

6.4.1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の設計に関する補足説明

6.4.1.1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震計算書に関する補足説明

目次

1. 概要	3
2. 基本方針	4
2.1 位置	4
2.2 構造概要	5
2.3 評価方針	10
2.4 適用規格	16
3. 地震応答解析	18
3.1 評価対象断面	18
3.2 解析方法	24
3.2.1 地震応答解析手法	25
3.2.2 構造部材	25
3.2.3 地盤	26
3.2.4 減衰特性	26
3.3 荷重及び荷重の組合せ	27
3.3.1 耐震安全性評価上考慮する状態	27
3.3.2 荷重	27
3.3.3 荷重の組合せ	27
3.4 入力地震動	29
3.4.1 断面①	30
3.4.2 断面②	46
3.4.3 断面③	62
3.4.4 断面④, 断面⑤	78
3.5 解析モデル及び諸元	94
3.5.1 解析モデルの設定	94
3.5.2 使用材料及び材料の物性値	118
3.5.3 地盤の物性値	119
3.5.4 地下水位	121
3.6 解析ケース	122
4. 耐震評価	125
4.1 評価対象部位	125
4.2 解析方法	129
4.3 荷重及び荷重の組合せ	130
4.3.1 耐震安全性評価上考慮する状態	130

4.3.2	荷重	130
4.3.3	荷重の組合せ	131
4.4	許容限界	133
4.5	解析モデル及び諸元	137
4.5.1	2次元梁バネモデル	138
4.5.2	3次元FEMモデル	144
4.5.3	使用材料及び材料の物性値	152
4.5.4	荷重及び荷重の組合せ	154
4.6	評価方法	157
5.	評価結果	159
5.1	地震応答解析結果	159
5.2	耐震評価結果	305
5.3	まとめ	352

1. 概要

本資料は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、防潮堤のうち鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁が基準地震動 S_s に対して十分な強度を有していること及び有意な漏えいを生じない構造であることを確認するものである。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁に要求される機能維持の確認は、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価により行う。

2. 基本方針

2.1 位置

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の位置図を図 2.1-1 に示す。

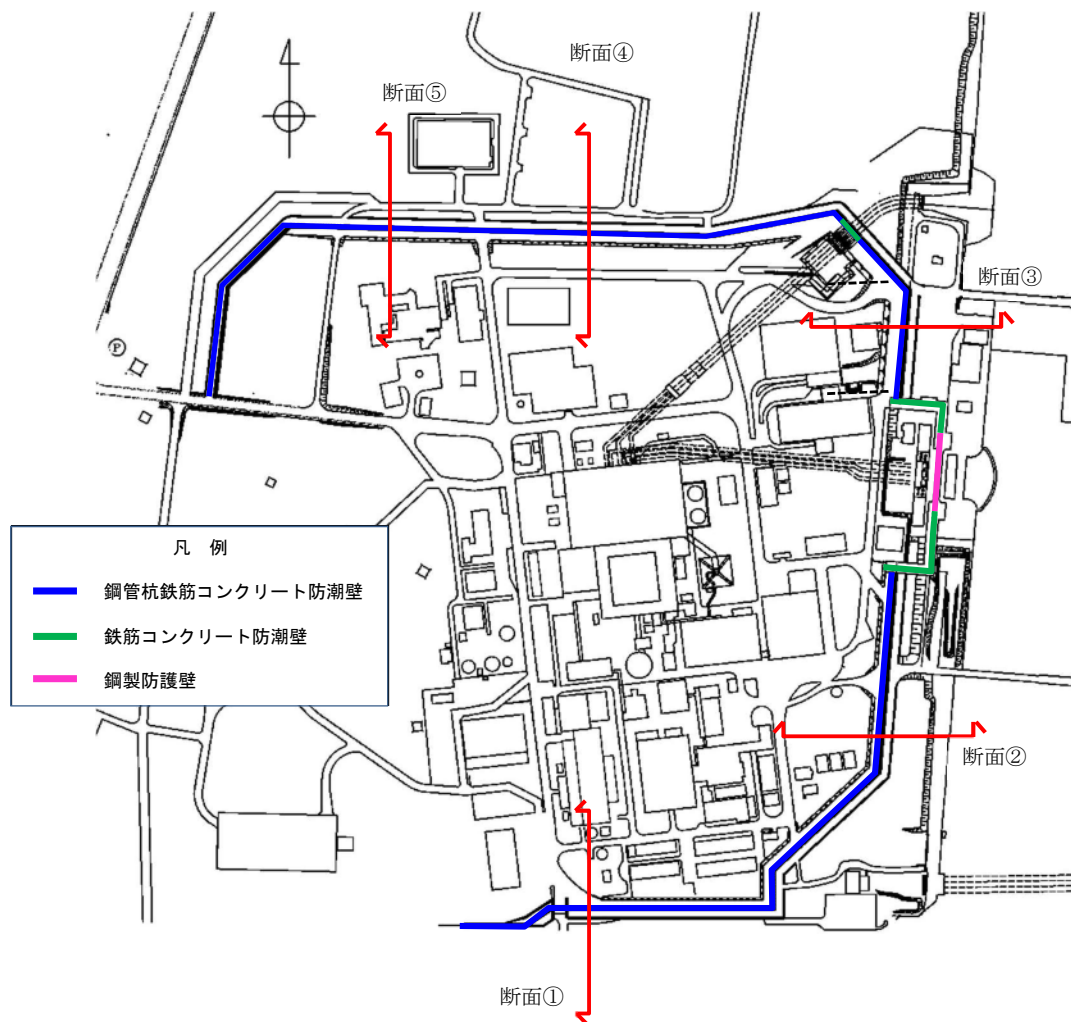


図 2.1-1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁位置図

2.2 構造概要

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、鋼管杭による下部構造と、5本の鋼管杭を杭間からの津波の浸水を防止する鉄筋コンクリートの壁による上部構造から構成される。

下部構造は鋼管杭、上部構造は鉄筋コンクリート梁壁、鋼管鉄筋コンクリート（SRC構造）の一体構造で構築される。大口径で肉厚の厚い鋼管杭を地震及び津波荷重に耐える構造躯体とし、杭間からの津波の浸水を防止する観点で、鋼管杭に鉄筋コンクリートを被覆する上部構造とする。

隣接する構造物との境界には、有意な漏えいを生じさせないための止水ジョイント部材を設置する。

防潮壁の堤内側には、耐津波に対する受働抵抗を目的とした改良体による地盤高さの嵩上げを行うとともに、洗掘防止対策やボーリング対策として、堤内及び堤外の表層部の地盤改良を実施する。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造概要図を図2.2-1、上部構造概要図を図2.2-2、止水ジョイント部材概念図を図2.2-3、止水ジョイント部材を有する範囲を図2.2-4に示す。



図2.2-1 (1) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造概要図
(断面③：正面図及び断面図)

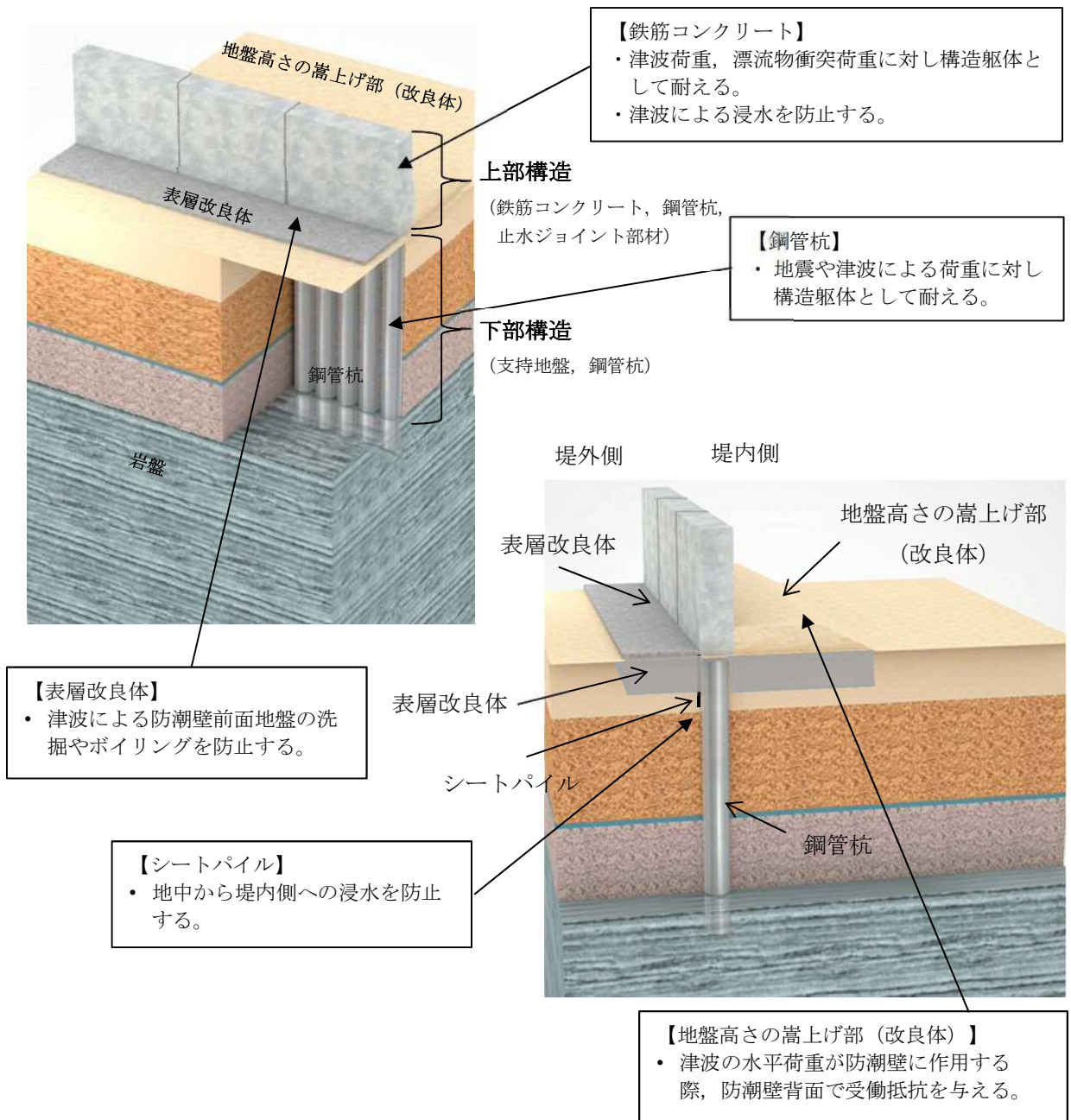


図 2.2-1 (2) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造概要図 (2/2)

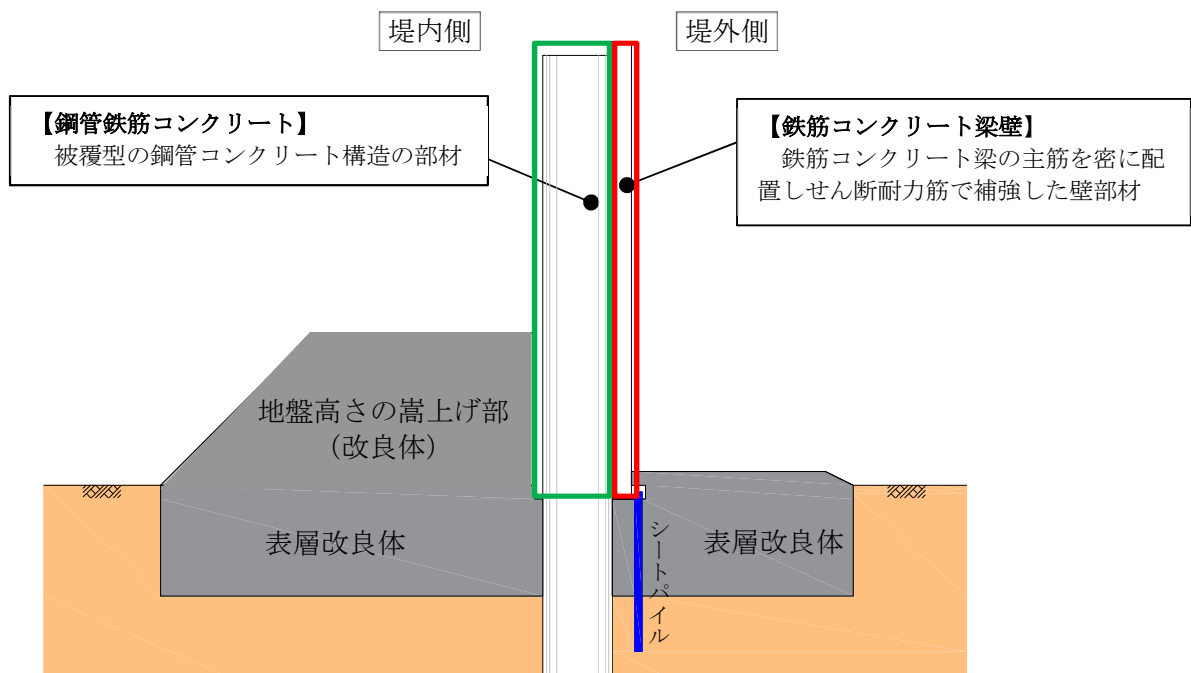
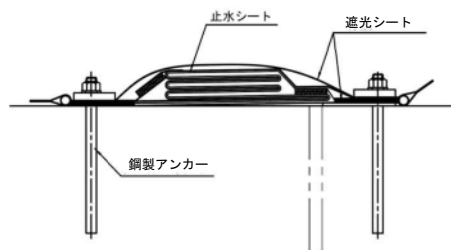
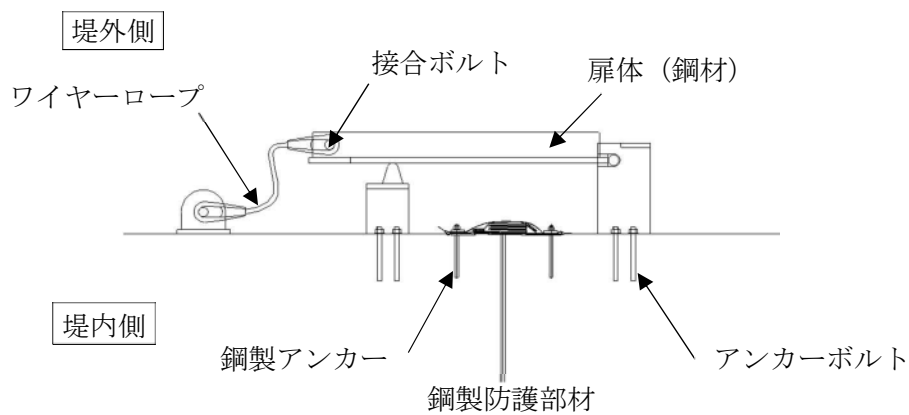


図 2.2-2 上部構造概要図



シートジョイント

図 2.2-3 鋼製防護部材，止水ジョイント部材概念図

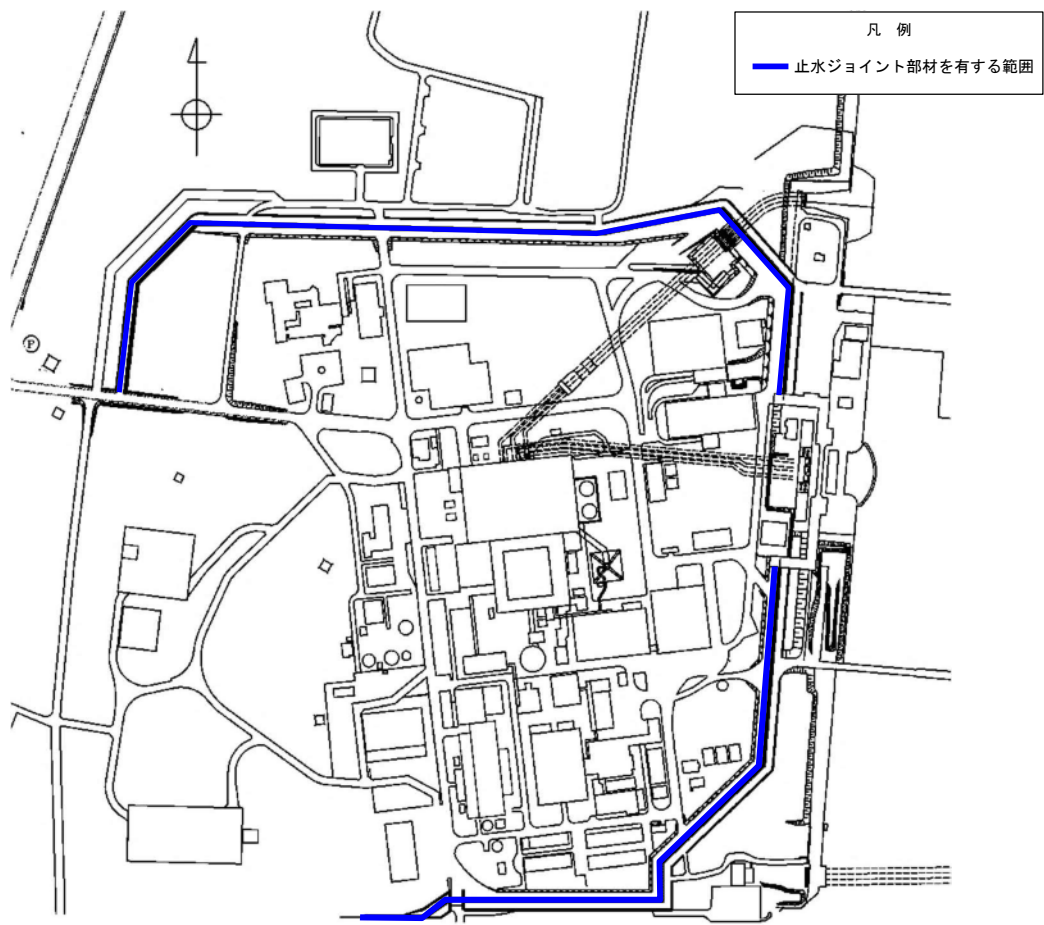


図 2.2-4 止水ジョイント部材を有する範囲

地震時の荷重伝達の概念図を図 2.2-5 に示す。地震時には、地震時慣性力と地盤の変位が生じる。地震時慣性力により上部構造が変形し、上部構造の変形により鋼管杭に変形が生じ、嵩上げ工及び表層改良体に荷重が伝達する。地盤の変位及び上部構造からの変形により鋼管杭が変形し、鋼管杭に曲げモーメント及びせん断力が生じる。上部構造の変形による嵩上げ工及び表層改良体への荷重伝達により、嵩上げ工及び表層改良体にせん断力が生じる。

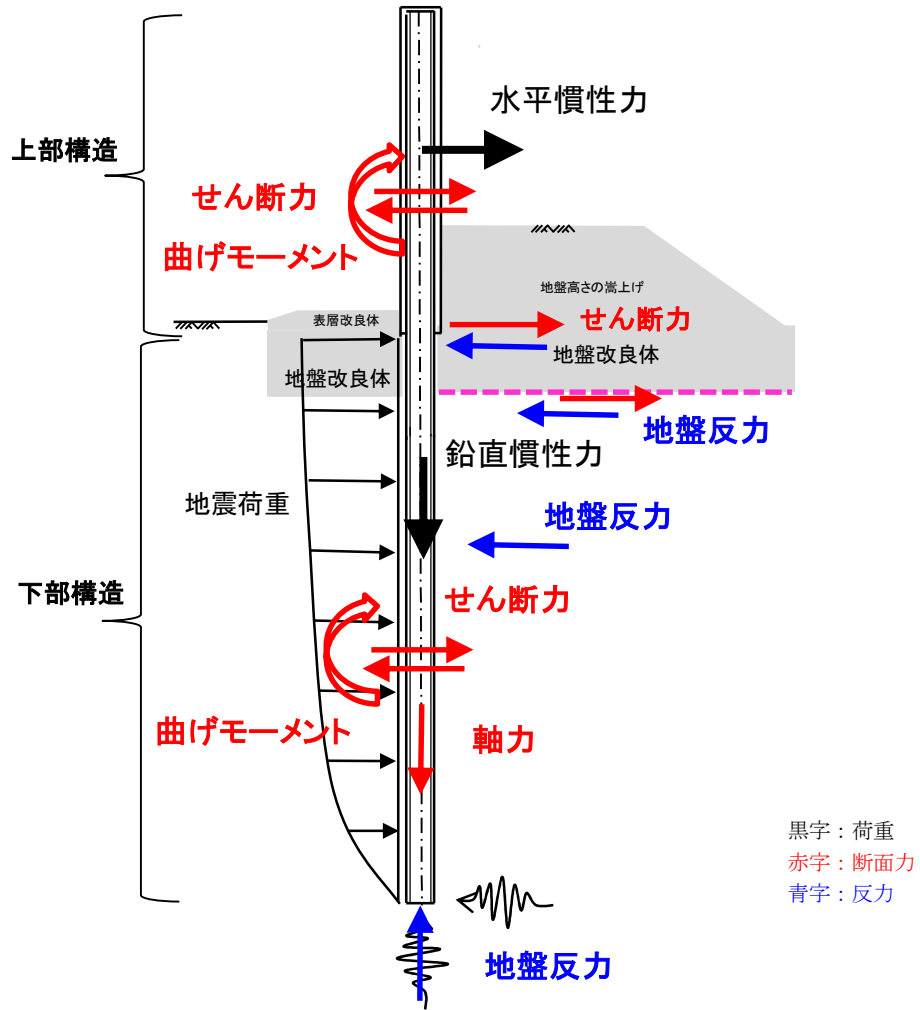


図 2.2-5 荷重伝達の概念図

2.3 評価方針

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、Sクラス施設である浸水防護施設に分類される。表 2.3-1 に要求機能と設計方針を示す。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析においては、地震時の地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

有効応力解析に用いる液状化強度特性は、代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定する。

浸水防護施設への地盤変位に対する保守的な配慮として、地盤を強制的に液状化させることを仮定した影響を考慮する。その際は、原地盤よりも十分に小さい液状化強度特性（敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性）を仮定する。

浸水防護施設及び機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として、地盤の非液状化の影響を考慮する。その際は、原地盤において非液状化の条件を仮定した解析を実施する。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価は、設計基準対象施設として表 2.3-2 の鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価を行う。

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

基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

構造物の変形性評価については、止水ジョイント部材の変形量を算定し、有意な漏えいが生じないことを確認した許容限界以下であることを確認する。なお、止水ジョイント部における相対変位量の算出方法及び鋼製アンカーに対する照査結果は「6.12 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示し、本資料においては止水ジョイント部における相対変位量の結果を示す。鋼製防護部材に対する照査結果は、「6.13 止水ジョイント部材の漂流物対策に関する補足説明」に示す。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価の検討フローを図 2.3-1、図 2.3-2 及び図 2.3-3 に示す。

赤字：荷重条件

緑字：要求機能

青字：対応方針

表 2.3-1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の要求機能と設計方針

施設名	要求機能		機能設計		構造強度設計					設計に用いる許容限界					
	審査ガイド	要求機能	性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計（評価方針）	評価対象部位	応力等の状態	損傷モード						
防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）	<p>基準地震動及び耐震設計方針に係る審査ガイド</p> <p>6.3 津波防護施設、浸水防止設備等</p> <p>津波防護機能を有する施設、浸水防止機能を有する設備及び敷地における津波監視機能を有する設備のうち建物及び構築物は、当時作用している荷重及び運転時に作用する荷重と基準地震動による地震力の組合せに対して、当該建物・構築物が構築物全体としての変形能力（終局耐力時の変形）について十分な余裕を有するとともに、その施設に要求される機能（津波防護機能、浸水防止機能）を保持すること</p>	<p>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、基準地震動 S_s に対し、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁が要求される機能を損なう恐れがないよう、構築物全体としての変形能力（終局耐力時の変形）に対し、十分な構造強度を有した構造であることが要求される。</p>	<p>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、基準地震動 S_s に対し、主要な構造部材の構造健全性を維持することで、津波時の止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。</p>	<p>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、基準地震動 S_s に対し、</p> <p>①鋼製や鉄筋コンクリート製の耐性のある部材を使用することで止水性能を保持する設計とする。</p> <p>②上部構造は、杭を梁で連結させる構造とすることで変位を抑制し、鉄筋コンクリートによる止水性を保持する設計とする。</p> <p>③上部構造の施工境界部や異種構築物間との境界部は、試験等により地震時の変形に追随し止水性を確認した止水ジョイント部材を設置することによる止水処置を講じる設計とする。</p> <p>④上部構造の内側の地盤高さの嵩上げが地震時に滑動・内部すべりを起こさない幅や強度を確保することで、津波時における止水性を保持する設計とする。</p> <p>⑤表層改良は、セメント系の改良体とすることで、地震時に損壊しない設計とする。</p> <p>⑥シートパイルは、鋼材を連結し連続する構造とし、ボイリングによる地中からの止水性を保持する設計とする。</p>	<p>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、基準地震動 S_s による地震時荷重に対し、鋼製の杭、鉄筋コンクリート製の上部構造、地盤高さの嵩上げ、セメント系の表層改良体で構成し、津波時においても主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするとともに、主要な構造体の境界部や防潮壁前面の地盤には、止水ジョイント部材や表層改良体を設置し、有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。</p>	基準地震動 S_s による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、十分な支持性能を有する地盤に支持される設計とするため、作用する押し込み力や引拔力が許容支持力以下に留まることを確認する。	下部構造	基礎地盤	支持力	支持機能を喪失する状態	「道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）」を踏まえ、妥当な安全余裕を考慮した極限支持力以下とする。				
						基準地震動 S_s による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である鋼管杭が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。		鋼管杭	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）」を踏まえた短期許容応力度以下とする。				
						基準地震動 S_s による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である鉄筋コンクリート（鉄筋コンクリート梁壁）	上部構造	鉄筋コンクリート（鉄筋コンクリート梁壁）	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説（I 共通編・V 耐震設計編）」を踏まえた短期許容応力度以下とする。（コンクリート標準示方書【構造性能照査編】でも確認。）				
						基準地震動 S_s による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である鋼管杭が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。						鋼管杭	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）」及び「鉄骨鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説」を踏まえた短期許容応力度以下とする。
						基準地震動 S_s による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造体の境界部に設置する部材を有意な漏えいを生じない変形に留める設計とするため、境界部に設置するゴムジョイント及びシートジョイントが有意な漏えいを生じない変形量以下であることを確認する。また、止水ジョイント部材が止水性能を保持するための接続アンカーや鋼製防護部材は、おおむね弾性状態に留まることを確認する。						止水ジョイント部	止水ジョイント部材	変形、引張	有意な漏えいに至る変形、引張
						鋼製アンカー	引張、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「各種合成構造設計指針・同解説」を踏まえた短期許容応力度以下とする。						
							止水ジョイント部材の鋼製防護部材	曲げ、引張、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「鋼構造設計基準」を踏まえた短期許容応力度以下とする。					
						基準地震動 S_s による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、地盤として滑動しない抵抗性を保持する設計とするため、地盤高さの嵩上げ部底面が滑動しないこと及び受働崩壊角にすべりが発生しないことを確認する。	地盤高さの嵩上げ部（改良体）	せん断	地盤高さの嵩上げ部の底面が滑動に至る状態、上部構造背面の地盤がすべりに至る状態	「道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）」及び「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を踏まえ、妥当な安全余裕を考慮した受働せん断面方向等のせん断耐力以内とする。					
						基準地震動 S_s による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、洗掘防止対策やボイリング対策としての機能を保持するため、表層改良体にせん断破壊が生じないことを確認する。	表層改良体	せん断	表層改良体がせん断破壊に至る状態	妥当な安全余裕を考慮したせん断強度以下とする。					
						基準地震動 S_s による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、ボイリング対策としての機能を保持するため、シートパイルにせん断破壊が生じないことを確認する。	シートパイル	せん断	部材がせん断破壊に至る状態	妥当な安全余裕を考慮したせん断強度以下とする。					

表 2.3-2 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界	
構造強度を有すること	構造部材の健全性	鋼管杭	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		鉄筋コンクリート	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		鋼製アンカー	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		地盤高さの嵩上げ部(改良体)及び表層改良体		発生応力が許容限界以下であることを確認	せん断強度*
		鋼製防護部材	鋼材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
			接合ボルト		
	ワイヤーロープ				
アンカーボルト					
シートパイル		発生応力が許容限界以下であることを確認	せん断強度*		
基礎地盤の支持性能	基礎地盤	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	構造部材の健全性	鋼管杭	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		鉄筋コンクリート	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		鋼製アンカー	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		地盤高さの嵩上げ部(改良体)及び表層改良体		発生応力が許容限界以下であることを確認	せん断強度*
		鋼製防護部材	鋼材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
			接合ボルト		
	ワイヤーロープ				
アンカーボルト					
シートパイル		発生応力が許容限界以下であることを確認	せん断強度*		
構造物の変形性	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		

注記 *：妥当な安全余裕を確保する。

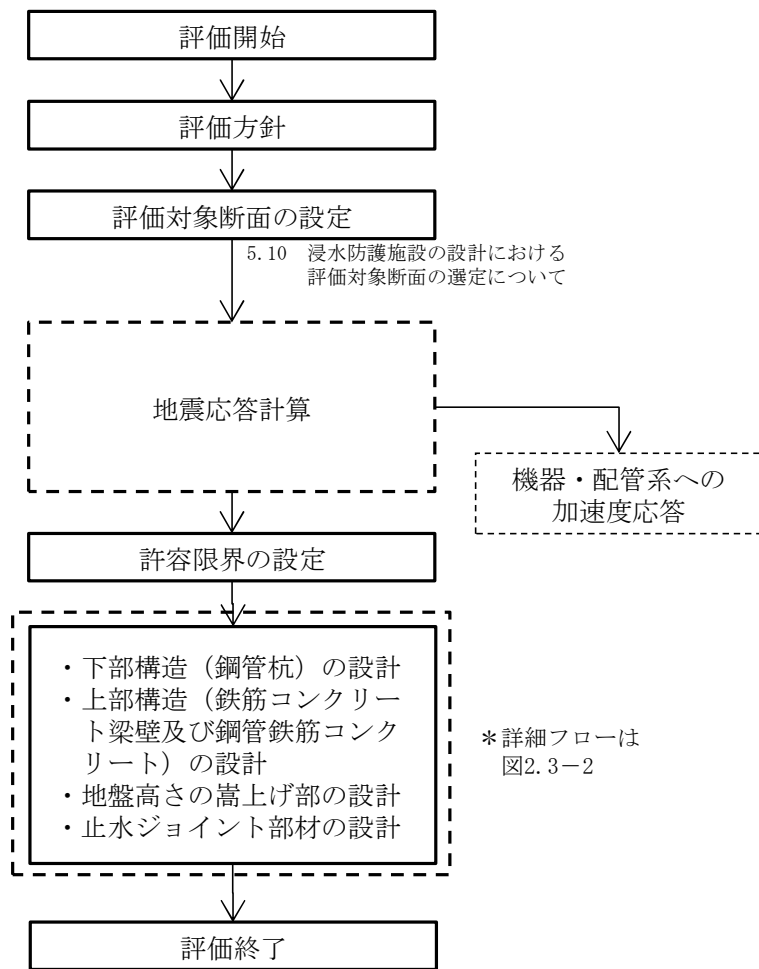
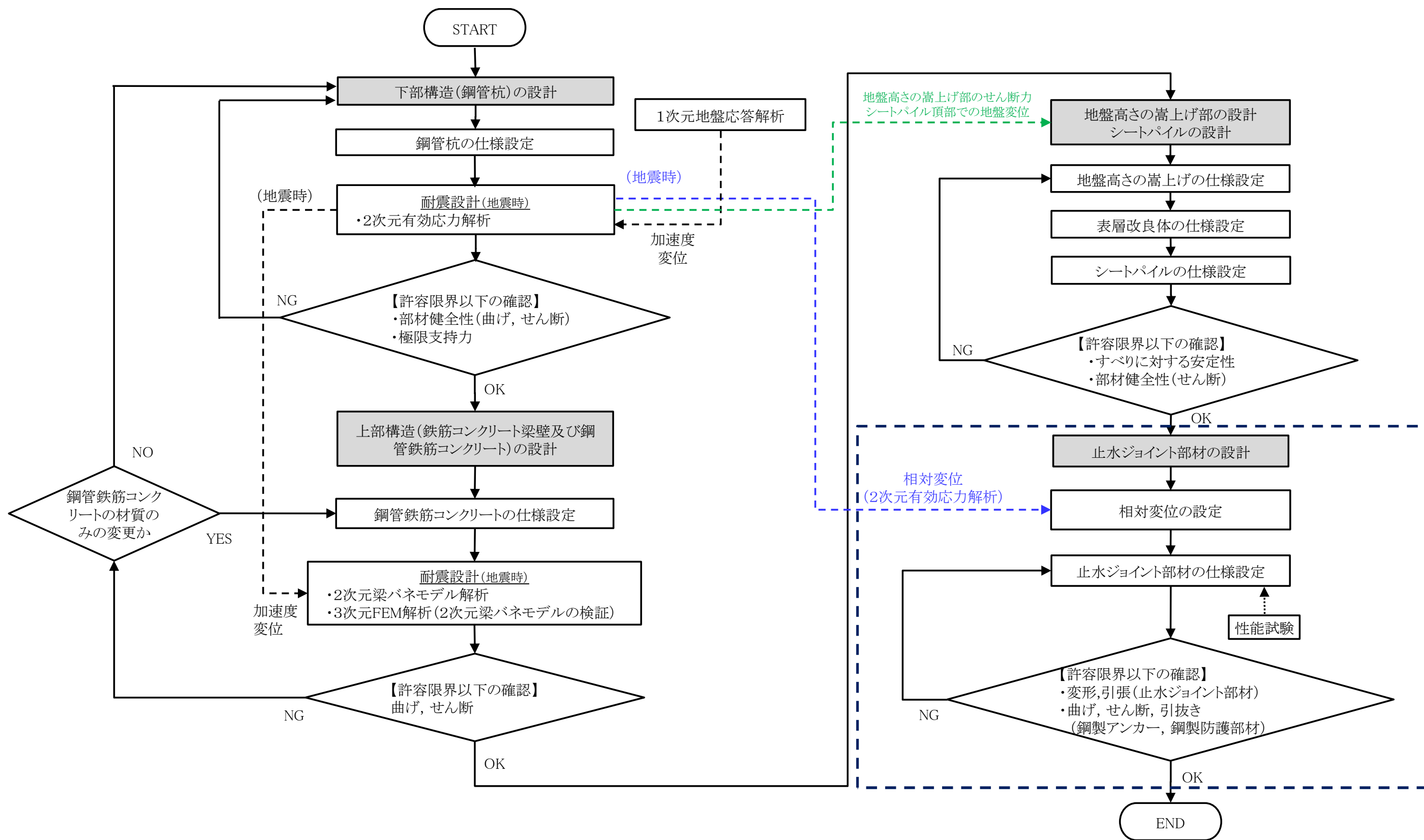


図 2.3-1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価フロー



- - - : 解析データの受渡しフローを示す
 - - - (Blue) : 解析データの受渡しフローを示す
 - - - (Green) : 解析データの受渡しフローを示す

* 止水ジョイント部における相対変位量の算出方法及び鋼製アンカーに対する照査結果は「6.12 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に、鋼製防護部材に対する照査結果は、「6.13 止水ジョイント部材の漂流物対策に関する補足説明」に示す。

図 2.3-2 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の詳細耐震評価フロー

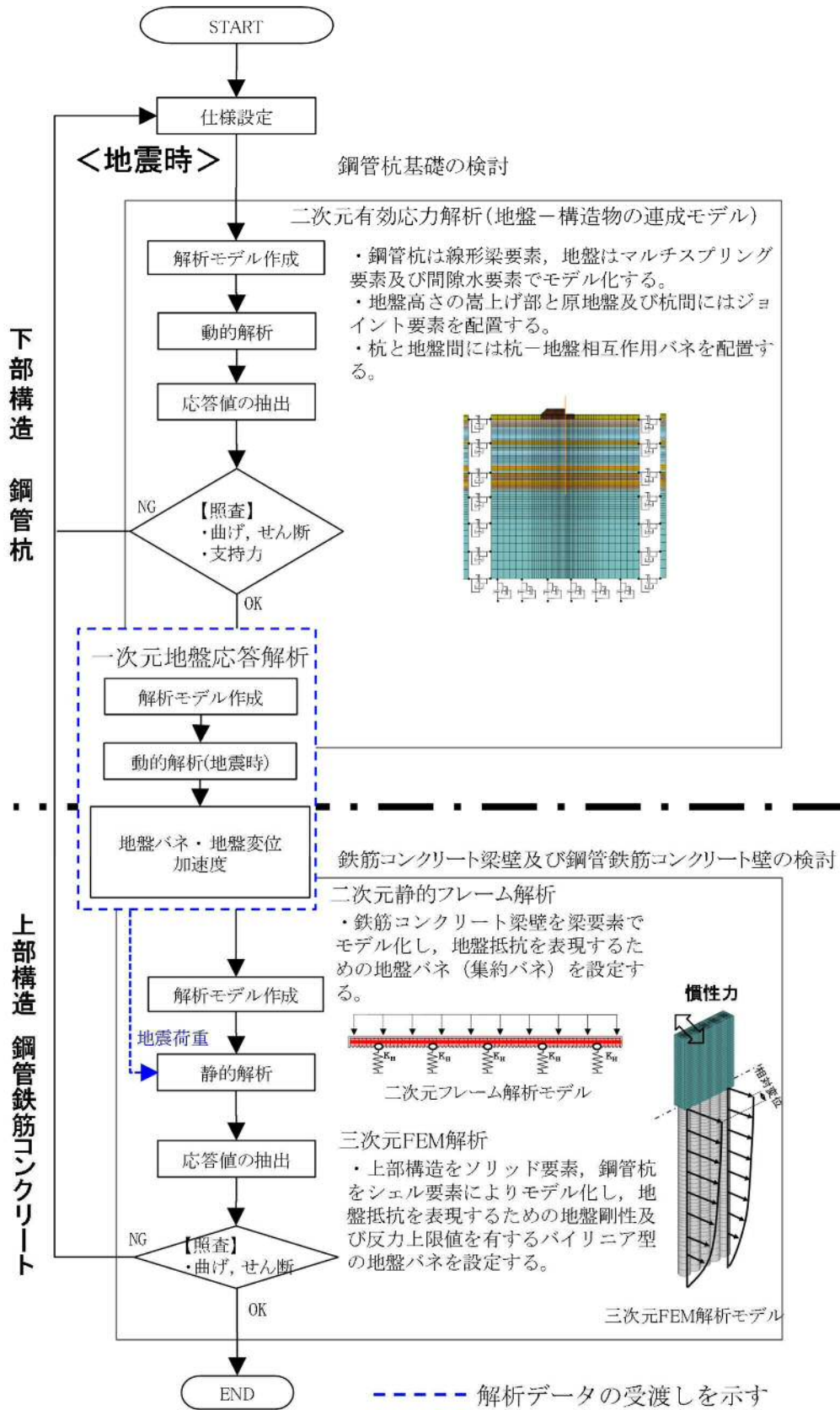


図 2.3-3 地震時の鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の詳細設計フロー

2.4 適用規格

適用する規格，基準類を以下に示す。

- コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会, 2002 年制定)
- 道路橋示方書 (I 共通編・IV下部構造編) ・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 24 年 3 月)
- 道路橋示方書 (I 共通編・IV下部構造編) ・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)
- 各種合成構造設計指針・同解説 (2010 年 11 月)
- 津波漂流物対策施設設計ガイドライン(案)((財)沿岸技術研究センター, (社)寒地港湾技術研究センター, 平成 21 年)
- 港湾の施設の技術上の基準・同解説 (平成元年 2 月版 (社) 日本港湾協会)
- 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会)
- 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 (2005 年)

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目		適用する規格，基準等	備考	
使用材料及び材料定数		・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（2002年）	—	
荷重及び荷重の組み合わせ		・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（2002年）	・永久荷重＋偶発荷重＋従 たる変動荷重の適切な組 合せを検討	
許容 限界	コンクリート	・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（2002年）	<ul style="list-style-type: none"> ・曲げ軸力に対する照査は，発生応力が，短期許容応力度以下であることを確認 ・せん断力に対する照査は，発生応力または発生せん断力が，短期許容応力度または短期許容せん断応力度以下であることを確認 	
	鉄筋	・道路橋示方書・同解説 IV下 部構造編（平成24年3月）		
	鋼管杭	・道路橋示方書・同解説 IV下 部構造編（平成14年3月）		
	鋼製アンカー	・各種合成構造設計指針・同解 説（2010年11月）		
	鋼製 防護 部材	鋼材		・道路橋示方書・同解説 IV下 部構造編（平成14年3月）
		接合ボルト		・道路橋示方書・同解説 II鋼 橋編（平成14年3月）
		ワイヤー ロープ		・津波漂流物対策施設設計ガイ ドライン(案)((財)沿岸技術 研究センター，(社)寒地港湾 技術研究センター，平成21 年) ・日本工業規格(JIS G 3549- 2000)
		アンカー ボルト		・各種合成構造設計指針・同解 説（2010年11月）
	シートパイル	・港湾の施設の技術上の基準・ 同解説（平成元年2月版 (社)日本港湾協会)		
地震応答解析		・J E A G 4 6 0 1 -1987 ・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（2005年）	・有限要素法による2次元 モデルを用いた時刻歴非 線形解析	

3. 地震応答解析

3.1 評価対象断面

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の縦断方向は、加振方向と平行に配置される躯体及び杭基礎を耐震設計上見込むことができるため強軸断面方向となる。一方、横断方向は、加振方向と平行に躯体及び杭基礎が配置されないことから、弱軸断面方向となる。

以上のことから、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価では、構造の安定性に支配的な弱軸方向である横断方向を評価対象断面の方向とする。

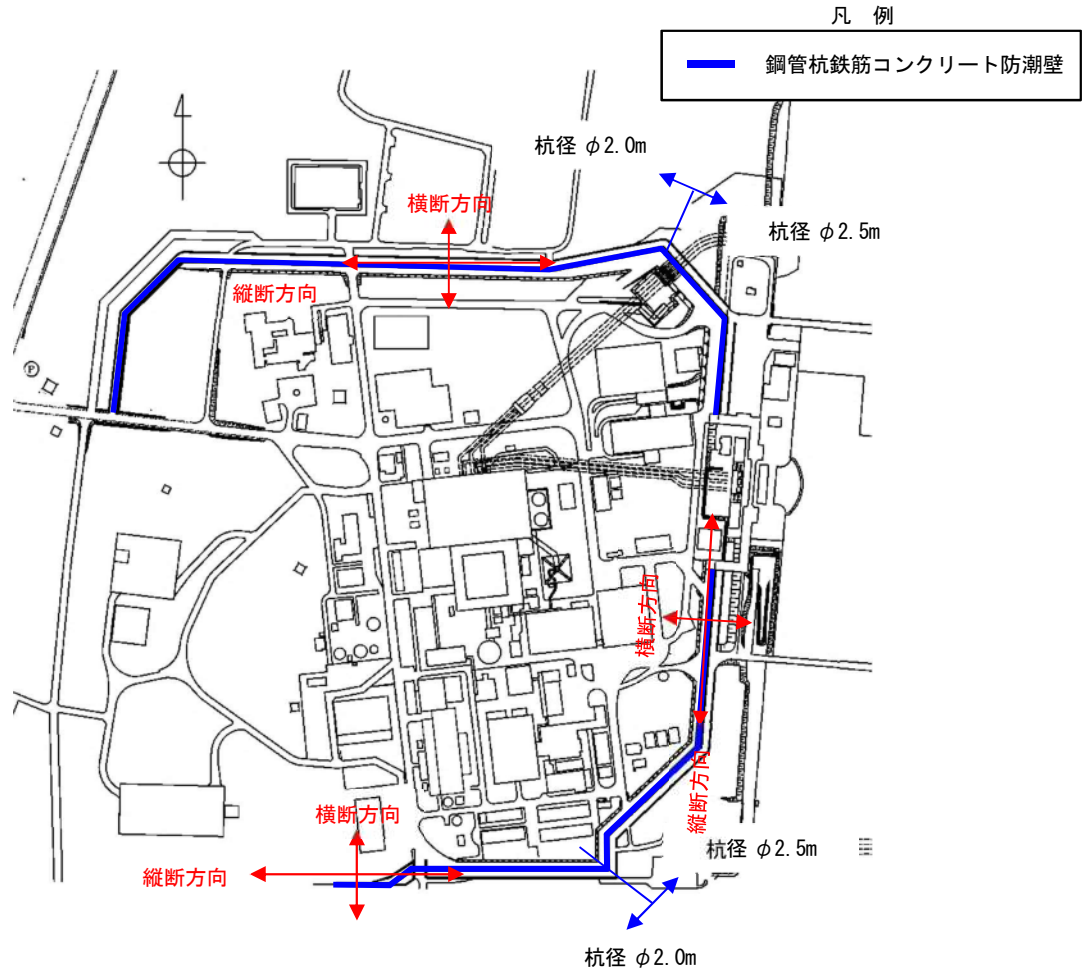


図 3.1-1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の平面配置図

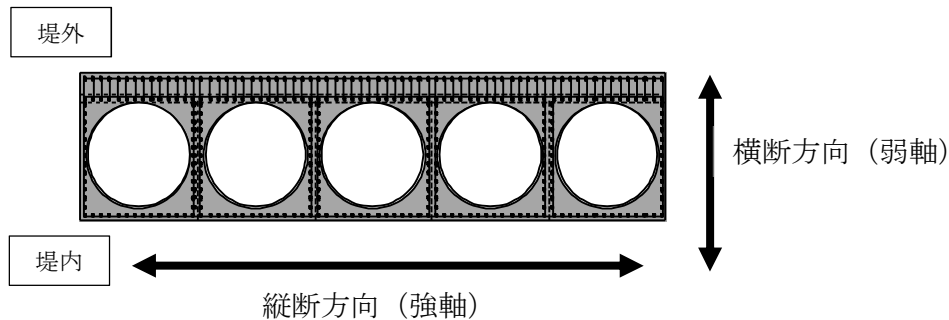


図 3.1-2 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁断面図

評価対象断面の選定は、防潮堤設置区間を津波高さと第四紀層の層厚に応じて5区間に分け、下部構造と上部構造の構造を考慮して、それぞれについて実施した。

下部構造に関しては、各区間における岩盤標高の高さの違いや津波波圧に応じた鋼管杭径の違いを考慮して、下部構造である鋼管杭に影響を与える杭下端を基準とした相対変位、せん断ひずみ及び鋼管杭に発生する曲げモーメントに着目し、各区間において評価対象断面を選定する。

上部構造に関しては、構造別に鋼管杭径φ2000区間（I区間、IV区間、V区間）、鋼管杭径φ2500区間（II区間、III区間）のそれぞれで評価対象断面を選定する。上部構造の構造決定には、地震よりも津波による影響が支配的なため、重畳時の津波波圧+慣性力を比較して、断面を選定する。

評価対象断面選定の詳細については、「5.10 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について 5.10.5 防潮値（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）」に示す。

図3.1-3に区間割りと評価対象断面位置を示す。

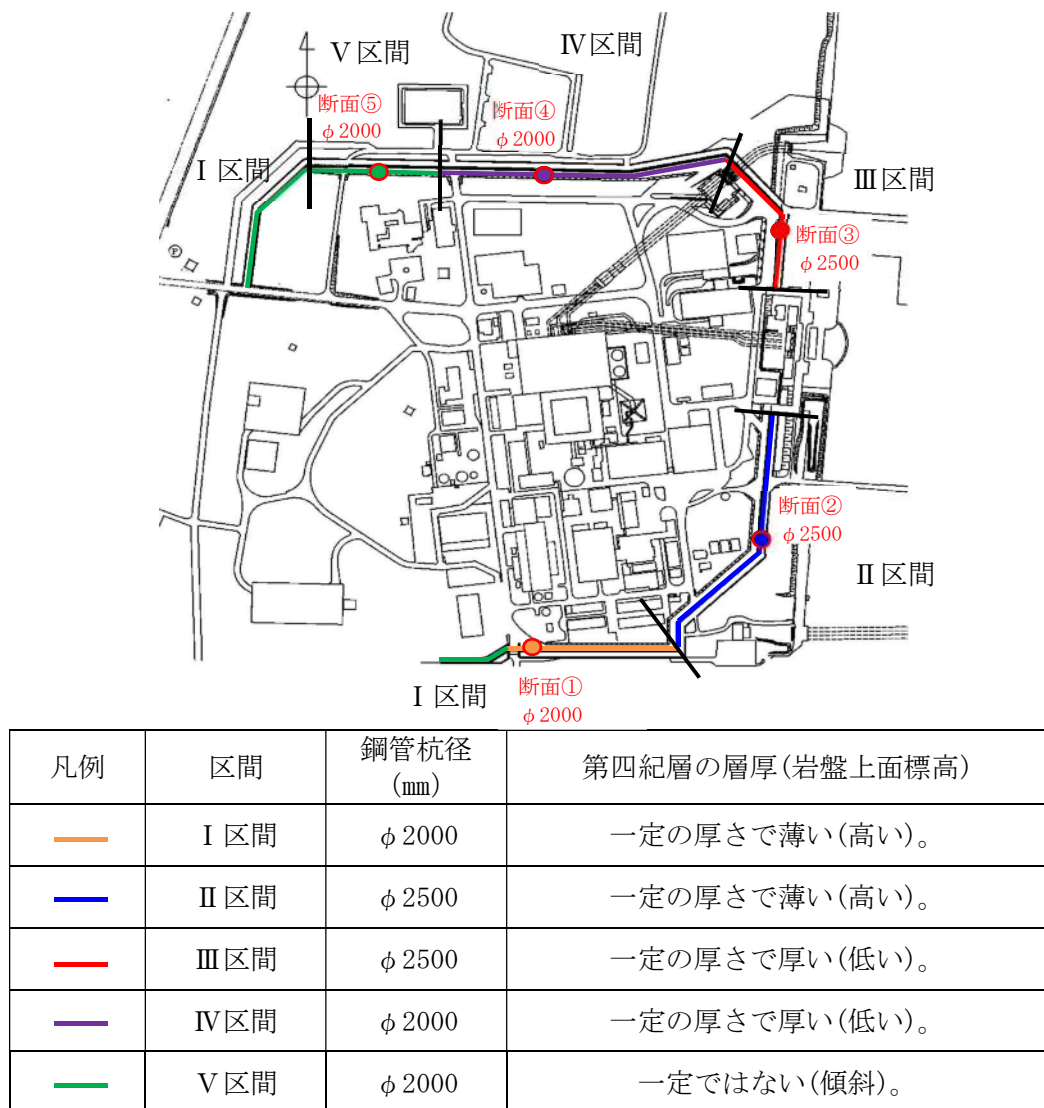


図3.1-3 評価対象断面の平面配置図

評価対象断面位置図を図 3.1-4 に示す。

図 3.1-5～図 3.1-9 に評価対象断面の断面図を示す。

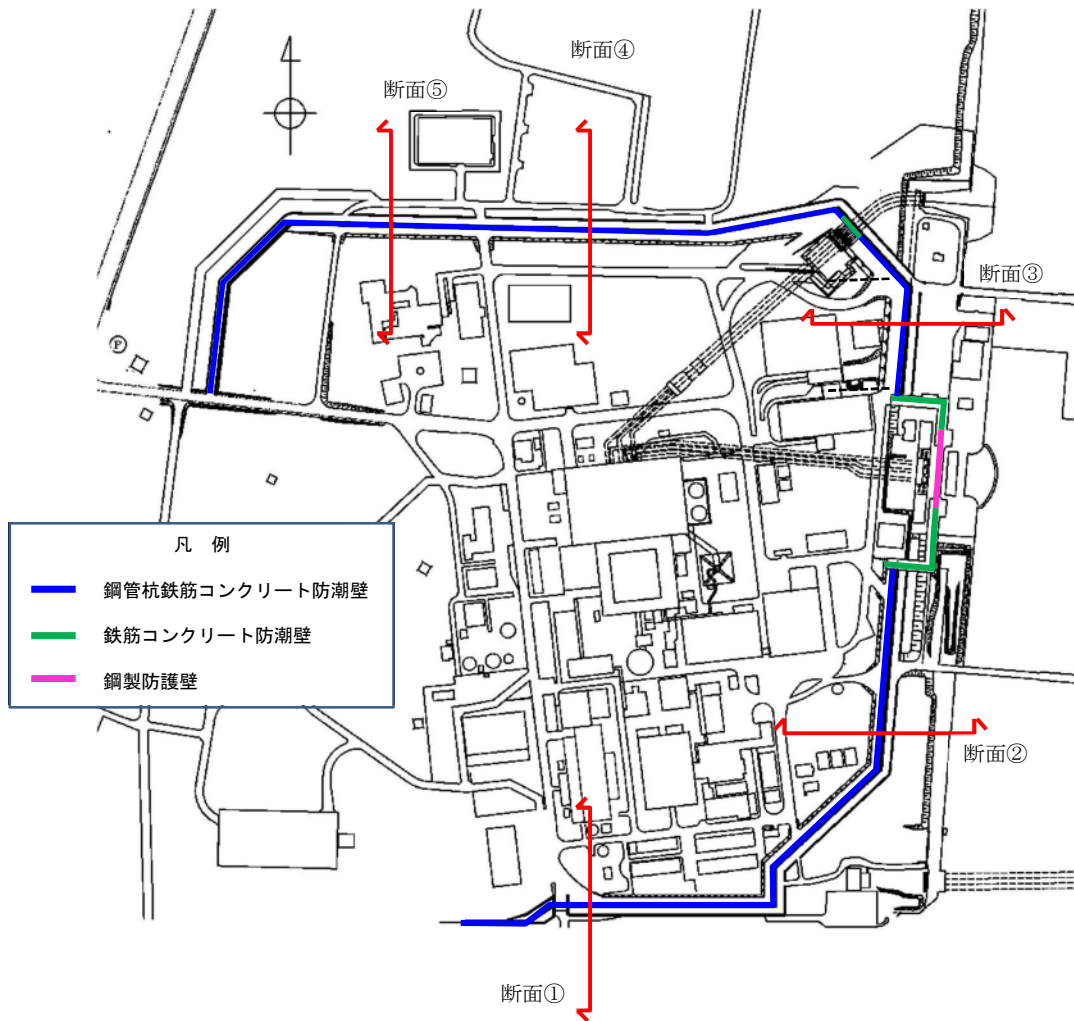


図 3.1-4 評価対象断面位置図

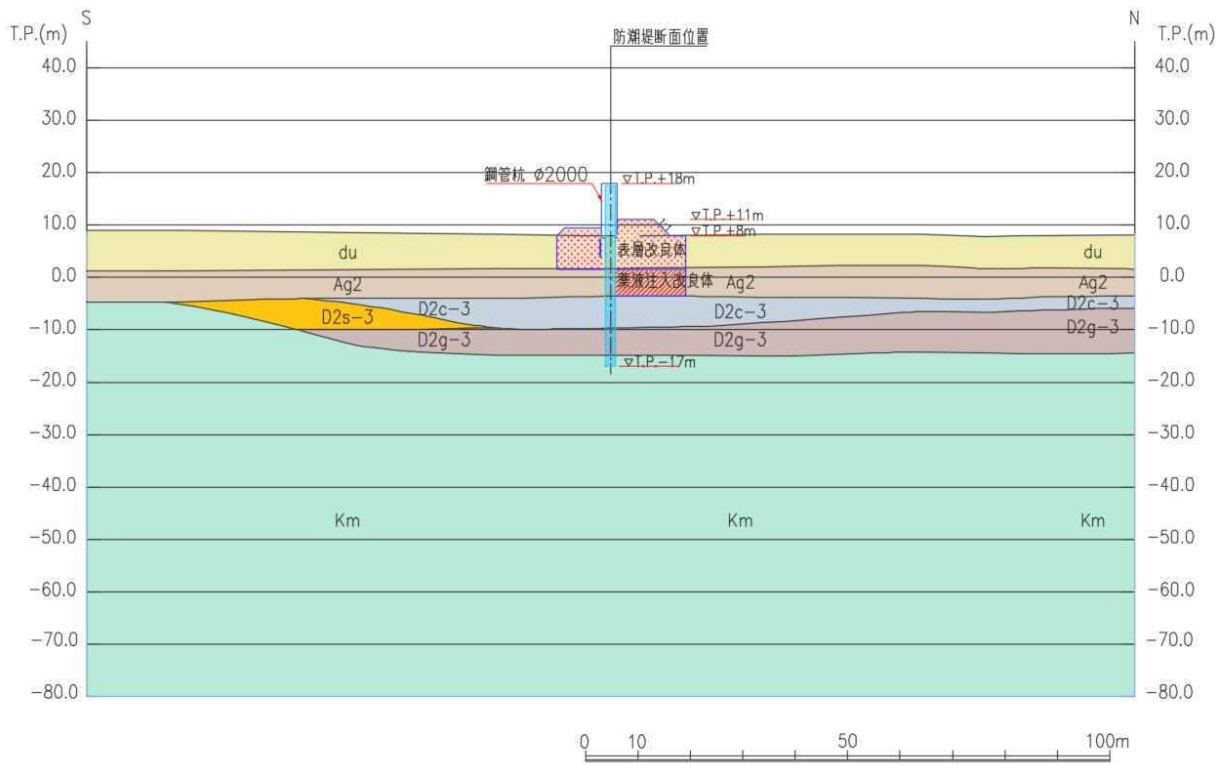


图 3.1-5 地震応答解析対象断面図 (断面①)

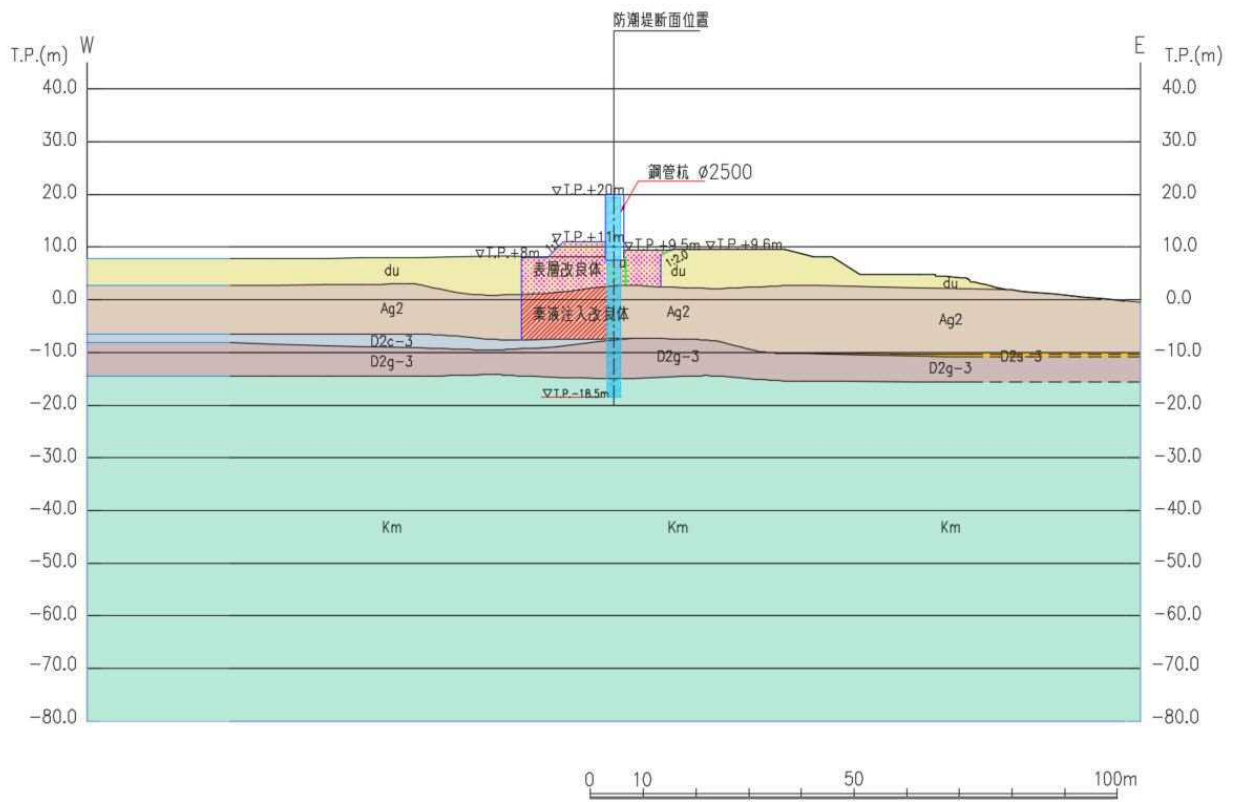


图 3.1-6 地震応答解析対象断面図 (断面②)

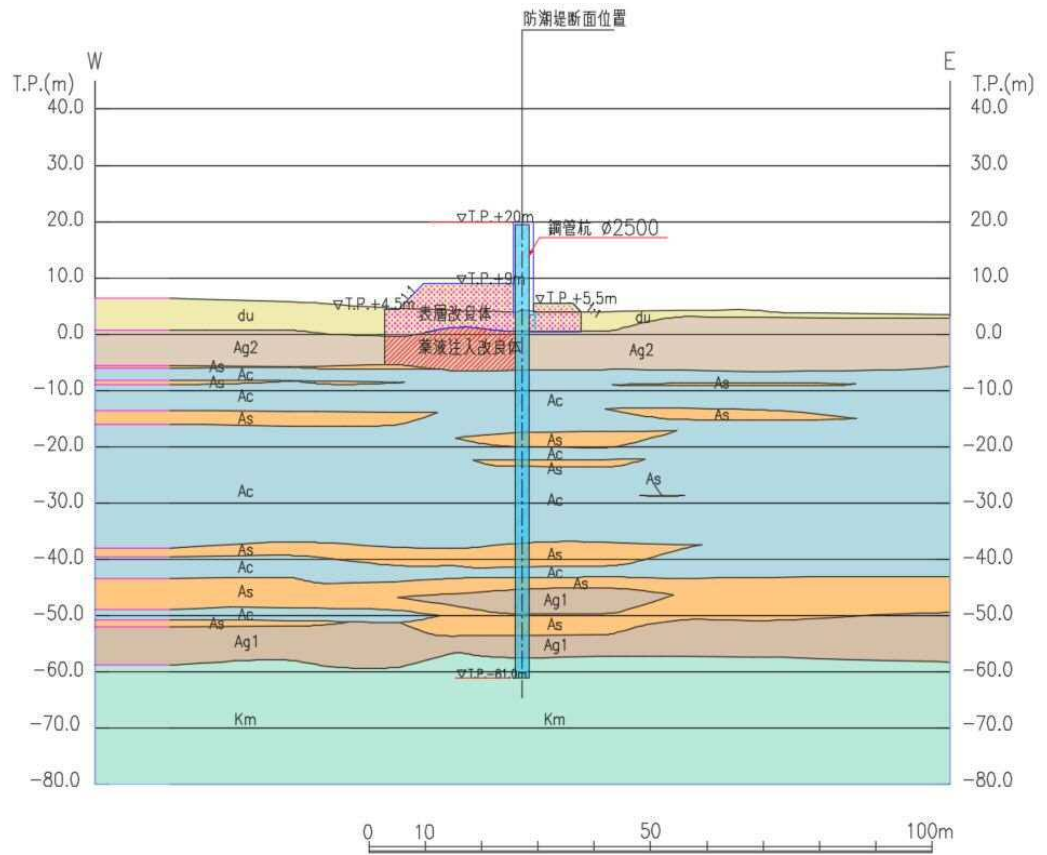


图 3.1-7 地震応答解析対象断面図 (断面③)

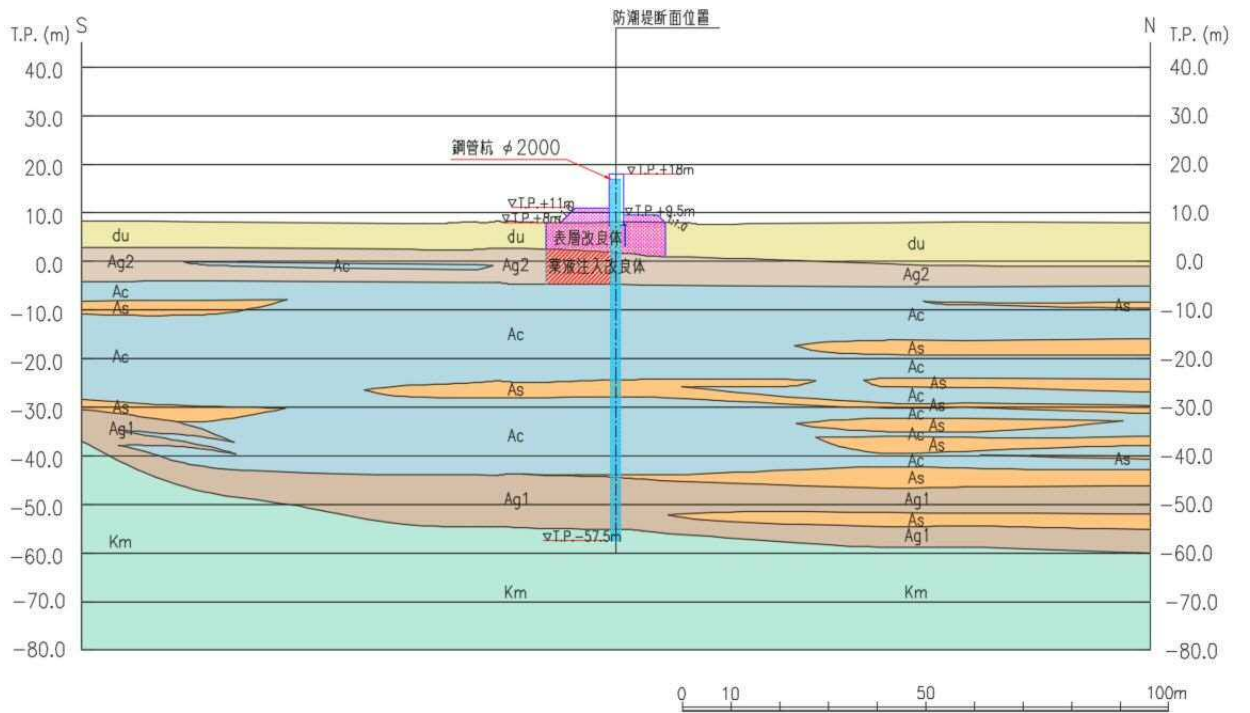


图 3.1-8 地震応答解析対象断面図 (断面④)

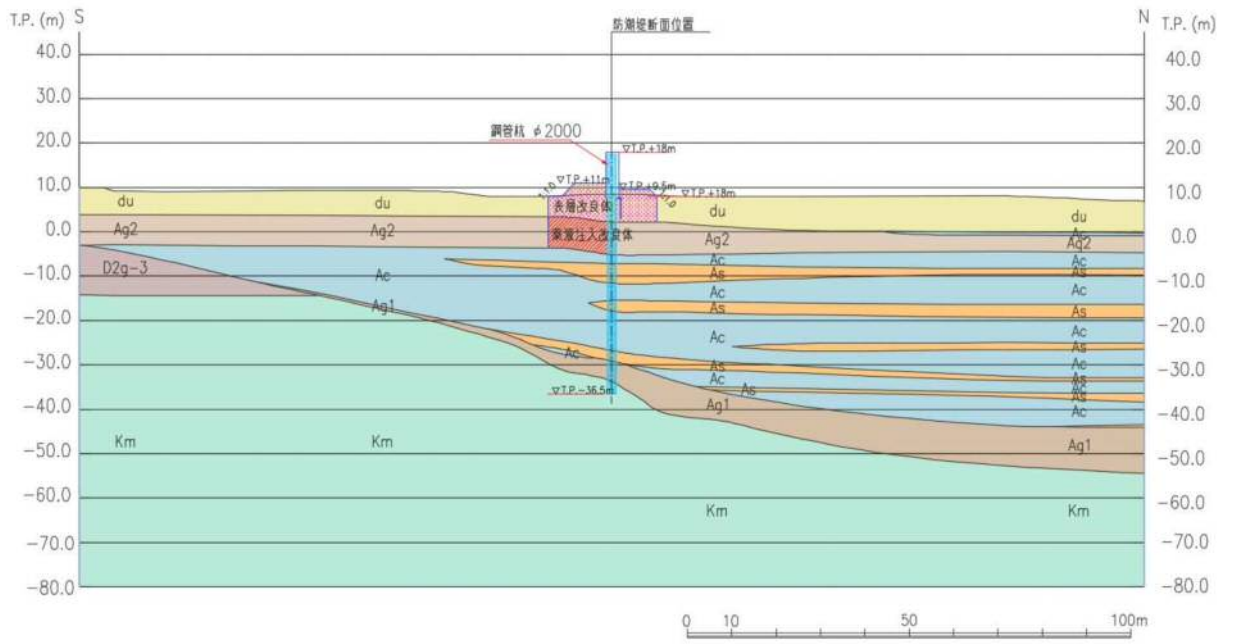


图 3.1-9 地震応答解析対象断面図 (断面⑤)

3.2 解析方法

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

地震応答解析では、地盤の有効応力の変化に応じた地震時挙動を考慮できる有効応力解析手法を用いる。

有効応力解析には、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、「V-5-10 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.2.1 地震応答解析手法

防潮壁の地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元有効応力解析を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。鋼管杭は、線形梁要素によりモデル化する。地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデル化とする。

地震応答解析手法の選定フローを図3.2.1-1に示す。

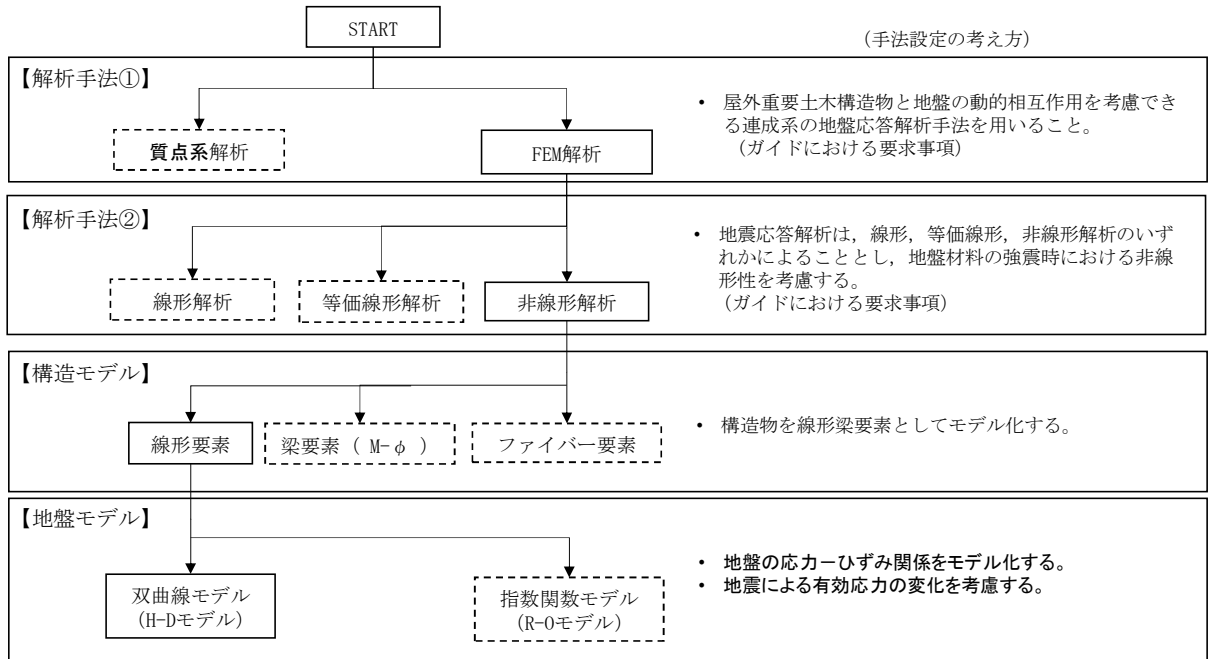


図 3.2.1-1 地震応答解析手法の選定フロー

地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。

一般に、地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと、地盤のせん断応力は上限値に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また、地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって、耐震評価における有効応力解析では、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じたこれら2つの特徴を表現できる双曲線モデル (H-D モデル) を選定する。

3.2.2 構造部材

構造部材は、線形はり要素によりモデル化する。

3.2.3 地盤

地盤は，マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し，地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

3.2.4 減衰特性

時刻歴非線形解析における減衰特性については，固有値解析にて求められる固有振動数に基づく Rayleigh 減衰を考慮する。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

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

3.3.1 耐震安全性評価上考慮する状態

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

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

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪及び風荷重を考慮する。

(4) 重大事故時の状態

重大事故時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 常時考慮荷重 (G)

常時考慮荷重として、躯体自重を考慮する。津波監視カメラは軽量なため考慮しない。

(2) 地震荷重 (K_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

(3) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$ として、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は 600 N/m^2 であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である 0.21 kN/m^2 を考慮する。

積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

(4) 風荷重 (P_k)

風荷重として、風速 30 m/s の風圧力を考慮する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3.3-1 及び表 3.3.3-2 に示す。

表 3.3.3-1 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
地震時	$G + K_s + P_s + P_k$

G : 固定荷重 K_s : 地震荷重

P_s : 積雪荷重 P_k : 風荷重

表 3.3.3-2 荷重の組合せ

種別		荷重	算定方法
永久 荷重	常時考 慮荷重	躯体自重	○ ・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	－ ・津波監視カメラは軽量のため考慮しない。
		土被り荷重	－ ・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	－ ・恒常的に配置された設備はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○ ・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○ ・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		－ ・内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○ ・積雪荷重を考慮する。
変動荷重	風荷重以外		－ ・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
	風荷重		○ ・風荷重を考慮する。
偶発荷重	水平地震動		○ ・基準地震動 S_d による水平・鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動		○ ・躯体慣性力、動土圧を考慮する。
	動水圧		－ ・自由水はないため動水圧は考慮しない。

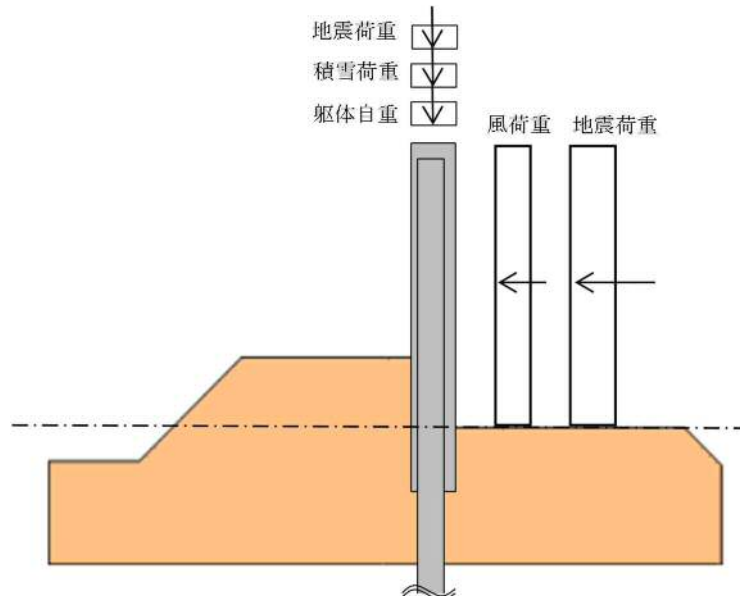


図 3.3.3-1 荷重概念図

3.4 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を1次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。地震応答解析モデルについては、「3.5 解析モデル及び諸元」に示す。入力地震動算定の概念図を図3.4-1に、入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図3.4.1-1～図3.4.1-4に示す。

入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」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、「V-5-25 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

なお、特定の方向性を有しない地震動については、位相を反転させた場合の影響も確認する。断層モデル波である $S_s-11 \sim S_s-22$ については、特定の方向性を有することから、構造物の評価対象断面方向を考慮し、方位補正を行う。具体的にはNS方向及びEW方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め、各々を足し合わせることで方位補正した地震動を設定する。

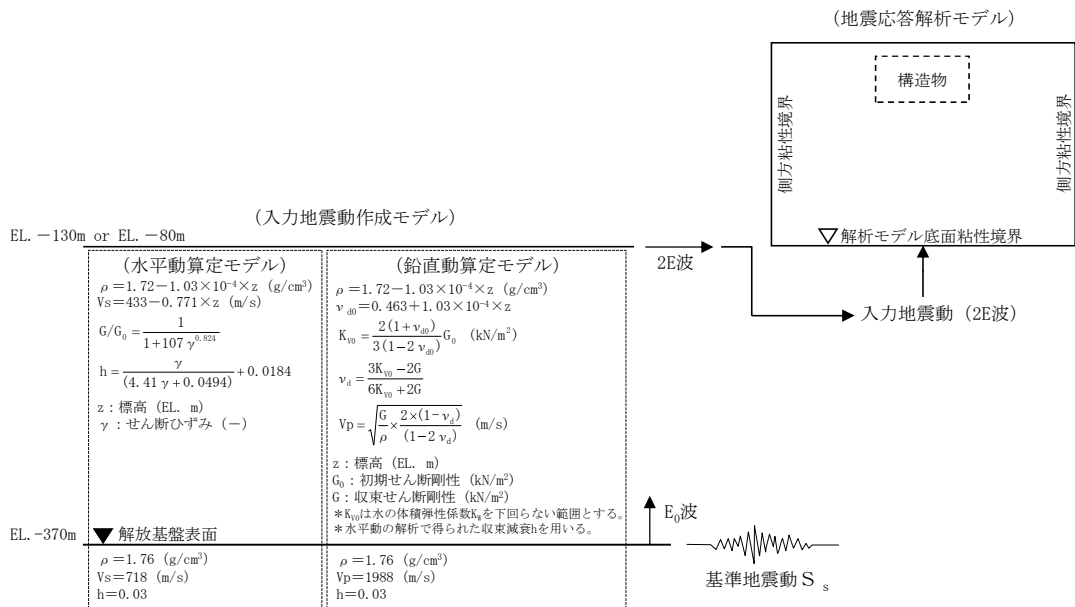
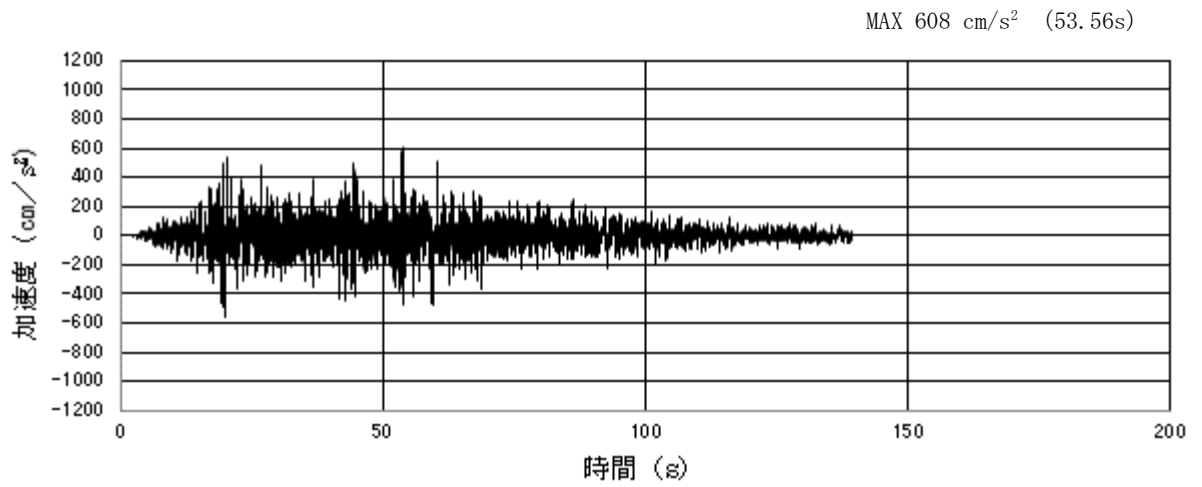
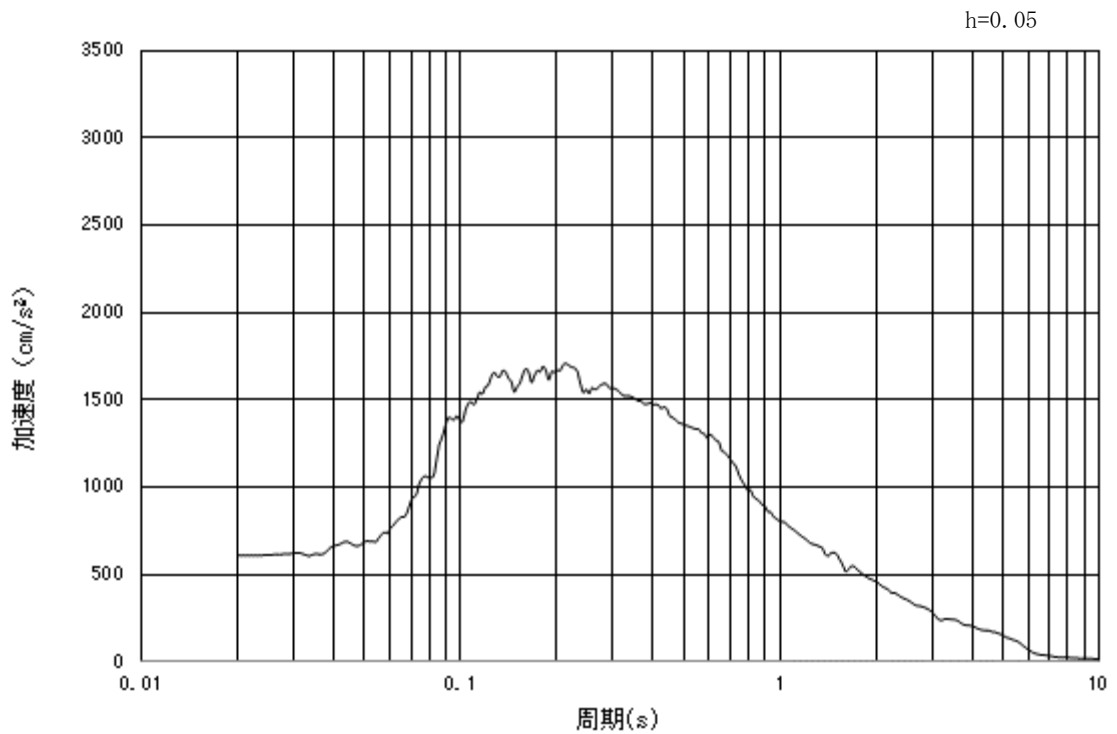


図3.4-1 入力地震動算定の概念図

3.4.1 断面①

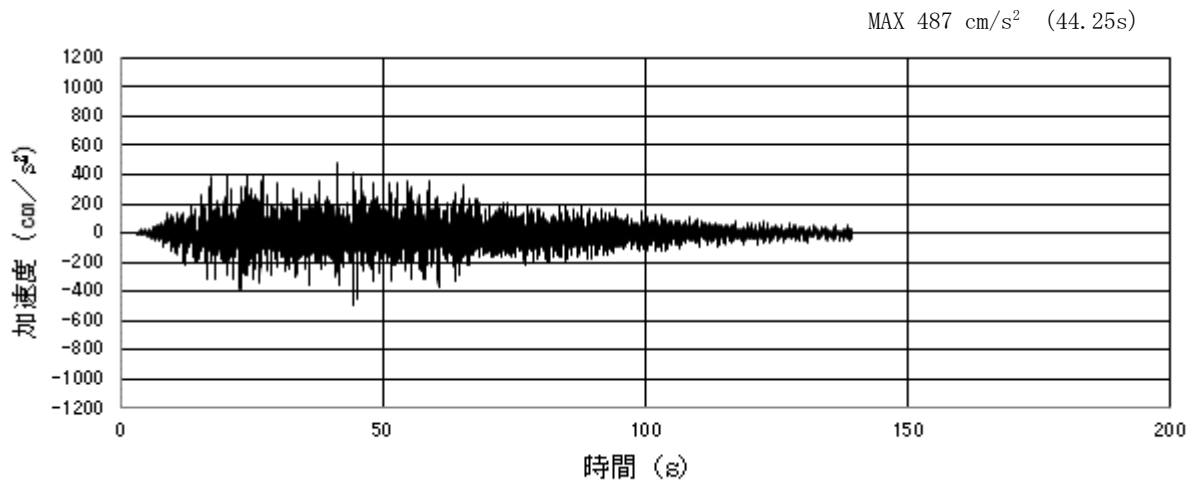


(a) 加速度時刻歴波形

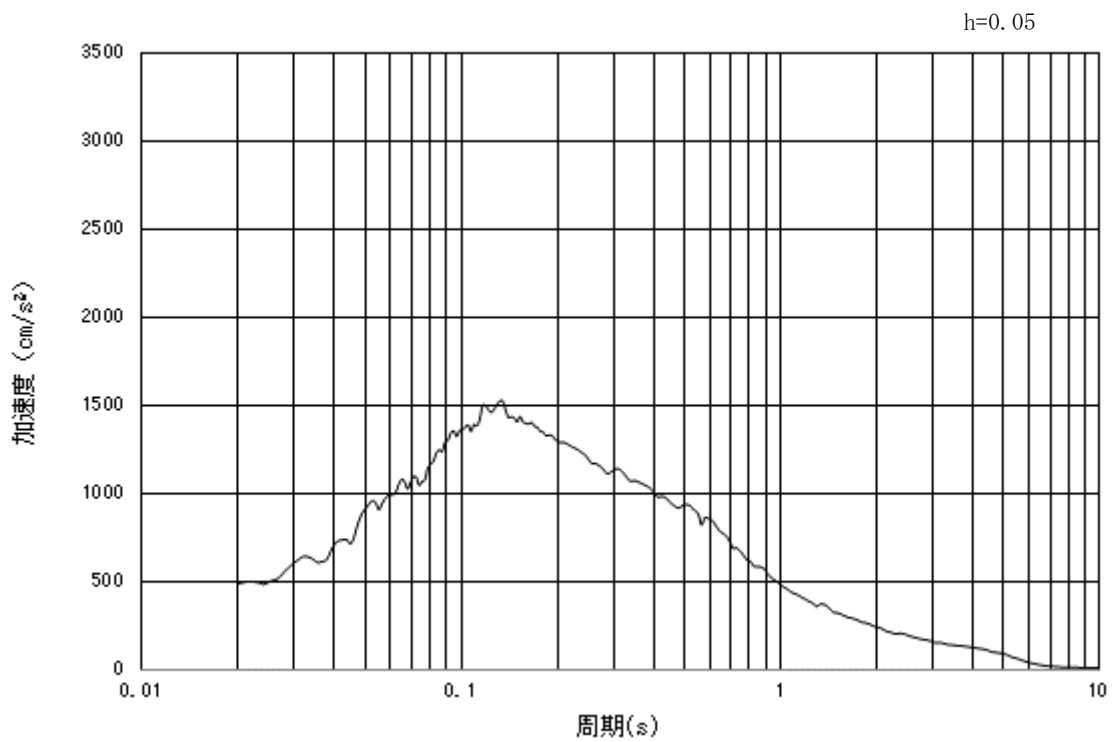


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: S_s-D1)

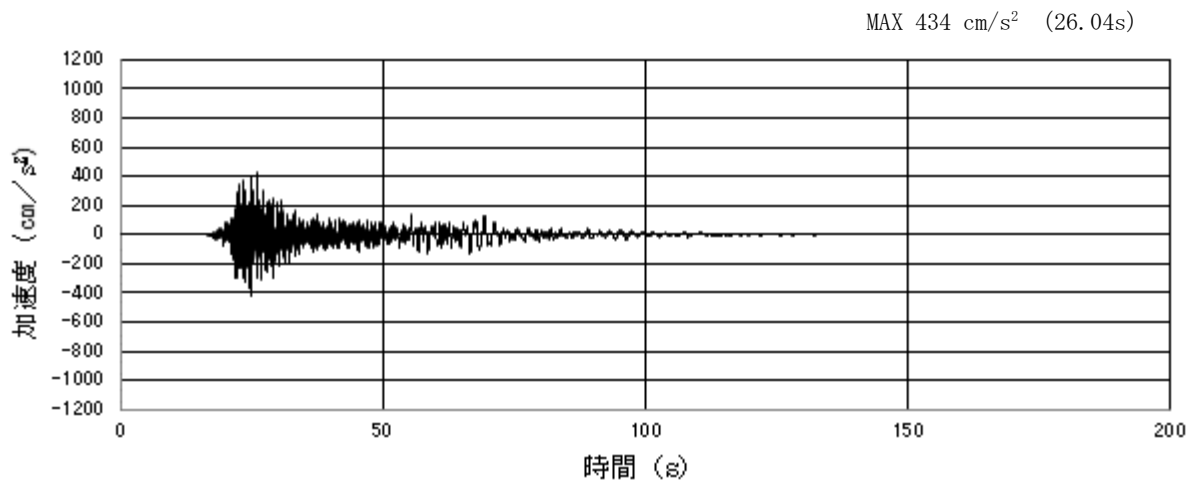


(a) 加速度時刻歴波形

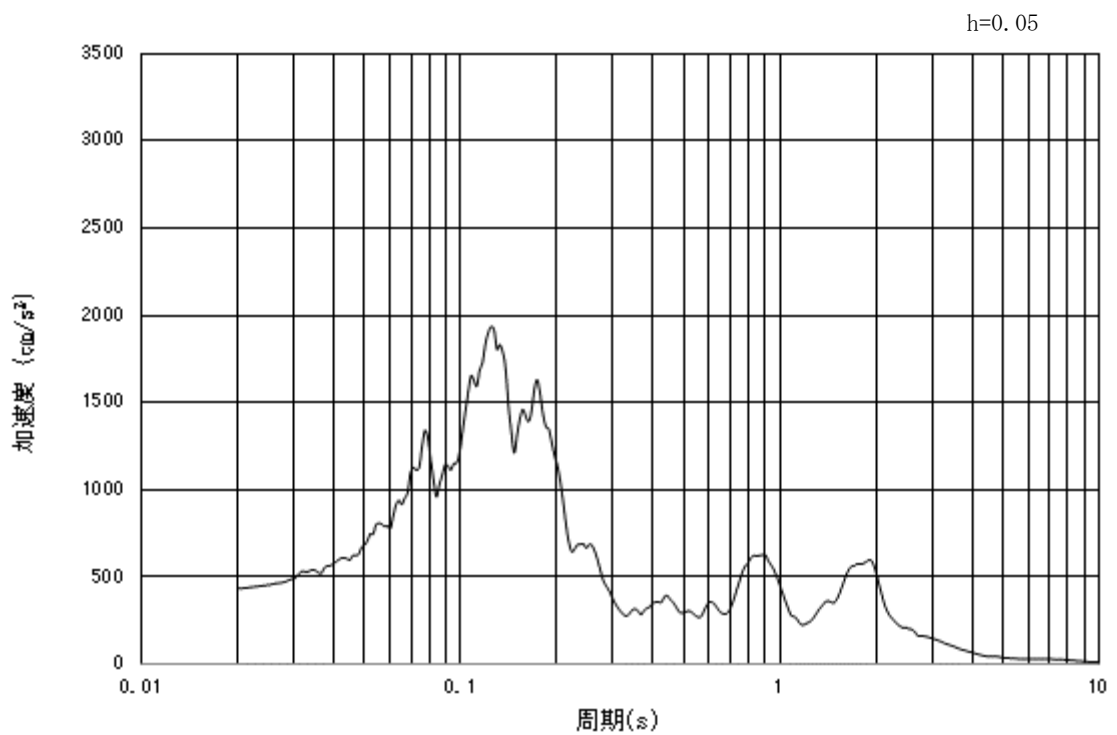


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S_s-D1)

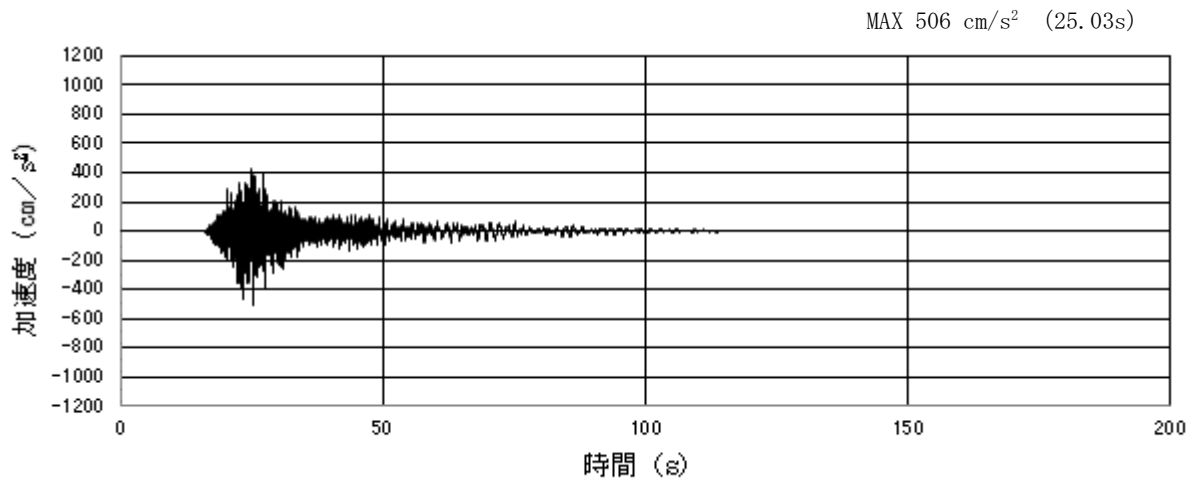


(a) 加速度時刻歴波形

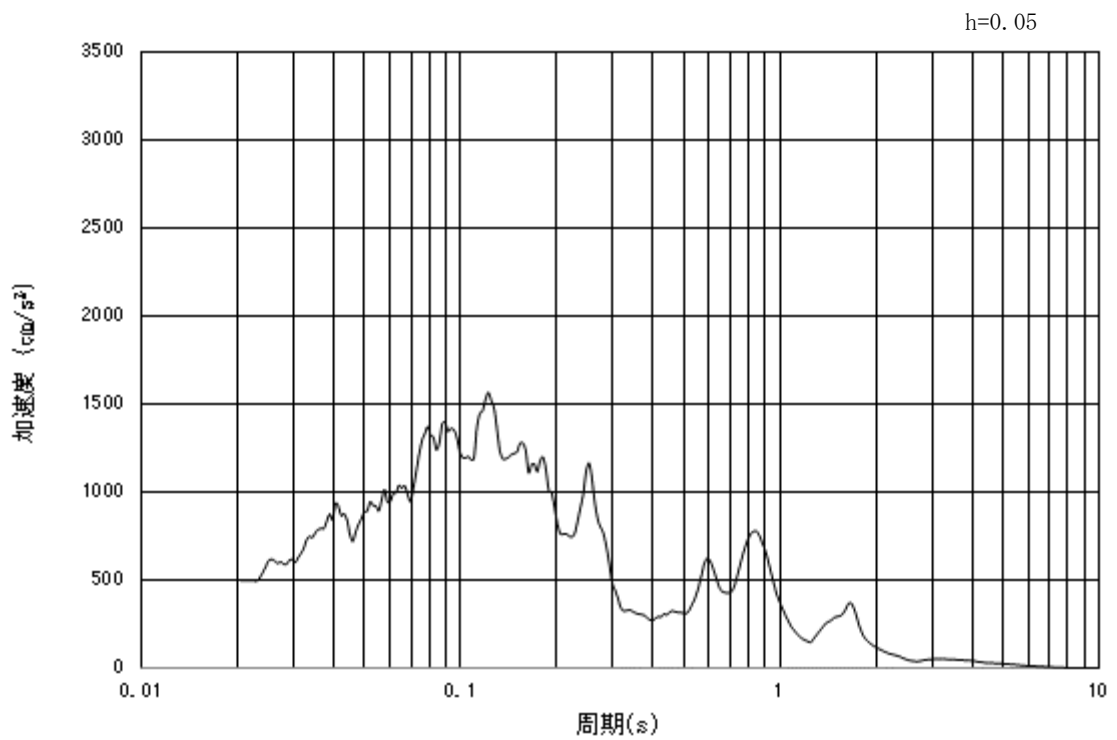


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s - 1 1)

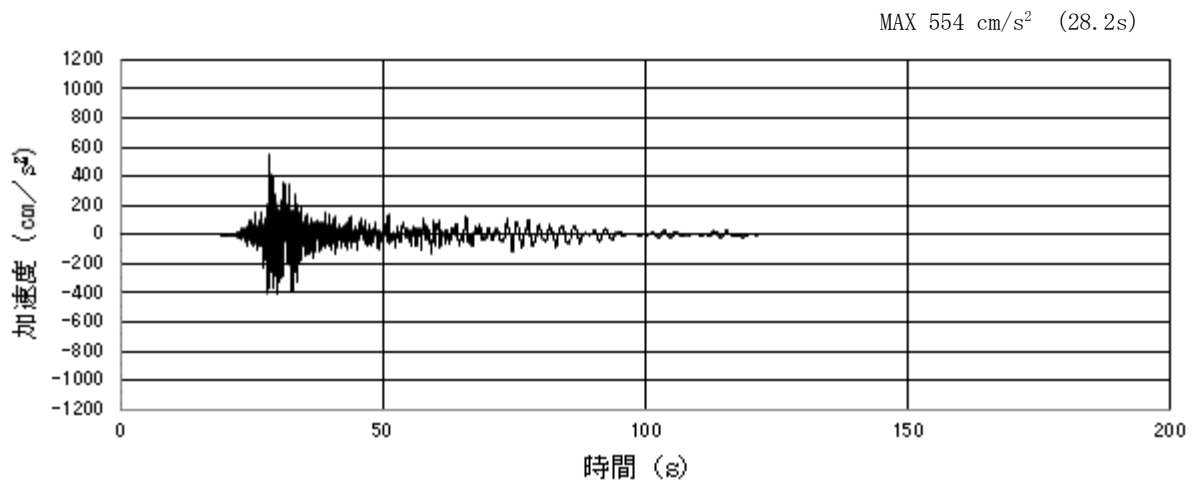


(a) 加速度時刻歴波形

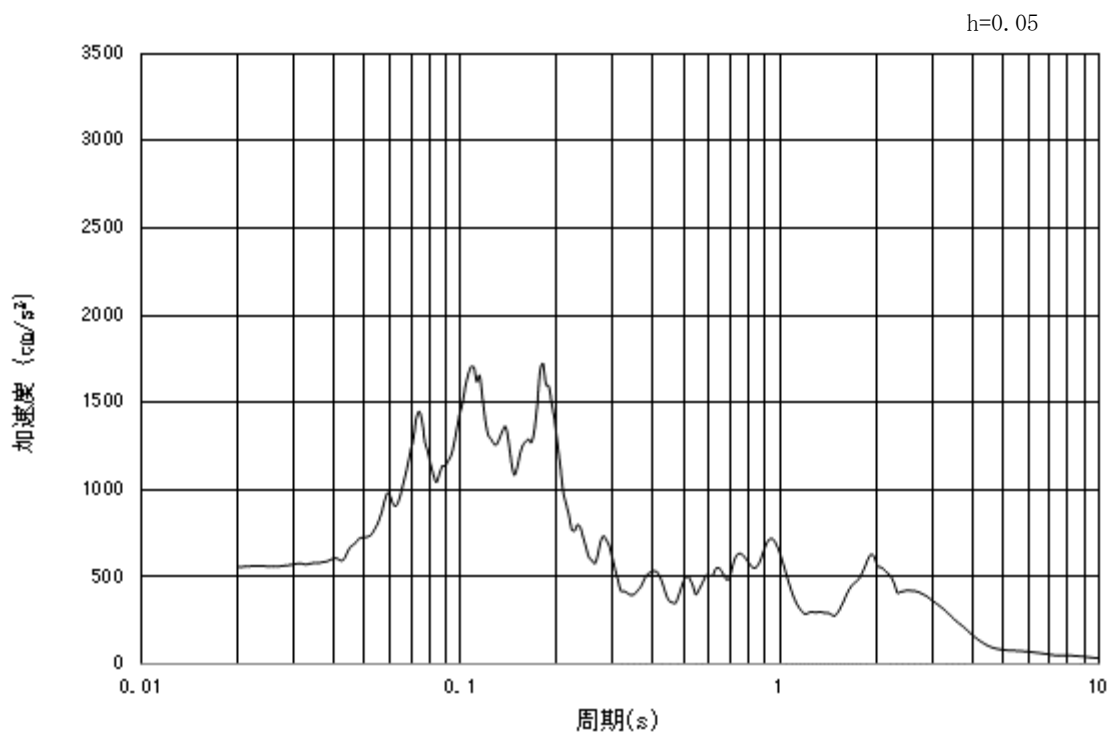


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 1.1$)

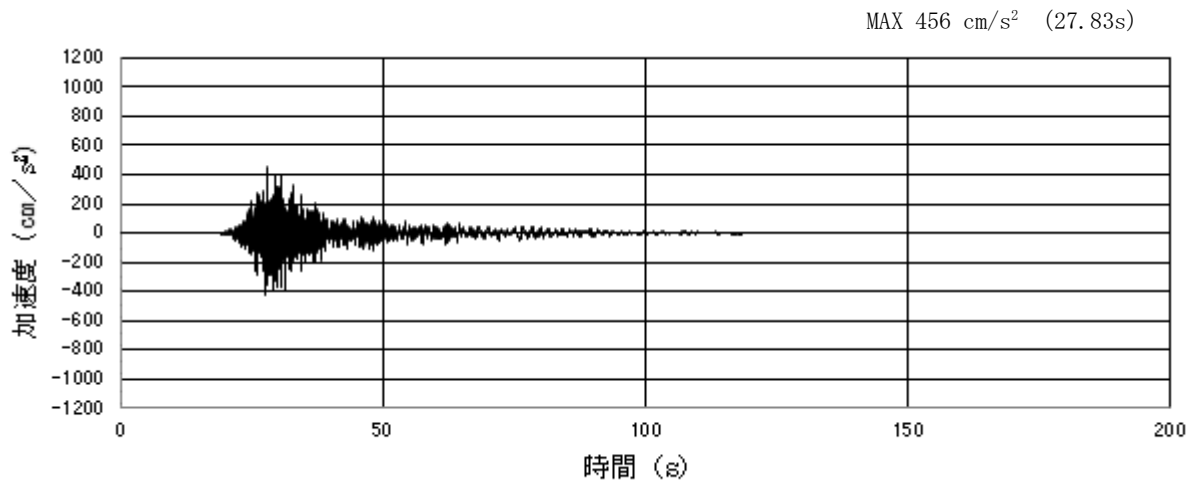


(a) 加速度時刻歴波形

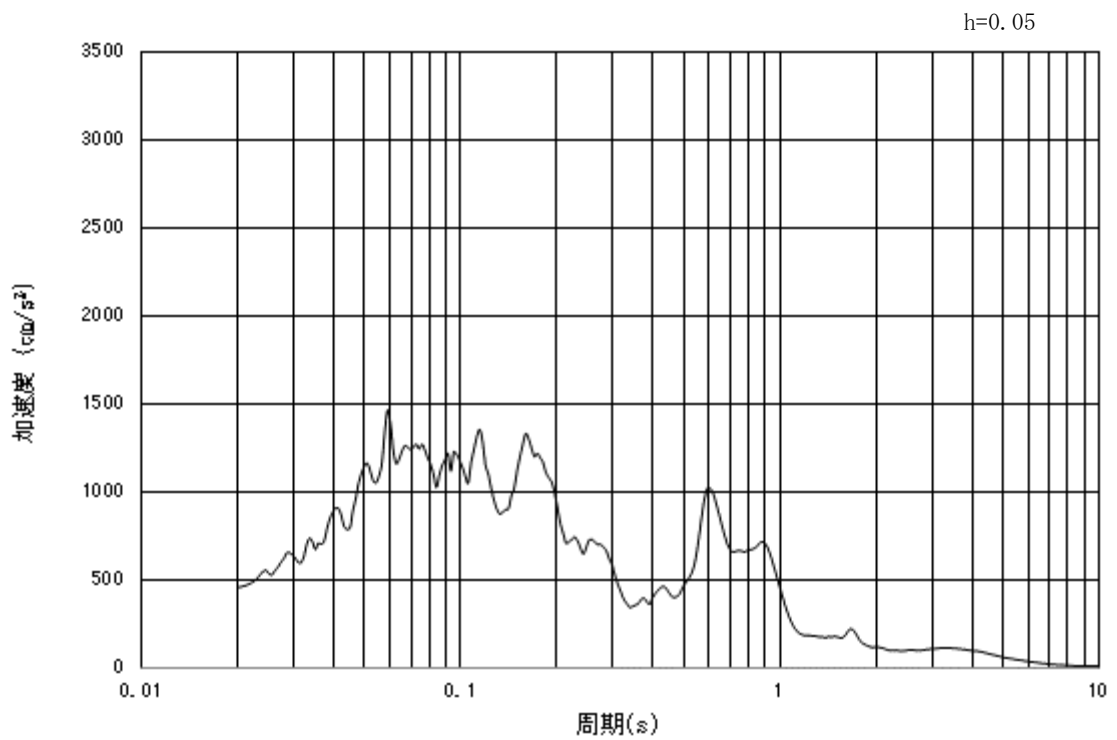


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s-12)

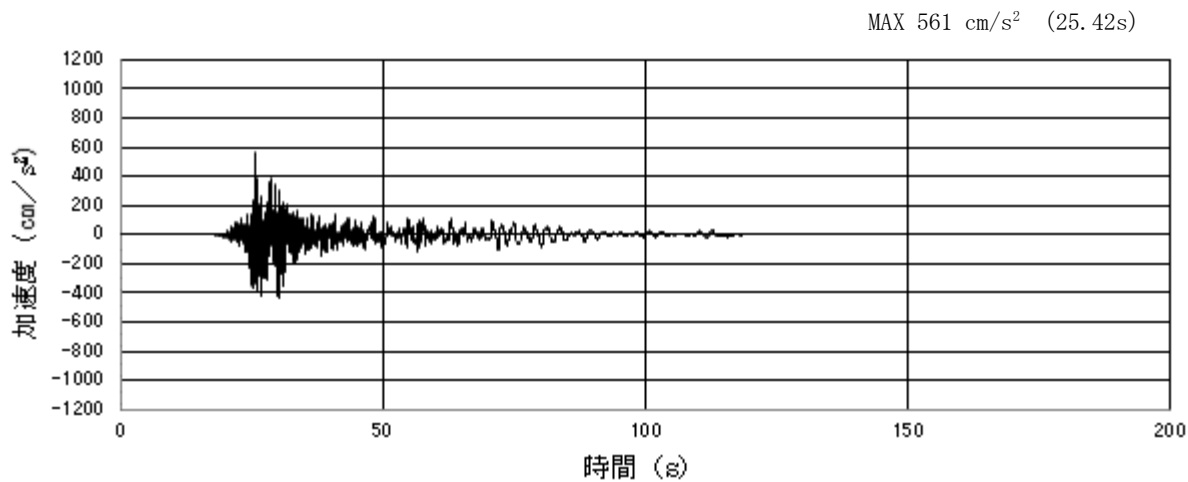


(a) 加速度時刻歴波形

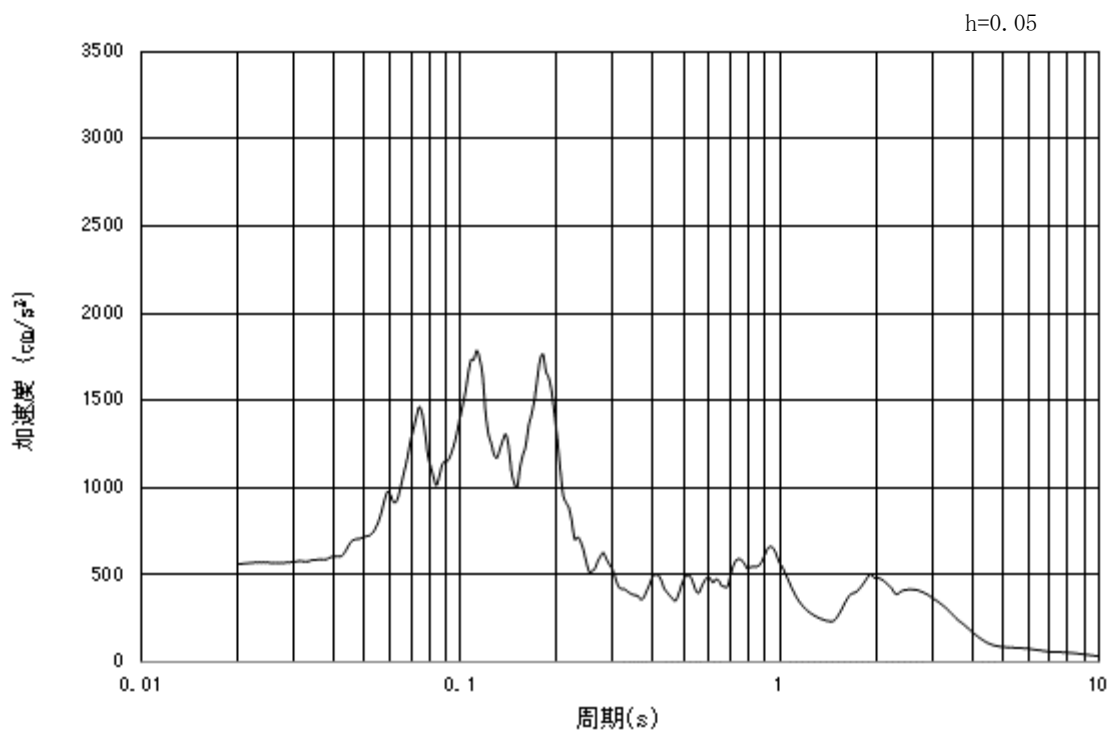


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 12$)

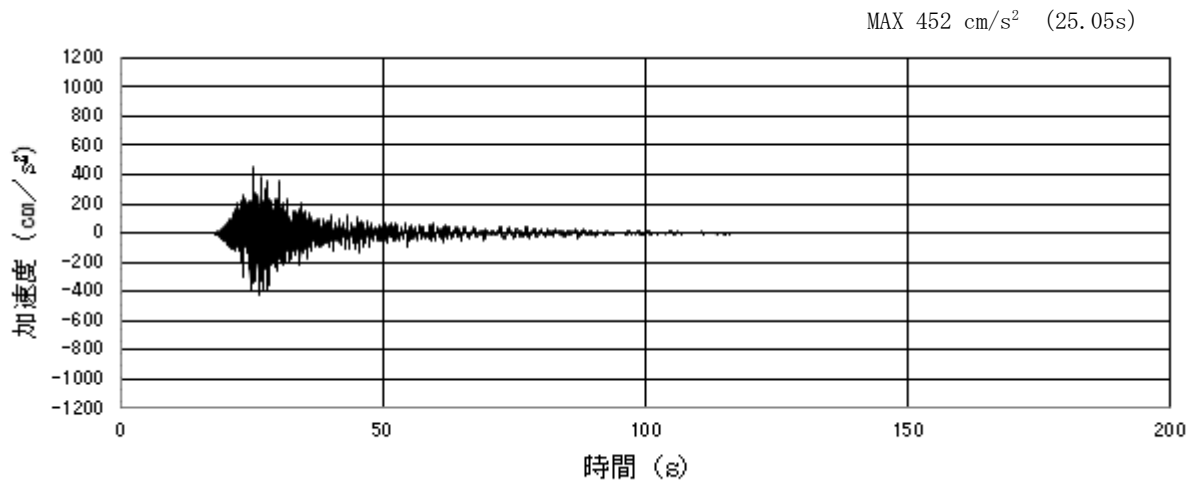


(a) 加速度時刻歴波形

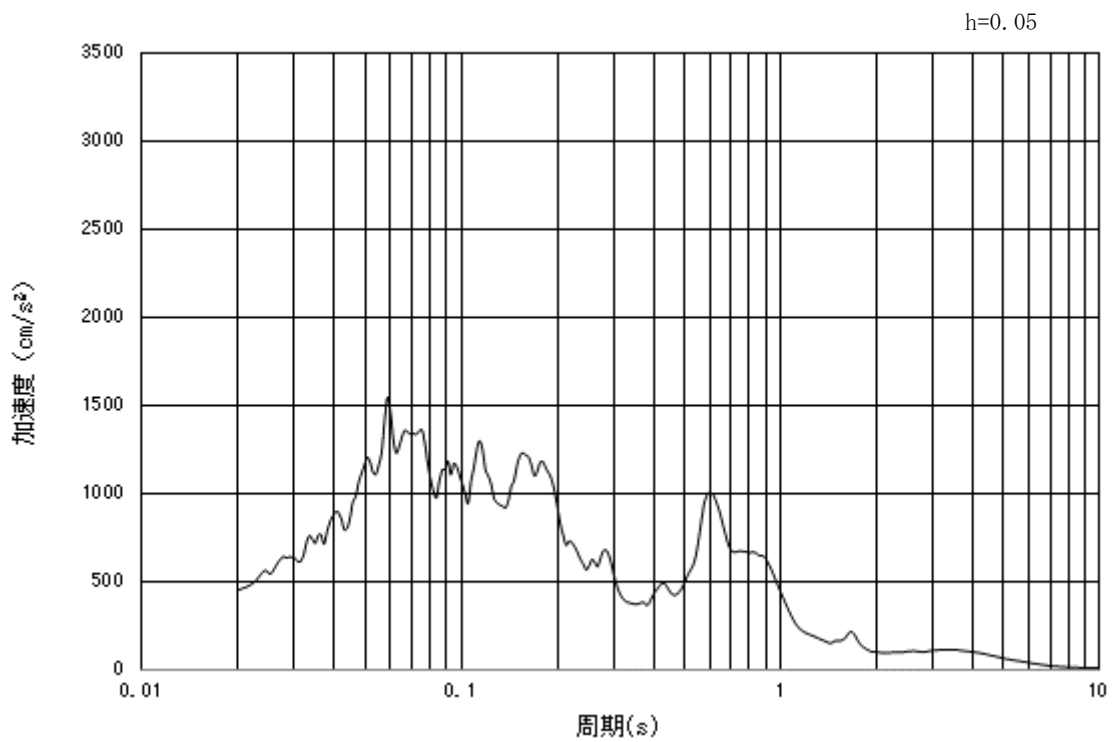


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s-13)

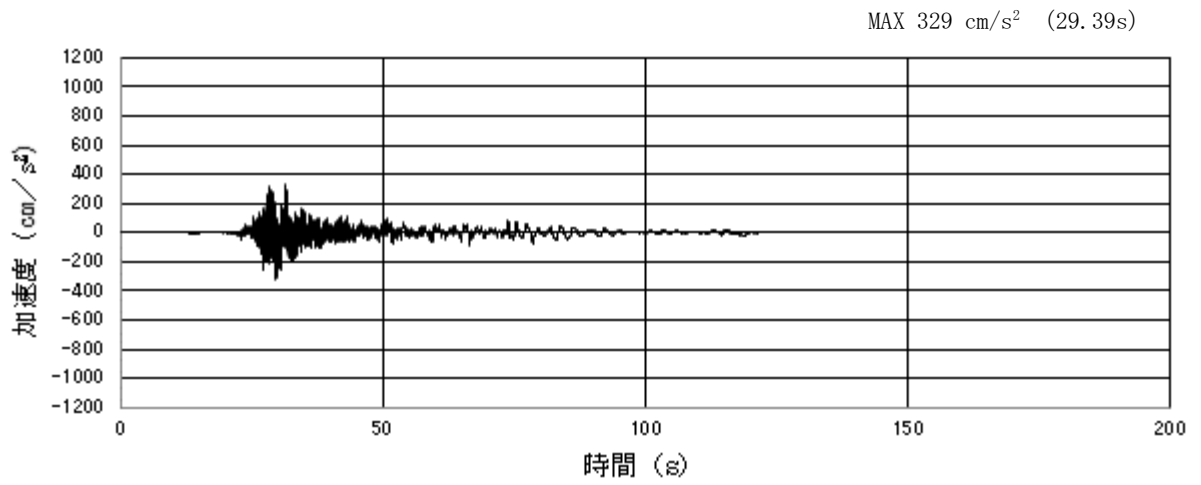


(a) 加速度時刻歴波形

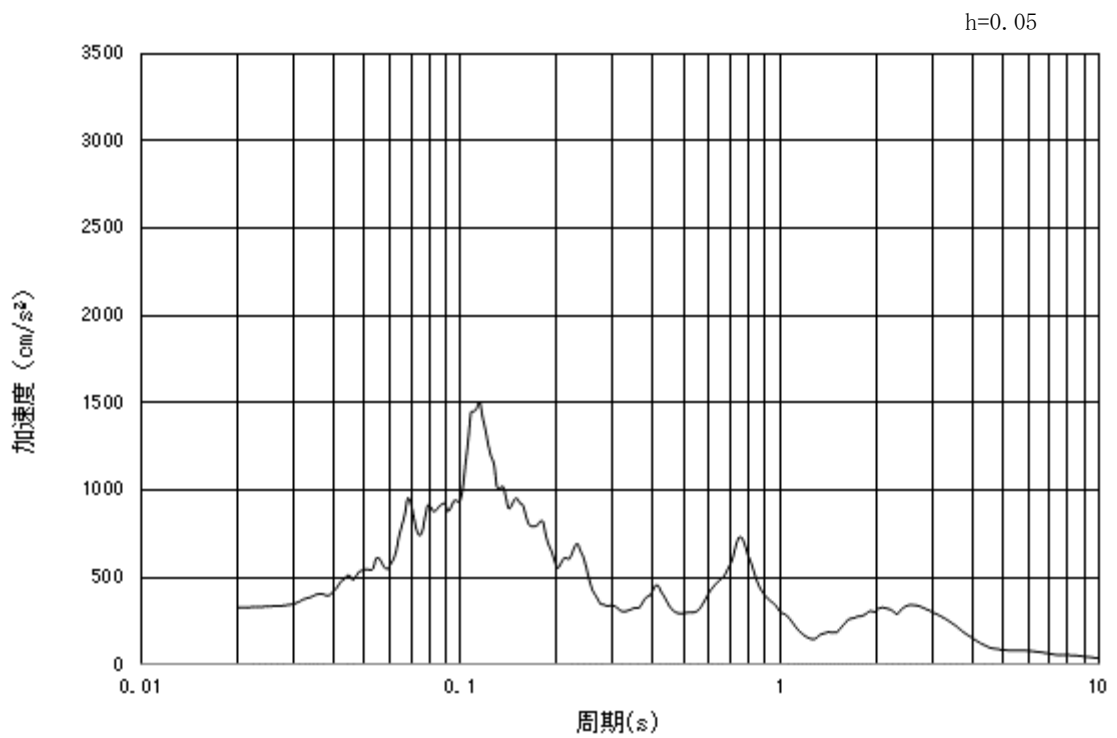


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: S_s-13)

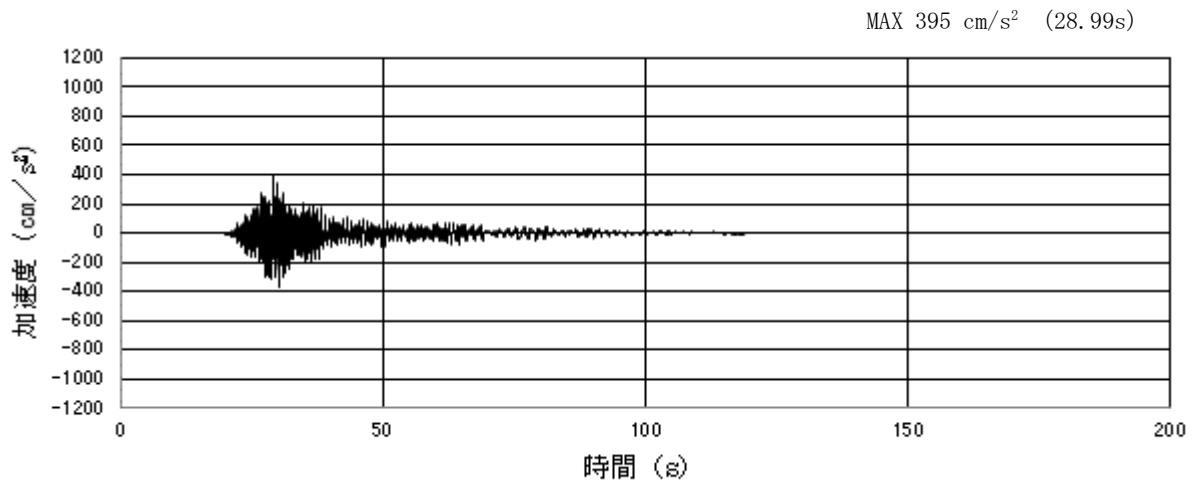


(a) 加速度時刻歴波形

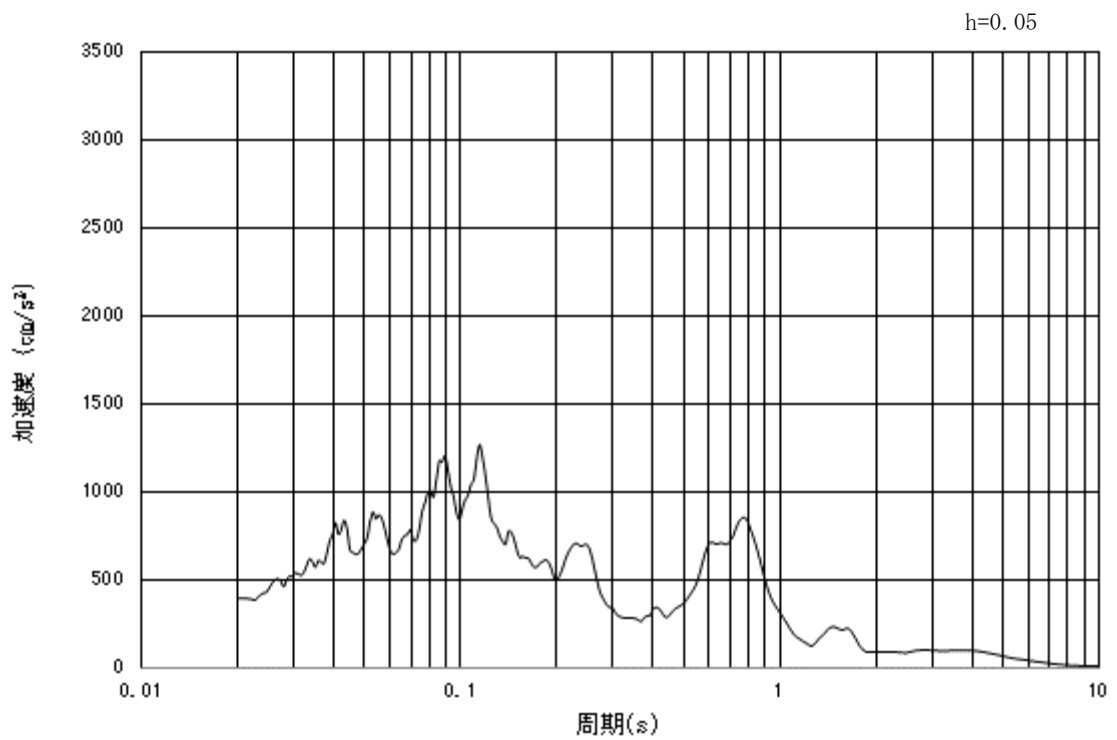


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s-14)

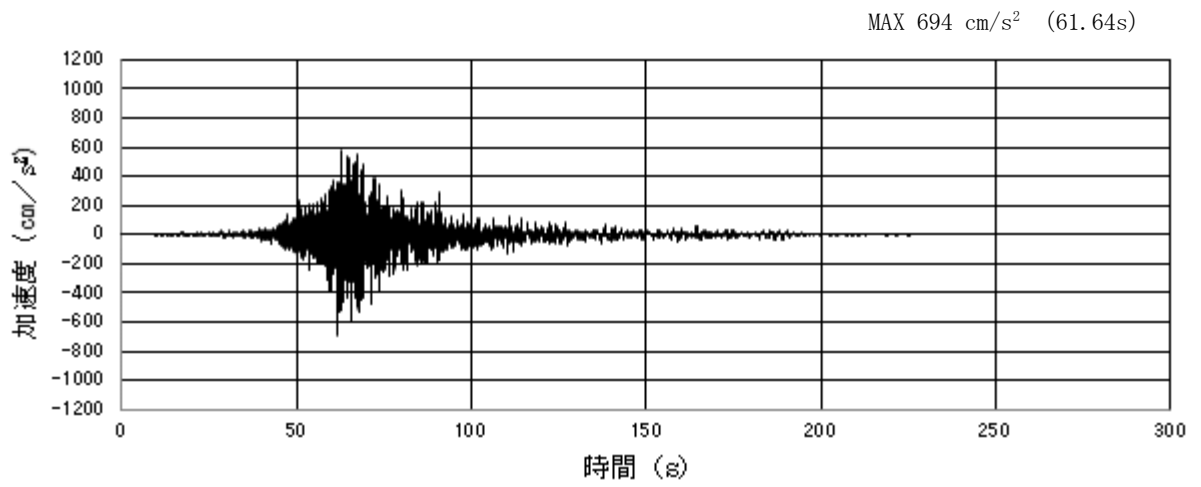


(a) 加速度時刻歴波形

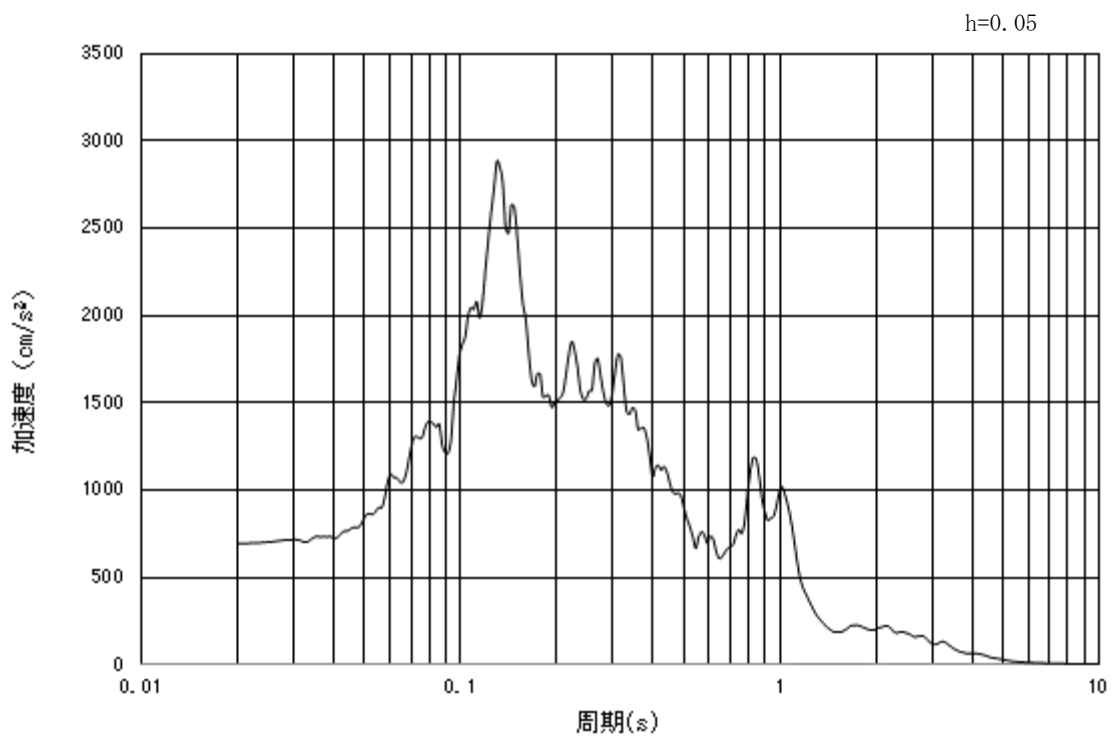


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 1.4$)

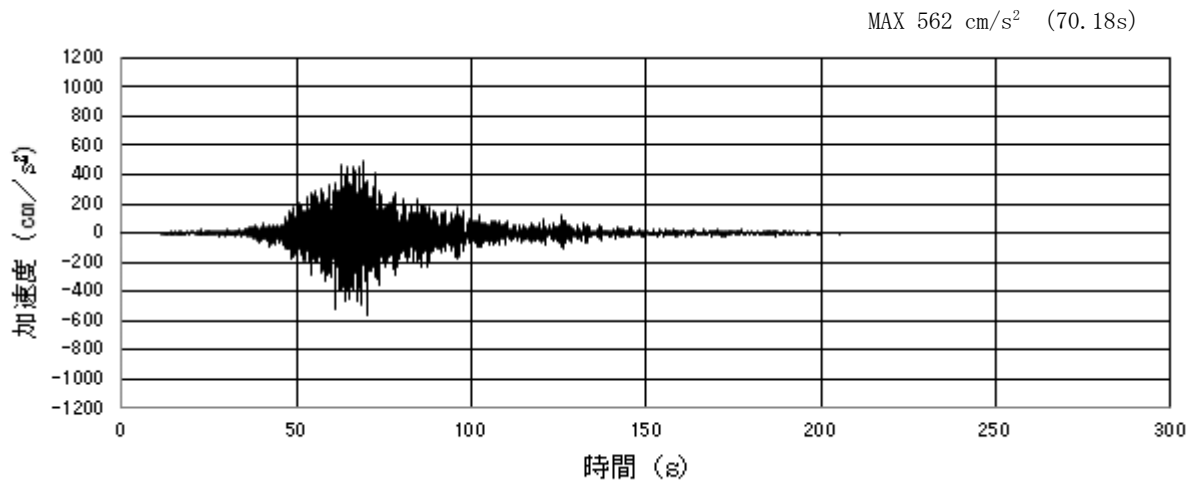


(a) 加速度時刻歴波形

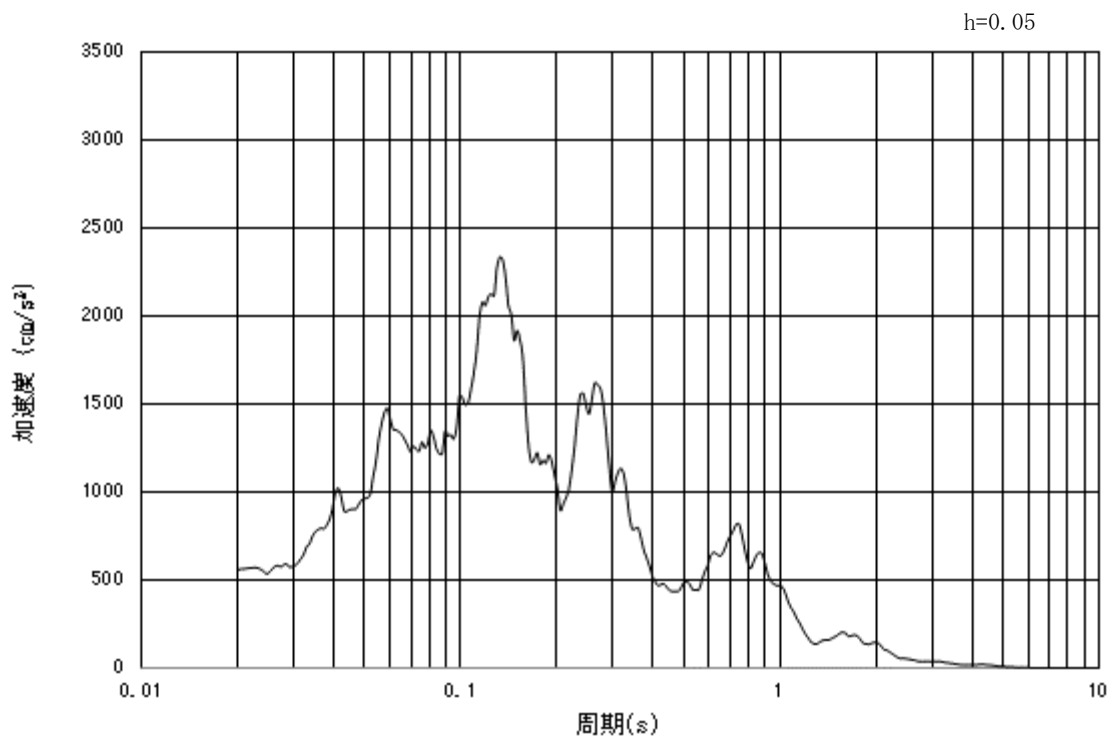


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s-21)

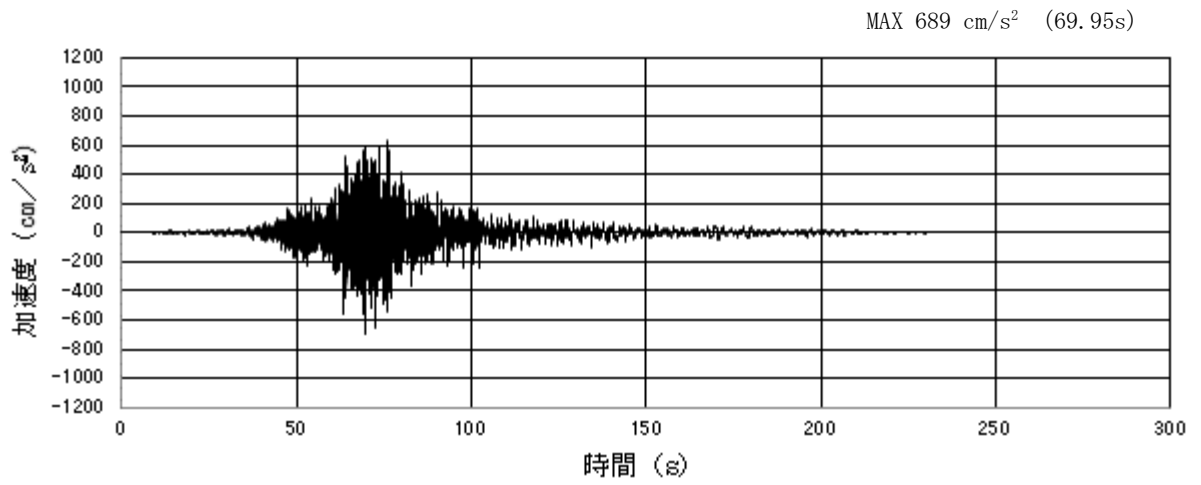


(a) 加速度時刻歴波形

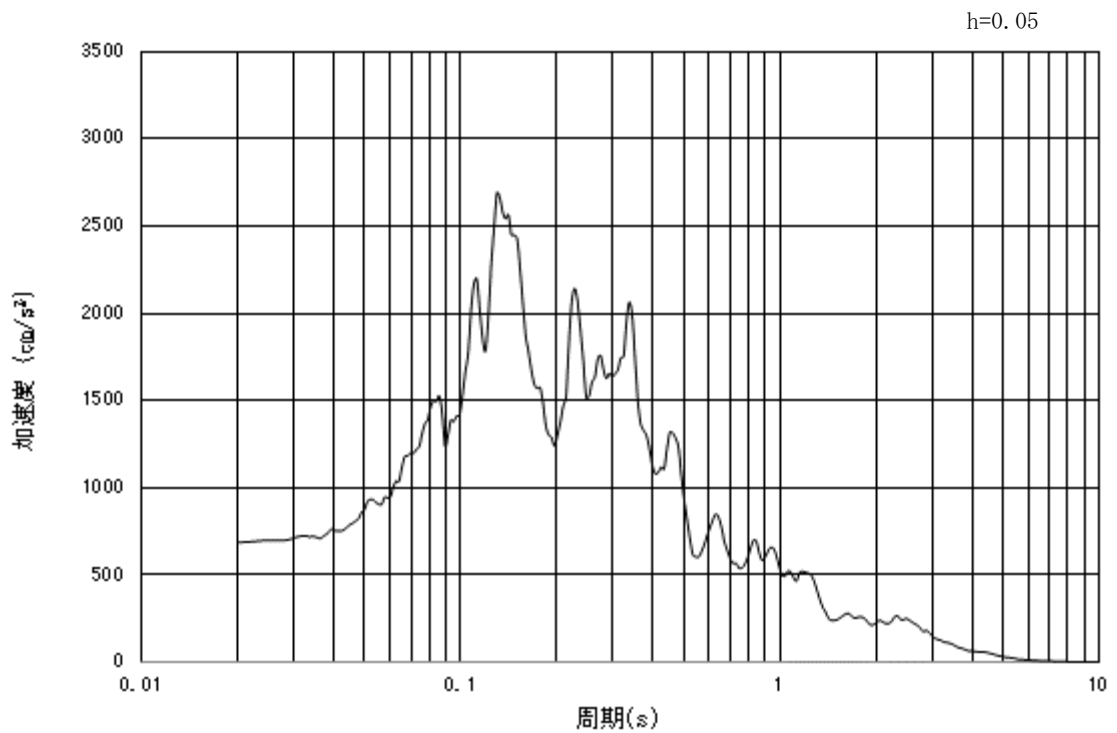


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 21$)

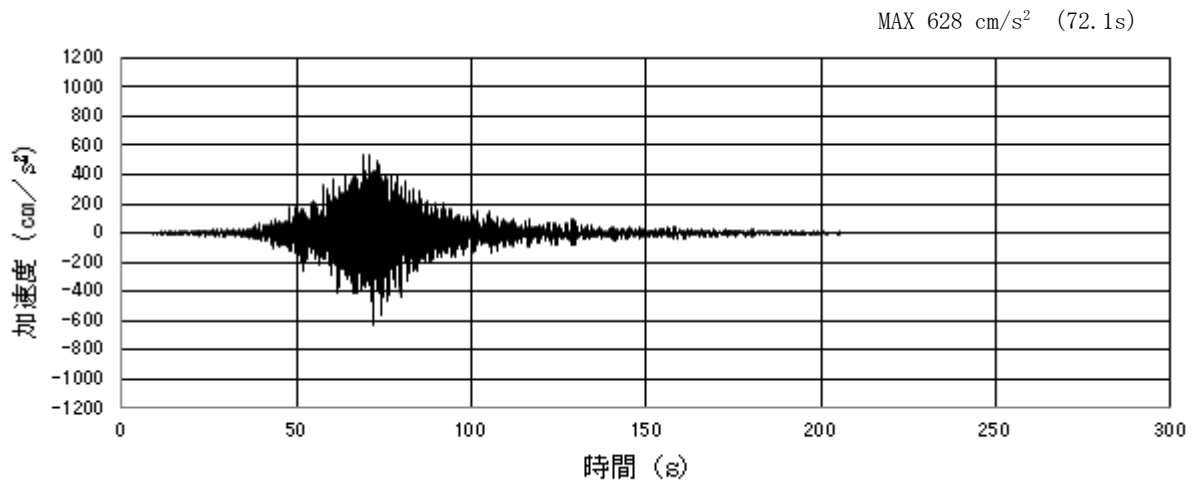


(a) 加速度時刻歴波形

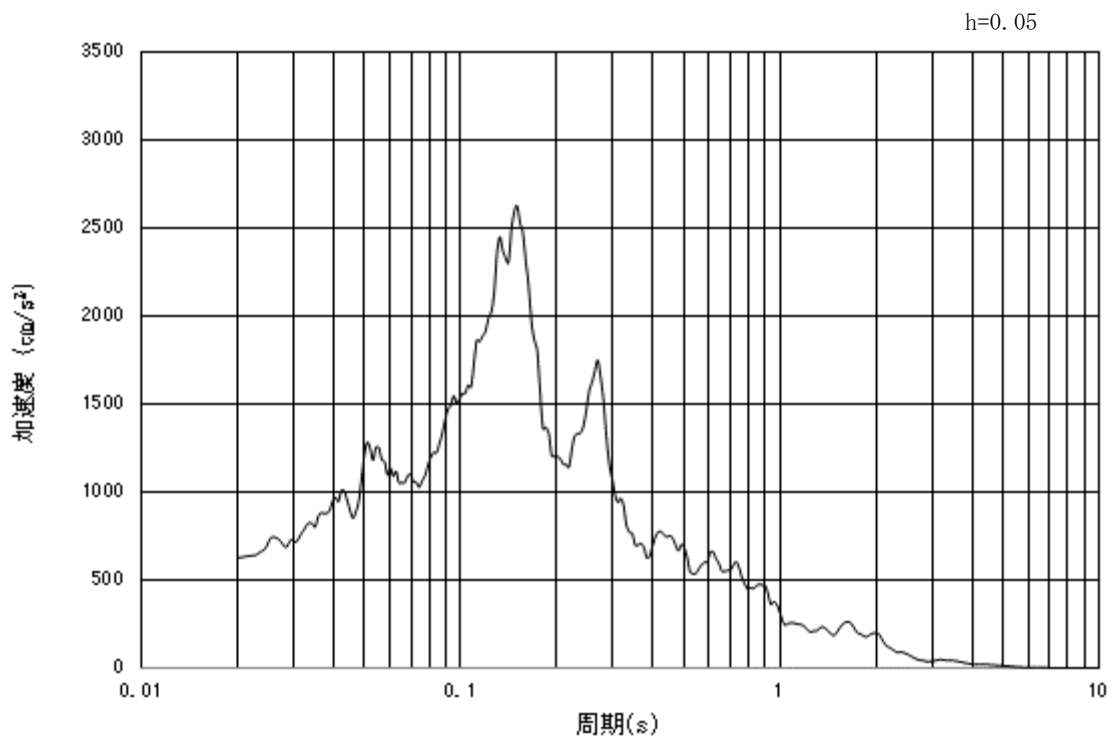


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 22$)

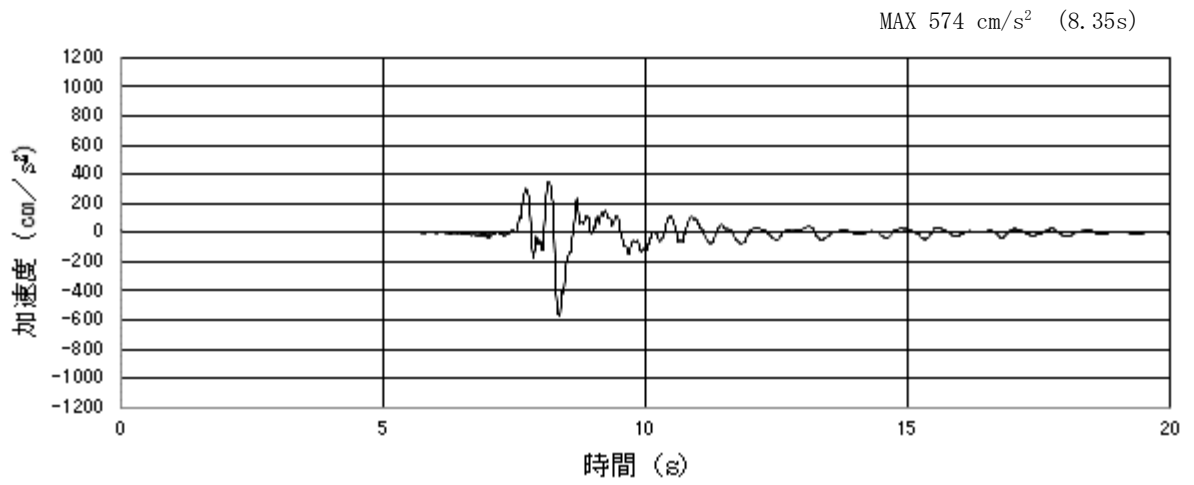


(a) 加速度時刻歴波形

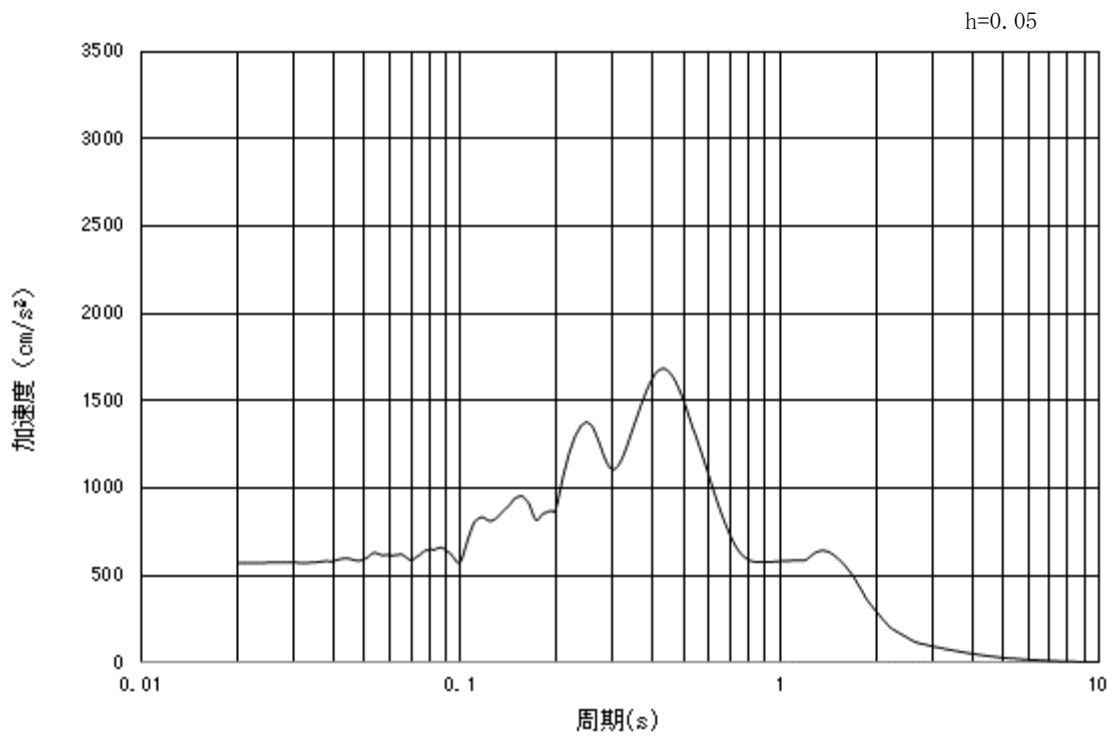


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 2.2$)

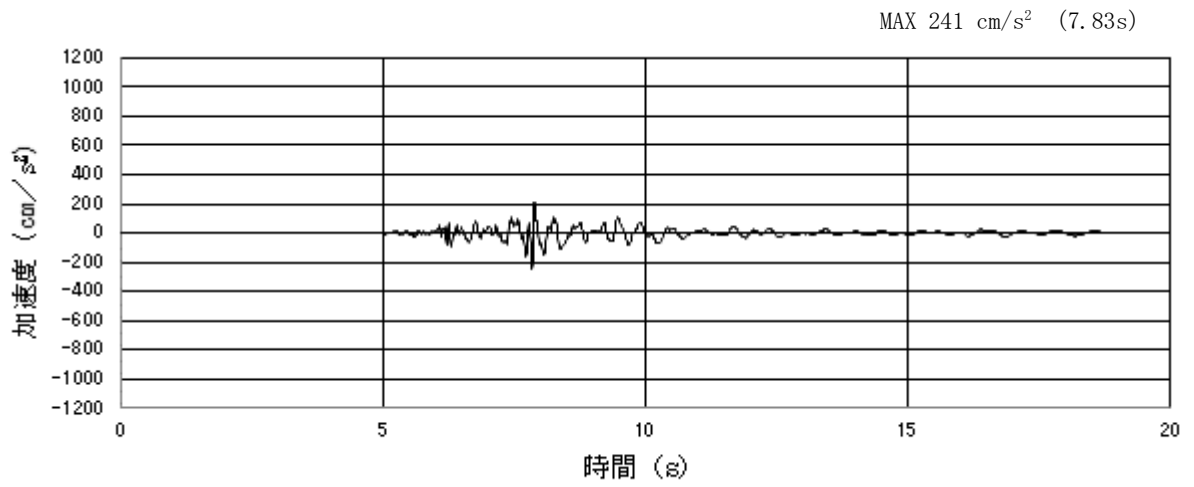


(a) 加速度時刻歴波形

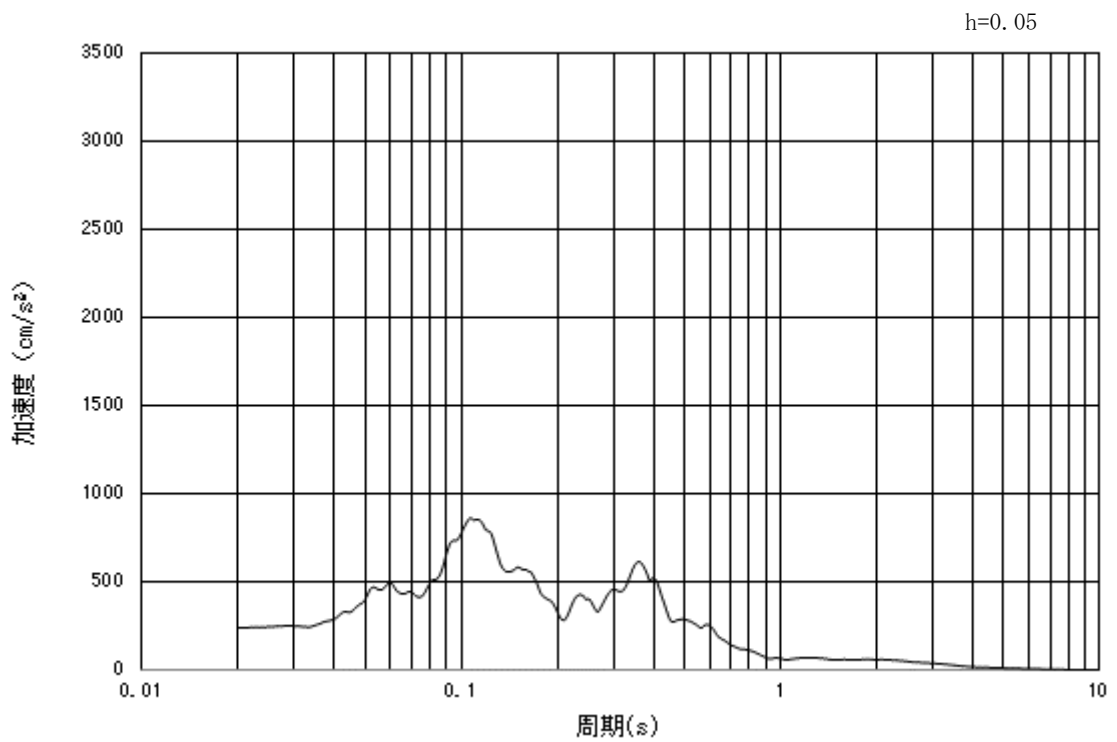


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (15) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: S_s-31)



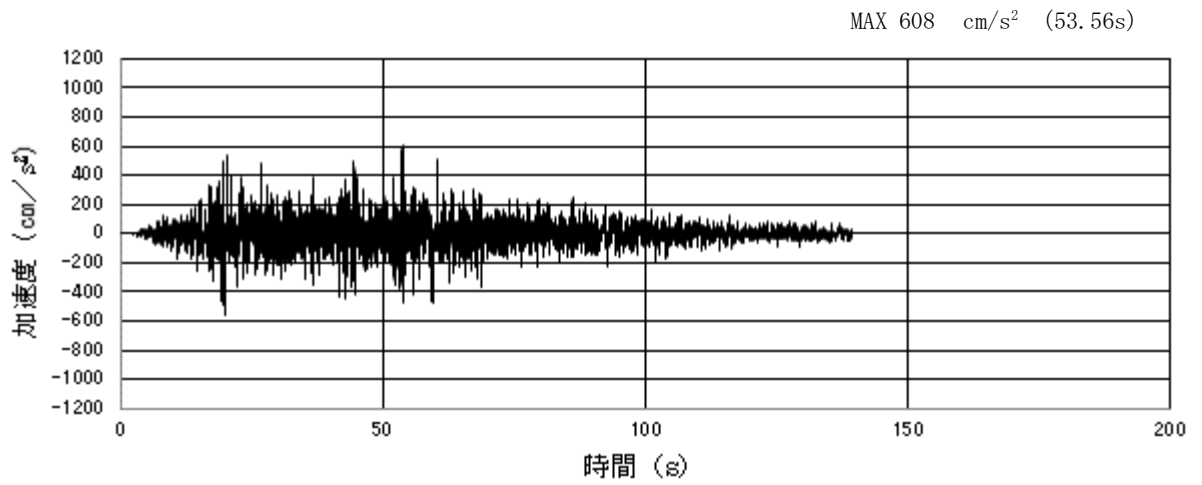
(a) 加速度時刻歴波形



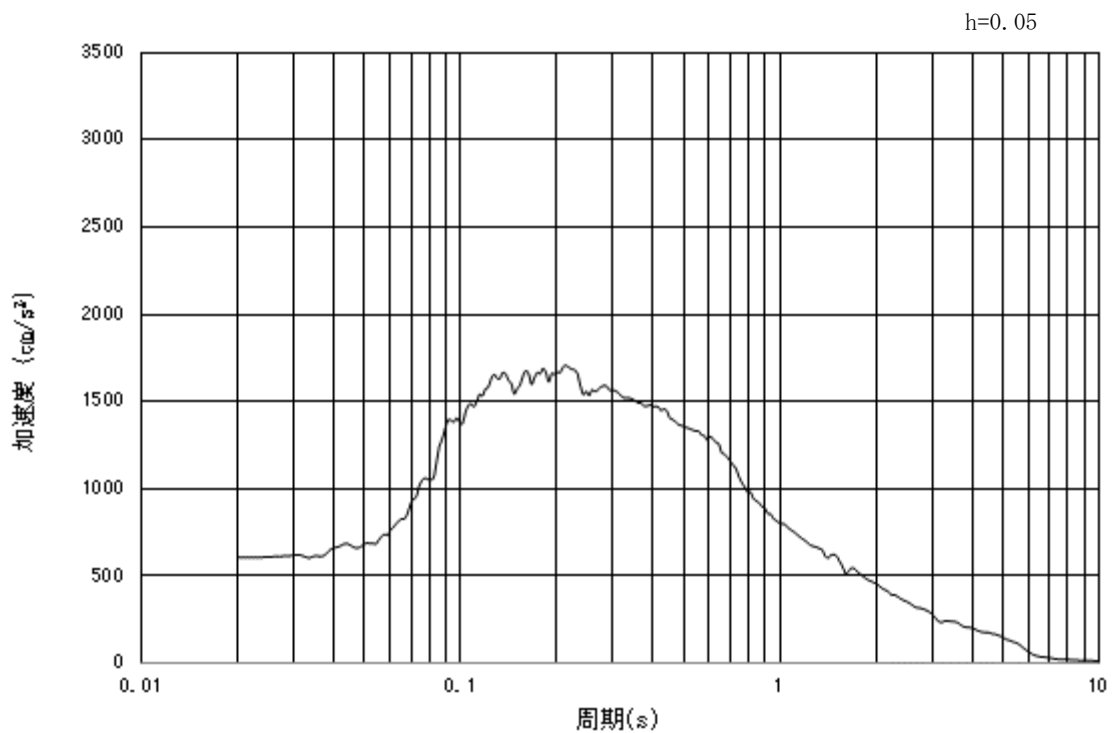
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (16) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : S_s - 3 1)

3.4.2 断面②

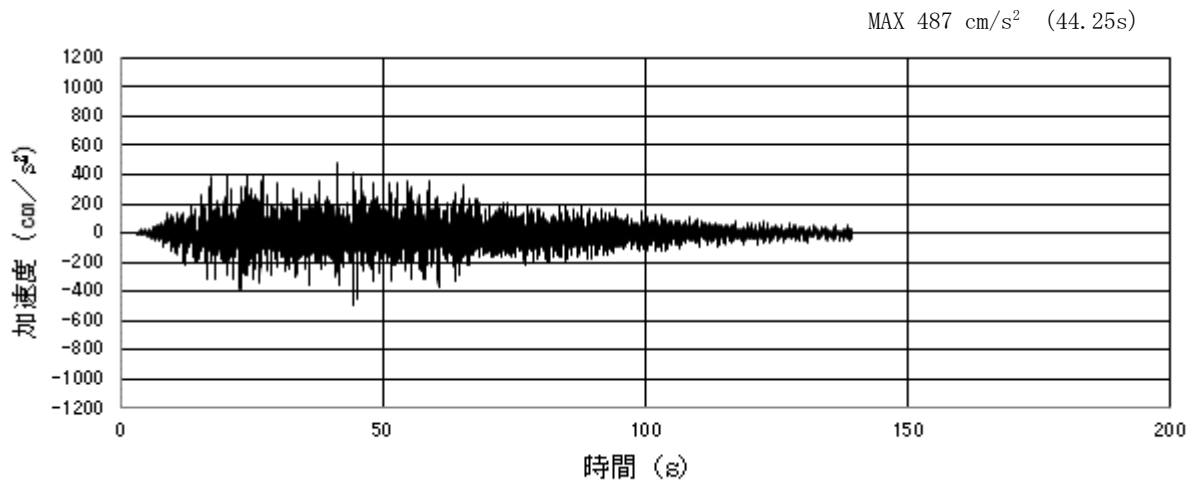


(a) 加速度時刻歴波形

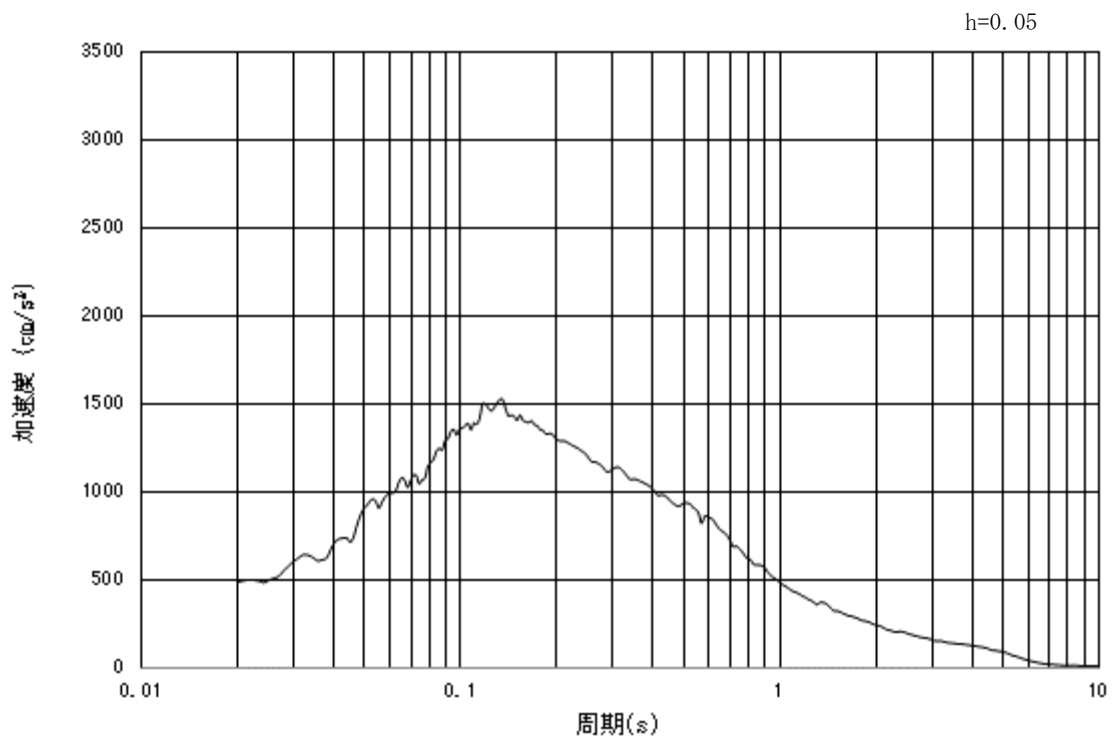


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: S_s-D1)

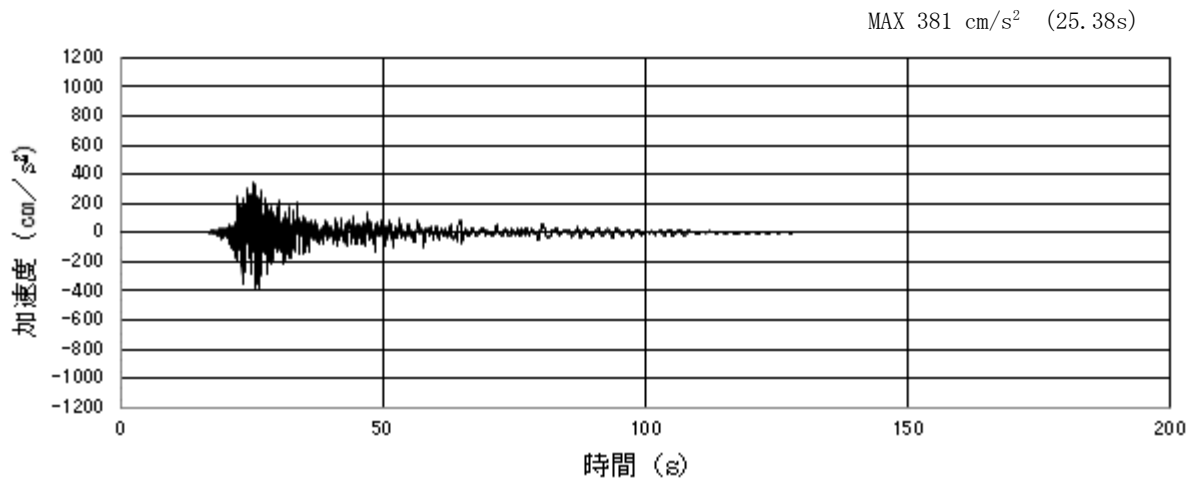


(a) 加速度時刻歴波形

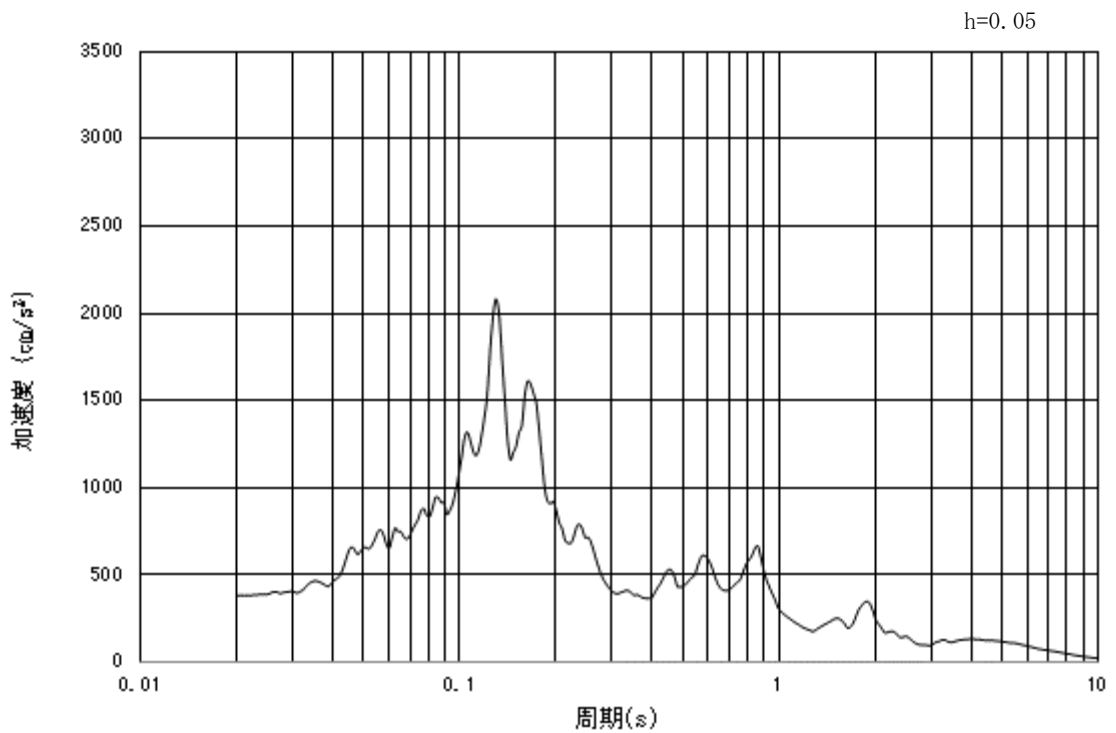


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S_s-D1)

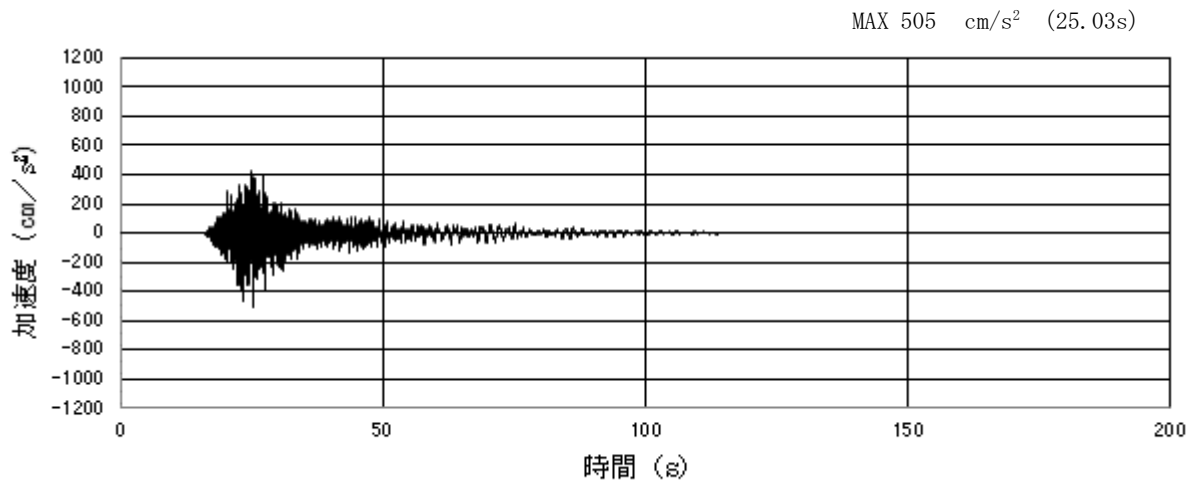


(a) 加速度時刻歴波形

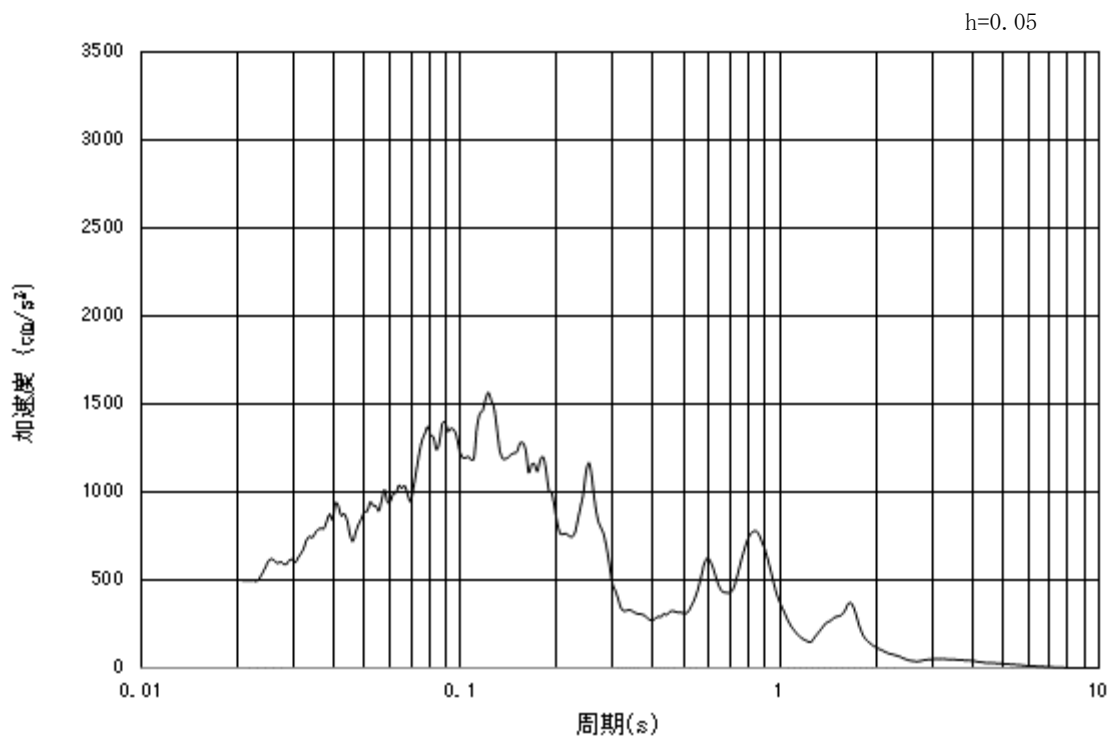


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 1.1$)

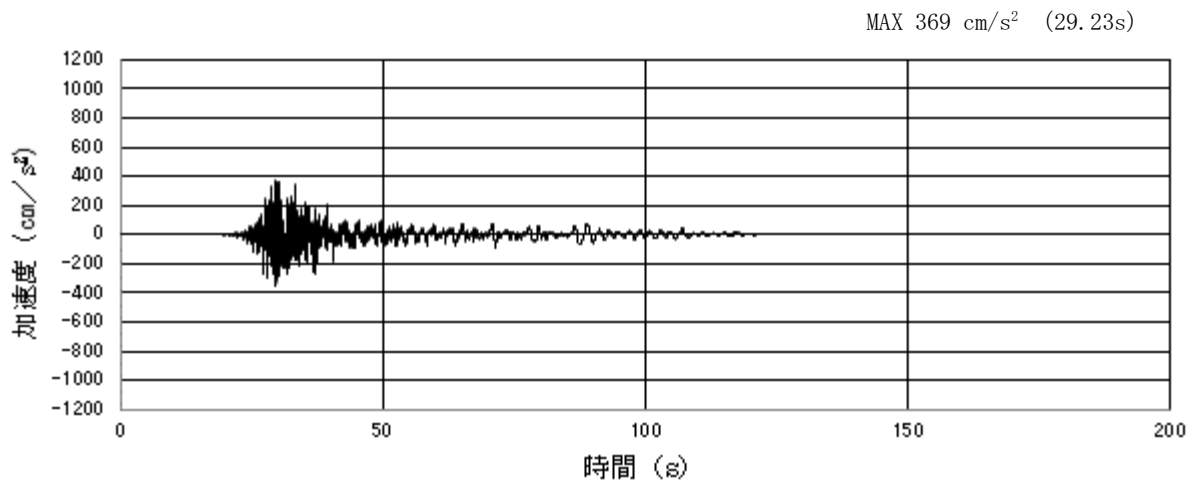


(a) 加速度時刻歴波形

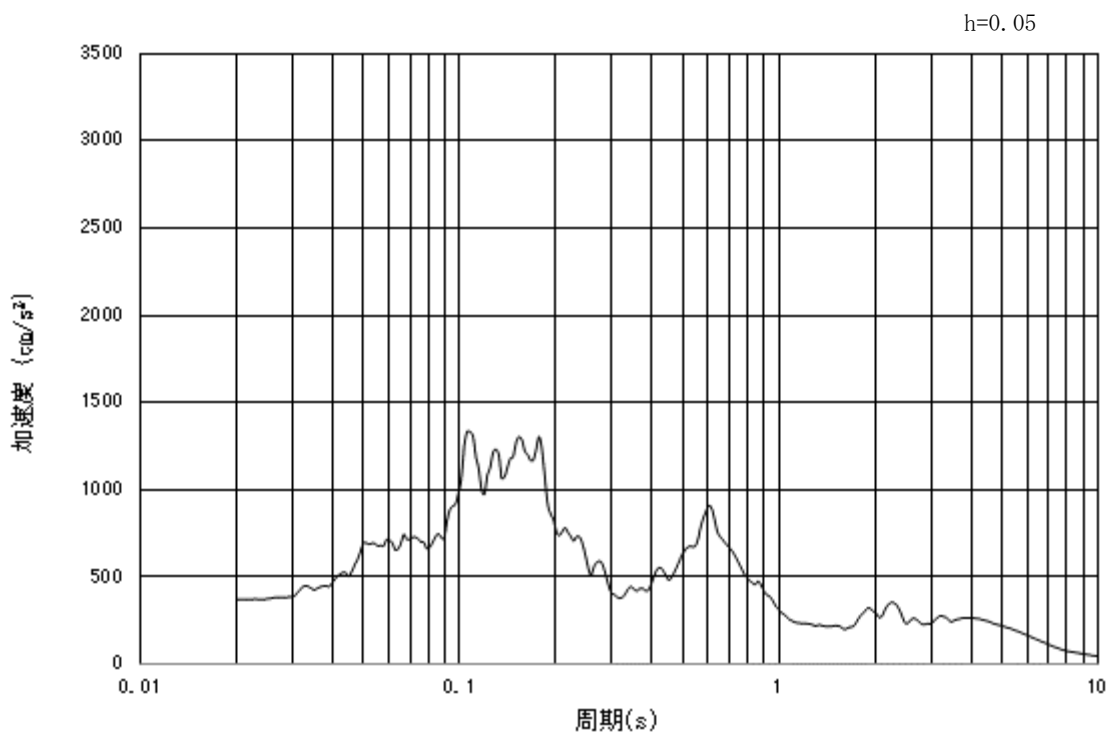


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 1.1$)

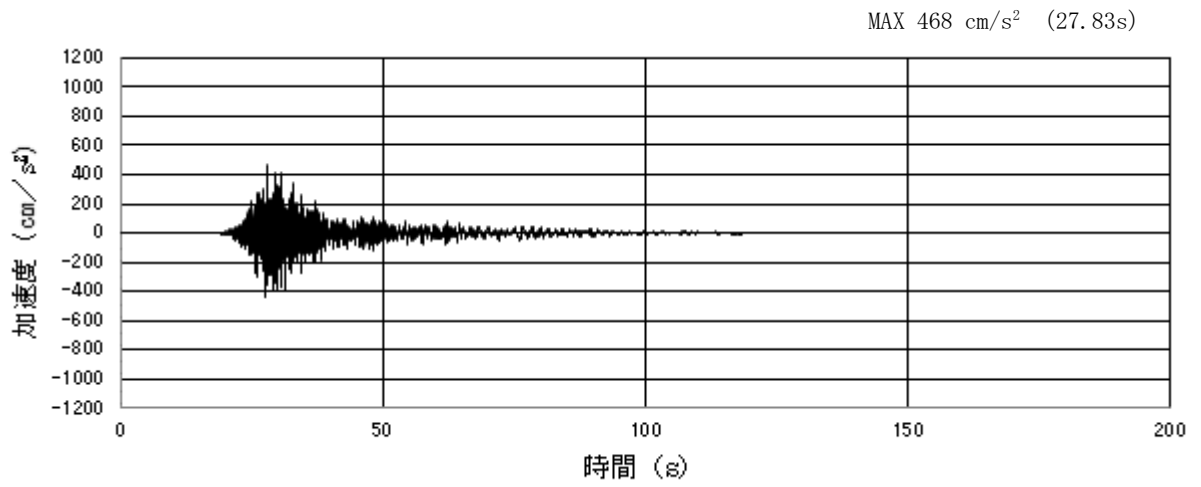


(a) 加速度時刻歴波形

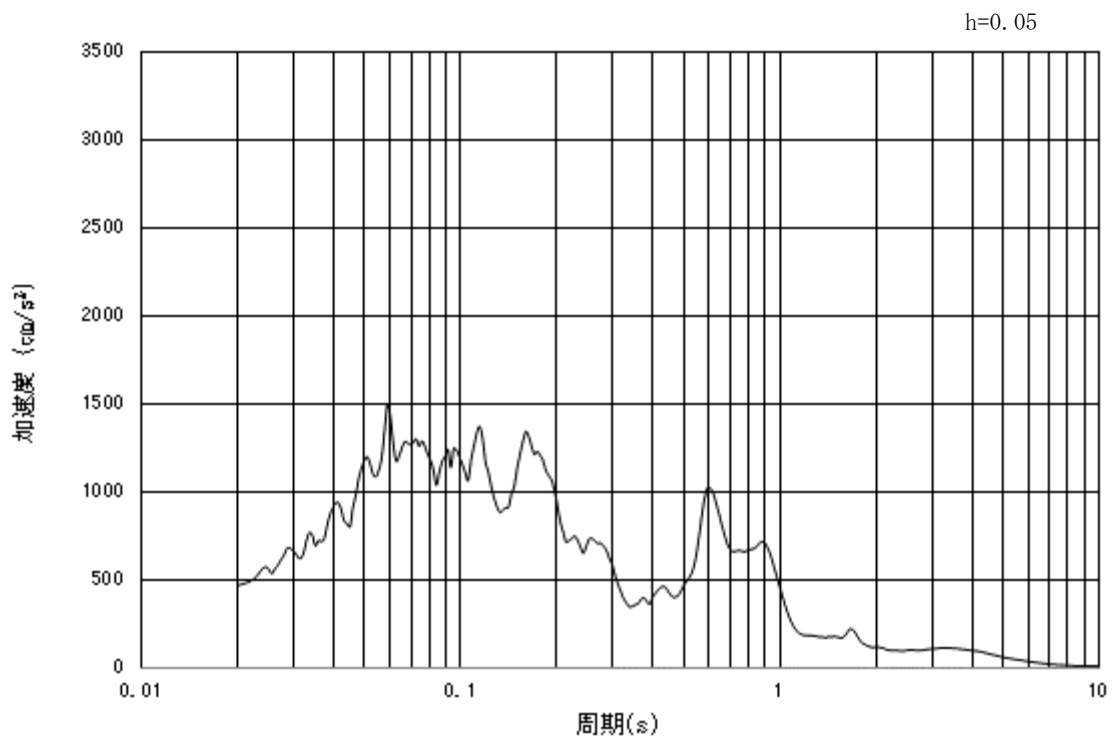


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 1.2$)

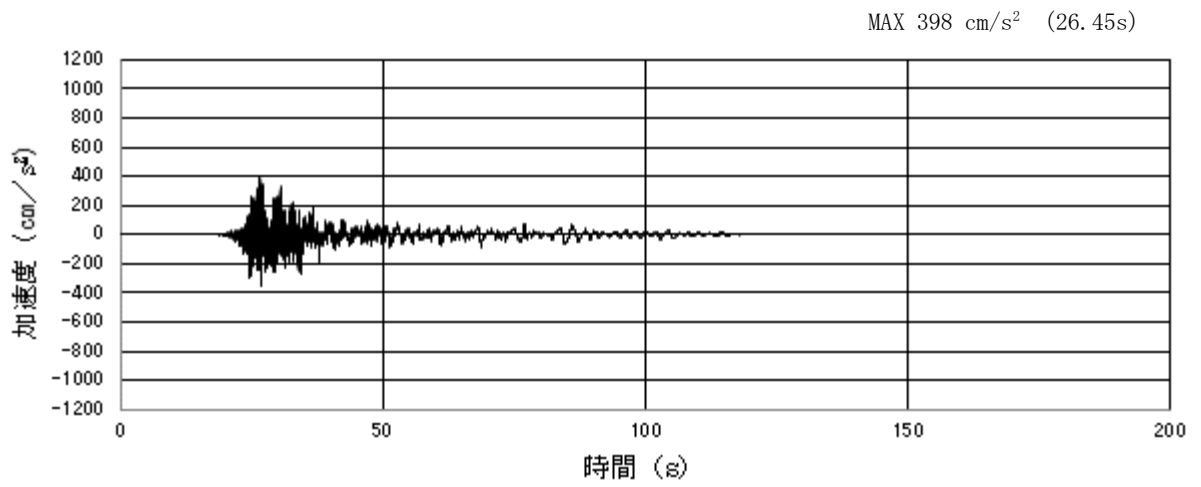


(a) 加速度時刻歴波形

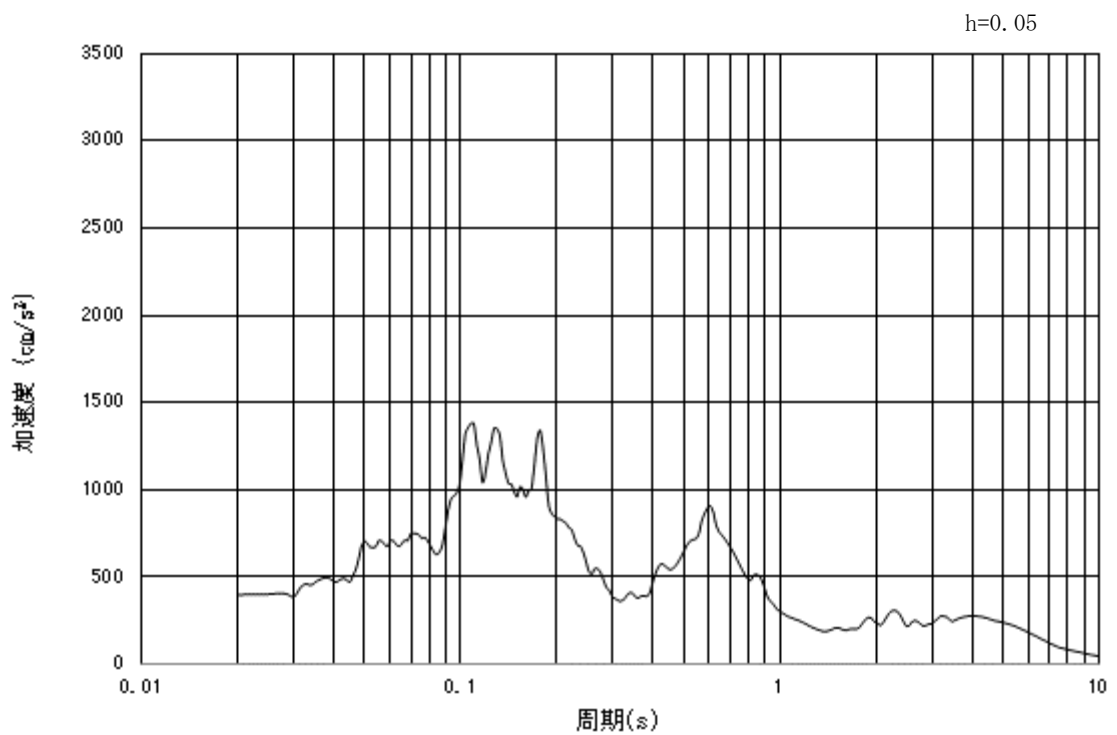


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 12$)

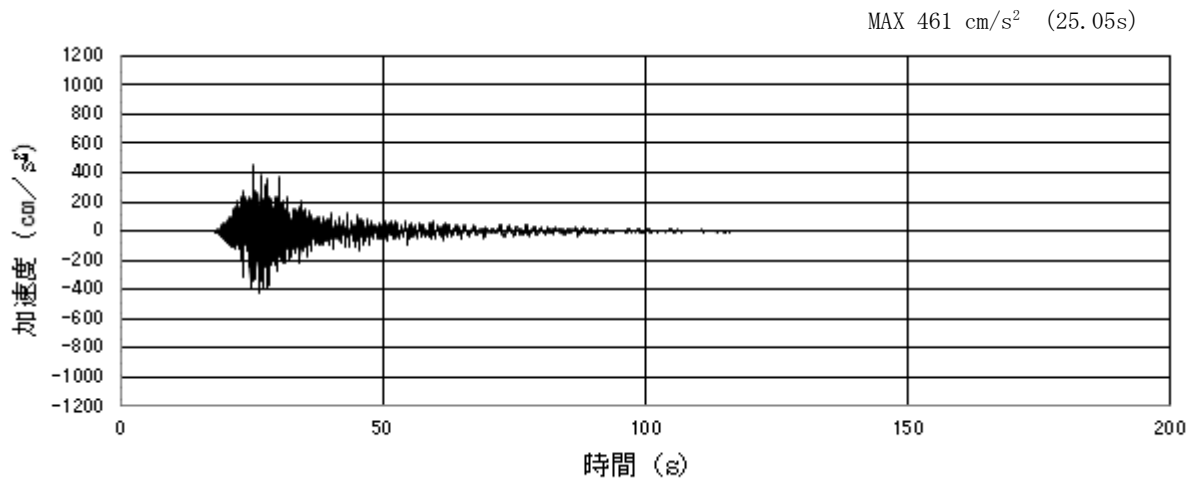


(a) 加速度時刻歴波形

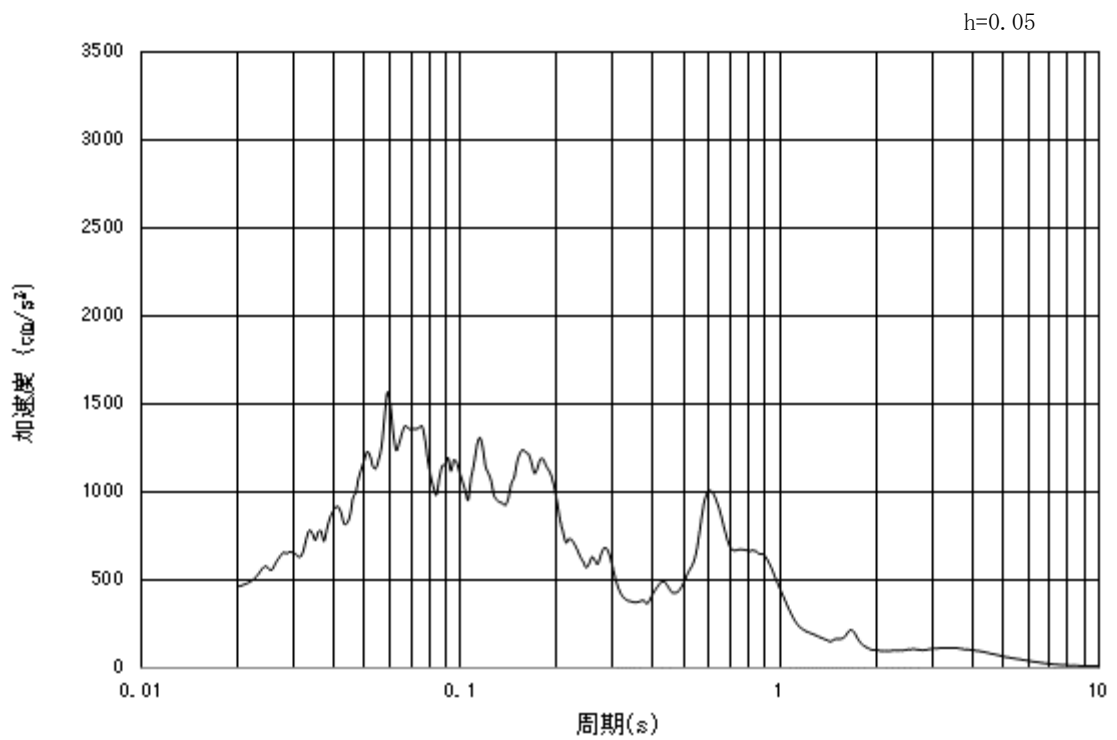


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: S_s-13)

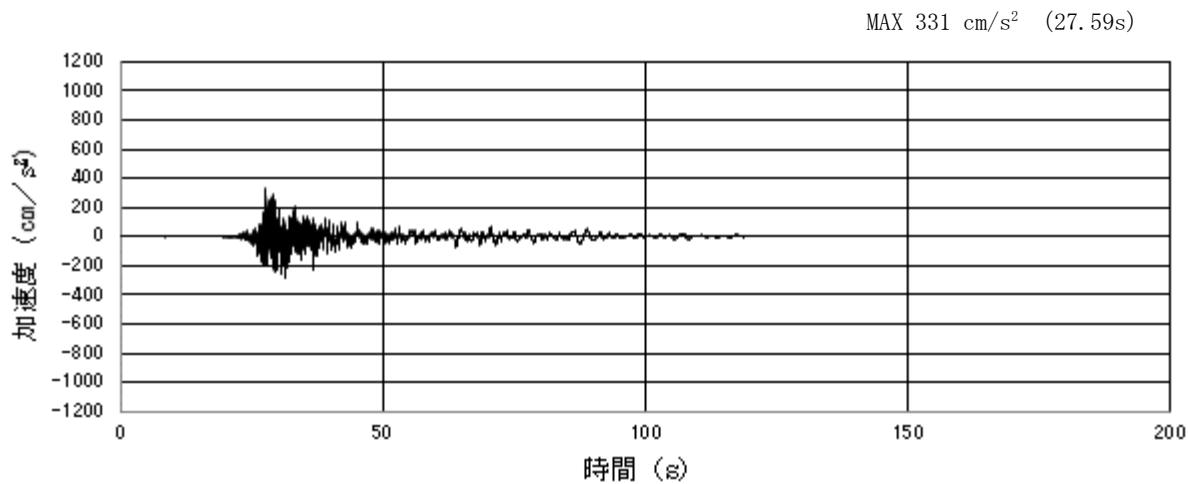


(a) 加速度時刻歴波形

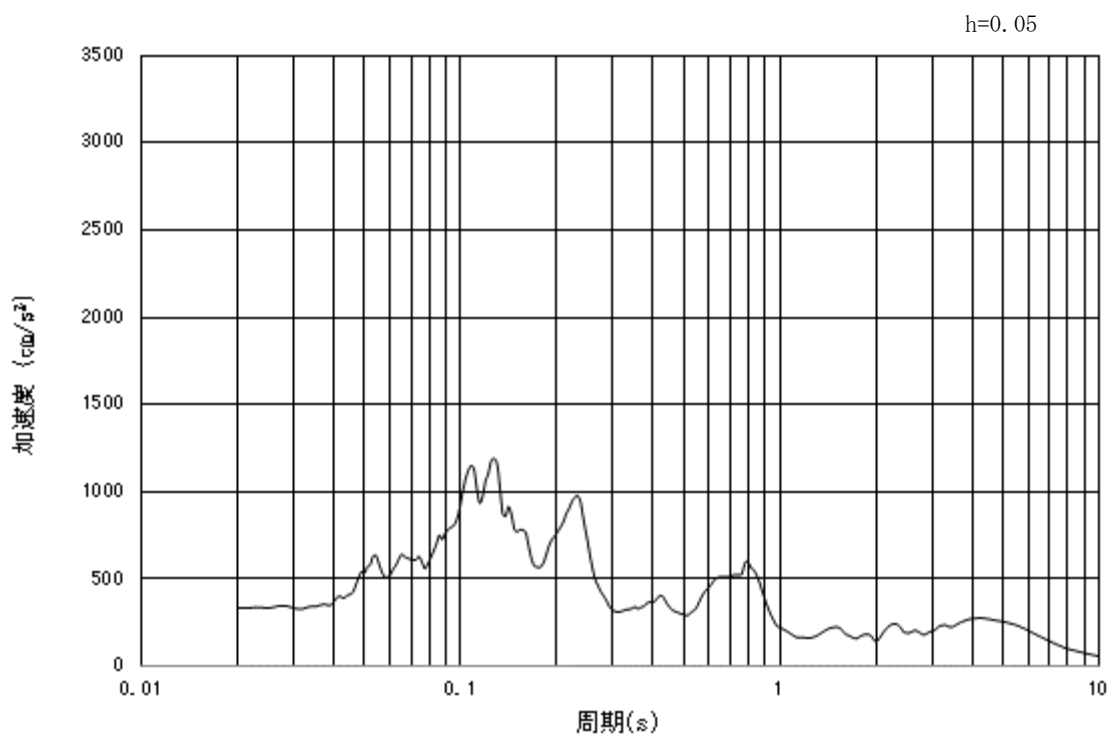


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 13$)

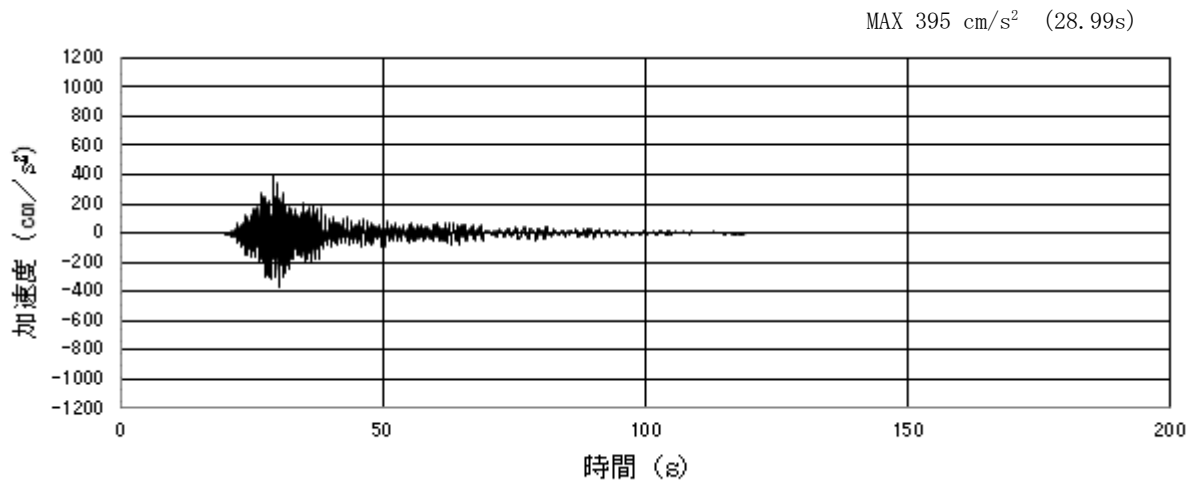


(a) 加速度時刻歴波形

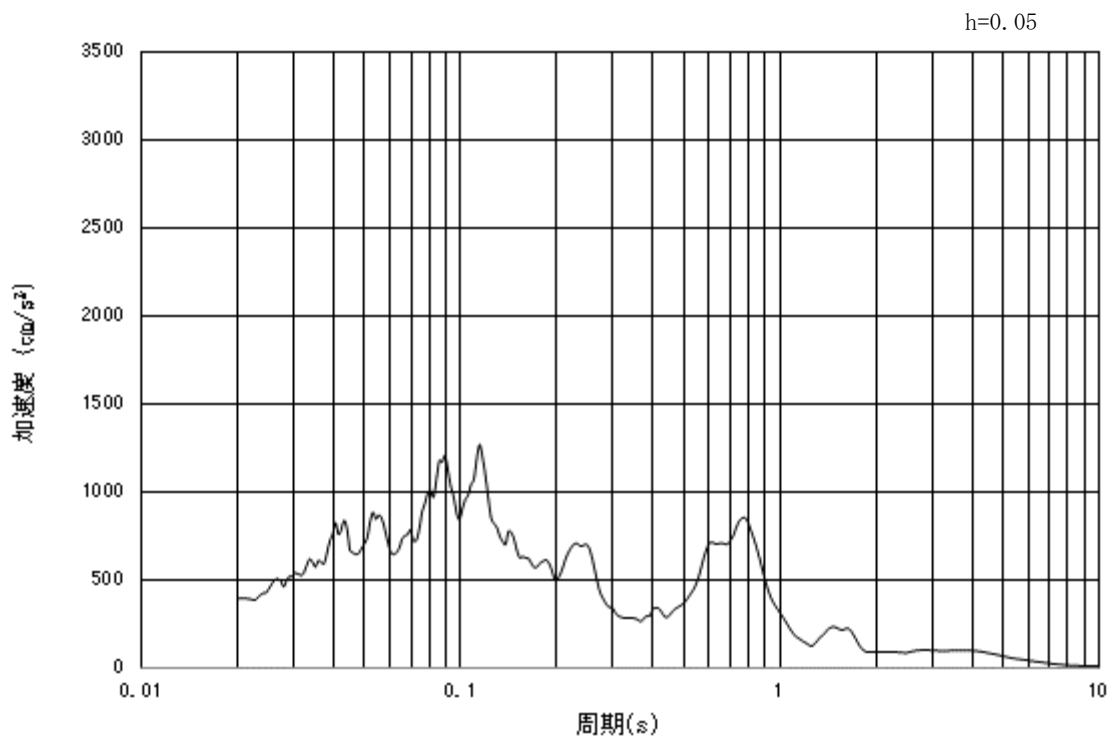


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 1.4$)

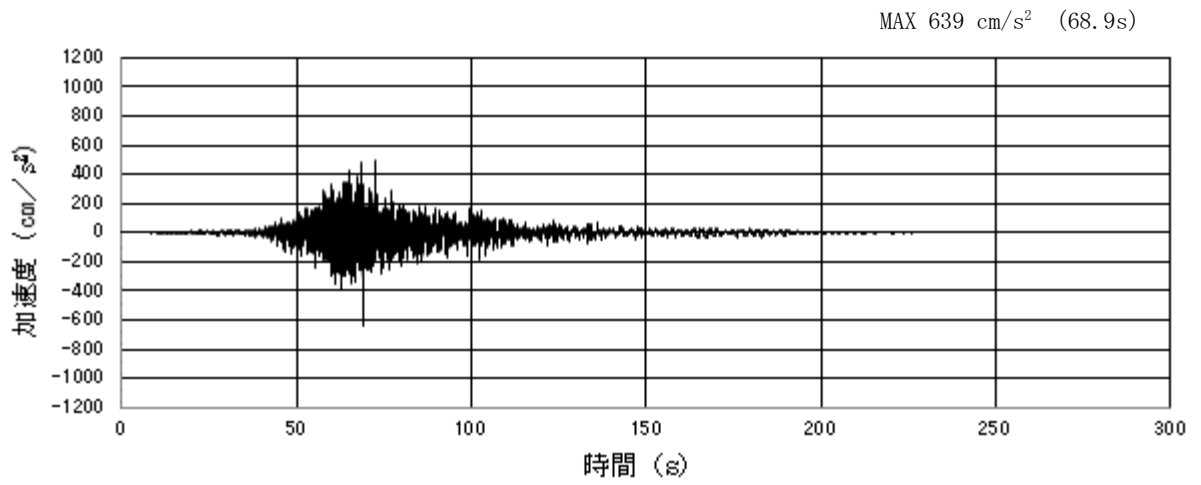


(a) 加速度時刻歴波形

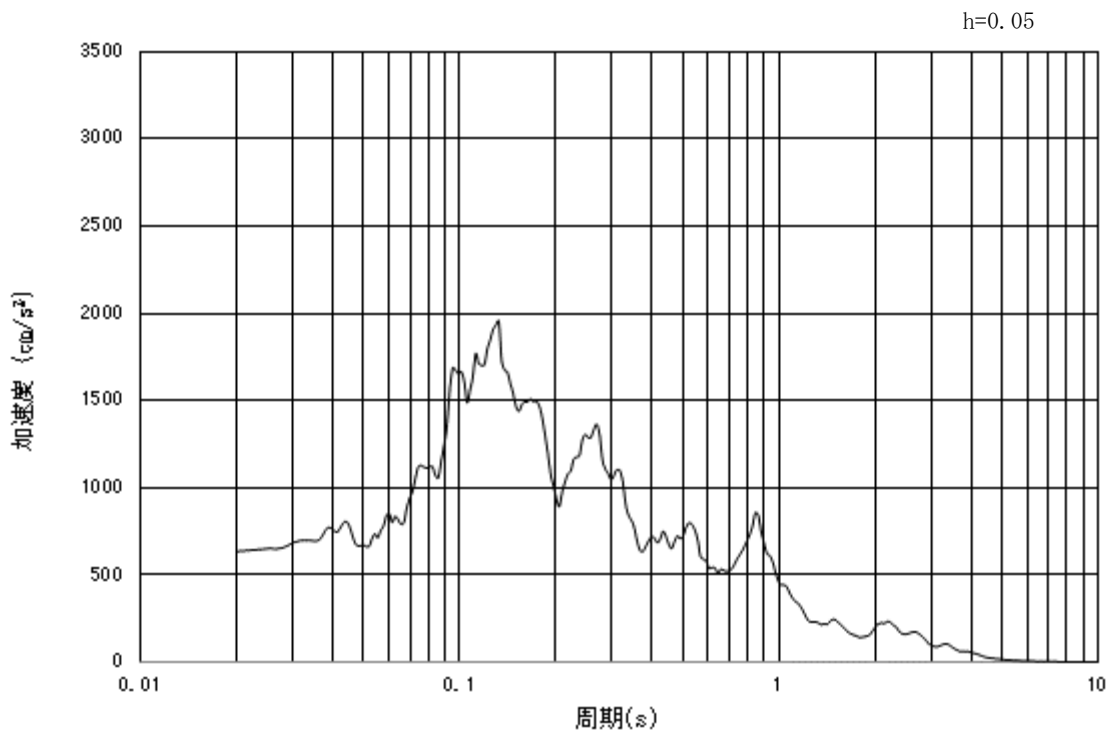


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 1.4$)

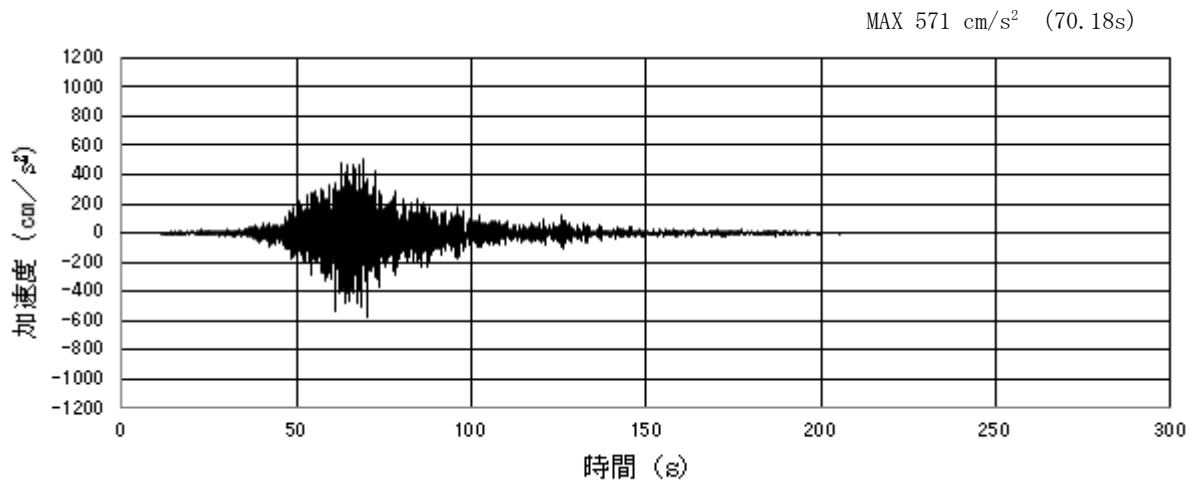


(a) 加速度時刻歴波形

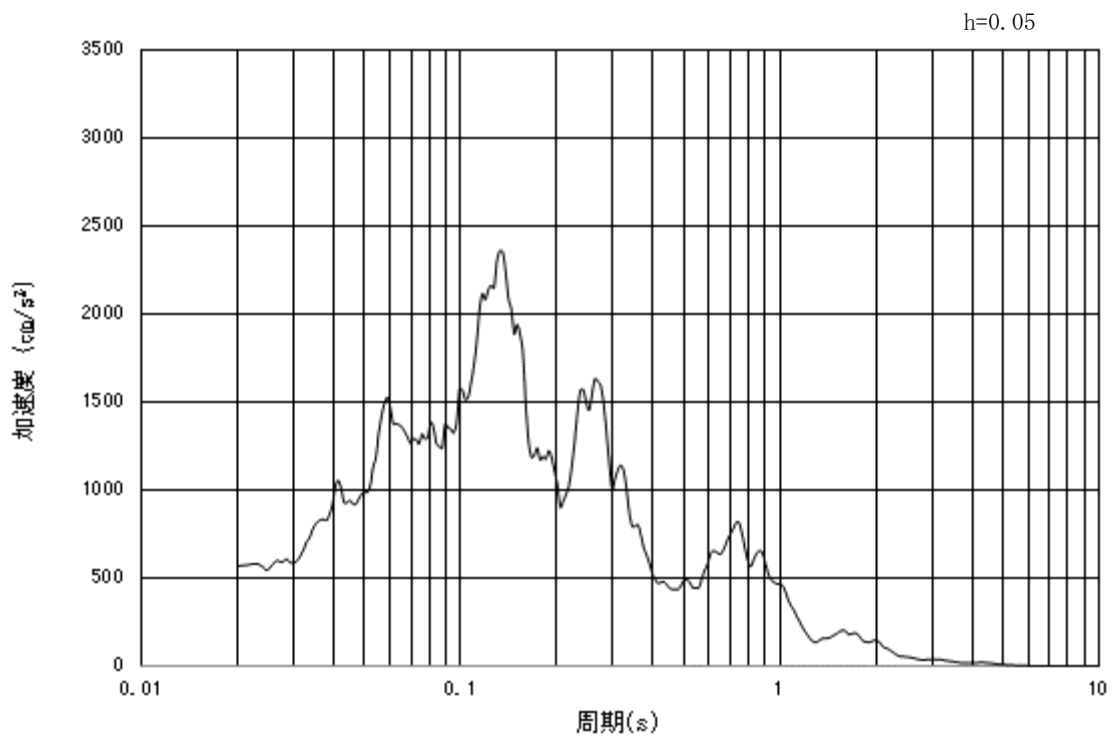


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 2.1$)

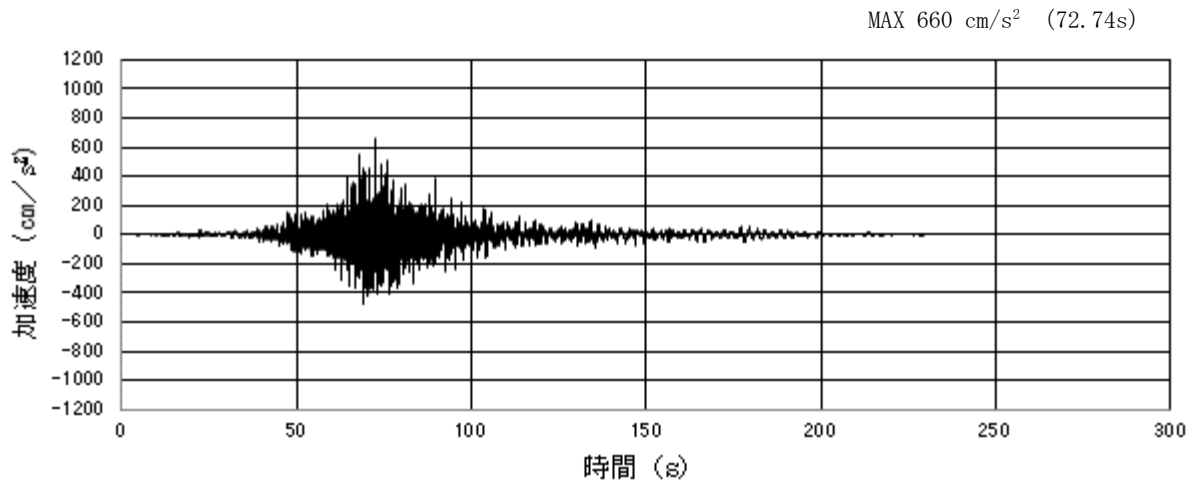


(a) 加速度時刻歴波形

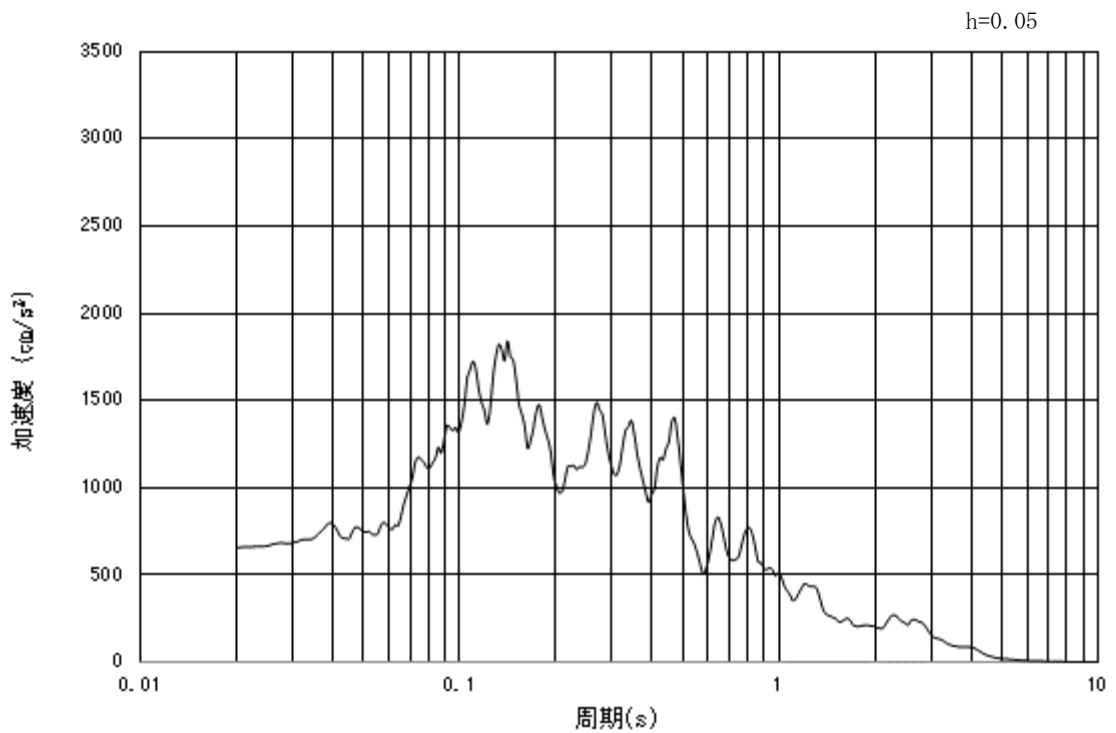


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 21$)

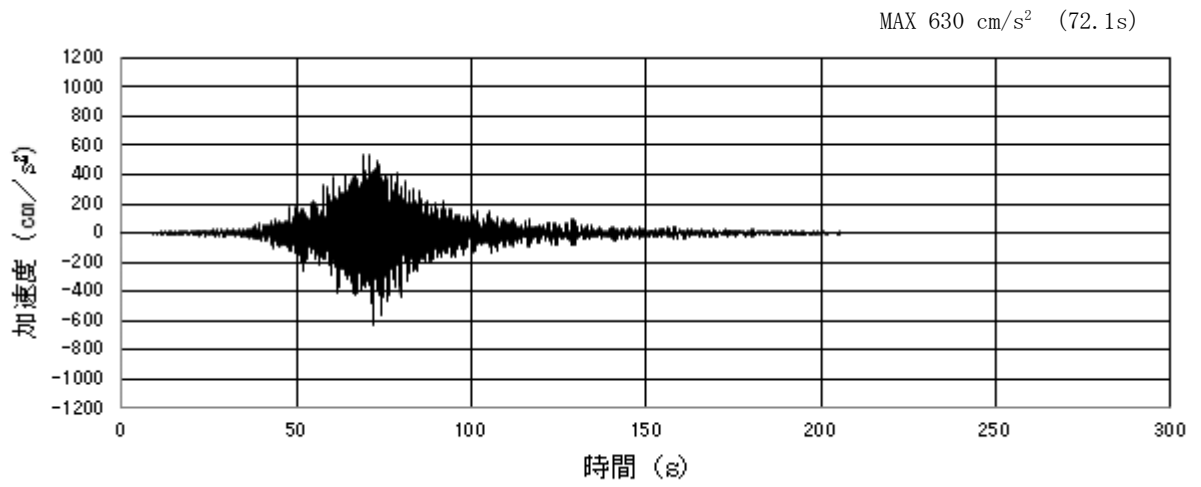


(a) 加速度時刻歴波形

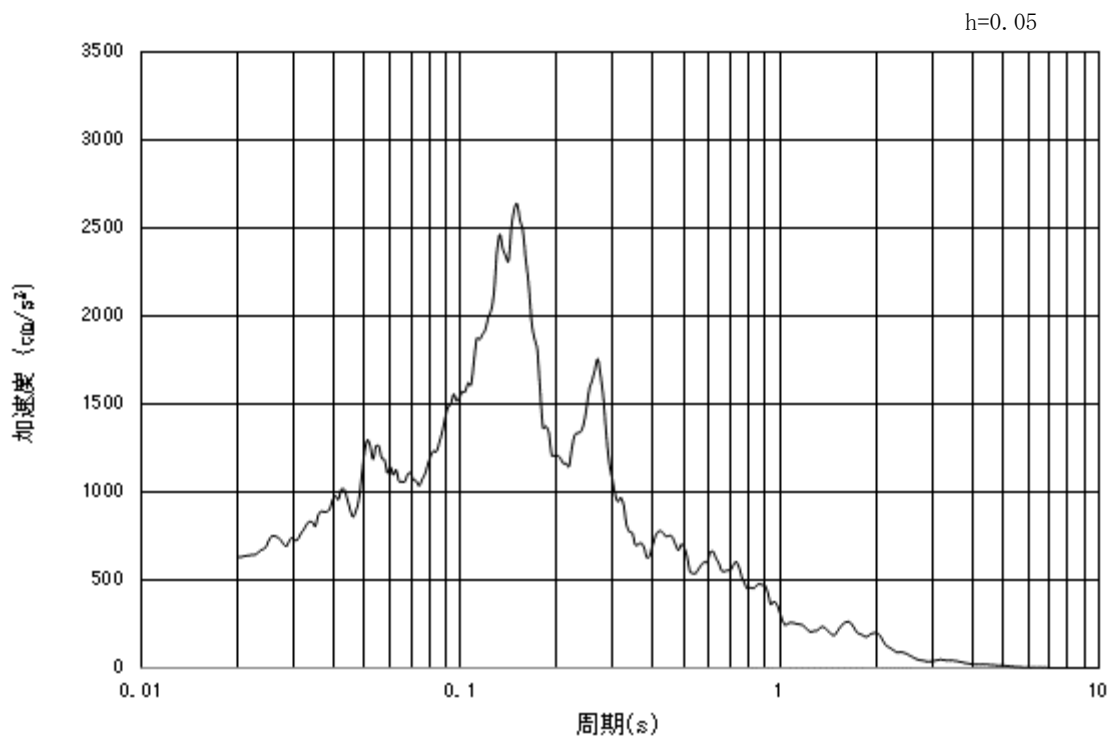


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 2.2$)

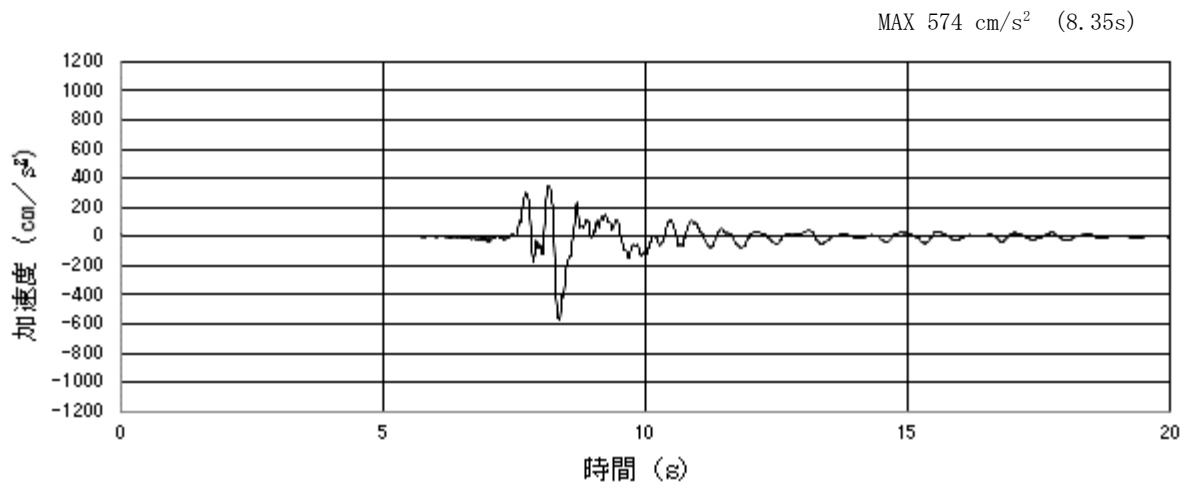


(a) 加速度時刻歴波形

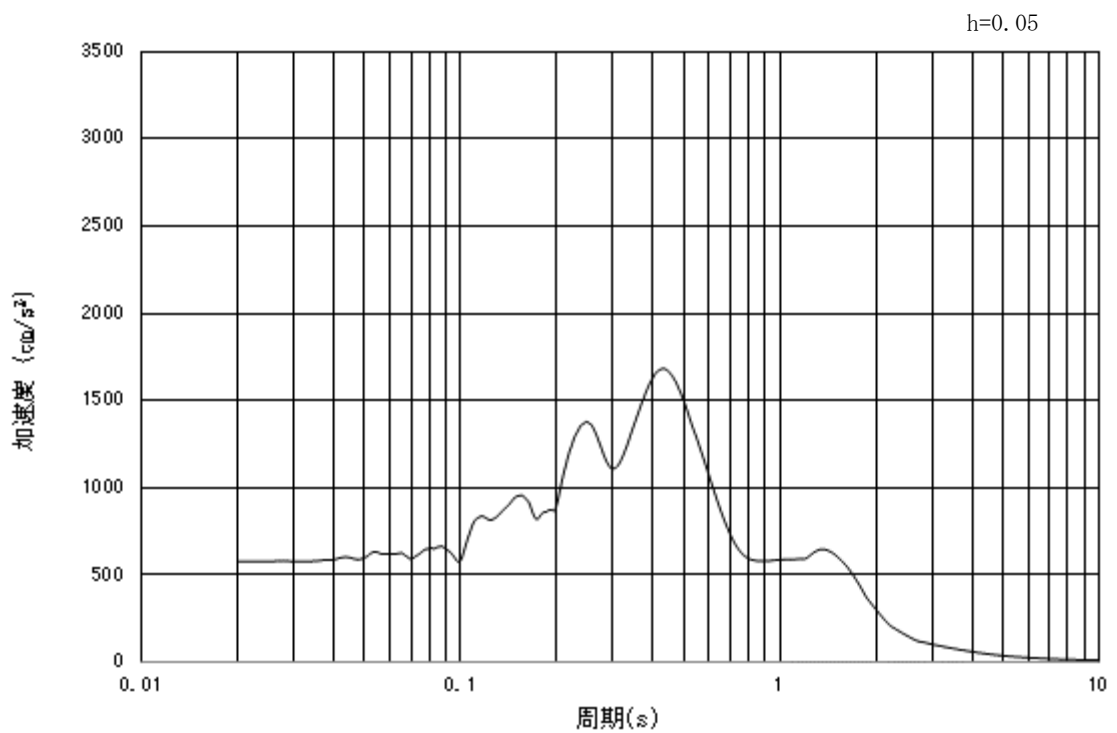


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 22$)

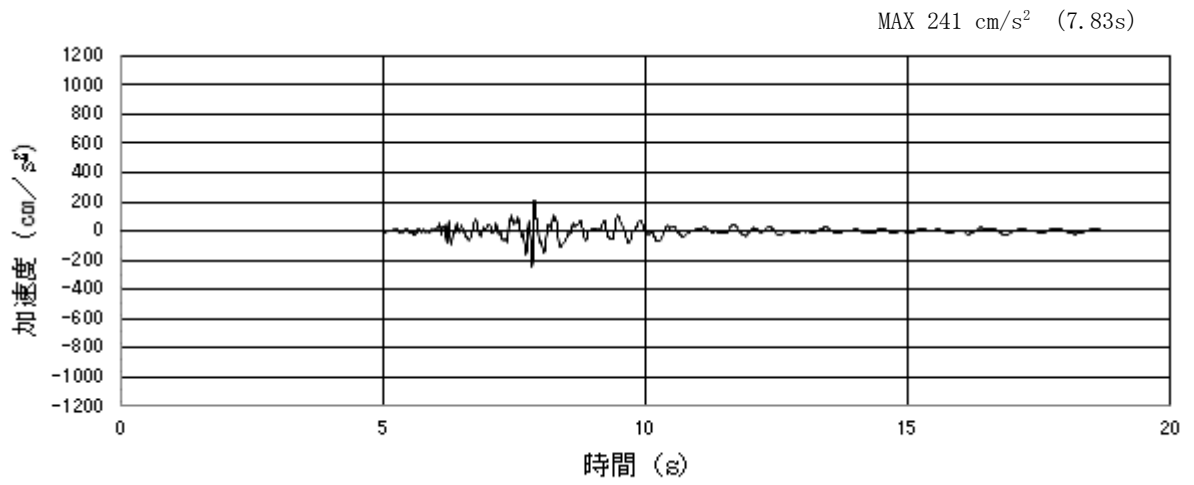


(a) 加速度時刻歴波形

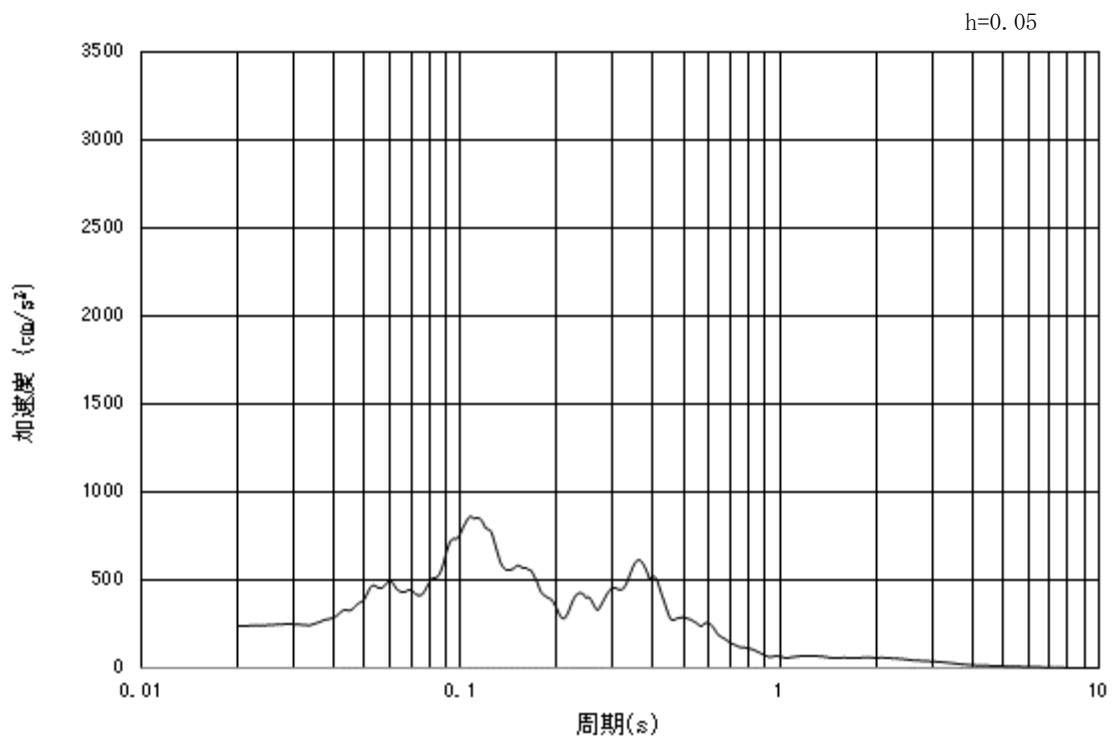


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (15) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 31$)



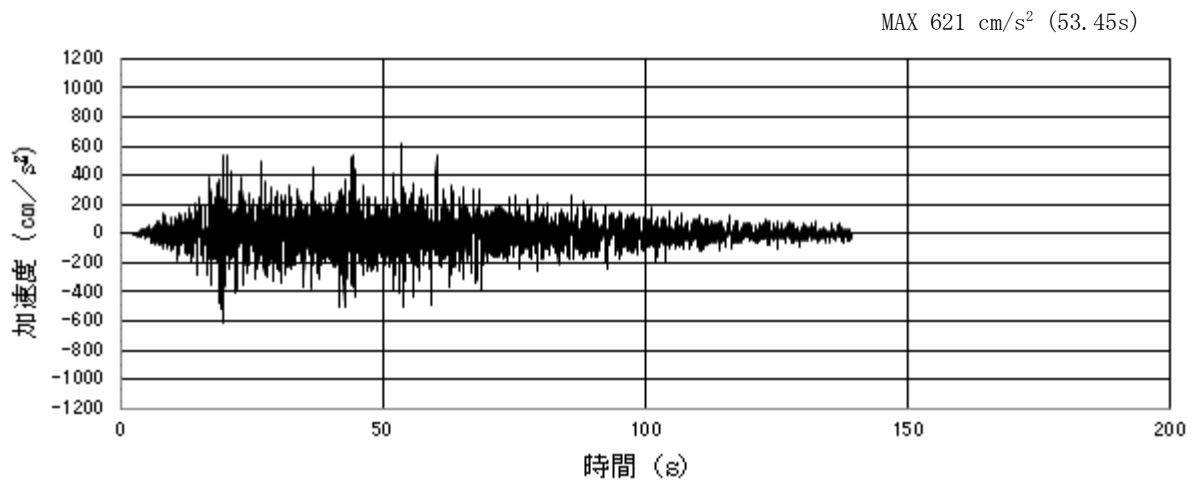
(a) 加速度時刻歴波形



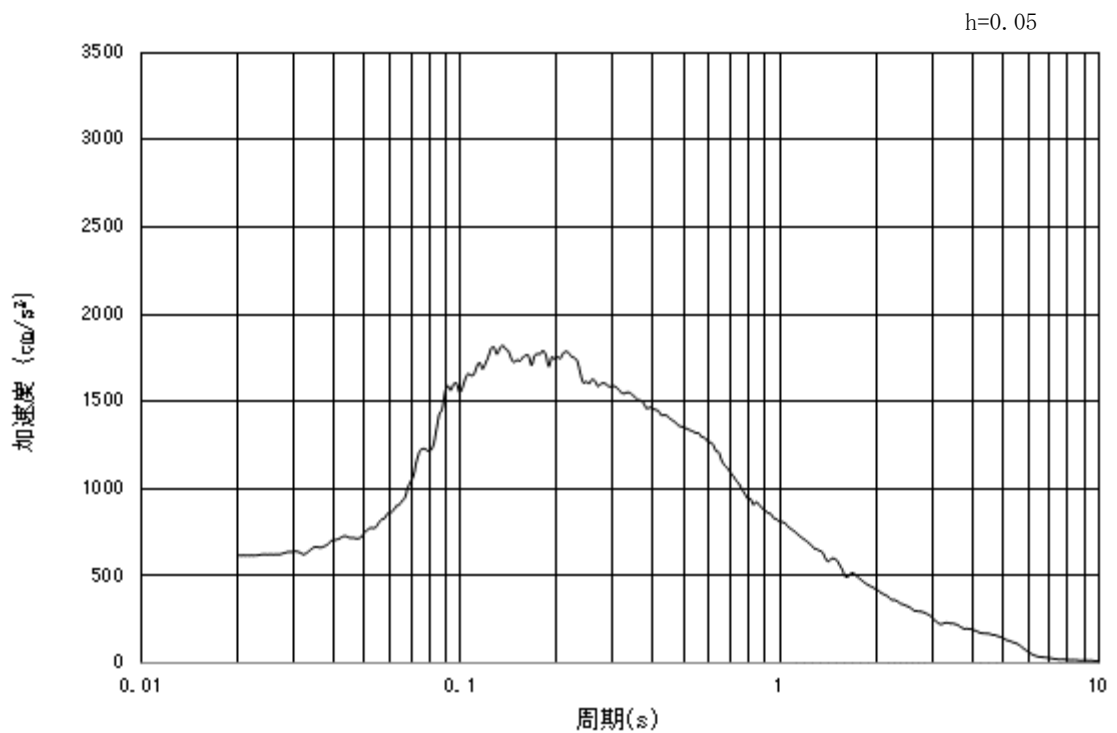
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (16) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 31$)

3.4.3 断面③

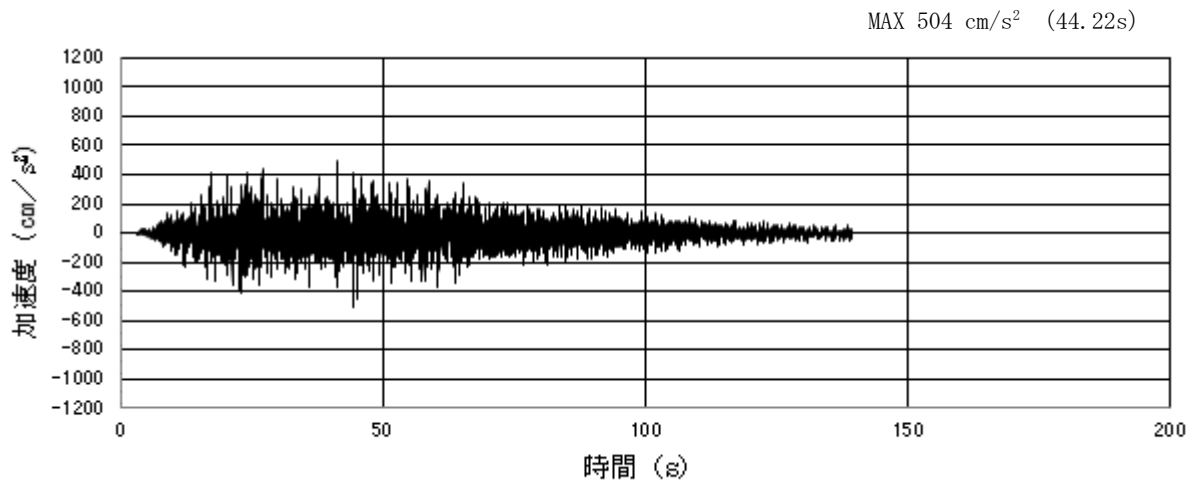


(a) 加速度時刻歴波形

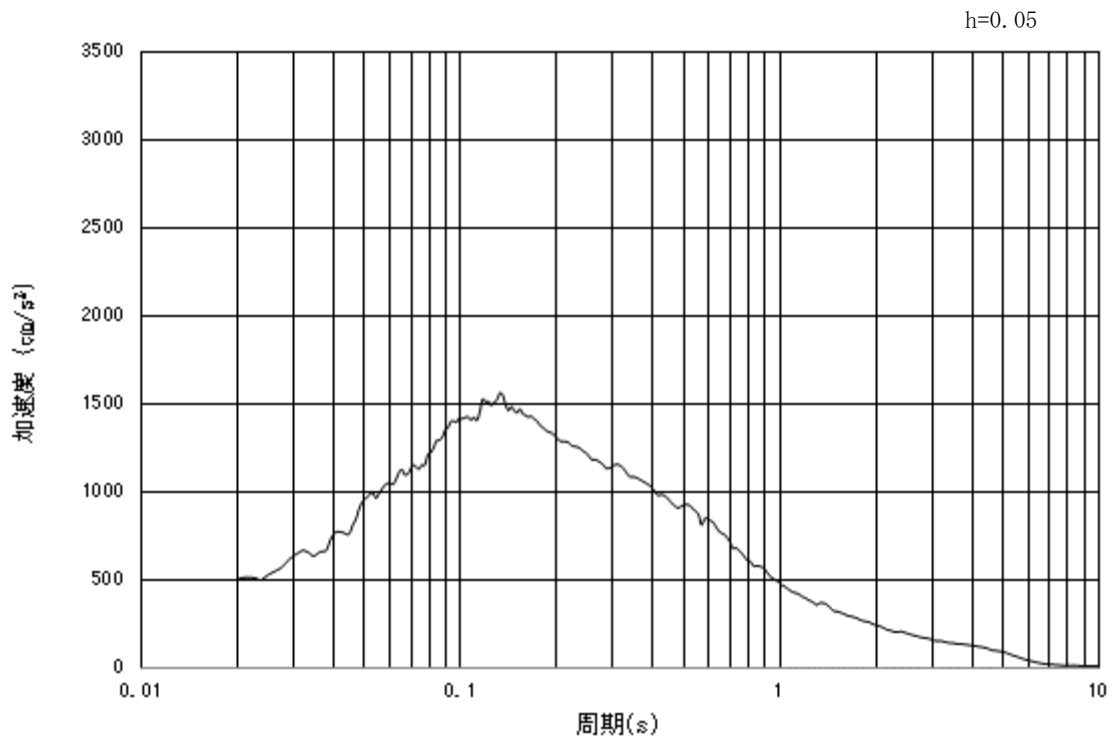


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - D 1$)

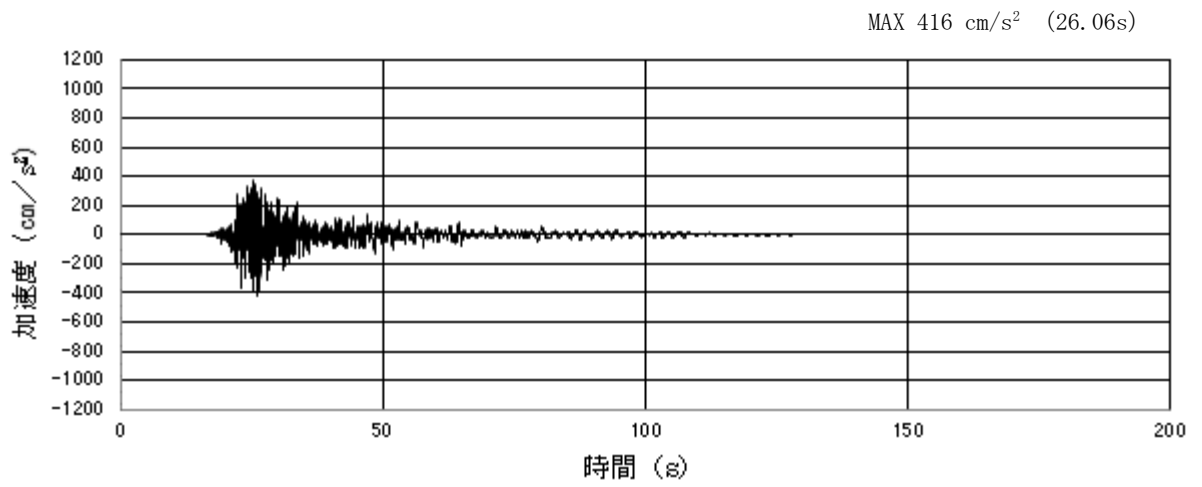


(a) 加速度時刻歴波形

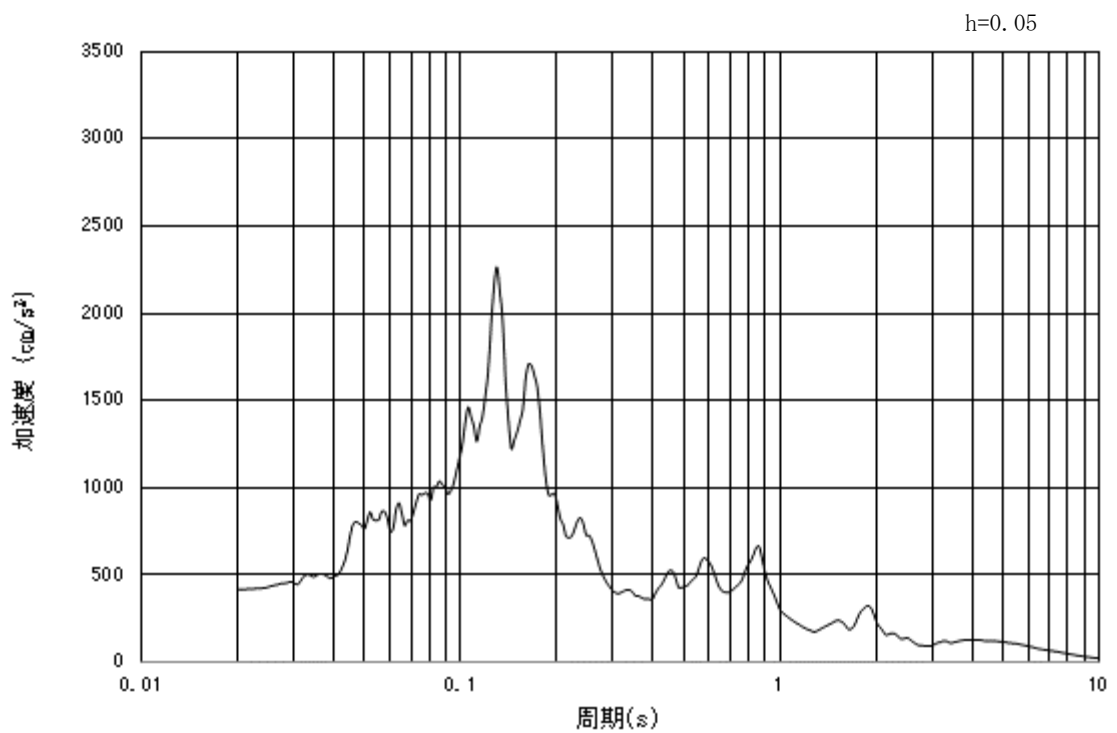


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S_s-D1)

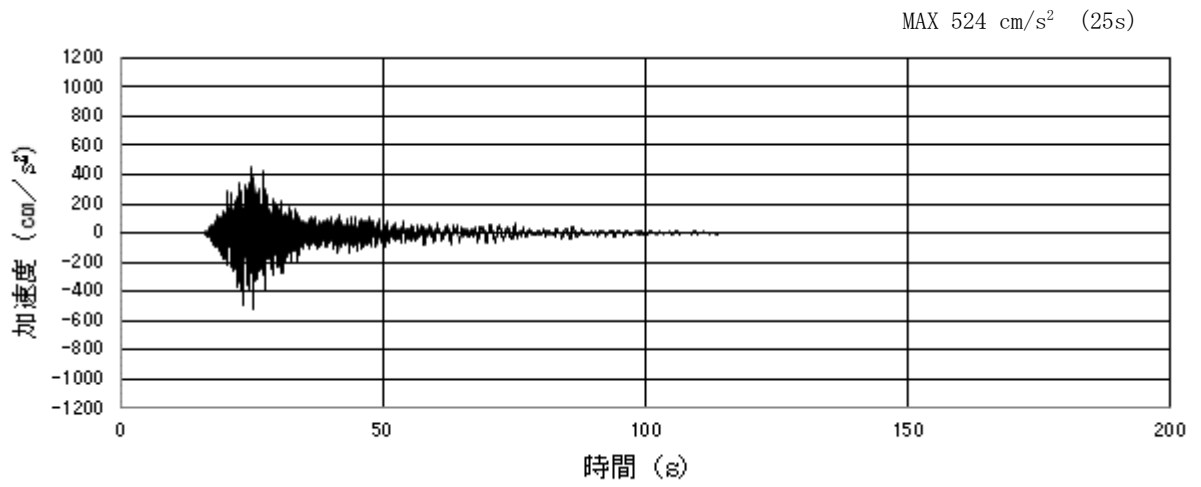


(a) 加速度時刻歴波形

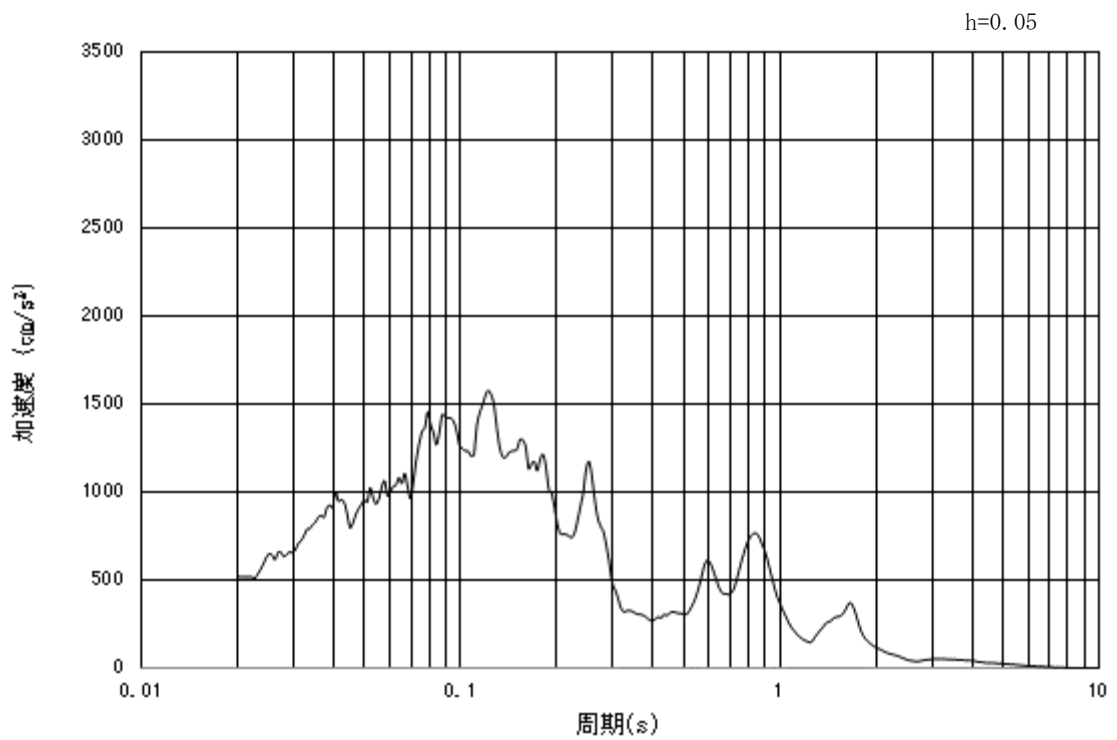


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s - 1 1)

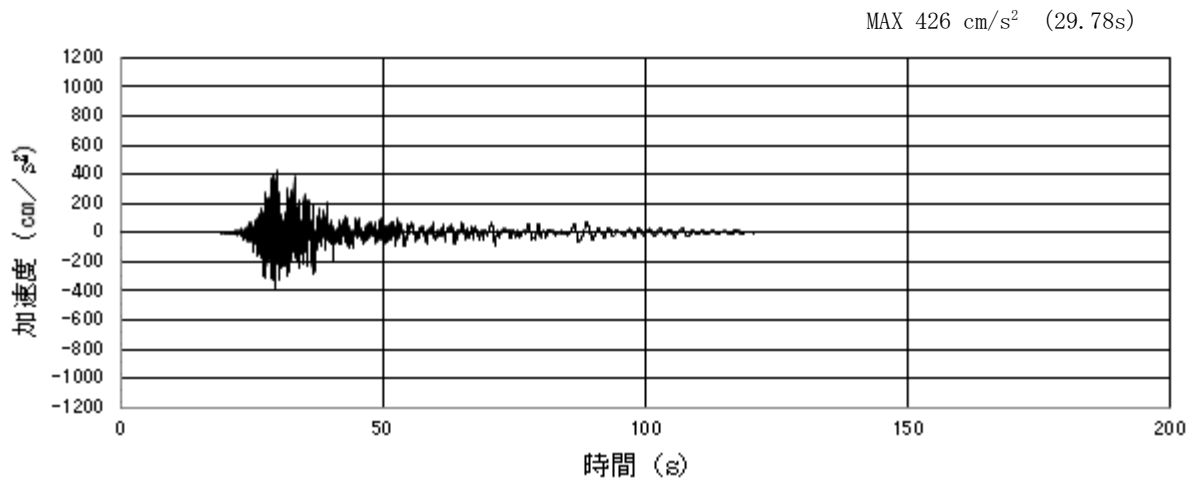


(a) 加速度時刻歴波形

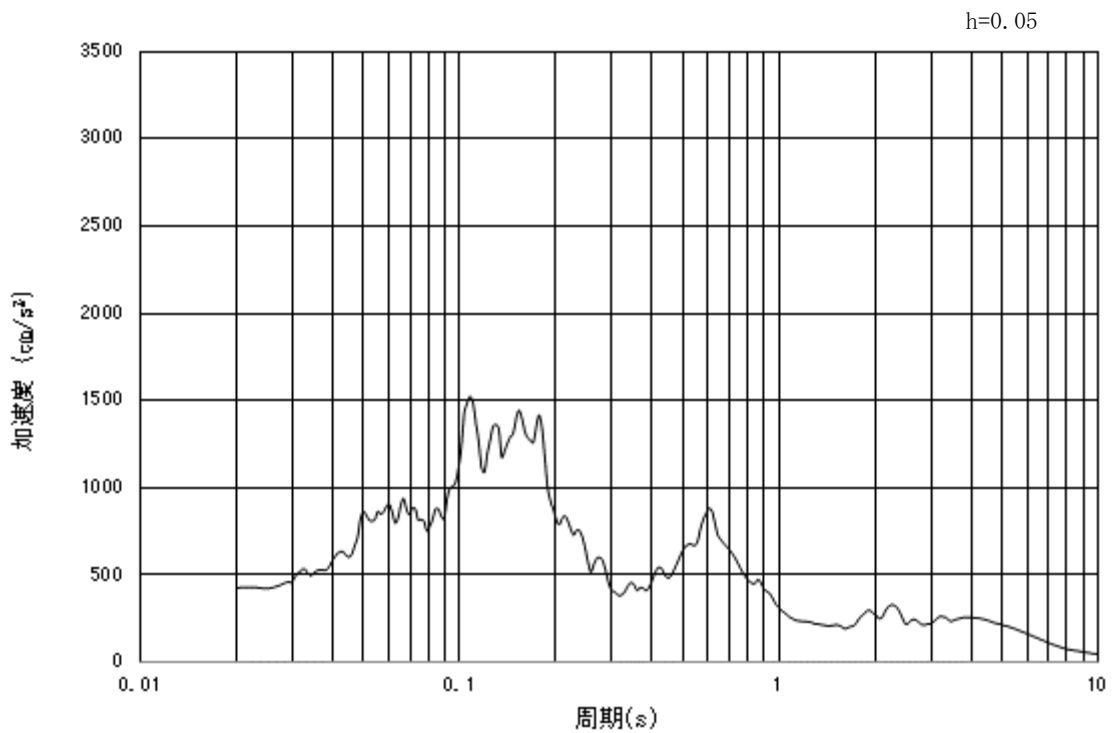


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 11$)

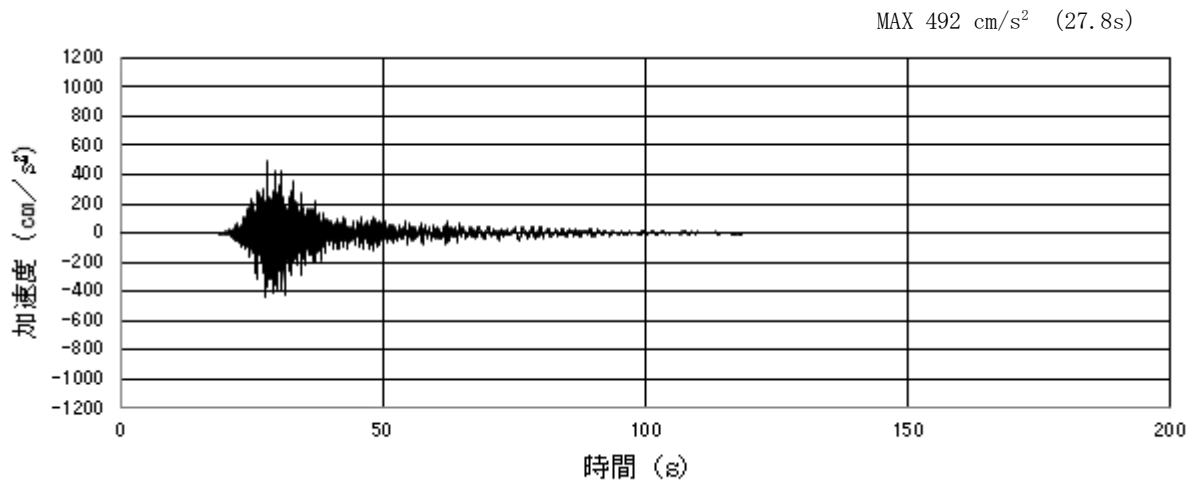


(a) 加速度時刻歴波形

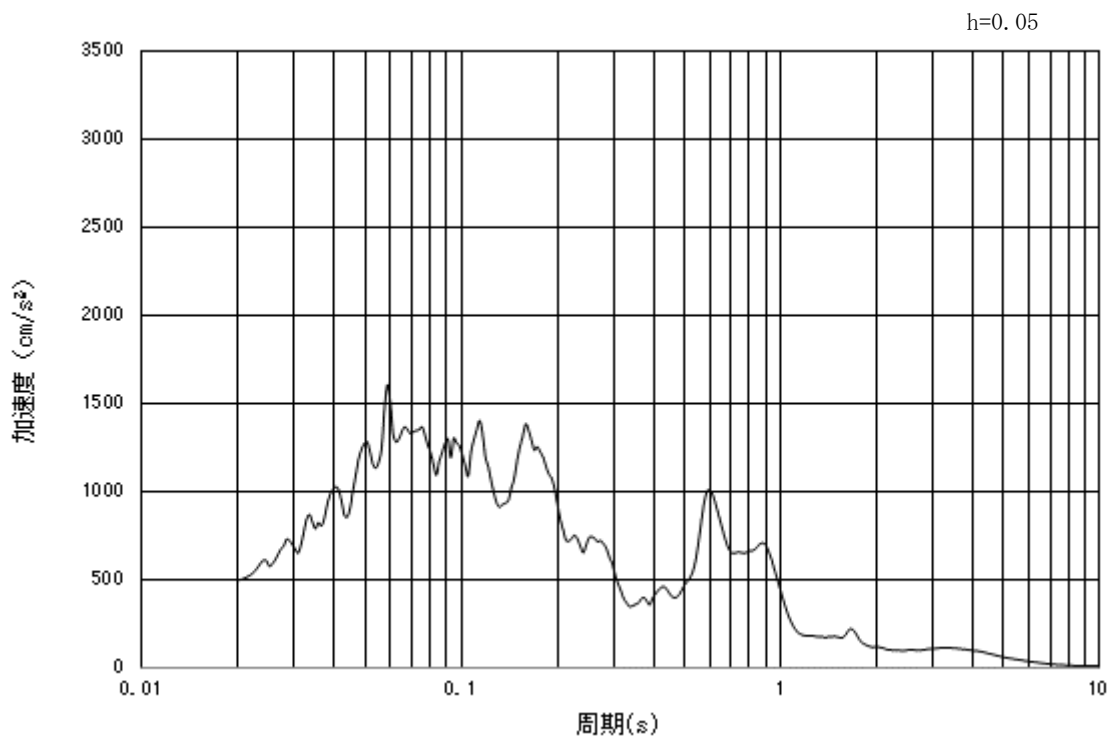


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s-12)

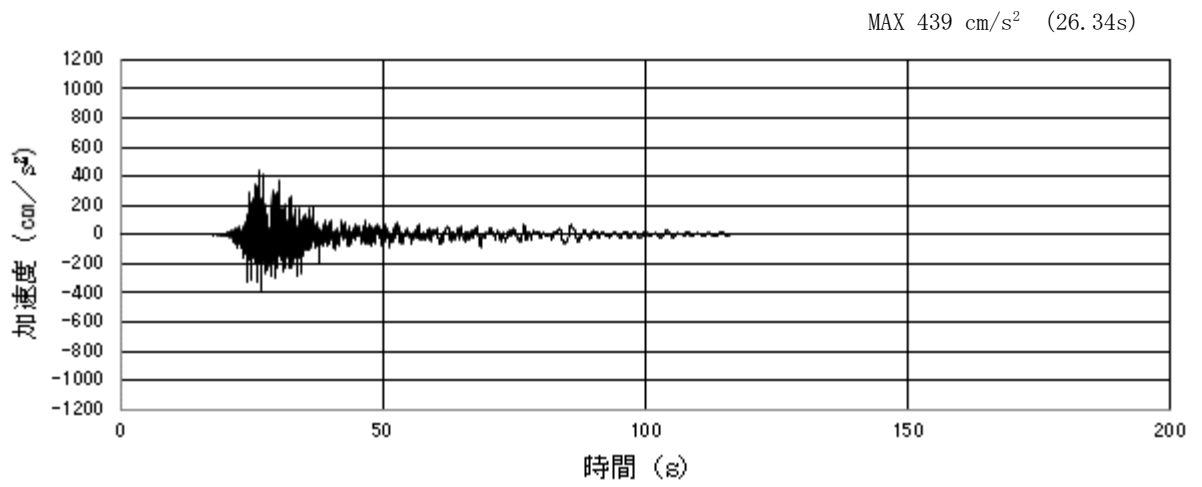


(a) 加速度時刻歴波形

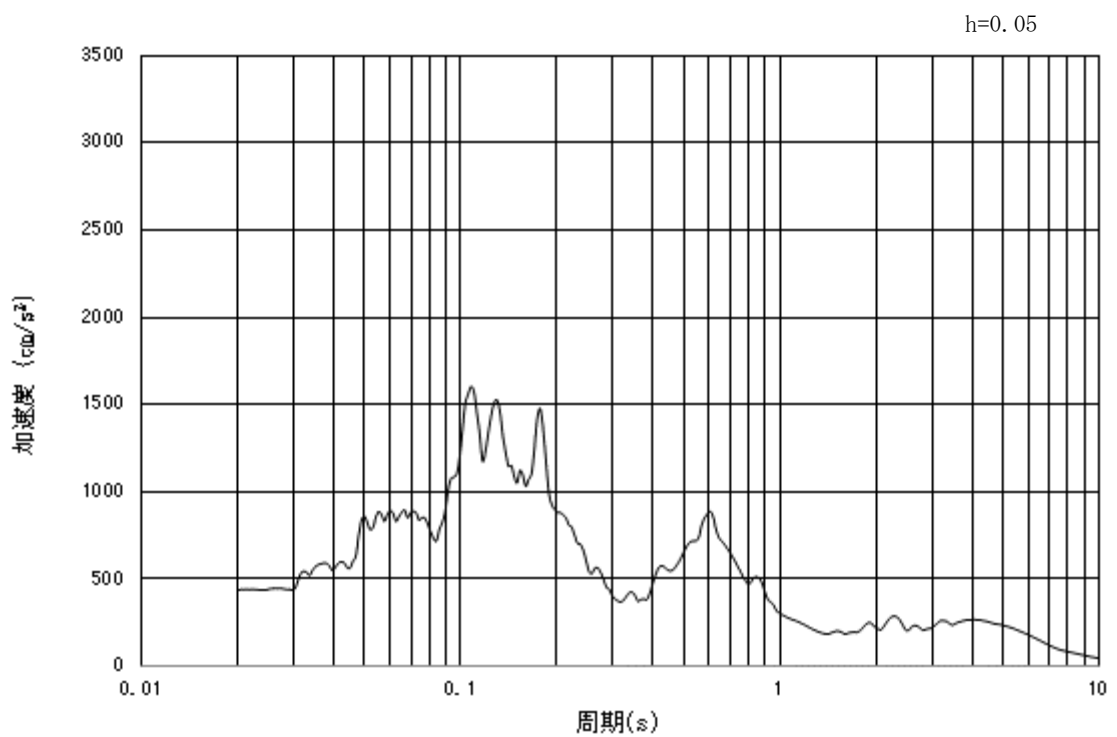


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S_s-12)

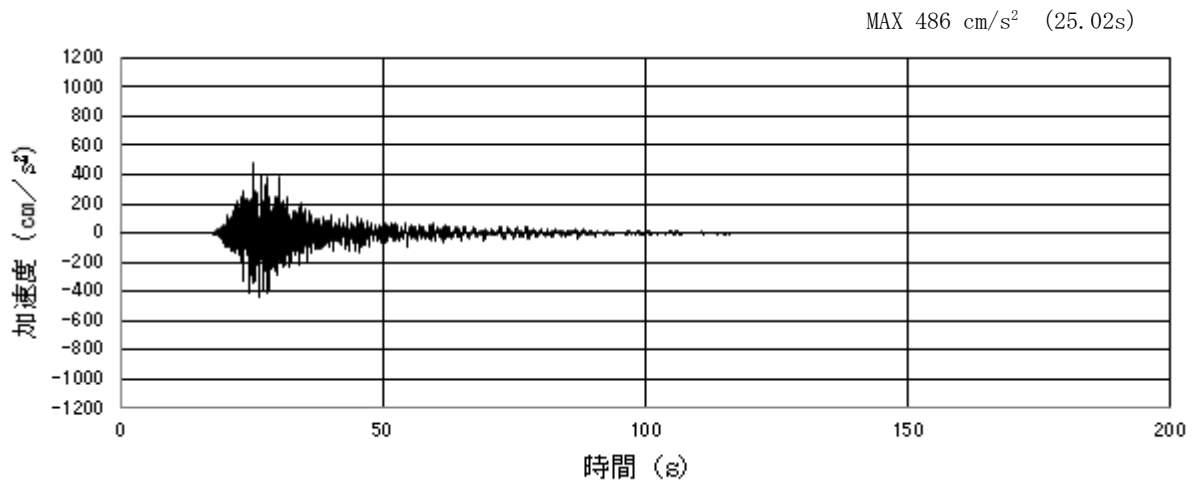


(a) 加速度時刻歴波形

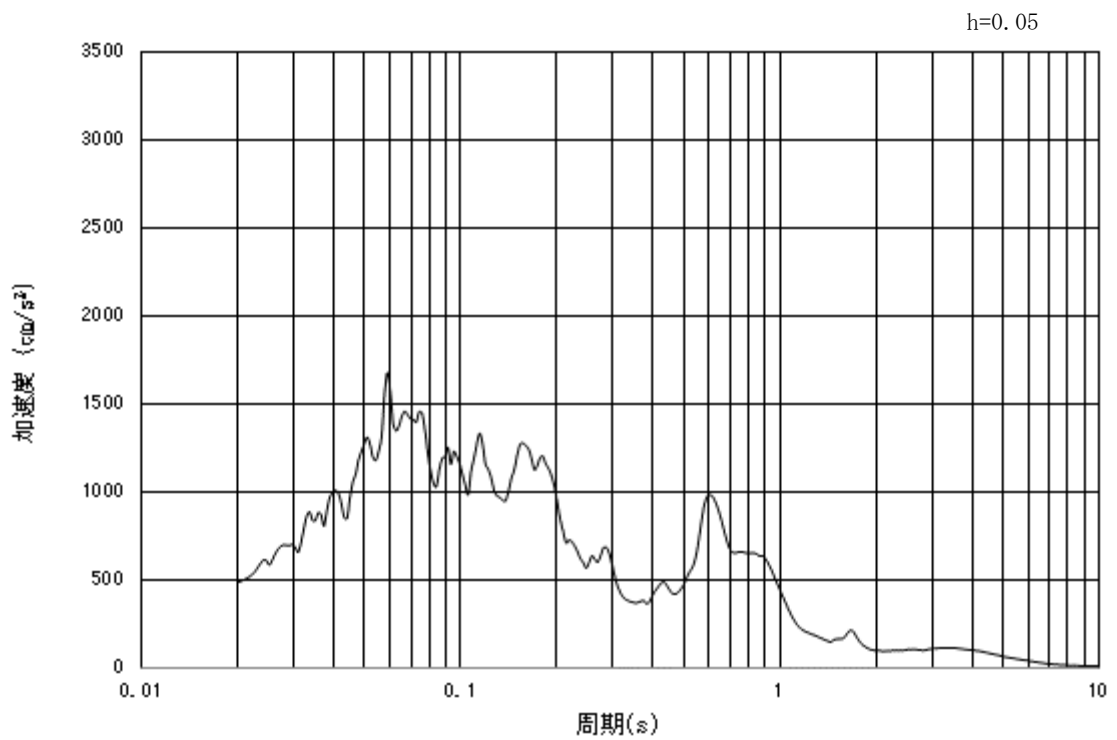


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s-13)

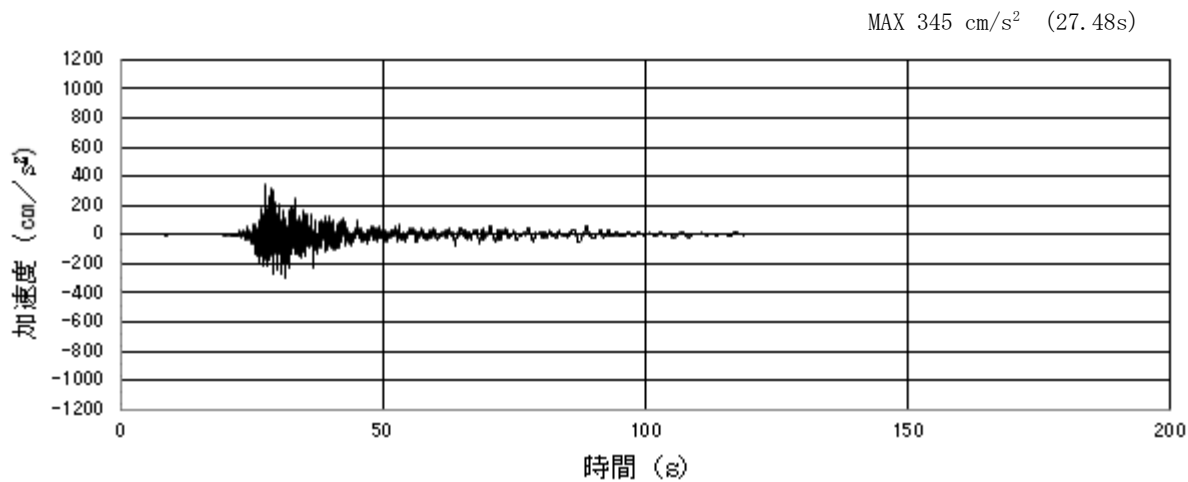


(a) 加速度時刻歴波形

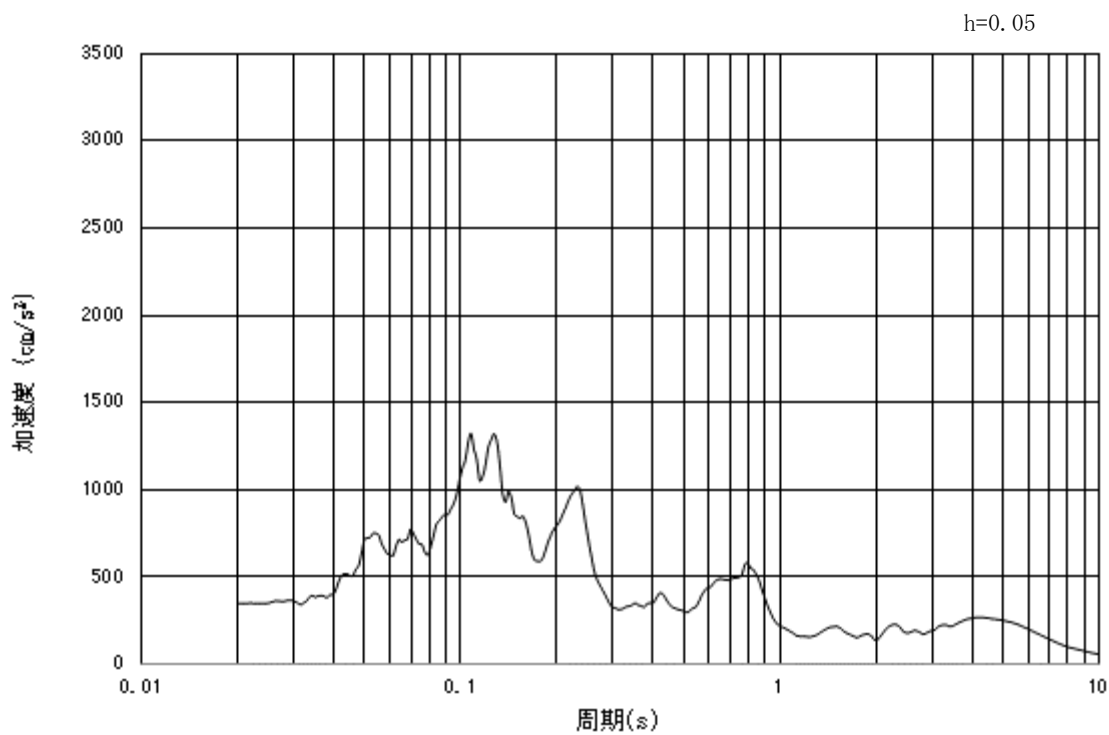


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S_s-13)

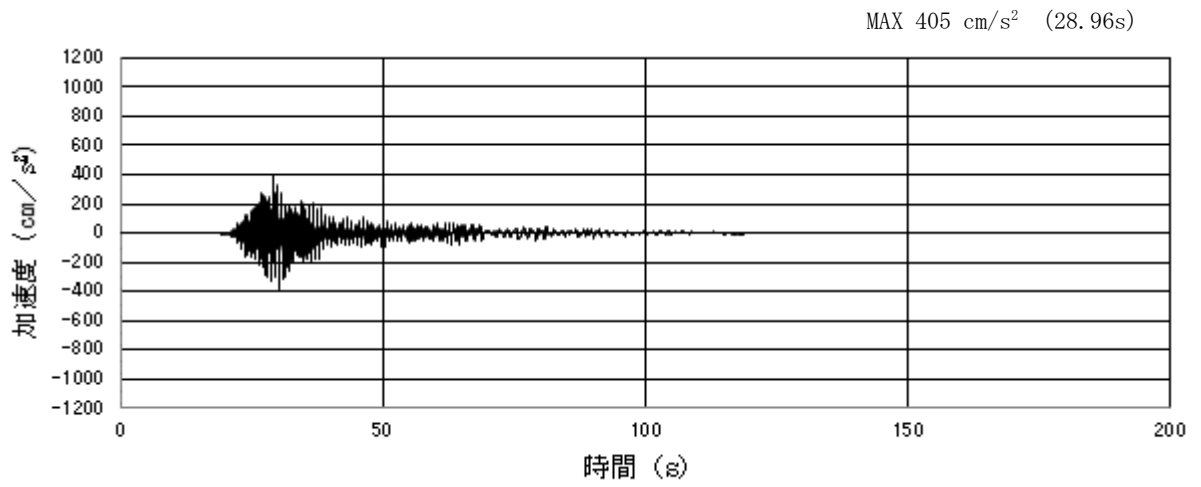


(a) 加速度時刻歴波形

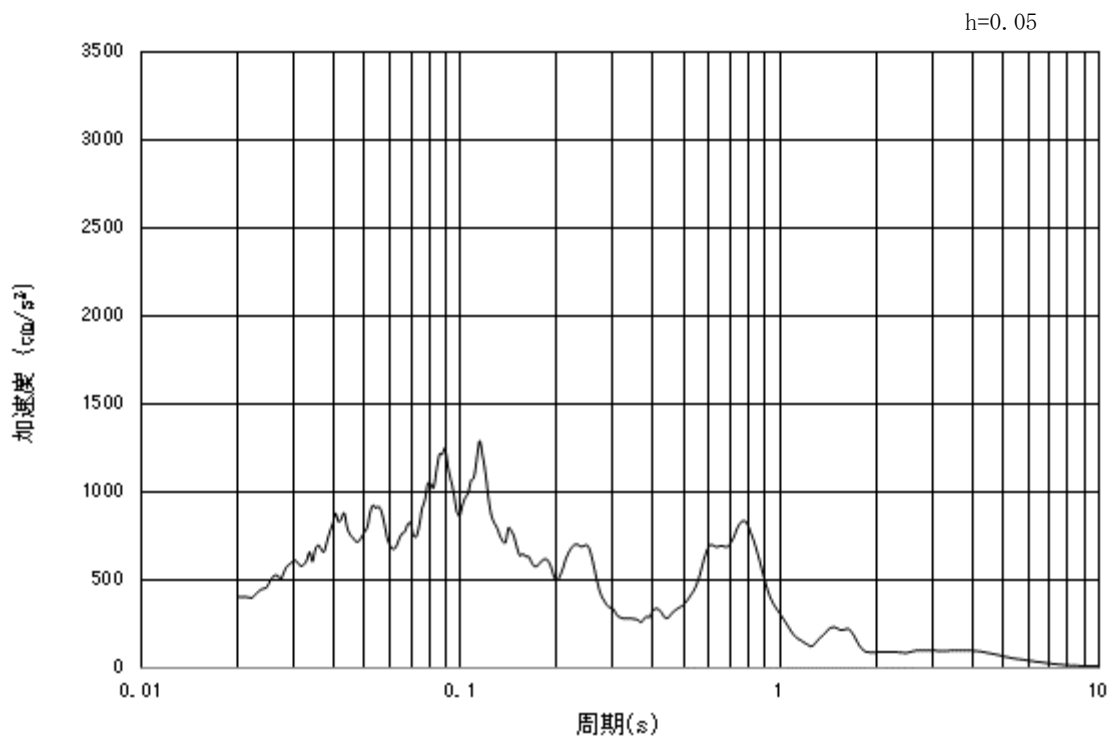


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s-14)

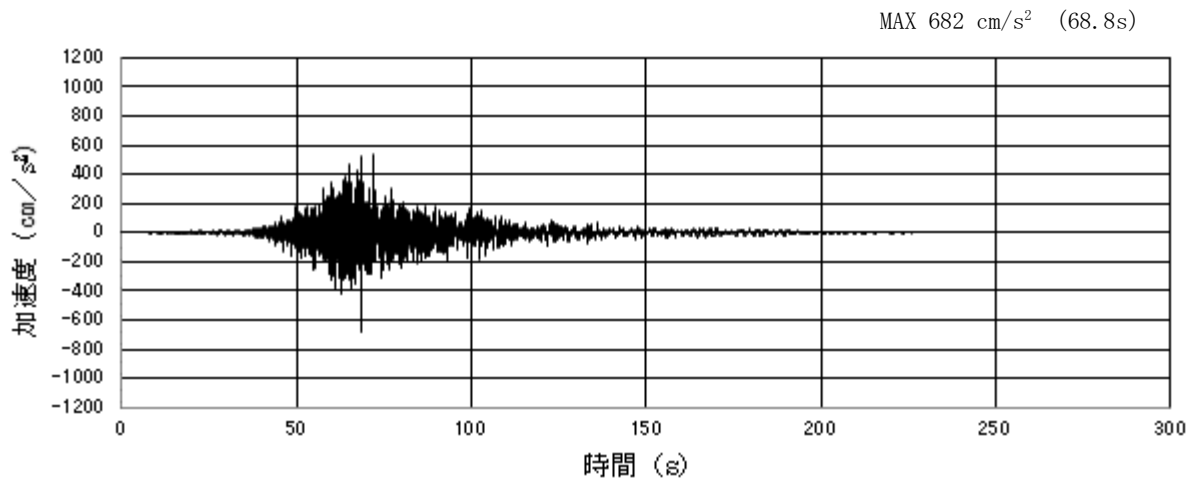


(a) 加速度時刻歴波形

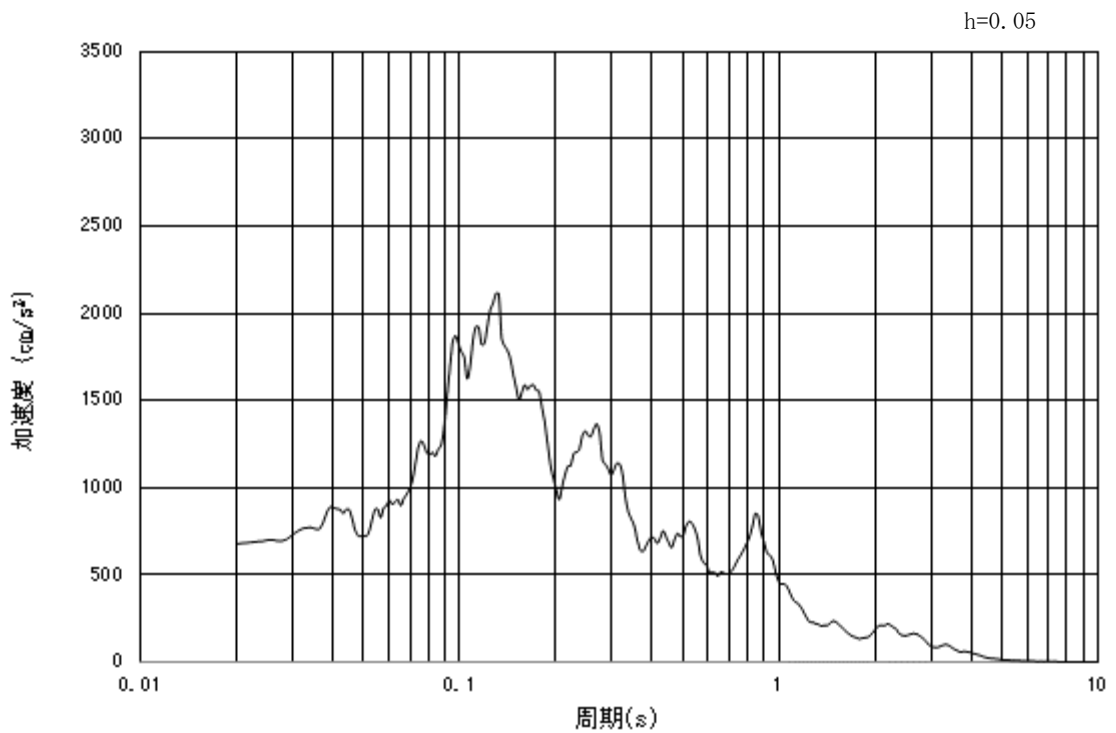


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: S_s-14)

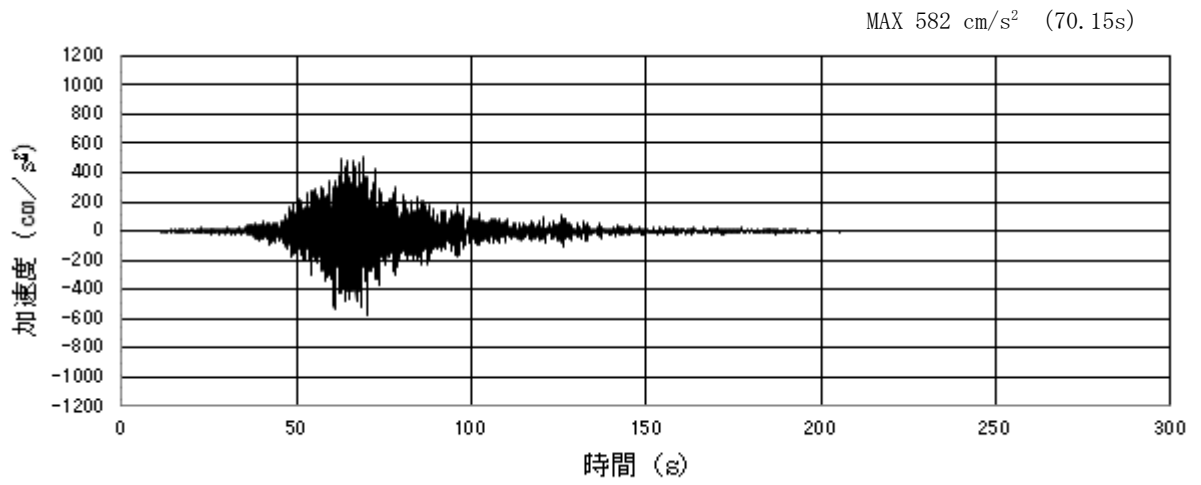


(a) 加速度時刻歴波形

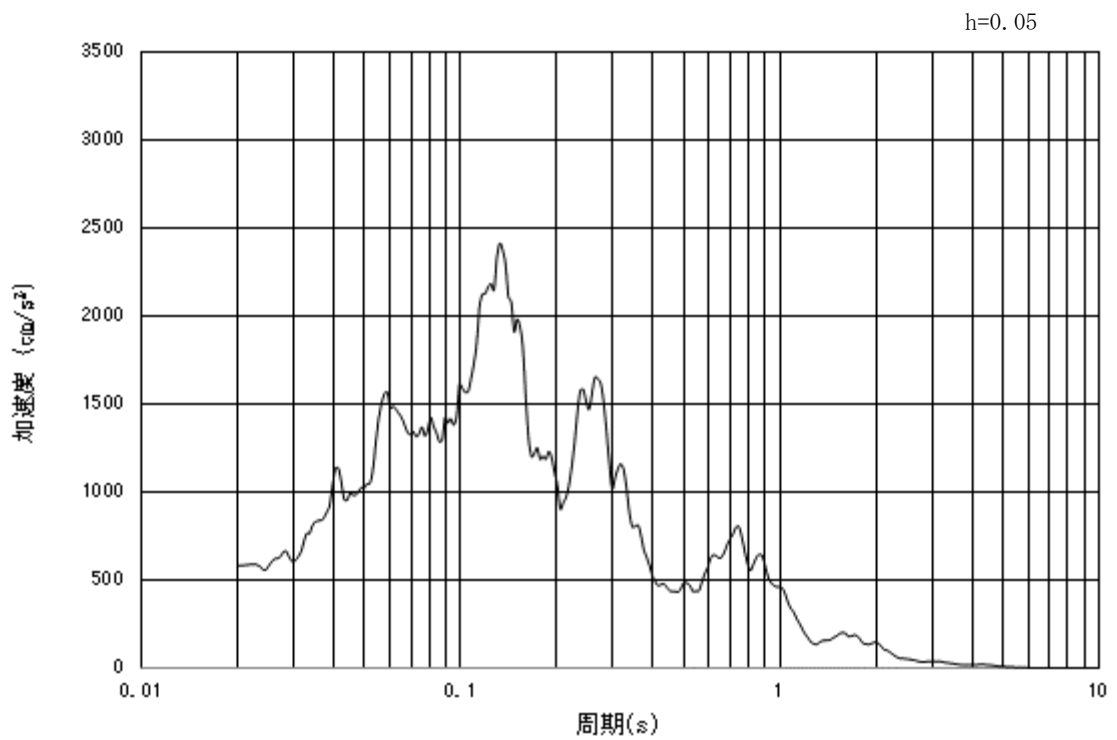


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: S_s-21)

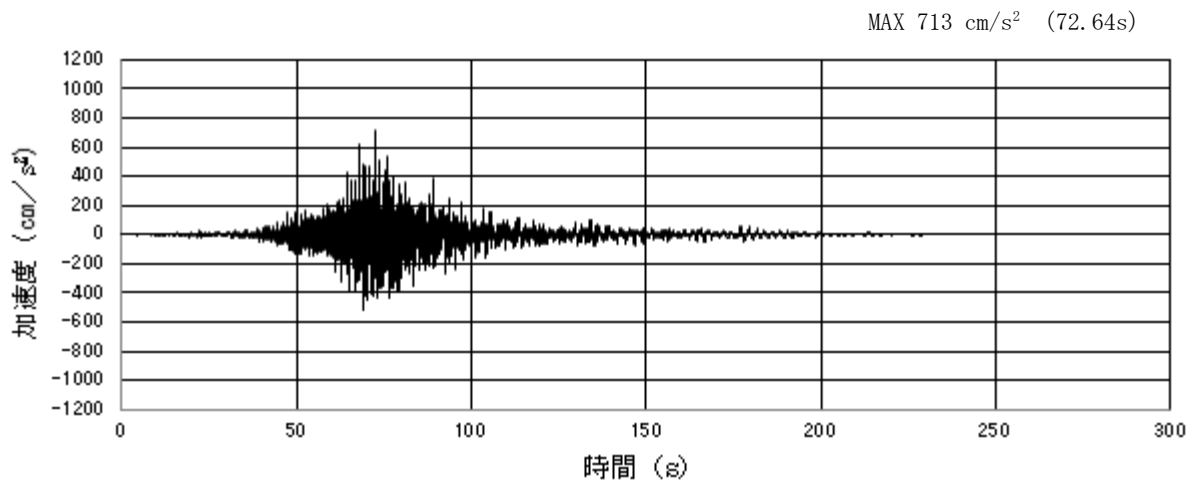


(a) 加速度時刻歴波形

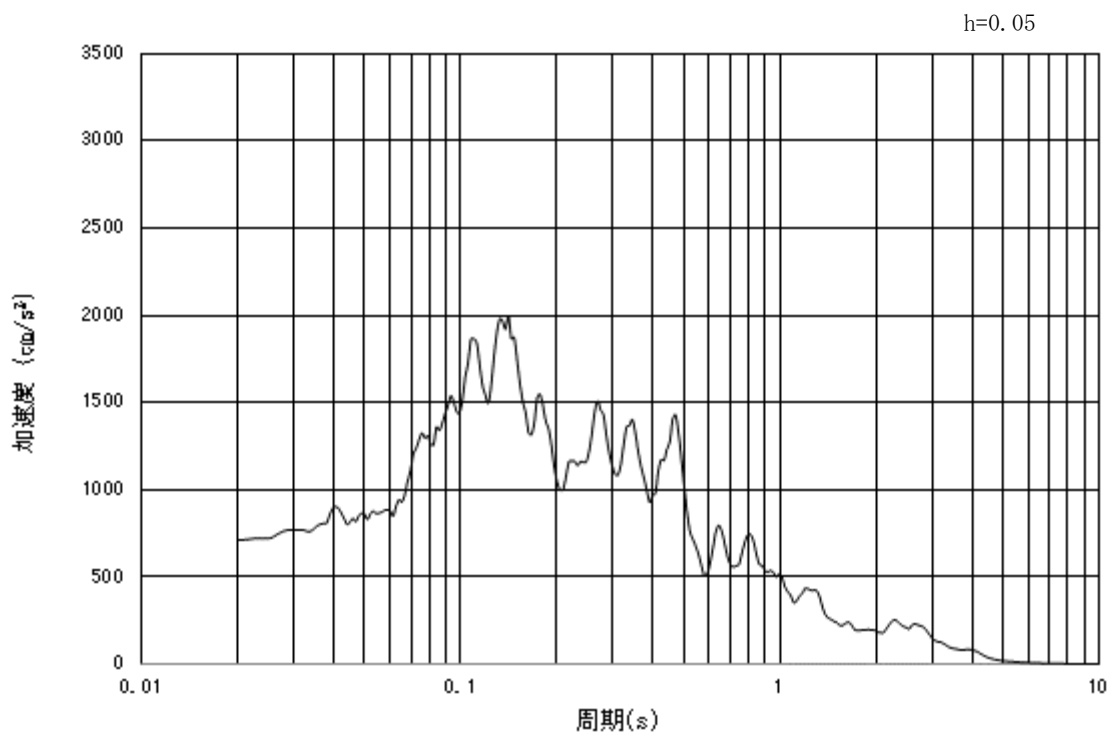


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 21$)

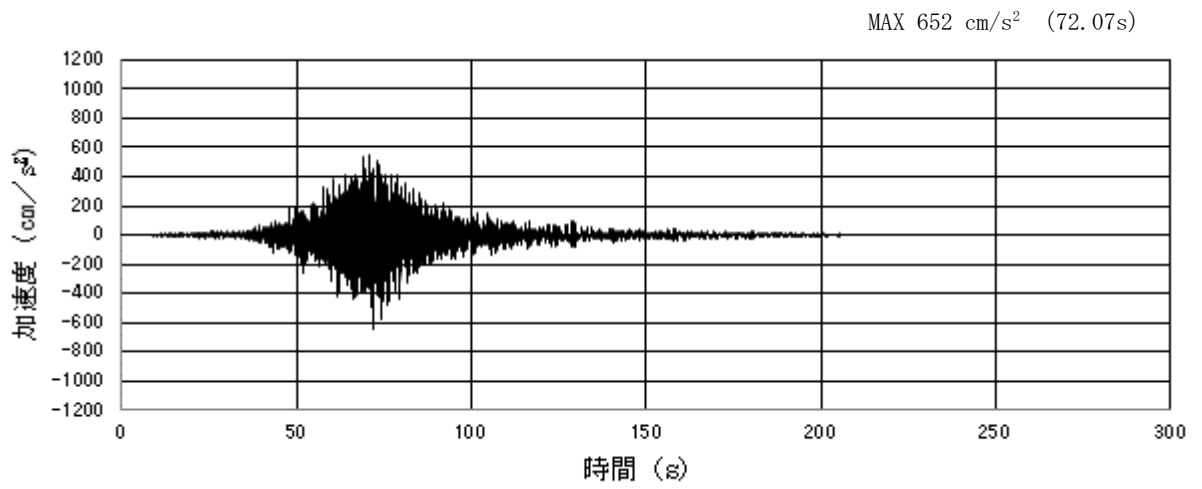


(a) 加速度時刻歴波形

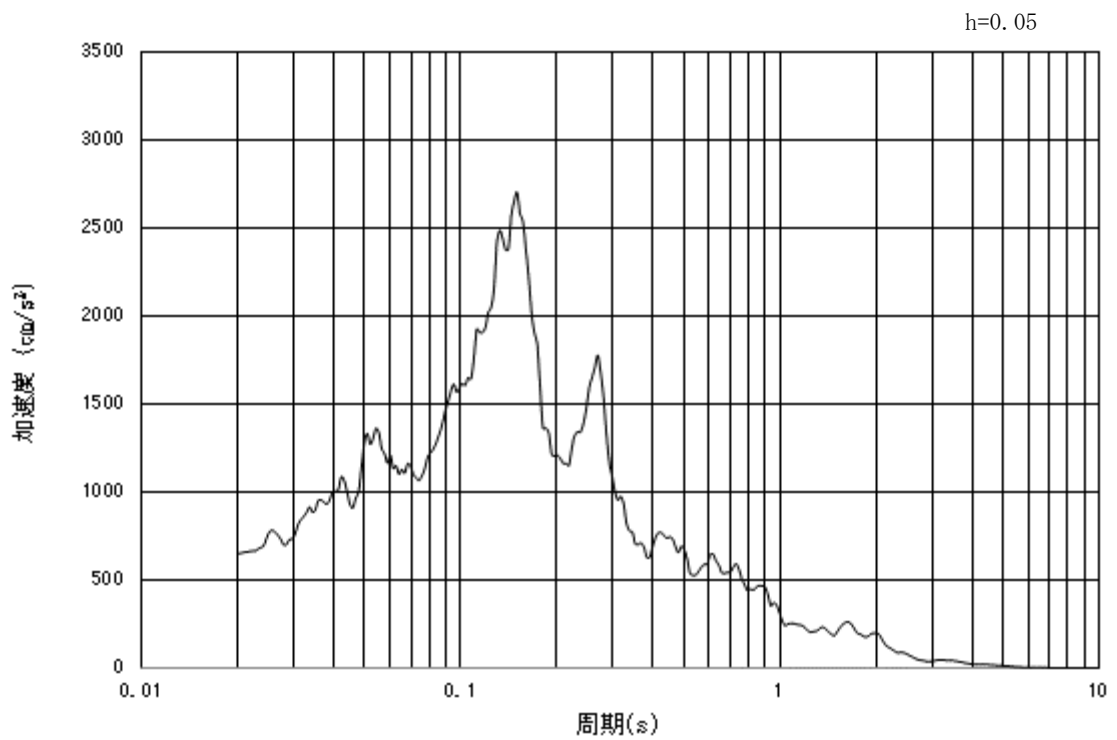


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s-22)

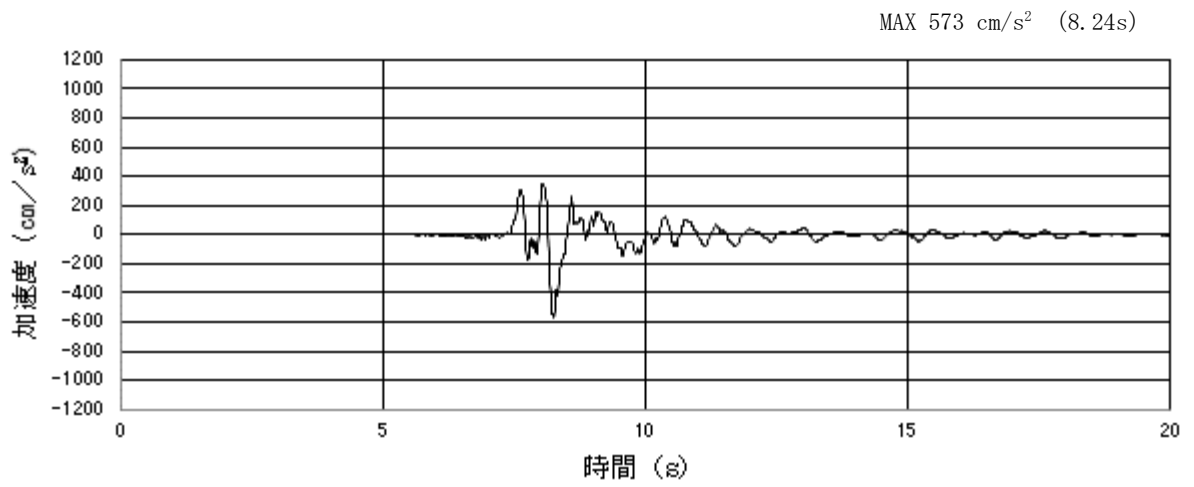


(a) 加速度時刻歴波形

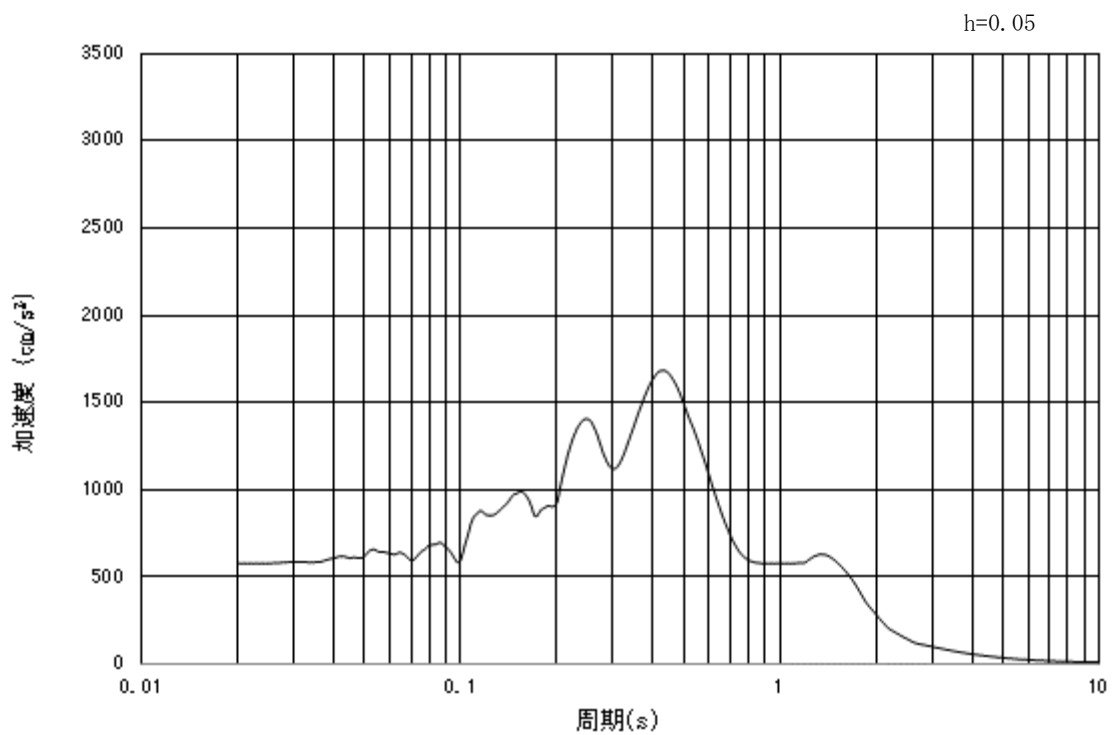


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: S_s-22)

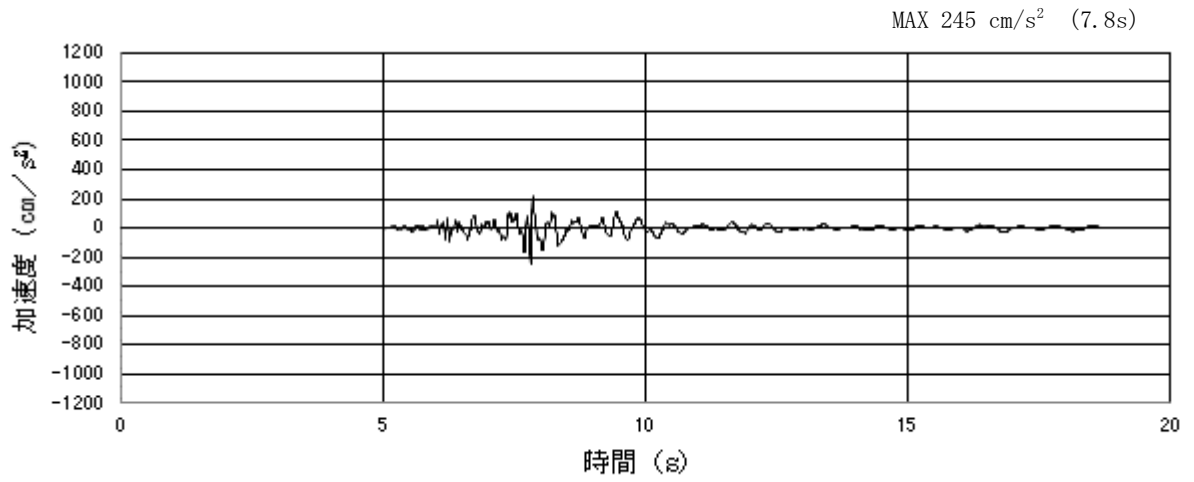


(a) 加速度時刻歴波形

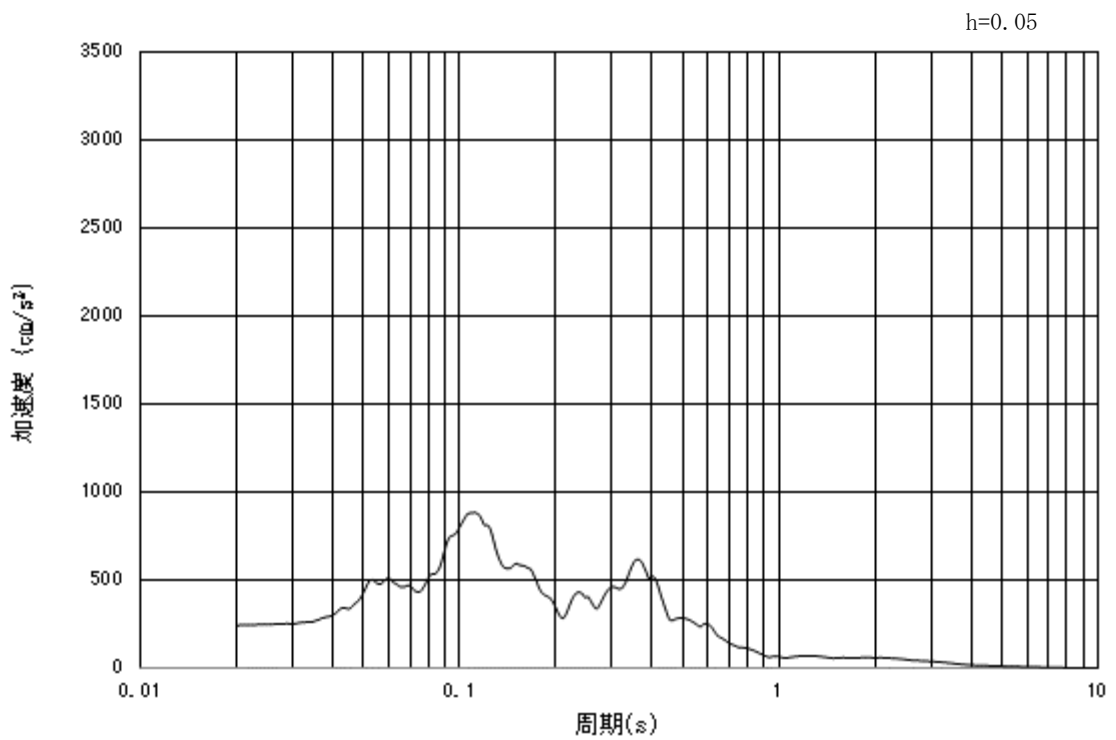


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (15) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: S_s-31)



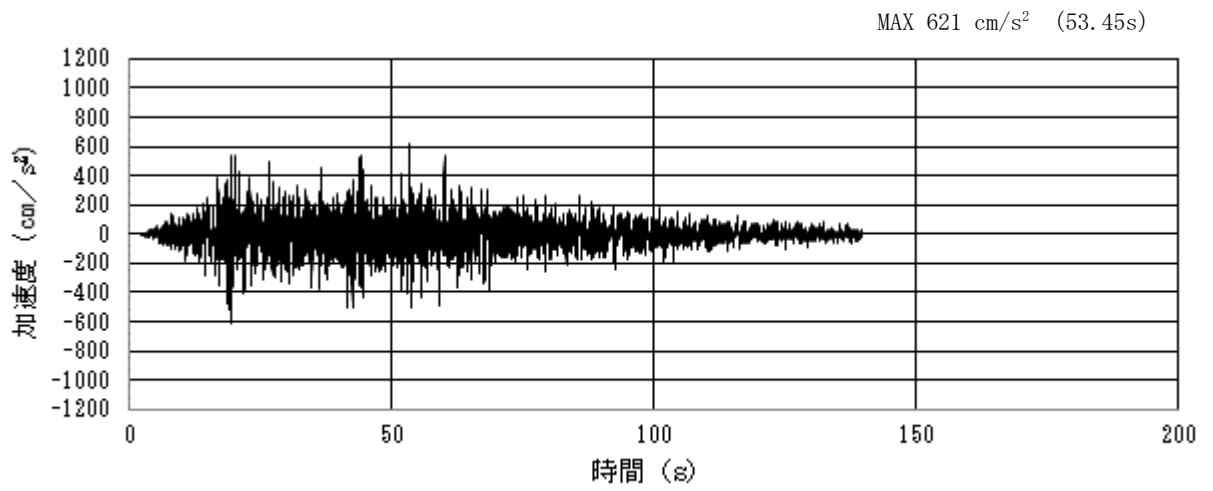
(a) 加速度時刻歴波形



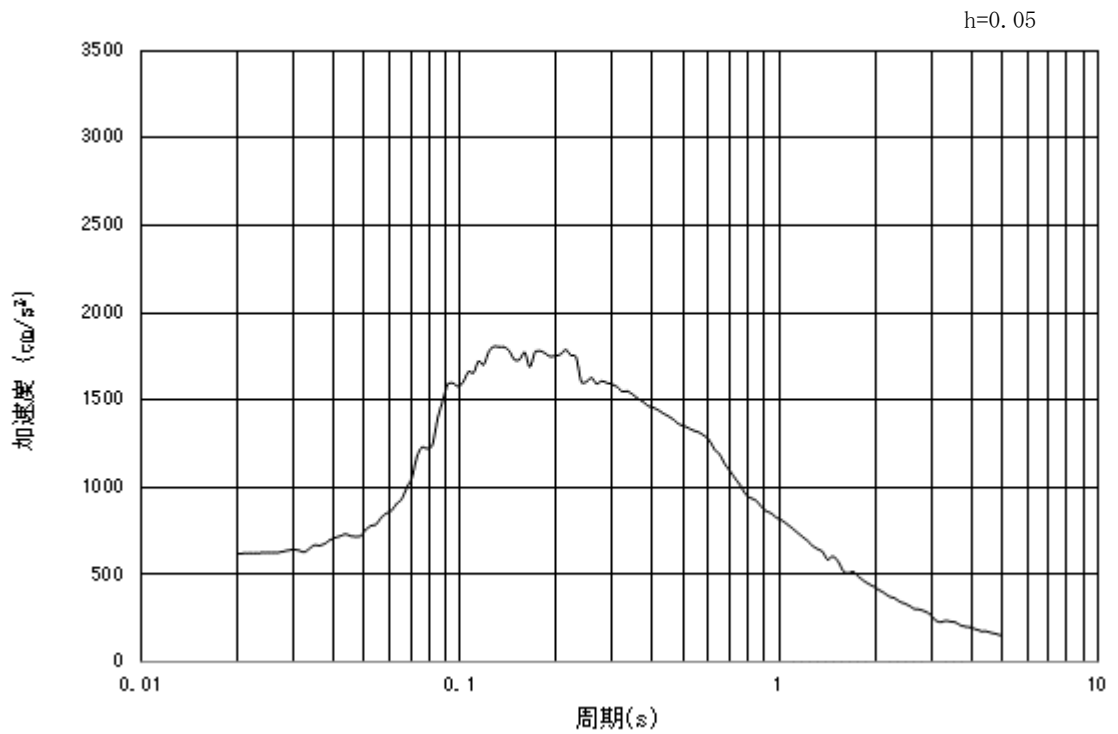
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (16) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S_s-31)

3.4.4 断面④, 断面⑤

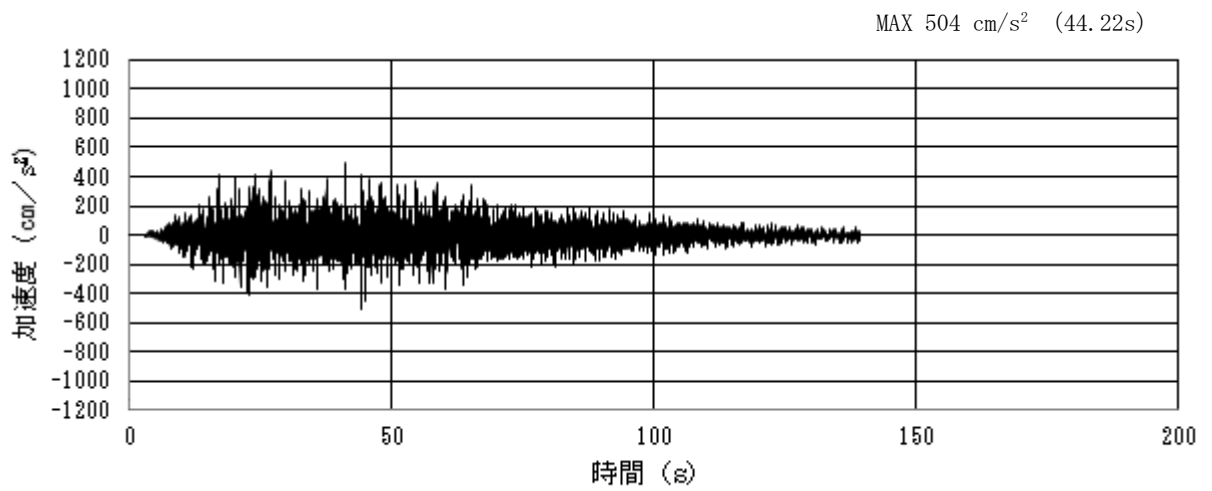


加速度時刻歴波形

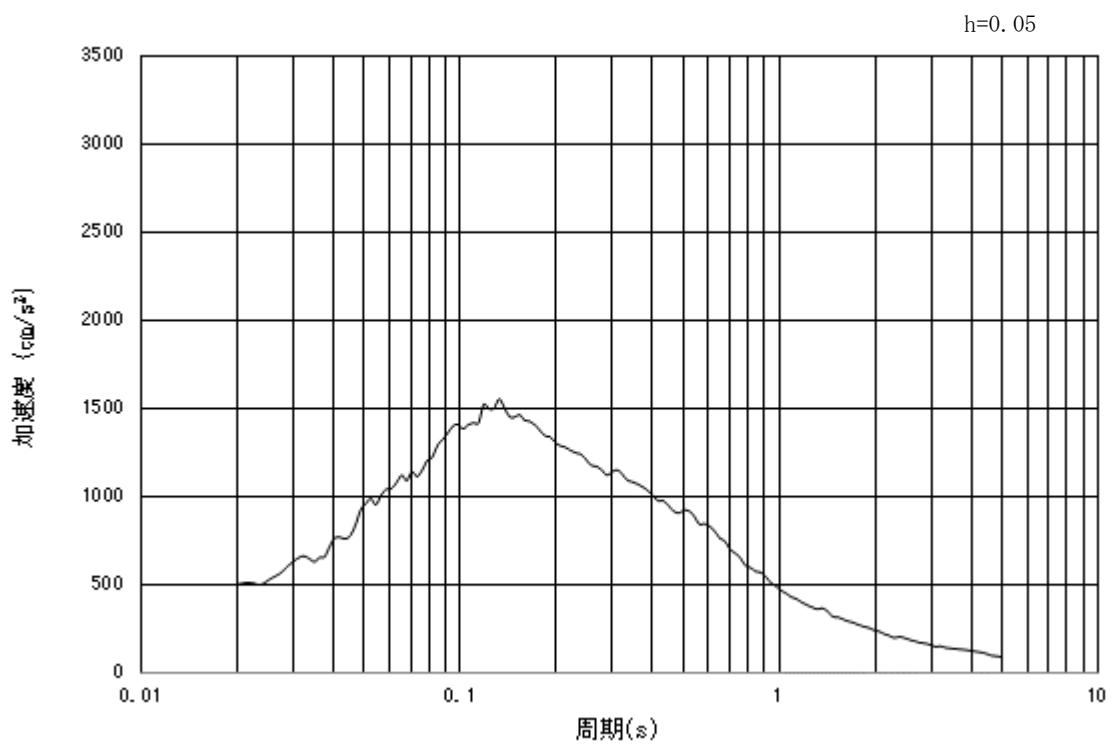


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - D 1$)

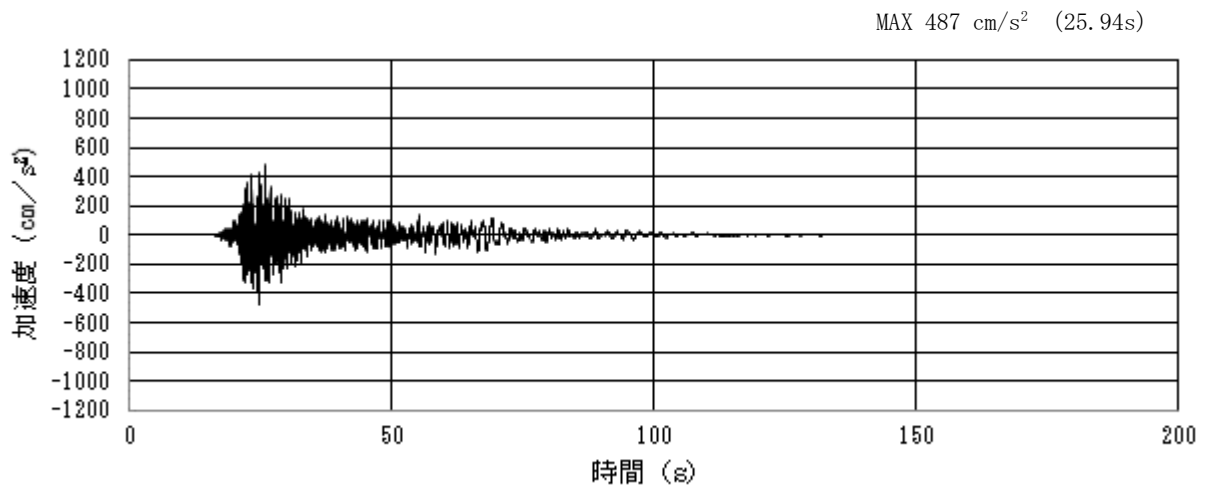


加速度時刻歴波形

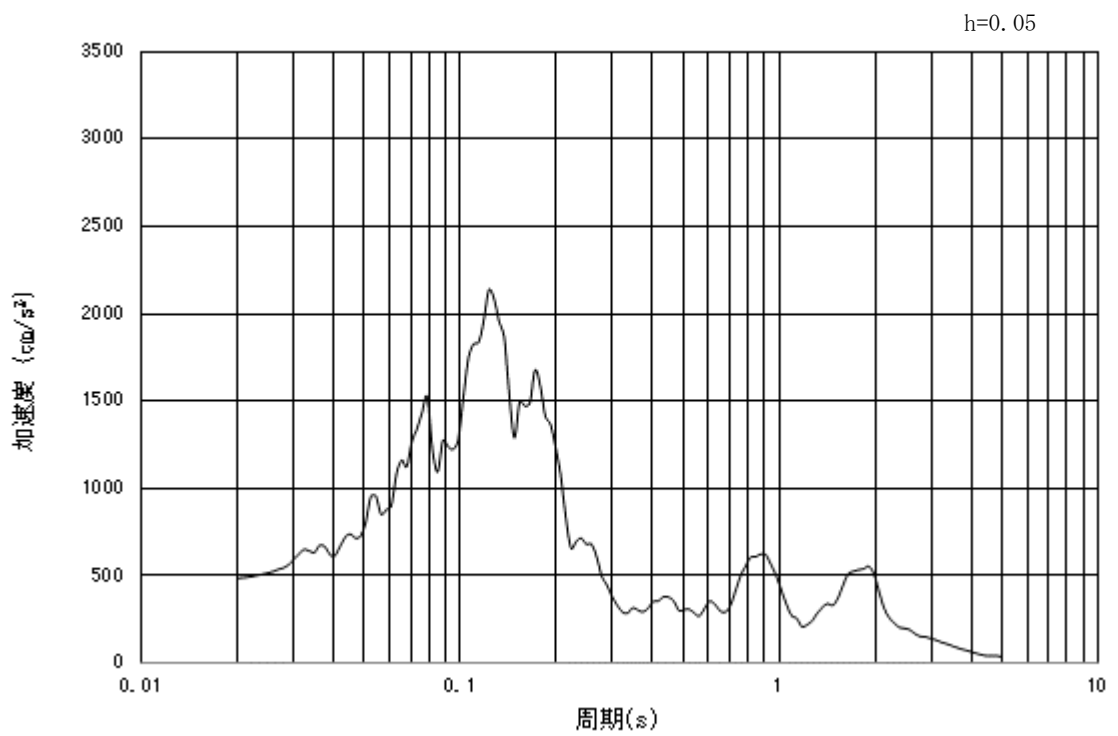


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S_s-D1)

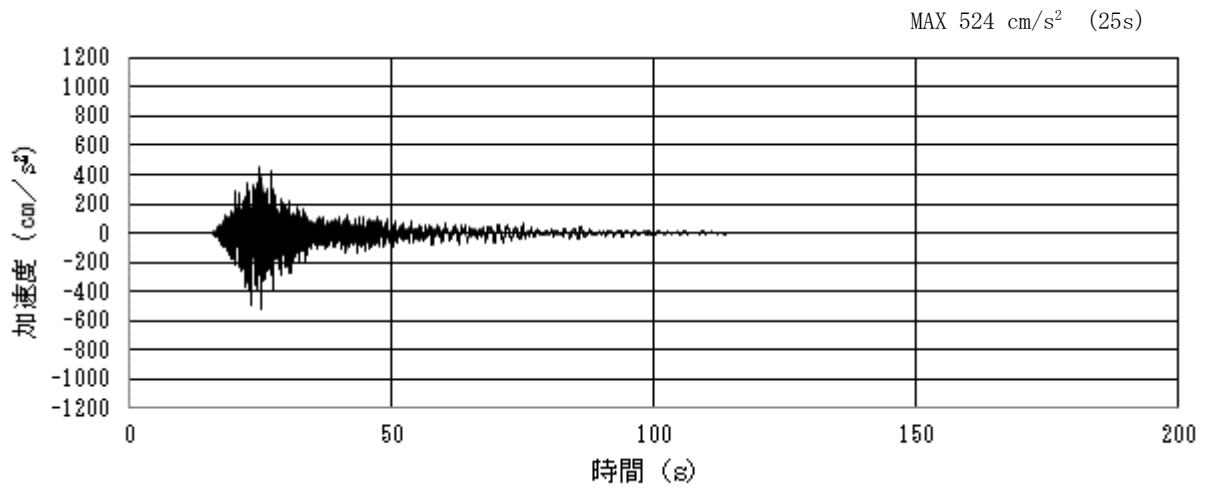


加速度時刻歴波形

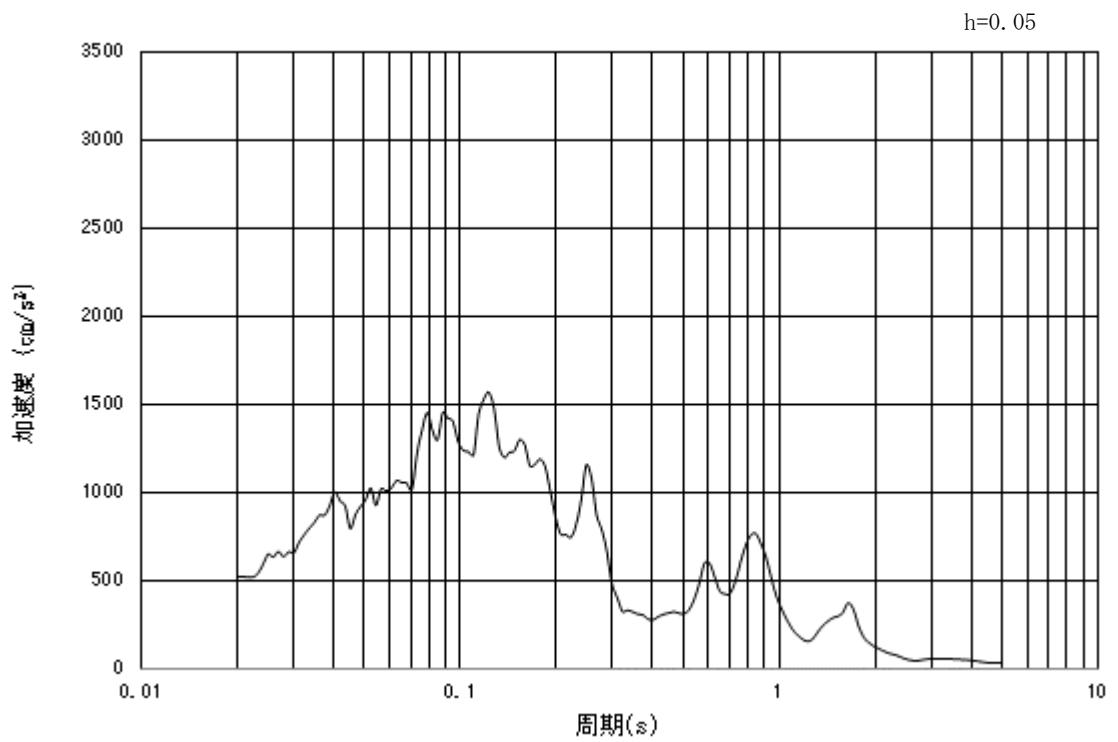


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s - 1 1)

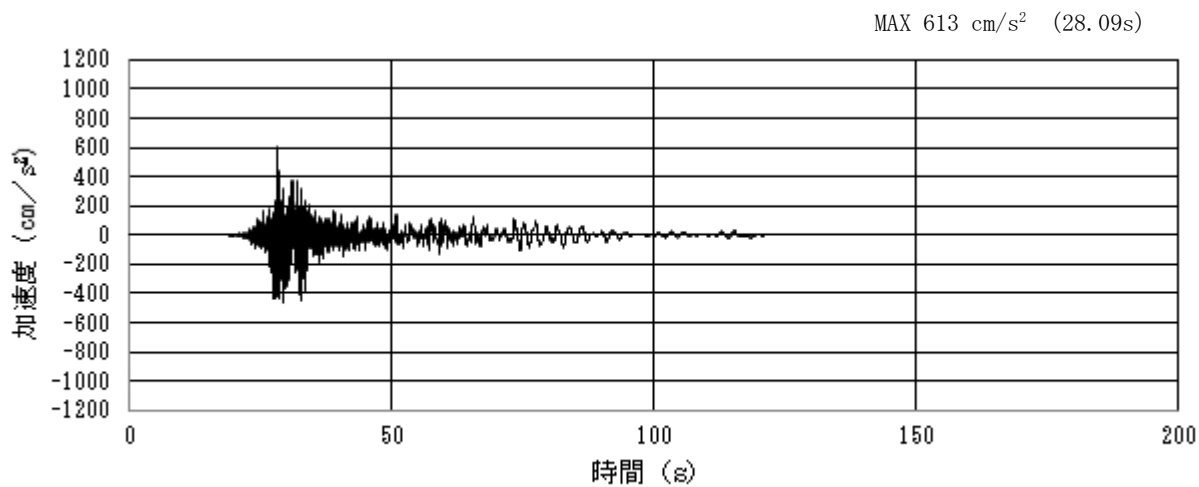


加速度時刻歴波形

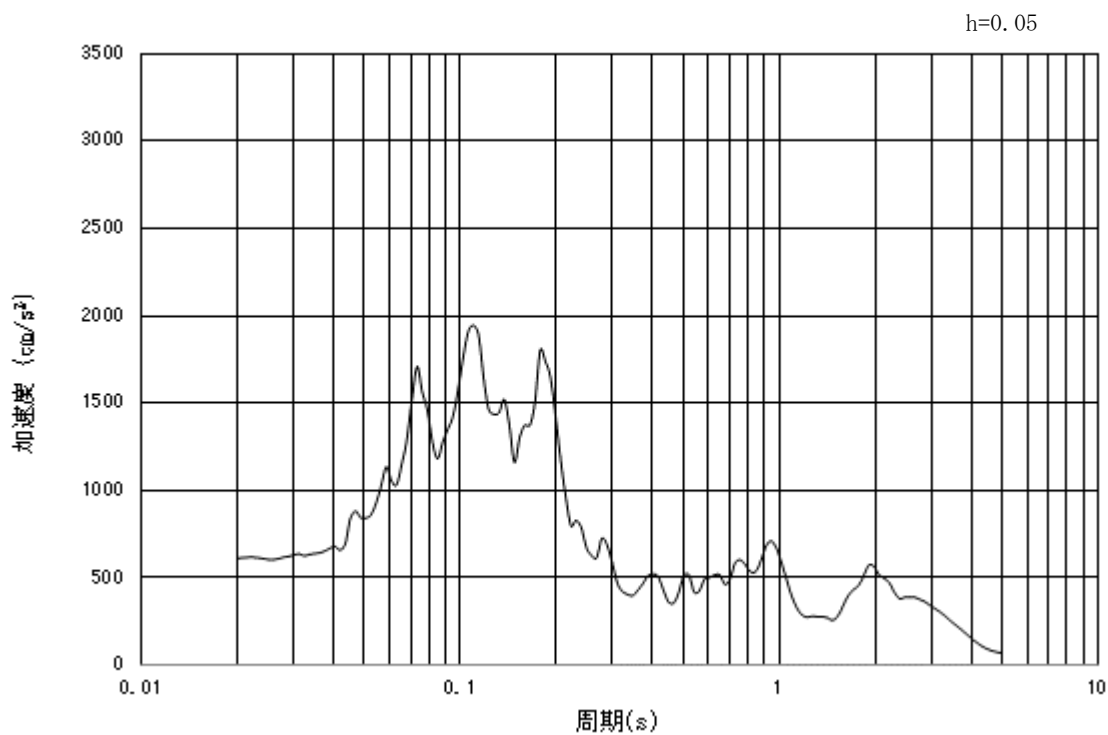


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S_s-11)

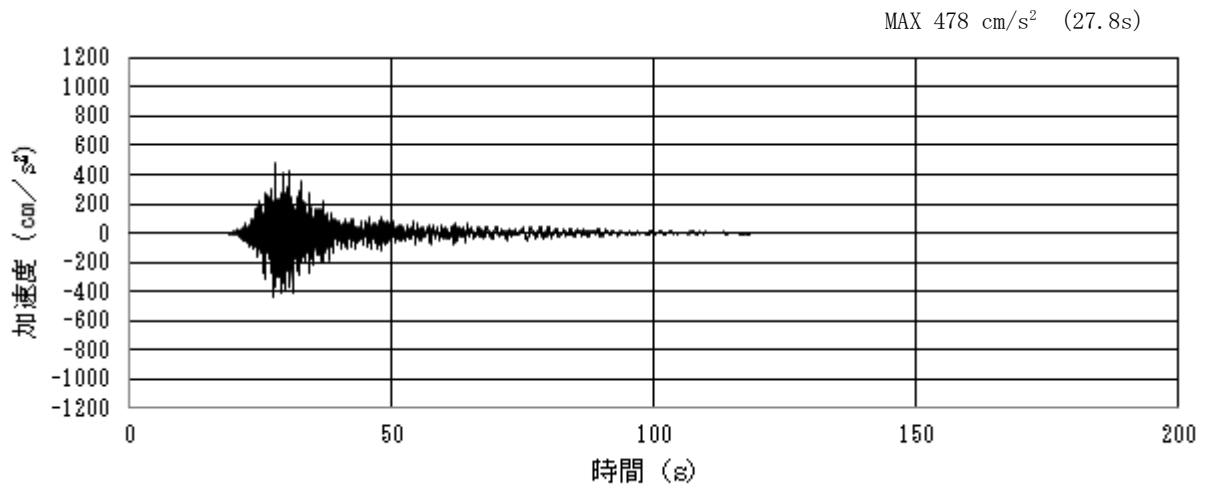


加速度時刻歴波形

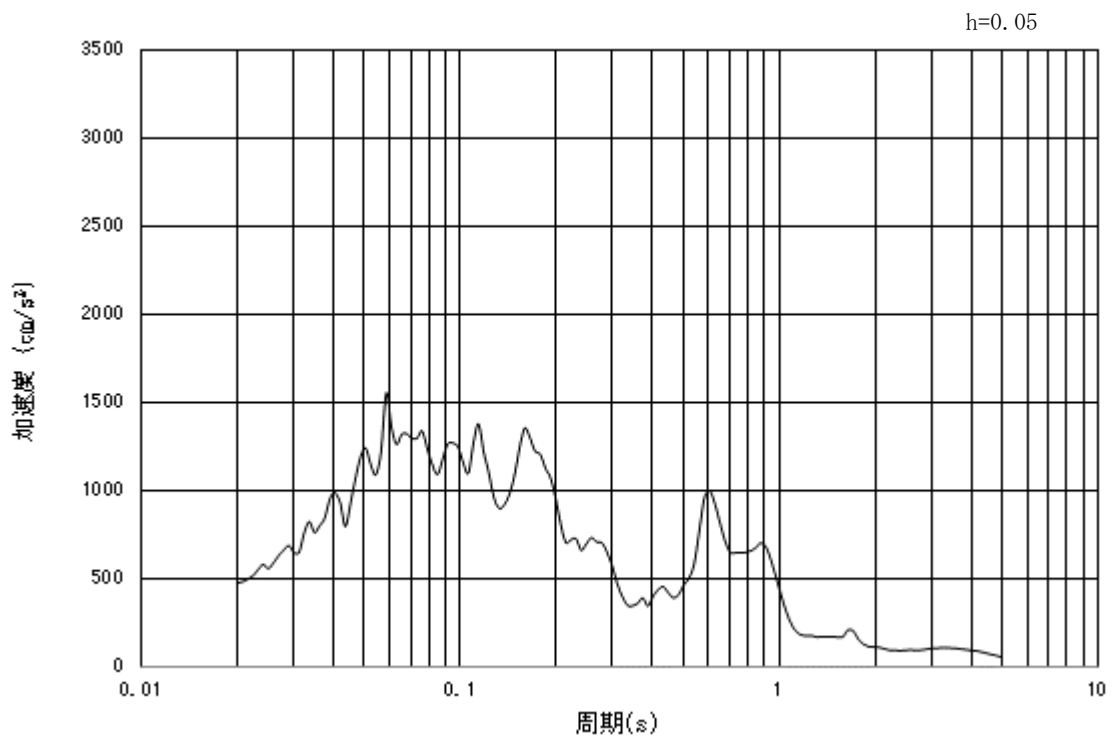


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s-12)

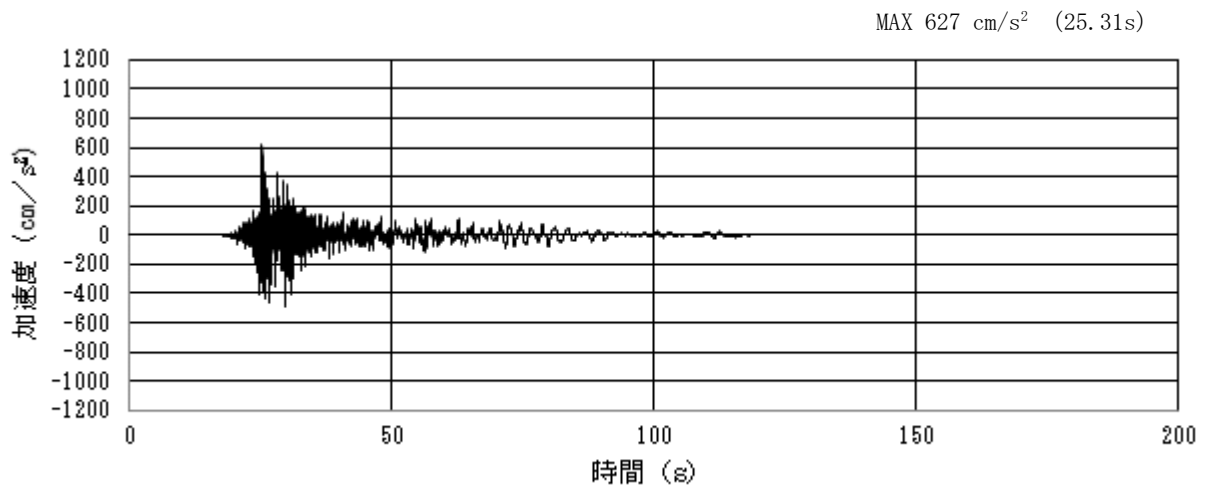


加速度時刻歴波形

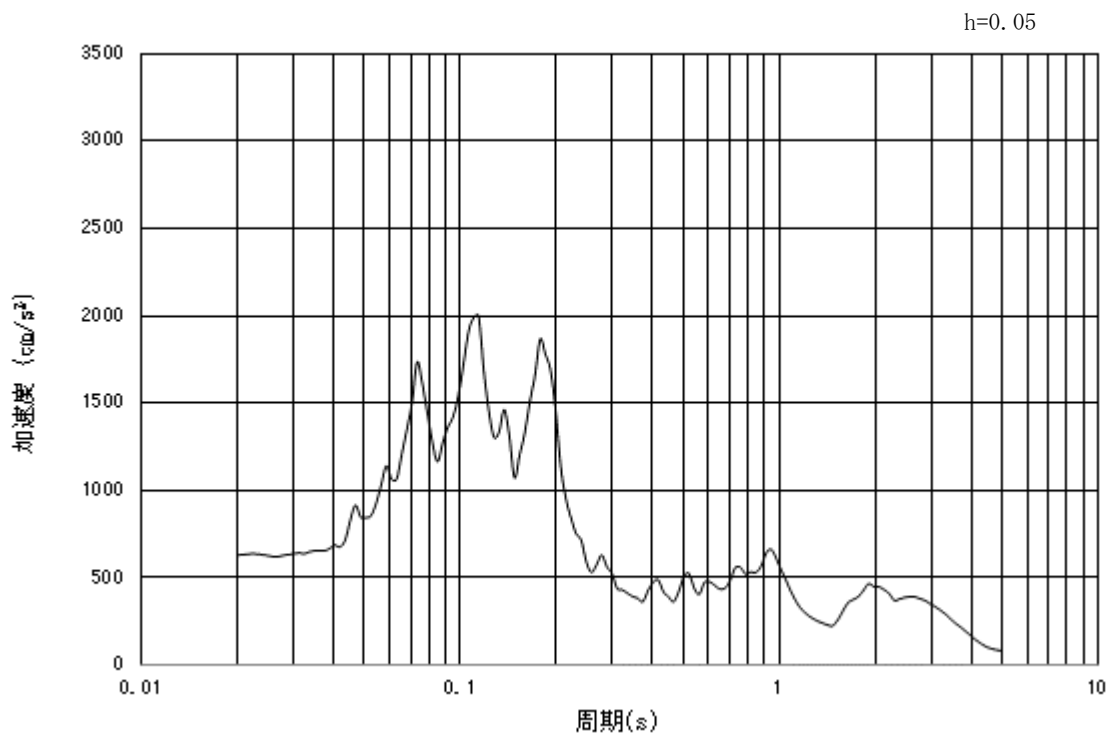


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 12$)

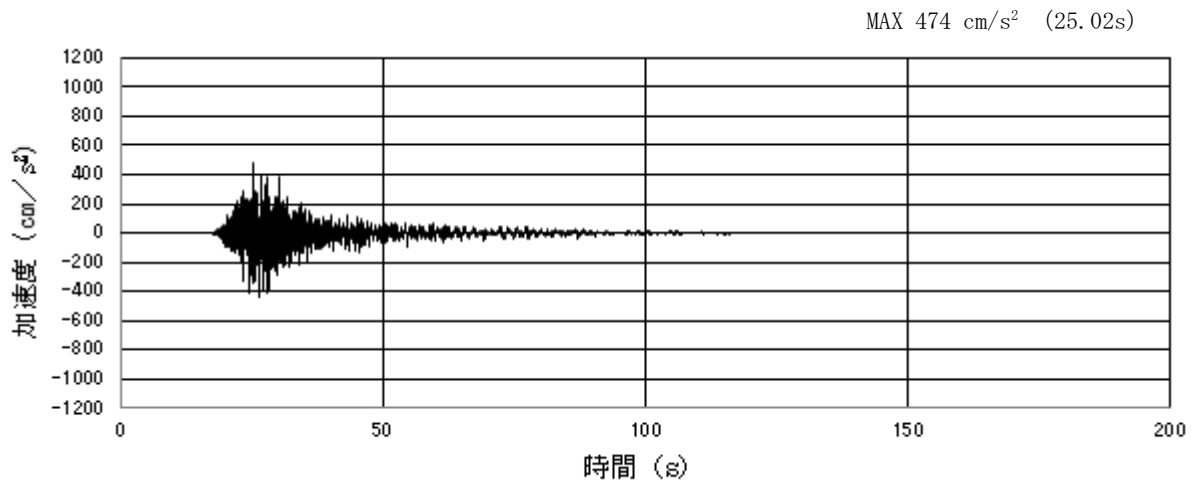


加速度時刻歴波形

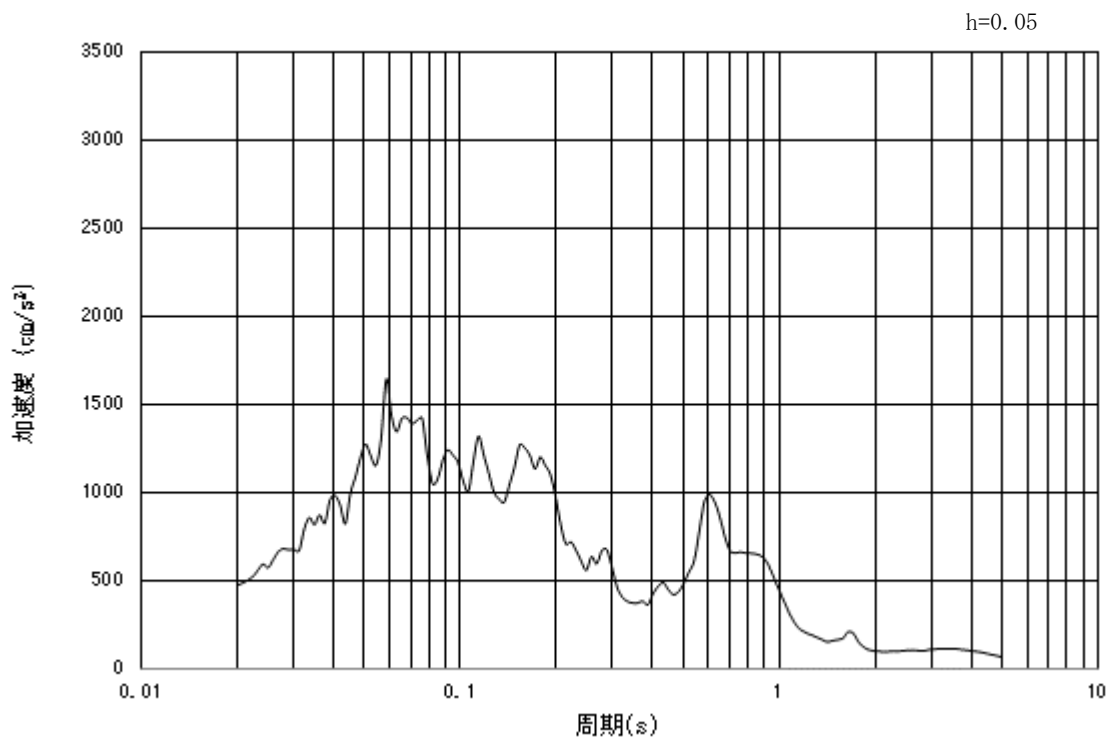


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s-13)

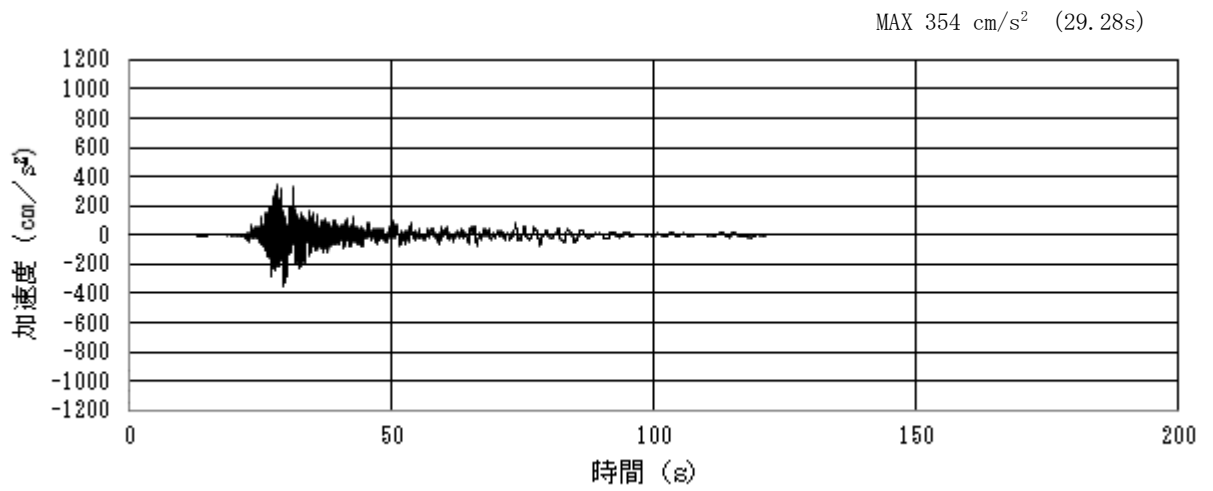


加速度時刻歴波形

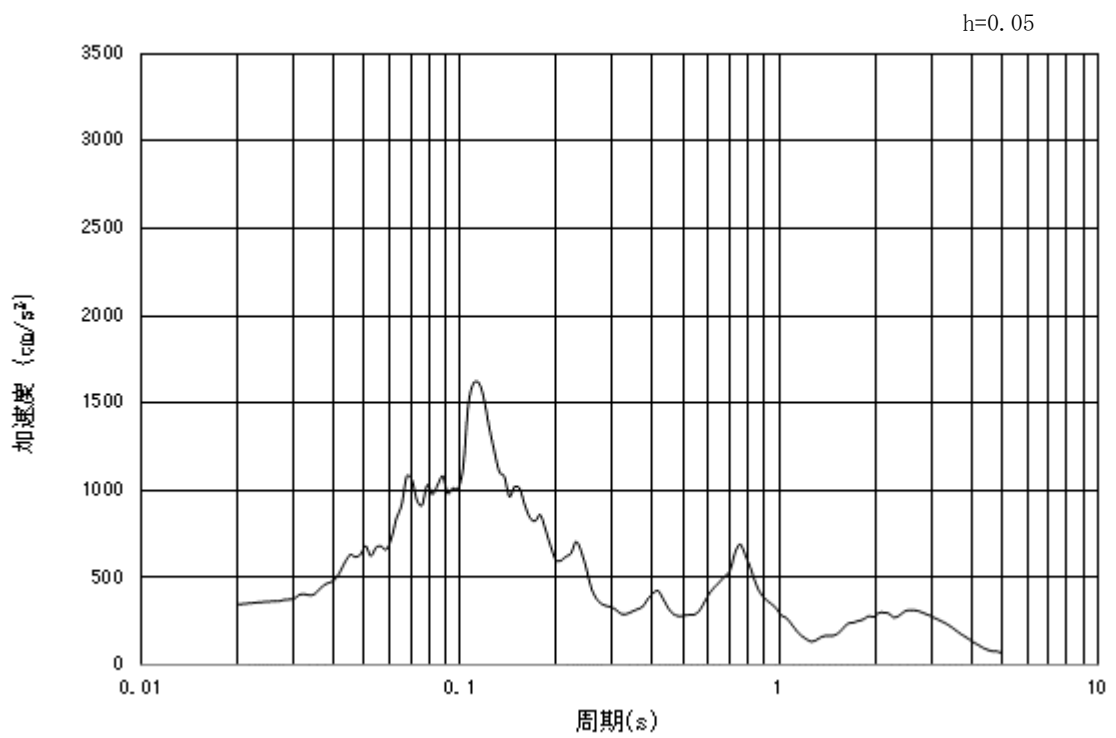


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 13$)

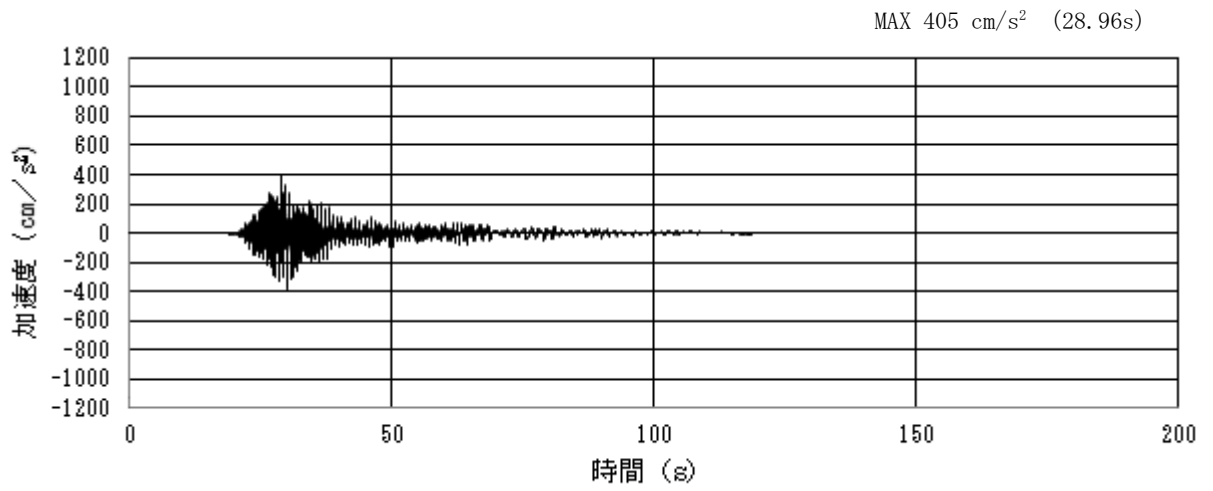


加速度時刻歴波形

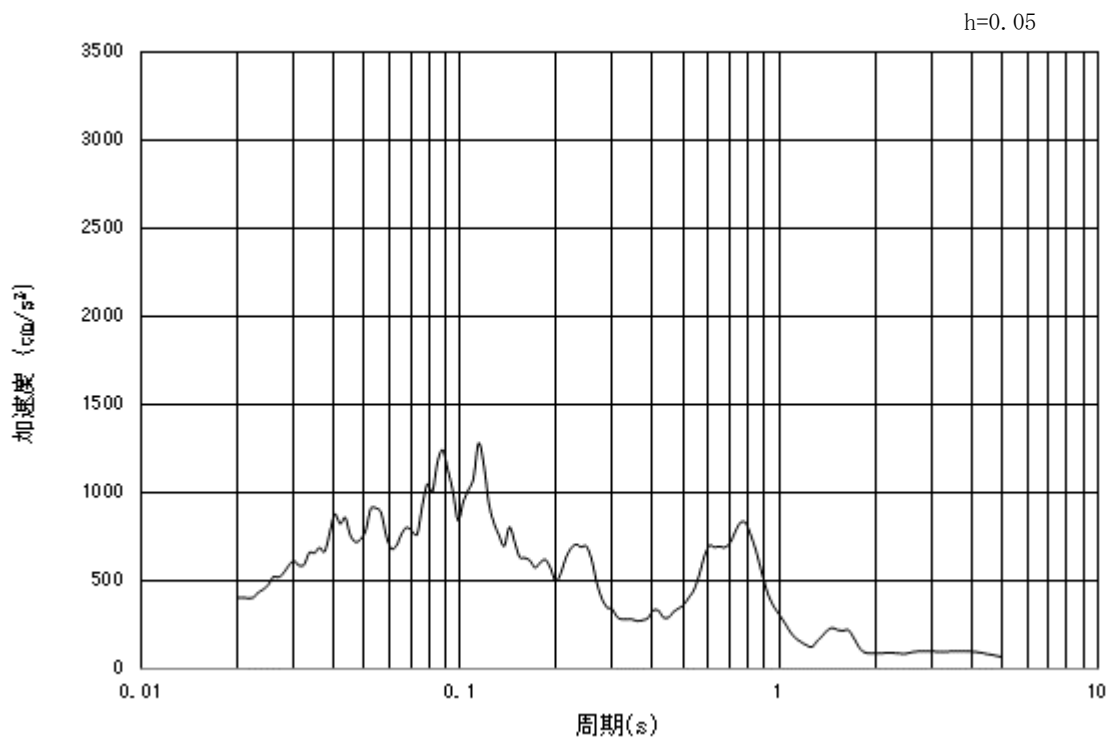


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s-14)

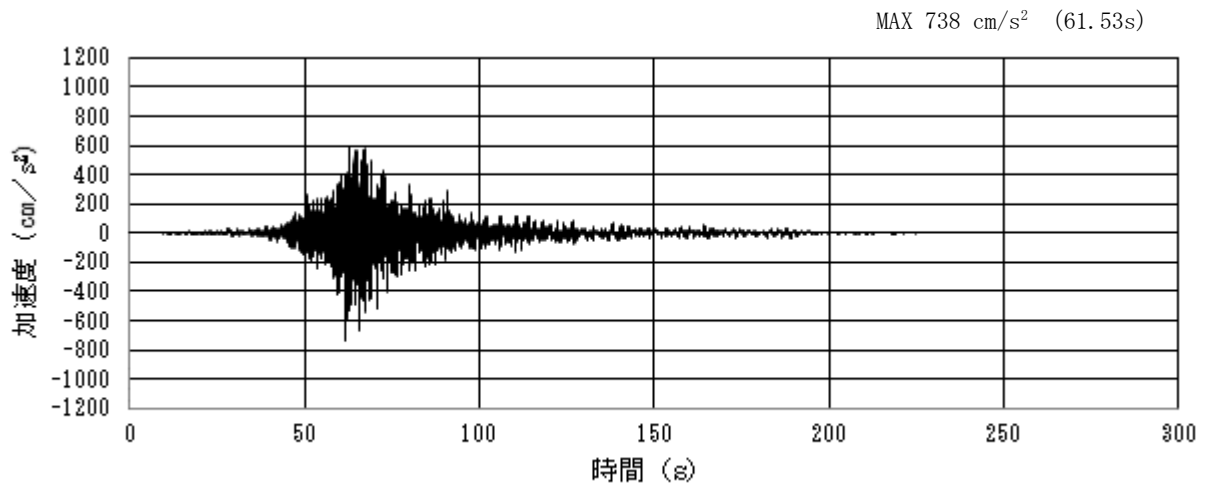


加速度時刻歴波形

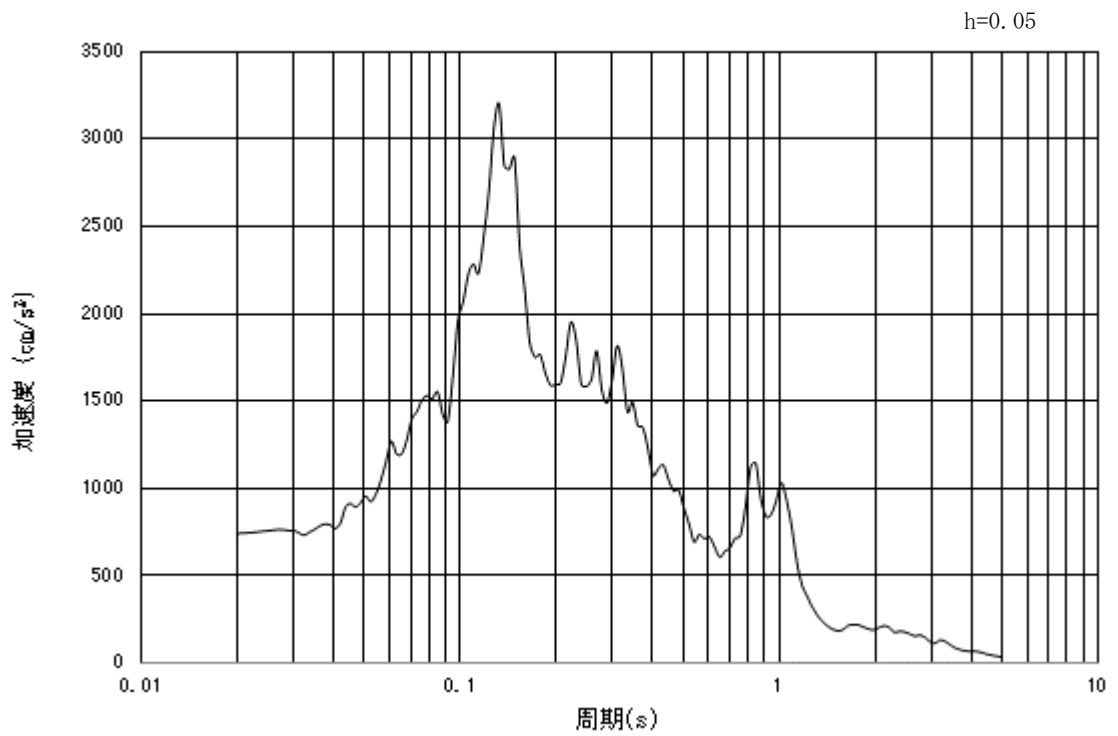


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 1.4$)

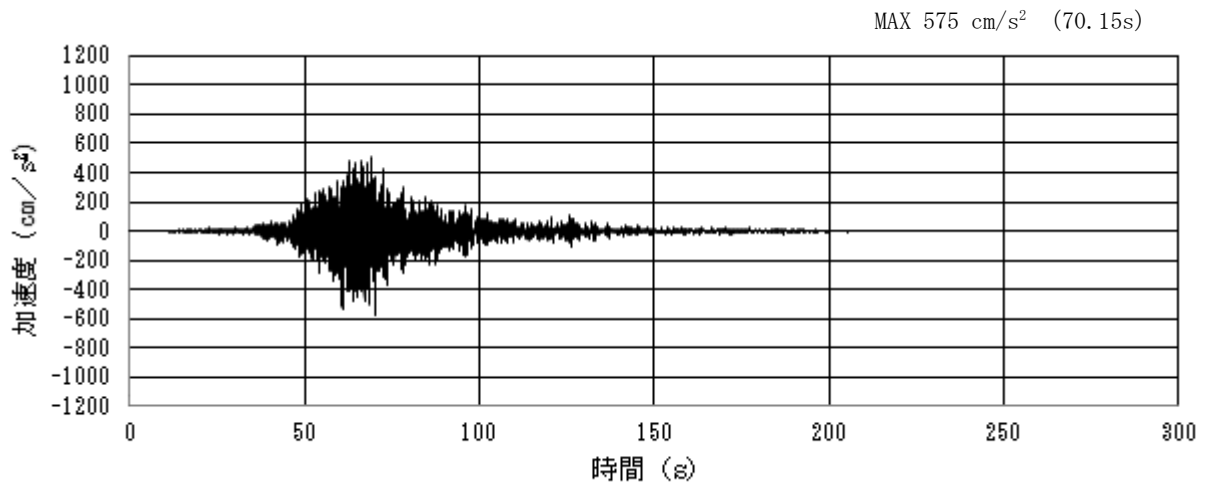


加速度時刻歴波形

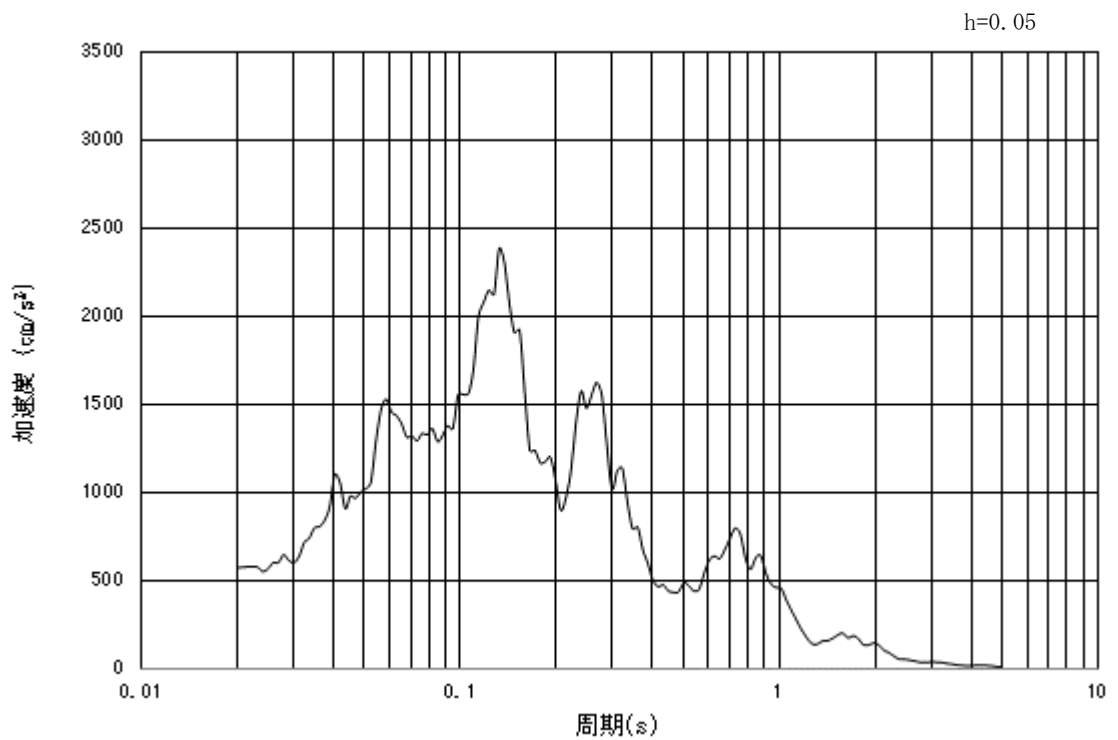


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s - 2 1)

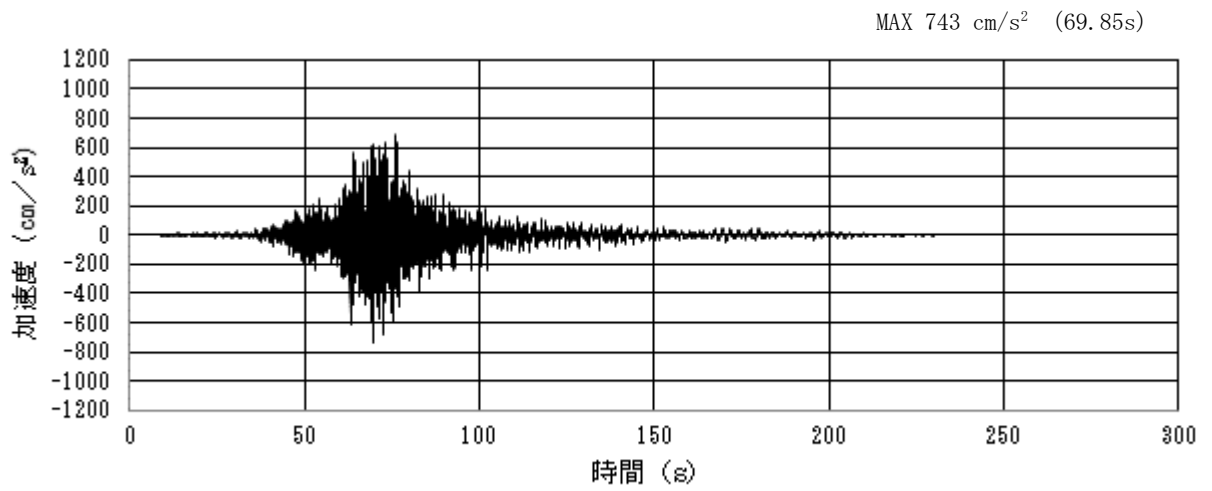


加速度時刻歴波形

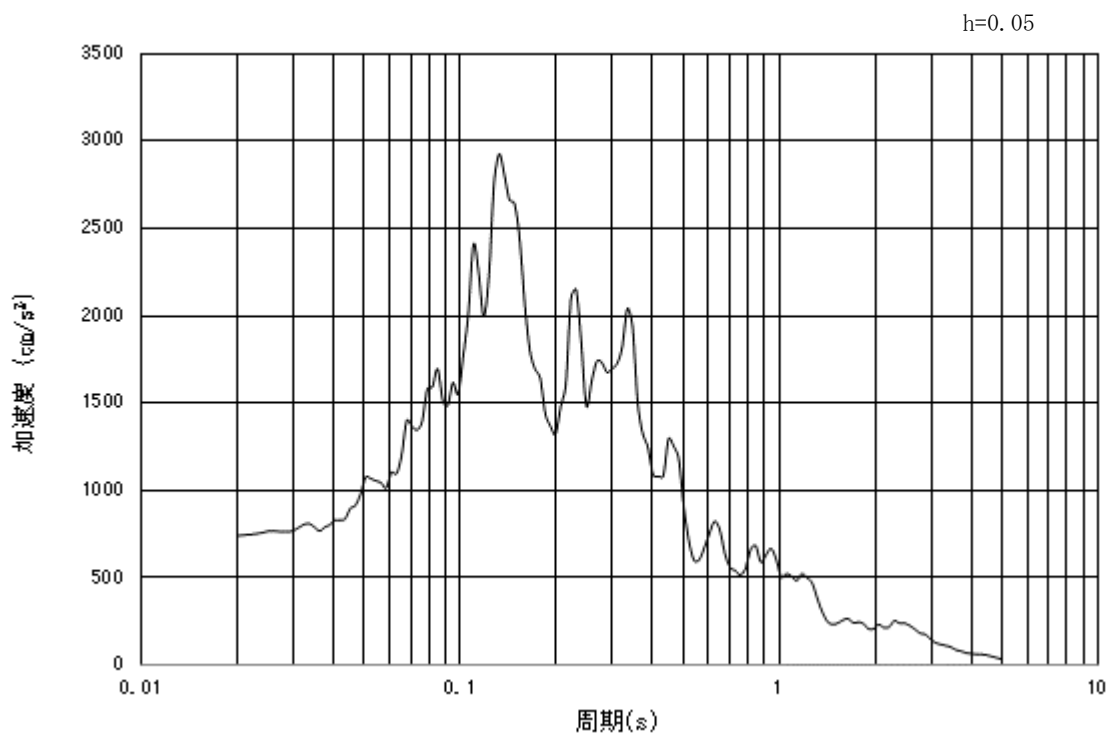


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: S_s-21)

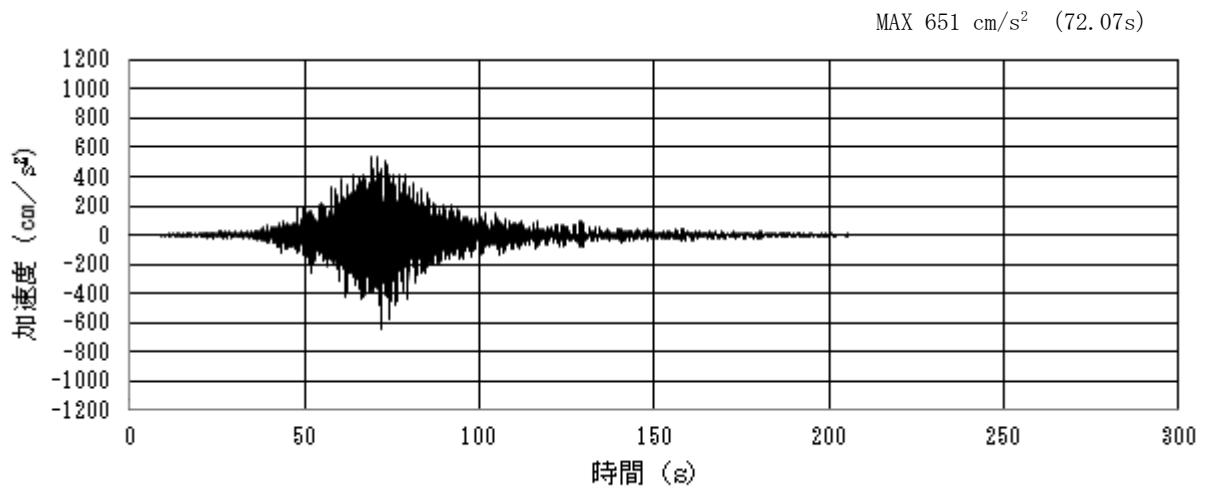


加速度時刻歴波形

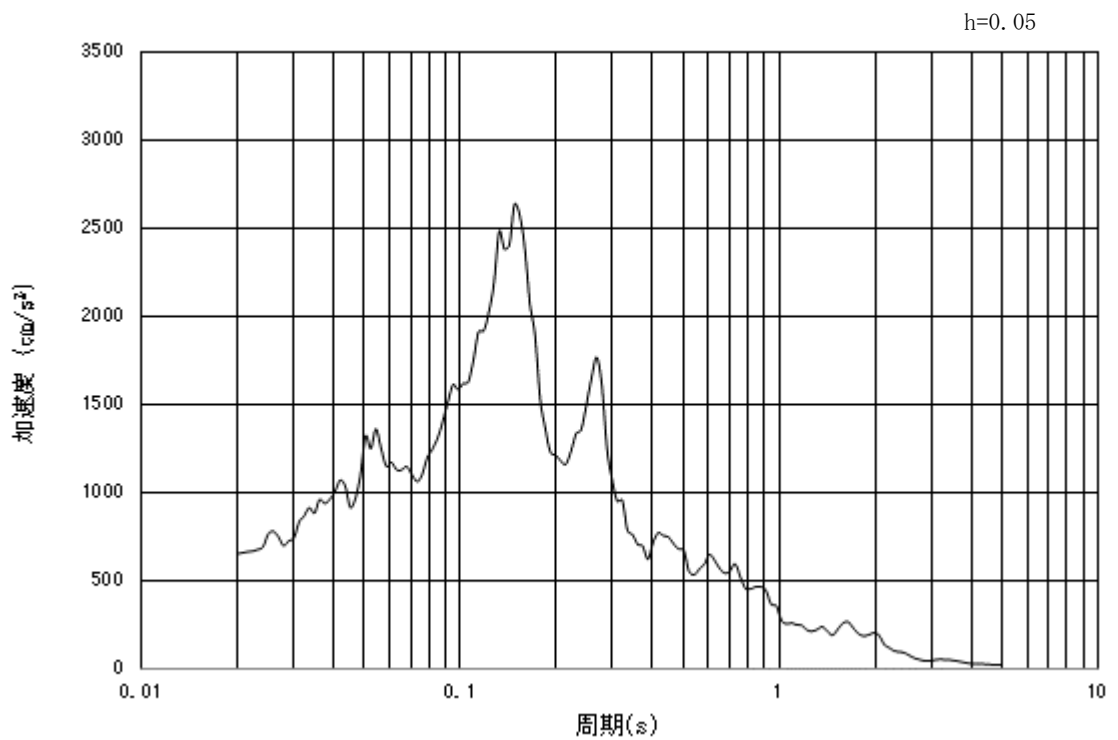


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s-22)

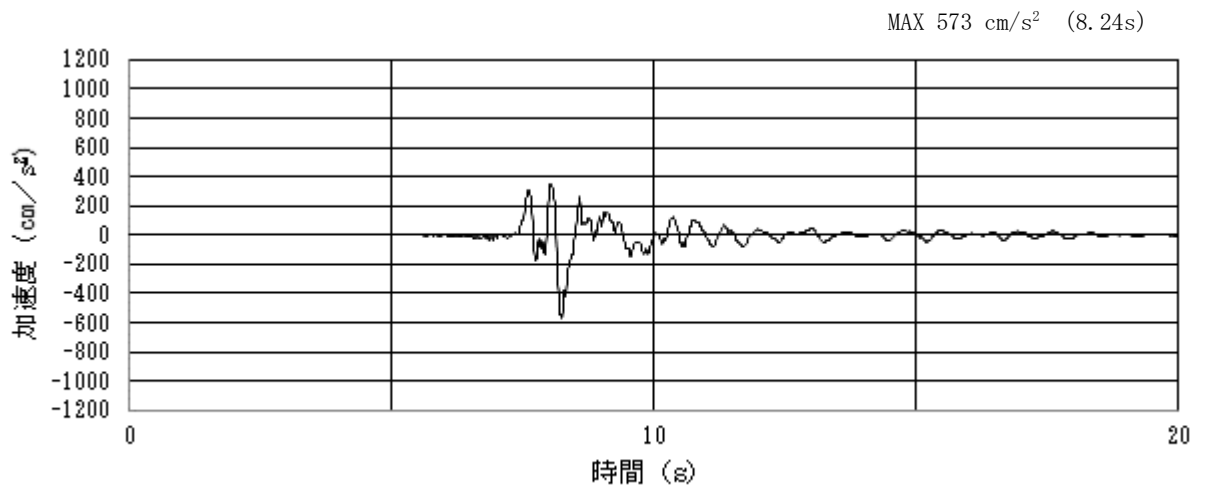


加速度時刻歴波形

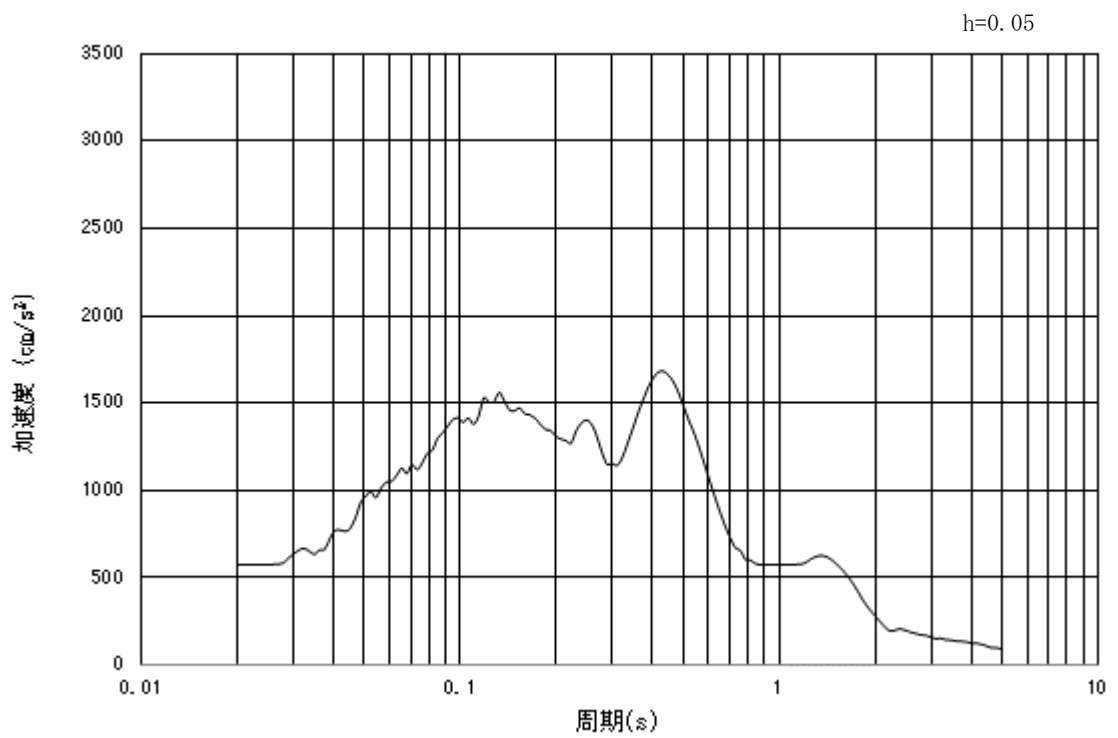


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : S_s - 2 2)

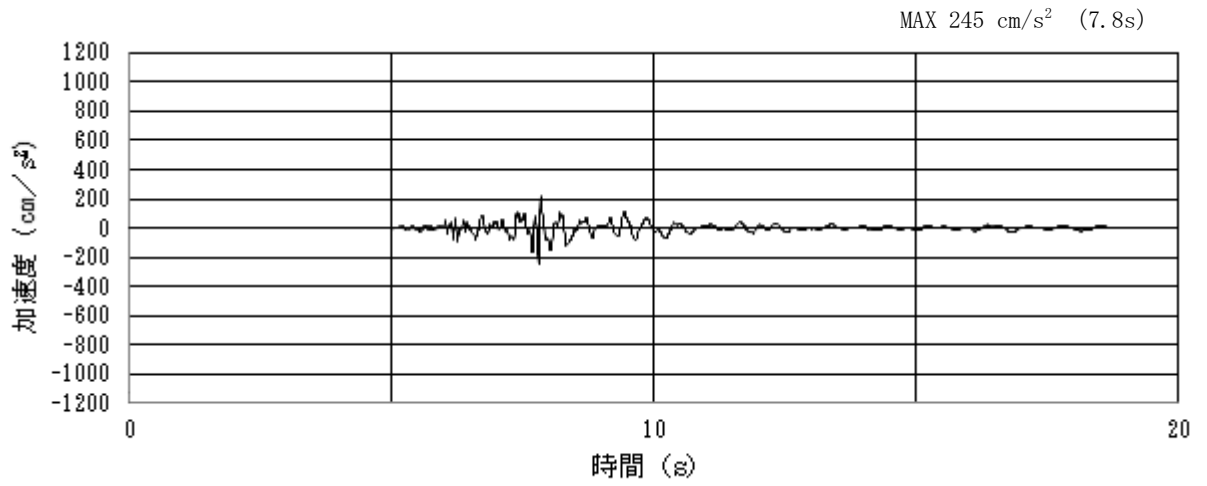


加速度時刻歴波形

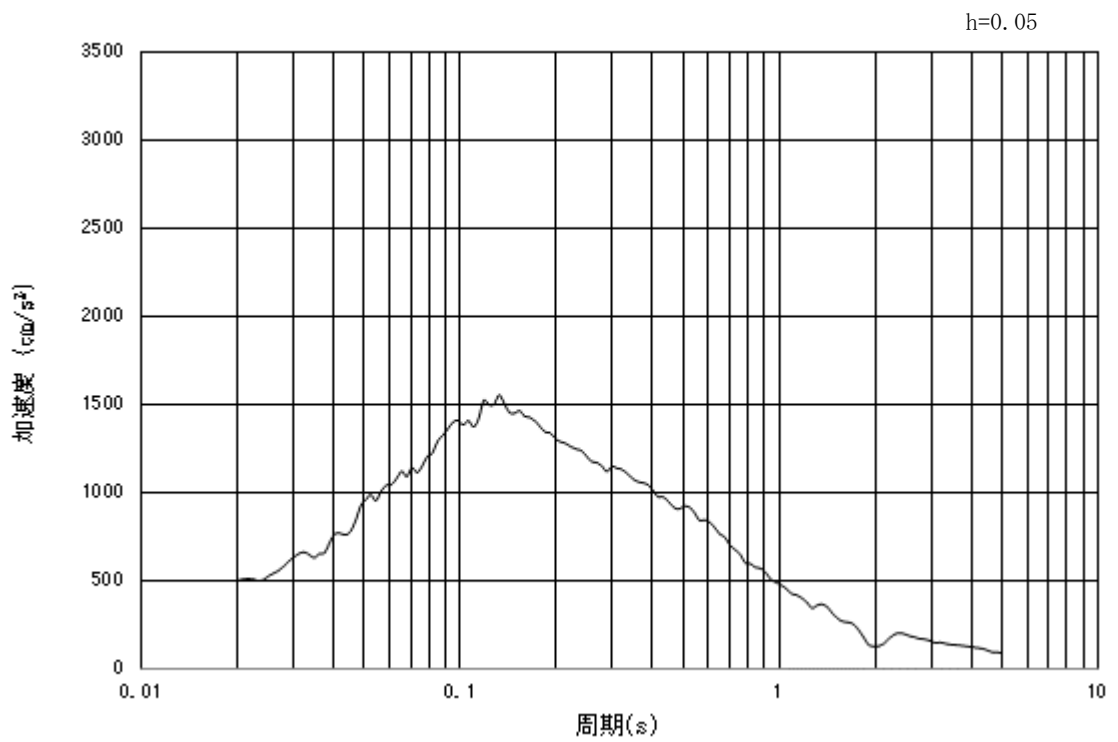


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (15) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s - 3 1)



加速度時刻歴波形



加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (16) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S_s-31)

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 解析モデルの設定

(1) 解析モデル領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。具体的には、J E A G 4 6 0 1 - 1987 を適用し、図 3-15 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。ただし、本設計の対象構造物である、防潮壁は鋼管杭が対象構造物であることから、構造物の 5 倍となると 10 m ~ 12.5 m となり解析領域としては狭すぎる。そこで、本設計では両側 100m 程度までモデル化することとする。なお、対象断面によって、地層形状に合わせてモデル化幅を調整する。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、最大周波数 20 Hz 及びせん断波速度 V_s で算定される波長の 5 または 4 分割，すなわち $V_s/100$ または $V_s/80$ を考慮し、要素高さを 1m 程度まで細分割して設定する。

解析モデルの下端については、Km 層の分布によって異なるが、南側用地の Km 層が浅い位置に分布する断面①，断面②については、T.P. -80.0m までモデル化する。Km 層が深部に分布し、第四紀層が厚く堆積する断面③，断面④及び断面⑤については T.P. -130.0m までモデル化する。

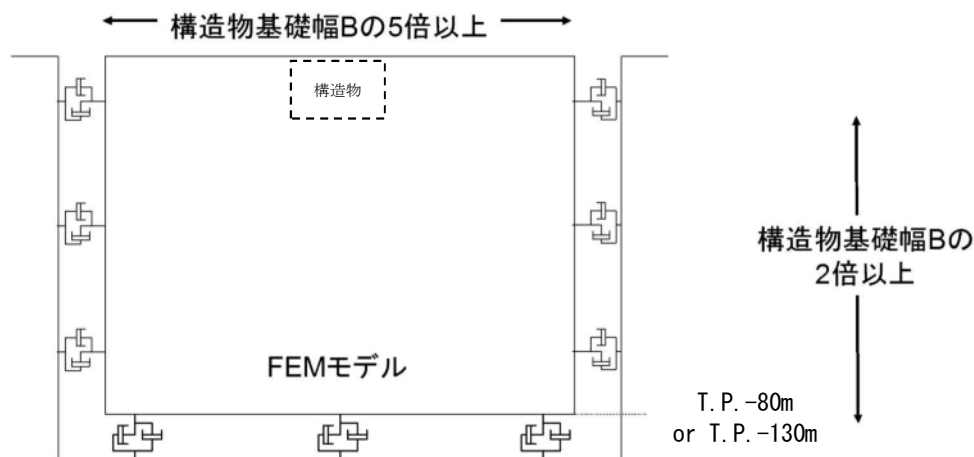


図 3.5.1-1 モデル化範囲の考え方

2次元有効応力解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地層構成を有する1次元地盤モデル（不整形地盤左右端のそれぞれ縦1列の要素列と同じ地層構成で、水平方向に連続することを表現するために循環境界条件を設定したモデル）である。2次元有効応力解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図3.5.1-2に示す。

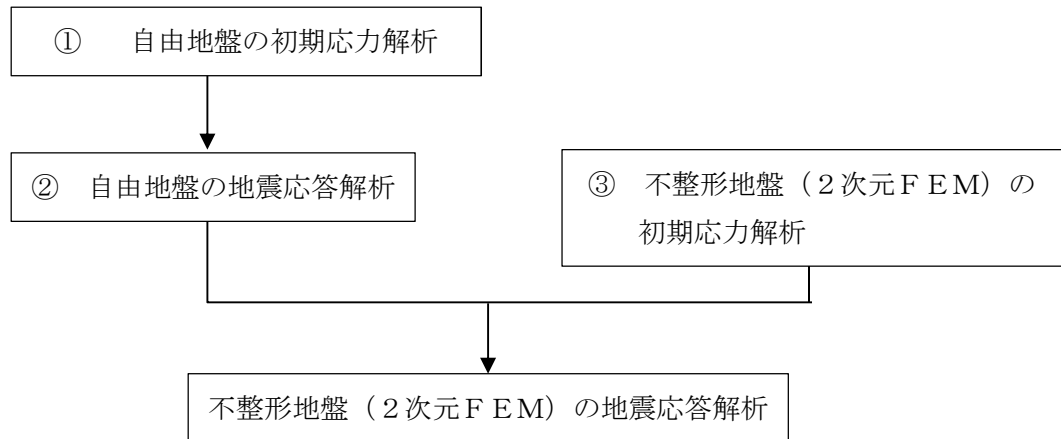


図 3.5.1-2 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(2) 境界条件

a. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図3.5.1-3に示す。

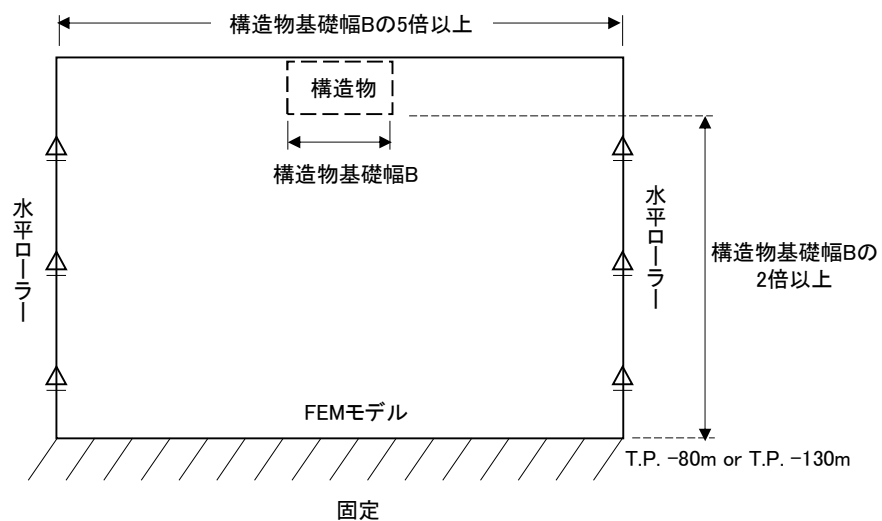


図 3.5.1-3 固有値解析における境界条件の概念図

b. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5.1-4 に示す。

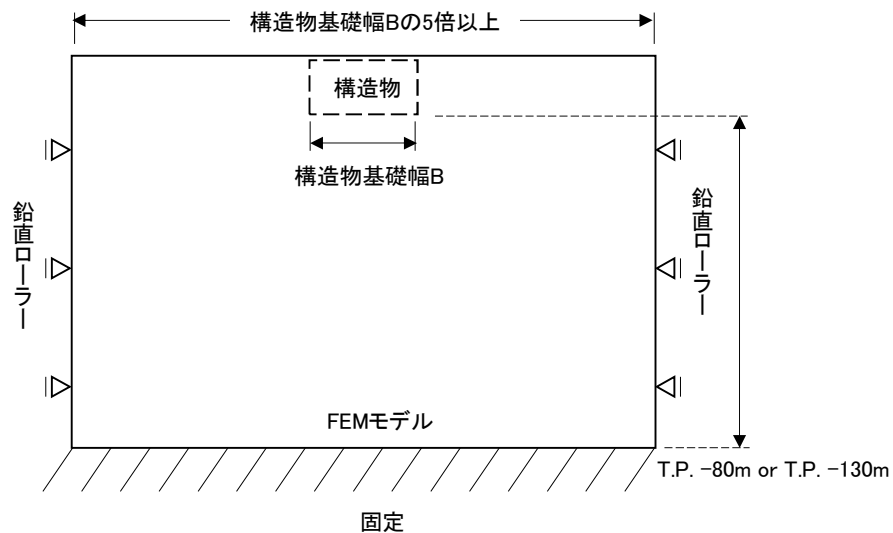


図 3.5.1-4 初期応力解析における境界条件の概念図

c. 地震応答解析時

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

(3) 構造物のモデル化

構造物は、鋼管杭を線形はり要素によりモデル化する。鉄筋コンクリートは各節点に質点としてモデル化する。構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（土木学会原子力土木委員会，2002年5月）に、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さまたは有効高さの2.0倍以下とし、1.0倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さまたは有効高さの1.0倍程度まで細分割して設定する。なお、杭の要素分割については、杭に接する地盤の要素分割に合わせて設定する。

(4) 地盤のモデル化

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析モデルを図 3.5.1-5～図 3.5.1-9 に示

す。

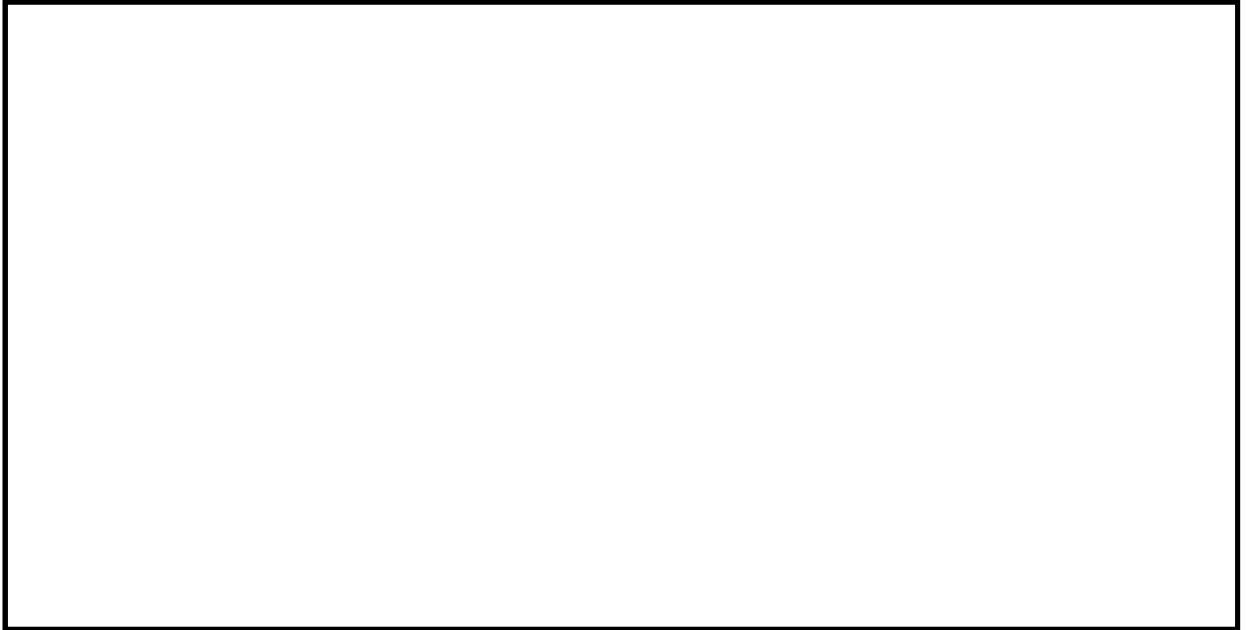


図 3.5.1-5 地震応答解析モデル(1/5) (断面①)



図 3.5.1-6 地震応答解析モデル(2/5) (断面②)



図 3.5.1-7 地震応答解析モデル(3/5) (断面③)

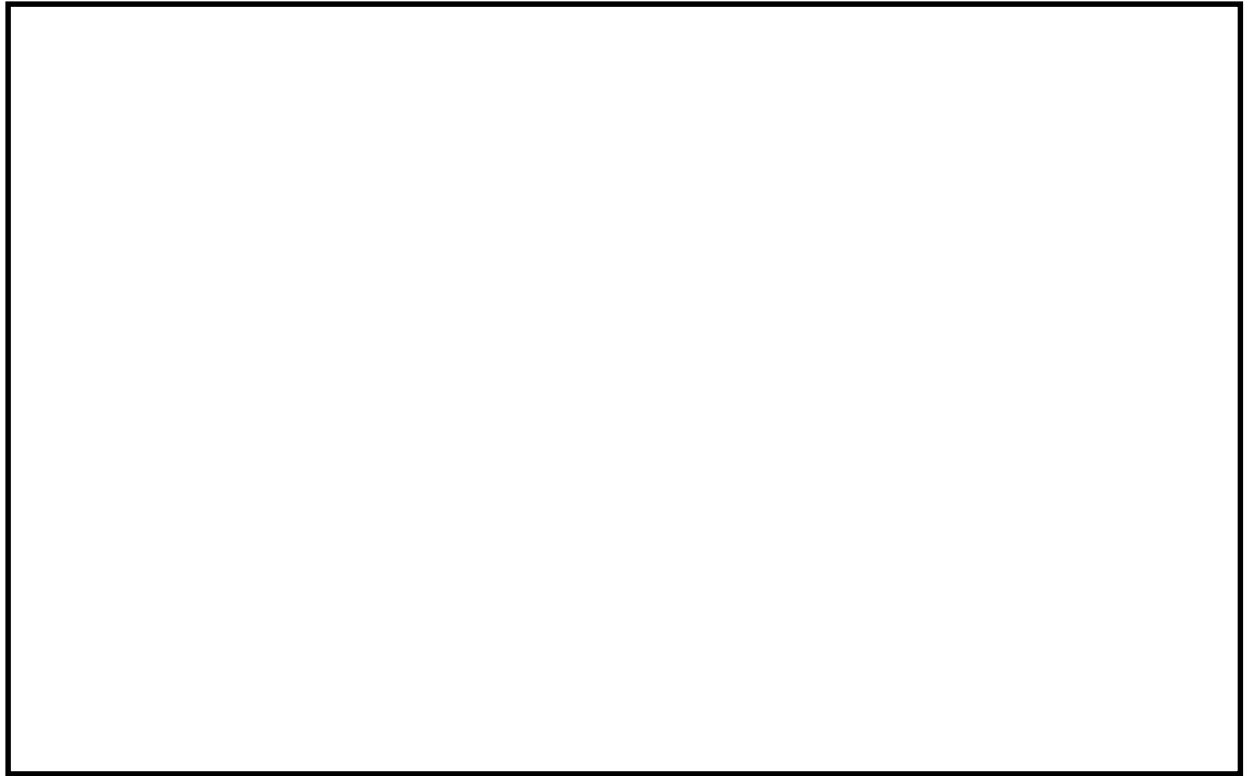


図 3.5.1-8 地震応答解析モデル(4/5) (断面④)



図 3.5.1-9 地震応答解析モデル(5/5) (断面⑤)

(5) ジョイント要素の設定

有効応力解析では、地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより、強震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。表 3.5.1-3 にジョイント要素の力学特性、図 3.5.1-10~14 にジョイント要素の配置図を示す。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。 c 、 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ とする。(表 3.5.1-1 参照)

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

ここで、

- τ_f : せん断強度
- c : 粘着力
- ϕ : 内部摩擦角

表 3.5.1-1 隣接構造物及び周辺地盤との境界に用いる強度特性

周辺の状況	粘着力 C (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (度)	備考	
第四紀層	du 層	0	37.3	—
	Ag2 層	0	37.4	—
	Ac 層	0.025	29.1	—
	As 層	0.012	41.0	—
	Ag1 層	0	37.4	—
	D2c-3 層	0.026	35.6	—
	D2s-3 層	0.010	35.8	—
	D2g-3 層	0	44.4	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—
地盤改良体	$c = 1/2 \times q_u$	0.0	—	

z : 標高(m)

q_u : 一軸圧縮強さ(N/mm²)

ジョイント要素のバネ定数は、数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きな値として、港湾構造物設計事例集(沿岸技術研究センター)に従い、表 3.5.1-2 のとおり設定する。

表 3.5.1-2 ジョイント要素のバネ定数

	せん断剛性 k_s (kN/m^3)	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6

表 3.5.1-3 ジョイント要素の力学特性

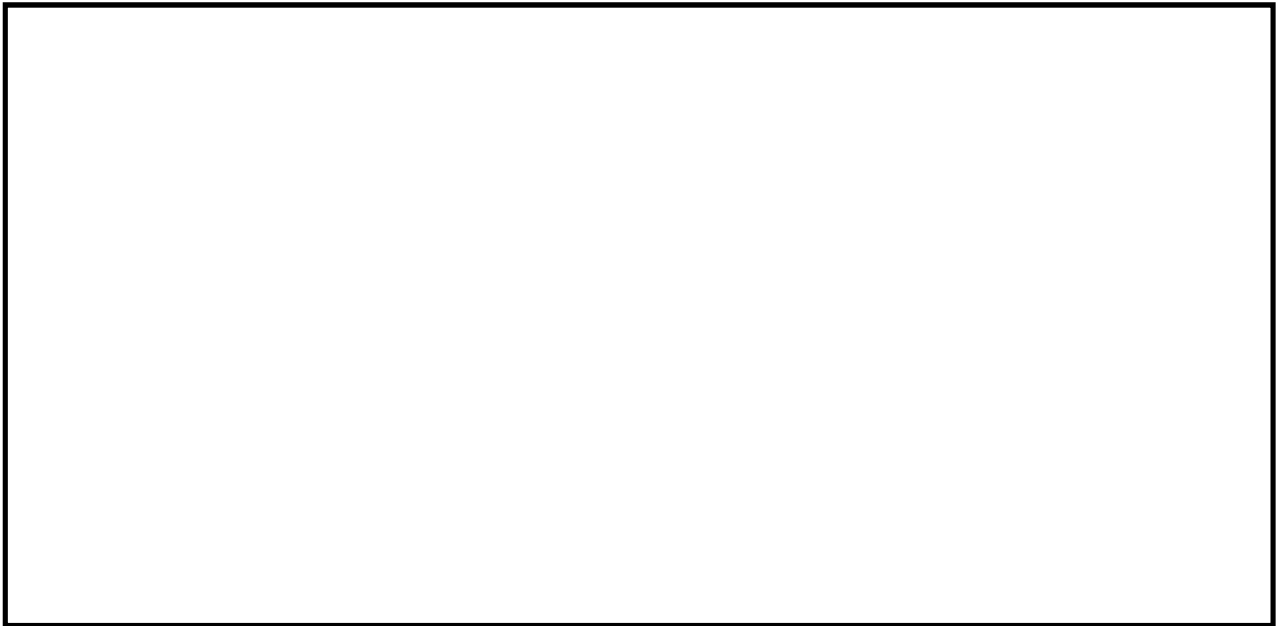
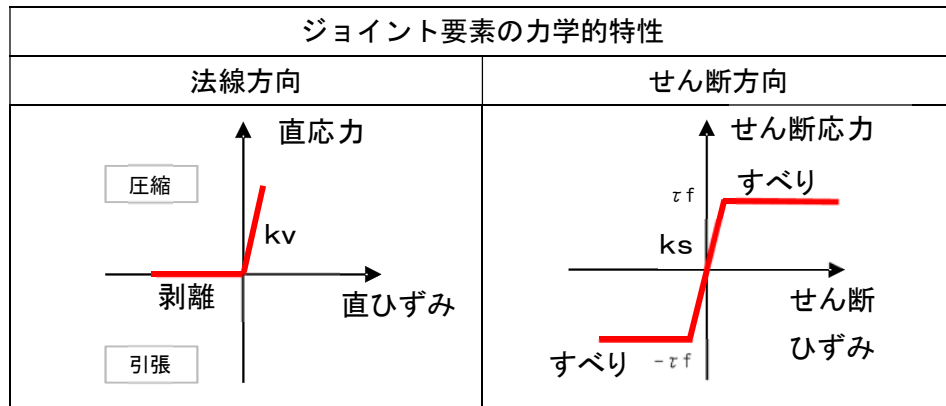


図 3.5.1-10 断面①におけるジョイント要素の配置図

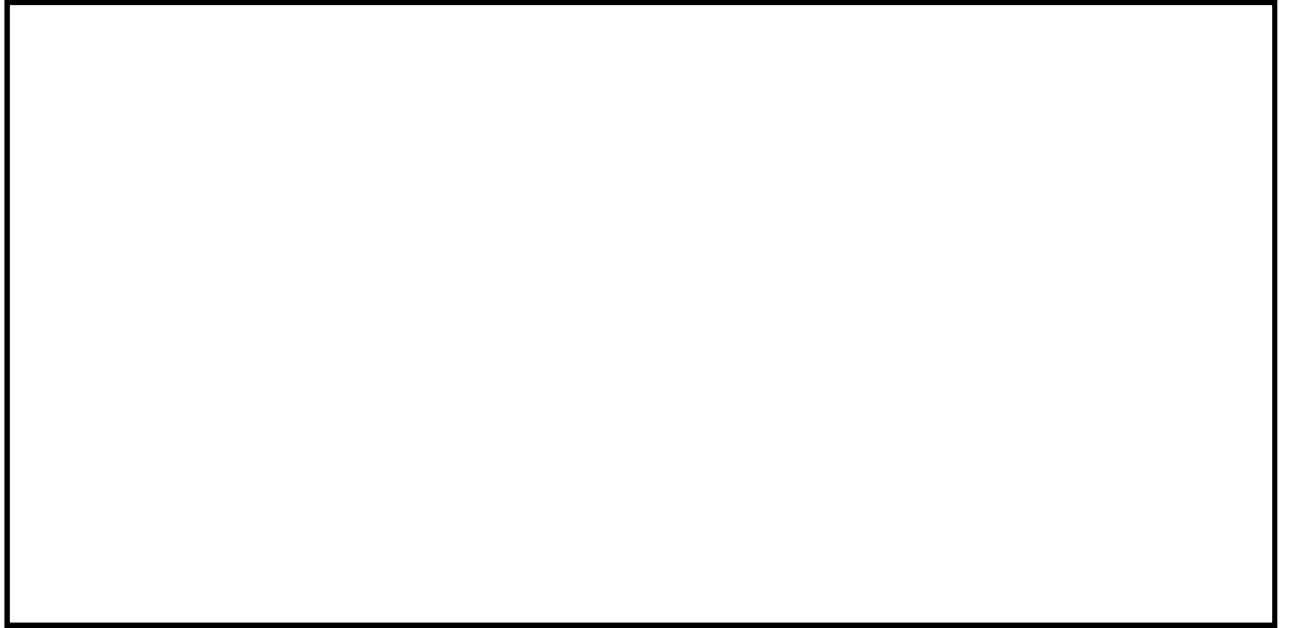


図 3.5.1-11 断面②におけるジョイント要素の配置図

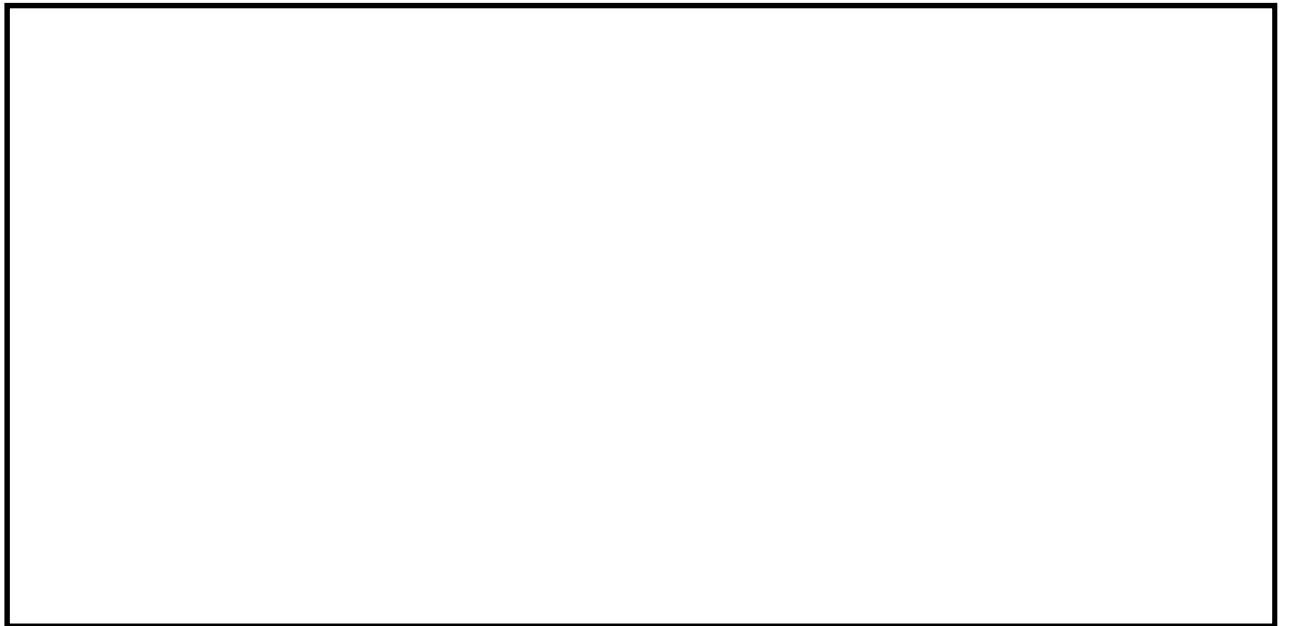


図 3.5.1-12 断面③におけるジョイント要素の配置図



図 3.5.1-13 断面④におけるジョイント要素の配置図

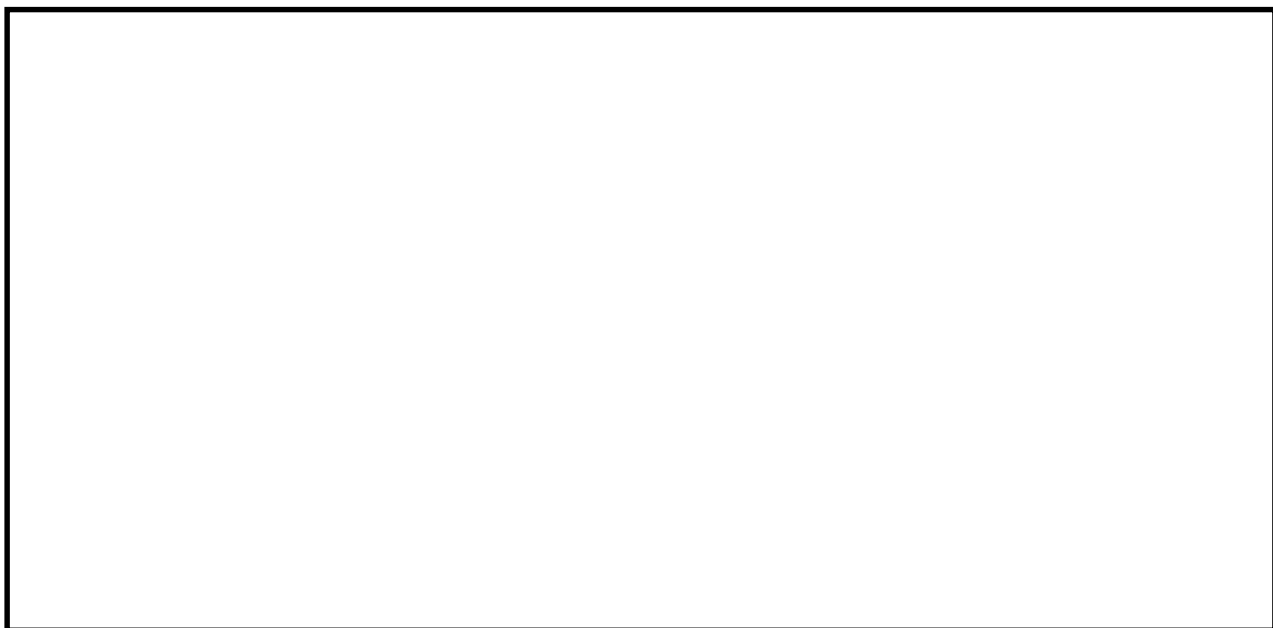


図 3.5.1-14 断面⑤におけるジョイント要素の配置図

(6) 杭－地盤相互作用バネの設定

地盤と杭が接している箇所の側方境界部に杭－地盤相互作用バネを設けることにより、地盤と杭の相互作用における3次元効果を2次元モデルで適切に考慮する。

杭－地盤相互作用バネの杭軸方向では、地盤と杭のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合、剛性をゼロとし、すべりを考慮する。せん断強度 τ_f は次式の Mohr－Coulomb 式により規定される。c、 ϕ は周辺地盤の c、 ϕ とする。(表 3.5.1-4 参照)

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

ここで、

τ_f : せん断強度

c : 付着力

ϕ : 内部摩擦角

表 3.5.1-4 周辺地盤及び杭との境界に用いる強度特性

周辺の状況	粘着力 C (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (度)	備考	
第四紀層	du 層	0	37.3	—
	Ag2 層	0	37.4	—
	Ac 層	0.025	29.1	—
	As 層	0.012	41.0	—
	Ag1 層	0	37.4	—
	D2c-3 層	0.026	35.6	—
	D2g-3 層	0	44.4	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—
地盤改良体	$c = 1/2 \times q_u$	0.0	—	

z : 標高(m)

q_u : 一軸圧縮強さ(N/mm²)

杭－地盤相互作用バネの杭軸方向のバネ定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値として、表 3.5.1-5 のとおり設定する。

また、杭－地盤相互作用バネの杭軸直角方向のバネ定数については、杭径及び杭間隔より設定される*。* FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」

図 3.5.1-15 に杭－地盤相互作用バネの配置図を、図 3.5.1-16 に杭－地盤相互作用バネの力学的特性を示す。

表 3.5.1-5 杭－地盤相互作用バネのバネ定数

	せん断剛性 k_s (kN/m ³)
杭軸方向	1.0×10^6

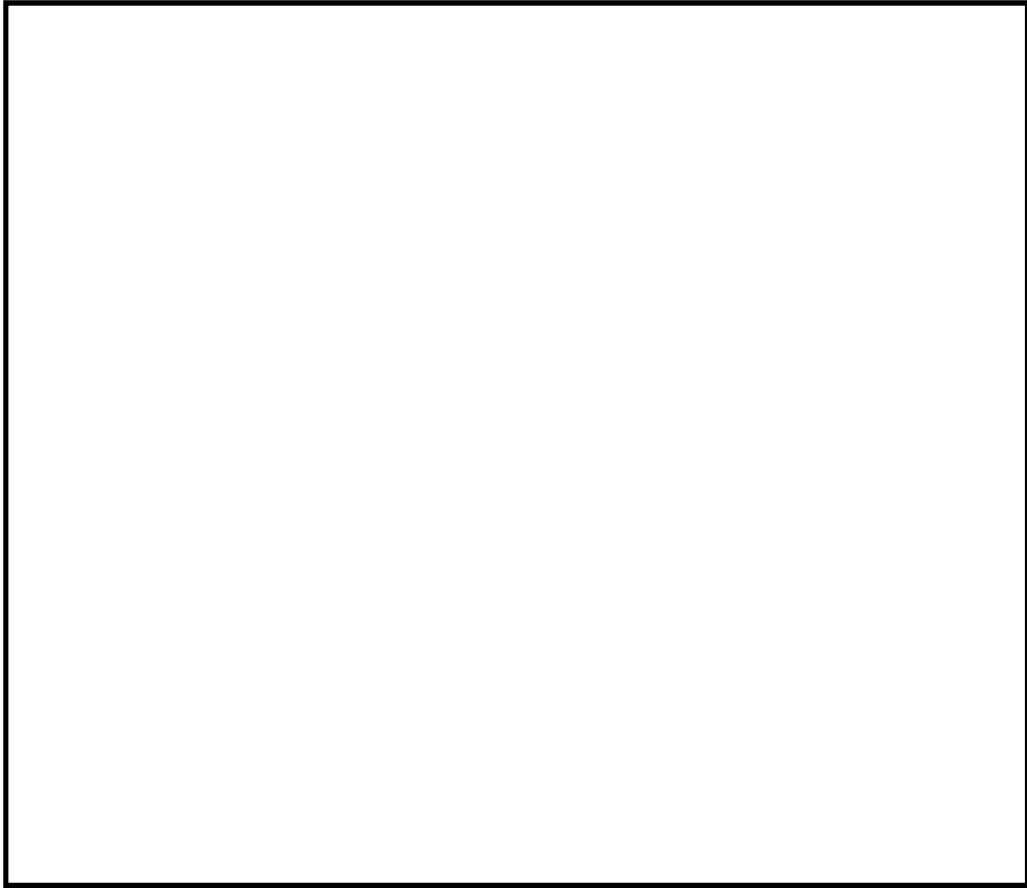


図 3.5.1-15 (1) 杭-地盤相互作用バネ配置図 (断面①)

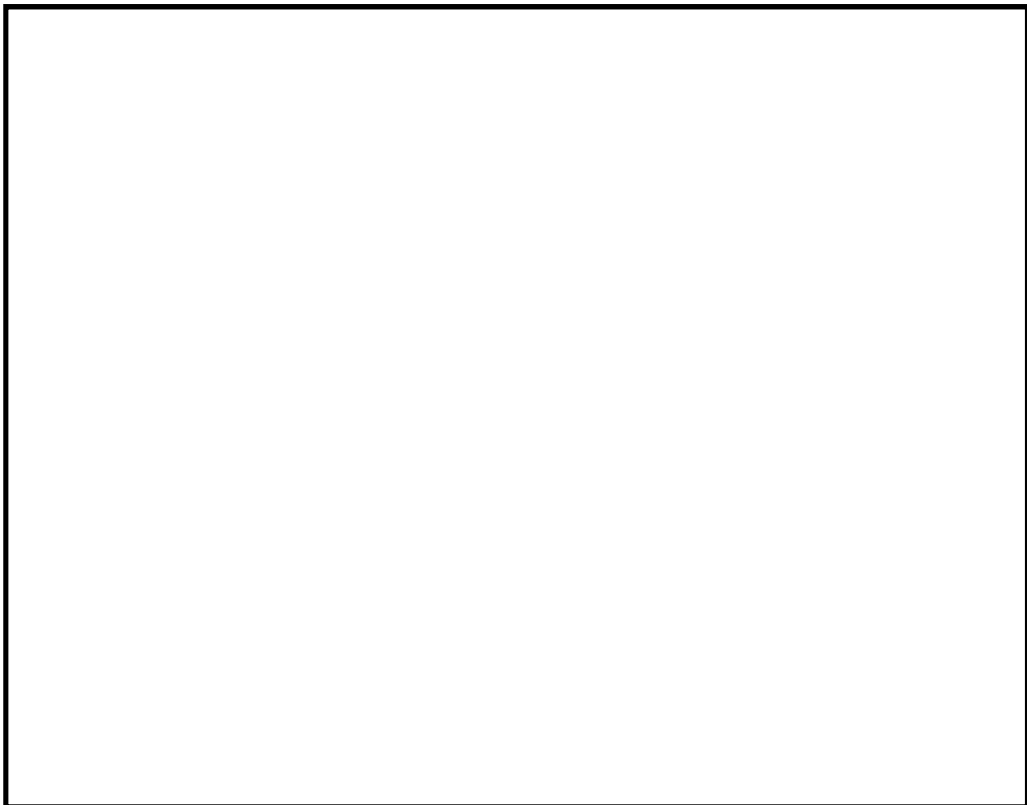


図 3.5.1-15 (2) 杭-地盤相互作用バネ配置図 (断面②)

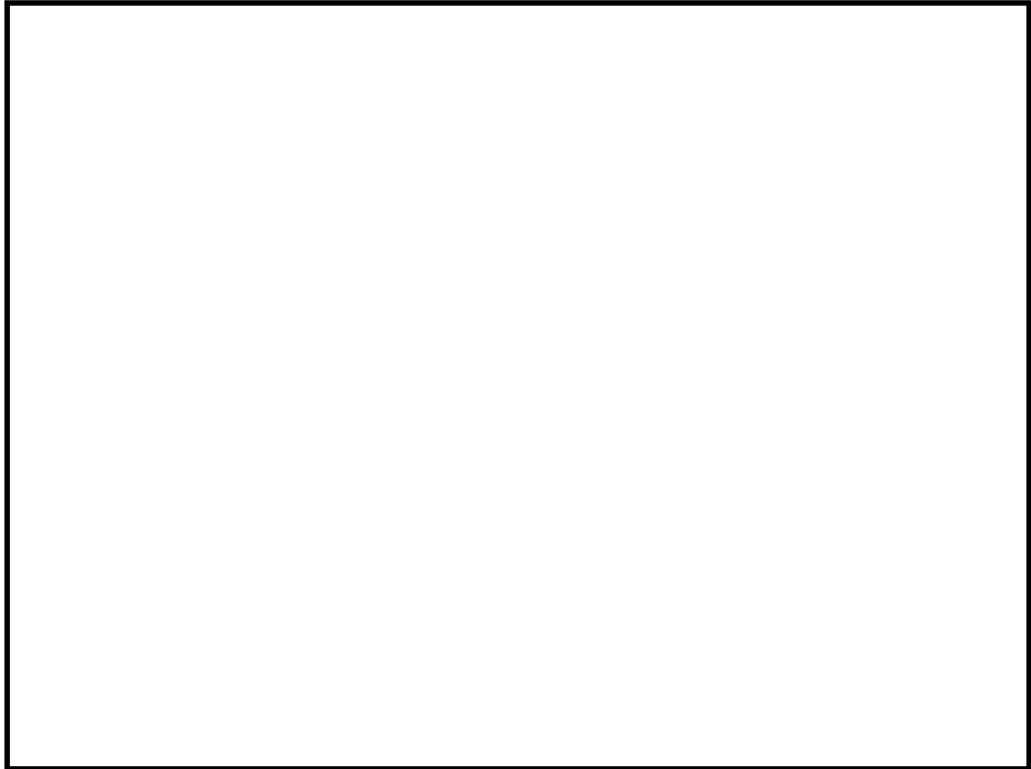


図 3.5.1-15 (3) 杭-地盤相互作用バネ配置図 (断面③)

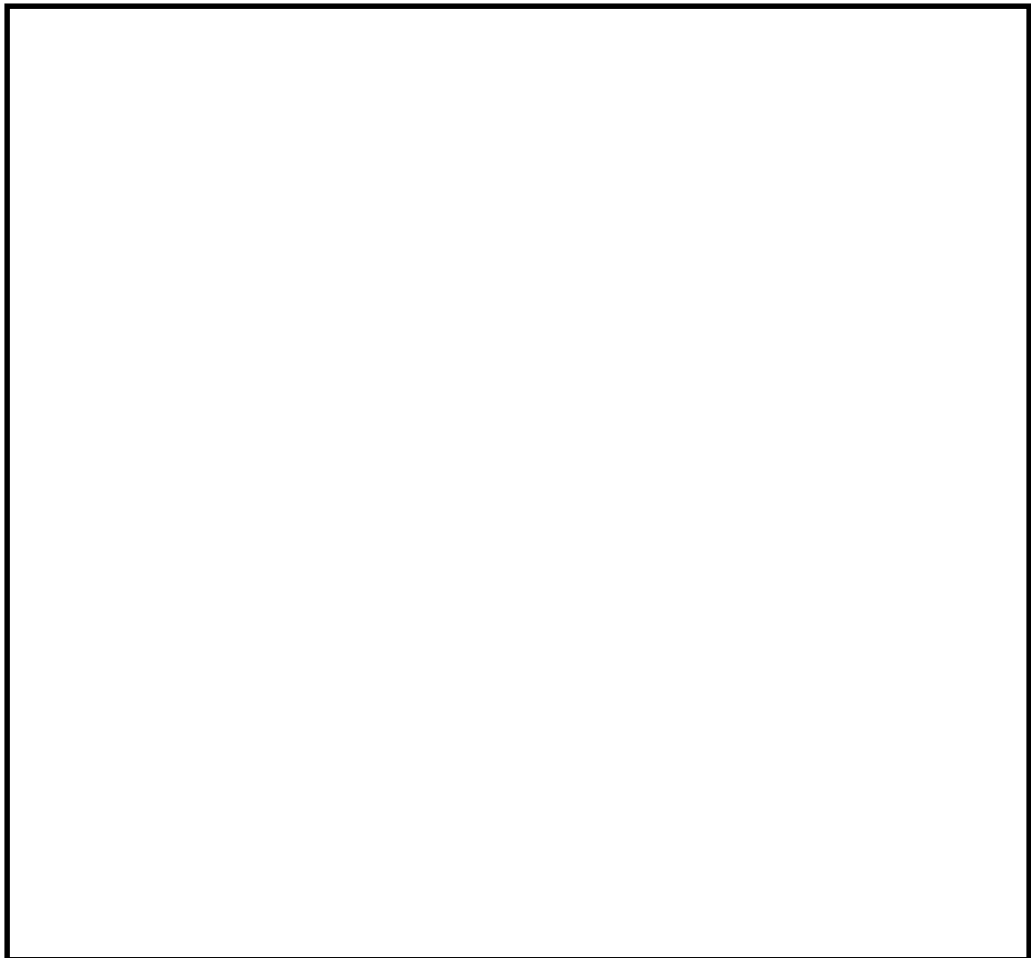


図 3.5.1-15 (4) 杭-地盤相互作用バネ配置図 (断面④)

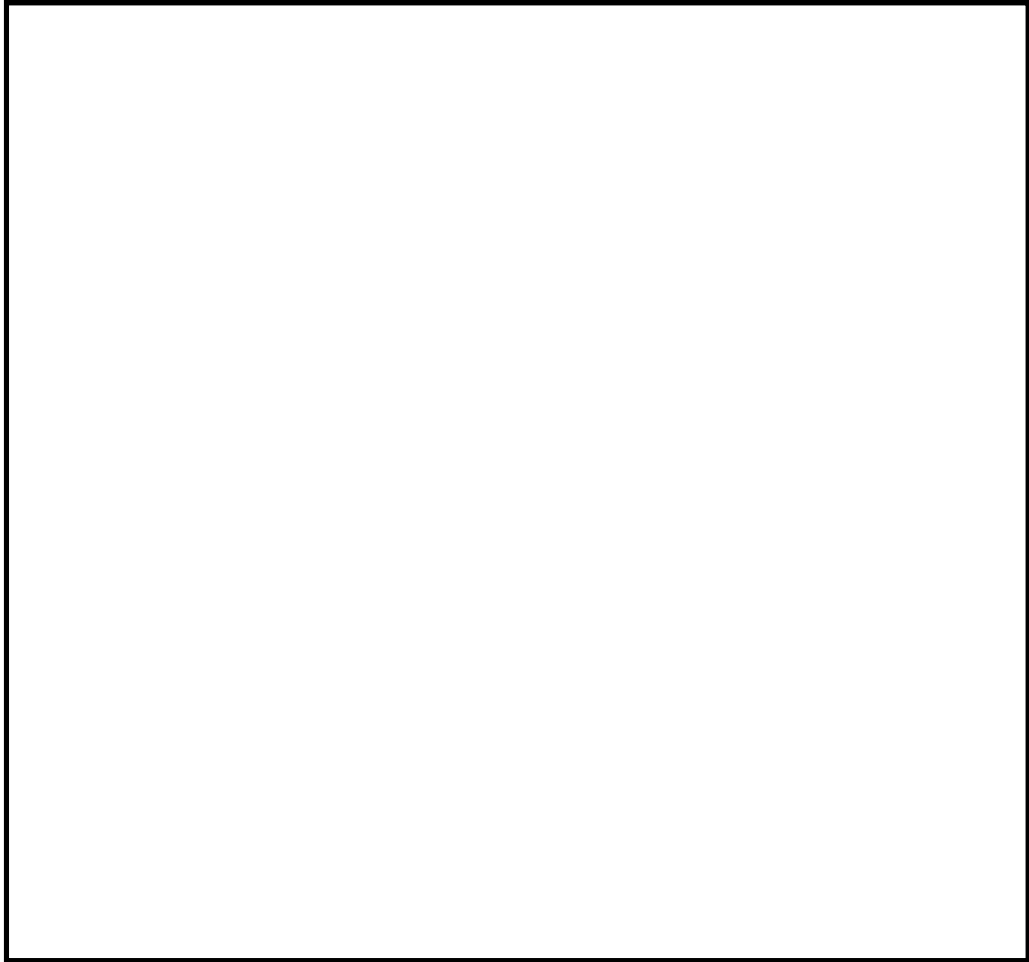


図 3.5.1-15 (5) 杭-地盤相互作用バネ配置図 (断面⑤)

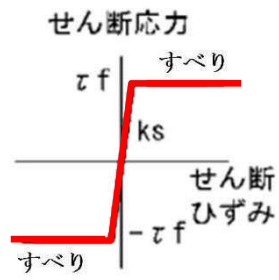


図 3.5.1-16 杭-地盤相互作用バネ (杭軸方向) の力学的特性

(7) 杭下端ジョイントバネの設定

杭下端境界部に圧縮応力の上限值を有さないジョイントバネを設けることにより、杭下端における地盤と杭の相互作用を適切に考慮する。

杭下端の杭軸方向について設定するジョイントバネは、常時状態以上の引張が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。

杭下端ジョイントバネのバネ定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値として、表 3.5.1-6 のとおり設定する。図 3.5.1-17 に杭下端ジョイントバネ設定の力学的特性を示す。

表 3.5.1-6 杭下端ジョイントバネのバネ定数

	圧縮剛性 k_v (kN/m)
杭軸方向	1.0×10^6

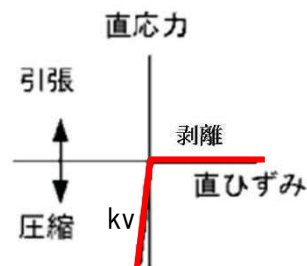


図 3.5.1-17 杭下端ジョイントバネ設定の力学的特性

(8) 減衰定数の設定

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰にて与える。なお、Rayleigh減衰は、 $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では、時系列で地盤の1次固有振動数が低振動数側へシフトしていくことから、Rayleigh減衰の係数 α 、 β の両方を用いると、質量比例項の減衰 $\alpha[M]$ の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方、有効応力解析における低振動数帯で減衰 $\alpha[M]$ の影響がない剛性比例型減衰では、地盤の1次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い、1次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに、有効応力解析では、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う1次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、1次固有振動モードに対する減衰定数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し、地盤応答の適切な評価が行えるように、低振動数帯で減衰 $\alpha[M]$ の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α, β : 係数

係数 α 、 β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで、

f : 固有値解析により求められた1次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は1%（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として1%を採用している。）とする。また、線形材料としてモデル化する鋼材の減衰定数は3%（道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（平成14年3月））とする。

図3.5.1-18にRayleigh減衰の設定フローを、表3.5.1-7に固有値解析結果を示す。

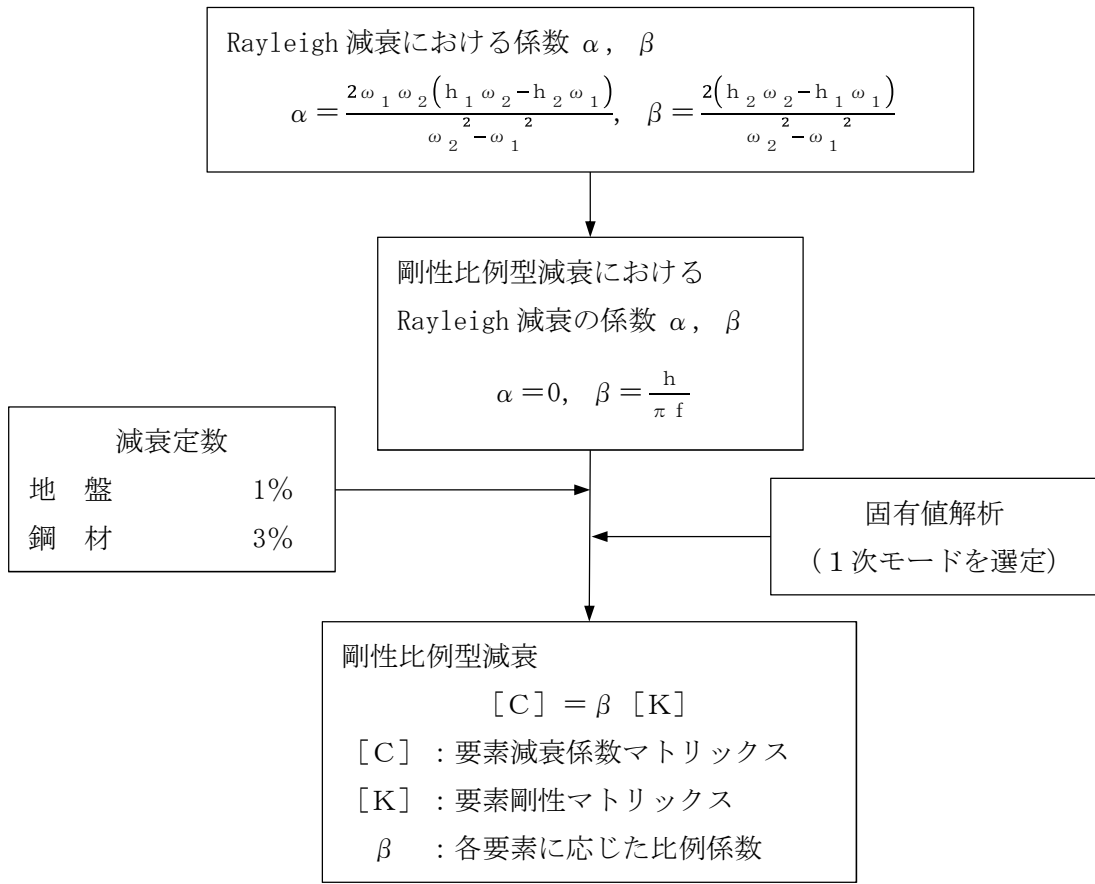


図 3.5.1-18 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.5.1-7 (1) 固有値解析結果

(検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

(a) 防潮壁横断方向 (断面①)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.092	240.83	地盤の1次として採用
2	1.678	5.21	—
3	2.195	-2.41	—
4	2.503	3.43	—
5	2.592	30.29	—
6	2.644	4.23	—
7	2.912	64.35	構造物の1次として採用
8	3.088	-24.72	—
9	3.298	-3.42	—

(b) 防潮壁横断方向 (断面②)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.108	263.68	地盤の1次として採用
2	1.720	14.60	—
3	2.222	-10.37	—
4	2.479	-0.25	—
5	2.627	14.85	—
6	2.695	7.69	—
7	2.852	-71.99	構造物の1次として採用
8	3.065	31.44	—
9	3.317	8.69	—

(c) 防潮壁横断方向 (断面③)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.581	244.21	地盤の1次として採用
2	1.037	8.78	—
3	1.234	76.22	—
4	1.350	-141.06	構造物の1次として採用
5	1.430	-9.20	—
6	1.588	7.97	—
7	1.883	4.91	—
8	2.017	3.84	—
9	2.175	28.92	—

(d) 防潮壁横断方向 (断面④)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.585	273.690	地盤の1次として採用
2	0.874	-3.221	—
3	1.151	-18.886	—
4	1.262	85.886	—
5	1.325	-145.130	構造物の1次として採用
6	1.343	16.066	—
7	1.465	2.229	—
8	1.536	10.831	—
9	1.664	3.096	—

(e) 防潮壁横断方向 (断面⑤)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.648	296.040	地盤の1次として採用
2	0.957	90.662	—
3	1.232	40.878	—
4	1.337	91.041	—
5	1.459	55.978	—
6	1.555	44.059	構造物の1次として採用
7	1.684	49.659	—
8	1.806	30.769	—
9	2.005	3.042	—

表 3.5.1-7 (2) 固有値解析結果

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

(a) 防潮壁横断方向 (断面①)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.097	241.58	地盤の1次として採用
2	1.706	4.36	—
3	2.197	-1.79	—
4	2.565	11.30	—
5	2.658	-6.71	—
6	2.738	-26.46	—
7	3.026	63.75	構造物の1次として採用
8	3.200	27.27	—
9	3.360	-10.05	—

(b) 防潮壁横断方向 (断面②)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.113	264.70	地盤の1次として採用
2	1.754	14.00	—
3	2.223	-8.67	—
4	2.613	-1.64	—
5	2.678	12.18	—
6	2.791	0.45	—
7	3.004	-75.63	構造物の1次として採用
8	3.234	-26.40	—
9	3.400	8.41	—

(c) 防潮壁横断方向 (断面③)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.614	251.76	地盤の1次として採用
2	1.121	9.78	—
3	1.322	91.29	—
4	1.420	-116.57	構造物の1次として採用
5	1.497	28.57	—
6	1.729	6.68	—
7	2.038	3.21	—
8	2.152	2.66	—
9	2.343	28.54	—

(d) 防潮壁横断方向 (断面④)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.612	281.350	地盤の1次として採用
2	0.932	-0.642	—
3	1.236	-31.821	—
4	1.309	55.846	—
5	1.385	145.480	構造物の1次として採用
6	1.462	-16.110	—
7	1.527	-2.253	—
8	1.640	10.205	—
9	1.811	2.543	—

(e) 防潮壁横断方向 (断面⑤)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.666	304.45	地盤の1次として採用
2	1.002	74.67	—
3	1.307	12.62	—
4	1.380	87.75	—
5	1.540	42.24	—
6	1.600	62.21	構造物の1次として採用
7	1.770	52.50	—
8	1.920	24.04	—
9	2.089	3.29	—

表 3.5.1-7 (3) 固有値解析結果

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

(a) 防潮壁横断方向 (断面①)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.084	239.70	地盤の1次として採用
2	1.650	6.77	—
3	2.193	-3.63	—
4	2.395	-17.84	—
5	2.473	26.94	—
6	2.627	-4.18	—
7	2.769	65.36	構造物の1次として採用
8	2.953	22.28	—
9	3.240	1.75	—

(b) 防潮壁横断方向 (断面②)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.100	262.29	地盤の1次として採用
2	1.682	15.18	—
3	2.219	12.93	—
4	2.335	0.74	—
5	2.524	12.45	—
6	2.646	-34.09	—
7	2.697	63.86	構造物の1次として採用
8	2.882	-34.87	—
9	3.157	-18.58	—

(c) 防潮壁横断方向 (断面③)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.541	235.13	地盤の1次として採用
2	0.936	5.82	—
3	1.129	-58.26	—
4	1.275	-159.51	構造物の1次として採用
5	1.359	-9.66	—
6	1.438	-12.23	—
7	1.716	-6.01	—
8	1.866	9.66	—
9	1.974	22.58	—

(d) 防潮壁横断方向 (断面④)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.550	264.220	地盤の1次として採用
2	0.810	5.527	—
3	1.053	-10.457	—
4	1.195	-66.697	—
5	1.232	-116.410	—
6	1.269	-122.090	構造物の1次として採用
7	1.365	-9.282	—
8	1.454	8.226	—
9	1.513	3.869	—

(e) 防潮壁横断方向 (断面⑤)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.623	283.660	地盤の1次として採用
2	0.906	107.630	—
3	1.138	58.357	—
4	1.287	105.940	—
5	1.368	37.957	—
6	1.507	50.896	構造物の1次として採用
7	1.592	30.540	—
8	1.675	41.104	—
9	1.911	0.655	—

表 3.5.1-7 (4) 固有値解析結果

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

(a) 防潮壁横断方向 (断面①)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.046	230.72	地盤の1次として採用
2	1.532	17.49	—
3	1.996	25.66	—
4	2.150	28.41	—
5	2.210	20.31	—
6	2.252	-67.52	構造物の1次として採用
7	2.446	-42.52	—
8	2.582	-2.87	—
9	2.801	17.27	—

(b) 防潮壁横断方向 (断面②)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.059	251.57	地盤の1次として採用
2	1.538	-13.60	—
3	1.946	11.53	—
4	2.174	-40.94	—
5	2.215	-36.86	—
6	2.289	82.53	構造物の1次として採用
7	2.360	29.88	—
8	2.626	-8.68	—
9	2.760	4.31	—

(c) 防潮壁横断方向 (断面③)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.561	243.69	地盤の1次として採用
2	0.982	14.67	—
3	1.188	-63.10	—
4	1.325	-144.23	構造物の1次として採用
5	1.362	22.99	—
6	1.516	7.85	—
7	1.777	-6.59	—
8	1.825	6.82	—
9	2.036	31.19	—

(d) 防潮壁横断方向 (断面④)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.558	270.770	地盤の1次として採用
2	0.791	-19.220	—
3	1.074	-14.143	—
4	1.181	-67.825	—
5	1.246	-15.120	—
6	1.294	-150.060	構造物の1次として採用
7	1.357	-36.362	—
8	1.471	-11.546	—
9	1.547	4.289	—

(e) 防潮壁横断方向 (断面⑤)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.626	285.890	地盤の1次として採用
2	0.887	108.930	—
3	1.168	40.889	—
4	1.298	80.021	—
5	1.374	68.721	—
6	1.472	42.841	構造物の1次として採用
7	1.538	71.397	—
8	1.664	15.491	—
9	1.834	20.551	—

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5.2-1 に、材料の物性値を表 3.5.2-2 に示す。

表 3.5.2-1 使用材料

諸元	
鉄筋	SD490
コンクリート	設計基準強度 : 40 N/mm ²
鋼管杭*	敷地前面東側 : φ 2500 mm (SM570) t=25, 35 敷地側面北側及び南側 : φ 2000 mm (SM570) t=25, 40

* : 道路橋示方書・同解説IV下部工編に従い、腐食代 1 mm を考慮する。杭の断面計算及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代の断面積の低減を考慮した。

表 3.5.2-2 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数 (%)
鉄筋コンクリート	24.5 ^{*1}	3.10×10 ^{4*} 1	0.2 ^{*1}	-
鋼管杭	77.0 ^{*1}	2.00×10 ^{5*} 1	0.3 ^{*1}	3 ^{*2}

注記 *1 : 道路橋示方書 (I 共通編・IV下部構造編) ・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)

*2 : 道路橋示方書 (I 共通編・V耐震設計編) ・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)

3.5.3 地盤の物性値

地盤の物性値は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。なお、地盤については、有効応力の変化に応じた地震挙動を適切にモデル化する。地盤の物性値を表3.5.3-1に示す。

表 3.5.3-1 (1) 地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂
				埋戻土	第四系（液状化検討対象層）							
					f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	
物理特性	密度 ()は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 ()は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 ()は地下水位以浅	G_{ms}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	液状化パラメータ	S_1	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_1	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_1	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
液状化パラメータ	C_1	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44	

表 3.5.3-1 (2) 地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

パラメータ				原地盤					
				第四系（非液状化層）					新第三系
				Ac	D2c-3	D2c-2	1m	D1c-1	Km
物理特性	密度 ()は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.65	1.77	1.77	1.47 (1.43)	1.77	1.72-1.03×10 ⁻⁴ ・z
	間隙比	e	—	1.59	1.09	1.09	2.80	1.09	1.16
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.22	0.14	0.22	0.16+0.00025・z
	基準平均有効主応力 ()は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	480	696	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき、Z（標高）毎に物性値を設定
	基準初期せん断剛性 ()は地下水位以浅	G_{ms}	kN/m ²	121829	285223	285223	38926 (35783)	285223	
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.186	0.151	0.186	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.026	0.042	0.026	
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	35.6	27.3	35.6	23.2+0.0990・z

z：標高（m）

表 3.5.3-1 (3) 地盤の解析用物性値一覧 (新第三系 Km 層)

区分 番号	設定深度 TP(m) Z	適用深度 TP(m)	密度 ρ (g/cm ³)	静ポアソン比 ν_{CO}	粘着力 C _{CO} (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ_{CO} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 G _{ma} (kN/m ²)	基準体積 弾性係数 K _{ma} (kN/m ²)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m ²)	拘束圧 依存係数 mG,mK	最大履歴 減衰率 h _{max} (-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度V _p (m/s)
1	10	9.5 ~ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310.675	353,317	504	0	0.105	0.464	1640
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0	0.105	0.464	1644
3	8	7.5 ~ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0	0.105	0.464	1648
4	7	6.5 ~ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0	0.105	0.464	1651
5	6	5.5 ~ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0	0.106	0.464	1651
6	5	4.5 ~ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0	0.106	0.464	1655
7	4	3.5 ~ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0	0.106	0.463	1638
8	3	2.5 ~ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0	0.107	0.463	1642
9	2	1.5 ~ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0	0.107	0.463	1642
10	1	0.5 ~ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0	0.107	0.463	1646
11	0	-0.5 ~ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0	0.107	0.463	1650
12	-1	-1.5 ~ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0	0.108	0.463	1653
13	-2	-2.5 ~ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0	0.108	0.463	1657
14	-3	-3.5 ~ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0	0.108	0.463	1657
15	-4	-4.5 ~ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0	0.108	0.463	1661
16	-5	-5.5 ~ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0	0.109	0.462	1644
17	-6	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0	0.109	0.462	1648
18	-7	-7.5 ~ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0	0.109	0.462	1648
19	-8	-8.5 ~ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0	0.109	0.462	1652
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0	0.110	0.462	1656
21	-10	-11 ~ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0	0.110	0.462	1659
22	-12	-13 ~ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0	0.110	0.462	1663
23	-14	-15 ~ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0	0.111	0.462	1671
24	-16	-17 ~ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0	0.111	0.461	1654
25	-18	-19 ~ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0	0.112	0.461	1662
26	-20	-21 ~ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0	0.112	0.461	1665
27	-22	-23 ~ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0	0.112	0.461	1673
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0	0.113	0.461	1680
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0	0.113	0.460	1664
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0	0.114	0.460	1672
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0	0.114	0.460	1675
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0	0.115	0.460	1683
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0	0.115	0.459	1667
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0	0.115	0.459	1675
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0	0.116	0.459	1678
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0	0.116	0.459	1685
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0	0.117	0.459	1689
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0	0.117	0.458	1678
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0	0.117	0.458	1681
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0	0.118	0.458	1688
41	-50	-51 ~ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0	0.118	0.458	1696
42	-52	-53 ~ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0	0.118	0.458	1699
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0	0.118	0.457	1688
44	-56	-57 ~ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0	0.119	0.457	1692
45	-58	-59 ~ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0	0.119	0.457	1699
46	-60	-61 ~ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0	0.120	0.457	1702
47	-62	-63 ~ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0	0.120	0.457	1709
48	-64	-65 ~ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0	0.120	0.456	1695
49	-66	-67 ~ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0	0.120	0.456	1702
50	-68	-69 ~ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0	0.121	0.456	1705
51	-70	-71 ~ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0	0.121	0.456	1712
52	-72	-73 ~ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0	0.121	0.456	1719
53	-74	-75 ~ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0	0.122	0.455	1705
54	-76	-77 ~ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0	0.122	0.455	1712
55	-78	-79 ~ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0	0.122	0.455	1716
56	-80	-81 ~ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0	0.122	0.455	1723
57	-82	-85 ~ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0	0.123	0.455	1726
58	-88	-90 ~ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0	0.124	0.454	1726
59	-92	-95 ~ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0	0.124	0.454	1736
60	-98	-101 ~ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0	0.125	0.453	1736
61	-104	-108 ~ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0	0.126	0.452	1733
62	-112	-115 ~ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0	0.127	0.451	1737
63	-118	-122 ~ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0	0.127	0.451	1754
64	-126	-130 ~ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0	0.128	0.450	1758

表 3.5.3-1 (4) 地盤改良体の物性値一覧

項目		地盤改良体 (セメント改良)	
		一軸圧縮強度 (≤8.5N/mm ² の場合)	一軸圧縮強度 (>8.5N/mm ² の場合)
物理特性	密度 ρ_t (g/cm ³)	改良対象の原地盤の平均密度×1.1	
静的変形特性	静弾性係数 (N/mm ²)	581	2159
	静ポアソン比 ν_s	0.260	
動的変形特性	初期せん断剛性 G_0 (N/mm ²)	$G_0 = \rho_t / 1000 \times V_s^2$ $V_s = 147.6 \times q_u^{0.417}$ (m/s) q_u : 一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	
	動ポアソン比 ν_d	0.431	
	動せん断弾性係数のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (-)	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (-)
	減衰定数 $h \sim \gamma$	$h = 0.152 \frac{\gamma / 0.000537}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (-)	$h = 0.178 \frac{\gamma / 0.001560}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (-)
強度特性	粘着力 C (N/mm ²)	$C = q_u / 2$ q_u : 一軸圧縮強度 (N/mm ²)	

* 地盤改良体 (嵩上げ部) の一軸圧縮強度 : 1.5 N/mm²

3.5.4 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

3.6 解析ケース

(1) 耐震評価における検討ケース

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価における検討ケースを表 3.6-1 に示す。

耐震評価においては、全ての基準地震動 S_s に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）において、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての評価項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥より追加検討ケースを実施する。最も厳しい地震動の選定は、照査値 1.0 に対して 2 倍の余裕となる照査値 0.5 以上を相対的に厳しい地震動の選定の目安として実施する。

表 3.6-1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤の耐震設計における検討ケース

検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
		原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース	地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定		原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波(位相)	S_s-D1	(H+V+)	実施				
		(H+V-)	実施				
		(H-V+)	実施				
		(H-V-)	実施				
	S_s-11		実施				
	S_s-12		実施				
	S_s-13		実施				
	S_s-14		実施				
	S_s-21		実施				
	S_s-22		実施				
S_s-31	(H+V+)	実施					
	(H-V+)	実施					

全ての基準地震動 S_s に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）において、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての照査項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥より追加検討ケースを実施する。

構築物間の相対変位の算定を行う場合は、上記の実施ケースにおいて変位量が厳しいケースで行う。

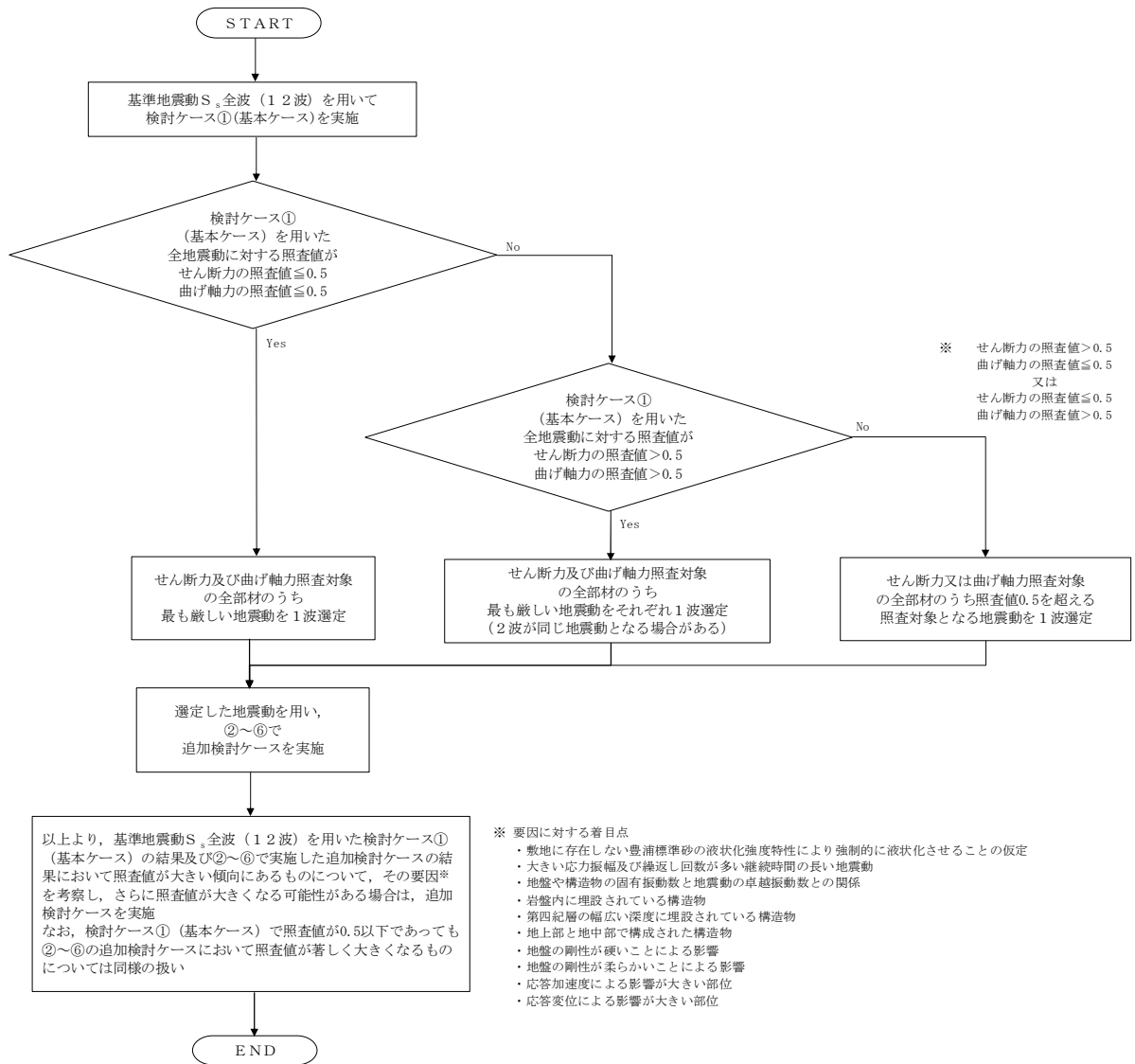


図 3.6-1 ②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フロー

(2) 機器・配管系（津波監視カメラ）に対する加速度応答抽出のための検討ケース
 機器・配管系に対する加速度応答の抽出における検討ケースを表 3.6-2 に示す。

全ての基準地震動 S_s に対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い、④及び⑥より追加検討ケースを実施する。

表 3.6-2 機器・配管系（津波監視カメラ）への加速度応答の抽出における検討ケース

検討ケース		④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース	
液状化強度特性の設定		敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用	
地震波 (位相)	$S_s - D 1$	(H+V+)	全ての基準地震動 S_s に対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い、④及び⑥より追加検討ケースを実施する。	実施	全ての基準地震動 S_s に対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い、④及び⑥より追加検討ケースを実施する。
		(H+V-)		実施	
		(H-V+)		実施	
		(H-V-)		実施	
	$S_s - 1 1$			実施	
	$S_s - 1 2$			実施	
	$S_s - 1 3$			実施	
	$S_s - 1 4$			実施	
	$S_s - 2 1$			実施	
	$S_s - 2 2$			実施	
$S_s - 3 1$	(H+V+)	実施			
	(H-V+)	実施			

4. 耐震評価

4.1 評価対象部位

評価対象部位は、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造上の特徴を踏まえ設定する。

(1) 鋼管杭

鋼管杭の評価対象部位は、下部構造及び上部構造の鋼管杭とする。

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの評価対象部位は、上部構造のうち鉄筋コンクリート（鉄筋コンクリート梁壁）とする。

(3) 基礎地盤の支持力

基礎地盤の評価対象部位は、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁を支持する基礎地盤とする。

(4) 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体の評価対象部位は、堤内側の地盤高さの嵩上げ部（改良体）と堤外側及び堤内側の表層改良体とする。

(5) シートパイル

シートパイルの評価対象部位は、地中から堤内側への浸水を防止するシートパイルとする。

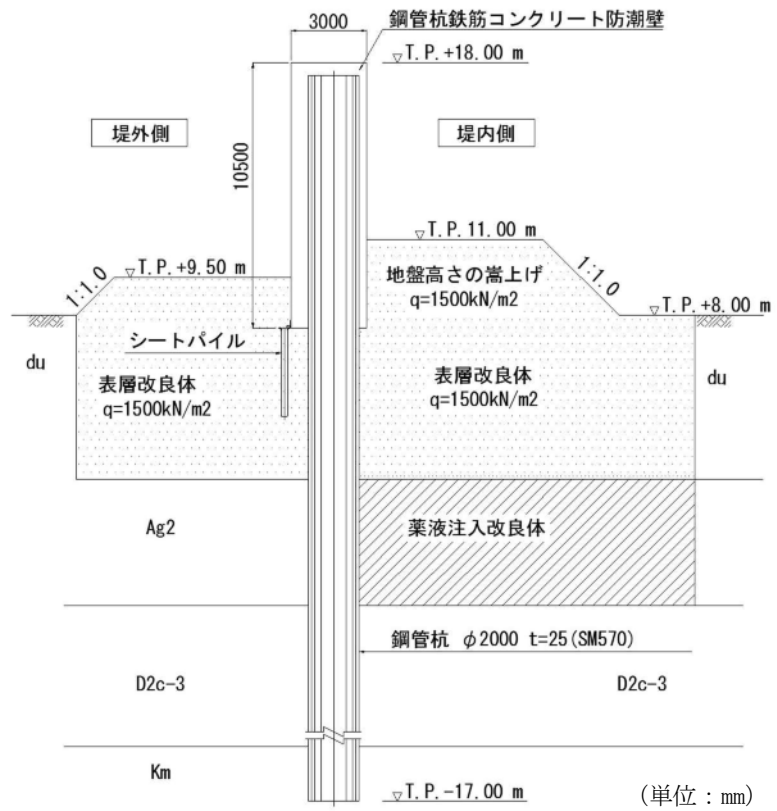


図 4.1-1 断面①断面図

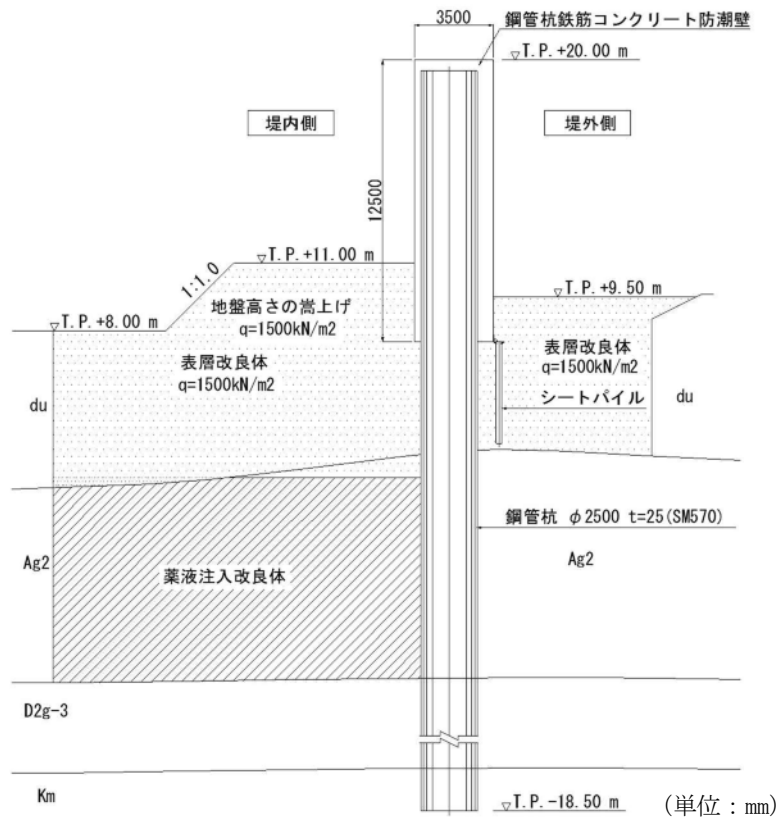


図 4.1-2 断面②断面図

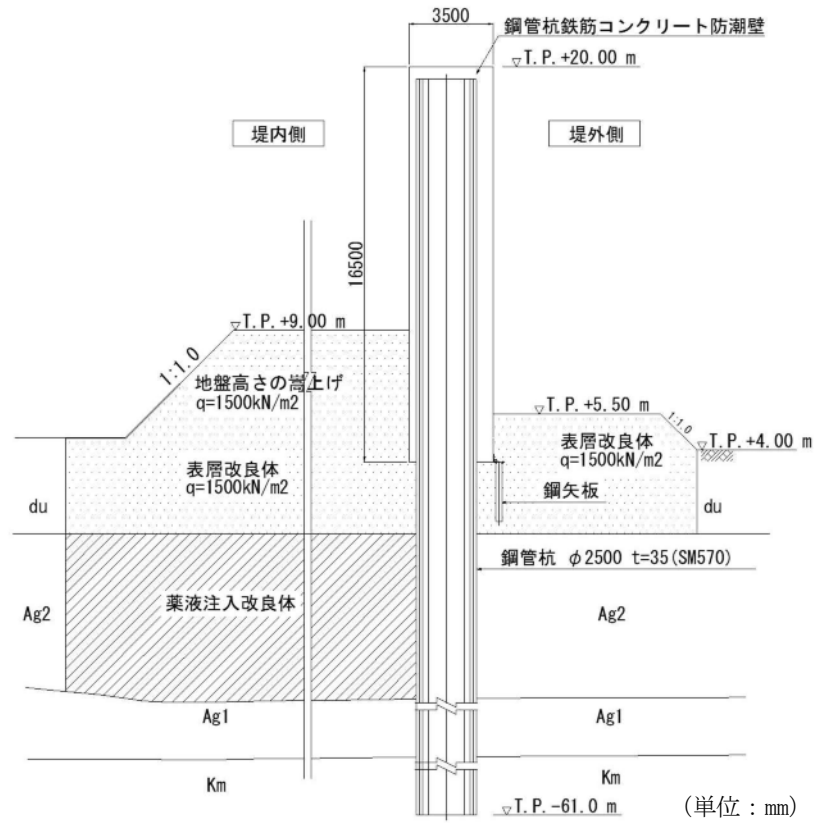


図 4.1-3 断面③断面図

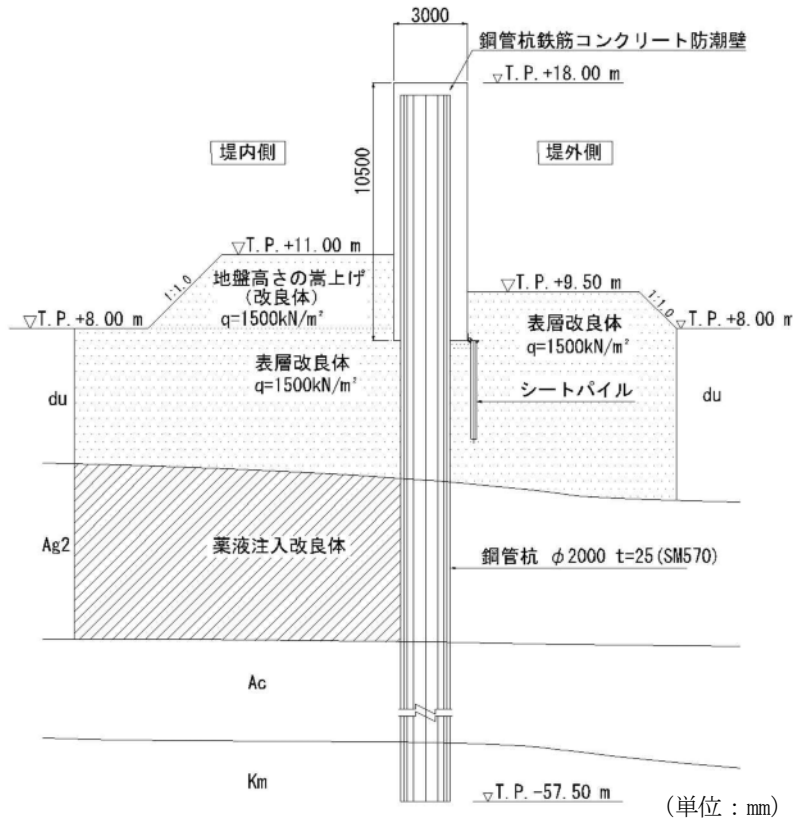


図 4.1-4 断面④断面図

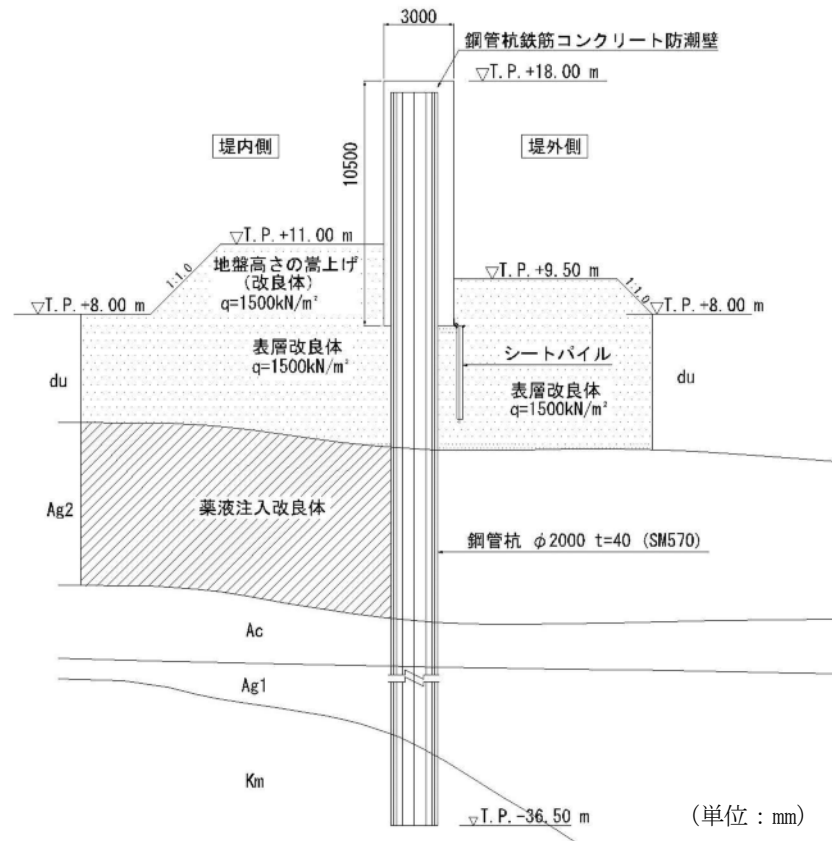


図 4.1-5 断面⑤断面図

4.2 解析方法

(1) 鋼管杭及び鋼管杭基礎

設計対象構造物～地盤の連成系モデルによる2次元地震応答解析を行い、地震時の鋼管杭基礎の構造健全性及び支持性能を確認する。有効応力の変化を考慮することができる有効応力法を用いることとし、2次元地震応答解析を実施する。

(2) 上部構造

上部構造については、2次元梁バネモデルで実施する。3次元FEMモデルによる解析は、2次元梁バネモデルの妥当性検証のため、断面③にて実施する。

4.3 荷重及び荷重の組合せ

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

4.3.1 耐震安全性評価上考慮する状態

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

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

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪及び風荷重を考慮する。

(4) 重大事故時の状態

重大事故時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

4.3.2 荷重

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 常時考慮荷重 (G)

常時考慮荷重として、躯体自重を考慮する。津波監視カメラは軽量なため考慮しない。

(2) 地震荷重 (K_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

(3) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を 20 N/m²/cm として、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は 600 N/m² であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である 0.21 kN/m² を考慮する。

積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

(4) 風荷重 (P_k)

風荷重として、風速 30 m/s の風圧力を考慮し、「5.11 浸水防護施設の評価における衝突荷重、風荷重及び積雪荷重について」に示す道路橋示方書 (I 共通編)・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月) 」の式により、 1.7 kN/m^2 とする。

4.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4.3.3-1 及び表 4.3.3-2 に示す。

表 4.3.3-1 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
地震時	$G + K_s + P_s + P_k$

G : 固定荷重 K_s : 地震荷重
 P_s : 積雪荷重 P_k : 風荷重

表 4.3.3-2 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	—	・津波監視カメラは軽量のため考慮しない。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		—	・内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	・積雪荷重を考慮する。
変動荷重	風荷重以外		—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
	風荷重		○	・風荷重を考慮する。
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動		○	・基準地震動 S_e による水平・鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動		○	
	動水圧		—	・自由水はないため動水圧は考慮しない。

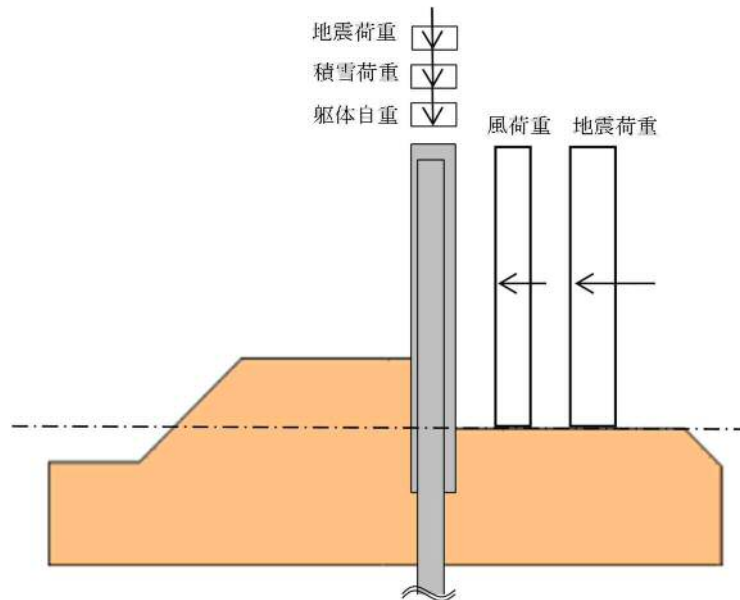


図 4.3.3-1 荷重概念図

4.4 許容限界

許容限界は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

(1) 鋼管杭

鋼管杭の許容限界は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき，表 4.3-1 に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は，鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 4.4-1 鋼管杭の許容限界

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)
鋼管杭	SM570	許容引張応力度 σ_{sa1}	382.5
		許容圧縮応力度 σ_{sa1}	
		許容せん断応力度 τ_{sa1}	217.5

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの許容限界は、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会, 2002 年制定) 」及び「道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 24 年 3 月) 」に基づき, 表 4.4-2 に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は, 鉄筋コンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 4.4-2 鉄筋コンクリートの許容限界

評価項目		短期許容応力度 (N/mm ²)	
コンクリート*1	f' _{ck} = 40 N/mm ²	許容曲げ圧縮応力度 σ _{ca}	21
		許容せん断応力度 τ _{a1}	0.825*3
鉄筋*2	SD490	許容曲げ引張応力度 σ _{sa2} (軸方向鉄筋)	435
		許容曲げ引張応力度 σ _{sa2} (せん断補強筋)	300

注記 *1: コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会, 2002 年制定)

*2: 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 ((社) 日本道路協会 平成 24 年 3 月)

*3: 斜め引張鉄筋を考慮する場合は, 「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会, 2002 年制定) 」を適用し, 次式により求められる許容せん断力 (V _a) を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで,

V _{ca} : コンクリートの許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

V _{sa} : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$$

τ _{a1} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b _w : 有効幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

A _w : 斜め引張鉄筋断面積

σ _{sa2} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

(3) 基礎地盤の支持力

極限支持力は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、道路橋示方書（I 共通編・IV下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）により以下の支持力算定式により設定する。極限支持力度を表4.4-3に示す。

極限支持力算定式（杭基礎〔中掘り工法〕）

$$R_u = q_d A + U \sum L_i f_i$$

R_u ：地盤から決まる杭の極限支持力（kN）

q_d ：杭下端における単位面積あたりの極限支持力度（kN/m²）：コンクリート打設方式

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

q_u ：支持岩盤の一軸圧縮強度（kN/m²）

* $c_{CU} = q_u / 2$ より， $q_u = c_{CU} \times 2$ 。ここで， c_{CU} は「補足-340-1 地盤の支持性能について」の表4.1-1における K_m 層の非排水せん断強度

A ：杭下端面積（m²）

U ：杭の周長（m）

L_i ：周面摩擦力を考慮する層の層厚（m）

f_i ：周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度（kN/m²）

表4.4-3 基礎地盤の支持力に対する許容限界（杭下端：押し込み）

項目	算定結果					備考
	断面①	断面②	断面③	断面④	断面⑤	
極限支持力 R_u (kN)	5370	5406	6288	6210	5778	
$q_d A$ (kN)	—	—	—	—	—	
$U \sum L_i f_i$ (kN)	—	—	—	—	—	
杭下端の極限支持力度 q_d (kN/m ²)	5370	5406	6288	6210	5778	= $3 \cdot q_u$
一軸圧縮強度 q_u (kN/m ²)	1790	1802	2096	2070	1926	= 非排水せん断強度 $\times 2$
非排水せん断強度 (kN/m ²)	895	901	1048	1035	963	
杭下端標高 EL. (m)	-17.0	-18.5	-61.0	-57.5	-36.5	
杭下端面積 A (m ²)	—	—	—	—	—	
杭の周長 U (m)	—	—	—	—	—	
周面摩擦力を考慮する層の層厚 L_i (m)	—	—	—	—	—	
最大周面摩擦力度 f_i (kN/m ²)	—	—	—	—	—	

(4) 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体の許容限界は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」及び「耐津波設計に係る工認審査ガイド（原子力規制委員会，平成 25 年）」を考慮し，せん断強度に基づき設定する。

表 4.4-5 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体のせん断応力の許容限界

評価項目	許容限界
地盤高さの嵩上げ部（改良体） 及び表層改良体	許容せん断応力 $q_u/2 = 750 \text{ kN/m}^2$

(5) シートパイル

シートパイルの許容限界は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成元年 2 月版（社）日本港湾協会）」の許容応力度に基づき設定する。許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 4.4-6 鋼材の許容限界

鋼材種別	短期許容応力度 (N/mm^2)	
	圧縮，引張，曲げ	せん断
SY390	352.5	190

(6) 止水ジョイント部

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

表 4.4-7 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 4.4-7 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

評価項目	許容限界
止水ジョイント部材 (シートジョイント)	2 m

4.5 解析モデル及び諸元

鋼管杭及び鋼管杭基礎の解析モデルは鋼管杭を線形はり要素でモデル化した地震応答解析のモデルを使用する。上部構造の耐震評価は、鉄筋コンクリート梁壁のみで外力に対して成立する構造とし、鉄筋コンクリート梁壁をモデル化した2次元梁バネモデルにより実施する。2次元梁バネモデルの妥当性検証のための3次元FEMモデルは、現実の3次元構造のとおり鋼管杭及び鉄筋コンクリートをモデル化する。

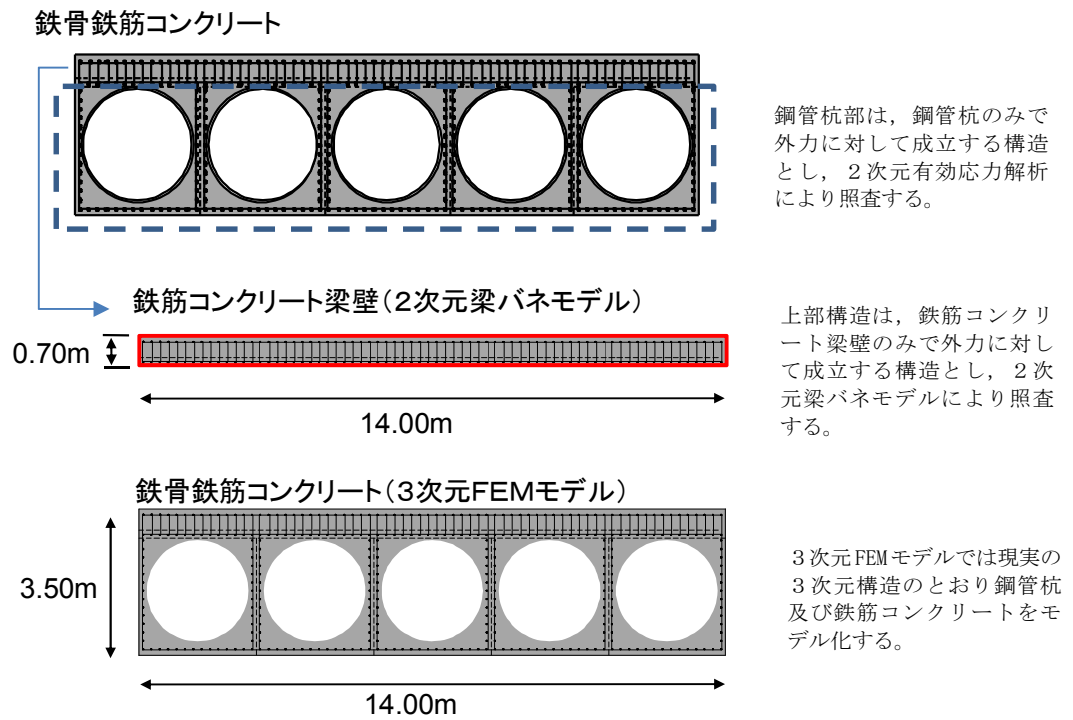


図 4.5-1 上部構造のモデル化

4.5.1 2次元梁バネモデル

2次元梁バネモデルは、鉄筋コンクリート梁壁を梁要素でモデル化し、地盤抵抗を表現するため、鋼管杭の位置に地盤バネ（集約バネ）を水平方向に設置する。地盤バネは、原地盤物性のばらつきを考慮した場合と敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した場合の2ケースで設定する。

2次元梁バネモデルのモデル化対象範囲を図4.5.1-1に、概要図を図4.5.1-2に示す。

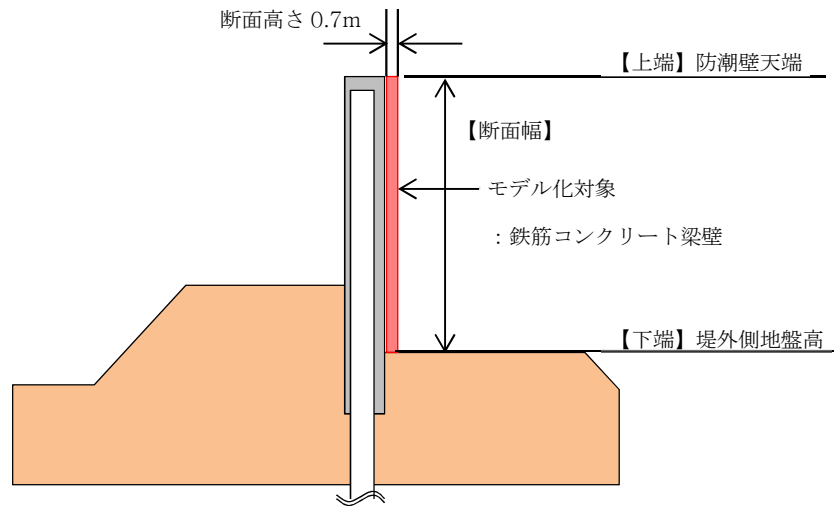


図 4.5.1-1 2次元梁バネモデル モデル化対象

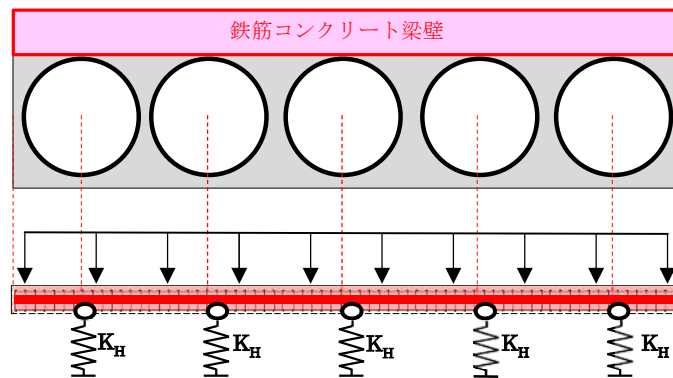


図 4.5.1-2 2次元梁バネモデル

鉄筋コンクリート梁壁に作用する荷重の合力を考慮すると、図 4.5.1-3 に示すような突出長 h の突出杭の杭頭に荷重が作用している状態になる。そこで、道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）に基づく突出杭のバネ定数を算出し、2次元梁バネモデルの地盤バネ（集約バネ）として設定する。

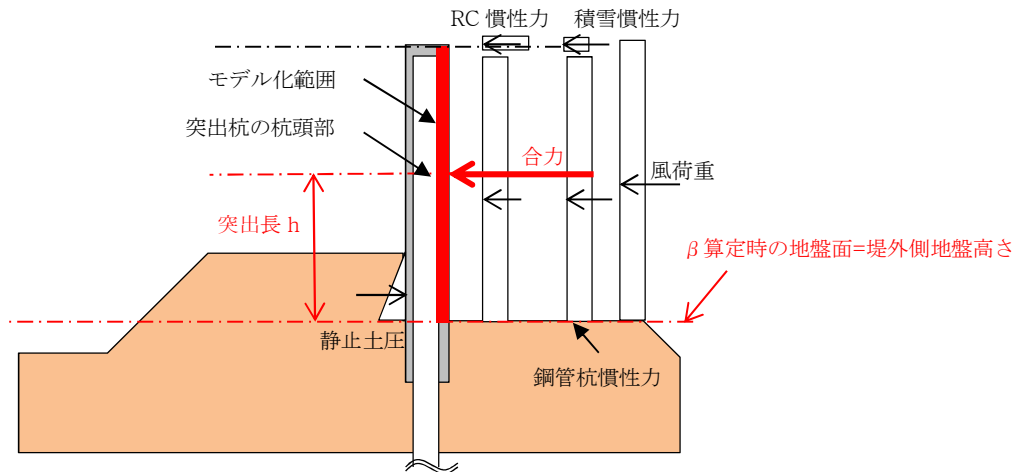


図 4.5.1-3 地盤バネ算定時の突出長 h の算定方法

水平方向のバネ定数は以下の式により算出する。

$$K_H = \mu \frac{3EI\beta^3}{(1 + \beta h)^3 + 0.5}$$

ここに、

K_H : 杭の水平方向バネ定数 (kN/m)

μ : 補正係数

$$\mu = 1 - 0.2 \left(2.5 - \frac{L}{D} \right) \quad [L < 2.5D]$$

L : 杭中心間隔 (m)

D : 杭径 (m)

$$\beta : \text{杭の特性値} \beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}} \quad (\text{m}^{-1})$$

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

D : 杭径 (m)

EI : 杭の曲げ剛性 (kN · m²)

h : 杭の突出長 (m)

(1) 原地盤物性のばらつきを考慮した場合

原地盤物性のばらつきを考慮した場合の水平地盤バネは以下の方法で設定する。表 4.5.1-1 に示したケースにおいて1次元有効応力解析を実施し、地表面変位最大ケース（地盤バネ最小値）と地表面加速度最大ケース（地盤バネ最大値），それぞれの平均有効主応力とせん断ひずみにより求められる割線剛性を用いて地盤バネを算出し，両端の杭に設定する。1次元有効応力解析に用いる地震波は，表 3.6-1 の2次元有効応力解析検討ケースの①ケースにおいて，基準地震動S₀全地震波による2次元有効応答解析によって求められる鋼管杭の曲げ軸力照査の照査値が最も大きくなる地震波を用いる。

中央の杭については，表 4.5.1-1 に示す検討ケース①において上記の鋼管杭の曲げ軸力照査の照査値が最も大きくなる地震波に対して1次元有効応力解析を実施し，平均有効主応力とせん断ひずみにより求められる割線剛性を用いて地盤バネを算定する。

表 4.5.1-1 1次元有効応力解析検討ケース

検討ケース	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1σ)した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

また，水平方向変位を地盤バネに与える。水平方向変位は，上記の2つの地盤物性を用いた1次元有効応力解析結果における地表面最大変位を，両端のバネにそれぞれ与え，中央のバネには原地盤物性を用いた1次元有効応力解析結果における地表面最大変位を与え，間の杭はそれぞれを線形補間した変位を与える。

図 4.5.1-4 に地盤バネと水平変位の設定方法を示す。

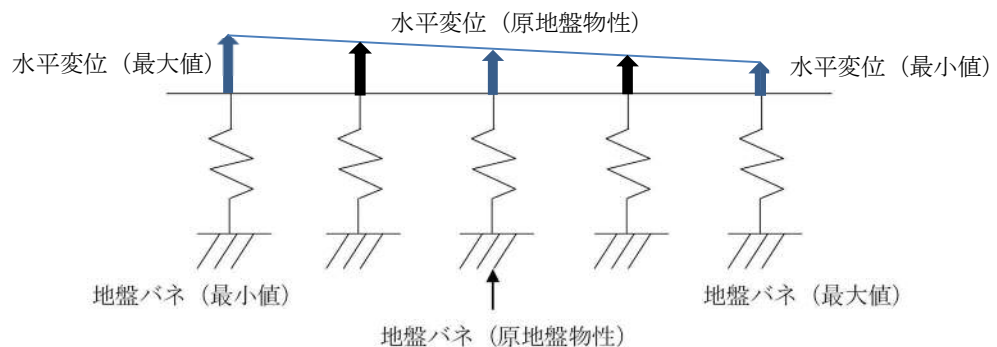


図 4.5.1-4 地盤バネ及び水平変位の設定方法

水平向地盤反力係数は「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に基づき、以下の式で算定する。

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

ここで、

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

μ : 補正係数（「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」より）

$$\mu = 1 - 0.2 \left(2.5 - \frac{L}{D} \right) \quad [L < 2.5D]$$

L : 杭中心間隔 (m)

D : 杭径 (m)

k_{H0} : 直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m³) 「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に基づき、水平方向地盤反力係数 k_{H0} を以下の式より算定する。

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

ここで、

α : 地盤反力係数の換算係数 ($\alpha = 1.0$)

E_0 : 地盤の変形係数

E_0 は 1 次元有効応力解析における地表面最大加速度発生時刻（地盤バネ最大値）及び地表面最大変位発生時刻（地盤バネ最小値）それぞれの時刻での平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ を用いて以下の式で求められる割線せん断剛性 G_s により設定する。

$$E_0 = 2(1 + \nu_d)G_s$$

$$G_s = \frac{\tau_s}{\gamma}$$

$$\tau_s = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{ma} \times \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{ma}} \right)^{0.5} + \left| \frac{\gamma}{C \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_m \times \sin \phi_{CD}} \right|}}$$

ここで、

ν_d : 動ポアソン比

G_s : 割線せん断剛性 (kN/m²)

τ_s : 骨格曲線上のせん断応力 (kN/m²)

γ : せん断ひずみ

C : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角 (°)

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に基づき B_H を算定する。なお、杭基礎の特性値 β は初期値 1.0, 許容誤差 1.0E-5 を設定し、繰り返し計算により算定する。

$$B_H = \sqrt{D/\beta}$$

ここで,

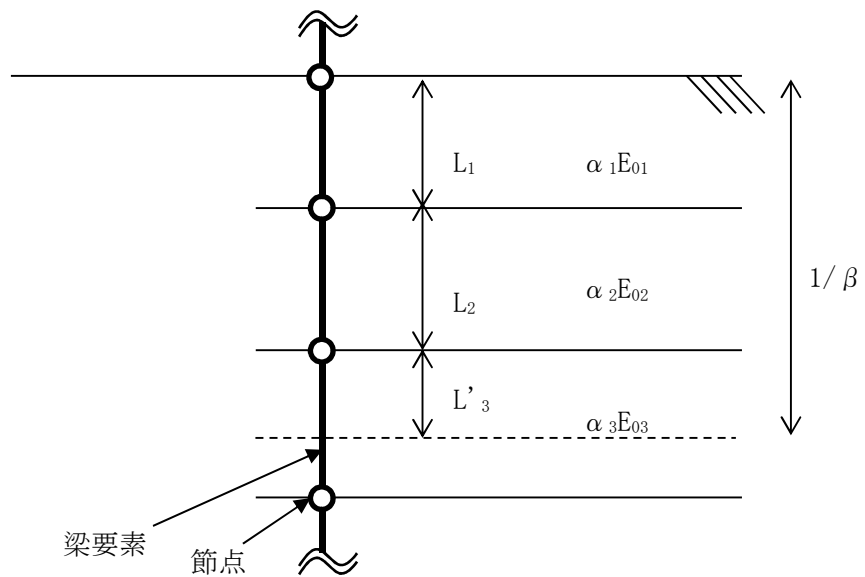
D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 = 杭径

β : 杭基礎の特性値 (m^{-1})

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

EI : 杭の曲げ剛性 ($kN \cdot m^2$)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に基づき、換算載荷幅 B_H を算定する際の k_H は、設計上の地盤面から $1/\beta$ までの深さの平均的な αE_0 ($\alpha=1$) を用いる。換算載荷幅 B_H 算定時の αE_0 の考え方を以下に示す。



$$\alpha E_0 \text{ (} 1/\beta \text{ の範囲の平均値)} = \frac{\alpha_1 E_{01} L_1 + \alpha_2 E_{02} L_2 + \alpha_3 E_{03} L'_3}{1/\beta}$$

図 4.5.1-5 換算載荷幅 B_H 算定時の αE_0

- (2) 敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した場合

水平地盤バネは以下の方法で設定する。

平均剛性地盤で実施した有効応答解析による鋼管杭の評価で安全率が最も小さい地震波を用いて、表 3.6-1 に示す検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースにおいて 1 次元有効応力解析を実施し、平均有効主応力とせん断ひずみにより求めた割線剛性を用いて地盤バネを算出し、地盤バネ（集約バネ）を算定する。

また、水平方向変位を地盤バネに与える。水平方向変位は、1 次元有効応力解析結果における地表面最大変位を与える。

バネ定数は、原地盤物性のばらつきを考慮した場合と同様に「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に基づいて算出する。

4.5.2 3次元FEMモデル

3次元FEMモデルは、上部構造をソリッド要素、鋼管杭をシェル要素によりモデル化し、地盤抵抗を表現するための地盤バネを設定する。

・ソリッド要素

ソリッド要素 (Solid or brick element) は、その名の示すとおり、レンガの形をした3次元要素であり、節点において並進3自由度を有している。

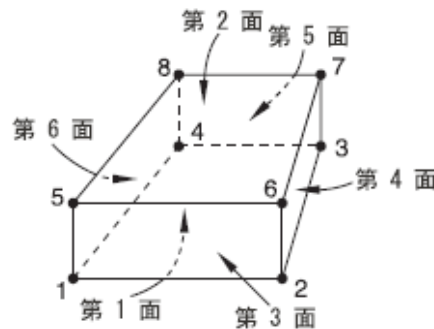


図 4.5.2-1 3次元ソリッド要素

・シェル要素

シェル要素は、梁と同様に構造要素であり、LNGタンクや圧力容器などの薄肉構造物の解析にも用いられる。梁要素と同様、ソリッド要素によるモデル化と比べると、総自由度数が大幅に軽減される。

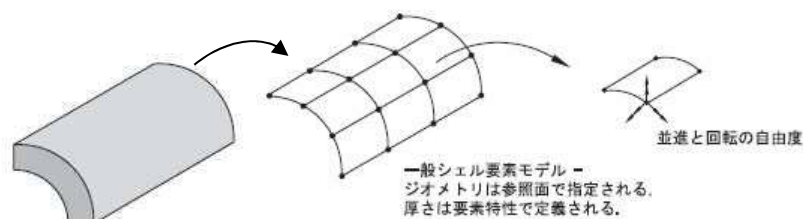


図 4.5.2-2 シェル要素

・地盤バネ

3次元FEMモデルにおける地盤バネの設定は「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成14年3月）」を適用し、地盤反力上限値を考慮したバイリニア型とする。また、地盤高さの嵩上げ部上面から杭下端までの範囲で考慮し、設計上の地盤面は地盤高さの嵩上げ部上面とする。

地盤バネの設定方法は、2次元梁バネモデルと同様に、原地盤物性のばらつきを考慮した場合と敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した場合の2ケースで設定する。

(1) 原地盤物性のばらつきを考慮した場合

原地盤物性のばらつきを考慮した場合の水平地盤バネは以下の方法で設定する。表 4.5.2-1 に示したケースで 1 次元有効応力解析を実施し、地表面変位最大ケース（地盤バネ最小値）と地表面加速度最大ケース（地盤バネ最大値）の平均有効主応力とせん断ひずみにより求められる地盤剛性及び反力上限値を有する地盤バネを両端の杭に設定する。1 次元有効応力解析に用いる地震波は、表 3.6-1 の 2 次元有効応力解析検討ケースの①ケースにおいて、基準地震動 S_g 全地震波による 2 次元有効応答解析によって求められる鋼管杭の曲げ軸力照査の照査値が最も大きくなる地震波を用いる。

中央 3 箇所鋼管杭には両端の地盤バネを線形補間した地盤バネを設定する。

表 4.5.2-1 1 次元有効応力解析検討ケース

検討ケース	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

また、水平方向変位を地盤バネに与える。水平方向変位は、上記の 2 つの地盤物性を用いた 1 次元有効応力解析結果における地表面最大変位を、両端のバネにそれぞれ与え、中央 3 箇所鋼管杭には両端バネの変位を線形で補間した値を与える。

地盤バネは「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に基づき、以下の式で算定する。

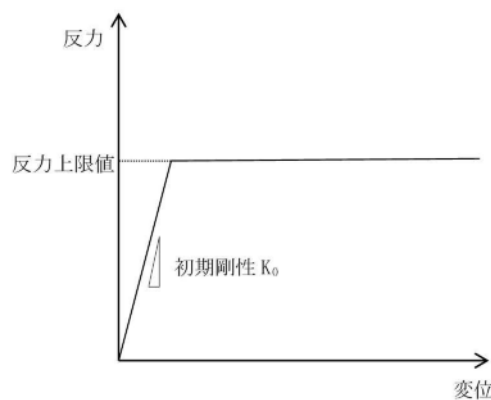


図 4.5.2-3 地盤バネのバイリニアモデル

a. 水平方向地盤バネのバネ定数

鋼管杭周辺の地盤バネは全周の半径方向の面分布バネとしてモデル化する。鋼管杭シールドは円周方向に48分割しているため、以下の式により計算する。

$$K_{h1} = k_h \times \pi / 48$$

ここで、 K_{h1} ：半径方向拘束バネのバネ定数 (kN/m)

k_h ：水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

また、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の堤内側の地盤バネは以下の式により計算する。

$$K_{h2} = k_h \times L \times H_w / (D \times H)$$

ここで、 K_{h2} ：防潮壁堤内側の地盤バネのバネ定数 (kN/m)

k_h ：水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

L：分担幅 (m)

H_w ：分担高さ (m)

D：杭径 (m)

H：支配長さ (m)

バネ定数 k_h の算定方法を以下に示す。

$$k_h = \mu \eta_k \alpha_k k_H D H$$

ここで、

k_h ：水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

μ ：水平方向地盤反力係数の補正係数

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成14年3月）」に基づき、以下に示す水平方向地盤反力係数の補正係数 μ を考慮したバネ定数を設定する。

$$\mu = 1 - 0.2 \left(2.5 - \frac{L}{D} \right) [L < 2.5D]$$

ここで、

L：杭中心間隔 (m)

D：杭径 (m)

η_k ：群杭効果を考慮した補正係数

α_k ：単杭における補正係数

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成14年3月）」に基づき、以下に示す補正係数を考慮したバネ定数を設定する。

表 4.5.2-2 η_k , α_k の値

対象	η_k	α_k
粘性土地盤	2/3	1.5
砂質土地盤	2/3	1.5

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に基づき、水平方向地盤反力係数 k_H を算定する。

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

ここで、

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

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

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に基づき、水平方向地盤反力係数 k_{H0} を以下の式より算定する。

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

ここで、

α : 地盤反力係数の換算係数 ($\alpha = 1$)

E_0 : 地盤の変形係数

E_0 は 1 次元有効応力解析における地表面最大加速度発生時刻 (地盤バネ最大値) 及び地表面最大変位発生時刻 (地盤バネ最小値) それぞれの時刻での平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ の深度分布を用いて以下の式で求められる割線せん断剛性 G_s により設定する。

$$E_0 = 2(1 + \nu_d)G_s$$

$$G_s = \frac{\tau_s}{\gamma}$$

$$\tau_s = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{ma} \times \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{ma}} \right)^{0.5} + \left| \frac{\gamma}{C \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_m \times \sin \phi_{CD}} \right|}}$$

ここで、

ν_d : 動ポアソン比

G_s : 割線せん断剛性 (kN/m²)

τ_s : 骨格曲線上のせん断応力 (kN/m²)

γ : せん断ひずみ

C : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角 (°)

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に基づき B_H を算定する。なお、杭基礎の特性値 β は初期値 1.0、許容誤差 1.0E-5 を設定し、繰り返し計算により算定する。

$$B_H = \sqrt{D/\beta}$$

ここで、

D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 = 杭径

β : 杭基礎の特性値 (m^{-1})

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

EI : 杭の曲げ剛性 ($\text{kN} \cdot \text{m}^2$)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」の記述に基づき、換算載荷幅 B_H は、設計上の地盤面から $1/\beta$ までの深さの平均的な αE_0 ($\alpha = 1$) を用いて算定する。

D : 杭径 (m)

H : 支配長さ (m)

b. 水平方向地盤バネの反力上限値 P_h

鋼管杭周辺地盤バネの反力上限値 P_{h1} は、鋼管杭シェルは円周方向に 48 分割しているため、以下の式により計算する。

$$P_{h1} = P_h \times \pi / 48$$

ここで、 P_{h1} : 鋼管杭周辺地盤バネの反力上限値 (kN/m)

P_h : 水平方向地盤バネの反力上限値 (kN/m)

また、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の堤内側の地盤バネの反力上限値 P_{h2} は、以下の式により計算する。

$$P_{h2} = P_h \times L \times H_w / (D \times H)$$

ここで、 P_{h2} : 防潮壁堤内側の地盤バネの反力上限値 (kN/m)

P_h : 水平方向地盤バネの反力上限値 (kN/m)

L : 分担幅 (m)

H_w : 分担高さ (m)

D : 杭径 (m)

H : 支配長さ (m)

反力上限値 P_h の算定方法を以下に示す。

$$P_h = P_{HW} D H$$

ここで、

P_{HW} : 受動土圧強度 (kN/m^2)

D : 杭径 (m)

H : 支配長さ (m)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に基づき、受働土圧強度 P_{HU} を算定する。

$$P_{HU} = \eta_p \alpha_p p_U$$

ここで

η_p : 群杭効果を考慮した水平方向反力の上限値の補正係数

α_p : 単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数

p_U : 地震時受働土圧強度 (kN/m²)

$\eta_p \alpha_p$ は以下の値とする。

表 4.5.2-3 補正係数 $\eta_p \alpha_p$

対象	η_p	α_p	$\eta_p \alpha_p$
粘性土地盤 ($N > 2$)	1.0	1.5	1.5
粘性土地盤 ($N \leq 2$)	1.0	1.0	1.0
砂質土地盤	—	3.0	$L/D (\leq \alpha_p)$

※ 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）

※ 表中の L, D はそれぞれ L : 杭の中心間隔 (m), D : 杭径 (m)

地震時受働土圧強度 p_U は、1 次元有効応力解析における地表面最大加速度発生時刻（地盤バネ最大値）及び地表面最大変位発生時刻（地盤バネ最小値）それぞれの時刻での平均有効主応力 σ'_m の深度分布を用いて、以下の式により算出する。

$$p_U = C \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_m \times (1 + \sin \phi_{CD})$$

ここで、

C : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角 (CD 条件)

σ'_m : 平均有効主応力 (kN/m²)

- (2) 敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した場合

水平地盤バネは以下の方法で設定する。

平均剛性地盤で実施した有効応答解析による鋼管杭の曲げ軸力照査で安全率が最も小さい地震波を用いて、表 3.6-1 に示す検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースにおいて 1 次元有効応力解析を実施し、各地盤深度の平均有効主応力とせん断ひずみにより求めた割線剛性を用いて地盤バネを算出し、地盤バネを算定する。

また、水平方向変位を地盤バネに与える。水平方向変位は、1 次元有効応力解析結果における変位分布を与える。

バネ定数及び反力上限値は、原地盤物性のばらつきを考慮した場合と同様に「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に基づいて算出する。

3次元FEMモデルの概要図を図4.5.2-4に示す。

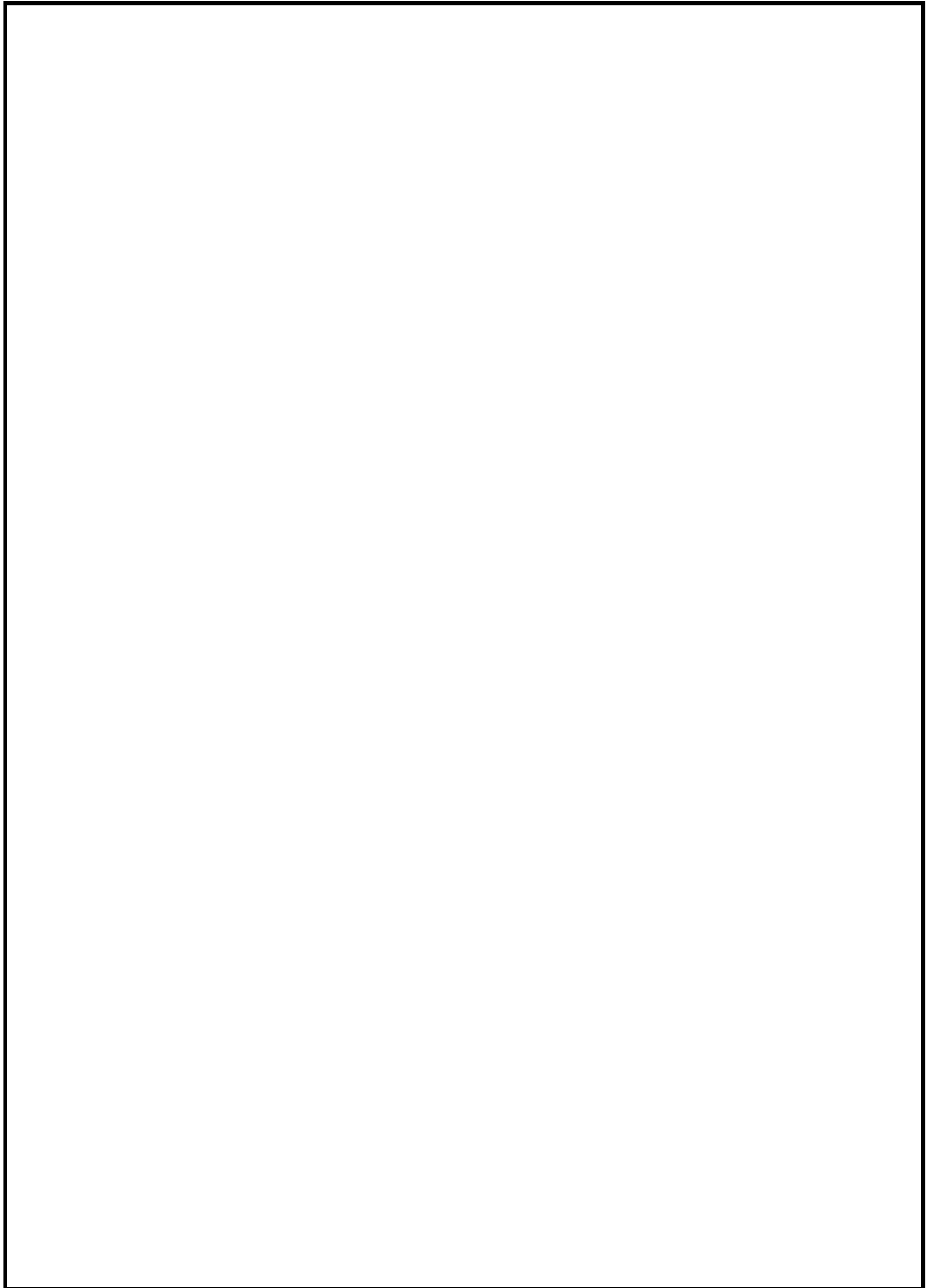


図4.5.2-4 3次元FEM解析モデル

2次元梁バネモデル及び3次元FEM解析モデルに使用する地盤バネと解析モデルとの対応を表4.5.2-4に示す。

表 4.5.2-4 地盤バネと解析モデルとの対応

	地盤剛性	反力上限値	解析モデル
地盤バネ (最大値)	S _d 波による1次元有効応力解析から地表面加速度最大時刻における地盤物性により設定	—	2次元梁バネモデル
	S _d 波による1次元有効応力解析から地表面加速度最大時刻における地盤物性により設定		3次元FEM解析モデル
地盤バネ (最小値)	S _d 波による1次元有効応力解析から地表面変位最大時刻における地盤物性により設定	—	2次元梁バネモデル
	S _d 波による1次元有効応力解析から地表面変位最大時刻における地盤物性により設定		3次元FEM解析モデル
地盤バネ (原地盤物性)	ケース①におけるS _d 波による1次元有効応力解析から設定	—	2次元梁バネモデル
地盤バネ (豊浦標準砂)	ケース④におけるS _d 波による1次元有効応力解析から設定	—	2次元梁バネモデル
	S _d 波による1次元有効応力解析からケース④により設定		3次元FEM解析モデル

4.5.3 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 4.5.3-1 に、材料の物性値を表 4.5.3-2 に、配筋図を図 4.5.3-1 に示す。

表 4.5.3-1 使用材料

諸元	
鉄筋	SD490
コンクリート	設計基準強度 : 40 N/mm ²
鋼管杭*	敷地前面東側 : φ 2500 mm (SM570) t=25, 35 敷地側面北側及び南側 : φ 2000 mm (SM570) t=25, 40

* : 道路橋示方書・同解説IV下部工編に従い、腐食代 1 mm を考慮する。杭の断面計算及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代の断面積の低減を考慮した。

表 4.5.3-2 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数 (%)
鉄筋コンクリート	24.5 ^{*1}	3.10×10 ⁴ ^{*1}	0.2 ^{*1}	-
鋼管杭	77.0 ^{*1}	2.00×10 ⁵ ^{*1}	0.3 ^{*1}	3 ^{*2}

注記 *1 : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)

*2 : 道路橋示方書 (I 共通編・V 耐震設計編) ・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)

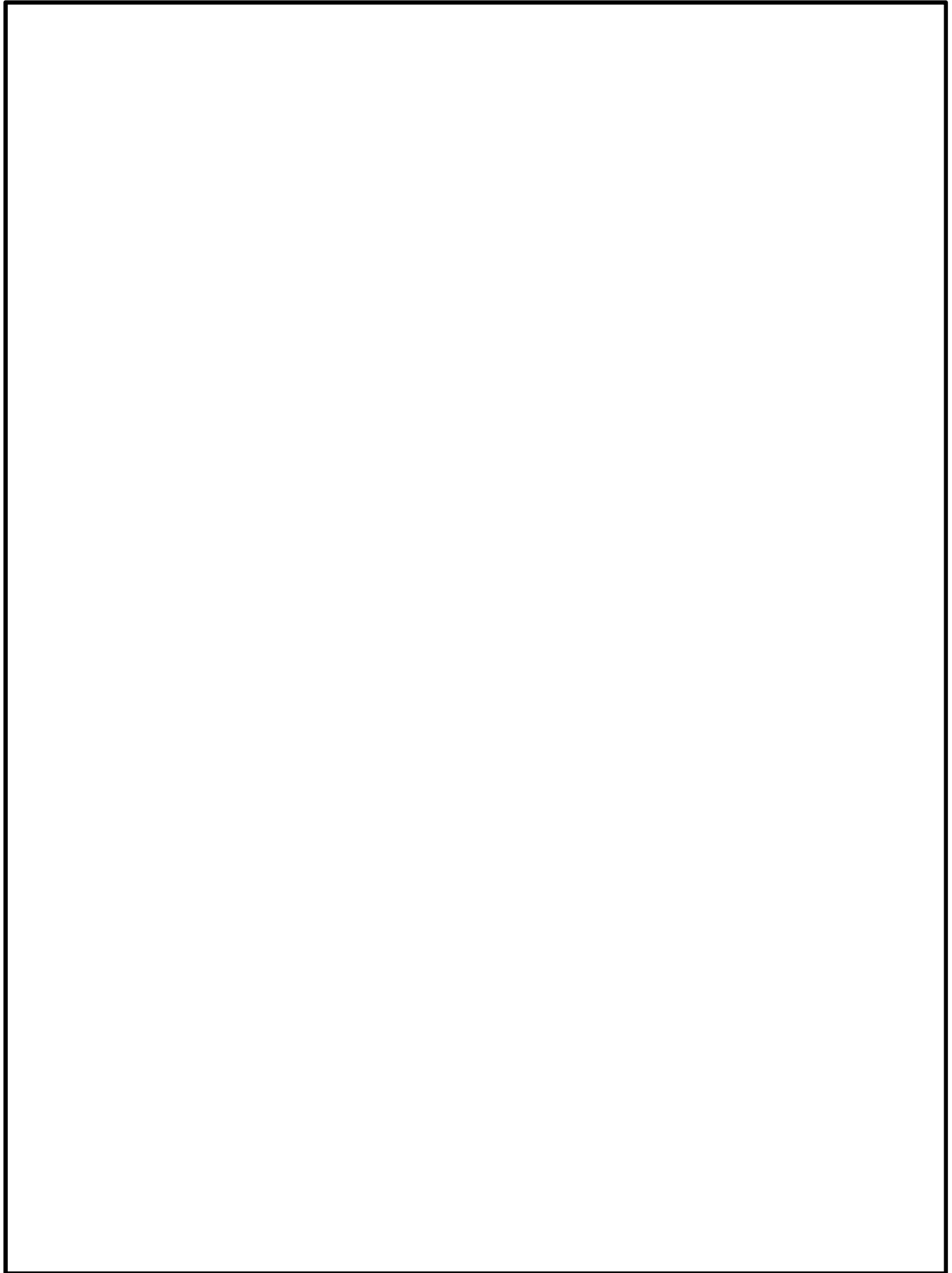


图 4.5.3-1 配筋图

4.5.4 荷重及び荷重の組合せ

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

(1) 耐震安全性評価上考慮する状態

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

a. 運転時の状態

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

b. 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

c. 設計用自然条件

積雪及び風荷重を考慮する。

d. 重大事故時の状態

重大事故時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 荷重

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

a. 常時考慮荷重 (G)

常時考慮荷重として、躯体自重を考慮する。津波監視カメラは軽量なため考慮しない。

b. 地震荷重 (K_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

c. 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$ として、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は 600 N/m^2 であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である 0.21 kN/m^2 を考慮する。

積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

d. 風荷重 (P_k)

風荷重として、風速 30 m/s の風圧力を考慮し、「5.11 浸水防護施設の評価における衝突荷重、風荷重及び積雪荷重について」に示す道路橋示方書 (I 共通編)・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月) 」の式により、 1.7 kN/m^2 とする。

(3) 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4.5.4-1 及び表 4.5.4-2 に示す。

表 4.5.4-1 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
地震時	$G + K_s + P_s + P_k$

G : 固定荷重 K_s : 地震荷重
 P_s : 積雪荷重 P_k : 風荷重

表 4.5.4-2 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	—	・津波監視カメラは軽量のため考慮しない。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		—	・内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	・積雪荷重を考慮する。
変動荷重	風荷重以外		—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
	風荷重		○	・風荷重を考慮する。
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動		○	・基準地震動 S_e による水平・鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動		○	
	動水圧		—	・自由水はないため動水圧は考慮しない。

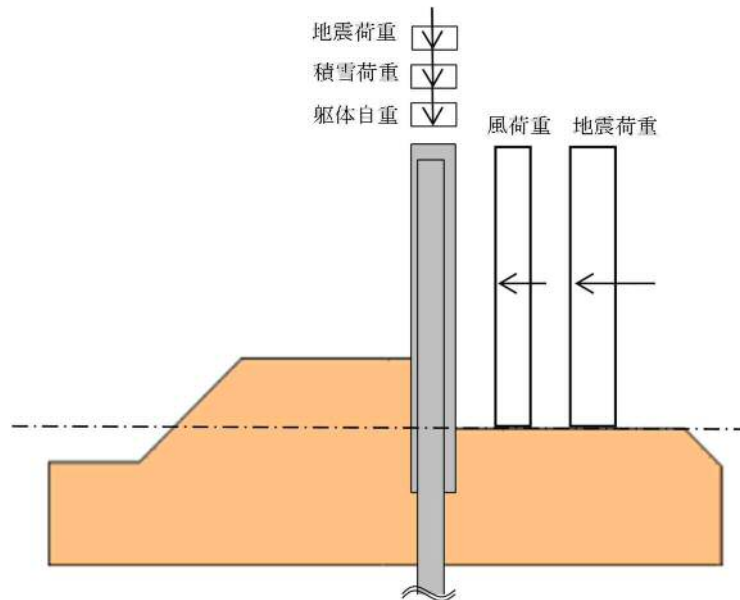


図 4.5.4-1 荷重概念図

4.6 評価方法

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価は、「3. 地震応答解析」により得られる照査用応答値及び「4.5 解析モデル及び諸元」で示した上部構造モデルに発生する応力が、「4.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(1) 鋼管杭

鋼管杭の評価は、杭の曲げモーメント及び軸力より算定される曲げ軸応力並びに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. 曲げモーメント及び軸力に対する照査

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

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

ここで、

- σ : 鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)
- M : 最大曲げモーメント (N・mm)
- Z : 断面係数 (mm³)
- N : 軸力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)

b. せん断力に対する照査

せん断力を用いて次式により算定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。

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

ここで、

- τ : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)
- S : せん断力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)
- κ : せん断応力の分布係数 (2.0)

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートは、耐震評価により算定した曲げ圧縮応力、曲げ引張応力及びせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

(3) 基礎地盤の支持力

基礎地盤の支持性能評価においては、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

(4) 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体

地震時の有効応力解析による結果より、地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体のせん断応力が改良体の許容限界以下であることを確認する。

(5) シートパイル

シートパイルは止水機能を確保する目的から、発生す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

シートパイルに発生するせん断応力は、弾性支承上の梁と仮定したシートパイルの天端位置に強制変位を与え、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に基づき、せん断力を以下の式により算出する。

$$S = \delta \cdot 2EI \beta^3$$

ここで、

S：せん断力(kN・m)

δ ：変位(m)

E I：有効曲げ剛性(kN・m²)

β ：杭基礎の特性値(m⁻¹)

(6) 止水ジョイント部材

止水ジョイント部における相対変位量が、許容限界以下であることを確認する。

なお、止水ジョイント部における相対変位量の算出方法及び鋼製アンカーに対する照査結果は「6.12 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示し、本資料においては止水ジョイント部における相対変位量の結果を示す。

5. 評価結果

5.1 地震応答解析結果

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤の断面①～断面⑤における基準地震動 S_s による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 5.1-2～図 5.1-6 に示す。本図は基本ケース及び原地盤物性のばらつきを考慮したケースのうち，鋼管杭の曲げ軸力照査及びせん断力照査において照査値が最も厳しくなる評価時刻における断面力を示したものである。

また，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤の断面①～断面⑤において，最大せん断ひずみ分布図を図 5.1-7～図 5.1-11 に，過剰間隙水圧比の分布図を図 5.1-12～図 5.1-16 に，最大加速度分布図を図 5.1-17～図 5.1-21 に示す。これらの図は，各要素に発生したせん断ひずみ及び過剰間隙水圧比の全時刻における最大値の分布を示したものである。

断面力値の符号は下図に従うものとする。なお，杭は，天端から杭下端方向に向けて IX1 → IX2 方向である。

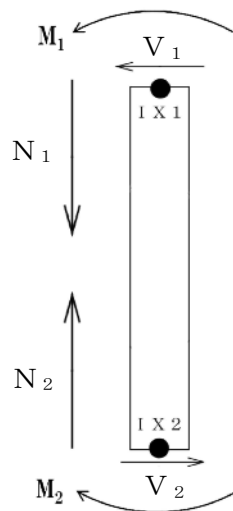


図 5.1-1 符号表

(1) 断面力図

a. 断面①

・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

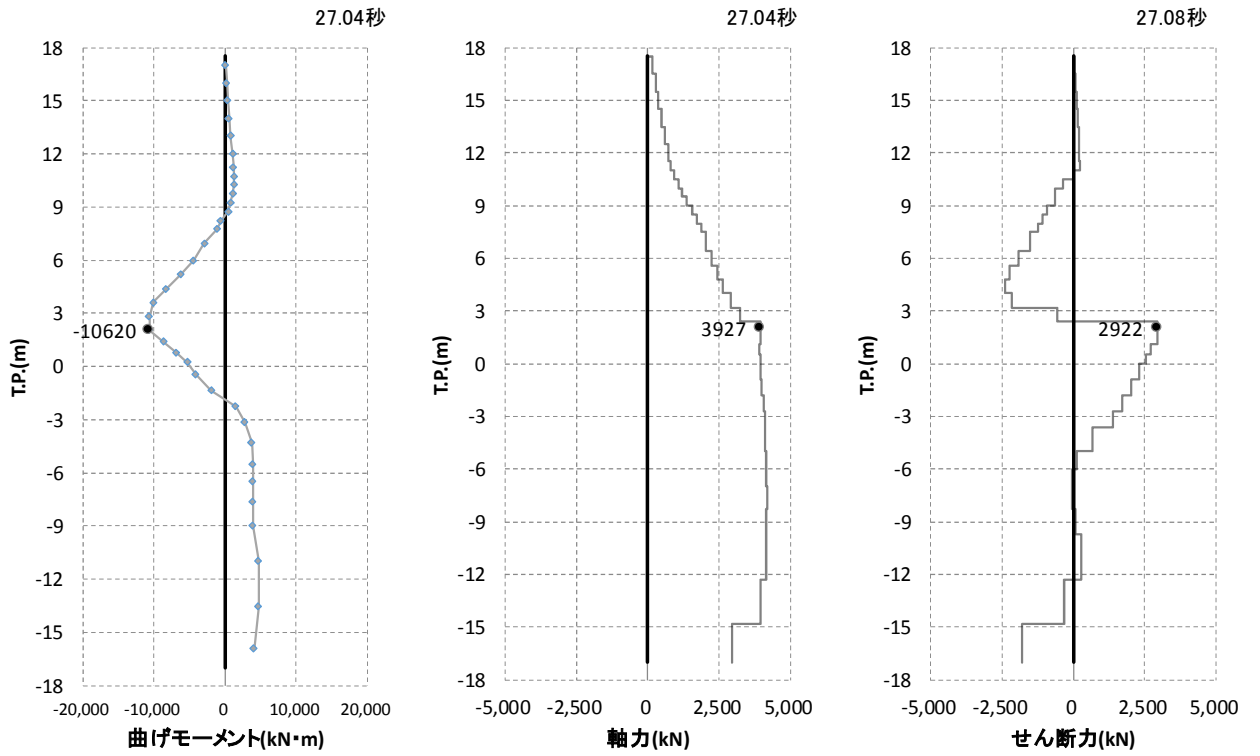


図 5.1-2 (1) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面① (S_s-D1 [H+,V+])

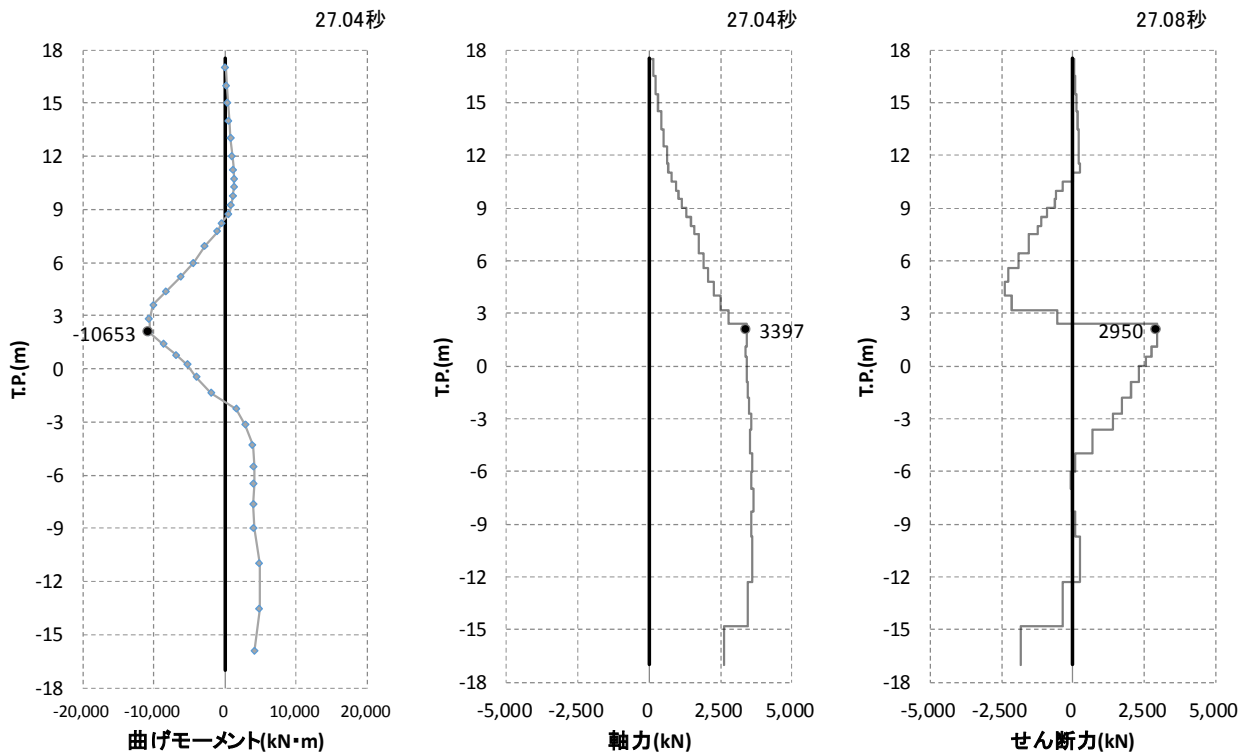


図 5.1-2 (2) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面① (S_s-D1 [H+,V-])

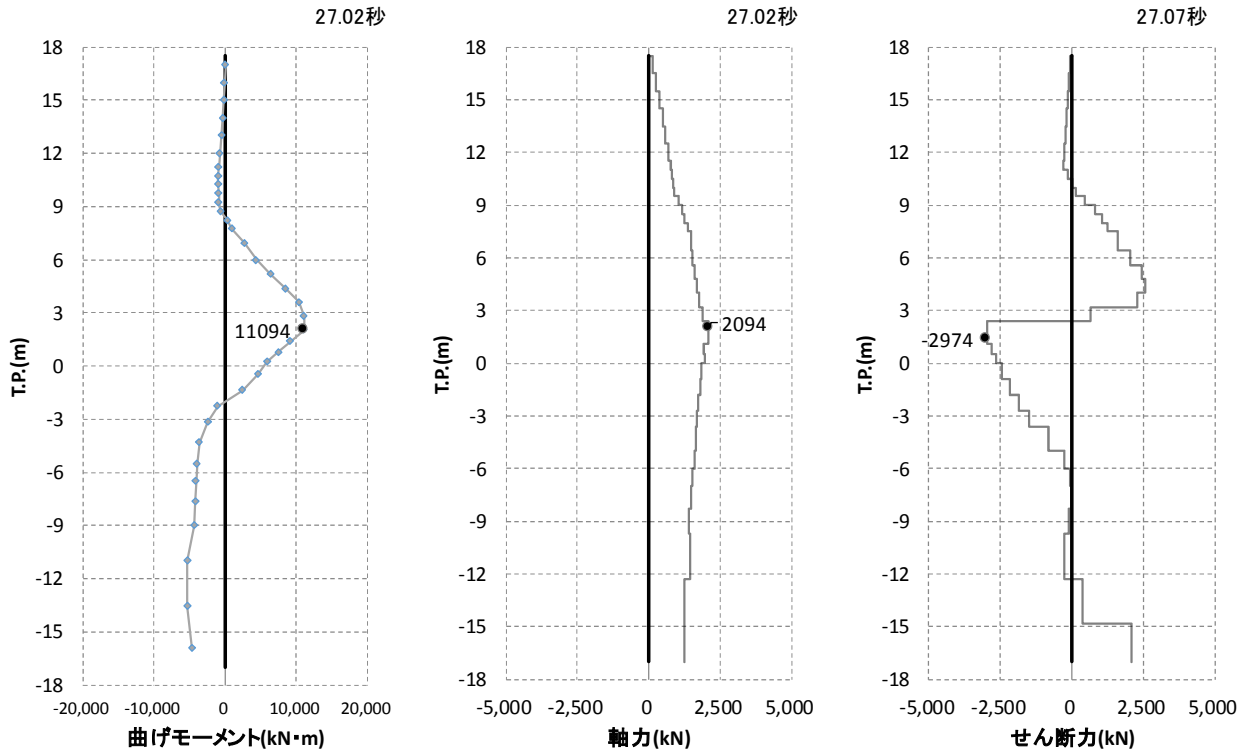


図 5.1-2 (3) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面① (S_s - D 1 [H-, V+])

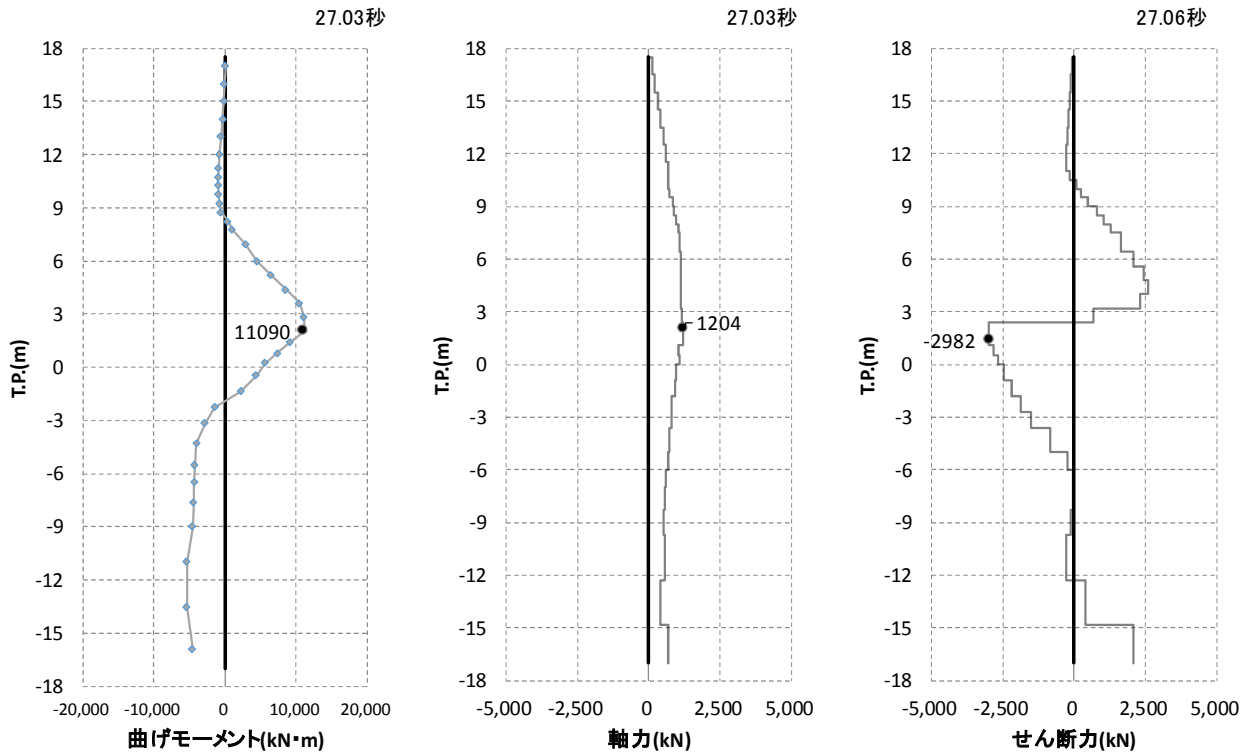


図 5.1-2 (4) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面① (S_s - D 1 [H-, V-])

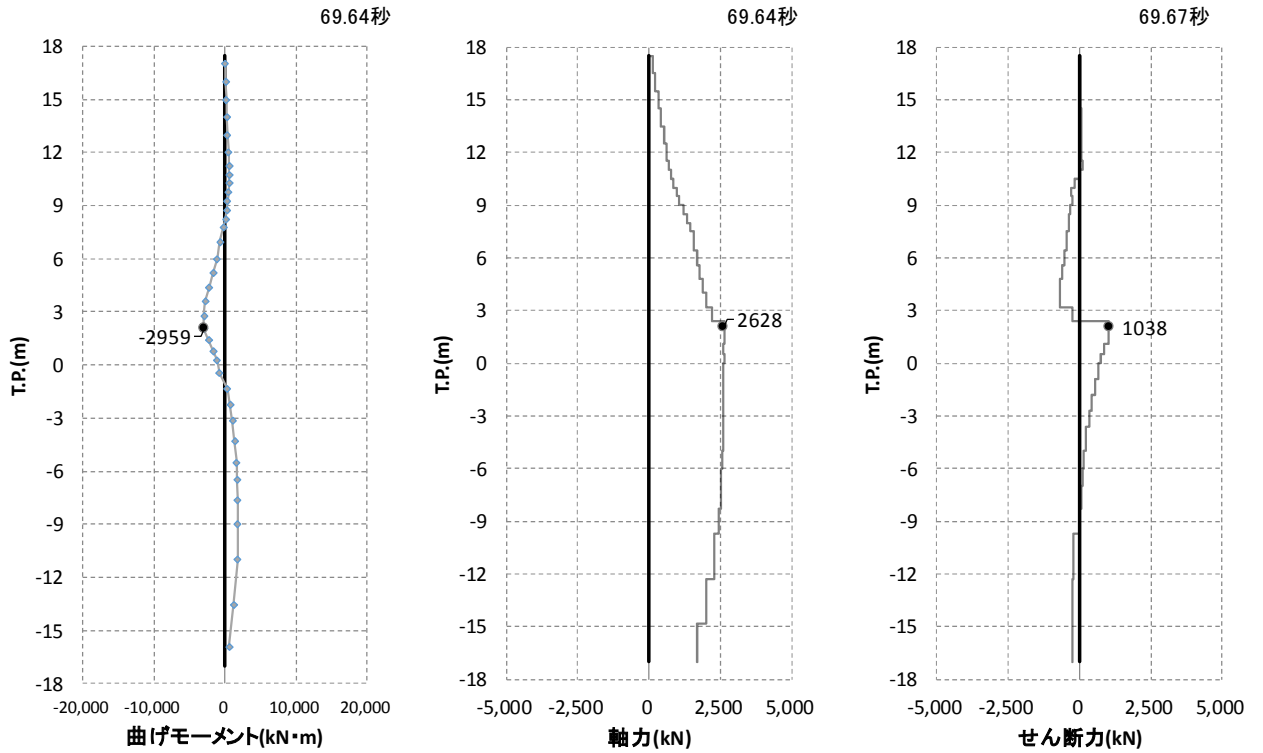


図 5.1-2 (5) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面① (S_s-1 1)

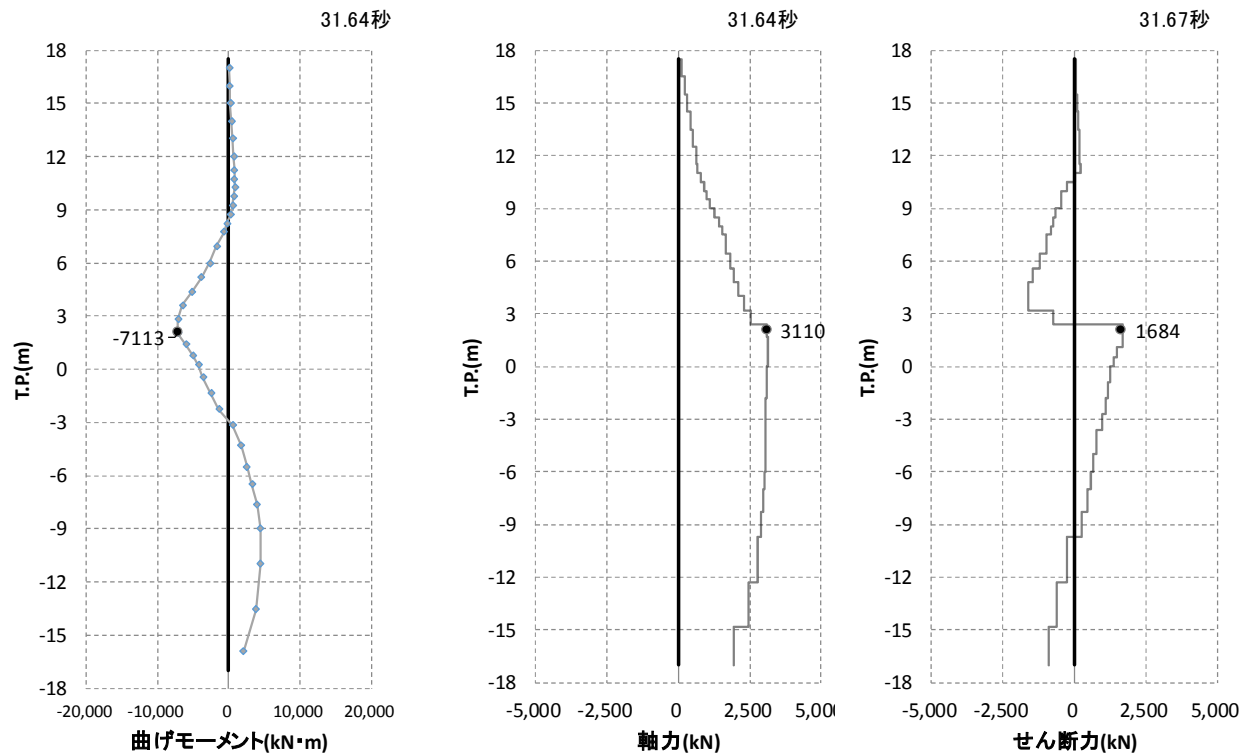


図 5.1-2 (6) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面① (S_s-1 2)

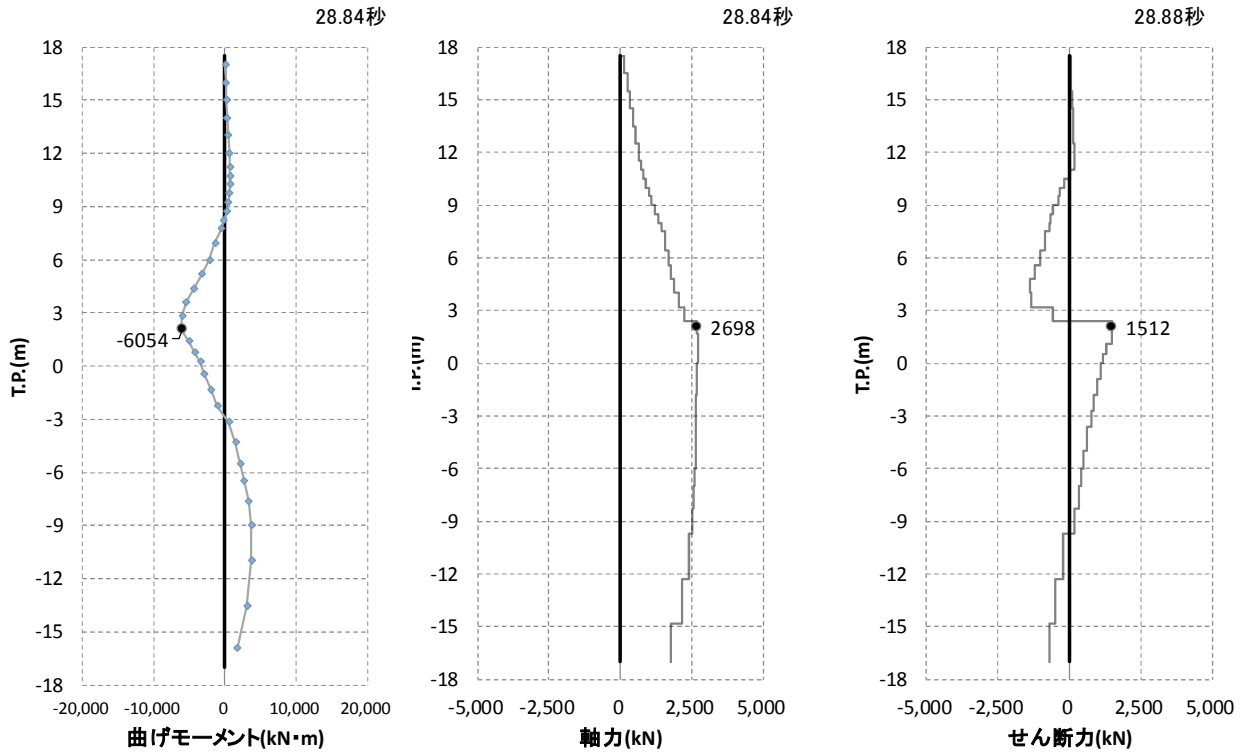


図 5.1-2 (7) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面① (S_s - 1 3)

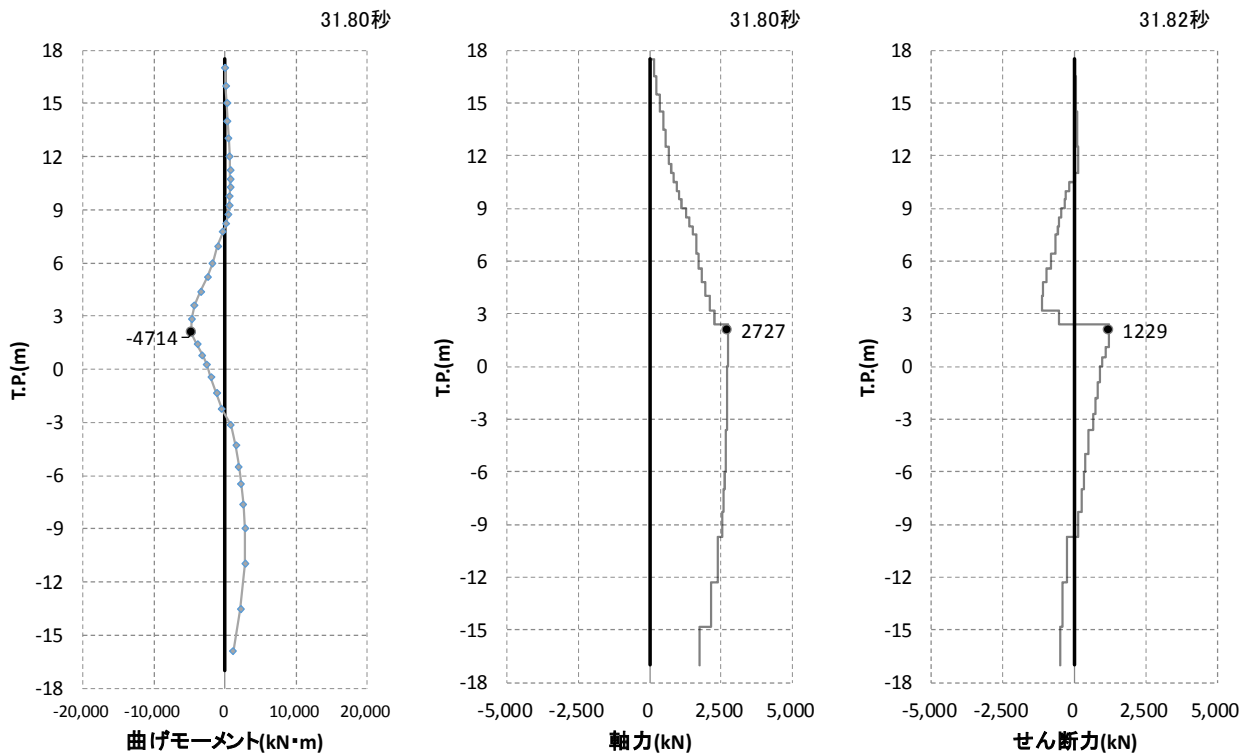


図 5.1-2 (8) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面① (S_s - 1 4)

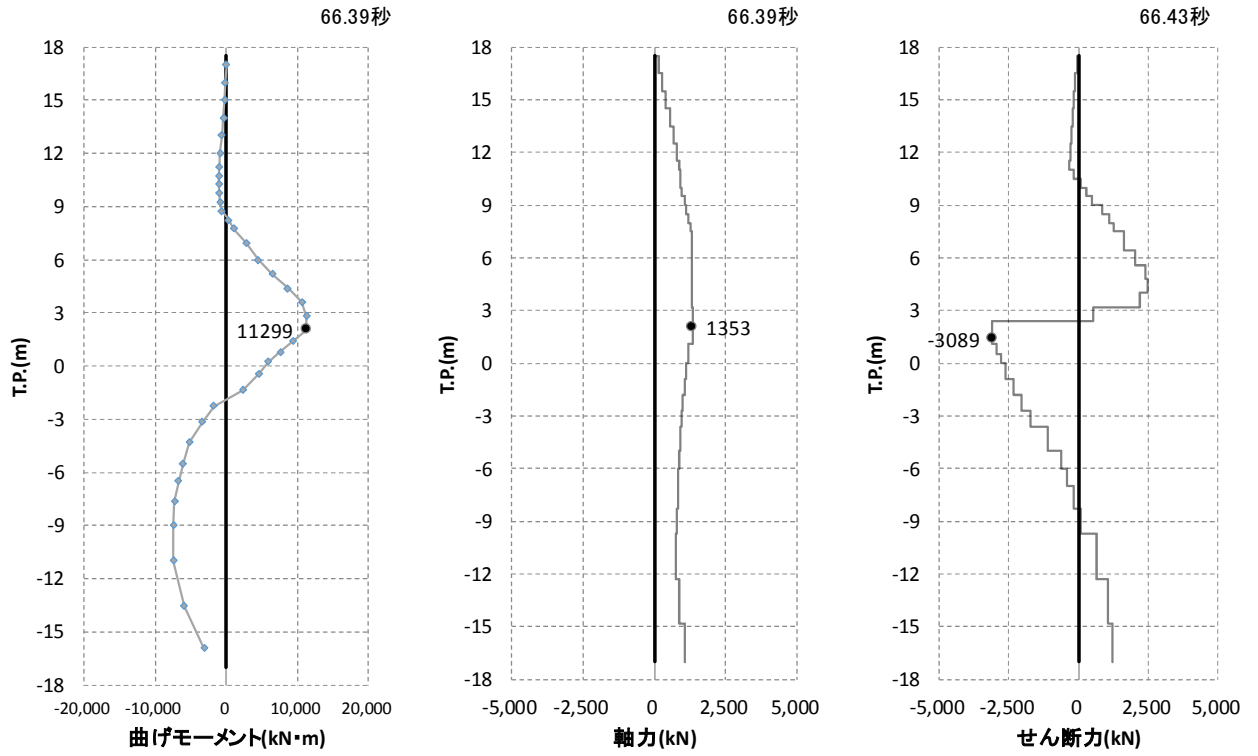


図 5.1-2 (9) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面① ($S_s - 21$)

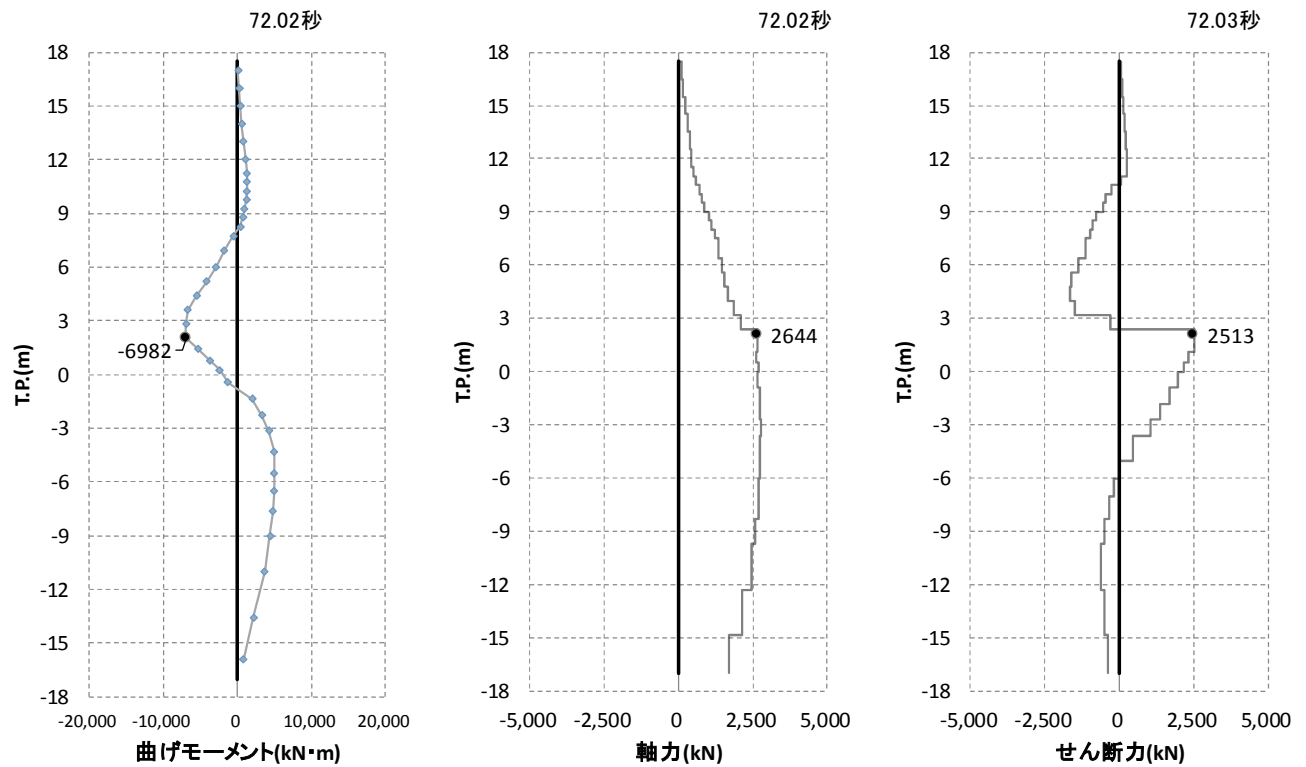


図 5.1-2 (10) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面① ($S_s - 22$)

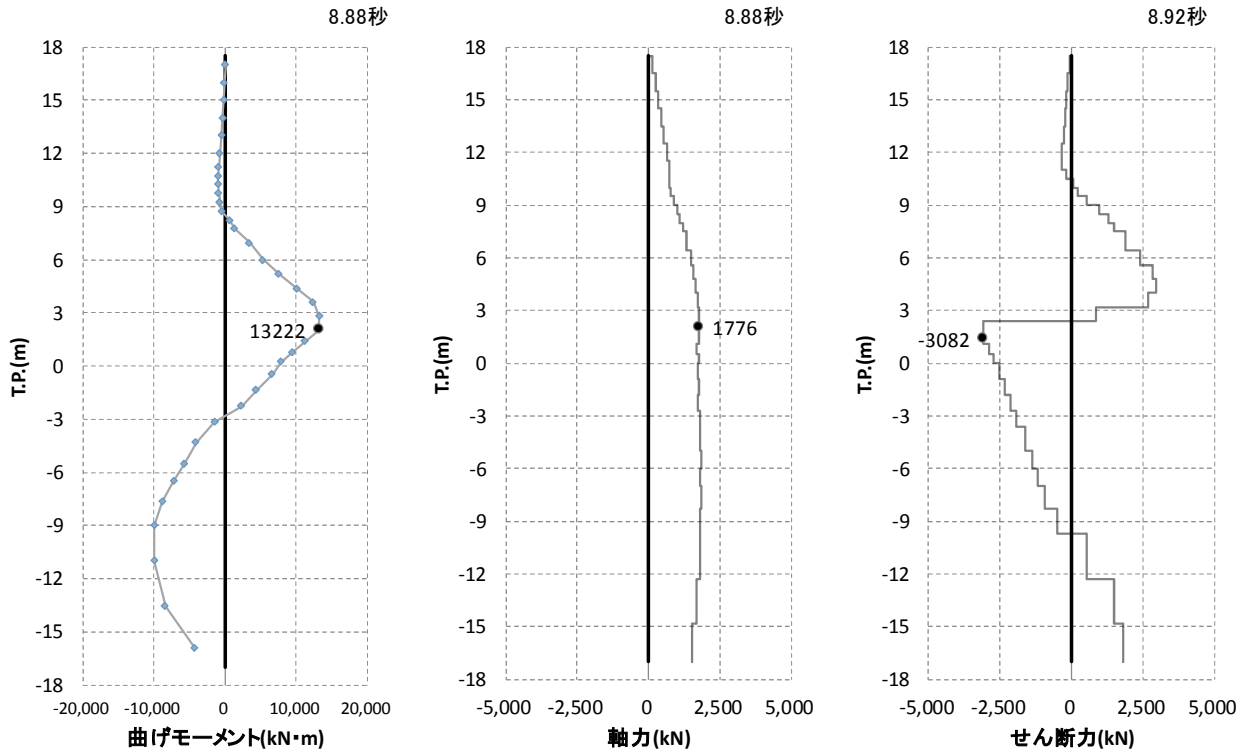


図 5.1-2 (11) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面① (S_s-31 [H+, V+])

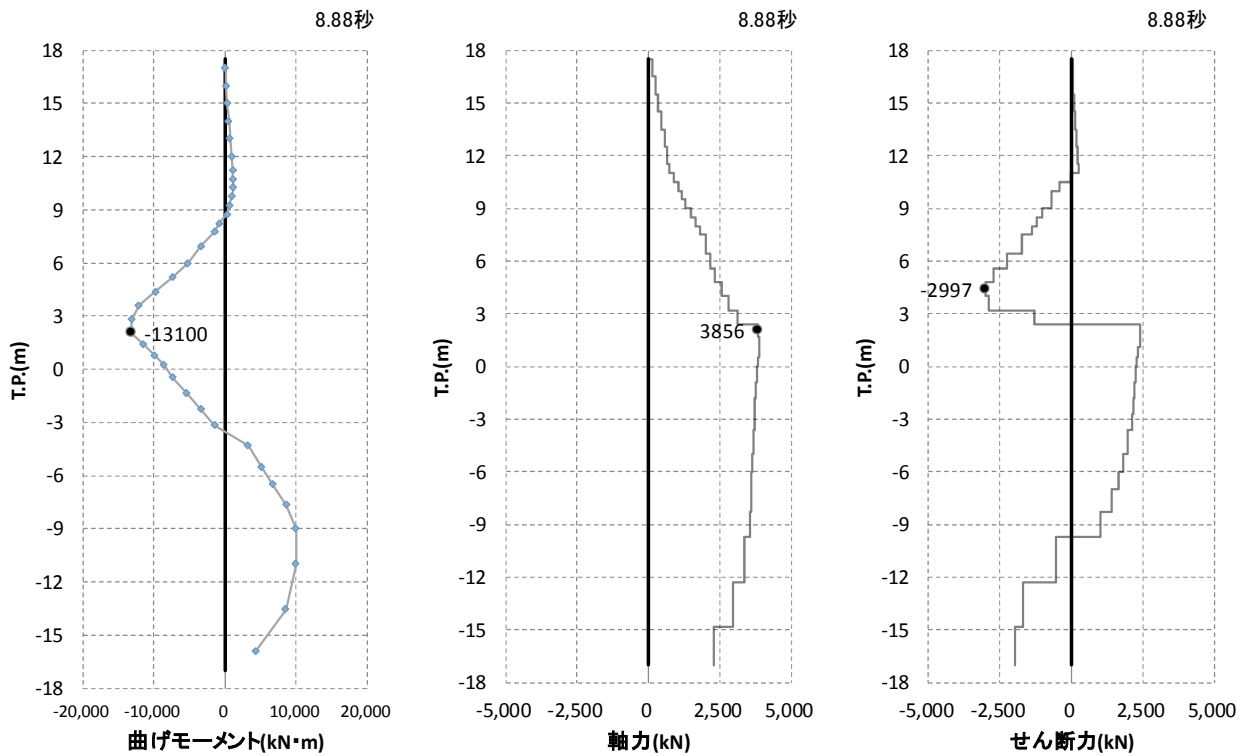


図 5.1-2 (12) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面① (S_s-31 [H-, V+])

・ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース

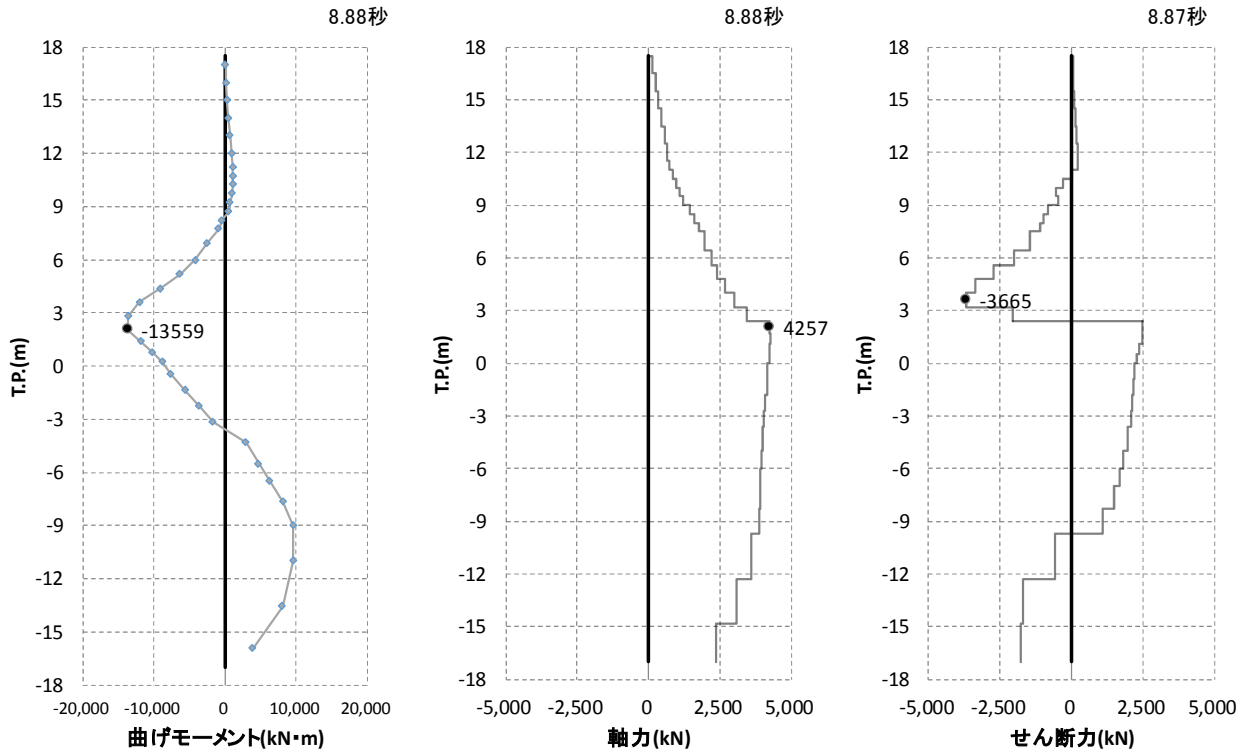


図 5.1-2 (13) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面① (S_s-3 1 [H-, V+])

・ 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

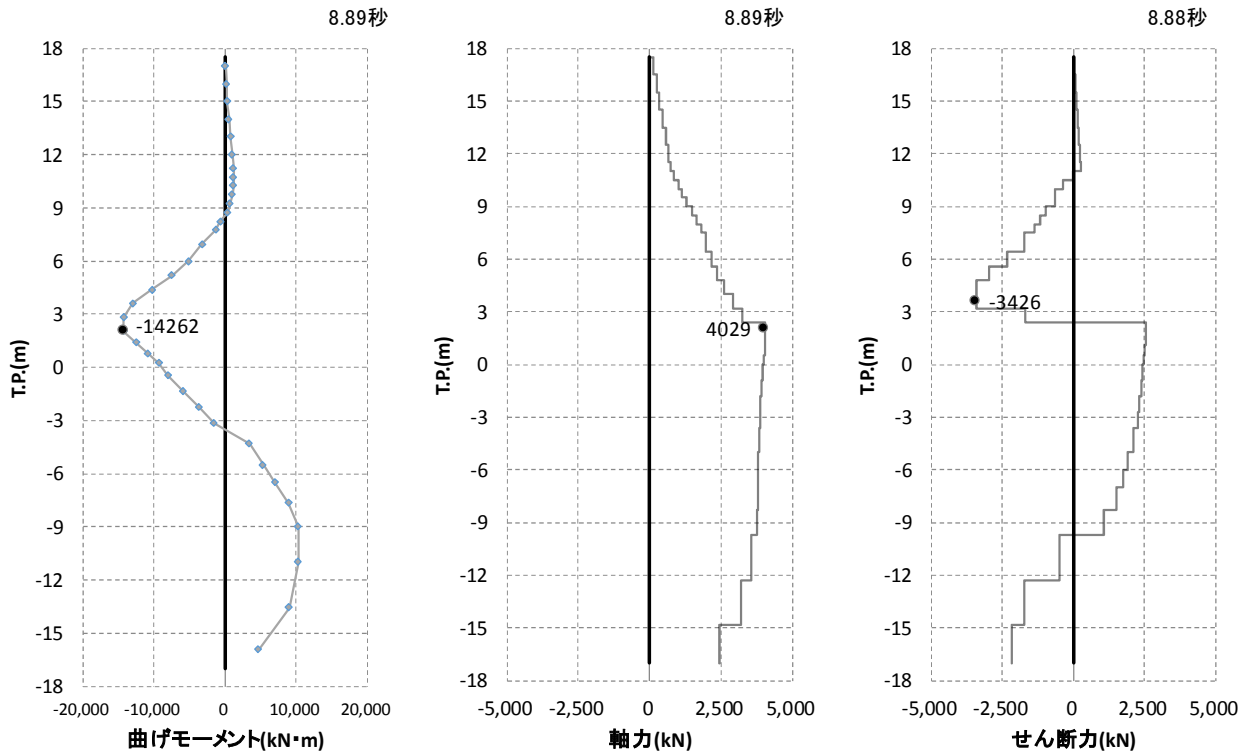


図 5.1-2 (14) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面① (S_s-3 1 [H-, V+])

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

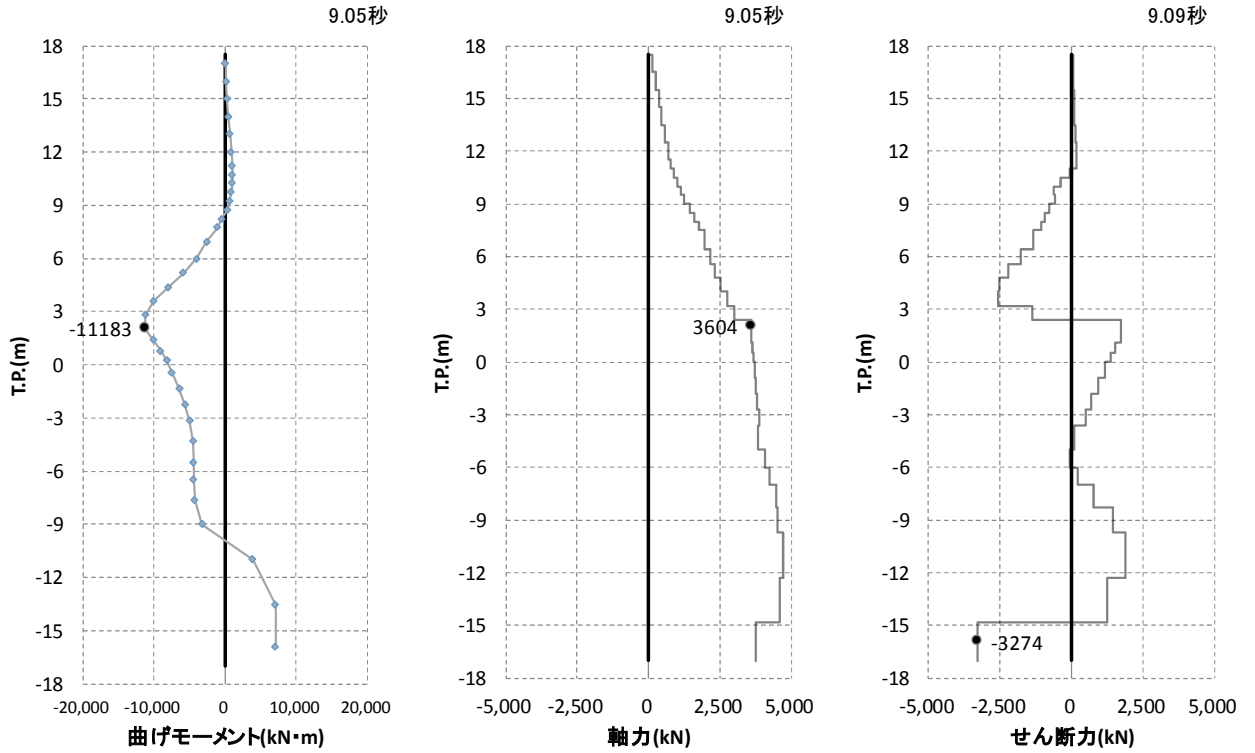


図 5.1-2 (15) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面① ($S_s - 3.1$ [H-, V+])

- ・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

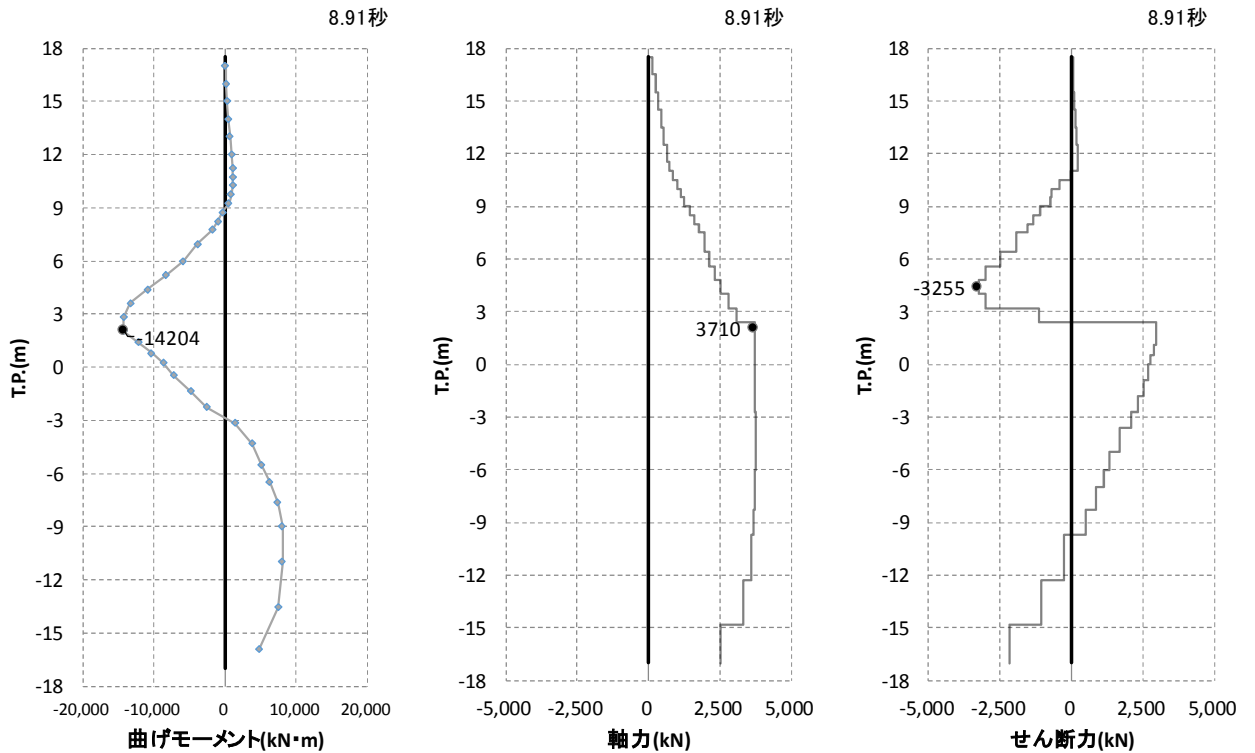


図 5.1-2 (16) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面① ($S_s - 3.1$ [H-, V+])

- ・ 検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

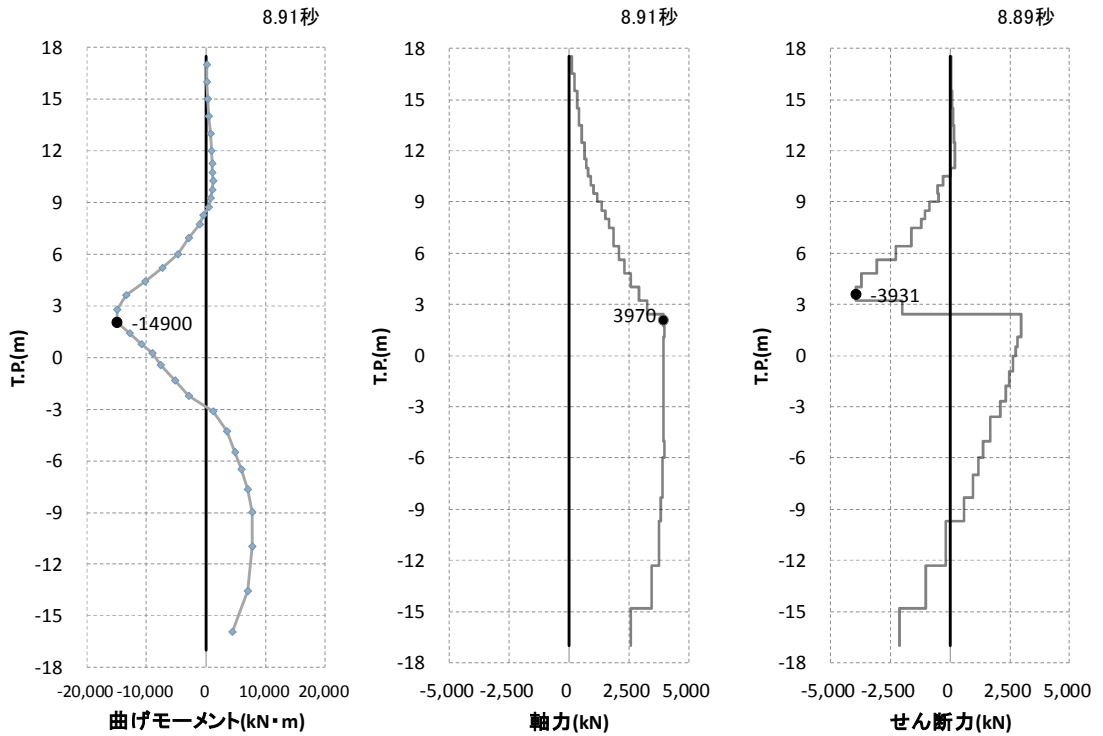


図 5.1-2 (17) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面① (S_s-3 1 [H-, V+])

b. 断面②

- ・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

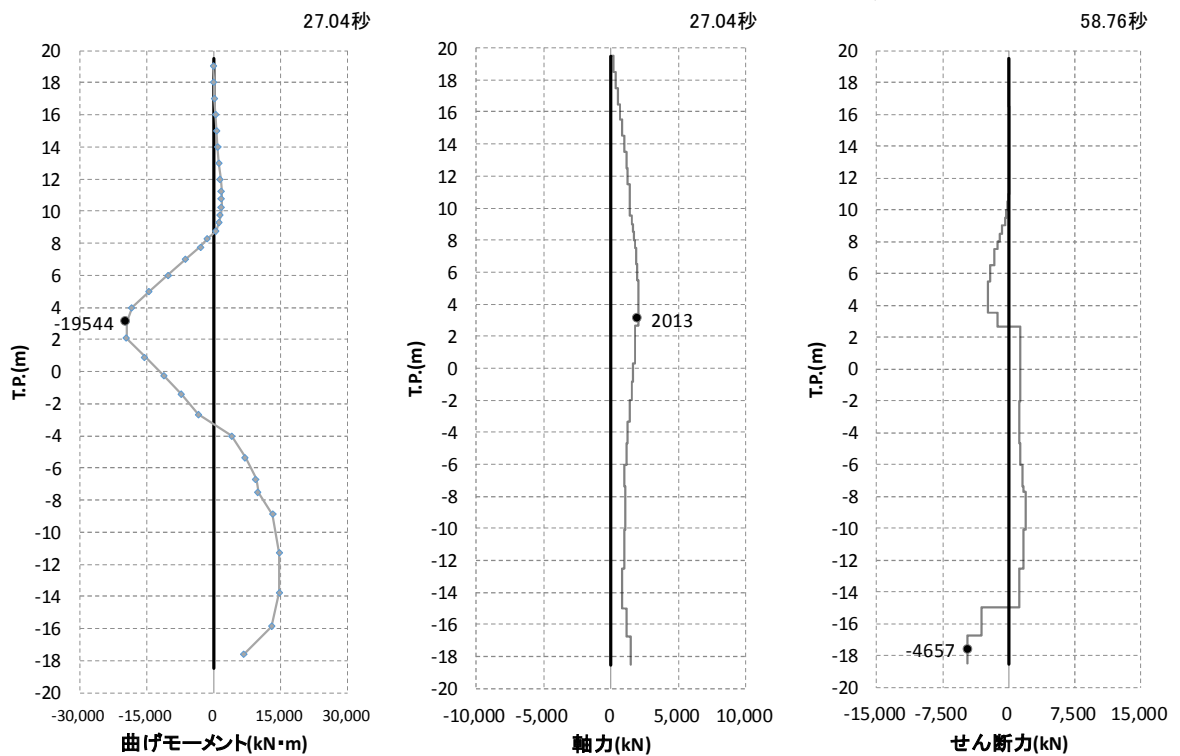


図 5.1-3 (1) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面② (S_s-D 1 [H+, V+])

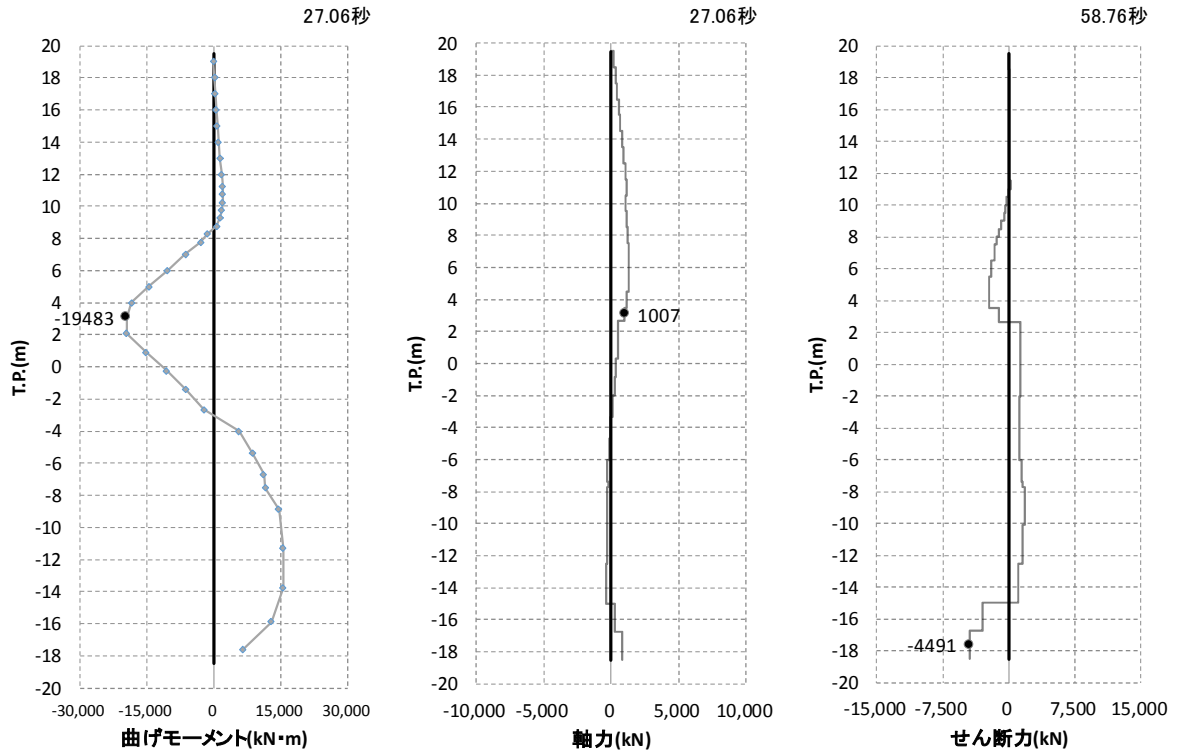


図 5.1-3 (2) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面② (S_s - D 1 [H+, V-])

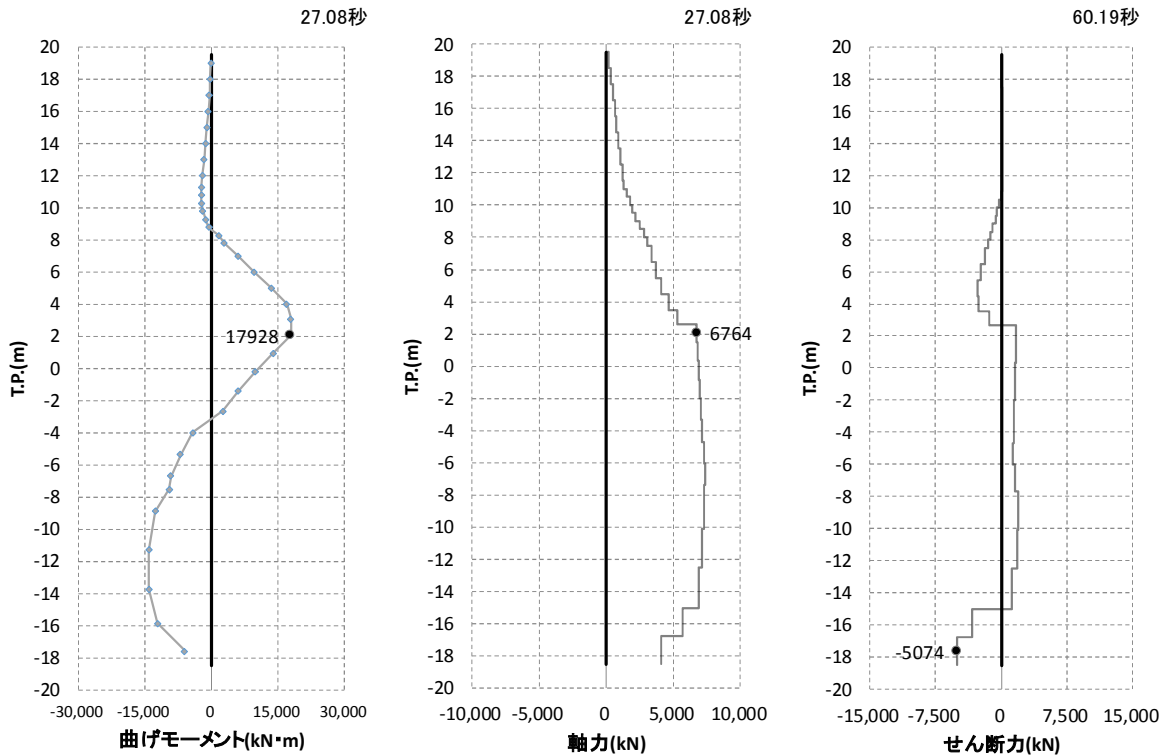


図 5.1-3 (3) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面② (S_s - D 1 [H-, V+])

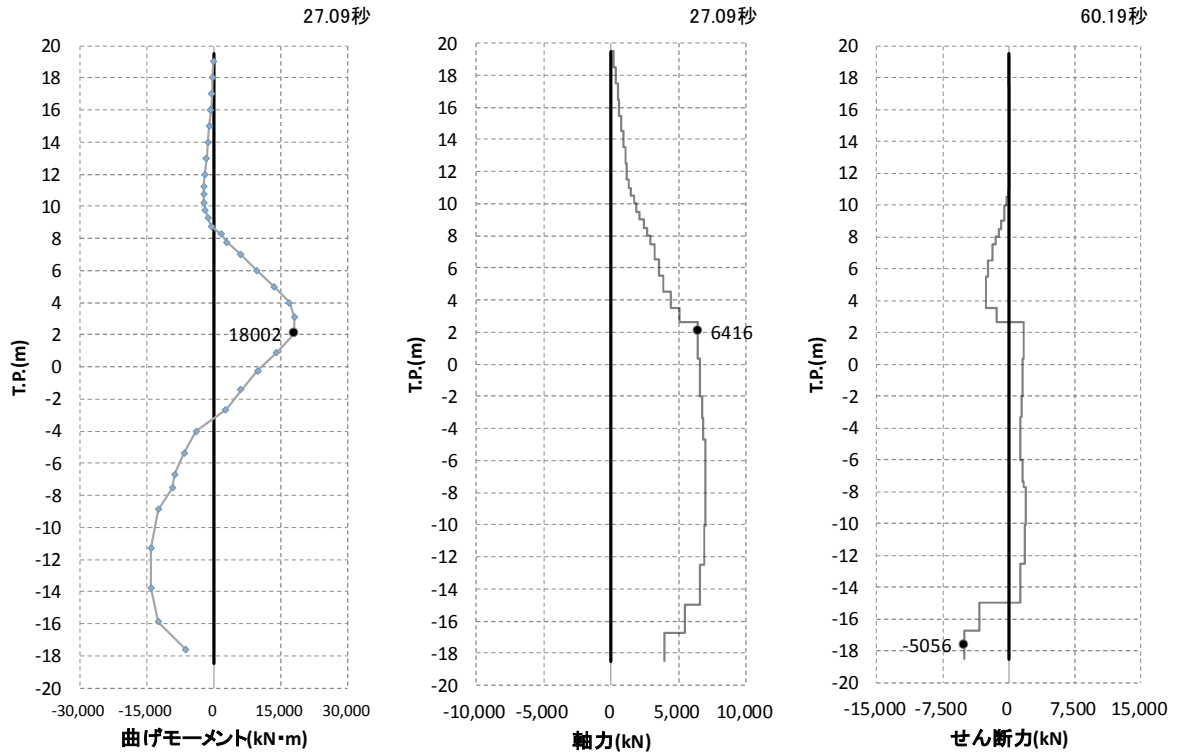


図 5.1-3 (4) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面② (S_s-D1 [H-,V-])

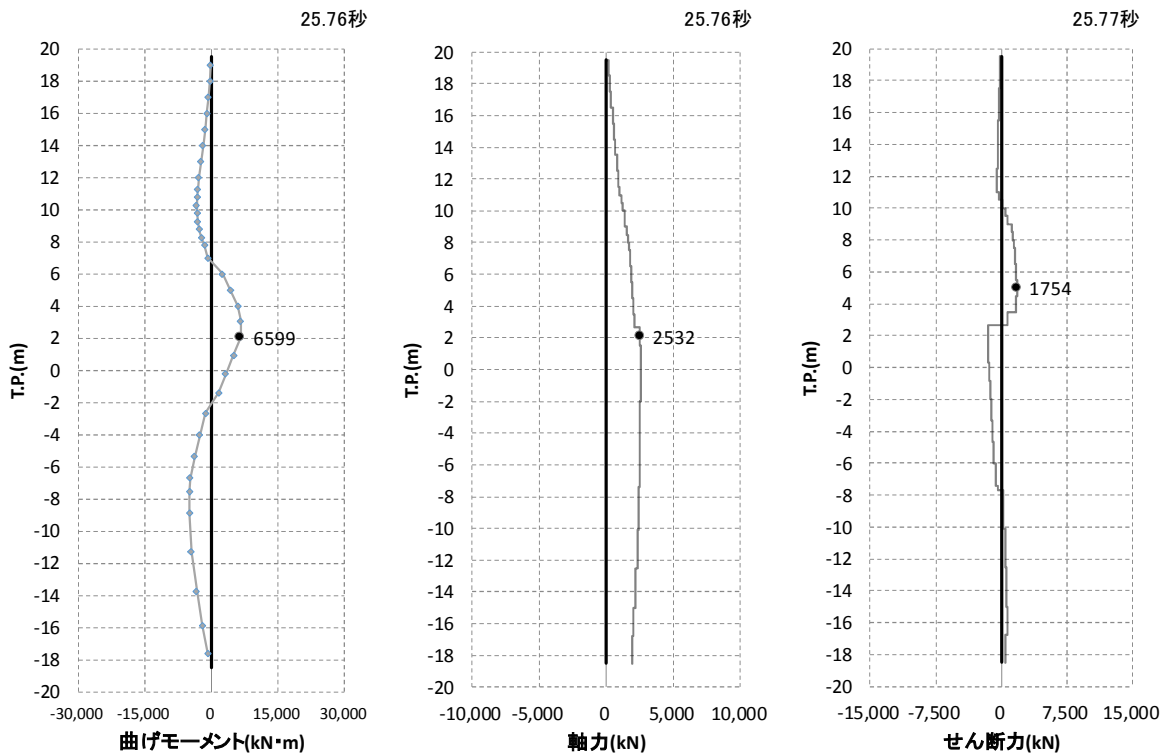


図 5.1-3 (5) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面② (S_s-11)

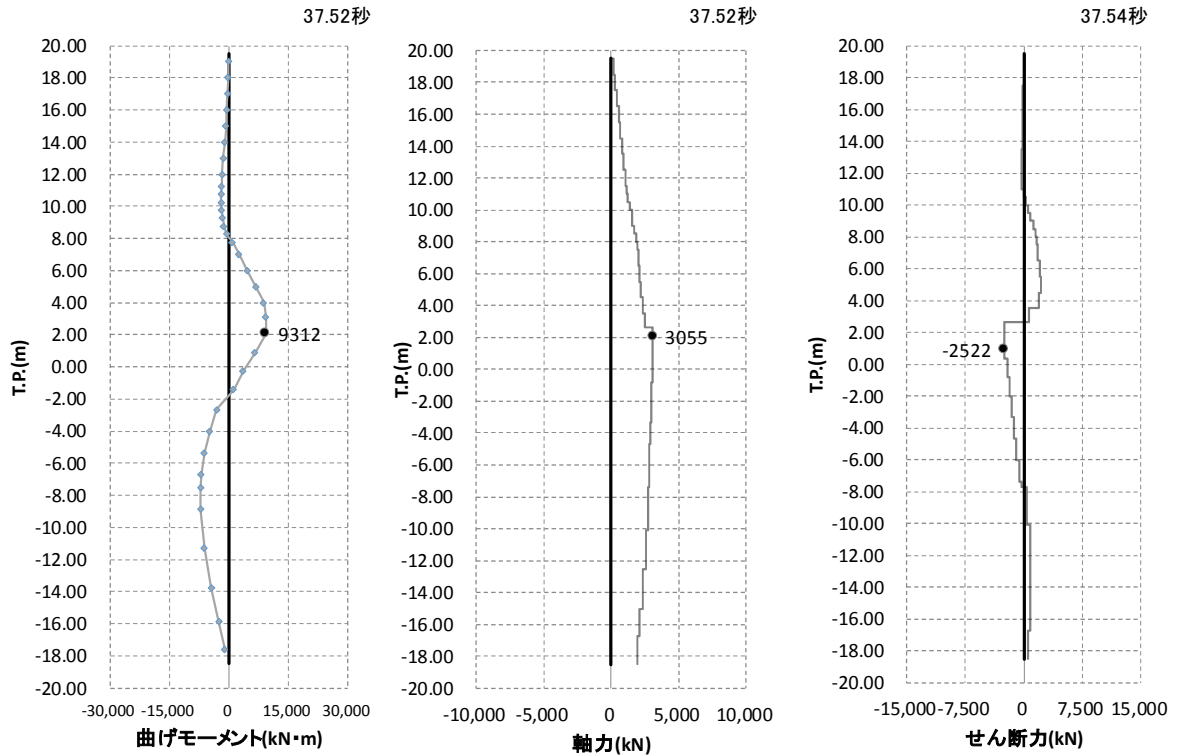


図 5.1-3 (6) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面② (S_s-1 2)

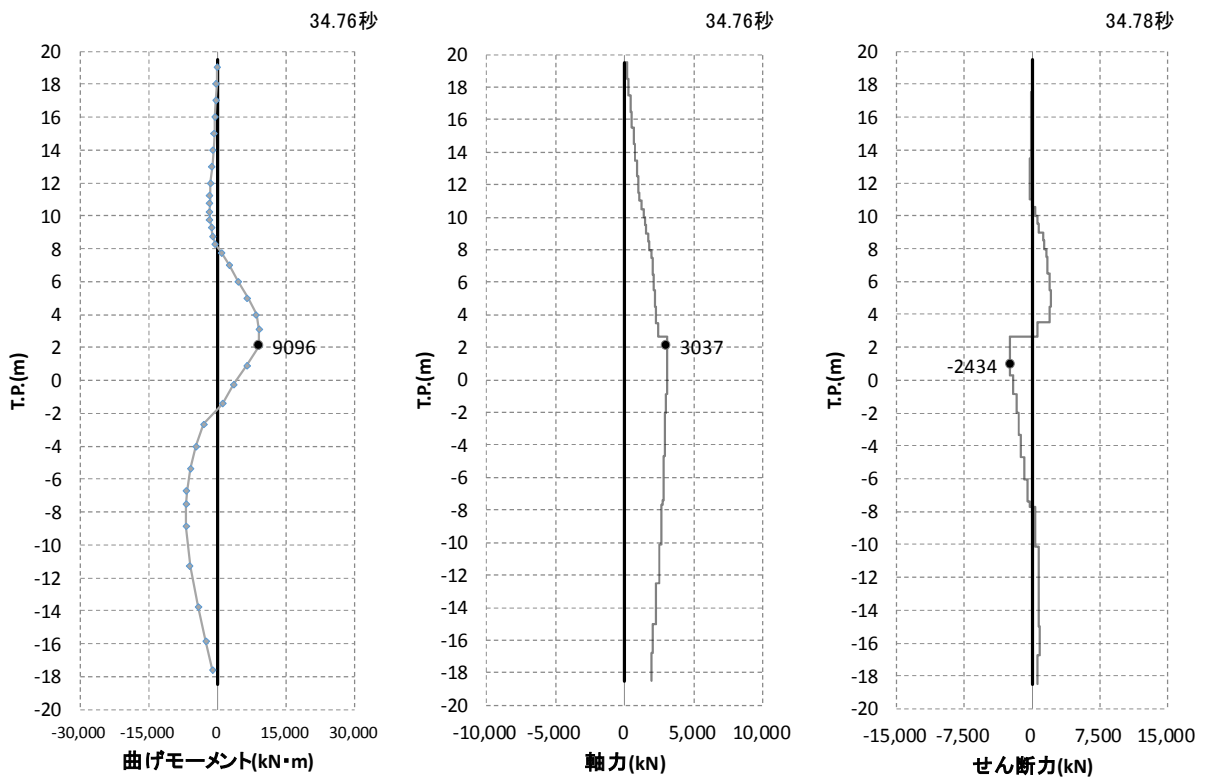


図 5.1-3 (7) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面② (S_s-1 3)

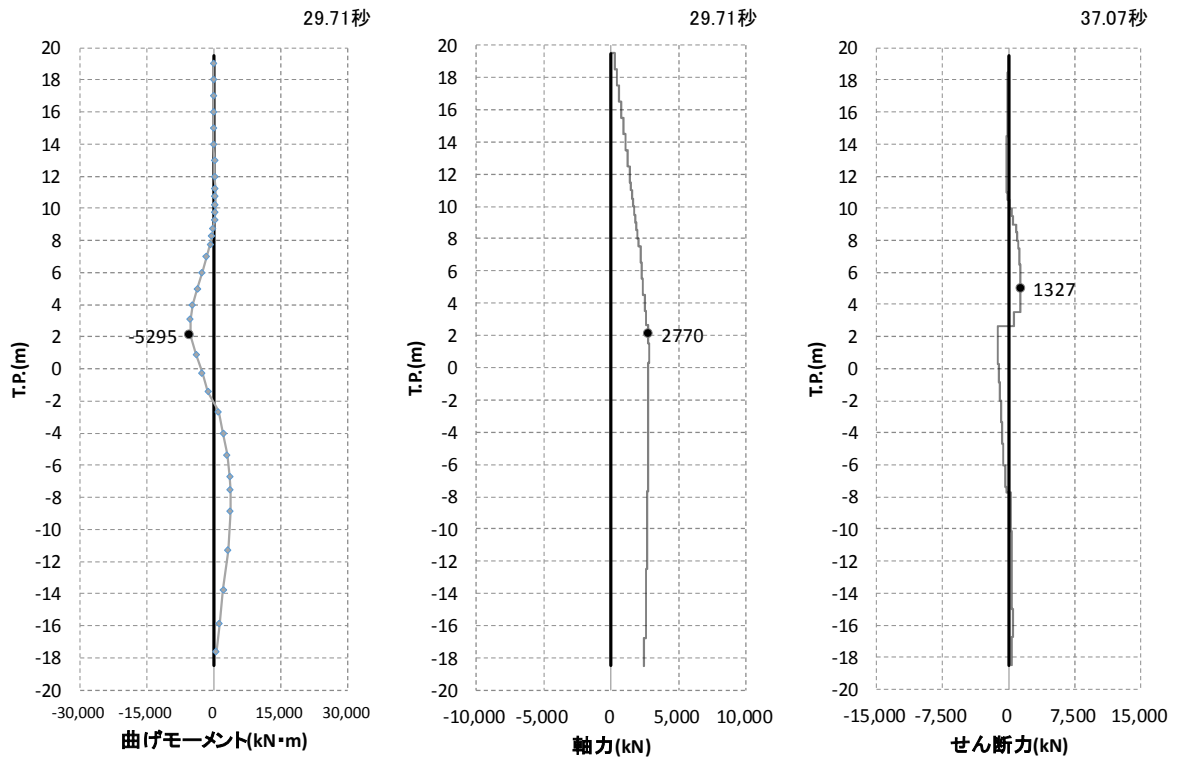


図 5.1-3 (8) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面② (S_s - 1 4)

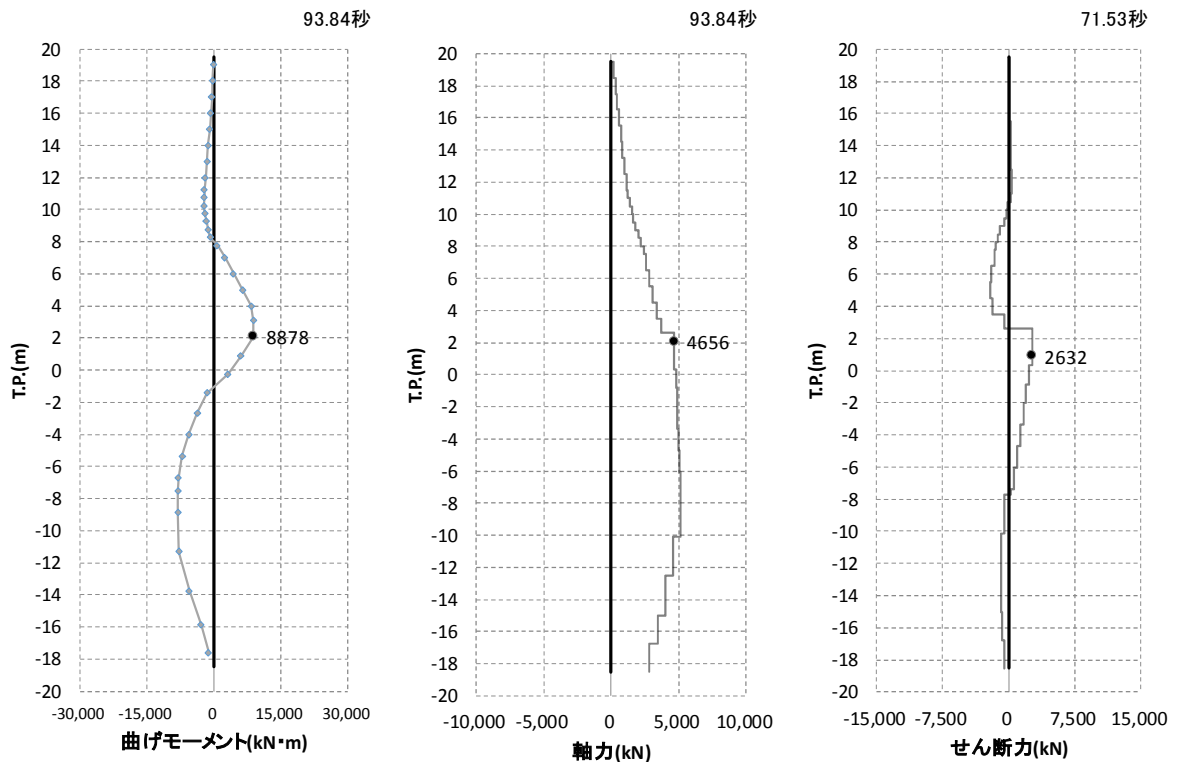


図 5.1-3 (9) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面② (S_s - 2 1)

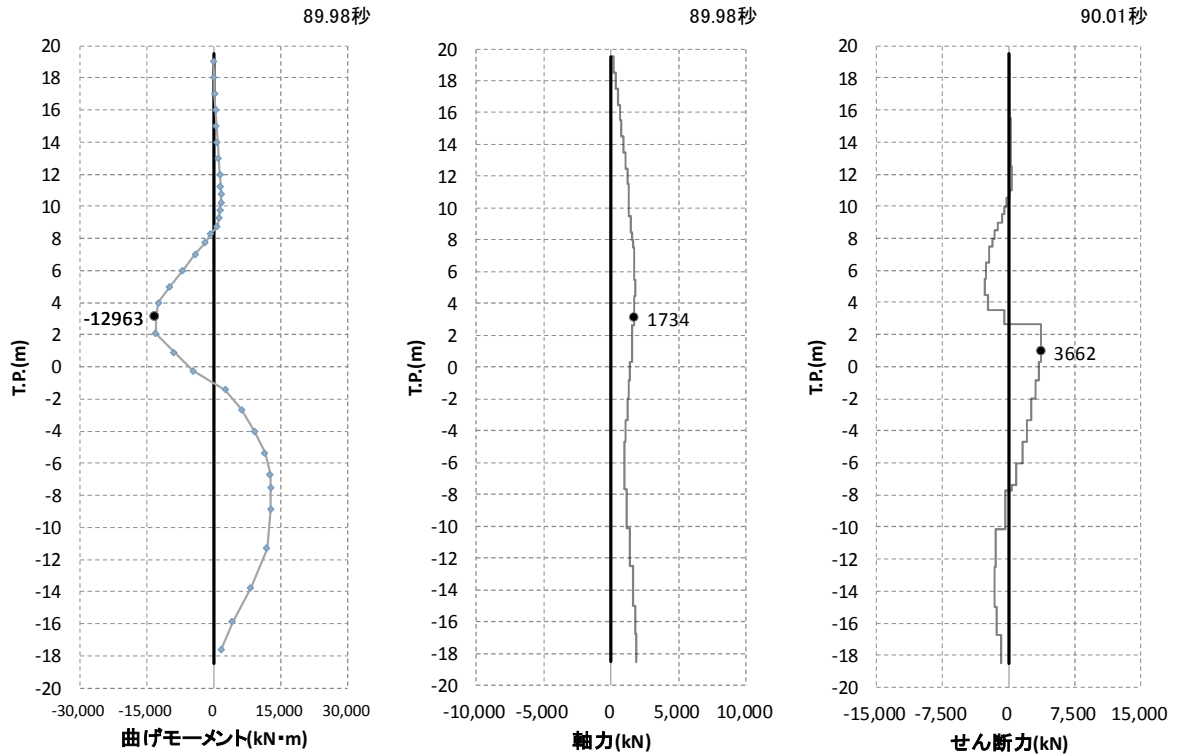


図 5.1-3 (10) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面② ($S_s - 2 2$)

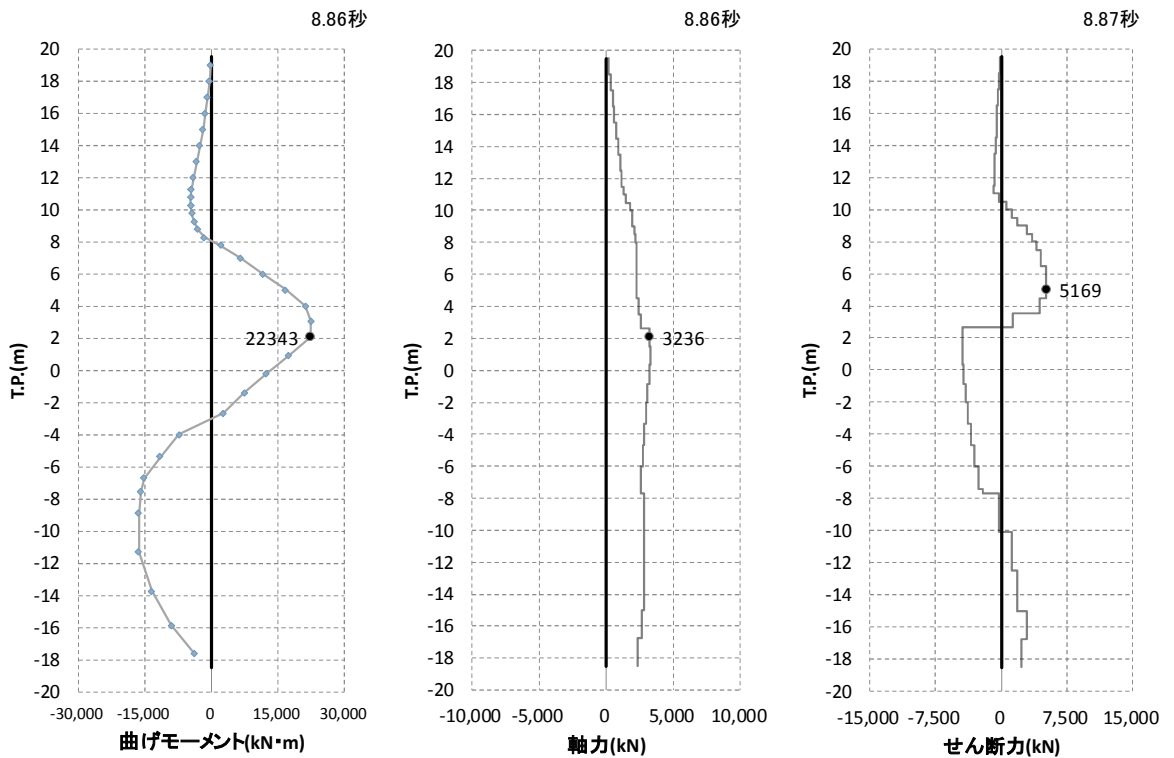


図 5.1-3 (11) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面② ($S_s - 3 1$ [H+, V+])

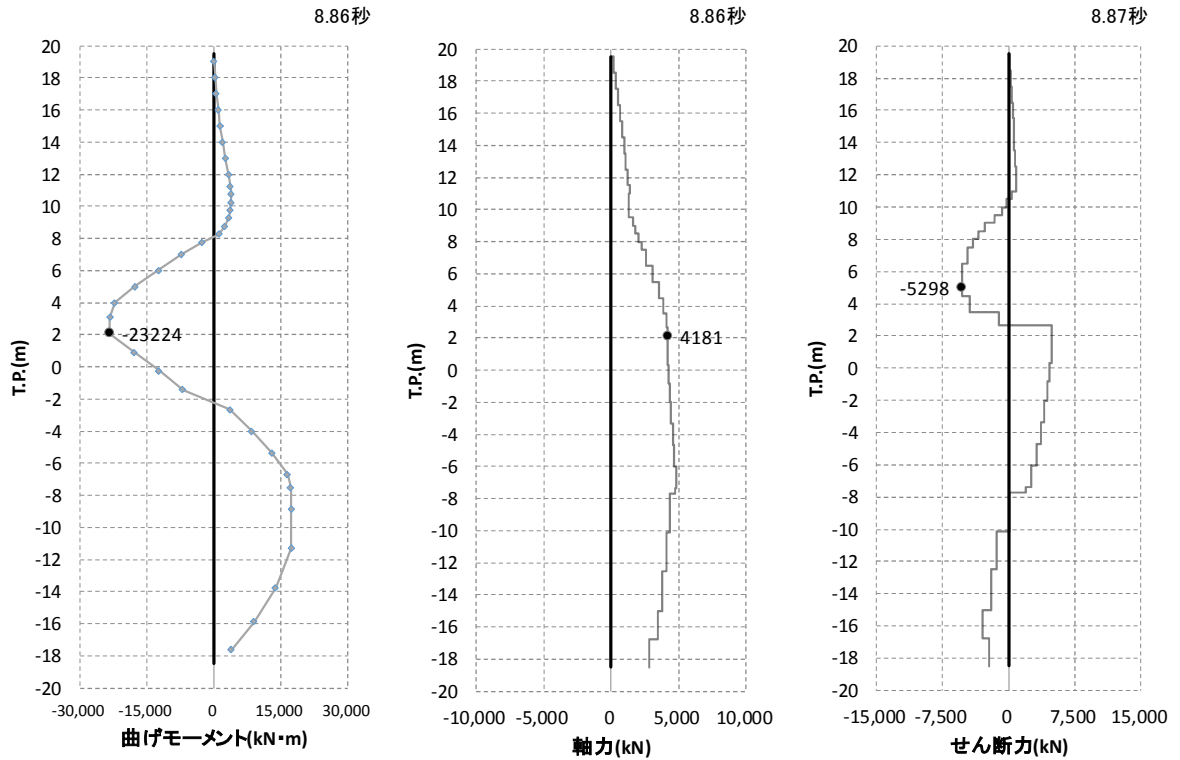


図 5.1-3 (12) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面② ($S_s - 3.1$ [H-, V+])

・ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース

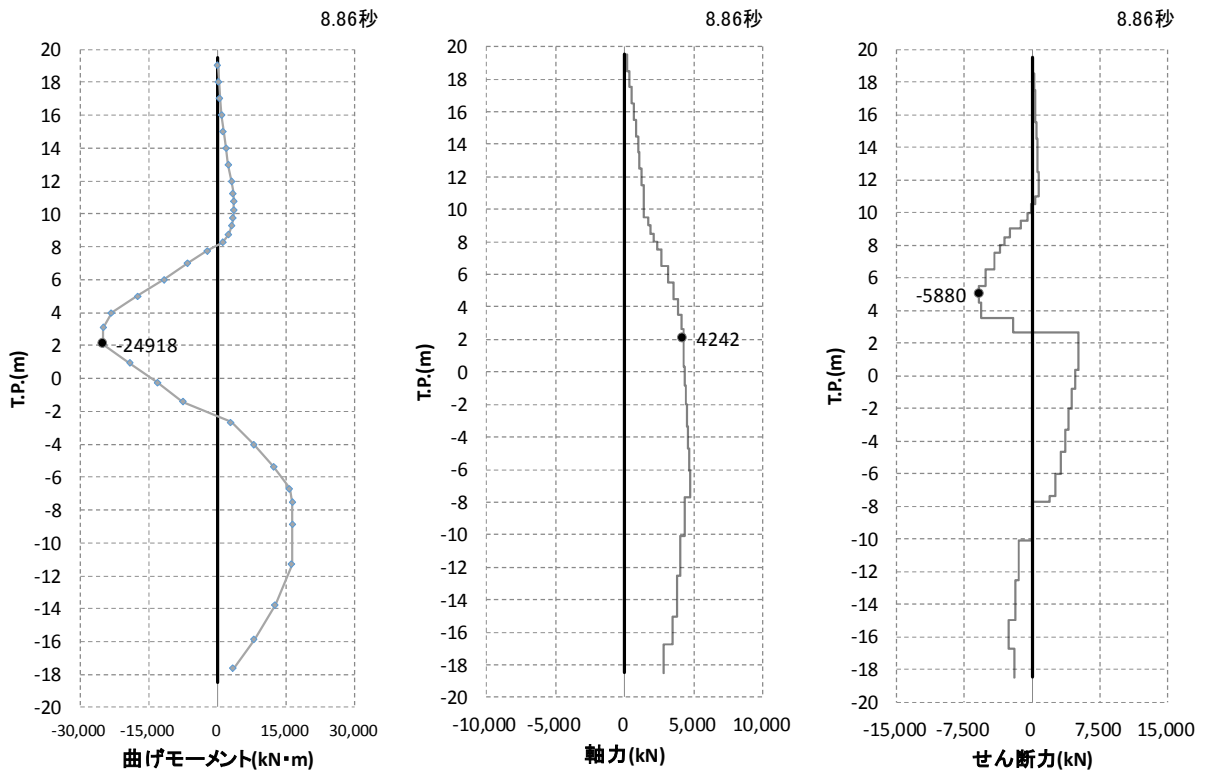


図 5.1-3 (13) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面② ($S_s - 3.1$ [H-, V+])

・ 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース

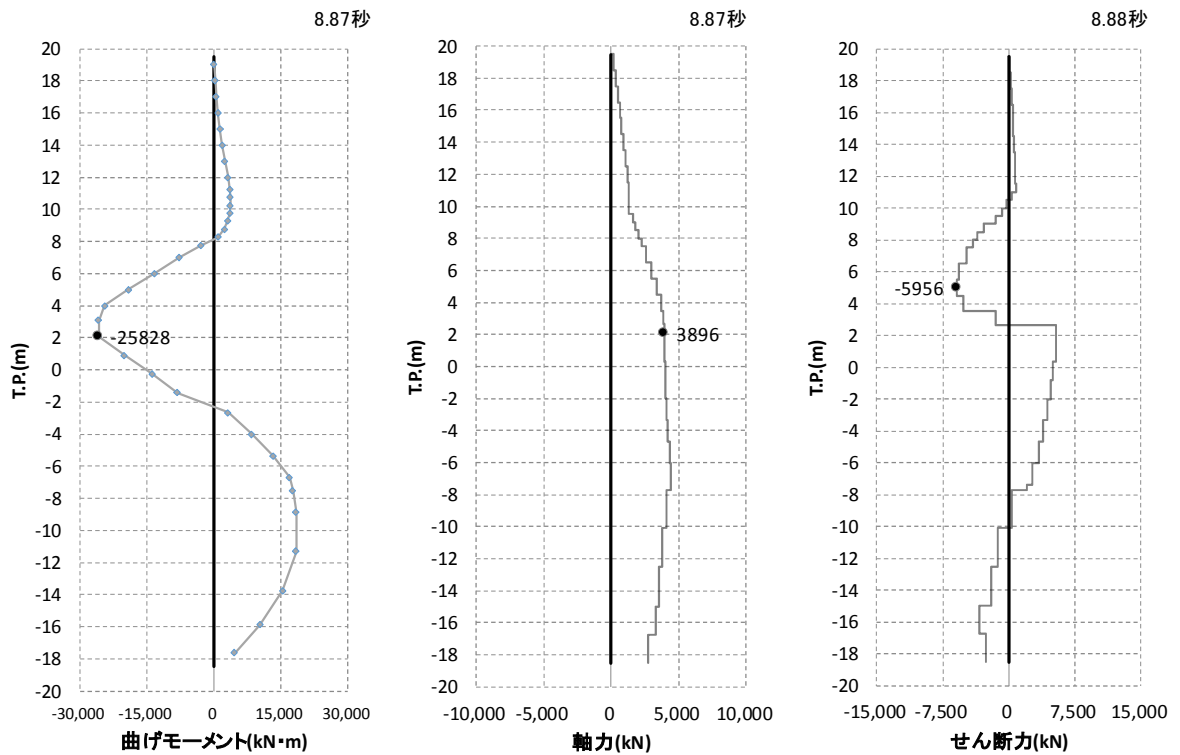


図 5.1-3 (14) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面② ($S_s - 3.1$ [H-, V+])

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

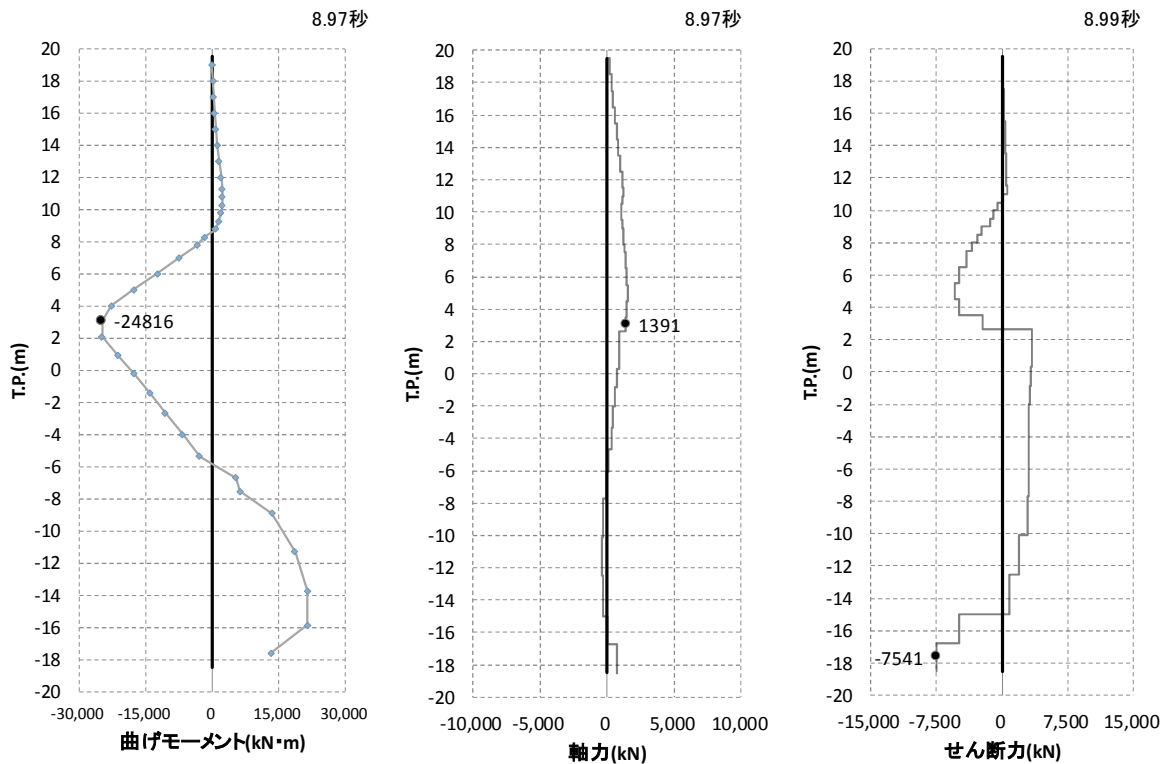


図 5.1-3 (15) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面② ($S_s - 3.1$ [H-, V+])

・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

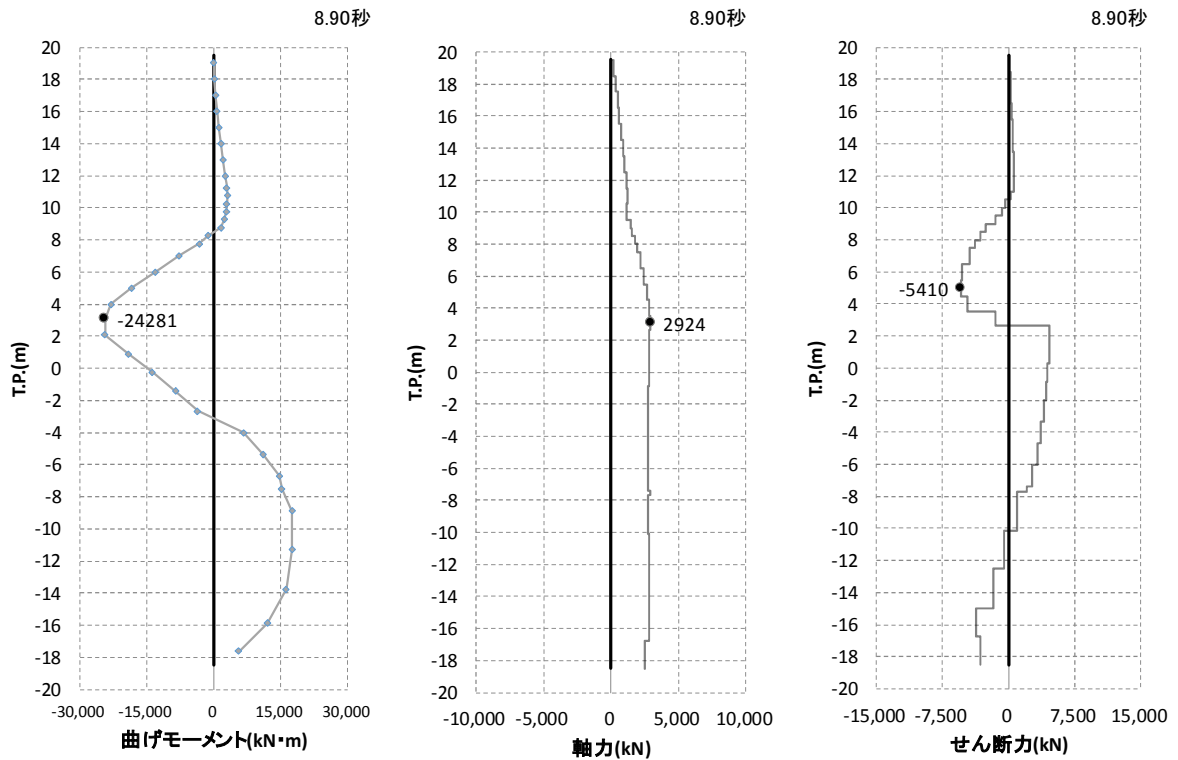


図 5.1-3 (16) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面② ($S_s - 3.1$ [H-, V+])

・ 検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

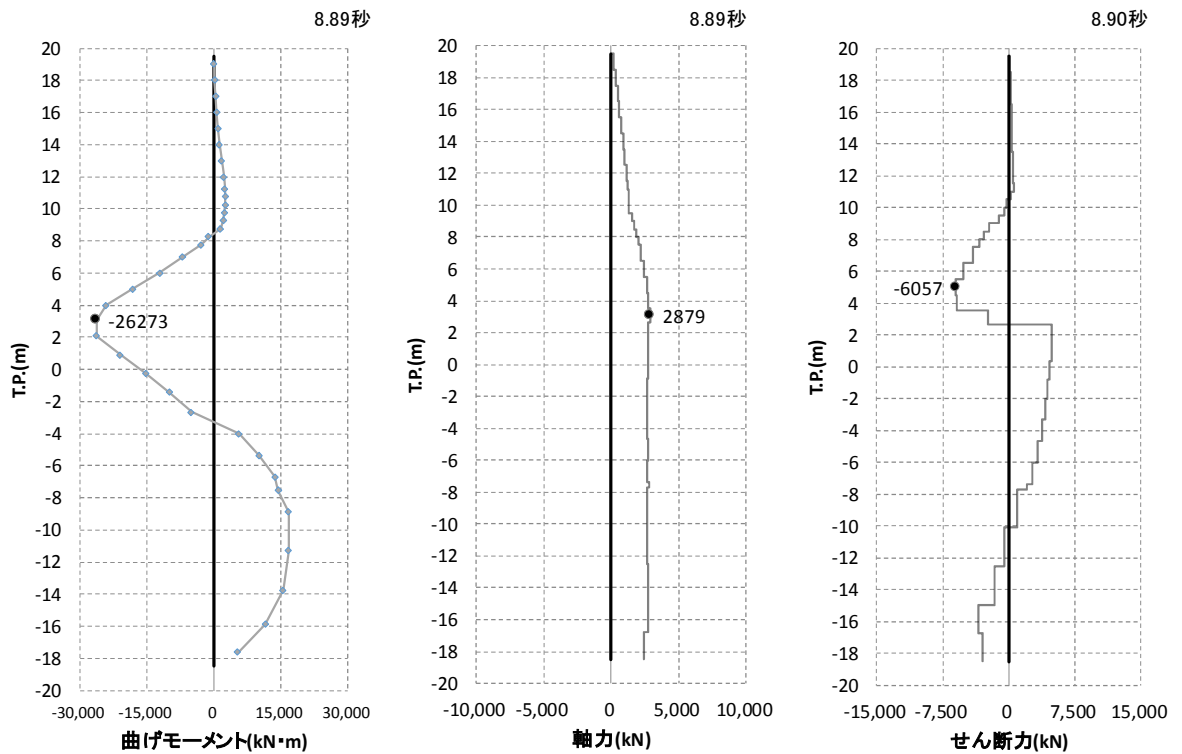


図 5.1-3 (17) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面② ($S_s - 3.1$ [H-, V+])

c. 断面③

- ・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

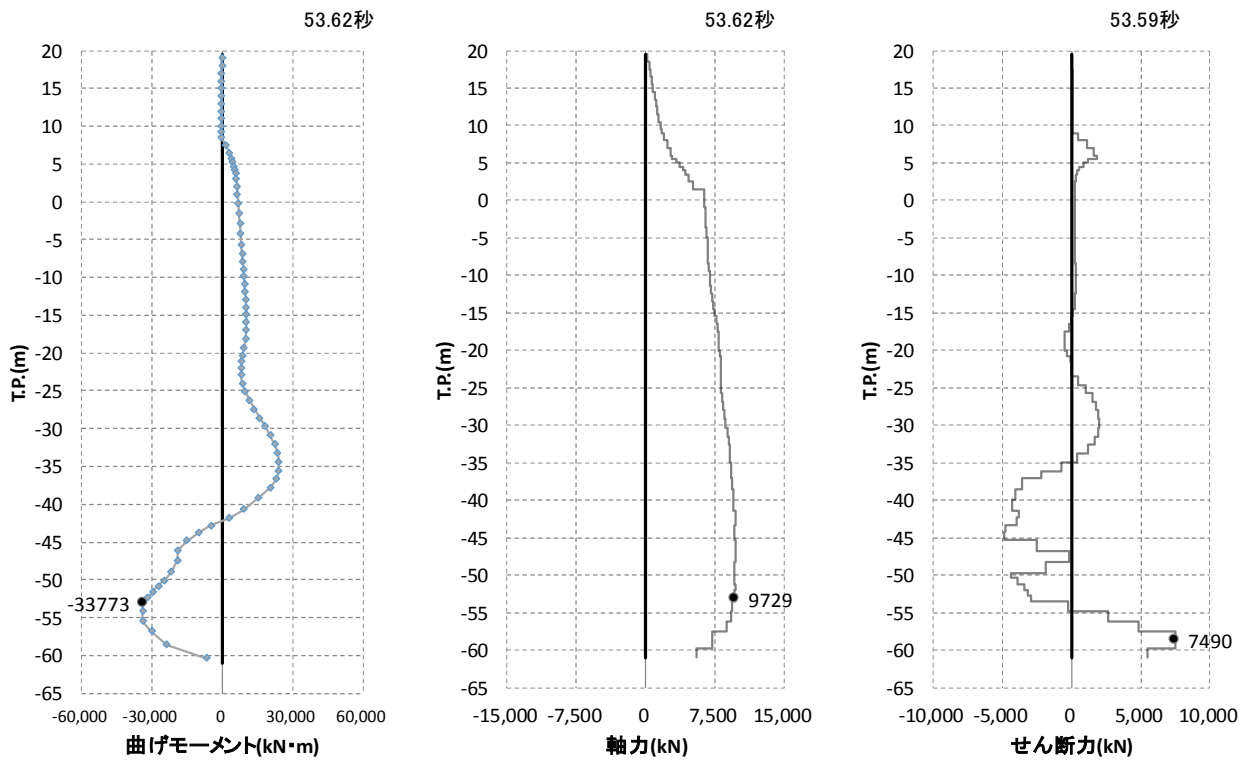


図 5.1-4 (1) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面③ (S_s-D1 [H+,V+])

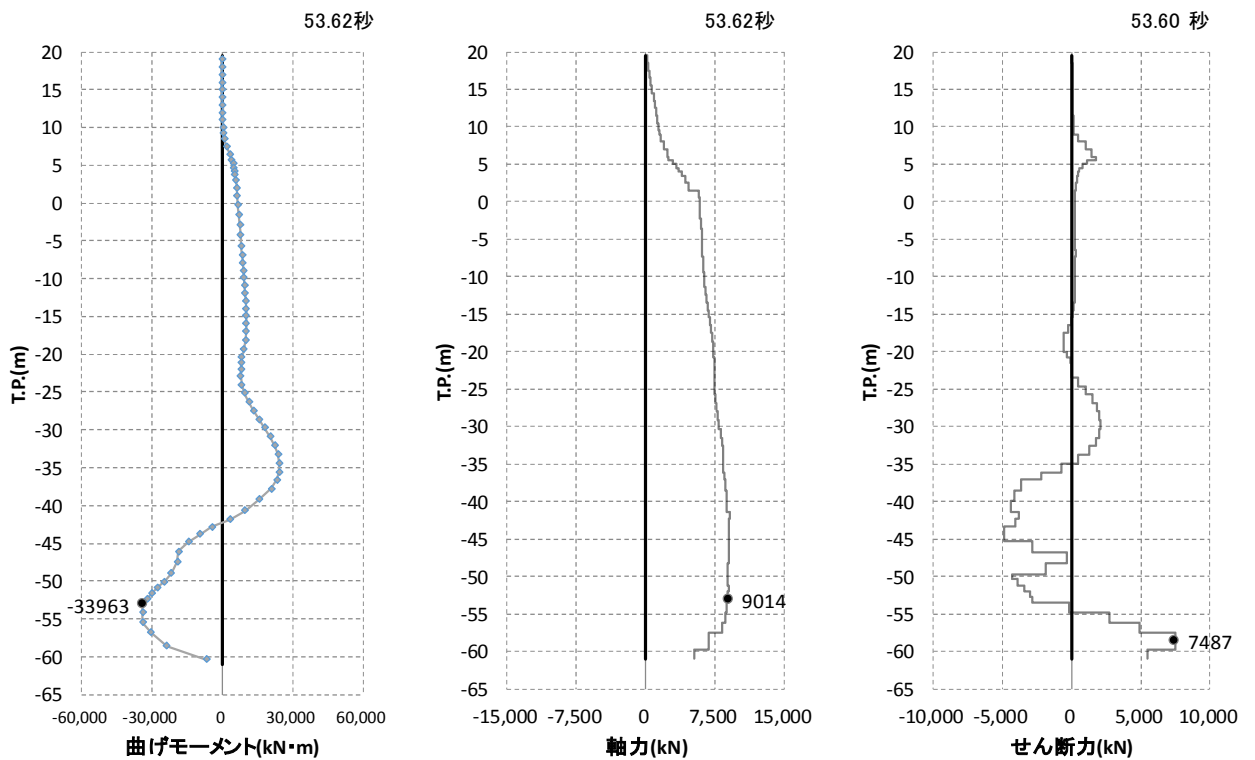


図 5.1-4 (2) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面③ (S_s-D1 [H+,V-])

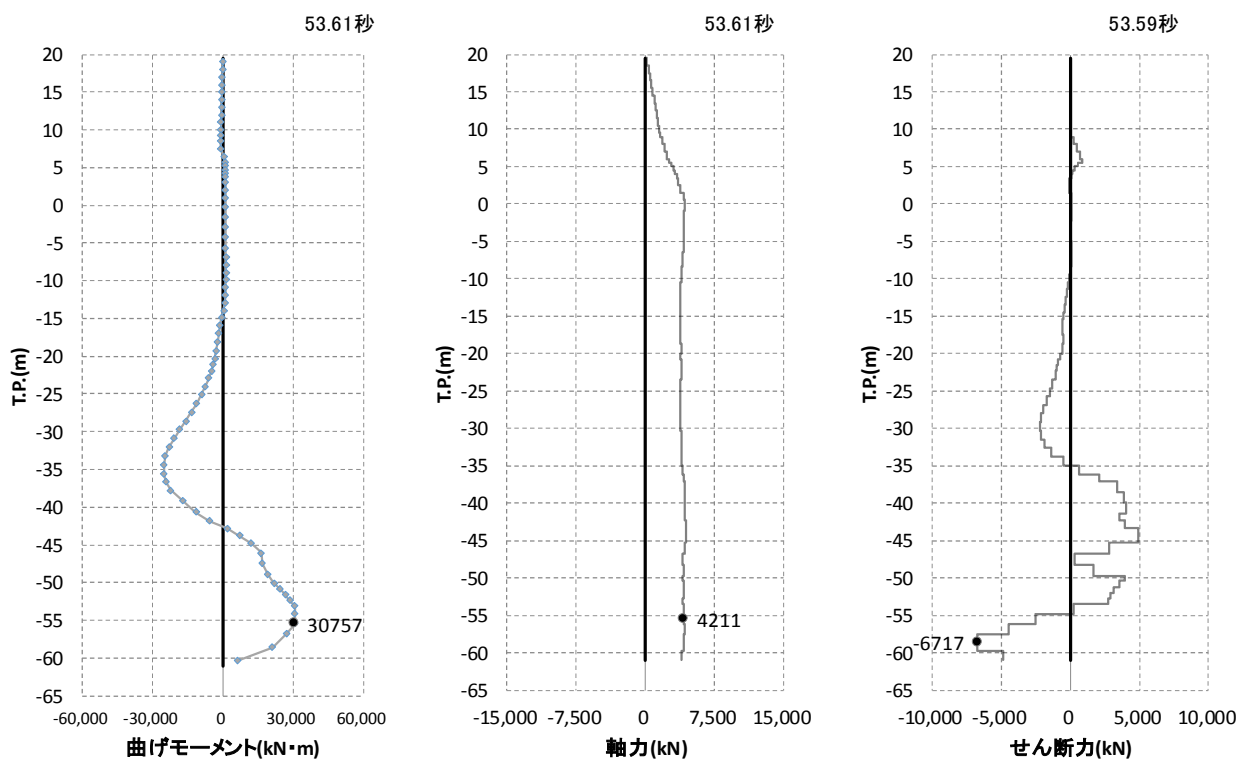


図 5.1-4 (3) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面③ (S_s-D1 [H-, V+])

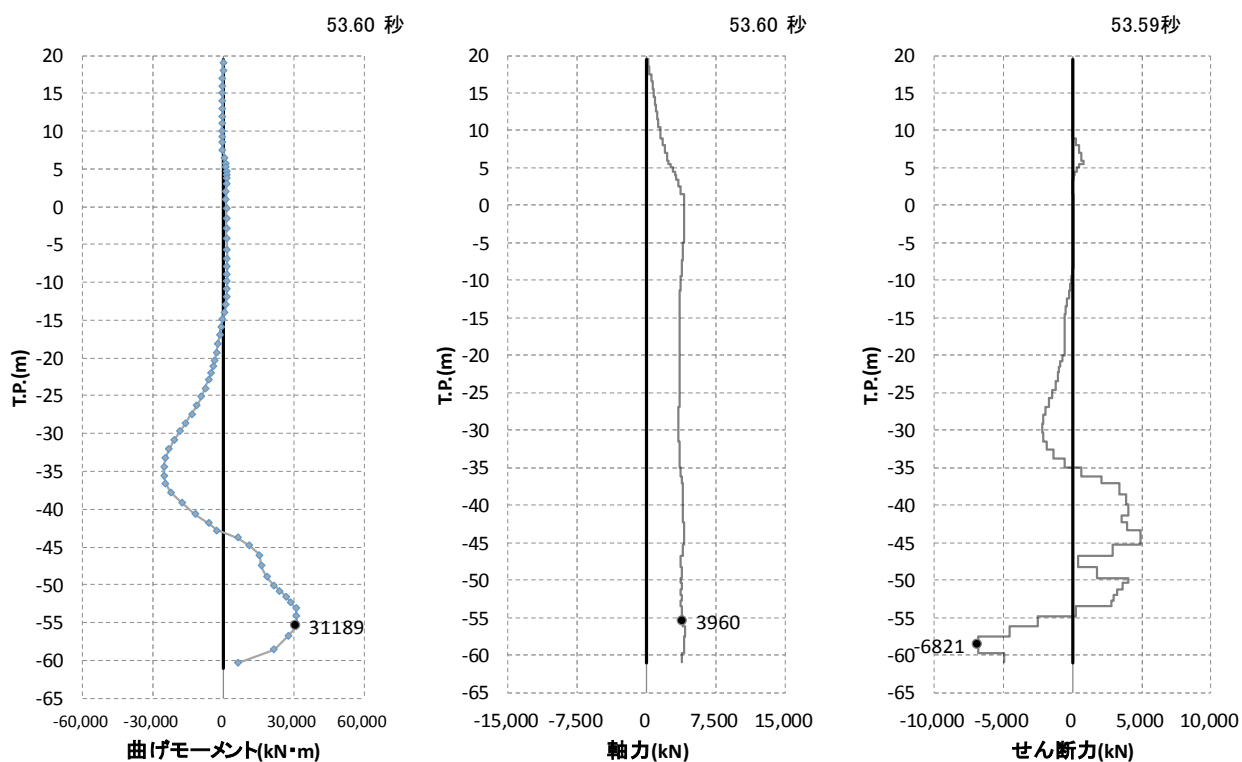


図 5.1-4 (4) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面③ (S_s-D1 [H-, V-])

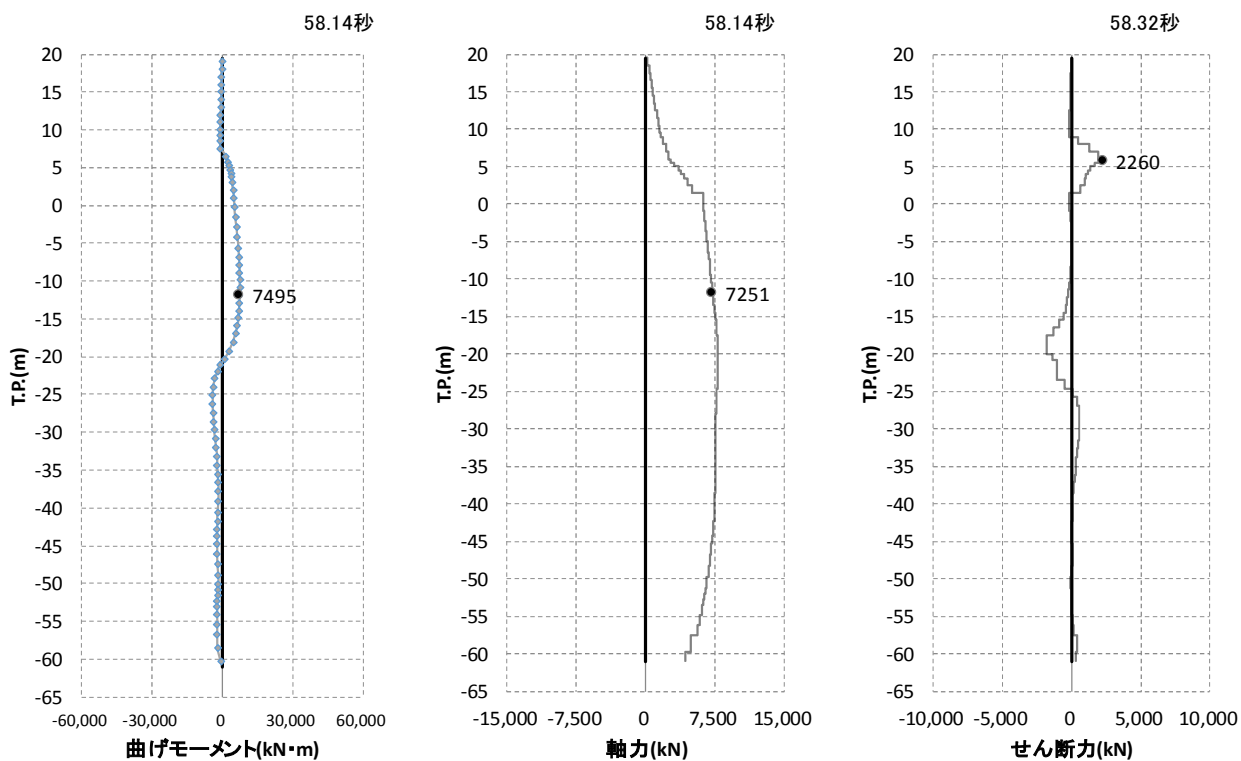


図 5.1-4 (5) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面③ (S_s-1 1)

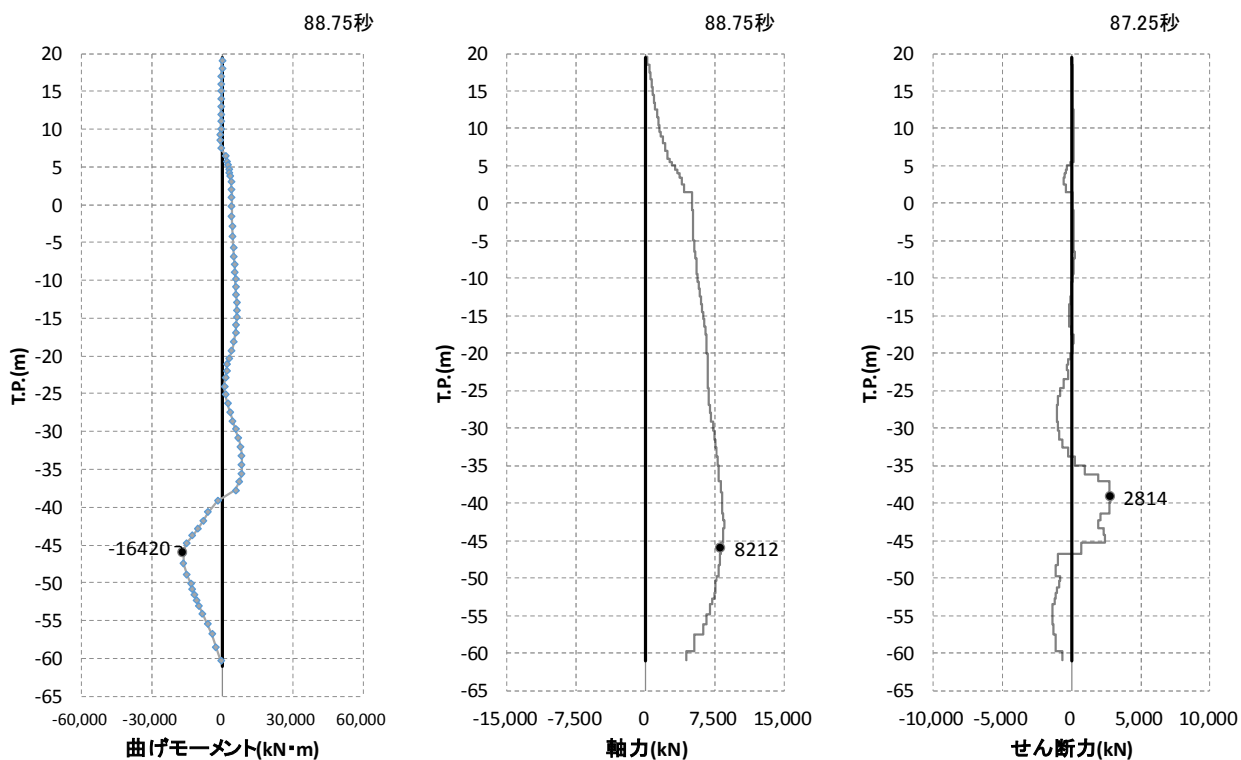


図 5.1-4 (6) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面③ (S_s-1 2)

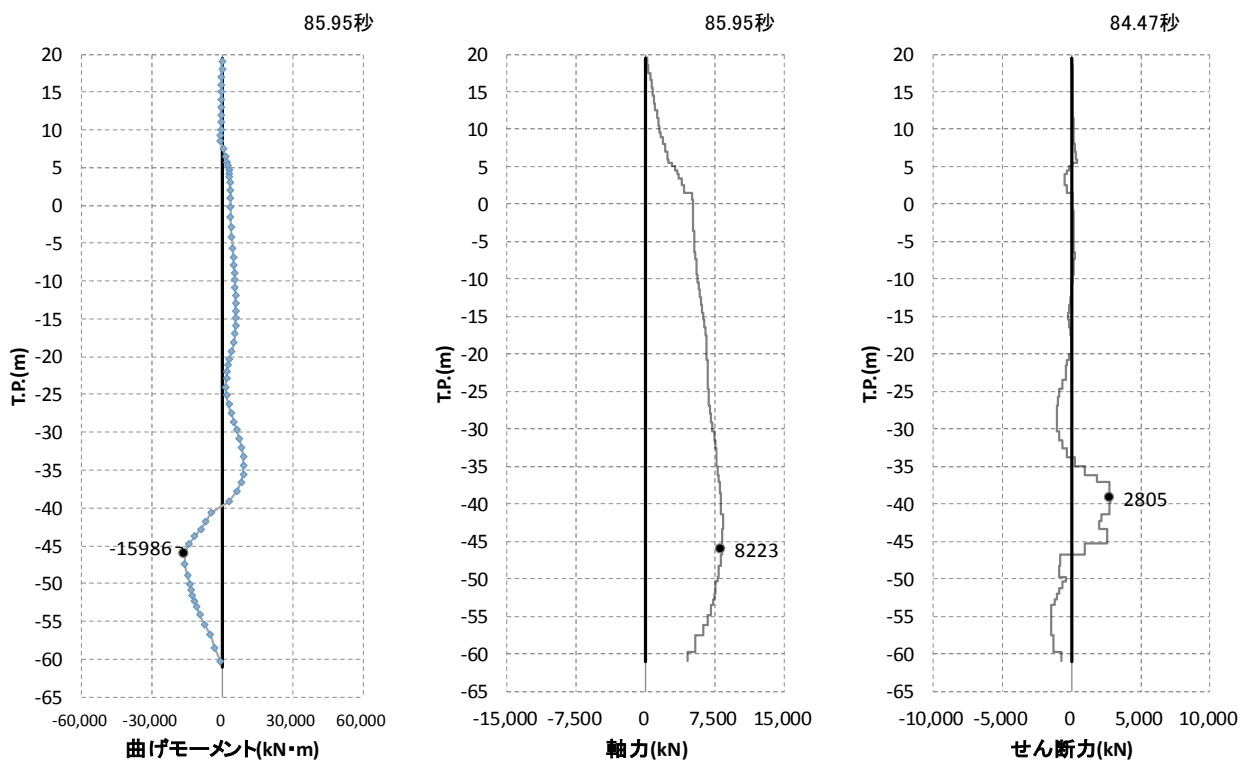


図 5.1-4 (7) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面③ (S_s - 1 3)

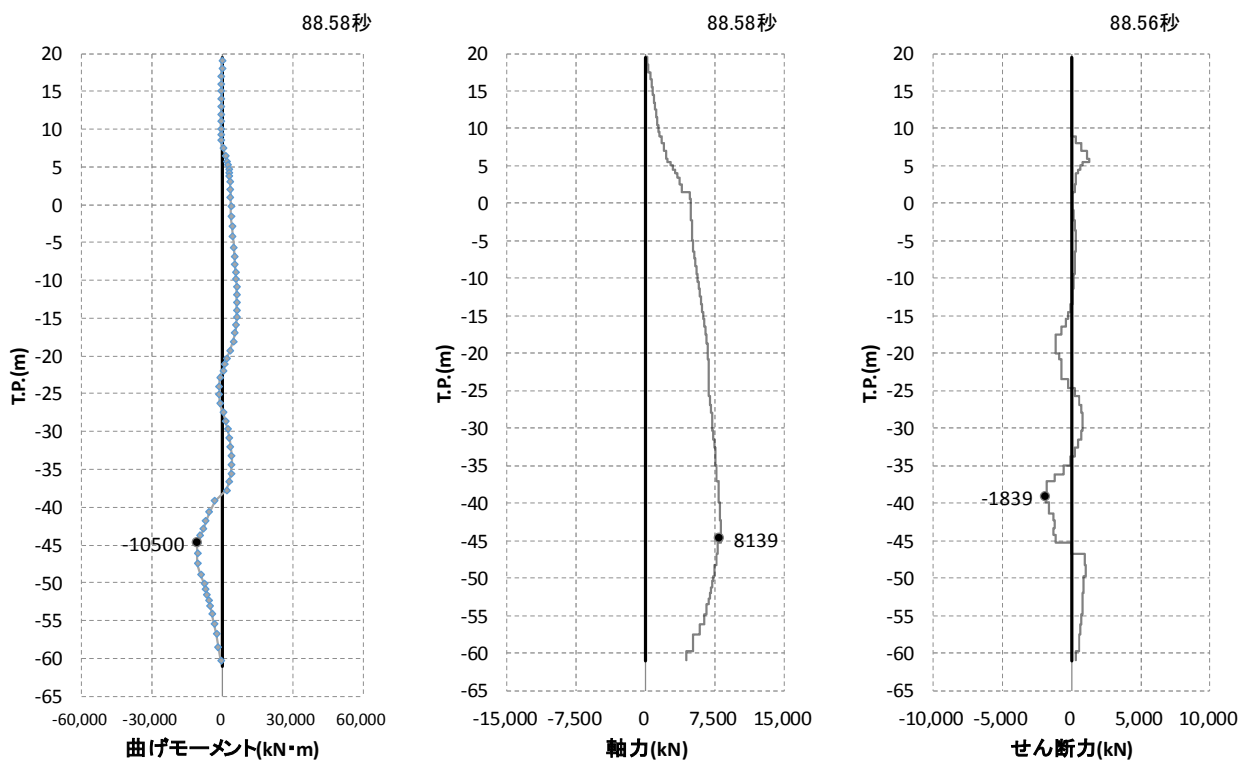


図 5.1-4 (8) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面③ (S_s - 1 4)

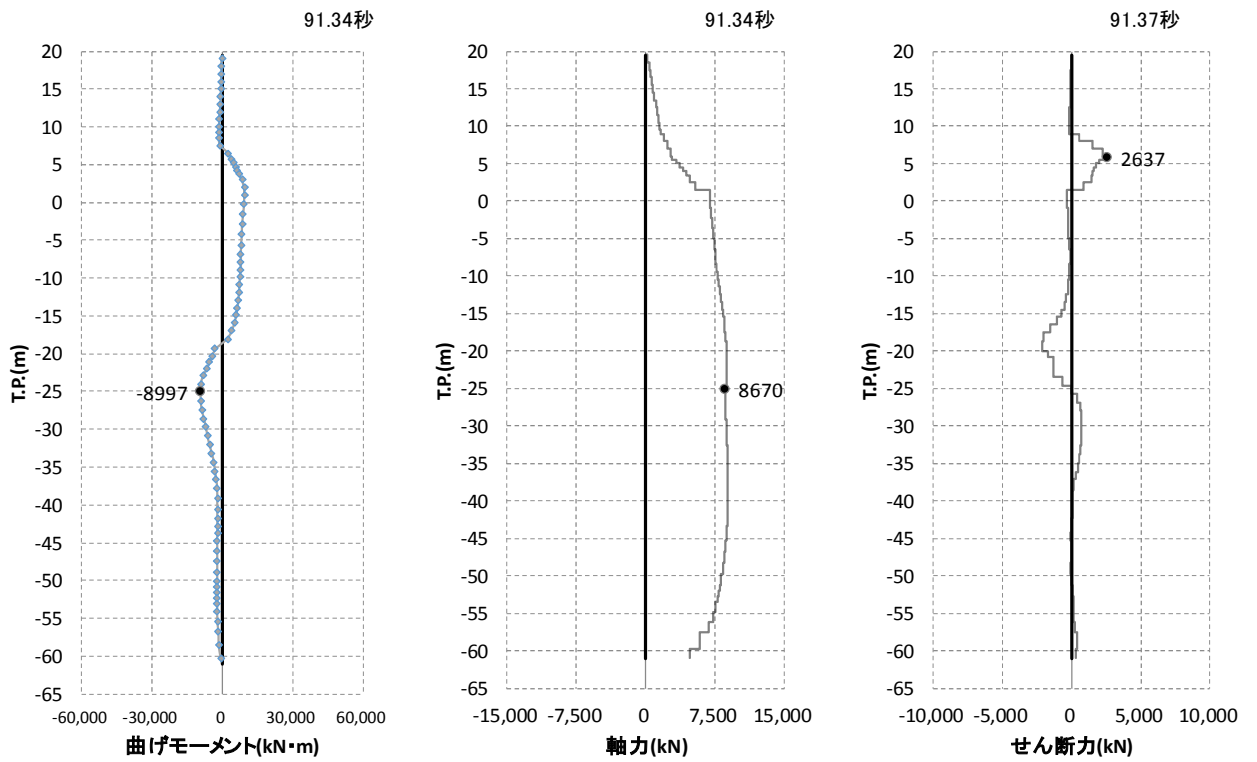


図 5.1-4 (9) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面③ (S_s-2 1)

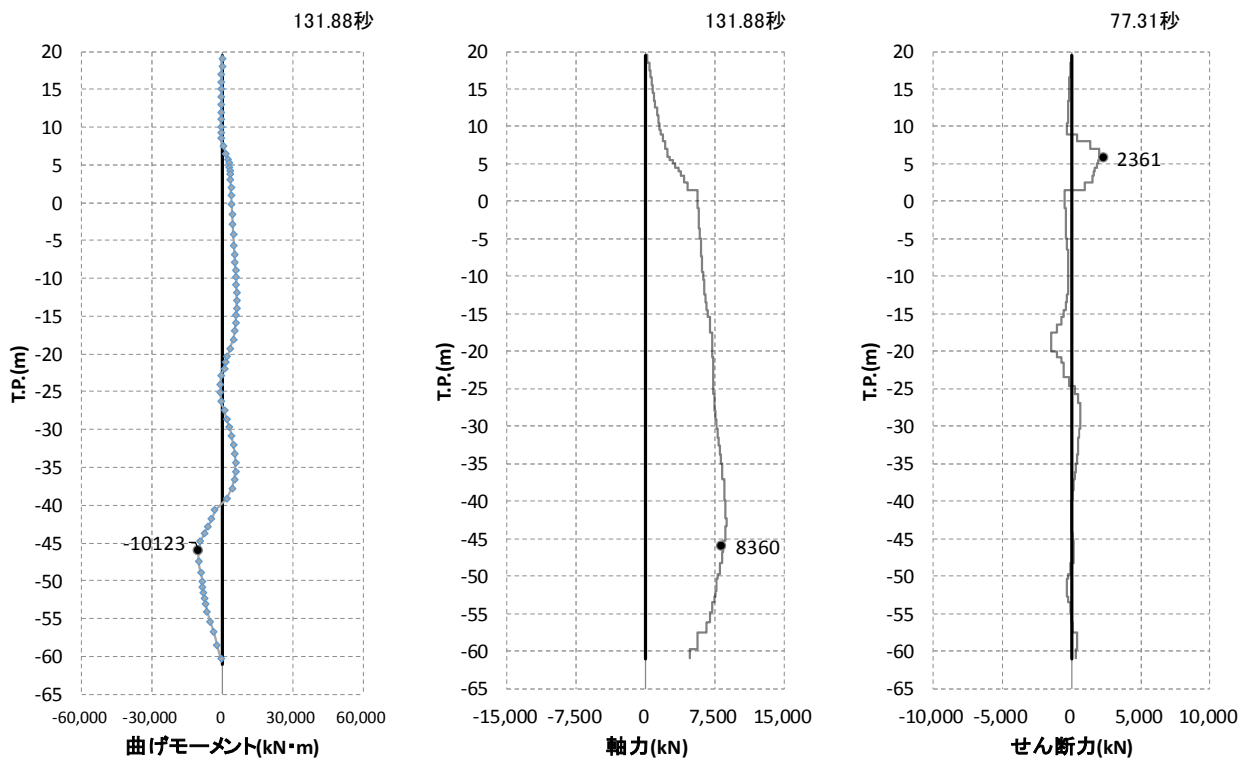


図 5.1-4 (10) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面③ (S_s-2 2)

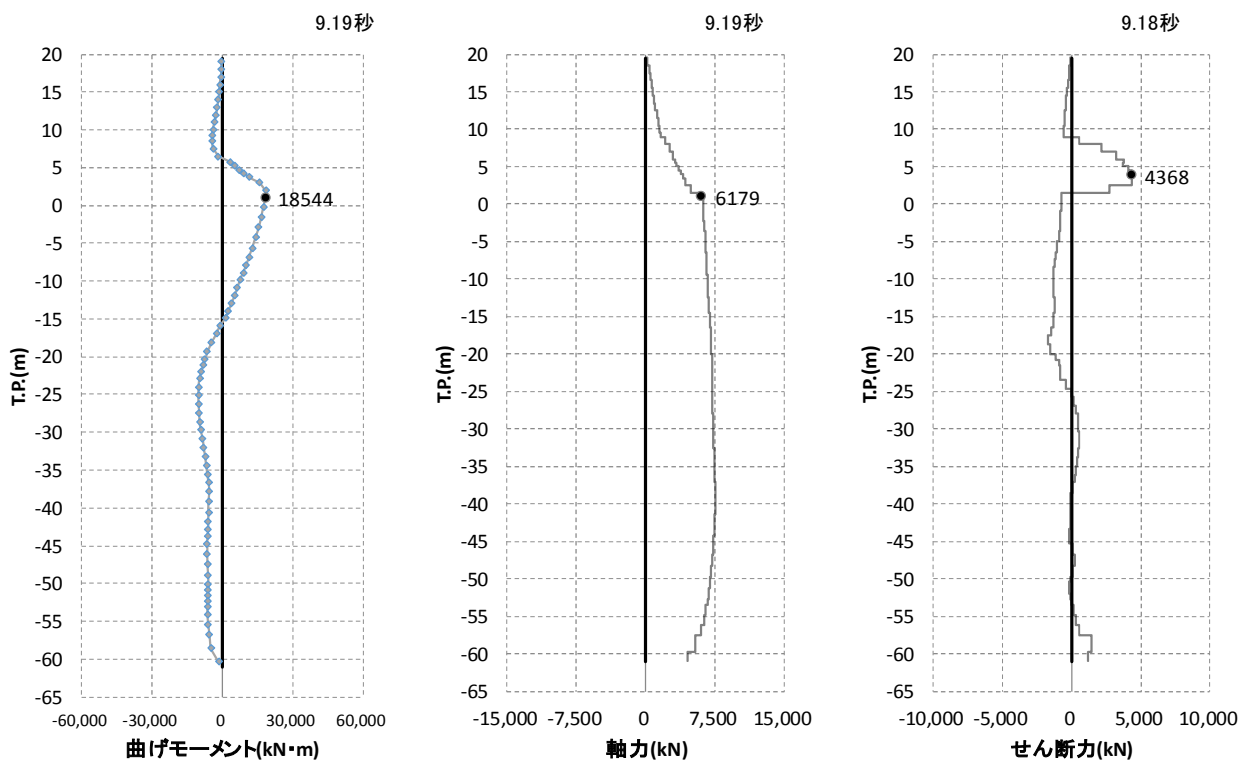


図 5.1-4 (11) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面③ (S_s-3 1 [H+, V+])

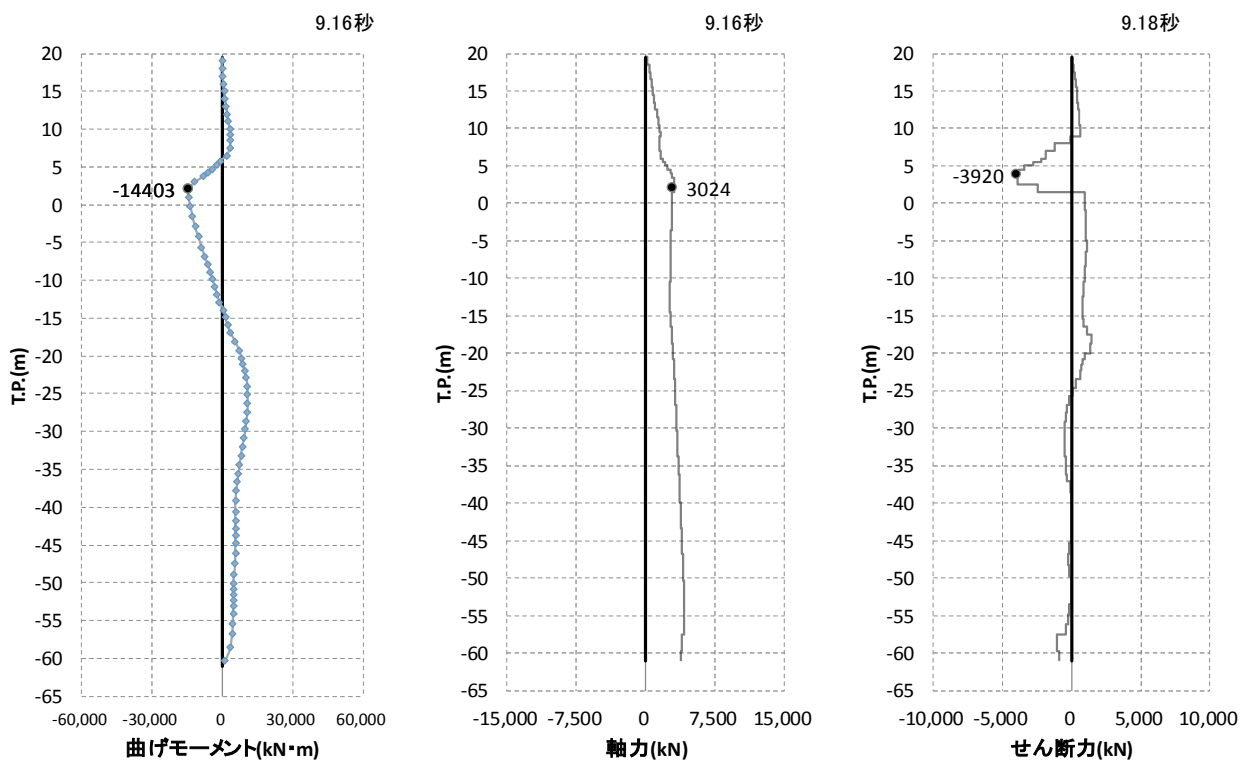


図 5.1-4 (12) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面③ (S_s-3 1 [H-, V+])

・検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース

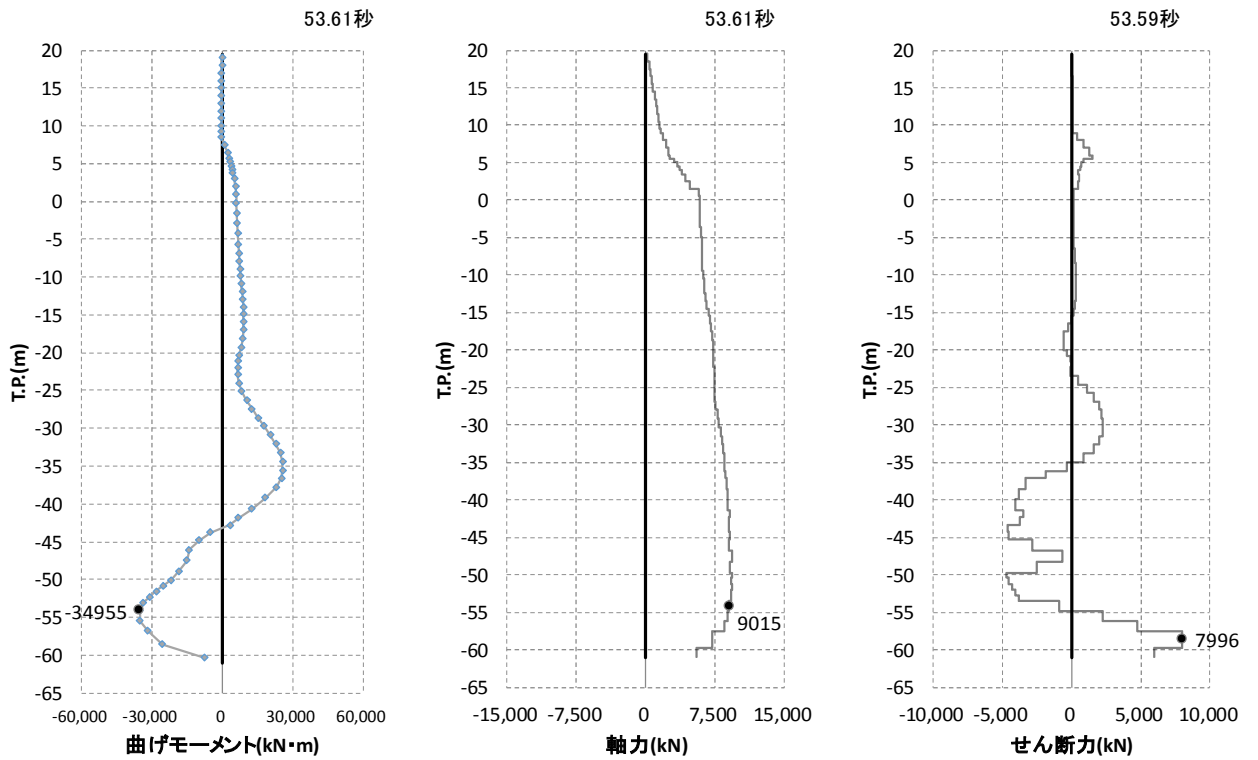


図 5.1-4 (13) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面③ (S_s-D 1 [H+, V+])

・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

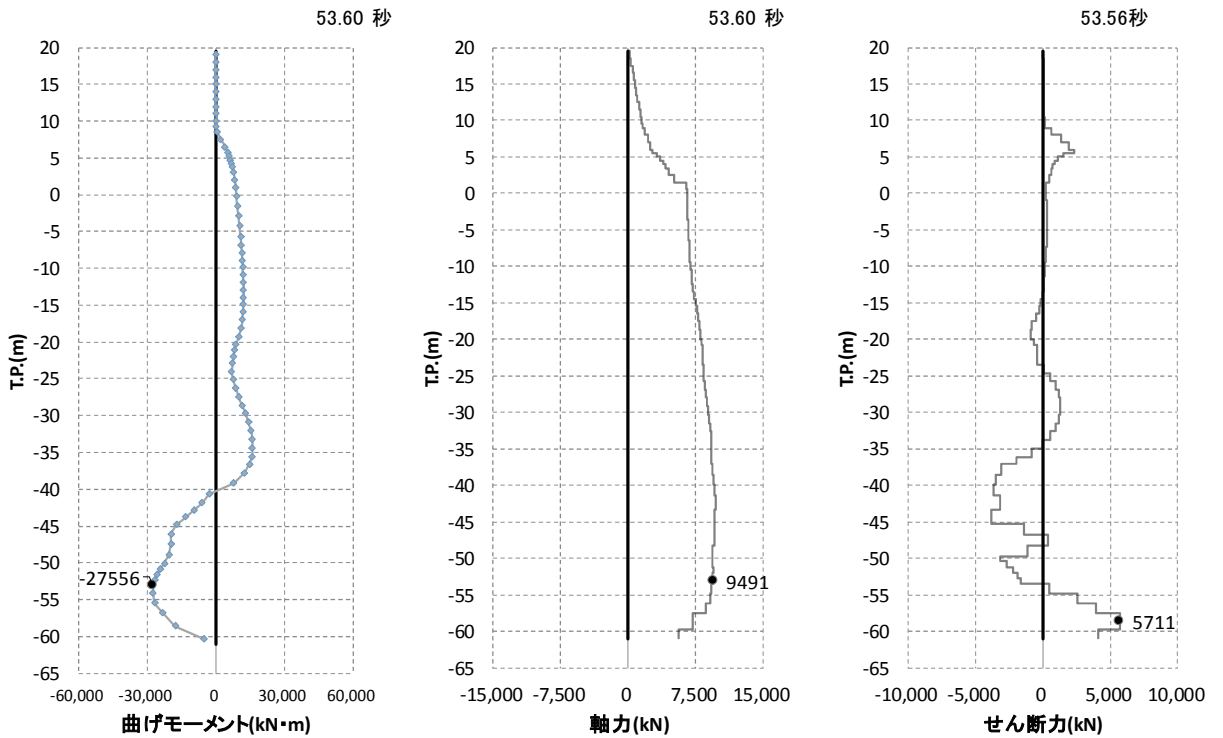


図 5.1-4 (14) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面③ (S_s-D 1 [H+, V+])

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

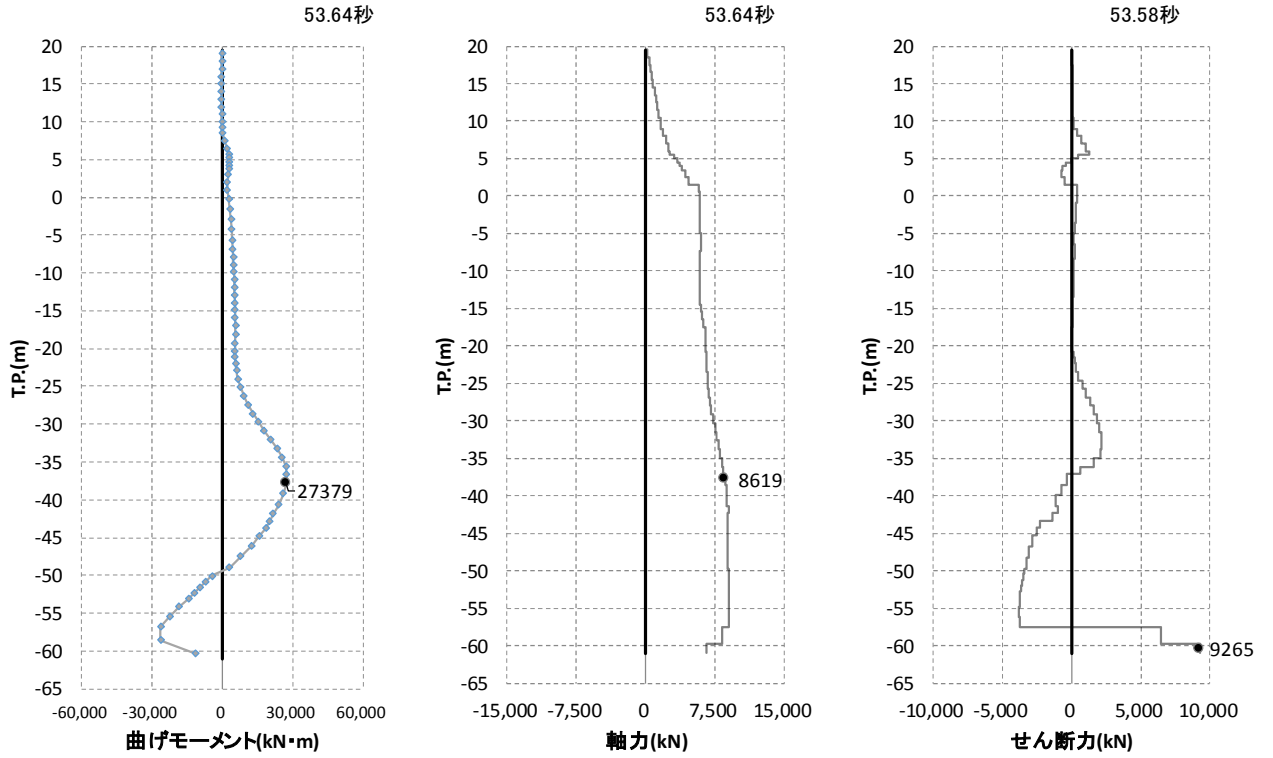


図 5.1-4 (15) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面③ (S_s-D 1 [H+,V+])

- ・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

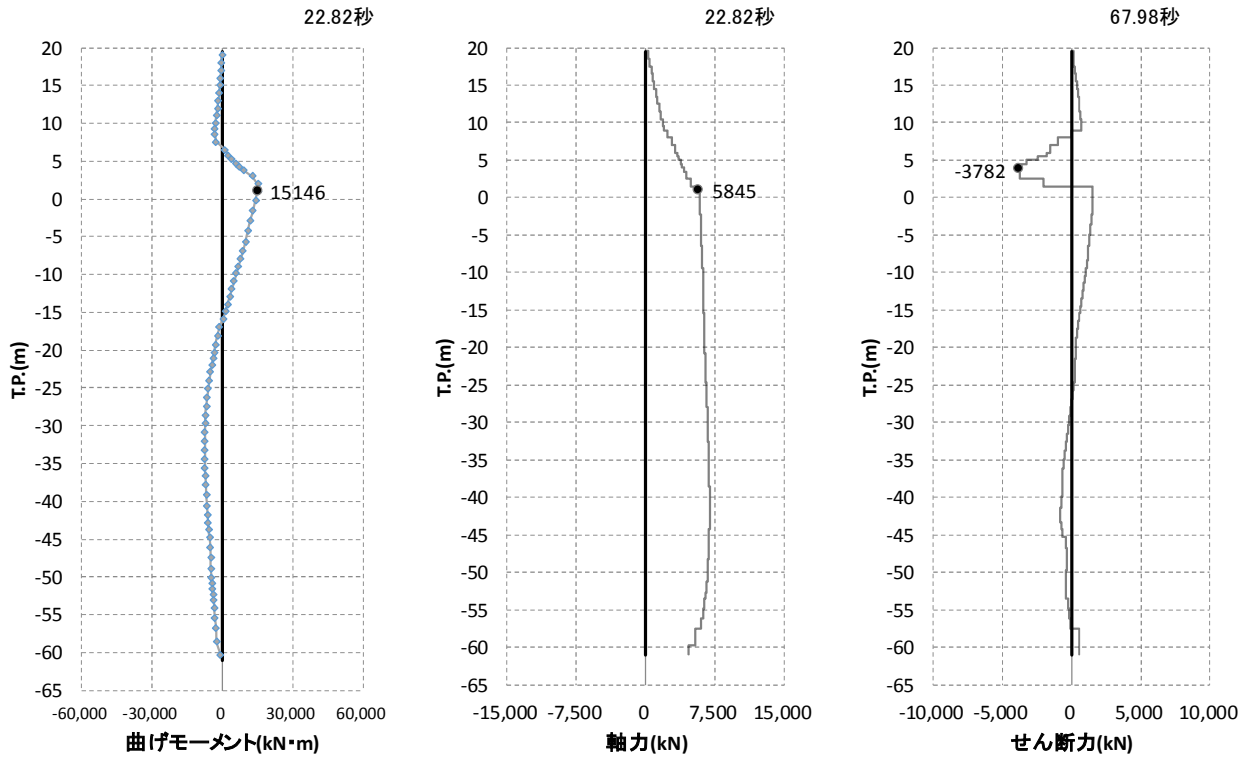


図 5.1-4 (16) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面③ (S_s-D 1 [H+,V+])

・ 検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

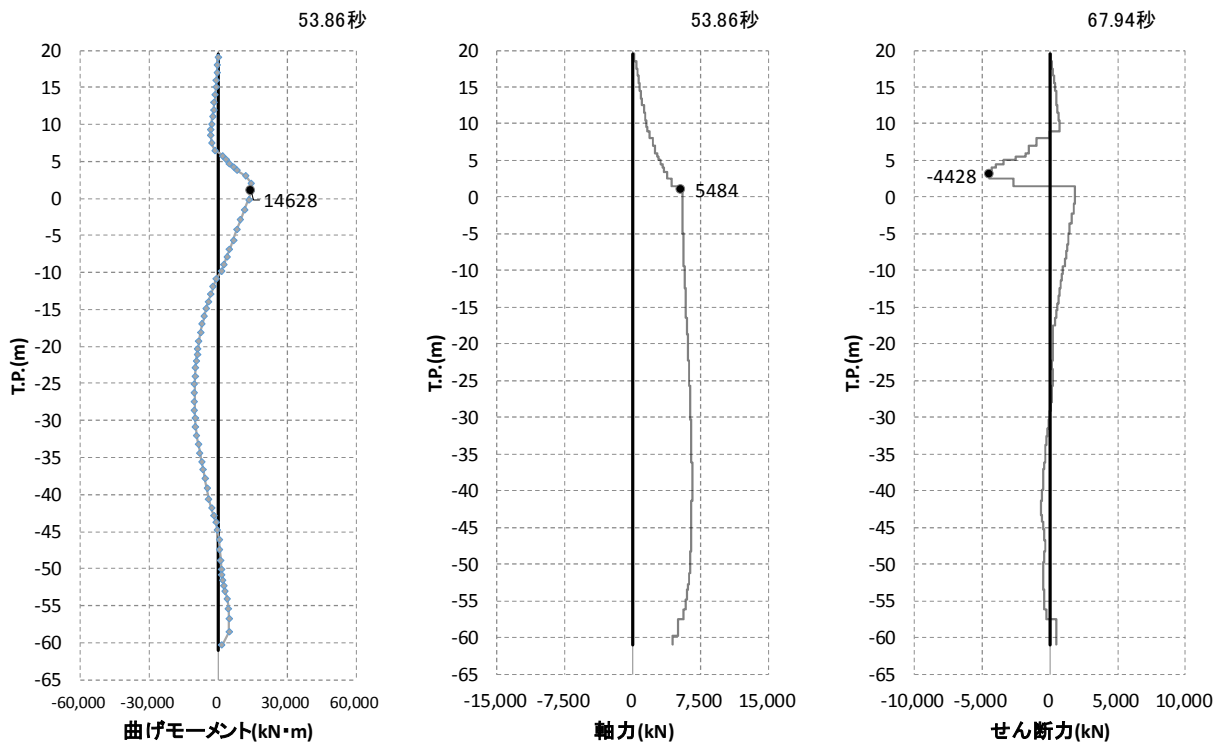


図 5.1-4 (17) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面③ (S_s-D1 [H+,V+])

d. 断面④

・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

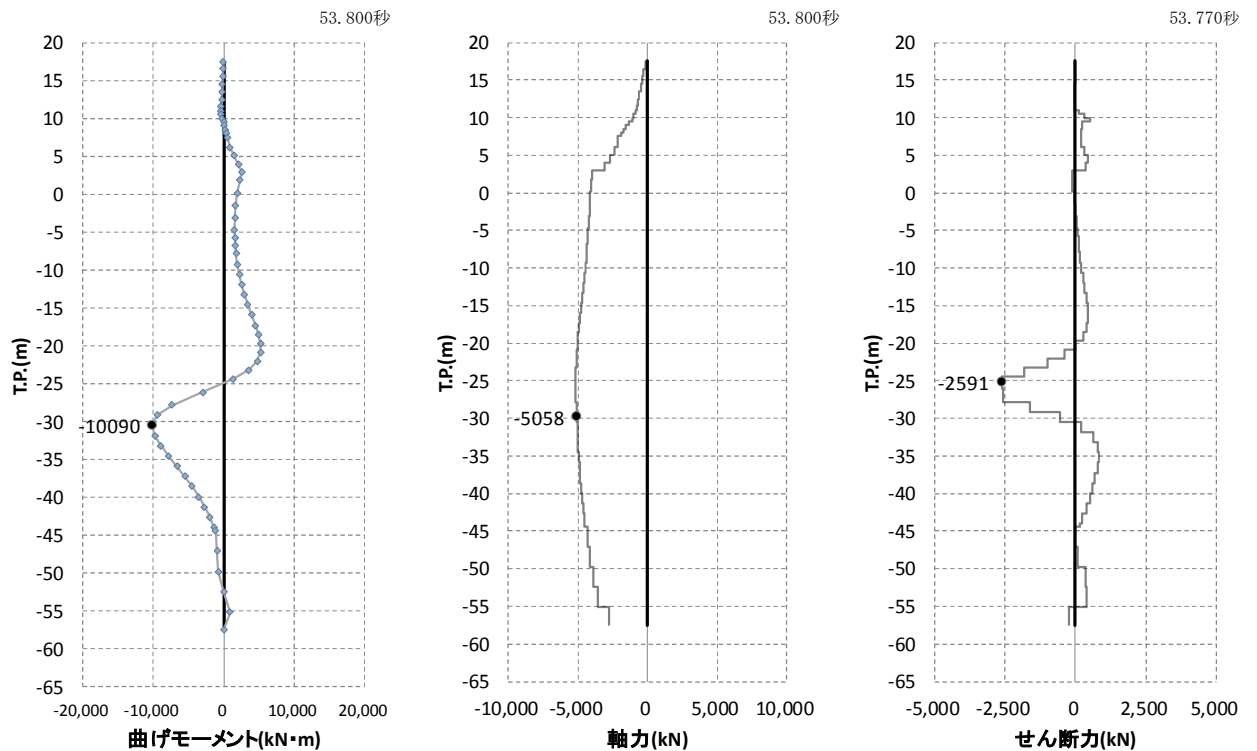


図 5.1-5 (1) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面④ (S_s-D1 [H+,V+])

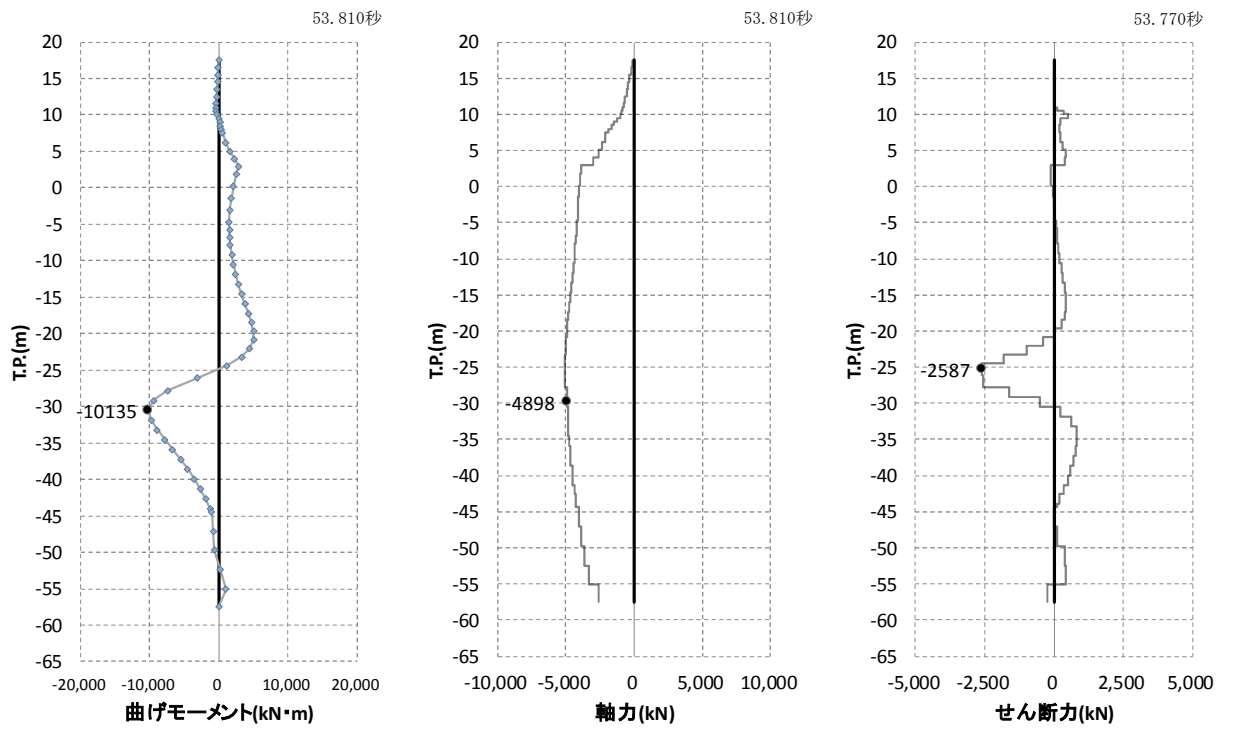


図 5.1-5 (2) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面④ (S_s-D1 [H+,V-])

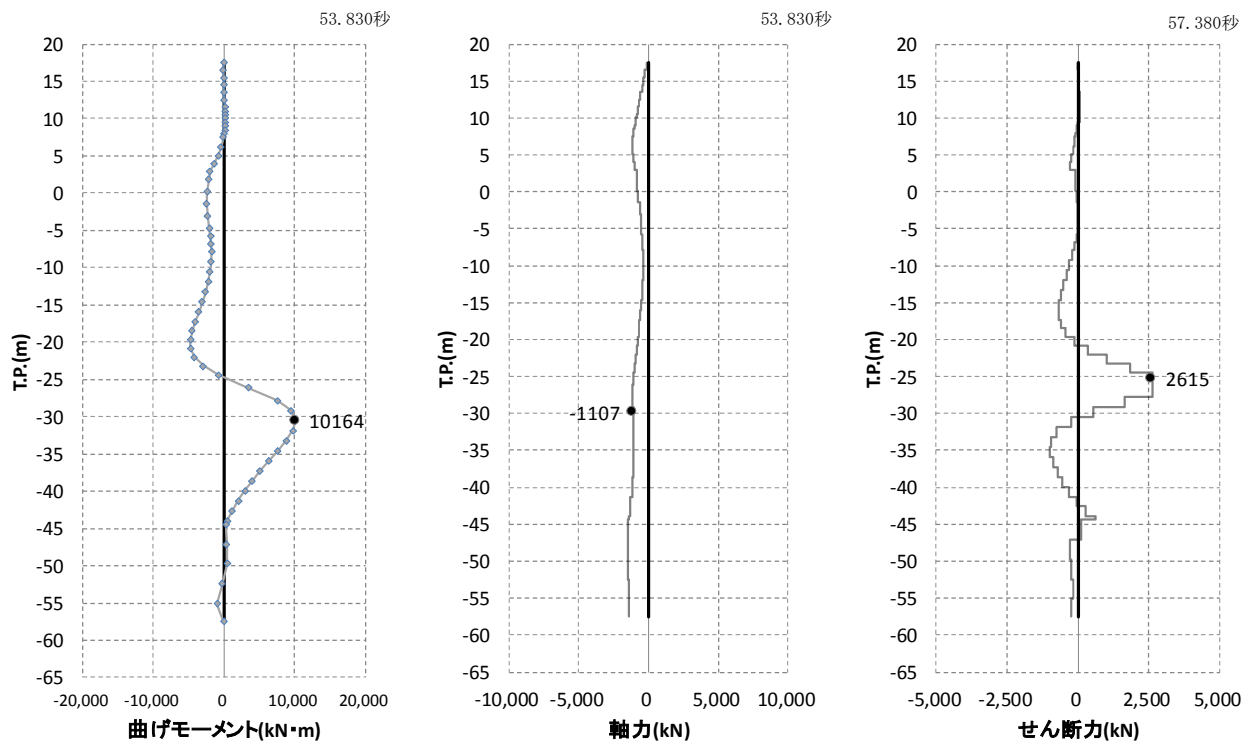


図 5.1-5 (3) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面④ (S_s-D1 [H-,V+])

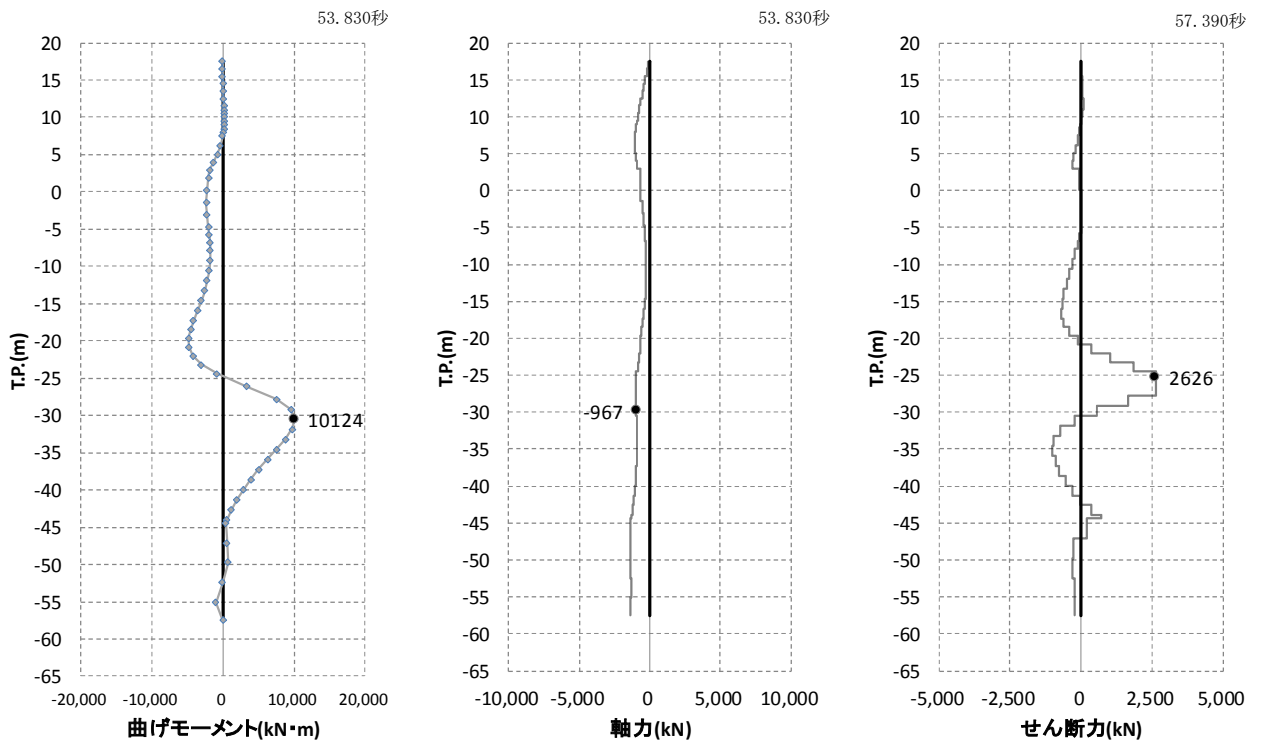


図 5.1-5 (4) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面④ (S_s-D 1 [H-, V-])

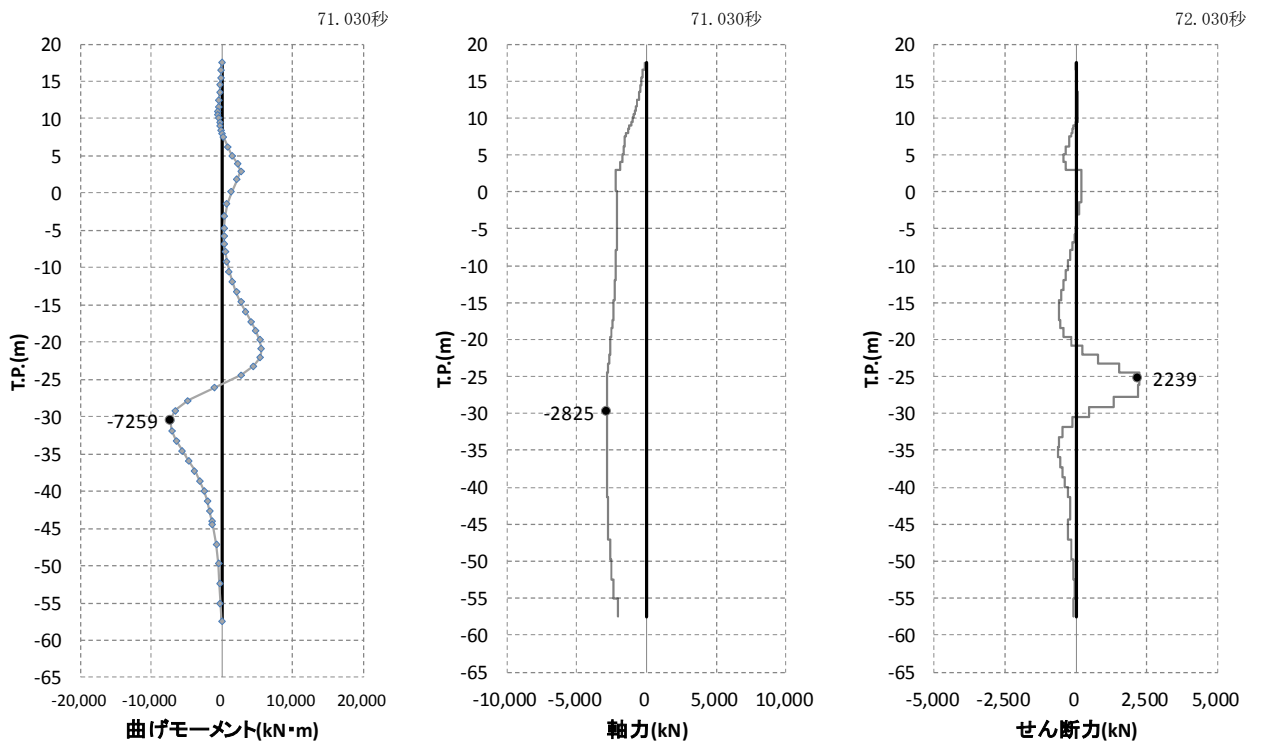


図 5.1-5 (5) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面④ (S_s-1 1)

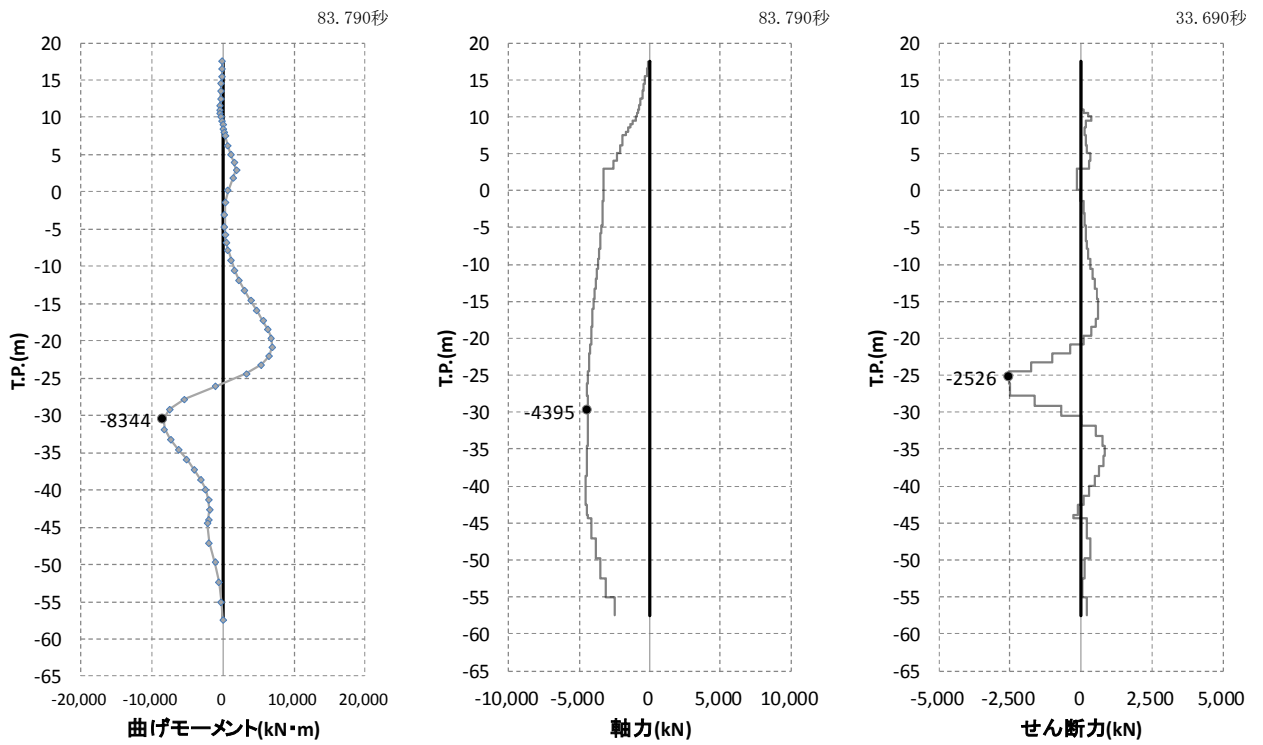


図 5.1-5 (6) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面④ ($S_s - 1 2$)

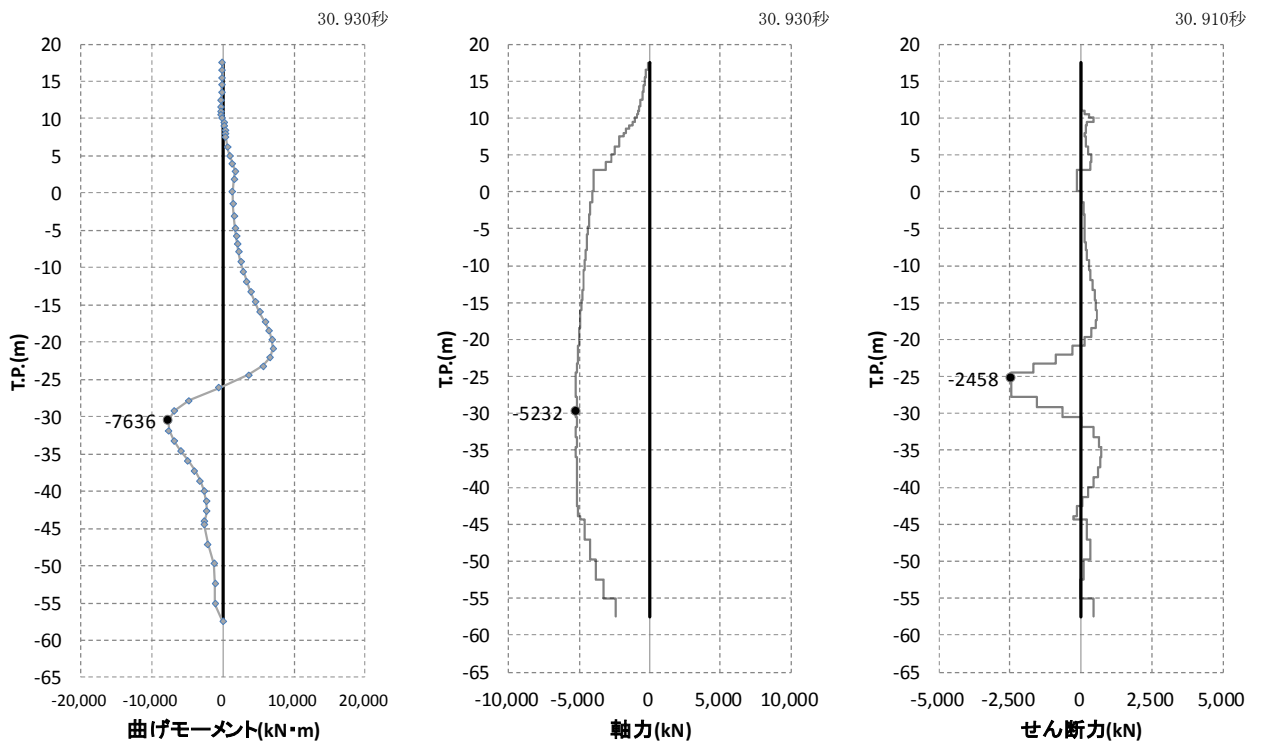


図 5.1-45 (7) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面④ ($S_s - 1 3$)

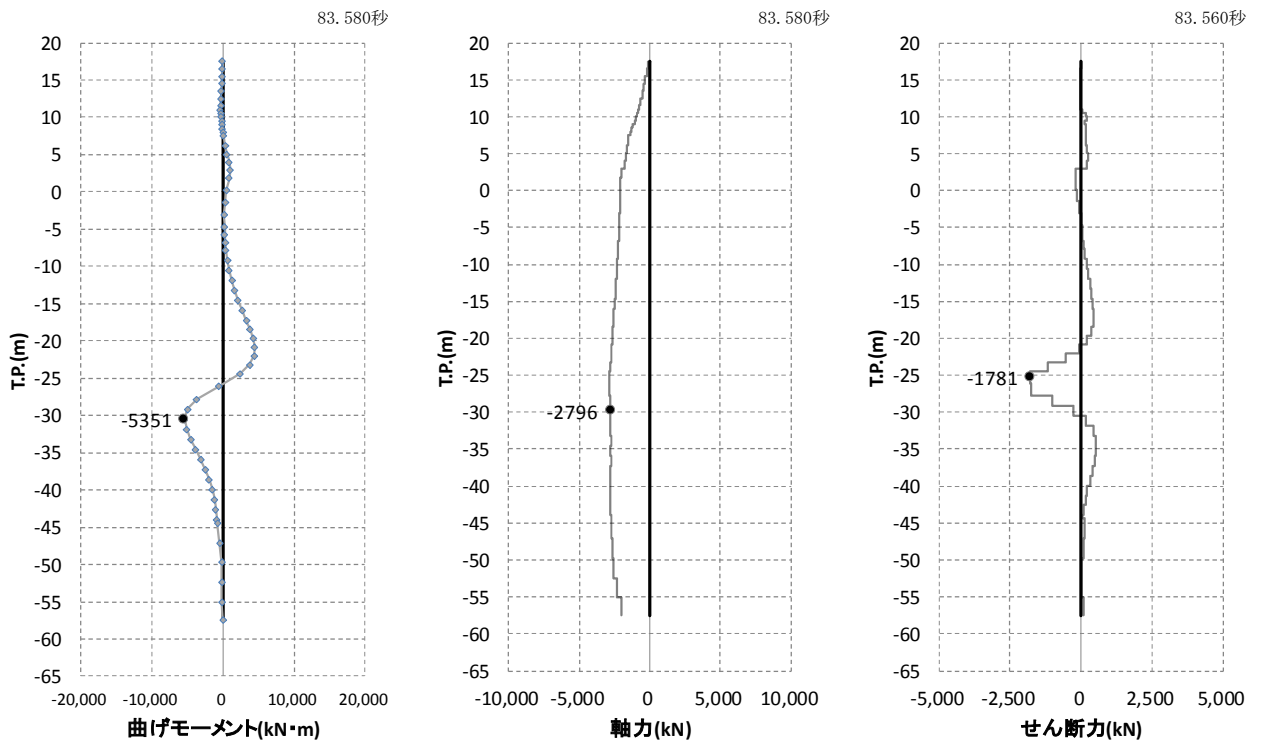


図 5.1-5 (8) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面④ (S_s - 1 4)

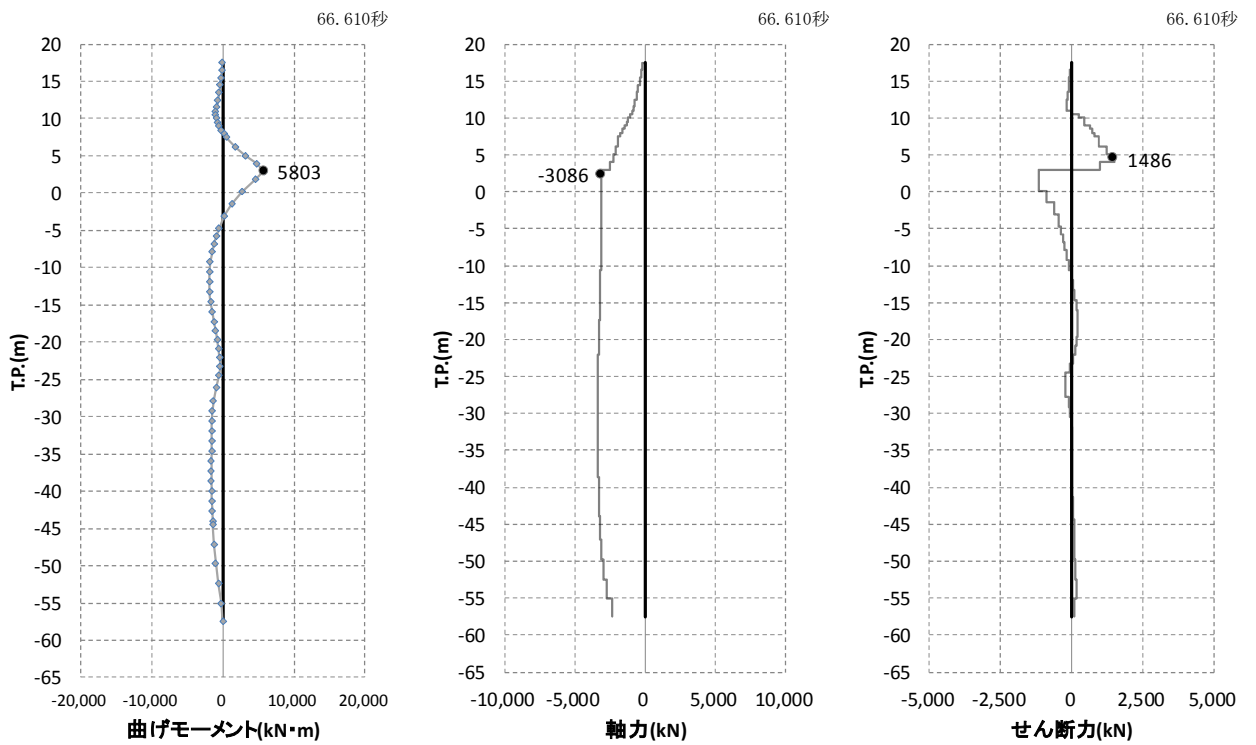


図 5.1-5 (9) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面④ (S_s - 2 1)

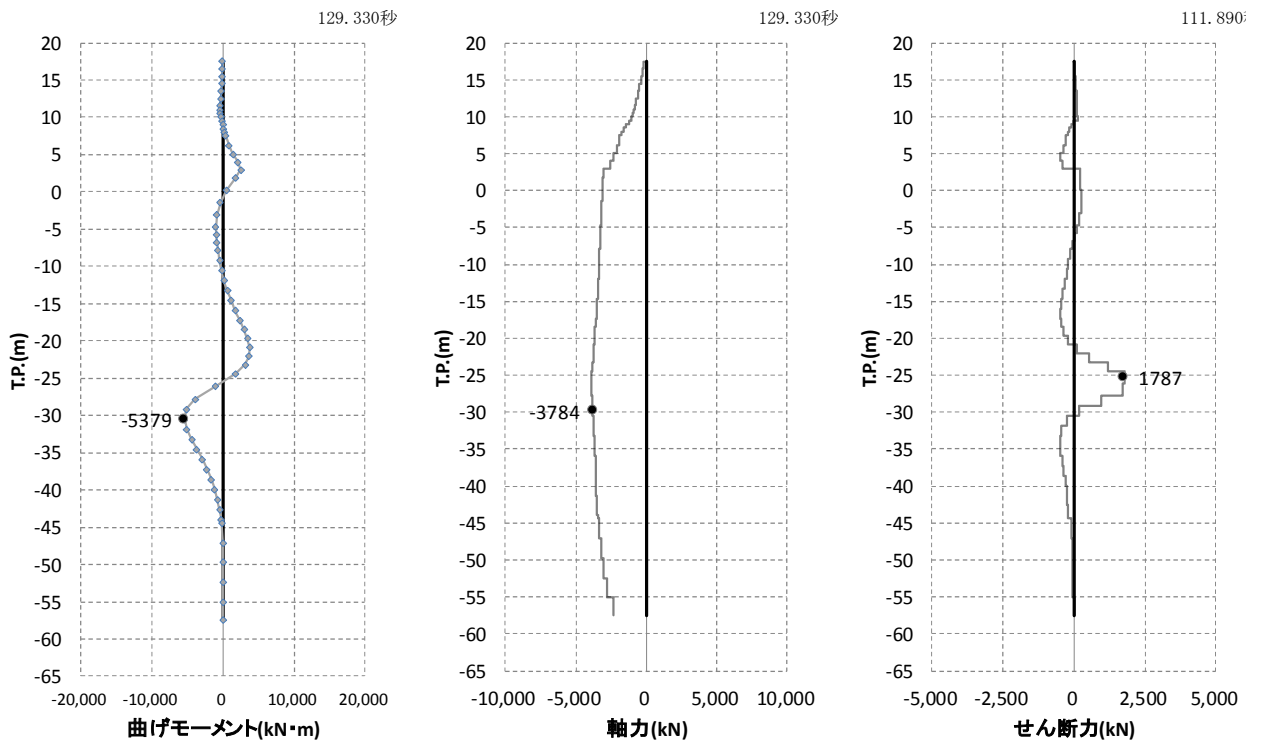


図 5.1-5 (10) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面④ ($S_s - 22$)

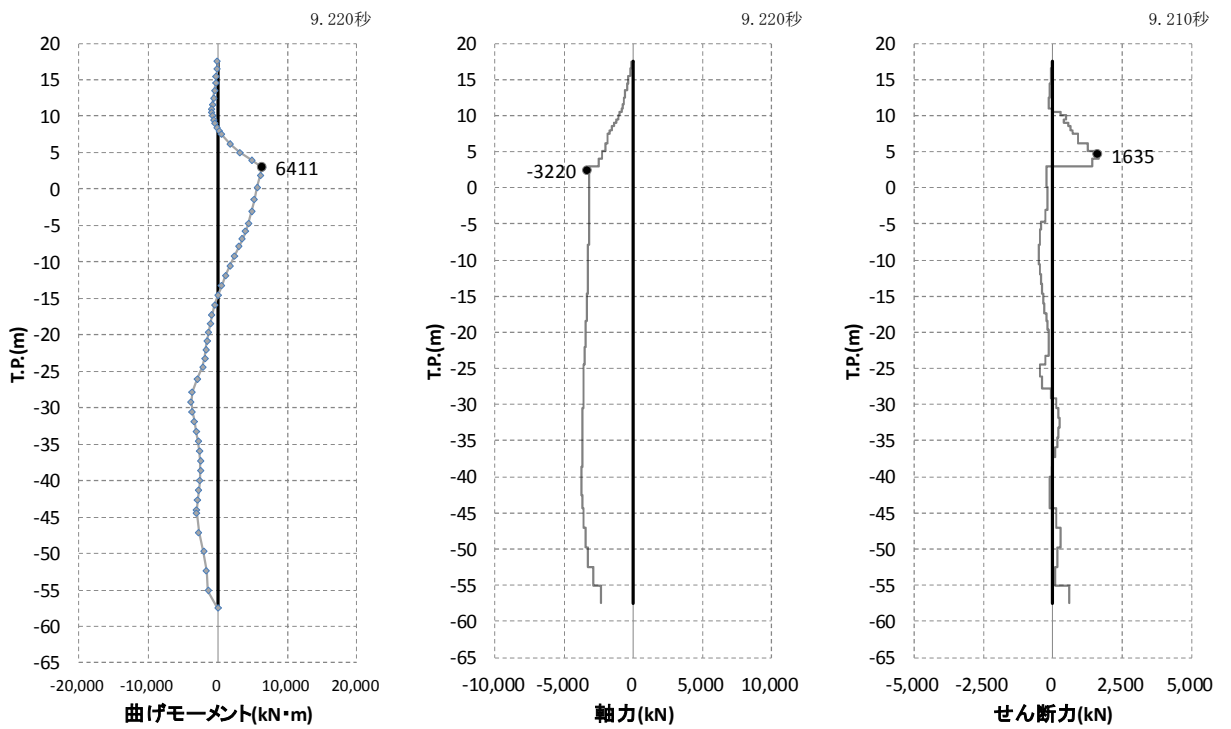


図 5.1-5 (11) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面④ ($S_s - 31$ [H+, V+])

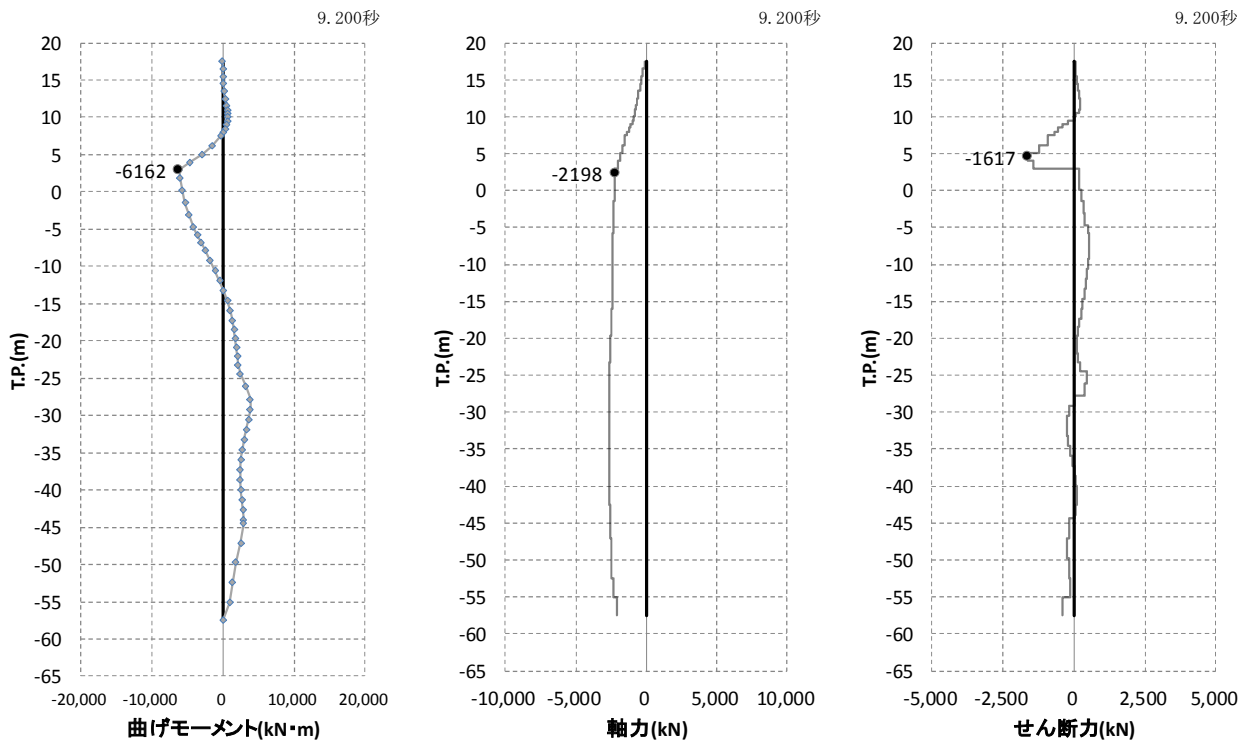


図 5.1-5 (12) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面④ ($S_s - 3.1$ [H-, V+])

・検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース

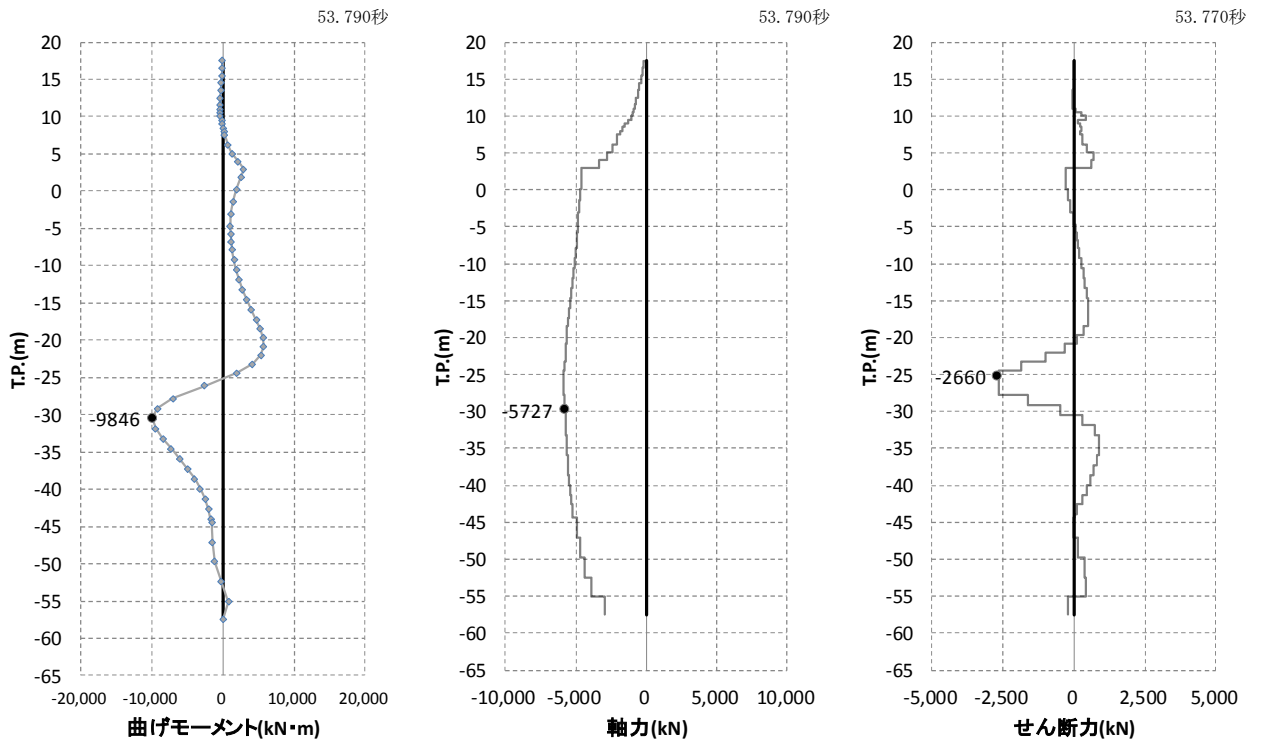


図 5.1-5 (13) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面④ ($S_s - D.1$ [H+, V+])

・ 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース

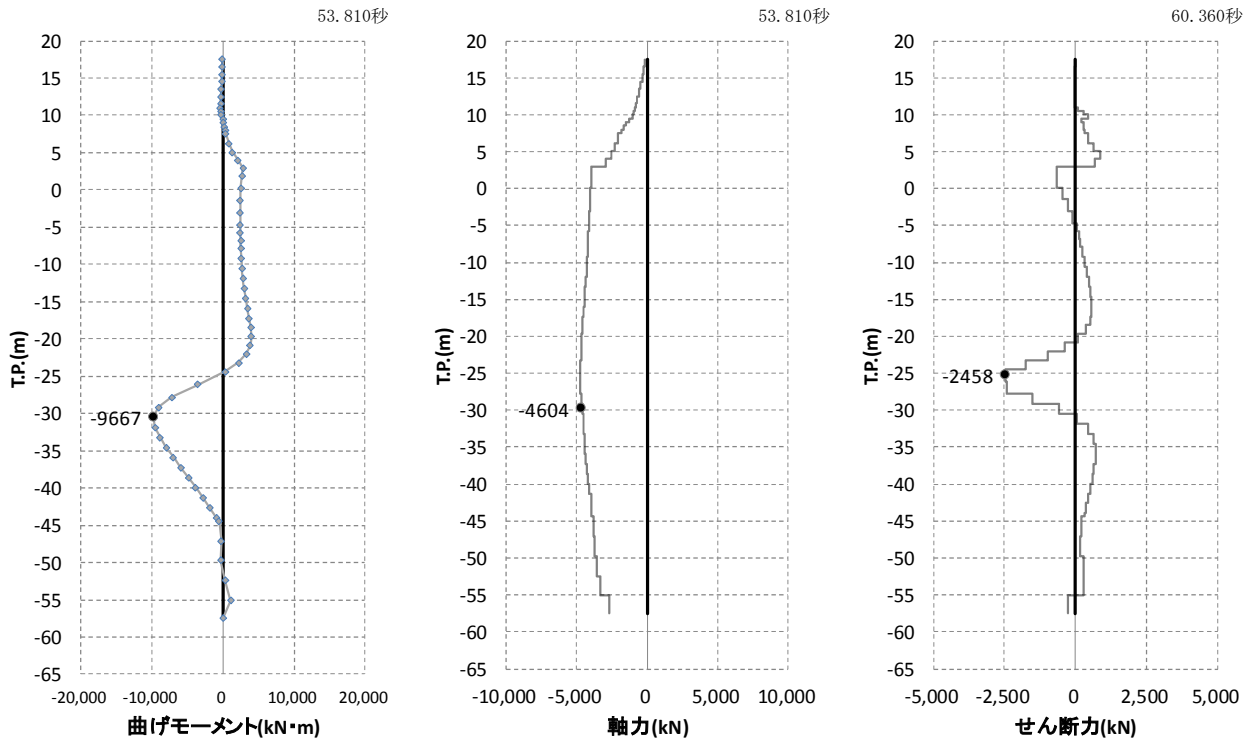


図 5.1-5 (14) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面④（ $S_s - D 1$ [H+, V+]）

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

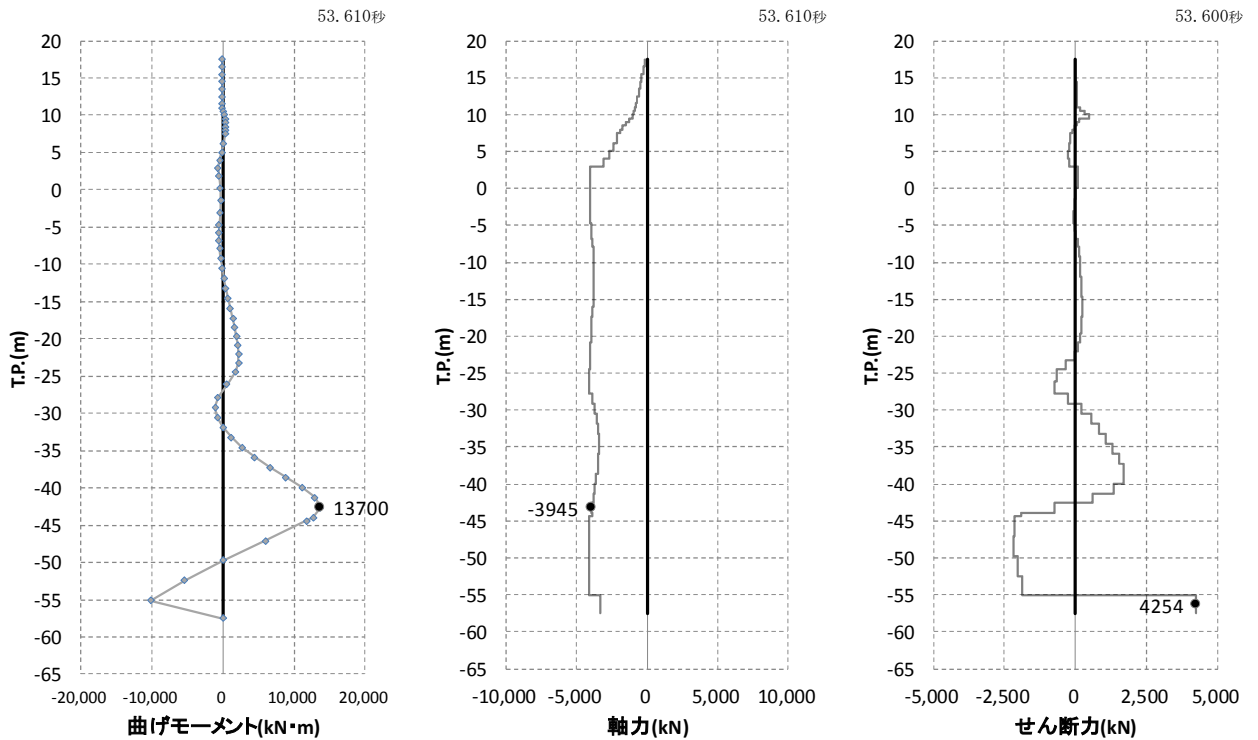


図 5.1-5 (15) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面④（ $S_s - D 1$ [H+, V+]）

・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

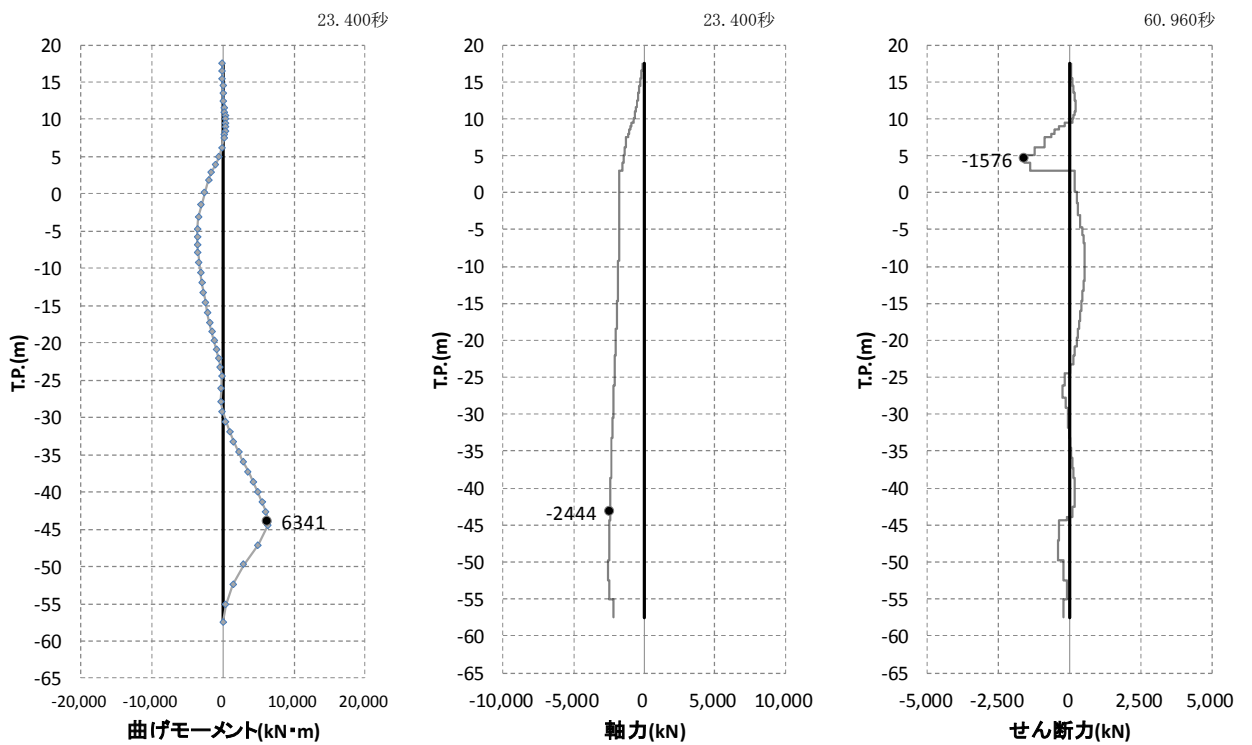


図 5.1-5 (16) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面④ ($S_s - D 1$ [H+, V+])

・ 検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

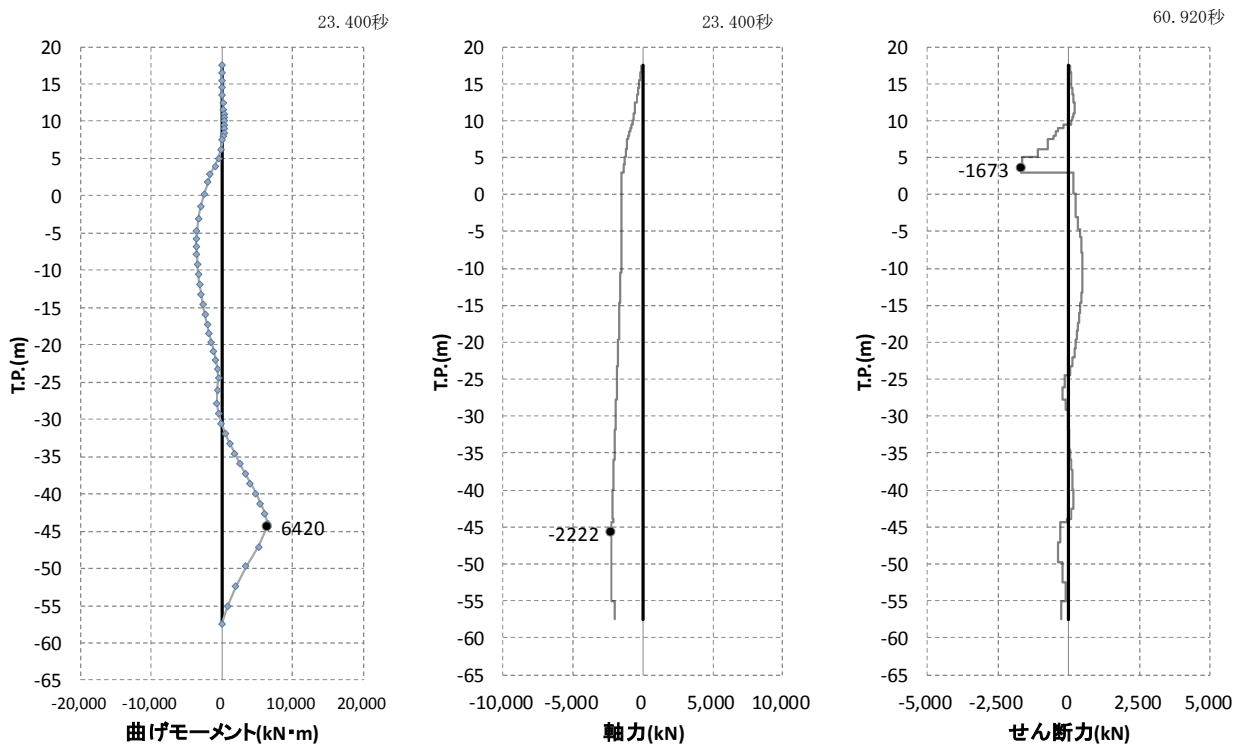


図 5.1-5 (17) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面④ ($S_s - D 1$ [H+, V+])

e. 断面⑤

・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

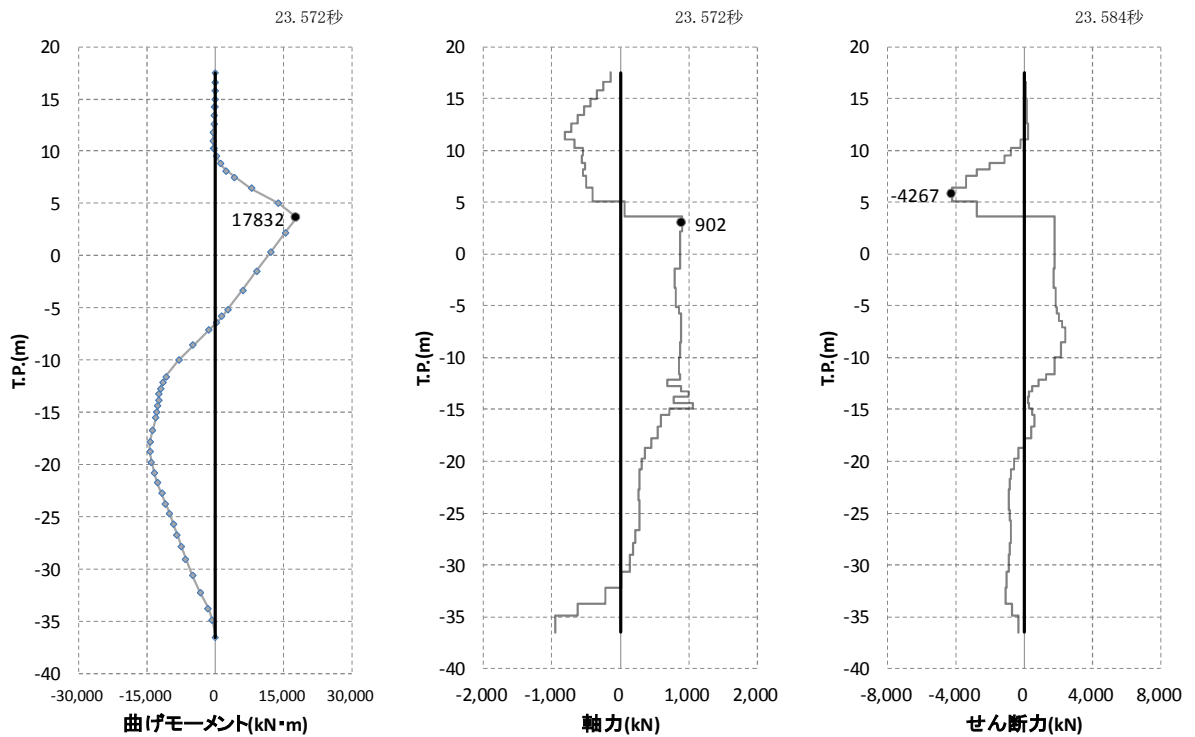


図 5.1-6 (1) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面⑤ (S_s-D1 [H+,V+])

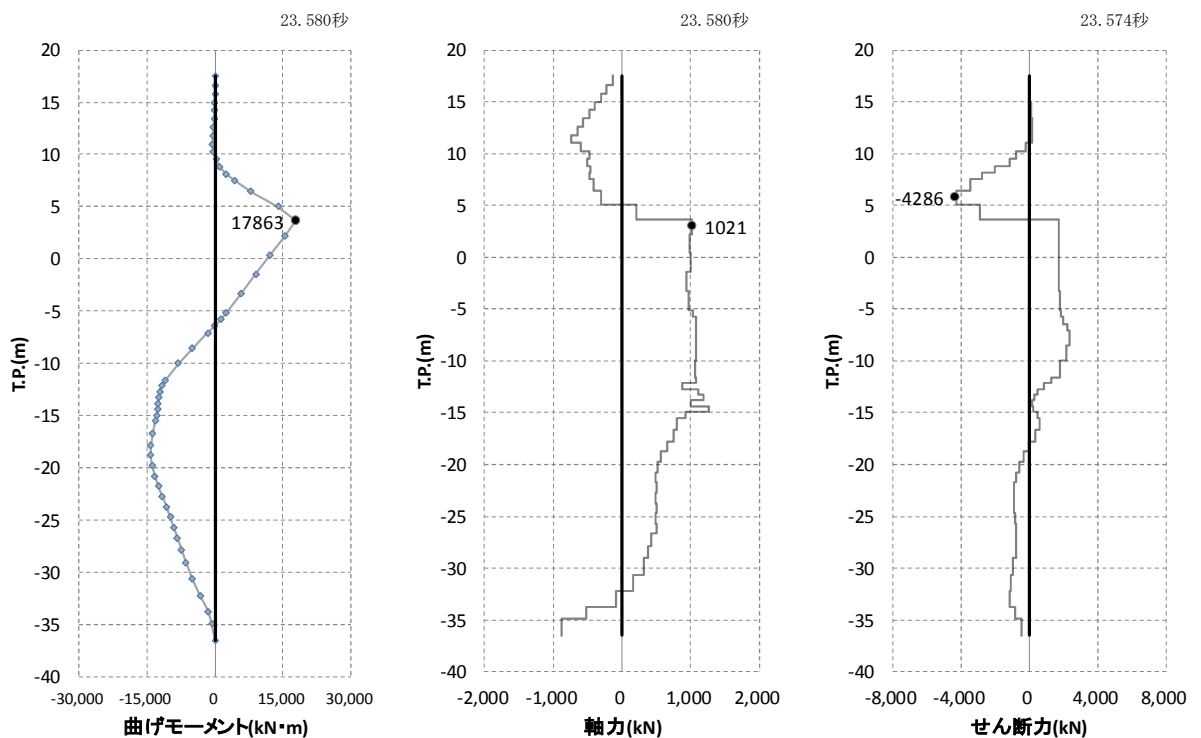


図 5.1-6 (2) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面⑤ (S_s-D1 [H+,V-])

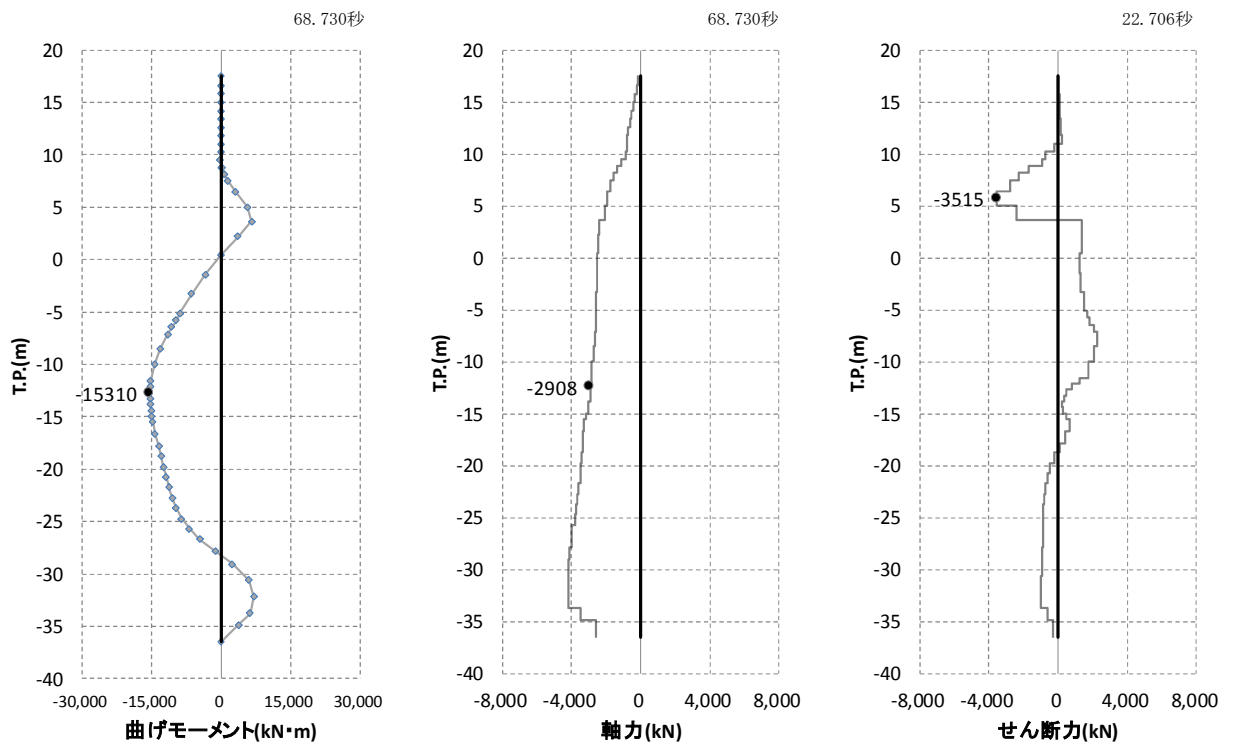


図 5.1-6 (3) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面⑤ (S_s - D 1 [H-, V+])

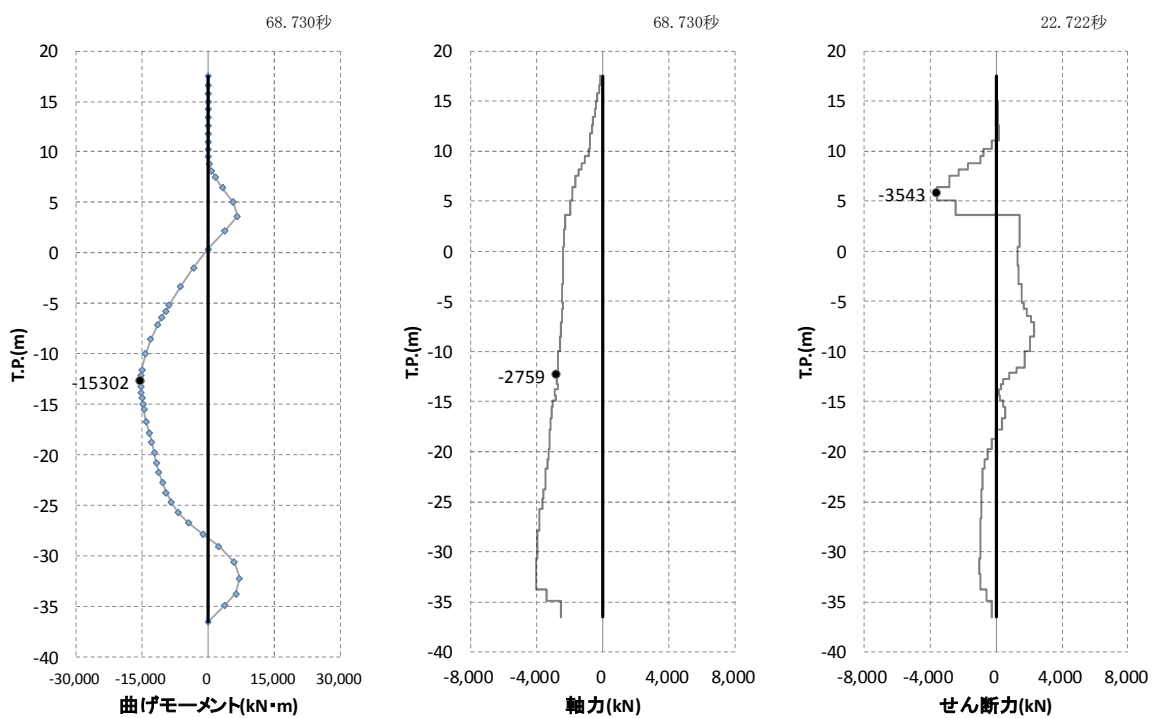


図 5.1-6 (4) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面⑤ (S_s - D 1 [H-, V-])

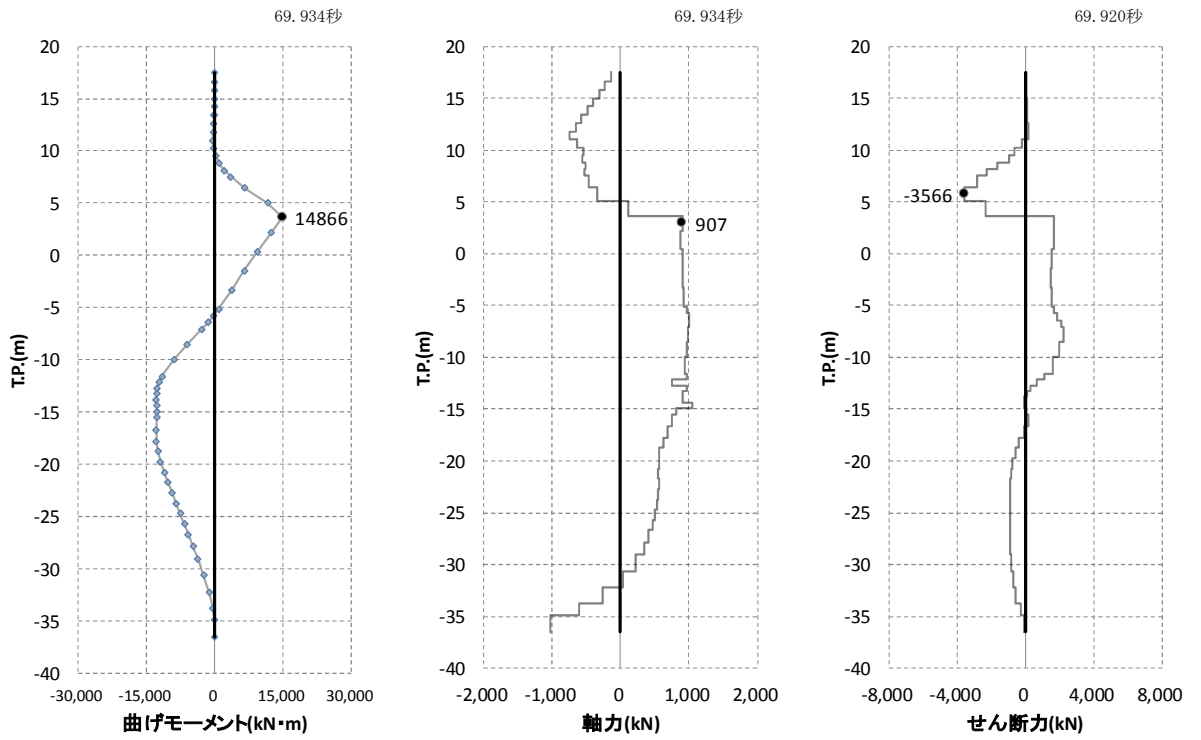


図 5.1-6 (5) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面⑤ (S_s - 1 1)

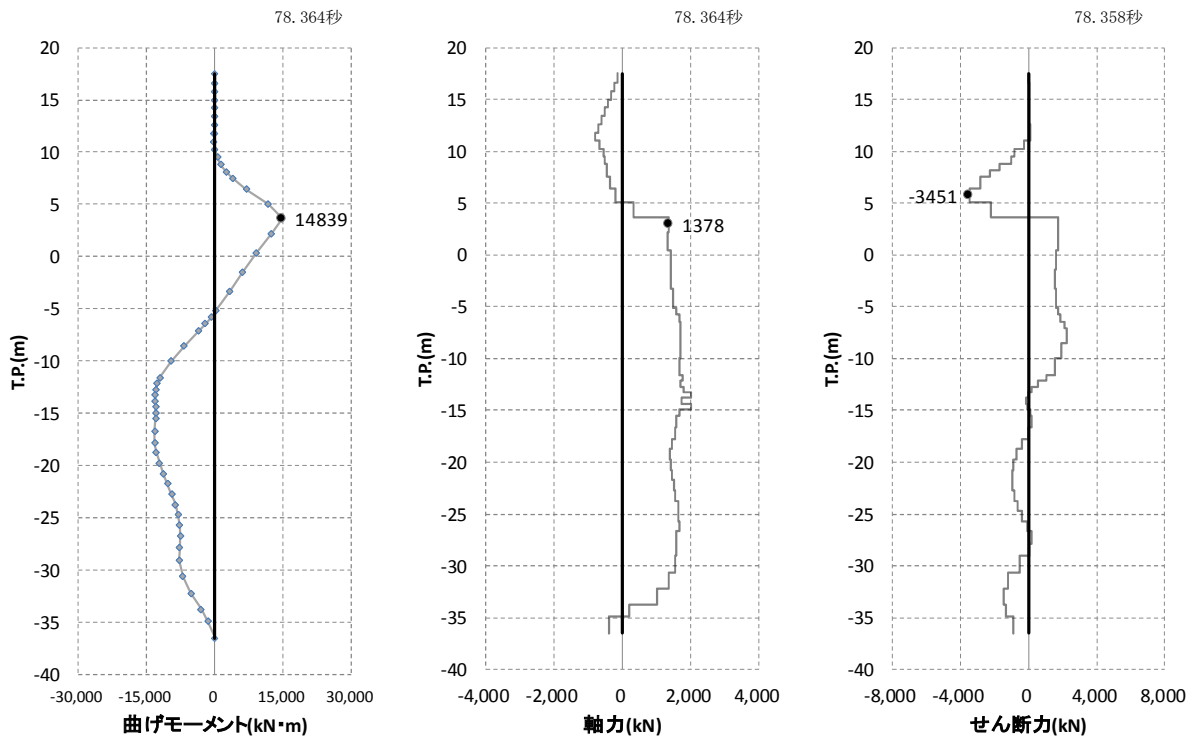


図 5.1-6 (6) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面⑤ (S_s - 1 2)

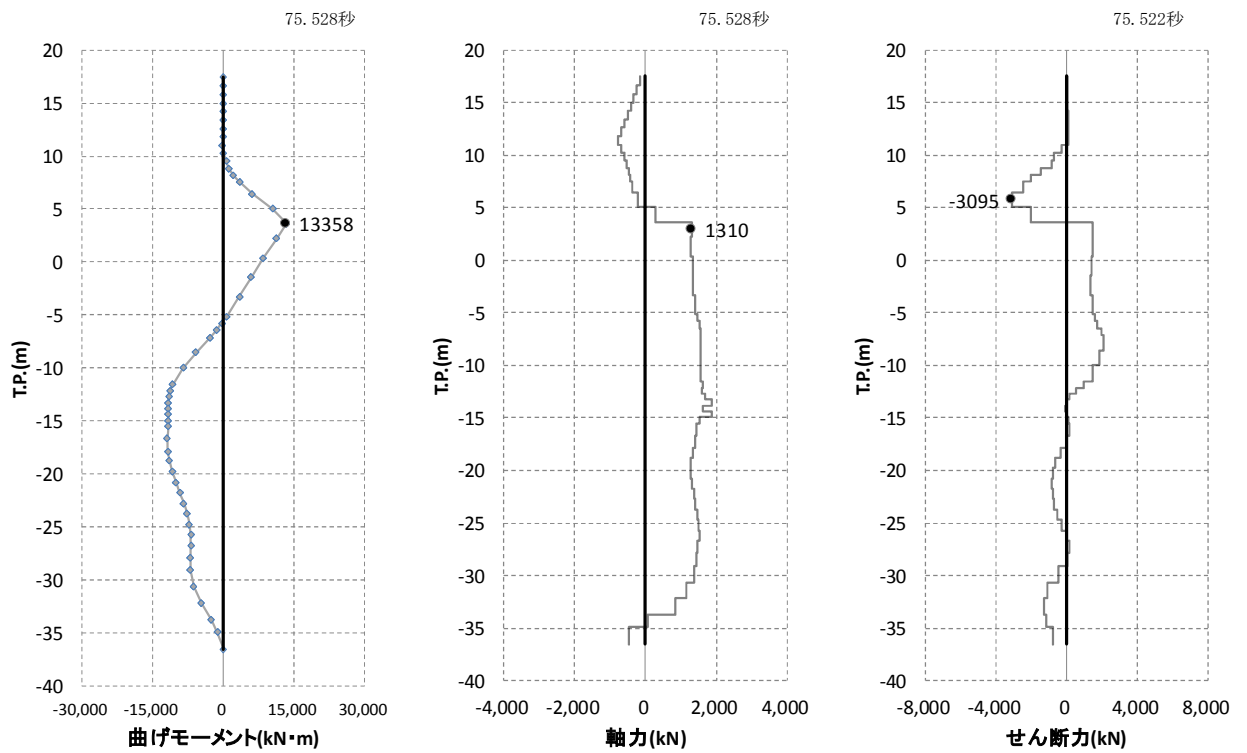


図 5.1-6 (7) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面⑤ (S_s-13)

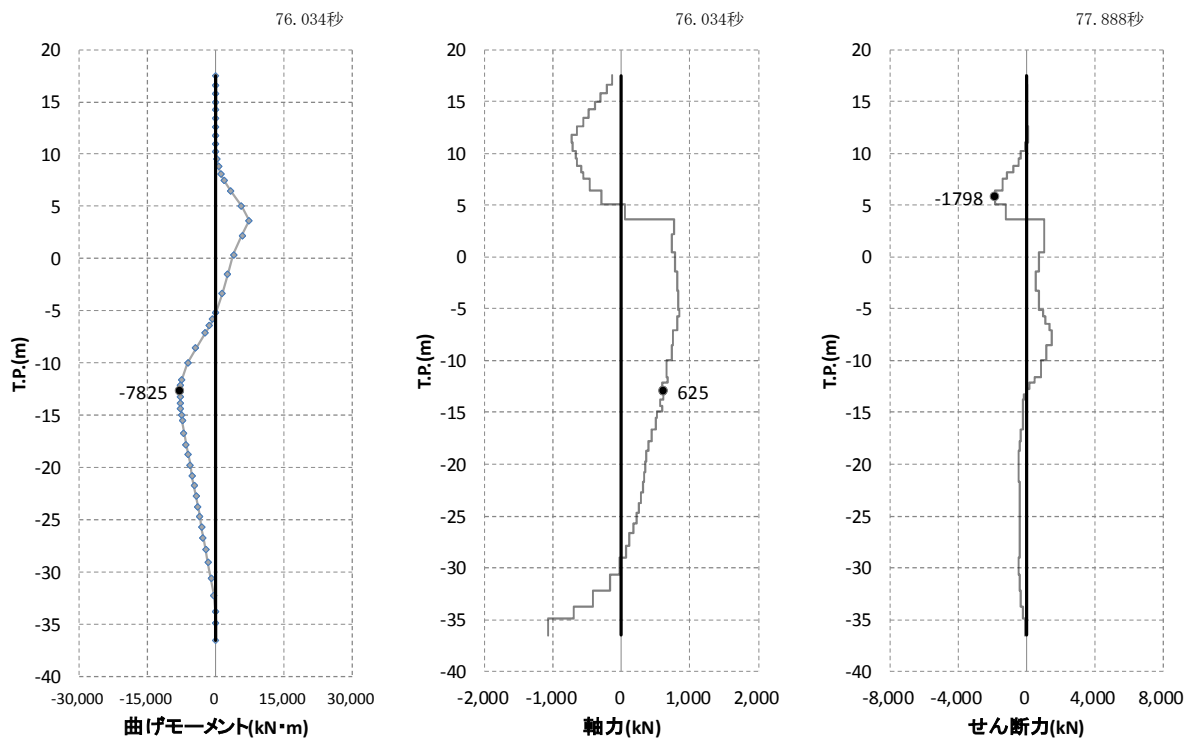


図 5.1-6 (8) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面⑤ (S_s-14)

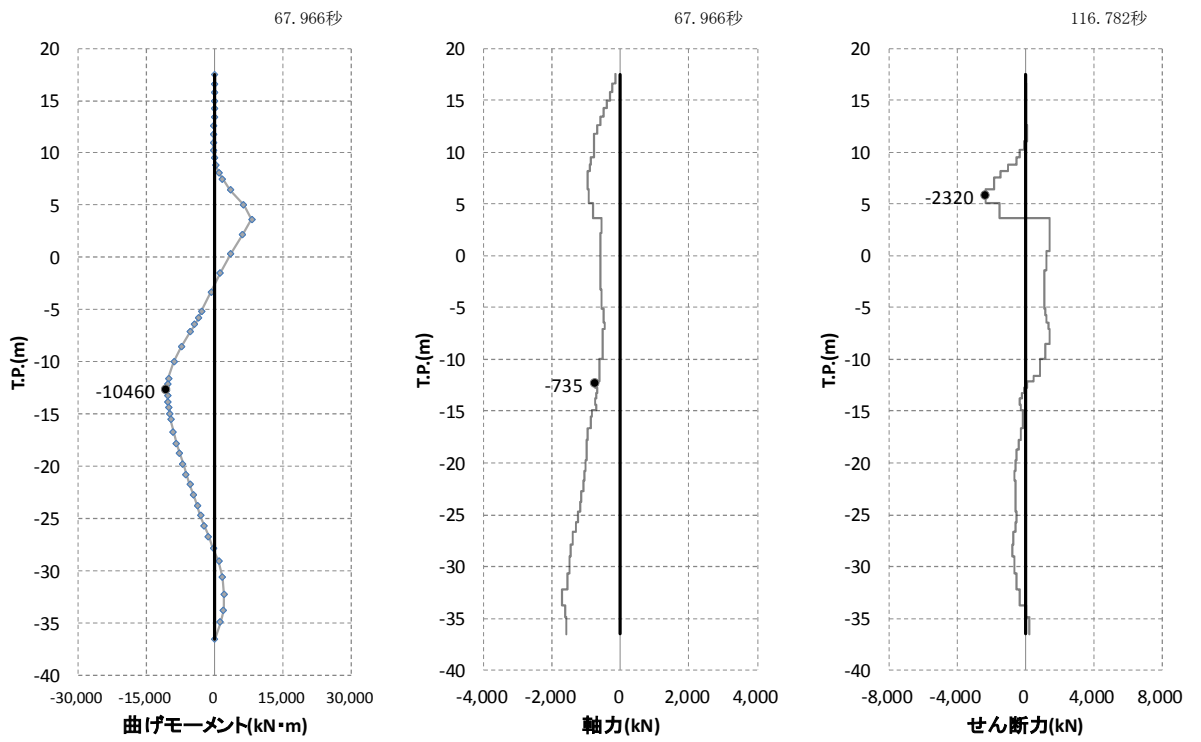


図 5.1-6 (9) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面⑤ (S_s-2 1)

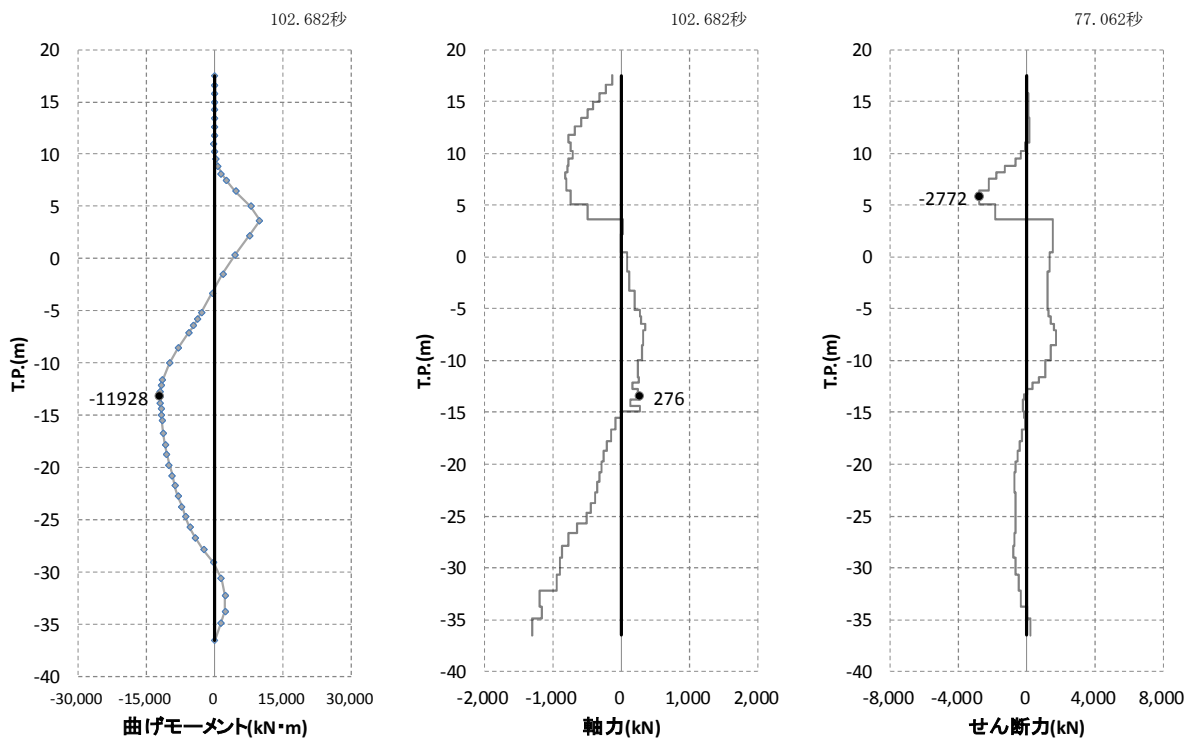


図 5.1-6 (10) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面⑤ (S_s-2 2)

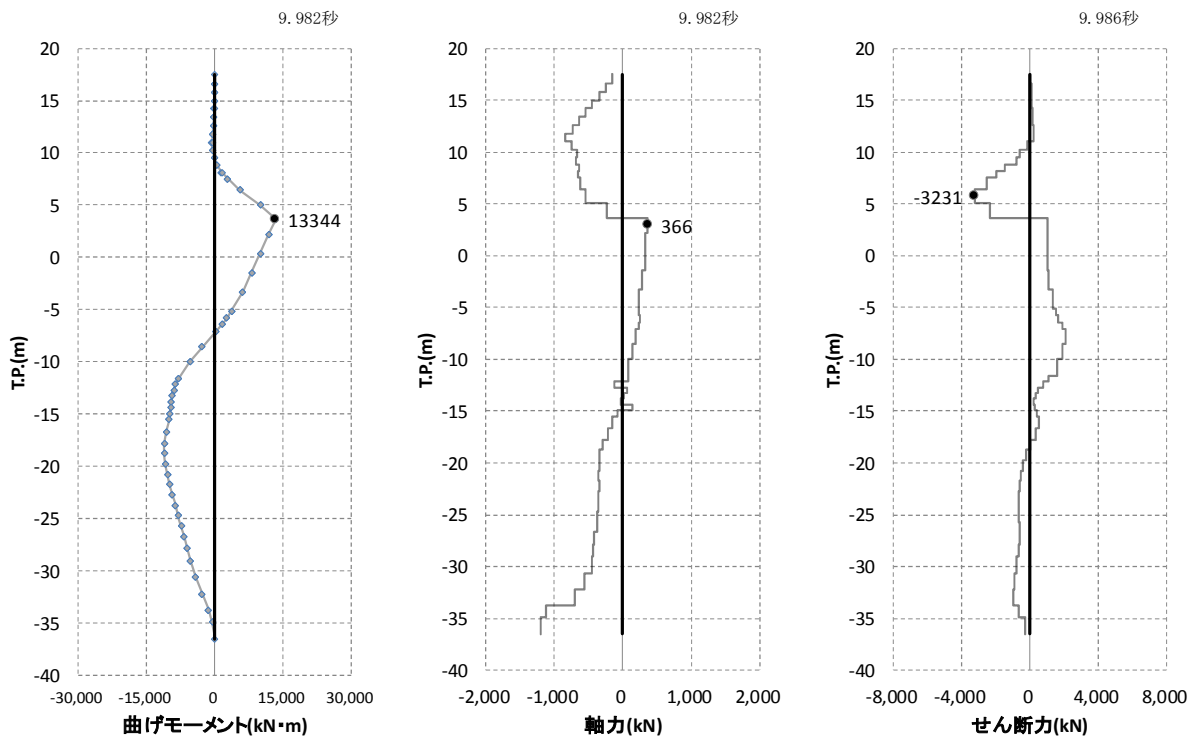


図 5.1-6 (11) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面⑤ (S_s-31 [H+, V+])

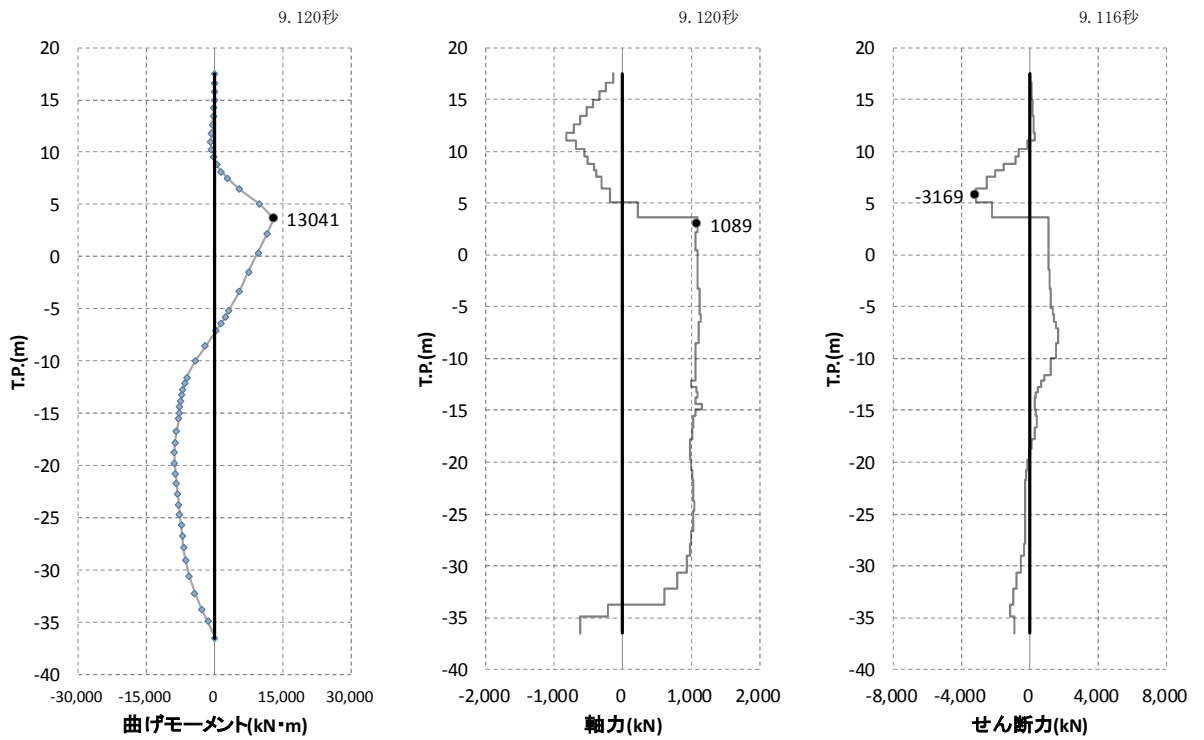


図 5.1-6 (12) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面⑤ (S_s-31 [H-, V+])

・ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース

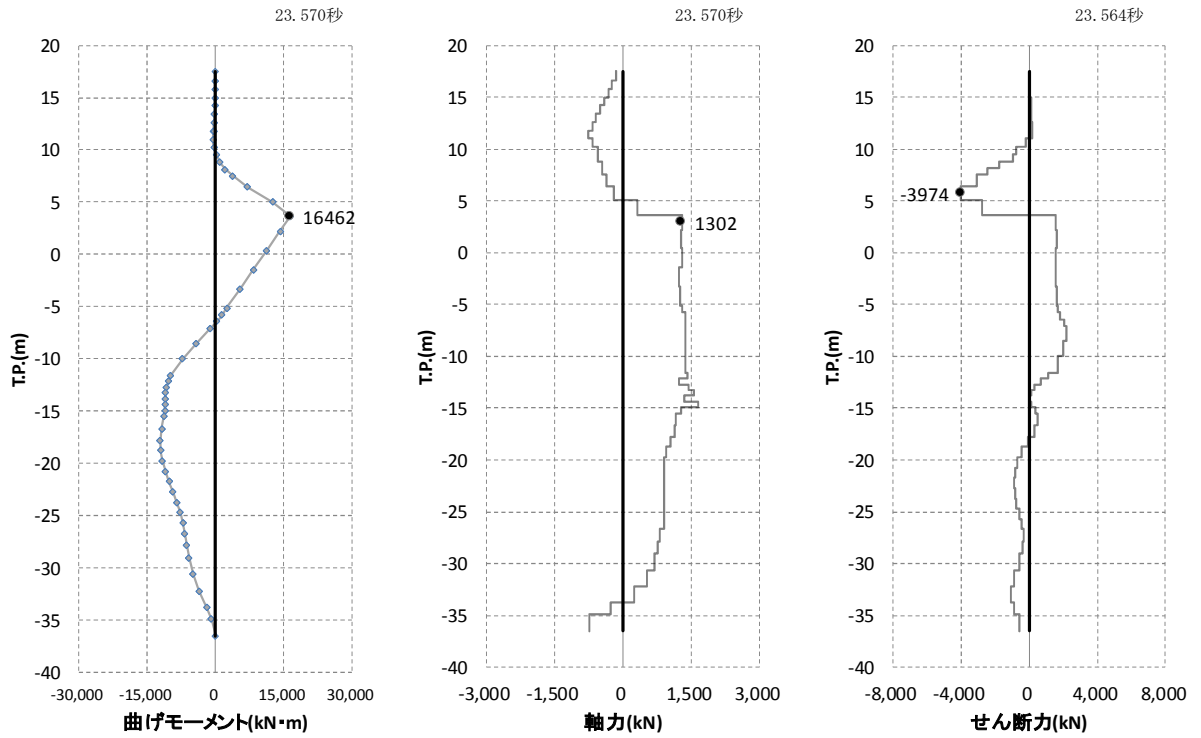


図 5.1-6 (13) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面⑤ (S_s-D 1 [H+,V-])

・ 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

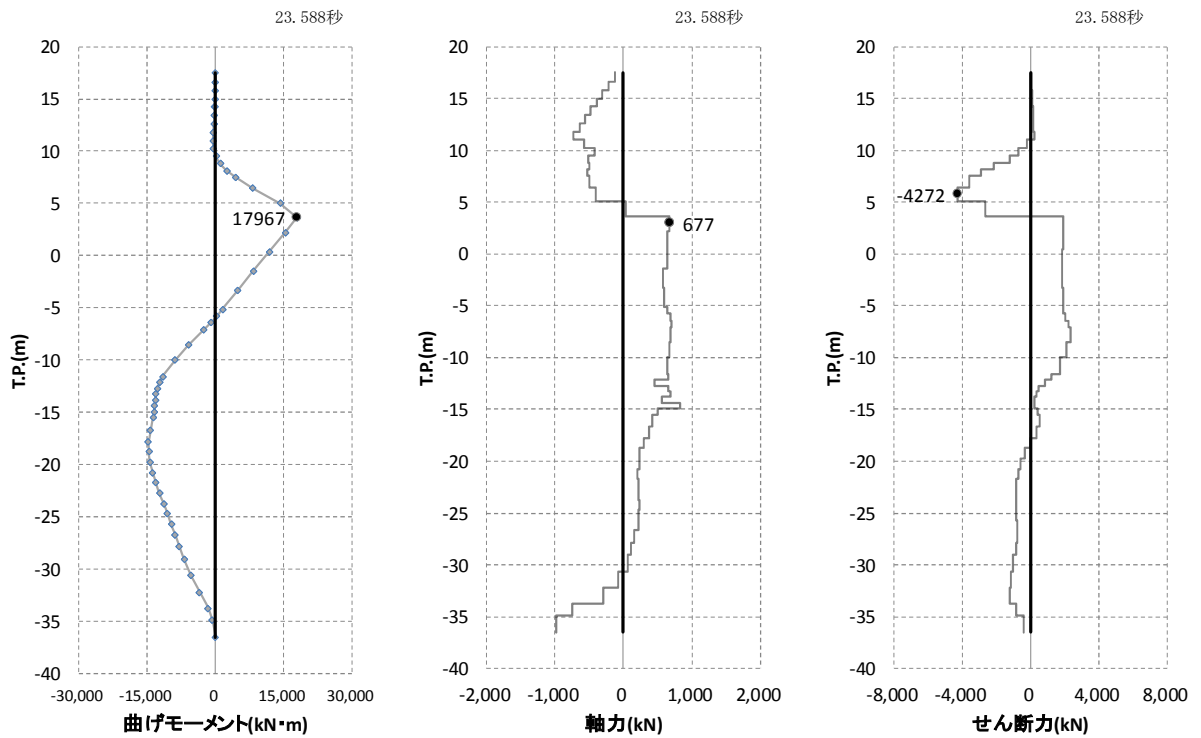


図 5.1-6 (14) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面⑤ (S_s-D 1 [H+,V-])

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

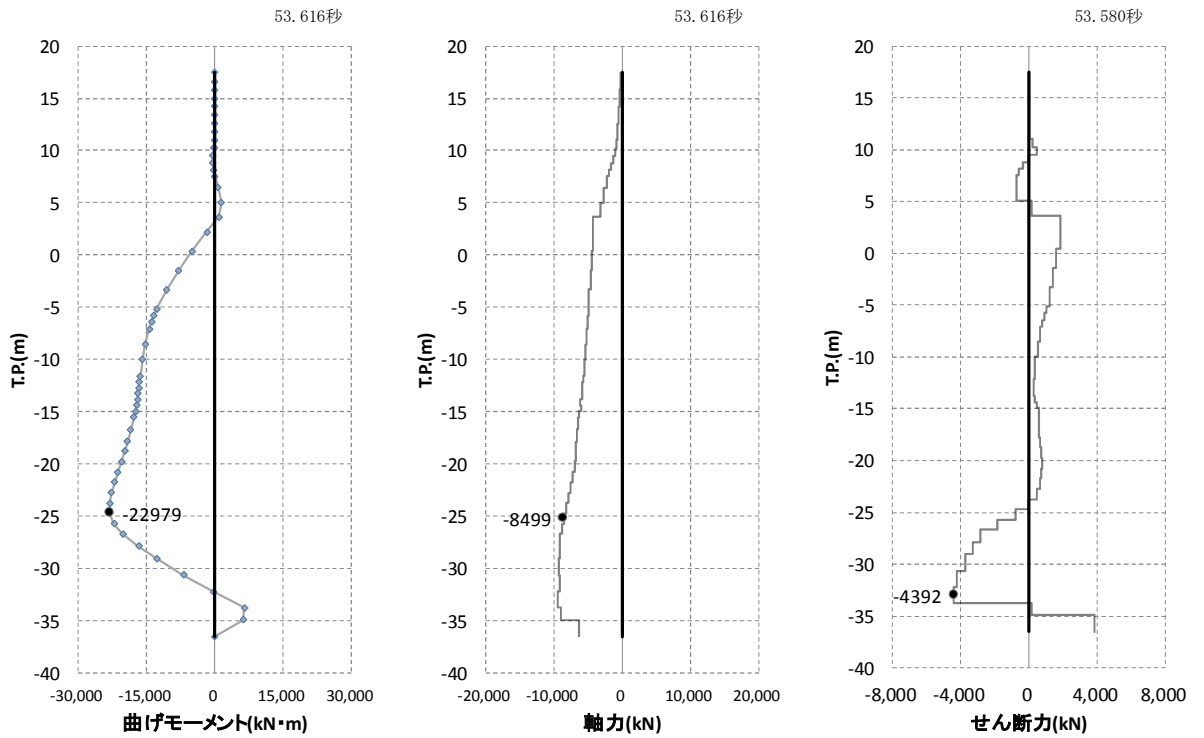


図 5.1-6 (15) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面⑤ (S_s-D1 [H+,V-])

- ・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

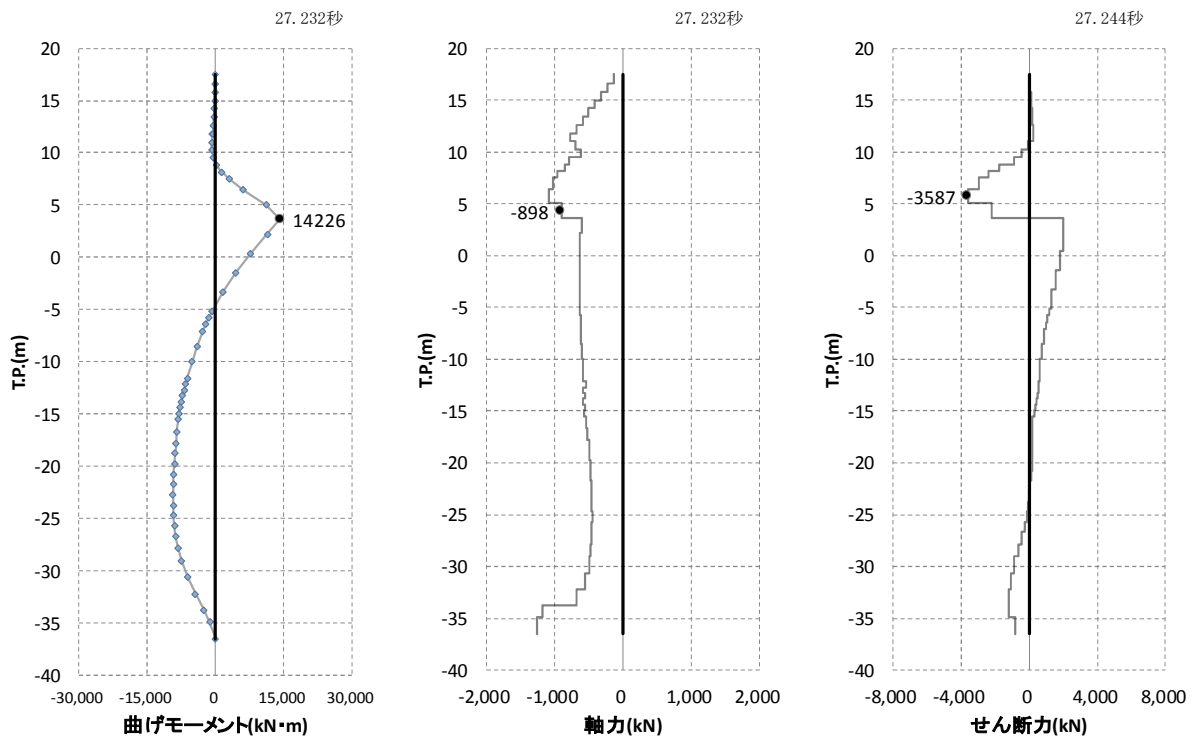


図 5.1-6 (16) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面⑤ (S_s-D1 [H+,V-])

- ・ 検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

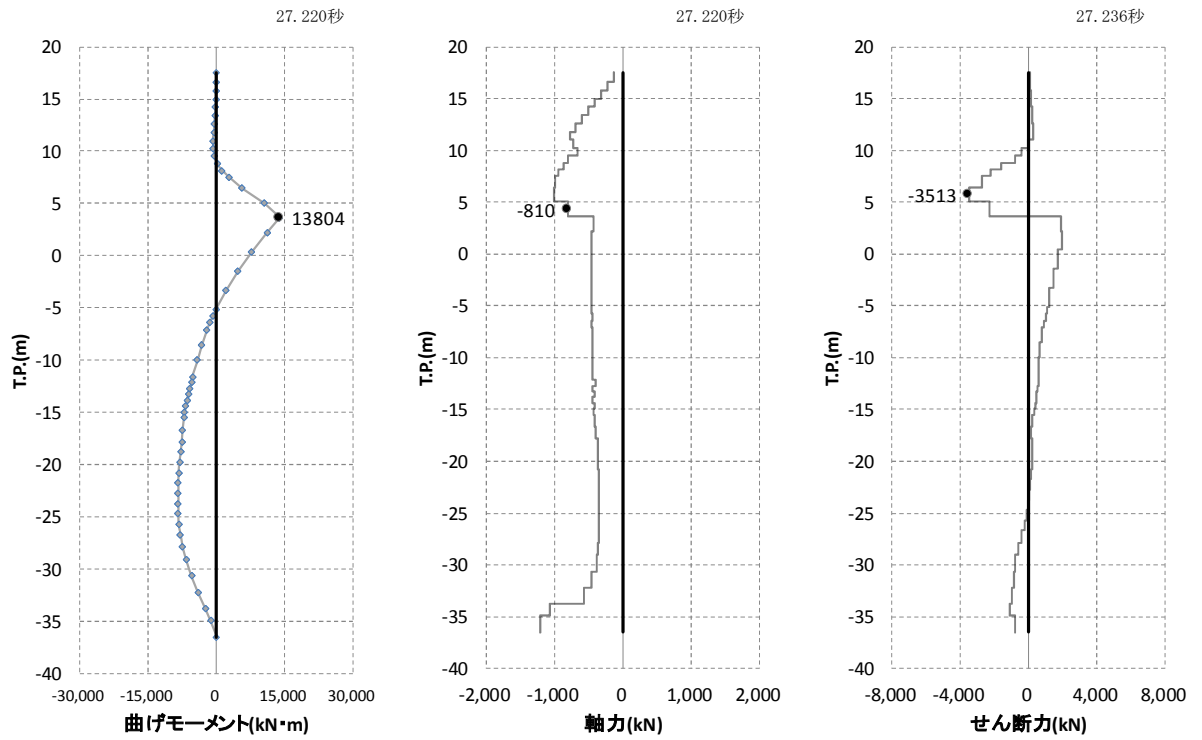


図 5.1-6 (17) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：断面⑤ (S_s-D1 [H+,V-])

(2) 最大せん断ひずみ分布図

a. 断面①

- ・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

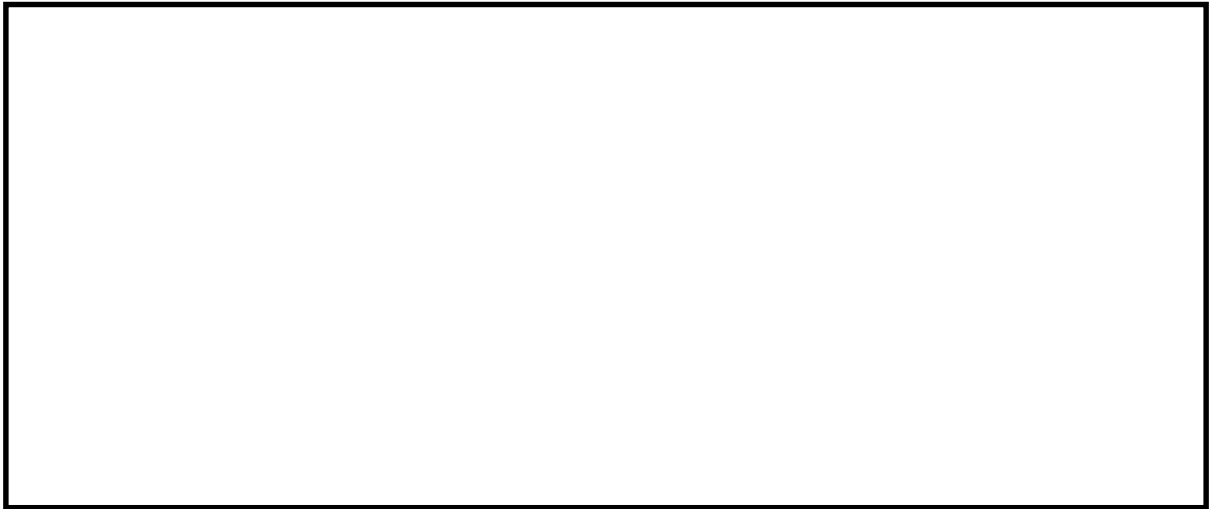


図 5.1-7 (1) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

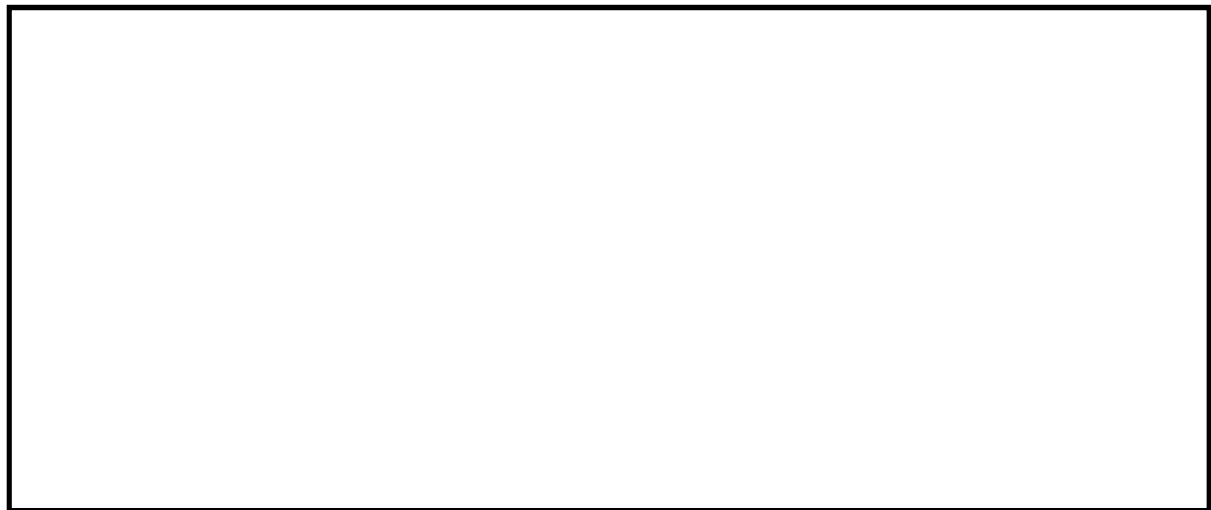


図 5.1-7 (2) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

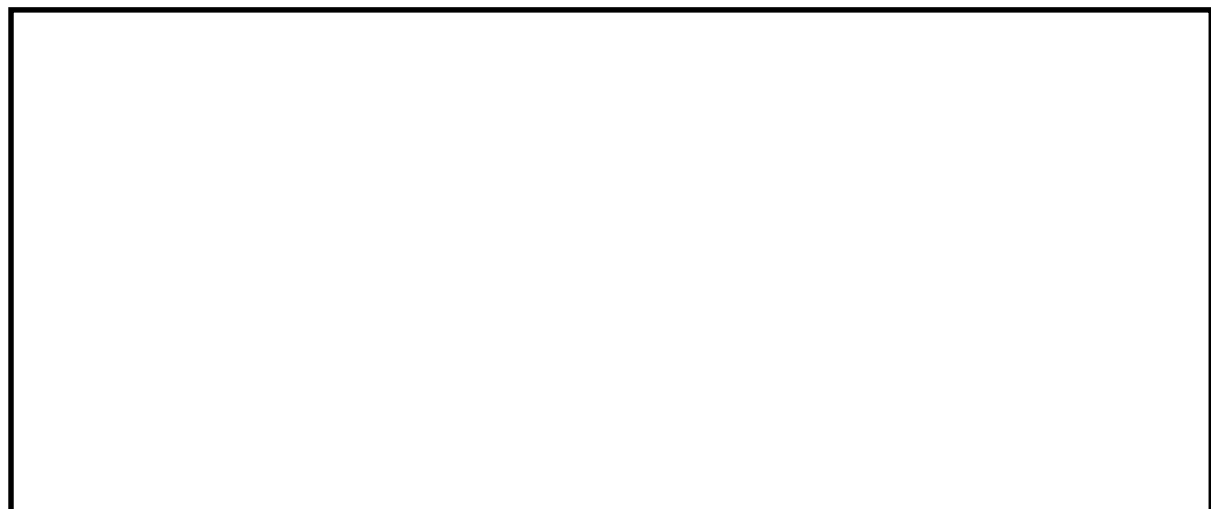


図 5.1-7 (3) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)



図 5.1-7 (4) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)



図 5.1-7 (5) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 1$)

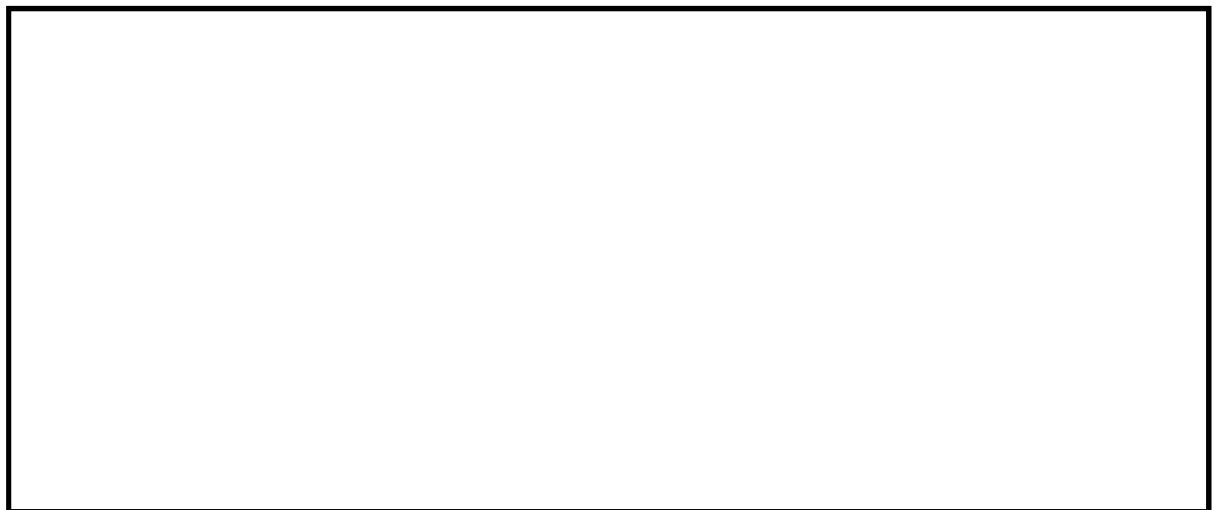


図 5.1-7 (6) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 2$)

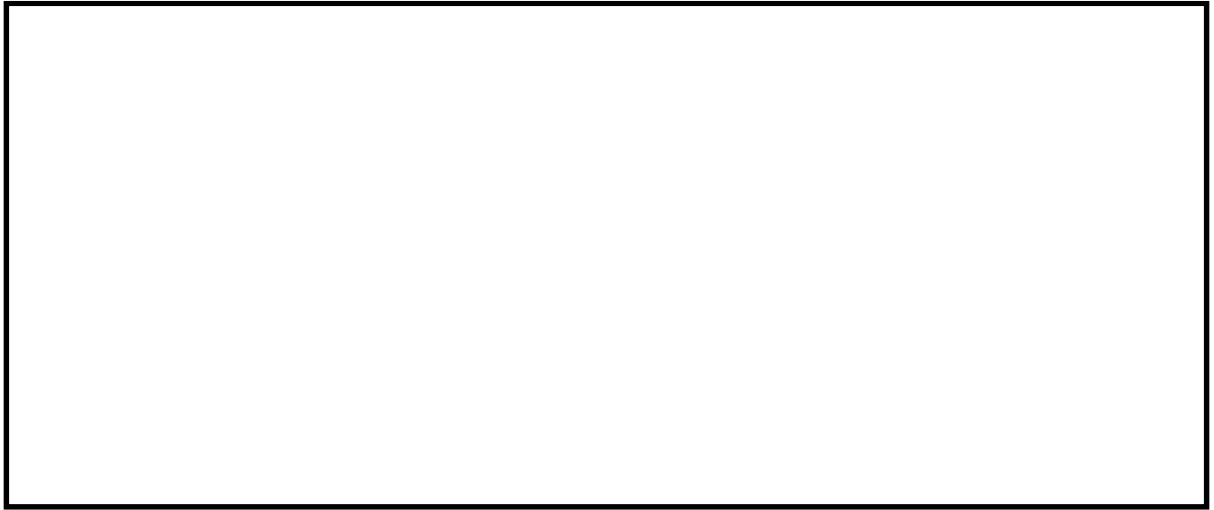


図 5.1-7 (7) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 13$)

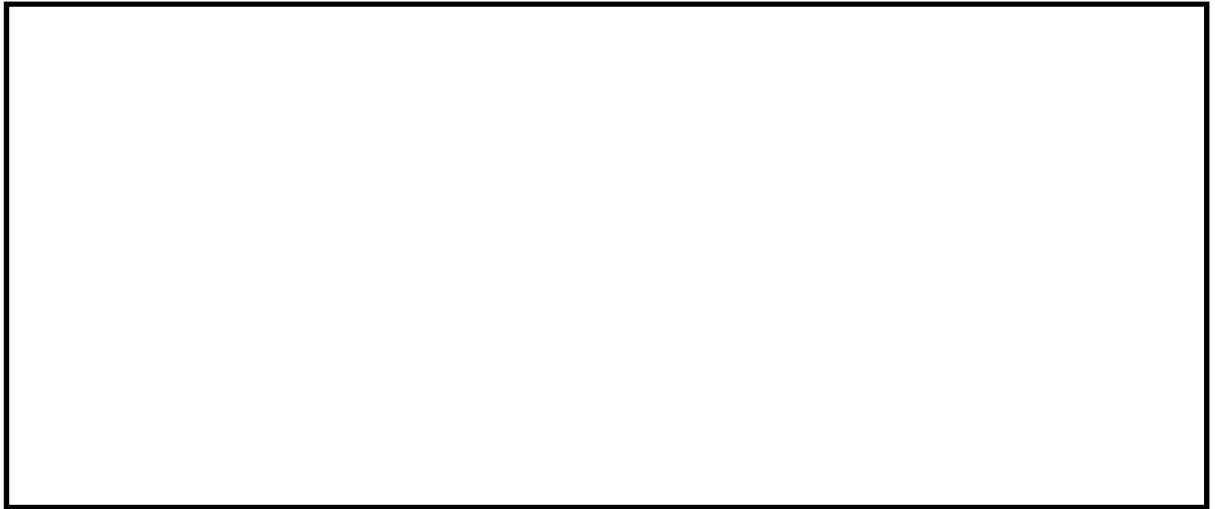


図 5.1-7 (8) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 14$)



図 5.1-7 (9) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 21$)



図 5.1-7 (10) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2 2$)



図 5.1-7 (11) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)



図 5.1-7 (12) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

- ・検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース



図 5.1-7 (13) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3.1 [H-, V+]$)

- ・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース



図 5.1-7 (14) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3.1 [H-, V+]$)

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



図 5.1-7 (15) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31$ [H-, V+])

- ・検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

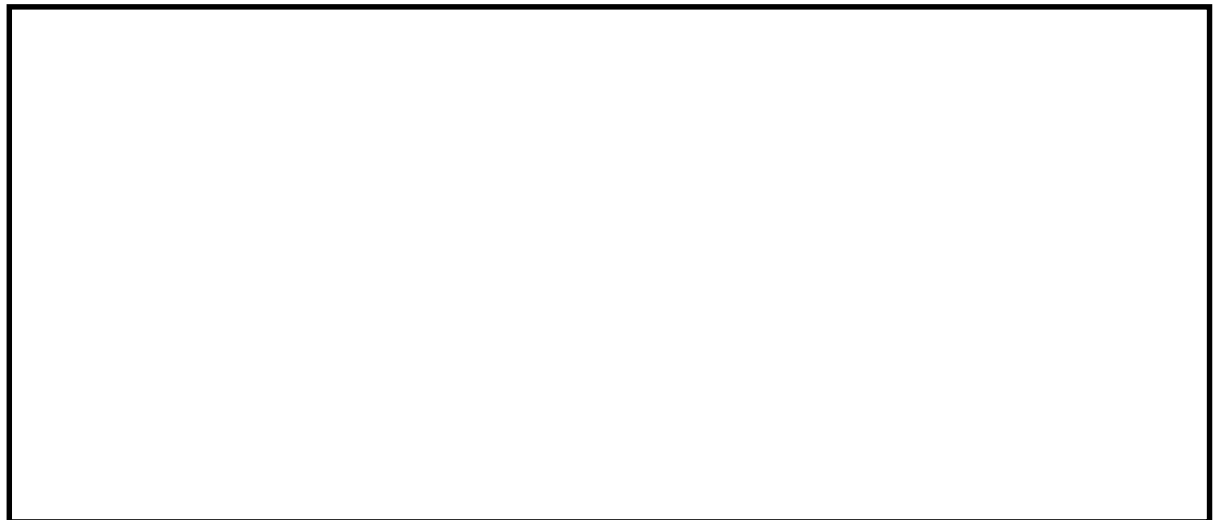


図 5.1-7 (16) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31$ [H-, V+])

- ・検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

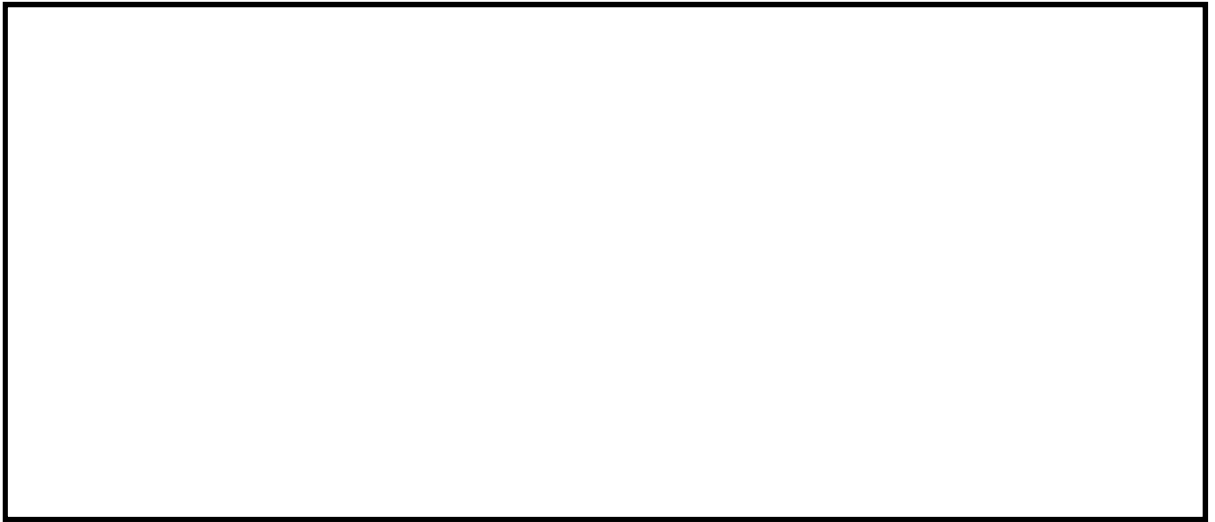


図 5.1-7 (17) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31$ [H-, V+])

b. 断面②

- ・検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース



図 5.1-8 (1) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1$ [H+, V+])

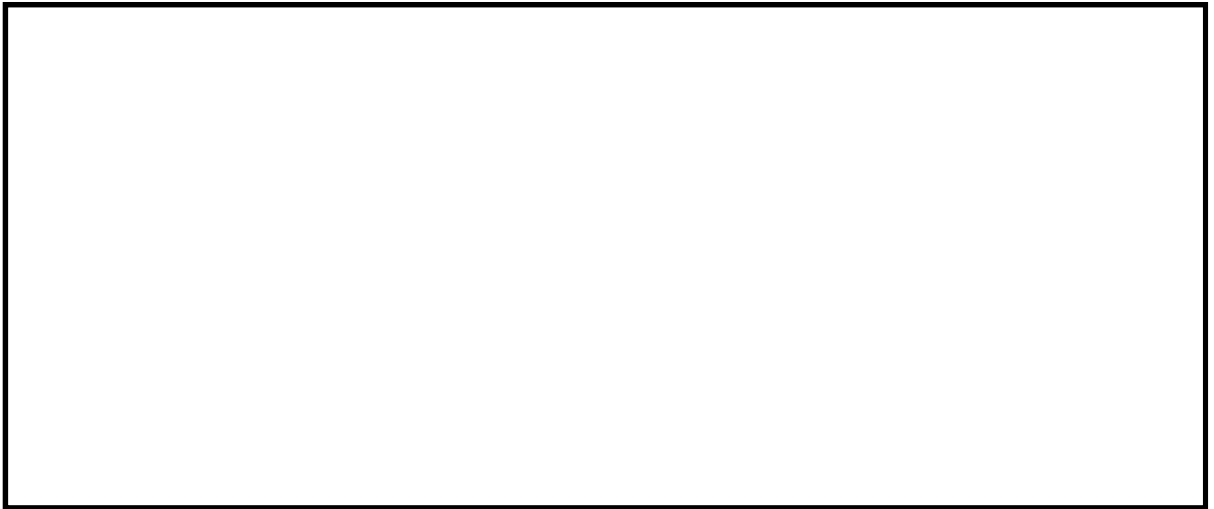


図 5.1-8 (2) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

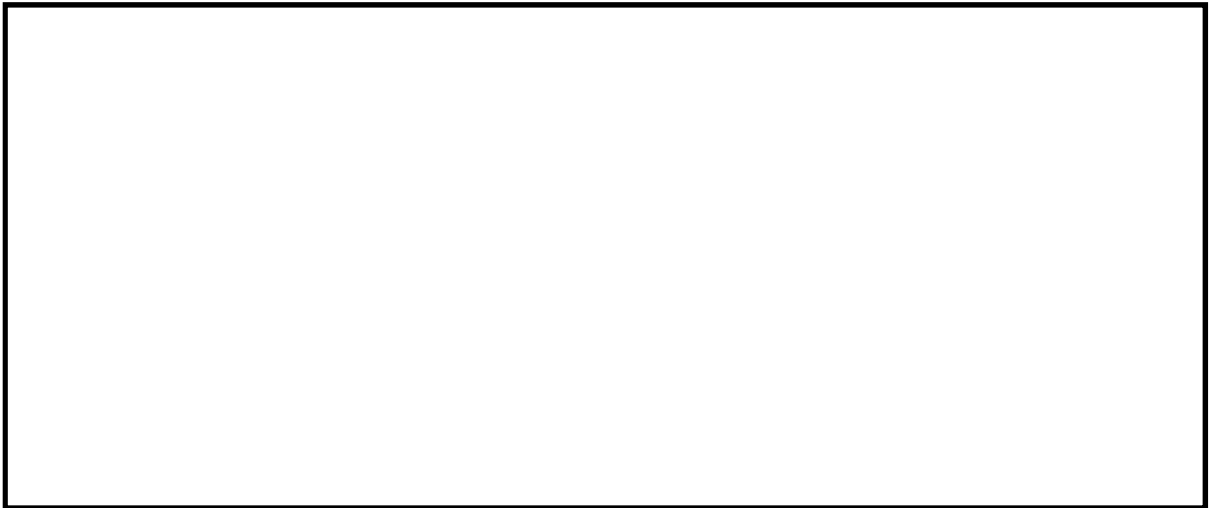


図 5.1-8 (3) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

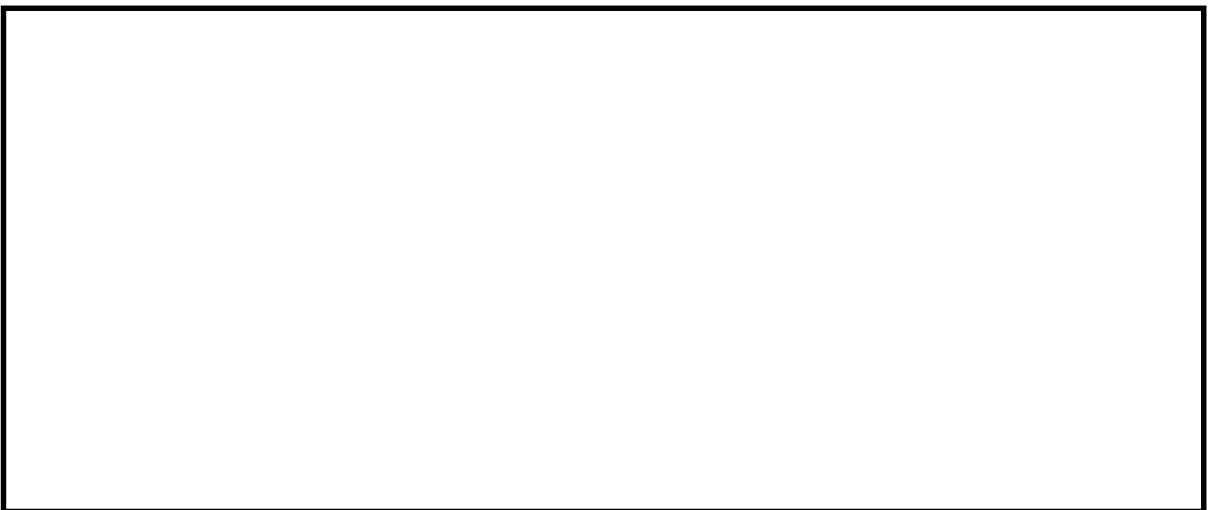


図 5.1-8 (4) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)



図 5.1-8 (5) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 1$)

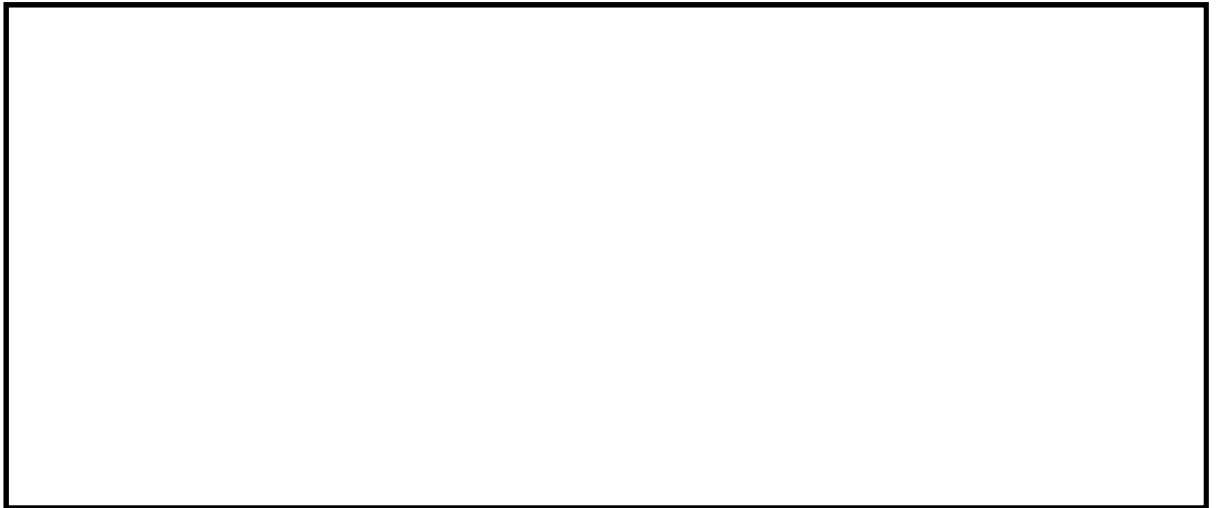


図 5.1-8 (6) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 2$)



図 5.1-8 (7) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 3$)



図 5.1-8 (8) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 14$)



図 5.1-8 (9) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 21$)

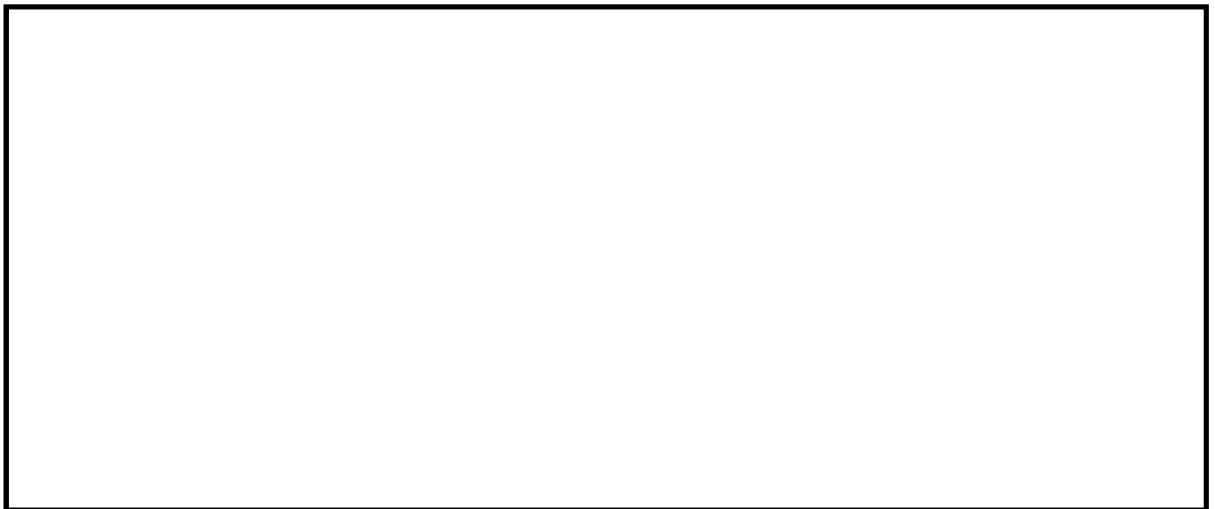


図 5.1-8 (10) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 22$)

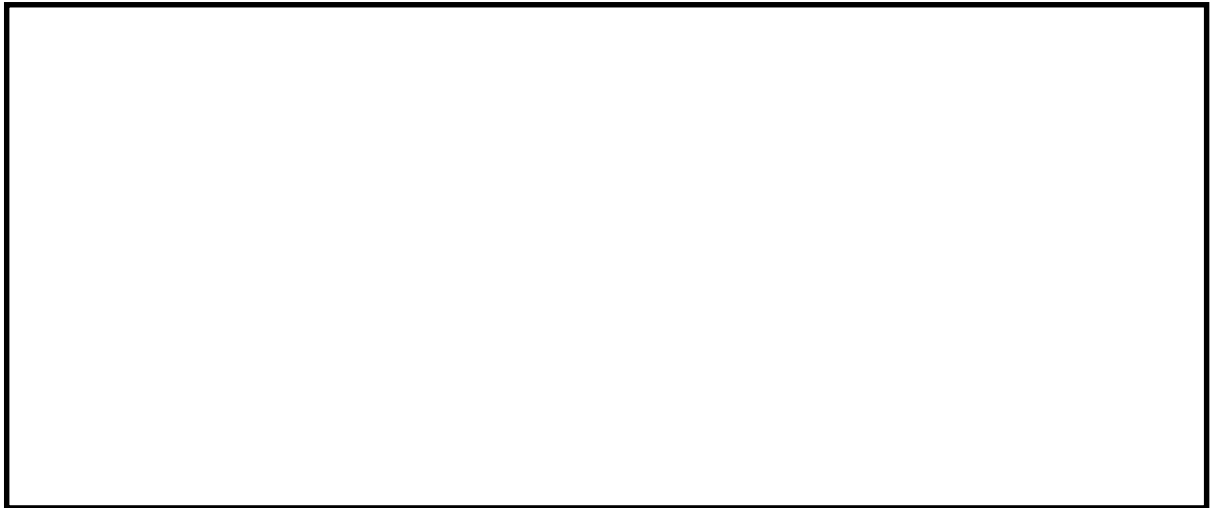


図 5.1-8 (11) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)



図 5.1-8 (12) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

- ・ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース

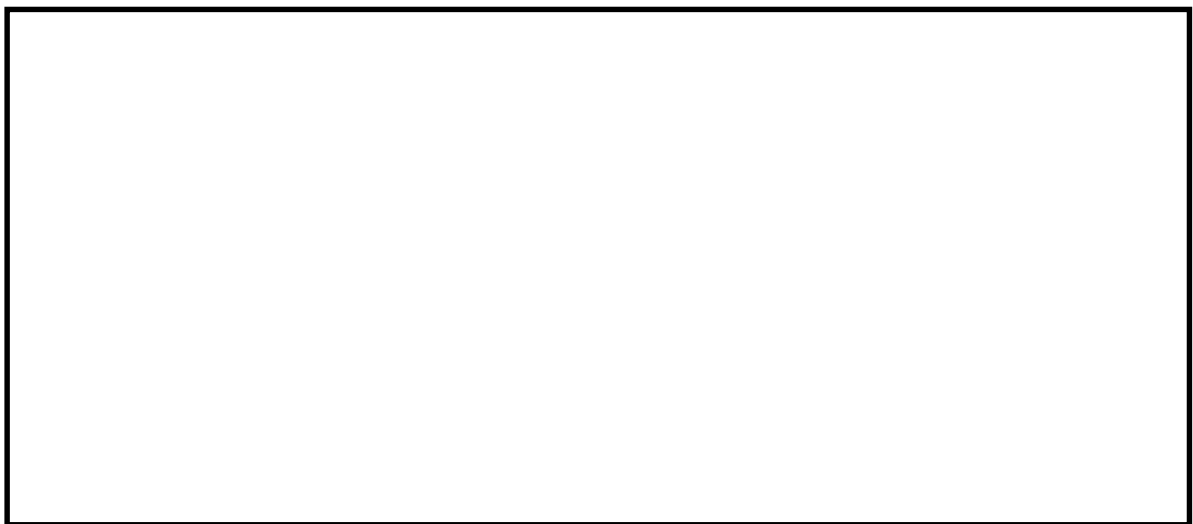


図 5.1-8 (13) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

- ・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース



図 5.1-8 (14) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31$ [H-, V+])

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

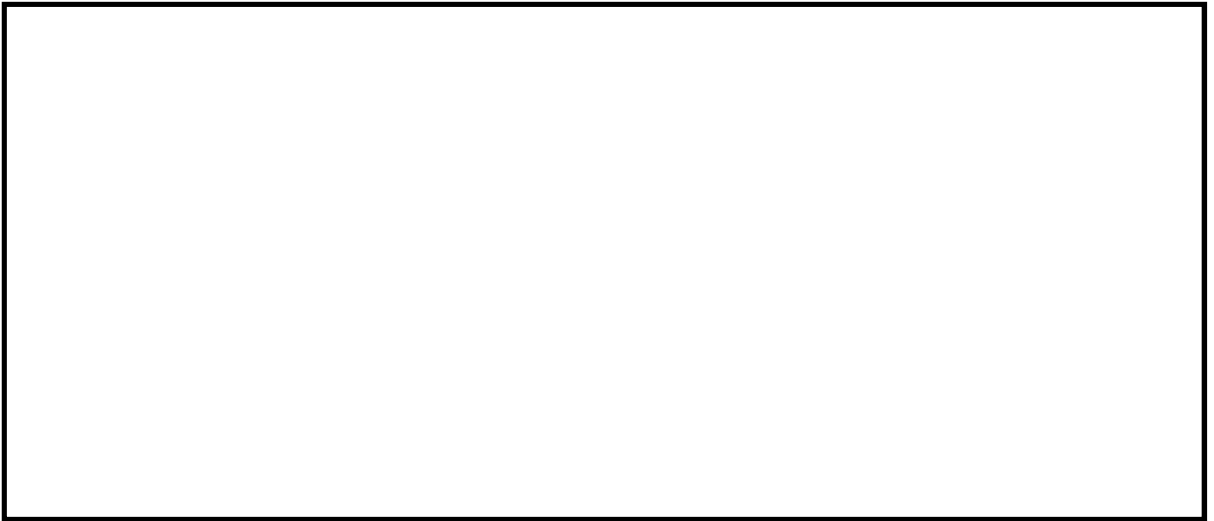


図 5.1-8 (15) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31$ [H-, V+])

- ・検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース



図 5.1-8 (16) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3.1 [H-, V+]$)

- ・検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

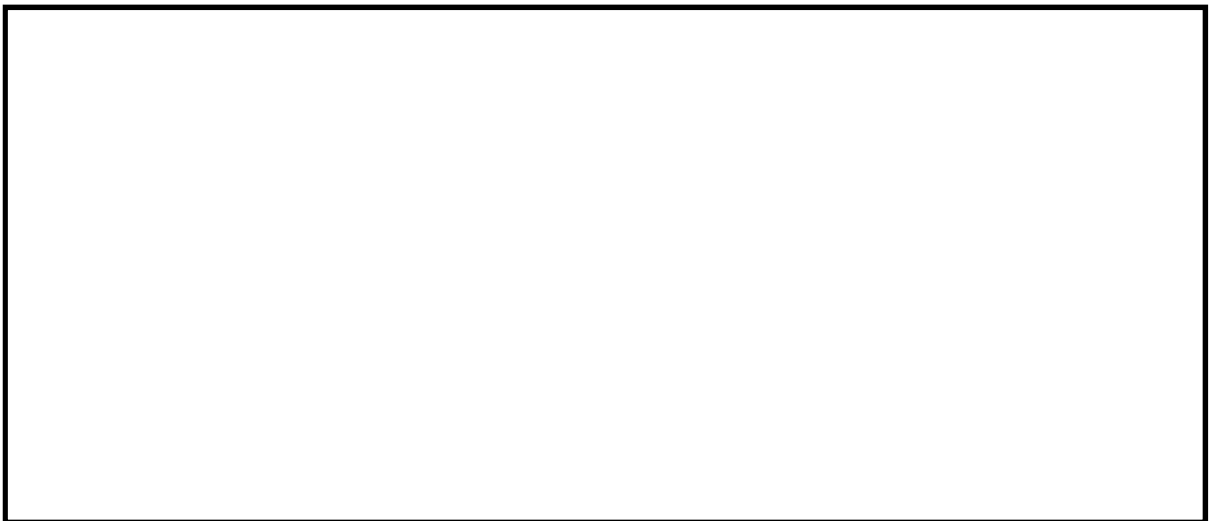


図 5.1-8 (17) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3.1 [H-, V+]$)

c. 断面③

- ・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

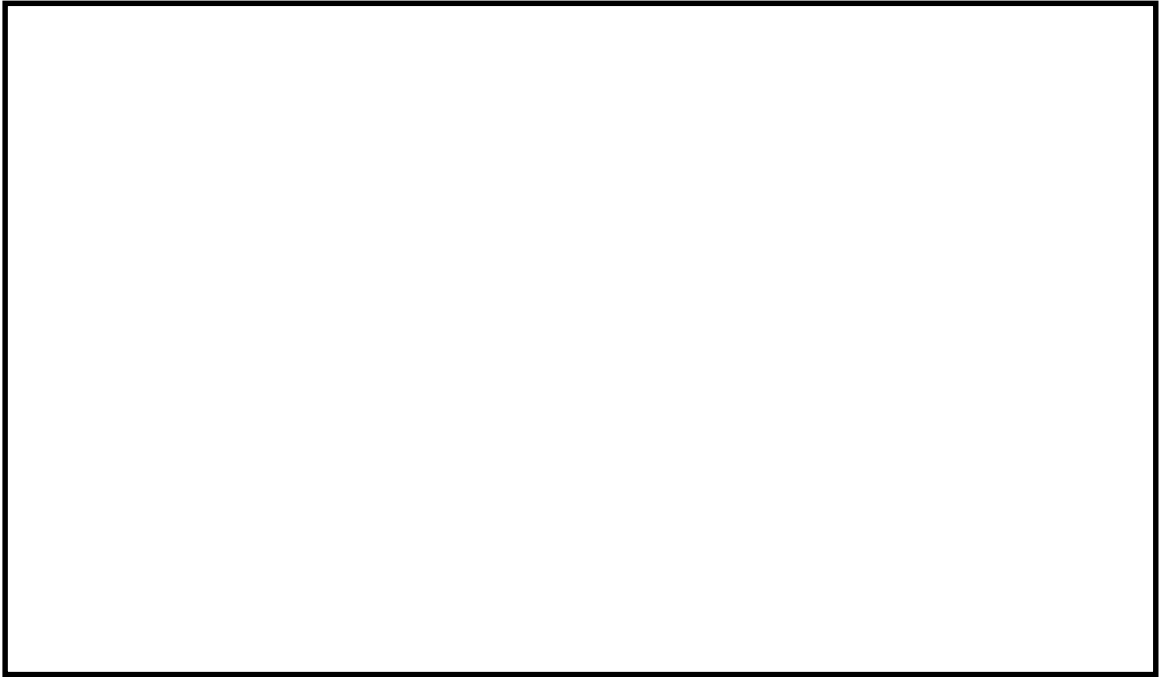


図 5.1-9 (1) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

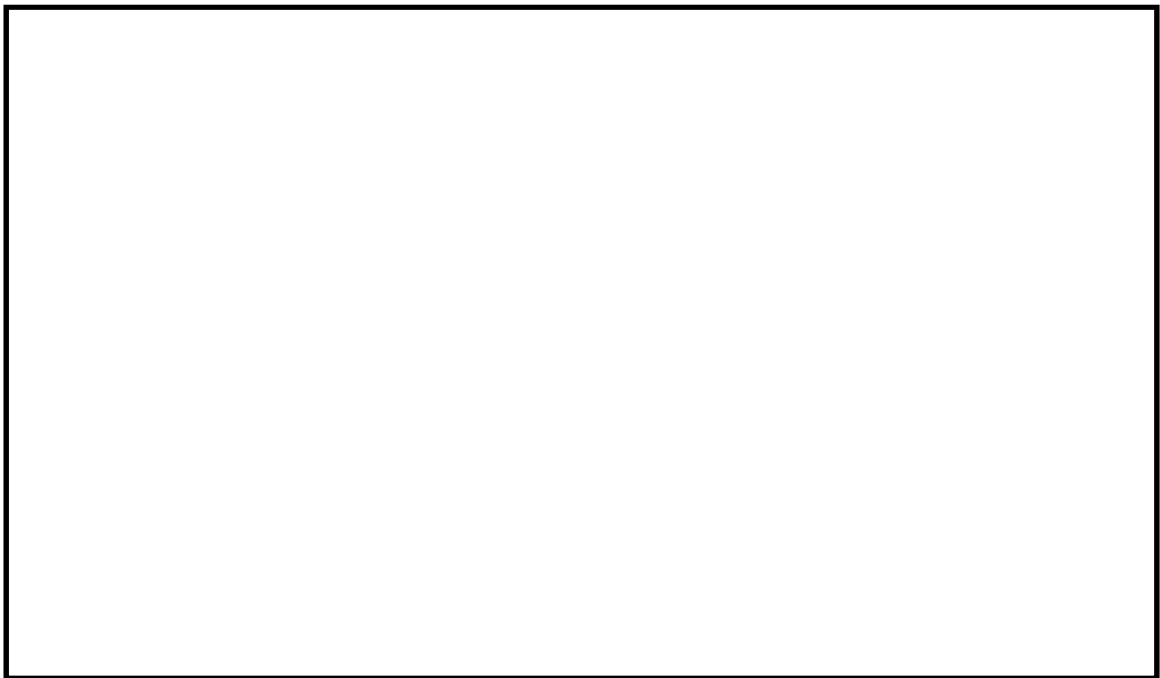


図 5.1-9 (2) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

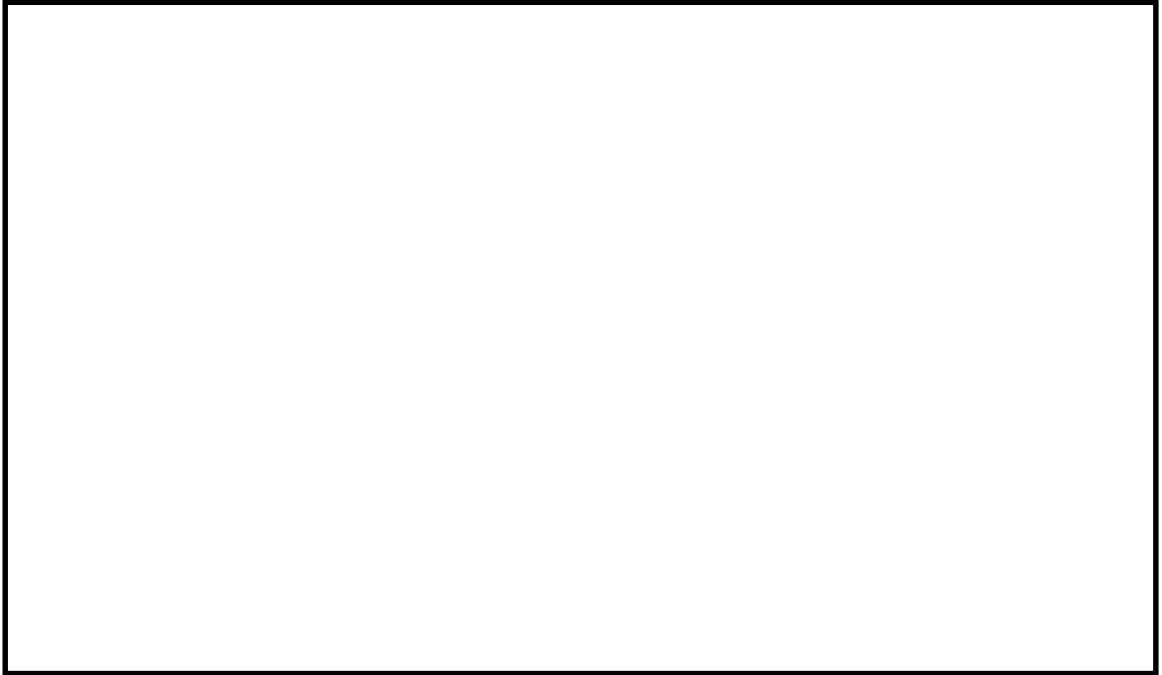


図 5.1-9 (3) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

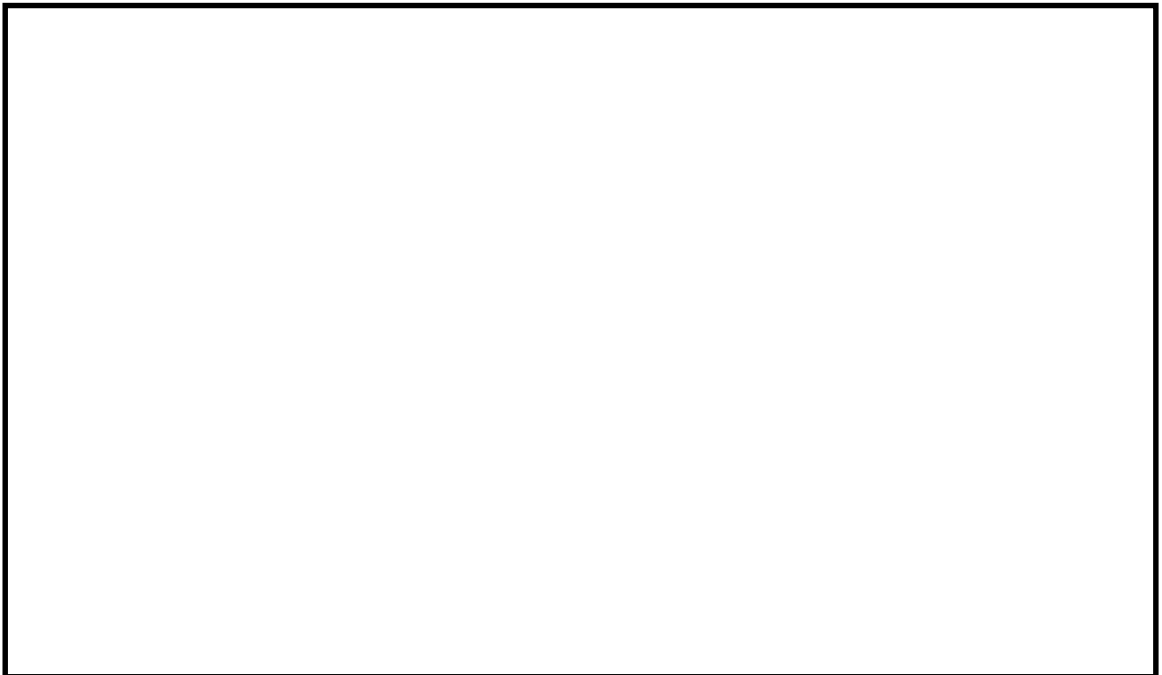


図 5.1-9 (4) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)



図 5.1-9 (5) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 1$)

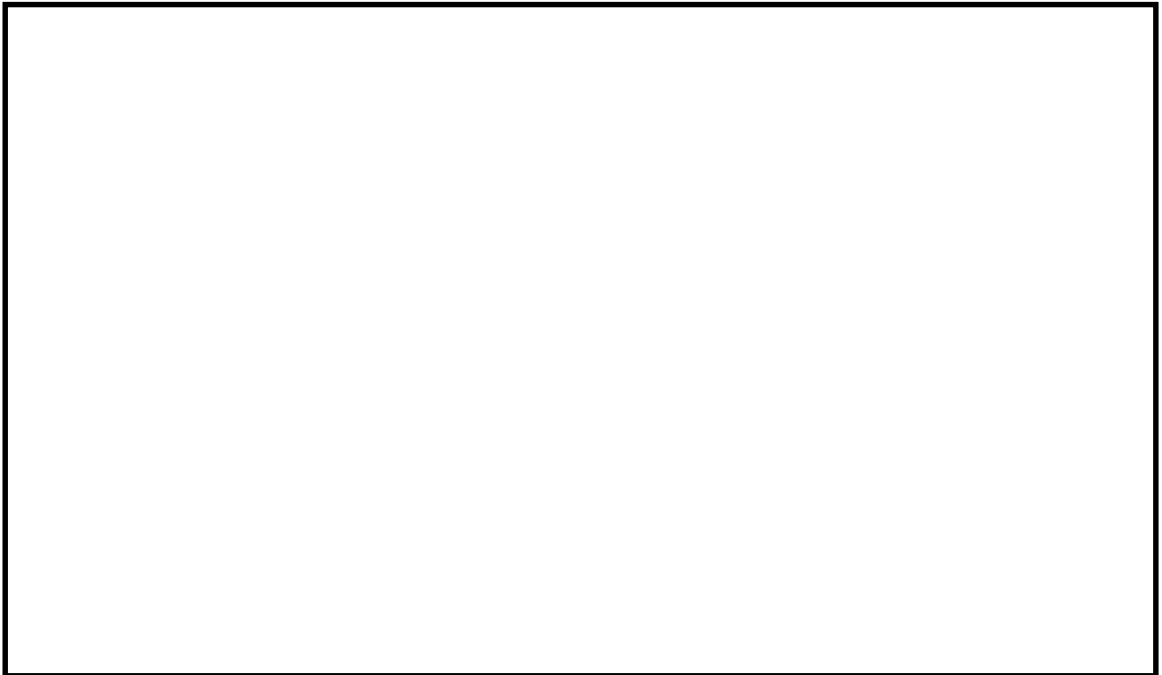


図 5.1-9 (6) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 2$)

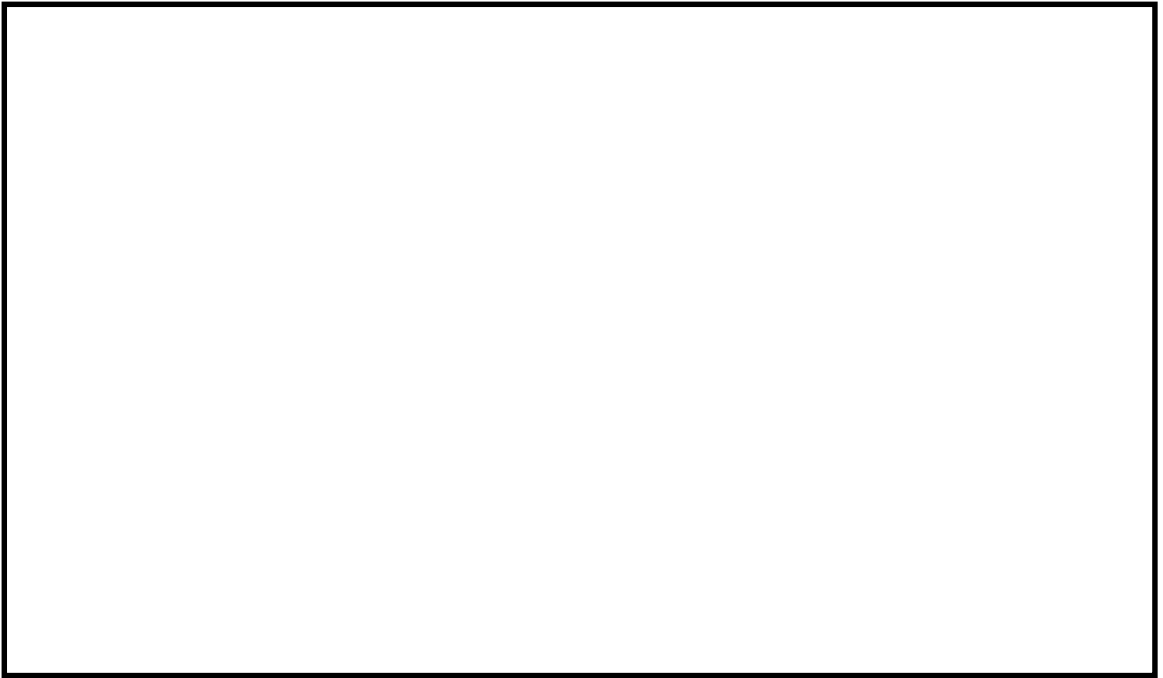


図 5.1-9 (7) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 13$)

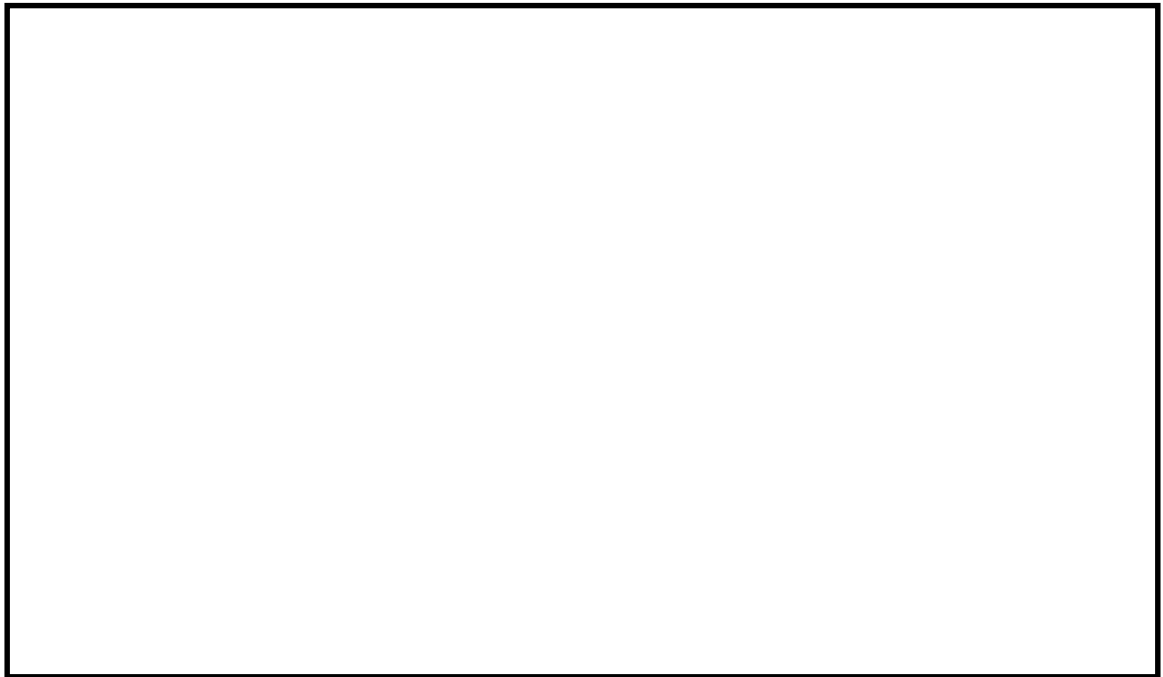


図 5.1-9 (8) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 14$)



図 5.1-9 (9) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 21$)

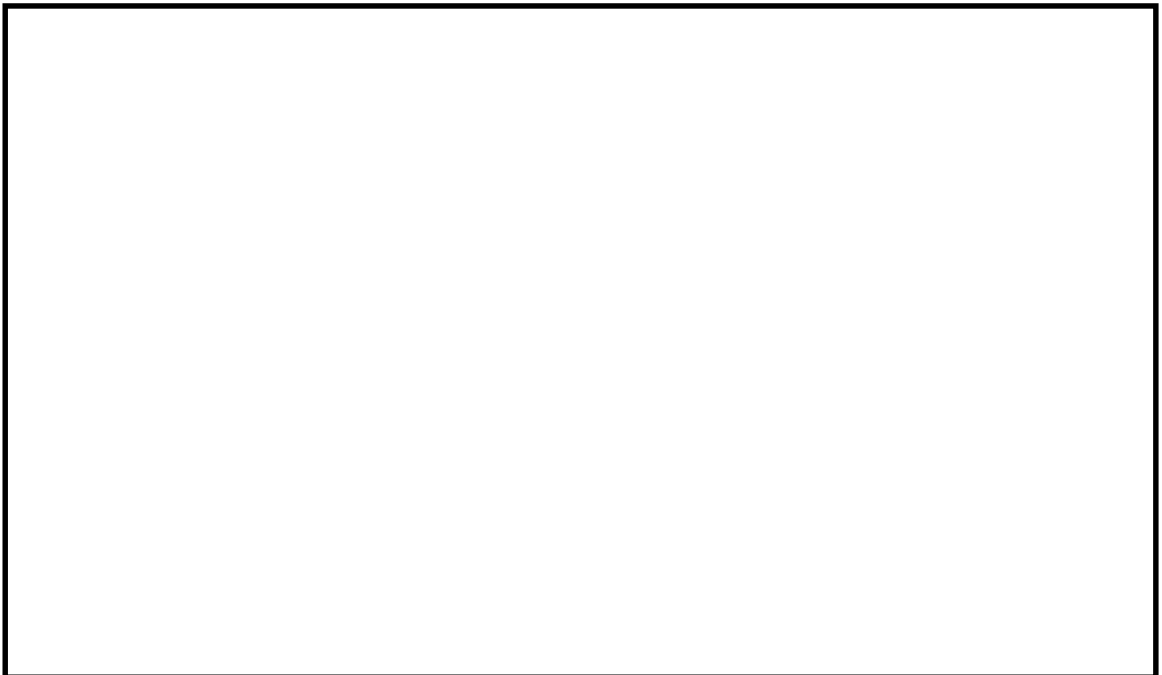


図 5.1-9 (10) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 22$)

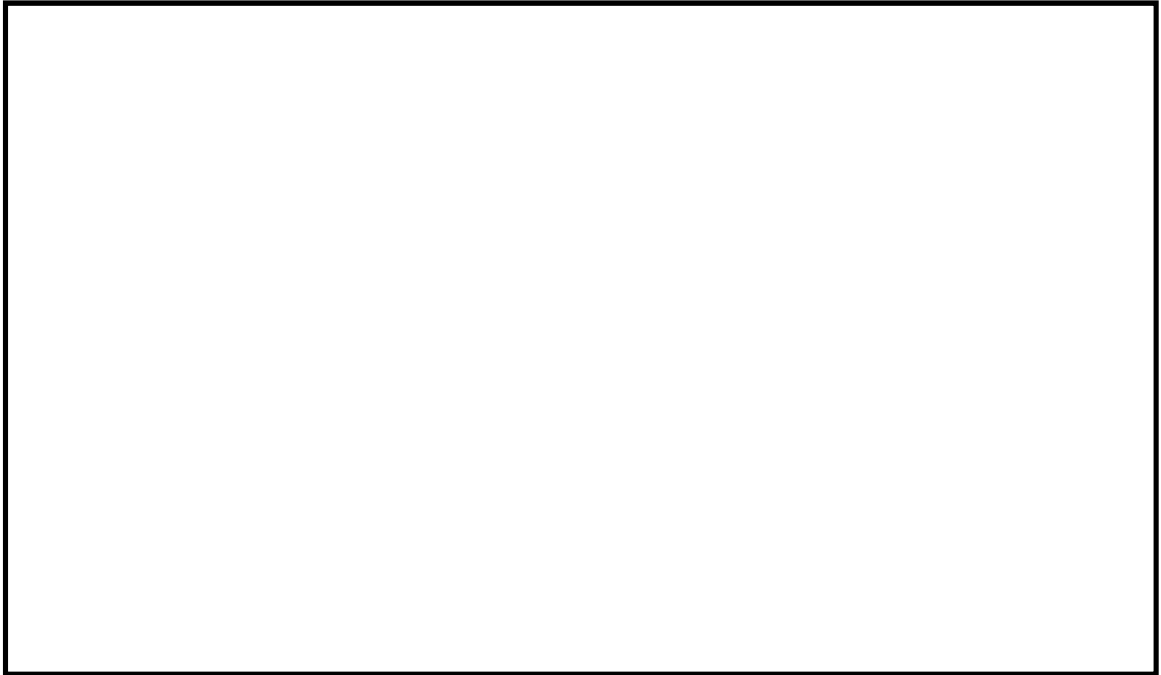


図 5.1-9 (11) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3.1$ [H+,V+])

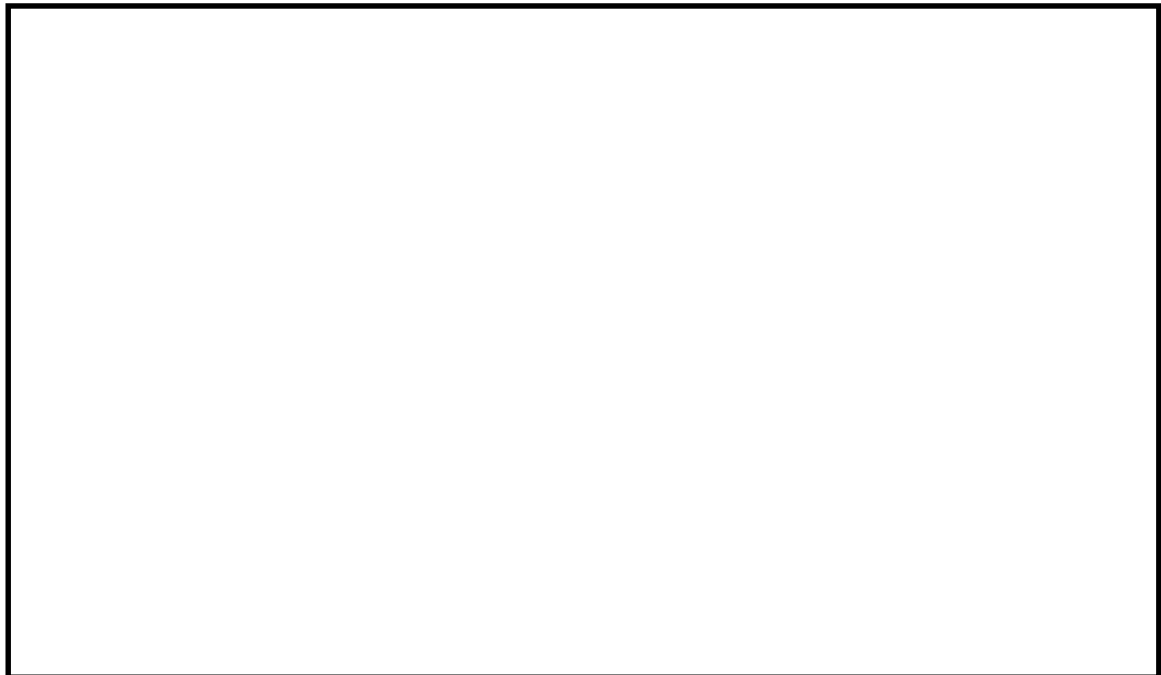


図 5.1-9 (12) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3.1$ [H-,V+])

- ・検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース

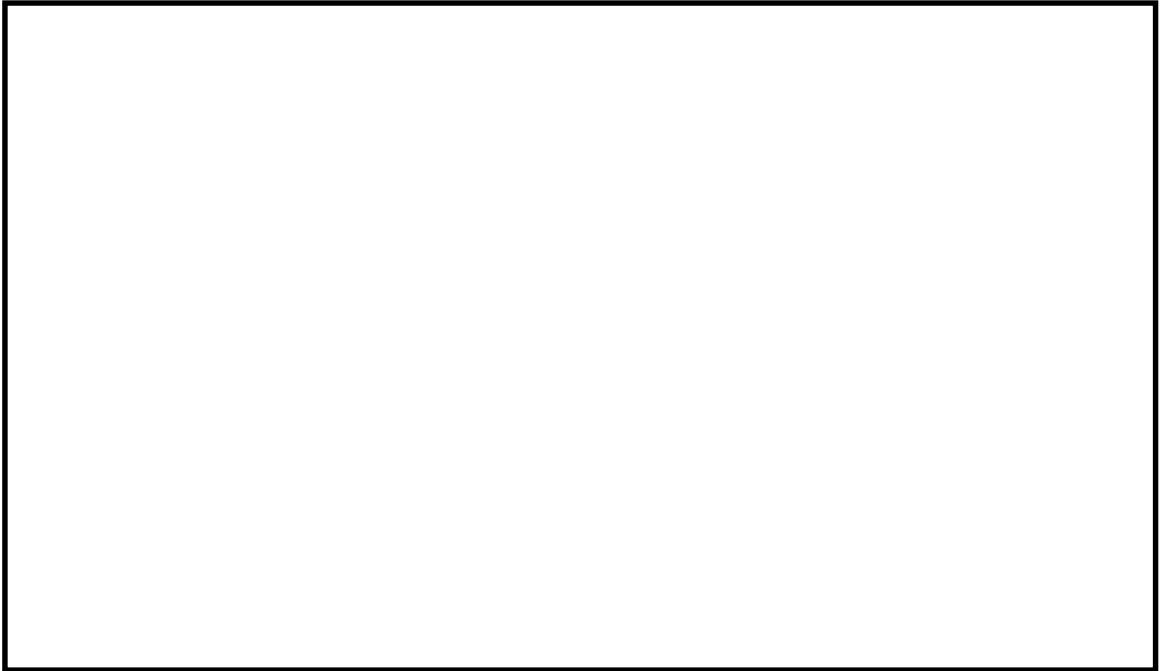


図 5.1-9 (13) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1$ [H+, V+])

- ・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

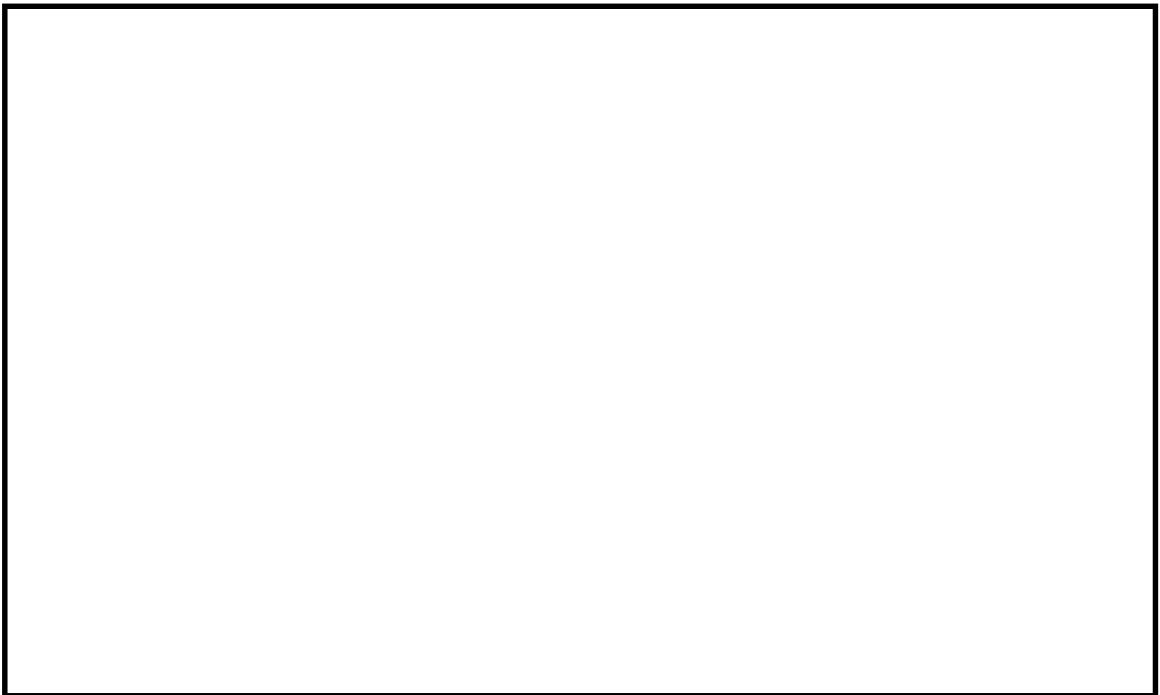


図 5.1-9 (14) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1$ [H+, V+])

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

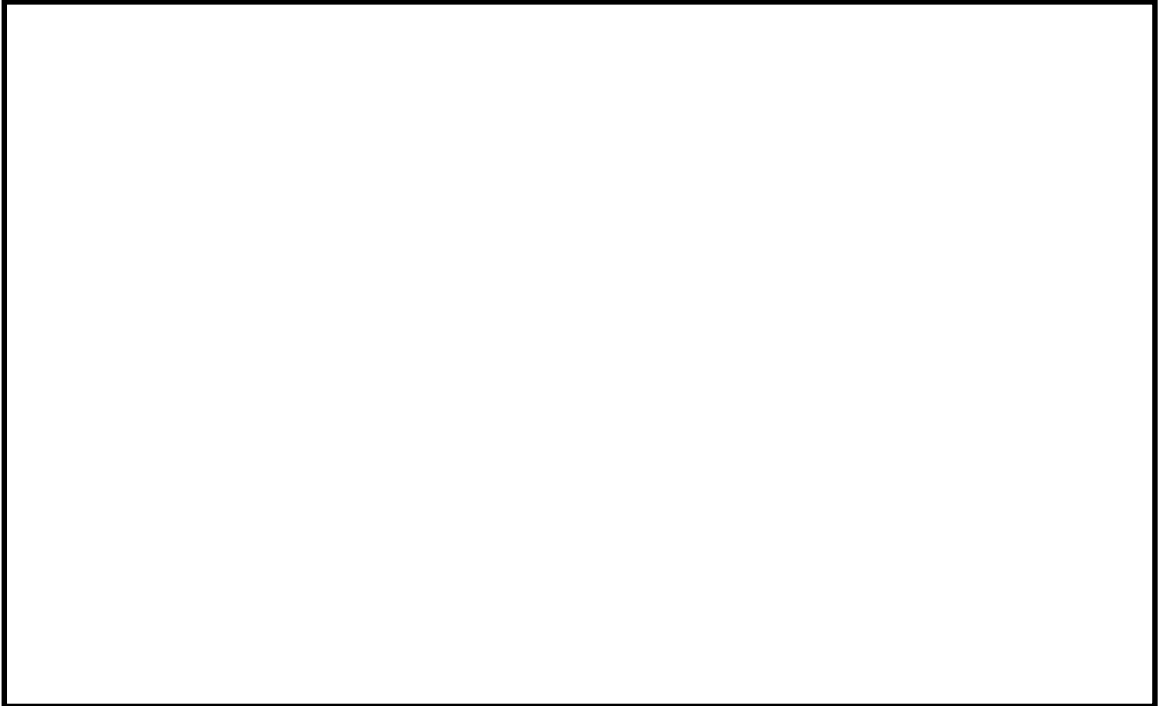


図 5.1-9 (15) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

- ・検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

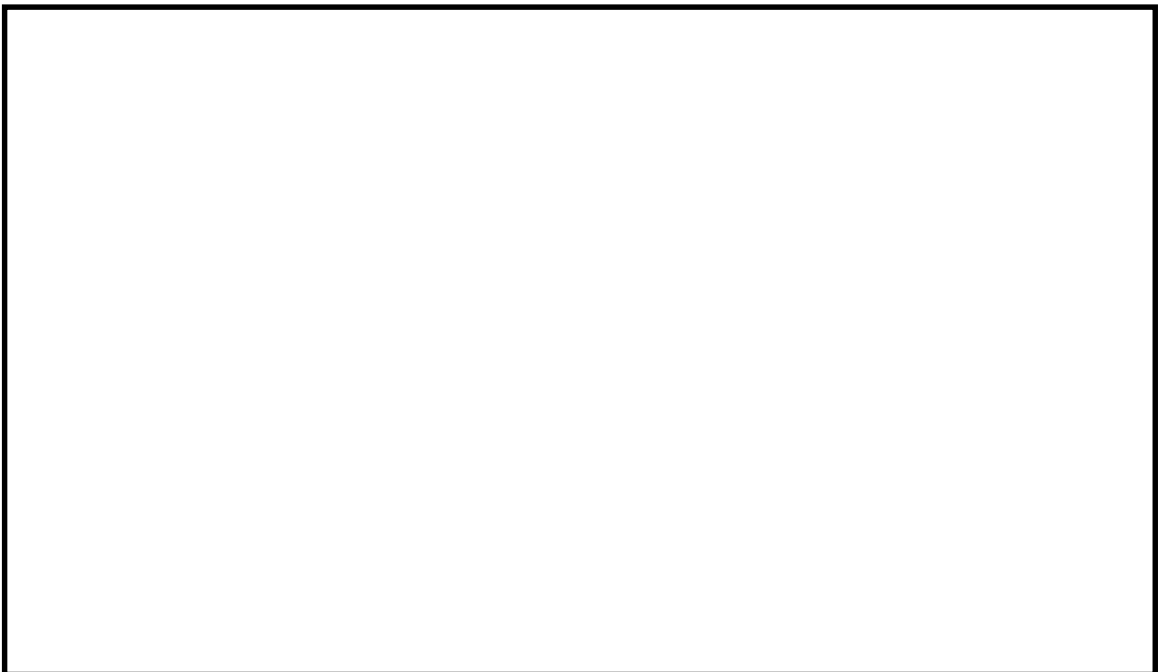


図 5.1-9 (16) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

- ・検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース



図 5.1-9 (17) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

d. 断面④

- ・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

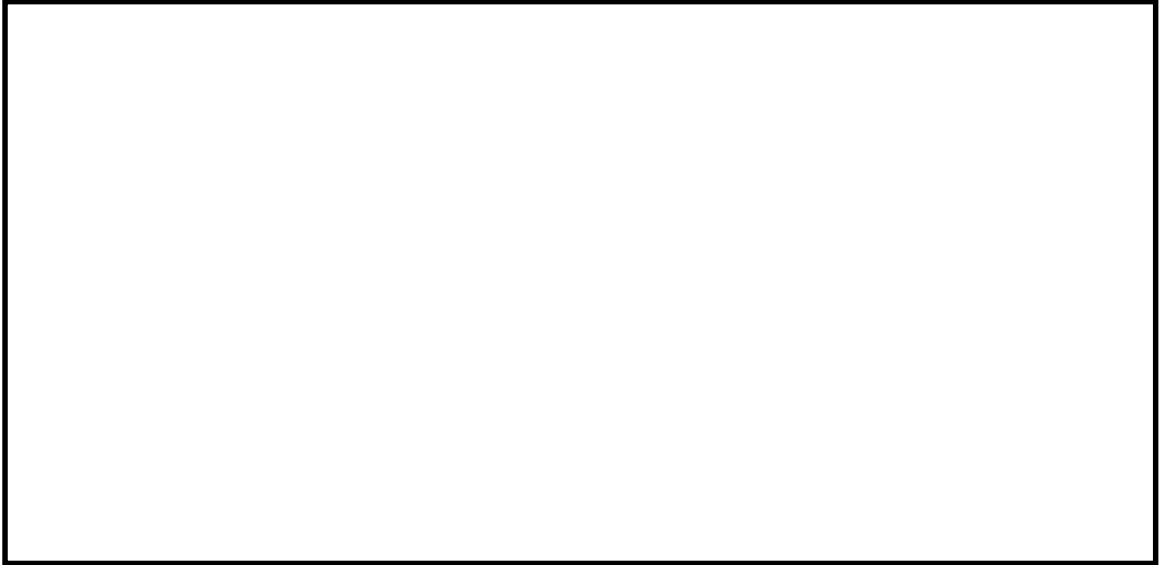


図 5.1-10 (1) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

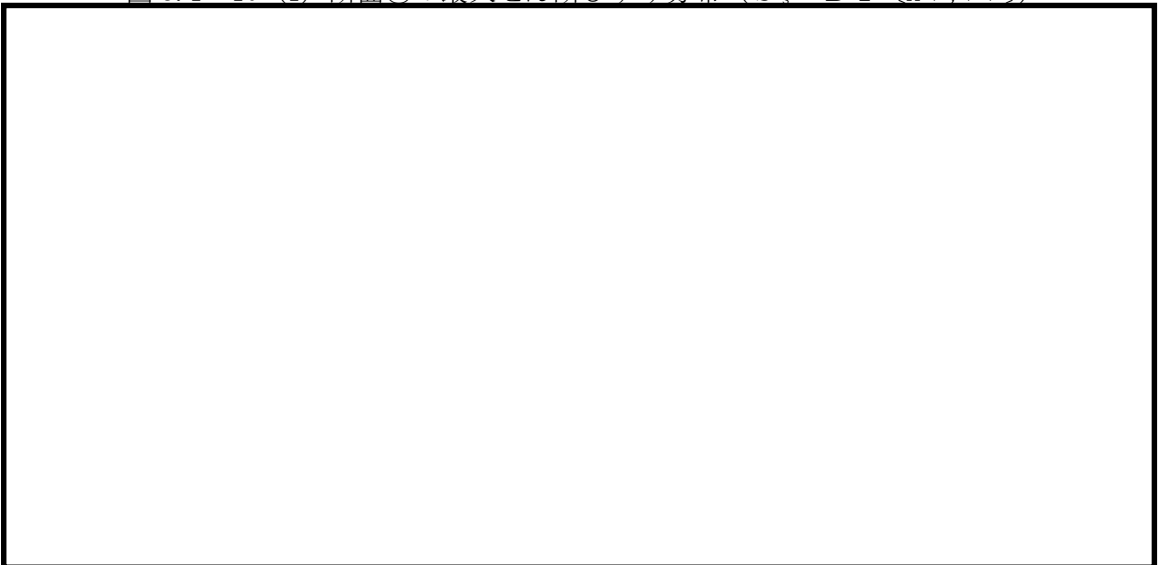


図 5.1-10 (2) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)



図 5.1-10 (3) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

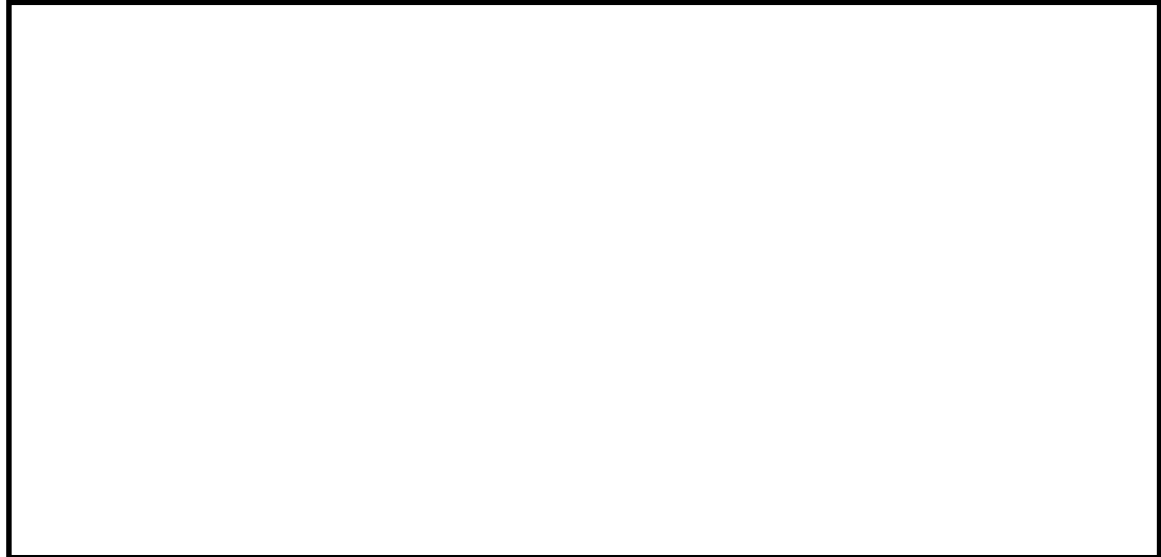


図 5.1-10 (4) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)



図 5.1-10 (5) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 1$)



図 5.1-10 (6) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 12$)

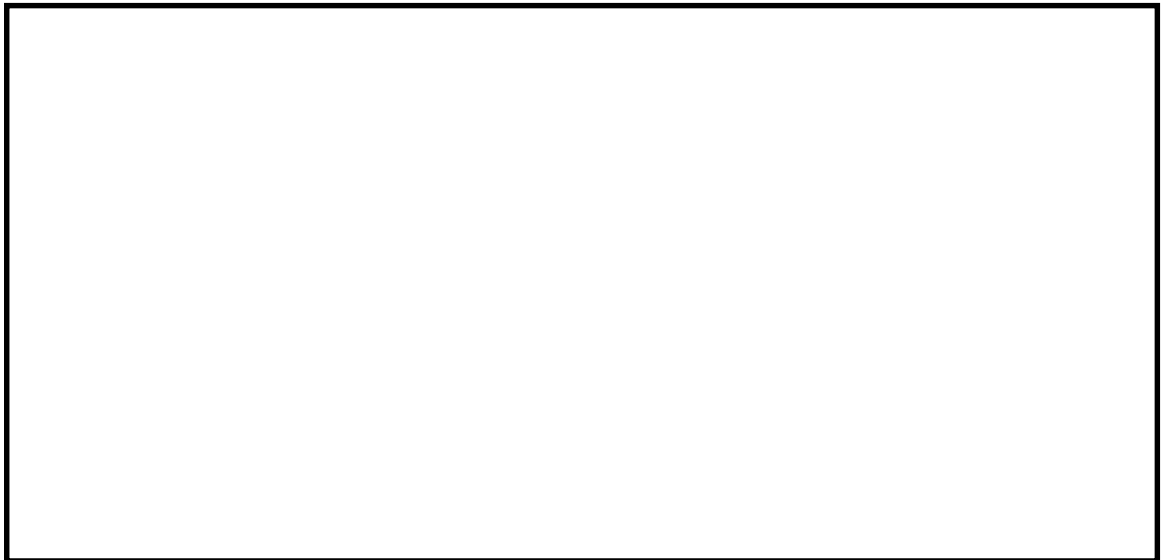


図 5.1-10 (7) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 13$)

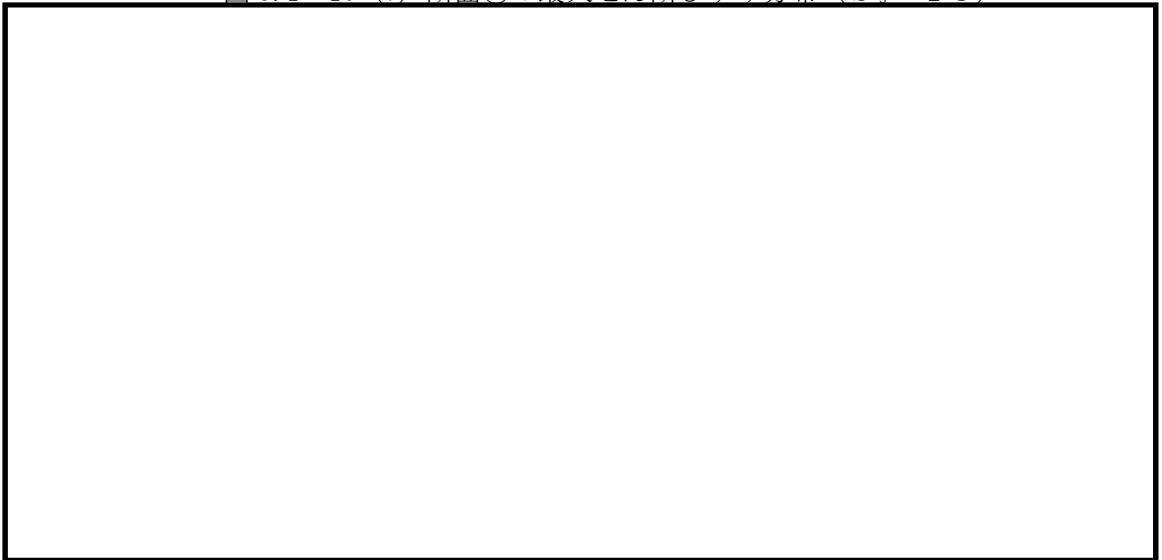


図 5.1-10 (8) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 14$)

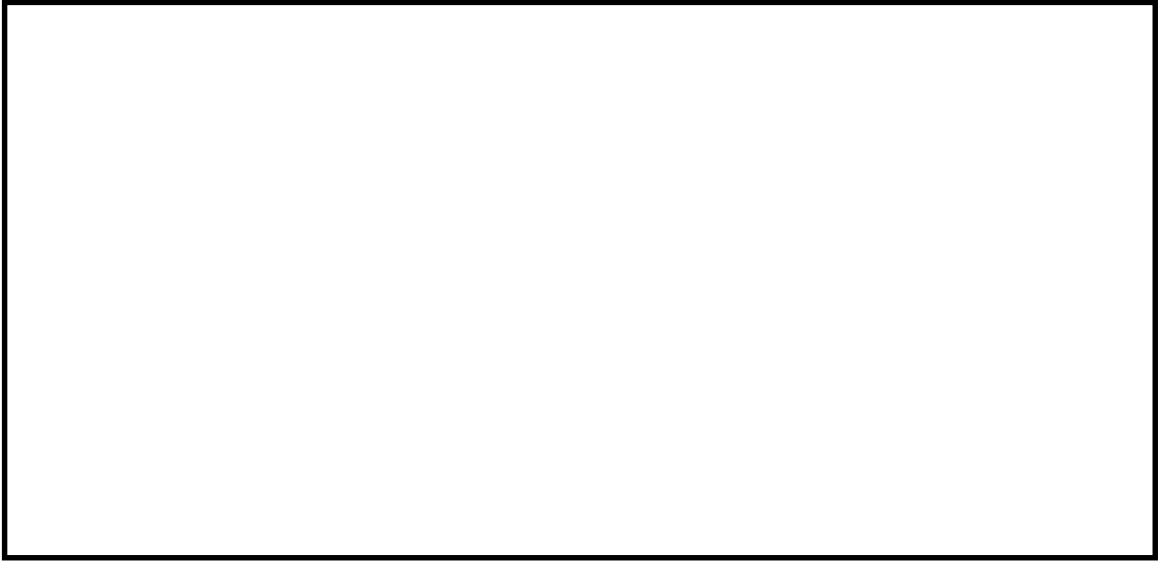


図 5.1-10 (9) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2 1$)

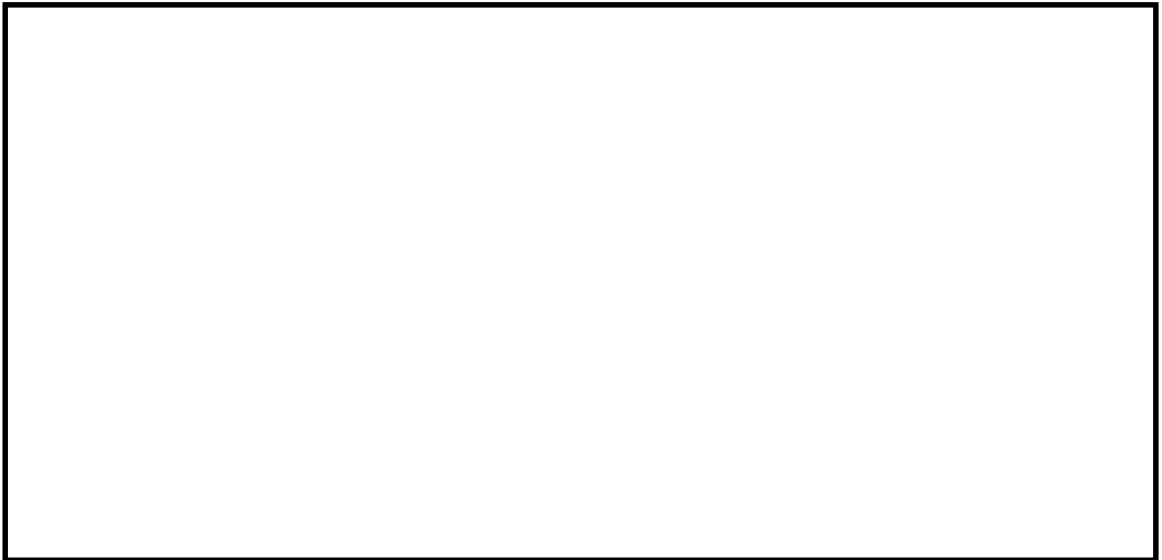


図 5.1-10 (10) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2 2$)

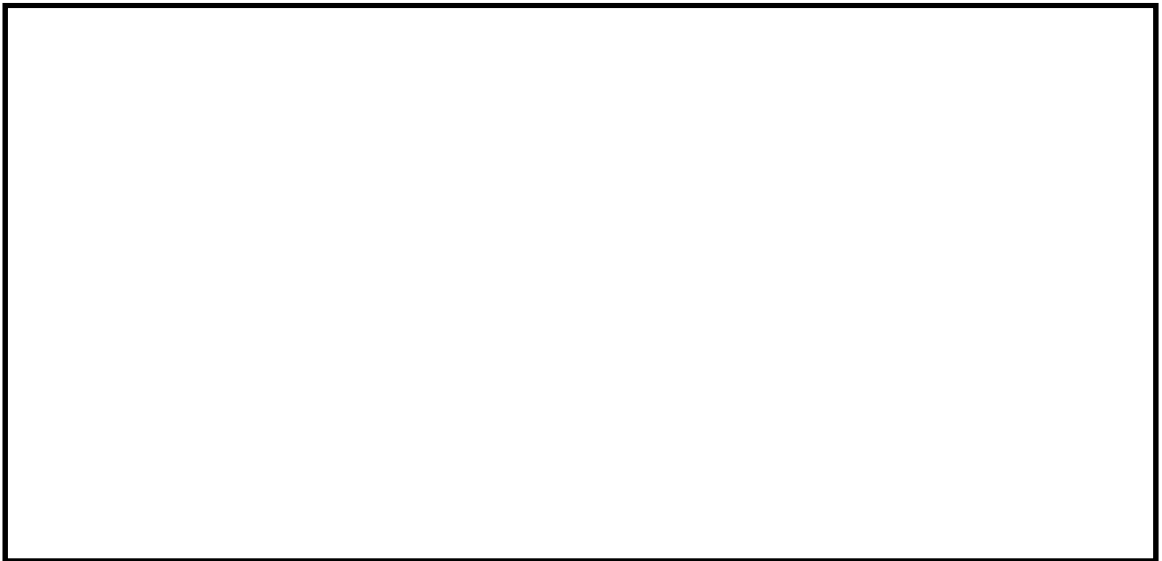


図 5.1-10 (11) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3 1$ [H+, V+])



図 5.1-10 (12) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3.1 [H-, V+]$)

・検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース

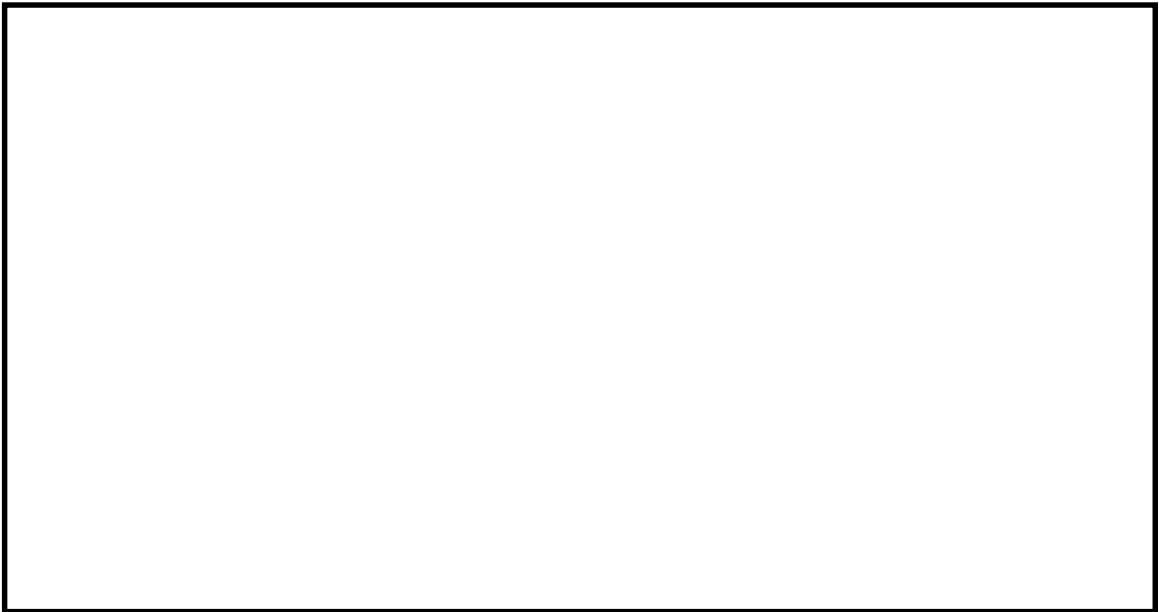


図 5.1-10 (13) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3.1 [H-, V+]$)

- ・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース

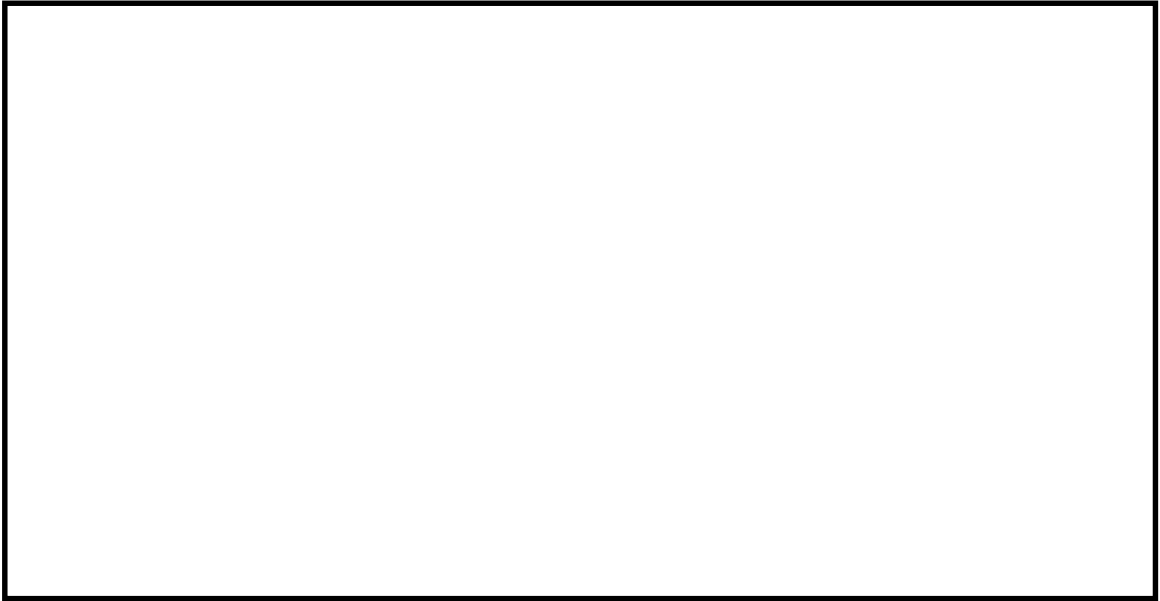


図 5.1-10 (14) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3.1 [H-, V+]$)

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

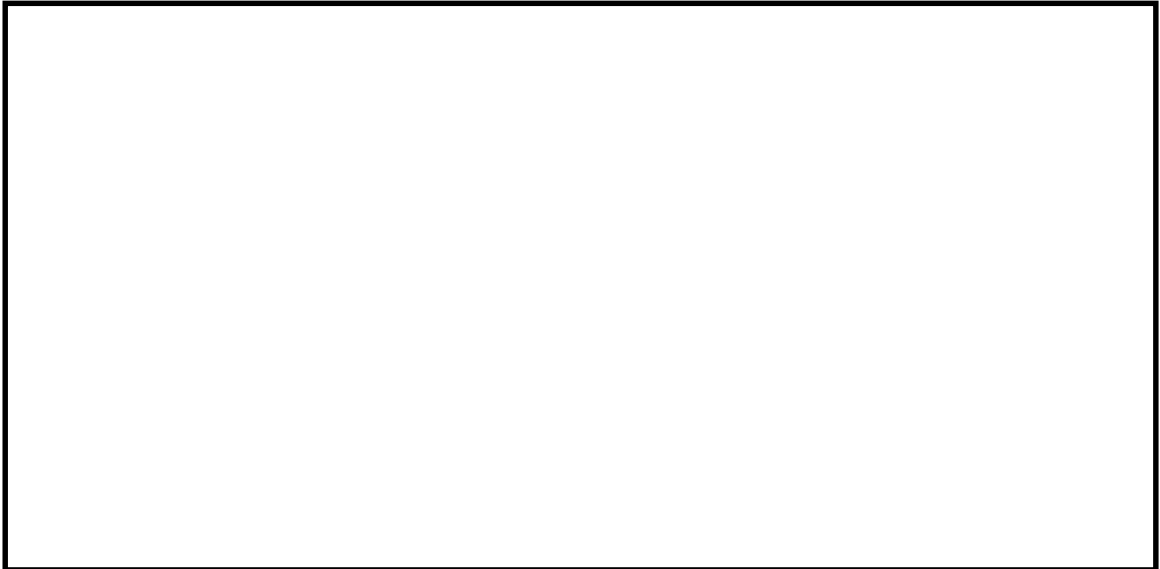


図 5.1-10 (15) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D.1 [H+, V+]$)

- ・検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

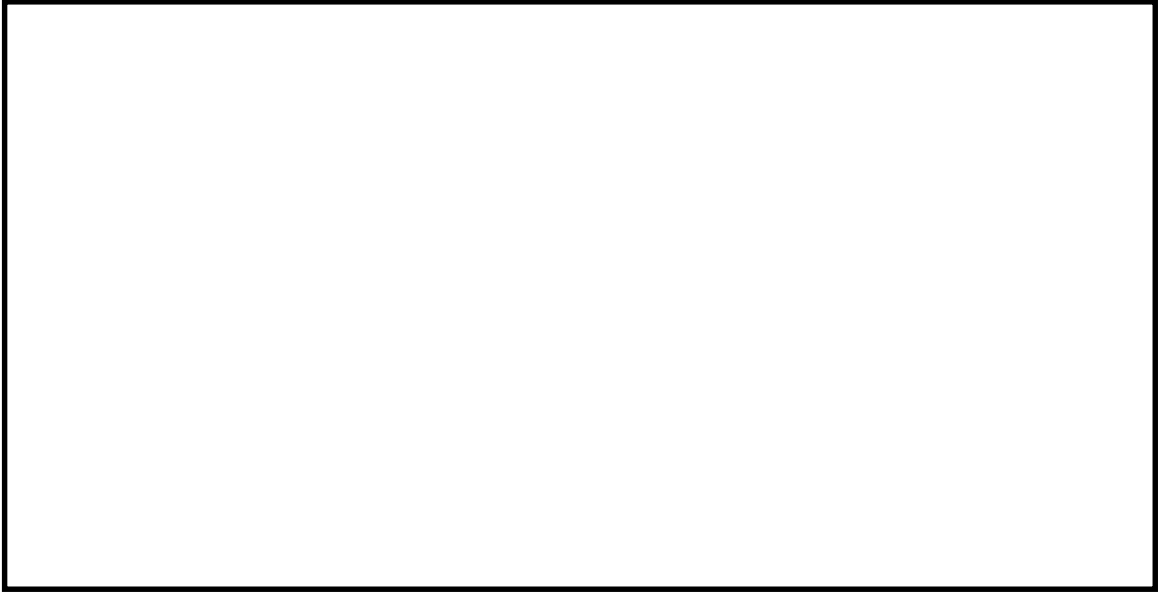


図 5.1-10 (16) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3.1 [H-, V+]$)

- ・検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

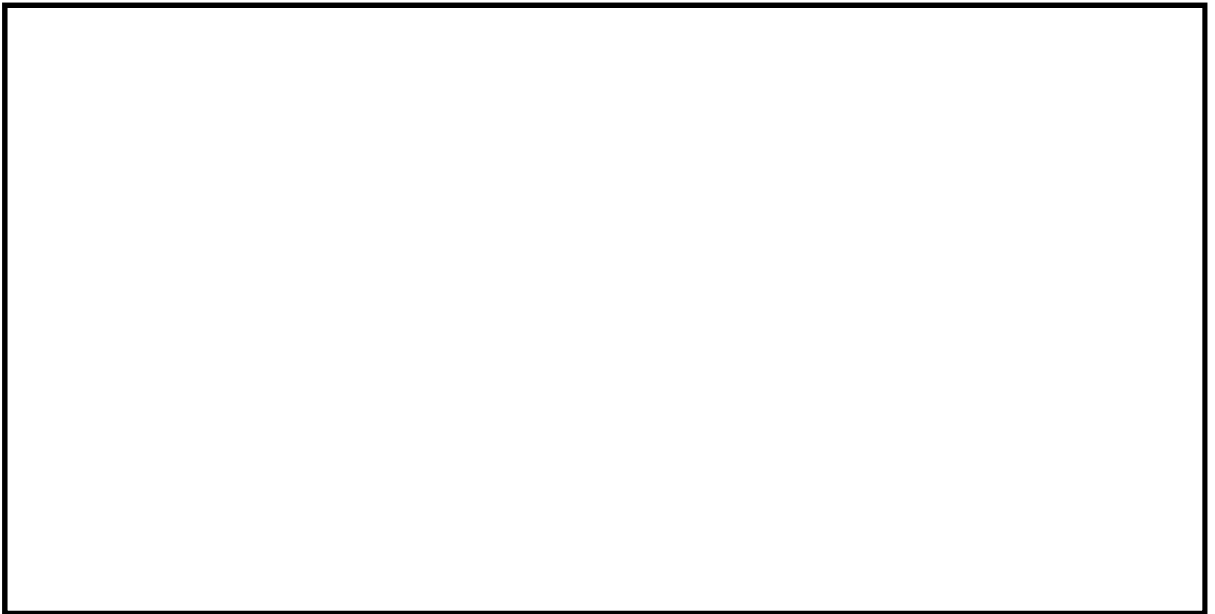


図 5.1-10 (17) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3.1 [H-, V+]$)

e. 断面⑤

- ・検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

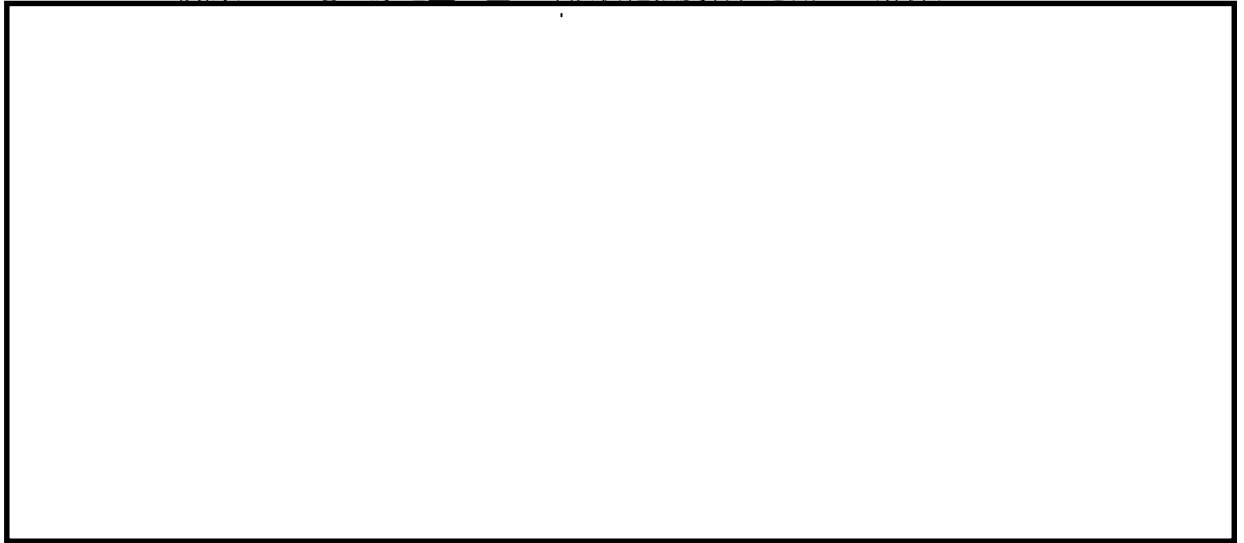


図 5.1-11 (1) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1$ [H+, V+])

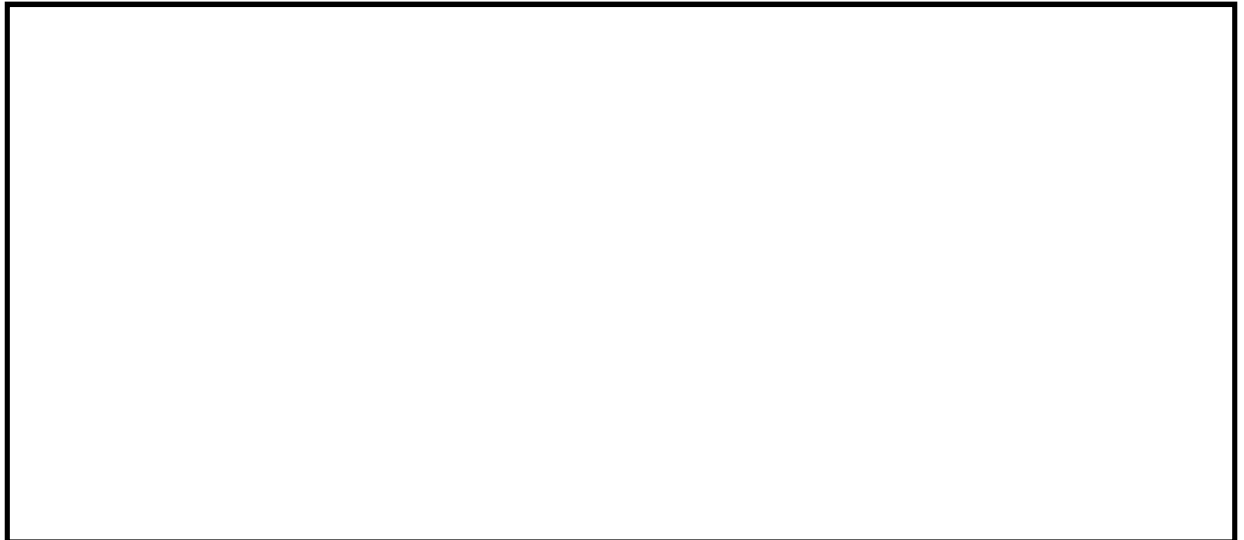


図 5.1-11 (2) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1$ [H+, V-])



図 5.1-11 (3) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1$ [H-, V+])

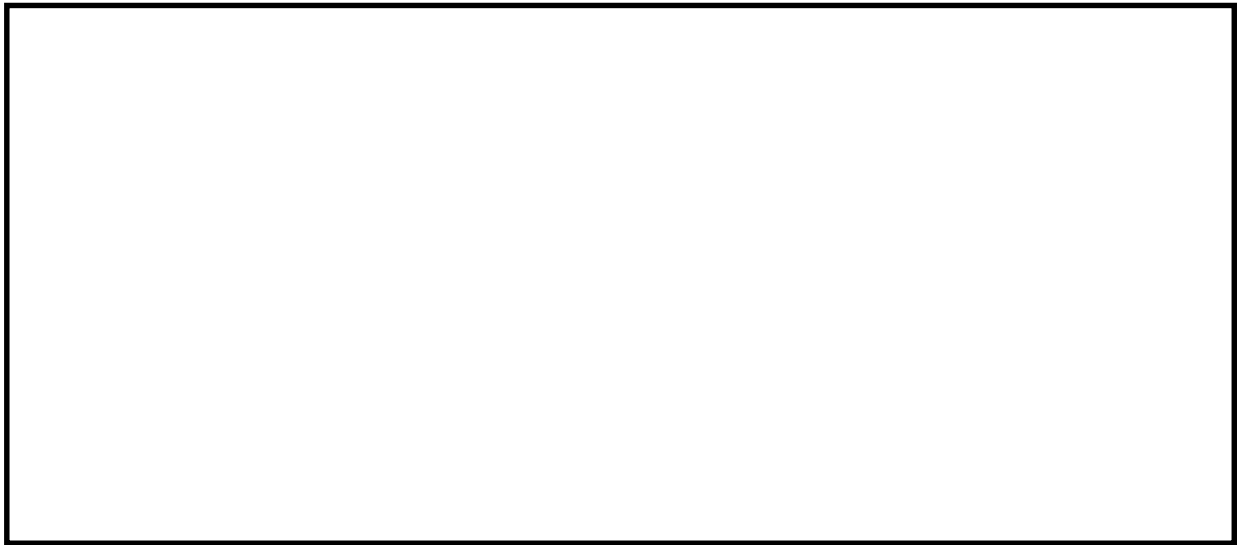


図 5.1-11 (4) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1$ [H-, V-])



図 5.1-11 (5) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 1$)

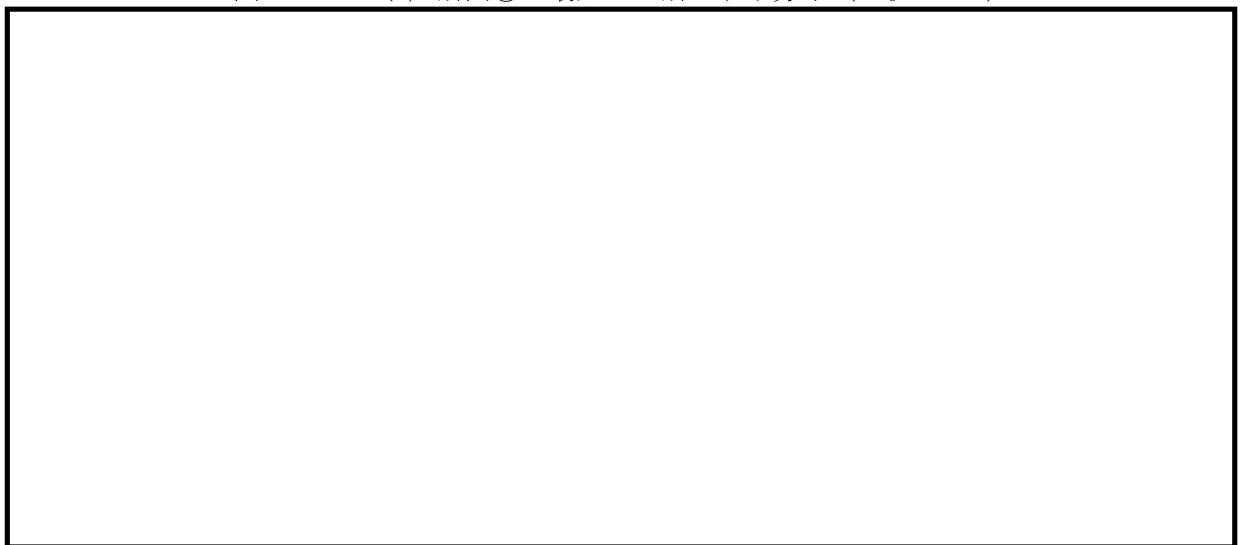


図 5.1-11 (6) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 2$)



図 5.1-11 (7) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 13$)



図 5.1-11 (8) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 14$)

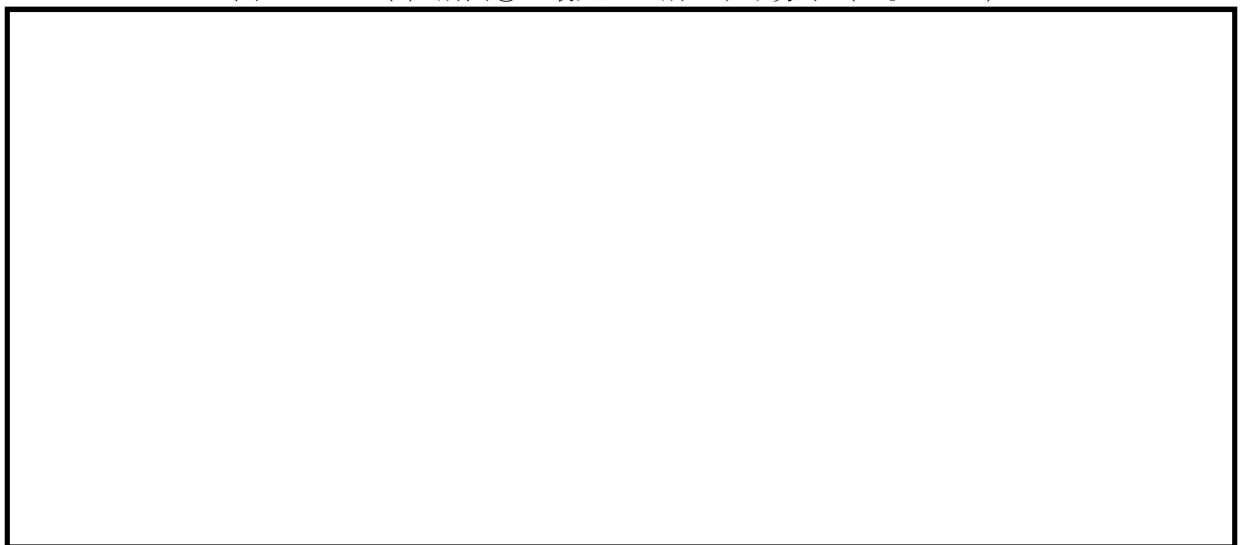


図 5.1-11 (9) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 21$)

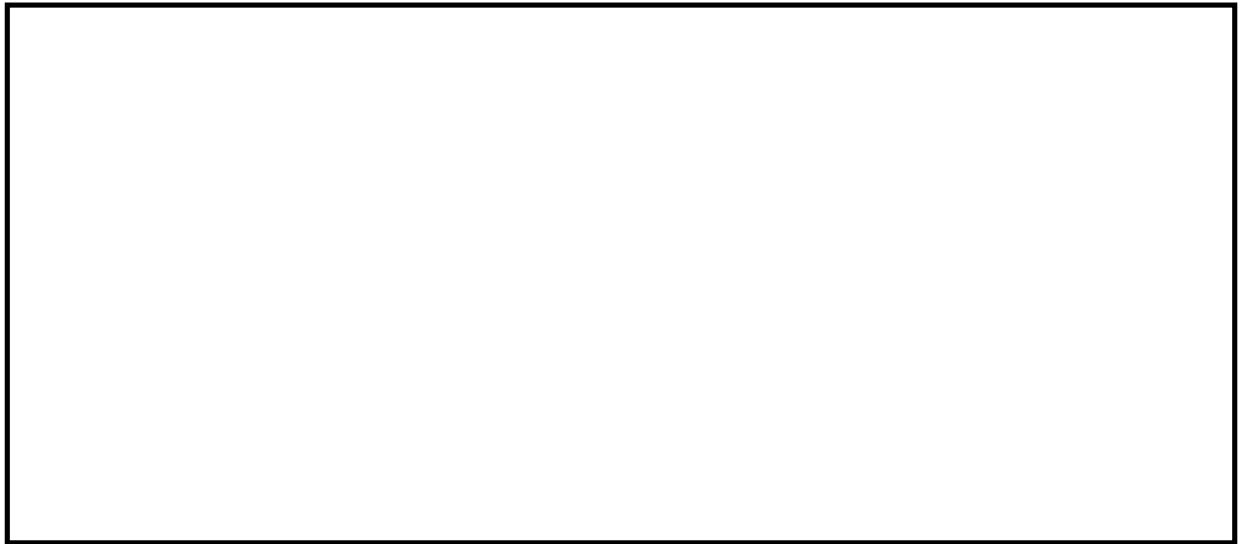
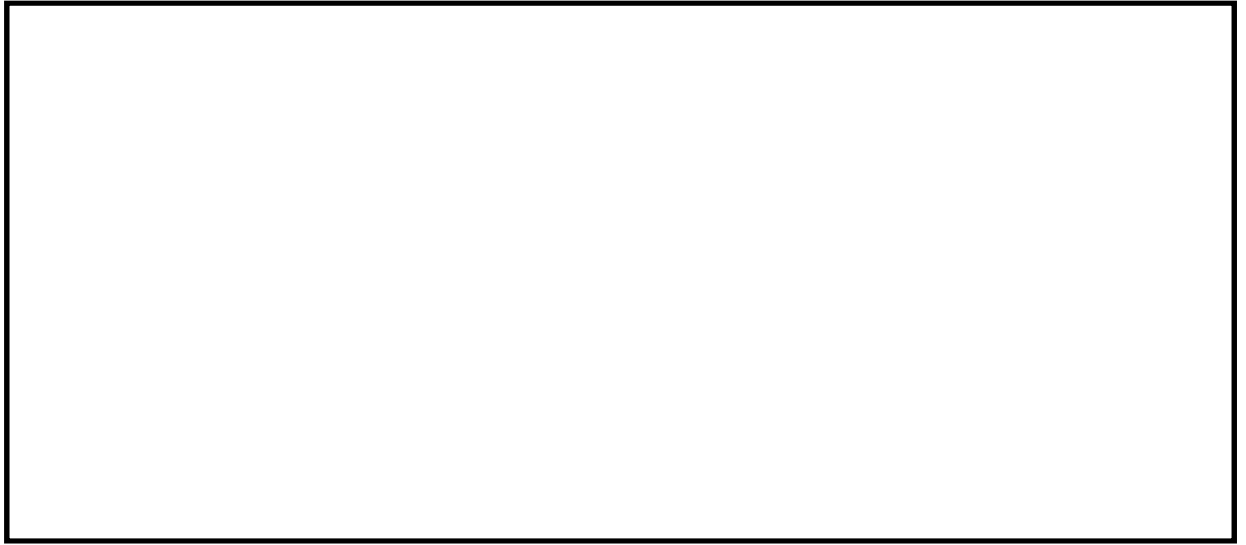


図 5.1-11 (11) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3.1$ [H+, V+])

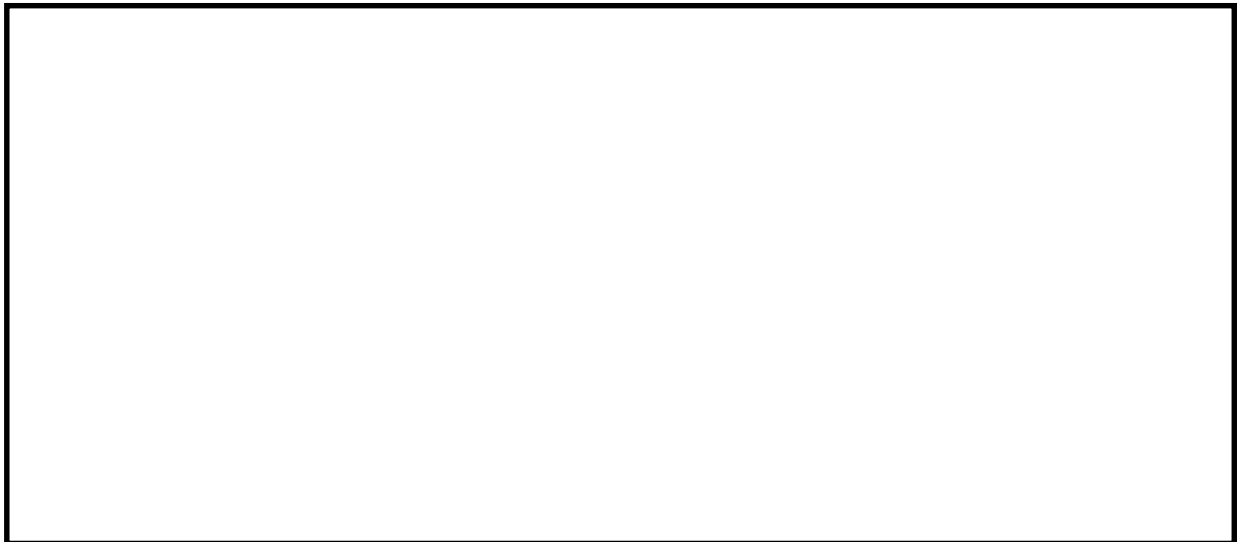


図 5.1-11 (12) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3.1$ [H-, V+])

- ・検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース



図 5.1-11 (13) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布（ $S_s - D 1$ [H+, V-]）

- ・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース

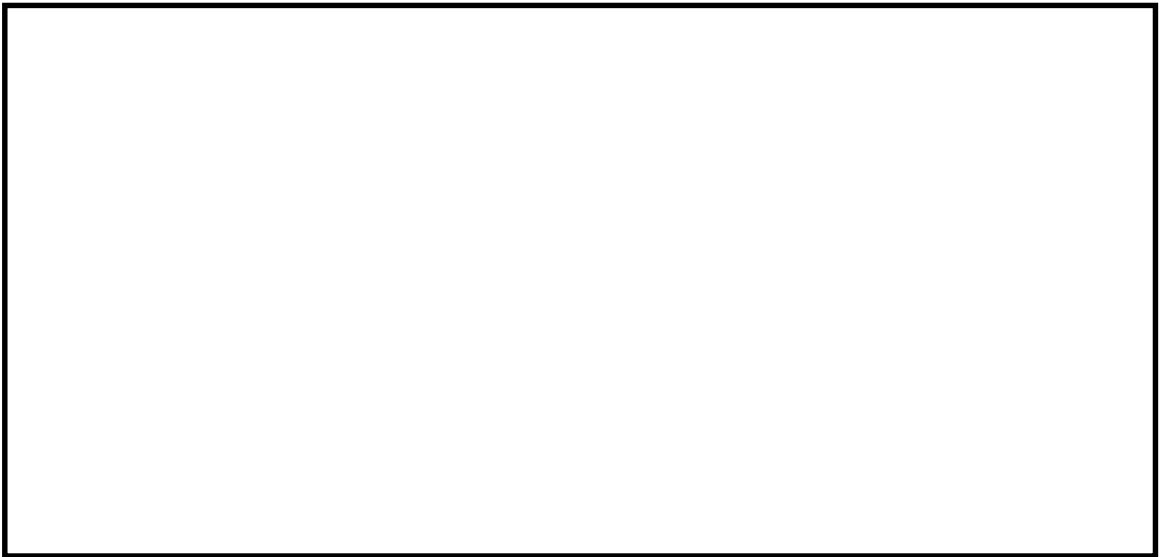


図 5.1-11 (14) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布（ $S_s - D 1$ [H+, V-]）

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

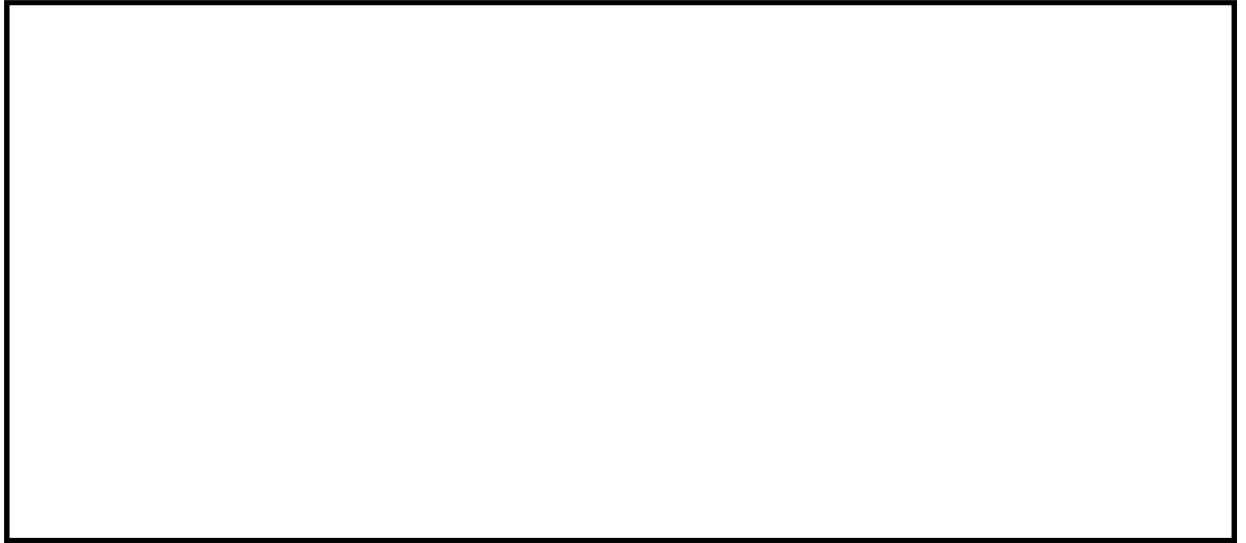


図 5.1-11 (15) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1$ [H+, V-])

- ・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース



図 5.1-11 (16) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1$ [H+, V-])

- ・検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

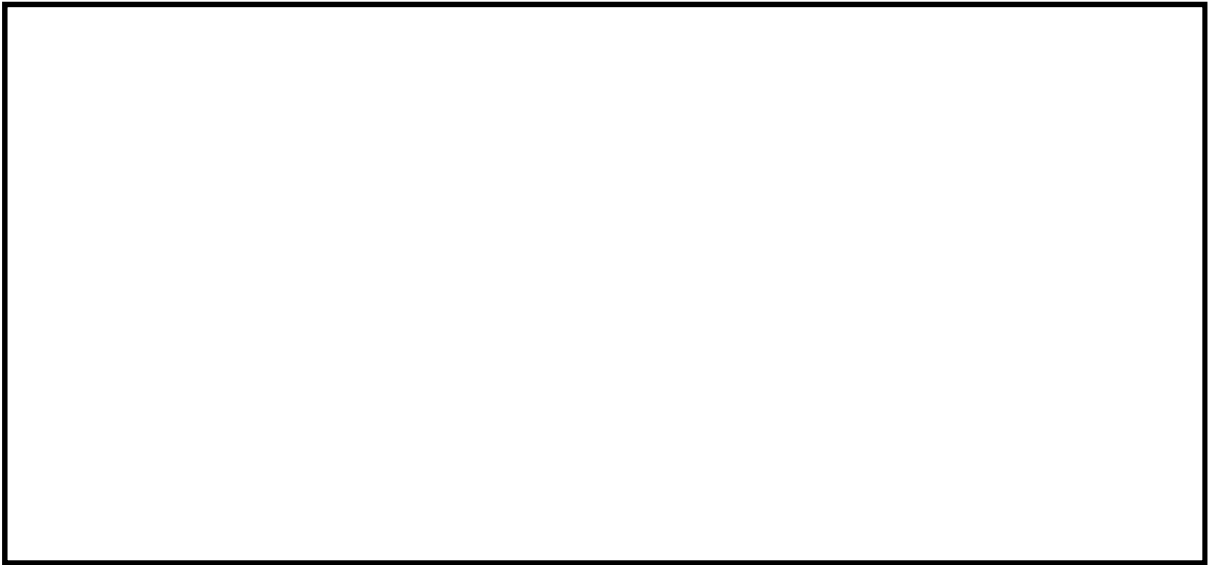


図 5.1-11 (17) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布（S_s-D1 [H+,V-]）

(3) 過剰間隙水圧比分布図

a. 断面①

- ・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース



図 5.1-12 (1) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1$ [H+, V+])



図 5.1-12 (2) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1$ [H+, V-])



図 5.1-12 (3) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1$ [H-, V+])



図 5.1-12 (4) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1$ [H-, V-])



図 5.1-12 (5) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 1$)



図 5.1-12 (6) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 2$)



図 5.1-12 (7) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 13$)



図 5.1-12 (8) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 14$)

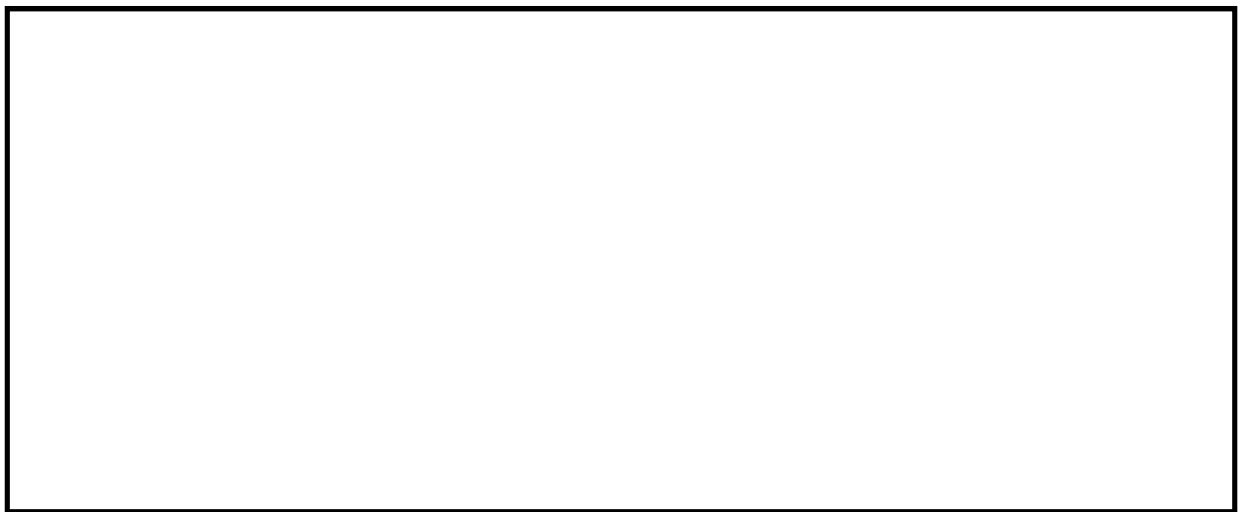


図 5.1-12 (9) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 21$)

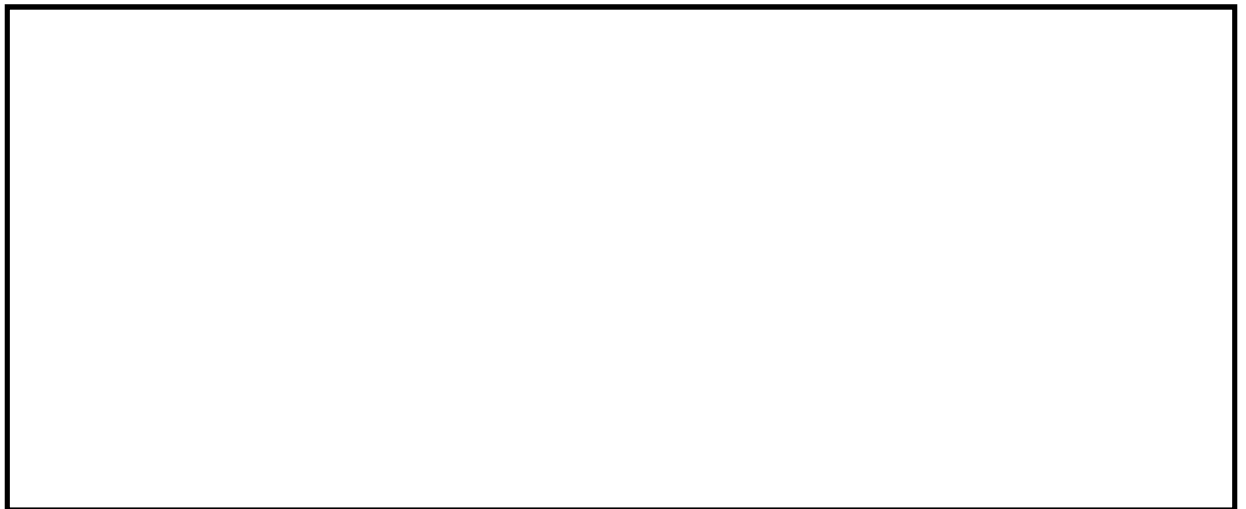


図 5.1-12 (10) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 2$)

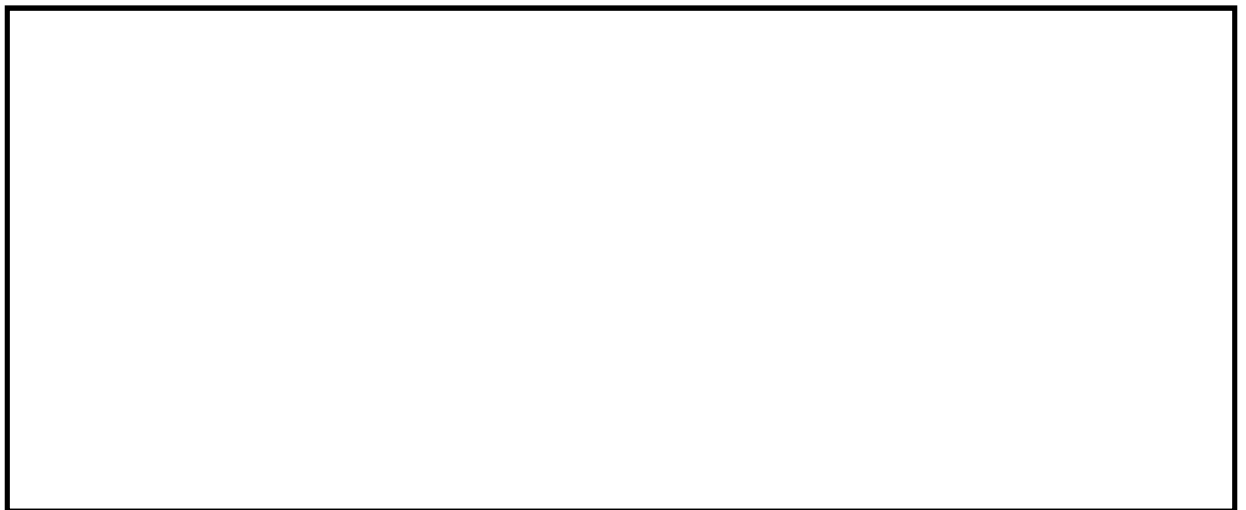


図 5.1-12 (11) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

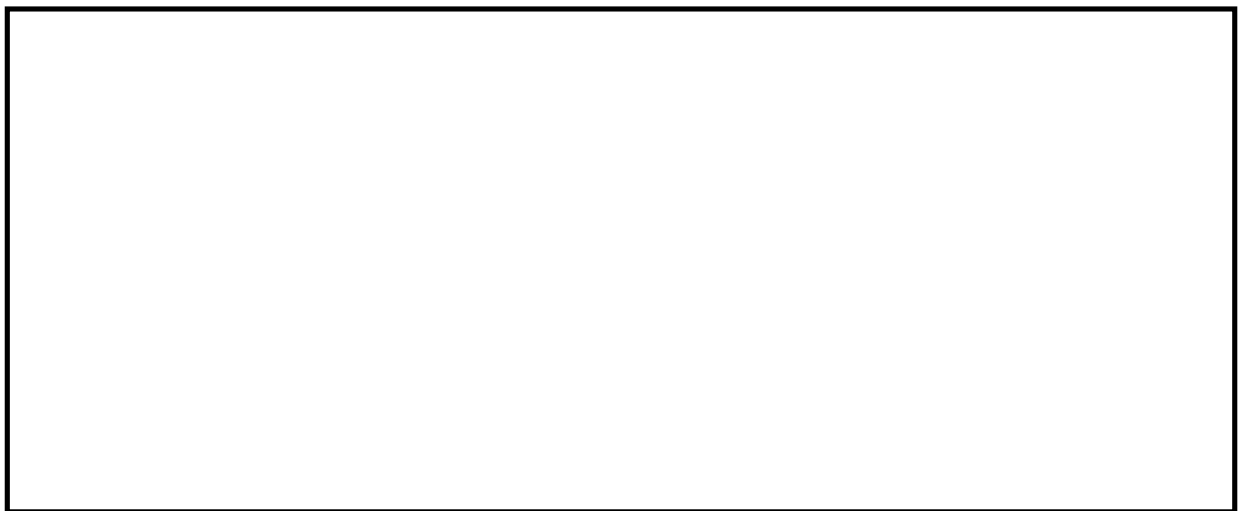


図 5.1-12 (12) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

- ・検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース



図 5.1-12 (13) 断面①の過剰間隙水圧比分布（ $S_s - 3.1 [H-, V+]$ ）

- ・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース

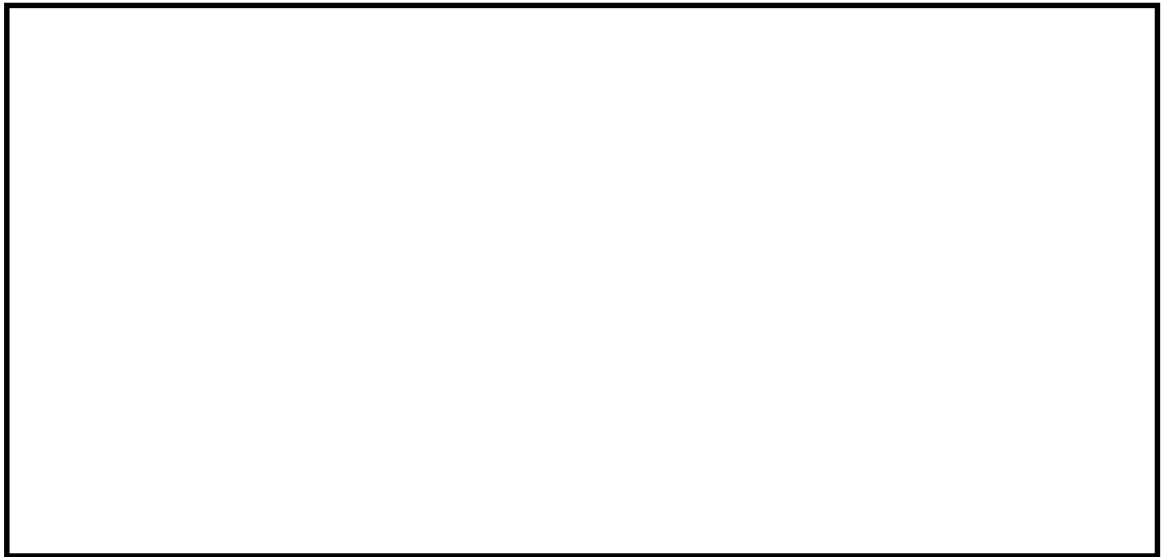


図 5.1-12 (14) 断面①の過剰間隙水圧比分布（ $S_s - 3.1 [H-, V+]$ ）

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



図 5.1-12 (15) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 31 [H-, V+]$)

b. 断面②

- ・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

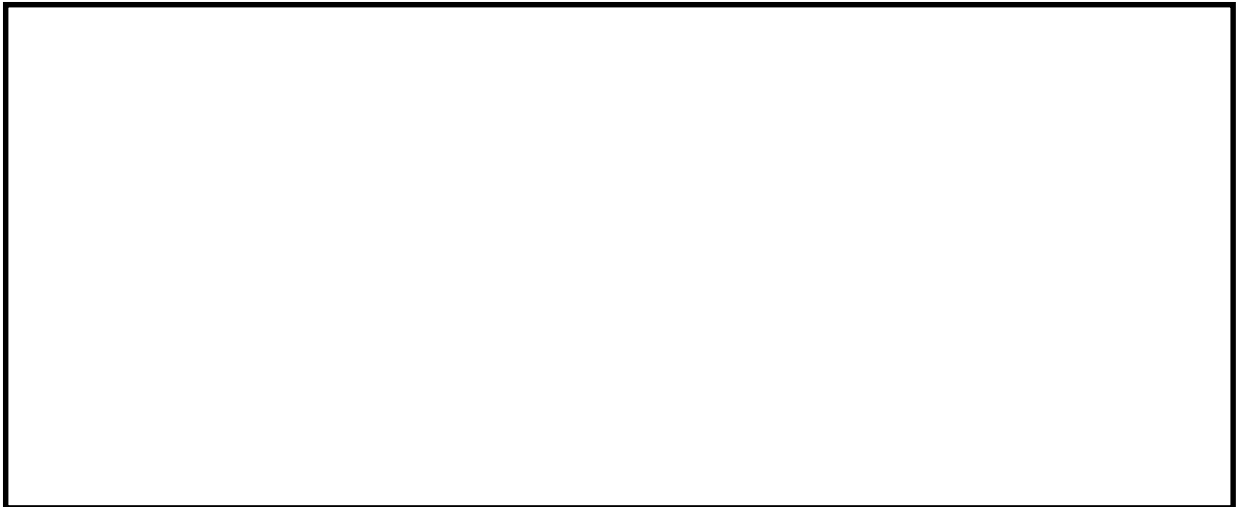


図 5.1-13 (1) 断面②の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D1 [H+, V+]$)

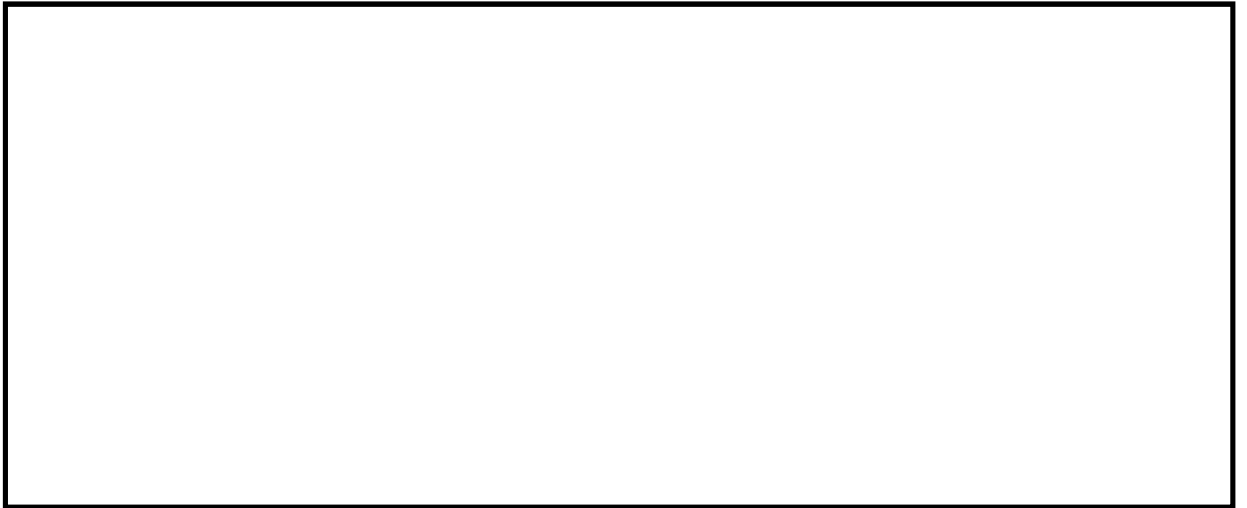


図 5.1-13 (2) 断面②の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1$ [H+, V-])



図 5.1-13 (3) 断面②の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1$ [H-, V+])

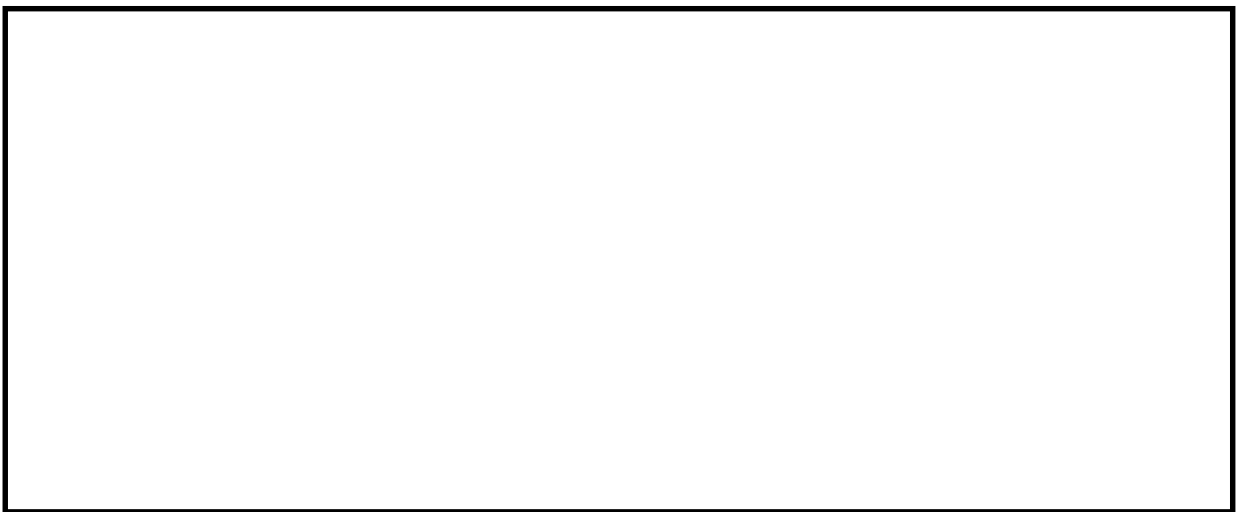


図 5.1-13 (4) 断面②の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1$ [H-, V-])



図 5.1-13 (5) 断面②の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 1$)



図 5.1-13 (6) 断面②の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 2$)

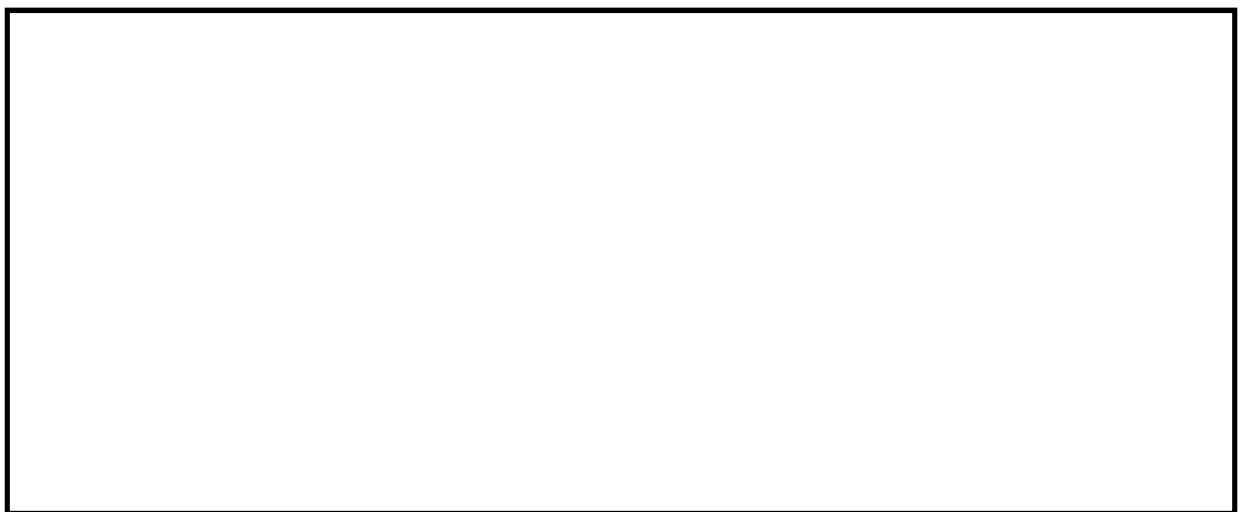


図 5.1-13 (7) 断面②の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 3$)



図 5.1-13 (8) 断面②の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 14$)

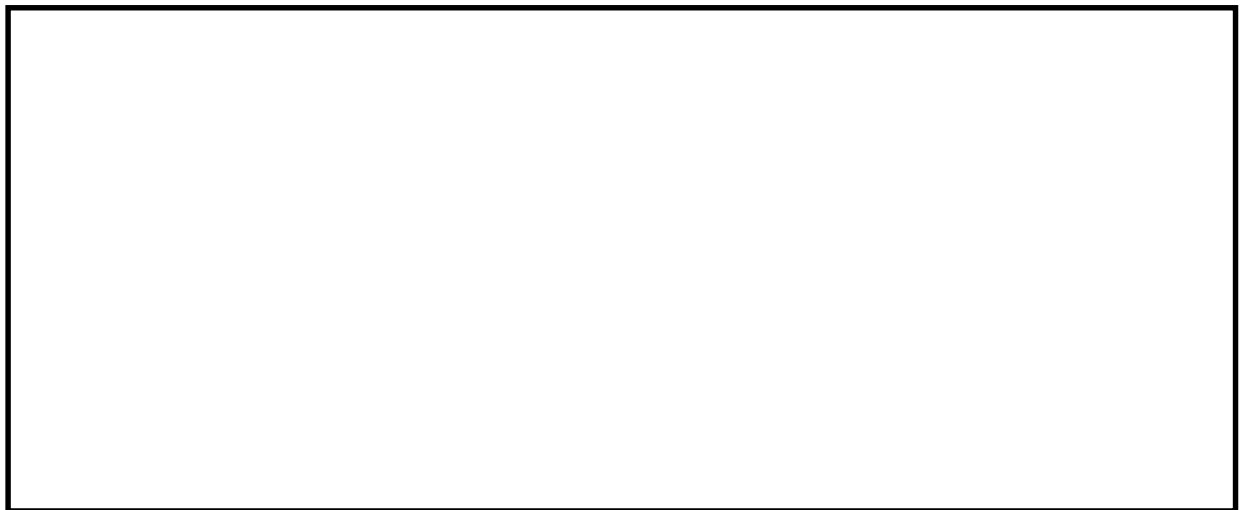


図 5.1-13 (9) 断面②の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 21$)



図 5.1-13 (10) 断面②の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 22$)

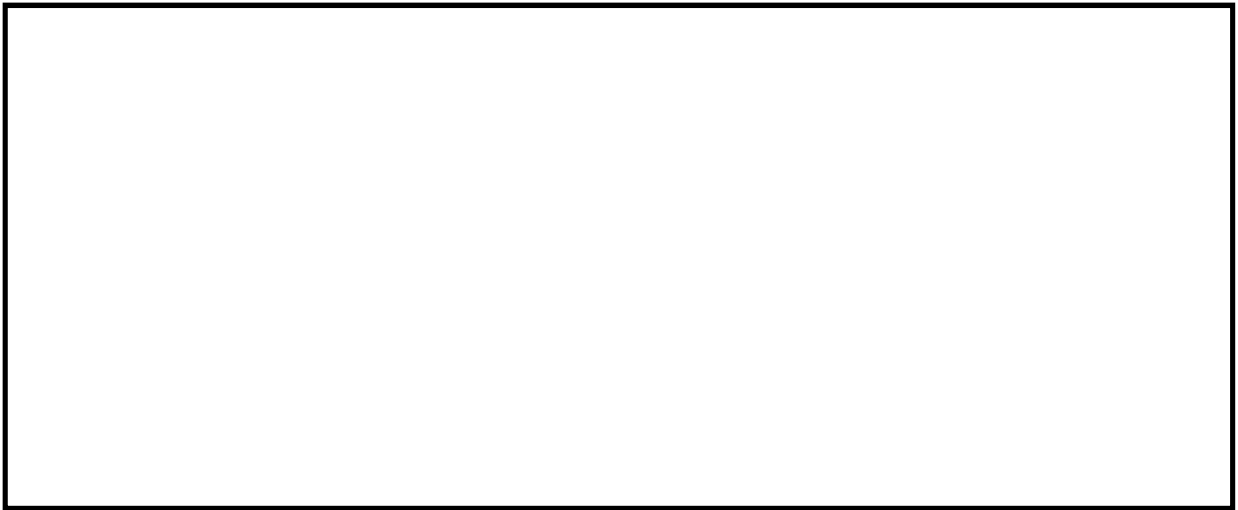


図 5.1-13 (11) 断面②の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3.1 [H+, V+]$)



図 5.1-13 (12) 断面②の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3.1 [H-, V+]$)

・検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース



図 5.1-13 (13) 断面②の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3.1 [H+, V+]$)

- ・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース

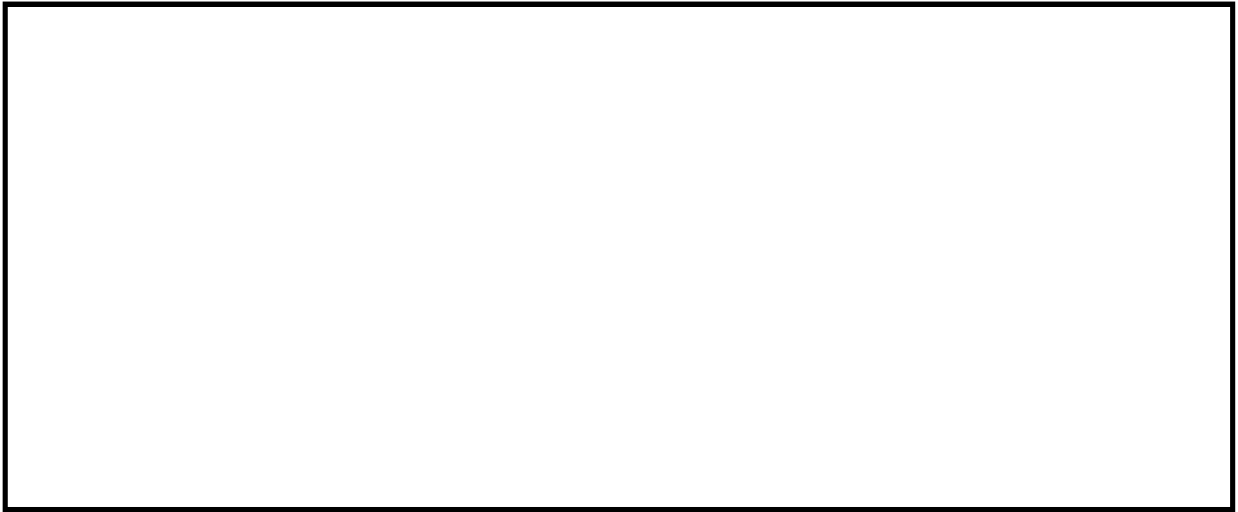


図 5.1-13 (14) 断面②の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3.1 [H-, V+]$)

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



図 5.1-13 (15) 断面②の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3.1 [H+, V+]$)

c. 断面③

- ・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

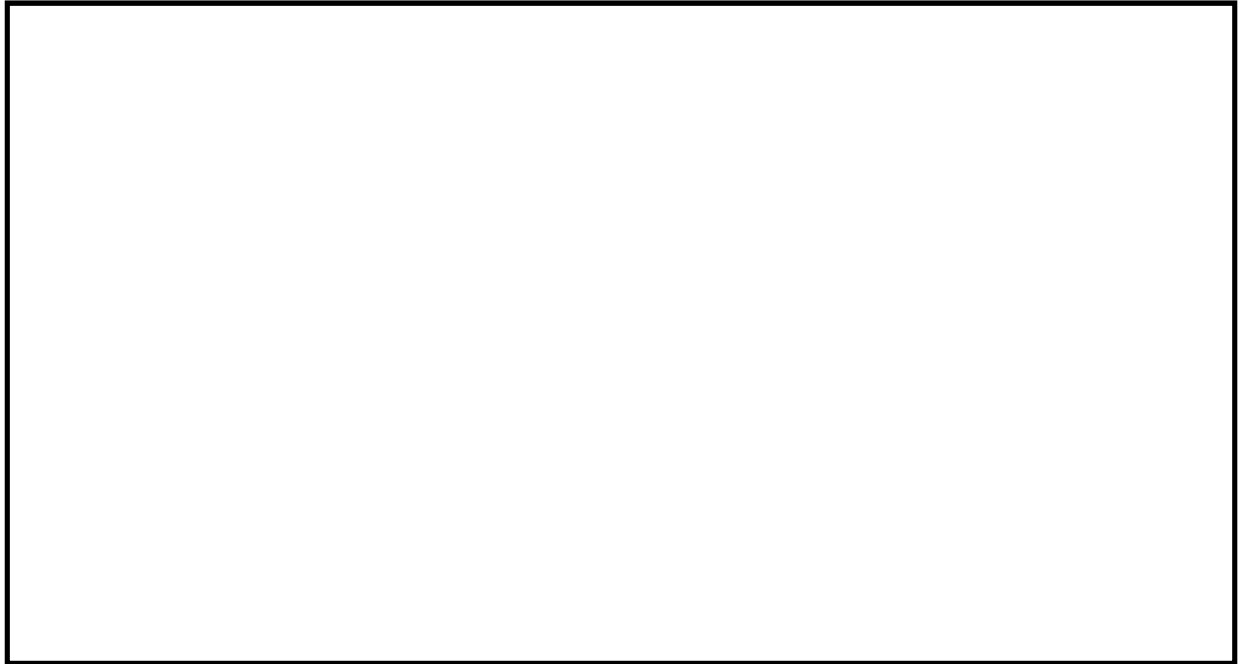


図 5.1-14 (1) 断面③の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D1$ [H+, V+])

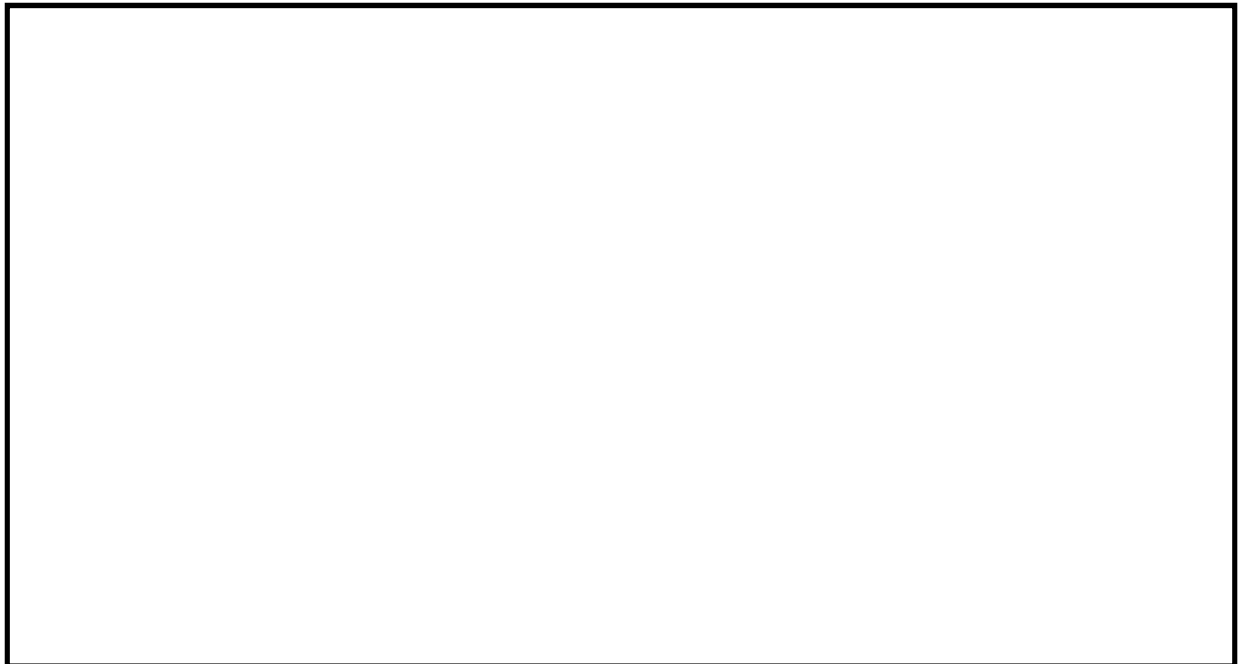


図 5.1-14 (2) 断面③の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D1$ [H+, V-])

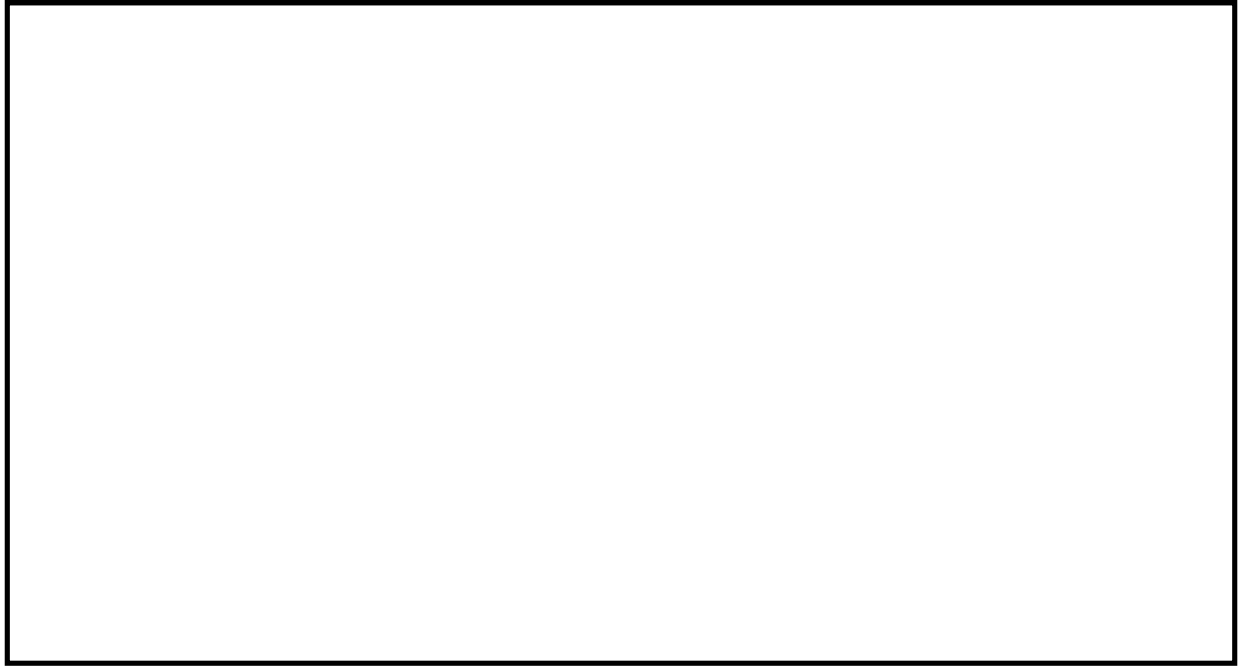


図 5.1-14 (3) 断面③の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1$ [H-, V+])

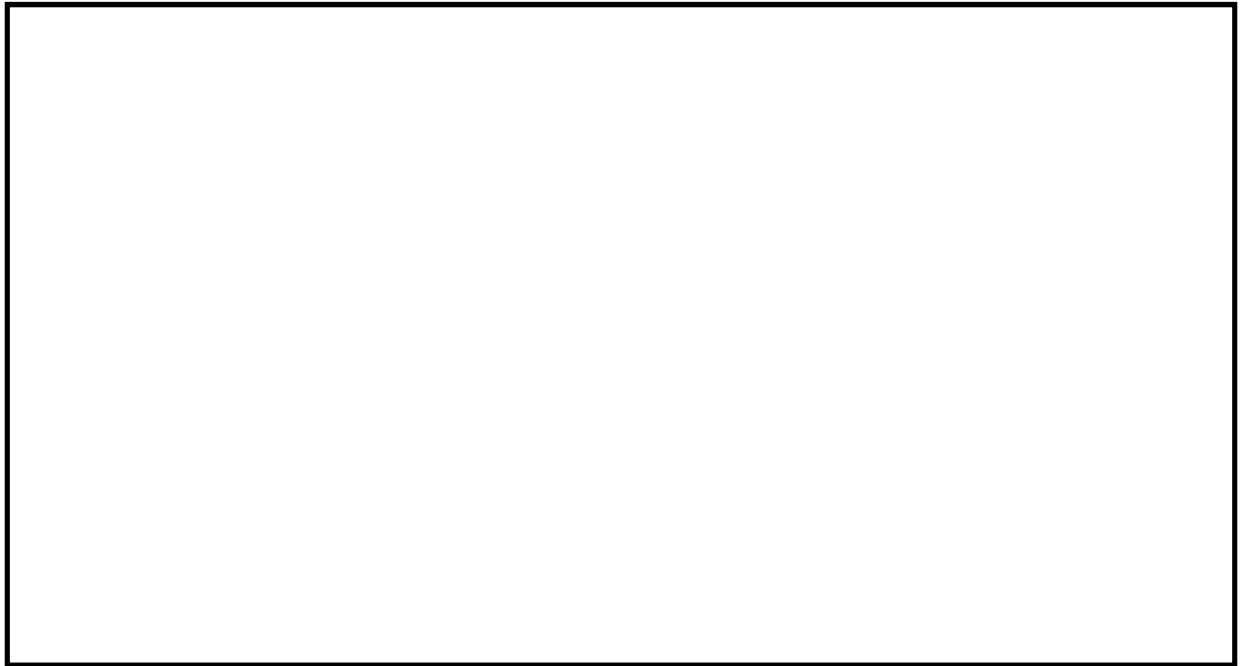


図 5.1-14 (4) 断面③の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1$ [H-, V-])

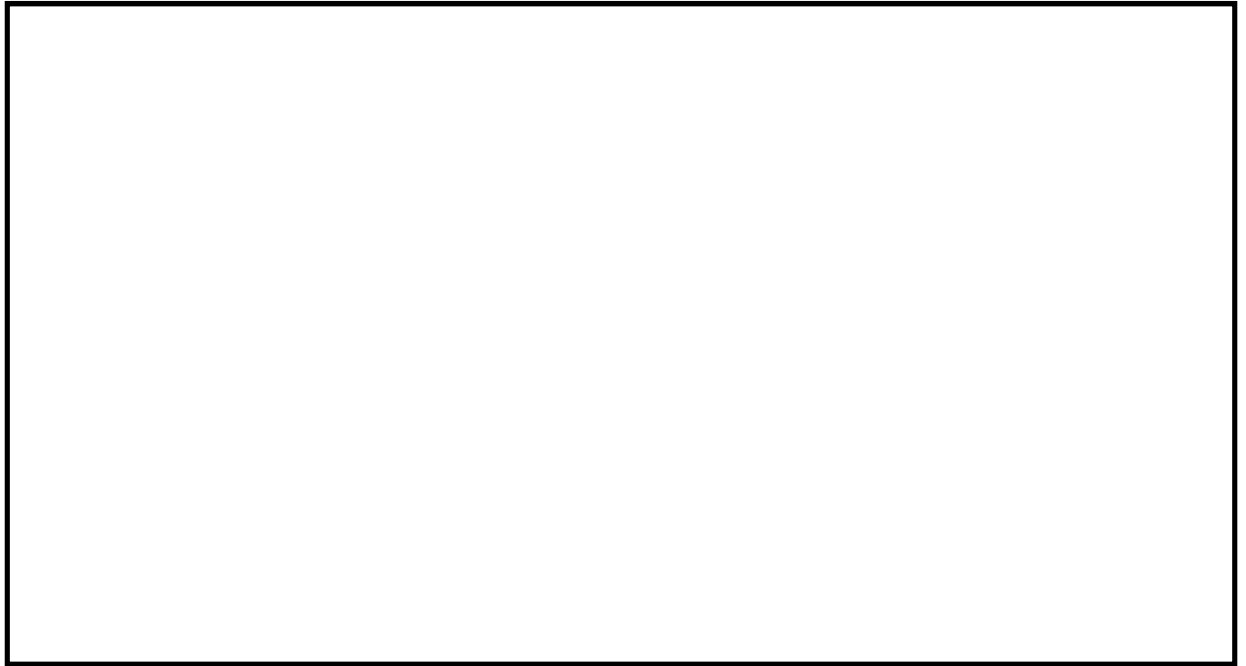


図 5.1-14 (5) 断面③の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1.1$)

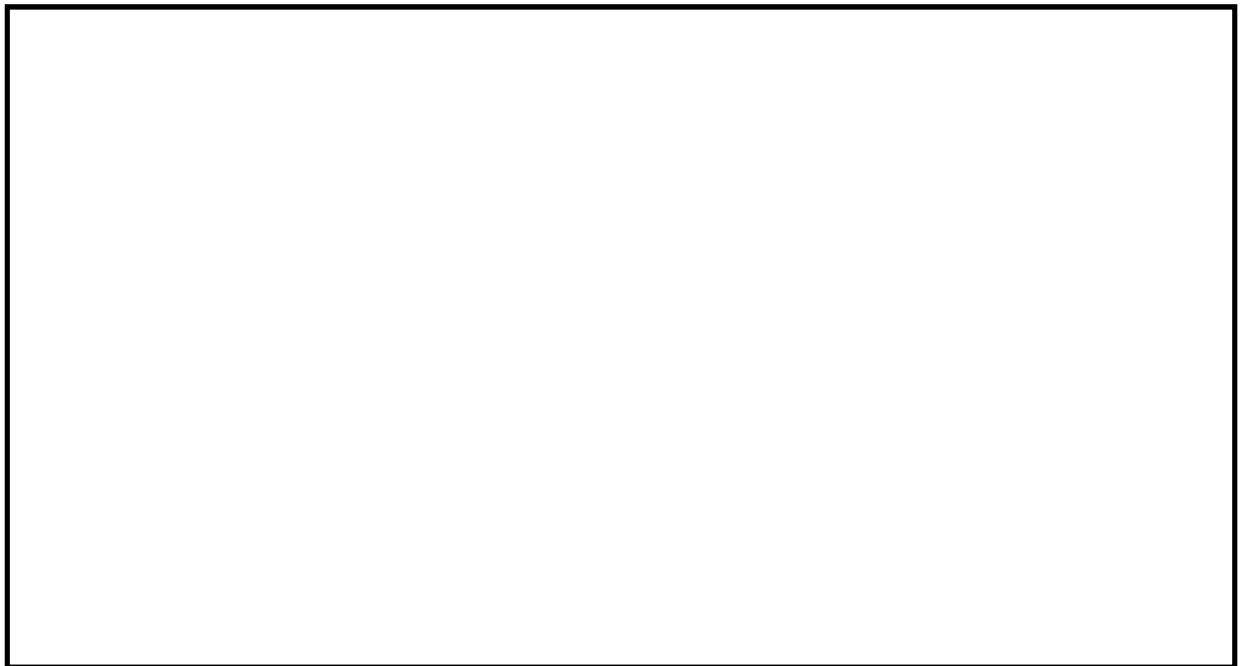


図 5.1-14 (6) 断面③の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1.2$)

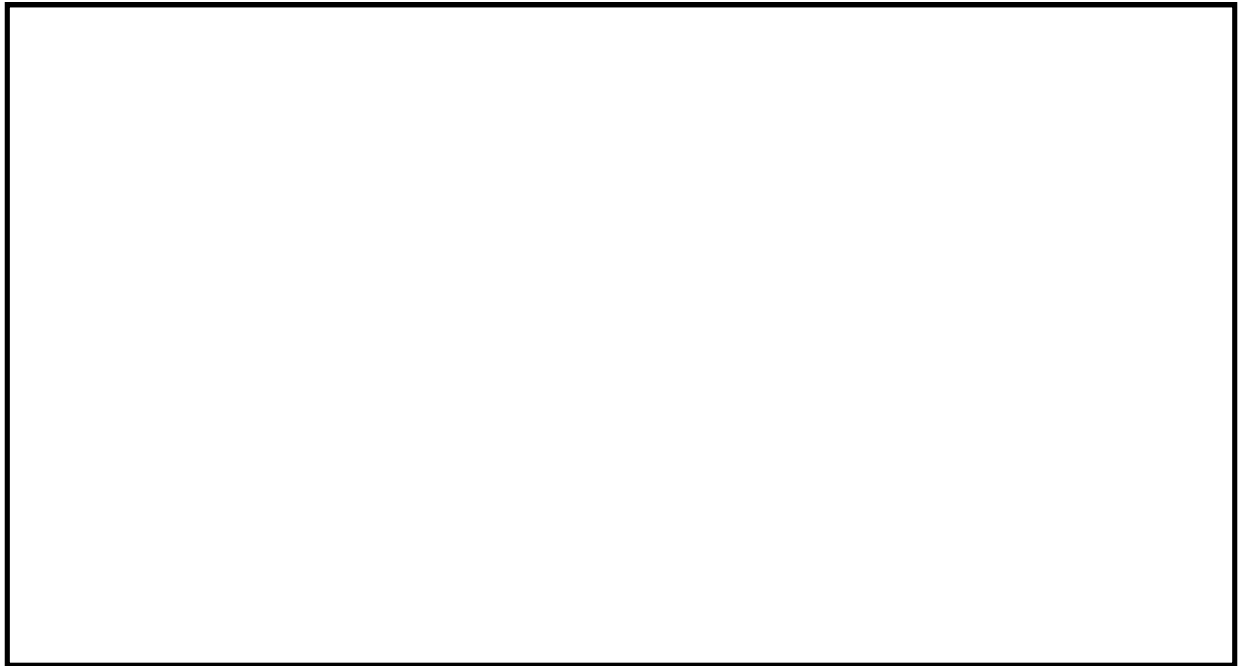


図 5.1-14 (7) 断面③の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 13$)

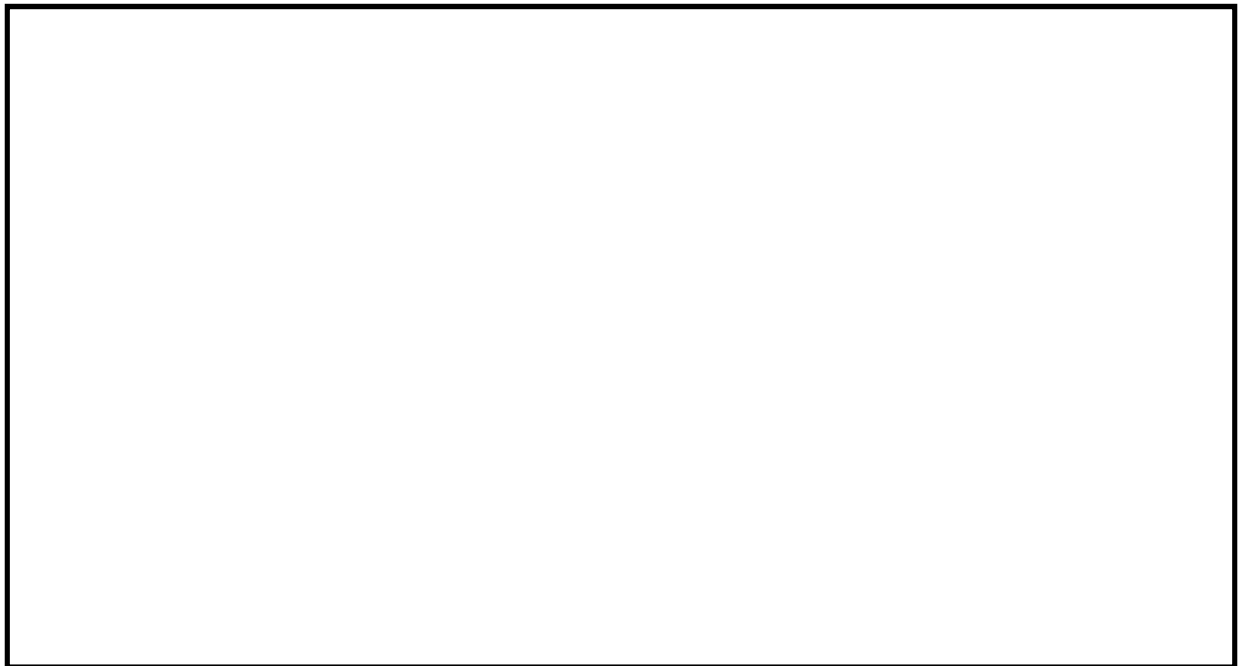


図 5.1-14 (8) 断面③の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 14$)

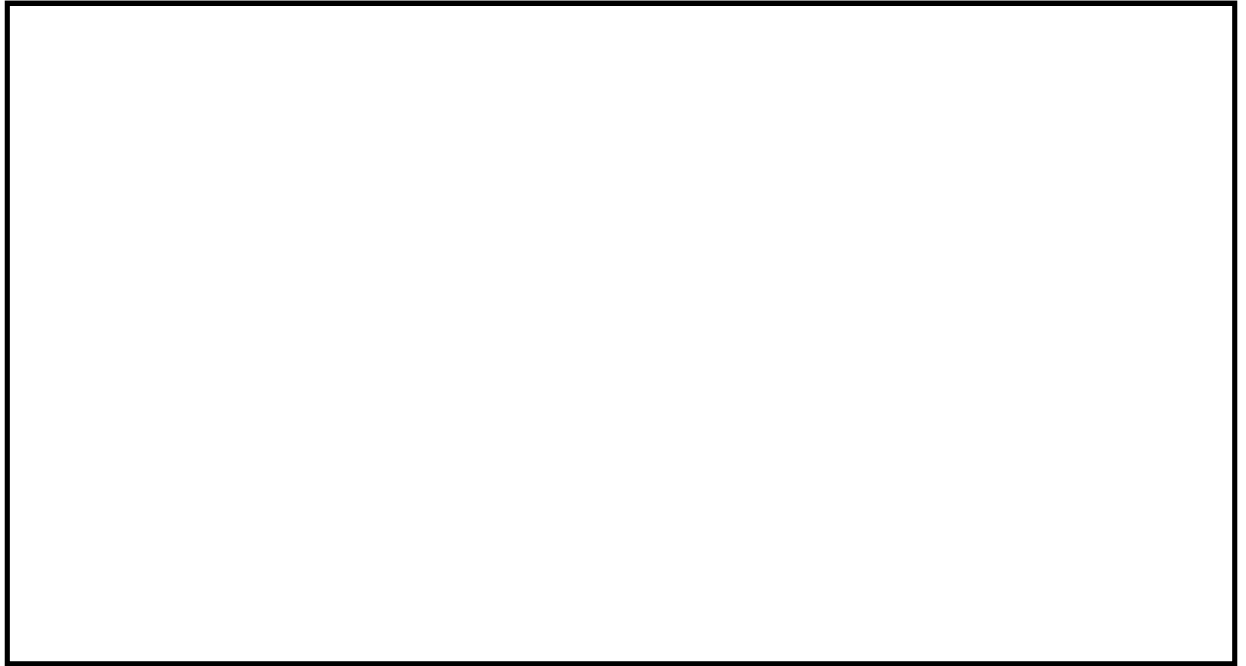


図 5.1-14 (9) 断面③の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 21$)

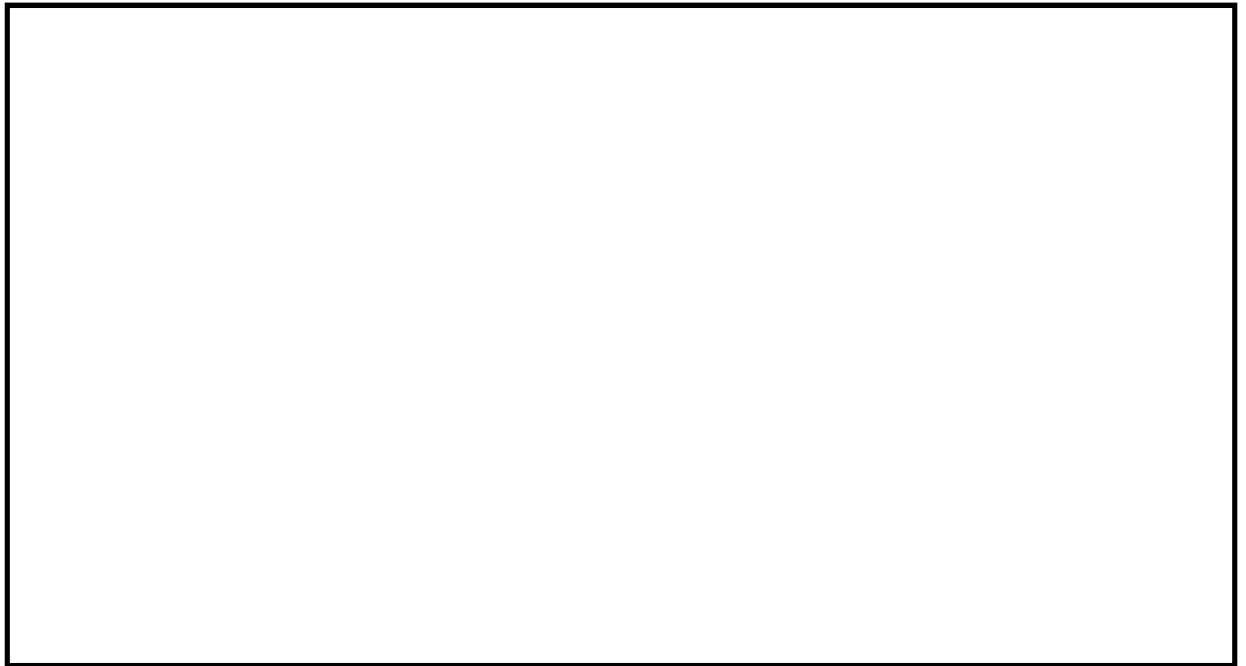


図 5.1-14 (10) 断面③の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 22$)

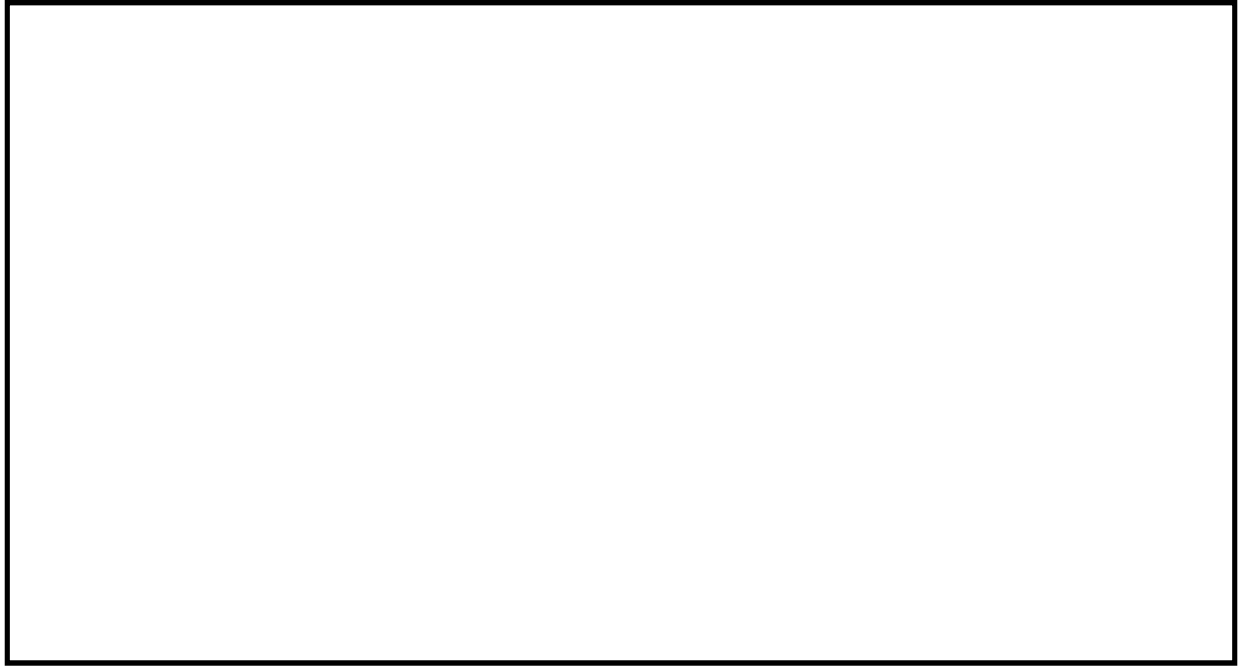


図 5.1-14 (11) 断面③の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3.1 [H+, V+]$)

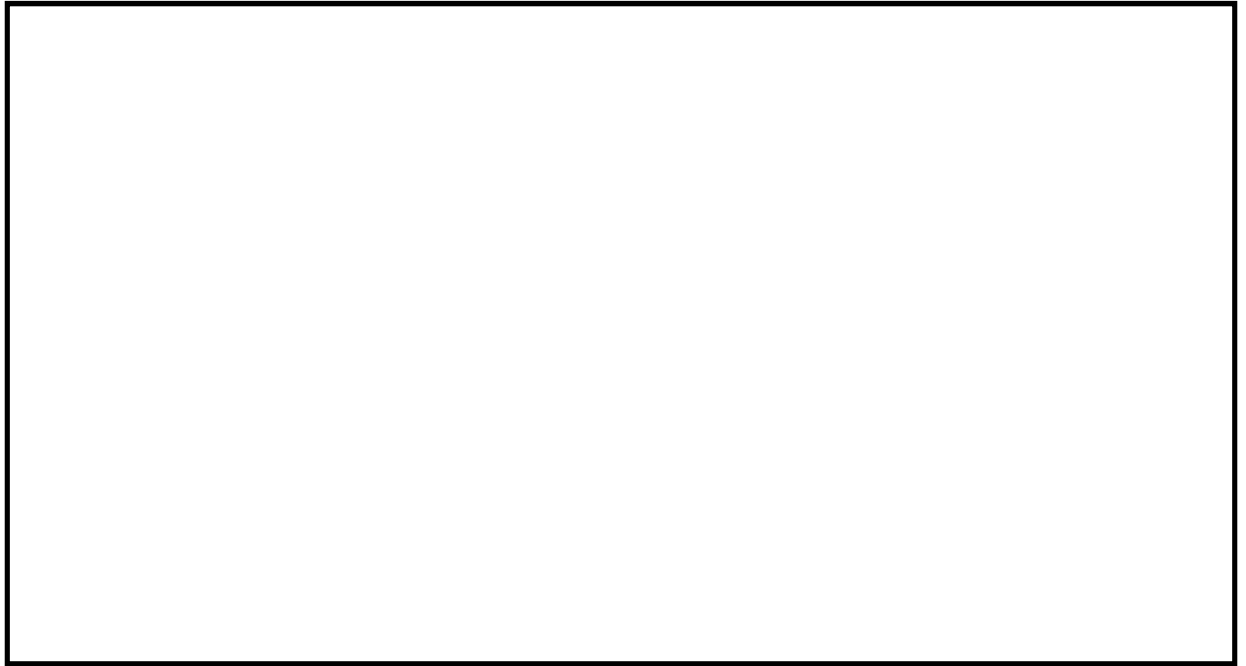


図 5.1-14 (12) 断面③の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3.1 [H-, V+]$)

・検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース

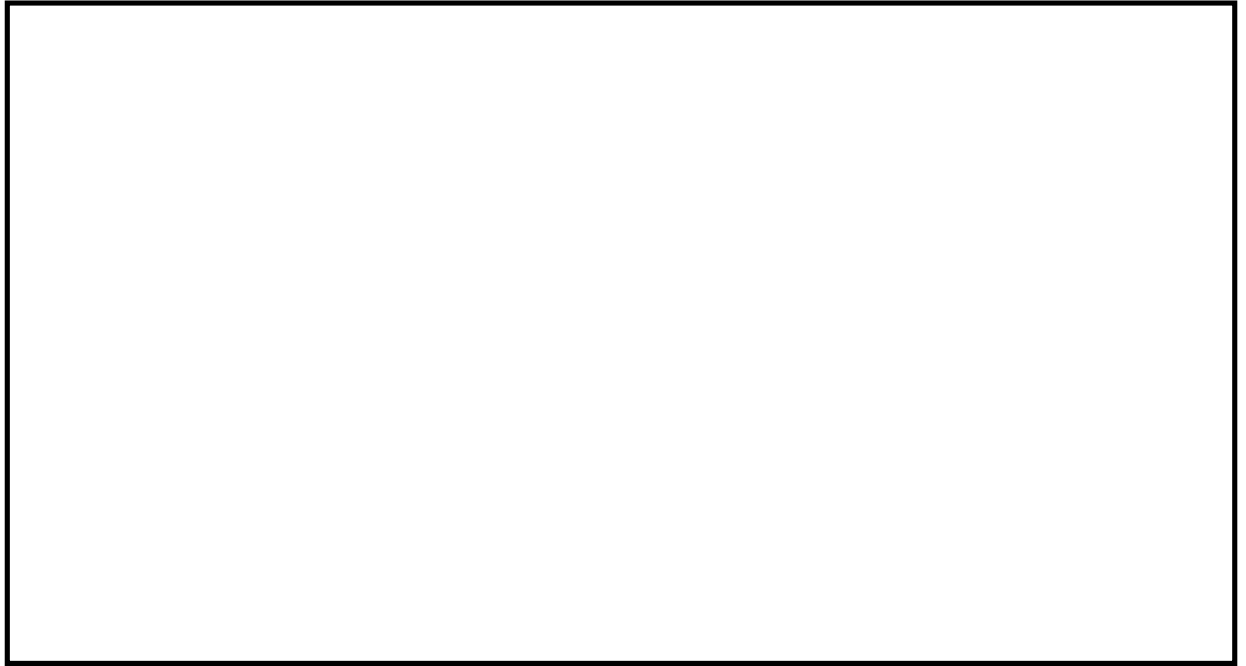


図 5.1-14 (13) 断面③の過剰間隙水圧比分布（ $S_s - D 1 [H+, V+]$ ）

・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース



図 5.1-14 (14) 断面③の過剰間隙水圧比分布（ $S_s - 3 1 [H-, V+]$ ）

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

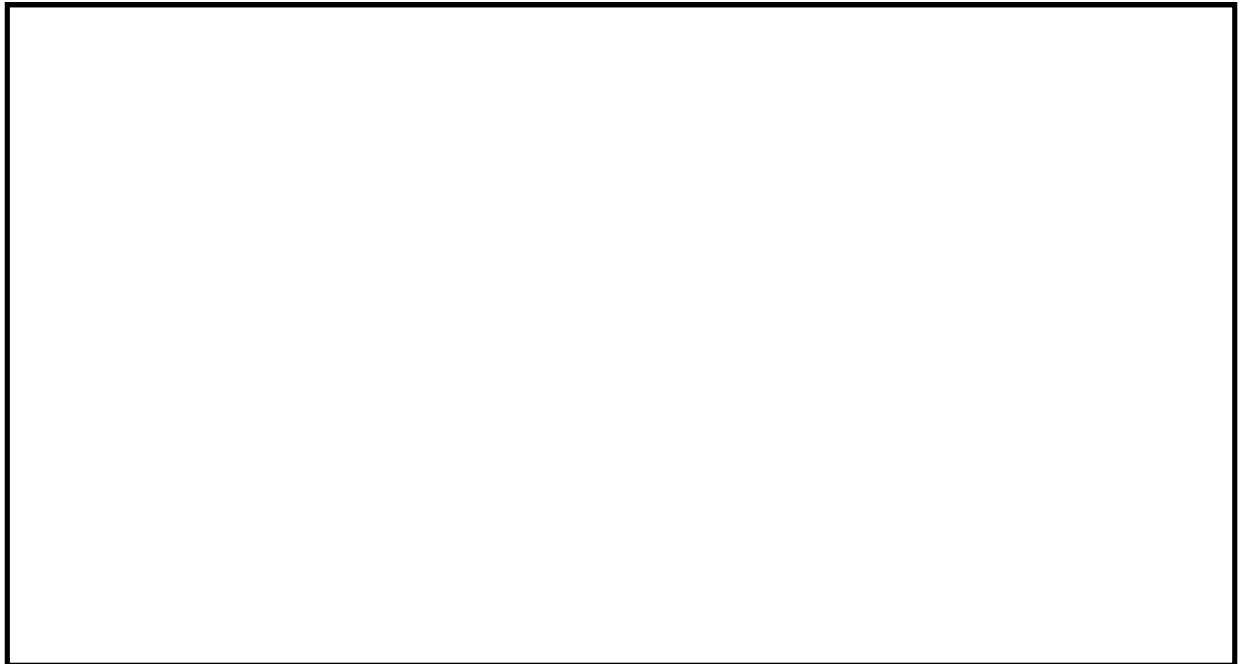


図 5.1-14 (15) 断面③の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

d. 断面④

・検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース



図 5.1-15 (1) 断面④の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)



図 5.1-15 (2) 断面④の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

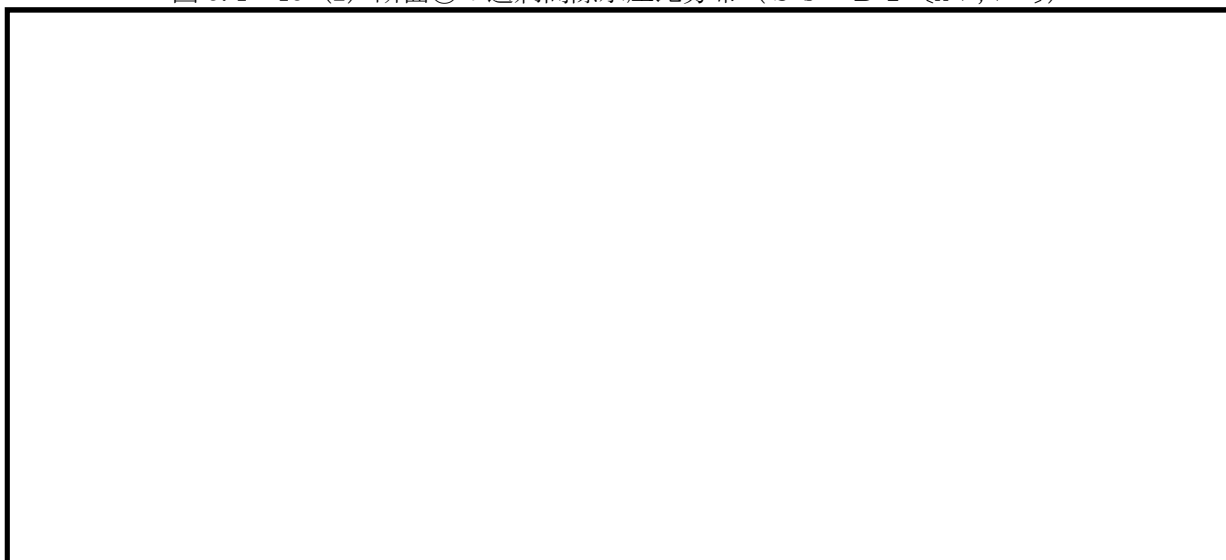


図 5.1-15 (3) 断面④の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)



図 5.1-15 (4) 断面④の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)



図 5.1-15 (5) 断面④の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1.1$)



図 5.1-15 (6) 断面④の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1.2$)

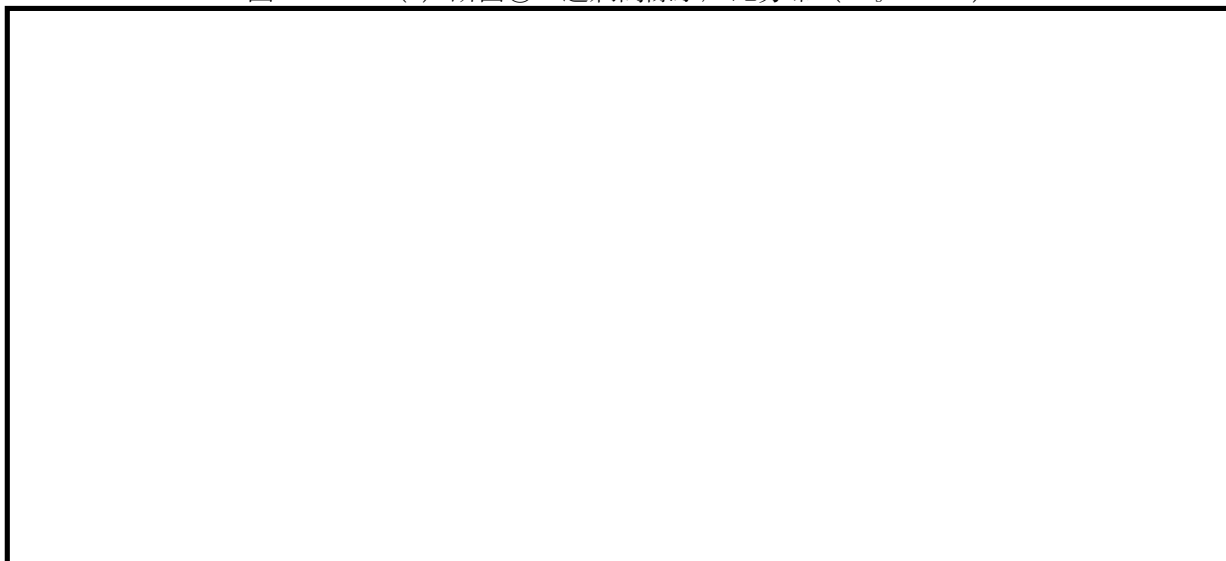


図 5.1-15 (7) 断面④の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1.3$)

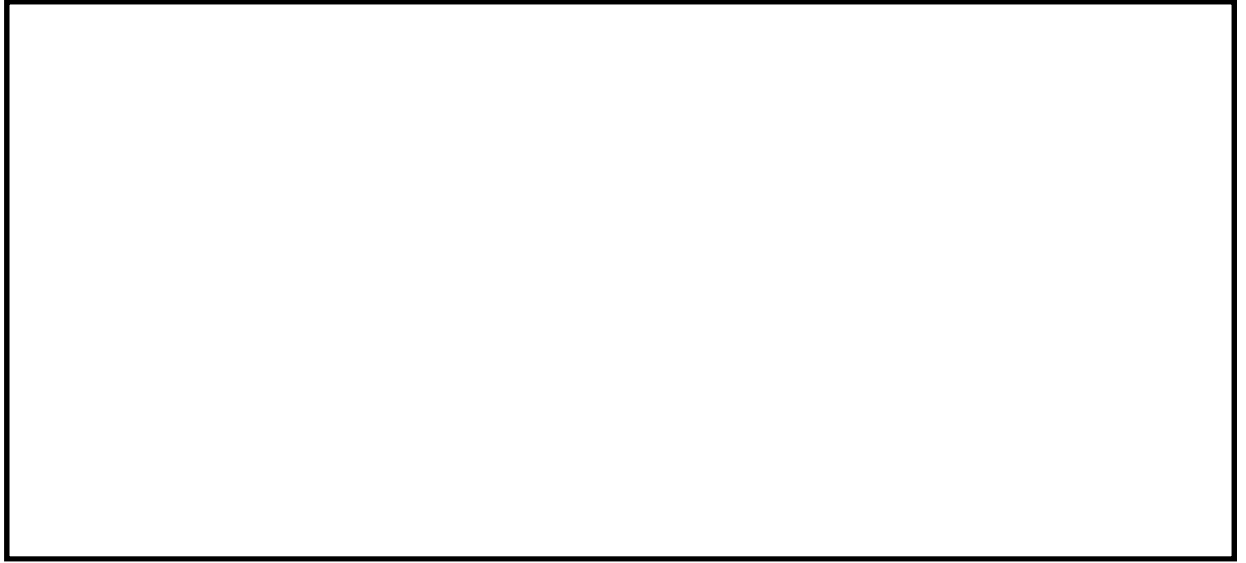


図 5.1-15 (8) 断面④の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 14$)

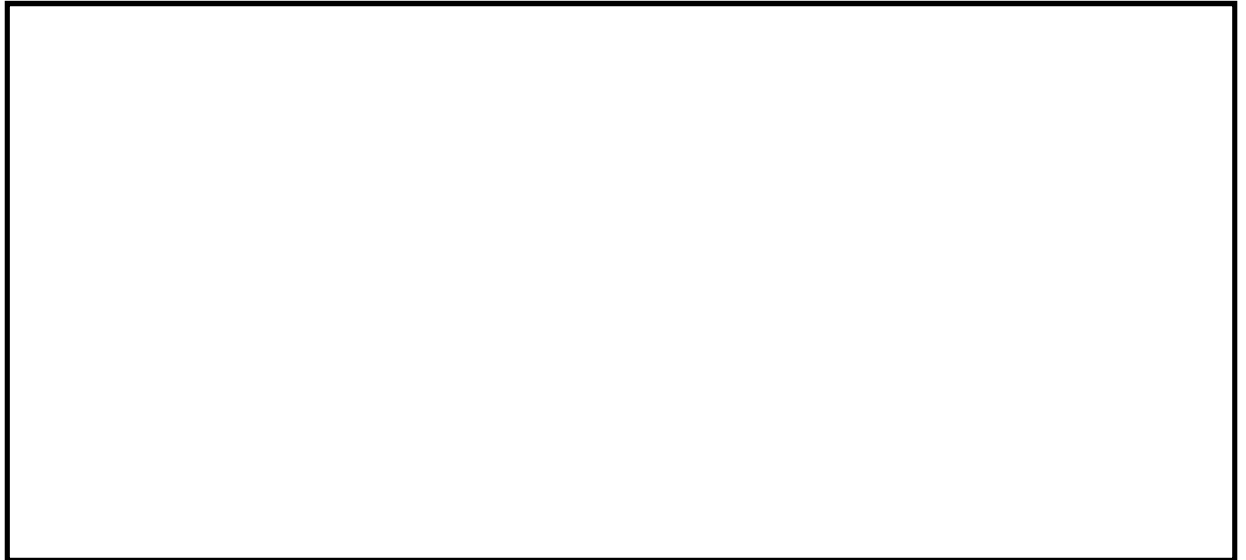


図 5.1-15 (9) 断面④の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 21$)

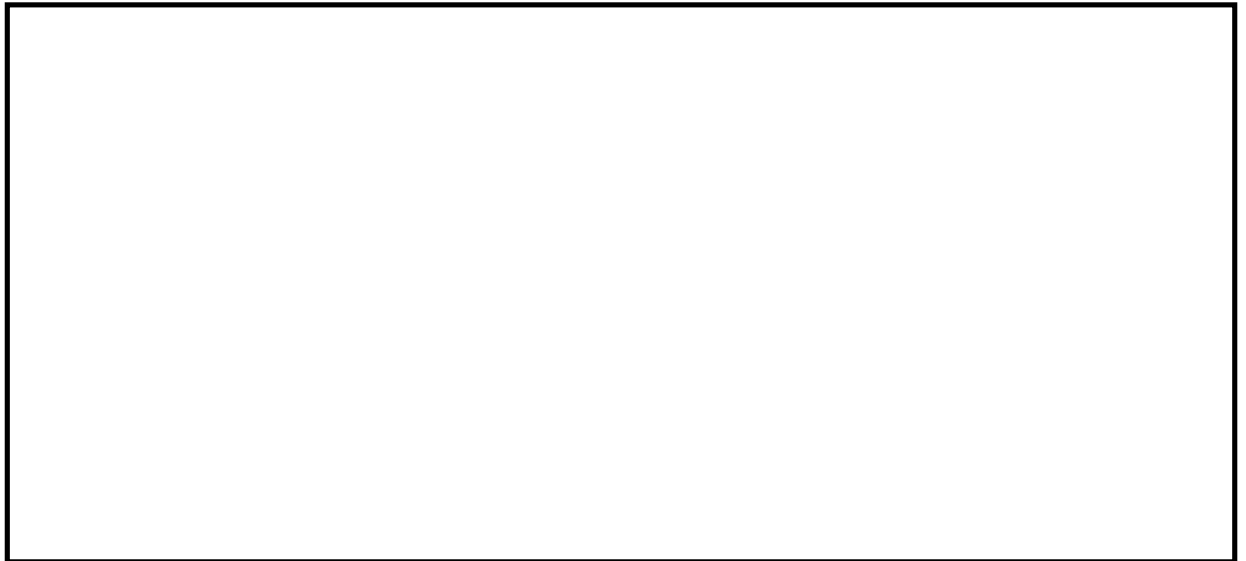


図 5.1-15 (10) 断面④の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 22$)



図 5.1-15 (11) 断面④の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3.1 [H+, V+]$)



図 5.1-15 (12) 断面④の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3.1 [H-, V+]$)

- ・検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース

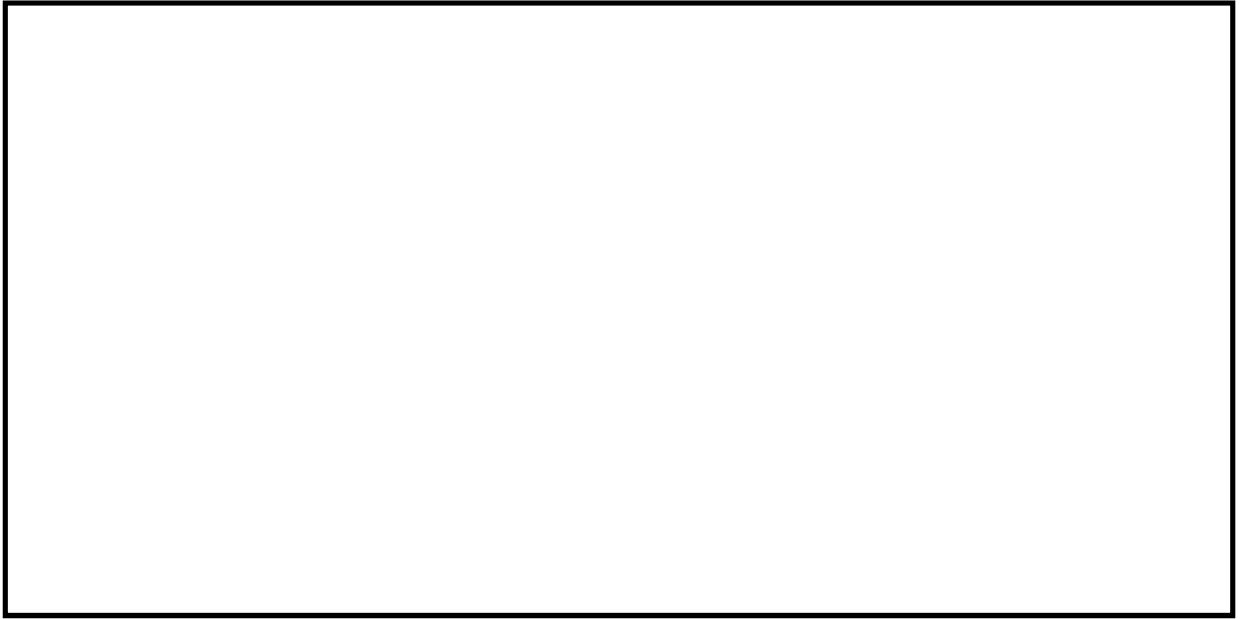


図 5.1-15 (13) 断面④の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3.1 [H-, V+]$)

- ・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース



図 5.1-15 (14) 断面④の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3.1 [H-, V+]$)

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



図 5.1-15 (15) 断面④の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

e. 断面⑤

- ・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース



図 5.1-16 (1) 断面⑤の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)



図 5.1-16 (2) 断面⑤の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1$ [H+, V-])



図 5.1-16 (3) 断面⑤の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1$ [H-, V+])

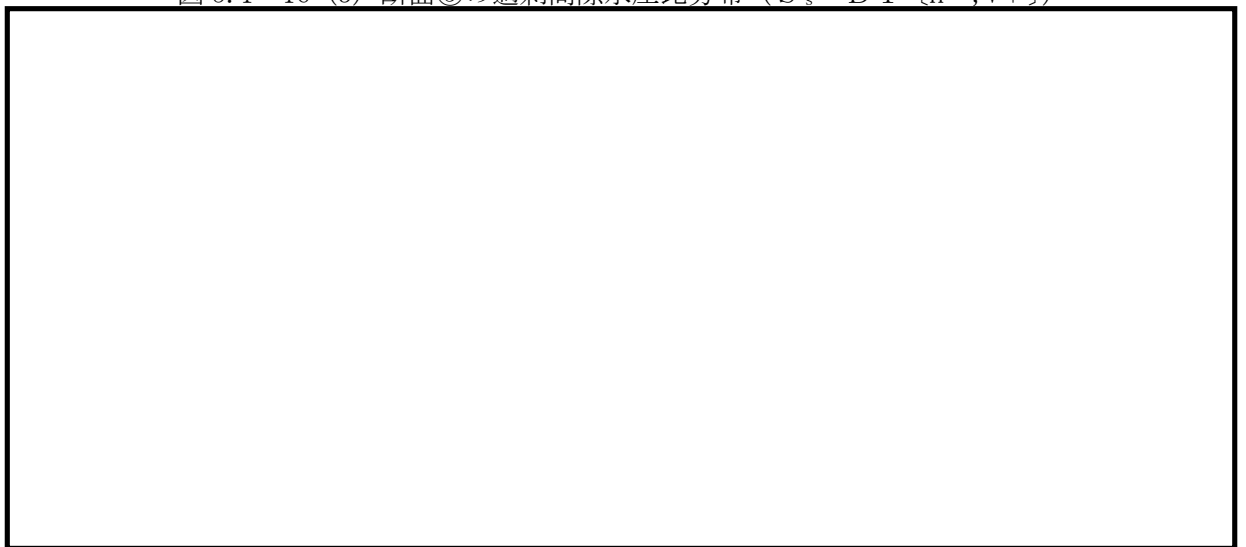


図 5.1-16 (4) 断面⑤の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1$ [H-, V-])

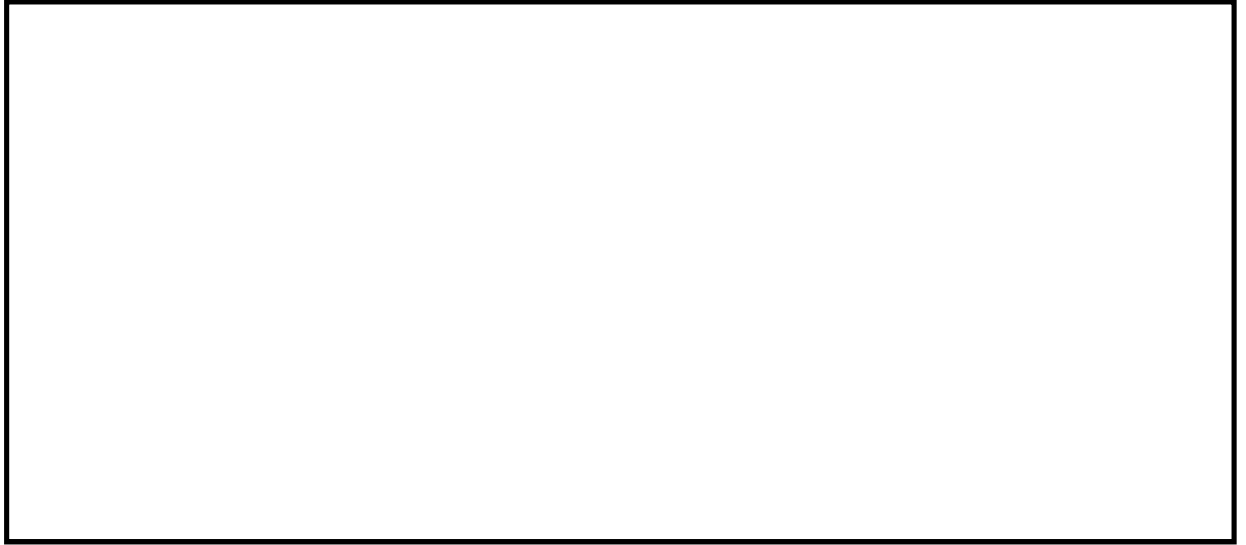


図 5.1-16 (5) 断面⑤の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 1$)

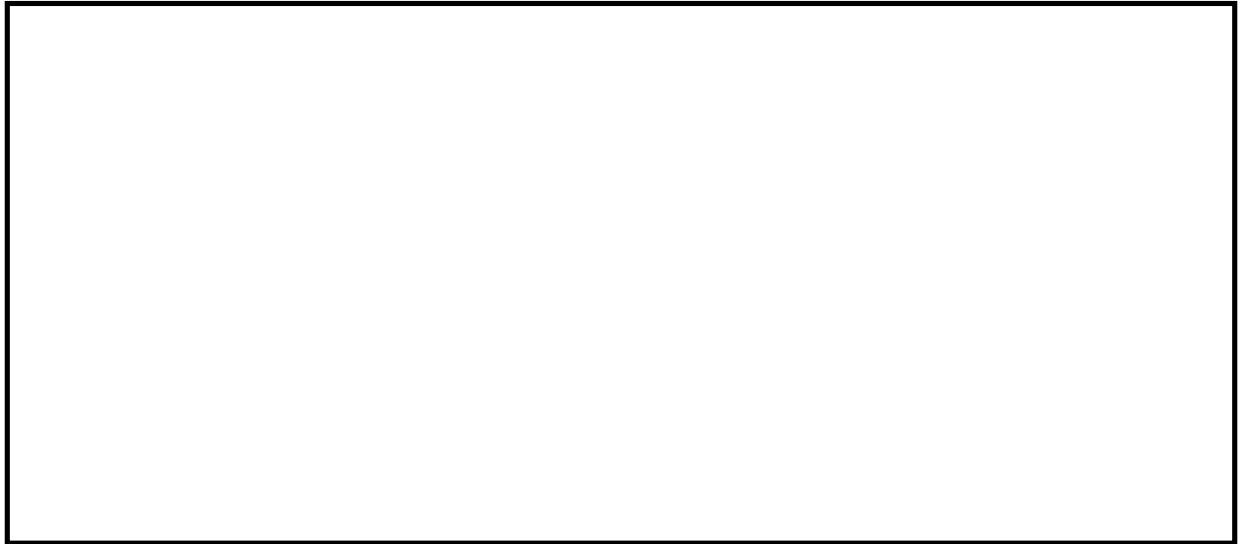


図 5.1-16 (6) 断面⑤の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 2$)

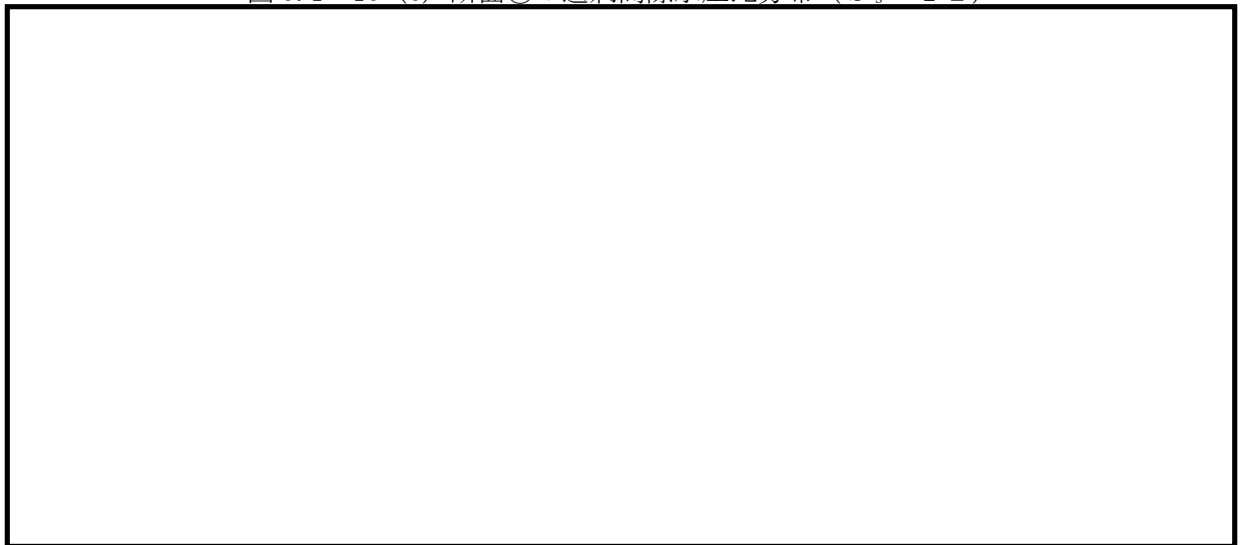


図 5.1-16 (7) 断面⑤の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 3$)



図 5.1-16 (8) 断面⑤の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 4$)



図 5.1-16 (9) 断面⑤の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 1$)



図 5.1-16 (10) 断面⑤の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 2$)

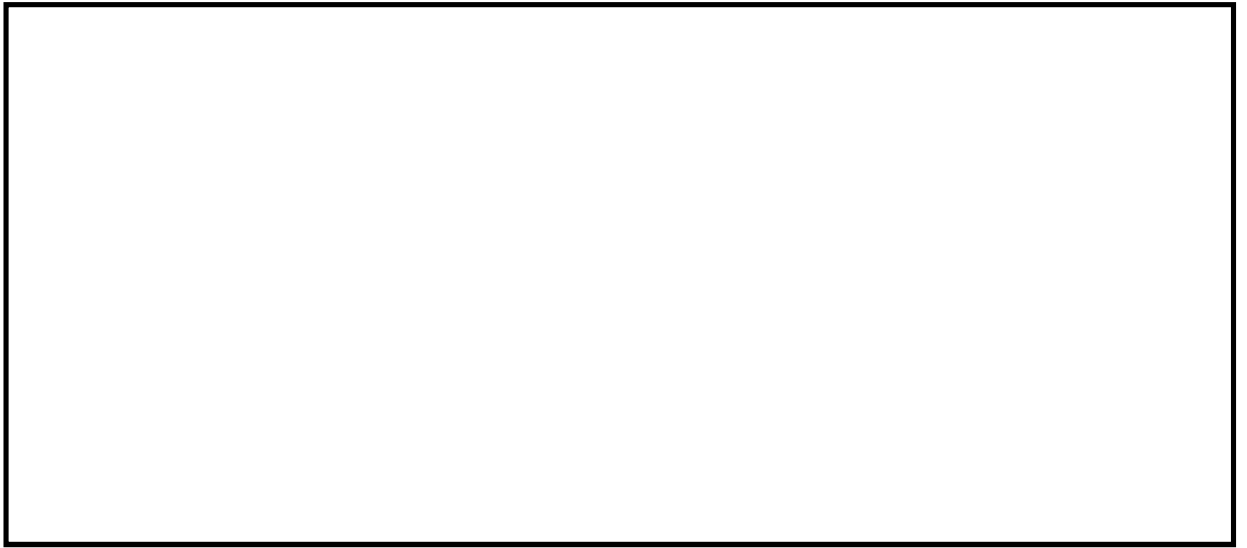


図 5.1-16 (11) 断面⑤の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3.1 [H+, V+]$)

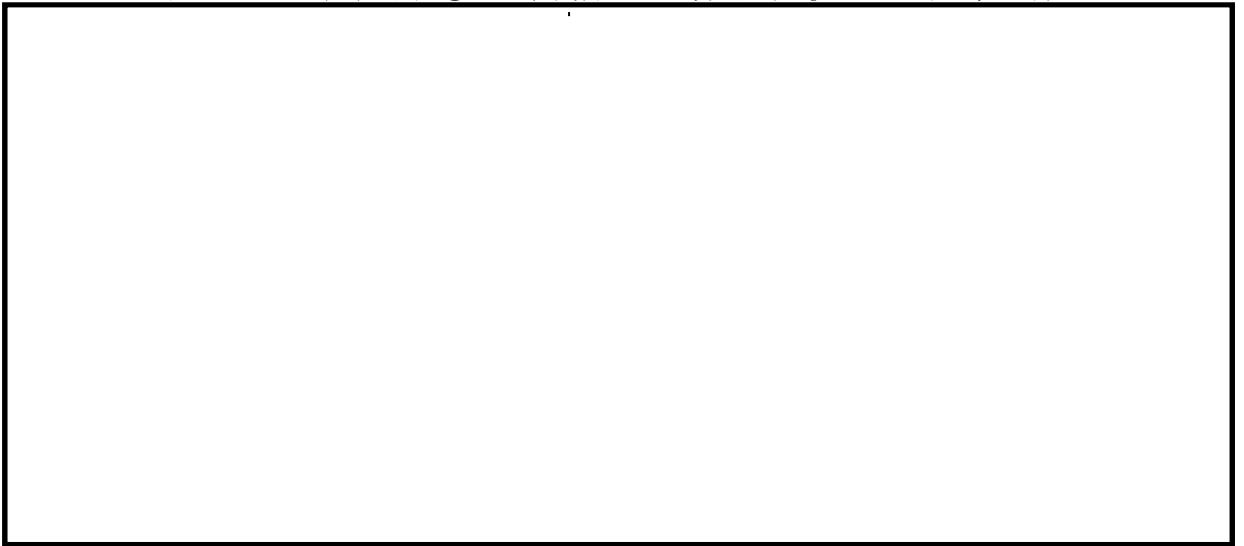


図 5.1-16 (12) 断面⑤の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3.1 [H-, V+]$)

- ・検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース



図 5.1-16 (13) 断面⑤の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3.1 [H-, V+]$)

- ・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

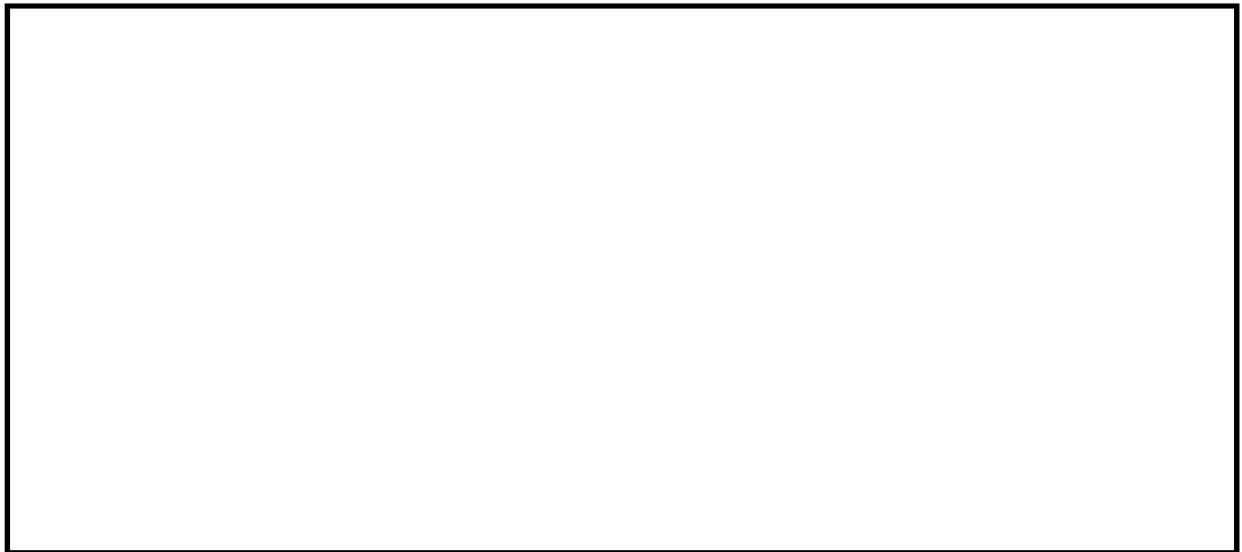


図 5.1-16 (14) 断面⑤の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3.1 [H-, V+]$)

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

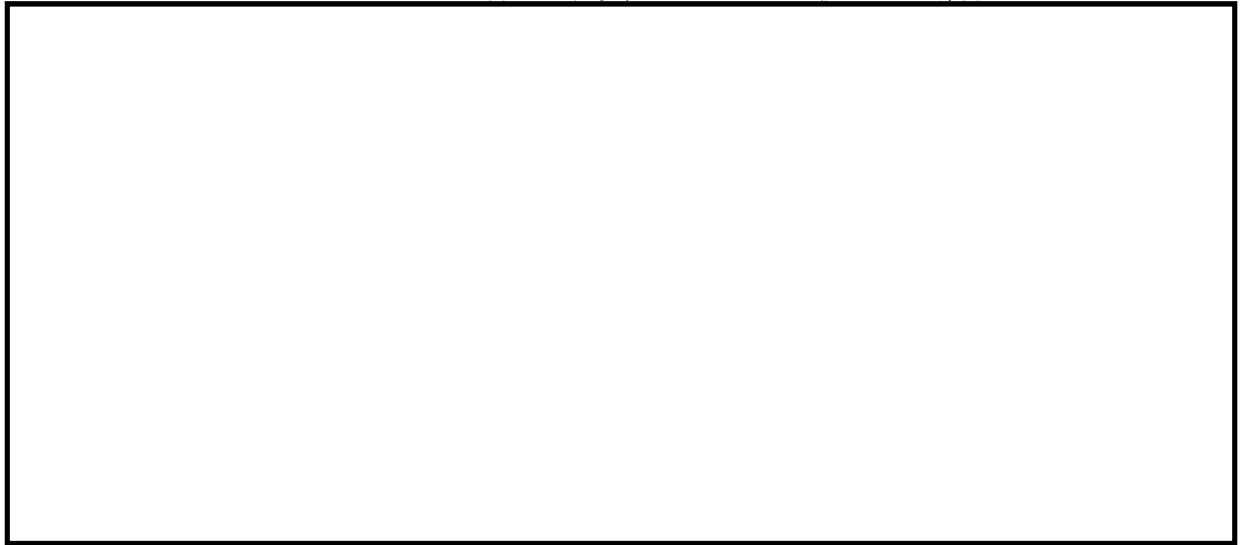


図 5.1-16 (15) 断面⑤の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1$ [H+, V-])

(4) 最大加速度分布図

a. 断面①

- ・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース



図 5.1-17 (1) 断面①の最大加速度分布 ($S_s - D 1$ [H+, V+])



図 5.1-17 (2) 断面①の最大加速度分布 ($S_s - D 1$ [H+, V-])



図 5.1-17 (3) 断面①の最大加速度分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)



図 5.1-17 (4) 断面①の最大加速度分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)



図 5.1-17 (5) 断面①の最大加速度分布 ($S_s - 1 1$)

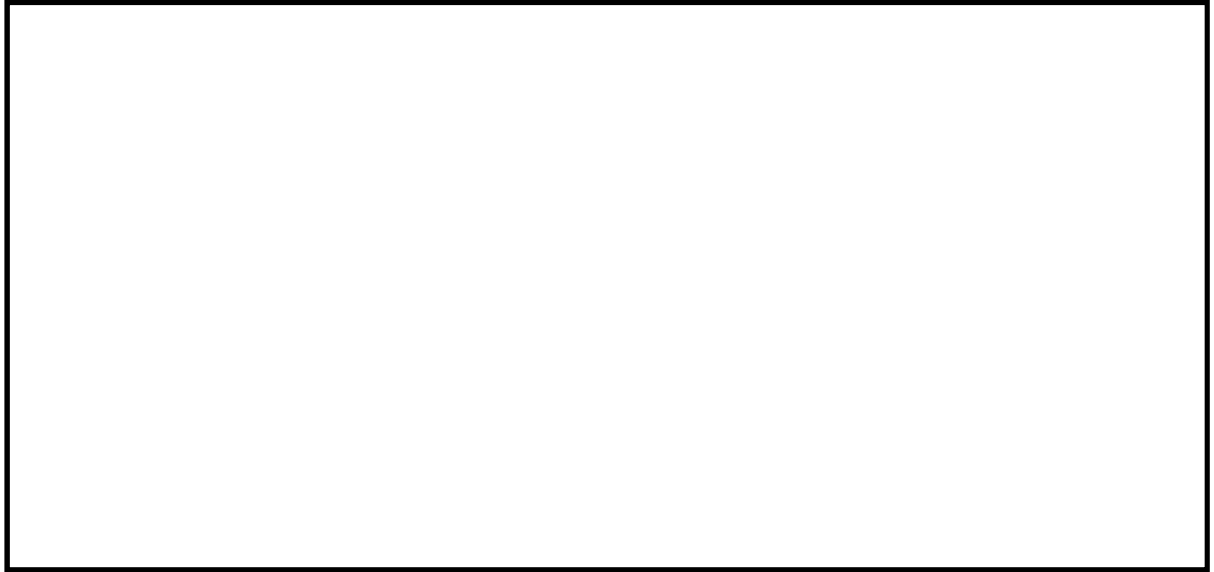


図 5.1-17 (6) 断面①の最大加速度分布 ($S_s - 1 2$)



図 5.1-17 (7) 断面①の最大加速度分布 ($S_s - 1 3$)

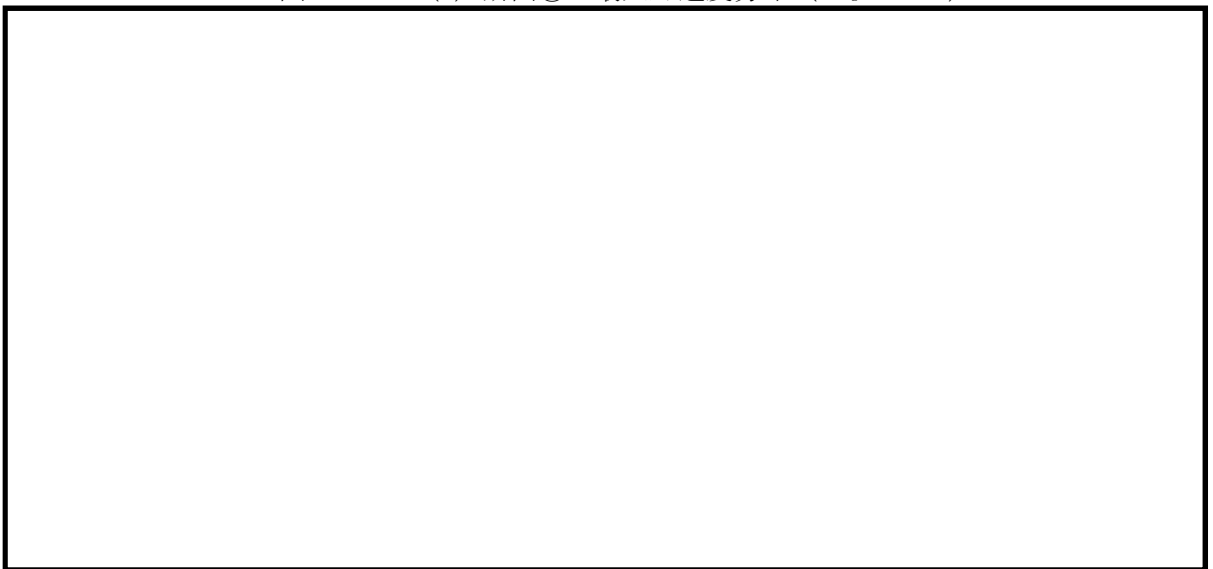


図 5.1-17 (8) 断面①の最大加速度分布 ($S_s - 1 4$)

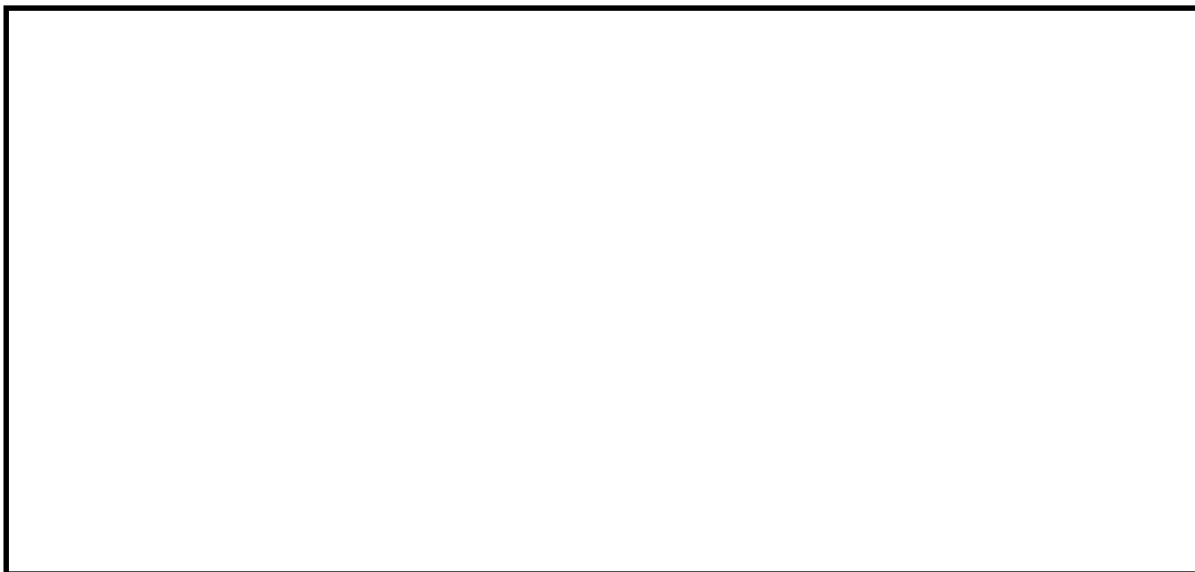


図 5.1-17 (9) 断面①の最大加速度分布 ($S_s - 2 1$)



図 5.1-17 (10) 断面①の最大加速度分布 ($S_s - 2 2$)



図 5.1-17 (11) 断面①の最大加速度分布 ($S_s - 3 1$ [H+,V+])

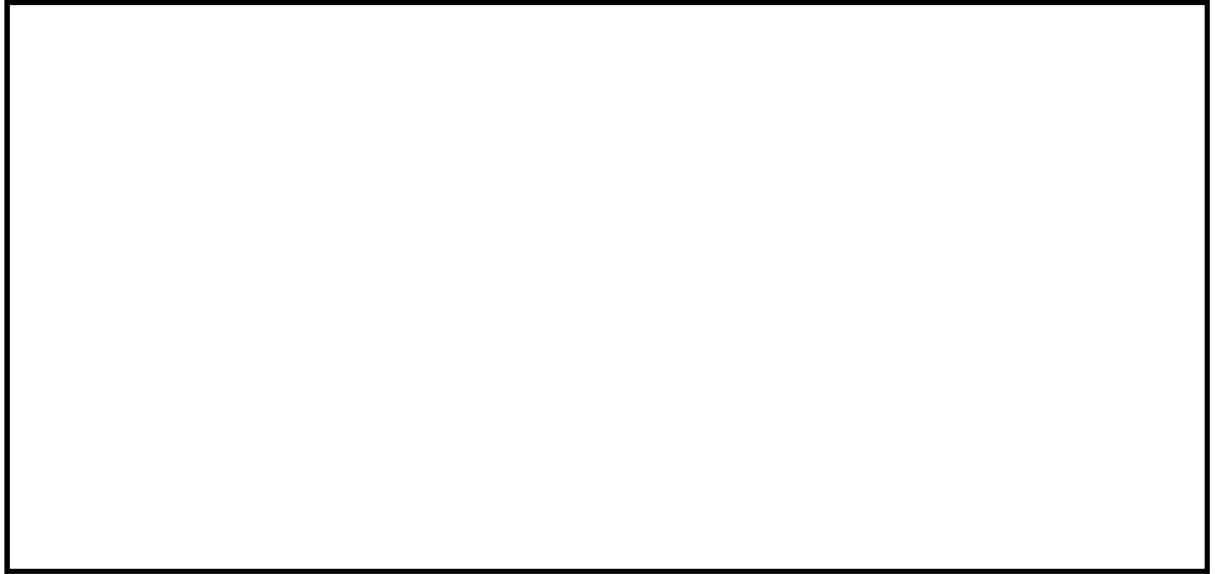


図 5.1-17 (12) 断面①の最大加速度分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

・検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース

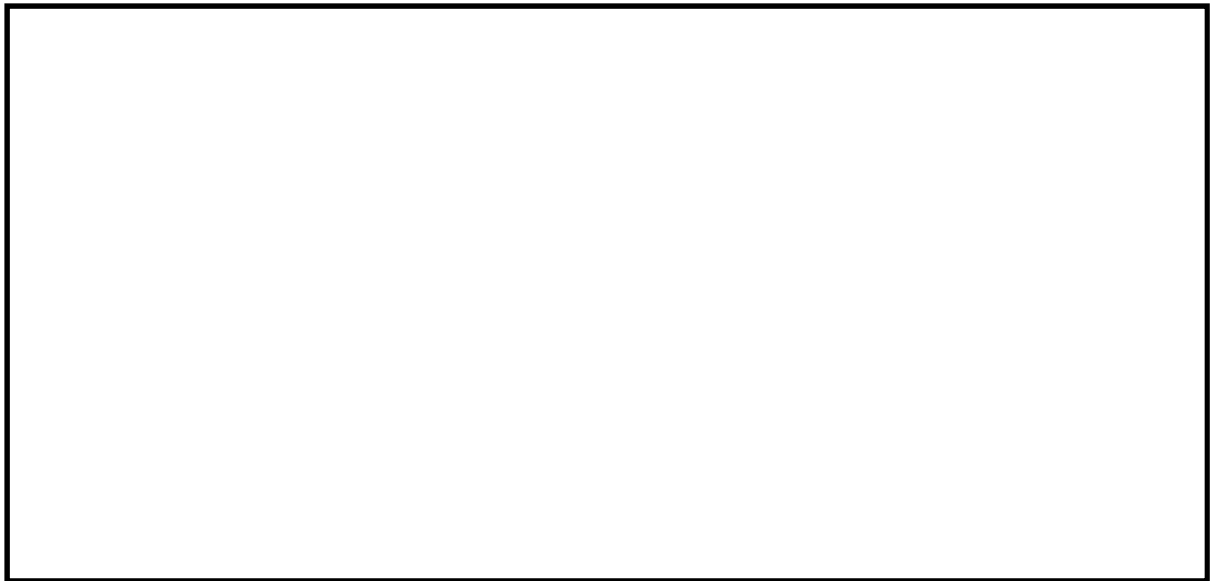


図 5.1-17 (13) 断面①の最大加速度分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

- ・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース



図 5.1-17 (14) 断面①の最大加速度分布 ($S_s - 3.1 [H-, V+]$)

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

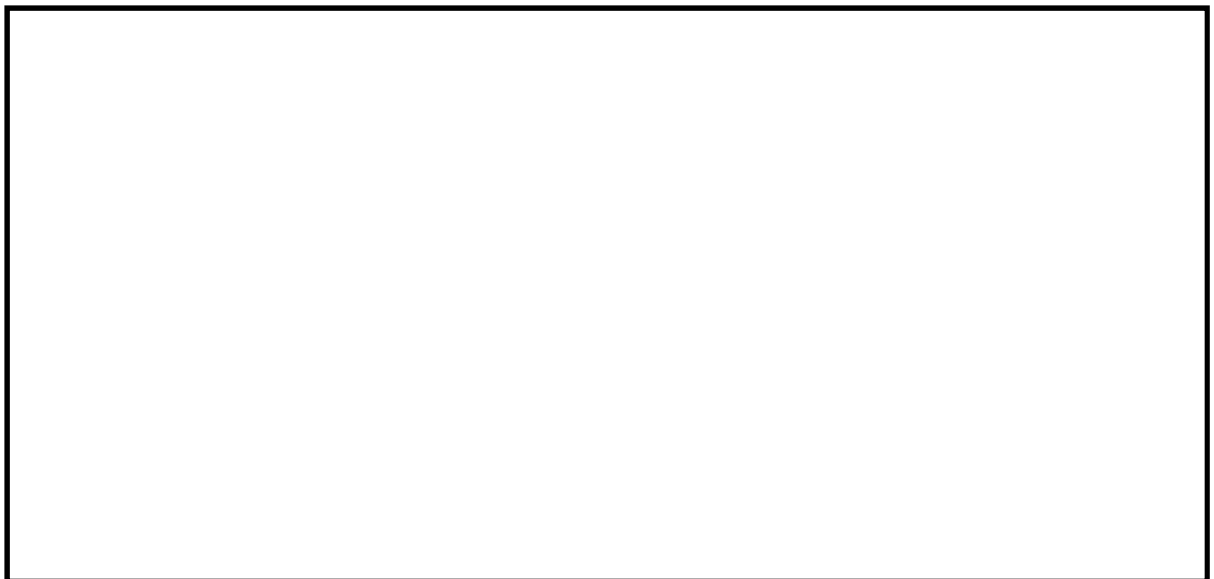


図 5.1-17 (15) 断面①の最大加速度分布 ($S_s - 3.1 [H-, V+]$)

- ・検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

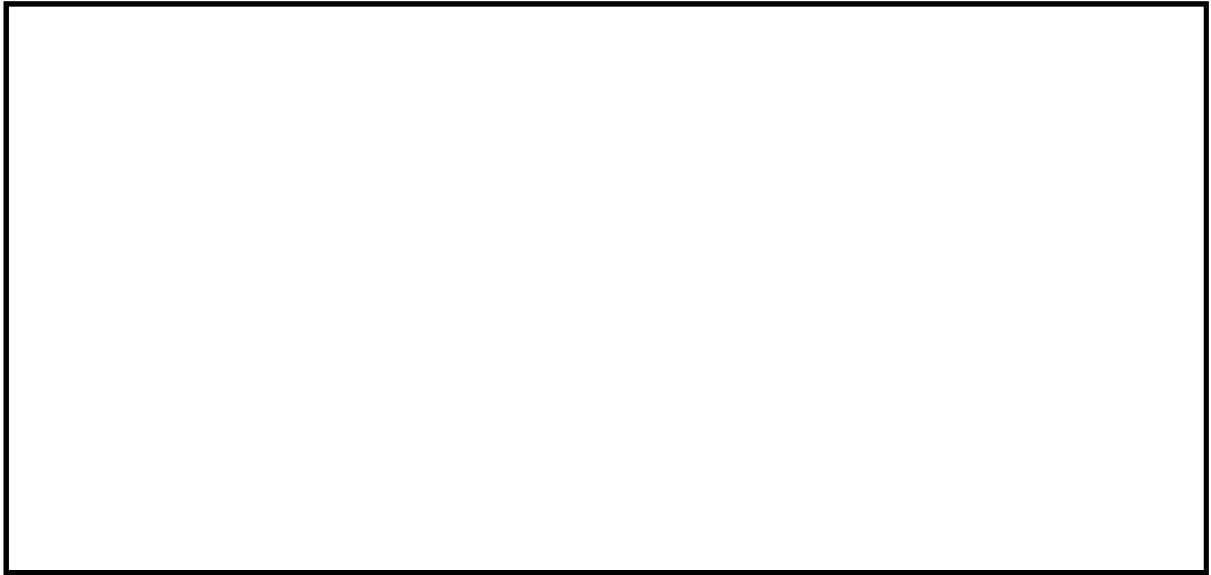


図 5.1-17 (16) 断面①の最大加速度分布 ($S_s - 3.1$ [H-, V+])

- ・検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して非液状化の条件を仮定した解析ケース



図 5.1-17 (17) 断面①の最大加速度分布 ($S_s - 3.1$ [H-, V+])

b. 断面②

- ・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

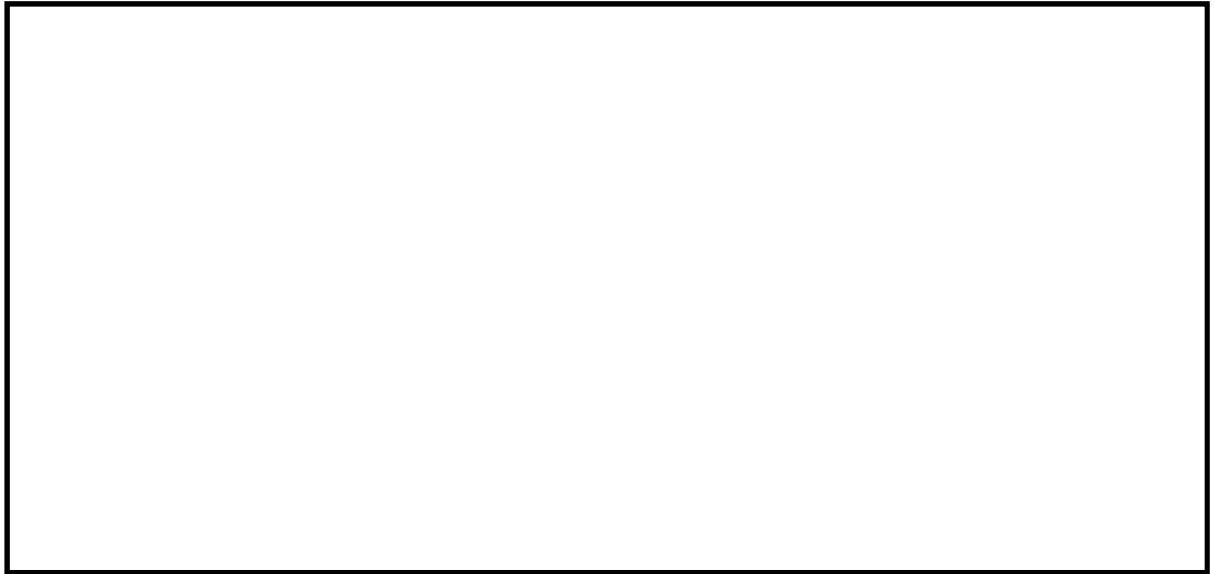


図 5.1-18 (1) 断面②の最大加速度分布 ($S_s - D 1$ [H+, V+])



図 5.1-18 (2) 断面②の最大加速度分布 ($S_s - D 1$ [H+, V-])



図 5.1-18 (3) 断面②の最大加速度分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)



図 5.1-18 (4) 断面②の最大加速度分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)



図 5.1-18 (5) 断面②の最大加速度分布 ($S_s - 1 1$)

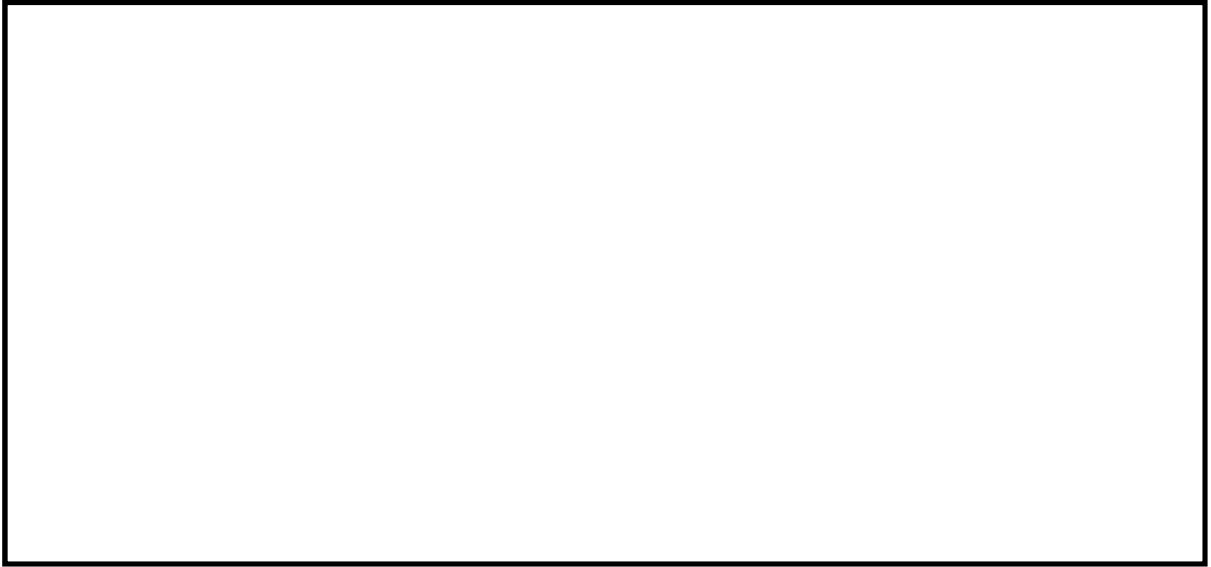


図 5.1-18 (6) 断面②の最大加速度分布 ($S_s - 12$)

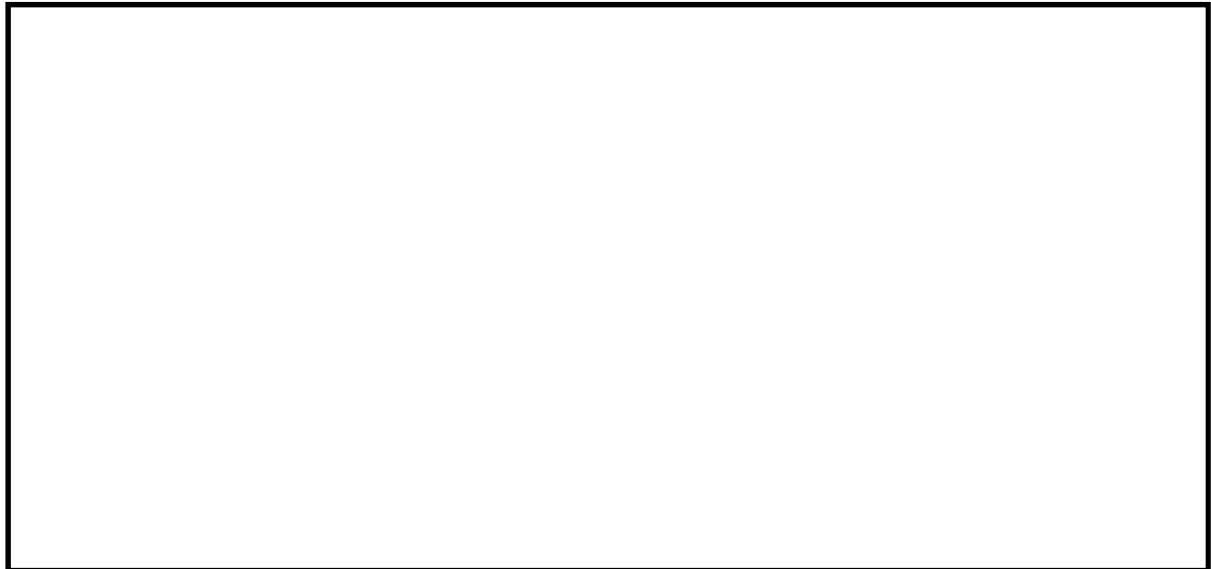


図 5.1-18 (7) 断面②の最大加速度分布 ($S_s - 13$)



図 5.1-18 (8) 断面②の最大加速度分布 ($S_s - 14$)



図 5.1-18 (9) 断面②の最大加速度分布 ($S_s - 2 1$)

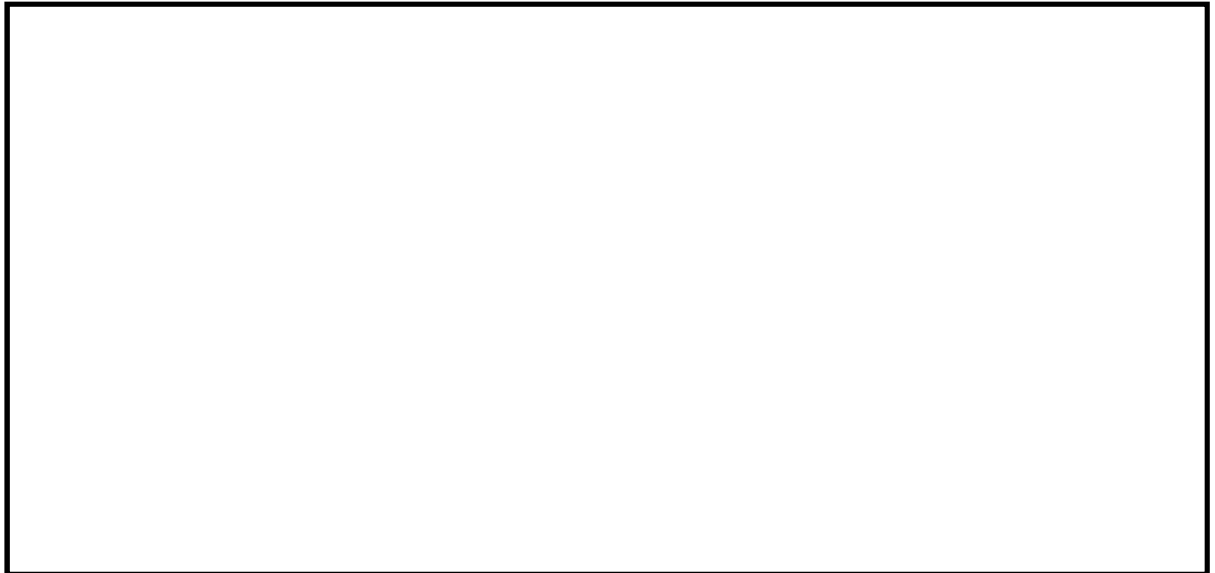


図 5.1-18 (10) 断面②の最大加速度分布 ($S_s - 2 2$)



図 5.1-18 (11) 断面②の最大加速度分布 ($S_s - 3 1$ [H+, V+])

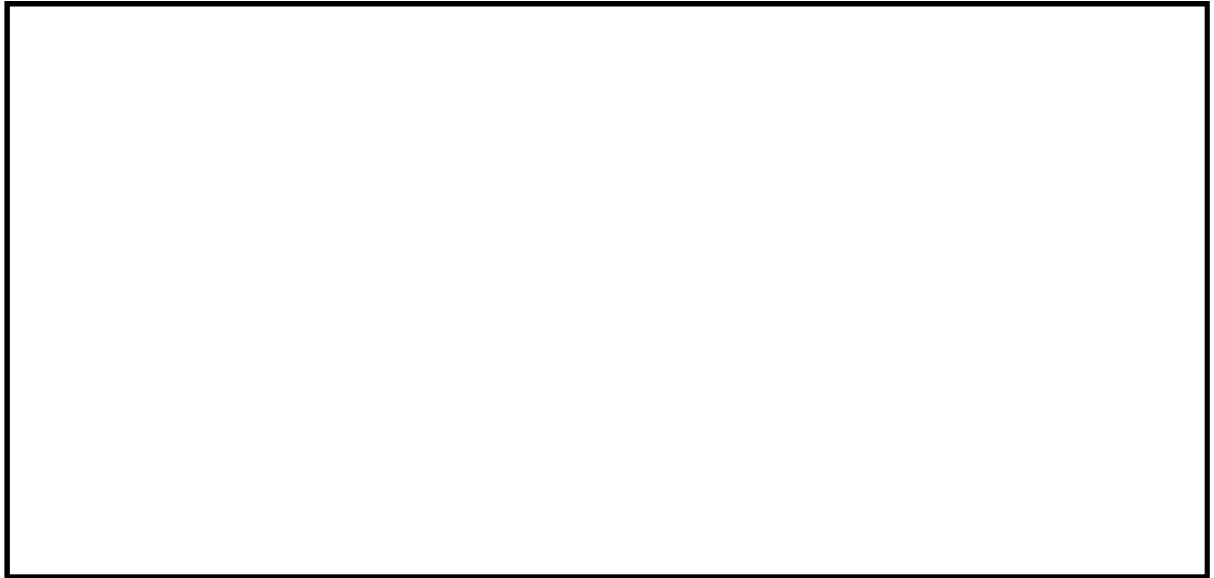


図 5.1-18 (12) 断面②の最大加速度分布 ($S_s - 3.1$ [H-, V+])

・検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース



図 5.1-18 (13) 断面②の最大加速度分布 ($S_s - 3.1$ [H-, V+])

- ・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

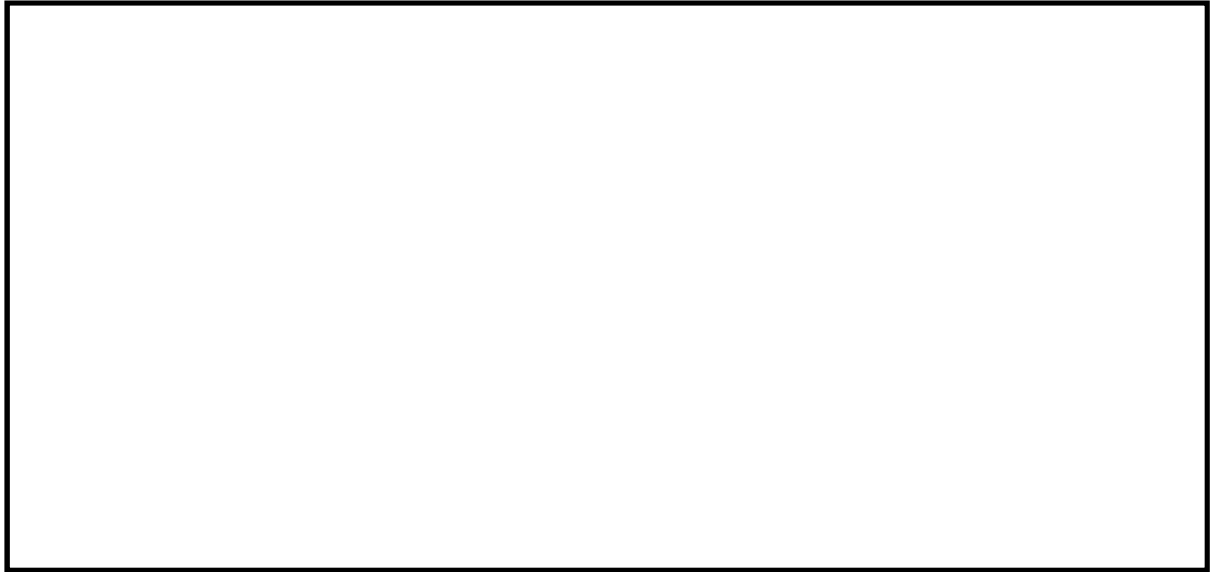


図 5.1-18 (14) 断面②の最大加速度分布 ($S_s - 3.1 [H-, V+]$)

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

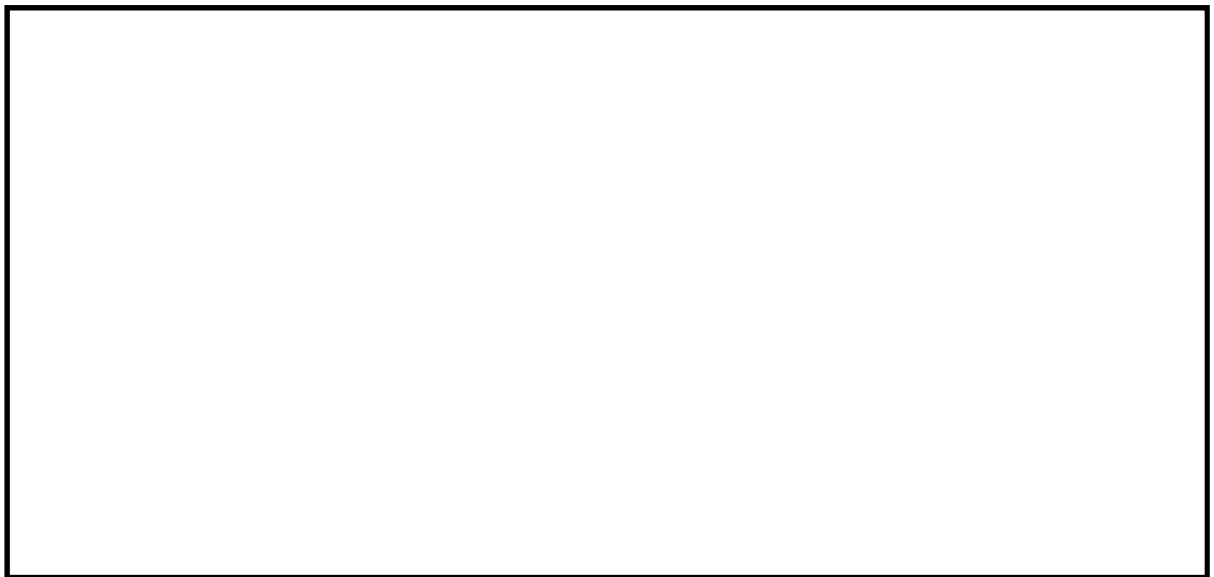


図 5.1-18 (15) 断面②の最大加速度分布 ($S_s - 3.1 [H-, V+]$)

- ・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

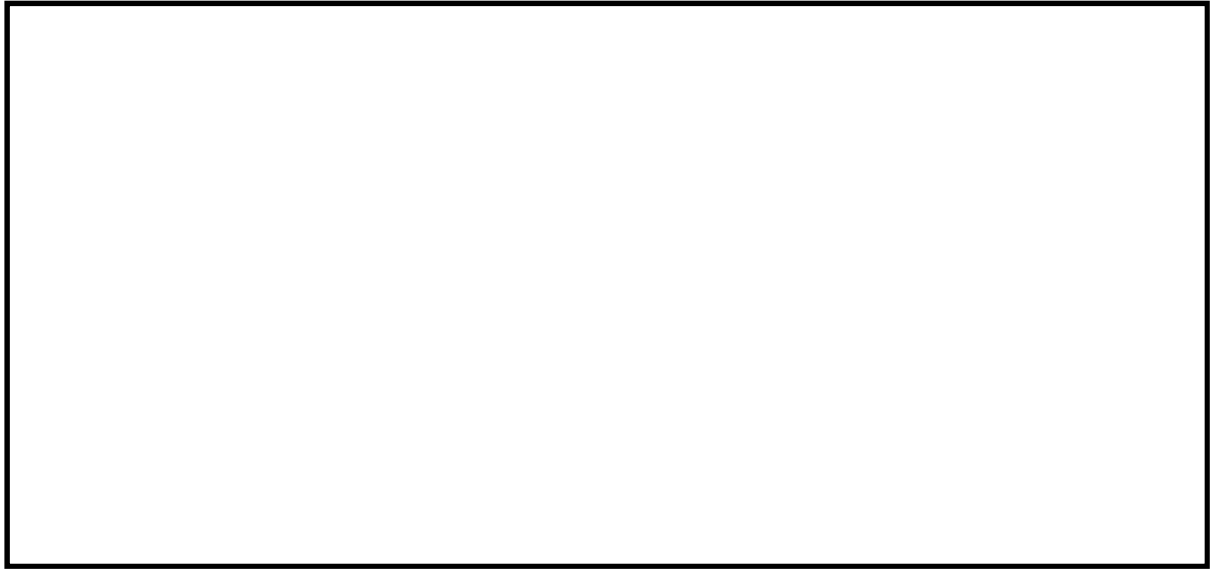


図 5.1-18 (16) 断面②の最大加速度分布 ($S_s - 3.1 [H-, V+]$)

- ・ 検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

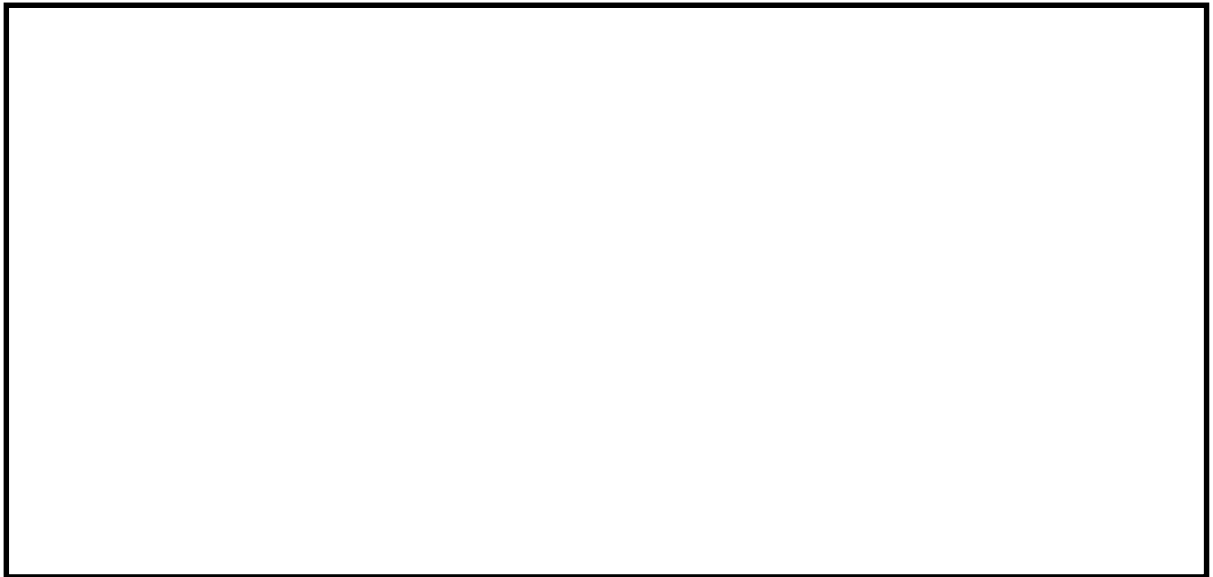


図 5.1-18 (17) 断面②の最大加速度分布 ($S_s - 3.1 [H-, V+]$)

c. 断面③

- ・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース



図 5.1-19 (1) 断面③の最大加速度分布 ($S_s - D 1$ [H+, V+])

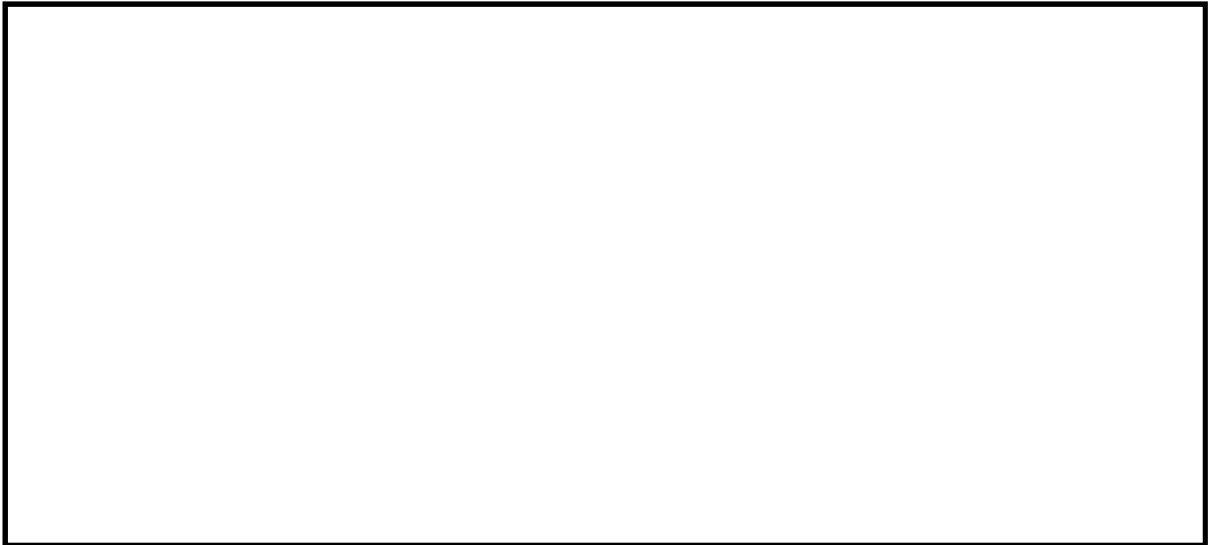


図 5.1-19 (2) 断面③の最大加速度分布 ($S_s - D 1$ [H+, V-])

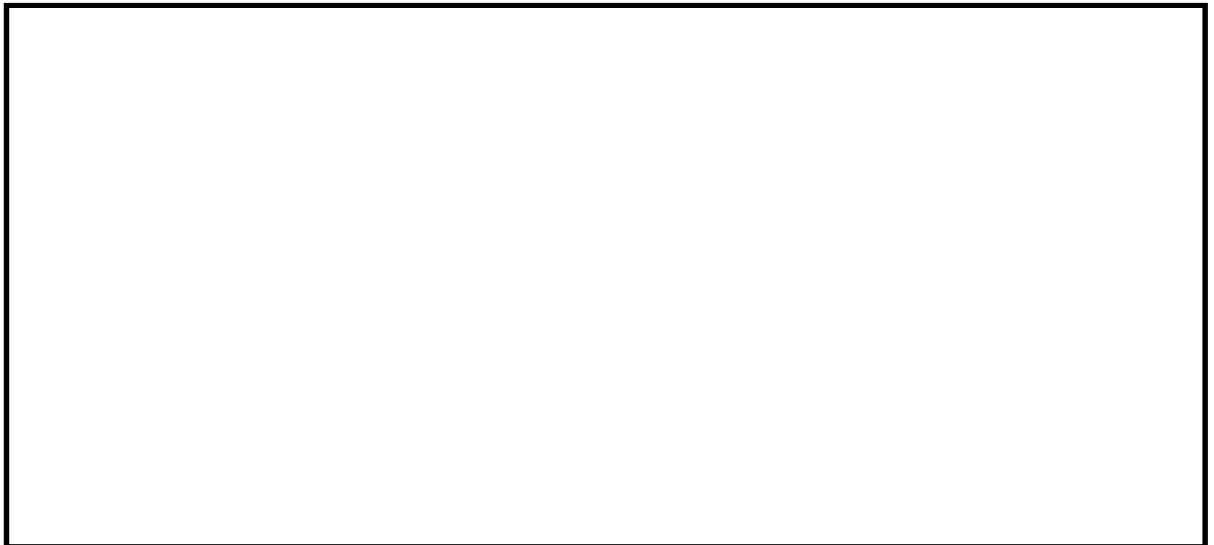


図 5.1-19 (3) 断面③の最大加速度分布 ($S_s - D 1$ [H-, V+])



図 5.1-19 (4) 断面③の最大加速度分布 ($S_s - D 1$ [H-, V-])



図 5.1-19 (5) 断面③の最大加速度分布 ($S_s - 1 1$)



図 5.1-19 (6) 断面③の最大加速度分布 ($S_s - 1 2$)



図 5.1-19 (7) 断面③の最大加速度分布 ($S_s - 13$)



図 5.1-19 (8) 断面③の最大加速度分布 ($S_s - 14$)

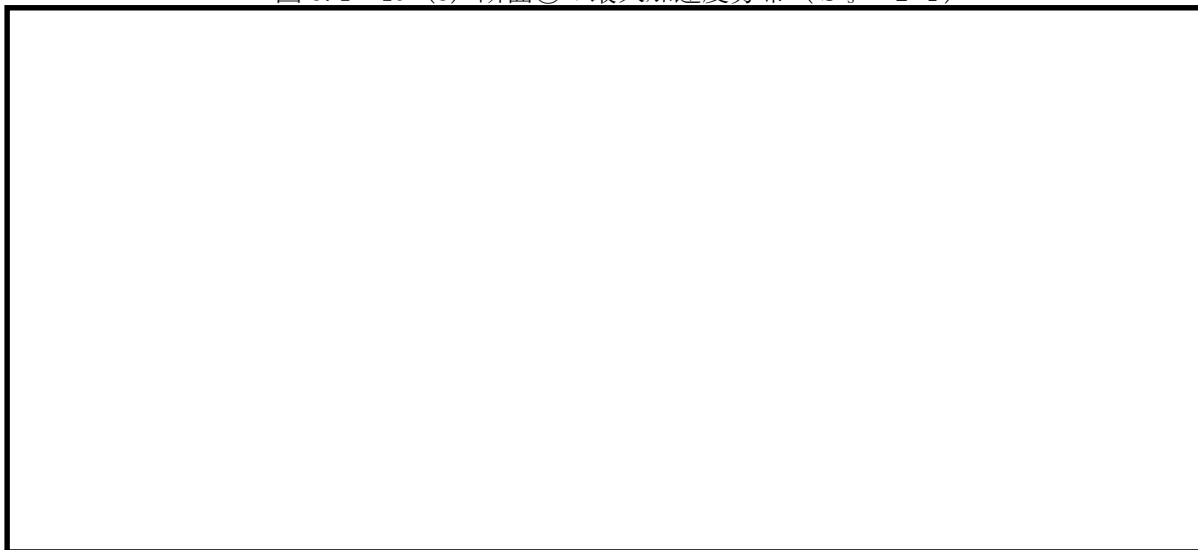


図 5.1-19 (9) 断面③の最大加速度分布 ($S_s - 21$)



図 5.1-19 (10) 断面③の最大加速度分布 ($S_s - 2.2$)

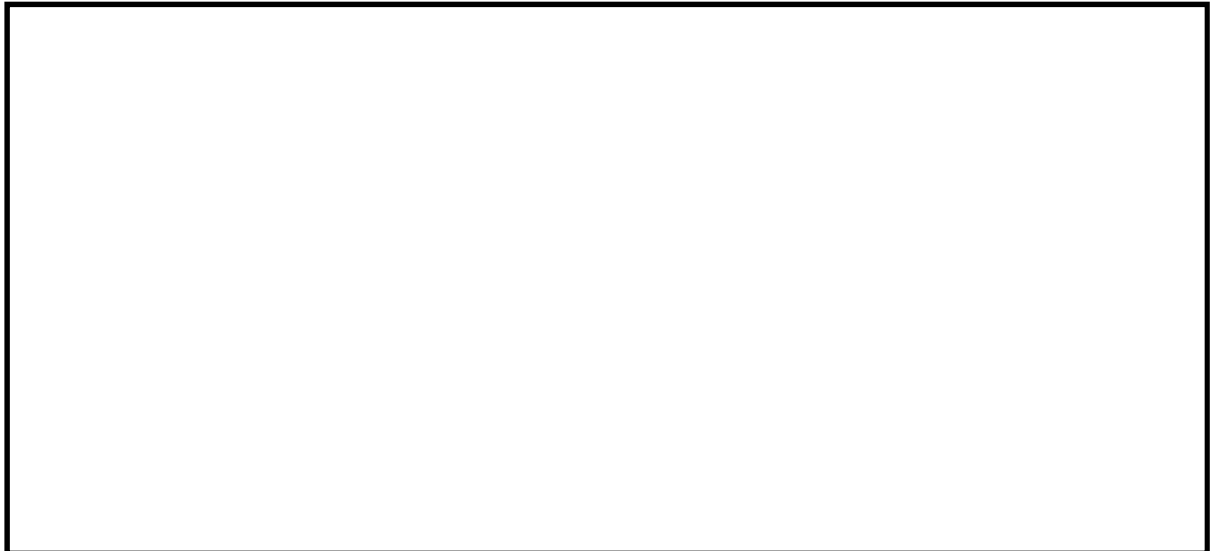


図 5.1-19 (11) 断面③の最大加速度分布 ($S_s - 3.1$ [H+,V+])



図 5.1-19 (12) 断面③の最大加速度分布 ($S_s - 3.1$ [H-,V+])

- ・検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース

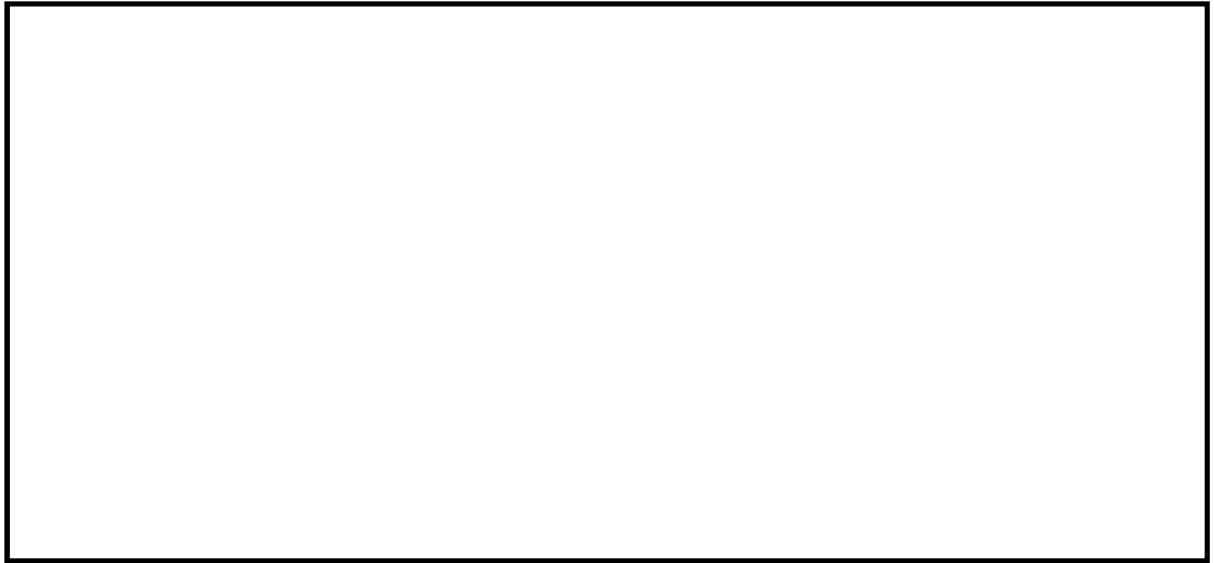


図 5.1-19 (13) 断面③の最大加速度分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

- ・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース



図 5.1-19 (14) 断面③の最大加速度分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

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

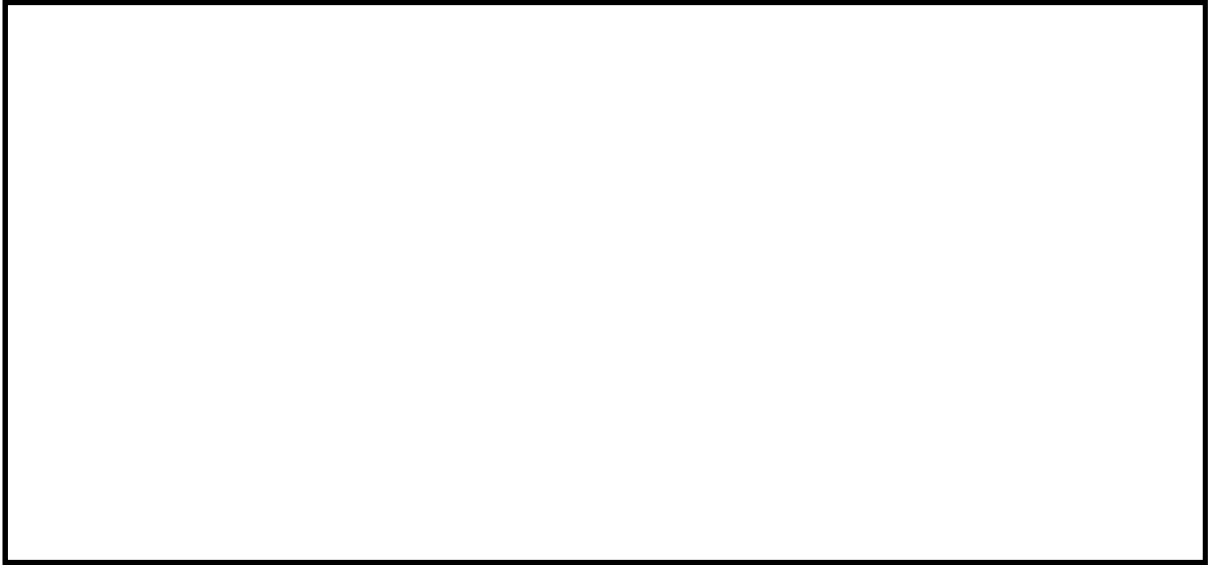


図 5.1-19 (15) 断面③の最大加速度分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

- ・検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

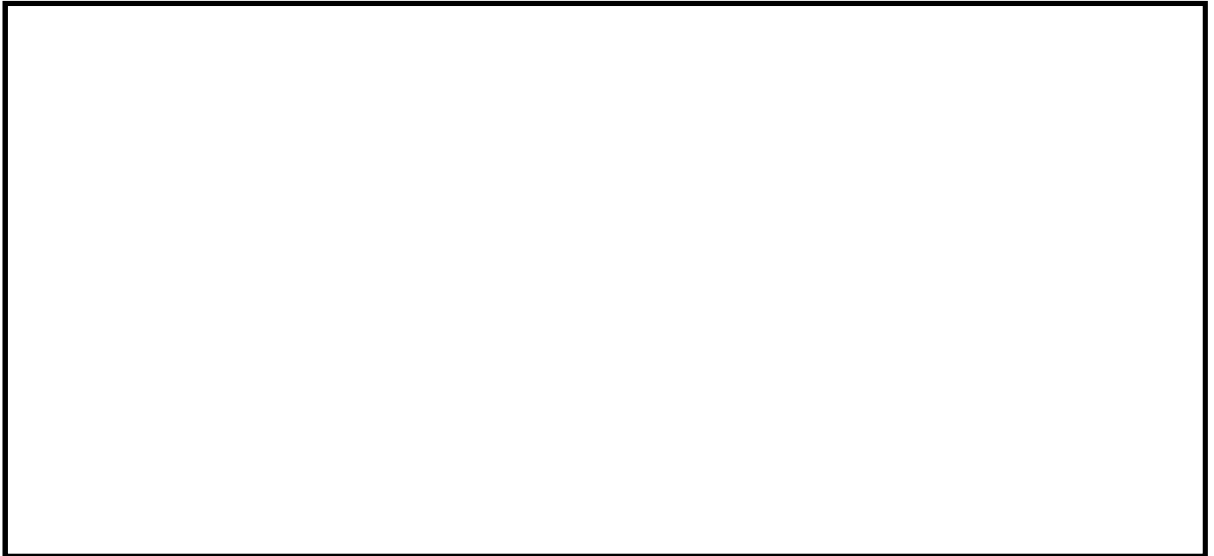


図 5.1-19 (16) 断面③の最大加速度分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

- ・検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

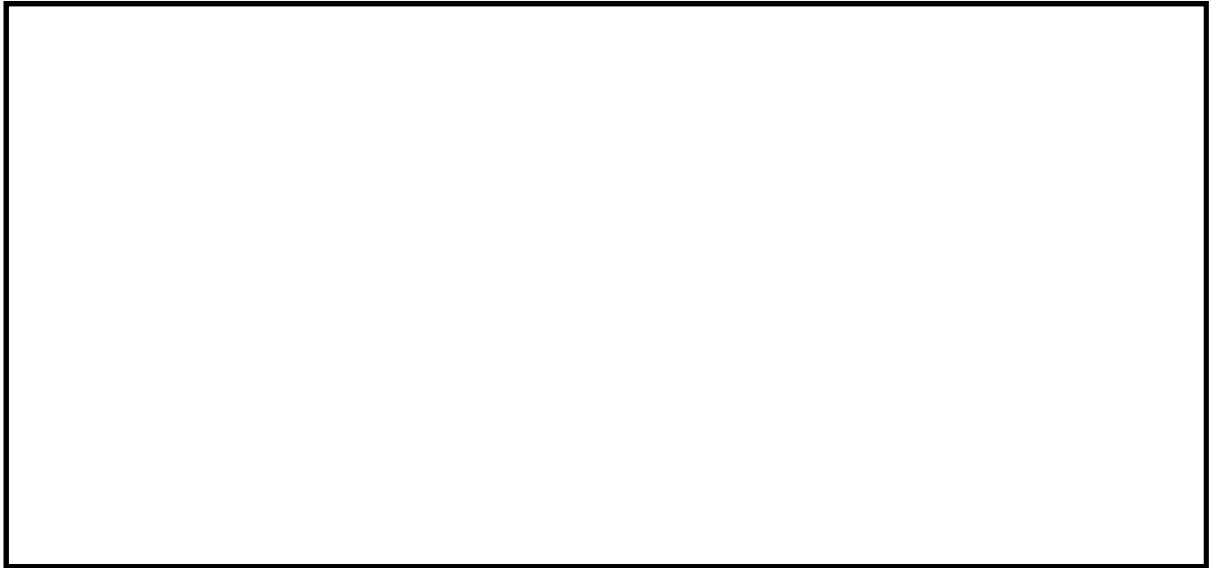


図 5.1-19 (17) 断面③の最大加速度分布（ $S_s - D 1 [H+, V+]$ ）

d. 断面④

- ・検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

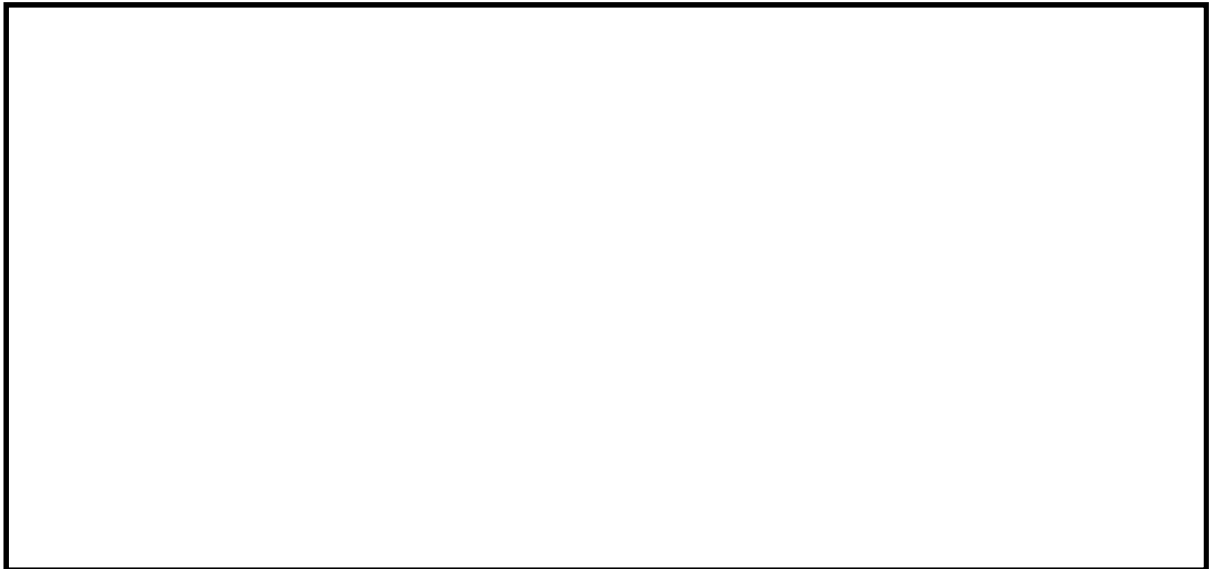


図 5.1-20 (1) 断面④の最大加速度分布（ $S_s - D 1 [H+, V+]$ ）

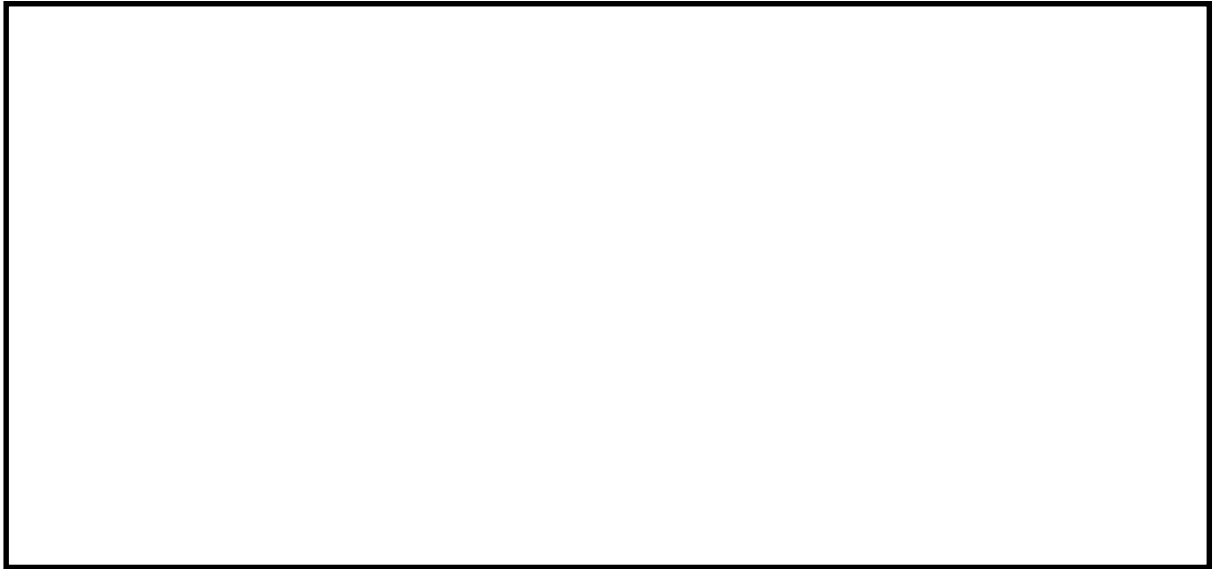


図 5.1-20 (2) 断面④の最大加速度分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

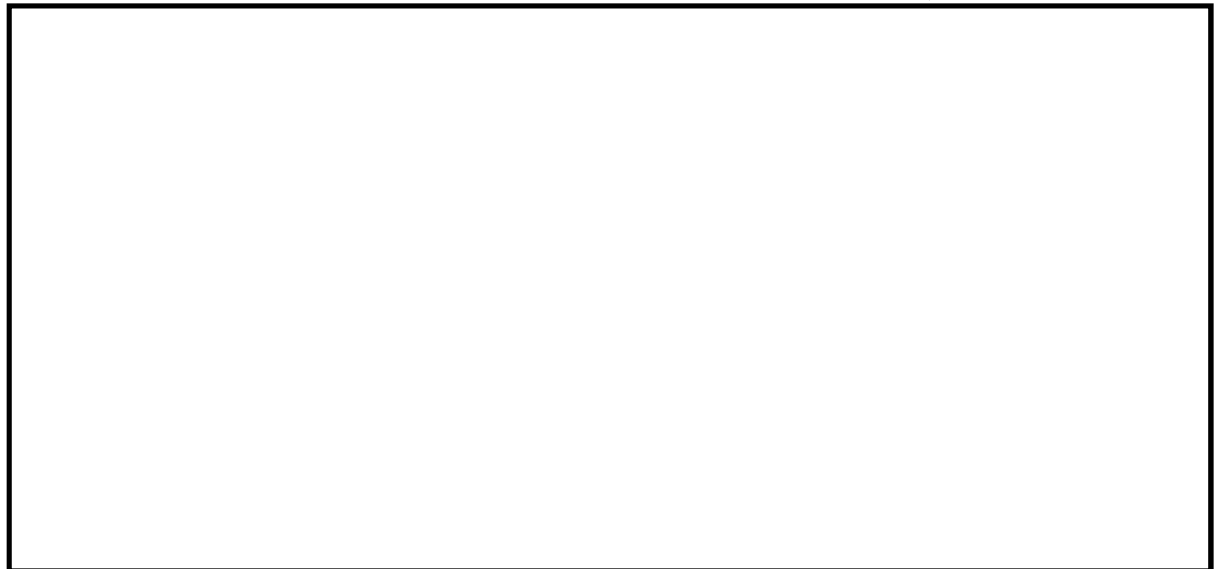


図 5.1-20 (3) 断面④の最大加速度分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

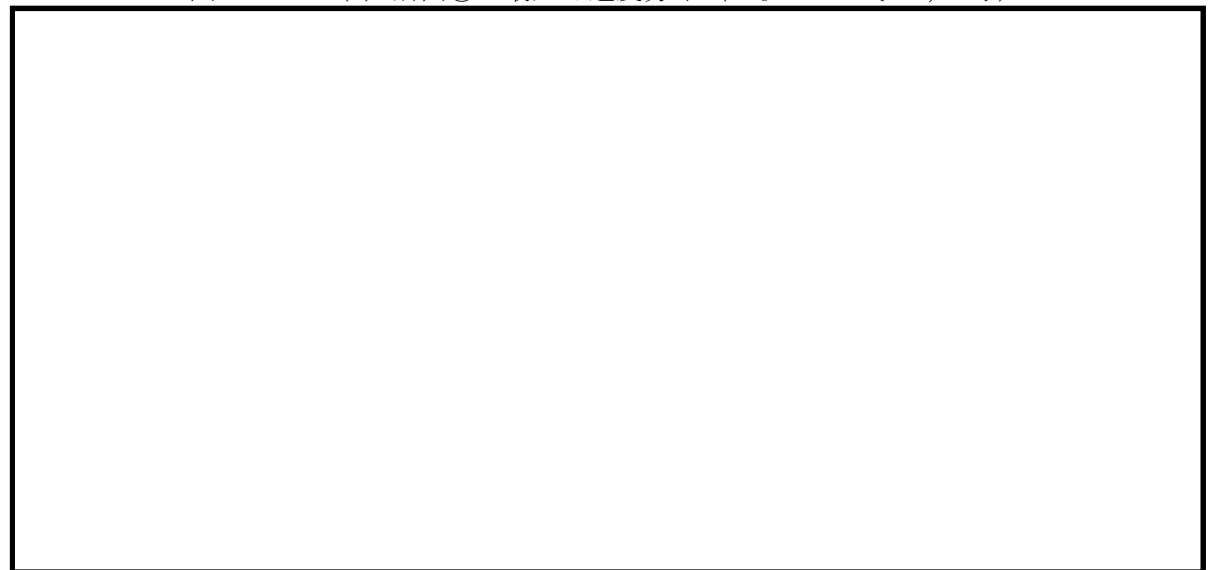


図 5.1-20 (4) 断面④の最大加速度分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

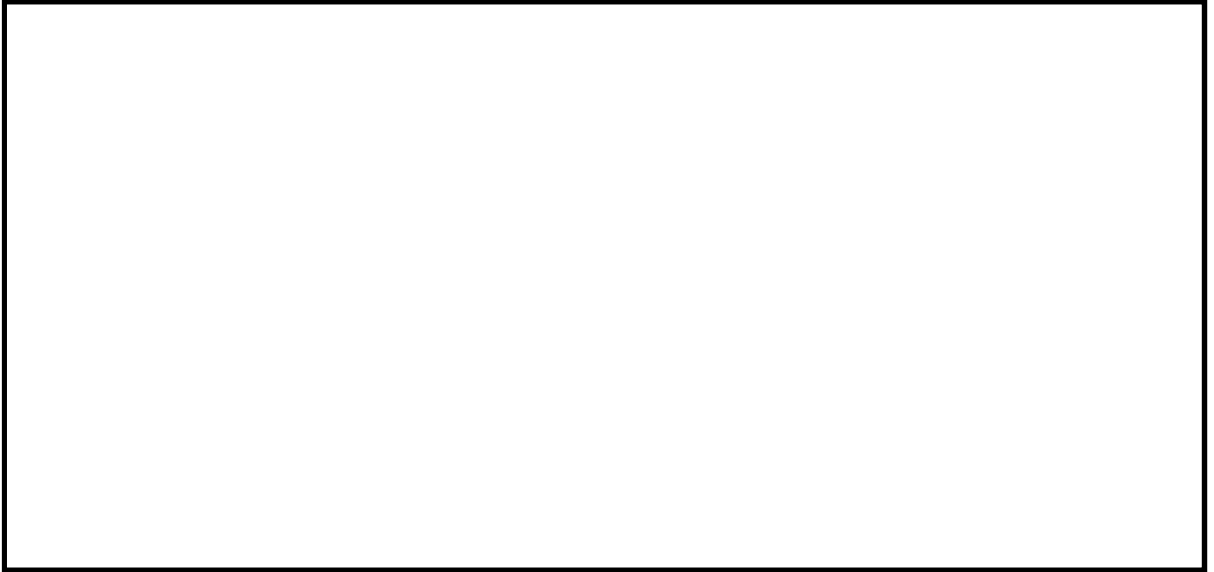


図 5.1-20 (5) 断面④の最大加速度分布 ($S_s - 1 1$)

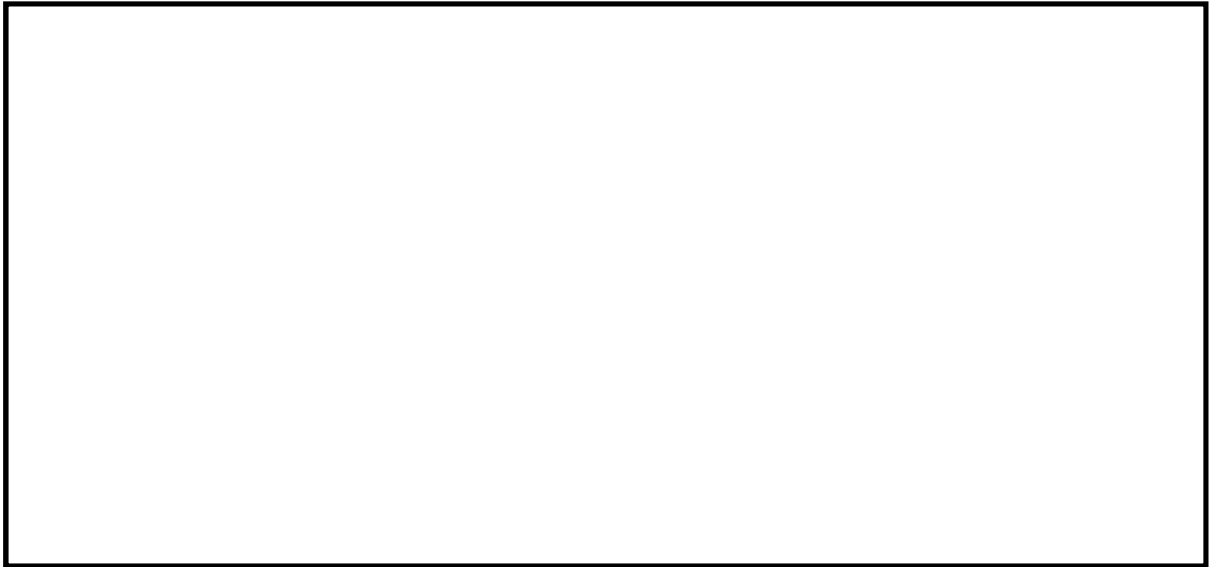


図 5.1-20 (6) 断面④の最大加速度分布 ($S_s - 1 2$)



図 5.1-20 (7) 断面④の最大加速度分布 ($S_s - 1 3$)

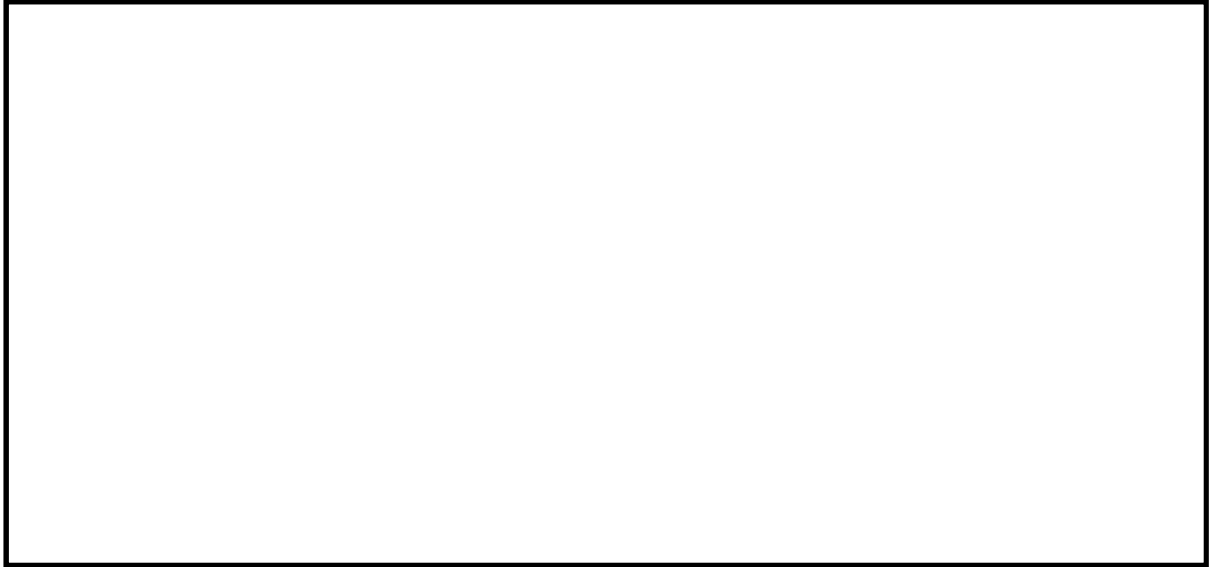


図 5.1-20 (8) 断面④の最大加速度分布 ($S_s - 14$)

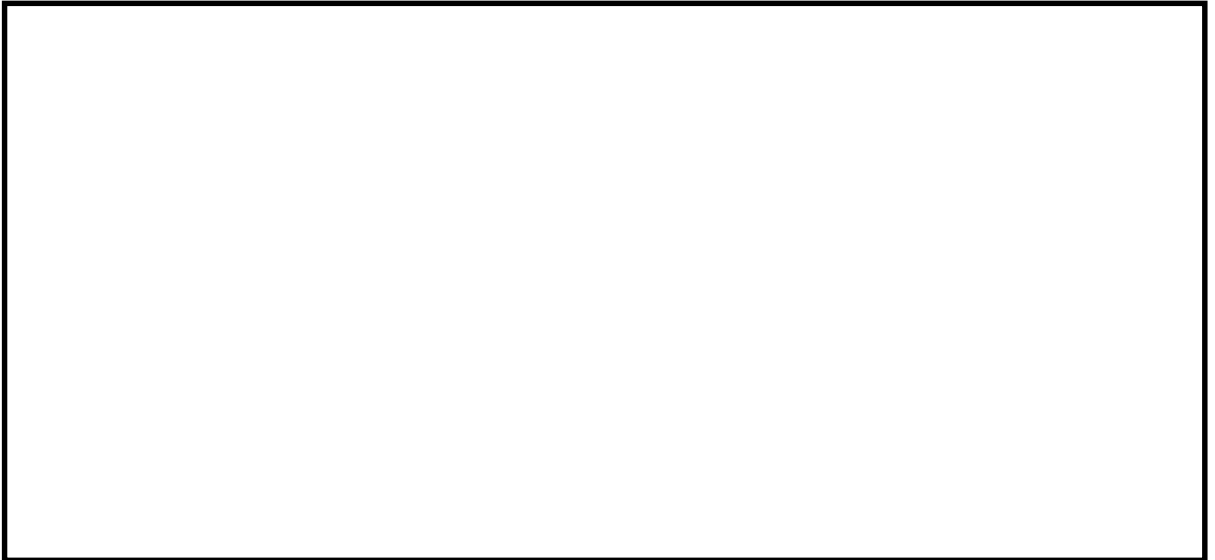


図 5.1-20 (9) 断面④の最大加速度分布 ($S_s - 21$)

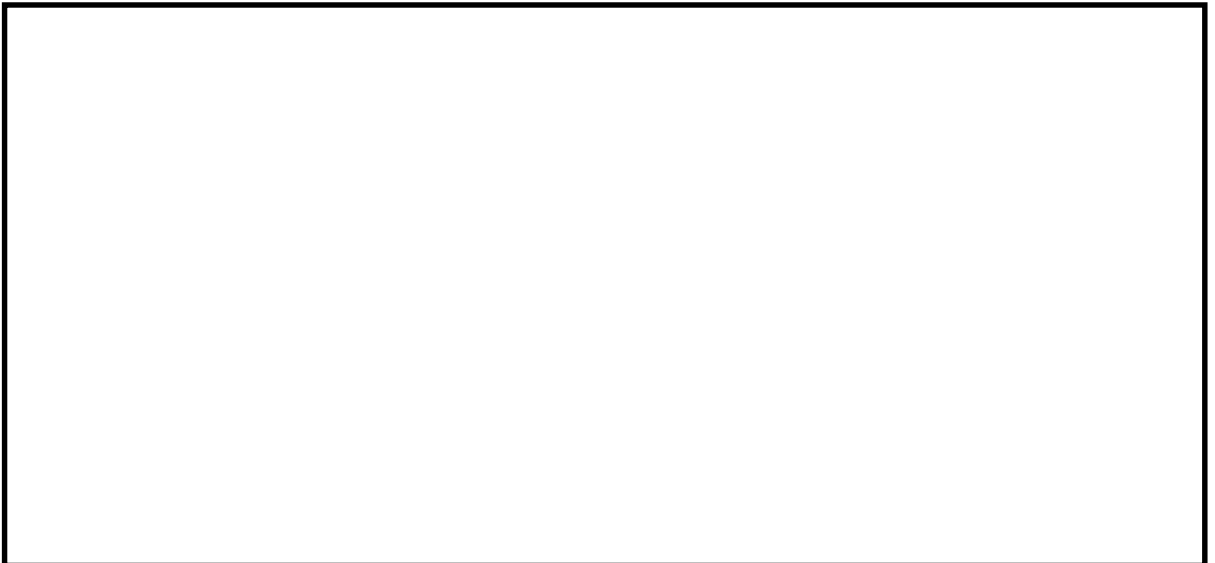


図 5.1-20 (10) 断面④の最大加速度分布 ($S_s - 22$)

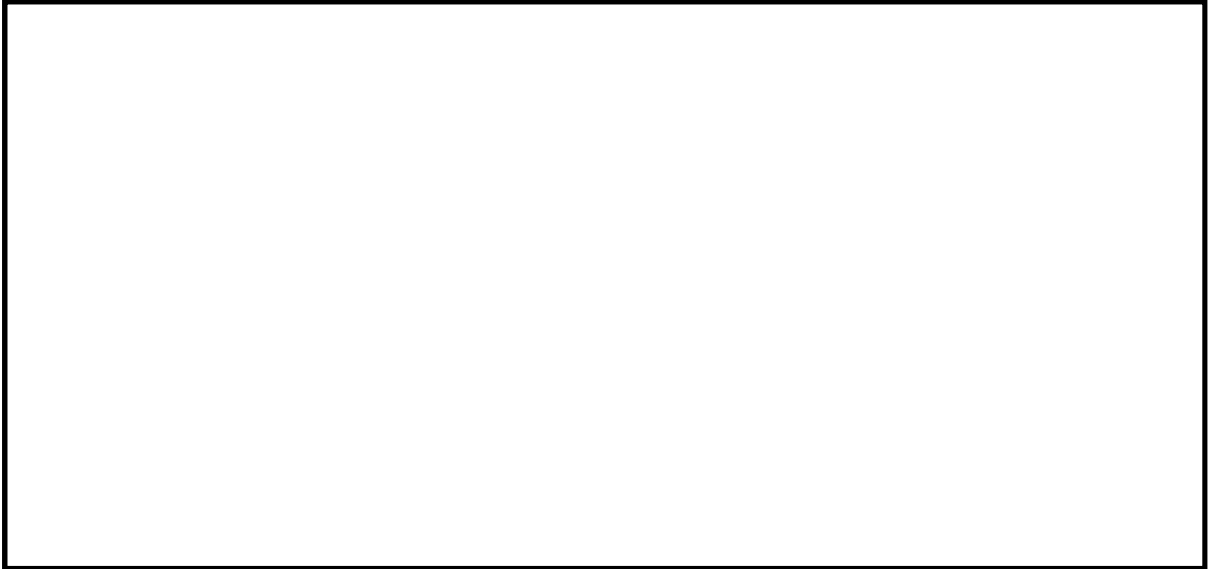


図 5.1-20 (11) 断面④の最大加速度分布 ($S_s - 3.1 [H+, V+]$)

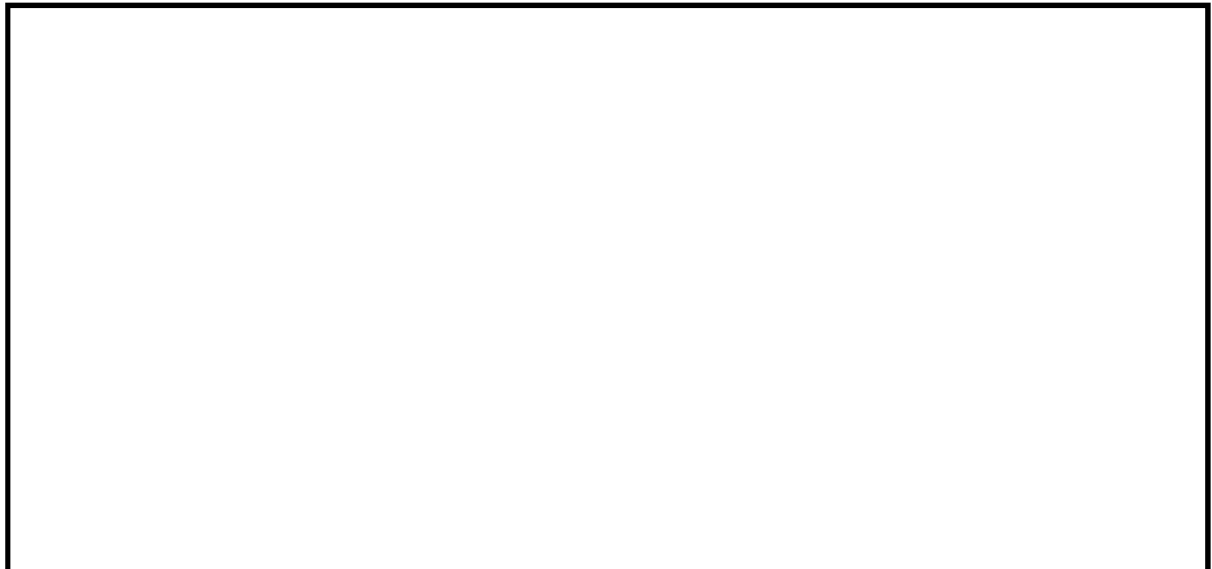


図 5.1-20 (12) 断面④の最大加速度分布 ($S_s - 3.1 [H-, V+]$)

・検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース



図 5.1-20 (13) 断面④の最大加速度分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

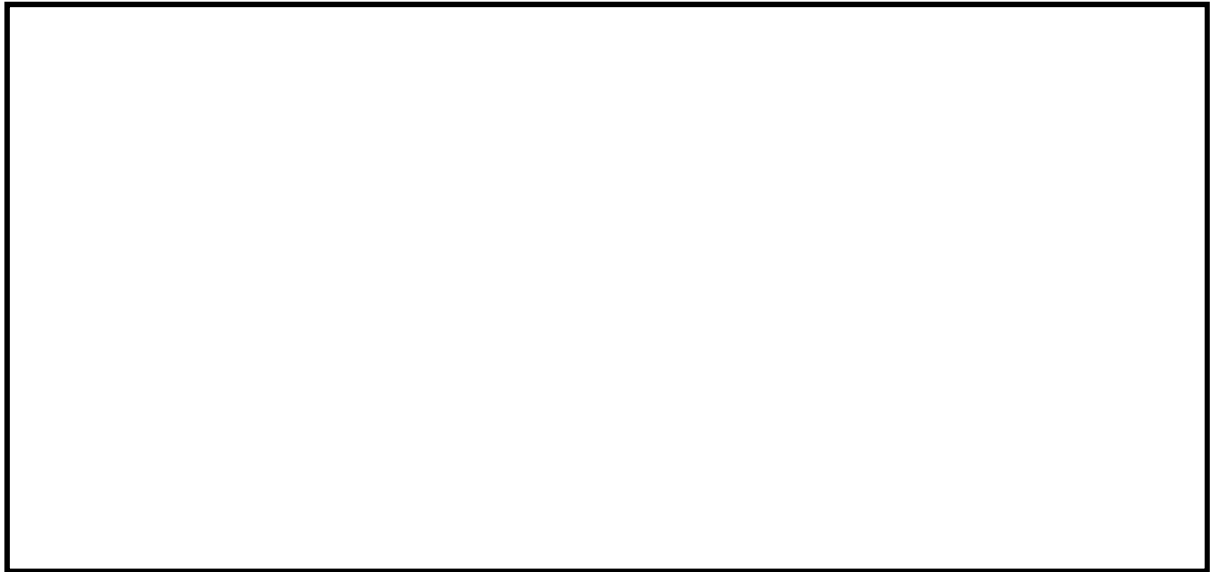


図 5.1-20 (14) 断面④の最大加速度分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

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

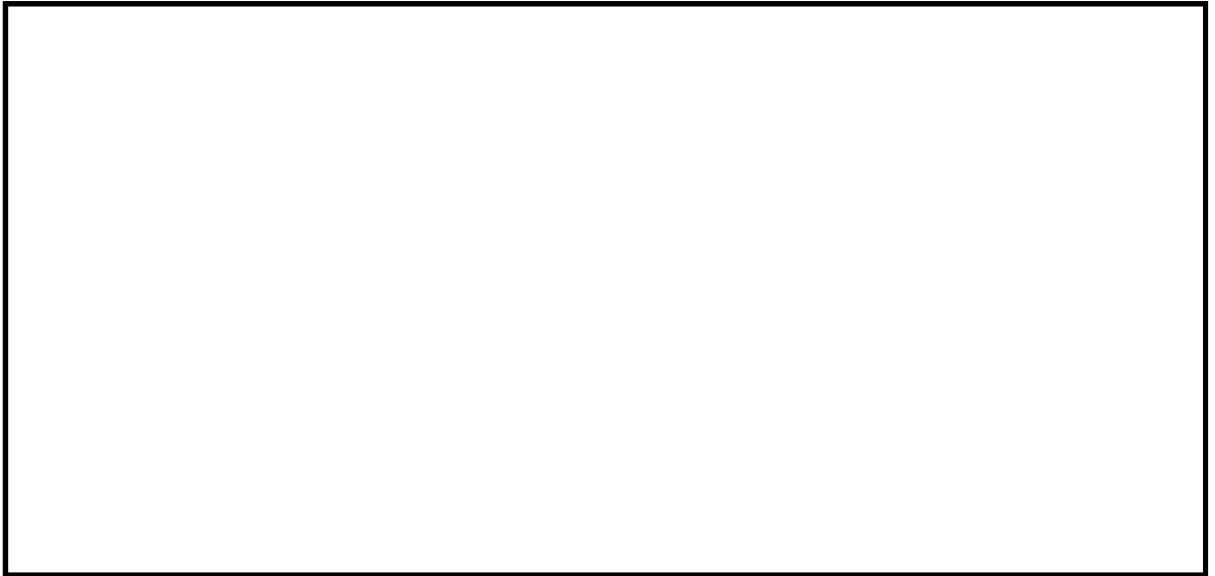


図 5.1-20 (15) 断面④の最大加速度分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

- ・検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

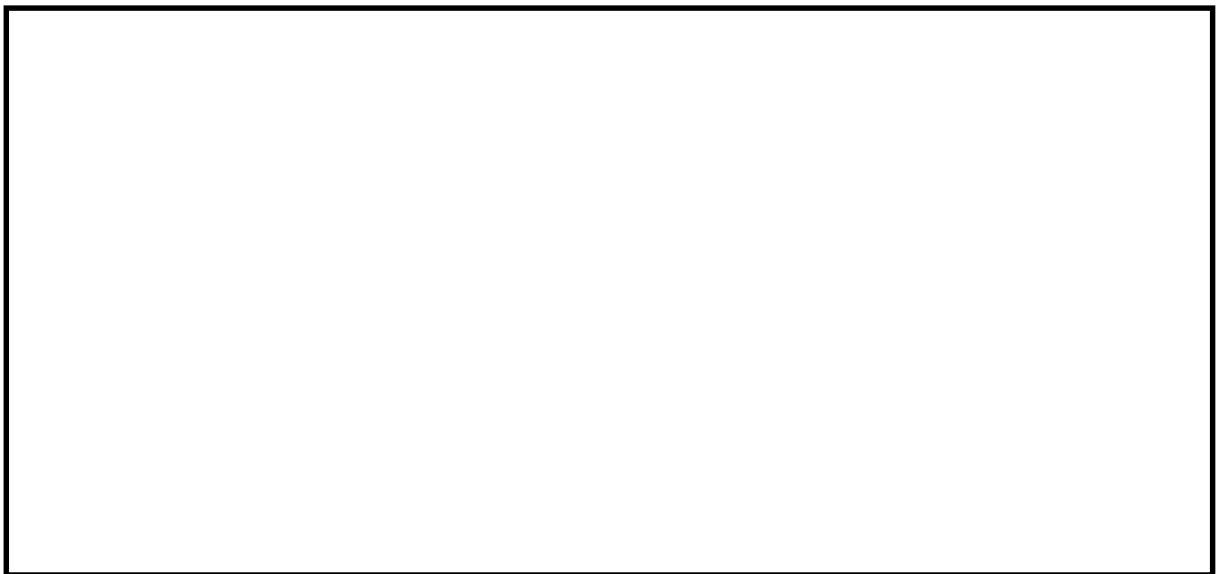


図 5.1-20 (16) 断面④の最大加速度分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

- ・検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

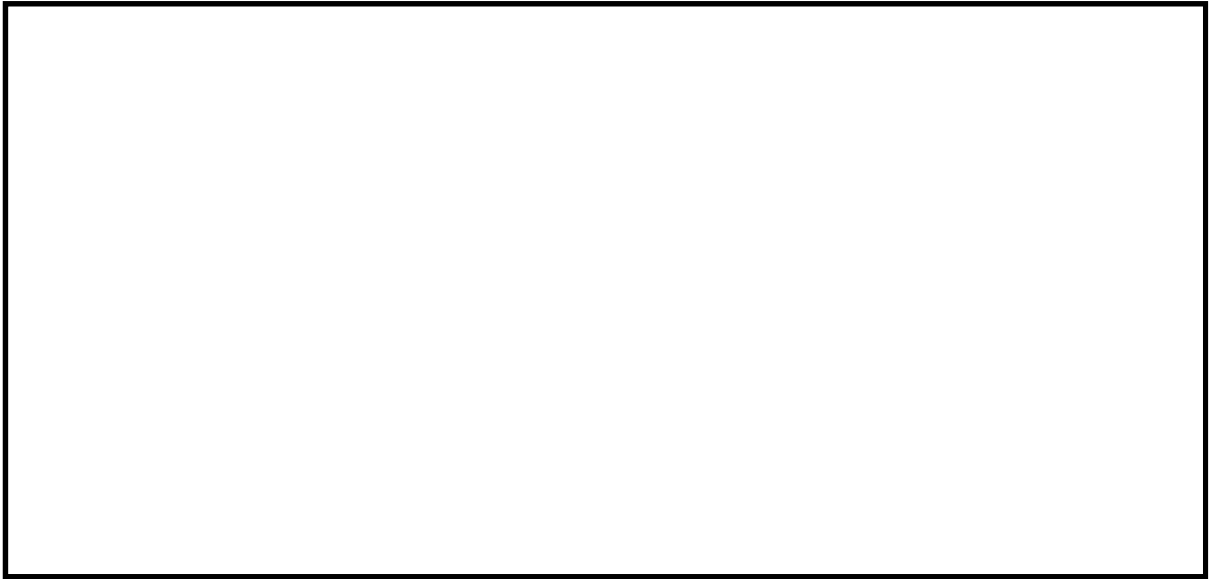


図 5.1-20 (17) 断面④の最大加速度分布（ $S_s - D 1 [H+, V+]$ ）

e. 断面⑤

- ・検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

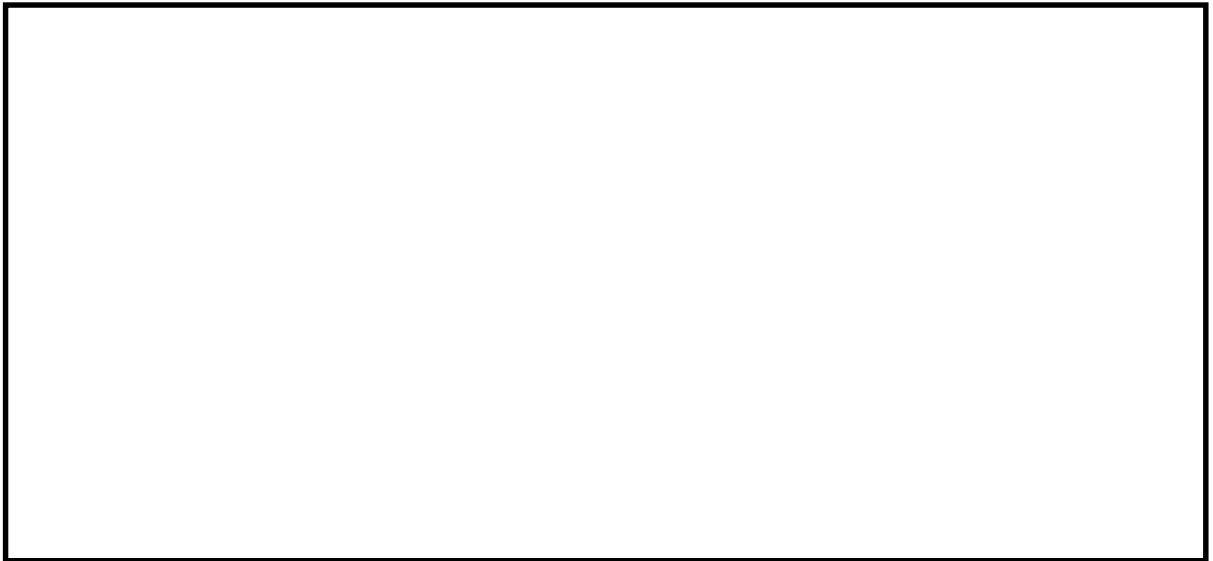


図 5.1-21 (1) 断面⑤の最大加速度分布（ $S_s - D 1 [H+, V+]$ ）

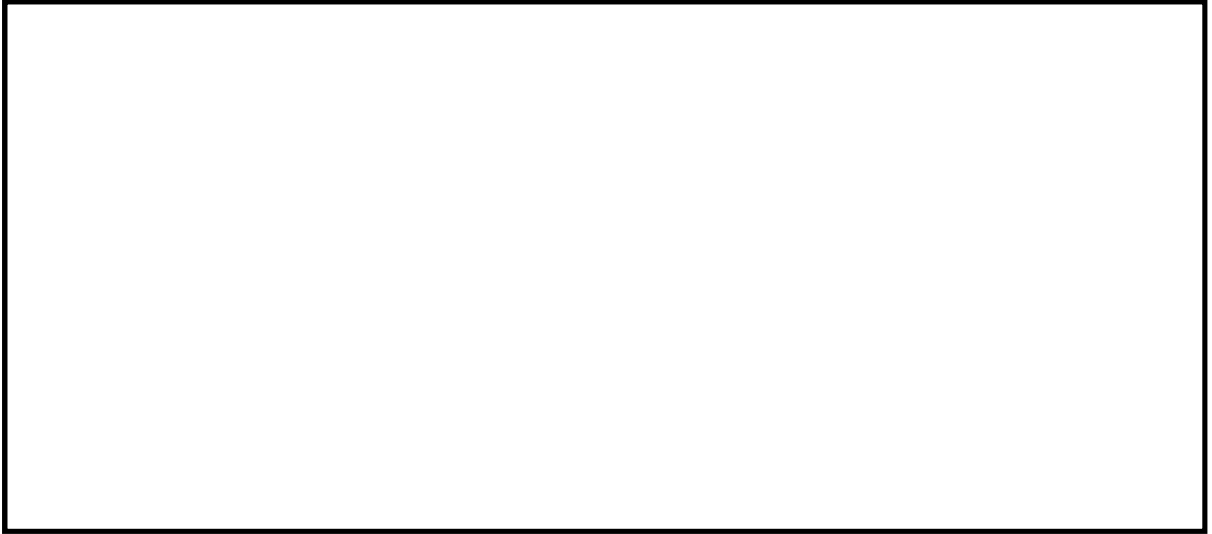


図 5.1-21 (2) 断面⑤の最大加速度分布 ($S_s - D 1$ [H+,V-])

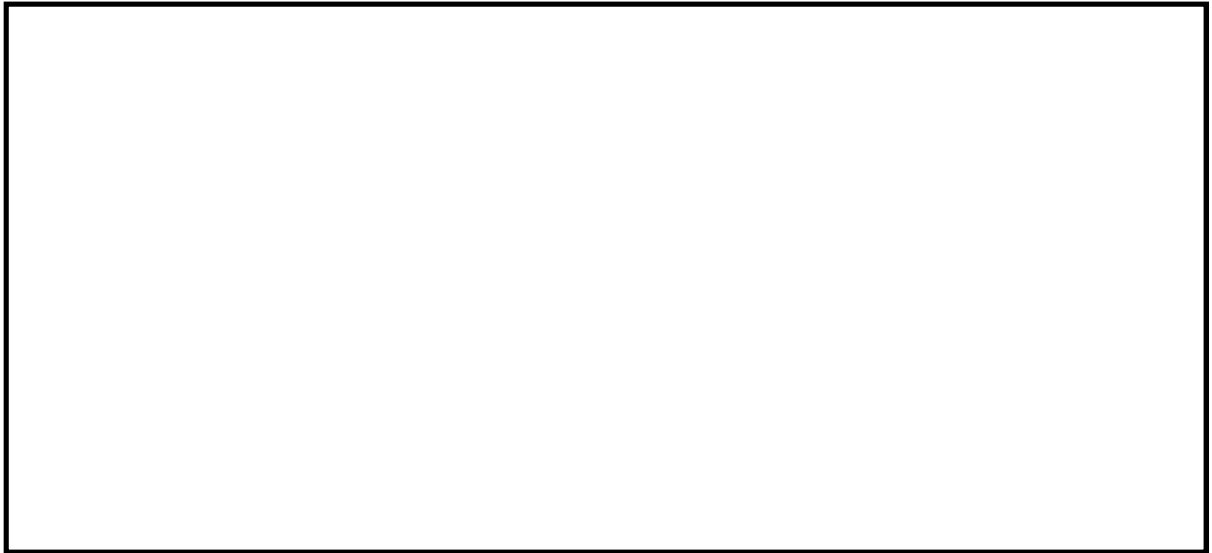


図 5.1-21 (3) 断面⑤の最大加速度分布 ($S_s - D 1$ [H-,V+])



図 5.1-21 (4) 断面⑤の最大加速度分布 ($S_s - D 1$ [H-,V-])



図 5.1-21 (5) 断面⑤の最大加速度分布 ($S_s - 11$)

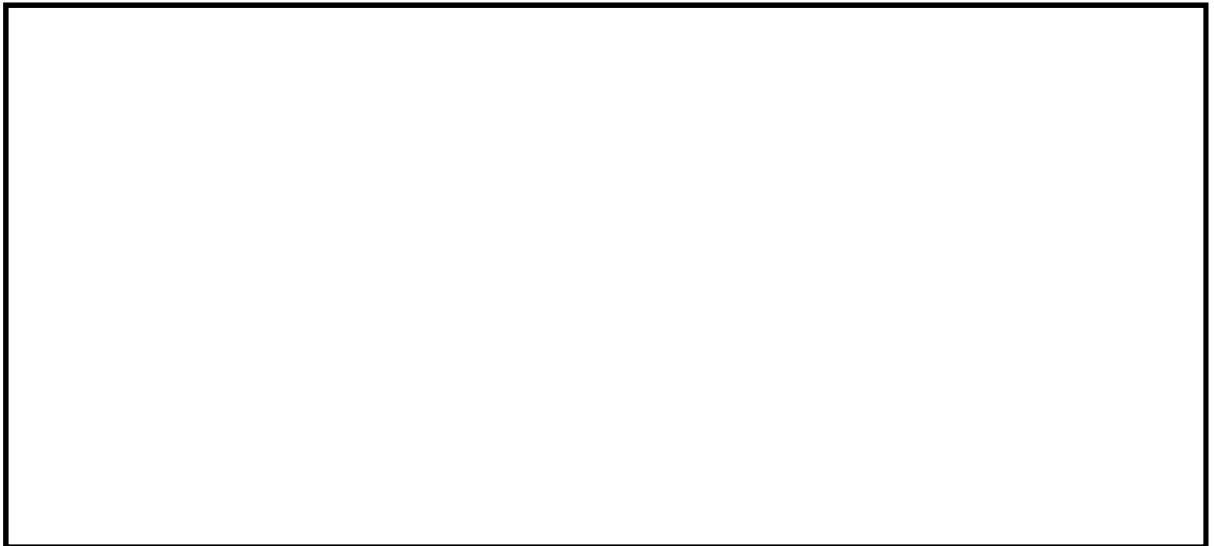


図 5.1-21 (6) 断面⑤の最大加速度分布 ($S_s - 12$)

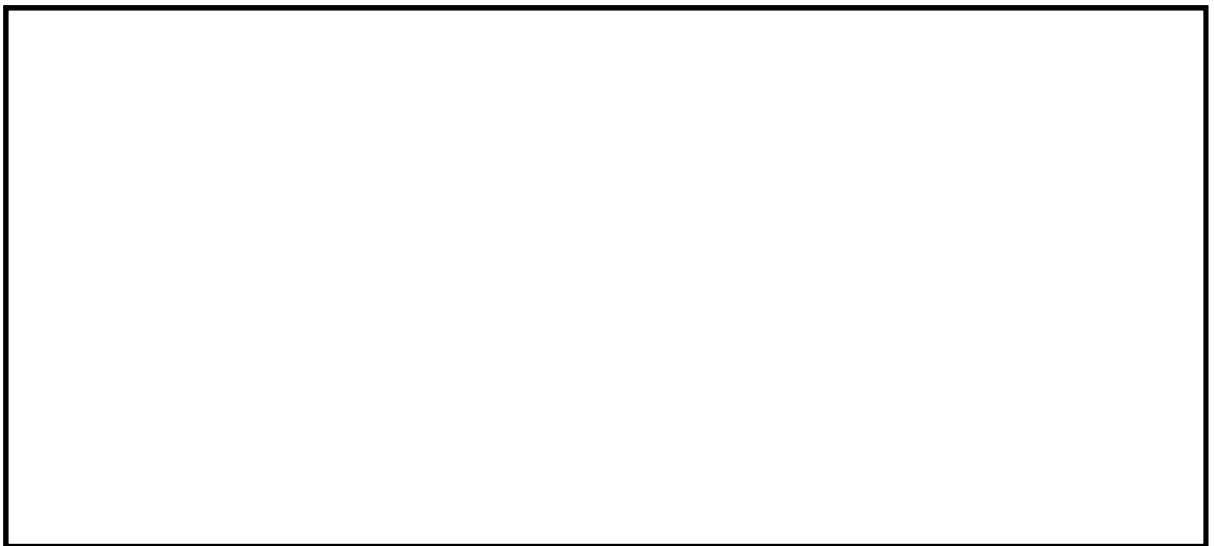


図 5.1-21 (7) 断面⑤の最大加速度分布 ($S_s - 13$)



図 5.1-21 (8) 断面⑤の最大加速度分布 ($S_s - 14$)



図 5.1-21 (9) 断面⑤の最大加速度分布 ($S_s - 21$)



図 5.1-21 (10) 断面⑤の最大加速度分布 ($S_s - 22$)

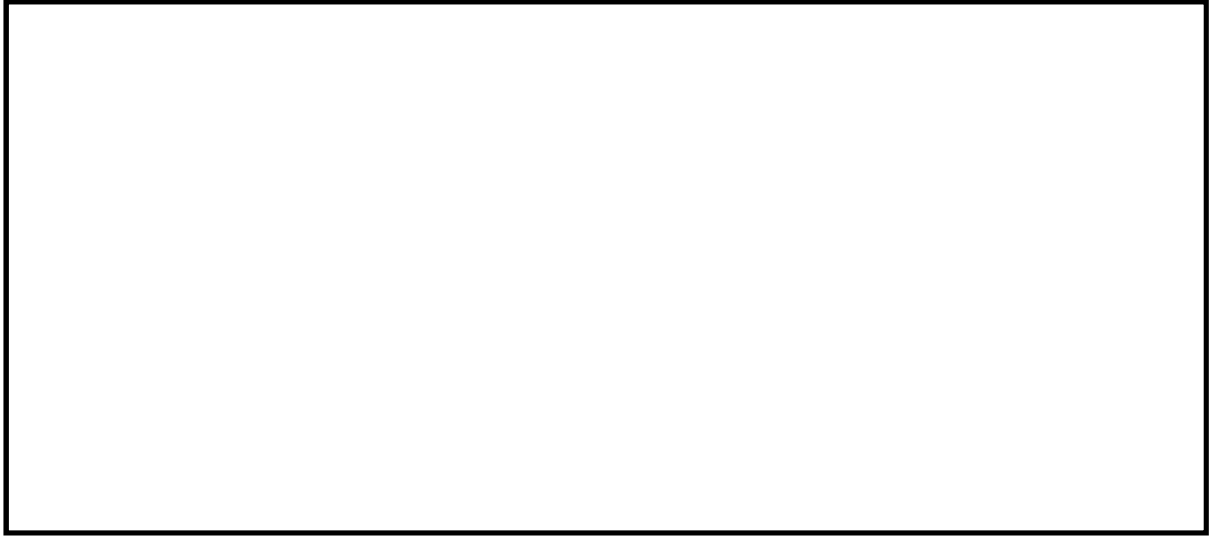


図 5.1-21 (11) 断面⑤の最大加速度分布 ($S_s - 3.1 [H+, V+]$)

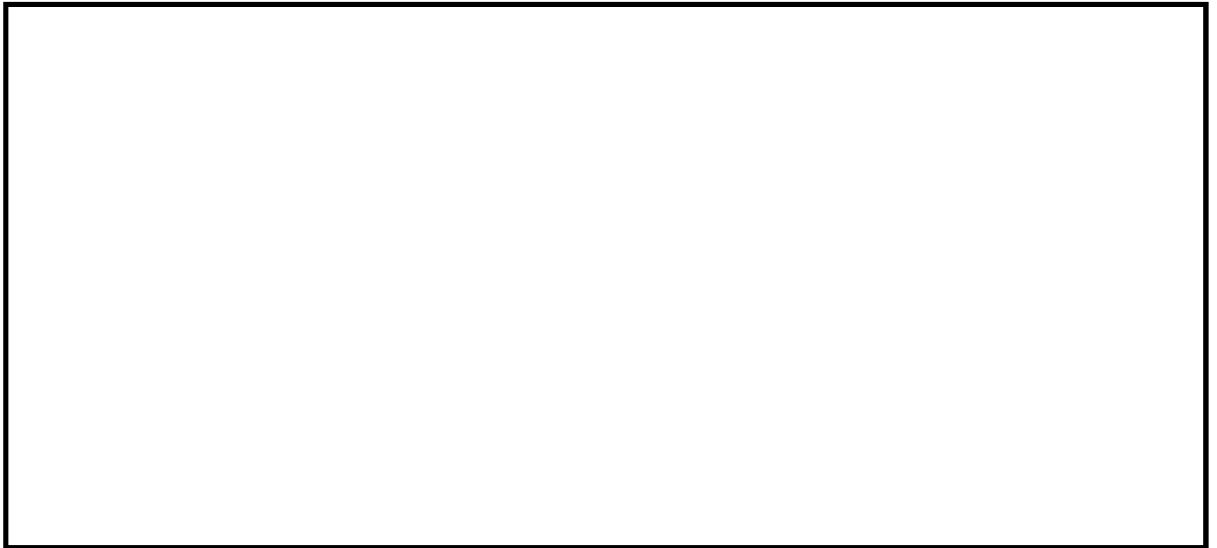


図 5.1-21 (12) 断面⑤の最大加速度分布 ($S_s - 3.1 [H-, V+]$)

・検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース



図 5.1-21 (13) 断面⑤の最大加速度分布 ($S_s - 3.1$ [H-, V+])

・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース



図 5.1-21 (14) 断面⑤の最大加速度分布 ($S_s - 3.1$ [H-, V+])

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

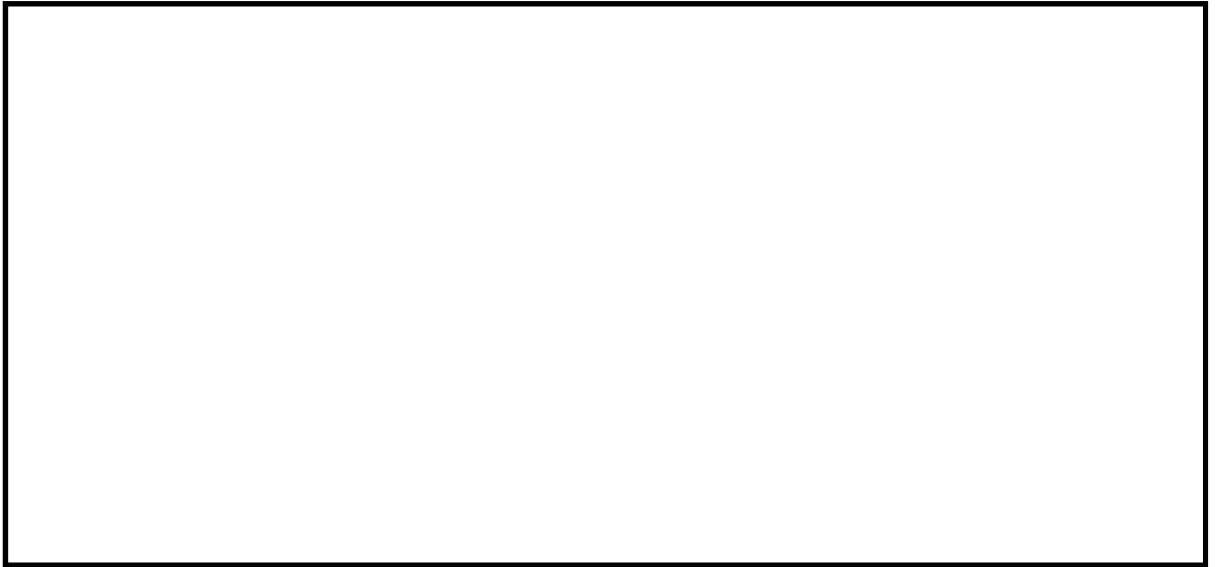


図 5.1-21 (15) 断面⑤の最大加速度分布 ($S_s - 3.1$ [H-, V+])

- ・検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース



図 5.1-21 (16) 断面⑤の最大加速度分布 ($S_s - 3.1$ [H-, V+])

- ・検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

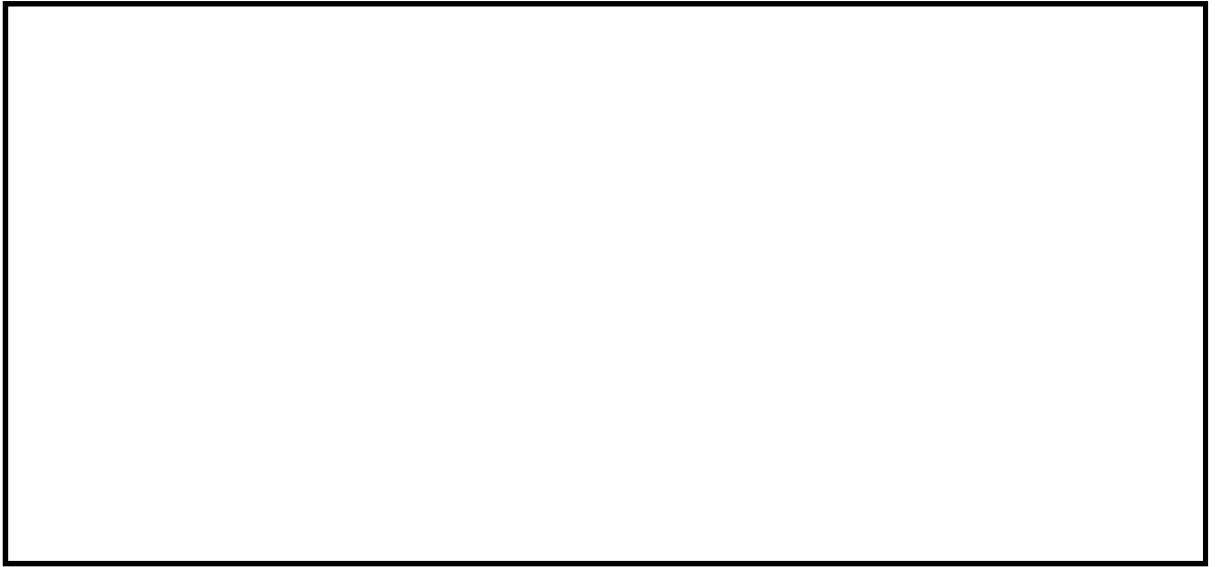


図 5.1-21 (17) 断面⑤の最大加速度分布 ($S_s - 3.1$ [H-, V+])

5.2 耐震評価結果

5.2.1 鋼管杭の評価結果

(1) 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 5.2.1-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 5.2.1-2 ～表 5.2.1-6 に示す。鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力度は各地震動において最大となる値を示している。

表 5.2.1-1 鋼管杭 (SM570) 断面諸元

断面	板厚 (mm)	断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)
①	25	0.149	0.07258
②	25	0.187	0.11427
③	35	0.263	0.15995
④	25	0.149	0.07258
⑤	40	0.246	0.11530

表 5.2.1-2 曲げ軸力に対する照査 (断面①)

地盤	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 応力 (N/mm ²)	短期 許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
平均剛性	S _s -D 1 ++	10620	3927	172.68	382.5	0.46
	S _s -D 1 +-	10653	3397	169.58	382.5	0.45
	S _s -D 1 -+	11094	2094	166.91	382.5	0.44
	S _s -D 1 --	11090	1204	160.88	382.5	0.43
	S _s -1 1	2959	2628	40.79	382.5	0.11
	S _s -1 2	7113	3110	118.88	382.5	0.32
	S _s -1 3	6054	2698	101.52	382.5	0.27
	S _s -1 4	4714	2727	83.26	382.5	0.22
	S _s -2 1	11299	1353	164.76	382.5	0.44
	S _s -2 2	6982	2644	113.95	382.5	0.30
	S _s -3 1 ++	13222	1776	194.10	382.5	0.51
	S _s -3 1 -+	13100	3856	206.37	382.5	0.54
V _s +1σ 剛性	S _s -3 1 -+	13559	4257	215.39	382.5	0.57
V _s -1σ 剛性	S _s -3 1 -+	14262	4029	223.55	382.5	0.59
豊浦標準砂	S _s -3 1 -+	11183	3604	178.27	382.5	0.47
平均剛性 (非液状化)	S _s -3 1 -+	14204	3710	220.61	382.5	0.58
V _s +1σ 剛性 (非液状化)	S _s -3 1 -+	14900	3970	231.94	382.5	0.61

表 5.2.1-3 曲げ軸力に対する照査 (断面②)

地盤	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 応力 (N/mm ²)	短期 許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
平均剛性	S _s -D 1 ++	19544	2013	181.80	382.5	0.48
	S _s -D 1 +-	19483	1007	175.89	382.5	0.46
	S _s -D 1 -+	17928	6764	193.07	382.5	0.51
	S _s -D 1 --	18002	6416	191.85	382.5	0.51
	S _s -1 1	6599	2532	71.29	382.5	0.19
	S _s -1 2	9312	3055	97.83	382.5	0.26
	S _s -1 3	9096	3037	95.85	382.5	0.26
	S _s -1 4	5295	2770	61.16	382.5	0.16
	S _s -2 1	8878	4656	102.60	382.5	0.27
	S _s -2 2	12963	1734	122.72	382.5	0.33
	S _s -3 1 ++	22343	3236	212.84	382.5	0.56
	S _s -3 1 -+	23224	4181	225.60	382.5	0.59
V _s +1σ 剛性	S _s -3 1 -+	24918	4242	240.75	382.5	0.63
V _s -1σ 剛性	S _s -3 1 -+	25828	3896	246.87	382.5	0.65
豊浦標準砂	S _s -3 1 -+	24816	1391	224.61	382.5	0.59
平均剛性 (非液状化)	S _s -3 1 -+	24281	2924	228.13	382.5	0.60
V _s +1σ 剛性 (非液状化)	S _s -3 1 -+	26273	2879	245.32	382.5	0.65

表 5.2.1-4 曲げ軸力に対する照査 (断面③)

地盤	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 応力 (N/mm ²)	短期 許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
平均剛性	S _s -D 1 ++	33773	9729	248.14	382.5	0.65
	S _s -D 1 +-	33963	9014	246.61	382.5	0.65
	S _s -D 1 -+	30757	4211	208.31	382.5	0.55
	S _s -D 1 --	31189	3960	210.05	382.5	0.55
	S _s -1 1	7495	7251	74.43	382.5	0.20
	S _s -1 2	16420	8212	133.89	382.5	0.36
	S _s -1 3	15986	8223	131.21	382.5	0.35
	S _s -1 4	10500	8139	96.60	382.5	0.26
	S _s -2 1	8997	8670	89.22	382.5	0.24
	S _s -2 2	10123	8360	95.08	382.5	0.25
	S _s -3 1 ++	18544	6179	139.44	382.5	0.37
	S _s -3 1 -+	14403	3024	101.55	382.5	0.27
V _s +1σ 剛性	S _s -D 1 ++	34955	9015	252.82	382.5	0.67
V _s -1σ 剛性	S _s -D 1 ++	27556	9491	208.37	382.5	0.55
豊浦標準砂	S _s -D 1 ++	27379	8619	203.95	382.5	0.54
平均剛性 (非液状化)	S _s -D 1 ++	15146	5845	116.92	382.5	0.31
V _s +1σ 剛性 (非液状化)	S _s -D 1 ++	14628	5484	112.31	382.5	0.30

表 5.2.1-5 曲げ軸力に対する照査 (断面④)

地盤	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 応力 (N/mm ²)	短期 許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
平均剛性	S _s -D 1 ++	10090	5058	172.97	382.5	0.46
	S _s -D 1 +-	10135	4898	172.52	382.5	0.46
	S _s -D 1 -+	10164	1107	147.47	382.5	0.39
	S _s -D 1 --	10124	967	145.98	382.5	0.39
	S _s -1 1	7259	2825	118.98	382.5	0.32
	S _s -1 2	8344	4395	144.46	382.5	0.38
	S _s -1 3	7636	5232	140.33	382.5	0.37
	S _s -1 4	5351	2796	92.50	382.5	0.25
	S _s -2 1	5803	3086	100.67	382.5	0.27
	S _s -2 2	5379	3784	99.51	382.5	0.27
	S _s -3 1 ++	6411	3220	109.95	382.5	0.29
	S _s -3 1 -+	6162	2198	99.66	382.5	0.27
V _s +1σ 剛性	S _s -D 1 ++	9846	5727	174.10	382.5	0.46
V _s -1σ 剛性	S _s -D 1 ++	9667	4604	164.10	382.5	0.43
豊浦標準砂	S _s -D 1 ++	13700	3945	215.24	382.5	0.57
平均剛性 (非液状化)	S _s -D 1 ++	6341	2444	103.77	382.5	0.28
V _s +1σ 剛性 (非液状化)	S _s -D 1 ++	6420	2222	103.37	382.5	0.28

表 5.2.1-6 曲げ軸力に対する照査 (断面⑤)

地盤	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 応力 (N/mm ²)	短期 許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
平均剛性	S _s -D 1 ++	17832	902	158.33	382.5	0.42
	S _s -D 1 +-	17863	1021	159.08	382.5	0.42
	S _s -D 1 -+	15310	2908	144.61	382.5	0.38
	S _s -D 1 --	15302	2759	143.94	382.5	0.38
	S _s -1 1	14866	907	132.63	382.5	0.35
	S _s -1 2	14839	1378	134.31	382.5	0.36
	S _s -1 3	13358	1310	121.18	382.5	0.32
	S _s -1 4	7825	625	70.41	382.5	0.19
	S _s -2 1	10460	735	93.71	382.5	0.25
	S _s -2 2	11928	276	104.58	382.5	0.28
	S _s -3 1 ++	13344	366	117.23	382.5	0.31
	S _s -3 1 -+	13041	1089	117.54	382.5	0.31
V _s +1σ 剛性	S _s -D 1 +-	16462	1302	148.07	382.5	0.39
V _s -1σ 剛性	S _s -D 1 +-	17967	677	158.59	382.5	0.42
豊浦標準砂	S _s -D 1 +-	22979	8499	233.85	382.5	0.62
平均剛性 (非液状化)	S _s -D 1 +-	14226	898	127.04	382.5	0.34
V _s +1σ 剛性 (非液状化)	S _s -D 1 +-	13804	810	123.02	382.5	0.33

(2) せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 5.2.1-1 に、せん断力に対する照査結果を表 5.2.1-7～表 5.2.1-11 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、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表 5.2.1-7 せん断力に対する照査 (断面①)

地盤	地震動	せん断力 (kN)	せん断 応力 (N/mm ²)	短期 許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
平均剛性	S _s -D 1 ++	2,922	39.23	217.5	0.19
	S _s -D 1 +-	2,950	39.60	217.5	0.19
	S _s -D 1 -+	2,974	39.92	217.5	0.19
	S _s -D 1 --	2,982	40.03	217.5	0.19
	S _s -1 1	1,038	13.94	217.5	0.07
	S _s -1 2	1,684	22.61	217.5	0.11
	S _s -1 3	1,512	20.30	217.5	0.10
	S _s -1 4	1,229	16.50	217.5	0.08
	S _s -2 1	3,089	41.47	217.5	0.20
	S _s -2 2	2,513	33.74	217.5	0.16
	S _s -3 1 ++	3,082	41.37	217.5	0.20
	S _s -3 1 -+	2,997	40.23	217.5	0.19
	V _s +1σ 剛性	S _s -3 1 -+	3,665	49.20	217.5
V _s -1σ 剛性	S _s -3 1 -+	3,426	45.99	217.5	0.22
豊浦標準砂	S _s -3 1 -+	3,274	43.95	217.5	0.21
平均剛性 (非液化化)	S _s -3 1 -+	3,255	43.70	217.5	0.21
V _s +1σ 剛性 (非液化化)	S _s -3 1 -+	3,931	52.77	217.5	0.25

表 5.2.1-8 せん断力に対する照査 (断面②)

地盤	地震動	せん断力 (kN)	せん断 応力 (N/mm ²)	短期 許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
平均剛性	S _s -D 1 ++	4,657	49.81	217.5	0.23
	S _s -D 1 +-	4,491	48.04	217.5	0.23
	S _s -D 1 -+	5,074	54.27	217.5	0.25
	S _s -D 1 --	5,056	54.08	217.5	0.25
	S _s -1 1	1,754	18.76	217.5	0.09
	S _s -1 2	2,522	26.98	217.5	0.13
	S _s -1 3	2,434	26.04	217.5	0.12
	S _s -1 4	1,327	14.20	217.5	0.07
	S _s -2 1	2,632	28.15	217.5	0.13
	S _s -2 2	3,662	39.17	217.5	0.19
	S _s -3 1 ++	5,169	55.29	217.5	0.26
	S _s -3 1 -+	5,298	56.67	217.5	0.27
	V _s +1σ 剛性	S _s -3 1 -+	5,880	62.89	217.5
V _s -1σ 剛性	S _s -3 1 -+	5,956	63.71	217.5	0.30
豊浦標準砂	S _s -3 1 -+	7,541	80.66	217.5	0.38
平均剛性 (非液化化)	S _s -3 1 -+	5,410	57.87	217.5	0.27
V _s +1σ 剛性 (非液化化)	S _s -3 1 -+	6,057	64.79	217.5	0.30

表 5.2.1-9 せん断力に対する照査 (断面③)

地盤	地震動	せん断力 (kN)	せん断 応力 (N/mm ²)	短期 許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
平均剛性	S _s -D 1 ++	7,490	56.96	217.5	0.27
	S _s -D 1 +-	7,487	56.94	217.5	0.27
	S _s -D 1 -+	6,717	51.08	217.5	0.24
	S _s -D 1 --	6,821	51.88	217.5	0.24
	S _s -1 1	2,260	17.19	217.5	0.08
	S _s -1 2	2,814	21.40	217.5	0.10
	S _s -1 3	2,805	21.34	217.5	0.10
	S _s -1 4	1,839	13.99	217.5	0.07
	S _s -2 1	2,637	20.06	217.5	0.10
	S _s -2 2	2,361	17.96	217.5	0.09
	S _s -3 1 ++	4,368	33.22	217.5	0.16
	S _s -3 1 -+	3,920	29.81	217.5	0.14
V _s +1σ 剛性	S _s -D 1 ++	7,996	60.81	217.5	0.28
V _s -1σ 剛性	S _s -D 1 ++	5,711	43.43	217.5	0.20
豊浦標準砂	S _s -D 1 ++	9,265	70.46	217.5	0.33
平均剛性 (非液状化)	S _s -D 1 ++	3,782	28.77	217.5	0.14
V _s +1σ 剛性 (非液状化)	S _s -D 1 ++	4,428	33.68	217.5	0.16

表 5.2.1-10 せん断力に対する照査 (断面④)

地盤	地震動	せん断力 (kN)	せん断 応力 (N/mm ²)	短期 許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
平均剛性	S _s -D 1 ++	2591	34.78	217.5	0.16
	S _s -D 1 +-	2587	34.73	217.5	0.16
	S _s -D 1 -+	2615	35.11	217.5	0.17
	S _s -D 1 --	2626	35.25	217.5	0.17
	S _s -1 1	2239	30.06	217.5	0.14
	S _s -1 2	2526	33.91	217.5	0.16
	S _s -1 3	2458	33.00	217.5	0.16
	S _s -1 4	1781	23.91	217.5	0.11
	S _s -2 1	1486	19.95	217.5	0.10
	S _s -2 2	1787	23.99	217.5	0.12
	S _s -3 1 ++	1635	21.95	217.5	0.11
	S _s -3 1 -+	1617	21.71	217.5	0.10
	V _s +1σ 剛性	S _s -D 1 ++	2660	35.71	217.5
V _s -1σ 剛性	S _s -D 1 ++	2458	33.00	217.5	0.16
豊浦標準砂	S _s -D 1 ++	4254	57.11	217.5	0.27
平均剛性 (非液状化)	S _s -D 1 ++	1576	21.16	217.5	0.10
V _s +1σ 剛性 (非液状化)	S _s -D 1 ++	1673	22.46	217.5	0.11

表 5.2.1-11 せん断力に対する照査 (断面⑤)

地盤	地震動	せん断力 (kN)	せん断 応力 (N/mm ²)	短期 許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
平均剛性	S _s -D 1 ++	4267	34.70	217.5	0.16
	S _s -D 1 +-	4286	34.85	217.5	0.17
	S _s -D 1 -+	3515	28.58	217.5	0.14
	S _s -D 1 --	3543	28.81	217.5	0.14
	S _s -1 1	3566	29.00	217.5	0.14
	S _s -1 2	3451	28.06	217.5	0.13
	S _s -1 3	3095	25.17	217.5	0.12
	S _s -1 4	1798	14.62	217.5	0.07
	S _s -2 1	2320	18.87	217.5	0.09
	S _s -2 2	2772	22.54	217.5	0.11
	S _s -3 1 ++	3231	26.27	217.5	0.13
	S _s -3 1 -+	3169	25.77	217.5	0.12
V _s +1σ 剛性	S _s -D 1 +-	3974	32.31	217.5	0.15
V _s -1σ 剛性	S _s -D 1 +-	4272	34.74	217.5	0.16
豊浦標準砂	S _s -D 1 +-	4392	35.71	217.5	0.17
平均剛性 (非液化化)	S _s -D 1 +-	3587	29.17	217.5	0.14
V _s +1σ 剛性 (非液化化)	S _s -D 1 +-	3513	28.57	217.5	0.14

5.2.2 鉄筋コンクリートの評価結果

2次元梁バネモデルによる鉄筋コンクリートの照査は以下のケースにおいて実施した。

- (a) 原地盤物性のばらつきを考慮した場合
- (b) 敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した場合

2次元梁バネモデルに設定した杭の水平方向バネ定数を表 5.2.2-1 に、水平変位を表 5.2.2-2 に、水平震度を表 5.2.2-3 に示す。

表 5.2.2-1 杭の水平方向バネ定数 (kN/m)

地震時		杭 1	杭 2	杭 3	杭 4	杭 5
断面①	(a)	112292	101940	91589	96112	100635
	(b)	83497	83497	83497	83497	83497
断面③	(a)	57150	53368	49585	51304	53023
	(b)	31340	31340	31340	31340	31340

表 5.2.2-2 水平変位 (m)

地震時		杭 1	杭 2	杭 3	杭 4	杭 5
断面①	(a)	-0.118	-0.126	-0.134	-0.139	-0.144
	(b)	-0.360	-0.360	-0.360	-0.360	-0.360
断面③	(a)	-0.204	-0.265	-0.327	-0.343	-0.358
	(b)	-0.313	-0.313	-0.313	-0.313	-0.313

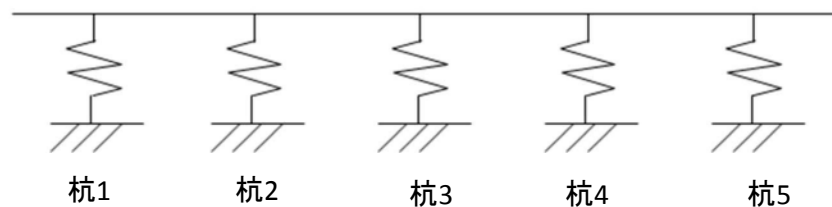


図 5.2.2-1 2次元梁バネモデル杭位置図

表 5.2.2-3 水平震度 ($S_s-D 1++$)

	(a)	(b)
断面① ($S_s-3 1-+$)	0.31	0.14
断面③ ($S_s-D 1++$)	0.24	0.12

3次元梁バネモデルによる鉄筋コンクリートの照査は以下のケースにおいて実施した。

(a) 原地盤物性のばらつきを考慮した場合

設定した両端の杭の水平方向地盤反力係数及び反力上限値を図 5.2.2-2 及び図 5.2.2-3 に、それぞれを比較したものを図 5.2.2-4 に示す。また、両端の杭に与える水平変位を図 5.2.2-5 に、比較したものを図 5.2.2-6 に示す。

(b) 敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した場合

設定した杭の水平方向地盤反力係数及び反力上限値を図 5.2.2-7 に、杭に与える水平変位を図 5.2.2-8 に示す。

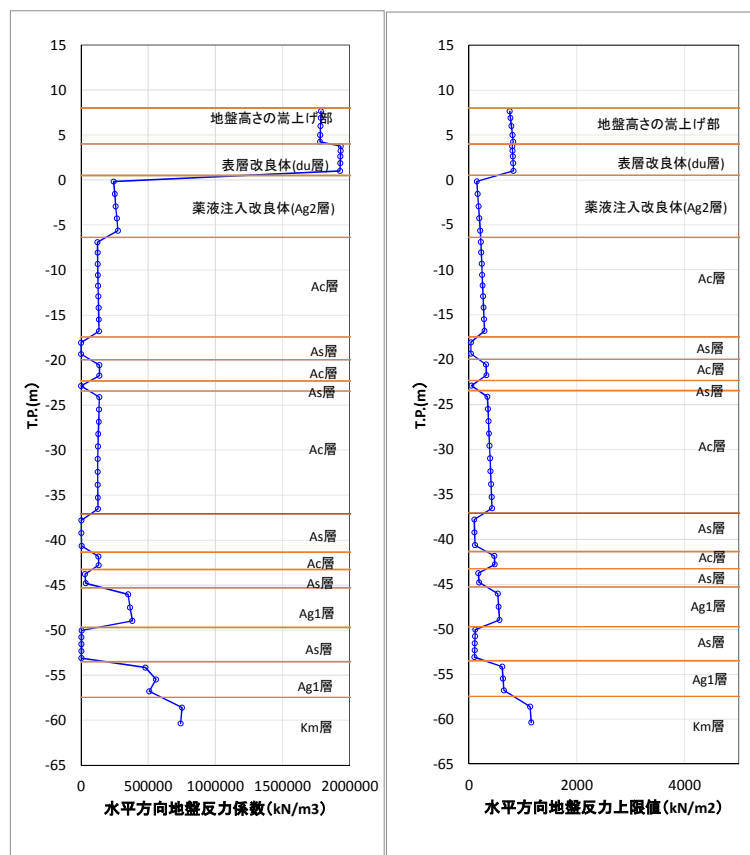


図 5.2.2-2 水平方向地盤反力係数及び反力上限値：杭 1 (a)

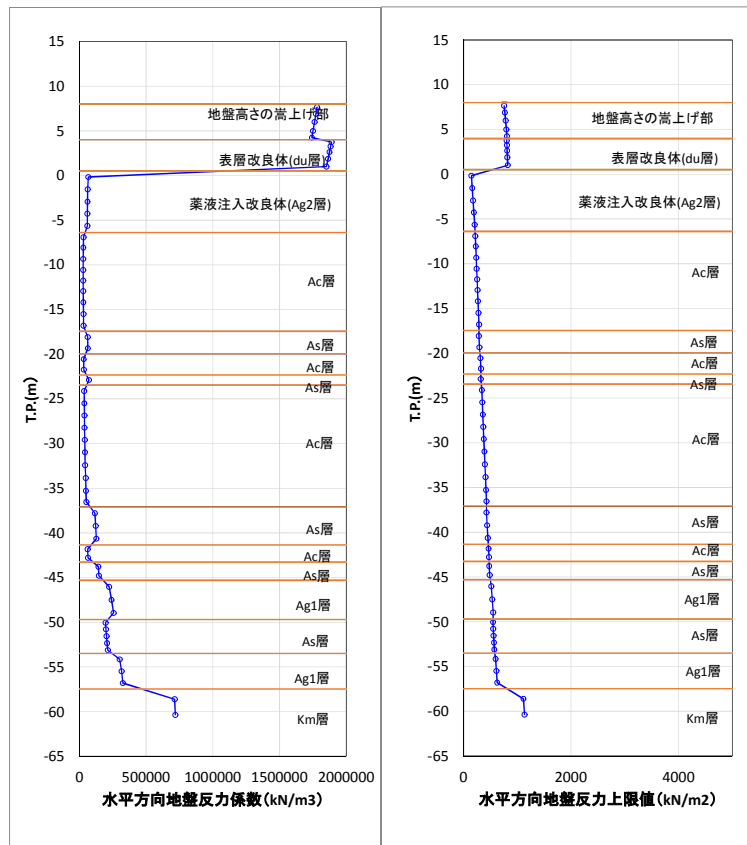


図 5.2.2-3 水平方向地盤反力係数及び反力上限値：杭 5 (a)

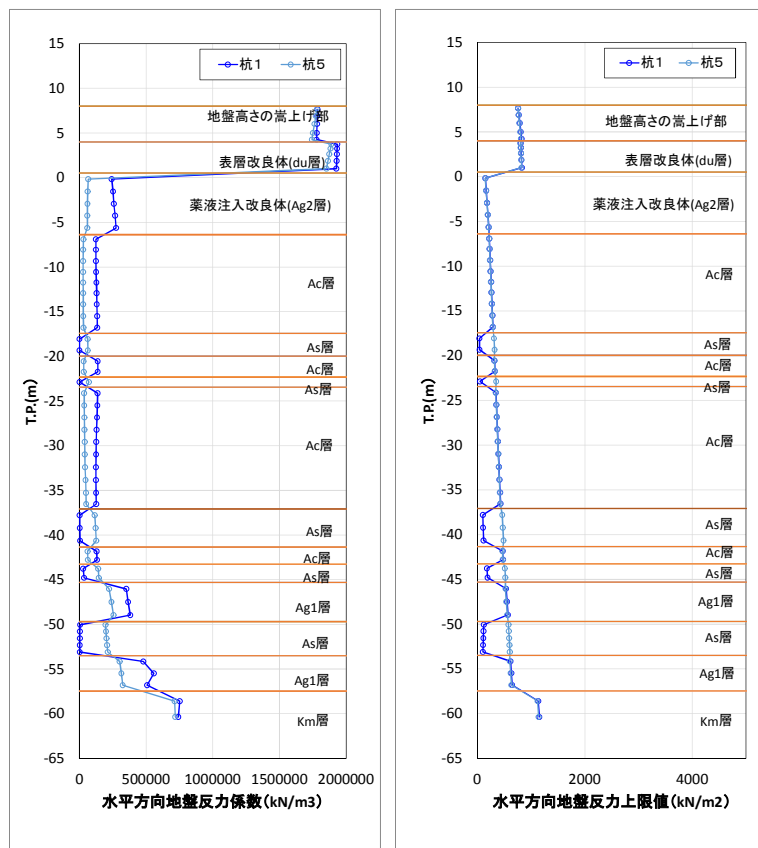
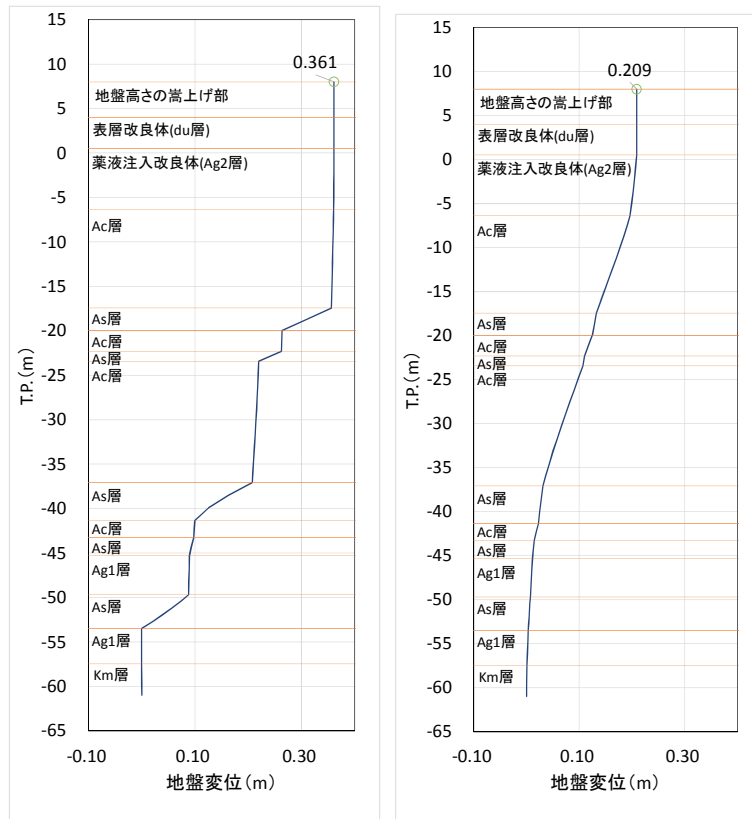


図 5.2.2-4 水平方向地盤反力係数及び反力上限値の比較 (a)



杭 1

杭 5

図 5. 2. 2-5 水平変位 (a)

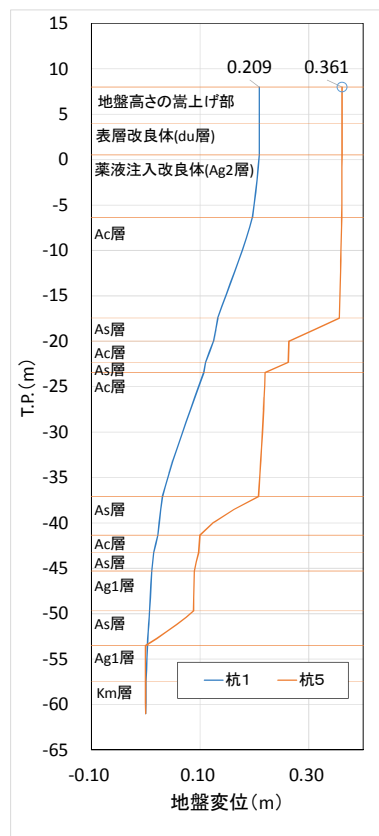


図 5. 2. 2-6 水平変位の比較 (a)

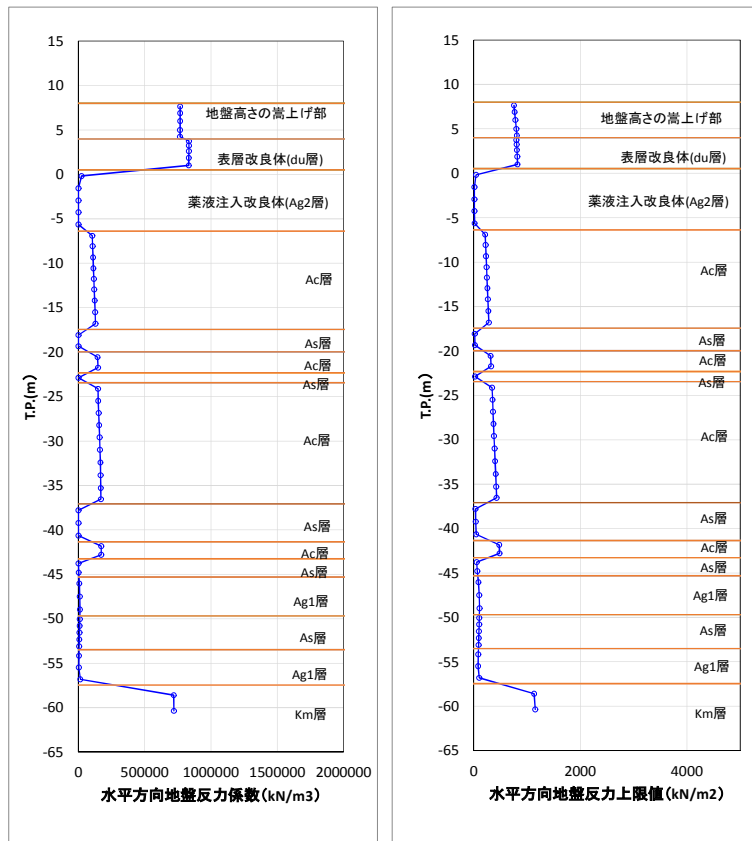


図 5. 2. 2-7 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (b)

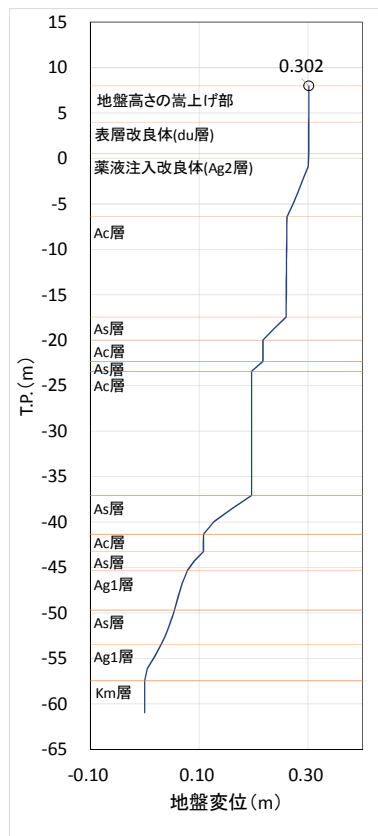


図 5. 2. 2-8 水平変位の比較 (b)

水平震度を表 5.2.2-4 に示す。

表 5.2.2-4 水平震度 (S_s-D1++)

	(a)	(b)
断面③	0.24	0.12

(1) 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 5.2.2-5 に、2次元梁バネモデルによる曲げ軸力に対する照査結果を表 5.2.2-6 及び表 5.2.2-7 に、3次元FEM解析モデルによる曲げ軸力に対する照査結果を表 5.2.2-9 に示す。また、配筋図を図 5.2.2-9 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表 5.2.2-5 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (cm^2)
①	0.15	0.55	6.667-D35	63.777
③	0.15	0.55	6.667-D35	63.777

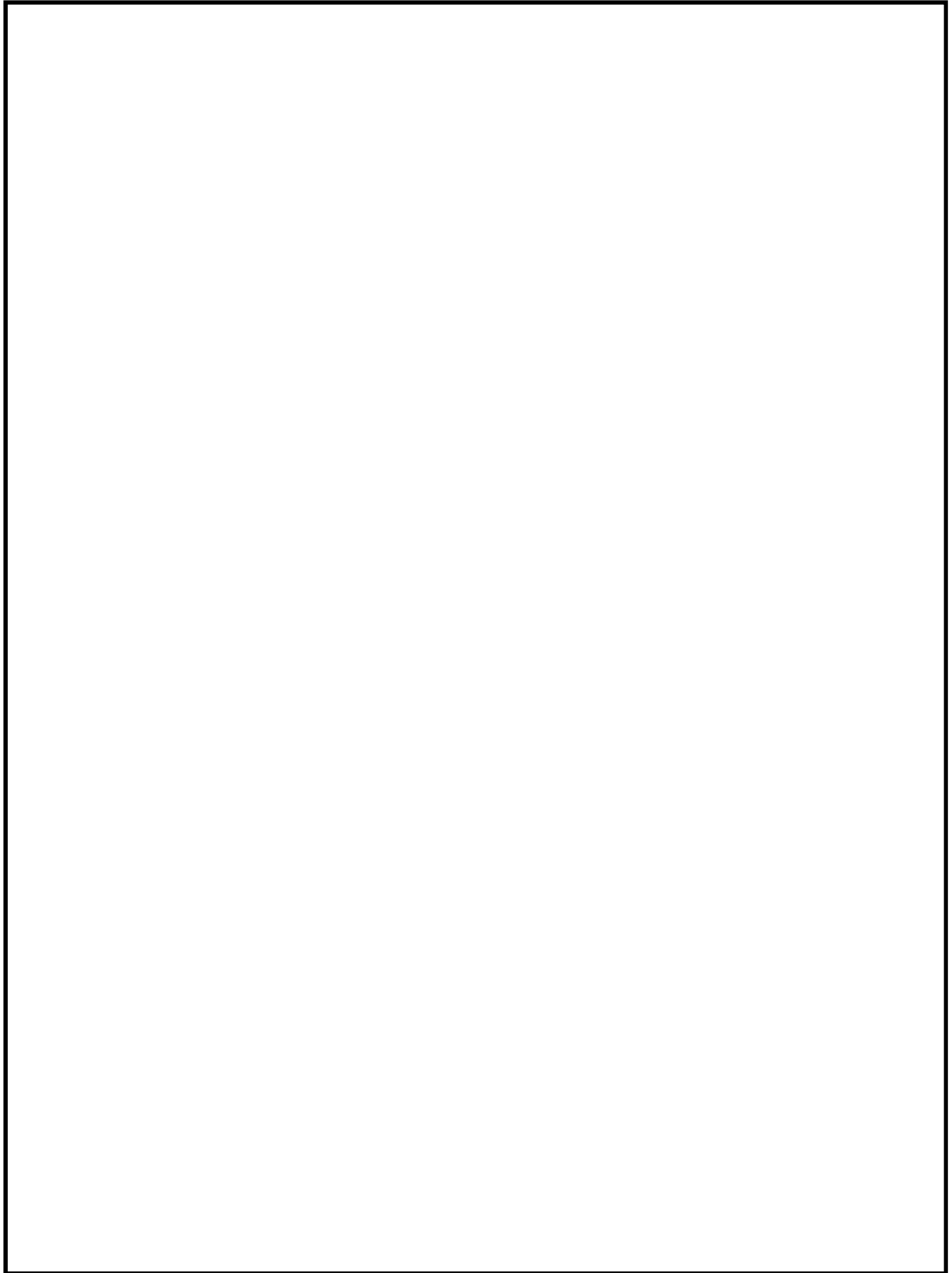


图 5.2.2-9 配筋图

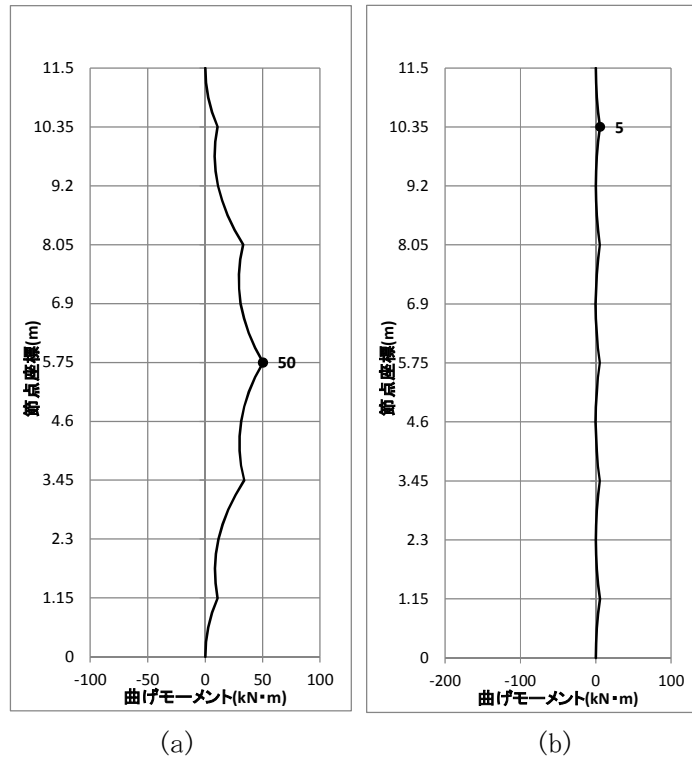


図 5.2.2-10 断面力図 (断面①：2次元梁バネモデル)

表 5.2.2-6 曲げ軸力に対する照査 (断面①：2次元梁バネモデル)

解析 ケース	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
(a)	S _s -31-+	50	0	0.8	17.1	21	435	0.04	0.04
(b)	S _s -31-+	5	0	0.1	1.7	21	435	0.01	0.01

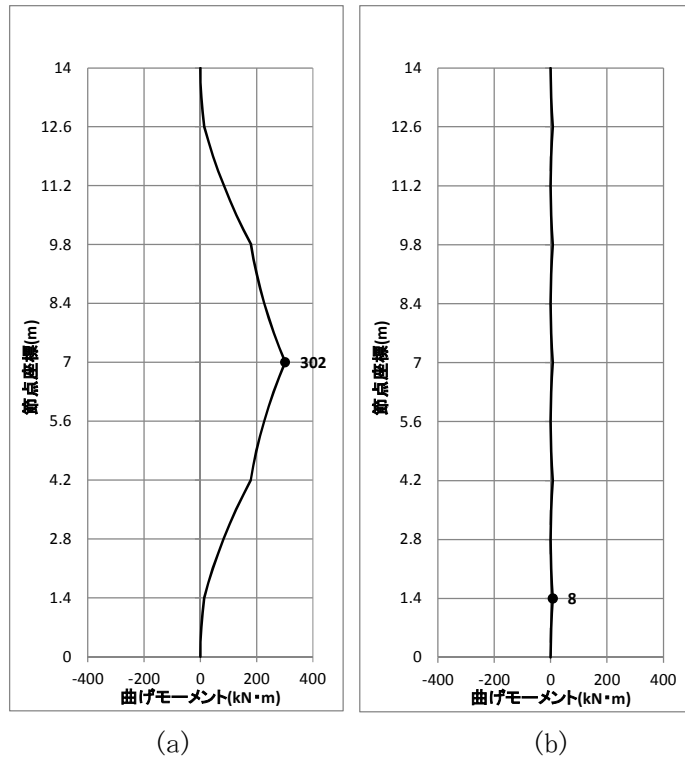


図 5.2.2-11 断面力図（断面③：2次元梁バネモデル）

表 5.2.2-7 曲げ軸力に対する照査（断面③：2次元梁バネモデル）

解析 ケース	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
(a)	Ss-D1++	302	0	4.6	103.0	21	435	0.22	0.24
(b)	Ss-D1++	8	0	0.1	2.7	21	435	0.01	0.01

3次元FEM解析モデル断面位置図を図5.2.2-12に、鉄筋コンクリート断面諸元を表5.2.2-8に示す。



図5.2.2-12 3次元FEM解析モデル断面位置図

表5.2.2-8 鉄筋コンクリート断面諸元(断面③)・3次元FEM解析モデル

断面		かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (cm ²)
断面 A1		0.15	0.55	6.667-D35	63.777
断面 A2		0.15	0.55	6.667-D35	63.777
断面 A3		0.15	0.55	6.667-D35	63.777
断面 B1	堤外側	0.35	3.15	13.333-D35	127.543
	堤内側	0.15	3.35	6.667-D35	63.777
断面 B2	堤外側	0.35	3.15	13.333-D35	127.543
	堤内側	0.15	3.35	6.667-D35	63.777
断面 C2		0.15	0.15	6.667-D35	63.777
断面 D		0.08	0.06	6.667-D35	63.777

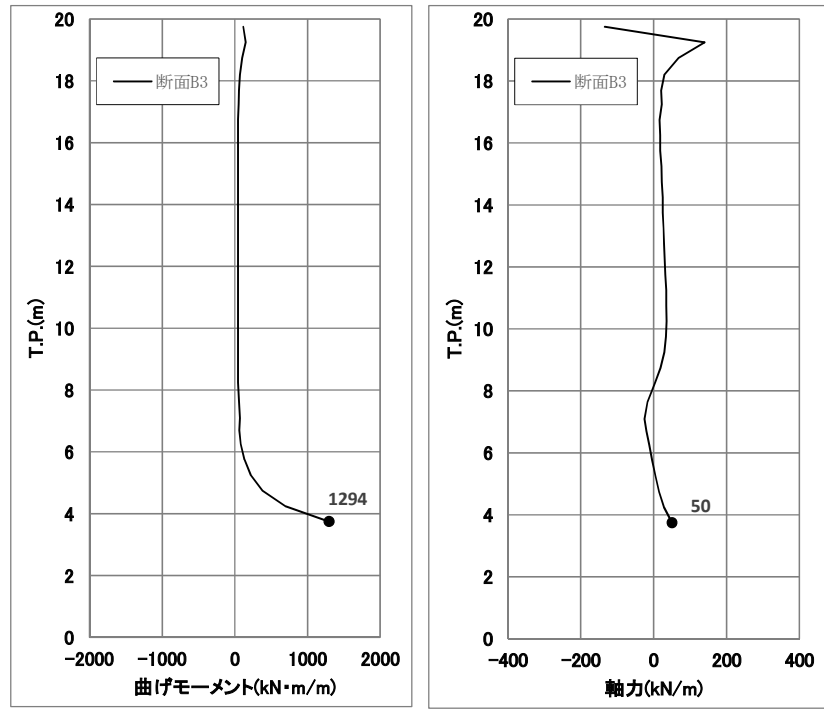


図 5.2.2-13 断面力図 (断面③) : 3次元FEM解析モデル 解析ケース (a)

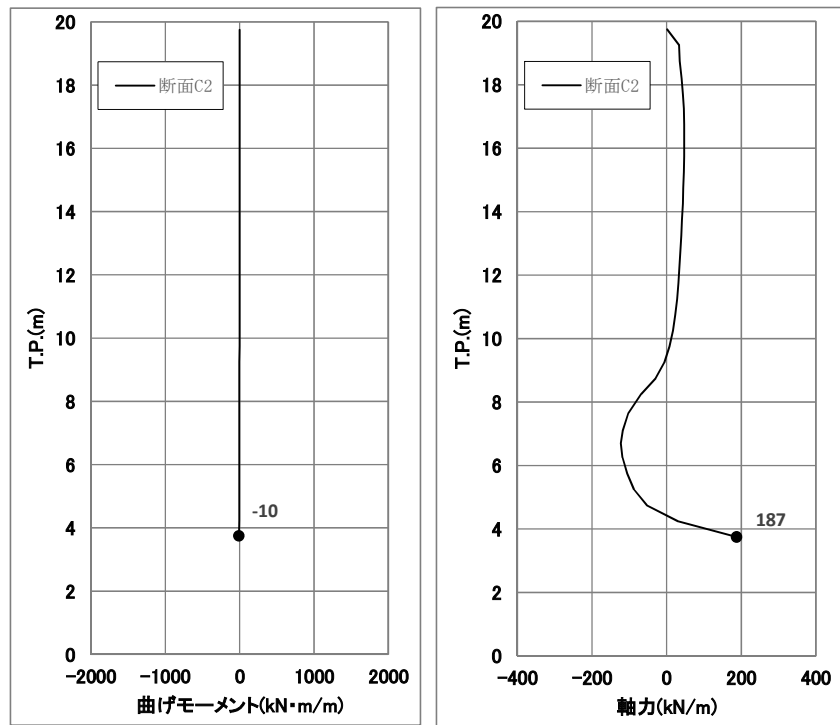


図 5.2.2-14 断面力図 (断面③) : 3次元FEM解析モデル 解析ケース (b)

表 5.2.2-9 曲げ軸力に対する照査（断面③：3次元FEM解析モデル）

解析 ケース	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
(a)	Ss-D1++	1294	50	1.0	69.0	21	435	0.05	0.16
(b)	Ss-D1++	-10	187	2.2	41.1	21	435	0.11	0.10

2次元梁バネモデルとの比較として、断面A2における断面力図を図5.2.2-13及び図5.2.2-14に、最も照査値が大きくなった位置での照査結果を表5.2.2-10に示す。

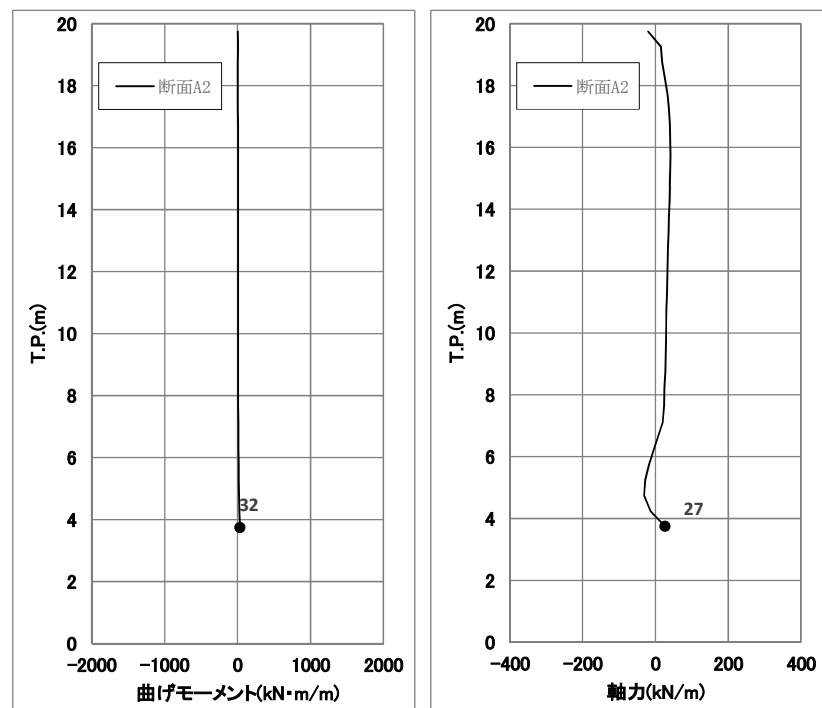


図 5.2.2-15 断面力図（断面③：3次元FEM解析モデル 解析ケース (a)）

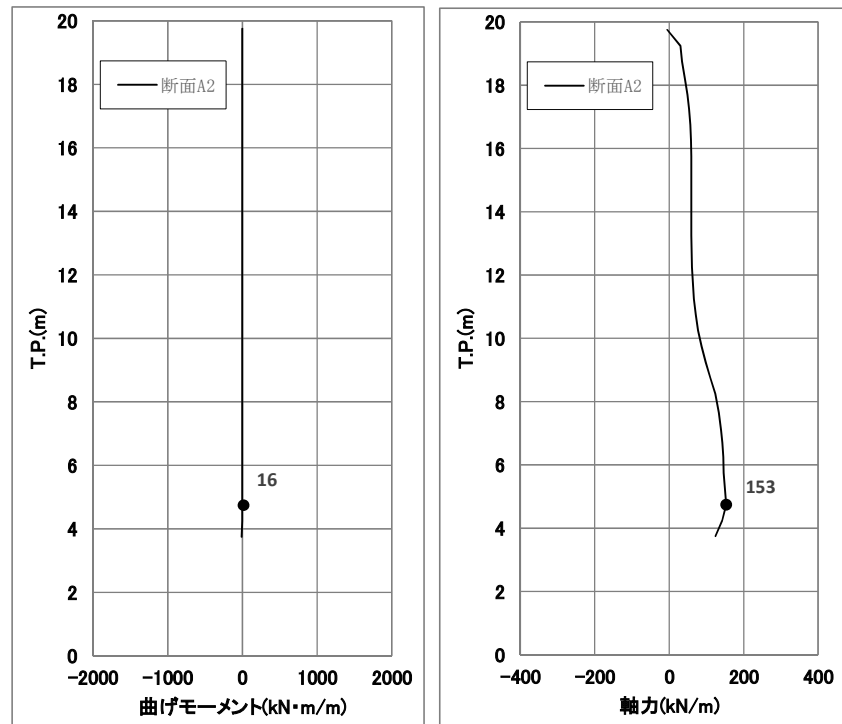


図 5.2.2-16 断面力図（断面③：3次元FEM解析モデル 解析ケース（b））

表 5.2.2-10 曲げ軸力に対する照査（断面③：3次元FEM解析モデル）

解析 ケース	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
(a)	S _s -D1++	32	27	0.4	12.4	21	435	0.02	0.03
(b)	S _s -D1++	16	153	(全引張)	18.6	21	435	—	0.05

2次元梁バネモデルの結果である表 5.2.2-7 と3次元FEM解析モデルの結果である表 5.2.2-10 を比較すると、両者とも照査値が0.3以下という小さい値であり、十分に安全余裕があることを確認した。

(2) せん断に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 5.2.2-5 及び表 5.2.2-11 に、2次元梁バネモデルによるせん断に対する照査結果を表 5.2.2-12 及び表 5.2.2-13 に、3次元FEM解析モデルによるせん断に対する照査結果を表 5.2.2-15 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、せん断力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生せん断力は各地震動において最大となる値を示している。

表 5.2.2-11 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	斜め引張鉄筋	区間 s (m)	区間 s における斜め引張鉄筋断面積 (cm ²)
①	3.333-D22	0.2	12.902
③	3.333-D22	0.2	12.902

斜め引張鉄筋を考慮した許容せん断力を以下に計算する。

$$V_a = V_c + V_s$$

$$V_c = \frac{1}{2} \tau_{al} b_w j d$$

$$V_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d}{s}$$

ここで

V_a : 許容せん断力

V_c : コンクリートの許容せん断力

V_s : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

τ_{al} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 断面幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

$$V_c = 1/2 \times 0.825 / 1.15 \times 0.55 \times 1.0 \times 1000 = 197.28$$

$$V_s = 1290.2 \times 300 / 1.15 \times 0.55 / 0.2 / 1000 = 925.58$$

$$V_a = 197.28 + 925.58 = 1122.86$$

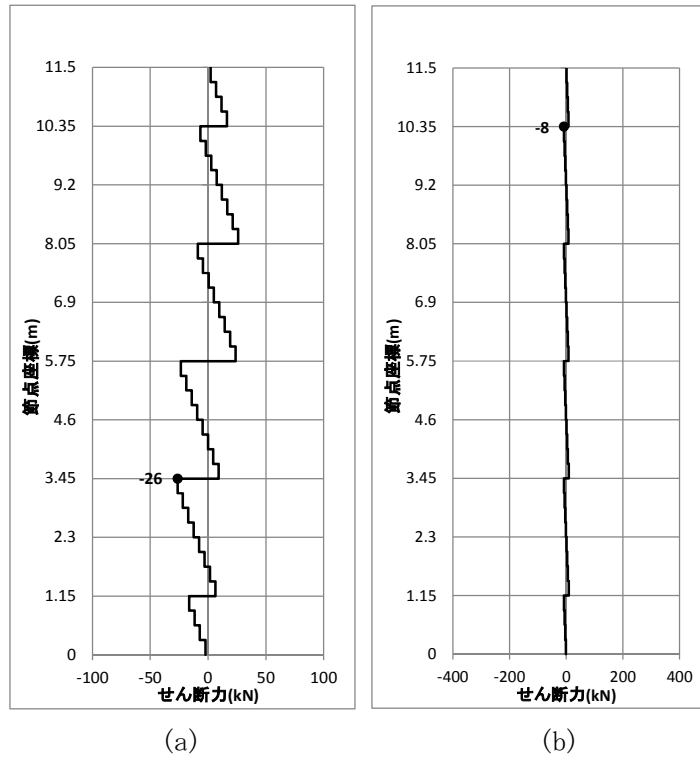


図 5.2.2-17 断面力図 (断面①：2次元梁バネモデル)

表 5.2.2-12 せん断力に対する照査 (断面①：2次元梁バネモデル)

解析 ケース	地震動	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
(a)	S _s -3 1-+	26	1122.8	0.03
(b)	S _s -3 1-+	8	1122.8	0.01

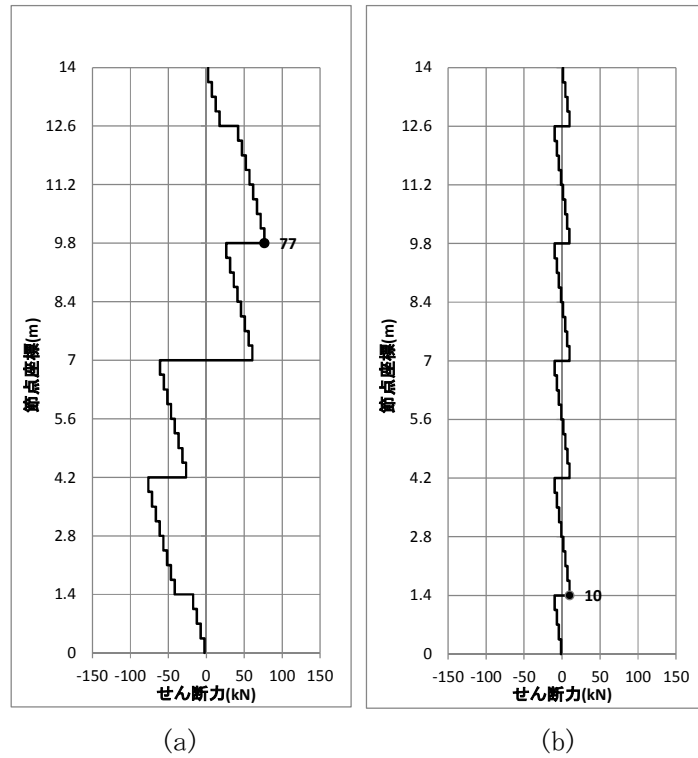


図 5.2.2-18 断面力図 (断面③：2次元梁バネモデル)

表 5.2.2-13 せん断力に対する照査 (断面③：2次元梁バネモデル)

解析 ケース	地震動	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
(a)	S _s -D 1 ++	77	1122.8	0.07
(b)	S _s -D 1 ++	10	1122.8	0.01

表 5.2.2-14 鉄筋コンクリート断面諸元 (断面③・3次元FEM解析モデル)

断面	断面有効 高さ (m)	斜め 引張鉄筋	区間 s (m)	区間 s における 斜め引張鉄筋断面積 (cm ²)
断面 A1	0.55	3.333-D22	0.2	12.902
断面 A2	0.55	3.333-D22	0.2	12.902
断面 A3	0.55	3.333-D22	0.2	12.902
断面 B1	3.15	6.667-D35	0.14	63.777
断面 B3	3.15	6.667-D22	0.15	25.808
断面 C2	0.15	13.333-D16	0.4	26.479
断面 D	0.06	13.333-D16	0.06	8.182*

* : 斜め引張鉄筋の部材軸方向に対する角度 18° を考慮して、13.333-D16×sin18°
(=26.479×0.309=8.182cm²)

斜め引張鉄筋を考慮した許容せん断力を以下に計算する。

$$V_a = V_c + V_s$$

$$V_c = \frac{1}{2} \tau_{al} b_w j d$$

$$V_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d}{s}$$

ここで

V_a : 許容せん断力

V_c : コンクリートの許容せん断力

V_s : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

τ_{al} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 断面幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

$$\text{断面 D : } V_c = 1/2 \times 0.825 / 1.15 \times 0.06 \times 1.0 \times 1000 = 21.52$$

$$V_s = 818.2 \times 300 / 1.15 \times 0.06 / 0.06 / 1000 = 213.44$$

$$V_a = 21.52 + 213.44 = 234.96$$

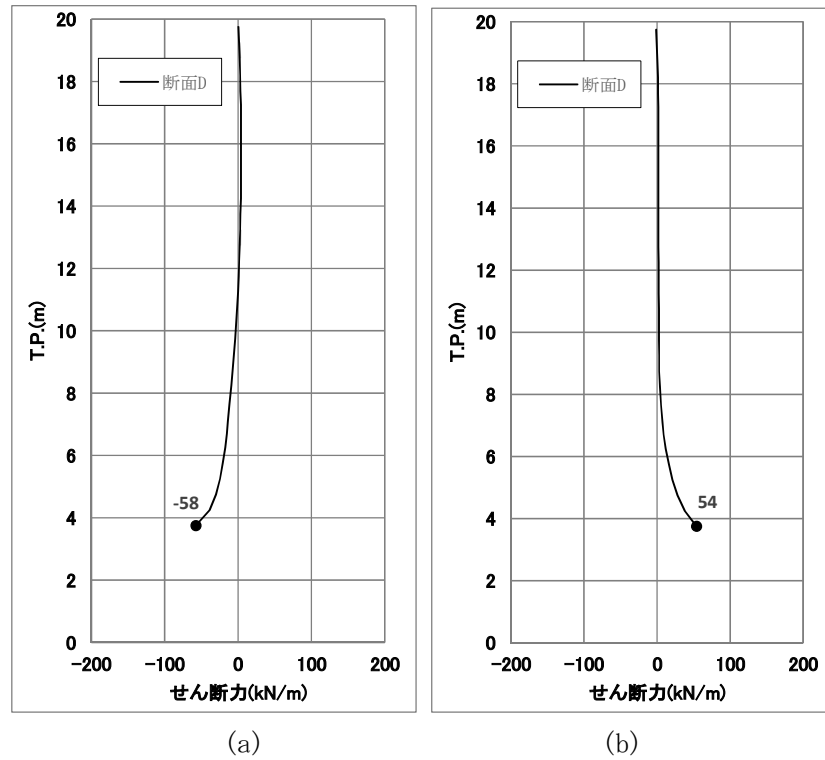


図 5.2.2-19 断面力図 (断面③ : 3次元FEM解析モデル)

表 5.2.2-15 せん断力に対する照査 (断面③ : 3次元FEM解析モデル)

解析 ケース	地震動	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
(a)	S _s -D 1 ++	58	234.9	0.25
(b)	S _s -D 1 ++	54	234.9	0.23

2次元梁バネモデルとの比較として、断面A2における断面力図を図5.2.2-20に、最も照査値が大きくなった位置での照査結果を表5.2.2-16に示す。

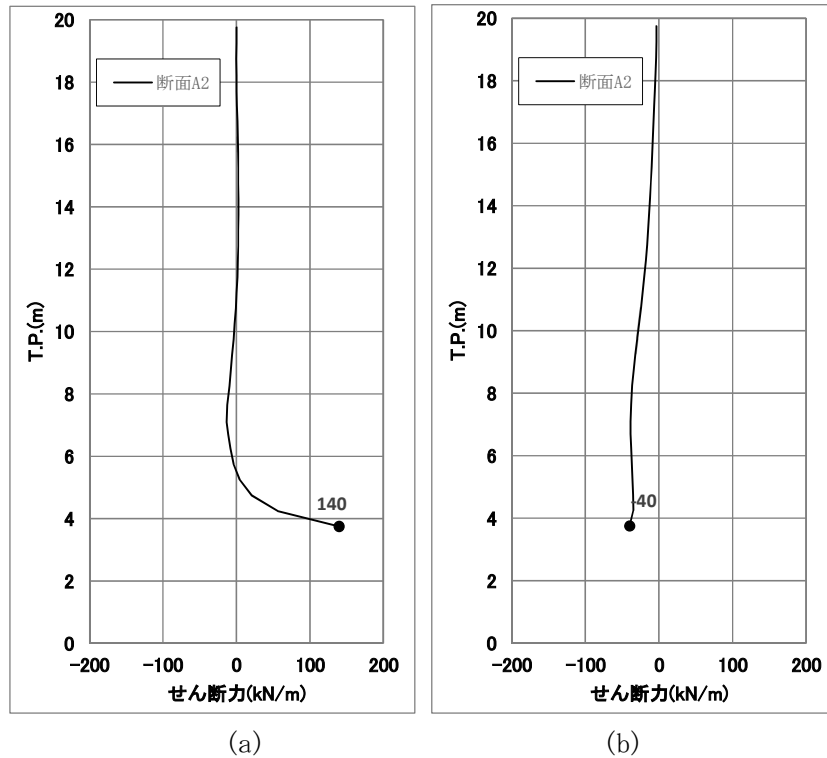


図 5.2.2-20 断面力図（断面③：3次元FEM解析モデル）

表 5.2.2-16 せん断力に対する照査（断面③：3次元FEM解析モデル）

解析 ケース	地震動	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
(a)	S _s -D 1 ++	140	1122.8	0.13
(b)	S _s -D 1 ++	40	1122.8	0.04

2次元梁バネモデルの結果である表 5.2.2-13 と3次元FEM解析モデルの結果である表 5.2.2-16 を比較すると、両者とも照査値が0.3以下という小さい値であり、十分に安全余裕があることを確認した。

5.2.3 基礎地盤の支持力に対する評価結果

基礎地盤の支持力に対する照査結果を表 5.2.3-1～表 5.2.3-5 に示す。

基礎地盤の支持力に対する照査を行った結果、接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

表 5.2.3-1 極限支持力に対する安全率（断面①）

地盤	地震動	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
平均剛性	S _s -D 1 ++	796	5,370
	S _s -D 1 +-	782	5,370
	S _s -D 1 -+	786	5,370
	S _s -D 1 --	842	5,370
	S _s - 1 1	587	5,370
	S _s - 1 2	622	5,370
	S _s - 1 3	611	5,370
	S _s - 1 4	577	5,370
	S _s - 2 1	697	5,370
	S _s - 2 2	717	5,370
	S _s - 3 1 ++	578	5,370
	S _s - 3 1 -+	594	5,370
V _s +1σ 剛性	S _s - 3 1 -+	605	5,370
V _s -1σ 剛性	S _s - 3 1 -+	614	5,370
豊浦標準砂	S _s - 3 1 -+	733	5,370
平均剛性 (非液状化)	S _s - 3 1 -+	619	5,370
V _s +1σ 剛性 (非液状化)	S _s - 3 1 -+	630	5,370

表 5.2.3-2 極限支持力に対する安全率 (断面②)

地盤	地震動	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
平均剛性	S _s -D 1 ++	871	5,406
	S _s -D 1 +-	882	5,406
	S _s -D 1 -+	860	5,406
	S _s -D 1 --	875	5,406
	S _s -1 1	660	5,406
	S _s -1 2	679	5,406
	S _s -1 3	675	5,406
	S _s -1 4	634	5,406
	S _s -2 1	708	5,406
	S _s -2 2	697	5,406
	S _s -3 1 ++	612	5,406
	S _s -3 1 -+	617	5,406
V _s +1σ 剛性	S _s -3 1 -+	618	5,406
V _s -1σ 剛性	S _s -3 1 -+	604	5,406
豊浦標準砂	S _s -3 1 -+	810	5,406
平均剛性 (非液状化)	S _s -3 1 -+	627	5,406
V _s +1σ 剛性 (非液状化)	S _s -3 1 -+	631	5,406

表 5.2.3-3 極限支持力に対する安全率 (断面③)

地盤	地震動	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
平均剛性	S _s -D 1 ++	1,313	6,288
	S _s -D 1 +-	1,335	6,288
	S _s -D 1 -+	1,386	6,288
	S _s -D 1 --	1,336	6,288
	S _s -1 1	1,113	6,288
	S _s -1 2	1,214	6,288
	S _s -1 3	1,201	6,288
	S _s -1 4	1,108	6,288
	S _s -2 1	1,210	6,288
	S _s -2 2	1,189	6,288
	S _s -3 1 ++	937	6,288
	S _s -3 1 -+	980	6,288
V _s +1σ 剛性	S _s -D 1 ++	1,330	6,288
V _s -1σ 剛性	S _s -D 1 ++	1,307	6,288
豊浦標準砂	S _s -D 1 ++	1,498	6,288
平均剛性 (非液状化)	S _s -D 1 ++	1,252	6,288
V _s +1σ 剛性 (非液状化)	S _s -D 1 ++	1,234	6,288

表 5.2.3-4 極限支持力に対する安全率 (断面④)

地盤	地震動	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
平均剛性	S _s -D 1 ++	1,198	6,210
	S _s -D 1 +-	1,246	6,210
	S _s -D 1 -+	1,240	6,210
	S _s -D 1 --	1,151	6,210
	S _s -1 1	1,119	6,210
	S _s -1 2	1,138	6,210
	S _s -1 3	1,141	6,210
	S _s -1 4	1,103	6,210
	S _s -2 1	1,127	6,210
	S _s -2 2	1,147	6,210
	S _s -3 1 ++	936	6,210
	S _s -3 1 -+	959	6,210
V _s +1σ 剛性	S _s -D 1 ++	1,196	6,210
V _s -1σ 剛性	S _s -D 1 ++	1,194	6,210
豊浦標準砂	S _s -D 1 ++	1,588	6,210
平均剛性 (非液状化)	S _s -D 1 ++	1,203	6,210
V _s +1σ 剛性 (非液状化)	S _s -D 1 ++	1,203	6,210

表 5.2.3-5 極限支持力に対する安全率 (断面⑤)

地盤	地震動	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
平均剛性	S _s -D 1 ++	673	5,778
	S _s -D 1 +-	670	5,778
	S _s -D 1 -+	719	5,778
	S _s -D 1 --	665	5,778
	S _s -1 1	636	5,778
	S _s -1 2	613	5,778
	S _s -1 3	606	5,778
	S _s -1 4	648	5,778
	S _s -2 1	678	5,778
	S _s -2 2	699	5,778
	S _s -3 1 ++	628	5,778
	S _s -3 1 -+	646	5,778
V _s +1σ 剛性	S _s -D 1 +-	665	5,778
V _s -1σ 剛性	S _s -D 1 +-	628	5,778
豊浦標準砂	S _s -D 1 +-	434	5,778
平均剛性 (非液状化)	S _s -D 1 +-	640	5,778
V _s +1σ 剛性 (非液状化)	S _s -D 1 +-	655	5,778

5.2.4 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する評価結果

地盤高さの嵩上げ部(改良体)及び表層改良体に対する照査結果を表 5.2.4-1～表 5.2.4-5 に示す。

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する照査を行った結果、安全率が 1.2 以上であることを確認した。なお、発生応力は、各地震動において最大となる値を示している。

表 5.2.4-1 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する安全率（断面①）

地盤	地震動	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率
平均剛性	S _s -D 1 ++	420	750	1.78
	S _s -D 1 +-	416	750	1.80
	S _s -D 1 -+	392	750	1.91
	S _s -D 1 --	393	750	1.91
	S _s -1 1	189	750	3.97
	S _s -1 2	316	750	2.37
	S _s -1 3	277	750	2.70
	S _s -1 4	238	750	3.14
	S _s -2 1	402	750	1.86
	S _s -2 2	350	750	2.14
	S _s -3 1 ++	418	750	1.79
	S _s -3 1 -+	443	750	1.69
V _s +1σ 剛性	S _s -3 1 -+	509	750	1.47
V _s -1σ 剛性	S _s -3 1 -+	488	750	1.53
豊浦標準砂	S _s -3 1 -+	368	750	2.03
平均剛性 (非液状化)	S _s -3 1 -+	463	750	1.62
V _s +1σ 剛性 (非液状化)	S _s -3 1 -+	529	750	1.41

表 5.2.4-2 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する安全率（断面②）

地盤	地震動	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率
平均剛性	S _s -D 1 ++	451	750	1.66
	S _s -D 1 +-	456	750	1.64
	S _s -D 1 -+	467	750	1.60
	S _s -D 1 --	462	750	1.62
	S _s -1 1	235	750	3.19
	S _s -1 2	313	750	2.39
	S _s -1 3	307	750	2.44
	S _s -1 4	192	750	3.91
	S _s -2 1	325	750	2.30
	S _s -2 2	377	750	1.98
	S _s -3 1 ++	487	750	1.54
	S _s -3 1 -+	477	750	1.57
V _s +1σ 剛性	S _s -3 1 -+	548	750	1.36
V _s -1σ 剛性	S _s -3 1 -+	527	750	1.42
豊浦標準砂	S _s -3 1 -+	477	750	1.57
平均剛性 (非液状化)	S _s -3 1 -+	484	750	1.54
V _s +1σ 剛性 (非液状化)	S _s -3 1 -+	554	750	1.35

表 5.2.4-3 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する安全率（断面③）

地盤	地震動	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率
平均剛性	S _s -D 1 ++	442	750	1.69
	S _s -D 1 +-	443	750	1.69
	S _s -D 1 -+	380	750	1.97
	S _s -D 1 --	375	750	1.99
	S _s -1 1	264	750	2.84
	S _s -1 2	306	750	2.44
	S _s -1 3	295	750	2.54
	S _s -1 4	280	750	2.68
	S _s -2 1	286	750	2.62
	S _s -2 2	267	750	2.80
	S _s -3 1 ++	385	750	1.94
	S _s -3 1 -+	375	750	1.99
V _s +1σ 剛性	S _s -D 1 ++	486	750	1.54
V _s -1σ 剛性	S _s -D 1 ++	469	750	1.60
豊浦標準砂	S _s -D 1 ++	318	750	2.35
平均剛性 (非液状化)	S _s -D 1 ++	364	750	2.05
V _s +1σ 剛性 (非液状化)	S _s -D 1 ++	426	750	1.75

表 5.2.4-4 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する安全率（断面④）

地盤	地震動	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率
平均剛性	S _s -D 1 ++	235	750	3.19
	S _s -D 1 +-	239	750	3.14
	S _s -D 1 -+	231	750	3.25
	S _s -D 1 --	232	750	3.23
	S _s -1 1	146	750	5.14
	S _s -1 2	155	750	4.84
	S _s -1 3	154	750	4.87
	S _s -1 4	112	750	6.70
	S _s -2 1	245	750	3.06
	S _s -2 2	173	750	4.34
	S _s -3 1 ++	225	750	3.33
	S _s -3 1 -+	162	750	4.63
V _s +1σ 剛性	S _s -D 1 ++	293	750	2.56
V _s -1σ 剛性	S _s -D 1 ++	274	750	2.74
豊浦標準砂	S _s -D 1 ++	282	750	2.66
平均剛性 (非液状化)	S _s -D 1 ++	200	750	3.75
V _s +1σ 剛性 (非液状化)	S _s -D 1 ++	237	750	3.16

表 5.2.4-5 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する安全率（断面⑤）

地盤	地震動	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率
平均剛性	S _s -D 1 ++	458	750	1.64
	S _s -D 1 +-	453	750	1.66
	S _s -D 1 -+	447	750	1.68
	S _s -D 1 --	444	750	1.69
	S _s -1 1	432	750	1.74
	S _s -1 2	461	750	1.63
	S _s -1 3	448	750	1.67
	S _s -1 4	395	750	1.90
	S _s -2 1	383	750	1.96
	S _s -2 2	395	750	1.90
	S _s -3 1 ++	426	750	1.76
	S _s -3 1 -+	450	750	1.67
	V _s +1σ 剛性	S _s -D 1 +-	436	750
V _s -1σ 剛性	S _s -D 1 +-	463	750	1.62
豊浦標準砂	S _s -D 1 +-	428	750	1.75
平均剛性 (非液状化)	S _s -D 1 +-	435	750	1.73
V _s +1σ 剛性 (非液状化)	S _s -D 1 +-	416	750	1.81

5.2.5 シートパイルに対する評価結果

シートパイルの断面諸元を表 5.2.5-1 に、せん断力に対する照査結果を表 5.2.5-2～表 5.2.5-6 に示す。

シートパイルに対する照査を行った結果、発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5.2.5-1 シートパイルの断面諸元

仕様	U 型鋼矢板 III 型
弾性係数 E (kN/m ²)	200×10 ⁶
断面積 A (mm ² /m)	19100
断面二次モーメント I (m ⁴ /m)	0.000168

表 5.2.5-2 せん断力に対する照査 (断面①)

地盤	地震動	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
平均剛性	S _s -D 1 ++	28	1.47	190	0.01
	S _s -D 1 +-	28	1.47	190	0.01
	S _s -D 1 -+	34	1.79	190	0.01
	S _s -D 1 --	34	1.79	190	0.01
	S _s -1 1	9	0.48	190	0.01
	S _s -1 2	15	0.79	190	0.01
	S _s -1 3	14	0.74	190	0.01
	S _s -1 4	8	0.42	190	0.01
	S _s -2 1	25	1.31	190	0.01
	S _s -2 2	23	1.21	190	0.01
	S _s -3 1 ++	25	1.31	190	0.01
	S _s -3 1 -+	14	0.74	190	0.01
V _s +1σ 剛性	S _s -3 1 -+	8	0.42	190	0.01
V _s -1σ 剛性	S _s -3 1 -+	12	0.63	190	0.01
豊浦標準砂	S _s -3 1 -+	19	1.00	190	0.01
平均剛性 (非液状化)	S _s -3 1 -+	17	0.90	190	0.01
V _s +1σ 剛性 (非液状化)	S _s -3 1 -+	6	0.32	190	0.01

表 5.2.5-3 せん断力に対する照査（断面②）

地盤	地震動	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
平均剛性	S _s -D 1 ++	36	1.89	190	0.01
	S _s -D 1 +-	33	1.73	190	0.01
	S _s -D 1 -+	28	1.47	190	0.01
	S _s -D 1 --	30	1.58	190	0.01
	S _s - 1 1	8	0.42	190	0.01
	S _s - 1 2	9	0.48	190	0.01
	S _s - 1 3	11	0.58	190	0.01
	S _s - 1 4	6	0.32	190	0.01
	S _s - 2 1	17	0.90	190	0.01
	S _s - 2 2	17	0.90	190	0.01
	S _s - 3 1 ++	19	1.00	190	0.01
	S _s - 3 1 -+	44	2.31	190	0.02
	V _s +1σ 剛性	S _s - 3 1 -+	20	1.05	190
V _s -1σ 剛性	S _s - 3 1 -+	34	1.79	190	0.01
豊浦標準砂	S _s - 3 1 -+	28	1.47	190	0.01
平均剛性 (非液状化)	S _s - 3 1 -+	42	2.20	190	0.02
V _s +1σ 剛性 (非液状化)	S _s - 3 1 -+	20	1.05	190	0.01

表 5.2.5-4 せん断力に対する照査 (断面③)

地盤	地震動	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
平均剛性	S _s -D 1 ++	68	3.57	190	0.02
	S _s -D 1 +-	64	3.36	190	0.02
	S _s -D 1 -+	64	3.36	190	0.02
	S _s -D 1 --	62	3.25	190	0.02
	S _s - 1 1	49	2.57	190	0.02
	S _s - 1 2	57	2.99	190	0.02
	S _s - 1 3	57	2.99	190	0.02
	S _s - 1 4	40	2.10	190	0.02
	S _s - 2 1	47	2.47	190	0.02
	S _s - 2 2	55	2.88	190	0.02
	S _s - 3 1 ++	38	1.99	190	0.02
	S _s - 3 1 -+	53	2.78	190	0.02
	V _s +1σ 剛性	S _s -D 1 ++	34	1.79	190
V _s -1σ 剛性	S _s -D 1 ++	49	2.57	190	0.02
豊浦標準砂	S _s -D 1 ++	70	3.67	190	0.02
平均剛性 (非液状化)	S _s -D 1 ++	59	3.09	190	0.02
V _s +1σ 剛性 (非液状化)	S _s -D 1 ++	42	2.20	190	0.02

表 5.2.5-5 せん断力に対する照査（断面④）

地盤	地震動	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
平均剛性	S _s -D 1 ++	106	5.55	190	0.03
	S _s -D 1 +-	106	5.55	190	0.03
	S _s -D 1 -+	127	6.65	190	0.04
	S _s -D 1 --	127	6.65	190	0.04
	S _s -1 1	64	3.36	190	0.02
	S _s -1 2	85	4.46	190	0.03
	S _s -1 3	64	3.36	190	0.02
	S _s -1 4	42	2.20	190	0.02
	S _s -2 1	127	6.65	190	0.04
	S _s -2 2	85	4.46	190	0.03
	S _s -3 1 ++	64	3.36	190	0.02
	S _s -3 1 -+	127	6.65	190	0.04
	V _s +1σ 剛性	S _s -D 1 ++	85	4.46	190
V _s -1σ 剛性	S _s -D 1 ++	127	6.65	190	0.04
豊浦標準砂	S _s -D 1 ++	149	7.81	190	0.05
平均剛性 (非液状化)	S _s -D 1 ++	127	6.65	190	0.04
V _s +1σ 剛性 (非液状化)	S _s -D 1 ++	106	5.55	190	0.03

表 5.2.5-6 せん断力に対する照査 (断面⑤)

地盤	地震動	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
平均剛性	S _s -D 1 ++	45	2.36	190	0.02
	S _s -D 1 +-	45	2.36	190	0.02
	S _s -D 1 -+	41	2.15	190	0.02
	S _s -D 1 --	40	2.10	190	0.02
	S _s -1 1	27	1.42	190	0.01
	S _s -1 2	44	2.31	190	0.02
	S _s -1 3	47	2.47	190	0.02
	S _s -1 4	23	1.21	190	0.01
	S _s -2 1	31	1.63	190	0.01
	S _s -2 2	31	1.63	190	0.01
	S _s -3 1 ++	29	1.52	190	0.01
	S _s -3 1 -+	27	1.42	190	0.01
	V _s +1σ 剛性	S _s -D 1 +-	36	1.89	190
V _s -1σ 剛性	S _s -D 1 +-	58	3.04	190	0.02
豊浦標準砂	S _s -D 1 +-	37	1.94	190	0.02
平均剛性 (非液状化)	S _s -D 1 +-	37	1.94	190	0.02
V _s +1σ 剛性 (非液状化)	S _s -D 1 +-	29	1.52	190	0.01

5.2.6 止水ジョイント部の相対変位量に対する評価結果

地震時の止水ジョイント部の相対変位量に対する照査結果を表 5.2.6-1 及び表 5.2.6-2 に示す。なお、詳細な算出方法については「6.12 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示す。

地震時の止水ジョイント部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 5.2.6-1 一般部の地震時相対変位量

	δx [m]	δy [m]	δz [m]	3成分合成[m]	設計変位量[m]
一般部 地震時相対変位量	0.812	0.824	0.100	1.161	1.50

表 5.2.6-2 隅角部の地震時相対変位量

位置番号	堤内側 角度[°]	δx [m]	δy [m]	δz [m]	最大合成変位量[m] $\sqrt{(\delta x^2 + \delta y^2 + \delta z^2)}$	設計変位量 [m]
①	141.5	0.980	0.482	0.100	1.097	1.50
②	133.9	0.984	0.419	0.100	1.074	1.50
③	192.7	0.711	0.903	0.100	1.154	1.50
④	121.0	0.968	0.548	0.100	1.117	1.50
⑤	133.2	0.984	0.426	0.100	1.077	1.50
⑥	138.0	0.983	0.447	0.100	1.085	1.50
⑦	226.5	0.425	0.990	0.100	1.082	1.50
⑧	90.2	0.819	0.817	0.100	1.161	1.50
⑨	146.9	0.971	0.535	0.100	1.113	1.50

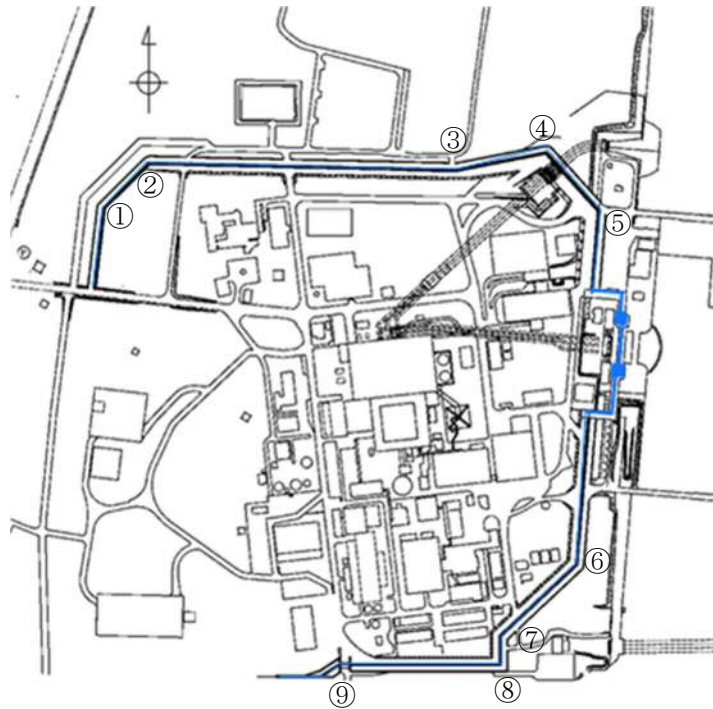


図 5.2.6-1 隅角部の地震時相対変位量の評価位置番号

5.3 まとめ

「5.2 耐震評価結果」による全ての評価項目において、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の評価対象部位に作用する応力の照査値及び接地圧が許容限界以下であることを確認した。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震安全性評価に関する参考資料

1 減衰の設定について

地震応答解析における減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。Rayleigh 減衰の設定は、地盤の低次のモードの変形が特に支配的となる地中埋設構造物のような地盤及び構造系全体に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し、かつ、振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から、刺激係数に着目し行う。

固有値解析による刺激係数及びモード図を図 1-1 に示す。また、設定した Rayleigh 減衰を図 1-2 に示す。

1 次の基準モードについては、地盤及び構造系全体がせん断変形しているモードを選定している。

構造物の 1 次モードについては、刺激係数を勘案し構造系がせん断変形しているモードに着目することにより選定している。

なお、初期減衰定数は、地盤については 1%（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している。）とする。また、線形材料としてモデル化する鋼材については 3%（道路橋示方書（V耐震設計編）同解説（平成 14 年 3 月））とする。

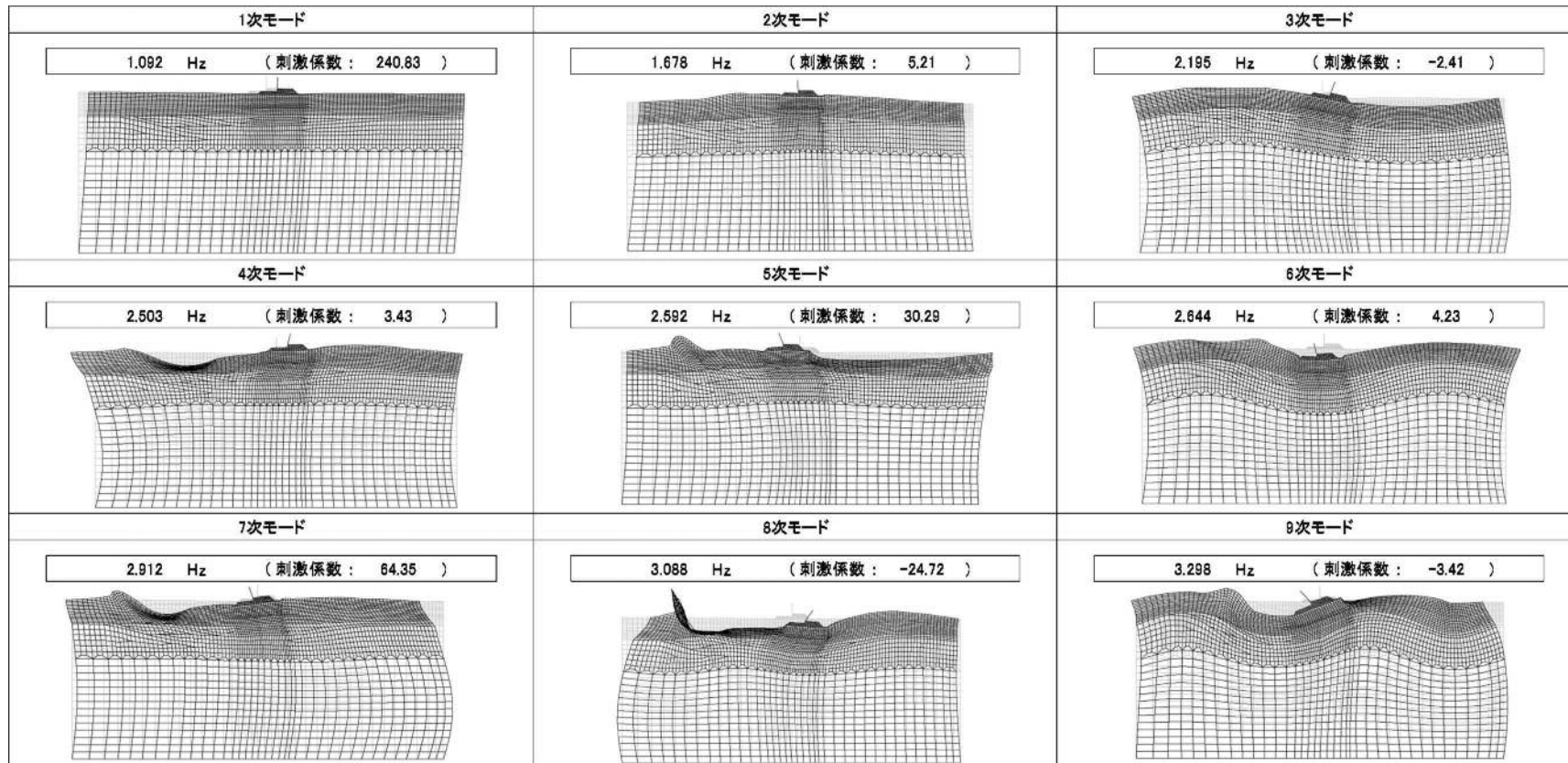


図 1-1 (1) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果
 (断面① 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

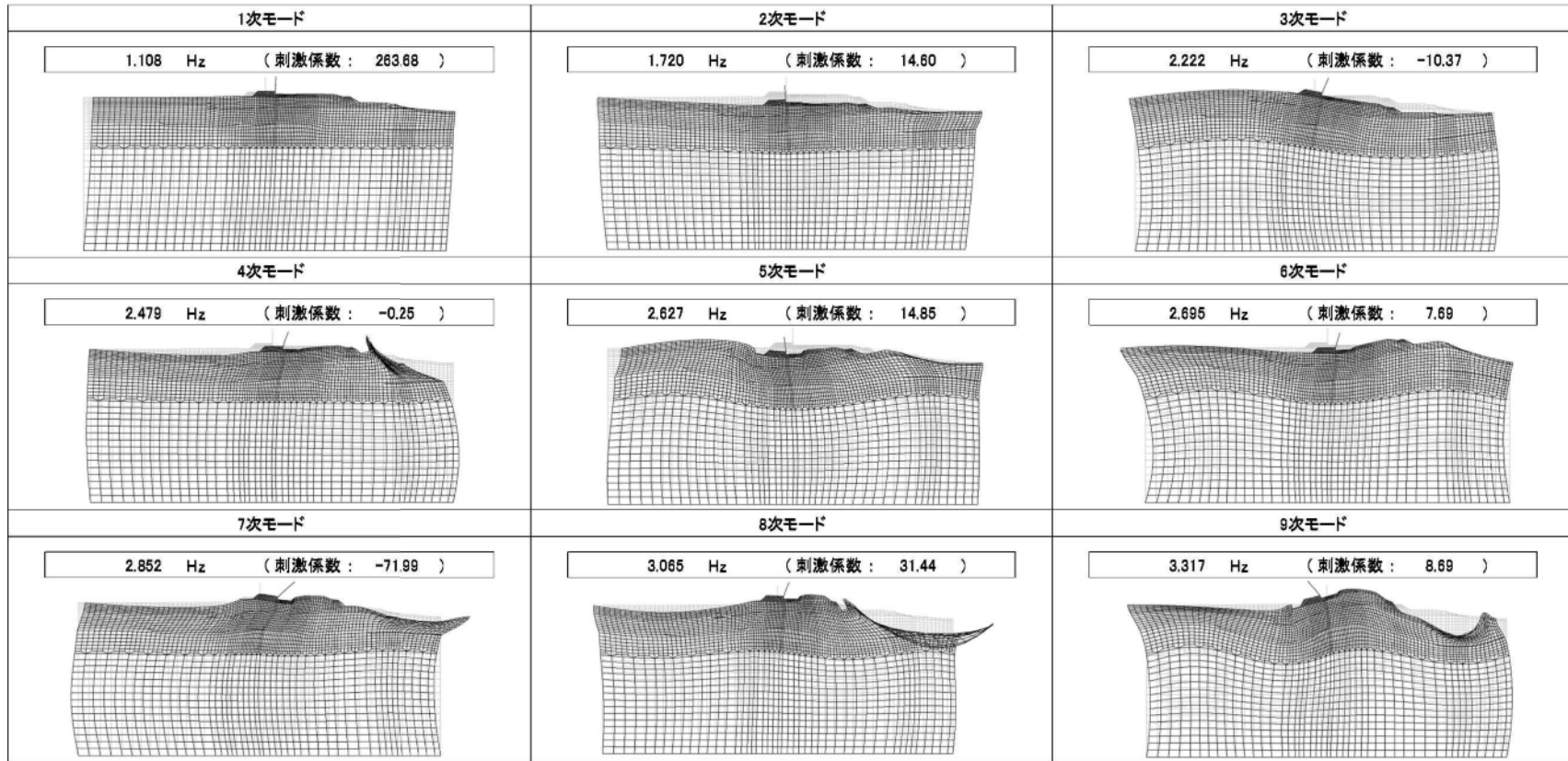


図1-1(2) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果
 (断面② 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

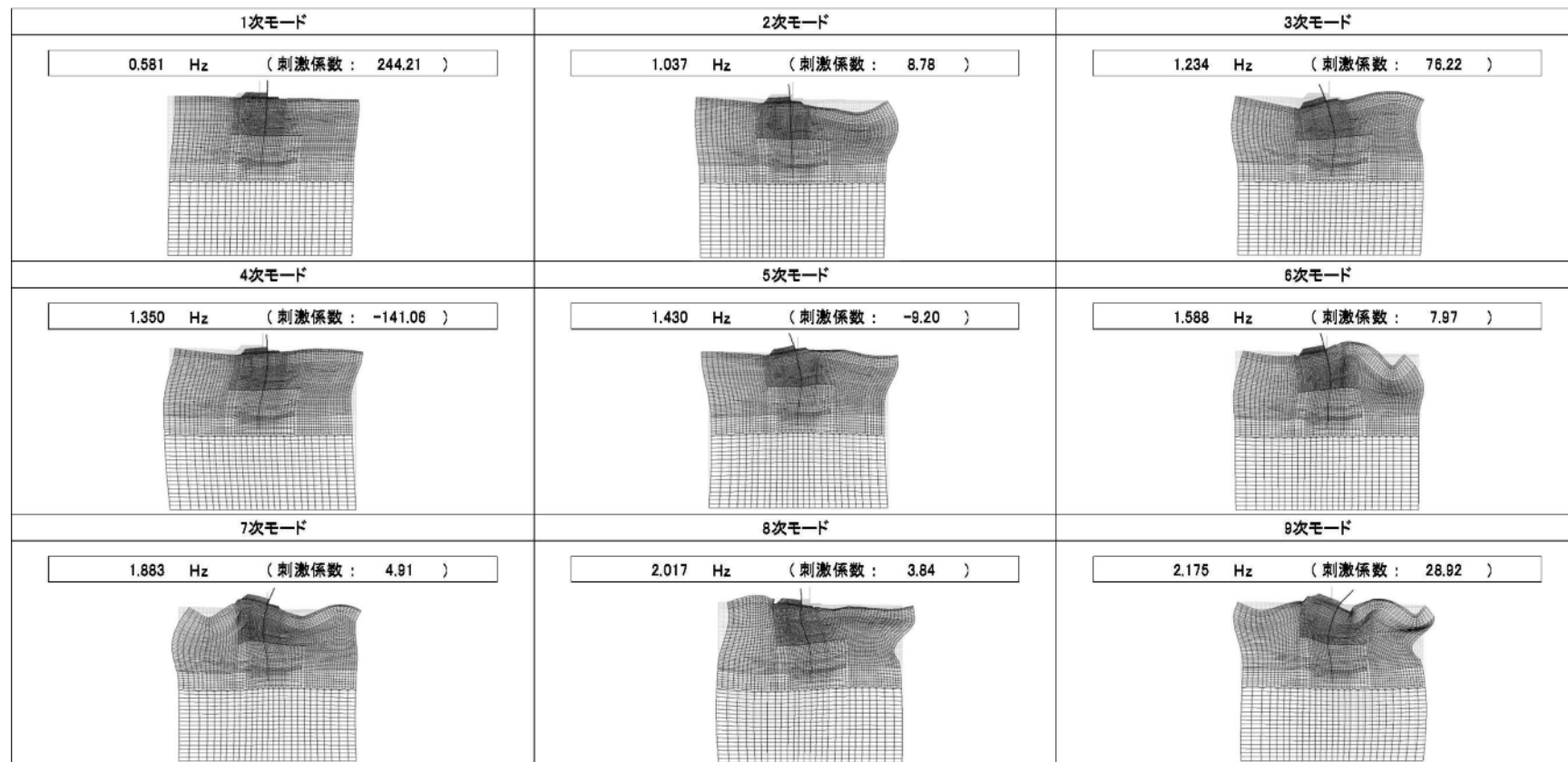


図1-1 (3) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

(断面③ 検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

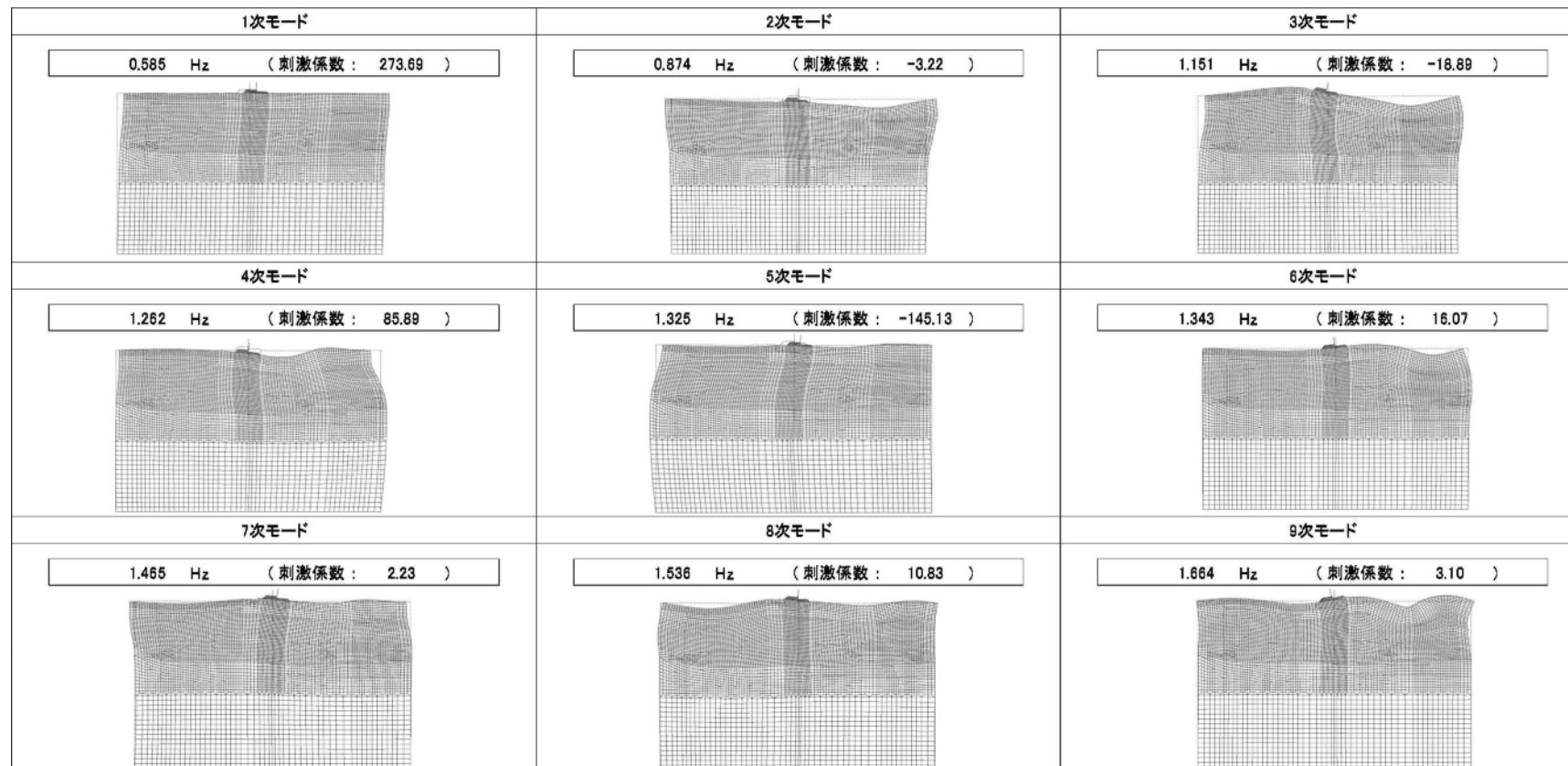


図 1-1 (4) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果
 (断面④ 検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

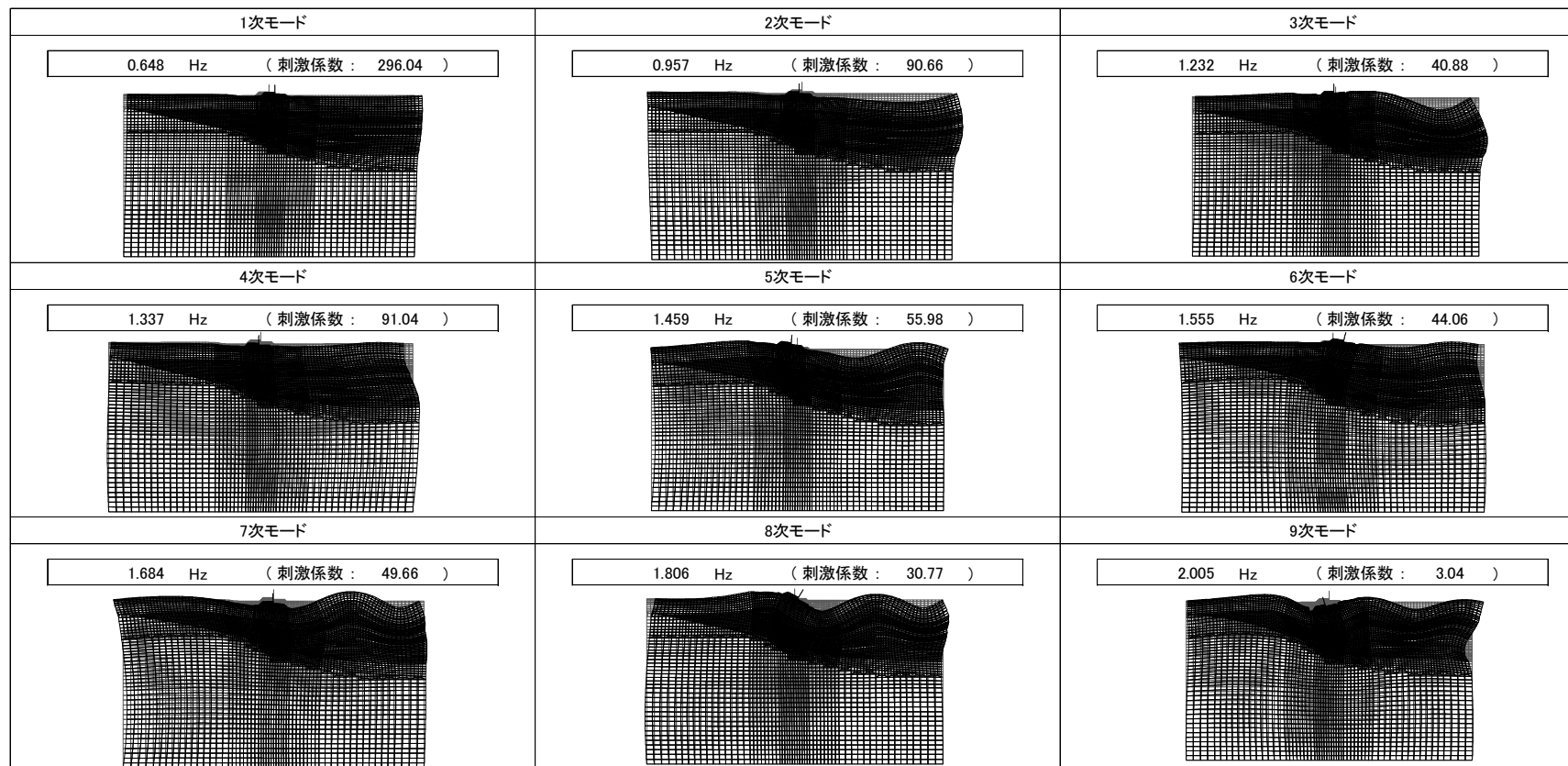


図 1-1 (5) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果
 (断面⑤ 検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

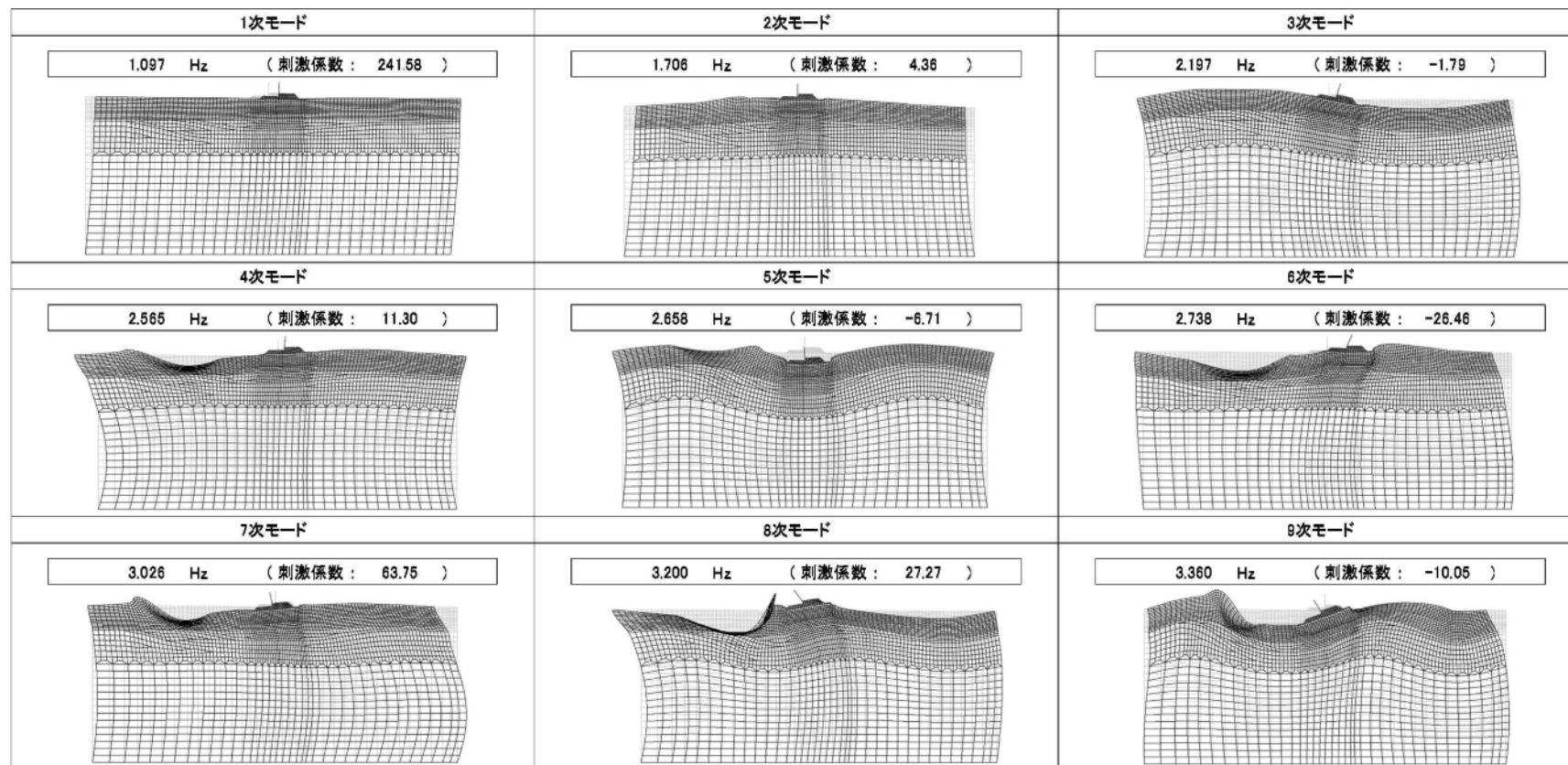


図1-1(6) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

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

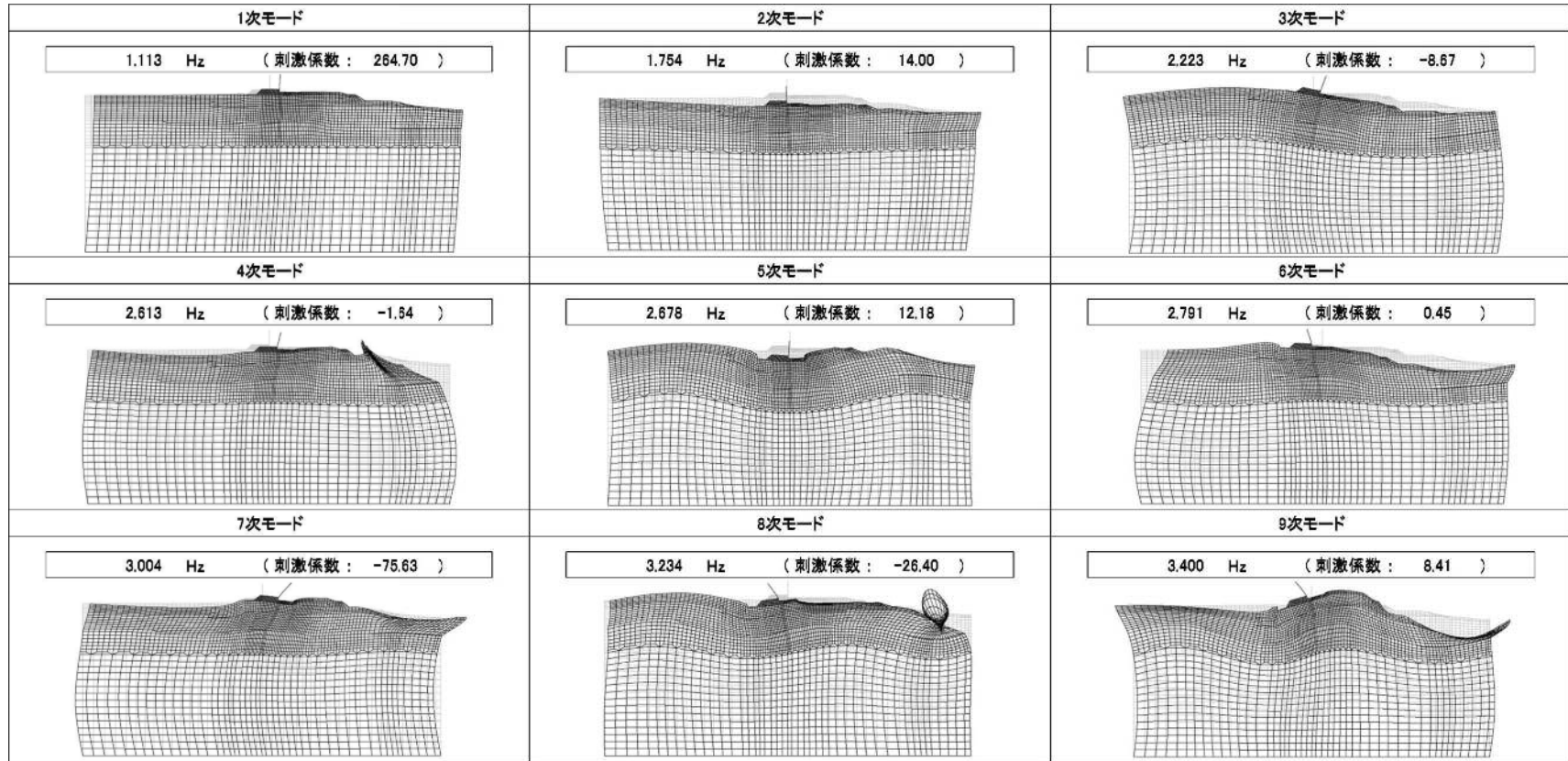


図 1-1 (7) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

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

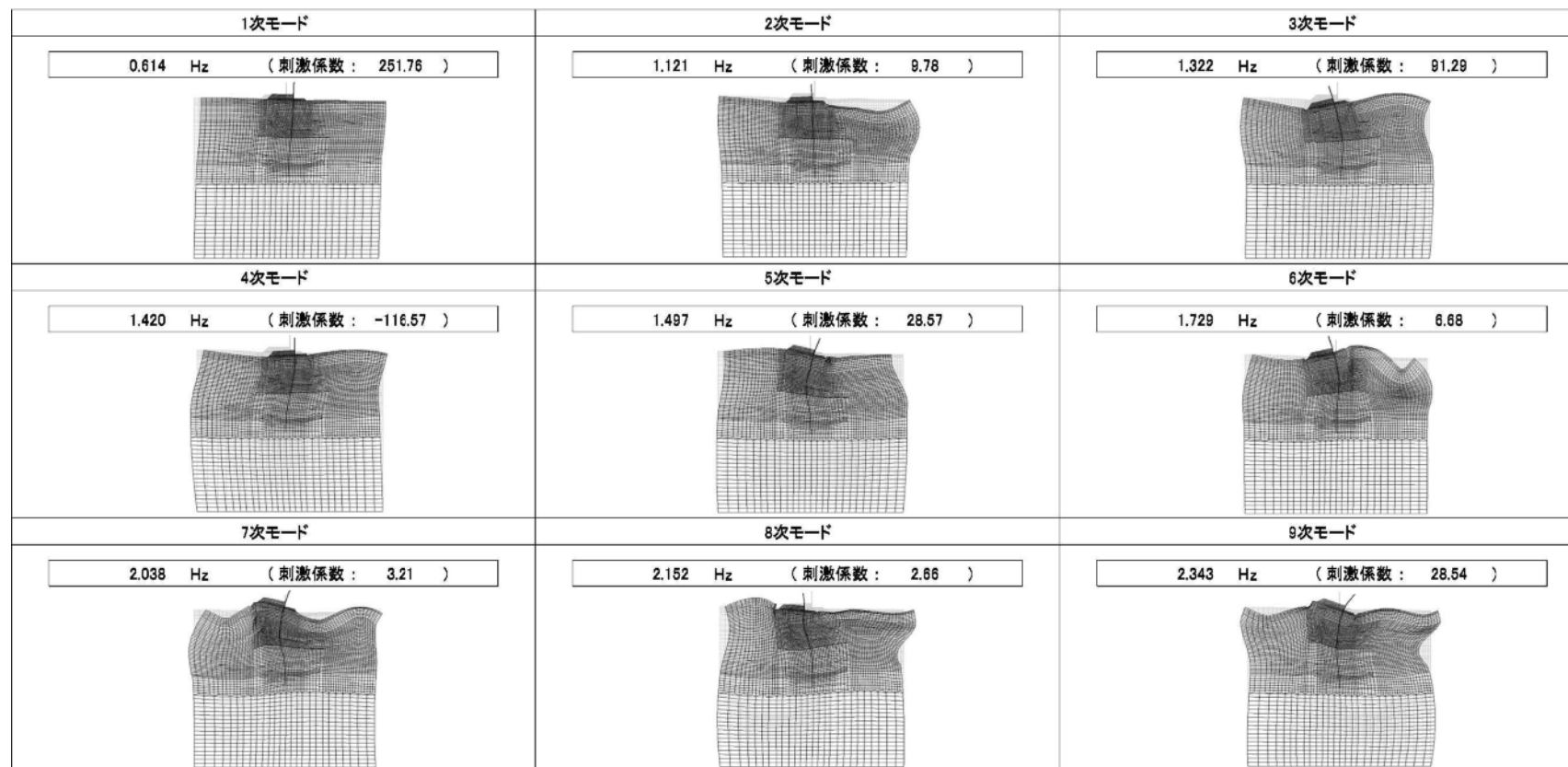


図1-1 (8) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

(断面③ 検討ケース② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

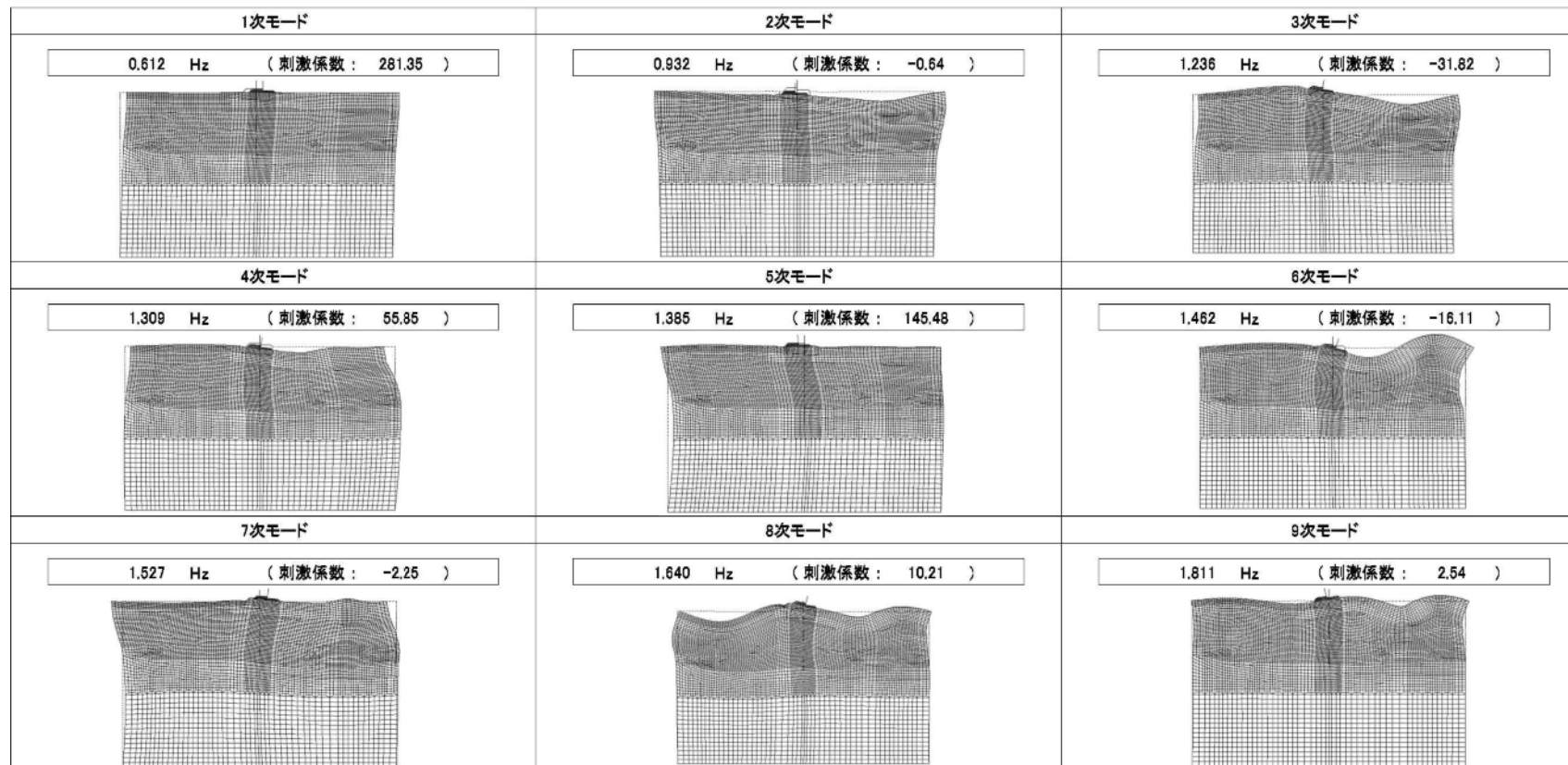


図 1-1 (9) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

(断面④ 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

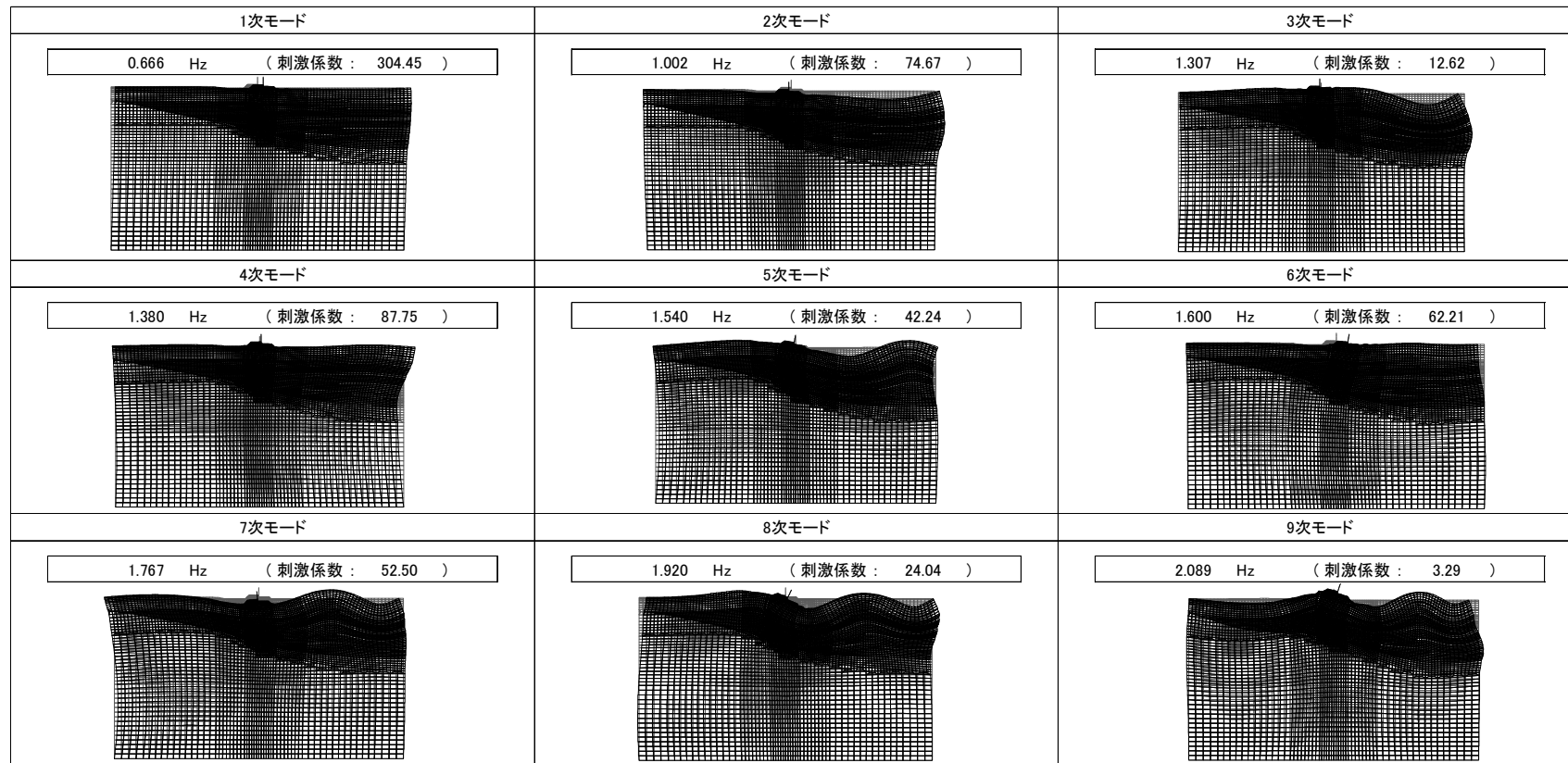


図 1-1 (10) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果
 (断面⑤ 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

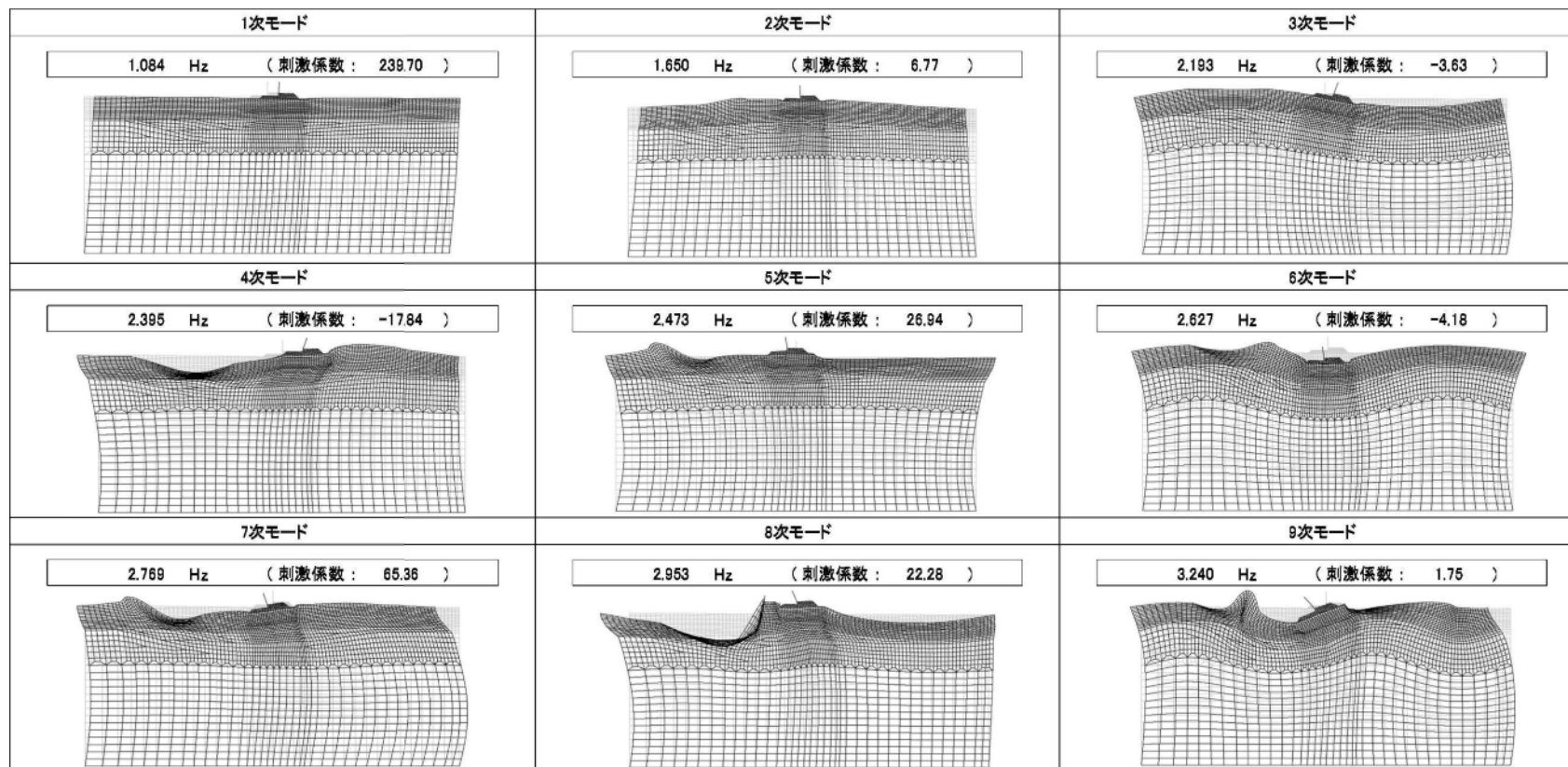


図 1-1 (11) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

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

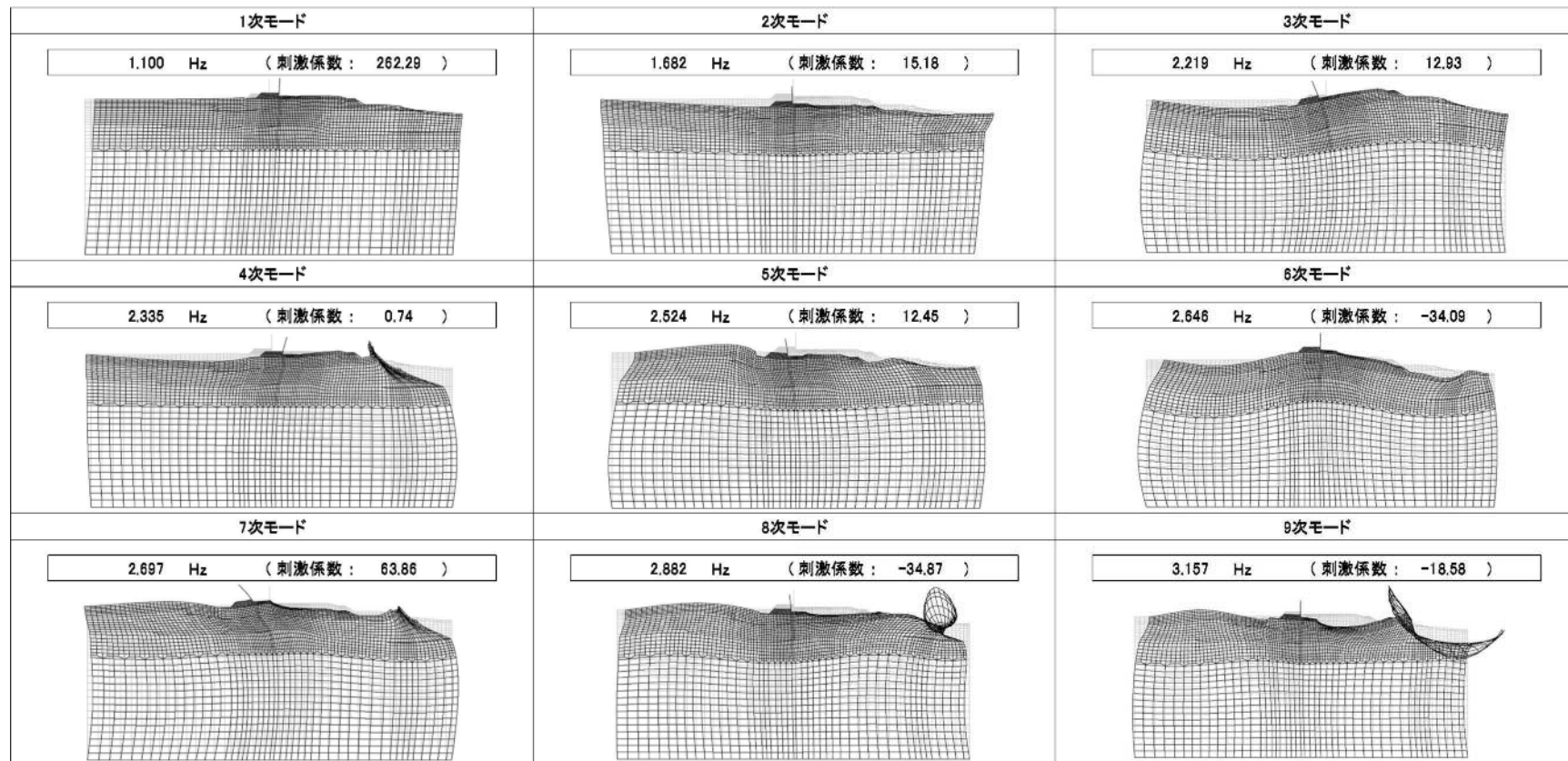


図 1-1 (12) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

(断面② 検討ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

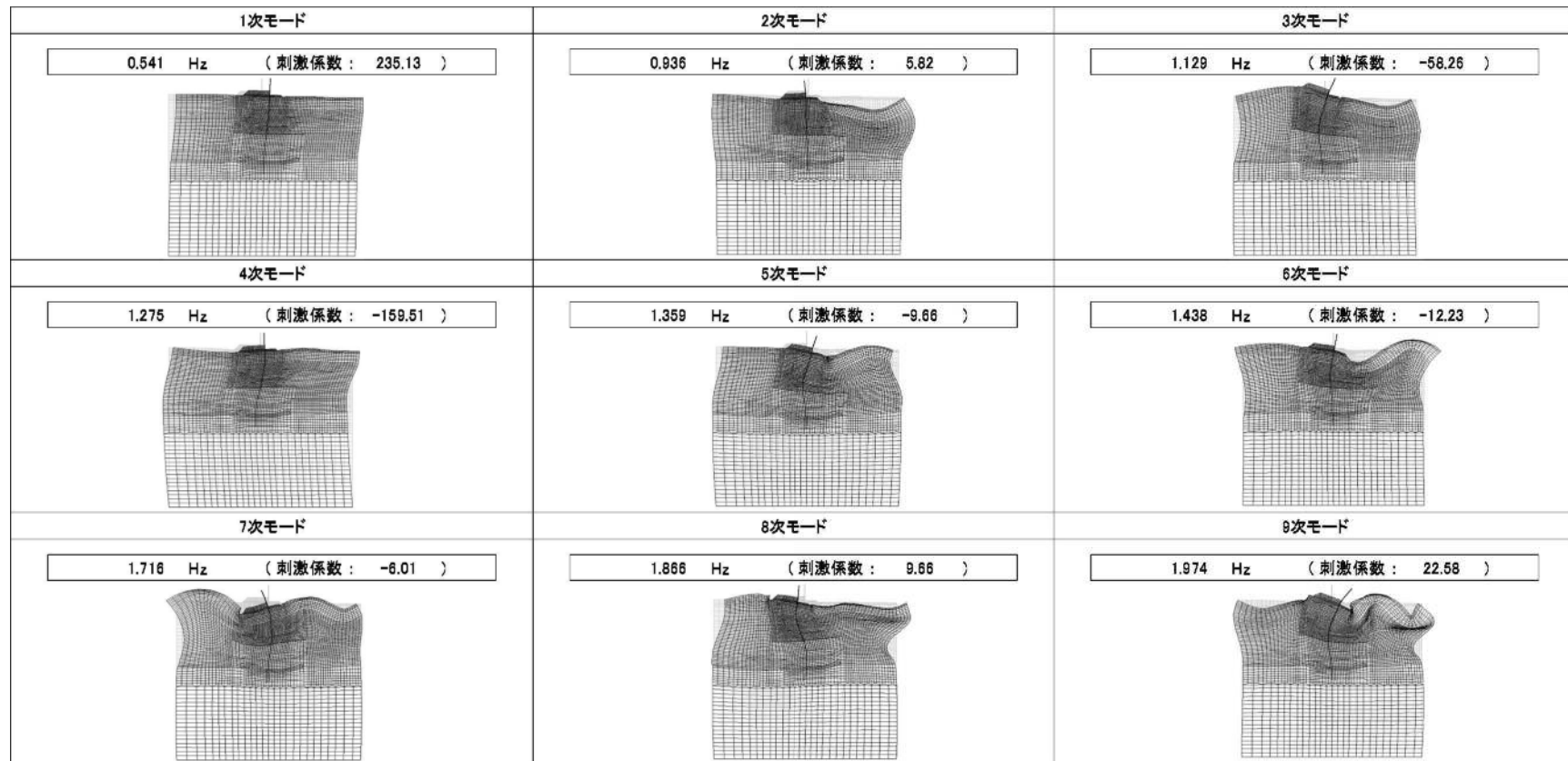


図 1-1 (13) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果
 (断面③ 検討ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

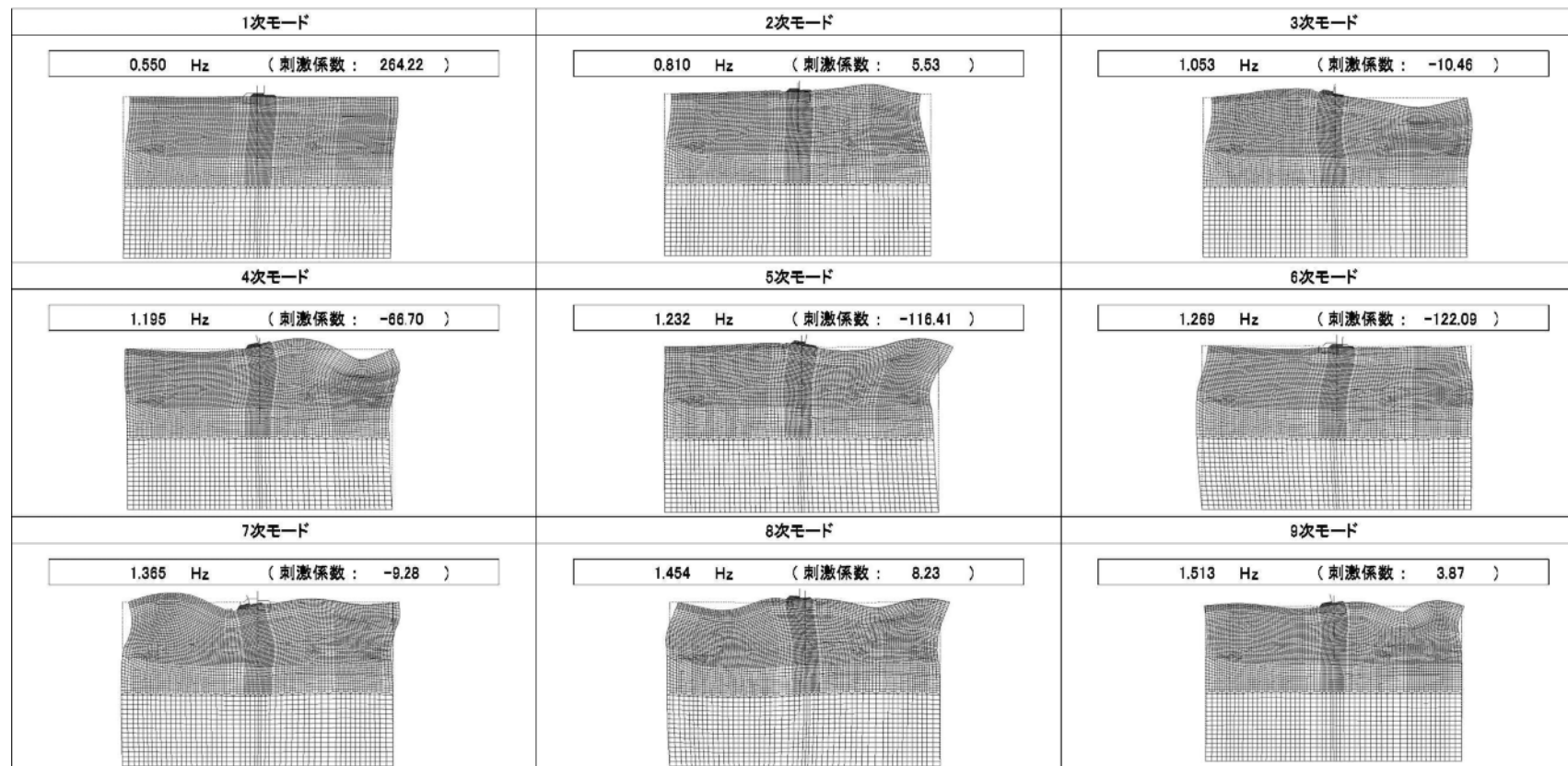


図 1-1 (14) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果
 (断面④ 検討ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

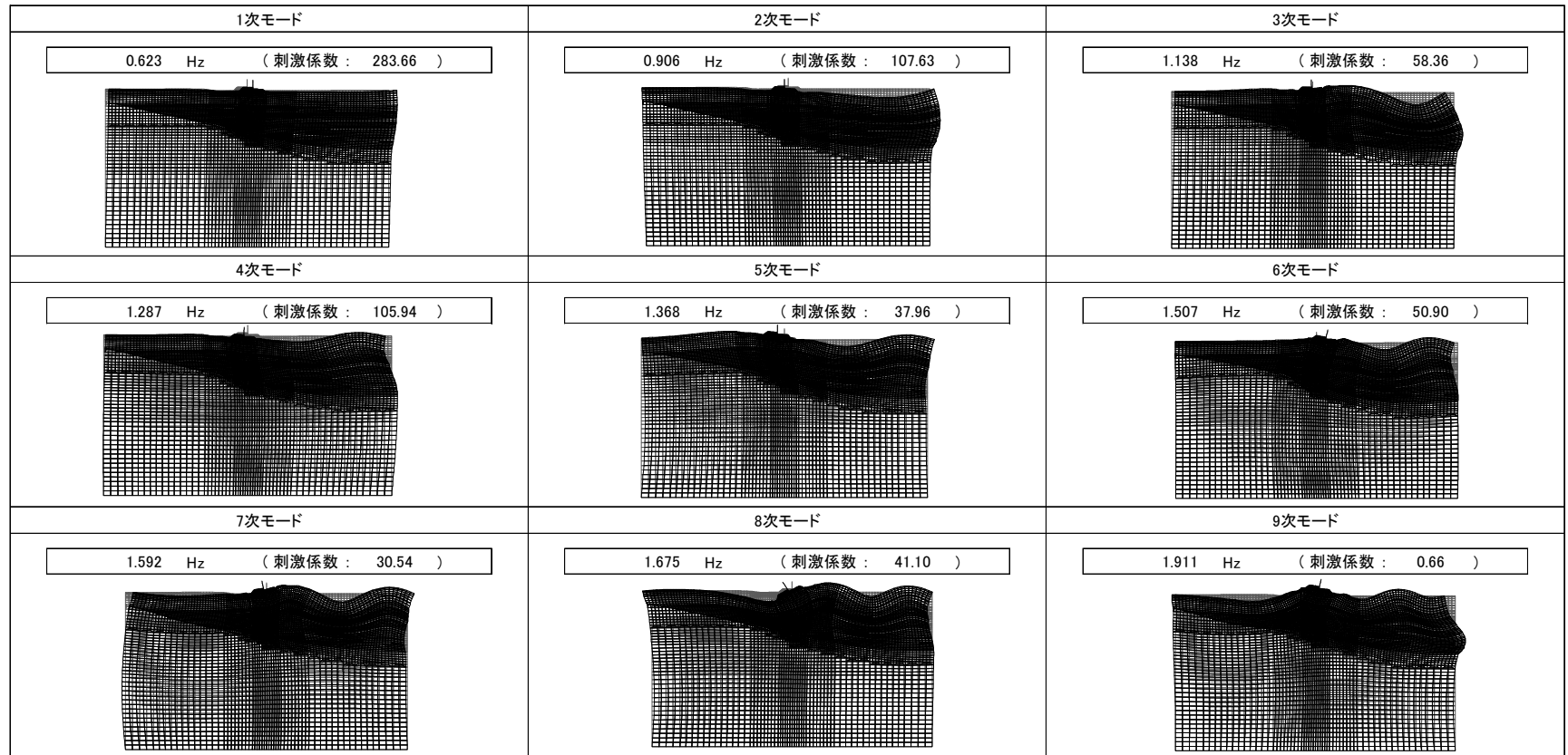


図 1-1 (15) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果
 (断面⑤ 検討ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

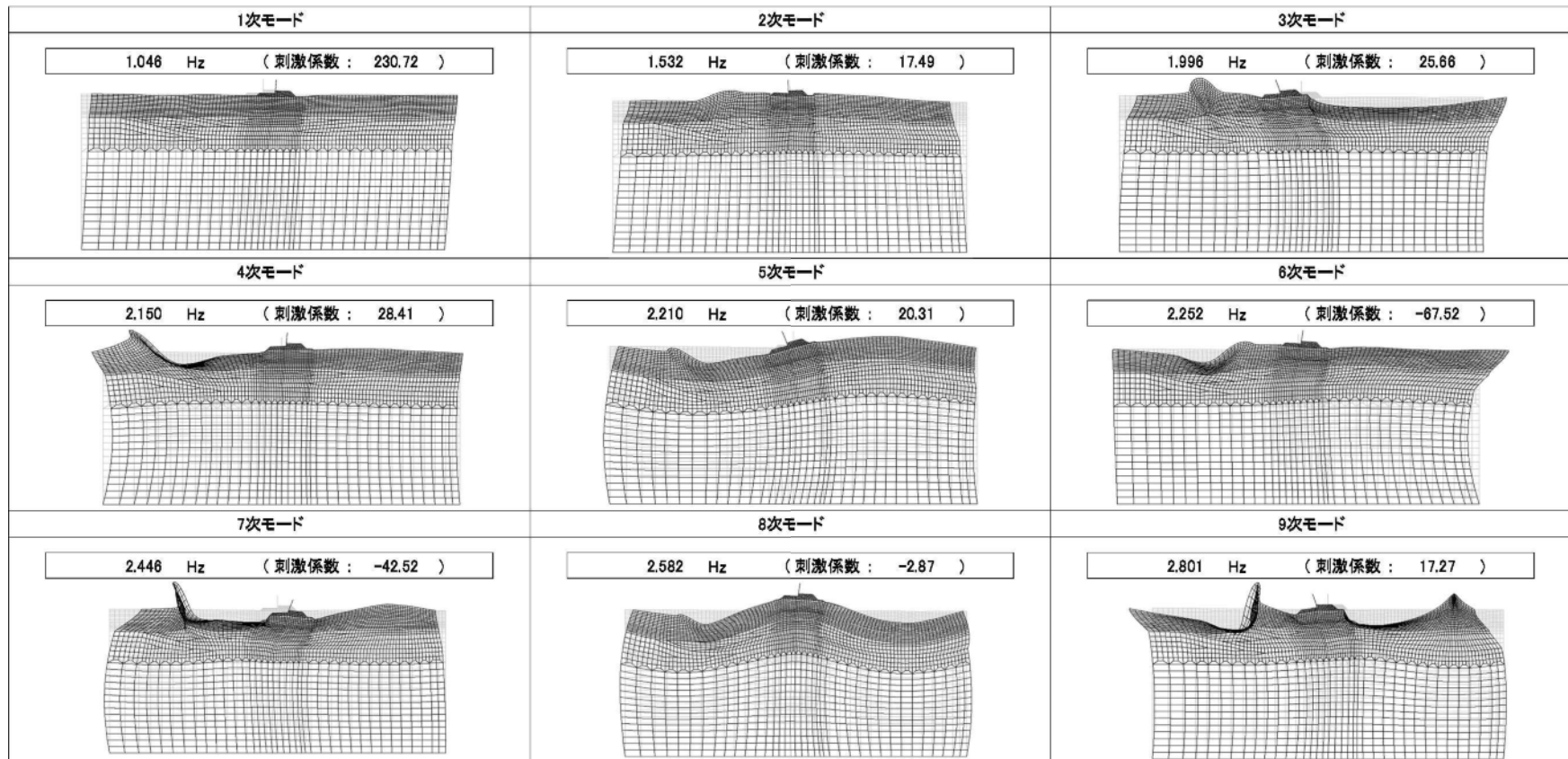


図 1-1 (16) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

(断面① 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

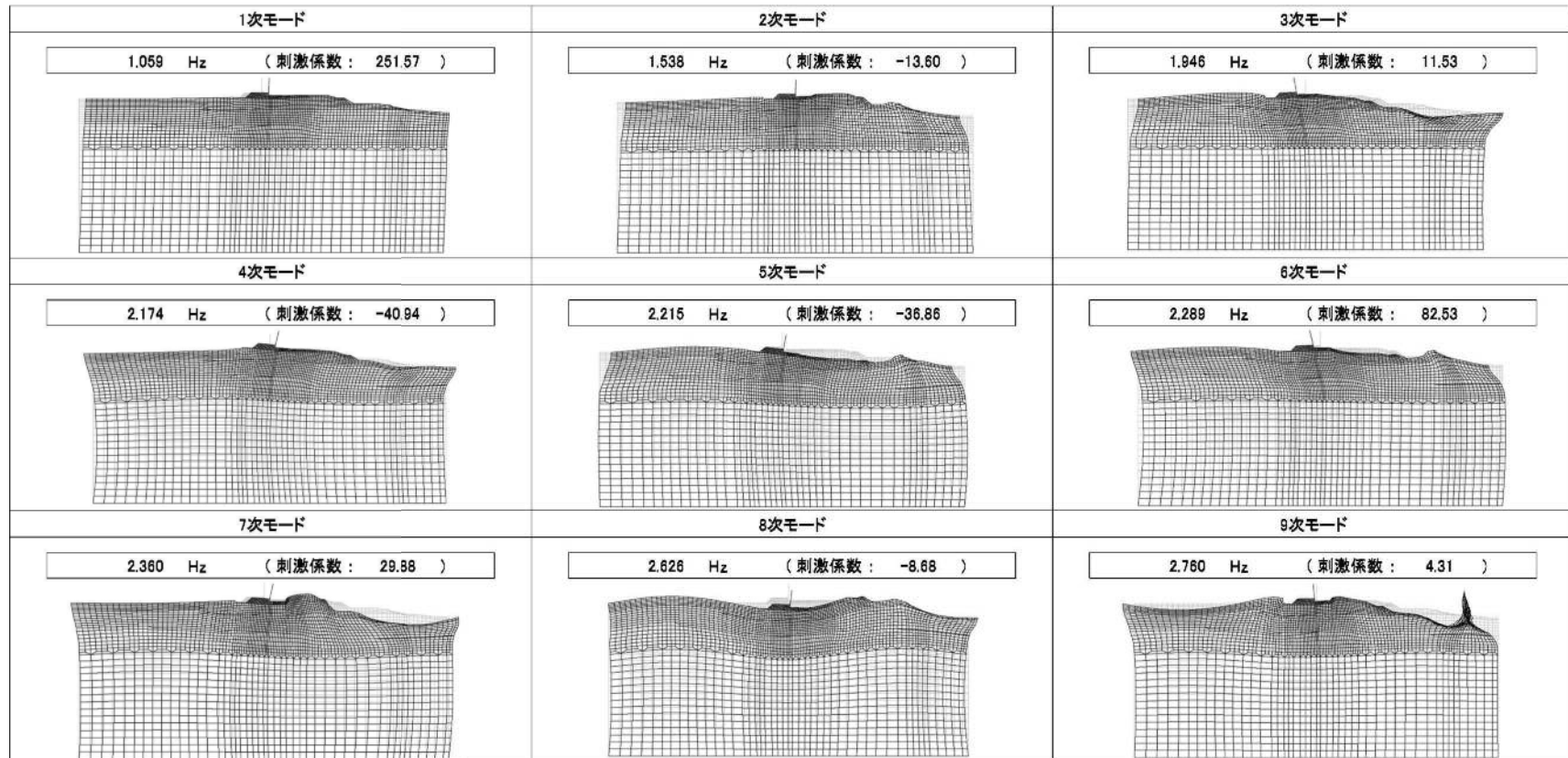


図 1-1 (17) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

(断面② 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

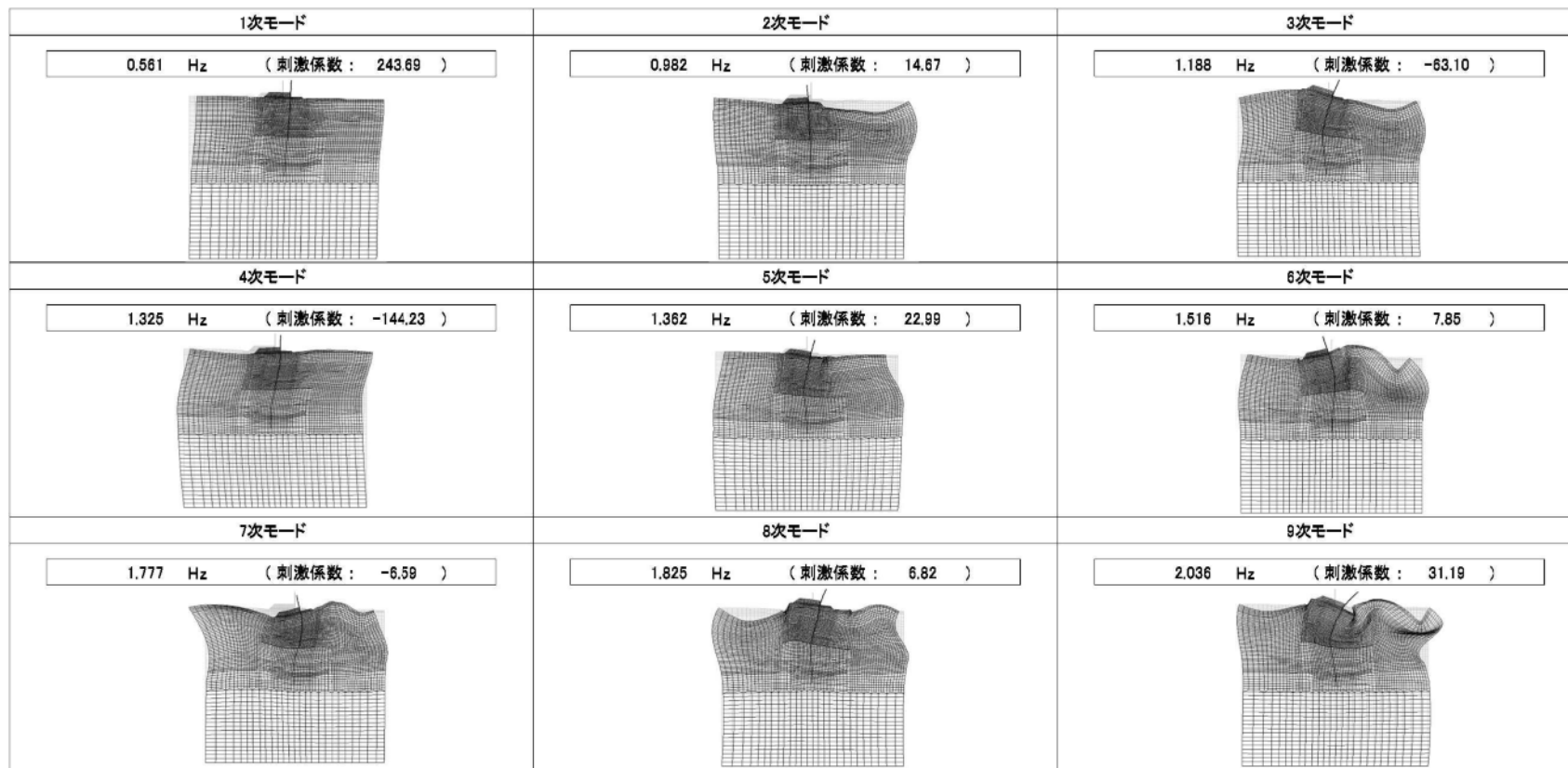


図 1-1 (18) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

(断面③ 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

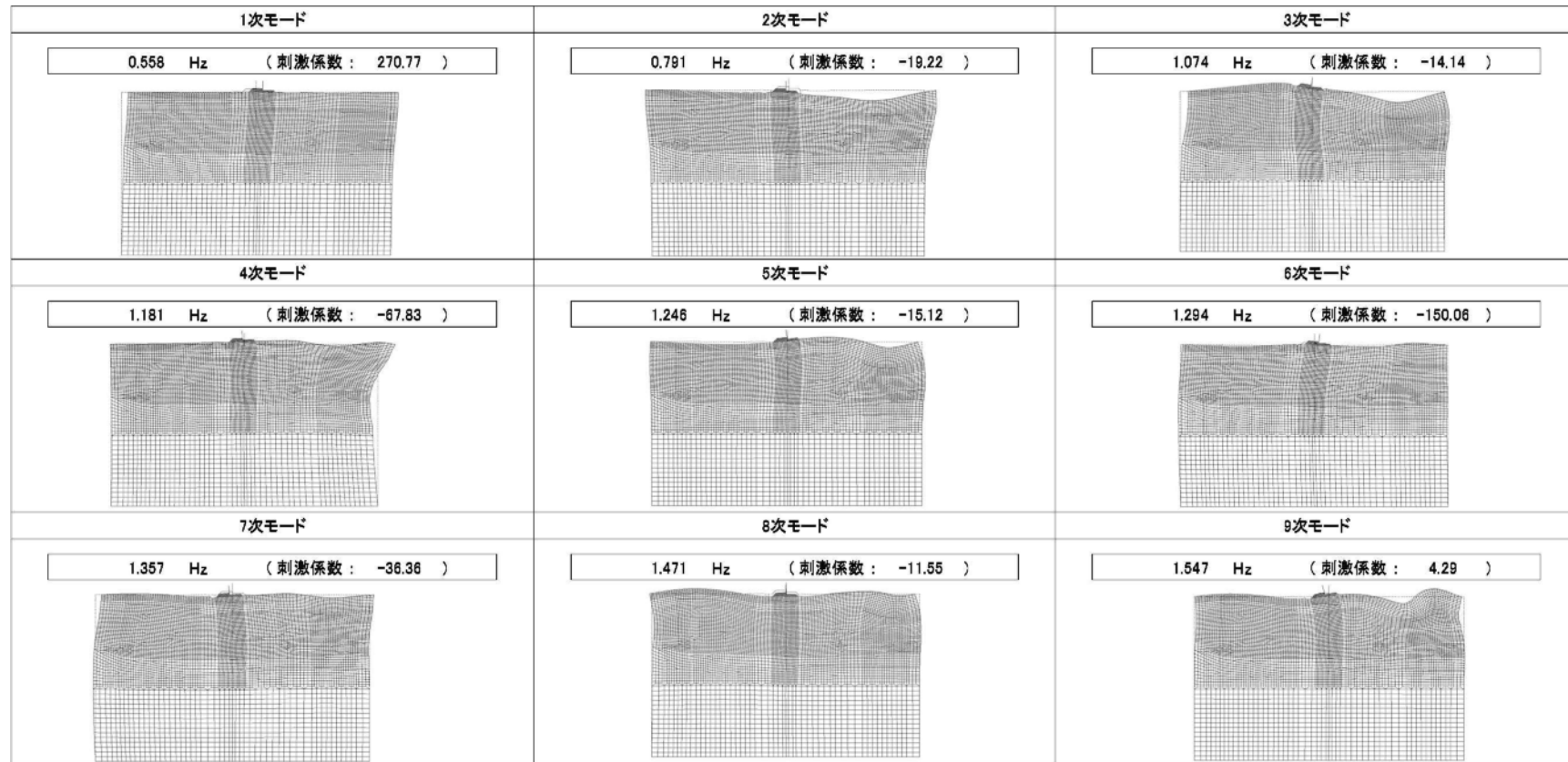


図1-1 (19) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

(断面④ 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

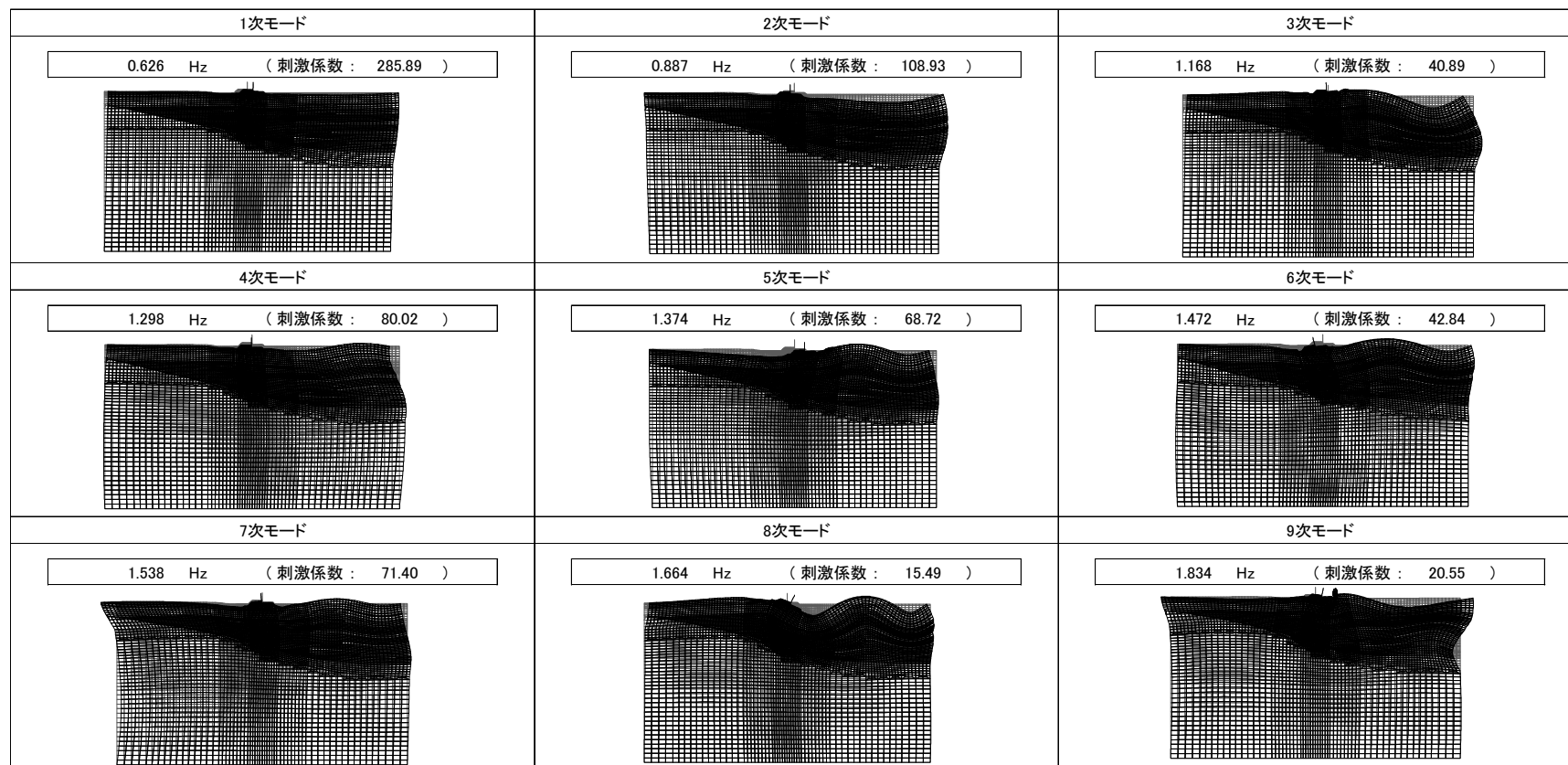


図 1-1 (20) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

(断面⑤ 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

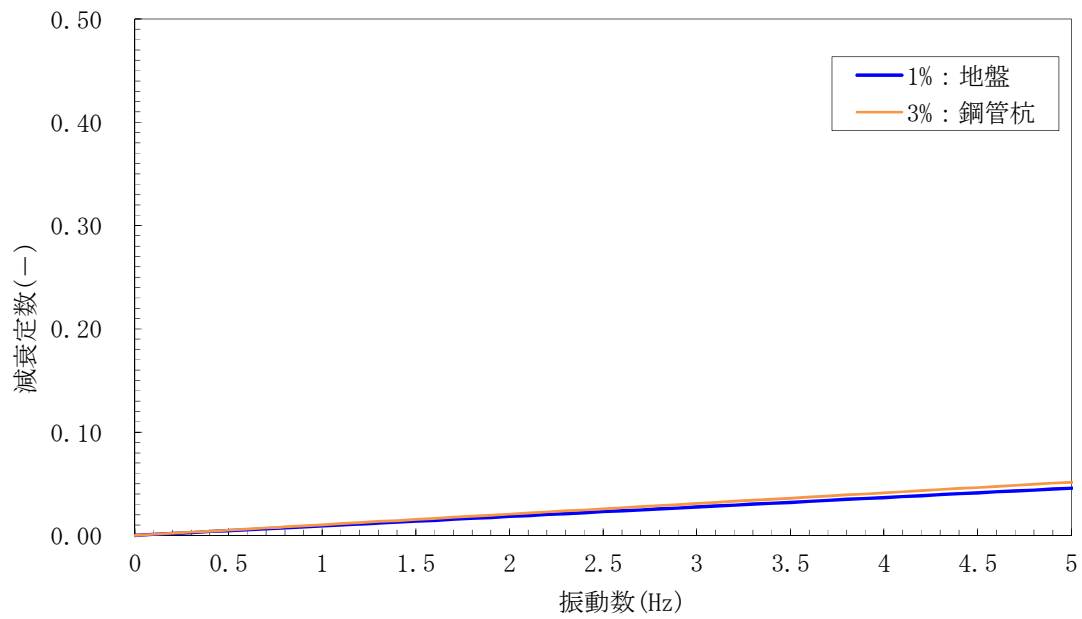


図 1-2 (1) 設定した Rayleigh 減衰

(断面① 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

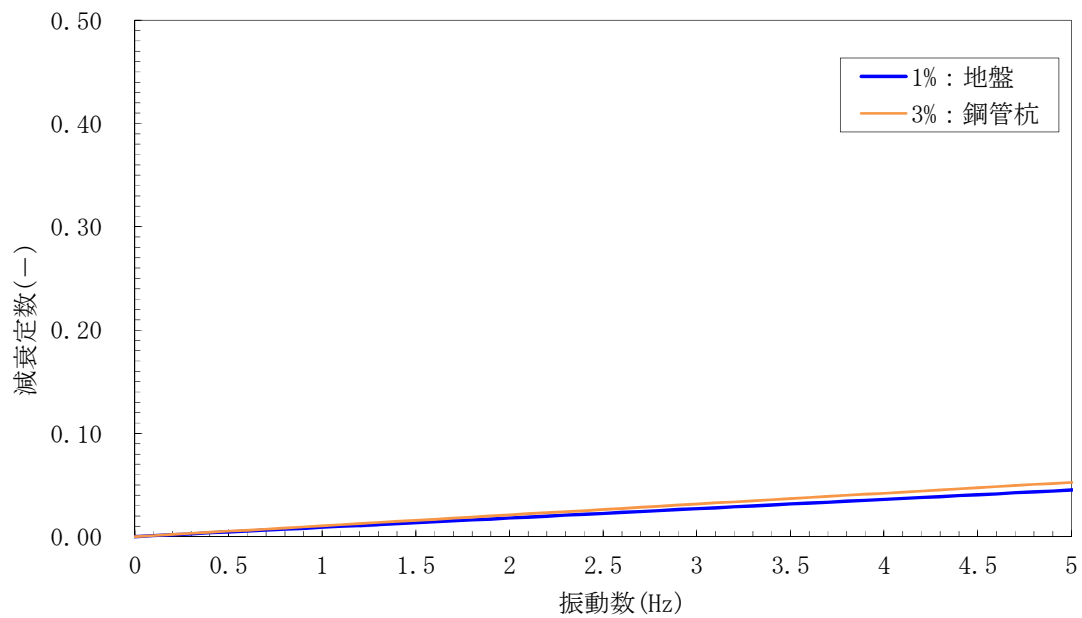


図 1-2 (2) 設定した Rayleigh 減衰

(断面② 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

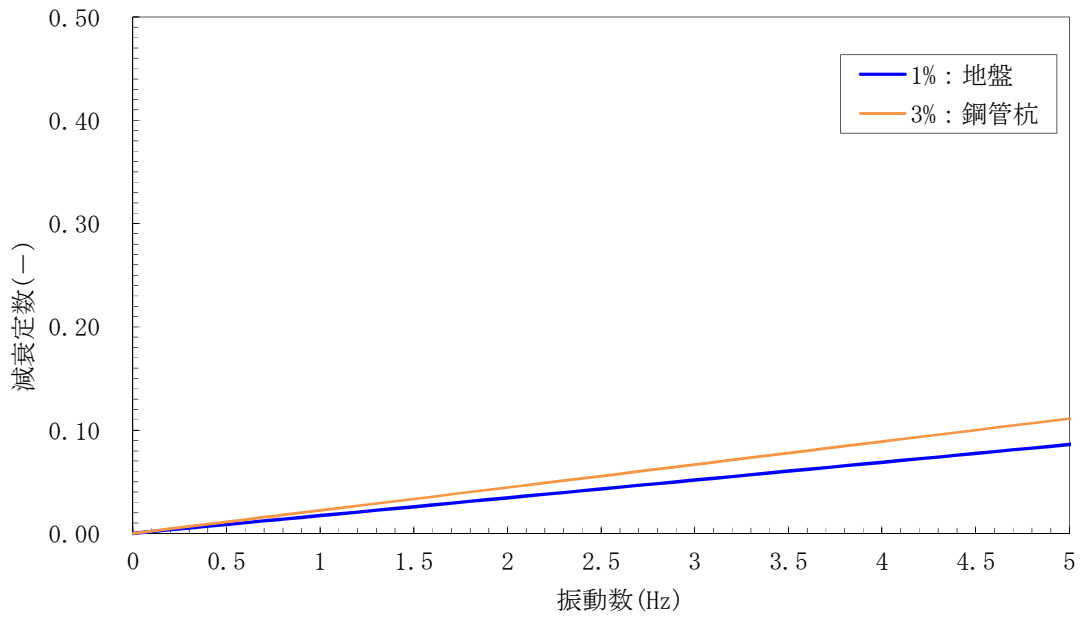


図 1-2 (3) 設定した Rayleigh 減衰

(断面③ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

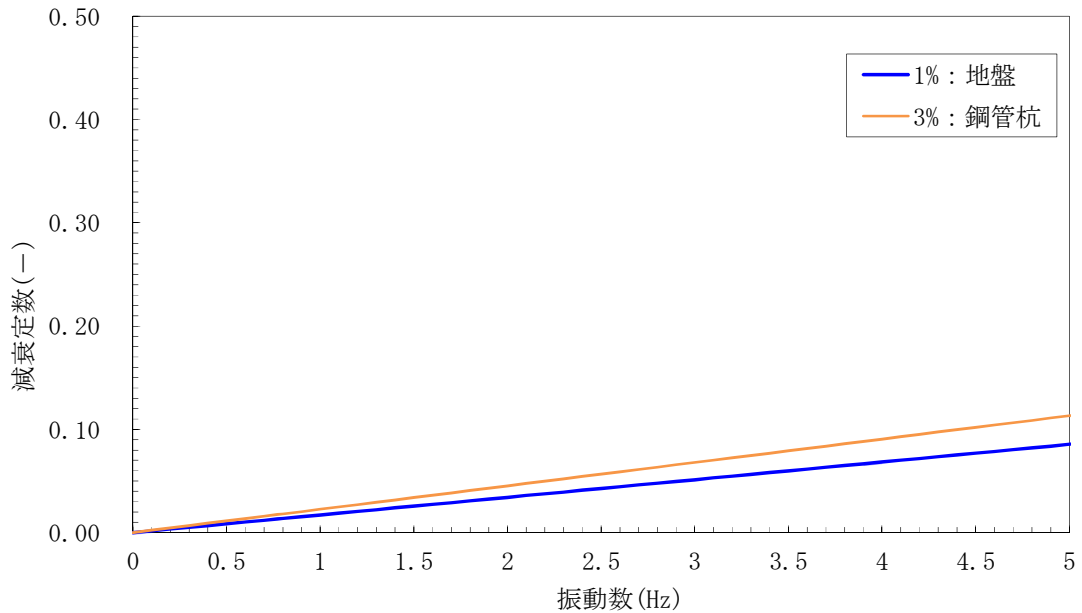


図 1-2 (4) 設定した Rayleigh 減衰

(断面④ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

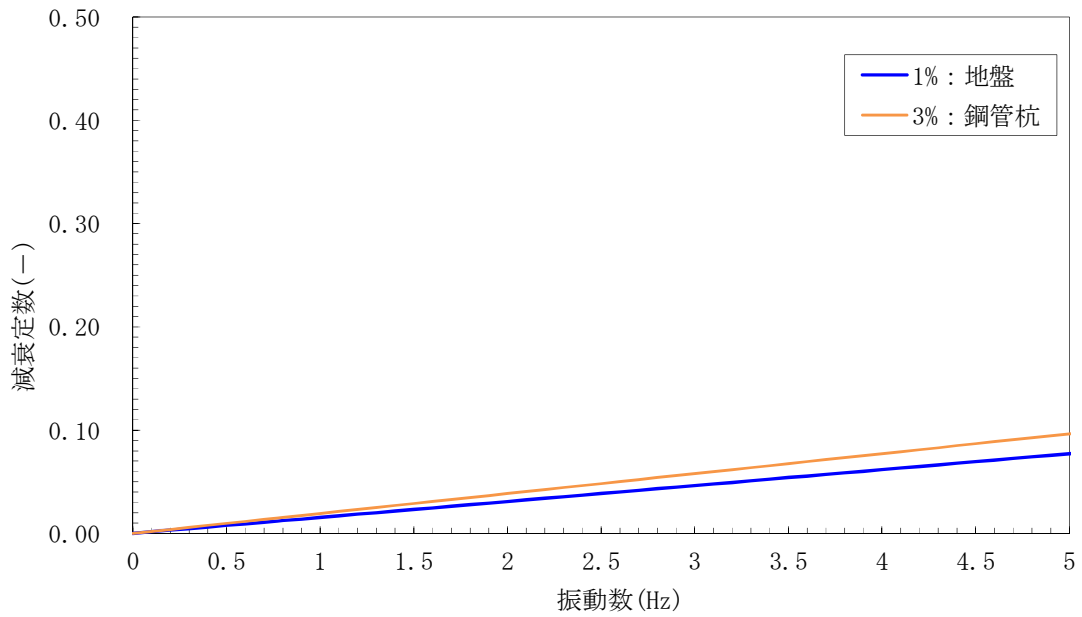


図 1-2 (5) 設定した Rayleigh 減衰
 (断面⑤ 検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

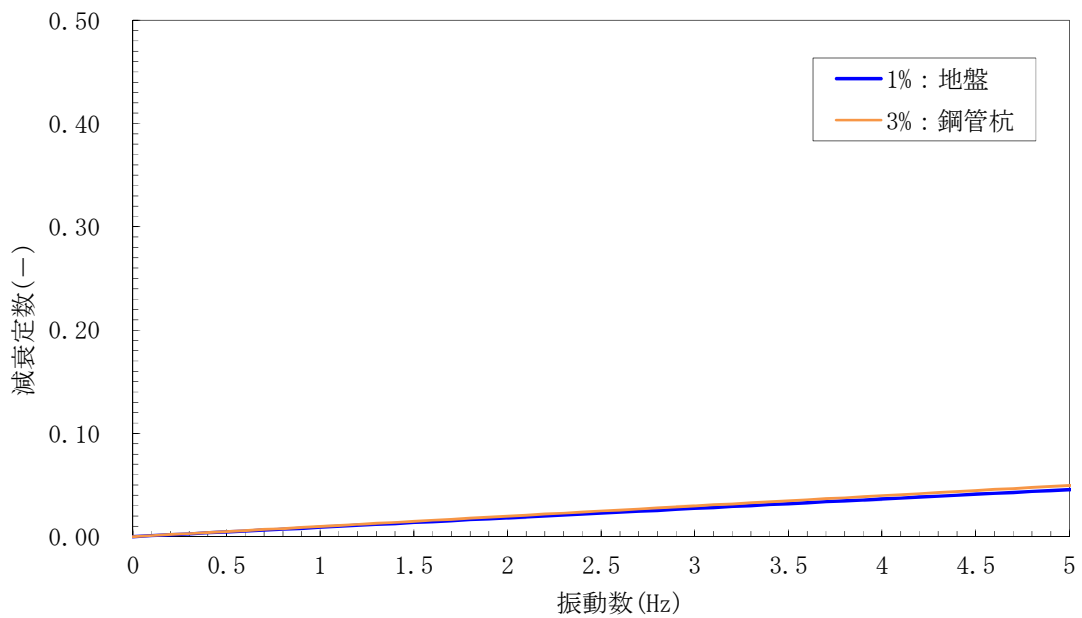


図 1-2 (6) 設定した Rayleigh 減衰
 (断面① 検討ケース② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

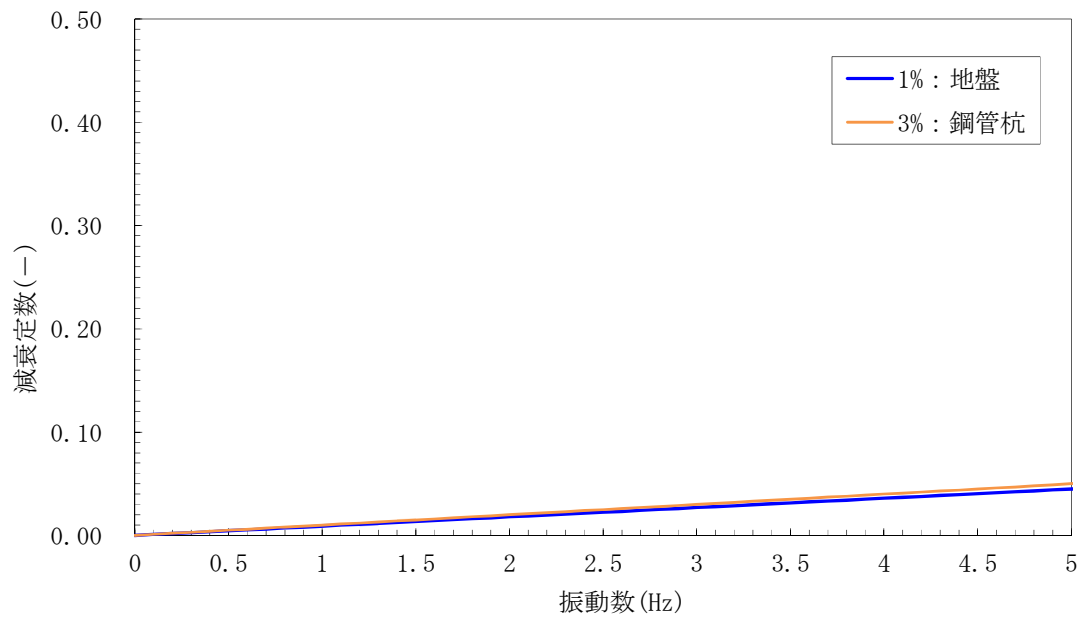


図 1-2 (7) 設定した Rayleigh 減衰
 (断面② 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

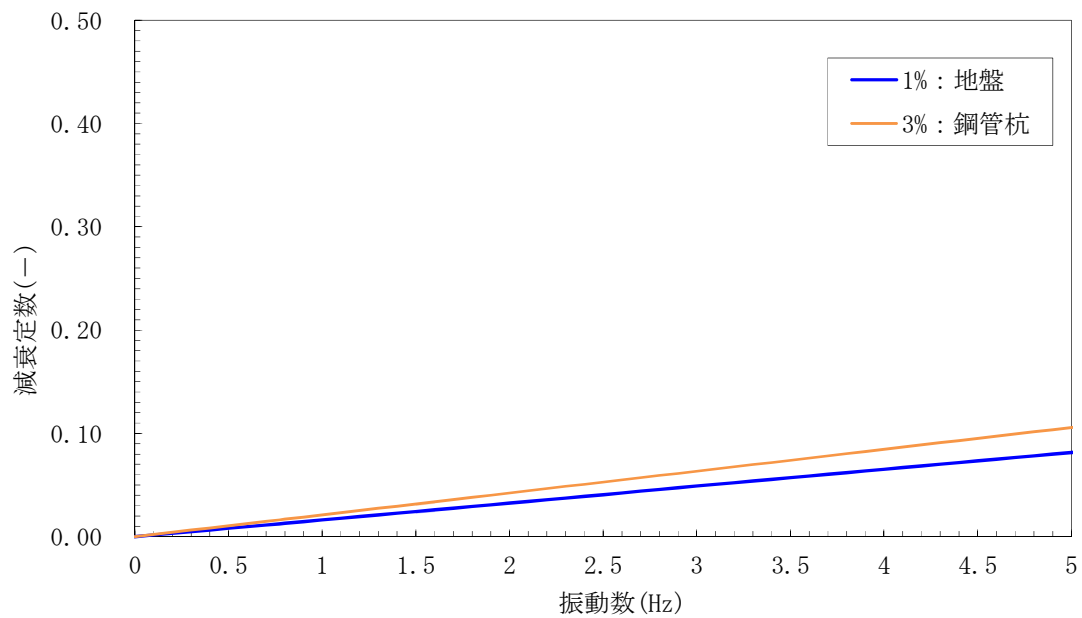


図 1-2 (8) 設定した Rayleigh 減衰
 (断面③ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

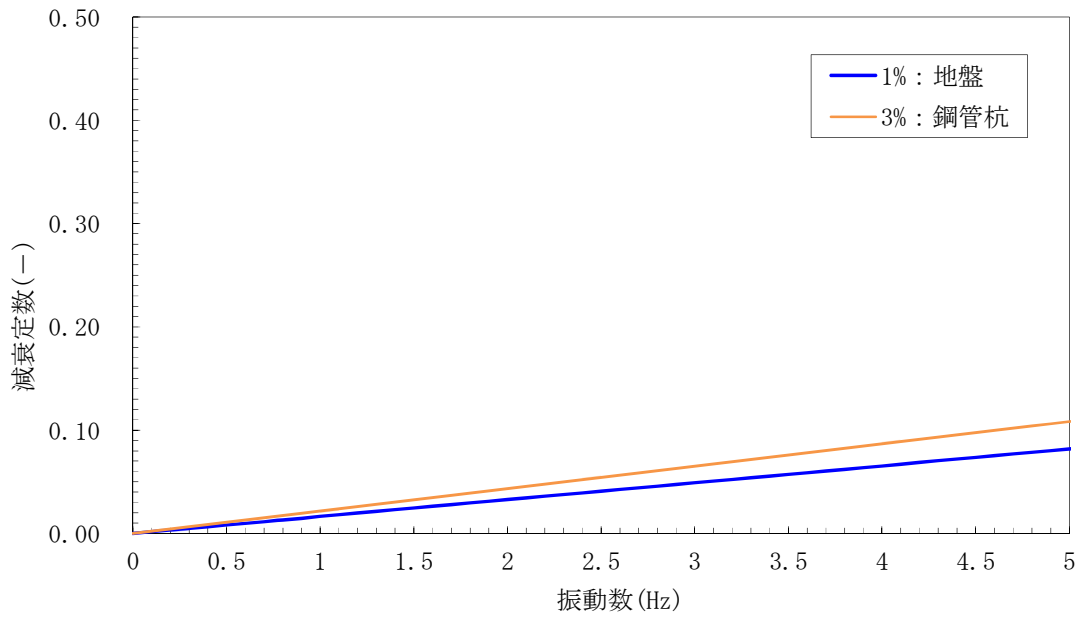


図 1-2 (9) 設定した Rayleigh 減衰
 (断面④ 検討ケース② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

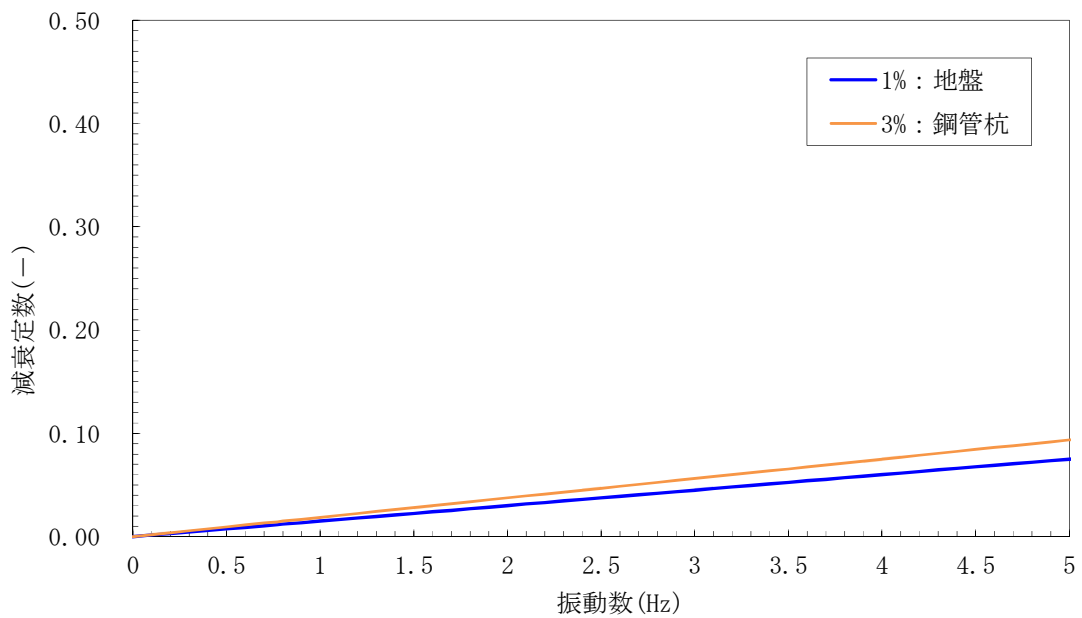


図 1-2 (10) 設定した Rayleigh 減衰
 (断面⑤ 検討ケース② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

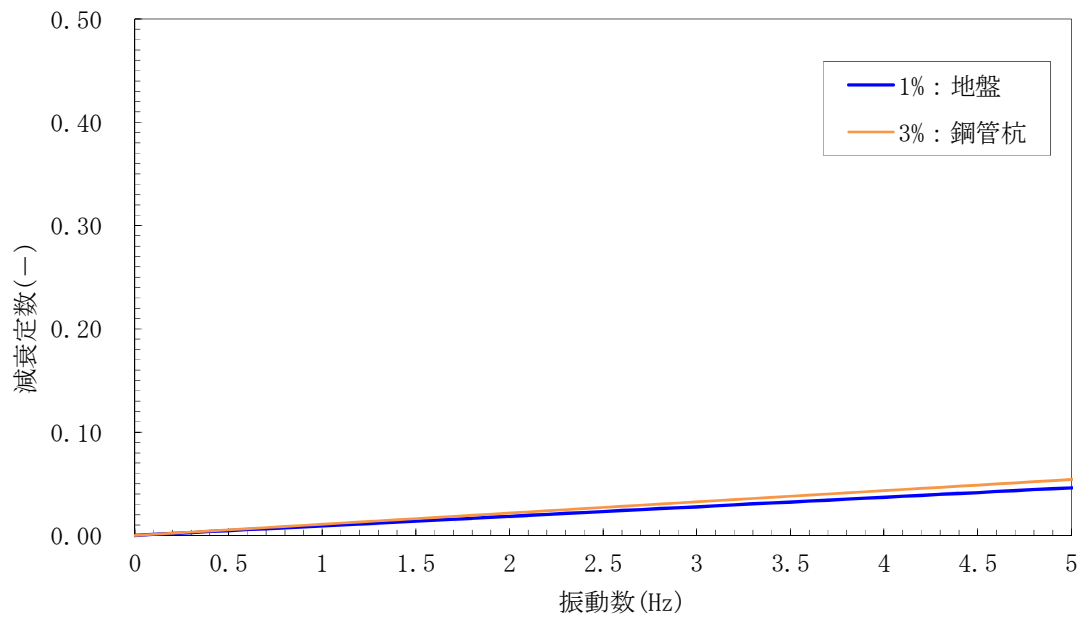


図 1-2 (11) 設定した Rayleigh 減衰

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

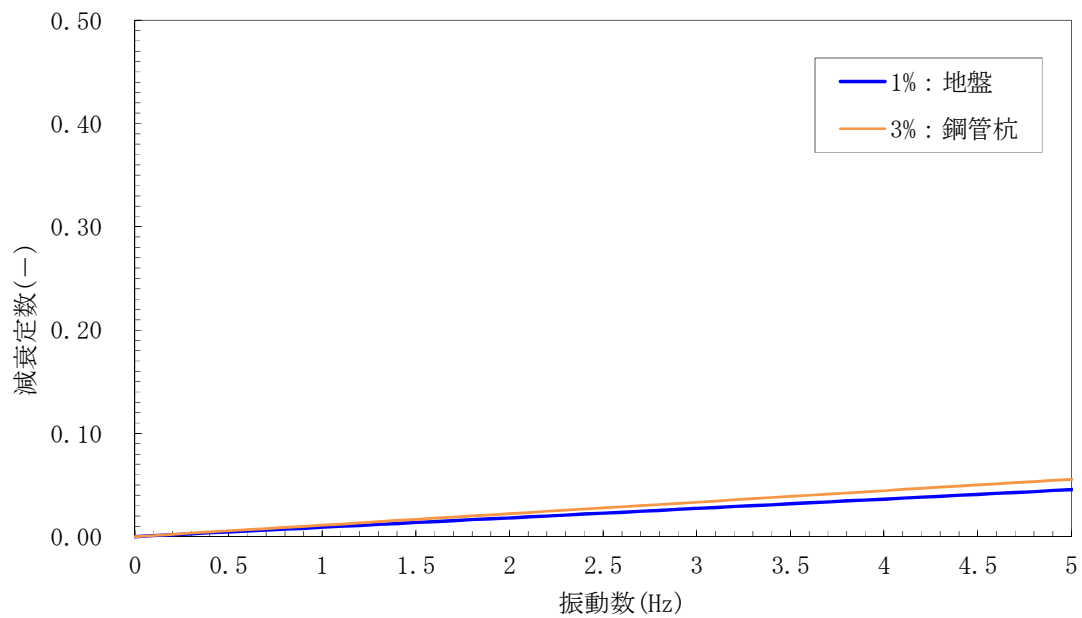


図 1-2 (12) 設定した Rayleigh 減衰

(断面② 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

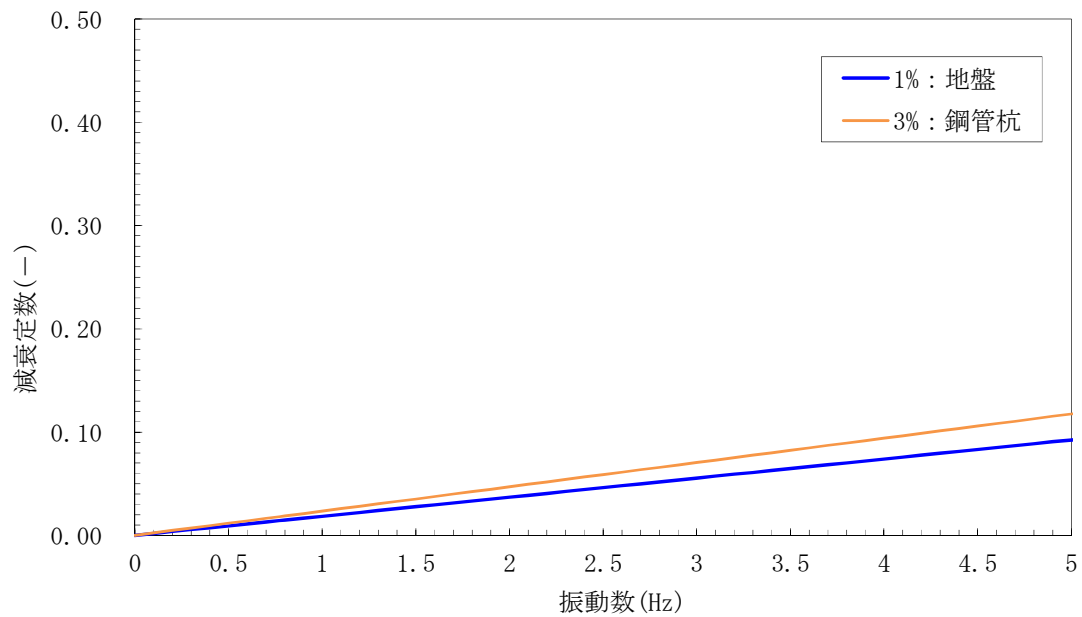


図 1-2 (13) 設定した Rayleigh 減衰

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

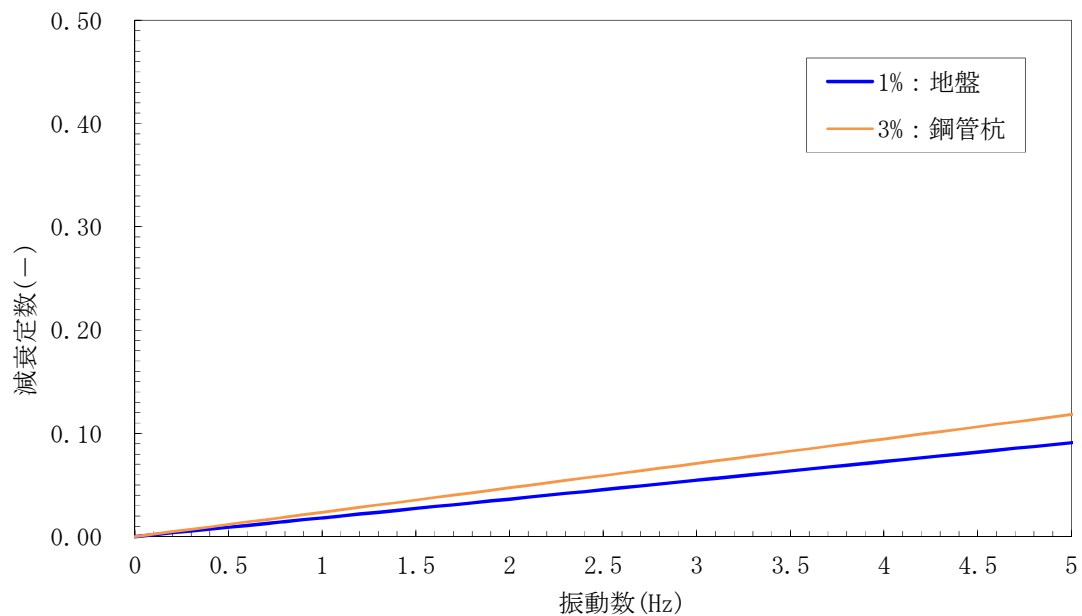


図 1-2 (14) 設定した Rayleigh 減衰

(断面④ 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

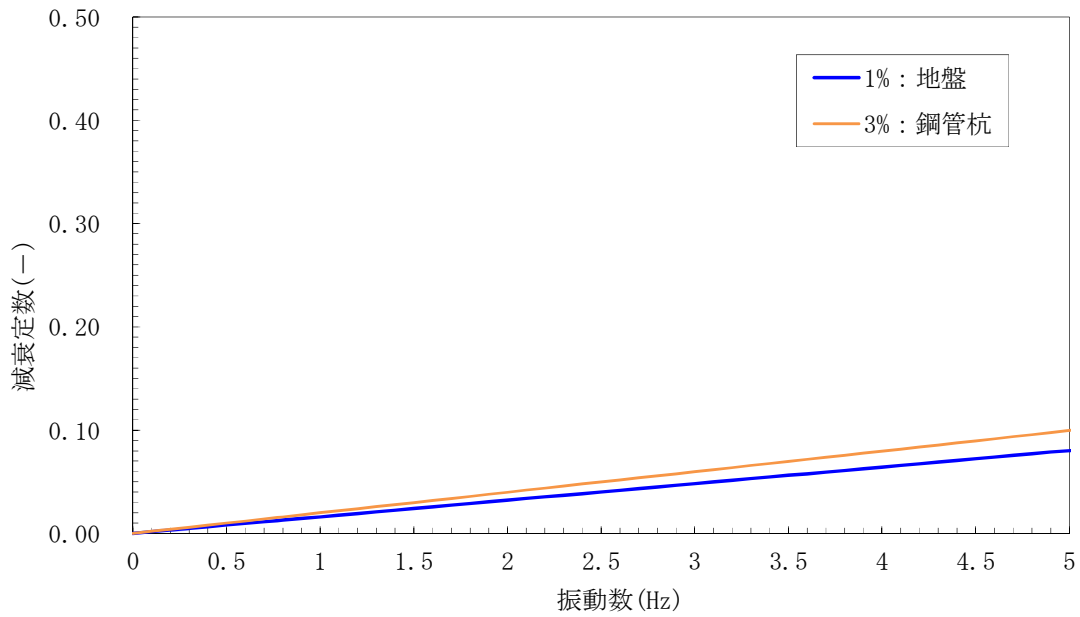


図 1-2 (15) 設定した Rayleigh 減衰

(断面⑤ 検討ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

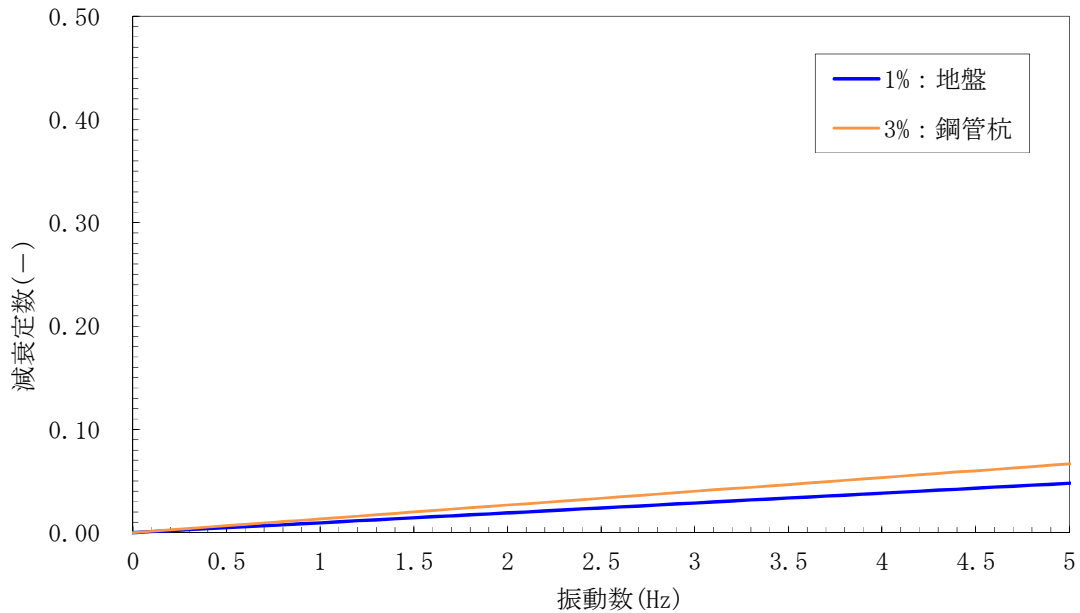


図 1-2 (16) 設定した Rayleigh 減衰

(断面① 検討ケース④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

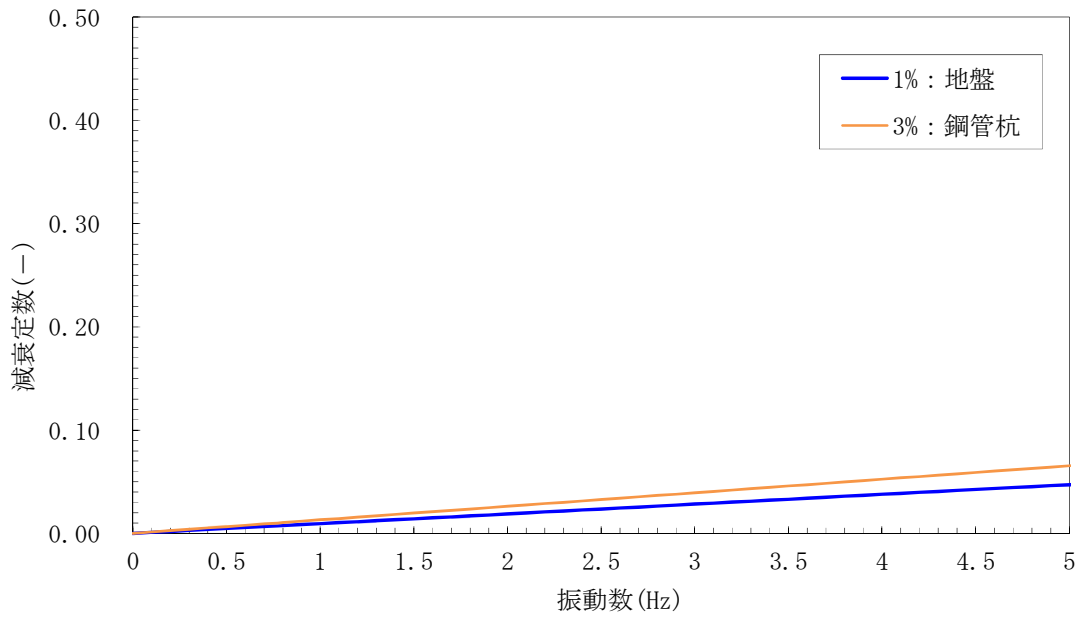


図 1-2 (17) 設定した Rayleigh 減衰

(断面②) 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

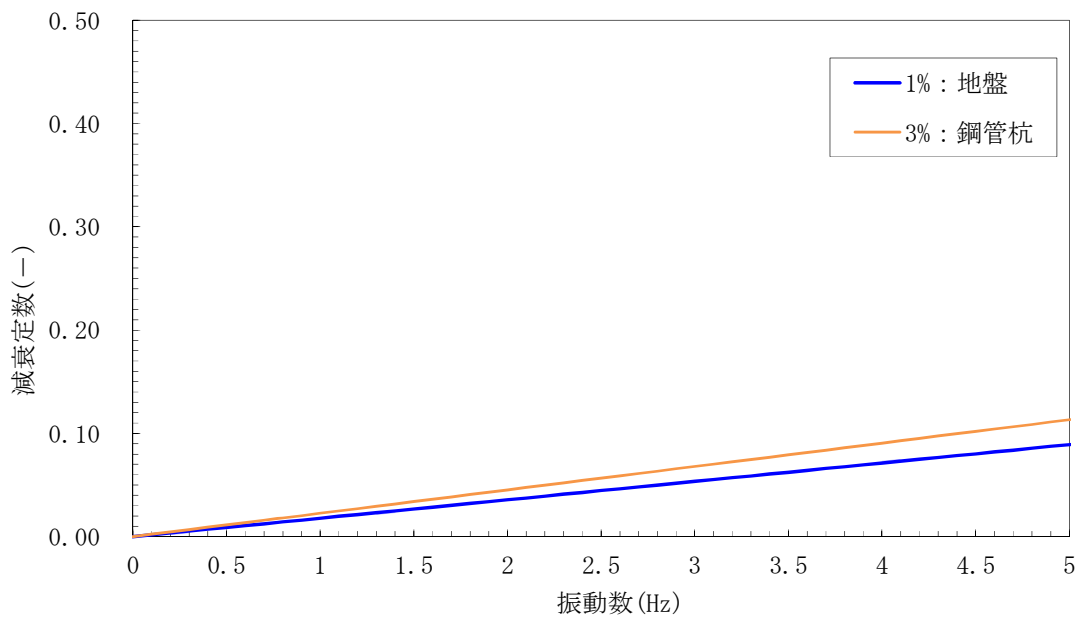


図 1-2 (18) 設定した Rayleigh 減衰

(断面③) 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

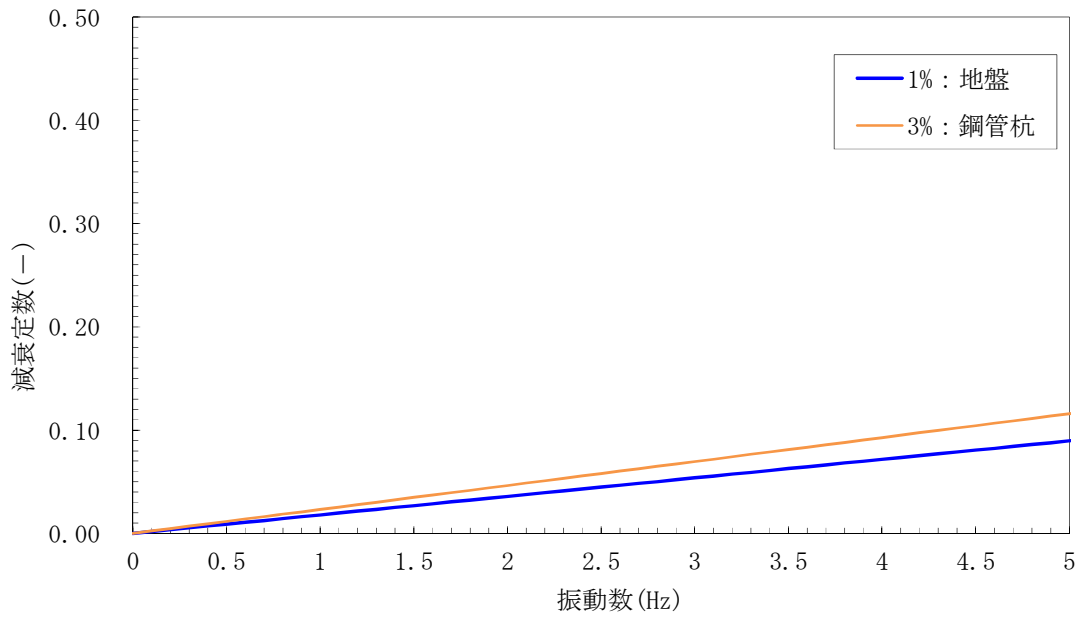


図 1-2 (19) 設定した Rayleigh 減衰

(断面④) 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

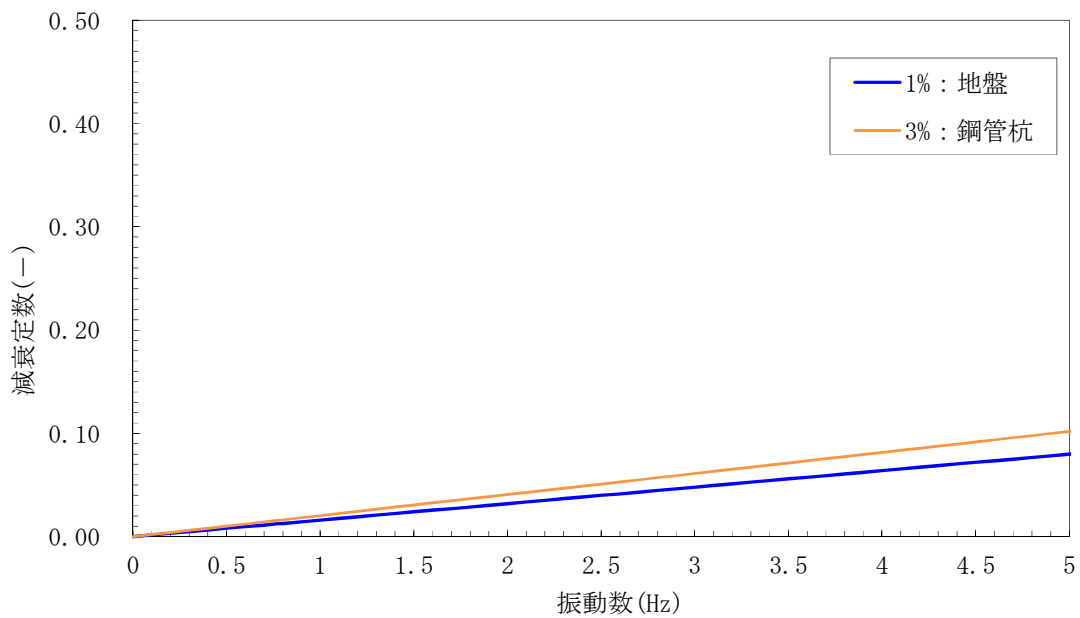


図 1-2 (20) 設定した Rayleigh 減衰

(断面⑤) 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

6.4.1.2 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の強度計算書に関する補足説明

目次

1. 概要	3
2. 基本方針	4
2.1 位置	4
2.2 構造概要	5
2.3 評価方針	10
2.4 適用規格	18
3. 強度評価方法	20
3.1 記号の定義	20
3.2 評価対象断面及び部位	22
3.2.1 評価対象断面	22
3.2.2 評価対象部位	26
3.3 荷重及び荷重の組合せ	27
3.4 許容限界	33
3.5 解析方法	36
3.5.1 津波時及び重畳時の解析手法	36
3.5.2 地盤沈下の考慮	37
3.5.3 解析モデル及び諸元	38
3.5.4 解析ケース	86
3.6 評価方法	89
3.6.1 津波時	89
3.6.2 重畳時	94
4. 評価結果	95
4.1 津波時の強度評価結果	95
4.1.1 鋼管杭の評価結果	101
4.1.2 鉄筋コンクリートの評価結果	122
4.1.3 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する評価結果	139
4.1.4 シートパイルに対する評価結果	141
4.1.5 止水ジョイント部の相対変位量に対する評価結果	145
4.2 重畳時の強度評価結果	147
4.2.1 1次元有効応力解析結果	147
4.2.2 鋼管杭の評価結果	167
4.2.3 鉄筋コンクリートの評価結果	191
4.2.4 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する評価結果	220
4.2.5 シートパイルに対する評価結果	222

4.2.6 止水ジョイント部の相対変位量に対する評価結果	224
4.3 まとめ	226

1. 概要

本資料は、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、防潮堤のうち鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持すること、十分な支持性能を有する岩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。

2. 基本方針

V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す「2.1 機能維持の方針」を踏まえ、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の「2.1 位置」及び「2.2 構造概要」を示す。

2.1 位置

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の位置図を図 2.1-1 に示す。

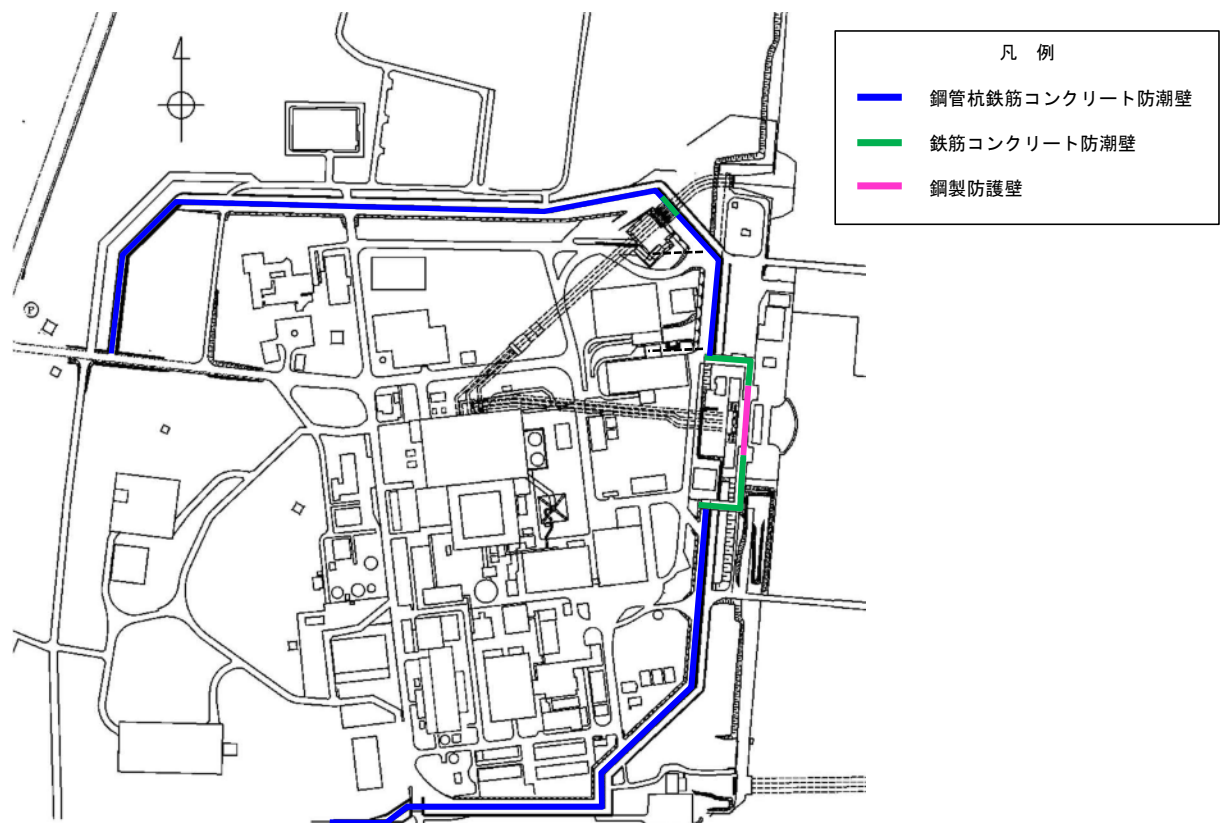


図 2.1-1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の位置図

2.2 構造概要

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、鋼管杭による下部構造と、5本の鋼管杭を束ね止水機能を確保する鉄筋コンクリートの壁による上部構造から構成される。

下部構造は鋼管杭、上部構造は鉄筋コンクリート梁壁及び鋼管鉄筋コンクリート（SRC構造）の一体構造で構築される。大口径で肉厚の厚い鋼管杭を地震及び津波荷重に耐える構造躯体とし、杭間からの津波の浸水を防止する観点で、鋼管杭に鉄筋コンクリートを被覆する上部構造とした。

隣接する構造物との境界には、止水性を確保するための止水ジョイント部材を設置する。

防潮壁の堤内側には、耐津波に対する受働抵抗を目的とした改良体による地盤高さの嵩上げを行うとともに、洗掘防止対策やボーリング対策として、堤内及び堤外の表層部の地盤改良を実施する。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造概要図を図 2.2-1、上部構造概要図を図 2.2-2、止水ジョイント部材概念図を図 2.2-3、止水ジョイント部材を有する範囲を図 2.2-4 に示す。

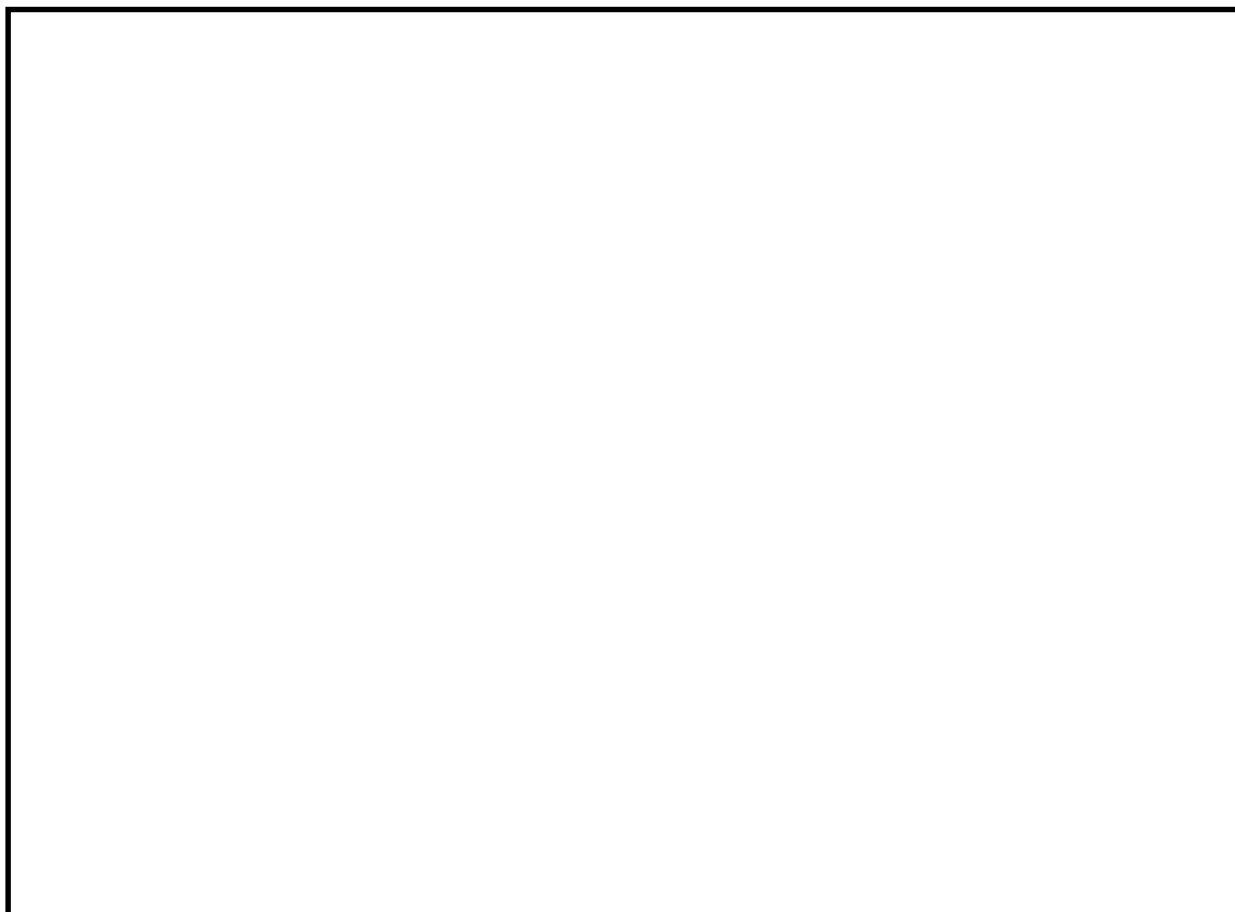


図 2.2-1 (1) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造概要図 (1/2)
(断面③：正面図と断面図)

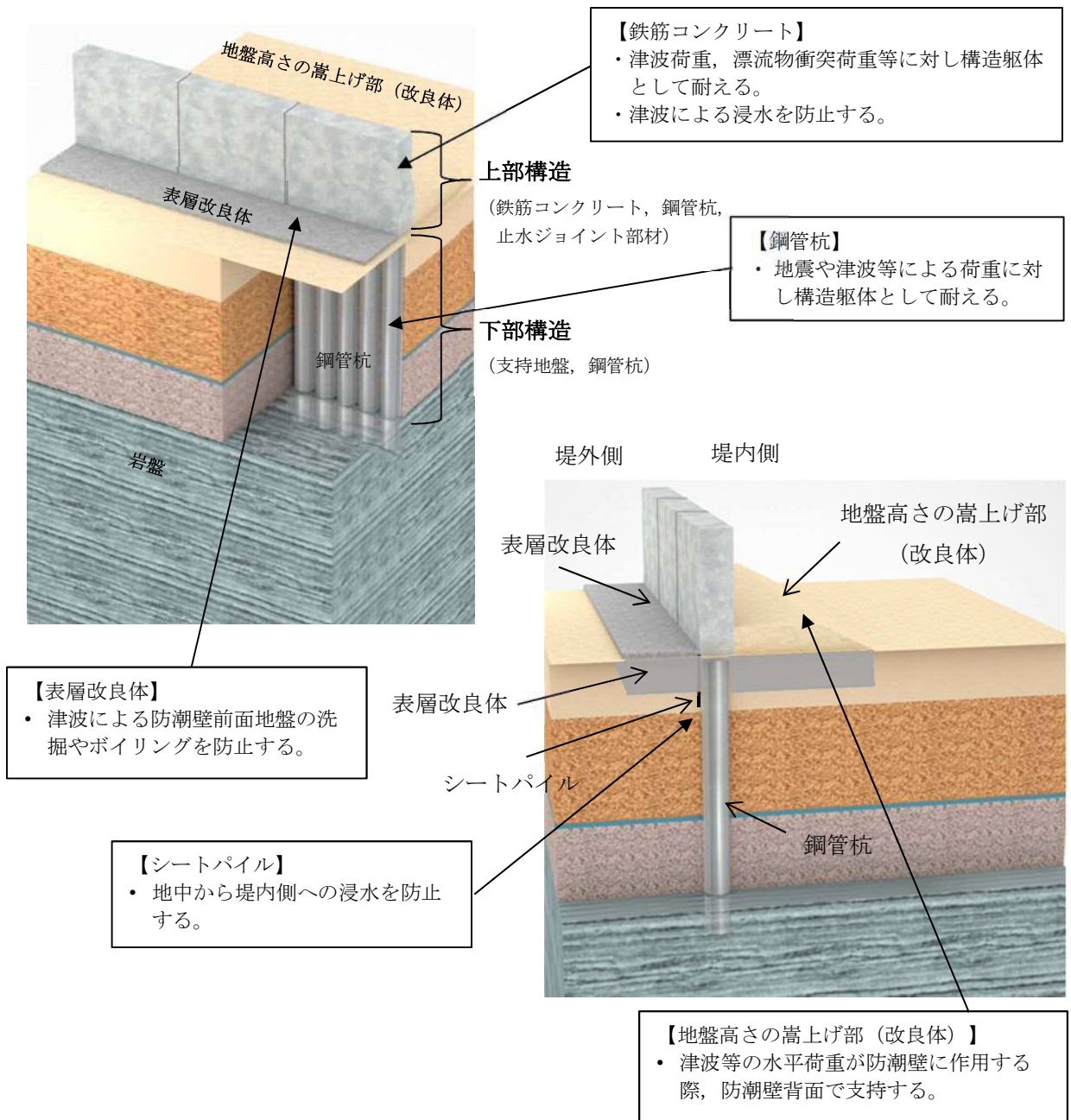


図 2.2-1 (2) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造概要図 (2/2)

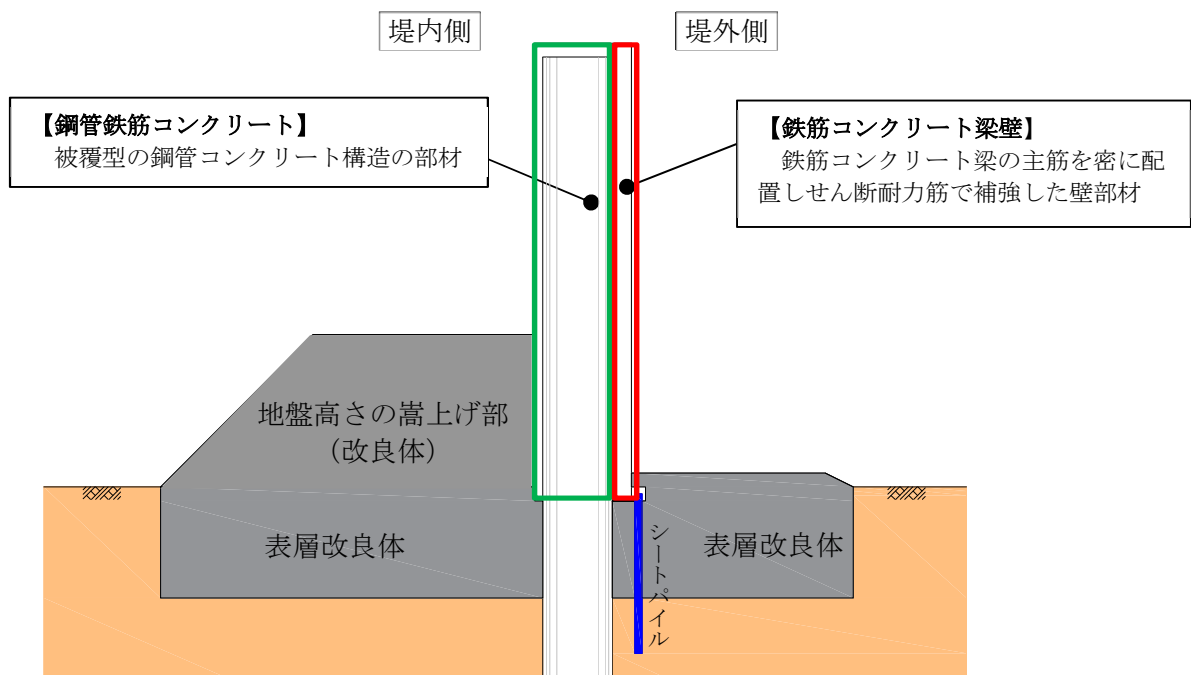
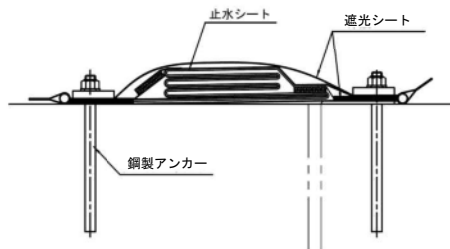
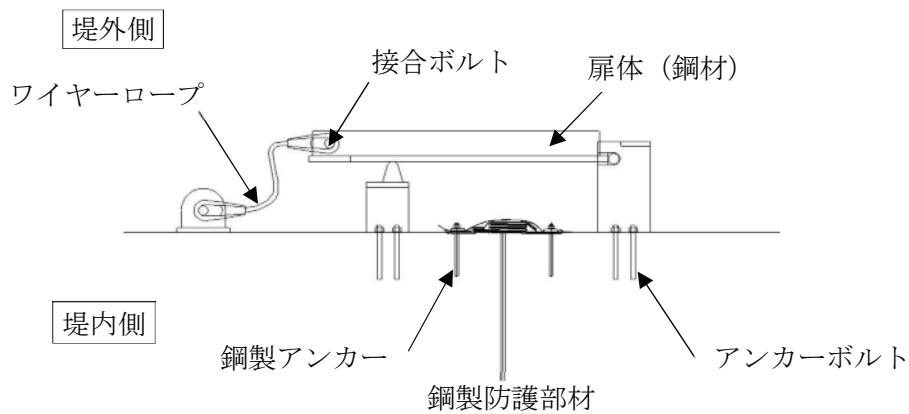


図 2.2-2 上部構造概要図



シートジョイント

図 2.2-3 鋼製防護部材, 止水ジョイント部材概念図

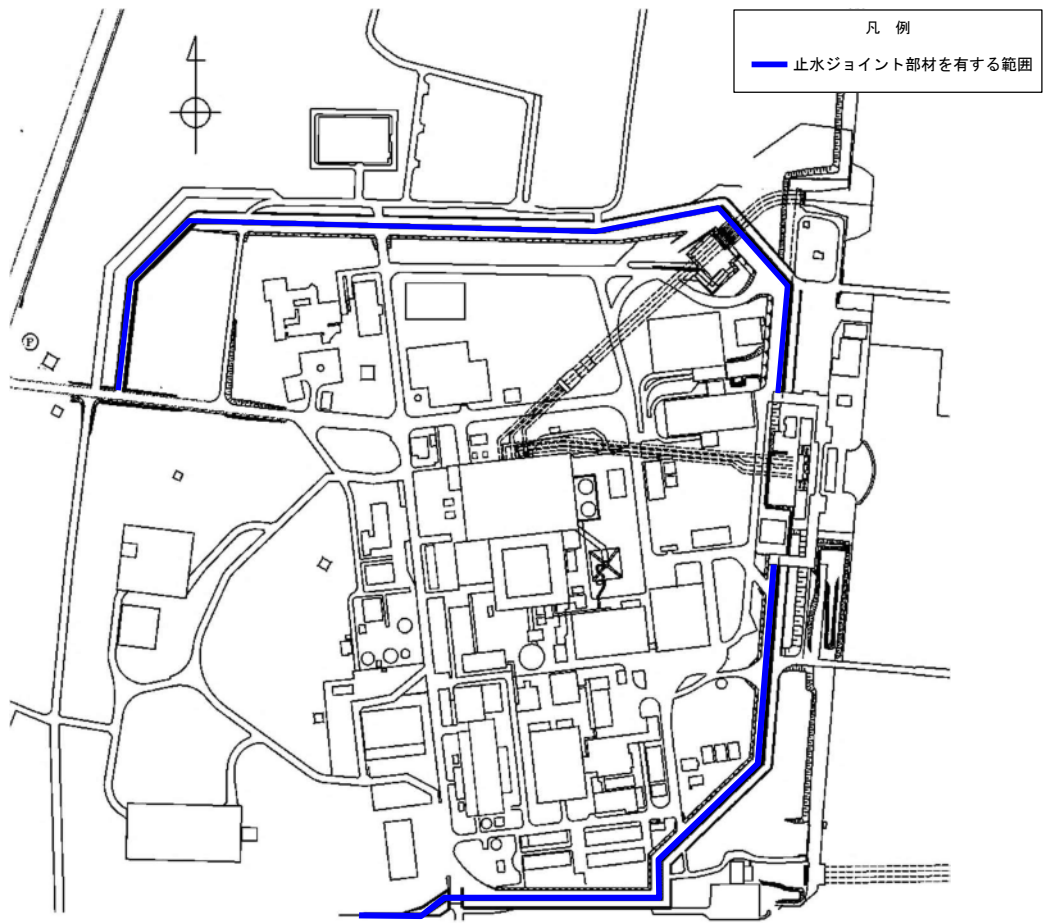


図 2.2-4 止水ジョイント部材を有する範囲

津波時及び津波＋余震時（重畳時）の荷重伝達の概念図を図2-6に示す。

津波時には、津波荷重及び漂流物の衝突荷重により上部構造が変形する。上部構造の変形により鋼管杭が変形し、鋼管杭が曲げ及びせん断力に抵抗する。上部構造の変形により、嵩上げ工及び地盤改良体に荷重が伝わる。嵩上げ工及び地盤改良体に作用する荷重により、嵩上げ工及び地盤改良の底面にせん断抵抗が生じる。

重畳時は地震による慣性力、地盤の変形と、津波荷重により上部構造に変形が生じる。上部構造の慣性力による変形と地盤変位により鋼管杭に変形が生じ、曲げ及びせん断抵抗が発揮される。上部構造の変形は嵩上げ工及び地盤改良体に伝わる。嵩上げ工及び地盤改良体に作用する荷重により、嵩上げ工及び地盤改良体の底面にせん断抵抗が生じる。

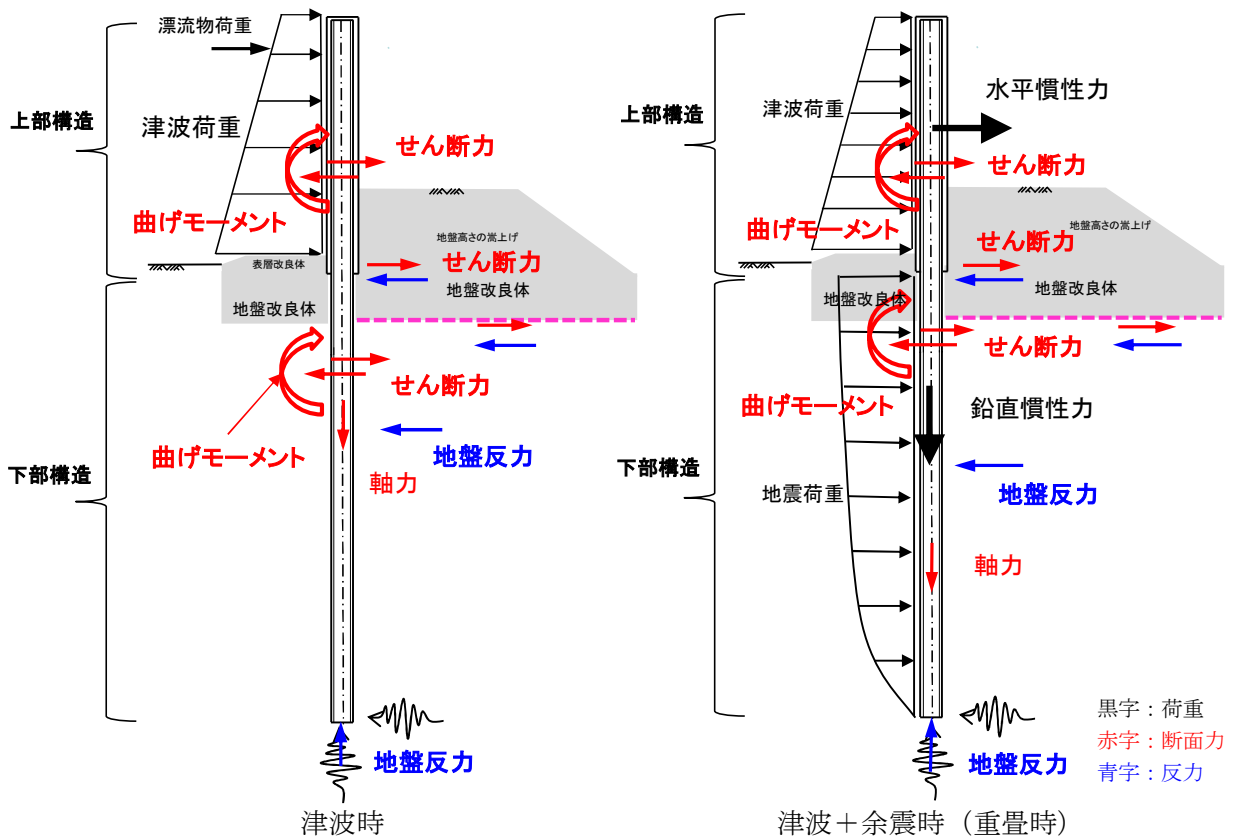


図 2.2-5 津波時及び津波＋余震時（重畳時）の荷重伝達の概念図

重畳時における津波荷重と余震荷重の作用方向に関して、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁が下部構造から上部構造まで一本の長尺の鋼管杭で構成されているため、津波荷重により鋼管杭に発生する曲げモーメントによる影響が支配的であることから、津波荷重と余震荷重は同じ方向に作用させることが最も厳しい条件となる。

2.3 評価方針

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、Sクラス施設である浸水防護施設に分類される。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価は、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」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. 強度評価結果」より、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の評価対象部位に作用する応力等が許容限界以下であることを確認する。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮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。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震津波設計における要求機能と設計評価方針を表 2.3-1 に、評価項目を表 2.3-2 に示す。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価は、設計基準対象施設として表 2.3-2 の鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価及び構造物の変形性評価を行う。基礎地盤の支持性能評価については、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の鋼管杭が 1 列に並んでいる構造であることから、津波荷重による接地圧への影響がほぼないこと及び重畳時の余震荷重よりも地震時の地震荷重の方が接地圧への影響が大きいことを考慮して、耐震計算書において実施する。

津波時の地盤剛性及び地盤バネの上限値の設定は、表 2.3-3 に示す地盤剛性 4 種類と地盤バネの上限値 4 種類を考慮して、地盤の最も高い剛性と最も大きい強度の組合せによる構成式及び地盤の最も低い剛性と最も小さい強度の組合せによる構成式を地盤バネの設定で用いることにより、各部位で安全側となる設計を行う。地盤の最も高い剛性と最も大きい強度の組合せは、初期剛性とピーク強度（平均）の組合せを用いる。地盤の最も低い剛性と最も小さい強度の組合せは、津波による影響が支配的な地表面付近の剛性を比較すると、敷地においては静弾性係数の方が地震時の収束剛性よりも小さいことから、静弾性係数と残留強度（ -1σ ）の組合せを用いる。

表 2.3-3 津波時の地盤剛性及び地盤バネの上限値の組合せ

荷重条件	地盤剛性	上限値
津波時	初期剛性 余震時の収束剛性 地震時の収束剛性 静弾性係数	ピーク強度（平均） ピーク強度（ -1σ ） 残留強度（平均） 残留強度（ -1σ ）

赤字：荷重条件
 緑字：要求機能
 青字：対応方針

表 2.3-1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐津波設計における要求機能と設計評価方針

施設名	要求機能		機能設計		構造強度設計					設計に用いる許容限界						
	審査ガイド	要求機能	性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計（評価方針）	評価対象部位	応力等の状態	損傷モード							
防潮堤 (鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁)	<p>基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド</p> <p>5.1 津波防護施設の設計</p> <p>津波防護施設については、その構造に応じ、波力による侵食及び洗掘に対する抵抗性並びにすべり及び転倒に対する安定性を評価し、越流時の耐性にも配慮した上で、入力津波に対する津波防護機能が十分に保持できるよう設計すること。</p> <p>(1) 要求事項に適合する設計方針であることを確認する。</p> <p>(2) 設計方針の確認に加え、入力津波に対して津波防護機能が十分保持できる設計がなされることの見通しを得るため、以下の項目について、設定の考え方を確認する。確認内容を以下に例示する。</p> <p>① 荷重組合せ</p> <p>a) 余震が考慮されていること。耐津波設計における荷重組合せ：常時+津波、常時+津波+地震（余震）</p> <p>② 荷重の設定</p> <p>a) 津波による荷重（波圧、衝撃力）の設定に関して、考慮する知見（例えば、国交省の暫定指針等）及びそれらの適用性。</p> <p>b) 余震による荷重として、サイト特性（余震の震源、ハザード）が考慮され、合理的な頻度、荷重レベルが設定される。</p> <p>c) 地震により周辺地盤に液状化が発生する場合、防潮堤基礎杭に作用する側方流動力等の可能性を考慮すること。</p> <p>③ 許容限界</p> <p>a) 津波防護機能に対する機能保持限界として、当該構造物全体の変形能力（終局耐力時の変形）に対して十分な余裕を有し、津波防護機能を保持すること。（なお、機能損傷に至った場合、補修にある程度の期間が必要となることから、地震、津波後の再使用性に着目した許容限界にも留意する必要がある。）</p>	<p>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した入力津波に対して、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁が、要求される機能を損なう恐れがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。</p>	<p>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水に伴う津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した防潮堤高さの設定及び構造体の境界部等への止水処置により止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。</p>	<p>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水に伴う津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、①想定される津波高さに余裕を考慮した防潮堤高さ（浸水高さ T.P. +15.4m～T.P. +17.9m に余裕を考慮した天端高さ T.P. +18.0m～T.P. +20.0m）の設定により、敷地を取り囲むように設置する設計とする。</p> <p>②防潮堤の上部工は、原則として5本の上部構造の天端から連続する鋼製の杭を鉄筋コンクリートで一体化させた壁を構築し、止水性を保持する設計とする。</p> <p>③防潮壁は、鉄筋コンクリート製の上部構造を上部構造の天端から連続する鋼製の杭で、十分な支持性能を有する地盤に支持する設計とする。</p> <p>④上部構造の内側の地盤高さを嵩上げすることにより止水性を保持する設計とする。</p> <p>⑤上部構造の施工境界部や異種構造物間との境界部は、波圧による変形に追従する止水性を確認した止水ジョイント部材を設置することによる止水処置を講ずる設計とする。</p> <p>⑥津波の波力による侵食や洗掘、地盤内からの浸水に対して耐性を有する表層改良により、止水性を保持する設計とする。</p>	<p>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水に伴う津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、鋼製の杭、鉄筋コンクリート製の上部構造、地盤高さの嵩上げ、セメント系の表層改良体で構成し、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし、十分な支持性能を有する地盤に設置する設計とする。</p> <p>②に、主要な構造体の境界部や防潮壁前面の地盤には、止水ジョイント部材や表層改良体を設置し、有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。</p>	地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である鋼管杭が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	下部工	鋼管杭	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	【基準津波及び T.P. +24m 津波に対して】 「道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）」を踏まえた短期許容応力度以下とする。					
						地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である鉄筋コンクリート（鉄筋コンクリート梁壁）						鉄筋コンクリート（鉄筋コンクリート梁壁）	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	【基準津波及び T.P. +24m 津波に対して】 コンクリート標準示方書【構造性能照査編】及び「道路橋示方書・同解説（I 共通編・V 耐震設計編）」を踏まえた短期許容応力度以下とする。	
						地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である鋼管杭が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	上部工	鋼管杭	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	【基準津波及び T.P. +24m 津波に対して】 「道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）」を踏まえた短期許容応力度以下とする。					
						地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である鋼管杭が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。						止水ジョイント部材	止水ジョイント部材	変形、引張	有意な漏えいに至る変形、引張	【基準津波及び T.P. +24m 津波に対して】 メーカー規格及び基準並びに必要に応じて実施する性能試験を参考に定める許容変形量及び許容引張り力以下とする。
						地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、境界部に設置するゴムジョイント及びシートジョイントが有意な漏えいを生じない変形量以下であることを確認する。また、止水ジョイント部材が止水性能を保持するための接続アンカーや鋼製防護部材は、おおむね弾性状態に留まることを確認する。							鋼製アンカー	引張、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	【基準津波及び T.P. +24m 津波に対して】 「各種合成構造設計指針・同解説」を踏まえた短期許容応力度以下とする。
						地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、地盤として滑動しない抵抗性を保持する設計とするため、地盤高さの嵩上げ部底面が滑動しないこと及び受働崩壊角にすべりが発生しないことを確認する。	地盤高さの嵩上げ部（改良体）	せん断	地盤高さの嵩上げ部の底面が滑動に至る状態、上部構造背面の地盤がすべりに至る状態	【基準津波及び T.P. +24m 津波に対して】 「道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）」を踏まえたせん断耐力以内とする。						
						地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、洗掘防止対策やボイリング対策としての機能を保持するため、表層改良体にせん断破壊が生じないことを確認する。	表層改良体	せん断	表層改良体がせん断破壊に至る状態	【基準津波及び T.P. +24m 津波に対して】 妥当な安全余裕を考慮したせん断強度以下とする。						
						地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、ボイリング対策としての機能を保持するため、シートパイルにせん断破壊が生じないことを確認する。	シートパイル	せん断	部材がせん断破壊に至る状態	【基準津波及び T.P. +24m 津波に対して】 妥当な安全余裕を考慮したせん断強度以下とする。						

表 2.3-2 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界	
構造強度を有すること	構造部材の健全性	鋼管杭	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		鉄筋コンクリート	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		鋼製アンカー	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		地盤高さの嵩上げ部(改良体)及び表層改良体	発生応力が許容限界以下であることを確認	せん断強度*	
		鋼製防護部材	鋼材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
			接合ボルト		
			ワイヤーロープ		
アンカーボルト	せん断強度*				
シートパイル	発生応力が許容限界以下であることを確認				
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	鋼管杭	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		鉄筋コンクリート	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		鋼製アンカー	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		地盤高さの嵩上げ部(改良体)及び表層改良体	発生応力が許容限界以下であることを確認	せん断強度*	
		鋼製防護部材	鋼材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
			接合ボルト		
	ワイヤーロープ				
アンカーボルト					
シートパイル	発生応力が許容限界以下であることを確認	せん断強度*			
構造物の変形性	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		

注記 * : 妥当な安全余裕を確保する。

構造部材の健全性評価のうち津波時の検討では、表 2.3-4 に示すように 2次元静的フレーム解析における地盤バネの剛性及び上限値を増減させた検討を実施し、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。また、重畳時の検討では、1次元有効応力解析から地盤バネの剛性及び上限値を設定した 2次元静的フレーム解析を実施し、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。なお、重畳時の検討では、表 2.3-5 に示すような地盤物性のばらつきの影響評価を実施する。

表 2.3-4 津波時の検討で考慮する組合せ

検討ケース	地盤剛性	上限値
1	初期剛性	ピーク強度（平均）
2	静弾性係数	残留強度（ -1σ ）

表 2.3-5 重畳時の検討で実施する地盤物性のばらつき

検討ケース	地盤剛性	液状化パラメータの適用
1	平均剛性	液状化パラメータ適用
2	+1 σ 剛性	
3	-1 σ 剛性	
4	豊浦標準砂	
5	平均剛性	非液状化
6	+1 σ 剛性	

上部構造の健全性評価は、津波時及び重畳時に対応した集約バネを設定した 2次元梁バネモデルにより実施する。また、2次元梁バネモデルの検証として、初期剛性と反力上限値を有するバイリニア型の地盤バネを設定した 3次元 FEMモデルによる解析を行う。

構造物の変形性評価については、止水ジョイント部材の変形量を算定し、有意な漏えいが生じないことを確認した許容限界以下であることを確認する。なお、止水ジョイント部における相対変位量の算出方法及び鋼製アンカーに対する照査結果は、「6.12 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示し、本資料においては止水ジョイント部における相対変位量の結果を示す。鋼製防護部材に対する照査結果は、「6.13 止水ジョイント部材の漂流物対策に関する補足説明」に示す。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価フローを図 2.3-1 及び図 2.3-2 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-D1 を 1次元波動論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。また、地下水位は地表面位置に設定する。

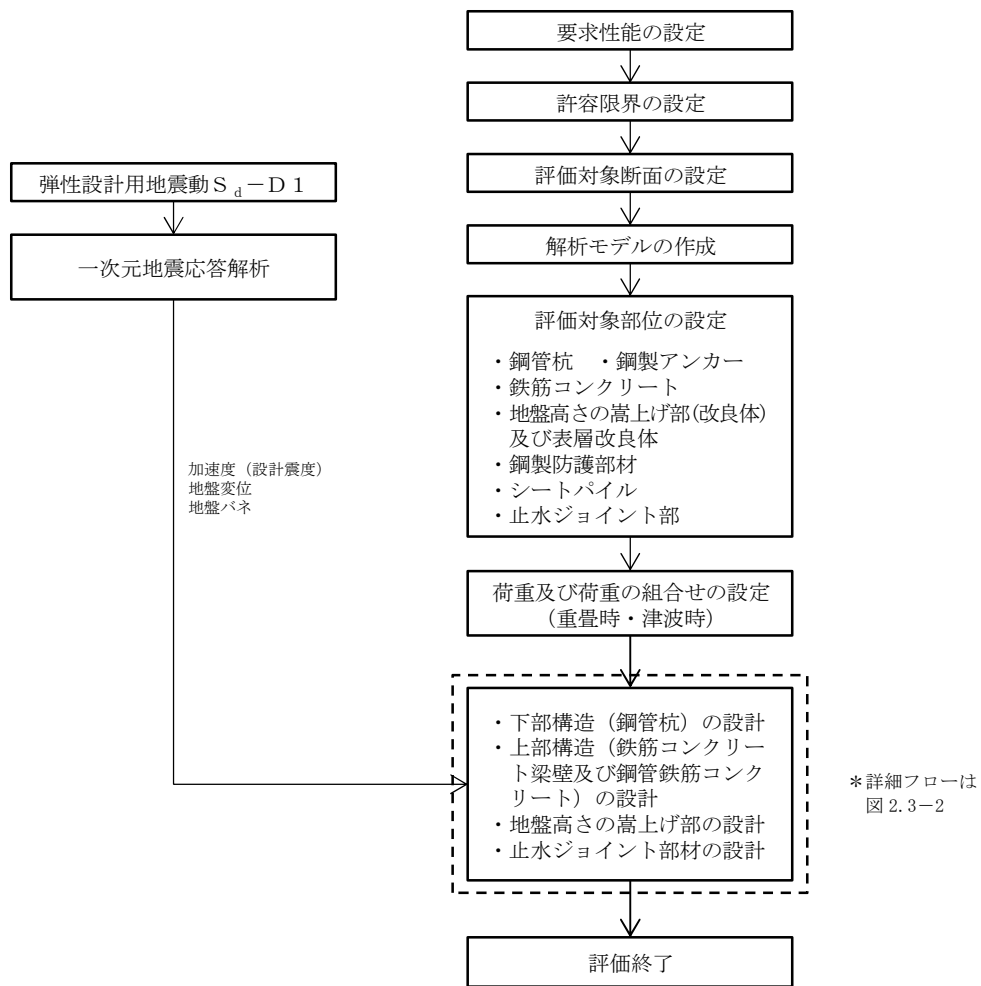
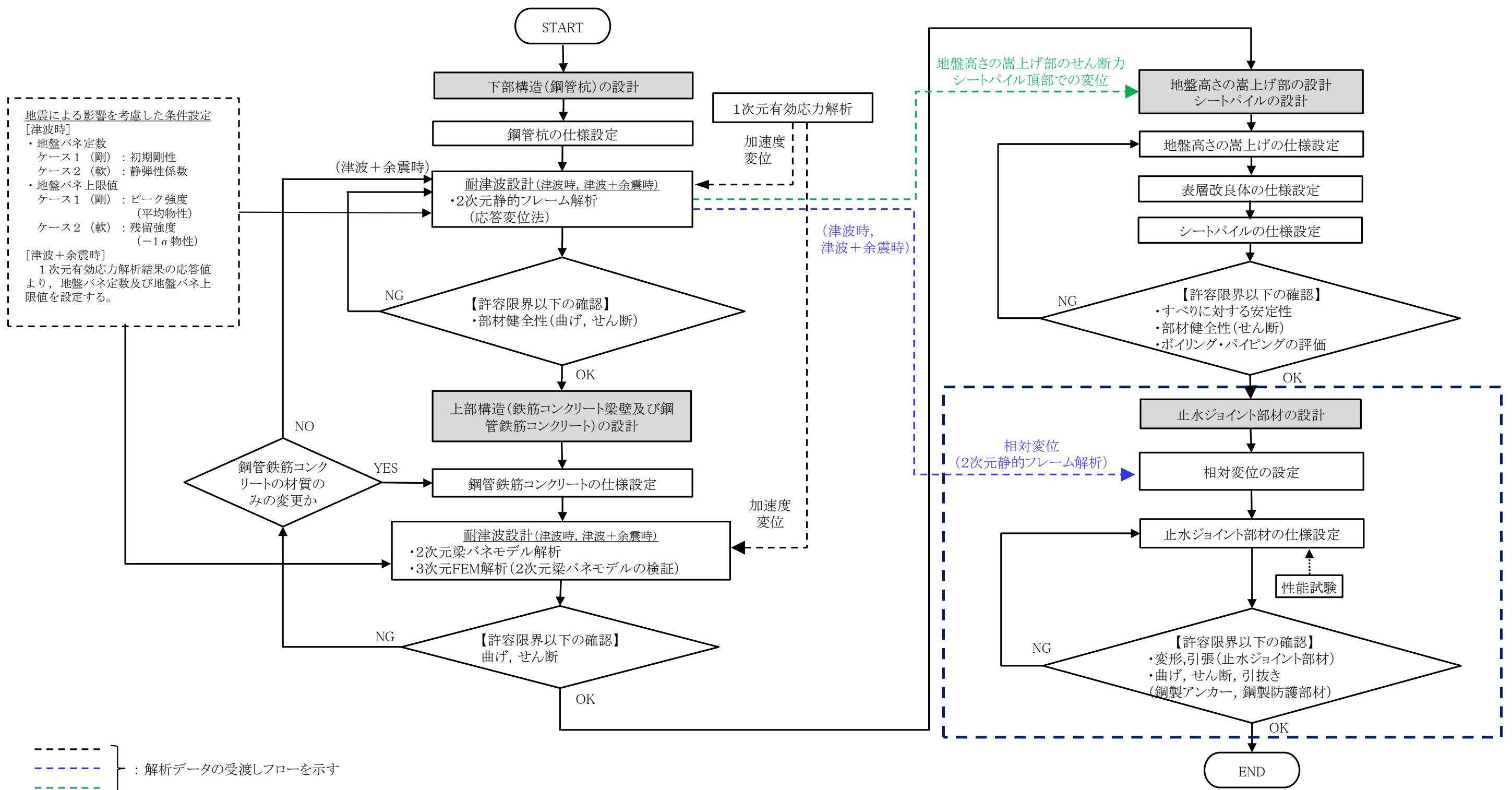


図 2.3-1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価の検討フロー



* 止水ジョイント部における相対変位量の算出方法及び鋼製アンカーに対する照査結果は「6.12 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に、鋼製防護部材に対する照査結果は、「6.13 止水ジョイント部材の漂流物対策に関する補足説明」に示す。

図 2.3-2 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の詳細設計フロー

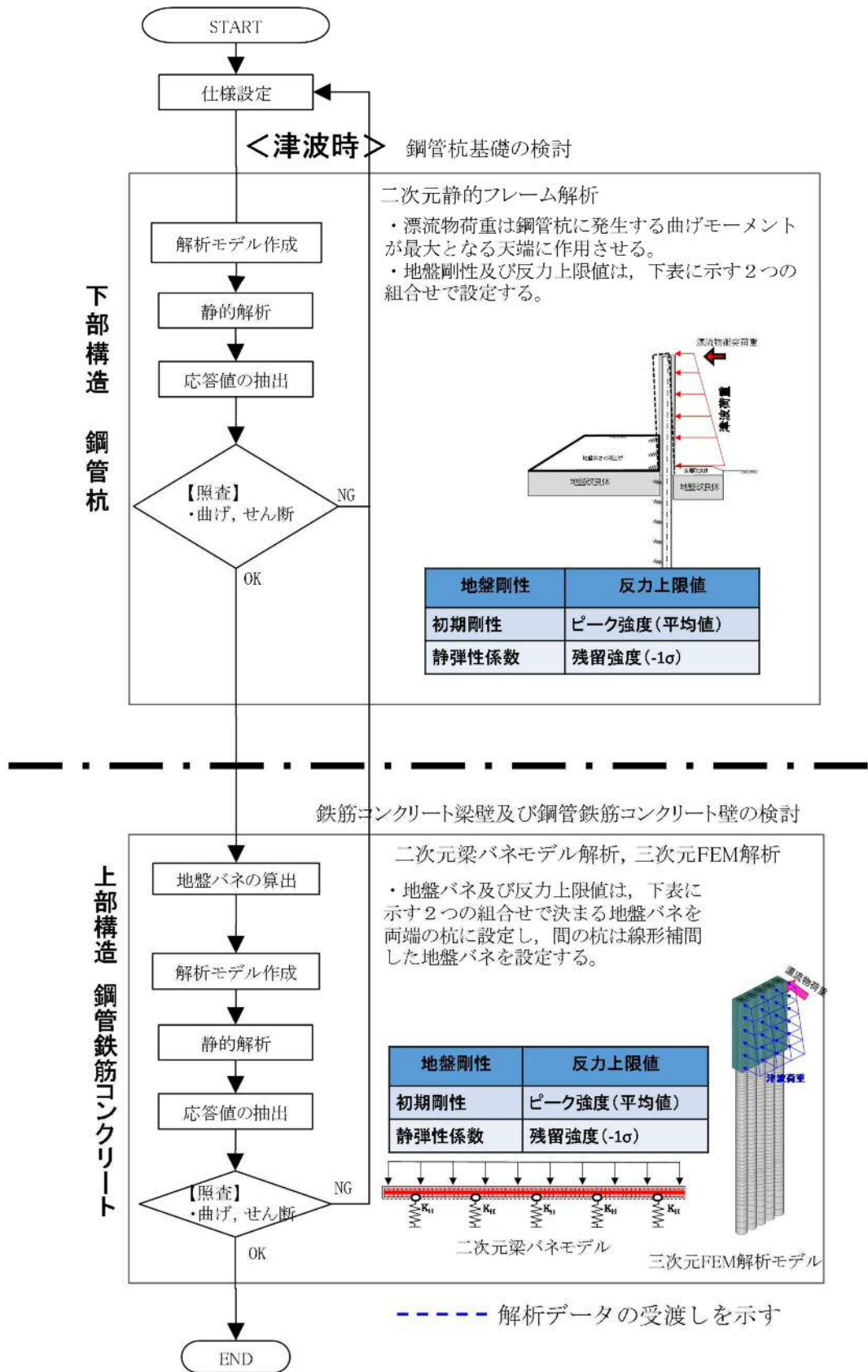


図 2.3-3 津波時の鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の詳細設計フロー

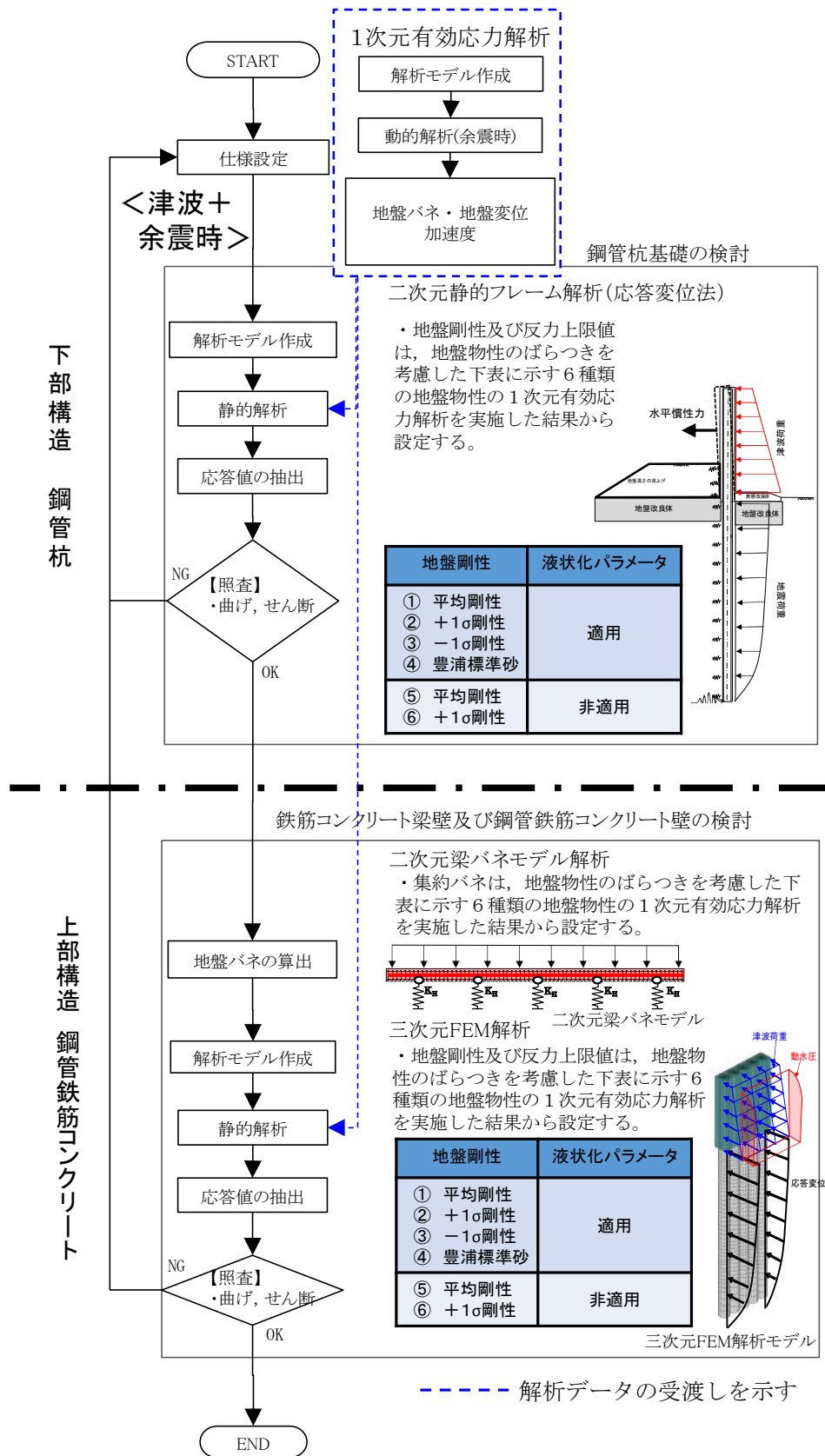


図 2.3-4 重畳時の鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の詳細設計フロー

2.4 適用規格

適用する規格，基準類を以下に示す。

- コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会, 2002 年制定)
- 道路橋示方書 (I 共通編・IV下部構造編) ・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 24 年 3 月)
- 道路橋示方書 (I 共通編・IV下部構造編) ・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)
- 道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編) ・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)
- 各種合成構造設計指針・同解説 (2010 年 11 月)
- 津波漂流物対策施設設計ガイドライン(案)((財)沿岸技術研究センター, (社)寒地港湾技術研究センター, 平成 21 年)
- トンネル標準示方書 [共通編] ・同解説/[開削工法編] ・同解説 ((社) 土木学会, 2016 年制定)
- 港湾の施設の技術上の基準・同解説 (平成元年 2 月版 (社) 日本港湾協会)
- 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会)
- 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 (2005 年)

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目		適用する規格，基準等	備考	
使用材料及び材料定数		・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（2002年）	—	
荷重及び荷重の組み合わせ		・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（2002年）	・永久荷重＋偶発荷重＋従 たる変動荷重の適切な組 合せを検討	
許容 限界	コンクリート	・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（2002年）	<ul style="list-style-type: none"> ・曲げに対する照査は，発 生応力が，短期許容応力 度以下であることを確認 ・せん断に対する照査は， 発生応力または発生せん 断力が，短期許容せん断 力度または短期許容せん断 力度以下であることを確 認 	
	鉄筋	・道路橋示方書・同解説 IV下 部構造編（平成24年3月）		
	鋼管杭	・道路橋示方書・同解説 IV下 部構造編（平成14年3月）		
	鋼製アンカー	・各種合成構造設計指針・同解 説（2010年11月）		
	鋼製 防護 部材	鋼材		・道路橋示方書・同解説 IV下 部構造編（平成14年3月）
		接合ボルト		・道路橋示方書・同解説 II鋼橋編（平成14年3月）
		ワイヤー ロープ		・津波漂流物対策施設設計ガイ ドライン(案)((財)沿岸技術 研究センター，(社)寒地港湾 技術研究センター，平成21 年)
		アンカー ボルト		・各種合成構造設計指針・同解 説（2010年11月）
シートパイル		<ul style="list-style-type: none"> ・港湾の施設の技術上の基準・ 同解説（平成元年2月版 (社)日本港湾協会) ・トンネル標準示方書〔共通 編〕・同解説／〔開削工法 編〕・同解説（(社)土木学 会，2016年制定） 		
有効応力解析		<ul style="list-style-type: none"> ・J E A G 4 6 0 1 -1987 ・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（2005年） 	・有限要素法による2次元 モデルを用いた時刻歴非 線形解析	

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1 (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_s	kN	積雪荷重
P_k	kN	風荷重
P_t	kN/m ²	遡上津波荷重
P_c	kN	衝突荷重
K_{Sd}	kN	余震荷重
P_d	kN/m ²	動水圧
σ_{sa1}	N/mm ²	鋼管杭の許容引張応力度及び許容圧縮応力度
τ_{sa1}	N/mm ²	鋼管杭の許容せん断応力度
σ_{ca}	N/mm ²	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度
τ_{a1}	N/mm ²	コンクリートの許容せん断応力度
V_a	kN	斜め引張鉄筋を考慮する場合の許容せん断力
V_{ca}	kN	コンクリートの許容せん断力
V_{sa}	kN	斜め引張鉄筋の許容せん断力
b_w	m	有効幅
j	—	1/1.15
d	m	有効高さ
A_w	m ²	斜め引張鉄筋断面積
σ_{sa2}	N/mm ²	鉄筋の許容引張応力度
s	m	斜め引張鉄筋間隔
σ	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
N	N	軸力
A	mm ²	有効断面積
M	N・mm	最大曲げモーメント
Z	mm ³	断面係数
τ	N/mm ²	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力
S	kN	せん断力
κ	—	せん断応力の分布係数 (2.0)

表 3.1-1 (2) 強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
F_s	—	安全率
u	kN/m^2	シートパイル先端に作用する平均過剰間隙水圧
w	kN/m^2	土の有効重量
γ'	kN/m^3	土の水中単位体積重量
l_d	m	シートパイルの根入れ深さ
l	m	浸透流路長
h_w	m	水面から掘削底面までの高さ (水位差)

3.2 評価対象断面及び部位

3.2.1 評価対象断面

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の縦断方向は、加振方向と平行に配置される躯体及び杭基礎を耐震設計上見込むことができるため強軸断面方向となる。一方、横断方向は、加振方向と平行に躯体及び杭基礎が配置されないことから、弱軸断面方向となる。

以上のことから、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価では、構造の安定性に支配的な弱軸方向である横断方向を評価対象断面の方向とする。

評価対象断面の選定は、防潮堤設置区間を津波高さと同第四紀層の層厚に応じて5区間に分け、下部構造と上部構造の構造を考慮して、それぞれについて実施した。

下部構造に関しては、各区間における岩盤標高の高さの違いや津波波圧に応じた鋼管杭径の違いを考慮して、下部構造である鋼管杭に影響を与える杭下端を基準とした相対変位、せん断ひずみ及び鋼管杭に発生する曲げモーメントに着目し、各区間において評価対象断面を選定する。

上部構造に関しては、構造別に鋼管杭径 ϕ 2000 区間（Ⅰ区間、Ⅳ区間、Ⅴ区間）、鋼管杭径 ϕ 2500 区間（Ⅱ区間、Ⅲ区間）のそれぞれで評価対象断面を選定する。上部構造の構造決定には、地震よりも津波による影響が支配的なため、重畳時の津波波圧＋慣性力を比較して、断面を選定する。

評価対象断面位置図を図3.2.1-1に、評価対象断面図を図3.2.1-2～図3.2.1-6に示す。

評価対象断面選定の詳細については、「5.10 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について 5.10.5 防潮値（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）」に示す。

ただし、断面⑤は、地震時における岩盤上面の傾斜の影響を考慮するために選定した断面であり、津波波圧が最も小さい敷地の北西側に位置している。また、近傍にある断面④で津波時・重畳時の検討を実施する。以上より、断面⑤における津波時・重畳時の検討は断面④での強度評価結果で代用し、断面⑤においては地震時における岩盤上面の傾斜の影響を考慮した検討を実施する。

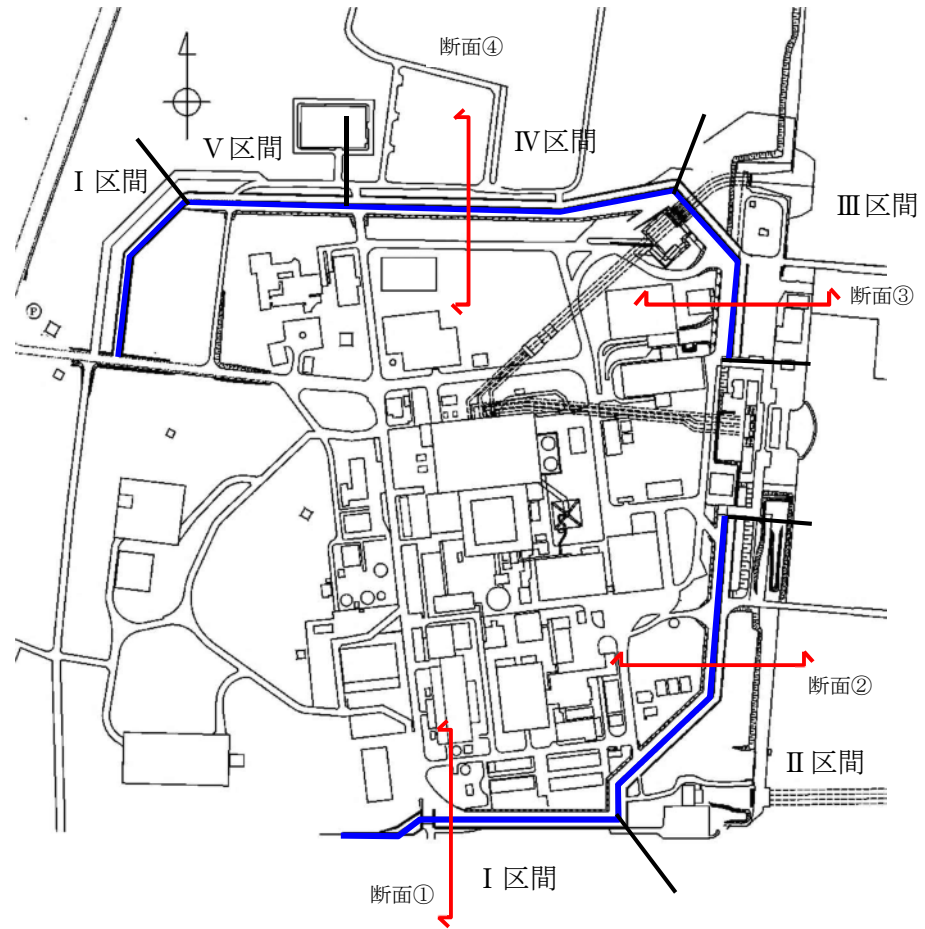


図 3.2.1-1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の評価対象断面位置図

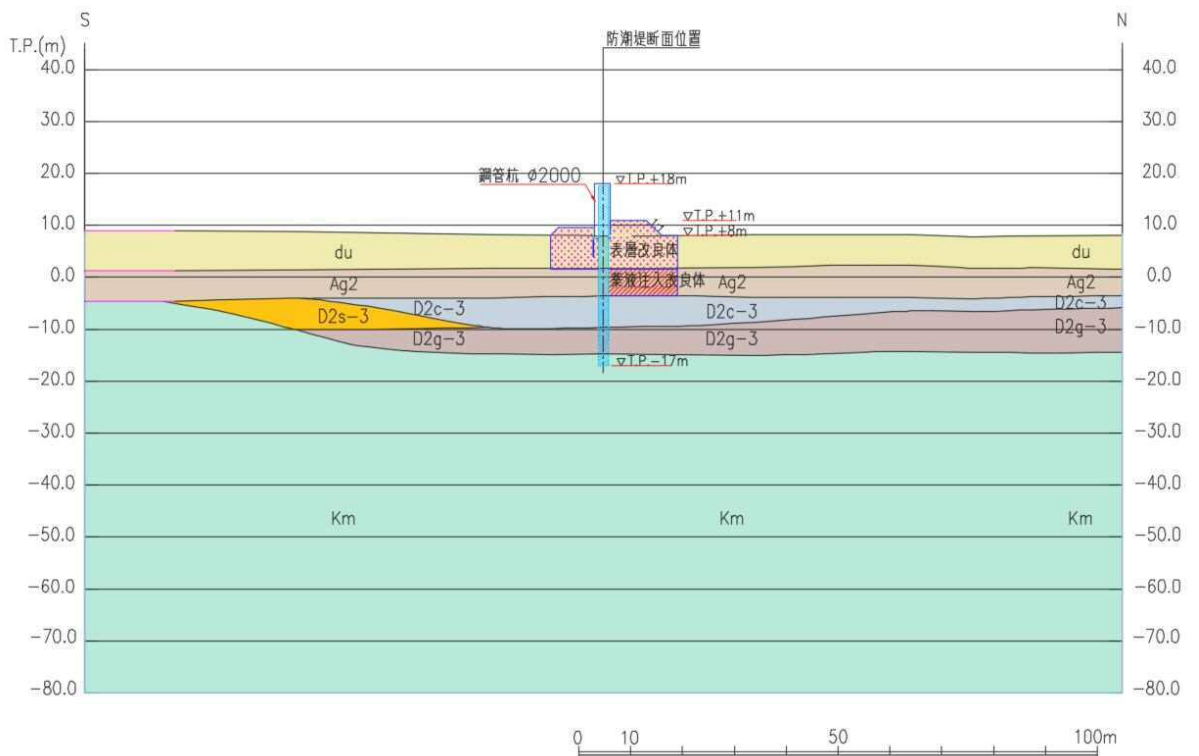


図 3.2.1-2 強度評価対象断面図 (断面①)

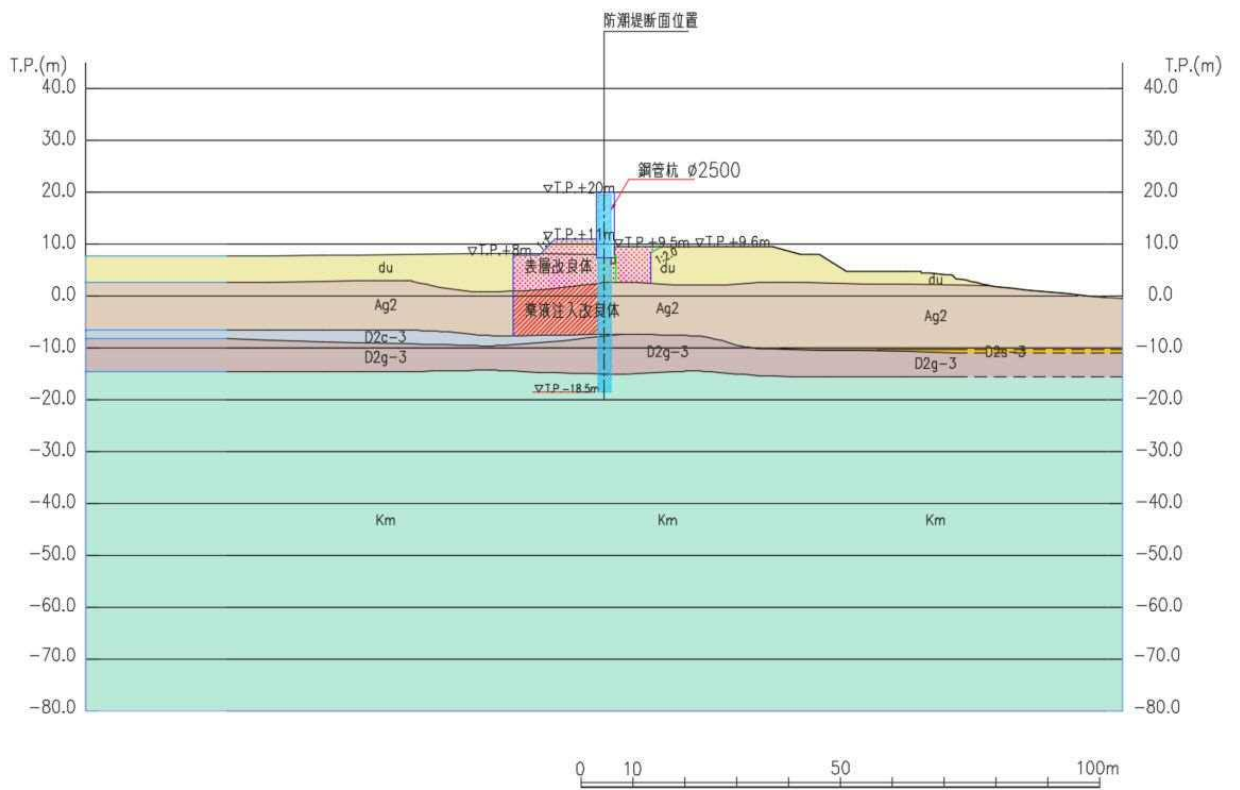


図 3.2.1-3 強度評価対象断面図 (断面②)

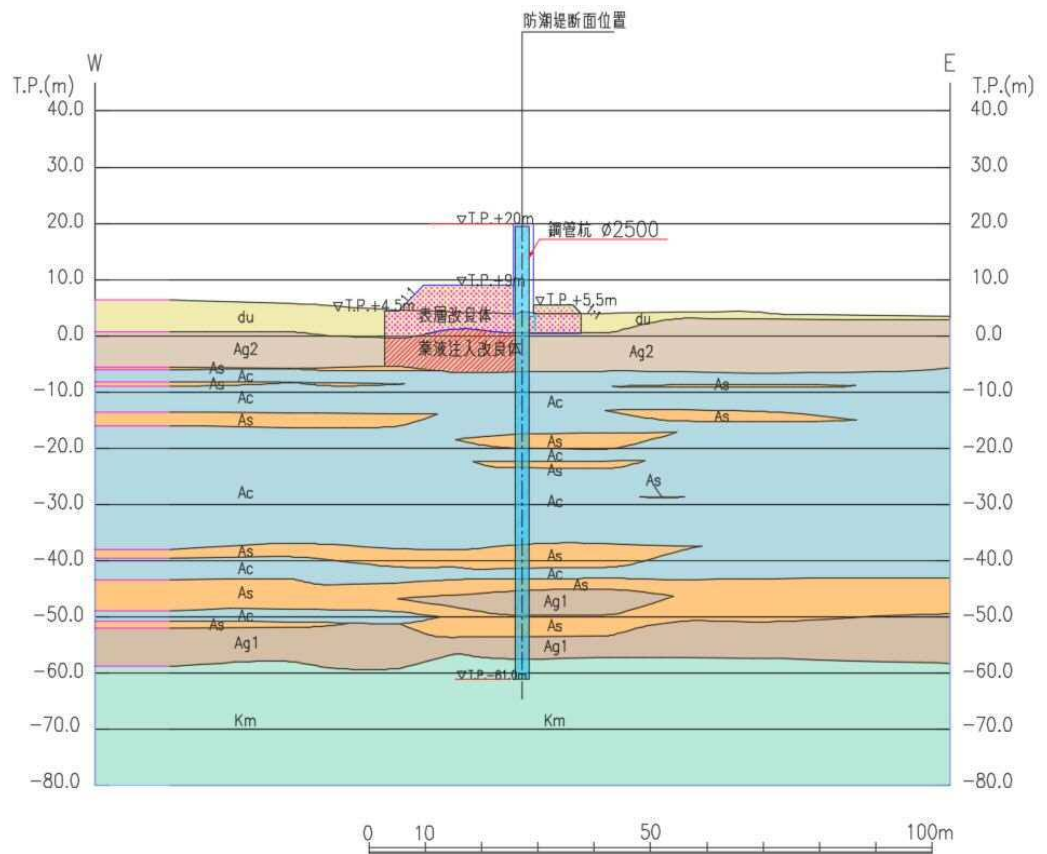


図 3.2.1-4 強度評価対象断面図 (断面③)

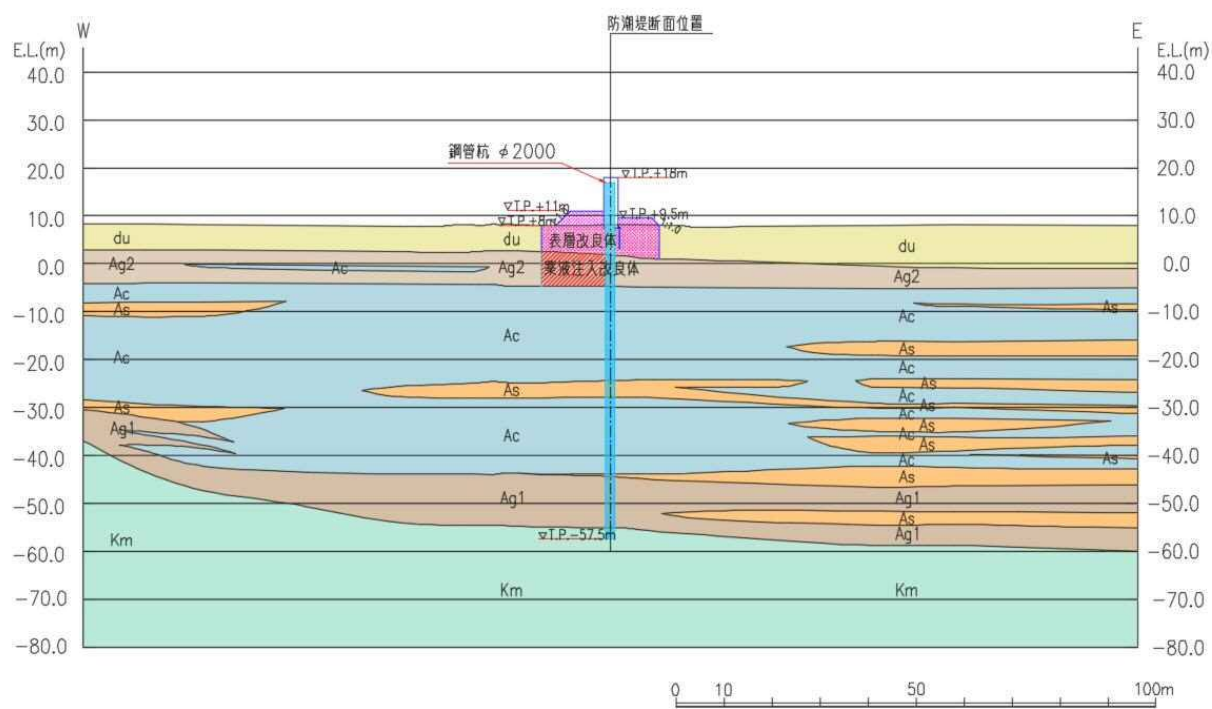


图 3.2.1-5 強度評価対象断面図 (断面④)

3.2.2 評価対象部位

評価対象部位は、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造上の特徴を踏まえ設定する。

(1) 鋼管杭

鋼管杭の評価対象部位は、下部構造及び上部構造の鋼管杭とする。

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの評価対象部位は、上部構造のうち鉄筋コンクリート（鉄筋コンクリート梁壁）とする。

(3) 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体の評価対象部位は、堤外側の地盤高さの嵩上げ部（改良体）と堤外側及び堤内側の表層改良体とする。

(4) シートパイル

シートパイルの評価対象部位は、地中から堤内側への浸水を防止するシートパイルとする。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、V-3-別添 3-1「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。

(1) 荷重

強度評価には、以下の荷重を用いる。

a. 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重、地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体の静止土圧、並びに杭体内の土の重量を考慮する。

b. 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を 20 N/m²/cm とし、積雪量は 30 cm としていることから津波時の積雪荷重は 600 N/m²とする。ただし、重畳時は余震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である 0.21 kN/m²を考慮する。

積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

c. 風荷重 (P_k)

津波の遡上時には海面下にあり、風荷重は考慮しない。

d. 遡上津波荷重 (P_t)

遡上津波荷重については、防潮堤前面における最大津波水位標高と防潮堤設置地盤標高の差分の 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。基準津波時及び T.P. +24 m 津波時の遡上津波波圧を表 3.3-1 及び表 3.3-2 に示す。

表 3.3-1 遡上津波波圧（基準津波時）

	防潮堤 天端高 (T.P.)	入力津波 高さ (T.P.)	設置地盤 標高 (T.P.)	設計用 浸水深 (m)	防潮堤 天端波圧 (kN/m ²)	設置地盤標高 での波圧 (kN/m ²)
断面①	+18.0	+16.8	+8.0	4.40	32.3	133.3
断面②	+20.0	+17.9	+8.0	4.95	28.8	150.0
断面③	+20.0	+17.9	+4.0	6.95	49.0	210.6
断面④	+18.0	+15.4	+8.0	3.70	11.1	112.1

表 3.3-2 遡上津波波圧 (T.P. +24 m 津波時)

	防潮堤 天端高 (T.P.)	入力津波 高さ (T.P.)	設置地盤 標高 (T.P.)	設計用 浸水深 (m)	防潮堤 天端波圧 (kN/m ²)	設置地盤標高 での波圧 (kN/m ²)
断面①	+18.0	+24.0	+8.0	8.0	141.4	242.4
断面②	+20.0	+24.0	+8.0	8.0	121.2	242.4
断面③	+20.0	+24.0	+4.0	10.0	141.4	303.0
断面④	+18.0	+24.0	+8.0	8.0	141.4	242.4

e. 衝突荷重 (P_c)

衝突荷重として、表 3.3-3 に示す 0.69 t 車両の FEMA (2012) *式による漂流物荷重を考慮する。

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

表 3.3-3 衝突荷重

	流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)
基準津波時	11	759
T.P. +24 m 津波時	15	1035

f. 余震荷重 (K_{Sd})

余震荷重として、弾性設計用地震動 S_d-D1 による地震力及び動水圧を考慮する。

余震と津波の「重畳時」は余震荷重として水平慣性力及び鉛直慣性力を考慮する。地表面の最大加速度から水平震度及び鉛直震度を算定し、慣性力を作用させる。

余震と津波の「重畳時」は、余震による地表面最大加速度に応じた水平震度に基づき次式により算定される動水圧 (P_d)を考慮する。

$$P_d(z) = 7/8 \times \gamma_0 \times K_h \times \sqrt{h \cdot z}$$

ここで、 γ_0 : 水の単位体積重量 (kN/m³)

K_h : 水平震度

h : 水深 (m)

z : 水面を 0 とし下向きにとった座標 (m)

(2) 荷重の組合せ

津波時及び重畳時の荷重の組合せを表 3.3-4、表 3.3-5 及び表 3.3-6 に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは基準津波及び T.P. +24.0m 津波それぞれに応じて、津波時及び重畳時に区分し、荷重の作用図を図 3.3-1～図 3.3-4 に示す。

表 3.3-4 荷重の組合せ

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

- G : 固定荷重
 P_s : 積雪荷重
 P_t : 遡上津波荷重
 P_c : 衝突荷重
 K_{S_d} : 余震荷重

表 3.3-5 荷重の組合せ (津波時)

種別	荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○ ・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	－ ・津波監視カメラは軽量のため考慮しない。
		土被り荷重	－ ・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	－ ・恒常的に配置された設備はないことから、考慮しない。
		静止土圧	○ ・常時応力解析により設定する。
		外水圧	○ ・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。
		内水圧	－ ・内水はないため考慮しない。
		積雪荷重	○ ・積雪荷重を考慮する。
変動荷重		風荷重以外	－ ・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
		風荷重	－ ・津波の遡上時には海面下にあり、風荷重は考慮しない。
偶発荷重		津波波圧	○ ・基準津波及び T.P. +24.0 m 津波による水平波圧を考慮する。
		衝突荷重	○ ・0.69 t の車両の漂流物荷重を考慮する。
		余震荷重	－ ・弾性設計用地震動 S _d -D1 による水平・鉛直同時加振は考慮しない。
		動水圧	－ ・動水圧は考慮しない。

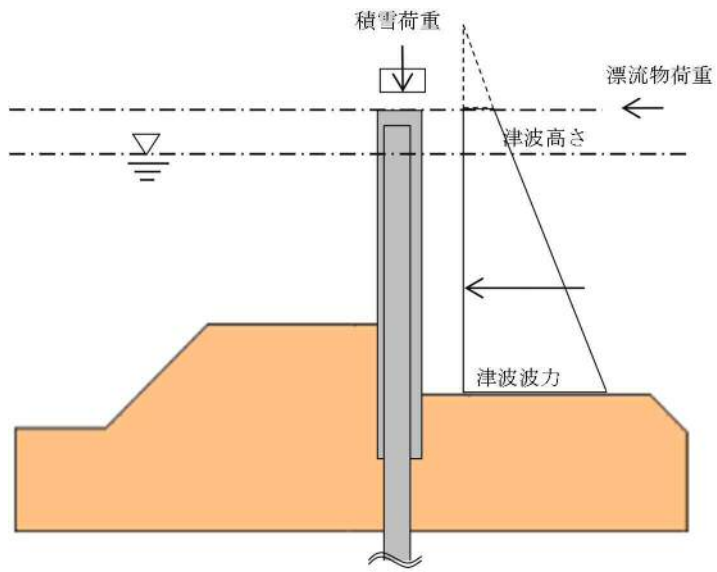


図 3.3-1 津波時（基準津波時）の作用図

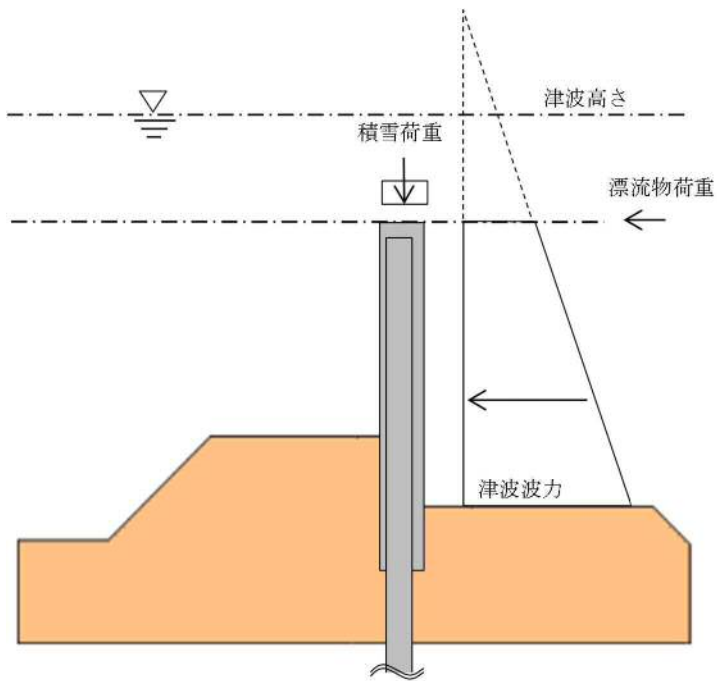


図 3.3-2 津波時（T.P. +24.0 m 津波）の作用図

表 3.3-6 荷重の組合せ（重畳時）

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時考 慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	—	・津波監視カメラは軽量のため考慮しない。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		—	・内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	・積雪荷重を考慮する。
変動荷重	風荷重以外		—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
	風荷重		—	・津波の遡上時には海面下にあり、風荷重は考慮しない。
偶発荷重	津波波圧		○	・基準津波及び T.P. +24.0 m 津波による水平波圧を考慮する。
	衝突荷重		—	・漂流物の衝突は考慮しない。
	余震荷重		○	・弾性設計用地震動 $S_d - D 1$ による水平・鉛直同時加振を考慮する。
	動水圧		○	・動水圧を考慮する。

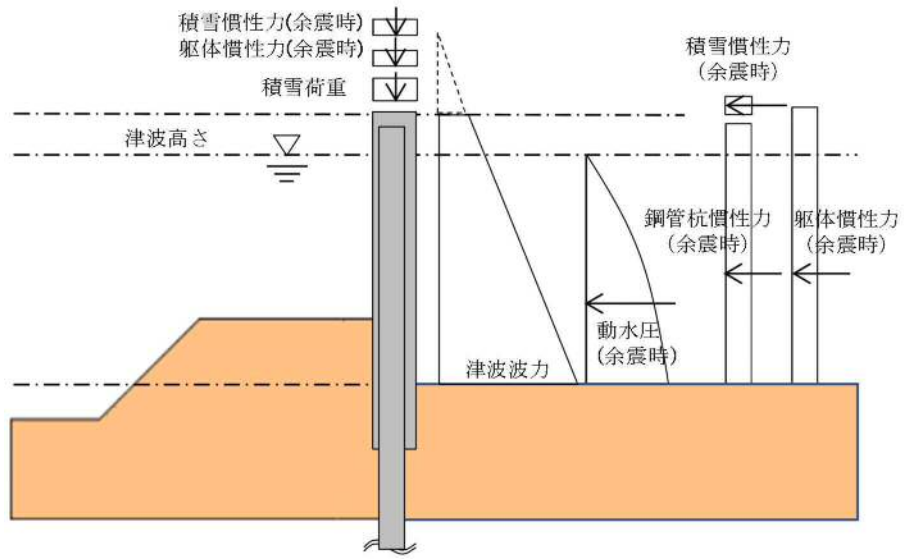


図 3.3-3 重畳時（基準津波時）の作用図

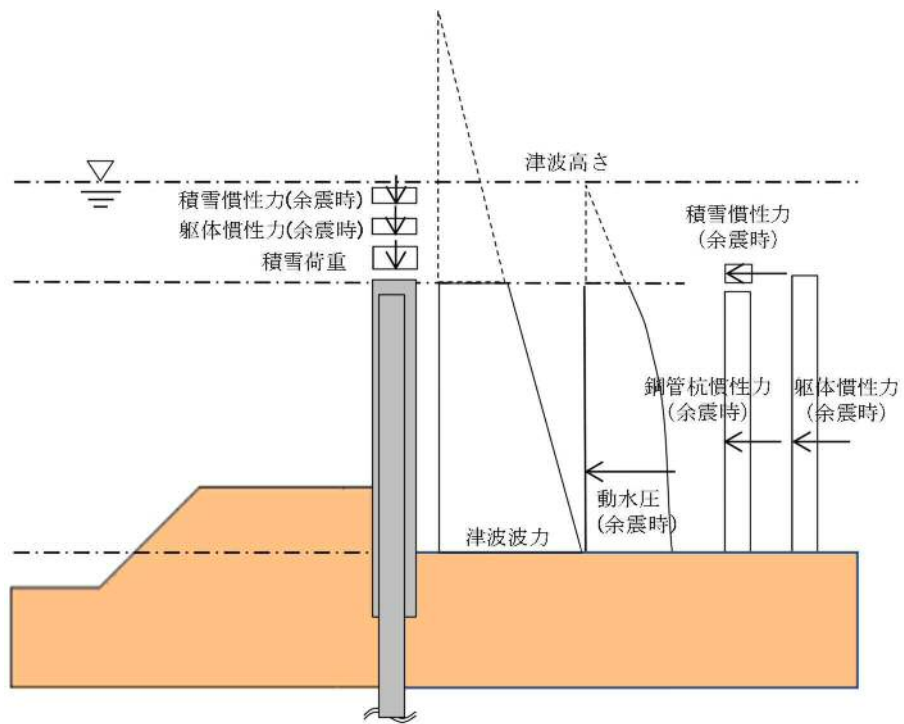


図 3.3-4 重畳時（T.P. +24.0 m 津波時）の作用図

3.4 許容限界

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

(1) 鋼管杭

鋼管杭の許容限界は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき，基準津波時は許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮した短期許容応力度とする。また，T.P. +24 m 津波時は 1.7 倍の割増を考慮する。

表 3.4-1 鋼管杭の許容限界
(基準津波時)

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)
鋼管杭	SM570	許容引張応力度 σ_{sa1}	382.5
		許容圧縮応力度 σ_{sa1}	
		許容せん断応力度 τ_{sa1}	217.5

(T.P. +24 m 津波時)

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)
鋼管杭	SM570	許容引張応力度 σ_{sa1}	433.5
		許容圧縮応力度 σ_{sa1}	
		許容せん断応力度 τ_{sa1}	246.5

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの許容限界は、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]（（社）土木学会，2002 年制定）」及び「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき，基準津波時は鉄筋コンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮した短期許容応力度とする。また，T.P. +24 m 津波時においては，コンクリートの許容応力度に対して 2.0 倍，鉄筋の許容応力度に対して 1.65 倍の割増を考慮する。

表 3.4-2 鉄筋コンクリートの許容限界
(基準津波時)

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)
コンクリート*1	f' _{ck} = 40 N/mm ²	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	21
		許容せん断応力度 τ_{a1}	0.825*3
鉄筋*2	SD490	許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (軸方向鉄筋)	435
		許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (せん断補強筋)	300

(T.P. +24 m 津波時)

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)
コンクリート*1	f' _{ck} = 40 N/mm ²	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	28
		許容せん断応力度 τ_{a1}	1.1*3
鉄筋*2	SD490	許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (軸方向鉄筋)	478.5
		許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (せん断補強筋)	330

注記 *1: コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会, 2002 年制定)

*2: 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 ((社) 日本道路協会 平成 24 年 3 月)

*3: 斜め引張鉄筋を考慮する場合は, 「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会, 2002 年制定) 」に準拠し, 次式により求められる許容せん断力 (V_a) を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで,

V_{ca} : コンクリートの許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

V_{sa} : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$$

τ_{a1} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 有効幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa2} : 鉄筋の許容引張応力度
 s : 斜め引張鉄筋間隔

(3) 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体の許容限界は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」を考慮し，せん断強度に基づき設定する。

表 3.4-3 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体のせん断応力の許容限界

評価項目	許容限界
地盤高さの嵩上げ部（改良体） 及び表層改良体	許容せん断応力 $q_u/2 = 750 \text{ kN/m}^2$

(4) シートパイル

シートパイルの許容限界は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成元年 2 月版（社）日本港湾協会）」の許容応力度に基づき設定する。基準津波時は，許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。また，T.P. +24 m 津波時は 1.7 倍の割増を考慮する。

表 3.4-4 鋼材の許容限界値

鋼材種別	短期許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度(24m 津波時) (N/mm ²)	
	圧縮，引張，曲げ	せん断	圧縮，引張，曲げ	せん断
SY390	352.5	190	390	215

(5) 止水ジョイント部

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、「5.13 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁シール材について」に基づき有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表 3.4-5 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 3.4-5 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
止水ジョイント部材 (シートジョイント)	2 m

3.5 解析方法

3.5.1 津波時及び重畳時の解析手法

防潮壁の津波時及び重畳時の解析手法は、鋼管杭を線材とし、地盤抵抗をバネで表現するフレーム解析を適用する。ここで、鋼管杭については線形の梁要素とし、地盤抵抗については、受働土圧強度あるいはせん断強度を上限値とするバイリニア型の非線形バネをモデルに付与する。この時、嵩上げ部の地盤抵抗を見込むため、該当箇所地盤バネを付与する。なお、地震時の地盤沈下を考慮するため、堤内側の嵩上げ部の地盤抵抗は計画高さより1 m下がった位置からバネを付ける。

津波荷重については、地表面から鋼管杭天端までの間に分布荷重として鋼管杭1本が分担する荷重を載荷する。漂流物については鋼管杭に加わる曲げモーメントが最大となるように鋼管杭天端に載荷する。重畳時については、1次元有効応力解析により算出された地盤変位を鋼管杭の地盤バネ外側から入力する。さらに、鋼管杭全体に1次元有効応力解析から算出された地表面における最大加速度を用いてモデル全体に地震時慣性力を与える。

津波時及び重畳時の解析手法の選定フローを図3.5.1-1に示す。

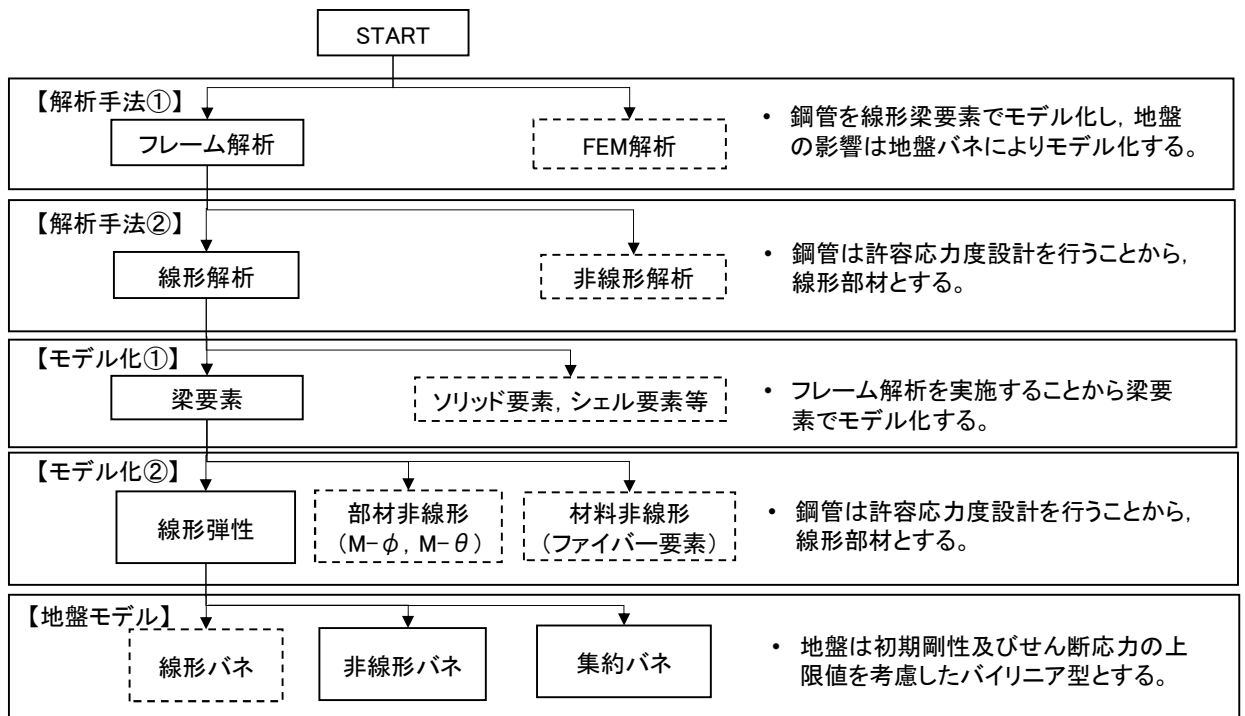


図 3.5.1-1 津波時及び重畳時の解析手法の選定フロー

3.5.2 地盤沈下の考慮

津波時及び重畳時は、本震によって地盤が沈下した状態を想定することで安全側の検討を実施する。堤外側の地盤沈下については、「1.2 遡上・浸水域の考え方について（参考1）敷地内の遡上経路の沈下量算定評価について」における敷地東側の想定沈下量 1.5 mを保守的に北側、南側にも適用する。堤内側の地盤沈下については、堤外側と同様の方法で算定した想定沈下量 1.0 mを適用する。詳細を巻末の（参考1）に示す。上記を踏まえて、地盤沈下の考慮について以下に示す。

- ・地盤沈下によって地盤高さの嵩上げ部の層厚を堤内側は 1 m、堤外側は 1.5 m 小さくする。

(1) 荷重

堤外側の嵩上げ部が原地盤高さまで 1.5 m 沈下することを想定し、津波波力及び動水圧は沈下した後の地盤高さより上に作用させる。

(2) 地盤バネ

堤内側の地盤高さの嵩上げ部は 1 m 沈下することを想定し、沈下後の嵩上げ部上面から杭下端の範囲に地盤バネを考慮する。

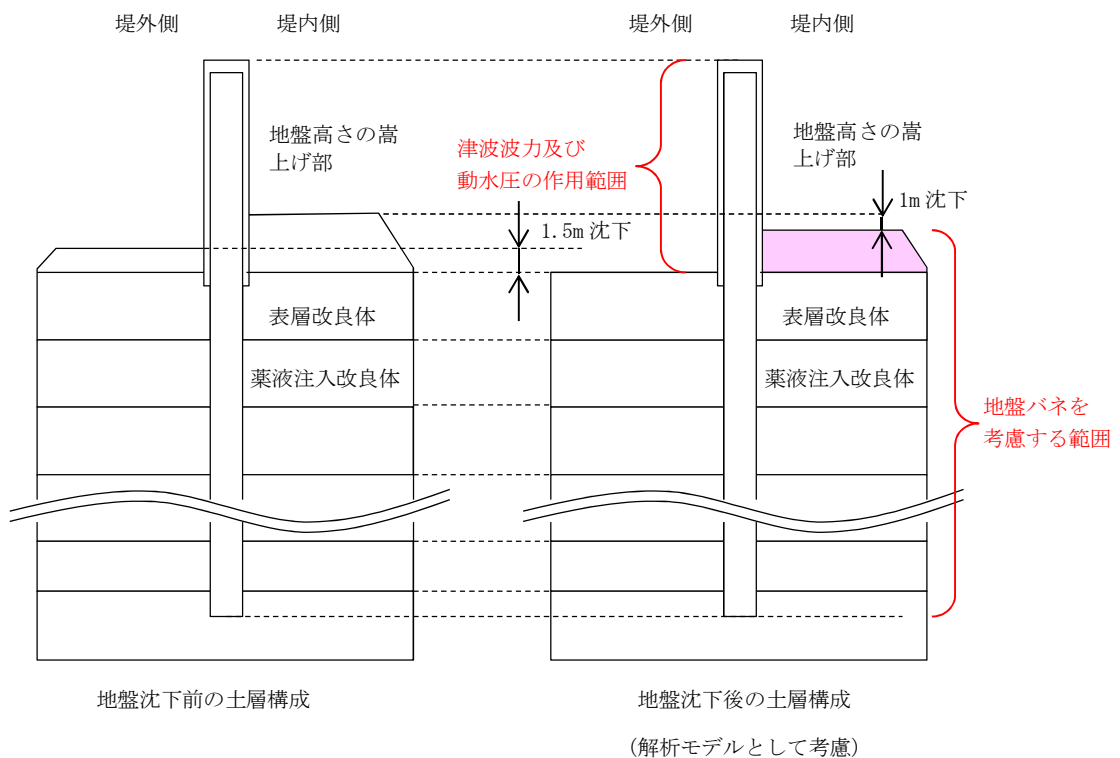


図 3.5.2-1 地盤沈下の考慮概念図

3.5.3 解析モデル及び諸元

(1) 2次元静的フレーム解析モデル

鋼管杭を評価対象部位として、2次元静的フレーム解析モデルで照査する。鋼管杭のみでも津波に抵抗可能とするため、保守的な配慮として、鋼管杭1本を杭天端から杭下端まで2次元梁要素でモデル化した静的フレーム解析を行い、津波時及び重畳時の鋼管杭基礎の構造健全性を確認する。地盤及び地盤高さの嵩上げ部については地盤抵抗を表現する地盤バネを設定する。地盤バネは初期剛性と反力上限値を有するバイリニア型とする。鉄筋コンクリート部は、梁要素でモデル化した鋼管杭に質点として配置することにより考慮する。

解析モデル概念図を図3.5.1-1に示す。

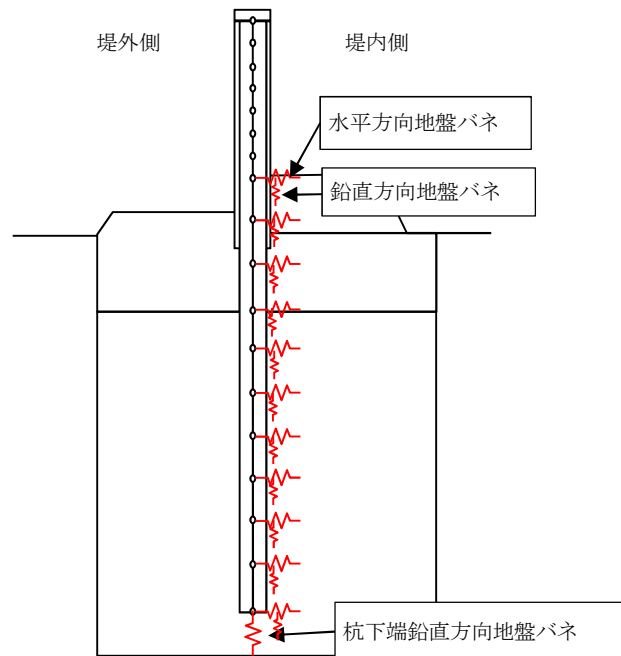


図3.5.3-1 解析モデル概念図

鉄筋コンクリート梁壁は、2次元梁バネモデルにより解析する。3次元FEM解析は、2次元梁バネモデルによる解析の検証のため、最も津波荷重が大きい断面③にて実施する。

a. 津波時

2次元静的フレーム解析に用いる地盤バネは「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成14年3月）」に準拠し、地盤反力上限値を考慮したバイリニア型とする。杭側面に水平方向地盤バネ及び鉛直方向地盤バネ、杭下端に鉛直方向地盤バネを設定する。

本検討では、津波波力及び漂流物荷重などの堤外側から堤内側に作用する荷重を主たる荷重として扱うため、地盤高さの嵩上げ部による地盤抵抗を期待するものとする。地盤バネは地盤高さの嵩上げ部上面から杭下端までの範囲で考慮し、設計上の地盤面は地盤高さの嵩上げ部上面とする。

津波時の地盤バネは、表 3.5.3-1 に示す地盤バネ1及び地盤バネ2の2ケースを考慮する。

表 3.5.3-1 地盤バネケース

ケース名	地盤バネのバネ定数	地盤バネの反力上限値	備考
地盤バネ1	初期せん断剛性から設定	ピーク強度（平均値）から設定	地盤抵抗が大きいと仮定した場合
地盤バネ2	静弾性係数から設定	残留強度（ -1σ 低減値）から設定	地盤抵抗が小さいと仮定した場合

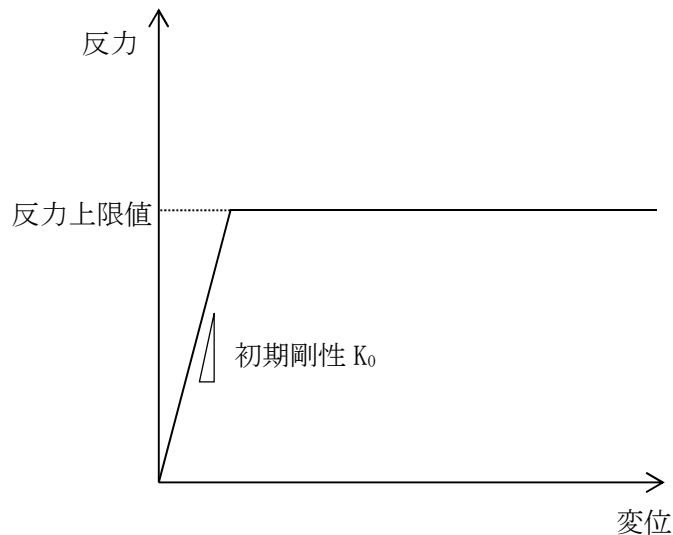


図 3.5.3-2 地盤バネのバイリニアモデル

- (a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合
地盤のバネ定数及び地盤バネの反力上限値を以下のように設定する。

- イ. 水平方向地盤バネのバネ定数 k_h
バネ定数 k_h の算定方法を以下に示す。

$$k_h = \mu \eta_k \alpha_k k_H D H$$

ここで、

k_h : 水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

μ : 水平方向地盤反力係数の補正係数

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」
に従い、以下に示す水平方向地盤反力係数の補正係数 μ を考慮
したバネ定数を設定する。

$$\mu = 1 - 0.2 \left(2.5 - \frac{L}{D} \right) [L < 2.5D]$$

ここで、

L : 杭中心間隔 (m)

D : 杭径 (m)

η_k : 群杭効果を考慮した補正係数

α_k : 単杭における補正係数

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」
に従い、以下に示す補正係数を考慮したバネ定数を設定する。

表 3.5.3-2 η_k , α_k の値

対象	η_k	α_k
粘性土地盤	2/3	1.5
砂質土地盤	2/3	1.5

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」
に従い、水平方向地盤反力係数 k_H を算定する。

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

ここで、

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

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

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3
月)」に従い、水平方向地盤反力係数 k_{H0} を以下の式よ
り算定する。

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

ここで、

α : 地盤反力係数の換算係数 ($\alpha = 1$)

E_0 : 地盤の変形係数

E_0 は以下の式より算定する。

$$E_0 = 2(1 + \nu_d)G_0$$

ここで、

ν_d : 動ポアソン比

G_0 : 初期せん断剛性 (平均値) (kN/m^2)

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い B_H を算定する。なお、杭基礎の特性値 β は初期値 1.0, 許容誤差 $1.0\text{E-}5$ を設定し、繰り返し計算により算定する。

$$B_H = \sqrt{D/\beta}$$

ここで、

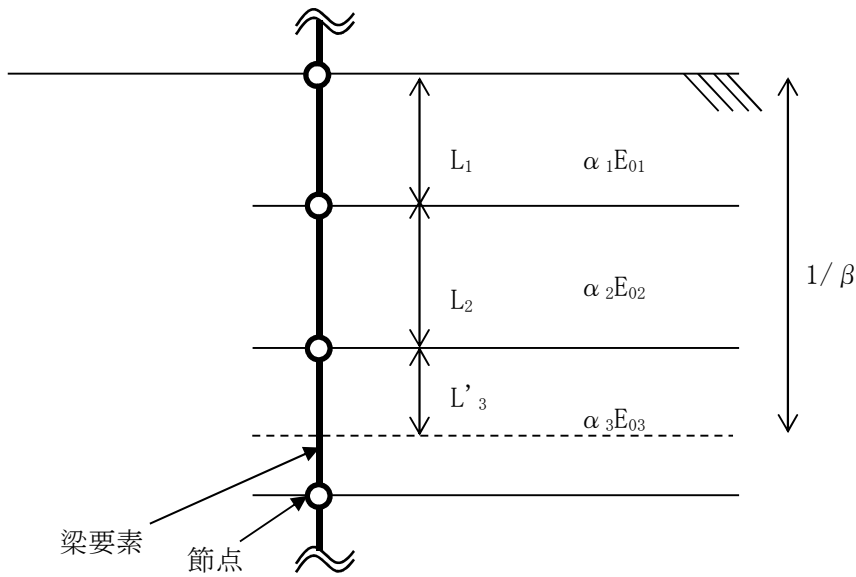
D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 = 杭径

β : 杭基礎の特性値 (m^{-1})

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

EI : 杭の曲げ剛性 ($\text{kN} \cdot \text{m}^2$)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」の記述に従い、換算載荷幅 B_H は、設計上の地盤面から $1/\beta$ までの深さの平均的な αE_0 ($\alpha = 1$) を用いて算定する。



$$\alpha E_0 \text{ (} 1/\beta \text{ の範囲の平均値)} = \frac{\alpha_1 E_{01} L_1 + \alpha_2 E_{02} L_2 + \alpha_3 E_{03} L'_3}{1/\beta}$$

図 3.5.3-2 換算載荷幅 B_H 算定時の αE_0

ロ. 水平方向地盤バネの反力上限値 P_h

反力上限値 P_h の算定方法を以下に示す。

$$P_h = P_{HU} D H$$

ここで、

P_{HU} : 受働土圧強度 (kN/m^2)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」
に従い、受働土圧強度 P_{HU} を算定する。

$$P_{HU} = \eta_p \alpha_p p_U$$

ここで

η_p : 群杭効果を考慮した水平方向反力の上限値の補正係数

α_p : 単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数

$\eta_p \alpha_p$ は以下の値とする。

表 3.5.3-3 補正係数 $\eta_p \alpha_p$

対象	η_p	α_p	$\eta_p \alpha_p$
粘性土地盤 ($N > 2$)	1.0	1.5	1.5
粘性土地盤 ($N \leq 2$)	1.0	1.0	1.0
砂質土地盤	—	3.0	$L/D (\leq \alpha_p)$

* 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月) p. 435, 436 より

* 表中の L, D はそれぞれ L : 杭の中心間隔 (m), D : 杭径 (m)

p_U : 地震時受動土圧強度 (kN/m²)

$$p_U = C$$

ここで, C : 粘着力 (kN/m²)

C は以下の値を用いる。

- ・ 表層改良体以外の C はピーク強度 (平均値) とする。
- ・ 表層改良体の C は $C=q_u/2$ (q_u は一軸圧縮強度 (kN/m²)) とする。

D : 杭径 (m)

H : 支配長さ (m)

ハ. 鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_{sv}

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い
バネ定数 k_{sv} を算定する。

$$k_{sv} = 0.3k_h$$

ここに,

k_h : 水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

k_{sv} : 鉛直方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

ニ. 鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_{sv}

反力上限値 P_{sv} の算定方法を以下に示す。

$$P_{sv} = \tau_f H \pi D$$

ここで,

τ_f : 鉛直方向地盤バネの地盤反力度の上限値 (kN/m²)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」
に従い, 表 3.5.1-4 により計算する。

表 3.5.3-4 鉛直方向地盤バネの地盤反力度の上限値の設定方法

砂質土	粘性土
2N (≦100)	0.8c 又は 8N (≦100)

* 表中の N , c はそれぞれ N : 標準貫入試験の平均 N 値, c : 地盤の粘着力 (kN/m²)

D : 杭径 (m)

H : 支配長さ (m)

ホ. 杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_v

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従い
バネ定数 k_v の算定方法を以下に示す。

$$k_v = k_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

ここで、

k_v : 杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

k_{v0} : 直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここで、

α : 地盤反力係数の換算係数

E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m³) 水平方向地盤バネのバネ定数の算定時と同様の方法で算定する。

B_v : 基礎の換算載荷幅 (m)

$$B_v = \sqrt{A_v}$$

ここで、

A_v : 鉛直方向の載荷面積 (m²)

ヘ. 杭下端鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_v

反力上限値 P_v は「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従い、次式で算出する。

$$P_v = q_d A_v$$

ここで、

q_d : 極限支持力度

$$q_d = 3q_u$$

ここで、 q_u : 一軸圧縮強度 (kN/m²)

A_v : 杭下端面積 (m²) = $\pi/4 \times D^2$ (D は杭径 (m))

(b) 地盤抵抗が小さいと仮定した場合

地盤のバネ定数及び地盤バネの反力上限値を以下のように設定する。

イ. 水平方向地盤バネのバネ定数 k_h

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。
ただし、地盤の変形係数 E_0 は静弾性係数とする。

ロ. 水平方向地盤バネの反力上限値 P_h

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。
ただし、 p_U ：地震時受動土圧強度 (kN/m^2) については、以下に示す値を使用する。

$$p_U = C$$

ここで、 C ：粘着力 (kN/m^2)

C は以下の値を用いる。

- ・表層改良体及び K_m 層以外の C は残留強度 (-1σ) とする。
- ・表層改良体の C は $C=q_u/2$ (q_u は一軸圧縮強度 (kN/m^2)) とする。
- ・ K_m 層の C はピーク強度 (平均値) とする。

ハ. 鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_{sv}

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。

ニ. 鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_{sv}

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。ただし、 τ_f ：鉛直方向地盤バネの地盤反力度の上限値 (kN/m^2) の算出に使用する N 値及び地盤の粘着力 c の値は以下の値を使用する。

N：標準貫入試験の N 値 (1σ min)

c ：表層改良体及び K_m 層以外の C は残留強度 (-1σ) とする。

表層改良体の C は $C=q_u/2$ (q_u は一軸圧縮強度 (kN/m^2)) とする。

K_m 層の C はピーク強度 (平均値) とする。

ホ. 杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_v

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。ただし、 E_0 ：地盤の変形係数 (kN/m^3) は静弾性係数とする。

ヘ. 杭下端鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_v

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。

b. 重畳時

重畳時も津波時同様，2次元静的フレーム解析に用いる地盤バネは「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成14年3月）」に準拠し，地盤反力上限値を考慮したバイリニア型とする。杭側面に水平方向地盤バネ及び鉛直方向地盤バネ，杭下端に鉛直方向地盤バネを設定する。

重畳時の地盤バネは，表3.5.3-5に示す解析ケースにおいてS_d波による1次元有効応力解析を実施し，地表面加速度最大時刻，地表面変位最大時刻及びせん断ひずみ最大時刻における物性により設定し，表3.5.3-6に示す3ケースを考慮する。

表 3.5.3-5 2次元静的フレーム解析における1次元有効応力解析検討ケース

検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
		原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(-1σ)した解析ケース	地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定		原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波	S _d -D1	1	1	1	1	1	1
計		1	1	1	1	1	1

*上記のケースより，地表面加速度最大ケース，地表面変位最大ケース及びせん断ひずみ最大ケースを選定して照査する。

表 3.5.3-6 地盤バネケース

ケース名	地盤バネのバネ定数	地盤バネの反力上限値	備考
地盤バネ3	S _d 波による1次元有効応力解析から地表面加速度最大時刻における地盤物性により設定*		地盤抵抗が大きいケース
地盤バネ4	S _d 波による1次元有効応力解析から地表面変位最大時刻における地盤物性により設定*		地盤抵抗が小さいケース
地盤バネ5	S _d 波による1次元有効応力解析からせん断ひずみ最大時刻における地盤物性により設定*		

*1次元有効応力解析については，「3.5.1(4)1次元有効応力解析」に示す。

- イ. 水平方向地盤バネのバネ定数 k_h
バネ定数 k_h の算定方法を以下に示す。

$$k_h = \mu \eta_k \alpha_k k_H D H$$

ここで、

k_h : 水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

μ : 水平方向地盤反力係数の補正係数

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」
に従い、以下に示す水平方向地盤反力係数の補正係数 μ を考慮
したバネ定数を設定する。

$$\mu = 1 - 0.2 \left(2.5 - \frac{L}{D} \right) [L < 2.5D]$$

ここで、

L : 杭中心間隔 (m)

D : 杭径 (m)

η_k : 群杭効果を考慮した補正係数

α_k : 単杭における補正係数

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」
に従い、以下に示す補正係数を考慮したバネ定数を設定する。

表 3.5.3-7 η_k , α_k の値

対象	η_k	α_k
粘性土地盤	2/3	1.5
砂質土地盤	2/3	1.5

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」
に従い、水平方向地盤反力係数 k_H を算定する。

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

ここで、

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

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

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3
月)」に従い、水平方向地盤反力係数 k_{H0} を以下の式よ
り算定する。

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

ここで、

α : 地盤反力係数の換算係数 ($\alpha = 1$)

E_0 : 地盤の変形係数

E_0 は、1次元有効応力解析における地表面加速度最大発生時刻（地盤バネ3）、地表面変位最大発生時刻（地盤バネ4）及びせん断ひずみ最大発生時刻（地盤バネ5）それぞれの時刻での平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ の深度分布を用いて以下の式で求められる割線せん断剛性 G_s により設定する。

$$E_0 = 2(1 + \nu_d)G_s$$

$$G_s = \frac{\tau_s}{\gamma}$$

$$\tau_s = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{ma} \times \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{ma}}\right)^{0.5} + \left| \frac{\gamma}{C \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_m \times \sin \phi_{CD}} \right|}}$$

ここで、

ν_d : 動ポアソン比

G_s : 割線せん断剛性 (kN/m²)

τ_s : 骨格曲線上のせん断応力 (kN/m²)

γ : せん断ひずみ

C : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角 (°)

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従い B_H を算定する。なお、杭基礎の特性値 β は初期値 1.0、許容誤差 1.0E-5 を設定し、繰り返し計算により算定する。

$$B_H = \sqrt{D/\beta}$$

ここで、

D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 = 杭径

β : 杭基礎の特性値 (m⁻¹)

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

EI : 杭の曲げ剛性 (kN・m²)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」の記述に従い、換算載荷幅 B_H は、設計上の地盤面から $1/\beta$ までの深さの平均的な αE_0 ($\alpha = 1$) を用いて算定する。

- ロ. 水平方向地盤バネの反力上限値 P_h
反力上限値 P_h の算定方法を以下に示す。

$$P_h = P_{HU}DH$$

ここで、

P_{HU} : 受働土圧強度 (kN/m²)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」
に従い、受働土圧強度 P_{HU} を算定する。

$$P_{HU} = \eta_p \alpha_p p_U$$

ここで

η_p : 群杭効果を考慮した水平方向反力の上限値の補正係数

α_p : 単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数

$\eta_p \alpha_p$ は以下の値とする。

表 3.5.3-8 補正係数 $\eta_p \alpha_p$

対象	η_p	α_p	$\eta_p \alpha_p$
粘性土地盤 ($N > 2$)	1.0	1.5	1.5
粘性土地盤 ($N \leq 2$)	1.0	1.0	1.0
砂質土地盤	—	3.0	$L/D (\leq \alpha_p)$

* 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月) p. 435, 436 より

* 表中の L, D はそれぞれ L : 杭の中心間隔 (m), D : 杭径 (m)

p_U : 地震時受働土圧強度 (kN/m²)

p_U は 1 次元有効応力解析における地表面加速度最大ケース (地盤バネ 3), 地表面変位最大ケース (地盤バネ 4) 及びせん断ひずみ最大ケース (地盤バネ 5) それぞれの時刻での平均有効主応力 σ'_m の深度分布を用いて以下の式により設定する。

$$p_U = C \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_m \times (1 + \sin \phi_{CD})$$

ここで、

C : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角 (CD 条件)

σ'_m : 平均有効主応力 (kN/m²)

D : 杭径 (m)

H : 支配長さ (m)

ハ. 鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_{sv}

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従い
バネ定数 k_{sv} を算定する。

$$k_{sv} = 0.3k_h$$

ここに、

k_h : 水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

k_{sv} : 鉛直方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

ニ. 鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_{sv}

重畳時の反力上限値 P_{sv} の算定方法を以下に示す。

$$P_{sh} = \tau_f H \pi D$$

ここで、

τ_f : 1 次元有効応力解析で得られる地表面加速度最大時刻（地盤バネ 3）、地表面変位最大時刻（地盤バネ 4）及びせん断ひずみ最大時刻（地盤バネ 5） t_{max} における平均有効主応力 σ'_m の深度分布を用いて以下の式により設定する。

$$\tau_f = C \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_m \times \sin \phi_{CD}$$

ここで、

c : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角

σ'_m : 平均有効主応力 (kN/m²)

D : 杭径 (m)

H : 支配長さ (m)

ホ. 杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_v

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従い
バネ定数 k_v の算定方法を以下に示す。

$$k_v = k_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

ここで、

k_v : 杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

k_{v0} : 直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここで、

α : 地盤反力係数の換算係数

E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m^3) : 水平方向地盤バネのバネ定数の算定時と同様の方法で算定する。

B_v : 基礎の換算載荷幅 (m)

$$B_v = \sqrt{A_v}$$

ここで、

A_v : 鉛直方向の載荷面積 (m^2)

へ. 杭下端鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_v

反力上限値 P_v の算定方法を以下に示す。

$$P_v = \sigma_f A_v$$

ここで、

σ_f : 1次元有効応力解析で得られる地表面加速度最大時刻（地盤バネ3）、地表面変位最大時刻（地盤バネ4）及びせん断ひずみ最大時刻（地盤バネ5）時刻 t_{\max} における平均有効主応力 σ'_m の深度分布を用いて以下の式により設定する。

$$\sigma_f = C \times \cos\phi_{CD} + \sigma'_m \times (1 + \sin\phi_{CD})$$

ここで、

C : 粘着力 (kN/m^2)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角

σ'_m : 平均有効主応力 (kN/m^2)

A_v : 杭下端面積 (m^2) = $\pi/4 \times D^2$ (D は杭径 (m))

(2) 2次元梁バネモデル

2次元梁バネモデルは、鉄筋コンクリート梁壁を梁要素でモデル化し、地盤抵抗を表現するため、鋼管杭の位置に地盤バネ（集約バネ）を水平方向に設置する。津波時の地盤バネは、地盤抵抗が大きいと仮定した場合と地盤抵抗が小さいと仮定した場合の2ケースで設定する。重畳時の地盤バネは、原地盤物性のばらつきを考慮した場合と敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した場合の2ケースで設定する。

2次元梁バネモデルのモデル化対象範囲を図3.5.3-3に、概要図を図3.5.3-4に示す。

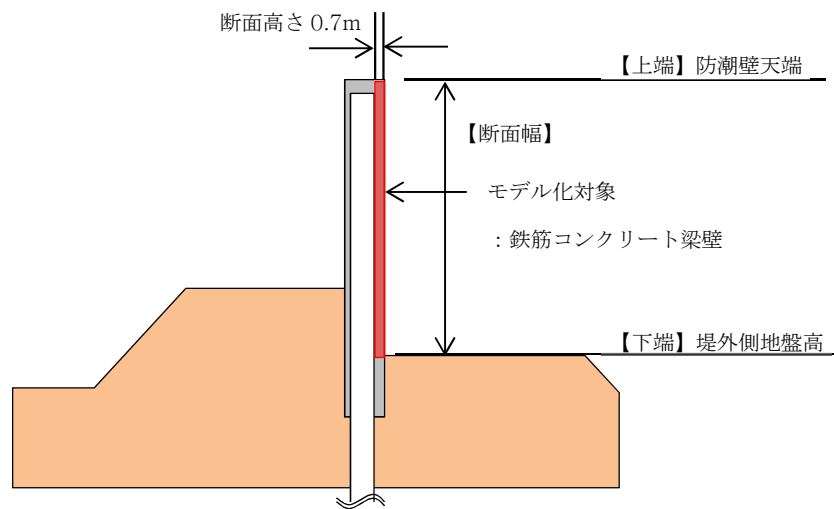


図 3.5.3-3 2次元梁バネモデル モデル化対象

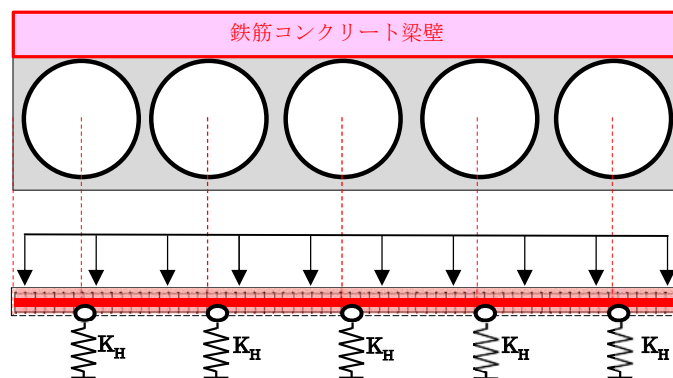


図 3.5.3-4 2次元梁バネモデル

鉄筋コンクリート梁壁に作用する荷重の合力を考慮すると、図 3.5.3-5 に示すような突出長 h の突出杭の杭頭に荷重が作用している状態になる。そこで、道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）に基づく突出杭のバネ定数を算出し、2次元梁バネモデルの地盤バネ（集約バネ）として設定する。

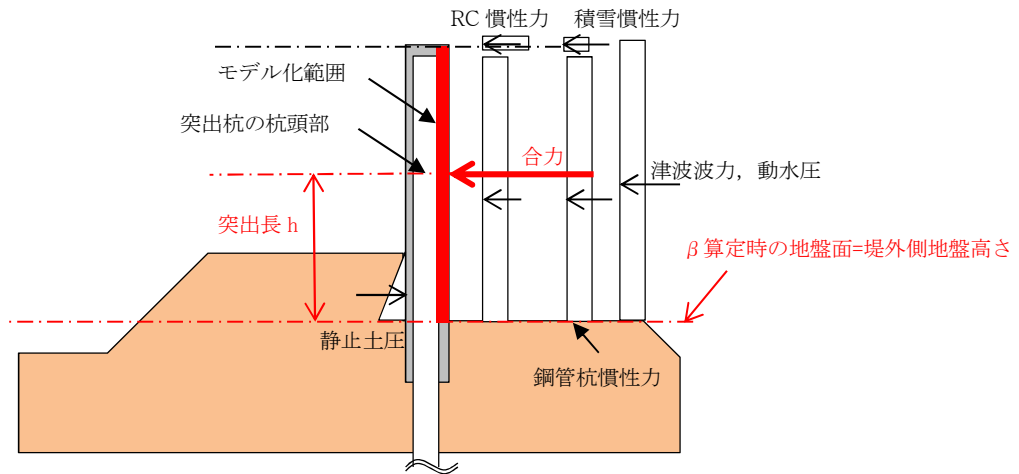


図 3.5.3-5 地盤バネ算定時の突出長 h の算定方法

水平方向のバネ定数は以下の式により算出する。

$$K_H = \mu \frac{3EI\beta^3}{(1 + \beta h)^3 + 0.5}$$

ここに、

K_H : 杭の水平方向バネ定数 (kN/m)

μ : 補正係数

$$\mu = 1 - 0.2 \left(2.5 - \frac{L}{D} \right) \quad [L < 2.5D]$$

L : 杭中心間隔 (m)

D : 杭径 (m)

$$\beta : \text{杭の特性値} \beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}} \quad (\text{m}^{-1})$$

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

D : 杭径 (m)

EI : 杭の曲げ剛性 (kN · m²)

h : 杭の突出長 (m)

a. 津波時

津波時の水平方向地盤バネについては、表 3.5.3-9 に示す地盤抵抗が大きいと仮定したケースの地盤バネ 6 と地盤抵抗が小さいと仮定したケースの地盤バネ 7 を図 3.5.3-6 に示すように両端の鋼管杭位置に設定し、中央 3 箇所の鋼管杭位置には両端の地盤バネを線形補間したものを設定する。

表 3.5.3-9 地盤バネケース

ケース名	地盤バネのバネ定数	備考
津波時	地盤バネ 6	初期せん断剛性から設定 地盤抵抗が大きいと仮定したケース
	地盤バネ 7	静弾性係数から設定 地盤抵抗が小さいと仮定したケース

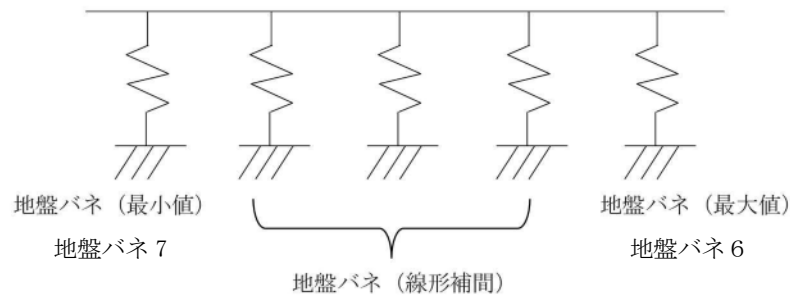


図 3.5.3-6 地盤バネの設定方法

水平方向地盤反力係数は「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に基づき、以下の式で算定する。

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

ここで、

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

μ : 補正係数（「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」より）

$$\mu = 1 - 0.2 \left(2.5 - \frac{L}{D} \right) \quad [L < 2.5D]$$

L : 杭中心間隔 (m)

D : 杭径 (m)

k_{H0} : 直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m³) 「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従い、水平方向地盤反力係数 k_{H0} を以下の式より算定する。

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

α : 地盤反力係数の換算係数 ($\alpha = 1$)

E_0 : 地盤の変形係数 (初期せん断剛性 (地盤バネ 6) 及び静弾性係数 (地盤バネ 7) より算出)

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い B_H を算定する。なお、杭基礎の特性値 β は初期値 1.0, 許容誤差 1.0E-5 を設定し、繰り返し計算により算定する。

$$B_H = \sqrt{D/\beta}$$

ここで,

D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 = 杭径

β : 杭基礎の特性値 (m^{-1})

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

EI : 杭の曲げ剛性 ($kN \cdot m^2$)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」の記述に従い、換算載荷幅 B_H を算定する際の k_H は、設計上の地盤面から $1/\beta$ までの深さの平均的な αE_0 ($\alpha = 1$) を用いる。換算載荷幅 B_H 算定時の αE_0 の考え方を以下に示す。(図 3.5.3-2 参照)

b. 重畳時

(a) 原地盤物性のばらつきを考慮する場合

原地盤物性のばらつきを考慮する場合は、地盤バネは表 3.5.3-1 に示したケースで S_d 波による 1 次元有効応力解析を実施し、地表面加速度最大ケース (地盤バネ 8), 地表面変位最大ケース (地盤バネ 9) 及び原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (地盤バネ 10) を用いて、地盤バネ及び地表面変位を設定する。

表 3.5.3-10 1 次元有効応力解析検討ケース

検討ケース		①	②	③	⑤	⑥
		原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース)	地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース	原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定		原地盤に基づく液状化強度特性 (標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性 (標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性 (標準偏差を考慮)	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波	$S_d - D1$	1	1	1	1	1
計		1	1	1	1	1

表 3.5.3-11 地盤バネケース

ケース名	地盤バネのバネ定数	備考	
重畳時	地盤バネ 8	S _d 波による 1 次元有効応力解析から 地表面加速度最大時刻における物性により設定*	地盤抵抗が大きいケース
	地盤バネ 9	S _d 波による 1 次元有効応力解析から 地表面変位最大時刻における物性により設定*	地盤抵抗が小さいケース
	地盤バネ 10	S _d 波による 1 次元有効応力解析から 基本ケースにおける物性により設定*	中央の杭に設定

*1次元有効応力解析については、「3.5.3(4) 1次元有効応力解析」に示す。

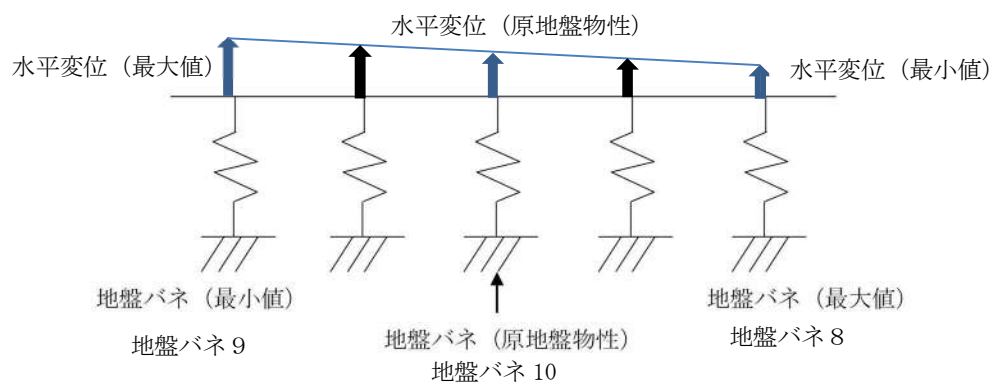


図 3.5.3-7 水平変位の設定方法

図 3.5.3-7 に示す様に両端の杭に地盤バネ 8 及び地盤バネ 9 を、中央の杭には地盤バネ 10 を設定し、それぞれの時刻の地表面変位を設定する。また、間の杭の地盤バネは、隣り合う杭の地盤バネを線形補間した地盤バネ及び変位を設定する。

水平方向地盤反力係数 k_H は、2次元静的フレーム解析モデルと同様に算定する。

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

ここで、

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

μ : 補正係数 (「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」より)

$$\mu = 1 - 0.2 \left(2.5 - \frac{L}{D} \right) \quad [L < 2.5D]$$

L : 杭中心間隔 (m)

D : 杭径 (m)

k_{H0} : 直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m³) 「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い、水平方向地盤反力係数 k_{H0} を以下の式より算定する。

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

α : 地盤反力係数の換算係数 ($\alpha = 1$)

E_0 : 地盤の変形係数 (1次元有効応力解析で得られる割線せん断剛性のうち地表面加速度最大ケース (地盤バネ8) 及び地表面変位最大ケース (地盤バネ9) で設定する。)

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成14年3月)」に従い B_H を算定する。なお、杭基礎の特性値 β は初期値 1.0, 許容誤差 1.0E-5 を設定し、繰り返し計算により算定する。

$$B_H = \sqrt{D/\beta}$$

ここで、

D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 = 杭径

β : 杭基礎の特性値 (m^{-1})

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

EI : 杭の曲げ剛性 ($kN \cdot m^2$)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成14年3月)」の記述に従い、換算載荷幅 B_H を算定する際の k_H は、設計上の地盤面から $1/\beta$ までの深さの平均的な αE_0 ($\alpha = 1$) を用いる。換算載荷幅 B_H 算定時の αE_0 の考え方を以下に示す。(図 3.5.1-2 参照)

- (b) 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した場合

敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した場合の水平方向地盤バネについては、敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した場合の S_d 波による1次元有効応力解析を実施し、各地盤深度の平均有効主応力とせん断ひずみにより求めた割線剛性を用いて地盤バネを算出し、地盤バネ (集約バネ) を算定する。

また、水平方向変位を地盤バネに与える。水平方向変位は、 S_d 波による1次元有効応力解析結果における地表面最大変位を与える。

バネ定数及び反力上限値は、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成14年3月)」に基づいて、以下の式により算出する。

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

ここで、 k_H ：水平方向地盤反力係数(kN/m³)

μ ：補正係数（「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」より）

$$\mu = 1 - 0.2 \left(2.5 - \frac{L}{D} \right) \quad [L < 2.5D]$$

L ：杭中心間隔(m)

D ：杭径(m)

k_{H0} ：直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数(kN/m³) 「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従い、水平方向地盤反力係数 k_{H0} を以下の式より算定する。

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

α ：地盤反力係数の換算係数（ $\alpha = 1.0$ ）

E_0 ：地盤の変形係数（1次元有効応力解析で得られる割線せん断剛性のうち地表面変位最大ケースで設定する。）

B_H ：荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅(m)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従い B_H を算定する。なお、杭基礎の特性値 β は初期値 1.0，許容誤差 1.0E-5 を設定し、繰り返し計算により算定する。

$$B_H = \sqrt{D/\beta}$$

ここで、

D ：荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 = 杭径

β ：杭基礎の特性値(m⁻¹)

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

EI ：杭の曲げ剛性(kN・m²)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」の記述に従い、換算載荷幅 B_H を算定する際の k_H は、設計上の地盤面から $1/\beta$ までの深さの平均的な αE_0 （ $\alpha = 1$ ）を用いる。換算載荷幅 B_H 算定時の αE_0 の考え方を以下に示す。（図 3.5.3-2 参照）

(3) 3次元FEMモデル

3次元FEMモデルによる解析は、上部構造の2次元梁バネモデル解析を検証するために断面③のみで実施する。

3次元FEMモデルは上部構造をソリッド要素で、鋼管杭をシェル要素でモデル化し、地盤抵抗を表現するため、地盤バネを設置する。

a. ソリッド要素

ソリッド要素 (Solid or brick element) は、その名の示すとおり、レンガの形をした3次元要素であり、節点において並進3自由度を有している。

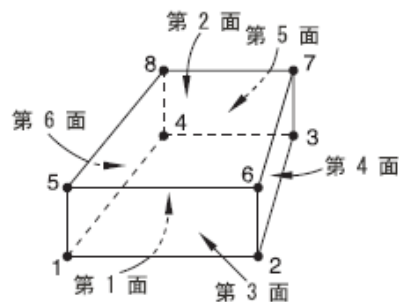


図 3.5.3-8 3次元ソリッド要素

b. シェル要素

シェル要素は、梁と同様に構造要素であり、LNGタンクや圧力容器などの薄肉構造物の解析に用いられる。梁要素と同様、ソリッド要素によるモデル化と比べると、総自由度数が大幅に軽減される。

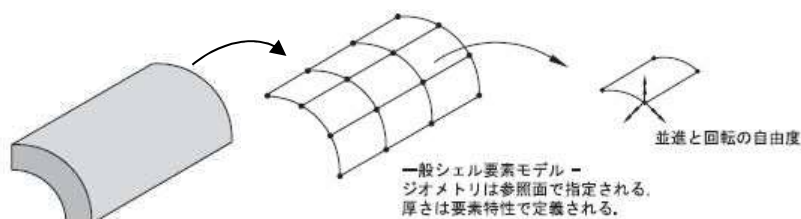


図 3.5.3-9 シェル要素

c. 地盤バネ

3次元FEMモデルにおける地盤バネは「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成14年3月）」に準拠し、地盤反力上限値を考慮したバイリニア型とする。また、地盤高さの嵩上げ部上面から杭下端までの範囲で考慮し、設計上の地盤面は地盤高さの嵩上げ部上面とする。

津波時の地盤バネの設定方法は、2次元梁バネモデルと同様に両端の鋼管杭に静弾性係数から求めた地盤バネ6（3次元モデル）と初期せん断剛性から求めた地盤バネ7（3次元モデル）を設定し、中央3箇所鋼管杭には両端の地盤バネを線形補間した地盤バネを設定する。

重畳時においては、原地盤物性のばらつきを考慮した場合と敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した場合に分けて設定する。原地盤物性のばらつきを考慮する場合は、2次元梁バネモデルと同様にS_d波による1次元有効応力解析において、地表面最大変位発生ケースの地盤バネ、反力上限値及び変位分布と地表面最大加速度発生ケースの地盤バネ、反力上限値及び変位分布をそれぞれ端部の鋼管杭に与え、間の杭には線形補間した地盤バネ、反力上限値及び変位を与える。敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した場合の重畳時の水平方向地盤バネについては、1次元有効応力解析による地表面最大変位発生時刻の割線せん断剛性から地盤バネを設定し、同時刻の変位を与える。

水平方向地盤バネのバネ定数 k_h 、水平方向地盤バネの反力上限値 P_h の算出方法は、「3.5.1(1) 2次元静的フレーム解析モデル」と同じ算出方法を適用する。

算出した地盤バネのバネ定数及び反力上限値を以下の式により杭の円周方向及び鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の堤内側に分布させる。

(a) 水平方向地盤バネのバネ定数

鋼管杭周辺の地盤バネは全周の半径方向の面分布バネとしてモデル化する。鋼管杭シェルは円周方向に48分割しているため、以下の式により計算する。

$$K_{h1} = k_h \times \pi / 48$$

ここで、 K_{h1} : 半径方向拘束バネのバネ定数 (kN/m)

k_h : 水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

また、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の堤内側の地盤バネは以下の式により計算する。

$$K_{h2} = k_h \times L \times H_w / (D \times H)$$

ここで、 K_{h2} : 防潮壁堤内側の地盤バネのバネ定数 (kN/m)

k_h : 水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

L: 分担幅 (m)

H_w : 分担高さ (m)

D: 杭径 (m)

H: 支配長さ (m)

(b) 水平方向地盤バネの反力上限値 P_h

鋼管杭周辺地盤バネの反力上限値 P_{h1} は、鋼管杭シェルは円周方向に 48 分割しているため、以下の式により計算する。

$$P_{h1} = P_h \times \pi / 48$$

ここで、 P_{h1} ：鋼管杭周辺地盤バネの反力上限値 (kN/m)

P_h ：水平方向地盤バネの反力上限値 (kN/m)

また、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の堤内側の地盤バネの反力上限値 P_{h2} は、以下の式により計算する。

$$P_{h2} = P_h \times L \times H_w / (D \times H)$$

ここで、 P_{h2} ：防潮壁堤内側の地盤バネの反力上限値 (kN/m)

P_h ：水平方向地盤バネの反力上限値 (kN/m)

L：分担幅 (m)

H_w ：分担高さ (m)

D：杭径 (m)

H：支配長さ (m)

3次元FEMモデルの概要を図3.5.1-10に示す。

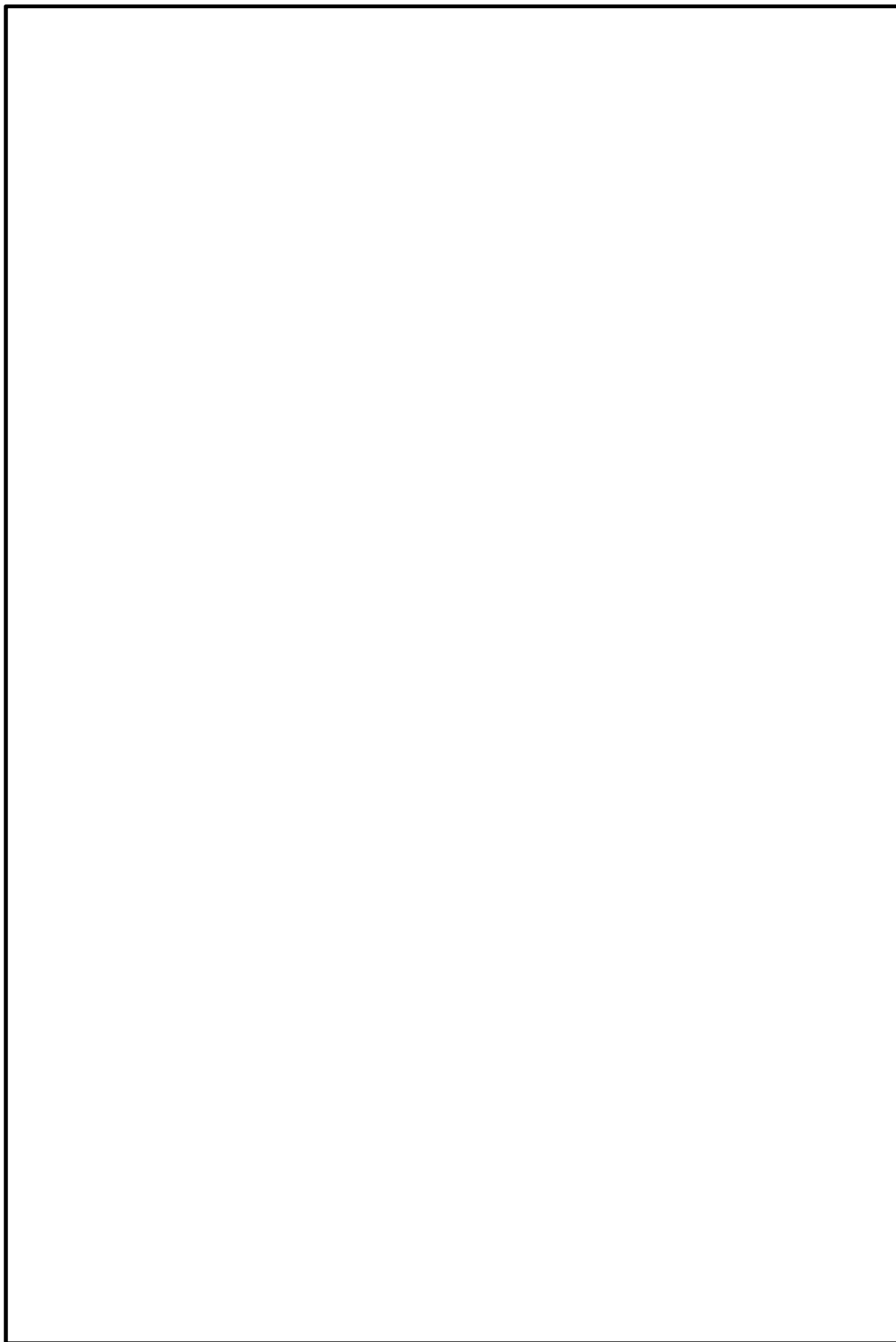


図 3.5.3-10 3次元FEM解析モデル

(4) 1次元有効応力解析

重畳時の検討で実施する1次元有効応力解析は、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を実施する。

有効応力解析には、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-10「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

a. 地盤のモデル化

地盤は、FLIPにおけるマルチスプリング要素でモデル化する。

b. 減衰特性

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰にて与える。なお、Rayleigh減衰を $\alpha = 0$ となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では、時系列で地盤の1次固有振動数が低振動数側へシフトして行くことから、Rayleigh減衰の係数 α 、 β の両方を用いると、質量比例項の減衰 α [M]の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方、有効応力解析における低振動数帯で減衰 α [M]の影響がない剛性比例型減衰では、地盤の1次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い、1次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに、有効応力解析では、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う1次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、1次固有振動モードに対する減衰定数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し、地盤応答の適切な評価が行えるように、低振動数帯で減衰 α [M]の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α, β : 係数

係数 α 、 β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで、

f : 固有値解析により求められた 1 次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

減衰定数については、地盤 1%（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している。）とする。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3.5.3-11 に、固有値解析結果を表 3.5.3-11 に示す。

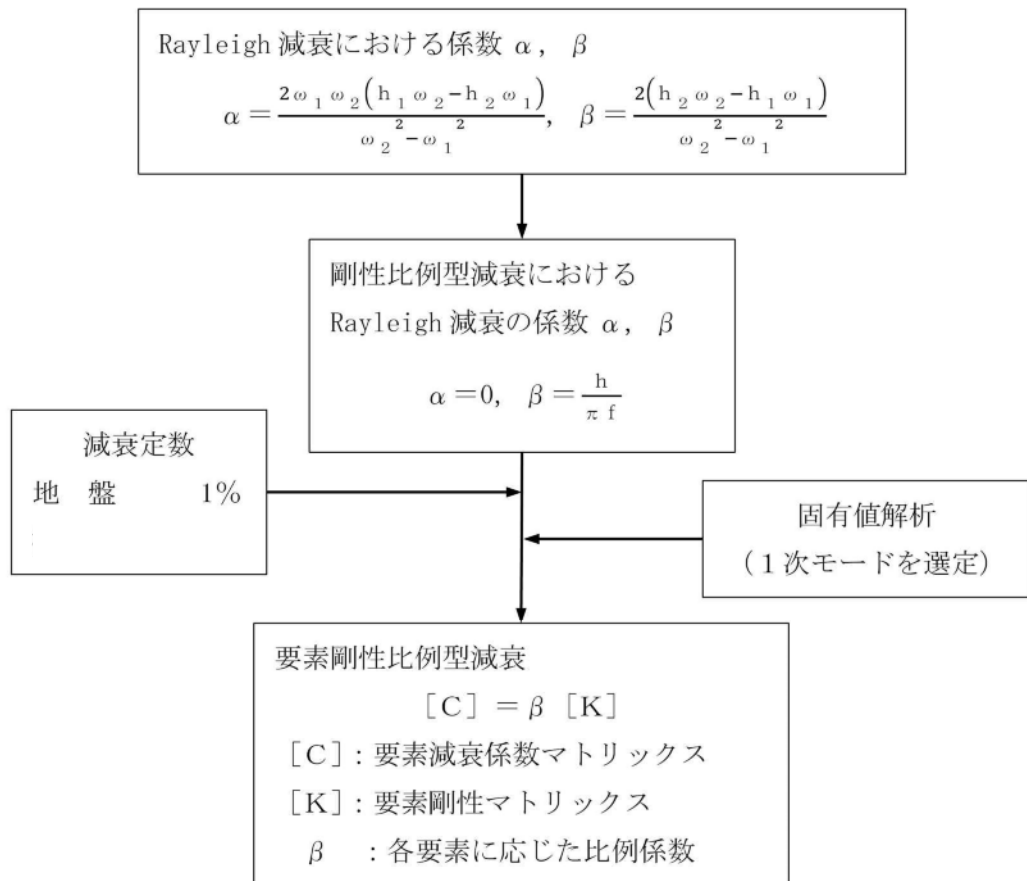


図 3.5.3-11 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.5.3-11 (1) 固有値解析結果

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

(a) 断面①

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.018	35.31	1次として採用
2	2.447	12.61	—
3	4.265	-9.19	—
4	6.462	5.68	—
5	8.159	3.95	—
6	10.106	3.76	—
7	12.494	-2.93	—
8	14.478	2.06	—
9	16.328	2.06	—

(b) 断面②

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.010	35.68	1次として採用
2	2.491	12.27	—
3	4.214	-9.13	—
4	6.457	5.97	—
5	8.427	3.89	—
6	10.111	3.45	—
7	12.343	3.01	—
8	14.722	2.36	—
9	16.747	-1.78	—

(c) 断面③

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.491	36.09	1次として採用
2	1.202	-26.35	—
3	1.930	-11.90	—
4	2.856	7.78	—
5	3.820	7.06	—
6	4.566	-6.16	—
7	5.375	3.85	—
8	6.323	-3.50	—
9	7.147	4.57	—

(d) 断面④

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.475	36.01	1次として採用
2	1.178	27.15	—
3	1.844	-11.75	—
4	2.933	7.67	—
5	3.640	-7.67	—
6	4.509	5.43	—
7	5.387	4.62	—
8	6.116	3.42	—
9	7.116	-4.05	—

表 3.5.3-11 (2) 固有値解析結果

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

(a) 断面①

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.031	35.59	1次として採用
2	2.613	12.14	—
3	4.375	-8.83	—
4	6.647	5.84	—
5	8.635	3.83	—
6	10.421	3.48	—
7	12.832	-2.98	—
8	15.267	-2.18	—
9	17.068	1.75	—

(b) 断面②

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.021	35.91	1次として採用
2	2.644	11.97	—
3	4.323	-8.76	—
4	6.603	6.02	—
5	8.840	-4.02	—
6	10.534	3.09	—
7	12.663	2.96	—
8	15.209	2.39	—
9	17.556	1.80	—

(c) 断面③

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.524	37.19	1次として採用
2	1.255	-25.44	—
3	2.081	-10.97	—
4	3.049	7.82	—
5	4.049	-7.32	—
6	4.861	-5.39	—
7	5.802	-3.62	—
8	6.761	-3.96	—
9	7.525	3.97	—

(d) 断面④

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.505	37.09	1次として採用
2	1.226	-26.26	—
3	1.983	-10.79	—
4	3.102	8.26	—
5	3.853	-7.01	—
6	4.781	-5.41	—
7	5.710	4.34	—
8	6.579	-3.31	—
9	7.423	-4.28	—

表 3.5.3-11 (3) 固有値解析結果

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

(a) 断面①

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.999	34.88	1次として採用
2	2.272	13.48	—
3	4.173	-9.46	—
4	6.216	5.38	—
5	7.747	-4.38	—
6	9.852	3.87	—
7	12.040	-2.81	—
8	13.778	2.25	—
9	15.826	-2.17	—

(b) 断面②

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.996	35.36	1次として採用
2	2.336	12.87	—
3	4.124	-9.41	—
4	6.275	5.84	—
5	8.031	-4.03	—
6	9.813	3.64	—
7	11.992	3.04	—
8	14.238	-2.38	—
9	16.105	1.81	—

(c) 断面③

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.452	34.90	1次として採用
2	1.145	-26.94	—
3	1.770	-13.44	—
4	2.636	7.85	—
5	3.548	6.55	—
6	4.278	6.75	—
7	4.944	4.69	—
8	5.794	2.90	—
9	6.733	3.57	—

(d) 断面④

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.439	34.81	1次として採用
2	1.127	27.78	—
3	1.697	-13.36	—
4	2.723	-6.91	—
5	3.438	-8.19	—
6	4.190	-5.68	—
7	5.051	4.51	—
8	5.683	4.21	—
9	6.627	-2.99	—

表 3.5.3-11 (4) 固有値解析結果

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

(a) 断面①

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.927	32.83	1次として採用
2	1.979	17.44	—
3	3.823	-7.47	—
4	5.005	7.47	—
5	7.491	5.40	—
6	9.041	2.63	—
7	10.732	3.56	—
8	12.533	2.12	—
9	14.349	2.59	—

(b) 断面②

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.879	31.93	1次として採用
2	1.850	-19.20	—
3	3.711	-7.59	—
4	4.898	-7.58	—
5	7.016	4.43	—
6	8.178	4.16	—
7	10.389	3.28	—
8	11.621	2.56	—
9	13.938	2.64	—

(c) 断面③

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.459	36.11	1次として採用
2	1.161	-25.12	—
3	1.767	-14.74	—
4	2.546	7.48	—
5	3.506	5.78	—
6	4.187	-7.17	—
7	4.847	5.02	—
8	5.726	3.06	—
9	6.701	3.60	—

(d) 断面④

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.447	35.82	1次として採用
2	1.152	-25.70	—
3	1.710	-14.97	—
4	2.598	7.04	—
5	3.397	-6.19	—
6	4.161	7.46	—
7	4.830	4.60	—
8	5.669	2.97	—
9	6.683	-4.26	—

c. 入力地震動

入力地震動は、V-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。

余震時の地震動は、「5.1 地震と津波の組合せで考慮する荷重について 5.1.1 基準津波と余震」より、弾性設計用地震動 S_d-D1 を用いる。有効応力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-D1 を1次元波動論により有効応力解析モデル底面位置で評価したものを扱い、水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」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、V-5-25「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図3.5.3-13～図3.5.3-16に示す。

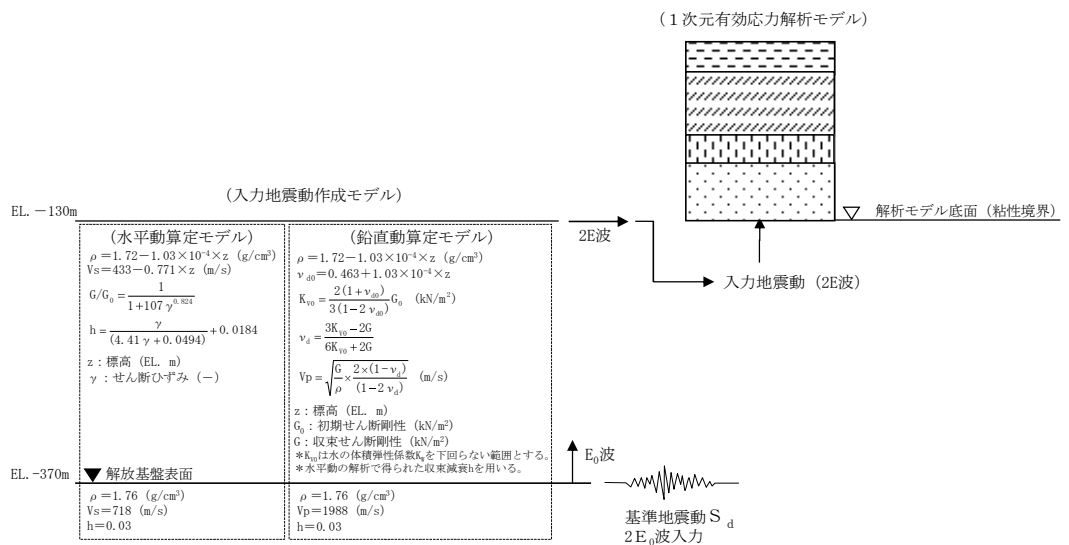
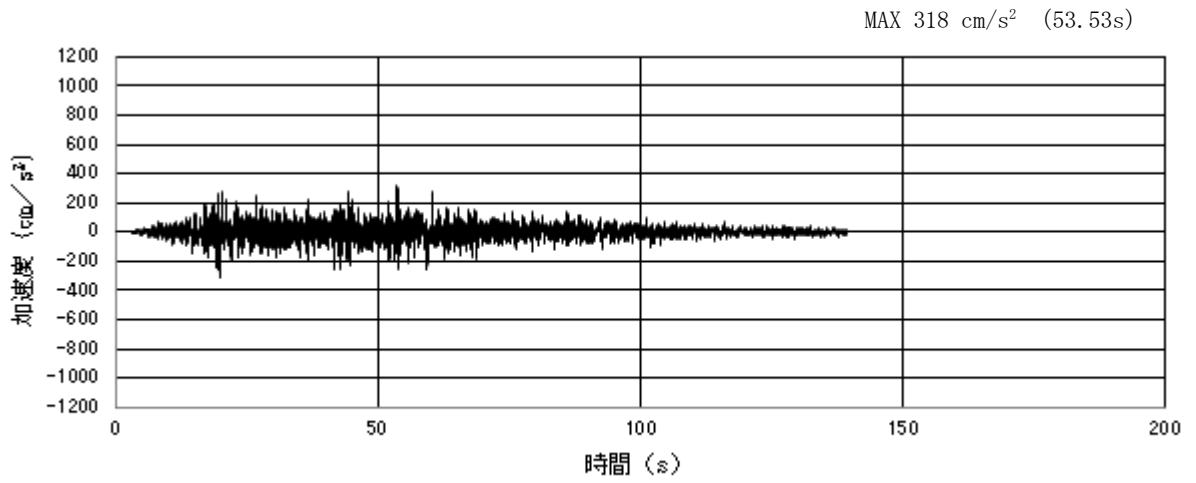
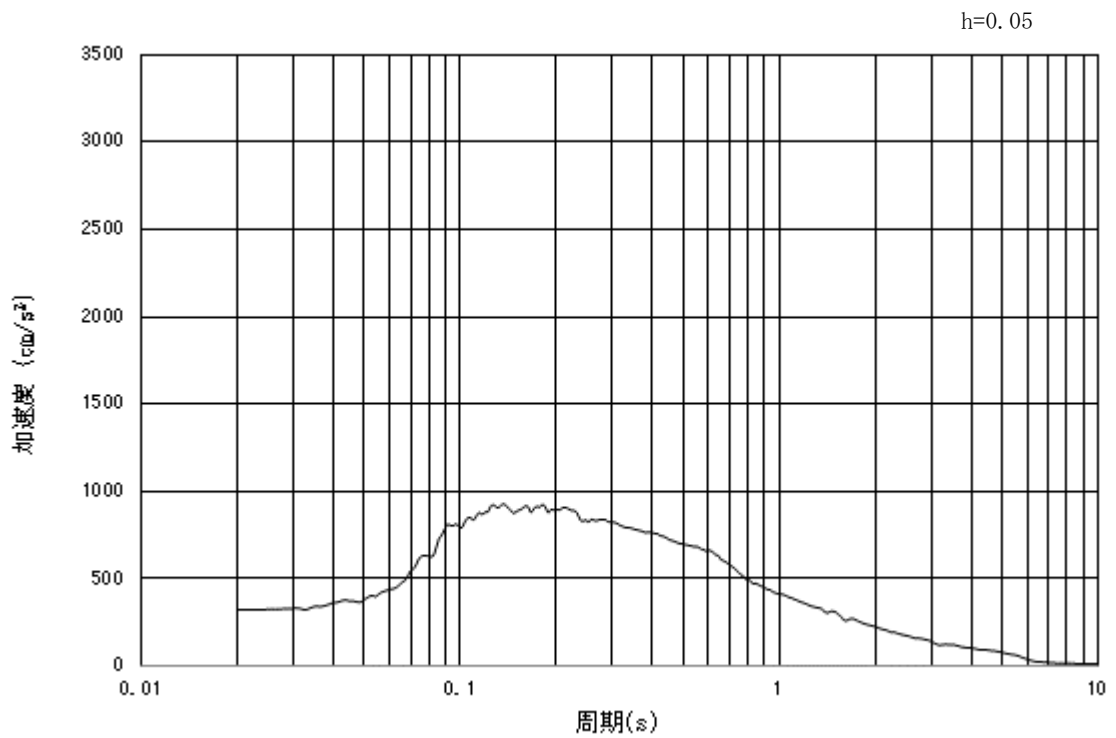


図 3.5.1-12 入力地震動算定の概念図

(a) 断面①

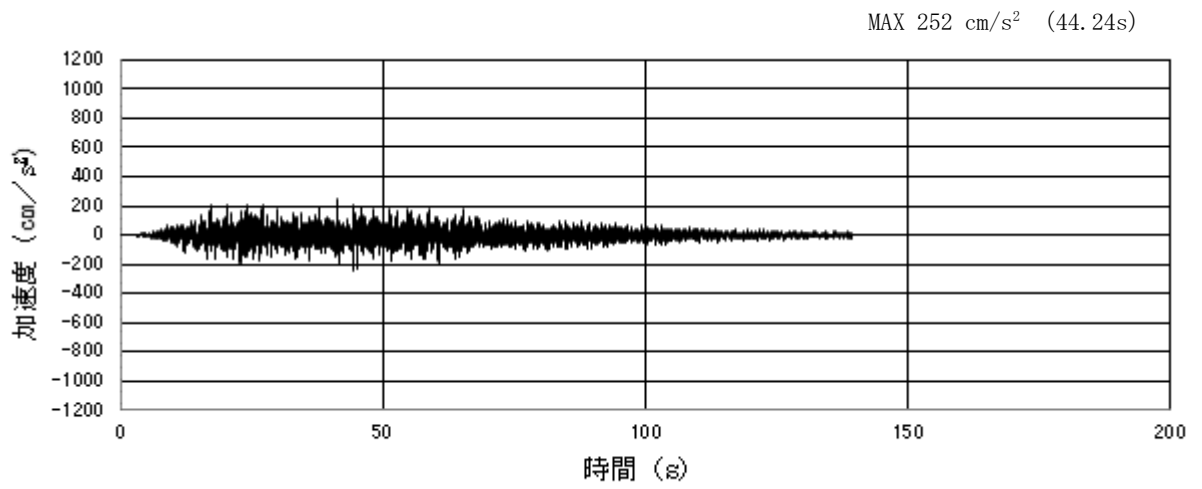


(a) 加速度時刻歴波形

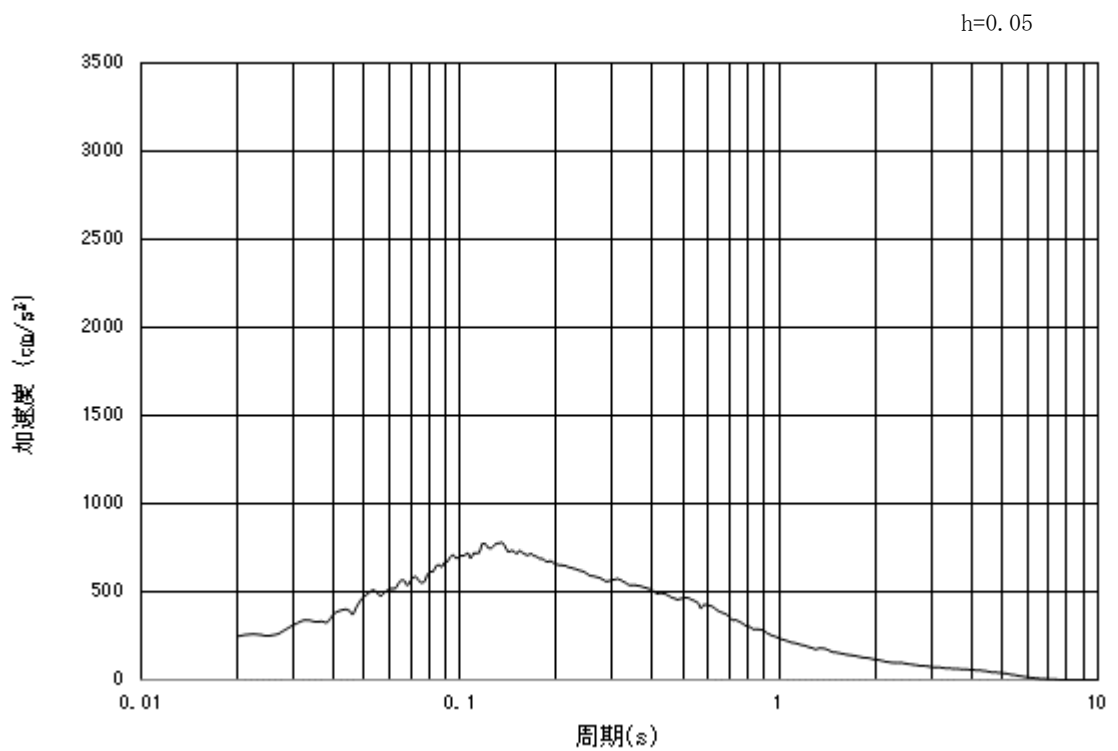


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5.3-13 (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_a-D1)



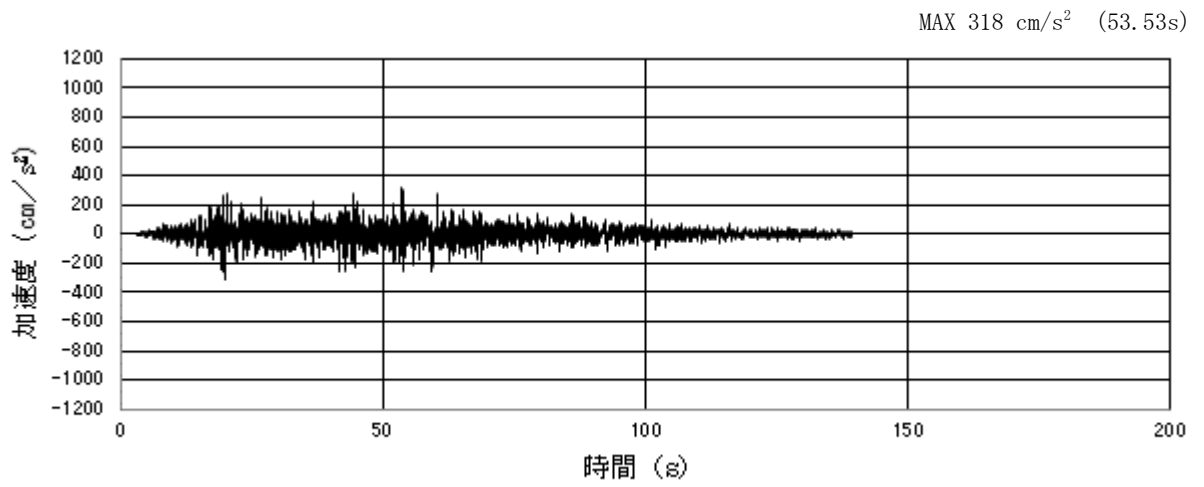
(a) 加速度時刻歴波形



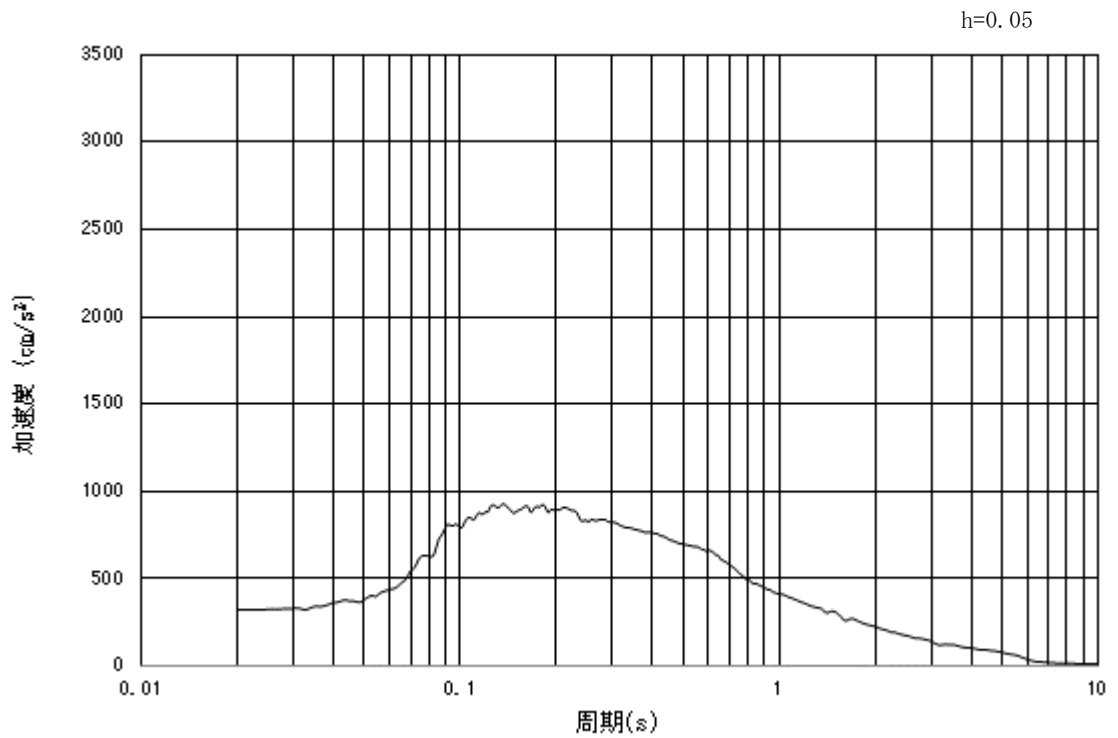
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5.3-13 (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_a-D1)

(b) 断面②



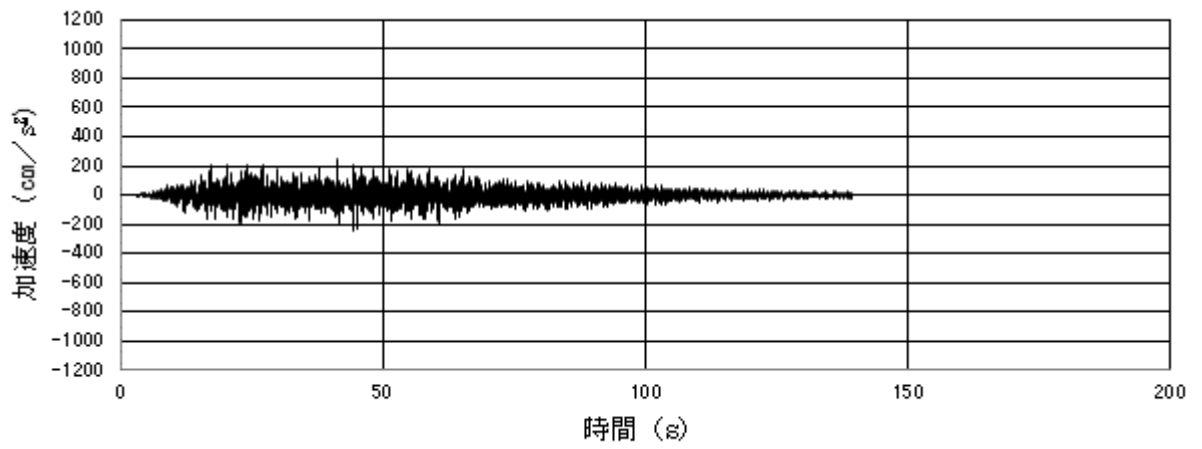
(a) 加速度時刻歴波形



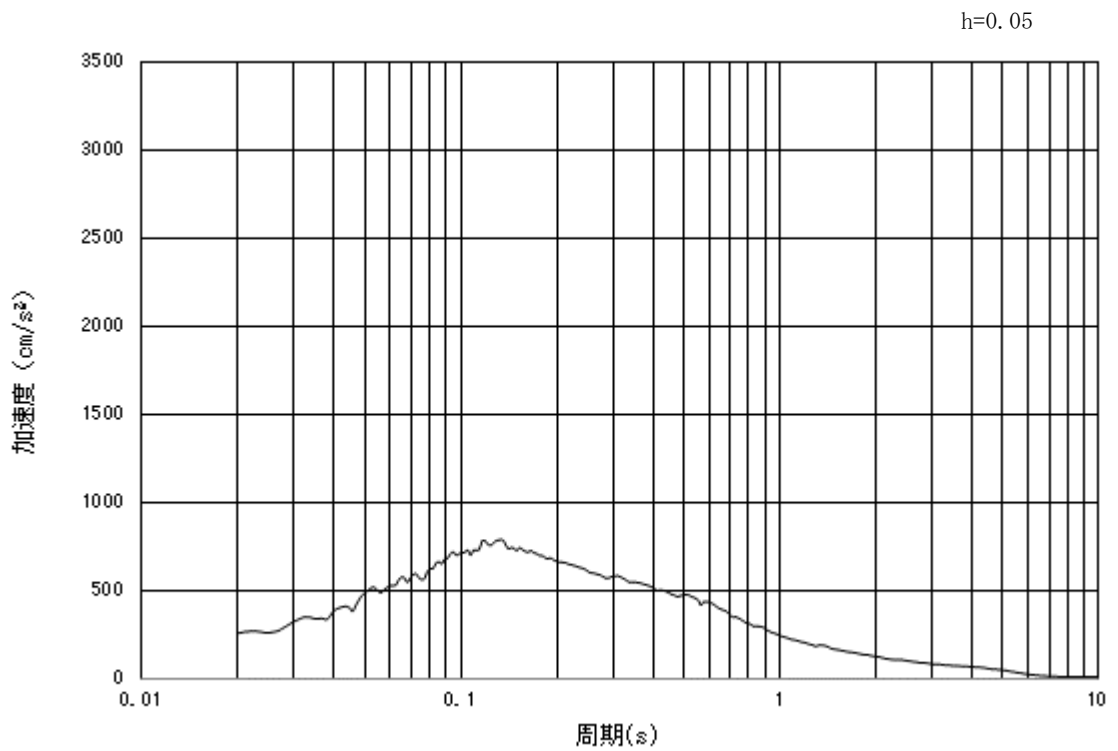
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5.3-14 (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_a-D1)

MAX 252 cm/s² (44.24s)



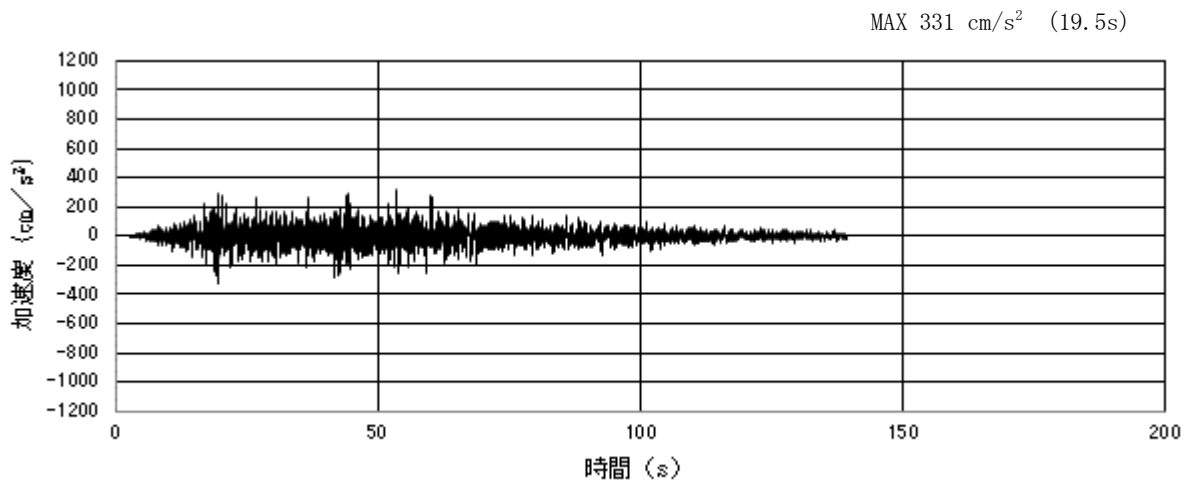
(a) 加速度時刻歴波形



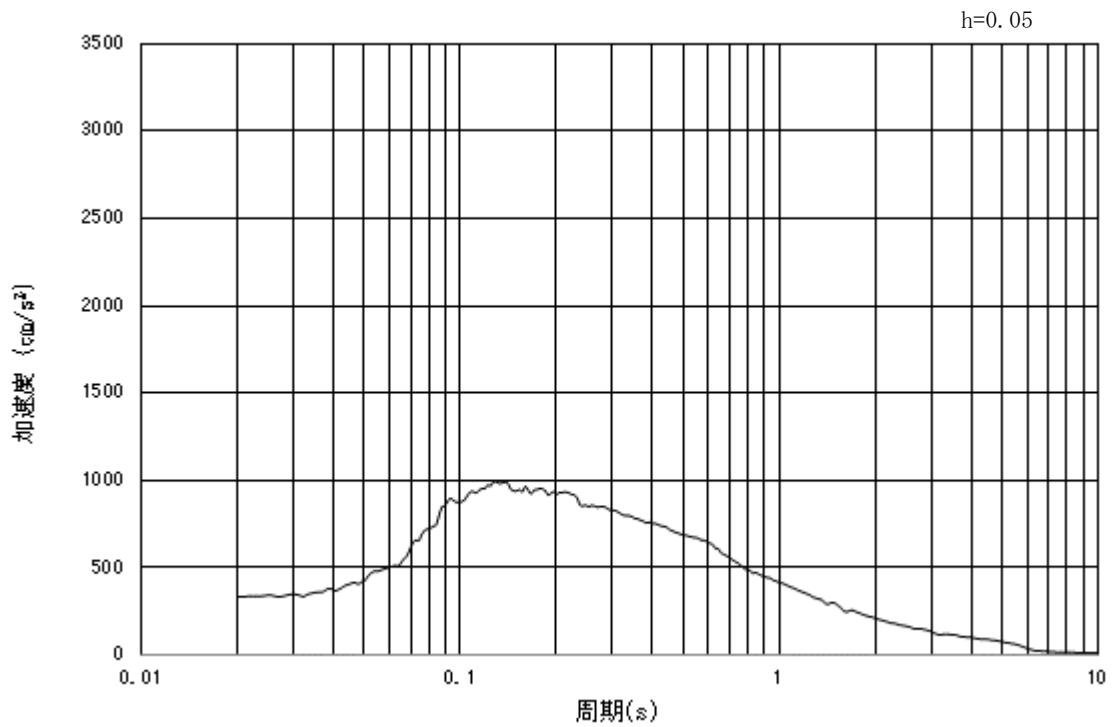
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5.3-14 (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_a-D1)

(c) 断面③



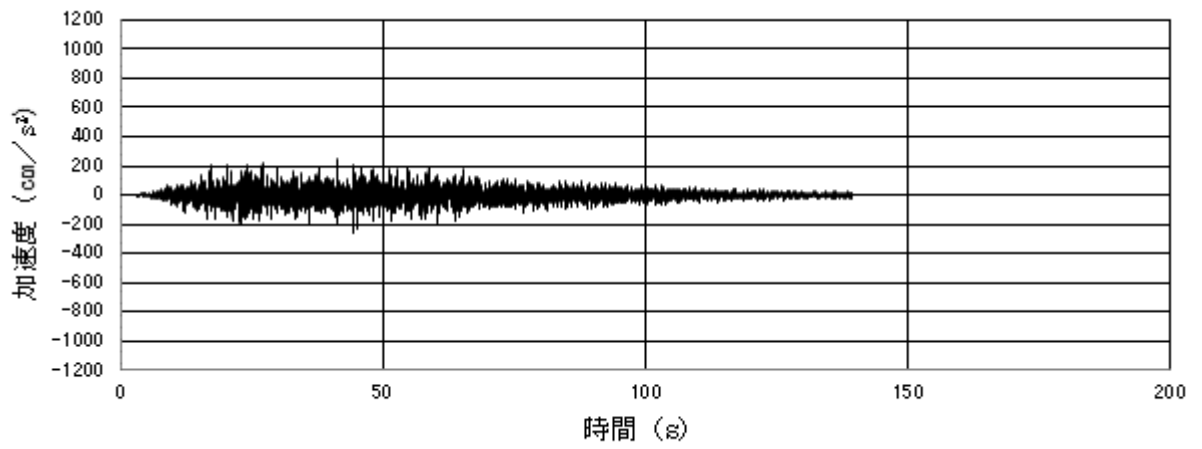
(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

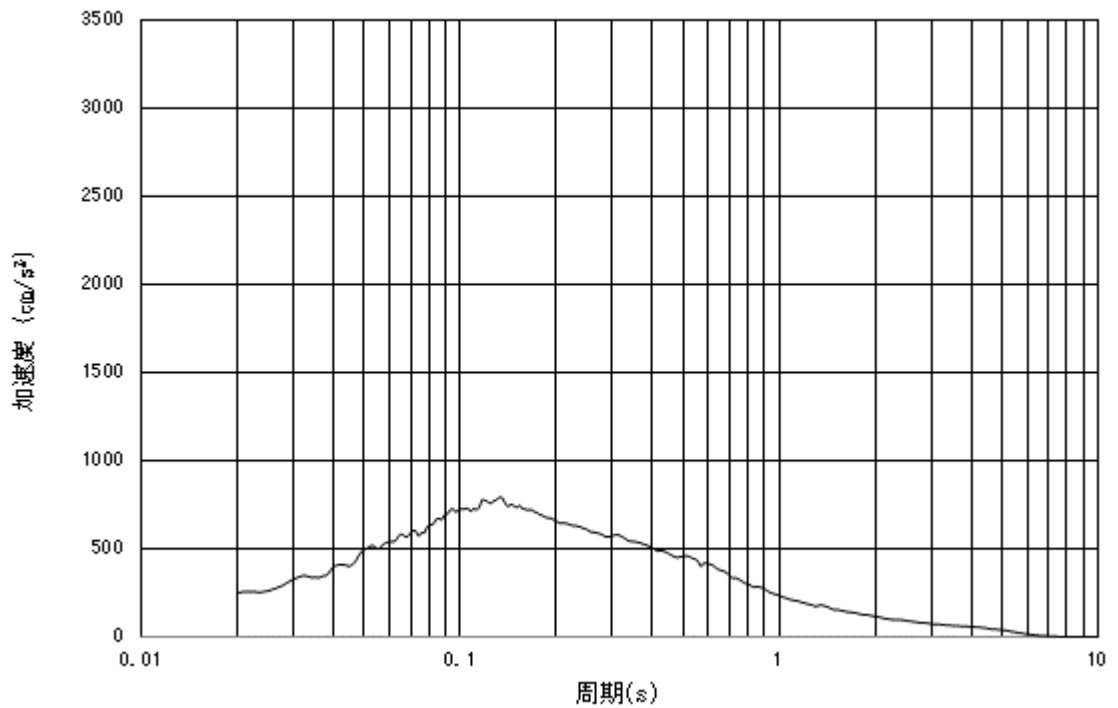
図 3.5.3-15 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: S_a-D1)

MAX 256 cm/s^2 (44.22s)



(a) 加速度時刻歴波形

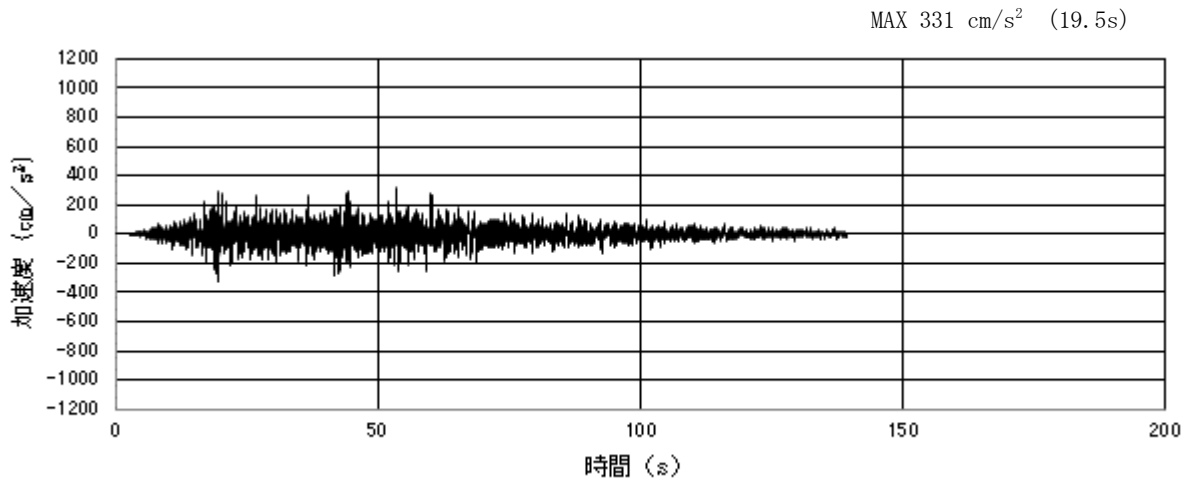
$h=0.05$



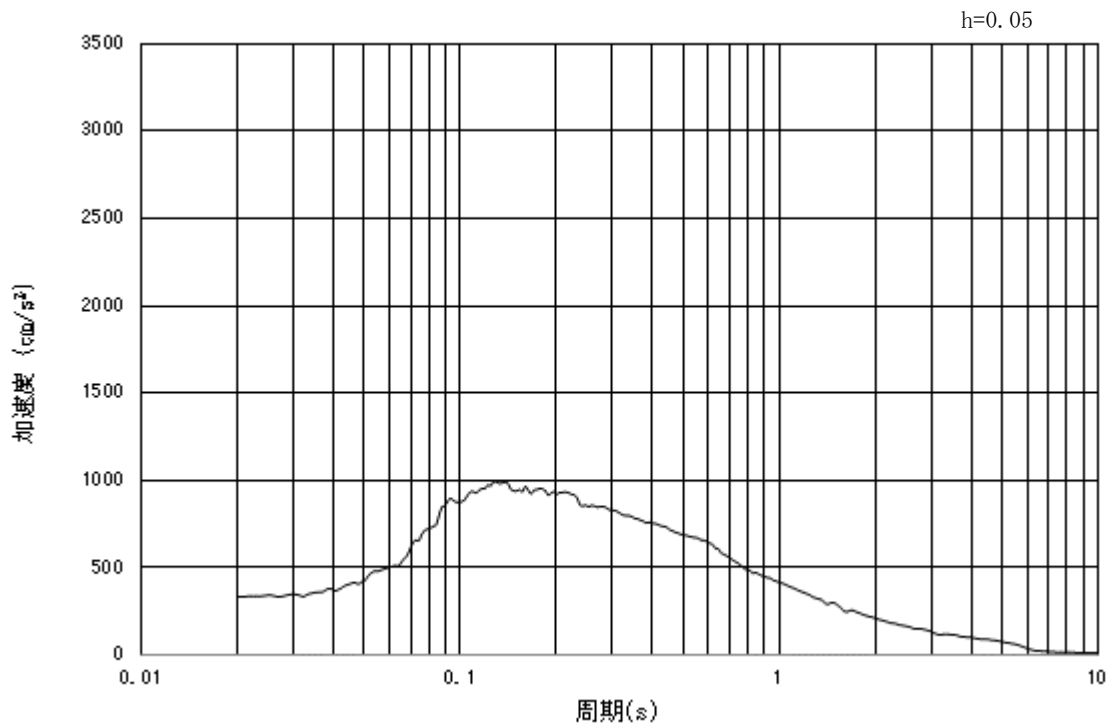
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5.3-15 (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-D1)

(d) 断面④



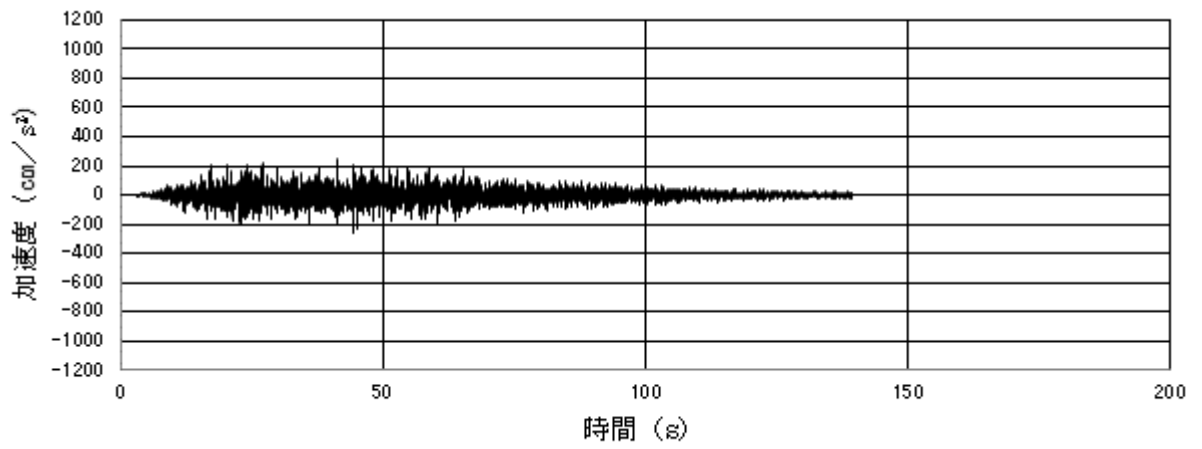
(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

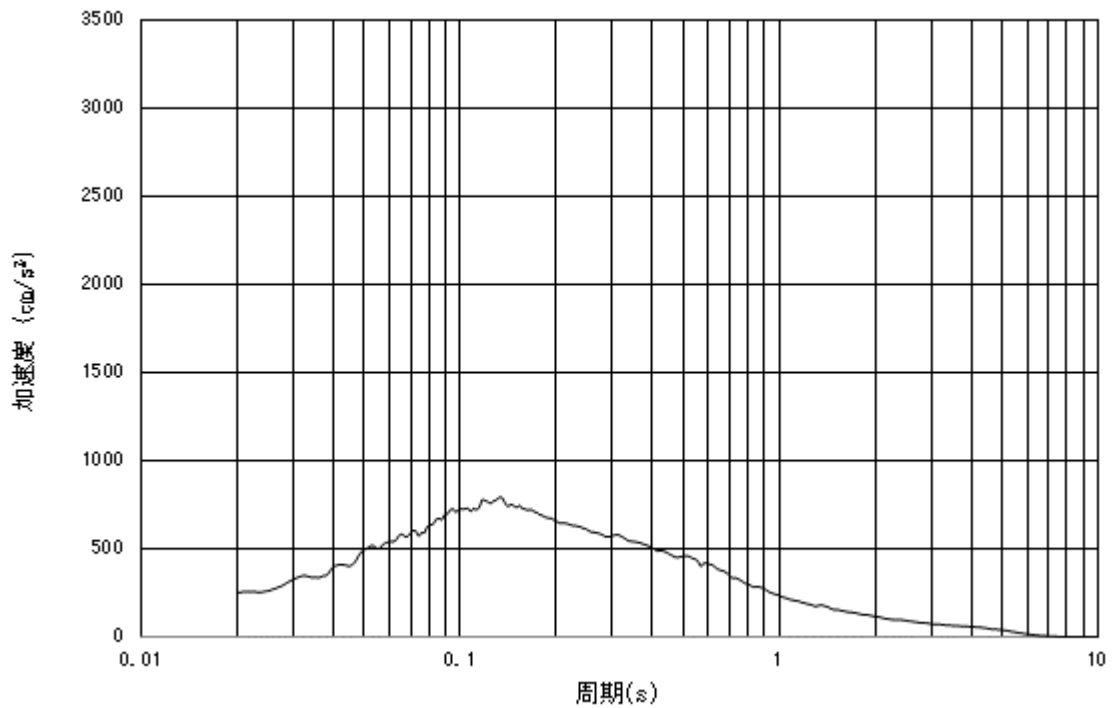
図 3.5.3-16 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: S_a-D1)

MAX 256 cm/s^2 (44.22s)



(a) 加速度時刻歴波形

$h=0.05$



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5.3-16 (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-D1)

(5) 地盤の物性値

地盤の物性値は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。なお、地盤については、液状化検討対象層における有効応力の変化に応じた地震挙動を適切にモデル化する。地盤の物性値を表3.5.3-12に示す。

表 3.5.3-12 (1) 地盤の解析用物性値一覧 (液状化検討対象層)

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂
				埋戻土		第四系 (液状化検討対象層)						
				f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D1g-1	
物理特性	密度 ()は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 ()は地下水位以浅	σ'_{ms}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 ()は地下水位以浅	G_{ms}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	液状化パラメータ	S_1	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_1	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_1	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
液状化パラメータ	C_1	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44	

表 3.5.1-12 (2) 地盤の解析用物性値一覧 (非液状化層)

パラメータ				原地盤				
				第四系 (非液状化層)				新第三系
				Ac	D2c-3	1m	D1c-1	Km
物理特性	密度 ()は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	$1.72-1.03 \times 10^{-4} \cdot z$
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.14	0.22	$0.16+0.00025 \cdot z$
	基準平均有効主応力 ()は地下水位以浅	σ'_{ms}	kN/m ²	480	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき z (標高) 毎に物性値を 設定
	基準初期せん断剛性 ()は地下水位以浅	G_{ms}	kN/m ²	121829	285223	38926 (35783)	285223	
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.151	0.186	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.042	0.026	
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	$23.2+0.0990 \cdot z$

z : 標高 (m)

表 3.5.3-12 (3) 地盤の解析用物性値一覧 (新第三系 Km 層)

区分 番号	設定深度 TP (m) Z	適用深度 TP (m)	密度 ρ (g/cm)	静ポアソン比 ν^{CD}	粘着力 C_D (kN/m)	内部摩擦角 ϕ_{CD} ($^{\circ}$)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 Gma (kN/m)	基準体積 弾性係数 Kma (kN/m)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m)	拘束圧 依存係数 m6, mK	最大履歴 減衰率 hmax(-)	動ポアソン比 ν^d	確密波 速度Vp (m/s)	1000*Vp
1	10	9.5 ~ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640	1,640,000
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644	1,644,000
3	8	7.5 ~ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648	1,648,000
4	7	6.5 ~ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651	1,651,000
5	6	5.5 ~ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651	1,651,000
6	5	4.5 ~ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655	1,655,000
7	4	3.5 ~ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638	1,638,000
8	3	2.5 ~ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
9	2	1.5 ~ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
10	1	0.5 ~ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646	1,646,000
11	0	-0.5 ~ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650	1,650,000
12	-1	-1.5 ~ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653	1,653,000
13	-2	-2.5 ~ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
14	-3	-3.5 ~ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	-4	-4.5 ~ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
16	-5	-5.5 ~ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
17	-6	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
18	-7	-7.5 ~ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
19	-8	-8.5 ~ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652	1,652,000
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656	1,656,000
21	-10	-11 ~ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659	1,659,000
22	-12	-13 ~ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663	1,663,000
23	-14	-15 ~ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671	1,671,000
24	-16	-17 ~ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654	1,654,000
25	-18	-19 ~ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662	1,662,000
26	-20	-21 ~ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665	1,665,000
27	-22	-23 ~ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673	1,673,000
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680	1,680,000
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664	1,664,000
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672	1,672,000
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675	1,675,000
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683	1,683,000
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667	1,667,000
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675	1,675,000
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678	1,678,000
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685	1,685,000
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689	1,689,000
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678	1,678,000
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681	1,681,000
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688	1,688,000
41	-50	-51 ~ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696	1,696,000
42	-52	-53 ~ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699	1,699,000
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688	1,688,000
44	-56	-57 ~ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692	1,692,000
45	-58	-59 ~ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699	1,699,000
46	-60	-61 ~ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702	1,702,000
47	-62	-63 ~ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709	1,709,000
48	-64	-65 ~ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695	1,695,000
49	-66	-67 ~ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702	1,702,000
50	-68	-69 ~ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705	1,705,000
51	-70	-71 ~ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712	1,712,000
52	-72	-73 ~ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719	1,719,000
53	-74	-75 ~ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705	1,705,000
54	-76	-77 ~ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712	1,712,000
55	-78	-79 ~ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716	1,716,000
56	-80	-81 ~ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723	1,723,000
57	-82	-85 ~ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726	1,726,000
58	-88	-90 ~ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726	1,726,000
59	-92	-95 ~ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736	1,736,000
60	-98	-101 ~ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736	1,736,000
61	-104	-108 ~ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733	1,733,000
62	-112	-115 ~ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737	1,737,000
63	-118	-122 ~ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754	1,754,000
64	-126	-130 ~ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758	1,758,000

表 3.5.3-12 (4) 地盤改良体の物性値一覧

項目		地盤改良体 (セメント改良)	
		一軸圧縮強度 (≤8.5N/mm ² の場合)	一軸圧縮強度 (>8.5N/mm ² の場合)
物理特性	密度 ρ_t (g/cm ³)	改良対象の原地盤の平均密度×1.1	
静的変形特性	静弾性係数 (N/mm ²)	581	2159
	静ポアソン比 ν_s	0.260	
動的変形特性	初期せん断剛性 G_0 (N/mm ²)	$G_0 = \rho_t / 1000 \times V_s^2$ $V_s = 147.6 \times q_u^{0.417}$ (m/s) q_u : 一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	
	動ポアソン比 ν_d	0.431	
	動せん断弾性係数のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (-)	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (-)
	減衰定数 $h \sim \gamma$	$h = 0.152 \frac{\gamma / 0.000537}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (-)	$h = 0.178 \frac{\gamma / 0.001560}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (-)
強度特性	粘着力 C (N/mm ²)	$C = q_u / 2$ q_u : 一軸圧縮強度 (N/mm ²)	

* 地盤改良体 (嵩上げ部) の一軸圧縮強度 : 1.5 N/mm²

(6) 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

(7) 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5.3-13 に、材料の物性値を表 3.5.3-14 に、配筋図を図 3.5.3-17 に示す。

表 3.5.3-13 使用材料

諸元	
鉄筋	SD490
コンクリート	設計基準強度 : 40 N/mm ²
鋼管杭*	敷地前面東側 : φ 2500 mm (SM570) t=25, 35 敷地側面北側及び南側 : φ 2000 mm (SM570) t=25, 40

* : 道路橋示方書・同解説IV下部工編に従い腐食代 1 mm を考慮する。杭体の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1 mm による断面積の低減を考慮する。

表 3.5.3-14 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
鉄筋コンクリート	24.5*	3.10×10 ⁴ *	0.2*
鋼管杭	77.0*	2.00×10 ⁵ *	0.3*

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

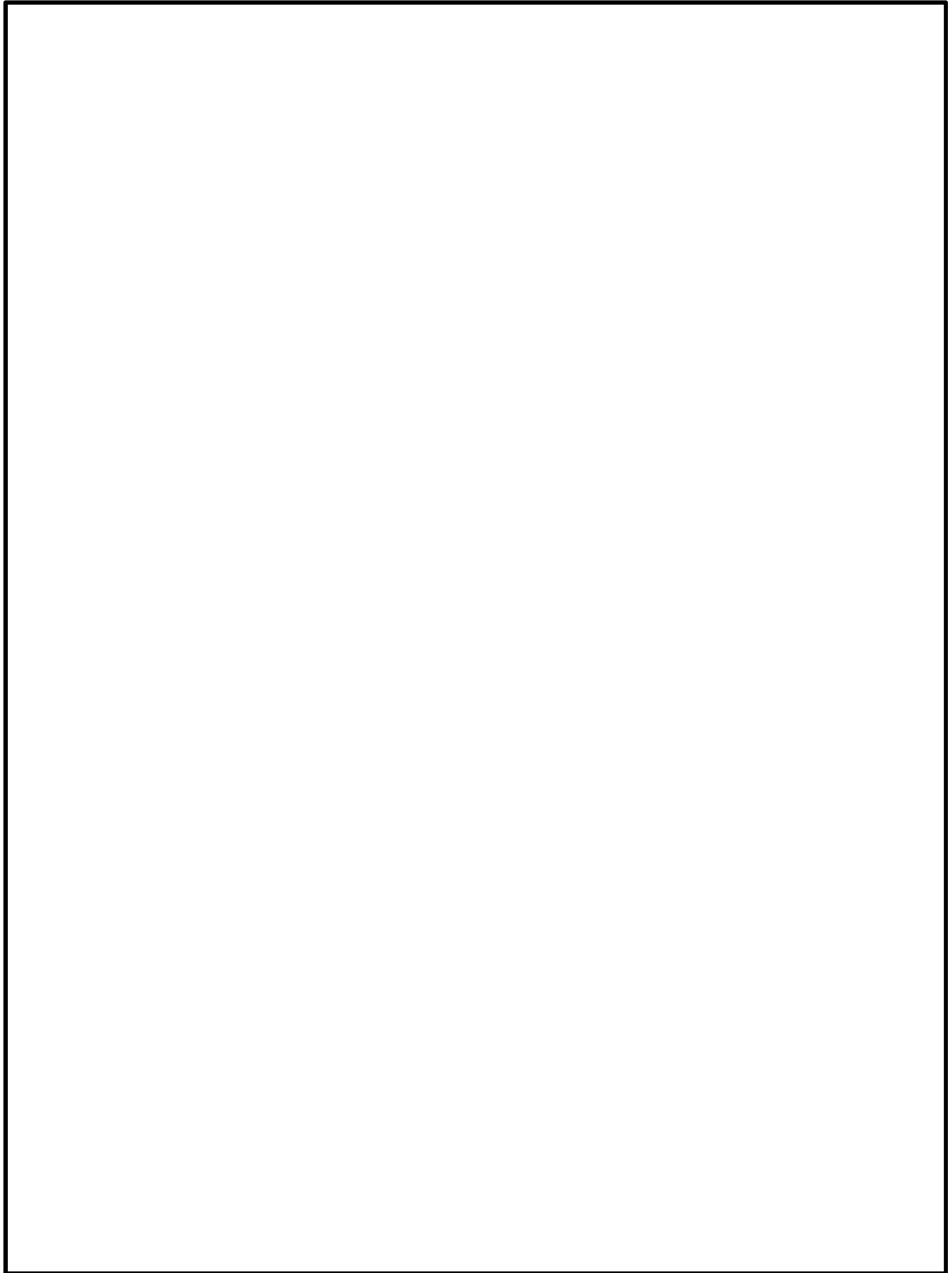


图 3.5.3-17 配筋图

3.5.4 解析ケース

(1) 2次元静的フレーム解析における解析ケース

津波時の2次元静的フレーム解析における解析ケースは、地盤バネを「3.5.3(1) 2次元静的フレーム解析モデル」で示した3つのケースで設定し、それぞれに「3.3 荷重及び荷重の組み合わせ」で示した津波時の荷重を、基準津波時及びT.P. +24.0 m津波時で載荷し照査する。

重畳時は、表 3.5.3-1 に示したケースで1次元有効応力解析を実施し、地表面変位最大ケース、地表面加速度最大ケース及びせん断ひずみ最大ケースを用いて地盤バネ及び鋼管杭の変位を3ケース設定し、それぞれに「3.3 荷重及び荷重の組み合わせ」で示した重畳時の荷重を、基準津波時及びT.P. +24.0 m津波時で載荷し照査する。

表 3.5.4-1 2次元静的フレーム解析における1次元有効応力解析検討ケース

検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
		原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース	地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定		原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波	S _d -D1	1	1	1	1	1	1
計		1	1	1	1	1	1

*上記のケースより、地表面加速度最大ケース、地表面変位最大ケース及びせん断ひずみ最大ケースを選定して照査する。

(2) 2次元梁バネモデルにおける解析ケース

津波時の2次元梁バネモデルによる解析ケースは、地盤バネを「3.5.1(2) 2次元梁バネモデル」で示した方法で設定し、「3.3 荷重及び荷重の組み合わせ」で示した津波時の荷重を、基準津波時及びT.P. +24.0 m津波時で載荷し照査する。

重畳時の2次元梁バネモデルによる解析ケースの地盤バネの設定方法については、敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した場合と原地盤物性のばらつきを考慮した場合の2つに分けて検討する。1次元有効応力解析を実施し、地盤バネ及び鋼管杭の変位を「3.5.1(2) 2次元梁バネモデル」で示した方法で設定し、「3.3 荷重及び荷重の組み合わせ」で示した重畳時の荷重を、基準津波時及びT.P. +24.0 m津波時で載荷し照査する。

(3) 3次元FEMモデルにおける解析ケース

3次元FEMモデルによる解析は、2次元梁バネモデルの検証として断面③で実施する。

津波時の3次元FEMモデルによる解析ケースは、地盤バネを「3.5.1(3)3次元FEMモデル」で示した方法で設定し、「3.3 荷重及び荷重の組み合わせ」で示した津波時の荷重を、基準津波時及びT.P.+24.0 m津波時で荷重し照査する。

重畳時は、2次元梁バネモデルと同様に、敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した場合と原地盤物性のばらつきを考慮した場合の2つに分けて検討する。1次元有効応力解析を実施し、地盤バネ及び鋼管杭の変位を「3.5.1(3)3次元FEMモデル」で示した方法で設定し、「3.3 荷重及び荷重の組み合わせ」で示した重畳時の荷重を、基準津波時及びT.P.+24.0 m津波時で荷重し照査する。

(4) 解析モデルと地盤バネについて

地盤バネと解析モデルとの対応を表3.5.4-2に示す。

表 3.5.4-2 地盤バネと解析モデルとの対応

	地盤剛性	反力上限値	解析モデル
地盤バネ 1	初期せん断剛性	ピーク強度 (平均値)	2次元静的フレーム解析 : 津波時
地盤バネ 2	静弾性係数	残留強度 (-1σ 低減値)	2次元静的フレーム解析 : 津波時
地盤バネ 3	S _a 波による1次元有効応力解析から地表面加速度最大時刻における地盤物性により設定		2次元静的フレーム解析 : 重畳時
地盤バネ 4	S _a 波による1次元有効応力解析から地表面変位最大時刻における地盤物性により設定		2次元静的フレーム解析 : 重畳時
地盤バネ 5	S _a 波による1次元有効応力解析からせん断ひずみ最大時刻における地盤物性により設定		2次元静的フレーム解析 : 重畳時
地盤バネ 6	初期せん断剛性	—	2次元梁バネモデル : 津波時
	初期せん断剛性	ピーク強度 (平均値)	3次元FEM解析モデル : 津波時
地盤バネ 7	静弾性係数	—	2次元梁バネモデル : 津波時
	静弾性係数	残留強度 (-1σ 低減値)	3次元FEM解析モデル : 津波時
地盤バネ 8	S _a 波による1次元有効応力解析から地表面加速度最大時刻における地盤物性により設定		—
	S _a 波による1次元有効応力解析から地表面加速度最大時刻における地盤物性により設定		2次元梁バネモデル : 重畳時
地盤バネ 9	S _a 波による1次元有効応力解析から地表面変位最大時刻における地盤物性により設定		—
	S _a 波による1次元有効応力解析から地表面変位最大時刻における地盤物性により設定		3次元FEM解析モデル : 重畳時
地盤バネ 10	ケース①におけるS _a 波による1次元有効応力解析から設定	—	2次元梁バネモデル : 重畳時
地盤バネ 11	ケース④におけるS _a 波による1次元有効応力解析から設定		2次元梁バネモデル : 重畳時 (豊浦標準砂)
	S _a 波による1次元有効応力解析からケース④により設定		3次元FEM解析モデル : 重畳時 (豊浦標準砂)

3.6 評価方法

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価は、V-3-別添3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

3.6.1 津波時

(1) 鋼管杭

鋼管杭の評価は、杭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。

イ. 曲げモーメント及び軸力に対する照査

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

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

ここで、

σ : 鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)

M : 最大曲げモーメント (N・mm)

Z : 断面係数 (mm³)

N : 軸力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

ロ. せん断力に対する照査

せん断力を用いて次式により算定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。

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

ここで、

τ : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S : せん断力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

κ : せん断応力の分布係数 (2.0)

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートは、強度評価により算定した曲げ圧縮応力、曲げ引張応力及びせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

(3) 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体

津波時の2次元フレーム解析結果より、地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体のせん断応力が改良体の許容限界以下であることを、次式により確認する。

$$F=R/Q$$

F : 安全率 (≥ 1.2)

R : せん断抵抗力

せん断抵抗力は、道路橋示方書 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）「10.3.3 基礎底面地盤の許容せん断抵抗力」に準拠し以下の式で算出する。

$$R=c_B \cdot A_e + V \cdot \tan \phi_B$$

c_B : 付着力(改良体, 嵩上げ部は一軸圧縮強度 $q_u/2$, 原地盤面と接する位置については原地盤面と改良体のC値の小さいほうの値とする)

A_e : 有効載荷面積

V : 鉛直力

ϕ_B : 摩擦角

Q : すべり力（二次元静的フレーム解析結果として得られるバネ反力値）

(4) シートパイル

シートパイルは止水機能を確保する目的から発生す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とともに、シートパイルの長さを決めるためにボーリング及びパイピングに対する評価を行う。

a. せん断力の検討

シートパイルに発生するせん断力は、弾性支承上の梁と仮定したシートパイルの天端位置に強制変位を与え、せん断力を以下の式により算出する。

$$S = \delta \cdot 2EI\beta^3$$

ここで、

S : せん断力 (kN・m)

δ : 変位 (m)

E I : 有効曲げ剛性 (kN・m²)

β : 杭基礎の特性値 (m⁻¹)

b. ボーリングに対する評価

ボーリングに対する評価は、「トンネル標準示方書 [共通編]・同解説 / [開削工法編]・同解説 ((社) 土木学会, 2016 年制定) 」に基づき、堤内側の地盤の有効重量とシートパイル先端位置に作用する平均過剰間隙水圧との比を求める次式を用いる。

$$F_s = \frac{w}{u}$$

ここで、

u : シートパイル先端に作用する平均過剰間隙水圧

$$u = \lambda \times 1.57 \times \gamma_w \times h_w / 4$$

ここで、 λ : 土留め工の形状に関する補正係数

$$\lambda = \lambda_1 \times \lambda_2 = 1.5 \times 0.95 = 1.425$$

γ_w : 水の単位体積重量 10.1 kN/m³

h_w : 水位差 (m)

w : 土の有効重量 (kN/m³)

$$w = \gamma' l_d$$

γ' : 土の水中単位体積重量 (kN/m³)

l_d : シートパイルの根入れ深さ (m)

なお、安全率 (F_s) は、「トンネル標準示方書 [共通編]・同解説 / [開削工法編]・同解説 ((社) 土木学会, 2016 年制定) 」に準拠し、 $F_s \geq 1.2$ を確保する。

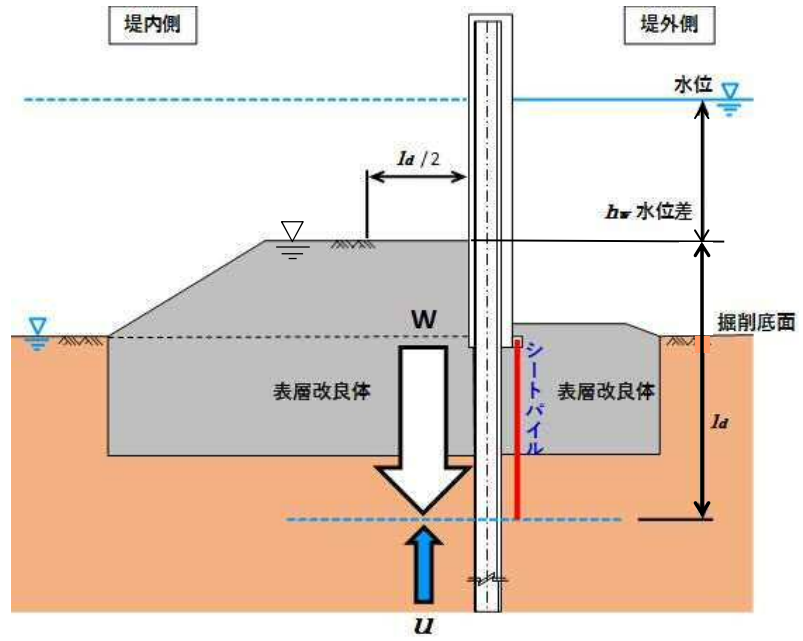


図 3.6.1-1 ボイリング防止対策の説明図

c. パイピングに対する評価

パイピングに対する評価は、「トンネル標準示方書 [共通編]・同解説/[開削工法編]・同解説（（社）土木学会，2016 年制定）」に基づき，堤外側から堤内側の浸透経路長と水位差の比を求める次式を用いる。

$$F_s = \ell / h_w$$

ここで，

ℓ : 浸透流路長

h_w : 水面から掘削底面までの高さ（水位差）

なお，安全率（ F_s ）は，「トンネル標準示方書 [共通編]・同解説/[開削工法編]・同解説（（社）土木学会，2016 年制定）」に基づき， $F_s \geq 2.0$ を確保する。

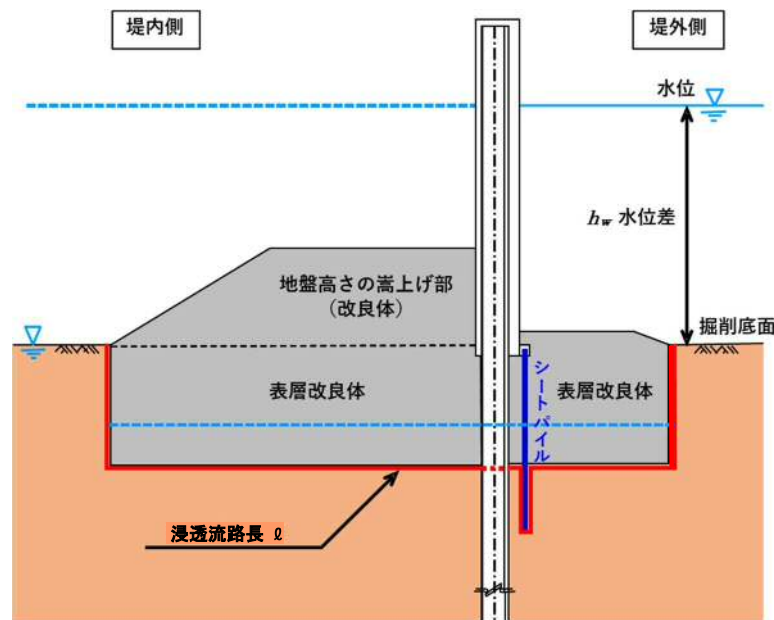


図 3.6.1-2 パイピング防止対策の説明図

(5) 止水ジョイント部材

止水ジョイント部における相対変位量が，許容限界以下であることを確認する。

なお，止水ジョイント部における相対変位量の算出方法及び鋼製アンカーに対する照査結果は「6.12 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示し，本資料においては止水ジョイント部における相対変位量の結果を示す。

3.6.2 重畳時

(1) 鋼管杭

鋼管杭の重畳時の評価は「(1) 津波時」と同じ方法により、許容限界以下であることを確認する。

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの重畳時の評価は「(1) 津波時」と同じ方法により、許容限界以下であることを確認する。

(3) 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体の重畳時の評価は「(1) 津波時」と同じ式により、許容限界以下であることを確認する。ただし、照査に用いるすべり力は、2次元静的フレーム解析結果として得られるバネ反力値に加え表層改良体・地盤高さの嵩上げ部自重による慣性力も加味する。慣性力を算定する際の震度は余震時の地表面水平方向加速度最大値(絶対値)を用いることとする。

(4) シートパイル

シートパイルの重畳時の評価は「(1) 津波時」と同じ方法により、許容限界以下であることを確認する。

(5) 止水ジョイント部材

止水ジョイント部における相対変位量が、許容限界以下であることを確認する。

なお、止水ジョイント部における相対変位量の算出方法及び鋼製アンカーに対する照査結果は「6.12 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示し、本資料においては止水ジョイント部における相対変位量の結果を示す。

4. 評価結果

4.1 津波時の強度評価結果

津波時の2次元静的フレーム解析に設定した地盤バネ1及び地盤バネ2の水平方向地盤反力係数，地盤反力上限値及びそれぞれの値を比較したものを断面①～断面④について図4.1-1～図4.1-12に示す。

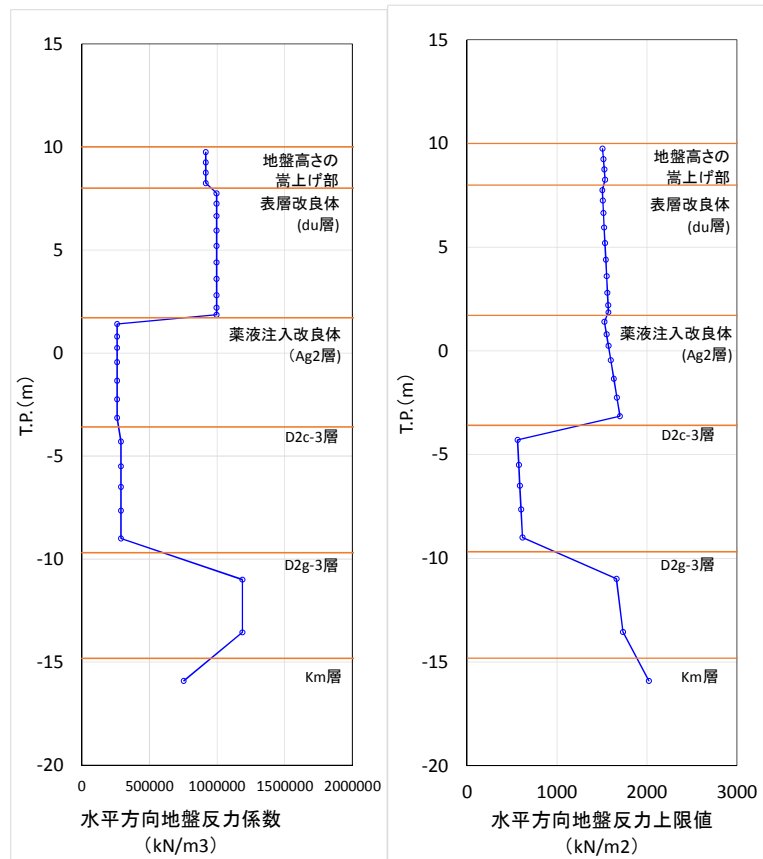


図4.1-1 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面①：地盤バネ1）

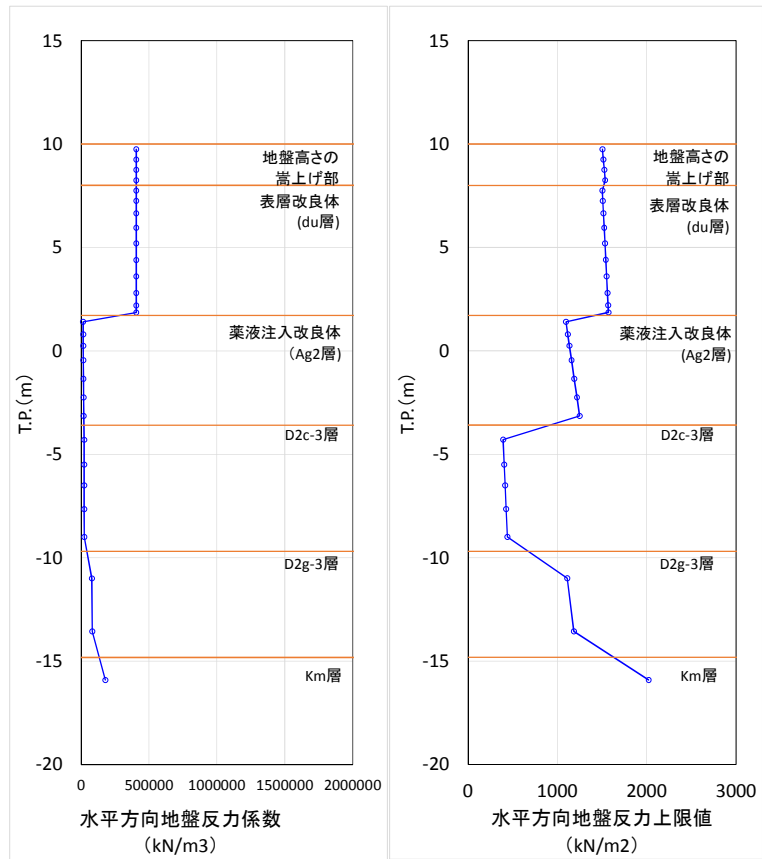


図 4.1-2 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (断面①：地盤バネ 2)

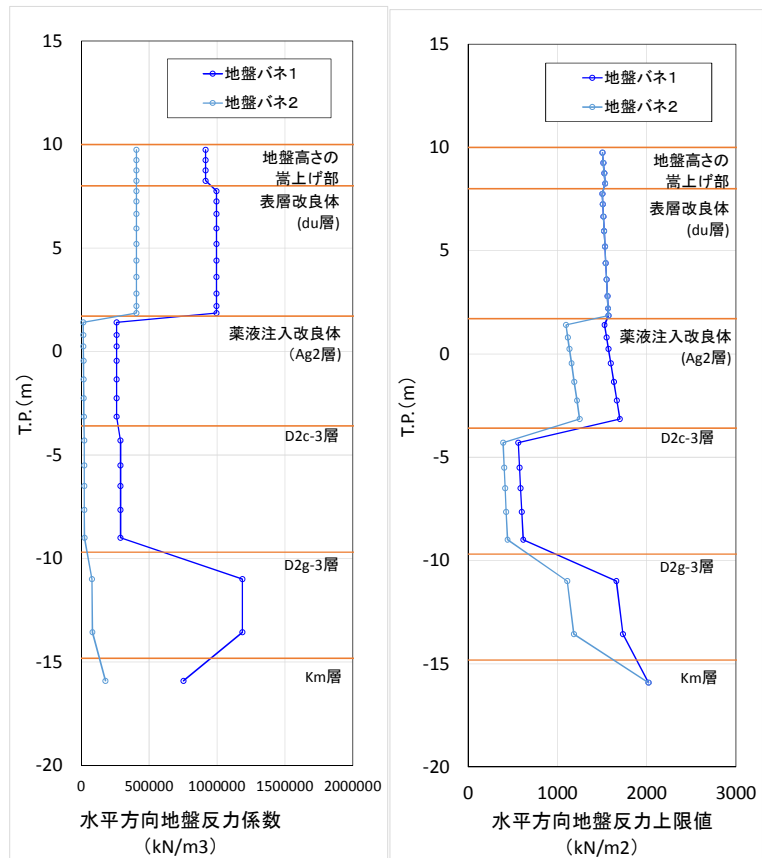


図 4.1-3 地盤バネ 1 及び地盤バネ 2 の比較 (断面①)

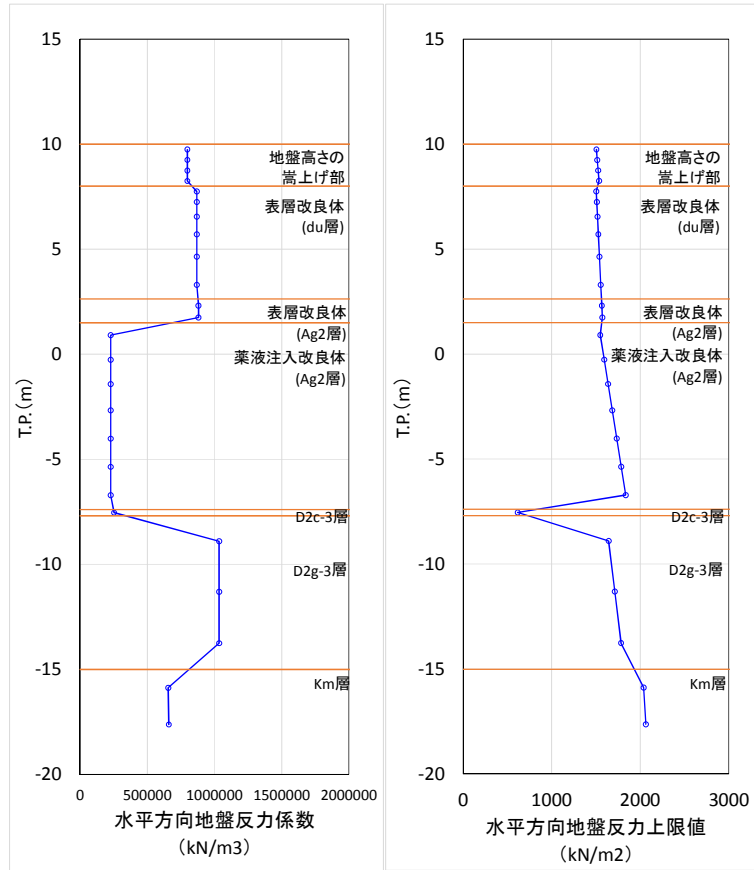


図 4.1-4 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面②：地盤バネ 1）

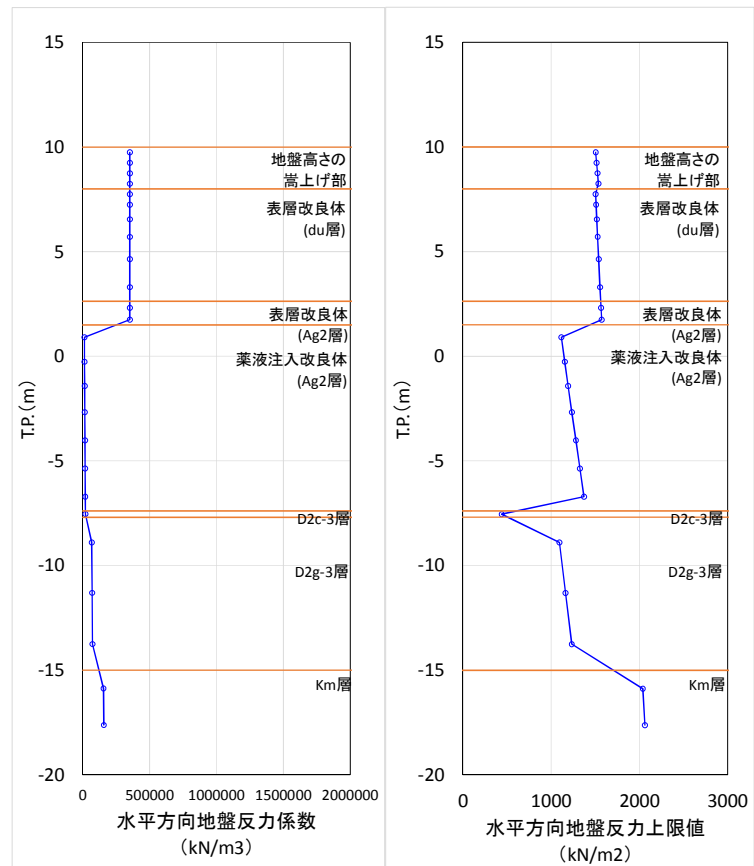


図 4.1-5 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面②：地盤バネ 2）

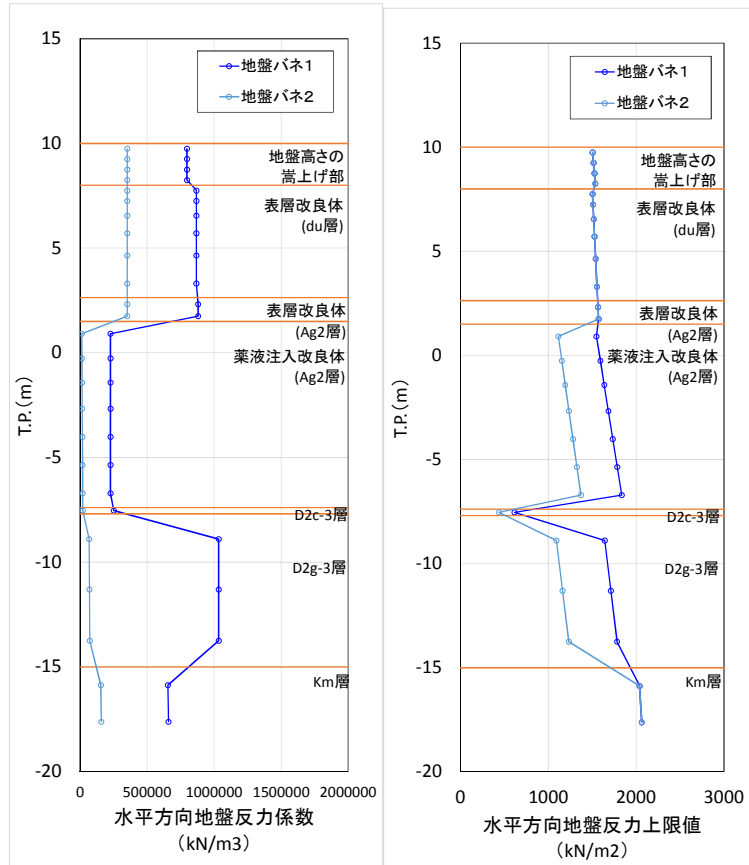


図 4.1-6 地盤バネ 1 及び地盤バネ 2 の比較 (断面②)

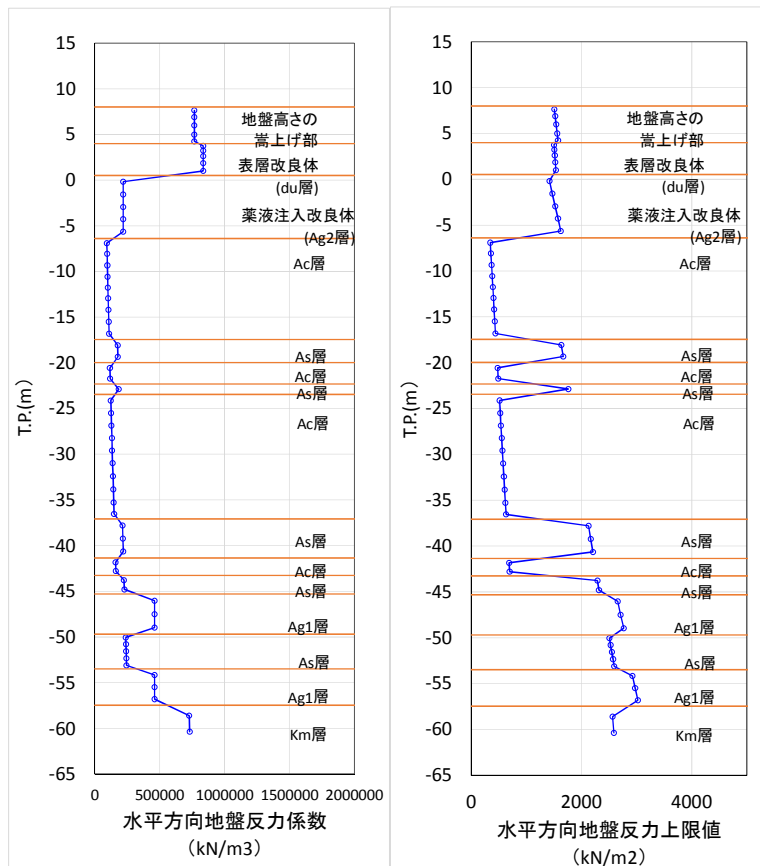


図 4.1-7 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (断面③: 地盤バネ 1)

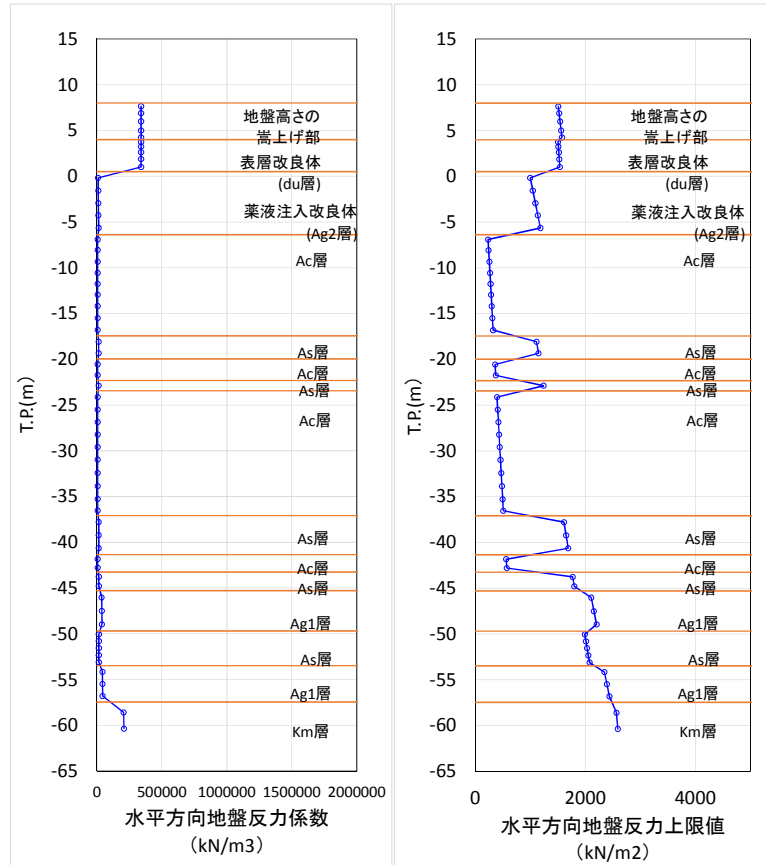


図 4.1-8 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (断面③ : 地盤バネ 2)

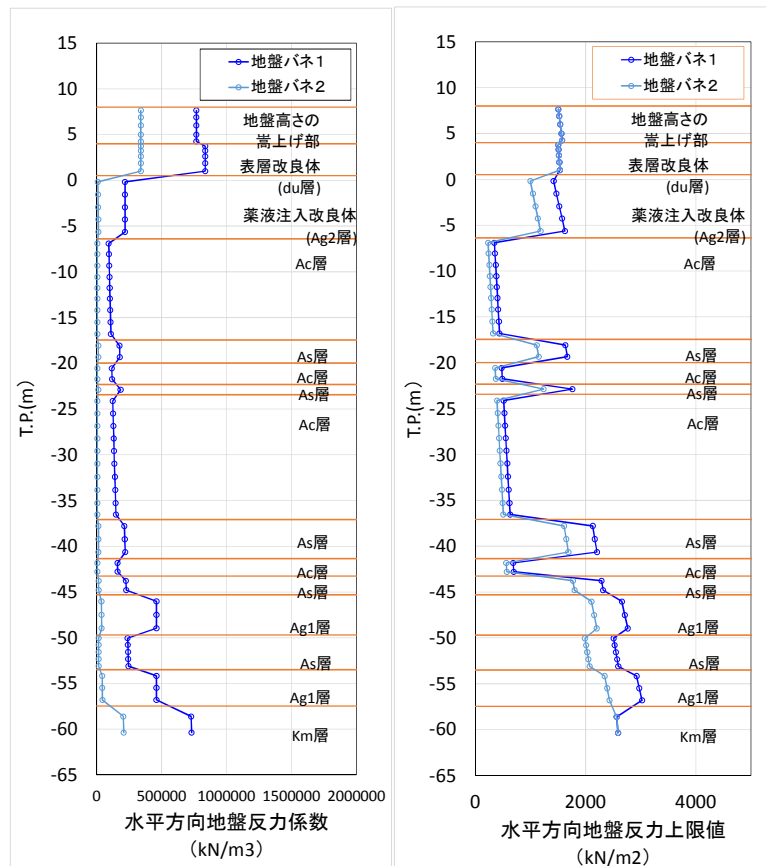


図 4.1-9 地盤バネ 1 及び地盤バネ 2 の比較 (断面③)

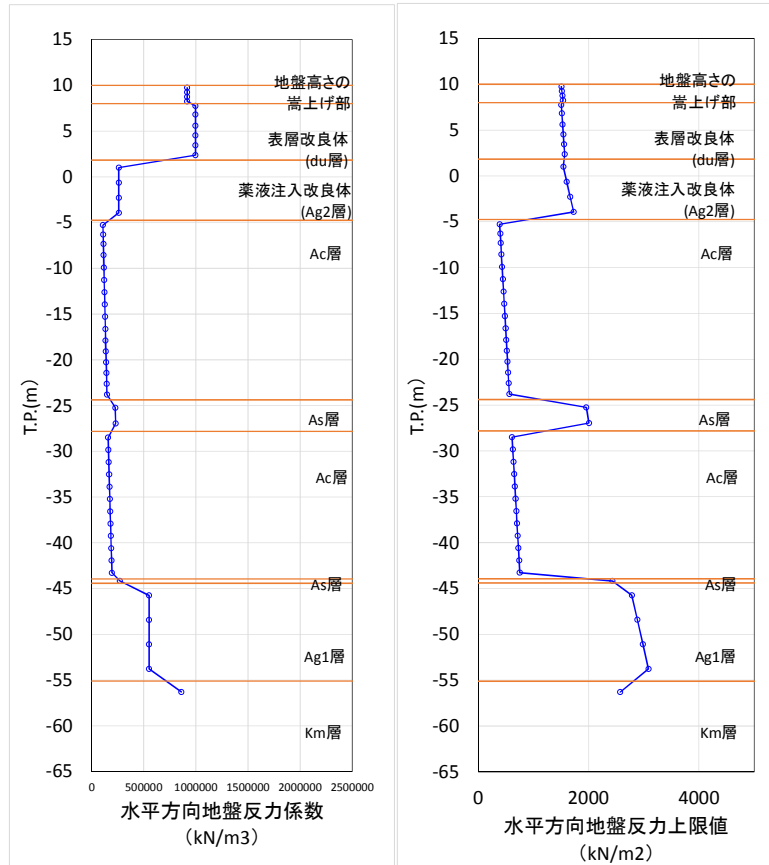


図 4.1-10 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (断面④：地盤バネ 1)

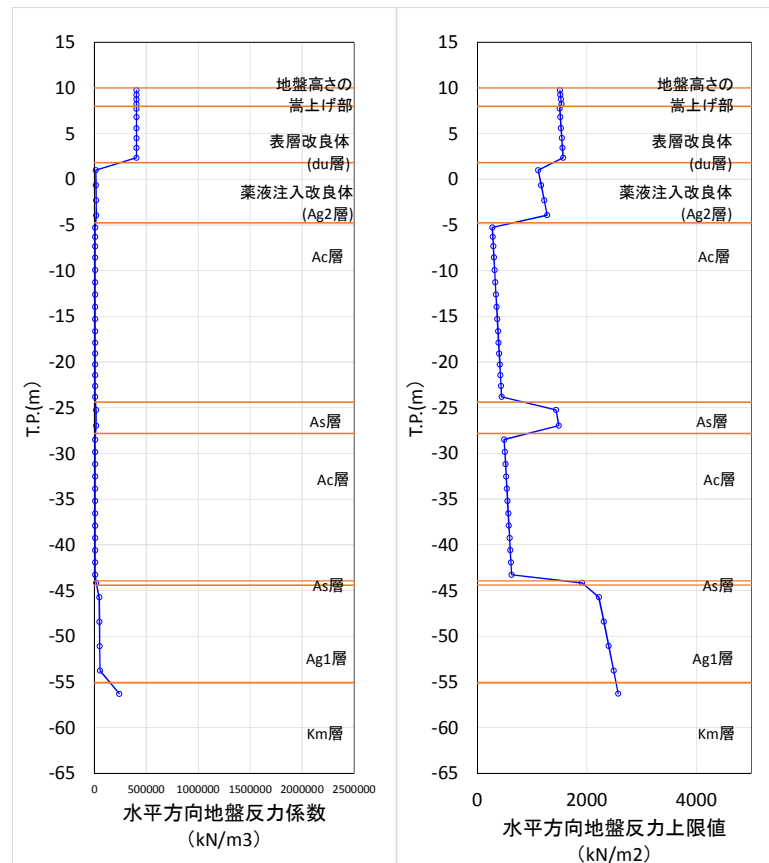


図 4.1-11 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (断面④：地盤バネ 2)

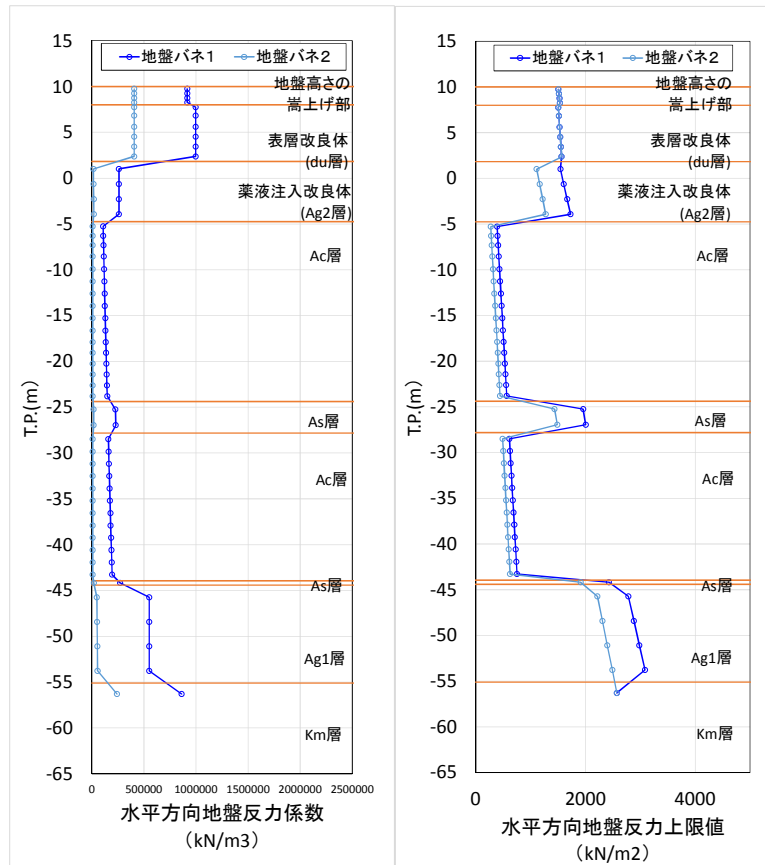


図 4.1-12 地盤バネ 1 及び地盤バネ 2 の比較 (断面④)

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤の断面①～断面④における津波時の評価結果を示す。

4.1.1 鋼管杭の評価結果

(1) 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.1.1-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 4.1.1-2 ～表 4.1.1-9 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、曲げ応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

表 4.1.1-1 鋼管杭 (SM570) 断面諸元

断面	板厚 (mm)	断面積 (m ²)	断面係数 (m ³)
①	25	0.149	0.07258
②	25	0.187	0.11427
③	35	0.263	0.15995
④	25	0.149	0.07258

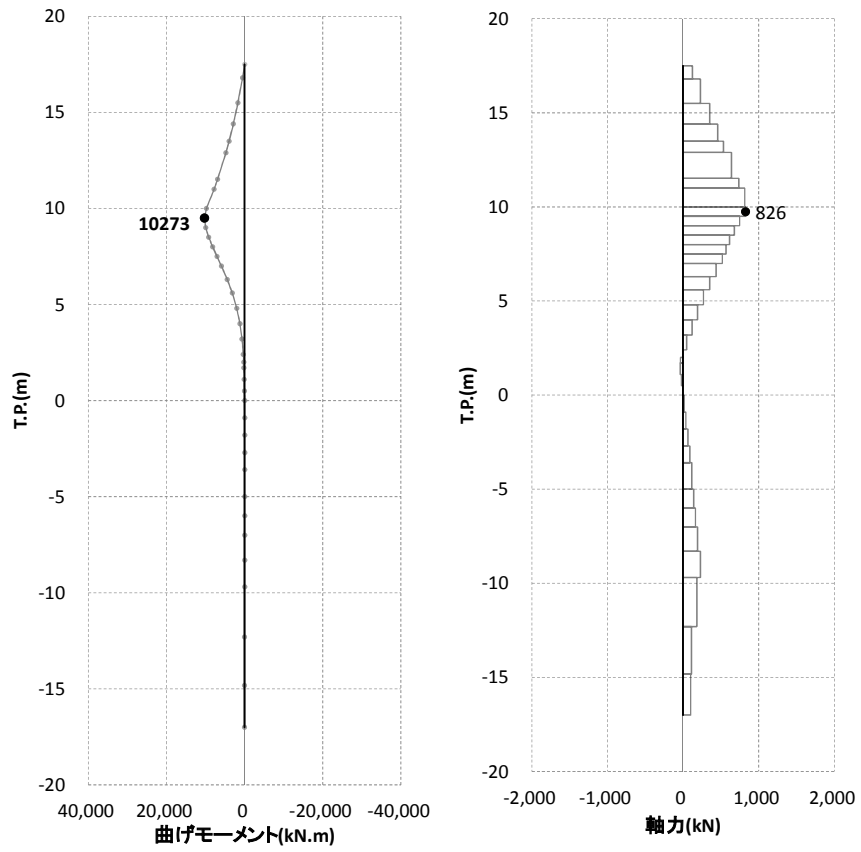


図 4. 1. 1-13 断面力図 (断面① : 基準津波時, 地盤バネ 1)

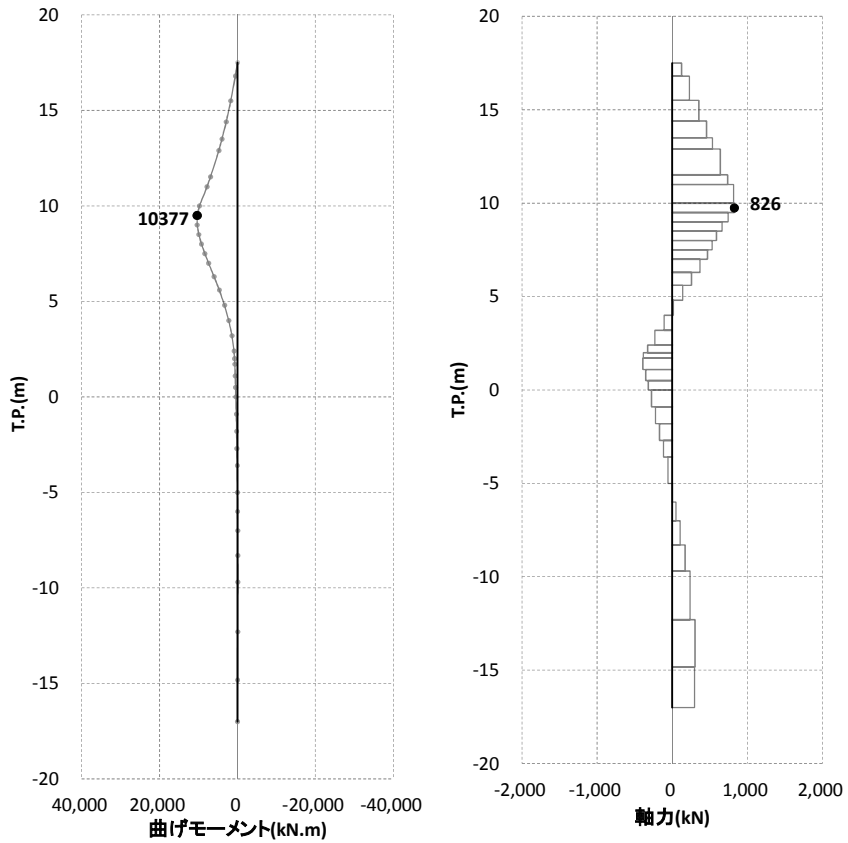


図 4. 1. 1-14 断面力図 (断面① : 基準津波時, 地盤バネ 2)

表 4.1.1-2 曲げ軸力に対する照査 (断面①：基準津波時)

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	10273	826	147.09	382.5	0.39
地盤バネ 2	10377	826	148.52	382.5	0.39

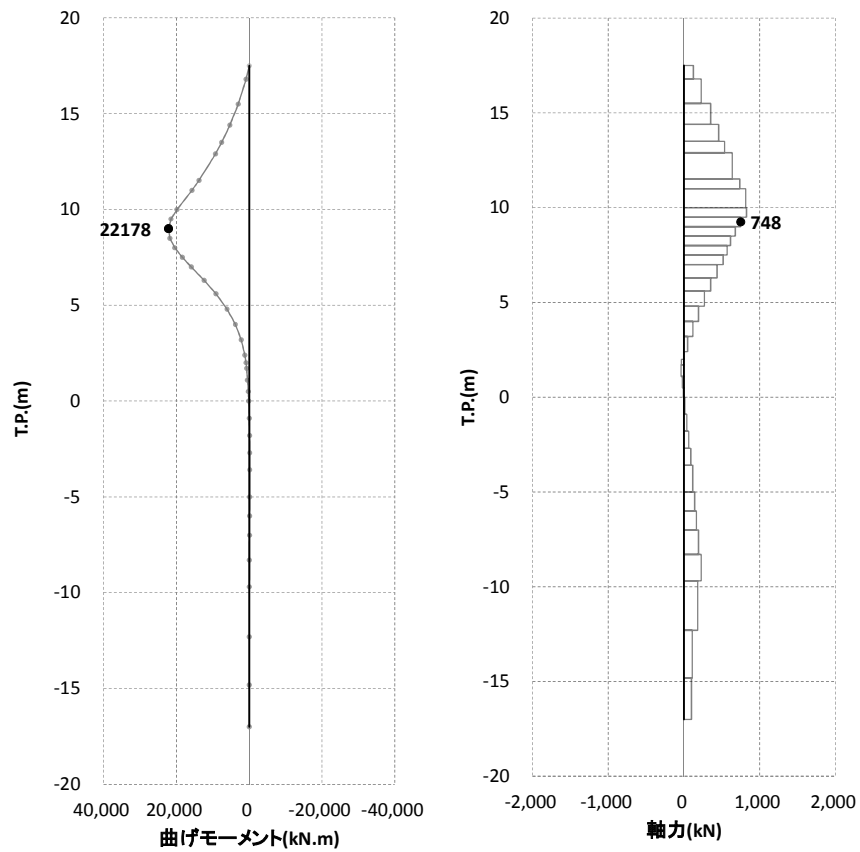


図 4.1.1-15 断面力図 (断面①：T.P. +24 m 津波時，地盤バネ 1)

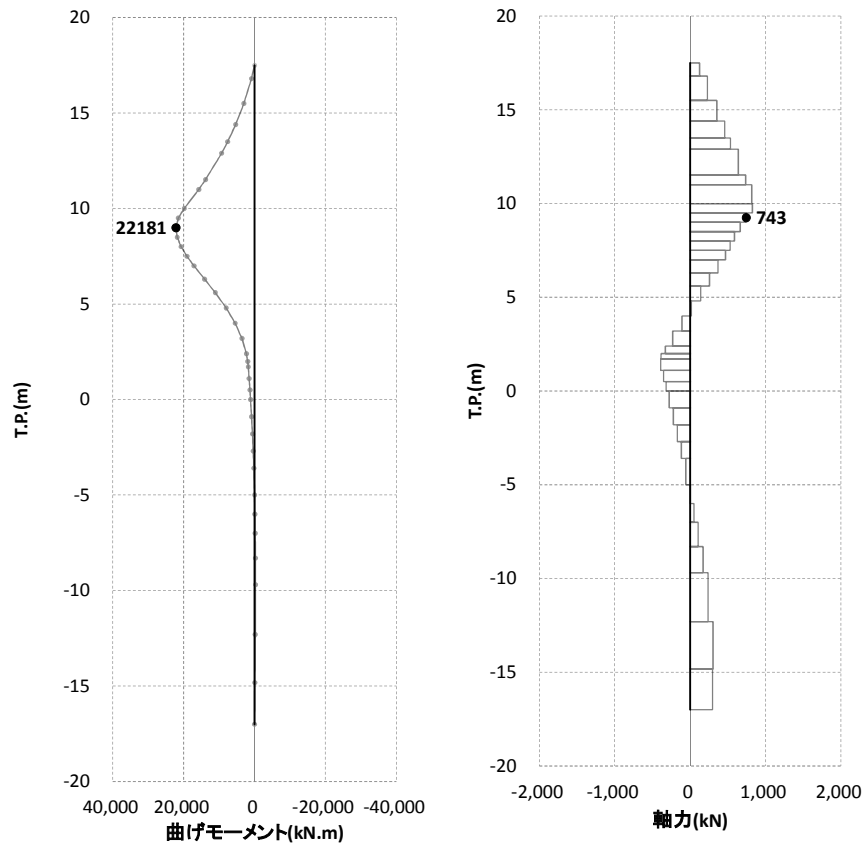


図 4. 1. 1-16 断面力図 (断面① : T. P. +24 m 津波時, 地盤バネ 2)

表 4. 1. 1-3 曲げ軸力に対する照査 (断面① : T. P. +24 m 津波時)

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	22178	748	310.59	433.5	0.72
地盤バネ 2	22181	743	310.60	433.5	0.72

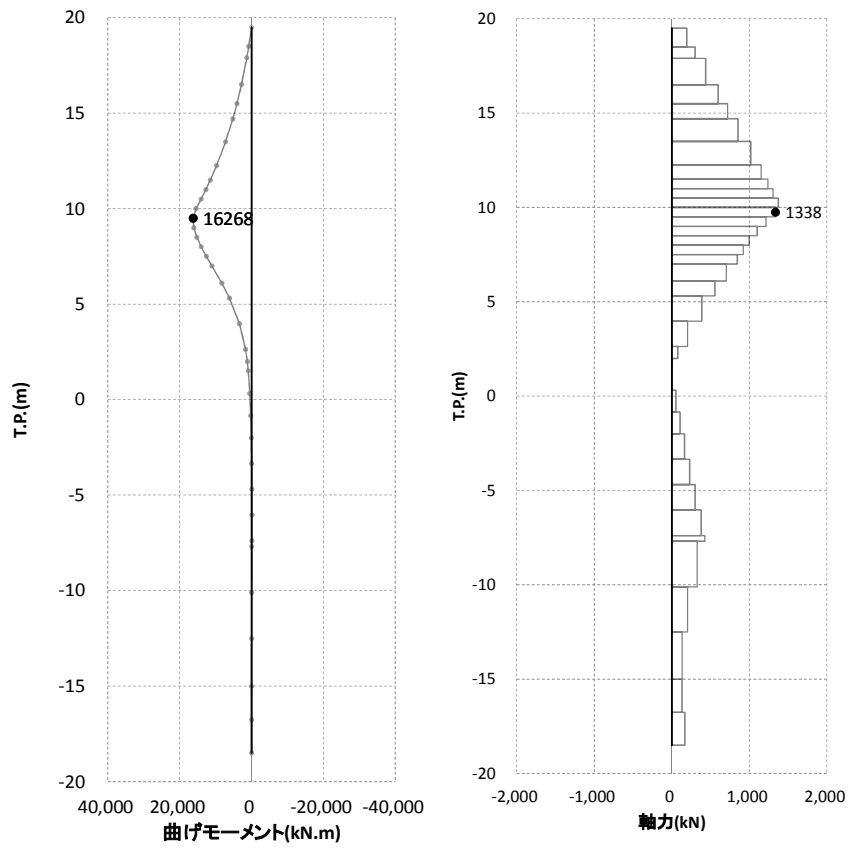


図 4. 1. 1-17 断面力図 (断面② : 基準津波時, 地盤バネ 1)

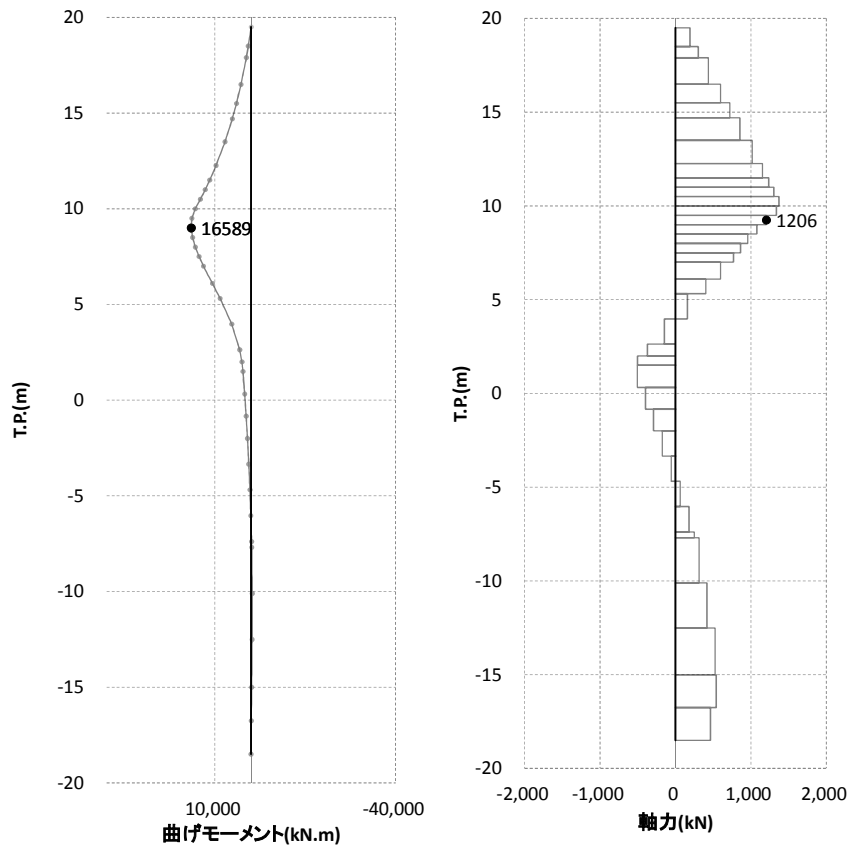


図 4. 1. 1-18 断面力図 (断面② : 基準津波時, 地盤バネ 2)

表 4.1.1-4 曲げ軸力に対する照査（断面②：基準津波時）

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	16268	1338	149.52	382.5	0.39
地盤バネ 2	16589	1206	151.63	382.5	0.40

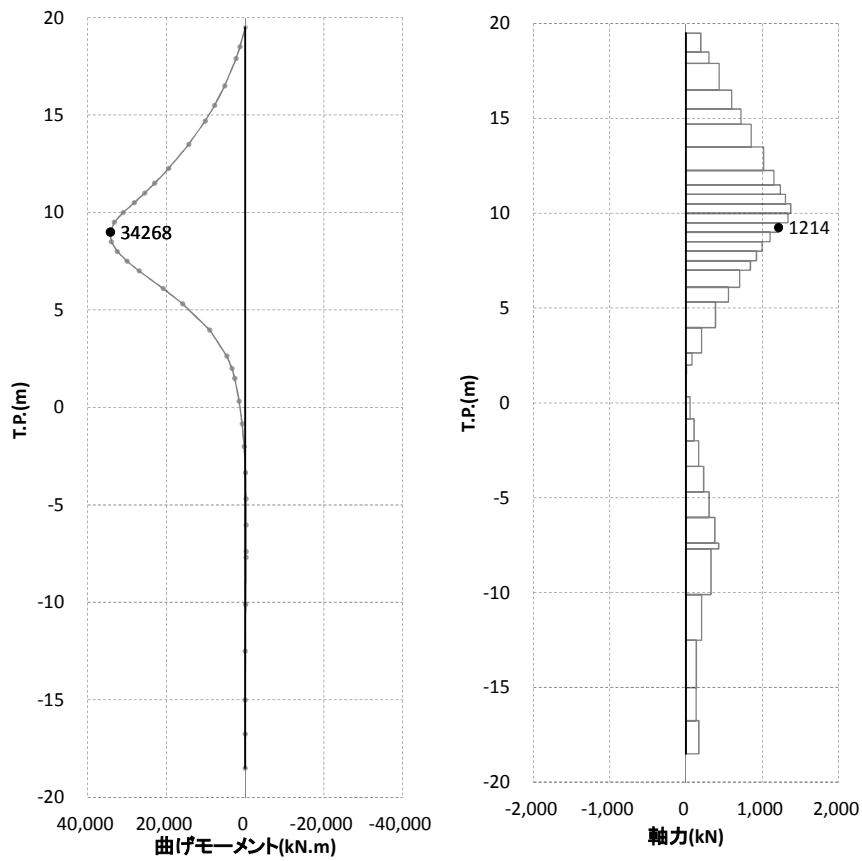


図 4.1.1-19 断面力図（断面②：T.P. +24 m 津波時，地盤バネ 1）

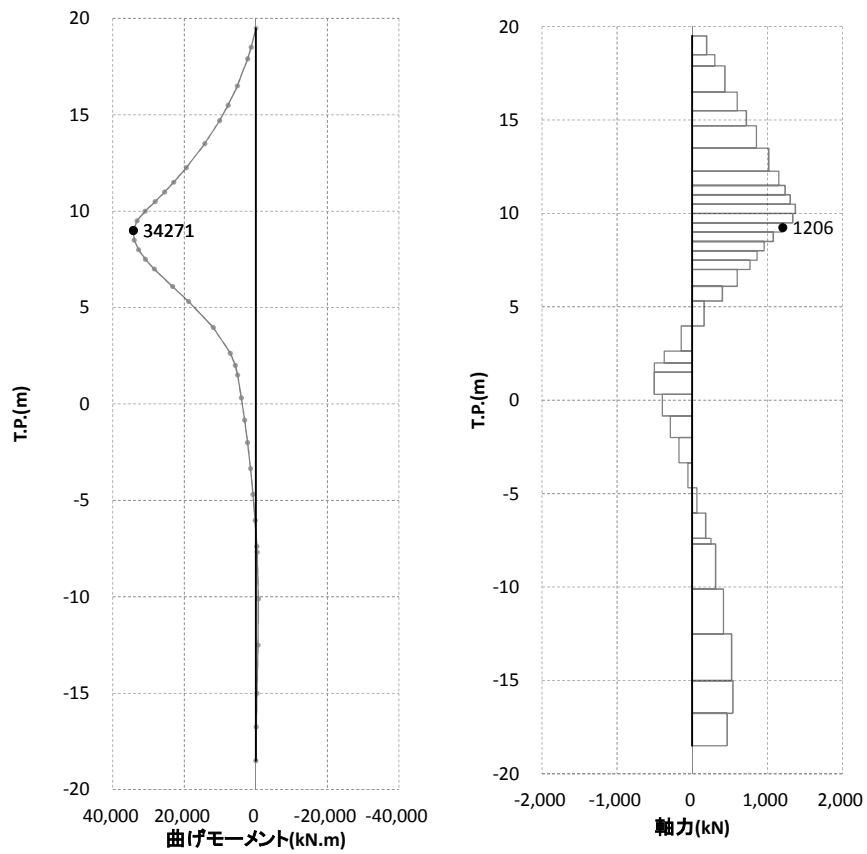


図 4. 1. 1-20 断面力図 (断面② : T. P. +24 m 津波時, 地盤バネ 2)

表 4. 1. 1-5 曲げ軸力に対する照査 (断面② : T. P. +24 m 津波時)

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	34268	1214	306.38	433.5	0.71
地盤バネ 2	34271	1206	306.36	433.5	0.71

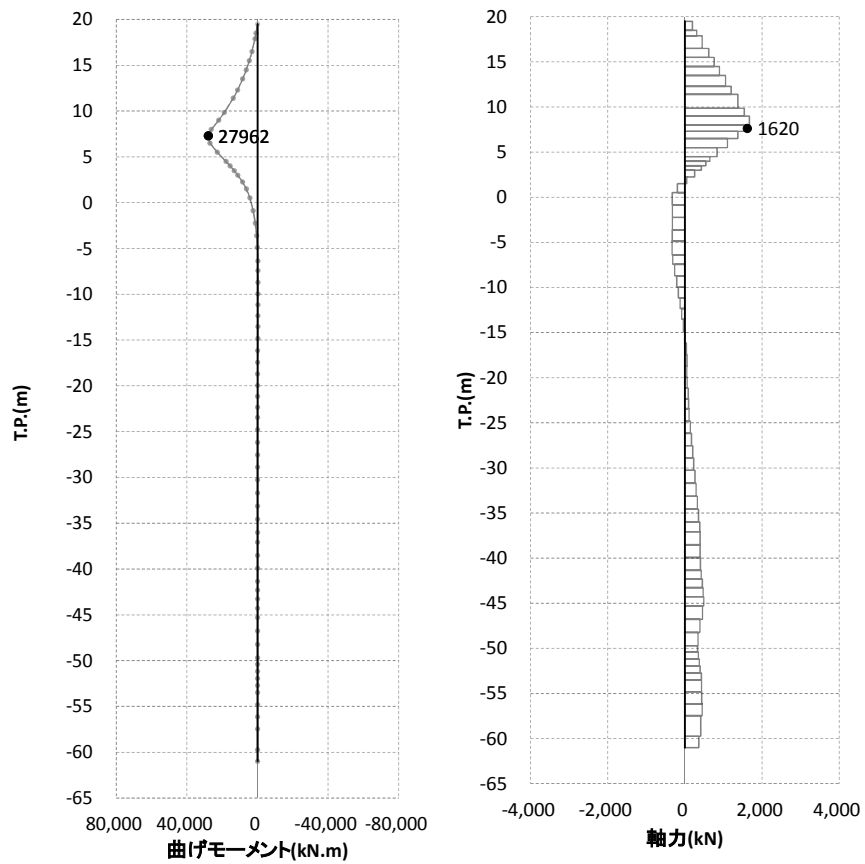


図 4. 1. 1-21 断面力図 (断面③ : 基準津波時, 地盤バネ 1)

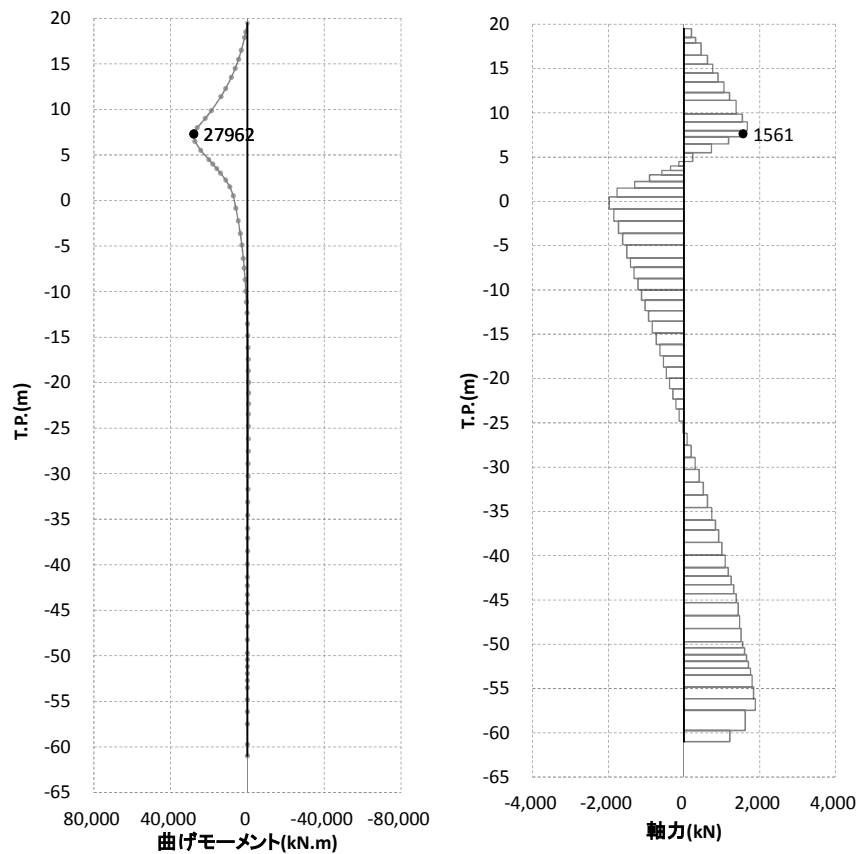


図 4. 1. 1-22 断面力図 (断面③ : 基準津波時, 地盤バネ 2)

表 4.1.1-6 曲げ軸力に対する照査 (断面③: 基準津波時)

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	27962	1620	180.98	382.5	0.48
地盤バネ 2	27962	1561	180.76	382.5	0.48

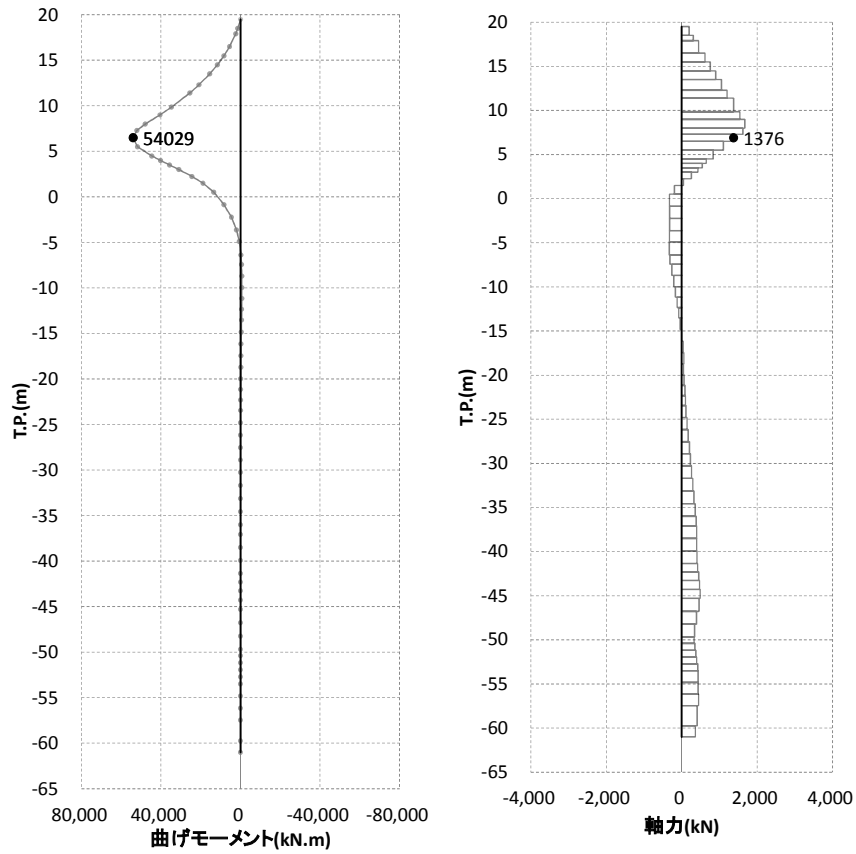


図 4.1.1-23 断面力図 (断面③: T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 1)

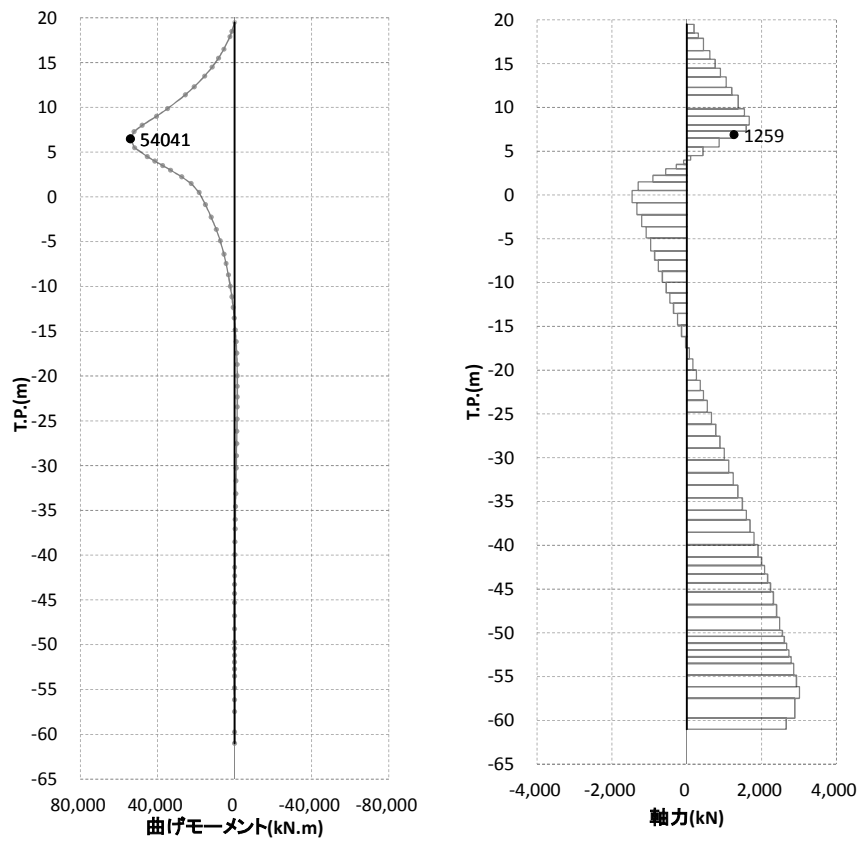


図 4. 1. 1-24 断面力図 (断面③ : T. P. +24 m 津波時, 地盤バネ 2)

表 4. 1. 1-7 曲げ軸力に対する照査 (断面③ : T. P. +24 m 津波時)

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	54029	1376	343.02	433.5	0.79
地盤バネ 2	54041	1259	342.65	433.5	0.79

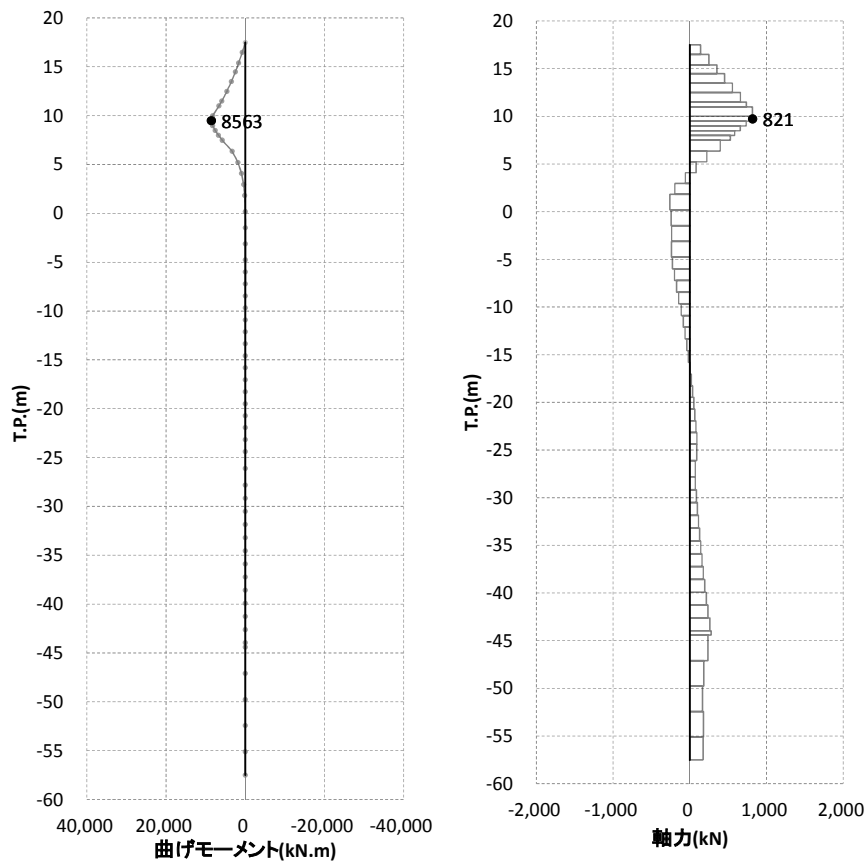


図 4.1.1-25 断面力図 (断面④ : 基準津波時, 地盤バネ 1)

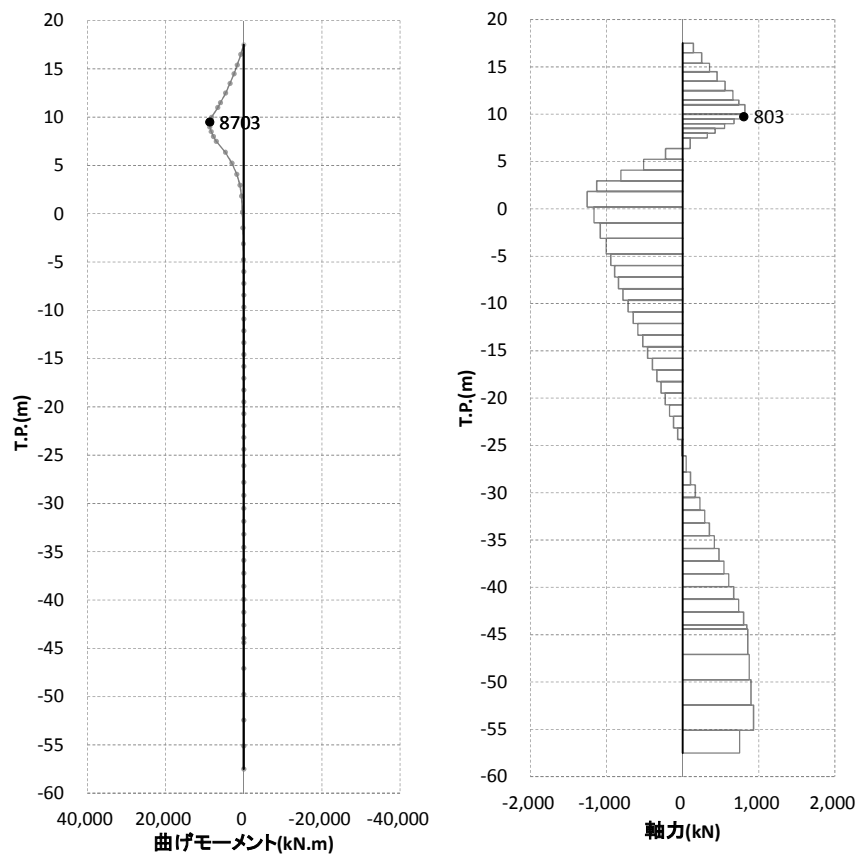


図 4.1.1-26 断面力図 (断面④ : 基準津波時, 地盤バネ 2)

表 4.1.1-8 曲げ軸力に対する照査 (断面④：基準津波時)

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	8563	821	123.49	382.5	0.33
地盤バネ 2	8703	803	125.30	382.5	0.33

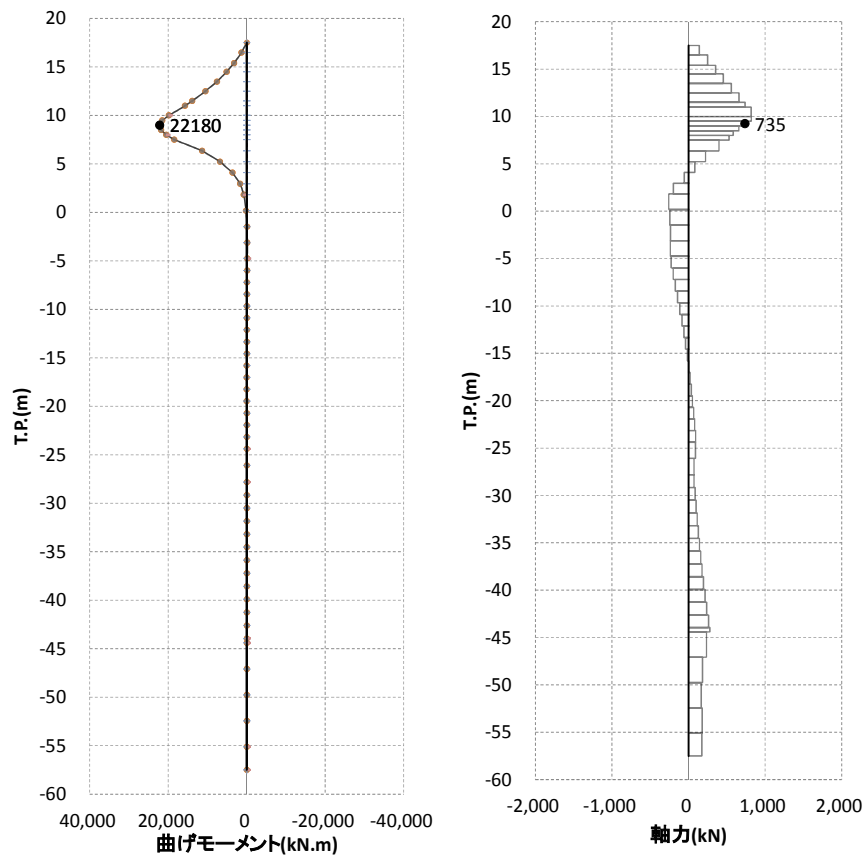


図 4.1.1-27 断面力図 (断面④：T.P. +24 m 津波時，地盤バネ 1)

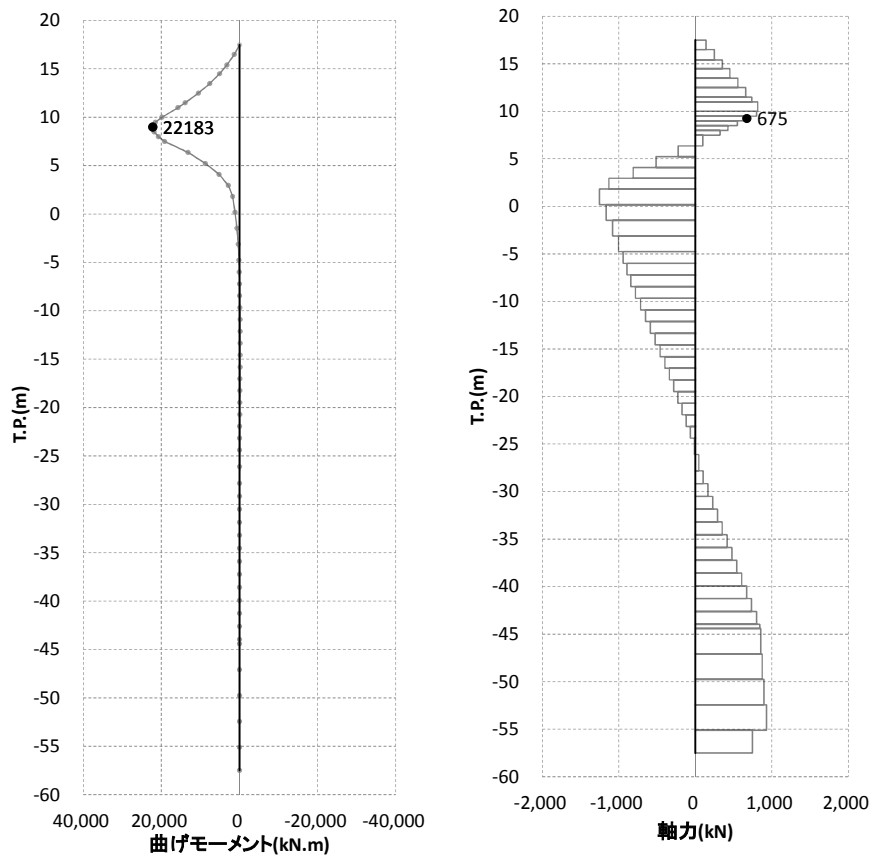


図 4. 1. 1-28 断面力図 (断面④ : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 2)

表 4. 1. 1-9 曲げ軸力に対する照査 (断面④ : T.P. +24 m 津波時)

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	22180	735	310.53	433.5	0.72
地盤バネ 2	22183	675	310.17	433.5	0.72

(2) せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 4.1.1-1 に、せん断力に対する照査結果を表 4.1.1-10～表 4.1.1-17 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、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

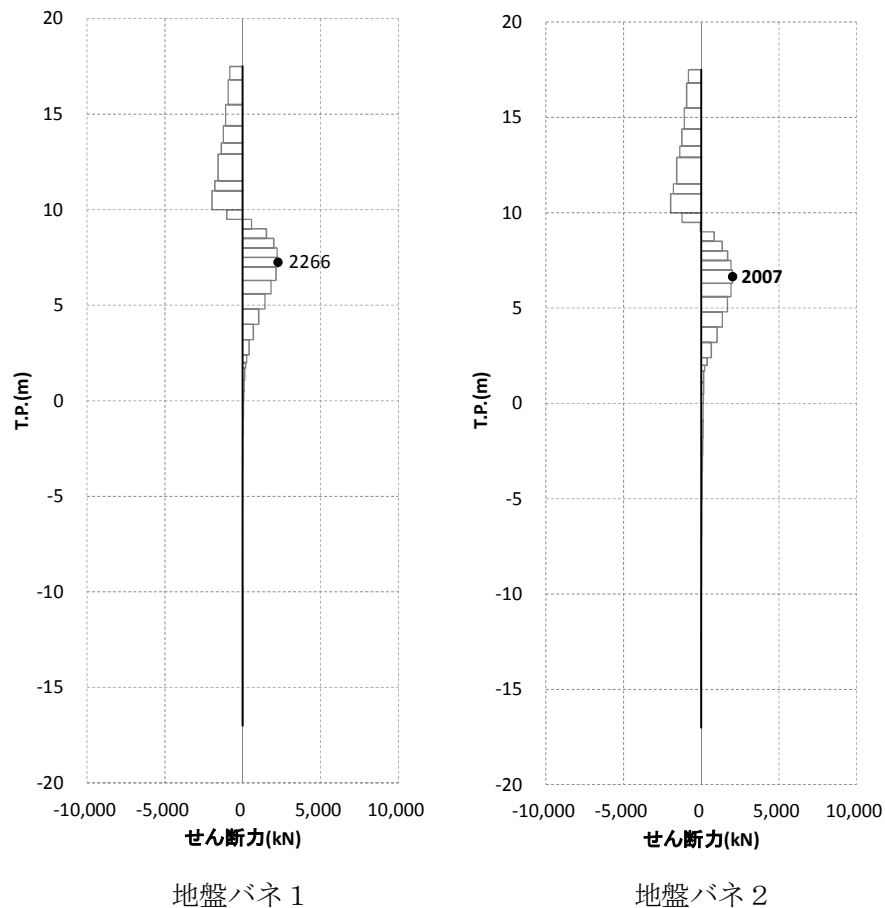


図 4.1.1-29 断面力図 (断面①：基準津波時)

表 4.1.1-10 せん断力に対する照査 (断面①：基準津波時)

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	2266	30.42	217.5	0.14
地盤バネ 2	2007	26.94	217.5	0.13

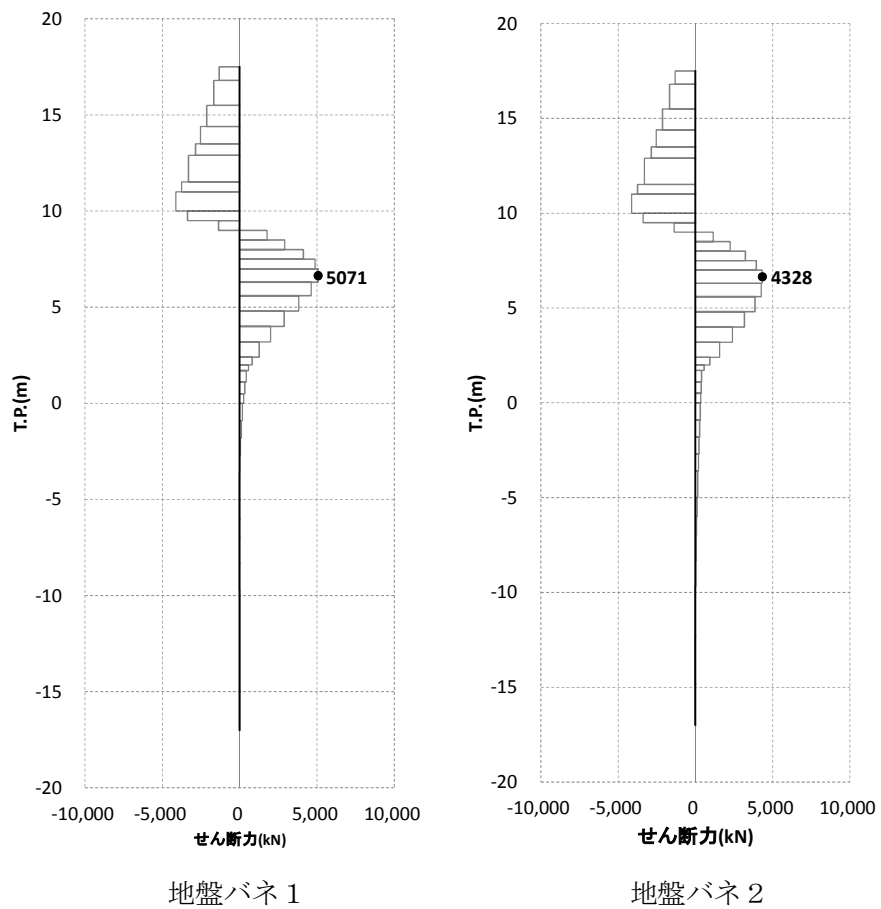
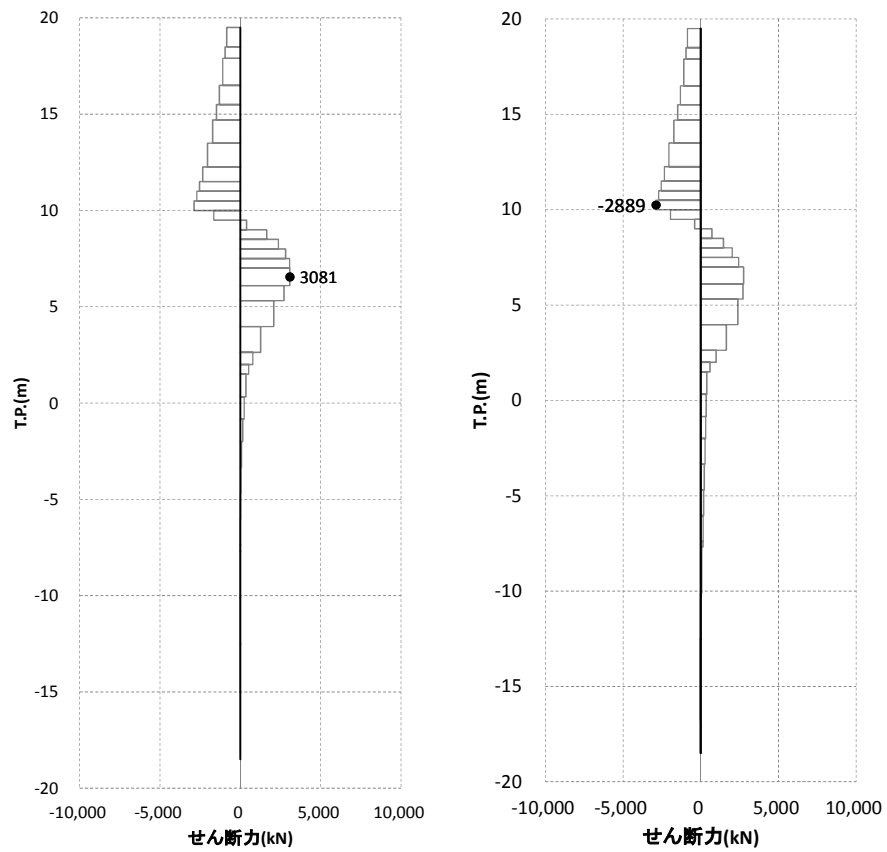


図 4. 1. 1-30 断面力図 (断面① : T. P. +24 m 津波時)

表 4. 1. 1-11 せん断力に対する照査 (断面① : T. P. +24 m 津波時)

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	5071	68.07	246.5	0.28
地盤バネ 2	4328	58.10	246.5	0.24



地盤バネ 1

地盤バネ 2

図 4. 1. 1-31 断面力図 (断面② : 基準津波時)

表 4. 1. 1-12 せん断力に対する照査 (断面② : 基準津波時)

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	3081	32.96	217.5	0.16
地盤バネ 2	2889	30.90	217.5	0.15

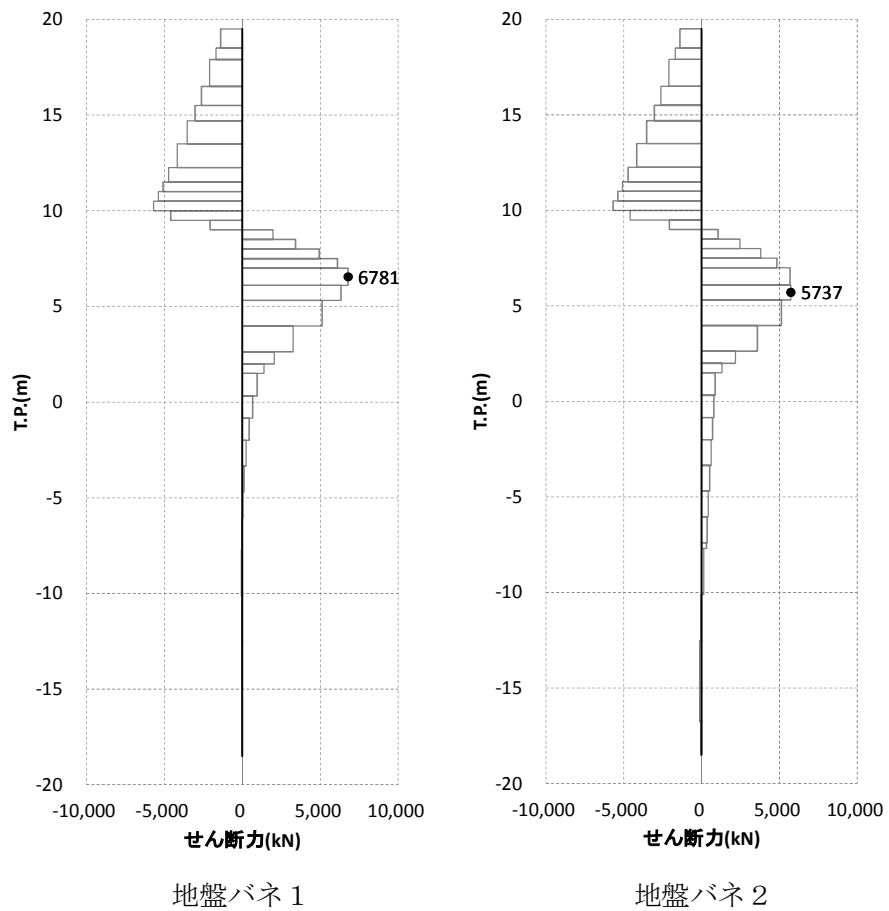


図 4. 1. 1-32 断面力図 (断面② : T. P. +24 m 津波時)

表 4. 1. 1-13 せん断力に対する照査 (断面② : T. P. +24 m 津波時)

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	6781	72.53	246.5	0.30
地盤バネ 2	5737	61.36	246.5	0.25

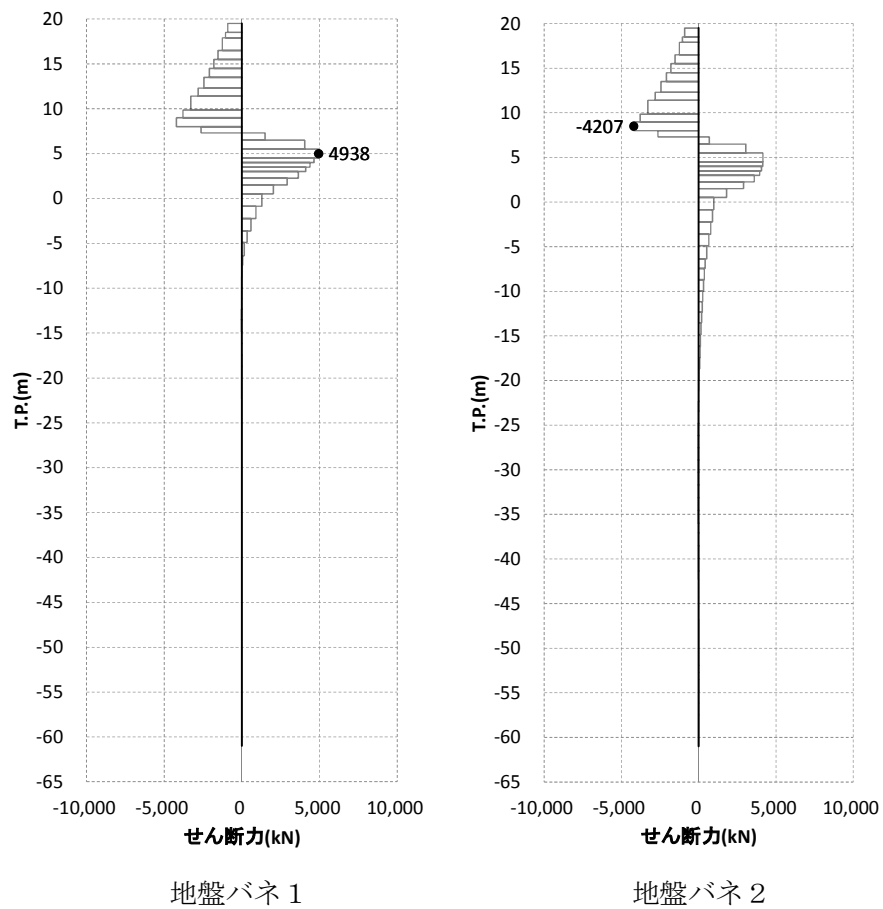


図 4. 1. 1-33 断面力図 (断面③ : 基準津波時)

表 4. 1. 1-14 せん断力に対する照査 (断面③ : 基準津波時)

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	4938	37.56	217.5	0.18
地盤バネ 2	4207	32.00	217.5	0.15

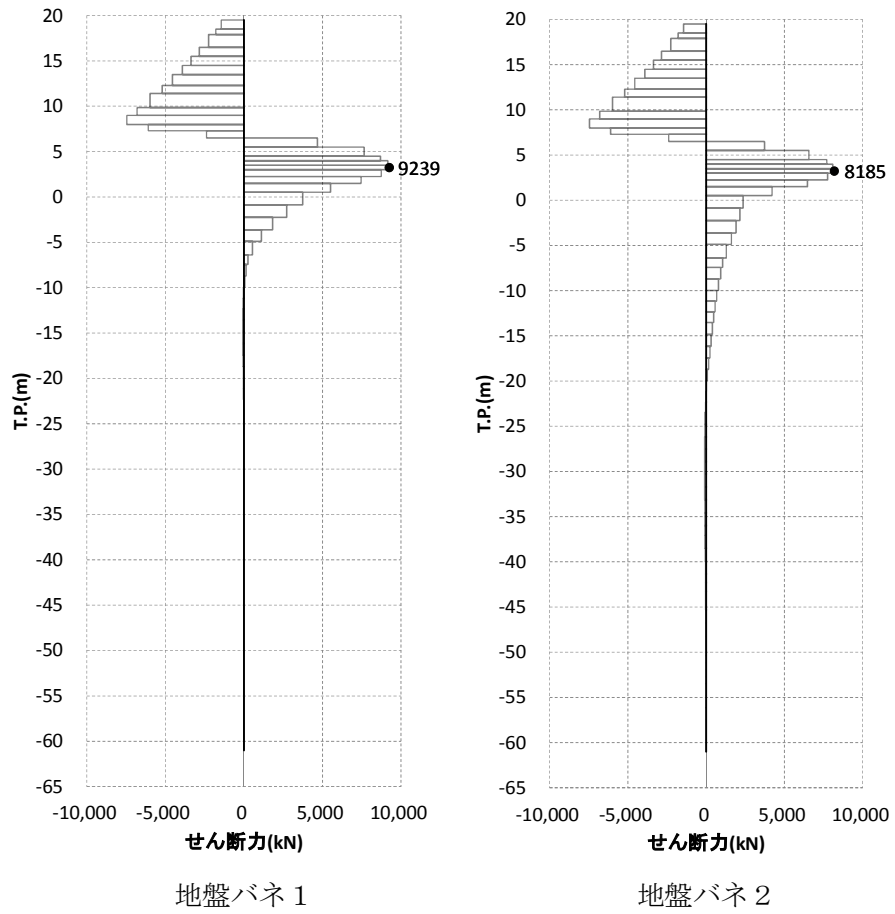


図 4. 1. 1-34 断面力図 (断面③ : T. P. +24 m 津波時)

表 4. 1. 1-15 せん断力に対する照査 (断面③ : T. P. +24 m 津波時)

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	9239	70.26	246.5	0.29
地盤バネ 2	8185	62.25	246.5	0.26

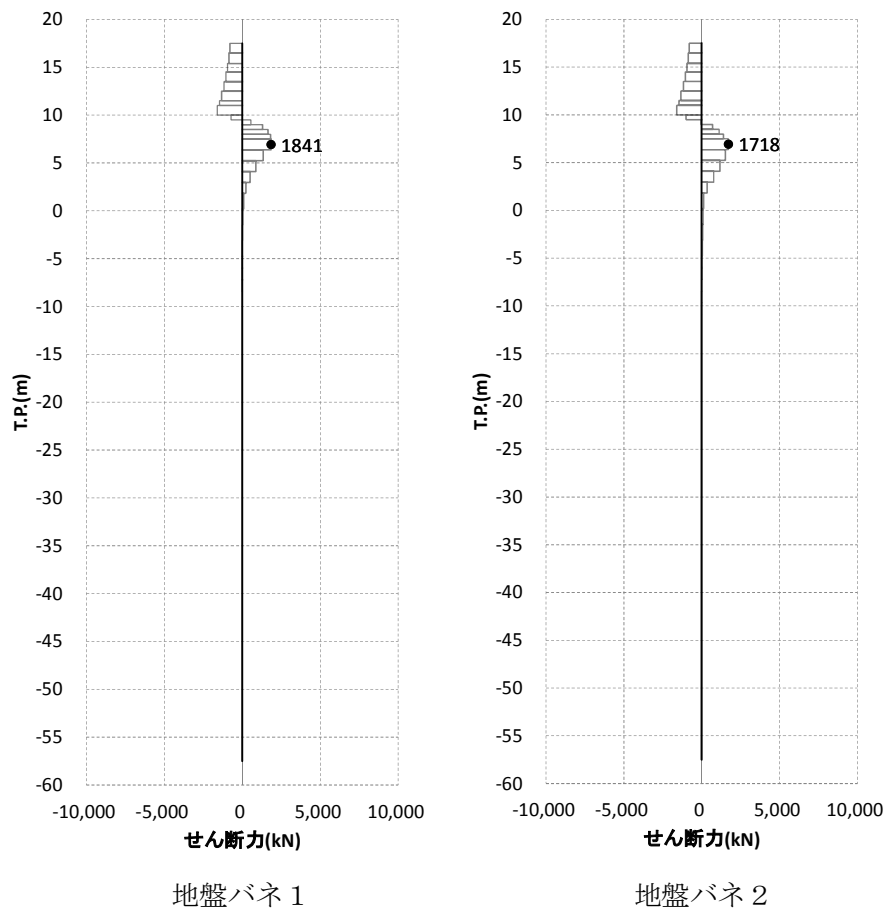


図 4. 1. 1-35 断面力図 (断面④ : 基準津波時)

表 4. 1. 1-16 せん断力に対する照査 (断面④ : 基準津波時)

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	1841	24.72	217.5	0.12
地盤バネ 2	1718	23.07	217.5	0.11

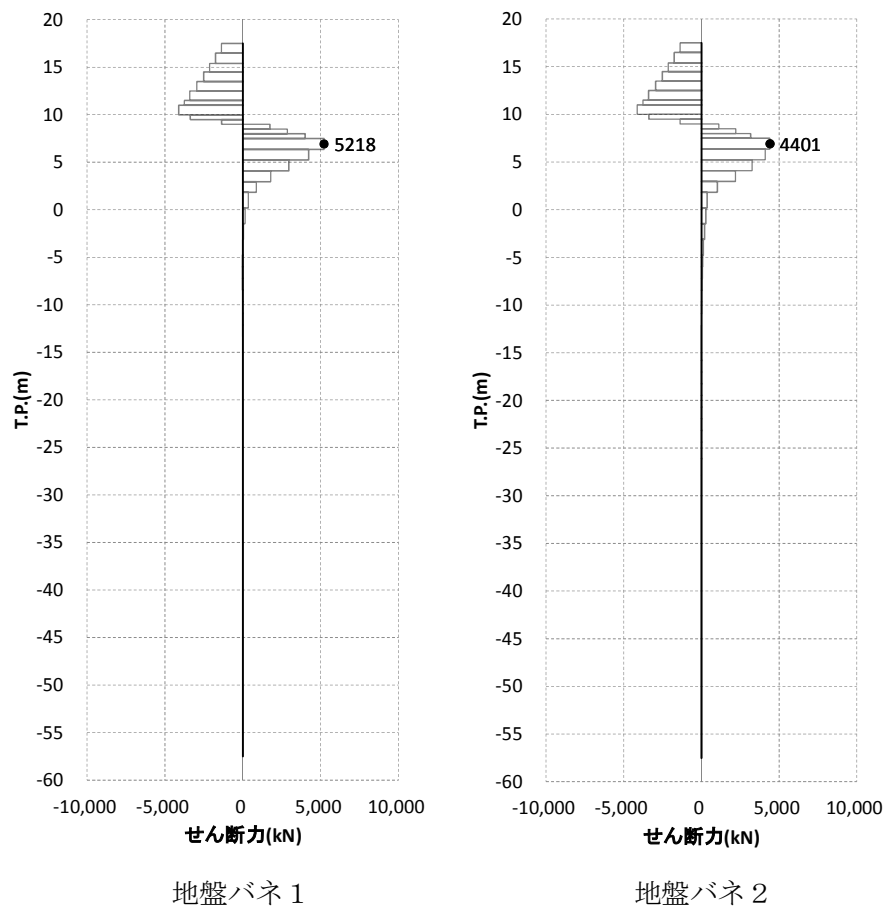


図 4. 1. 1-36 断面力図 (断面④ : T. P. +24 m 津波時)

表 4. 1. 1-17 せん断力に対する照査 (断面④ : T. P. +24 m 津波時)

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	5218	70.05	246.5	0.29
地盤バネ 2	4401	59.08	246.5	0.24

4.1.2 鉄筋コンクリートの評価結果

津波時の2次元梁バネモデルに設定した杭の水平方向バネ定数を表4.1.2-1に示す。

表 4.1.2-1 杭の水平方向バネ定数 (kN/m)

津波時		杭 1	杭 2	杭 3	杭 4	杭 5
断面①	基準津波時	98823	93175	87526	81878	76229
	T. P. +24 m 津波時	85357	80689	76021	71353	66685
断面③	基準津波時	94466	89116	83766	78417	73067
	T. P. +24 m 津波時	79539	75261	70983	66705	62427

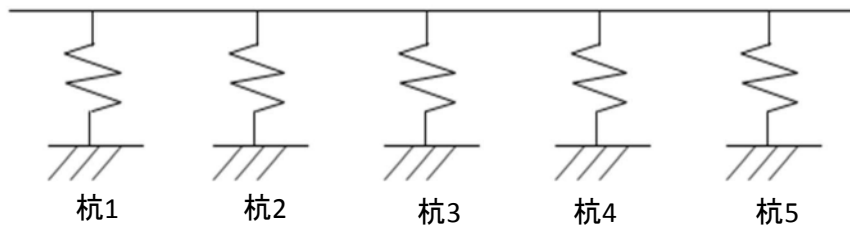


図 4.1.2-1 2次元梁バネモデル杭位置図

(1) 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表4.1.2-2に、2次元梁バネモデルによる曲げ軸力に対する照査結果を表4.1.2-3及び表4.1.2-4に、3次元FEM解析モデルによる曲げ軸力に対する照査結果を表4.1.2-6及び表4.1.2-7に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各断面において最大となる値を示している。

表 4.1.2-2 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (cm ²)
①	0.15	0.55	6.667-D35	63.777
③	0.15	0.55	6.667-D35	63.777

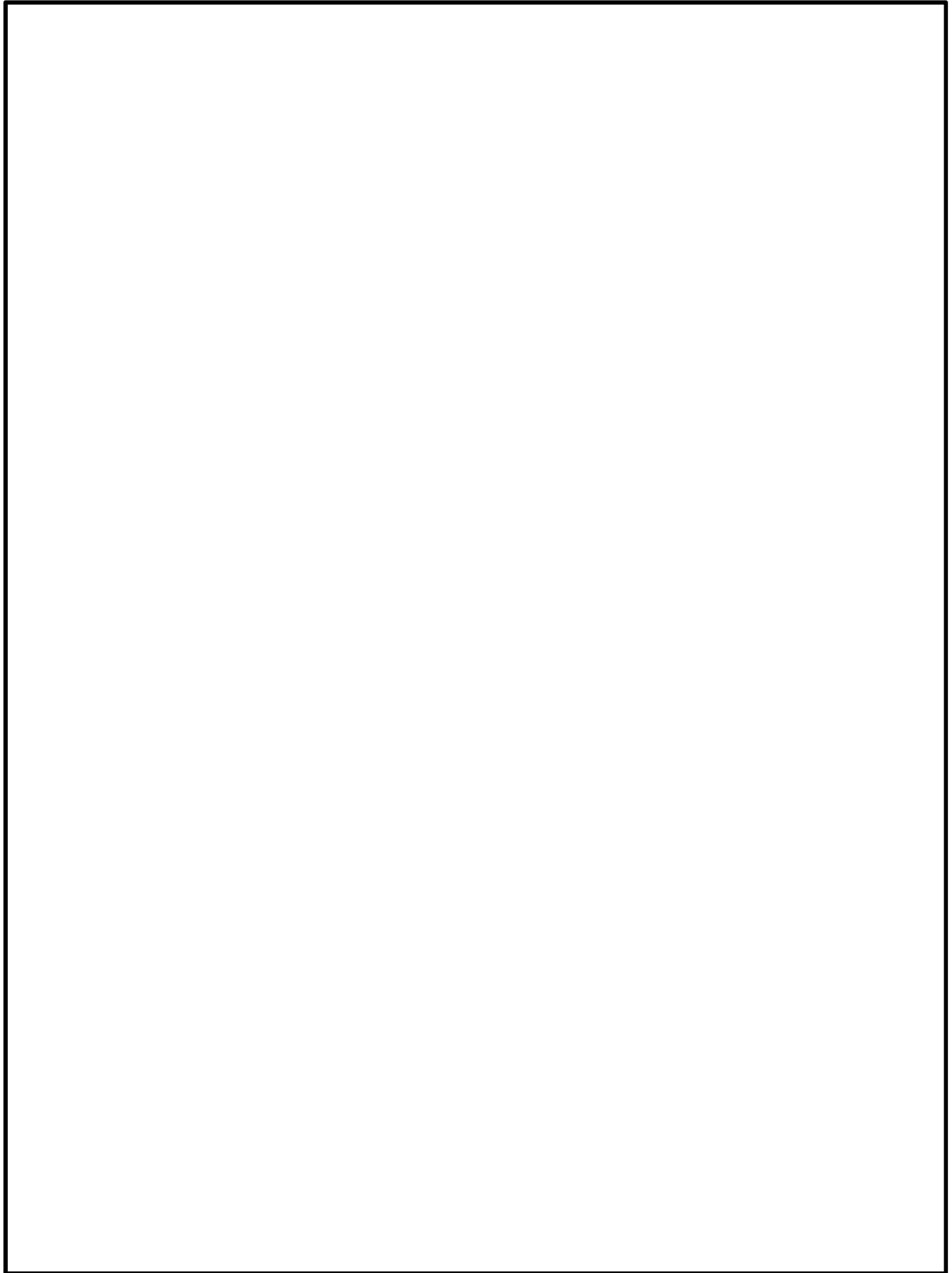


图 4.1.2-2 配筋图

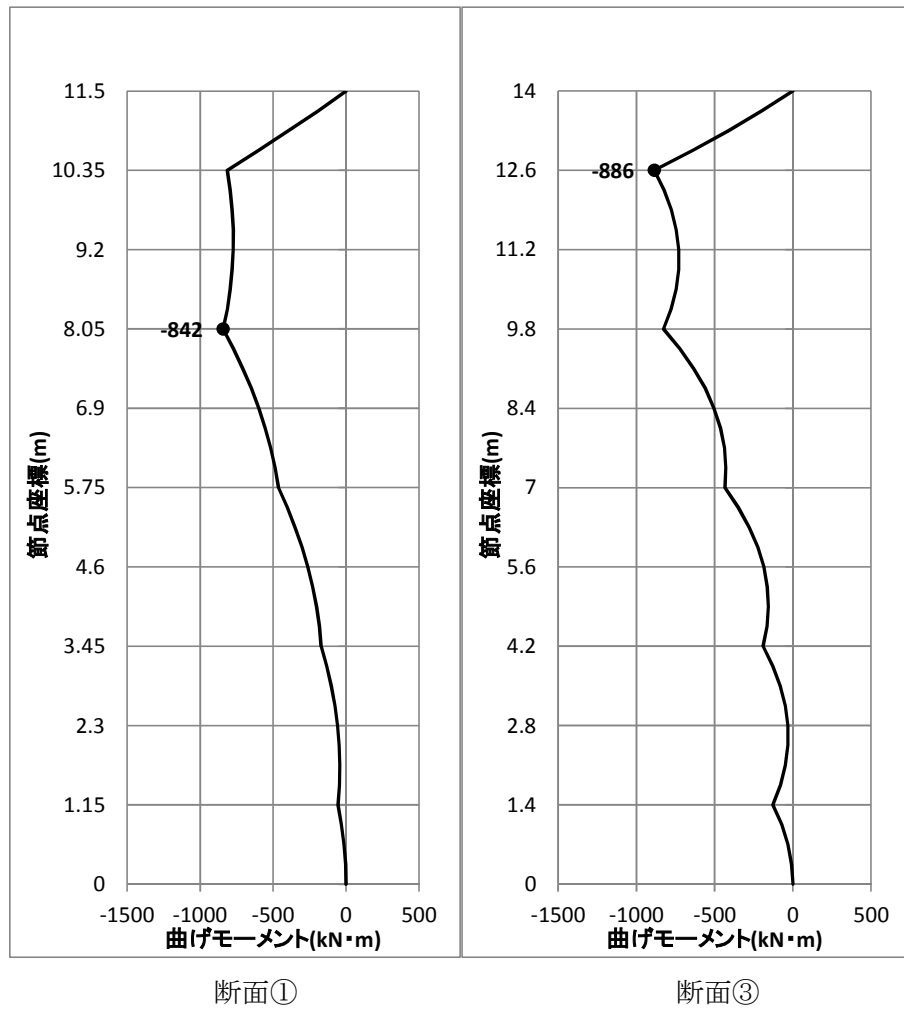


図 4.1.2-3 断面力図（基準津波時：2次元梁バネモデル）

表 4.1.2-3 曲げ軸力に対する照査（基準津波時：2次元梁バネモデル）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面①	-842	0	12.9	287.3	21	435	0.62	0.67
断面③	-886	0	13.6	302.3	21	435	0.65	0.70

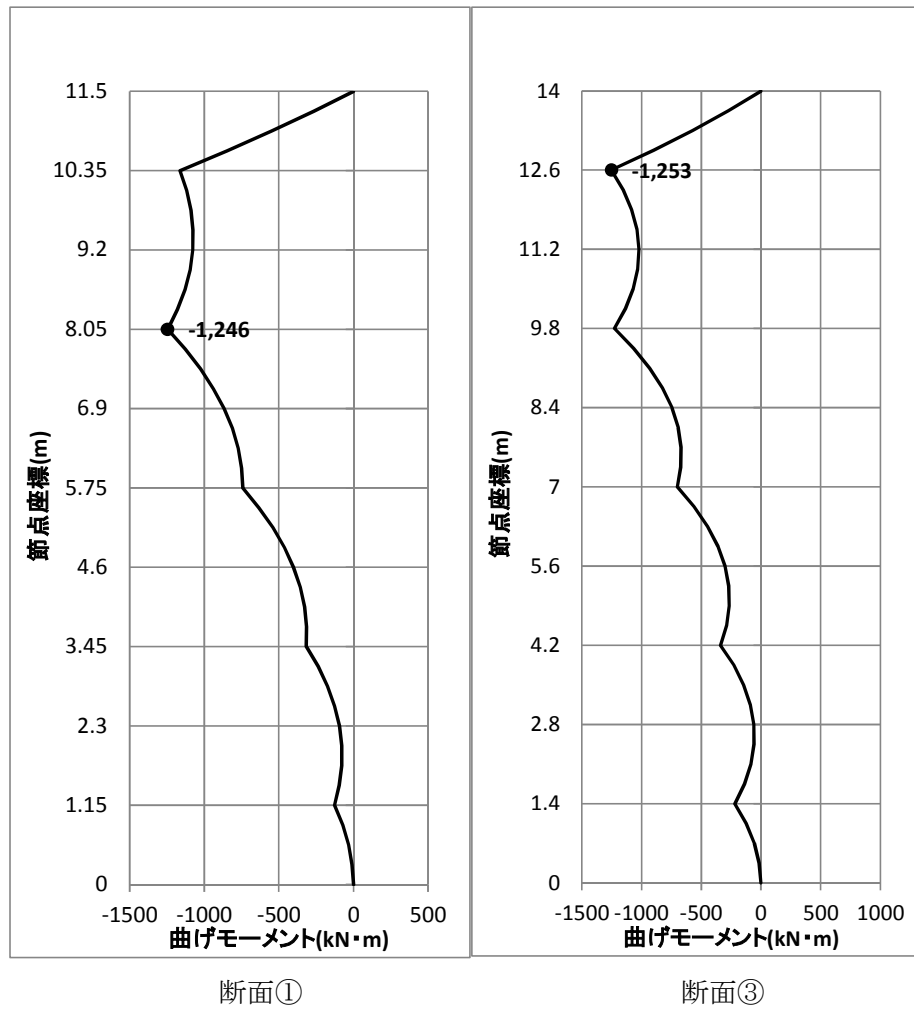


図 4. 1. 2-4 断面力図 (T.P. +24 m 津波時：2次元梁バネモデル)

表 4. 1. 2-4 曲げ軸力に対する照査 (T.P. +24 m 津波時：2次元梁バネモデル)

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面①	-1246	0	19.1	425.1	28	478.5	0.69	0.89
断面③	-1253	0	19.2	427.5	28	478.5	0.69	0.90



図 4.1.2-5 3次元FEM解析モデル断面位置図

表 4.1.2-5 鉄筋コンクリート断面諸元(断面③・3次元FEM解析モデル)

断面		かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (cm ²)
断面 A1		0.15	0.55	6.667-D35	63.777
断面 A2		0.15	0.55	6.667-D35	63.777
断面 A3		0.15	0.55	6.667-D35	63.777
断面 B1	堤外側	0.35	3.15	13.333-D35	127.543
	堤内側	0.15	3.35	6.667-D35	63.777
断面 B2	堤外側	0.35	3.15	13.333-D35	127.543
	堤内側	0.15	3.35	6.667-D35	63.777
断面 C2		0.15	0.15	6.667-D35	63.777
断面 D		0.08	0.06	6.667-D35	63.777

津波時の3次元FEM解析モデルに設定した地盤バネ6及び地盤バネ7の水平方向地盤反力係数, 地盤反力上限値及びそれぞれの値を比較したものを図4.1.2-6~図4.1.2-8に示す。

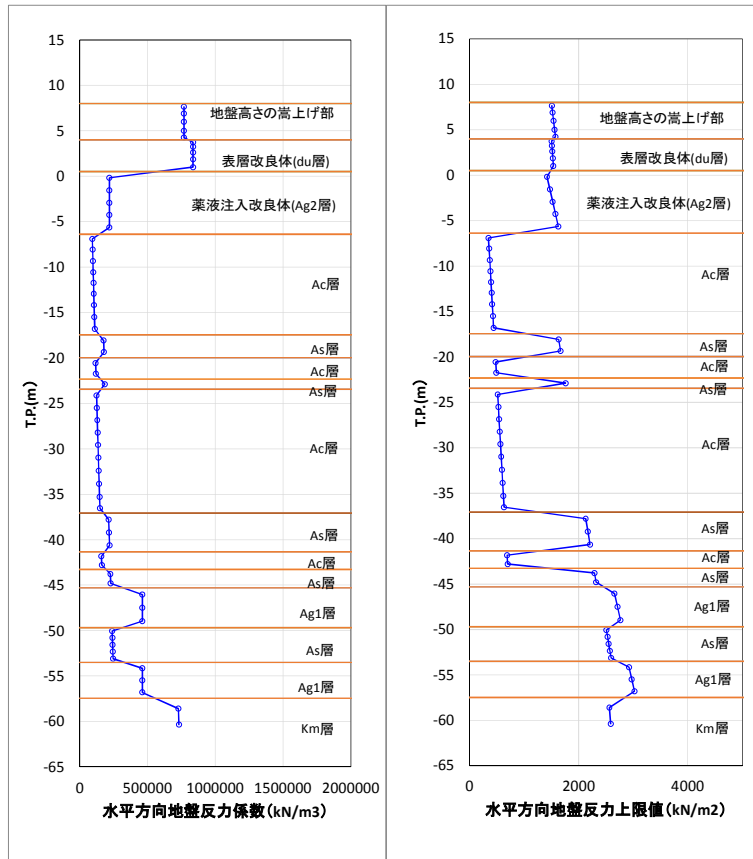


図 4. 1. 2-6 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面③：地盤バネ 6）

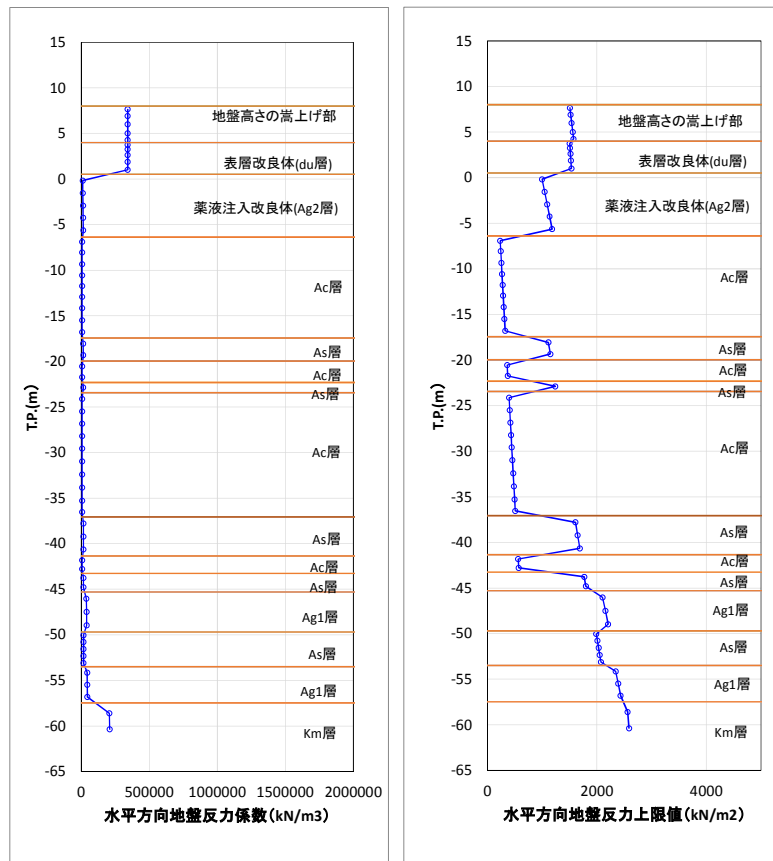


図 4. 1. 2-7 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面③：地盤バネ 7）

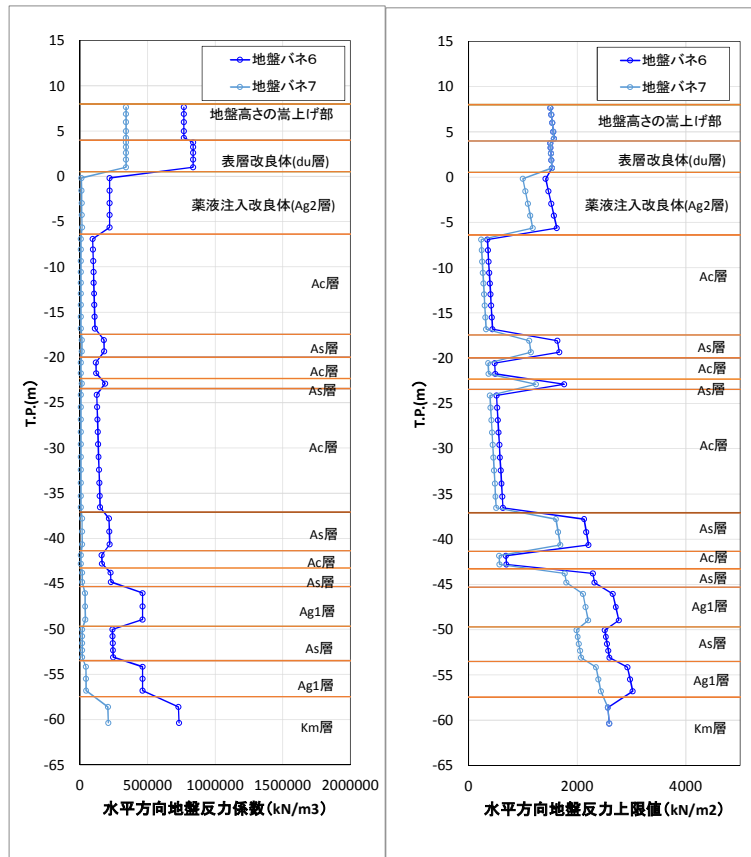


図 4. 1. 2-8 地盤バネ 6 及び地盤バネ 7 の比較 (断面③)

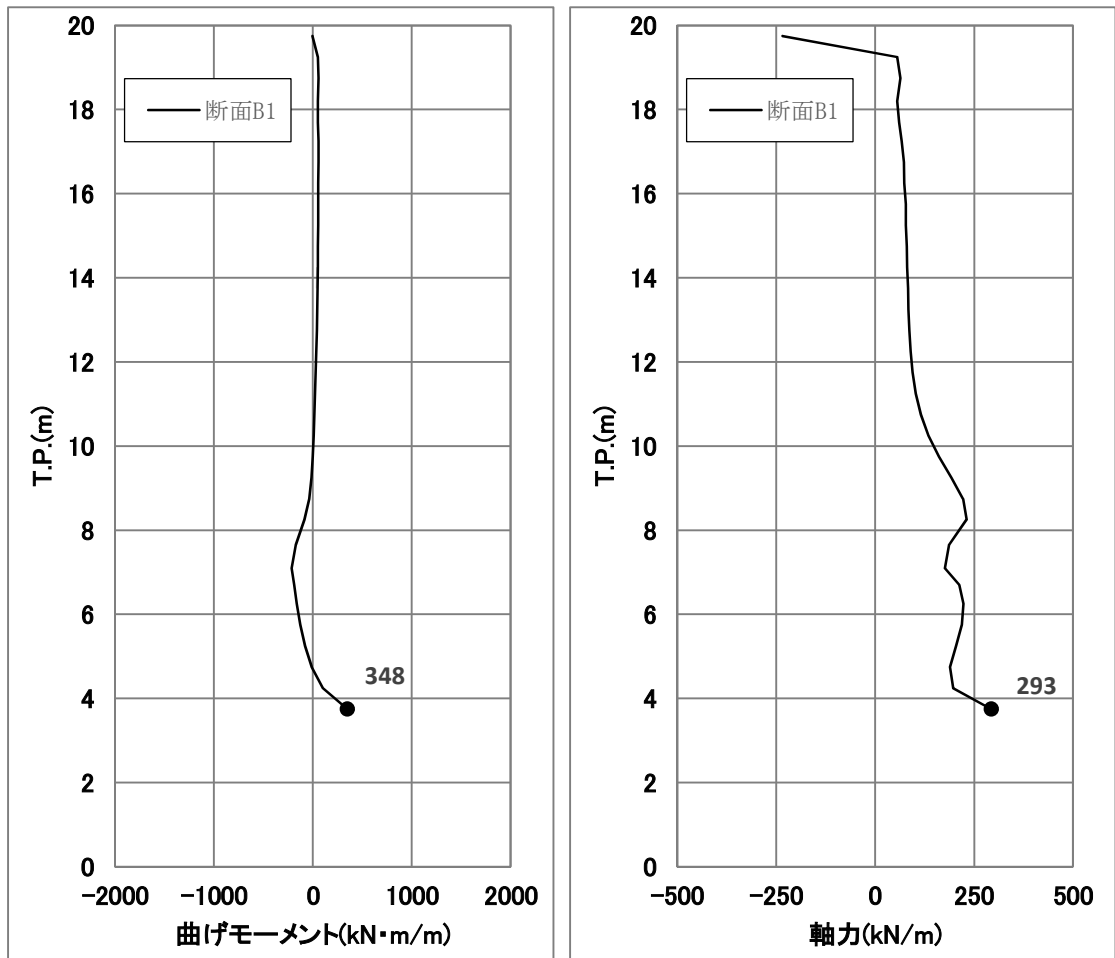


図 4.1.2-9 断面力図（基準津波時：3次元FEM解析モデル）

表 4.1.2-6 曲げ軸力に対する照査（基準津波時：3次元FEM解析モデル）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度(N/mm ²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面③	348	293	0.07	39.58	21	435	0.01	0.10

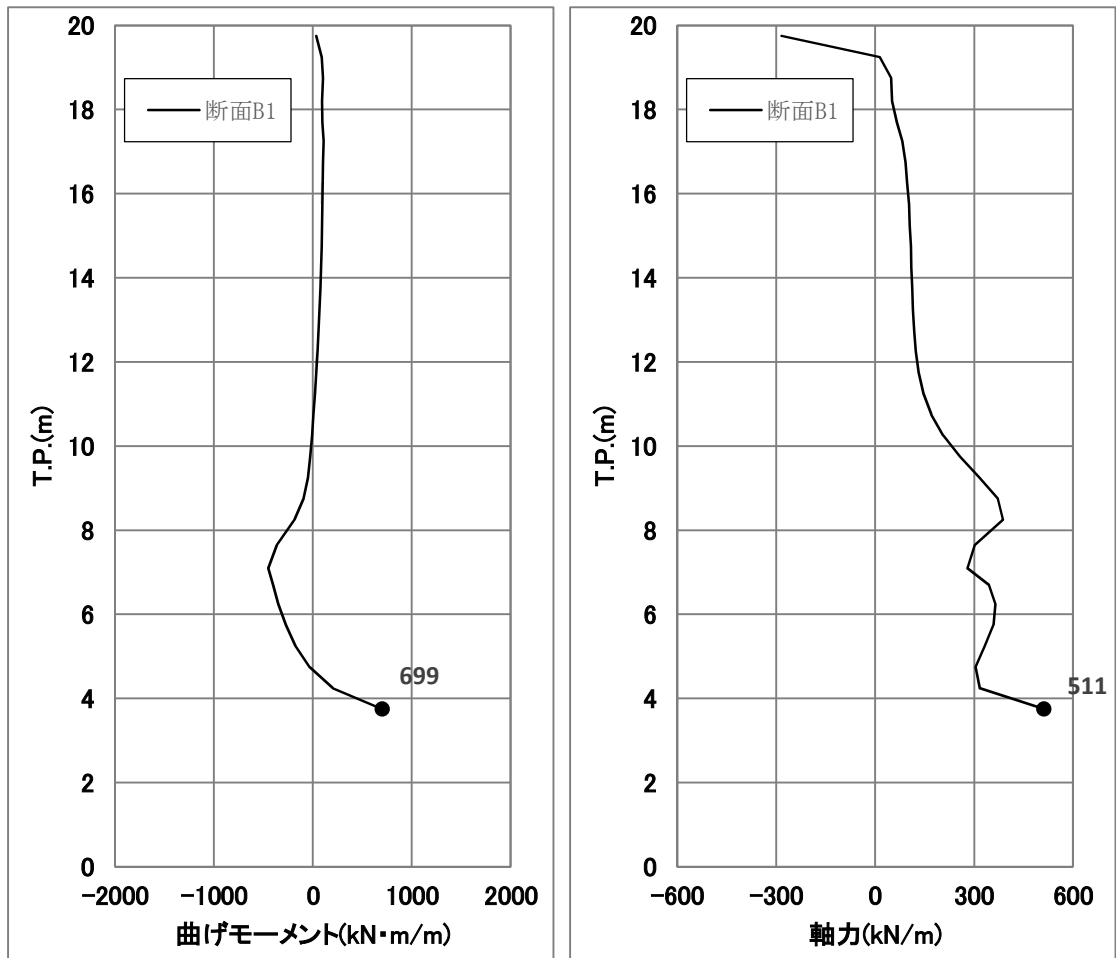


図 4.1.2-10 断面力図 (T.P. +24 m 津波時 : 3次元FEM解析モデル)

表 4.1.2-7 曲げ軸力に対する照査 (T.P. +24 m 津波時 : 3次元FEM解析モデル)

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度(N/mm ²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面③	699	511	0.24	73.59	28	478.5	0.01	0.16

2次元梁バネモデルとの比較として、断面 A2 における断面力図を図 4.1.2-11 及び図 4.1.2-12 に、最も照査値が大きくなった位置での照査結果を表 4.1.2-8 及び表 4.1.2-9 に示す。

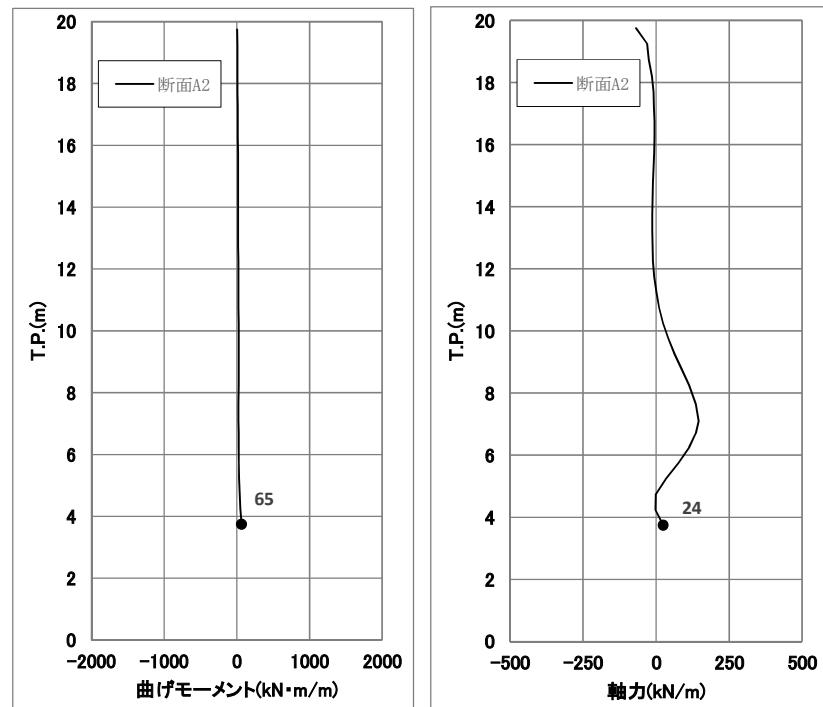


図 4. 1. 2-11 断面力図 (基準津波時：3次元FEM解析モデル)

表 4. 1. 2-8 曲げ軸力に対する照査 (基準津波時：3次元FEM解析モデル)

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面③	65	24	0.90	22.94	21	435	0.05	0.06

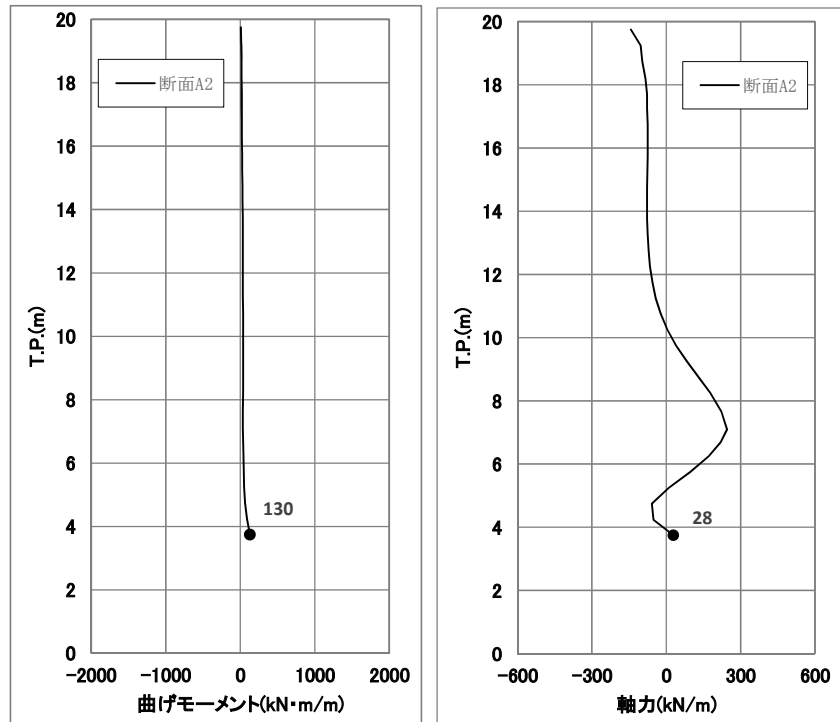


図 4.1.2-12 断面力図 (T.P. +24 m 津波時：3次元FEM解析モデル)

表 4.1.2-9 曲げ軸力に対する照査 (T.P. +24 m 津波時：3次元FEM解析モデル)

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面③	130	28	1.82	44.22	21	435	0.09	0.11

2次元梁バネモデルの結果である表 4.1.2-3 及び表 4.1.2-4 と 3次元FEM解析モデルの結果である表 4.1.2-8 及び表 4.1.2-9 を比較すると、2次元梁バネモデルの照査値の方が大きいことから、2次元梁バネモデルによる解析は3次元FEM解析モデルによる解析よりも保守的な結果を示している。

(2) せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 4.1.2-2 及び表 4.1.2-10 に、2次元梁バネモデルによるせん断力に対する照査結果を表 4.1.2-11 及び表 4.1.2-12 に、3次元FEM解析モデルによるせん断力に対する照査結果を表 4.1.2-13 及び表 4.1.2-14 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各断面において最大となる値を示している。

表 4.1.2-10 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	断面有効高さ (m)	斜め引張鉄筋	区間 s (m)	区間 s における 斜め引張鉄筋断面積 (cm ²)
①	0.55	3.333-D22	0.2	12.902
②	0.55	3.333-D22	0.2	12.902

斜め引張鉄筋を考慮した許容せん断耐力を以下に計算する。

$$V_a = V_c + V_s$$

$$V_c = \frac{1}{2} \tau_{al} b_w j d$$

$$V_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d}{s}$$

ここで

V_a : 許容せん断耐力

V_c : 斜め引張鉄筋以外が受けるせん断力

V_s : スターラップが受けるせん断力

τ_{al} : 許容せん断応力度

b_w : 断面幅

j : =1/1.15

d : 断面有効高さ

A_w : 区間 s におけるスターラップの総断面積

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度

: スターラップの部材軸方向の間隔

基準津波時 : $V_c = 1/2 \times 0.825 \times 1.0 / 1.15 \times 0.55 \times 1000 = 197.28$

$V_s = 1290.2 \times 300 / 1.15 \times 0.55 / 0.2 / 1000 = 925.57$

$V_a = 197.28 + 925.57 = 1122.8$

$$T. P. +24 \text{ m 津波時} : V_c = 1/2 \times 1.1 \times 1.0 / 1.15 \times 0.55 \times 1000 = 263.04$$

$$V_s = 1290.2 \times 330 / 1.15 \times 0.55 / 0.2 / 1000 = 1018.13$$

$$V_a = 263.04 + 1018.13 = 1281.1$$

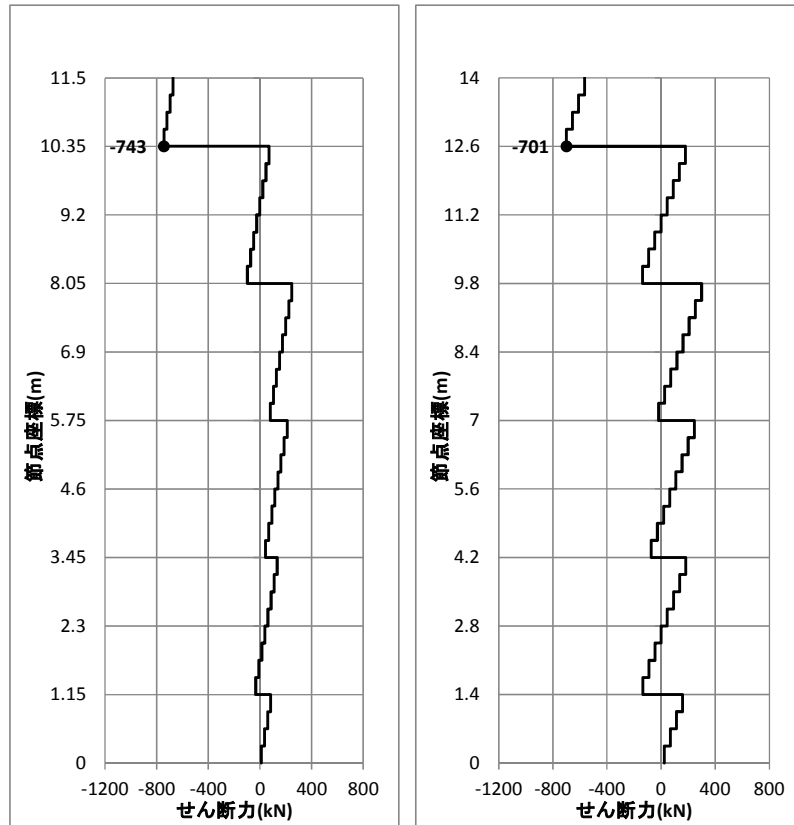


図 4.1.2-13 断面力図 (基準津波時：2次元梁バネモデル)

表 4.1.2-11 せん断力に対する照査 (基準津波時：2次元梁バネモデル)

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面①	743	1122.8	0.67
断面③	701	1122.8	0.63

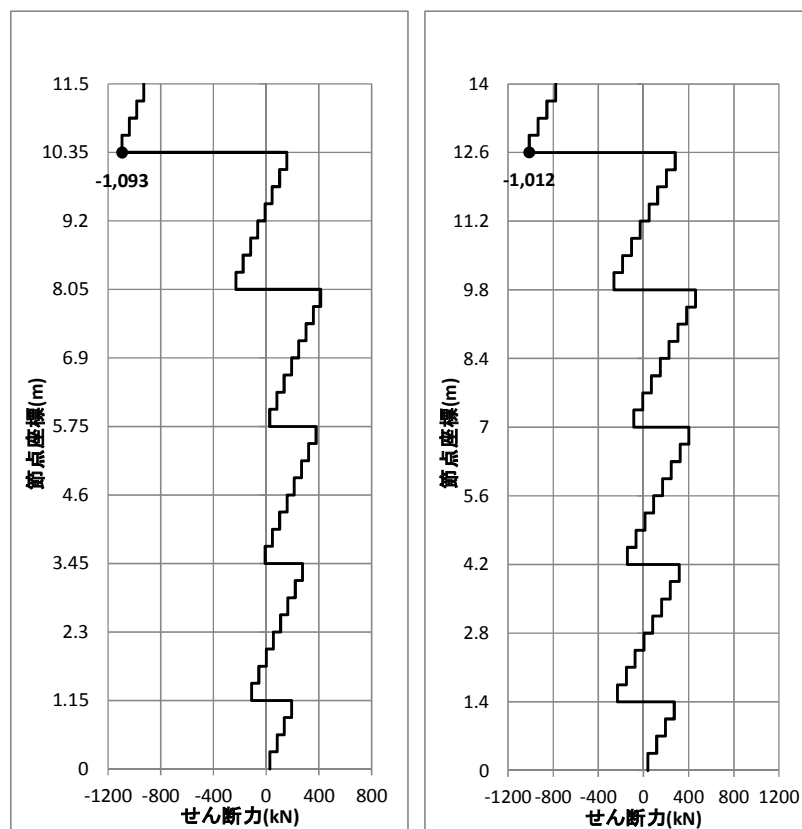


図 4.1.2-14 断面力図 (T.P. +24 m 津波時：2次元梁バネモデル)

表 4.1.2-12 せん断力に対する照査 (T.P. +24 m 津波時：2次元梁バネモデル)

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面①	1093	1281.1	0.86
断面③	1012	1281.1	0.79

表 4. 1. 2-13 鉄筋コンクリート断面諸元(断面③・3次元FEM解析モデル)

断面	断面有効 高さ (m)	斜め 引張鉄筋	区間 s (m)	区間 s における 斜め引張鉄筋断面積 (cm ²)
断面 A1	0.55	3.333-D22	0.2	12.902
断面 A2	0.55	3.333-D22	0.2	12.902
断面 A3	0.55	3.333-D22	0.2	12.902
断面 B1	3.15	6.667-D35	0.14	63.777
断面 B3	3.15	6.667-D22	0.15	25.808
断面 C2	0.15	13.333-D16	0.4	26.479
断面 D	0.06	13.333-D16	0.06	8.183*

* : 斜め引張鉄筋の部材軸方向に対する角度 18° を考慮して, 13.333-D16×sin18°
(=26.479×0.309=8.182cm²)

斜め引張鉄筋を考慮した許容せん断力を以下に計算する。

$$V_a = V_c + V_s$$

$$V_c = \frac{1}{2} \tau_{al} b_w j d$$

$$V_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d}{s}$$

ここで

V_a : 許容せん断力

V_c : コンクリートの許容せん断力

V_s : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

τ_{al} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 断面幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

基準津波時 断面 C2 : $V_c = 1/2 \times 0.825 / 1.15 \times 0.15 \times 1.0 \times 1000 = 53.80$

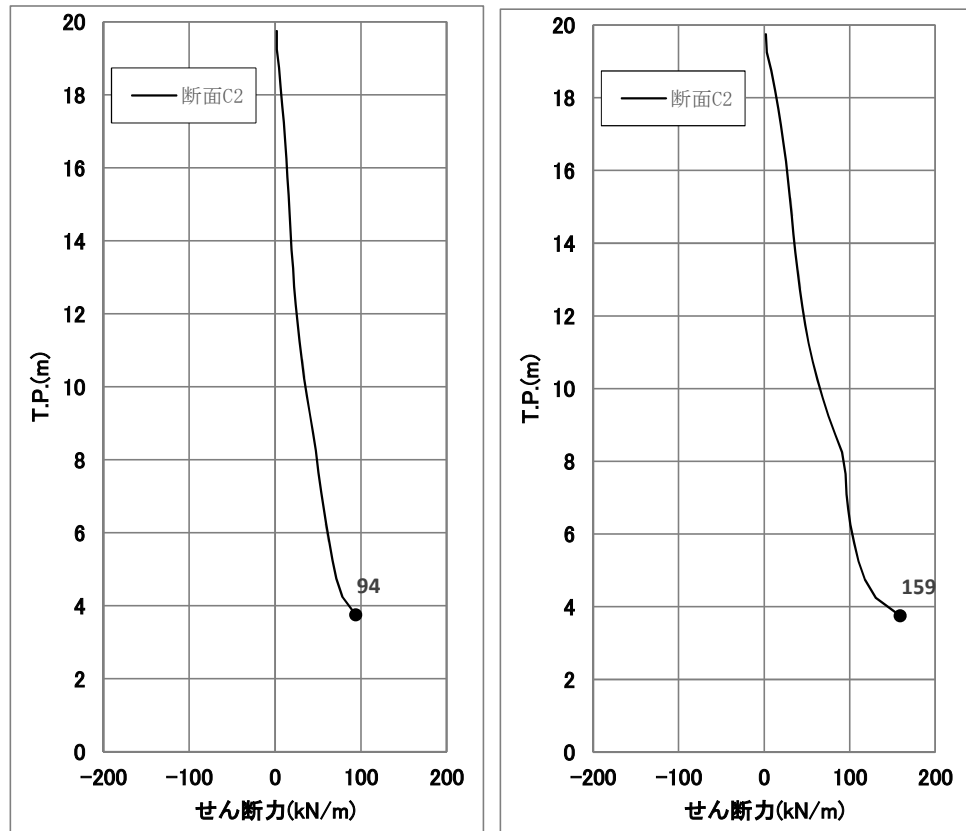
$$V_s = 2647.9 \times 300 / 1.15 \times 0.15 / 0.4 / 1000 = 259.03$$

$$V_a = 53.80 + 259.03 = 312.83$$

T. P. +24 m 津波時 断面 C2 : $V_c = 1/2 \times 1.1 / 1.15 \times 0.15 \times 1.0 \times 1000 = 71.73$

$$V_s = 2647.9 \times 330 / 1.15 \times 0.15 / 0.4 / 1000 = 284.93$$

$$V_a = 71.73 + 284.93 = 356.66$$



基準津波時

T.P. +24 m 津波時

図 4. 1. 2-15 断面力図 (3次元 FEM解析モデル)

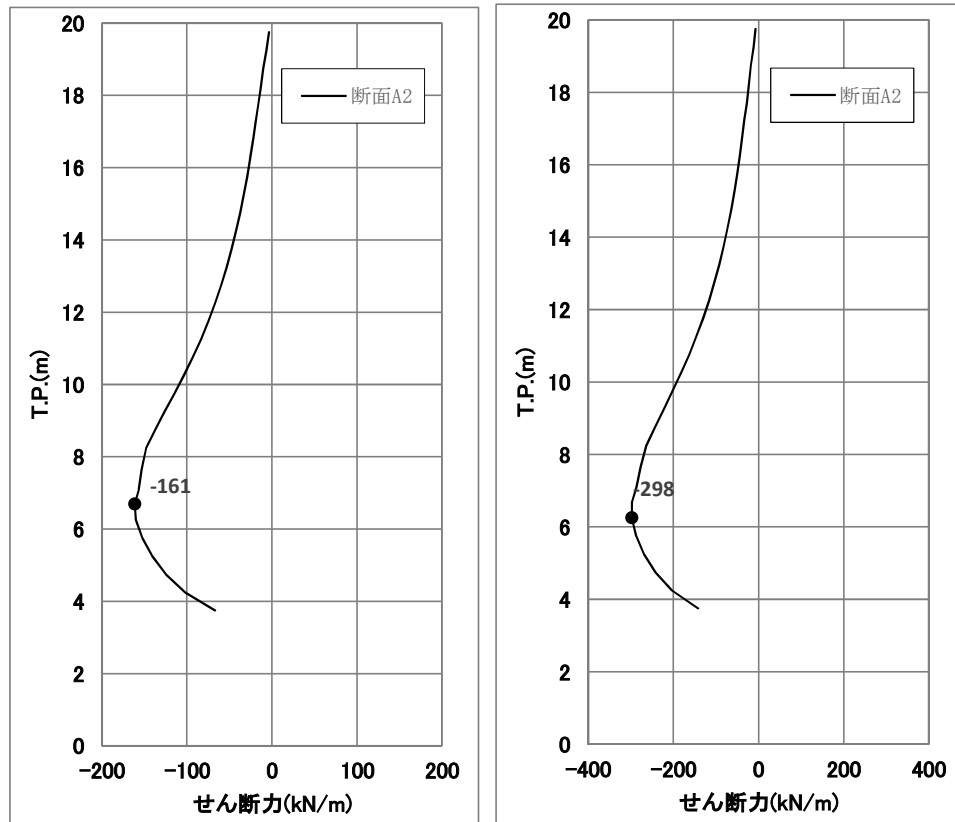
表 4. 1. 2-14 せん断力に対する照査 (基準津波時: 3次元 FEM解析モデル)

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面③	94	312.8	0.31

表 4. 1. 2-15 せん断力に対する照査 (T.P. +24 m 津波時: 3次元 FEM解析モデル)

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面③	159	356.6	0.45

2次元梁バネモデルとの比較として、断面 A2 における断面力図を図 4. 1. 2-16 に、最も照査値が大きくなった位置での照査結果を表 4. 1. 2-16 及び表 4. 1. 2-17 に示す。



基準津波時

T.P. +24 m 津波時

図 4.1.2-16 断面力図 (3次元FEM解析モデル)

表 4.1.2-16 せん断力に対する照査 (基準津波時: 3次元FEM解析モデル)

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面③	161	1281.1	0.13

表 4.1.2-17 せん断力に対する照査 (T.P. +24 m 津波時: 3次元FEM解析モデル)

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面③	298	1281.1	0.24

2次元梁バネモデルの結果である表 4.1.2-11 及び表 4.1.2-12 と 3次元FEM解析モデルの結果である表 4.1.2-16 及び表 4.1.2-17 を比較すると、2次元梁バネモデルの照査値の方が3次元FEM解析モデルの照査値よりも大きいことから、2次元梁バネモデルによる解析は3次元FEM解析モデルによる解析よりも保守的な結果を示している。

4.1.3 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する評価結果

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する照査結果を表 4.1.3-1～表 4.1.3-8 に示す。

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する照査を行った結果、安全率が 1.2 以上であることを確認した。なお、発生応力は、各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

表 4.1.3-1 改良体に対する安全率（断面①：基準津波時）

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率
地盤バネ 1	204	750	3.67
地盤バネ 2	179	750	4.18

表 4.1.3-2 改良体に対する安全率（断面①：T.P. +24 m 津波時）

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率
地盤バネ 1	379	750	1.97
地盤バネ 2	351	750	2.13

表 4.1.3-3 改良体に対する安全率（断面②：基準津波時）

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率
地盤バネ 1	203	750	3.69
地盤バネ 2	176	750	4.26

表 4.1.3-4 改良体に対する安全率（断面②：T.P. +24 m 津波時）

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率
地盤バネ 1	356	750	2.10
地盤バネ 2	329	750	2.27

表 4.1.3-5 改良体に対する安全率（断面③：基準津波時）

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率
地盤バネ 1	119	467*	3.92
地盤バネ 2	180	750	4.16

表 4.1.3-6 改良体に対する安全率（断面③：T.P. +24 m 津波時）

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率
地盤バネ 1	230	467*	2.03
地盤バネ 2	203	467*	2.30

*改良体と A g 2 層との境界ですべり力最大になるため、

A g 2 層のせん断抵抗力を以下のように算出した。

$$\begin{aligned}
 c &= 419 + 1.2 \times \sigma_v' \\
 &= 419 + 1.2 \times 40.19 \\
 &= 467
 \end{aligned}$$

ここで、c : A g 2 層のせん断抵抗力 (kN/m²) (残留強度 : -1 σ)

σ_v' : 有効上載圧 (kN/m²)

$$\sigma_v' = \gamma' \times h = 11.55 \times 3.48 = 40.19$$

γ' : 改良体の単位体積重量 11.55 kN/m³

h : 改良体厚さ 3.48 m

表 4.1.3-7 改良体に対する安全率（断面④：基準津波時）

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率
地盤バネ 1	167	750	4.49
地盤バネ 2	147	750	5.10

表 4.1.3-8 改良体に対する安全率（断面④：T.P. +24 m 津波時）

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率
地盤バネ 1	377	750	1.98
地盤バネ 2	348	750	2.15

4.1.4 シートパイルに対する評価結果

シートパイルのせん断力に対する照査結果を表 4.1.4-1～表 4.1.4-8 に示す。

シートパイルに対する照査を行った結果、発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力は、各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

表 4.1.4-1 せん断力に対する照査（断面①：基準津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m ²)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	7	0.0191	0.37	190	0.01
地盤バネ 2	45	0.0191	2.36	190	0.02

表 4.1.4-2 せん断力に対する照査（断面①：T.P. +24 m 津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m ²)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	124	0.0191	6.50	215	0.04
地盤バネ 2	152	0.0191	7.96	215	0.04

表 4.1.4-3 せん断力に対する照査（断面②：基準津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m ²)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	35	0.0191	1.84	190	0.01
地盤バネ 2	79	0.0191	4.14	190	0.03

表 4.1.4-4 せん断力に対する照査（断面②：T.P. +24 m 津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m ²)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	182	0.0191	9.53	215	0.05
地盤バネ 2	205	0.0191	10.74	215	0.05

表 4.1.4-5 せん断力に対する照査（断面③：基準津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m ²)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	50	0.0191	2.62	190	0.02
地盤バネ 2	34	0.0191	1.79	190	0.01

表 4.1.4-6 せん断力に対する照査（断面③：T.P.+24 m 津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m ²)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	6	0.0191	0.32	215	0.01
地盤バネ 2	14	0.0191	0.74	215	0.01

表 4.1.4-7 せん断力に対する照査（断面④：基準津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m ²)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	1	0.0191	0.06	190	0.01
地盤バネ 2	37	0.0191	1.94	190	0.02

表 4.1.4-8 せん断力に対する照査（断面④：T.P.+24 m 津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m ²)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	107	0.0191	5.61	215	0.03
地盤バネ 2	152	0.0191	7.96	215	0.04

・ ボイリングに対する評価

ボイリングに対する評価は、最大水位差になる防潮堤高さまで津波水位が到達した時点において実施する。各断面での状況図を図 4.1.4-1～図 4.1.4-4 に、評価結果を表 4.1.4-9 に示す。シートパイルのボイリングに対する照査を行った結果、安全率が 1.2 以上であることを確認した。

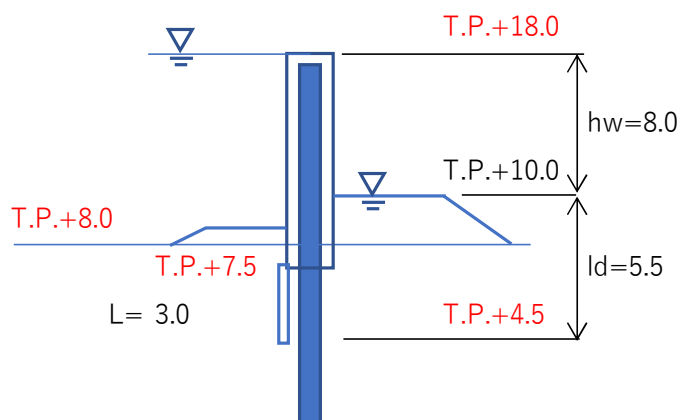


図 4.1.4-1 断面① 最大水位差時状況図

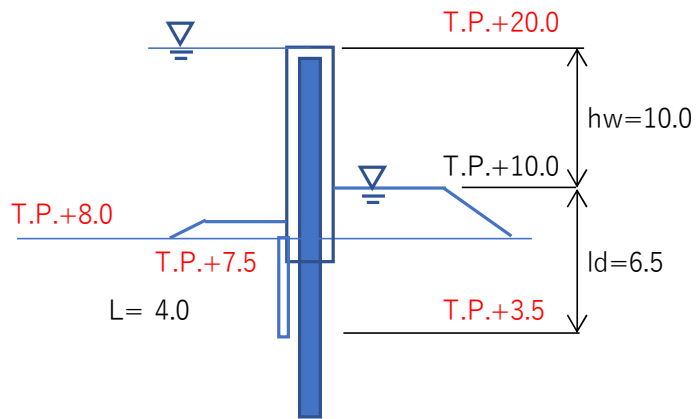


図 4.1.4-2 断面② 最大水位差時状況図

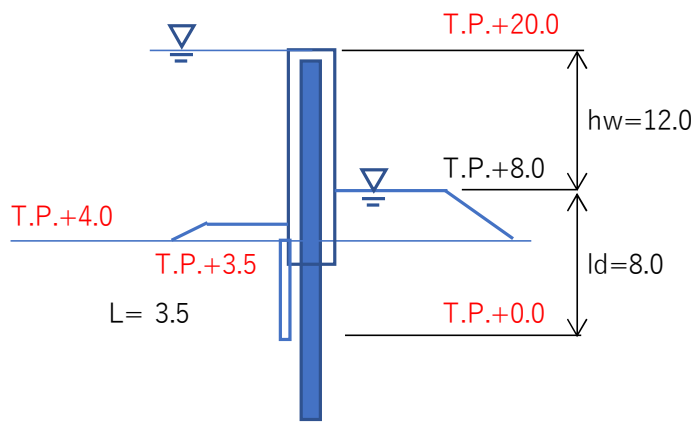


図 4.1.4-3 断面③ 最大水位差時状況図

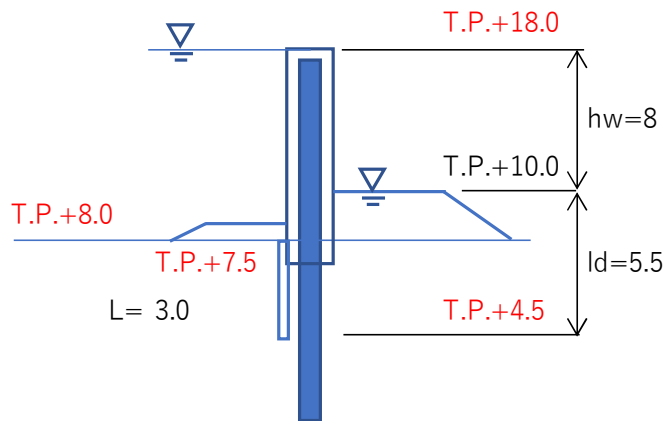


図 4.1.4-4 断面④ 最大水位差時状況図

表 4.1.4-9 ボイリングに対する評価

	λ	hw	u	γ'	l_d	w	安全率
断面①	1.425	8.0	46	11.46	5.5	63	1.37
断面②	1.425	10.0	57	11.46	6.5	74	1.30
断面③	1.425	12.0	68	11.46	8.0	91	1.34
断面④	1.425	8.0	46	11.46	5.5	63	1.37

・パイピングに対する評価

パイピングに対する評価は，最大水位差になる防潮堤高さまで津波水位が到達した時点において実施する。浸透流路長図を図 4.1.4-5 に，評価結果を表 4.1.4-10 に示す。パイピングに対する照査を行った結果，安全率が 2.0 以上であることを確認した。

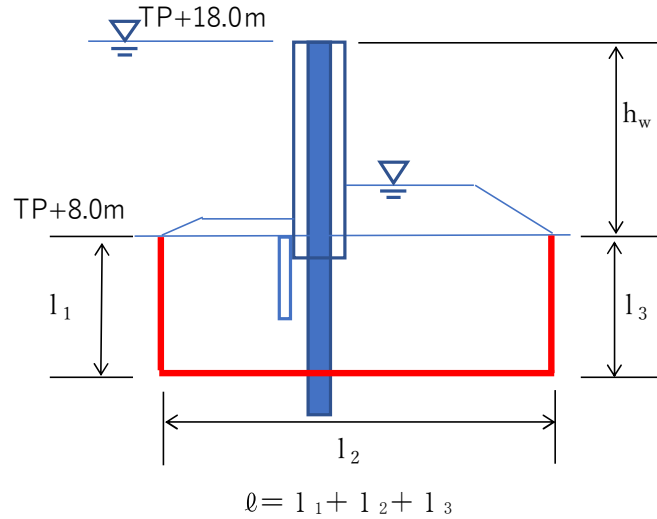


図 4.1.4-5 浸透流路長図

表 4.1.4-10 パイピングに対する評価

	l_1	l_2	l_3	l	h_w	安全率
断面①	6.5	24.5	6.5	37.5	10.0	3.75
断面②	5.5	26.5	6.9	38.9	12.0	3.24
断面③	3.5	35.0	4.0	42.5	16.0	2.65
断面④	7.0	24.5	5.5	37.0	10.0	3.70

4.1.5 止水ジョイント部の相対変位量に対する評価結果

津波時の止水ジョイント部の相対変位量に対する照査結果を表 4.1.5-1 及び表 4.1.5-2 に示す。なお、詳細な算出方法については「6.12 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示す。

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

表 4.1.5-1 一般部の津波時相対変位量

	δx [m]	δy [m]	δz [m]	3成分合成[m]	設計変位量[m]
Ss 最終変位×2倍	0.226	0.218	0.064		
津波時×1倍	0.182	0.182	0.001		
合計	0.408	0.400	0.065	0.575	1.10

表 4.1.5-2 隅角部の津波時相対変位量

位置番号	堤内側 角度[°]	δx [m]	δy [m]	δz [m]	最大合成変位量[m] $\sqrt{(\delta x^2 + \delta y^2 + \delta z^2)}$	設計変位量 [m]
①	141.5	0.163	0.520	0.066	0.549	1.10
②	133.9	0.118	0.523	0.066	0.540	1.10
③	192.7	0.465	0.328	0.066	0.573	1.10
④	121.0	0.210	0.512	0.066	0.557	1.10
⑤	133.2	0.123	0.523	0.066	0.541	1.10
⑥	138.0	0.138	0.523	0.066	0.545	1.10
⑦	226.5	0.527	0.123	0.066	0.545	1.10
⑧	90.2	0.403	0.405	0.066	0.575	1.10
⑨	146.9	0.201	0.514	0.066	0.556	1.10

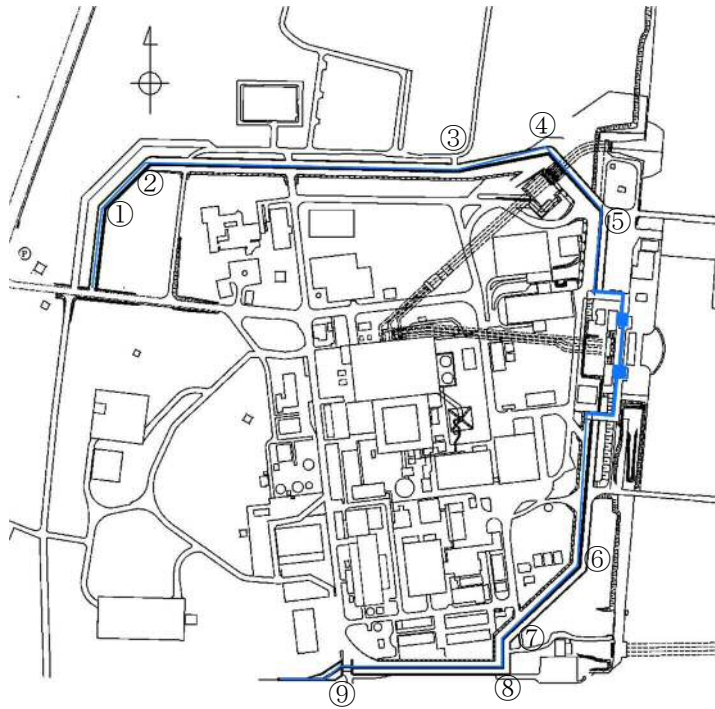


図 4.1.5-1 隅角部の地震時相対変位量の評価位置番号

4.2 重畳時の強度評価結果

4.2.1 1次元有効応力解析結果

(1) 断面①

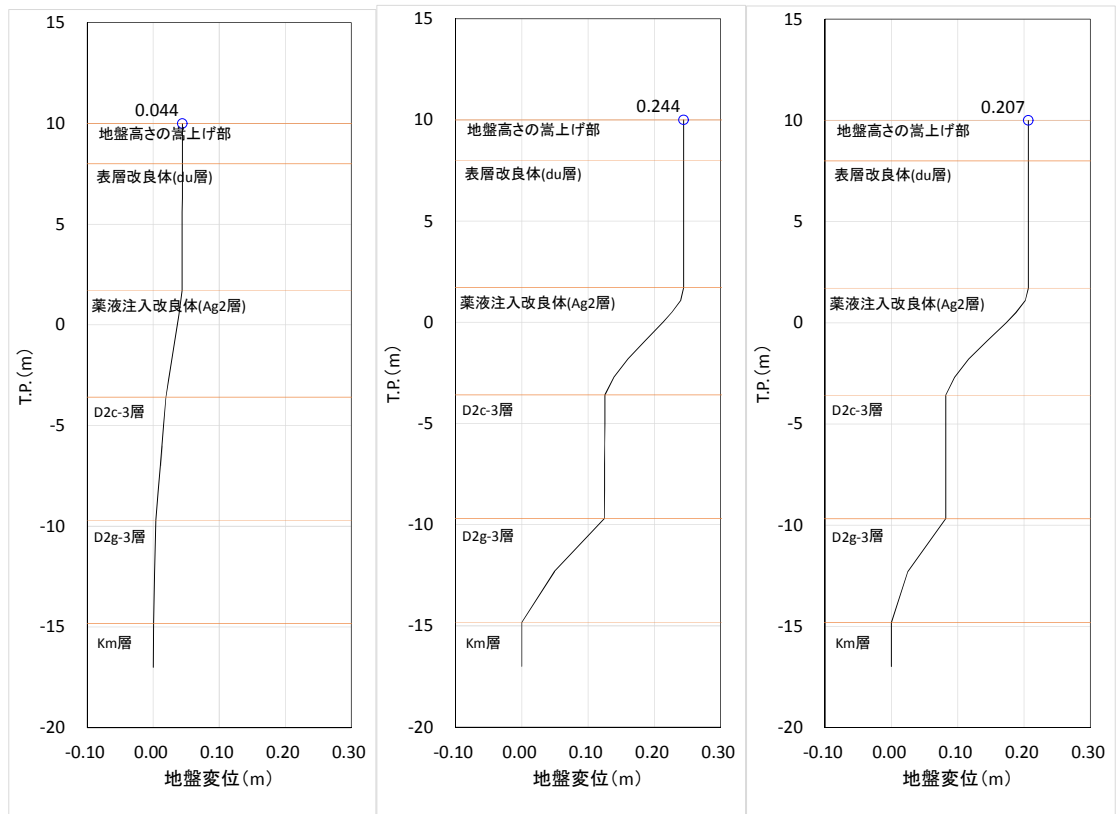
断面①における1次元有効応力解析結果から地表面最大変位，地表面水平最大加速度，最大せん断ひずみをまとめたものを表4.2.1-1に示す。

表 4.2.1-1 1次元有効応力解析結果（断面①）

検討ケース	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1σ)した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地表面最大水平加速度 (cm/s ²)	239.20	237.90	239.40	92.22	239.00	237.60
地表面最大変位 (cm)	3.68	3.03	4.42	24.42	3.67	3.02
最大せん断ひずみ	4.04×10^{-3}	3.33×10^{-3}	4.92×10^{-3}	3.17×10^{-2}	4.04×10^{-3}	3.32×10^{-3}

表 4.2.1-1 より，地盤バネ3は地表面最大加速度が発生する③地盤物性のばらつきを考慮(-1σ)した解析ケース，地盤バネ4は地表面最大変位が発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース，地盤バネ5は最大せん断ひずみが発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースに基づき設定する。それぞれ地表面最大加速度発生時刻，地表面最大変位発生時刻，最大せん断ひずみ発生時刻における平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ の深度分布により求められる地盤剛性及び反力上限値を用いて地盤バネを設定する。

各地盤バネケースにおいて鋼管杭に与える地盤変位は，それぞれ地表面最大加速度発生時刻，地表面最大変位発生時刻，最大せん断ひずみ発生時刻の地盤変位を与える。各地盤ケースでの地盤変位分布及びその比較を図4.2.1-1及び図4.2.1-2に，水平方向地盤反力係数，水平方向地盤反力上限値及びその比較を図4.2.1-3～図4.2.1-6に示す。



地盤バネ 3

地盤バネ 4

地盤バネ 5

図 4.2.1-1 地盤バネケースの地盤変位分布図 (断面①)

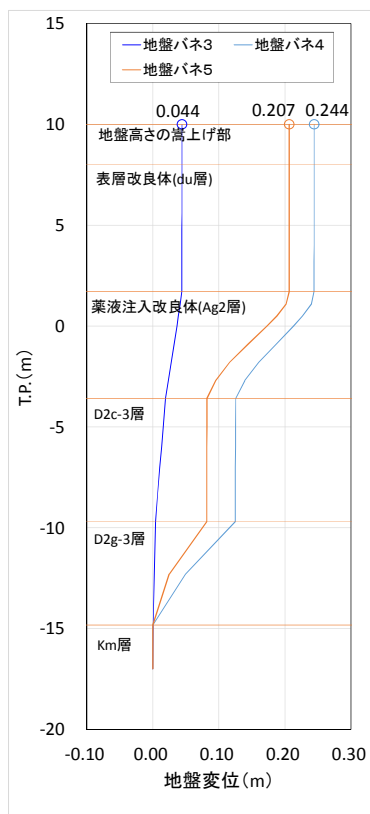


図 4.2.1-2 地盤バネケースの地盤変位比較図 (断面①)

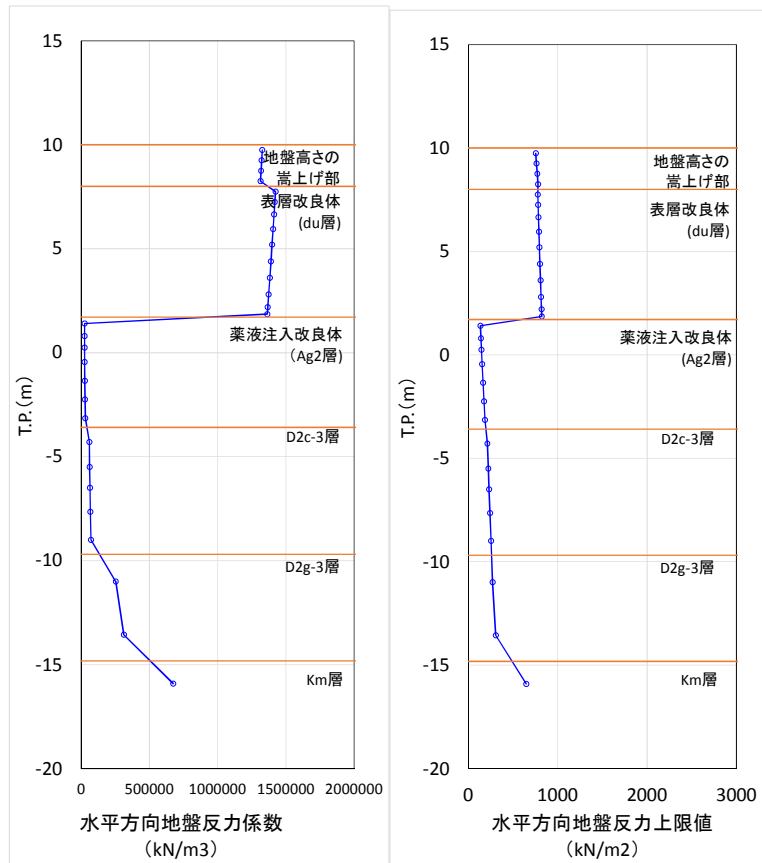


図 4.2.1-3 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (断面①：地盤バネ 3)

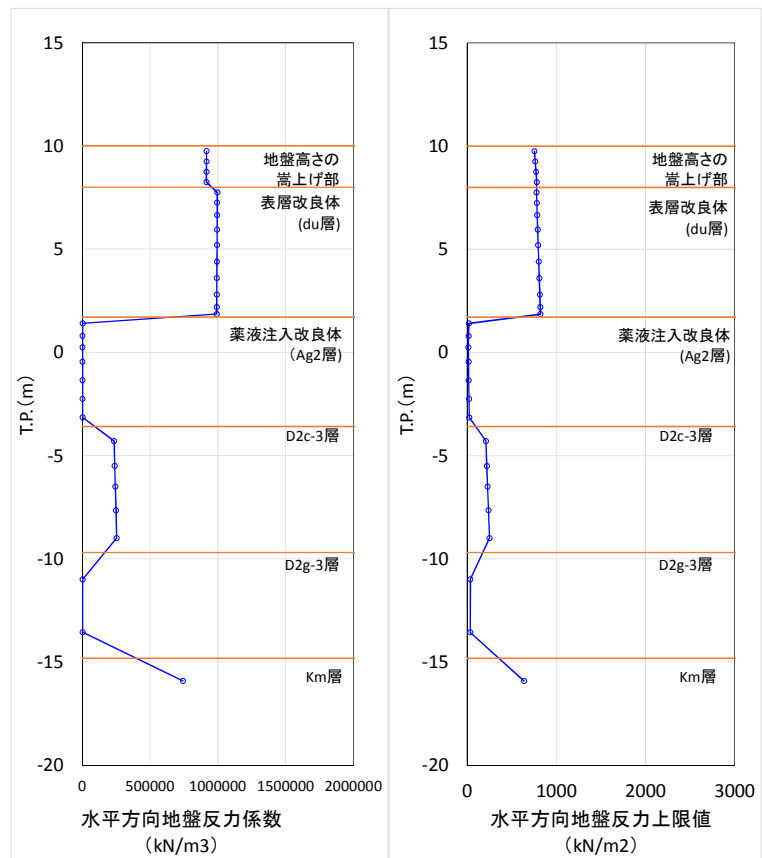


図 4.2.1-4 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (断面①：地盤バネ 4)

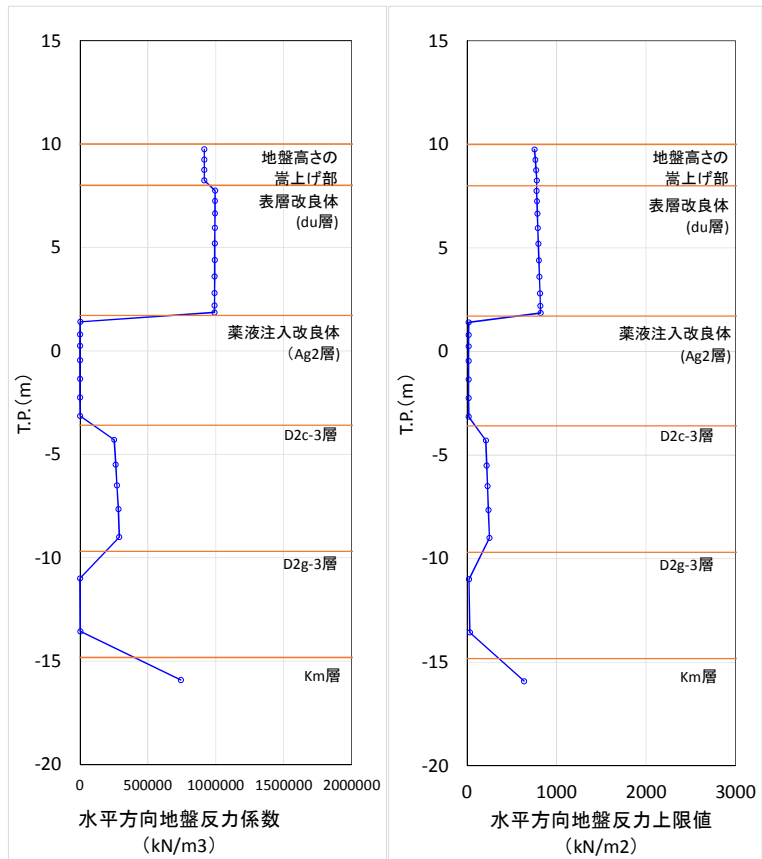


図 4. 2. 1-5 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面①：地盤バネ5）

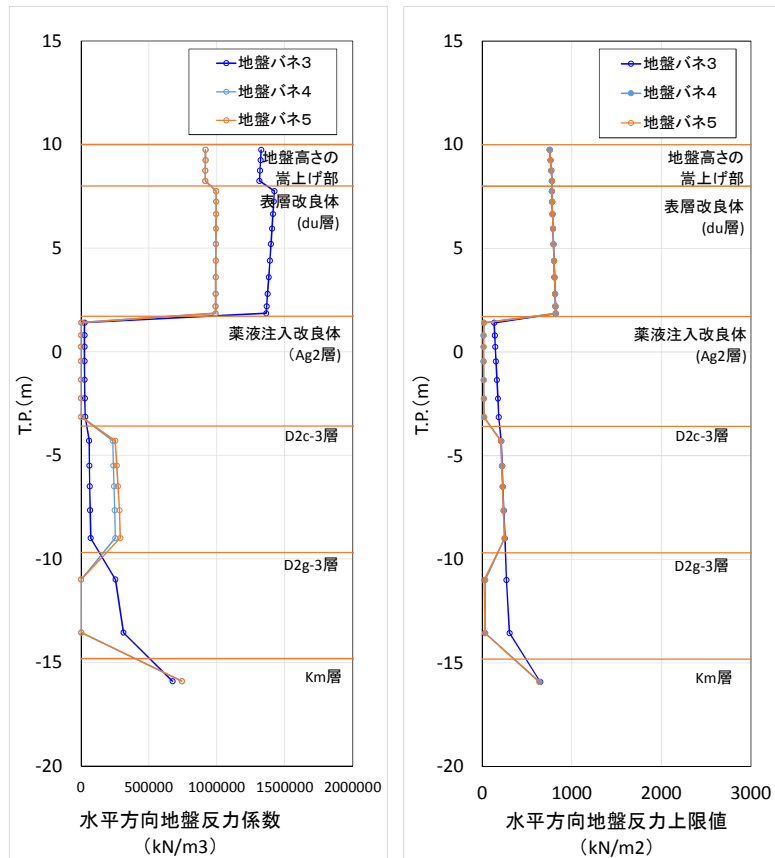


図 4. 2. 1-6 地盤バネ3，地盤バネ4及び地盤バネ5の比較（断面①）

各地盤バネケースにおいて構造物に作用させる慣性力は、上記の地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻の地表面最大加速度から余震時の設計震度を求め、構造物全体に適用する。各地盤ケースでの設計震度を表 4.2.1-2 に示す。

表 4.2.1-2 各地盤ケースでの余震時の設計震度 (断面①)

	水平震度	鉛直震度
地盤バネ 3	0.250 (239.40 cm/s ²)	0.050 (40.94 cm/s ²)
地盤バネ 4	0.030 (24.39 cm/s ²)	0.020 (17.99 cm/s ²)
地盤バネ 5	0.030 (26.19 cm/s ²)	0.030 (24.97 cm/s ²)

上記の水平震度を用いて、次式により算出した防潮堤天端及び設置地盤標高において算出した余震時の動水圧を表 4.2.1-3 及び表 4.2.1-4 に示す。

$$P_d(z) = 7/8 \times \gamma_0 \times K_h \times \sqrt{h \cdot z}$$

ここで、 γ_0 ：水の単位体積重量 (kN/m³)

K_h ：水平震度

h ：水深 (m)

z ：水面を 0 とし下向きにとった座標 (m)

表 4.2.1-3 余震時の動水圧 (基準津波時：断面①)

	防潮堤 天端高 (T.P.)	入力津波 高さ (T.P.)	設置地盤 標高 (T.P.)	防潮堤 天端動水圧 (kN/m ²)	設置地盤標高 での動水圧 (kN/m ²)
地盤バネ 3	+18.0	+16.8	+8.0	0.0	26.9
地盤バネ 4				0.0	3.2
地盤バネ 5				0.0	3.2

表 4.2.1-4 余震時の動水圧 (T.P. +24 m 津波時：断面①)

	防潮堤 天端高 (T.P.)	入力津波 高さ (T.P.)	設置地盤 標高 (T.P.)	防潮堤 天端動水圧 (kN/m ²)	設置地盤標高 での動水圧 (kN/m ²)
地盤バネ 3	+18.0	+24.0	+8.0	26.5	43.3
地盤バネ 4				3.2	5.2
地盤バネ 5				3.2	5.2

(2) 断面②

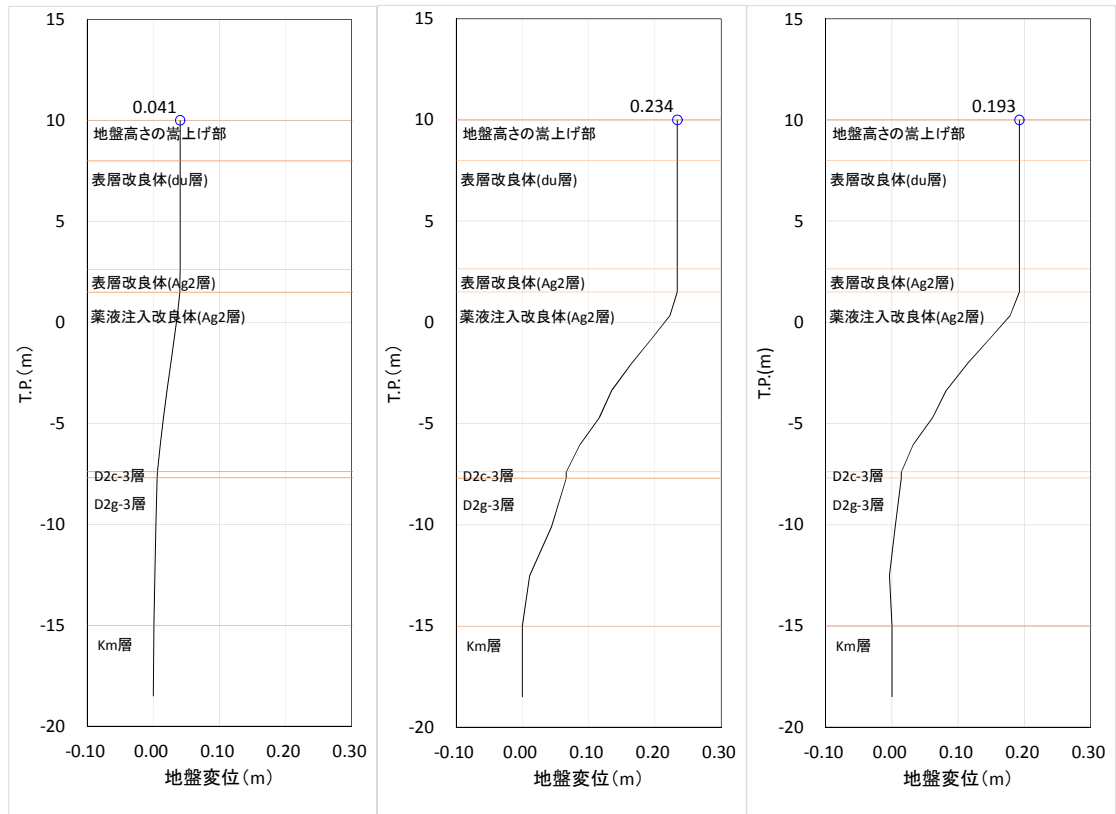
断面②における1次元有効応力解析結果から地表面最大変位、地表面水平最大加速度、最大せん断ひずみをまとめたものを表4.2.1-5に示す。

表4.2.1-5 1次元有効応力解析結果(断面②)

検討ケース	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1σ)した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地表面最大水平加速度 (cm/s ²)	231.00	229.50	231.30	91.25	230.80	229.30
地表面最大変位 (cm)	3.45	2.89	4.06	23.38	3.44	2.87
最大せん断ひずみ	3.50×10^{-3}	2.89×10^{-3}	4.27×10^{-3}	2.77×10^{-2}	3.49×10^{-3}	2.89×10^{-3}

表4.2.1-5より、地盤バネ3は③地盤物性のばらつきを考慮(-1σ)した解析ケース刻、地盤バネ4は④敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース、地盤バネ5は④敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースに基づき設定する。それぞれ地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻における平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ の深度分布により求められる地盤剛性及び反力上限値を用いて設定する。

各地盤バネケースにおいて鋼管杭に与える地盤変位は、それぞれ地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻の地盤変位を与える。各地盤ケースでの地盤変位分布及びその比較を図4.2.1-7及び図4.2.1-8に、水平方向地盤反力係数、水平方向地盤反力上限値及びその比較を図4.2.1-9~図4.2.1-12に示す。



地盤バネ 3

地盤バネ 4

地盤バネ 5

図 4.2.1-7 各地盤ケースでの地盤変位分布図 (断面②)

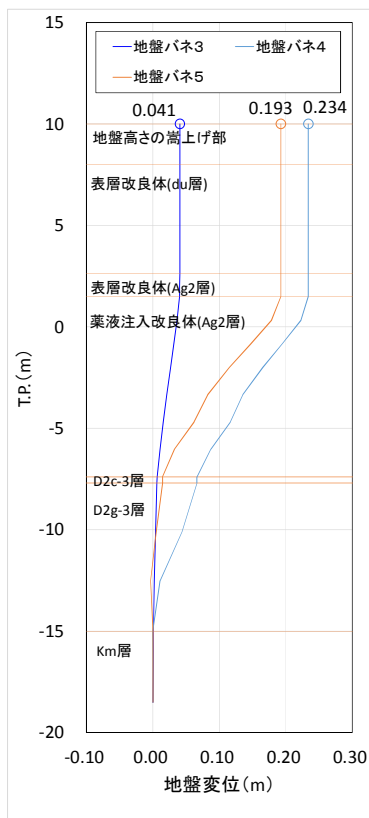


図 4.2.1-8 各地盤ケースでの地盤変位比較図 (断面②)

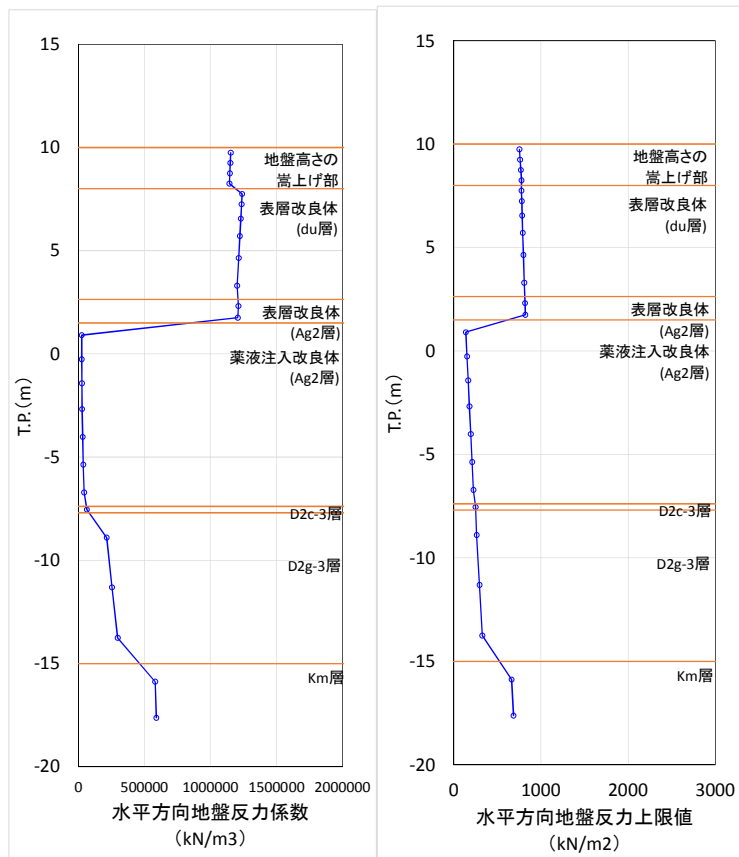


図 4. 2. 1-9 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (断面②：地盤バネ 3)

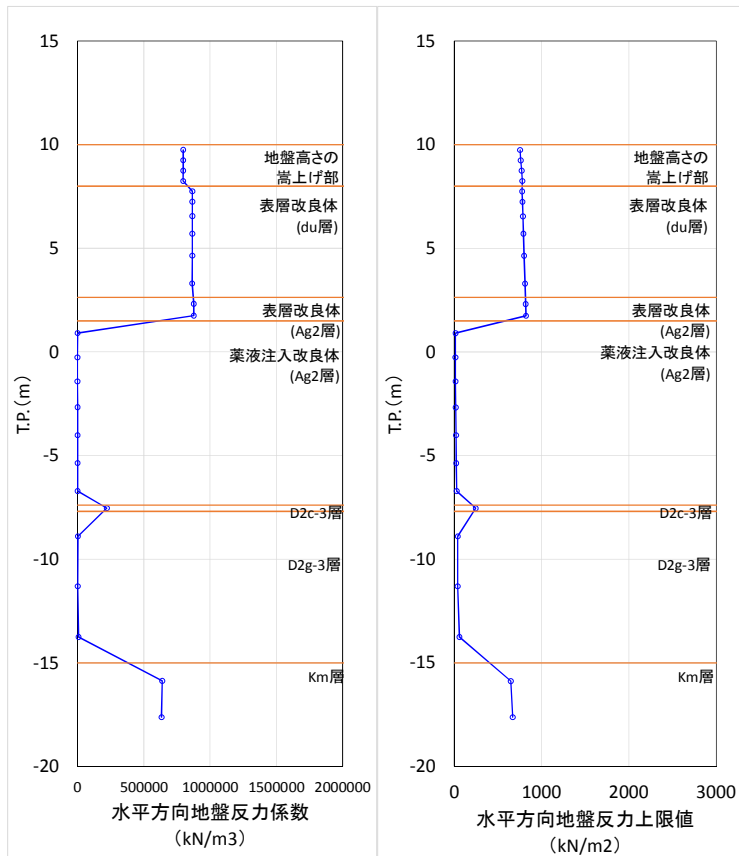


図 4. 2. 1-10 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (断面②：地盤バネ 4)

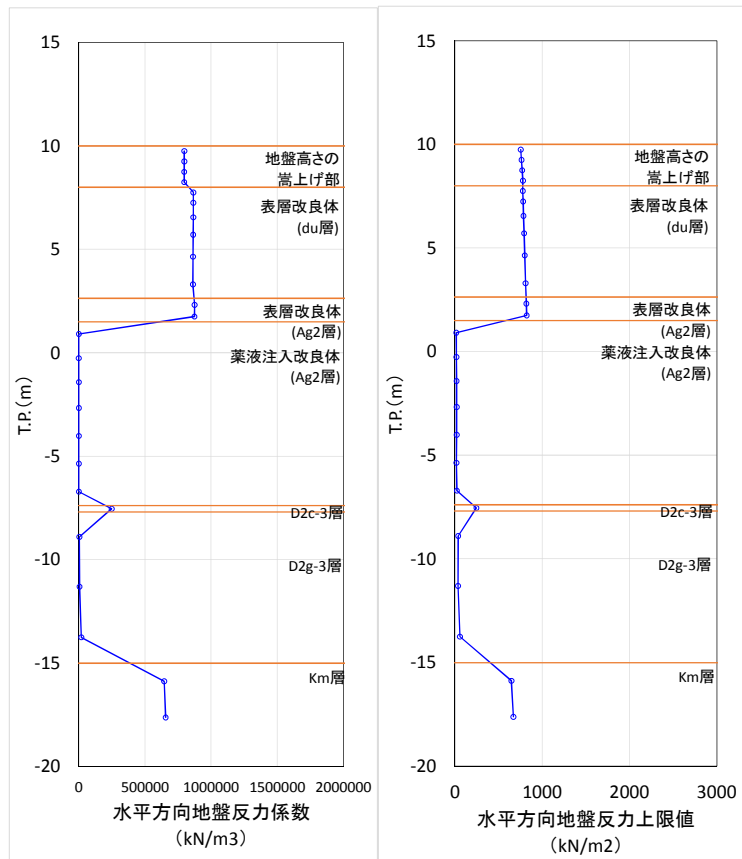


図 4. 2. 1-11 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面②：地盤バネ5）

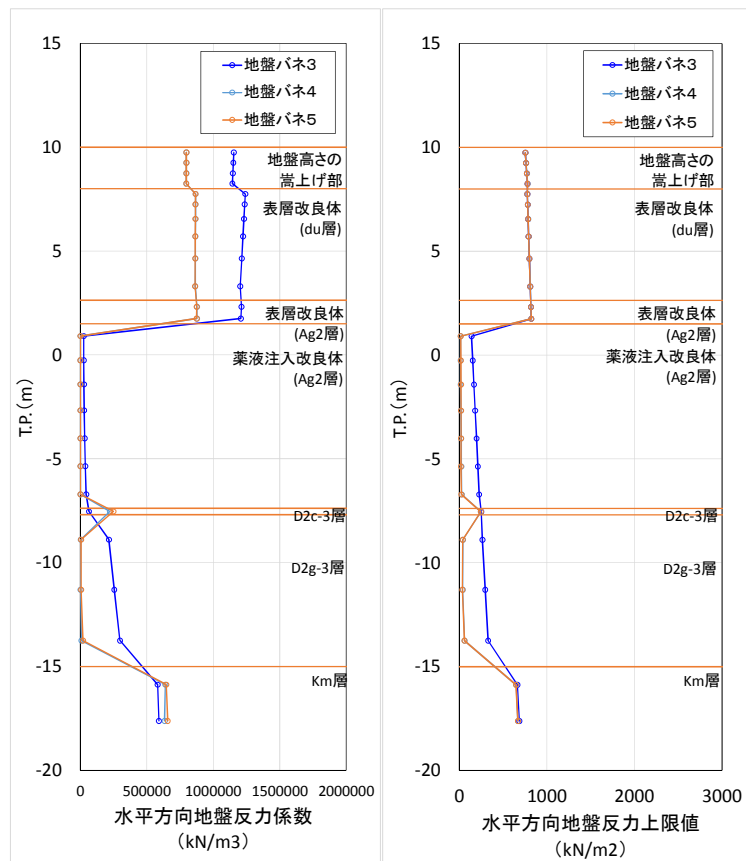


図 4. 2. 1-12 地盤バネ3，地盤バネ4及び地盤バネ5の比較（断面②）

各地盤バネケースにおいて構造物に作用させる慣性力は、上記の地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻の地表面最大加速度から余震時の設計震度を求め、構造物全体に適用する。各地盤ケースでの設計震度を表 4.2.1-6 に示す。

表 4.2.1-6 各地盤ケースでの余震時の設計震度 (断面②)

	水平震度	鉛直震度
地盤バネ 3	0.240 (231.30 cm/s ²)	0.050 (43.08 cm/s ²)
地盤バネ 4	0.020 (18.99 cm/s ²)	0.030 (25.44 cm/s ²)
地盤バネ 5	0.030 (29.09 cm/s ²)	0.050 (43.68 cm/s ²)

上記の水平震度を用いて、次式により防潮堤天端及び設置地盤標高において算出した余震時の動水圧を表 4.2.1-7 及び表 4.2.1-8 に示す。

$$P_d(z) = 7/8 \times \gamma_0 \times K_h \times \sqrt{h \cdot z}$$

ここで、 γ_0 ：水の単位体積重量 (kN/m³)

K_h ：水平震度

h ：水深 (m)

z ：水面を 0 とし下向きにとった座標 (m)

表 4.2.1-7 余震時の動水圧 (基準津波時：断面②)

	防潮堤 天端高 (T.P.)	入力津波 高さ (T.P.)	設置地盤 標高 (T.P.)	防潮堤 天端動水圧 (kN/m ²)	設置地盤標高 での動水圧 (kN/m ²)
地盤バネ 3	+20.0	+17.9	+8.0	0.0	28.2
地盤バネ 4				0.0	2.4
地盤バネ 5				0.0	3.5

表 4.2.1-8 余震時の動水圧 (T.P. +24 m 津波時：断面②)

	防潮堤 天端高 (T.P.)	入力津波 高さ (T.P.)	設置地盤 標高 (T.P.)	防潮堤 天端動水圧 (kN/m ²)	設置地盤標高 での動水圧 (kN/m ²)
地盤バネ 3	+20.0	+24.0	+8.0	20.8	41.6
地盤バネ 4				1.7	3.5
地盤バネ 5				2.6	5.2

(3) 断面③

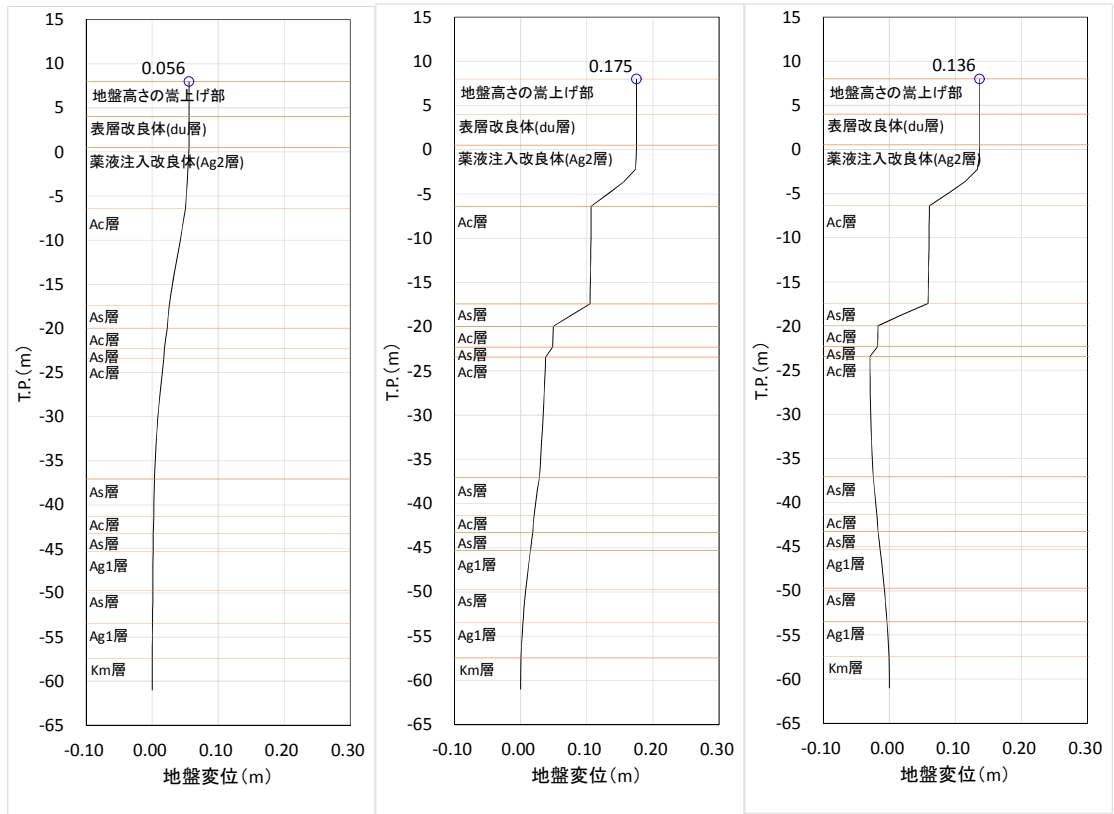
断面③における1次元有効応力解析結果から地表面最大変位、地表面水平最大加速度、最大せん断ひずみをまとめたものを表4.2.1-9に示す。

表4.2.1-9 1次元有効応力解析結果(断面③)

検討ケース	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1σ)した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地表面最大水平加速度 (cm/s ²)	145.10	143.40	142.90	101.00	170.00	170.80
地表面最大変位 (cm)	9.87	8.63	11.19	17.50	9.71	8.35
最大せん断ひずみ	2.14×10^{-2}	1.96×10^{-2}	2.15×10^{-2}	3.11×10^{-2}	3.11×10^{-3}	2.62×10^{-3}

表4.2.1-9より、地盤バネ3は⑥地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース、地盤バネ4は④敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース、地盤バネ5は④敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースに基づき設定する。それぞれ地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻における平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ の深度分布により求められる地盤剛性及び反力上限値を用いて設定する。

各地盤バネケースにおいて鋼管杭に与える地盤変位は、それぞれの地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻の地盤変位を与える。各地盤ケースでの地盤変位分布及びその比較を図4.2.1-13及び図4.2.1-14に、水平方向地盤反力係数、水平方向地盤反力上限値及びその比較を図4.2.1-15～図4.2.1-18に示す。



地盤バネ 3

地盤バネ 4

地盤バネ 5

図 4. 2. 1-13 各地盤ケースでの地盤変位分布図 (断面③)

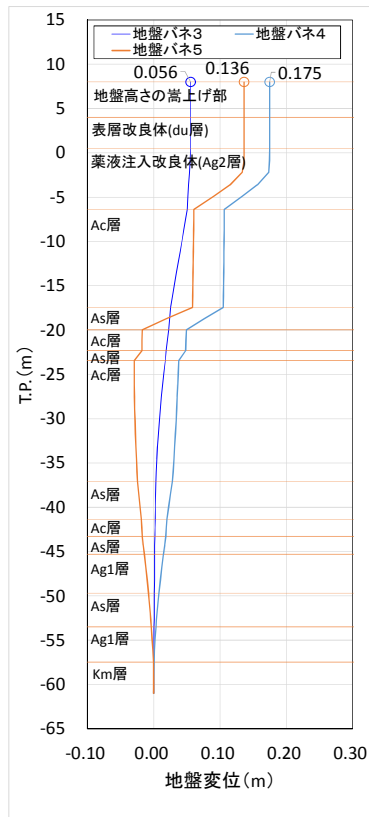


図 4. 2. 1-14 各地盤ケースでの地盤変位比較図 (断面③)

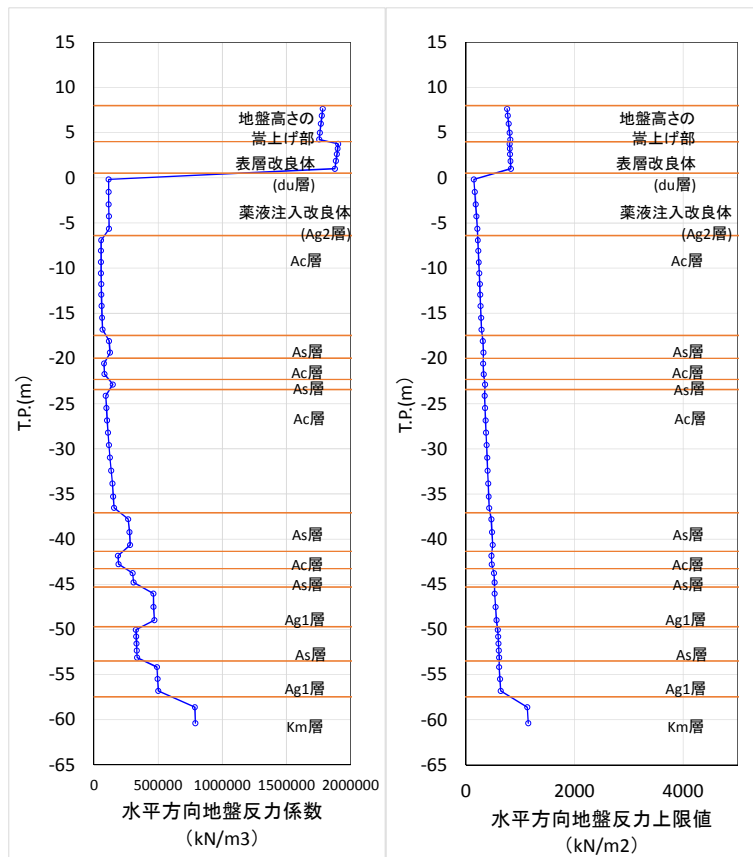


図 4. 2. 1-15 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (断面③：地盤バネ 3)

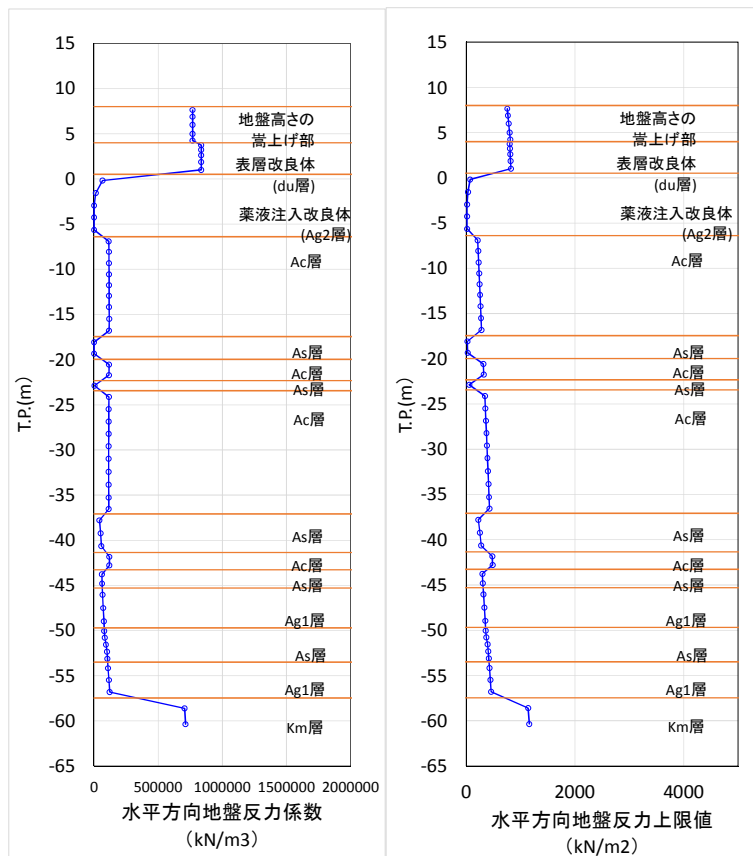


図 4. 2. 1-16 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (断面③：地盤バネ 4)

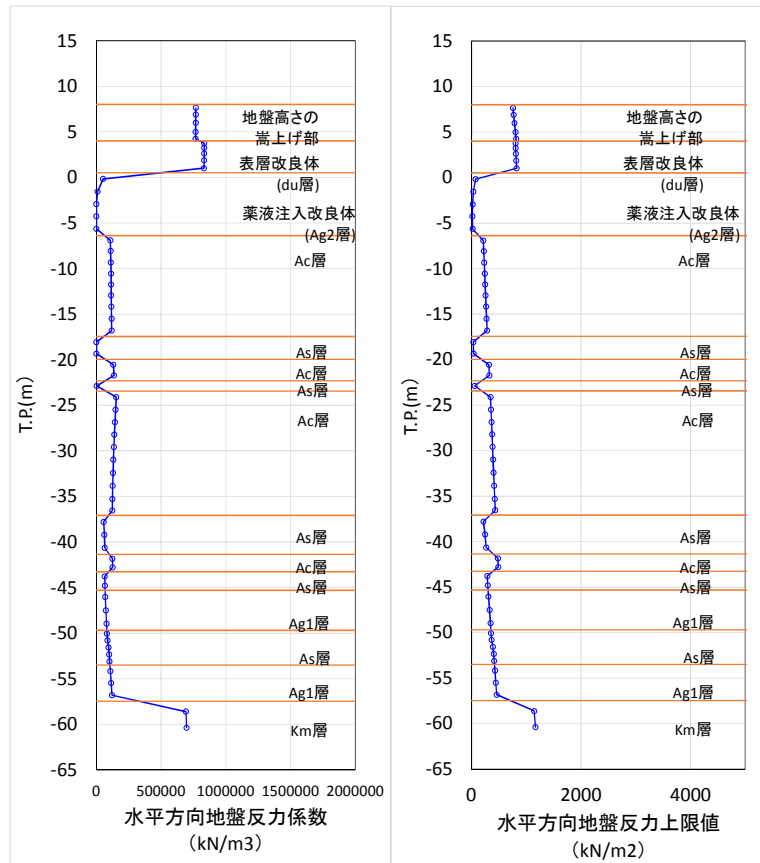


図 4.2.1-17 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面③：地盤バネ5）

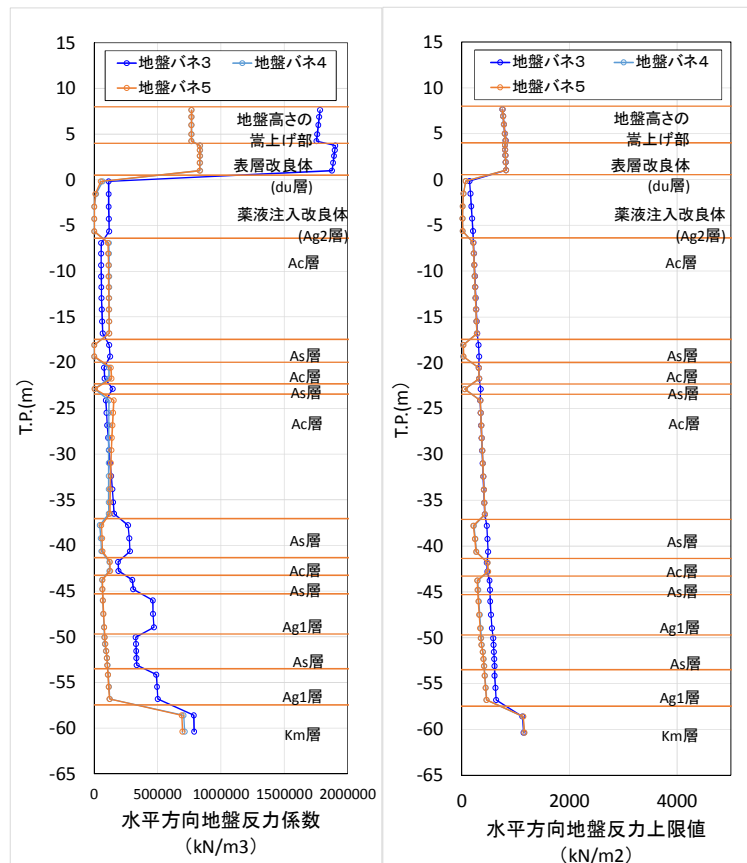


図 4.2.1-18 地盤バネ3，地盤バネ4及び地盤バネ5の比較（断面③）

各地盤バネケースにおいて構造物に作用させる慣性力は、上記の地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻の地表面最大加速度から余震時の設計震度を求め、構造物全体に適用する。各地盤ケースでの余震時の設計震度を表 4.2.1-10 に示す。

表 4.2.1-10 各地盤ケースでの余震時の設計震度 (断面③)

	水平震度	鉛直震度
地盤バネ 3	0.180 (170.80 cm/s ²)	0.040 (31.00 cm/s ²)
地盤バネ 4	0.010 (3.74 cm/s ²)	0.020 (12.68 cm/s ²)
地盤バネ 5	0.030 (24.74 cm/s ²)	0.010 (5.51 cm/s ²)

上記の水平震度を用いて、次式により防潮堤天端及び設置地盤標高において算出した余震時の動水圧を表 4.2.1-11 及び表 4.2.1-12 に示す。

$$P_d(z) = 7/8 \times \gamma_0 \times K_h \times \sqrt{h \cdot z}$$

ここで、 γ_0 ：水の単位体積重量 (kN/m³)

K_h ：水平震度

h ：水深 (m)

z ：水面を 0 とし下向きにとった座標 (m)

表 4.2.1-11 余震時の動水圧 (基準津波時：断面③)

	防潮堤 天端高 (T.P.)	入力津波 高さ (T.P.)	設置地盤 標高 (T.P.)	防潮堤 天端動水圧 (kN/m ²)	設置地盤標高 での動水圧 (kN/m ²)
地盤バネ 3	+20.0	+17.9	+4.0	0.0	25.1
地盤バネ 4				0.0	1.4
地盤バネ 5				0.0	4.2

表 4.2.1-12 余震時の動水圧 (T.P. +24 m 津波時：断面③)

	防潮堤 天端高 (T.P.)	入力津波 高さ (T.P.)	設置地盤 標高 (T.P.)	防潮堤 天端動水圧 (kN/m ²)	設置地盤標高 での動水圧 (kN/m ²)
地盤バネ 3	+20.0	+17.9	+4.0	15.6	34.9
地盤バネ 4				0.9	1.9
地盤バネ 5				2.6	5.8

(4) 断面④

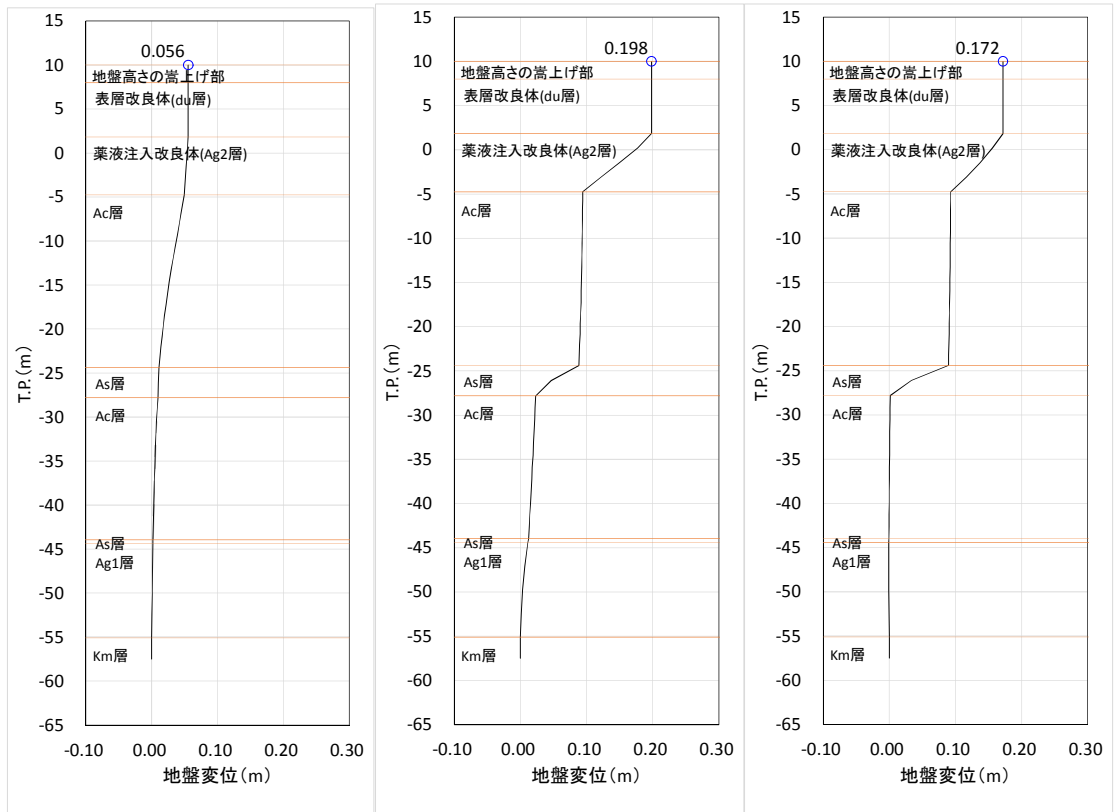
断面④における1次元有効応力解析結果から地表面最大変位、地表面水平最大加速度、最大せん断ひずみをまとめたものを表4.2.1-13に示す。

表4.2.1-13 1次元有効応力解析結果(断面④)

検討ケース	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1σ)した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地表面最大水平加速度 (cm/s ²)	156.70	141.30	154.50	96.14	161.10	163.00
地表面最大変位 (cm)	10.22	9.17	11.66	19.83	10.16	9.07
最大せん断ひずみ	1.65×10^{-2}	2.07×10^{-2}	3.82×10^{-3}	3.26×10^{-2}	3.35×10^{-3}	2.79×10^{-3}

表4.2.1-13より、地盤バネ3は⑥地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース、地盤バネ4は④敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース、地盤バネ5は④敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースに基づき設定する。それぞれ地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻における平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ の深度分布により求められる地盤剛性及び反力上限値を用いて設定する。

各地盤バネケースにおいて鋼管杭に与える地盤変位は、それぞれの地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻の地盤変位を与える。各地盤ケースでの地盤変位分布及びその比較を図4.2.1-19及び図4.2.1-20に、水平方向地盤反力係数、水平方向地盤反力上限値及びその比較を図4.2.1-21～図4.2.1-24に示す。



地盤バネ3

地盤バネ4

地盤バネ5

図 4. 2. 1-19 各地盤ケースでの地盤変位分布図 (断面④)

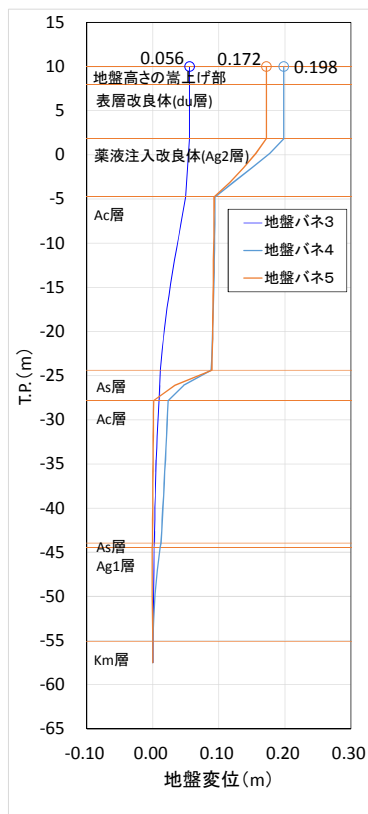


図 4. 2. 1-20 各地盤ケースでの地盤変位分布図 (断面④)

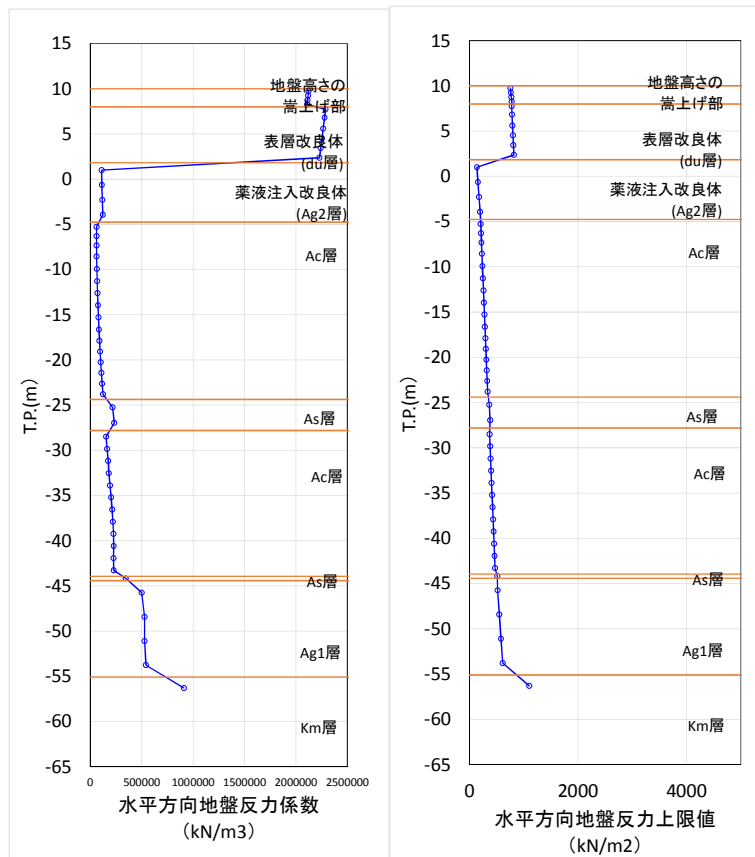


図 4. 2. 1-21 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (断面④：地盤バネ 3)

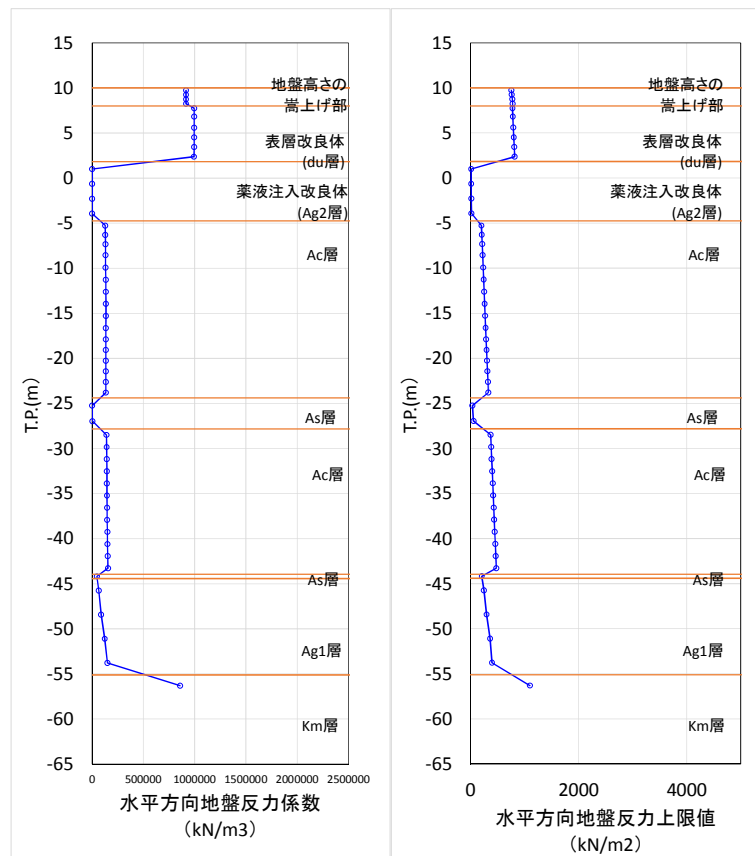


図 4. 2. 1-22 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (断面④：地盤バネ 4)

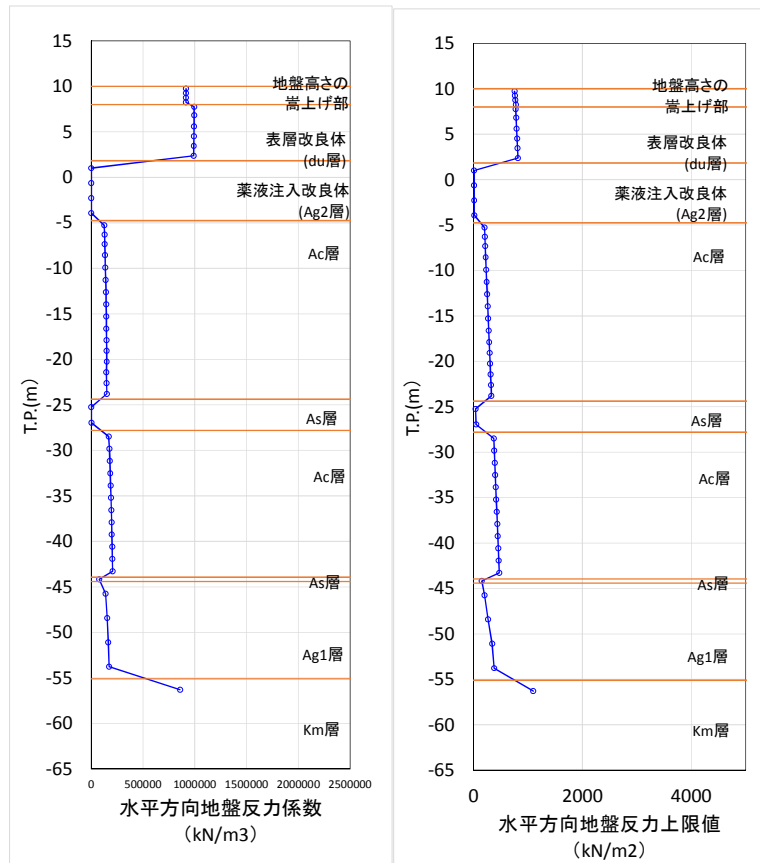


図 4. 2. 1-23 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (断面④：地盤バネ 5)

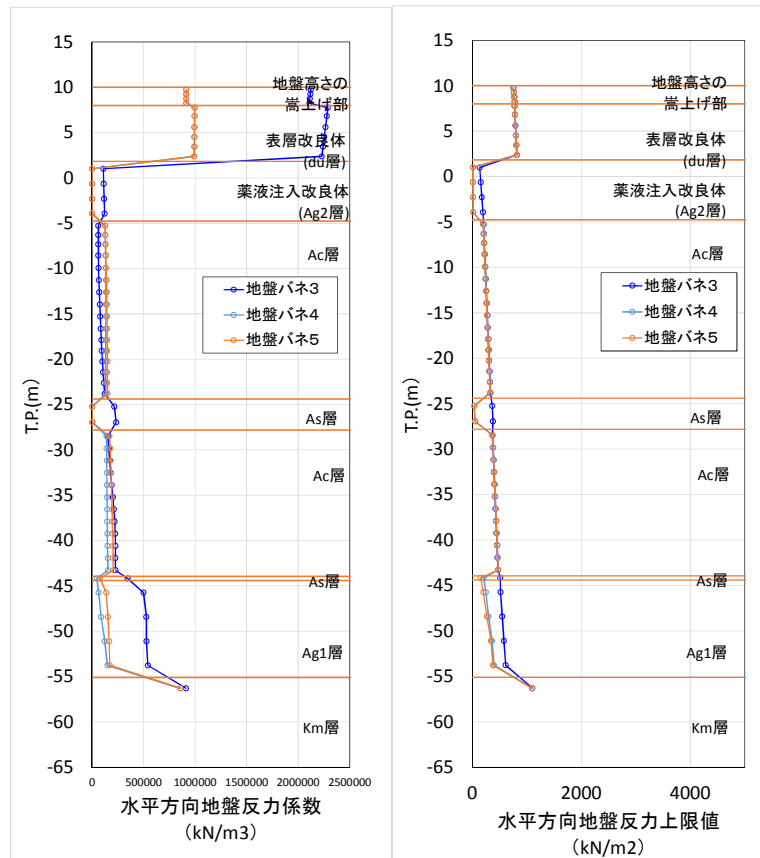


図 4. 2. 1-24 地盤バネ 3，地盤バネ 4 及び地盤バネ 5 の比較 (断面④)

各地盤バネケースにおいて構造物に作用させる余震慣性力は、上記の地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻の地表面最大加速度から余震時の設計震度を求め、構造物全体に適用する。各地盤ケースでの余震時の設計震度を表 4.2.1-14 に示す。

表 4.2.1-14 各地盤ケースでの余震時の設計震度（断面③）

	水平震度	鉛直震度
地盤バネ 3	0.170 (162.90 cm/s ²)	0.010 (7.02 cm/s ²)
地盤バネ 4	0.020 (12.90 cm/s ²)	0.030 (26.35 cm/s ²)
地盤バネ 5	0.030 (29.39 cm/s ²)	0.050 (42.11 cm/s ²)

上記の水平震度を用いて、次式により防潮堤天端及び設置地盤標高において算出した余震時の動水圧を表 4.2.1-15 及び表 4.2.1-16 に示す。

$$P_d(z) = 7/8 \times \gamma_0 \times K_h \times \sqrt{h \cdot z}$$

ここで、 γ_0 ：水の単位体積重量 (kN/m³)

K_h ：水平震度

h ：水深 (m)

z ：水面を 0 とし下向きにとった座標 (m)

表 4.2.1-15 余震時の動水圧（基準津波時：断面④）

	防潮堤 天端高 (T.P.)	入力津波 高さ (T.P.)	設置地盤 標高 (T.P.)	防潮堤 天端動水圧 (kN/m ²)	設置地盤標高 での動水圧 (kN/m ²)
地盤バネ 3	+18.0	+15.4	+8.0	0.0	16.0
地盤バネ 4				0.0	1.9
地盤バネ 5				0.0	2.8

表 4.2.1-16 余震時の動水圧（T.P. +24 m 津波時：断面④）

	防潮堤 天端高 (T.P.)	入力津波 高さ (T.P.)	設置地盤 標高 (T.P.)	防潮堤 天端動水圧 (kN/m ²)	設置地盤標高 での動水圧 (kN/m ²)
地盤バネ 3	+18.0	+15.4	+8.0	18.0	29.4
地盤バネ 4				2.1	3.5
地盤バネ 5				3.2	5.2

4.2.2 鋼管杭の評価結果

(1) 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.2.2-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 4.2.2-2～表 4.2.2-9 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、曲げ軸力応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力度は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

表 4.2.2-1 鋼管杭 (SM570) 断面諸元

断面	板厚 (mm)	断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)
①	25	0.149	0.07258
②	25	0.187	0.11427
③	35	0.263	0.15995
④	25	0.149	0.07258

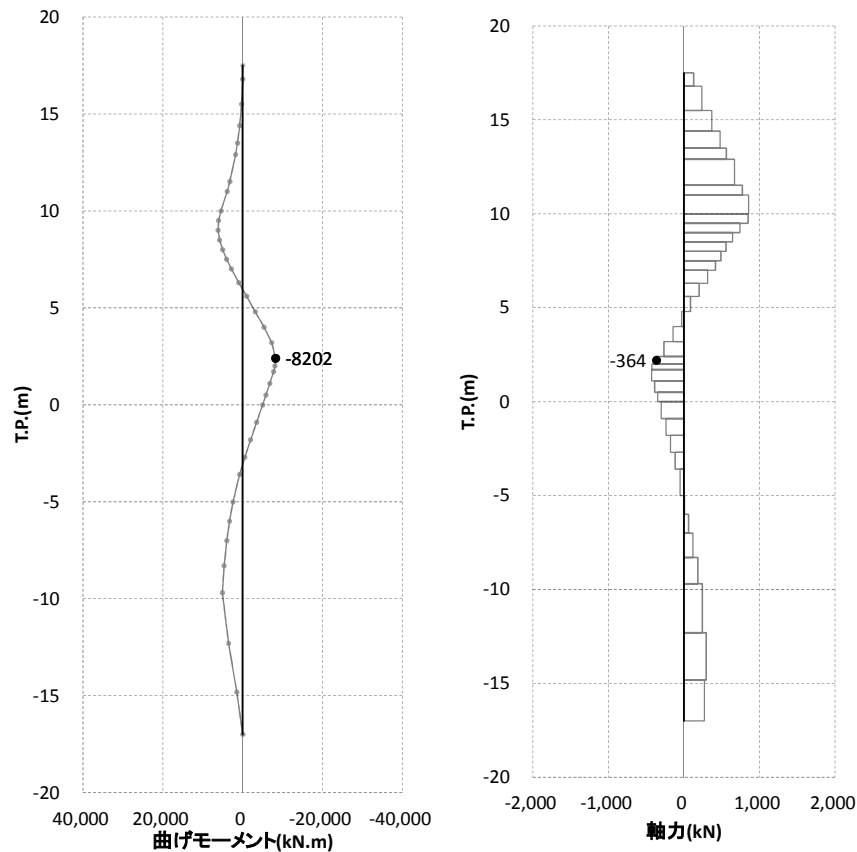


図 4.2.2-1 断面力図 (断面①：基準津波時，地盤バネ3)

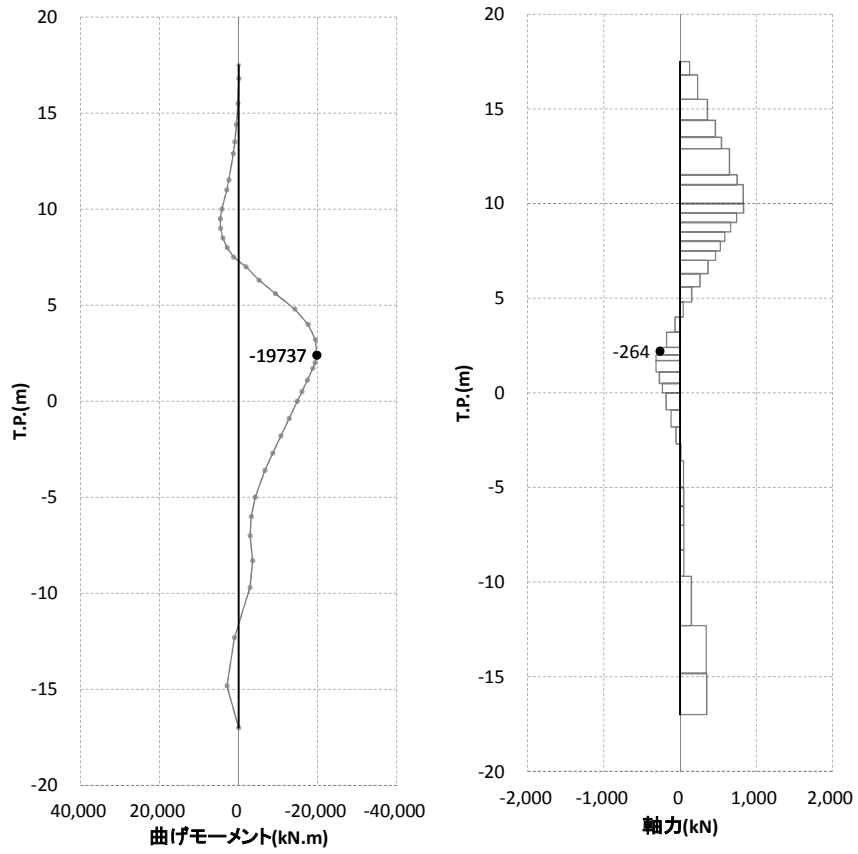


図 4. 2. 2-2 断面力図 (断面① : 基準津波時, 地盤バネ 4)

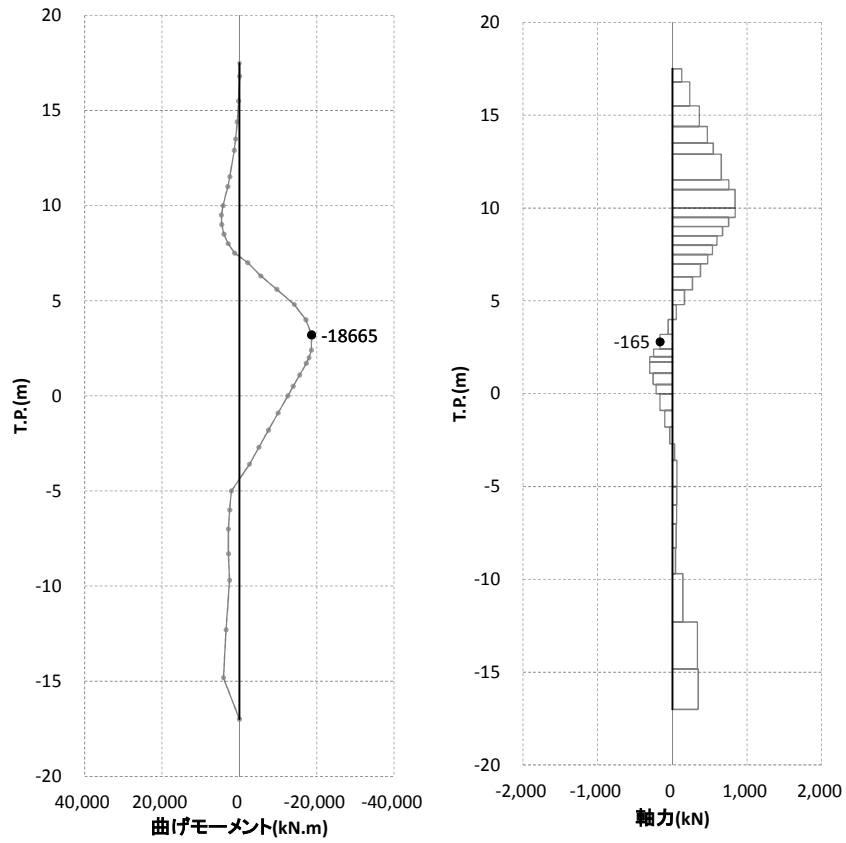


図 4. 2. 2-3 断面力図 (断面① : 基準津波時, 地盤バネ 5)

表 4.2.2-2 曲げ軸力に対する照査（断面①：基準津波時）

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	8202	-364	110.57	382.5	0.29
地盤バネ 4	19737	-264	270.17	382.5	0.71
地盤バネ 5	18665	-165	256.06	382.5	0.67

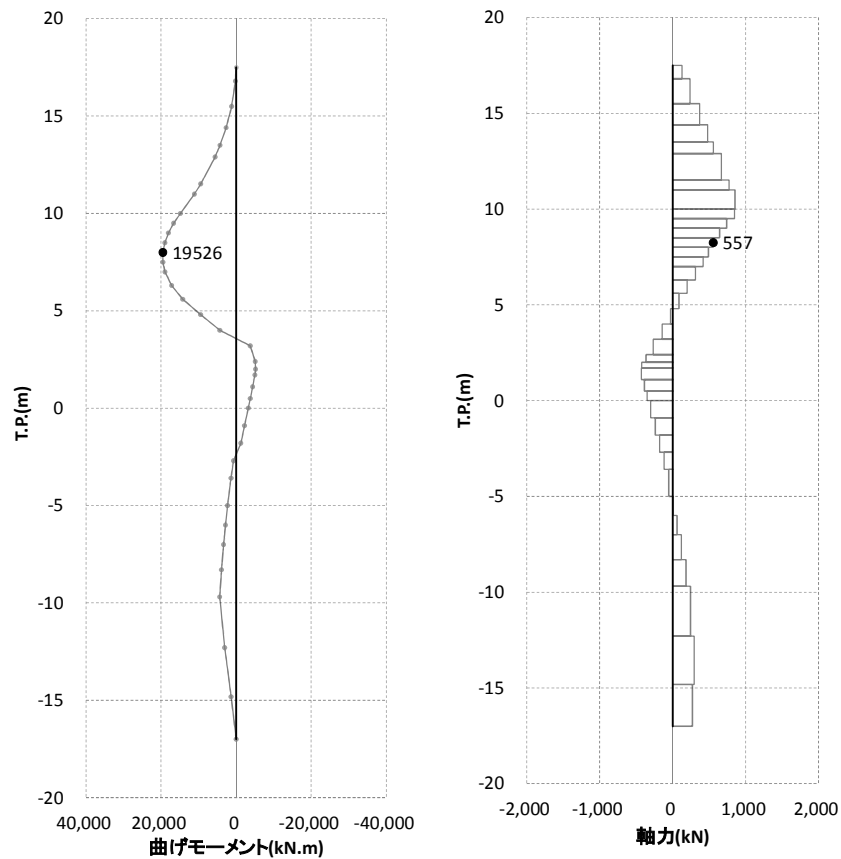


図 4.2.2-4 断面力図（断面①：T.P. +24 m 津波時，地盤バネ 3）

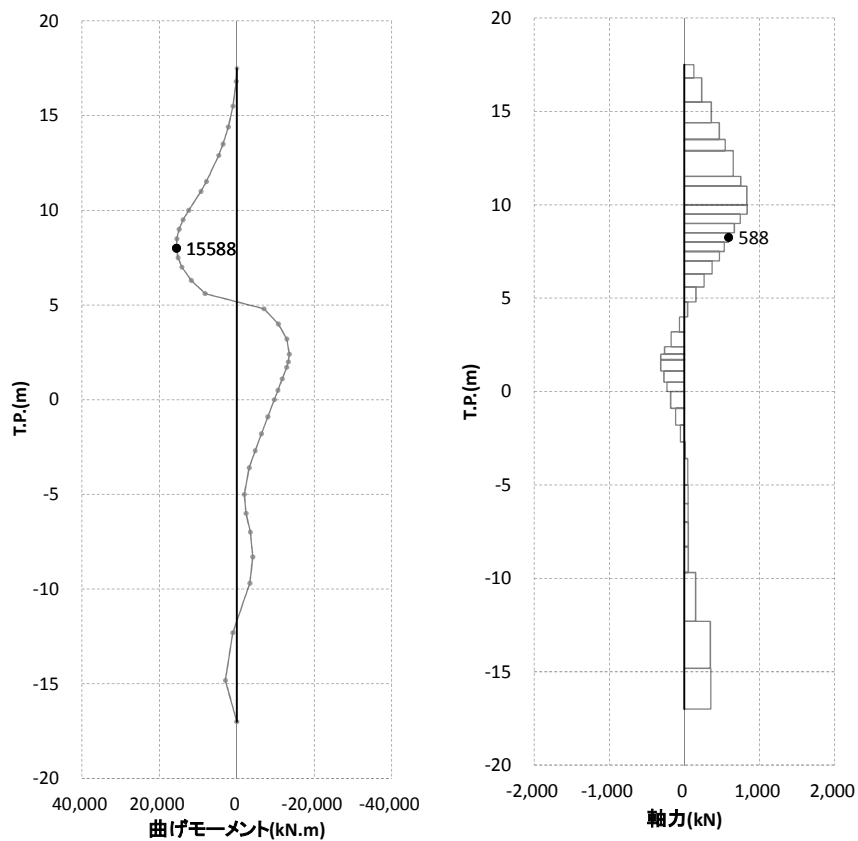


図 4.2.2-5 断面力図 (断面① : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 4)

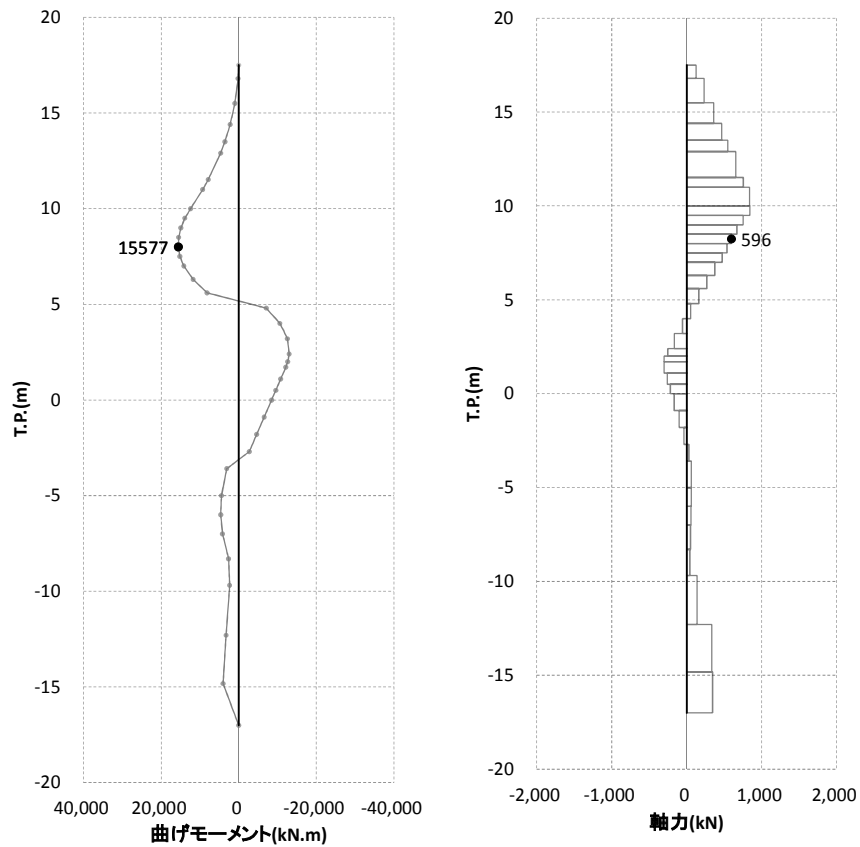


図 4.2.2-6 断面力図 (断面① : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 5)

表 4.2.2-3 曲げ軸力に対する照査 (断面①: T.P. +24 m 津波時)

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	19526	557	272.77	433.5	0.63
地盤バネ 4	15588	588	218.72	433.5	0.51
地盤バネ 5	15577	596	218.62	433.5	0.51

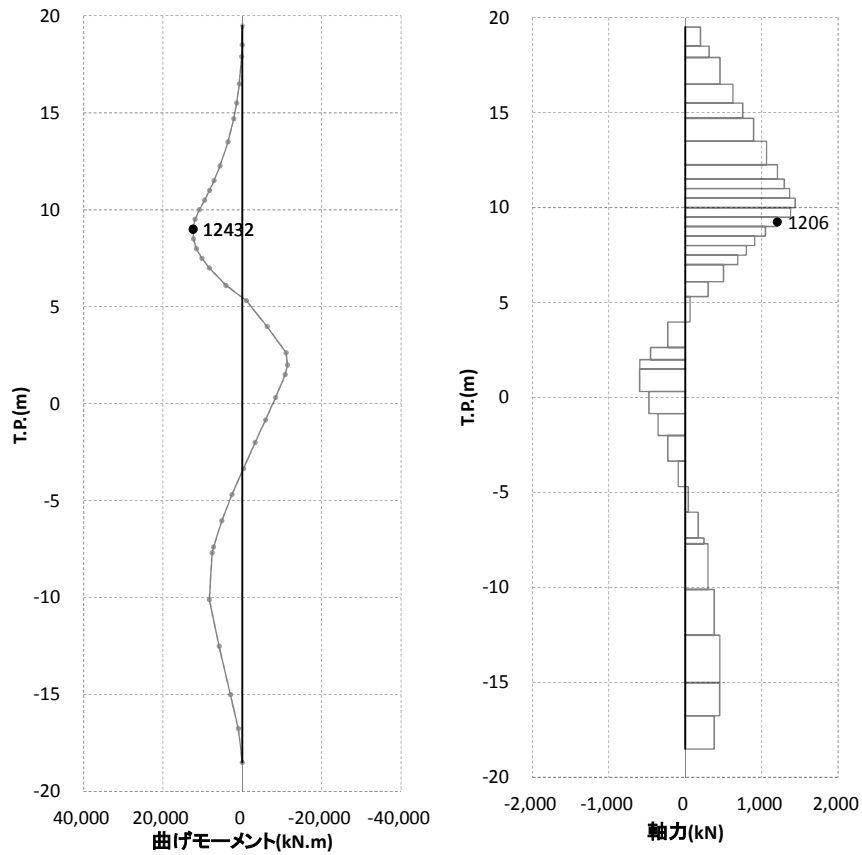


図 4.2.2-7 断面力図 (断面②: 基準津波時, 地盤バネ 3)

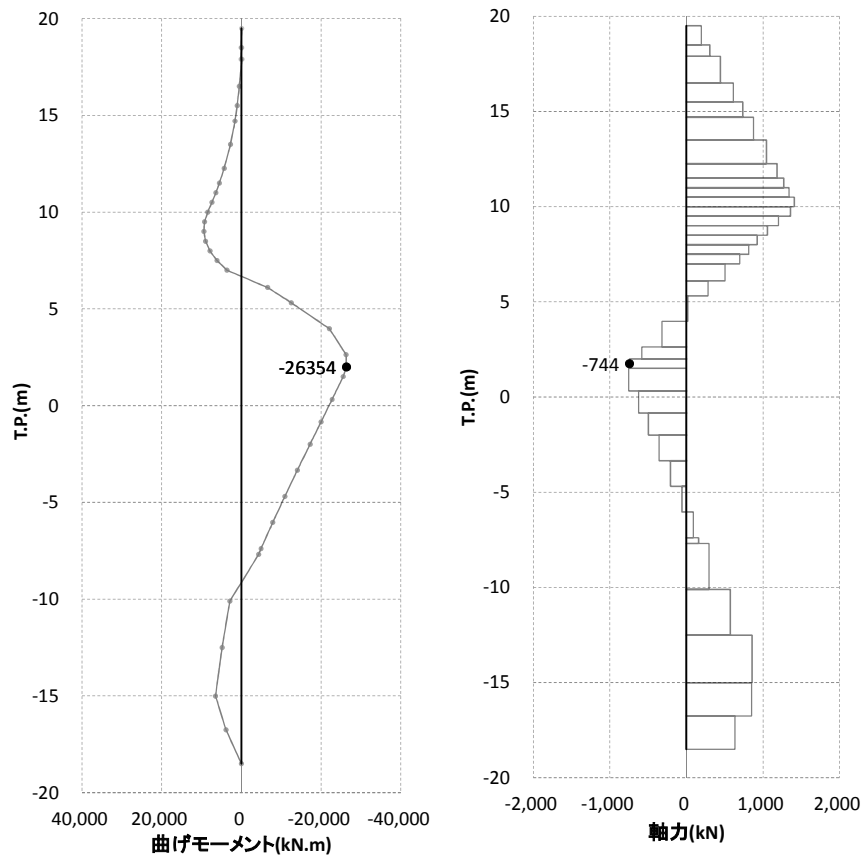


図 4. 2. 2-8 断面力図 (断面② : 基準津波時, 地盤バネ 4)

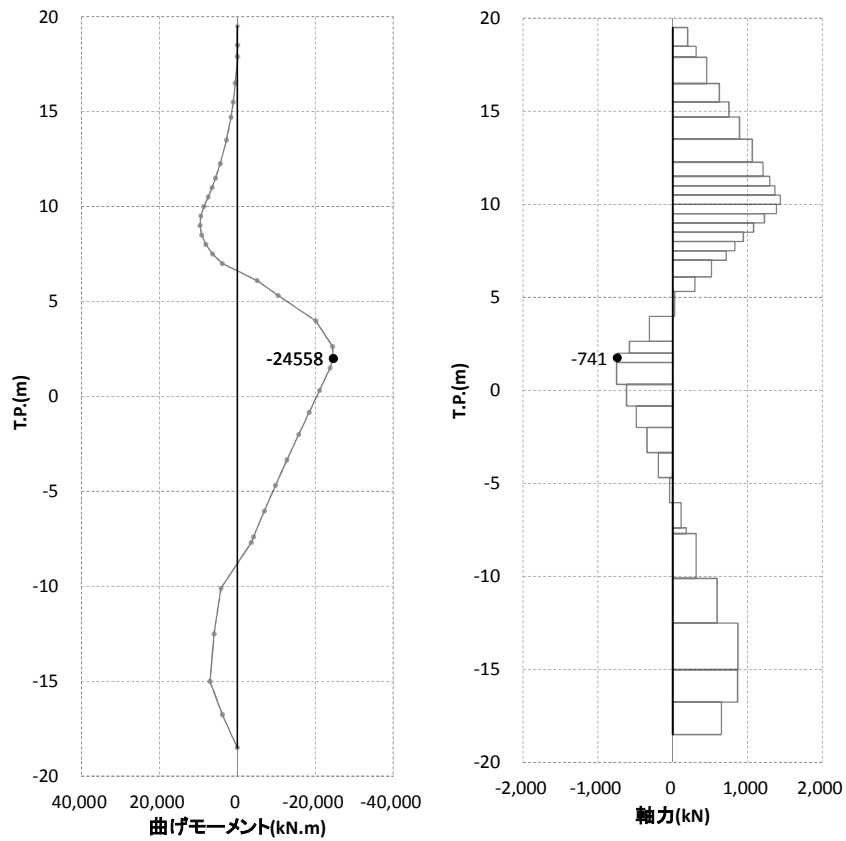


図 4. 2. 2-9 断面力図 (断面② : 基準津波時, 地盤バネ 5)

表 4.2.2-4 曲げ軸力に対する照査（断面②：基準津波時）

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	12432	1206	115.25	382.5	0.31
地盤バネ 4	26354	-744	226.66	382.5	0.60
地盤バネ 5	24558	-741	210.95	382.5	0.56

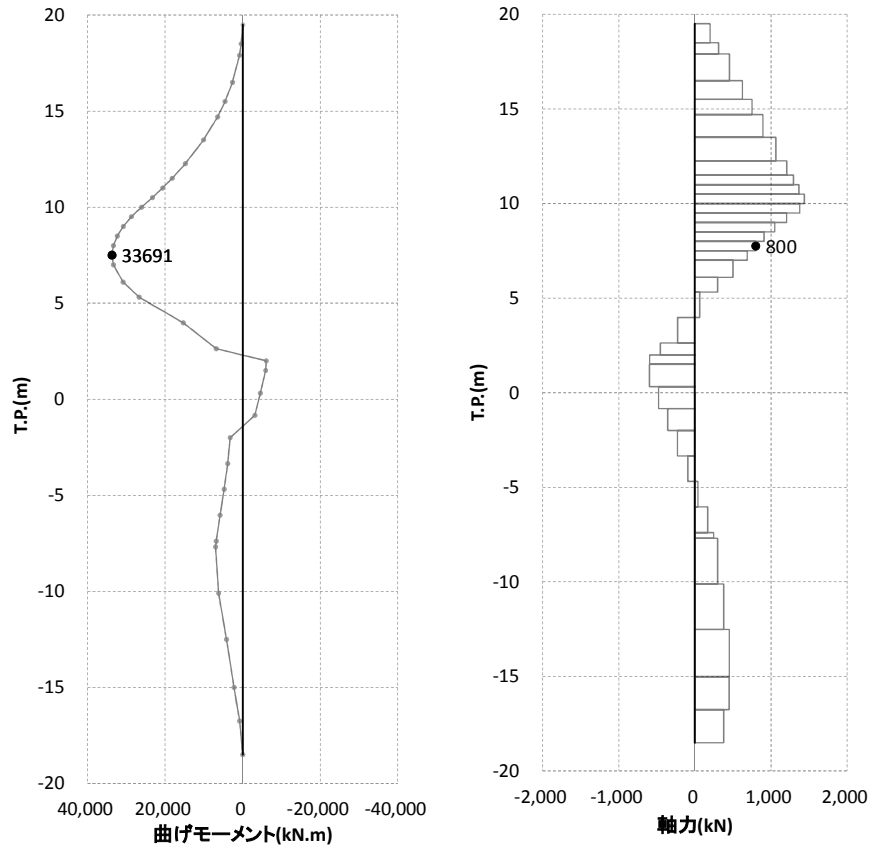


図 4.2.2-10 断面力図（断面②：T.P. +24 m 津波時，地盤バネ 3）

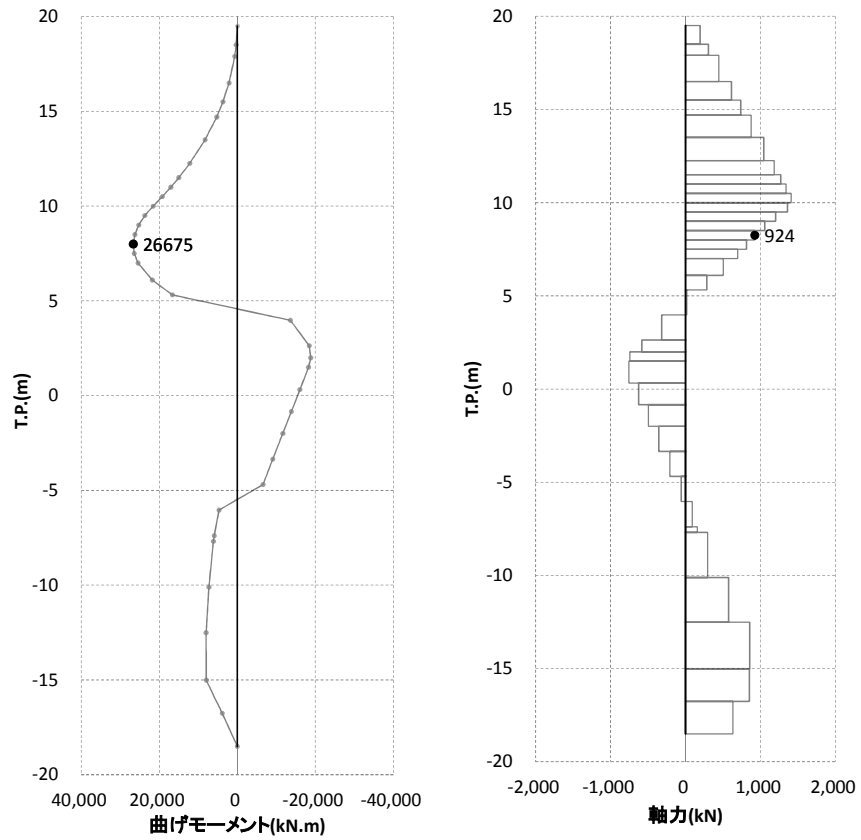


図 4.2.2-11 断面力図 (断面② : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 4)

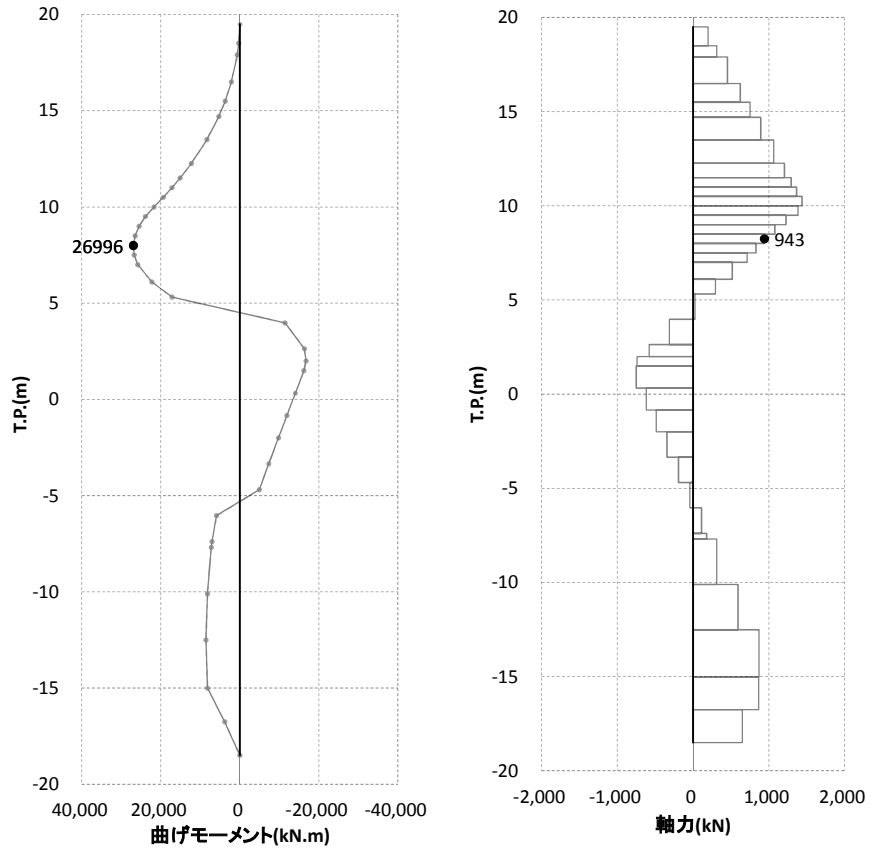


図 4.2.2-12 断面力図 (断面② : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 5)

表 4.2.2-5 曲げ軸力に対する照査 (断面② : T.P. +24 m 津波時)

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	33691	800	299.12	433.5	0.70
地盤バネ 4	26675	924	238.38	433.5	0.55
地盤バネ 5	26996	943	241.30	433.5	0.56

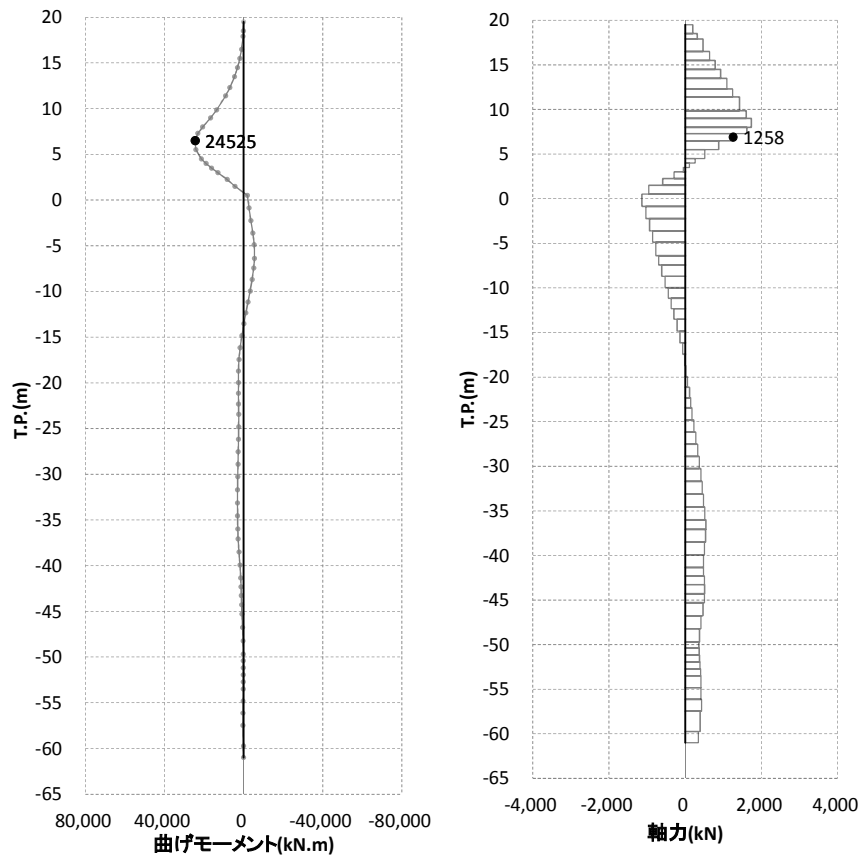


図 4.2.2-13 断面力図 (断面③ : 基準津波時, 地盤バネ 3)

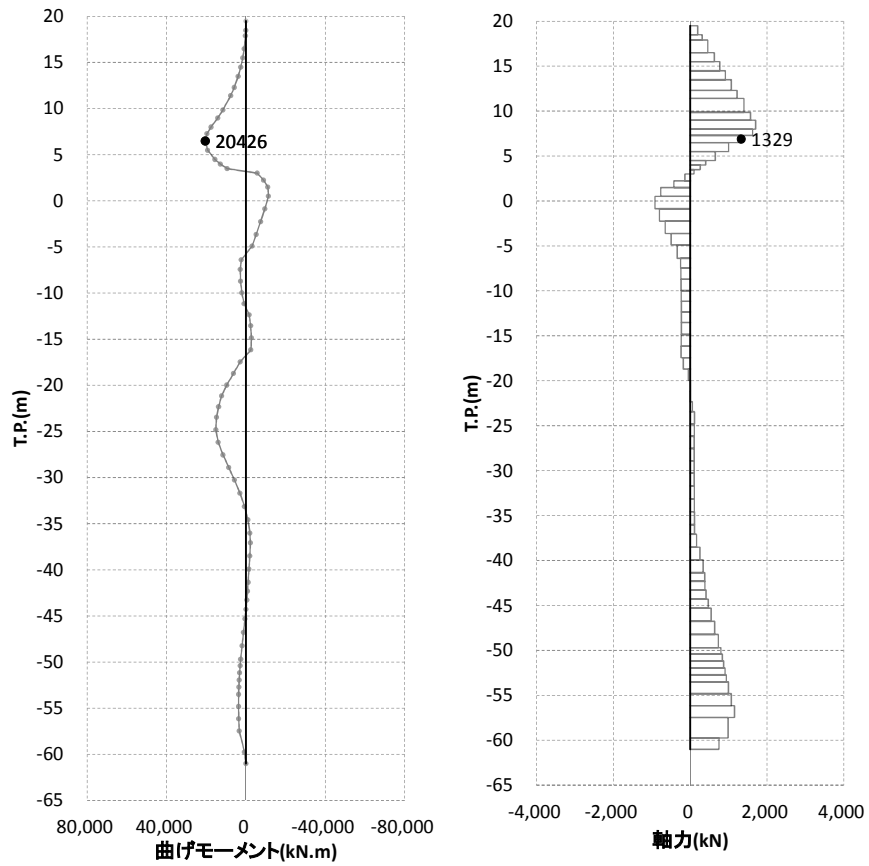


図 4.2.2-14 断面力図 (断面③：基準津波時，地盤バネ 4)

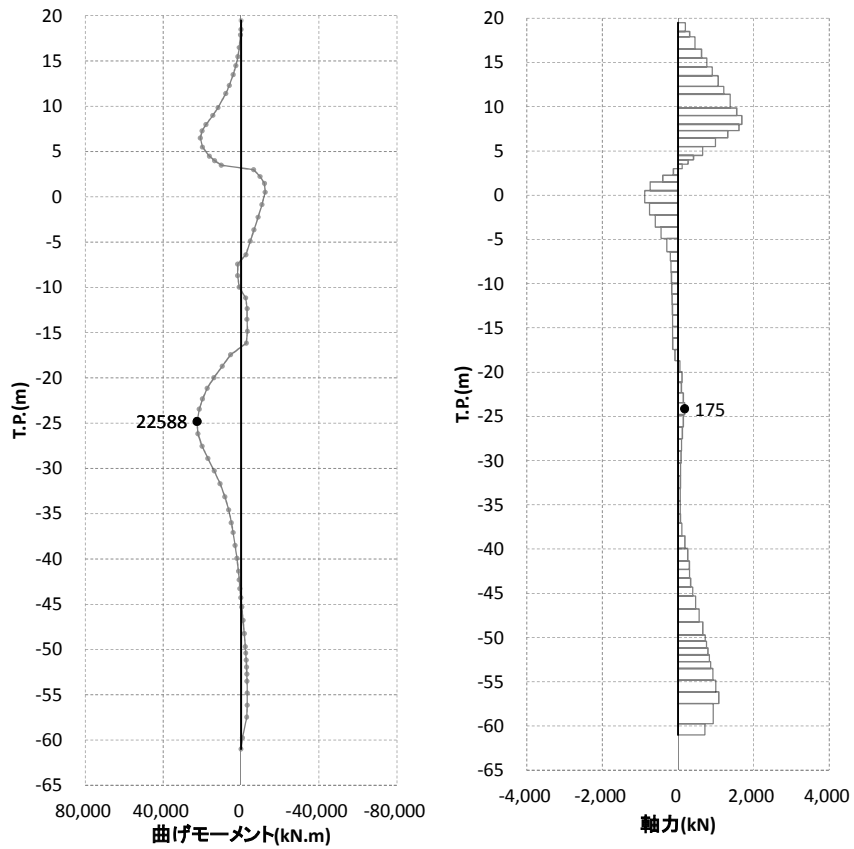


図 4.2.2-15 断面力図 (断面③：基準津波時，地盤バネ 5)

表 4.2.2-6 曲げ軸力に対する照査（断面③：基準津波時）

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	24525	1258	158.12	382.5	0.42
地盤バネ 4	20426	1329	132.76	382.5	0.35
地盤バネ 5	22588	175	141.89	382.5	0.38

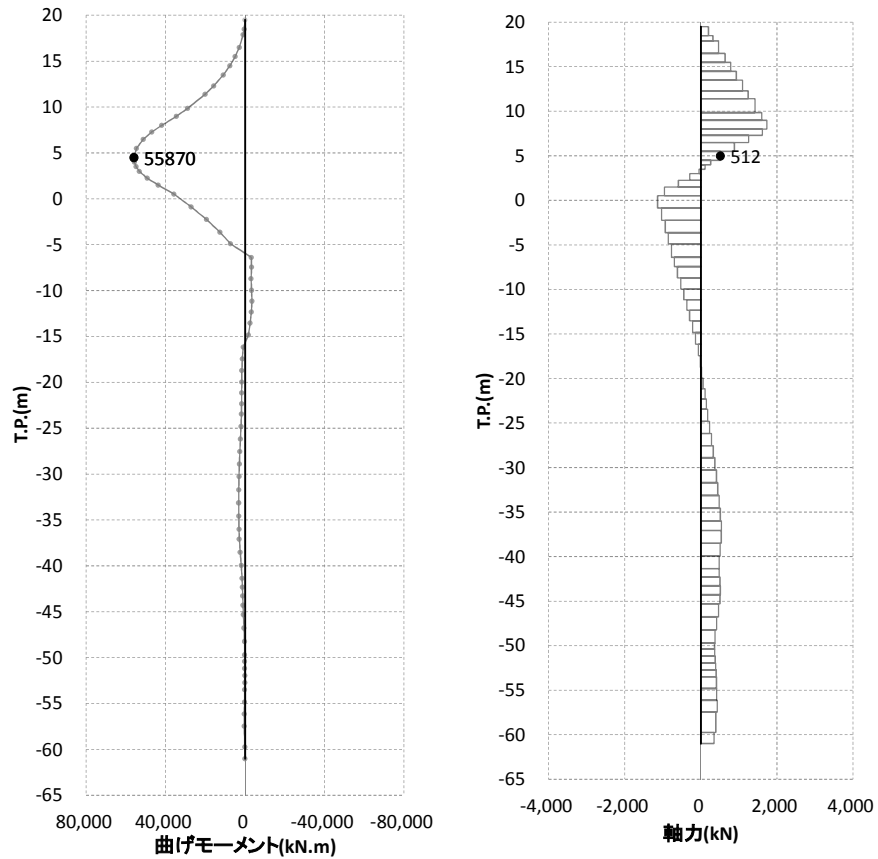


図 4.2.2-16 断面力図（断面③：T.P. +24 m 津波時，地盤バネ 3）

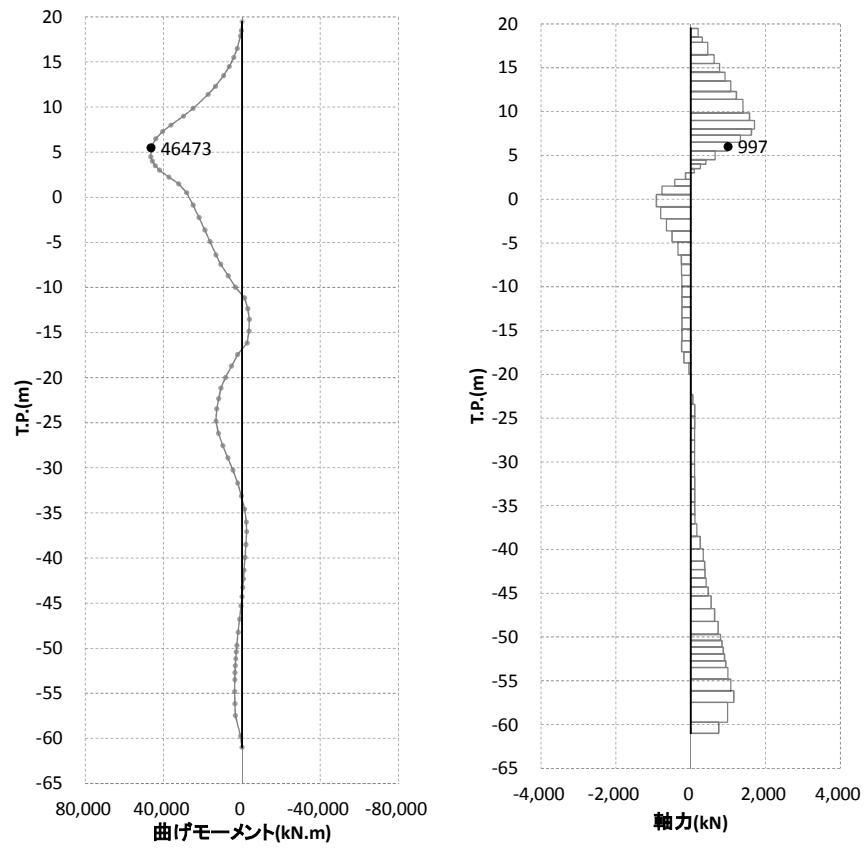


図 4.2.2-17 断面力図 (断面③ : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 4)

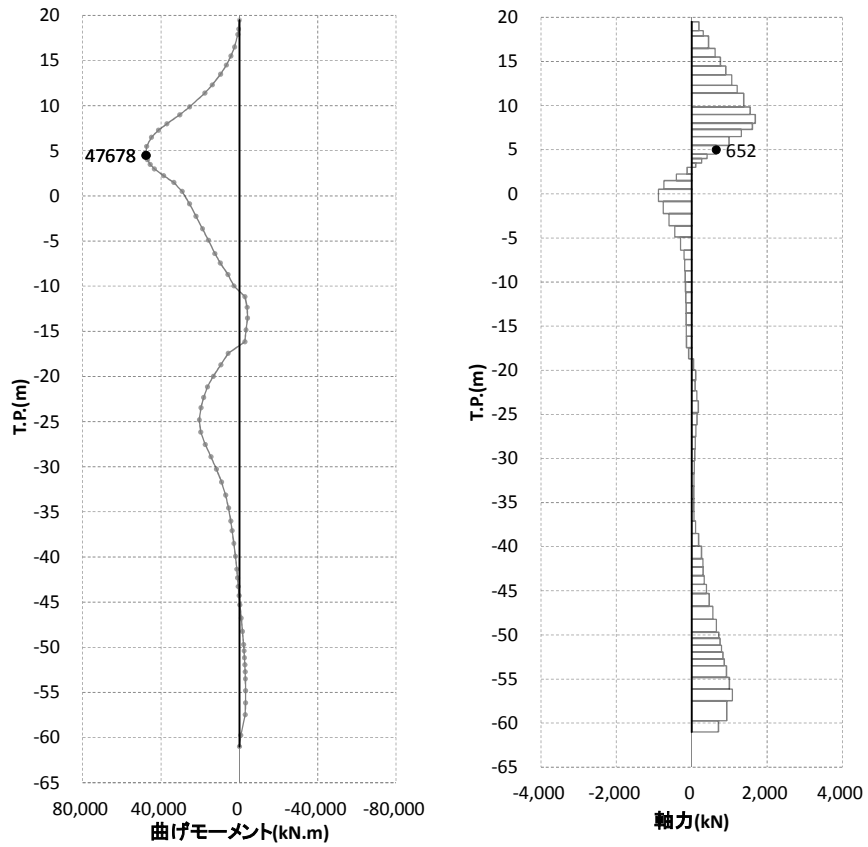


図 4.2.2-18 断面力図 (断面③ : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 5)

表 4.2.2-7 曲げ軸力に対する照査 (断面③ : T.P. +24 m 津波時)

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	55870	512	351.25	433.5	0.82
地盤バネ 4	46473	997	294.34	433.5	0.68
地盤バネ 5	47678	652	300.56	433.5	0.70

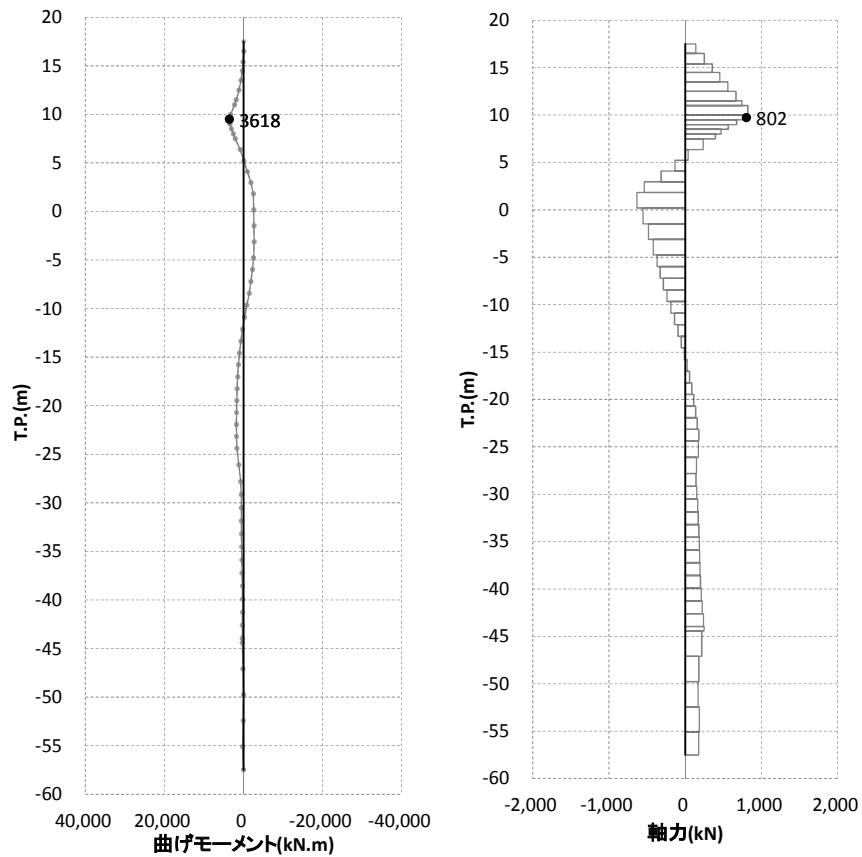


図 4.2.2-19 断面力図 (断面④ : 基準津波時, 地盤バネ 3)

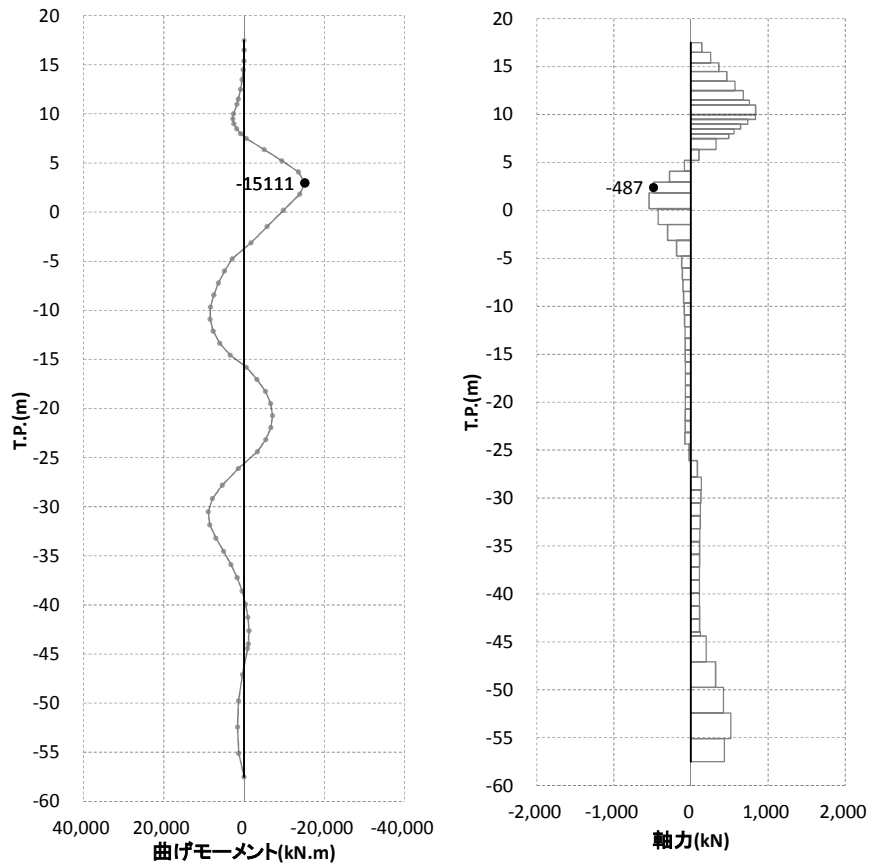


図 4. 2. 2-20 断面力図 (断面④ : 基準津波時, 地盤バネ 4)

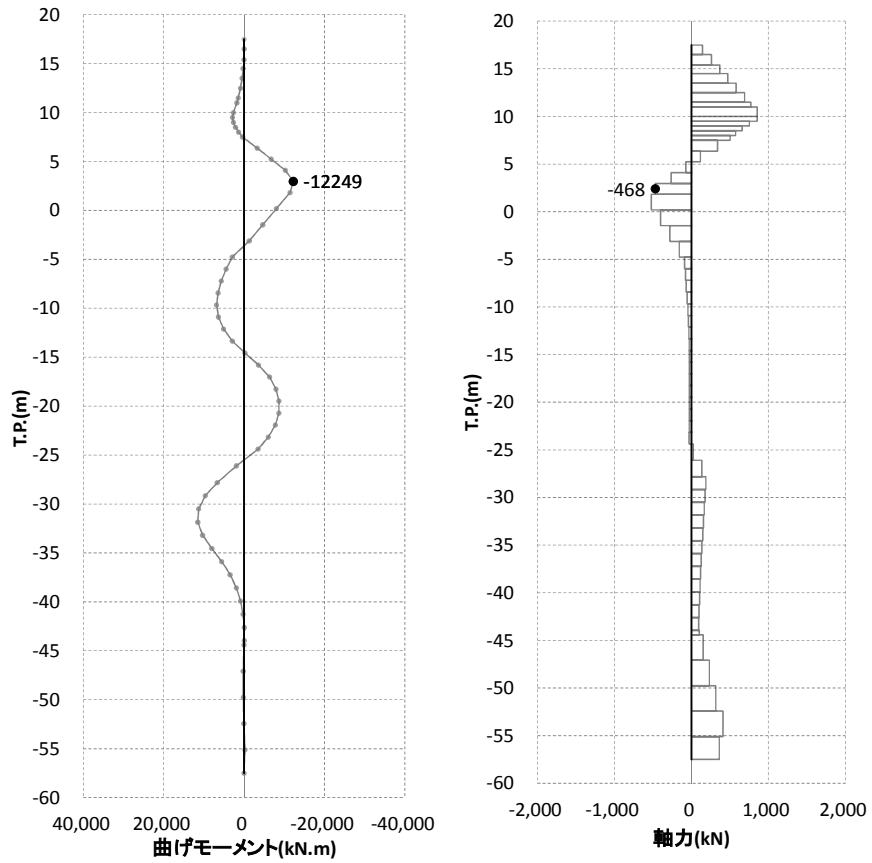


図 4. 2. 2-20 断面力図 (断面④ : 基準津波時, 地盤バネ 5)

表 4.2.2-8 曲げ軸力に対する照査（断面④：基準津波時）

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	3618	802	55.24	382.5	0.15
地盤バネ 4	15111	-487	204.93	382.5	0.54
地盤バネ 5	12249	-468	165.63	382.5	0.44

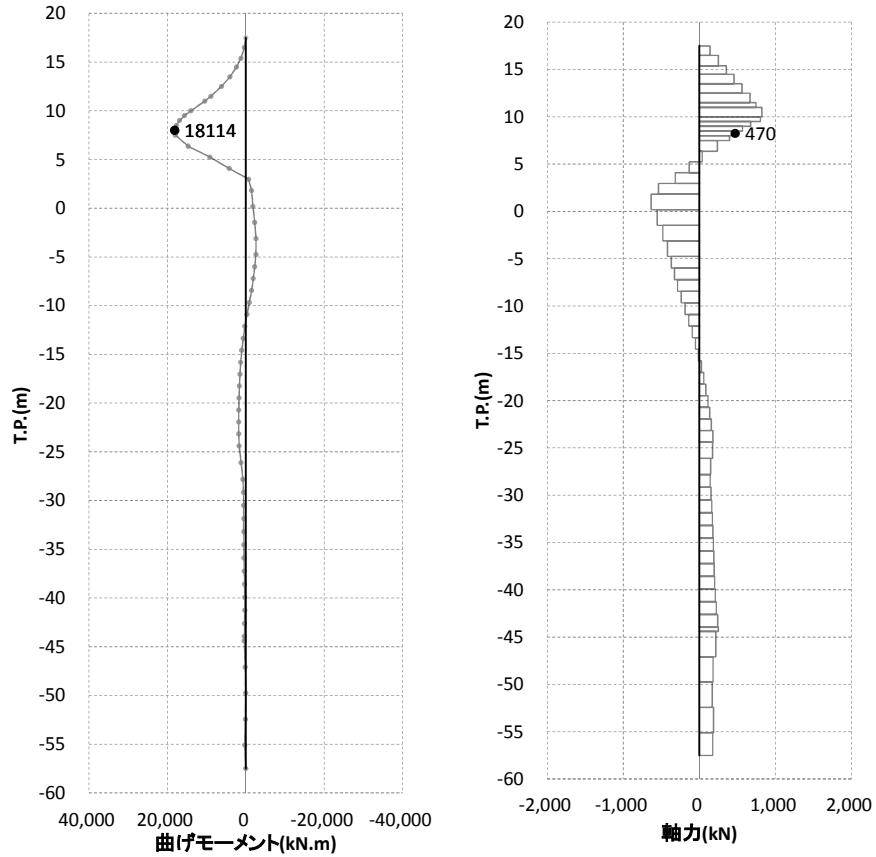


図 4.2.2-22 断面力図（断面④：T.P. +24 m 津波時，地盤バネ 3）

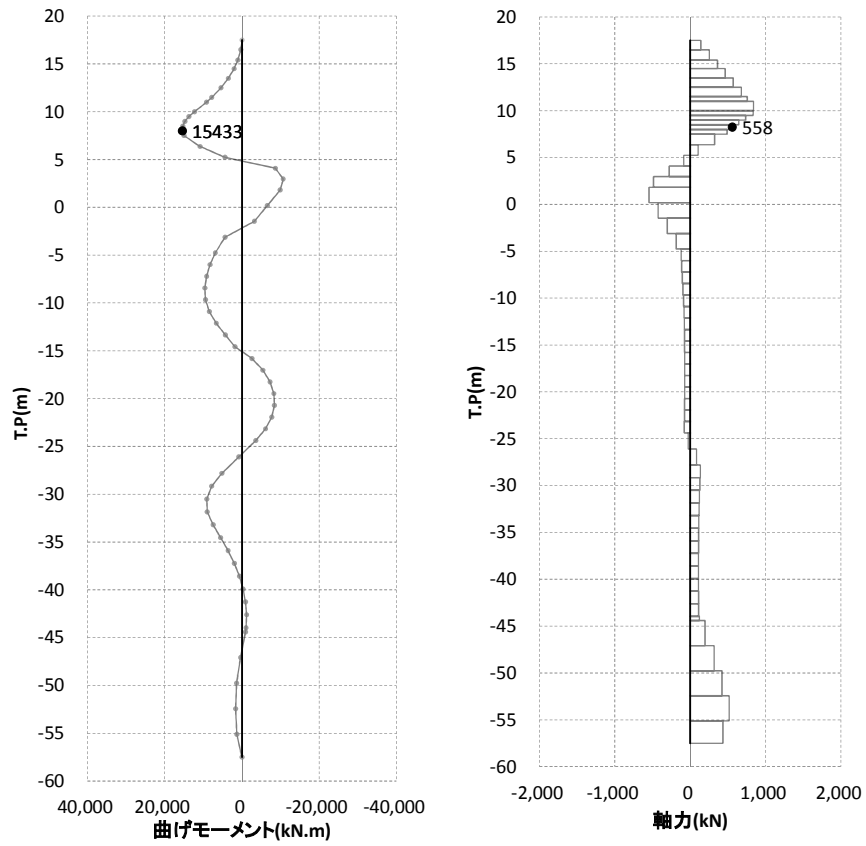


図 4.2.2-23 断面力図 (断面④ : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 4)

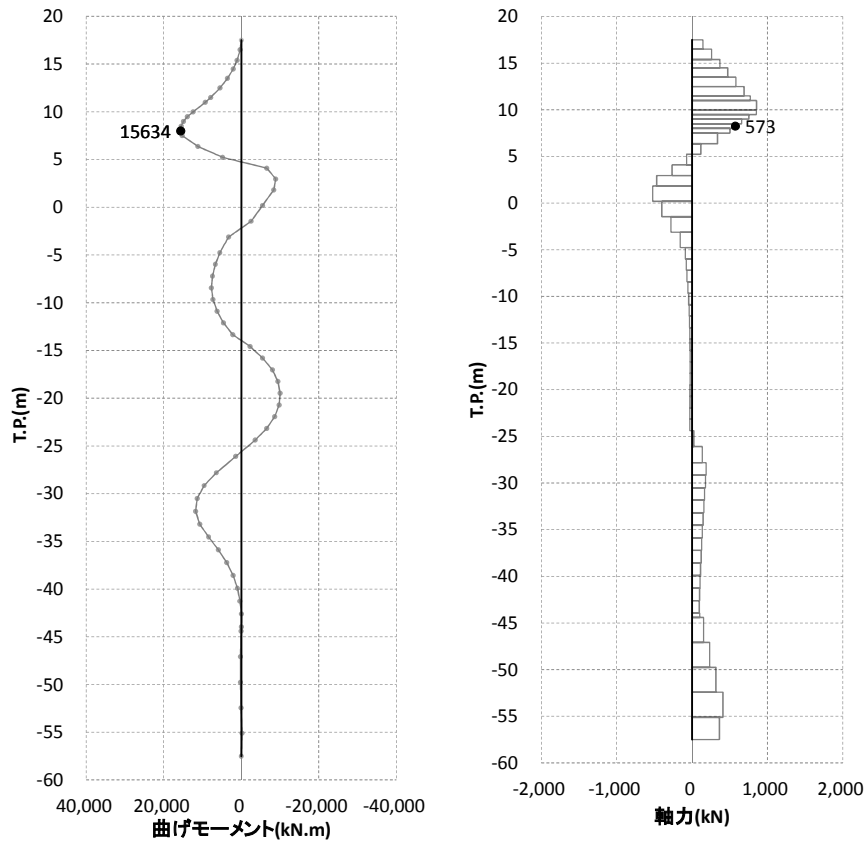


図 4.2.2-24 断面力図 (断面④ : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 5)

表 4.2.2-9 曲げ軸力に対する照査（断面④：T.P. +24 m 津波時）

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	18114	470	252.73	433.5	0.59
地盤バネ 4	15433	558	216.38	433.5	0.50
地盤バネ 5	15634	573	219.25	433.5	0.51

(2) せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 4.2.2-1 に、せん断力に対する照査結果を表 4.2.2-10～表 4.2.2-17 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、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

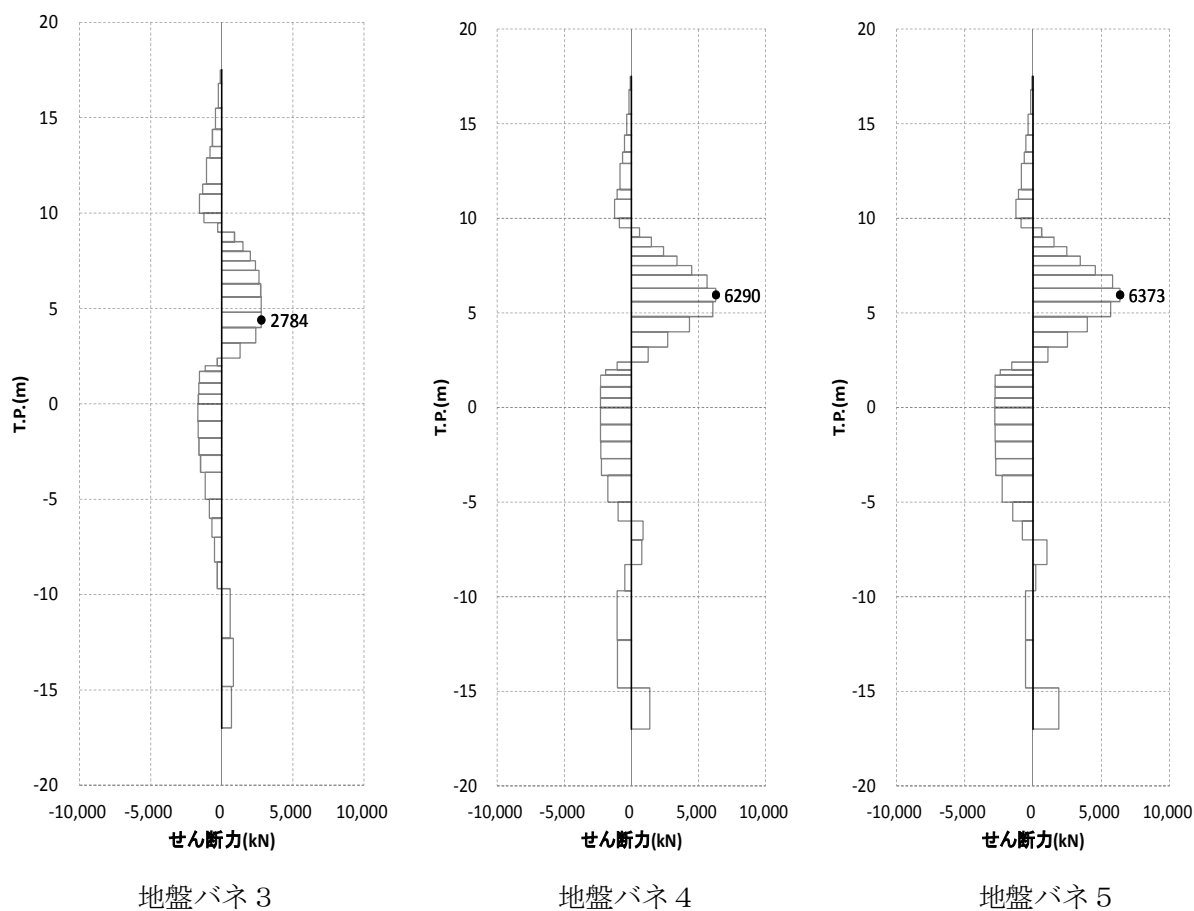
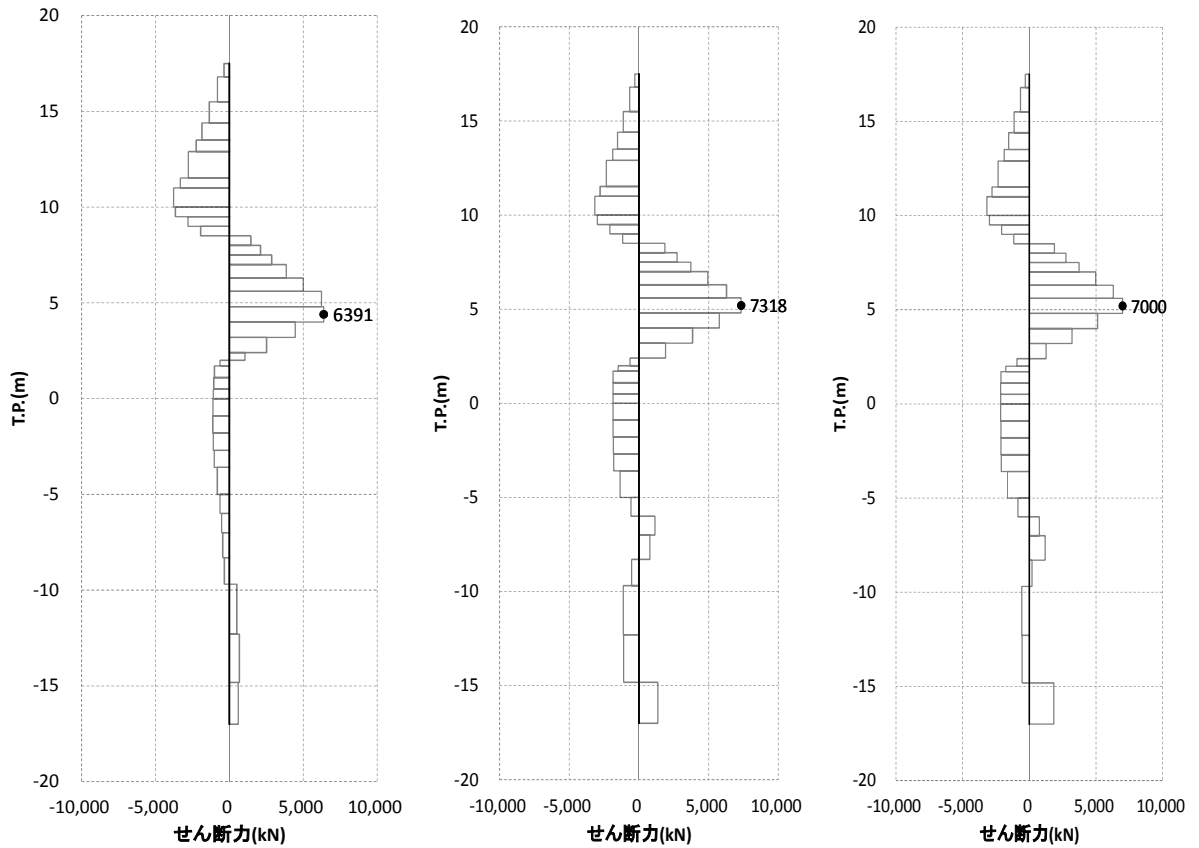


図 4.2.2-25 断面力図（断面①：基準津波時）

表 4. 2. 2-10 せん断力に対する照査（断面①：基準津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	2784	37.37	217.5	0.18
地盤バネ 4	6290	84.43	217.5	0.39
地盤バネ 5	6373	85.55	217.5	0.40



地盤バネ 3

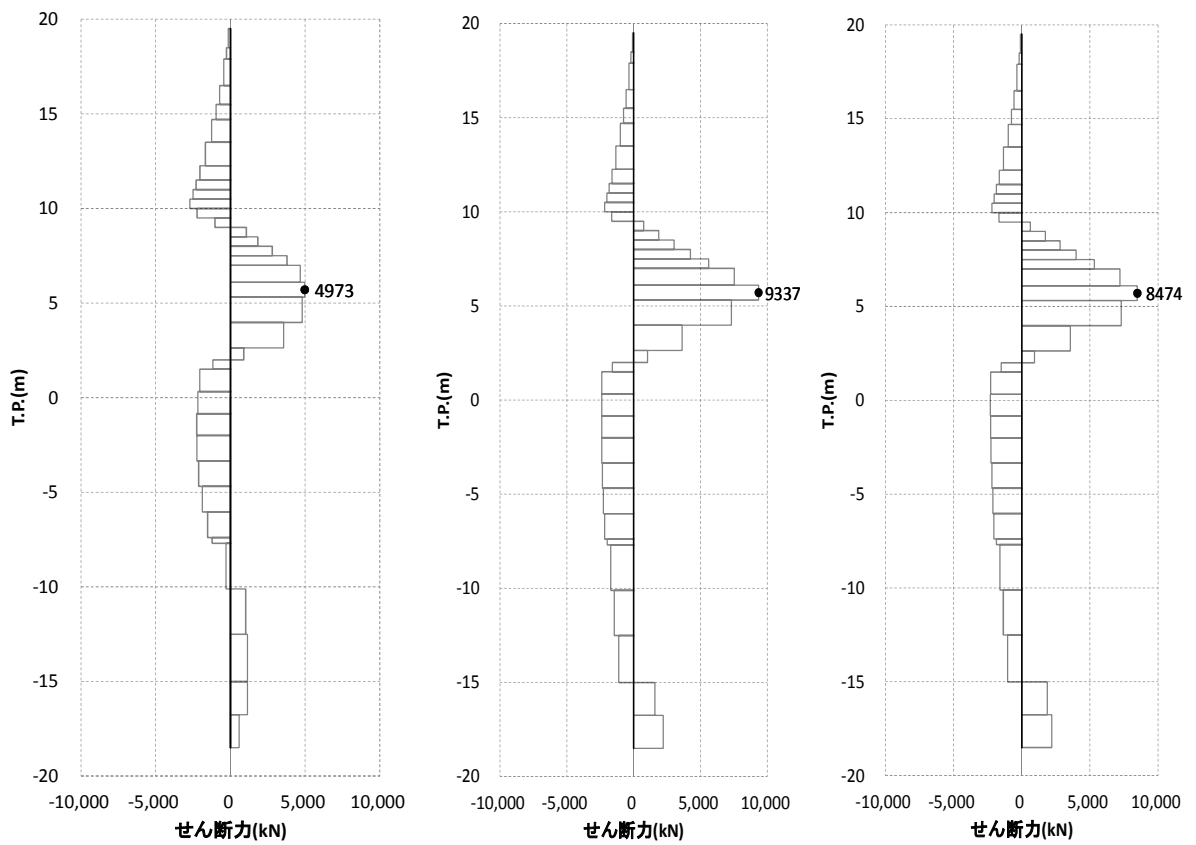
地盤バネ 4

地盤バネ 5

図 4. 2. 2-26 断面力図（断面①：T.P. +24 m 津波時）

表 4. 2. 2-11 せん断力に対する照査（断面①：T.P. +24 m 津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	6391	85.79	246.5	0.35
地盤バネ 4	7318	98.23	246.5	0.40
地盤バネ 5	7000	93.96	246.5	0.39



地盤バネ 3

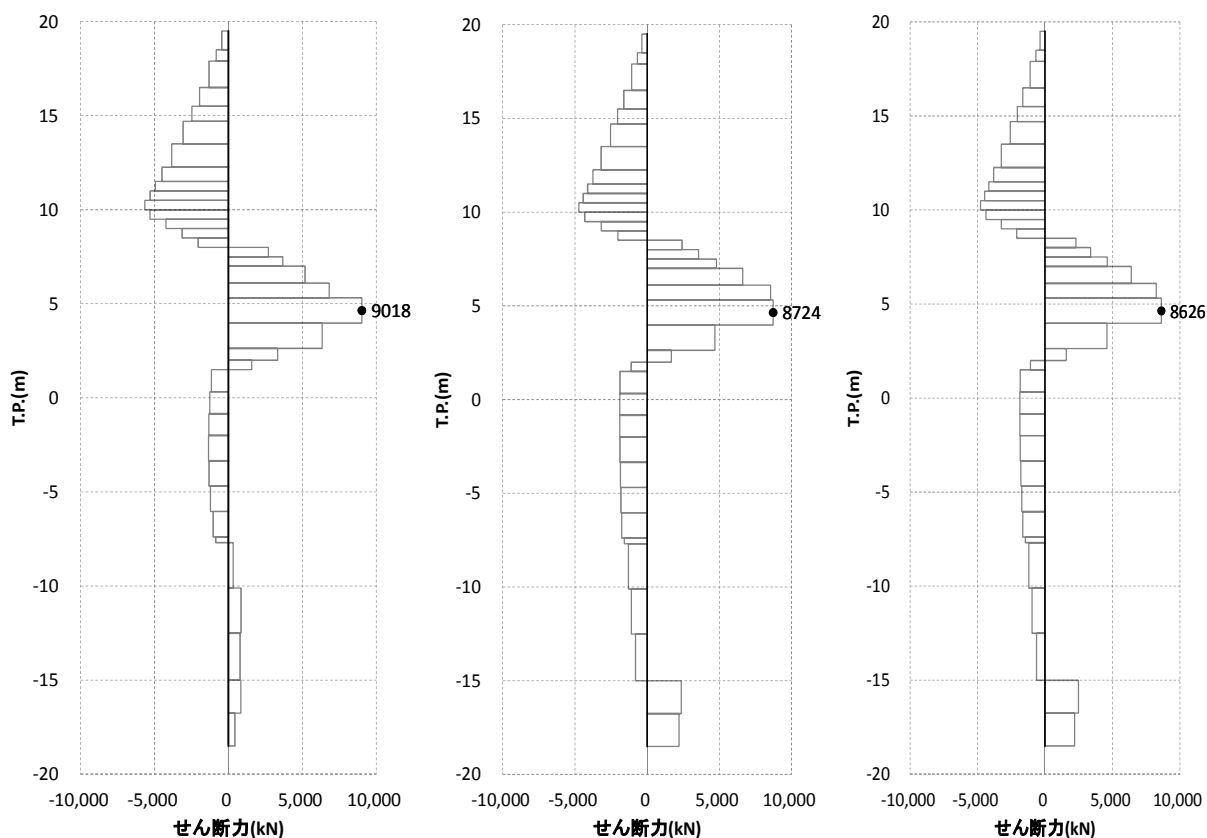
地盤バネ 4

地盤バネ 5

図 4.2.2-27 断面力図 (断面②：基準津波時)

表 4.2.2-12 せん断力に対する照査 (断面②：基準津波時)

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	4973	53.19	217.5	0.25
地盤バネ 4	9337	99.87	217.5	0.46
地盤バネ 5	8474	90.64	217.5	0.42



地盤バネ 3

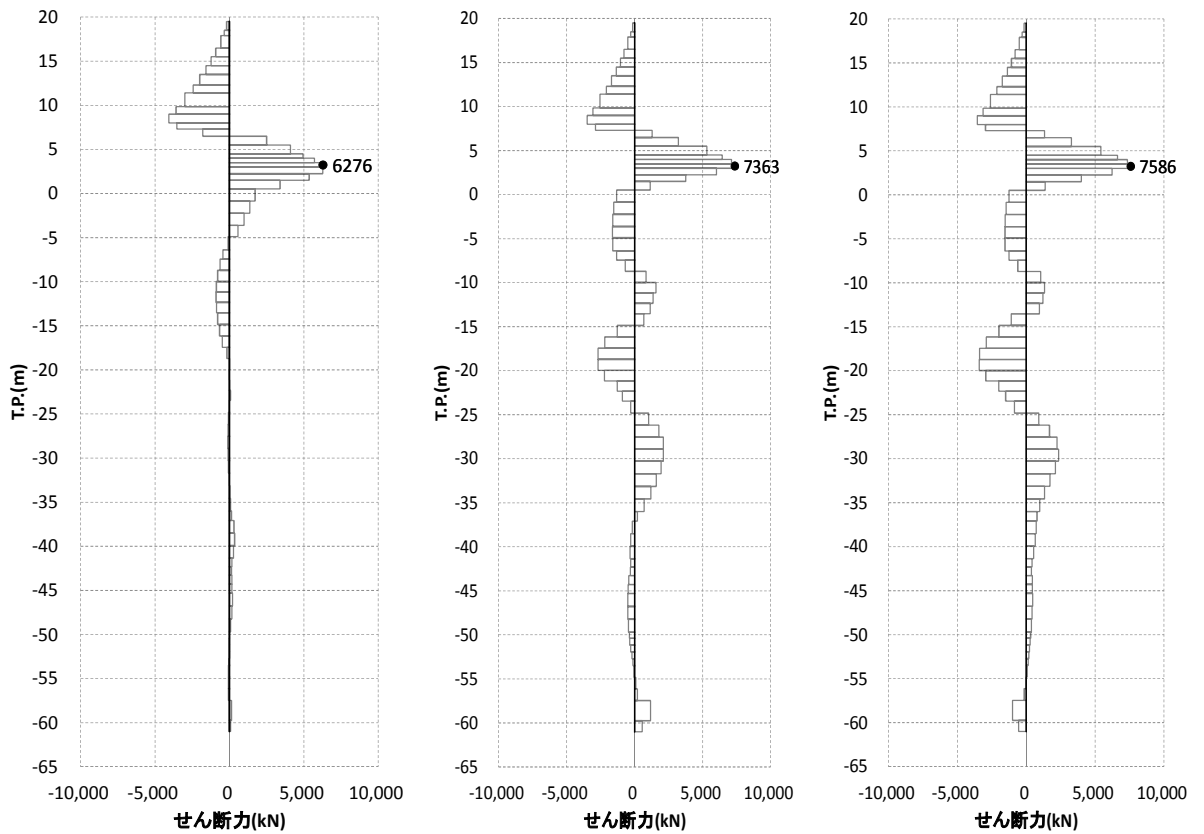
地盤バネ 4

地盤バネ 5

図 4. 2. 2-28 断面力図 (断面② : T. P. +24 m 津波時)

表 4. 2. 2-13 せん断力に対する照査 (断面② : T. P. +24 m 津波時)

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	9018	96.45	246.5	0.40
地盤バネ 4	8724	93.31	246.5	0.38
地盤バネ 5	8626	92.26	246.5	0.38



地盤バネ 3

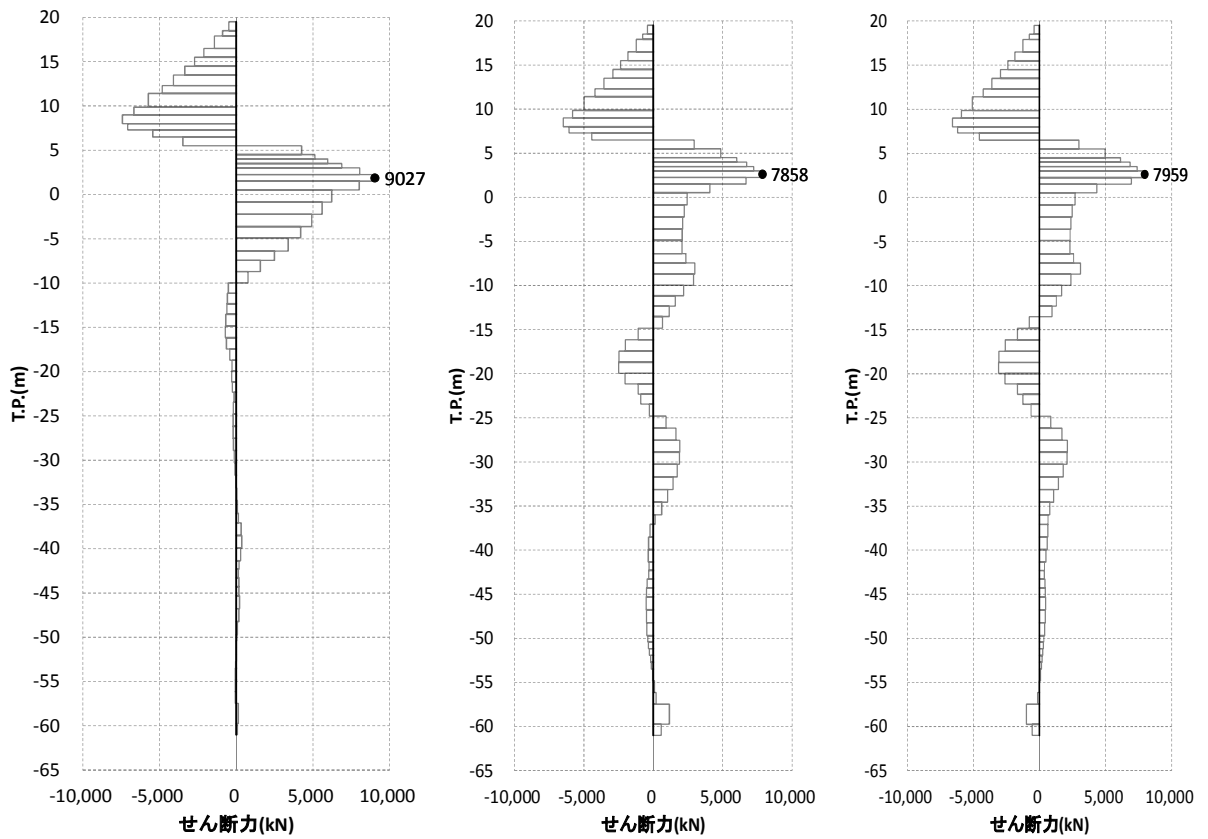
地盤バネ 4

地盤バネ 5

図 4.2.2-29 断面力図 (断面③：基準津波時)

表 4.2.2-14 せん断力に対する照査 (断面③：基準津波時)

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	6276	47.73	217.5	0.22
地盤バネ 4	7363	56.00	217.5	0.26
地盤バネ 5	7586	57.69	217.5	0.27



地盤バネ 3

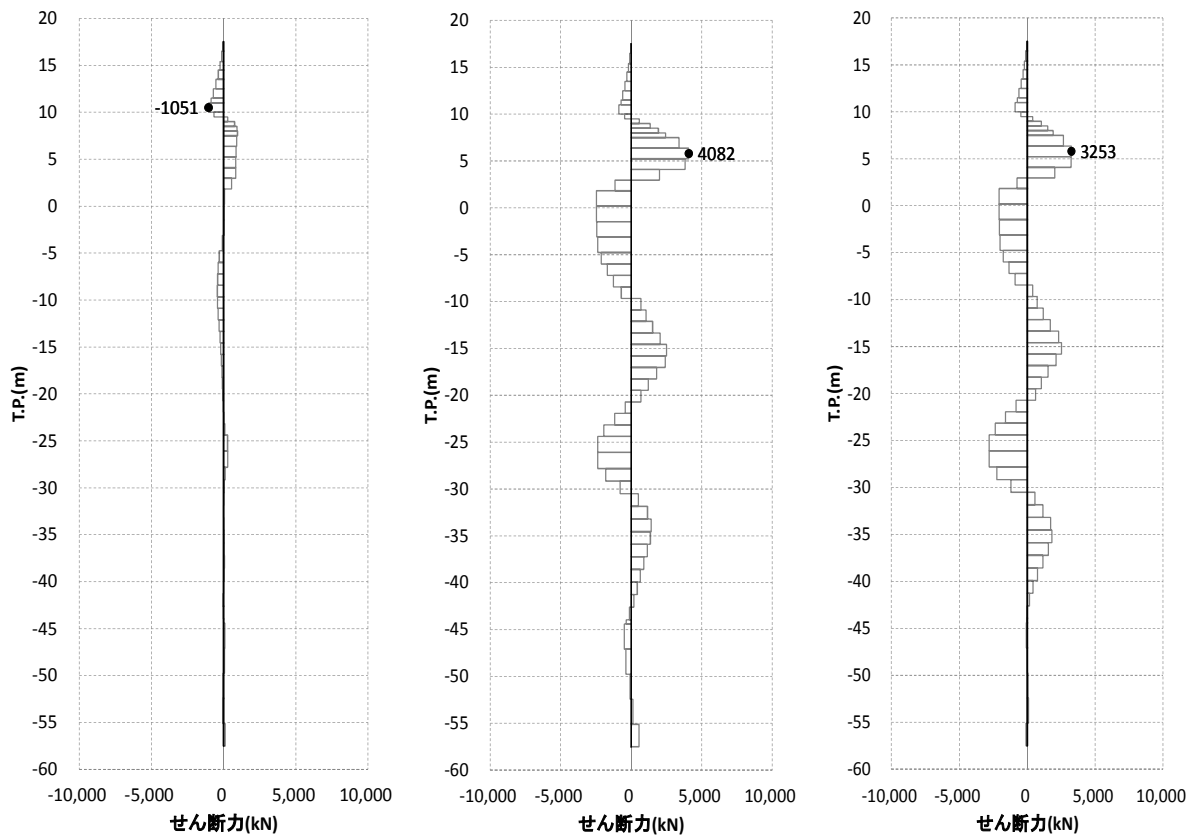
地盤バネ 4

地盤バネ 5

図 4.2.2-30 断面力図 (断面③ : T.P. +24 m 津波時)

表 4.2.2-15 せん断力に対する照査 (断面③ : T.P. +24 m 津波時)

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	9027	68.65	246.5	0.28
地盤バネ 4	7858	59.76	246.5	0.25
地盤バネ 5	7959	60.53	246.5	0.25



地盤バネ 3

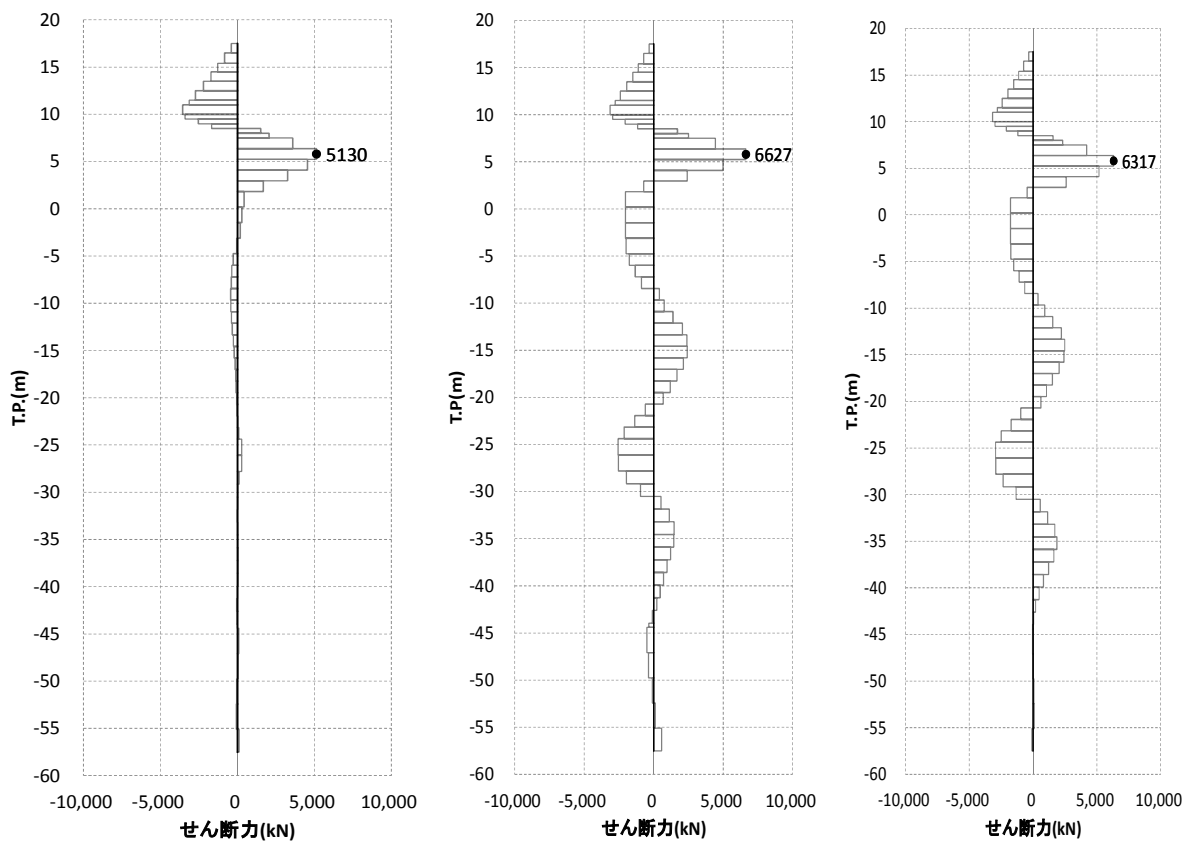
地盤バネ 4

地盤バネ 5

図 4.2.2-31 断面力図 (断面④：基準津波時)

表 4.2.2-16 せん断力に対する照査 (断面④：基準津波時)

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	1051	14.11	217.5	0.07
地盤バネ 4	4082	54.80	217.5	0.26
地盤バネ 5	3253	43.67	217.5	0.21



地盤バネ 3

地盤バネ 4

地盤バネ 5

図 4. 2. 2-32 断面力図 (断面④ : T. P. +24 m 津波時)

表 4. 2. 2-17 せん断力に対する照査 (断面④ : T. P. +24 m 津波時)

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	5130	68. 86	246. 5	0. 28
地盤バネ 4	6627	88. 96	246. 5	0. 37
地盤バネ 5	6317	84. 8	246. 5	0. 35

4.2.3 鉄筋コンクリートの評価結果

(1) 原地盤物性のばらつきを考慮した場合

原地盤物性のばらつきを考慮した場合の地盤バネによる2次元梁バネモデルの解析結果を以下に示す。2次元梁バネモデルにおける杭の水平方向バネ定数を表4.2.3-1に、杭の水平変位を表4.2.3-2に示す。設計水平震度は表4.2.1-2及び表4.2.1-10に示す1次元有効応力解析の結果から、断面①で0.25、断面③で0.18を使用する。

表4.2.3-1 杭の水平方向バネ定数 (kN/m)

重畳時		杭1	杭2	杭3	杭4	杭5
断面①	基準津波時	128713	122450	116187	122451	128714
	T.P. +24 m 津波時	101918	97331	92744	97331	101919
断面③	基準津波時	121517	111050	100582	105256	109930
	T.P. +24 m 津波時	98575	90618	82660	86230	89800

表4.2.3-2 杭の水平変位 (m)

重畳時	杭1	杭2	杭3	杭4	杭5
断面①	-0.044	-0.040	-0.037	-0.041	-0.044
断面③	-0.056	-0.077	-0.099	-0.105	-0.112

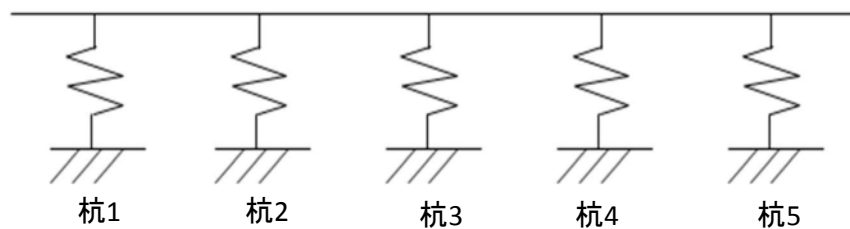


図4.2.3-1 2次元梁バネモデル杭位置図

a. 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表4.2.3-3に、2次元梁バネモデルによる曲げ軸力に対する照査結果を表4.2.3-4及び表4.2.3-5に、3次元FEM解析モデルによる曲げ軸力に対する照査結果を表4.2.3-7及び表4.2.3-8に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各断面において最大となる値を示している。

表4.2.3-3 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (cm ²)
①	0.15	0.55	6.667-D35	63.777
③	0.15	0.55	6.667-D35	63.777

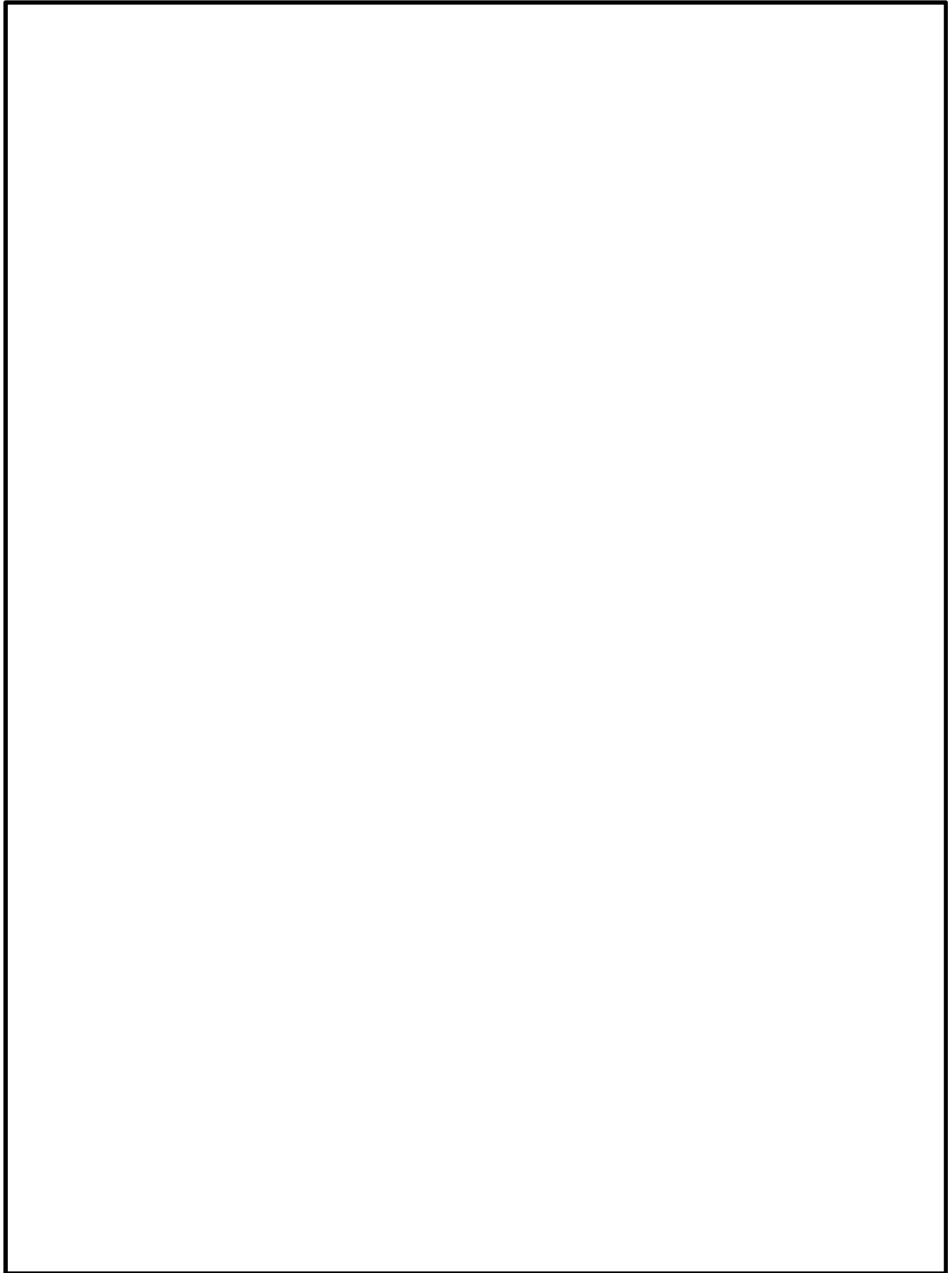


图 4.2.3-2 配筋图

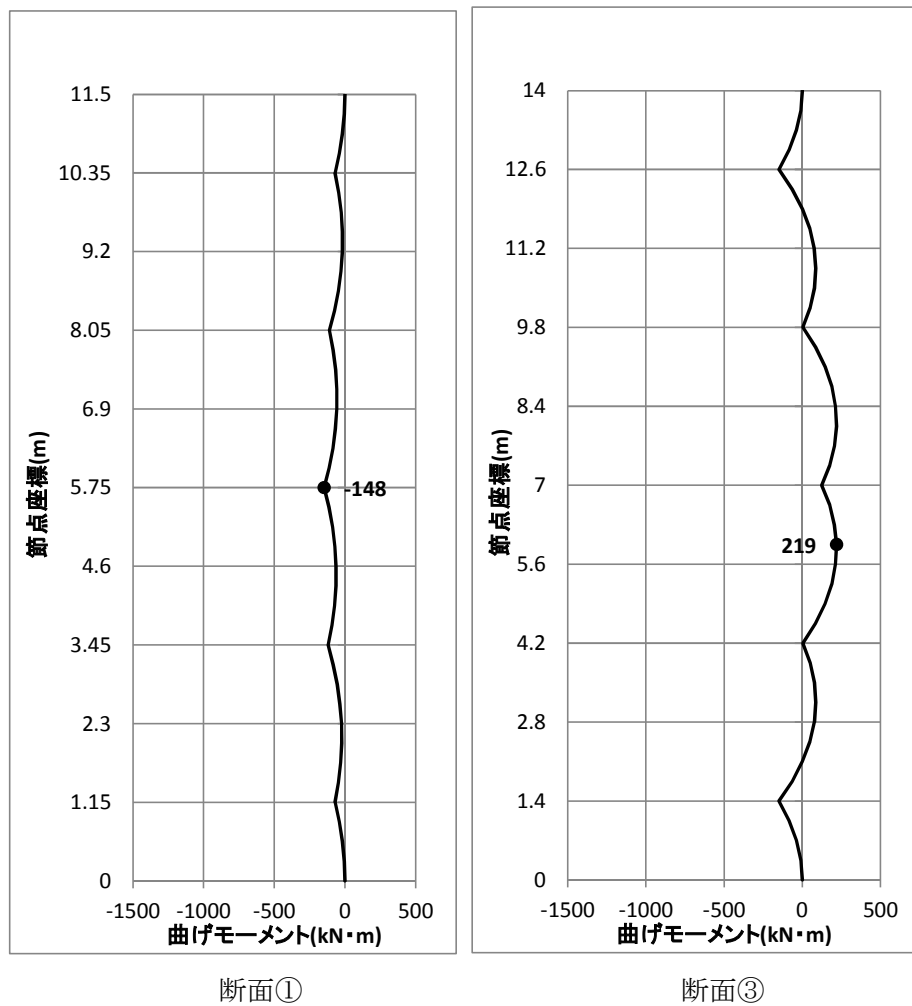
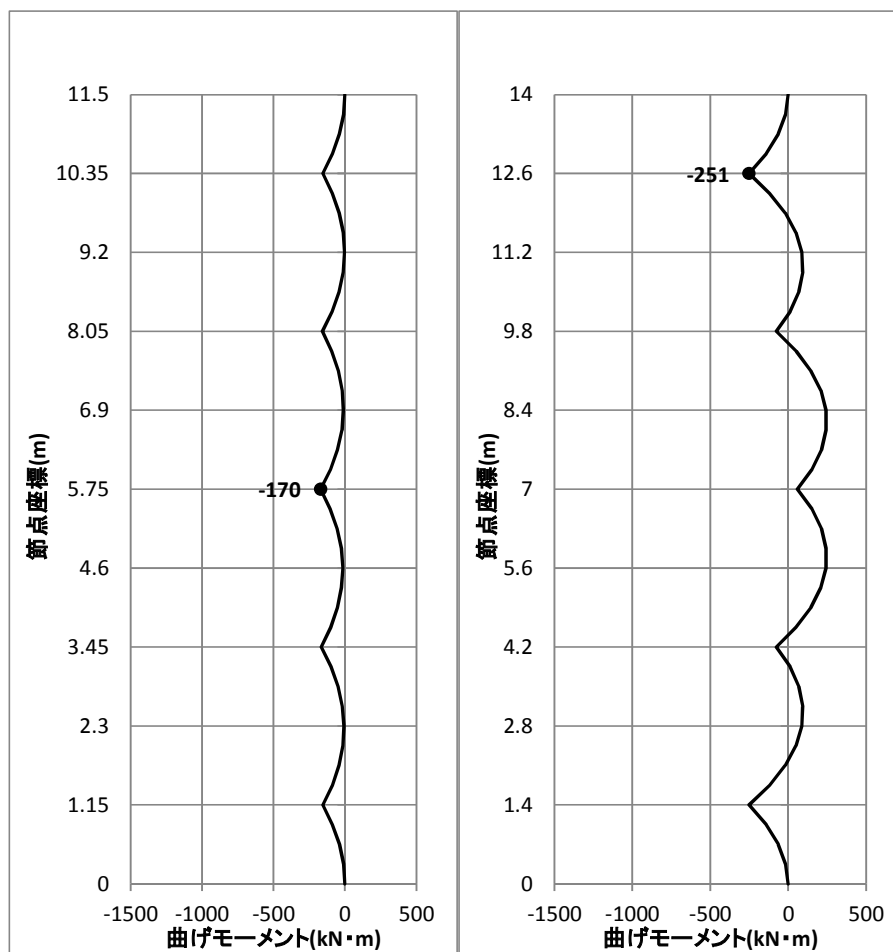


図 4.2.3-3 断面力図（基準津波時：2次元梁バネモデル）

表 4.2.3-4 曲げ軸力に対する照査（基準津波時：2次元梁バネモデル）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面①	-148	0	2.3	50.5	21	435	0.11	0.12
断面③	219	0	3.4	74.7	21	435	0.17	0.18



断面①

断面③

図 4. 2. 3-4 断面力図 (T.P. +24 m 津波時：2次元梁バネモデル)

表 4. 2. 3-5 曲げ軸力に対する照査 (T.P. +24 m 津波時：2次元梁バネモデル)

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面①	-170	0	2.6	58.0	28	478.5	0.10	0.13
断面③	251	0	3.9	85.6	28	478.5	0.14	0.18



図 4.2.3-5 3次元FEM解析モデル断面位置図

表 4.2.3-6 鉄筋コンクリート断面諸元(断面③・3次元FEM解析モデル)

断面		かぶり (m)	断面有効高さ※ (m)	主筋	主筋断面積 (cm ²)
断面 A1		0.15	0.55	6.667-D35	63.777
断面 A2		0.15	0.55	6.667-D35	63.777
断面 A3		0.15	0.55	6.667-D35	63.777
断面 B1	堤外側	0.35	3.15	13.333-D35	127.543
	堤内側	0.15	3.35	6.667-D35	63.777
断面 B2	堤外側	0.35	3.15	13.333-D35	127.543
	堤内側	0.15	3.35	6.667-D35	63.777
断面 C2		0.15	0.15	6.667-D35	63.777
断面 D		0.08	0.06	6.667-D35	63.777

重畳時の3次元FEM解析モデルに設定した地盤バネ8及び地盤バネ9の水平方向地盤反力係数, 地盤反力上限値及びそれぞれの値を比較したものを図4.2.3-6~図4.2.3-8に示す。

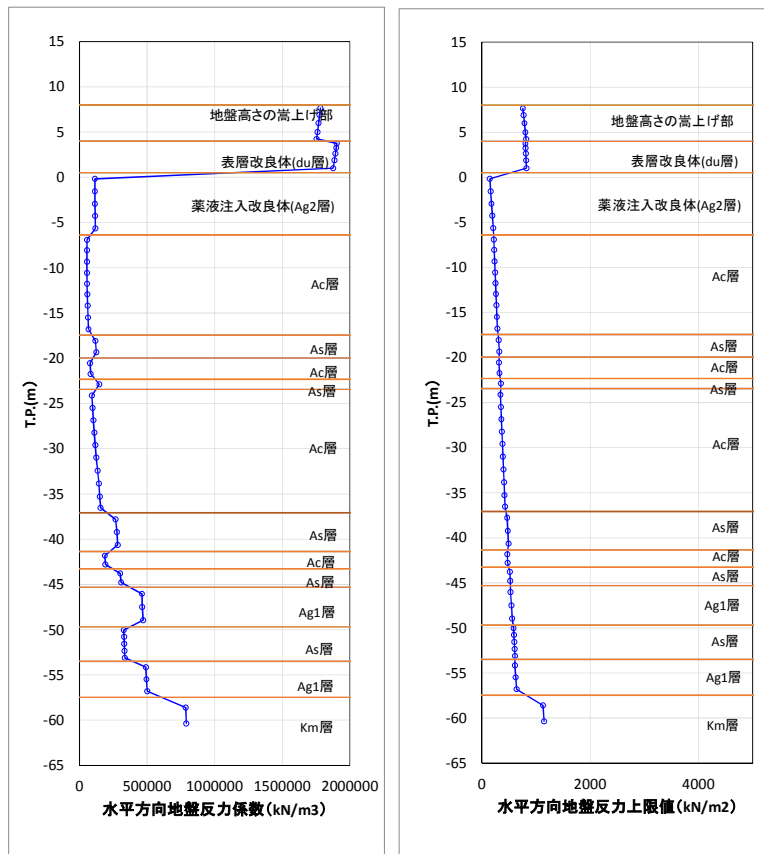


図 4. 2. 3-6 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面③：地盤バネ 8）

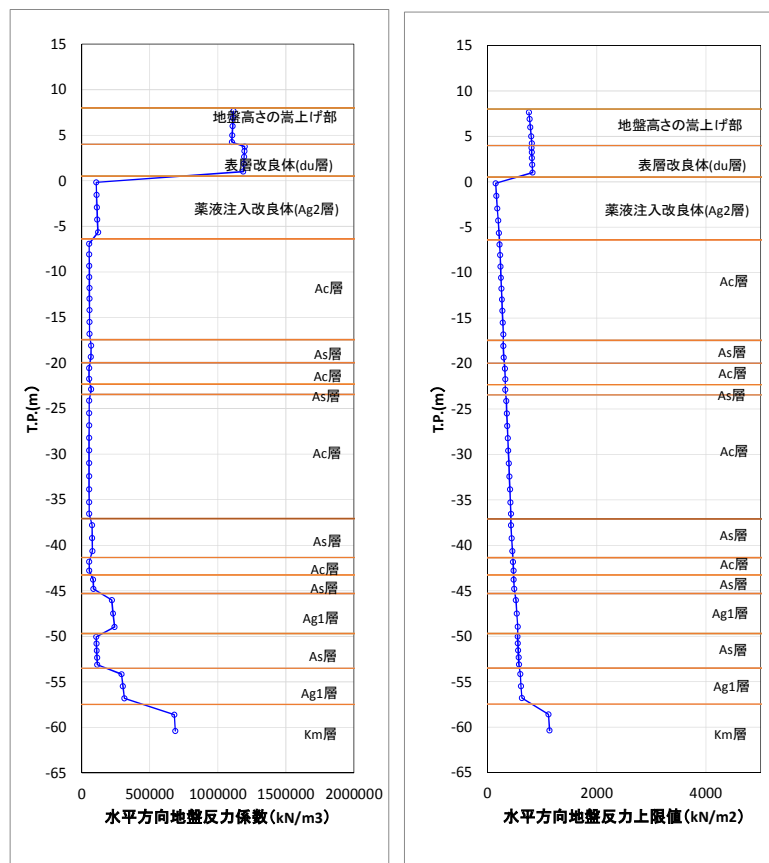


図 4. 2. 3-7 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面③：地盤バネ 9）

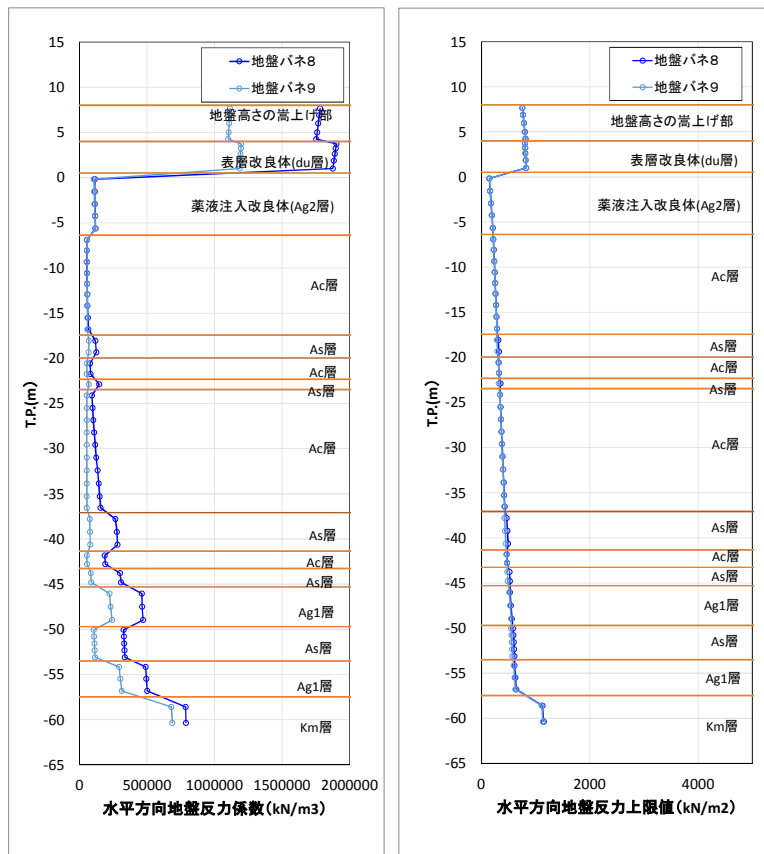


図 4.2.3-8 地盤バネ8及び地盤バネ9の比較 (断面③)

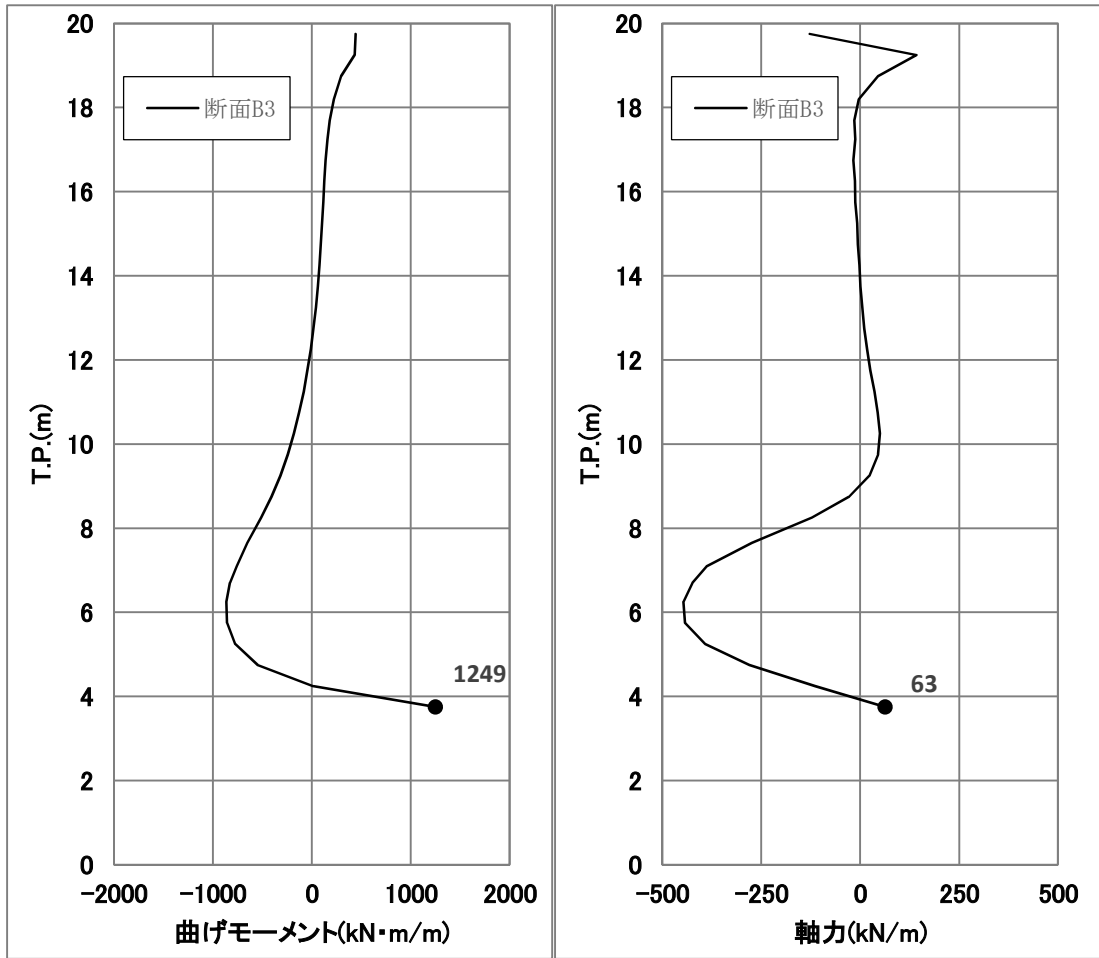


図 4.2.3-9 断面力図（基準津波時：3次元FEM解析モデル）

表 4.2.3-7 曲げ軸力に対する照査（基準津波時：3次元FEM解析モデル）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面③	1249	63	0.98	67.65	21	435	0.05	0.16

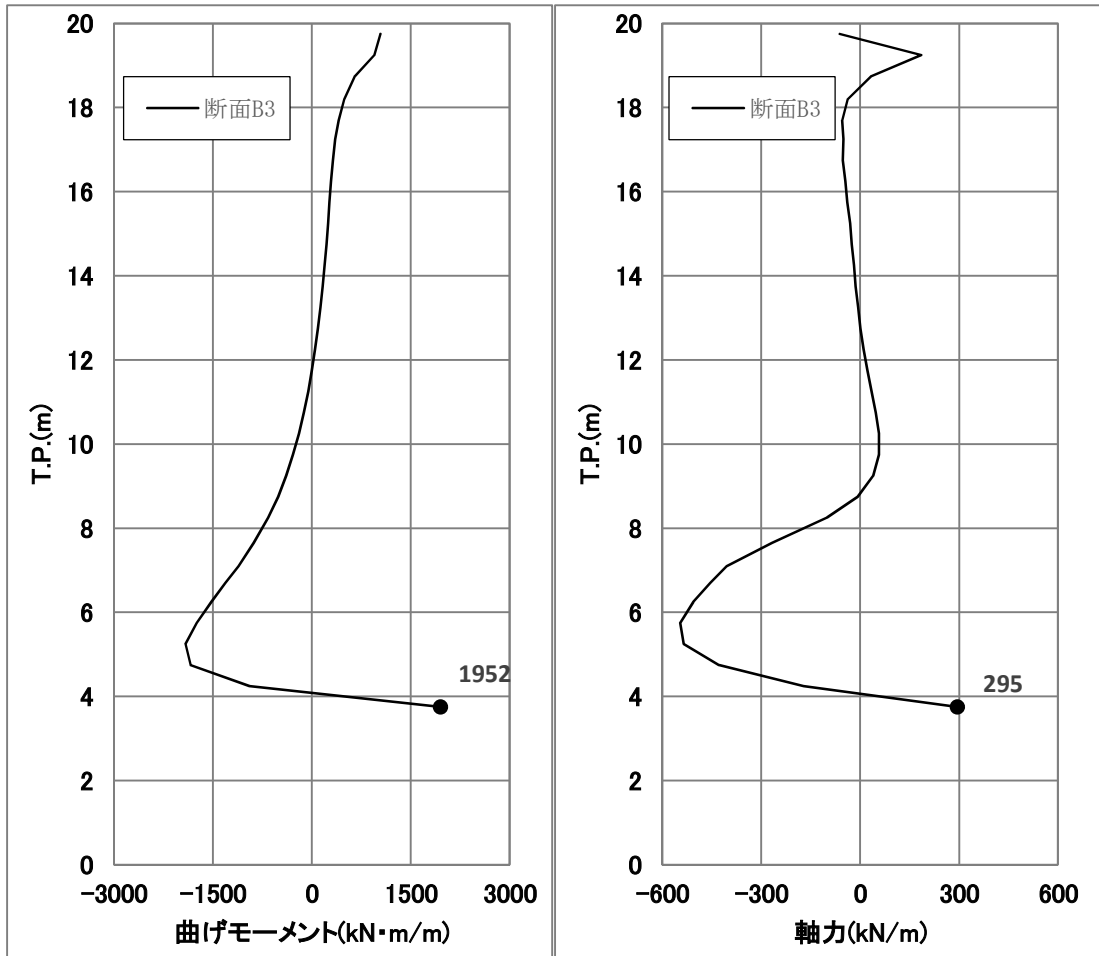


図 4.2.3-10 断面力図 (T.P. +24 m 津波時 : 3次元FEM解析モデル)

表 4.2.3-8 曲げ軸力に対する照査 (T.P. +24 m 津波時 : 3次元FEM解析モデル)

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面③	1952	295	1.48	120.09	28	478.5	0.06	0.26

2次元梁バネモデルとの比較として、基準津波時は断面 A3、T.P. +24 m 津波時は断面 A2 における断面力図を図 4.2.3-11 及び図 4.2.3-12 に、最も照査値が大きくなった位置での照査結果を表 4.2.3-9 及び表 4.2.3-10 に示す。

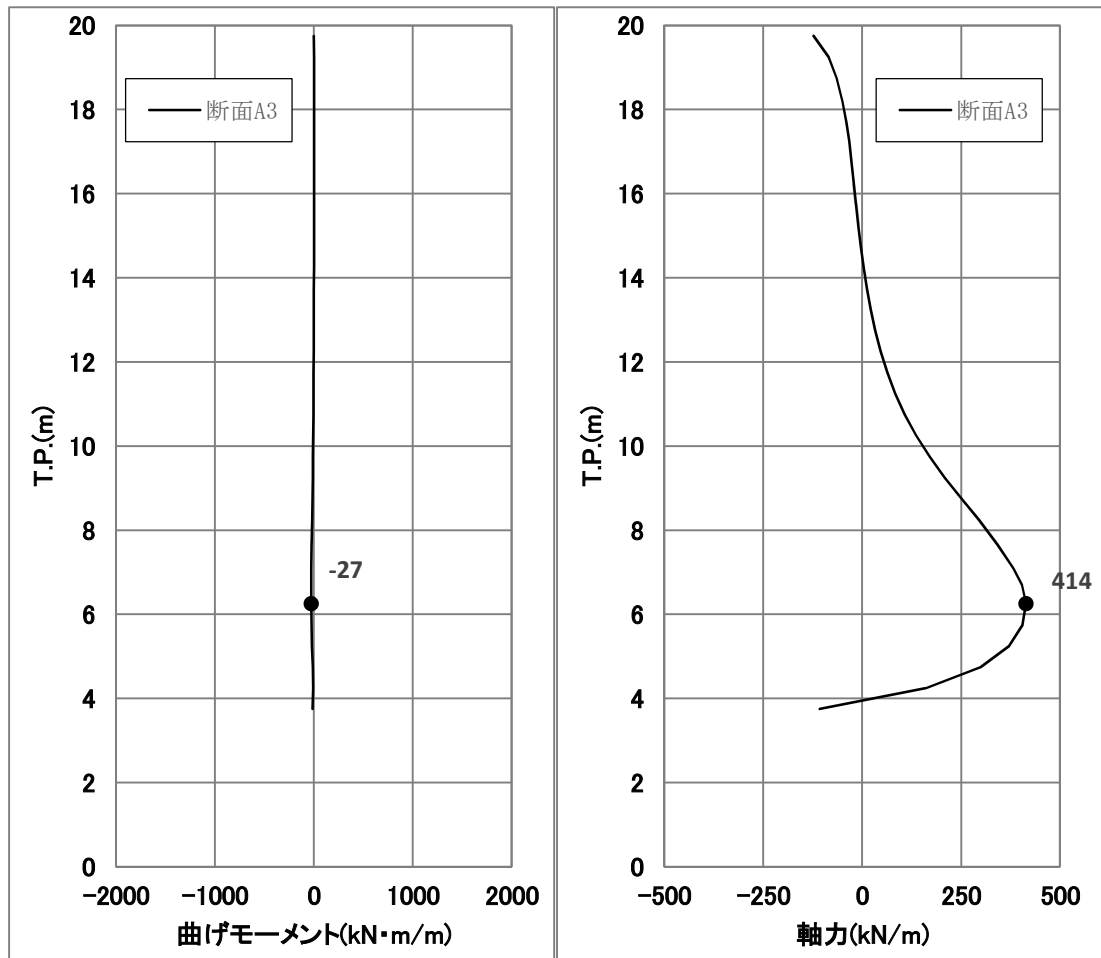


図 4.2.3-11 断面力図 (基準津波時：3次元FEM解析モデル)

表 4.2.3-9 曲げ軸力に対する照査 (基準津波時：3次元FEM解析モデル)

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面③	-27	414	(全引張)	44.35	21	435	-	0.11

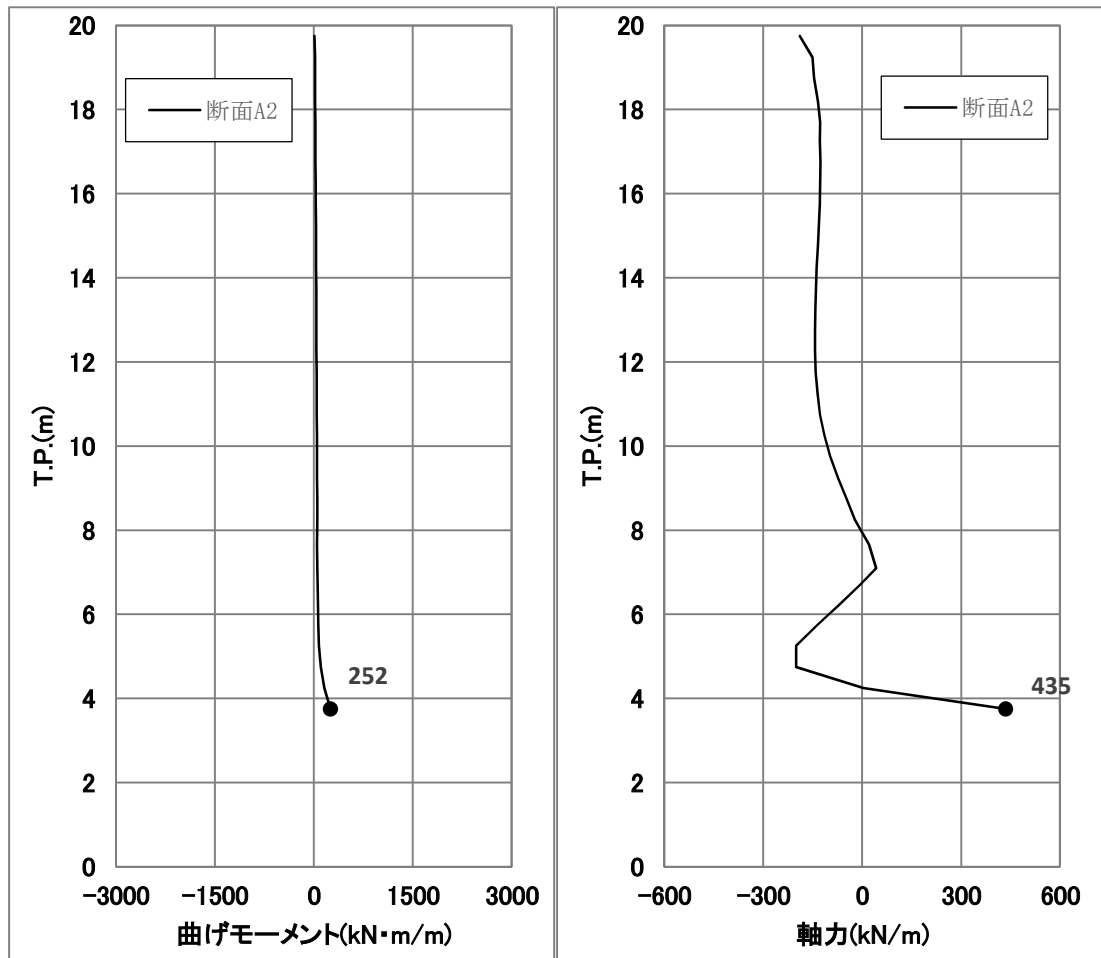


図 4.2.3-12 断面力図 (T.P. +24 m 津波時 : 3次元FEM解析モデル)

表 4.2.3-10 曲げ軸力に対する照査 (T.P. +24 m 津波時 : 3次元FEM解析モデル)

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面③	252	435	3.20	115.82	28	478.5	0.12	0.25

2次元梁バネモデルの結果である表 4.2.3-4 及び表 4.2.3-5 と 3次元FEM解析モデルの結果である表 4.2.3-9 及び表 4.2.3-10 を比較すると、両者とも照査値が 0.3 以下という小さい値であり、十分に安全余裕があることを確認した。

b. せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 4.2.3-3 及び表 4.2.3-11 に、2次元梁バネモデルによるせん断力に対する照査結果を表 4.2.3-12 及び表 4.2.3-13 に、3次元FEM解析モデルによるせん断力に対する照査結果を表 4.2.3-15 及び表 4.2.3-16 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各断面において最大となる値を示している。

表 4.2.3-11 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	斜め引張鉄筋	区間 s (m)	区間 s における斜め引張鉄筋断面積 (cm ²)
①	3.333-D22	0.2	12.902
③	3.333-D22	0.2	12.902

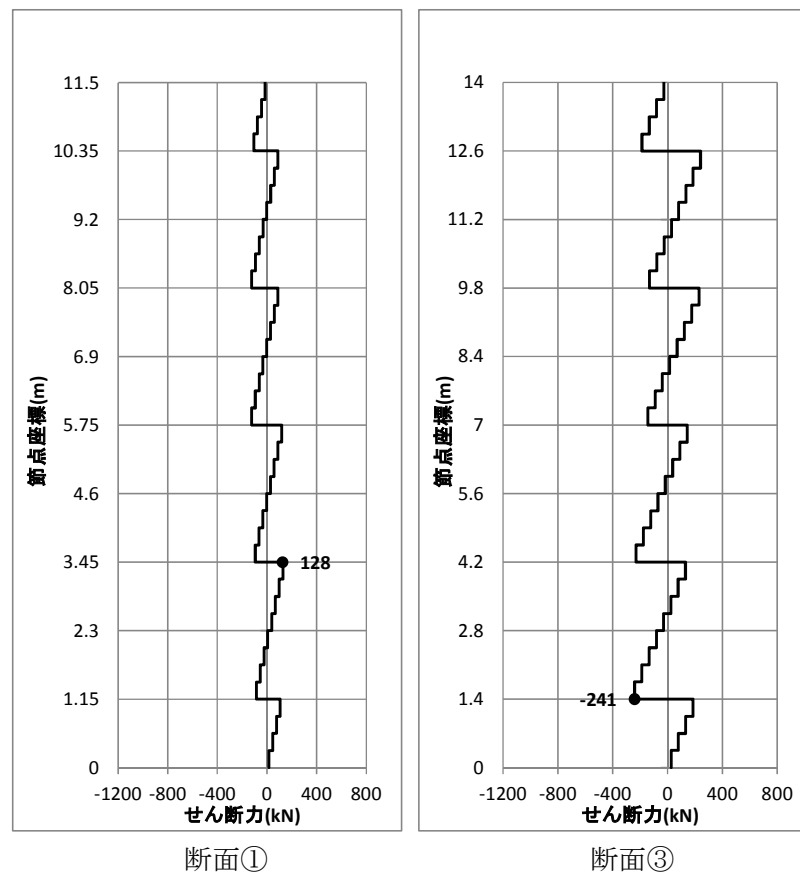


図 4.2.3-13 断面力図 (基準津波時：2次元梁バネモデル)

表 4.2.3-12 せん断力に対する照査（基準津波時：2次元梁バネモデル）

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面①	128	1122.8	0.12
断面③	241	1122.8	0.22

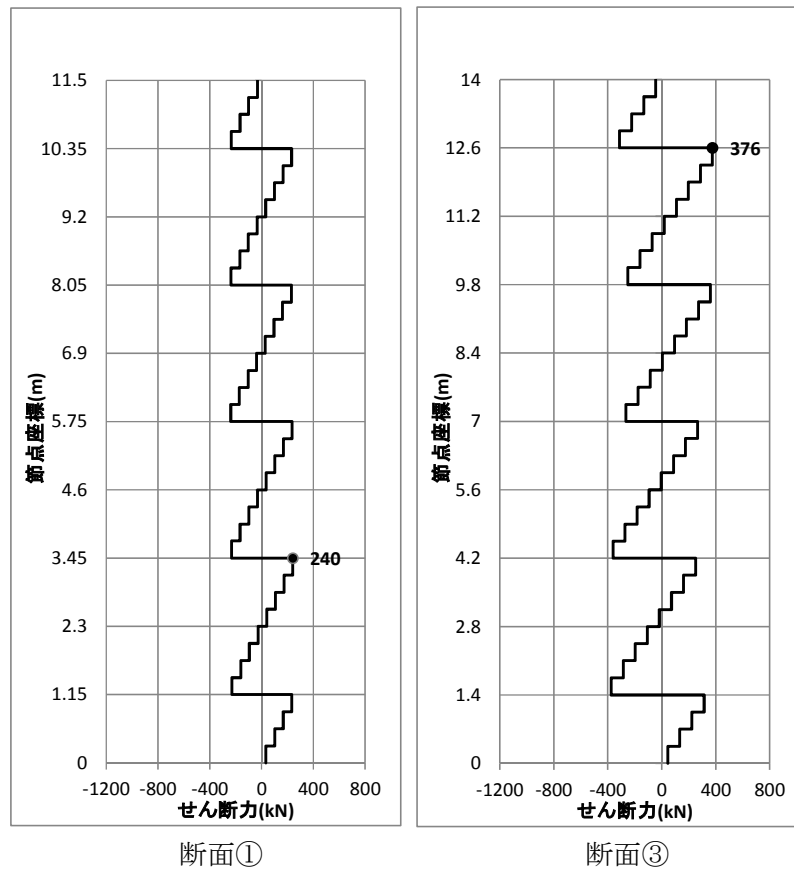


図 4.2.3-14 断面力図（T.P. +24 m 津波時：2次元梁バネモデル）

表 4.2.3-13 せん断力に対する照査（T.P. +24 m 津波時：2次元梁バネモデル）

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面①	240	1281.1	0.19
断面③	376	1281.1	0.30

表 4. 2. 3-14 鉄筋コンクリート断面諸元(断面③・3次元FEM解析モデル)

断面	断面有効 高さ (m)	斜め 引張鉄筋	区間 s (m)	区間 s における 斜め引張鉄筋断面積 (cm ²)
断面 A1	0.55	3.333-D22	0.2	12.902
断面 A2	0.55	3.333-D22	0.2	12.902
断面 A3	0.55	3.333-D22	0.2	12.902
断面 B1	3.15	6.667-D35	0.14	63.777
断面 B3	3.15	6.667-D22	0.15	25.808
断面 C2	0.15	13.333-D16	0.4	26.479
断面 D	0.06	13.333-D16	0.06	8.183*

* : 斜め引張鉄筋の部材軸方向に対する角度 18° を考慮して, 13.333-D16×sin18°
(=26.479×0.309=8.182cm²)

斜め引張鉄筋を考慮した許容せん断力を以下に計算する。

$$V_a = V_c + V_s$$

$$V_c = \frac{1}{2} \tau_{al} b_w j d$$

$$V_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d}{s}$$

ここで

V_a : 許容せん断力

V_c : コンクリートの許容せん断力

V_s : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

τ_{al} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 断面幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

基準津波時 断面 C2 : $V_c = 1/2 \times 0.825 / 1.15 \times 0.15 \times 1.0 \times 1000 = 53.80$

$$V_s = 2647.9 \times 300 / 1.15 \times 0.15 / 0.4 / 1000 = 259.03$$

$$V_a = 53.80 + 259.03 = 312.83$$

T. P. +24 m 津波時 断面 D : $V_c = 1/2 \times 1.1 / 1.15 \times 0.06 \times 1.0 \times 1000 = 28.69$

$$V_s = 818.2 \times 330 / 1.15 \times 0.06 / 0.06 / 1000 = 234.78$$

$$V_a = 28.69 + 234.78 = 263.47$$

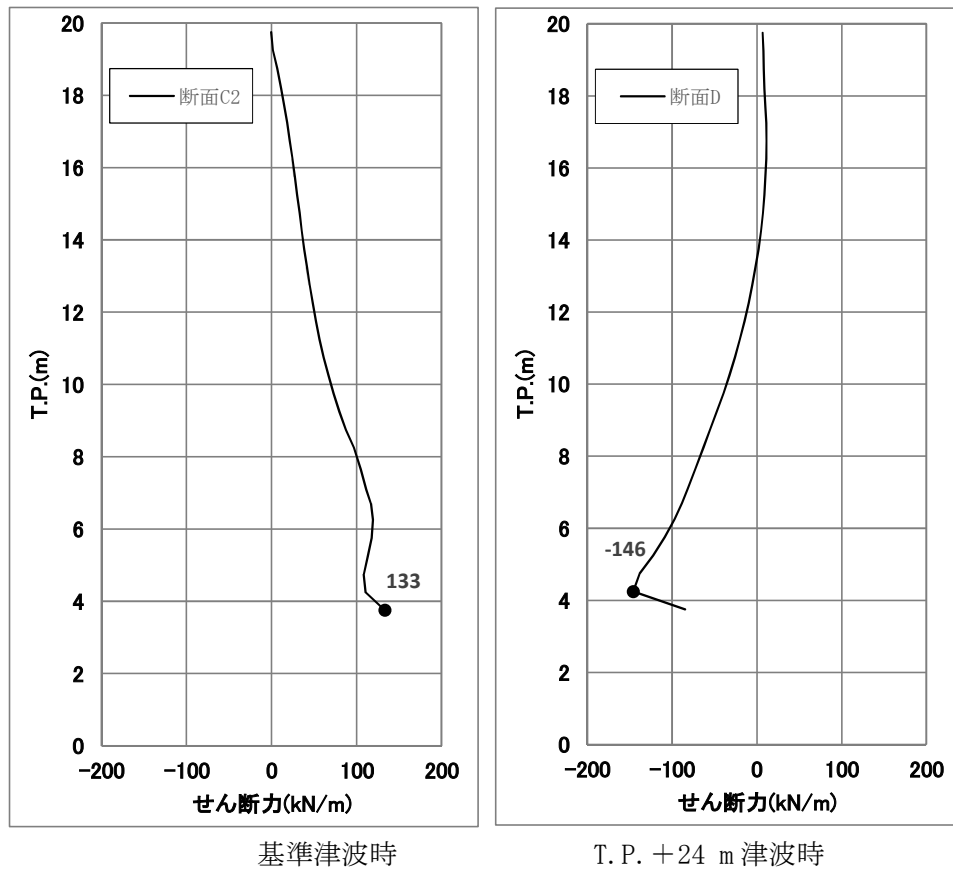


図 4. 2. 3-15 断面力図 (3次元 FEM解析モデル)

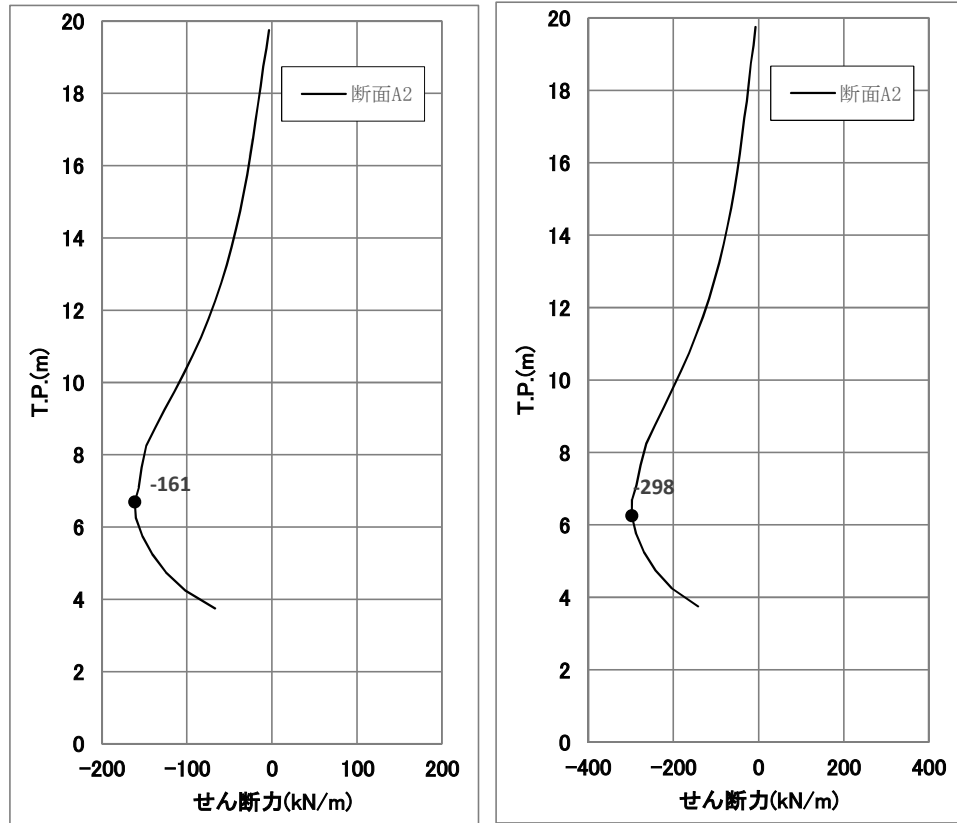
表 4. 2. 3-15 せん断力に対する照査 (基準津波時：3次元 FEM解析モデル)

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面③	133	312.8	0.43

表 4. 2. 3-16 せん断力に対する照査 (T.P. + 24 m 津波時：3次元 FEM解析モデル)

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面③	146	263.4	0.56

2次元梁バネモデルとの比較として、断面 A2 における断面力図を図 4. 2. 3-16 に、最も照査値が大きくなった位置での照査結果を表 4. 2. 3-17 及び表 4. 2. 3-18 に示す。



基準津波時

T.P. +24 m 津波時

図 4.2.3-16 断面力図 (3次元 FEM解析モデル)

表 4.2.3-17 せん断力に対する照査 (基準津波時: 3次元 FEM解析モデル)

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面③	204	1122.8	0.19

表 4.2.3-18 せん断力に対する照査 (T.P. +24 m 津波時: 3次元 FEM解析モデル)

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面③	316	1281.1	0.25

2次元梁バネモデルの結果である表 4.2.3-12 及び表 4.2.3-13 と 3次元 FEM解析モデルの結果である表 4.2.3-17 及び表 4.2.3-18 を比較すると、両者とも照査値が 0.3 以下という小さい値であり、十分に安全余裕があることを確認した。

- (2) 敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した場合

敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した場合の地盤バネによる2次元梁バネモデルの解析結果を以下に示す。2次元梁バネモデルにおける杭の水平方向バネ定数を表 4.2.3-19 に、杭の水平変位を表 4.2.3-20 に示す。設計水平震度は1次元有効応力解析の結果から、断面①で0.10、断面③で0.11を使用する。

表 4.2.3-19 杭の水平方向バネ定数 (kN/m)

重畳時		杭 1	杭 2	杭 3	杭 4	杭 5
断面①	基準津波時	118836	118836	118836	118836	118836
	T. P. +24 m 津波時	93937	93937	93937	93937	93937
断面③	基準津波時	101458	101458	101458	101458	101458
	T. P. +24 m 津波時	83387	83387	83387	83387	83387

表 4.2.3-20 杭の水平変位 (m)

重畳時	杭 1	杭 2	杭 3	杭 4	杭 5
断面①	-0.244	-0.244	-0.244	-0.244	-0.244
断面③	-0.175	-0.175	-0.175	-0.175	-0.175

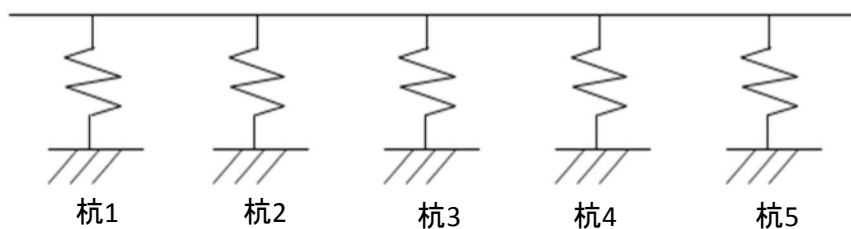


図 4.2.3-17 2次元梁バネモデル杭位置図

- a. 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.2.3-3 に、2次元梁バネモデルによる曲げ軸力に対する照査結果を表 4.2.3-21 及び表 4.2.3-22 に、3次元FEM解析モデルによる曲げ軸力に対する照査結果を表 4.2.3-24 及び表 4.2.3-25 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各断面において最大となる値を示している。

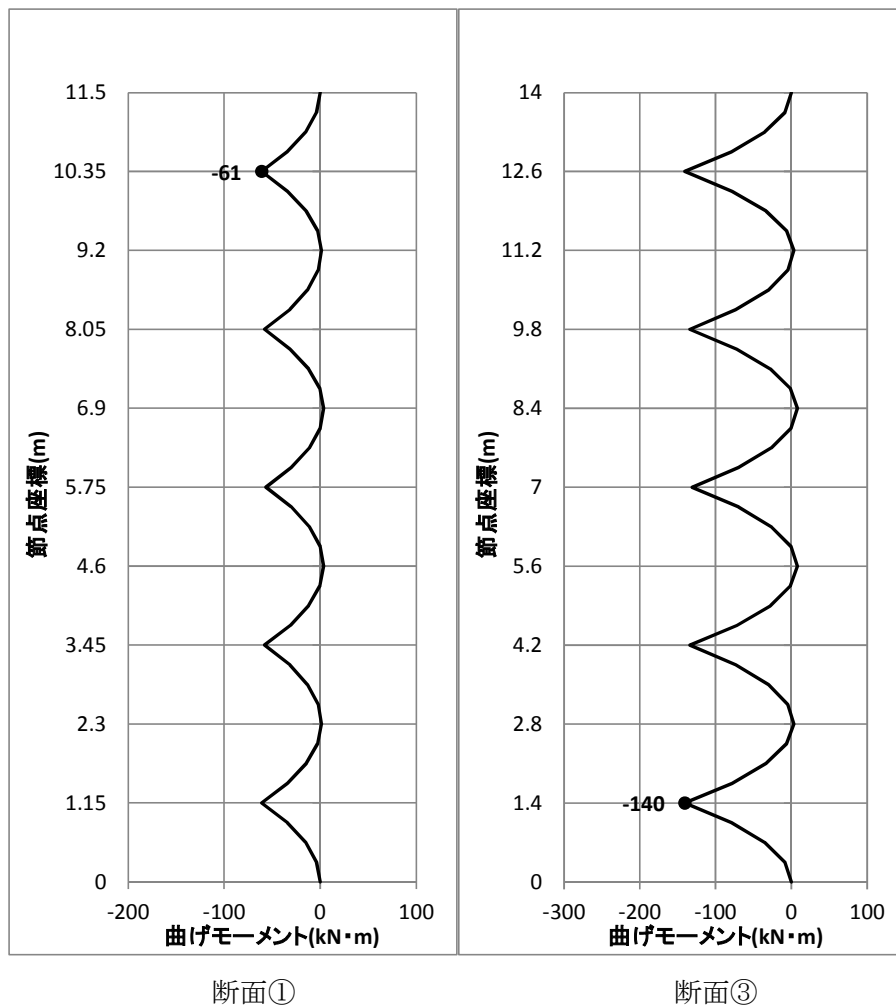


図 4. 2. 3-18 断面力図 (基準津波時：2次元梁バネモデル)

表 4. 2. 3-21 曲げ軸力に対する照査 (基準津波時：2次元梁バネモデル)

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面①	-61	0	0.9	20.8	21	435	0.05	0.05
断面③	-140	0	2.1	47.8	21	435	0.10	0.11

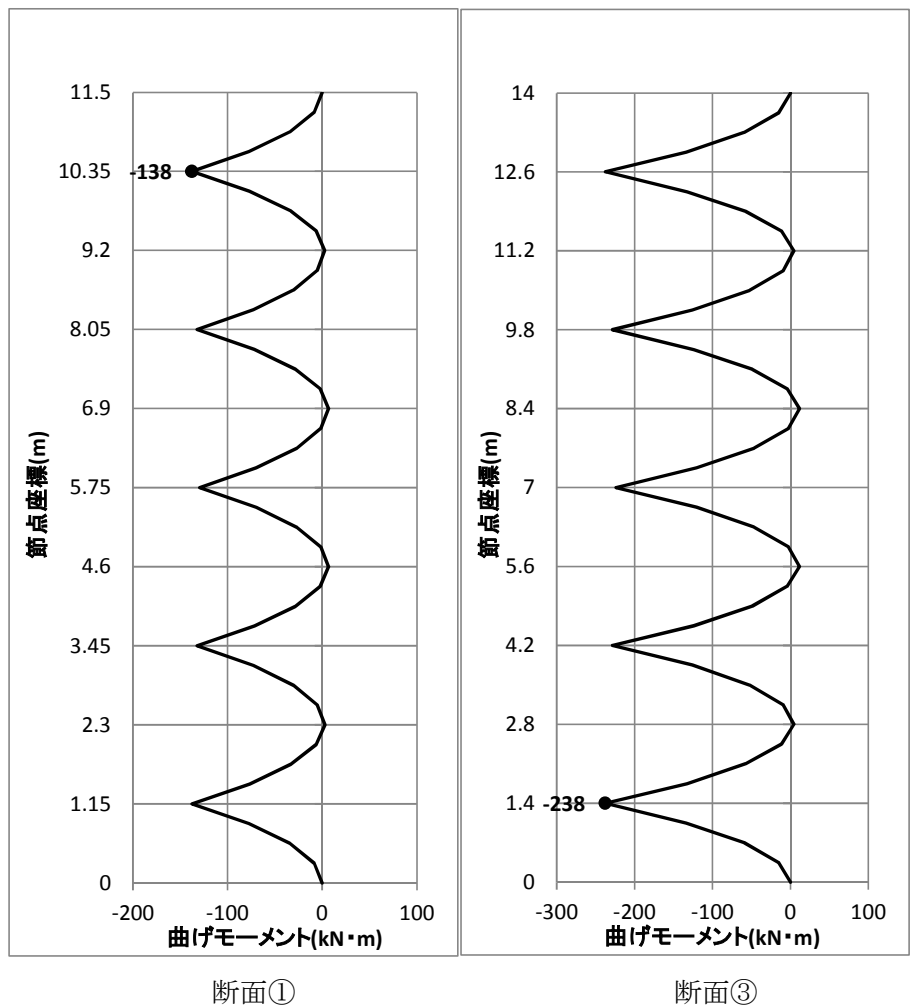


図 4.2.3-19 断面力図 (T.P. +24 m 津波時 : 2次元梁バネモデル)

表 4.2.3-22 曲げ軸力に対する照査 (T.P. +24 m 津波時 : 2次元梁バネモデル)

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面①	-138	0	2.1	47.1	28	478.5	0.08	0.10
断面③	-238	0	3.7	81.2	28	478.5	0.14	0.17



図 4.2.3-20 3次元FEM解析モデル断面位置図

表 4.2.3-23 鉄筋コンクリート断面諸元(断面③・3次元FEM解析モデル)

断面		かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (cm ²)
断面 A1		0.15	0.55	6.667-D35	63.777
断面 A2		0.15	0.55	6.667-D35	63.777
断面 A3		0.15	0.55	6.667-D35	63.777
断面 B1	堤外側	0.35	3.15	13.333-D35	127.543
	堤内側	0.15	3.35	6.667-D35	63.777
断面 B2	堤外側	0.35	3.15	13.333-D35	127.543
	堤内側	0.15	3.35	6.667-D35	63.777
断面 C2		0.15	0.15	6.667-D35	63.777
断面 D		0.08	0.06	6.667-D35	63.777

重畳時の3次元FEM解析モデルに設定した水平方向地盤反力係数、地盤反力上限値を図 4.2.3-21 に、変位分布を図 4.2.3-22 に示す。

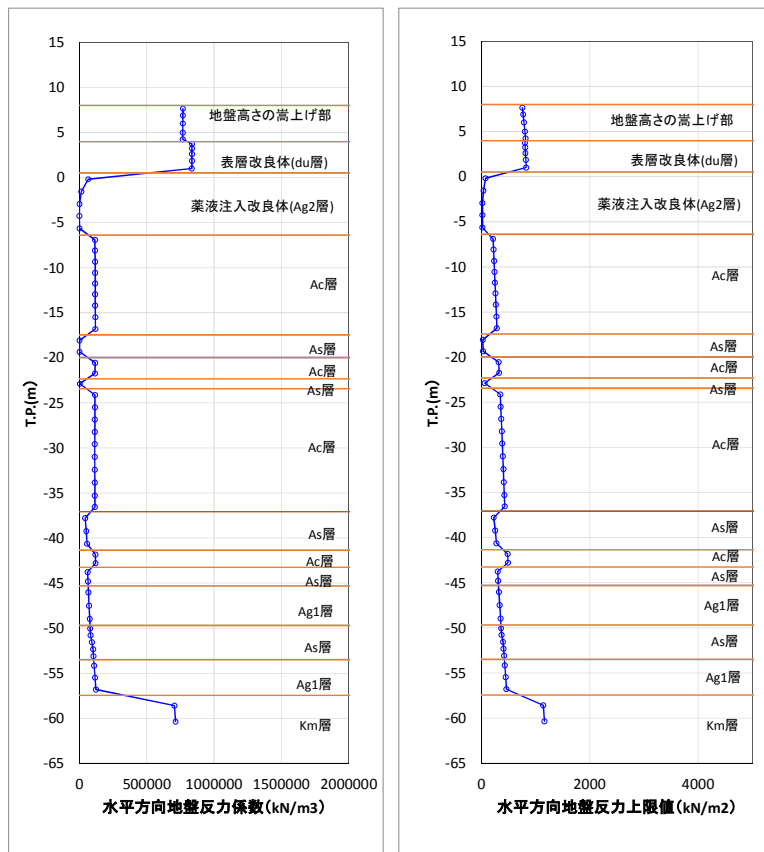


図 4. 2. 3-21 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (断面③)

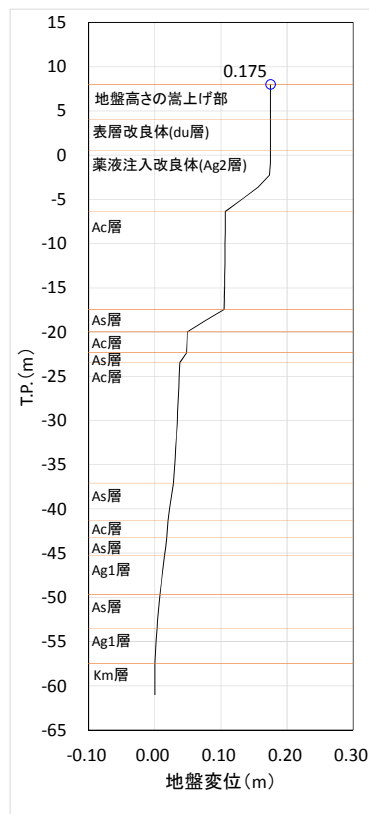


図 4. 2. 3-22 変位分布 (断面③)

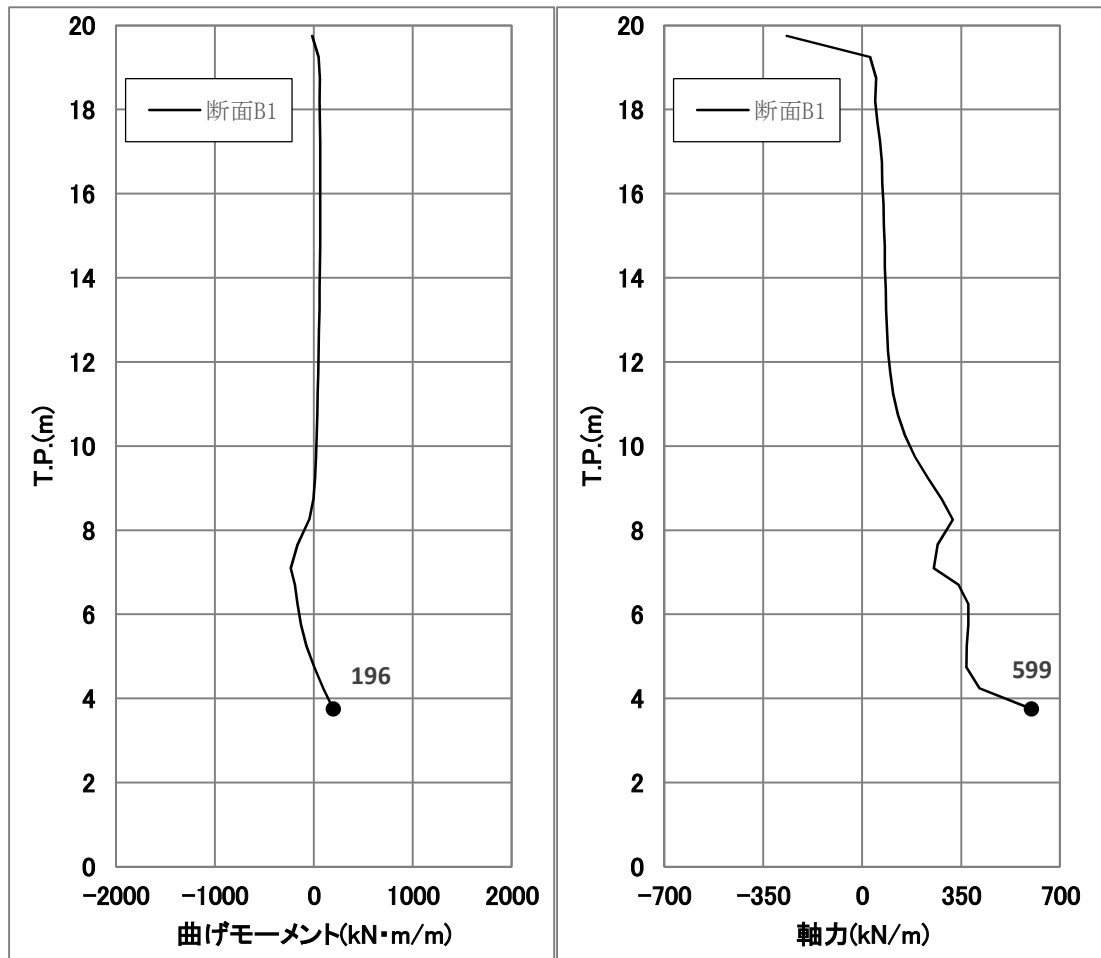


図 4. 2. 3-23 断面力図 (基準津波時 : 3次元 F E M解析モデル)

表 4. 2. 3-24 曲げ軸力に対する照査 (基準津波時 : 3次元 F E M解析モデル)

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面③	196	599	(全引張)	53.96	28	478.5	—	0.12

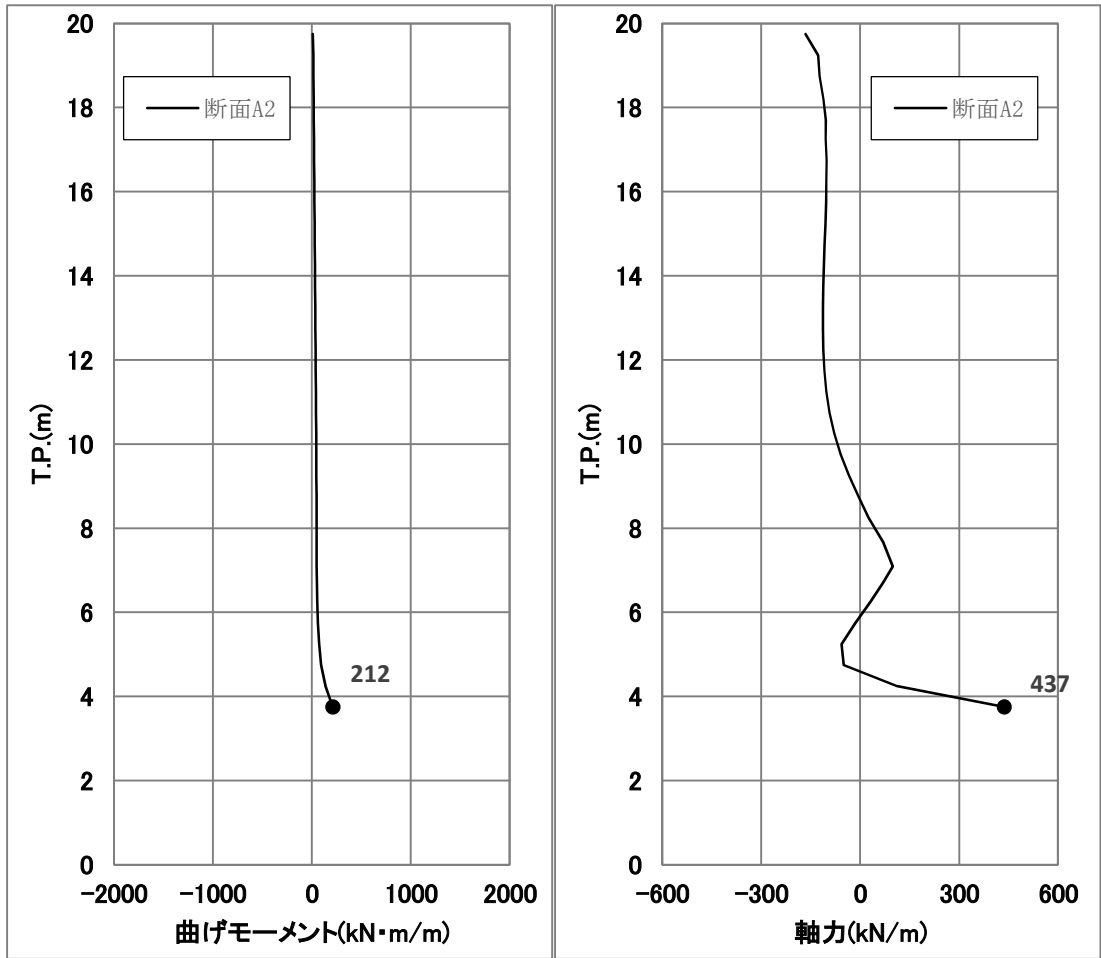


図 4.2.3-24 断面力図 (T.P. +24 m 津波時 : 3次元FEM解析モデル)

表 4.2.3-25 曲げ軸力に対する照査 (T.P. +24 m 津波時 : 3次元FEM解析モデル)

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面③	212	437	2.61	103.0	28	478.5	0.10	0.22

2次元梁バネモデルとの比較として、基準津波時は断面 A2 における断面力図を図 4.2.3-25 に、最も照査値が大きくなった位置での照査結果を表 4.2.3-26 に示す。

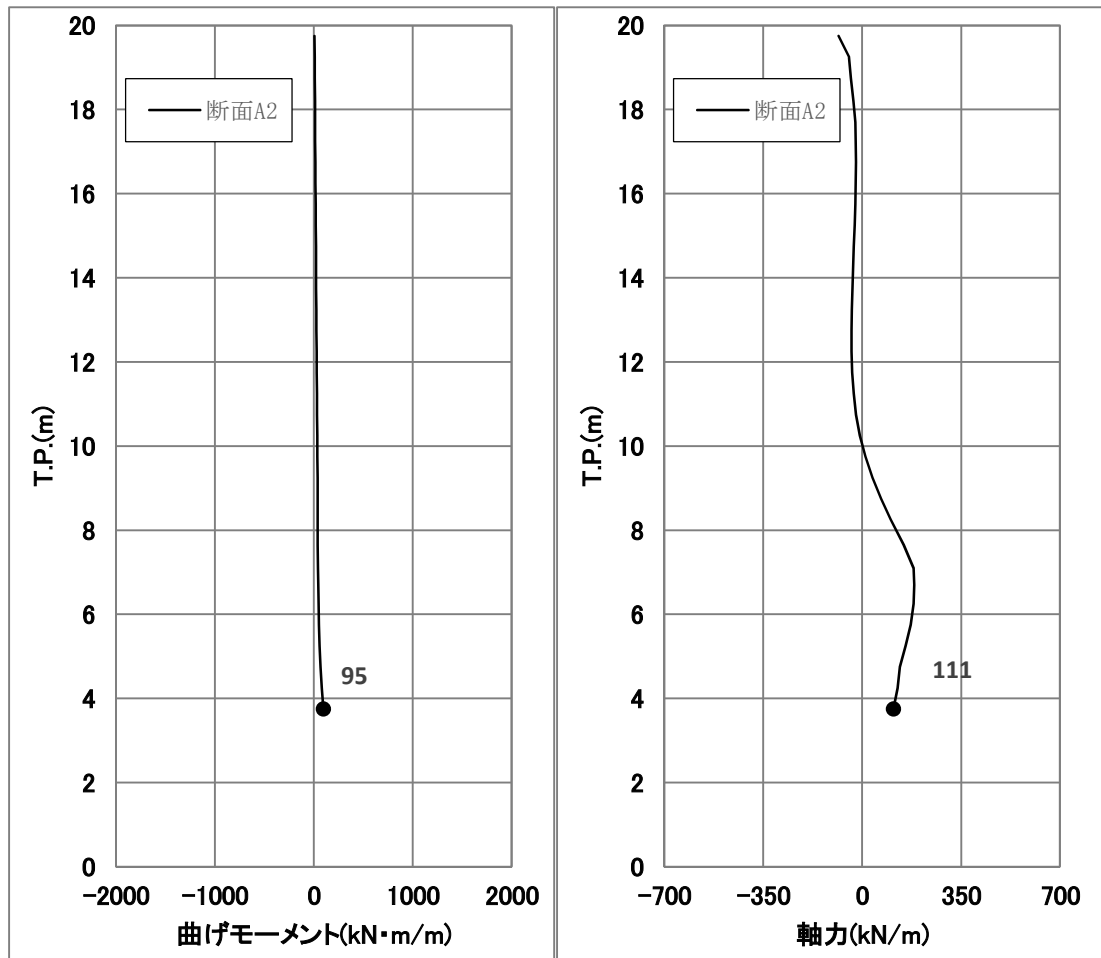


図 4.2.3-25 断面力図 (基準津波時：3次元FEM解析モデル)

表 4.2.3-26 曲げ軸力に対する照査 (基準津波時：3次元FEM解析モデル)

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面③	95	111	1.26	39.54	21	435	0.06	0.10

2次元梁バネモデルの結果である表 4.2.3-21 及び表 4.2.3-22 と 3次元FEM解析モデルの結果である表 4.2.3-25 及び表 4.2.3-26 を比較すると、両者とも照査値が 0.3 以下という小さい値であり、十分に安全余裕があることを確認した。

b. せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 4.2.3-3 及び表 4.2.3-11 に、2次元梁バネモデルによるせん断力に対する照査結果を表 4.2.3-27 及び表 4.2.3-28 に、3次元FEM解析モデルによるせん断力に対する照査結果を表 4.2.3-30 及び表 4.2.3-31 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各断面において最大となる値を示している。

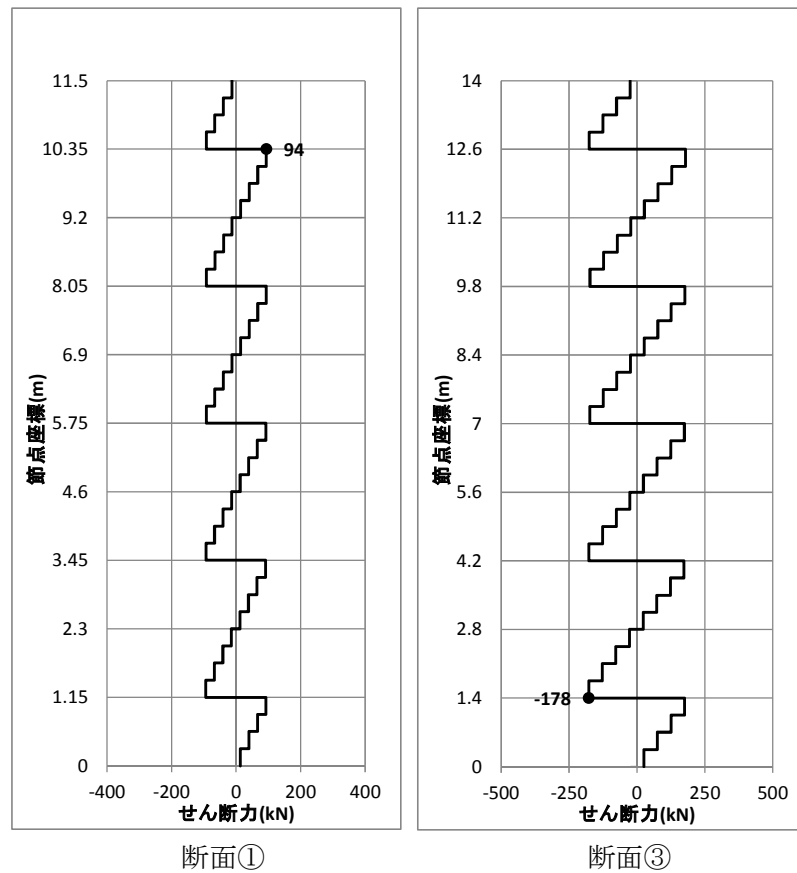
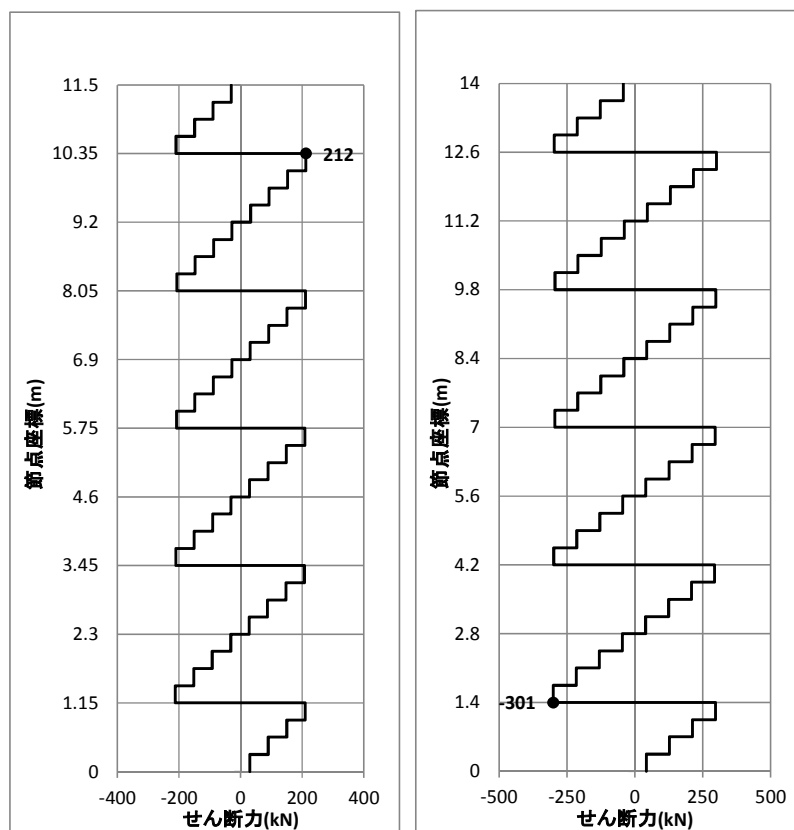


図 4.2.3-26 断面力図（基準津波時：2次元梁バネモデル）

表 4.2.3-27 せん断力に対する照査（基準津波時：2次元梁バネモデル）

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面①	94	1122.8	0.09
断面③	178	1122.8	0.16



断面①

断面③

図 4.2.3-27 断面力図 (T.P. +24 m 津波時 : 2次元梁バネモデル)

表 4.2.3-28 せん断力に対する照査 (T.P. +24 m 津波時 : 2次元梁バネモデル)

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面①	212	1281.1	0.17
断面③	301	1281.1	0.24

表 4. 2. 3-29 鉄筋コンクリート断面諸元(断面③・3次元FEM解析モデル)

断面	断面有効 高さ (m)	斜め 引張鉄筋	区間 s (m)	区間 s における 斜め引張鉄筋断面積 (cm ²)
断面 A1	0.55	3.333-D22	0.2	12.902
断面 A2	0.55	3.333-D22	0.2	12.902
断面 A3	0.55	3.333-D22	0.2	12.902
断面 B1	3.15	6.667-D35	0.14	63.777
断面 B3	3.15	6.667-D22	0.15	25.808
断面 C2	0.15	13.333-D16	0.4	26.479
断面 D	0.06	13.333-D16	0.06	8.183*

* : 斜め引張鉄筋の部材軸方向に対する角度 18° を考慮して, 13.333-D16×sin18°
(=26.479×0.309=8.182cm²)

斜め引張鉄筋を考慮した許容せん断力を以下に計算する。

$$V_a = V_c + V_s$$

$$V_c = \frac{1}{2} \tau_{al} b_w j d$$

$$V_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d}{s}$$

ここで

V_a : 許容せん断力

V_c : コンクリートの許容せん断力

V_s : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

τ_{al} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 断面幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

基準津波時 断面 C2 : $V_c = 1/2 \times 0.825 / 1.15 \times 0.15 \times 1.0 \times 1000 = 53.80$

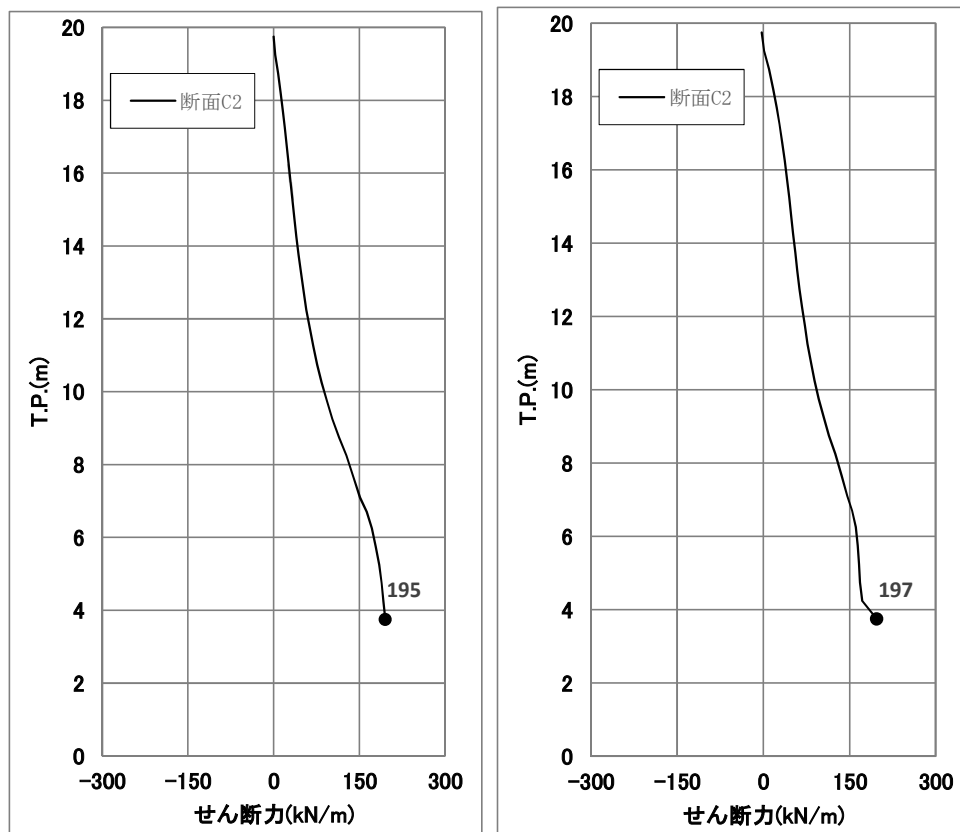
$$V_s = 2647.9 \times 300 / 1.15 \times 0.15 / 0.4 / 1000 = 259.03$$

$$V_a = 53.80 + 259.03 = 312.83$$

T. P. +24 m 津波時 断面 C2 : $V_c = 1/2 \times 1.1 / 1.15 \times 0.15 \times 1.0 \times 1000 = 71.73$

$$V_s = 2647.9 \times 330 / 1.15 \times 0.15 / 0.4 / 1000 = 284.93$$

$$V_a = 71.73 + 284.93 = 356.66$$



基準津波時

T.P. + 24 m 津波時

図 4. 2. 3-28 断面力図 (3次元 FEM解析モデル)

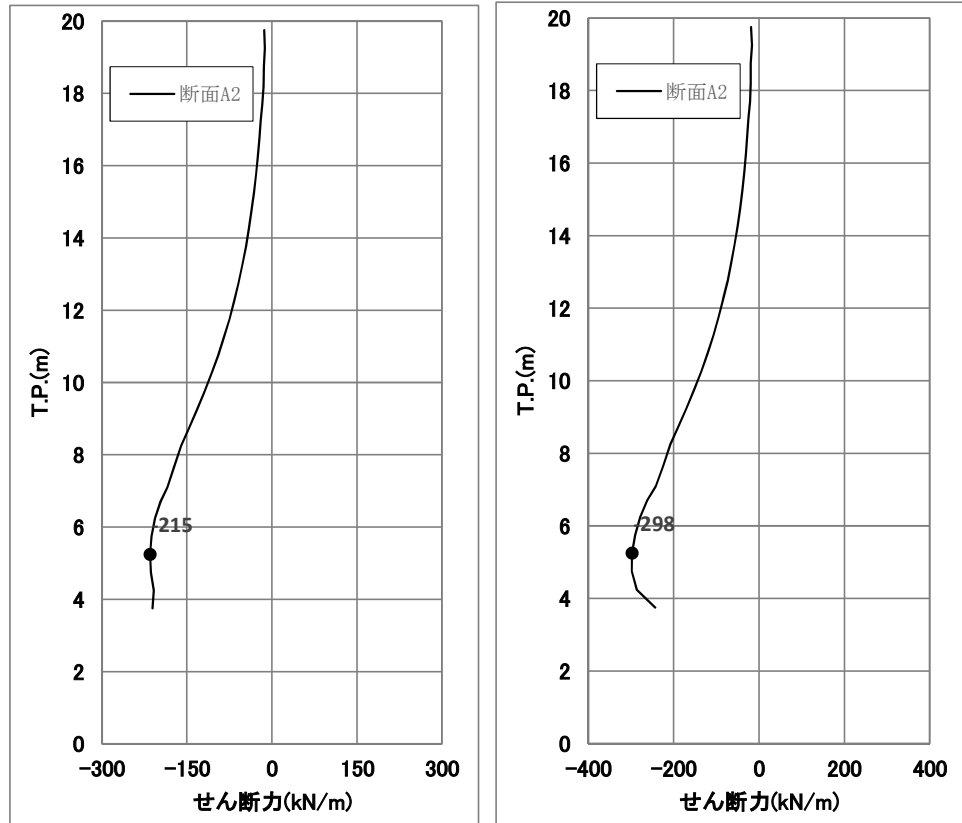
表 4. 2. 3-30 せん断力に対する照査 (基準津波時：3次元 FEM解析モデル)

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面③	195	312.8	0.63

表 4. 2. 3-31 せん断力に対する照査 (T.P. + 24 m 津波時：3次元 FEM解析モデル)

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面③	197	356.6	0.56

2次元梁バネモデルとの比較として、断面 A2 における断面力図を図 4. 2. 3-29 に、最も照査値が大きくなった位置での照査結果を表 4. 2. 3-32 及び表 4. 2. 3-33 に示す。



基準津波時

T.P. +24 m 津波時

図 4. 2. 3-29 断面力図 (3次元FEM解析モデル)

表 4. 2. 3-32 せん断力に対する照査 (基準津波時：3次元FEM解析モデル)

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面③	215	1122.8	0.20

表 4. 2. 3-33 せん断力に対する照査 (T.P. +24 m 津波時：3次元FEM解析モデル)

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面③	298	1281.1	0.24

2次元梁バネモデルの結果である表 4. 2. 3-27 及び表 4. 2. 3-28 と3次元FEM解析モデルの結果である表 4. 2. 3-32 及び表 4. 2. 3-33 を比較すると、両者とも照査値が 0.3 以下という小さい値であり、十分に安全余裕があることを確認した。

4.2.4 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する評価結果

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する照査結果を表 4.2.4-1～表 4.2.4-8 に示す。

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する照査を行った結果、安全率が 1.2 以上であることを確認した。なお、発生応力は、各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

表 4.2.4-1 改良体に対する安全率（断面①：基準津波時）

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率
地盤バネ 3	197	750	3.80
地盤バネ 4	289	750	2.59

表 4.2.4-2 改良体に対する安全率（断面①：T.P. +24 m 津波時）

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率
地盤バネ 3	409	750	1.83
地盤バネ 4	384	750	1.95

表 4.2.4-3 改良体に対する安全率（断面②：基準津波時）

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率
地盤バネ 3	213	750	3.52
地盤バネ 4	277	750	2.70

表 4.2.4-4 改良体に対する安全率（断面②：T.P. +24 m 津波時）

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率
地盤バネ 3	356	750	2.10
地盤バネ 4	320	750	2.34

表 4.2.4-5 改良体に対する安全率（断面③：基準津波時）

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率
地盤バネ 3	156	467*	2.99
地盤バネ 4	213	750	3.52

* 津波時の検討結果：表 4.1.3-5，表 4.1.3-6 参照

表 4.2.4-6 改良体に対する安全率 (断面③ : T.P. +24 m 津波時)

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率
地盤バネ 3	300	467*	1.55
地盤バネ 4	215	467*	2.17

* 津波時の検討結果 : 表 4.1.3-5, 表 4.1.3-6 参照

表 4.2.4-7 改良体に対する安全率 (断面④ : 基準津波時)

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率
地盤バネ 3	84	504*	6.00
地盤バネ 4	193	750	3.88

* 改良体と A g 2 層との境界ですべり力最大になるため,

A g 2 層のせん断抵抗力を以下のように算出した。

$$\begin{aligned}
 c &= 419 + 1.2 \times \sigma_v' \\
 &= 419 + 1.2 \times 71.26 \\
 &= 504
 \end{aligned}$$

ここで, c : A g 2 層のせん断抵抗力 (kN/m²) (残留強度 : -1 σ)

σ_v' : 有効上載圧 (kN/m²)

$$\sigma_v' = \gamma' \times h = 11.55 \times 6.17 = 71.26$$

γ' : 改良体の単位体積重量 11.55 kN/m³

h : 改良体厚さ 6.17 m

表 4.2.4-8 改良体に対する安全率 (断面④ : T.P. +24 m 津波時)

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率
地盤バネ 3	344	750	2.18
地盤バネ 4	345	750	2.17

4.2.5 シートパイプに対する評価結果

シートパイプのせん断力に対する照査結果を表 4.2.6-1～表 4.2.6-10 に示す。

シートパイプに対する照査を行った結果、発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力は、各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

表 4.2.5-1 せん断力に対する照査（断面①：基準津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m ²)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	52	0.0191	2.73	190	0.02
地盤バネ 4	242	0.0191	12.68	190	0.07

表 4.2.5-2 せん断力に対する照査（断面①：T.P. +24 m 津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m ²)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	1654	0.0191	86.60	215	0.41
地盤バネ 4	2681	0.0191	140.37	215	0.66

表 4.2.5-3 せん断力に対する照査（断面②：基準津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m ²)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	143	0.0191	7.49	190	0.04
地盤バネ 4	920	0.0191	48.17	190	0.26

表 4.2.5-4 せん断力に対する照査（断面②：T.P. +24 m 津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m ²)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	2451	0.0191	128.33	215	0.60
地盤バネ 4	3402	0.0191	178.12	215	0.83

表 4.2.5-5 せん断力に対する照査（断面③：基準津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m ²)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	63	0.0191	3.30	190	0.02
地盤バネ 4	78	0.0191	4.09	190	0.03

表 4.2.5-6 せん断力に対する照査（断面③：T.P. +24 m 津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m ²)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	2427	0.0191	127.07	215	0.60
地盤バネ 4	1544	0.0191	80.84	215	0.38

表 4.2.5-7 せん断力に対する照査（断面④：基準津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m ²)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	5	0.0191	0.27	190	0.01
地盤バネ 4	90	0.0191	4.72	190	0.03

表 4.2.5-8 せん断力に対する照査（断面④：T.P. +24 m 津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m ²)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	840	0.0191	43.98	215	0.21
地盤バネ 4	1983	0.0191	103.83	215	0.49

4.2.6 止水ジョイント部の相対変位量に対する評価結果

重畳時の止水ジョイント部の相対変位量に対する照査結果を表 4.2.6-1 及び表 4.2.6-2 に示す。なお、詳細な算出方法については「6.12 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示す。

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

表 4.2.6-1 一般部の重畳時相対変位量

	δx [m]	δy [m]	δz [m]	3成分合成[m]	設計変位量[m]
Ss 残留×2倍	0.226	0.218	0.064		
津波・重畳時×1倍	0.471	0.471	0.001		
合計	0.697	0.689	0.065	0.982	1.10

表 4.2.6-2 隅角部の重畳時相対変位量

位置番号	堤内側 角度[°]	δx [m]	δy [m]	δz [m]	最大合成変位量[m] $\sqrt{(\delta x^2 + \delta y^2 + \delta z^2)}$	設計変位量 [m]
①	141.5	0.209	0.926	0.066	0.952	1.10
②	133.9	0.126	0.932	0.066	0.943	1.10
③	192.7	0.810	0.546	0.066	0.979	1.10
④	121.0	0.309	0.908	0.066	0.961	1.10
⑤	133.2	0.136	0.932	0.066	0.944	1.10
⑥	138.0	0.159	0.931	0.066	0.947	1.10
⑦	226.5	0.936	0.133	0.066	0.948	1.10
⑧	90.2	0.691	0.695	0.066	0.982	1.10
⑨	146.9	0.285	0.914	0.066	0.960	1.10

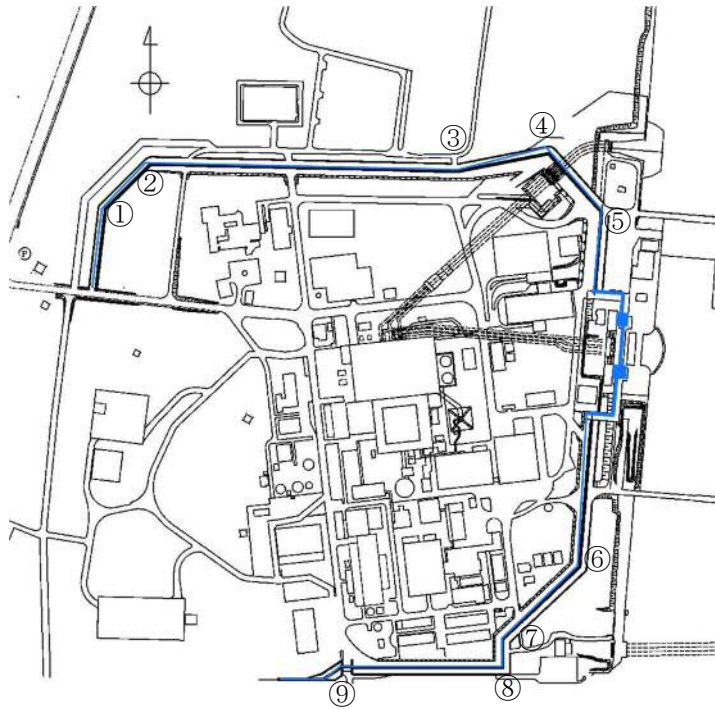


図 4.2.6-1 隅角部の地震時相対変位量の評価位置番号

4.3 まとめ

「4.1 津波時の強度評価結果」及び「4.2 重畳時の強度評価結果」による全ての評価項目において、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の評価対象部位に作用する応力等が許容限界以下であることを確認した。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価に関する参考資料

(参考 1) 堤内側の沈下量算定評価について

1. 検討方針

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイドに基づき、地震に起因する変状による地形、河川流路の変化に対して、敷地への遡上経路に及ぼす影響を検討する。

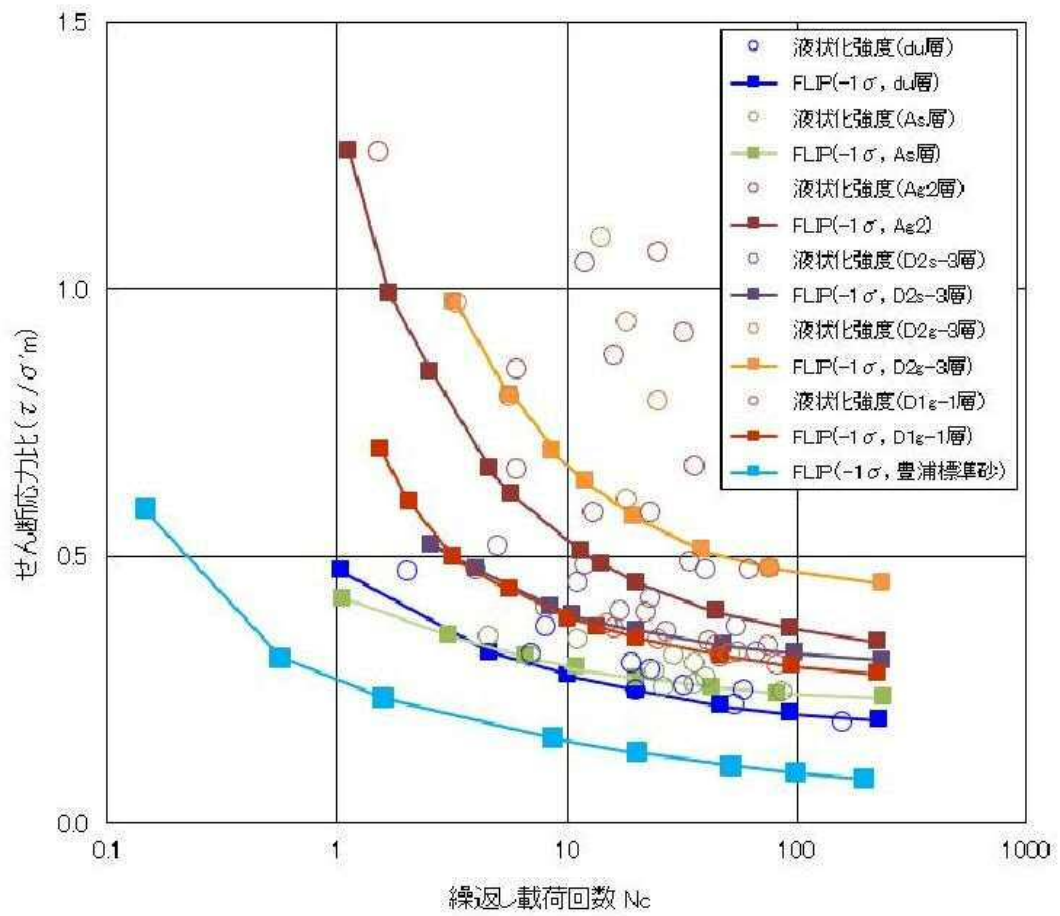
防潮堤堤内側の地盤においては、地震に起因する変状による地形の変化を確認するために、有効応力解析に基づき沈下量を算定し、基準津波による敷地周辺の遡上及び浸水域の評価（以下「数値シミュレーション」という。）への影響を確認する。

沈下量の検討では、地下水位を地表面に設定した有効応力解析モデルを用いて地震による残留沈下量を求め、Ishiharaほか（1992）の地盤の相対密度に応じた最大せん断ひずみと体積ひずみ（沈下率）の関係を用いて地震後の過剰間隙水圧の消散に伴う排水沈下量を算定する。有効応力解析には、有効応力解析コード「FLIP (Finite element analysis of Liquefaction Program) Ver. 7.3.0_2」を用いる。

本検討においては、液状化検討対象層である全ての砂層、礫層に対し豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定し、地盤面を大きく沈下させる条件にて評価する。

豊浦標準砂は、山口県豊浦で産出される淡黄色の天然の珪砂であり、敷地には存在しないものであるが、丸みのある粒から成り、粒度が揃い、ほぼ均質で非常に液状化しやすい特性を有していることから、液状化検討対象層を強制的に液状化させることを仮定した場合の影響評価に適用する。豊浦標準砂の液状化強度試験データに基づき -1σ を考慮したFLIPによる液状化強度特性（強制的な液状化の仮定に用いる液状化強度特性）を図1-1及び図1-2に示す。また、図2に示した敷地内の各土質の液状化強度特性は、試験結果に基づき -1σ を考慮した液状化強度特性（原地盤に基づく液状化強度特性）である。なお、 σ は、試験データのバラツキを考慮し、液状化強度試験データの最小二乗法による回帰曲線と、その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差である。

豊浦標準砂の液状化強度特性は、原地盤の液状化強度特性の全てを包含しており、極めて液状化しやすい液状化特性を有していることから、豊浦標準砂の液状化強度特性を仮定した有効応力解析は、強制的に液状化させることを仮定した影響評価となる。



凡例中の σ は、試験データのバラツキを考慮し、液状化強度試験データの最小二乗法による回帰曲線と、その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差である。

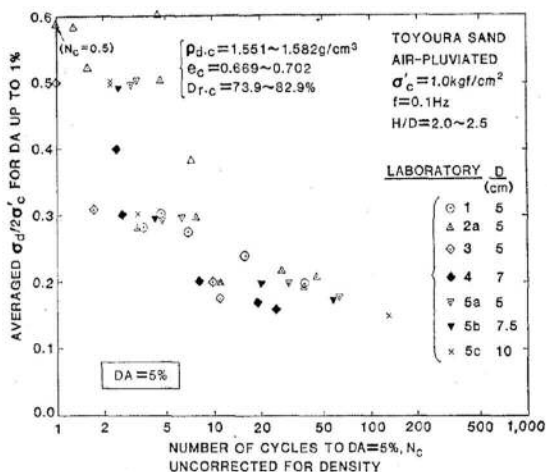
図1-1 東海第二発電所の原地盤に基づく液状化強度試験データとその全てを包含する F L I P の液状化強度特性 (-1σ , 豊浦標準砂)

■豊浦標準砂^{*1}に基づく液状化強度特性の仮定

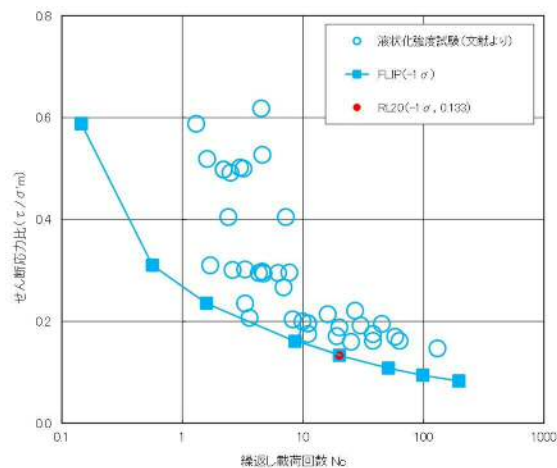
文献^{*2}から引用した相対密度 73.9～82.9 %の豊浦標準砂の液状化強度試験データに対し、それらを全て包含する FLIP の液状化特性を設定する。

注記 * 1 : 豊浦標準砂は、山口県豊浦で産出される天然の珪砂であり、敷地には存在しないものである。豊浦標準砂は、淡黄色の丸みのある粒から成り、粒度が揃い均質で非常に液状化しやすい特性を有していることから、液状化強度特性に関する研究等における実験などで多く用いられている。

* 2 : CYCLIC UNDRAINED TRIAXIAL STRENGTH OF SAND BY A COOPERATIVE TEST PROGRAM [Soils and Foundations, JSSMFE. 26-3. (1986)]



豊浦標準砂の液状化強度試験データ
(文献^{*2}からの引用)



FLIP による液状化強度特性
(-1σ, 豊浦標準砂)

凡例中のσは、試験データのバラツキを考慮し、液状化強度試験データの最小二乗法による回帰曲線と、その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差である。

豊浦標準砂の液状化パラメータ

	液状化パラメータ									
	間隙比 e	基準平均有効 主応力σ'ma [kN/m ²]	基準初期 せん断剛性Gma [kN/m ²]	最大履歴減衰率 hmax	φp [度]	S1	W1	P1	P2	C1
豊浦標準砂	0.702	12.6	18,975	0.287	28.0	0.005	5.06	0.57	0.80	1.44

図 1-2 豊浦標準砂の液状化強度試験データ及び FLIP による豊浦標準砂の液状化強度特性 (-1σ)

2. 検討内容

(1) 有効応力解析による残留沈下量

防潮堤背面の地盤の沈下量を二次元有効応力解析により算定した。解析モデルは構造物を線形梁要素，地盤をマルチスプリング要素でモデル化した。解析において，地下水位は保守的に地表面に設定し，地震動は基準地震動 S_s-D1 を用いた。また，全ての液状化検討対象層に対して，豊浦標準砂の液状化強度特性 (-1σ) により強制的な液状化を仮定した。

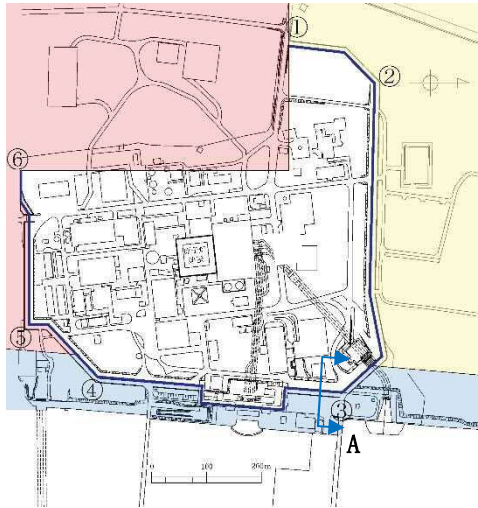
検討断面は，敷地東側の第四紀層が厚い範囲の代表地点としてA断面を選定した。平面図，地質断面図，解析断面位置及びA断面の解析モデル図を図1-3に示す。

有効応力解析による残留沈下量の検討結果を表1-1に示す。

有効応力解析による地表面の残留沈下量の最大は，0.110 mとなった。

表1-1 有効応力解析による残留沈下量

	A断面
最大残留沈下量 (m)	0.110

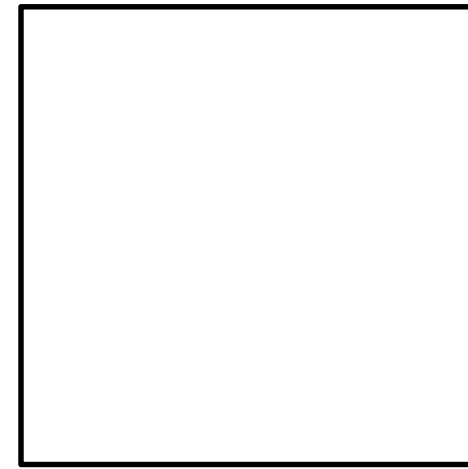


敷地南側
敷地東側
敷地北側
地質断面位置

地質構成表

地質時代	地質区分	記号	岩相
第四紀	完	du	砂
		Ag2	砂礫
	沖積層	Ag	粘土
		As	砂
		Ag1	砂礫
更新世	段丘堆積層	D2c-3	シルト
		D2s-3	砂
	段丘堆積層	D2g-3	砂礫
		D2c-2	シルト
		D2g-2	砂礫
新第三紀 鮮新世	久米層	Km	砂質泥岩

液状化検討対象層
(豊浦標準砂と仮定)



A断面 (解析モデル図)

6.4-232

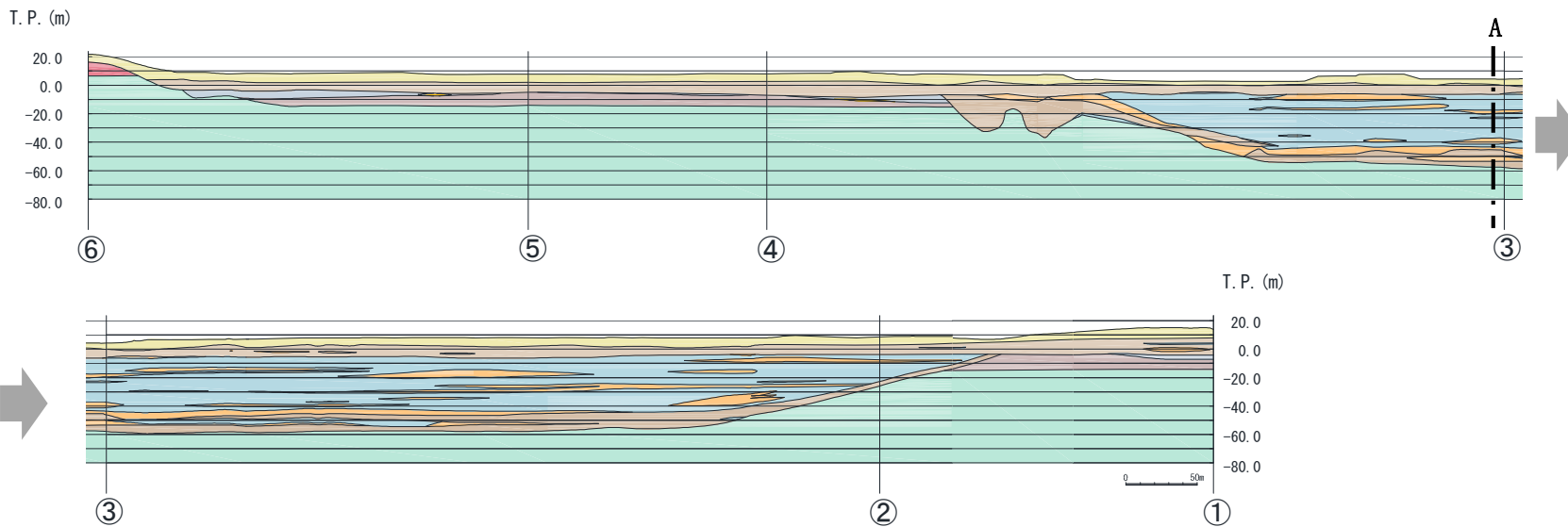


図1-3 平面図，地質断面図，解析断面位置及び解析モデル図

(2) 過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量（排水沈下量）

排水沈下量の算定は、有効応力解析を実施した地点で行った。

排水沈下率は、Ishiharaほか（1992）の地盤の相対密度に応じた最大せん断ひずみと体積ひずみ（沈下率）の関係から設定した。排水沈下量の計算に用いる豊浦標準砂の相対密度は、豊浦標準砂の液状化強度試験に用いられた供試体の相対密度が73.9 %～82.9 %であったことから、沈下量の算定上保守的に70 %とし、沈下率の設定においても解析結果の最大せん断ひずみによらず、安全側に体積ひずみ（沈下率）の最大値を採用した。排水沈下量の算定フローを図1-4に、相対密度より設定した沈下率を図1-5に示す。

排水沈下量の検討結果を表1-2に示す。

排水沈下量は最大0.655 m，となった。

表1-2 排水沈下量

	断面 A
最大排水沈下量 (m)	0.655

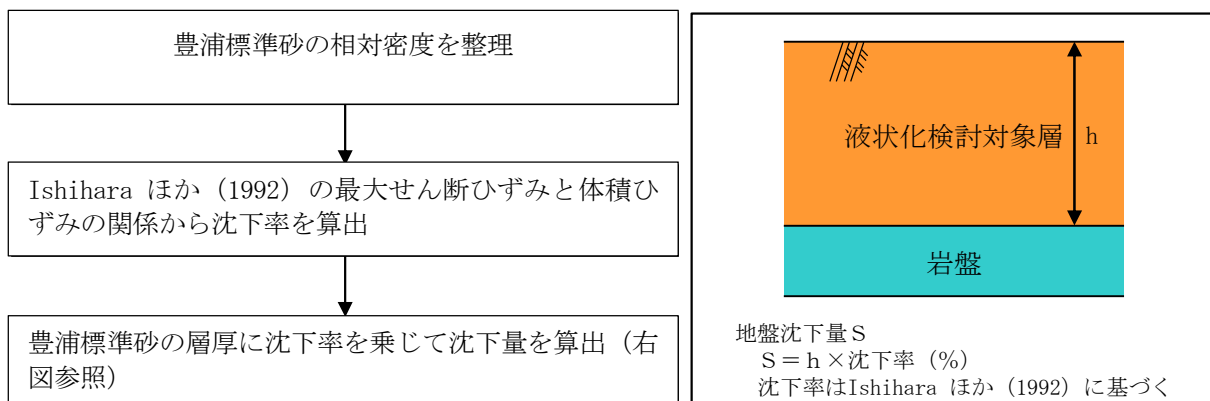


図1-4 排水沈下量の算定フロー

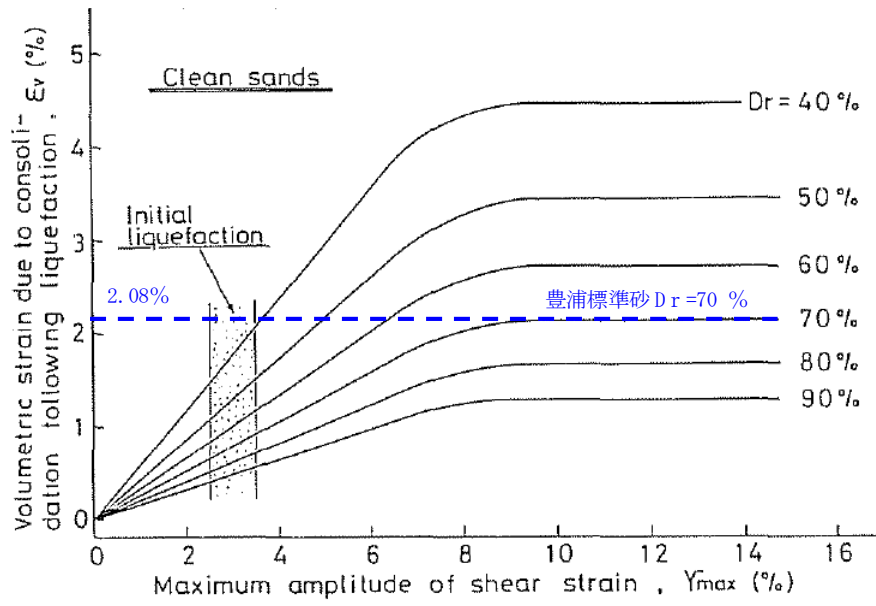


図1-5 Ishiharaほか (1992) の地盤の最大せん断ひずみと体積ひずみの関係から設定した豊浦標準砂の沈下率

3. 検討結果

有効応力解析から算定した残留沈下量及びIshiharaほか（1992）の地盤の相対密度に応じた最大せん断ひずみと体積ひずみ（沈下率）の関係から算定した排水沈下量の合計を表1-3に示す。

合計沈下量が0.765mとなったことから，数値シミュレーションにおいて想定する防潮堤内側の沈下量（以下「想定沈下量」という。）は保守的に1.0mとする。

表1-3 有効応力解析から算定した残留沈下量及びIshiharaほか（1992）の地盤の相対密度に応じた最大せん断ひずみと体積ひずみ（沈下率）の関係から算定した排水沈下量

	断面 A
	最大沈下量 (m)
有効応力解析から算定した残留沈下量	0.110
Ishihara ほか（1992）から算定した排水沈下量	0.655
合計	0.765
数値シミュレーションにおいて想定する防潮堤内側の沈下量	1.0

(参考2) 1次元有効応力解析における減衰の設定について

有効応力解析における減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。Rayleigh 減衰の設定は、応答変位法において地盤の低次のモードの変形が特に支配的となることから、地盤全体系に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し、かつ、振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から、刺激係数に着目し行う。

設定した Rayleigh 減衰を図 2-1 に示す。

1 次の基準モードについては、地盤がせん断変形しているモードを選定している。

なお、初期減衰定数は、地盤については 1% (解析における減衰は、ひずみが多い領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している。) とする。

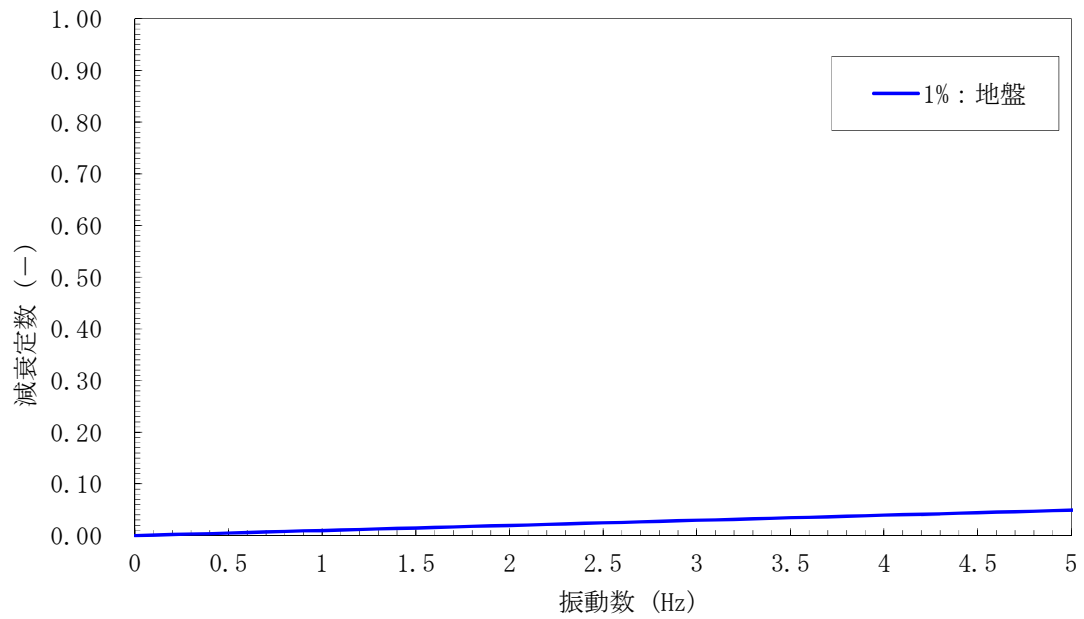


図 2-1 (1) 設定した Rayleigh 減衰

(断面① 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

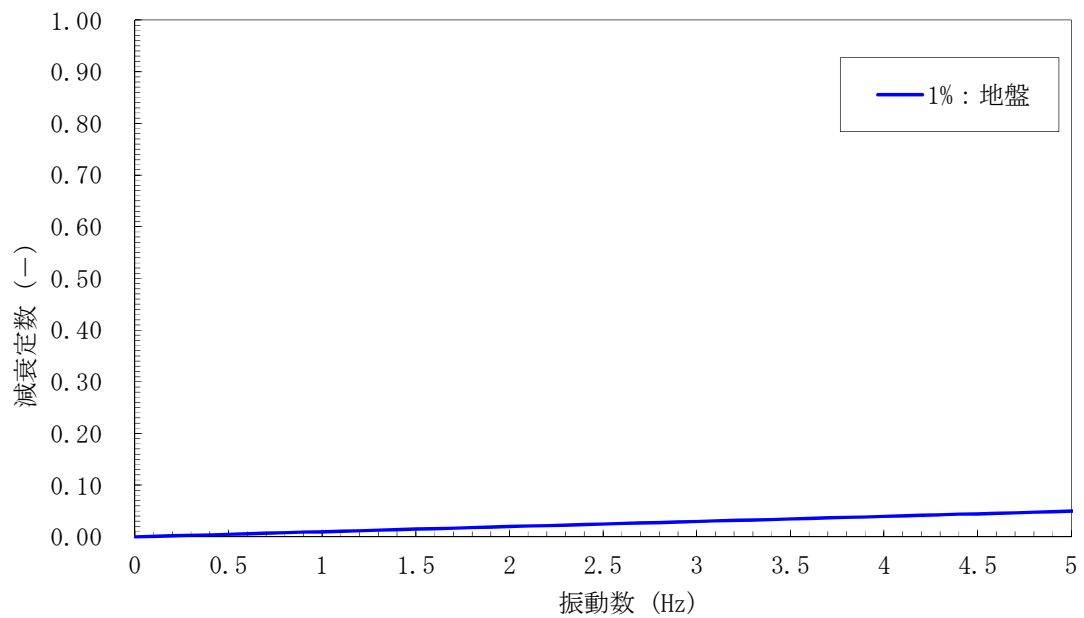


図 2-1 (2) 設定した Rayleigh 減衰

(断面② 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

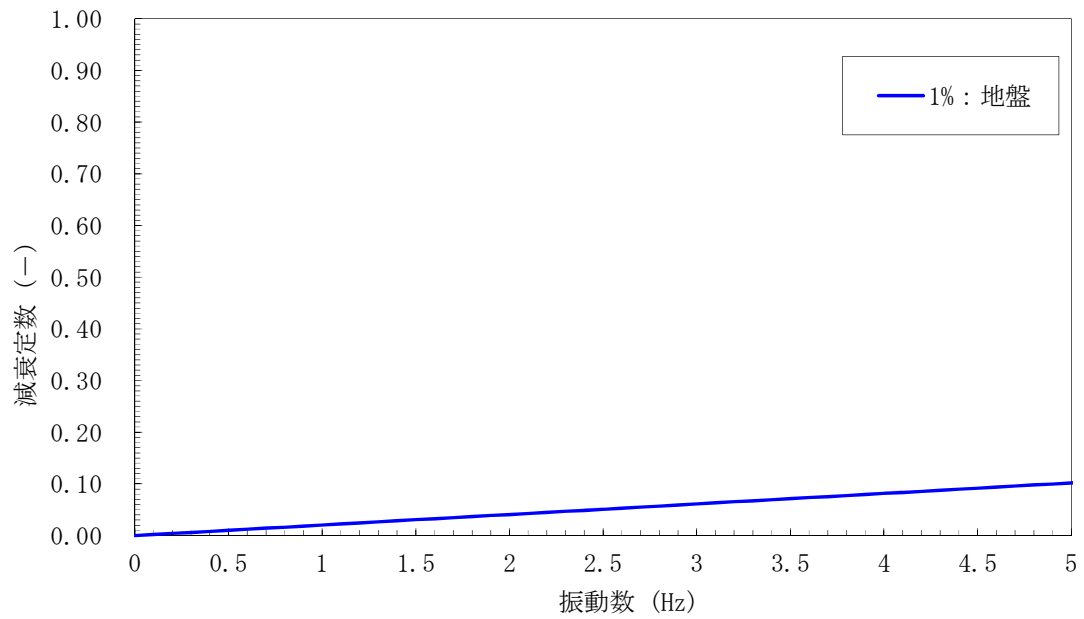


図 2-1 (3) 設定した Rayleigh 減衰

(断面③ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

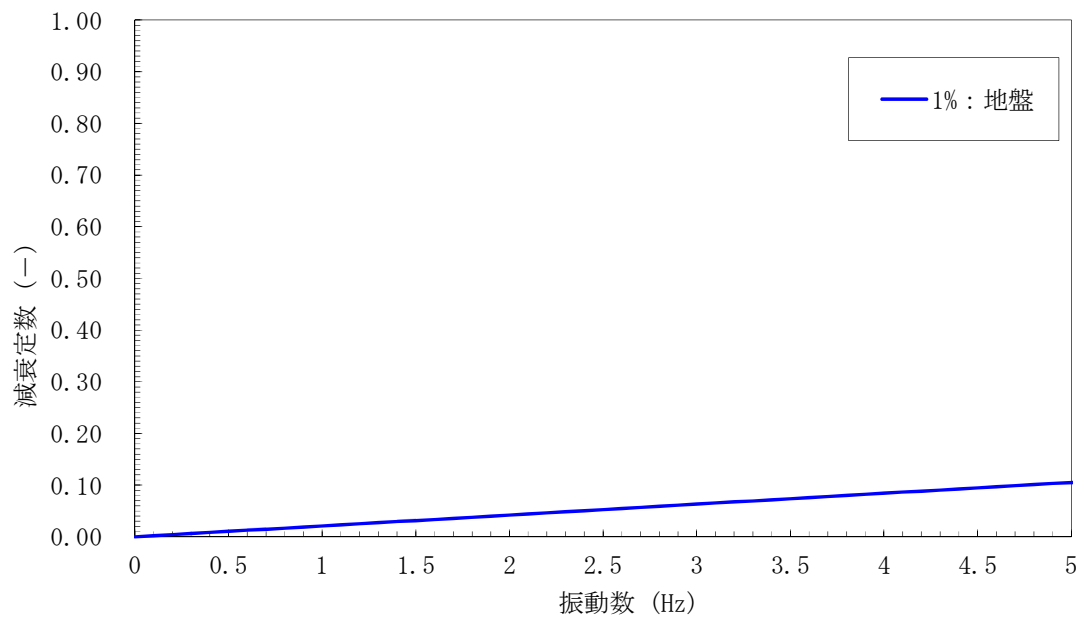


図 2-1 (4) 設定した Rayleigh 減衰

(断面④ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

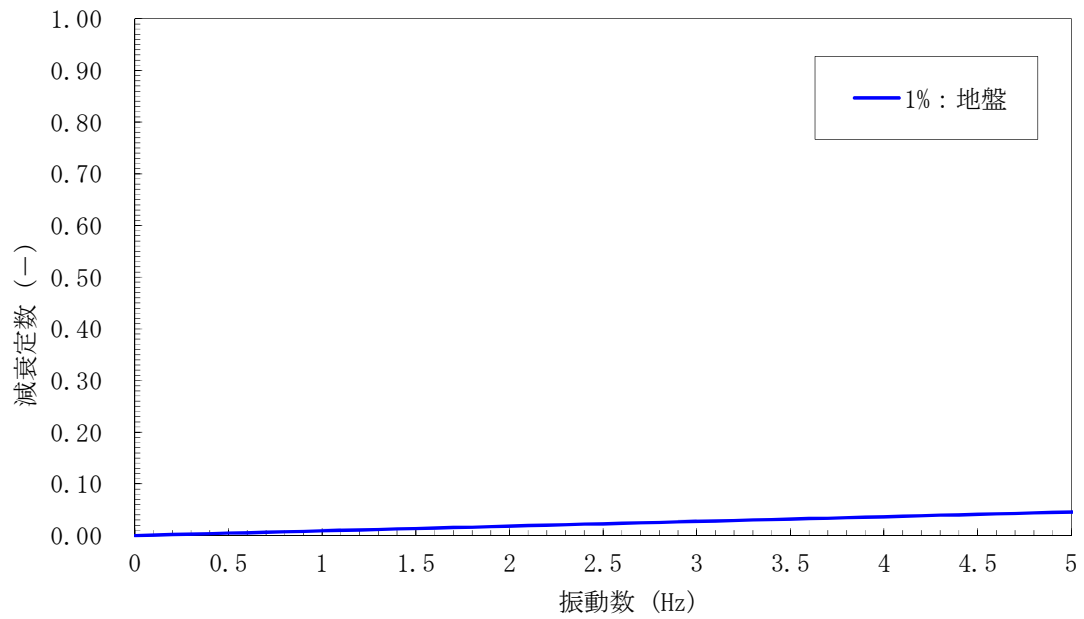


図 2-1 (5) 設定した Rayleigh 減衰

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

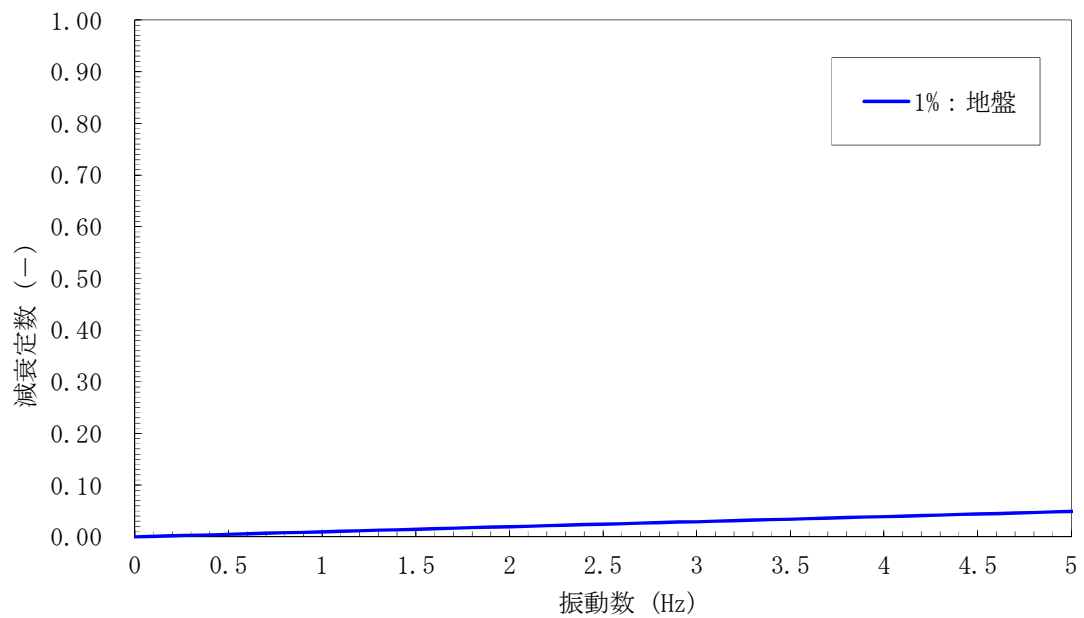


図 2-1 (6) 設定した Rayleigh 減衰

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

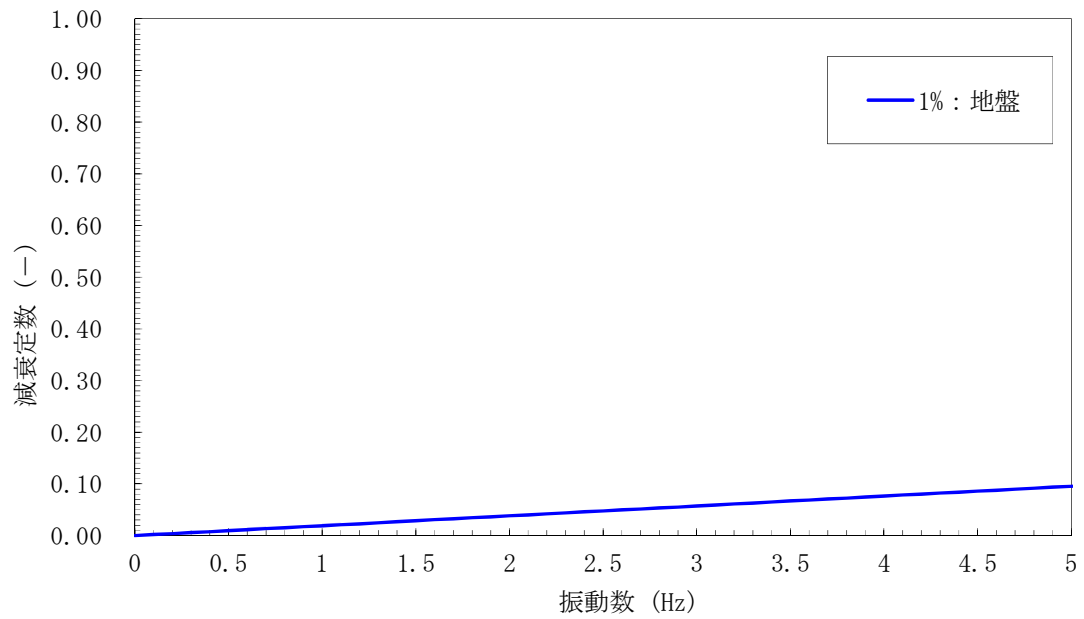


図 2-1 (7) 設定した Rayleigh 減衰
 (断面③ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

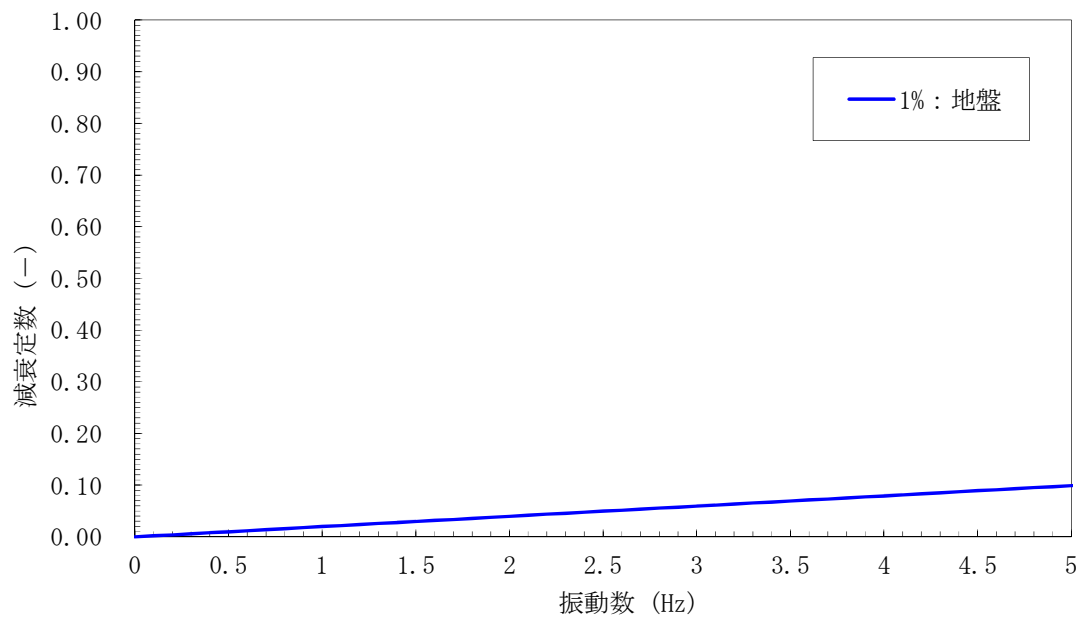


図 2-1 (8) 設定した Rayleigh 減衰
 (断面④ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

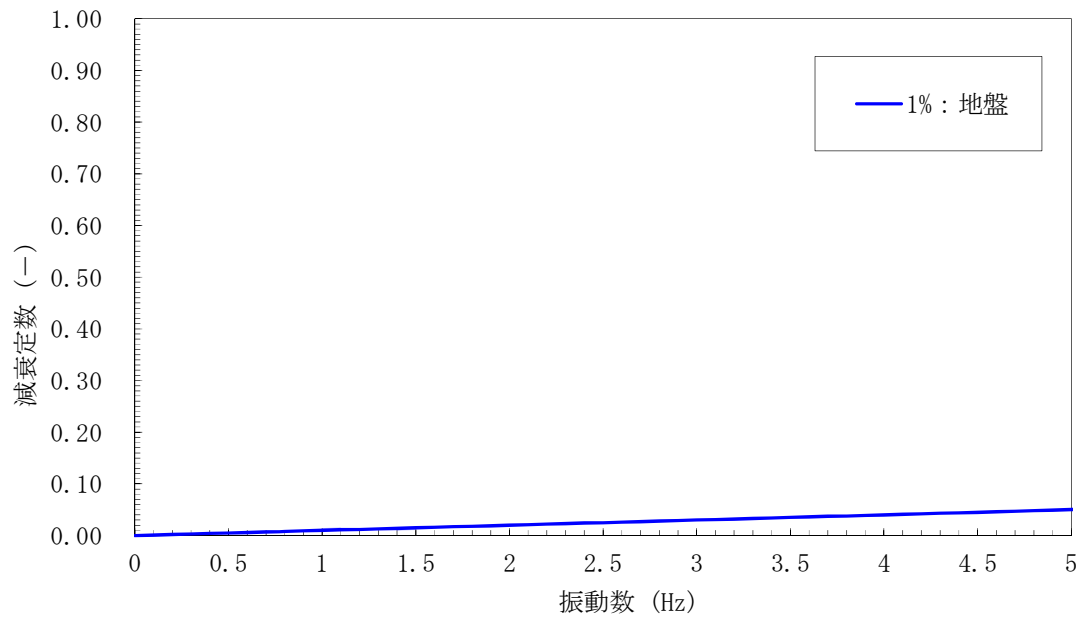


図 2-1 (9) 設定した Rayleigh 減衰

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

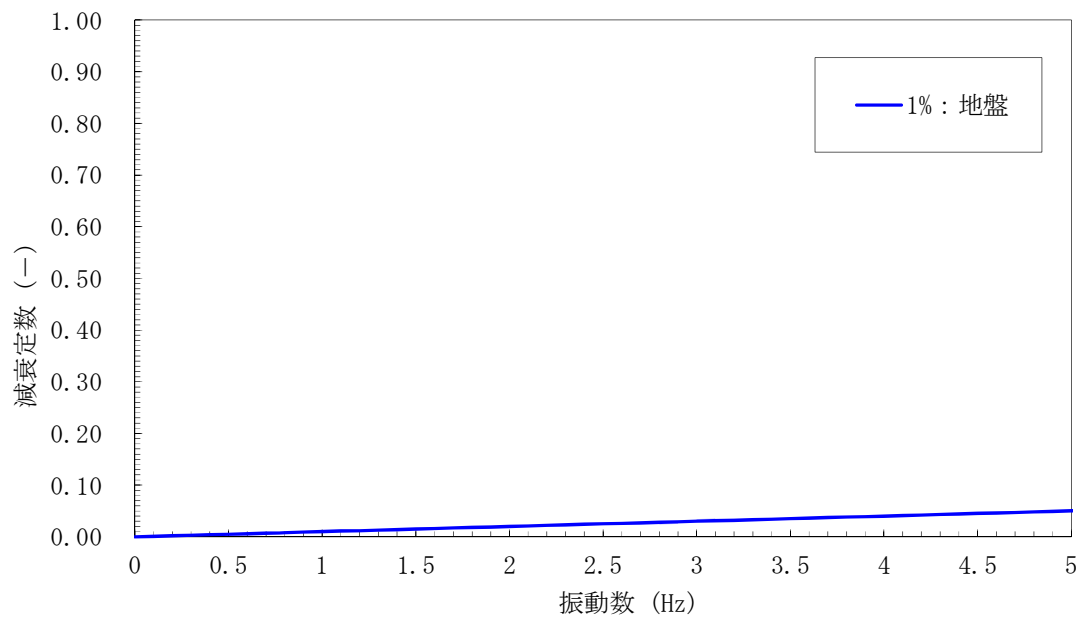


図 2-1 (10) 設定した Rayleigh 減衰

(断面② 検討ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

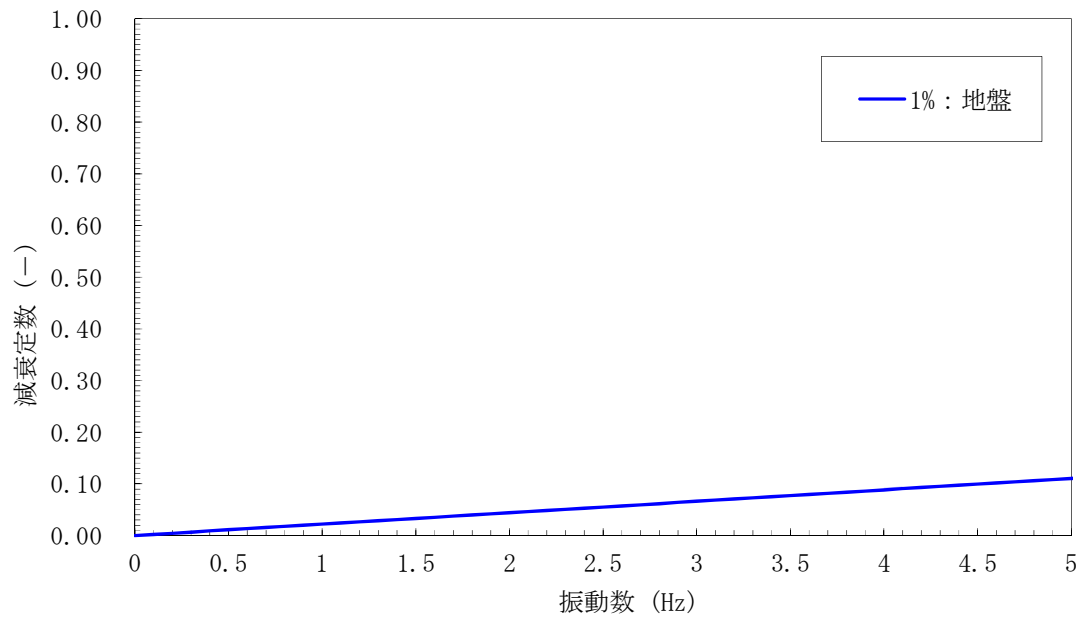


図 2-1 (11) 設定した Rayleigh 減衰

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

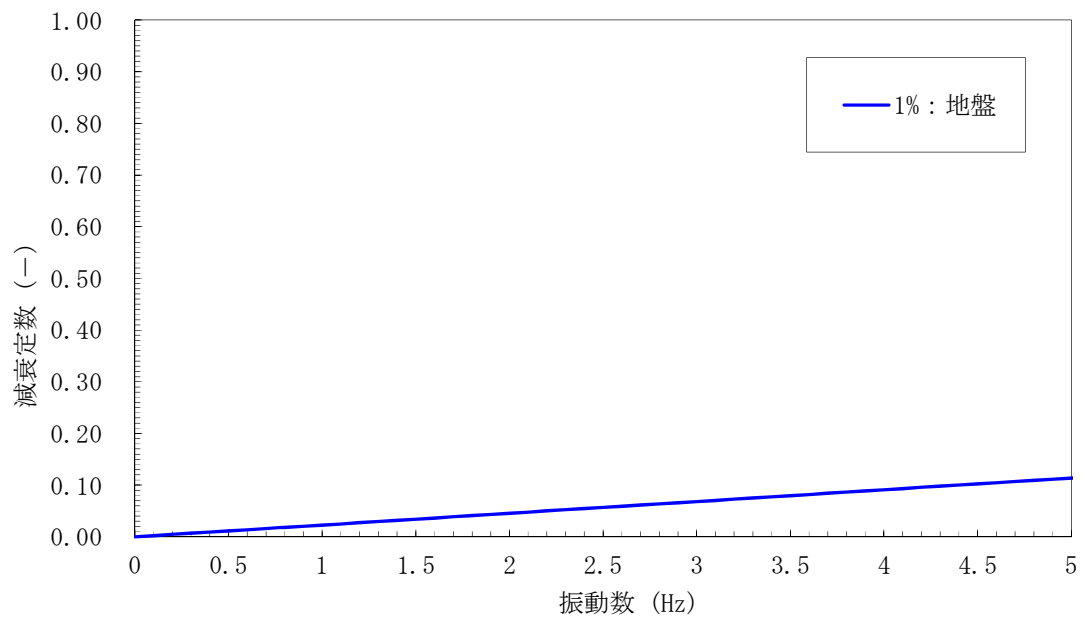


図 2-1 (12) 設定した Rayleigh 減衰

(断面④ 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

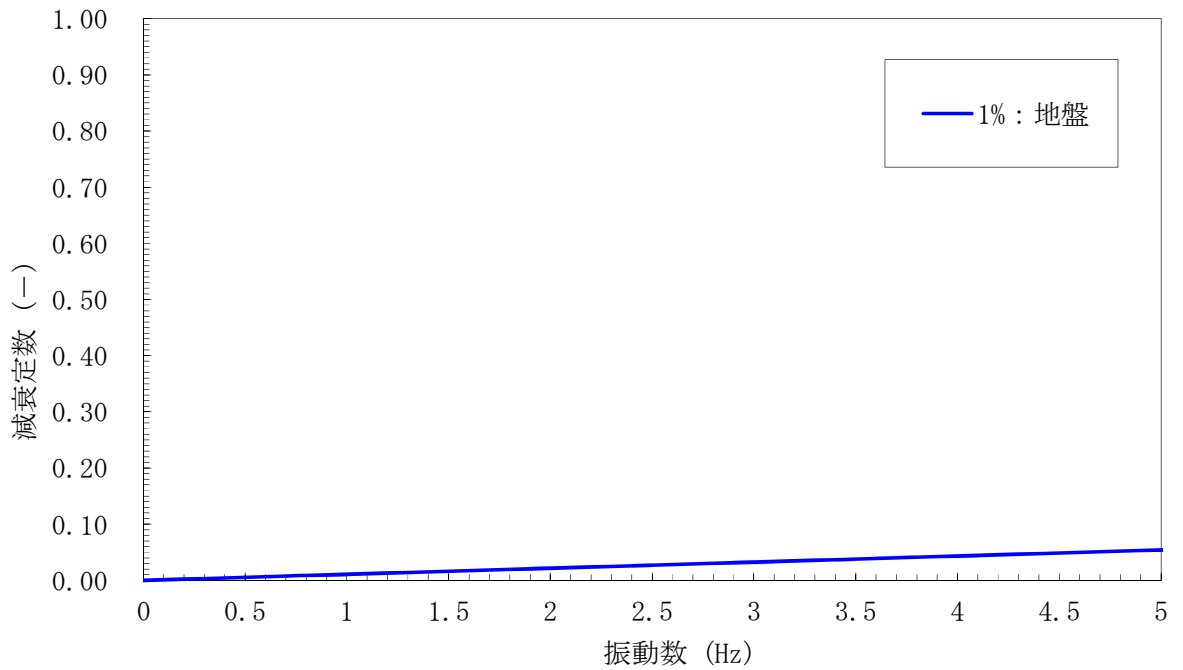


図 2-1 (13) 設定した Rayleigh 減衰

(断面① 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

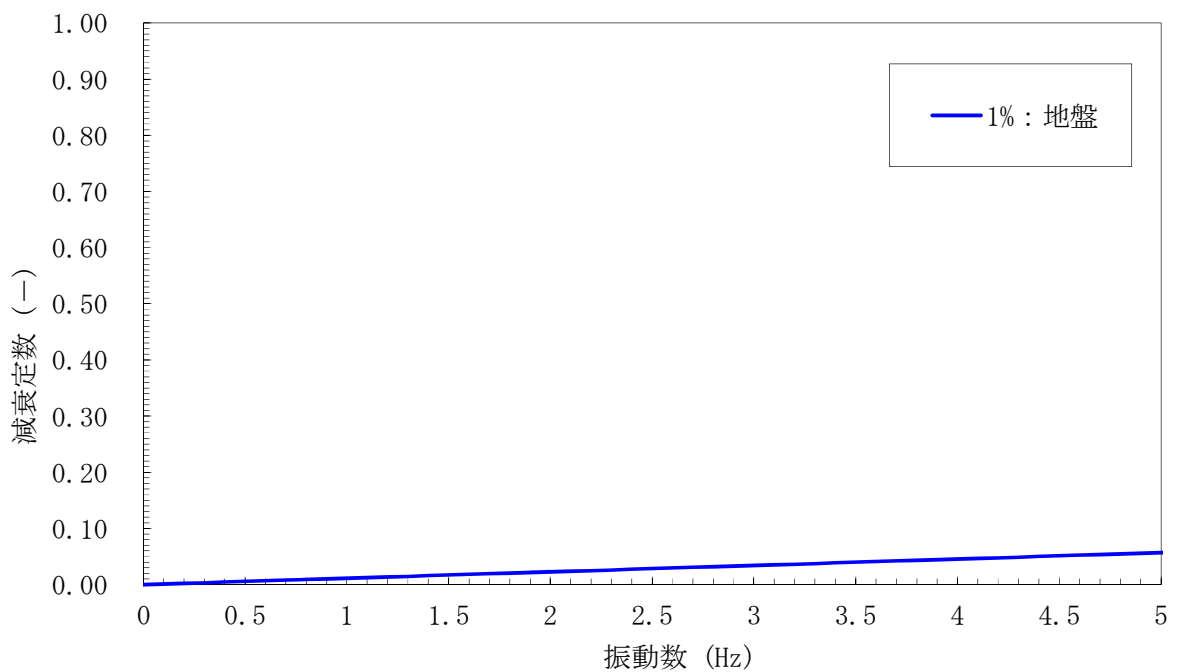


図 2-1 (14) 設定した Rayleigh 減衰

(断面② 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

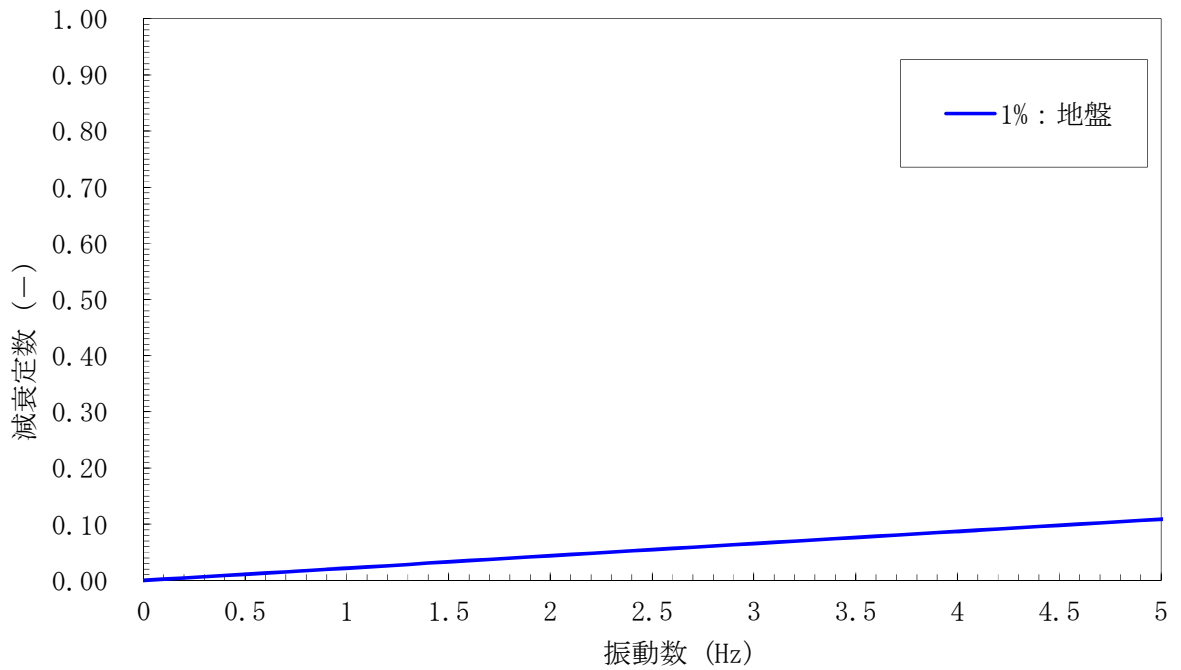


図 2-1 (15) 設定した Rayleigh 減衰

(断面③ 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

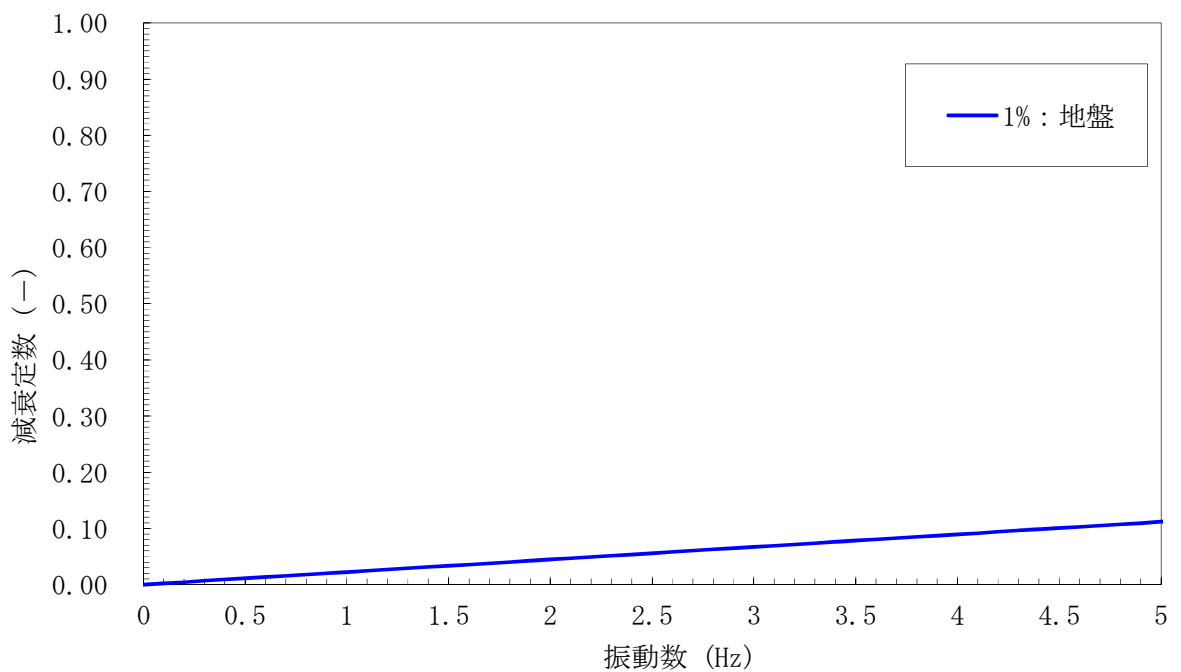


図 2-1 (16) 設定した Rayleigh 減衰

(断面④ 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

6.5 防潮扉に関する補足説明

6.5.1 防潮扉の設計に関する補足説明

1. 目的

防潮扉の開閉装置の成立性確認のため、基準地震動 S_s の選定波を加振波として用い、ここでは、ゲート本体（扉体）の開閉については、上部に設置している開閉装置について、振動試験を行い地震後の動的機能維持を確認する。

また、防潮扉の開閉装置の動的維持確認のため、基準地震動 S_s の実証試験用入力地震動（包絡波）にて振動試験を行い地震後の動的機能維持を確認した。

2. 設計概要

防潮扉は躯体、ゲート本体（扉体）、開閉装置からなるスライドゲートである。ゲート本体（扉体）については浸水防護施設としての耐震 S クラス要求から基準地震動 S_s による地震力を考慮する。

各部材については、構造物と地盤との動的相互作用を考慮した二次元動的有効応力解析コード（FLIP）を用いて水平地震動と鉛直地震動による地震応答解析を行ない、各部材が弾性範囲内に留まることを確認する。

また、開閉装置については、動的機能維持を確保するため、防潮扉の設置位置における応答スペクトルが算出された段階で、加振試験に包絡していることを確認する。

図1に防潮扉の配置図、図2、図3に防潮扉1の構造図、図4、図5に防潮扉2の構造図を示す。

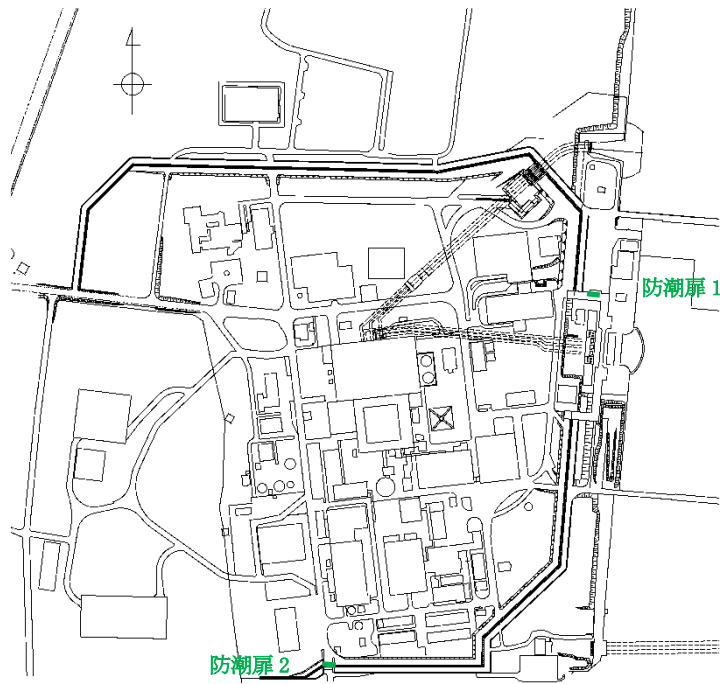


図1 防潮扉の配置図

(1) 防潮扉 1

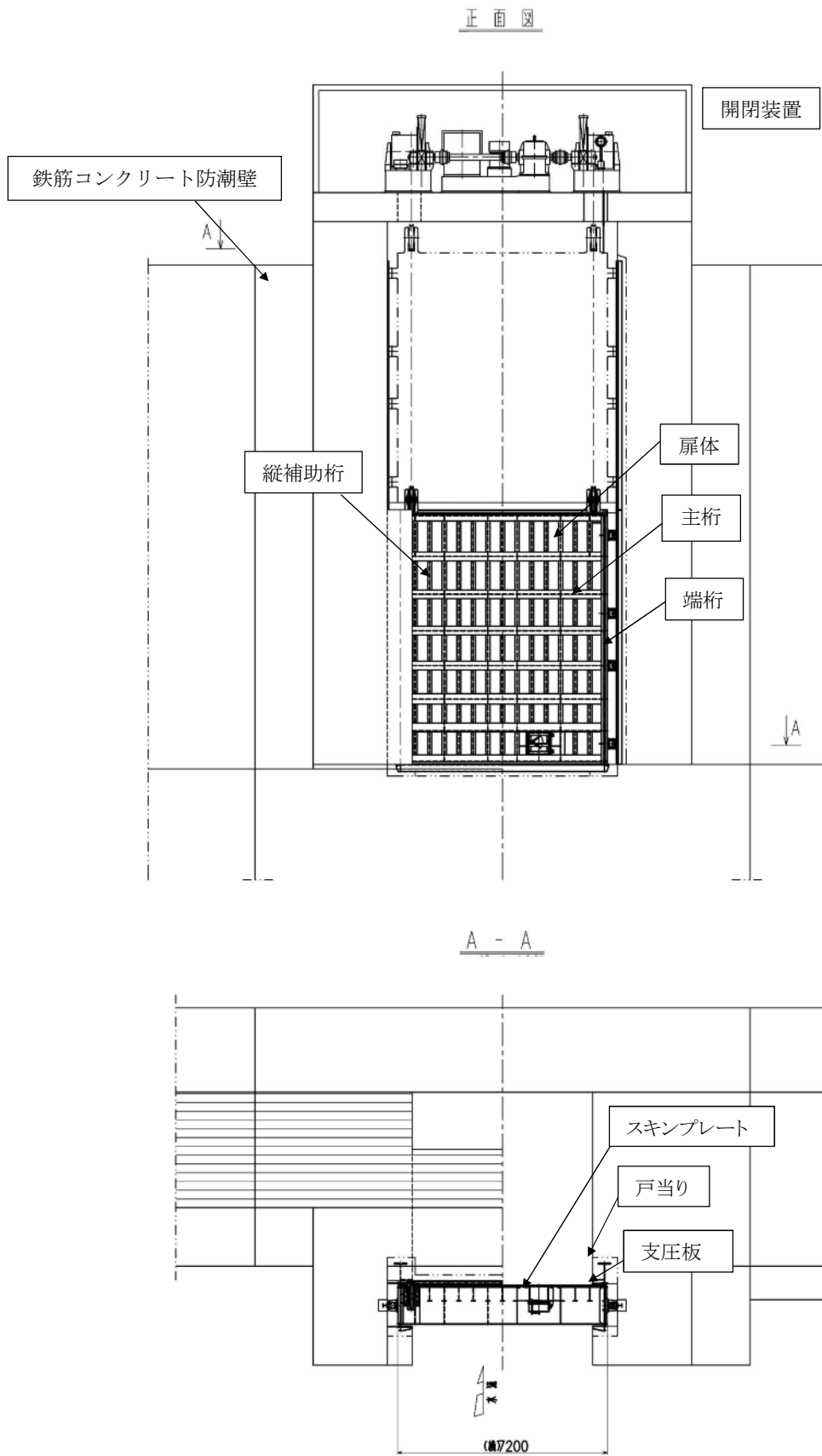
防潮扉の扉体は構造上の目的から、水圧等の荷重を受ける受圧部にスキンプレート、スキンプレートを受ける縦補助桁があり、その受圧部から荷重を受ける架構部に主桁、端桁、架構部から支承部にかけて戸当り、止圧板が構造部材にある。

扉体の構造は、鋼製の桁及びスキンプレートを組合せた構造であり、鉄筋コンクリート防潮壁の躯体で保持している。戸当りは、H形鋼を組合せた構造である。

躯体は、鉄筋コンクリート防潮壁から構成され、地中連続壁基礎で支持する。

鉄筋コンクリート防潮壁は、鉄筋コンクリート造の構造物であり、ブロック間は止水ジョイントを施した構造である。鉄筋コンクリート防潮壁は、地中連続壁基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。鉄筋コンクリート防潮壁のたて壁と地中連続壁基礎とは、鉄筋コンクリート製のフーチングを介した剛結合で一体構造とする。

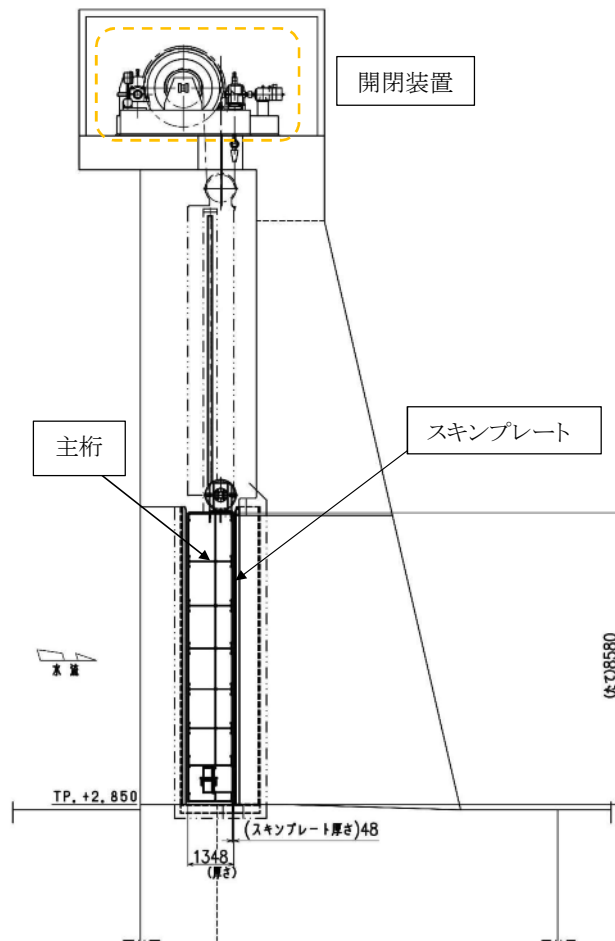
図 2 に防潮扉 1 の正面図及び平面図, 図 3 に側面図を示す。



注：寸法は mm を示す。

図 2 防潮扉 1 正面図及び平面図

側面図



注：寸法は mm を示す。

図3 防潮扉1 側面図

(2) 防潮扉 2

防潮扉の扉体は構造上の目的から、水圧等の荷重を受ける受圧部にスキンプレート、スキンプレートを受ける縦補助桁があり、その受圧部から荷重を受ける架構部に主桁、端桁、架構部から支承部にかけて戸当り、止圧板が構造部材にある。

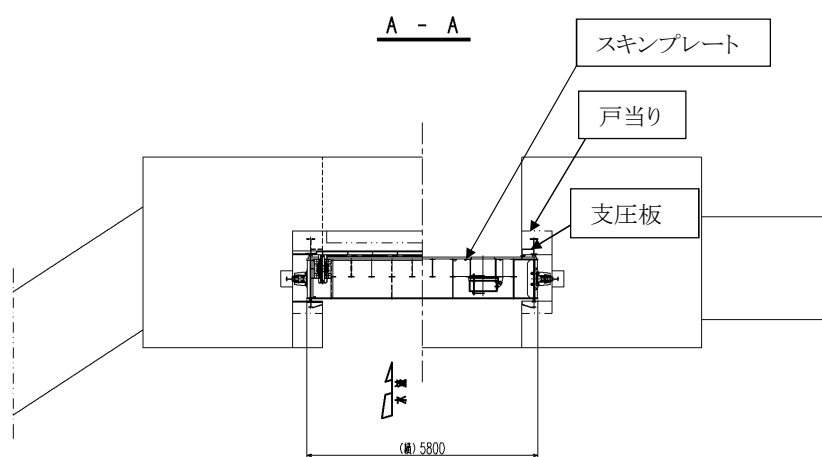
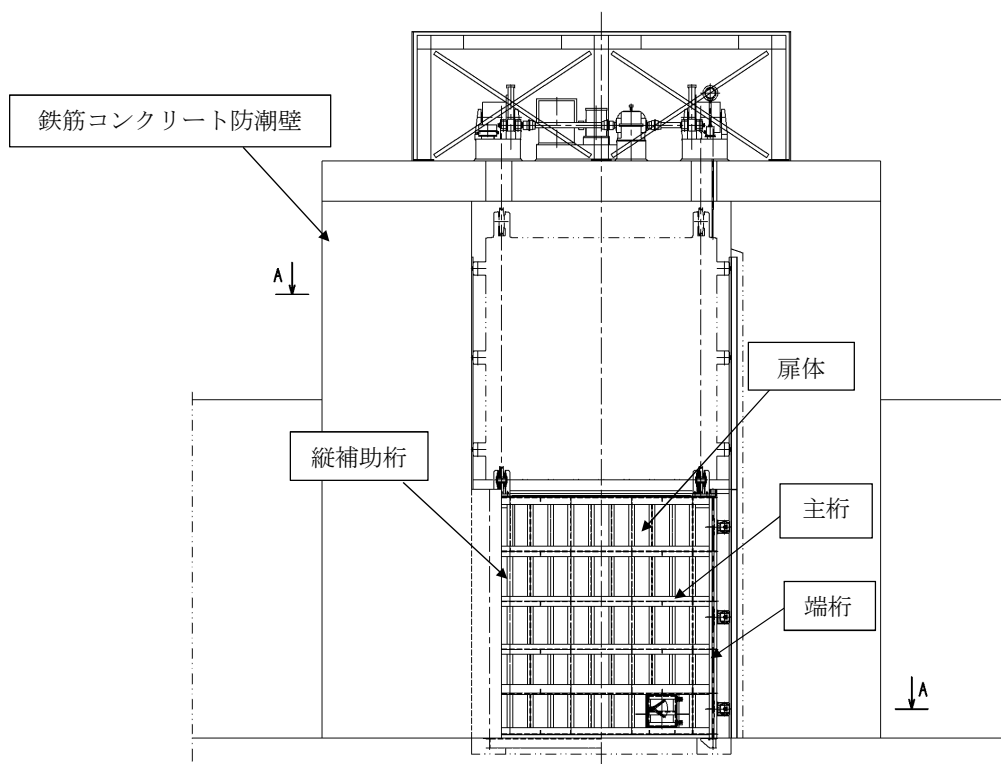
扉体の構造は、鋼製の桁及びスキンプレートを組合せた構造であり、鉄筋コンクリート防潮壁の躯体で保持している。戸当りは、H形鋼を組合せた構造である。

躯体は、鉄筋コンクリート防潮壁から構成され、鋼管杭鉄筋コンクリートで支持する。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、鉄筋コンクリート造の構造物であり、ブロック間は止水ジョイントを施した構造である。鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、鋼管杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。鉄筋コンクリート防潮壁のたて壁と鋼管杭基礎とは、鉄筋コンクリート製のフーチングを介した剛結合で一体構造とする。

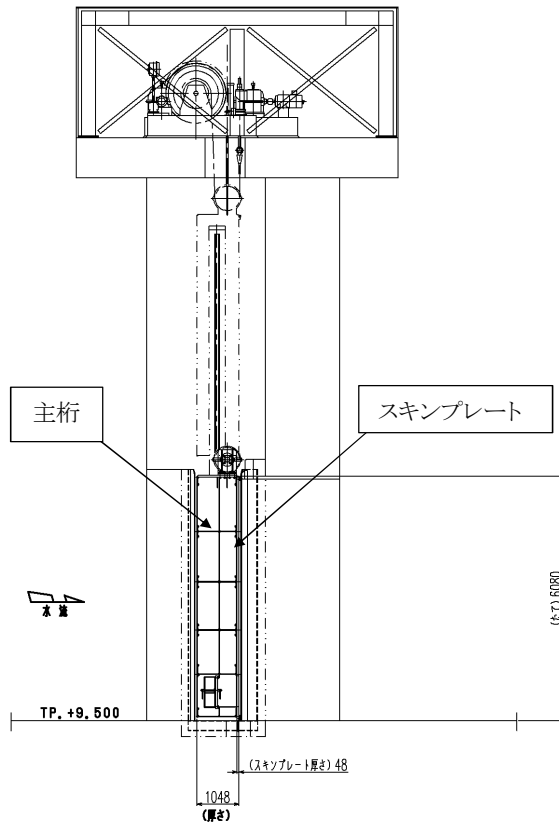
図 4 に防潮扉 2 の正面図及び平面図、図 5 に側面図を示す。

正面図



(単位 : mm)

図 4 防潮扉 2 正面図及び平面図



注：寸法は mm を示す。

図 5 防潮扉 2 側面図

(3) 防潮扉の構成部品と役割

防潮扉の構成部品と役割を表1に示す。

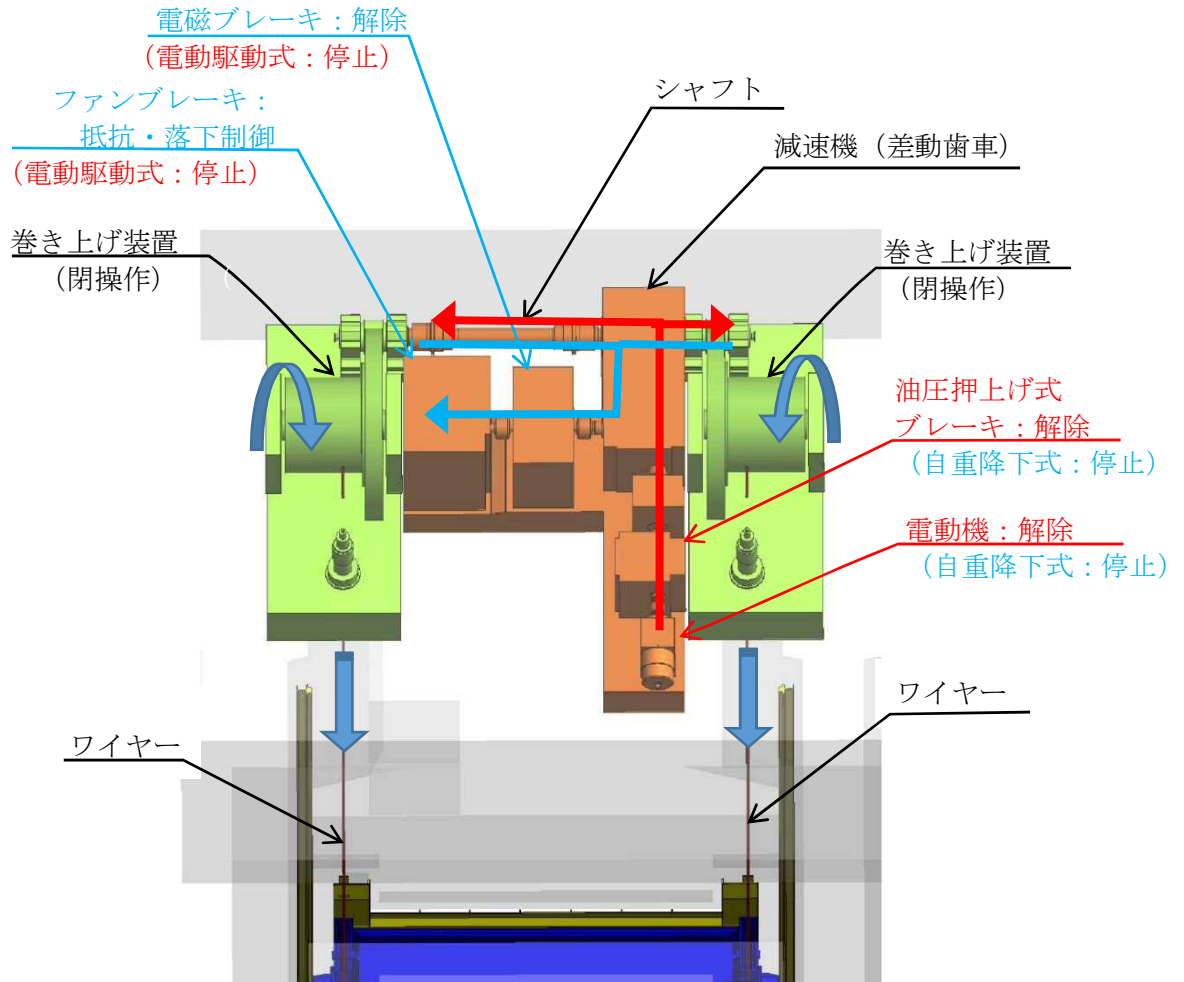
表1 構成部位と役割

構造部位	構成部位と役割
扉体	外部からの地震荷重，津波荷重，漂流物荷重等を地中連続壁基礎に確実に伝達するとともに，各荷重に対して十分な耐性を有することにより止水性を確保し，防潮扉としての機能を保持する。
水密ゴム	扉体の4辺に設置され，水密ゴムによる津波からの，浸水を防止することにより止水性を確保し，防潮扉としての機能を保持する。水密ゴムの使用前検査時の漏水試験方法について【補足説明1】にて説明する。
<p style="text-align: center;">＜防潮扉1＞ 地中連続壁基礎 (間接支持構造物)</p>	扉体から伝達される基準地震動 S_s による地震荷重及び基準津波による津波荷重について，鉄筋コンクリート防潮壁（防潮扉1）の地中連続壁基礎により支持地盤に確実に伝達し十分な耐性を有している。また，津波に対する防潮扉としての止水機能を保持する。
<p style="text-align: center;">＜防潮扉2＞ 鋼管杭基礎 (間接支持構造物)</p>	扉体から伝達される基準地震動 S_s による地震荷重及び基準津波による津波荷重について，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁（防潮扉2）により支持地盤に確実に伝達し十分な耐性を有している。また，津波に対する防潮扉としての止水機能を保持する。
開閉装置	扉体の開閉を実施する。駆動方式は電動機による「電動駆動式」，ファンブレーキによる「自重降下式」の多重性を持たせている。電動駆動式に用いる電源は常用電源より供給する。電動駆動式が使用できない場合には自重降下式にて開閉操作できる構造にする。図6に開閉装置の構造及び動作原理を示す。開閉装置の振動試験について【補足説明2】にて説明する。

(4) 開閉装置の構造及び動作原理について

防潮扉の開閉装置の全体構造を示す。

開閉装置の駆動方法は電動機による「電動駆動式」とファンブレーキによる「自重降下式」の2つの構造がある。図6に防潮扉の開閉装置概念図を示す。



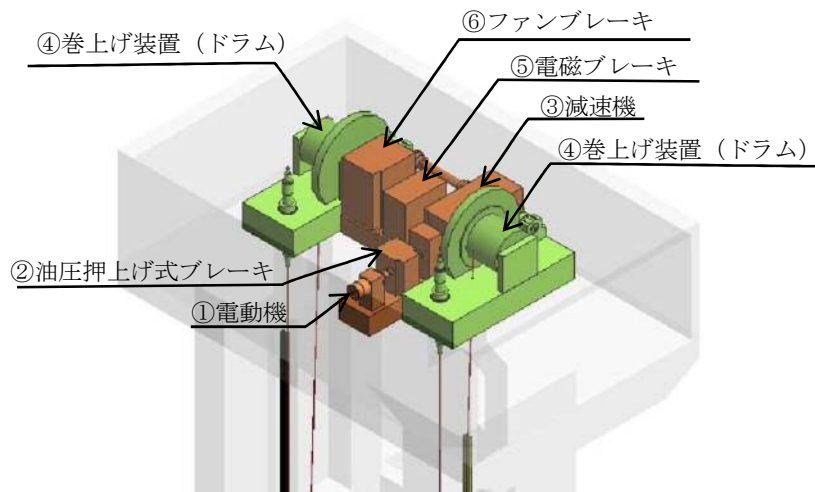
<記載凡例>

- ・ 赤字: 電動駆動時のみ使用
- ・ 青字: 自重降下式時のみ使用
- ・ 黒字: 電動駆動式+自重降下式 共通

- ← (赤字) : 電動駆動時 (電動機駆動) の駆動が伝達する流れ
- ← (青字) : 自重降下式時 (自重落下) の駆動が伝達する流れ

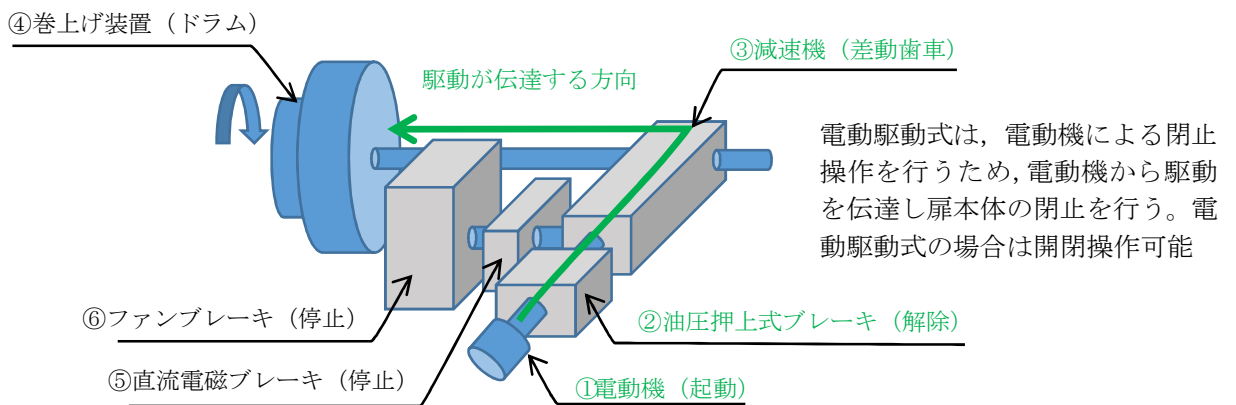
図6 防潮扉の開閉装置概念図

図7のa～bに開閉装置の構造及び動作原理について示す。図aに開閉装置の構成を示す。



【図 a 開閉装置 鳥瞰図】

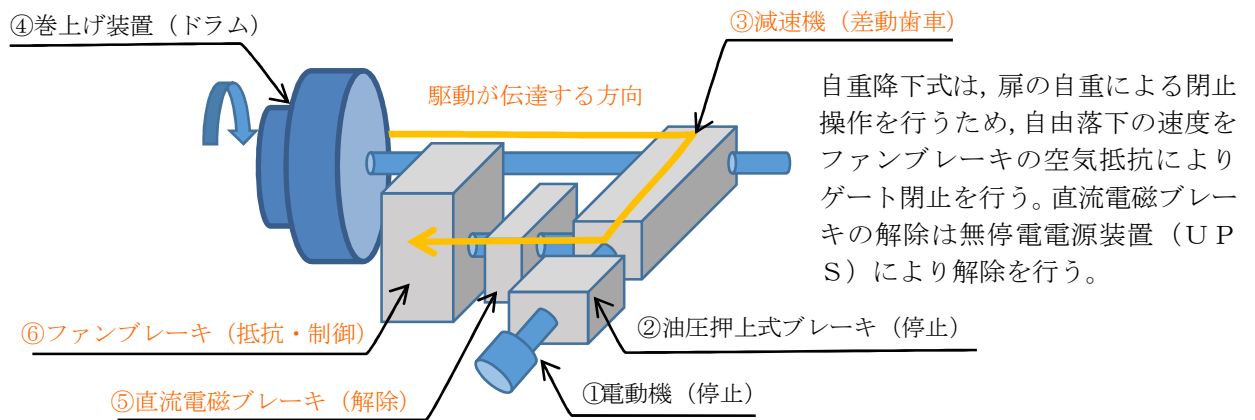
電動駆動式は①電動機を駆動，②油圧押し上げ式ブレーキを解除，③減速機，④巻き上げ装置を経由し防潮扉を閉止させる構造である。電動駆動式は開閉操作が可能である。（図b参照）



【図 b 電動駆動式（開閉操作可能）】

図7 開閉装置の構造及び動作原理（図a, 図b）（1/2）

自重降下式は、⑤直流電磁ブレーキを解除、④巻き上げ装置に引き上げられている防潮扉の自重による落下、⑥ファンブレーキによる落下速度の制御により防潮扉を閉止させる機械的な構造である。自重降下式は電動駆動用の電源を必要とせず、直流電磁ブレーキを解除できるよう無停電電源装置（UPS）を設置している。自重降下式は閉操作のみ可能である。



【図c 自重降下式（閉操作のみ）】

図7 開閉装置の構造及び動作原理（図c）（2/2）

(5) 防潮扉の電源構成

駆動方式は前項の通り多重性を持たせ「電動駆動式」と「自重降下式」とし、電動駆動式に用いる電源は常用電源より供給する。電動駆動式が使用できない場合には自重降下式にて閉操作できる構成とする。

図8に防潮扉電源概念図を示す。

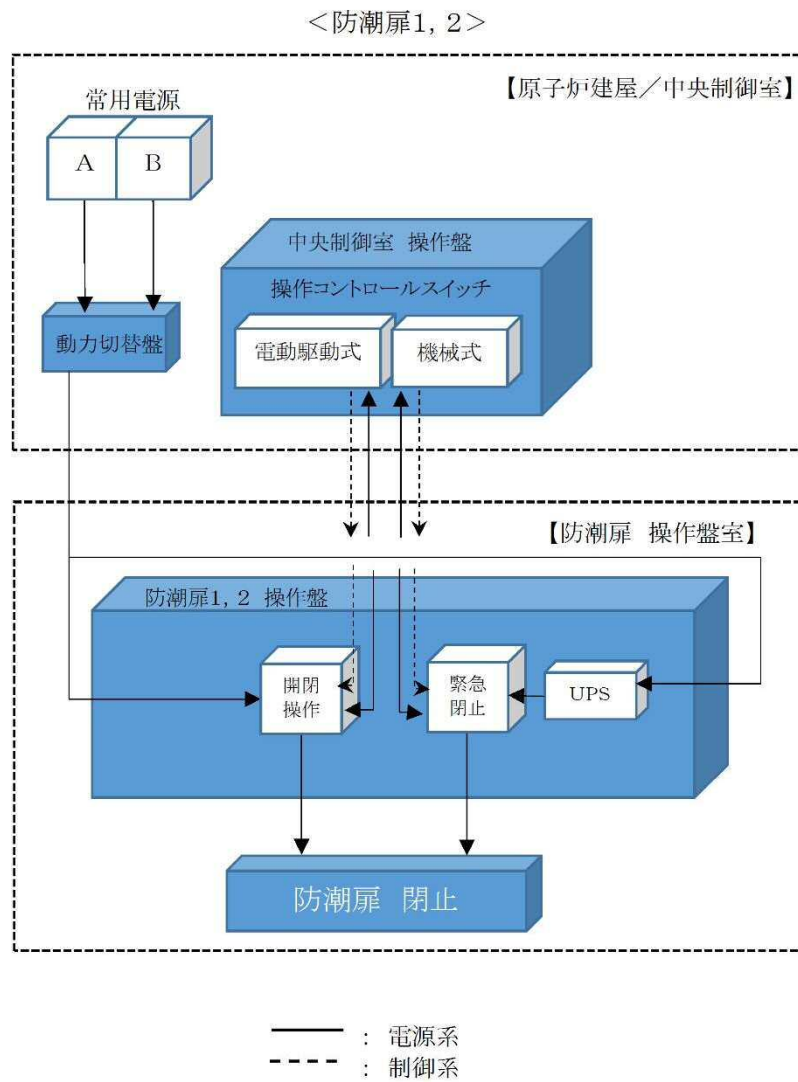


図8 防潮扉電源概念図

3. 防潮扉の運用について

(1) 防潮扉を開閉する場合の体制

防潮扉を開閉する場合には、作業管理体制に基づいた現場管理員を現場に配置し実施する。また、防潮扉の開閉の運用については、保安規定に定め管理する。

(2) 防潮扉を開閉する場合の操作手順

駆動方式による開閉手順は以下のとおり。図9に防潮扉閉止操作フローを示す。

① 電動駆動式による開閉操作の手順

開閉操作する場合は、該当する作業件名の作業管理体制に基づき現場の安全を十分に確保（現場管理員が確認）したのち、発電長の許可を得て中央制御室より行う。閉止時間は操作開始後約10分後である。

② 自重降下式による開閉操作の手順

開閉操作中に閉止操作ができない場合又は、大津波警報等が発表された場合には、現場管理員により「自重降下式」による閉止操作が可能である。

操作は、該当する作業管理体制に基づき現場の安全を十分に確保したのち、発電長の許可を得てから、現場にて「自重降下式」の操作を実施する。「自重降下式」による閉止時間は操作開始後約2分である。

防潮扉の閉止操作時間は、地震・津波発生から電動駆動式の場合で約19分、自重降下式の場合で約11分である。基準津波による津波の到達時間は約37分であるため、到達までに防潮扉を閉止することができる。

(3) 防潮扉の開閉の頻度について

防潮扉は常時閉運用であることから、年に1回の定期検査にて開閉動作が適切に可能であることを確認する。その他、開閉する場合は以下のとおり。

- ・ 災害発生時 : 災害, 人身火災, 隣接事業所との災害協力
- ・ 重大事故等時 : 海上モニタリングの実施に伴い小型船舶を着水箇所まで運搬する場合
(小型船舶を東海港に運搬するルートが通行不可な場合の別ルートとして設定)
- ・ そ の 他 : 緊急を要し発電長が認めたもの

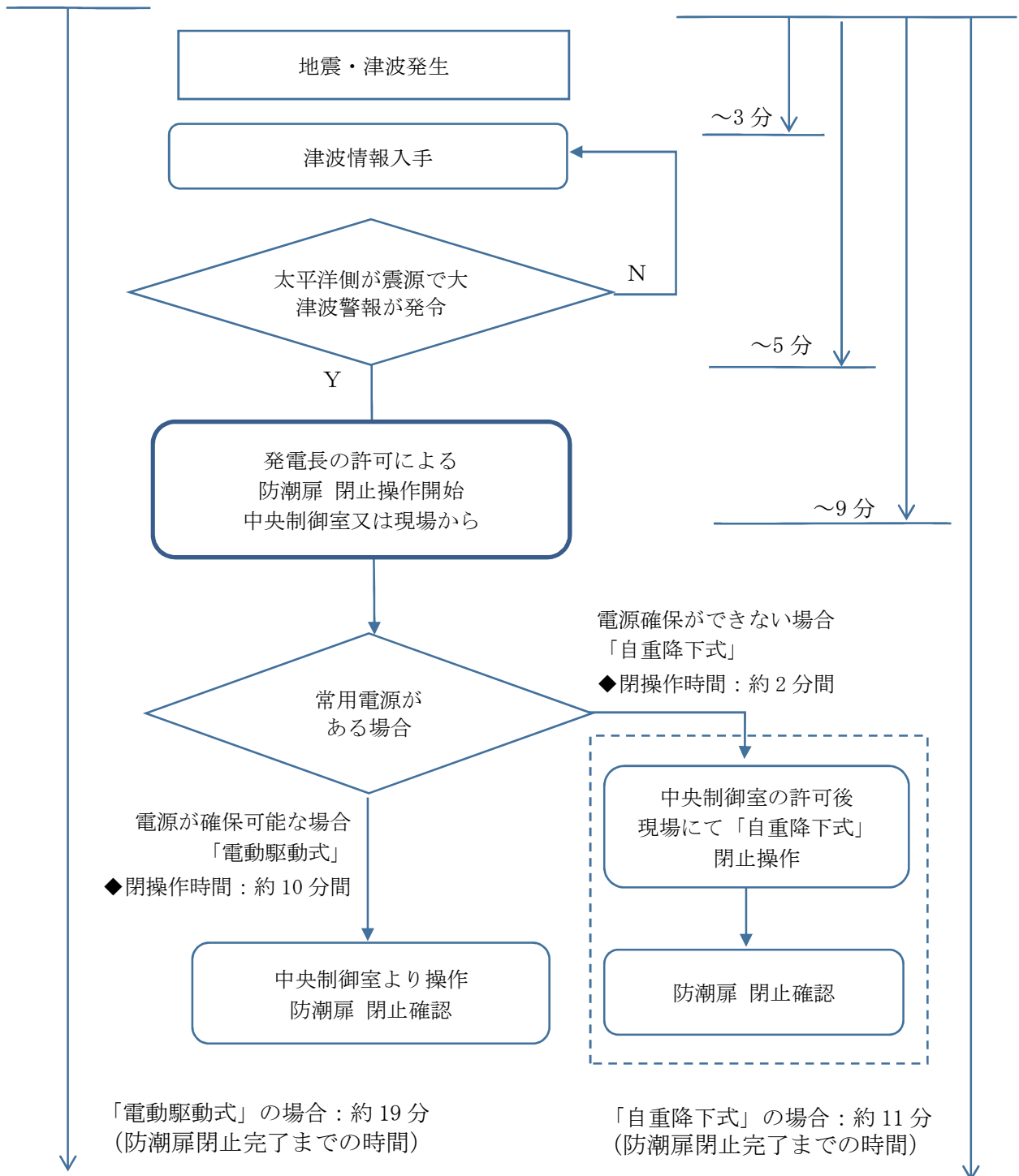


図9 防潮扉閉止操作フロー

【補足説明 1】水密ゴムの許容漏えい量の評価について

1. 許容漏えい量評価

防潮扉の水密ゴムの許容漏えい量評価は、ダム堰施設技術基準（案）に準じて評価を行う。

(1) 漏水量評価の算定式

ダム堰施設技術基準（案）の機能検査項目に「耐圧，漏水検査」に以下の算定式と試験時間の記載がある。

◆角型スライドゲート

$$W = 10.2 L \cdot P$$

W：漏水量（ml/min）

L：長辺の長さ（cm）

P：設計圧力（MPa）

◆試験時間：10分

(2) 許容漏えい量の算定

許容漏えい量は（1）項の評価式に準じて算出する，

防潮扉 1 及び防潮扉 2 の許容漏えい量の算出例は以下のとおり。表 6 に防潮扉 1 の許容漏えい量（例），表 7 に防潮扉 2 の許容漏えい量（例）を示す。以下の許容漏えい量で管理することにより敷地内へ浸水したとしてもごく僅かである。仮に敷地内 T.P. +8m に浸水した場合には 0.01m 以下であり隣接する原子炉建屋などの安全機能に影響する浸水量ではない。

表 6 防潮扉 1 の許容漏えい量（例）

試験圧力	0.30MPa ^{※2} 以上	0.40MPa ^{※3} 以上
許容漏えい量 ^{※1}	26.2 ℓ/10 分以下	35.0 ℓ/10 分以下

※1：許容漏えい量の記載は，防潮扉 1 の長辺 8580mm の場合を示す。実際の許容漏えい量の算定は，漏水試験装置に合わせ算定する。

※2：基準津波の波圧（0.25MPa）に対して保守性を持たせて設定した値

※3：敷地に遡上する津波高さ（T.P. +24m）の波圧（0.35MPa）に対して保守性を持たせて設定した値

表 7 防潮扉 2 の許容漏えい量（例）

試験圧力	0.20MPa ^{※2} 以上	0.30MPa ^{※3} 以上
許容漏えい量 ^{※1}	12.4 ℓ/10 分以下	18.6 ℓ/10 分以下

※1：許容漏えい量の記載は，防潮扉 2 の長辺 6080mm の場合を示す。実際の許容漏えい量の算定は，漏水試験装置に合わせ算定する。

※2：基準津波の波圧（0.14MPa）に対して保守性を持たせて設定した値

※3：敷地に遡上する津波高さ（T.P. +24m）の波圧（0.25MPa）に対して保守性を持たせて設定した値

2. 漏水試験装置

前項にて評価した防潮扉の水密ゴムの許容漏えい量について、漏水試験を実施する。以下の装置を製作し水密ゴムの漏水試験を実施する。

<漏水試験装置>

水密ゴムの漏水試験装置の一般的な概要は以下のとおり、図 12 に試験装置の概要図（例）を示す。

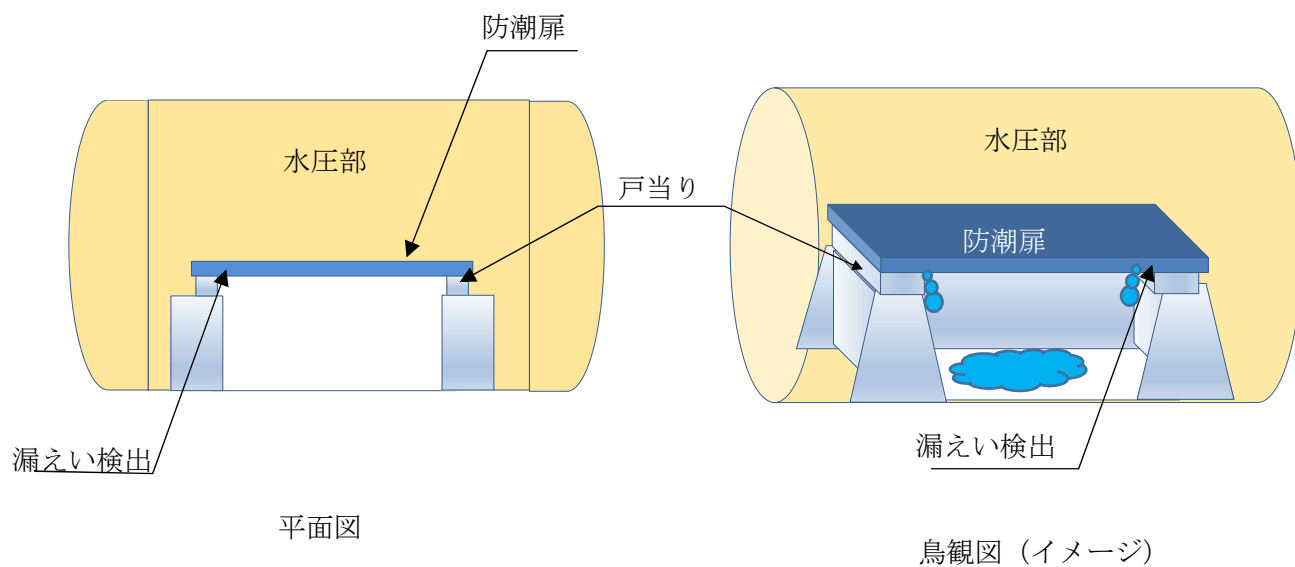


図 12 試験装置の概要図（例）

【補足説明2】 開閉装置の振動試験について

a. 試験目的

開閉装置の成立性確認のため、基準地震動 S_s の選定波を加振波として用い、実機大の防潮扉の開閉装置を用いた振動試験を行い地震後の動的機能維持を確認する。

b. 試験方法

振動台上に架台を設置しその上に防潮扉に設置する開閉装置を基礎ボルトで固定し、水平方向と鉛直方向とを同時加振する。図13に大型3軸振動台の概要を示す。

振動台の仕様

加振自由度	3軸6自由度		
最大積載重量	80 t f		
テーブル寸法	X : 6m × Y : 4m		
定格	X方向	Y方向	Z方向
最大変位	±300mm	±150mm	±100mm
最大加速度 (35 t 積載時)	1G (水平)	3G (水平)	1G (鉛直)

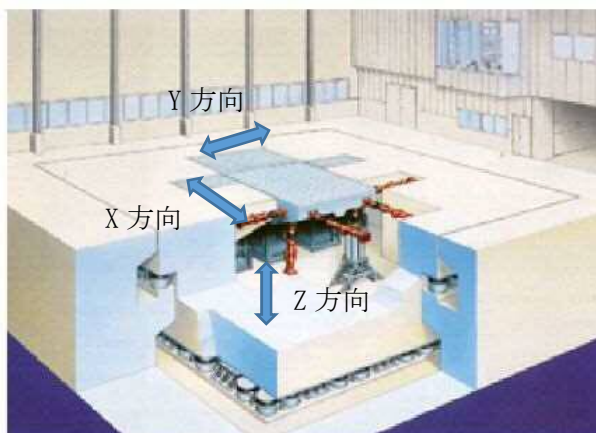


図13 大型3軸振動台の概要

c. 試験条件

加振試験に使用する入力条件は以下のとおり。

<入力地震動の作成>

(1) 評価用地震動の選定

a. 動的機能維持評価に用いる評価用の地震動は、解放基盤表面からの地盤の特性に応じた地震動の応答スペクトルとして基準地震動 S_s-D1 を選定した。

b. 基準地震動 S_s-D1 については、防潮扉の開閉装置位置 (T.P. +22.5m) における評価が必要になることから、以下の手順にて一次元地盤応答解析

(SHAKE) にて得られた地表面応答加速度の結果を用い開閉装置位置 (T.P. +22.5m) での評価用応答スペクトルとして作成した。

①一次元地盤応答解析 (SHAKE) の地表面応答加速度における結果に対して、開閉装置位置での応答加速度を算出するため、地表面応答加速度 (SHAKE) に対する開閉装置位置でのFLIP応答加速度の倍率 (FLIP/SHAKEの倍率) が1.73倍であったため、SHAKEの応答スペクトルを1.73倍引き上げた。

② a 項にて1.73倍引き上げたSHAKEの応答スペクトルに対し、評価用に基準地震動 S_s8 波の全周期帯を包絡させるスペクトルが必要なことから、全周期帯を包絡するように応答スペクトルを2.59倍した応答スペクトルを作成した。

③その結果、一次元地盤応答解析 (SHAKE) の応答スペクトルに対し4.49倍したものを評価用の応答スペクトルとした。

(2) 確認用地震動の選定

- a. 確認用として、一次元地盤応答解析 (SHAKE) による地表面応答加速度の結果から位相特性による設備への影響を確認するため、最大応答加速度が最も大きくなる S_s-22 (鉛直方向最大) 及び S_s-31 (水平方向最大) について選定した。
- b. S_s-22 (鉛直方向最大) 及び S_s-31 (水平方向最大) については、基準地震動 S_s-D1 と同様に防潮扉の開閉装置位置 (T.P. +22.5m) における評価を行うため、以下の手順にて一次元地盤応答解析 (SHAKE) にて得られた、地表面加速度の結果を用い開閉装置位置 (T.P. +22.5m) での確認用応答スペクトルとして作成した。
- ①一次元地盤応答解析 (SHAKE) の地表面応答加速度における結果に対して、開閉装置位置の応答加速度を算出するため、地表面応答加速度 (SHAKE) に対する開閉装置位置でのFLIP応答加速度の倍率 (FLIP/SHAKEの倍率) が0.93倍 (S_s-22)、
1.73倍 (S_s-31) であったため、SHAKEの応答スペクトルを各々引き上げた。
- ②更に、a. 項にて引き上げた応答スペクトルに対し位相特性による影響を確認する必要があることから、応答スペクトルに対し2倍したものを確認用応答スペクトルとした。なお、 S_s-22 については、振動試験装置の性能上1.61倍とした。

地震波における加振条件について、評価用を表8に、確認用を表9に示す。また、図14に実証試験用入力地震動の加速度応答スペクトルを示す。なお、振動台の性能から高倍率の加振条件においては、各構成部品の固有周期が有しない範囲についてはフィルター処理を実施した。

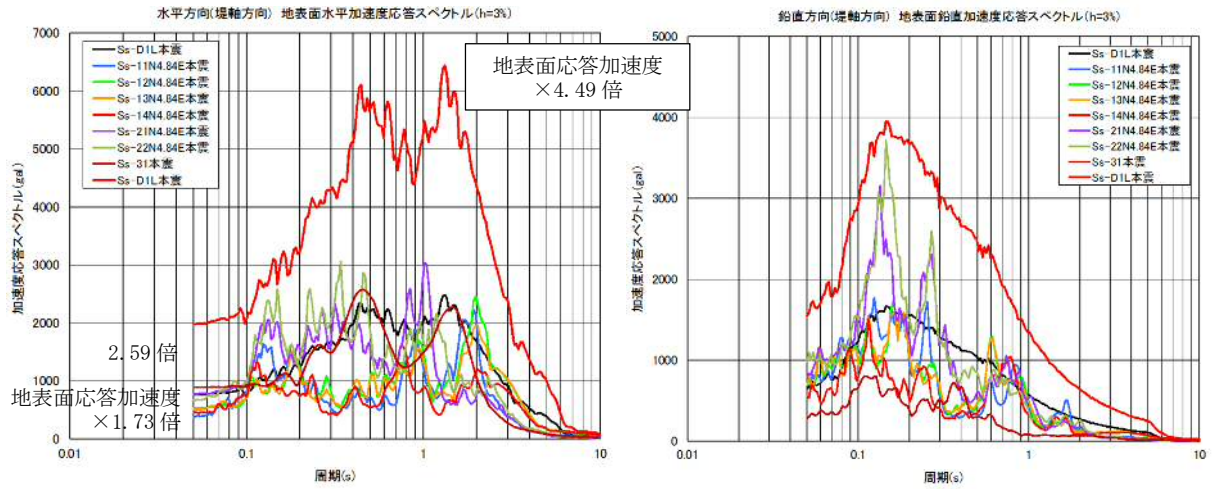
表8 地震波における加振条件（評価用）

地震波	①地表面位置に対する開閉装置位置での応答加速度の倍率 (FLIP/SHAKE)	②地表面応答加速度 (SHAKE) の全周期帯を包絡するための倍率	③振動台への入力地震動の倍率 (①×②)
S _s -D 1	地表面応答加速度 ×1.73	①で作成した応答スペクトル ×2.59	地表面応答加速度 ×4.49

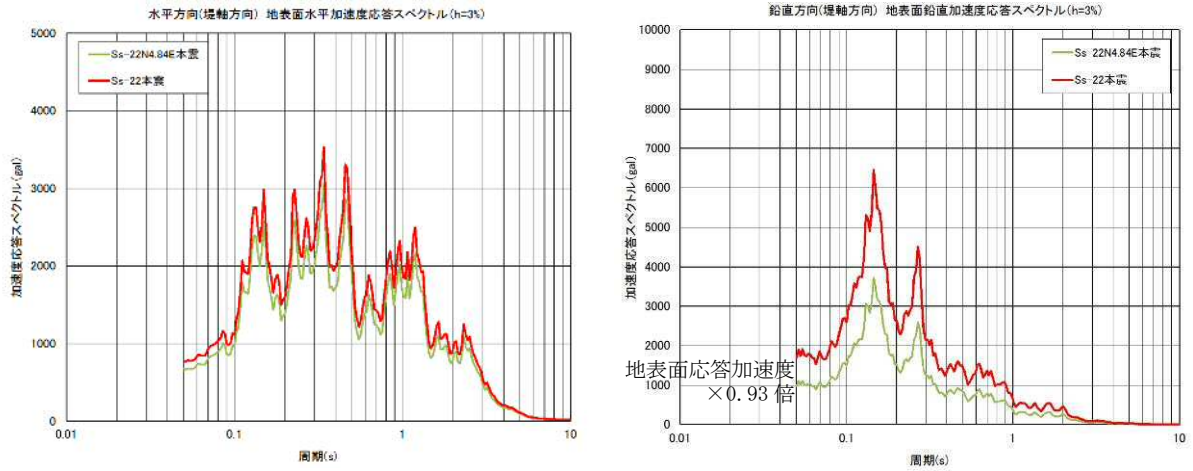
表9 地震波における加振条件（確認用）

地震波	①地表面位置に対する開閉装置位置での応答加速度の倍率 (FLIP/SHAKE)	②振動台への入力地震動の倍率 <2倍> (①<②)
S _s -2 2	地表面応答加速度 ×0.93	地表面応答加速度 ×1.61*
S _s -3 1	地表面応答加速度 ×1.73	地表面応答加速度 ×2

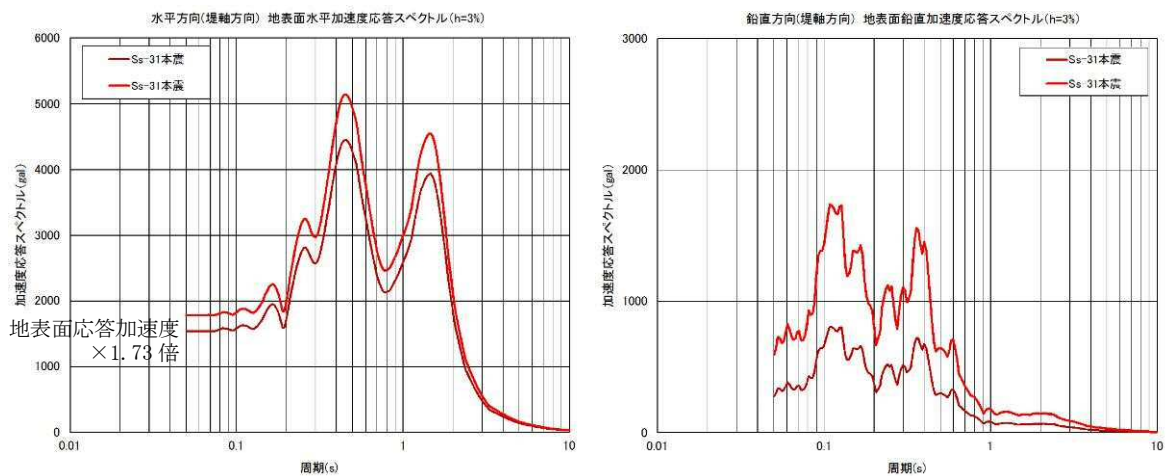
※振動試験装置の性能上1.61倍とした。



S_s-D1 (評価用: 入力地震動)



S_s-22 (確認用: 鉛直方向最大)



S_s-31 (確認用: 水平方向最大)

図14 実証試験用入力地震動の加速度応答スペクトル

d. 試験装置

防潮扉の開閉装置の中でも最大な設備を選定し、開閉装置のワイヤーの巻き上げ装置については、駆動軸の長いワイヤーの巻き上げ装置側を製作した。

また、ワイヤー巻き上げ装置には扉の荷重を模擬するため巻き上げ装置の下部にトルク装置を設置し扉の荷重を模擬し試験を実施した。

試験に用いた開閉装置の概要は以下のとおり。開閉装置の試験装置（全景）を示す。

<試験装置の構成>

- ◆開閉装置（減速機，直流電磁ブレーキ，ファンブレーキ，他） 1式
- ◆制御盤 1式



e. 試験結果

試験前及び加振試験後に外観点検を実施し異常のないことを確認した。また、試験後の動作確認においても試験装置上に設置している操作盤より操作を実施し異常なく開閉装置が動作する事を確認した。

f. 実証試験用入力地震動による動的機能維持の評価

(1) 実証試験用入力地震動による基準地震動 S_s の包絡性について

基準地震動 S_s に対する開閉装置の振動試験に用いた実証試験用入力地震動との包絡性について、以下のとおり基準地震動 S_s を包絡していることを確認した。

図 15 に防潮扉 1 の実証試験用入力地震動と基準地震動 S_s の加速度応答スペクトル，図 16 に防潮扉 2 の実証試験用入力地震動と基準地震動 S_s の加速度応答スペクトルを示す。

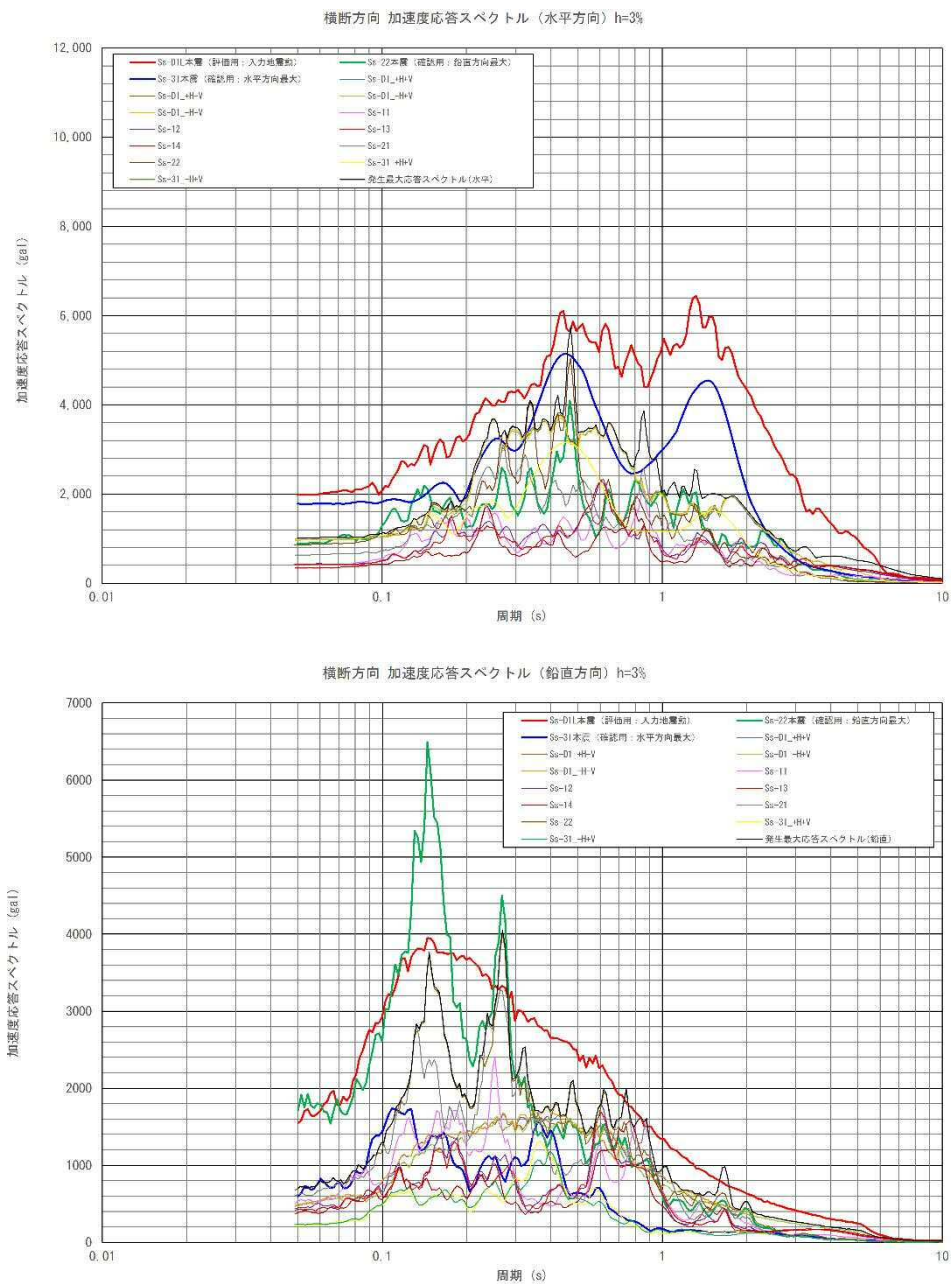


図 15 防潮扉 1 の実証試験用入力地震動と基準地震動 S_s の加速度応答スペクトル

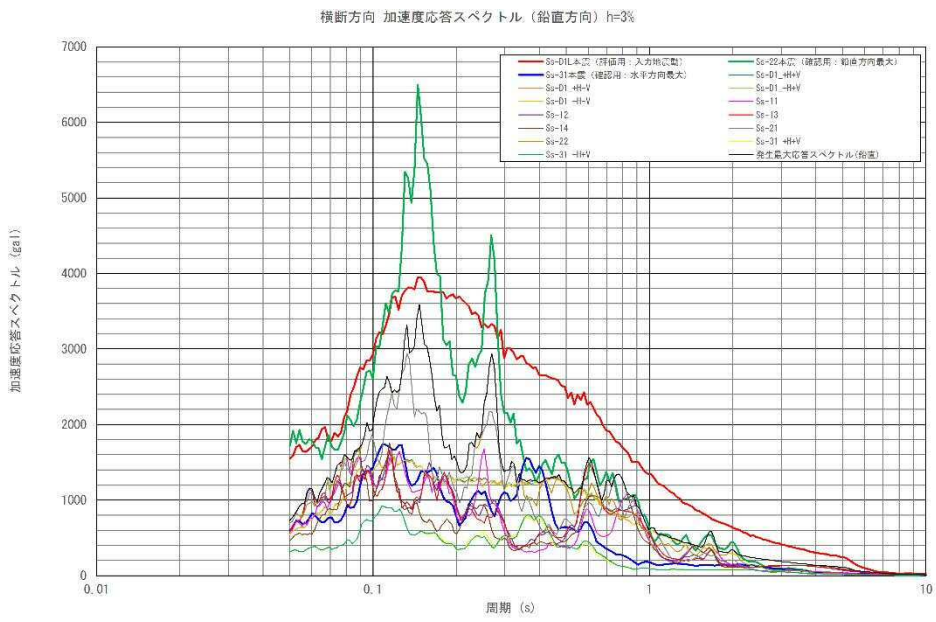
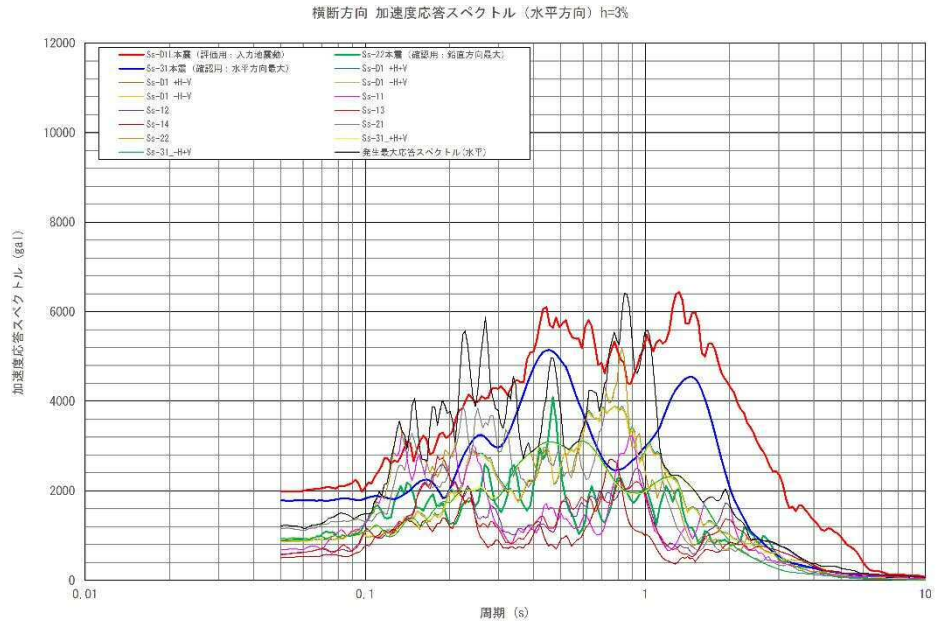
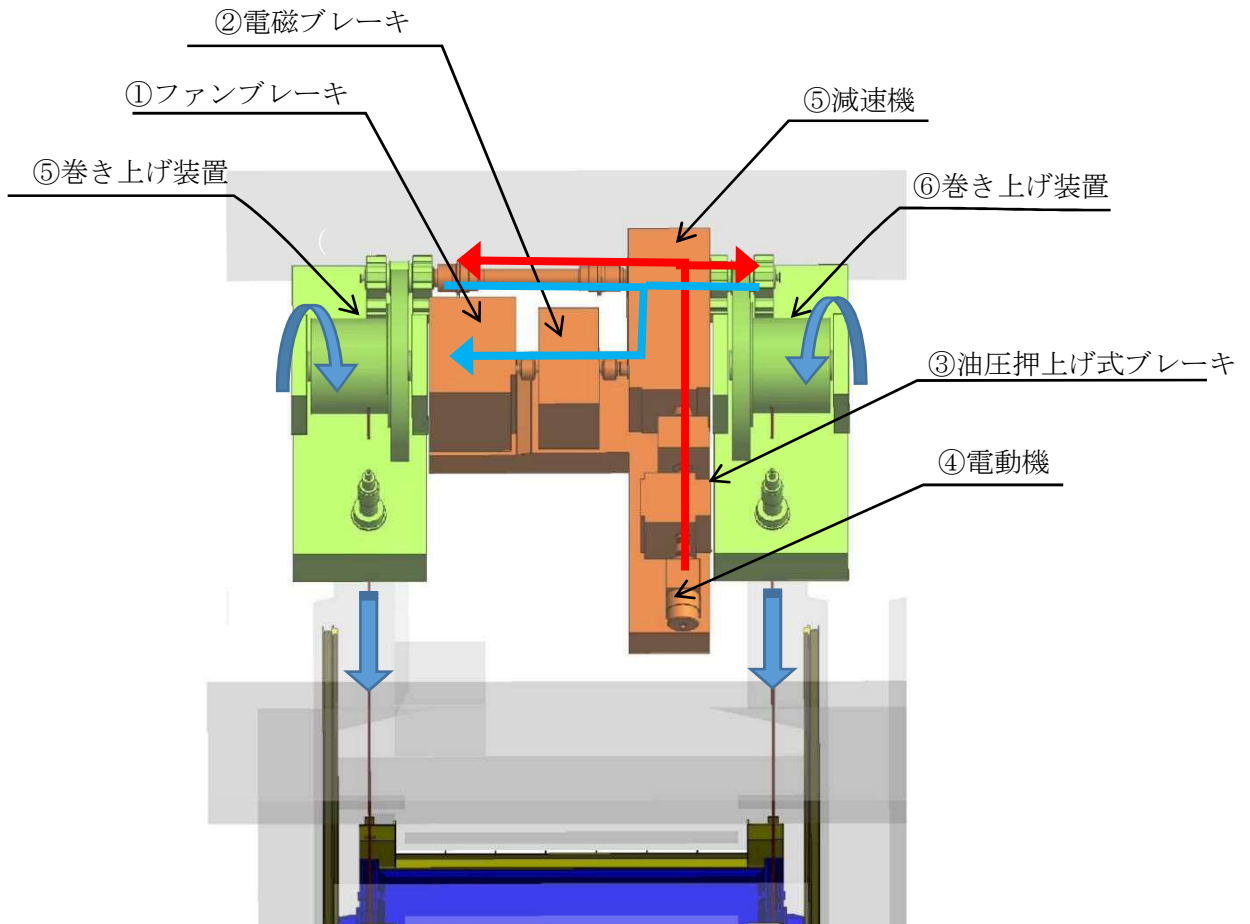


図 16 防潮扉 2 の実証試験用入力地震動と基準地震動 S_s の加速度応答スペクトル

(2) 開閉装置の固有周期

防潮扉の開閉装置設備の固有周期は図 17 に示す。

開閉装置の構成する設備は剛構造（20Hz 以上）で設計されている。



主要設備の固有周期

部位	①ファンブレーキ	②電磁ブレーキ	③油圧押し上げブレーキ	④電動機	⑤減速機	⑥巻き上げ装置
固有周期 (Hz)	41.9	23.3	23.4	66.7	23.4	30.3

図 17 防潮扉の開閉装置設備の固有周期

(3) 振動試験における振動台への入力波形と各設備の固有周期

振動台への入力波形と各設備の固有周期を示す。各設備の固有周期が存在する領域において入力波形は基準地震動 S_s を包絡しており、振動試験における動的機能は維持できていると評価する。防潮堤 1 と防潮扉 2 の加速度応答スペクトルを図 18、図 19 に示す。

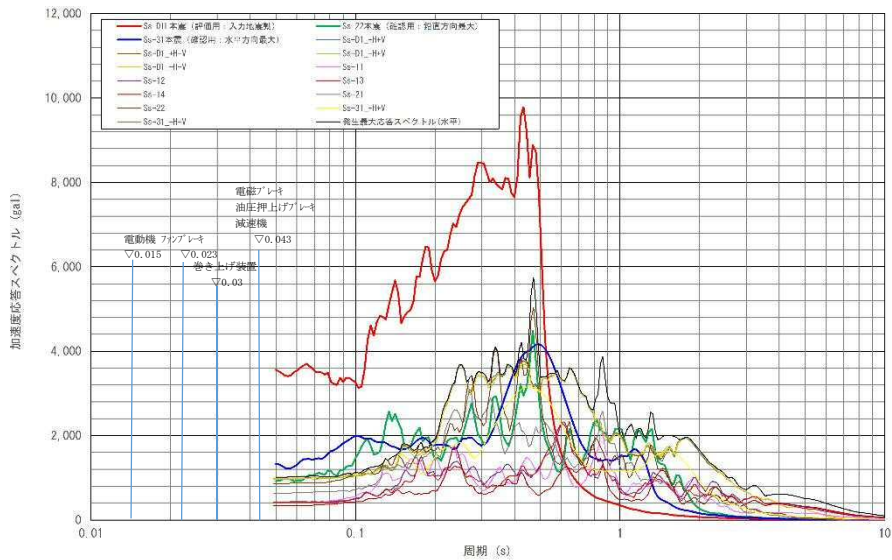


図 18 (1/2) 横断方向 加速度応答スペクトル (水平方向)
 < 防潮扉 1 >

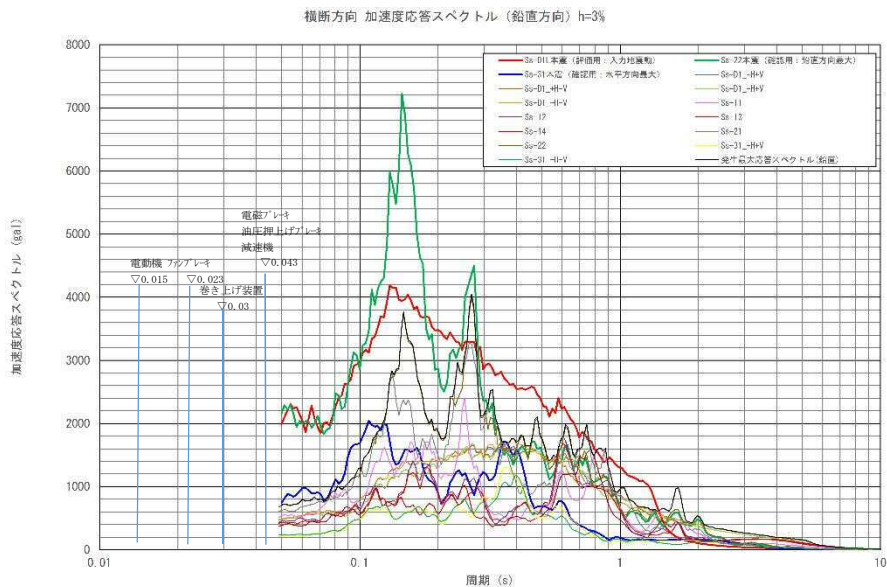


図 18 (2/2) 横断方向 加速度応答スペクトル (鉛直方向)
 < 防潮扉 1 >

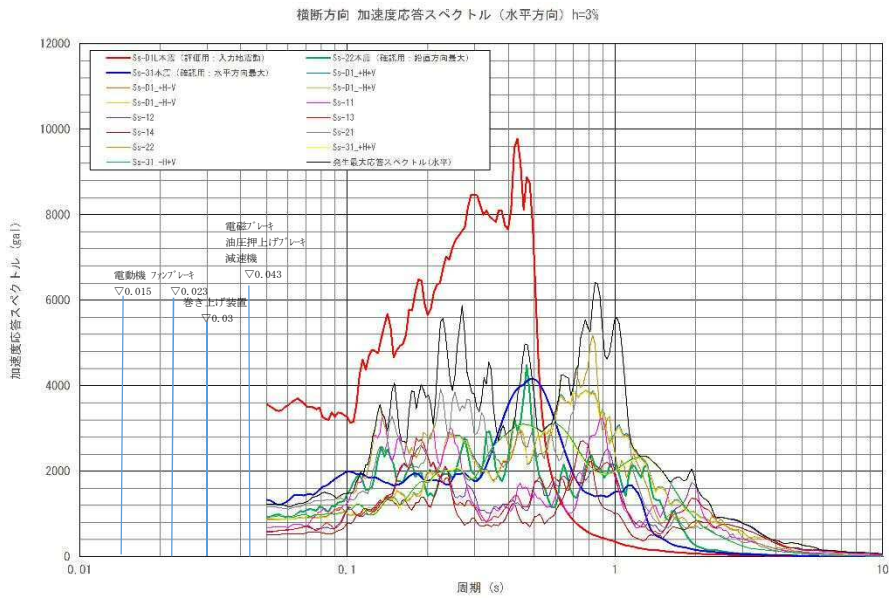


図 19 (1/2) 縦断方向 加速度応答スペクトル (水平方向)
 <防潮扉 2 >

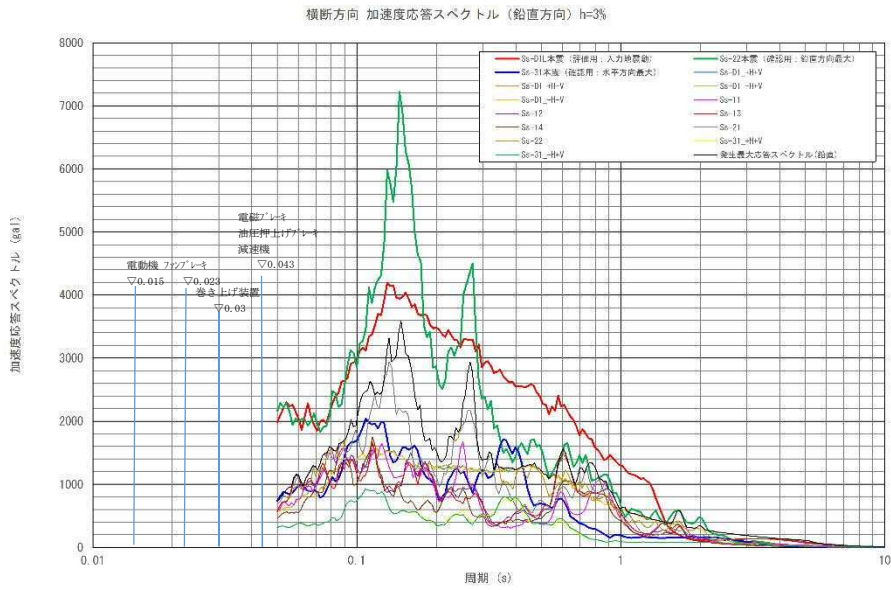


図 19 (2/2) 縦断方向 加速度応答スペクトル (鉛直方向)
 <防潮扉 2 >

(4)機能維持評価

防潮扉 1, 2 の閉止機能維持評価について、表 10 に示す。

なお、評価用加速度は「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に基づき設定する。

防潮扉は地震時止水機能維持を加振試験により確認しているため、「V-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき、加振試験により確認した加速度を適用する。

防潮扉 1, 2 の機能確認済加速度には、加振試験により止水機能の健全性を確認した振動台の最大加速度を適用する。

表 10 基準地震動 S_s による駆動装置の評価結果

(単位： $\times 9.8\text{m/s}^2$)

部 位	機能確認済加速度との比較			
	水平加速度		鉛直加速度	
	応答加速度	機能確認済 加速度	応答加速度	機能確認済加 速度
駆動装置 (防潮扉 1)	1.02	2.2	0.37	1.6
駆動装置 (防潮扉 2)	1.19		0.58	

4. 防潮扉の耐震計算方法について

(1) 開閉状態による評価の考え方について

防潮扉の開閉に伴う運用は、前項のとおり実施する。そのため、耐震計算書においては荷重条件が最も保守的かつ機能要求の高い「閉状態」にて計算を行う。また、「開状態」については、万一の事を考慮し設計確認を行う。

工事計画認可申請書の計算書の場合において、「閉状態」にて実施している理由を示す。

防潮扉の「開状態」と「閉状態」では、機能要求に伴う評価部位が異なることから、工事計画認可申請書上の耐震計算書の対象は、特に機能要求が高い止水性と開閉機能の要求のある「閉状態」の評価を行う。表4に防潮扉の開閉状態における荷重条件、表5に防潮扉の耐震評価における機能要求と評価部位について示す。

表4 防潮扉の開閉状態における主な荷重条件

		地震荷重	津波荷重	備考
強度	開状態	—	—	
	閉状態	○余震	○	評価条件
耐震	開状態	○	—	
	閉状態	○		評価条件

表5 耐震評価における機能要求と評価部位

ゲート状態	荷重の組合せ*1	機能要求	評価部位	評価
開状態	$G + K_s + P_s + W_k$	・耐震強度	①ガイドレール、ガイドローラ 軸、ブラケット ②ワイヤー	設計確認
閉状態	$G + K_s + P_s + W_k$	・耐震強度 ・止水機能 ・開閉機能	①扉体 (スキンプレート、主桁、縦補助桁、端桁) ②支圧板 ③小扉 ④戸当り ⑤駆動装置	強度計算書

*1：Gは固定荷重、 K_s は地震荷重、 P_s は積雪荷重、 W_k は風荷重を示す。

耐震評価における防潮扉の「開状態」での評価部位及び評価応力は、図 10 のとおり。

評価部位	材 料	評価応力
ガイドレール※	SS400、 (SUS304)	曲げ, せん断, コンクリートせん断
ガイドローラ・軸・ブラケット	SUS304、 SM490A	曲げ, せん断
ワイヤー	6×WS (36) B 種メッキ	引張り
軸	SUS304	曲げ, せん断

※ガイドレールのコンクリート部についても評価する。



図 10 「開状態」における評価部位の設計確認範囲

耐震評価における防潮扉の「閉状態」での評価部位及び評価内容は、図 11 のとおり。

評価部位	材 料	評価応力
スキンプレート	SM490	曲げ
主桁		曲げ, せん断
縦補助桁		曲げ, せん断
端桁		圧縮
支圧板	SUS304	支圧
小扉	SM490	曲げ
戸当り※		曲げ, せん断

※戸当りのコンクリート部についても評価する。

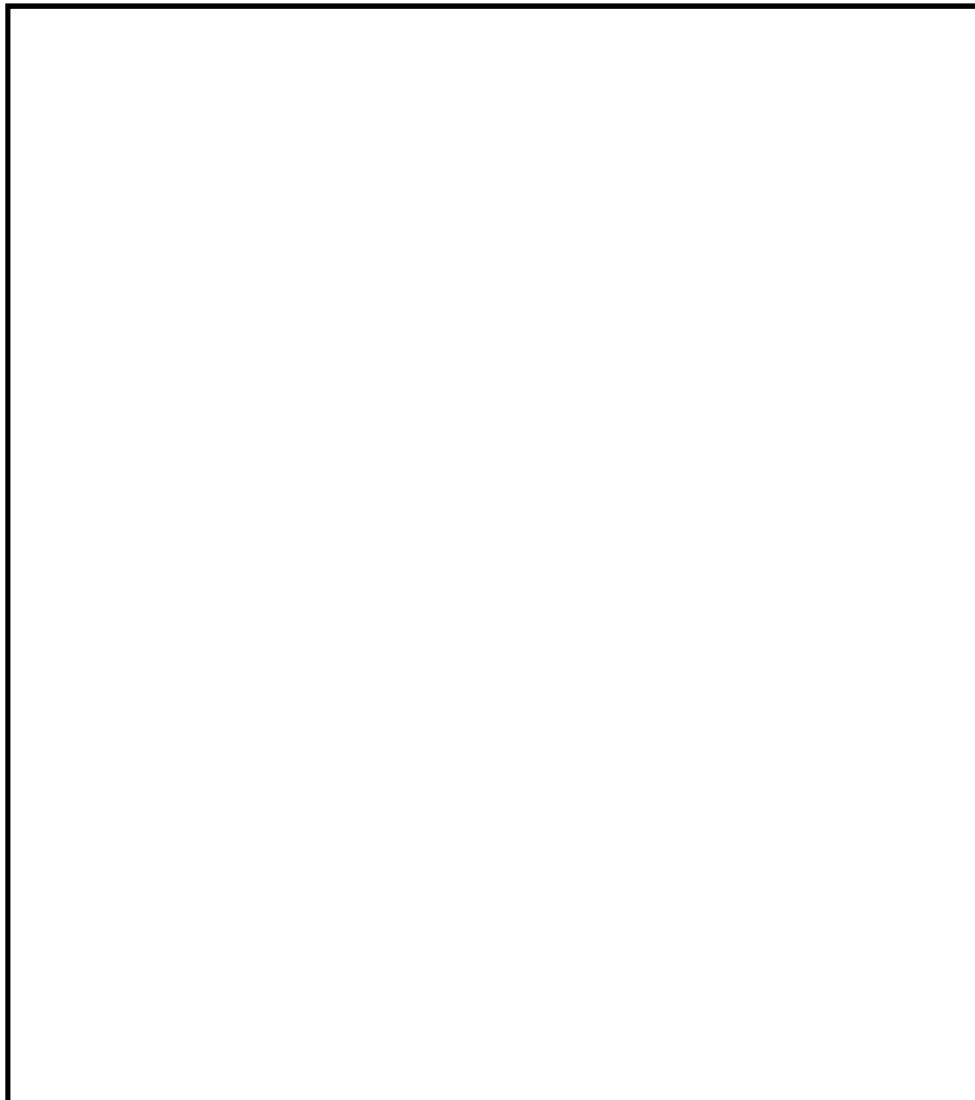


図 11 「閉状態」における評価部位の工事認可申請範囲

(2) 耐震・強度評価方法について

防潮扉 1, 2 についての考え方を以下に記す。

a. 基本的な考え方

地震時、津波時及び重畳時において発生する荷重（衝突荷重を除く）の考慮すべき荷重について、単位面積当たりの荷重を求め、それぞれの評価部位に対する面積を乗ずることで荷重を設定する。

なお衝突荷重においては、単位面積当たりの荷重を求めず、添付書類「V-3-別添 3-2-1-4 防潮扉の強度計算書」に示す衝突荷重を考慮する。

b. 主桁にかかる扉体自重による荷重 (W_1)

主桁を支点とした梁としてモデル化し、その支点に係る荷重にて計算する。荷重の分布について、津波時においては、津波の荷重を考慮することから、長さ按比例し荷重が上がる分布荷重とする。地震時においては、荷重の大きさが距離に比例せず同等な荷重を受けることから、等分布荷重とする。荷重の分布及び梁モデル図について、津波時については図 12 及び図 13 に、地震時においては図 14 及び図 15 に示す。

本書類では参考に No2 の桁を示す。

<津波時>

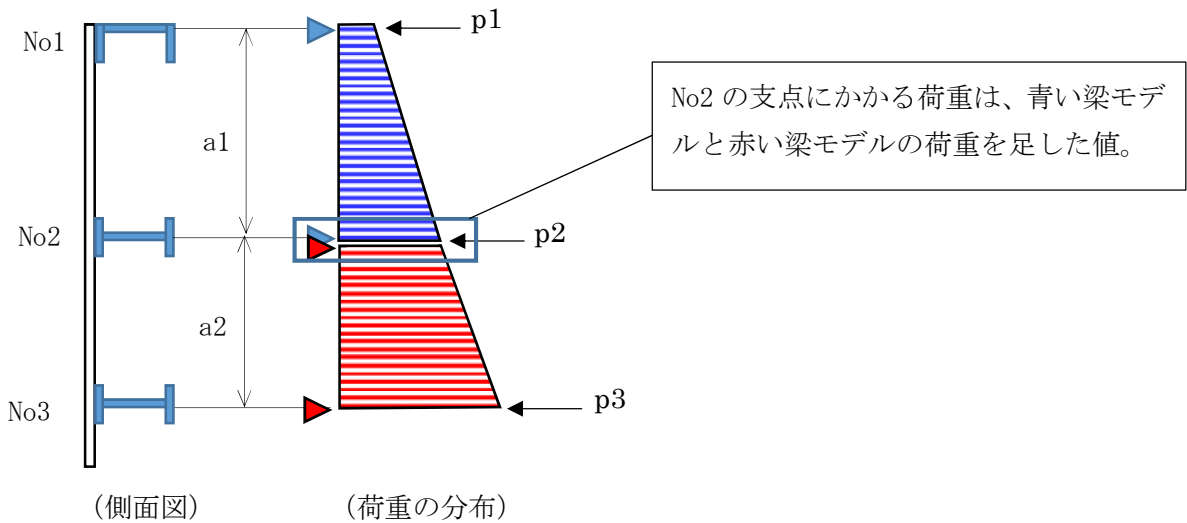


図 12 主桁にかかる荷重の分布図

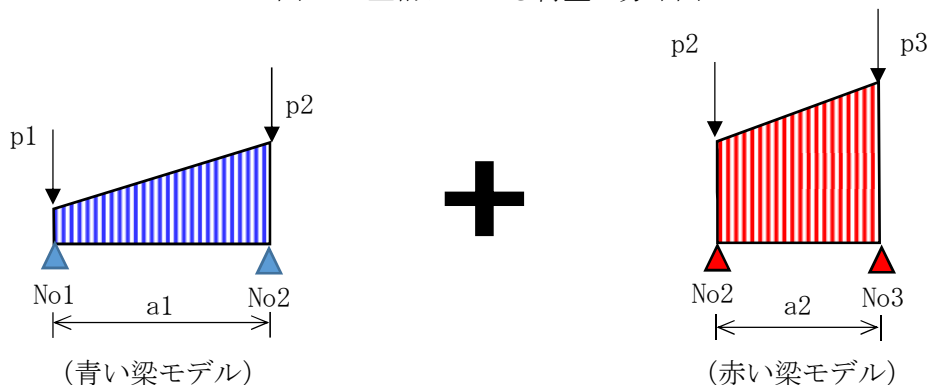


図 13 荷重の梁モデル図

No2 支点にかかる青い梁モデル	No2 支点にかかる赤い梁モデル
$W_1 = \frac{(p_1 + 2 \times p_2) \times a_1}{6}$	$\frac{(2 \times p_2 + p_3) \times a_2}{6}$

ここに、
 W_1 : 主桁にかかる荷重 (kN/m)
 p_1 : No1 にかかる単位面積当たりの荷重 (kN/m²)
 p_2 : No2 にかかる単位面積当たりの荷重 (kN/m²)
 p_3 : No3 にかかる単位面積当たりの荷重 (kN/m²)
 a_1 : No1 から No2 までの距離 (m)
 a_2 : No2 から No3 までの距離 (m)

<地震時>

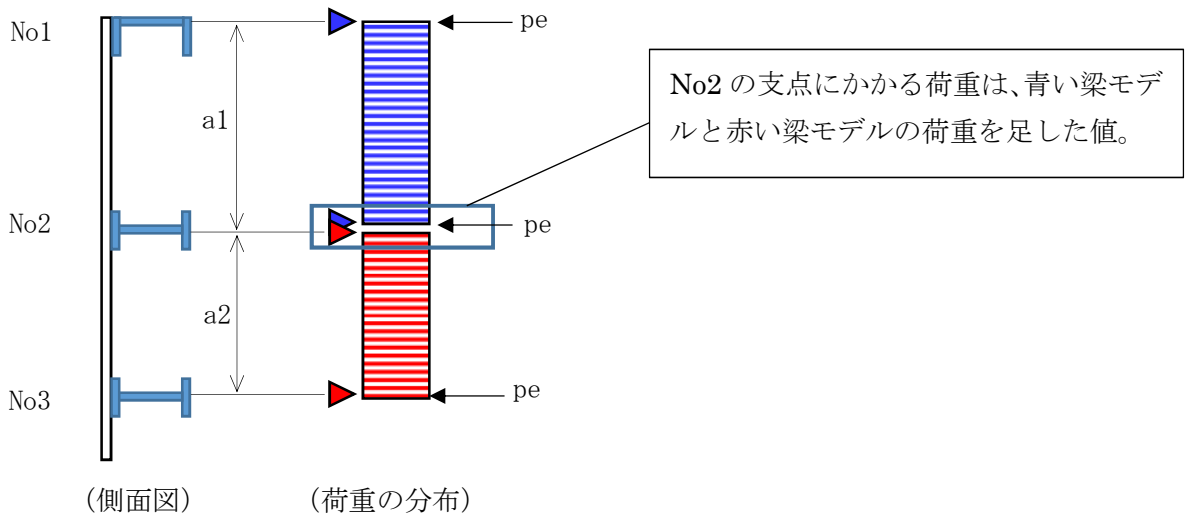


図 14 主桁にかかる荷重の分布図

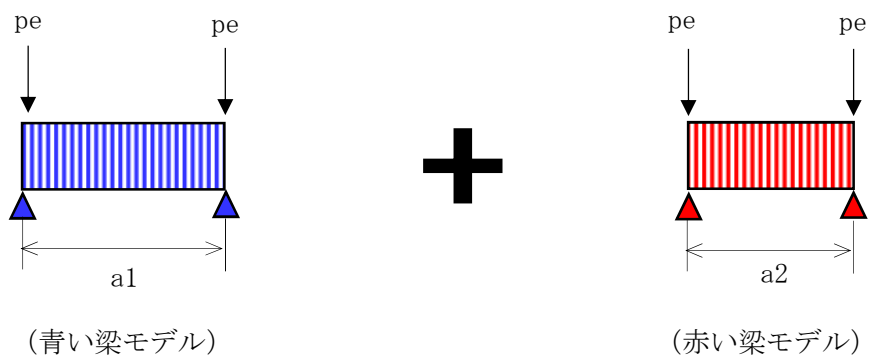


図 15 荷重の梁モデル図

No2 支点にかかる青い梁モデル

No2 支点にかかる赤い梁モデル

$$W_1 = \frac{p_e \times a_1}{2} + \frac{p_e \times a_2}{2}$$

ここに、

W_1 : 主桁にかかる荷重 (kN/m)

p_e : 単位面積当たりの荷重 (kN/m²)

a_1 : No 1 から No 2 までの距離 (m)

a_2 : No 2 から No 3 までの距離 (m)

c. 端桁にかかる主桁反力 (R_1)

主桁にかかるせん断力が端桁にかかることから、主桁にかかるせん断力にて計算を行う。図 16 に端桁にかかる主桁反力図を示す。

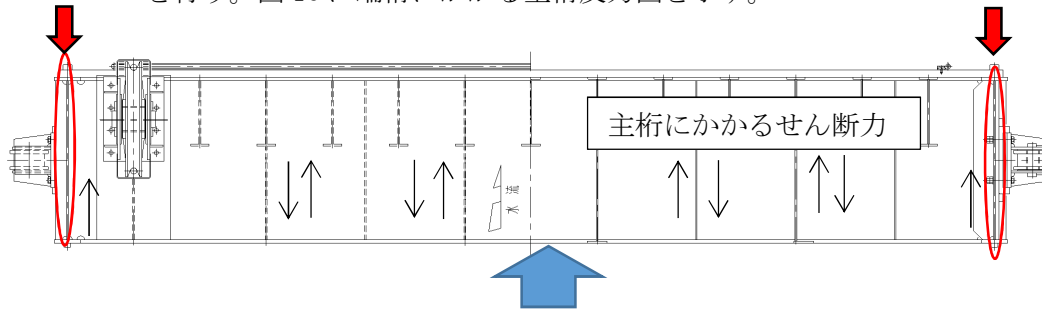


図 16 端桁にかかる主桁反力図

d. 支圧板の計算に用いる計算荷重の常時換算値 (P_3)

扉体全体に荷重が支圧板にかかるものとし、荷重を求める。なお、構造上支圧板は両端にあることから、1つの支圧板にかかる荷重は、扉体に受ける荷重の半分とする。支圧板にかかる荷重範囲図を図17に示す。

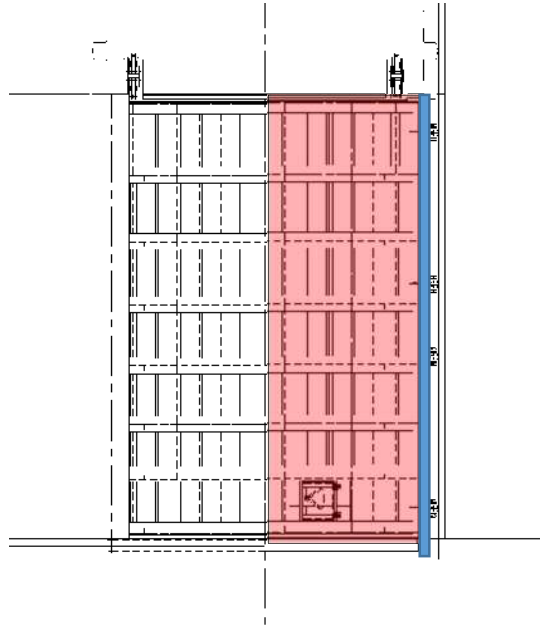


図17 支圧板にかかる荷重範囲図

$$P_3 = \left(\frac{pe \cdot B \cdot Lh}{2} + Pc \right) / \gamma$$

ここに、

P_3 : 支圧板にかかる計算荷重

pe : 単位面積当たりの荷重 (kN/m^2)

B : 扉体幅 (m)

Lh : 支圧板計算高さ (m)

Pc : 衝突荷重 (kN)

γ : 許容応力補正係数 (1.5)

e. 小扉にかかる荷重 (W_2)

「b. 主桁にかかる扉体自重による荷重」と同様に、主桁を支点とした梁としてモデル化し、その支点到係る荷重にて計算する。荷重の分布について、津波時には、津波の荷重を考慮することから、長さ按比例し荷重が上がる分布荷重とする。地震時には、荷重の大きさが距離に比例せず同等な荷重を受けることから、等分布荷重とする。

f. その他の荷重 (P_1, P_2, P_4, p_d)

評価部位に対する単位面積当たりの荷重にて計算を行う。

6.5.1 防潮扉 2 基礎の設計に関する補足説明
6.5.1.1 防潮扉 2 基礎の耐震計算書に関する補足説明

目次

1. 概要	3
2. 基本方針	4
2.1 位置	4
2.2 構造概要	5
2.3 評価方針	8
2.4 適用規格	12
3. 地震応答解析	14
3.1 評価対象断面	14
3.2 解析方法	16
3.2.1 地震応答解析手法	16
3.2.2 構造部材	17
3.2.3 地盤	17
3.2.4 減衰特性	17
3.3 荷重及び荷重の組合せ	18
3.3.1 耐震安全性評価上考慮する状態	18
3.3.2 荷重	18
3.3.3 荷重の組合せ	19
3.4 入力地震動	21
3.5 解析モデル及び諸元	50
3.5.1 解析モデル	50
3.5.2 使用材料及び材料の物性値	66
3.5.3 地盤の物性値	67
3.5.4 地下水位	69
3.6 解析ケース	70
3.6.1 耐震評価における検討ケース	70
3.6.2 機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース	72
4. 耐震評価	73
4.1 評価対象部位	73
4.2 解析方法	74
4.3 荷重及び荷重の組合せ	74
4.3.1 耐震安全性評価上考慮する状態	74
4.3.2 荷重	74
4.3.3 荷重の組合せ	75
4.4 許容限界	77

4.5	解析モデル及び諸元	82
4.6	評価方法	82
5.	耐震評価結果	84
5.1	地震応答解析結果	84
5.2	耐震評価結果	181
5.3	まとめ	206

1. 概要

本資料は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、防潮扉2を間接支持する防潮扉2基礎が設計用地震力にして十分な構造健全性及び止水性を有していることを確認するものである。

防潮扉2基礎に要求される機能の維持を確認するに当たっては、有効応力解析に基づく構造部材の健全性評価、構造物の支持性能評価及び構造物の変形性評価により行う。

なお、防潮扉1における鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価は、V-2-10-2-2-2-1「防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）の耐震性についての計算書」に示す。

2. 基本方針

2.1 位置

防潮扉の設置位置図を図 2.1-1 に示す。

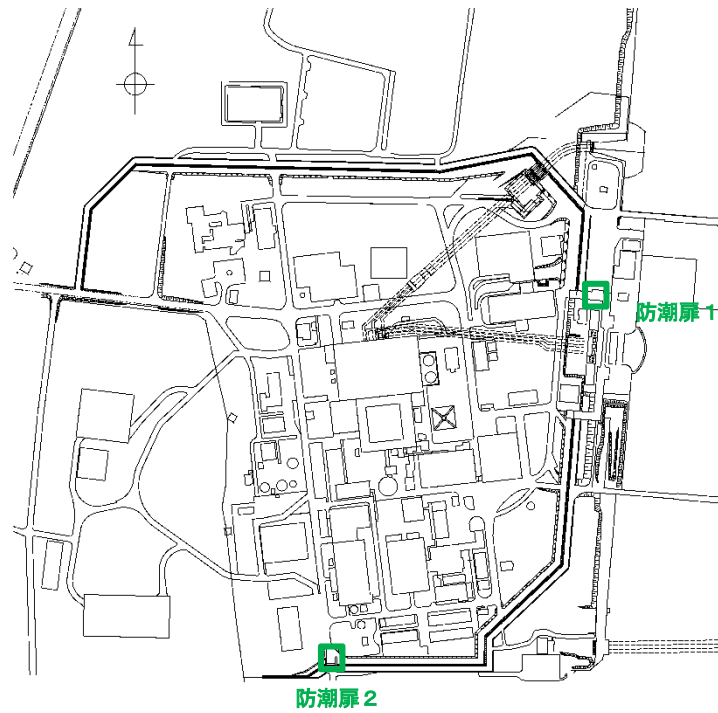
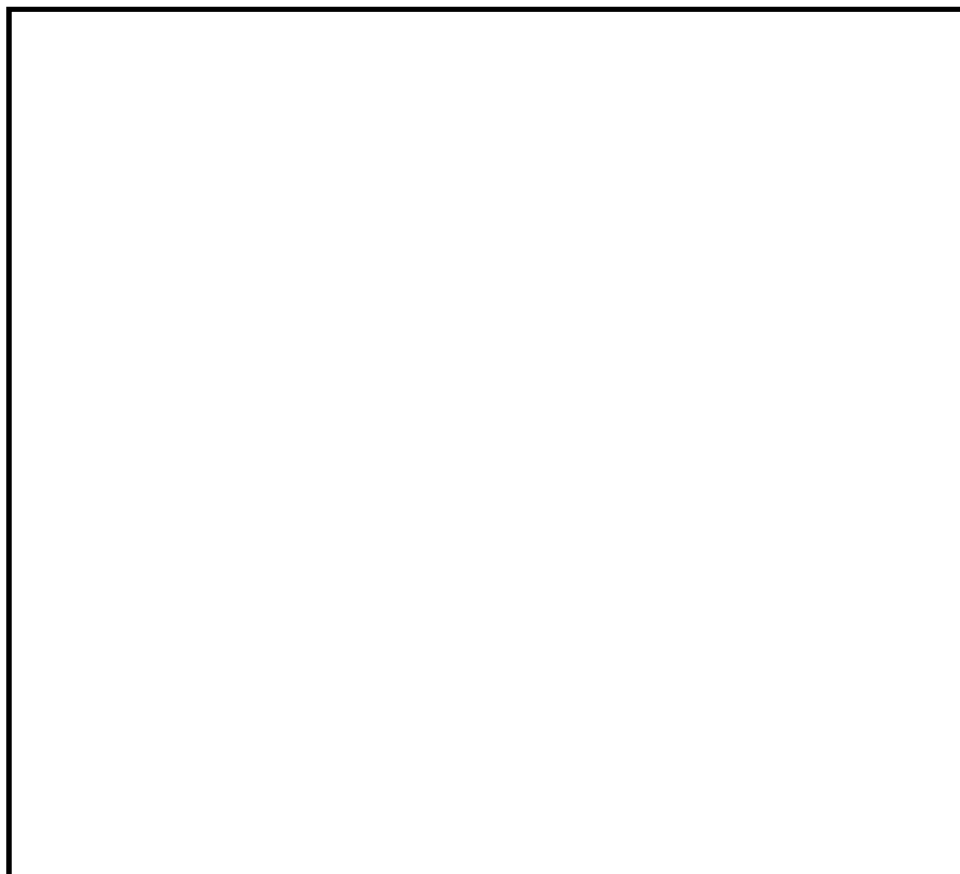


図 2.1-1 防潮扉の設置位置図

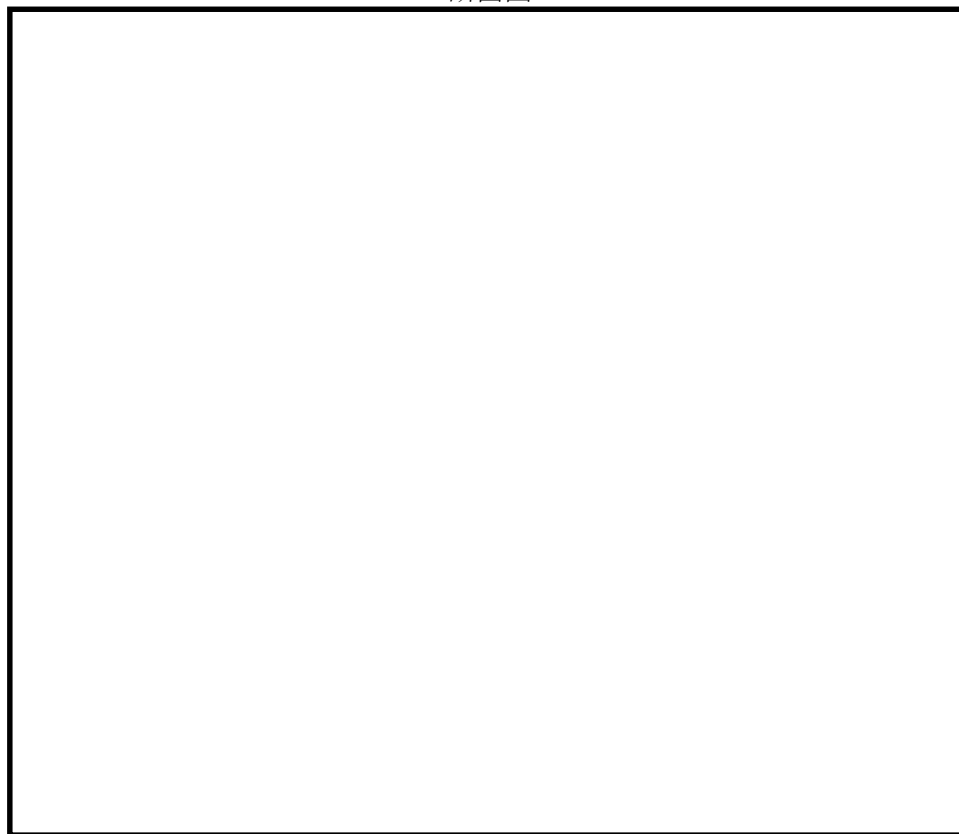
2.2 構造概要

防潮扉2基礎は、鉄筋コンクリート防潮壁で構成され、隣接する鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁との境界部に止水ジョイント部材を設置する。鉄筋コンクリート防潮壁は、鋼管杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。鉄筋コンクリート防潮壁と鋼管杭基礎は、鉄筋コンクリート製の底版を介して一体構造とする。

防潮扉2基礎の構造図を図2.2-1に示す。



断面图



正面图

图 2.2-1 防潮屏 2 基础 构造图

地震時の荷重伝達の概念図を図 2.2-2 に示す。地震時には、地震時慣性力と地盤の変位が生じる。地震時慣性力により上部構造が変形し、上部構造の変形により鋼管杭に変形が生じる。地盤の変位及び上部構造からの変形により鋼管杭が変形し、鋼管杭に曲げモーメント及びせん断力が生じる。

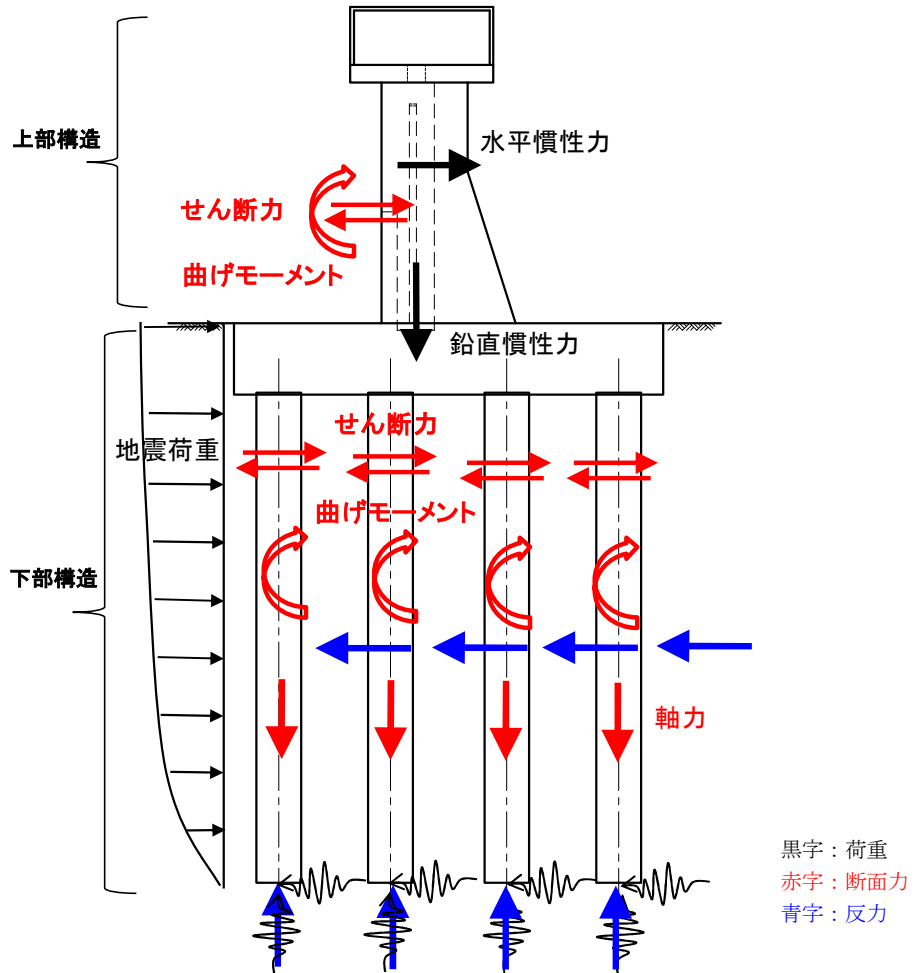


図 2.2-2 荷重伝達の概念図

2.3 評価方針

防潮扉2基礎の耐震設計における要求性能と設計評価方針を表2.3-1に示す。

防潮扉2基礎の地震応答解析においては、地震時の地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定する。

津波防護施設への地盤変位に対する保守的な配慮として、地盤を強制的に液状化させることを仮定した影響を考慮する。その際は、原地盤よりも十分に小さい液状化強度特性（敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性）を仮定する。

津波防護施設及び機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として、地盤の非液状化の影響を考慮する。その際は、原地盤において非液状化の条件を仮定した解析を実施する。

防潮扉2基礎の耐震評価は、設計基準対象施設として表2.3-2の防潮扉2基礎の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価を行う。

構造部材の健全性評価については、部材に発生する応力が許容限界以下であることを確認する。基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に作用する発生応力が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。構造物の変形性評価については、止水ジョイント部材の変形量を算定し、試験により確認した許容限界以下であることを確認する。なお、止水ジョイント部における相対変位量の算出方法及び鋼製アンカーに対する照査結果は、「6.12 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示し、本資料においては止水ジョイント部における相対変位量の結果を示す。鋼製防護部材に対する照査結果は、「6.13 止水ジョイント部材の漂流物対策に関する補足説明」に示す。

防潮扉2基礎の耐震評価フローを図2.3-2に示す。

赤字：荷重条件

緑字：要求機能

青字：対応方針

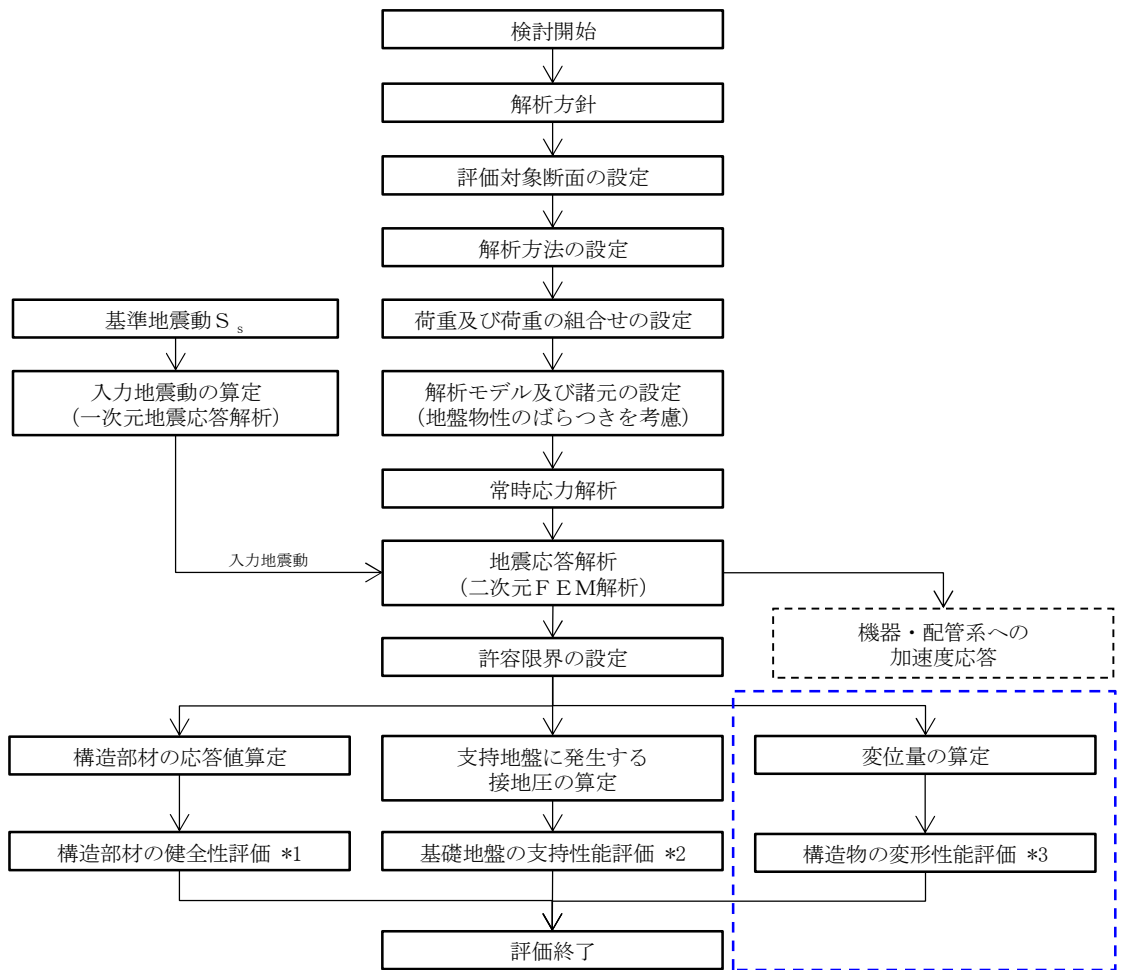
表 2.3-1 防潮扉 2 基礎の耐震設計における要求性能と設計評価方針

資料	その他発電用原子炉の付属設備（浸水防護施設）	資料V-2-1 耐震設計の基本方針		資料V-2-10-2-2-2 防潮扉の耐震性についての計算書							
		資料 機能維持の基本方針		構造強度設計			損傷モード		設計に用いる許容限界		
		要求機能	機能設計	性能目標	評価方針	評価対象部位	応力等の状態	限界状態			
防潮扉 2 基礎	<p>・防潮扉は、基準地震動 S_s に対して、防潮扉の要求される機能を損なうおそれがない設計とする。</p> <p>・防潮扉は、構造全体として変形能力及び安定性について十分な余裕を有するとともに、防潮扉に要求される機能が保持できるものとする。</p> <p>・基準地震動 S_s による地震力は、水平 2 方向及び鉛直方向について適切に組み合わせて算定するものとする。</p>	<p>・防潮扉は、基準地震動 S_s に対し、防潮扉が要求される機能を損なうおそれがないよう、構造物全体としての変形能力（終局耐力時の変形）に対し、十分な構造強度を有した構造であることが要求される。</p>	<p>・防潮扉は、基準地震動 S_s による地震時荷重、積載物、風及び積雪を考慮した荷重に対し、鋼材で構成し、扉体は戸当り及び支柱板を介してコンクリート躯体部に固定する構造とし、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を維持する設計とする。</p>	<p>・防潮扉は、基準地震動 S_s による地震時荷重、積載物、風及び積雪を考慮した荷重に対し、鋼材で構成し、扉体は戸当り及び支柱板を介してコンクリート躯体部に固定する構造とし、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし、構造体の境界部には、止水ジョイント部材を設置し、有意な漏えいを生じない設計とする。</p>	<p>・基準地震動 S_s による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、扉体として鋼製のスキムプレート、主桁、縦補助桁及び端桁が、支承部として戸当り及び躯体の鉄筋コンクリート部がおおむね弾性状態にとどまることを確認する。また、躯体として鉄筋コンクリート及び鋼管杭がおおむね弾性状態にとどまることを確認する。</p>	下部工	基礎地盤	支持力	支持機能を喪失する状態	「道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV 下部構造編)」を踏まえ、妥当な安全余裕を考慮した極限支持力以下とする。	
							鋼管杭	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV 下部構造編)」を踏まえた短期許容応力度以下とする。	
						上部工	扉体	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「ダム・堰施設技術基準(案) (基礎解説編・マニュアル編) ((社)ダム・堰施設技術協会, 平成 25 年 6 月)」に基づき、短期許容応力度以下とする。	
							戸当り	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「ダム・堰施設技術基準(案) (基礎解説編・マニュアル編) ((社)ダム・堰施設技術協会, 平成 25 年 6 月)」に基づき、短期許容応力度以下とする。	
							鉄筋コンクリート	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説(I 共通編・V 耐震設計編)」を踏まえた短期許容応力度以下とする。(コンクリート標準示方書【構造性能照査編】でも確認。)	
							止水ジョイント部	止水ジョイント部材	変形、引張り	有意な漏えいに至る変形、引張り	メーカー規格及び基準並びに必要な応じて実施する性能試験を参考に定める許容変形量及び許容引張り力以下とする。
								鋼製アンカー	引張り、せん断、引抜き	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「各種合成構造設計指針・同解説」を踏まえた短期許容応力度以下とする。
								鋼製防護部材	曲げ、引張り、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説(I 共通編・II 鋼橋編・IV 下部構造編)」, 「各種合成構造設計指針・同解説」及び「津波漂流物対策施設設計ガイドライン(案)」を踏まえた短期許容応力度以下とする。

表 2.3-2 防潮扉 2 基礎の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	鋼管杭	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鉄筋コンクリート	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製アンカー	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製防護部材	鋼材	発生応力が許容限界以下であることを確認
	接合ボルト			
ワイヤーロープ				
アンカーボルト				
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生応力が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
有意な漏えいを生じないこと	構造部材の健全性	鋼管杭	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鉄筋コンクリート	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製アンカー	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製防護部材	鋼材	発生応力が許容限界以下であることを確認
	接合ボルト			
ワイヤーロープ				
アンカーボルト				
	構造物の変形性	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

注記 * : 妥当な安全余裕を考慮する。



*止水ジョイント部における相対変位量の算出方法及び鋼製アンカーに対する照査結果は「6.12 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に、鋼製防護部材に対する照査結果は、「6.13 止水ジョイント部材の漂流物対策に関する補足説明」に示す。

- 注記 *1：構造部材の健全性評価を実施することで、表 2.3-2 に示す「構造強度を有すること」及び「有意な漏えいを生じないこと」を満足することを確認する。
- *2：基礎地盤の支持性能評価を実施することで、表 2.3-2 に示す「構造強度を有すること」を満足することを確認する。
- *3：構造物の変形性評価を実施することで、表 2.3-2 に示す「有意な漏えいを生じないこと」を満足することを確認する。

図 2.3-1 防潮扉 2 基礎の耐震評価フロー

2.4 適用規格

適用する規格，基準類を以下に示す。

- ・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会, 2002 年制定)
- ・道路橋示方書 (I 共通編・IV下部構造編) ・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 24 年 3 月)
- ・道路橋示方書 (I 共通編・IV下部構造編) ・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)
- ・道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編) ・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)
- ・各種合成構造設計指針・同解説 (2010 年 11 月)
- ・津波漂流物対策施設設計ガイドライン(案)((財)沿岸技術研究センター, (社)寒地港湾技術研究センター, 平成 21 年)
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説 (平成元年 2 月版 (社) 日本港湾協会)
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会)
- ・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 (2005 年)

表 2.4-1 適用する規格，基準等

項目		適用する規格，基準等	備考	
使用材料および材料定数		・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕(2002年)	—	
荷重及び荷重の組み合わせ		・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕(2002年)	・永久荷重＋偶発荷重＋従 たる変動荷重の適切な組 合せを検討	
許容 限界	コンクリート	・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕(2002年)	・曲げ軸力に対する照査 は，発生応力が，短期許 容応力度以下であることを 確認 ・せん断力に対する照査 は，発生応力または発生 せん断力が，短期許容応 力度または短期許容せん 断応力度以下であることを 確認	
	鉄筋	・道路橋示方書・同解説 IV下 部構造編(平成24年3月)		
	鋼管杭	・道路橋示方書・同解説 IV下 部構造編(平成14年3月)		
	鋼製 防護 部材	鋼製アンカー		・各種合成構造設計指針・同解 説(2010年11月)
		鋼材		・道路橋示方書・同解説 IV下 部構造編(平成14年3月)
		接合ボルト		・道路橋示方書・同解説 II鋼 橋編(平成14年3月)
		ワイヤー ロープ		・津波漂流物対策施設設計ガイ ドライン(案)((財)沿岸技術研 究センター，(社)寒地港湾技 術研究センター，平成21年) ・日本工業規格(JIS G 3549- 2000)
	アンカー ボルト	・各種合成構造設計指針・同解 説(2010年11月)		
地震応答解析		・J E A G 4 6 0 1 -1987 ・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(2005年)	・有限要素法による2次元 モデルを用いた時刻歴非 線形解析	

3. 地震応答解析

3.1 評価対象断面

防潮扉2基礎は横断方向と縦断方向で構造が異なるため、その両方向を評価対象断面方向として選定する。評価断面位置図を図3.1-1に評価対象断面を図3.1-2に示す。

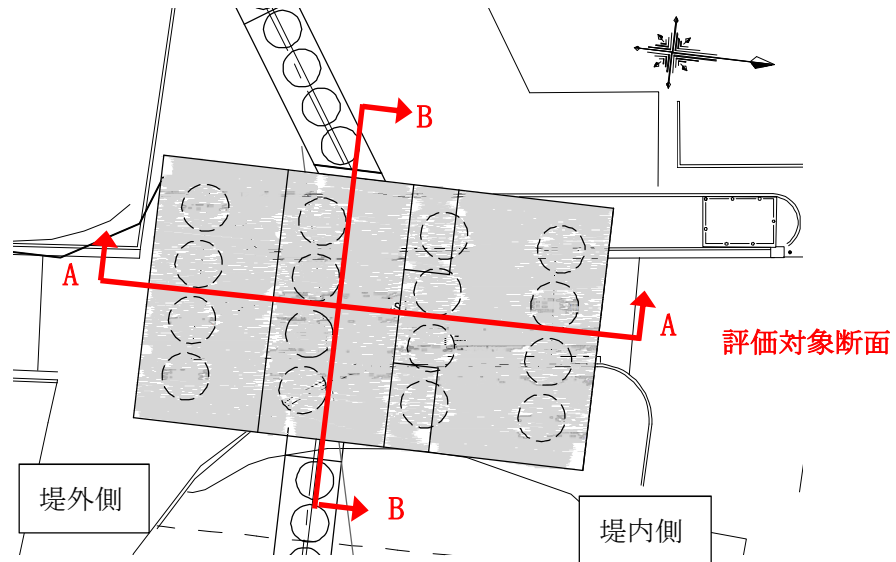


図 3.1-1 評価対象断面位置図

評価対象断面の選定結果を表3.1-1に示す。評価対象断面選定の詳細については、「5.10 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について 5.10.7 防潮扉」に示す。

表 3.1-1 評価対象断面の選定結果

断面	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備	評価断面	選定結果
A-A	・防潮扉2の横断方向断面である。	第四紀層が薄い（岩盤上面標高が高い）。	扉体	○	防潮扉2の横断方向の代表断面として選定する。
B-B	・防潮扉2の縦断方向断面である。	第四紀層が薄い（岩盤上面標高が高い）。	扉体	○	防潮扉2の縦断方向の代表断面として選定する。

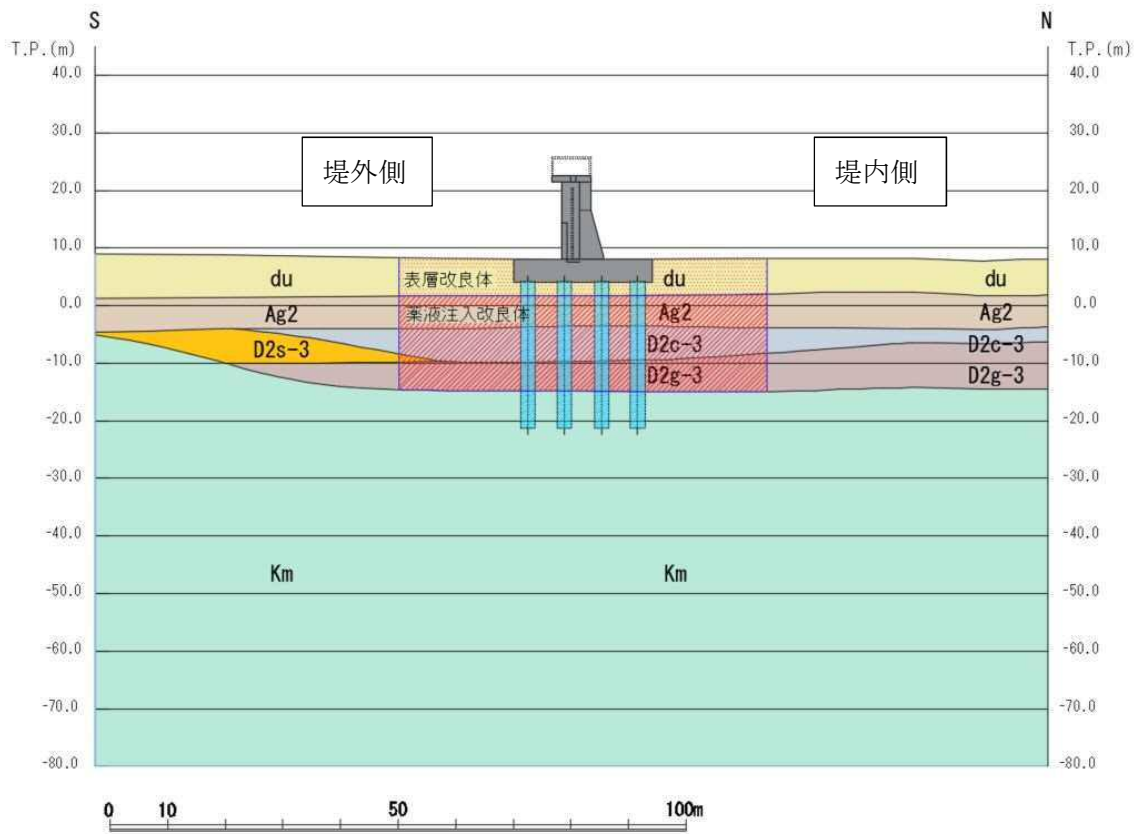


图 3.1-2 (1) 評価対象断面図 (A-A断面)

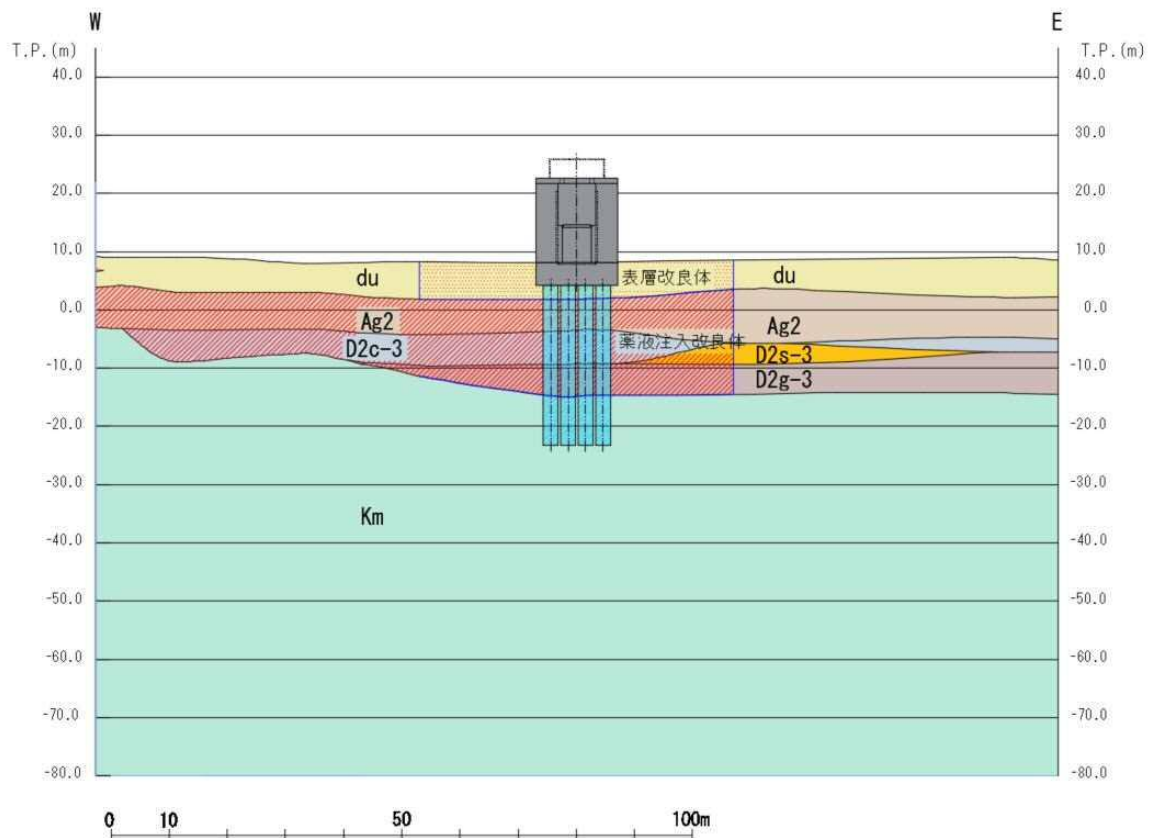


图 3.1-2 (2) 評価対象断面図 (B-B断面)

3.2 解析方法

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

地震応答解析では、地盤の有効応力の変化に応じた地震時挙動を考慮できる有効応力解析手法を用いる。

有効応答解析には、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」（資料番号：付録24）に示す。図3.2-1に防潮扉2基礎の地震応答解析フローを示す。

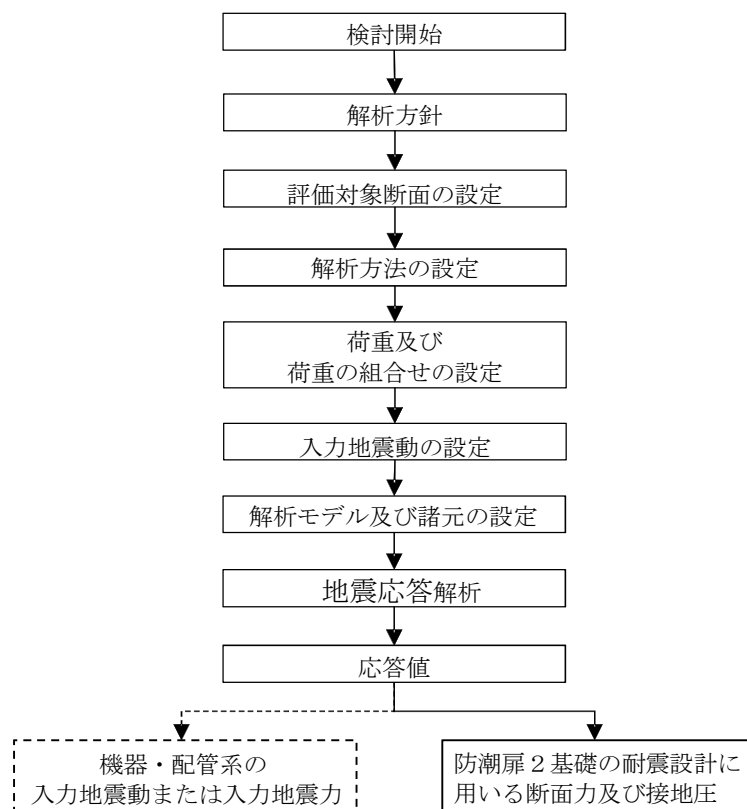


図 3.2-1 防潮扉2基礎の地盤応答解析フロー

3.2.1 地震応答解析手法

防潮扉2基礎の地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元有効応力解析を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。鋼管杭及び鉄筋コンクリート防潮壁は線形梁要素によりモデル化する。地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデル化とする。

地震応答解析手法の選定フローを図3.2.1-1に示す。

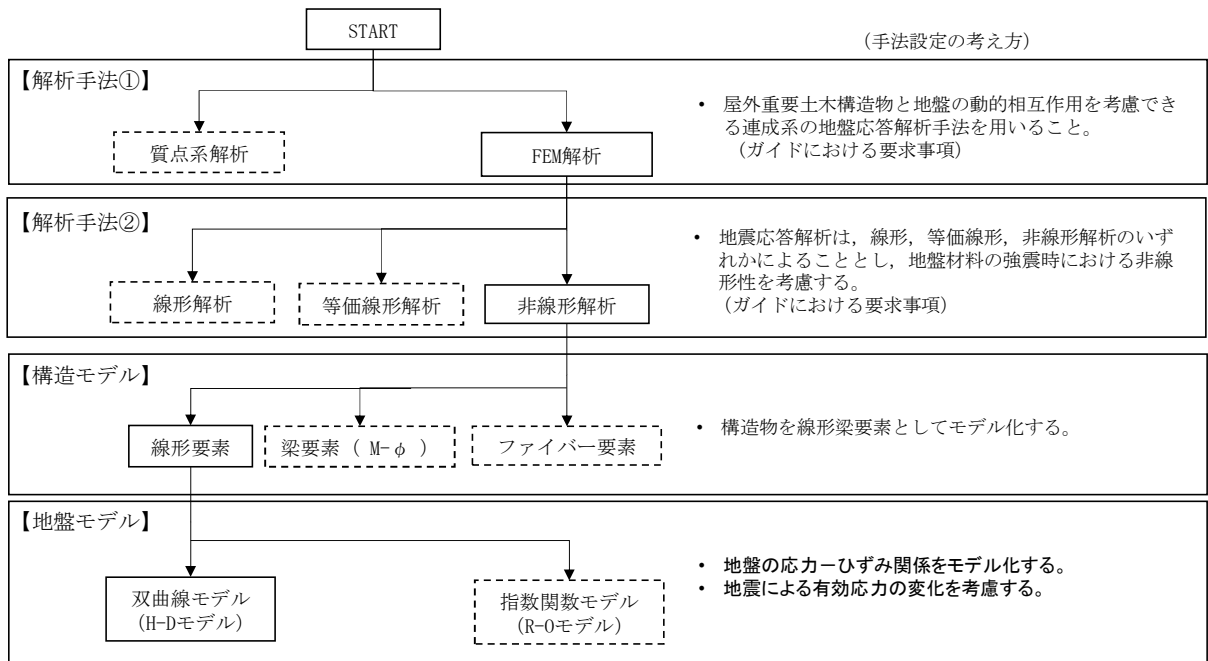


図 3.2.1-1 地震応答解析手法の選定フロー

地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。

一般に、地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと、地盤のせん断応力は上限値に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また、地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって、耐震評価における有効応力解析では、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じたこれら2つの特徴を表現できる双曲線モデル (H-D モデル) を選定する。

3.2.2 構造部材

構造部材は、線形梁要素でモデル化する。

3.2.3 地盤

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

3.2.4 減衰特性

時刻歴非線形解析における減衰特性については、固有値解析にて求められる固有振動数に基づく Rayleigh 減衰を考慮する。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

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

3.3.1 耐震安全性評価上考慮する状態

防潮扉2基礎の地震応答解析において、地震時以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

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

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪及び風荷重を考慮する。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

防潮扉2基礎の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、扉体自重を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

積載荷重として、機器荷重を考慮する。機器荷重の値及び作用高さを表 3.3.2-1 に示す。

表 3.3.2-1 機器荷重

	自重 (kN)	作用高さ (T.P.)
操作建屋荷重	1166.4	+25.625 (建屋中心)
巻上機荷重	188.4	+24.000 (防潮堤天端)
扉体荷重	384.0	+12.525 (扉体重心)
タラップ荷重	5.8	+24.000 (防潮堤天端)

(3) 地震荷重 (K_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

(4) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則 第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$ とし、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は 600 N/m^2 であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である 0.21 kN/m^2 を考慮する。

積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

(5) 風荷重 (P_k)

風荷重として、風速 30 m/s の風圧力を考慮する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3.3-1 及び表 3.3.3-2 に示す。

表 3.3.3-1 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
地震時	$G + P + K_s + P_s + P_k$

G : 固定荷重

P : 積載荷重

K_s : 地震荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

表 3.3.3-2 荷重の組合せ

種別	荷重		算定方法	
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	○	・防潮扉の荷重を考慮する。
		土被り荷重	－	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	－	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧	○	・常時応力解析により設定する。	
	外水圧	○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。	
	内水圧	－	・内水はないため考慮しない。	
	雪荷重	○	・雪荷重を考慮する。	
変動荷重	風荷重以外	－	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。	
	風荷重	○	・風荷重を考慮する。	
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動	○	・基準地震動 S_e による水平及び鉛直同時加振を考慮する。	
	鉛直地震動	○		・躯体、動土圧を考慮する。
	動水圧	－	・自由水はないため動水圧は考慮しない。	

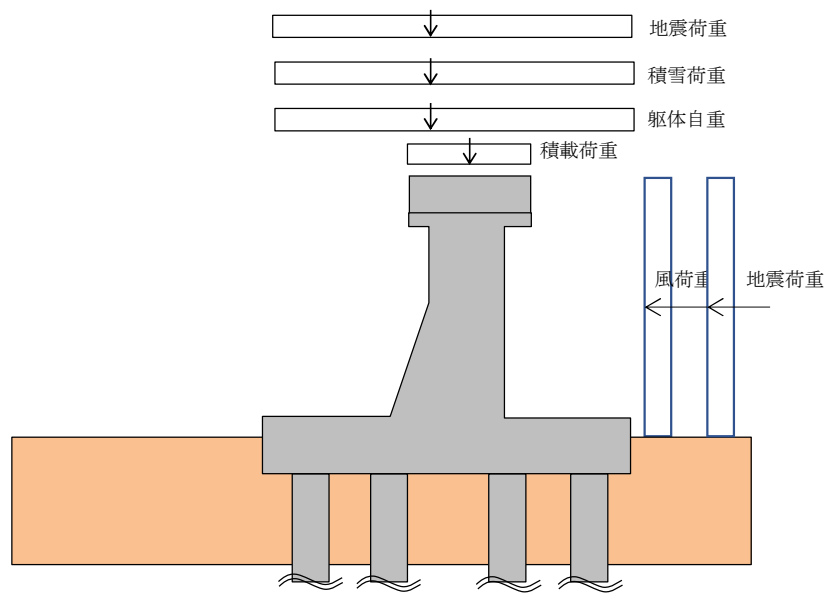


図 3.3.3-1 荷重概念図

3.4 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を1次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動算定の概念図を図3.4-1に、入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図3.4-2に示す。

入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」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、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」（資料番号：付録39）に示す。

なお、基準地震動 S_s のうち断層モデル波については、特定の方向性を有することから、構造物の評価対象断面方向に合わせて方位補正を行う。具体的にはNS方向およびEW方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め、各々を足し合わせることで方位補正した地震動を設定する。

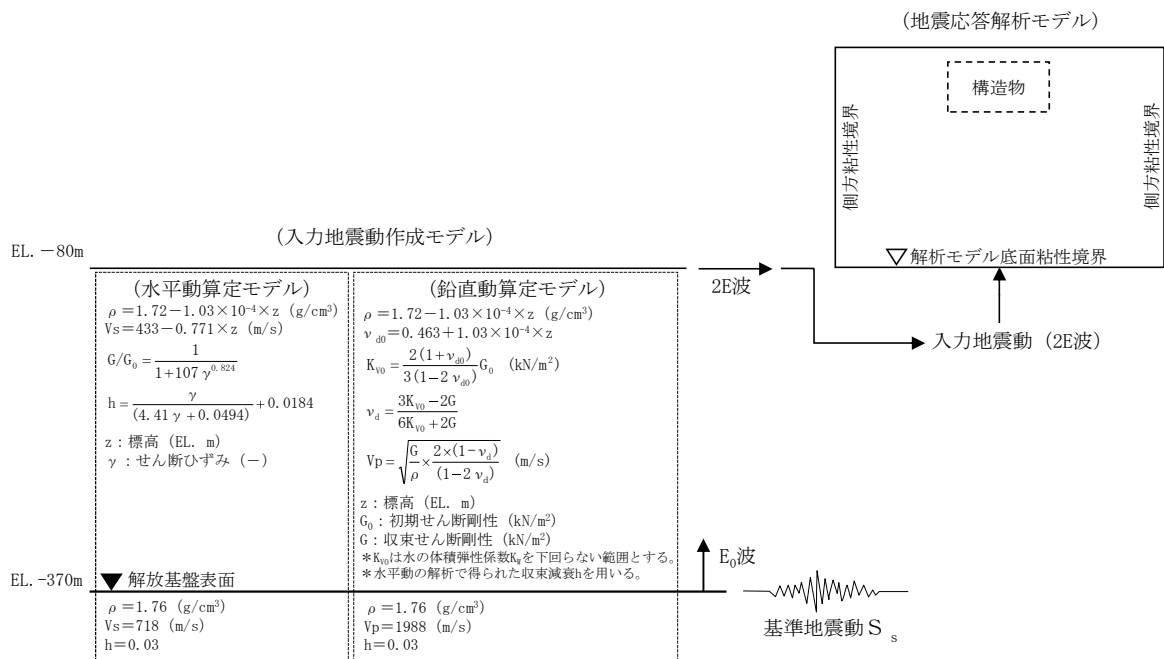
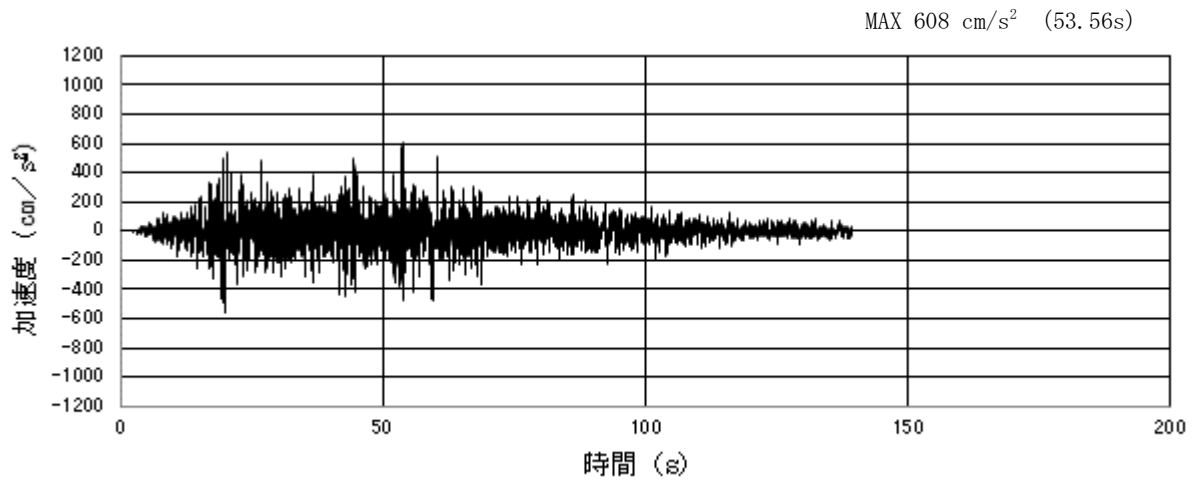
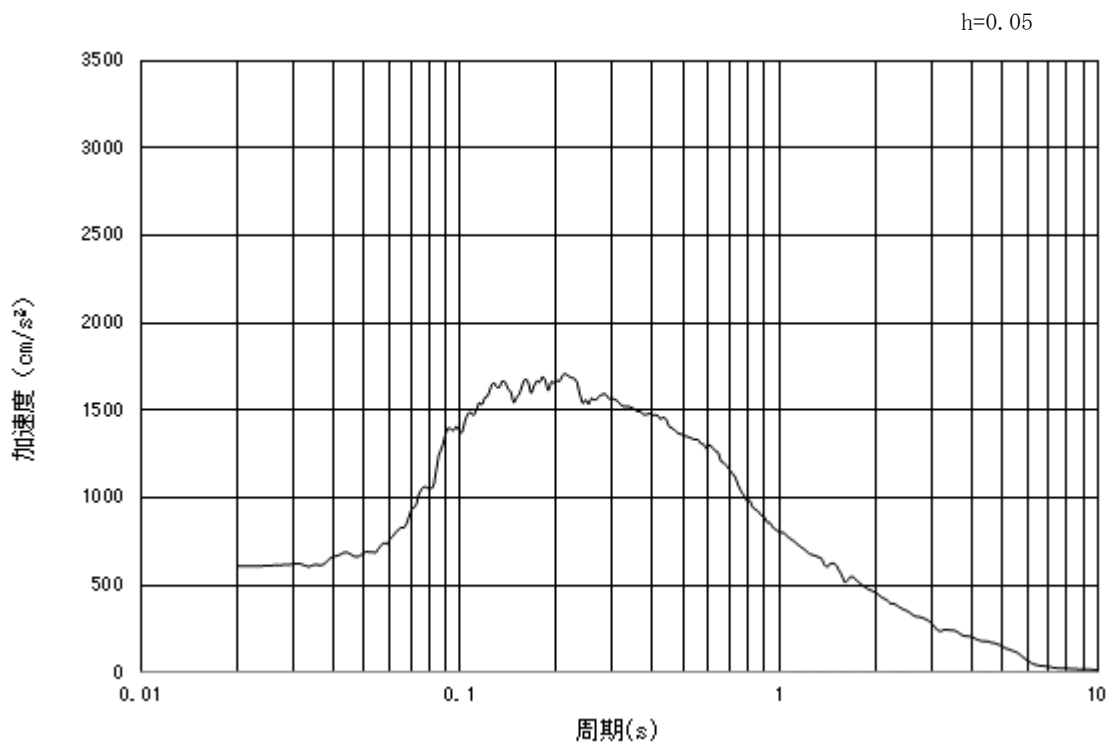


図3.4-1 入力地震動算定の概念図

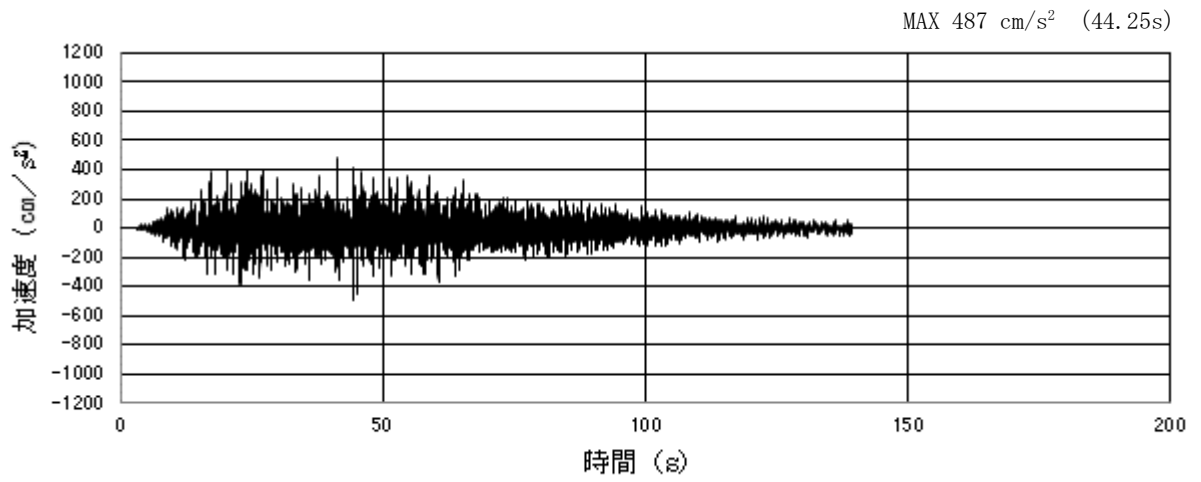


(a) 加速度時刻歴波形

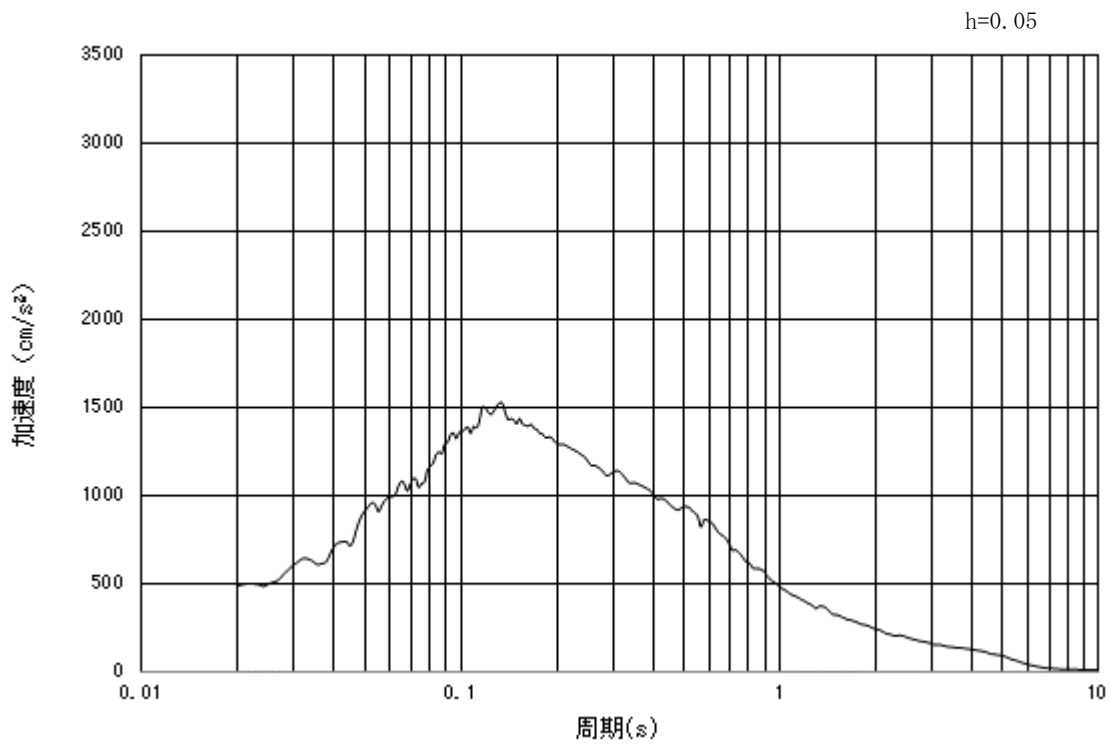


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S_s-D1)

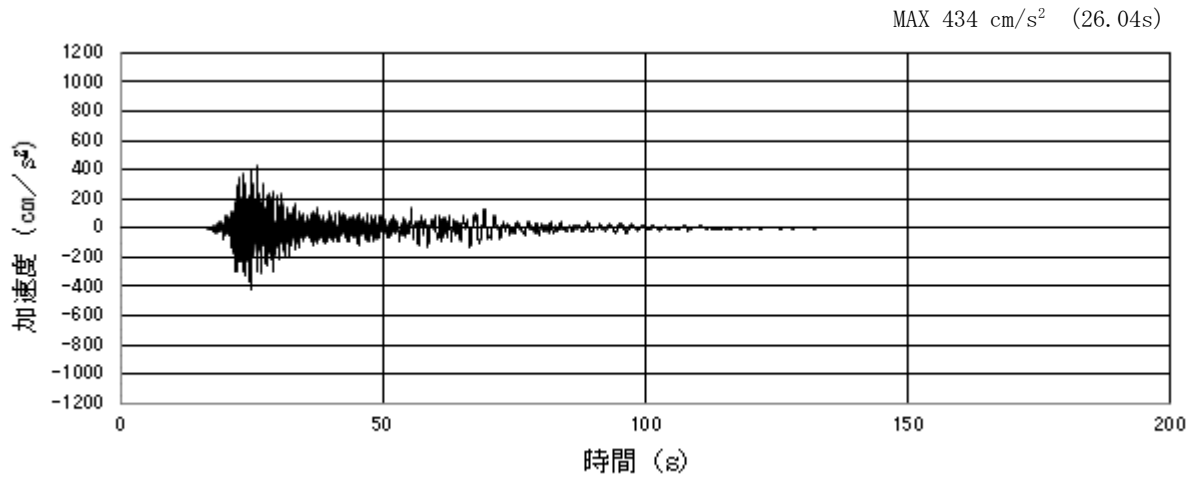


(a) 加速度時刻歴波形

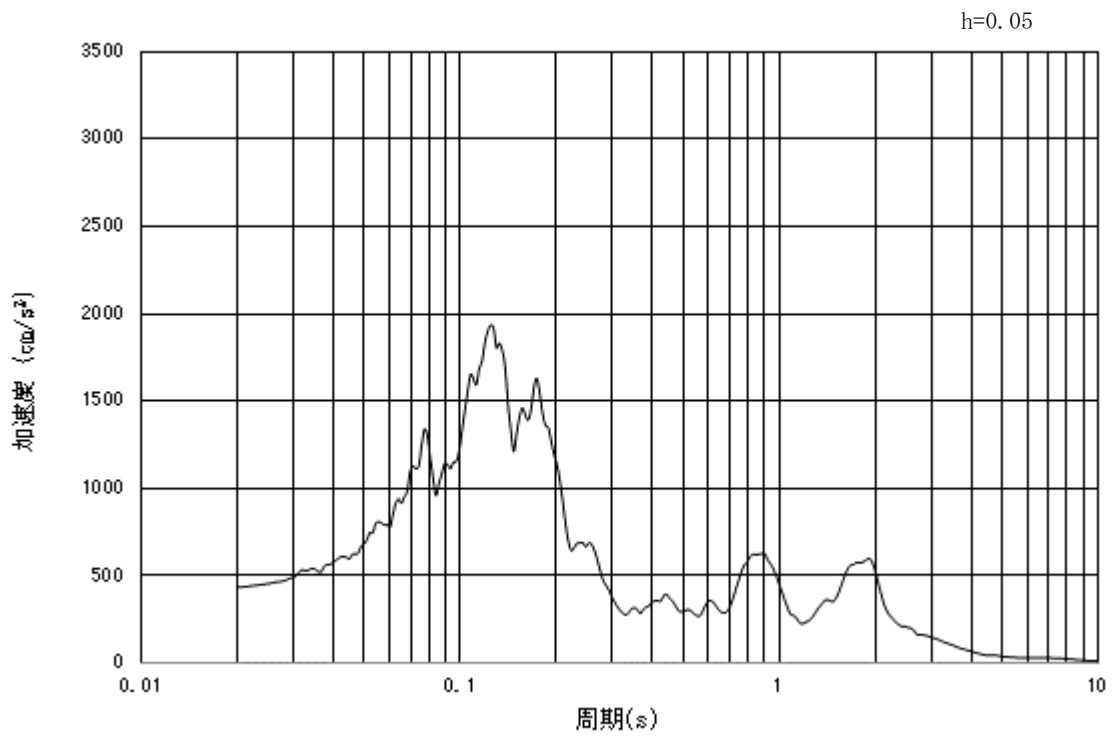


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S_s-D1)

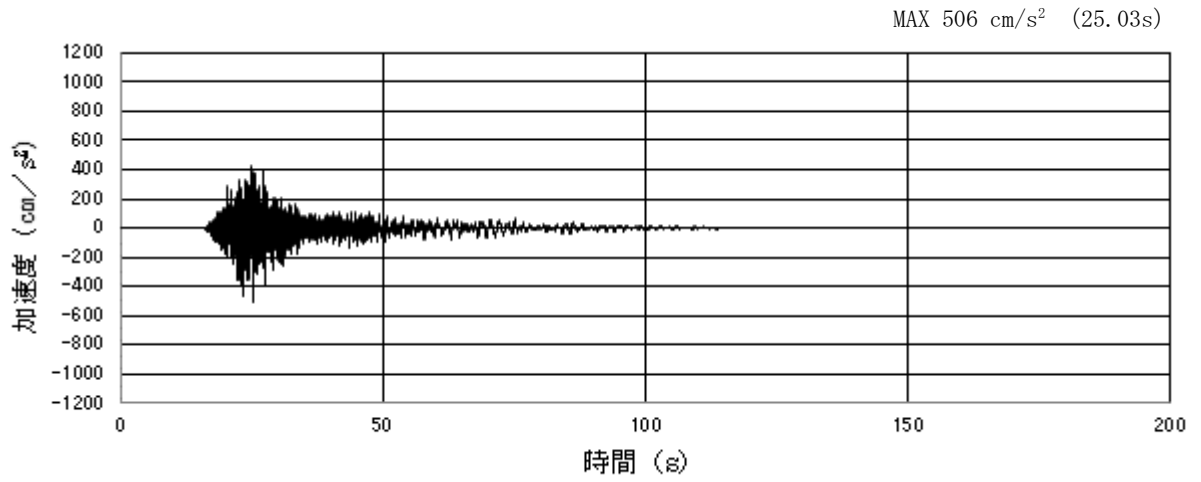


(a) 加速度時刻歴波形

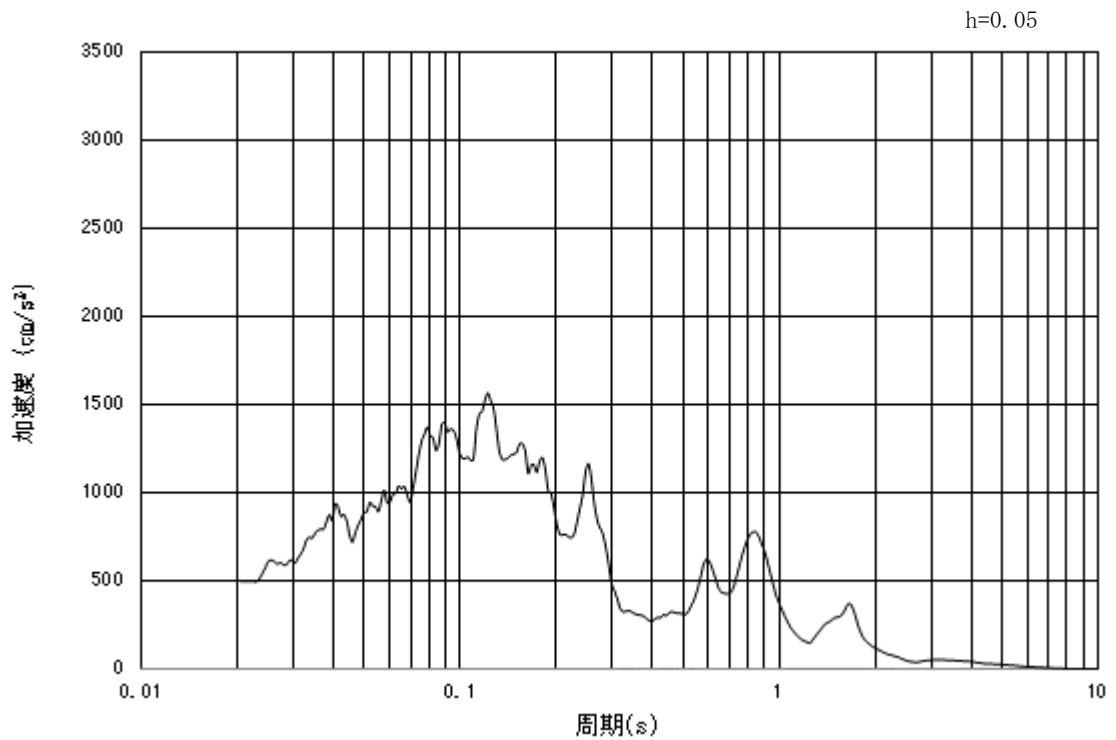


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S_s-11 NS方向)

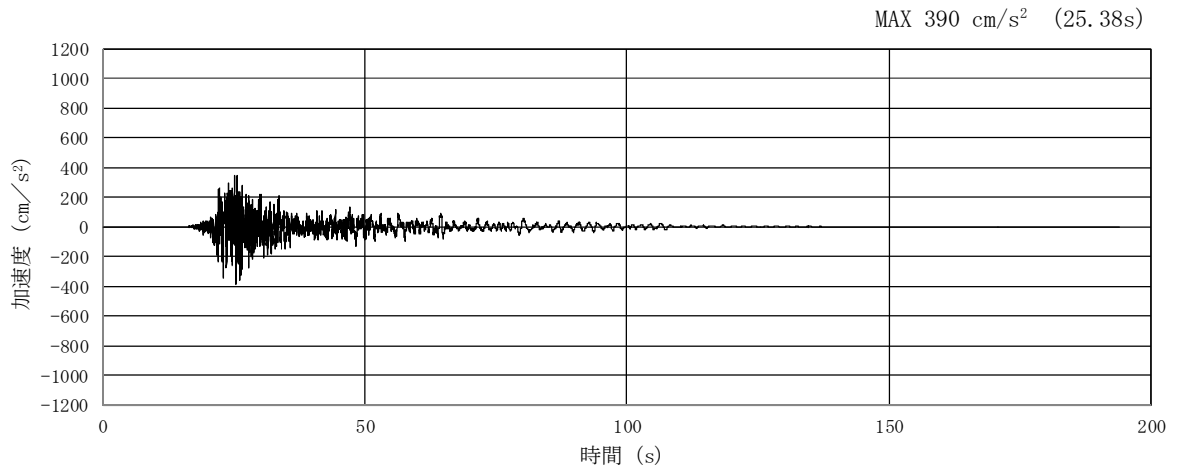


(a) 加速度時刻歴波形

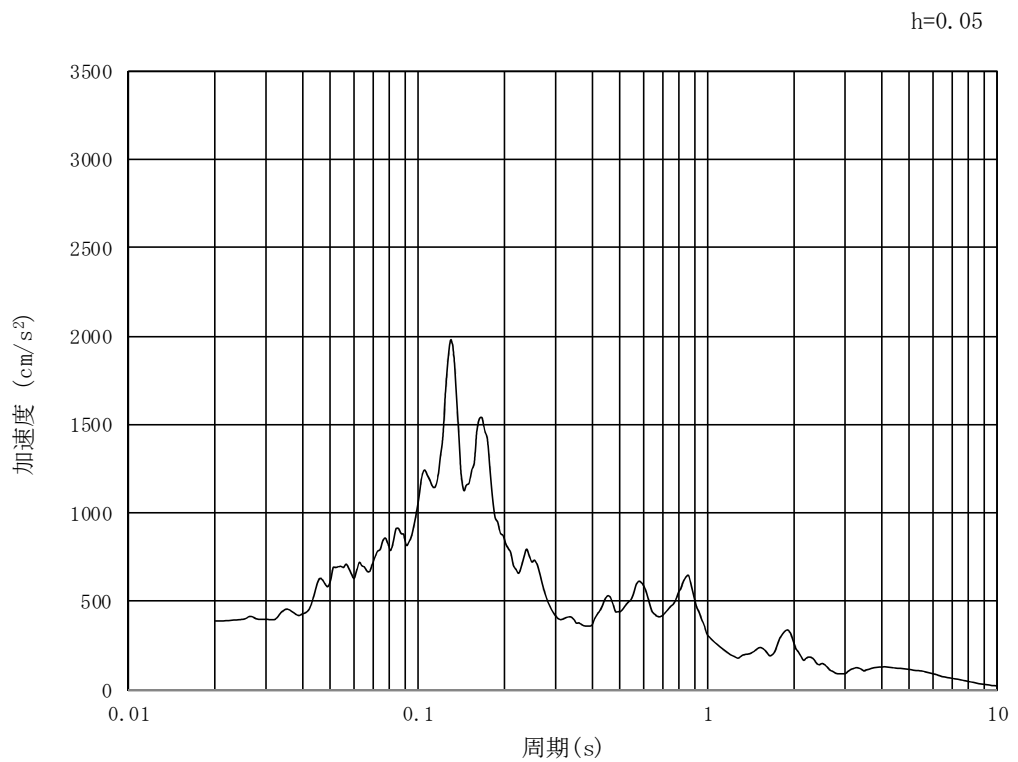


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S_s-11 NS方向)

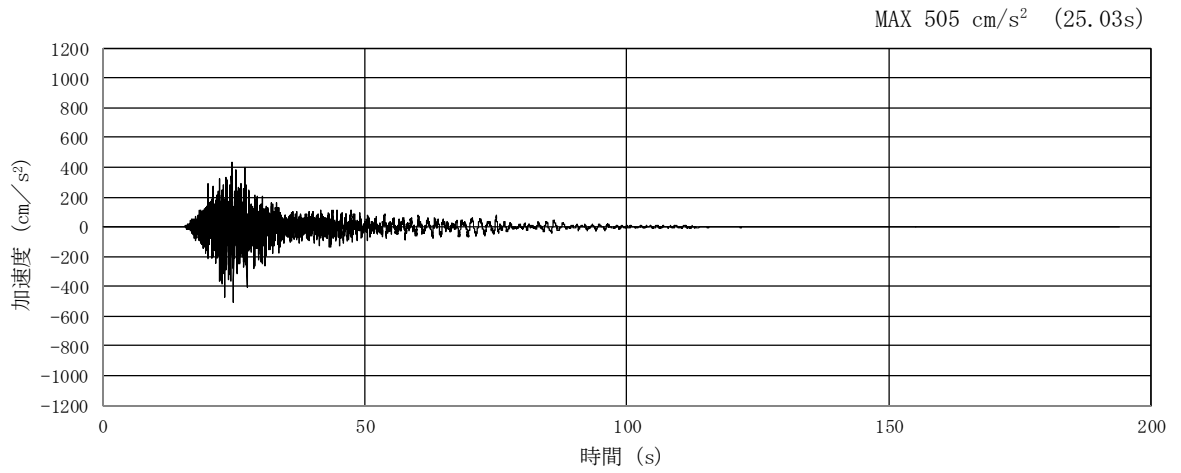


(a) 加速度時刻歴波形

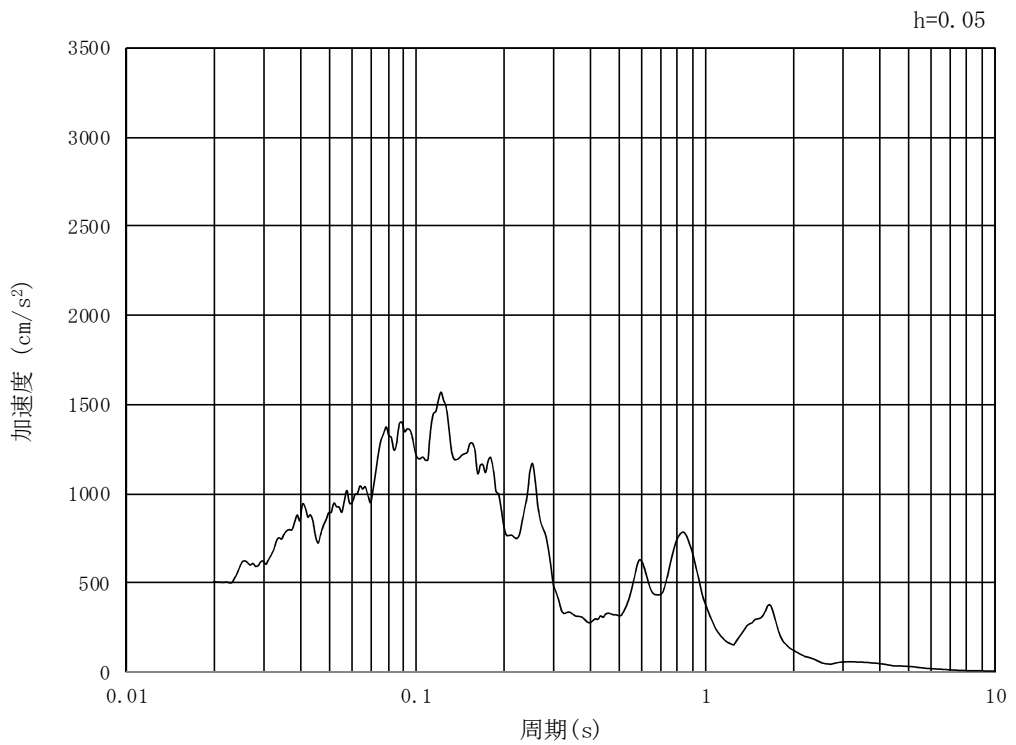


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 11$ EW方向)

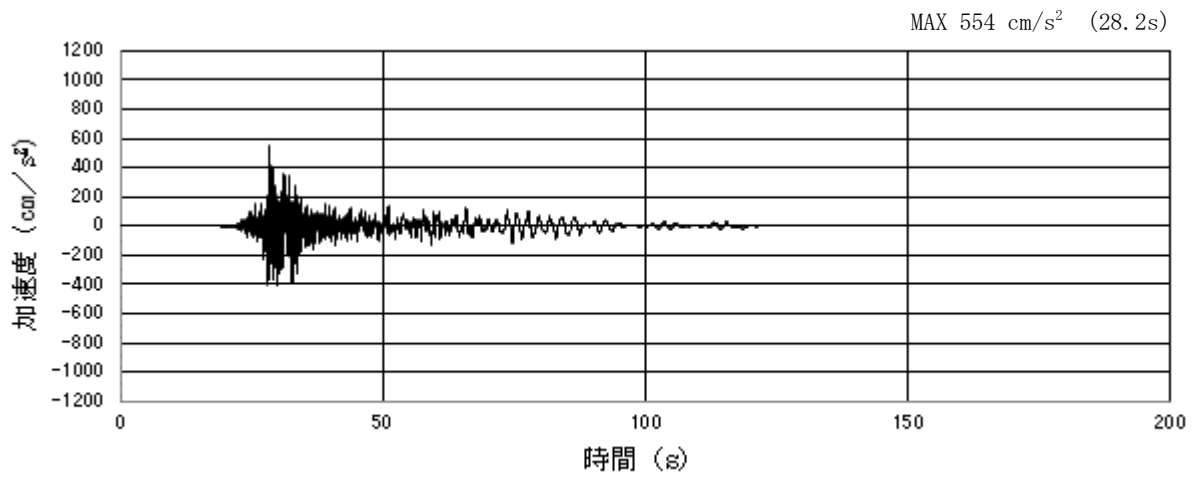


(a) 加速度時刻歴波形

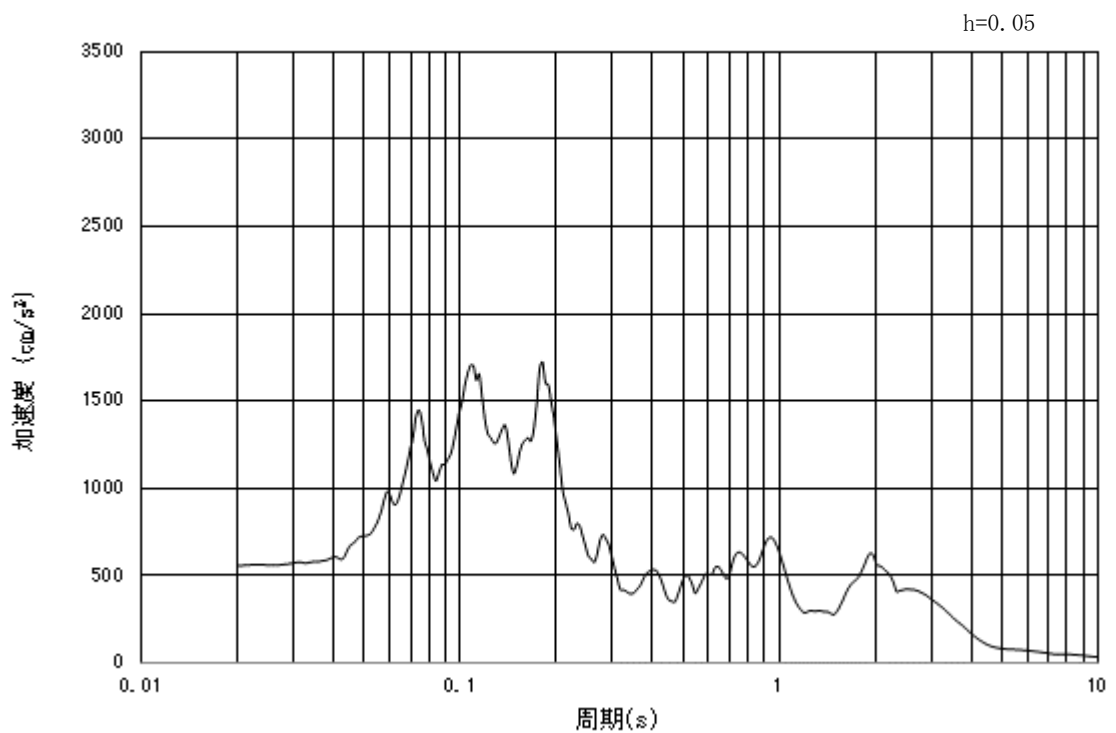


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S_s-11 EW方向)

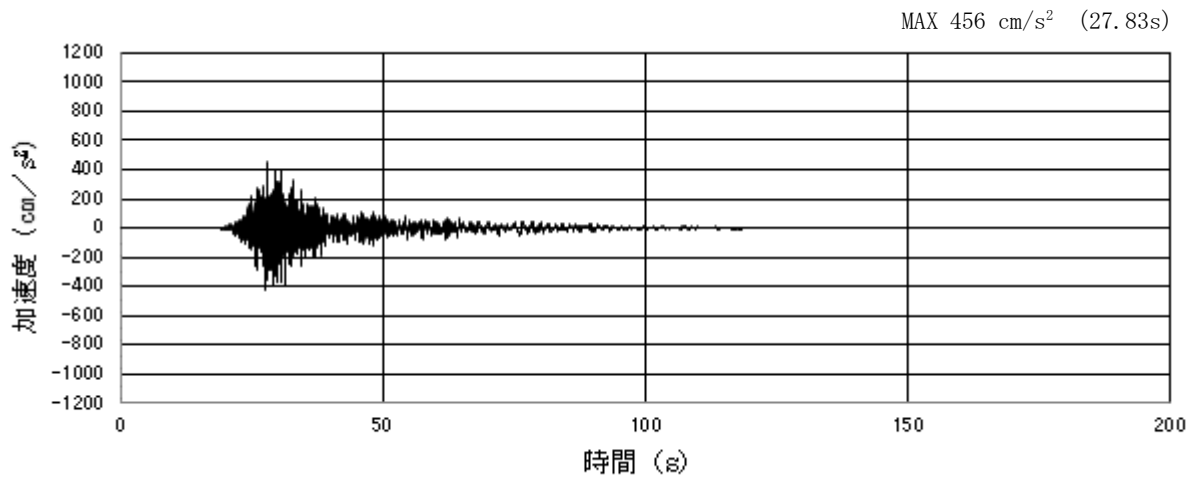


(a) 加速度時刻歴波形

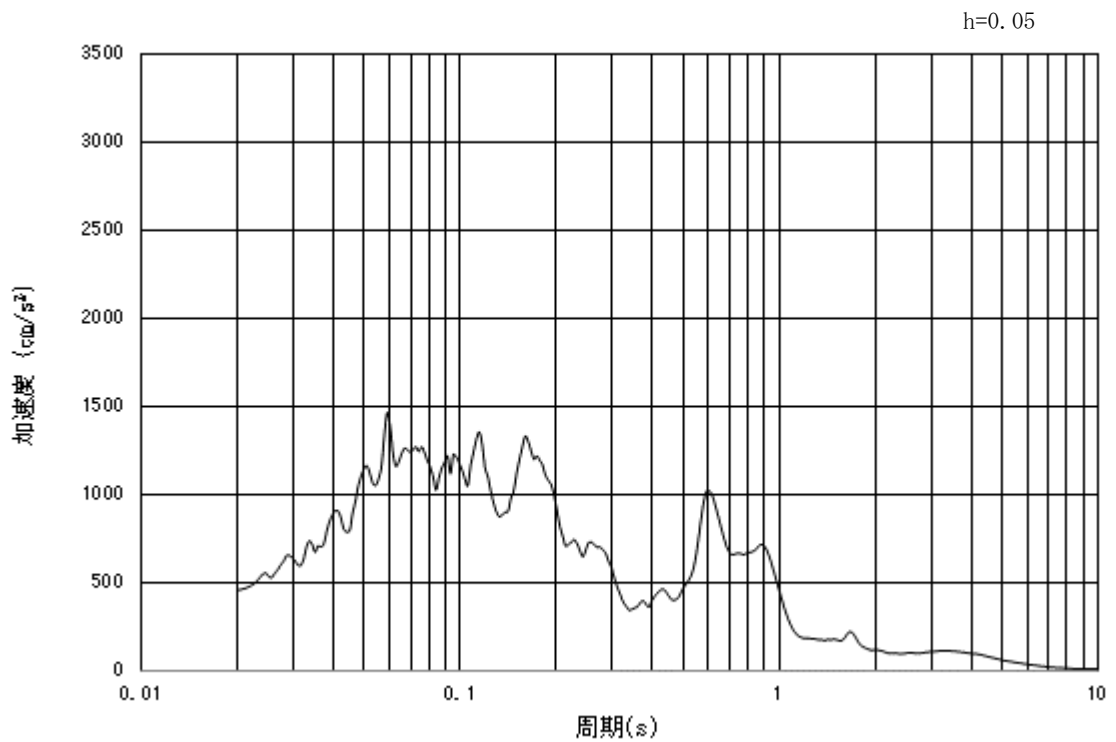


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: S_s-12 NS方向)

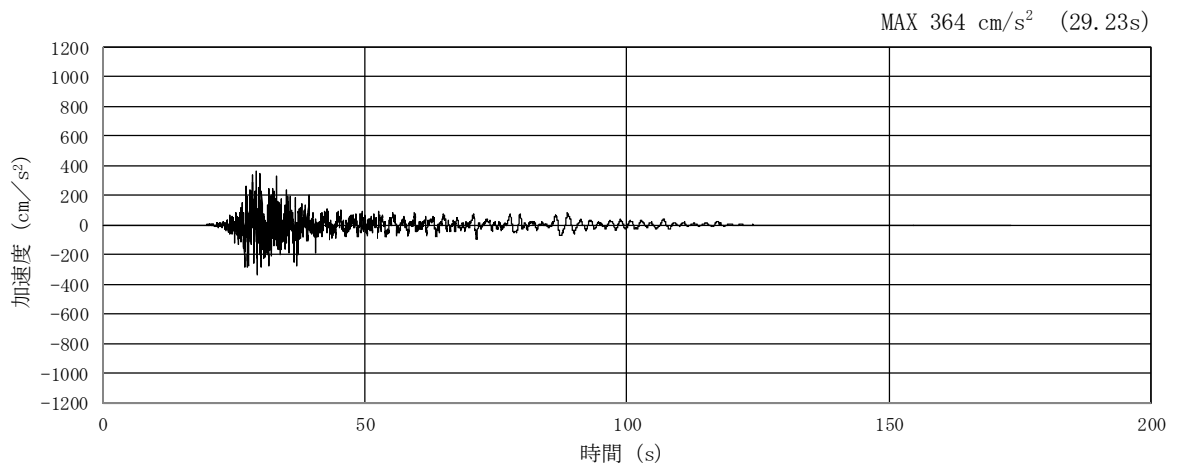


(a) 加速度時刻歴波形

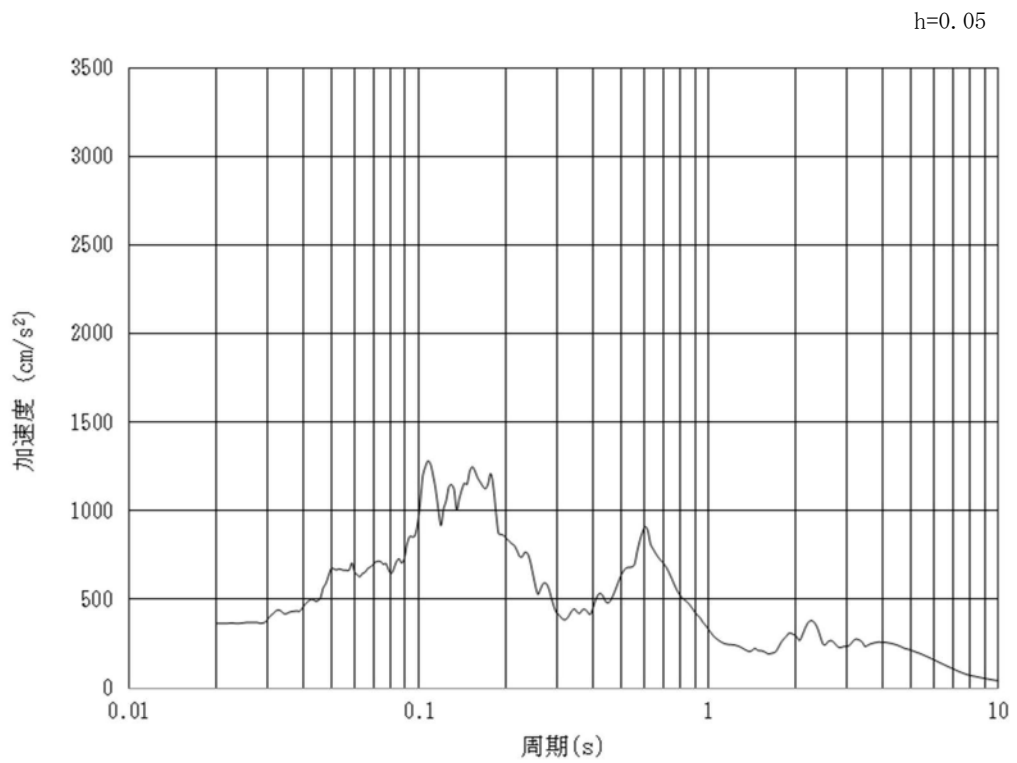


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S_s-12 NS方向)

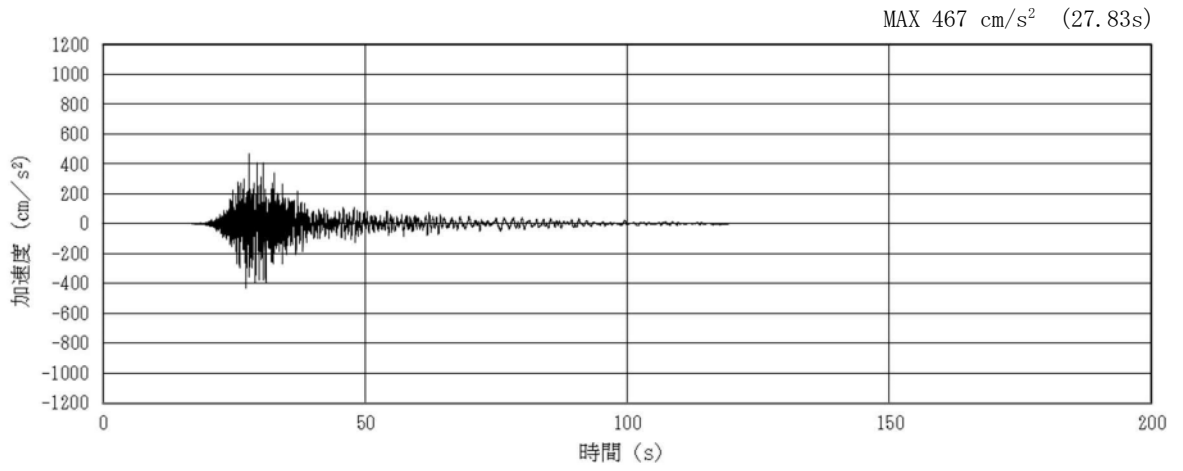


(a) 加速度時刻歴波形

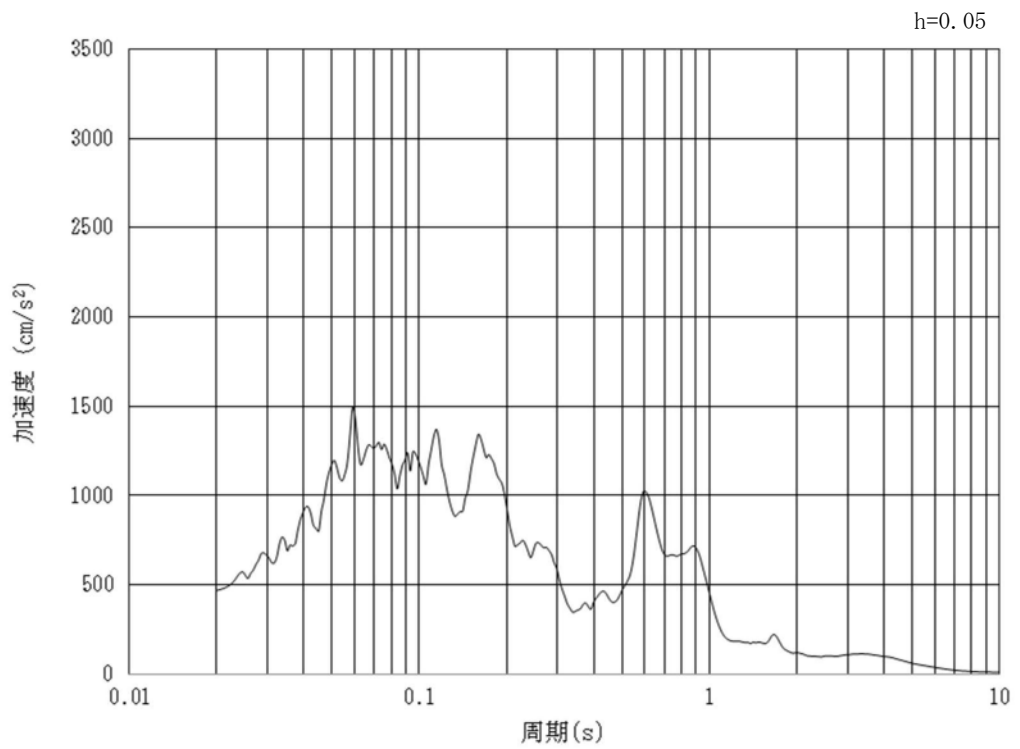


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 12$ EW方向)

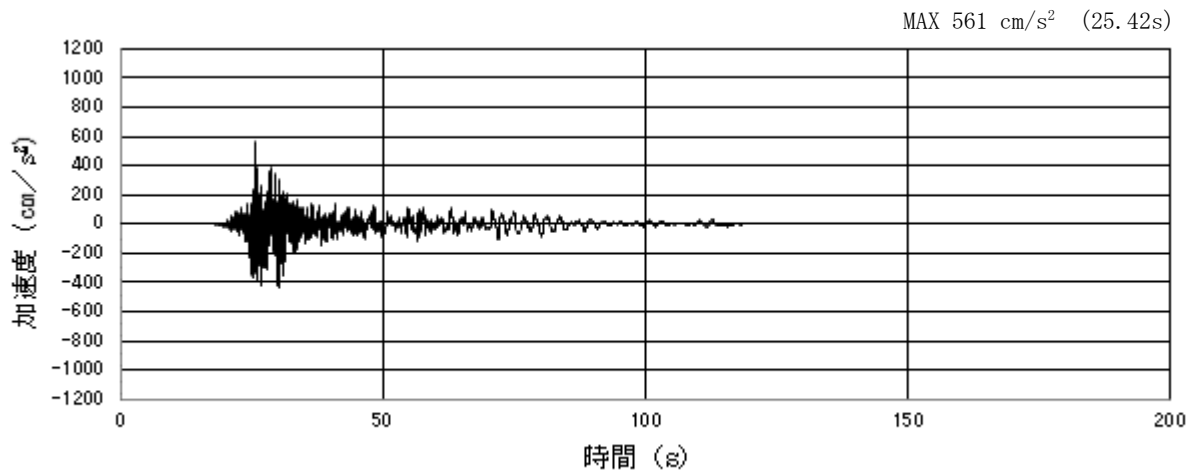


(a) 加速度時刻歴波形

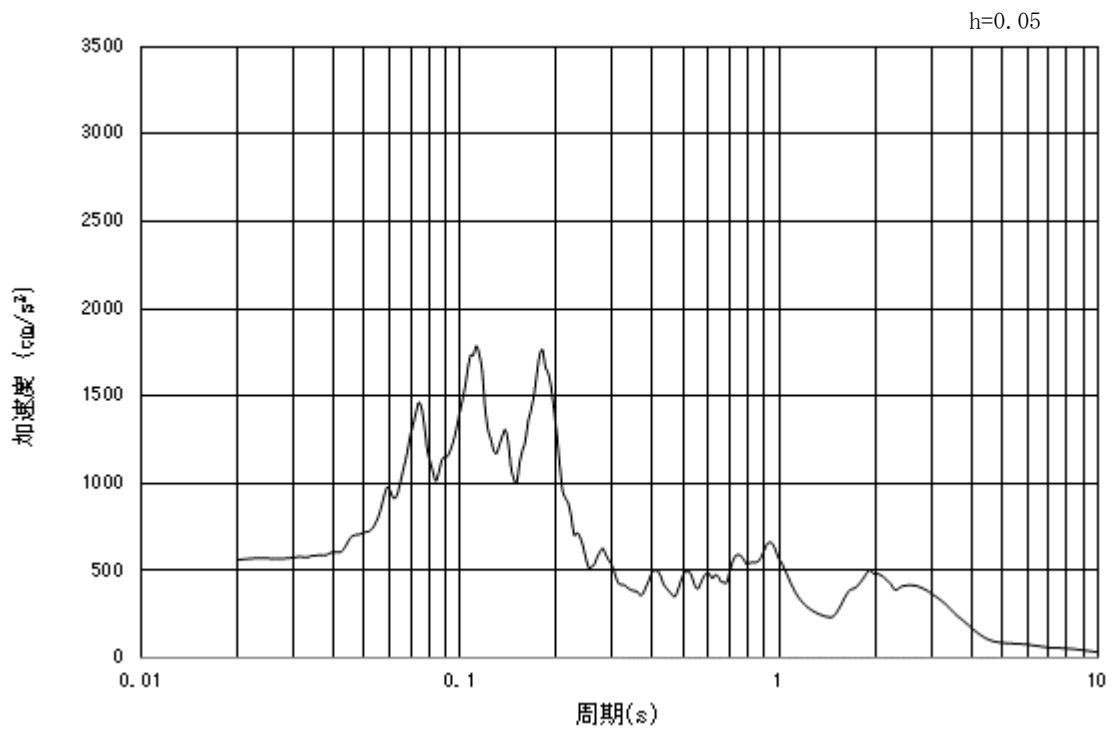


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S_s-1 2 EW方向)

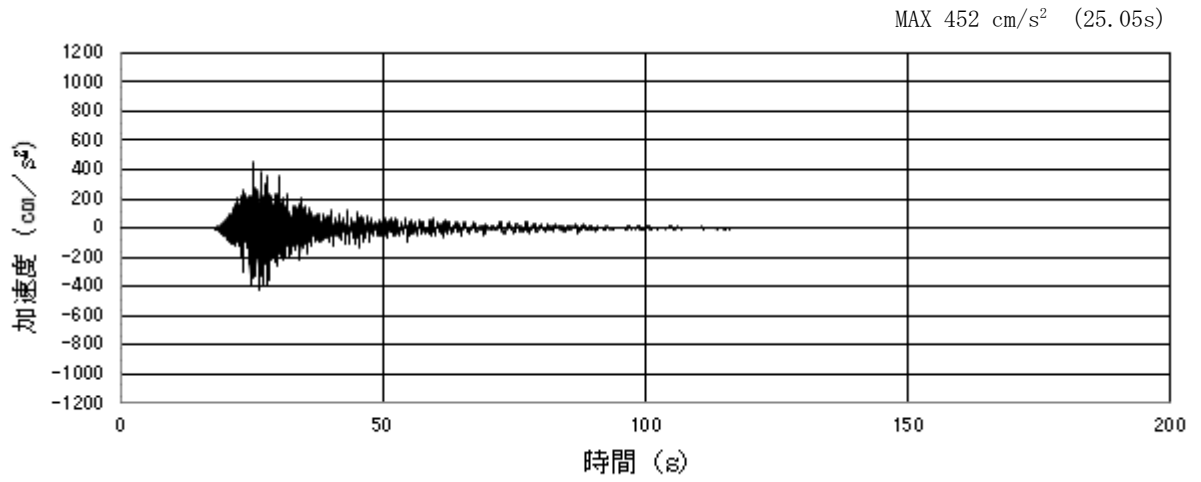


(a) 加速度時刻歴波形

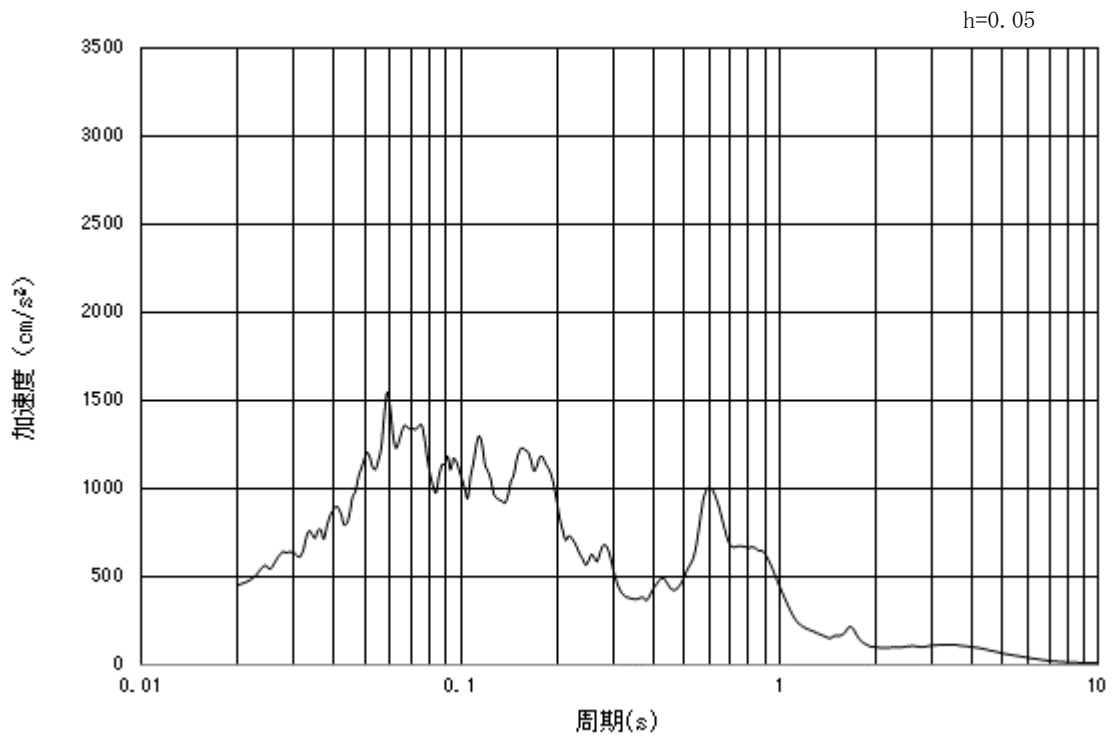


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 13$ NS 方向)

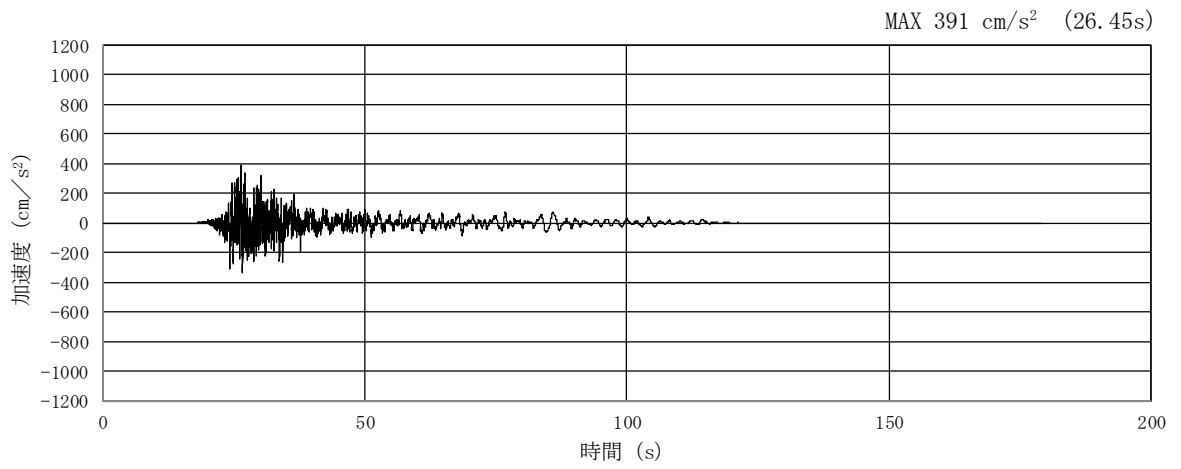


(a) 加速度時刻歴波形

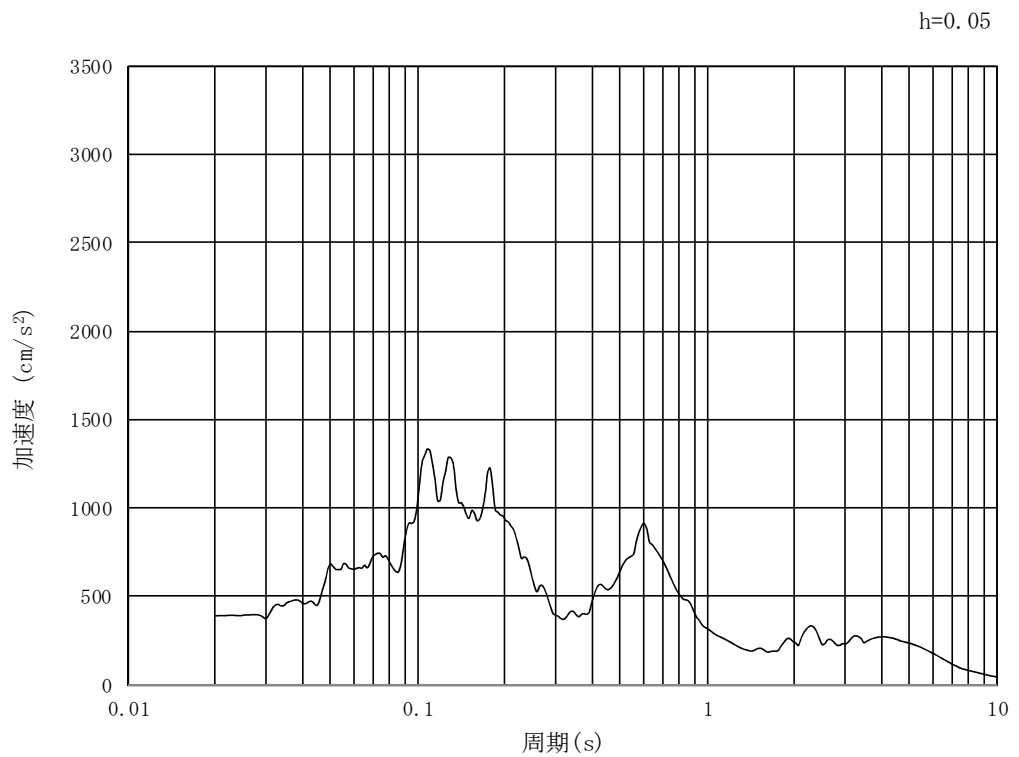


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S_s-13 NS方向)

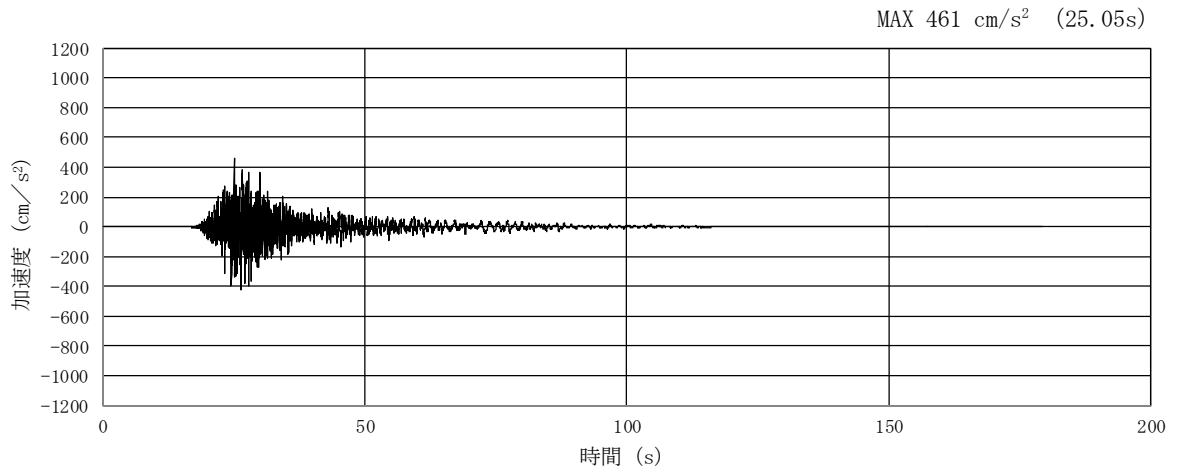


(a) 加速度時刻歴波形

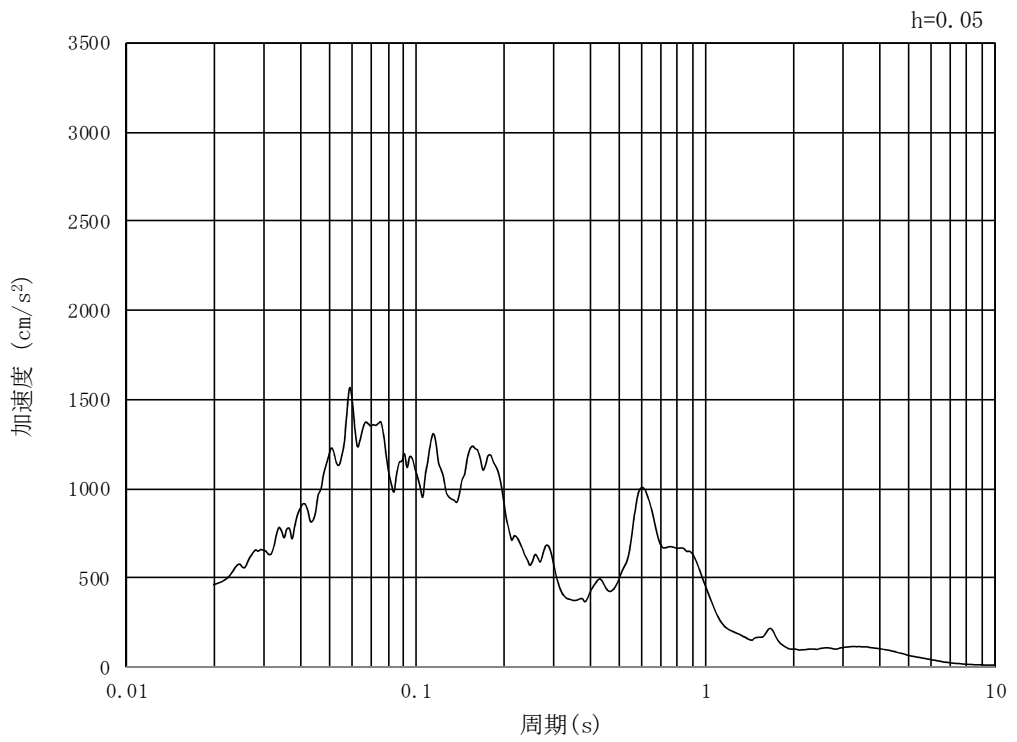


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 13$ EW方向)

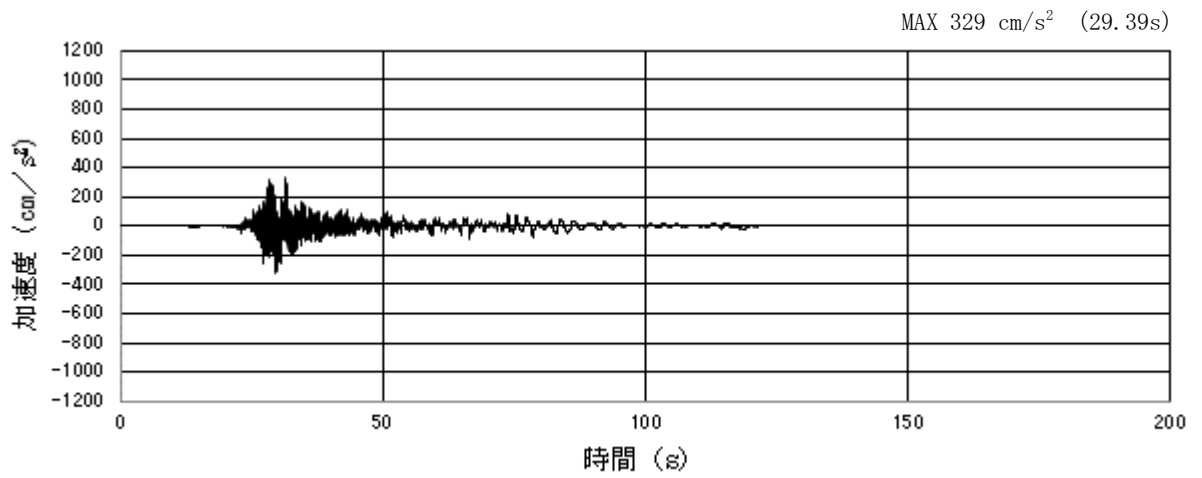


(a) 加速度時刻歴波形

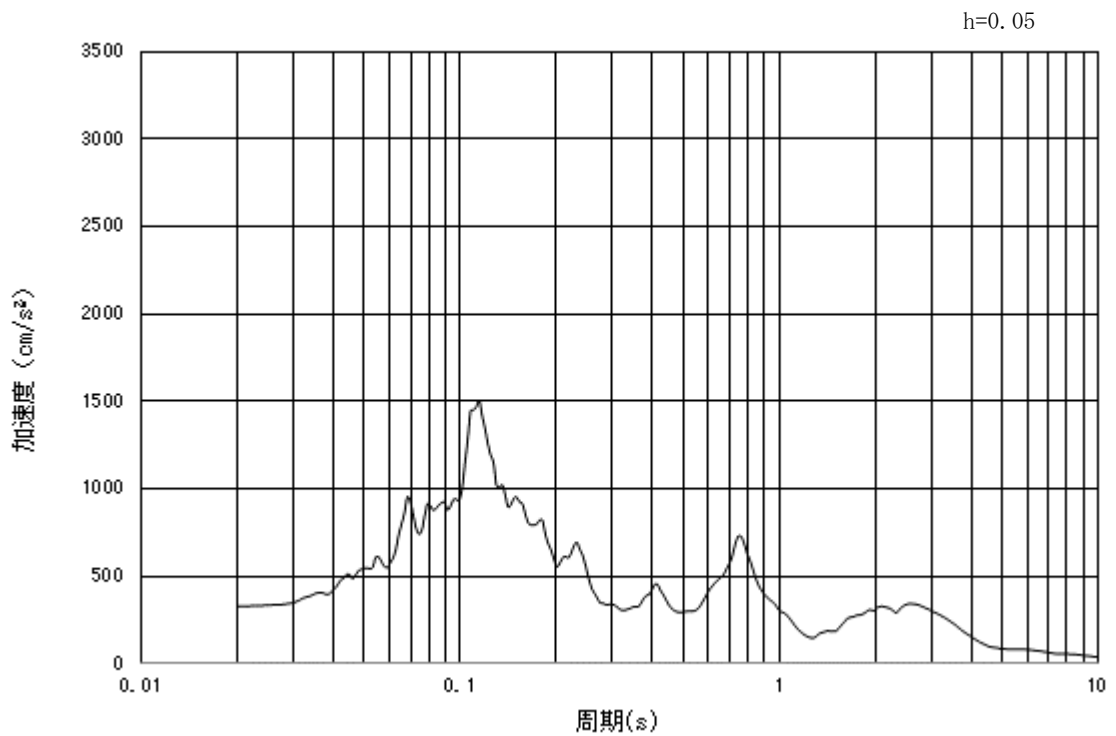


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S_s-13 EW方向)

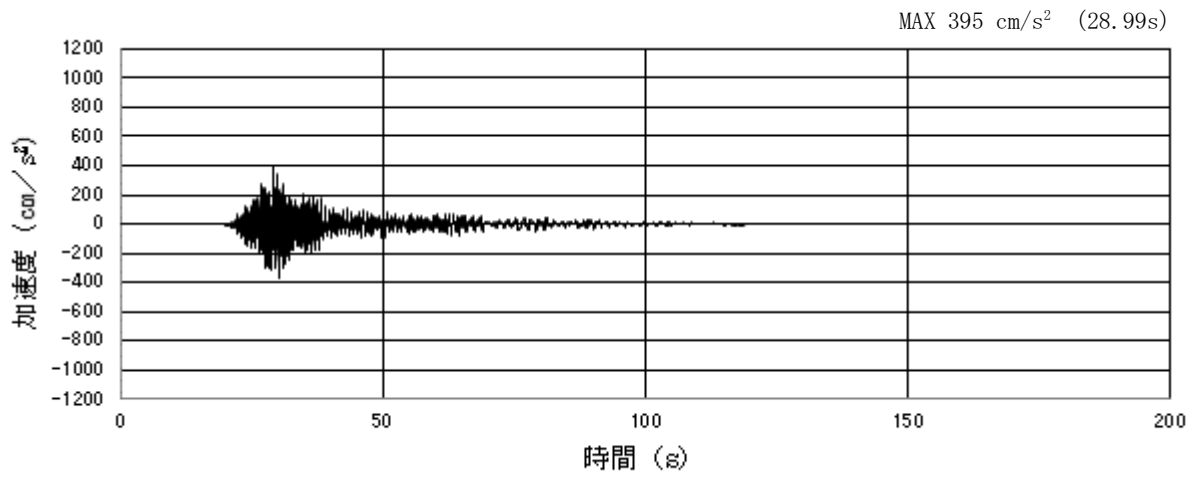


(a) 加速度時刻歴波形

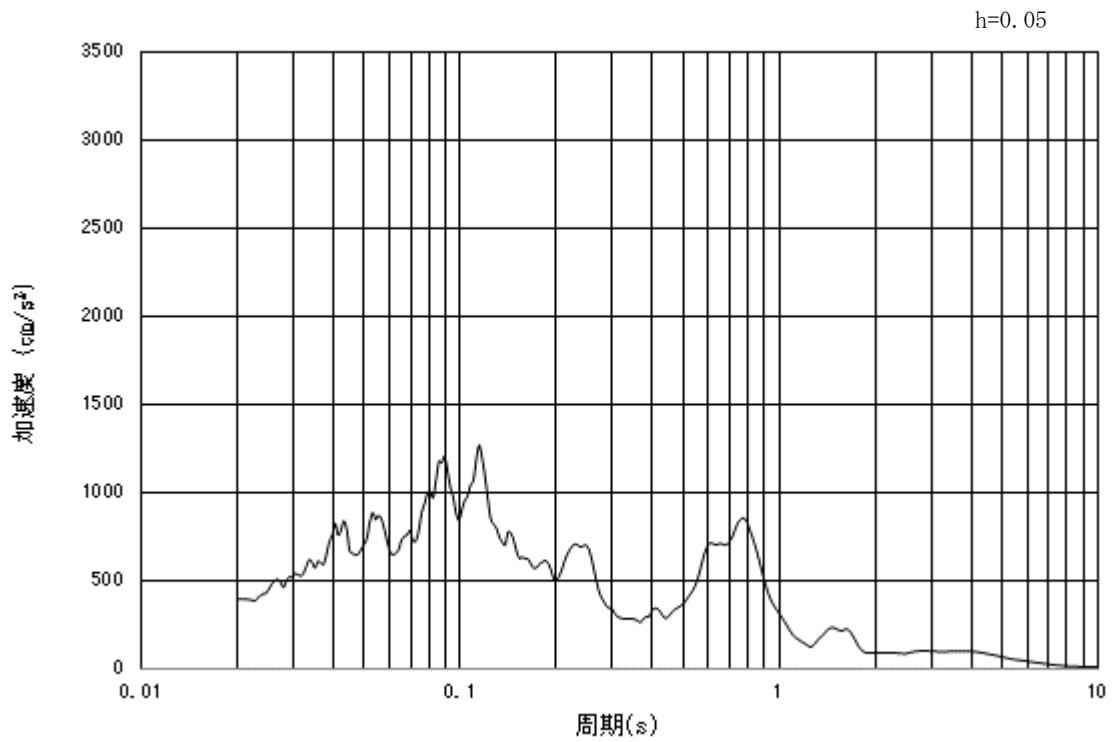


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (15) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S_s-14 NS方向)

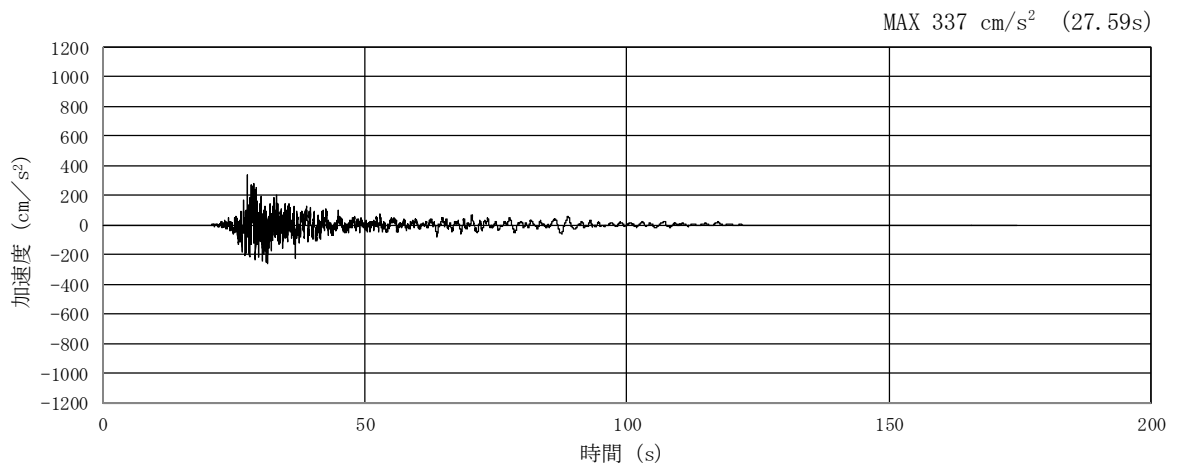


(a) 加速度時刻歴波形

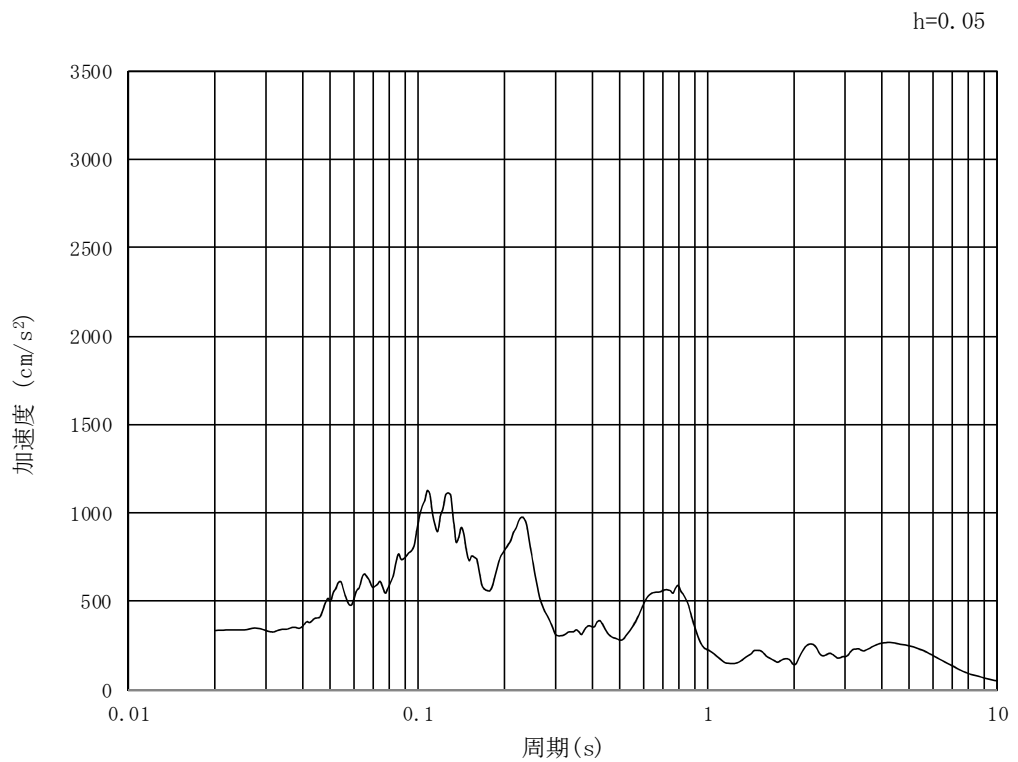


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (16) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S_s-14 NS方向)

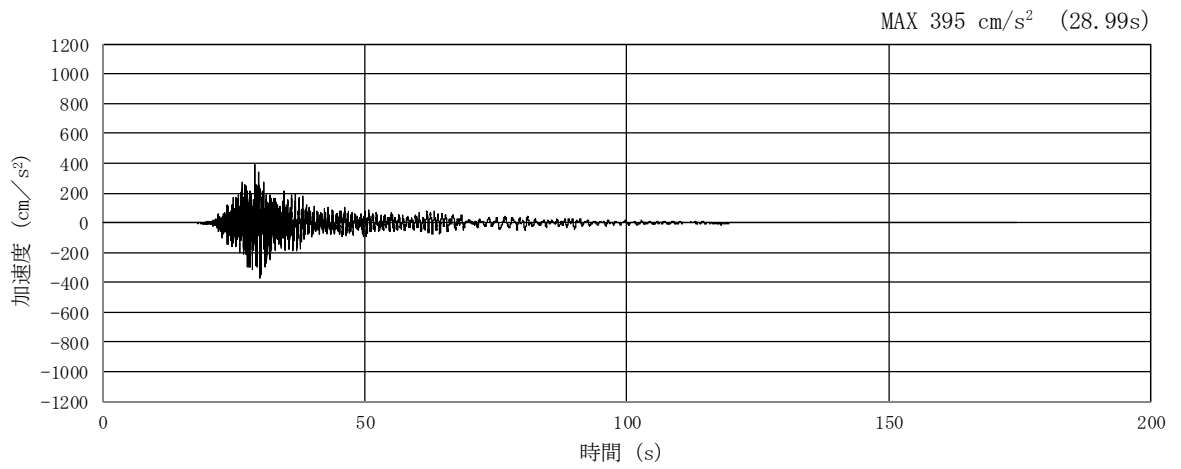


(a) 加速度時刻歴波形

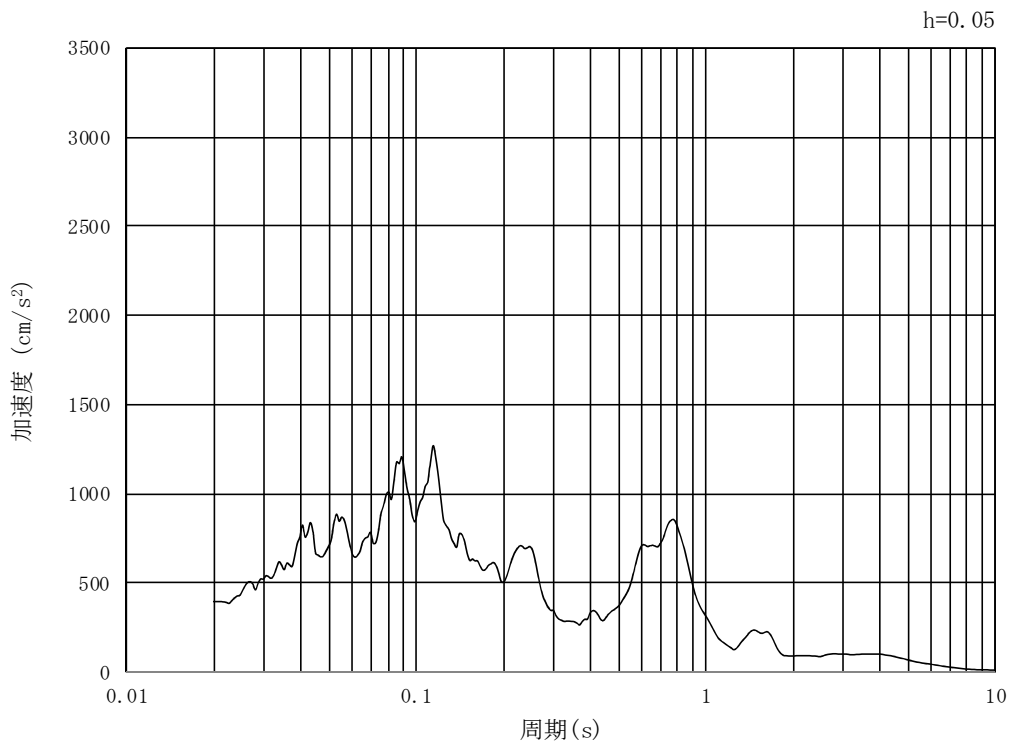


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (17) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s-14 EW方向)

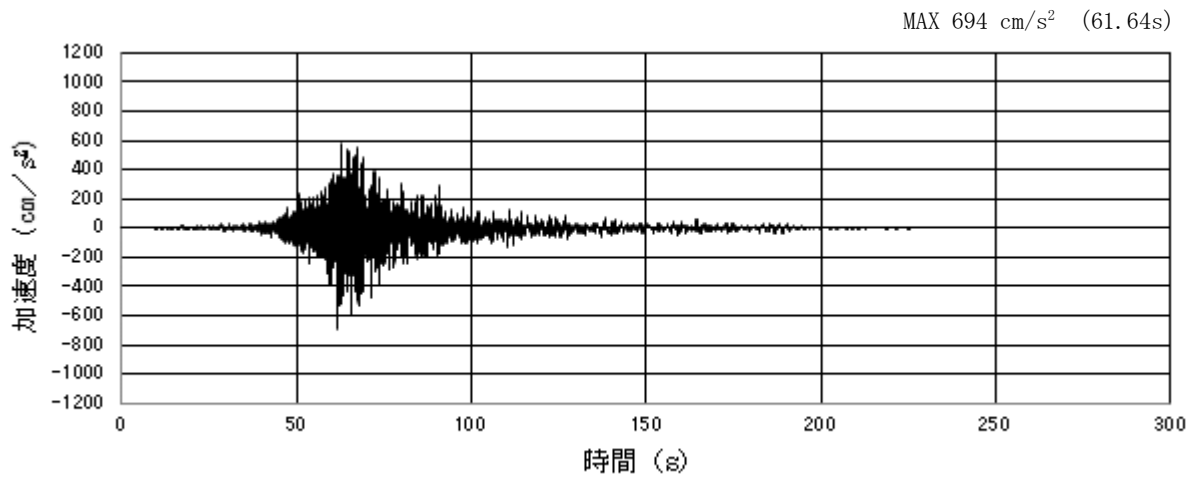


(a) 加速度時刻歴波形

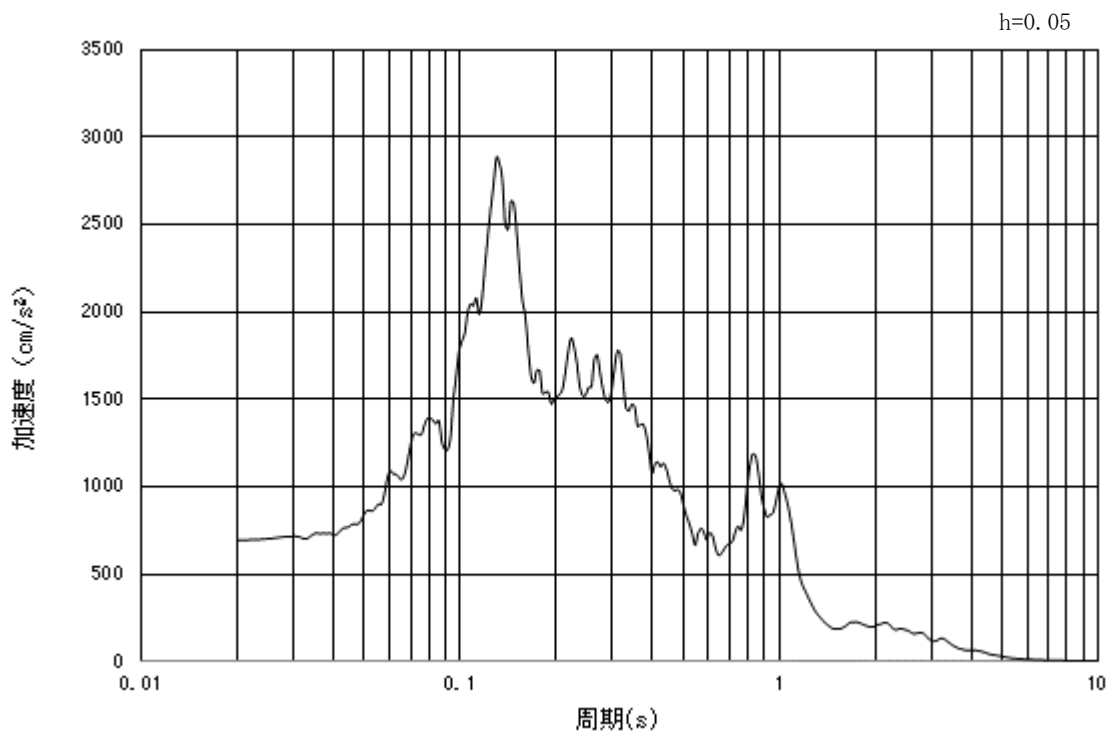


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (18) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向： $S_s - 14$ EW方向)

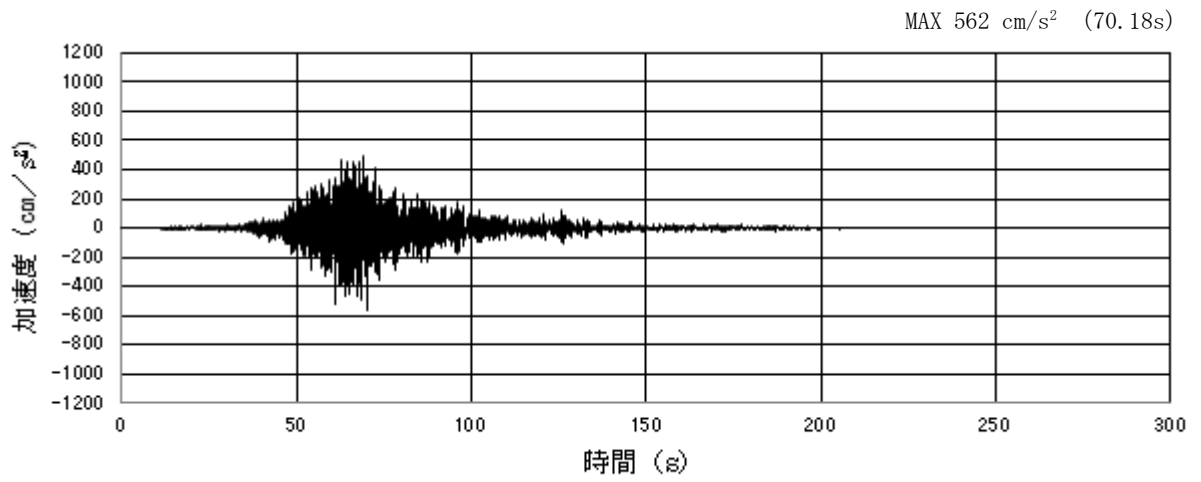


(a) 加速度時刻歴波形

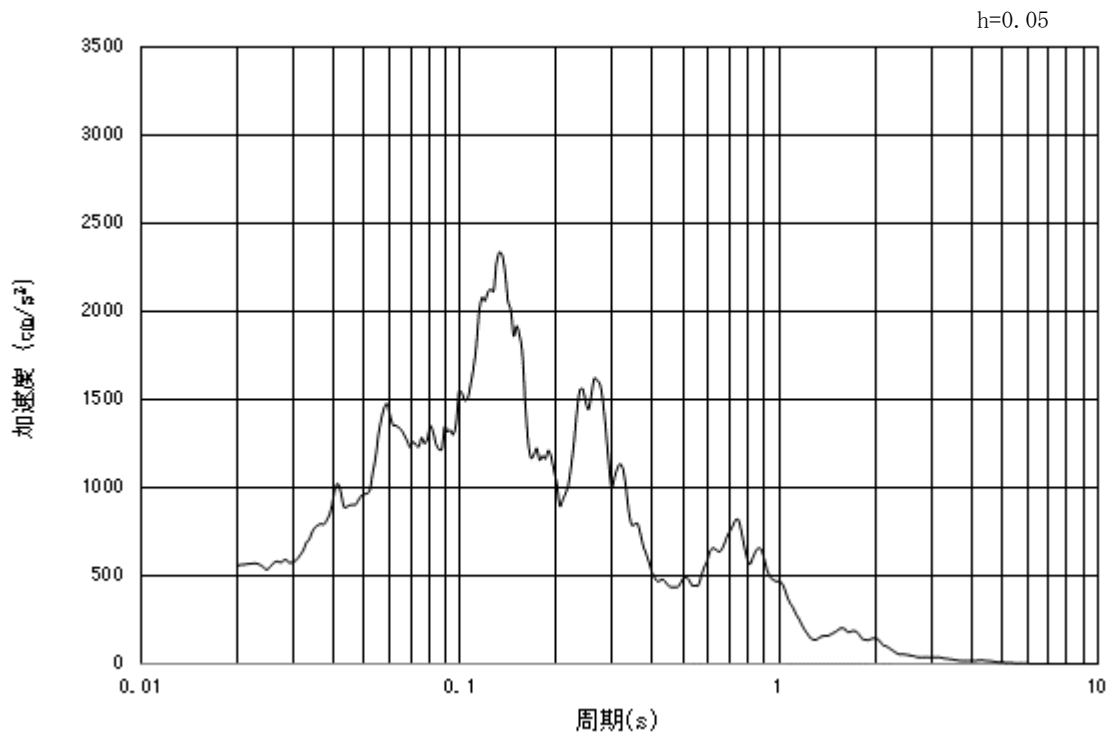


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (19) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S_s-21 NS方向)

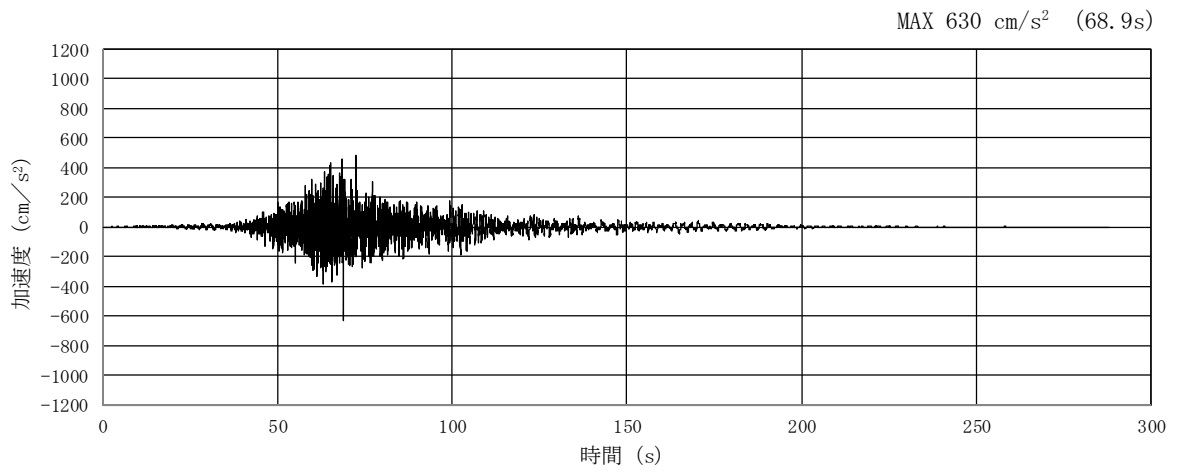


(a) 加速度時刻歴波形

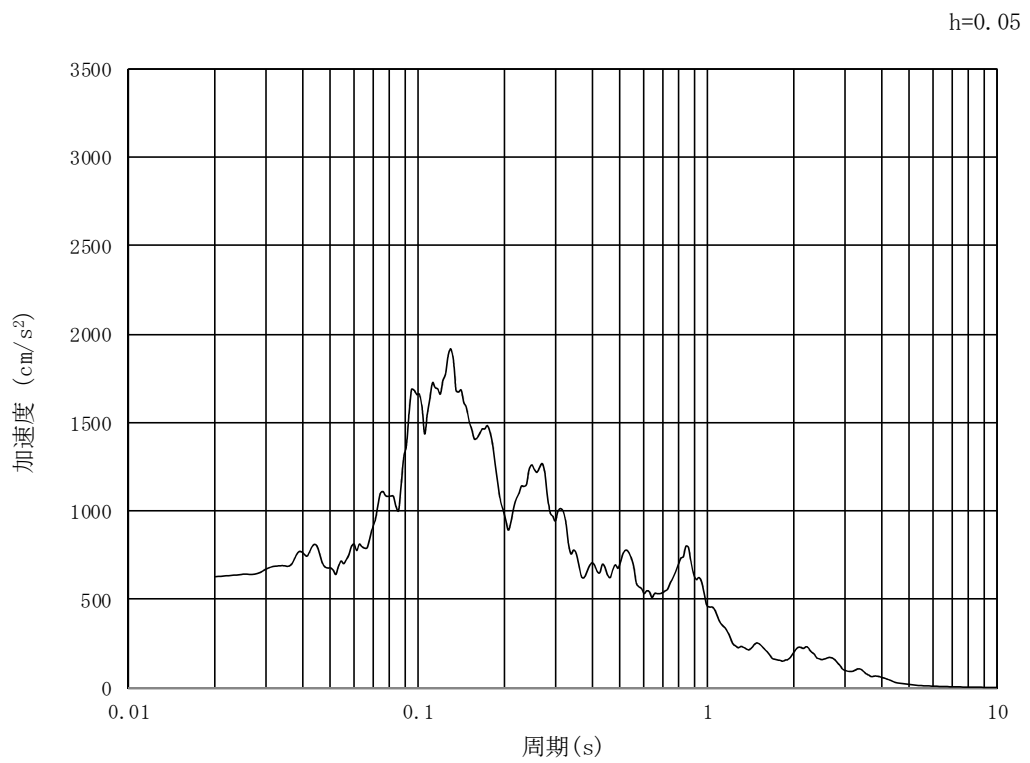


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (20) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S_s-21 NS方向)

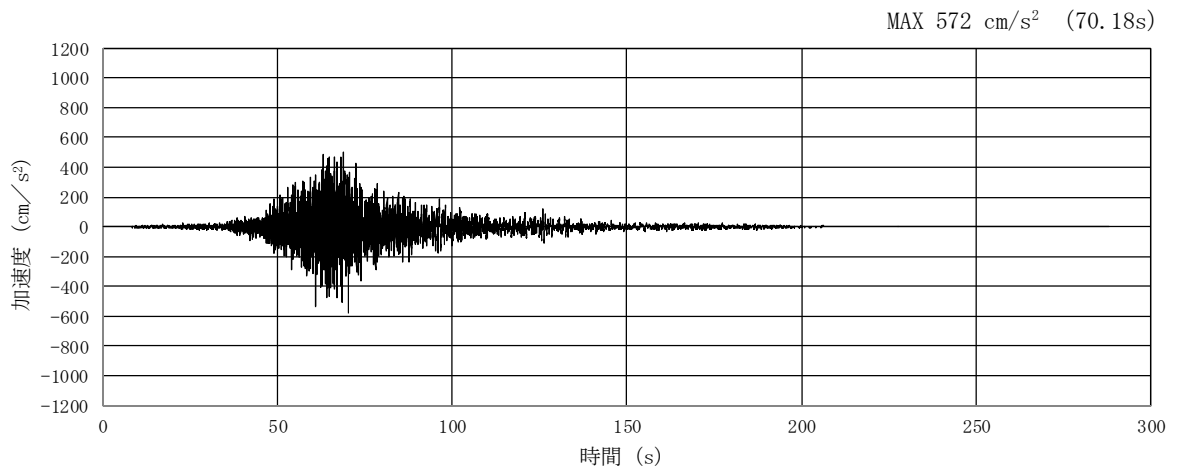


(a) 加速度時刻歴波形

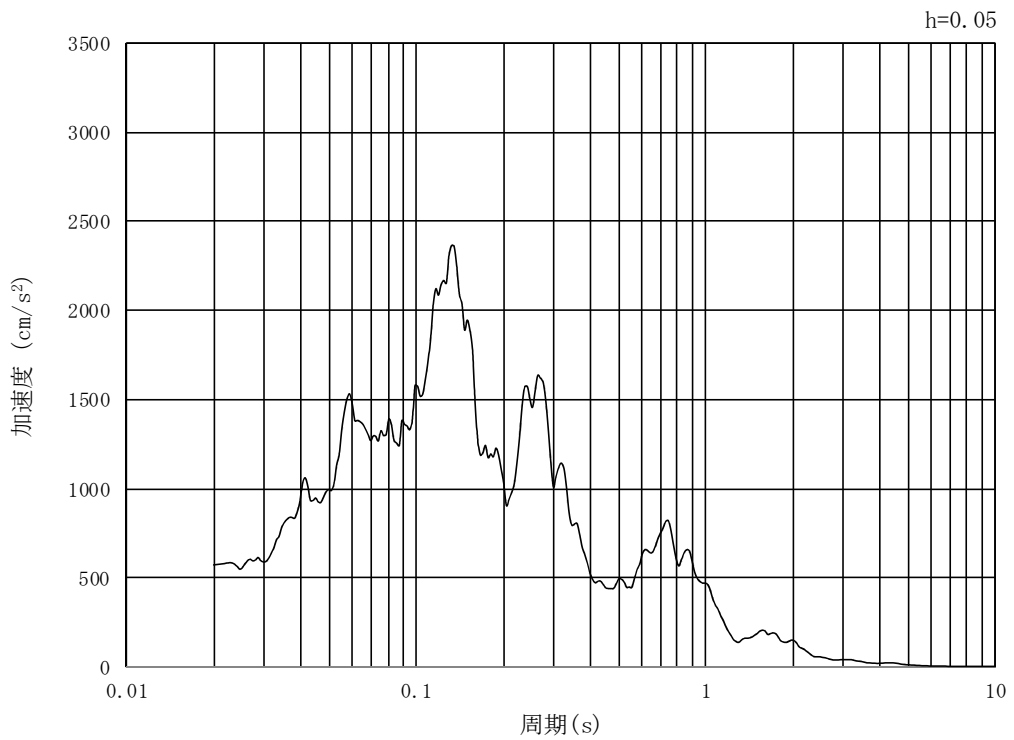


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (21) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: S_s-21 EW方向)

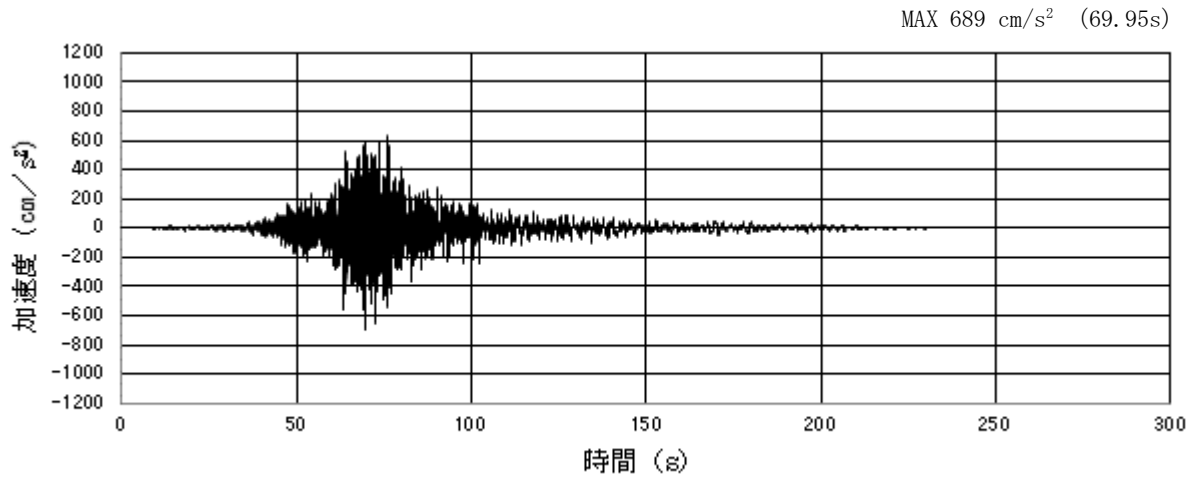


(a) 加速度時刻歴波形

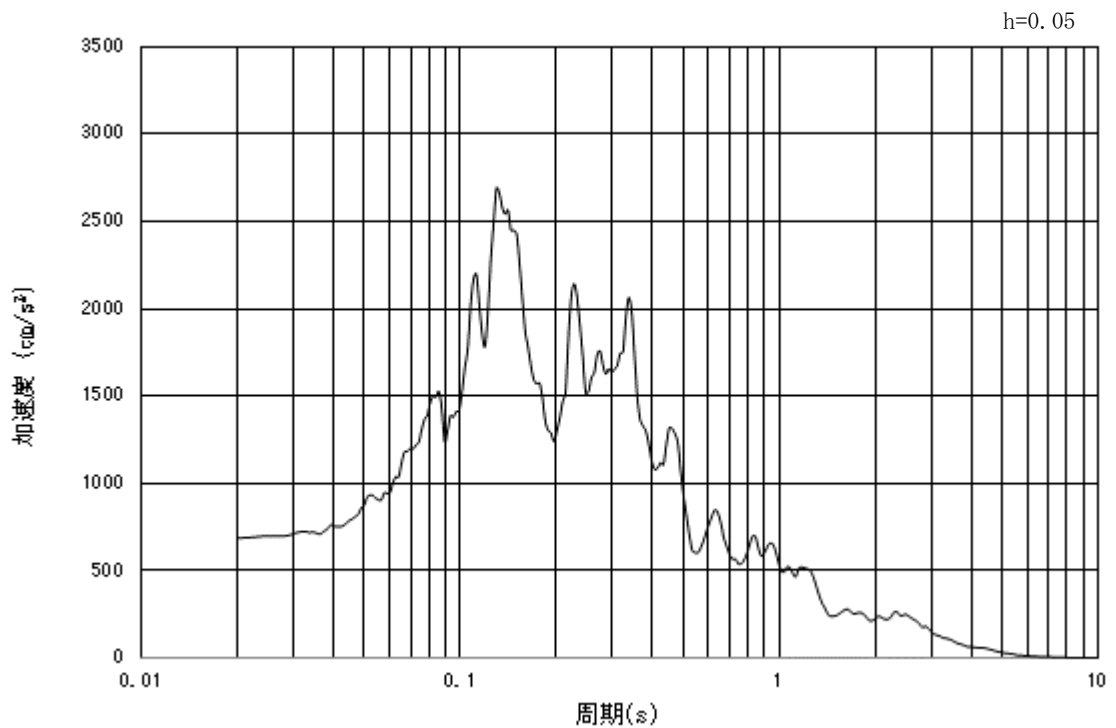


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (22) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S_s-21 EW方向)

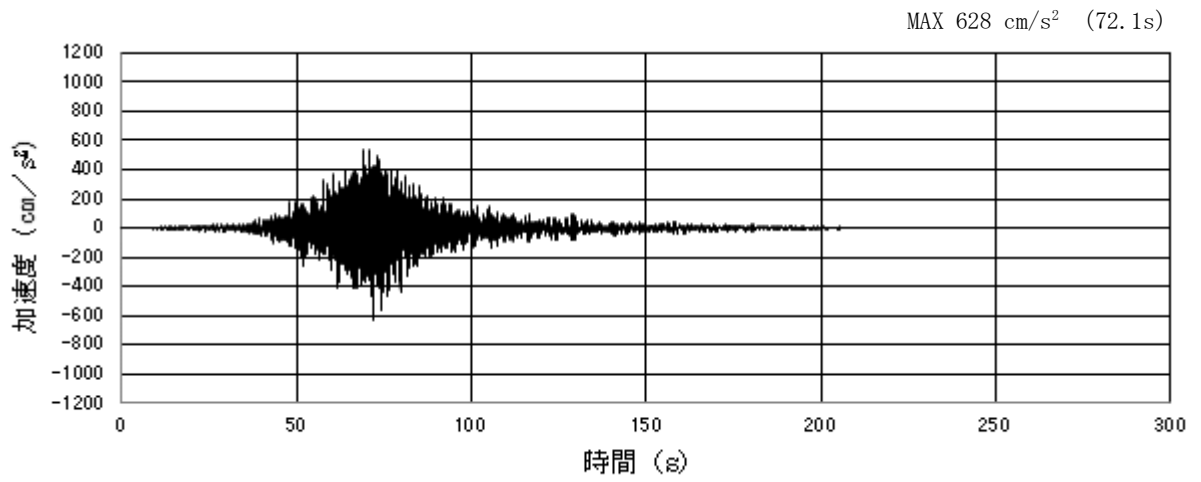


(a) 加速度時刻歴波形

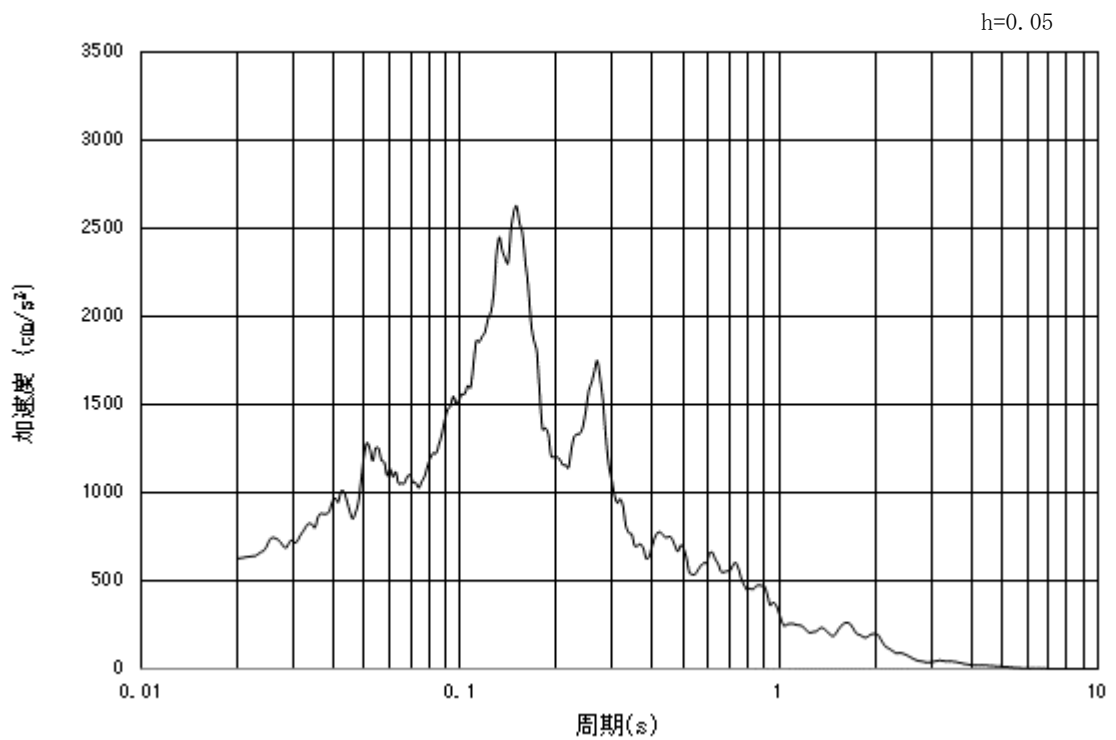


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (23) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S_s-22 NS方向)

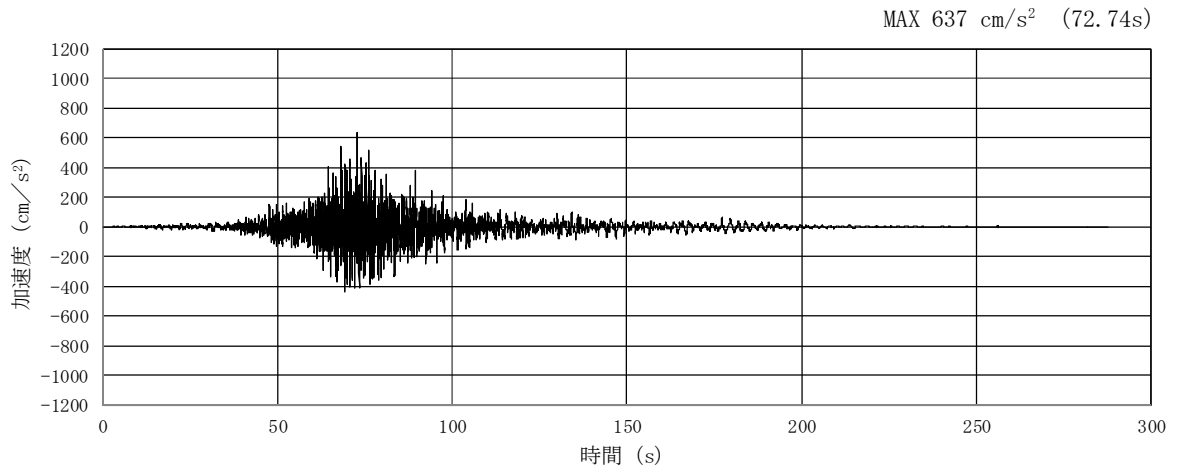


(a) 加速度時刻歴波形

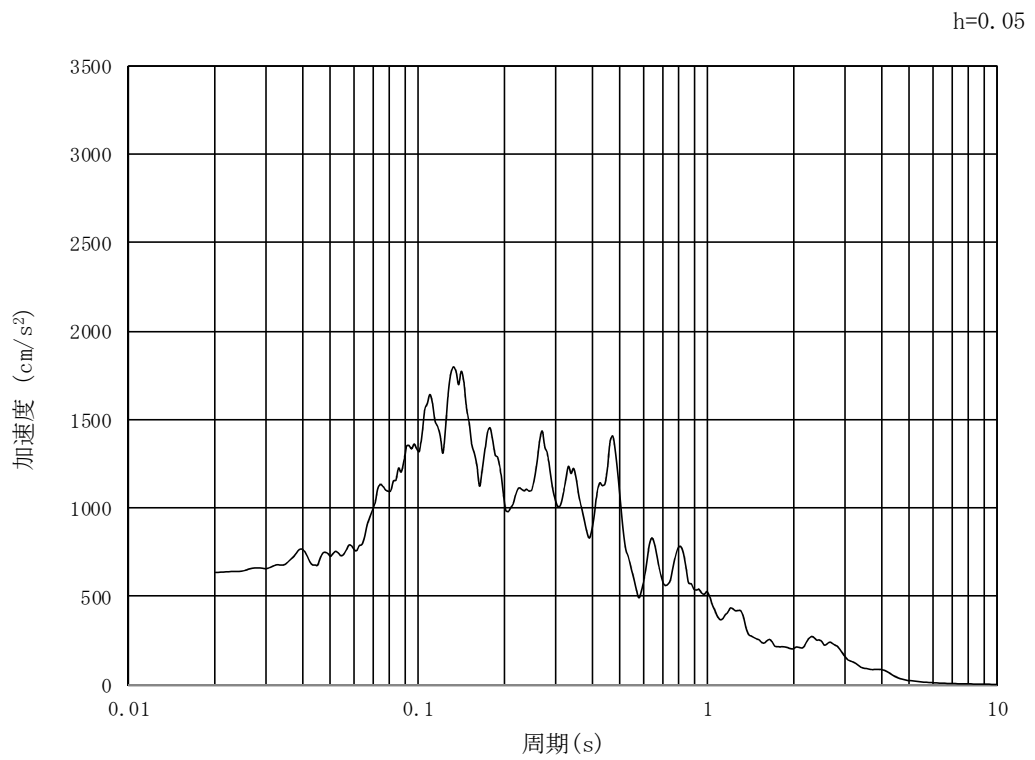


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (24) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S_s-22 NS方向)

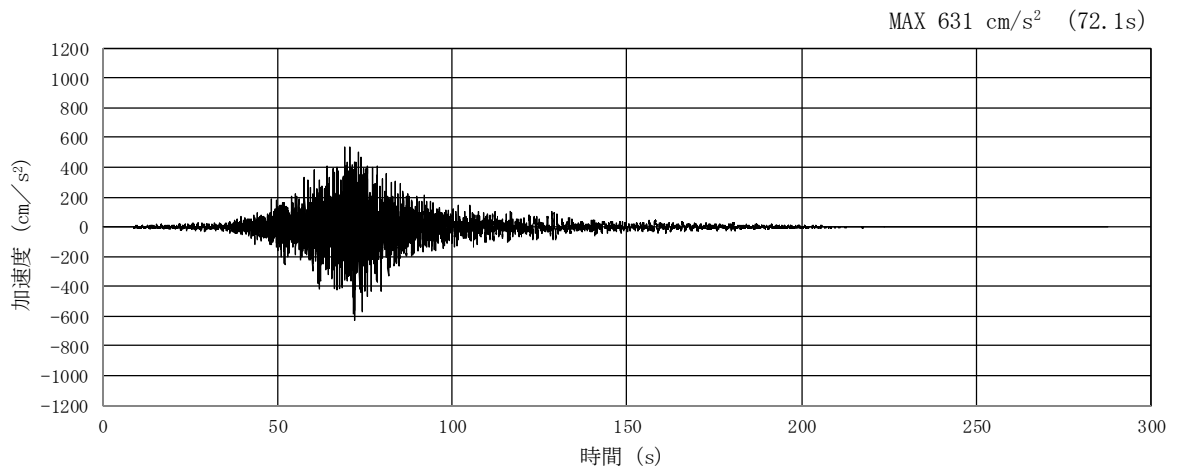


(a) 加速度時刻歴波形

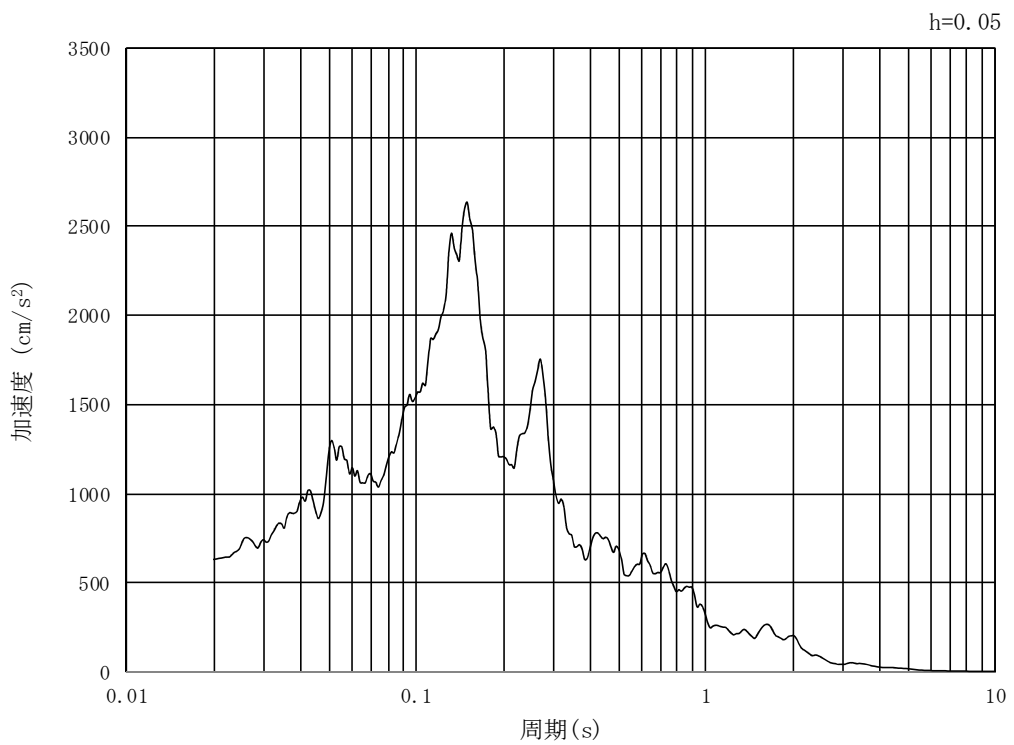


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (25) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: S_s-22 EW方向)

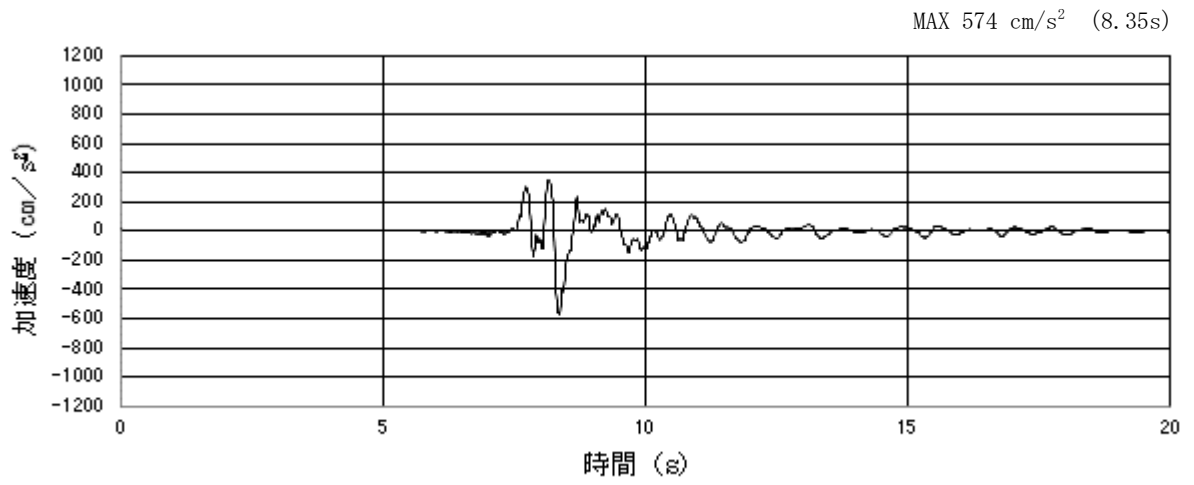


(a) 加速度時刻歴波形

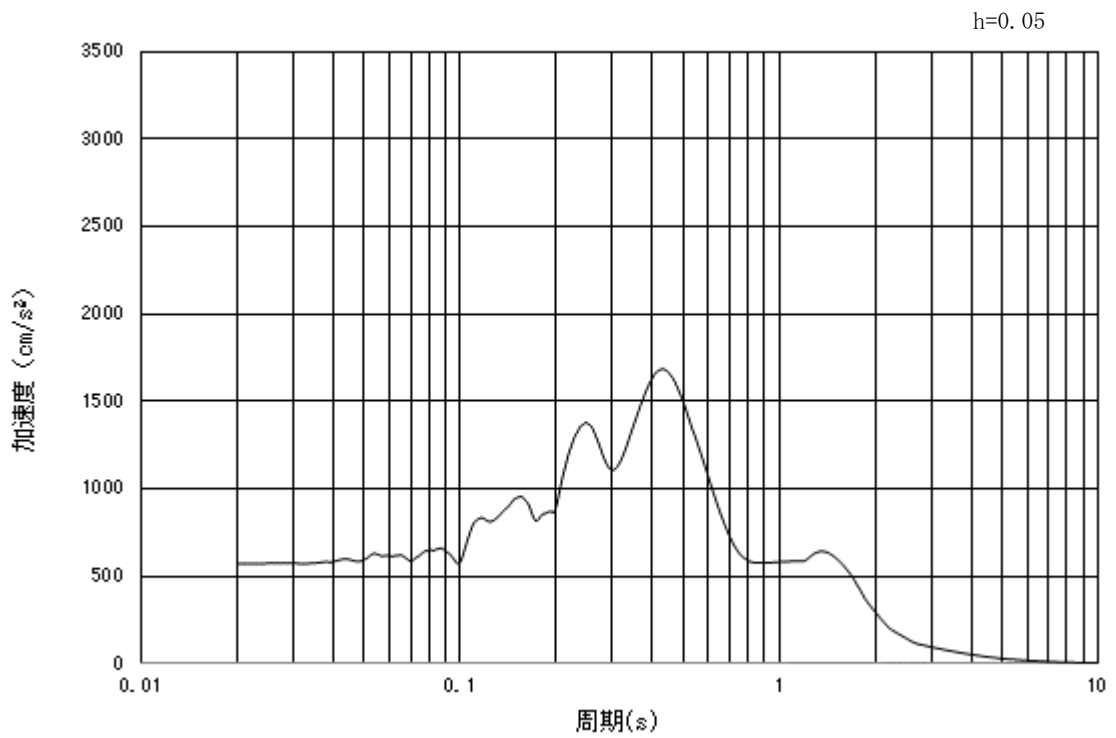


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (26) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S_s-22 EW方向)

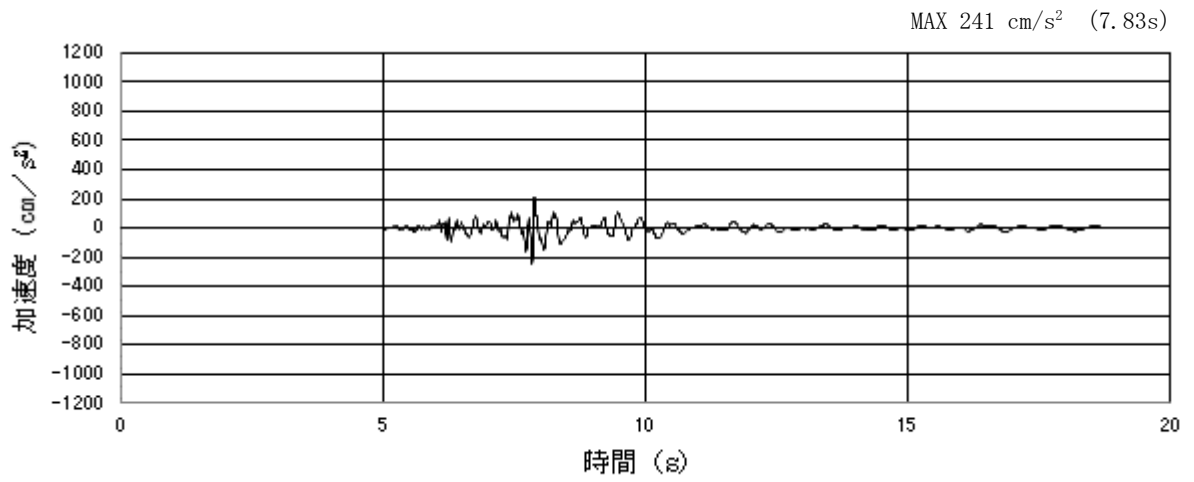


(a) 加速度時刻歴波形

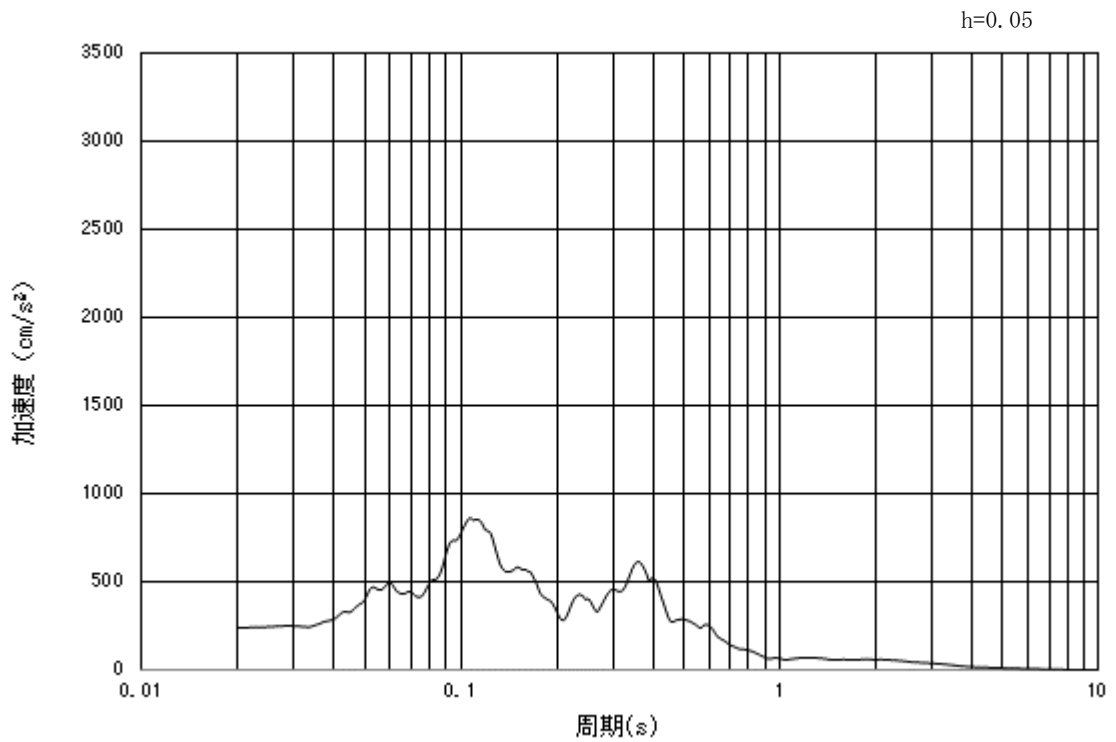


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (27) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : $S_s - 31$)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (28) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 31$)

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 解析モデル

(1) 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。具体的には、J E A G 4 6 0 1 - 1987 を適用し、図 3.5.1-1 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、最大周波数 20 Hz 及びせん断波速度 V_s で算定される波長の 5 または 4 分割、すなわち $V_s/100$ または $V_s/80$ を考慮し、要素高さを 1m 程度まで細分割して設定する。

解析モデルの下端については、T.P. -80.0m までモデル化する。

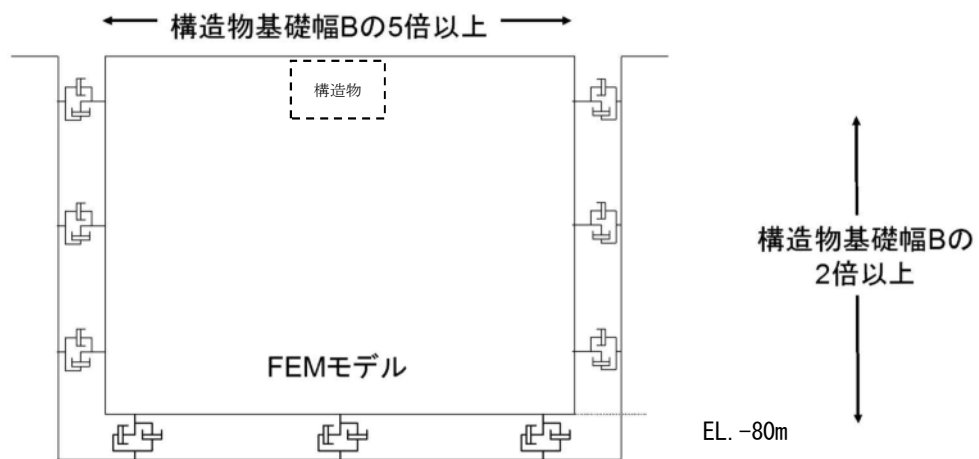


図 3.5.1-1 モデル化範囲の考え方

2次元有効応力解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地層構成を有する1次元地盤モデル（不整形地盤左右端のそれぞれ縦1列の要素列と同じ地層構成で、水平方向に連続することを表現するために循環境界条件を設定したモデル）である。2次元有効応力解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の有効応力解析までのフローを図3.5.1-2に示す。

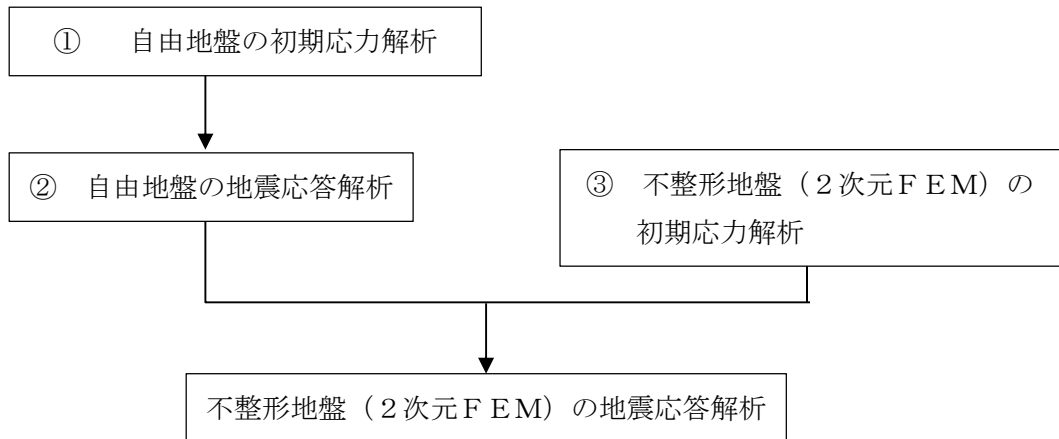


図 3.5.1-2 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(2) 境界条件

a. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図3.5.1-3に示す。

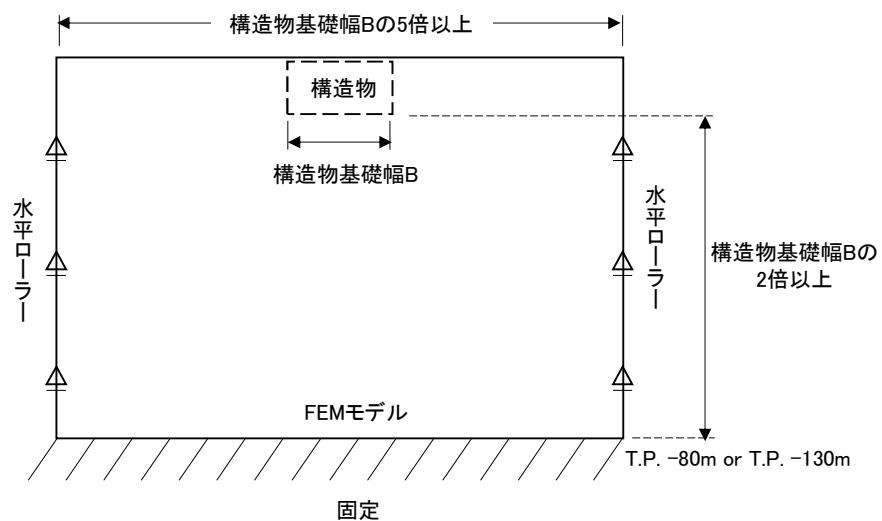


図 3.5.1-3 固有値解析における境界条件の概念図

b. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力時の境界条件は底面固定とし、側方は自重による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5.1-4 に示す。

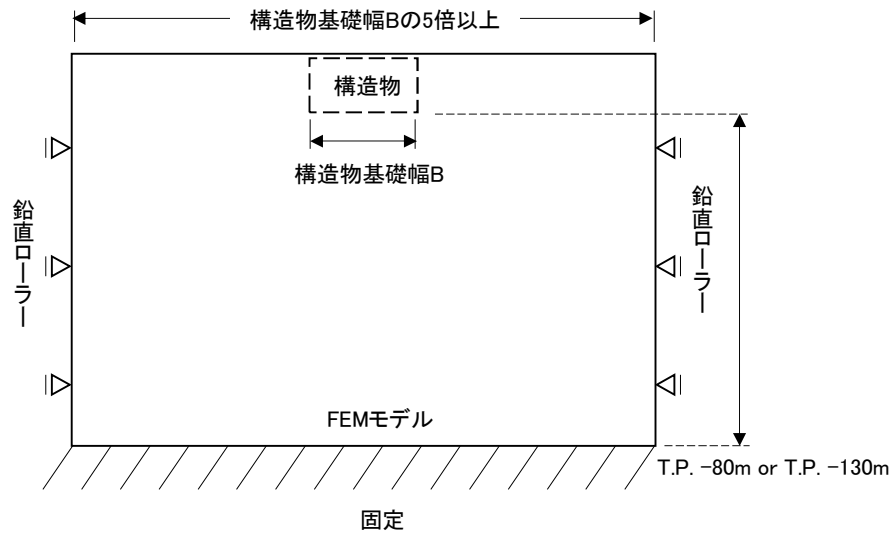


図 3.5.1-4 初期応力解析における境界条件の概念図

c. 地震応答解析時

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

(3) 構造物のモデル化

構造物は、線形はり要素でモデル化する。

鉄筋コンクリートの要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（（社）土木学会 原子力土木委員会，2002年5月）に基づき、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの2.0倍以下とし、1.0倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さ又は有効高さの1.0倍程度まで細分化して設定する。なお、杭の要素分割については、杭に接する地盤の要素分割に合わせて設定する。

また、図3.5.1-5に示す領域を剛域として設定し、（）内に剛域を設定した理由を示す。

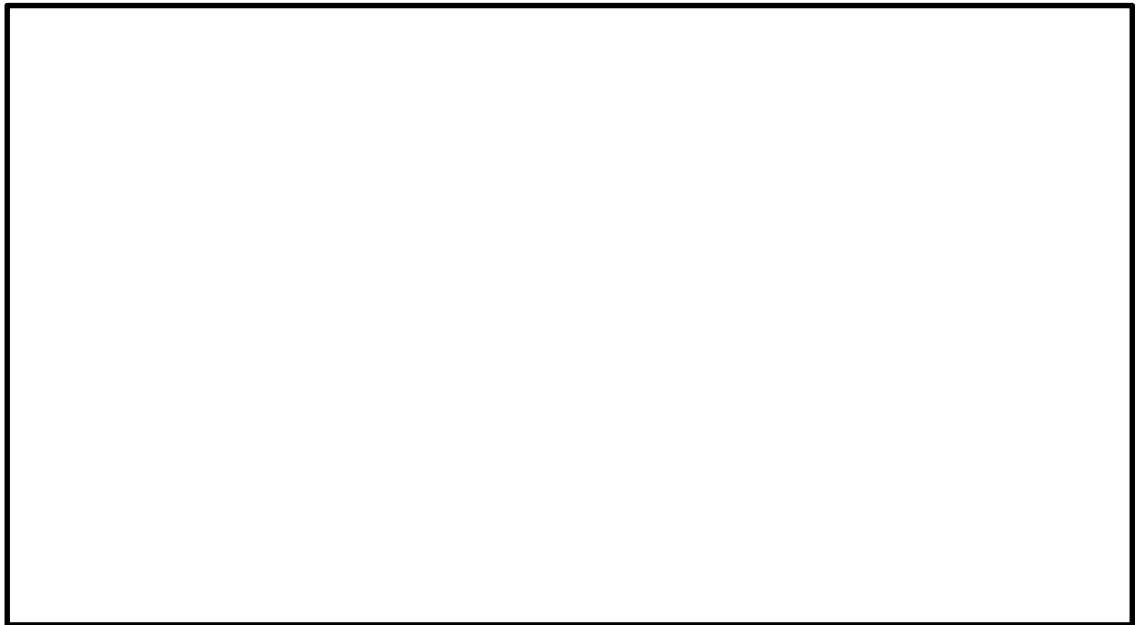


図3.5.1-5 (1) 剛域の設定範囲（A-A断面）



図3.5.1-5 (2) 剛域の設定範囲（B-B断面）

(4) 地盤のモデル化

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

防潮扉 2 基礎の地震応答解析モデルを図 3.5.1-6 および図 3.5.1-7 に示す。

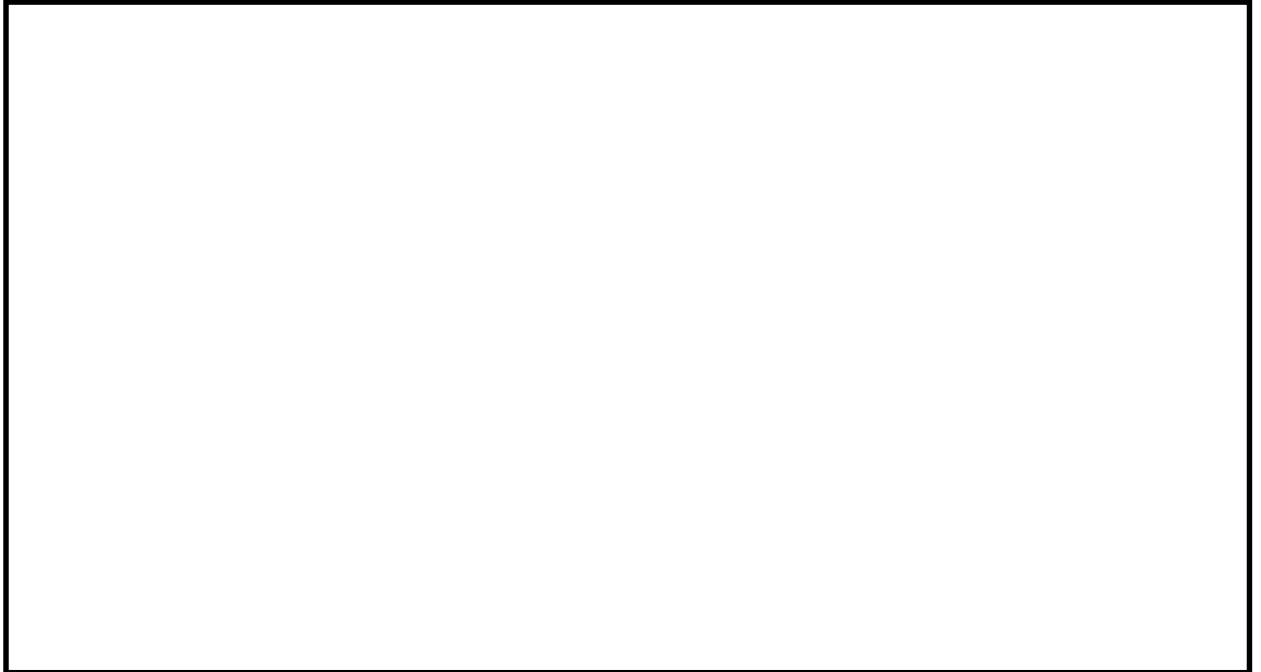


図 3.5.1-6 地震応答解析モデル (A-A断面)

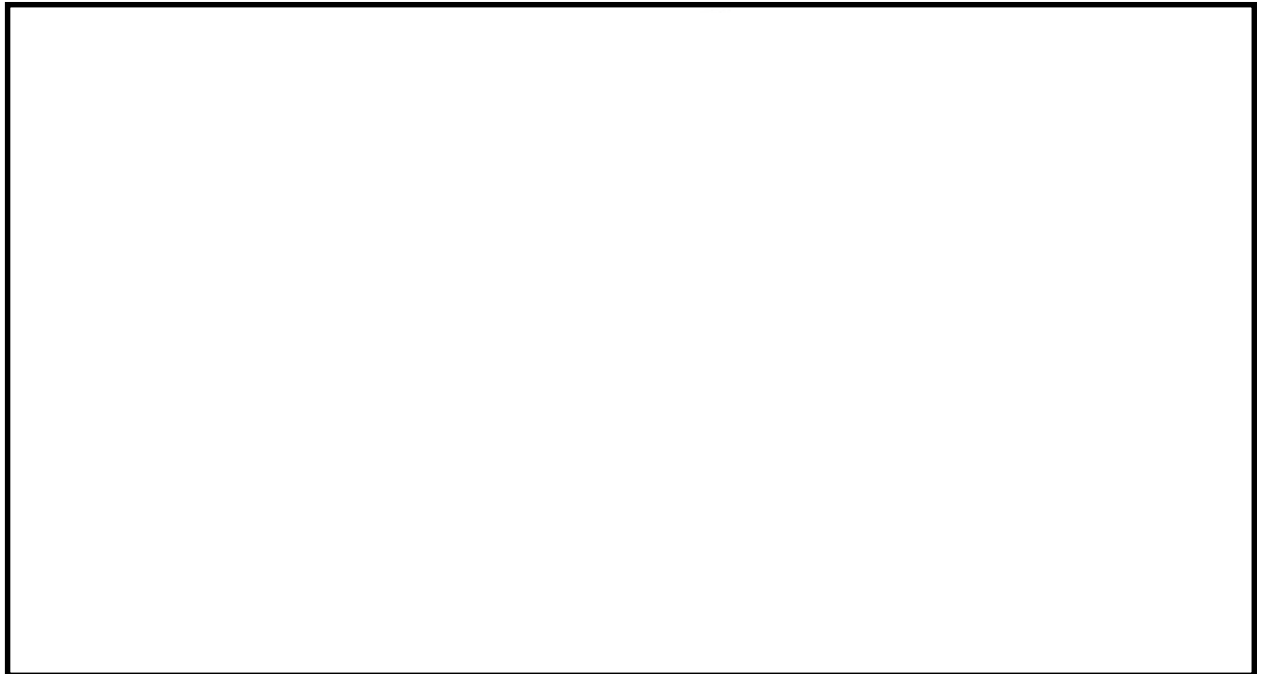


図 3.5.1-7 地震応答解析モデル (B-B断面)

(5) ジョイント要素の設定

有効応力解析では、地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより、強震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。表 3.5.1-3 にジョイント要素の力学特性、図 3.5.1-8 及び図 3.5.1-9 にジョイント要素の配置図を示す。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。c、 ϕ は周辺地盤の c、 ϕ とする。(表 3.5.1-1 参照)

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

ここで、

- τ_f : せん断強度
- c : 粘着力
- ϕ : 内部摩擦角

表 3.5.1-1 隣接構造物及び周辺地盤との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 C (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (度)	備考
第四紀層	du 層	0	37.3	—
	Ag2 層	0	37.4	—
	D2c-3 層	0.026	35.6	—
	D2s-3 層	0.010	35.8	—
	D2g-3 層	0	44.4	—
新第三系	Km 層	$C=0.358-0.00603 \cdot z$	$\phi =23.2+0.0990 \cdot z$	—

z : 標高(m)

ジョイント要素のバネ定数は、数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きな値として、港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター）に従い、表 3.5.1-2 のとおり設定する。

表 3.5.1-2 ジョイント要素のバネ定数

	せん断剛性 k_s (kN/m ³)	圧縮剛性 k_n (kN/m ³)
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6

表 3.5.1-3 ジョイント要素の力学特性

ジョイント要素の力学的特性	
法線方向	せん断方向
<p>直応力</p> <p>圧縮</p> <p>引張</p> <p>剥離</p> <p>直ひずみ</p> <p>k_v</p>	<p>せん断応力</p> <p>すべり</p> <p>せん断ひずみ</p> <p>τ_f</p> <p>k_s</p> <p>すべり</p> <p>$-\tau_f$</p>

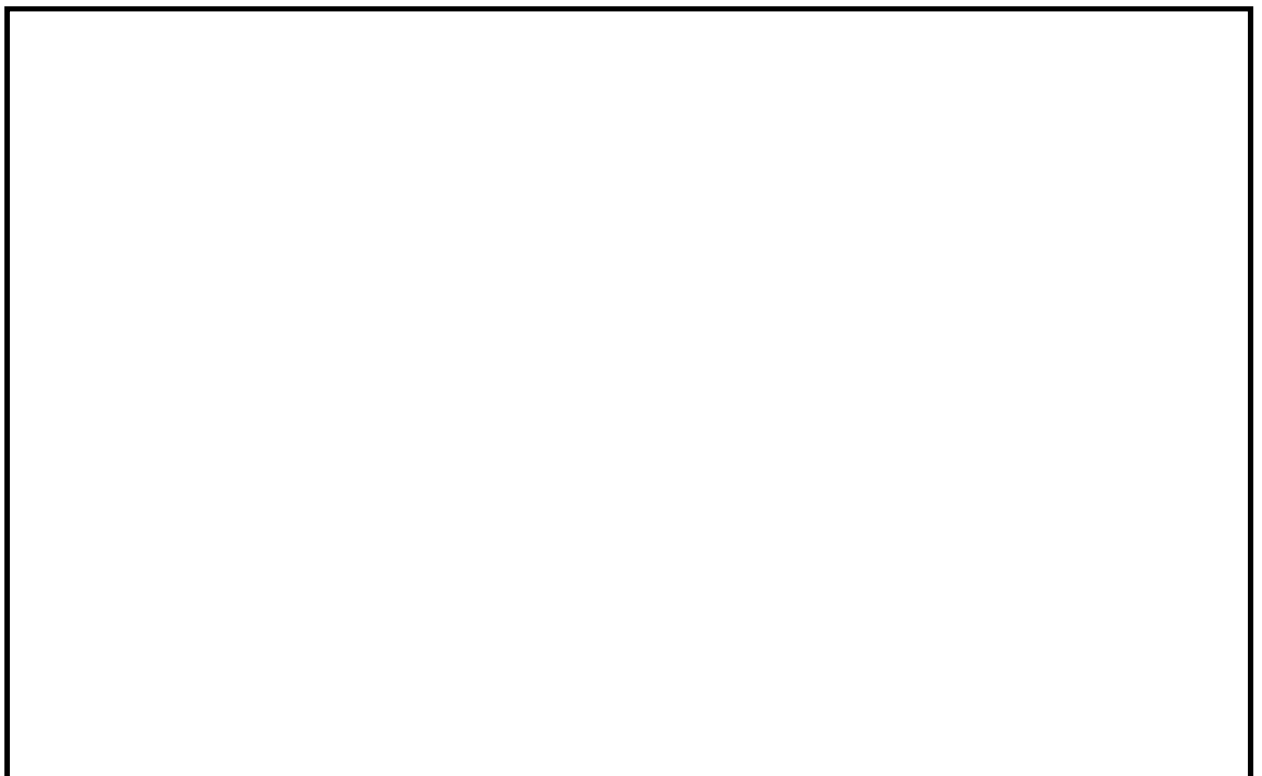


図 3.5.1-8 (1) 防潮扉 2 基礎におけるジョイント要素の配置図 (A-A 断面)

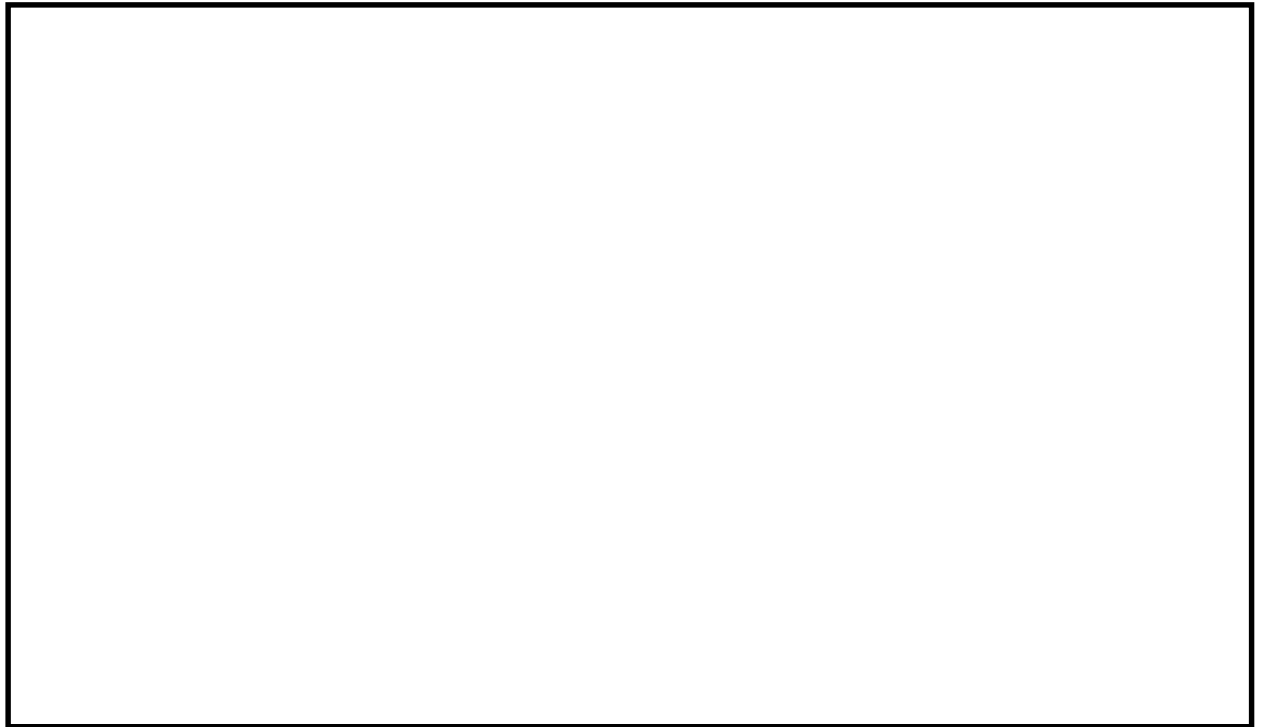


図 3.5.1-8 (2) 防潮扉 2 基礎におけるジョイント要素の配置図 (B-B 断面)

(6) 杭-地盤相互作用バネの設定

地盤と杭の接合面に杭-地盤相互作用バネを設けることにより、強震時の地盤と杭の接合面における相互作用における 3 次元効果を 2 次元モデルで適切に考慮する。

杭-地盤相互作用バネの杭軸方向については、地盤と杭の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合、剛性をゼロとし、すべりを考慮する。せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。c、 ϕ は周辺地盤の c、 ϕ とする。(表 3.5.1-4 参照)

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

ここで、

τ_f : せん断強度

c : 付着力

ϕ : 内部摩擦角

表 3.5.1-4 周辺地盤及び杭との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 (度)	備考
第四紀層	du 層	0	37.3	—
	Ag2 層	0	37.4	—
	D2c-3 層	0.026	35.6	—
	D2g-3	0	44.4	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—
地盤改良体		$c = 1/2 \times q_u$	0.0	—

z : 標高 (m) q_u : 一軸圧縮強度 (N/mm²)

杭-地盤相互作用バネの杭軸方向のバネ定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値として、表 3.5.1-5 のとおり設定する。

また、杭-地盤相互作用バネの杭軸直角方向のバネ定数については、杭径及び杭間隔より設定される※。※ FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」

図 3.5.1-9 に杭-地盤相互作用バネの配置図を、図 3.5.1-10 に杭-地盤相互作用バネの力学的特性を示す。

表 3.5.1-5 杭-地盤相互作用バネのバネ定数

	せん断剛性 k_s (kN/m^3)
杭軸方向	1.0×10^6

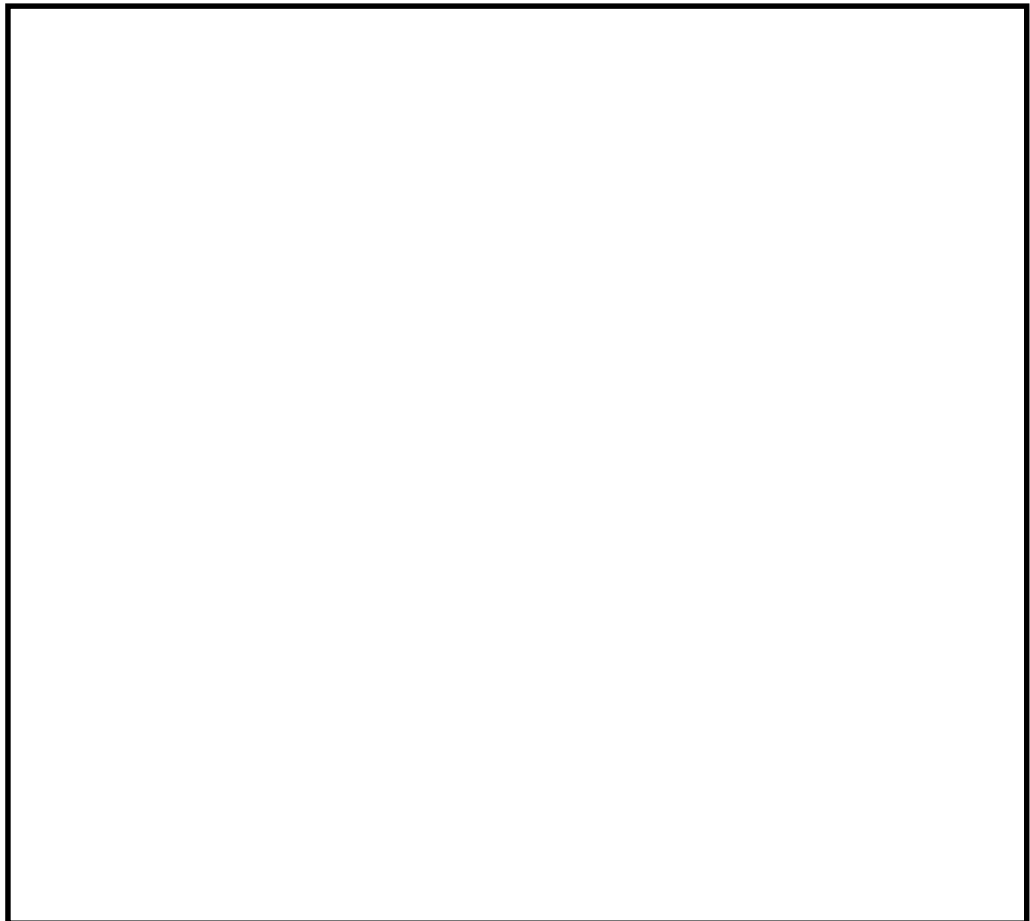


図 3.5.1-9 (1) 杭-地盤相互作用バネの配置図 (A-A断面)

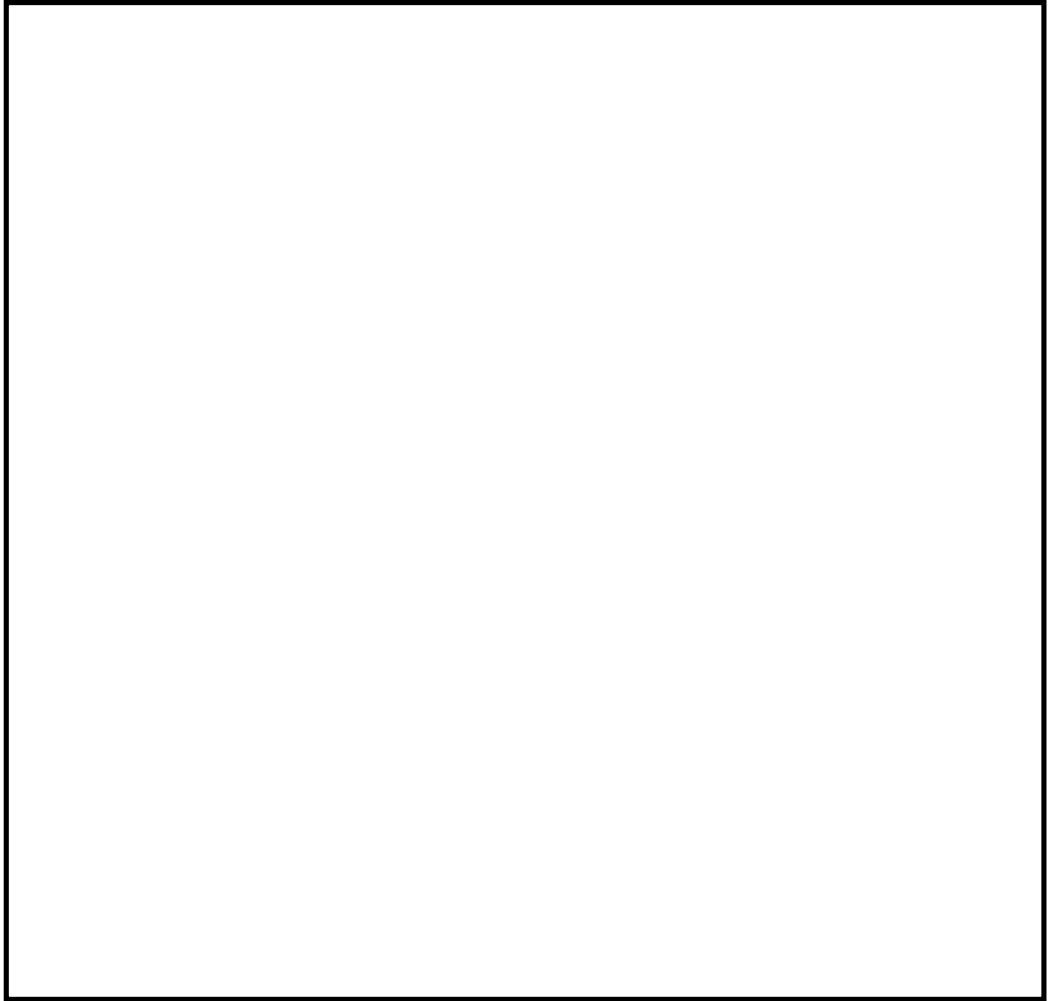


図 3.5.1-9 (2) 杭-地盤相互作用バネの配置図 (B-B断面)

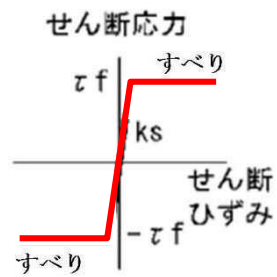


図 3.5.1-10 杭-地盤相互作用バネ (杭軸方向) の力学的特性

(7) 杭下端ジョイントバネの設定

杭下端境界部に圧縮応力の上限値を有さないジョイントバネを設けることにより、杭下端における地盤と杭の相互作用を適切に考慮する。

杭下端の杭軸方向について設定するジョイントバネは、常時状態以上の引張が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。

杭下端ジョイントバネのバネ定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値として、表 3.5.1-6 のとおり設定する。図 3.5.1-11 に杭下端ジョイントバネ設定の考え方を示す。

表 3.5.1-6 杭下端ジョイントバネのバネ定数

	圧縮剛性 k_v (kN/m)
杭軸方向	1.0×10^6

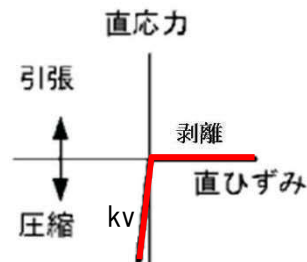


図 3.5.1-11 杭下端ジョイントバネ設定の考え方

(8) 減衰定数の設定

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰にて与える。なお、Rayleigh減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では、時系列で地盤の1次固有振動数が低振動数側へシフトして行くことから、Rayleigh減衰の係数 α 、 β の両方を用いると、質量比例項の減衰 α [M]の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方、有効応力解析における低振動数帯で減衰 α [M]の影響がない剛性比例型減衰では、地盤の1次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い、1次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに、有効応力解析では、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う1次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、1次固有振動モードに対する減衰定数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し、地盤応答の適切な評価が行えるように、低振動数帯で減衰 α [M]の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α, β : 係数

係数 α 、 β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで、

f : 固有値解析により求められた1次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は1%（解析における減衰は、ひずみが多い領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として1%を採用している。）とする。また、線形材料としてモデル化する鋼材の減衰定数は3%（道路橋示方書（V耐震設計編）同解説（平成14年3月））とし、線形材料としてモデル化するコンクリートの減衰定数は5%（J E A G 4 6 0 1 -1987）とする。

図 3.5.1-12 に Rayleigh 減衰の設定フローを、表 3.5.1-7 に固有値解析結果を示す。

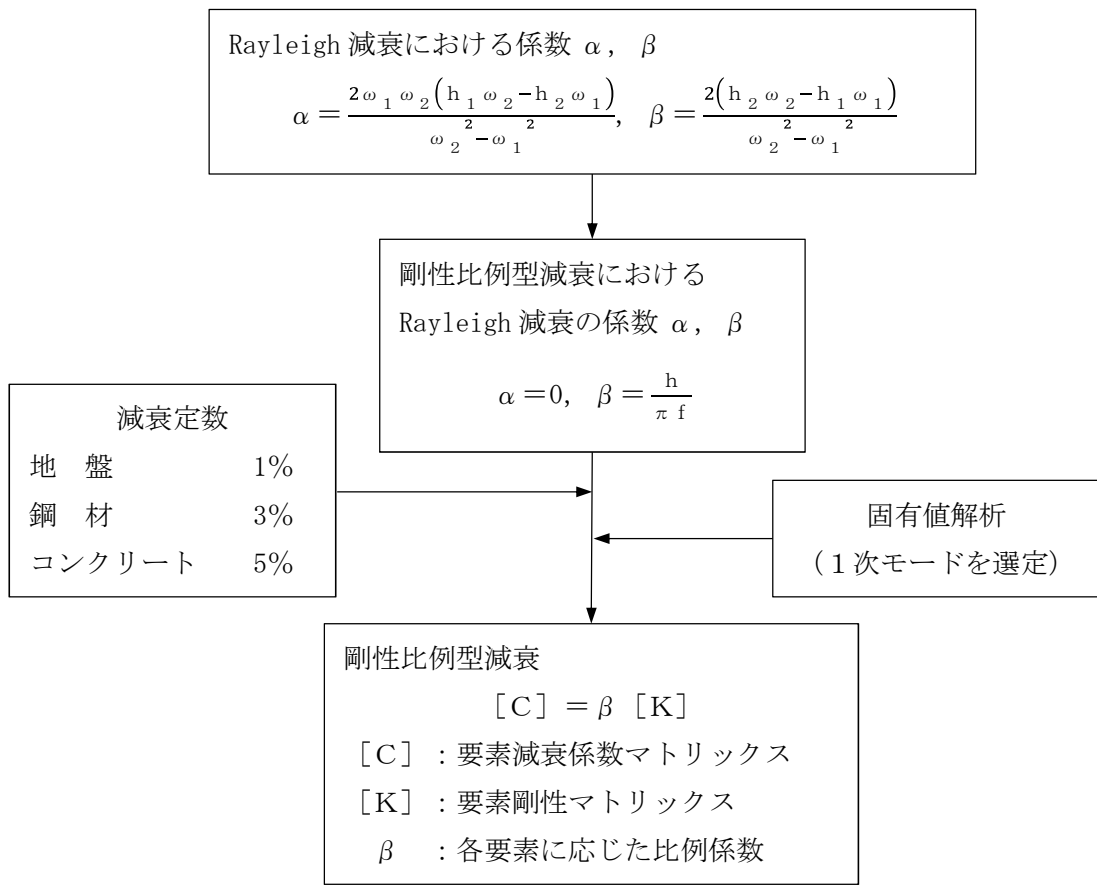


図 3.5.1-12 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.5.1-7 固有値解析結果

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

(a) A-A断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.095	590.43	地盤の1次として採用
2	1.656	13.63	—
3	2.178	12.25	—
4	2.297	-37.69	—
5	2.424	-58.84	—
6	2.645	-36.65	—
7	2.661	-176.68	構造物の1次として採用
8	2.772	-24.33	—
9	3.021	-22.91	—

(b) B-B断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.077	724.140	地盤の1次として採用
2	1.879	1.520	—
3	2.393	2.947	—
4	2.777	242.300	構造物の1次として採用
5	2.883	-17.252	—
6	3.070	12.878	—
7	3.647	-14.559	—
8	3.784	12.851	—
9	4.314	36.083	—

表 3.5.1-7 (2) 固有値解析結果

(検討ケース②)：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

(a) A-A断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.103	593.53	地盤の1次として採用
2	1.689	8.87	—
3	2.248	-21.92	—
4	2.353	-22.92	—
5	2.509	34.49	—
6	2.751	102.60	—
7	2.774	147.71	構造物の1次として採用
8	2.827	-38.17	—
9	3.123	-24.99	—

(b) B-B断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.085	727.690	地盤の1次として採用
2	1.914	2.081	—
3	2.417	-2.374	—
4	2.923	239.930	構造物の1次として採用
5	3.142	9.651	—
6	3.272	-7.329	—
7	3.907	-36.683	—
8	4.096	-4.141	—
9	4.668	12.315	—

表 3.5.1-7 (3) 固有値解析結果

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

(a) A-A断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.084	586.24	地盤の1次として採用
2	1.617	21.62	—
3	2.063	8.43	—
4	2.277	66.96	—
5	2.339	-73.92	—
6	2.497	22.19	—
7	2.561	175.89	構造物の1次として採用
8	2.745	13.86	—
9	2.903	-18.76	—

(b) B-B断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.068	719.970	地盤の1次として採用
2	1.883	2.841	
3	2.383	3.588	
4	2.640	249.110	構造物の1次として採用
5	2.985	-3.944	
6	3.034	12.548	
7	3.648	19.930	
8	3.752	3.355	
9	4.259	-41.231	

表 3.5.1-7 (4) 固有値解析結果

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

(a) A-A断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.032	550.38	地盤の1次として採用
2	1.361	143.41	—
3	1.734	-4.55	—
4	1.974	62.58	—
5	2.103	132.48	—
6	2.222	167.32	構造物の1次として採用
7	2.310	16.42	—
8	2.364	-29.73	—
9	2.535	-64.69	—

(b) B-B断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.047	706.910	地盤の1次として採用
2	1.846	32.824	—
3	2.312	164.870	—
4	2.422	187.330	構造物の1次として採用
5	2.751	82.991	—
6	2.849	-76.727	—
7	3.295	0.163	—
8	3.437	-5.520	—
9	3.868	-43.032	—

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5.2-1 に、材料の物性値を表 3.5.2-2 に示す。

表 3.5.2-1 使用材料

諸元	
鉄筋	SD490
コンクリート	設計基準強度 40 N/mm ²
鋼管杭*	SM570 φ2500 t=35

*：道路橋示方書・同解説IV下部工編に従い腐食代 1 mm を考慮する。鋼管杭の断面照査及び鋼管杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1 mm による断面積の低減を考慮する。

表 3.5.2-2 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数 (%)
鉄筋コンクリート	24.5 ^{*1}	3.10×10 ⁴ ^{*1}	0.2 ^{*1}	5 ^{*2}
鋼管杭	77.0 ^{*1}	2.00×10 ⁵ ^{*1}	0.3 ^{*1}	3 ^{*2}

注記 *1：道路橋示方書（I 共通編・IV下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）

*2：道路橋示方書（I 共通編・V耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）

3.5.3 地盤の物性値

地盤の物性値は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。なお、地盤については、液状化検討対象層における有効応力の変化に応じた地震挙動を適切にモデル化する。地盤の物性値を表3.5.3-1に示す。

表 3.5.3-1 (1) 地盤の解析用物性値一覧 (液状化検討対象層)

パラメータ				原地盤									豊浦標準砂
				埋戻土		第四系 (液状化検討対象層)							
				f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D2g-2	D1g-1	
物理特性	密度 ○は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.15	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.20	0.67	0.79	0.43	0.43	0.67	0.70
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 ○は地下水位以浅	σ'_{na}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1167	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 ○は地下水位以浅	G_{na}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	1362035	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.010	0	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41.0	37.4	35.8	44.4	44.4	37.4	30.0
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_F	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	41.4	34.9	28.0
	液状化パラメータ	S_L	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_L	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_L	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.60	0.50	0.80
液状化パラメータ	C_1	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	3.82	2.83	1.44	

表 3.5.3-1 (2) 地盤の解析用物性値一覧 (非液状化層)

パラメータ				原地盤					新第三系
				第四系 (非液状化層)				Km	
				Ac	D2c-3	D2c-2	Im		
物理特性	密度 ○は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.65	1.77	1.77	1.47 (1.43)	1.77	1.72-1.03×10 ⁻¹ ・z
	間隙比	e	—	1.59	1.09	1.09	2.80	1.09	1.16
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.22	0.14	0.22	0.16-0.00025・z
	基準平均有効主応力 ○は地下水位以浅	σ'_{na}	kN/m ²	480	696	696	249 (223)	696	動の変形特性に基づき、z (標高) 毎に物性値を設定
	基準初期せん断剛性 ○は地下水位以浅	G_{na}	kN/m ²	121829	285223	285223	38926 (35783)	285223	
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.186	0.151	0.186	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.026	0.042	0.026	
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	35.6	27.3	35.6	23.2+0.0990・z

z : 標高 (m)

表 3.5.3-1 (3) 地盤の解析用物性値一覧 (新第三系 Km 層)

区分 番号	設定深度 TP(m) Z	適用深度 TP(m)	密度 ρ (g/cm ³)	静ポアソン比 ν_{CO}	粘着力 C _{CO} (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ_{CO} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 G _{ma} (kN/m ²)	基準体積 弾性係数 K _{ma} (kN/m ²)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m ²)	拘束圧 依存係数 mG,mK	最大履歴 減衰率 h _{max} (-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度V _p (m/s)
1	10	9.5 ~ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310.675	353.317	504	0	0.105	0.464	1640
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312.139	354.982	504	0	0.105	0.464	1644
3	8	7.5 ~ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313.606	356.650	504	0	0.105	0.464	1648
4	7	6.5 ~ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315.076	358.322	504	0	0.105	0.464	1651
5	6	5.5 ~ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315.076	358.322	504	0	0.106	0.464	1651
6	5	4.5 ~ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316.551	359.999	504	0	0.106	0.464	1655
7	4	3.5 ~ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318.028	361.679	504	0	0.106	0.463	1638
8	3	2.5 ~ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319.509	363.363	504	0	0.107	0.463	1642
9	2	1.5 ~ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319.509	363.363	504	0	0.107	0.463	1642
10	1	0.5 ~ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320.993	365.051	504	0	0.107	0.463	1646
11	0	-0.5 ~ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322.481	366.743	504	0	0.107	0.463	1650
12	-1	-1.5 ~ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323.972	368.439	504	0	0.108	0.463	1653
13	-2	-2.5 ~ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325.467	370.139	504	0	0.108	0.463	1657
14	-3	-3.5 ~ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325.467	370.139	504	0	0.108	0.463	1657
15	-4	-4.5 ~ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326.965	371.843	504	0	0.108	0.463	1661
16	-5	-5.5 ~ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328.467	373.551	504	0	0.109	0.462	1644
17	-6	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329.972	375.262	504	0	0.109	0.462	1648
18	-7	-7.5 ~ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329.972	375.262	504	0	0.109	0.462	1648
19	-8	-8.5 ~ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331.480	376.977	504	0	0.109	0.462	1652
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332.992	378.697	504	0	0.110	0.462	1656
21	-10	-11 ~ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334.507	380.420	504	0	0.110	0.462	1659
22	-12	-13 ~ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336.026	382.147	504	0	0.110	0.462	1663
23	-14	-15 ~ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339.074	385.614	504	0	0.111	0.462	1671
24	-16	-17 ~ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340.603	387.352	504	0	0.111	0.461	1654
25	-18	-19 ~ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343.671	390.842	504	0	0.112	0.461	1662
26	-20	-21 ~ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345.211	392.593	504	0	0.112	0.461	1665
27	-22	-23 ~ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348.300	381.471	498	0	0.112	0.461	1673
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351.403	384.870	498	0	0.113	0.461	1680
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352.959	386.574	498	0	0.113	0.460	1664
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356.083	389.996	498	0	0.114	0.460	1672
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357.650	391.712	498	0	0.114	0.460	1675
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360.794	395.155	498	0	0.115	0.460	1683
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362.371	396.883	498	0	0.115	0.459	1667
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365.536	400.349	498	0	0.115	0.459	1675
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367.124	402.088	498	0	0.116	0.459	1678
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370.309	405.577	498	0	0.116	0.459	1685
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371.907	407.327	498	0	0.117	0.459	1689
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375.113	410.838	498	0	0.117	0.458	1678
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376.721	412.599	498	0	0.117	0.458	1681
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379.948	416.134	498	0	0.118	0.458	1688
41	-50	-51 ~ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385.416	422.122	498	0	0.118	0.458	1696
42	-52	-53 ~ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387.051	423.913	498	0	0.118	0.458	1699
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390.331	427.505	498	0	0.118	0.457	1688
44	-56	-57 ~ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391.976	429.307	498	0	0.119	0.457	1692
45	-58	-59 ~ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395.277	432.922	498	0	0.119	0.457	1699
46	-60	-61 ~ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396.933	434.736	498	0	0.120	0.457	1702
47	-62	-63 ~ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400.255	422.491	492	0	0.120	0.457	1709
48	-64	-65 ~ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401.921	424.250	492	0	0.120	0.456	1695
49	-66	-67 ~ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405.263	427.778	492	0	0.120	0.456	1702
50	-68	-69 ~ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406.939	429.547	492	0	0.121	0.456	1705
51	-70	-71 ~ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410.302	433.097	492	0	0.121	0.456	1712
52	-72	-73 ~ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413.679	436.661	492	0	0.121	0.456	1719
53	-74	-75 ~ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415.373	438.449	492	0	0.122	0.455	1705
54	-76	-77 ~ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418.771	442.036	492	0	0.122	0.455	1712
55	-78	-79 ~ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420.475	443.835	492	0	0.122	0.455	1716
56	-80	-81 ~ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423.893	447.443	492	0	0.122	0.455	1723
57	-82	-85 ~ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425.608	449.253	492	0	0.123	0.455	1726
58	-88	-90 ~ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434.232	458.356	492	0	0.124	0.454	1726
59	-92	-95 ~ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439.448	463.862	492	0	0.124	0.454	1736
60	-98	-101 ~ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448.210	473.111	492	0	0.125	0.453	1736
61	-104	-108 ~ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455.282	463.485	486	0	0.126	0.452	1733
62	-112	-115 ~ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465.995	474.391	486	0	0.127	0.451	1737
63	-118	-122 ~ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475.016	483.575	486	0	0.127	0.451	1754
64	-126	-130 ~ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485.957	494.713	486	0	0.128	0.450	1758

表 3.5.3-1 (4) 地盤改良体の物性値一覧

項目		地盤改良体 (セメント改良)	
		一軸圧縮強度 (≤8.5N/mm ² の場合)	一軸圧縮強度 (>8.5N/mm ² の場合)
物理特性	密度 ρ_t (g/cm ³)	改良対象の原地盤の平均密度×1.1	
静的変形特性	静弾性係数 (N/mm ²)	581	2159
	静ポアソン比 ν_s	0.260	
動的変形特性	初期せん断剛性 G_0 (N/mm ²)	$G_0 = \rho_t / 1000 \times V_s^2$ $V_s = 147.6 \times q_u^{0.417}$ (m/s) q_u : 一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	
	動ポアソン比 ν_d	0.431	
	動せん断弾性係数のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (-)	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (-)
	減衰定数 $h \sim \gamma$	$h = 0.152 \frac{\gamma / 0.000537}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (-)	$h = 0.178 \frac{\gamma / 0.001560}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (-)
強度特性	粘着力 C (N/mm ²)	$C = q_u / 2$ q_u : 一軸圧縮強度 (N/mm ²)	

* 地盤改良体 (嵩上げ部) の一軸圧縮強度 : 1.5 N/mm²

3.5.4 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

3.6 解析ケース

3.6.1 耐震評価における検討ケース

防潮扉 2 基礎の耐震設計における検討ケースを表 3.6.1-1 に示す。

耐震評価においては、全ての基準地震動 S_s に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）において、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての評価項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥より追加検討ケースを実施する。最も厳しい地震動の選定は、照査値 1.0 に対して 2 倍の余裕となる照査値 0.5 以上を相対的に厳しい地震動の選定の目安として実施する。

表 3.6.1-1 防潮扉 2 基礎の耐震設計における検討ケース

検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
		原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース	地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定		原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波(位相)	S_s-D1	(H+V+)	実施				
		(H+V-)	実施				
		(H-V+)	実施				
		(H-V-)	実施				
	S_s-11		実施				
	S_s-12		実施				
	S_s-13		実施				
	S_s-14		実施				
	S_s-21		実施				
	S_s-22		実施				
S_s-31	(H+V+)	実施					
	(H-V+)	実施					

全ての基準地震動 S_s に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）において、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての照査項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥より追加検討ケースを実施する。

構築物間の相対変位の算定を行う場合は、上記の実施ケースにおいて変位量が厳しいケースで行う。

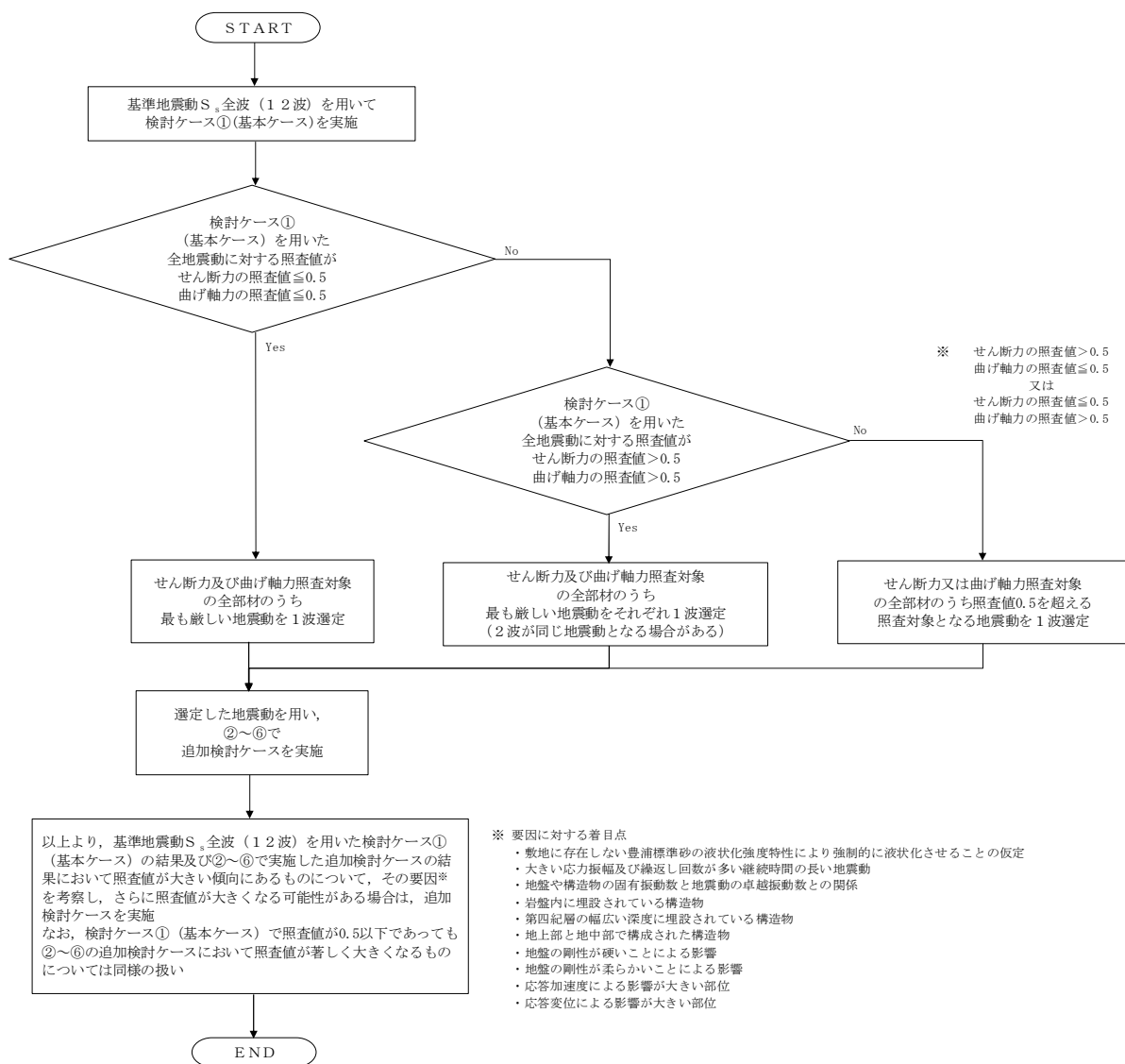


図 3.6.1-1 ②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フロー

3.6.2 機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

機器・配管系に対する加速度応答の抽出における検討ケースを表 3.6.2-1 に示す。

全ての基準地震動 S_s に対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）において，上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い，④及び⑥より追加検討ケースを実施する。

表 3.6.2-1 機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケース

検討ケース		④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース	
液状化強度特性の設定		敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用	
地震波 (位相)	$S_s - D 1$	(H+V+)	全ての基準地震動 S_s に対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）において，上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い，④及び⑥より追加検討ケースを実施する。	実施	全ての基準地震動 S_s に対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）において，上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い，④及び⑥より追加検討ケースを実施する。
		(H+V-)		実施	
		(H-V+)		実施	
		(H-V-)		実施	
	$S_s - 1 1$			実施	
	$S_s - 1 2$			実施	
	$S_s - 1 3$			実施	
	$S_s - 1 4$			実施	
	$S_s - 2 1$			実施	
	$S_s - 2 2$			実施	
$S_s - 3 1$	(H+V+)	実施			
	(H-V+)	実施			

4. 耐震評価

4.1 評価対象部位

評価対象部位は、防潮扉 2 基礎の構造上の特徴を踏まえて設定する。

(1) 鋼管杭

鋼管杭の評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁を支持する鋼管杭とする。

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁と底版の鉄筋コンクリートとする。

(3) 基礎地盤の支持力

基礎地盤の評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁を支持する基礎地盤とする。

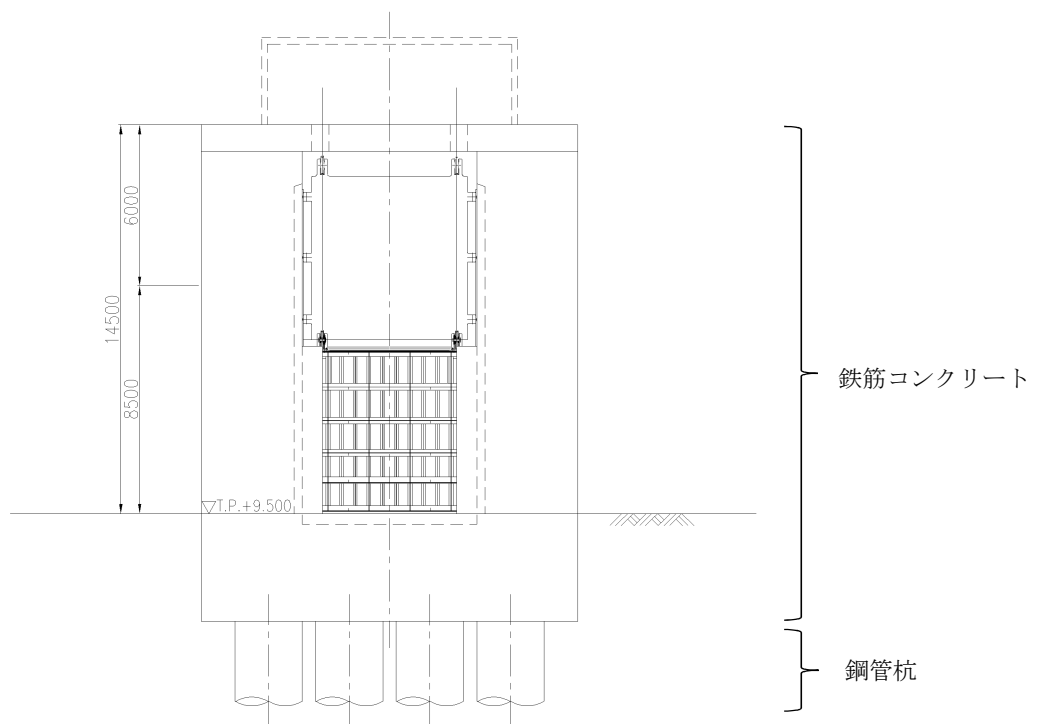


図 4.1-1 防潮扉 2 基礎正面図

4.2 解析方法

「3.5 解析モデル及び諸元」で示した設計対象構造物～地盤の連成系モデルによる2次元有効応力解析を行い、地震時の鉄筋コンクリート及び鋼管杭基礎の構造健全性及び支持性能を確認する。

4.3 荷重及び荷重の組合せ

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

4.3.1 耐震安全性評価上考慮する状態

防潮扉2基礎の耐震評価において、地震時以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

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

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪及び風荷重を考慮する。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

4.3.2 荷重

防潮扉2基礎の耐震評価において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、扉体自重を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

積載荷重として、機器荷重を考慮する。機器荷重の値及び作用高さを表 3.3.2-1 に示す。

表 4.3.2-1 機器荷重

	自重 (kN)	作用高さ (T.P.)
操作建屋荷重	1166.4	+25.625 (建屋中心)
巻上機荷重	188.4	+24.000 (防潮堤天端)
扉体荷重	384.0	+12.525 (扉体重心)
タラップ荷重	5.8	+24.000 (防潮堤天端)

(3) 地震荷重 (K_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

(4) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$ として、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は 600 N/m^2 であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である 0.21 kN/m^2 を考慮する。

積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

(5) 風荷重 (P_k)

風荷重として、風速 30 m/s の風圧力を考慮し、「5.11 浸水防護施設の評価における衝突荷重、風荷重及び積雪荷重について」に示す道路橋示方書 (I 共通編)・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」の式により、 1.7 kN/m^2 とする。

4.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4.3.3-1 及び表 4.3.3-2 に示す。

表 4.3.3-1 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
地震時	$G + P + K_s + P_s + P_k$

G : 固定荷重

P : 積載荷重

K_s : 地震荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

荷重の組合せを表 4.3.3-2 に示す。

表 4.3.3-2 荷重の組合せ

種別	荷重	算定方法	
永久荷重	躯体自重	○ ・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。	
	常時考慮荷重	機器・配管自重	○ ・防潮扉の荷重を考慮する。
		土被り荷重	－ ・土被りはないため考慮しない。
	上載荷重	－ ・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。	
	静止土圧	○ ・常時応力解析により設定する。	
	外水圧	○ ・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。	
	内水圧	－ ・内水はないため考慮しない。	
変動荷重	風荷重以外	－ ・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。	
	風荷重	○ ・風荷重を考慮する。	
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動	○ ・基準地震動 S_0 による水平及び鉛直同時加振を考慮する。	
	鉛直地震動		○ ・躯体、動土圧を考慮する。
	動水圧	－ ・自由水はないため動水圧は考慮しない。	

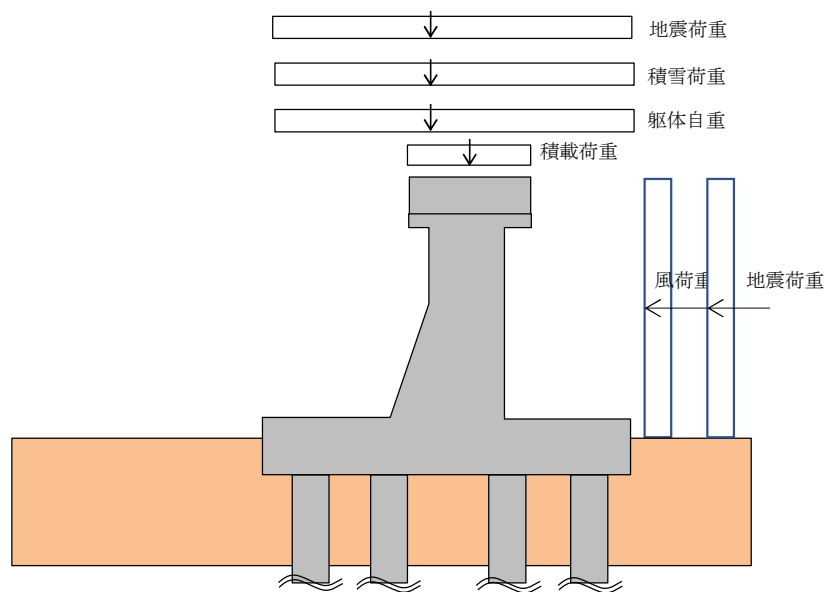


図 4.3.3-1 荷重概念図

4.4 許容限界

許容限界は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

(1) 鋼管杭

鋼管杭の許容限界は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき，表 4.4-1 に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は，鋼材の長期許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 4.4-1 鋼管杭の許容限界

評価項目		許容限界
鋼管杭 (SM570)	短期許容引張応力度 σ_{sa1} (N/mm ²)	382.5
	短期許容圧縮応力度 σ_{sa1} (N/mm ²)	
	短期許容せん断応力度 σ_{sa1} (N/mm ²)	217.5

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの許容限界は、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]（（社）土木学会，2002 年制定）」及び「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会 平成 24 年 3 月）」に基づき，表 4.4-2 に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は，許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 4.4-2 鉄筋コンクリートの許容限界

評価項目		許容限界	
コンクリート*1	$f'_{ck}=40$ N/mm ²	短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	21
		短期許容せん断応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	0.825*3
		短期許容押抜きせん断応力度 τ_{a1}' (N/mm ²)	1.65
		短期許容支圧応力度 σ_{ca}' (N/mm ²)	18
鉄筋*2	SD490	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (N/mm ²) (軸方向鉄筋)	435
		短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (N/mm ²) (せん断補強筋)	300

注記 *1：コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]（（社）土木学会，2002 年制定）

*2：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会 平成 24 年 3 月）

*3：斜め引張鉄筋を考慮する場合は，「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]（（社）土木学会 2002 年制定）」に準拠し，次式により求められる許容せん断力 (V_a) を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで、

V_{ca} : コンクリートの許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

V_{sa} : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$$

τ_{a1} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 有効幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa2} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

表 4.4-3 (1) 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界 (A-A断面)

位置	断面形状				せん断補強筋			許容せん断力		短期許容 せん断力 V_a (= $V_{ca}+V_{sa}$) (kN)
	部材幅 (mm)	部材高 (mm)	かぶり (mm)	有効高 (mm)	径	S_b (mm)	S_s (mm)	コンクリート V_{ca} (kN)	鉄筋 V_{sa} (kN)	
壁部	3450	7500	600	6900	D19	450	300	8538.75	13752.00	22290.7
底版部	14000	4000	1000	3000	D25	300	300	15065.21	59482.17	74547.3

表 4.4-3 (2) 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界 (B-B断面)

位置	断面形状				せん断補強筋			許容せん断力		短期許容 せん断力 V_a (= $V_{ca}+V_{sa}$) (kN)
	部材幅 (mm)	部材高 (mm)	かぶり (mm)	有効高 (mm)	径	S_b (mm)	S_s (mm)	コンクリート V_{ca} (kN)	鉄筋 V_{sa} (kN)	
梁部	1850	7500	600	6900	D25	900	300	4578.75	6080.40	10659.1
壁部	7381	3450	600	2850	D19	600	300	7545.47	8520.26	16065.7
底版部	24000	4000	1050	2950	D25	300	300	25395.65	101384.06	126779.7

(3) 基礎地盤の支持力

極限支持力は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、道路橋示方書（I 共通編・IV下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会、平成14年3月）により設定する。

支持力評価において、豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した耐震設計を行う場合は、第四系の杭周面摩擦力を支持力として考慮せず、杭下端の支持岩盤への接地圧に対する支持力評価を行うことを基本とする。ただし、杭を根入れした岩盤及び岩着している地盤改良体とその上方の非液状化層が連続している場合は、その杭周面摩擦力を支持力として考慮する。

道路橋示方書による杭基礎（中掘り工法）の支持力算定式を以下に、極限支持力度を表4.4-3及び表4.4-4に示す。

極限支持力算定式（杭基礎〔中掘り工法〕）

$$R_u = q_d A + U \sum L_i f_i$$

R_u ：地盤から決まる杭の極限支持力（kN）

q_d ：杭下端における単位面積あたりの極限支持力度（kN/m²）：コンクリート打設方式

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

q_u ：支持岩盤の一軸圧縮強度（kN/m²）

* $c_{CUU} = q_u / 2$ より、 $q_u = c_{CUU} \times 2$ 。ここで、 c_{CUU} は「補足-340-1 地盤の支持性能について」の表4.1-1におけるKm層の非排水せん断強度

A：杭下端面積（m²）

U：杭の周長（m）

L_i ：周面摩擦力を考慮する層の層厚（m）

f_i ：周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度（kN/m²）

表 4.4-3 基礎地盤の支持力に対する許容限界（杭下端：押込み）

項目	算定結果	備考
極限支持力 R_u (kN)	—	
$q_d A$ (kN)	—	
$U \sum L_i f_i$ (kN)	—	
杭下端の極限支持力度 q_d (kN/m ²)	5472	= $3 \cdot q_u$
一軸圧縮強度 q_u (kN/m ²)	1824	= 非排水せん断強度 $\times 2$
非排水せん断強度 (kN/m ²)	912	
杭下端標高 EL. (m)	-21.9	
杭下端面積 A (m ²)	—	
杭の周長 U (m)	—	
周面摩擦力を考慮する層の層厚 L_i (m)	—	
最大周面摩擦力度 f_i (kN/m ²)	—	

「補足-340-1 地盤の支持性能について」の「2. 引抜き力に対する杭基礎の支持力評価方法」により、引抜き力に対する支持力評価において杭周面地盤に地盤改良体がある場合は、その杭周面摩擦力を支持力として考慮する。図 4.4-1 に上記支持力評価の概要を示す。

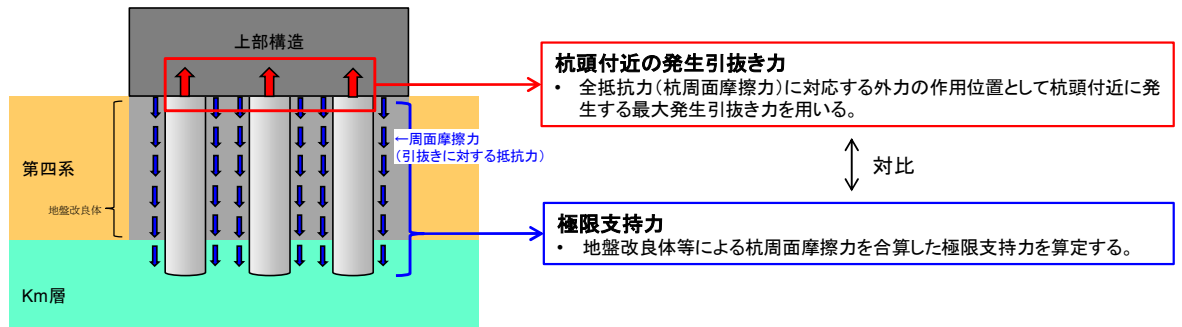


図 4.4-1 引抜き力に対する杭基礎の支持力評価
 (引抜き力に対し地盤改良体の杭周面摩擦力を支持力として考慮する場合)

表 4.4-4 基礎地盤の支持力に対する許容限界 (杭天端：引抜き)

項目	算定結果				備考
	杭 1	杭 2	杭 3	杭 4	
極限支持力 R_u (kN)	18276	18307	18333	18341	
$q_d A$ (kN)	—	—	—	—	
$U \sum L_i f_i$ (kN)	18276	18307	18333	18341	
杭下端の極限支持力度 q_d (kN/m ²)	—	—	—	—	
一軸圧縮強度 q_u (kN/m ²)	—	—	—	—	
非排水せん断強度 (kN/m ²)	—	—	—	—	
杭下端標高 EL. (m)	-21.9	-21.9	-21.9	-21.9	
杭下端面積 A (m ²)	—	—	—	—	
杭の周長 U (m)	7.85	7.85	7.85	7.85	$=2.5 \times \pi$
周面摩擦力を考慮する層の 層厚 L_i (m)	3.790	3.790	3.747	3.701	d u 層
	5.460	5.326	5.312	5.380	A g 2 層
	6.058	6.097	6.027	5.859	D 2 c - 3 層
	5.037	5.111	5.276	5.471	D 2 g - 3 層
	7.055	7.076	7.038	6.989	K m 層
最大周面摩擦力度 f_i (kN/m ²)	33.162	33.162	33.162	33.162	d u 層
	70.988	70.988	70.988	70.988	A g 2 層
	100.000	100.000	100.000	100.000	D 2 c - 3 層
	100.000	100.000	100.000	100.000	D 2 g - 3 層
	100.000	100.000	100.000	100.000	K m 層

極限支持力が最も小さくなる杭 1 の値 18276 kN を許容限界とする。

(4) 止水ジョイント部

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、「5.13 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁シール材について」に基づき有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表 4.4-5 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 4.4-5 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
止水ジョイント部材 (シートジョイント)	2 m

4.5 解析モデル及び諸元

防潮扉2基礎の耐震評価の解析モデルは、「3. 地震応答解析」に示す構造物を線形梁要素でモデル化した地震応答解析モデルとする。

4.6 評価方法

防潮扉2基礎の耐震評価は、「3. 地震応答解析」により得られる照査用応答値が、「4.3 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(1) 鋼管杭の評価手法

鋼管杭の評価は、杭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. 曲げモーメント及び軸力に対する照査

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

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

ここで、

σ : 鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)

M : 最大曲げモーメント (N・mm)

Z : 断面係数 (mm³)

N : 軸力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

b. せん断力に対する照査

せん断力を用いて次式により算定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。

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

ここで、

τ : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S : せん断力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

κ : せん断応力の分布係数 (2.0)

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートは、耐震評価により算定した曲げ圧縮応力、曲げ引張応力及びせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

(3) 基礎地盤の支持力

基礎地盤の支持性能評価においては、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

(4) 止水ジョイント部材

止水ジョイント部における相対変位量が許容限界以下であることを確認する。

なお、止水ジョイント部における相対変位量の算出方法及び鋼製アンカーに対する照査結果は「6.12 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示し、本資料においては止水ジョイント部における相対変位量の結果を示す。

5. 耐震評価結果

5.1 地震応答解析結果

耐震評価においては、「5.20 津波防護施設の耐震評価における追加検討ケースの選定について」に基づき、全ての基準地震動 S_s に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）において、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての評価項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥より追加検討ケースを実施した。

表 5.1-1～表 5.1-7 に、2次元有効応力解析の実施ケース及び防潮扉2基礎の鋼管杭及び鉄筋コンクリートの曲げ軸力、せん断力に対する照査値を示す。

表 5.1-1 (1) A-A断面 鋼管杭の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

地震動		検討ケース		曲げ軸力照査						
				①	②	③	④	⑤	⑥	
$S_s - D 1$	++			0.50						
	+-			0.50	0.49	0.54	0.58	0.54	0.53	
	-+			0.49						
	--			0.49						
$S_s - 1 1$				0.17						
$S_s - 1 2$				0.29						
$S_s - 1 3$				0.25						
$S_s - 1 4$				0.22						
$S_s - 2 1$				0.39						
$S_s - 2 2$				0.32						
$S_s - 3 1$	++			0.49						
	-+			0.49						

表 5.1-1 (2) A-A断面 鋼管杭のせん断力に対する検討ケースと照査値

地震動		検討ケース		せん断力照査						
				①	②	③	④	⑤	⑥	
$S_s - D 1$	++			0.17						
	+-			0.17	0.17	0.17	0.18	0.18	0.18	
	-+			0.17						
	--			0.17						
$S_s - 1 1$				0.08						
$S_s - 1 2$				0.13						
$S_s - 1 3$				0.11						
$S_s - 1 4$				0.11						
$S_s - 2 1$				0.14						
$S_s - 2 2$				0.12						
$S_s - 3 1$	++			0.16						
	-+			0.17						

表 5.1-2 (1) A-A断面 鉄筋コンクリート（壁部）の曲げ軸力（コンクリート曲げ圧縮）に対する検討ケースと照査値

検討ケース 地震動		曲げ軸力照査（コンクリート曲げ圧縮）					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++	0.13					
	+-	0.13	0.12	0.13	0.13	0.14	0.13
	-+	0.11					
	--	0.12					
S _s -11		0.07					
S _s -12		0.09					
S _s -13		0.08					
S _s -14		0.08					
S _s -21		0.11					
S _s -22		0.10					
S _s -31	++	0.10					
	-+	0.11					

表 5.1-2 (2) A-A断面 鉄筋コンクリート（壁部）の曲げ軸力（鉄筋曲げ引張）に対する検討ケースと照査値

検討ケース 地震動		曲げ軸力照査（鉄筋曲げ引張）					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++	0.13					
	+-	0.14	0.14	0.14	0.13	0.15	0.14
	-+	0.15					
	--	0.09					
S _s -11		0.04					
S _s -12		0.06					
S _s -13		0.05					
S _s -14		0.05					
S _s -21		0.09					
S _s -22		0.12					
S _s -31	++	0.09					
	-+	0.11					

表 5.1-2 (3) A-A断面 鉄筋コンクリート（壁部）のせん断力に対する検討ケースと照査値

検討ケース 地震動		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++	0.27					
	+-	0.27	0.26	0.28	0.26	0.30	0.29
	-+	0.25					
	--	0.25					
S _s -11		0.12					
S _s -12		0.16					
S _s -13		0.15					
S _s -14		0.14					
S _s -21		0.22					
S _s -22		0.19					
S _s -31	++	0.22					
	-+	0.24					

表 5.1-3 (1) A-A断面 鉄筋コンクリート（底版部）の曲げ軸力（コンクリート曲げ圧縮）に対する検討ケースと照査値

地震動 \ 検討ケース		曲げ軸力照査（コンクリート曲げ圧縮）					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++	0.16					
	+-	0.15	0.14	0.15	0.17	0.17	0.16
	-+	0.15					
	--	0.15					
S _s -11		0.12					
S _s -12		0.12					
S _s -13		0.12					
S _s -14		0.11					
S _s -21		0.14					
S _s -22		0.13					
S _s -31	++	0.13					
	-+	0.15					

表 5.1-3 (2) A-A断面 鉄筋コンクリート（底版部）の曲げ軸力（鉄筋曲げ引張）に対する検討ケースと照査値

地震動 \ 検討ケース		曲げ軸力照査（鉄筋曲げ引張）					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++	0.24					
	+-	0.23	0.20	0.23	0.26	0.23	0.21
	-+	0.23					
	--	0.23					
S _s -11		0.16					
S _s -12		0.16					
S _s -13		0.17					
S _s -14		0.15					
S _s -21		0.21					
S _s -22		0.19					
S _s -31	++	0.21					
	-+	0.20					

表 5.1-3 (3) A-A断面 鉄筋コンクリート（底版部）のせん断力に対する検討ケースと照査値

地震動 \ 検討ケース		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++	0.63					
	+-	0.62	0.56	0.62	0.71	0.59	0.54
	-+	0.59					
	--	0.59					
S _s -11		0.31					
S _s -12		0.39					
S _s -13		0.36					
S _s -14		0.34					
S _s -21		0.52					
S _s -22		0.42					
S _s -31	++	0.51					
	-+	0.54					

表 5.1-4 (1) B-B断面 鋼管杭の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

地震動		検討ケース		曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥		
S _s -D1	++	0.52							
	+-	0.52	0.50	0.54	0.59	0.50	0.58		
	-+	0.50							
	--	0.49							
S _s -11		0.19							
S _s -12		0.28							
S _s -13		0.26							
S _s -14		0.14							
S _s -21		0.22							
S _s -22		0.32							
S _s -31	++	0.65							
	-+	0.67							

表 5.1-4 (2) B-B断面 鋼管杭のせん断力に対する検討ケースと照査値

地震動		検討ケース		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥		
S _s -D1	++	0.15							
	+-	0.16	0.17	0.17	0.17	0.20	0.23		
	-+	0.16							
	--	0.16							
S _s -11		0.07							
S _s -12		0.10							
S _s -13		0.10							
S _s -14		0.06							
S _s -21		0.07							
S _s -22		0.11							
S _s -31	++	0.21							
	-+	0.20							

表 5.1-5 (1) B-B断面 鉄筋コンクリート (梁部) の曲げ軸力 (コンクリート曲げ圧縮) に対する検討ケースと照査値

地震動		検討ケース		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
		①	②	③	④	⑤	⑥		
S _s -D1	++	0.06							
	+-	0.06	0.06	0.06	0.09	0.06	0.06		
	-+	0.06							
	--	0.07							
S _s -11		0.06							
S _s -12		0.06							
S _s -13		0.06							
S _s -14		0.06							
S _s -21		0.06							
S _s -22		0.06							
S _s -31	++	0.07							
	-+	0.08							

表 5.1-5 (2) B-B断面 鉄筋コンクリート (梁部) の曲げ軸力 (鉄筋曲げ引張) に対する検討ケースと照査値

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++		0.13					
	+-		0.13	0.13	0.14	0.16	0.11	0.11
	-+		0.12					
	--		0.12					
S _s -11			0.10					
S _s -12			0.09					
S _s -13			0.09					
S _s -14			0.09					
S _s -21			0.11					
S _s -22			0.10					
S _s -31	++		0.16					
	-+		0.15					

表 5.1-5 (3) B-B断面 鉄筋コンクリート (梁部) のせん断力に対する検討ケースと照査値

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++		0.71					
	+-		0.76	0.76	0.73	0.87	0.76	0.74
	-+		0.71					
	--		0.77					
S _s -11			0.69					
S _s -12			0.69					
S _s -13			0.70					
S _s -14			0.61					
S _s -21			0.64					
S _s -22			0.71					
S _s -31	++		0.77					
	-+		0.80					

表 5.1-6 (1) B-B断面 鉄筋コンクリート (壁部) の曲げ軸力 (コンクリート曲げ圧縮) に対する検討ケースと照査値

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++		0.07					
	+-		0.07	0.07	0.07	0.10	0.07	0.07
	-+		0.07					
	--		0.07					
S _s -11			0.06					
S _s -12			0.06					
S _s -13			0.06					
S _s -14			0.05					
S _s -21			0.06					
S _s -22			0.06					
S _s -31	++		0.08					
	-+		0.08					

表 5.1-6 (2) B-B断面 鉄筋コンクリート（壁部）の曲げ軸力（鉄筋曲げ引張）に対する検討ケースと照査値

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査（鉄筋曲げ引張）					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++		0.05					
	+-		0.05	0.04	0.05	0.08	0.04	0.04
	-+		0.05					
	--		0.05					
S _s -11			0.02					
S _s -12			0.03					
S _s -13			0.03					
S _s -14			0.02					
S _s -21			0.03					
S _s -22			0.03					
S _s -31	++		0.07					
	-+		0.07					

表 5.1-6 (3) B-B断面 鉄筋コンクリート（壁部）のせん断力に対する検討ケースと照査値

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++		0.32					
	+-		0.32	0.26	0.31	0.44	0.31	0.30
	-+		0.32					
	--		0.33					
S _s -11			0.25					
S _s -12			0.26					
S _s -13			0.26					
S _s -14			0.23					
S _s -21			0.24					
S _s -22			0.29					
S _s -31	++		0.35					
	-+		0.39					

表 5.1-7 (1) B-B断面 鉄筋コンクリート（底版部）の曲げ軸力（コンクリート曲げ圧縮）に対する検討ケースと照査値

地震動		検討ケース	曲げ軸力照査（コンクリート曲げ圧縮）					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	++		0.06					
	+-		0.07	0.07	0.07	0.08	0.06	0.06
	-+		0.08					
	--		0.08					
S _s -11			0.03					
S _s -12			0.05					
S _s -13			0.05					
S _s -14			0.03					
S _s -21			0.03					
S _s -22			0.05					
S _s -31	++		0.07					
	-+		0.07					

表 5.1-7 (2) B-B断面 鉄筋コンクリート (底版部) の曲げ軸力 (鉄筋曲げ引張) に対する検討ケースと照査値

地震動		検討ケース		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
		①	②	③	④	⑤	⑥		
S _s -D1	++	0.23							
	+-	0.24	0.25	0.25	0.30	0.10	0.09		
	-+	0.20							
	--	0.20							
S _s -11		0.07							
S _s -12		0.17							
S _s -13		0.16							
S _s -14		0.04							
S _s -21		0.10							
S _s -22		0.11							
S _s -31	++	0.19							
	-+	0.15							

表 5.1-7 (3) B-B断面 鉄筋コンクリート (底版部) のせん断力に対する検討ケースと照査値

地震動		検討ケース		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥		
S _s -D1	++	0.34							
	+-	0.35	0.30	0.34	0.41	0.29	0.28		
	-+	0.33							
	--	0.32							
S _s -11		0.14							
S _s -12		0.21							
S _s -13		0.20							
S _s -14		0.12							
S _s -21		0.17							
S _s -22		0.20							
S _s -31	++	0.38							
	-+	0.38							

防潮扉2基礎のA-A断面およびB-B断面における基準地震動 S_s による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）分布を図5.1-3～図5.1-6に示す。本図は鋼管杭及び鉄筋コンクリートについて，曲げ軸力及びせん断力に対する照査結果において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布を示したものである。

また，防潮扉2基礎のA-A断面およびB-B断面において，鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果が厳しくなる地震波における最大せん断ひずみ分布図を図5.1-7及び図5.1-8に示し，過剰間隙水圧比分布図を図5.1-9及び図5.1-10に，加速度分布図を図5.1-11及び図5.1-12に示す。これらの図は，各要素に発生したせん断ひずみ，過剰間隙水圧比，加速度の全時刻における最大値の分布を示したものである。

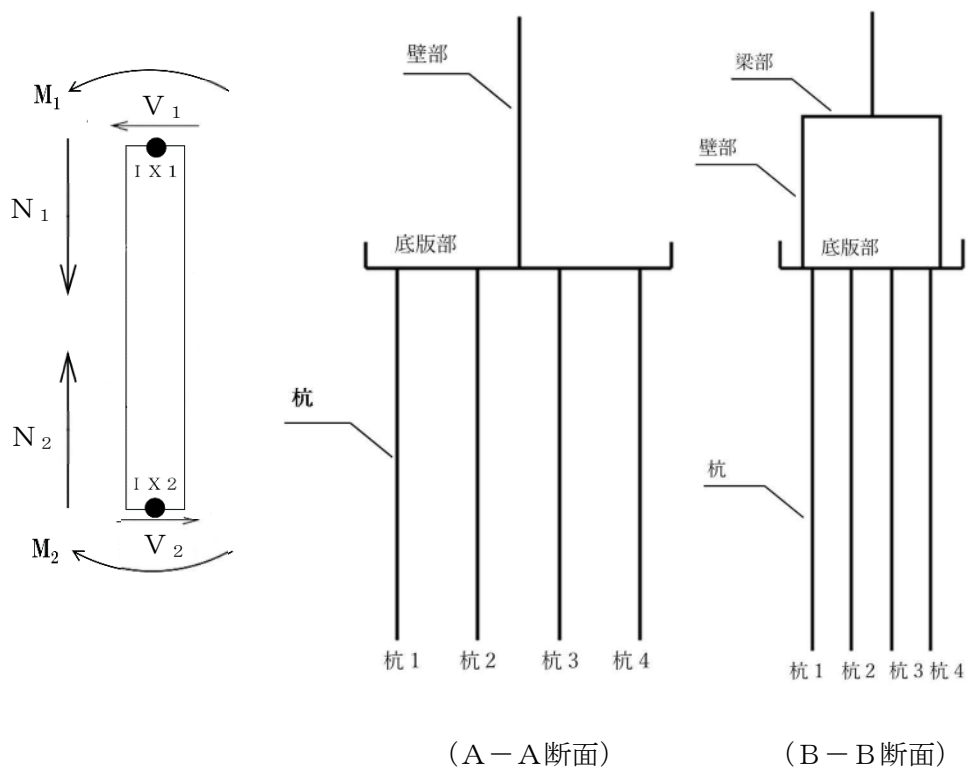


図5.1-1 符号表

図5.1-2 A-A断面，B-B断面の杭番号図

(1) 断面力図

a. A-A断面 (鋼管杭)

- ・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

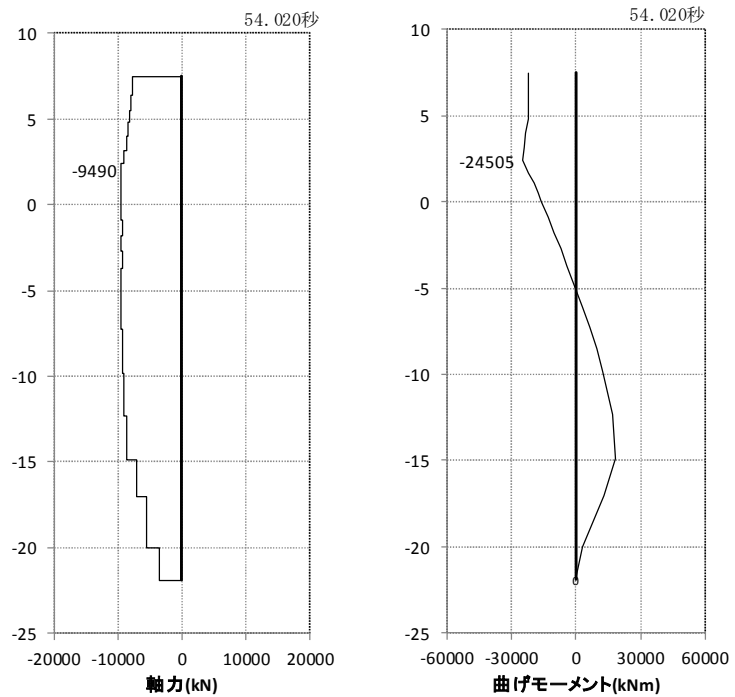


図 5.1-3 (1) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭1 曲げ軸力最大時刻, $S_s - D1++$)

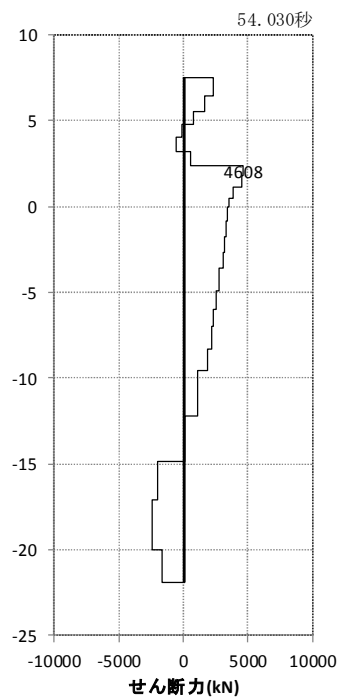


図 5.1-3 (2) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭3 せん断力最大時刻, $S_s - D1++$)

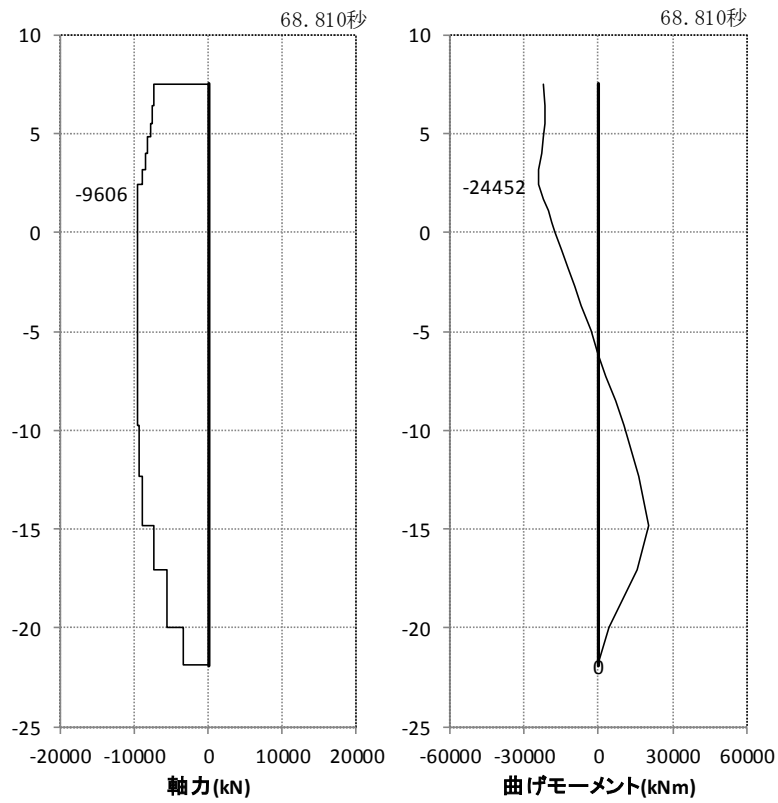


図 5.1-3 (3) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 1 曲げ軸力最大時刻, $S_s - D 1 + -$)

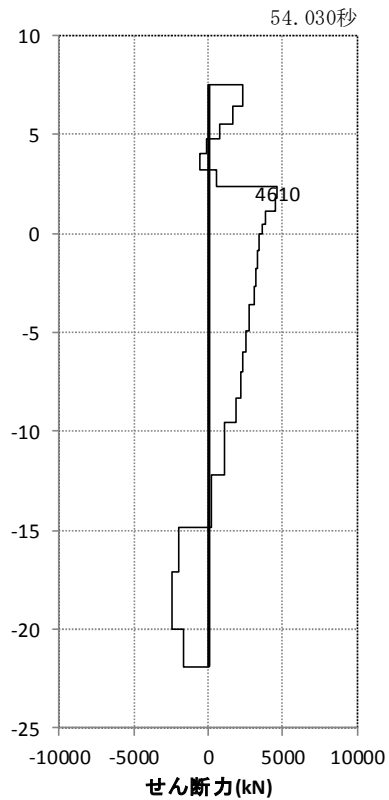


図 5.1-3 (4) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 3 せん断力最大時刻, $S_s - D 1 + -$)

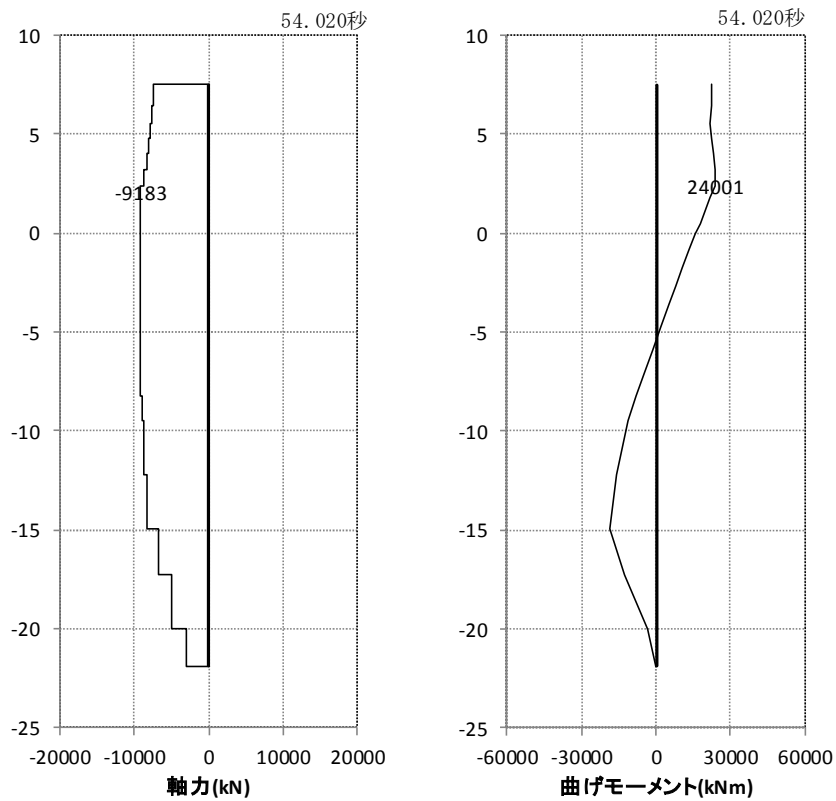


図 5.1-3 (5) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭4 曲げ軸力最大時刻, $S_s - D 1 - +$)

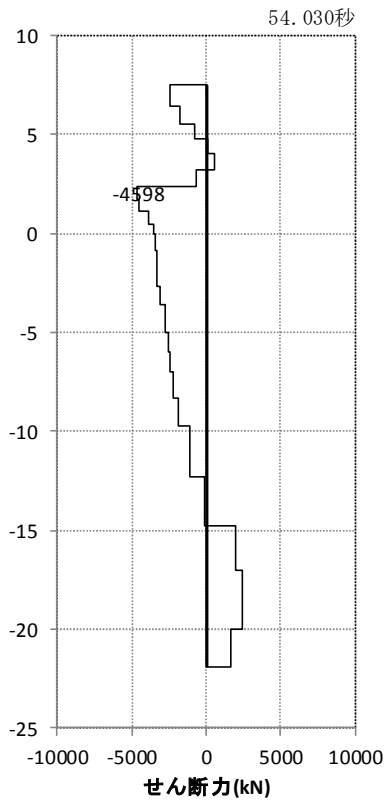


図 5.1-3 (6) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭2 せん断力最大時刻, $S_s - D 1 - +$)

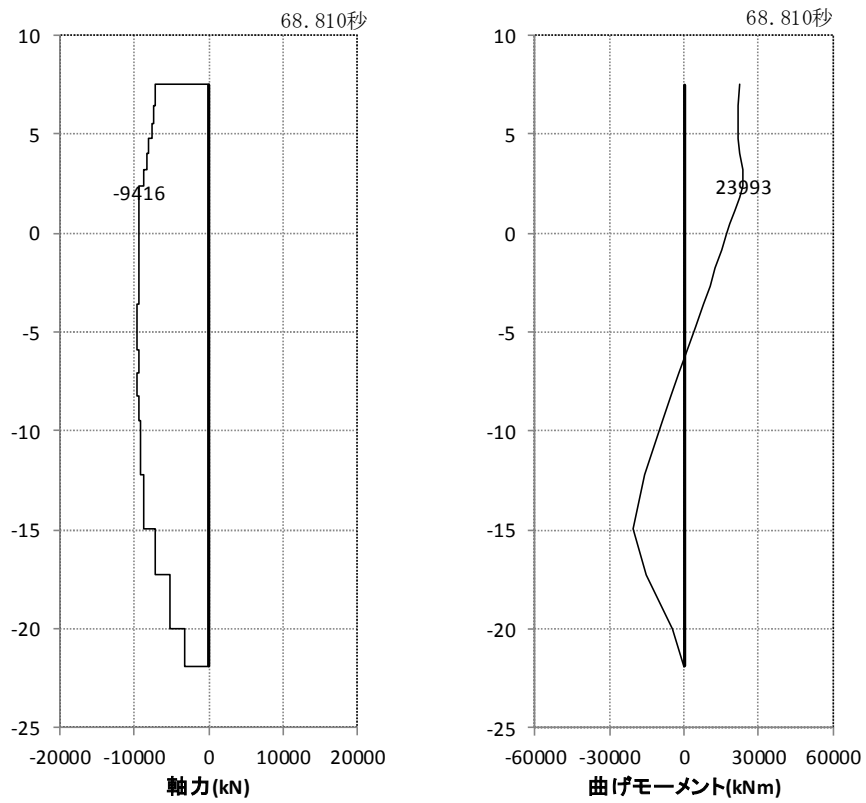


図 5.1-3 (7) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭4 曲げ軸力最大時刻, S_s-D1 --)

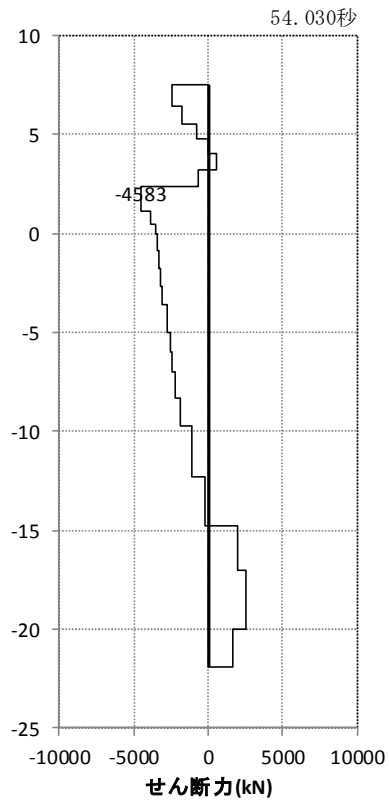


図 5.1-3 (8) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭2 せん断力最大時刻, S_s-D1 --)

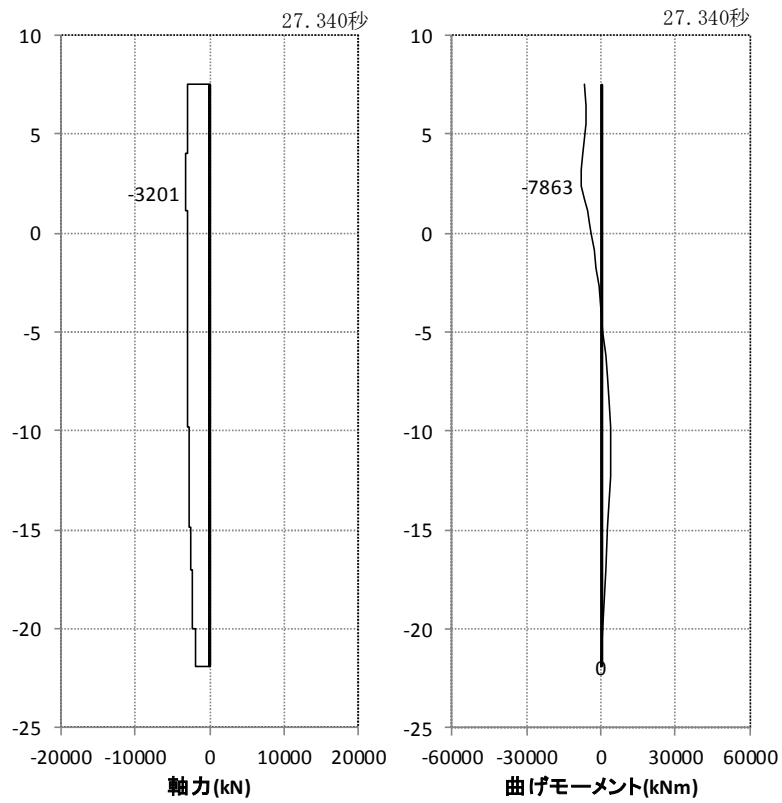


図 5.1-3 (9) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭1 曲げ軸力最大時刻, $S_s - 1.1$)

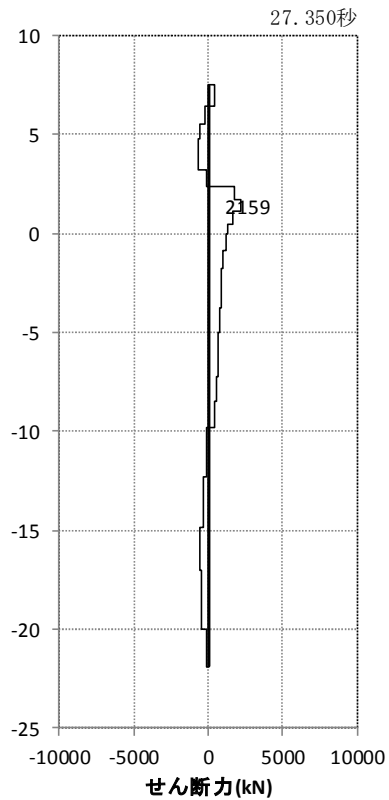


図 5.1-3 (10) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭1 せん断力最大時刻, $S_s - 1.1$)

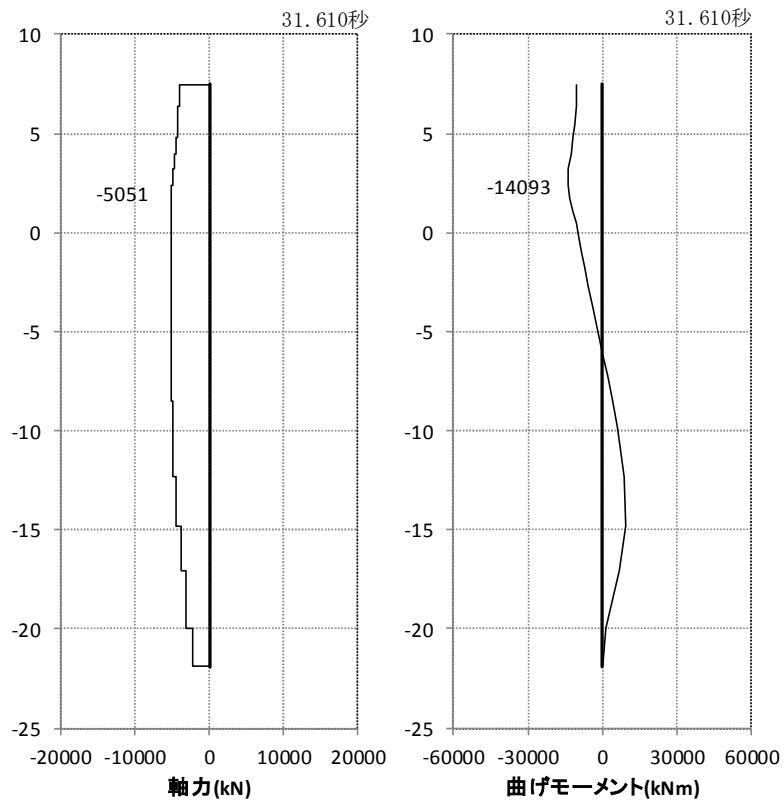


図 5.1-3 (11) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 1 曲げ軸力最大時刻, $S_s - 1 2$)

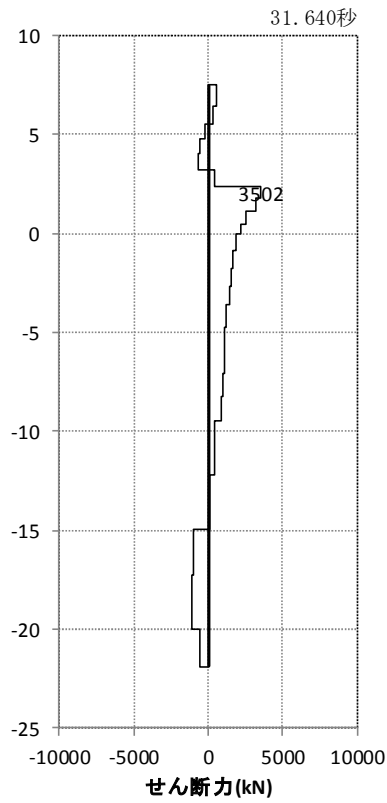


図 5.1-3 (12) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 4 せん断力最大時刻, $S_s - 1 2$)

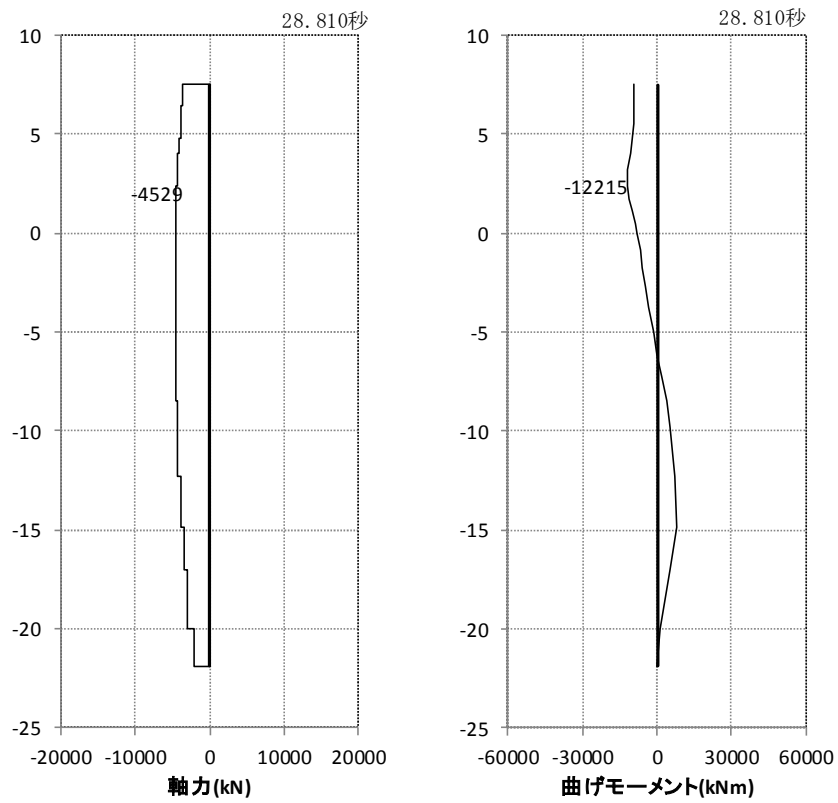


図 5.1-3 (13) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 1 曲げ軸力最大時刻, $S_s - 13$)

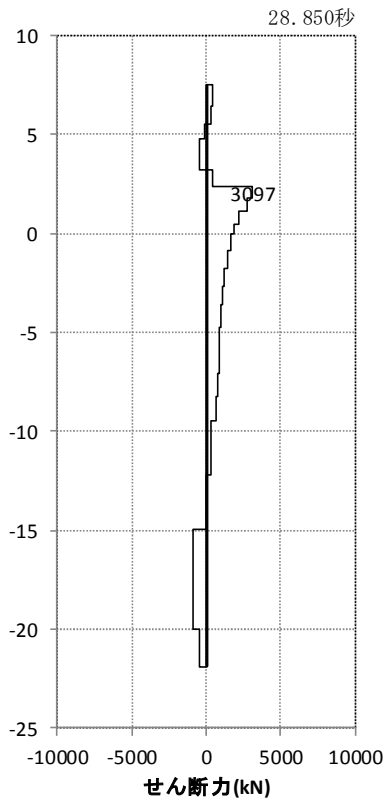


図 5.1-3 (14) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 4 せん断力最大時刻, $S_s - 13$)

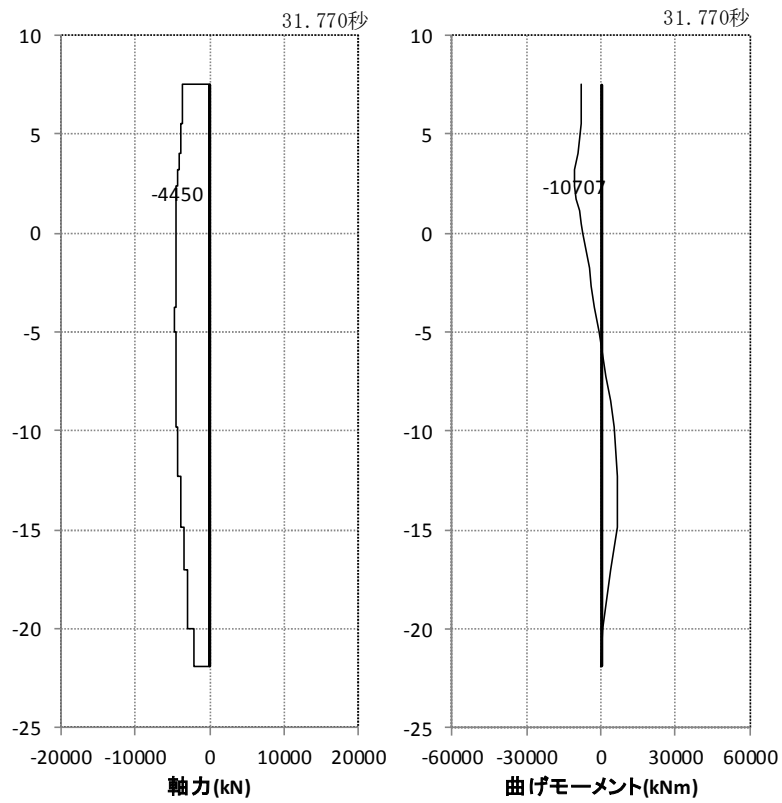


図 5.1-3 (15) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 1 曲げ軸力最大時刻, $S_s - 1.4$)

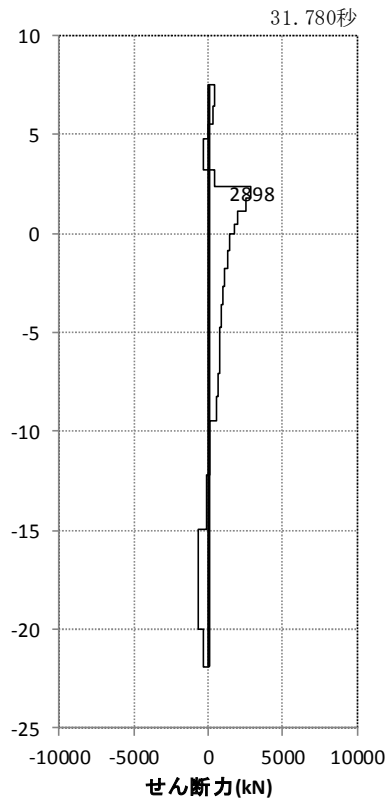


図 5.1-3 (16) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 4 せん断力最大時刻, $S_s - 1.4$)

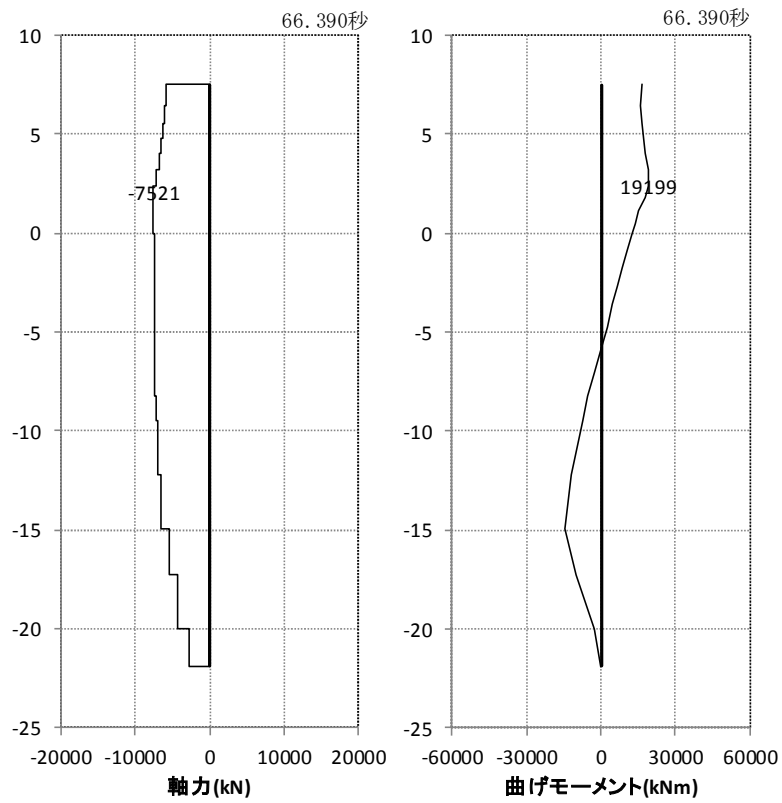


図 5.1-3 (17) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 4 曲げ軸力最大時刻, $S_s - 2 1$)

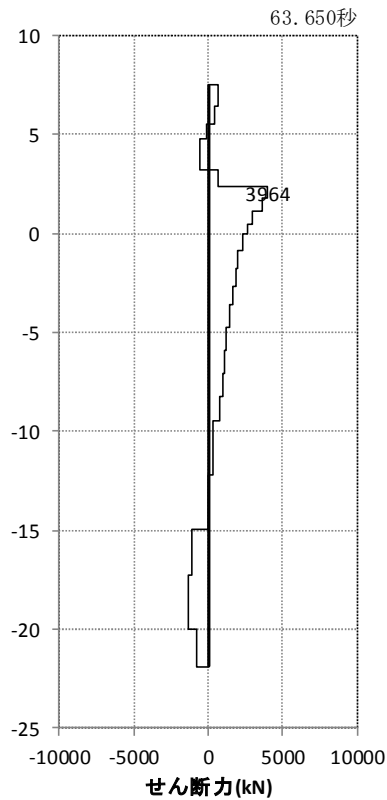


図 5.1-3 (18) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 4 せん断力最大時刻, $S_s - 2 1$)

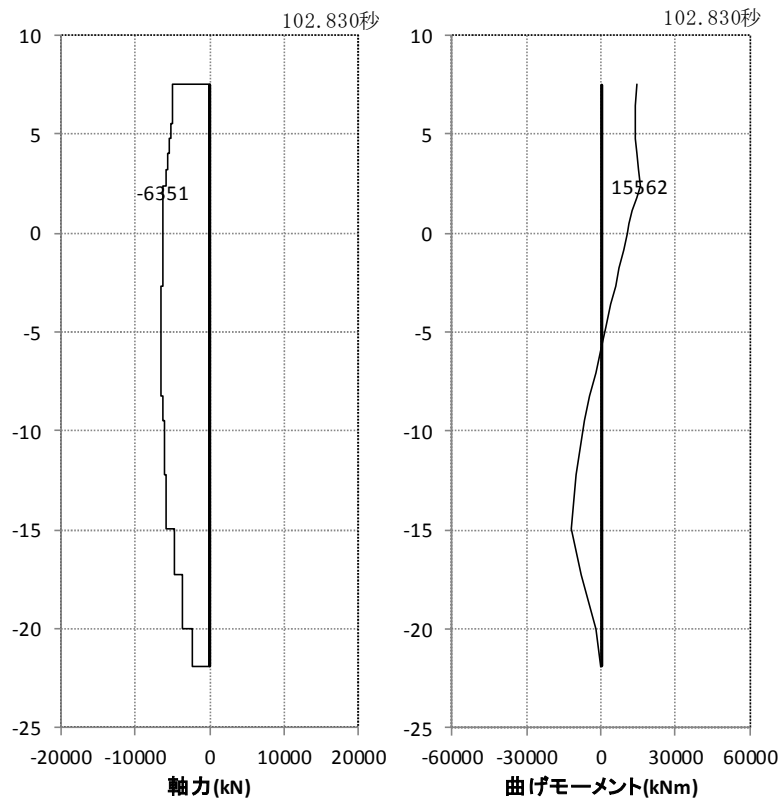


図 5.1-3 (19) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 4 曲げ軸力最大時刻, $S_s - 2 2$)

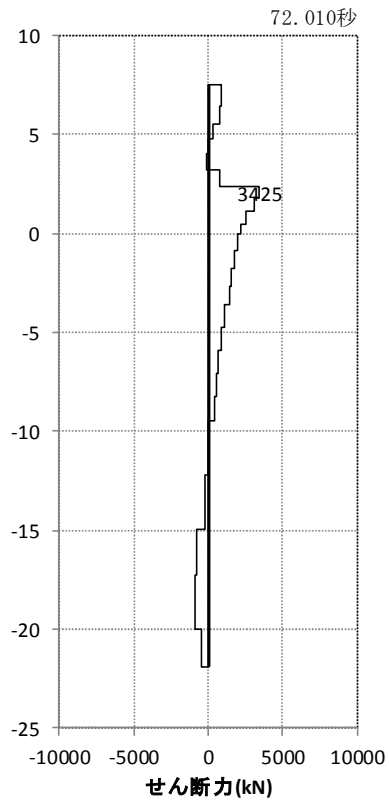


図 5.1-3 (20) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 4 せん断力最大時刻, $S_s - 2 2$)

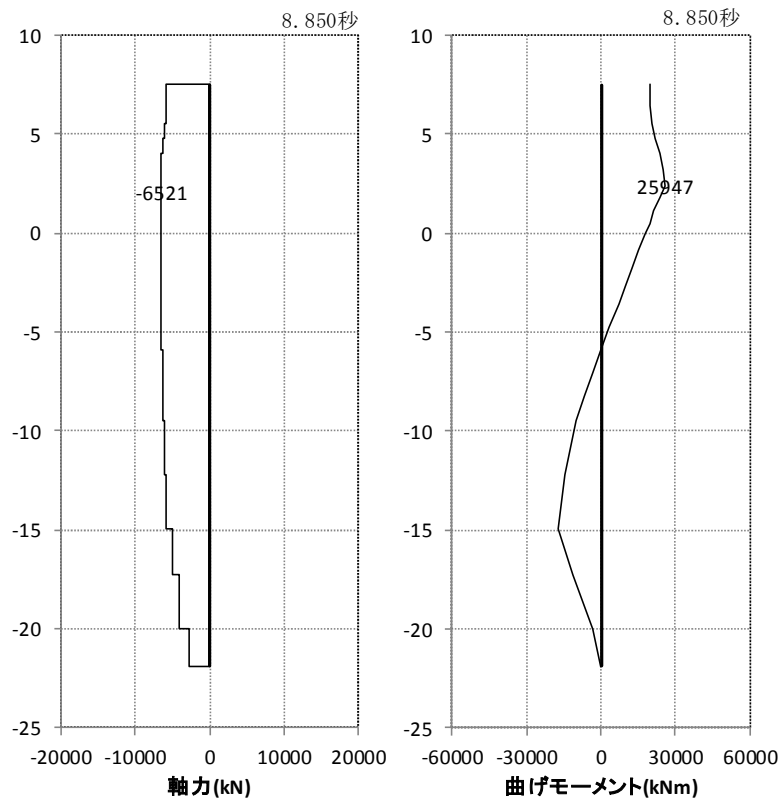


図 5.1-3 (21) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
 (杭4 曲げ軸力最大時刻, $S_s - 3 1 ++$)

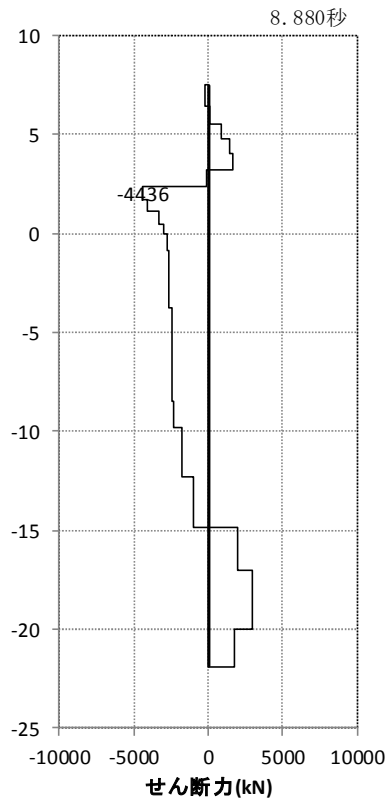


図 5.1-3 (22) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
 (杭1 せん断力最大時刻, $S_s - 3 1 ++$)

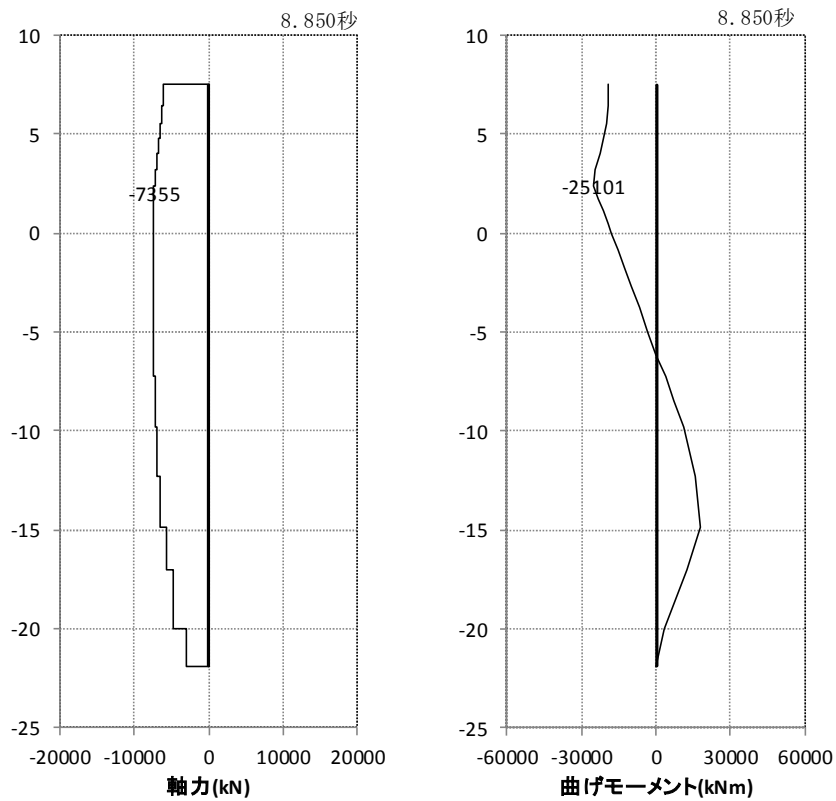


図 5.1-3 (23) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
 (杭 1 曲げ軸力最大時刻, $S_s - 3 1 - +$)

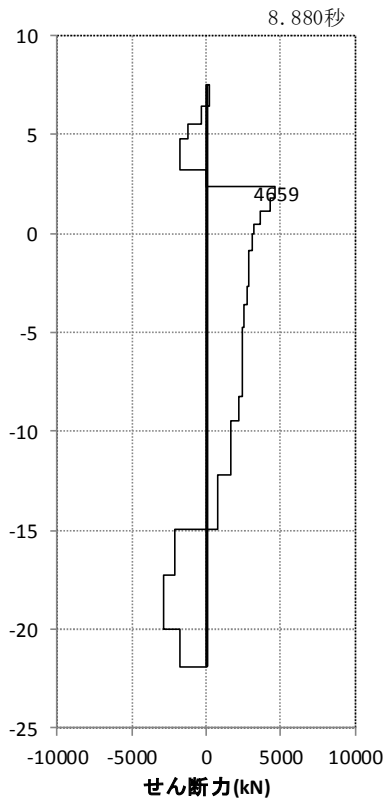


図 5.1-3 (24) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
 (杭 4 せん断力最大時刻, $S_s - 3 1 - +$)

・ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース

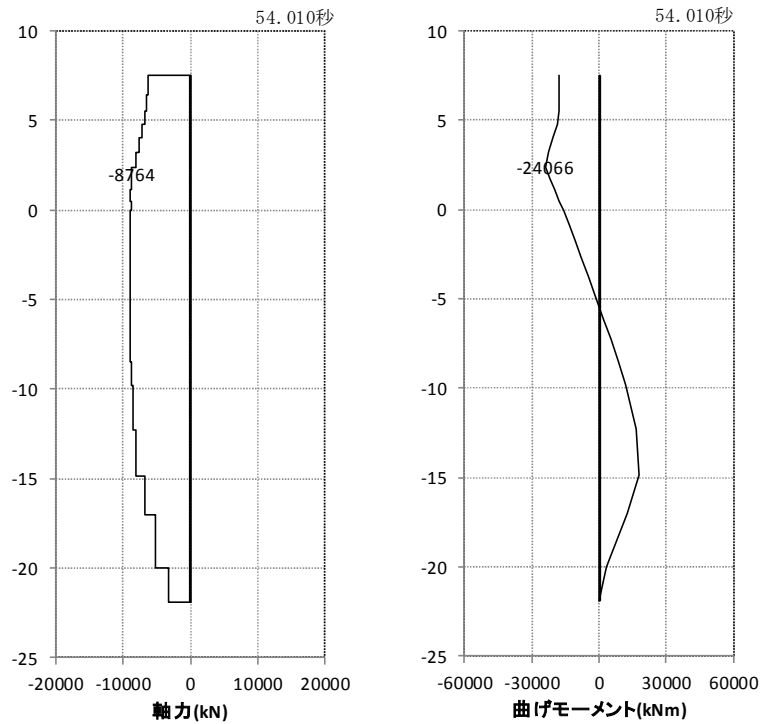


図 5.1-3 (25) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭1 曲げ軸力最大時刻, $S_s - D1 + -$)

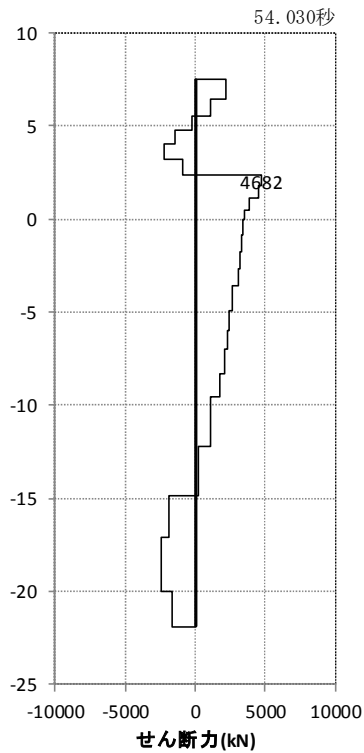


図 5.1-3 (26) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭3 せん断力最大時刻, $S_s - D1 + -$)

・ 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース

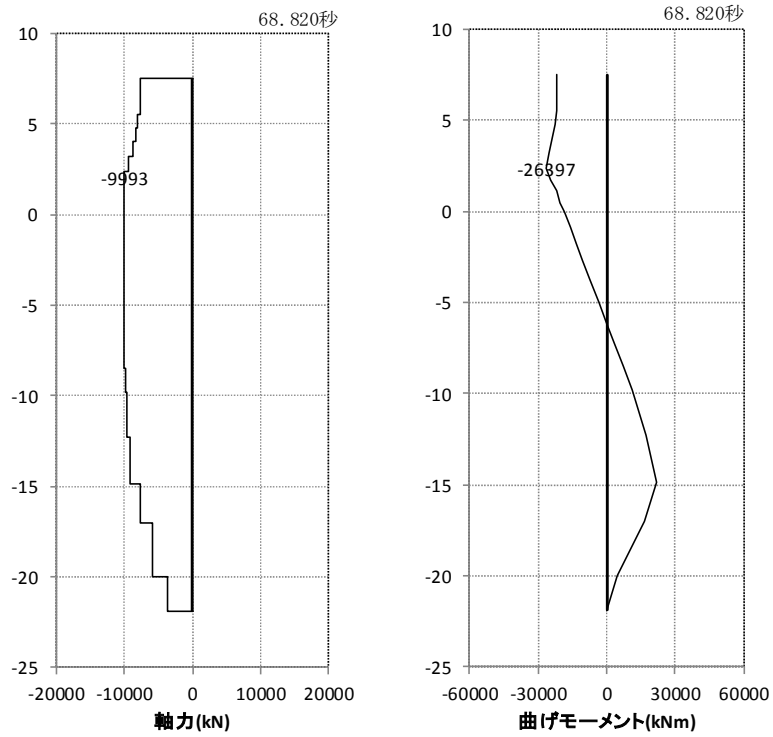


図 5.1-3 (27) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭1 曲げ軸力最大時刻, $S_s - D1 + -$)

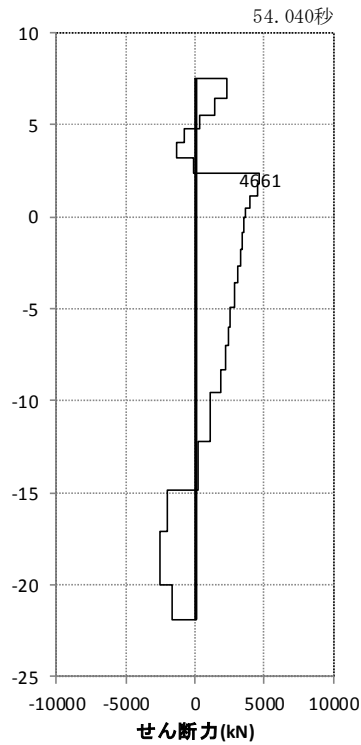


図 5.1-3 (28) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭3 せん断力最大時刻, $S_s - D1 + -$)

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

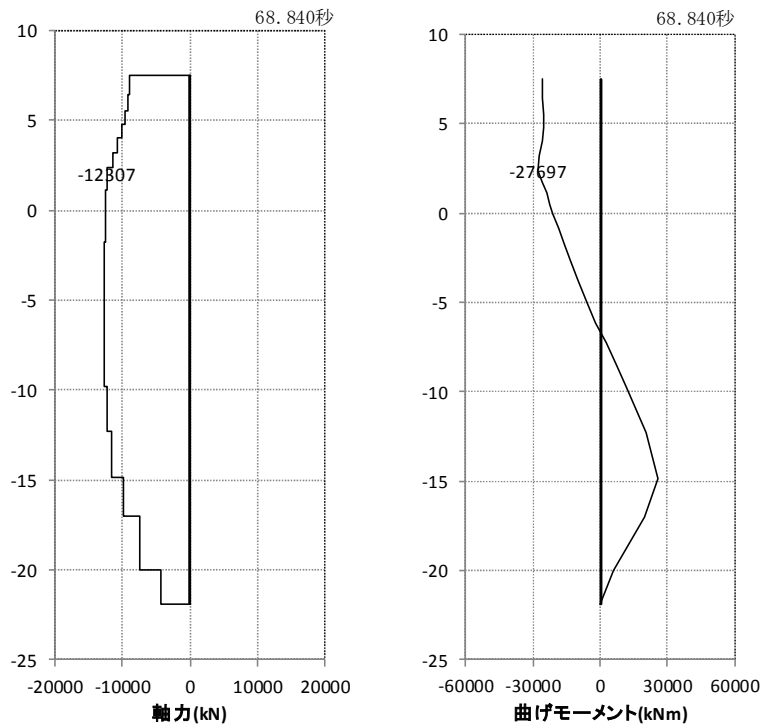


図 5.1-3 (29) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭1 曲げ軸力最大時刻, $S_s - D1 + -$)

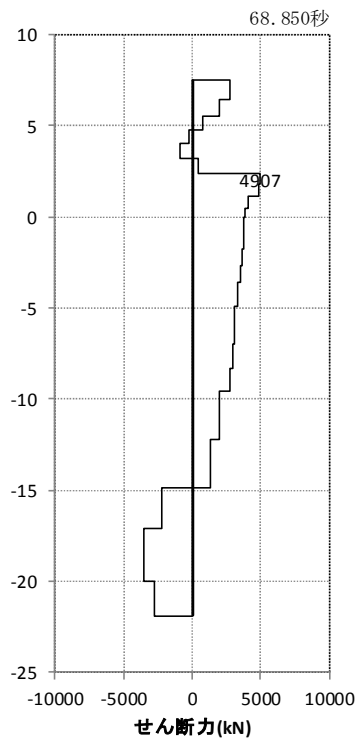


図 5.1-3 (30) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭3 せん断力最大時刻, $S_s - D1 + -$)

- ・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

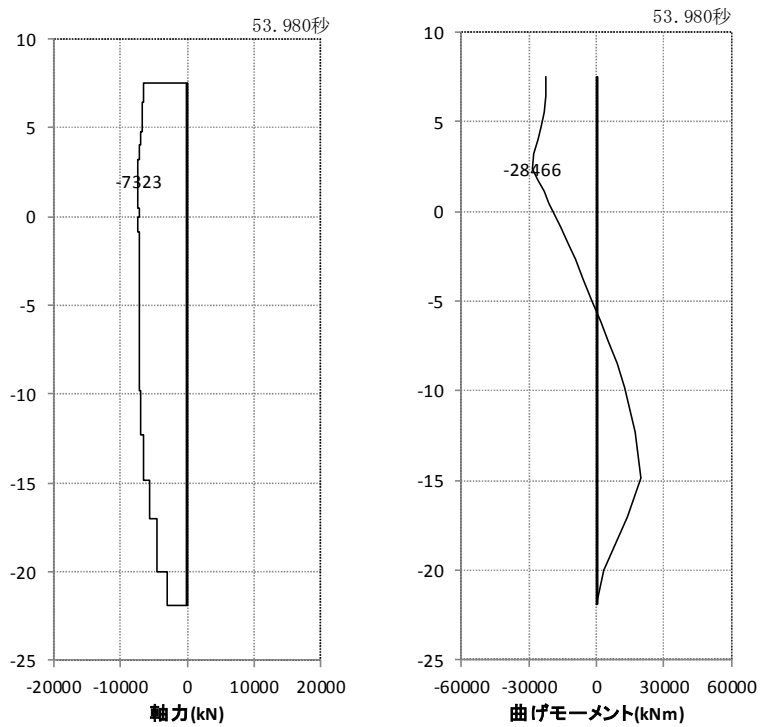


図 5.1-3 (31) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭1 曲げ軸力最大時刻, $S_s - D1 + -$)

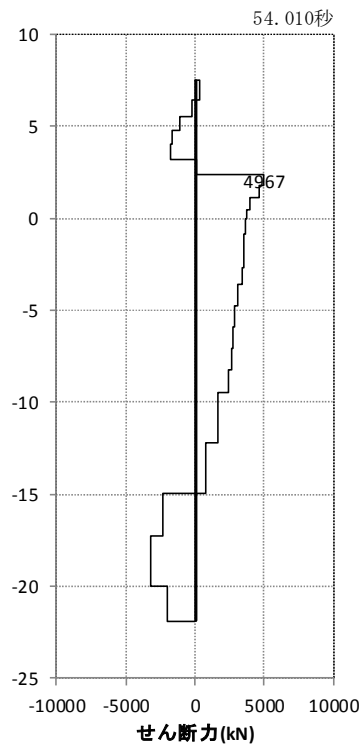


図 5.1-3 (32) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭4 せん断力最大時刻, $S_s - D1 + -$)

- ・ 検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

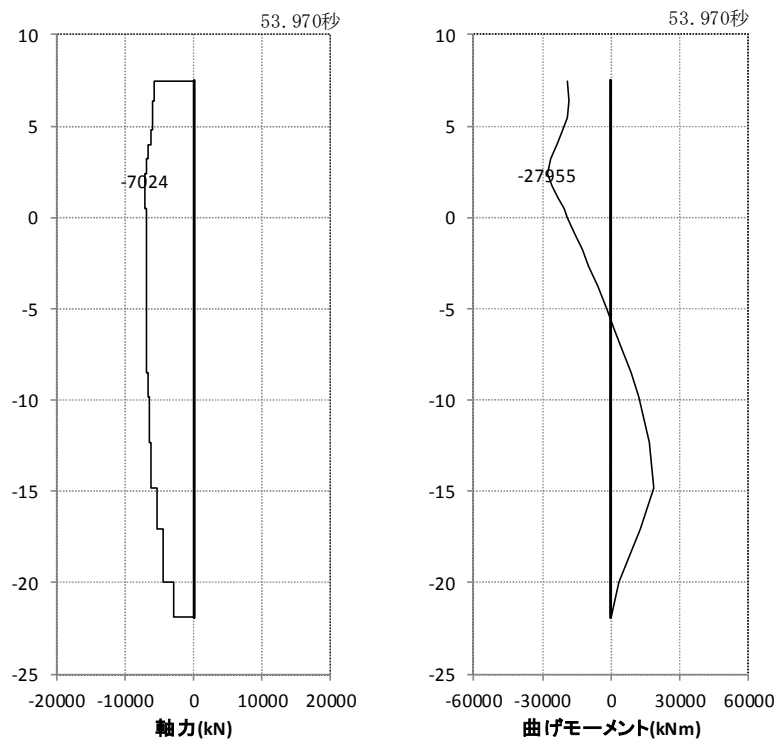


図 5.1-3 (33) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭1 曲げ軸力最大時刻, $S_s - D1 + -$)

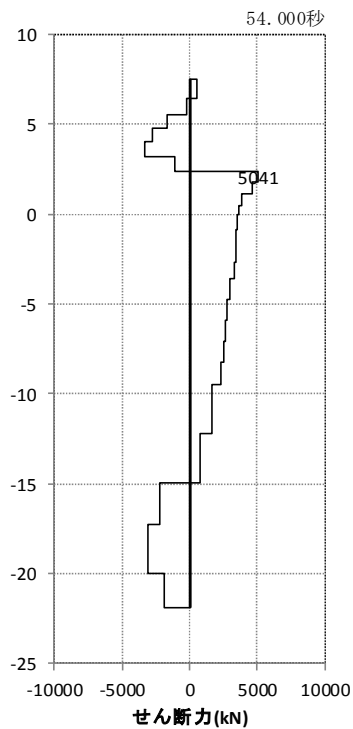


図 5.1-3 (34) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭4 せん断力最大時刻, $S_s - D1 + -$)

b. B-B断面（鋼管杭）

- ・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

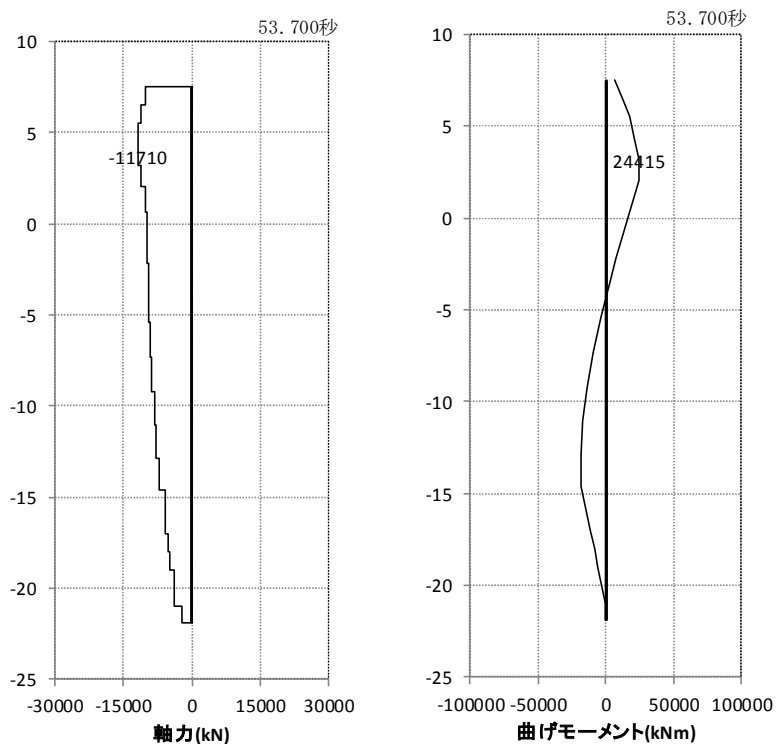


図 5.1-4 (1) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭4 曲げ軸力最大時刻, $S_s - D1++$)

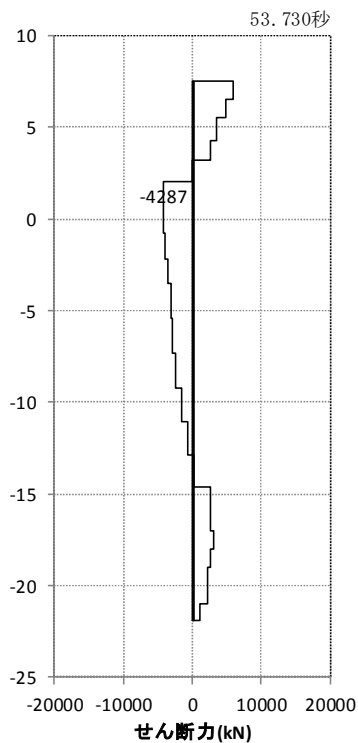


図 5.1-4 (2) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭4 せん断力最大時刻, $S_s - D1++$)

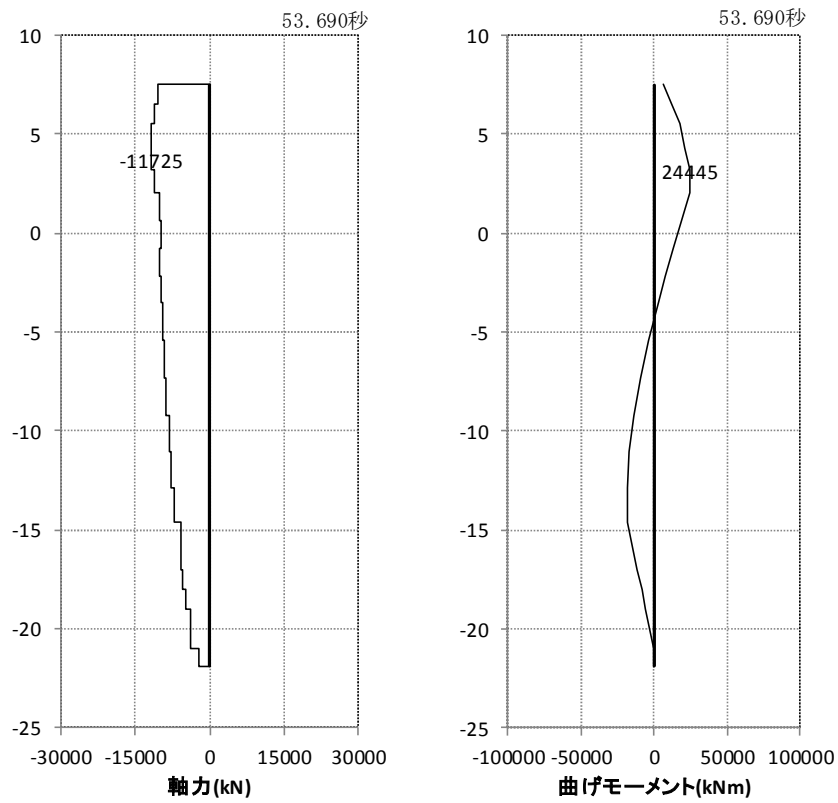


図 5.1-4 (3) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
 (杭 4 曲げ軸力最大時刻, $S_s - D 1 + -$)

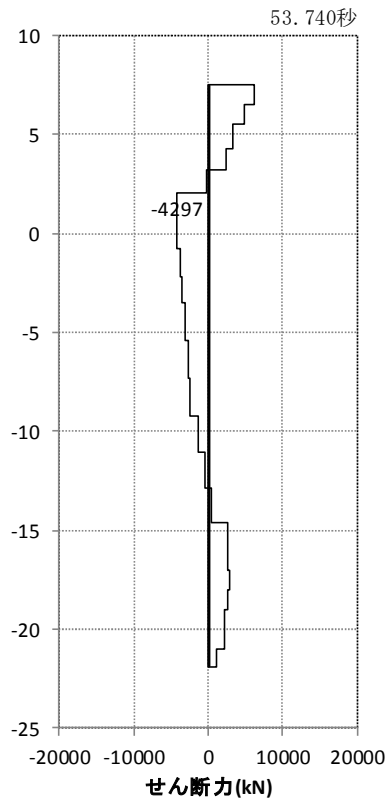


図 5.1-4 (4) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
 (杭 4 せん断力最大時刻, $S_s - D 1 + -$)

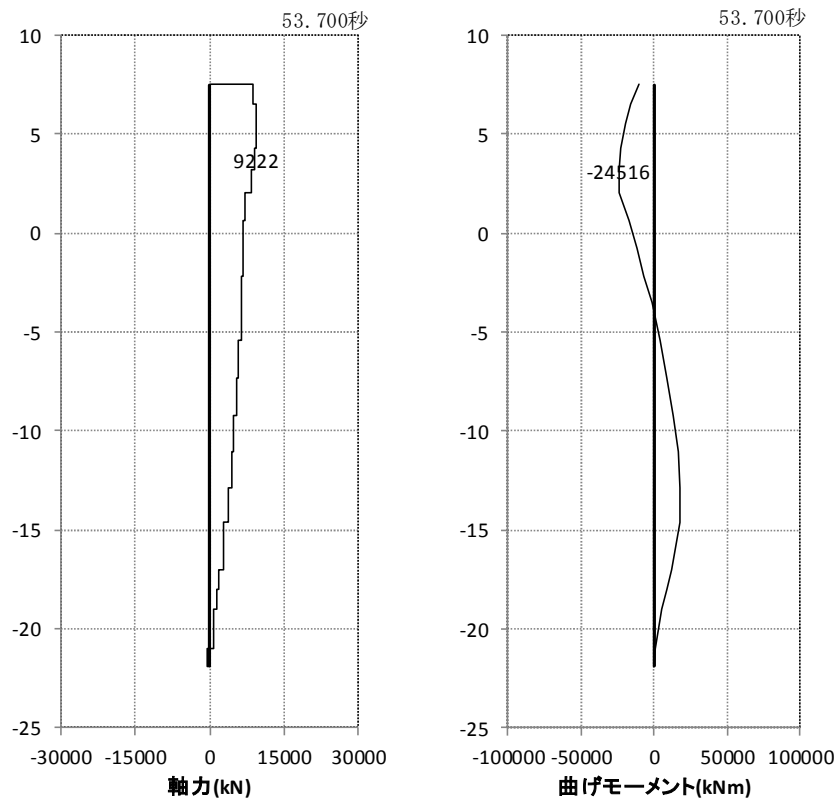


図 5.1-4 (5) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭4 曲げ軸力最大時刻, $S_s - D1 - +$)

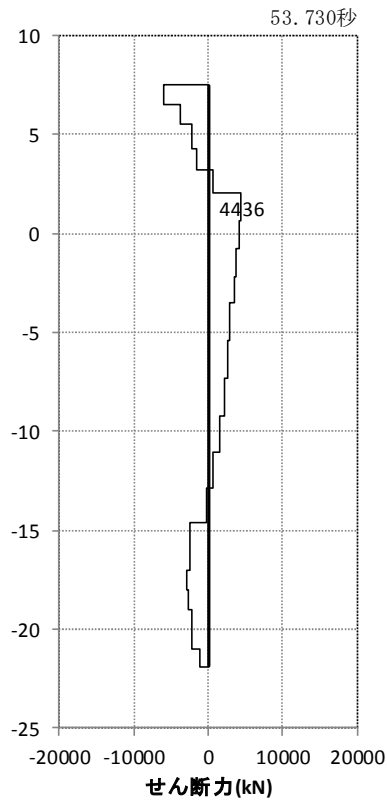


図 5.1-4 (6) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭4 せん断力最大時刻, $S_s - D1 - +$)

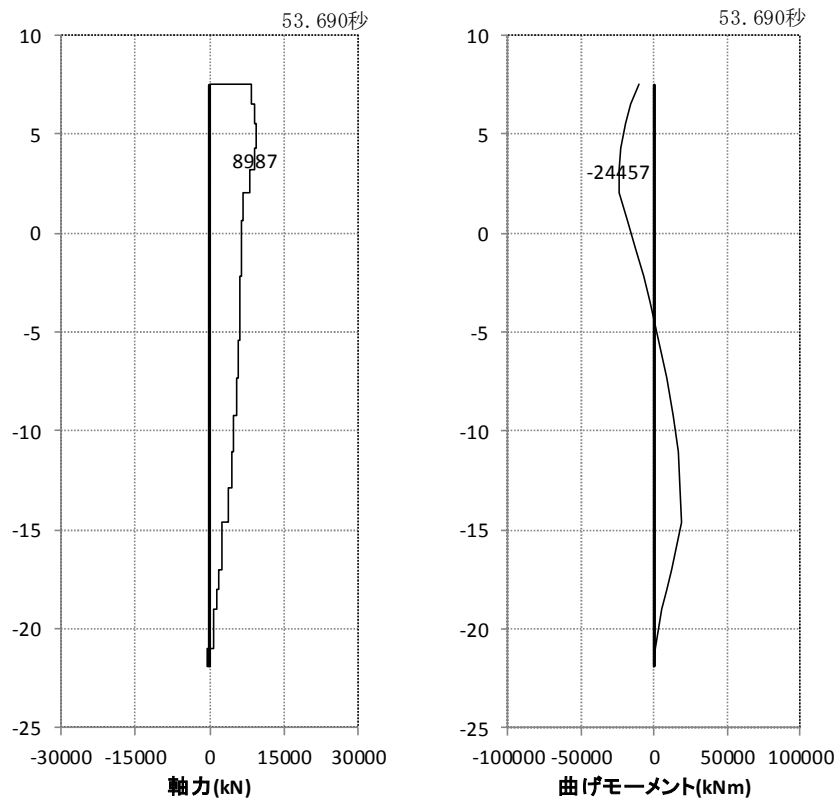


図 5.1-4 (7) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭4 曲げ軸力最大時刻, S_s-D1 --)

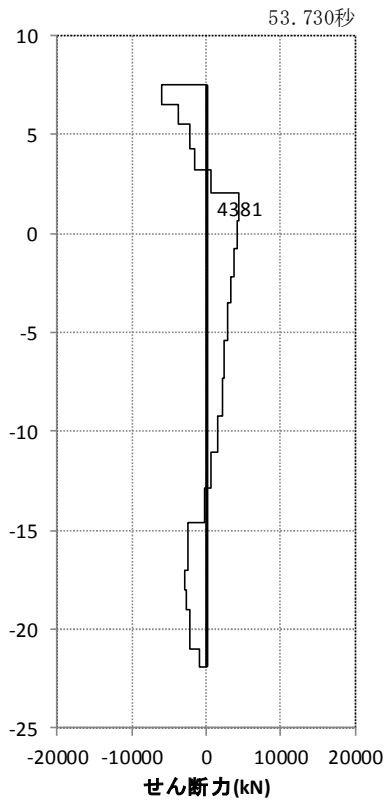


図 5.1-4 (8) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭4 せん断力最大時刻, S_s-D1 --)

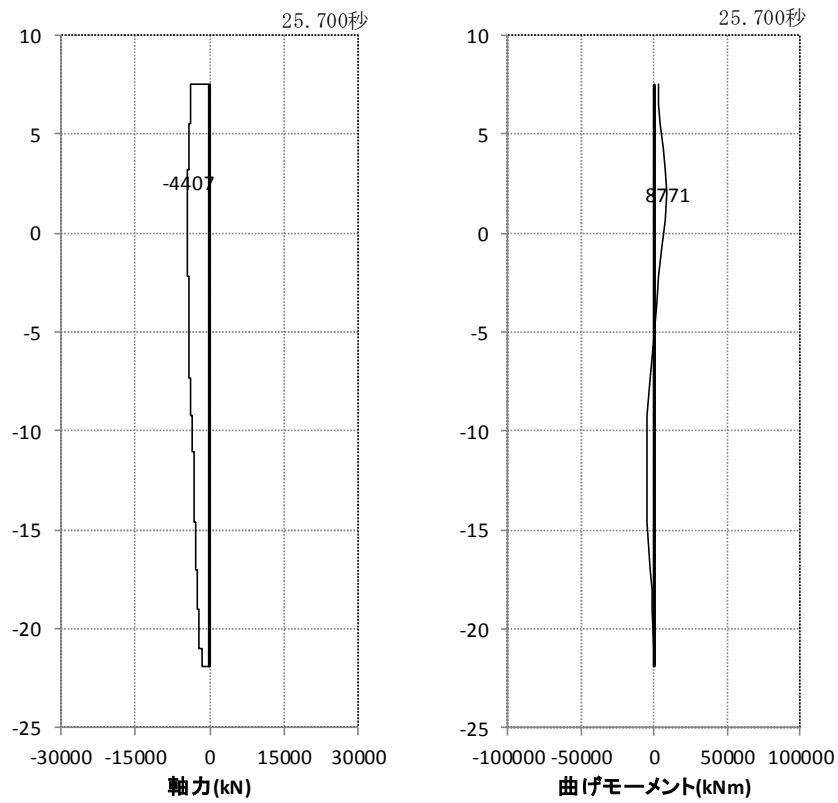


図 5.1-4 (9) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭 4 曲げ軸力最大時刻, $S_s - 1.1$)

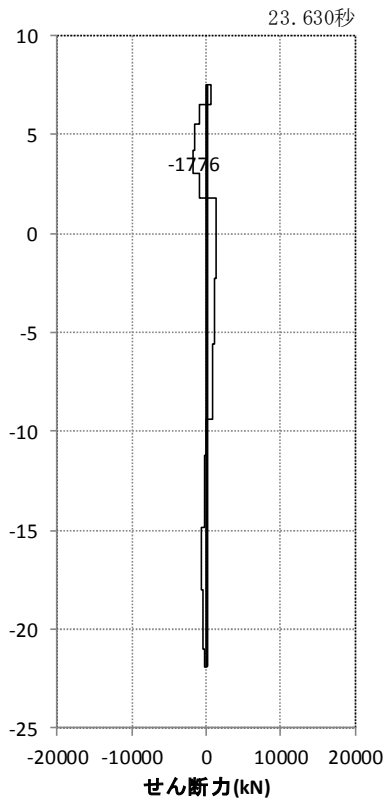


図 5.1-4 (10) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭 1 せん断力最大時刻, $S_s - 1.1$)

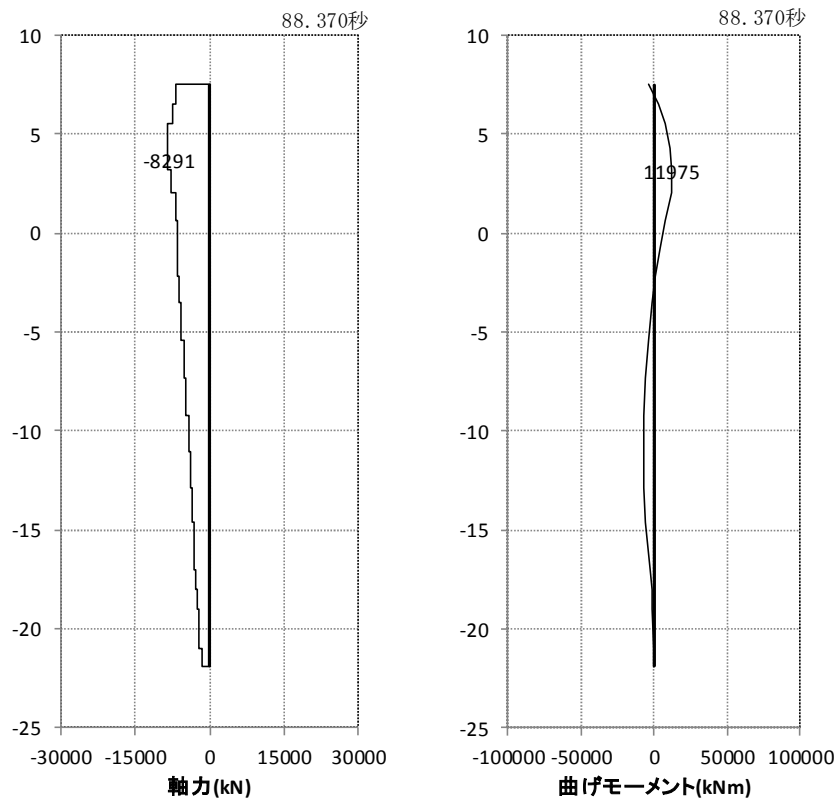


図 5.1-4 (11) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭 4 曲げ軸力最大時刻, $S_s - 1 2$)

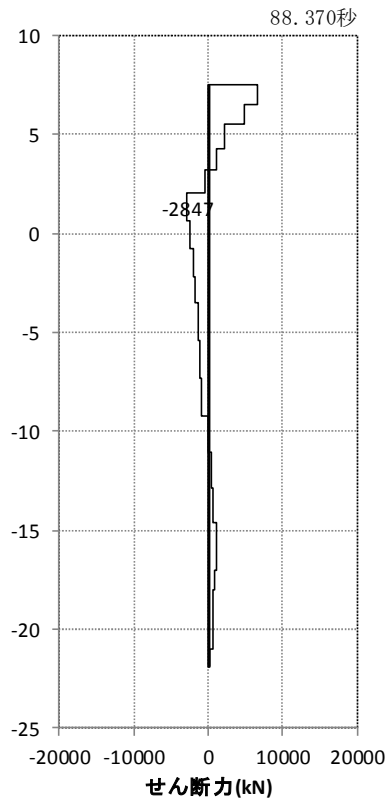


図 5.1-4 (12) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭 4 せん断力最大時刻, $S_s - 1 2$)

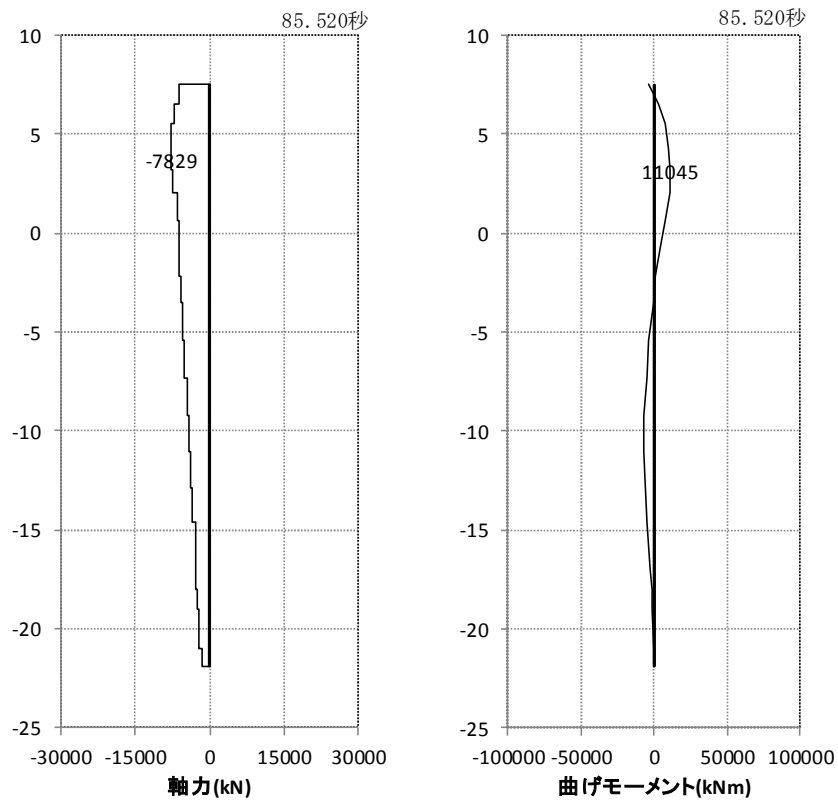


図 5.1-4 (13) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭 4 曲げ軸力最大時刻, $S_s - 13$)

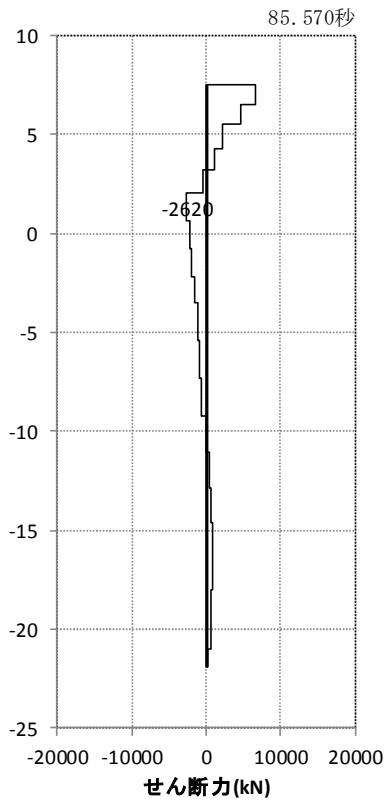


図 5.1-4 (14) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭 4 せん断力最大時刻, $S_s - 13$)

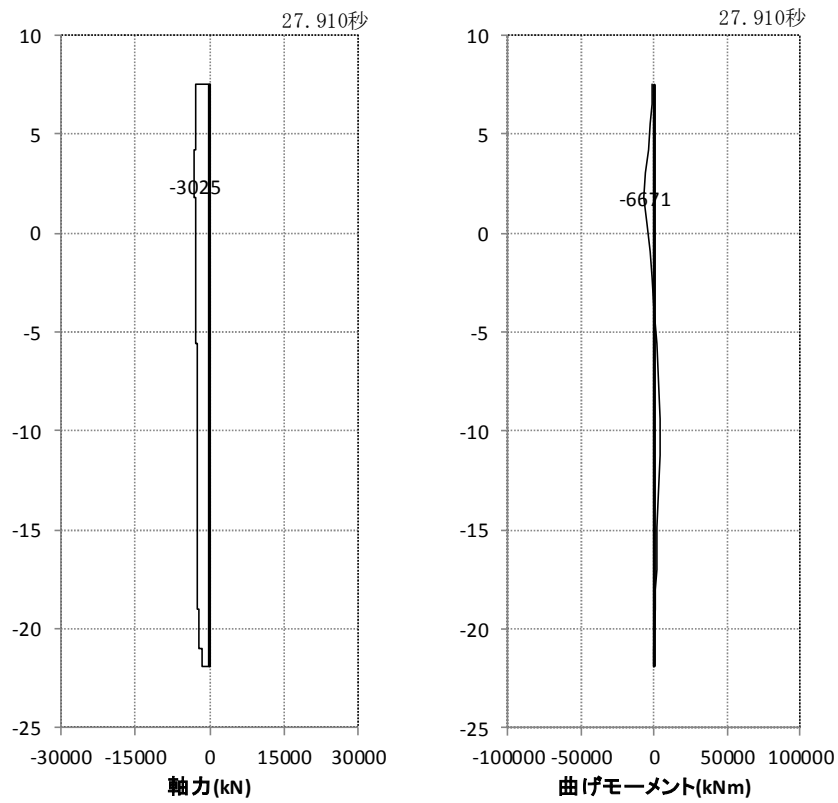


図 5.1-4 (15) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭1 曲げ軸力最大時刻, $S_s - 1.4$)

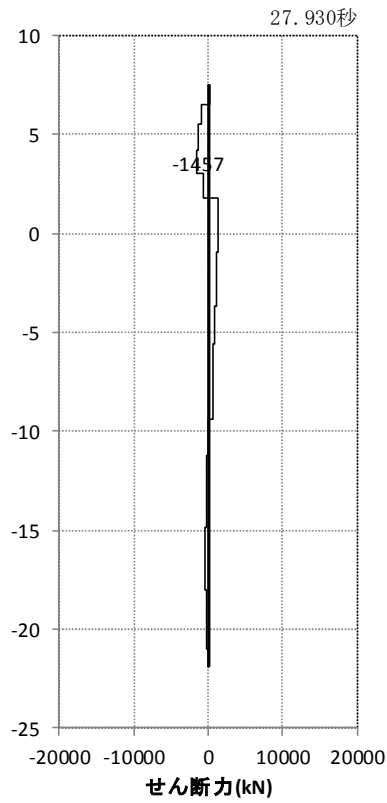


図 5.1-4 (16) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭1 せん断力最大時刻, $S_s - 1.4$)

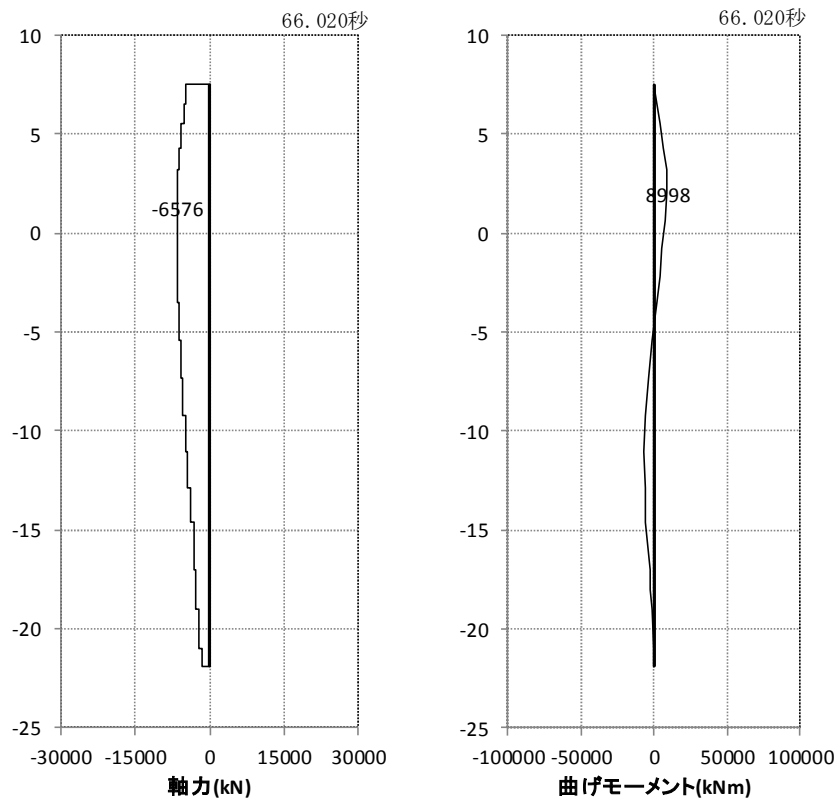


図 5.1-4 (17) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭 4 曲げ軸力最大時刻, $S_s - 2 1$)

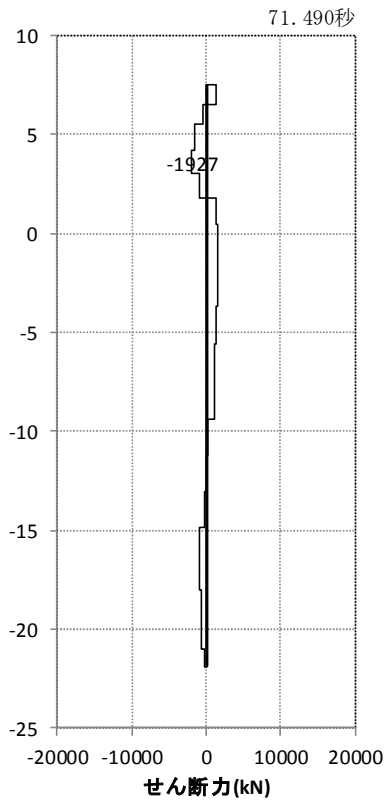


図 5.1-4 (18) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭 1 せん断力最大時刻, $S_s - 2 1$)

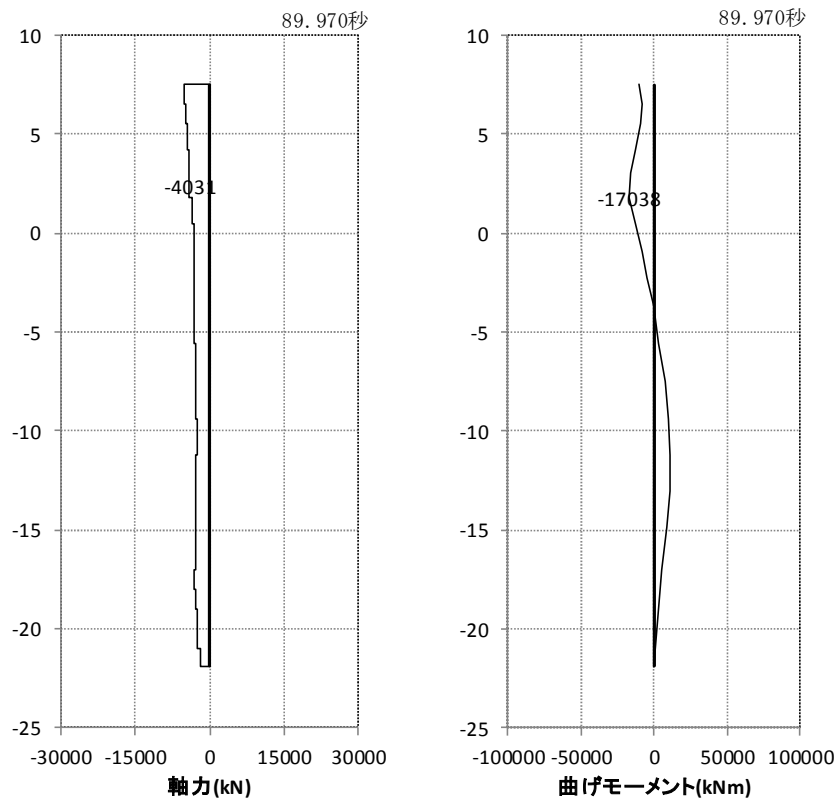


図 5.1-4 (19) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭1 曲げ軸力最大時刻, $S_s - 2.2$)

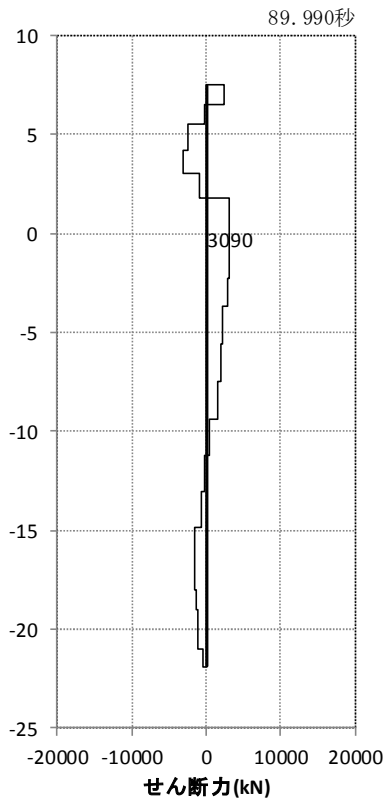


図 5.1-4 (20) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭1 せん断力最大時刻, $S_s - 2.2$)

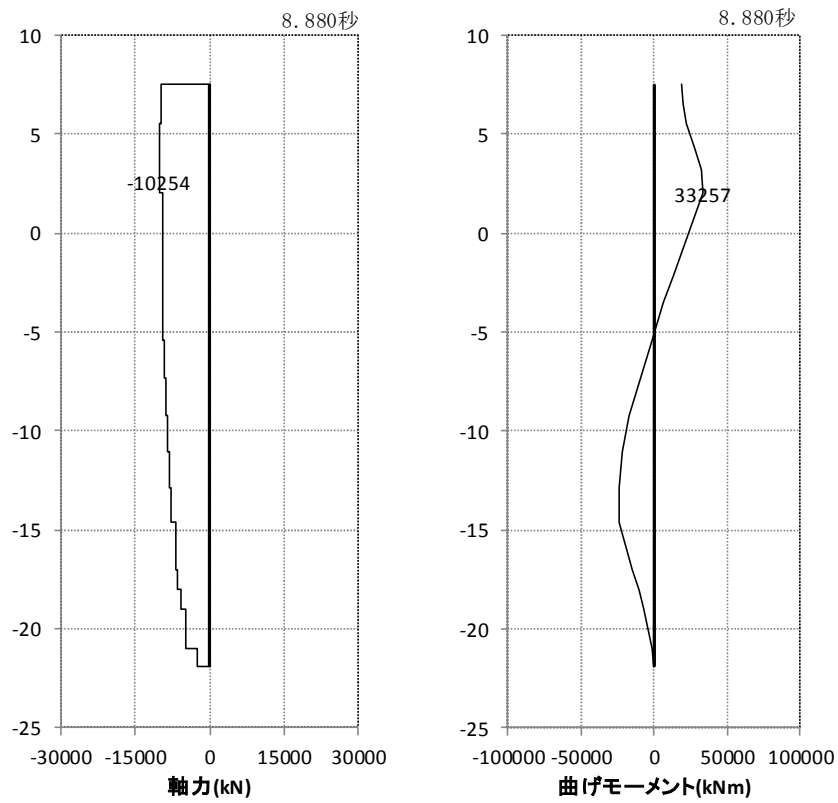


図 5.1-4 (21) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭4 曲げ軸力最大時刻, $S_s - 31++$)

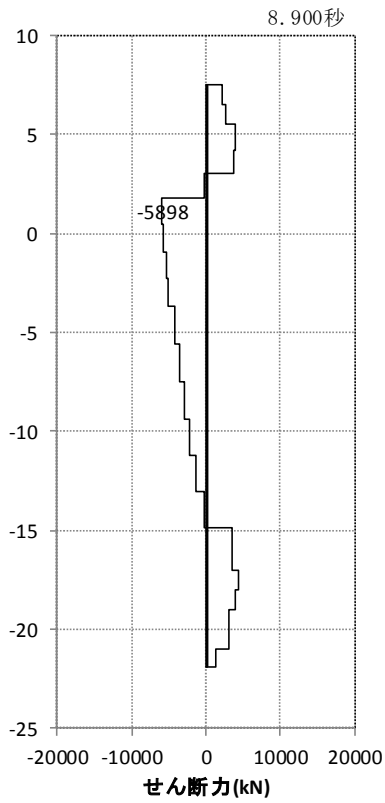


図 5.1-4 (22) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭1 せん断力最大時刻, $S_s - 31++$)

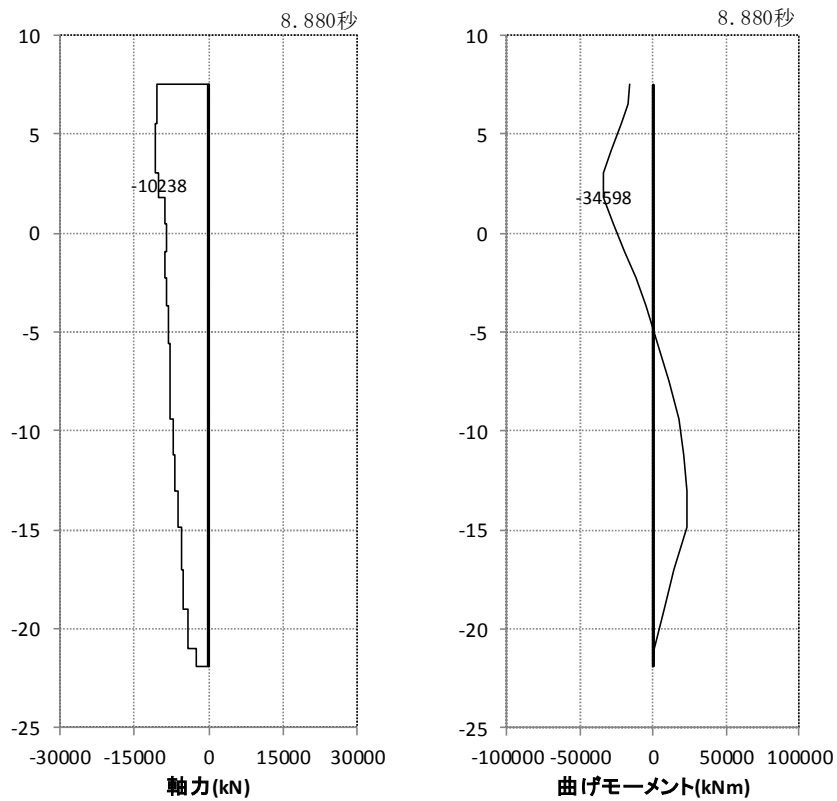


図 5.1-4 (23) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭1 曲げ軸力最大時刻, $S_s - 31 - +$)

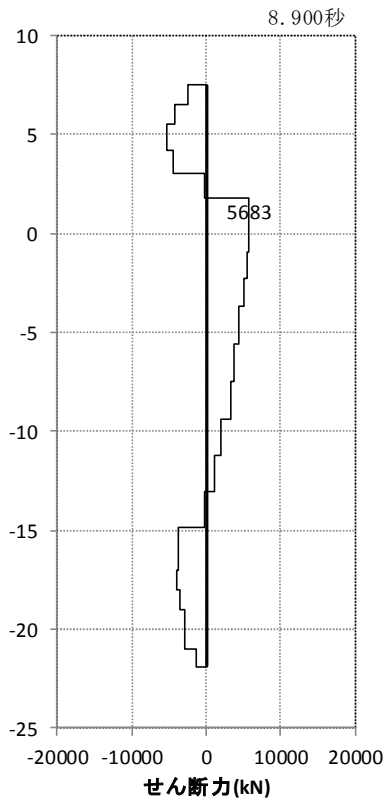


図 5.1-4 (24) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭1 せん断力最大時刻, $S_s - 31 - +$)

・ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース

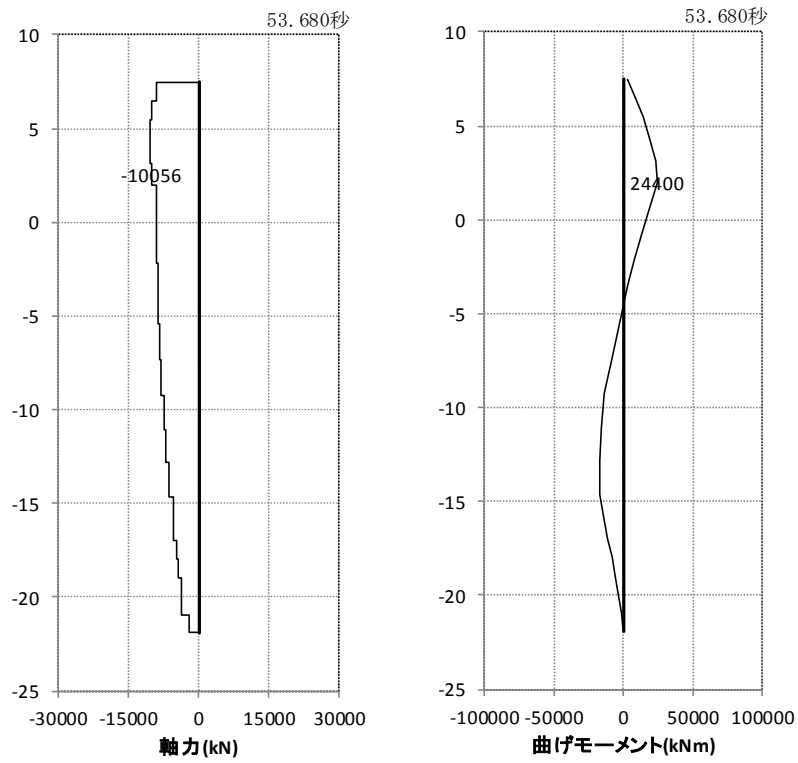


図 5.1-4 (25) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭4 曲げ軸力最大時刻, $S_s - D1 + -$)

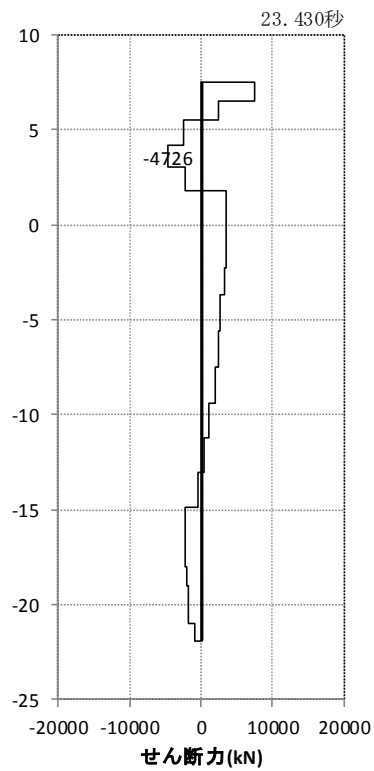


図 5.1-4 (26) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭1 せん断力最大時刻, $S_s - D1 + -$)

・ 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース

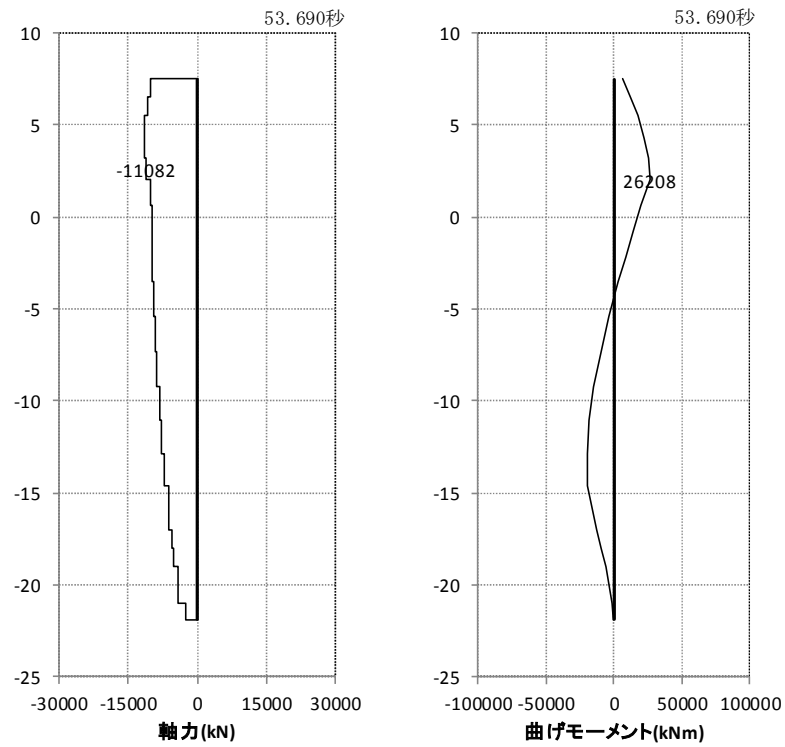


図 5.1-4 (27) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭4 曲げ軸力最大時刻, $S_s - D1 + -$)

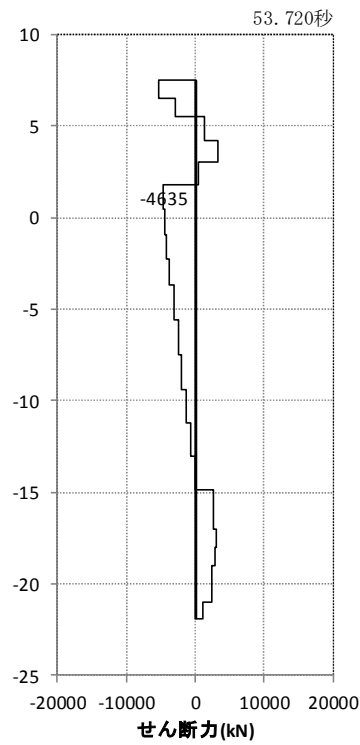


図 5.1-4 (28) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭1 せん断力最大時刻, $S_s - D1 + -$)

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

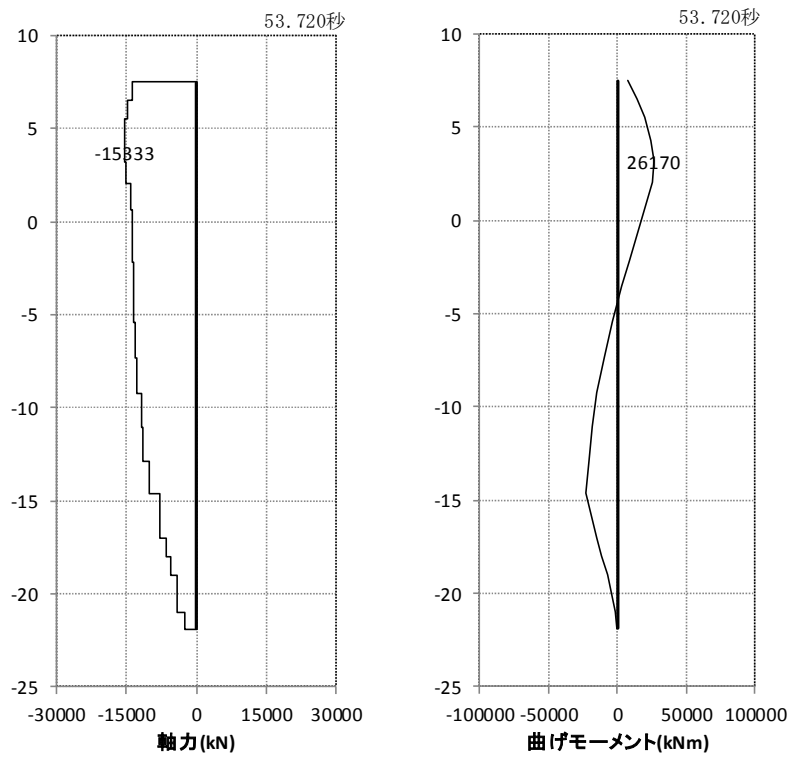


図 5.1-4 (29) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭4 曲げ軸力最大時刻, $S_s - D1 + -$)

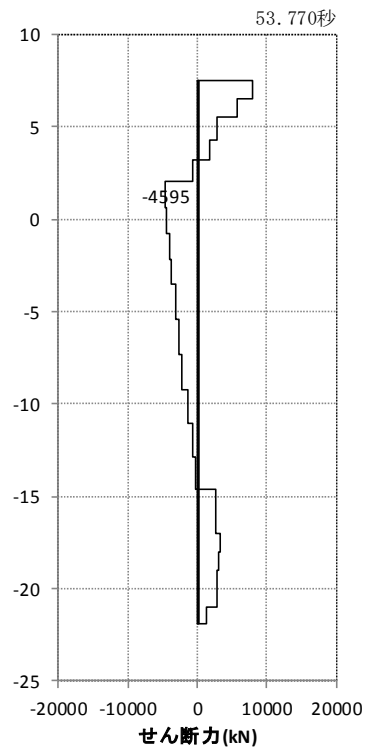


図 5.1-4 (30) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭4 せん断力最大時刻, $S_s - D1 + -$)

・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

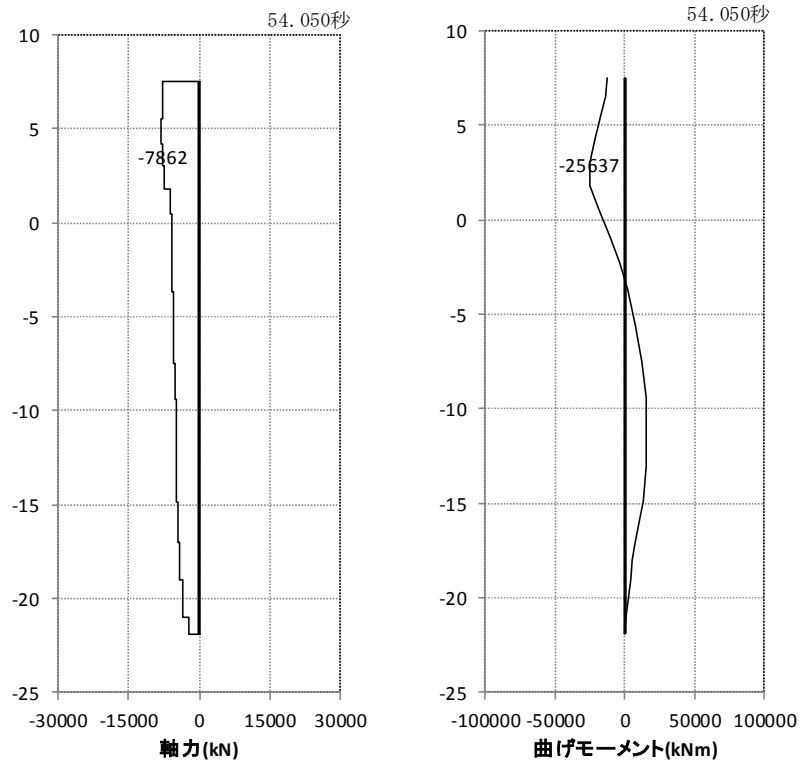


図 5.1-4 (31) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭1 曲げ軸力最大時刻, $S_s - D1 + -$)

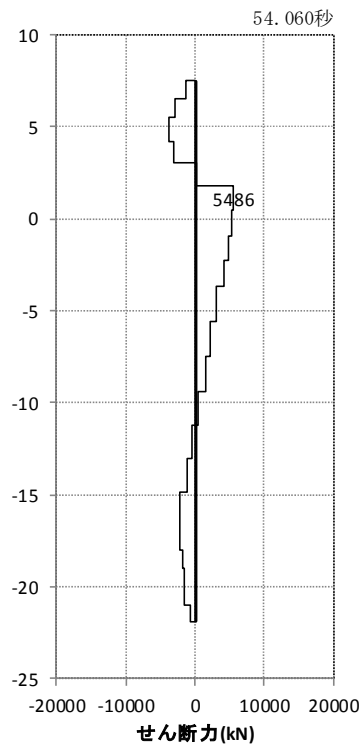


図 5.1-4 (32) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭1 せん断力最大時刻, $S_s - D1 + -$)

- ・ 検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

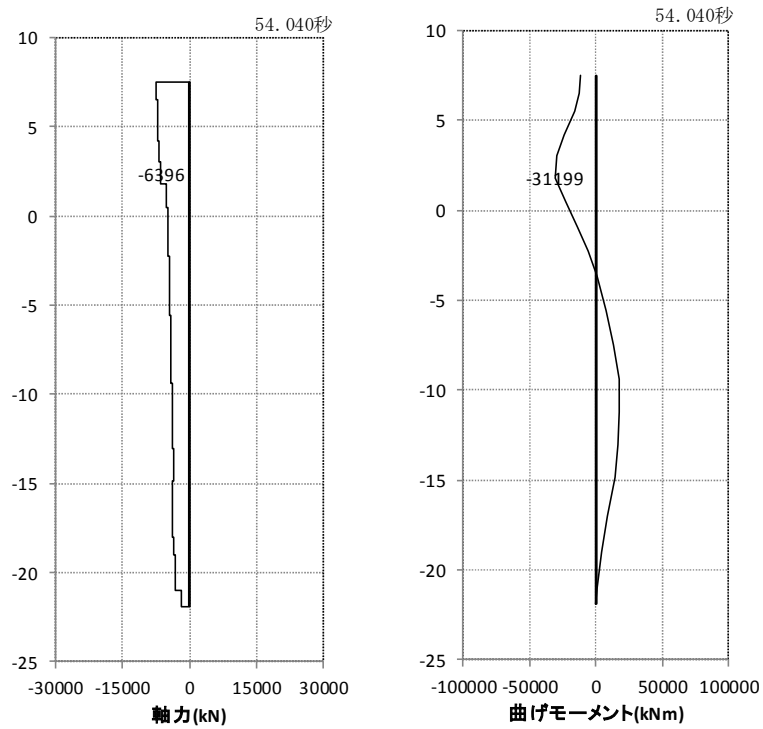


図 5.1-4 (33) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(杭 1 曲げ軸力最大時刻, S_s-D 1+-)

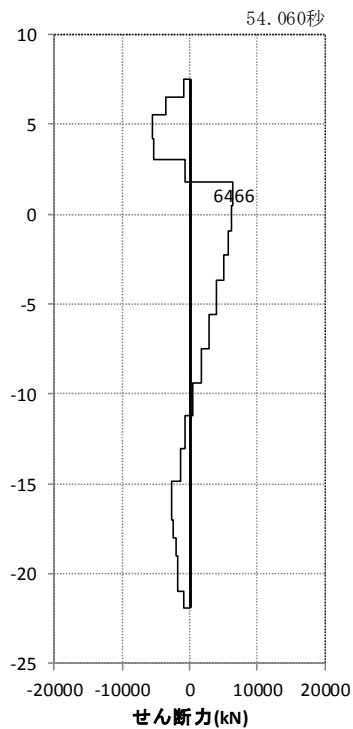


図 5.1-4 (34) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(杭 1 せん断力最大時刻, S_s-D 1+-)

c. A-A断面（鉄筋コンクリート）

- ・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

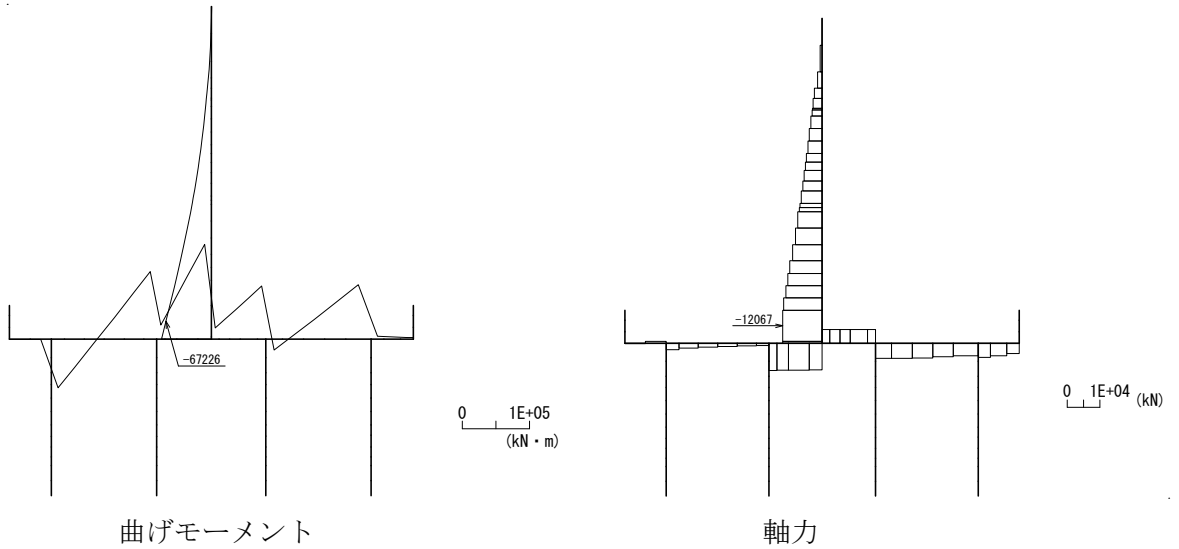


図 5.1-5 (1) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
 (壁部 曲げ圧縮応力最大時刻, $S_s-D 1++$, $t = 54.06s$)

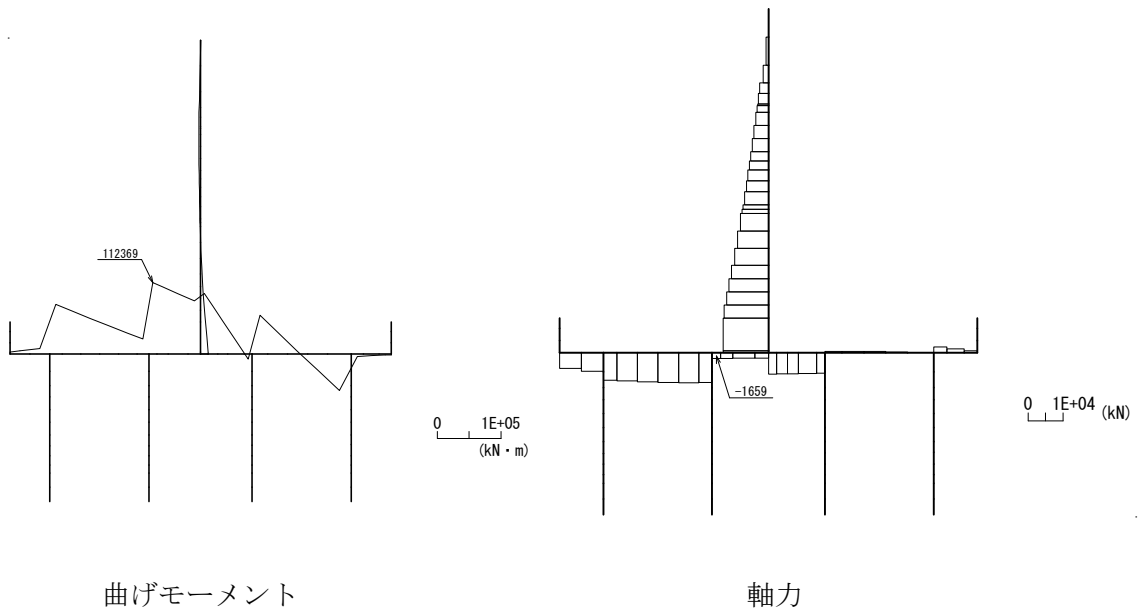
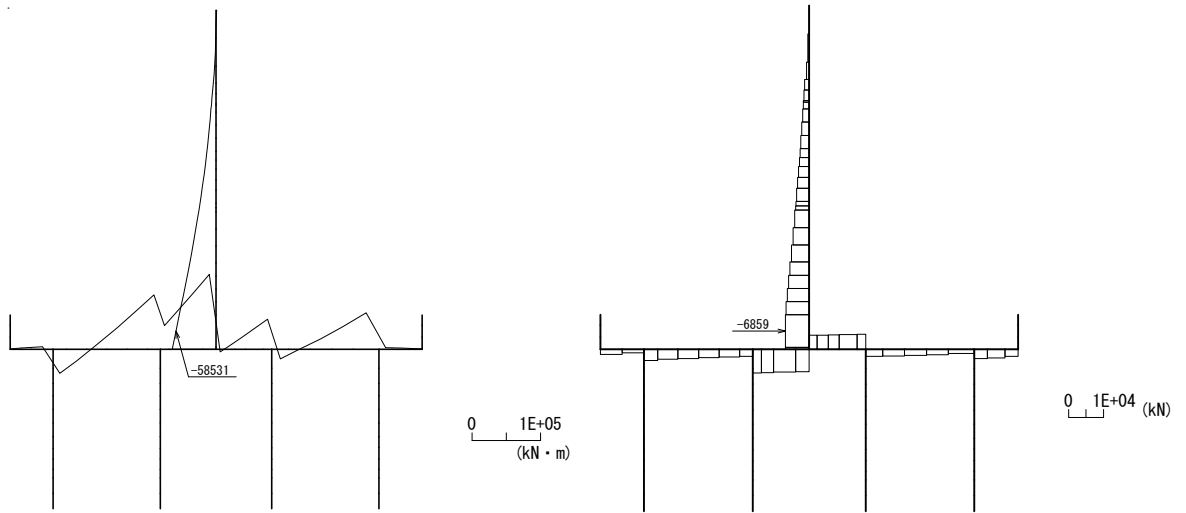


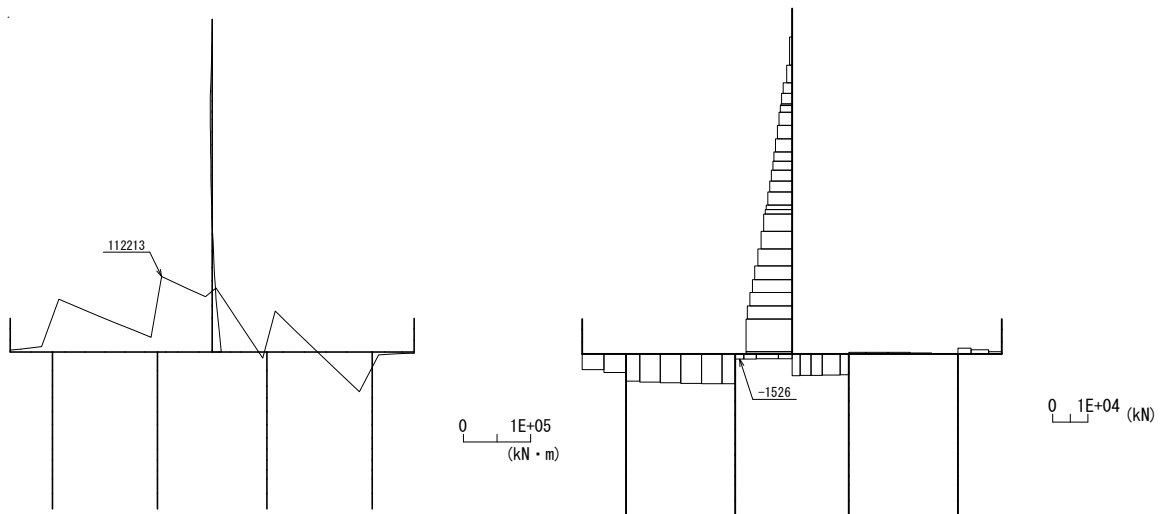
図 5.1-5 (2) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
 (底版部 曲げ圧縮応力最大時刻, $S_s-D 1++$, $t = 69.41s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (3) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s-D 1-+$, $t = 44.33s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (4) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s-D 1++$, $t = 69.40s$)

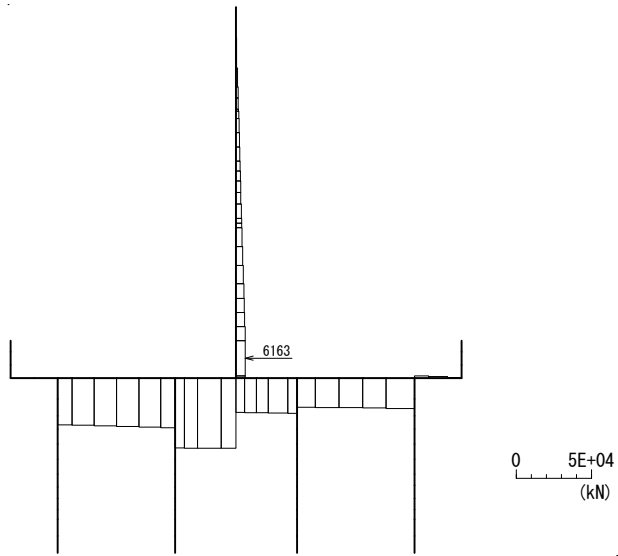


図 5.1-5 (5) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
 (壁部 せん断応力最大時刻, $S_s-D 1++$, $t=54.05s$)

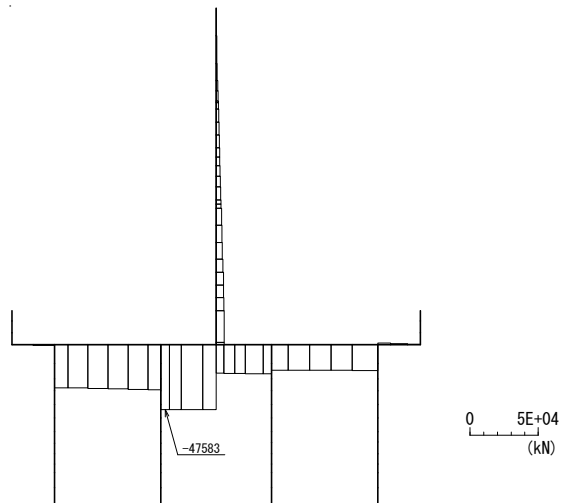


図 5.1-5 (6) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
 (底版部 せん断応力最大時刻, $S_s-D 1++$, $t=54.01s$)

・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

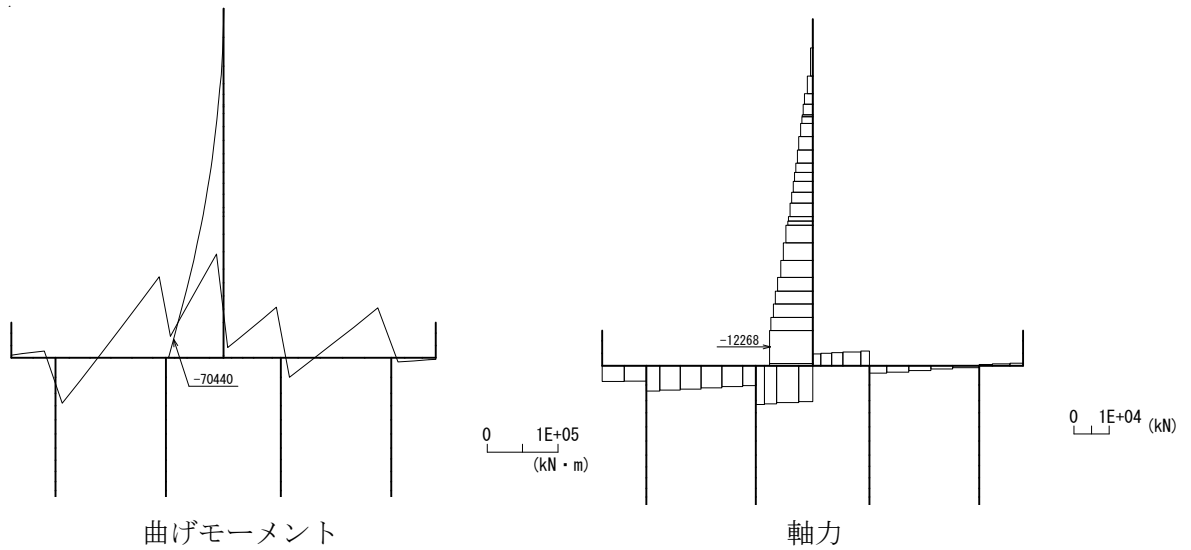


図 5.1-5 (7) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ圧縮応力最大時刻, $S_s-D 1+-$, $t = 53.96s$)

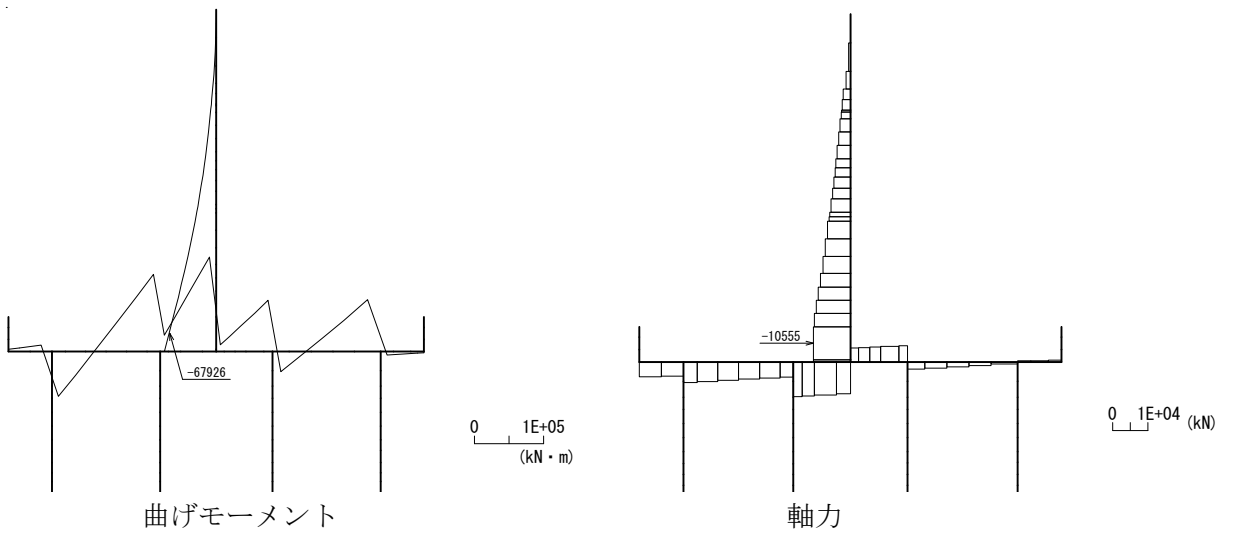


図 5.1-5 (8) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s-D 1+-$, $t = 53.99s$)

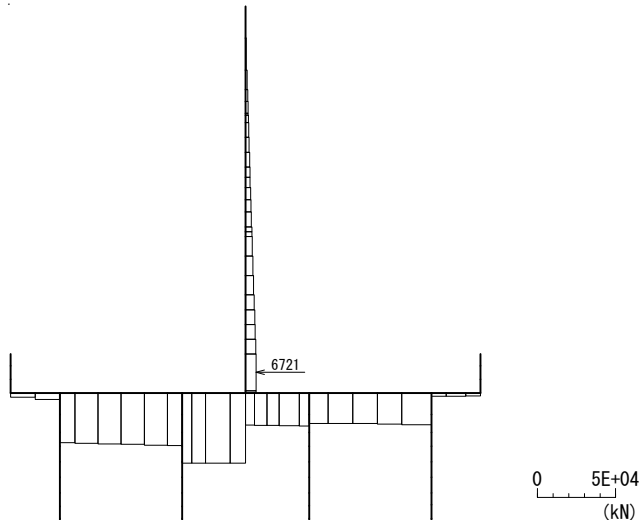


図 5.1-5 (9) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
 (壁部 せん断応力最大時刻, $S_s - D 1 + -$, $t = 53.96s$)

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

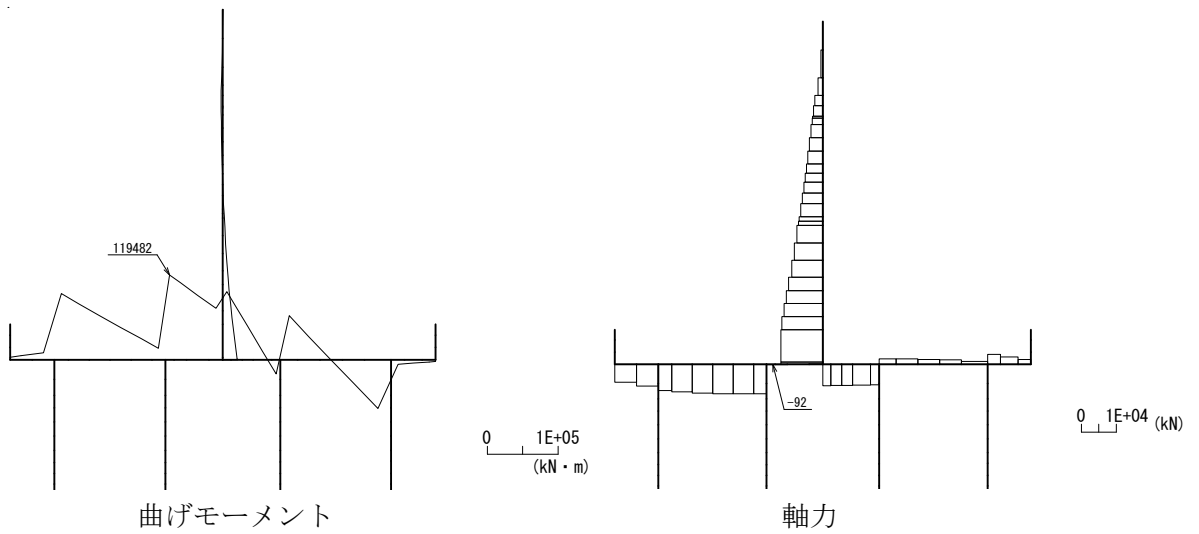


図 5.1-5 (10) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
 (底版部 曲げ圧縮応力最大時刻, $S_s - D 1 + -$, $t = 69.45s$)

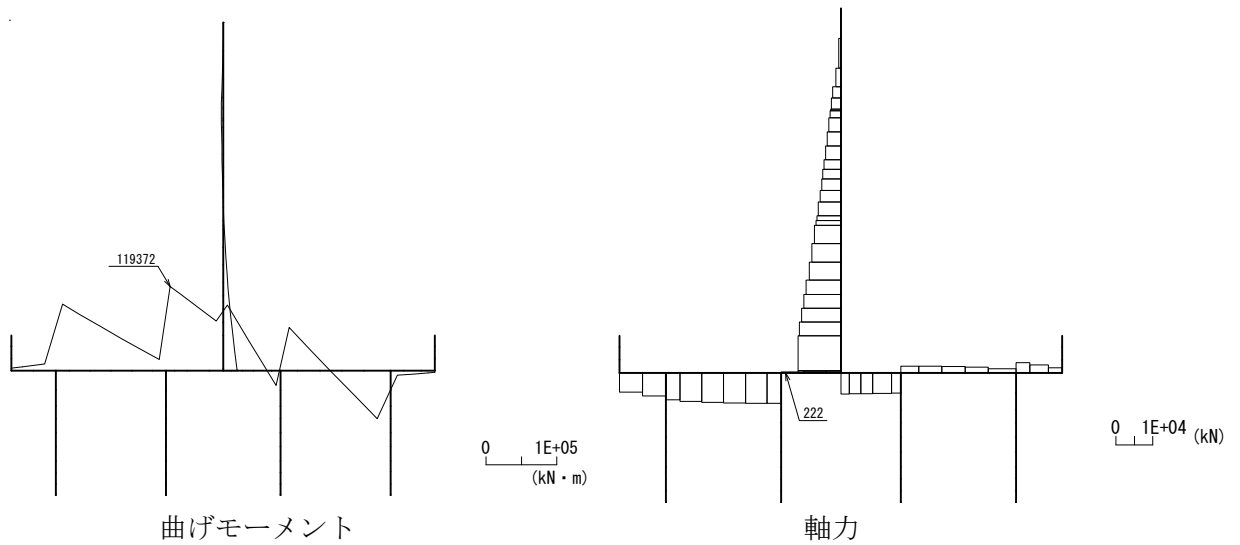


図 5.1-5 (11) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
 (底版部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s-D 1+-$, $t=69.44s$)

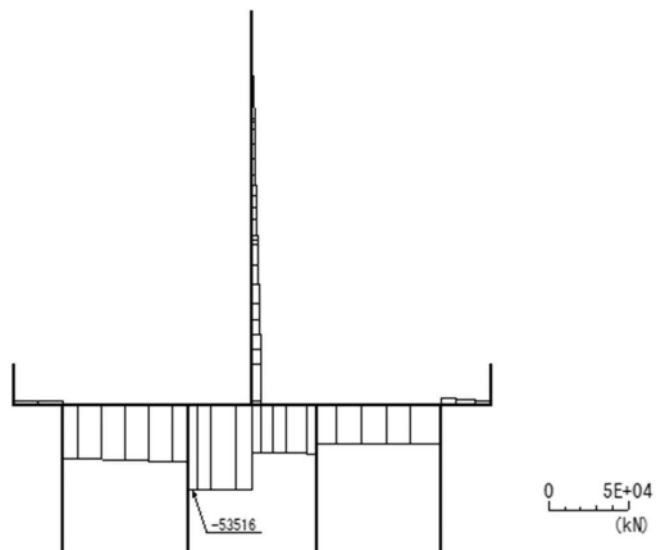


図 5.1-5 (12) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
 (底版部 せん断応力最大時刻, $S_s-D 1+-$, $t=68.85s$)

d. B-B断面（鉄筋コンクリート）

- ・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

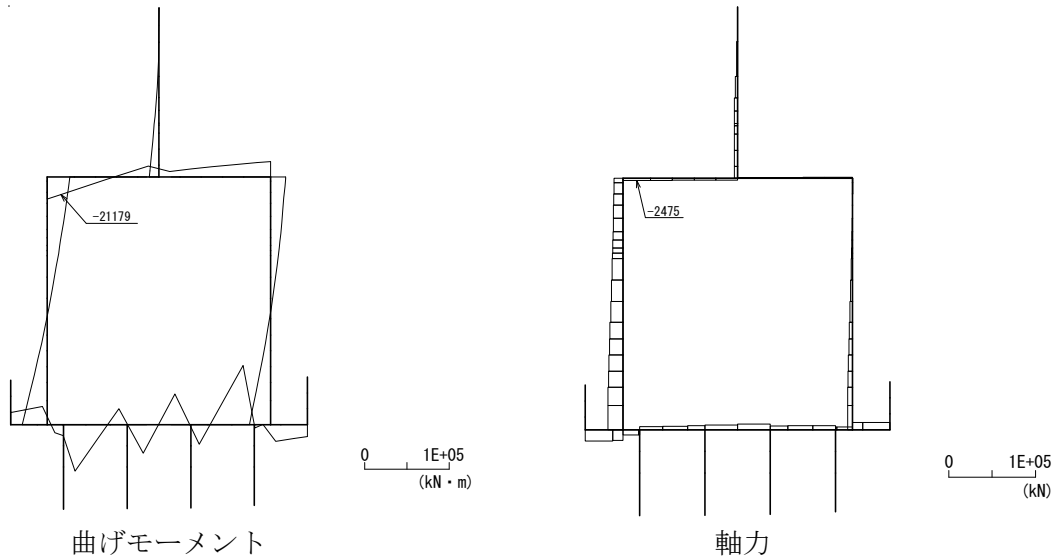


図 5.1-6 (1) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
 (梁部 曲げ圧縮応力最大時刻, $S_s = 3.1$ -, $t = 8.90s$)

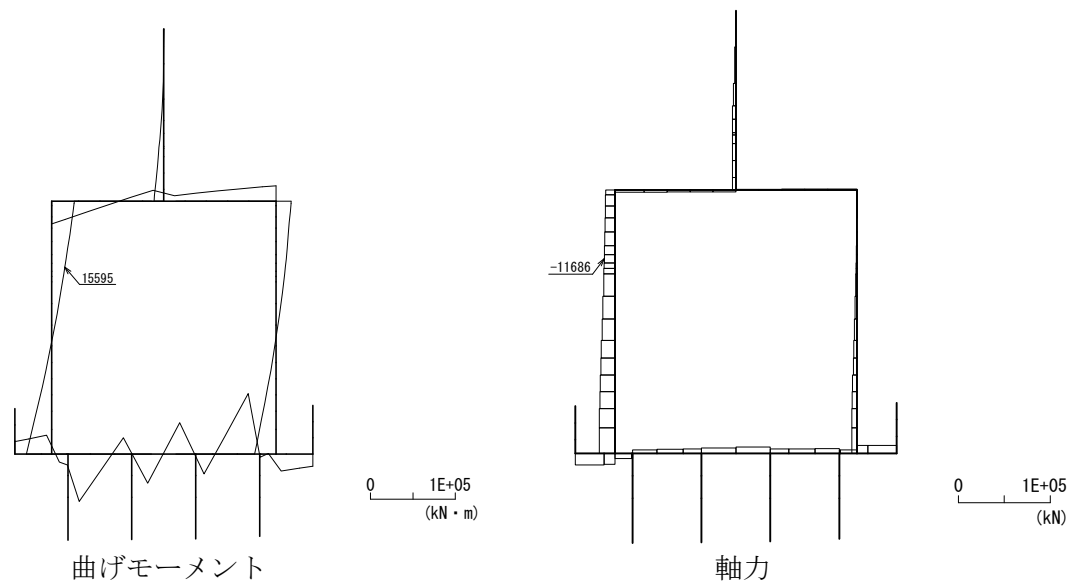


図 5.1-6 (2) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
 (壁部 曲げ圧縮応力最大時刻, $S_s = 3.1$ -, $t = 8.90s$)

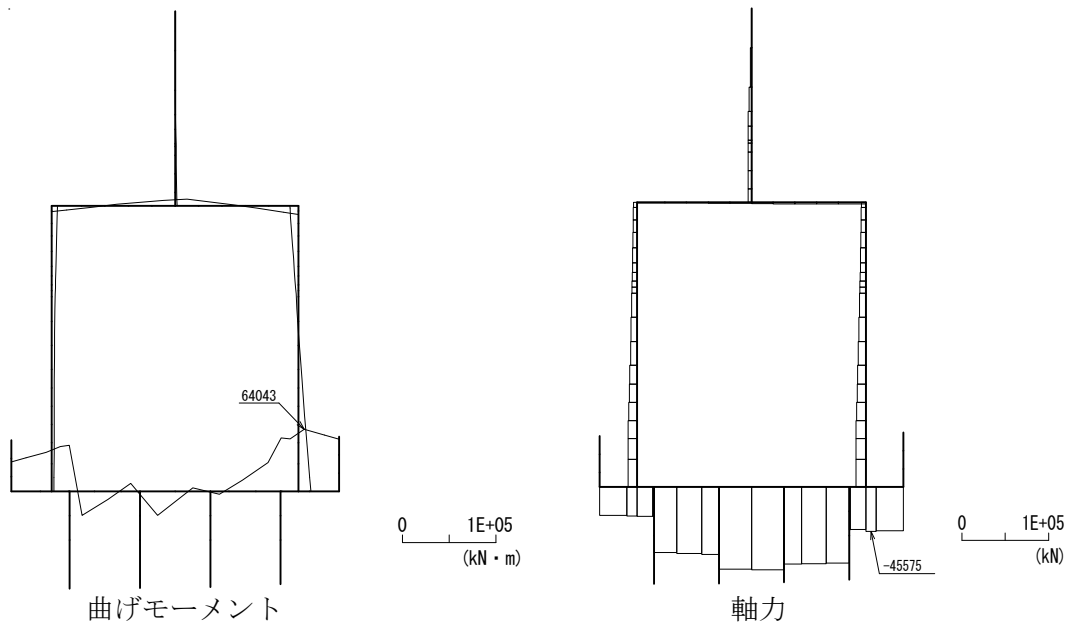


図 5.1-6 (3) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
 (底版部 曲げ圧縮応力最大時刻, $S_s - D 1 - -$, $t = 57.52s$)

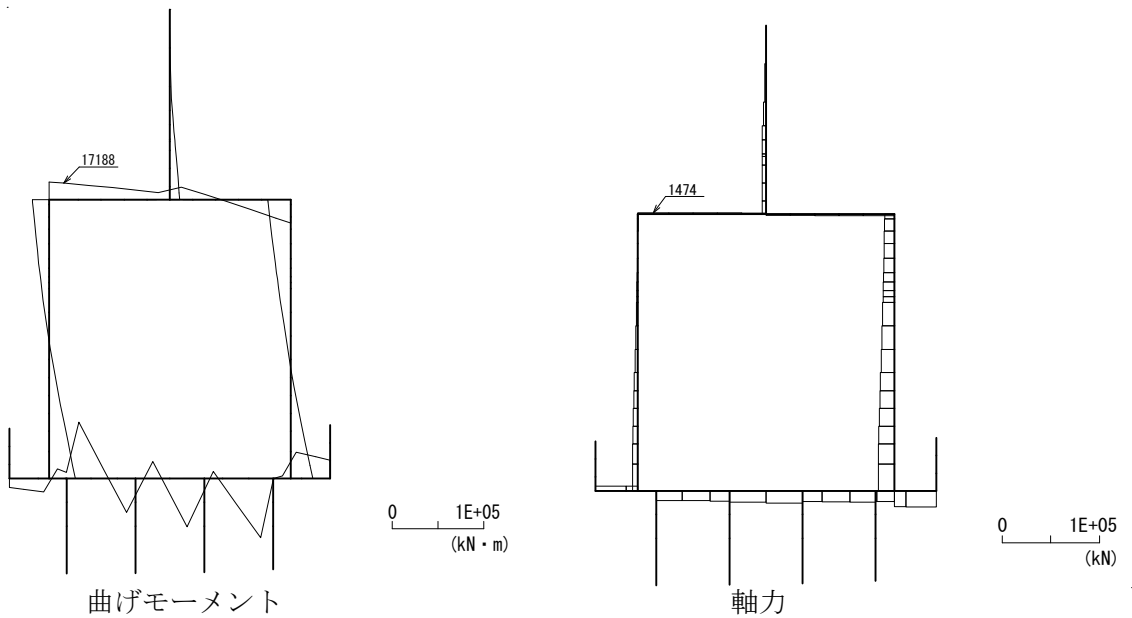


図 5.1-6 (4) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
 (梁部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s - 3 1 + +$, $t = 19.88s$)

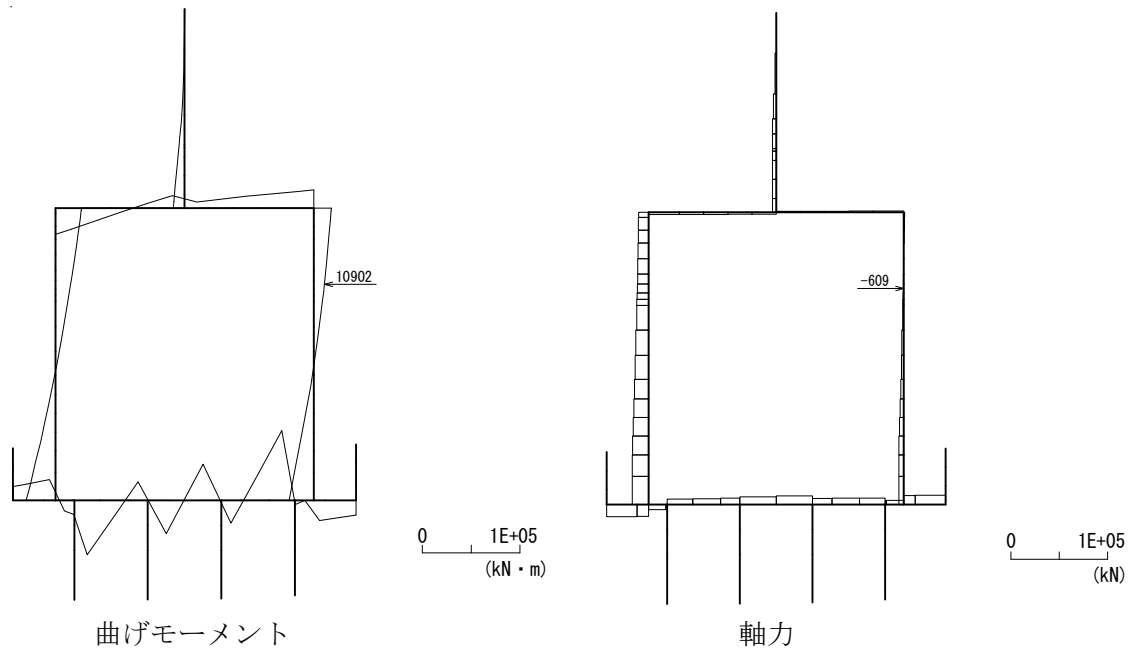


図 5.1-6 (5) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
 (壁部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s - 31 - +$, $t = 8.91s$)

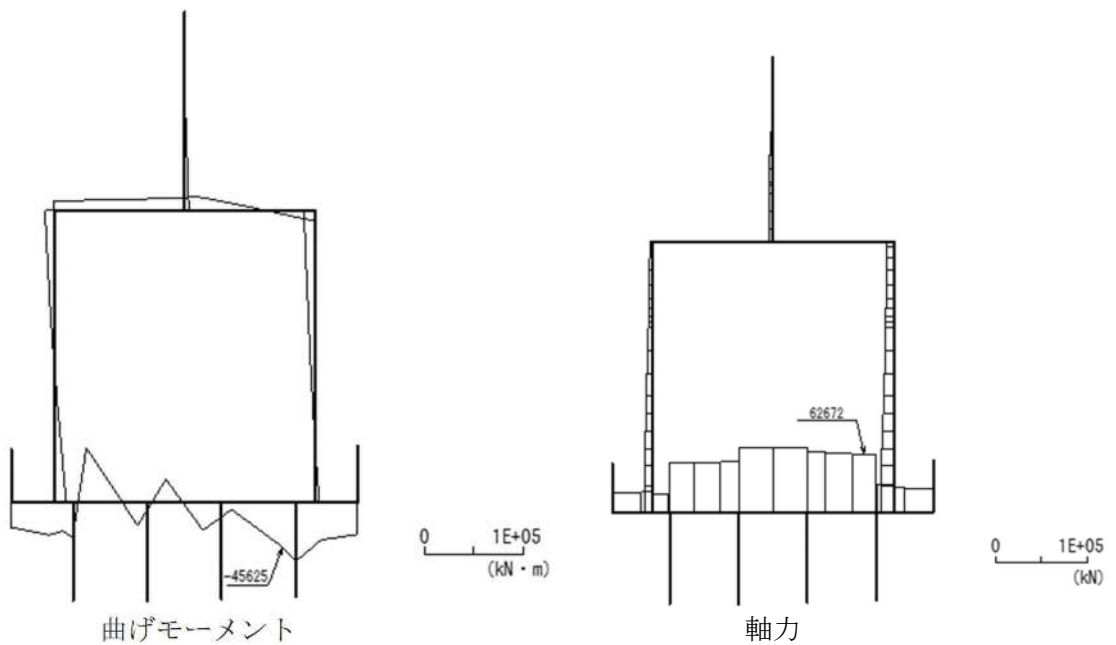


図 5.1-6 (6) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
 (底版部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s - D1 - +$, $t = 52.87s$)

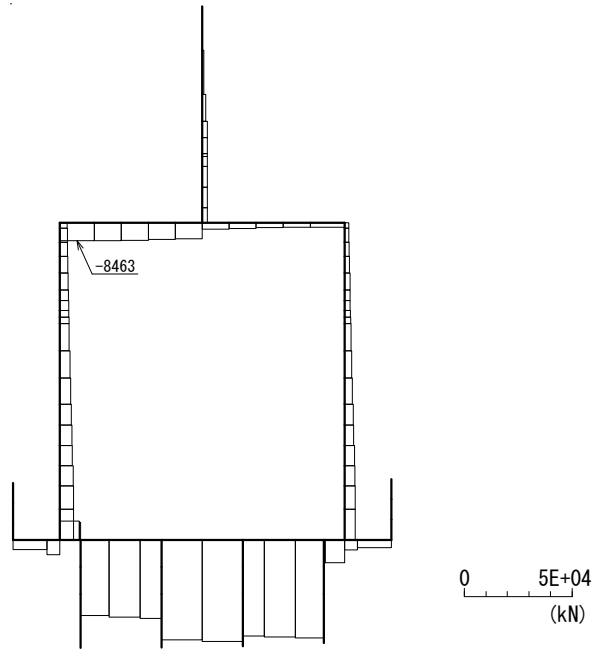


図 5.1-6 (7) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
 (梁部せん断応力最大時刻, $S_s - 31 - +$, $t = 8.90s$)

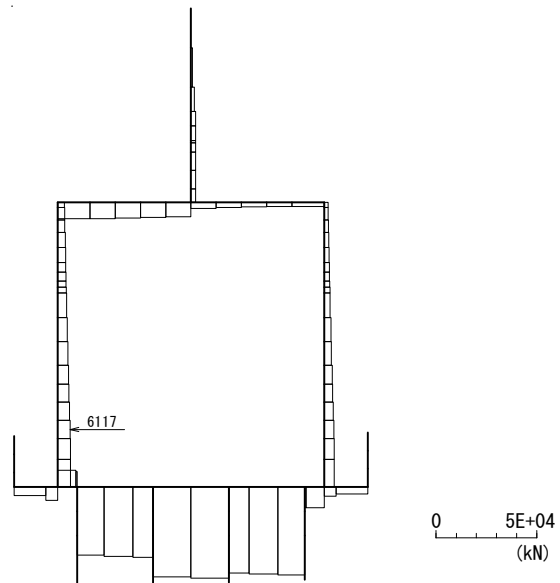


図 5.1-6 (8) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
 (壁部せん断応力最大時刻, $S_s - 31 - +$, $t = 8.90s$)

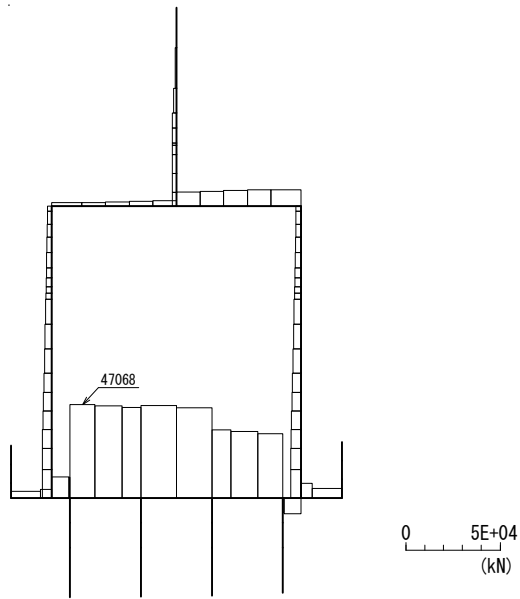


図 5.1-6 (9) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
 (底版部せん断応力最大時刻, $S_s - 31++$, $t = 8.89s$)

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

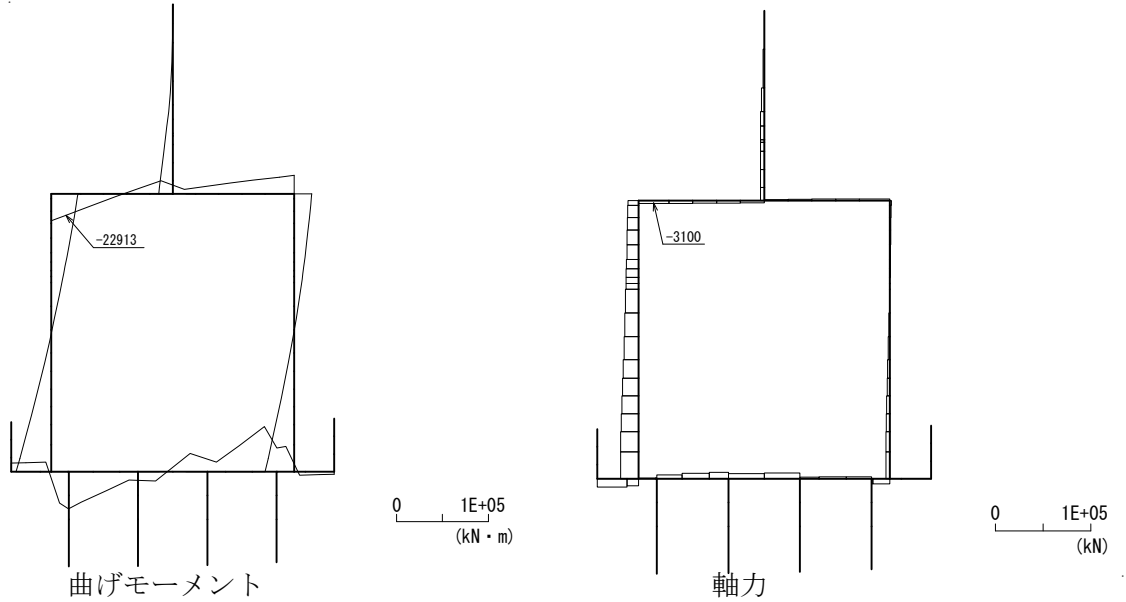


図 5.1-6 (10) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
 (梁部曲げ圧縮応力最大時刻, $S_s - D1+-$, $t = 19.88s$)

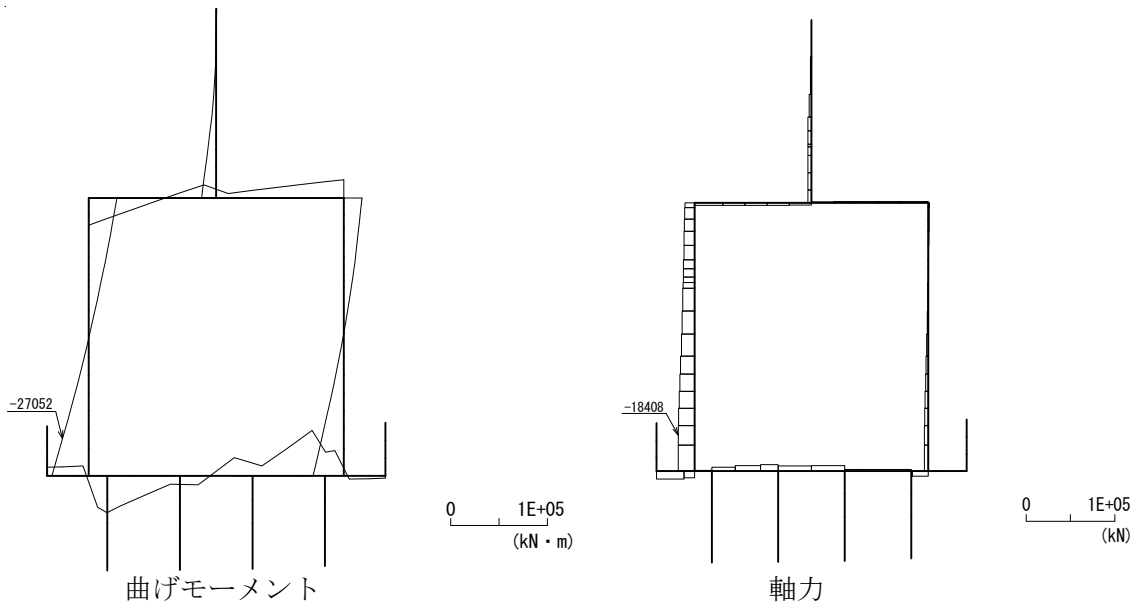


図 5.1-6 (11) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
 (壁部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s-D 1+-$, $t = 19.88s$)

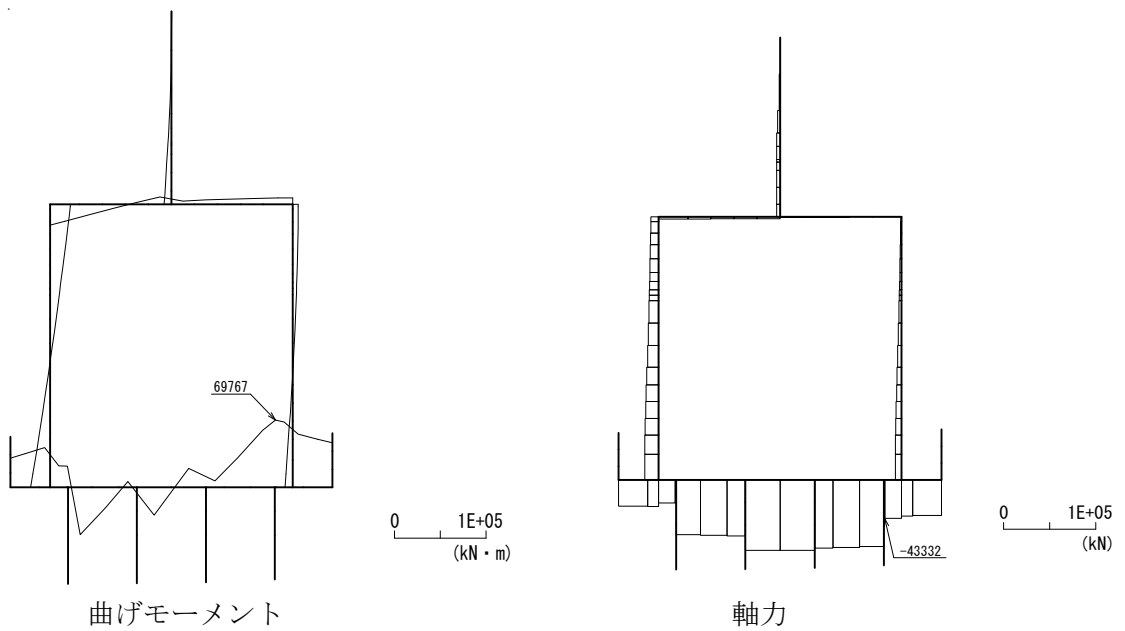


図 5.1-6 (12) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
 (底版部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s-D 1+-$, $t = 19.15s$)

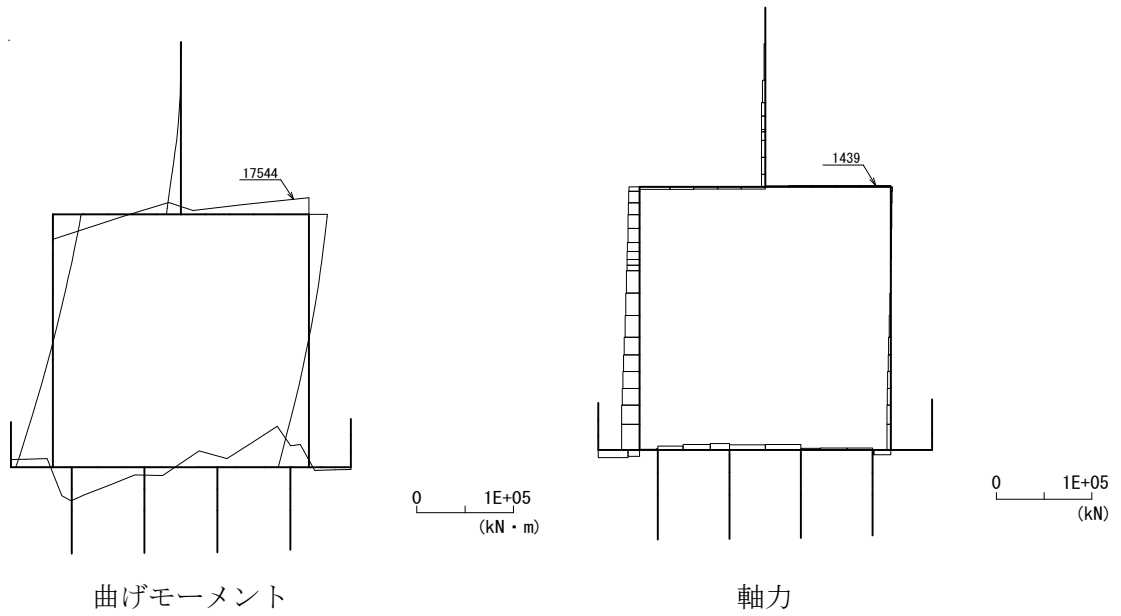


図 5.1-6 (13) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
 (梁部 曲げ圧縮応力最大時刻, $S_s-D 1+-$, $t = 19.88s$)

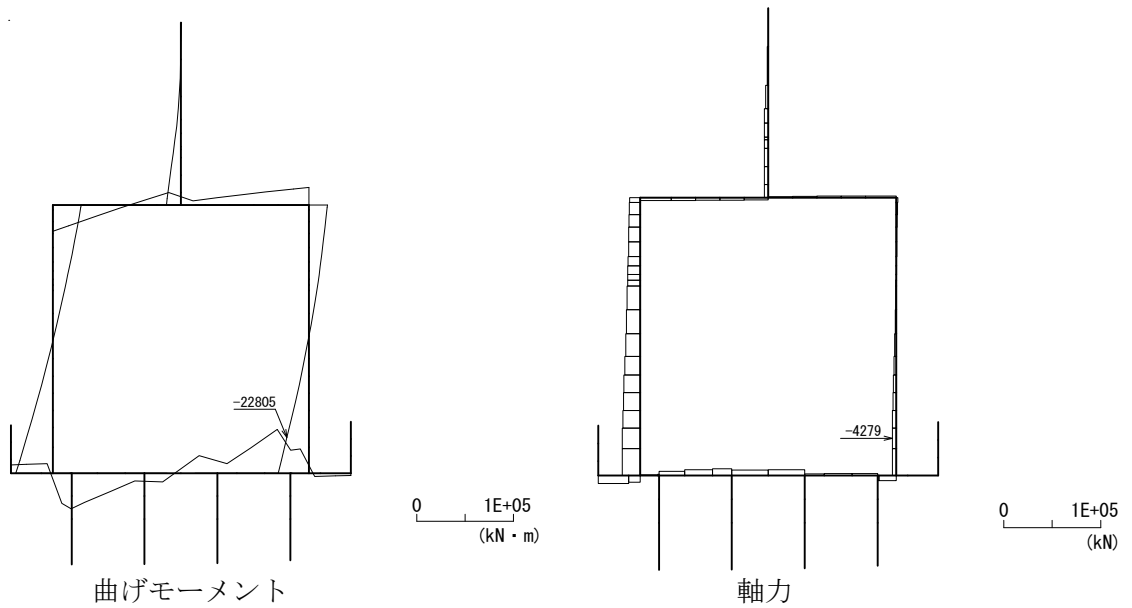


図 5.1-6 (14) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
 (壁部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s-D 1+-$, $t = 19.88s$)

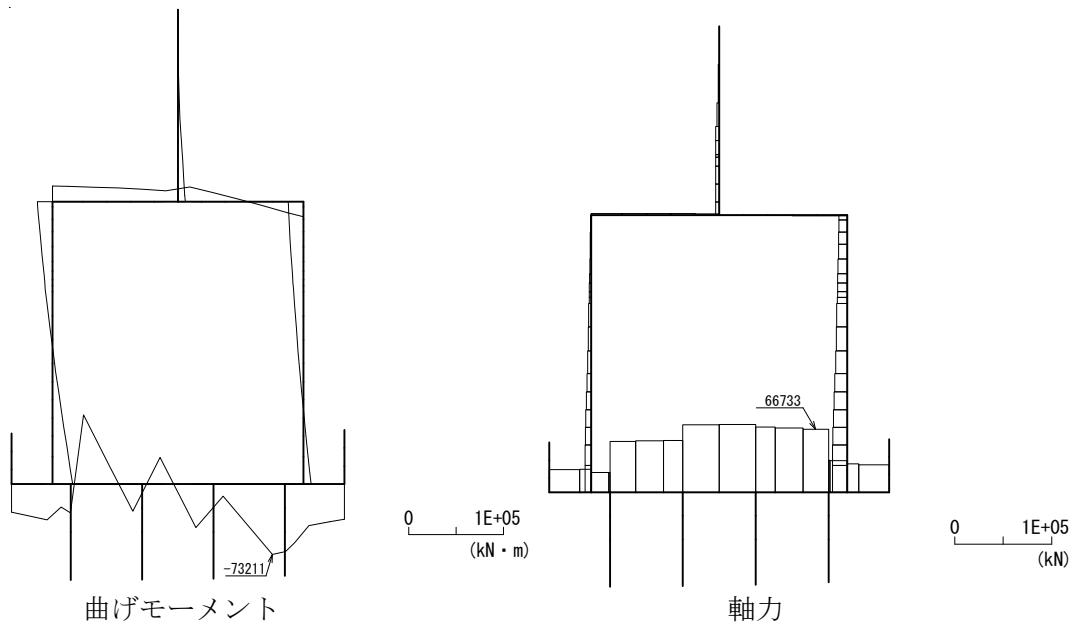


図 5.1-6 (15) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
 (底版部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s-D 1+-$, $t=53.78s$)

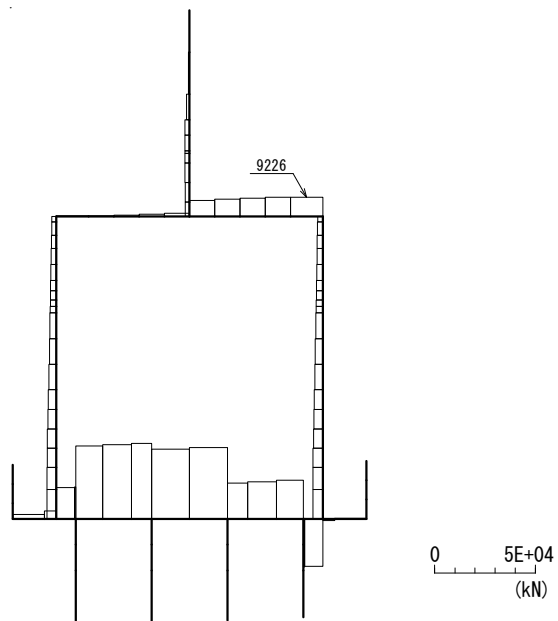


図 5.1-6 (16) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
 (梁部 せん断応力最大時刻, $S_s-D 1+-$, $t=44.33s$)

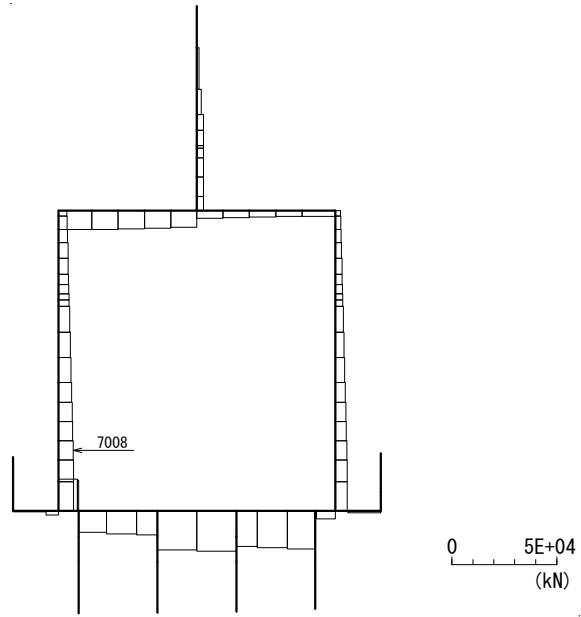


図 5.1-6 (17) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
 (壁部 せん断応力最大時刻, $S_s-D 1+-$, $t = 19.88s$)

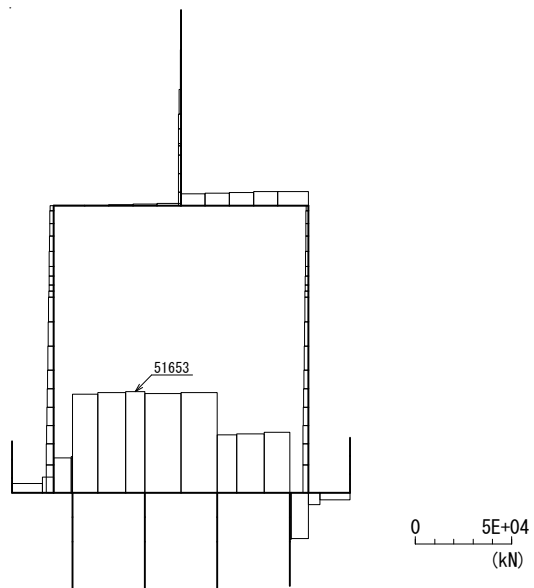


図 5.1-6 (18) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
 (底版部 せん断応力最大時刻, $S_s-D 1+-$, $t = 53.74s$)

(2) 最大せん断ひずみ分布図

a. A-A断面

- ・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース



図 5.1-7 (1) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1$ [H+, V+])

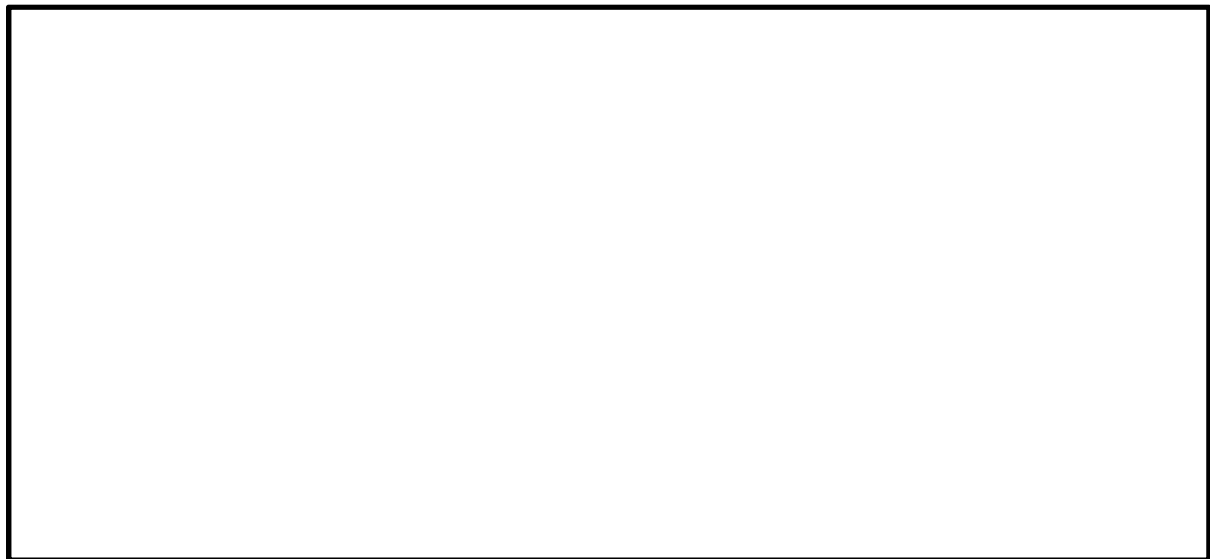


図 5.1-7 (2) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1$ [H+, V-])

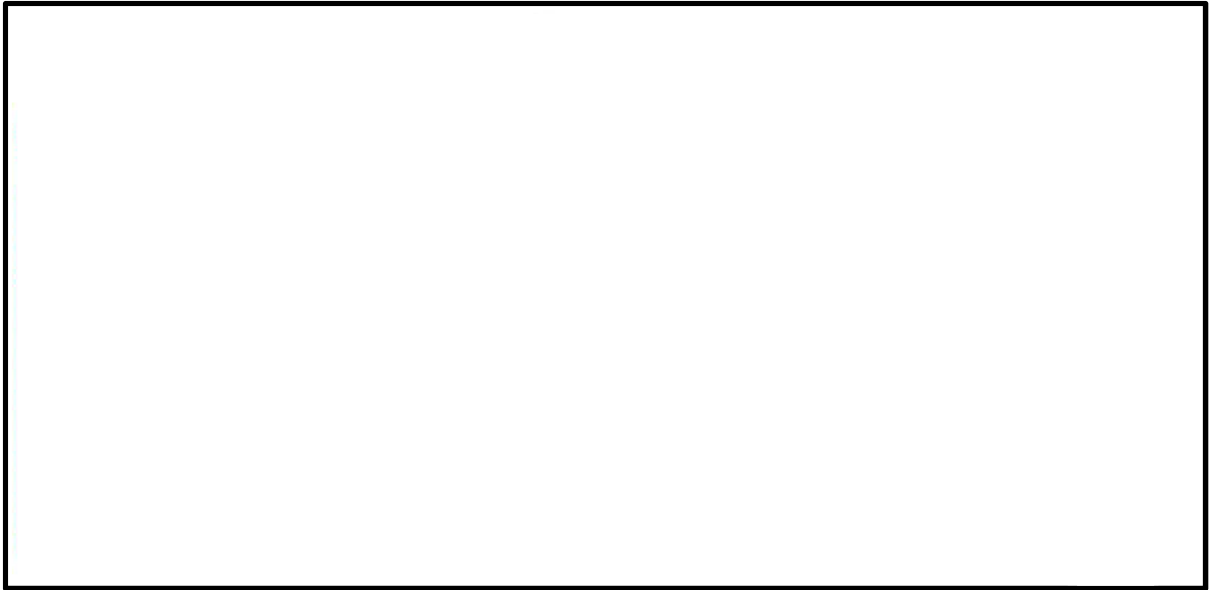


図 5.1-7 (3) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H-, V+]$)

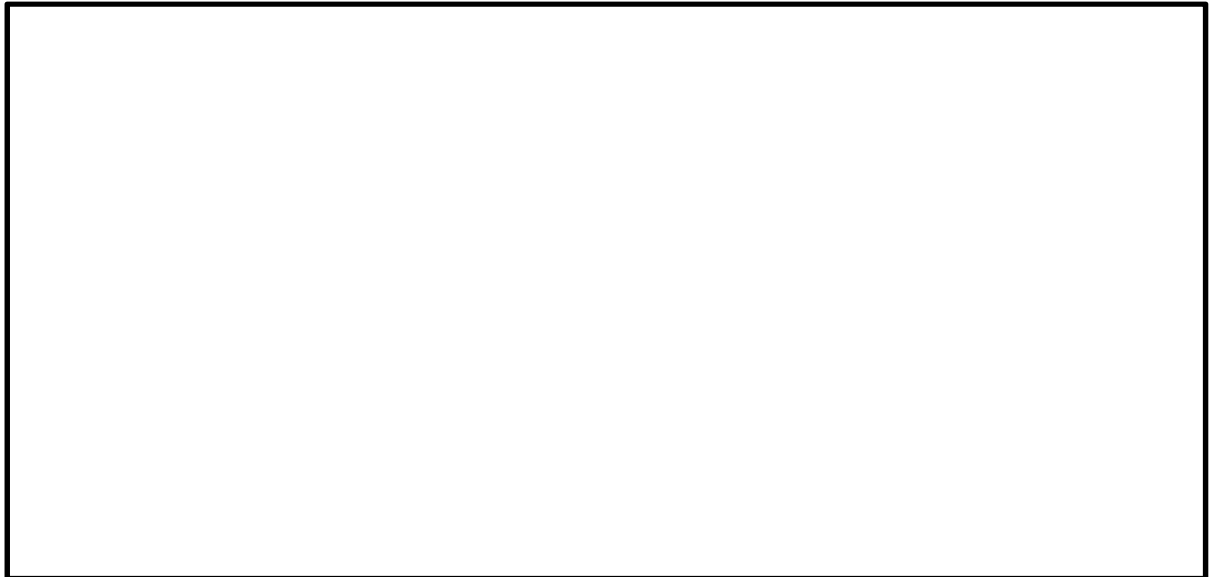


図 5.1-7 (4) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H-, V-]$)



図 5.1-7 (5) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 11$)

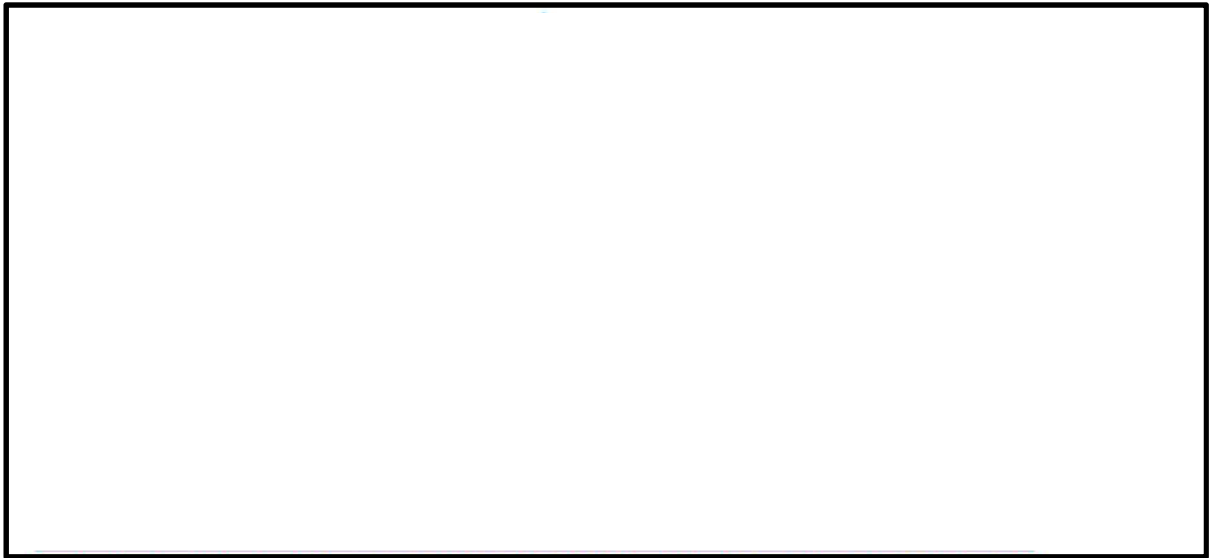


図 5.1-7 (6) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 12$)



図 5.1-7 (7) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 13$)



図 5.1-7 (8) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 14$)

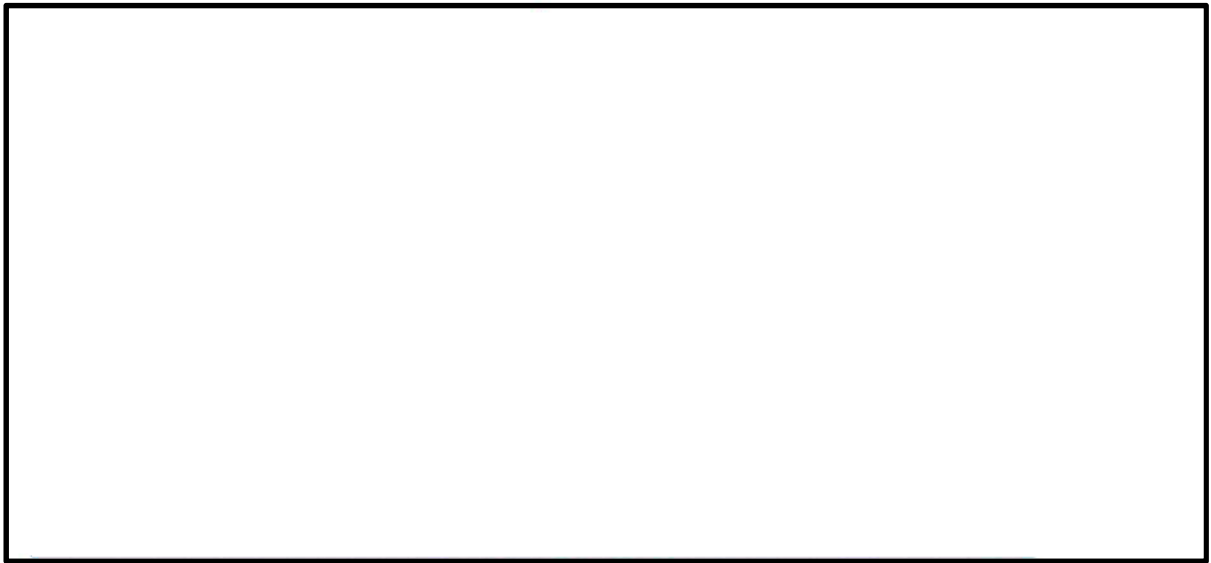


図 5.1-7 (9) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 21$)



図 5.1-7 (10) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 22$)



図 5.1-7 (11) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31$ [H+, V+])



図 5.1-7 (12) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3.1 [H-, V+]$)

- ・ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース

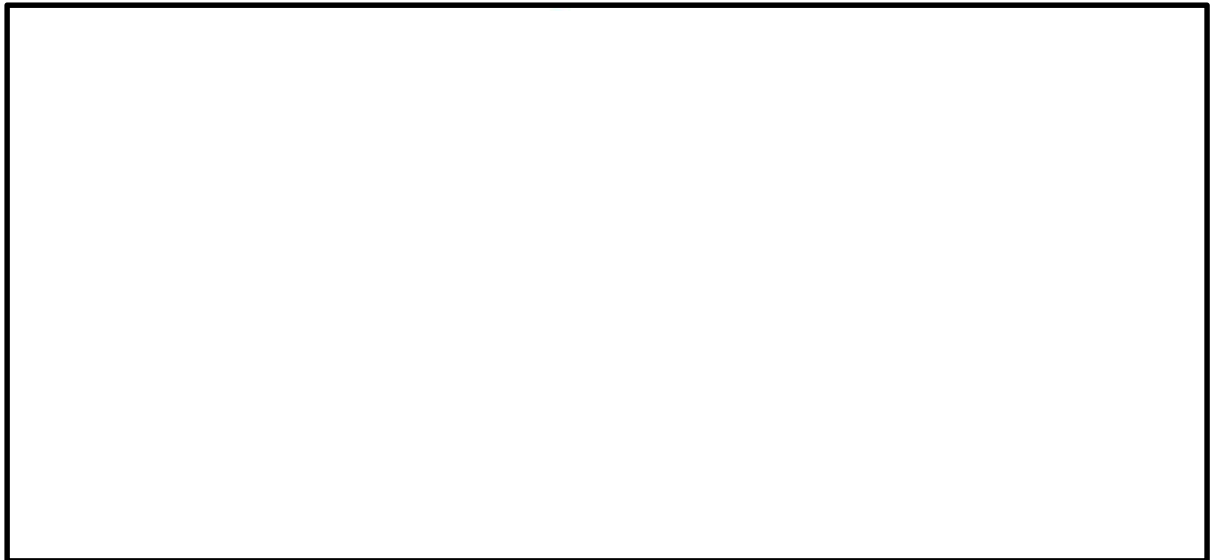


図 5.1-7 (13) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D.1 [H+, V-]$)

- ・ 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

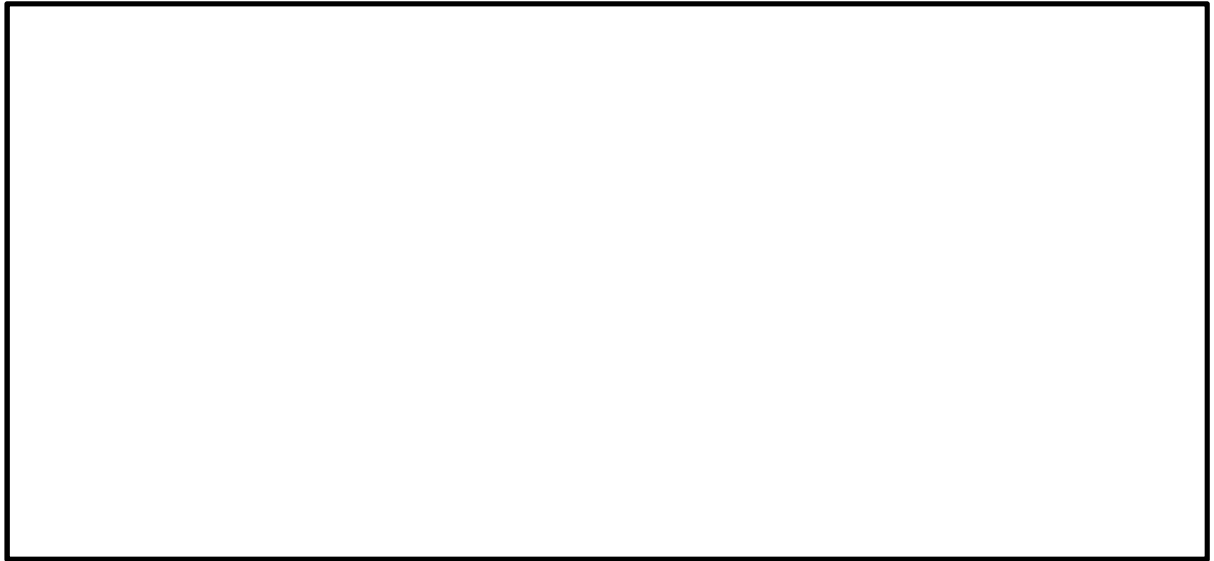


図 5.1-7 (14) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 [H+,V-]$)

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



図 5.1-7 (15) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D1 [H+,V-]$)

- ・検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

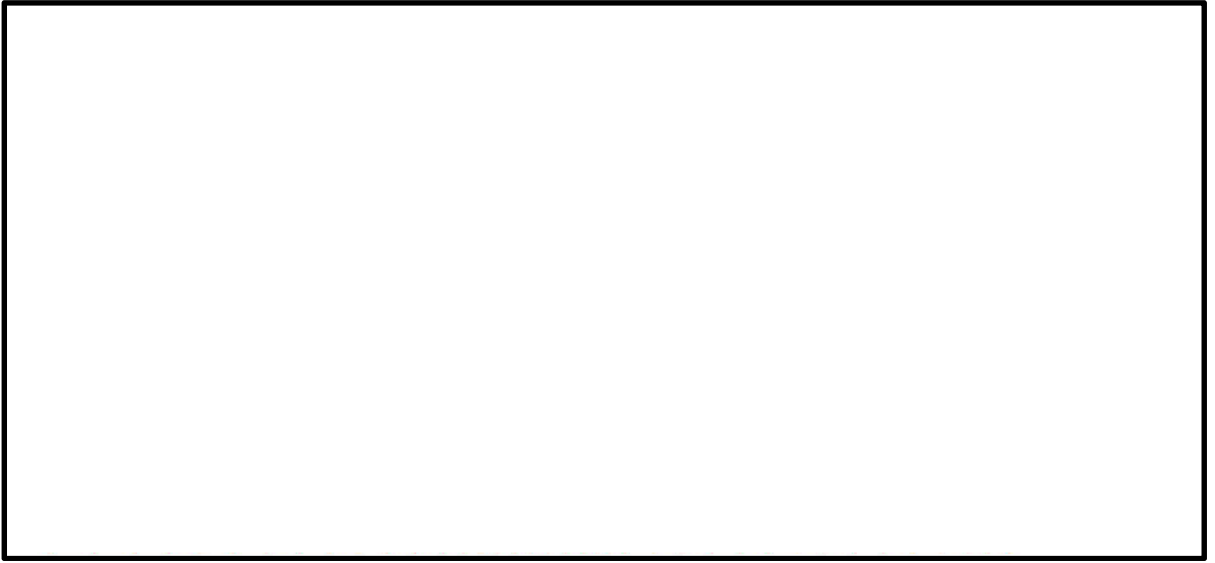


図 5.1-7 (16) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

- ・検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

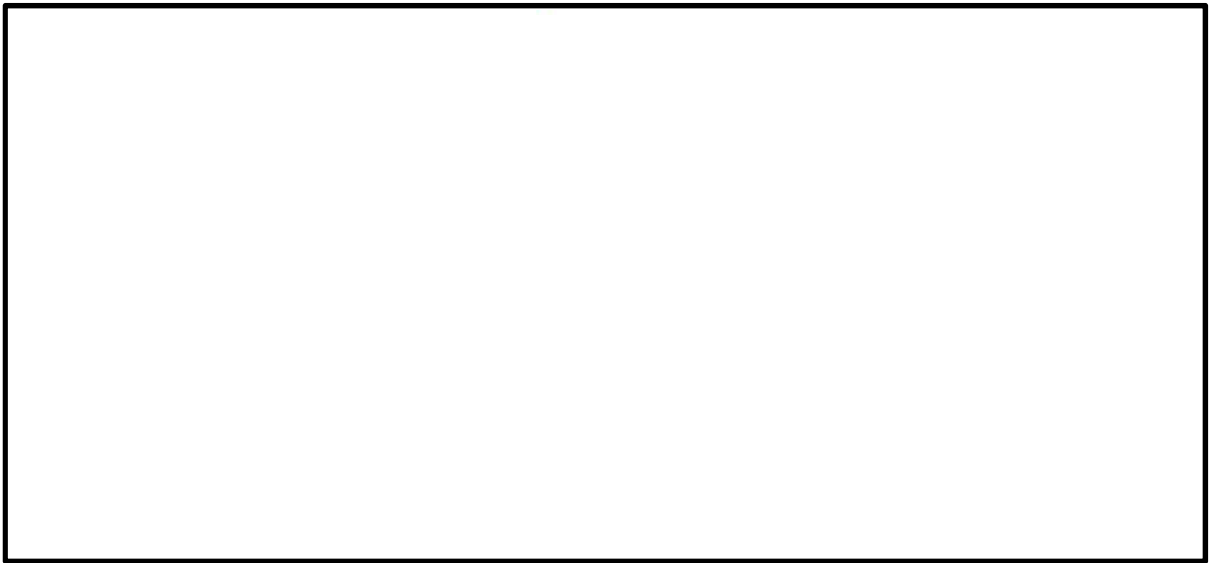


図 5.1-7 (17) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

b. B-B断面

- ・検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース



図 5.1-8 (1) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1$ [H+, V+])

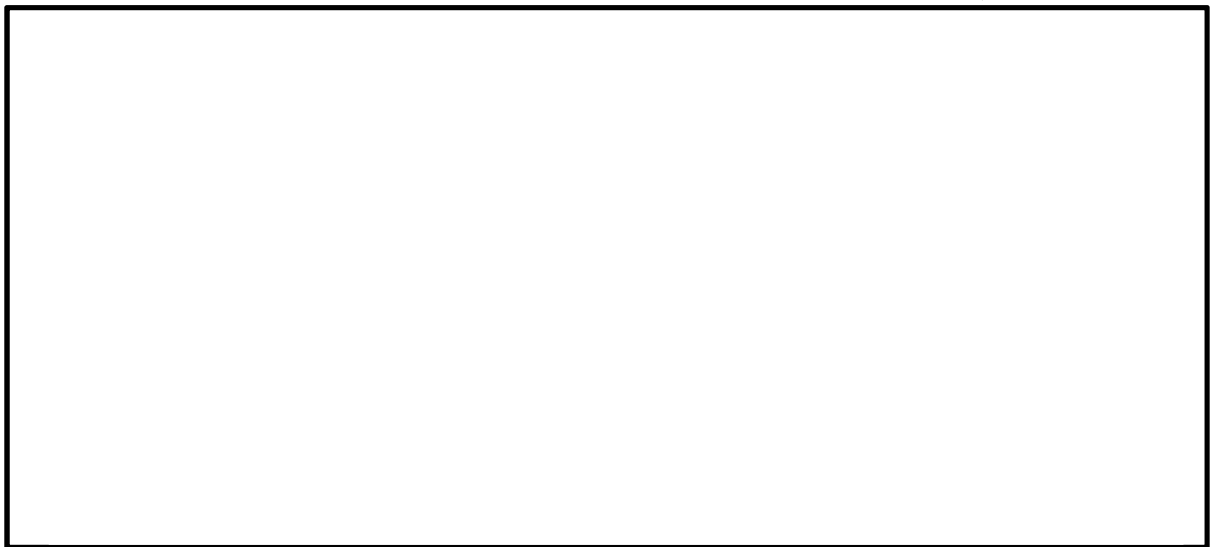


図 5.1-8 (2) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1$ [H+, V-])



図 5.1-8 (3) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)



図 5.1-8 (4) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)



図 5.1-8 (5) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 1$)



図 5.1-8 (6) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 12$)



図 5.1-8 (7) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 13$)



図 5.1-8 (8) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 14$)



図 5.1-8 (9) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 21$)



図 5.1-8 (10) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 22$)



図 5.1-8 (11) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31$ [H+,V+])

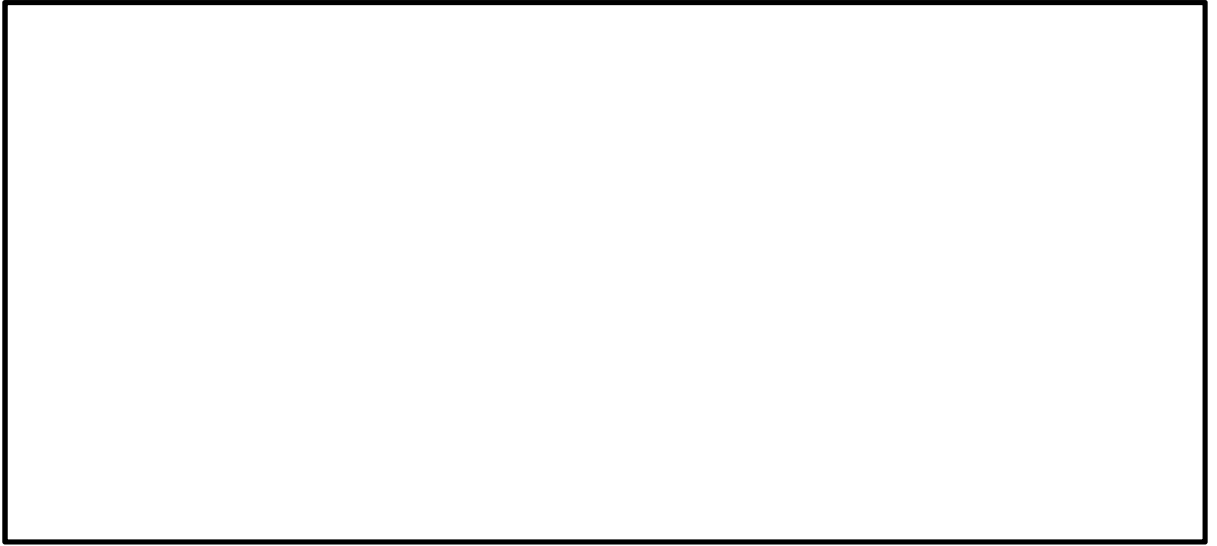


図 5.1-8 (12) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3.1 [H-, V+]$)

- ・ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース

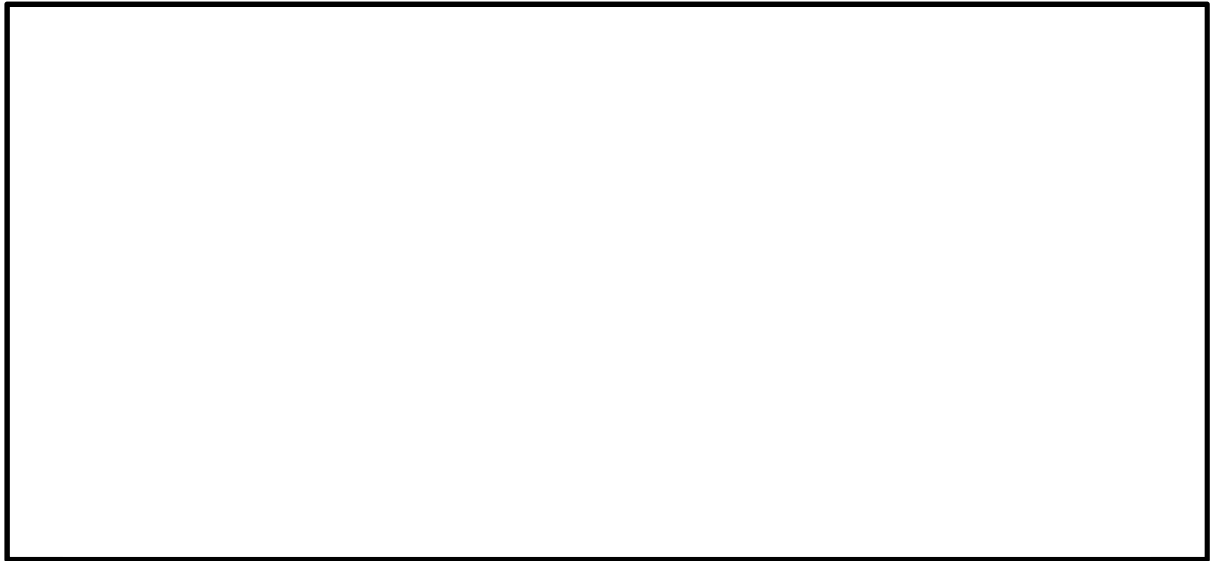


図 5.1-8 (13) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D.1 [H+, V-]$)

- ・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース



図 5.1-8 (14) B-B断面の最大せん断ひずみ分布（ S_s-D1 [H+,V-]）

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



図 5.1-8 (15) B-B断面の最大せん断ひずみ分布（ S_s-D1 [H+,V-]）

- ・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

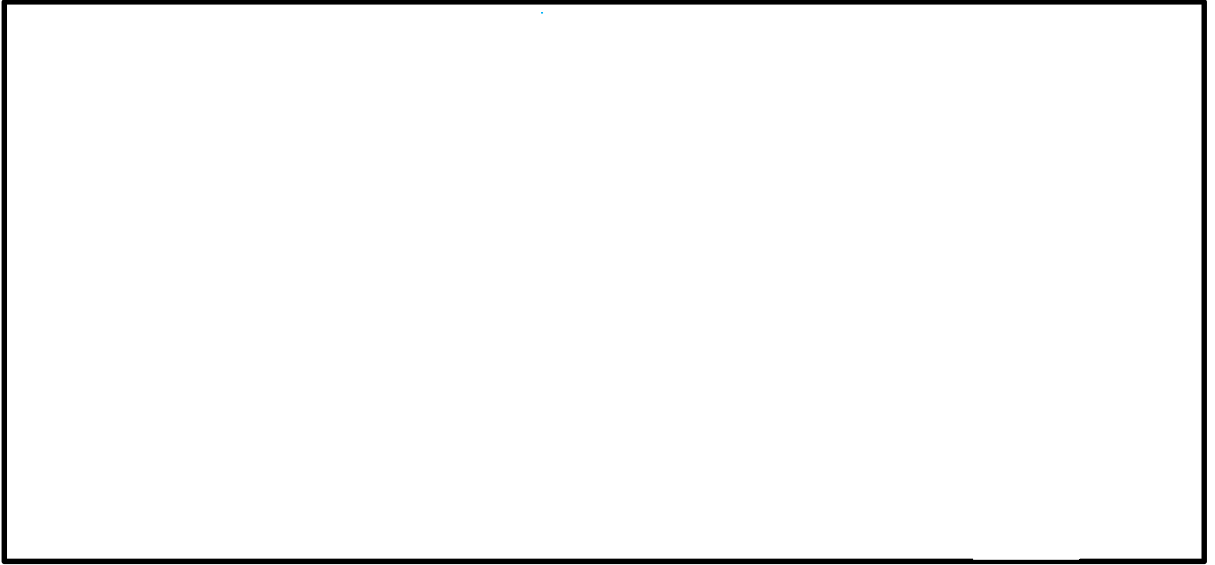


図 5.1-8 (16) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1$ [H+, V-])

- ・ 検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

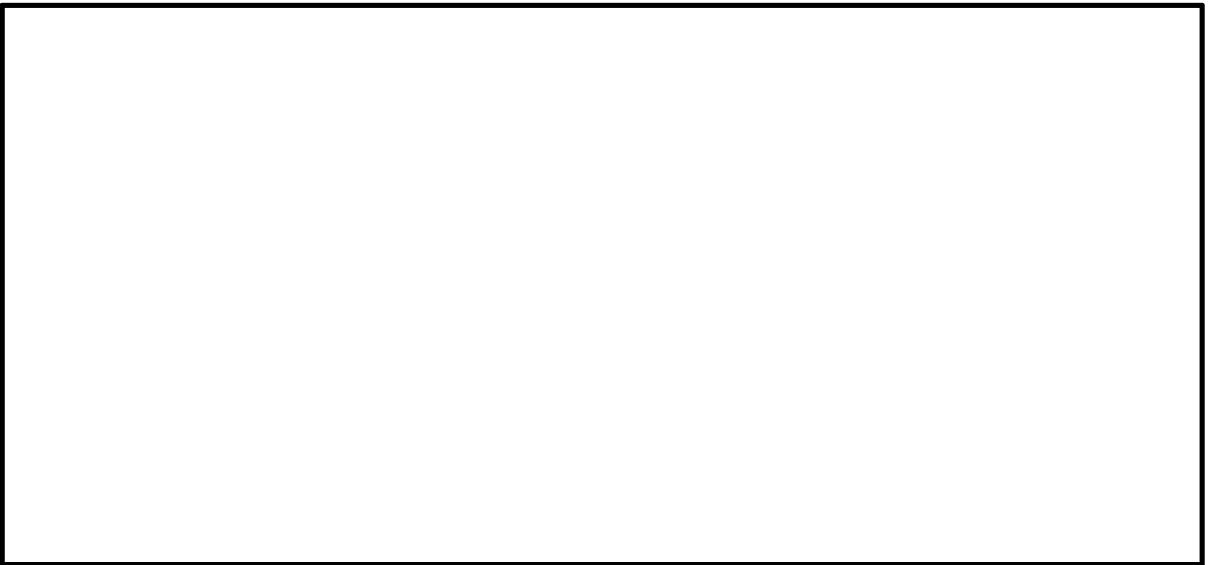


図 5.1-8 (17) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1$ [H+, V-])

(3) 過剰間隙水圧比分布図

a. A-A断面

- ・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

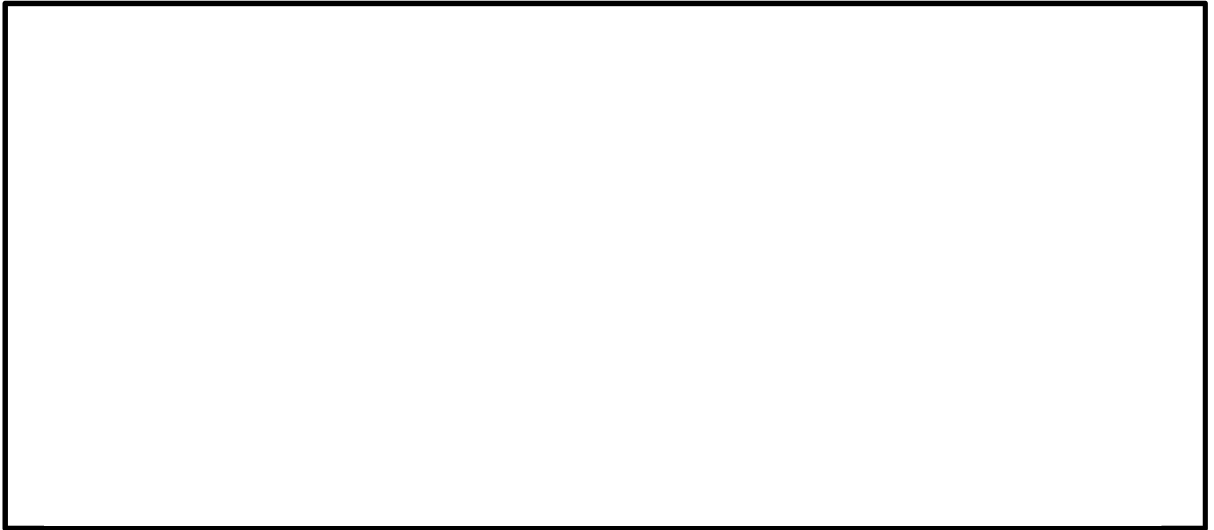


図 5.1-9 (1) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1$ [H+, V+])



図 5.1-9 (2) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1$ [H+, V-])



図 5.1-9 (3) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1$ [H-, V+])

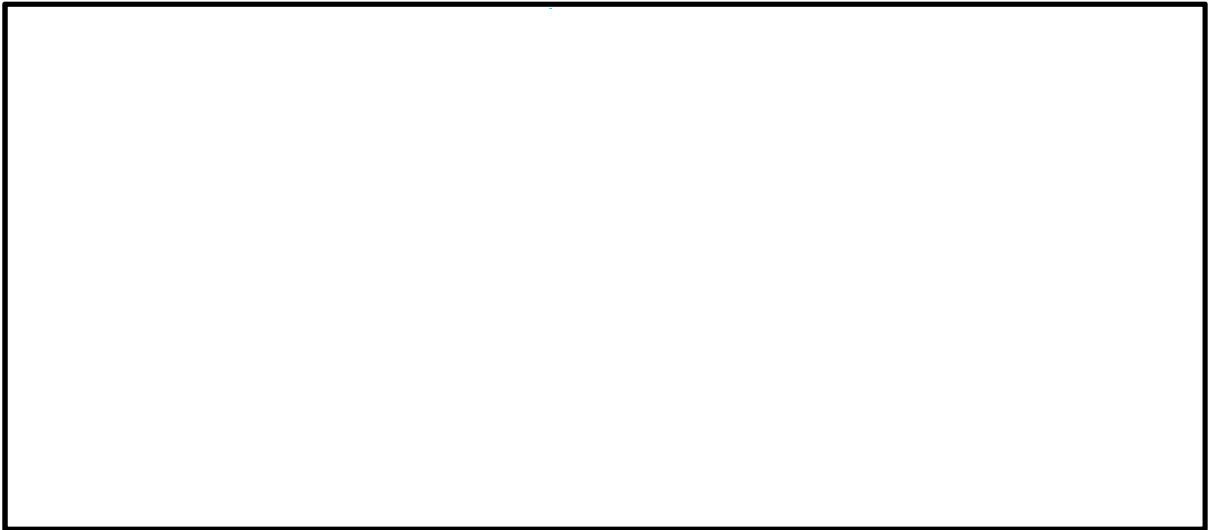


図 5.1-9 (4) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1$ [H-, V-])

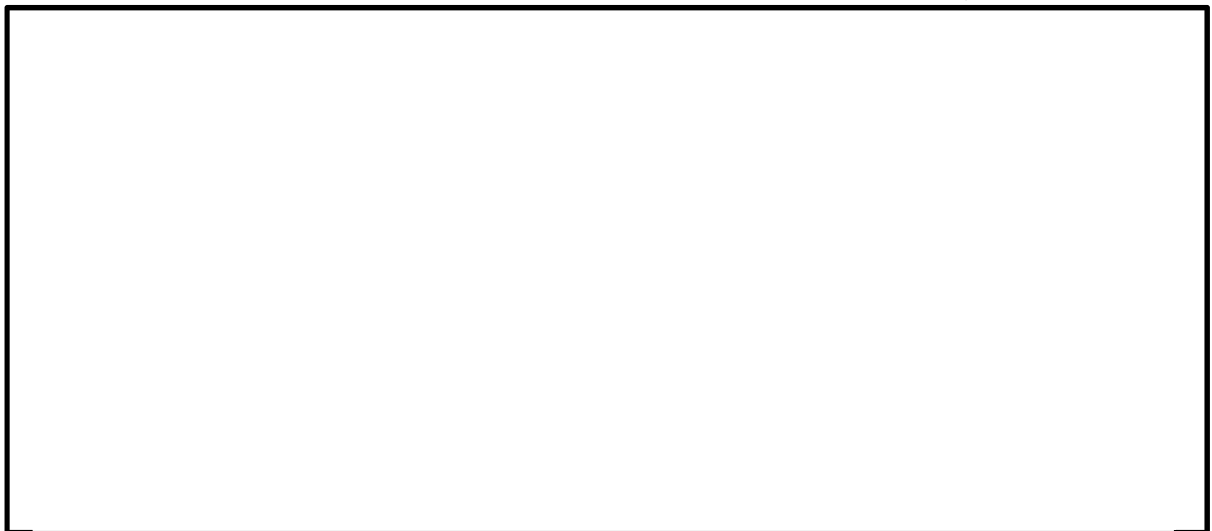


図 5.1-9 (5) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 1$)

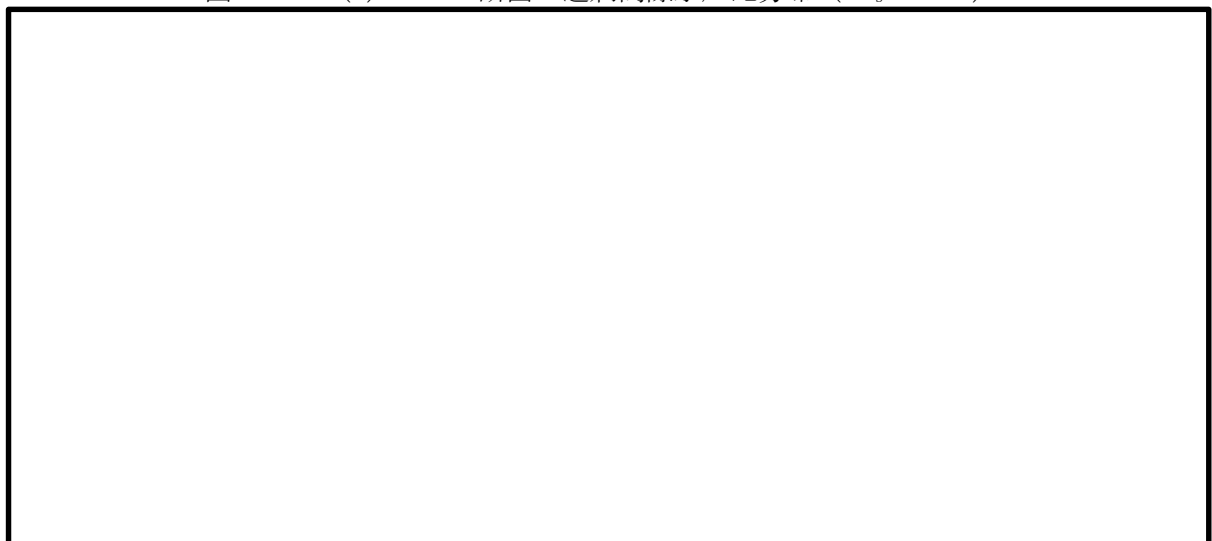


図 5.1-9 (6) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 2$)

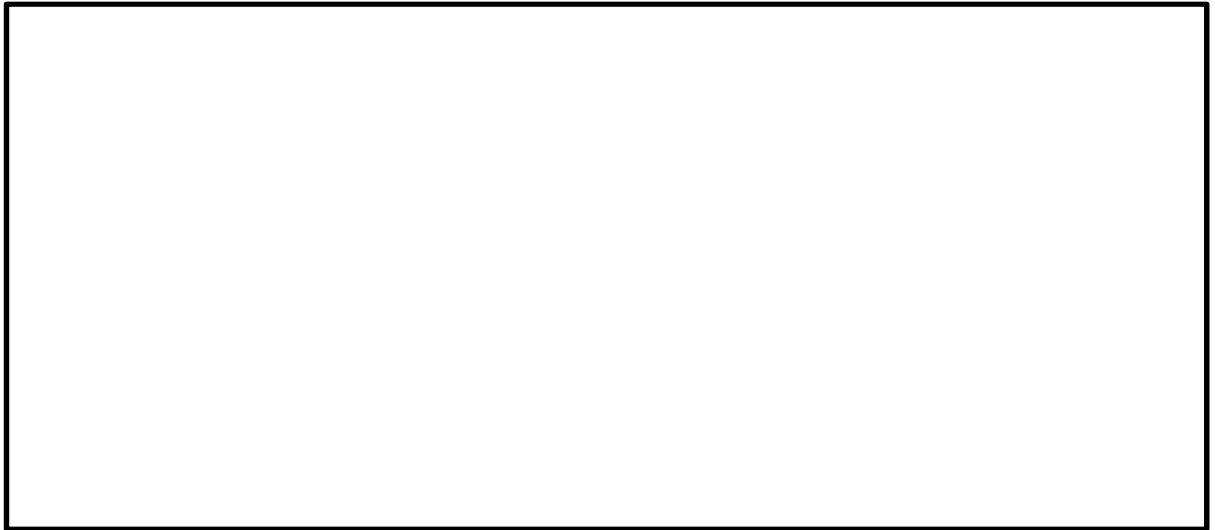


図 5.1-9 (7) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 13$)



図 5.1-9 (8) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 14$)



図 5.1-9 (9) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 21$)



図 5.1-9 (10) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 2$)

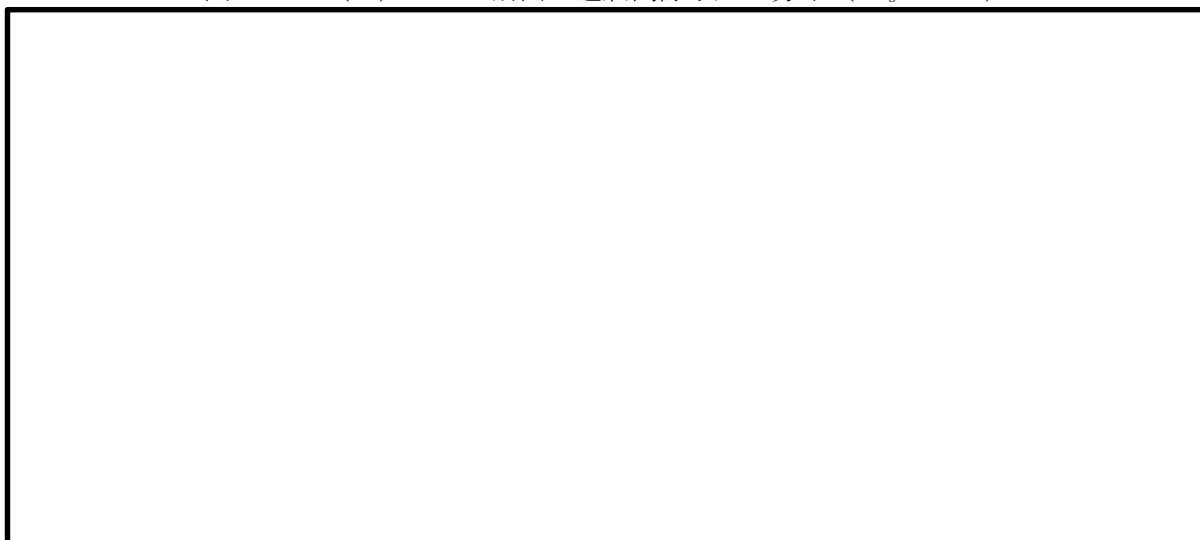


図 5.1-9 (11) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

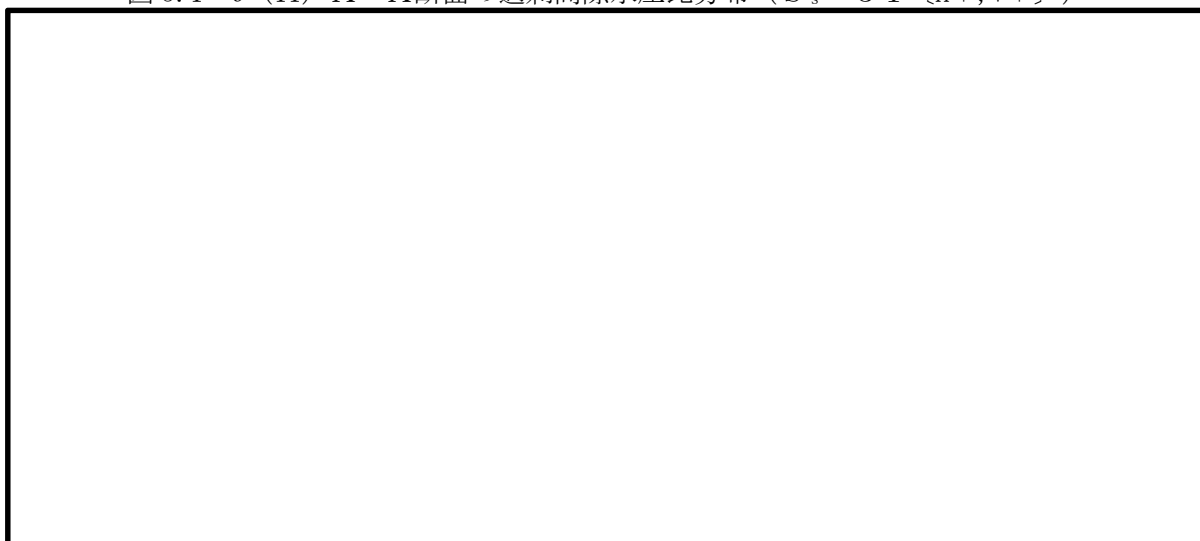


図 5.1-9 (12) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

- ・ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース

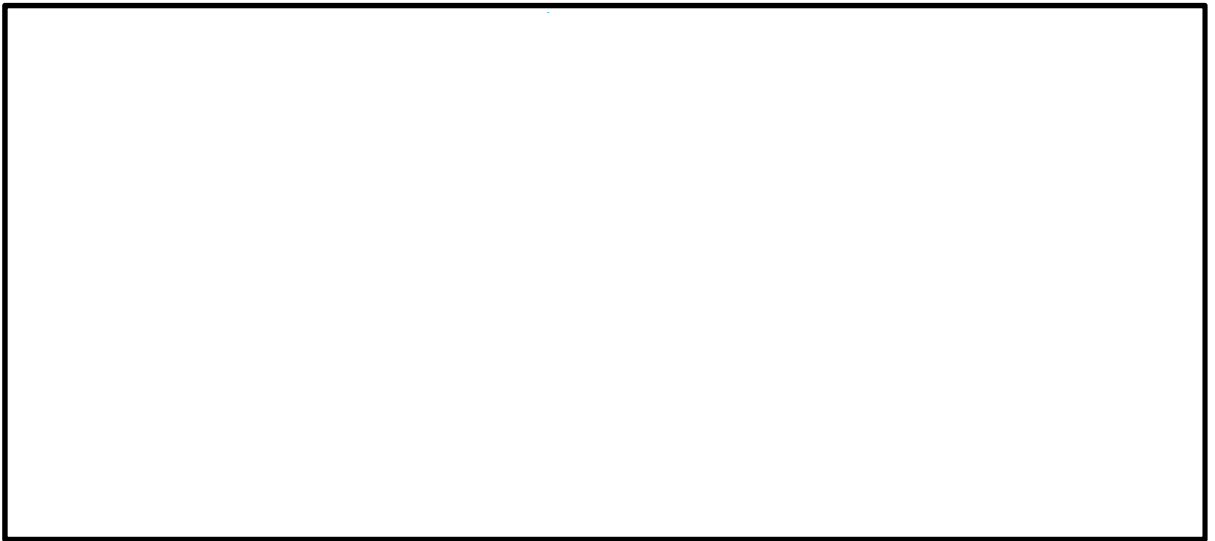


図 5.1-9 (13) A-A断面の過剰間隙水圧比分布（ $S_s - D 1$ [H+, V-]）

- ・ 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース

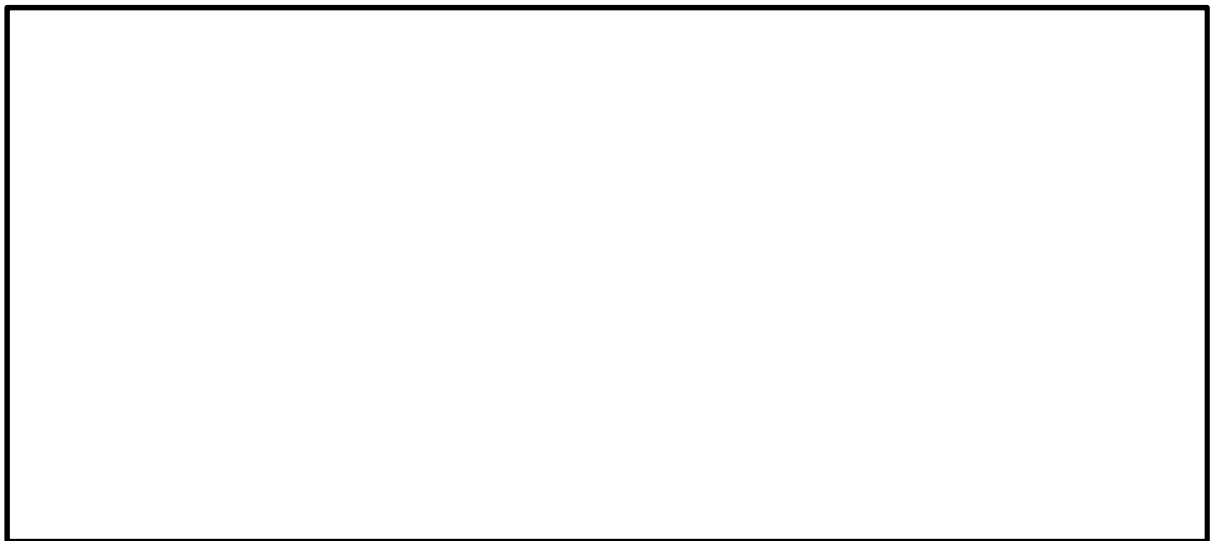


図 5.1-9 (14) A-A断面の過剰間隙水圧比分布（ $S_s - D 1$ [H+, V-]）

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

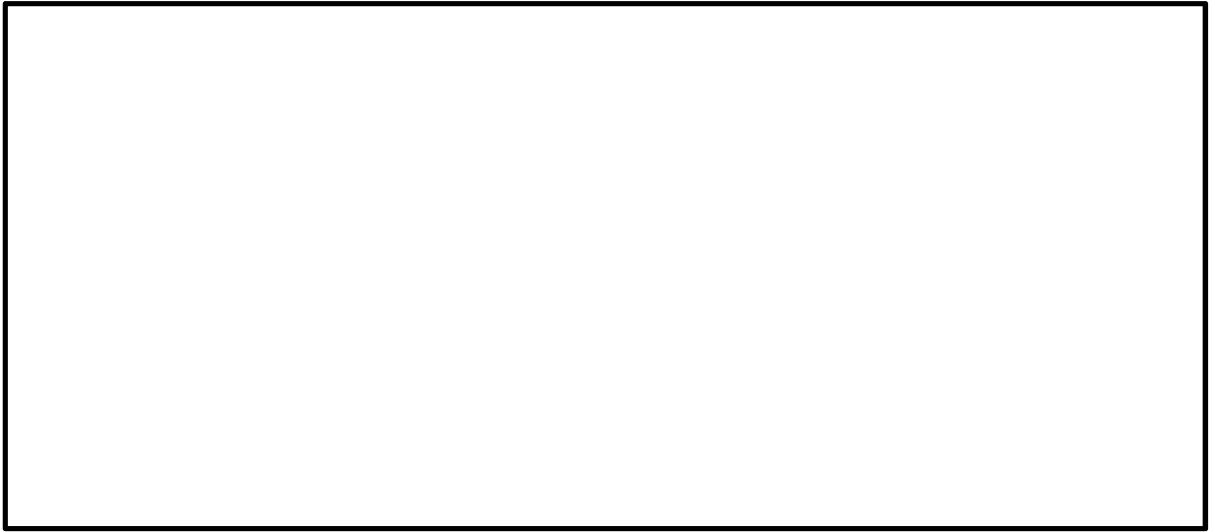


図 5.1-9 (15) A-A 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

b. B-B 断面

- ・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース



図 5.1-10 (1) B-B 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

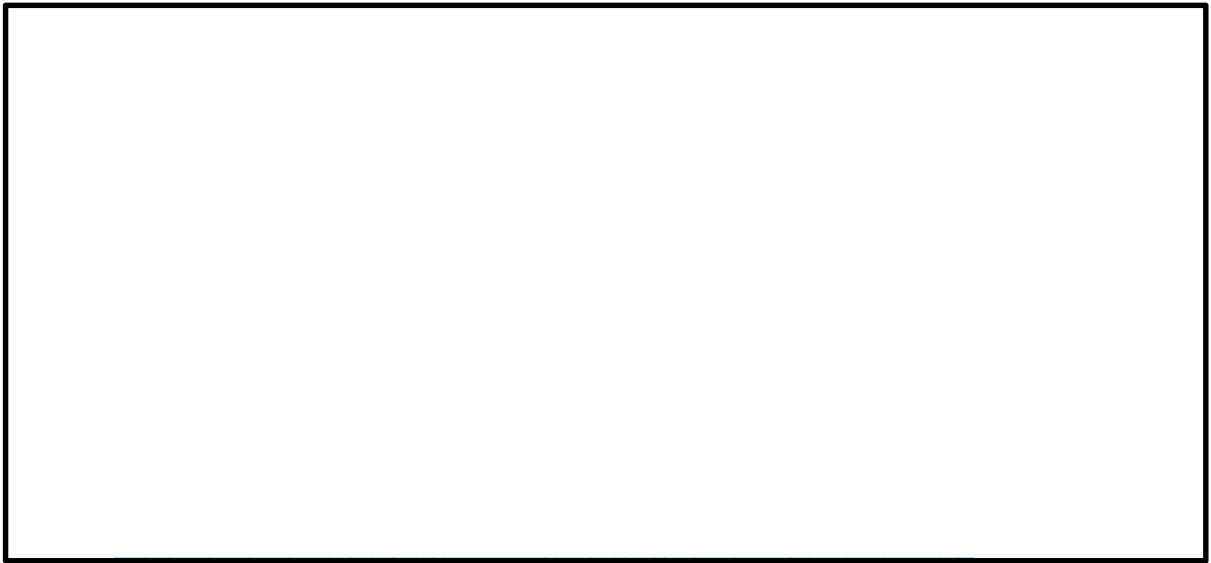


図 5.1-10 (2) B-B 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

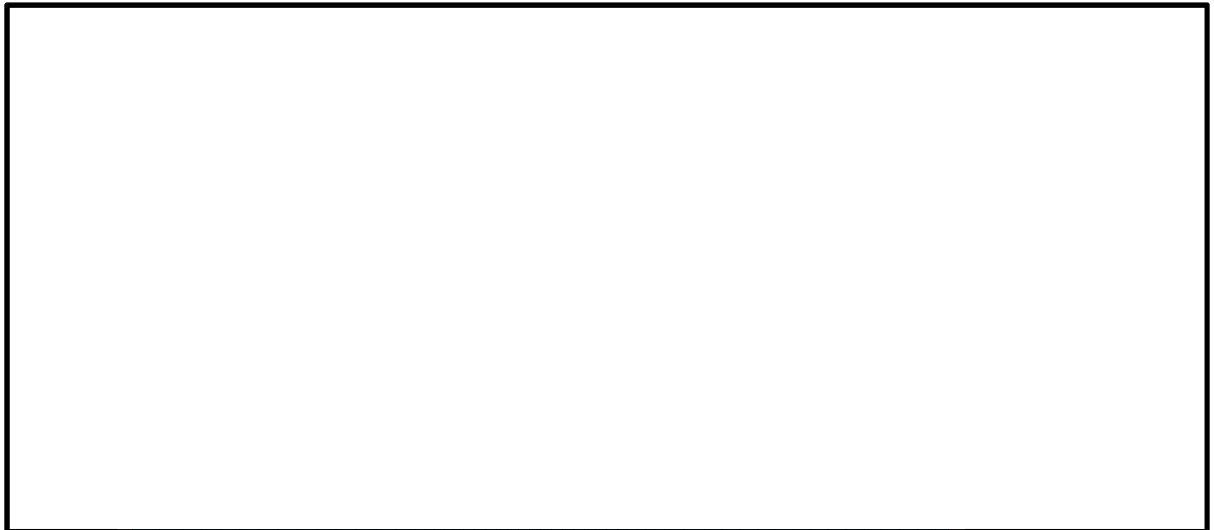


図 5.1-10 (3) B-B 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)



図 5.1-10 (4) B-B 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)



図 5.1-10 (5) B-B断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1.1$)



図 5.1-10 (6) B-B断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1.2$)

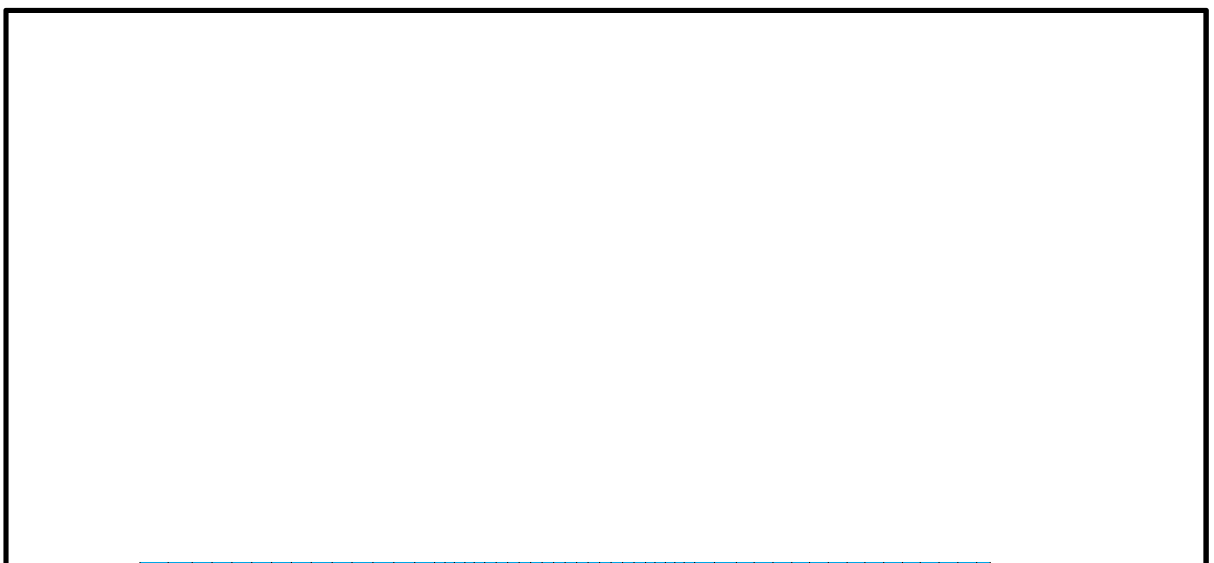


図 5.1-10 (7) B-B断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1.3$)

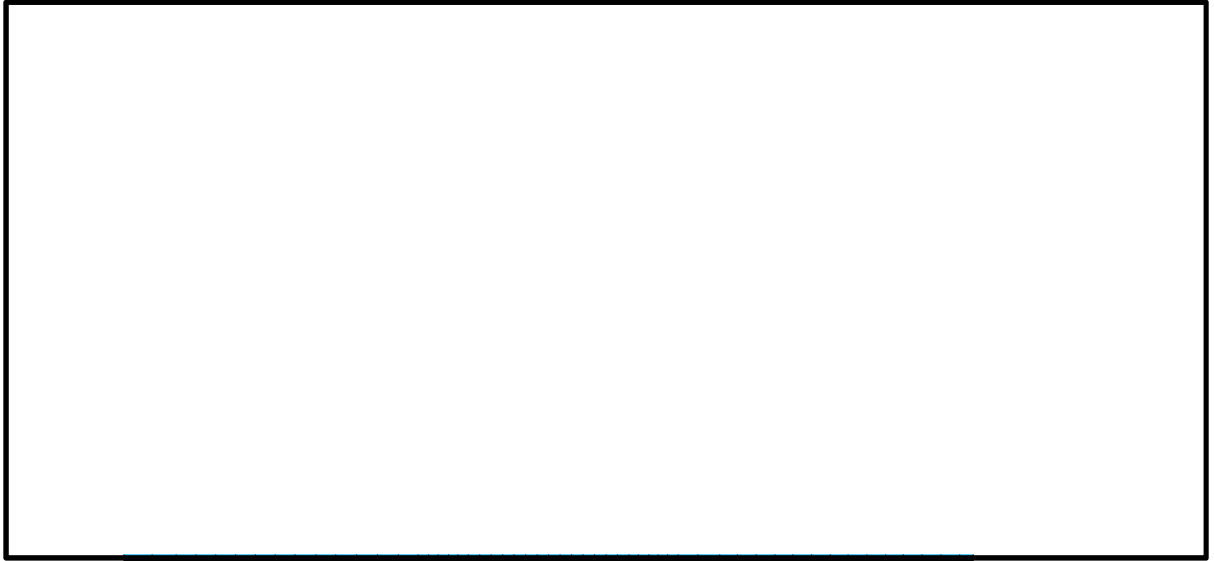


図 5.1-10 (8) B-B断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 14$)

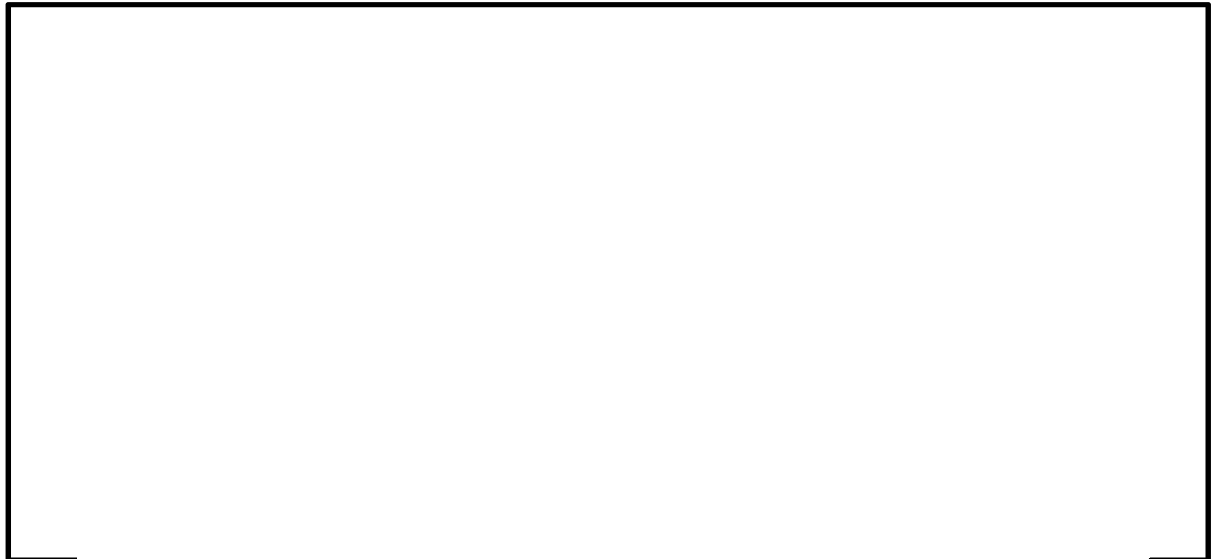


図 5.1-10 (9) B-B断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 21$)



図 5.1-10 (10) B-B断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 22$)



図 5.1-10 (11) B-B 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3.1 [H+, V+]$)



図 5.1-10 (12) B-B 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3.1 [H-, V+]$)

- ・検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース



図 5.1-10 (13) B-B 断面の過剰間隙水圧比分布（ $S_s - D 1$ [H+, V-]）

- ・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース

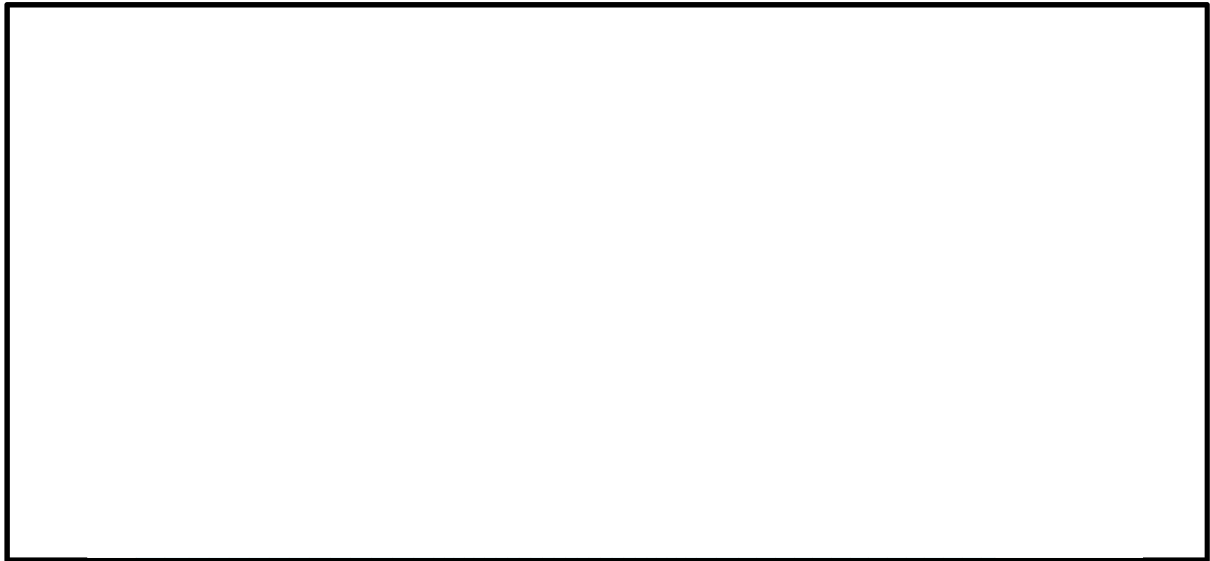


図 5.1-10 (14) B-B 断面の過剰間隙水圧比分布（ $S_s - D 1$ [H+, V-]）

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

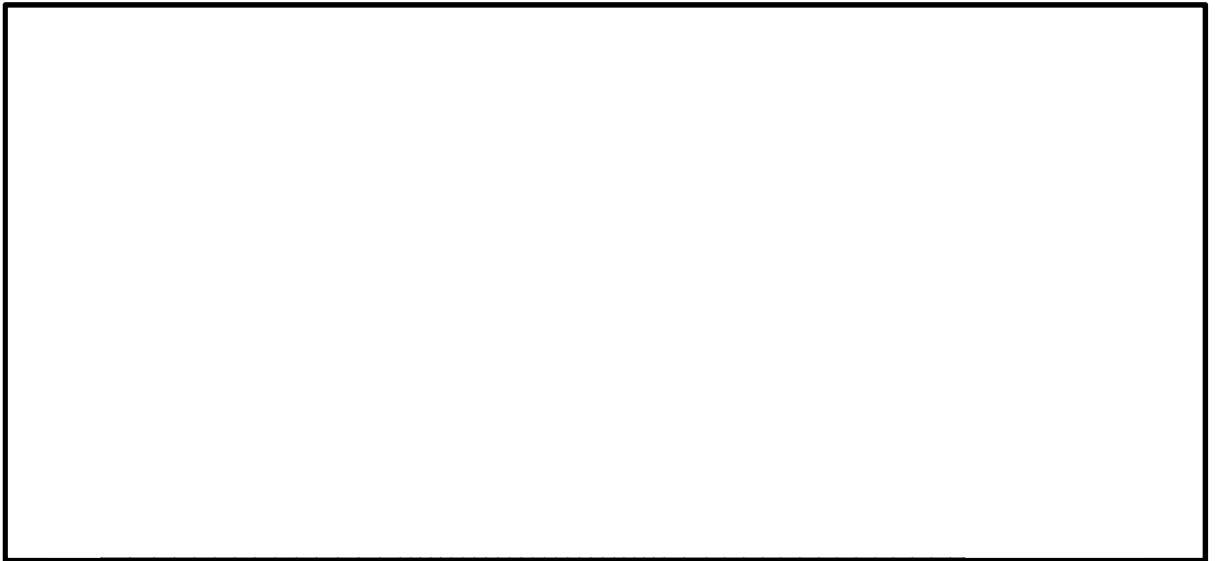


図 5.1-10 (15) B-B断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1$ [H+, V-])

(4) 最大加速度分布図

a. A-A断面

- ・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

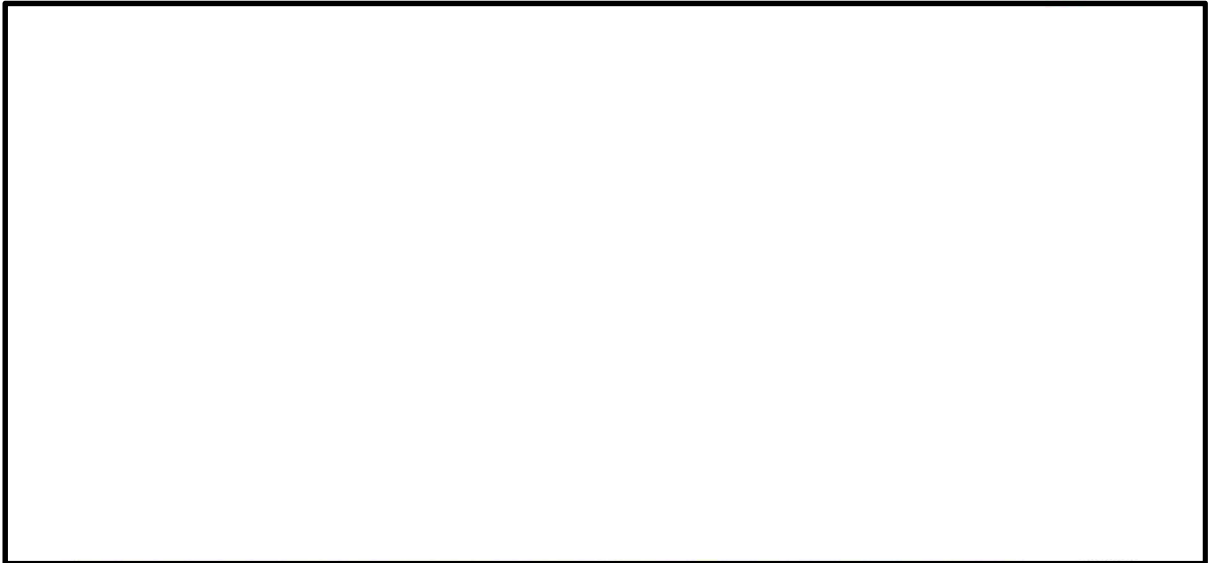


図 5.1-11 (1) A-A断面の最大加速度分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)



図 5.1-11 (2) A-A断面の最大加速度分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

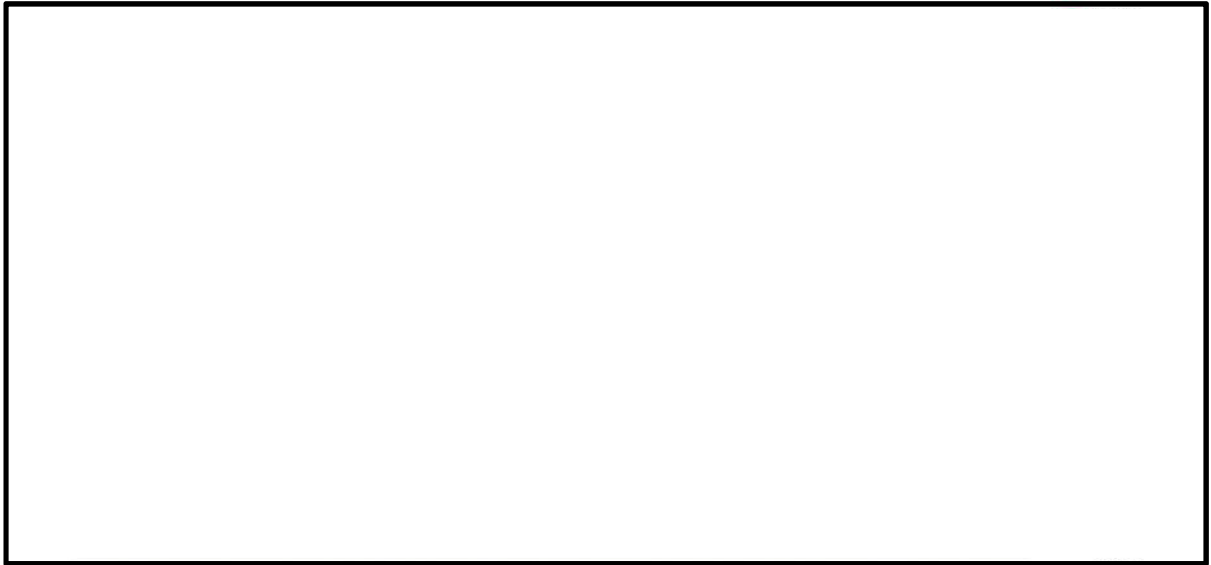


図 5.1-11 (3) A-A断面の最大加速度分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

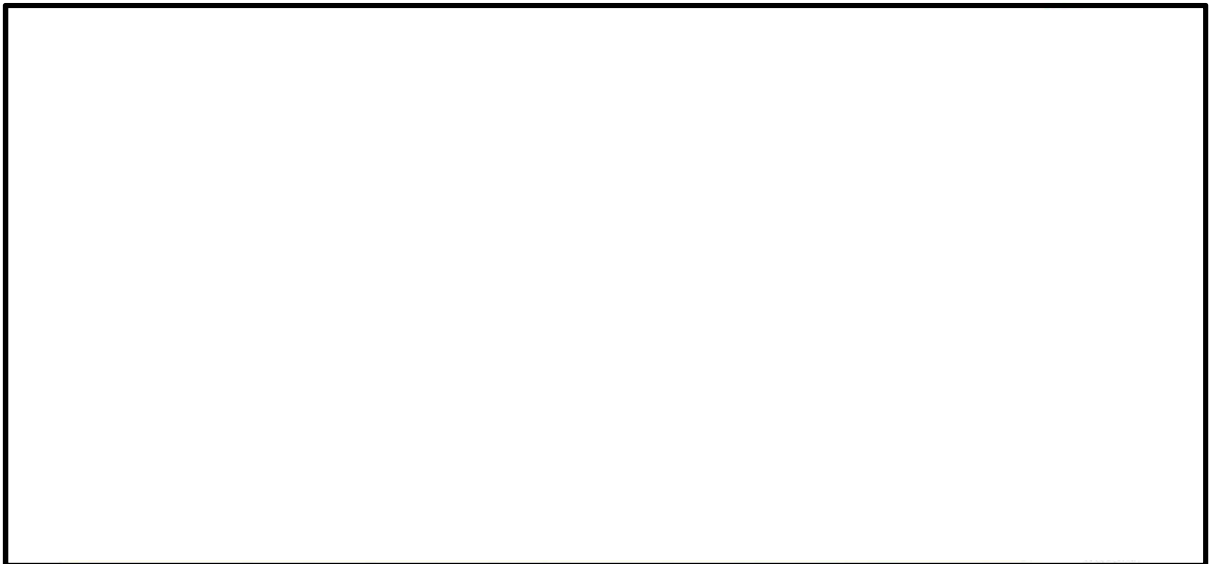


図 5.1-11 (4) A-A断面の最大加速度分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

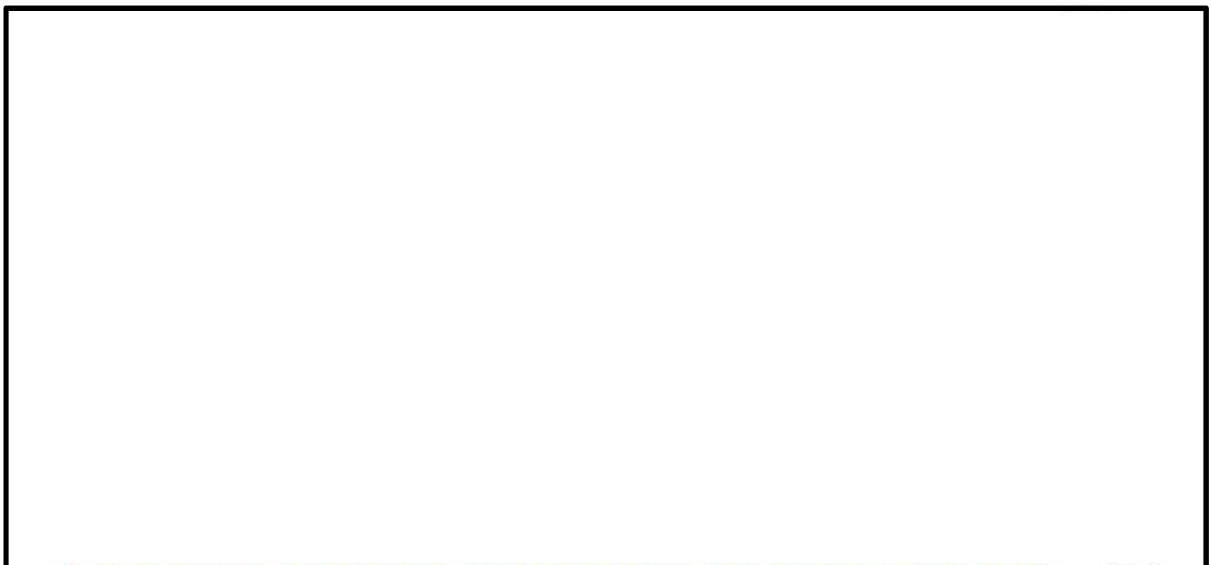


図 5.1-11 (5) A-A断面の最大加速度分布 ($S_s - 1 1$)



図 5.1-11 (6) A-A断面の最大加速度分布 ($S_s - 1 2$)



図 5.1-11 (7) A-A断面の最大加速度分布 ($S_s - 1 3$)



図 5.1-11 (8) A-A断面の最大加速度分布 ($S_s - 1 4$)

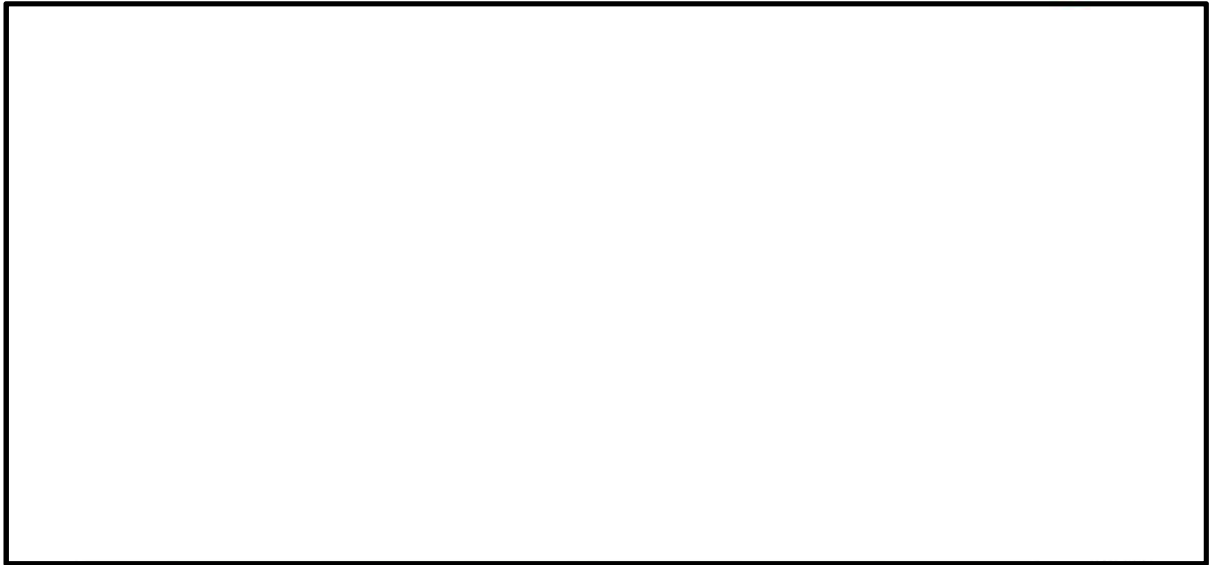


図 5.1-11 (9) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2 1$)

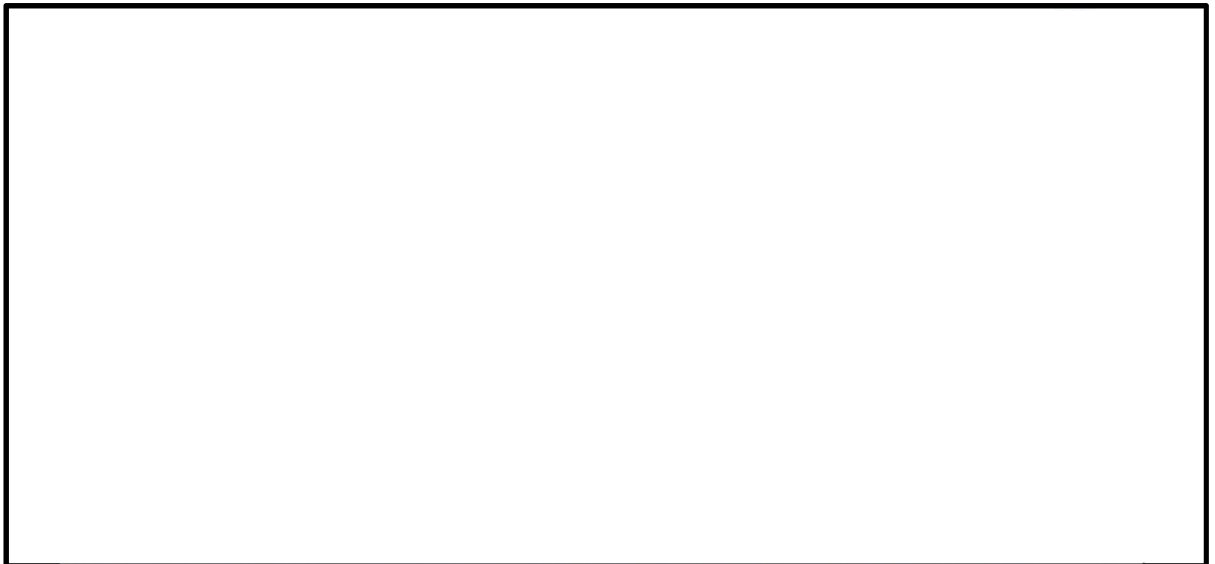


図 5.1-11 (10) A-A断面の最大加速度分布 ($S_s - 2 2$)



図 5.1-11 (11) A-A断面の最大加速度分布 ($S_s - 3 1$ [H+, V+])

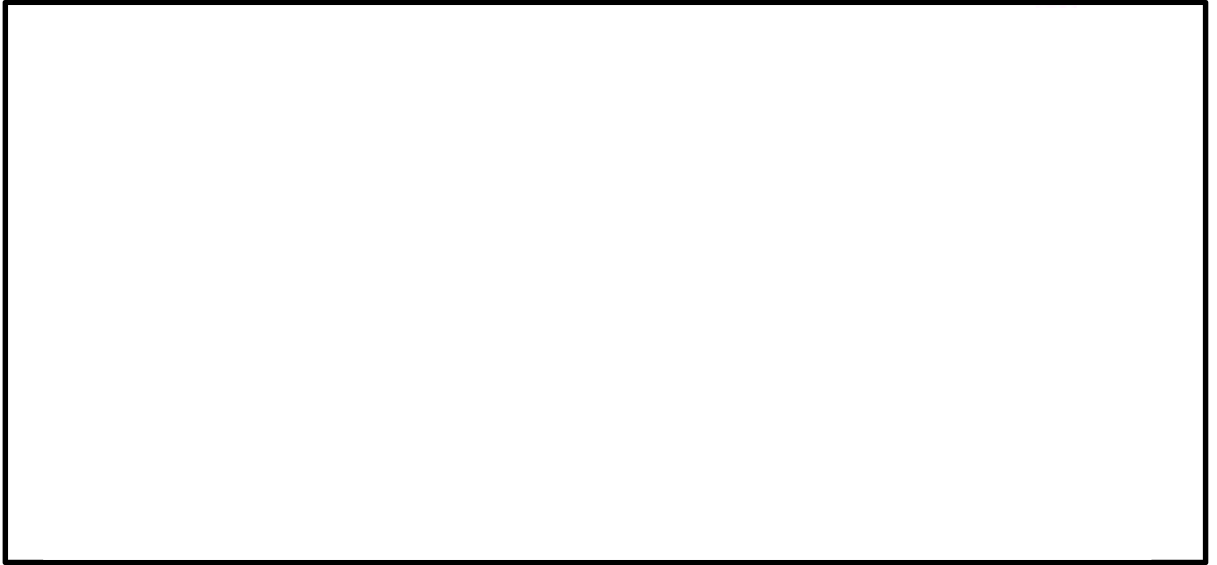


図 5.1-11 (12) A-A断面の最大加速度分布 ($S_s - 3.1 [H-, V+]$)

- ・検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) した解析ケース

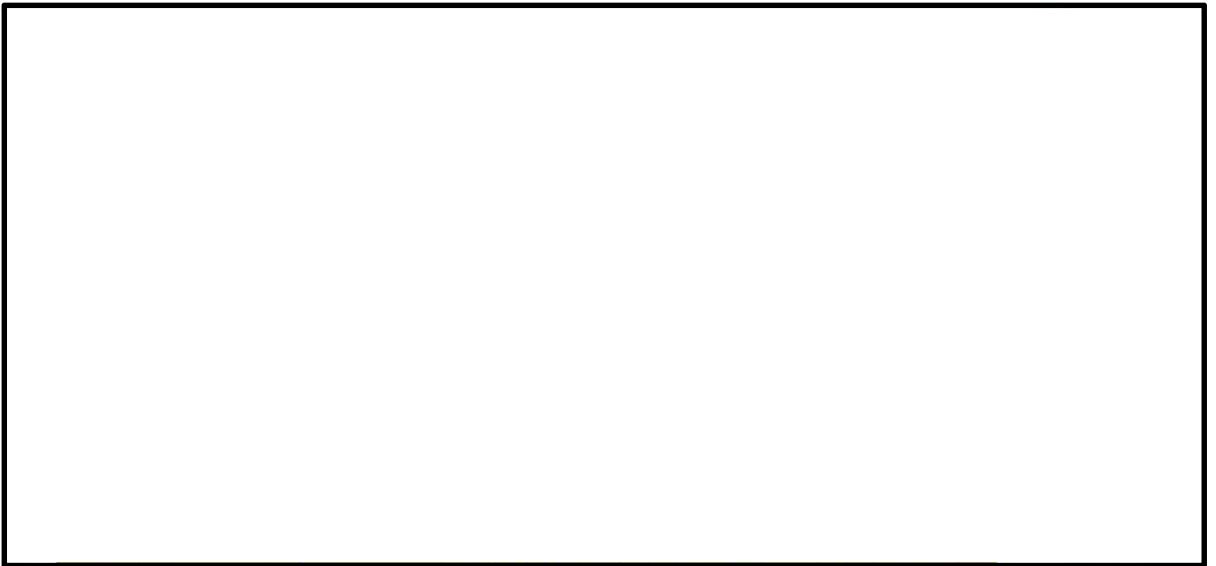


図 5.1-11 (13) A-A断面の最大加速度分布 ($S_s - D.1 [H+, V-]$)

- ・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース

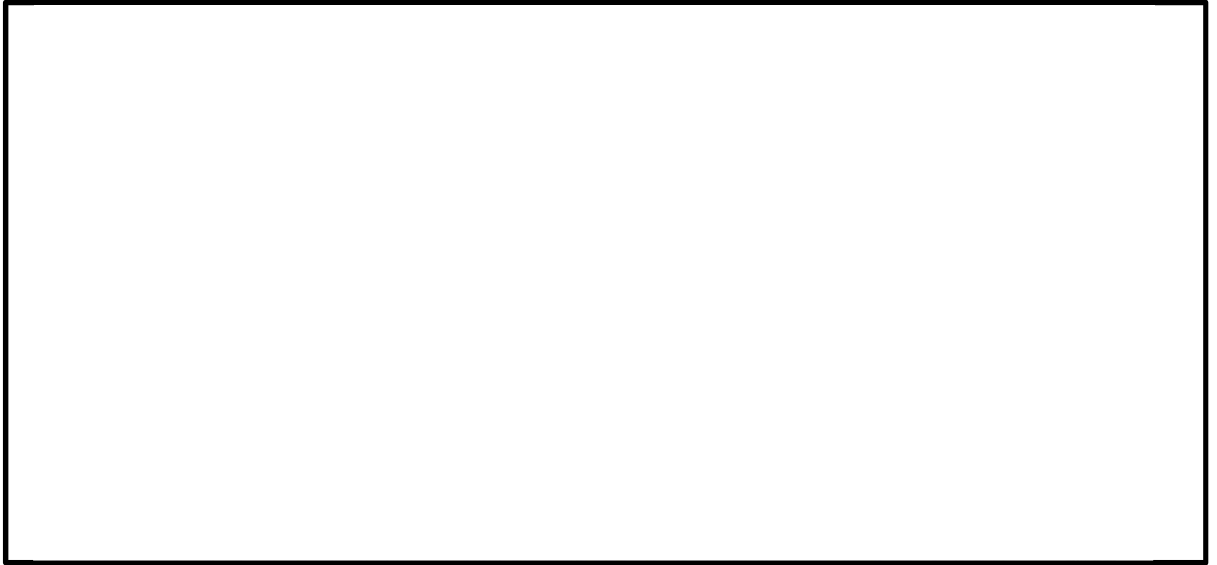


図 5.1-11 (14) A-A断面の最大加速度分布 ($S_s - D1$ [H+, V-])

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

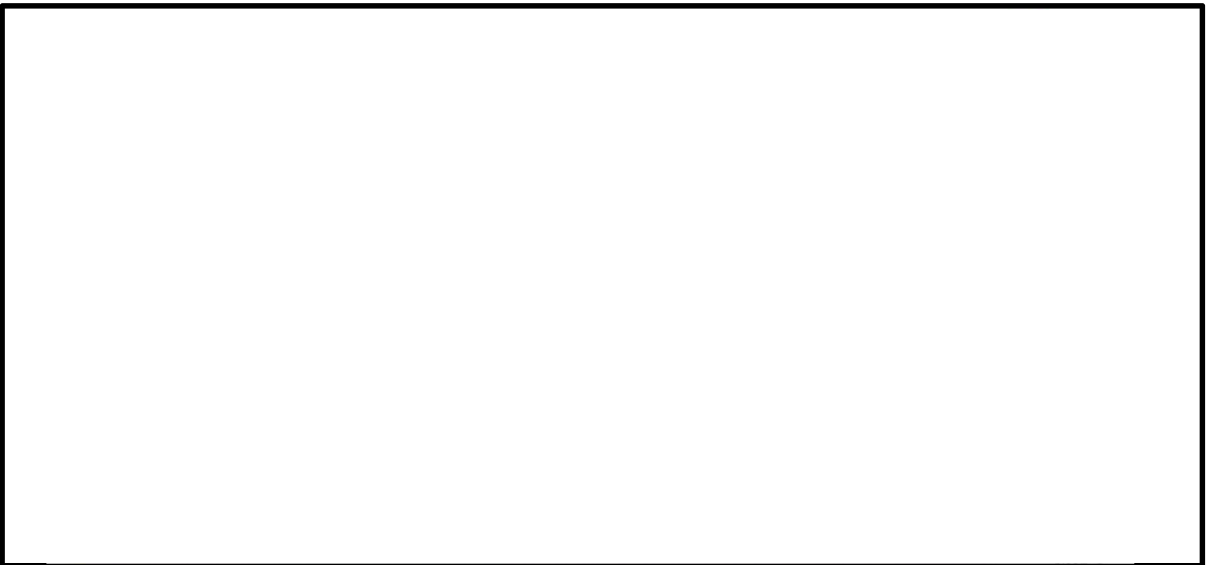


図 5.1-11 (15) A-A断面の最大加速度分布 ($S_s - D1$ [H+, V-])

- ・検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース



図 5.1-11 (16) A-A断面の最大加速度分布 ($S_s - D 1$ [H+, V-])

- ・検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース



図 5.1-11 (17) A-A断面の最大加速度分布 ($S_s - D 1$ [H+, V-])

b. B-B断面

- ・検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

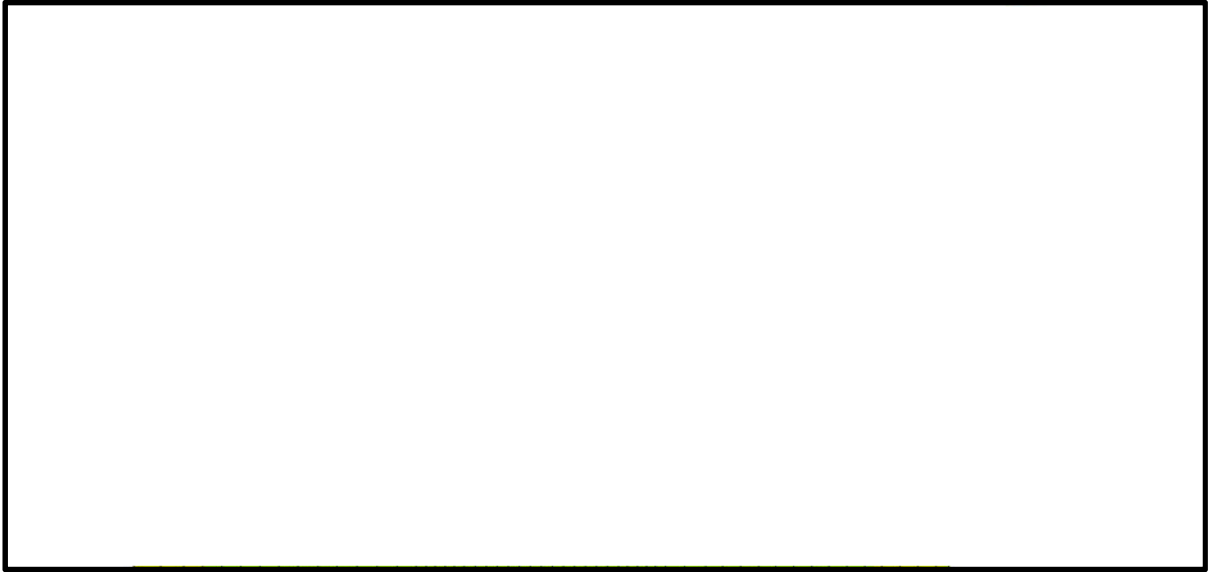


図 5.1-12 (1) B-B断面の最大加速度分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)



図 5.1-12 (2) B-B断面の最大加速度分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

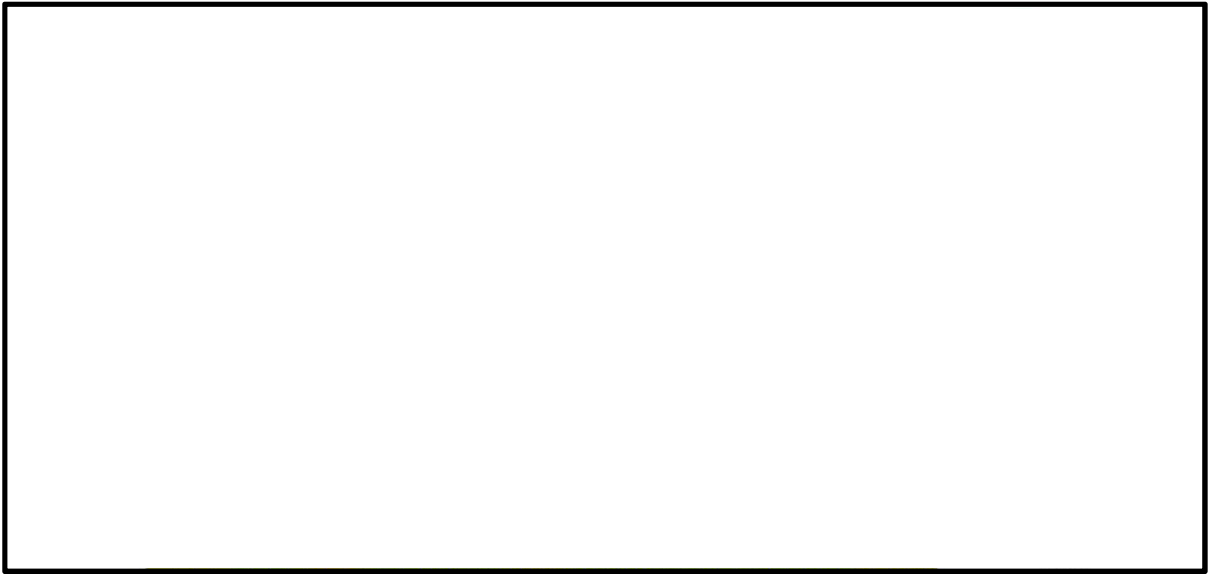


図 5.1-12 (3) B-B断面の最大加速度分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

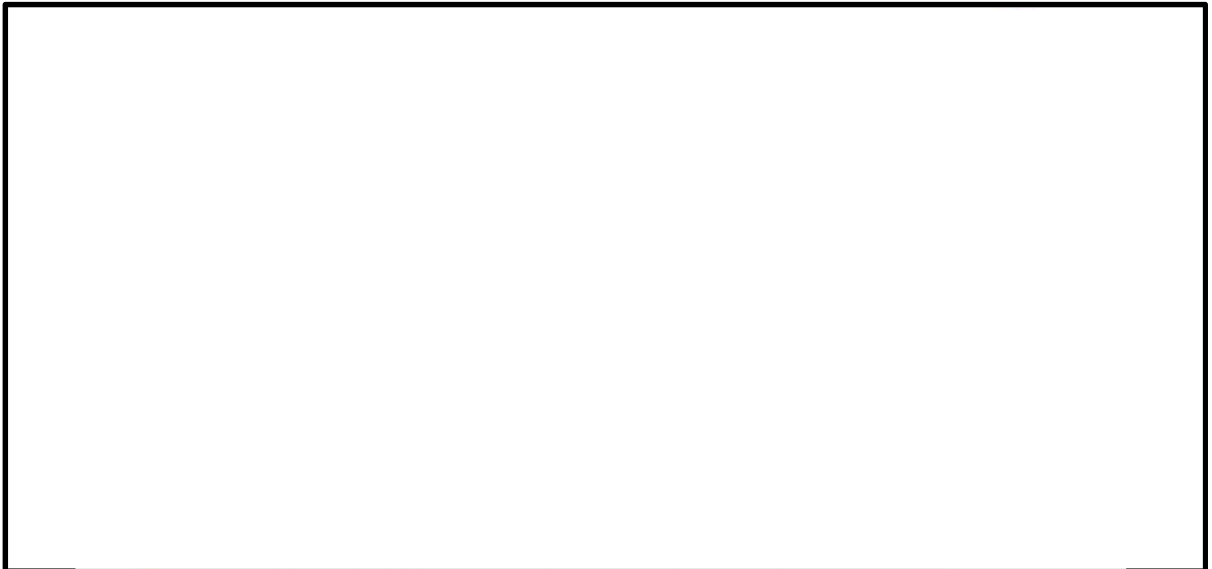


図 5.1-12 (4) B-B断面の最大加速度分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

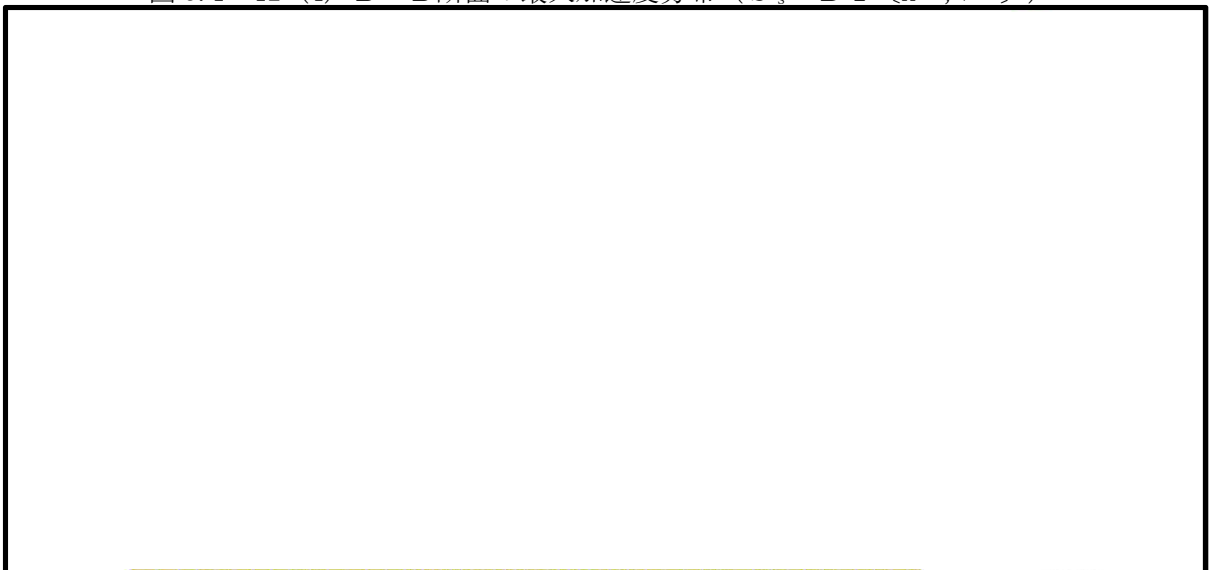


図 5.1-12 (5) B-B断面の最大加速度分布 ($S_s - 1 1$)

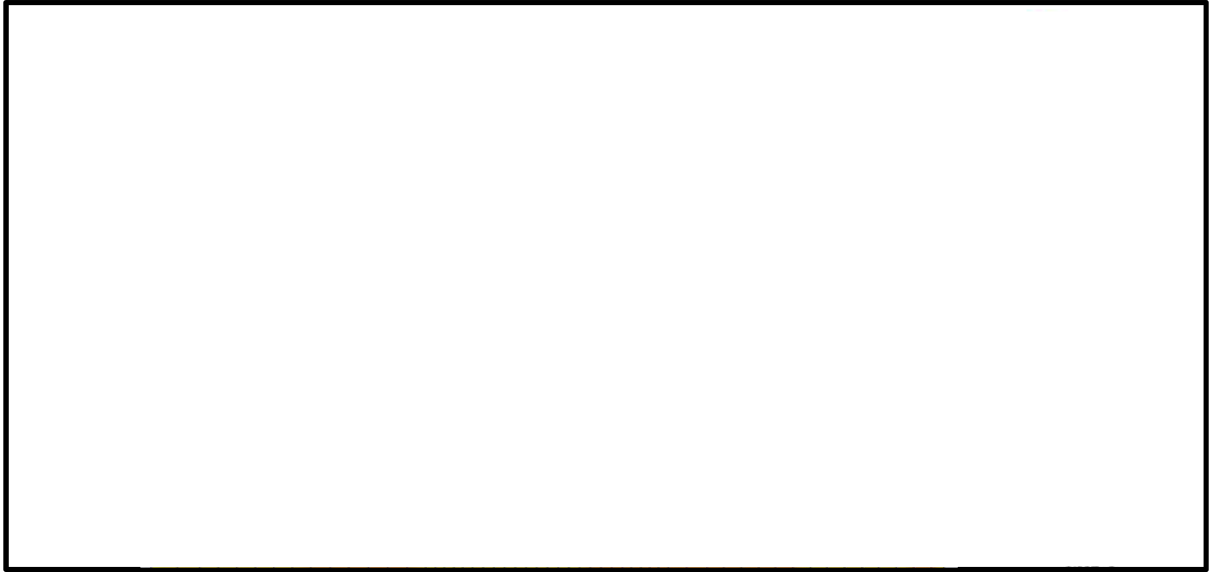


図 5.1-12 (6) B-B断面の最大加速度分布 ($S_s - 1.2$)

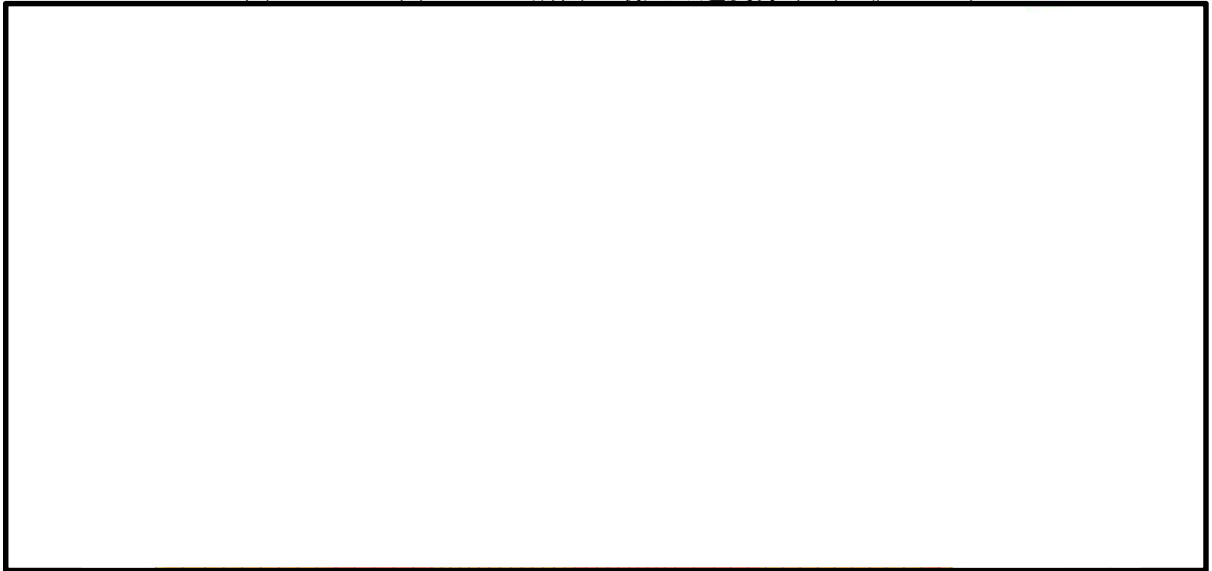


図 5.1-12 (7) B-B断面の最大加速度分布 ($S_s - 1.3$)

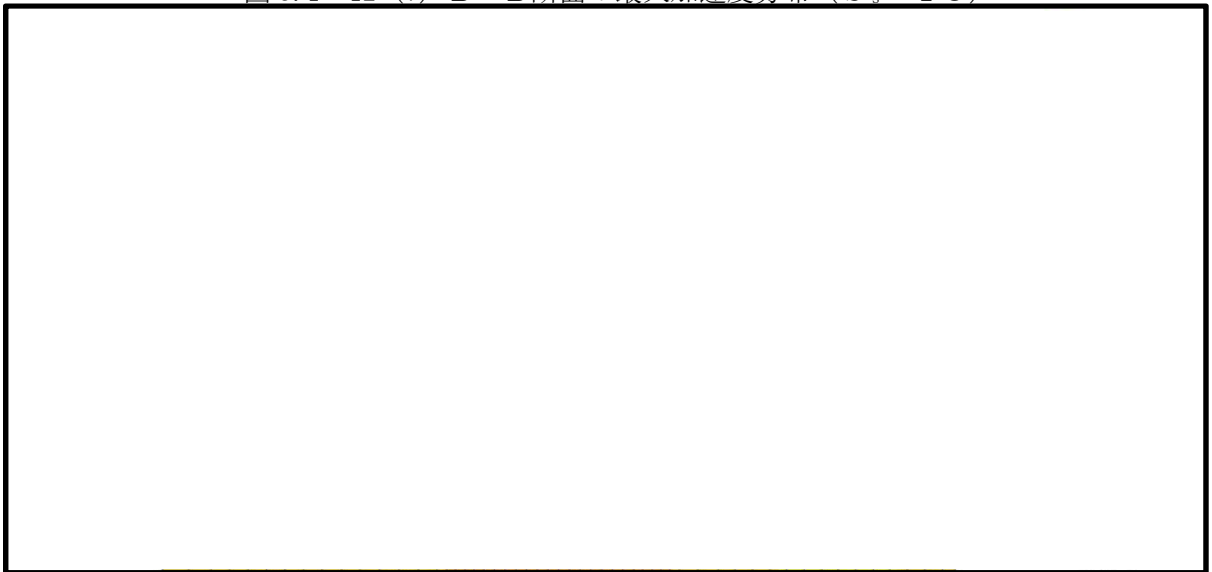


図 5.1-12 (8) B-B断面の最大加速度分布 ($S_s - 1.4$)

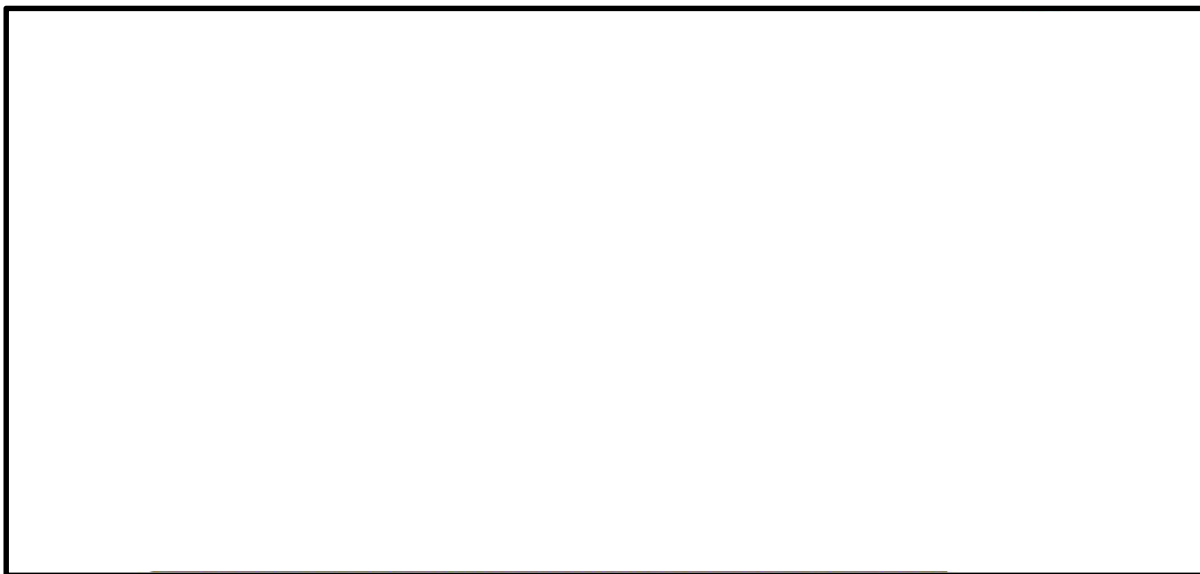


図 5.1-12 (9) B-B断面の最大加速度分布 ($S_s - 2.1$)



図 5.1-12 (10) B-B断面の最大加速度分布 ($S_s - 2.2$)

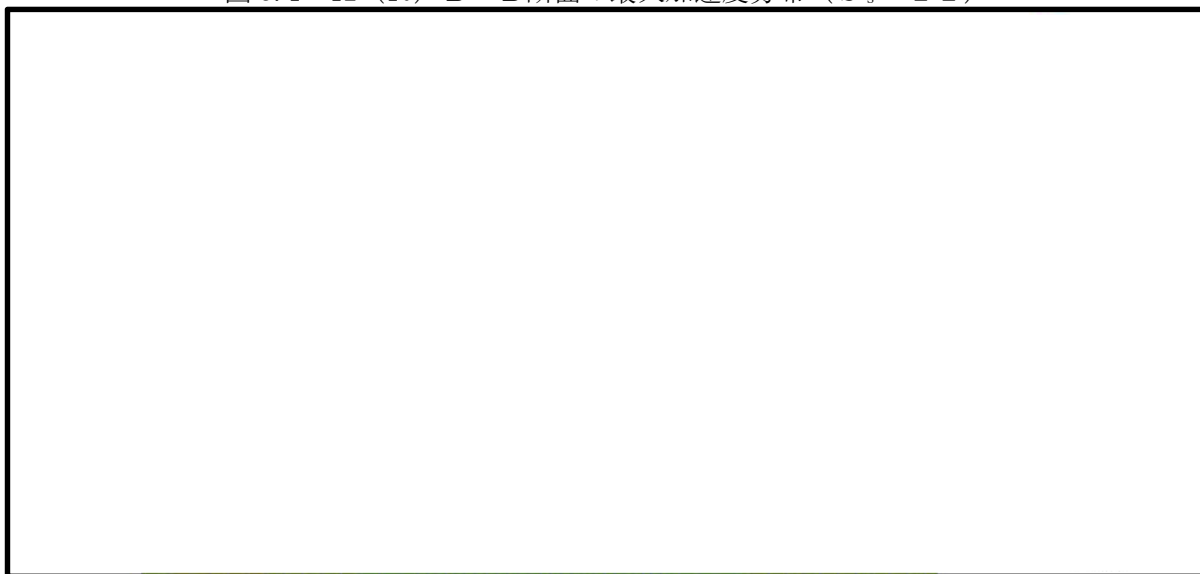


図 5.1-12 (11) B-B断面の最大加速度分布 ($S_s - 3.1$ [H+, V+])

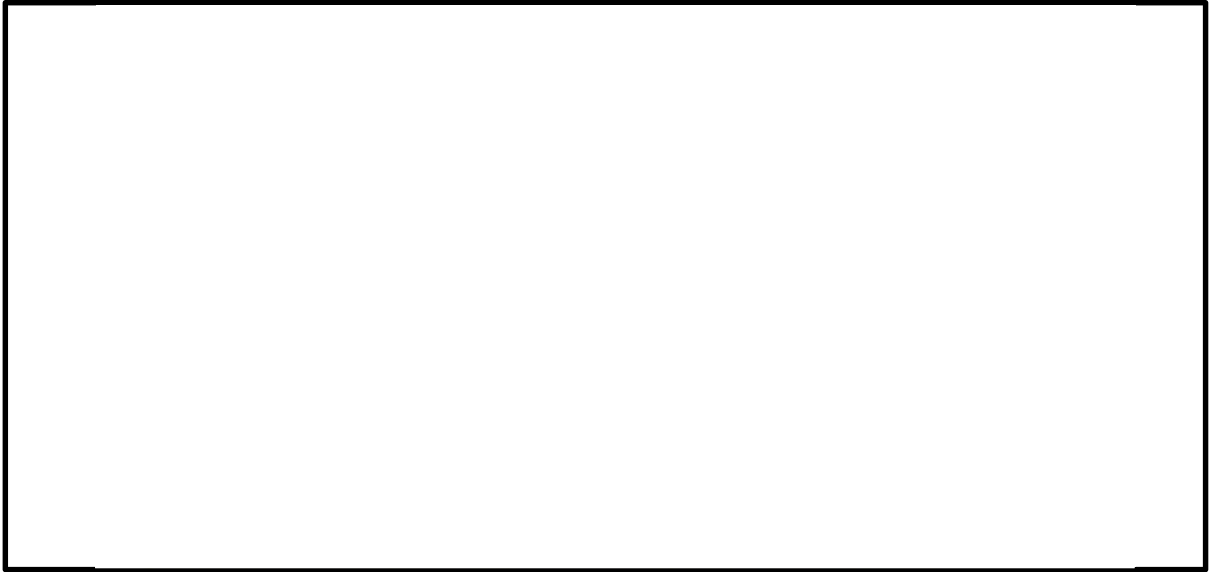


図 5.1-12 (12) B-B断面の最大加速度分布 ($S_s - 3.1$ [H-, V+])

- ・検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース



図 5.1-12 (13) B-B断面の最大加速度分布 ($S_s - D.1$ [H+, V-])

- ・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース



図 5.1-12 (14) B-B断面の最大加速度分布 ($S_s - D1$ [H+, V-])

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

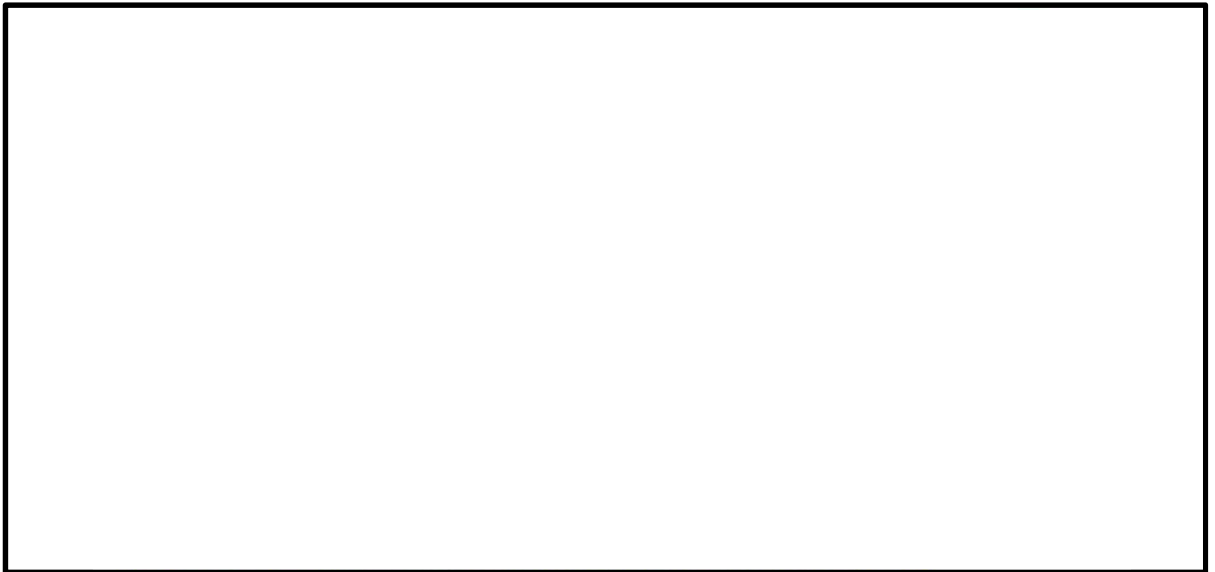


図 5.1-12 (15) B-B断面の最大加速度分布 ($S_s - D1$ [H+, V-])

- ・検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

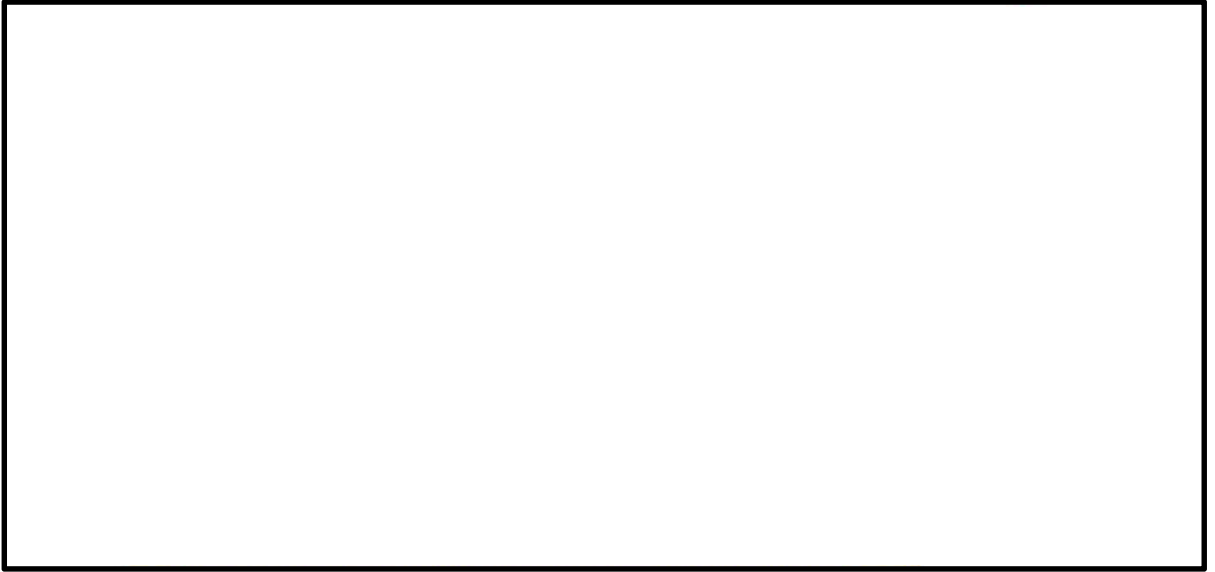


図 5.1-12 (16) B - B断面の最大加速度分布 ($S_s - D 1$ [H+, V-])

- ・検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース



図 5.1-12 (17) B - B断面の最大加速度分布 ($S_s - D 1$ [H+, V-])

5.2 耐震評価結果

(1) 鋼管杭の評価結果

a. 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 5.2-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 5.2-2～表 5.2-3 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、曲げ応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力度は各地震動において最大となる値を示している。

表 5.2-1 鋼管杭 (SM570) 断面諸元

断面	板厚 (mm)	断面積 (m ²)	断面係数 (m ³)
A-A	35	0.263	0.15995
B-B			

表 5.2-2 曲げ軸力に対する照査 (A-A断面)

検討ケース	地震動	杭 番号	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 曲げ 応力 (N/mm ²)	短期 許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S _s -D 1 ++	1	24505	9490	189.29	382.5	0.50
	S _s -D 1 +-	1	24452	9606	189.40	382.5	0.50
	S _s -D 1 -+	4	24001	9183	184.97	382.5	0.49
	S _s -D 1 --	4	23993	9416	185.81	382.5	0.49
	S _s -1 1	1	7863	3201	61.34	382.5	0.17
	S _s -1 2	1	14093	5051	107.32	382.5	0.29
	S _s -1 3	1	12215	4529	93.59	382.5	0.25
	S _s -1 4	1	10707	4450	83.86	382.5	0.22
	S _s -2 1	4	19199	7521	148.63	382.5	0.39
	S _s -2 2	4	15562	6351	121.45	382.5	0.32
	S _s -3 1 ++	4	25947	6521	187.02	382.5	0.49
	S _s -3 1 -+	1	25101	7355	184.90	382.5	0.49
②	S _s -D 1 +-	1	24066	8764	183.79	382.5	0.49
③	S _s -D 1 +-	1	26397	9993	203.03	382.5	0.54
④	S _s -D 1 +-	1	27697	12307	219.96	382.5	0.58
⑤	S _s -D 1 +-	1	28466	7323	205.82	382.5	0.54
⑥	S _s -D 1 +-	1	27955	7024	201.49	382.5	0.53

表 5.2-3 曲げ軸力に対する照査（B-B断面）

検討ケース	地震動	杭 番号	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 曲げ 応力 (N/mm ²)	短期 許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S _s -D 1 ++	4	24415	11710	197.17	382.5	0.52
	S _s -D 1 +-	4	24445	11725	197.42	382.5	0.52
	S _s -D 1 -+	4	24516	9222	188.34	382.5	0.50
	S _s -D 1 --	4	24457	8987	187.08	382.5	0.49
	S _s -1 1	4	8771	4407	71.60	382.5	0.19
	S _s -1 2	4	11975	8291	106.40	382.5	0.28
	S _s -1 3	4	11045	7829	98.83	382.5	0.26
	S _s -1 4	1	6671	3025	53.21	382.5	0.14
	S _s -2 1	4	8998	6576	81.26	382.5	0.22
	S _s -2 2	1	17038	4031	121.85	382.5	0.32
	S _s -3 1 ++	4	33257	10254	246.91	382.5	0.65
	S _s -3 1 -+	1	34598	10238	255.24	382.5	0.67
②	S _s -D 1 +-	4	24400	10056	190.79	382.5	0.50
③	S _s -D 1 +-	4	26208	11082	205.99	382.5	0.54
④	S _s -D 1 +-	4	26170	15333	221.92	382.5	0.59
⑤	S _s -D 1 +-	1	25637	7862	190.18	382.5	0.50
⑥	S _s -D 1 +-	1	31199	6396	219.38	382.5	0.58

b. せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 5.2-1 に、せん断力に対する照査結果を表 5.2-4～表 5.2-5 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、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表 5.2-4 せん断力に対する照査 (A-A断面)

検討ケース	地震動	杭番号	せん断力 (kN)	発生せん断応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S _s -D 1 ++	3	4608	35.05	217.5	0.17
	S _s -D 1 +-	3	4610	35.06	217.5	0.17
	S _s -D 1 -+	2	4598	34.97	217.5	0.17
	S _s -D 1 --	2	4583	34.86	217.5	0.17
	S _s - 1 1	1	2159	16.42	217.5	0.08
	S _s - 1 2	4	3502	26.64	217.5	0.13
	S _s - 1 3	4	3097	23.56	217.5	0.11
	S _s - 1 4	4	2898	22.04	217.5	0.11
	S _s - 2 1	4	3964	30.15	217.5	0.14
	S _s - 2 2	4	3425	26.05	217.5	0.12
	S _s - 3 1 ++	1	4436	33.74	217.5	0.16
	S _s - 3 1 -+	4	4659	35.43	217.5	0.17
②	S _s -D 1 +-	3	4682	35.61	217.5	0.17
③	S _s -D 1 +-	3	4661	35.45	217.5	0.17
④	S _s -D 1 +-	3	4907	37.32	217.5	0.18
⑤	S _s -D 1 +-	4	4967	37.78	217.5	0.18
⑥	S _s -D 1 +-	4	5041	38.34	217.5	0.18

表 5.2-5 せん断力に対する照査（B-B断面）

検討ケース	地震動	杭 番号	せん断力 (kN)	発生 せん断 応力 (N/mm ²)	短期 許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S _s -D 1 ++	4	4287	32.61	217.5	0.15
	S _s -D 1 +-	4	4297	32.68	217.5	0.16
	S _s -D 1 -+	4	4436	33.74	217.5	0.16
	S _s -D 1 --	4	4381	33.32	217.5	0.16
	S _s -1 1	1	1776	13.51	217.5	0.07
	S _s -1 2	4	2847	21.66	217.5	0.10
	S _s -1 3	4	2620	19.93	217.5	0.10
	S _s -1 4	1	1457	11.08	217.5	0.06
	S _s -2 1	1	1927	14.66	217.5	0.07
	S _s -2 2	1	3090	23.50	217.5	0.11
	S _s -3 1 ++	1	5898	44.86	217.5	0.21
	S _s -3 1 -+	1	5683	43.22	217.5	0.20
	②	S _s -D 1 +-	1	4726	35.94	217.5
③	S _s -D 1 +-	1	4635	35.25	217.5	0.17
④	S _s -D 1 +-	4	4595	34.95	217.5	0.17
⑤	S _s -D 1 +-	1	5486	41.72	217.5	0.20
⑥	S _s -D 1 +-	1	6466	49.18	217.5	0.23

(2) 鉄筋コンクリートの評価結果

a. 曲げに対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表5.2-6に、曲げに対する照査結果を表5.2-7～表5.2-10に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表 5.2-6 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	部材	かぶり (m)	断面有効 高さ (m)	主筋	主筋断面積 (cm ²)
A-A	壁部	0.15	4.20～ 6.90	D38-22 本(4 段)	1003.2
	底版部	0.15	3.00	D38-92 本(4 段)	4195.2
B-B	梁部	0.15	6.90	D38-11 本(4 段)	501.6
	壁部	0.15	2.85	D38-31～49 本(4 段)	1413.6～ 2234.4
	底版部	0.20	2.95	D32-158 本(4 段)	5051.12



図 5.2-1 概略配筋図 (A-A断面)



图 5.2-2 概略配筋图 (B-B 断面)

表 5.2-7 曲げ軸力（圧縮）に対する照査（A-A断面）

検討ケース	地震動	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S _s -D 1 ++	壁部	-67226	-12067	2.62	21	0.13
		底版部	112369	-1659	3.29	21	0.16
	S _s -D 1 +-	壁部	-66651	-11608	2.60	21	0.13
		底版部	107638	677	3.12	21	0.15
	S _s -D 1 -+	壁部	-58489	-7236	2.24	21	0.11
		底版部	104487	2880	2.99	21	0.15
	S _s -D 1 --	壁部	-58970	-16509	2.33	21	0.12
		底版部	105406	2666	3.02	21	0.15
	S _s -1 1	壁部	-35592	-11229	1.42	21	0.07
		底版部	82898	-6994	2.51	21	0.12
	S _s -1 2	壁部	-43189	-10791	1.70	21	0.09
		底版部	81312	-4576	2.43	21	0.12
	S _s -1 3	壁部	-40721	-12216	1.62	21	0.08
		底版部	82658	-4497	2.47	21	0.12
	S _s -1 4	壁部	-37984	-12066	1.51	21	0.08
		底版部	76834	-5461	2.31	21	0.11
	S _s -2 1	壁部	-56295	-12785	2.21	21	0.11
		底版部	99259	-1240	2.90	21	0.14
	S _s -2 2	壁部	-51704	-6755	1.99	21	0.10
		底版部	89307	-7898	2.71	21	0.13
S _s -3 1 ++	壁部	-51058	-10672	2.00	21	0.10	
	底版部	91114	-5120	2.72	21	0.13	
S _s -3 1 -+	壁部	-58064	-11632	2.27	21	0.11	
	底版部	99225	-4596	2.95	21	0.15	
②	S _s -D 1 +-	壁部	-64725	-11578	2.52	21	0.12
		底版部	95710	-1348	2.80	21	0.14
③	S _s -D 1 +-	壁部	-67977	-11490	2.64	21	0.13
		底版部	104317	390	3.02	21	0.15
④	S _s -D 1 +-	壁部	-66045	-11610	2.57	21	0.13
		底版部	119482	-92	3.47	21	0.17
⑤	S _s -D 1 +-	壁部	-70440	-12268	2.74	21	0.14
		底版部	114630	-5709	3.42	21	0.17
⑥	S _s -D 1 +-	壁部	-69224	-12567	2.70	21	0.13
		底版部	104731	-7731	3.16	21	0.16

表 5.2-8 曲げ軸力（引張）に対する照査（A-A断面）

検討ケース	地震動	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S _s -D 1 ++	壁部	-67226	-12067	55.11	435	0.13
		底版部	112213	-1526	101.02	435	0.24
	S _s -D 1 +-	壁部	-64180	-10385	56.84	435	0.14
		底版部	107512	814	99.43	435	0.23
	S _s -D 1 -+	壁部	-58531	-6859	62.16	435	0.15
		底版部	104412	2972	99.11	435	0.23
	S _s -D 1 --	壁部	-51787	-10563	37.95	435	0.09
		底版部	105406	2666	99.66	435	0.23
	S _s -1 1	壁部	-31806	-9134	15.25	435	0.04
		底版部	82898	-6994	67.91	435	0.16
	S _s -1 2	壁部	-42941	-10482	25.86	435	0.06
		底版部	78664	-2189	69.52	435	0.16
	S _s -1 3	壁部	-39260	-10535	20.84	435	0.05
		底版部	82645	-4473	70.55	435	0.17
	S _s -1 4	壁部	-33414	-9040	17.53	435	0.05
		底版部	76489	-4780	64.56	435	0.15
	S _s -2 1	壁部	-56295	-12785	36.91	435	0.09
		底版部	98498	-401	89.76	435	0.21
	S _s -2 2	壁部	-51704	-6755	52.08	435	0.12
		底版部	85156	648	78.76	435	0.19
S _s -3 1 ++	壁部	-51058	-10672	36.54	435	0.09	
	底版部	93790	2199	88.48	435	0.21	
S _s -3 1 -+	壁部	-57862	-11462	43.59	435	0.11	
	底版部	98982	-3618	86.48	435	0.20	
②	S _s -D 1 +-	壁部	-64405	-10274	57.60	435	0.14
		底版部	95742	-1238	86.26	435	0.20
③	S _s -D 1 +-	壁部	-67977	-11490	58.36	435	0.14
		底版部	104312	426	96.04	435	0.23
④	S _s -D 1 +-	壁部	-66034	-11304	56.16	435	0.13
		底版部	119372	222	109.60	435	0.26
⑤	S _s -D 1 +-	壁部	-67926	-10555	61.83	435	0.15
		底版部	114484	-5382	98.65	435	0.23
⑥	S _s -D 1 +-	壁部	-65129	-10495	57.85	435	0.14
		底版部	104768	-7417	87.44	435	0.21

表 5.2-9 (1) 曲げ軸力 (圧縮) に対する照査 (B-B 断面)

検討ケース	地震動	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S _s -D 1 ++	梁部	17433	-498	1.21	21	0.06
		壁部	-18879	-16504	1.42	21	0.07
		底版部	49017	-50934	1.26	21	0.06
	S _s -D 1 +-	梁部	17162	-1344	1.24	21	0.06
		壁部	-19211	-16385	1.44	21	0.07
		底版部	47330	-57064	1.27	21	0.07
	S _s -D 1 -+	梁部	-16907	-2205	1.25	21	0.06
		壁部	18655	-15816	1.40	21	0.07
		底版部	63965	-45580	1.55	21	0.08
	S _s -D 1 --	梁部	-17528	-2359	1.30	21	0.07
		壁部	19133	-15720	1.42	21	0.07
		底版部	64043	-45575	1.55	21	0.08
	S _s -1 1	梁部	15853	-1307	1.15	21	0.06
		壁部	10316	-11580	1.17	21	0.06
		底版部	28320	-784	0.62	21	0.03
	S _s -1 2	梁部	15263	-1438	1.11	21	0.06
		壁部	10374	-11590	1.18	21	0.06
		底版部	42029	-30344	1.02	21	0.05
	S _s -1 3	梁部	15173	-1493	1.11	21	0.06
		壁部	10804	-11700	1.21	21	0.06
		底版部	-24370	-60286	0.95	21	0.05
	S _s -1 4	梁部	14944	-1205	1.08	21	0.06
		壁部	8426	-10501	1.00	21	0.05
		底版部	21672	-6852	0.51	21	0.03
S _s -2 1	梁部	15672	-940	1.12	21	0.06	
	壁部	-9313	-10753	1.07	21	0.06	
	底版部	24730	-6755	0.57	21	0.03	
S _s -2 2	梁部	15732	-1038	1.13	21	0.06	
	壁部	-16556	-14264	1.24	21	0.06	
	底版部	36975	-23616	0.89	21	0.05	

表 5.2-9 (2) 曲げ軸力 (圧縮) に対する照査 (B-B 断面)

検討ケース	地震動	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S _s -3 1 ++	梁部	-19533	-1919	1.42	21	0.07
		壁部	-15513	-11395	1.60	21	0.08
		底版部	-62111	-11716	1.42	21	0.07
	S _s -3 1 -+	梁部	-21179	-2475	1.56	21	0.08
		壁部	15595	-11686	1.61	21	0.08
		底版部	69634	3802	1.46	21	0.07
②	S _s -D 1 +-	梁部	17952	-351	1.24	21	0.06
		壁部	-11504	-12685	1.30	21	0.07
		底版部	60112	-42267	1.46	21	0.07
③	S _s -D 1 +-	梁部	17341	-852	1.23	21	0.06
		壁部	-18899	-16227	1.42	21	0.07
		底版部	55667	-38952	1.35	21	0.07
④	S _s -D 1 +-	梁部	-22913	-3100	1.70	21	0.09
		壁部	-27052	-18408	1.95	21	0.10
		底版部	69767	-43332	1.68	21	0.08
⑤	S _s -D 1 +-	梁部	-17080	-2078	1.26	21	0.06
		壁部	12820	-10660	1.35	21	0.07
		底版部	52101	-7747	1.18	21	0.06
⑥	S _s -D 1 +-	梁部	17000	-1227	1.22	21	0.06
		壁部	-11521	-12454	1.29	21	0.07
		底版部	49354	-2218	1.08	21	0.06

表 5.2-10 (1) 曲げ軸力 (引張) に対する照査 (B-B 断面)

検討ケース	地震動	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S _s -D 1 ++	梁部	16172	356	54.26	435	0.13
		壁部	-18789	-7031	19.86	435	0.05
		底版部	-45187	62384	99.68	435	0.23
	S _s -D 1 +-	梁部	16623	432	56.40	435	0.13
		壁部	-18308	-6414	20.16	435	0.05
		底版部	-45625	62672	100.33	435	0.24
	S _s -D 1 -+	梁部	14311	436	49.16	435	0.12
		壁部	18219	-7010	18.91	435	0.05
		底版部	-31591	57632	83.65	435	0.20
	S _s -D 1 --	梁部	16475	-346	48.68	435	0.12
		壁部	18217	-6818	19.25	435	0.05
		底版部	49224	44974	85.67	435	0.20
	S _s -1 1	梁部	11184	446	39.42	435	0.10
		壁部	11489	-6793	8.00	435	0.02
		底版部	-8182	19985	26.70	435	0.07
	S _s -1 2	梁部	12585	-150	38.24	435	0.09
		壁部	13300	-6714	11.05	435	0.03
		底版部	36209	40493	70.41	435	0.17
	S _s -1 3	梁部	12156	-145	36.93	435	0.09
		壁部	12756	-6614	10.32	435	0.03
		底版部	33622	39167	66.94	435	0.16
	S _s -1 4	梁部	11724	10	37.01	435	0.09
		壁部	-11861	-8385	6.36	435	0.02
		底版部	18544	120	14.46	435	0.04
	S _s -2 1	梁部	15708	-482	45.03	435	0.11
		壁部	13583	-7886	9.67	435	0.03
		底版部	31555	14496	39.56	435	0.10
S _s -2 2	梁部	13766	-188	41.61	435	0.10	
	壁部	-13742	-5986	13.02	435	0.03	
	底版部	21787	29734	47.72	435	0.11	

表 5.2-10 (2) 曲げ軸力 (引張) に対する照査 (B-B断面)

検討ケース	地震動	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S _s -31 ++	梁部	17188	1474	68.20	435	0.16
		壁部	20460	-5237	26.23	435	0.07
		底版部	-42958	43711	79.23	435	0.19
	S _s -31 -+	梁部	16737	1095	63.10	435	0.15
		壁部	10902	-609	26.62	435	0.07
		底版部	68729	9061	62.37	435	0.15
②	S _s -D1 +-	梁部	16511	455	56.26	435	0.13
		壁部	15507	-6006	16.02	435	0.04
		底版部	-40982	71169	104.94	435	0.25
③	S _s -D1 +-	梁部	16604	500	56.98	435	0.14
		壁部	-18417	-6640	19.93	435	0.05
		底版部	-46751	66863	105.44	435	0.25
④	S _s -D1 +-	梁部	17544	1439	68.96	435	0.16
		壁部	-22805	-4279	32.37	435	0.08
		底版部	-73211	66733	127.26	435	0.30
⑤	S _s -D1 +-	梁部	12008	724	44.68	435	0.11
		壁部	7379	-1693	14.17	435	0.04
		底版部	51470	-14	39.79	435	0.10
⑥	S _s -D1 +-	梁部	12766	494	44.85	435	0.11
		壁部	-15088	-6707	14.06	435	0.04
		底版部	48026	672	37.81	435	0.09

b. せん断に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 5.2-6 及び表 5.2-11 に、せん断に対する照査結果を表 5.2-12 及び表 5.2-13 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、せん断力が許容せん断力以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表 5.2-11 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	部材	斜め引張鉄筋	区間 s (m)	区間 s における斜め引張鉄筋断面積 (cm ²)
A-A	壁部	D19-8 本	0.3	22.92
	底版部	D25-45 本	0.3	228.015
B-B	梁部	D25-2 本	0.3	10.134
	壁部	D19-8~13 本	0.3	22.920~37.245
	底版部	D25-78 本	0.3	395.226

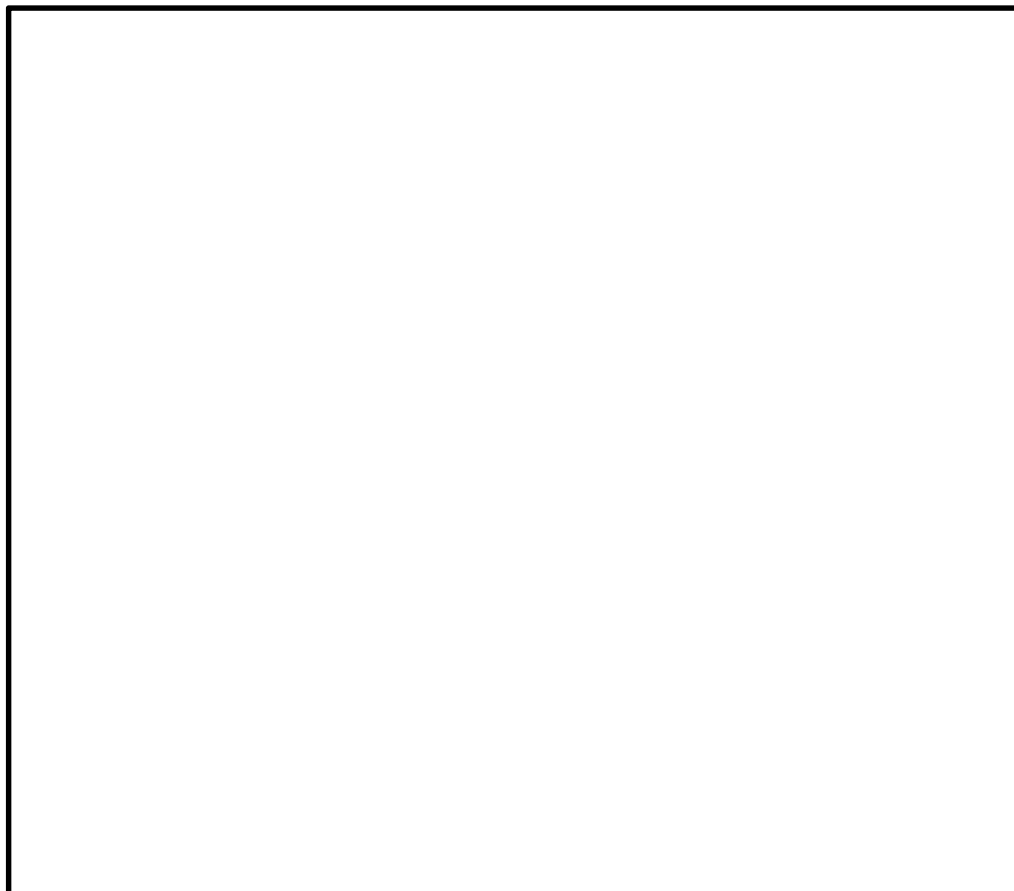


図 5.2-3 概略せん断補強筋配置図 (A-A断面)

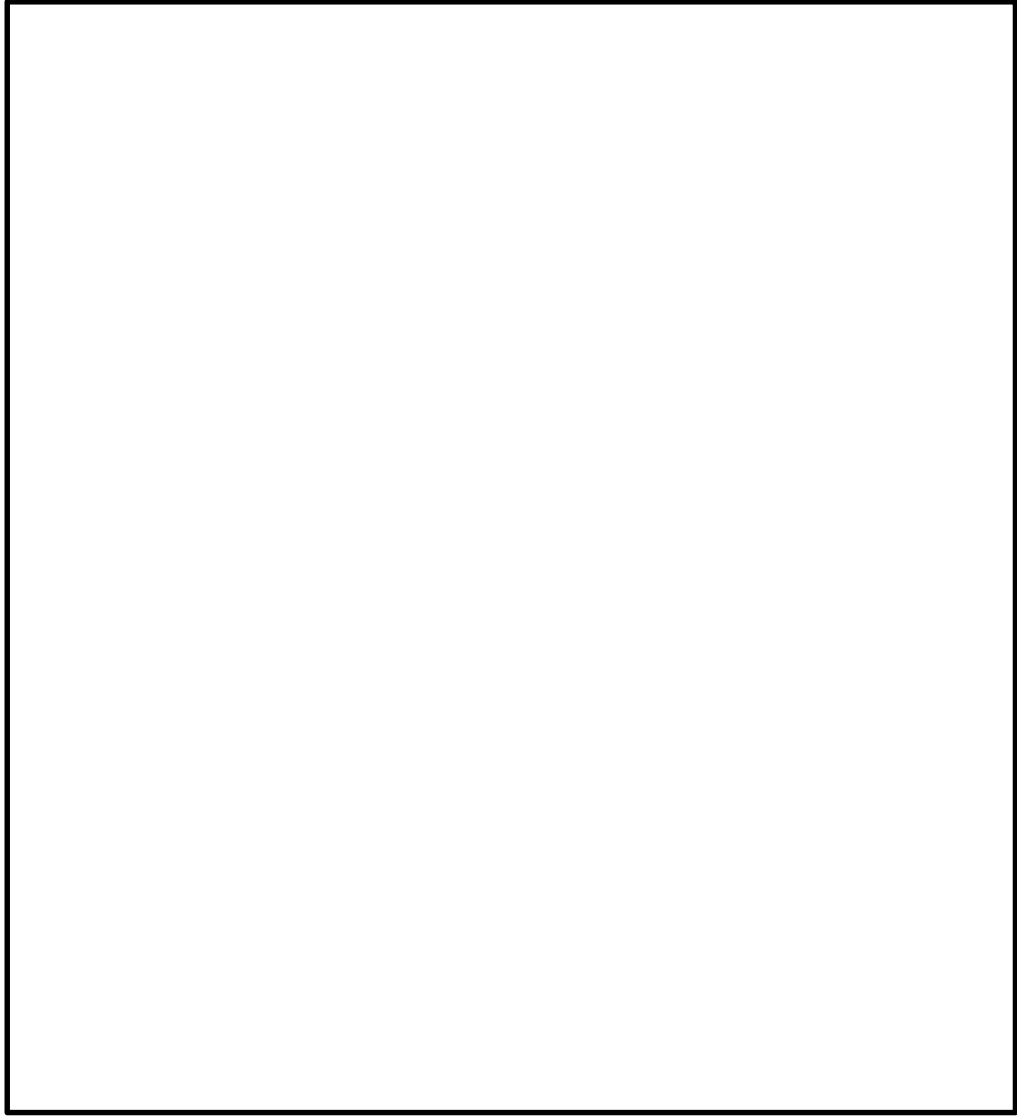


図 5.2-4 概略せん断補強筋配置図 (B-B 断面)

A-A断面における斜め引張鉄筋を考慮した許容せん断力を以下に計算する。

$$V_a = V_c + V_s$$

$$V_c = \frac{1}{2} \tau_{al} b_w j d$$

$$V_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d}{s}$$

ここで

V_a : 許容せん断力

V_c : コンクリートの許容せん断力

V_s : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

τ_{al} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 断面幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

壁部 : $V_c = 1/2 \times 0.825 / 1.15 \times 6.9 \times 3.45 \times 1000 = 8538.75$

$V_s = 2292 \times 300 / 1.15 \times 6.9 / 0.3 / 1000 = 13752.00$

$V_a = 8538.75 + 13752.00 = 22290.75$

※柱1本あたり

底版部

: $V_c = 1/2 \times 0.825 / 1.15 \times 3.0 \times 14 \times 1000 = 15065.21$

$V_s = 22801.5 \times 300 / 1.15 \times 3.0 / 0.3 / 1000 = 59482.17$

$V_a = 15065.21 + 59482.17 = 74547.38$

表 5.2-12 せん断力に対する照査 (A-A断面)

検討ケース	地震動	部材	せん断力 (kN)	許容 せん断力 (kN)	照査値
①	S _s -D 1 ++	壁部	6163	22290.7	0.27
		底版部	47583	74547.3	0.63
	S _s -D 1 +-	壁部	6129	22290.7	0.27
		底版部	46492	74547.3	0.62
	S _s -D 1 -+	壁部	5707	22290.7	0.25
		底版部	44444	74547.3	0.59
	S _s -D 1 --	壁部	5626	22290.7	0.25
		底版部	44416	74547.3	0.59
	S _s -1 1	壁部	2814	22290.7	0.12
		底版部	23820	74547.3	0.31
	S _s -1 2	壁部	3698	22290.7	0.16
		底版部	29130	74547.3	0.39
	S _s -1 3	壁部	3391	22290.7	0.15
		底版部	27126	74547.3	0.36
	S _s -1 4	壁部	3131	22290.7	0.14
		底版部	26017	74547.3	0.34
	S _s -2 1	壁部	5071	22290.7	0.22
		底版部	38829	74547.3	0.52
	S _s -2 2	壁部	4447	22290.7	0.19
		底版部	31463	74547.3	0.42
S _s -3 1 ++	壁部	5003	22290.7	0.22	
	底版部	38525	74547.3	0.51	
S _s -3 1 -+	壁部	5392	22290.7	0.24	
	底版部	40936	74547.3	0.54	
②	S _s -D 1 +-	壁部	5992	22290.7	0.26
		底版部	41776	74547.3	0.56
③	S _s -D 1 +-	壁部	6259	22290.7	0.28
		底版部	46804	74547.3	0.62
④	S _s -D 1 +-	壁部	6007	22290.7	0.26
		底版部	53516	74547.3	0.71
⑤	S _s -D 1 +-	壁部	6721	22290.7	0.3
		底版部	44698	74547.3	0.59
⑥	S _s -D 1 +-	壁部	6599	22290.7	0.29
		底版部	40708	74547.3	0.54

B-B断面における斜め引張鉄筋を考慮した許容せん断力を以下に計算する。

$$V_a = V_c + V_s$$

$$V_c = \frac{1}{2} \tau_{al} b_w j d$$

$$V_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d}{s}$$

ここで

V_a : 許容せん断力

V_c : コンクリートの許容せん断力

V_s : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

τ_{al} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 断面幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

梁部 : $V_c = 1/2 \times 0.825 / 1.15 \times 6.9 \times 1.85 \times 1000 = 4578.75$
 $V_s = 1013.4 \times 300 / 1.15 \times 6.9 / 0.3 / 1000 = 6080.40$
 $V_a = 4578.75 + 6080.40 = 10659.1$

壁部 : $V_c = 1/2 \times 0.825 / 1.15 \times 2.85 \times 7.381 \times 1000 = 7545.47$
 $V_s = 3438 \times 300 / 1.15 \times 2.85 / 0.3 / 1000 = 8520.26$
 $V_a = 7545.47 + 8520.26 = 16065.7$

底版部 : $V_c = 1/2 \times 0.825 / 1.15 \times 2.95 \times 24 \times 1000 = 25395.65$
 $V_s = 39522.6 \times 300 / 1.15 \times 2.95 / 0.3 / 1000 = 101384.06$
 $V_a = 25395.65 + 101384.06 = 126779.7$

表 5.2-13 (1) せん断力に対する照査 (B-B断面)

検討ケース	地震動	部材	せん断力 (kN)	許容 せん断力 (kN)	照査値
①	S _s -D 1 ++	梁部	7520	10659.1	0.71
		壁部	5051	16065.7	0.32
		底版部	42515	126779.7	0.34
	S _s -D 1 +-	梁部	8100	10659.1	0.76
		壁部	5110	16065.7	0.32
		底版部	43319	126779.7	0.35
	S _s -D 1 -+	梁部	7552	10659.1	0.71
		壁部	5116	16065.7	0.32
		底版部	40792	126779.7	0.33
	S _s -D 1 --	梁部	8193	10659.1	0.77
		壁部	5199	16065.7	0.33
		底版部	39963	126779.7	0.32
	S _s -1 1	梁部	7347	10659.1	0.69
		壁部	3860	16065.7	0.25
		底版部	17717	126779.7	0.14
	S _s -1 2	梁部	7292	10659.1	0.69
		壁部	4077	16065.7	0.26
		底版部	26592	126779.7	0.21
	S _s -1 3	梁部	7455	10659.1	0.70
		壁部	4150	16065.7	0.26
		底版部	24806	126779.7	0.20
	S _s -1 4	梁部	6478	10659.1	0.61
		壁部	3636	16065.7	0.23
		底版部	14516	126779.7	0.12
S _s -2 1	梁部	6749	10659.1	0.64	
	壁部	3789	16065.7	0.24	
	底版部	21177	126779.7	0.17	
S _s -2 2	梁部	7516	10659.1	0.71	
	壁部	4558	16065.7	0.29	
	底版部	24551	126779.7	0.20	

表 5.2-13 (2) せん断力に対する照査 (B-B断面)

検討ケース	地震動	部材	せん断力 (kN)	許容 せん断力 (kN)	照査値
①	S _s -3 1 ++	梁部	8205	10659.1	0.77
		壁部	5601	16065.7	0.35
		底版部	47068	126779.7	0.38
	S _s -3 1 -+	梁部	8463	10659.1	0.80
		壁部	6117	16065.7	0.39
		底版部	47040	126779.7	0.38
②	S _s -D 1 +-	梁部	7999	10659.1	0.76
		壁部	4158	16065.7	0.26
		底版部	37672	126779.7	0.30
③	S _s -D 1 +-	梁部	7690	10659.1	0.73
		壁部	4949	16065.7	0.31
		底版部	42981	126779.7	0.34
④	S _s -D 1 +-	梁部	9226	10659.1	0.87
		壁部	7008	16065.7	0.44
		底版部	51653	126779.7	0.41
⑤	S _s -D 1 +-	梁部	8075	10659.1	0.76
		壁部	4886	16065.7	0.31
		底版部	36711	126779.7	0.29
⑥	S _s -D 1 +-	梁部	7875	10659.1	0.74
		壁部	4663	16065.7	0.30
		底版部	34926	126779.7	0.28

(3) 基礎地盤の支持力に対する評価結果

基礎地盤の支持力に対する照査結果を表 5.2-14 及び表 5.2-15 に示す。

基礎地盤の支持力に対する照査を行った結果、接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

表 5.2-14 極限支持力に対する安全率 (A-A断面)

検討ケース	地震動	杭番号	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
①	S _s -D 1 ++	4	882	5472
	S _s -D 1 +-	4	935	5472
	S _s -D 1 -+	1	878	5472
	S _s -D 1 --	1	927	5472
	S _s - 1 1	1	659	5472
	S _s - 1 2	1	696	5472
	S _s - 1 3	2	670	5472
	S _s - 1 4	4	679	5472
	S _s - 2 1	4	850	5472
	S _s - 2 2	1	771	5472
	S _s - 3 1 ++	4	756	5472
	S _s - 3 1 -+	1	784	5472
	②	S _s -D 1 +-	4	923
③	S _s -D 1 +-	4	949	5472
④	S _s -D 1 +-	1	975	5472
⑤	S _s -D 1 +-	4	870	5472
⑥	S _s -D 1 +-	4	862	5472

表 5.2-15 極限支持力に対する安全率 (B-B断面)

検討ケース	地震動	杭番号	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
①	S _s -D 1 ++	4	810	5472
	S _s -D 1 +-	4	831	5472
	S _s -D 1 -+	1	763	5472
	S _s -D 1 --	1	772	5472
	S _s - 1 1	1	650	5472
	S _s - 1 2	1	676	5472
	S _s - 1 3	1	672	5472
	S _s - 1 4	1	606	5472
	S _s - 2 1	4	687	5472
	S _s - 2 2	1	668	5472
	S _s - 3 1 ++	4	721	5472
	S _s - 3 1 -+	4	693	5472
	②	S _s -D 1 +-	4	820
③	S _s -D 1 +-	4	841	5472
④	S _s -D 1 +-	4	900	5472
⑤	S _s -D 1 +-	4	752	5472
⑥	S _s -D 1 +-	4	743	5472

杭の引抜力に対する照査は、杭天端に発生する最大引抜力に対して評価を行う。照査結果を表 5.2-16 及び表 5.2-17 に示す。杭の引抜力に対する照査を行った結果、最大引抜力が極限支持力以下であることを確認した。

表 5.2-16 地震時の引抜力に対する照査 (A-A断面)

検討ケース	地震動	杭番号	最大引抜力 (kN)	極限支持力 (kN)	
①	S _s -D 1 ++	4	5725	18276	
	S _s -D 1 +-	4	5745	18276	
	S _s -D 1 -+	1	5555	18276	
	S _s -D 1 --	1	5643	18276	
	S _s - 1 1	1	908	18276	
	S _s - 1 2	4	2034	18276	
	S _s - 1 3	4	1529	18276	
	S _s - 1 4	4	1214	18276	
	S _s - 2 1	1	4035	18276	
	S _s - 2 2	4	3365	18276	
	S _s - 3 1 ++	1	3423	18276	
	S _s - 3 1 -+	4	3485	18276	
	②	S _s -D 1 +-	4	5120	18276
	③	S _s -D 1 +-	4	5855	18276
④	S _s -D 1 +-	4	7685	18276	
⑤	S _s -D 1 +-	4	4915	18276	
⑥	S _s -D 1 +-	4	4243	18276	

表 5.2-17 地震時の引抜力に対する照査（B-B断面）

検討ケース	地震動	杭番号	最大引抜力 (kN)	極限支持力 (kN)
①	S _s -D 1 ++	4	9338	18276
	S _s -D 1 +-	4	9268	18276
	S _s -D 1 -+	4	9755	18276
	S _s -D 1 --	4	10003	18276
	S _s -1 1	4	2485	18276
	S _s -1 2	4	6218	18276
	S _s -1 3	4	5738	18276
	S _s -1 4	4	1256	18276
	S _s -2 1	4	3118	18276
	S _s -2 2	4	4845	18276
	S _s -3 1 ++	1	8783	18276
	S _s -3 1 -+	4	8880	18276
	②	S _s -D 1 +-	4	9120
③	S _s -D 1 +-	4	8725	18276
④	S _s -D 1 +-	4	9865	18276
⑤	S _s -D 1 +-	4	5988	18276
⑥	S _s -D 1 +-	4	5318	18276

(4) 止水ジョイント部の相対変位量に対する評価結果

地震時の止水ジョイント部の相対変位量に対する照査結果を表 5.2-18 及び表 5.2-19 に示す。なお、詳細な算出方法については「6.12 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示す。

重畳時の止水ジョイント部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 5.2-18 横断方向相対変位比較

検討ケース	地震波	地震時相対変位量[m]
		A-A断面
①	Ss-D1 (++)	0.129
	Ss-D1 (+-)	0.130
	Ss-D1 (-+)	0.126
	Ss-D1 (--)	0.126
	Ss-11	0.026
	Ss-12	0.054
	Ss-13	0.045
	Ss-14	0.041
	Ss-21	0.087
	Ss-22	0.072
	Ss-31(++)	0.108
	Ss-31(-+)	0.110
④	Ss-D1 (+-)	0.176

表 5.2-19 地震時相対変位量

	δx [m]	δy [m]	δz [m]	3成分合成[m]
地震時相対変位量	0.176	0.156	0.037	0.238

5.3 まとめ

「5.1 有効応力解析結果」及び「5.2 耐震評価結果」による全ての評価項目において、防潮扉2基礎の評価対象部位に作用する応力の照査値、基礎地盤の接地圧、杭の引抜力、止水ジョイント部における相対変位が許容限界以下であることを確認した。

防潮扉 2 基礎の耐震安全性評価に関する参考資料

(参考1) 減衰の設定について

地震応答解析における減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。Rayleigh 減衰の設定は、地盤の低次のモードの変形が特に支配的となる地中埋設構造物のような地盤及び構造系全体に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し、かつ、振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から、刺激係数に着目し行う。

固有値解析による刺激係数及びモード図を図 1-1 に示す。また、設定した Rayleigh 減衰を図 1-2 に示す。

1 次の基準モードについては、地盤及び構造系全体がせん断変形しているモードを選定している。

構造物の 1 次モードについては、刺激係数を勘案し構造系がせん断変形しているモードに着目することにより選定している。

なお、初期減衰定数は、地盤については 1%（解析における減衰は、ひずみが多い領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している。）とする。また、線形材料としてモデル化する鋼材については 3%（道路橋示方書（V耐震設計編）同解説（平成 14 年 3 月））とし、コンクリートの減衰定数は 5%（J E A G 4 6 0 1-1987）とする。

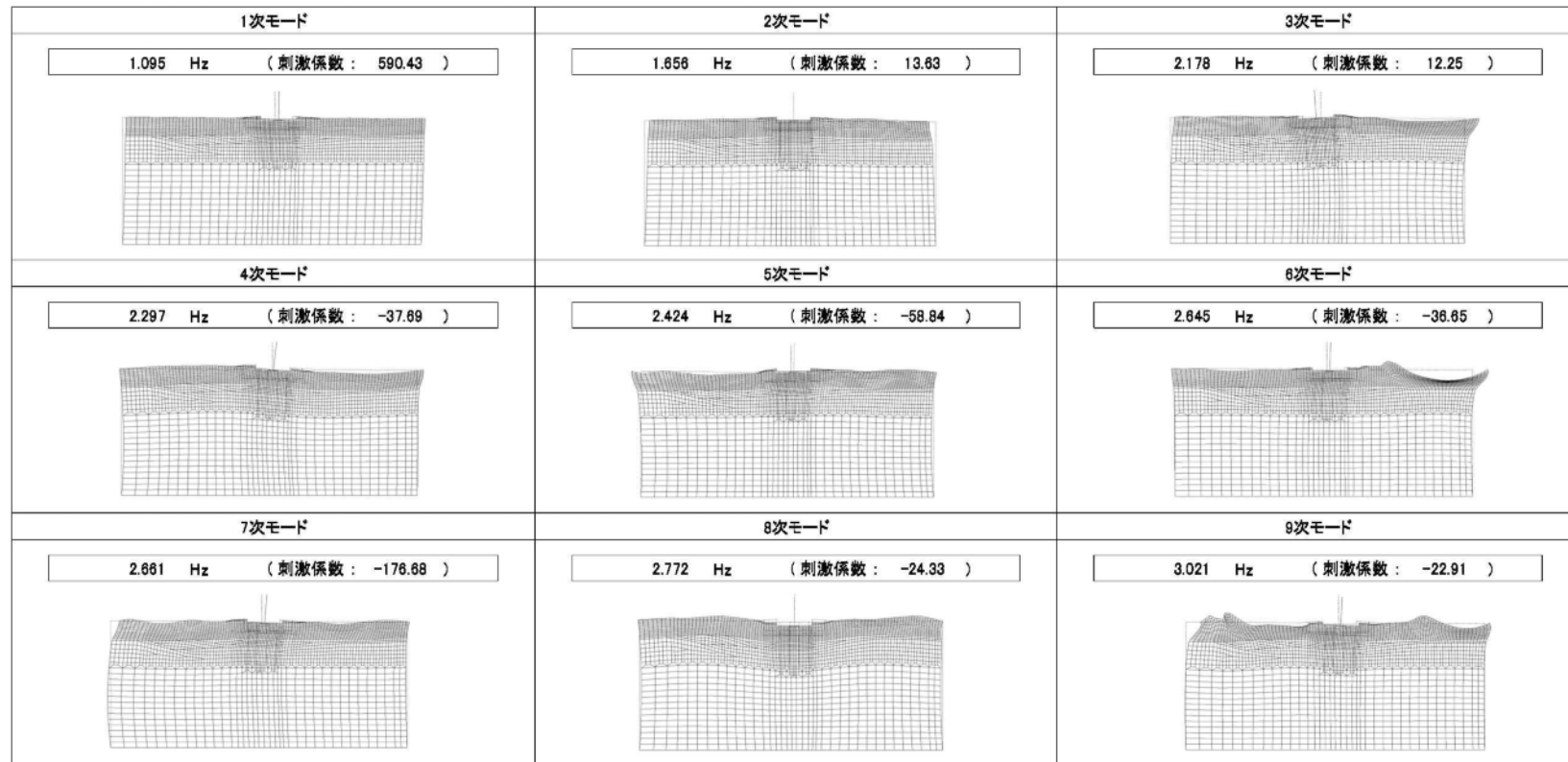


図 1-1 (1) 防潮扉 2 基礎の固有値解析結果

(A-A断面 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

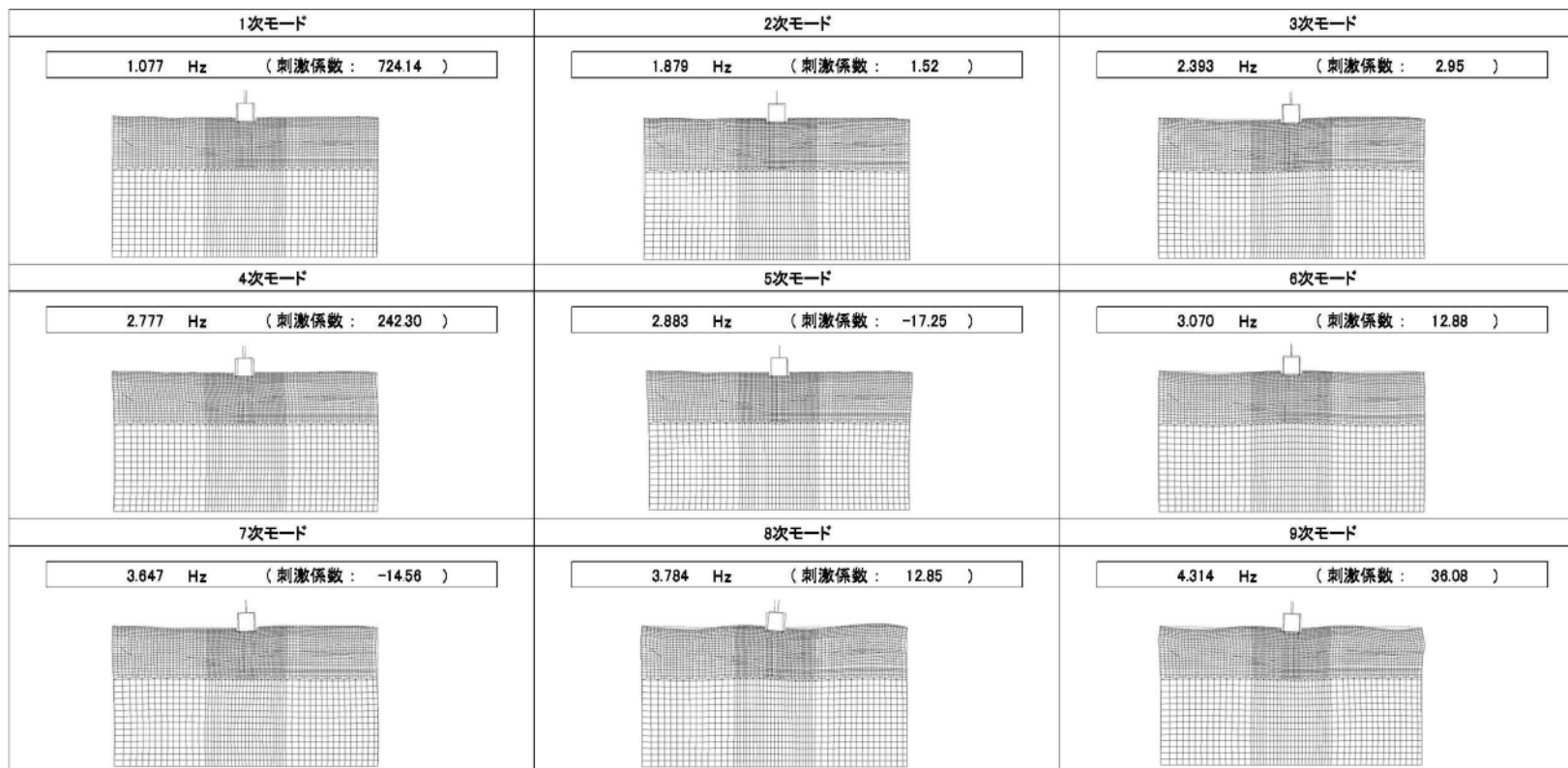


図 1-1 (2) 防潮扉 2 基礎の固有値解析結果

(B-B断面 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

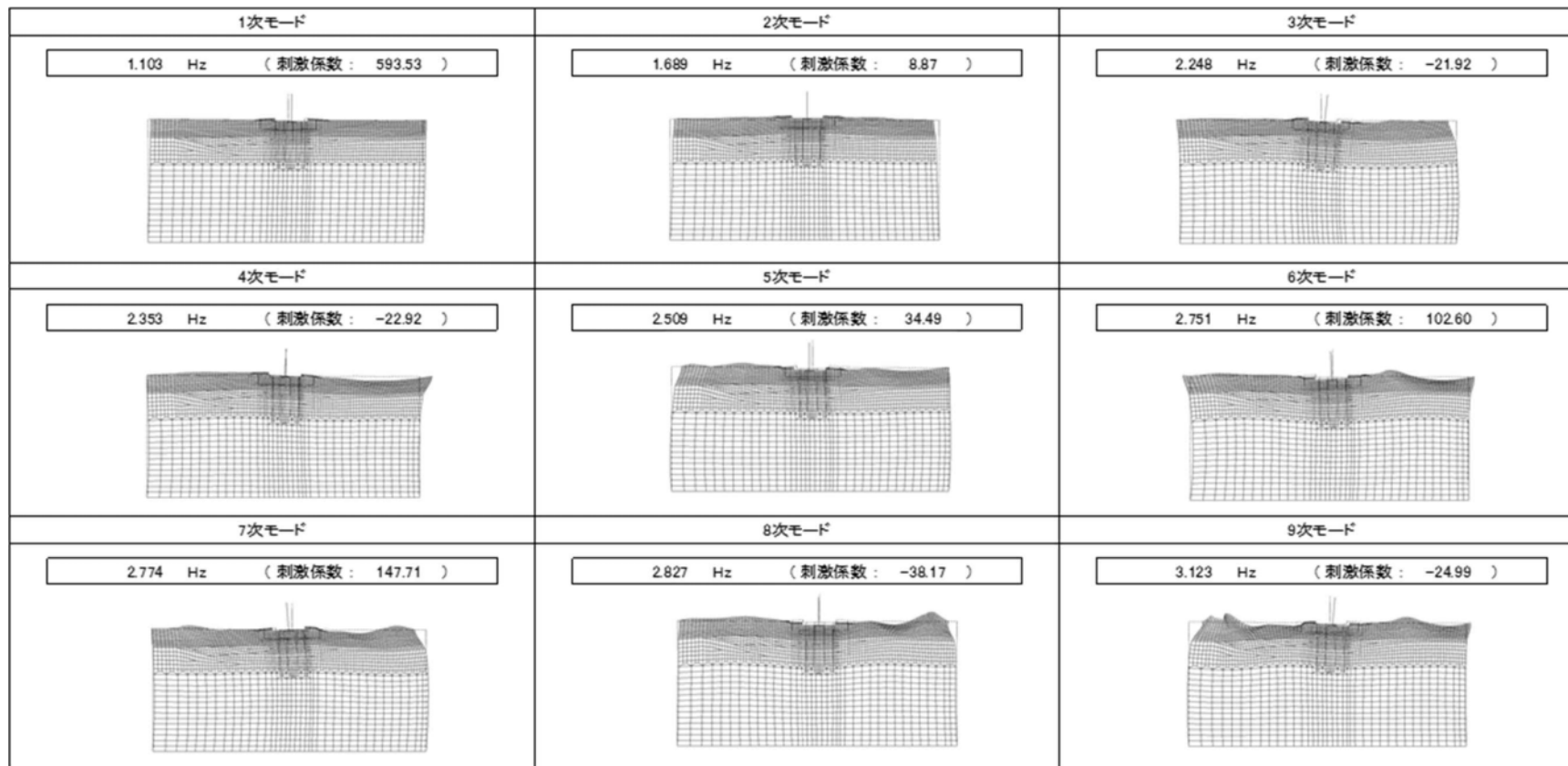


図1-1 (3) 防潮扉2基礎の固有値解析結果

(A-A断面 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

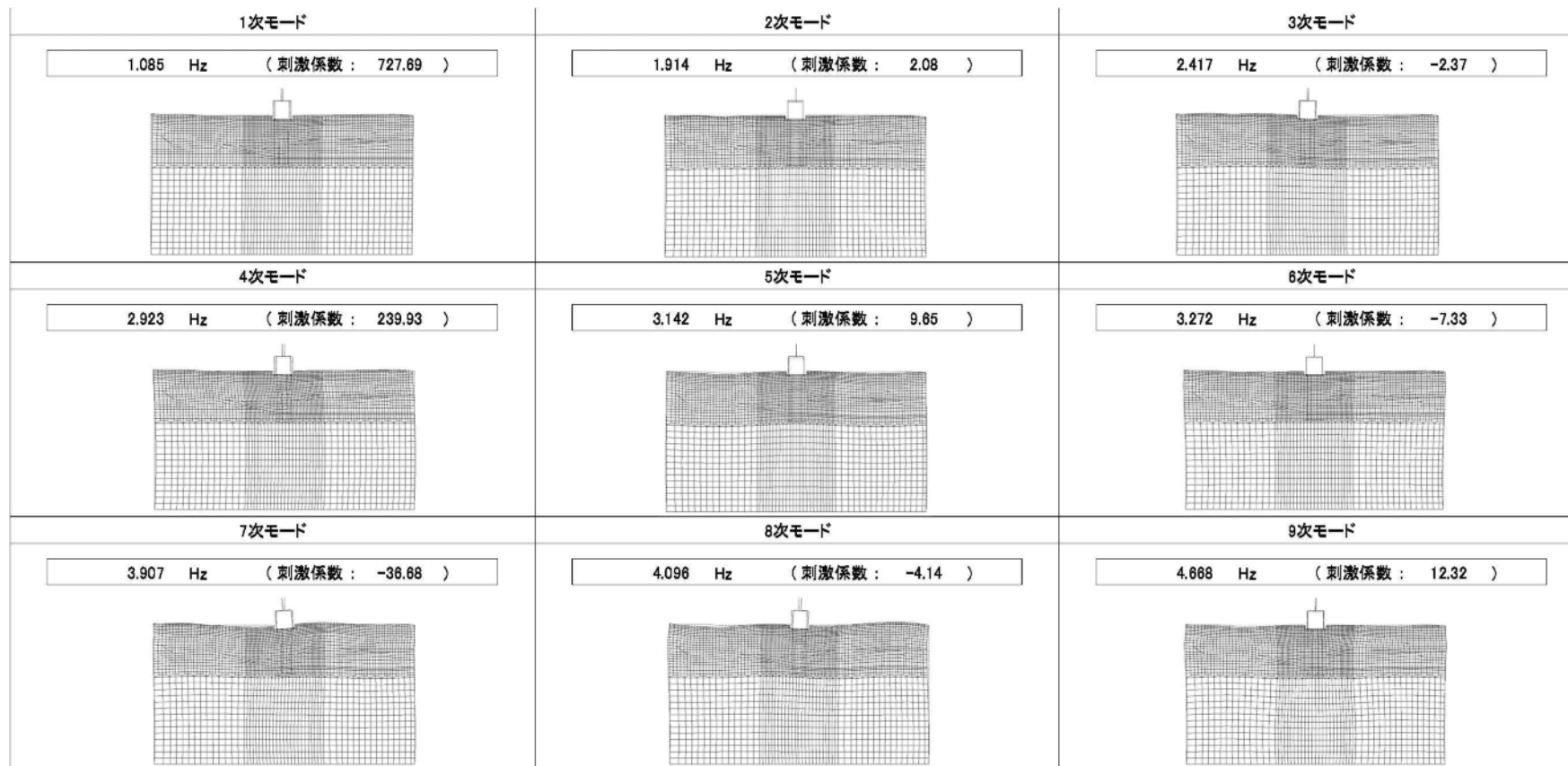


図 1-1 (4) 防潮扉 2 基礎の固有値解析結果

(B-B断面 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

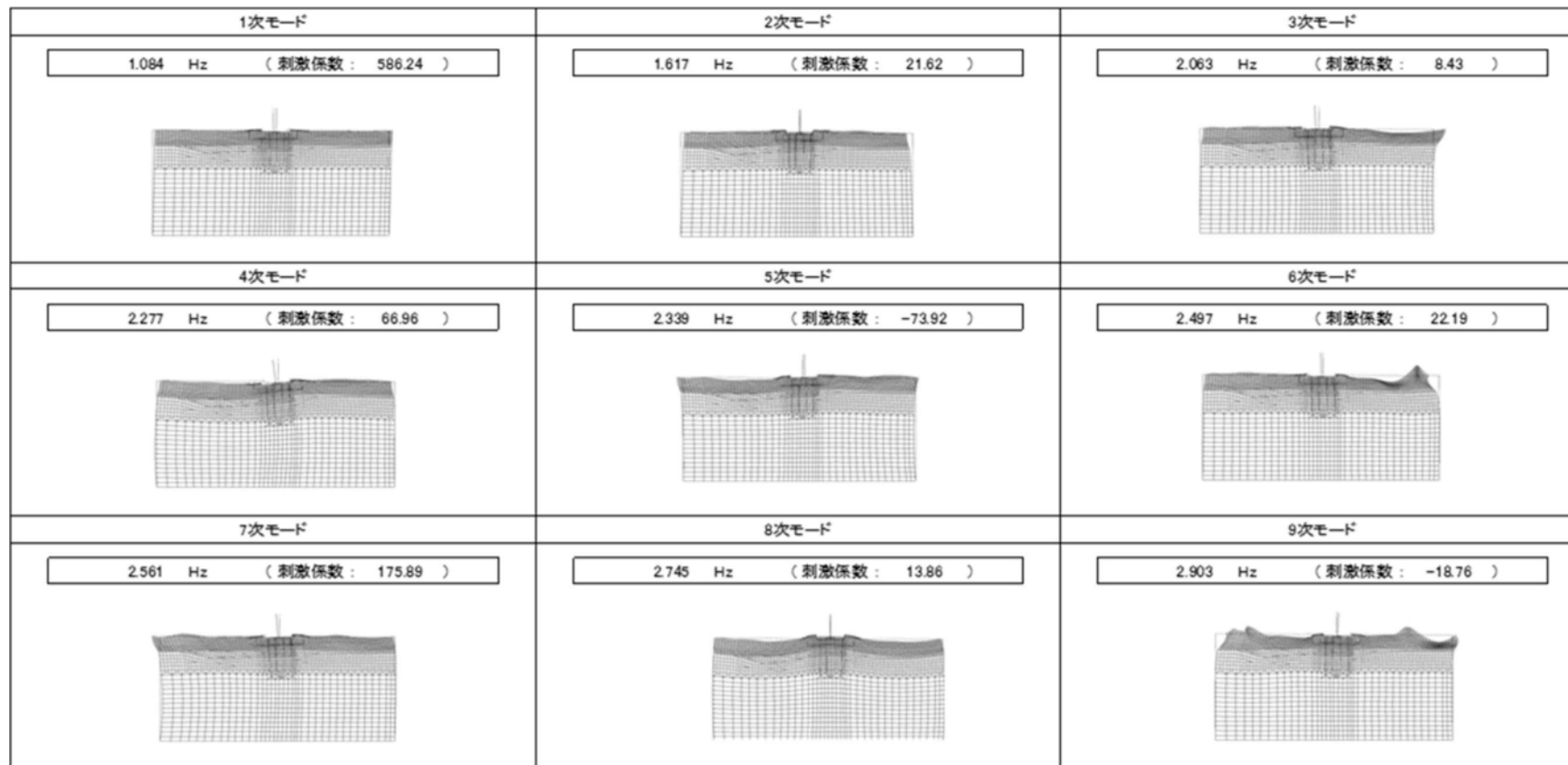


図 1-1 (5) 防潮扉 2 基礎の固有値解析結果

(A-A断面 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

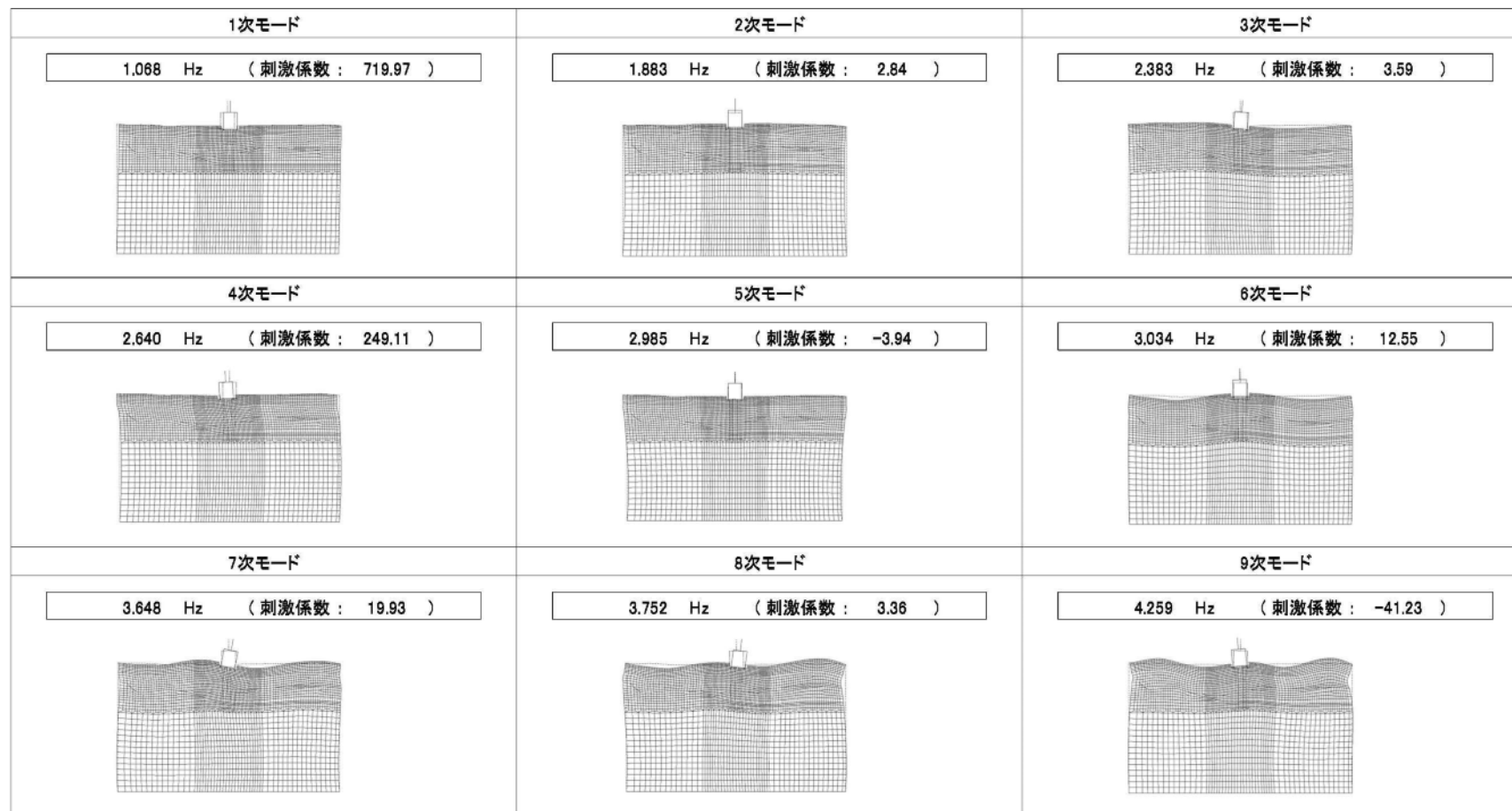


図 1-1 (6) 防潮扉 2 基礎の固有値解析結果

(B-B断面 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

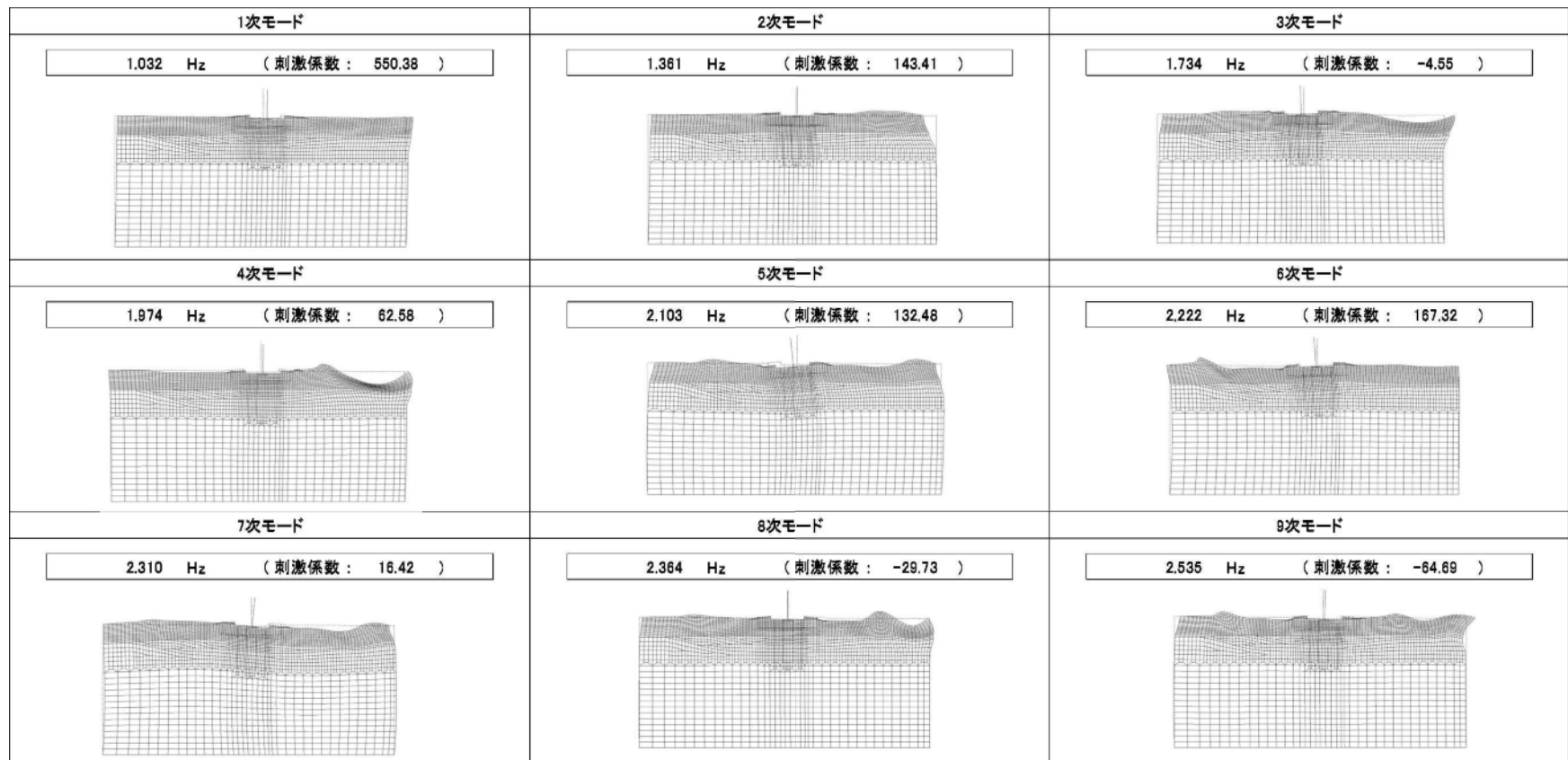


図 1-1 (7) 防潮扉 2 基礎の固有値解析結果

(A-A断面 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

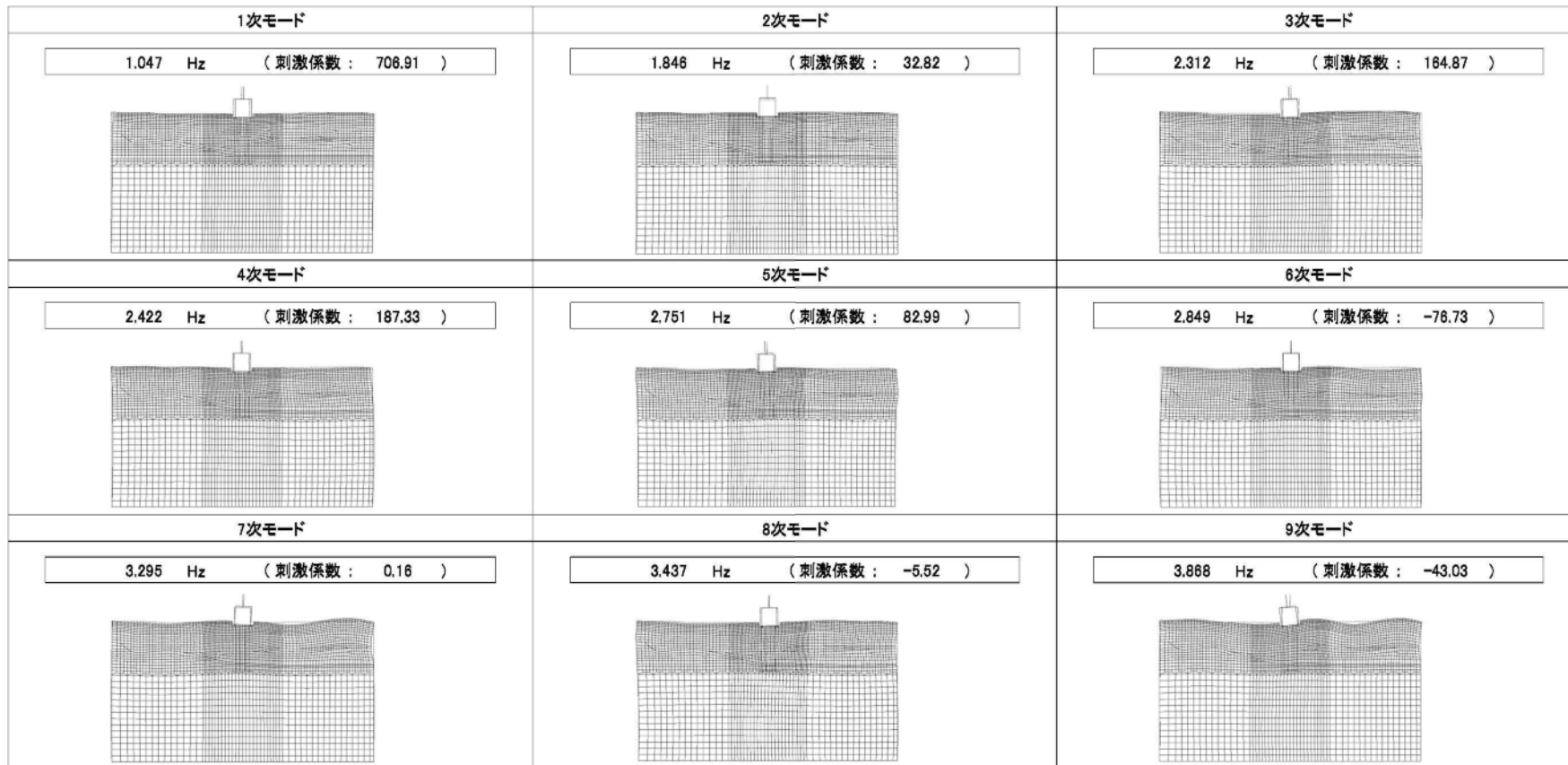


図 1-1 (8) 防潮扉 2 基礎の固有値解析結果

(B-B断面 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

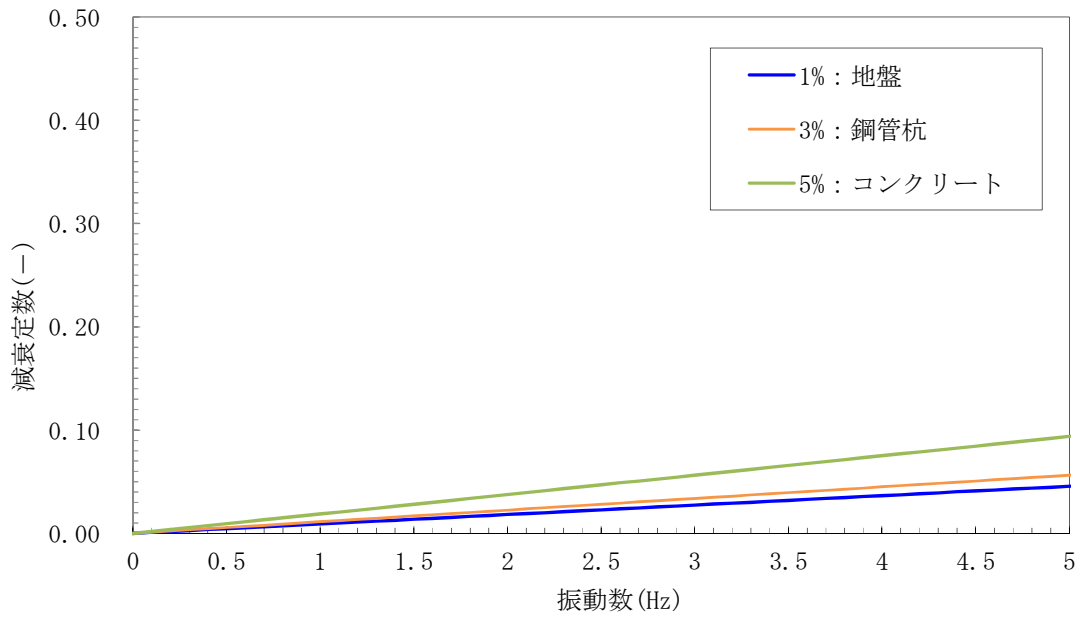


図 1-2 (1) 設定した Rayleigh 減衰

(A-A断面 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

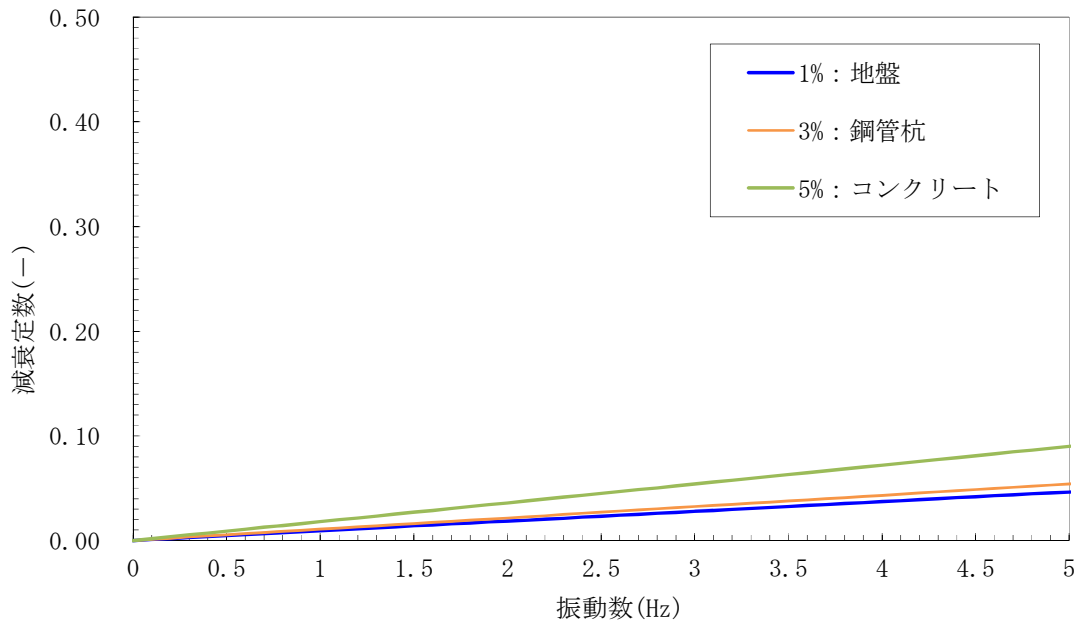


図 1-2 (2) 設定した Rayleigh 減衰

(B-B断面 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

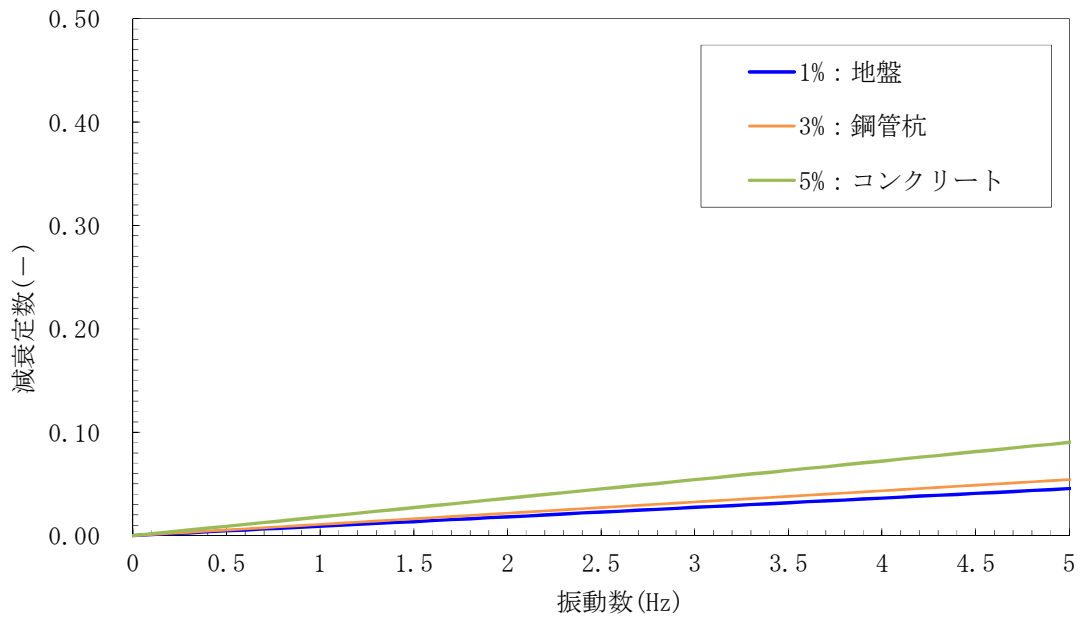


図 1-2 (3) 設定した Rayleigh 減衰

(A-A断面 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

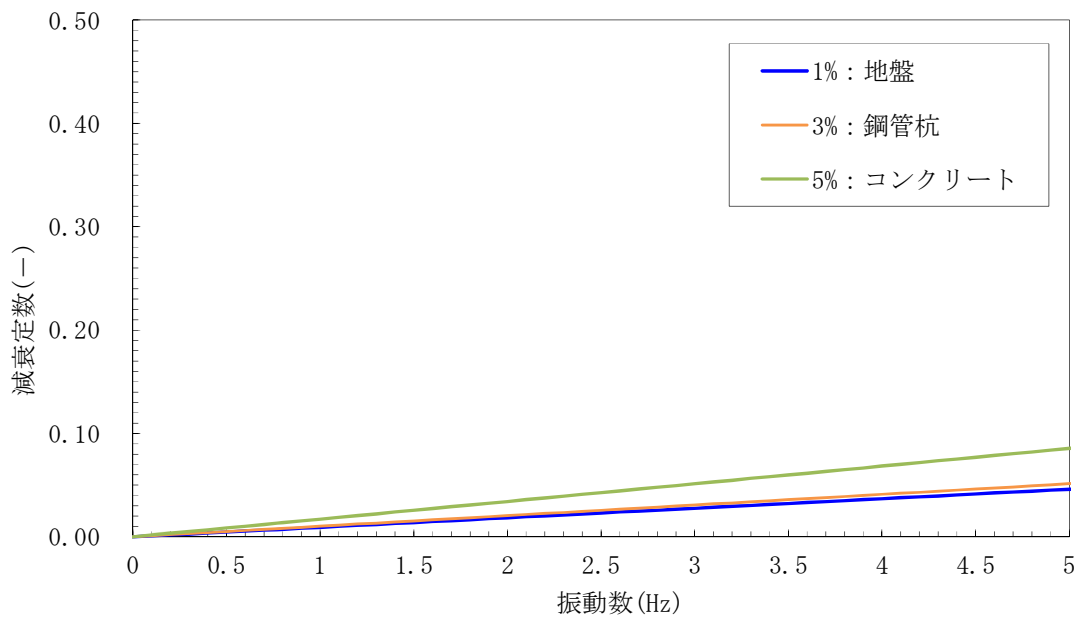


図 1-2 (4) 設定した Rayleigh 減衰

(B-B断面 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

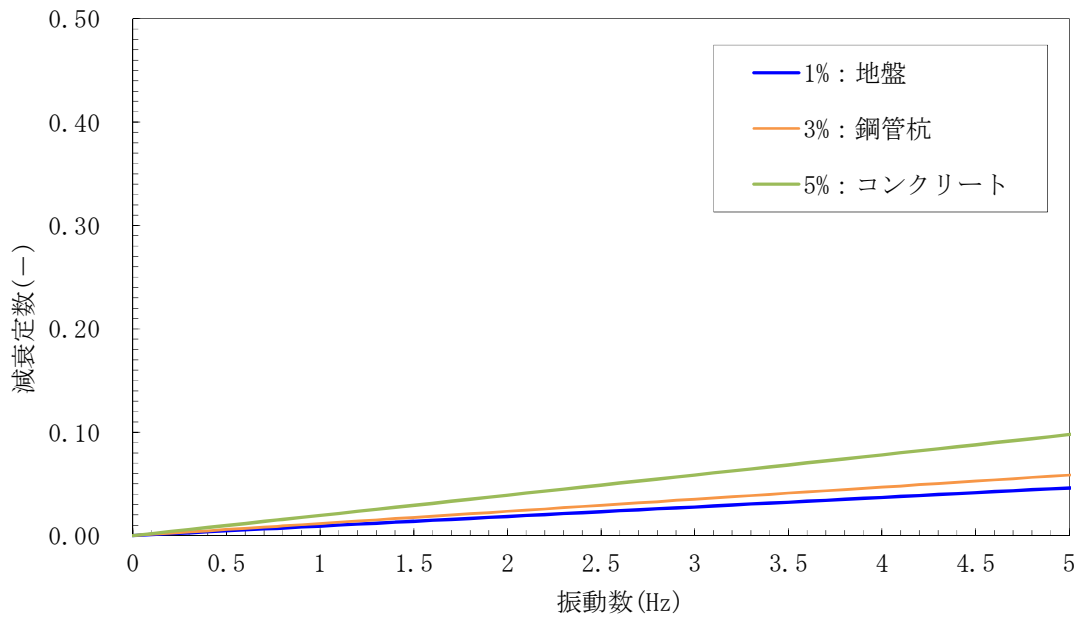


図 1-2 (5) 設定した Rayleigh 減衰
(A-A断面 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

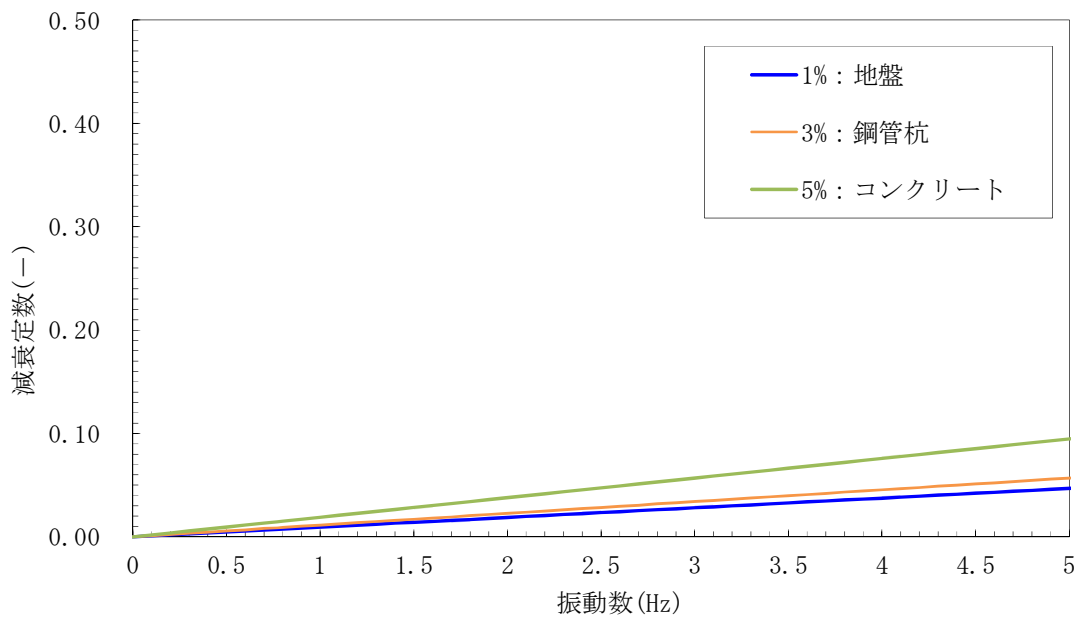


図 1-2 (6) 設定した Rayleigh 減衰
(B-B断面 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

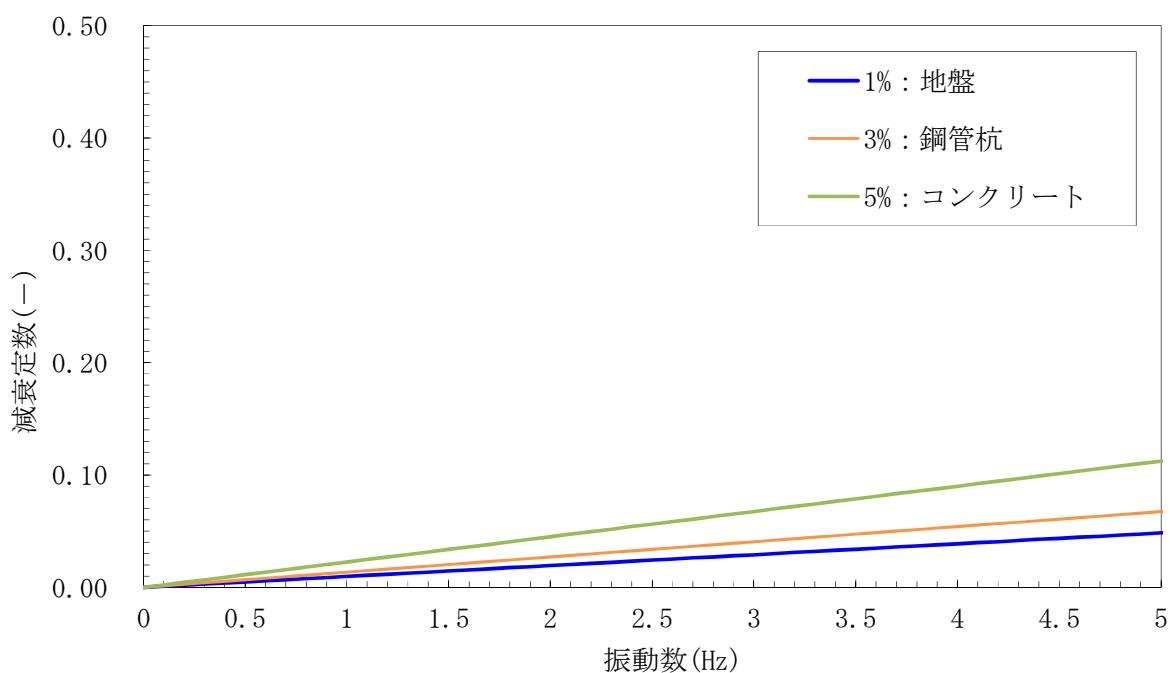


図1-2 (7) 設定した Rayleigh 減衰

(A-A断面 検討ケース④)：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

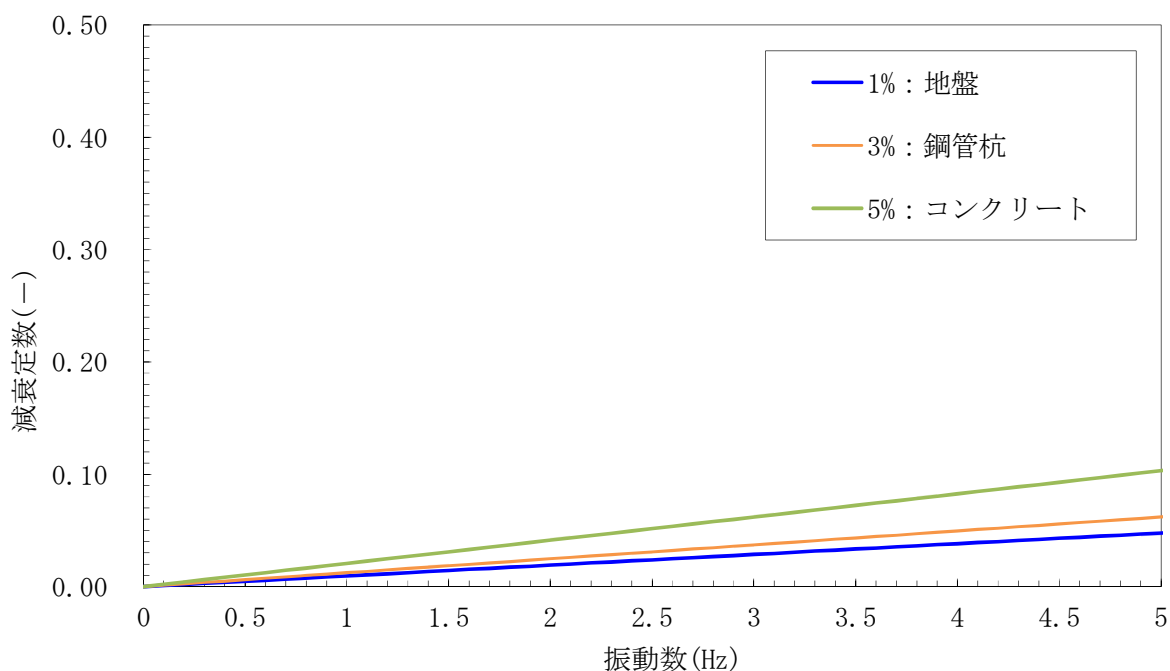


図1-2 (8) 設定した Rayleigh 減衰

(B-B断面 検討ケース④)：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

(参考2) 杭頭の照査結果

杭頭部の結合方法は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説」に示される方法 B により底版と剛結合する。図 2-1 に杭頭部配筋図を示す。

(1) 鉛直押抜きせん断に対する照査

コンクリートの垂直押抜きせん断応力度の照査は下式により行う。

$$\tau_v = \frac{P}{\pi (D+h) h} \leq \tau_a$$

ただし、隣接する杭との間でせん断面が重なり、さらに端部の杭ではせん断面が底版側面を横切ることになるため、抵抗断面としてこれらをせん断面から控除し、下式により照査する。

$$\tau_v = \frac{P}{Lh} \leq \tau_a$$

ただし、L：抵抗断面の弧長(mm)

杭の配置を考慮した図 2-2 及び図 2-3 参照

h：垂直方向の押抜きせん断に抵抗する底版の有効厚さ(mm) = 3900 mm

τ_a ：許容押抜きせん断応力度 = 1.65 (N/mm²)



図 2-1 杭頭部配筋図

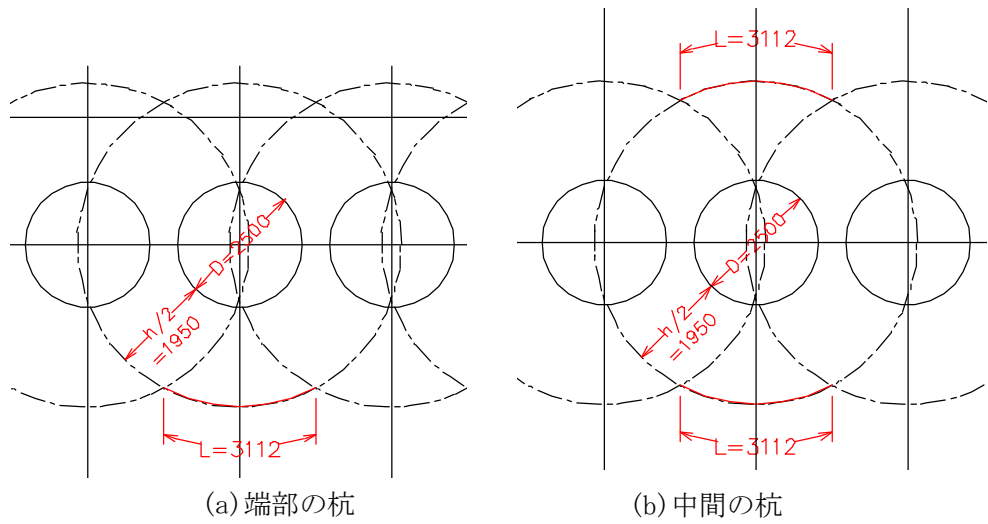


図 2-2 A-A断面の抵抗断面

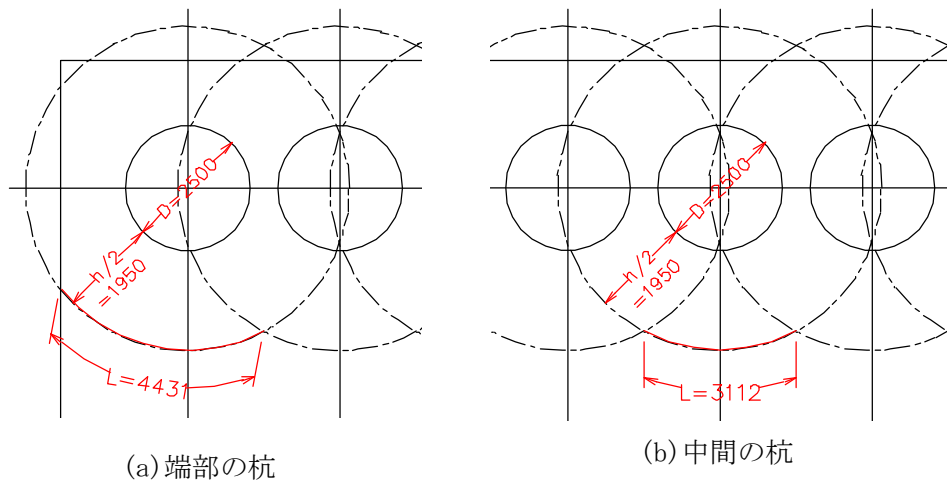


図 2-3 B-B断面の抵抗断面

表 2-1 鉛直押抜きせん断に対する照査 (A-A断面)

検討ケース		杭 番号	軸力 (kN) 圧縮正	押抜きせん断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S _s -D 1 ++	1	8093	0.7	1.65	0.43
	S _s -D 1 +-	1	8058	0.7	1.65	0.43
	S _s -D 1 -+	4	7780	0.7	1.65	0.43
	S _s -D 1 --	4	7773	0.7	1.65	0.43
	S _s -1 1	1	3035	0.3	1.65	0.19
	S _s -1 2	1	4420	0.4	1.65	0.25
	S _s -1 3	1	3958	0.4	1.65	0.25
	S _s -1 4	1	3765	0.4	1.65	0.25
	S _s -2 1	4	6500	0.6	1.65	0.37
	S _s -2 2	4	5263	0.5	1.65	0.31
	S _s -3 1 ++	4	6090	0.6	1.65	0.37
	S _s -3 1 -+	1	6488	0.6	1.65	0.37
②	S _s -D 1 +-	1	7083	0.6	1.65	0.37
③	S _s -D 1 +-	1	8075	0.7	1.65	0.43
④	S _s -D 1 +-	1	9710	0.9	1.65	0.49
⑤	S _s -D 1 +-	1	6938	0.6	1.65	0.37
⑥	S _s -D 1 +-	1	6158	0.6	1.65	0.37

表 2-2 鉛直押抜きせん断に対する照査 (B-B断面)

検討ケース		杭 番号	軸力 (kN) 圧縮正	押抜きせん断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S _s -D 1 ++	4	12583	1.1	1.65	0.67
	S _s -D 1 +-	4	11890	1.0	1.65	0.61
	S _s -D 1 -+	4	11785	1.0	1.65	0.61
	S _s -D 1 --	4	11970	1.0	1.65	0.61
	S _s -1 1	4	4035	0.4	1.65	0.25
	S _s -1 2	4	8375	0.7	1.65	0.43
	S _s -1 3	4	7850	0.7	1.65	0.43
	S _s -1 4	4	3263	0.3	1.65	0.19
	S _s -2 1	4	5903	0.5	1.65	0.31
	S _s -2 2	4	6193	0.6	1.65	0.37
	S _s -3 1 ++	4	11570	1.0	1.65	0.61
	S _s -3 1 -+	1	11050	1.0	1.65	0.61
②	S _s -D 1 +-	4	11410	1.0	1.65	0.61
③	S _s -D 1 +-	4	12258	1.1	1.65	0.67
④	S _s -D 1 +-	4	15575	1.3	1.65	0.79
⑤	S _s -D 1 +-	1	8020	0.7	1.65	0.43
⑥	S _s -D 1 +-	1	7303	0.7	1.65	0.37

(2) 中詰補強筋に対する照査

杭頭接合部は「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従い、図 2-2 に示す仮想鉄筋コンクリート断面を設定し、杭頭の曲げモーメントおよび軸力に対し鉄筋の応力度照査を行う。

照査に用いる杭頭の断面力および照査結果を以下に示す。

なお、照査に用いる断面力は各杭に対して、曲げモーメントの最大値および軸力の最大値（圧縮最大）の組み合わせと曲げモーメントの最大値および軸力の最小値（引張最大）の組み合わせの 2 通りとする。

表 2-3 仮想鉄筋コンクリート断面諸元

断面径 (m)	中詰補強筋
2.9	D51-40 本(2 段)

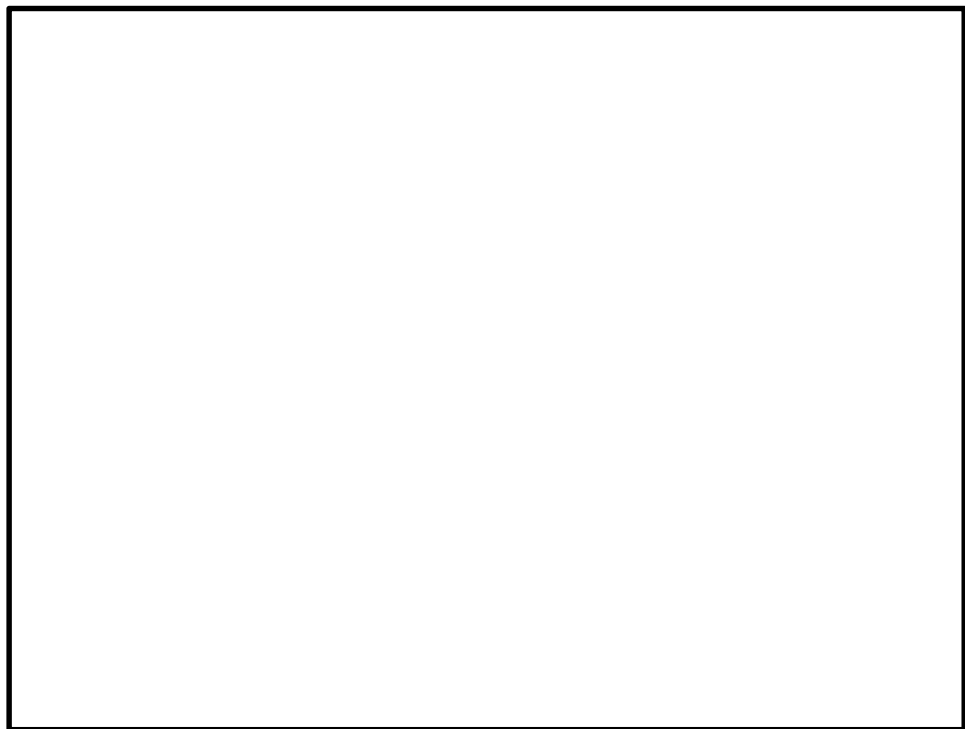


図 2-4 仮想鉄筋コンクリート断面

表 2-4 (1) 杭頭断面力に対する安全率 (A-A断面) : コンクリートの曲げ圧縮

検討ケース	地震動	杭 番号	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN) 引張正	発生曲げ 応力度 (N/mm ²)	短期 許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S _s -D 1 ++	3	25100	3325	12	21	0.58
	S _s -D 1 +-	3	25225	3648	12	21	0.58
	S _s -D 1 -+	2	25725	3370	12	21	0.58
	S _s -D 1 --	2	25750	3623	12	21	0.58
	S _s -1 1	2	6688	2347	4	21	0.20
	S _s -1 2	3	13523	2167	7	21	0.34
	S _s -1 3	3	11398	2086	6	21	0.29
	S _s -1 4	3	10218	2081	5	21	0.24
	S _s -2 1	2	19128	3305	9	21	0.43
	S _s -2 2	2	16415	3075	8	21	0.39
	S _s -3 1 ++	2	24070	2535	11	21	0.53
	S _s -3 1 -+	3	23615	1920	11	21	0.53
②	S _s -D 1 +-	3	20773	3550	10	21	0.48
③	S _s -D 1 +-	3	25125	3643	12	21	0.58
④	S _s -D 1 +-	3	30275	3830	14	21	0.67
⑤	S _s -D 1 +-	3	26750	3385	13	21	0.62
⑥	S _s -D 1 +-	3	22233	3243	11	21	0.53

表 2-4 (2) 杭頭断面力に対する照査 (A-A断面) : 鉄筋の曲げ引張

検討ケース	地震動	杭 番号	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN) 引張正	発生曲げ 応力度 (N/mm ²)	短期 許容 応力度 (N/mm ²)	照査
①	S _s -D 1 ++	4	22390	-5725	260	435	0.60
	S _s -D 1 +-	4	22510	-5745	262	435	0.61
	S _s -D 1 -+	1	22803	-5555	263	435	0.61
	S _s -D 1 --	1	22978	-5643	265	435	0.61
	S _s -1 1	2	6688	-882	72	435	0.17
	S _s -1 2	4	12900	-2034	141	435	0.33
	S _s -1 3	4	10865	-1529	117	435	0.27
	S _s -1 4	4	9863	-1214	105	435	0.25
	S _s -2 1	1	17148	-4035	197	435	0.46
	S _s -2 2	2	16415	-1199	169	435	0.39
	S _s -3 1 ++	2	24070	-37	236	435	0.55
	S _s -3 1 -+	4	21348	-3485	234	435	0.54
②	S _s -D 1 +-	4	19235	-5120	225	435	0.52
③	S _s -D 1 +-	4	22355	-5855	261	435	0.60
④	S _s -D 1 +-	4	26475	-7685	314	435	0.73
⑤	S _s -D 1 +-	4	24250	-4915	273	435	0.63
⑥	S _s -D 1 +-	4	20338	-4243	230	435	0.53

表 2-5 (1) 杭頭断面力に対する照査 (B-B断面) : コンクリートの曲げ圧縮

検討ケース	地震動	杭 番号	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN) 引張正	発生曲げ 応力度 (N/mm ²)	短期 許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S _s -D 1 ++	2	20930	4348	10	21	0.48
	S _s -D 1 +-	2	21015	3998	10	21	0.48
	S _s -D 1 -+	3	21058	6088	10	21	0.48
	S _s -D 1 --	3	20888	5900	10	21	0.48
	S _s -1 1	1	7100	3585	4	21	0.20
	S _s -1 2	4	9940	8375	5	21	0.24
	S _s -1 3	4	9558	7850	5	21	0.24
	S _s -1 4	4	5595	3263	3	21	0.15
	S _s -2 1	1	7358	3453	4	21	0.20
	S _s -2 2	3	13208	3535	7	21	0.34
	S _s -3 1 ++	2	27500	2808	13	21	0.62
	S _s -3 1 -+	3	27550	4555	13	21	0.62
②	S _s -D 1 +-	2	17413	3873	8	21	0.39
③	S _s -D 1 +-	2	20875	4190	10	21	0.48
④	S _s -D 1 +-	2	23523	4053	11	21	0.53
⑤	S _s -D 1 +-	3	21388	2650	10	21	0.48
⑥	S _s -D 1 +-	3	21653	2304	10	21	0.48

表 2-5 (2) 杭頭断面力に対する照査 (B-B断面) : 鉄筋の曲げ引張

検討ケース	地震動	杭 番号	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN) 引張正	発生曲げ 応力度 (N/mm ²)	短期 許容 応力度 (N/mm ²)	照査
①	S _s -D 1 ++	4	17080	-9338	235	435	0.55
	S _s -D 1 +-	4	17245	-9268	236	435	0.55
	S _s -D 1 -+	4	19953	-9755	266	435	0.62
	S _s -D 1 --	4	19768	-10003	266	435	0.62
	S _s -1 1	1	7100	-2134	85	435	0.2
	S _s -1 2	4	9940	-6218	143	435	0.33
	S _s -1 3	4	9558	-5738	136	435	0.32
	S _s -1 4	4	5595	-1256	64	435	0.15
	S _s -2 1	4	6963	-3118	91	435	0.21
	S _s -2 2	4	13018	-4845	163	435	0.38
	S _s -3 1 ++	1	24735	-8783	306	435	0.71
	S _s -3 1 -+	4	25200	-8880	311	435	0.72
②	S _s -D 1 +-	4	15653	-9120	220	435	0.51
③	S _s -D 1 +-	4	17160	-8725	232	435	0.54
④	S _s -D 1 +-	4	20135	-9865	269	435	0.62
⑤	S _s -D 1 +-	4	20203	-5988	241	435	0.56
⑥	S _s -D 1 +-	4	20200	-5318	236	435	0.55

6.5.1.2 防潮扉 2 基礎の強度計算書に関する補足説明

目次

6.5.1.2 防潮扉 2 基礎の強度計算書に関する補足説明	1
1. 概要	3
2. 基本方針	4
2.1 位置	4
2.2 構造概要	5
2.3 評価方針	8
2.4 適用規格	13
3. 強度評価方法	15
3.1 記号の定義	15
3.2 評価対象断面及び部位	16
3.2.1 評価対象断面	16
3.2.2 評価対象部位	18
3.3 荷重及び荷重の組合せ	19
3.3.1 荷重	19
3.3.2 荷重の組合せ	22
3.4 許容限界	26
3.5 解析方法	32
3.5.1 津波時及び重畳時の解析手法	32
3.5.2 地盤沈下の考慮	33
3.5.3 解析モデル及び諸元	34
3.6 評価方法	60
3.6.1 津波時	60
3.6.2 重畳時	61
4. 評価結果	64
4.1 津波時の強度評価結果	64
4.1.1 鋼管杭の評価結果	66
4.1.2 鉄筋コンクリートの評価結果	71
4.1.3 止水ジョイント部の相対変位量に対する評価結果	85
4.2 重畳時の強度評価結果	86
4.2.1 1次元有効応力解析結果	86
4.2.2 鋼管杭の評価結果	91
4.2.3 鉄筋コンクリートの評価結果	104
4.2.4 基礎地盤の支持力に対する評価結果	136
4.2.5 止水ジョイント部の相対変位量に対する評価結果	137

4.3 まとめ..... 138

1. 概要

本資料は、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す通り、防潮扉 2 を間接支持する防潮扉 2 基礎が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持すること及び主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認するものである。なお、防潮扉 1 を間接支持する鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価は、V-3-別添 3-2-1-2-1「防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）の強度計算書」に示す。

2. 基本方針

V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す「2.1 評価対象施設」を踏まえて、防潮扉の位置及び構造概要を示す。

2.1 位置

防潮扉の設置位置図を図 2.1-1 に示す。

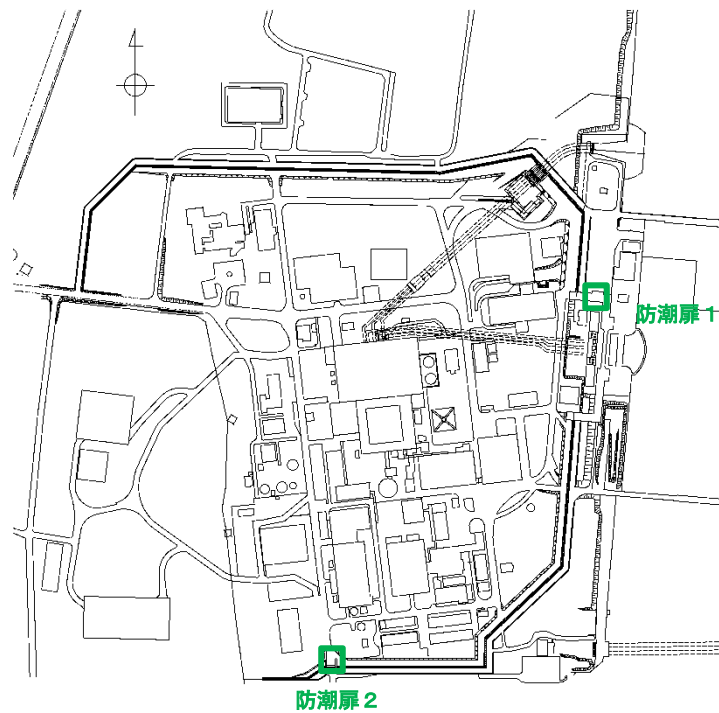


図 2.1-1 防潮扉の設置位置図

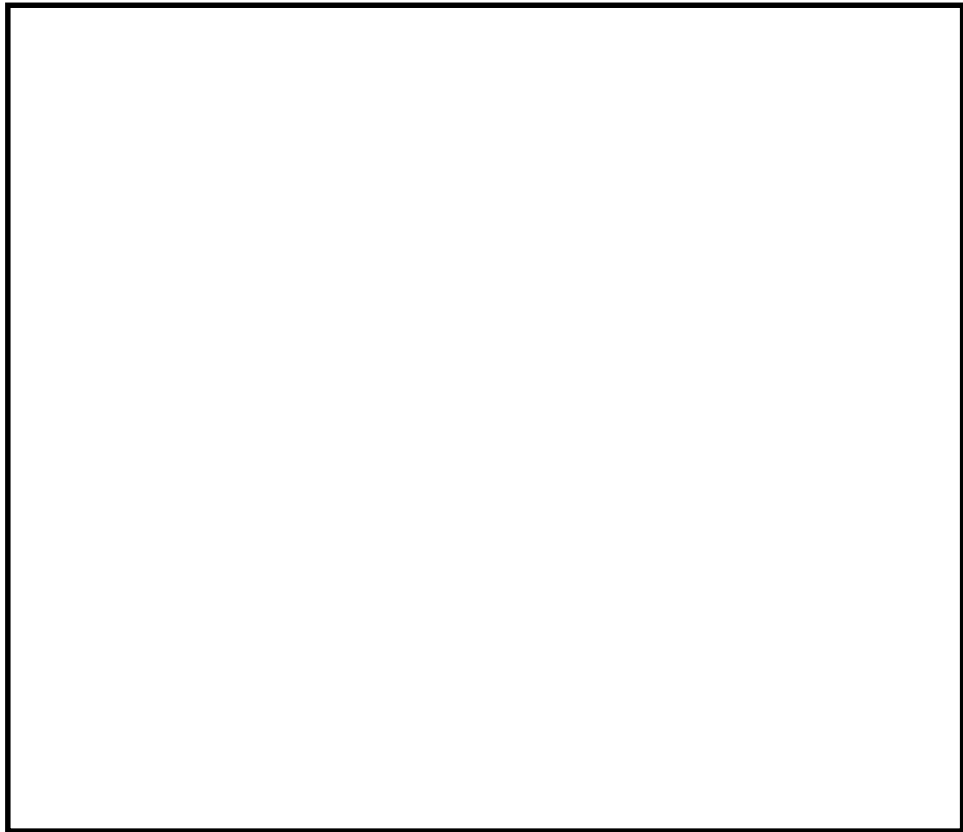
2.2 構造概要

防潮扉 2 基礎は、鉄筋コンクリート防潮壁で構成され、隣接する鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁との境界部に止水ジョイント部材を設置する。鉄筋コンクリート防潮壁は、鋼管杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。鉄筋コンクリート防潮壁と鋼管杭基礎は、鉄筋コンクリート製の底版を介して一体構造とする。

防潮扉 2 基礎の構造図を図 2.2-1 に示す。



断面图



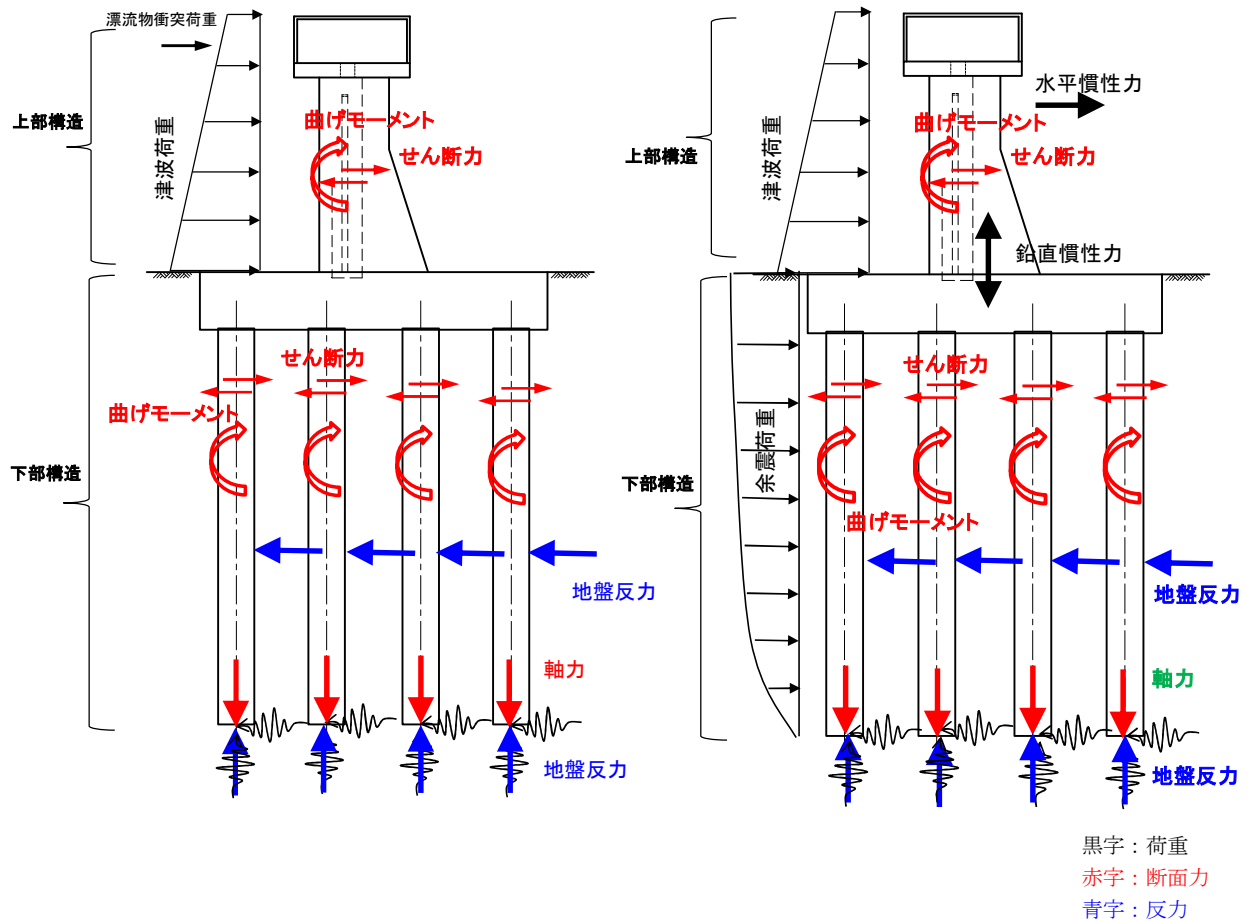
正面图

图 2.2-1 防潮屏 2 基础 构造图

津波時及び津波+余震時（重畳時）の荷重伝達の概念図を図 2.2-2 に示す。

津波時には、津波荷重及び漂流物の衝突荷重により上部構造が変形する。上部構造の変形により鋼管杭が変形し、鋼管杭が曲げ及びせん断力に抵抗する。

重畳時は地震による慣性力、地盤の変形と、津波荷重により上部構造に変形が生じる。上部構造の慣性力による変形と地盤変位により鋼管杭に変形が生じ、曲げ及びせん断抵抗が発揮される。



津波時

津波+余震時（重畳時）

図 2.2-2 津波時及び津波+余震時（重畳時）の荷重伝達の概念図

2.3 評価方針

防潮扉 2 基礎の強度評価は、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」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. 強度評価結果」より、防潮扉 2 基礎の評価対象部位に作用する応力等が許容限界以下であることを確認する。

防潮扉 2 基礎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。）及び津波荷重に伴う荷重作用時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。

防潮扉 2 に関する要求機能と設計方針を表 2.3-1 に、評価項目を表 2.3-2 に示す。防潮扉 2 における鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価は、設計基準対象施設として表 2.3-2 の防潮扉（防潮壁）の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価を行う。

津波時の地盤剛性及び地盤バネの上限値の設定は、表 2.3-3 に示す地盤剛性 4 種類と地盤バネの上限値 4 種類を考慮して、地盤の最も高い剛性と最も大きい強度の組合せによる構成式及び地盤の最も低い剛性と最も小さい強度の組合せによる構成式を地盤バネの設定で用いることにより、各部位で安全側となる設計を行う。地盤の最も高い剛性と最も大きい強度の組合せは、初期剛性とピーク強度（平均）の組合せを用いる。地盤の最も低い剛性と最も小さい強度の組合せは、津波による影響が支配的な地表面付近の剛性を比較すると、敷地においては静弾性係数の方が地震時の収束剛性よりも小さいことから、静弾性係数と残留強度（ -1σ ）の組合せを用いる。

表 2.3-3 津波時の地盤剛性及び地盤バネの上限値の組合せ

荷重条件	地盤剛性	上限値
津波時	初期剛性 余震時の収束剛性 地震時の収束剛性 静弾性係数	ピーク強度（平均） ピーク強度（ -1σ ） 残留強度（平均） 残留強度（ -1σ ）

赤字：荷重条件

緑字：要求機能

青字：対応方針

表 2.3-1 防潮扉 2 基礎の耐津波設計における要求性能と設計評価方針

資料	その他発電用原子炉の付属設備(浸水防護施設)	資料V-1-1-2-2-5 津波防護に関する施設の設計方針		資料V-3-別添3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針							
		要求機能	機能設計		構造強度設計					設計に用いる許容限界	
			性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計(評価方針)	評価対象部位	機能損傷モード			
施設名	基本設計方針						応力等の状態	限界状態			
防潮扉 2 基礎	<p>【2.1.4(1)設計方針】津波防護施設については、「2.1.2 入力津波の設定」で設定している繰返しの襲来を想定した入力津波に対して、津波防護対象設備の要求される機能を損なうおそれがないよう以下の機能を満足する設計とする。</p> <p>【2.1.4(1)a.津波防護施設】津波防護施設は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。</p> <p>【2.1.4(1)a.津波防護施設】津波防護施設のうち防潮扉については、入力津波高さを上回る高さで設置し、止水性を維持する設計とする。主要な構造体の境界部には、想定される荷重の作用及び相対変位を考慮し、試験等にて止水性を確認した止水ジョイント等を設置し、止水処置を講じる設計とする。</p> <p>【2.1.4(2)荷重の組合せ及び許容限界】風、積雪の荷重及び余震として考えられる地震(S_a-D1)に加え、漂流物による衝突荷重を考慮する。</p>	津波防護施設は、繰返しの襲来を想定した入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護対象設備が、要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。	防潮扉は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した高さまでの施工により止水性を維持することを機能設計上の性能目標とする。	・防潮扉は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、積載物、風及び積雪荷重に対し、鋼材で構成し、扉体は戸当り及び支圧板を介してコンクリート躯体部に固定する構造とし、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を維持する設計とする。	・防潮扉は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水に伴う津波荷重、余震や漂流物の衝突、積載物、風及び積雪を考慮した荷重に対し、鋼材で構成し、扉体は戸当り及び支圧板を介してコンクリート躯体部に固定する構造とし、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし、構造体の境界部には、止水ジョイント部材を設置し、有意な漏えいを生じない設計とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、十分な支持性能を有する地盤に支持される設計とするため、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力以下であることを確認する。	下部工	基礎地盤	支持力	支持機能を喪失する状態	【基準津波及びT.P.+24m津波に対して】「道路橋示方書・同解説(I共通編・IV下部構造編)」を踏まえ、妥当な安全余裕を考慮した極限支持力以下とする。
						地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である鋼管杭が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。					
						地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、風及び積雪を考慮した荷重に対し、扉体として鋼製のスキンプレート、主桁、縦補助桁及び端桁がおおむね弾性状態にとどまることを確認する。	扉体	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	【基準津波及びT.P.+24m津波に対して】「ダム・堰施設技術基準(案)(基礎解説編・マニュアル編)(社)ダム・堰施設技術協会、平成25年6月)」に基づき、短期許容応力度以下とする。	
						地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重に対し、支圧部として戸当り及び躯体の鉄筋コンクリート部がおおむね弾性状態にとどまることを確認する。					戸当り
						地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である鉄筋コンクリートが、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	鉄筋コンクリート	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	【基準津波及びT.P.+24m津波に対して】「道路橋示方書・同解説(I共通編・V耐震設計編)」を踏まえた短期許容応力度以下とする。(コンクリート標準示方書【構造性能照査編】でも確認。)	
						地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造体の境界部に設置する部材を有意な漏えいを生じない変形に留める設計とするため、境界部に設置するゴムジョイント及びシートジョイントが有意な漏えいを生じない変形量以下であることを確認する。また、止水ジョイント部材が止水性能を保持するための接続アンカーや鋼製防護部材は、おおむね弾性状態に留まることを確認する。					止水ジョイント部
							鋼製アンカー	引張り、せん断、引抜き	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	【基準津波及びT.P.+24m津波に対して】「各種合成構造設計指針・同解説」を踏まえた短期許容応力度以下とする。	
							鋼製防護部材	曲げ、引張り、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	【基準津波及びT.P.+24m津波に対して】「道路橋示方書・同解説(I共通編・II鋼橋編・IV下部構造編)」、「各種合成構造設計指針・同解説」及び「津波漂流物対策施設設計ガイドライン(案)」を踏まえた短期許容応力度以下とする。	

表 2.3-2 防潮扉 2 基礎の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界	
構造強度を有すること	構造部材の健全性	鋼管杭	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		鉄筋コンクリート	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		鋼製アンカー	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		鋼製防護部材	鋼材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
			接合ボルト		
ワイヤーロープ					
アンカーボルト					
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生応力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	構造部材の健全性	鋼管杭	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		鉄筋コンクリート	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		鋼製アンカー	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		鋼製防護部材	鋼材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
			接合ボルト		
ワイヤーロープ					
アンカーボルト					
	構造物の変形性	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	

注記 * : 妥当な安全余裕を考慮する。

構造部材の健全性評価のうち津波時の検討では、表 2.3-4 に示すように 2次元静的フレーム解析における地盤バネの剛性及び上限値を増減させた検討を実施し、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。また、重畳時の検討では、1次元有効応力解析により地盤バネの剛性及び上限値を設定した 2次元静的フレーム解析を実施し、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。なお、重畳時の検討では、表 2.3-5 に示すような地盤物性のばらつきの影響評価を実施する。

表 2.3-4 津波時の検討で考慮する組合せ

検討ケース	地盤剛性	上限値
1	初期剛性	ピーク強度（平均）
2	静弾性係数	残留強度（ -1σ ）

表 2.3-5 重畳時の検討で実施する地盤物性のばらつき

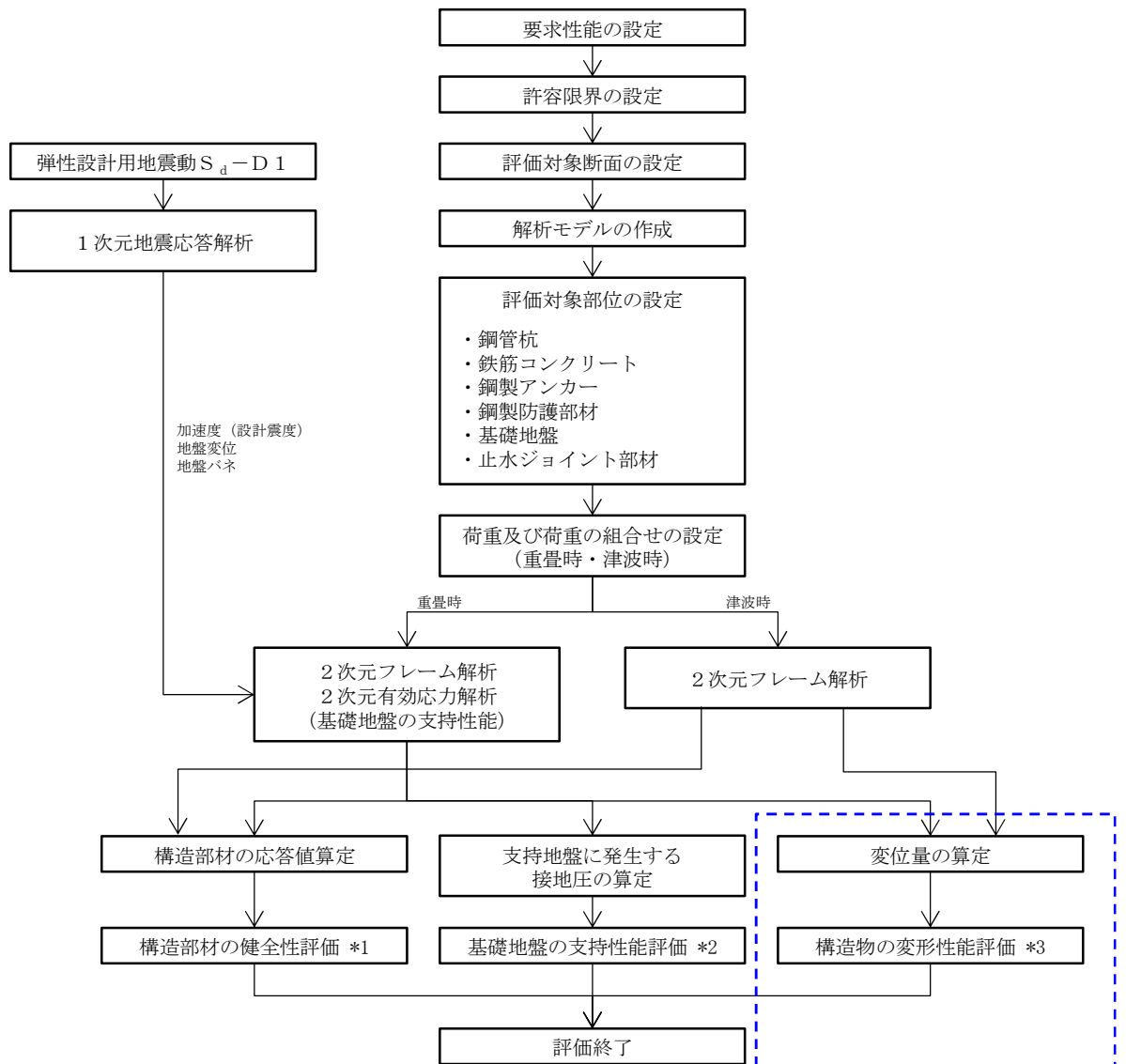
検討ケース	地盤剛性	液状化パラメータの適用
1	平均剛性	液状化パラメータ適用
2	+1 σ 剛性	
3	-1 σ 剛性	
4	豊浦標準砂	
5	平均剛性	非液状化
6	+1 σ 剛性	

基礎地盤の支持性能評価については、構造物と地盤の動的相互作用を適切に評価できる 2次元 FEM 解析を実施し、防潮扉 2（鉄筋コンクリート防潮壁）を支持する基礎地盤に発生する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。なお、津波時に発生する接地圧は、地震時及び重畳時に発生する接地圧に包絡されると考えられるため、強度評価における基礎地盤の支持性能評価は重畳時のみ実施する。

構造物の変形性評価については、止水ジョイント部材の変形量を算定し、有意な漏えいが生じないことを確認した許容限界以下であることを確認する。なお、止水ジョイント部における相対変位量の算出方法及び鋼製アンカーに対する照査結果は、「6.12 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示し、本資料においては止水ジョイント部における相対変位量の結果を示す。鋼製防護部材に対する照査結果は、「6.13 止水ジョイント部材の漂流物対策に関する補足説明」に示す。

防潮扉 2 基礎の強度評価フローを図 2.3-2 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-D1 を 1次元波動論により有効応力解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。また、地下水位は地表面位置に設定する。



* 止水ジョイント部における相対変位量の算出方法及び鋼製アンカーに対する照査結果は「6.12 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に、鋼製防護部材に対する照査結果は、「6.13 止水ジョイント部材の漂流物対策に関する補足説明」に示す。

- 注記 *1：構造部材の健全性評価を実施することで、表 2.3-2 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。
- *2：基礎地盤の支持性能評価を実施することで、表 2.3-2 に示す「構造強度を有すること」を満足することを確認する。
- *3：構造物の変形性能評価を実施することで、表 2.3-2 に示す「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

図 2.3-2 防潮扉 2 基礎の強度評価フロー

2.4 適用規格

適用する規格，基準類を示す。

- コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会, 2002 年制定)
- 道路橋示方書 (I 共通編・IV下部構造編) ・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 24 年 3 月)
- 道路橋示方書 (I 共通編・IV下部構造編) ・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)
- 道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編) ・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)
- 各種合成構造設計指針・同解説 (2010 年 11 月)
- 津波漂流物対策施設設計ガイドライン(案)((財)沿岸技術研究センター, (社)寒地港湾技術研究センター, 平成 21 年)
- 日本工業規格(JIS G 3549-2000)
- 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会)
- 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 (2005 年)

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目		適用する規格，基準類	備考	
使用材料及び材料定数		・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕(2002年)	—	
荷重及び荷重の組み合わせ		・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕(2002年)	・永久荷重＋偶発荷重＋従 たる変動荷重の適切な組 合せを検討	
許容 限界	コンクリート	・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕(2002年)	・曲げに対する照査は，発 生応力が，短期許容応力 度以下であることを確認 ・せん断に対する照査は， 発生応力または発生せん 断力が，短期許容応力度 または短期許容せん断応 力度以下であることを確 認	
	鉄筋	・道路橋示方書・同解説 IV下 部構造編(平成24年3月)		
	鋼管杭	・道路橋示方書・同解説 IV下 部構造編(平成14年3月)		
	鋼製アンカー	・各種合成構造設計指針・同解 説(2010年11月)		
	鋼製 防護 部材	鋼材		・道路橋示方書・同解説 IV下 部構造編(平成14年3月)
		接合ボルト		・道路橋示方書・同解説 II鋼 橋編(平成14年3月)
		ワイヤー ロープ		・津波漂流物対策施設設計ガイ ドライン(案)((財)沿岸技術研 究センター，(社)寒地港湾技 術研究センター，平成21年) ・日本工業規格(JIS G 3549- 2000)
		アンカー ボルト		・各種合成構造設計指針・同解 説(2010年11月)
有効応力解析		・J E A G 4 6 0 1 -1987 ・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(2005年)	・有限要素法による2次元 モデルを用いた時刻歴非 線形解析	

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

防潮壁 2 基礎の強度評価に用いる記号を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1 防潮扉 2 基礎の強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P	kN	積載荷重
P_s	kN	積雪荷重
P_k	kN	風荷重
P_t	kN/m ²	遡上津波荷重
K_{Sd}	kN	余震荷重
P_c	kN	漂流物衝突荷重
P_d	kN/m ²	動水圧
τ_{sa1}	N/mm ²	鋼管杭の許容せん断応力度
σ_{ca}	N/mm ²	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度
τ_{a1}	N/mm ²	コンクリートの許容せん断応力度
τ_{a1}'	N/mm ²	コンクリートの許容押抜きせん断応力度
σ_{ca}'	N/mm ²	コンクリートの許容支圧応力度
V_c	kN	コンクリートの負担するせん断力
V_s	kN	斜め引張鉄筋の負担するせん断力
b_w	m	有効幅
j	—	1/1.15
d	m	有効高さ
A_w	m ²	斜め引張鉄筋断面積
σ_{sa1}	N/mm ²	鋼管杭の許容引張応力度及び許容圧縮応力度
σ_{sa2}	N/mm ²	鉄筋の許容曲げ引張応力度
s	m	斜め引張鉄筋間隔
σ	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
M	N・mm	最大曲げモーメント
Z	mm ³	断面係数
N	N	軸力
A	mm ²	有効断面積
τ	N/mm ²	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力
S	kN	せん断力
κ	—	せん断応力の分布係数 ($\kappa = 2.0$)

3.2 評価対象断面及び部位

3.2.1 評価対象断面

防潮扉 2 基礎の評価対象断面位置図を図 3.2.1-1 及び図 3.2.1-2 に、評価対象断面図を図 3.2.1-3 に示す。評価対象断面選定の詳細については、「5.10 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について 5.10.7 防潮扉」に示す。強度評価の検討対象とする断面は津波荷重の方向を考慮して、横断方向の A-A 断面とする。

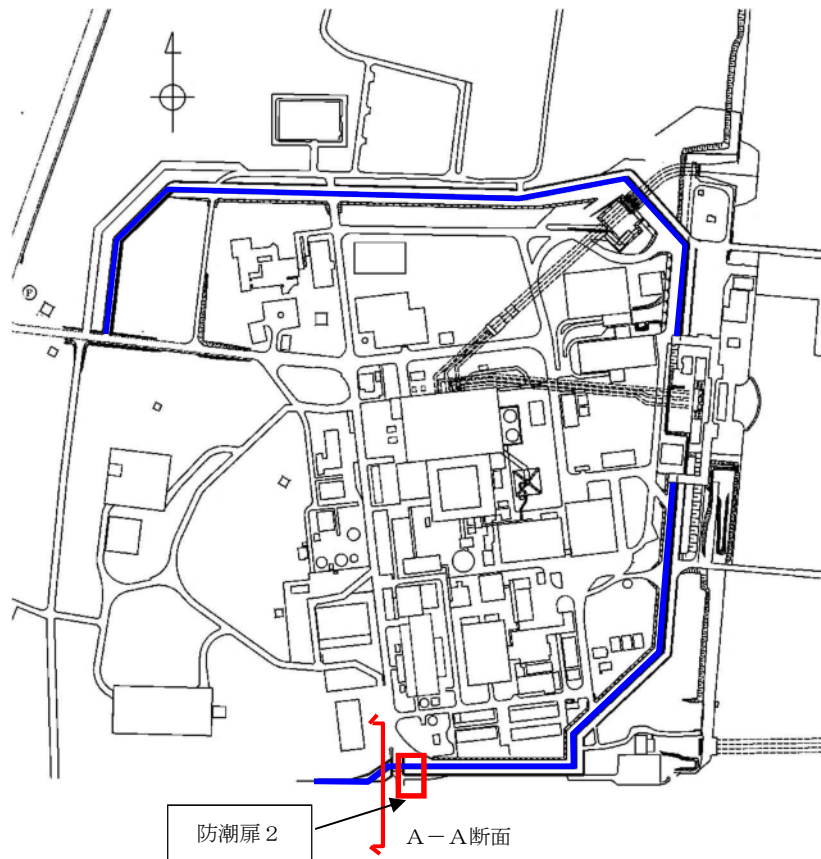


図 3.2.1-1 防潮扉 2 基礎 評価対象断面位置図

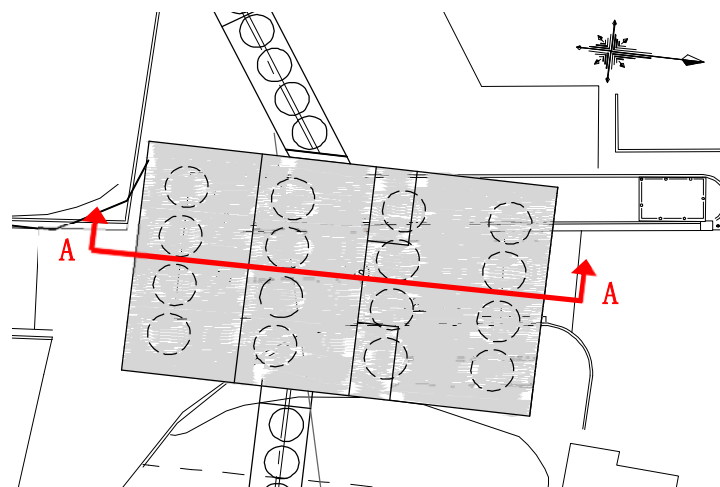


図 3.2.1-2 防潮扉 2 基礎 位置拡大図

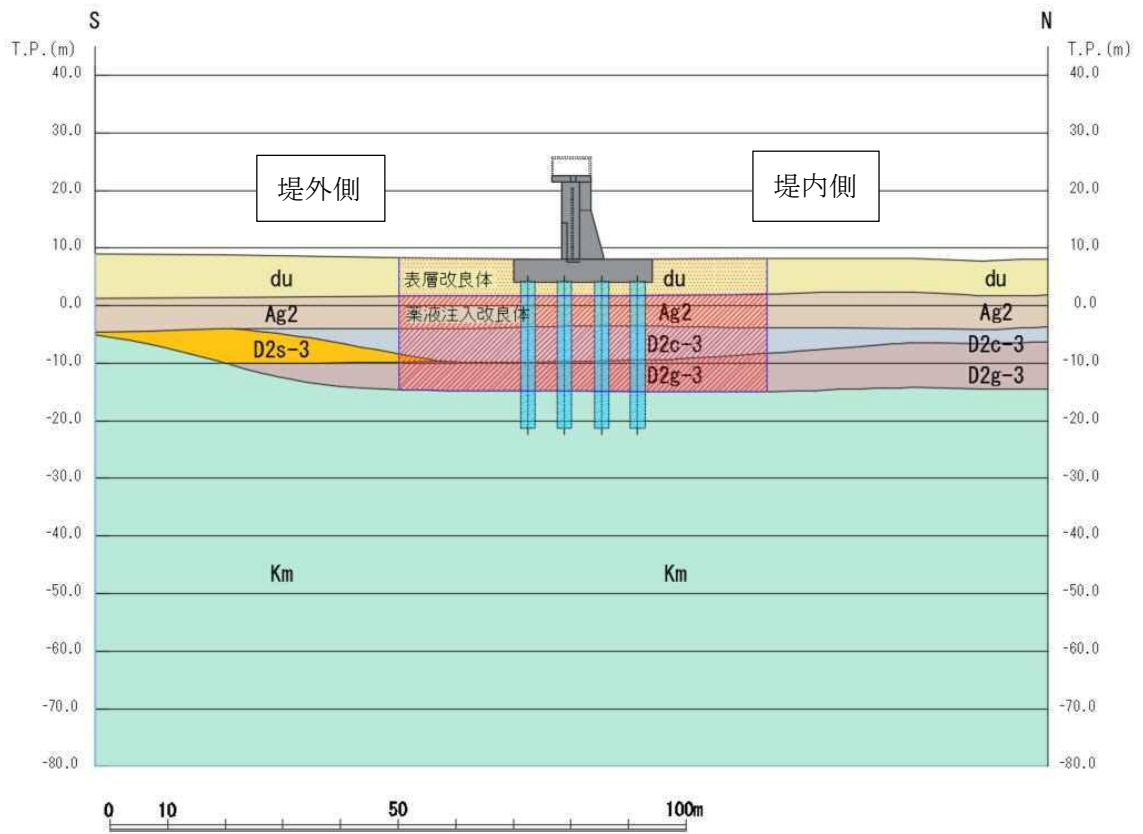


图 3. 2. 1-3 防潮扉 2 基礎 評価対象断面図 (A-A)

3.2.2 評価対象部位

評価対象部位は、防潮扉 2 基礎の構造上の特徴を踏まえ設定する。

a. 鋼管杭

鋼管杭の評価対象部位は、防潮壁を支持する鋼管杭とする。

b. 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの評価対象部位は、防潮壁と底版の鉄筋コンクリートとする。

c. 基礎地盤の支持力

基礎地盤の評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁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、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」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

防潮壁の強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、構造物の自重及び浮力を考慮する。地下水位のレベルは地表面とする。

(2) 積載荷重 (P)

積載荷重として、機器荷重を考慮する。機器荷重の値及び作用高さを表 3.3.1-1 に示す。

表 3.3.1-1 機器荷重

	自重 (kN)	作用高さ (T.P.)
操作建屋荷重	1166.4	+25.625 (建屋中心)
巻上機荷重	188.4	+24.000 (防潮堤天端)
扉体荷重	384.0	+12.525 (扉体重心)
タラップ荷重	5.8	+24.000 (防潮堤天端)

(3) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を 20 N/m²/cm とし、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は 600 N/m²であるが、余震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である 0.21 kN/m²を考慮する。

積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

(4) 風荷重 (P_k)

津波の遡上時には海面下にあり、風荷重は考慮しない。

(5) 遡上津波荷重 (P_t)

a. 遡上津波波圧

遡上津波波圧については、防潮堤前面における最大津波水位標高と防潮堤設置地盤標高の差分の 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。基準津波時及び T.P. +24 m 津波時の遡上津波波圧を表 3.3.1-2 及び表 3.3.1-3 に示す。

表 3.3.1-2 遡上津波波圧（基準津波時）

	防潮堤 天端高 (T.P.)	入力津波 高さ (T.P.)	設置地盤 標高 (T.P.)	設計用 浸水深 (m)	防潮堤 天端波圧 (kN/m ²)	設置地盤標高 での波圧 (kN/m ²)
A-A 断面	+24.0	+16.8	+8.0	4.40	0.0	133.3

表 3.3.1-3 遡上津波波圧（T.P. +24 m 津波時）

	防潮堤 天端高 (T.P.)	入力津波 高さ (T.P.)	設置地盤 標高 (T.P.)	設計用 浸水深 (m)	防潮堤 天端波圧 (kN/m ²)	設置地盤標高 での波圧 (kN/m ²)
A-A 断面	+24.0	+24.0	+8.0	8.0	80.8	242.4

b. 海水重量

防潮扉前面の底版上について津波の水塊による海水重量を考慮する。なお、海水の密度は $\rho = 1.03 \text{ t/m}^3$ とする。

c. 津波による揚圧力

津波波圧が防潮扉上部の軒を超える場合は津波による揚圧力を考慮する。

(6) 衝突荷重 (P_c)

衝突荷重として、表 3.3.1-4 に示す 0.69 t 車両の FEMA (2012) * 式による漂流物荷重を考慮する。

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

表 3.3.1-4 衝突荷重

	流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)
基準津波時	11	759
T.P. +24 m 津波時	15	1035

(7) 余震荷重 (K_{sd})

余震荷重として、弾性設計用地震動 $S_d - D1$ による地震力及び動水圧を考慮する。

余震と津波の「重畳時」は余震荷重 (K_{sd}) として水平慣性力及び鉛直慣性力を考慮する。地震応答解析で算定した地表面の最大加速度から水平震度及び鉛直震度を算定し、慣性力を作用させる。

余震と津波の「重畳時」は、余震による地表面最大加速度に応じた水平震度に基づき次式により算定される動水圧 (P_d) を考慮する。

$$P_d(z) = 7/8 \times \gamma_0 \times K_h \times \sqrt{h \cdot z}$$

ここで、 γ_0 : 水の単位体積重量 (kN/m^3)

K_h : 水平震度

h : 水深 (m)

z : 水面を 0 とし下向きにとった座標 (m)

3.3.2 荷重の組合せ

津波時及び重畳時の荷重の組合せを表 3.3.2-1～表 3.3.2-3 に示す。

表 3.3.2-1 荷重の組合せ

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

G : 固定荷重 P : 積載荷重 P_s : 積雪荷重
P_t : 津波波力 K_{Sd} : 余震荷重 P_c : 衝突荷重

強度評価に用いる荷重の組合せは基準津波及び T.P. +24.0m 津波それぞれに応じて、津波時及び重畳時に区分し、荷重の作用図を図 3.3.2-1～図 3.3.2-4 に示す。

表 3.3.2-2 荷重の組合せ (津波時)

種別	荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○ ・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	○ ・機器荷重を考慮する。
		土被り荷重	— ・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	— ・恒常的に配置された設備はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○ ・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○ ・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		— ・内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○ ・積雪荷重を考慮する。
変動荷重	風荷重以外		— ・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
	風荷重		— ・津波の遡上時には海面下にあり、風荷重は考慮しない。
偶発荷重 (津波荷重)	津波波圧		○ ・基準津波及び T.P. +24.0 m 津波による水平波圧を考慮する。
	衝突荷重		○ ・0.69 t の車両の漂流物荷重を考慮する。
	余震荷重		— ・弾性設計用地震動 S _d -D1 による水平及び鉛直同時加振は考慮しない。
	動水圧		— ・動水圧は考慮しない。

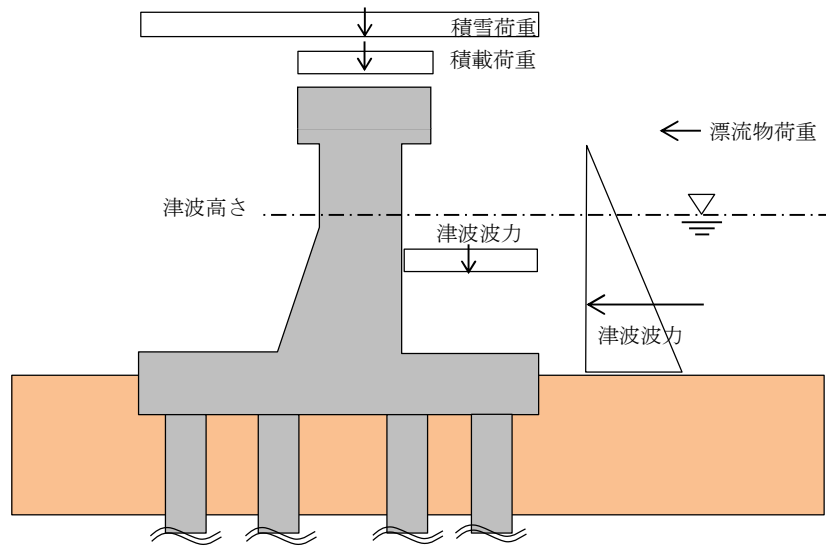


図 3.3.2-1 津波時（基準津波時）の作用図

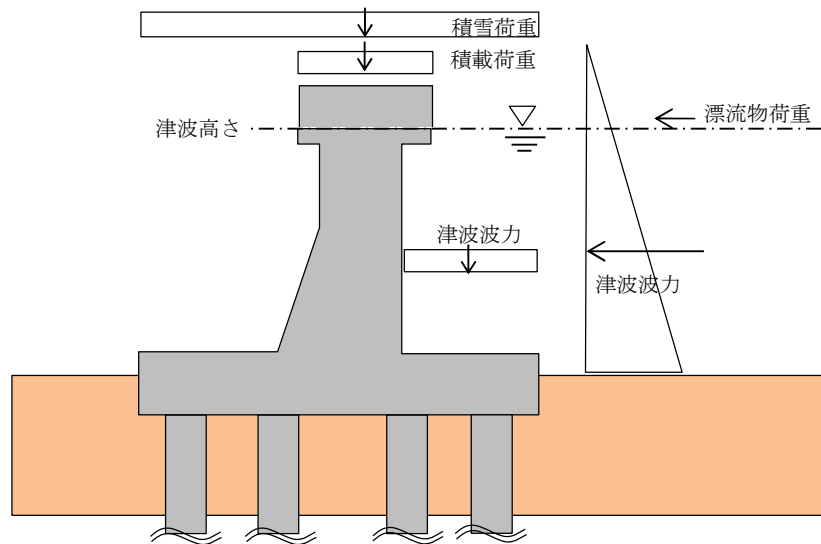


図 3.3.2-2 津波時（T.P. + 24.0 m 津波）の作用図

表 3.3.2-3 荷重の組合せ（重畳時）

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時考 慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	○	・機器荷重を考慮する。
		土被り荷重	－	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	－	・恒常的に配置された設備はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		－	・内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	・積雪荷重を考慮する。
変動荷重	風荷重以外		－	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
	風荷重		－	・津波の遡上時には海面下にあり、風荷重は考慮しない。
偶発荷重 (津波荷重)	津波波圧		○	・基準津波及び T.P. +24.0 m 津波による水平波圧を考慮する。
	衝突荷重		－	・漂流物の衝突は考慮しない。
	余震荷重		○	・弾性設計用地震動 $S_d - D 1$ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
	動水圧		○	・動水圧を考慮する。

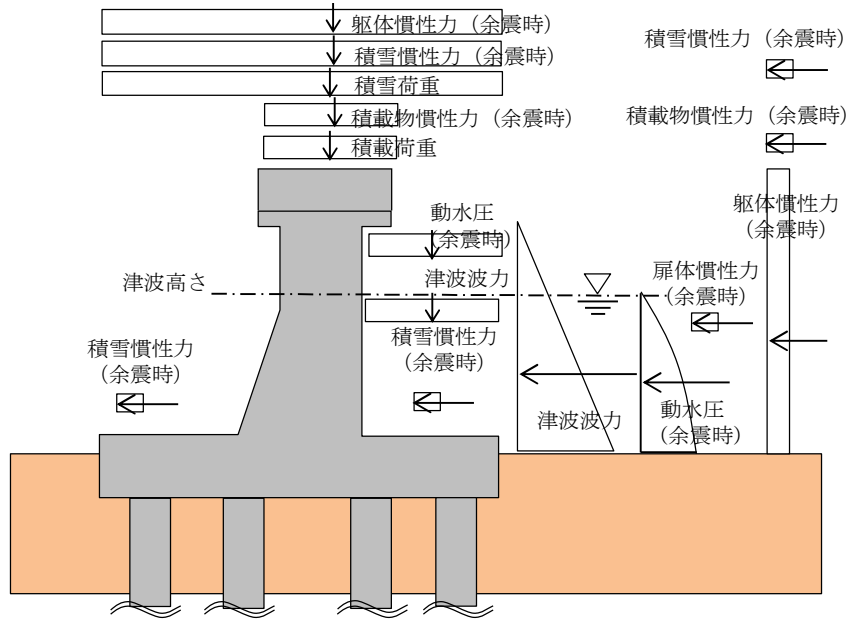


図 3.3.2-3 重畳時 (基準津波時) の作用図

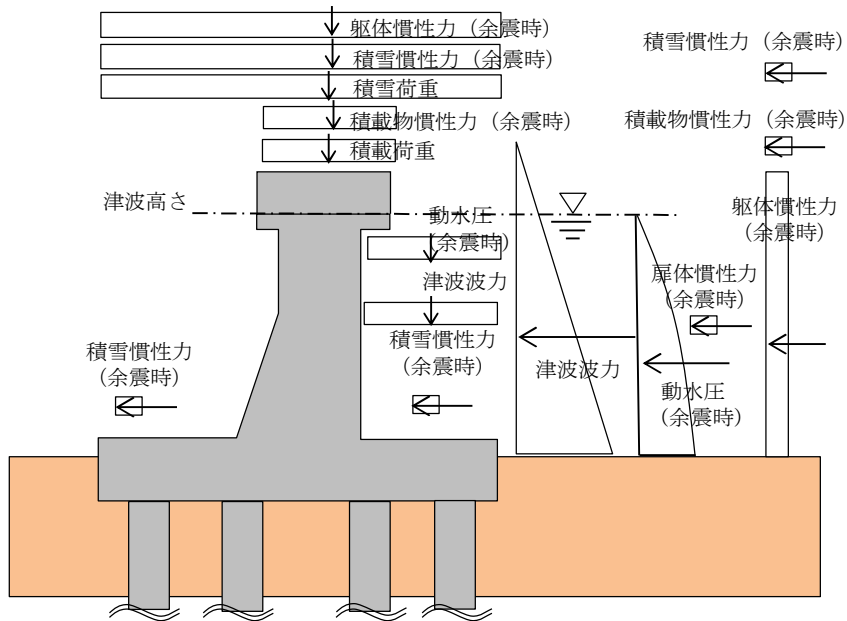


図 3.3.2-4 重畳時 (T.P. + 24.0 m 津波時) の作用図

3.4 許容限界

防潮扉 2 基礎の許容限界は、「3.2 評価対象断面及び部位」にて設定した評価対象断面の機能損傷モードを考慮し、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2 許容限界」にて示している許容限界を踏まえて設定する。

(1) 鋼管杭

鋼管杭の許容限界は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会、平成 14 年 3 月）」に基づき、表 3.4-1 に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は、基準津波時における鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。また、T.P. +24 m 津波時は 1.7 倍の割増を考慮する。

表 3.4-1 鋼管杭の許容限界

評価項目		許容限界	
		基準津波時	T.P. +24 m 津波時
鋼管杭 SM570	短期許容引張応力度 σ_{sa1} (N/mm ²)	382.5	433.5
	短期許容圧縮応力度 σ_{sa1} (N/mm ²)		
	短期許容せん断応力度 τ_{sa1} (N/mm ²)	217.5	246.5

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの許容限界は、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]（（社）土木学会 2002 年制定）」及び「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会 平成 24 年 3 月）」に基づき、表 3.4-2 に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は、基準津波時における鉄筋コンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。また、T.P. +24 m 津波時においては、コンクリートの許容応力度に対して 2.0 倍、鉄筋の許容応力度に対して 1.65 倍の割増を考慮する。

なお、杭頭部に関しても、鉄筋コンクリートは表 3.4-2 に示す短期許容応力度を許容限界とする。

表 3.4-2 コンクリート及び鉄筋の許容限界

評価項目		許容限界		
		基準津波時	T. P. +24 m 津波時	
コンクリート*1	$f'_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$	短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	21	28
		短期許容せん断応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	0.825*3	1.1*3
		短期許容押抜きせん断応力度 τ_{a1}' (N/mm ²)	1.65	2.2
		短期許容支圧応力度 σ_{ca}' (N/mm ²)	18	24
鉄筋*2	SD490	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (N/mm ²) (軸方向鉄筋)	435	478.5
		短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (N/mm ²) (せん断補強筋)	300	330

注記 *1：コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会, 2002 年制定)

*2：道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 ((社) 日本道路協会 平成 24 年 3 月)

*3：斜め引張鉄筋を考慮する場合は, 「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会 2002 年制定)」に準拠し, 次式により求められる許容せん断力 (V_a) を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで,

V_{ca} : コンクリートの許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

V_{sa} : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$$

τ_{a1} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 有効幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa2} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

表 3.4-3 (1) 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界
(A-A断面：基準津波時)

位置	断面形状				せん断補強筋			許容せん断力		短期許容 せん断力 V_a (= $V_{ca}+V_{sa}$) (kN)
	部材幅 (mm)	部材高 (mm)	かぶり (mm)	有効高 (mm)	径	S_b (mm)	S_s (mm)	コンクリート V_{ca} (kN)	鉄筋 V_{sa} (kN)	
壁部	3450	7500	600	6900	D19	450	300	8538.75	13752.00	22290.7
底版部	14000	4000	1000	3000	D25	300	300	15065.21	59482.17	74547.3

表 3.4-3 (2) 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界
(A-A断面：T.P.+24 m津波時)

位置	断面形状				せん断補強筋			許容せん断力		短期許容 せん断力 V_a (= $V_{ca}+V_{sa}$) (kN)
	部材幅 (mm)	部材高 (mm)	かぶり (mm)	有効高 (mm)	径	S_b (mm)	S_s (mm)	コンクリート V_{ca} (kN)	鉄筋 V_{sa} (kN)	
壁部	3450	7500	600	6900	D19	450	300	11385.00	15127.20	26512.2
底版部	14000	4000	1000	3000	D25	300	300	20086.95	65430.39	85517.3

(3) 基礎地盤の支持力

極限支持力は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）により設定する。

支持力評価において、豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した耐震設計を行う場合は、第四系の杭周面摩擦力を支持力として考慮せず、杭下端の支持岩盤への接地圧に対する支持力評価を行うことを基本とする。ただし、杭を根入れした岩盤及び岩着している地盤改良体とその上方の非液状化層が連続している場合は、その杭周面摩擦力を支持力として考慮する。

道路橋示方書による杭基礎（中掘り工法）の支持力算定式を以下に、極限支持力度を表 3.4-3 に示す。

極限支持力算定式（杭基礎 [中掘り工法]）

$$R_u = q_d A + U \sum L_i f_i$$

R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

q_d : 杭下端における単位面積あたりの極限支持力度 (kN/m²) : コンクリート打設方式

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

q_u : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m²)

* $c_{CU} = q_u / 2$ より, $q_u = c_{CU} \times 2$ 。ここで, c_{CU} は「補足-340-1 地盤の支持性能について」の表 4.1-1 における K_m 層の非排水せん断強度

A : 杭下端面積 (m²)

U : 杭の周長 (m)

L_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

f_i : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

表 3.4-4 基礎地盤の支持力に対する許容限界（杭下端：押込み）

項目	算定結果	備考
極限支持力 R_u (kN)	—	
$q_d A$ (kN)	—	
$U \sum L_i f_i$ (kN)	—	
杭下端の極限支持力度 q_d (kN/m ²)	5472	= $3 \cdot q_u$
一軸圧縮強度 q_u (kN/m ²)	1824	= 非排水せん断強度 $\times 2$
非排水せん断強度 (kN/m ²)	912	
杭下端標高 EL. (m)	-21.9	
杭下端面積 A (m ²)	—	
杭の周長 U (m)	—	
周面摩擦力を考慮する層の層厚 L_i (m)	—	
最大周面摩擦力度 f_i (kN/m ²)	—	

「補足-340-1 地盤の支持性能について」の「2. 引抜き力に対する杭基礎の支持力評価方法」により、引抜き力に対する支持力評価において杭周面地盤に地盤改良体がある場合は、その杭周面摩擦力を支持力として考慮する。図 3.4-1 に上記支持力評価の概要を示す。

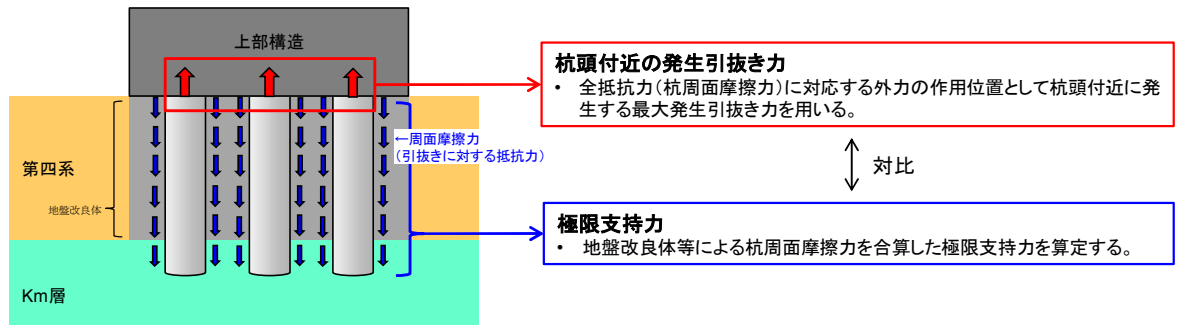


図 3.4-1 引抜き力に対する杭基礎の支持力評価
 (引抜き力に対し地盤改良体の杭周面摩擦力を支持力として考慮する場合)

表 3.4-5 基礎地盤の支持力に対する許容限界 (杭天端：引抜き)

項目	算定結果				備考
	杭 1	杭 2	杭 3	杭 4	
極限支持力 R_u (kN)	18276	18307	18333	18341	
$q_d A$ (kN)	—	—	—	—	
$U \sum L_i f_i$ (kN)	18276	18307	18333	18341	
杭下端の極限支持力度 q_d (kN/m ²)	—	—	—	—	
一軸圧縮強度 q_u (kN/m ²)	—	—	—	—	
非排水せん断強度 (kN/m ²)	—	—	—	—	
杭下端標高 EL. (m)	-21.9	-21.9	-21.9	-21.9	
杭下端面積 A (m ²)	—	—	—	—	
杭の周長 U (m)	7.85	7.85	7.85	7.85	$=2.5 \times \pi$
周面摩擦力を考慮する層の層厚 L_i (m)	3.790	3.790	3.747	3.701	d u 層
	5.460	5.326	5.312	5.380	A g 2 層
	6.058	6.097	6.027	5.859	D 2 c - 3 層
	5.037	5.111	5.276	5.471	D 2 g - 3 層
	7.055	7.076	7.038	6.989	K m 層
最大周面摩擦力度 f_i (kN/m ²)	33.162	33.162	33.162	33.162	d u 層
	70.988	70.988	70.988	70.988	A g 2 層
	100.000	100.000	100.000	100.000	D 2 c - 3 層
	100.000	100.000	100.000	100.000	D 2 g - 3 層
	100.000	100.000	100.000	100.000	K m 層

極限支持力が最も小さくなる杭 1 の値 18276 kN を許容限界とする。

(4) 止水ジョイント部

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

表 3.4-6 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 3.4-6 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
止水ジョイント部材 (シートジョイント)	2 m

3.5 解析方法

3.5.1 津波時及び重畳時の解析手法

防潮壁の津波時及び重畳時の解析手法は、フレーム解析を適用する。ここで、鋼管杭については線形の梁要素とし、地盤抵抗については、受働土圧強度あるいはせん断強度を上限値とするバイリニア型の非線形バネをモデルに設定する。重畳時の基礎地盤の支持性能評価においては2次元FEM解析とする。

津波荷重については、地表面から防潮扉天端までの間に分布荷重として荷重を載荷する。漂流物については防潮扉天端に載荷する。重畳時については、1次元有効応力解析より算出された地盤変位を杭バネの外側から入力する。さらに、鋼管全体に1次元有効応力解析から算出された地表面における最大加速度を用いてモデル全体に地震時慣性力を与える。

津波時及び重畳時の解析手法の選定フローを図3.5.1-1に示す。

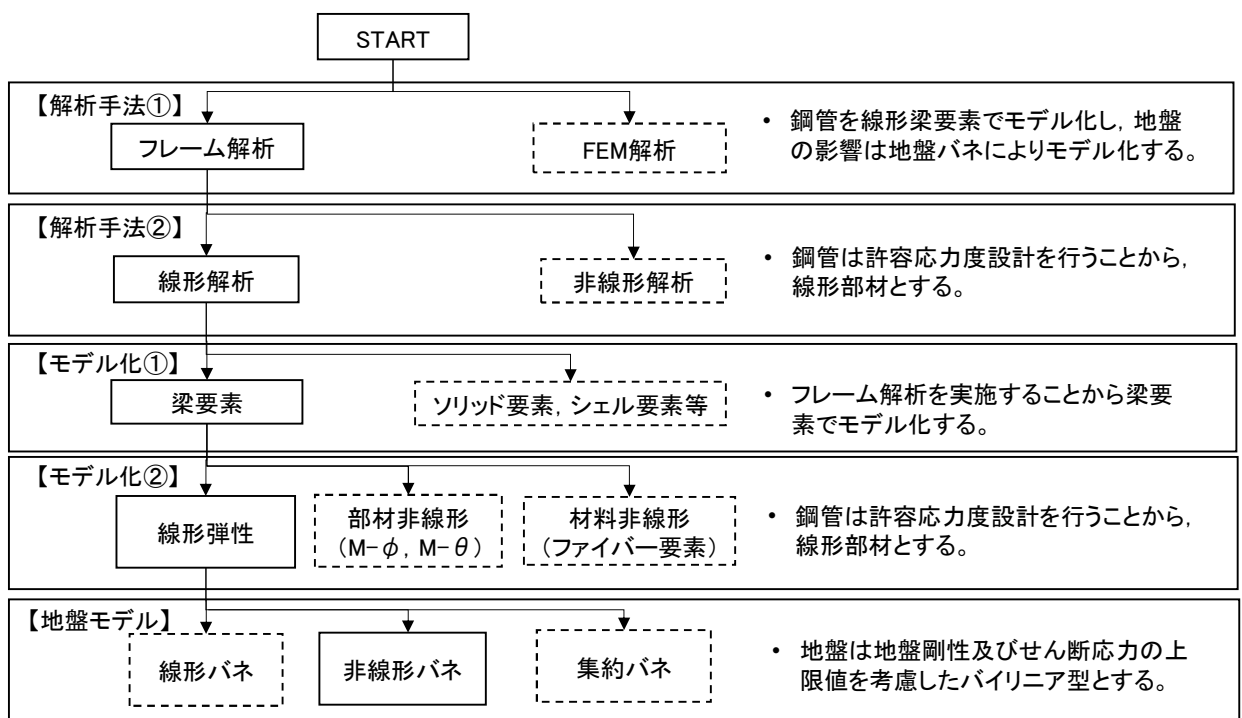


図 3.5.1-1 構造部材の津波時及び重畳時の解析手法の選定フロー

重畳時の基礎地盤の支持性能評価に用いる2次元FEM解析モデルは、「6.5.1.1 防潮扉の耐震計算書に関する補足説明」に記載する2次元有効応力解析モデルとする。

3.5.2 地盤沈下の考慮

津波時及び余震+津波時は、本震によって地盤が沈下した状態を想定することで安全側の検討を実施する。地盤沈下については、「1.2 遡上・浸水域の考え方について（参考1）敷地内の遡上経路の沈下量算定評価について」における敷地南側の想定沈下量0.5 mを考慮して、保守的に1.0 mを適用する。地盤沈下の考慮について以下に示す。

- ・地盤沈下によってセメント改良部の層厚を1.0 m小さくするものとする。

(1) 荷重

堤外側の地盤が1.0 m沈下することを想定し、津波波力及び動水圧は沈下後の地盤高さより上側に作用させる。

(2) 地盤バネ

堤内側の地盤が1.0 m沈下することを想定し、沈下後の地盤面から杭下端の範囲に地盤バネを考慮する。

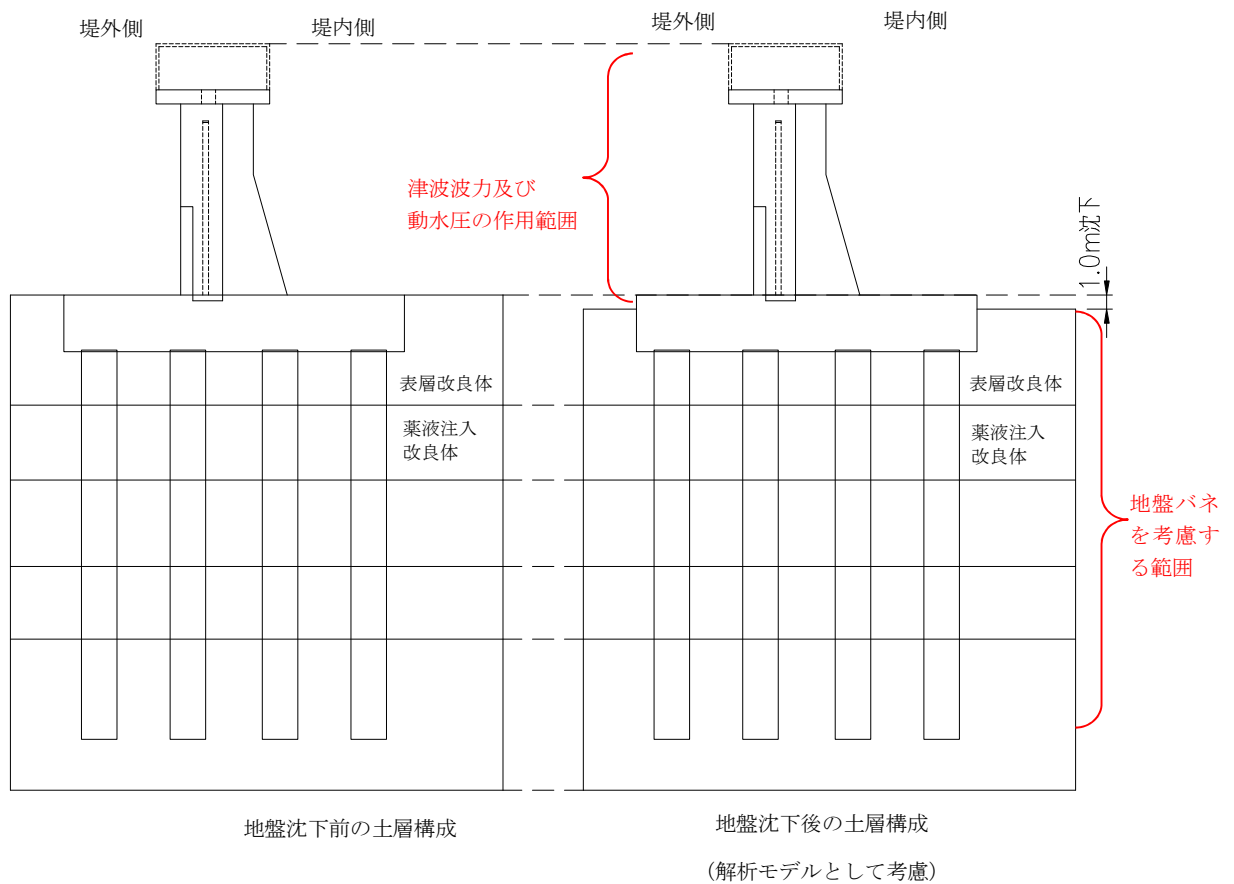


図 3.5.2-1 地盤沈下の考慮概念図

3.5.3 解析モデル及び諸元

解析モデルは操作建屋天端から杭下端までをモデル化し、地盤位置については地盤抵抗を表現するバネを付与する。この時、付与する地盤バネは「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に準拠し、地盤反力上限値を有するバイリニア型とする。

図 3.5.3-1 にモデル概念図を示す。

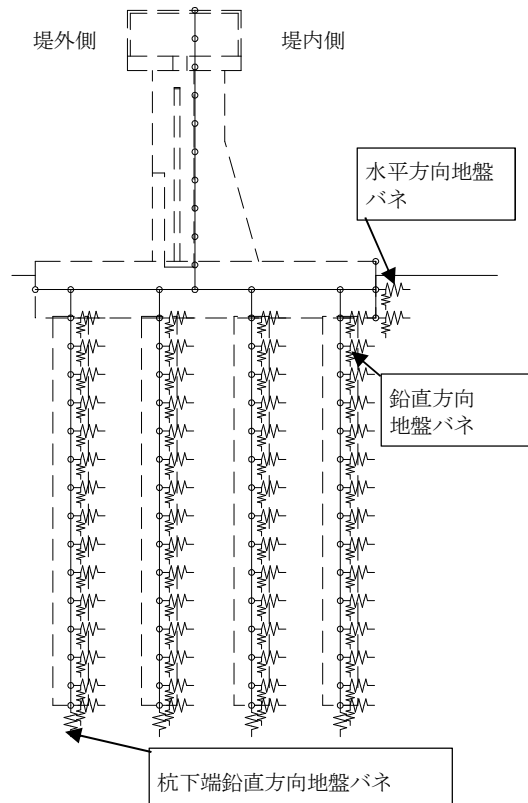


図 3.5.3-1 フレーム解析モデル概念図

(1) 津波時

2次元静的フレーム解析モデルは操作建屋天端から杭下端までをモデル化し、地盤変位については地盤抵抗を表現するバネを付与する。図 3.5.3-2 に示す位置に剛域を設定し、() 内に剛域を設定した理由を示す。

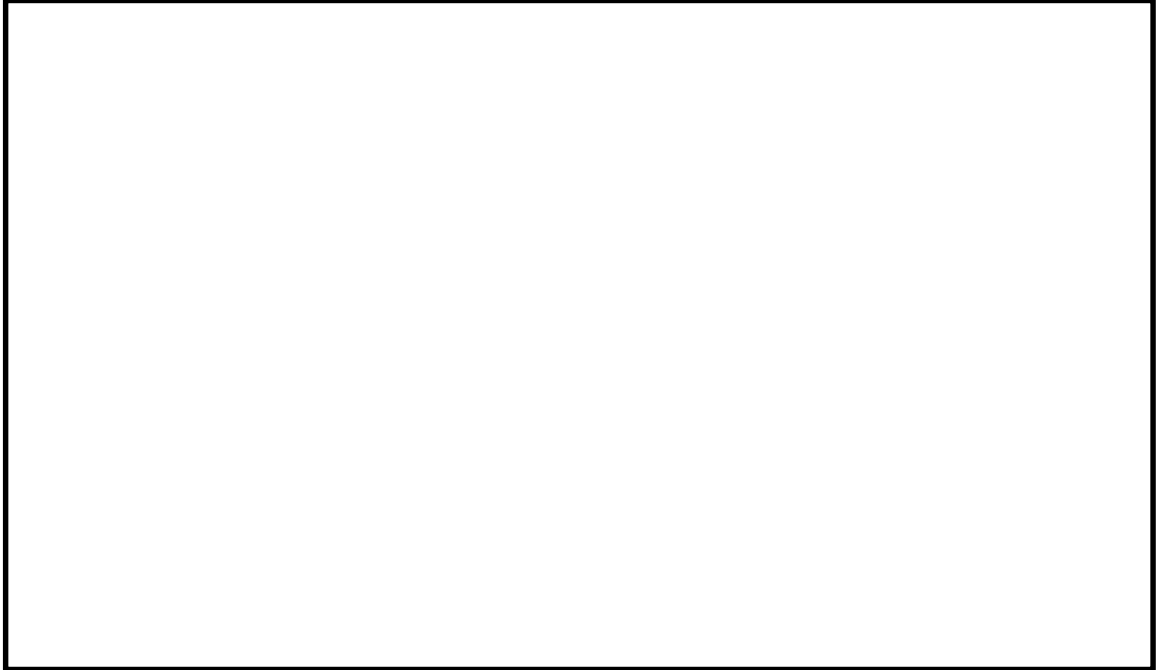


図 3.5.3-2 剛域の設定範囲

2次元静的フレーム解析に用いる地盤バネは「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に準拠し、地盤反力上限値を考慮したバイリニア型とする。

本検討では、津波波力及び漂流物荷重などの堤外側から堤内側に作用する荷重を主たる荷重として扱うため底版側部による地盤抵抗を期待するものとする。地盤バネは地盤面から杭下端までの範囲で考慮する。

津波時の地盤バネは、表 3.5.3-1 に示す地盤バネ 1 及び地盤バネ 2 の 2 ケースを考慮する。

表 3.5.3-1 地盤バネケース

ケース名	地盤バネの バネ定数	地盤バネの 反力上限値	備考
地盤バネ 1	初期せん断剛性 から設定	ピーク強度（平均値） から設定	地盤抵抗が大きいと仮定 した場合
地盤バネ 2	静弾性係数 から設定	残留強度(-1 σ 低減値) から設定	地盤抵抗が小さいと仮定 した場合

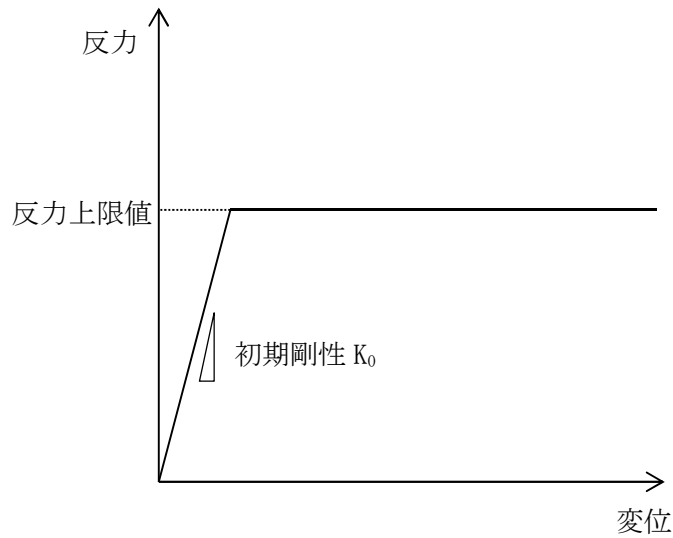


図 3.5.3-3 地盤バネのバイリニアモデル

a. 地盤抵抗が大きいと仮定した場合

地盤のバネ定数及び地盤バネの反力上限値を以下のように設定する。

(a) 水平方向地盤バネのバネ定数 k_h

バネ定数 k_h の算定方法を以下に示す。

$$k_h = \mu \eta_k \alpha_k k_H D H$$

ここで、

k_h : 水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

μ : 水平方向地盤反力係数の補正係数

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い、以下に示す水平方向地盤反力係数の補正係数 μ を考慮したバネ定数を設定する。

$$\mu = 1 - 0.2 \left(2.5 - \frac{L}{D} \right) [L < 2.5D]$$

ここで、

L : 杭中心間隔 (m)

D : 杭径 (m)

η_k : 群杭効果を考慮した補正係数

α_k : 単杭における補正係数

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い、以下に示す補正係数を考慮したバネ定数を設定する。

表 3.5.3-2 η_k , α_k の値

対象	η_k	α_k
粘性土地盤	2/3	1.5
砂質土地盤	2/3	1.5

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い、水平方向地盤反力係数 k_H を算定する。

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

ここで、

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

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い、水平方向地盤反力係数 k_{H0} を以下の式より算定する。

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

ここで、

α : 地盤反力係数の換算係数 ($\alpha = 1$)

E_0 : 地盤の変形係数

E_0 は以下の式より算定する。

$$E_0 = 2(1 + \nu_d)G_0$$

ここで、

ν_d : 動ポアソン比

G_0 : 初期せん断剛性 (平均値) (kN/m²)

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い B_H を算定する。なお、杭基礎の特性値 β は初期値 1.0, 許容誤差 1.0E-5 を設定し、繰り返し計算により算定する。

$$B_H = \sqrt{D/\beta}$$

ここで、

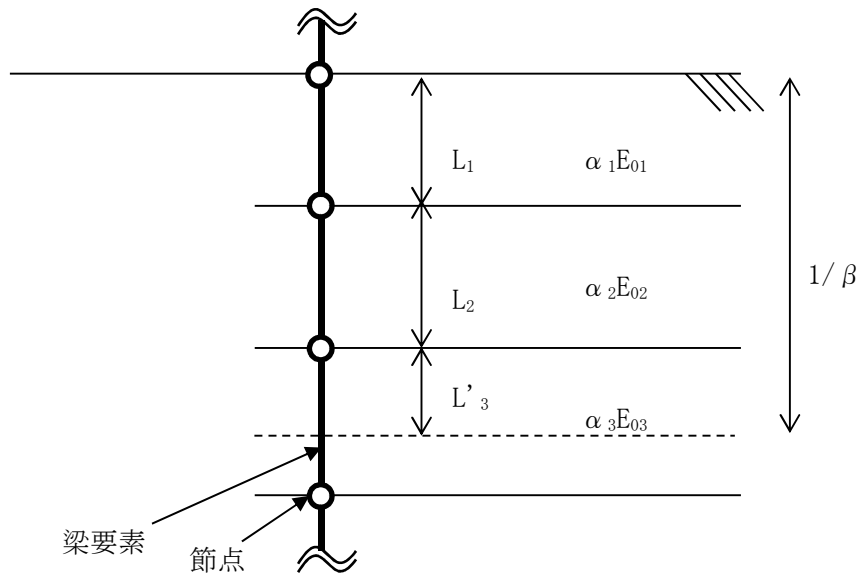
D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 = 杭径

β : 杭基礎の特性値 (m⁻¹)

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

EI : 杭の曲げ剛性 (kN・m²)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」の記述に従い、換算載荷幅 B_H は、設計上の地盤面から $1/\beta$ までの深さの平均的な αE_0 ($\alpha = 1$) を用いて算定する。



$$\alpha E_0 \text{ (} 1/\beta \text{ の範囲の平均値)} = \frac{\alpha_1 E_{01} L_1 + \alpha_2 E_{02} L_2 + \alpha_3 E_{03} L'_3}{1/\beta}$$

図 3.5.3-3 換算載荷幅 B_H 算定時の αE_0

(b) 水平方向地盤バネの反力上限値 P_h

反力上限値 P_h の算定方法を以下に示す。

$$P_h = P_{HU} D H$$

ここで、

P_{HU} : 受働土圧強度 (kN/m²)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い、
受働土圧強度 P_{HU} を算定する。

$$P_{HU} = \eta_p \alpha_p p_U$$

ここで

η_p : 群杭効果を考慮した水平方向反力の上限値の補正係数

α_p : 単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数

$\eta_p \alpha_p$ は以下の値とする。

表 3.5.3-3 補正係数 $\eta_p \alpha_p$

対象	η_p	α_p	$\eta_p \alpha_p$
粘性土地盤 ($N > 2$)	1.0	1.5	1.5
粘性土地盤 ($N \leq 2$)	1.0	1.0	1.0
砂質土地盤	—	3.0	$L/D (\leq \alpha_p)$

* 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)

* 表中の L は杭の中心間隔 (m), D は杭径 (m)

p_U : 地震時受働土圧強度 (kN/m²)

$$p_U = C$$

ここで, C : 粘着力 (kN/m²)

D : 杭径 (m)

H : 支配長さ (m)

(c) 鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_{sv}

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従いバネ定数 k_{sv} を算定する。

$$k_{sv} = 0.3k_h$$

ここに,

k_h : 水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

k_{sv} : 鉛直方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

(d) 鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_{sv}

反力上限値 P_{sv} の算定方法を以下に示す。

$$\text{鋼管杭} : P_{sv} = \tau_f H \pi D$$

ここで,

τ_f : 鉛直方向地盤バネの地盤反力度の上限値 (kN/m²)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い, 表 3.5.3-4 により計算する。

表 3.5.3-4 鉛直方向地盤バネの地盤反力度の上限値の設定方法

砂質土	粘性土
2N (≦100)	0.8c 又は 8N (≦100)

* 表中の N は標準貫入試験の平均 N 値, c は地盤の粘着力 (kN/m²)

D : 杭径 (m)

H : 支配長さ (m)

$$\text{躯体側面} : P_{sv} = \tau_f H B$$

ここで, τ_f : 鉛直方向地盤バネの地盤反力度の上限値 (kN/m²)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い, 土質試験の結果に基づき, 次式により求める。

$$\text{(ア) 砂質土} : \tau_f = \min[1N, 0.5 \cdot (c + p_0 \tan \phi)] \leq 50$$

$$\text{(イ) 粘性土} : \tau_f = 0.5 \cdot (c + p_0 \tan \phi) \leq 100$$

ここに, p_0 : 壁面に作用する静止土圧強度 (kN/m²)

Φ : 土の内部摩擦角 (°)

B : 基礎幅 (m)

(e) 杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_v

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従いバネ定数 k_v の算定方法を以下に示す。

$$k_v = k_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

ここで,

k_v : 杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

k_{v0} : 直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここで,

α : 地盤反力係数の換算係数

E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m³) : 水平方向地盤バネのバネ定数の算定時と同様の方法で算定する。

B_v : 基礎の換算載荷幅 (m)

$$B_v = \sqrt{A_v}$$

ここで,

A_v : 鉛直方向の載荷面積 (m²)

(f) 杭下端鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_v

反力上限値 P_v は「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い、次式で算出する。

$$P_v = q_d A_v$$

ここで,

q_d : 極限支持力度

$$q_d = 3q_u$$

ここで, q_u : 一軸圧縮強度 (kN/m²)

A_v : 杭下端面積 (m²) = $\pi/4 \times D^2$ (D は杭径 (m))

b. 地盤抵抗が小さいと仮定した場合

地盤のバネ定数及び地盤バネの反力上限値を以下のように設定する。

(a) 水平方向地盤バネのバネ定数 k_h

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。ただし、地盤の変形係数 E_0 は静弾性係数とする。

(b) 水平方向地盤バネの反力上限値 P_h

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。ただし、 p_U ：地震時受働土圧強度 (kN/m^2) については、以下に示す値を使用する。

$$p_U = C$$

ここで、 C ：粘着力 (kN/m^2)

- ・第四紀層の C は残留強度 (-1σ) とする。
- ・ K_m 層の C はピーク強度 (平均値) とする。

(c) 鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_{sv}

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。

(d) 鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_{sv}

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。ただし、 τ_f ：鉛直方向地盤バネの地盤反力度の上限値 (kN/m^2) の算出に使用する N 値及び地盤の粘着力 C の値は以下の値を使用する。

N：標準貫入試験の N 値 (-1σ)

C：第四紀層の C は残留強度 (-1σ) とする。

K_m 層の C はピーク強度（平均値）とする。

(e) 杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_v

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。ただし、 E_0 ：地盤の変形係数 (kN/m^3) は静弾性係数とする。

(f) 杭下端鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_v

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。

(2) 重畳時

重畳時においては、応答変位法により津波波力と余震の重畳時の影響を2次元静的フレーム解析に考慮するため、1次元有効応力解析により地盤剛性及び反力上限値、地盤変位、加速度を求める。

a. 1次元有効応力解析

重畳時の検討で実施する1次元有効応力解析は、地震時の地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

有効応力解析には、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-10「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

(a) 地盤のモデル化

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水要素によりモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

(b) 減衰特性

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰にて与える。なお、Rayleigh減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では、時系列で地盤の1次固有振動数が低振動数側へシフトして行くことから、Rayleigh減衰の係数 α 、 β の両方を用いると、質量比例項の減衰 α [M]の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方、有効応力解析における低振動数帯で減衰 α [M]の影響がない剛性比例型減衰では、地盤の1次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い、1次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに、有効応力解析では、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う1次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、1次固有振動モードに対する減衰定数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し、地盤応答の適切な評価が行えるように、低振動数帯で減衰 α [M]の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α , β : 係数

係数 α 、 β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで、

f : 固有値解析により求められた 1 次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

減衰定数については、地盤 1%（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1% を採用している。）とする。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3.5.3-4 に、固有値解析結果を表 3.5.3-5 に示す。

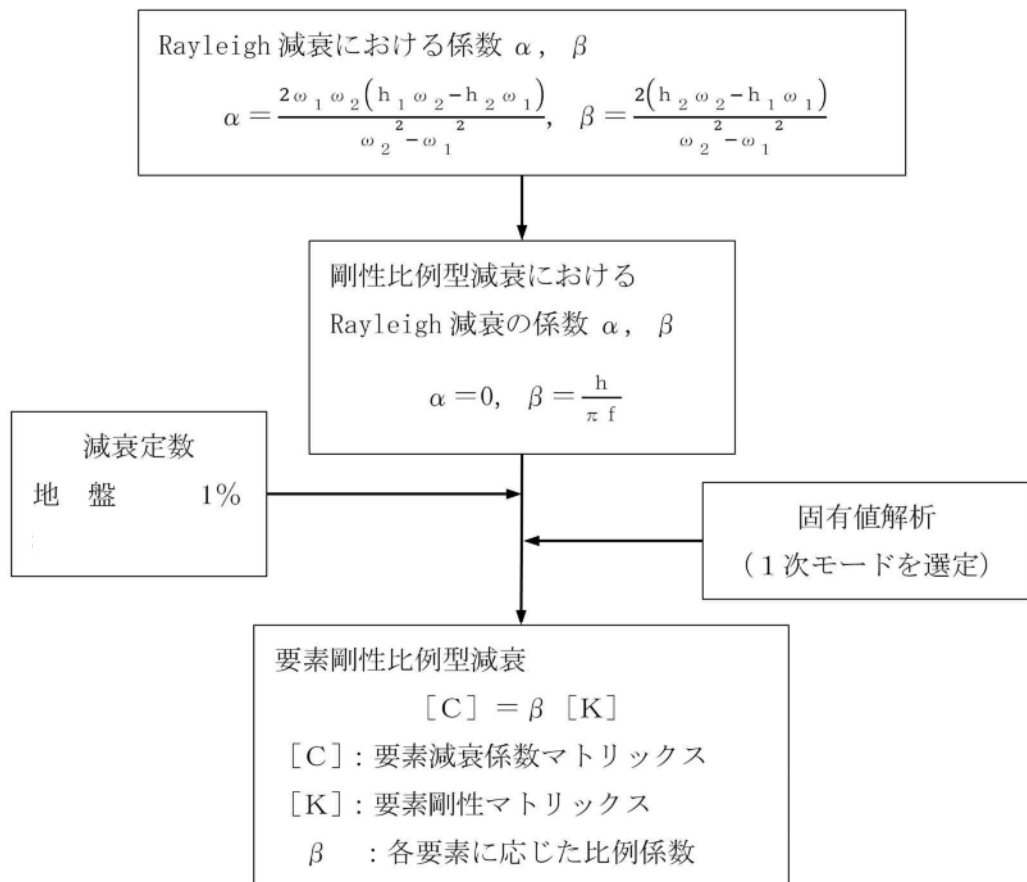


図 3.5.3-4 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.5.3-5 (1) 固有値解析結果

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.045	34.97	1次として採用
2	2.465	12.35	—
3	4.279	-9.22	—
4	6.427	5.55	—
5	8.067	-4.12	—
6	10.101	3.78	—
7	12.409	2.89	—
8	14.276	-2.09	—
9	16.208	2.13	—

表 3.5.3-5 (2) 固有値解析結果

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.059	35.26	1次として採用
2	2.635	11.87	—
3	4.386	-8.88	—
4	6.639	5.76	—
5	8.518	3.87	—
6	10.389	3.58	—
7	12.788	-2.96	—
8	15.074	-2.10	—
9	16.813	1.88	—

表 3.5.3-5 (3) 固有値解析結果

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.027	34.53	1次として採用
2	2.284	13.26	—
3	4.184	-9.45	—
4	6.137	5.24	—
5	7.683	-4.60	—
6	9.824	3.83	—
7	11.882	2.78	—
8	13.591	-2.33	—
9	15.686	2.22	—

(c) 入力地震動

入力地震動は、V-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。

余震時の地震動は、「5.1 地震と津波の組合せで考慮する荷重について 5.1.1 基準津波と余震」より、弾性設計用地震動 S_d-D1 を用いる。有効応力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-D1 を1次元波動論により有効応力解析モデル底面位置で評価したものを扱い、水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」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、V-5-25「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図3.5.3-6に示す。

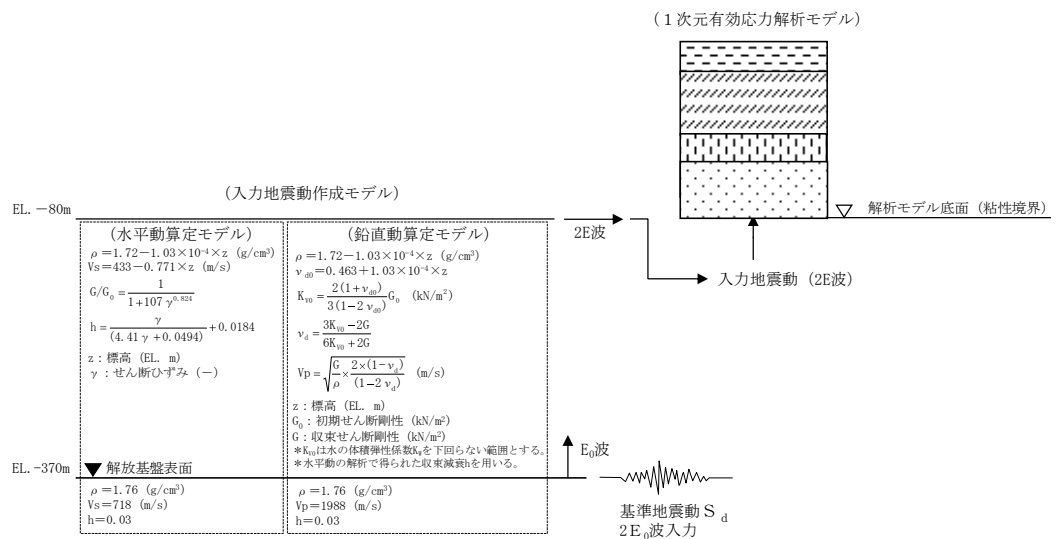
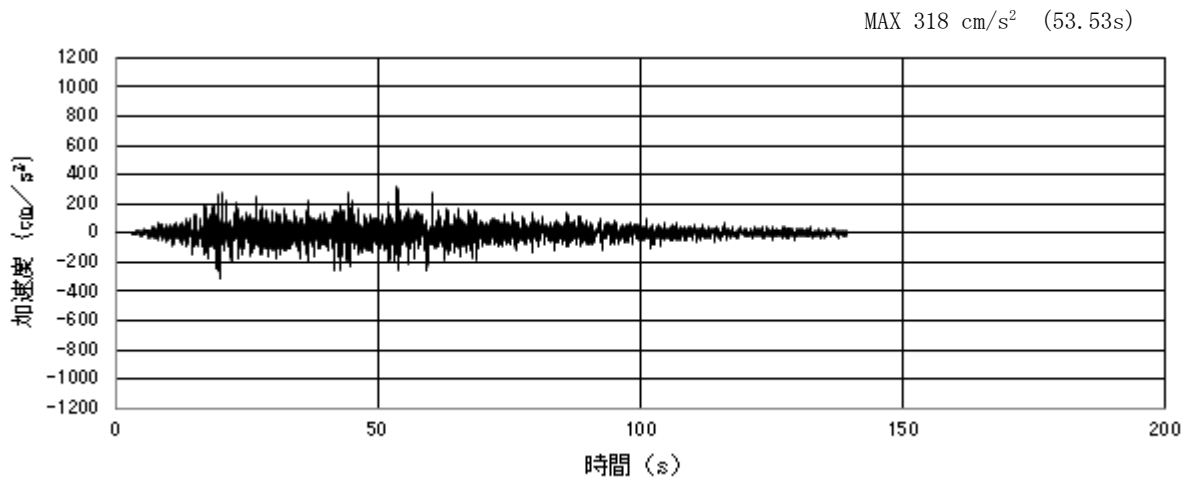
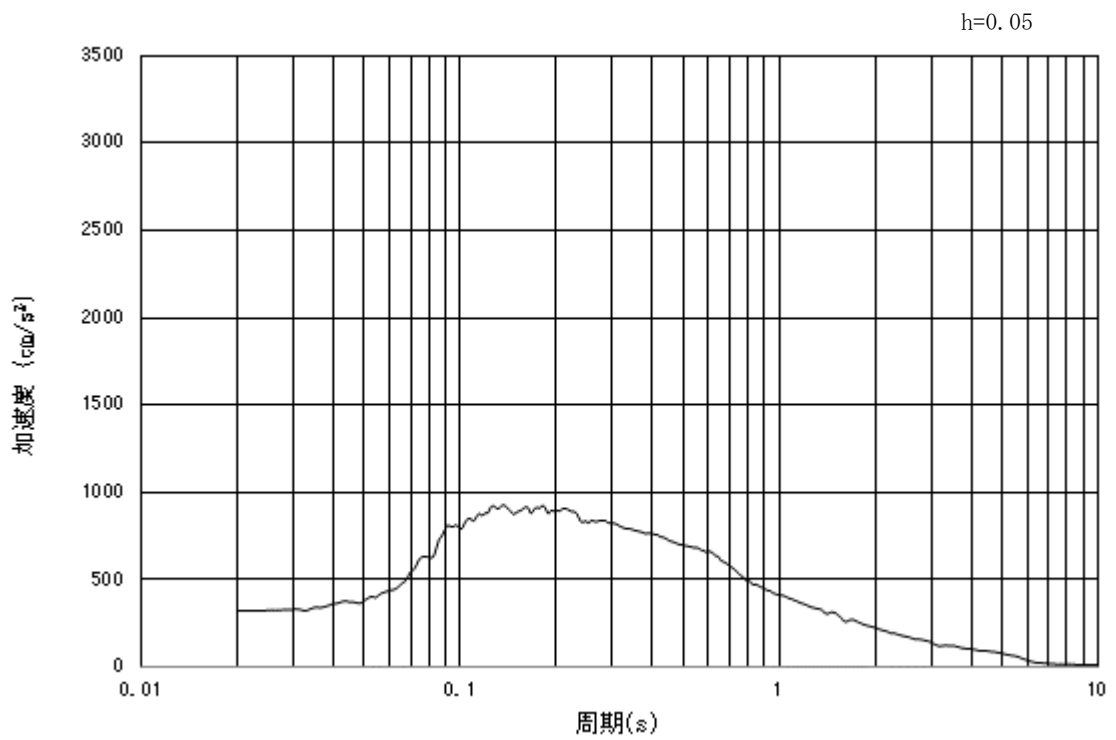


図 3.5.3-5 入力地震動算定の概念図

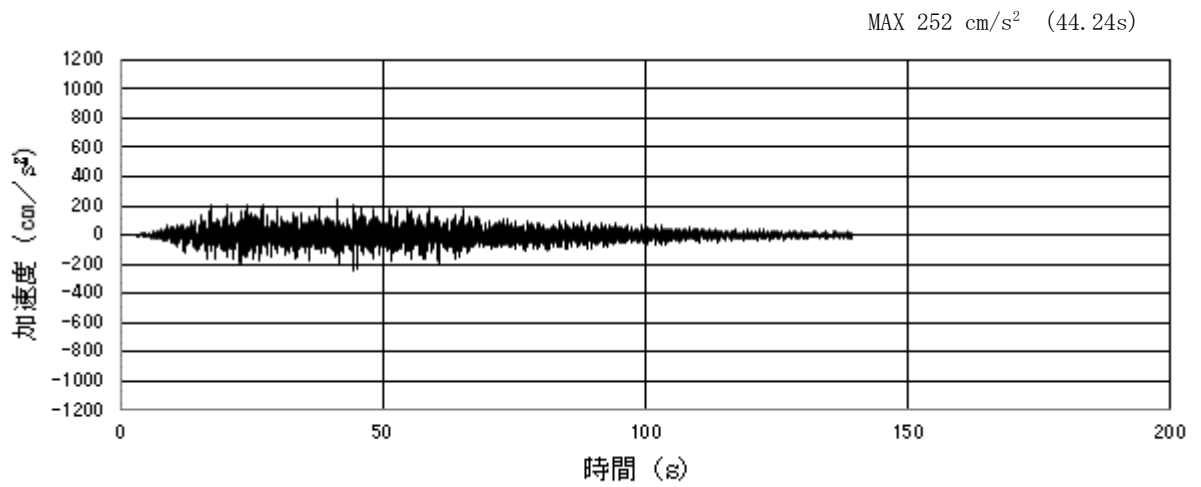


(a) 加速度時刻歴波形

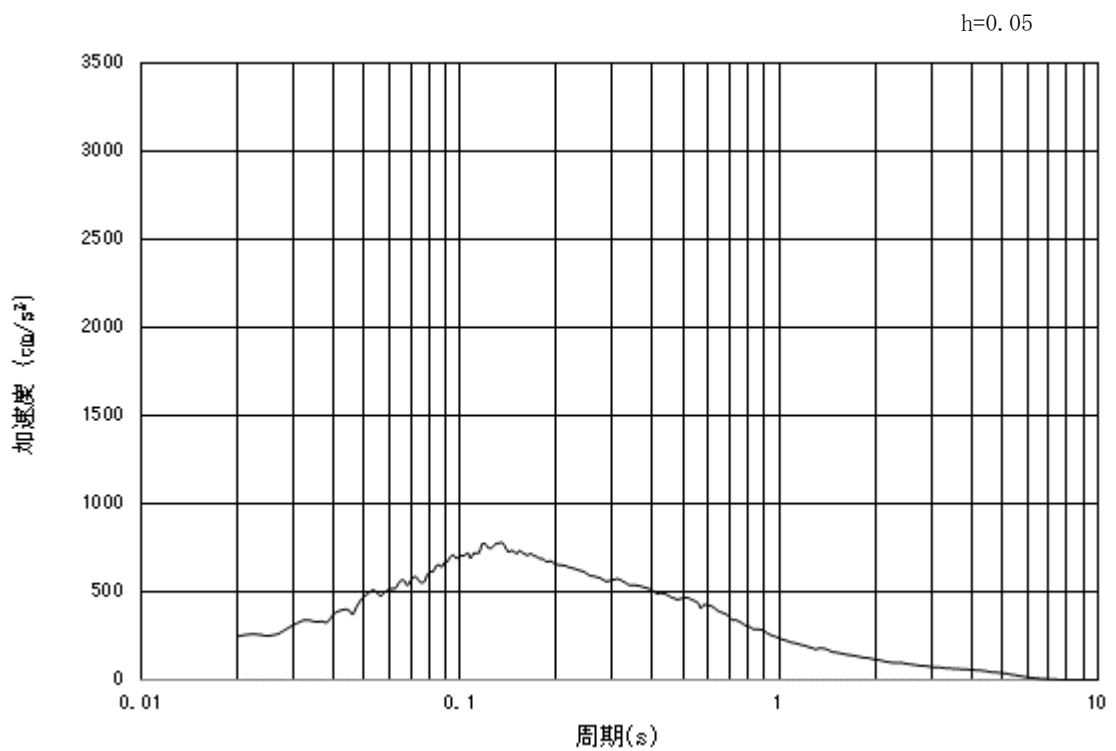


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5.3-6 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S_a-D1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5.3-6 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S_a-D1)

b. 2次元静的フレーム解析

重畳時は津波時と同様に、2次元静的フレーム解析に用いる地盤バネは「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成14年3月）」に準拠し、地盤反力上限値を考慮したバイリニア型とする。杭側面に水平方向地盤バネ及び鉛直方向地盤バネ、杭下端に鉛直方向地盤バネを設定する。

重畳時の地盤バネは、表3.5.3-6に示すケースにおいてS_d波による1次元有効応力解析を実施し、地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻及び最大せん断ひずみ発生時刻における物性により設定し、表3.5.3-7に示す3ケースを考慮する。

表 3.5.3-6 2次元静的フレーム解析における1次元有効応力解析検討ケース

検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
		原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(-1σ)した解析ケース	地盤を強制的に液化させることを仮定した解析ケース	原地盤において非液化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)して非液化の条件を仮定した解析ケース
液化強度特性の設定		原地盤に基づく液化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液化強度特性(標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液化強度特性	液化化パラメータを非適用	液化化パラメータを非適用
地震波	S _d -D1	1	1	1	1	1	1
計		1	1	1	1	1	1

*上記のケースより、地表面加速度最大ケース、地表面変位最大ケース及びせん断ひずみ最大ケースを選定して照査する。

表 3.5.3-7 地盤バネケース

ケース名	地盤バネのバネ定数	地盤バネの反力上限値	備考
地盤バネ3	S _d 波による1次元有効応力解析から地表面最大加速度発生時刻における地盤物性により設定*		地盤抵抗が大きいケース
地盤バネ4	S _d 波による1次元有効応力解析から地表面最大変位発生時刻における地盤物性により設定*		地盤抵抗が小さいケース
地盤バネ5	S _d 波による1次元有効応力解析から最大せん断ひずみ発生時刻における地盤物性により設定*		

*1次元有効応力解析については、「3.5.3(2)a. 1次元有効応力解析」に示す。

- (a) 水平方向地盤バネのバネ定数 k_h
バネ定数 k_h の算定方法を以下に示す。

$$k_h = \mu \eta_k \alpha_k k_H D H$$

ここで、

k_H : 水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

μ : 水平方向地盤反力係数の補正係数

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い、以下に示す水平方向地盤反力係数の補正係数 μ を考慮したバネ定数を設定する。

$$\mu = 1 - 0.2 \left(2.5 - \frac{L}{D} \right) [L < 2.5D]$$

ここで、

L : 杭中心間隔 (m)

D : 杭径 (m)

η_k : 群杭効果を考慮した補正係数

α_k : 単杭における補正係数

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い、以下に示す補正係数を考慮したバネ定数を設定する。

表 3.5.3-8 η_k , α_k の値

対象	η_k	α_k
粘性土地盤	2/3	1.5
砂質土地盤	2/3	1.5

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い、水平方向地盤反力係数 k_H を算定する。

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

ここで、

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

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

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い、水平方向地盤反力係数 k_{H0} を以下の式より算定する。

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

ここで、

α : 地盤反力係数の換算係数 ($\alpha=1$)

E_0 : 地盤の変形係数

E_0 は 1 次元有効応力解析における地表面最大加速度発生時刻 (地盤バネ 3) , 地表面最大変位発生時刻 (地盤バネ 4) 及び最大せん断ひずみ発生時刻 (地盤バネ 5) それぞれの時刻での平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ の深度分布を用いて以下の式で求められる割線せん断剛性 G_s により設定する。

$$E_0 = 2(1 + \nu_d)G_s$$

$$G_s = \frac{\tau_s}{\gamma}$$

$$\tau_s = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{ma} \times \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{ma}}\right)^{0.5} + \left| \frac{\gamma}{C \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_m \times \sin \phi_{CD}} \right|}}$$

ここで、

ν_d : 動ポアソン比

G_s : 割線せん断剛性 (kN/m²)

τ_s : 骨格曲線上のせん断応力 (kN/m²)

γ : せん断ひずみ

C : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角 (°)

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い B_H を算定する。なお、杭基礎の特性値 β は初期値 1.0, 許容誤差 1.0E-5 を設定し、繰り返し計算により算定する。

$$B_H = \sqrt{D/\beta}$$

ここで、

D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 = 杭径

β : 杭基礎の特性値 (m⁻¹)

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

EI : 杭の曲げ剛性 (kN・m²)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」の記述に従い、換算載荷幅 B_H は、設計上の地盤面から $1/\beta$ までの深さの平均的な αE_0 ($\alpha=1$) を用いて算定する。

(b) 水平方向地盤バネの反力上限値 P_h

反力上限値 P_h の算定方法を以下に示す。

$$P_h = P_{HU}DH$$

ここで、

P_{HU} : 受働土圧強度 (kN/m²)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い、受働土圧強度 P_{HU} を算定する。

$$P_{HU} = \eta_p \alpha_p p_U$$

ここで

η_p : 群杭効果を考慮した水平方向反力の上限値の補正係数

α_p : 単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数

$\eta_p \alpha_p$ は以下の値とする。

表 3.5.3-9 補正係数 $\eta_p \alpha_p$

対象	η_p	α_p	$\eta_p \alpha_p$
粘性土地盤 ($N > 2$)	1.0	1.5	1.5
粘性土地盤 ($N \leq 2$)	1.0	1.0	1.0
砂質土地盤	—	3.0	$L/D (\leq \alpha_p)$

* 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)

* 表中の L は杭の中心間隔 (m), D は杭径 (m)

p_U : 地震時受働土圧強度 (kN/m²)

p_U は 1 次元有効応力解析における地表面最大加速度発生時刻 (地盤バネ 3), 地表面最大変位発生時刻 (地盤バネ 4) 及び最大せん断ひずみ発生時刻 (地盤バネ 5) それぞれの時刻での平均有効主応力 σ'_m の深度分布を用いて以下の式により設定する。

$$p_U = C \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_m \times (1 + \sin \phi_{CD})$$

ここで、

C : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角 (CD 条件)

σ'_m : 平均有効主応力 (kN/m²)

D : 杭径 (m)

H : 支配長さ (m)

(c) 鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_{sv}

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従いバネ定数 k_{sv} を算定する。

$$k_{sv} = 0.3k_h$$

ここに、

k_h : 水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

k_{sv} : 鉛直方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

(d) 鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_{sv}

重畳時の反力上限値 P_{sv} の算定方法を以下に示す。

$$P_{sh} = \tau_f H \pi D$$

ここで、

τ_f : 1 次元有効応力解析で得られる地表面最大加速度発生時刻（地盤バネ 3）、地表面最大変位発生時刻（地盤バネ 4）及び最大せん断ひずみ発生時刻（地盤バネ 5） t_{\max} における平均有効主応力 σ'_m の深度分布を用いて次式により設定する。

$$\tau_f = C \times \cos\phi_{CD} + \sigma'_m \times \sin\phi_{CD}$$

ここで、

C : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角

σ'_m : 平均有効主応力 (kN/m²)

D : 杭径 (m)

H : 支配長さ (m)

(e) 杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_v

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従いバネ定数 k_v の算定方法を以下に示す。

$$k_v = k_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

ここで、

k_v : 杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

k_{v0} : 直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここで、

α : 地盤反力係数の換算係数

E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m³): 水平方向地盤バネのバネ定数の算定時と同様の方法で算定する。

B_v : 基礎の換算載荷幅 (m)

$$B_v = \sqrt{A_v}$$

ここで、

A_v : 鉛直方向の載荷面積 (m²)

(f) 杭下端鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_v

反力上限値 P_v の算定方法を以下に示す。

$$P_v = \sigma_f A_v$$

ここで、

σ_f : 1次元有効応力解析で得られる地表面発生加速度発生時刻（地盤バネ3）、地表面最大変位発生時刻（地盤バネ4）及び最大せん断ひずみ発生時刻（地盤バネ5） t_{\max} における平均有効主応力 σ'_m の深度分布を用いて次式により設定する。

$$\sigma_f = C \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_m \times (1 + \sin \phi_{CD})$$

ここで、

C : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角

σ'_m : 平均有効主応力 (kN/m²)

A_v : 杭下端面積 (m²) = $\pi/4 \times D^2$ (Dは杭径(m))

(3) 地盤の物性値

地盤の物性値は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。なお、地盤については、液状化検討対象層における有効応力の変化に応じた地震挙動を適切にモデル化する。地盤の物性値を表3.5.3-10に示す。

表 3.5.3-10 (1) 地盤の解析用物性値一覧 (液状化検討対象層)

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂
				埋戻土		第四系 (液状化検討対象層)						
				f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D1g-1	
物理特性	密度 ()は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 ()は地下水位以浅	σ'_{ms}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 ()は地下水位以浅	G_{ms}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	液状化パラメータ	S_1	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_1	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_1	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
液状化パラメータ	C_1	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44	

表 3.5.3-10 (2) 地盤の解析用物性値一覧 (非液状化層)

パラメータ				原地盤				
				第四系 (非液状化層)				新第三系
				Ac	D2c-3	1m	D1c-1	Km
物理特性	密度 ()は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	$1.72-1.03 \times 10^{-4} \cdot z$
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.14	0.22	$0.16+0.00025 \cdot z$
	基準平均有効主応力 ()は地下水位以浅	σ'_{ms}	kN/m ²	480	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき z (標高) 毎に物性値を 設定
	基準初期せん断剛性 ()は地下水位以浅	G_{ms}	kN/m ²	121829	285223	38926 (35783)	285223	
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.151	0.186	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.042	0.026	
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	$23.2+0.0990 \cdot z$

z : 標高 (m)

表 3.5.3-10 (3) 地盤の解析用物性値一覧 (新第三系 Km 層)

区分 番号	設定深度 TP (m) Z	適用深度 TP (m)	密度 ρ (g/cm)	静ポアソン比 ν^{CD}	粘着力 C_D (kN/m)	内部摩擦角 ϕ_{CD} ($^{\circ}$)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 Gma (kN/m)	基準体積 弾性係数 Kma (kN/m)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m)	拘束圧 依存係数 m6, mK	最大履歴 減衰率 hmax(-)	動ポアソン比 ν^d	確密波 速度Vp (m/s)	1000*Vp
1	10	9.5 ~ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640	1,640,000
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644	1,644,000
3	8	7.5 ~ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648	1,648,000
4	7	6.5 ~ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651	1,651,000
5	6	5.5 ~ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651	1,651,000
6	5	4.5 ~ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655	1,655,000
7	4	3.5 ~ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638	1,638,000
8	3	2.5 ~ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
9	2	1.5 ~ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
10	1	0.5 ~ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646	1,646,000
11	0	-0.5 ~ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650	1,650,000
12	-1	-1.5 ~ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653	1,653,000
13	-2	-2.5 ~ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
14	-3	-3.5 ~ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	-4	-4.5 ~ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
16	-5	-5.5 ~ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
17	-6	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
18	-7	-7.5 ~ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
19	-8	-8.5 ~ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652	1,652,000
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656	1,656,000
21	-10	-11 ~ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659	1,659,000
22	-12	-13 ~ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663	1,663,000
23	-14	-15 ~ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671	1,671,000
24	-16	-17 ~ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654	1,654,000
25	-18	-19 ~ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662	1,662,000
26	-20	-21 ~ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665	1,665,000
27	-22	-23 ~ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673	1,673,000
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680	1,680,000
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664	1,664,000
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672	1,672,000
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675	1,675,000
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683	1,683,000
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667	1,667,000
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675	1,675,000
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678	1,678,000
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685	1,685,000
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689	1,689,000
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678	1,678,000
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681	1,681,000
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688	1,688,000
41	-50	-51 ~ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696	1,696,000
42	-52	-53 ~ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699	1,699,000
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688	1,688,000
44	-56	-57 ~ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692	1,692,000
45	-58	-59 ~ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699	1,699,000
46	-60	-61 ~ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702	1,702,000
47	-62	-63 ~ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709	1,709,000
48	-64	-65 ~ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695	1,695,000
49	-66	-67 ~ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702	1,702,000
50	-68	-69 ~ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705	1,705,000
51	-70	-71 ~ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712	1,712,000
52	-72	-73 ~ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719	1,719,000
53	-74	-75 ~ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705	1,705,000
54	-76	-77 ~ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712	1,712,000
55	-78	-79 ~ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716	1,716,000
56	-80	-81 ~ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723	1,723,000
57	-82	-85 ~ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726	1,726,000
58	-88	-90 ~ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726	1,726,000
59	-92	-95 ~ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736	1,736,000
60	-98	-101 ~ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736	1,736,000
61	-104	-108 ~ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733	1,733,000
62	-112	-115 ~ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737	1,737,000
63	-118	-122 ~ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754	1,754,000
64	-126	-130 ~ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758	1,758,000

表 3.5.3-10 (4) 地盤改良体の物性値一覧

項目		地盤改良体 (セメント改良)	
		一軸圧縮強度 (≤8.5N/mm ² の場合)	一軸圧縮強度 (>8.5N/mm ² の場合)
物理特性	密度 ρ_t (g/cm ³)	改良対象の原地盤の平均密度×1.1	
静的変形特性	静弾性係数 (N/mm ²)	581	2159
	静ポアソン比 ν_s	0.260	
動的変形特性	初期せん断剛性 G_0 (N/mm ²)	$G_0 = \rho_t / 1000 \times V_s^2$ $V_s = 147.6 \times q_u^{0.417}$ (m/s) q_u : 一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	
	動ポアソン比 ν_d	0.431	
	動せん断弾性係数のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (-)	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (-)
	減衰定数 $h \sim \gamma$	$h = 0.152 \frac{\gamma / 0.000537}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (-)	$h = 0.178 \frac{\gamma / 0.001560}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (-)
強度特性	粘着力 C (N/mm ²)	$C = q_u / 2$ q_u : 一軸圧縮強度 (N/mm ²)	

* 地盤改良体 (嵩上げ部) の一軸圧縮強度 : 1.5 N/mm²

(4) 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

(5) 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表3.5.3-11及び表3.5.3-12に、材料の物性値を表3.5.3-13に示す。

表 3.5.3-11 扉体本体の使用材料

評価部材	諸元
スキンプレート, 縦補助桁, 主桁, 端桁	SM490
支圧板	SUS304

表 3.5.3-12 使用材料

諸元	
鉄筋	SD490
コンクリート	設計基準強度 : 40 N/mm ²
鋼管杭	φ 2500 mm (SM570) t = 35

* : 道路橋示方書・同解説IV下部工編に従い腐食代 1 mm を考慮する。杭体の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1 mm による断面積の低減を考慮する。

表 3.5.3-13 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
鉄筋コンクリート	24.5*	3.10×10 ⁴ *	0.2*
鋼管杭	77.0*	2.00×10 ⁵ *	0.3*

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

3.6 評価方法

防潮扉 2 基礎の強度評価は、V-3-別添 3-1 「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

3.6.1 津波時

(1) 鋼管杭

鋼管杭の評価は、杭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. 曲げモーメント及び軸力に対する照査

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

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

ここで、

- σ : 鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)
- M : 最大曲げモーメント (N・mm)
- Z : 断面係数 (mm³)
- N : 軸力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)

b. せん断力に対する照査

せん断力を用いて次式により算定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。

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

ここで、

- τ : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)
- S : せん断力 (kN)
- A : 有効断面積 (mm²)
- κ : せん断応力の分布係数 (2.0)

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートは、強度評価により算定した曲げ圧縮応力、曲げ引張応力及びせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

(3) 基礎地盤の支持力

津波時における基礎地盤の支持性能に係る評価は、基礎地盤に作用する接地圧が地震時及び重畳時に包絡されると考えられることから実施しない。

3.6.2 重畳時

(1) 鋼管杭

鋼管杭の重畳時の評価は「3.5.1 津波時」と同じ方法により，許容限界以下であることを確認する。

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの重畳時の評価は「3.5.1 津波時」と同じ方法により，許容限界以下であることを確認する。

(3) 基礎地盤の支持力

a. 押し込み力に対する照査

重畳時の基礎地盤の支持性能に係る評価は， S_d-D1 を入力地震動とした2次元有効応力解析で発生する基礎地盤の接地圧に，津波波圧及び動水圧を作用させた2次元FEM静的解析により得られる接地圧を加えた値が許容限界以下であることを確認する。

入力地震動 S_d-D1 により発生する基礎地盤の接地圧は，「3.5.2 (3) 1次元有効応力解析」で実施した解析ケースのうち地表面加速度最大ケース，地表面変位最大ケース及びせん断ひずみ最大ケースの3つの解析ケースに対して，2次元有効応力解析を実施し求める。2次元有効応力解析に使用する解析モデルは，「6.5.1.1 防潮扉の耐震計算書に関する補足説明」に記載する2次元有効応力解析モデルと同じモデルを使用し，入力地震動以外の解析条件は同じとする。

津波波圧及び動水圧による接地圧も，同じ3つのケースに対応する地盤剛性を用い2次元静的FEM解析を実施し求める。2次元静的FEM解析に使用する解析モデルは，「6.5.1.1 防潮扉の耐震計算書に関する補足説明」に記載する2次元有効応力解析における常時応力解析モデルに基づく図3.5.2-1に示す2次元FEM静的解析モデルを使用し，津波波圧及び動水圧を作用させること及び側方境界条件を水平ローラーとすること以外の解析条件は同じとする。

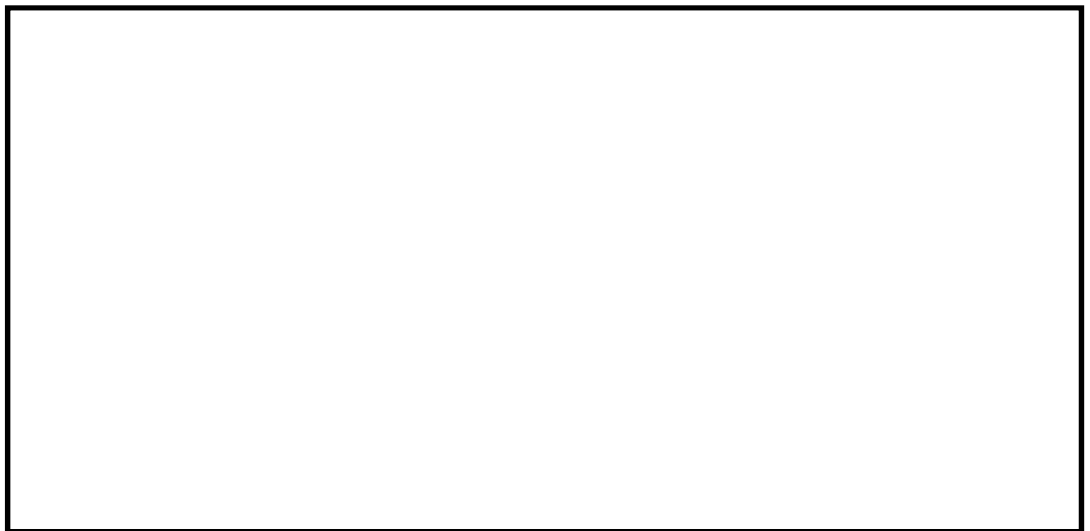
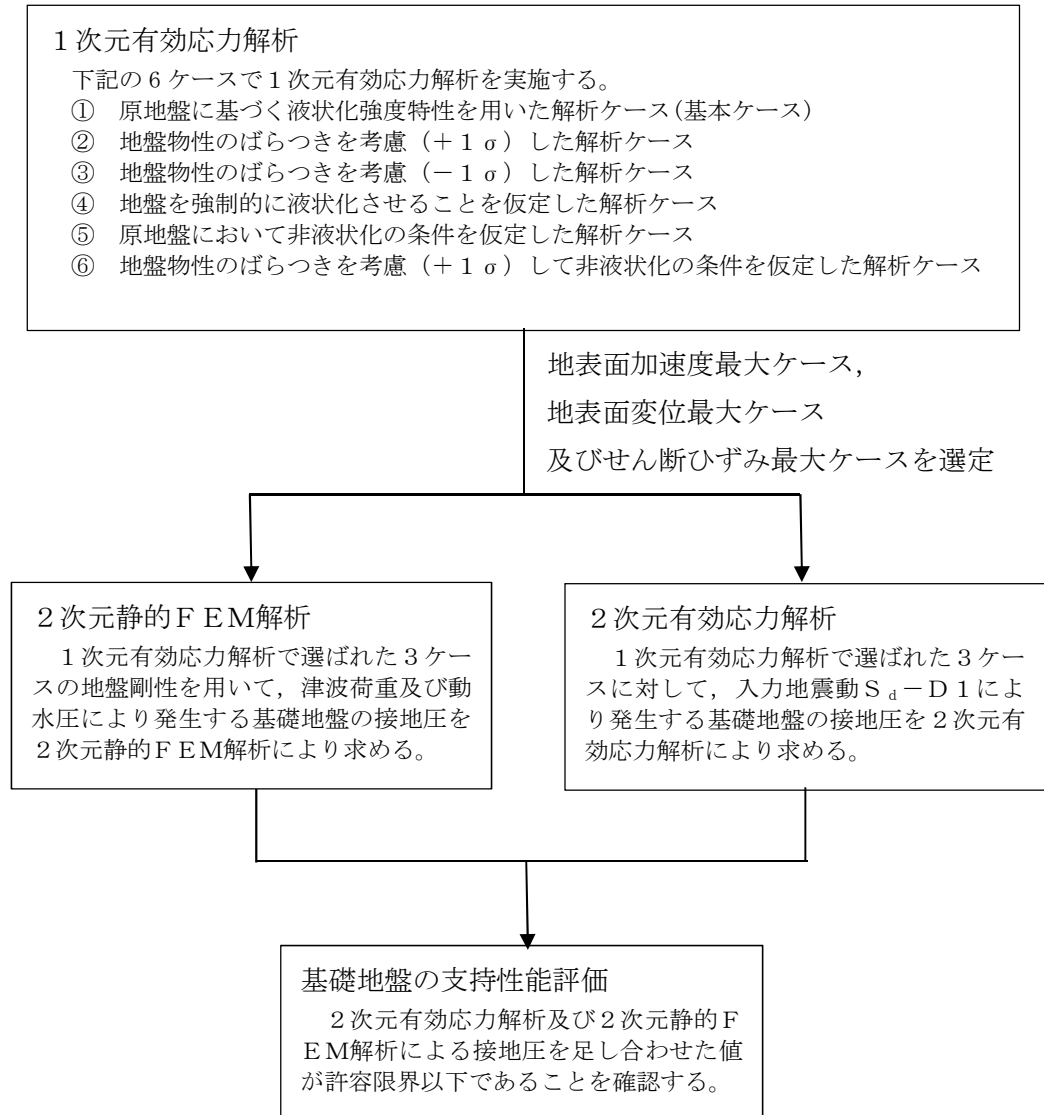


図 3.6.2-1 2次元静的FEM解析モデル

同じ地盤剛性同士の解析ケースの結果で、余震荷重による接地圧、津波荷重及び動水圧による接地圧を足し合わせた値により、基礎地盤の支持性能を評価する。図 3.6.2-2 に基礎地盤の支持性能評価フローを、図 3.6.2-3 に接地圧の算出フローを示す。



* 上記の2次元有効応力解析及び2次元静的FEM解析は、同じ地盤剛性同士の解析ケースで実施する。

図 3.6.2-2 基礎地盤の支持性能評価フロー

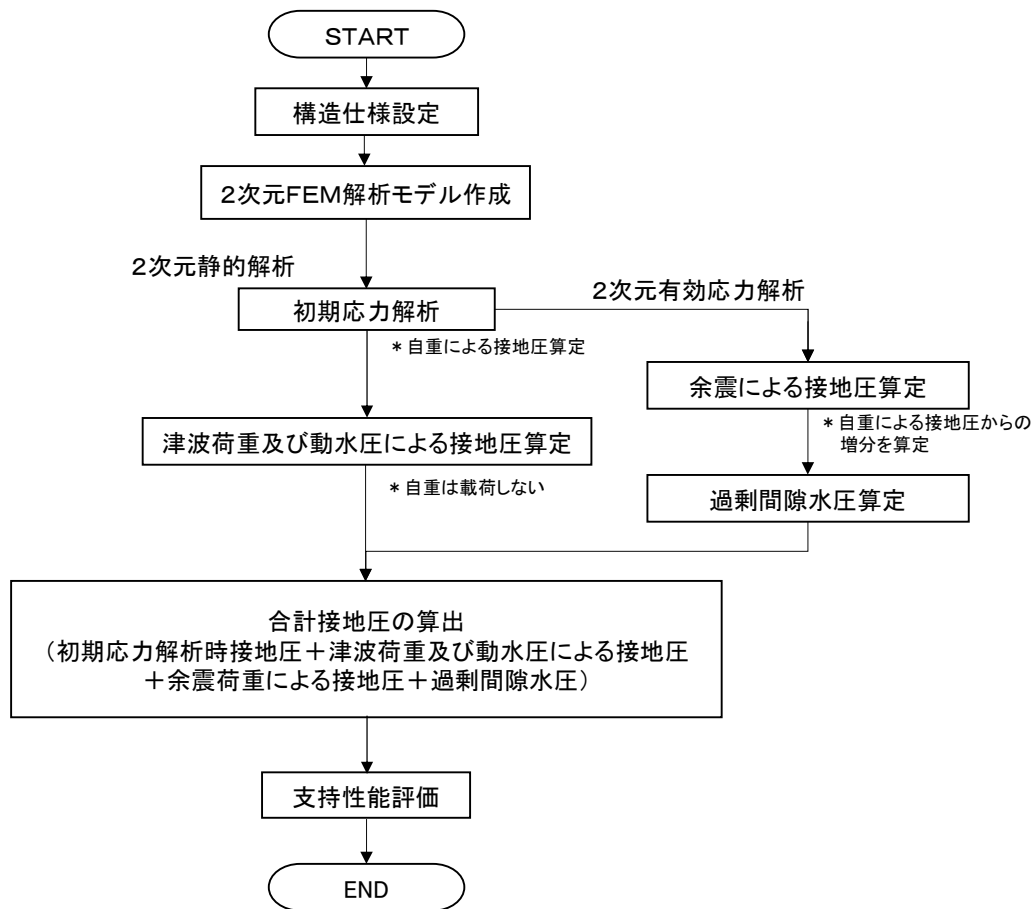


図 3.6.2-3 接地圧の算出フロー

b. 引抜き力に対する照査

引抜き力に対する照査は、重畳時の2次元静的フレーム解析における杭天端位置での最大引張軸力が許容限界以下であることを確認する。

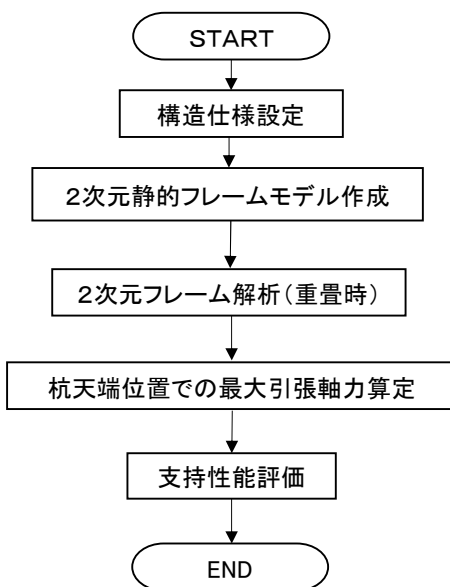


図 3.6.2-4 引抜き力に対する照査フロー

4. 評価結果

4.1 津波時の強度評価結果

津波時の2次元静的フレーム解析で設定した地盤バネ1及び地盤バネ2の水平方向地盤反力係数、地盤反力上限値及びそれぞれの値を比較したものをA-A断面について図4.1-1～図4.1-3に示す。

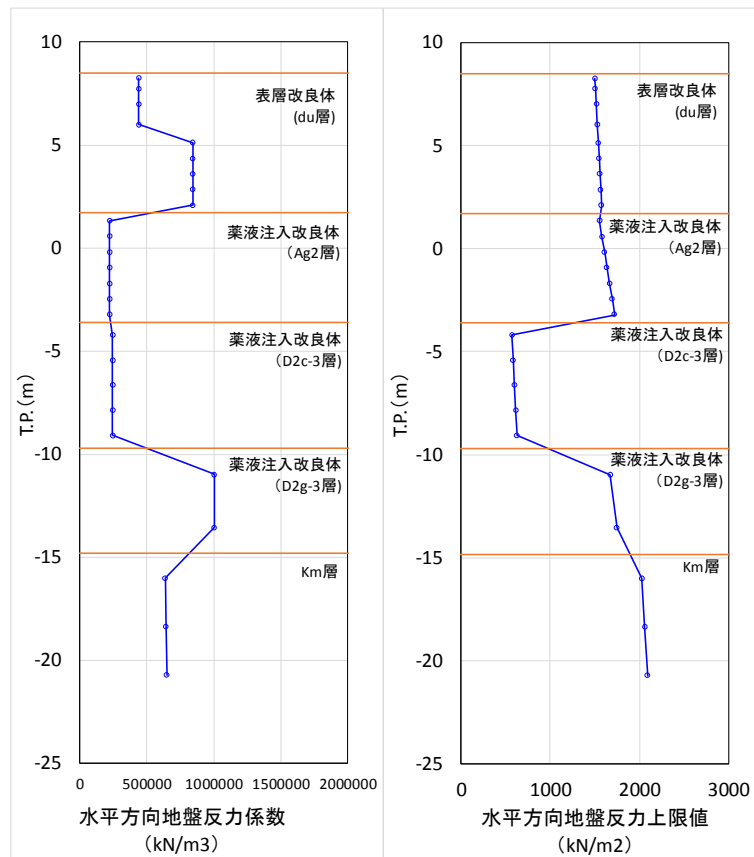


図 4.1-1 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (A-A断面：地盤バネ1)

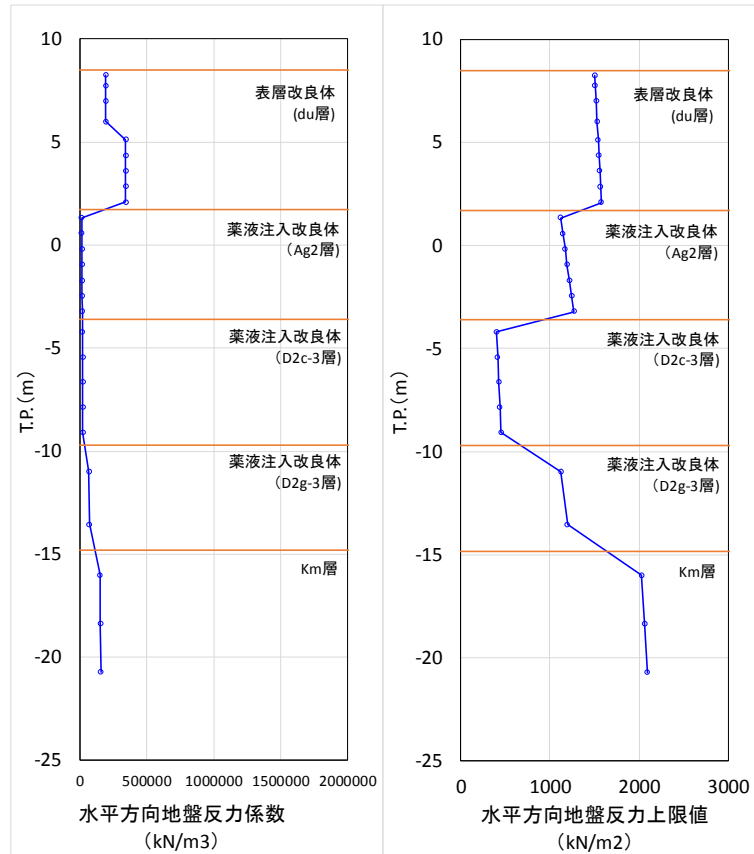


図 4.1-2 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (A-A断面：地盤バネ 2)

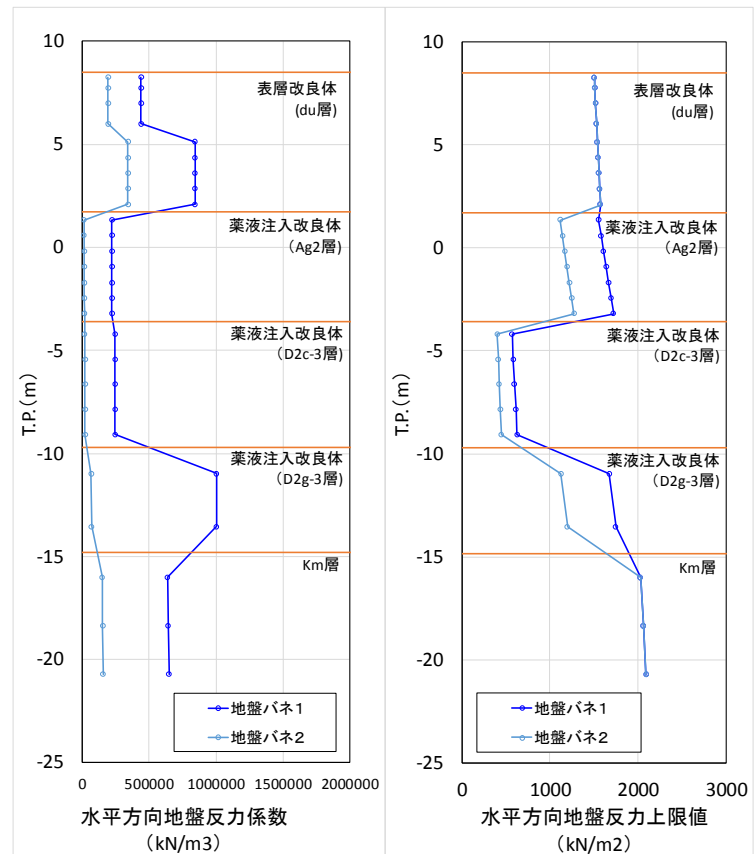


図 4.1-3 地盤バネ 1 及び地盤バネ 2 の比較 (A-A断面)

防潮扉 2 基礎の津波時の評価結果を示す。

4.1.1 鋼管杭の評価結果

(1) 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.1.1-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 4.1.1-2 及び表 4.1.1-3 に、断面力図を図 4.1.1-2～図 4.1.1-5 に示す。断面力図は、照査値が最も厳しくなる杭の断面力分布を示したものである。鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ応力が短期許容応力度以下であることを確認した。

表 4.1.1-1 鋼管杭 (SM570) 断面諸元

断面	板厚 (mm)	断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)
防潮扉 (A-A)	35	0.263	0.15995

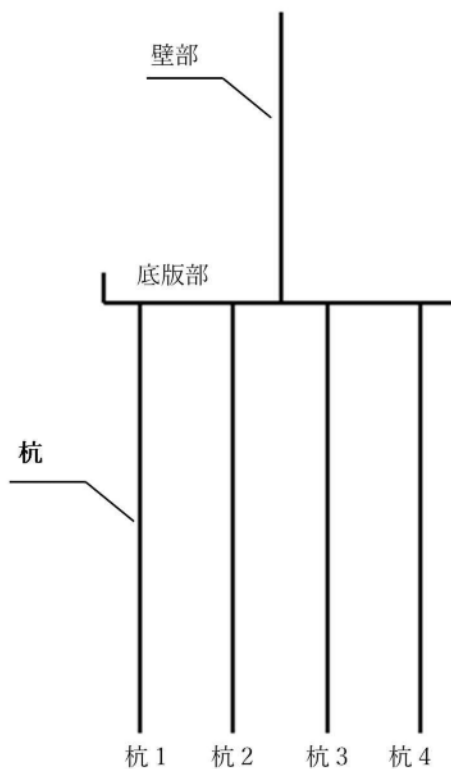


図 4.1.1-1 防潮扉 2 基礎 杭番号位置図

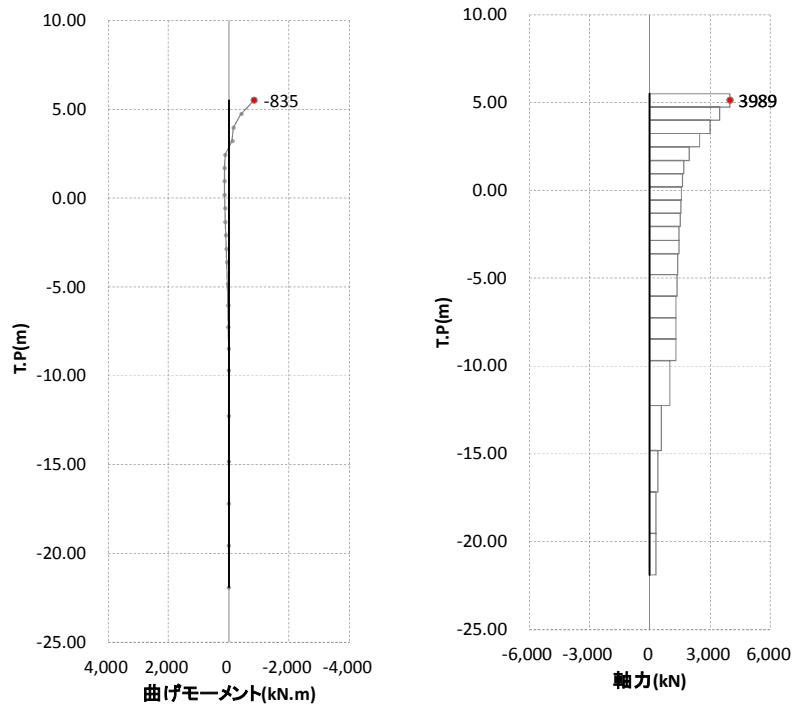


図 4.1.1-2 断面力図 杭 3 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ 1)

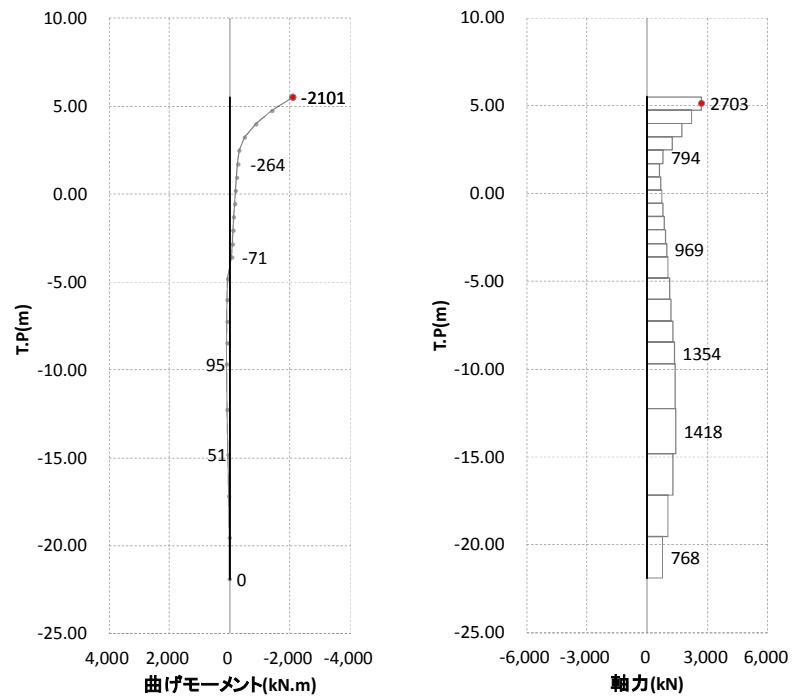


図 4.1.1-3 断面力図 杭 4 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ 2)

表 4.1.1-2 曲げ軸力に対する照査 (基準津波時)

	杭番号	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	3	835	3989	20.39	382.5	0.06
地盤バネ 2	4	2101	2703	23.42	382.5	0.07

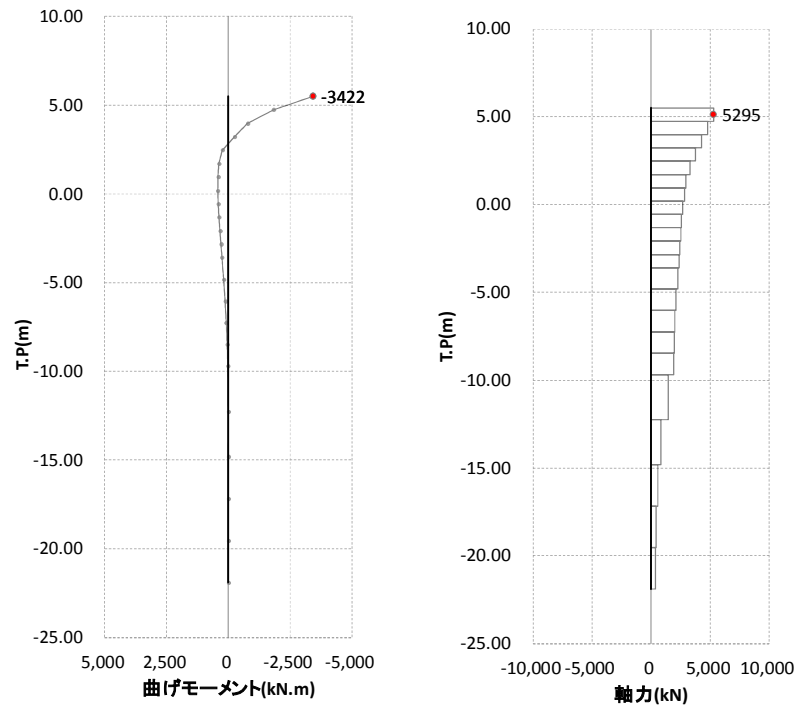


図 4.1.1-4 断面力図 杭 4 (A-A断面 : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 1)

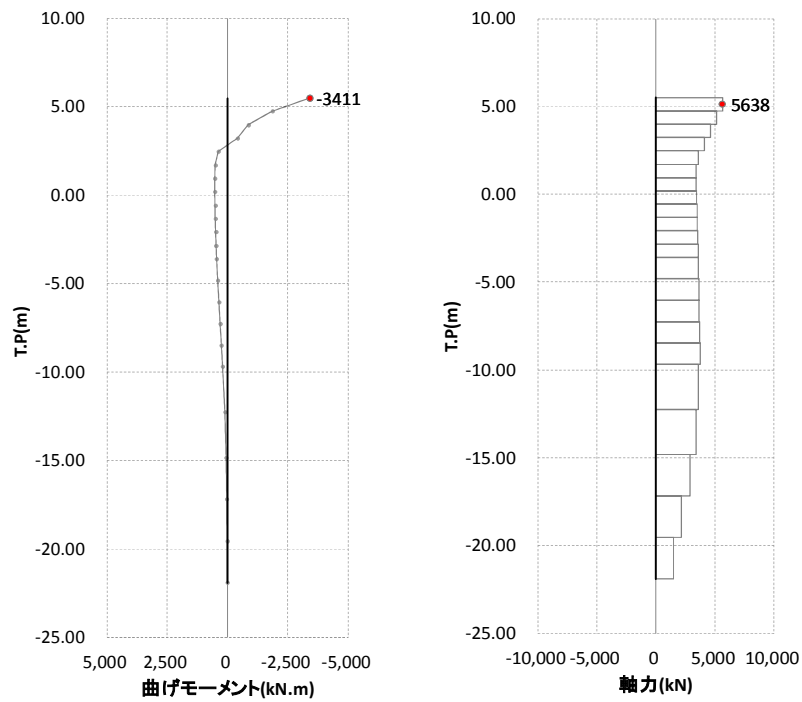


図 4.1.1-5 断面力図 杭 4 (A-A断面 : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 2)

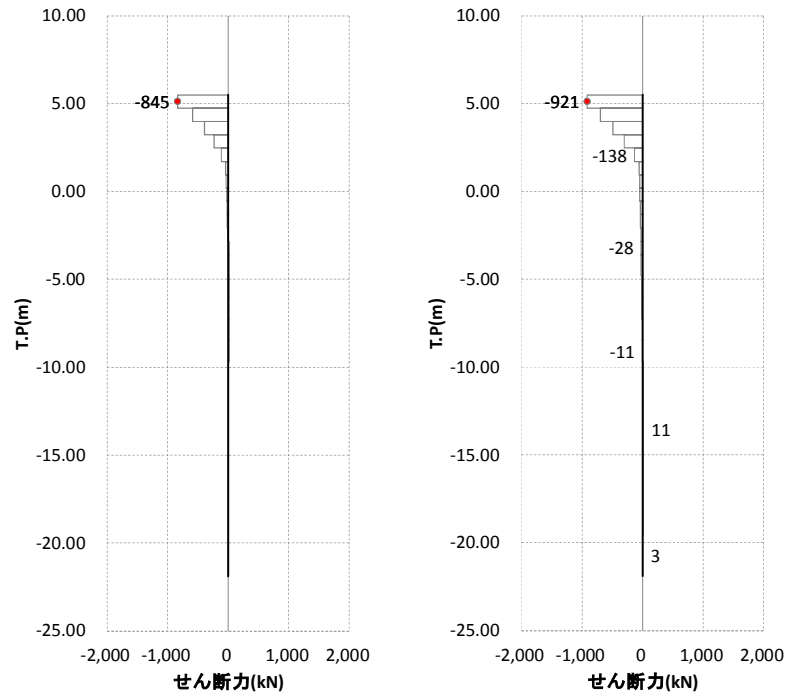
表 4.1.1-3 曲げ軸力に対する照査 (T.P. +24 m 津波時)

	杭番号	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	4	3422	5295	41.53	433.5	0.10
地盤バネ 2	4	3411	5638	42.77	433.5	0.10

(2) せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 4.1.1-1 に、せん断力に対する照査結果を表 4.1.1-4 及び表 4.1.1-5 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、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤バネに対して最大となる値を示している。



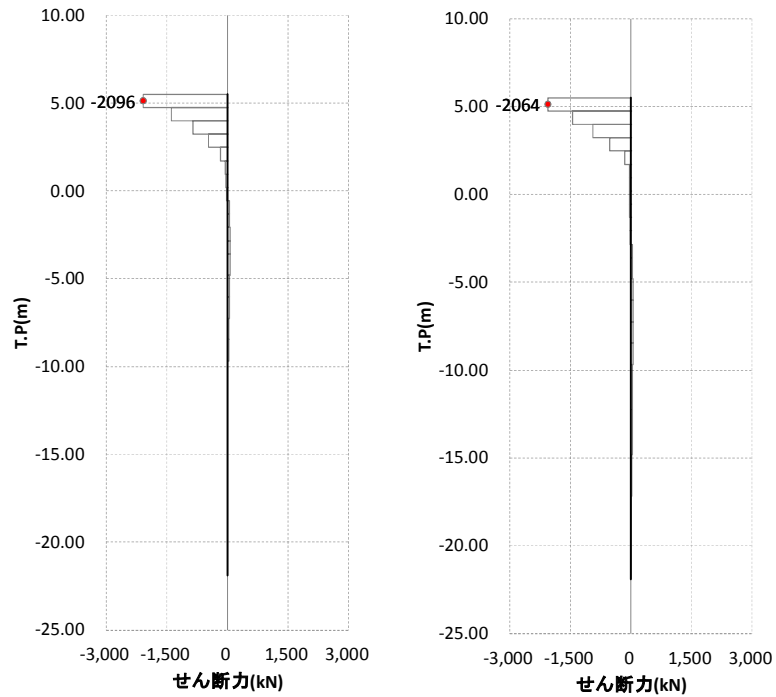
地盤バネ 1

地盤バネ 2

図 4.1.1-6 断面力図 杭 4 (A-A断面：基準津波時)

表 4.1.1-4 せん断力に対する照査 (基準津波時)

	杭番号	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	4	845	6.43	217.5	0.03
地盤バネ 2	4	921	7.01	217.5	0.04



地盤バネ 1

地盤バネ 2

図 4. 1. 1-7 断面力図 杭 4 (A-A断面 : T.P. +24 m 津波時)

表 4. 1. 1-5 せん断力に対する照査 (T.P. +24 m 津波時)

	杭番号	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	4	2096	15.94	246.5	0.07
地盤バネ 2	4	2064	15.70	246.5	0.07

4.1.2 鉄筋コンクリートの評価結果

(1) 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.1.2-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 4.1.2-1～表 4.1.2-3 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各部材において最大となる値を示している。

表 4.1.2-1 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (mm ²)
壁部	0.15	4.65～7.35	D38-22 本 (4 段)	100320
底版部	0.15	3.45	D38-92 本 (4 段)	419520

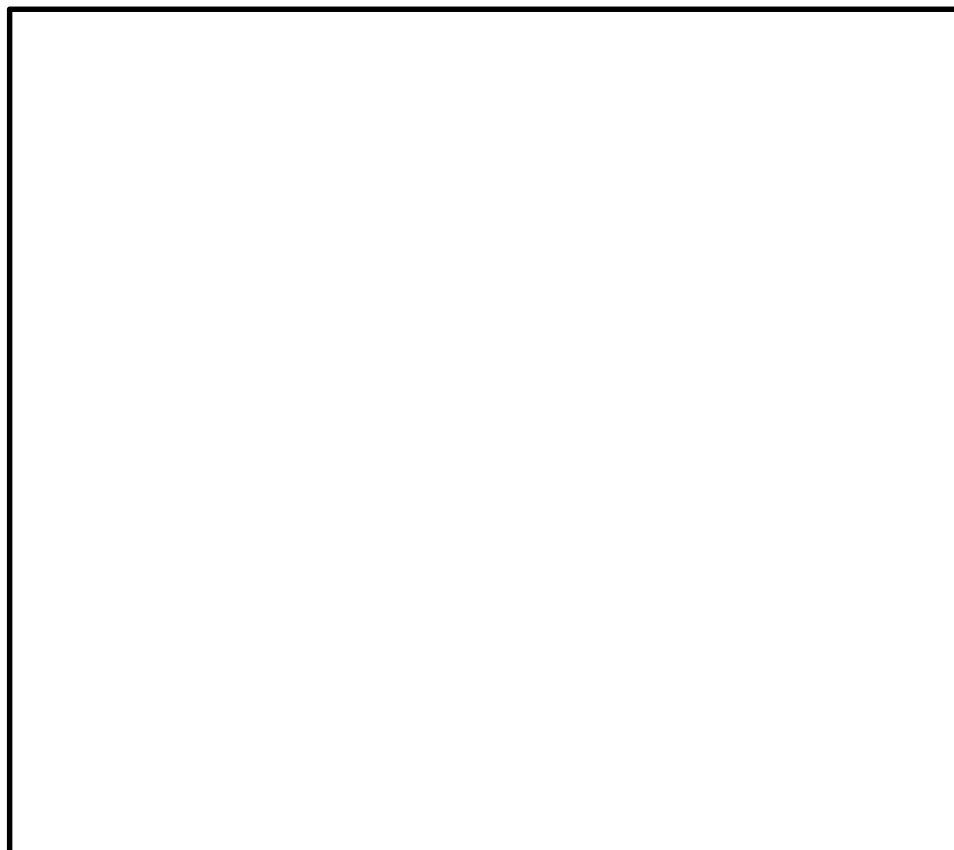


図 4.1.2-1 概略配筋図 (A-A 断面)

解析ケース名 [SSL1K1]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.060

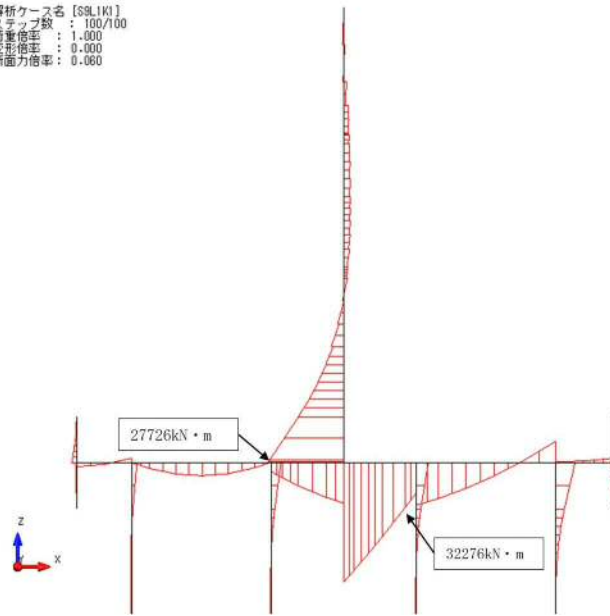


図 4.1.2-2 曲げ圧縮応力照査 曲げモーメント図
 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ1)

解析ケース名 [SSL1K1]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.200

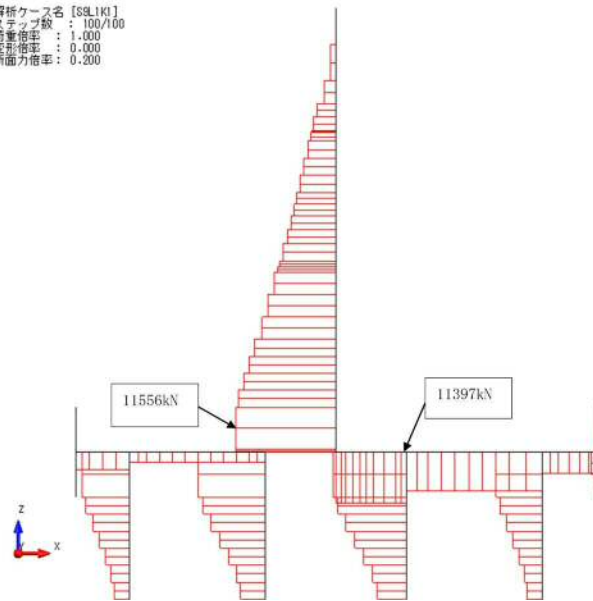


図 4.1.2-3 曲げ圧縮応力照査 軸力図
 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ1)

解析ケース名 [89L1K2]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.060

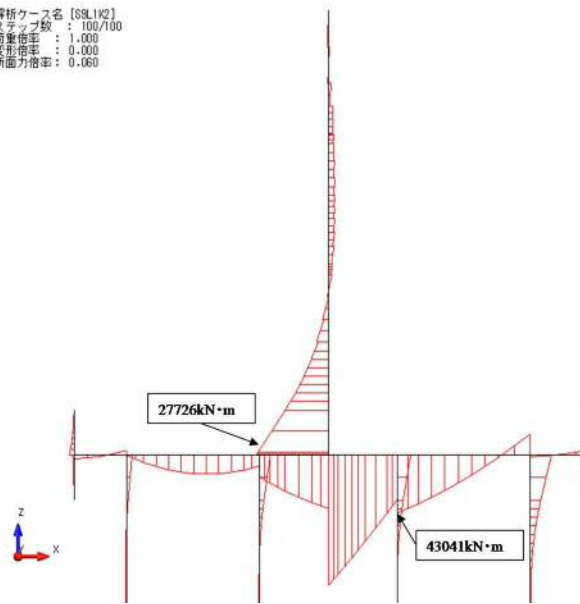


図 4.1.2-4 曲げ圧縮応力照査 曲げモーメント図
 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ2)

解析ケース名 [89L1K2]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.200

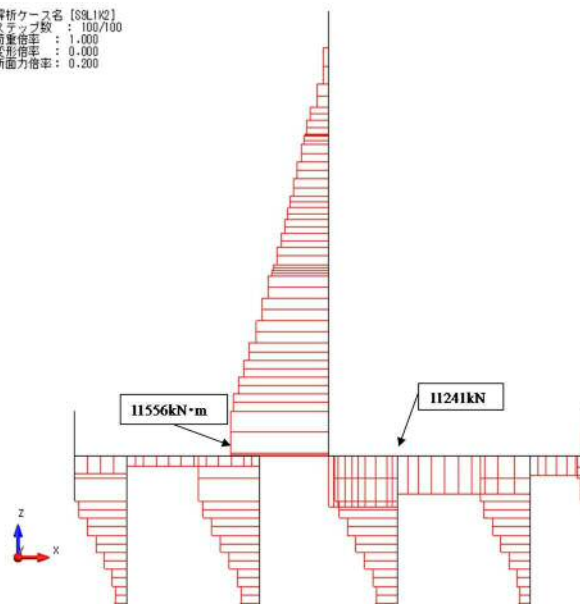


図 4.1.2-5 曲げ圧縮応力照査 軸力図
 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ2)

表 4.1.2-2 曲げ圧縮応力に対する照査（基準津波時）

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	曲げ 圧縮応力 照査値
地盤 バネ1	壁部	-27726	11556	1.1	21	0.06
	底板部	32276	11397	1.1	21	0.06
地盤 バネ2	壁部	-27726	11556	1.1	21	0.06
	底板部	43041	11241	1.4	21	0.07

解析ケース名 [SBL1K1]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.000

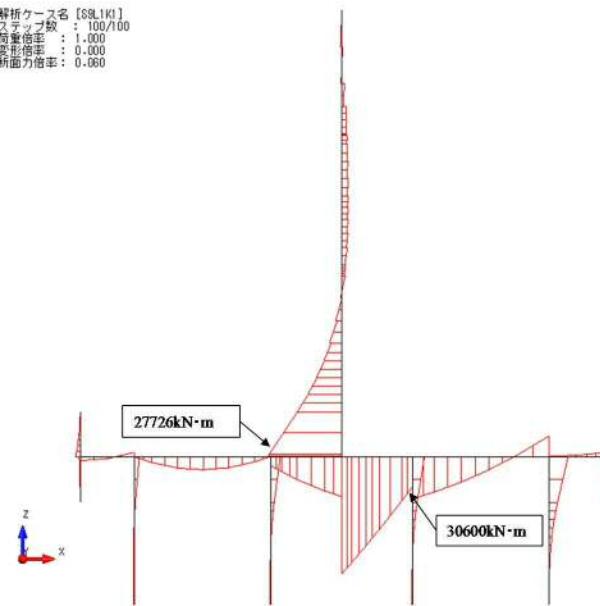


図 4.1.2-6 曲げ引張応力照査 曲げモーメント図
 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ1)

解析ケース名 [SBL1K1]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.200

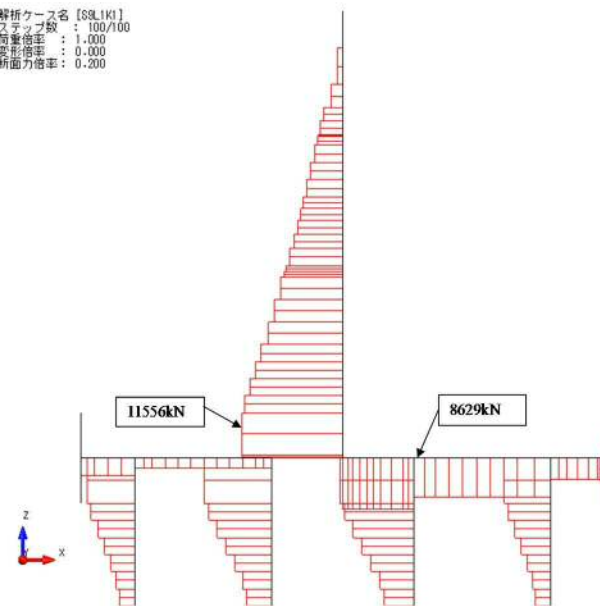


図 4.1.2-7 曲げ引張応力照査 軸力図
 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ1)

解析ケース名 [88L142]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.000

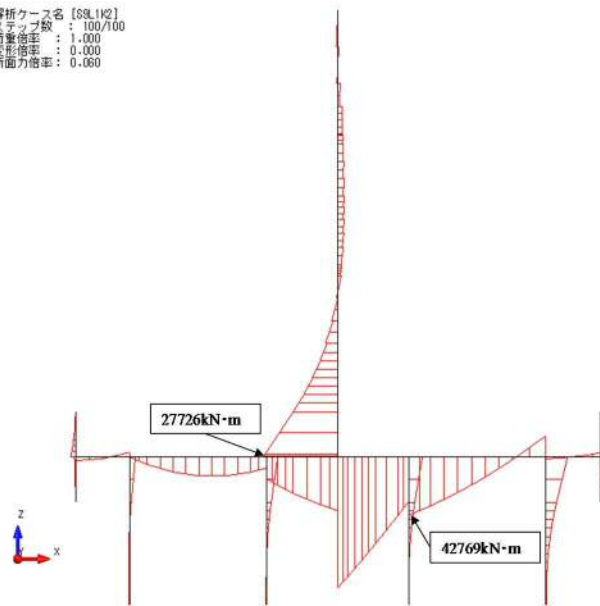


図 4.1.2-8 曲げ引張応力照査 曲げモーメント図
 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ2)

解析ケース名 [88L142]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.200

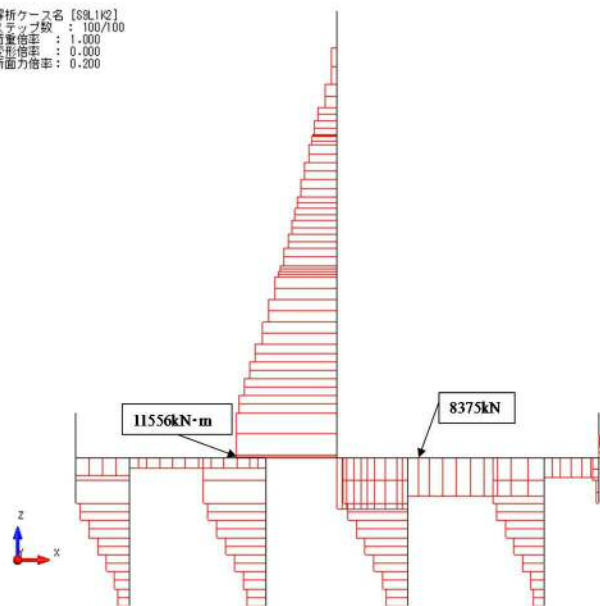


図 4.1.2-9 曲げ引張応力照査 軸力図
 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ2)

表 4.1.2-3 曲げ引張応力に対する照査（基準津波時）

	部材	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	曲げ引張応力照査値
地盤バネ1	壁部	-27726	11556	6.1	435	0.02
	底版部	30600	8629	18.5	435	0.05
地盤バネ2	壁部	-27726	11556	6.1	435	0.02
	底版部	42769	8375	29.8	435	0.07

解析ケース名 [88L2K1]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.020

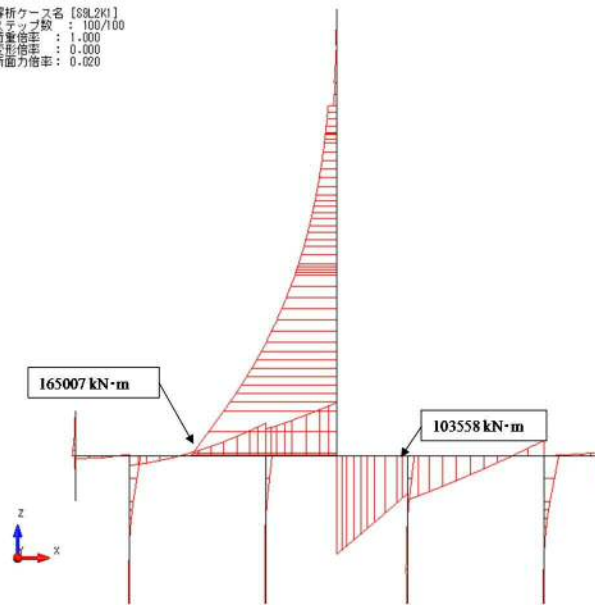


図 4.1.2-10 曲げ圧縮応力照査 曲げモーメント図
 (A-A断面 : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 1)

解析ケース名 [88L2K1]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.200

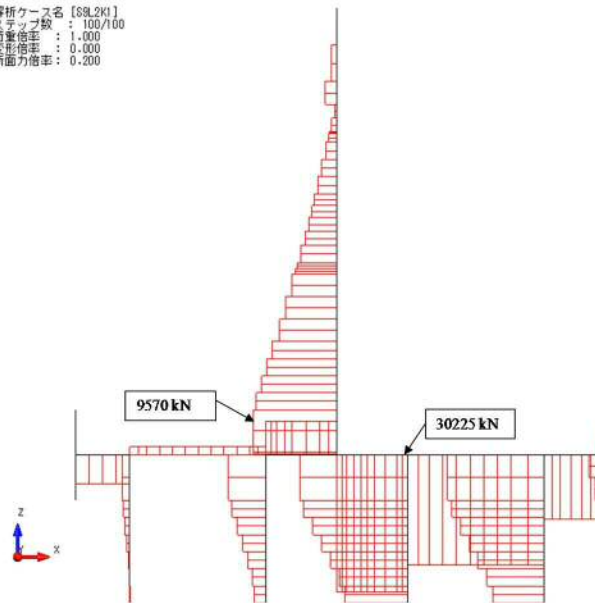


図 4.1.2-11 曲げ圧縮応力照査 軸力図
 (A-A断面 : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 1)

解析ケース名 [88.212]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.020

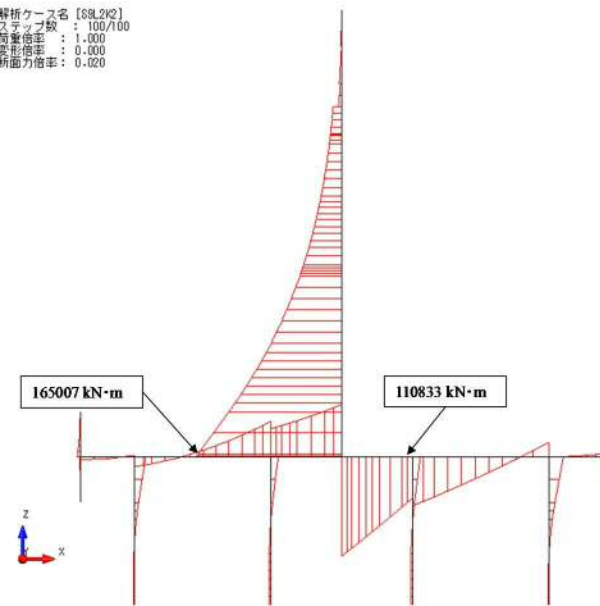


図 4.1.2-12 曲げ圧縮応力照査 曲げモーメント図
 (A-A断面 : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ2)

解析ケース名 [88.212]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.200

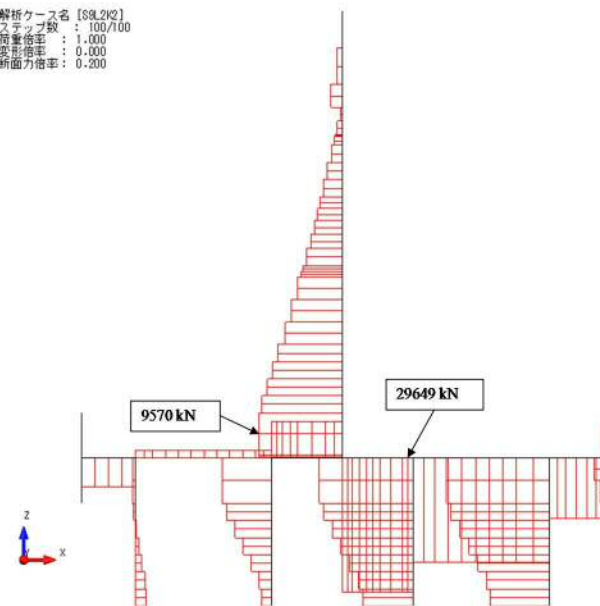


図 4.1.2-13 曲げ圧縮応力照査 軸力図
 (A-A断面 : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ2)

表 4.1.2-4 曲げ圧縮応力に対する照査 (T.P. +24 m 津波時)

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	曲げ 圧縮応力 照査値
地盤 バネ1	壁部	-165007	9570	6.1	28	0.22
	底板部	103558	30225	3.4	28	0.13
地盤 バネ2	壁部	-165007	9570	6.1	28	0.22
	底板部	110833	29649	3.6	28	0.13

解析ケース名 [88L2K1]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.020

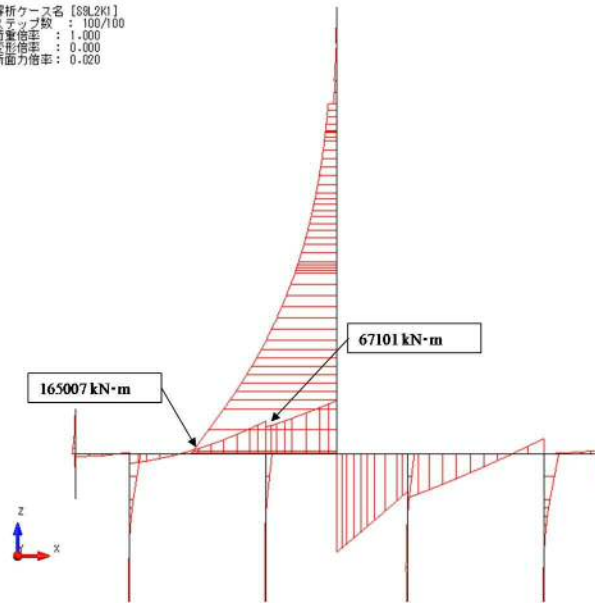


図 4.1.2-14 曲げ引張応力照査 曲げモーメント図
 (A-A断面 : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ1)

解析ケース名 [88L2K1]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.200

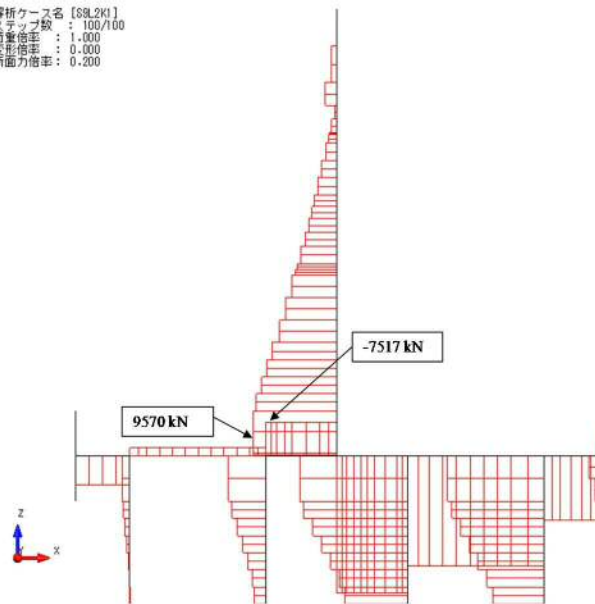


図 4.1.2-15 曲げ引張応力照査 軸力図
 (A-A断面 : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ1)

解析ケース名 [88.212]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.020

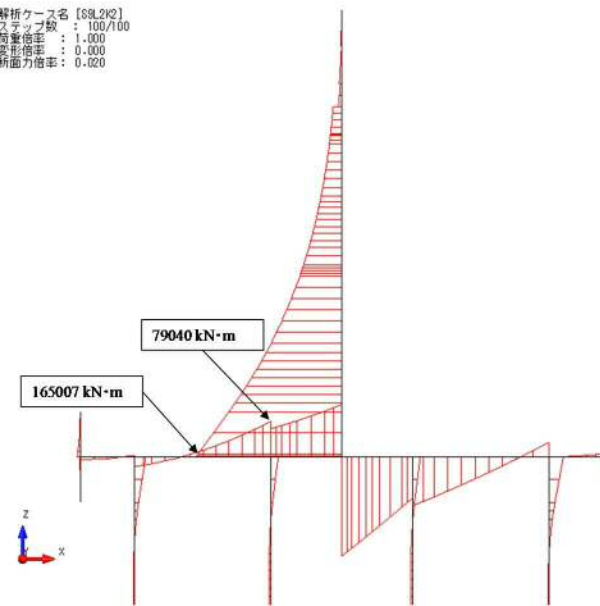


図 4.1.2-16 曲げ引張応力照査 曲げモーメント図
 (A-A断面 : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 2)

解析ケース名 [88.212]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.200

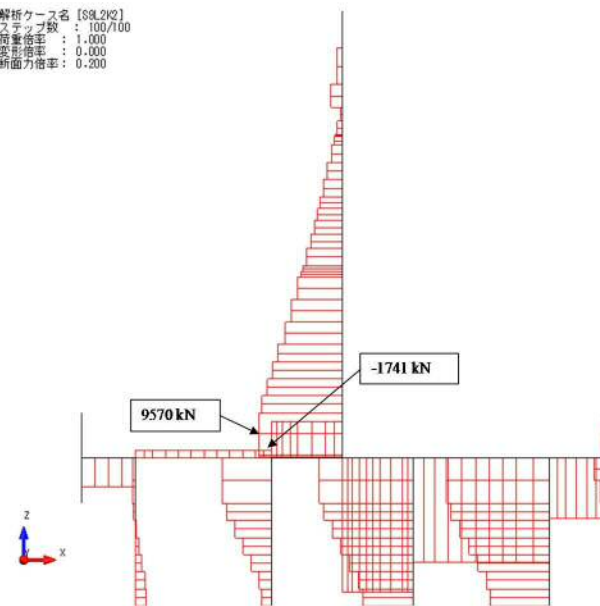


図 4.1.2-17 曲げ引張応力照査 軸力図
 (A-A断面 : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 2)

表 4.1.2-5 曲げ引張応力に対する照査 (T.P. +24 m 津波時)

	部材	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	曲げ引張応力照査値
地盤バネ 1	壁部	-165007	9570	216.9	478.5	0.46
	底版部	67101	-7517	70.3	478.5	0.15
地盤バネ 2	壁部	-165007	9570	216.9	478.5	0.46
	底版部	79040	-1741	74.4	478.5	0.16

(2) せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 4.1.2-1 及び表 4.1.2-6 に、せん断力に対する照査結果を表 4.1.2-7 及び表 4.1.2-8 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、せん断力が許容せん断力以下であることを確認した。なお、発生せん断力は各部材において最大となる値を示している。

表 4.1.2-6 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	斜め引張鉄筋	区間 s (m)	区間 s における斜め引張鉄筋断面積 (mm ²)
壁部	D19-8 本	0.3	2292
底版部	D25-45 本	0.3	22801.5

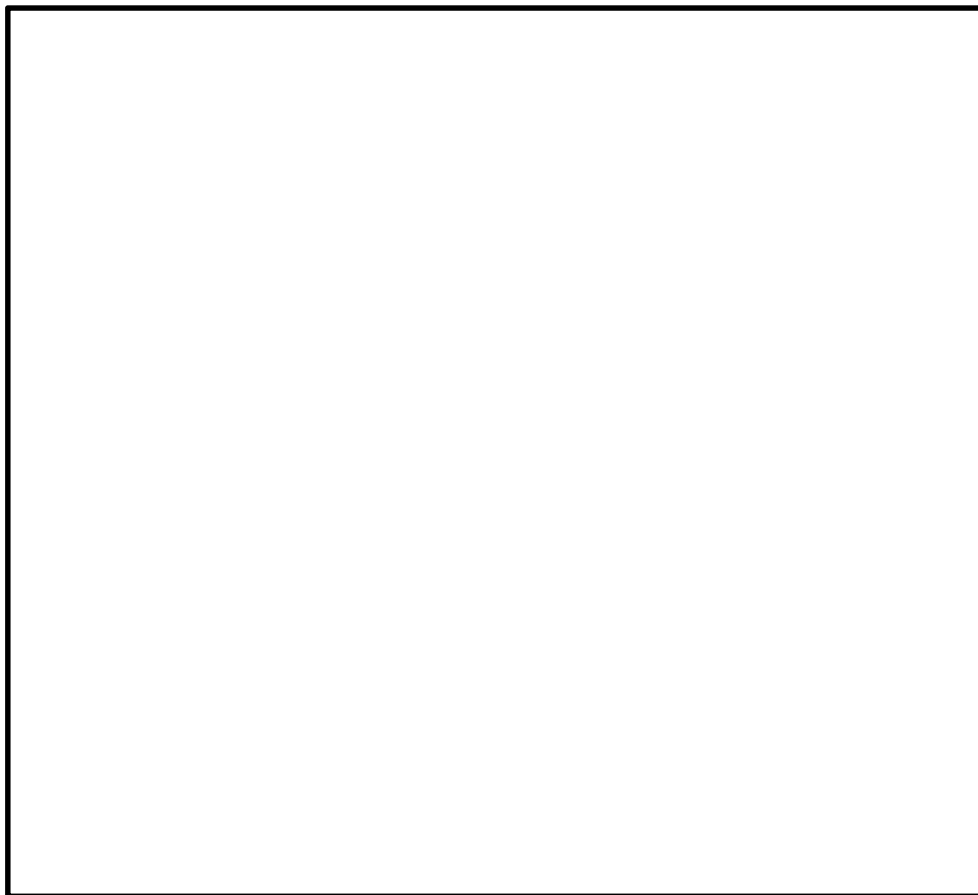


図 4.1.2-18 概略せん断補強筋配置図 (A-A 断面)

A-A断面における斜め引張鉄筋を考慮した許容せん断力を以下に計算する。

$$V_a = V_c + V_s$$

$$V_c = \frac{1}{2} \tau_{al} b_w j d$$

$$V_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d}{s}$$

ここで

V_a : 許容せん断力

V_c : コンクリートの許容せん断力

V_s : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

τ_{al} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 断面幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

・基準津波時

壁部 : $V_c = 1/2 \times 0.825 / 1.15 \times 6.9 \times 3.45 \times 1000 = 8538.75$

$V_s = 2292 \times 300 / 1.15 \times 6.9 / 0.3 / 1000 = 13752.00$

$V_a = 8538.75 + 13752.00 = 22290.75$

※柱1本あたり

底版部

: $V_c = 1/2 \times 0.825 / 1.15 \times 3.0 \times 14 \times 1000 = 15065.21$

$V_s = 22801.5 \times 300 / 1.15 \times 3.0 / 0.3 / 1000 = 59482.17$

$V_a = 15065.21 + 59482.17 = 74547.38$

解析ケース名 [S9L1K1]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.200

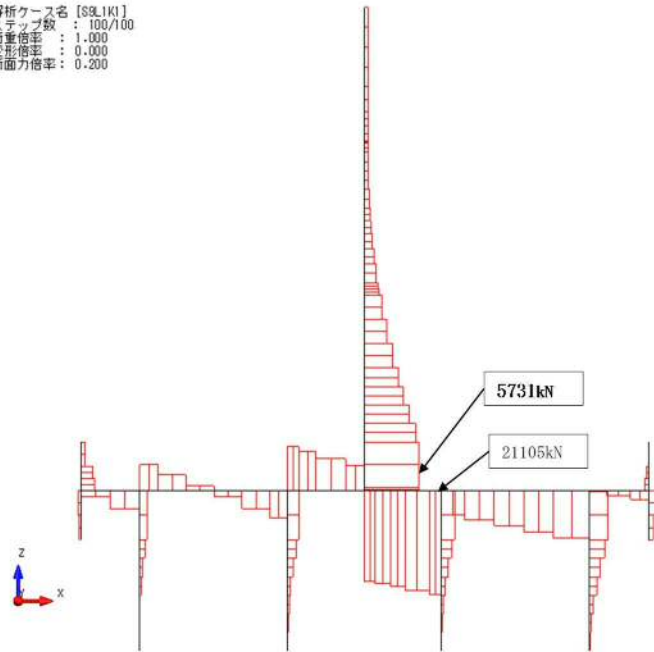


図 4.1.2-19 断面力図 (A-A断面 : 基準津波時, 地盤バネ 1)

解析ケース名 [S9L1K2]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.200

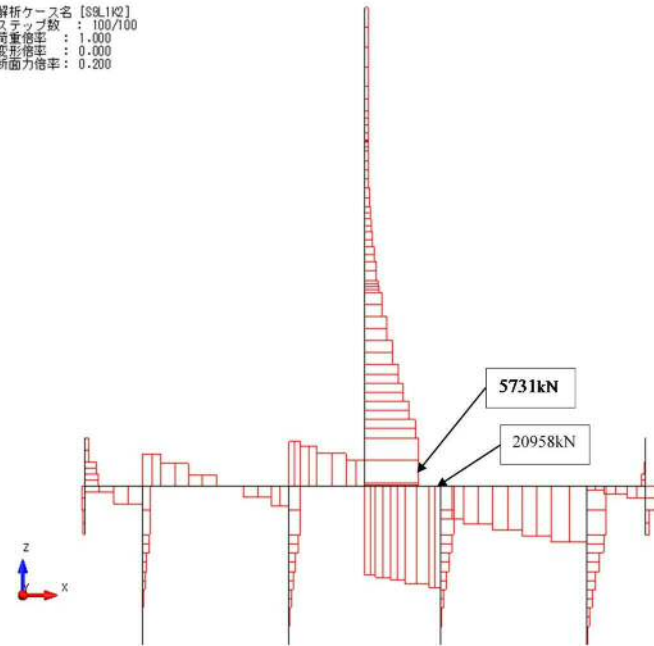


図 4.1.2-20 断面力図 (A-A断面 : 基準津波時, 地盤バネ 2)

表 4.1.2-7 セン断力に対する照査 (基準津波時)

		せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
地盤バネ 1	壁部	5731	22290.7	0.26
	底版部	21105	74547.3	0.29
地盤バネ 2	壁部	5731	22290.7	0.26
	底版部	20958	74547.3	0.29

・ T. P. +24 m 津波時

壁部 : $V_c = 1/2 \times 1.1 / 1.15 \times 6.9 \times 3.45 \times 1000 = 11385.00$

$V_s = 2292 \times 330 / 1.15 \times 6.9 / 0.3 / 1000 = 15127.20$

$V_a = 11385.00 + 15127.20 = 26512.20$

※柱 1 本あたり

底版部

: $V_c = 1/2 \times 1.1 / 1.15 \times 3.0 \times 14 \times 1000 = 20086.95$

$V_s = 22801.5 \times 330 / 1.15 \times 3.0 / 0.3 / 1000 = 65430.39$

$V_a = 20086.95 + 65430.39 = 85517.3$

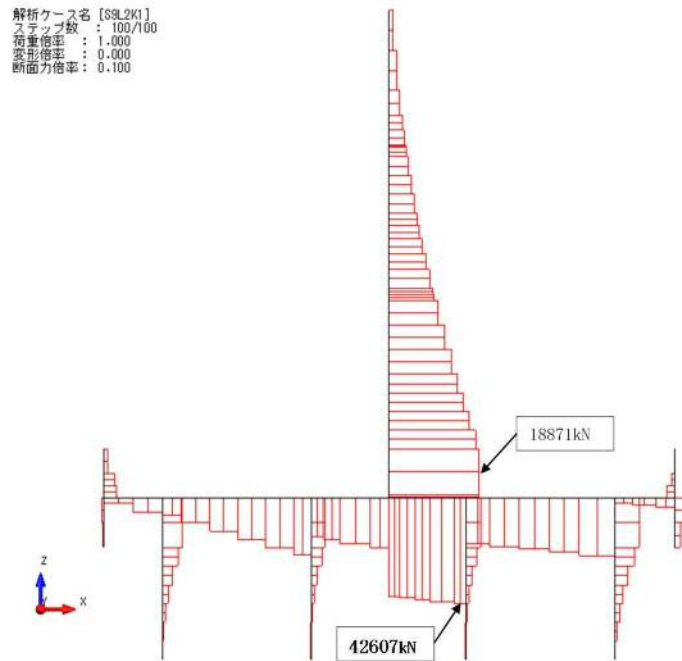


図 4.1.2-21 断面力図 (A-A断面 : T. P. +24 m 津波時, 地盤バネ 1)

解析ケース名 [SSL2W2]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変位倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.100

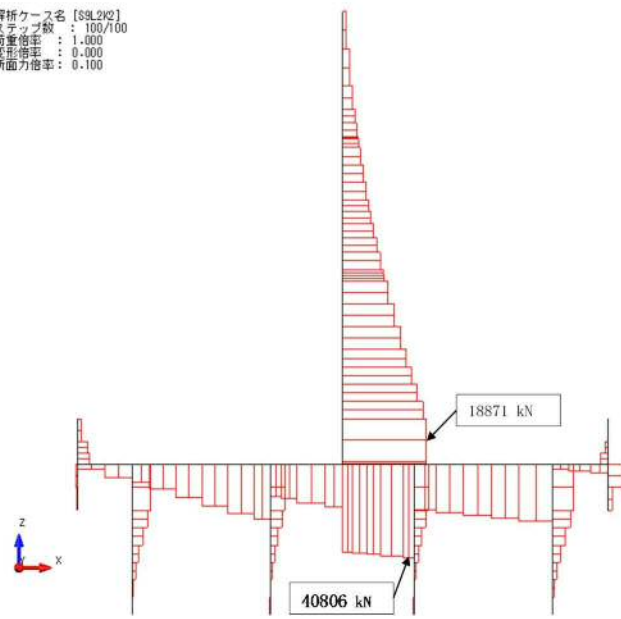


図 4.1.2-22 断面力図 (A-A断面 : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 2)

表 4.1.2-8 せん断力に対する照査 (T.P. +24 m 津波時)

		せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
地盤バネ 1	壁部	18871	26512.2	0.72
	底版部	42607	85517.3	0.50
地盤バネ 2	壁部	18871	26512.2	0.72
	底版部	40806	85517.3	0.48

4.1.3 止水ジョイント部の相対変位量に対する評価結果

津波時の止水ジョイント部の相対変位量に対する照査結果を表 4.1.3-1 及び表 4.1.3-2 に示す。なお、詳細な算出方法については「6.12 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示す。

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

表 4.1.3-1 防潮扉基礎 2 の地震時最終変位量

検討ケース		地震時最終変位量[m]
		A-A断面
①	Ss-D1 (++)	0.006
	Ss-D1 (+-)	0.007
	Ss-D1 (-+)	0.008
	Ss-D1 (--)	0.008
	Ss-11	0.002
	Ss-12	0.002
	Ss-13	0.003
	Ss-14	0.001
	Ss-21	0.000
	Ss-22	0.001
	Ss-31 (++)	0.001
	Ss-31 (-+)	0.000
④	Ss-D1 (+-)	0.011
地震時最終変位量の最大値		0.011

表 4.1.3-2 津波時相対変位量

	δx [m]	δy [m]	δz [m]	3成分合成[m]
Ss 最終変位	0.011	0.024	0.094	
津波時	0.007	0.007	0.001	
合計	0.018	0.031	0.095	0.102

4.2 重畳時の強度評価結果

4.2.1 1次元有効応力解析結果

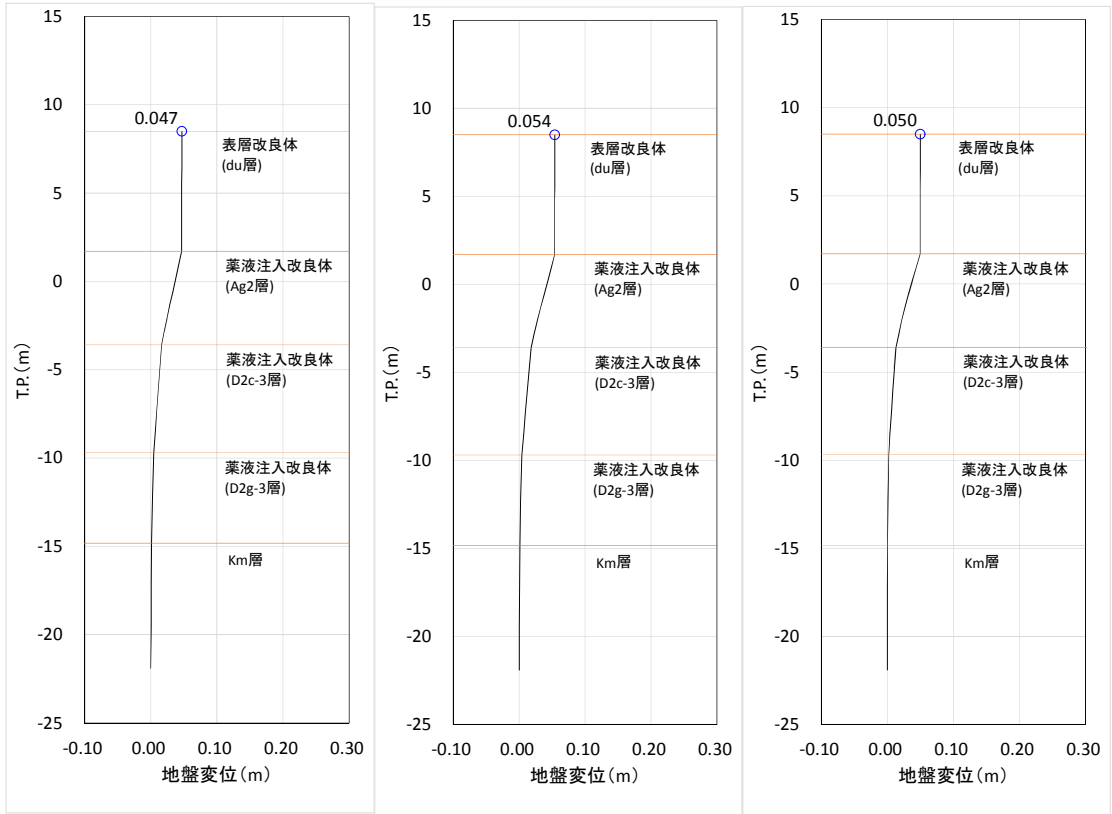
A-A断面における1次元有効応力解析結果から地表面最大水平加速度、地表面最大変位、最大せん断ひずみをまとめたものを表4.2.1-1に示す。防潮扉2基礎の直下は地盤改良を実施し液状化検討対象層がなくなるため、1次元有効応力解析による④～⑥ケースは対象外となる。

表4.2.1-1 1次元有効応力解析結果（A-A断面）

検討ケース	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1σ)した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地表面最大水平加速度 (cm/s ²)	229.2	228.4	228.9	—	—	—
地表面最大変位 (cm)	4.69	3.99	5.39	—	—	—
最大せん断ひずみ	6.51×10^{-3}	5.24×10^{-3}	7.92×10^{-3}	—	—	—

表4.2.1-1より、地盤バネ3は地表面最大加速度が発生する①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース、地盤バネ4は地表面最大変位が発生する③地盤物性のばらつきを考慮(-1σ)した解析ケース、地盤バネ5は最大せん断ひずみが発生する③地盤物性のばらつきを考慮(-1σ)した解析ケースに基づき設定する。それぞれ、地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻における平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ の深度分布により求められる地盤剛性及び反力上限値を用いて地盤バネを設定する。

各地盤バネケースにおいて鋼管杭に与える地盤変位は、それぞれ地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻、地盤変位を与える。各地盤バネケースでの地盤変位分布及びその比較を図4.2.1-1及び図4.2.1-2に、水平方向地盤反力係数、水平方向地盤反力上限値及びその比較を図4.2.1-3～図4.2.1-6に示す。



地盤バネ 3

地盤バネ 4

地盤バネ 5

図 4. 2. 1-1 地盤バネケースの地盤変位分布図 (A-A断面)

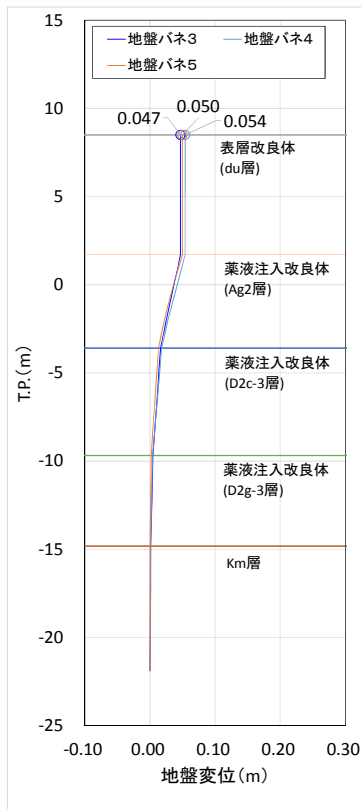


図 4. 2. 1-2 地盤バネケースの地盤変位比較図 (A-A断面)

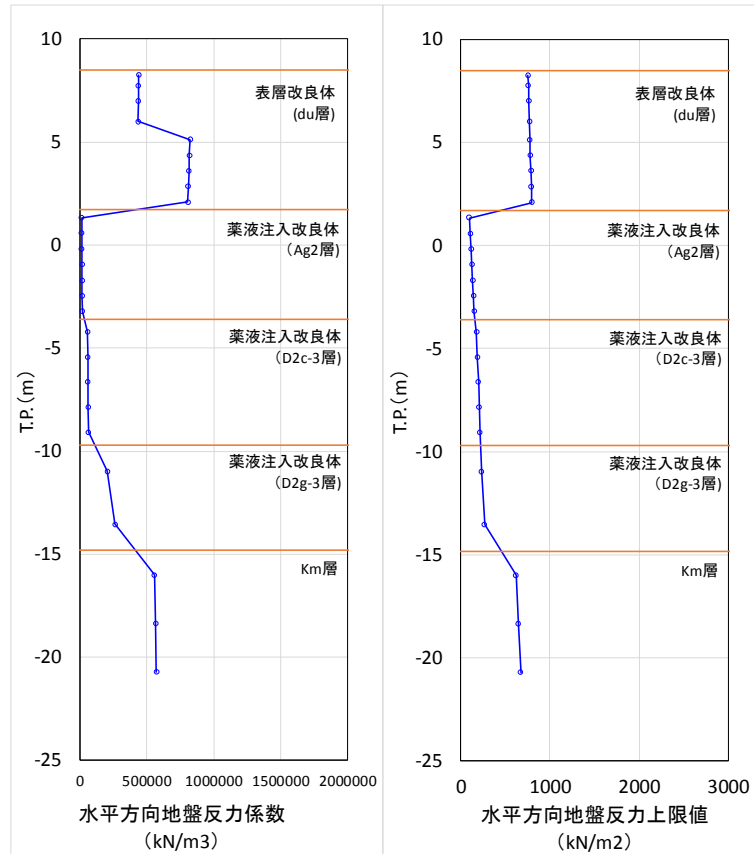


図 4.2.1-3 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (A-A断面：地盤パネ3)

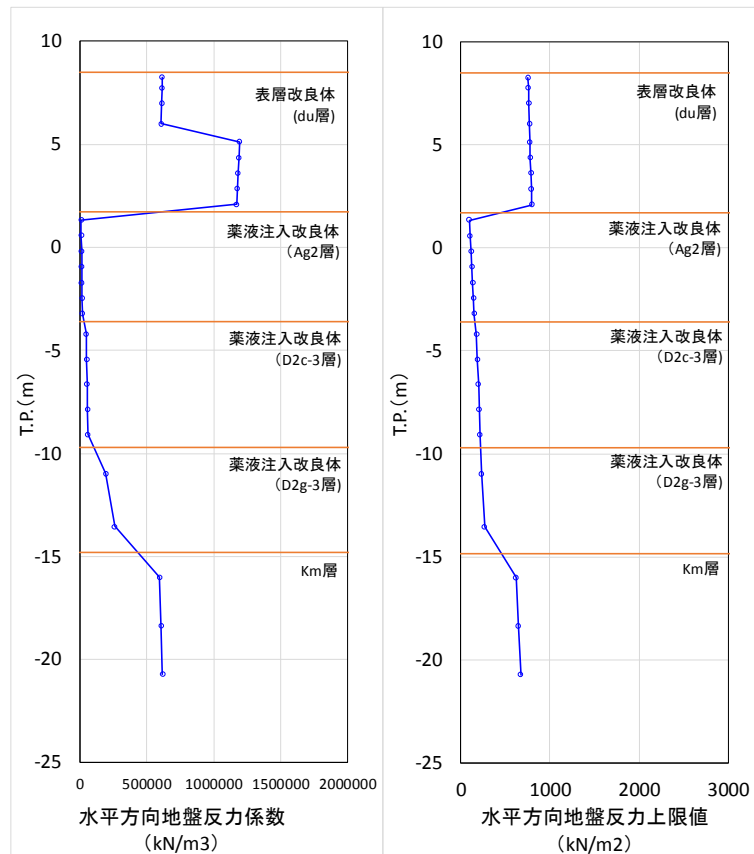


図 4.2.1-4 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (A-A断面：地盤パネ4)

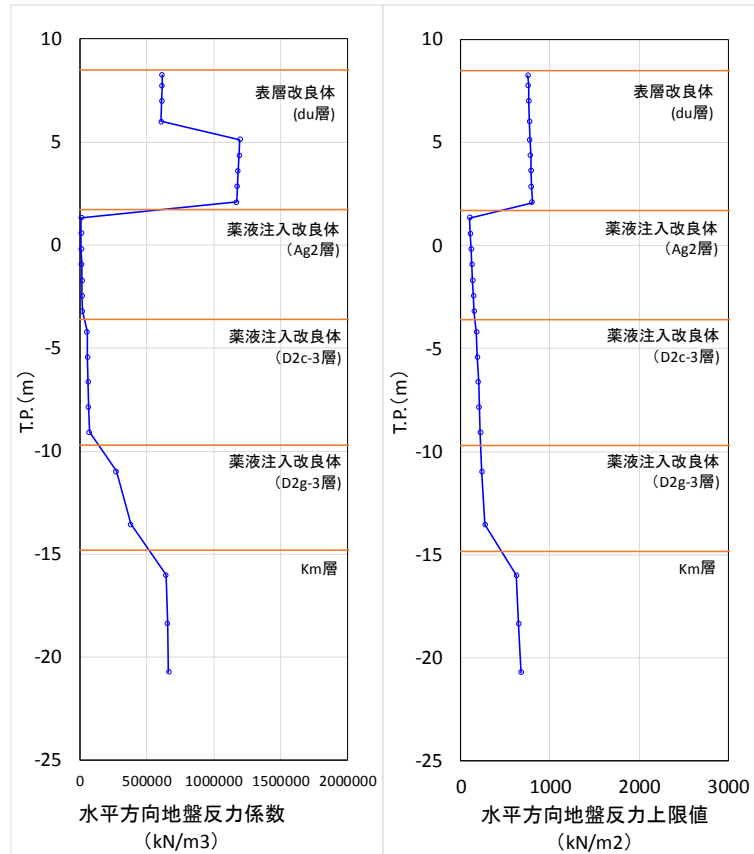


図 4. 2. 1-5 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (A-A断面：地盤バネ5)

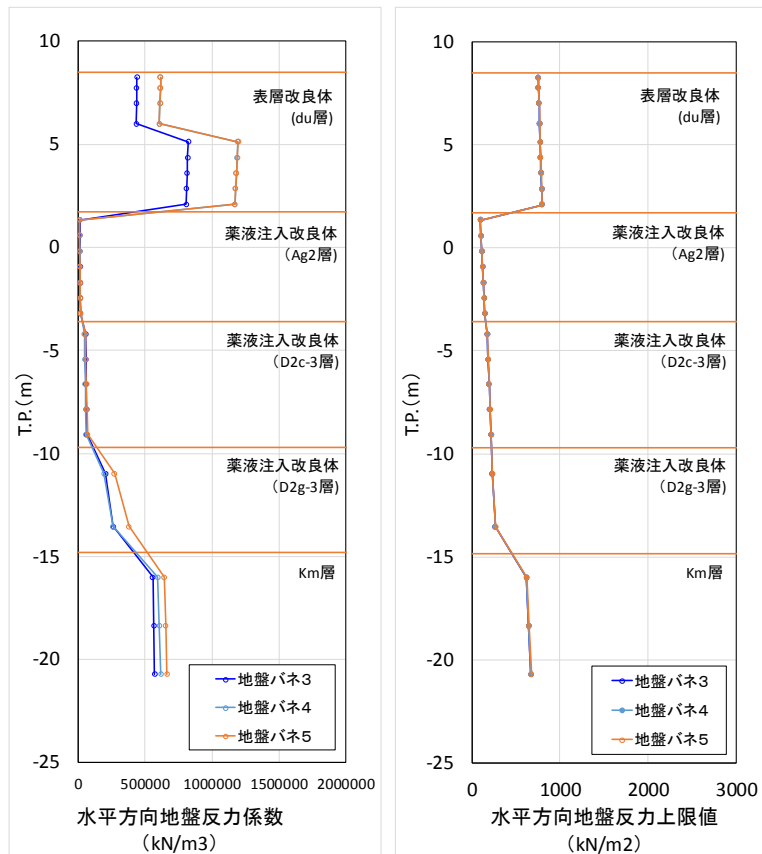


図 4. 2. 1-6 地盤バネ3，地盤バネ4及び地盤バネ5の比較 (A-A断面)

各地盤バネケースにおいて構造物に作用させる慣性力は、上記の地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻の地表面最大加速度から余震時の設計震度を求め、構造物全体に適用する。各地盤ケースでの設計震度を表 4.2.1-2 に示す。

表 4.2.1-2 各地盤ケースでの余震時の設計震度 (A-A断面)

	水平震度	鉛直震度
地盤バネ 3	0.240 (229.20 cm/s ²)	0.050 (43.89 cm/s ²)
地盤バネ 4	0.240 (228.90 cm/s ²)	0.030 (24.36 cm/s ²)
地盤バネ 5	0.230 (222.50 cm/s ²)	0.060 (53.89 cm/s ²)

上記の水平震度を用いて、次式により算出した防潮堤天端及び設置地盤標高において算出した余震時の動水圧を表 4.2.1-3 及び表 4.2.1-4 に示す。

$$P_d(z) = 7/8 \times \gamma_0 \times K_h \times \sqrt{h \cdot z}$$

ここで、 γ_0 ：水の単位体積重量 (kN/m³)

K_h ：水平震度

h ：水深 (m)

z ：水面を 0 とし下向きにとった座標 (m)

表 4.2.1-3 余震時の動水圧 (基準津波時：A-A断面)

	防潮堤 天端高 (T.P.)	入力津波 高さ (T.P.)	設置地盤 標高 (T.P.)	防潮堤 天端動水圧 (kN/m ²)	設置地盤標高 での動水圧 (kN/m ²)
地盤バネ 3	+24.0	+16.8	+8.0	0.0	25.8
地盤バネ 4				0.0	25.8
地盤バネ 5				0.0	24.7

表 4.2.1-4 余震時の動水圧 (T.P.+24 m 津波時：A-A断面)

	防潮堤 天端高 (T.P.)	入力津波 高さ (T.P.)	設置地盤 標高 (T.P.)	防潮堤 天端動水圧 (kN/m ²)	設置地盤標高 での動水圧 (kN/m ²)
地盤バネ 3	+24.0	+24.0	+8.0	0.0	41.6
地盤バネ 4				0.0	41.6
地盤バネ 5				0.0	39.8

防潮扉 2 基礎の重畳時の評価結果を示す。

4.2.2 鋼管杭の評価結果

(1) 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.2.2-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 4.2.2-2 ~表 4.2.2-3 に、断面力図を図 4.2.2-2~図 4.2.2-13 に示す。断面力図は、照査値が最も厳しくなる杭の断面力分布を示したものである。鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力度は最大となる値を示している。

表 4.2.2-1 鋼管杭 (SM570) 断面諸元

断面	板厚 (mm)	断面積 (m ²)	断面係数 (m ³)
防潮扉 (A-A)	35	0.263	0.15995

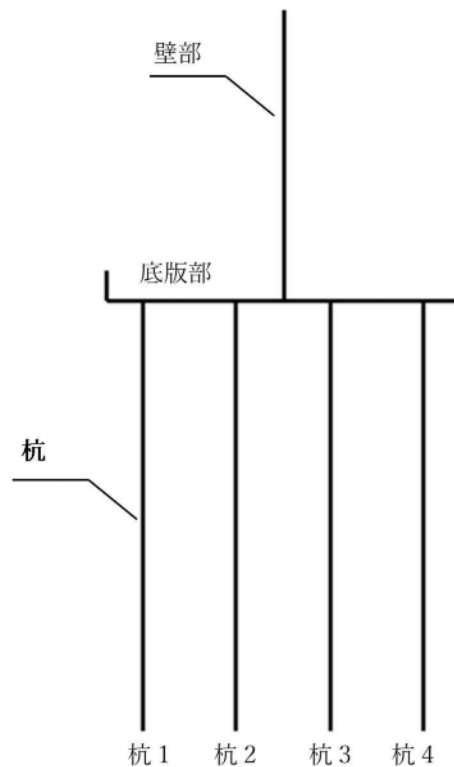


図 4.2.2-1 防潮扉 2 基礎 杭番号位置図

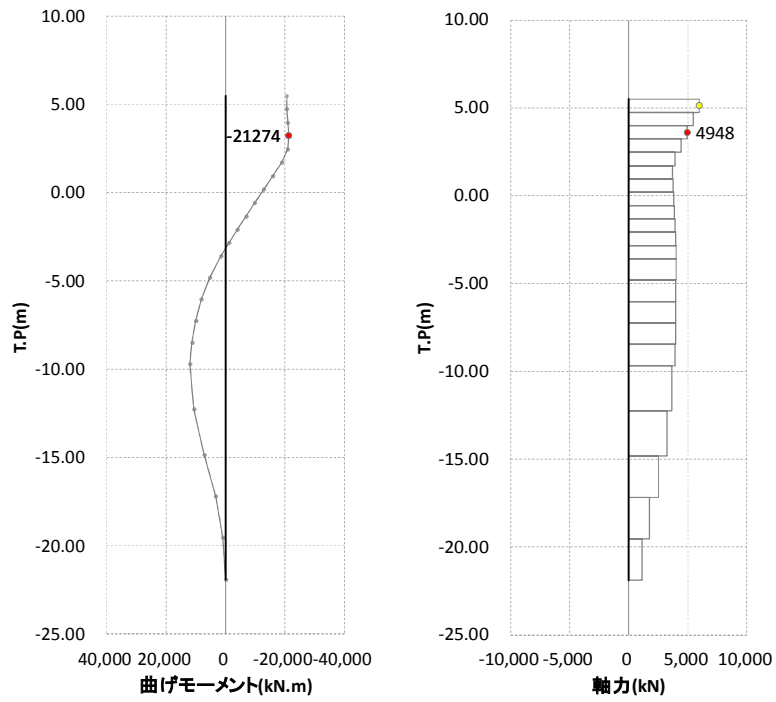


図 4.2.2-2 断面力図 杭 4 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ 3，慣性力上向き)

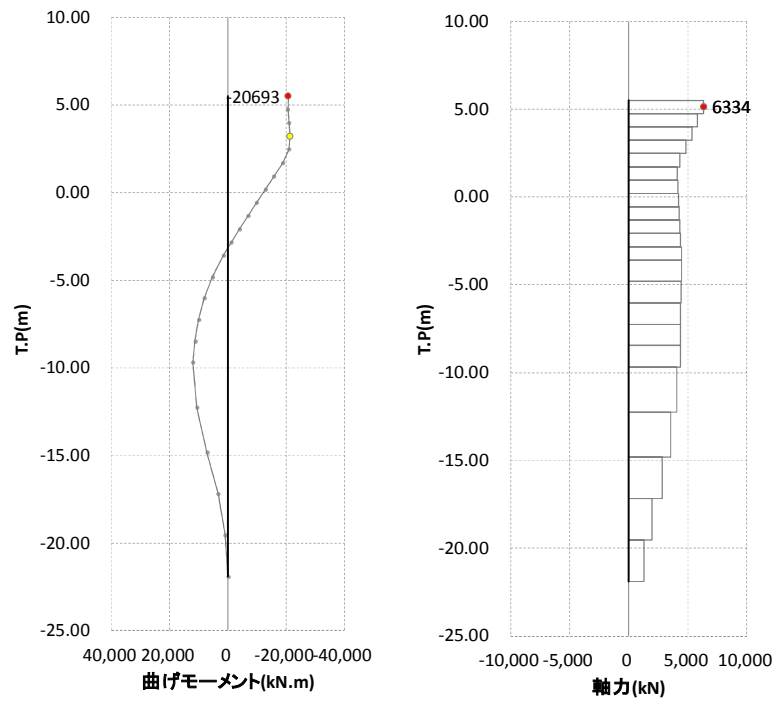


図 4.2.2-3 断面力図 杭 4 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ 3，慣性力下向き)

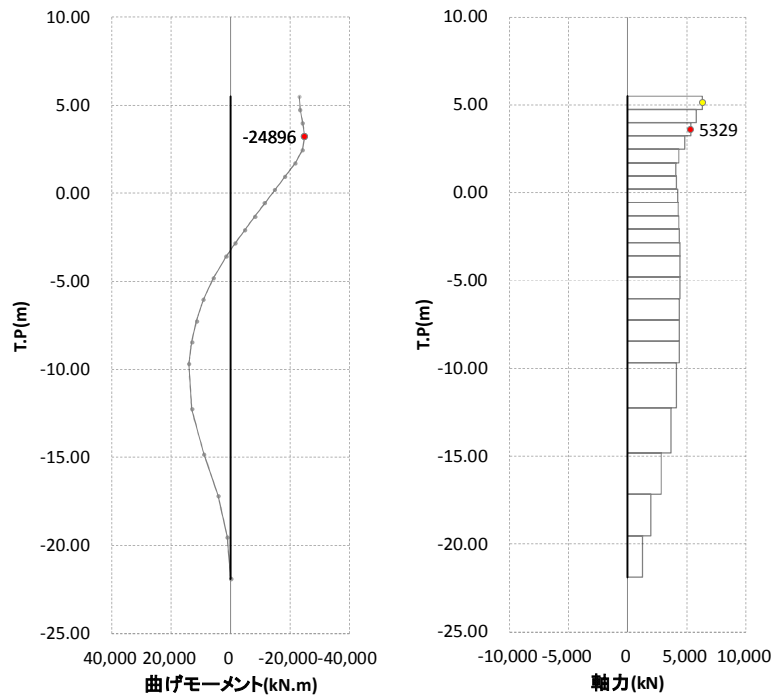


図 4.2.2-4 断面力図 杭 4 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ 4，慣性力上向き)

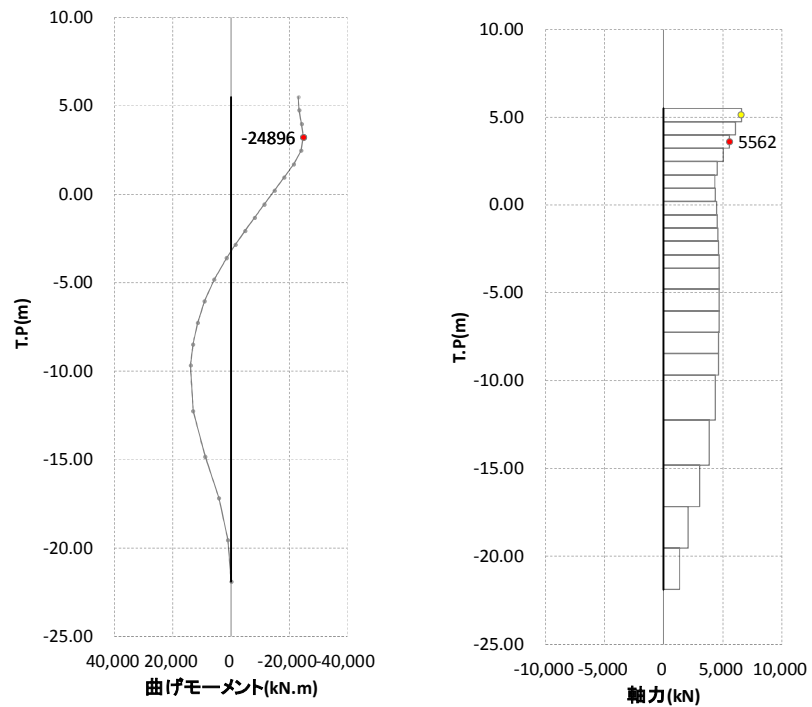


図 4.2.2-5 断面力図 杭 4 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ 4，慣性力下向き)

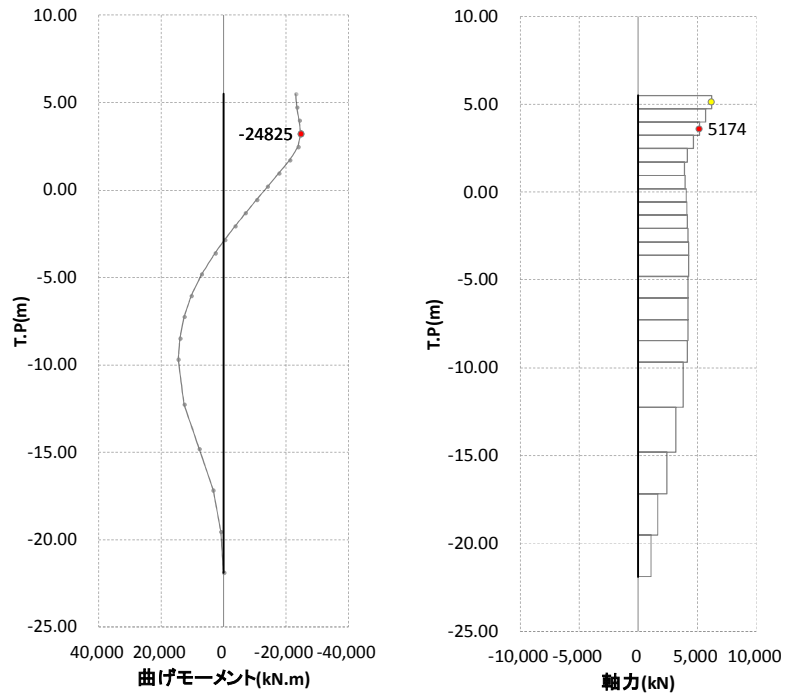


図 4.2.2-6 断面力図 杭 4 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ 5，慣性力上向き)

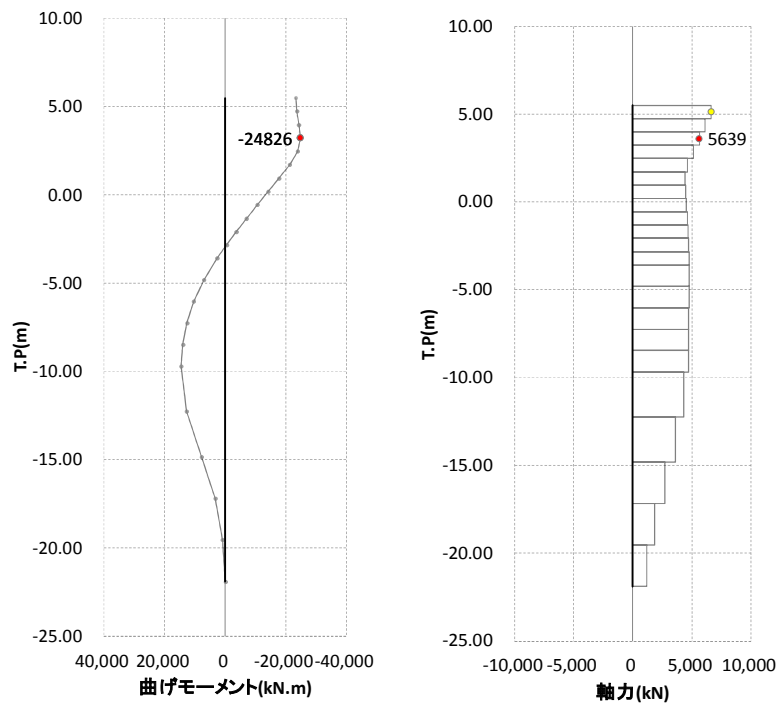


図 4.2.2-7 断面力図 杭 4 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ 5，慣性力下向き)

表 4.2.2-2 曲げ軸力に対する照査（基準津波時）

	鉛直 慣性力	杭番号	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	上向き	4	21274	4948	151.82	382.5	0.40
	下向き	4	20693	6334	153.46	382.5	0.41
地盤バネ 4	上向き	4	24896	5329	175.92	382.5	0.46
	下向き	4	24896	5562	176.80	382.5	0.47
地盤バネ 5	上向き	4	24825	5174	174.88	382.5	0.46
	下向き	4	24826	5639	176.66	382.5	0.47

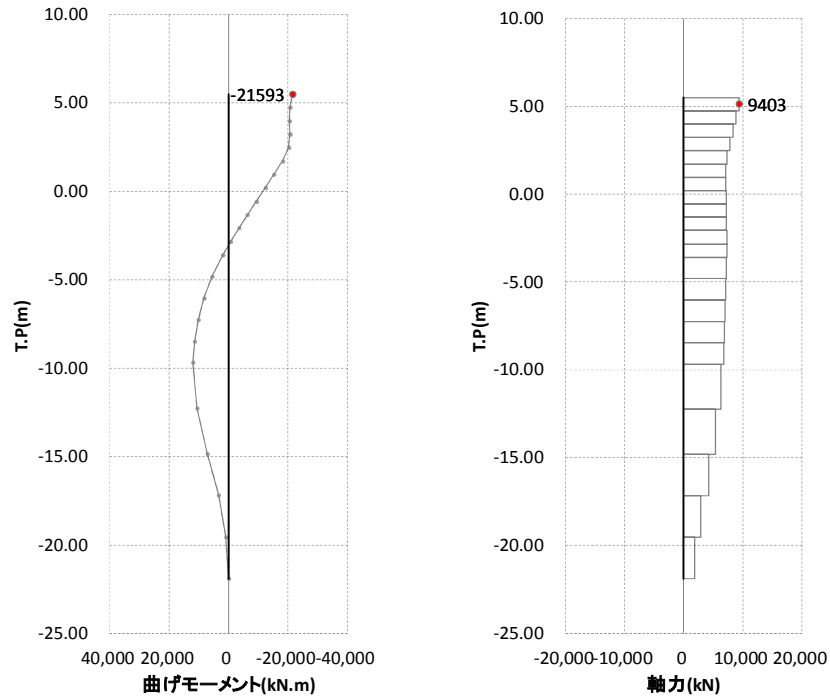


図 4.2.2-8 断面力図 杭 4 (A-A断面 : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 3, 慣性力上向き)

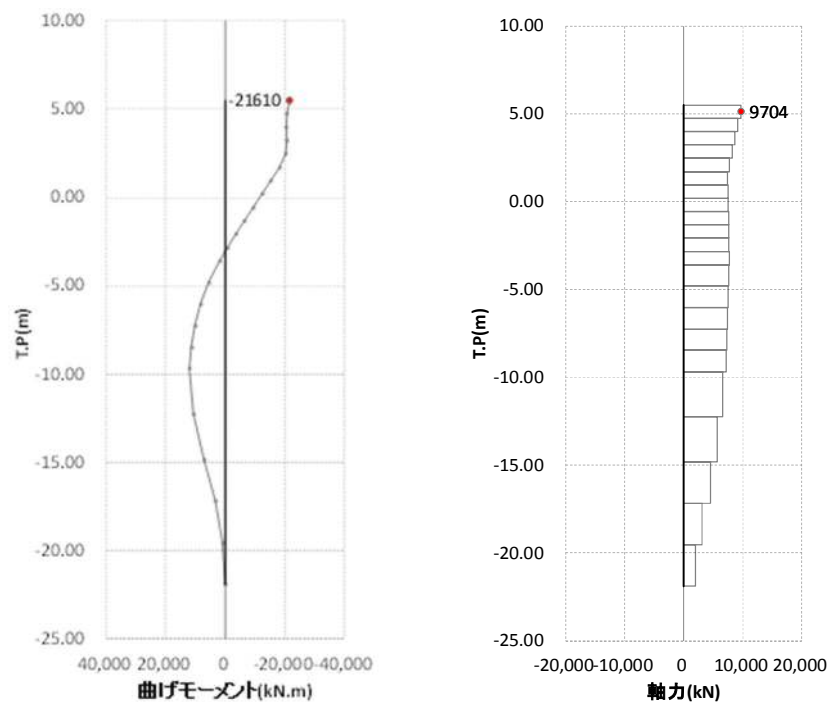


図 4.2.2-9 断面力図 杭 4 (A-A断面 : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 3, 慣性力下向き)

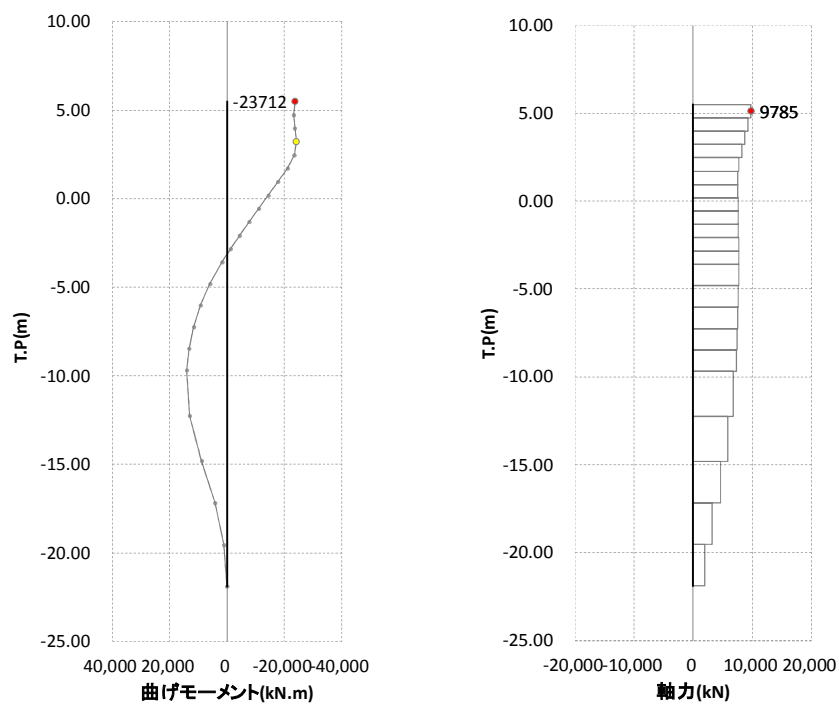


図 4.2.2-10 断面力図 杭 4 (A-A断面 : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 4, 慣性力上向き)

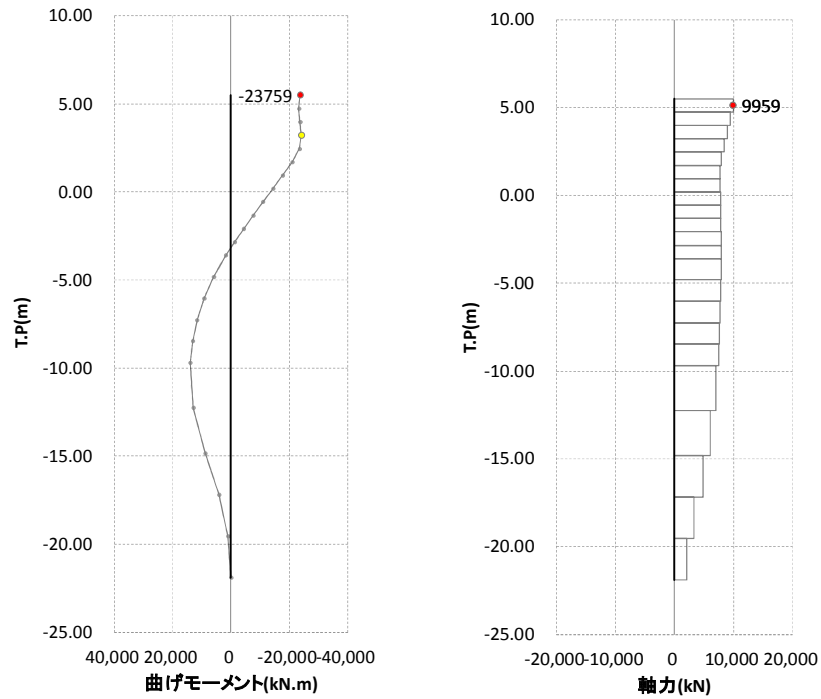


図 4.2.2-11 断面力図 杭 4 (A-A断面 : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 4, 慣性力下向き)

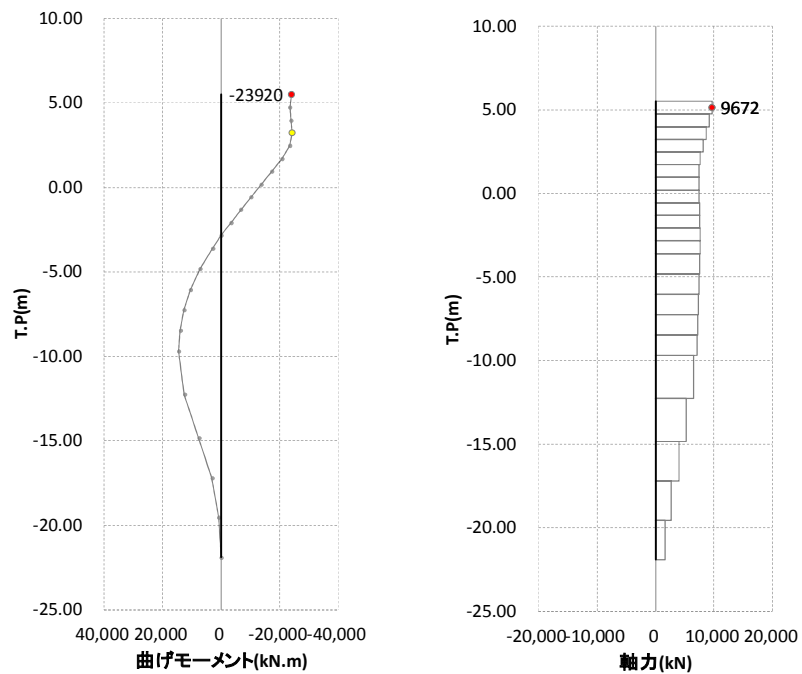


図 4.2.2-12 断面力図 杭 4 (A-A断面 : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 5, 慣性力上向き)

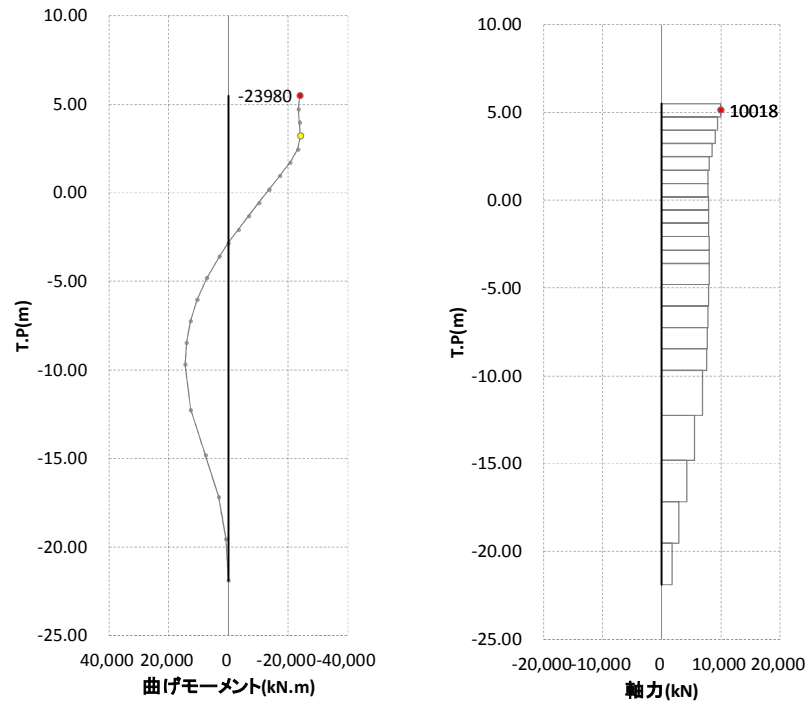


図 4. 2. 2-13 断面力図 杭 4 (A-A断面 : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 5, 慣性力下向き)

表 4. 2. 2-3 曲げ軸力に対する照査 (T.P. +24 m 津波時)

	鉛直 慣性力	杭番号	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	上向き	4	21593	9403	170.76	433.5	0.40
	下向き	4	21610	9704	172.01	433.5	0.40
地盤バネ 4	上向き	4	23712	9785	185.46	433.5	0.43
	下向き	4	23759	9959	186.41	433.5	0.44
地盤バネ 5	上向き	4	23920	9672	186.33	433.5	0.43
	下向き	4	23980	10018	188.02	433.5	0.44

(2) せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 4.2.2-1 に、せん断力に対する照査結果を表 4.2.2-4～表 4.2.2-5 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、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤バネに対して最大となる値を示している。

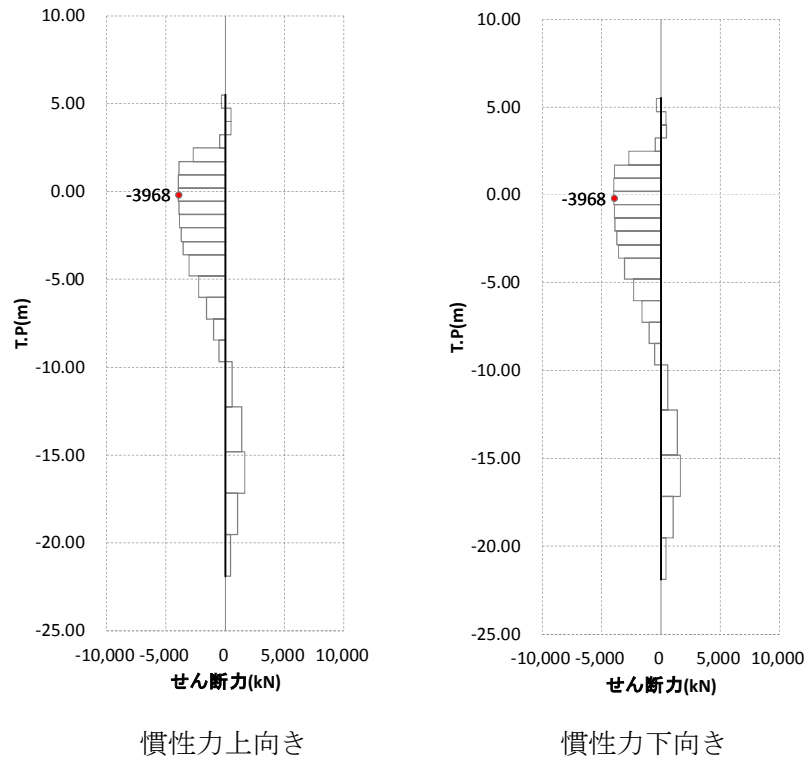
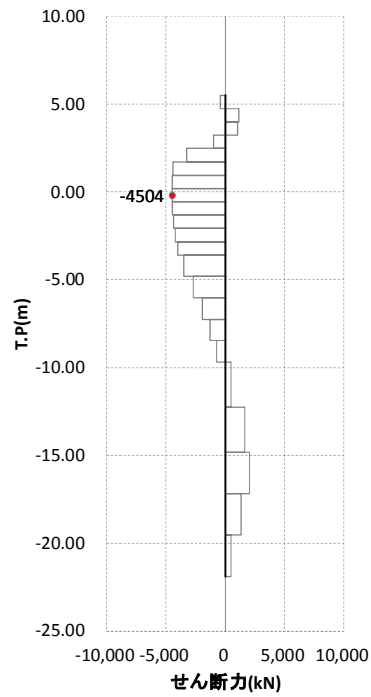
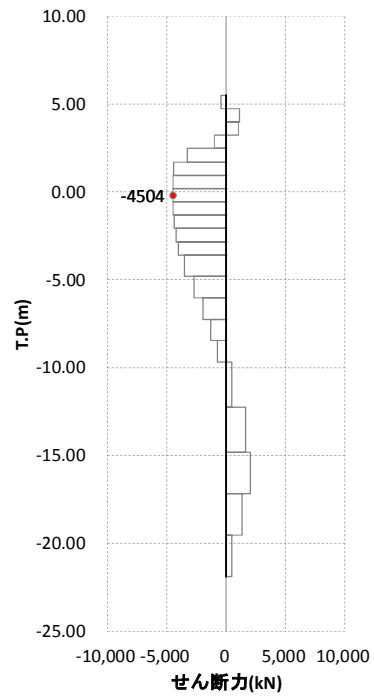


図 4.2.2-14 断面力図 杭 4 (A-A断面：基準津波時、地盤バネ 3)

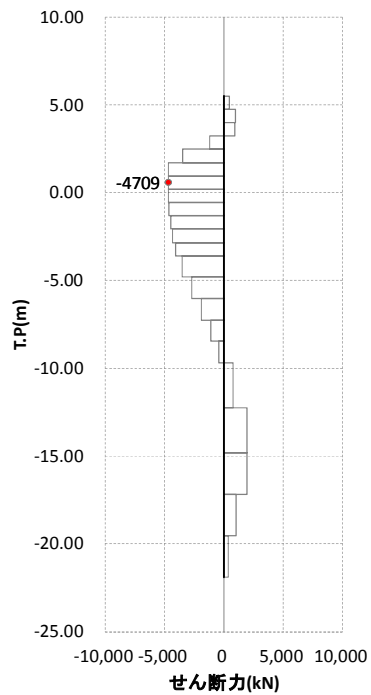


慣性力上向き

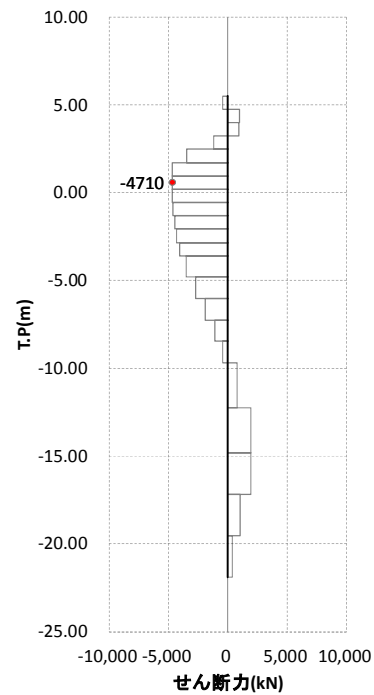


慣性力下向き

図 4.2.2-15 断面力図 杭4 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ4)



慣性力上向き



慣性力下向き

図 4.2.2-16 断面力図 杭4 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ5)

表 4.2.2-4 せん断力に対する照査（基準津波時）

	鉛直 慣性力	杭番号	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3 (検討ケース①)	上向き	4	3968	30.18	217.5	0.14
	下向き	4	3968	30.18	217.5	0.14
地盤バネ 4 (検討ケース③)	上向き	4	4504	34.26	217.5	0.16
	下向き	4	4504	34.26	217.5	0.16
地盤バネ 5	上向き	4	4709	35.81	217.5	0.17
	下向き	4	4710	35.82	217.5	0.17

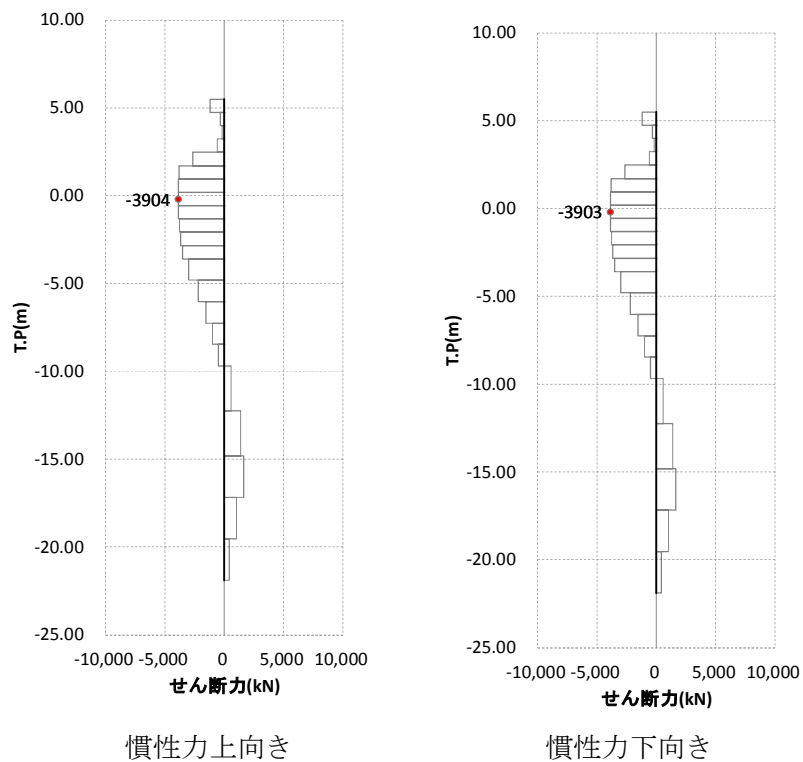
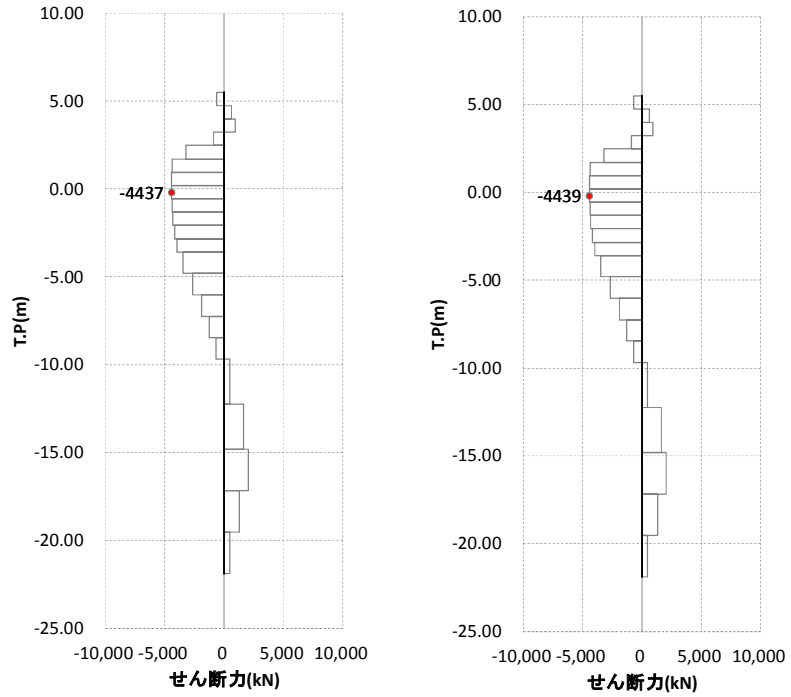


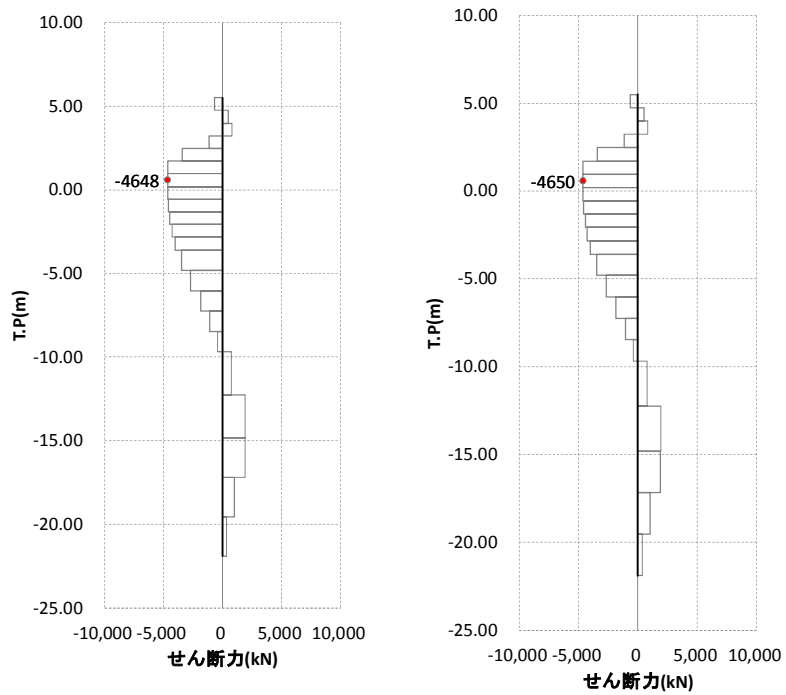
図 4.2.2-17 断面力図 杭 4 (A-A断面：T.P. +24 m 津波時，地盤バネ 3)



慣性力上向き

慣性力下向き

図 4.2.2-18 断面力図 杭 4 (A-A断面 : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 4)



慣性力上向き

慣性力下向き

図 4.2.2-19 断面力図 杭 4 (A-A断面 : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 5)

表 4.2.2-5 せん断力に対する照査 (T.P. +24 m 津波時)

	鉛直 慣性力	杭番号	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3 (検討ケース①)	上向き	4	3904	29.69	246.5	0.13
	下向き	4	3903	29.69	246.5	0.13
地盤バネ 4 (検討ケース③)	上向き	4	4437	33.75	246.5	0.14
	下向き	4	4439	33.76	246.5	0.14
地盤バネ 5	上向き	4	4648	35.35	246.5	0.15
	下向き	4	4650	35.37	246.5	0.15

4.2.3 鉄筋コンクリートの評価結果

(1) 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.2.3-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 4.2.3-2 ～表 4.2.3-22 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各部材において最大となる値を示している。

表 4.2.3-1 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (mm ²)
底版部	0.15	3.45	D38-92 本 (4 段)	419520
壁部	0.15	4.65～7.35	D38-22 本 (4 段)	100320

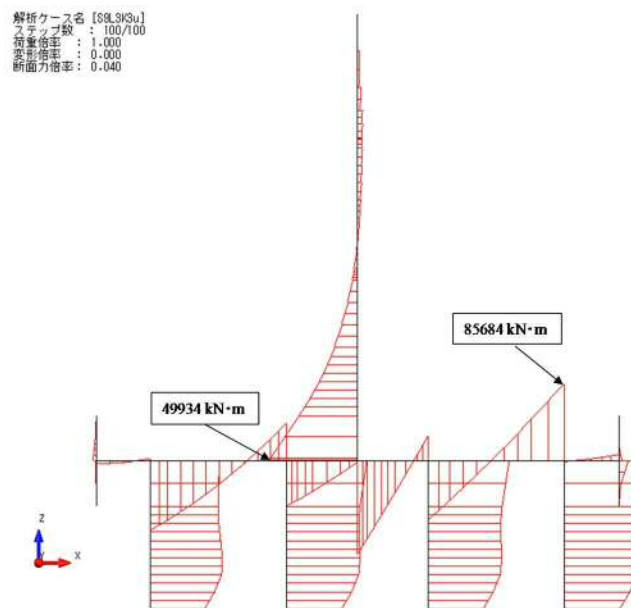


図 4.2.3-1 曲げ圧縮応力照査 曲げモーメント図

(A-A断面：基準津波時，地盤バネ3，鉛直慣性力上向き)

①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

解析ケース名 [88L3K3u]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.200

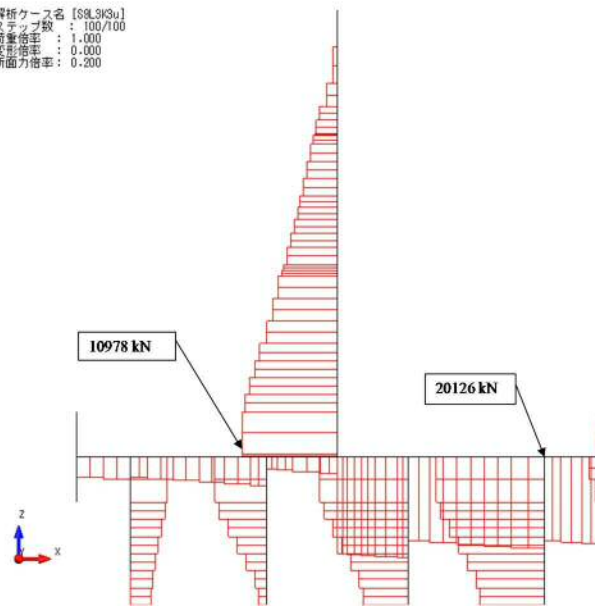


図 4.2.3-2 曲げ圧縮応力照査 軸力図

(A-A断面：基準津波時，地盤バネ3，鉛直慣性力上向き)

①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

解析ケース名 [88L3K3e]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.040

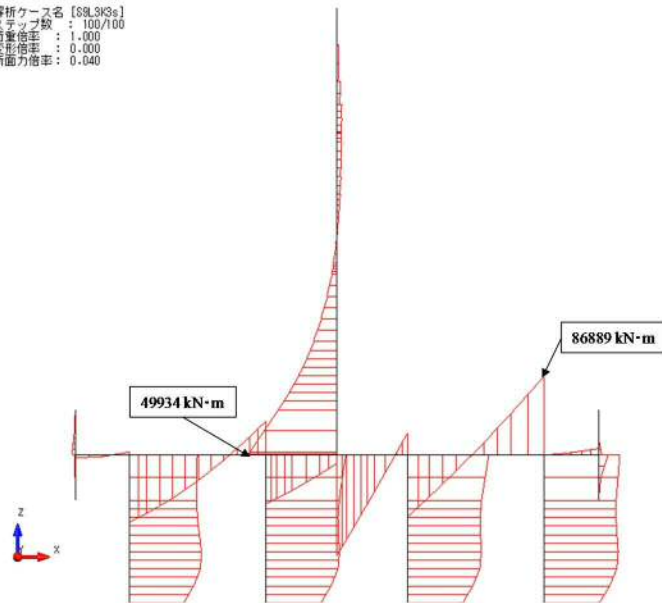


図 4.2.3-3 曲げ圧縮応力照査 曲げモーメント図

(A-A断面：基準津波時，地盤バネ3，慣性力下向き)

①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

解析ケース名 [S8L3K3s]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.200

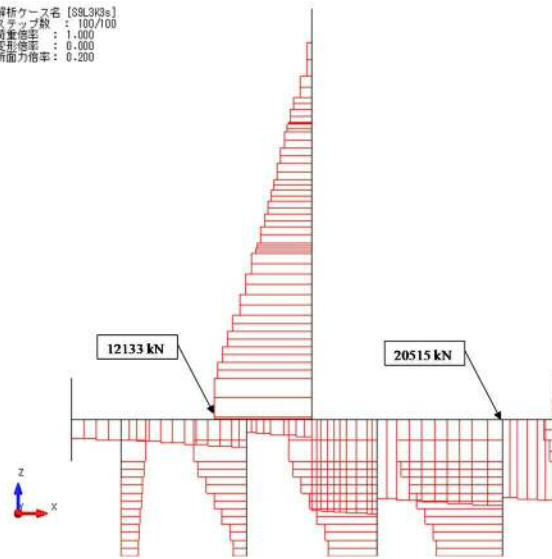


図 4.2.3-4 曲げ圧縮応力照査 軸力図

(A-A断面：基準津波時，地盤バネ3，慣性力下向き)

①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

表 4.2.3-2 曲げ圧縮応力に対する照査（地盤バネ3：基準津波時）

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	曲げ 圧縮応力 照査値
上向き	壁部	-49934	10978	2.0	21	0.10
	底板部	85684	20126	2.7	21	0.13
下向き	壁部	-49934	12133	2.0	21	0.10
	底板部	86889	20515	2.8	21	0.14

解析ケース名 [S8L3K3u]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.040

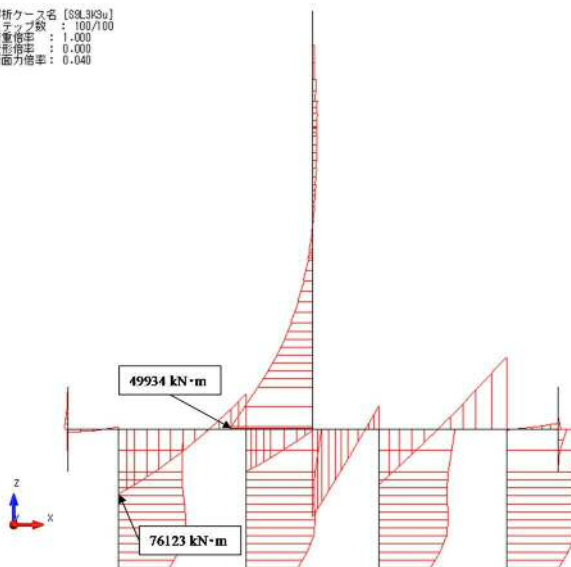


図 4.2.3-5 曲げ引張応力照査 曲げモーメント図

(A-A断面：基準津波時，地盤バネ3，鉛直慣性力上向き)

①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

解析ケース名 [88L393u]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.200

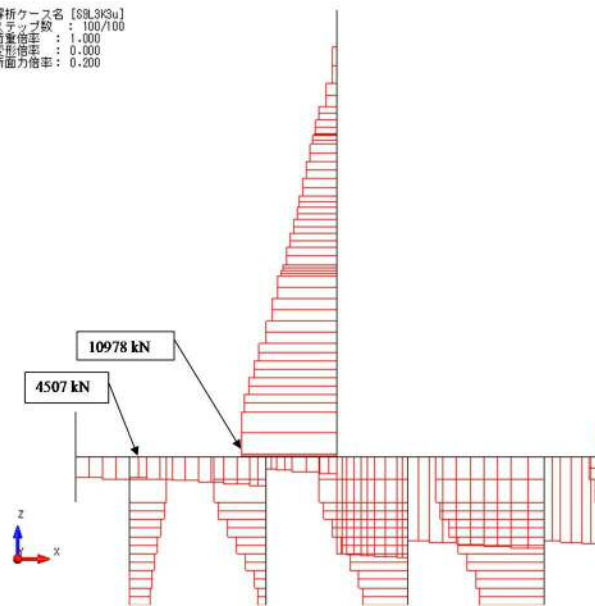


図 4.2.3-6 曲げ引張応力照査 軸力図

(A-A断面：基準津波時，地盤バネ3，鉛直慣性力上向き)

①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

解析ケース名 [88L393e]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.040

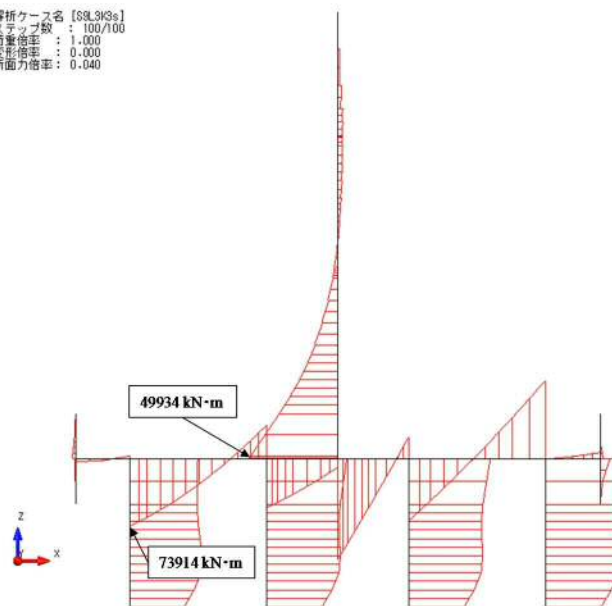


図 4.2.3-7 曲げ引張応力照査 曲げモーメント図

(A-A断面：基準津波時，地盤バネ3，慣性力下向き)

①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

解析ケース名 [S8L3K3s]
 ステップ数 : 100/100
 荷重増率 : 1.000
 変形増率 : 0.000
 断面力増率 : 0.200

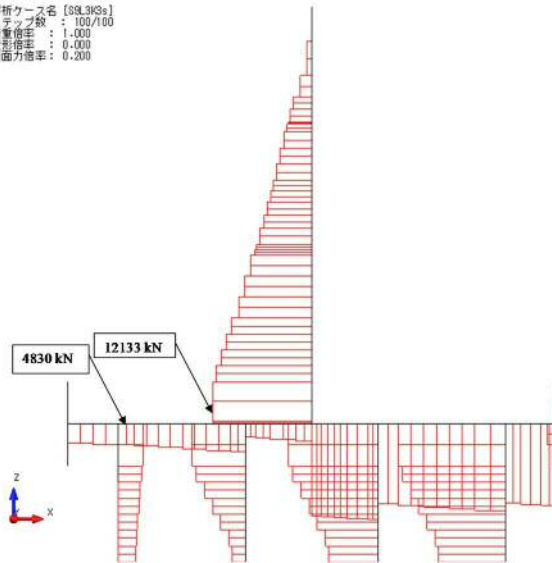


図 4.2.3-8 曲げ引張応力照査 軸力図

(A-A断面：基準津波時，地盤バネ3，慣性力下向き)

①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

表 4.2.3-3 曲げ引張応力に対する照査（地盤バネ3：基準津波時）

	部材	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	曲げ引張応力照査値
上向き	壁部	-49934	10978	33.9	435	0.08
	底版部	76123	4507	64.5	435	0.15
下向き	壁部	-49934	12133	30.2	435	0.07
	底版部	73914	4830	62.1	435	0.15

解析ケース名 [S8L3K4u]
 ステップ数 : 100/100
 荷重増率 : 1.000
 変形増率 : 0.000
 断面力増率 : 0.040

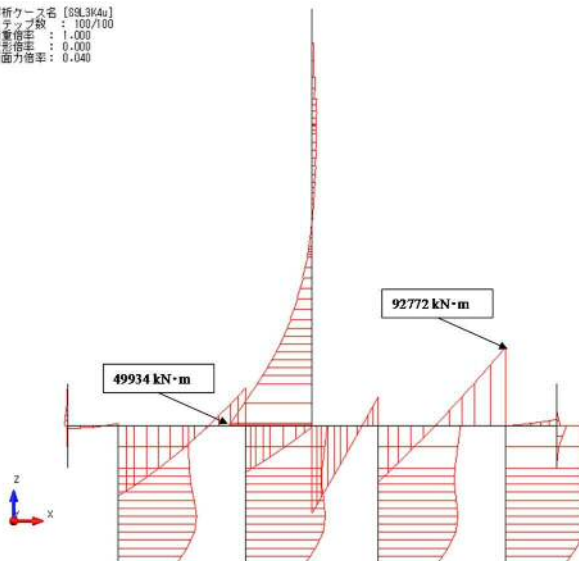


図 4.2.3-9 曲げ圧縮応力照査 曲げモーメント図

(A-A断面：基準津波時，地盤バネ4，慣性力上向き)

③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

解析ケース名 [88L3K4a]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.200

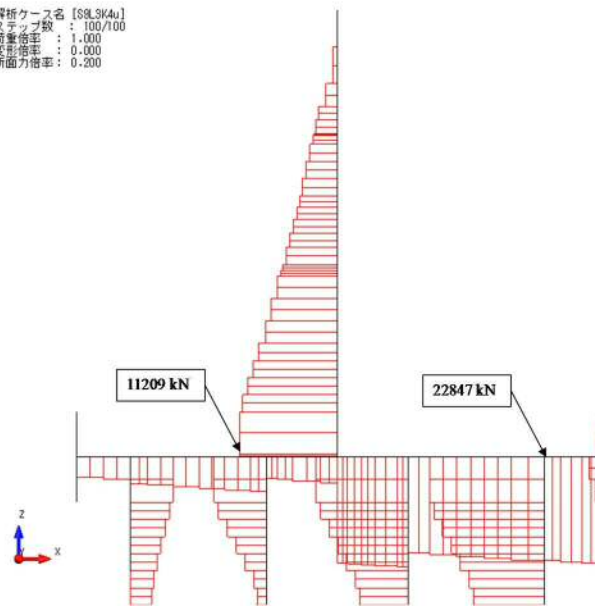


図 4.2.3-10 曲げ圧縮応力照査 軸力図
 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ4，慣性力上向き)
 ③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

解析ケース名 [88L3K4a]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.040

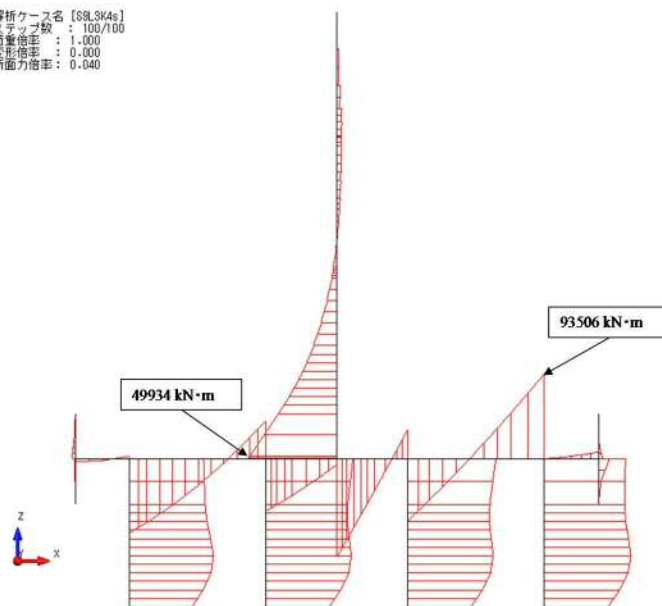


図 4.2.3-11 曲げ圧縮応力照査 曲げモーメント図
 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ4，慣性力下向き)
 ③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

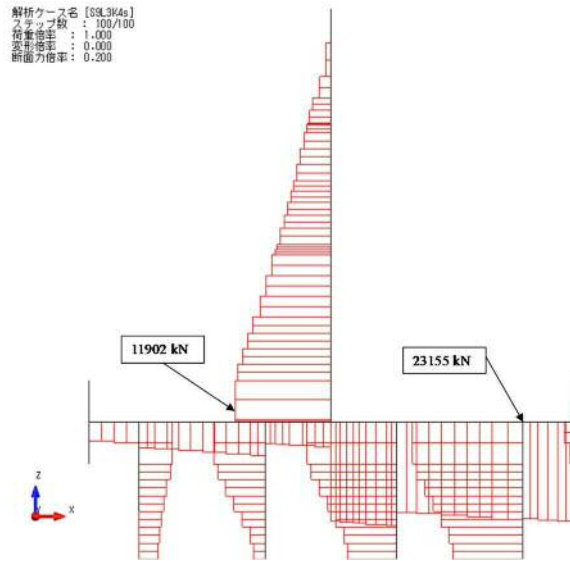


図 4.2.3-12 曲げ圧縮応力照査 軸力図
 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ4，慣性力下向き)
 ③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

表 4.2.3-4 曲げ圧縮応力に対する照査 (地盤バネ4：基準津波時)

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	曲げ 圧縮応力 照査値
上向き	壁部	-49934	11209	2.0	21	0.10
	底版部	92772	22847	3.0	21	0.15
下向き	壁部	-49934	11902	2.0	21	0.10
	底版部	93506	23155	3.0	21	0.15

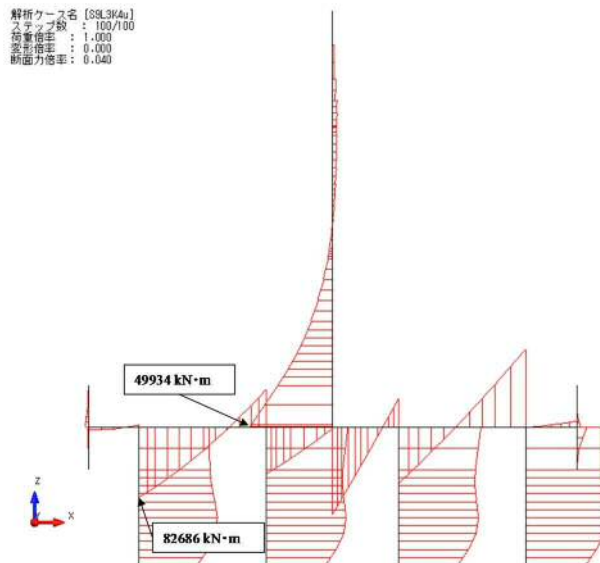


図 4.2.3-13 曲げ引張応力照査 曲げモーメント図
 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ4，慣性力上向き)
 ③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

解析ケース名 [S8L3K4a]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.200

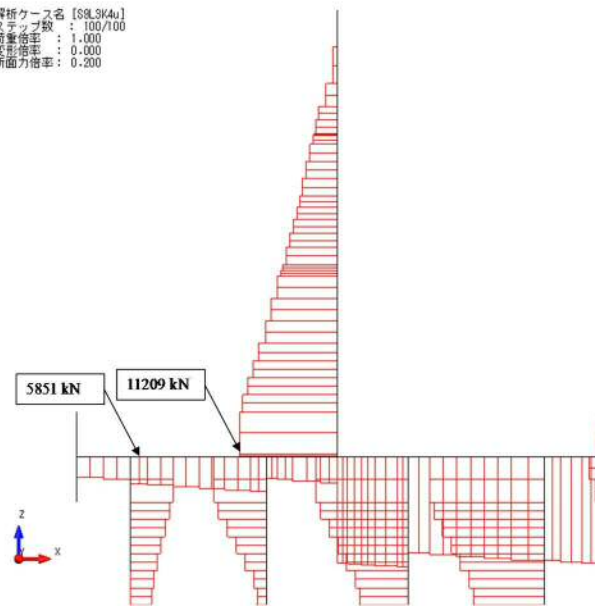


図 4.2.3-14 曲げ引張応力照査 軸力図
 (A-A断面: 基準津波時, 地盤バネ4, 慣性力上向き)
 ③地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

解析ケース名 [S8L3K4a]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.040

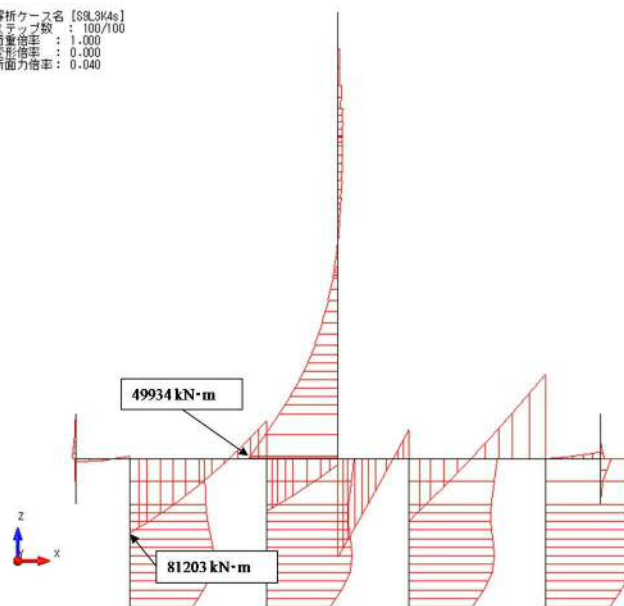


図 4.2.3-15 曲げ引張応力照査 曲げモーメント図
 (A-A断面: 基準津波時, 地盤バネ4, 慣性力下向き)
 ③地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

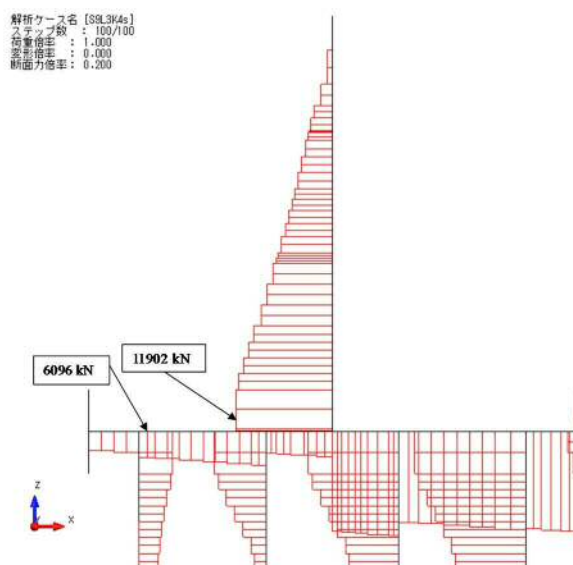


図 4.2.3-16 曲げ引張応力照査 軸力図
 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ4，慣性力下向き)
 ③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

表 4.2.3-5 曲げ引張応力に対する照査 (地盤バネ4：基準津波時)

	部材	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	曲げ引張応力照査値
上向き	壁部	-49934	11209	33.2	435	0.08
	底版部	82686	5851	69.0	435	0.16
下向き	壁部	-49934	11902	31.0	435	0.08
	底版部	81203	6096	67.4	435	0.16

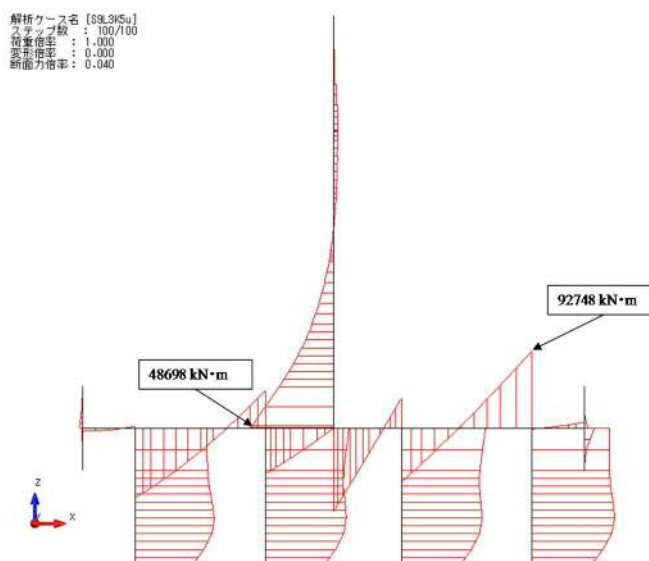


図 4.2.3-17 曲げ圧縮応力照査 曲げモーメント図
 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ5，慣性力上向き)
 ③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

解析ケース名 [89L3H5u]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.200

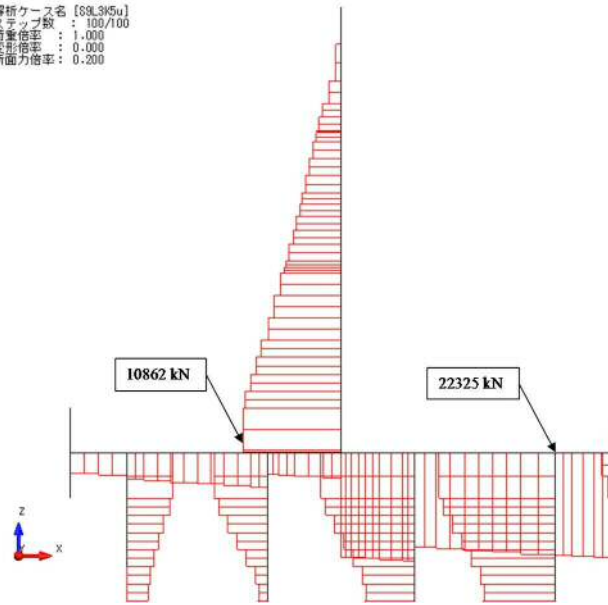


図 4.2.3-18 曲げ圧縮応力照査 軸力図

(A-A断面：基準津波時，地盤バネ5，慣性力上向き)
 ③地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース

解析ケース名 [89L3H5s]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.040

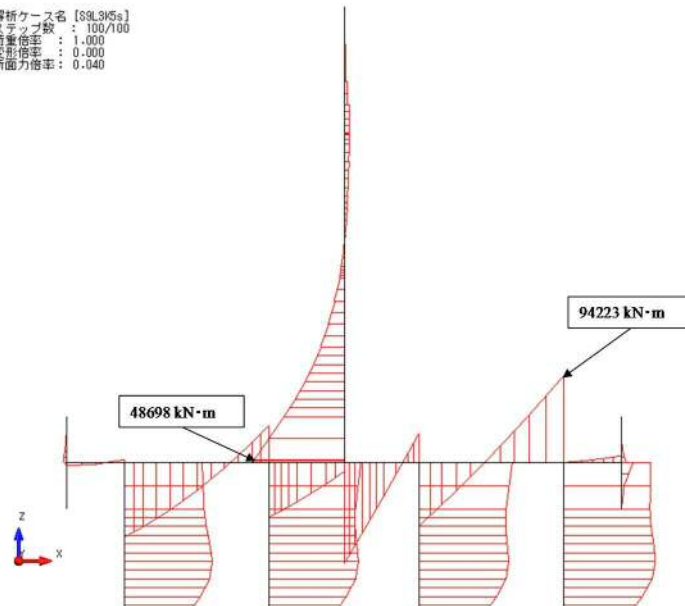


図 4.2.3-19 曲げ圧縮応力照査 曲げモーメント図

(A-A断面：基準津波時，地盤バネ5，慣性力下向き)
 ③地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース

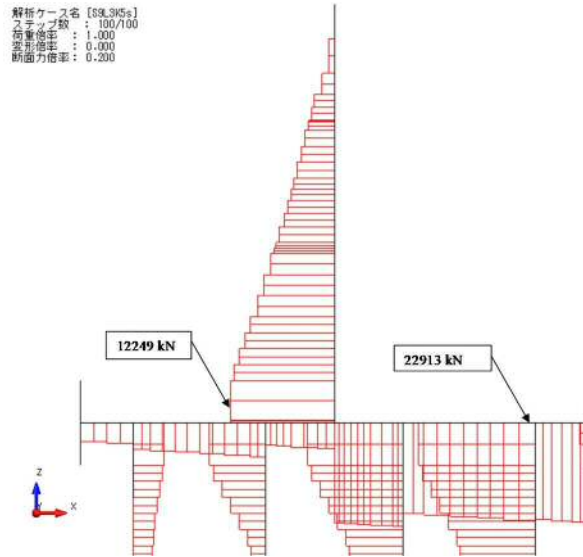


図 4.2.3-20 曲げ圧縮応力照査 軸力図
 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ5，慣性力下向き)
 ③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

表 4.2.3-6 曲げ圧縮応力に対する照査 (地盤バネ5：基準津波時)

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	曲げ 圧縮応力 照査値
上向き	壁部	-48698	10862	1.9	21	0.10
	底板部	92748	22325	3.0	21	0.15
下向き	壁部	-48698	12249	1.9	21	0.10
	底板部	94223	22913	3.0	21	0.15

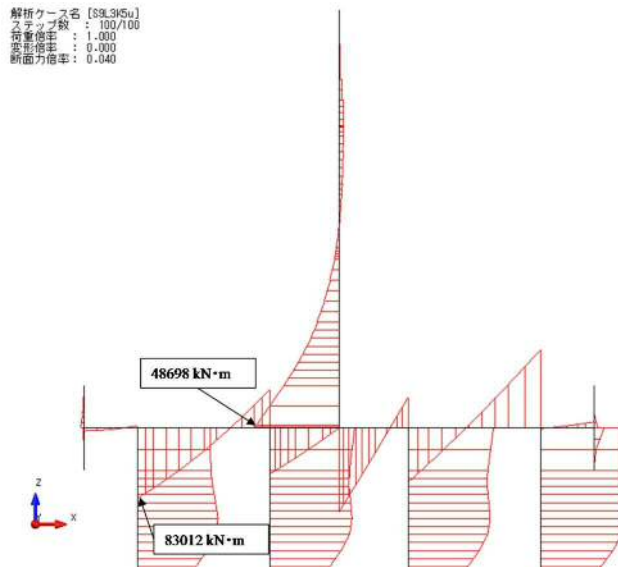


図 4.2.3-21 曲げ引張応力照査 曲げモーメント図
 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ5，慣性力上向き)
 ③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

解析ケース名 [89L3H5u]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.200

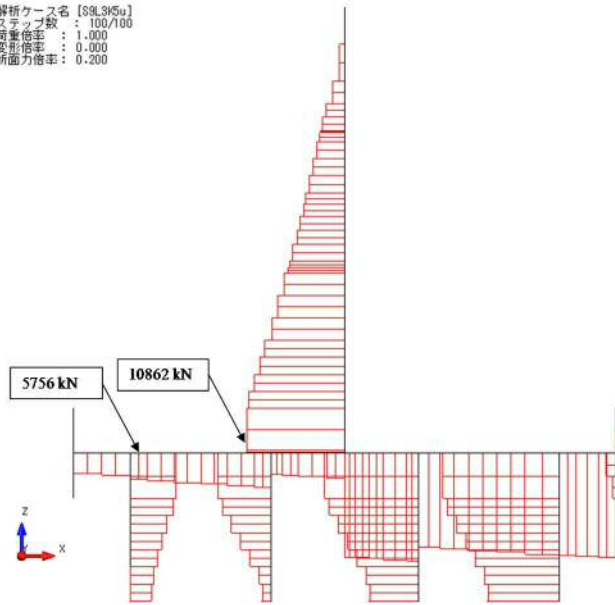


図 4.2.3-22 曲げ引張応力照査 軸力図

(A-A断面：基準津波時，地盤バネ5，慣性力上向き)
 ③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

解析ケース名 [89L3H5s]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.040

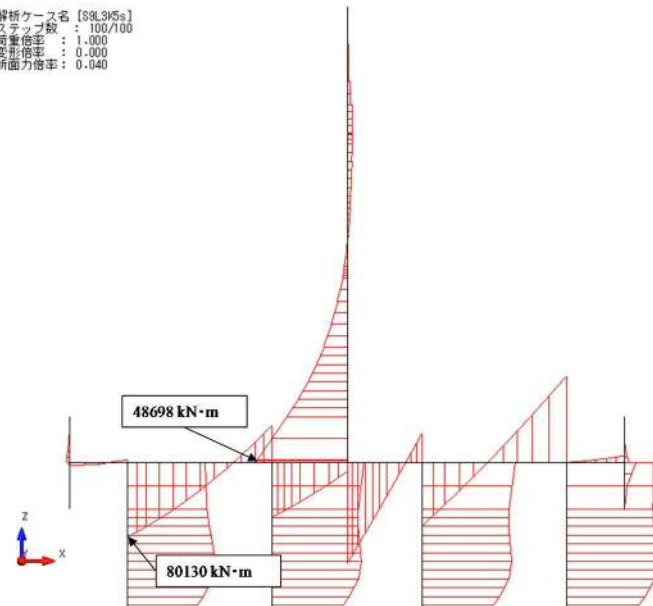


図 4.2.3-23 曲げ引張応力照査 曲げモーメント図

(A-A断面：基準津波時，地盤バネ5，慣性力下向き)
 ③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

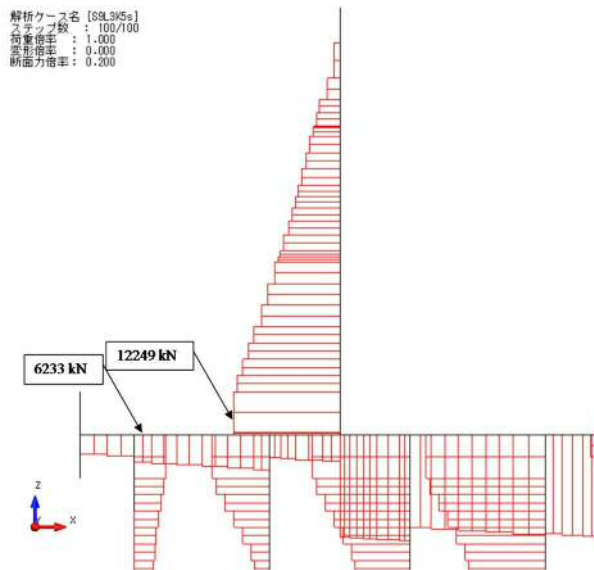


図 4.2.3-24 曲げ引張応力照査 軸力図
 (A-A断面: 基準津波時, 地盤バネ 5, 慣性力下向き)
 ③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

表 4.2.3-7 曲げ引張応力に対する照査 (地盤バネ 5: 基準津波時)

	部材	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	曲げ引張応力照査値
上向き	壁部	-48698	10862	32.6	435	0.08
	底版部	83012	5756	69.4	435	0.16
下向き	壁部	-48698	12249	28.2	435	0.07
	底版部	80130	6233	66.2	435	0.16

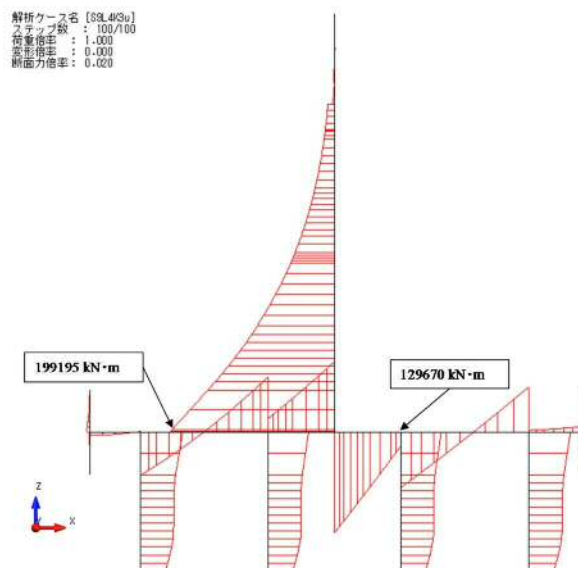


図 4.2.3-25 曲げ圧縮応力照査 曲げモーメント図
 (A-A断面: T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 3, 鉛直慣性力上向き)
 ①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

解析ケース名 [89L493u]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.120

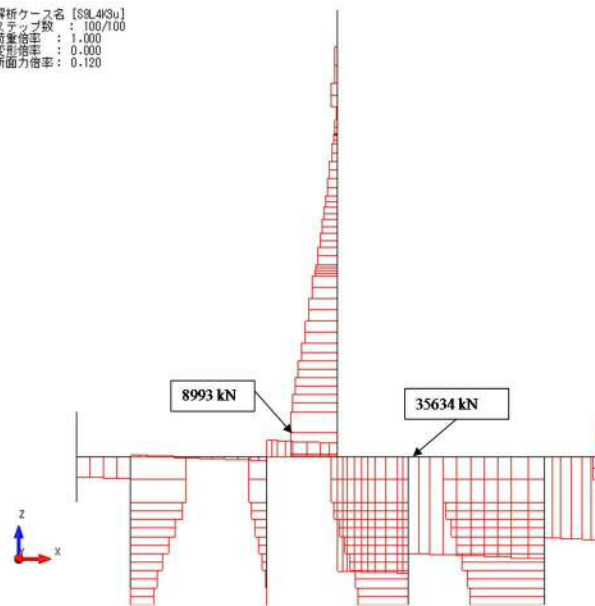


図 4.2.3-26 曲げ圧縮応力照査 軸力図

(A-A断面 : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 3, 鉛直慣性力上向き)

①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

解析ケース名 [89L493e]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.020

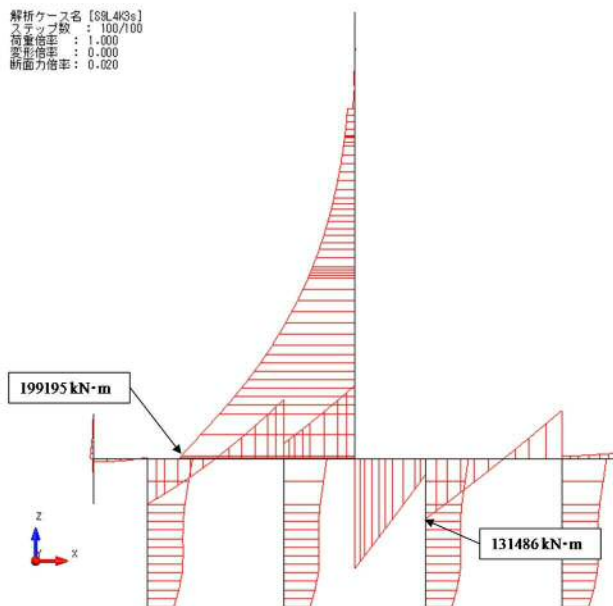


図 4.2.3-27 曲げ圧縮応力照査 曲げモーメント図

(A-A断面 : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 3, 慣性力下向き)

①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

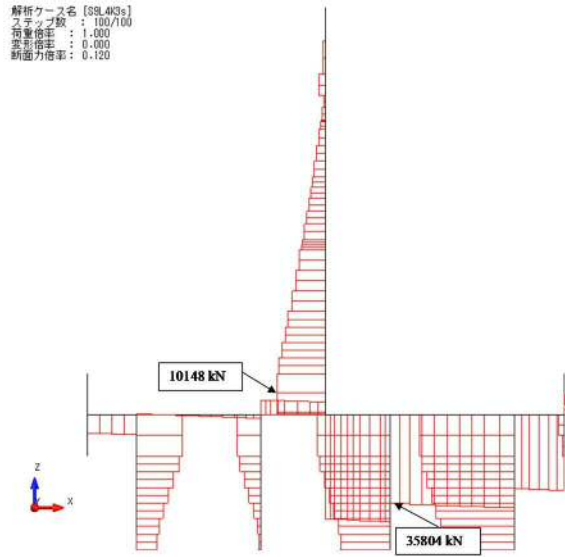


図 4. 2. 3-28 曲げ圧縮応力照査 軸力図

(A-A断面 : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 3, 慣性力下向き)

①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

表 4. 2. 3-8 曲げ圧縮応力に対する照査 (地盤バネ 3 : T.P. +24 m 津波時)

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	曲げ 圧縮応力 照査値
上向き	壁部	-199195	8993	7.3	21	0.27
	底版部	129670	35634	4.2	21	0.15
下向き	壁部	-199195	10148	7.3	21	0.27
	底版部	131486	35804	4.3	21	0.16

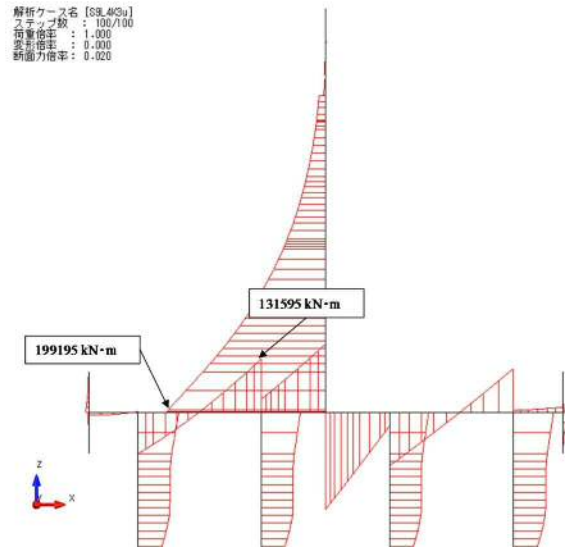


図 4. 2. 3-29 曲げ引張応力照査 曲げモーメント図

(A-A断面 : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 3, 鉛直慣性力上向き)

①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

解析ケース名 [SSL4/3u]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.120

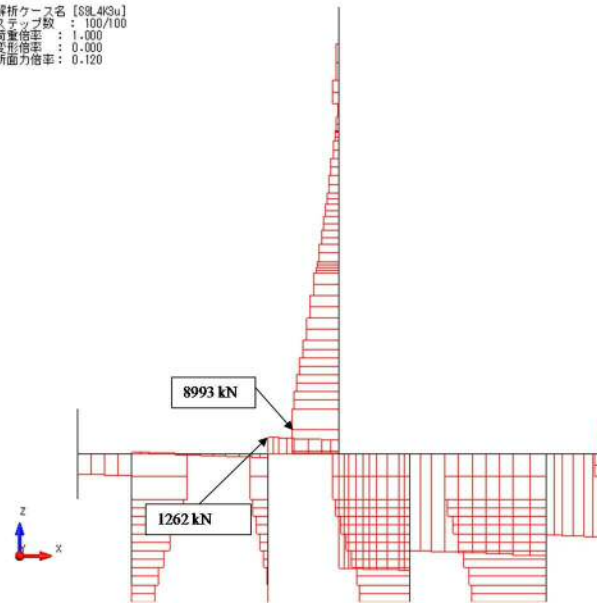


図 4.2.3-30 曲げ引張応力照査 軸力図

(A-A断面 : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 3, 鉛直慣性力上向き)

①原地盤に基づく液化化強度特性を用いた解析ケース

解析ケース名 [SSL4/3e]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.020

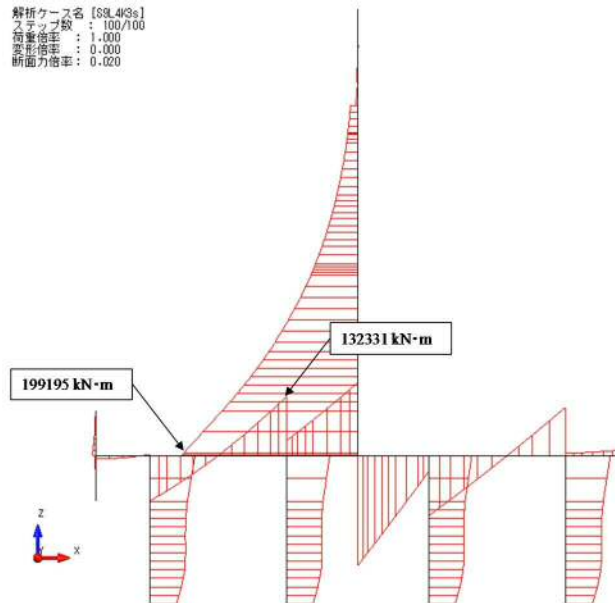


図 4.2.3-31 曲げ引張応力照査 曲げモーメント図

(A-A断面 : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 3, 慣性力下向き)

①原地盤に基づく液化化強度特性を用いた解析ケース

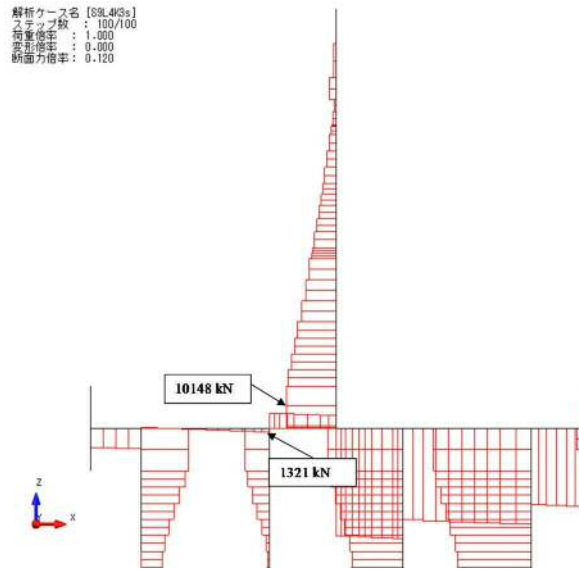


図 4.2.3-32 曲げ引張応力照査 軸力図

(A-A断面：T.P. +24 m 津波時，地盤バネ 3，慣性力下向き)

①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

表 4.2.3-9 曲げ引張応力に対する照査（地盤バネ 3 (T.P. +24 m 津波時)

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 照査値
上向き	壁部	-199195	8993	273.1	435	0.58
	底版部	131595	1262	119.1	435	0.25
下向き	壁部	-199195	10148	268.0	435	0.57
	底版部	132331	1321	119.7	435	0.26

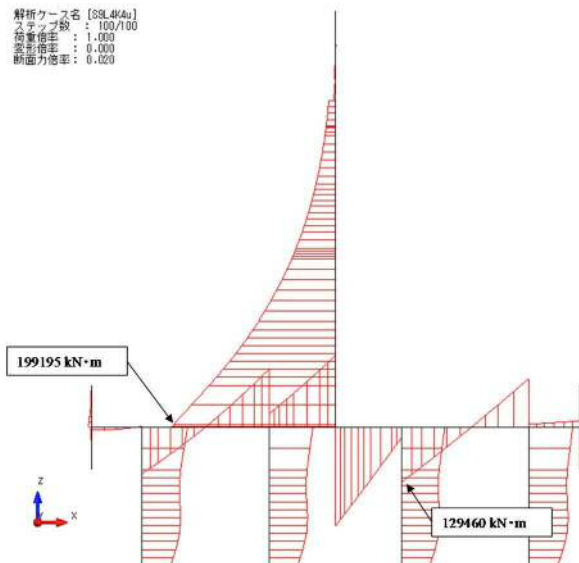


図 4.2.3-33 曲げ圧縮応力照査 曲げモーメント図

(A-A断面：T.P. +24 m 津波時，地盤バネ 4，慣性力上向き)

③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

解析ケース名 [89L4K4j]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.120

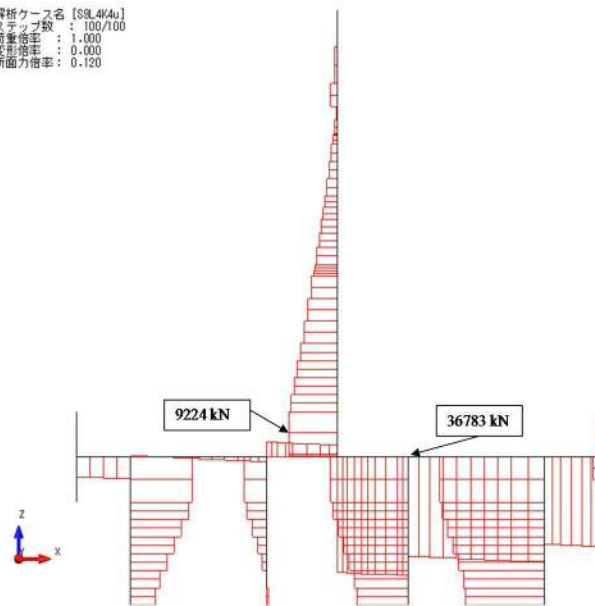


図 4.2.3-34 曲げ圧縮応力照査 軸力図

(A-A断面 : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 4, 慣性力上向き)

③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

解析ケース名 [89L4K4s]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.120

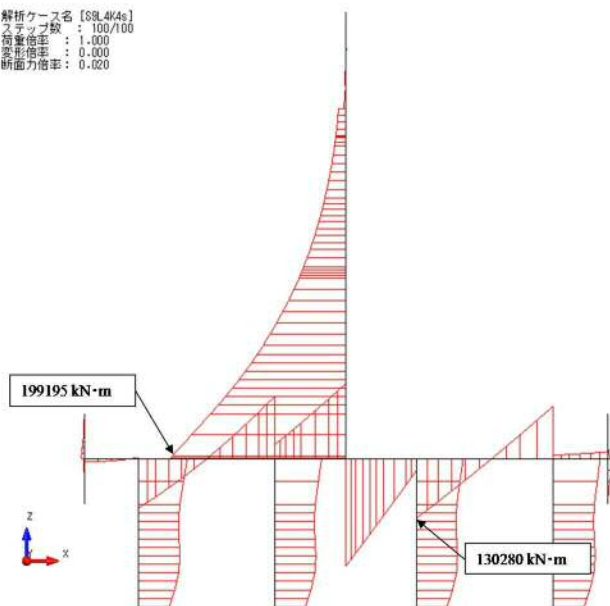


図 4.2.3-35 曲げ圧縮応力照査 曲げモーメント図

(A-A断面 : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 4, 慣性力下向き)

③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

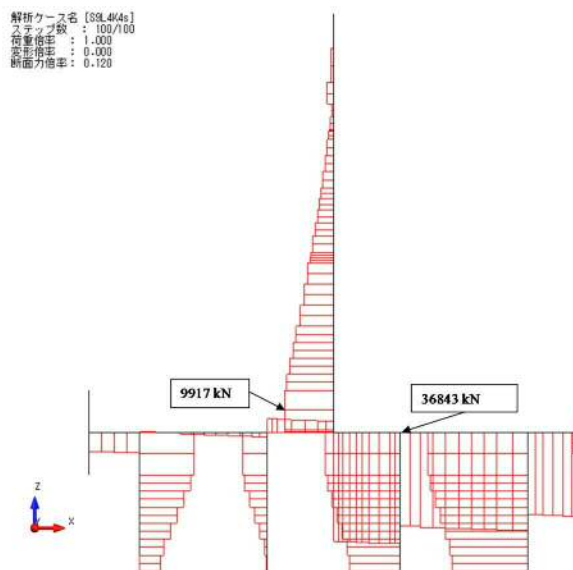


図 4. 2. 3-36 曲げ圧縮応力照査 軸力図

(A-A断面：T.P. +24 m 津波時，地盤バネ 4，慣性力下向き)

③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

表 4. 2. 3-10 曲げ圧縮応力に対する照査 (地盤バネ 4 : T.P. +24 m 津波時)

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	曲げ 圧縮応力 照査値
上向き	壁部	-199195	9224	7.3	21	0.27
	底板部	129460	36783	4.2	21	0.15
下向き	壁部	-199195	9917	7.3	21	0.27
	底板部	130280	36843	4.2	21	0.15

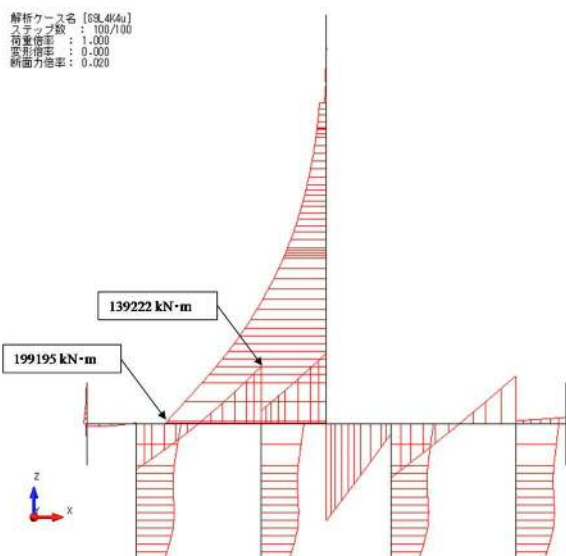


図 4. 2. 3-37 曲げ引張応力照査 曲げモーメント図

(A-A断面：T.P. +24 m 津波時，地盤バネ 4，慣性力上向き)

③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

解析ケース名 [89L4A4j]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.120

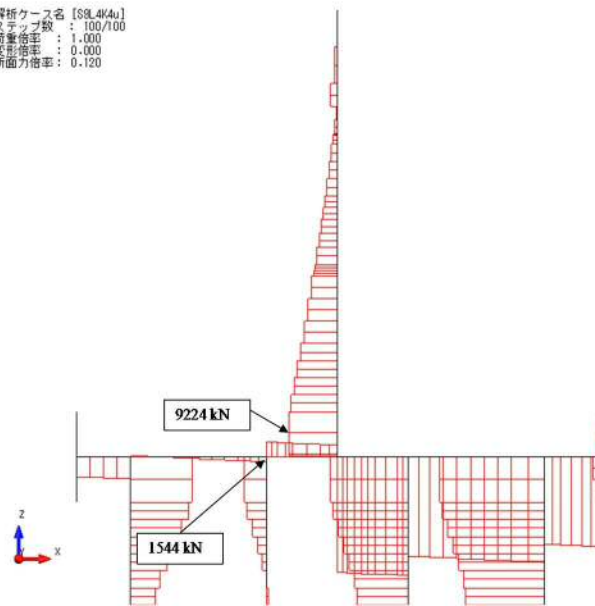


図 4.2.3-38 曲げ引張応力照査 軸力図

(A-A断面 : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 4, 慣性力上向き)

③地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

解析ケース名 [89L4A4s]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.020

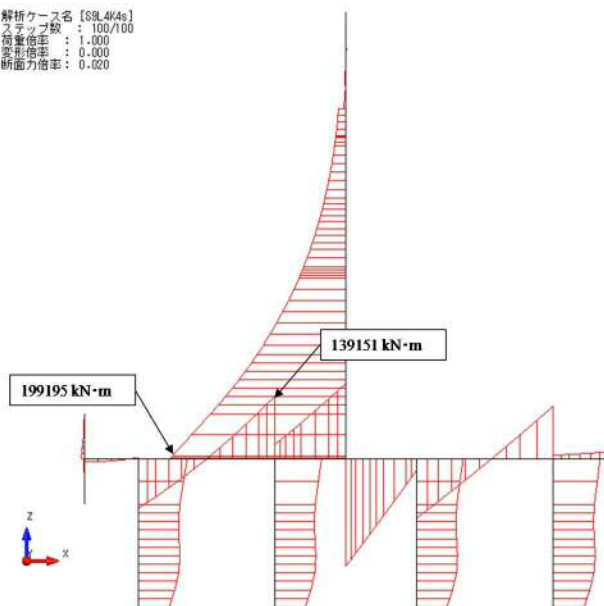


図 4.2.3-39 曲げ引張応力照査 曲げモーメント図

(A-A断面 : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 4, 慣性力下向き)

③地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

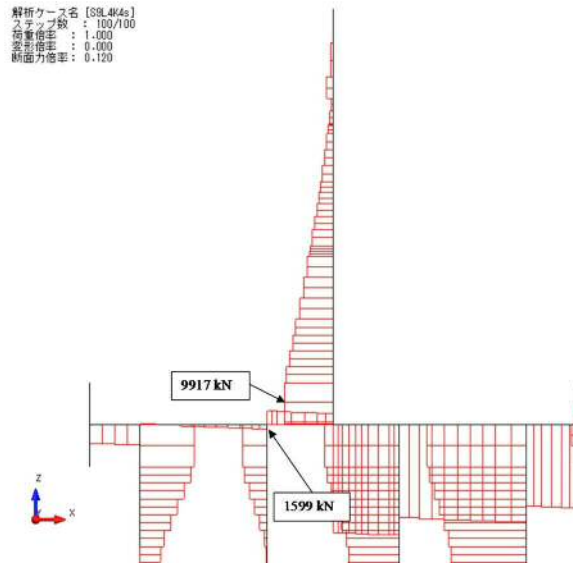


図 4.2.3-40 曲げ引張応力照査 軸力図

(A-A断面 : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 4, 慣性力下向き)

③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

表 4.2.3-11 曲げ引張応力に対する照査 (地盤バネ 4 : T.P. +24 m 津波時)

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 照査値
上向き	壁部	-199195	9224	272.1	435	0.57
	底版部	139222	1544	125.7	435	0.27
下向き	壁部	-199195	9917	269.0	435	0.57
	底版部	139151	1599	125.6	435	0.27

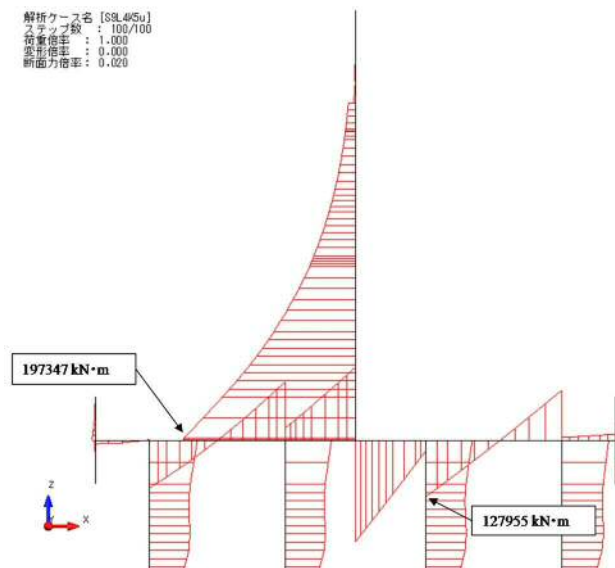


図 4.2.3-41 曲げ圧縮応力照査 曲げモーメント図

(A-A断面 : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 5, 慣性力上向き)

③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

解析ケース名 [89L45u]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.120

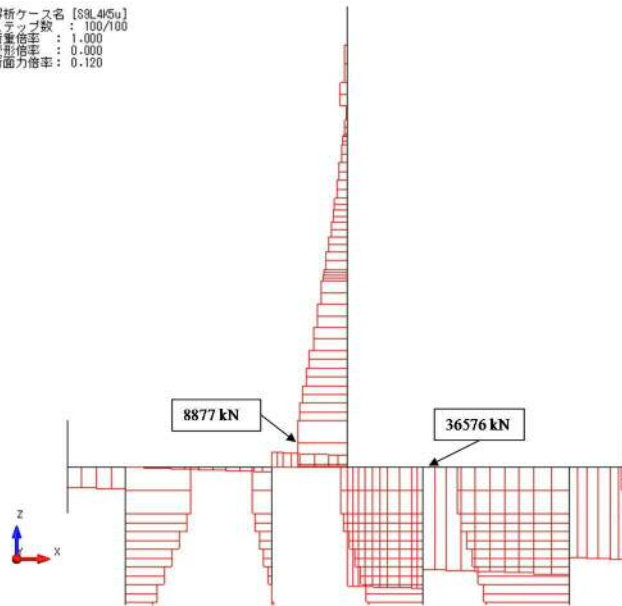


図 4.2.3-42 曲げ圧縮応力照査 軸力図

(A-A断面 : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 5, 慣性力上向き)

③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

解析ケース名 [89L45s]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.020

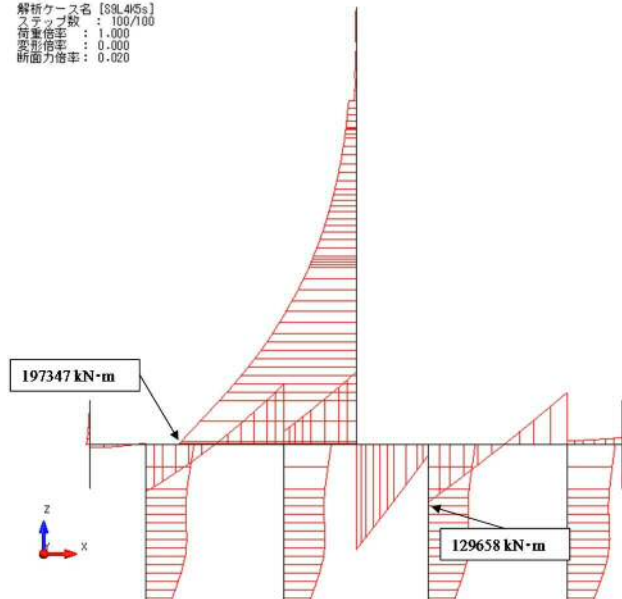


図 4.2.3-43 曲げ圧縮応力照査 曲げモーメント図

(A-A断面 : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 5, 慣性力下向き)

③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

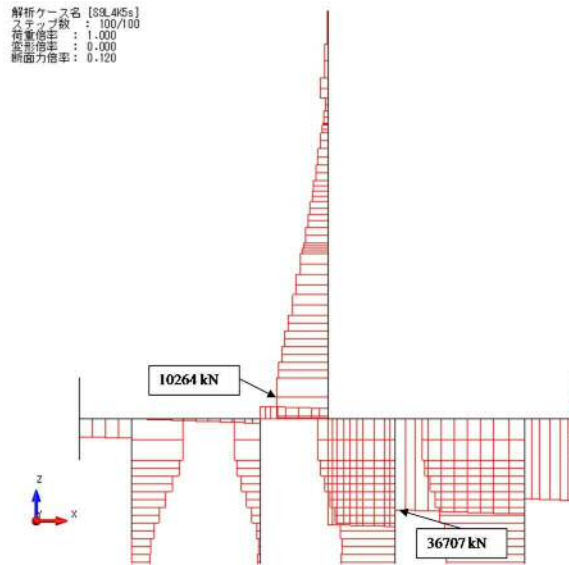


図 4.2.3-44 曲げ圧縮応力照査 軸力図

(A-A断面：T.P. +24 m 津波時，地盤バネ 5，慣性力下向き)

③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

表 4.2.3-12 曲げ圧縮応力に対する照査 (地盤バネ 5 : T.P. +24 m 津波時)

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	曲げ 圧縮応力 照査値
上向き	壁部	-197347	8877	7.2	21	0.26
	底板部	127955	36576	4.2	21	0.15
下向き	壁部	-197347	10264	7.2	21	0.26
	底板部	129658	36707	4.2	21	0.15

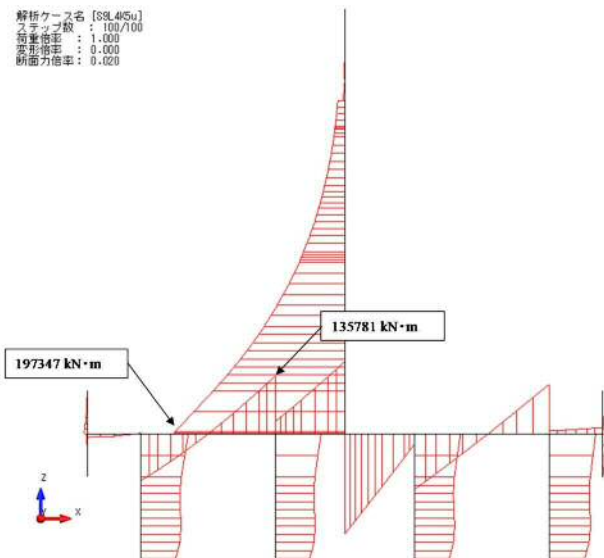


図 4.2.3-45 曲げ引張応力照査 曲げモーメント図

(A-A断面：T.P. +24 m 津波時，地盤バネ 5，慣性力上向き)

③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

解析ケース名 [89L45u]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.120

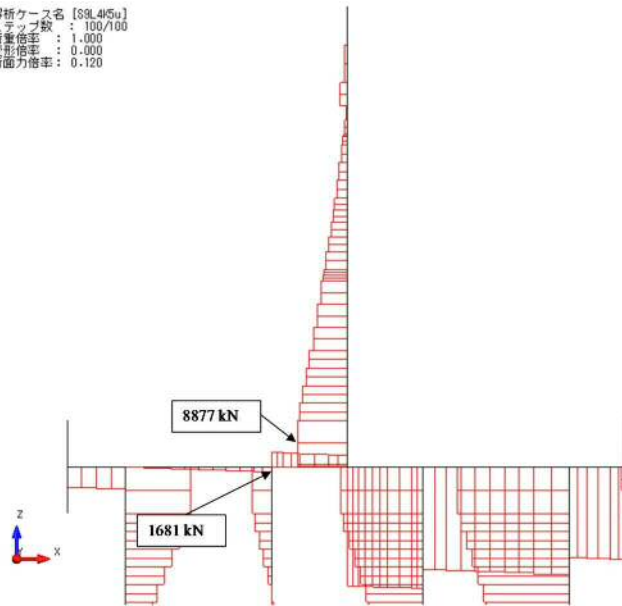


図 4.2.3-46 曲げ引張応力照査 軸力図

(A-A断面 : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 5, 慣性力上向き)

③地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

解析ケース名 [89L45s]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.020

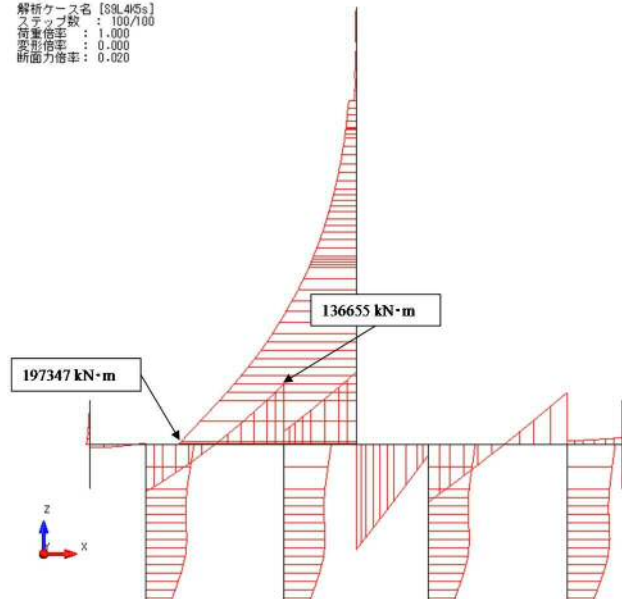


図 4.2.3-47 曲げ引張応力照査 曲げモーメント図

(A-A断面 : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 5, 慣性力下向き)

③地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

解析ケース名 [89L45s]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.120

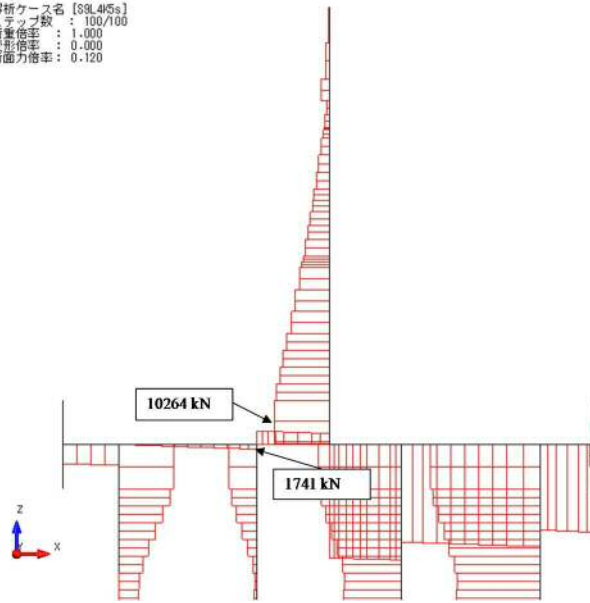


図 4.2.3-48 曲げ引張応力照査 軸力図

(A-A断面 : T.P. +24 m 津波時, 地盤バネ 5, 慣性力下向き)

③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

表 4.2.3-13 曲げ引張応力に対する照査 (地盤バネ 5 : T.P. +24 m 津波時)

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 照査値
上向き	壁部	-197347	8877	270.8	435	0.57
	底版部	135781	1681	122.4	435	0.26
下向き	壁部	-197347	10264	264.6	435	0.57
	底版部	136655	1741	123.2	435	0.26

(2) せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.2.3-14 に、せん断力に対する照査結果を表 4.2.3-15～表 4.2.3-29 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、せん断力が許容せん断力以下であることを確認した。なお、発生せん断力は各部材において最大となる値を示している。

表 4.2.3-14 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	斜め引張鉄筋	区間 s (m)	区間 s における斜め引張鉄筋断面積 (mm ²)
壁部	D19-8 本	0.3	2292
底版部	D25-45 本	0.3	22801.5

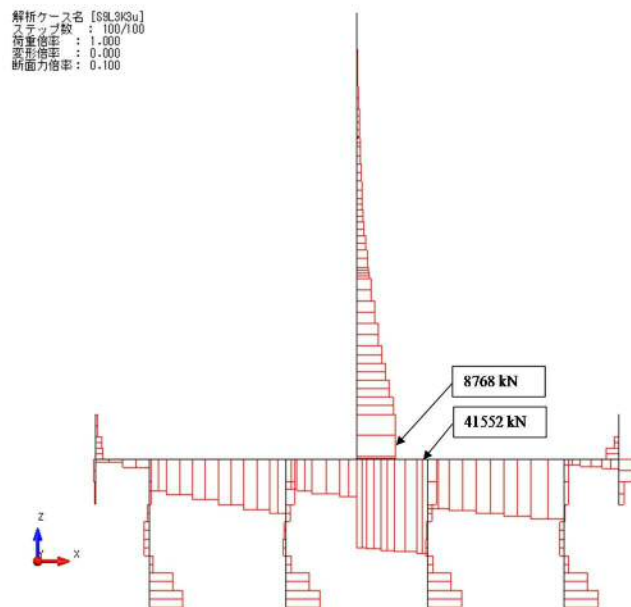


図 4.2.3-49 断面力図 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ 3，鉛直慣性力上向き)

①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

解析ケース名 [S8L3K3e]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.100

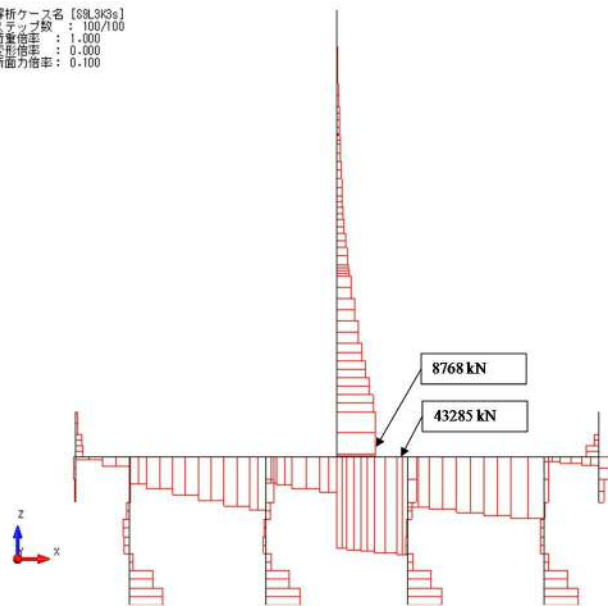


図 4.2.3-50 断面力図 (A-A断面: 基準津波時, 地盤バネ3, 鉛直慣性力下向き)
 ①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

表 4.2.3-15 せん断力に対する安全率 (地盤バネ3 (検討ケース①): 基準津波時)

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部	8768	22290.7	0.40
	底版部	41552	74547.3	0.56
下向き	壁部	8768	22290.7	0.40
	底版部	43285	74547.3	0.59

解析ケース名 [S8L3K4u]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.100

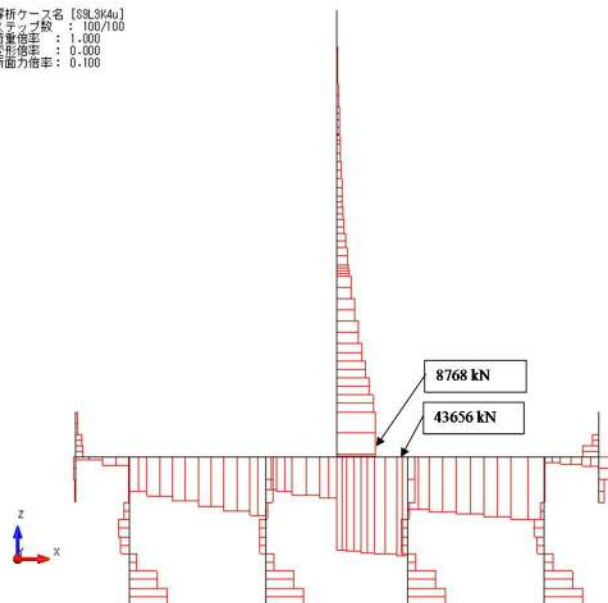


図 4.2.3-51 断面力図 (A-A断面: 基準津波時, 地盤バネ4, 鉛直慣性力上向き)
 ③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

解析ケース名 [89L3K4e]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.100

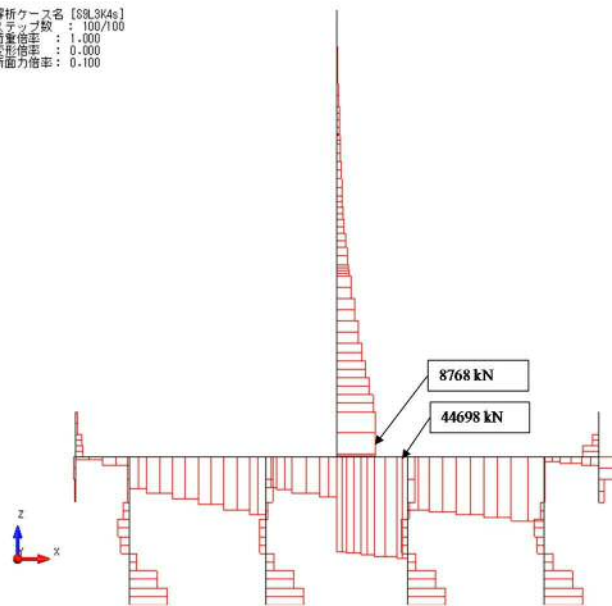


図 4.2.3-52 断面力図 (A-A断面 : 基準津波時, 地盤バネ4, 鉛直慣性力下向き)
 ③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

表 4.2.3-16 せん断力に対する安全率 (地盤バネ4 (検討ケース③) : 基準津波時)

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部	8768	22290.7	0.40
	底版部	43656	74547.3	0.59
下向き	壁部	8768	22290.7	0.40
	底版部	44698	74547.3	0.60

解析ケース名 [89L3H5u]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.100

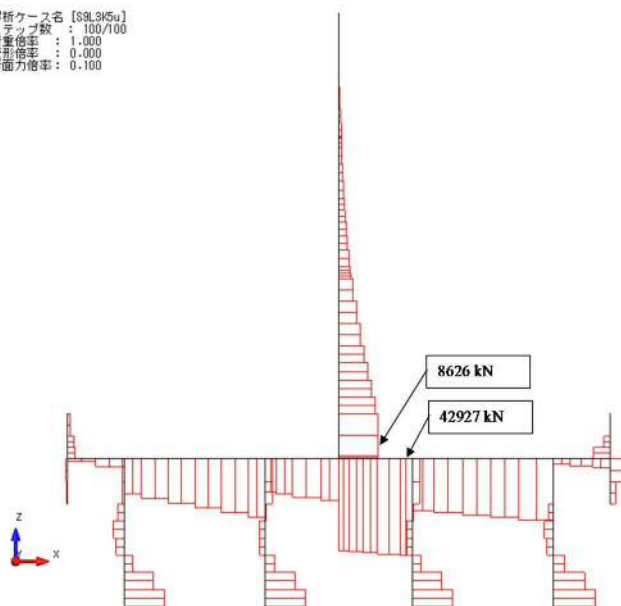


図 4.2.3-53 断面力図 (A-A断面 : 基準津波時, 地盤バネ5, 鉛直慣性力上向き)
 ③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

解析ケース名 [89L3H5s]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.100

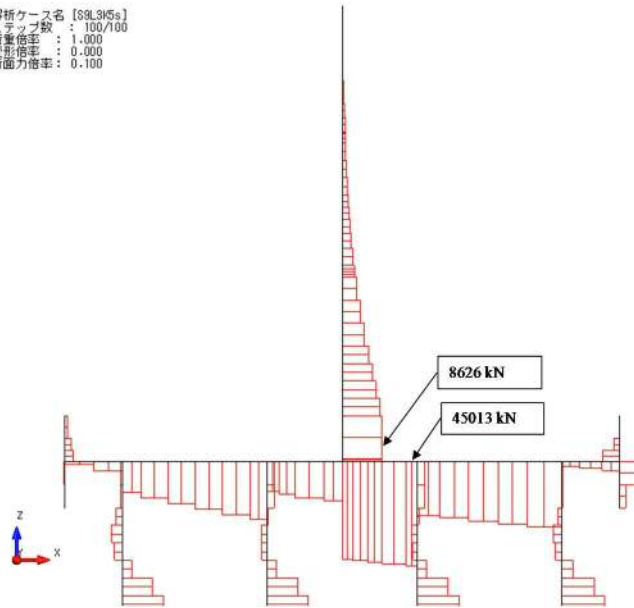


図 4. 2. 3-54 断面力図 (A-A断面 : 基準津波時, 地盤バネ 5, 鉛直慣性力下向き)

③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

表 4. 2. 3-17 せん断力に対する安全率 (地盤バネ 5 : 基準津波時)

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部	8626	22290.7	0.39
	底板部	42927	74547.3	0.58
下向き	壁部	8626	22290.7	0.39
	底板部	45013	74547.3	0.61

解析ケース名 [89L4H3u]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.080

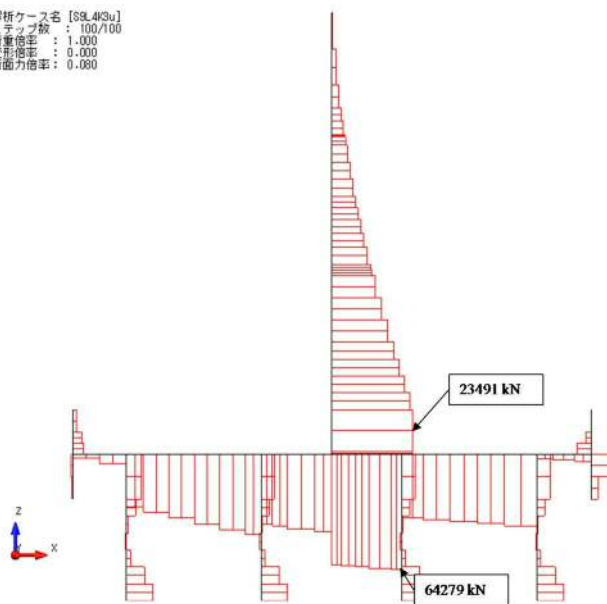


図 4. 2. 3-55 断面力図 (A-A断面 : T.P. +24 津波時, 地盤バネ 3, 鉛直慣性力上向き)

①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

解析ケース名 [S9L4K3a]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.080

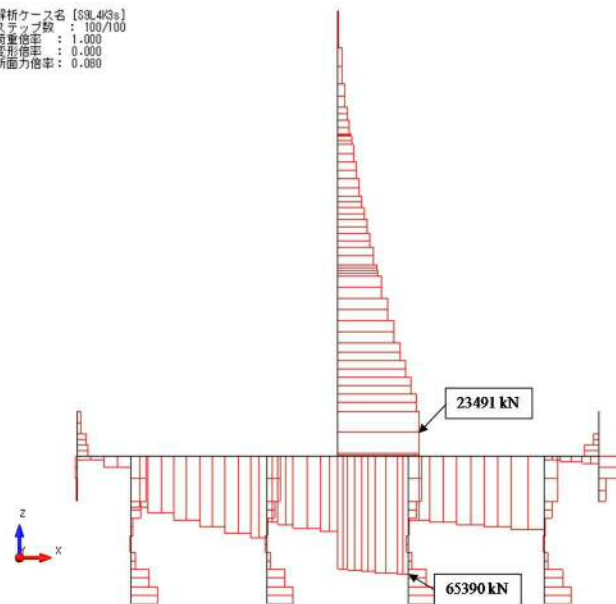


図 4.2.3-56 断面力図 (A-A断面 : T.P. +24 津波時, 地盤バネ 3, 鉛直慣性力下向き)

①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

表 4.2.3-18 せん断力に対する安全率 (地盤バネ 3) : T.P. +24 m 津波時)

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部	23491	26512.2	0.89
	底版部	64279	85517.3	0.76
下向き	壁部	23491	26512.2	0.89
	底版部	65390	85517.3	0.77

解析ケース名 [S9L4K4a]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.080

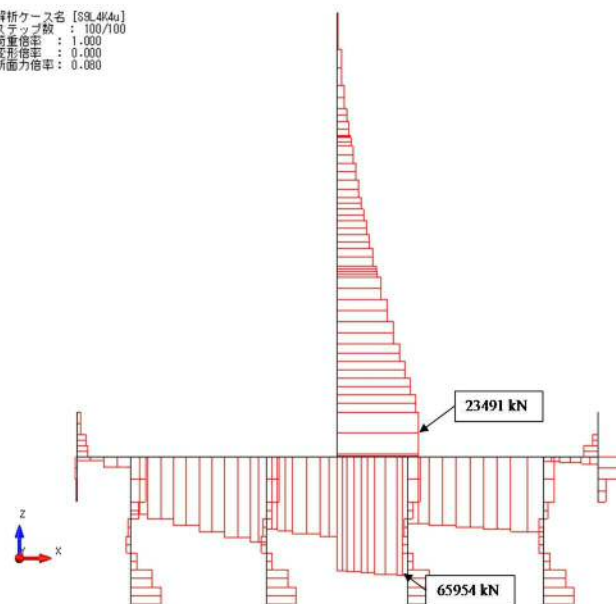


図 4.2.3-57 断面力図 (A-A断面 : T.P. +24 津波時, 地盤バネ 4, 鉛直慣性力上向き)

③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

解析ケース名 [SSL4k4s]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.000

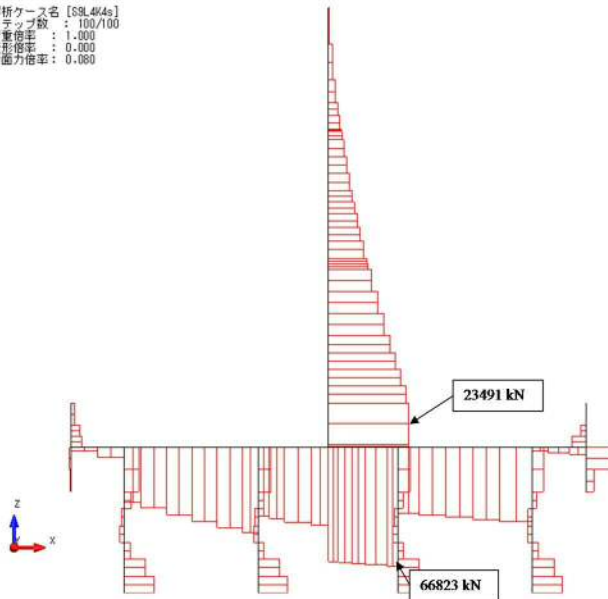


図 4.2.3-58 断面力図 (A-A断面 : T.P. +24 津波時, 地盤バネ 4, 鉛直慣性力下向き)

③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

表 4.2.3-19 せん断力に対する安全率 (地盤バネ 4 (検討ケース③) : T.P. +24 m 津波時)

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部	23491	26512.2	0.89
	底版部	65954	85517.3	0.78
下向き	壁部	23491	26512.2	0.89
	底版部	66823	85517.3	0.79

解析ケース名 [SSL4k5u]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.000

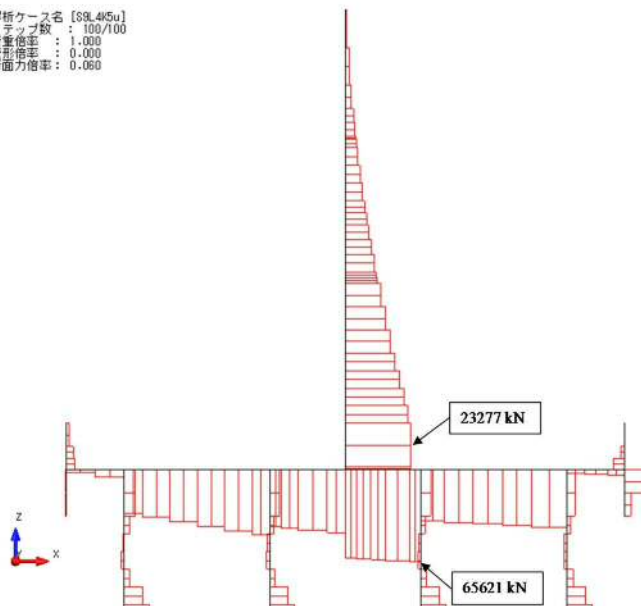


図 4.2.3-59 断面力図 (A-A断面 : T.P. +24 津波時, 地盤バネ 5, 鉛直慣性力上向き)

③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

解析ケース名 [89L45s]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.060

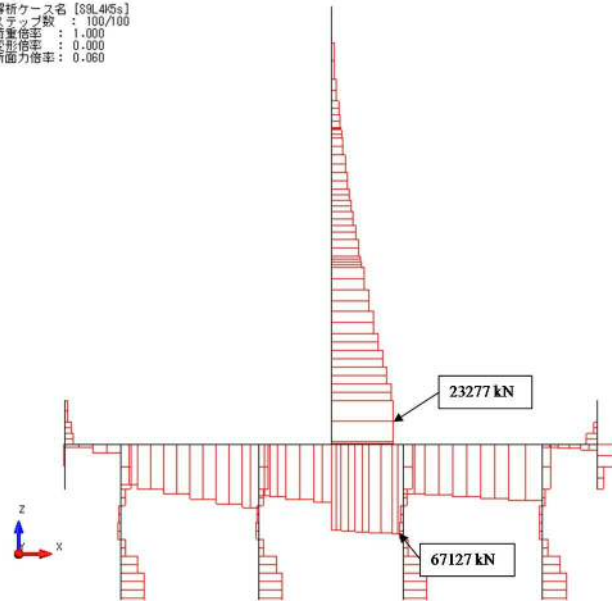


図 4.2.3-60 断面力図 (A-A断面 : T.P. +24 津波時, 地盤バネ5, 鉛直慣性力下向き)
 ③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

表 4.2.3-20 せん断力に対する安全率 (地盤バネ5 : T.P. +24 m 津波時)

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部	23277	26512.2	0.88
	底版部	65621	85517.3	0.77
下向き	壁部	23277	26512.2	0.88
	底版部	67127	85517.3	0.79

4.2.4 基礎地盤の支持力に対する評価結果

基礎地盤の支持力に対する照査結果を表 4.2.4-1 及び表 4.2.4-2 に示す。

基礎地盤の支持力に対する照査を行った結果、接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

表 4.2.4-1 極限支持力に対する安全率（基準津波時）

	鉛直 慣性力	杭番号	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
地盤バネ 3	上向き	1	718	5472
	下向き	1	721	5472
地盤バネ 4	上向き	1	719	5472
	下向き	1	720	5472
地盤バネ 5	上向き	1	718	5472
	下向き	1	721	5472

表 4.2.4-2 極限支持力に対する安全率（T.P. +24 m 津波時）

	鉛直 慣性力	杭番号	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
地盤バネ 3	上向き	4	756	5472
	下向き	4	757	5472
地盤バネ 4	上向き	4	756	5472
	下向き	4	758	5472
地盤バネ 5	上向き	4	755	5472
	下向き	4	758	5472

杭の引抜力に対する照査は、杭天端に発生する最大引抜力に対して評価を行う。照査結果を表 4.2.4-3 に示す。杭の引抜力に対する照査を行った結果、最大引抜力が極限支持力以下であることを確認した。

表 4.2.4-3 杭の引抜力に対する安全率（T.P. +24 m 津波時）

	鉛直 慣性力	杭番号	最大引抜力 (kN)	極限支持力 (kN)
地盤バネ 3	上向き	1	4971	18276
	下向き	1	4459	18276
地盤バネ 4	上向き	1	5502	18276
	下向き	1	5177	18276
地盤バネ 5	上向き	1	5487	18276
	下向き	1	4881	18276

4.2.5 止水ジョイント部の相対変位量に対する評価結果

重畳時の止水ジョイント部の相対変位量に対する照査結果を表 4.2.5-1 及び表 4.2.5-2 に示す。なお、詳細な算出方法については「6.12 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示す。

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

表 4.2.5-1 防潮扉基礎 2 の地震時最終変位量

検討ケース		地震時最終変位量[m]
		A-A断面
①	Ss-D1 (++)	0.006
	Ss-D1 (+-)	0.007
	Ss-D1 (-+)	0.008
	Ss-D1 (--)	0.008
	Ss-11	0.002
	Ss-12	0.002
	Ss-13	0.003
	Ss-14	0.001
	Ss-21	0.000
	Ss-22	0.001
	Ss-31 (++)	0.001
	Ss-31 (-+)	0.000
④	Ss-D1 (+-)	0.011
地震時最終変位量の最大値		0.011

表 4.2.5-2 重畳時相対変位量

	δx [m]	δy [m]	δz [m]	3成分合成[m]
Ss 最終変位	0.011	0.024	0.094	
重畳時	0.063	0.063	0.002	
合計	0.074	0.087	0.096	0.150

4.3 まとめ

「4.1 津波時の強度評価結果」及び「4.2 重畳時の強度評価結果」による全ての評価項目において、防潮扉2基礎の評価対象部位に作用する応力の照査値、基礎地盤の接地圧、杭の引抜き力、止水ジョイント部の相対変位が許容限界以下であることを確認した。

防潮扉 2 基礎の強度評価に関する参考資料

(参考1) 1次元有効応力解析における減衰の設定について

有効応力解析における減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。Rayleigh 減衰の設定は、応答変位法において地盤の低次のモードの変形が特に支配的となることから、地盤全体系に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し、かつ、振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から、刺激係数に着目し行う。設定した Rayleigh 減衰を図 1-1 に示す。

1 次の基準モードについては、地盤がせん断変形しているモードを選定している。

なお、初期減衰定数は、地盤については 1% (解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している。) とする。

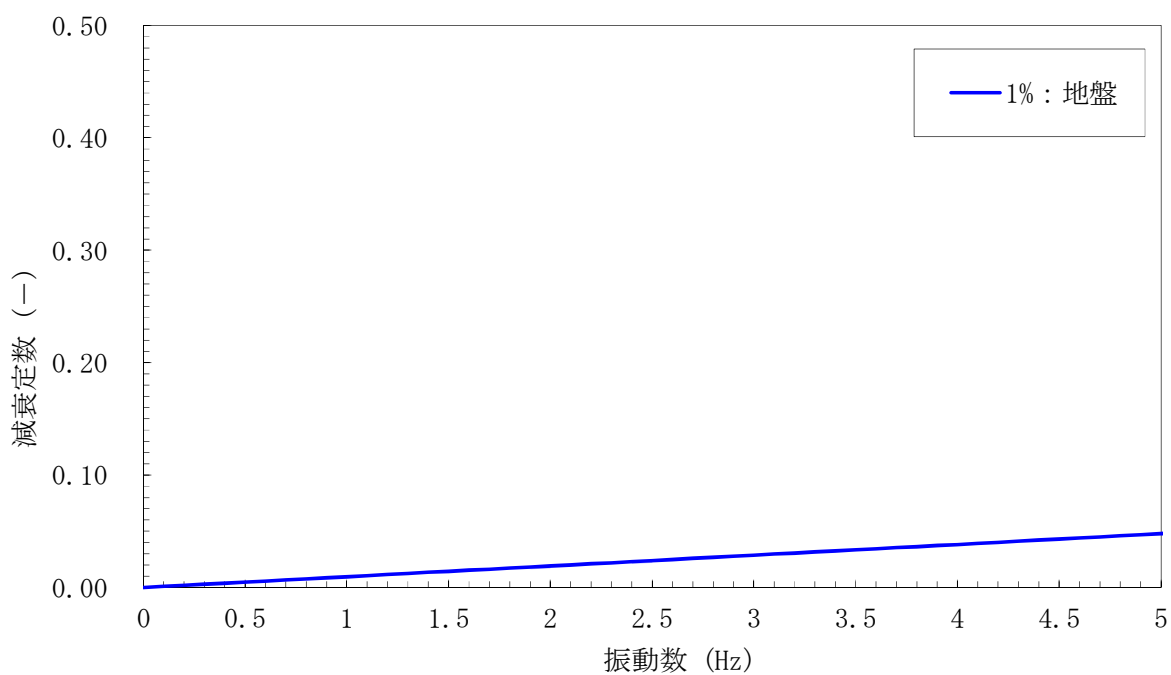


図 1-1 (1) 設定した Rayleigh 減衰
 (A-A断面 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

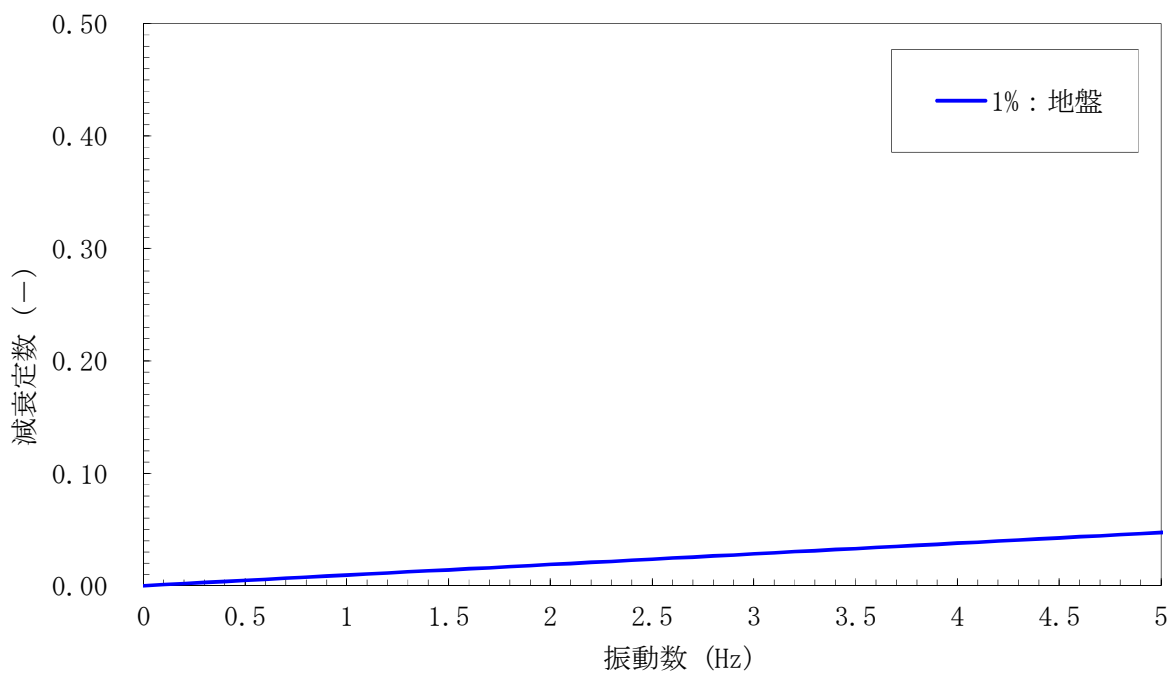


図 1-1 (2) 設定した Rayleigh 減衰
 (A-A断面 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

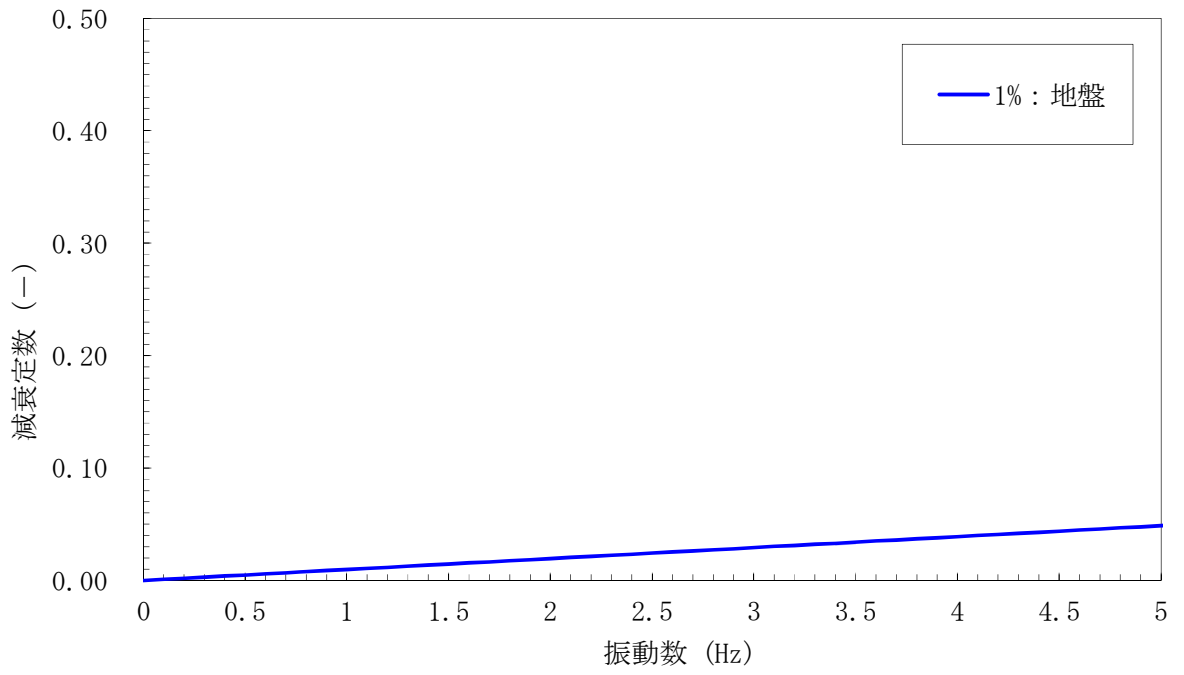


図1-1 (3) 設定した Rayleigh 減衰
 (A-A断面 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)