5-61～図5-65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以下であることを確認した。

以上のことから、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の基礎地盤は、津波時及び重畳時の荷重に対して、支持性能を有する。

表 5-70(1) 基礎地盤の支持性能照査結果（断面①，鋼管杭，重畳時）

地震動	解析 ケース	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}
S d - D 2 (- +)	③	3.0	11.4	0.27

表 5-70(2) 基礎地盤の支持性能照査結果（断面①，背面補強工，重畳時）

地震動	解析 ケース	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}
S d - D 2 (- -)	①	1.1	4.4	0.25

表 5-70(3) 基礎地盤の支持性能照査結果（断面①，置換コンクリート，重畳時）

地震動	解析 ケース	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}
S d - D 2 (- -)	①	2.0	11.4	0.18

表 5-71(1) 基礎地盤の支持性能照査結果（断面②，鋼管杭，重畳時）

地震動	解析 ケース	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}
S d - D 2 (+ +)	③	1.1	11.4	0.10

表 5-71(2) 基礎地盤の支持性能照査結果（断面②，背面補強工，重畳時）

地震動	解析 ケース	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}
S d - D 2 (- +)	①	1.2	4.4	0.28

表 5-71(3) 基礎地盤の支持性能照査結果（断面②，置換コンクリート，重畳時）

地震動	解析 ケース	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}
S d - D 2 (+ +)	③	1.6	11.4	0.15

表 5-72(1) 基礎地盤の支持性能照査結果 (断面③, 鋼管杭, 重畳時)

地震動	解析 ケース	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}
S d - D 2 (-+)	③	2.4	13.7	0.18

表 5-72(2) 基礎地盤の支持性能照査結果 (断面③, 背面補強工, 重畳時)

地震動	解析 ケース	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}
S d - D 2 (--)	①	1.2	4.4	0.28

表 5-72(3) 基礎地盤の支持性能照査結果 (断面③, 置換コンクリート, 重畳時)

地震動	解析 ケース	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}
S d - D 2 (+-)	①	2.0	13.7	0.15

表 5-73(1) 基礎地盤の支持性能照査結果 (断面④, 鋼管杭, 重畳時)

地震動	解析 ケース	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}
S d - D 2 (--)	③	3.0	11.4	0.27

表 5-73(2) 基礎地盤の支持性能照査結果 (断面④, 背面補強工, 重畳時)

地震動	解析 ケース	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}
S d - D 2 (--)	②	1.3	4.4	0.30

表 5-73(3) 基礎地盤の支持性能照査結果 (断面④, 置換コンクリート, 重畳時)

地震動	解析 ケース	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}
S d - D 2 (+-)	①	2.2	11.4	0.20

表 5-74(1) 基礎地盤の支持性能照査結果（断面⑤，鋼管杭，重畳時）

地震動	解析 ケース	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}
S d - D 2 (+ -)	①	0.5	13.7	0.04

表 5-74(2) 基礎地盤の支持性能照査結果（断面⑤，背面補強工，重畳時）

地震動	解析 ケース	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}
S d - D 2 (+ -)	①	0.8	13.7	0.06

表 5-75 基礎地盤の支持性能照査結果（断面⑥，鋼管杭，重畳時）

地震動	解析 ケース	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}
S d - D 2 (++)	③	0.5	13.7	0.04

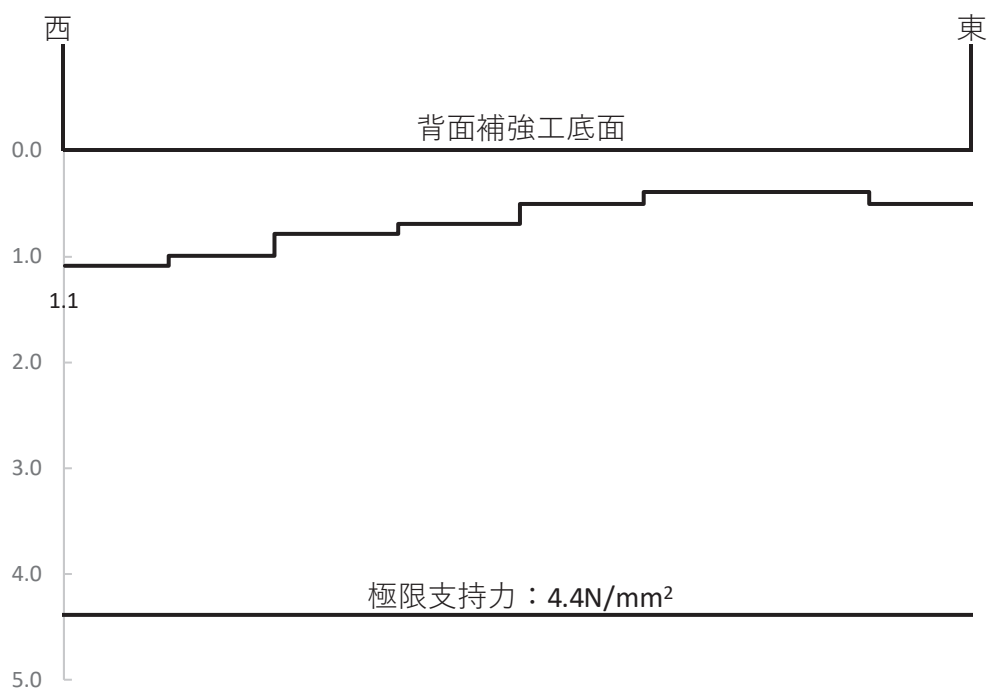


図 5-61 (1) 支持地盤の接地圧分布図 (断面①, 背面補強工)
 (S d - D 2 (---))
 解析ケース①：基本ケース

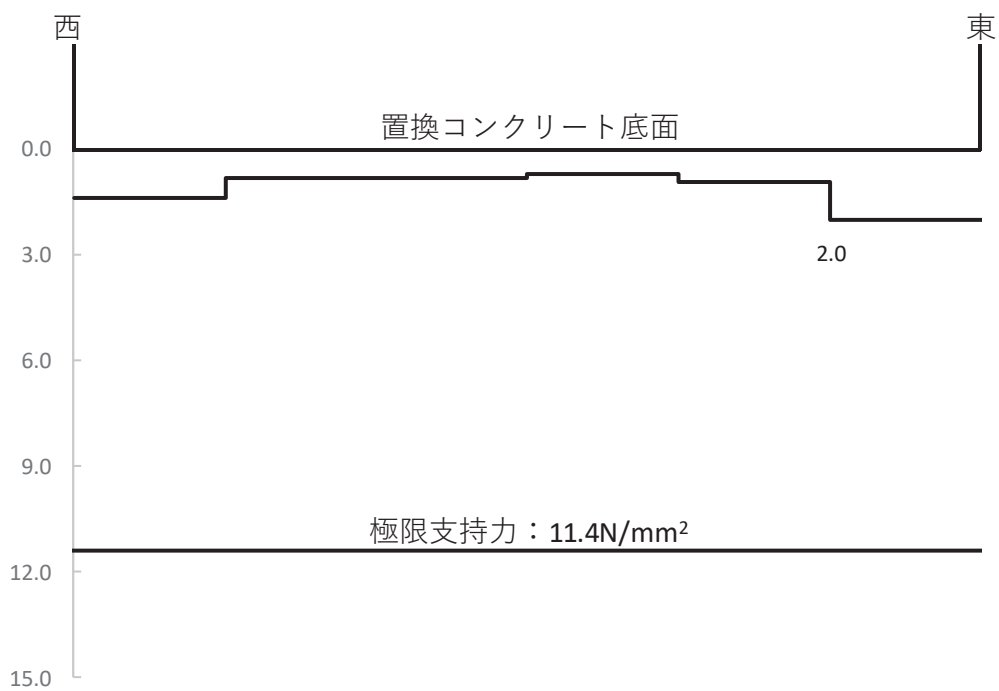


図 5-61 (2) 支持地盤の接地圧分布図 (断面①, 置換コンクリート)
 (S d - D 2 (---))
 解析ケース①：基本ケース

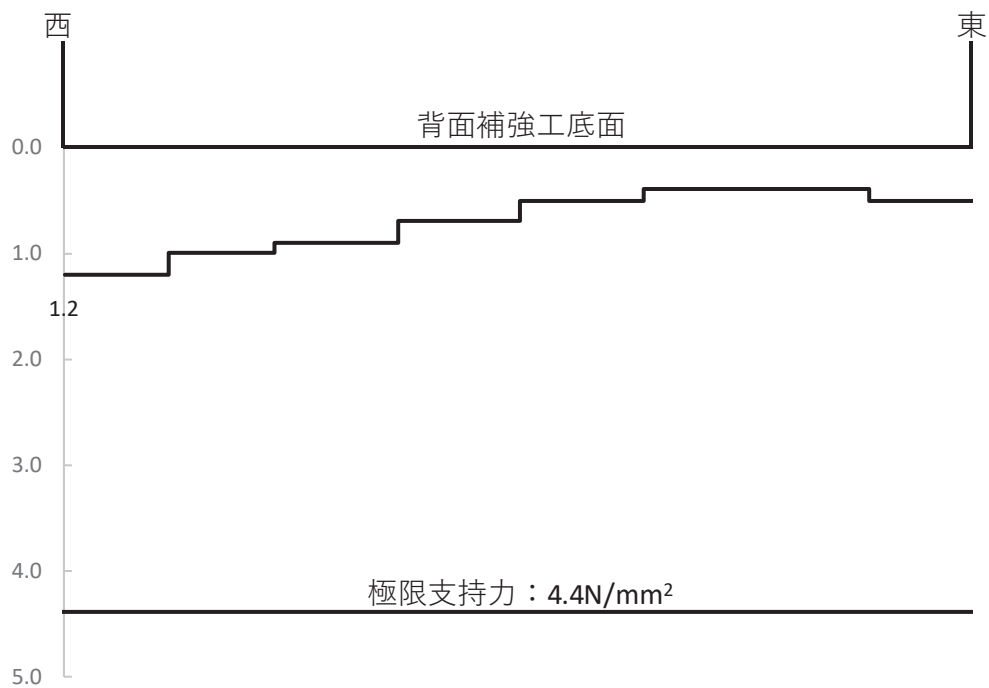


図 5-62 (1) 支持地盤の接地圧分布図 (断面②, 背面補強工)
 (S d - D 2 (-+))
 解析ケース① : 基本ケース

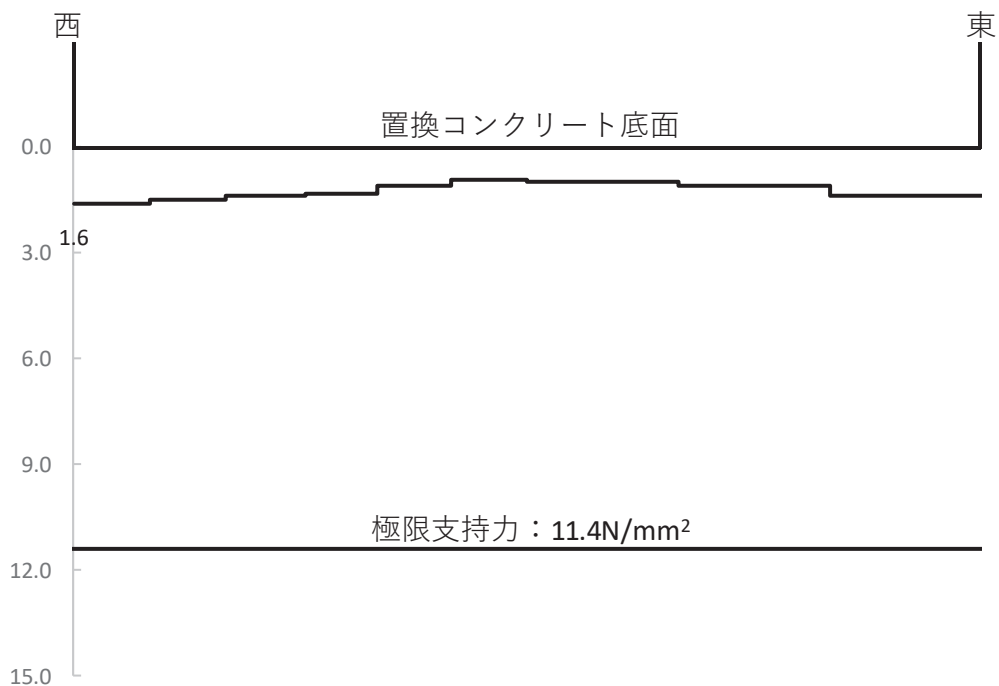


図 5-62 (2) 支持地盤の接地圧分布図 (断面②, 置換コンクリート)
 (S d - D 2 (++))
 解析ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1 σ)

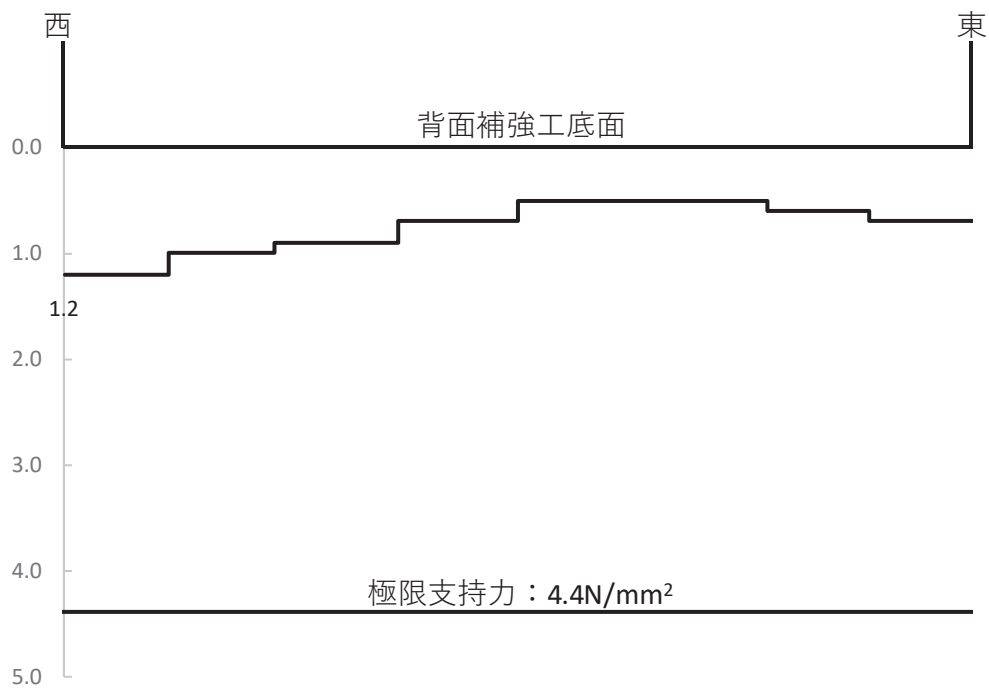


図 5-63 (1) 支持地盤の接地圧分布図 (断面③, 背面補強工)

(S d - D 2 (- -))

解析ケース①：基本ケース

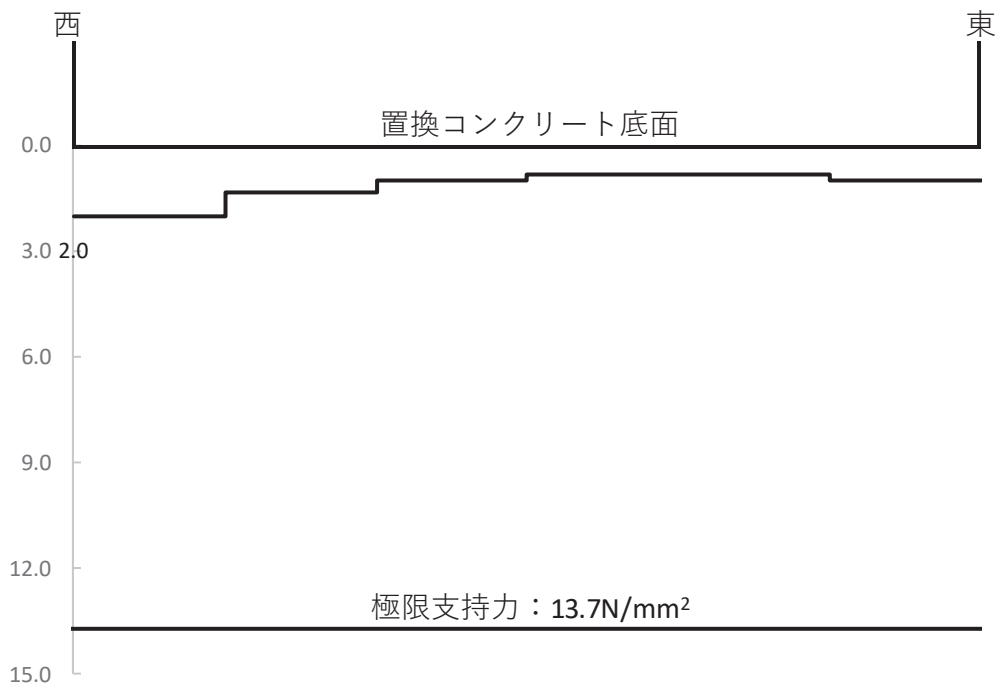


図 5-63 (2) 支持地盤の接地圧分布図 (断面③, 置換コンクリート)

(S d - D 2 (+ -))

解析ケース①：基本ケース

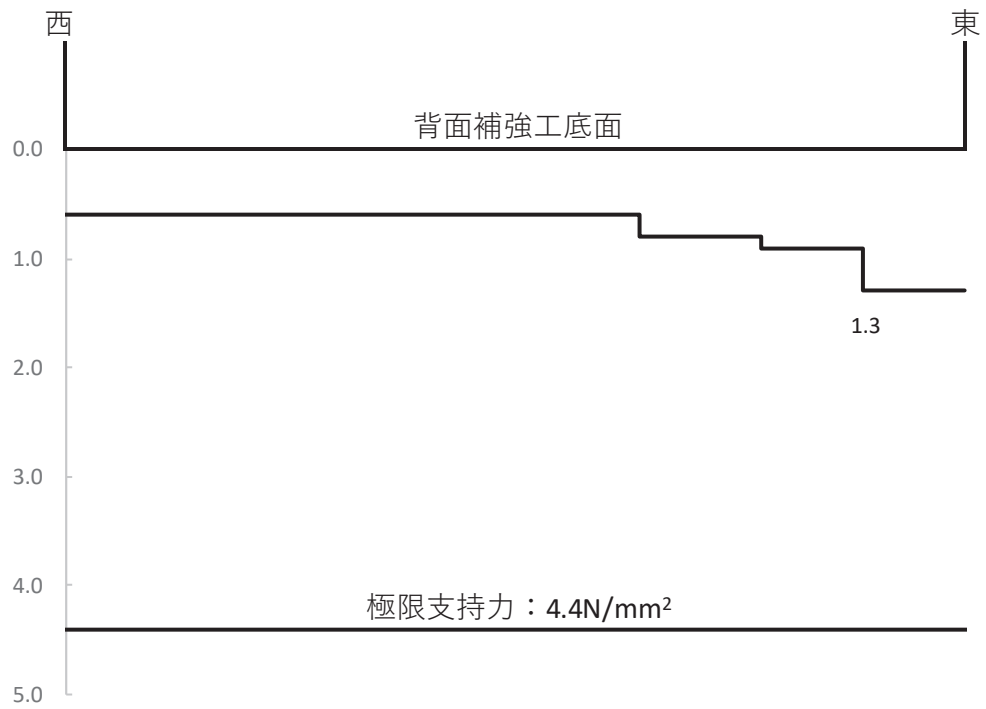


図 5-64(1) 支持地盤の接地圧分布図 (断面④, 背面補強工)

(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)

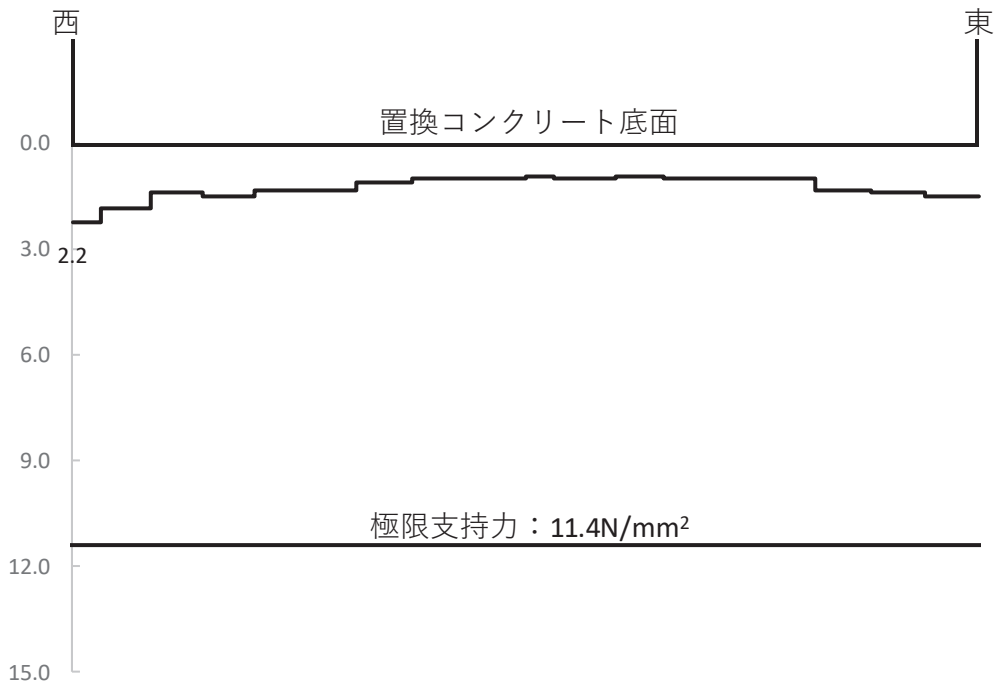


図 5-64(2) 支持地盤の接地圧分布図 (断面④, 置換コンクリート)

(S d - D 2 (+ -))

解析ケース①：基本ケース

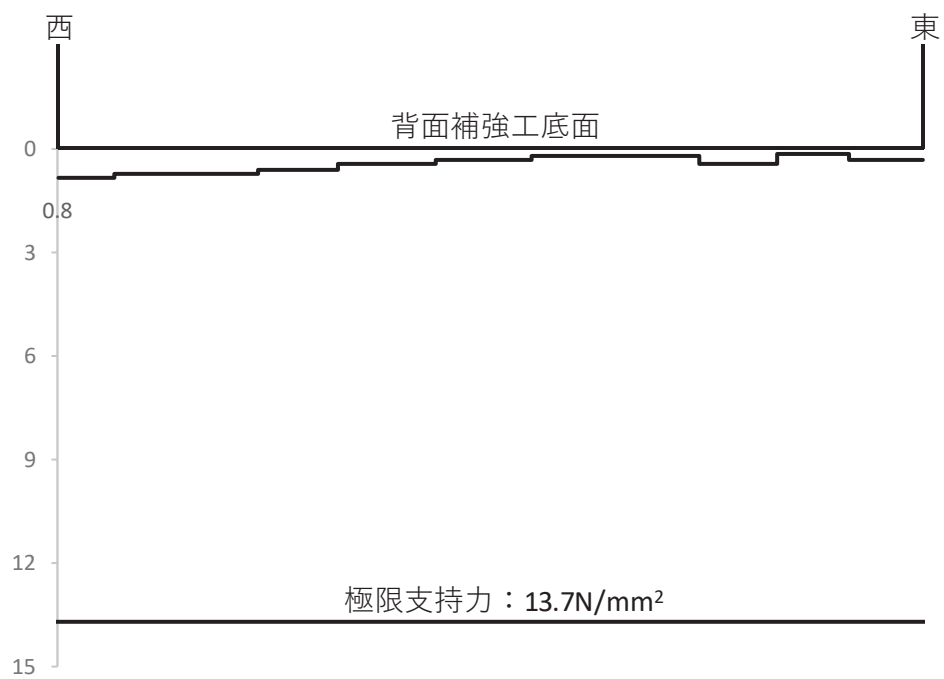


図 5-65 支持地盤の接地圧分布図 (断面⑤, 背面補強工)

(S d - D 2 (+ -))

解析ケース①：基本ケース

VI-3-別添 3-2-1-2 防潮堤（盛土堤防）の強度計算書

目次

1.	概要	1
2.	基本方針	2
2.1	位置	2
2.2	構造概要	3
2.3	評価方針	4
2.4	適用基準	8
3.	強度評価方法	9
3.1	記号の定義	9
3.2	評価対象断面及び部位	10
3.2.1	評価対象断面	10
3.2.2	評価対象部位	12
3.3	荷重及び荷重の組合せ	13
3.3.1	荷重	13
3.3.2	荷重の組合せ	15
3.4	許容限界	16
3.4.1	セメント改良土	16
3.4.2	置換コンクリート	16
3.4.3	改良地盤	16
3.4.4	基礎地盤	17
3.5	評価方法	18
3.5.1	津波時	18
3.5.2	重畳時	24
4.	評価条件	32
4.1	津波時	32
4.2	重畳時	33
5.	評価結果	34
5.1	津波時	34
5.1.1	セメント改良土の評価結果	34
5.1.2	置換コンクリートの評価結果	35
5.1.3	改良地盤の評価結果	36
5.2	重畳時	37
5.2.1	セメント改良土の評価結果	37
5.2.2	置換コンクリートの評価結果	38
5.2.3	改良地盤の評価結果	39
5.2.4	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	40

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、防潮堤（盛土堤防）が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、施設・地盤の構造健全性を保持すること、十分な支持性能を有する地盤に設置していること及び有意な漏えいを生じさせないことを確認するものである。

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

2. 基本方針

2.1 位置

防潮堤（盛土堤防）の範囲を図 2-1 に示す。

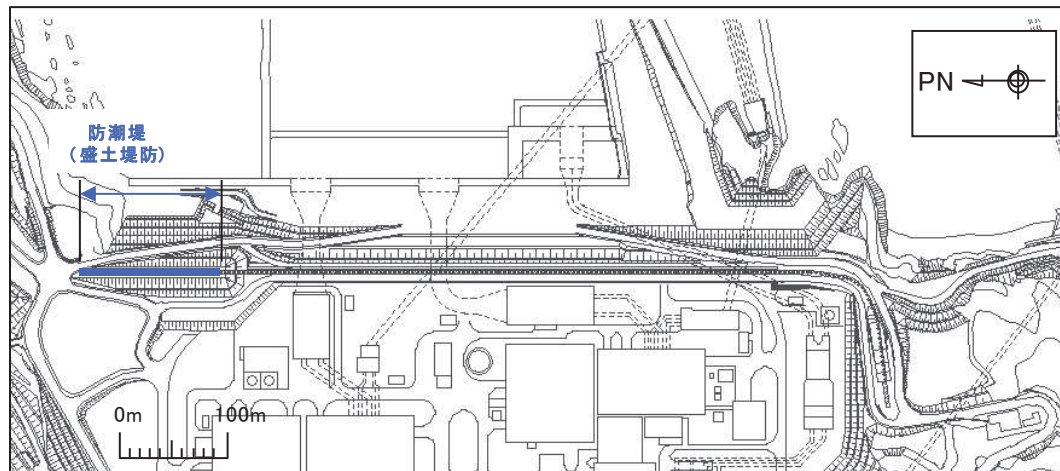


図 2-1 防潮堤（盛土堤防）の範囲

2.2 構造概要

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

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

防潮堤（盛土堤防）の構造図を図 2-2 に示す。

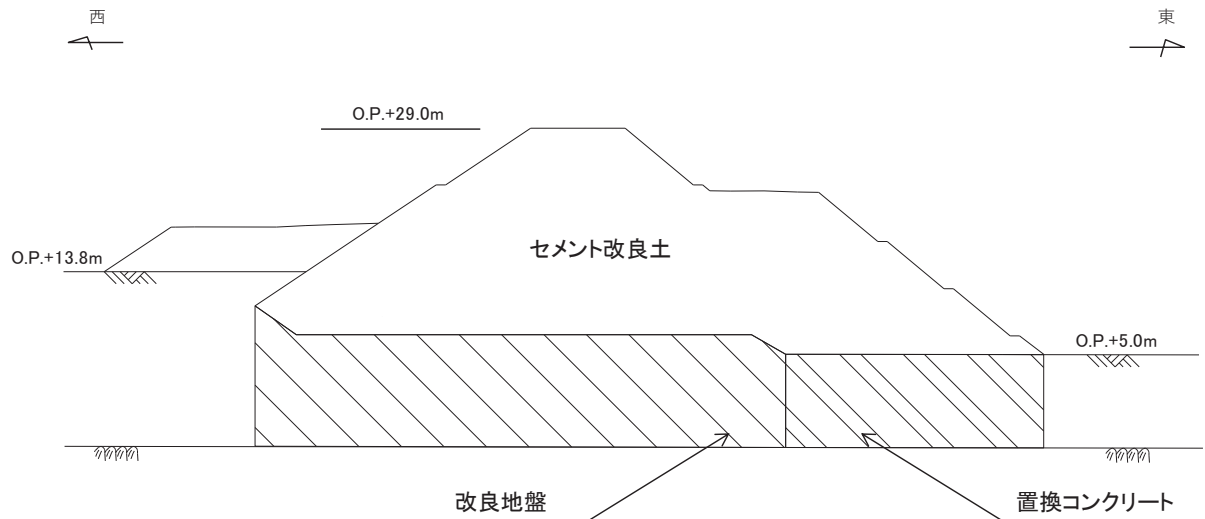


図 2-2 防潮堤（盛土堤防）の構造図

2.3 評価方針

防潮堤（盛土堤防）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

防潮堤（盛土堤防）の各部位の役割及び性能目標を表 2-1 及び表 2-2 に示す。

また、防潮堤（盛土堤防）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2 許容限界」において設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて実施する。強度評価では、「3. 強度評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて評価し、「5. 評価結果」より、防潮堤（盛土堤防）の評価対象部位のすべり安全率が許容限界を満足することを確認する。

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

防潮堤（盛土堤防）の強度評価は、設計基準対象施設として表 2-3 の防潮堤（盛土堤防）の評価項目に示すとおり、施設・地盤の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

施設・地盤の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することにより、構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

防潮堤（盛土堤防）の強度評価の検討フローを図 2-3 に示す。

なお、重畳時の評価における入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ を 1 次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。

表 2-1 防潮堤（盛土堤防）の各部位の役割

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

注記 *：津波+余震時は地震時及び津波時の両方の役割を参照する。

表 2-2 防潮堤（盛土堤防）の各部位の役割に対する性能目標

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

表 2-3 防潮堤（盛土堤防）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	施設・地盤の健全性	セメント改良土	すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認	すべり安全率 1.2 以上
		置換コンクリート	すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認	すべり安全率 1.2 以上
		改良地盤	すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認	すべり安全率 1.2 以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力(接地圧)が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
止水性を損なわないこと	施設・地盤の健全性	セメント改良土	すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認	すべり安全率 1.2 以上
		置換コンクリート	すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認	すべり安全率 1.2 以上
		改良地盤	すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認	すべり安全率 1.2 以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力(接地圧)が許容限界以下であることを確認	極限支持力*

注記 * : 妥当な安全余裕を考慮する。

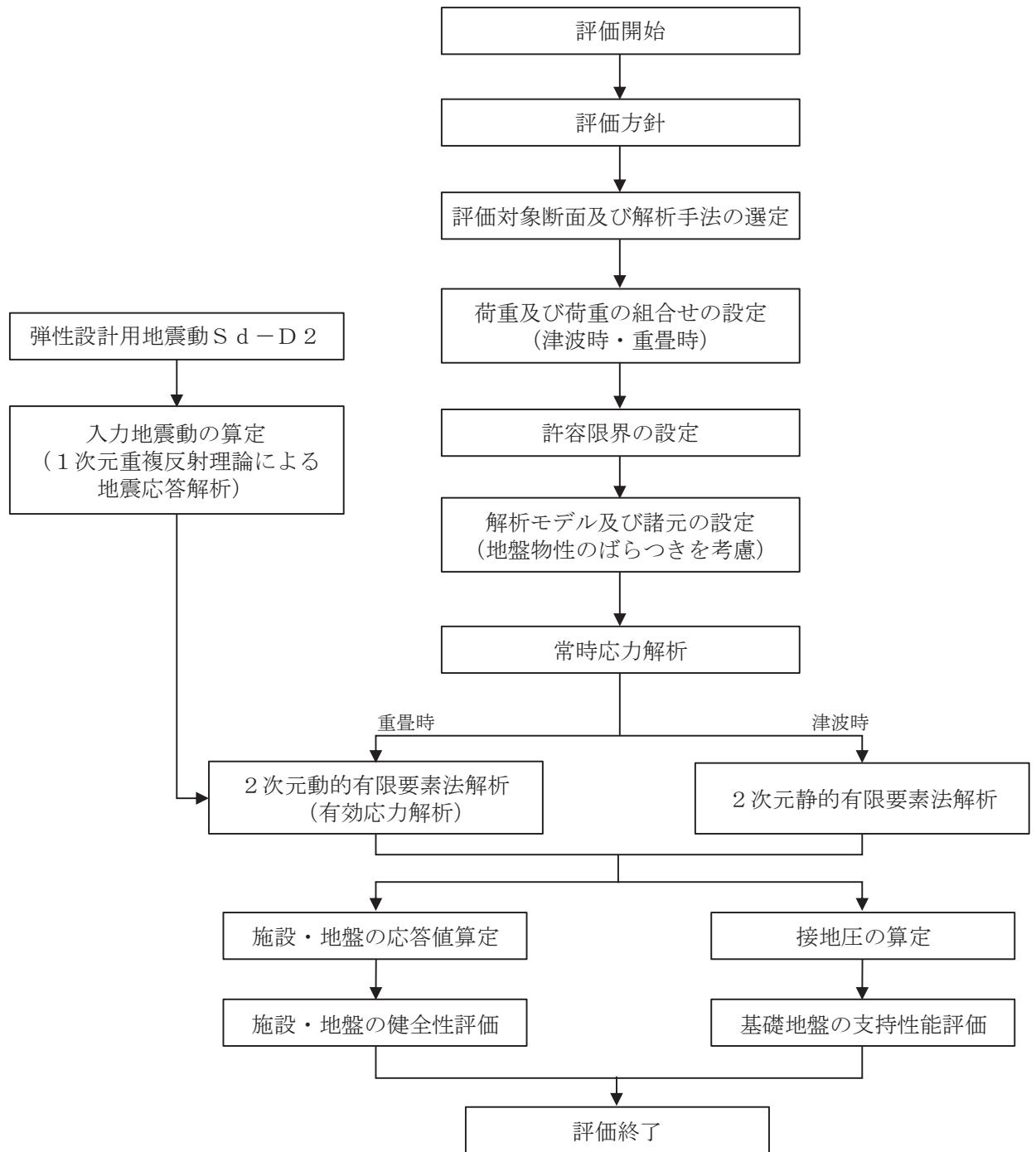


図 2-3 防潮堤（盛土堤防）の強度評価の検討フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ 土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]
- ・ 耐津波設計に係る工認審査ガイド (平成 25 年 6 月 19 日原管地発第 1306196 号) (以下「耐津波設計に係る工認審査ガイド」という。)
- ・ 日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編
- ・ 土木学会 2013 年 コンクリート標準示方書 ダムコンクリート編
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 0 1 -1987)
- ・ Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3-1 に示す。

表 3-1 強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P	kN/m ²	積載荷重
P _s	kN/m ²	積雪荷重
P _k	kN/m ²	風荷重
P _t	kN/m ²	遡上津波荷重
P _c	kN	衝突荷重
K _{Sd}	—	余震荷重
P _d	kN/m ²	動水圧
γ _w	kN/m ³	海水の単位体積重量
ρ	kg/m ³	海水の密度

3.2 評価対象断面及び部位

3.2.1 評価対象断面

評価対象断面は、防潮堤（盛土堤防）の構造上の特徴や周辺地盤状況を踏まえて、図 3-1 に示す断面位置とする。防潮堤（盛土堤防）の縦断面図を図 3-2 に、評価対象断面図を図 3-3 に示す。

断面①：セメント改良土が最も厚くなる箇所、 C_{40} 級岩盤上面が最も深く、盛土及び旧表土が厚く堆積する箇所（設置変更許可段階において、基礎地盤の安定性評価及び構造成立性評価で示した断面）。

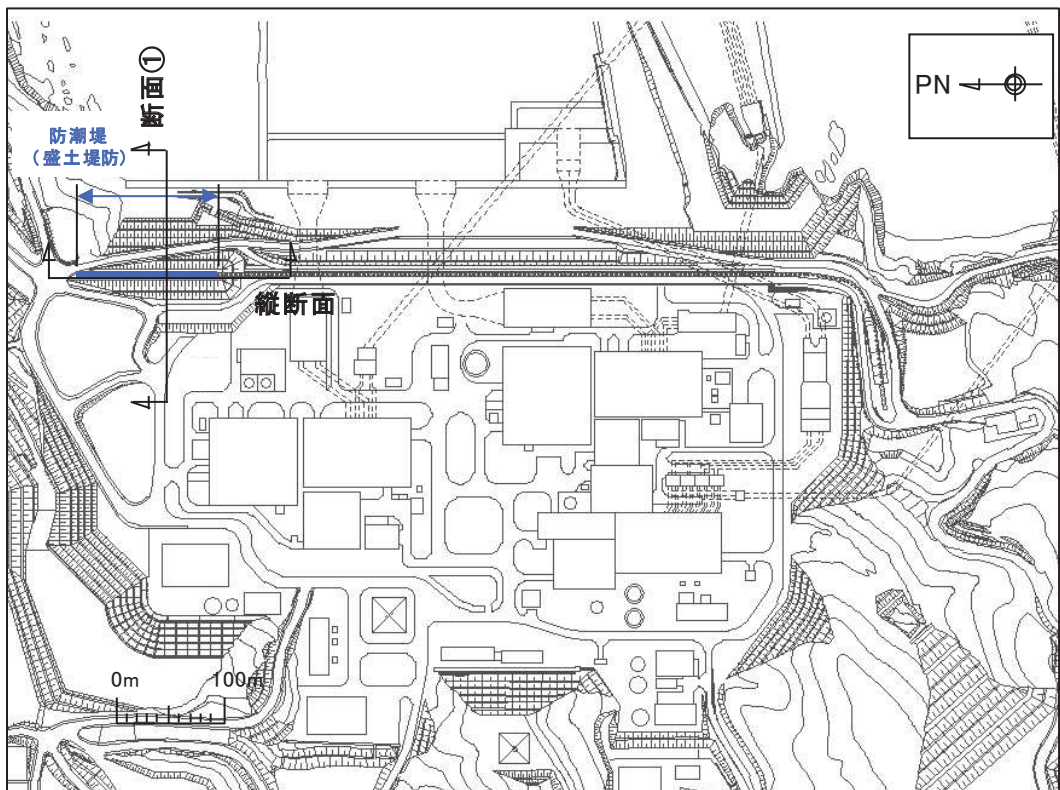


図 3-1 防潮堤（盛土堤防）の評価対象断面位置図

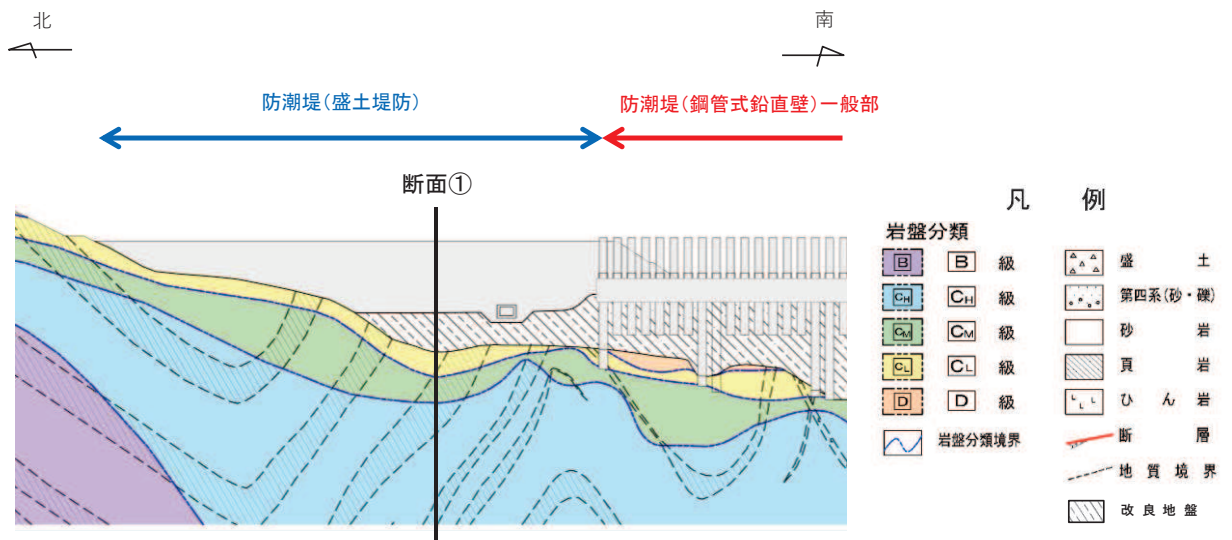


図 3-2 防潮堤（盛土堤防）の縦断面図

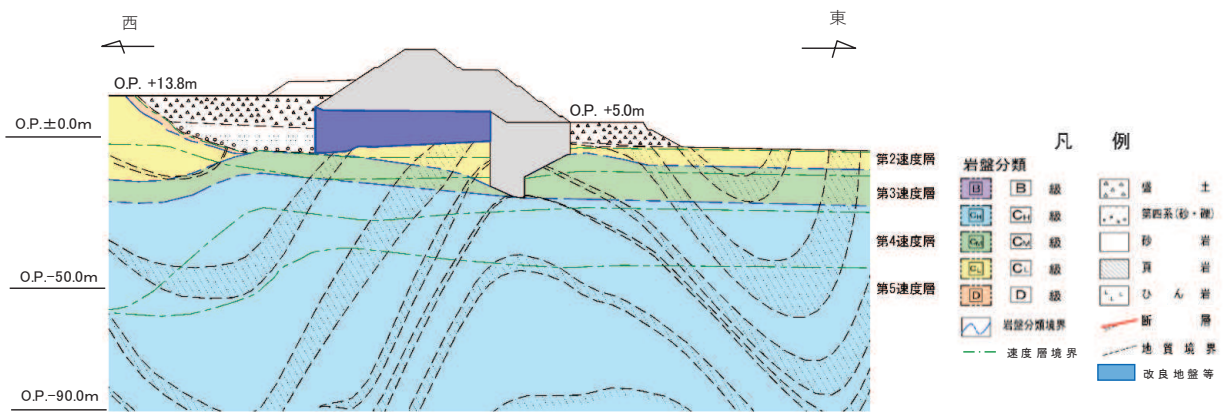


図 3-3 評価対象断面図（断面①）

O 2 ② VI-3-別添 3-2-1-2 R 2

3.2.2 評価対象部位

評価対象部位は、防潮堤（盛土堤防）の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

(1) 施設・地盤の健全性評価

施設・地盤の健全性に係る評価対象部位は、セメント改良土、置換コンクリート及び改良地盤とする。

(2) 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、セメント改良土及び置換コンクリートを支持する基礎地盤とする。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

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

3.3.1 荷重

強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

積載荷重については、積雪荷重を含めて地表面に 4.9kN/m^2 を考慮する。

(3) 積雪荷重 (P_s)

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

(4) 風荷重 (P_k)

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

(5) 遡上津波荷重 (P_t)

遡上津波荷重については、風荷重を含めた荷重とするため、防潮堤前面における入力津波水位 $0.P. +24.4\text{m}$ に余裕を考慮した津波水位 $0.P. +25.0\text{m}$ を用いることとし、その標高と防潮堤前面の地盤標高の差分の $1/2$ 倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その 3 倍を考慮して算定する。

(6) 衝突荷重 (P_c)

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

衝突荷重を表 3-2 に示す。

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

表 3-2 衝突荷重

流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)
13	2000

(7) 余震荷重 (K_{sd})

余震荷重として、弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による地震力及び動水圧を考慮する。

3.3.2 荷重の組合せ

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

表 3-3 荷重の組合せ

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

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (積雪荷重 P_s を含めて 4.9kN/m^2)

P_t : 遡上津波荷重 (風荷重 P_k を含む)

P_c : 衝突荷重

K_{Sd} : 余震荷重

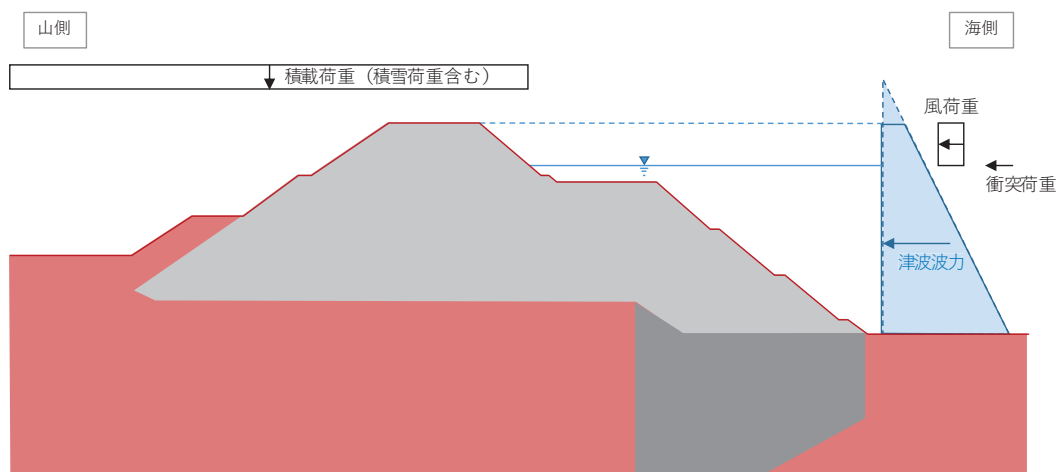


図 3-4 荷重作用図 (津波時)

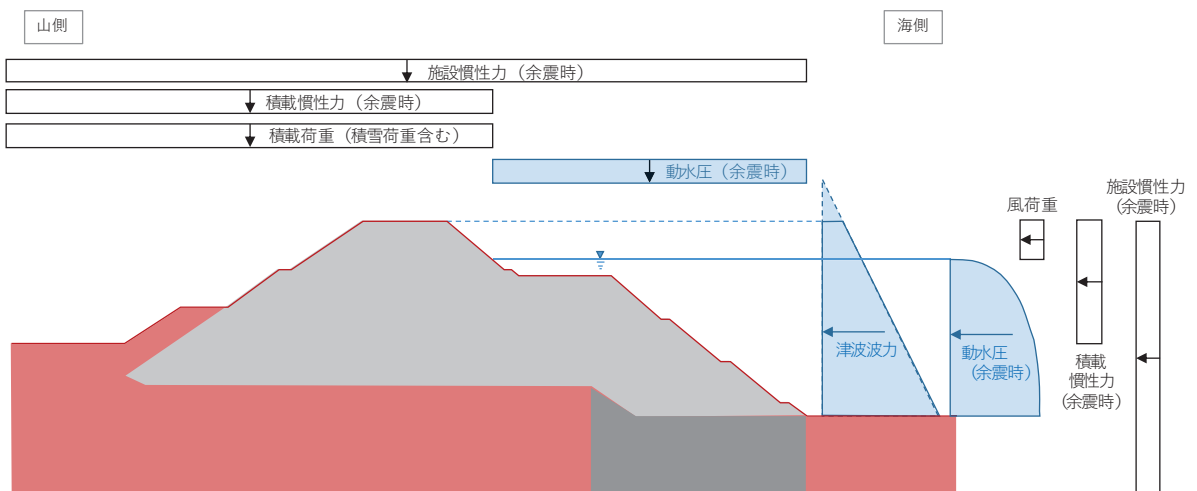


図 3-5 荷重作用図 (重畳時)

3.4 許容限界

許容限界は、「3.2 評価対象断面及び部位」にて設定した評価対象部位の応力や変形の状態を考慮し、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

3.4.1 セメント改良土

セメント改良土の許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」に基づき、表 3-4 に示すすべり安全率とする。

表 3-4 セメント改良土の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

3.4.2 置換コンクリート

置換コンクリートの許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し、表 3-5 に示すすべり安全率とする。

表 3-5 置換コンクリートの許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

3.4.3 改良地盤

改良地盤の許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し、表 3-6 に示すすべり安全率とする。

表 3-6 改良地盤の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

3.4.4 基礎地盤

基礎地盤に発生する接地圧に対する極限支持力は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、支持力試験により設定する。基礎地盤の極限支持力を表 3-7 に示す。

表 3-7 基礎地盤の支持力に対する許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm ²)
極限支持力	牧の浜部層*	11.4
	改良地盤	4.4

注記 * : C_M級岩盤以上の岩盤が対象

3.5 評価方法

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

3.5.1 津波時

(1) 解析方法

津波時に発生する応答値は、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づく荷重を作用させて2次元静的有限要素法解析により算定する。なお、衝突荷重は入力津波水位 O.P. +24.4m に余裕を考慮した津波水位 O.P. +25.0m に作用させる。

解析コードは、2次元静的有限要素法解析に「FLIP Ver7.3.0_2」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

a. 施設

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

b. 材料物性及び地盤物性のばらつき

図 3-3 に示すとおり、防潮堤（盛土堤防）の周辺には、主として旧表土、盛土、**D**級岩盤及び改良地盤が分布しており、これらの地盤の剛性が津波時に防潮堤（盛土堤防）の挙動に影響を与えると判断されることから、これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

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

解析ケースを表 3-8 に示す。

表 3-8 解析ケース（防潮堤（盛土堤防））

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

注記 * : 防潮堤（盛土堤防）においては施設として定義

c. 解析ケース

津波時においては，表 3-8 に示すケース①～③を実施する。

(2) 解析モデル及び諸元

a. 解析モデル

防潮堤（盛土堤防）の解析モデルを図 3-6 に示す。

(a) 解析領域

解析領域は、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。

(b) 境界条件

境界条件については、解析領域の側方及び底面において半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。

(c) 構造物のモデル化

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

(d) 地盤のモデル化

D₁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。D₂級岩盤、改良地盤及び盛土・旧表土は非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素）でモデル化する。

また、基準地震動 S_s による防潮堤前背面の盛土（背面の盛土斜面含む）の地盤沈下を考慮したモデル化とする。

(e) 海水のモデル化

海水は液体要素でモデル化する。なお、遡上津波荷重は別途考慮する。

(f) ジョイント要素の設定

「改良地盤と盛土・旧表土」、「改良地盤と岩盤」、「置換コンクリートと岩盤」、「置換コンクリートと盛土・旧表土」、「改良地盤とセメント改良土」及び「改良地盤と置換コンクリート」との接合面における剥離及びすべりを考慮するため、これらの接合面にジョイント要素を設定する。

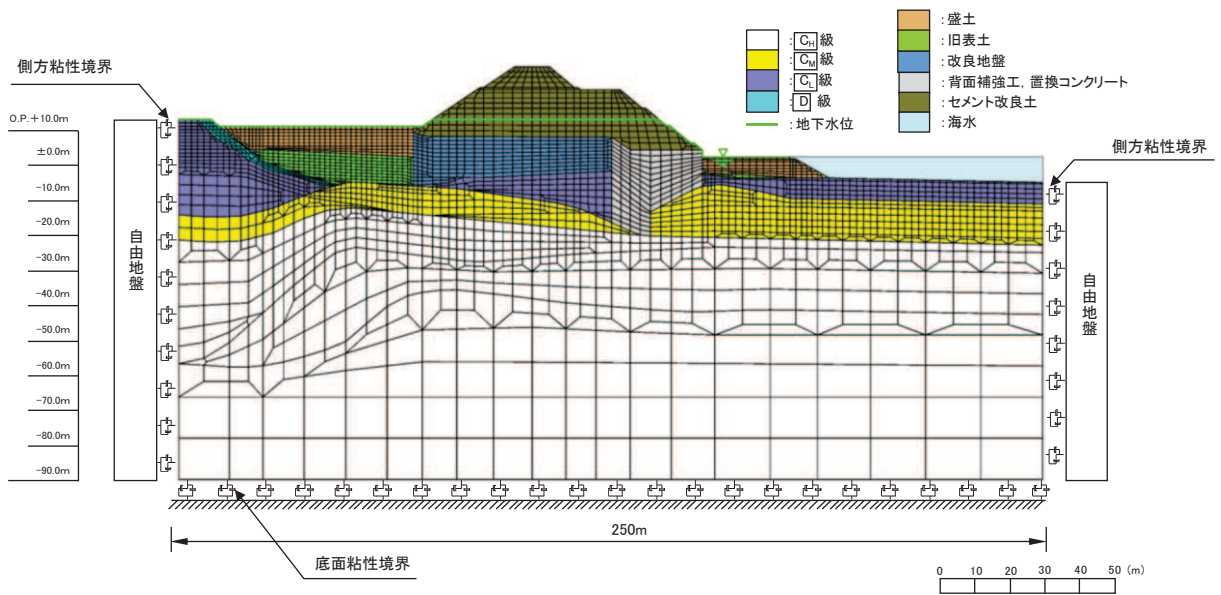


図 3-6 防潮堤（盛土堤防）の解析モデル（断面①）

b. 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3-9 に、材料の物性値を表 3-10 に示す。なお、セメント改良土及び改良地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

表 3-9 使用材料

材料	諸元
コンクリート (置換コンクリート)	設計基準強度 : 30 N/mm ²

表 3-10 材料の物性値

材料	単位 体積重量 (kN/m ³)	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)	ヤング 係数 (N/mm ²)	ポアソン 比
コンクリート (置換コンクリート)	22.5*1	6.00*2	-*3	2.22*1	-*3	2.80×10 ⁴ *1	0.2*1

注記 *1 : 土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]

*2 : 土木学会 2013 年 コンクリート標準示方書 ダムコンクリート編

*3 : 内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

c. 地盤の物性値

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、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位を図 3-6 及び表 3-11 に示す。

表 3-11 設計用地下水位

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
防潮堤（盛土堤防）	断面①	防潮堤（盛土堤防）より山側及び海側で地表面に設定する。

(3) 評価方法

防潮堤（盛土堤防）の強度評価は、津波時に発生する応力が「3.4 許容限界」で設定した許容限界を満足することを確認する。

a. セメント改良土

セメント改良土の評価は、セメント改良土を通るすべり線のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として時々刻々求め、最小すべり安全率のすべり線を選定する。

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－1 σ 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。

b. 置換コンクリート

置換コンクリートの評価は、置換コンクリートを通るすべり線のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として時々刻々求め、最小すべり安全率のすべり線を選定する。

c. 改良地盤

改良地盤の評価は、改良地盤を通るすべり線のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として時々刻々求め、最小すべり安全率のすべり線を選定する。

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－1 σ 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。

d. 基礎地盤

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

3.5.2 重畳時

(1) 解析方法

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

2次元動的有限要素法解析については、地震時にける地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析とする。

解析コードは、2次元動的有限要素法解析に「FLIP Ver7.3.0_2」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

a. 施設

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

b. 材料物性及び地盤物性のばらつき

図 3-3 に示すとおり、防潮堤（盛土堤防）の周辺には、主として旧表土、盛土、 D 級岩盤及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布しており、これらの地盤のせん断変形が重畳時に防潮堤（盛土堤防）の応答に影響を与えると判断されることから、これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。また、施設として位置付けているセメント改良土についても、他の地盤と同様にばらつきの影響を考慮する。

解析ケースを表 3-12 に示す。

表 3-12 解析ケース（防潮堤（盛土堤防））

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

注記 * : 防潮堤（盛土堤防）においては施設として定義

c. 減衰定数

Rayleigh 減衰を考慮することとし、剛性比例型減衰とする。

d. 解析ケース

重畳時においては、弾性設計用地震動 S d - D 2 に対して、ケース①（基本ケース）を実施する。ケース①において、各照査値が最も厳しい地震動を用い、表 3-12 に示すケース②及び③を実施する。重畳時における解析ケースを表 3-13 に示す。

表 3-13 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、すべり安全率が 2.4 以下となる*2 又は基礎地盤の支持力照査において照査値が 0.5 以上となる全ての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いてケース②～③を実施する。照査値がいずれも 0.5 未満の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②～③を実施する。
		-+*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 $S_d - D2$ を一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 3-7 に入力地震動算定の概念図を、図 3-8 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。

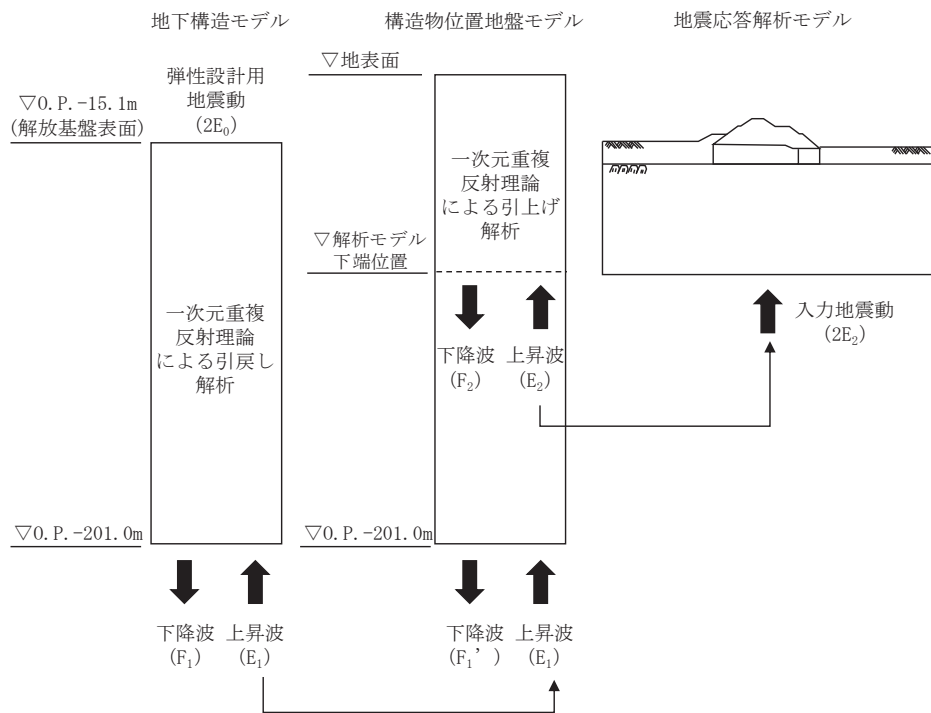
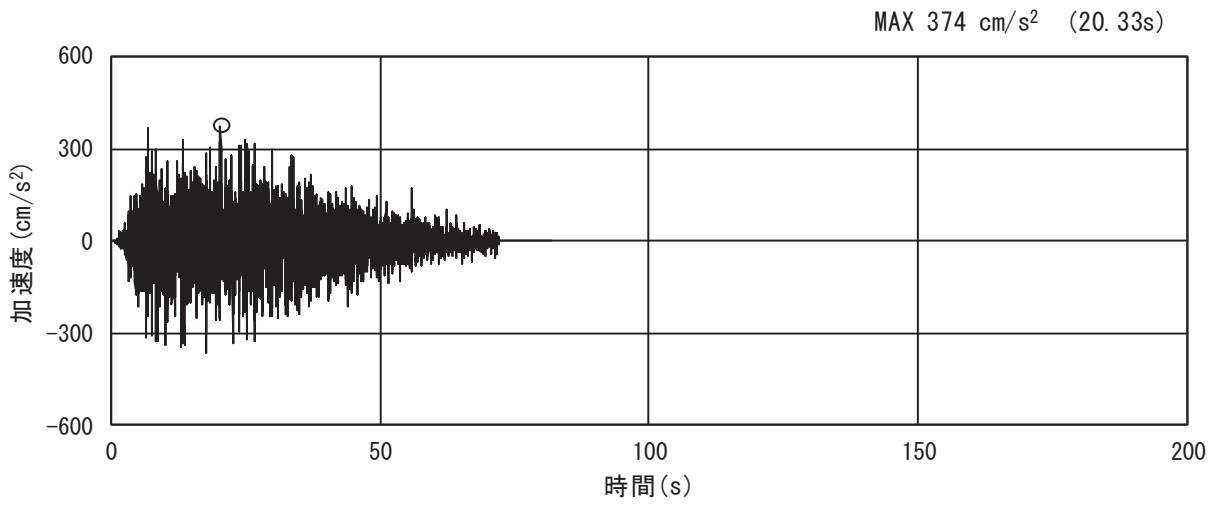
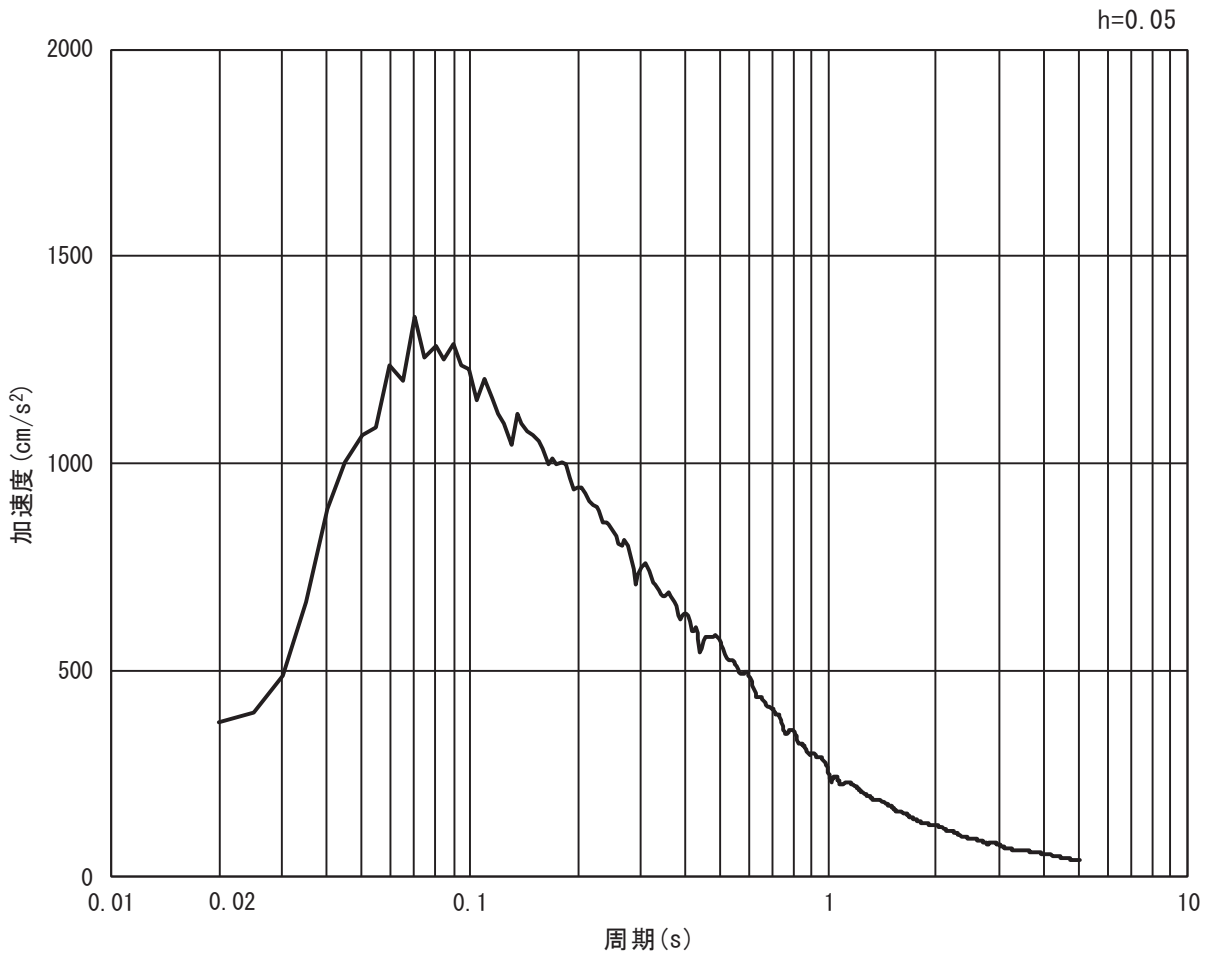


図 3-7 入力地震動算定の概念図

a. 断面①

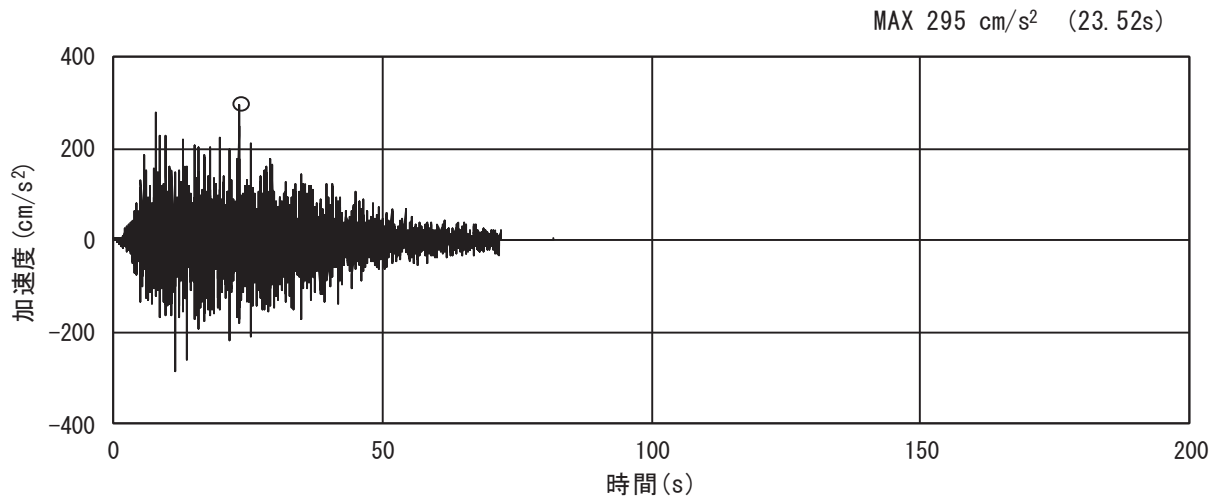


(a) 加速度時刻歴波形

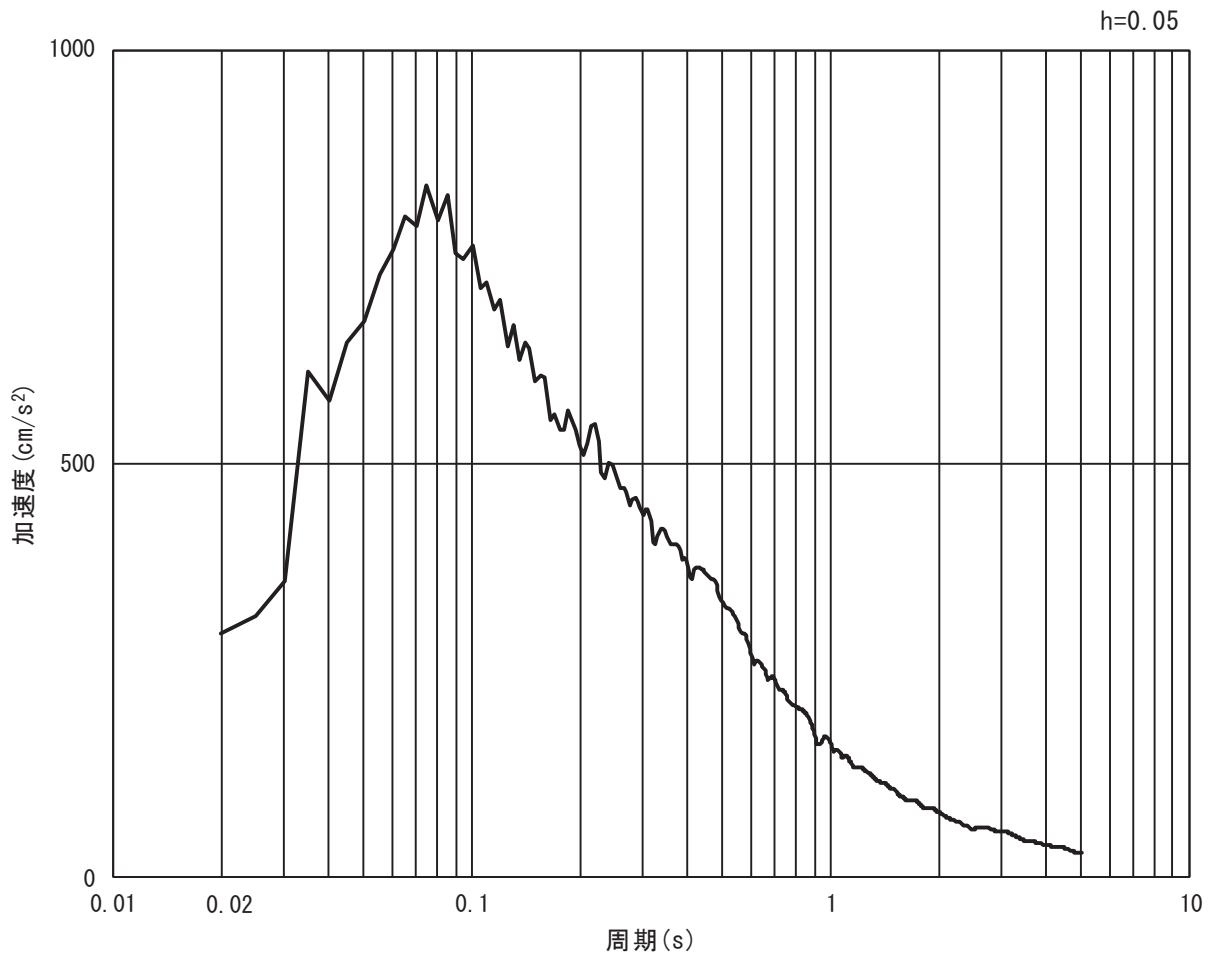


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-8(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S d - D 2)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3-8(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: S d - D 2)

(3) 解析モデル及び諸元

a. 解析モデル

防潮堤（盛土堤防）の解析モデルを図 3-9 に示す。

(a) 解析領域

解析領域は、「3.5.1 津波時」と同様である。

(b) 境界条件

境界条件は、「3.5.1 津波時」と同様である。

(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

D級を除く岩盤は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。D級岩盤、改良地盤及び盛土・旧表土は非線形性をした平面ひずみ要素（マルチスプリング要素）でモデル化する。また、地下水位以深の盛土・旧表土は、液状化パラメータを設定することで、有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。加えて、基準地震動 S_s による防潮堤前背面の盛土（背面の盛土斜面含む）の地盤沈下を考慮したモデル化とする。

(e) 海水のモデル化

海水のモデル化は、「3.5.1 津波時」と同様である。

(f) ジョイント要素の設定

ジョイント要素の設定は、「3.5.1 津波時」と同様である。

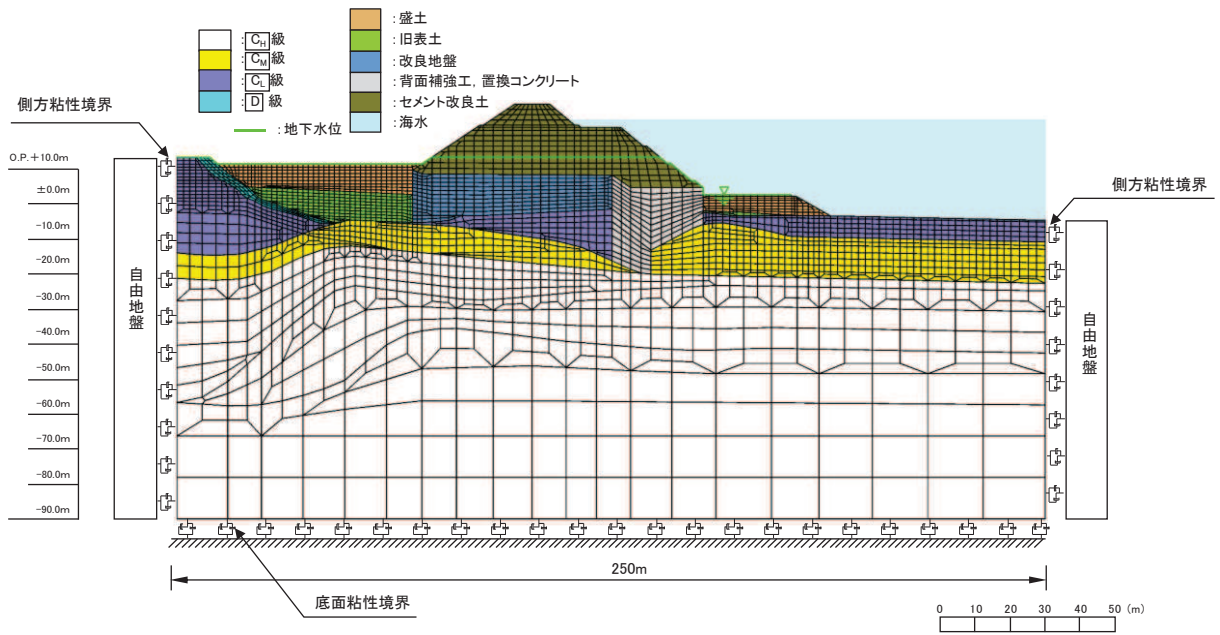


図 3-9 防潮堤（盛土堤防）の解析モデル（断面①）

b. 使用材料及び材料の物性値

使用材料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 3-9 のとおりである。

(4) 評価方法

防潮堤（盛土堤防）の強度評価は、重畳時に発生する応力が「3.4 許容限界」で設定した許容限界を満足することを確認する。

a. セメント改良土

セメント改良土の評価は、セメント改良土を通るすべり線のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として時々刻々求め、最小すべり安全率のすべり線を選定する。

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。

b. 置換コンクリート

置換コンクリートの評価は、置換コンクリートを通るすべり線のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として時々刻々求め、最小すべり安全率のすべり線を選定する。

c. 改良地盤

改良地盤の評価は、改良地盤を通るすべり線のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として時々刻々求め、最小すべり安全率のすべり線を選定する。

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 - 1 σ 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。

d. 基礎地盤

重畳時における基礎地盤の支持性能に係る評価は、弾性設計用地震動 S d - D 2 を入力地震動とした地震応答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。

4. 評価条件

「3. 強度評価方法」に用いる評価条件を表 4-1～表 4-2 に示す。

4.1 津波時

表 4-1 強度評価に用いる条件（断面①）

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重（セメント改良土）	22174	kN
	固定荷重（置換コンクリート）	10831	kN
	固定荷重（改良地盤）	13676	kN
P	積載荷重	4.9	kN/m ²
P _t	遡上津波荷重（防潮堤前面の地盤高：0.P.+3.0m）*	346.0	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

注記 *：防潮堤（盛土堤防）の設計用浸水深は 11.0（m）であるが，保守的に防潮堤（鋼管式鉛直壁）の設計用浸水深 12.25（m）（防潮堤前面の地盤高：0.P.+0.5m）を採用し，遡上津波荷重を設定。

4.2 重疊時

表 4-2 強度評価に用いる条件 (断面①)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (セメント改良土)	22174	kN
	固定荷重 (置換コンクリート)	10831	kN
	固定荷重 (改良地盤)	13676	kN
P	積載荷重	4.9	kN/m ²
P _t	遡上津波荷重 (防潮堤前面の地盤高 : 0. P. +3. 0m) *	346. 0	kN/m ²
P _c	衝突荷重	-	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

注記 * : 防潮堤 (盛土堤防) の設計用浸水深は 11. 0 (m) であるが, 保守的に防潮堤 (鋼管式鉛直壁) の設計用浸水深 12. 25 (m) (防潮堤前面の地盤高 : 0. P. +0. 5m) を採用し, 遡上津波荷重を設定。

5. 評価結果

5.1 津波時

5.1.1 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 5-1 に，平均強度における局所安全係数分布を図 5-1 に示す。

なお，強度特性のばらつきを考慮した評価としてケース①（基本ケース）における平均値 - 1 σ 強度のすべり安全率を表 5-1 に併せて示す。

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 5-1 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	5.9
①（平均値 - 1 σ 強度）	5.7

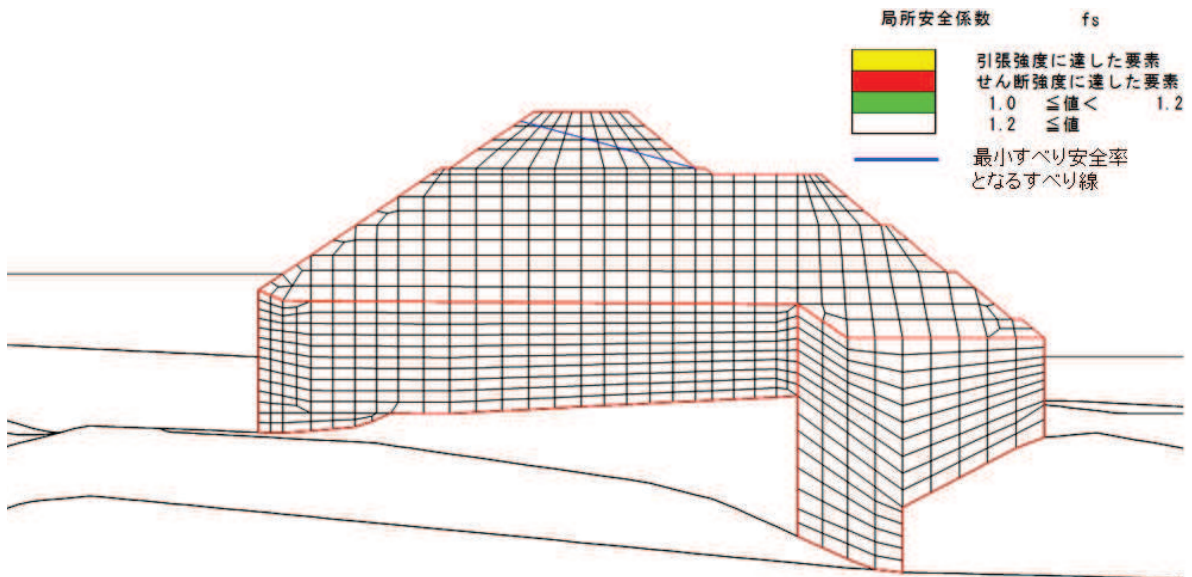


図 5-1 セメント改良土の局所安全係数分布（断面①）

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 ）

5.1.2 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 5-2 に、局所安全係数分布を図 5-2 に示す。この結果から、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 5-2 置換コンクリートのすべり安全率評価結果（断面①）

解析ケース	最小すべり安全率
②	35.7

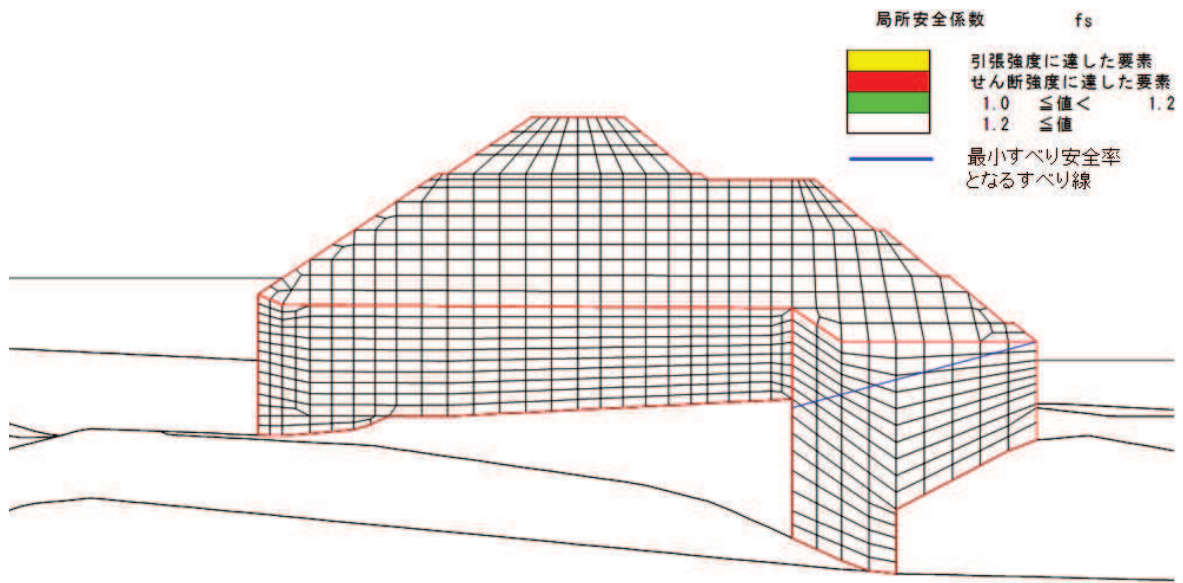


図 5-2 置換コンクリートの局所安全係数分布（断面①）

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値 + 1σ）

5.1.3 改良地盤の評価結果

改良地盤のすべり安全率による評価結果を表 5-3 に、平均強度における局所安全係数分布を図 5-3 に示す。

なお、強度特性のばらつきを考慮した評価としてケース①（基本ケース）における平均値 - 1 σ 強度のすべり安全率を表 5-3 に併せて示す。

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 5-3 改良地盤のすべり安全率評価結果（断面①）

解析ケース	最小すべり安全率
②	13.0
①（平均値 - 1 σ 強度）	13.1

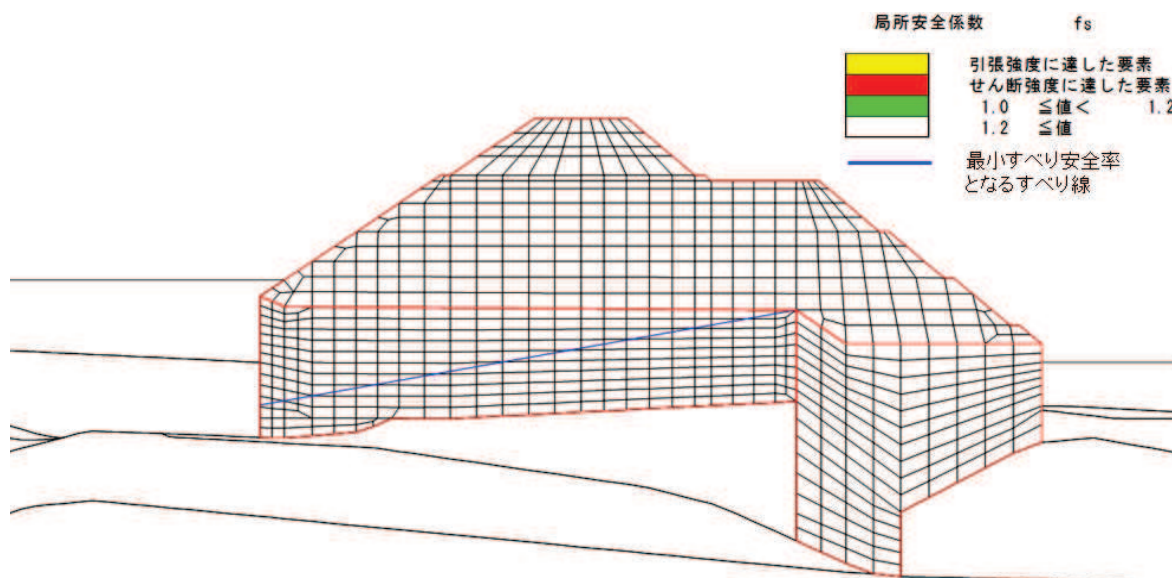


図 5-3 改良地盤の局所安全係数分布（断面①）

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

5.2 重畳時

5.2.1 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 5-4 に、平均強度における最小すべり安全率となる時刻における局所安全係数分布を図 5-4 に示す。

なお、強度特性のばらつきを考慮した評価としてケース①（基本ケース）における平均値 - 1 σ 強度のすべり安全率を表 5-4 に併せて示す。

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 5-4 セメント改良土のすべり安全率評価結果（断面①）

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S d - D 2 (--)	③	13.53	5.6
S d - D 2 (--)	① (平均値 - 1 σ 強度)	13.53	5.5

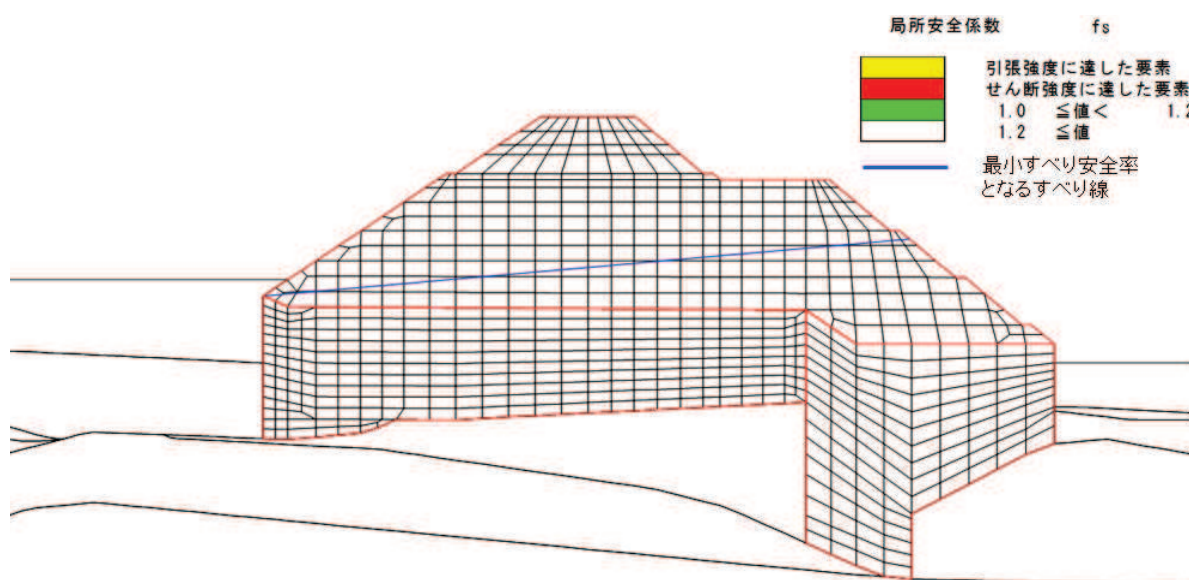


図 5-4 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
（断面①，S d - D 2 (--)，t=13.53s）

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

5.2.2 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 5-5 に、最小すべり安全率となる時刻における局所安全係数分布を図 5-5 に示す。この結果から、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 5-5 置換コンクリートのすべり安全率評価結果 (断面①)

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S d - D 2 (++)	①	25.23	12.8

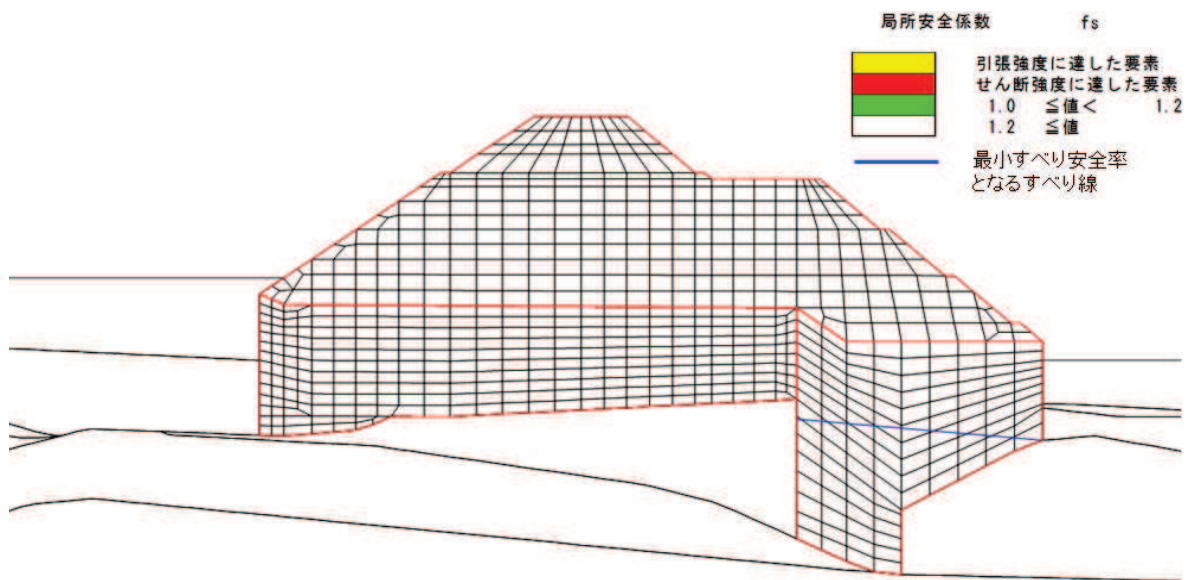


図 5-5 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(断面①, S d - D 2 (++) , t=25.23s)

解析ケース①：基本ケース

5.2.3 改良地盤の評価結果

改良地盤のすべり安全率による評価結果を表 5-6 に、平均強度における最小すべり安全率となる時刻における局所安全係数分布を図 5-6 に示す。

なお、強度特性のばらつきを考慮した評価としてケース①（基本ケース）における平均値 - 1 σ 強度のすべり安全率を表 5-6 に併せて示す。

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 5-6 改良地盤のすべり安全率評価結果（断面①）

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S d - D 2 (-+)	①	13.52	5.3
S d - D 2 (-+)	① (平均値 - 1 σ 強度)	13.52	5.2

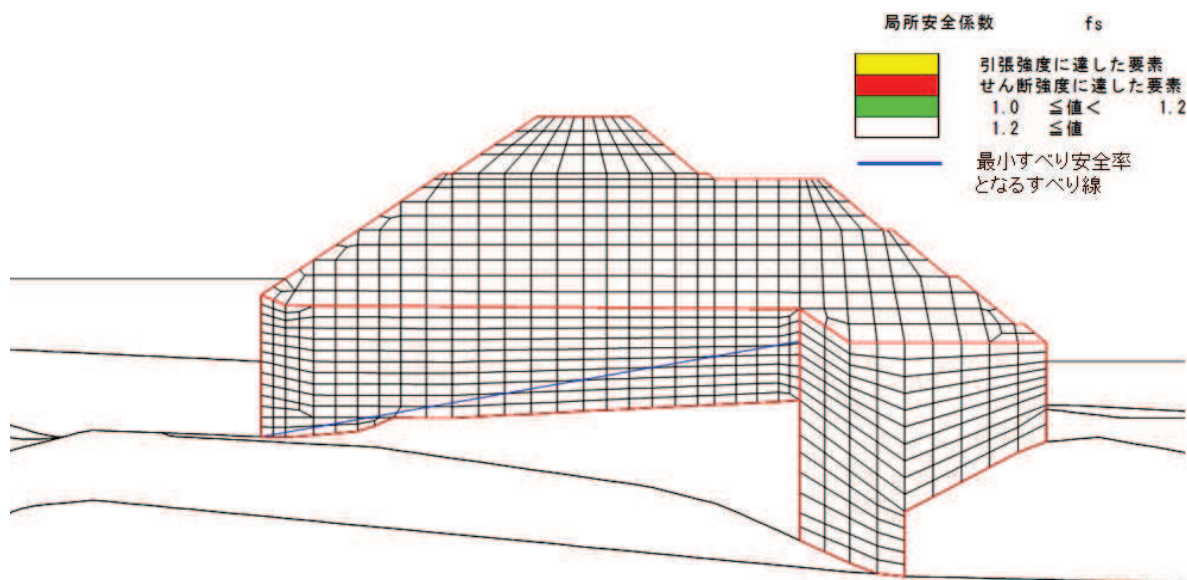


図 5-6 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布

(断面①, S d - D 2 (-+), t=13.52s)

解析ケース①: 基本ケース

5.2.4 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 5-7 に、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 5-7 に示す。

防潮堤（盛土堤防）の基礎地盤に生じる最大接地圧が極限支持力以下であることを確認した。

以上のことから、防潮堤（盛土堤防）の基礎地盤は、津波時及び重畳時の荷重に対して、支持性能を有する。

表 5-7(1) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，断面①，セメント改良土）

地震動	解析 ケース	最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 $R_{u a}$ (N/mm ²)	照査値 $R_a/R_{u a}$
S d - D 2 (-+)	①	0.8	4.4	0.19

表 5-7(2) 基礎地盤の支持性能照査結果（重畳時，断面①，置換コンクリート）

地震動	解析 ケース	最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 $R_{u a}$ (N/mm ²)	照査値 $R_a/R_{u a}$
S d - D 2 (-+)	①	2.1	11.4	0.19

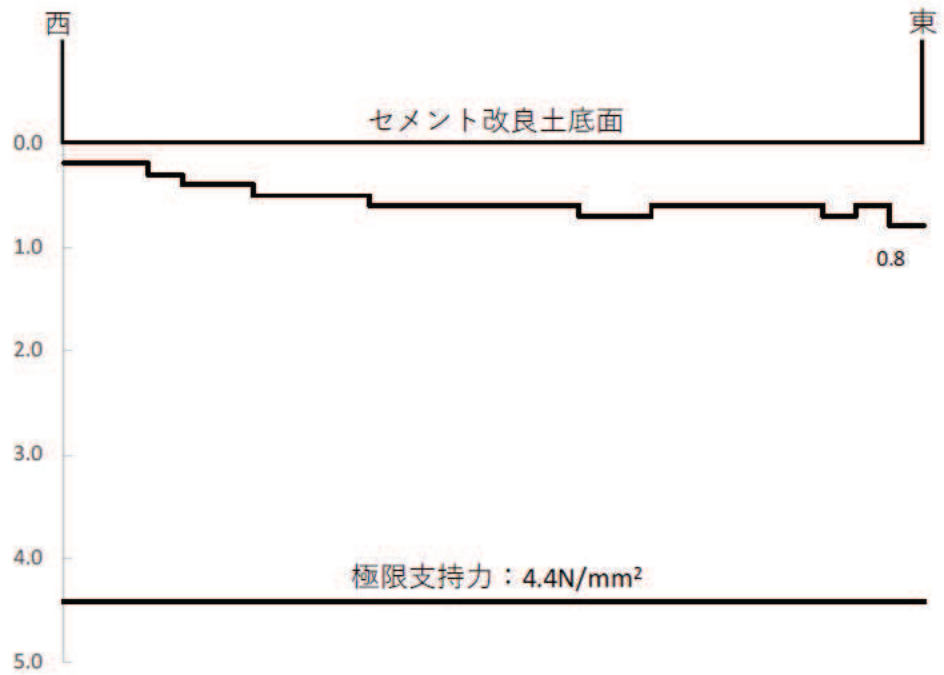


図 5-7 (1) 支持地盤の接地圧分布図 (断面①, セメント改良土)
 (S d - D 2 (-+))
 解析ケース①：基本ケース

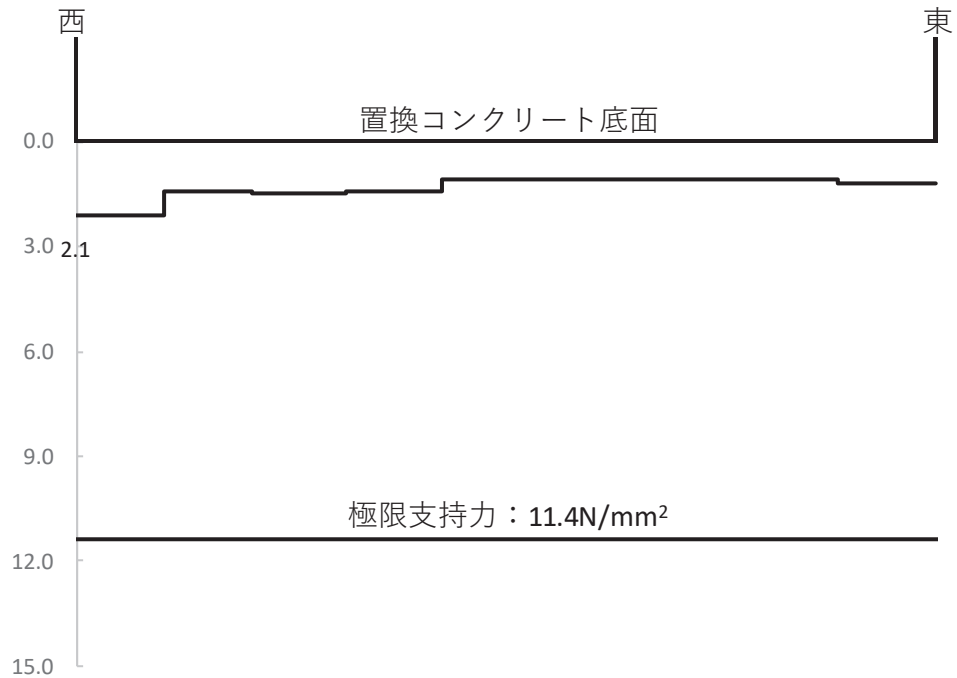


図 5-7 (2) 支持地盤の接地圧分布図 (断面①, 置換コンクリート)
 (S d - D 2 (-+))
 解析ケース①：基本ケース