

- 6.4 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁に関する補足説明
  - 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	2
2. 基本方針	3
2.1 位置	3
2.2 構造概要	4
2.3 評価方針	9
2.4 適用基準	15
3. 地震応答解析	17
3.1 評価対象断面	17
3.2 解析方法	23
3.3 荷重及び荷重の組合せ	27
3.4 入力地震動	29
3.5 解析モデル及び諸元	94
3.6 解析ケース	122
4. 耐震評価	124
4.1 評価対象部位	124
4.2 解析方法	128
4.3 荷重及び荷重の組合せ	129
4.4 許容限界	132
4.5 解析モデル及び諸元	139
4.6 評価方法	152
5. 評価結果	154
5.1 地震応答解析結果	154
5.2 耐震評価結果	370
5.3 まとめ	408

## 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。

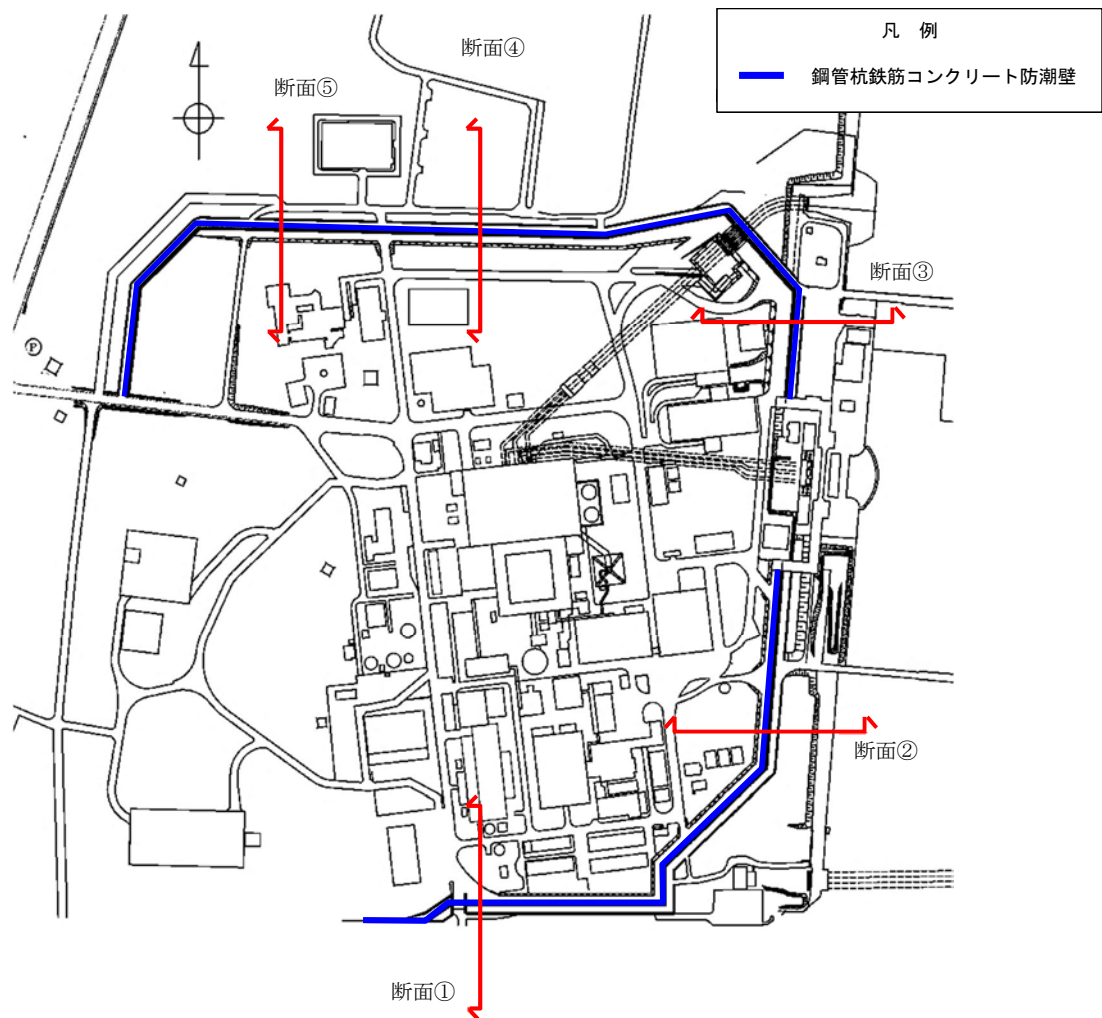


図 2.1-1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁位置図

## 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、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地盤改良体（セメント改良）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（セメント改良）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、鋼製防護部材及び止水ジョイント部材概念図を図2.2-3、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の止水ジョイント部材を設置する範囲を図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)

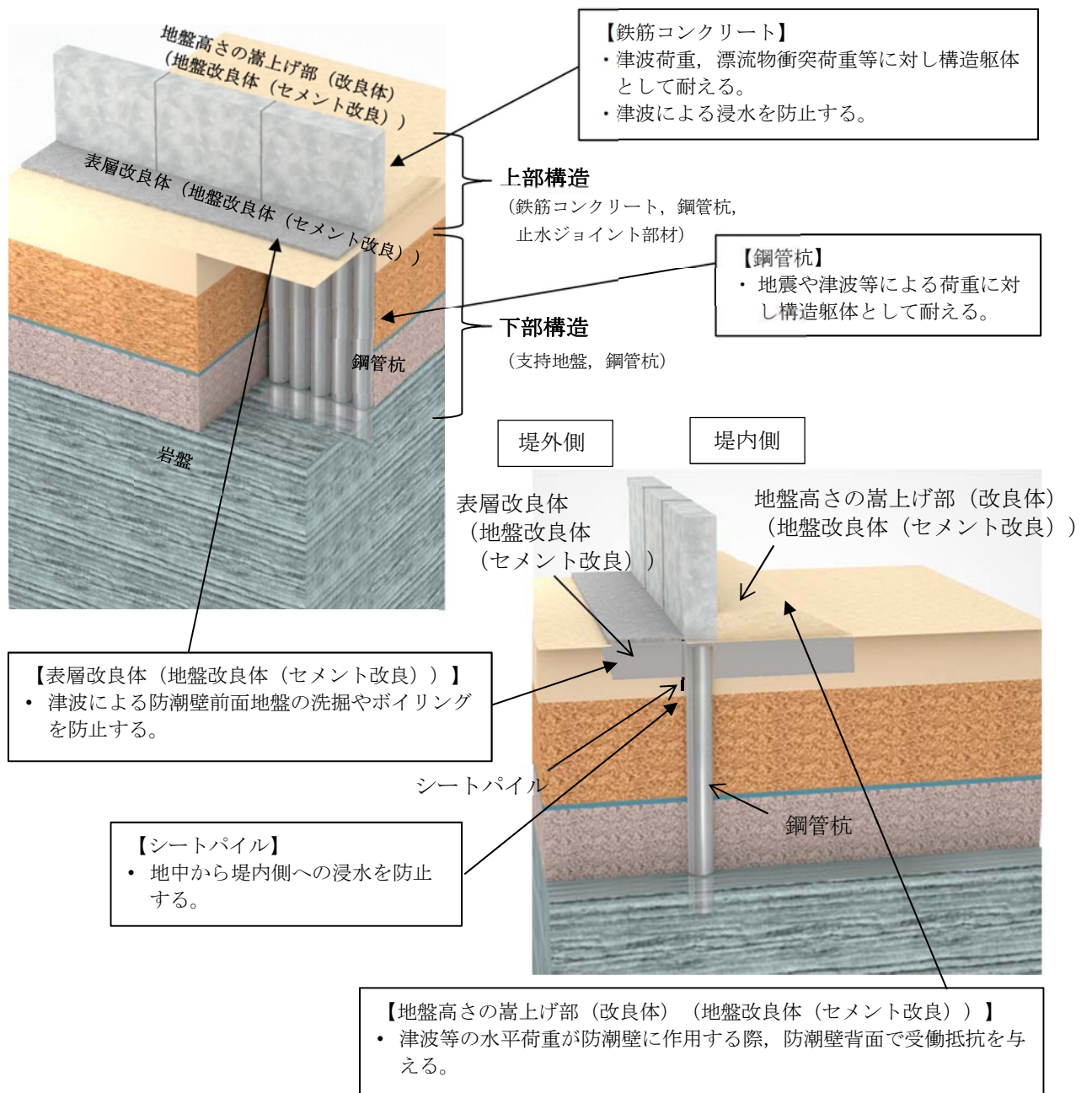


図 2.2-1 (2) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造概要図 (2/2)

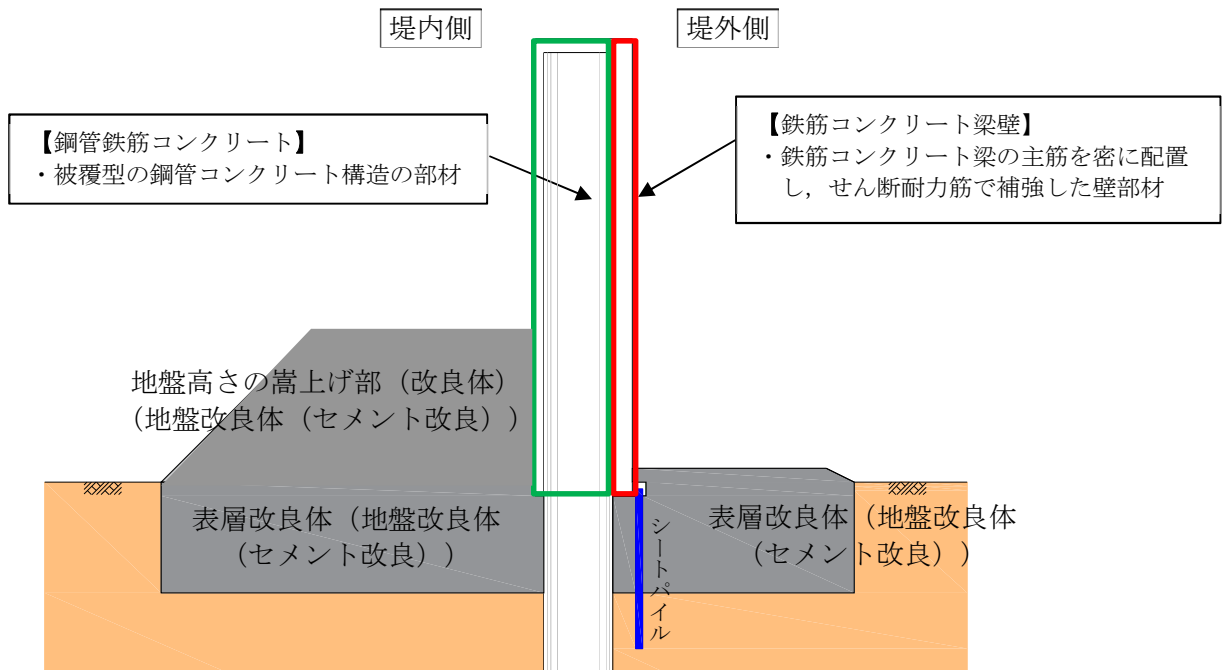


図 2.2-2 上部構造概要図

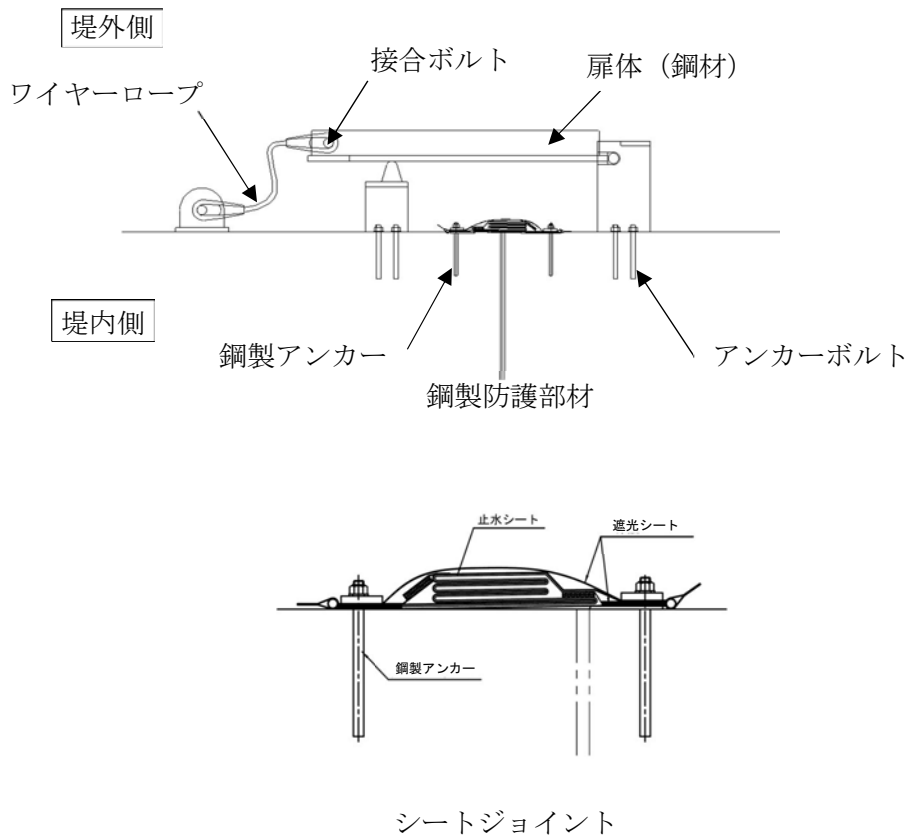
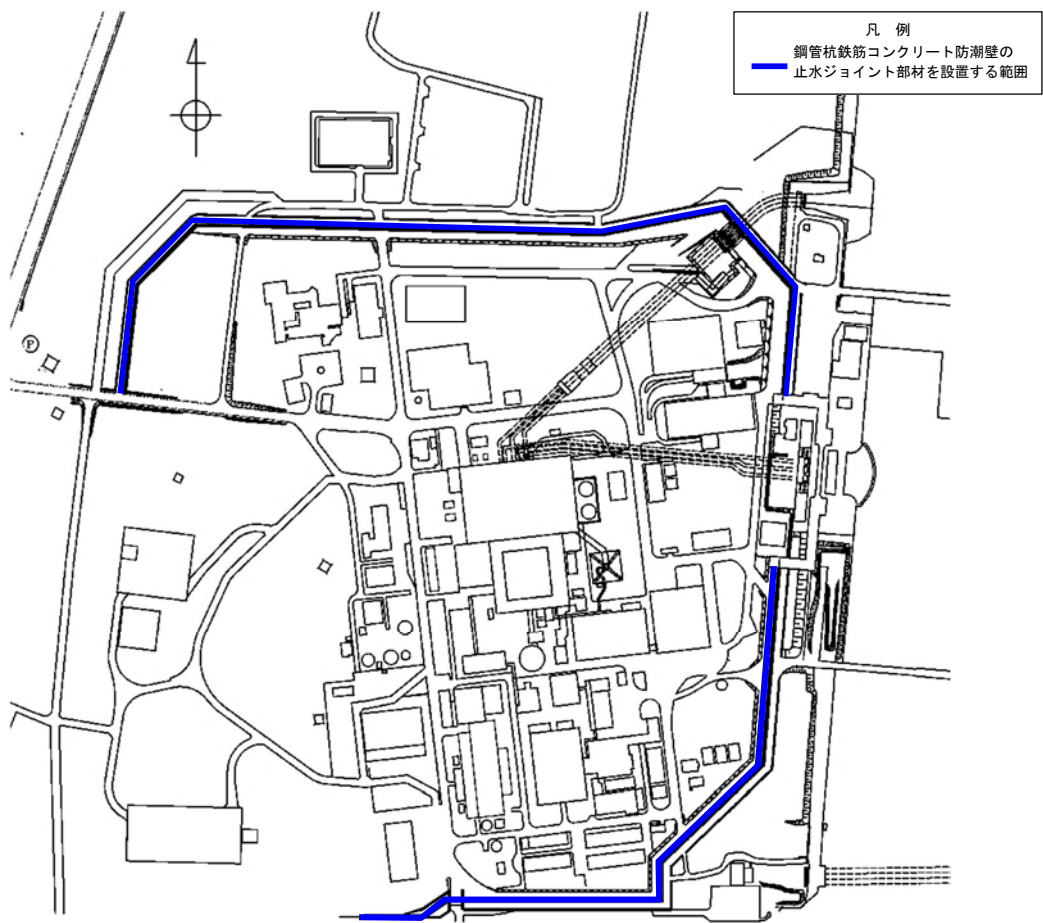


図 2.2-3 鋼製防護部材及び止水ジョイント部材概念図



\* 止水ジョイント部材は、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の全ての境界において堤外側及び堤内側に設置する。

図 2.2-4 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の止水ジョイント部材を設置する範囲

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、地盤高さの嵩上げ工（改良体）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地盤高さの嵩上げ工（改良体）及び表層改良体への荷重伝達により、地盤高さの嵩上げ工（改良体）及び表層改良体にせん断力が生じる。

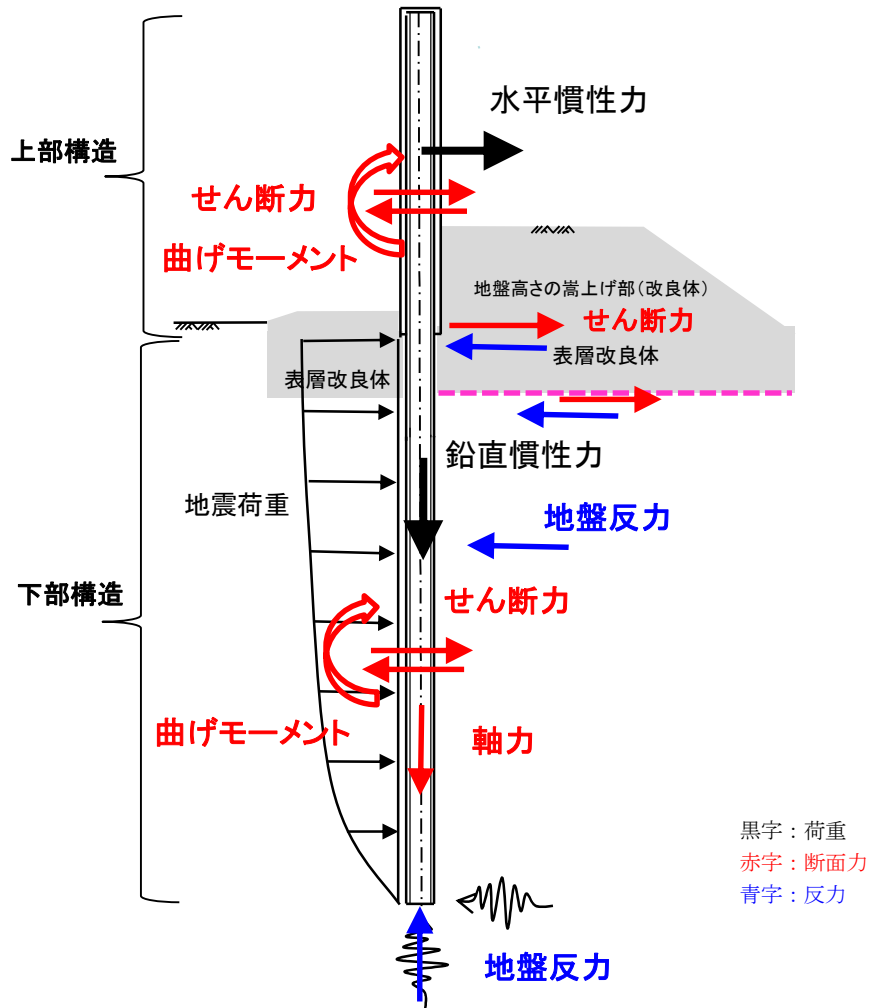


図 2.2-5 荷重伝達の概念図



## 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、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、ばらつき等を考慮して設定する。

構造物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の液状化強度特性）を仮定する。

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

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 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・構築物が構造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 <math>S_s</math> 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>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、基準地震動 <math>S_s</math> 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 <math>S_s</math> に対し、          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。          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。          ③上部構造の施工境界部や異種構造物間との境界部は、試験等により地震時の変形に追従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。          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。          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。          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 <math>S_s</math> 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抜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が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	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	曲げ軸力，せん断力に対する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	曲げ軸力，せん断力に対する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	発生する引張力，せん断力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体	せん断力に対する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	引張力，せん断力に対する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	せん断力に対する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	曲げ軸力，せん断力に対する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	曲げ軸力，せん断力に対する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	発生する引張力，せん断力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体	せん断力に対する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	引張力，せん断力に対する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	せん断力に対する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。

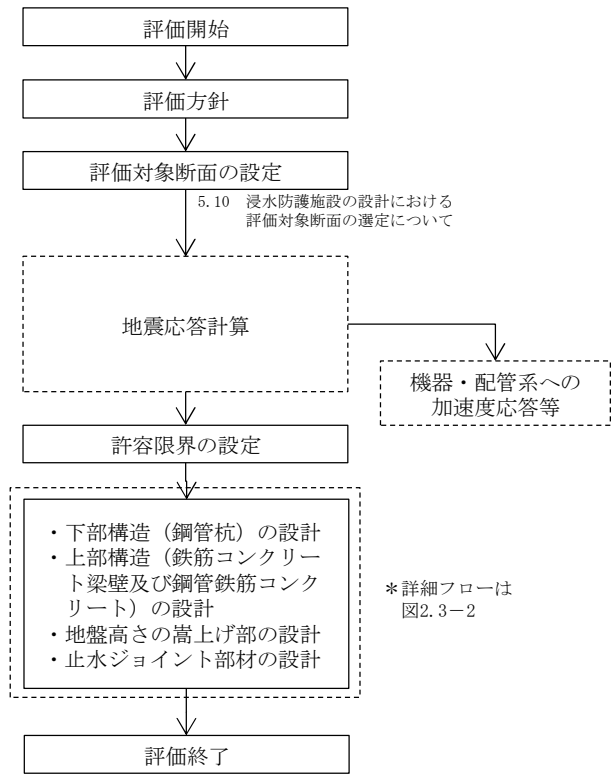
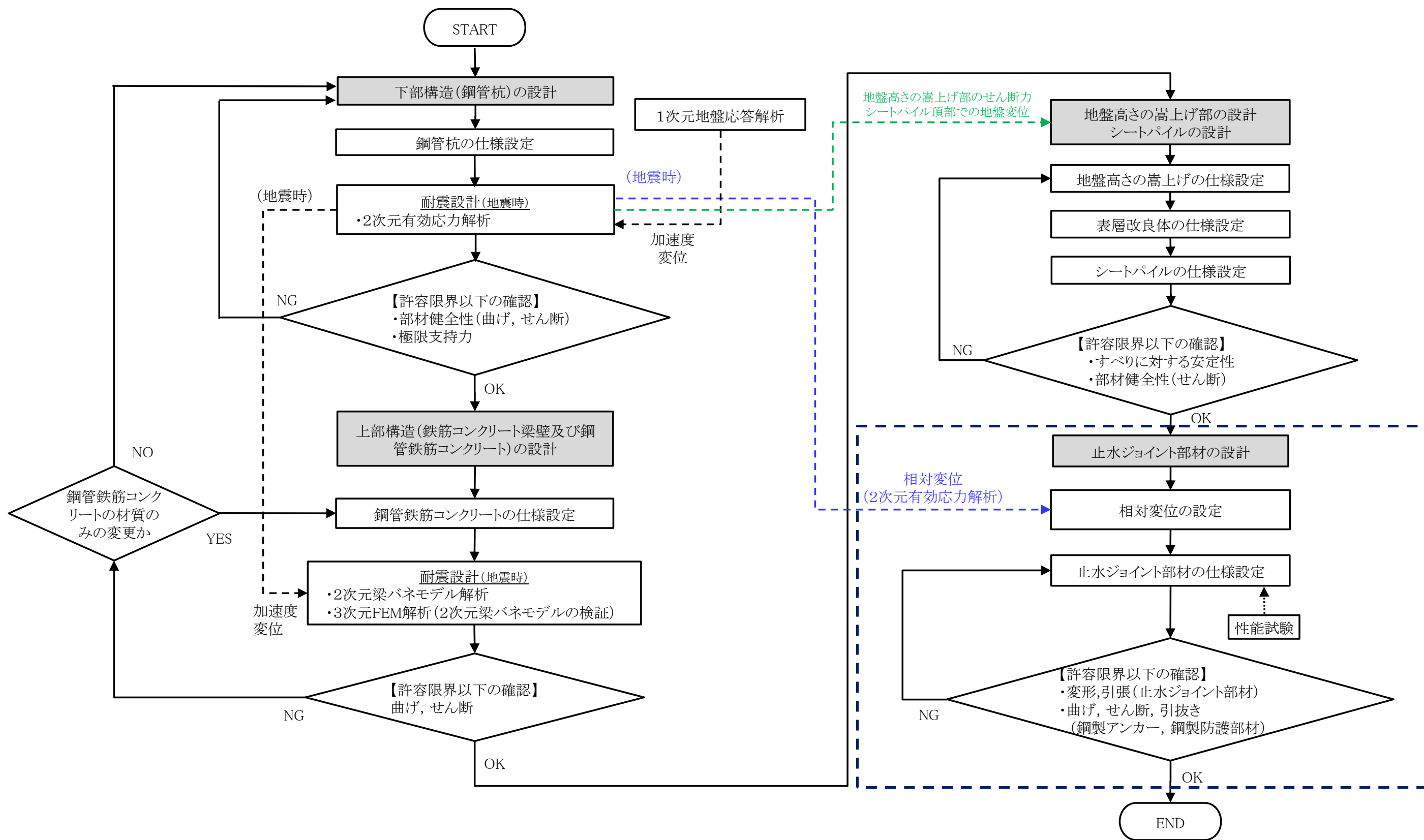


図 2.3-1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価フロー



- - - - - } : 解析データの受渡しフローを示す  
 - - - - - }  
 - - - - - }

\* 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

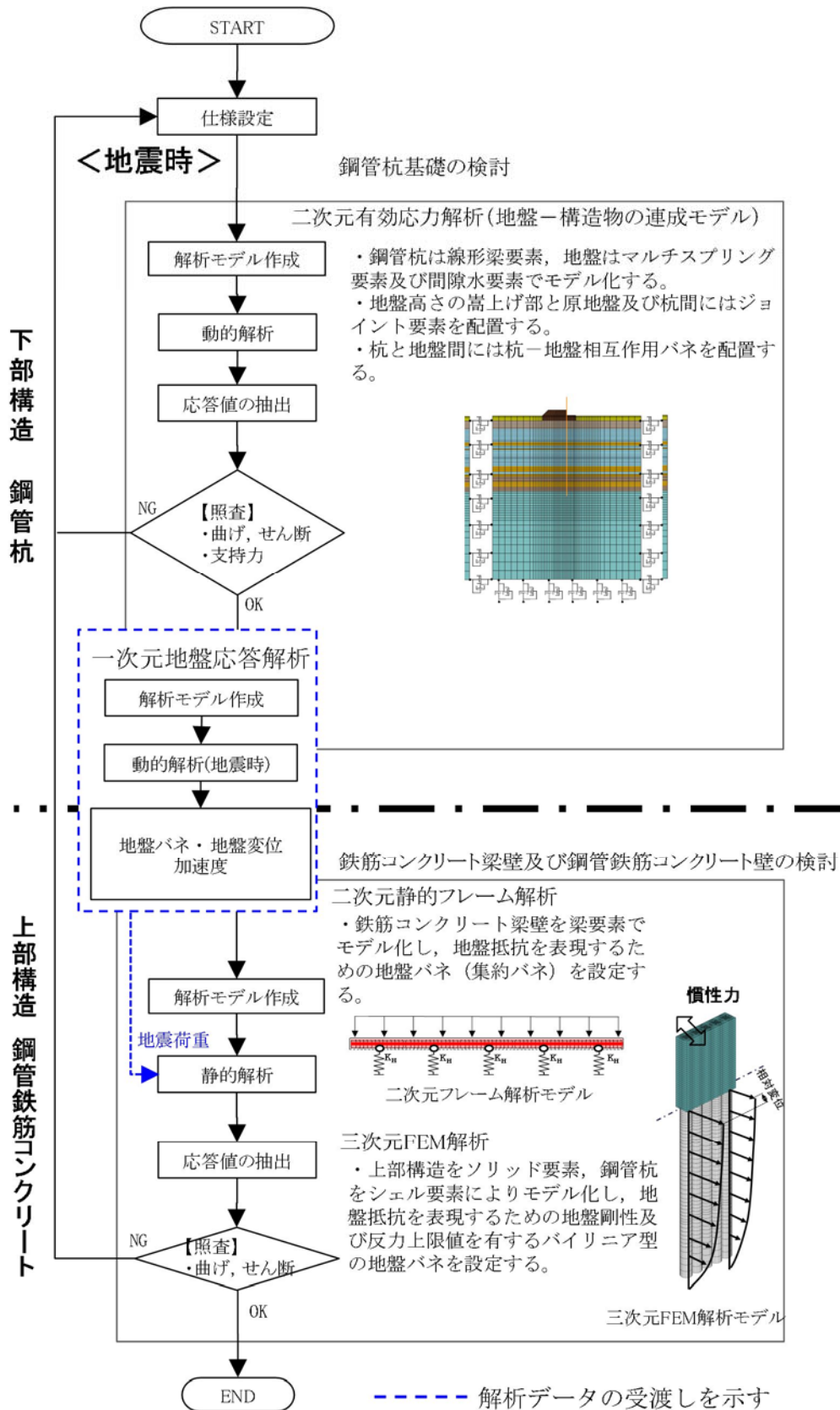


図 2.3-3 地震時の鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の詳細設計フロー

## 2.4 適用基準

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)

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"> <li>・ 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</li> <li>・ せん断力に対する照査は，発生応力または発生せん断力が，短期許容せん断応力度または短期許容せん断応力度以下であることを確認</li> </ul>	
	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		・原子力発電所耐震設計技術指 針 JEAG 4601-1987 ( (社)日本電気協会)	・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。

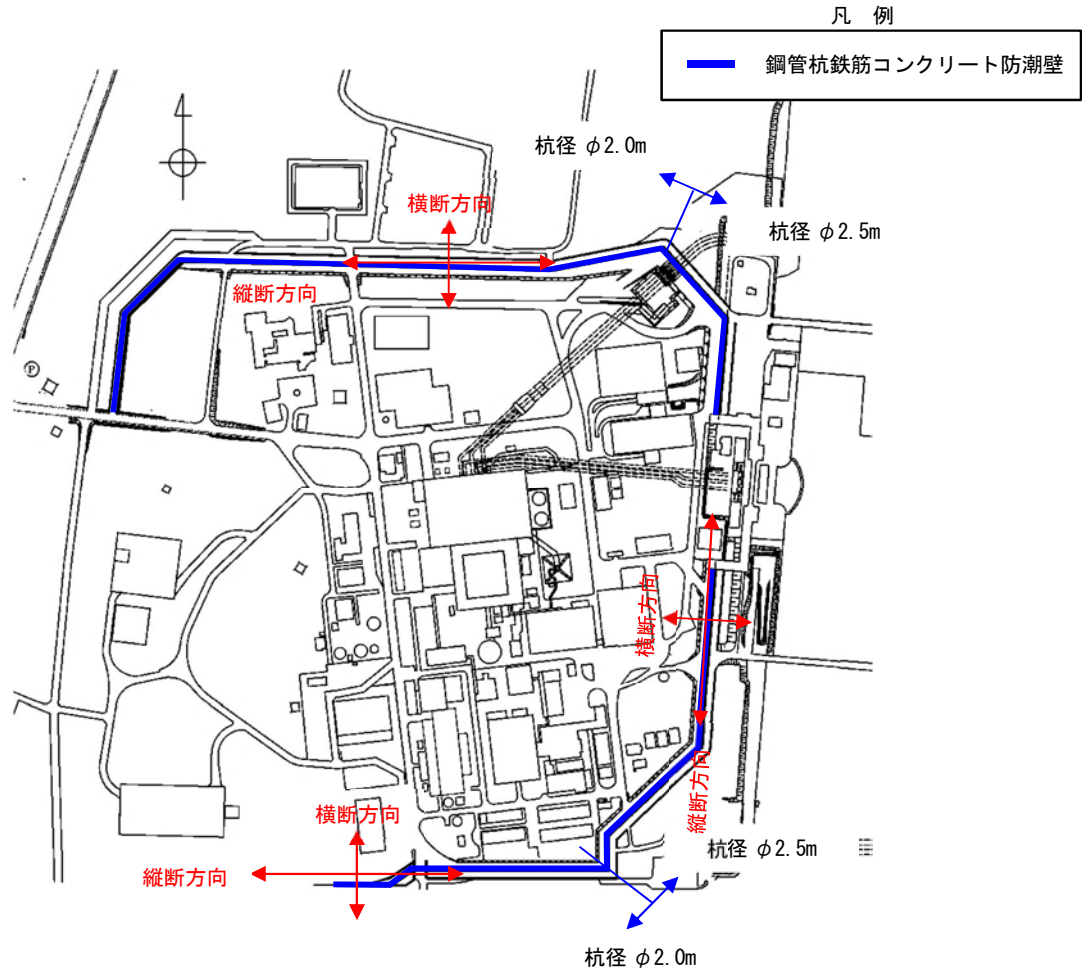


図 3.1-1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の平面配置図

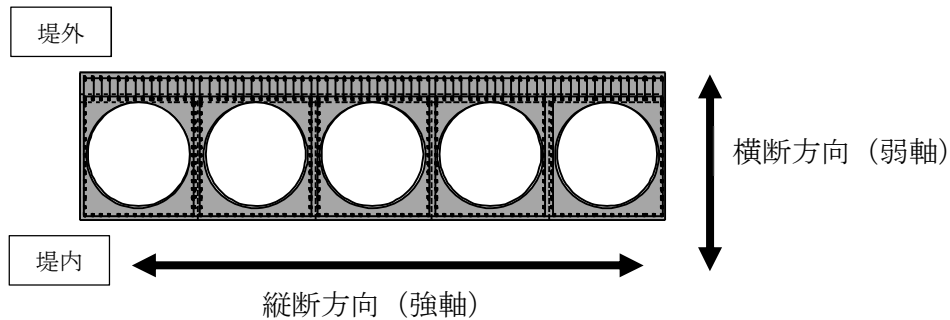


図 3.1-2 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁断面図

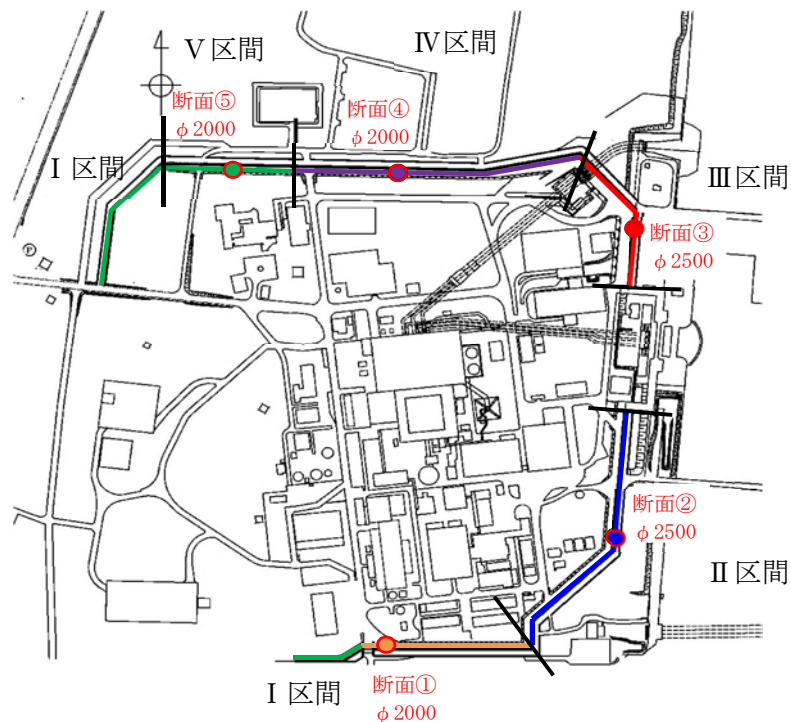
評価対象断面の選定は、防潮堤設置区間を津波高さと第四紀層の層厚に応じて5区間に分け、下部構造と上部構造の構造を考慮して、それぞれについて実施した。

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。



凡例	区間	鋼管杭径 (mm)	第四紀層の層厚(岩盤上面標高)
—	I 区間	φ 2000	一定の厚さで薄い(高い)。
—	II 区間	φ 2500	一定の厚さで薄い(高い)。
—	III 区間	φ 2500	一定の厚さで厚い(低い)。
—	IV 区間	φ 2000	一定の厚さで厚い(低い)。
—	V 区間	φ 2000	一定ではない(傾斜)。

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。

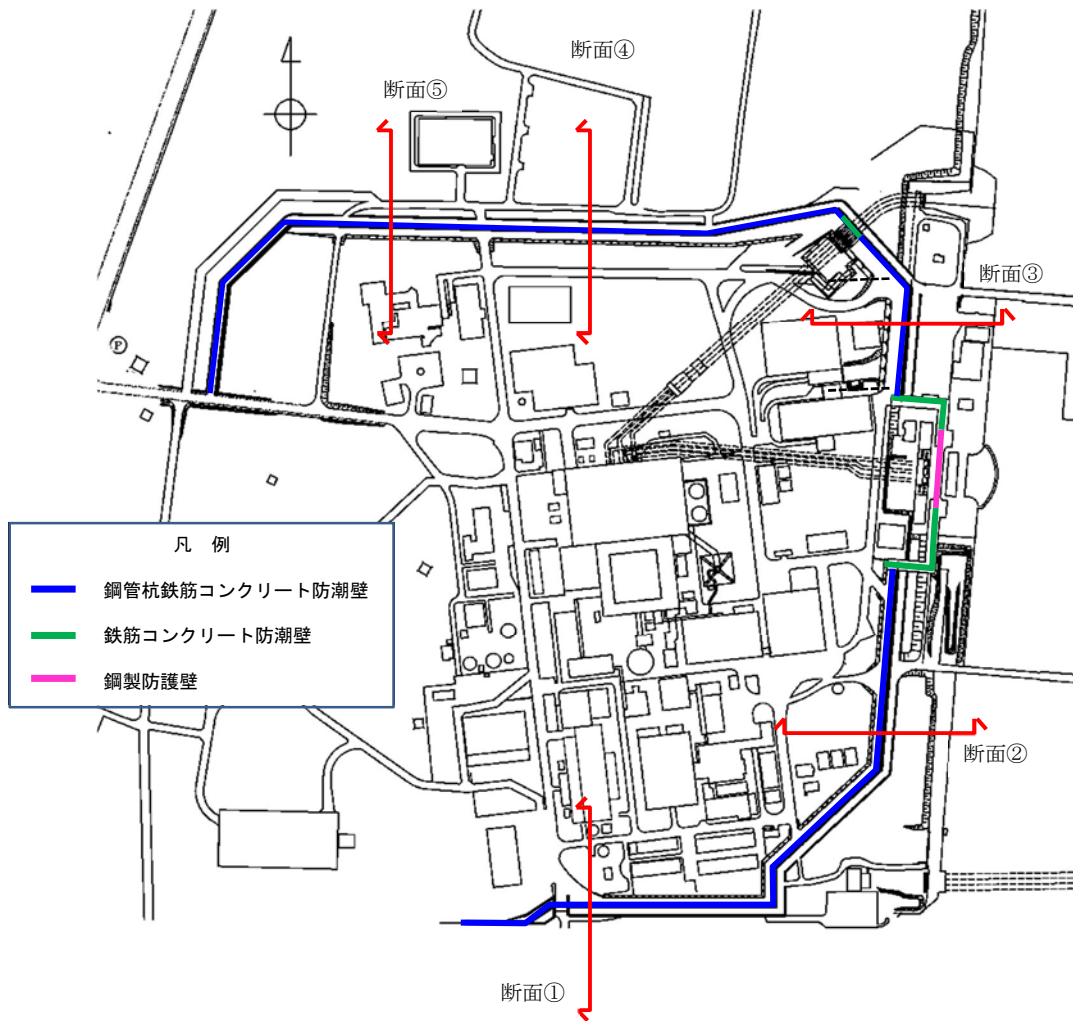


図 3.1-4 評価対象断面位置図

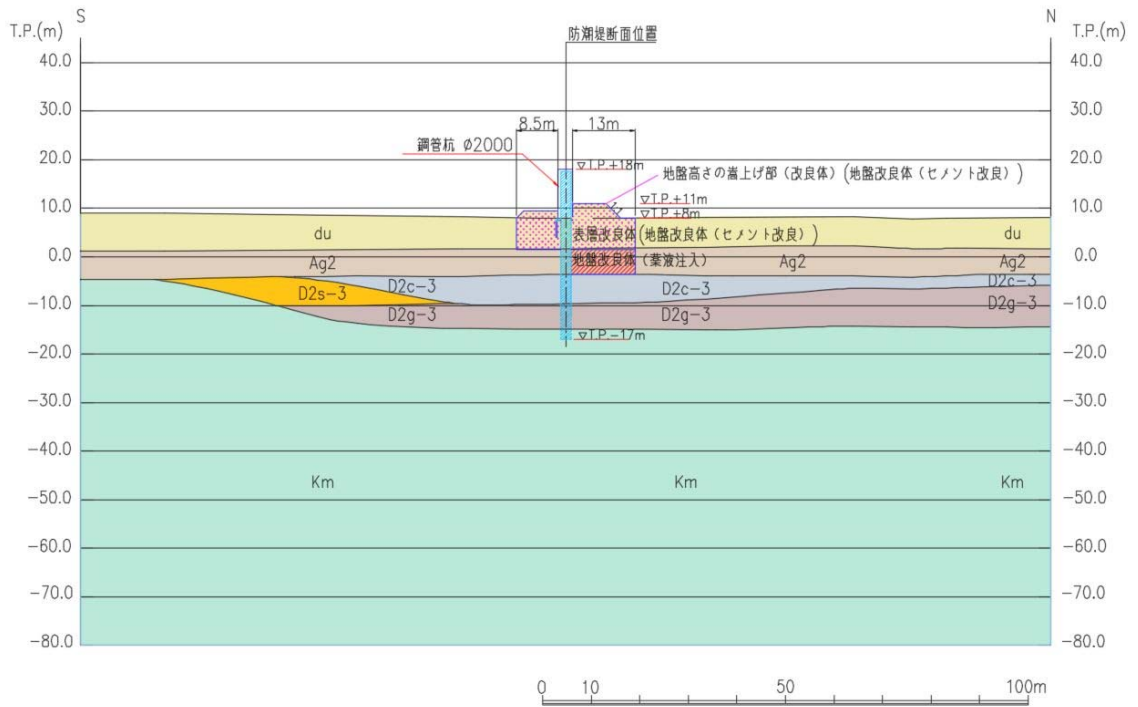


図 3.1-5 地震応答解析対象断面図 (断面①)

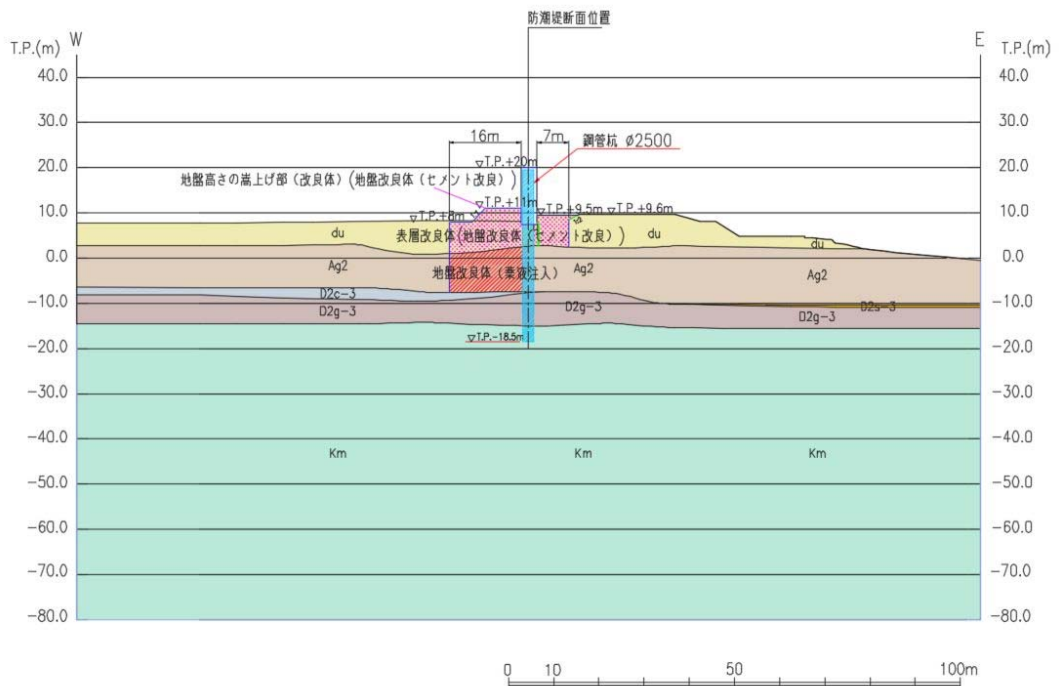


図 3.1-6 地震応答解析対象断面図 (断面②)

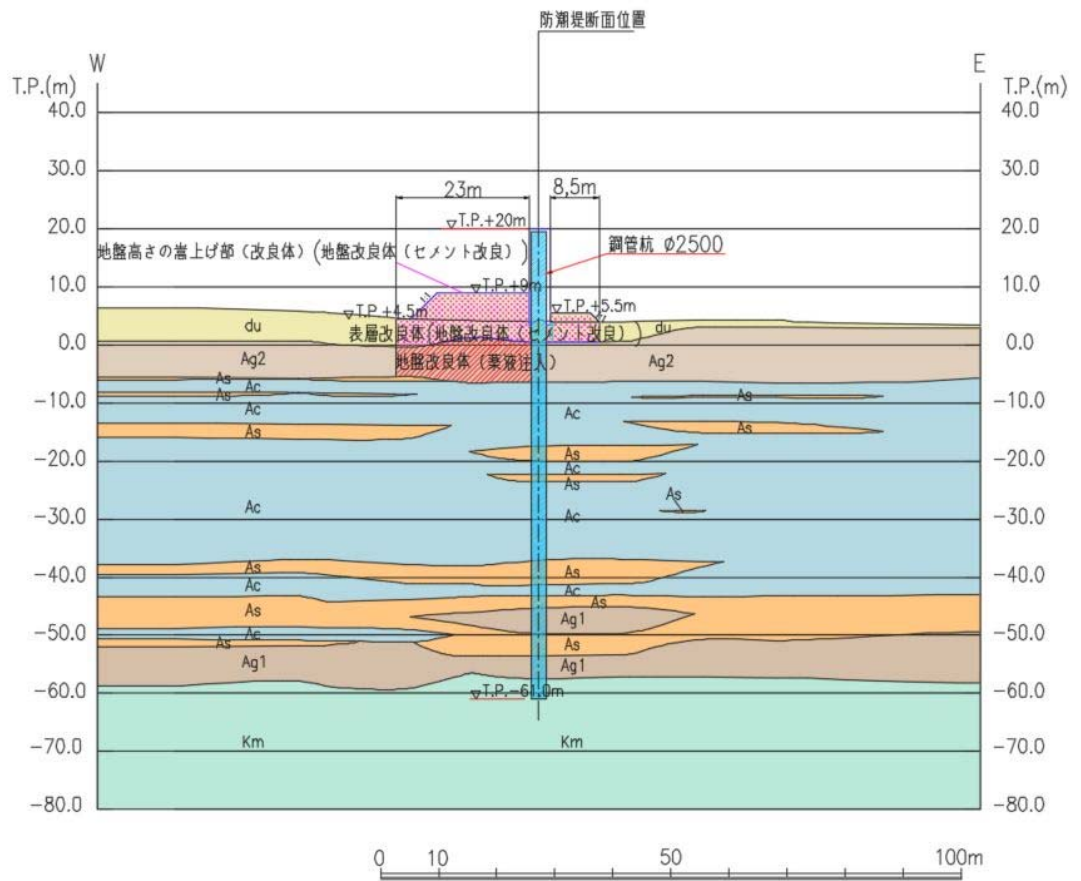


図 3.1-7 地震応答解析対象断面図 (断面③)

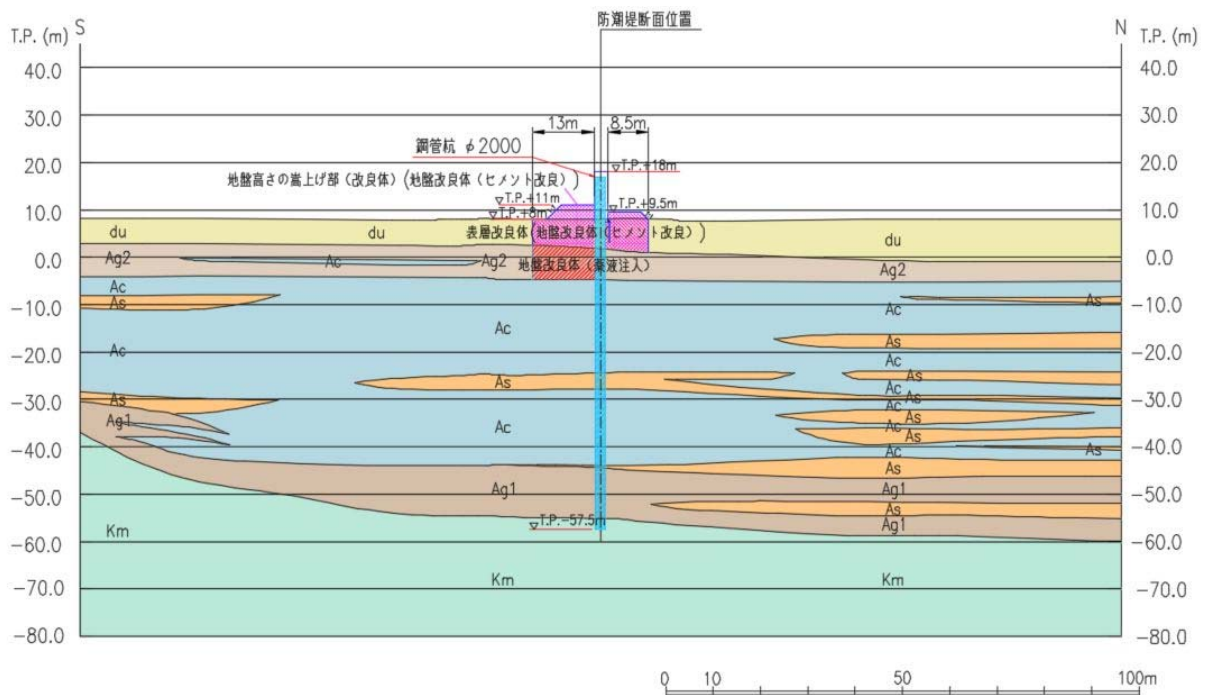


図 3.1-8 地震応答解析対象断面図 (断面④)

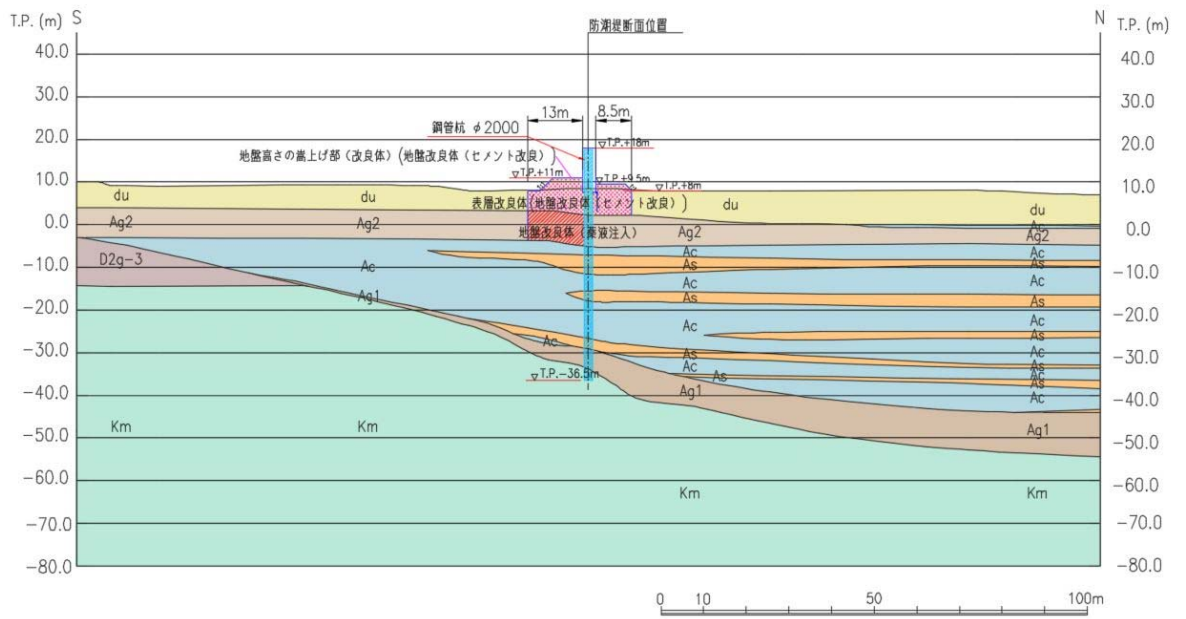


図 3.1-9 地震応答解析対象断面図 (断面⑤)

### 3.2 解析方法

地震応答解析は、添付書類「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、添付書類「V-5-10 計算機プログラム（解析コード）の概要・FLIP」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。

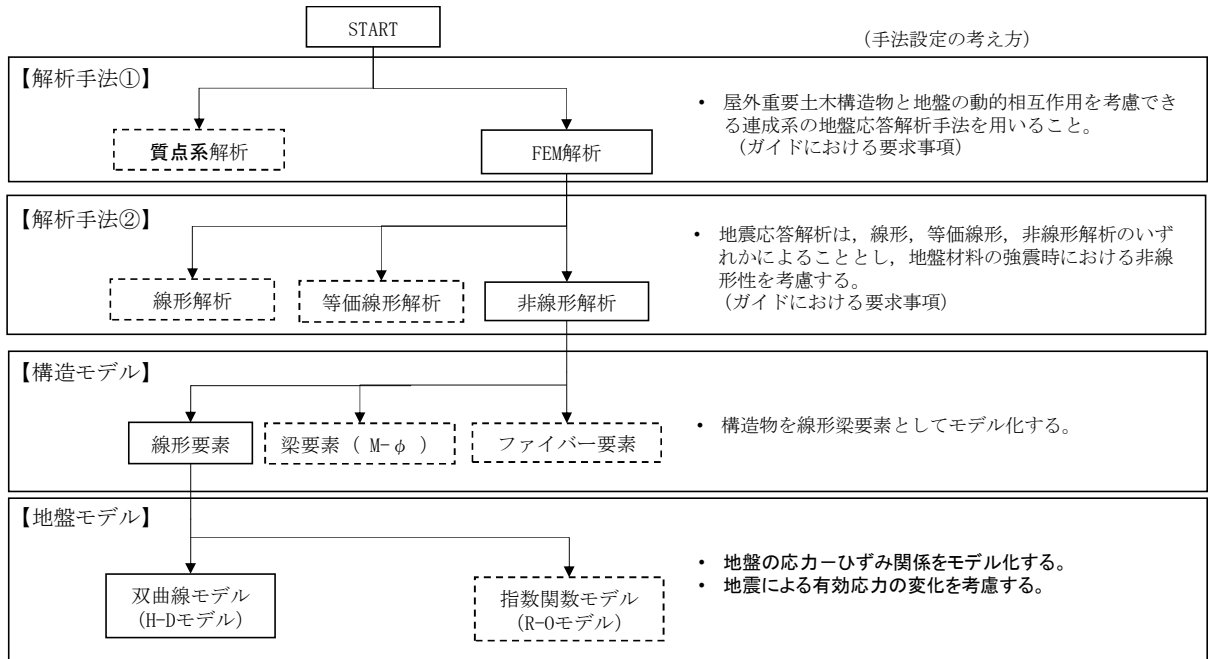


図 3.2.1-1 地震応答解析手法の選定フロー

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、線形梁要素によりモデル化する。



### 3.2.3 地盤

地盤剛性のばらつき及び地盤の液状化強度特性のばらつきの影響を考慮するため、表 3-1 に示す解析ケース (①～⑥) を設定する。

表 3.2.3-1 有効応力解析における解析ケース

解析ケース	①	②	③	④	⑤	⑥
解析ケース	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 $\sigma$ )した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(-1 $\sigma$ )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 $\sigma$ )して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地盤剛性の設定	原地盤のせん断波速度	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮(+1 $\sigma$ )	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮(-1 $\sigma$ )	敷地に存在しない豊浦標準砂のせん断波速度	原地盤のせん断波速度	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮(+1 $\sigma$ )
液状化強度特性の設定	原地盤に基づく液状化強度特性(-1 $\sigma$ )	原地盤に基づく液状化強度特性(-1 $\sigma$ )	原地盤に基づく液状化強度特性(-1 $\sigma$ )	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

地盤剛性のばらつきの影響を考慮するため、原地盤におけるせん断波速度の原位置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 $\sigma$ を用いて、せん断波速度を「回帰曲線+1 $\sigma$ 」(以下「+1 $\sigma$ 」という。)とする解析ケース(解析ケース②、⑥)及び「回帰曲線-1 $\sigma$ 」(以下「-1 $\sigma$ 」という。)とする解析ケース(解析ケース③)を設定する。

地盤の液状化強度特性は、代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮し、原地盤の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 $\sigma$ を用いて、液状化強度特性を(-1 $\sigma$ )にて設定することを基本とする(解析ケース①、②、③)。

また、構造物への地盤変位に対する保守的な配慮として、敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースを設定する(解析ケース④)。さらに、構造物及び機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として、地盤の非液状化の条件を仮定した解析ケースを設定する(解析ケース⑤、⑥)。

上記の地盤剛性及び液状化強度特性の設定を組合せた解析ケース(①～⑥)を実施することにより、地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

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双曲線モデル(H-Dモデル)を用いる。

#### 3.2.4 減衰特性

固有値解析により求められる固有振動数及び初期減衰定数に基づく要素剛性比例型減衰を考慮する。

### 3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、添付書類「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  $600 \text{ N/m}^2$  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  $0.21 \text{ kN/m}^2$  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  $30 \text{ m/s}$  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 $S_s$ 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。

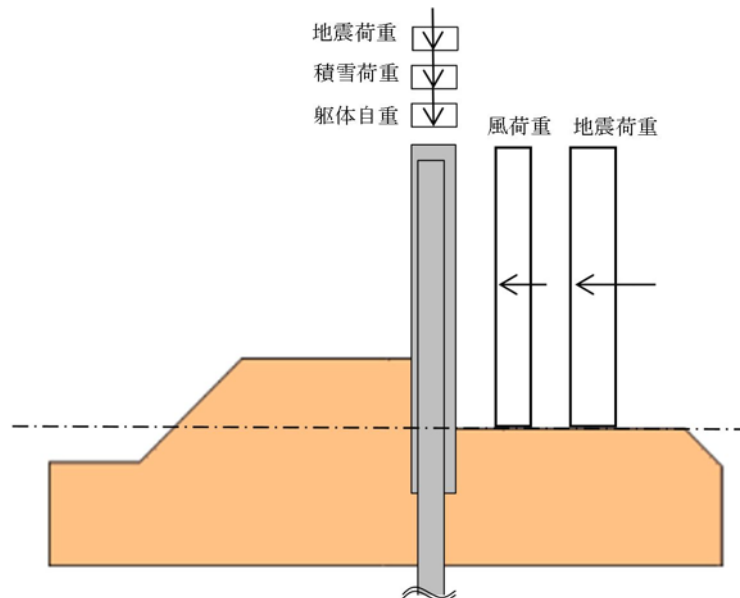


図 3.3.3-1 荷重概念図

### 3.4 入力地震動

入力地震動は、添付書類「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、添付書類「V-5-25 計算機プログラム（解析コード）の概要・k-SHAKE」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  $S_s-11$  ～  $S_s-22$  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。

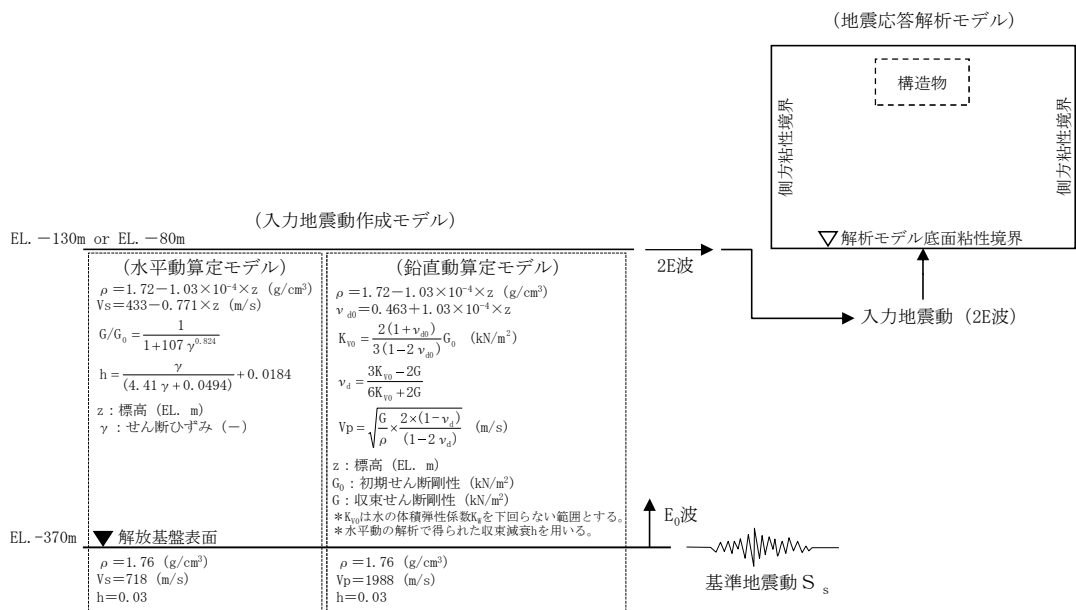
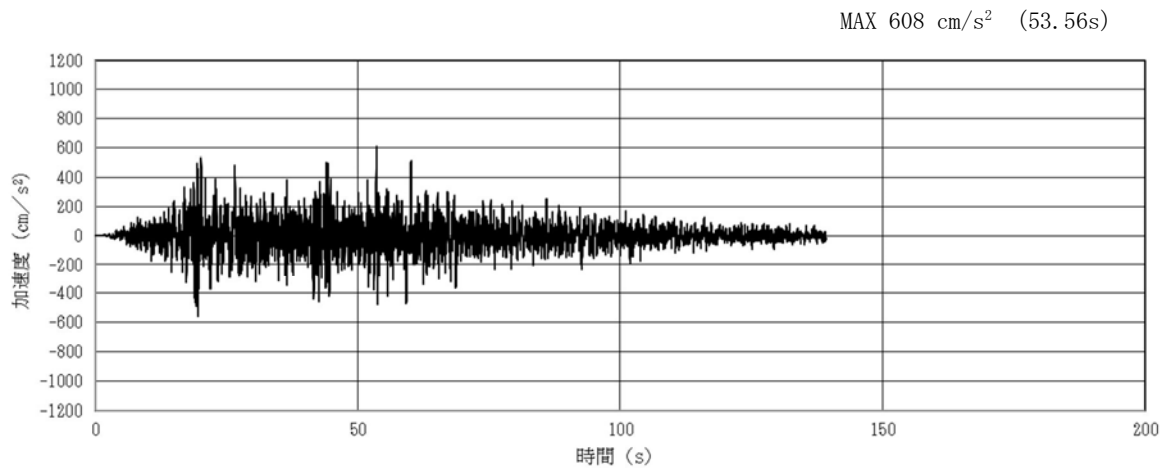
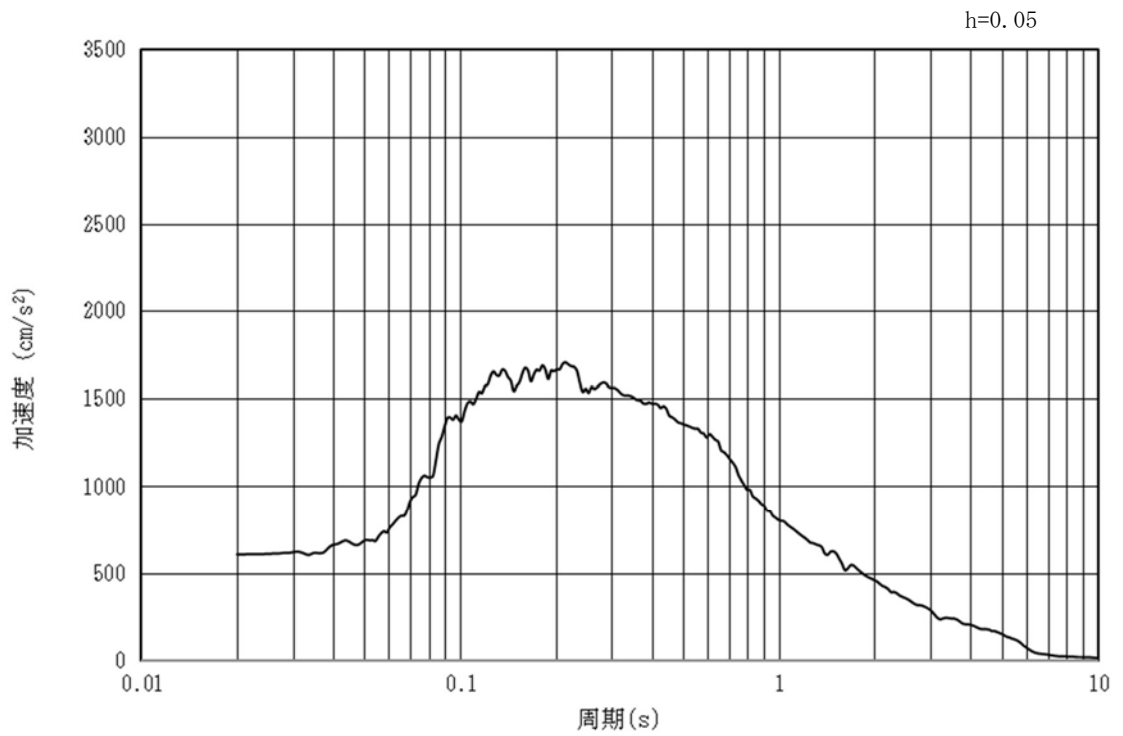


図 3.4-1 入力地震動算定の概念図

3.4.1 断面①

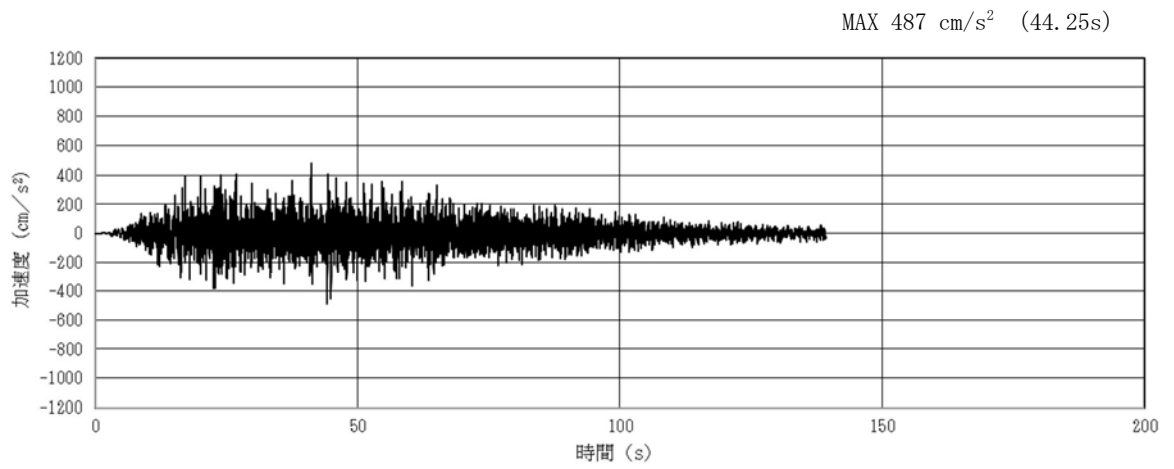


(a) 加速度時刻歴波形

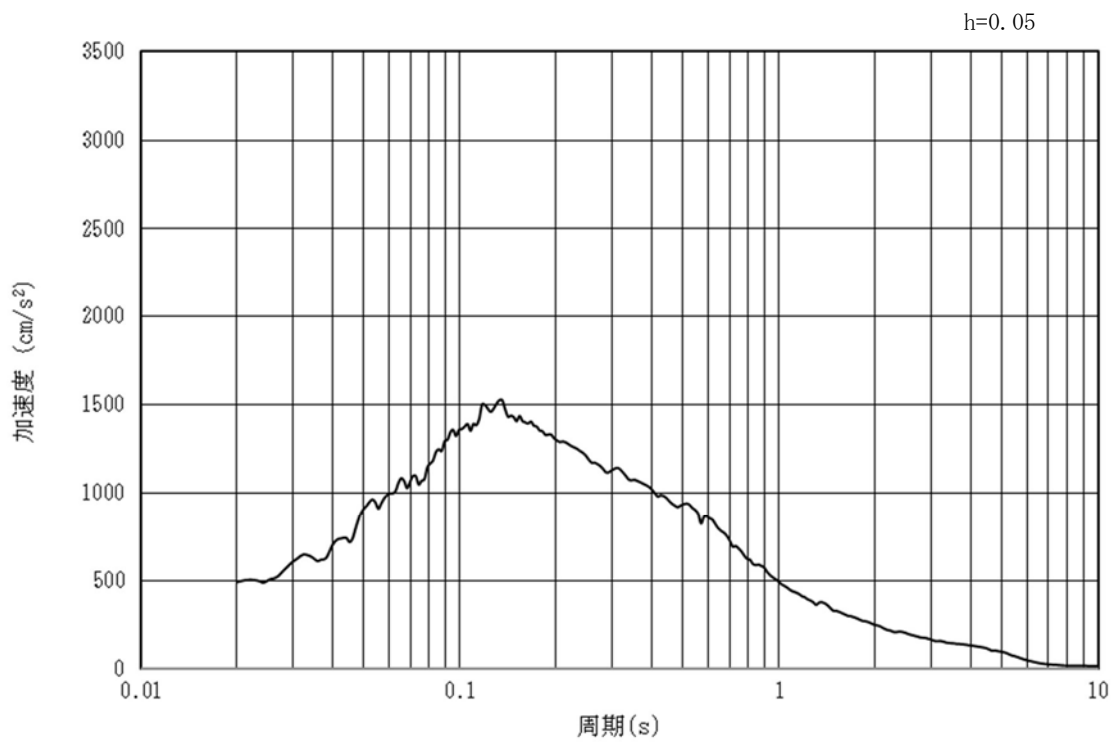


(b) 加速度応答スペクトル

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:  $S_s - D 1$ )

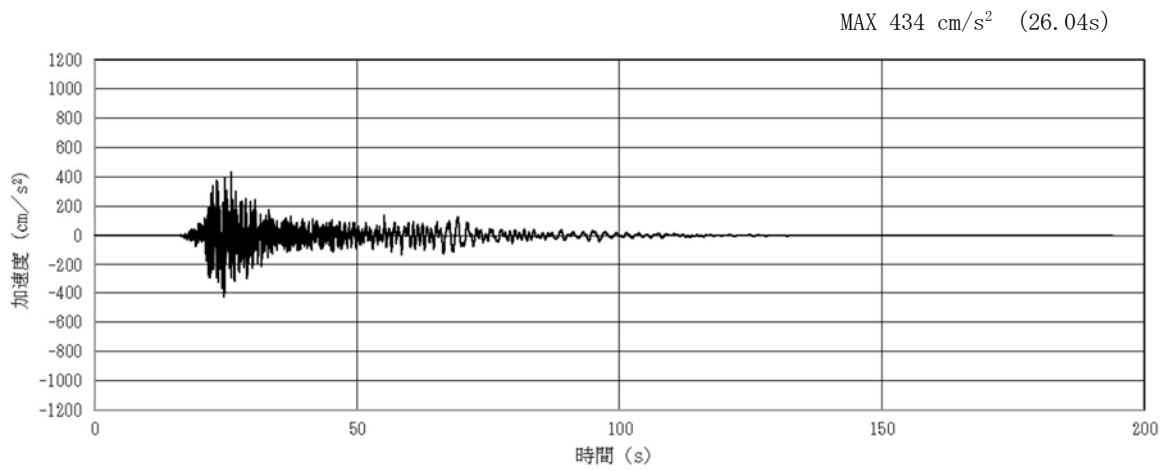


(a) 加速度時刻歴波形

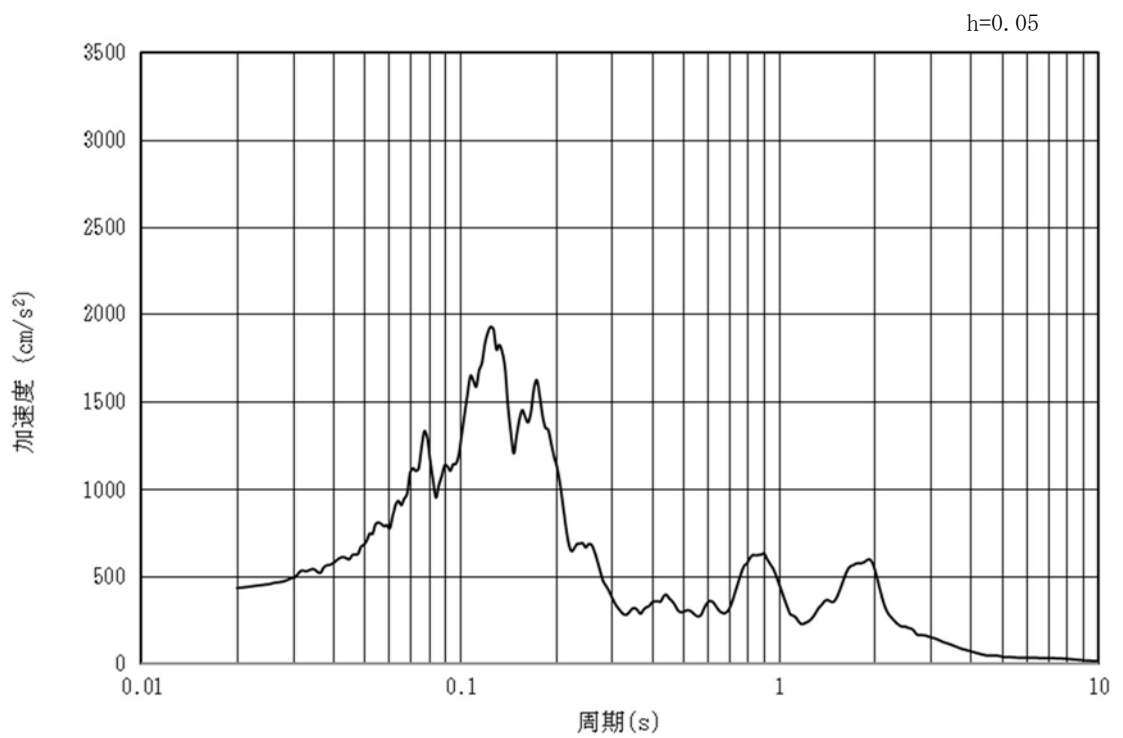


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (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<sub>s</sub>-D1)



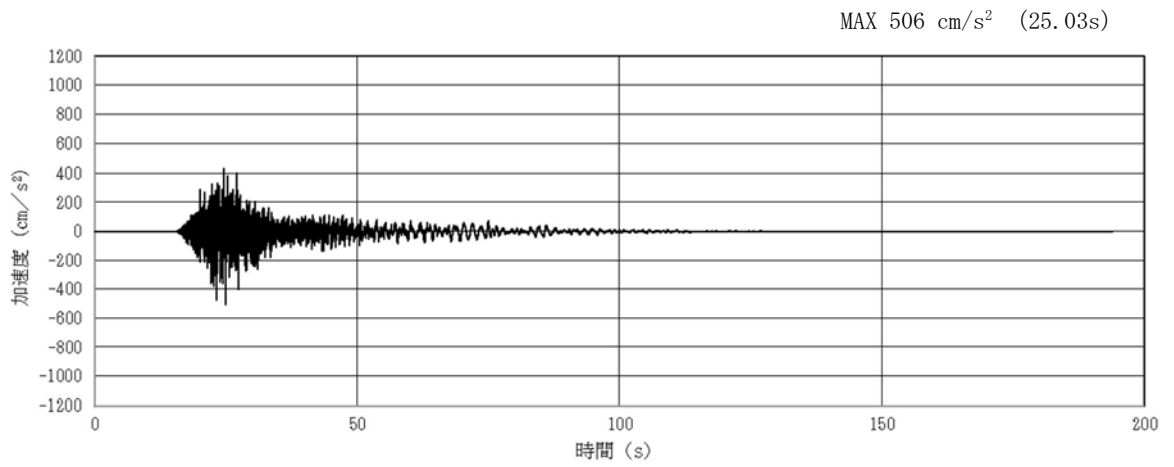
(a) 加速度時刻歴波形



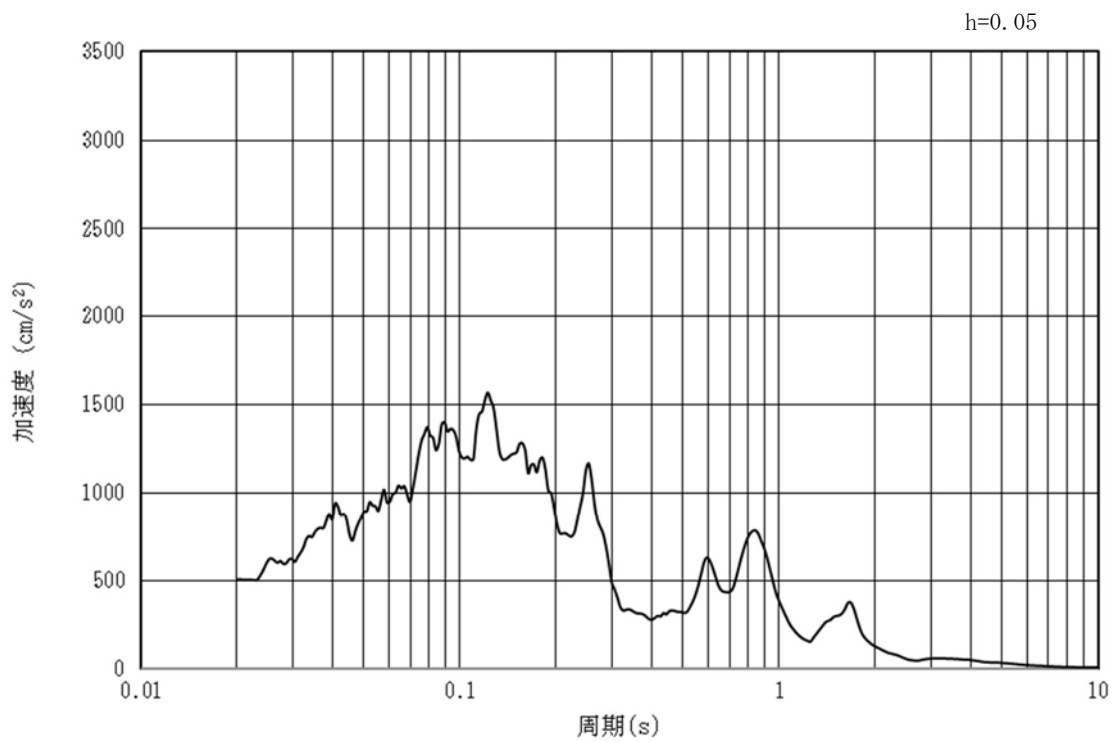
(b) 加速度応答スペクトル

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 :  $S_s - 11$ )



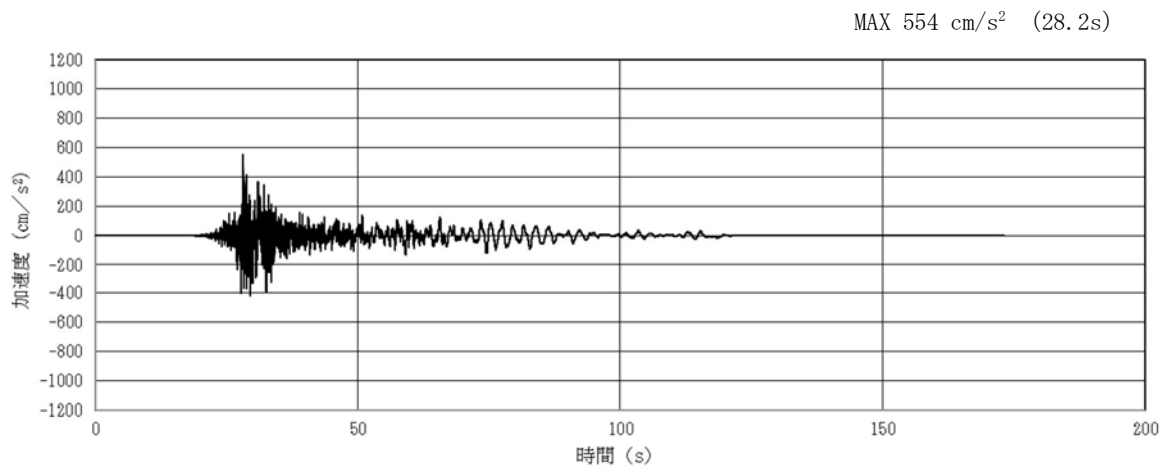


(a) 加速度時刻歴波形

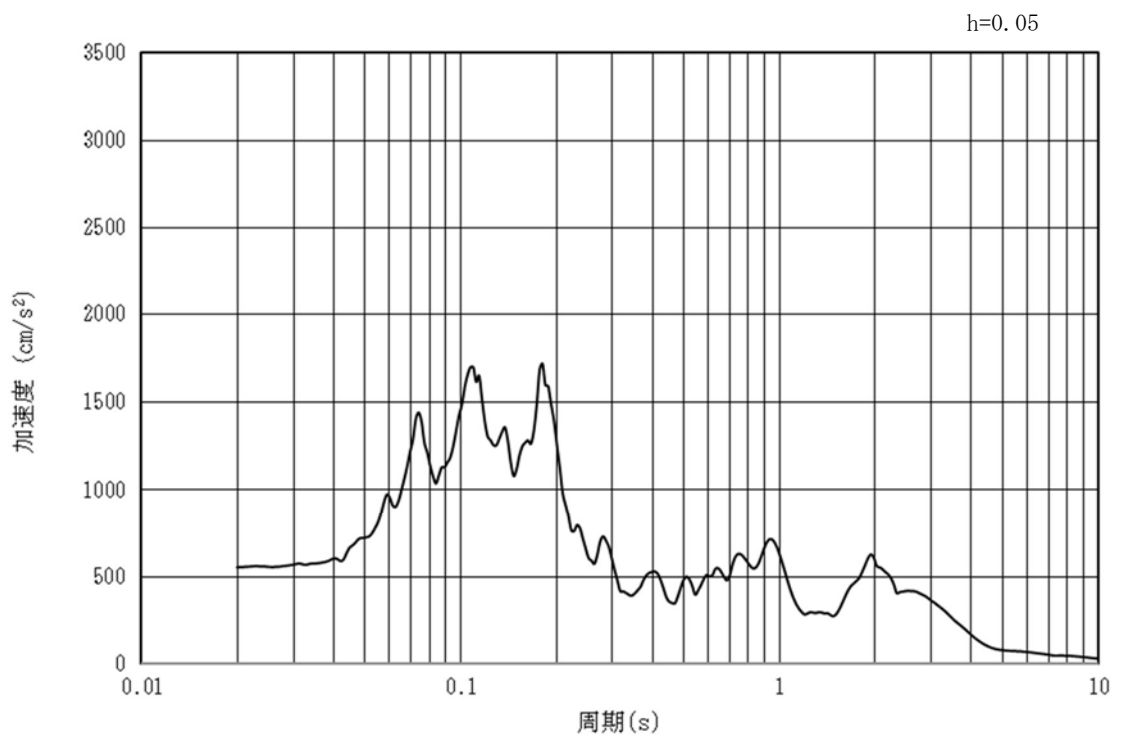


(b) 加速度応答スペクトル

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<sub>s</sub> - 1 1)

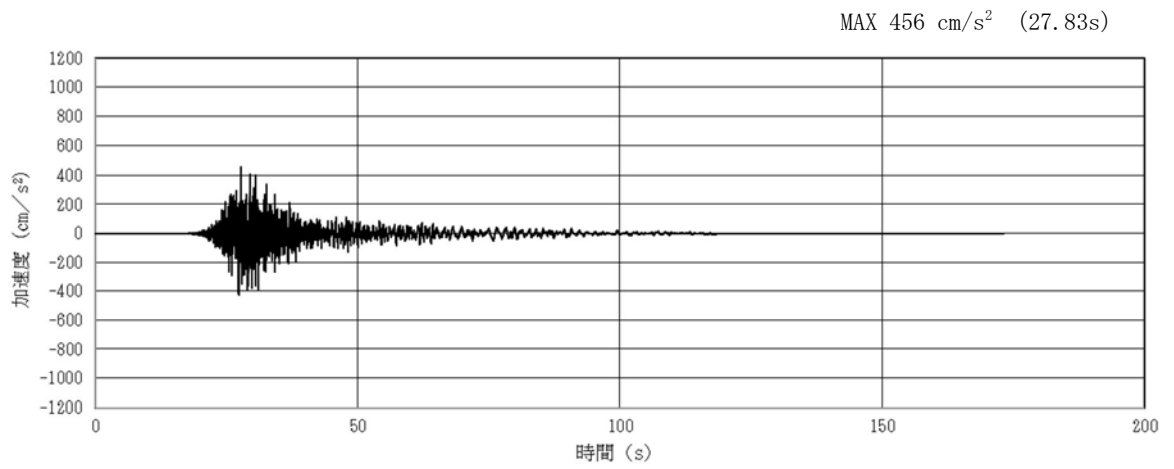


(a) 加速度時刻歴波形

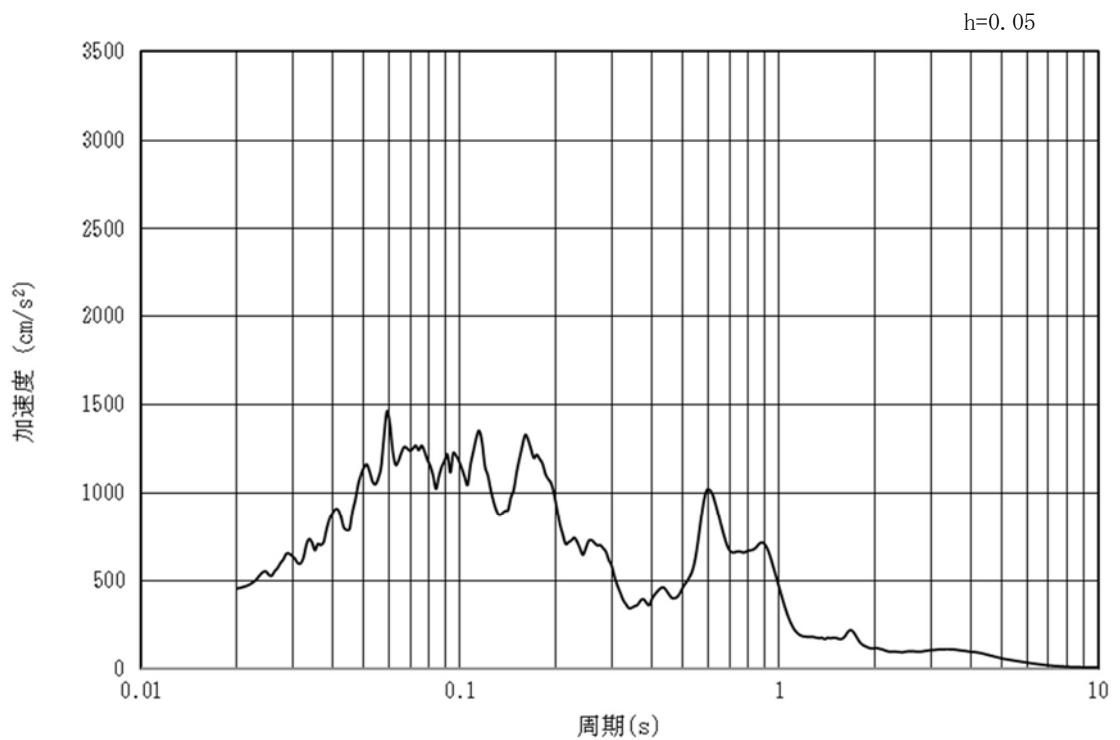


(b) 加速度応答スペクトル

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<sub>s</sub>-12)

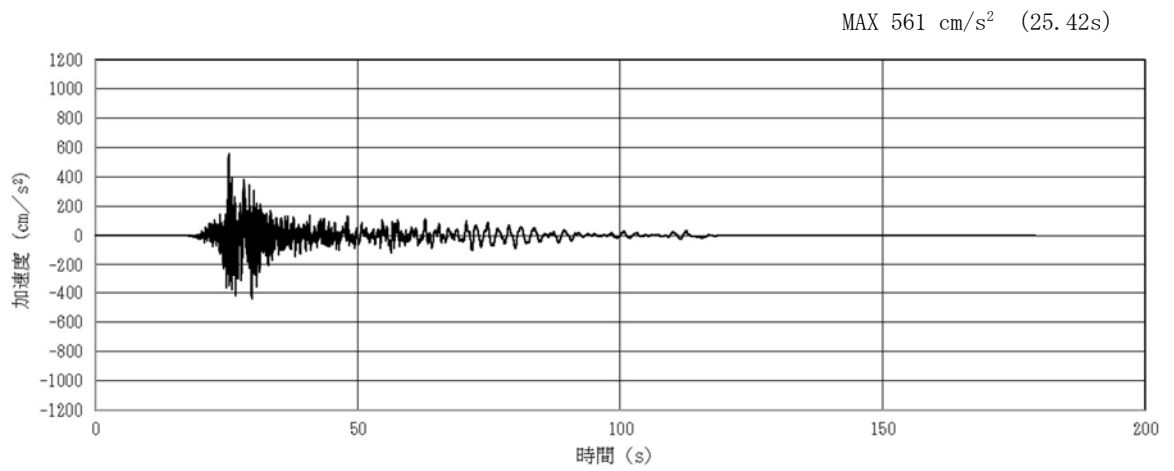


(a) 加速度時刻歴波形

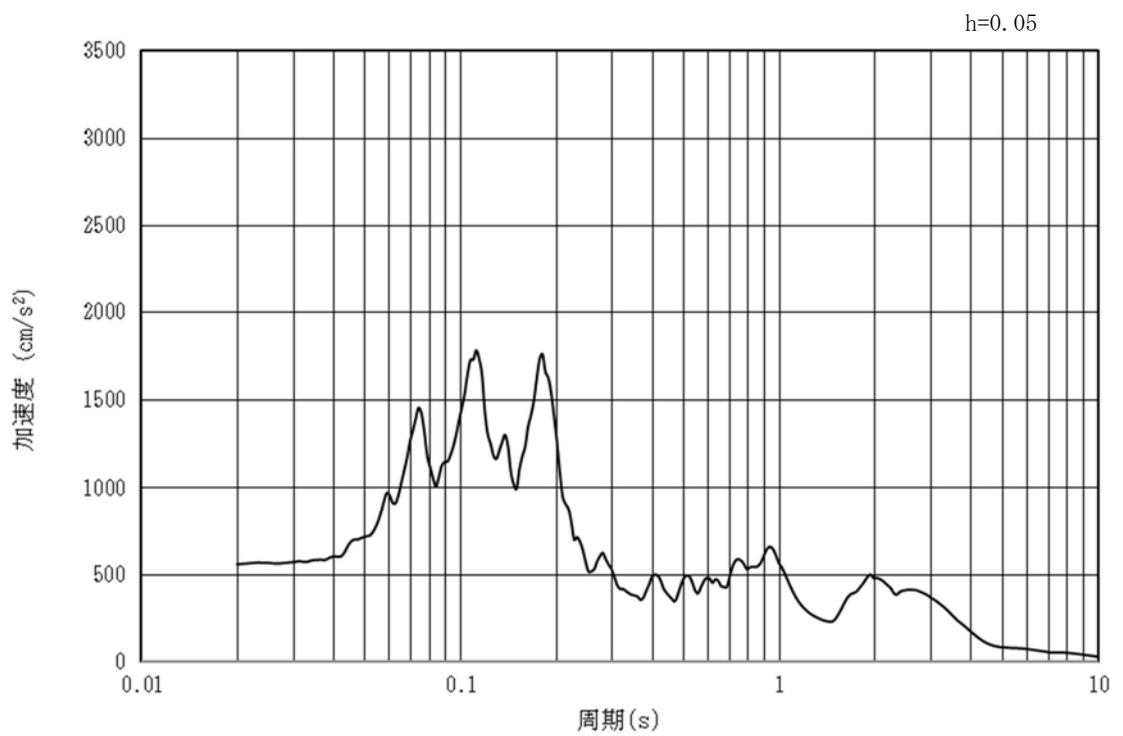


(b) 加速度応答スペクトル

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<sub>s</sub>-12)

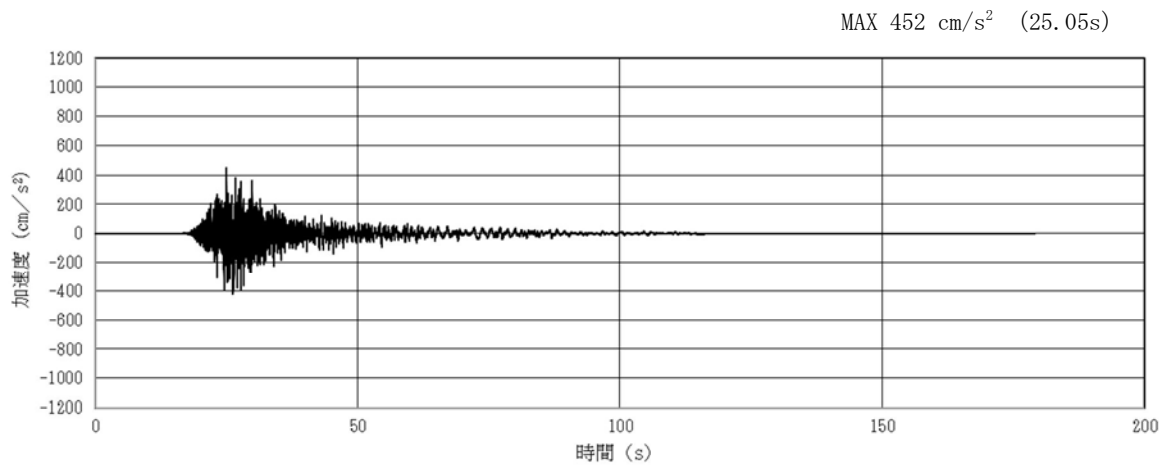


(a) 加速度時刻歴波形

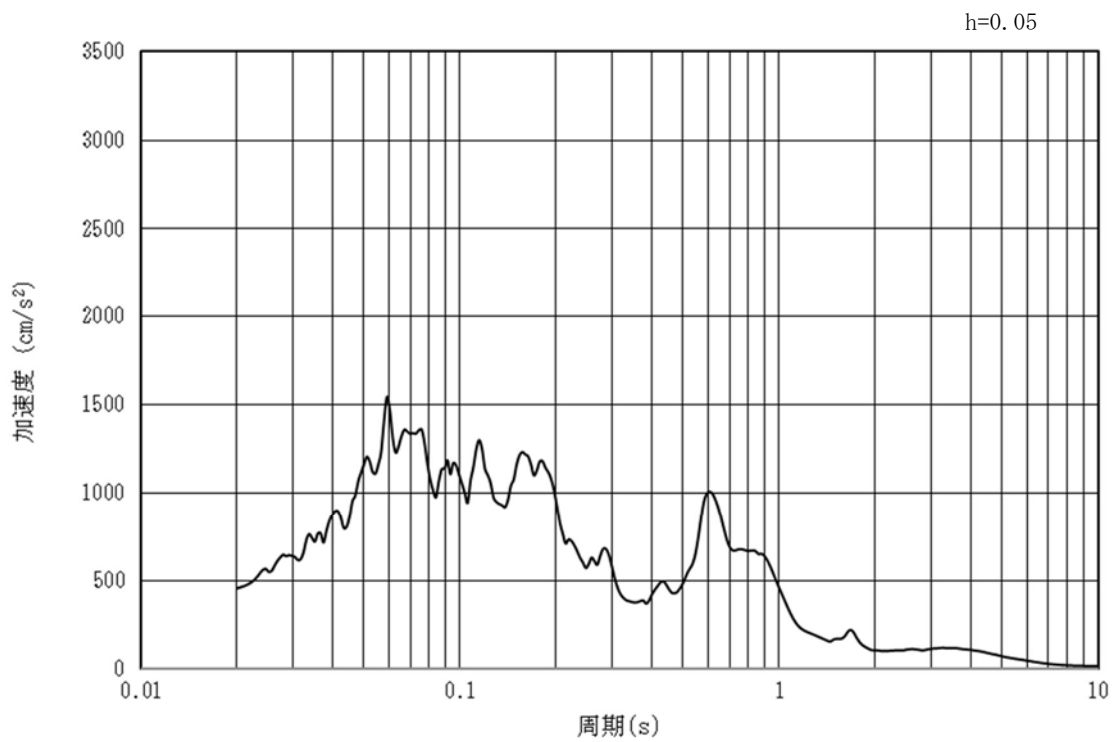


(b) 加速度応答スペクトル

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<sub>s</sub>-13)

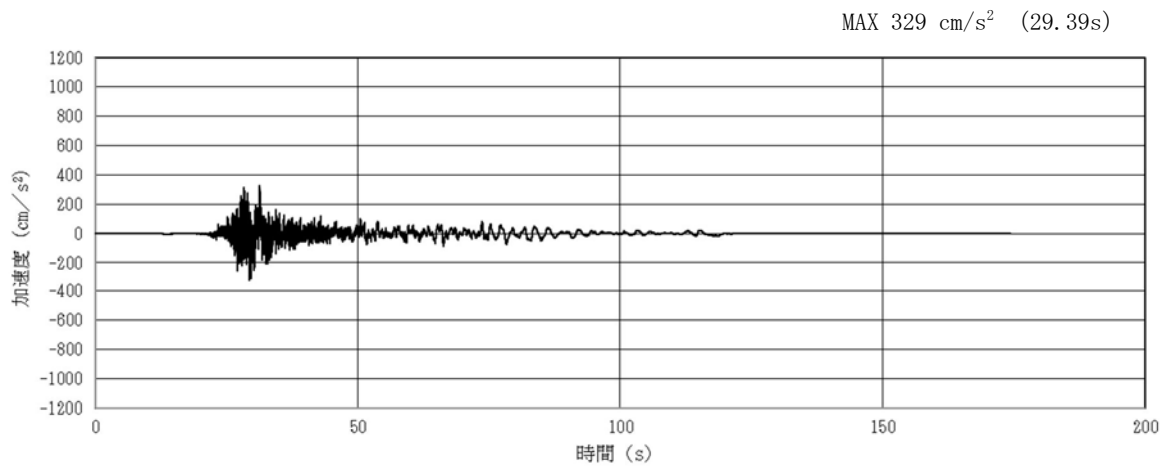


(a) 加速度時刻歴波形

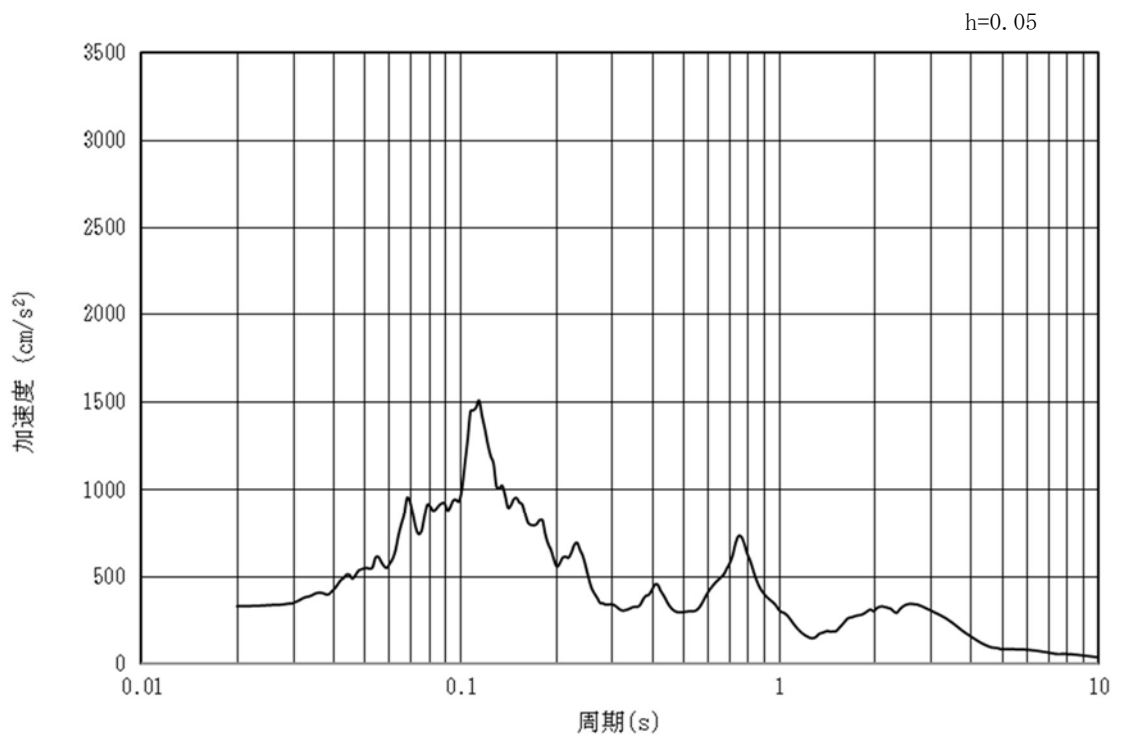


(b) 加速度応答スペクトル

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<sub>s</sub>-13)

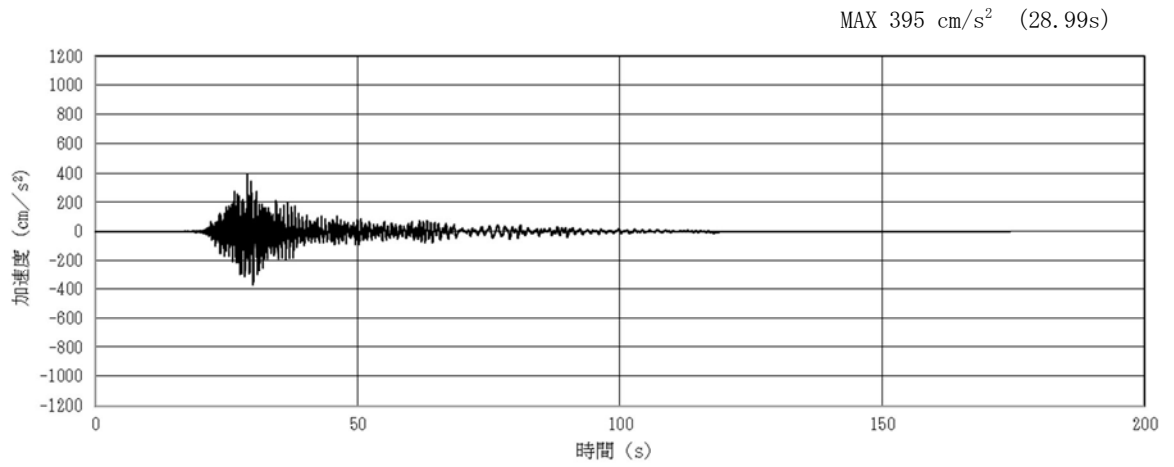


(a) 加速度時刻歴波形

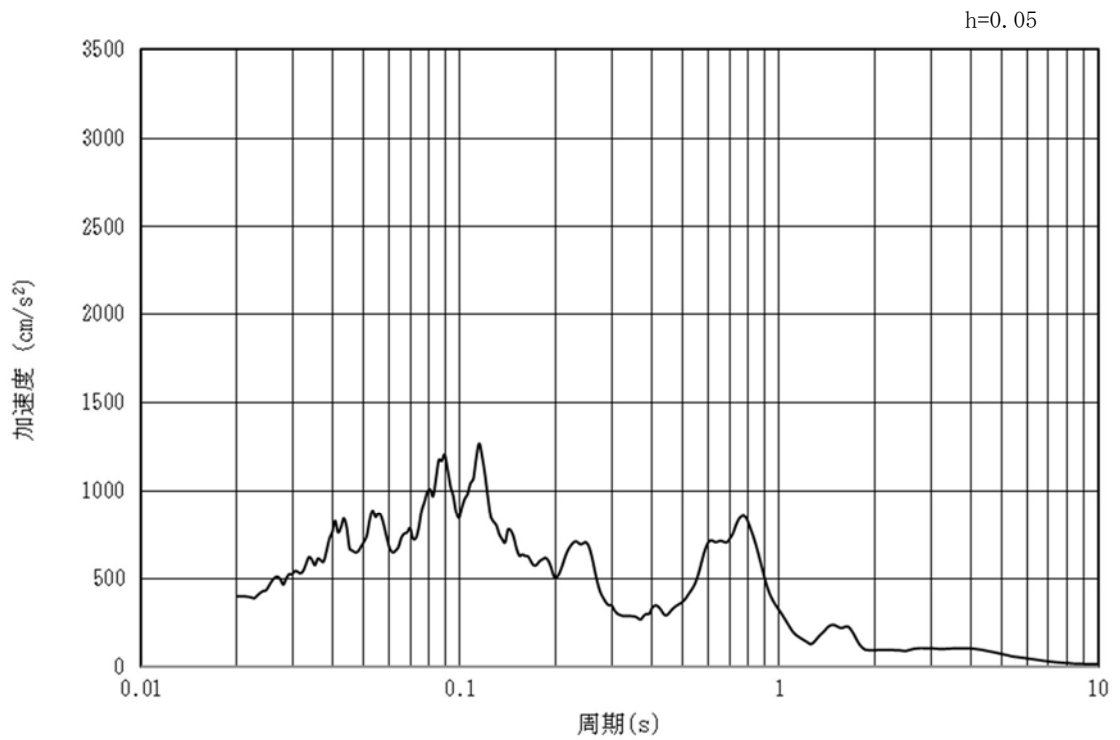


(b) 加速度応答スペクトル

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<sub>s</sub>-14)

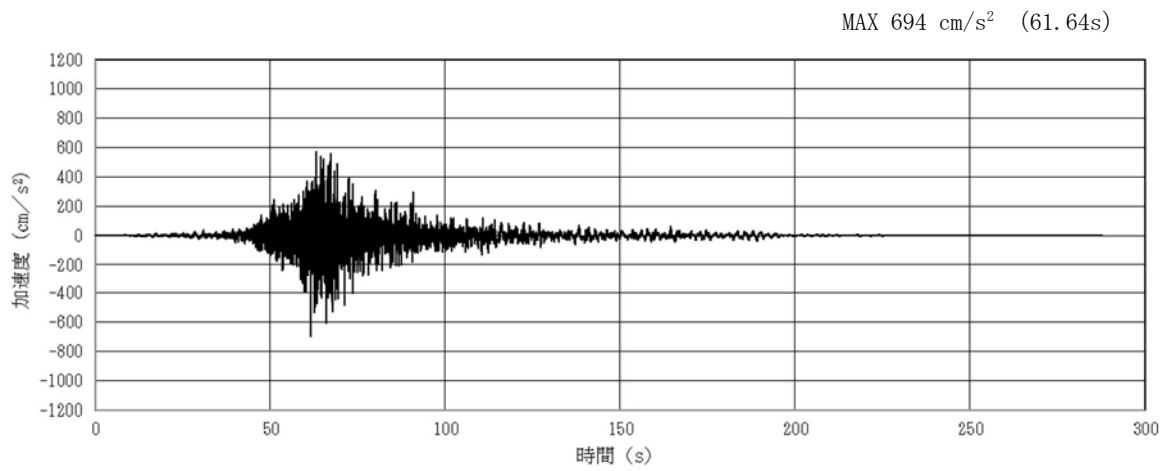


(a) 加速度時刻歴波形

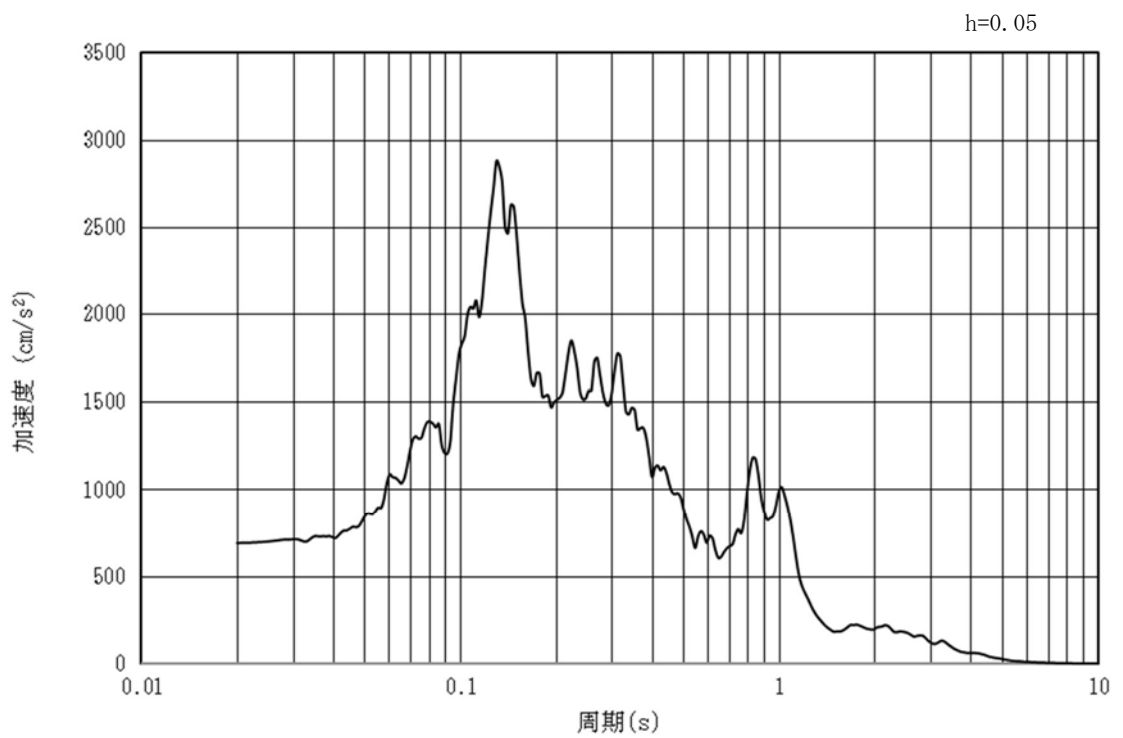


(b) 加速度応答スペクトル

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 :  $S_s - 1.4$ )



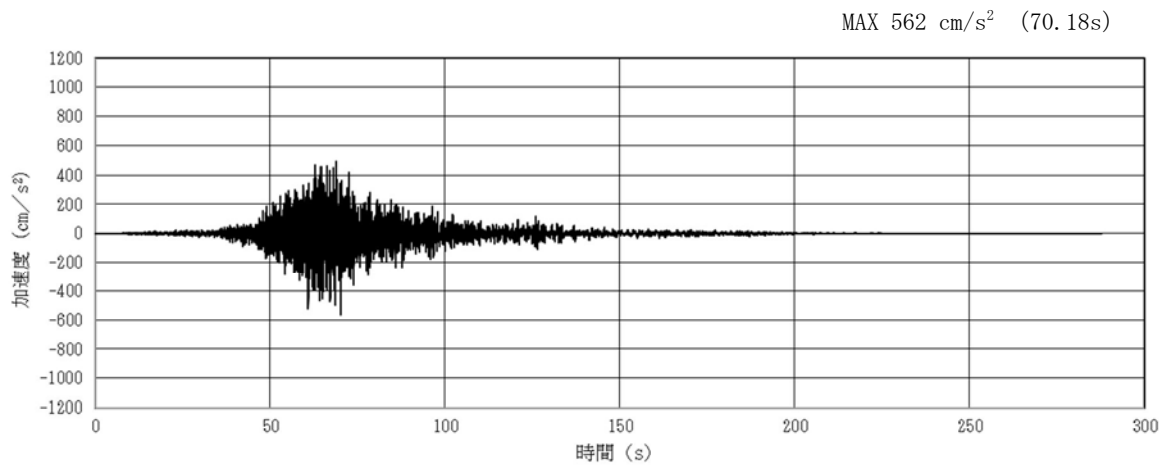
(a) 加速度時刻歴波形



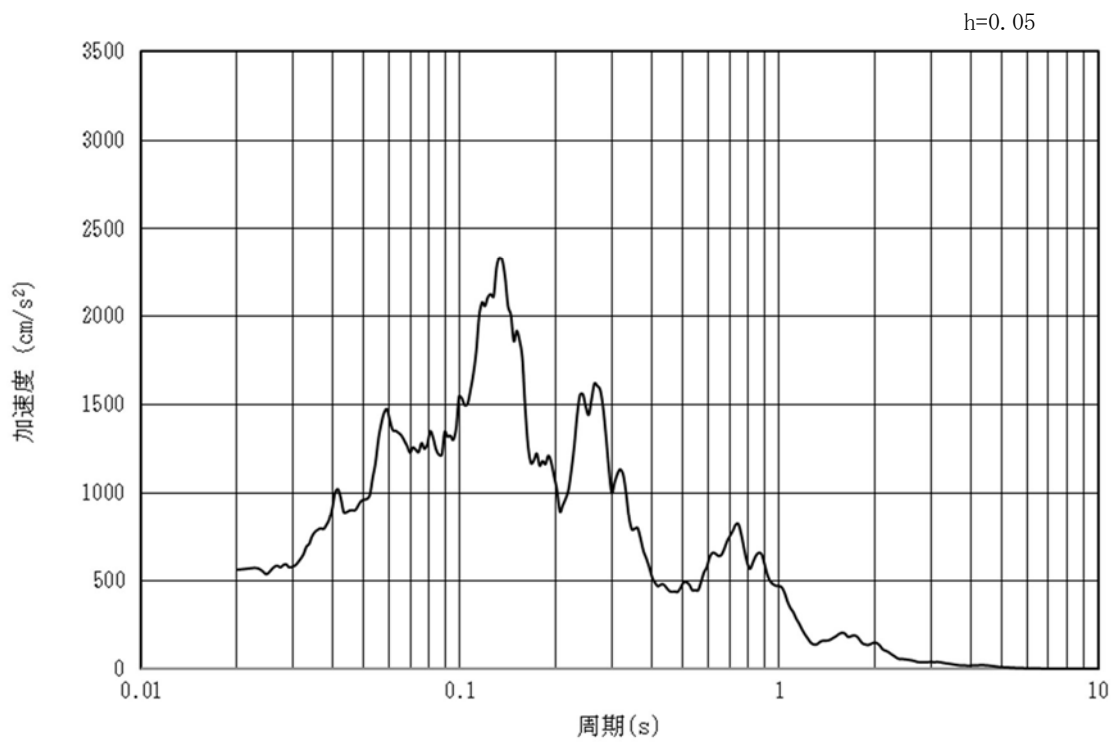
(b) 加速度応答スペクトル

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:  $S_s - 21$ )



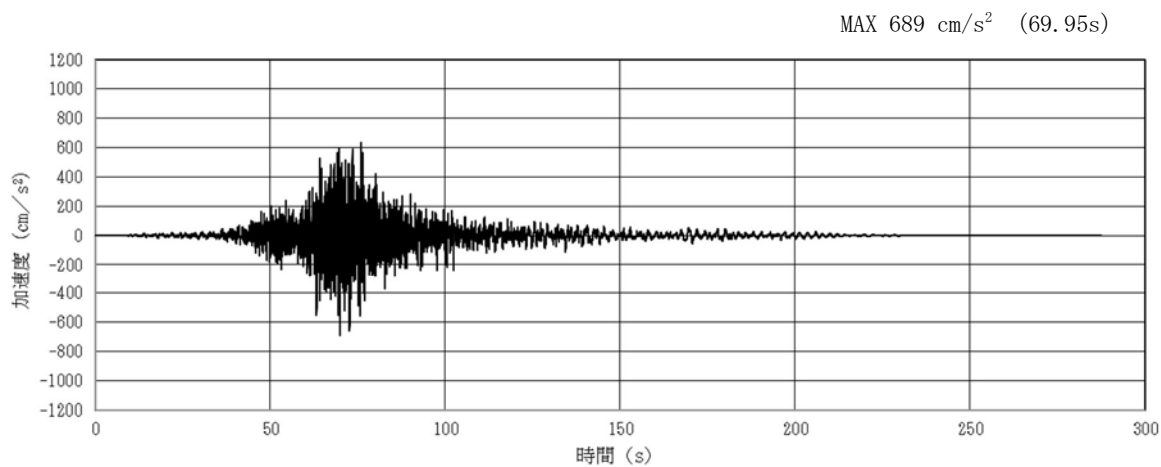


(a) 加速度時刻歴波形

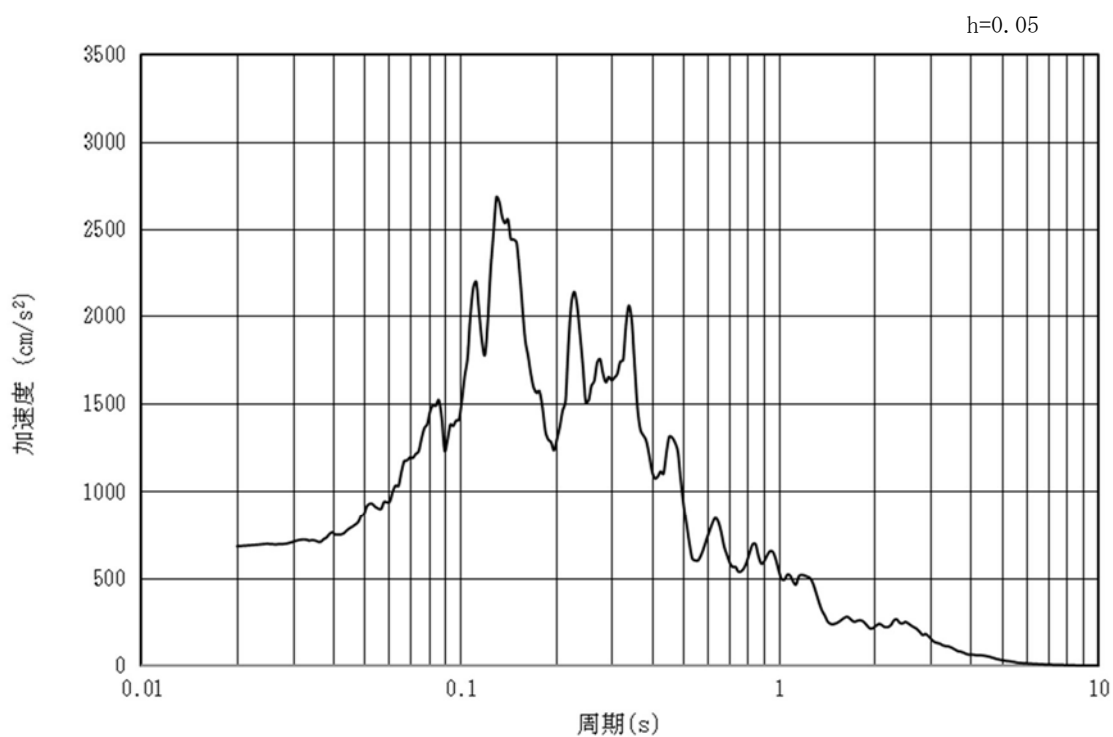


(b) 加速度応答スペクトル

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 :  $S_s - 21$ )

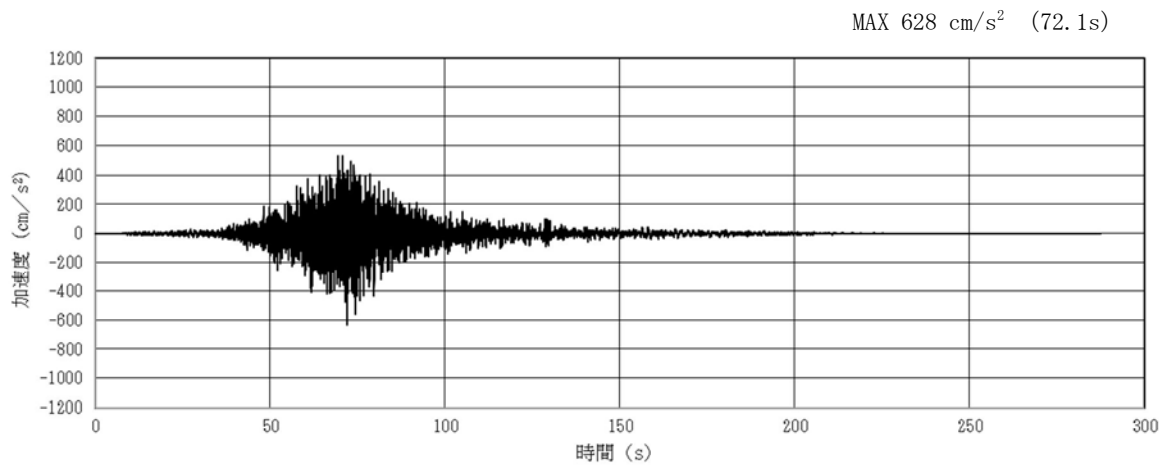


(a) 加速度時刻歴波形

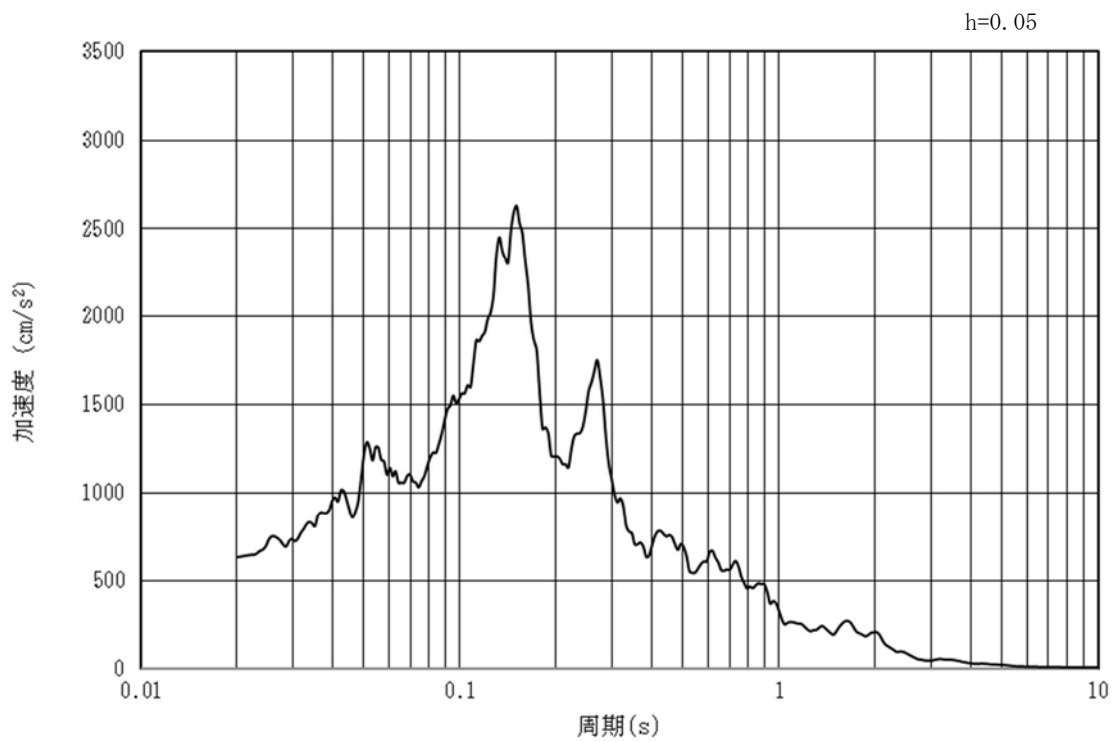


(b) 加速度応答スペクトル

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<sub>s</sub>-22)

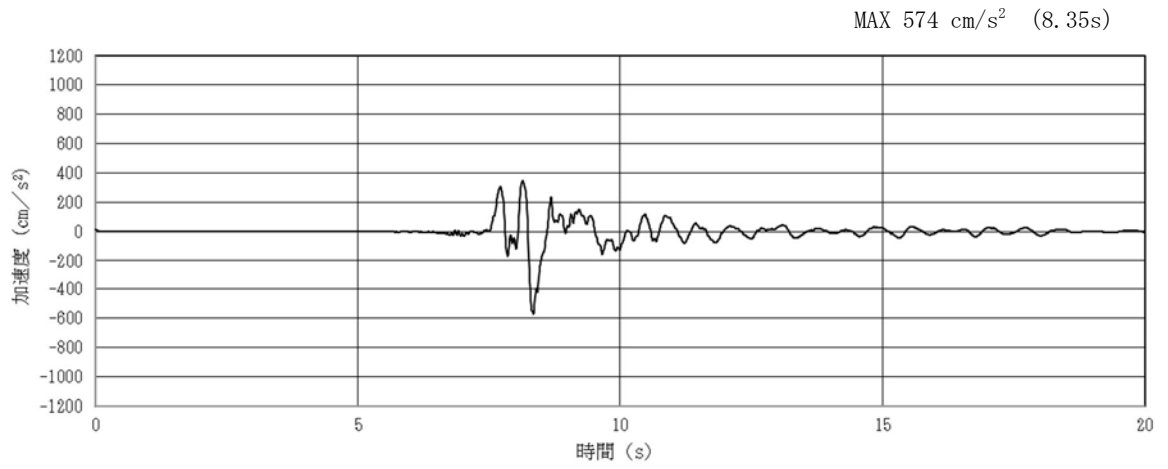


(a) 加速度時刻歴波形

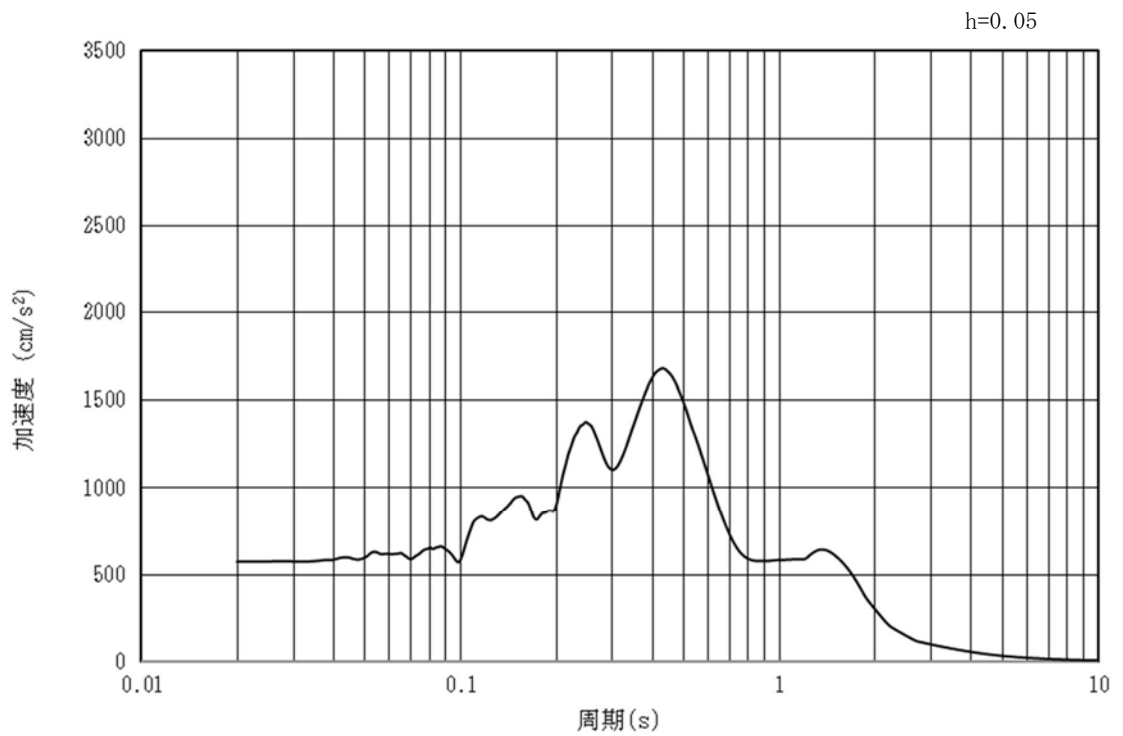


(b) 加速度応答スペクトル

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<sub>s</sub>-22)

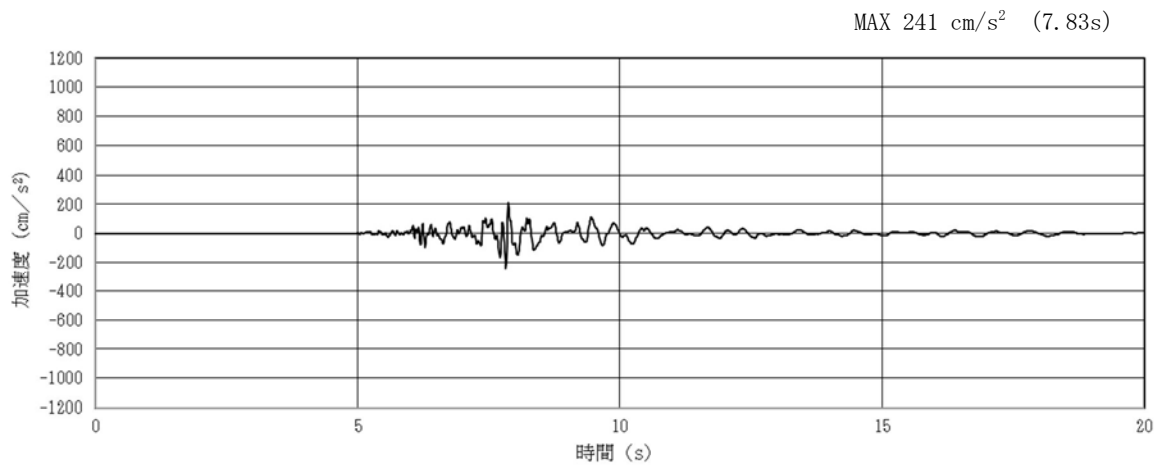


(a) 加速度時刻歴波形

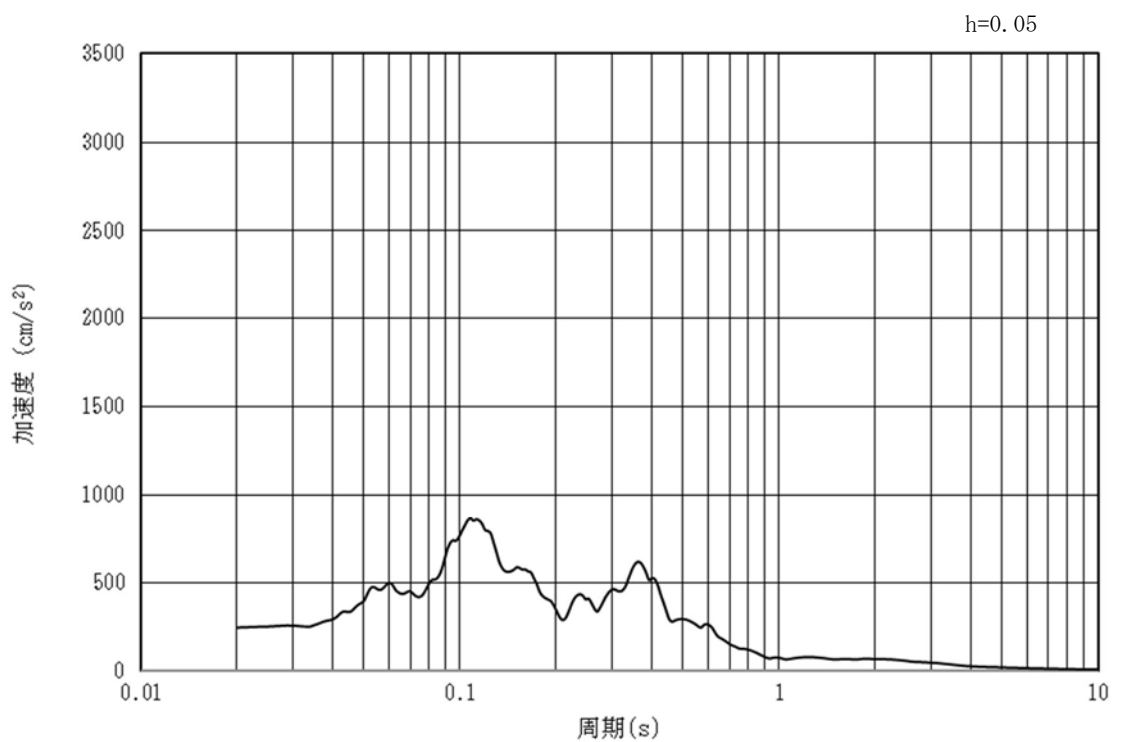


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (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<sub>s</sub>-31)



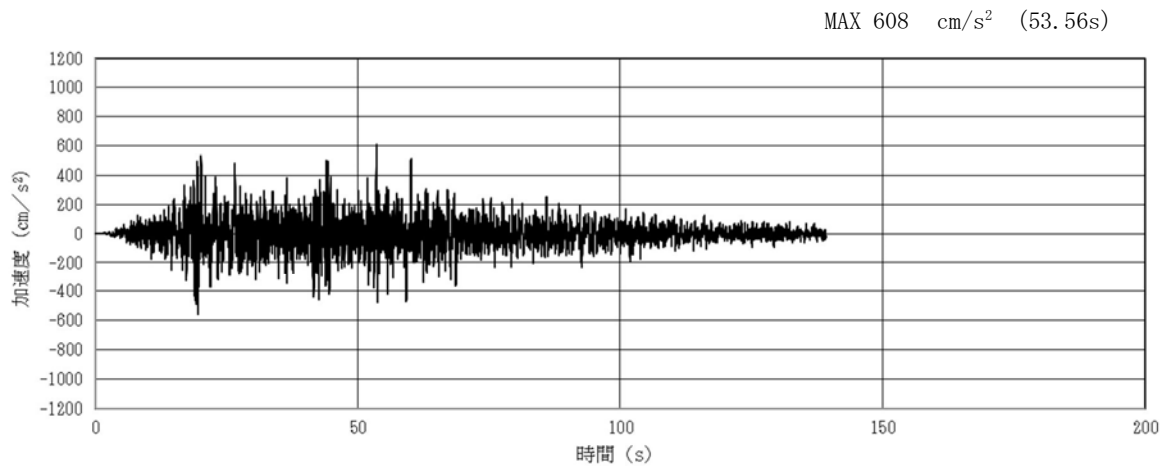
(a) 加速度時刻歴波形



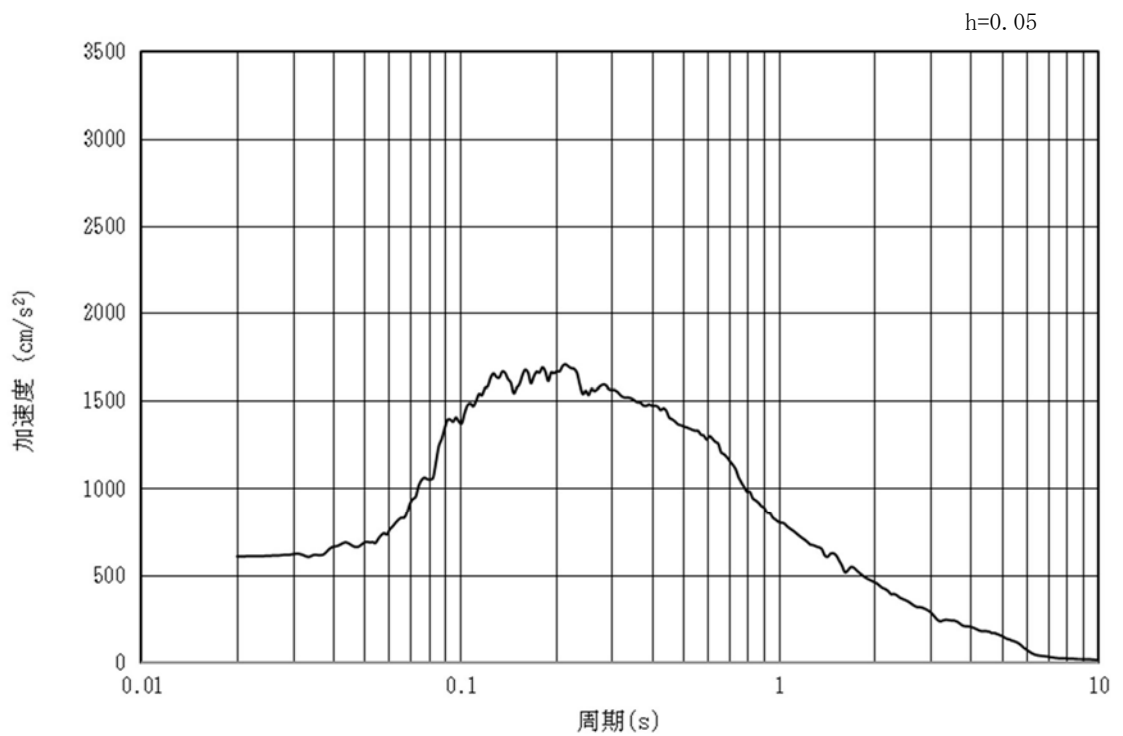
(b) 加速度応答スペクトル

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:  $S_s - 31$ )

3.4.2 断面②

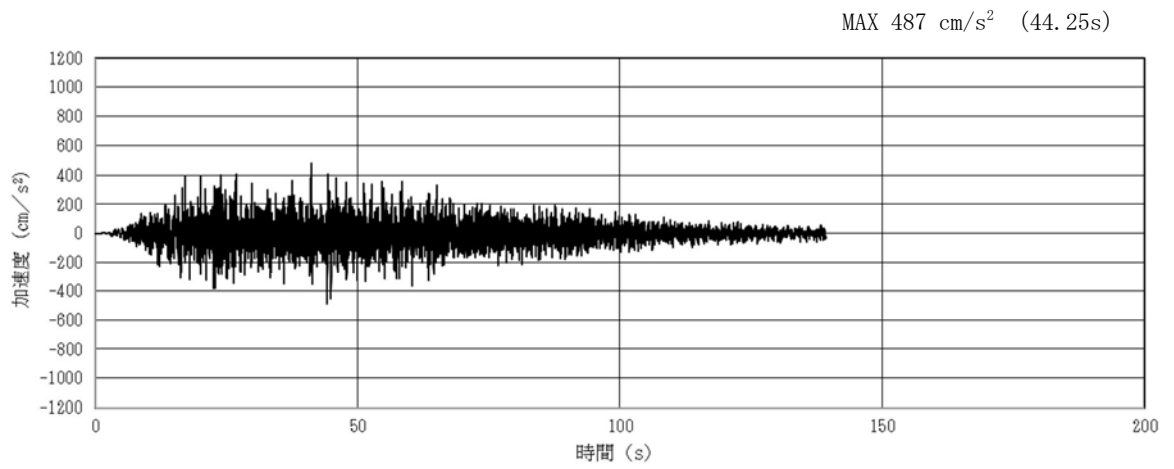


(a) 加速度時刻歴波形

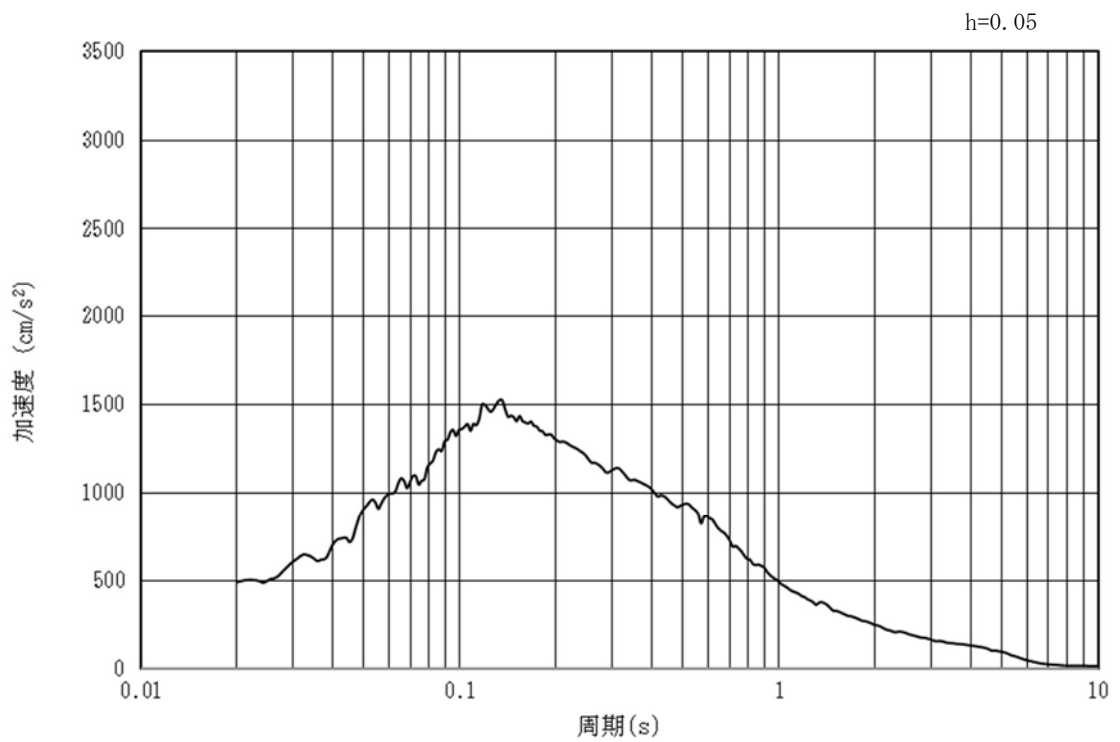


(b) 加速度応答スペクトル

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 :  $S_s - D1$ )

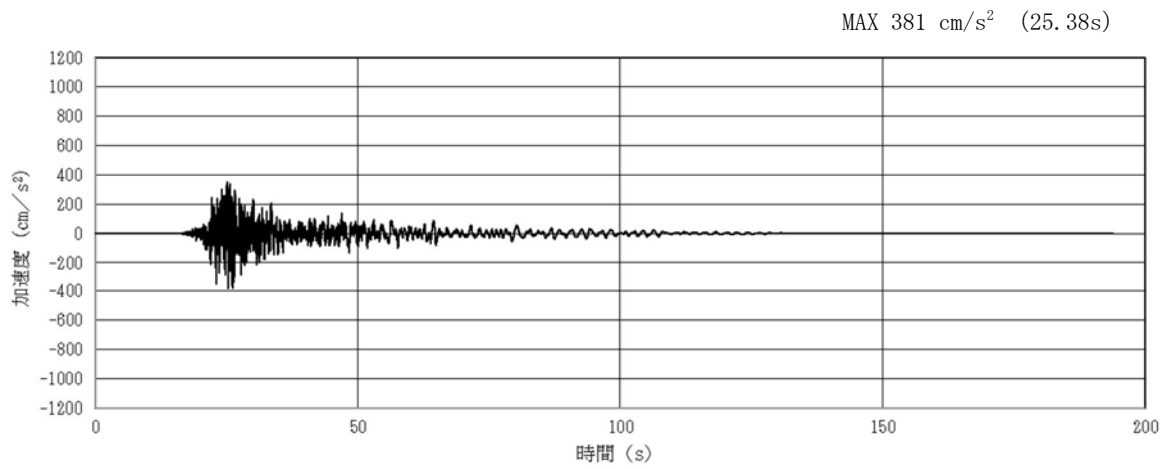


(a) 加速度時刻歴波形

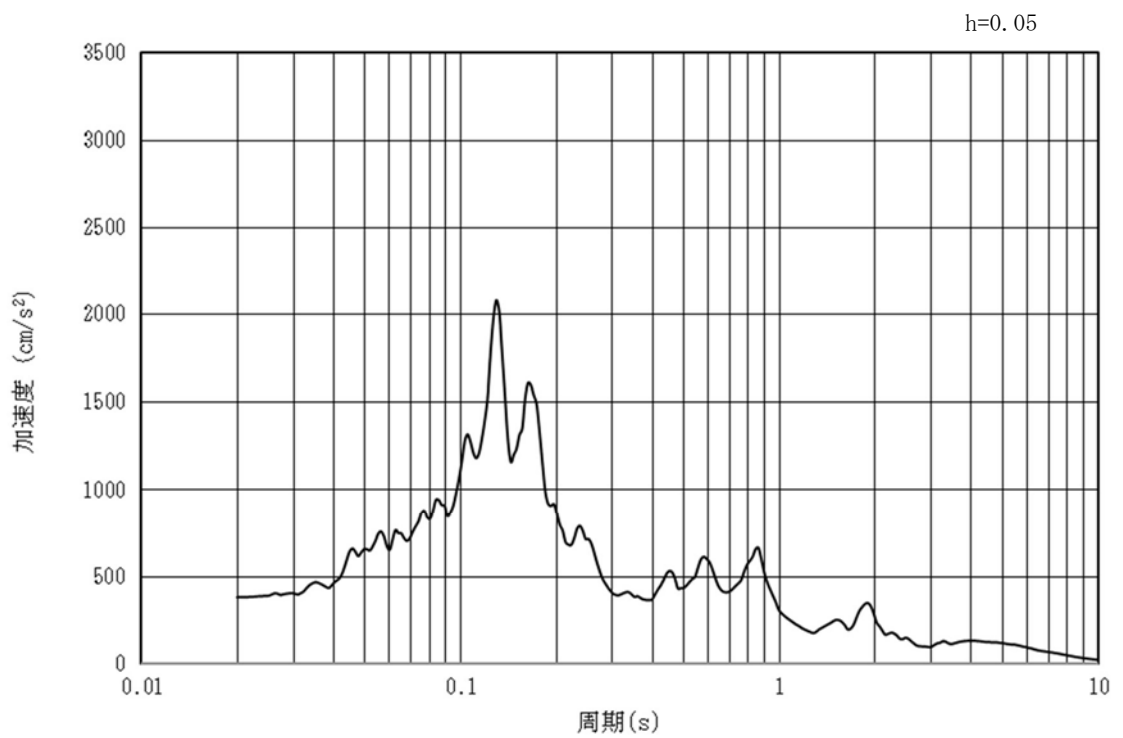


(b) 加速度応答スペクトル

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<sub>s</sub>-D1)



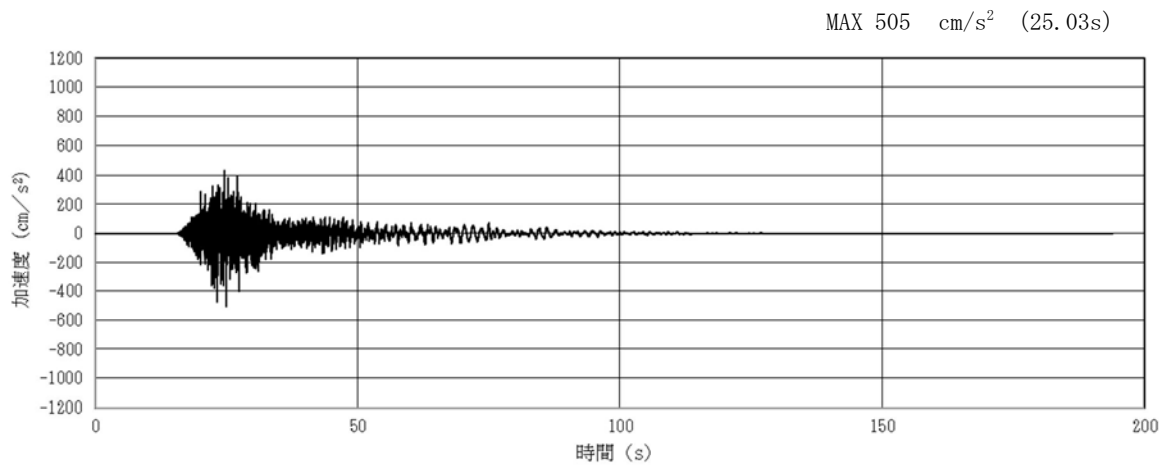
(a) 加速度時刻歴波形



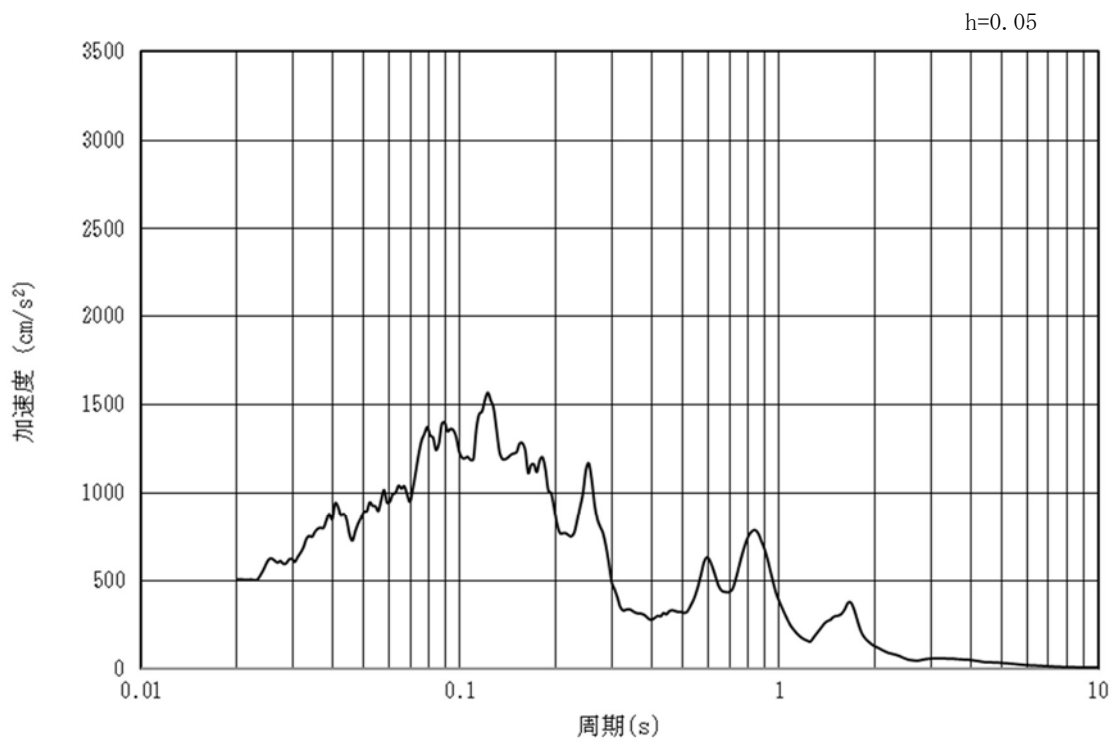
(b) 加速度応答スペクトル

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<sub>s</sub>-1 1)



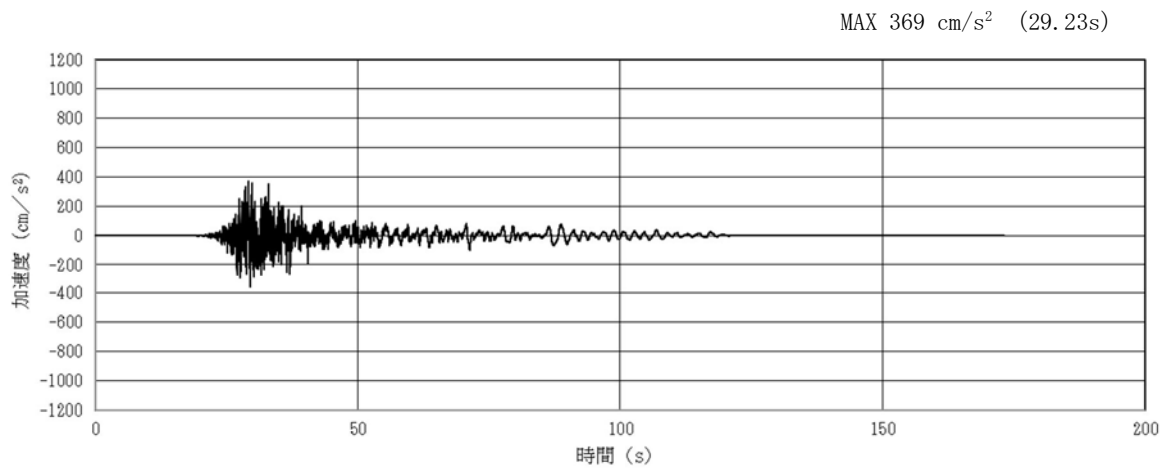


(a) 加速度時刻歴波形

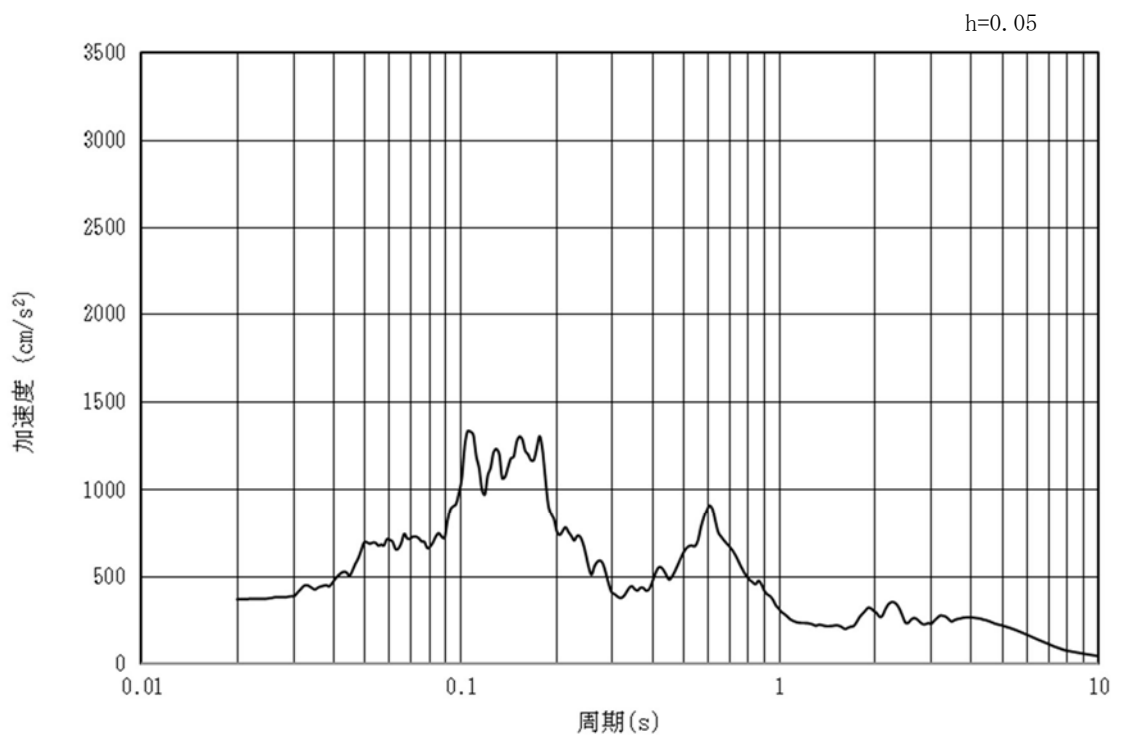


(b) 加速度応答スペクトル

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:  $S_s - 1.1$ )

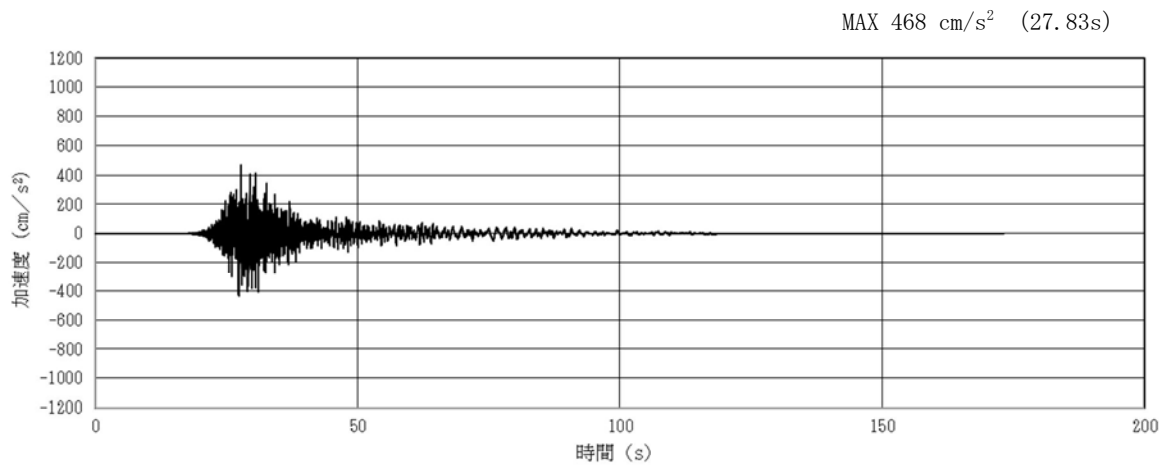


(a) 加速度時刻歴波形

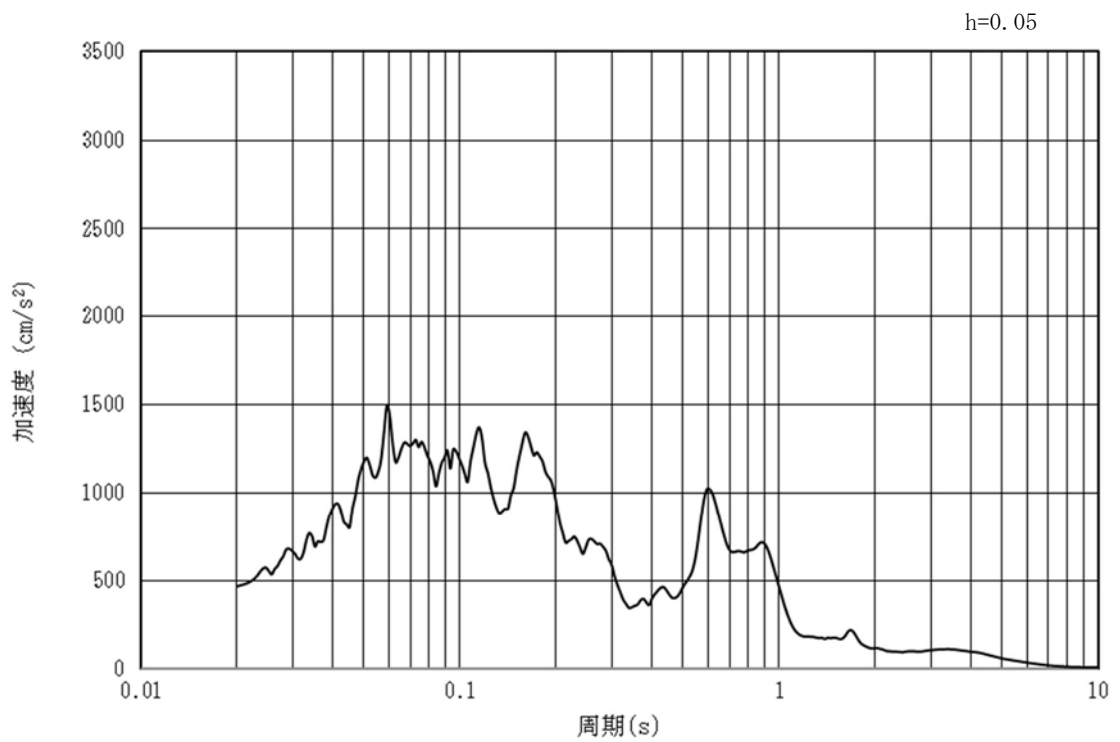


(b) 加速度応答スペクトル

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<sub>s</sub>-12)

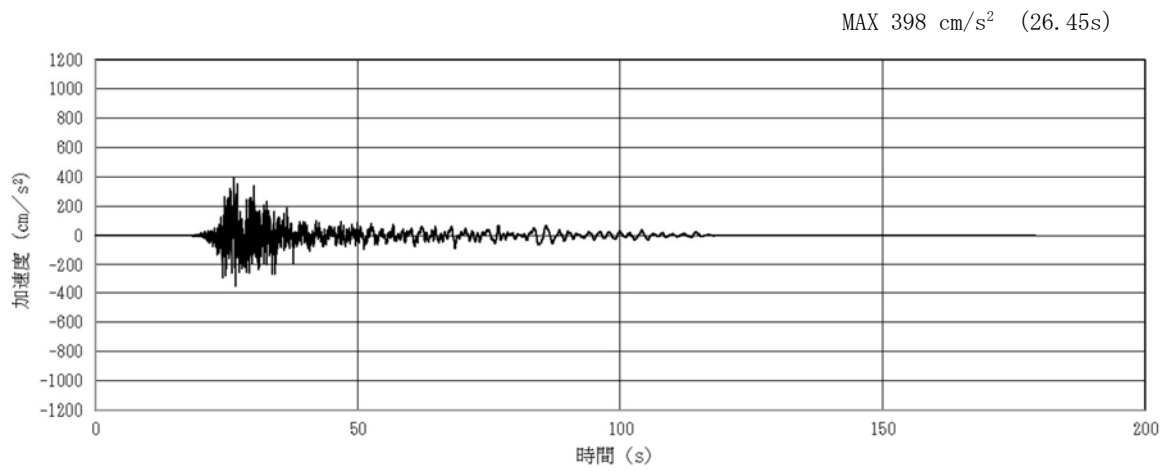


(a) 加速度時刻歴波形

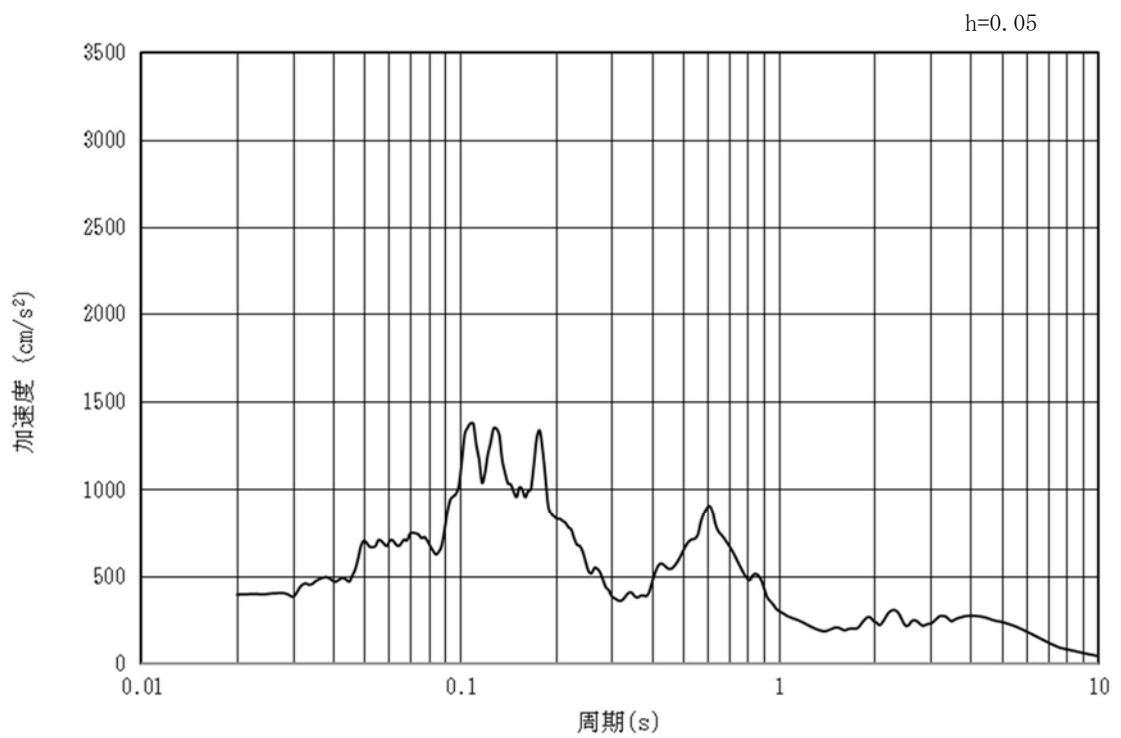


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (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<sub>s</sub>-12)

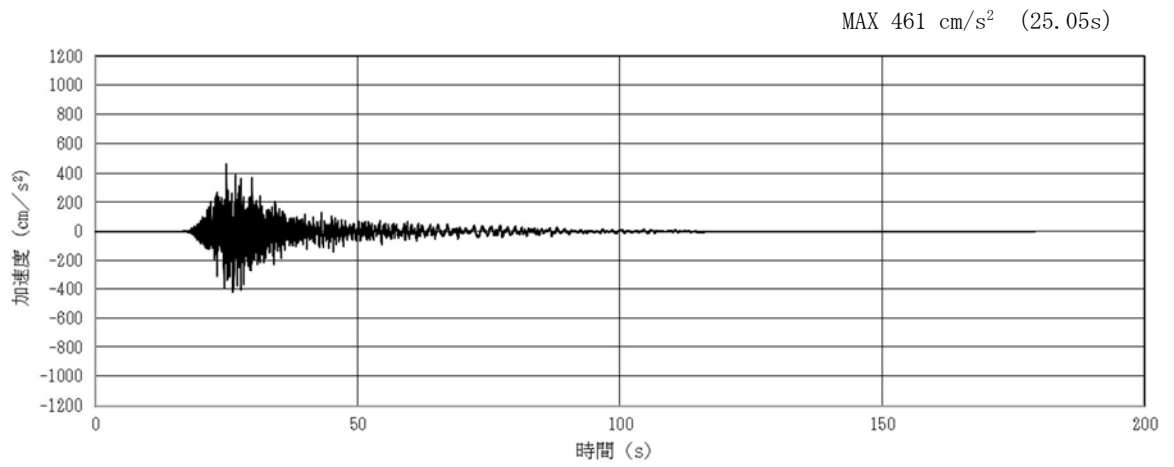


(a) 加速度時刻歴波形

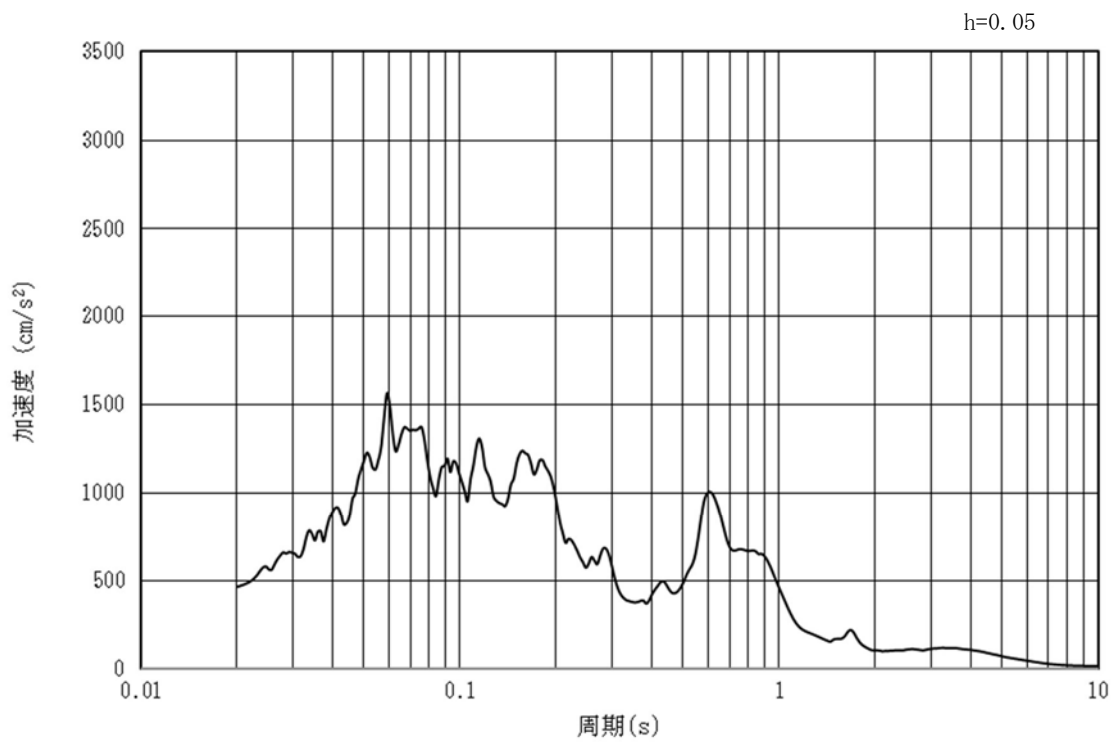


(b) 加速度応答スペクトル

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<sub>s</sub>-13)

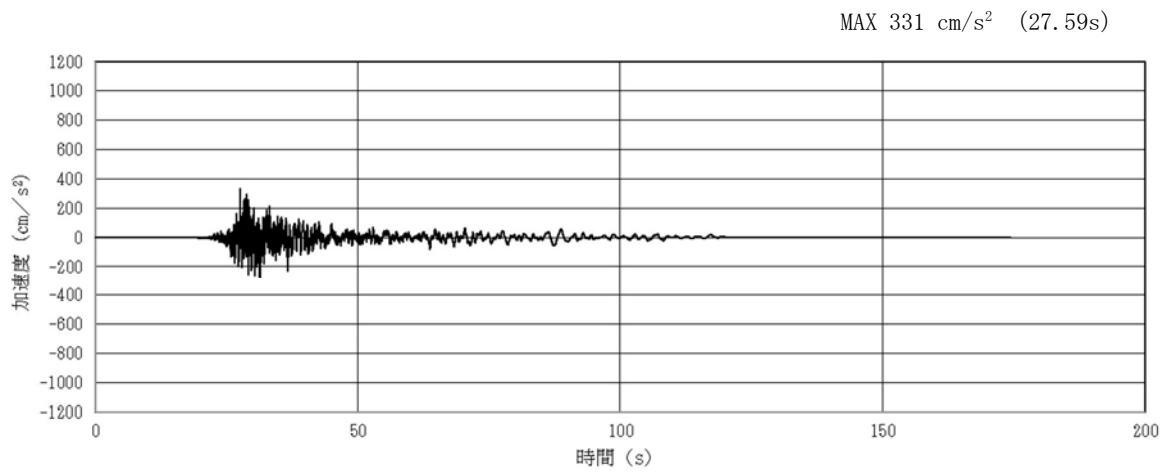


(a) 加速度時刻歴波形

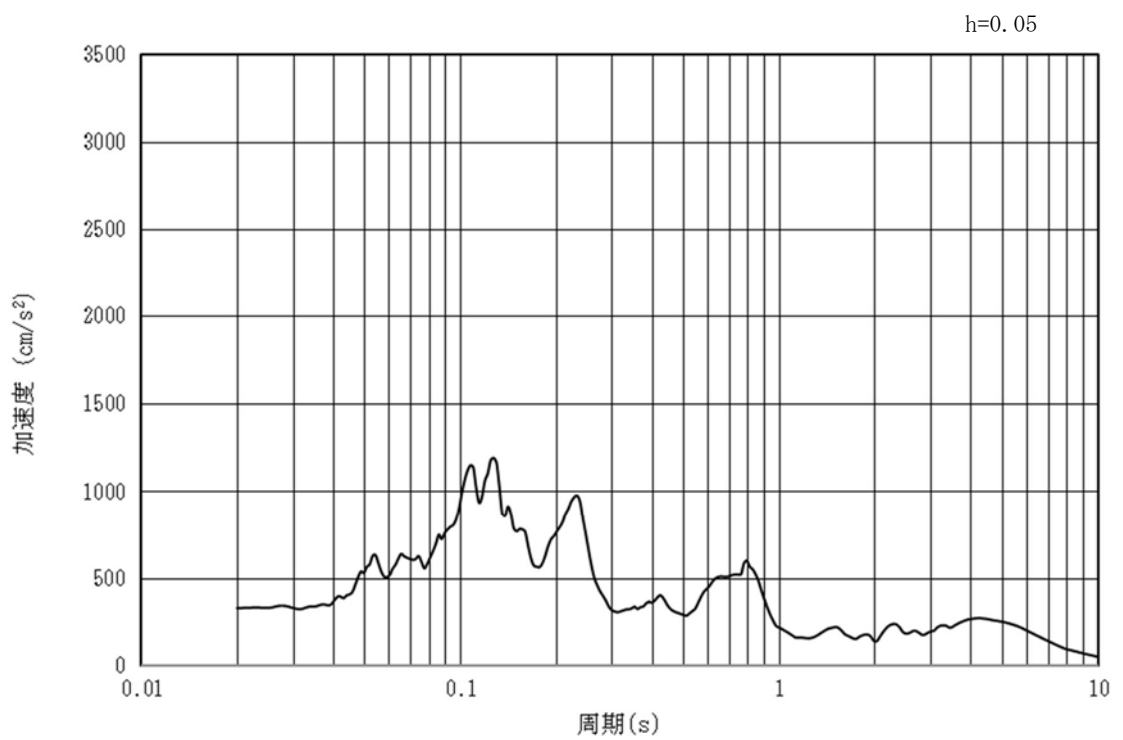


(b) 加速度応答スペクトル

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:  $S_s - 13$ )

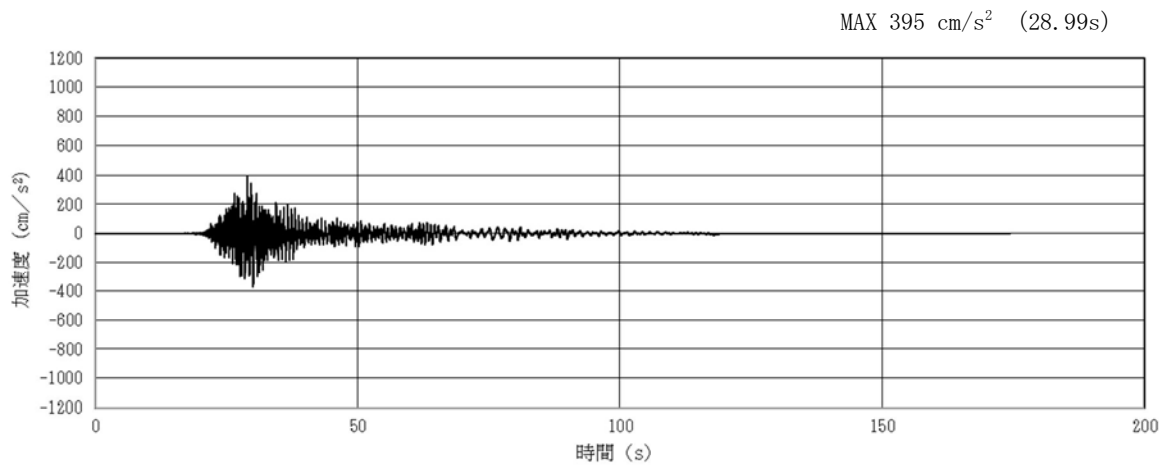


(a) 加速度時刻歴波形

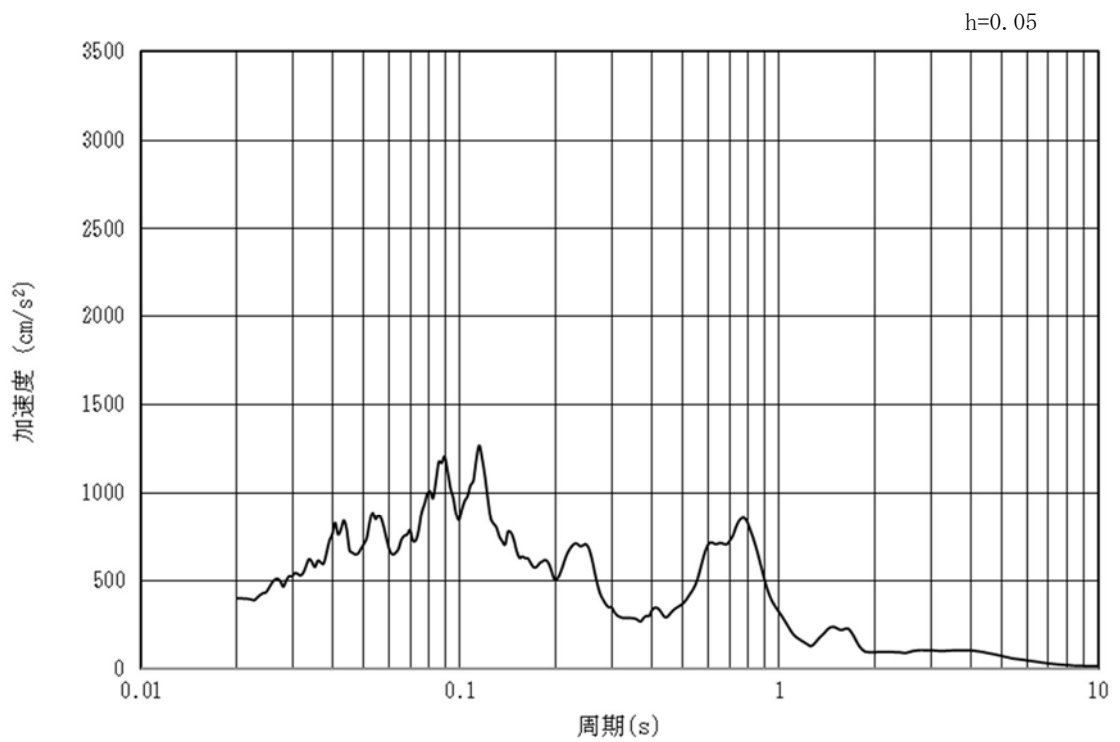


(b) 加速度応答スペクトル

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 :  $S_s - 1.4$ )

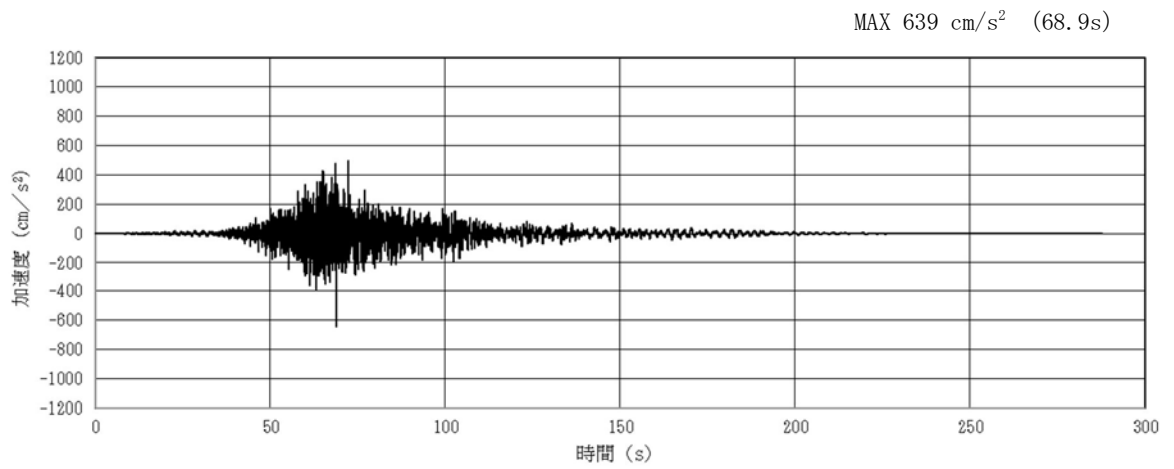


(a) 加速度時刻歴波形

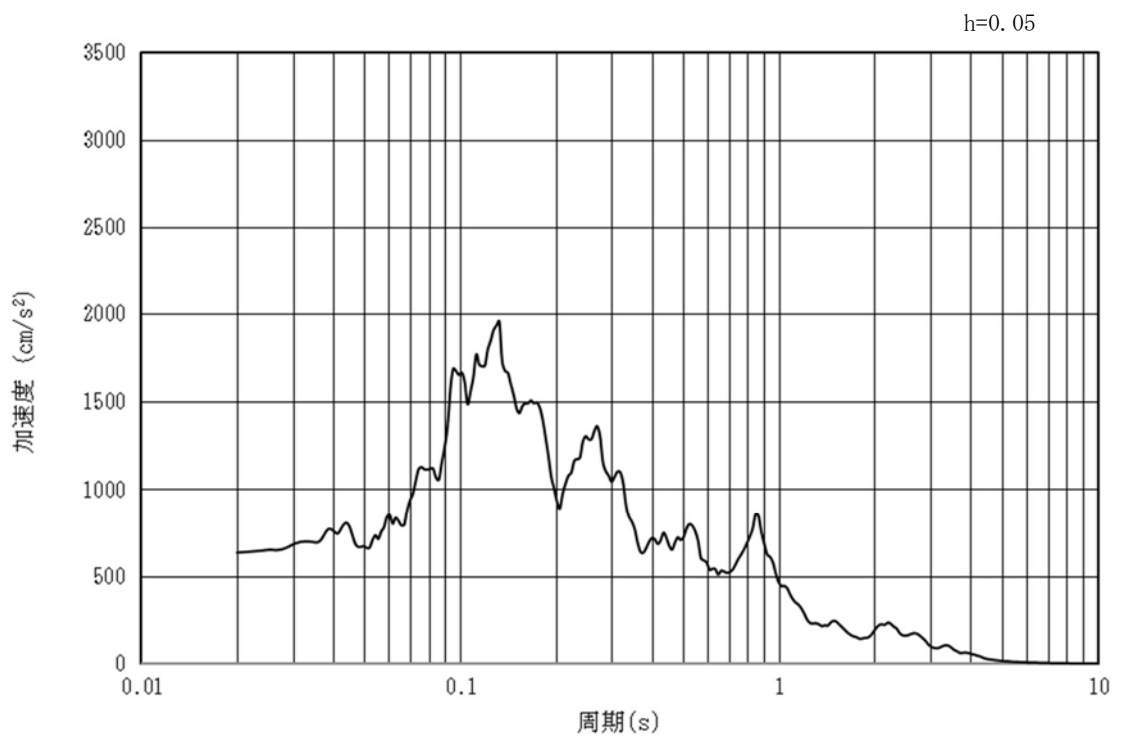


(b) 加速度応答スペクトル

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 :  $S_s - 1.4$ )



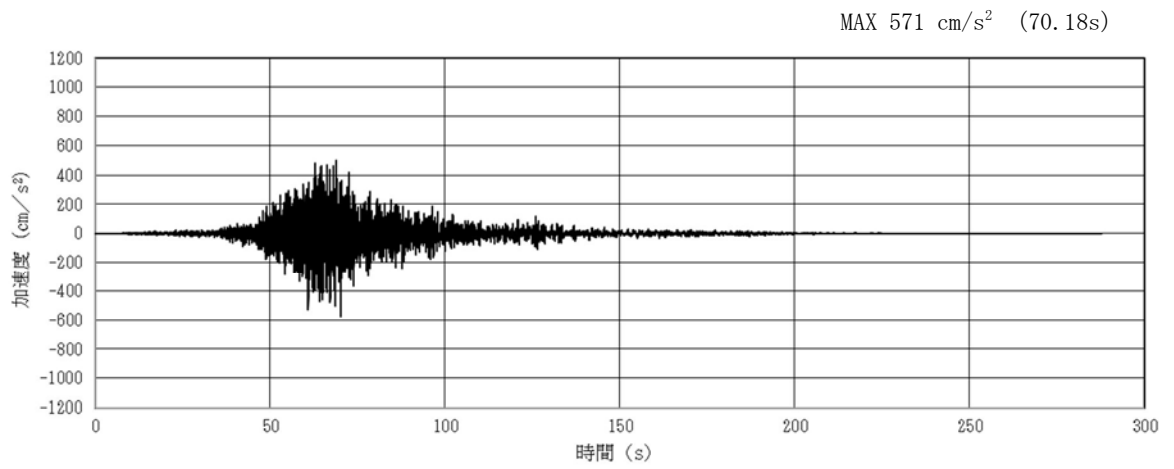
(a) 加速度時刻歴波形



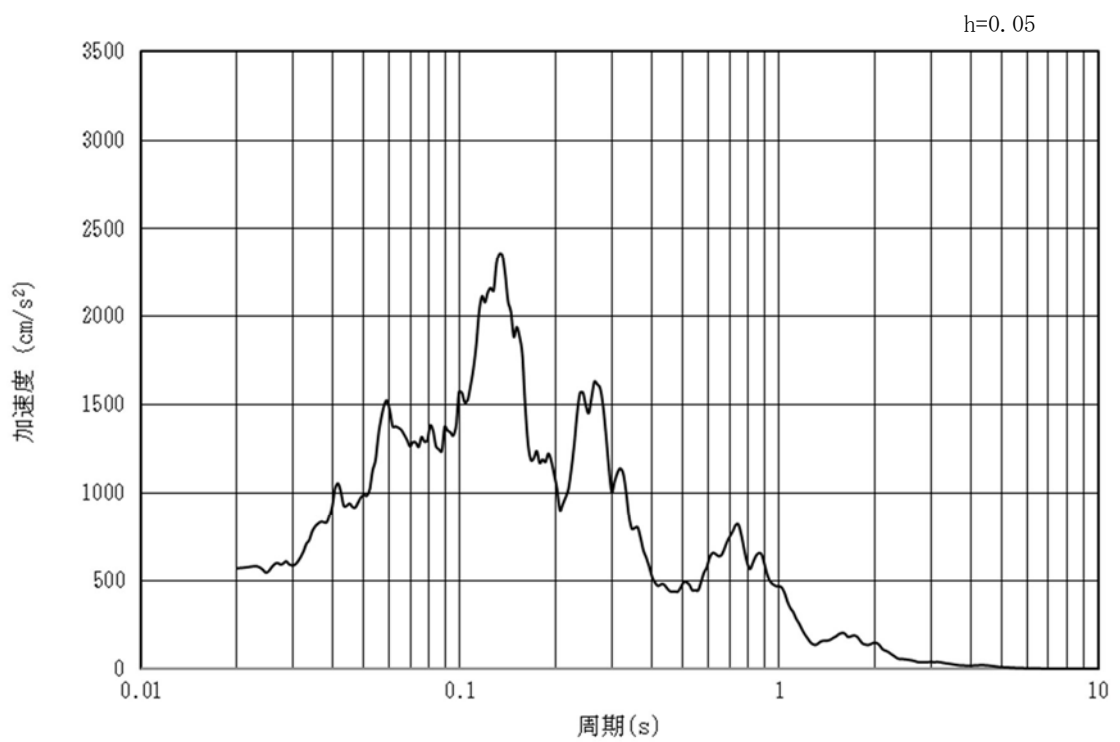
(b) 加速度応答スペクトル

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:  $S_s - 21$ )



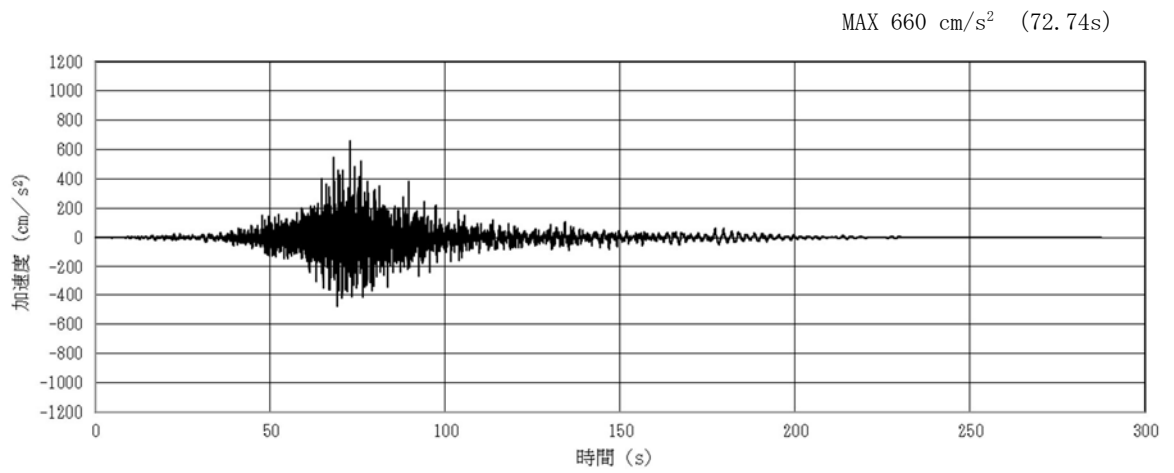


(a) 加速度時刻歴波形

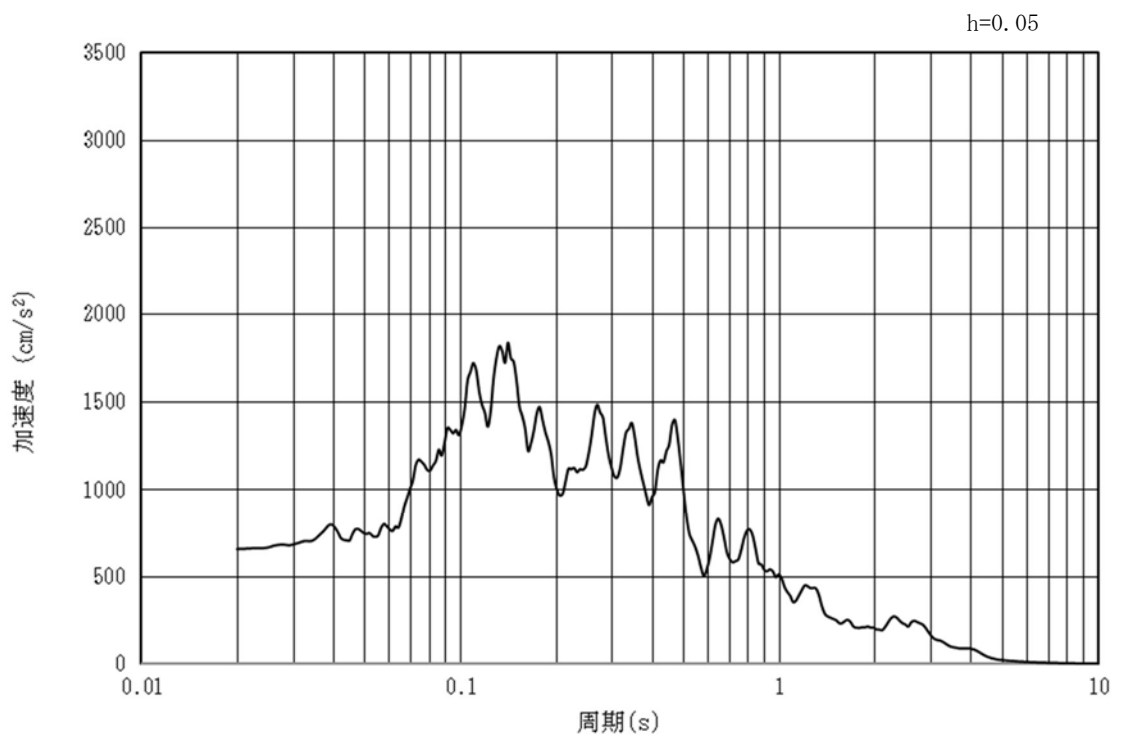


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (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<sub>s</sub>-21)

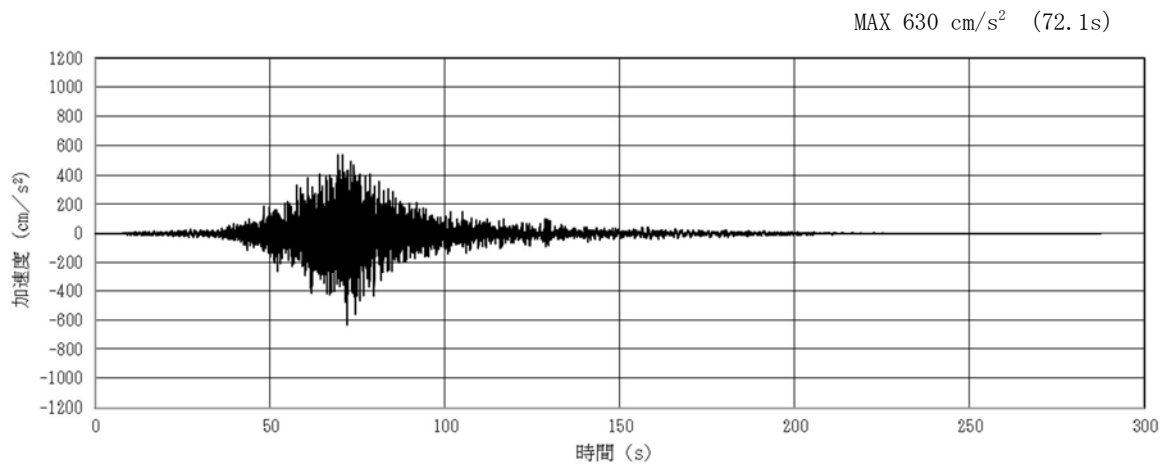


(a) 加速度時刻歴波形

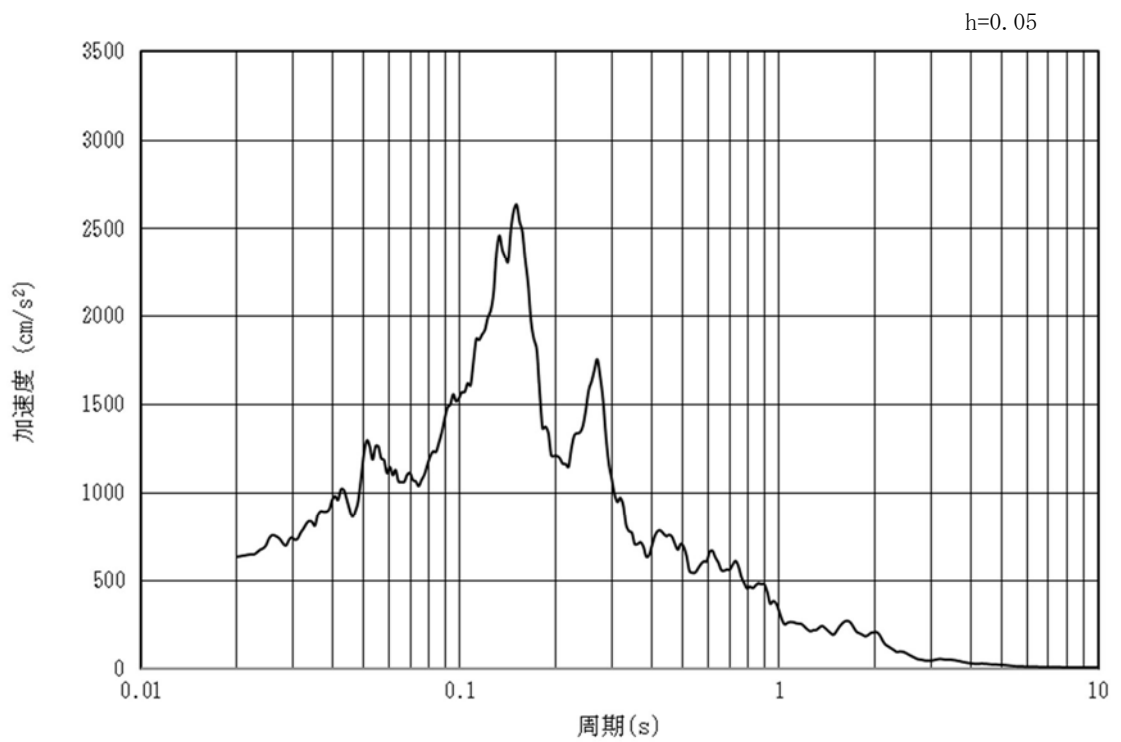


(b) 加速度応答スペクトル

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:  $S_s - 22$ )

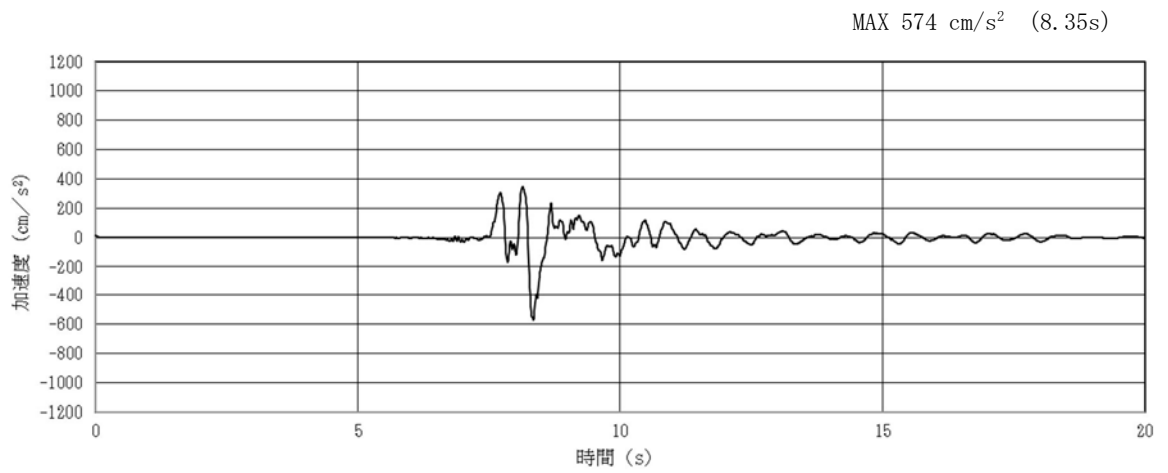


(a) 加速度時刻歴波形

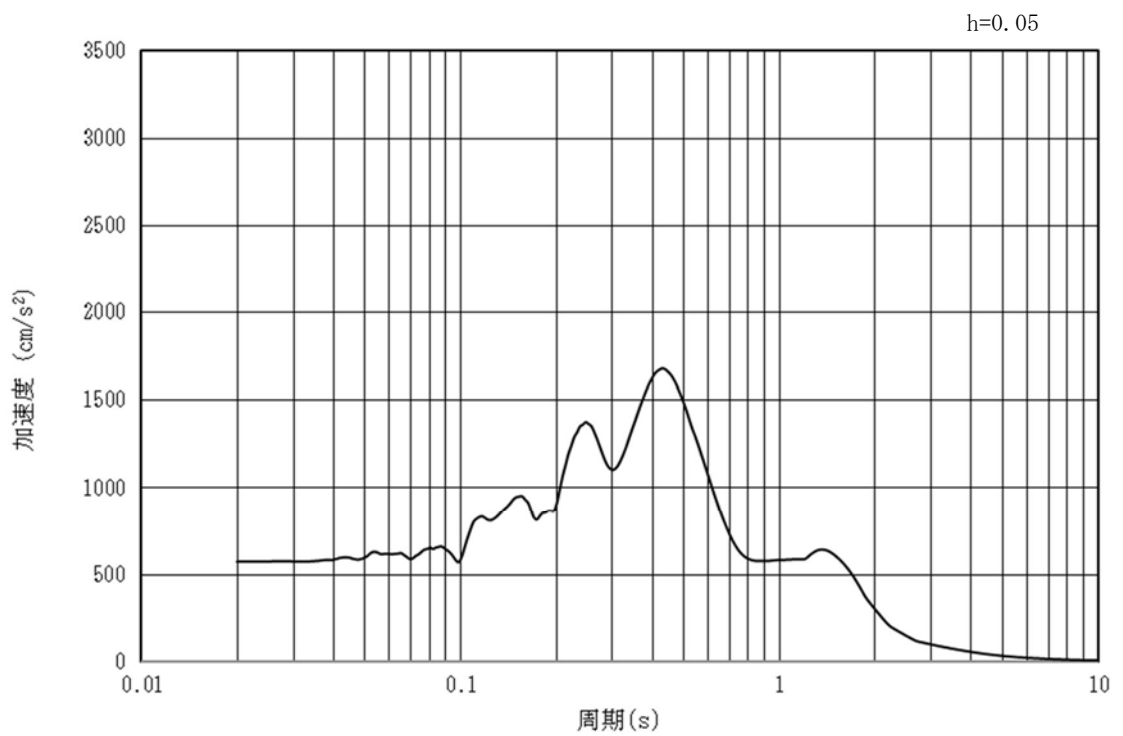


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (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<sub>s</sub>-22)

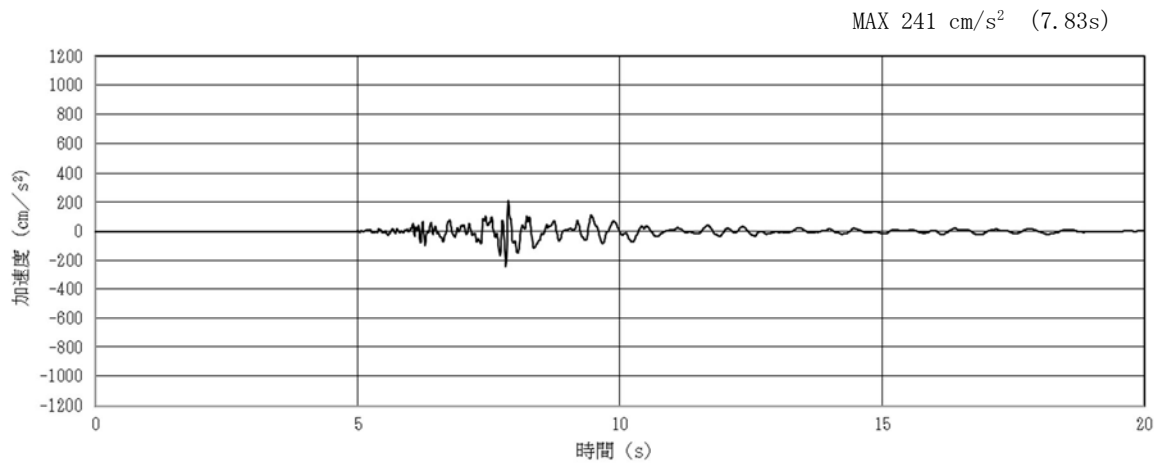


(a) 加速度時刻歴波形

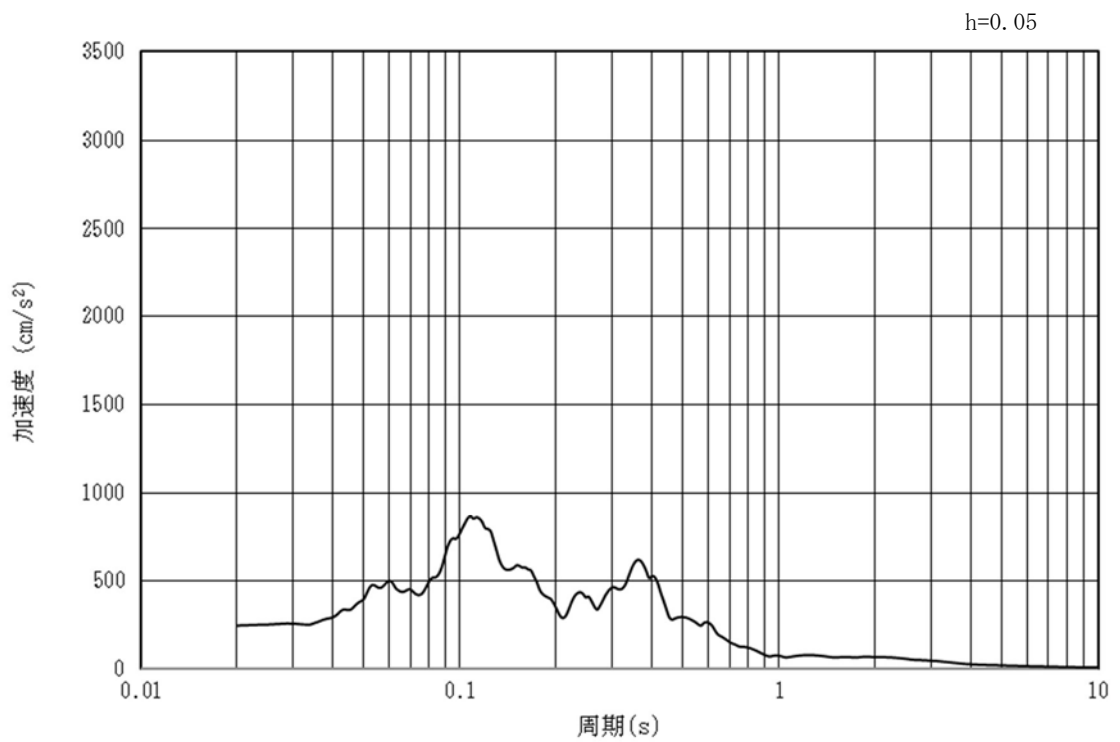


(b) 加速度応答スペクトル

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 :  $S_s - 31$ )



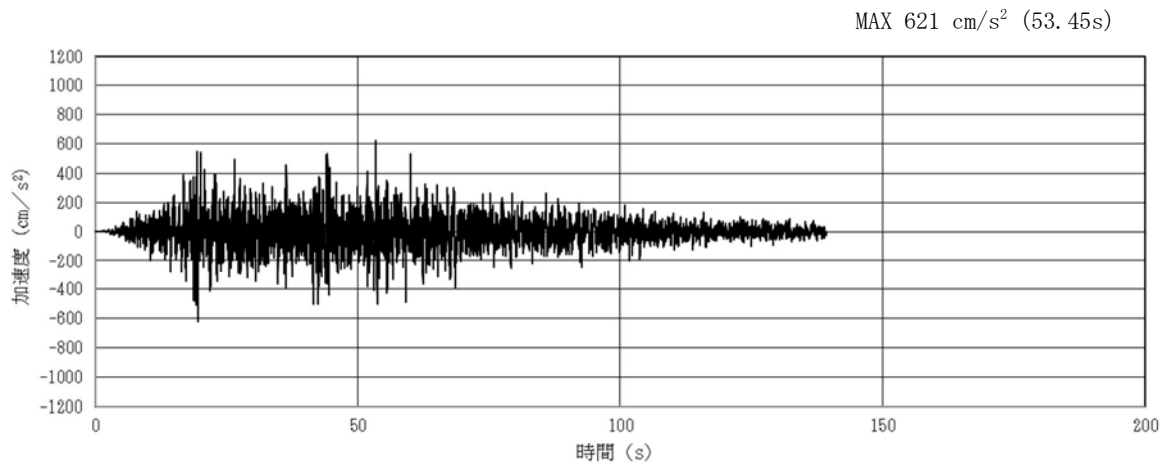
(a) 加速度時刻歴波形



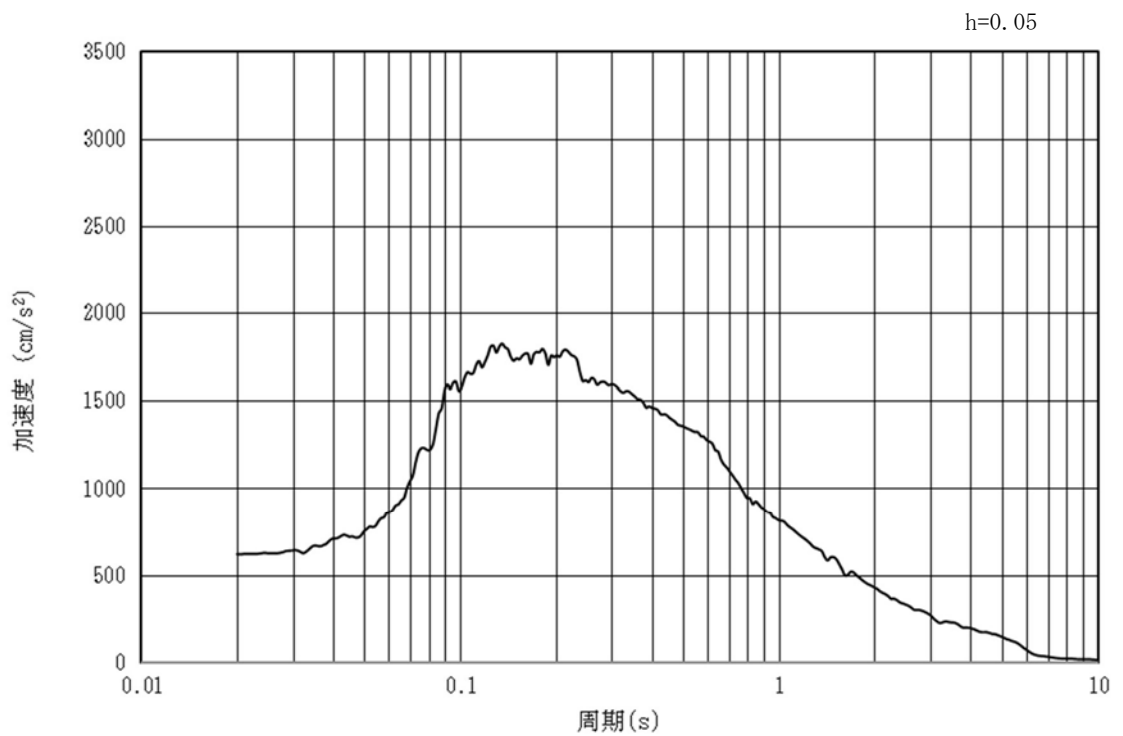
(b) 加速度応答スペクトル

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

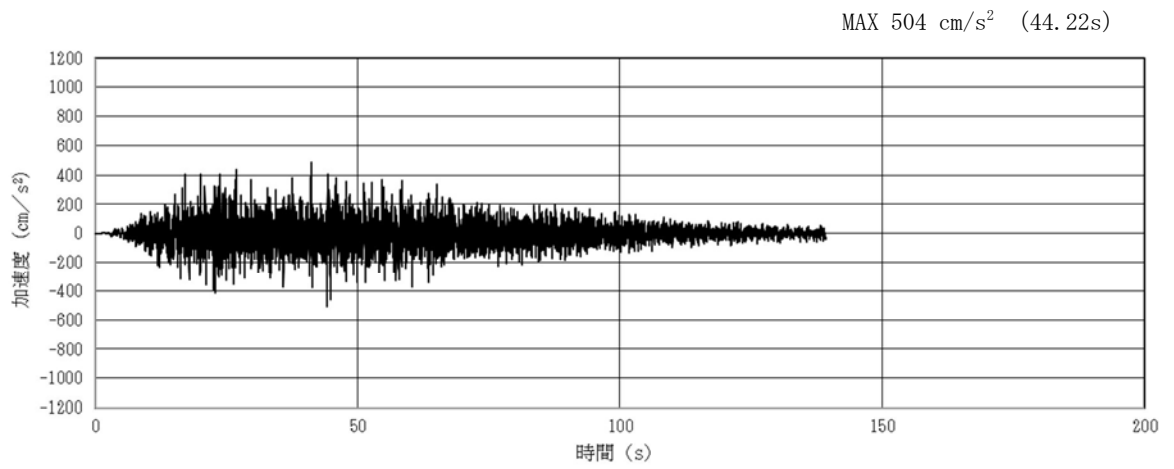


(a) 加速度時刻歴波形

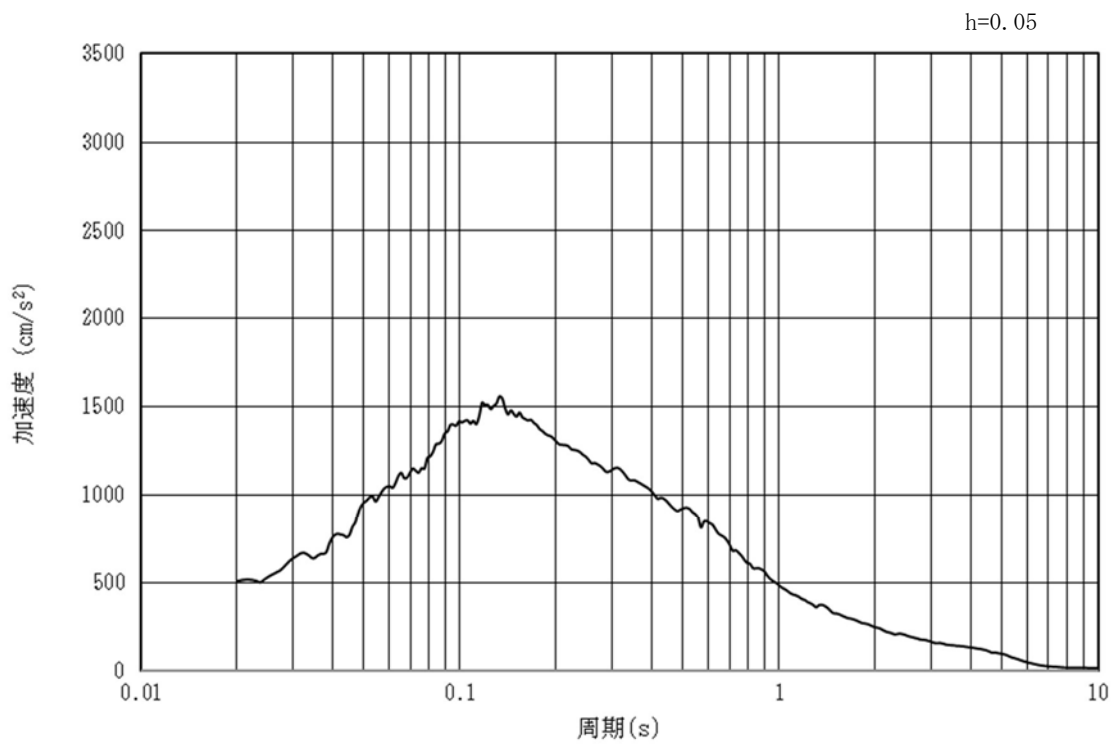


(b) 加速度応答スペクトル

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<sub>s</sub>-D1)

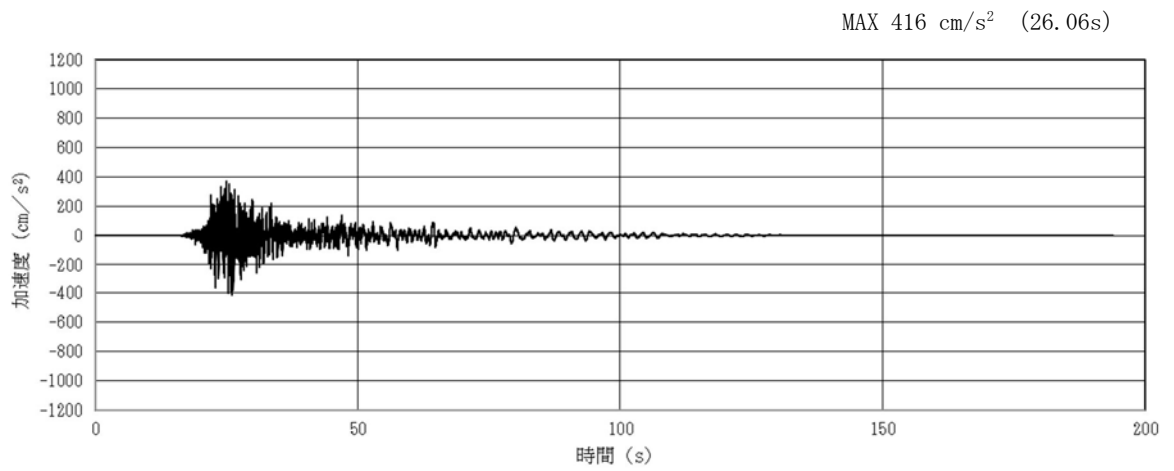


(a) 加速度時刻歴波形

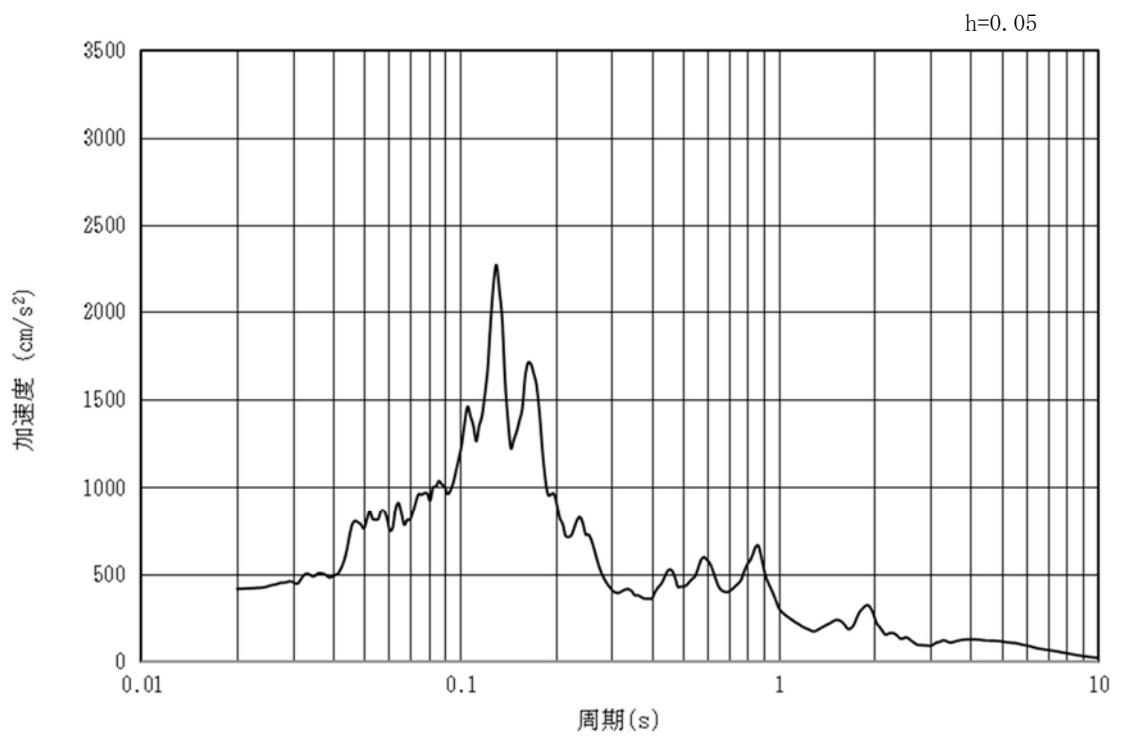


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (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<sub>s</sub>-D1)



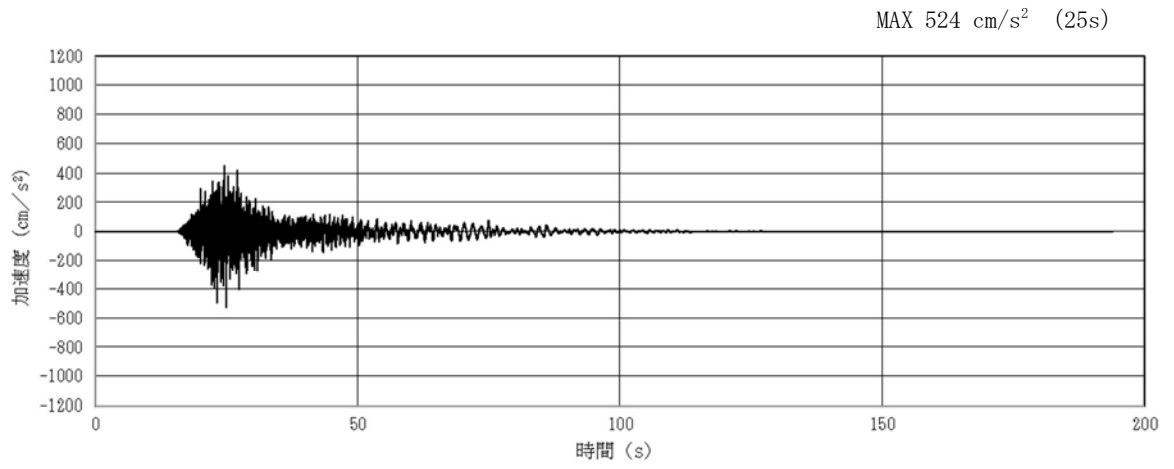
(a) 加速度時刻歴波形



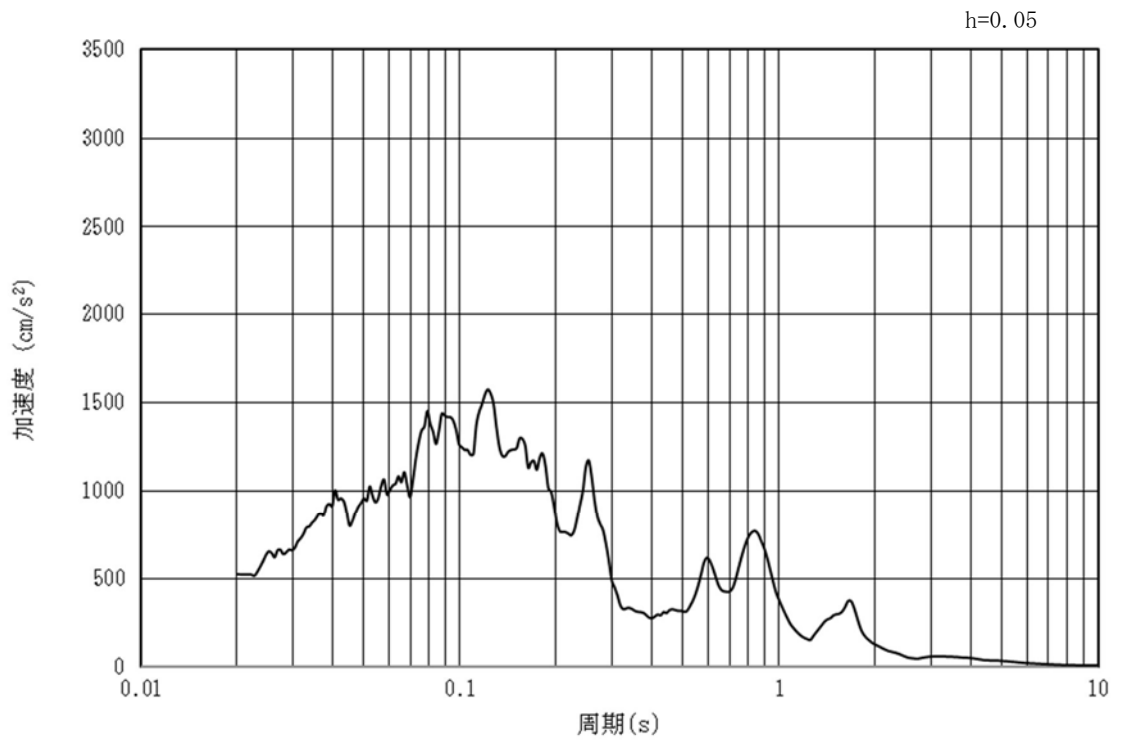
(b) 加速度応答スペクトル

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<sub>s</sub> - 1 1)



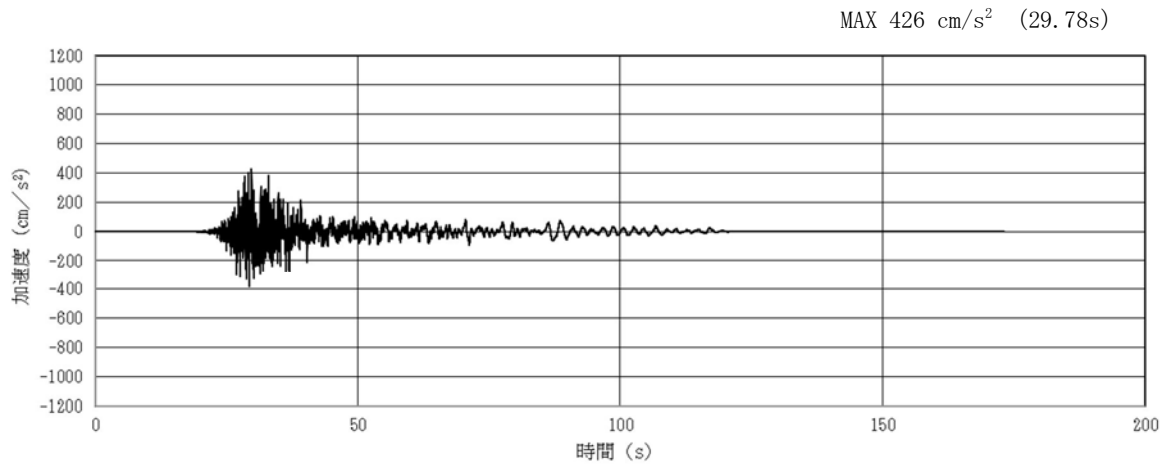


(a) 加速度時刻歴波形

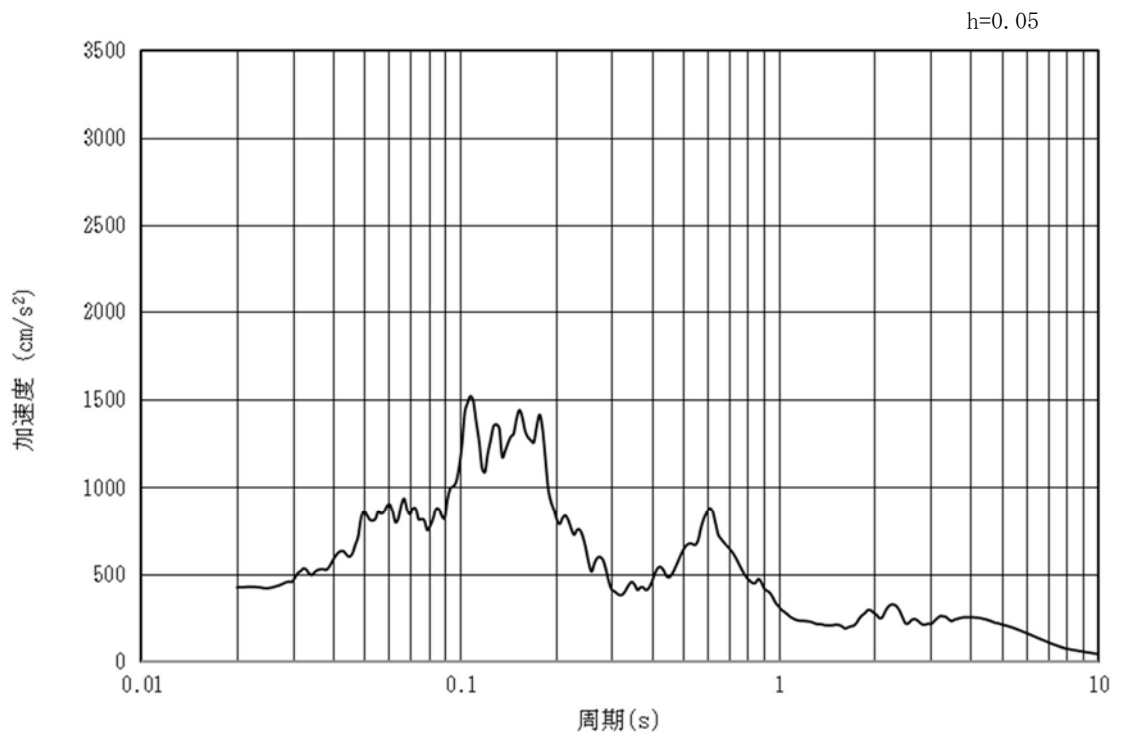


(b) 加速度応答スペクトル

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:  $S_s - 11$ )

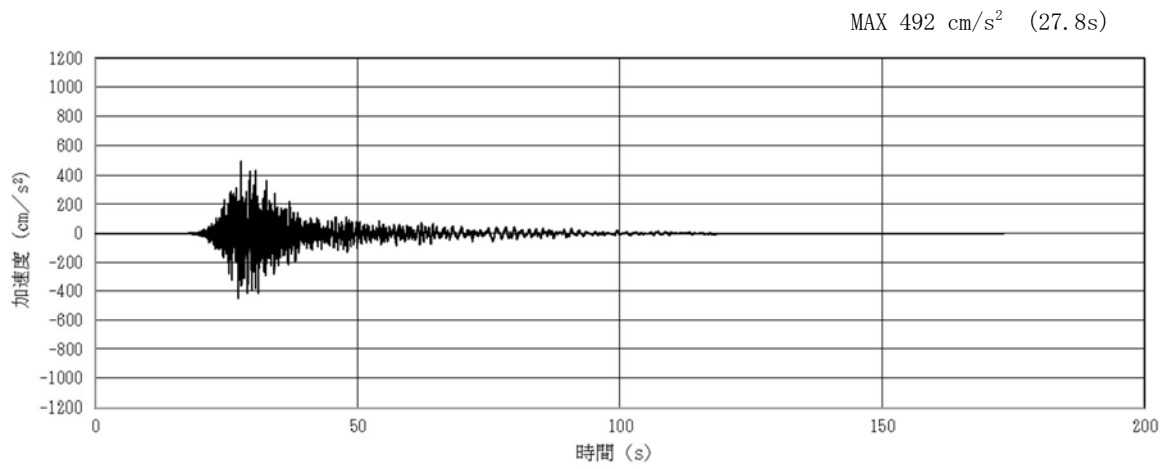


(a) 加速度時刻歴波形

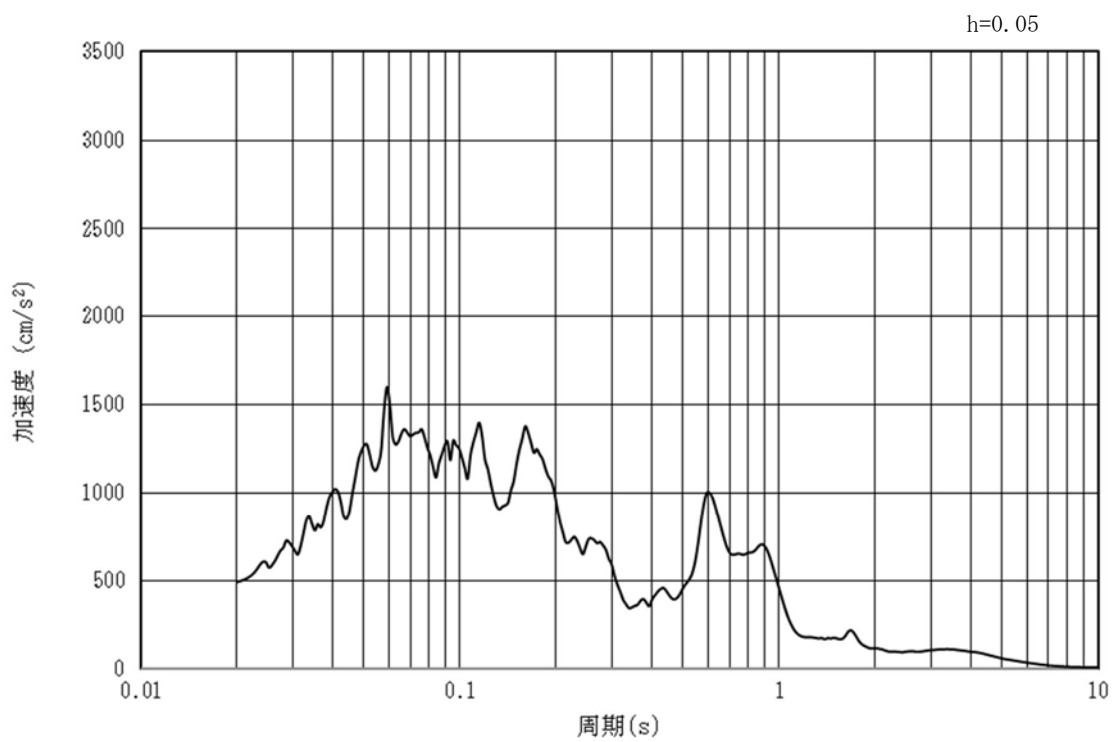


(b) 加速度応答スペクトル

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<sub>s</sub>-12)

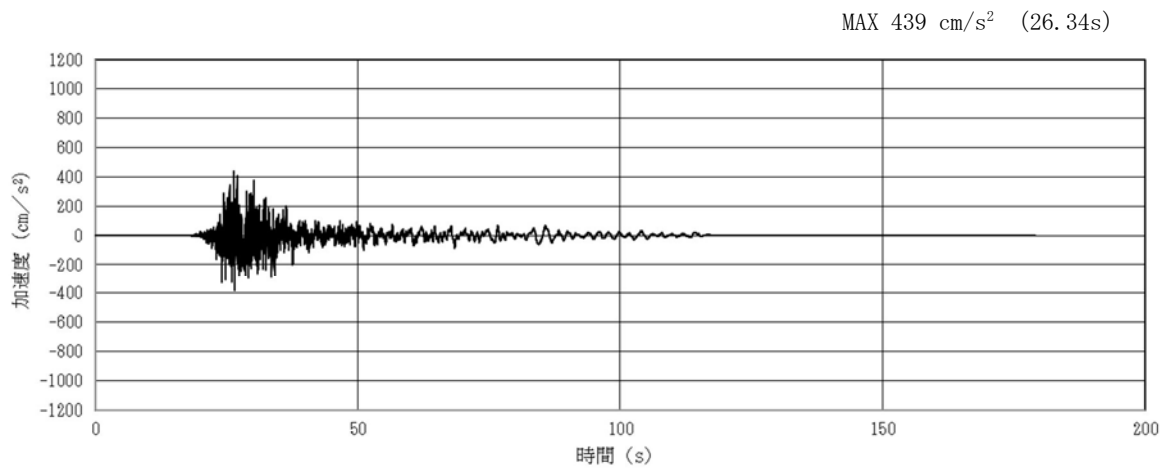


(a) 加速度時刻歴波形

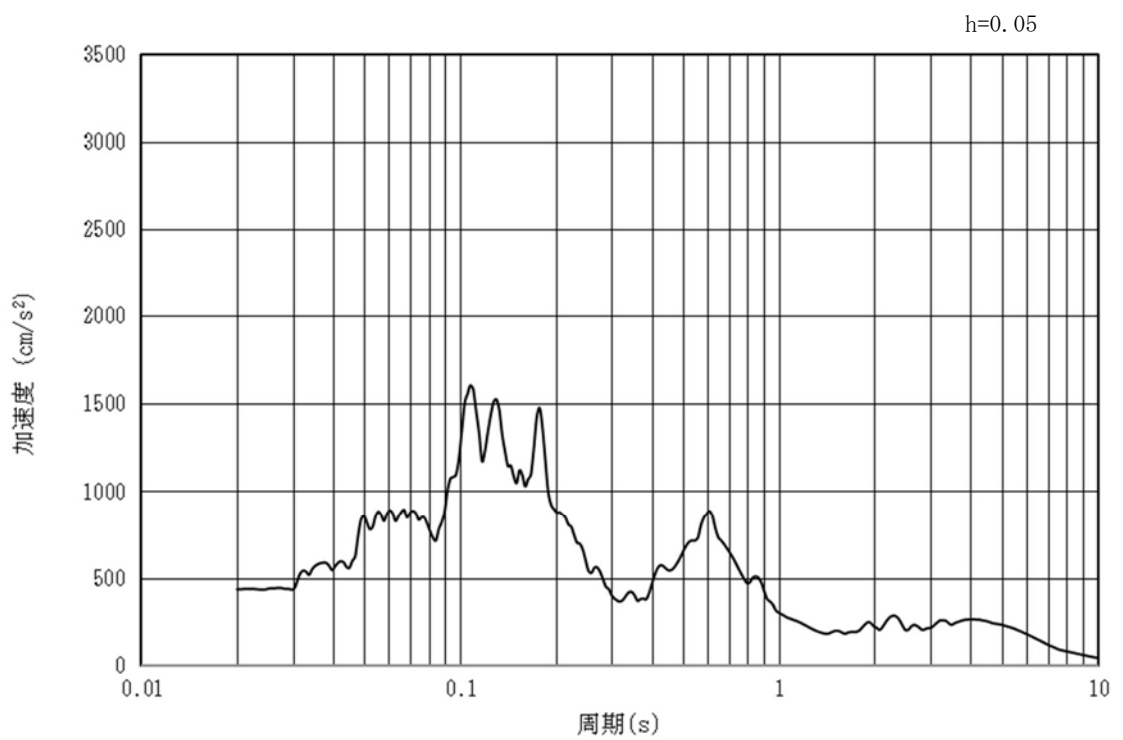


(b) 加速度応答スペクトル

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<sub>s</sub>-12)

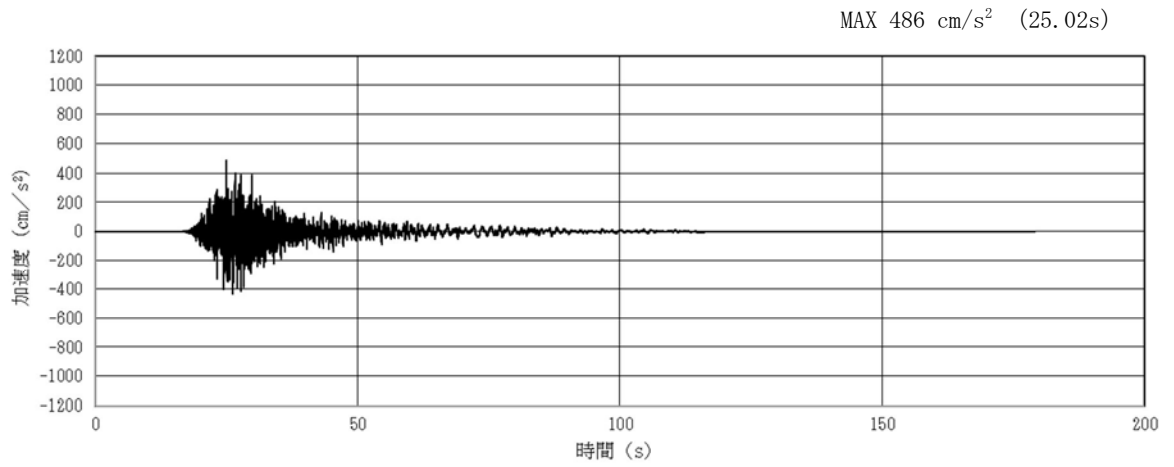


(a) 加速度時刻歴波形

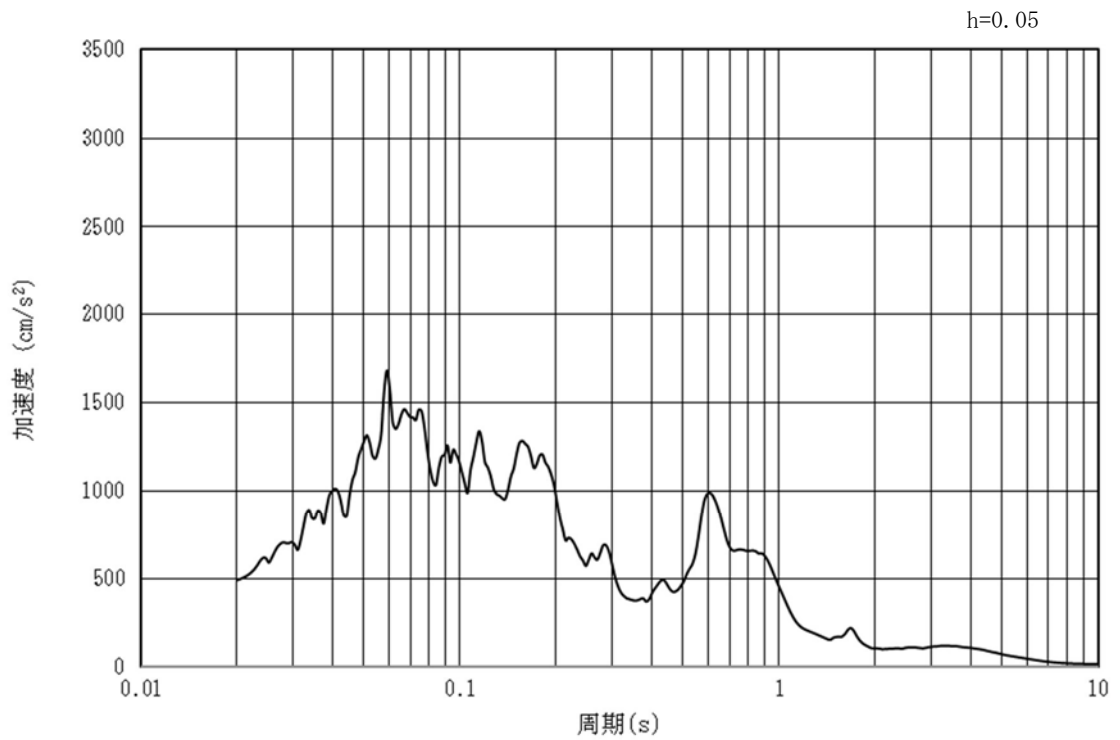


(b) 加速度応答スペクトル

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<sub>s</sub>-13)

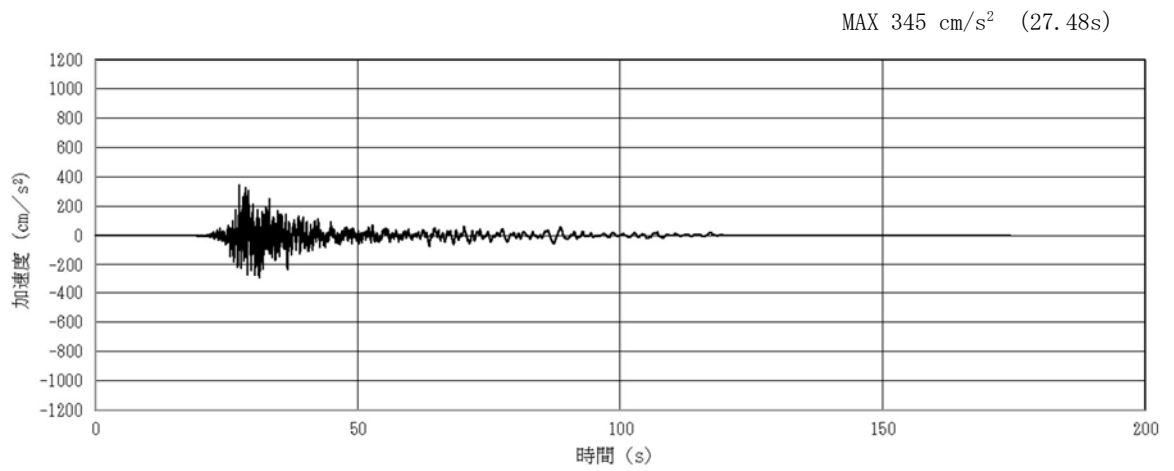


(a) 加速度時刻歴波形

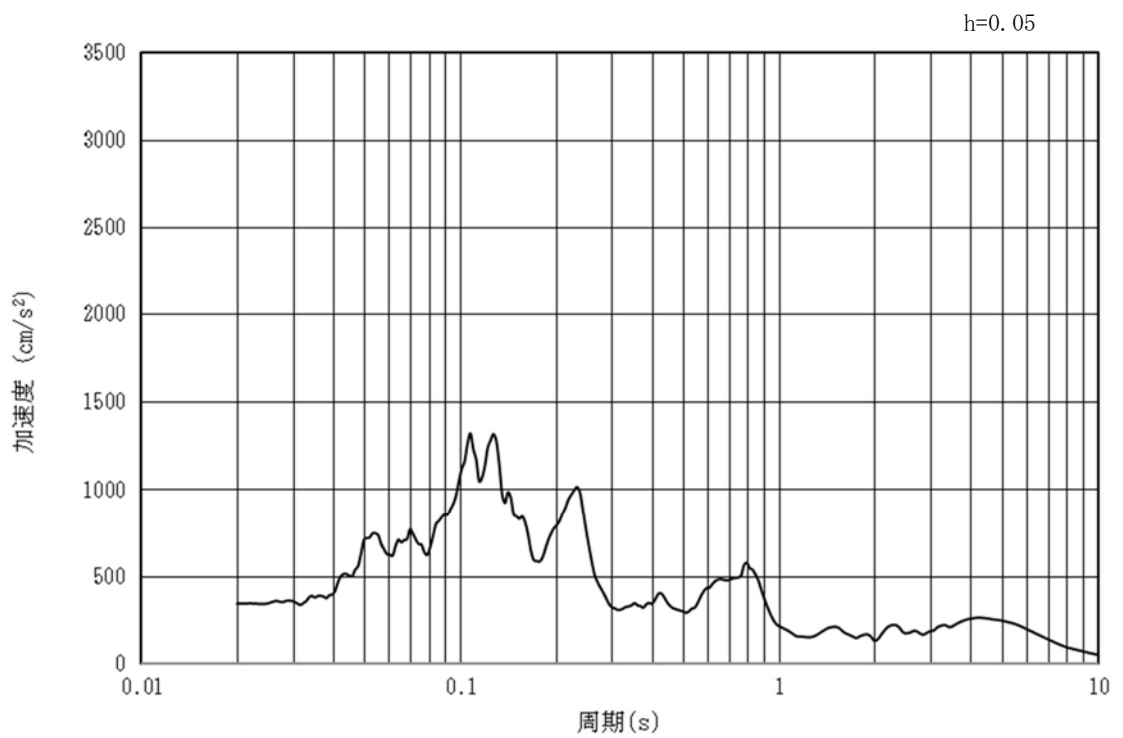


(b) 加速度応答スペクトル

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:  $S_s - 13$ )

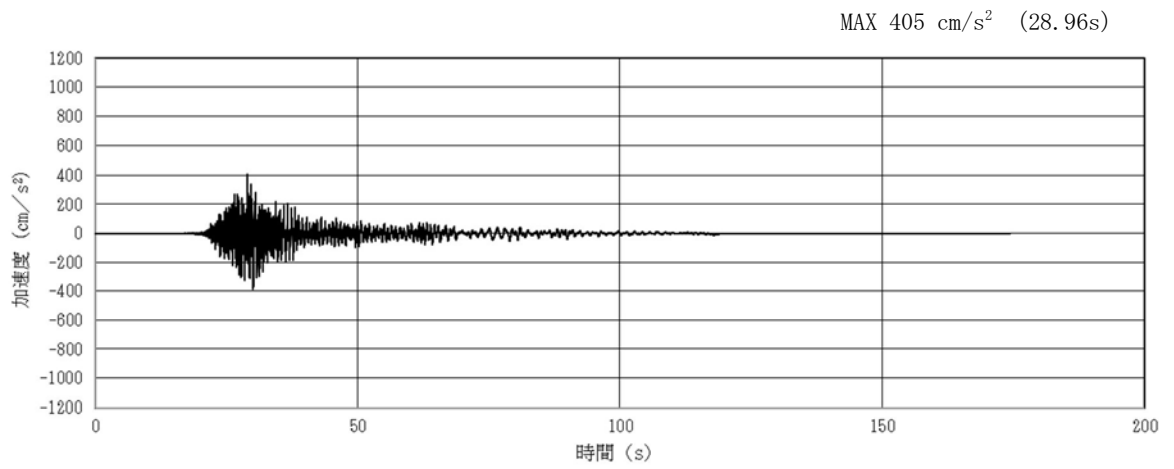


(a) 加速度時刻歴波形

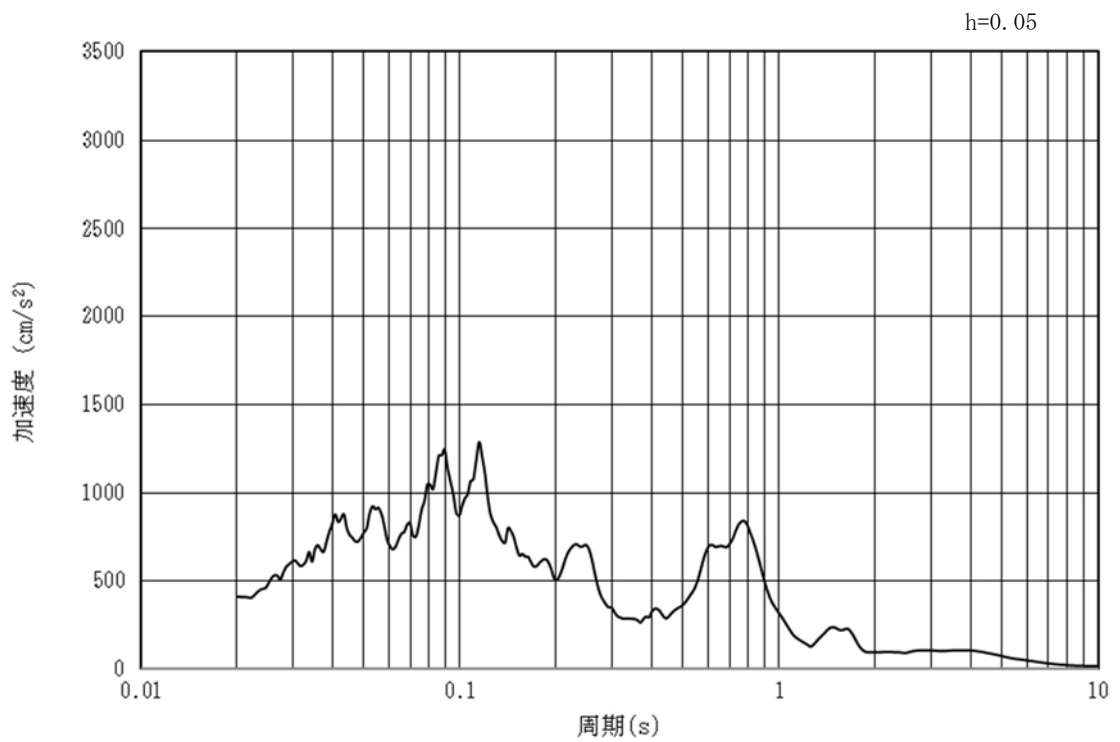


(b) 加速度応答スペクトル

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<sub>s</sub>-14)

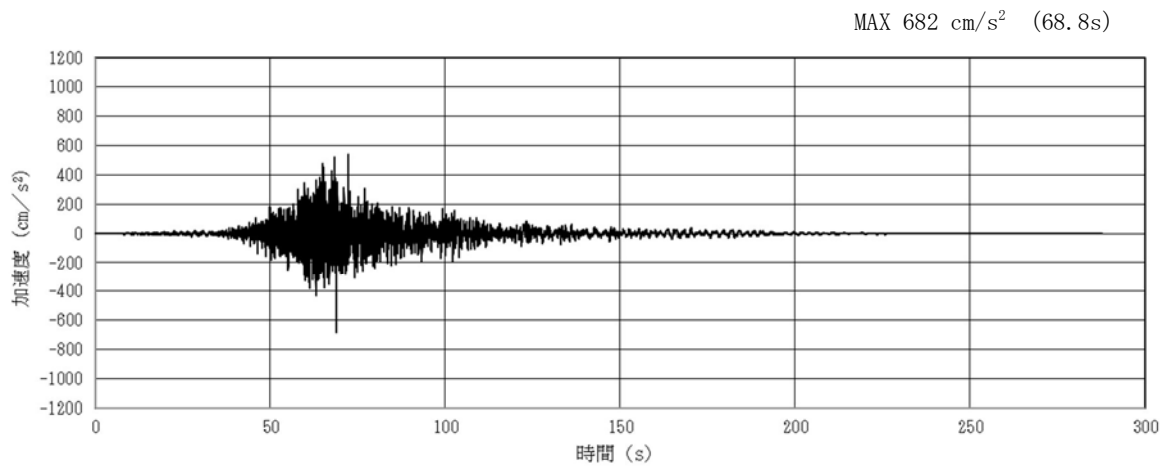


(a) 加速度時刻歴波形

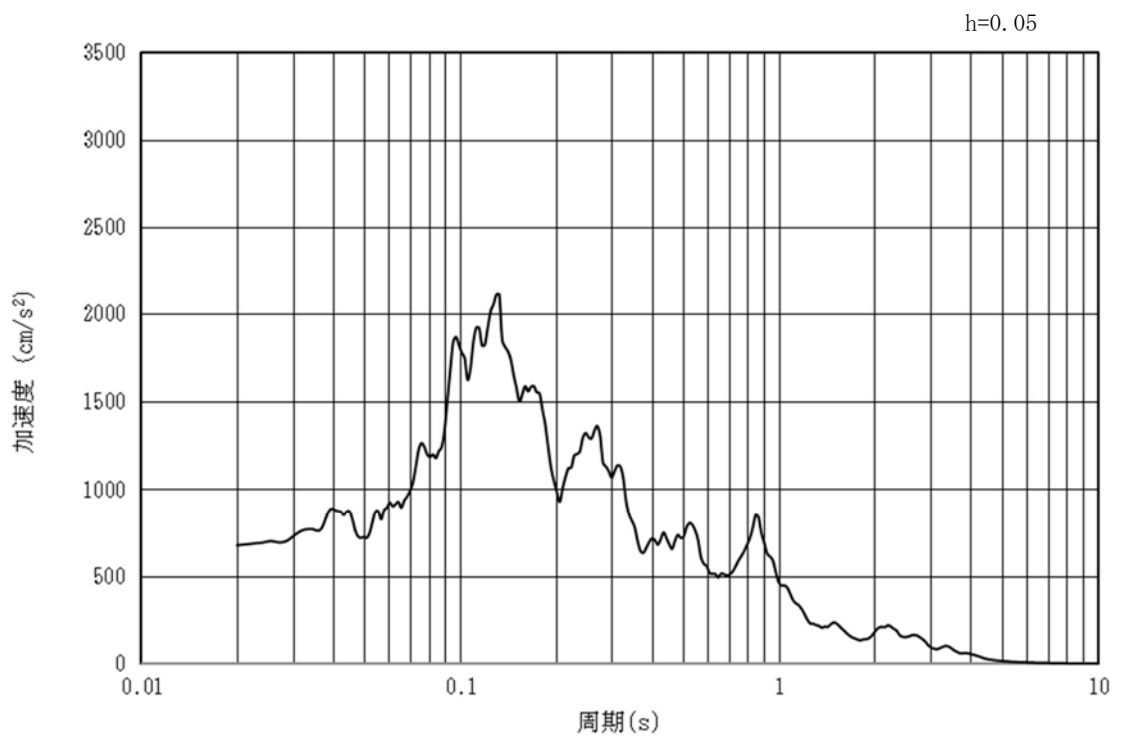


(b) 加速度応答スペクトル

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:  $S_s - 1.4$ )



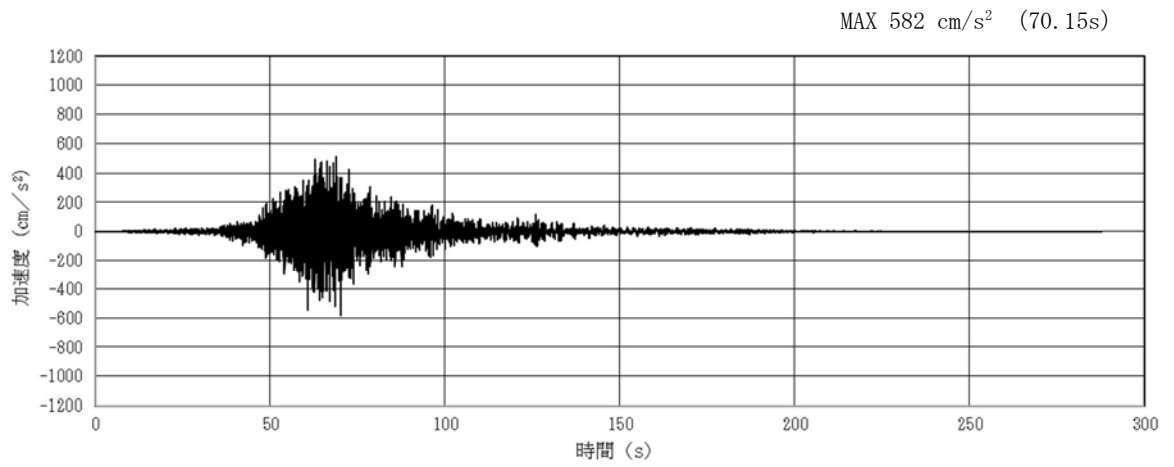
(a) 加速度時刻歴波形



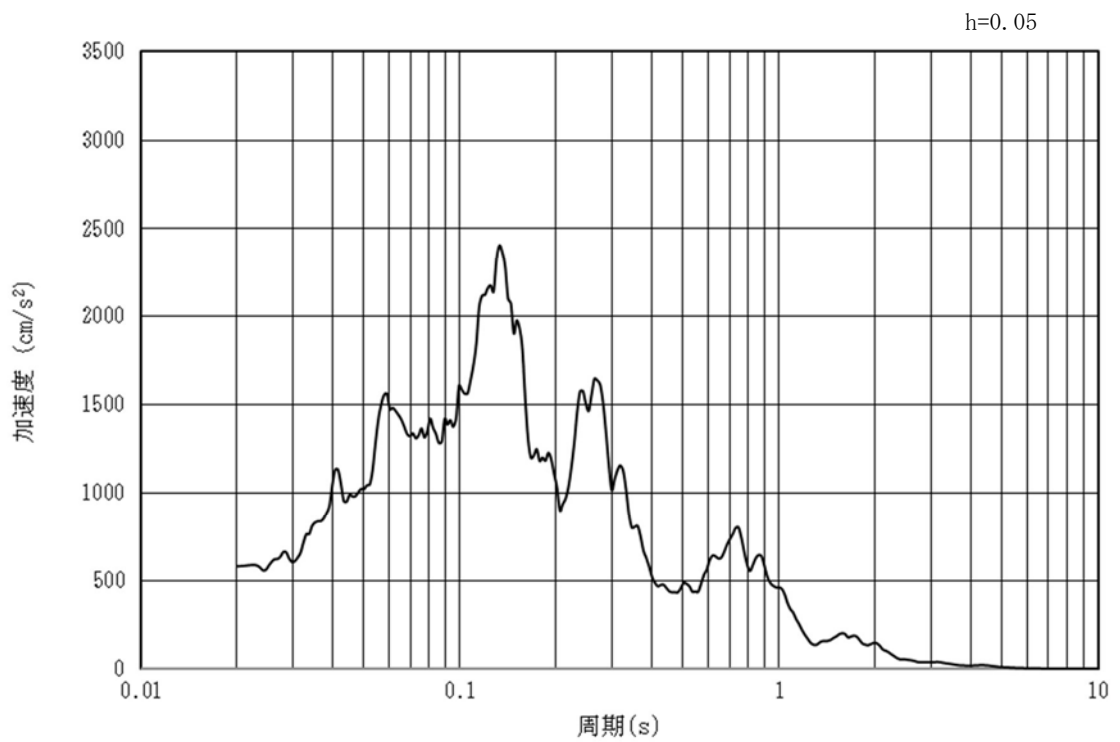
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (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:  $S_s - 21$ )



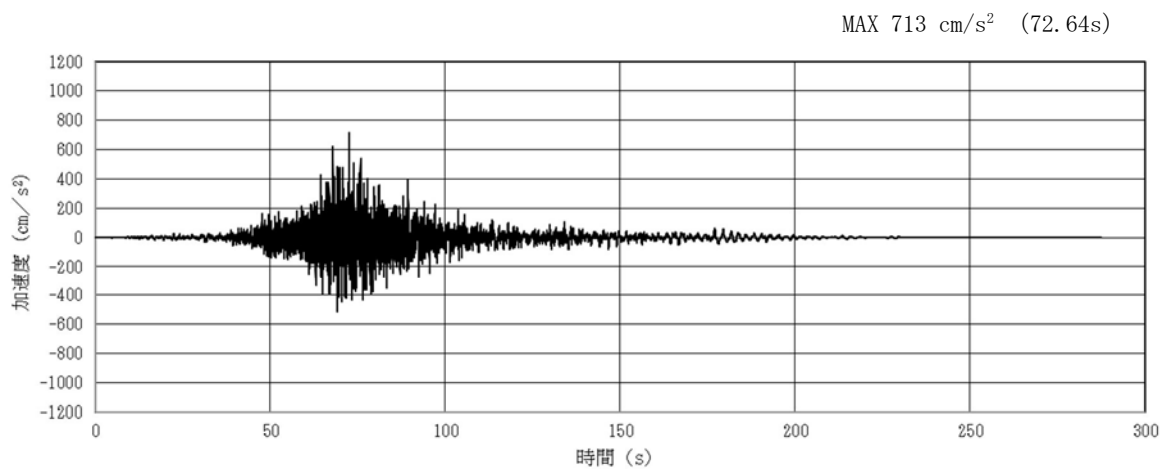


(a) 加速度時刻歴波形

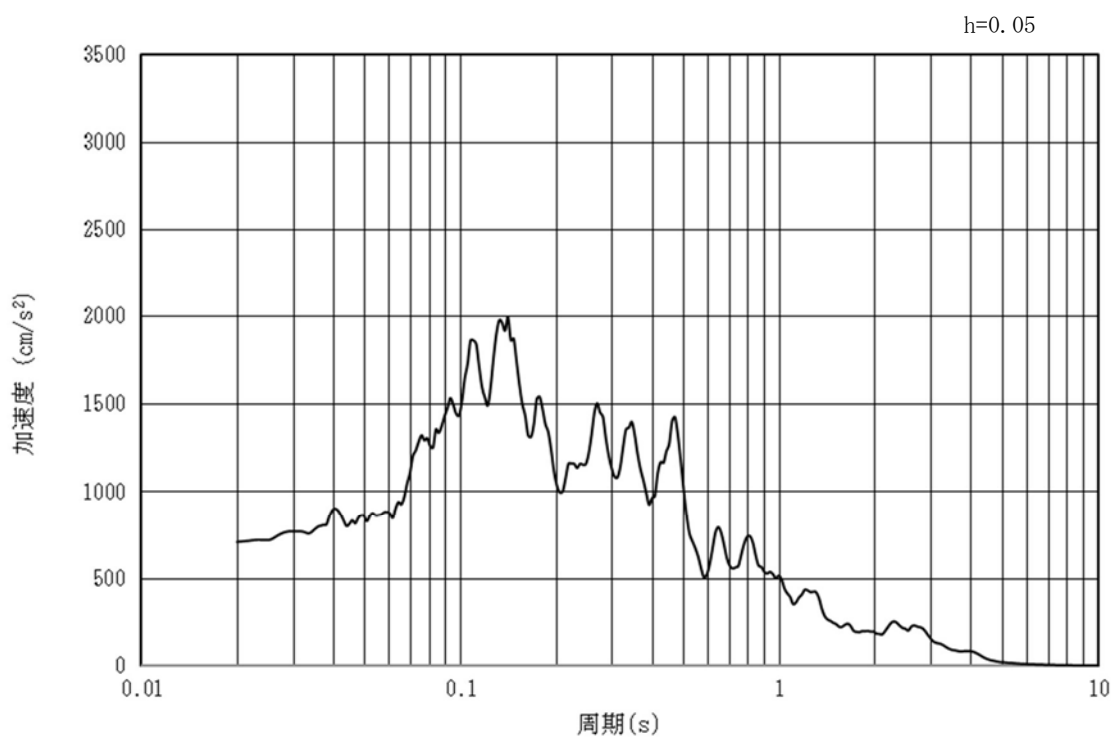


(b) 加速度応答スペクトル

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:  $S_s - 21$ )

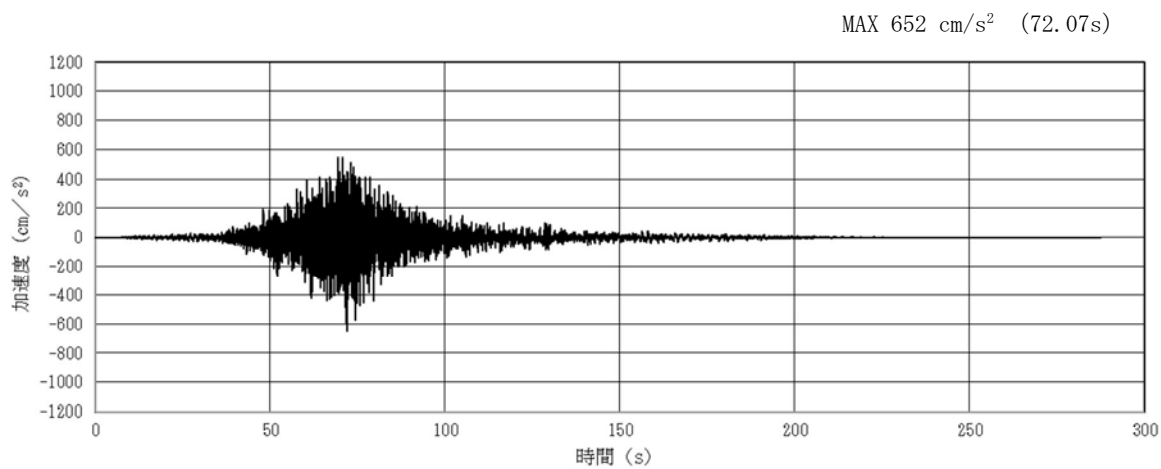


(a) 加速度時刻歴波形

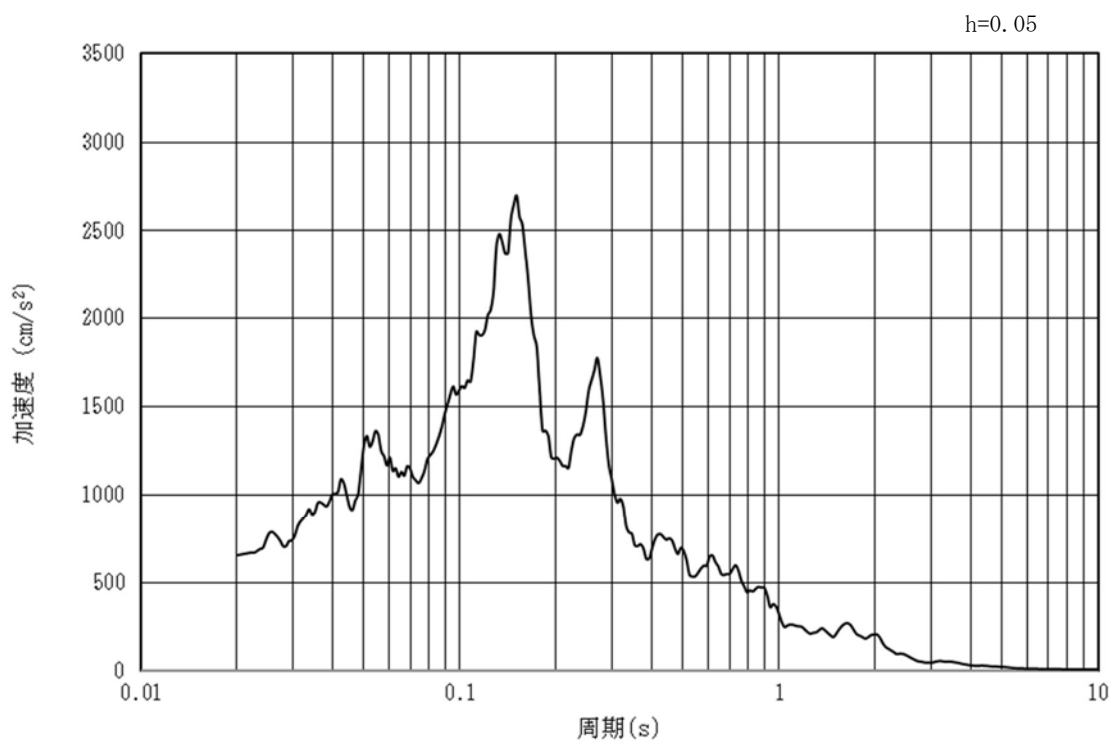


(b) 加速度応答スペクトル

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<sub>s</sub>-22)

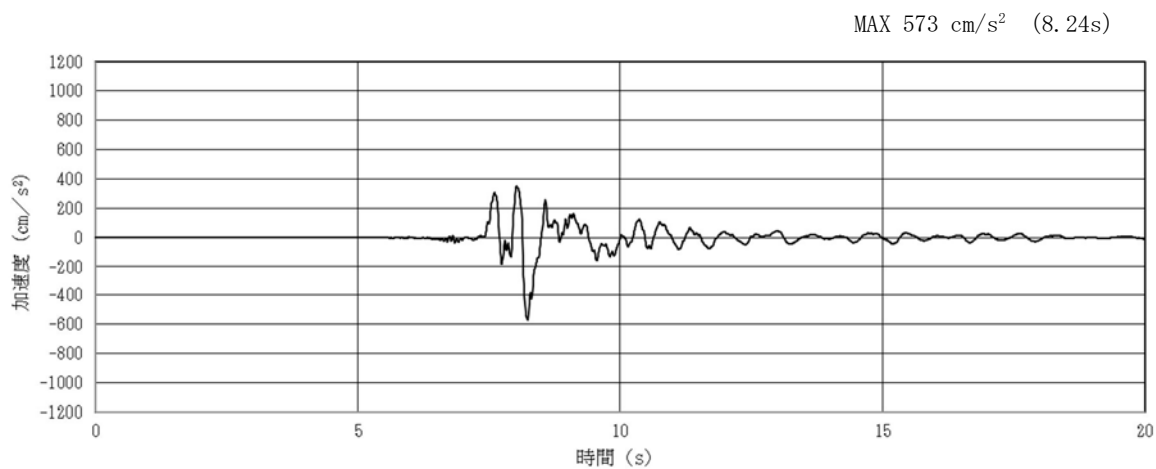


(a) 加速度時刻歴波形

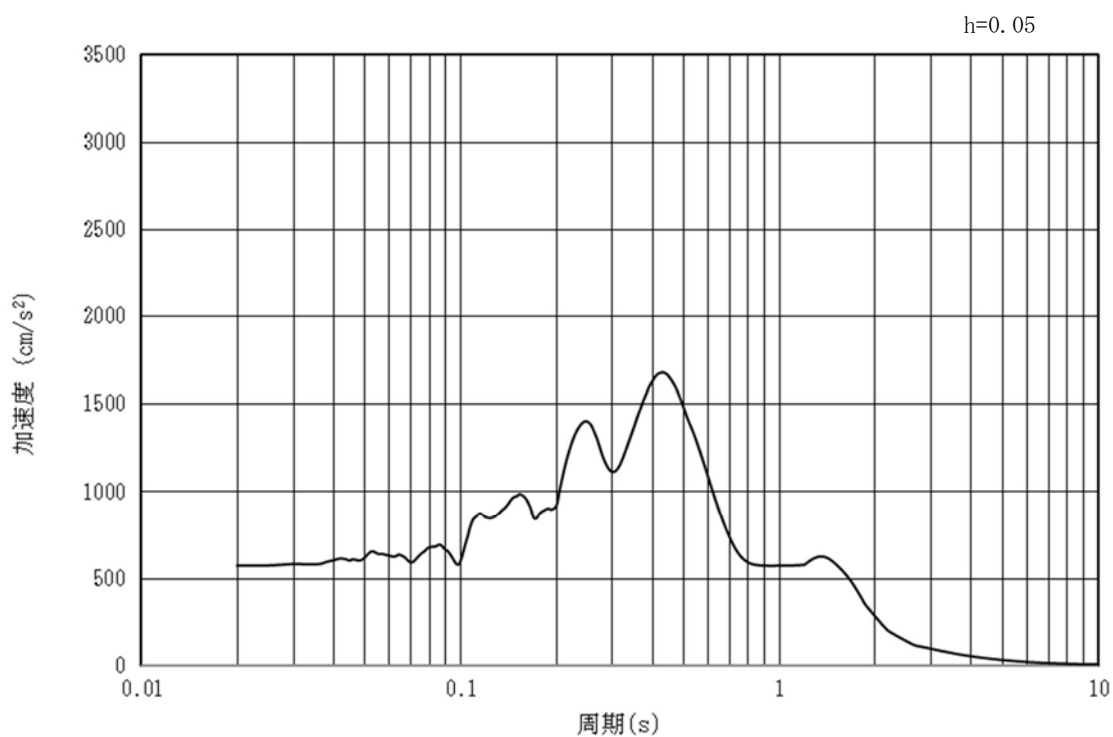


(b) 加速度応答スペクトル

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:  $S_s - 22$ )

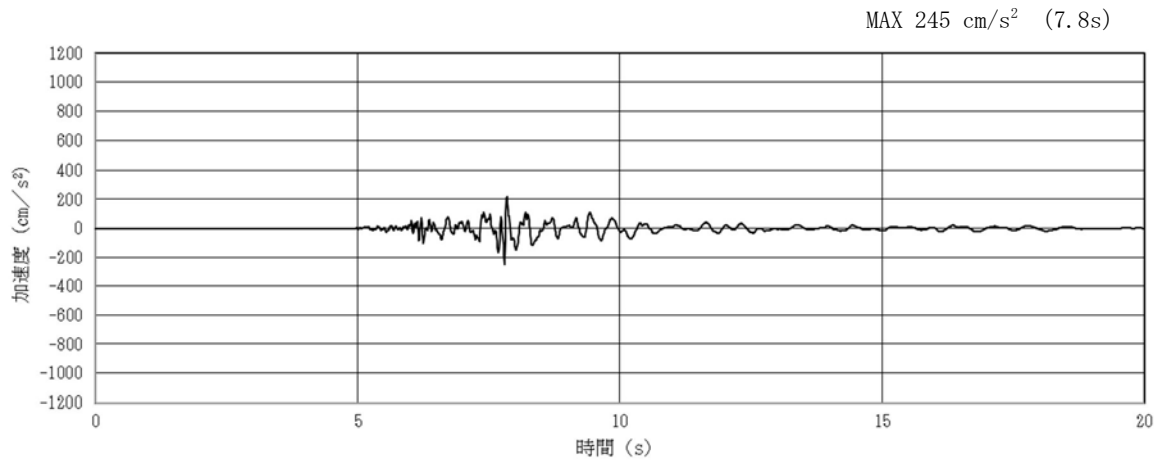


(a) 加速度時刻歴波形

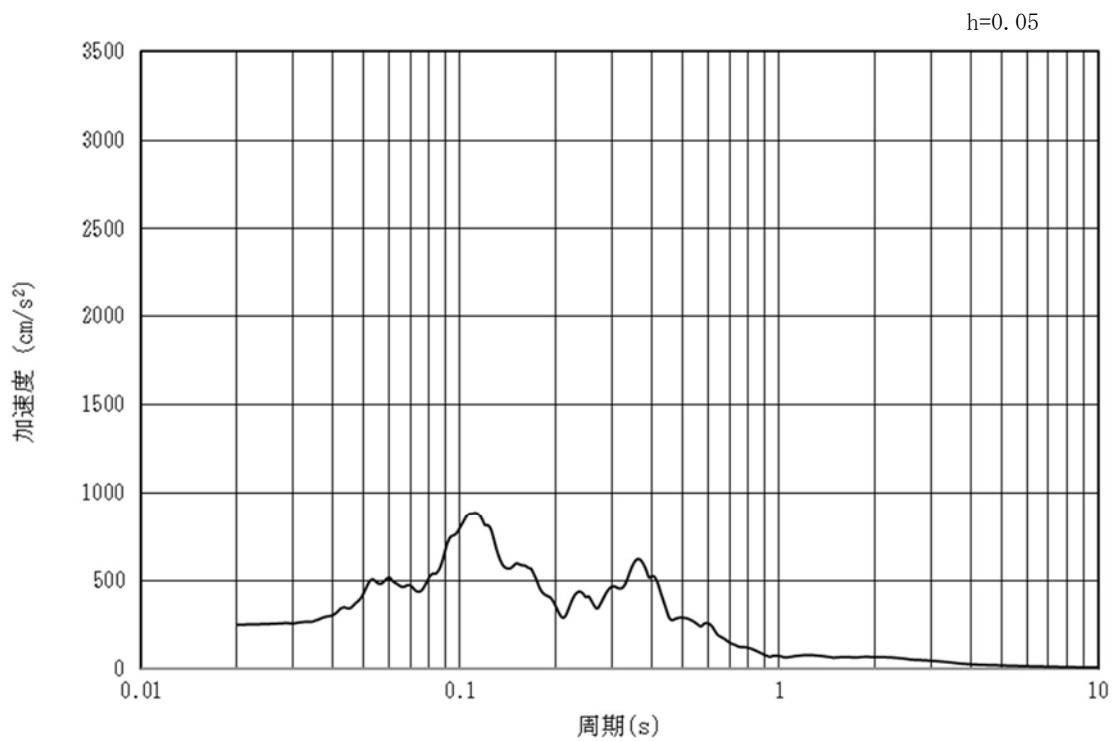


(b) 加速度応答スペクトル

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<sub>s</sub>-31)



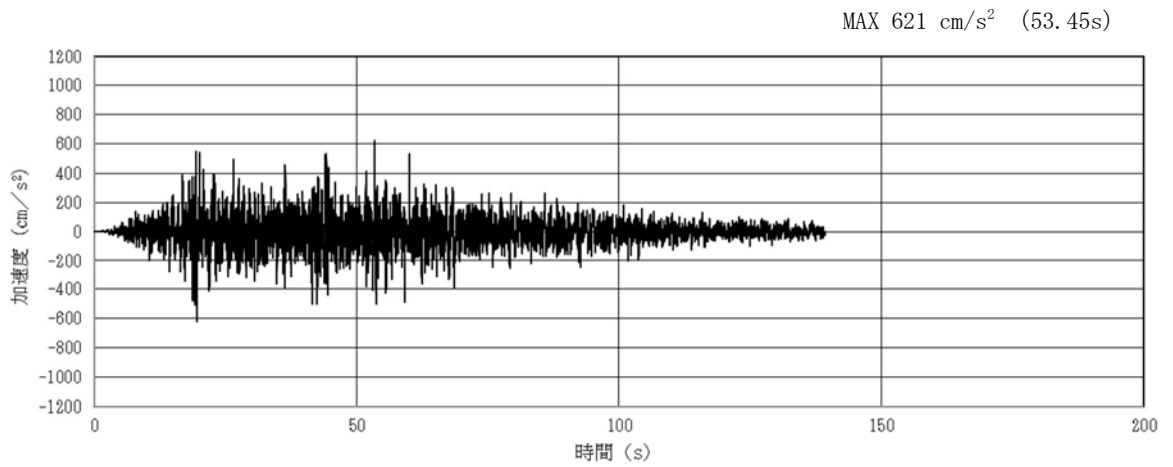
(a) 加速度時刻歴波形



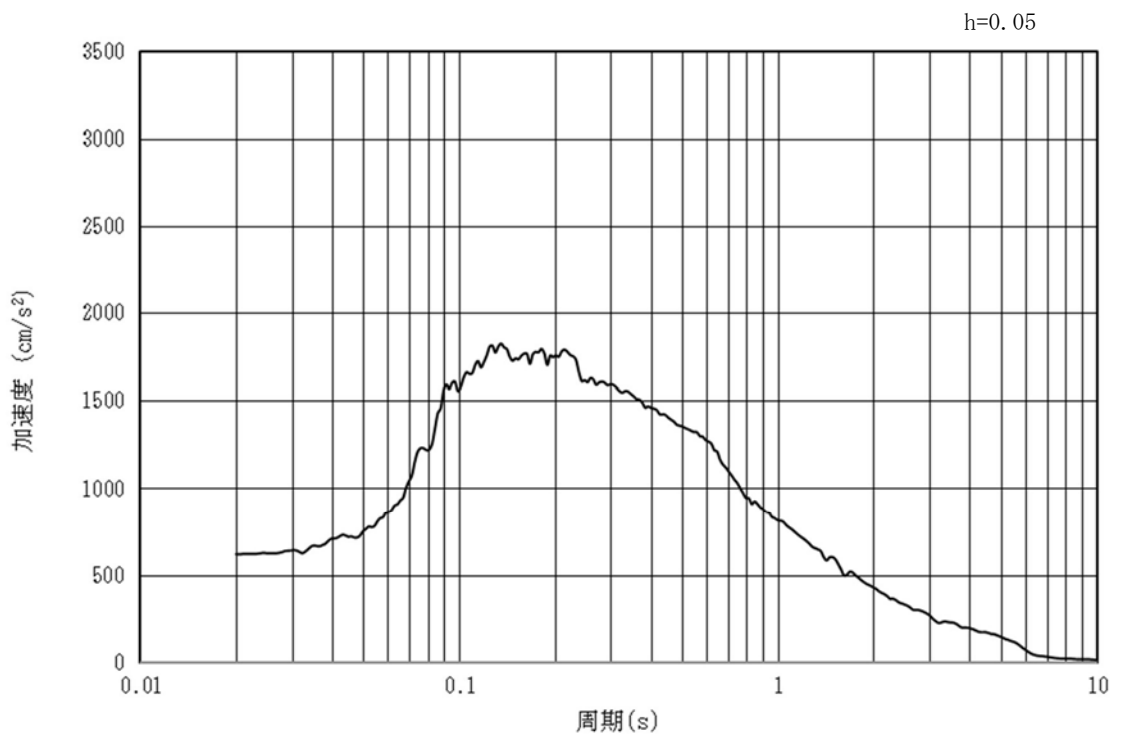
(b) 加速度応答スペクトル

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

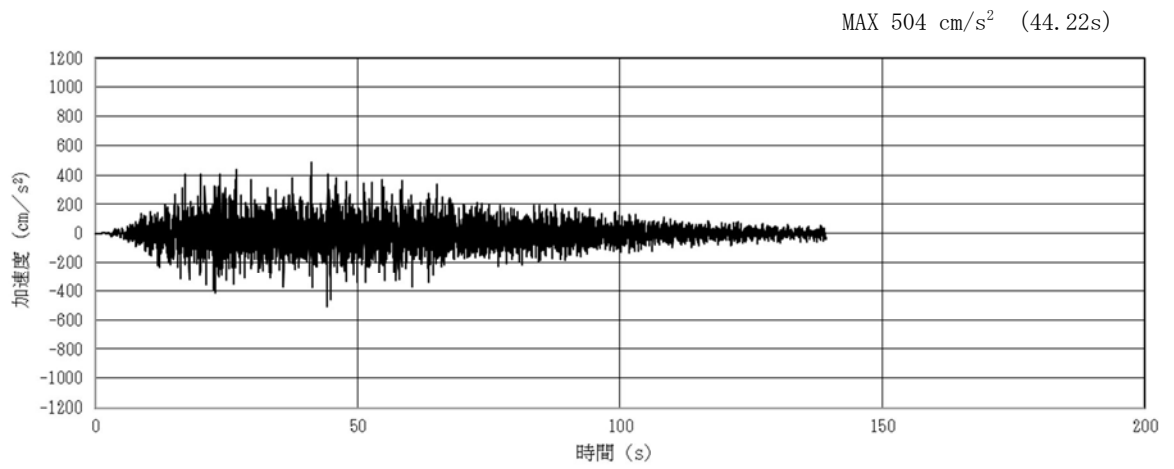


(a) 加速度時刻歴波形

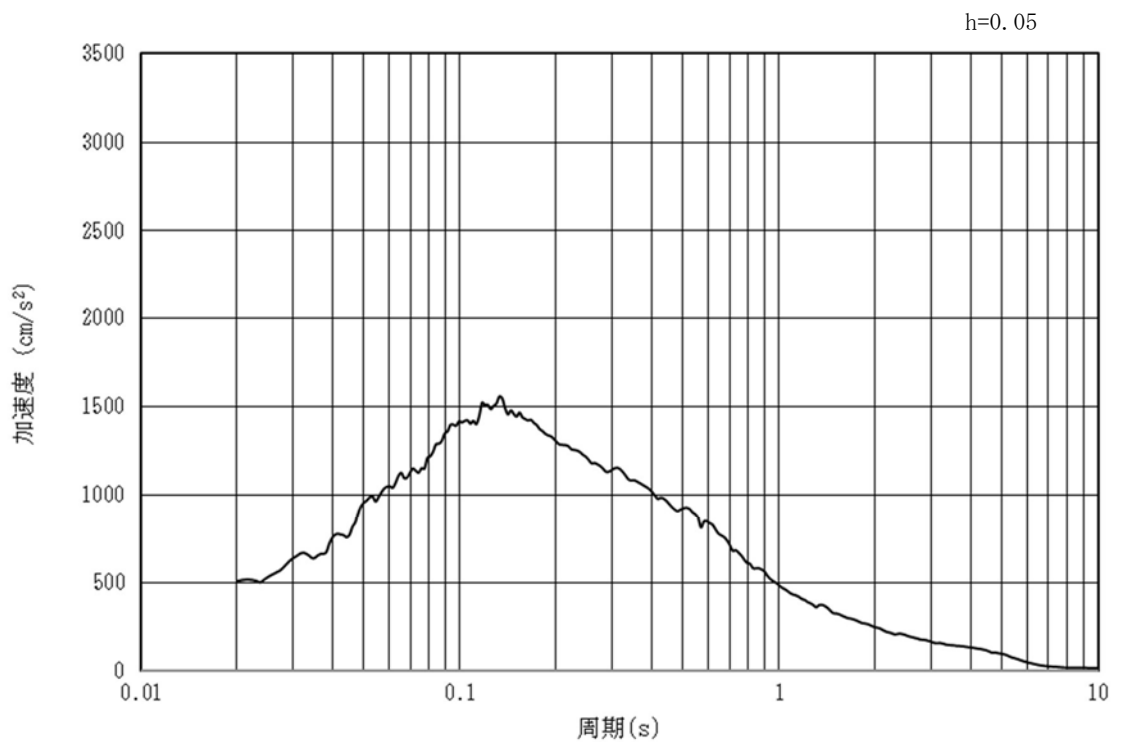


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (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<sub>s</sub>-D1)

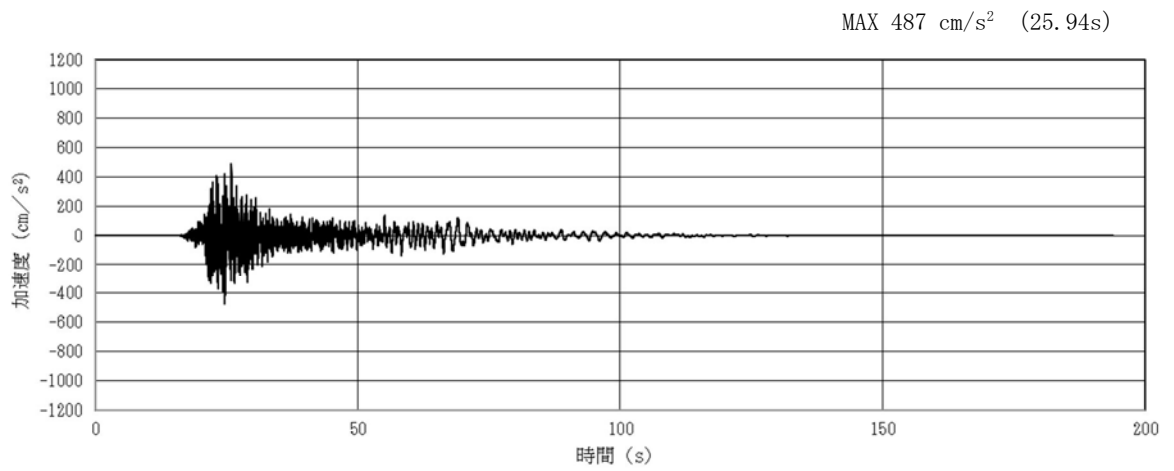


(a) 加速度時刻歴波形

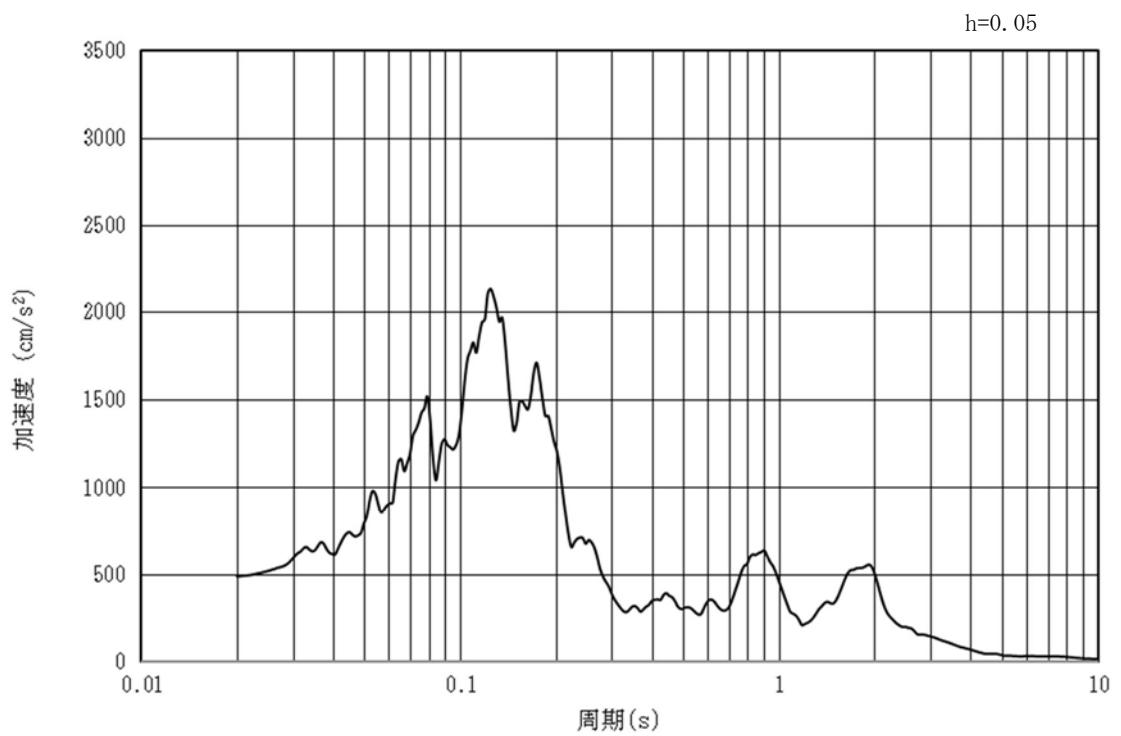


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (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： $S_s - D1$ )



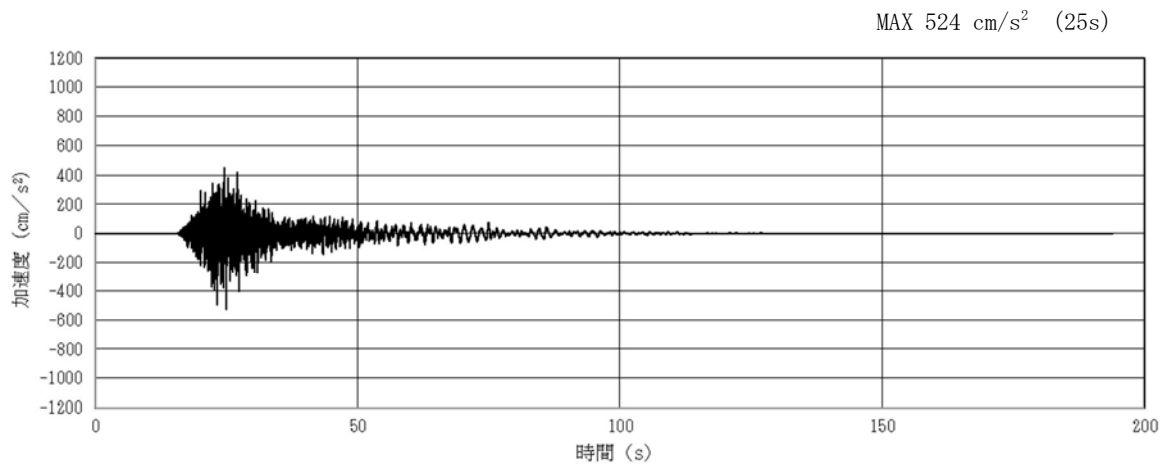
(a) 加速度時刻歴波形



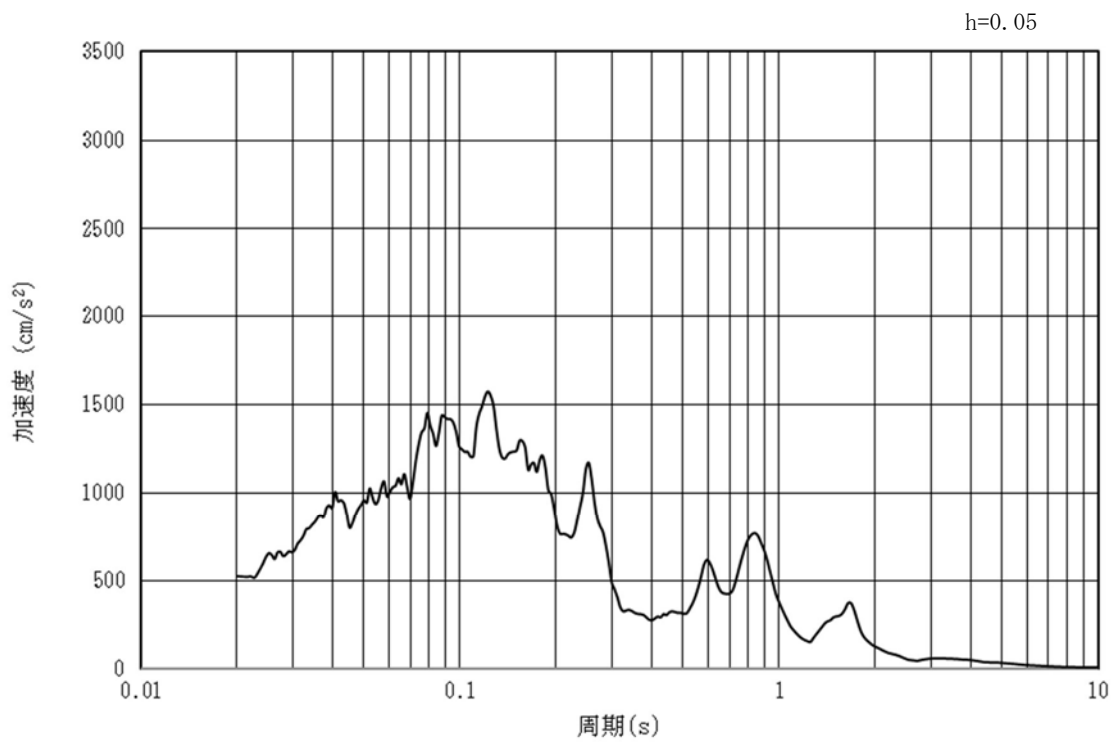
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (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<sub>s</sub> - 1 1)



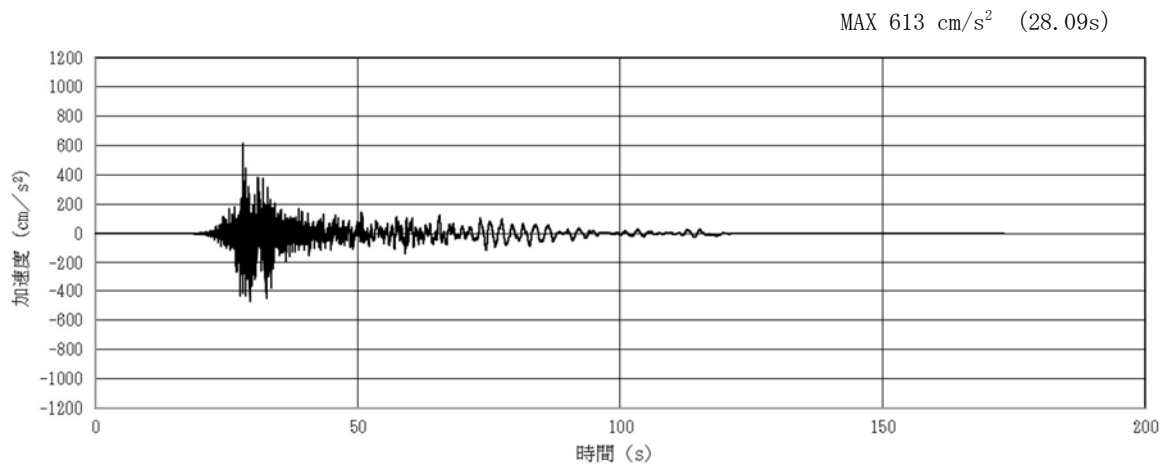


(a) 加速度時刻歴波形

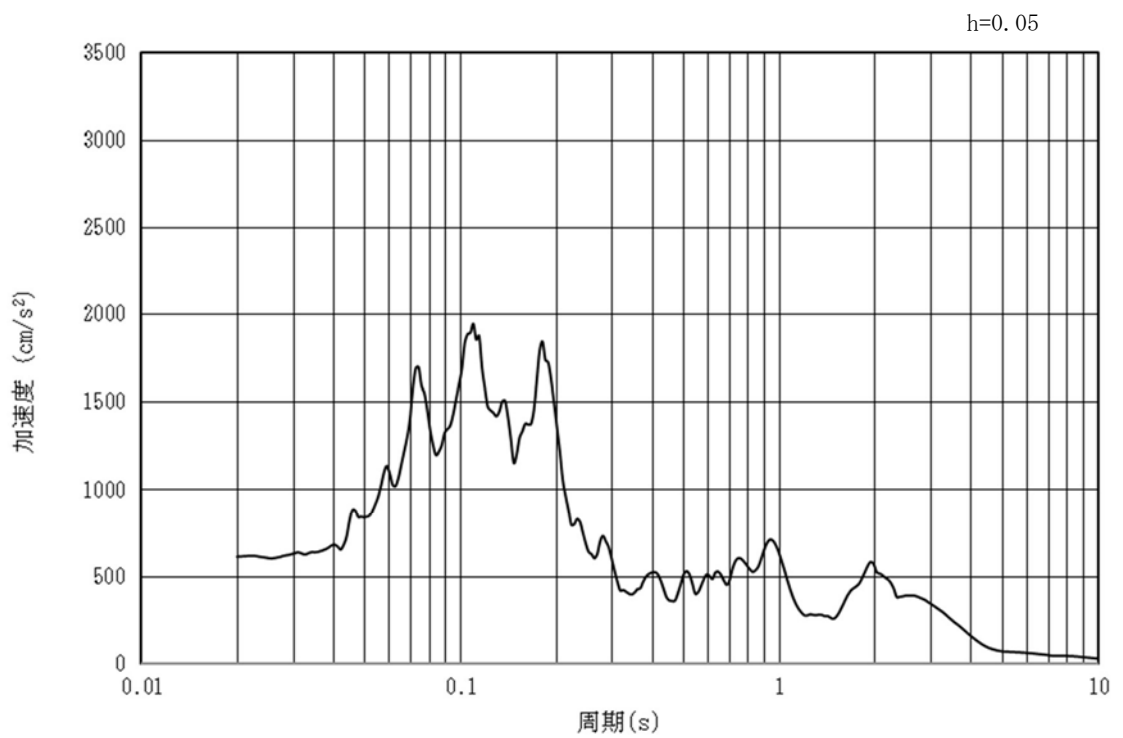


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (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:  $S_s - 11$ )

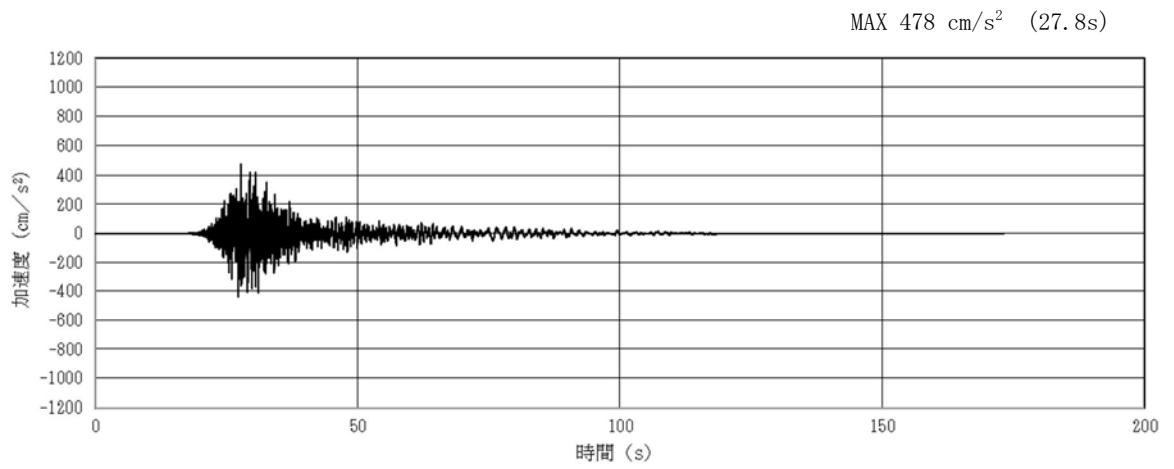


(a) 加速度時刻歴波形

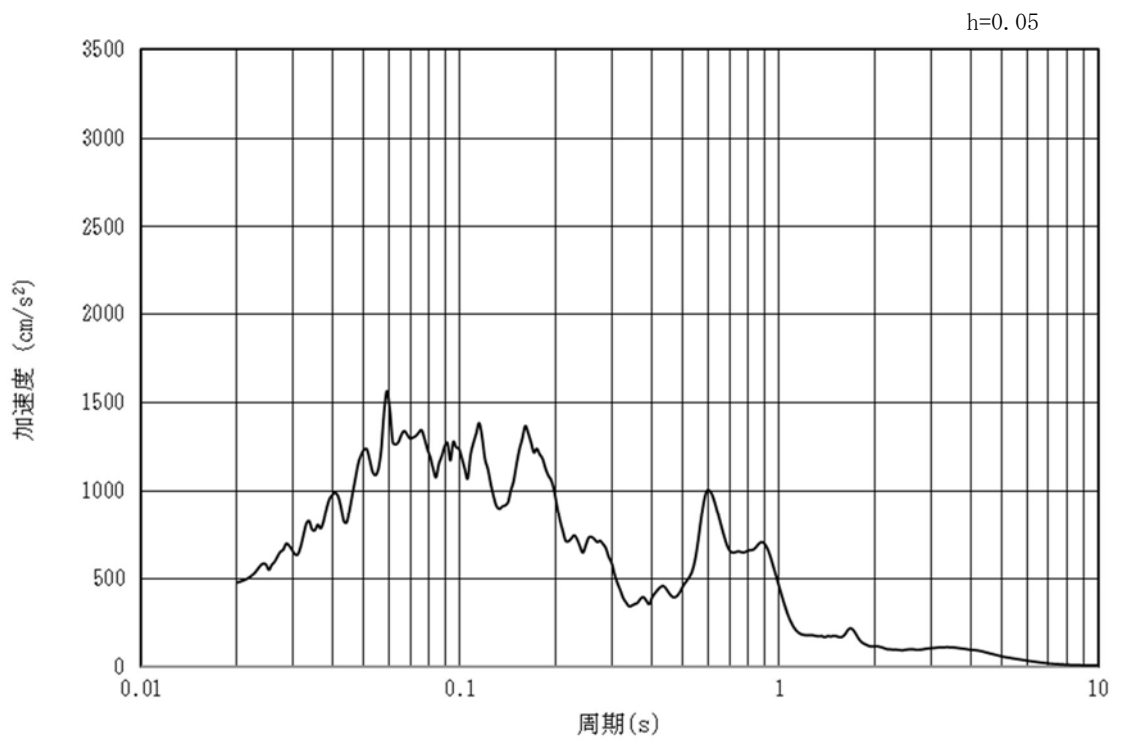


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (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<sub>s</sub>-12)

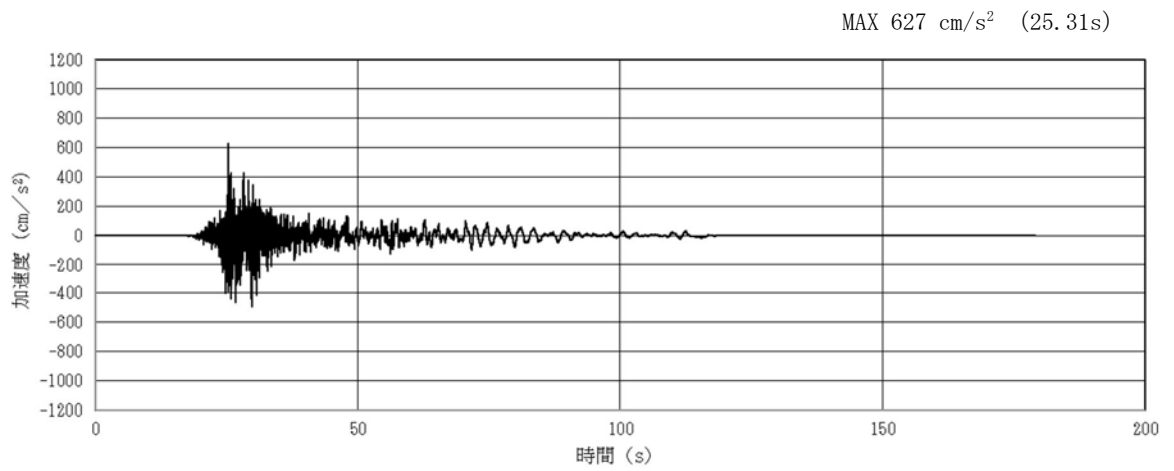


(a) 加速度時刻歴波形

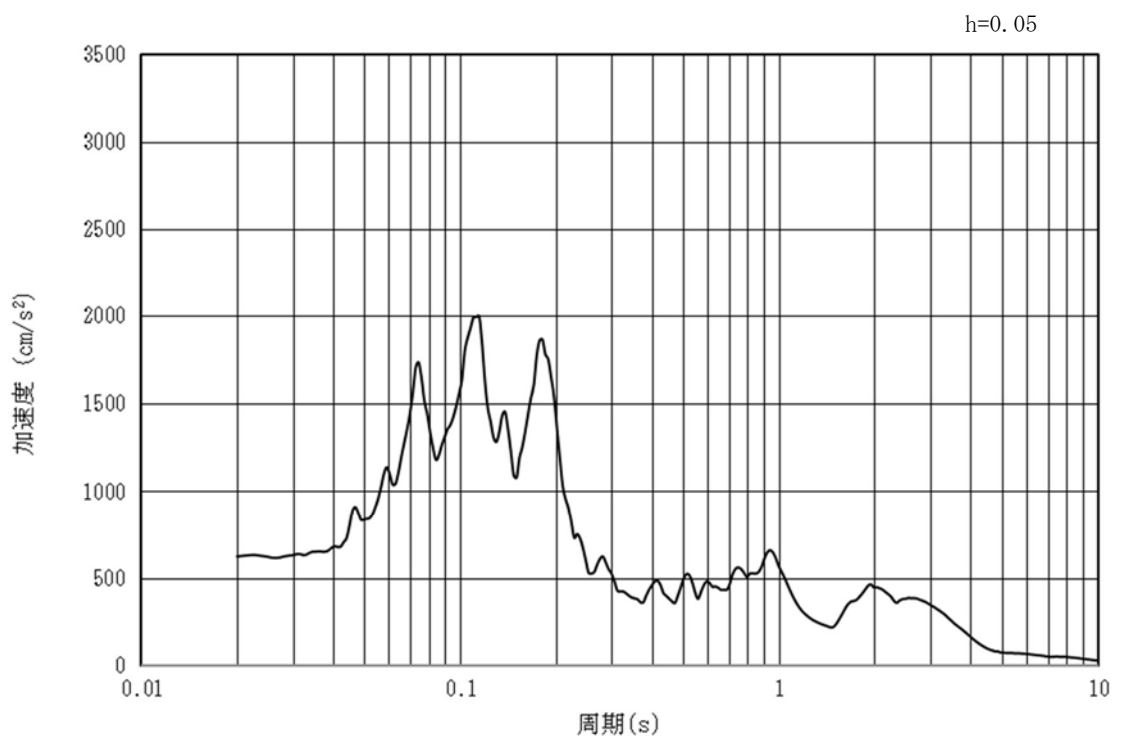


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (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:  $S_s - 12$ )

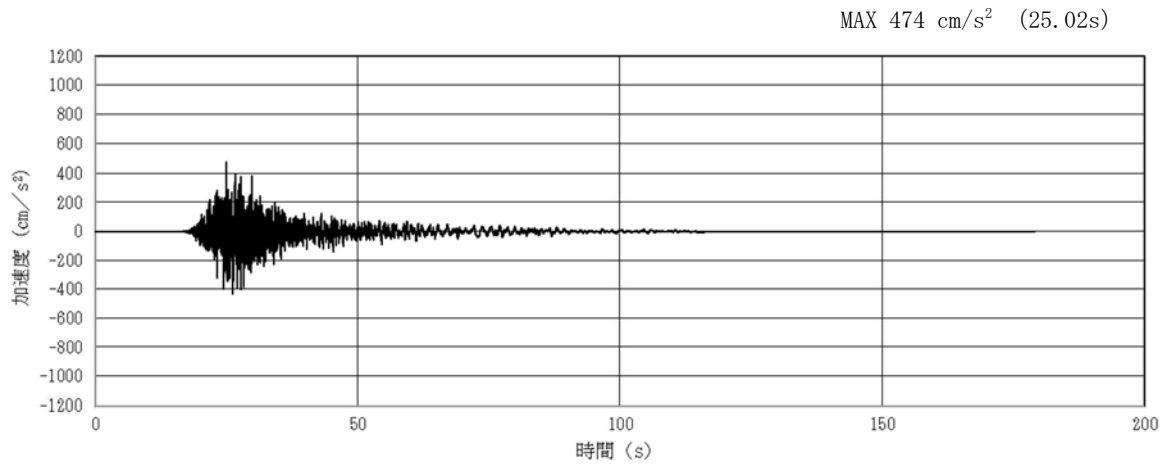


(a) 加速度時刻歴波形

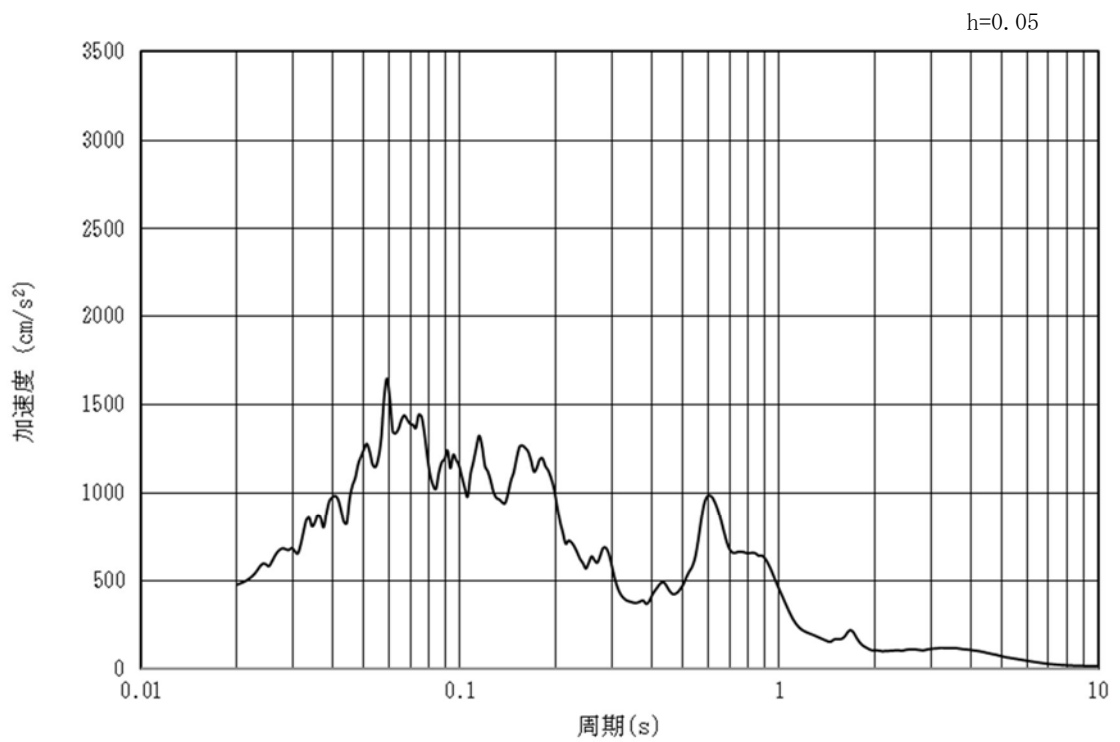


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (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<sub>s</sub>-13)

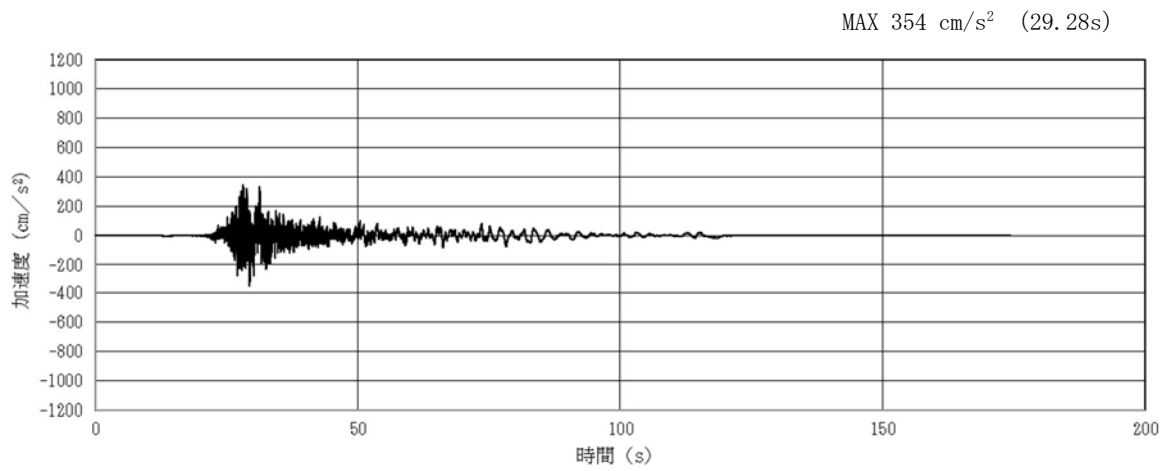


(a) 加速度時刻歴波形

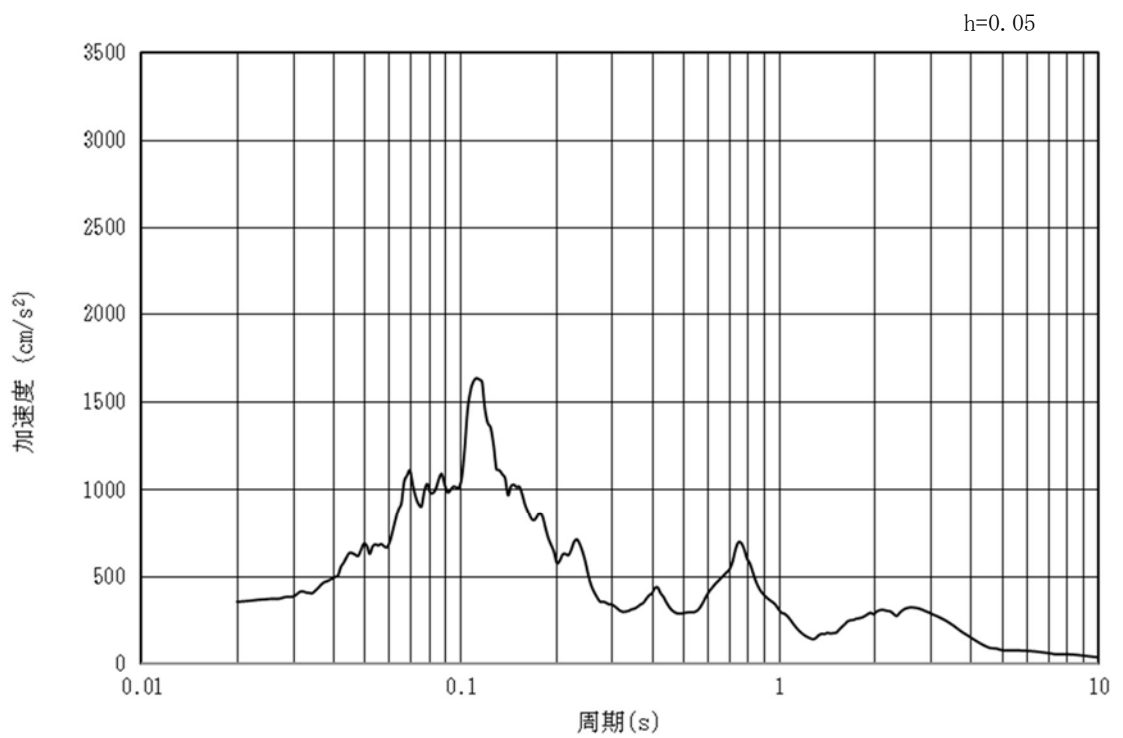


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (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:  $S_s - 13$ )

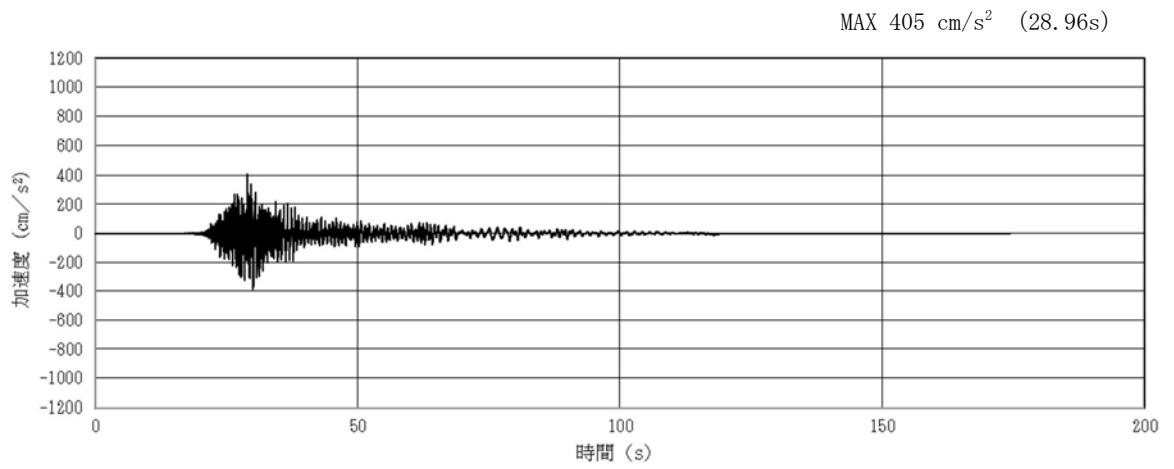


(a) 加速度時刻歴波形

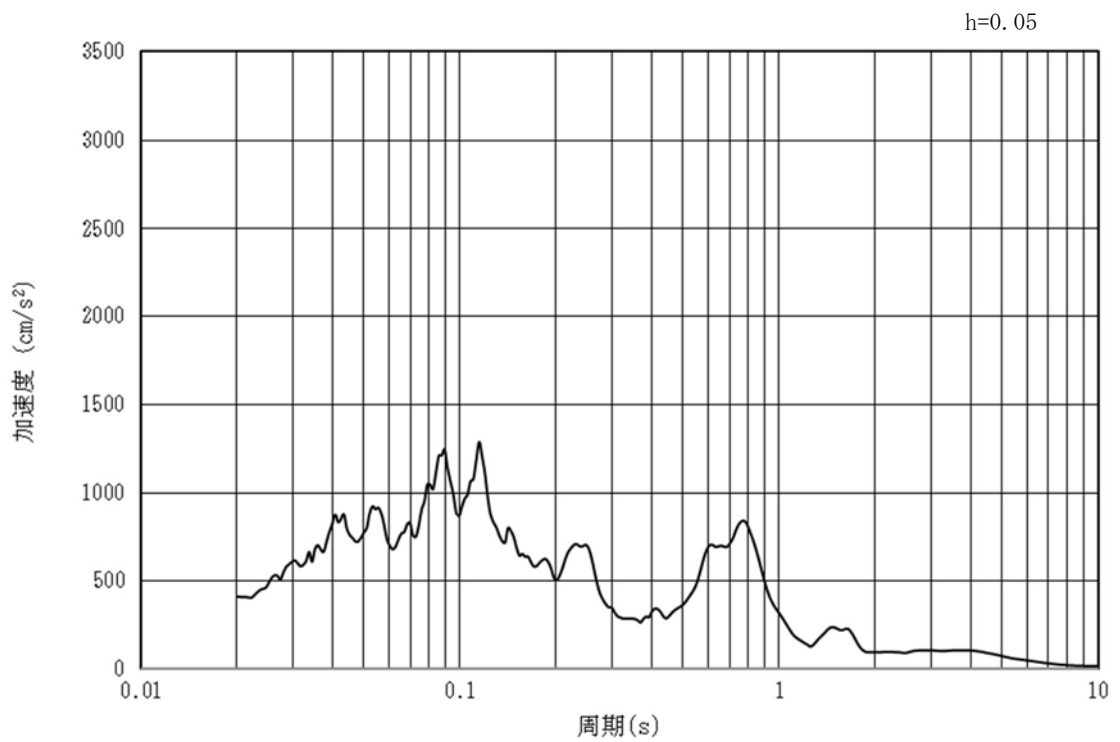


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (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<sub>s</sub>-14)

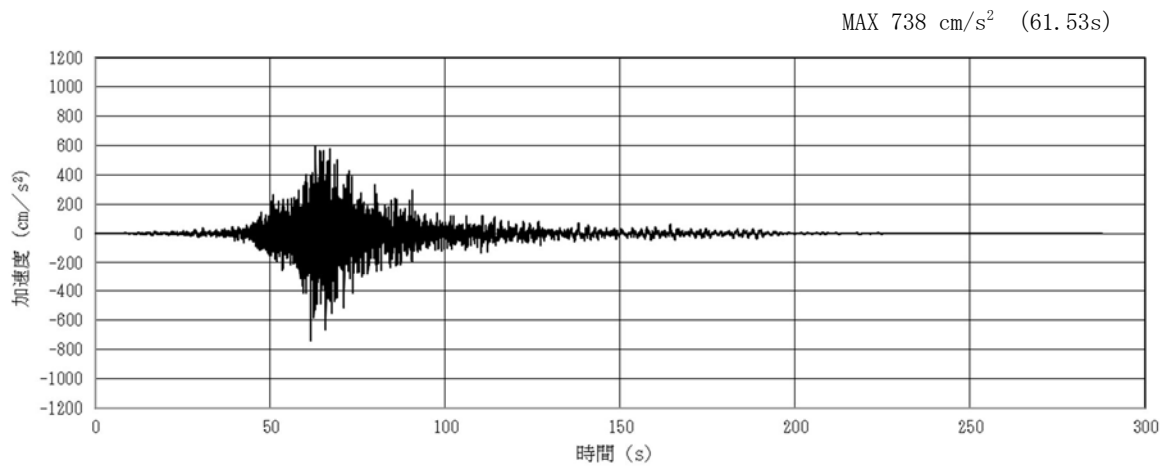


(a) 加速度時刻歴波形

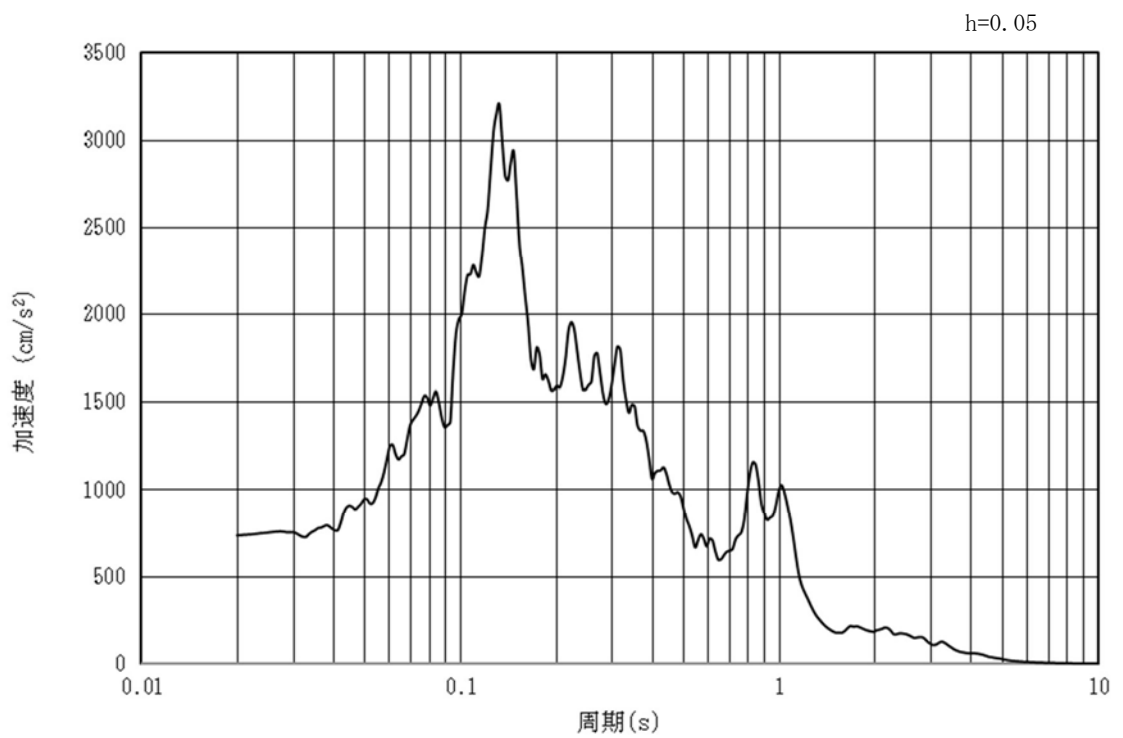


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (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<sub>s</sub>-1.4)



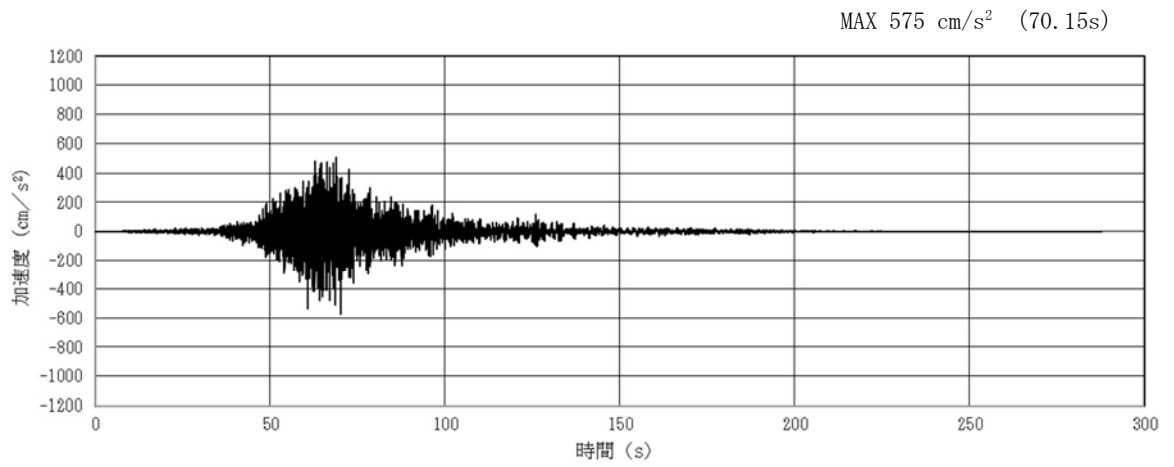
(a) 加速度時刻歴波形



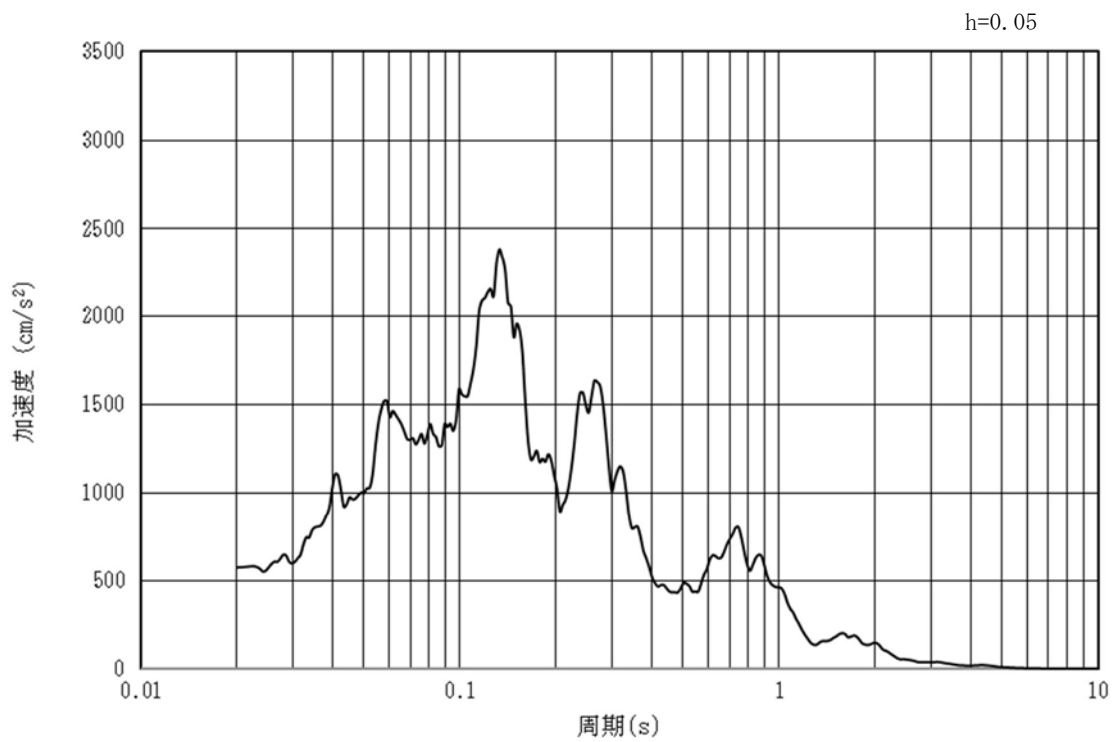
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (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:  $S_s - 21$ )



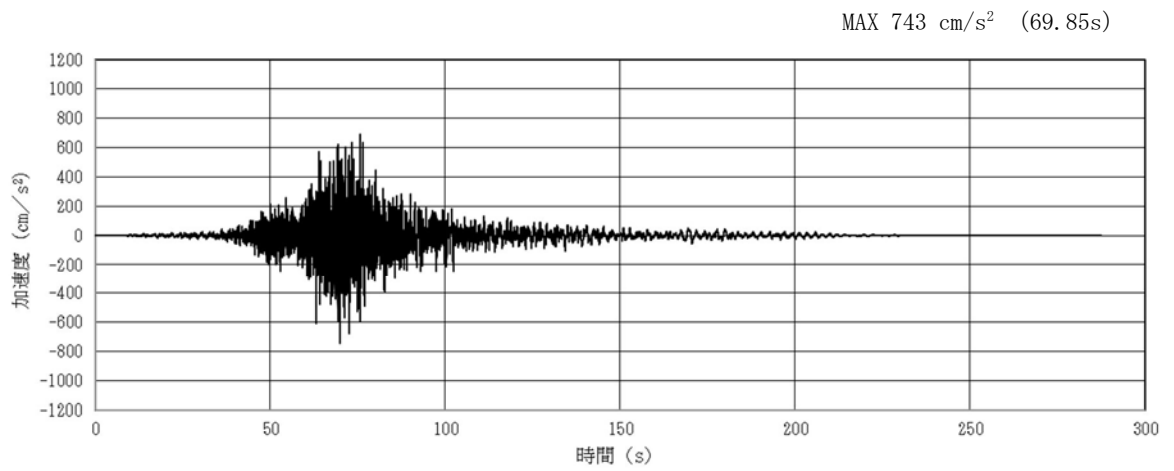


(a) 加速度時刻歴波形

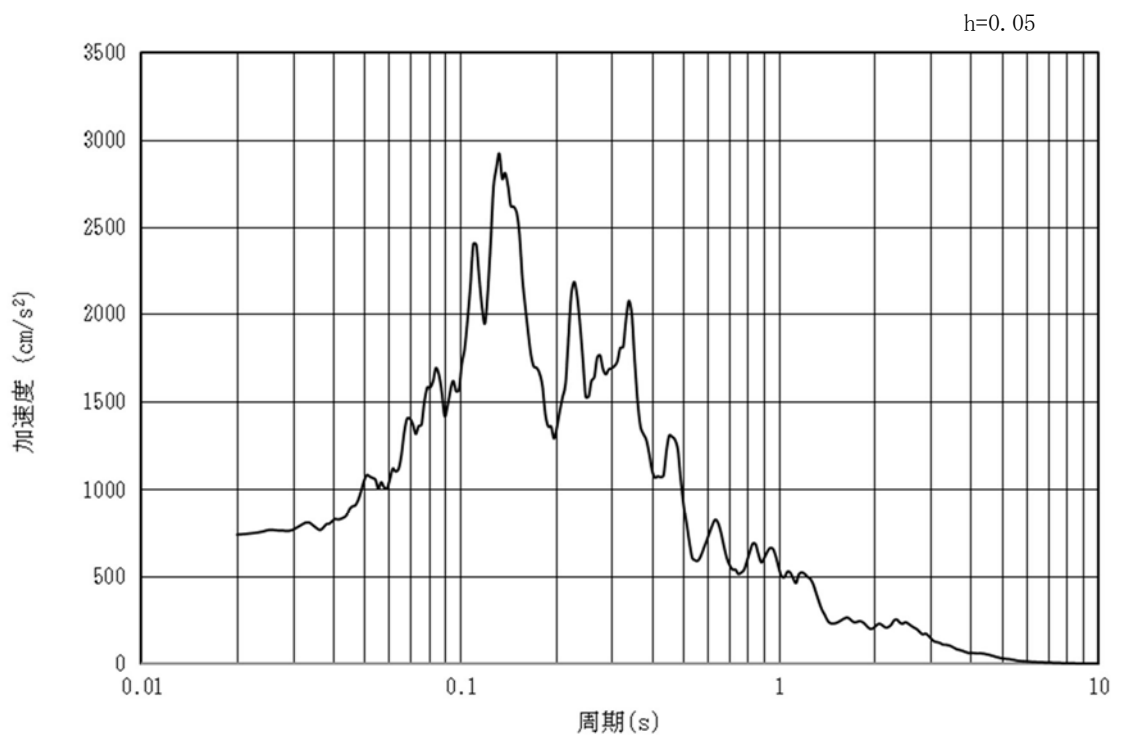


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (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<sub>s</sub>-21)

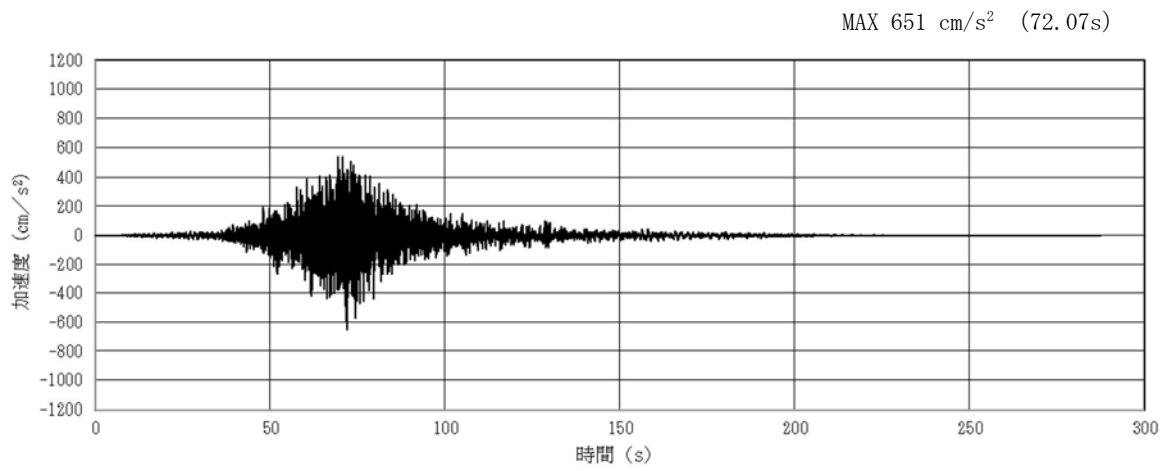


(a) 加速度時刻歴波形

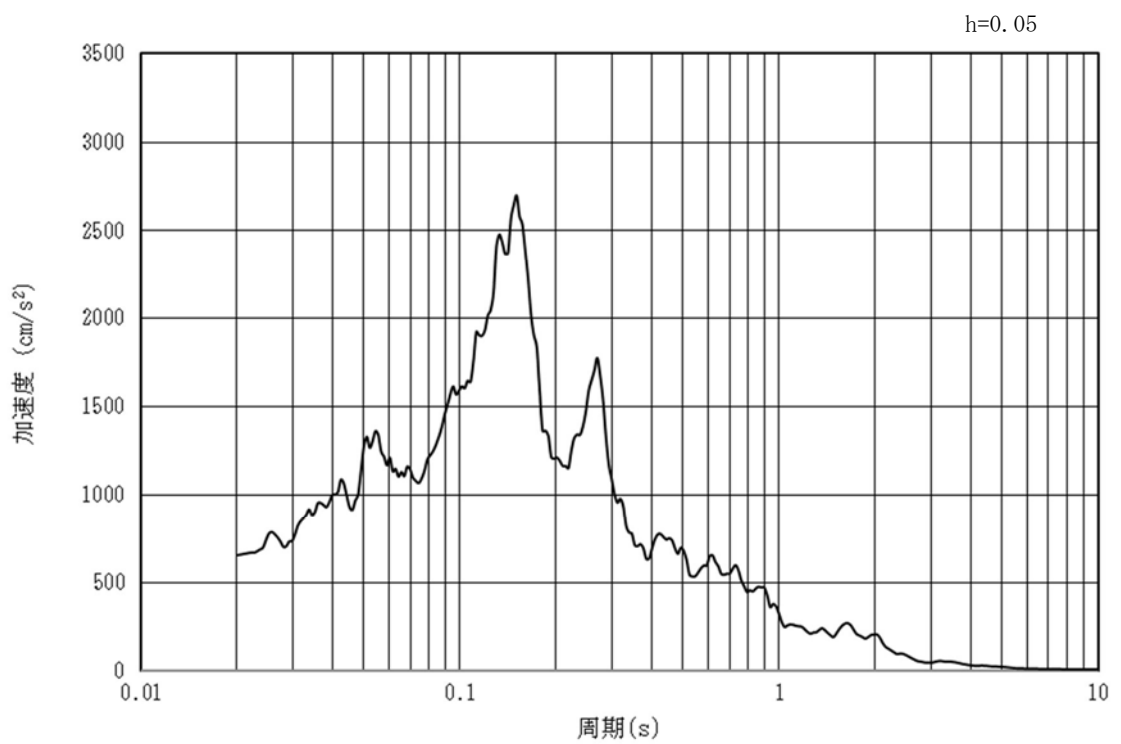


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (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<sub>s</sub>-22)

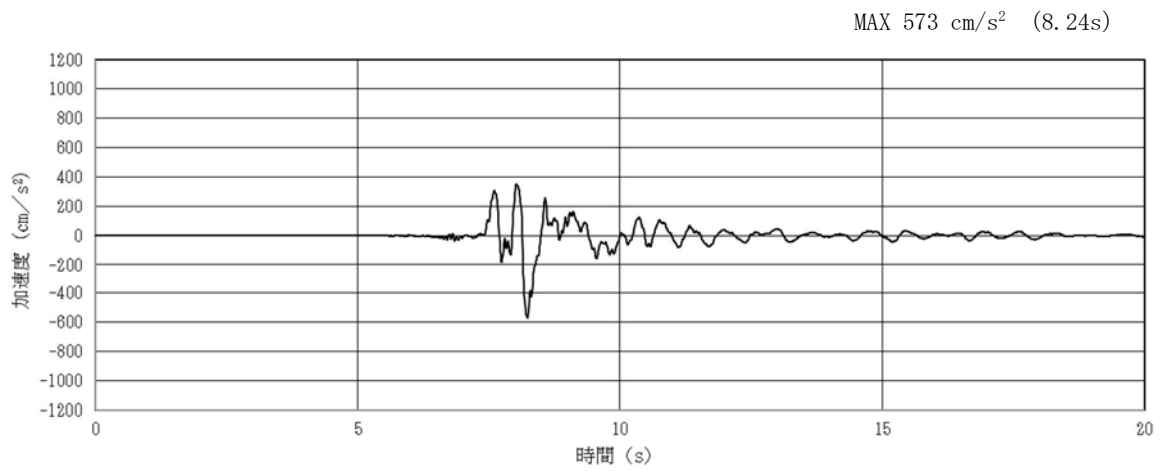


(a) 加速度時刻歴波形

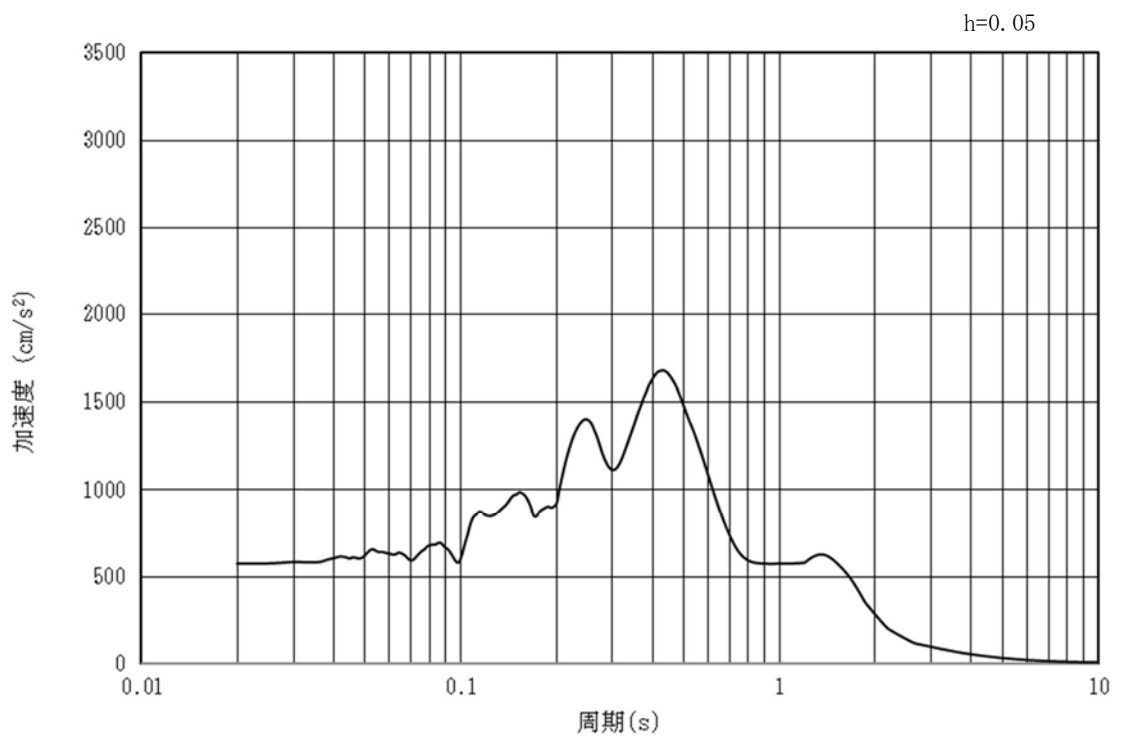


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (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:  $S_s - 22$ )

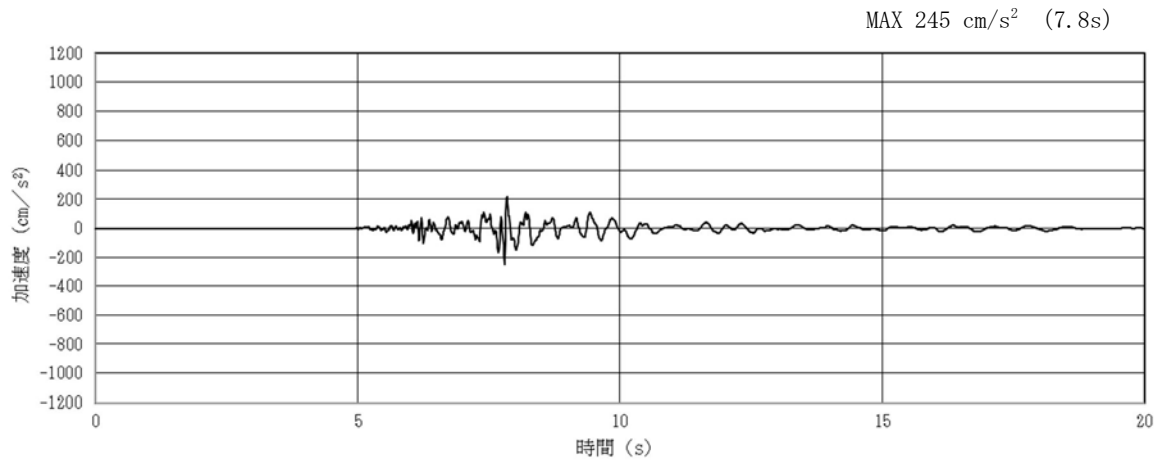


(a) 加速度時刻歴波形

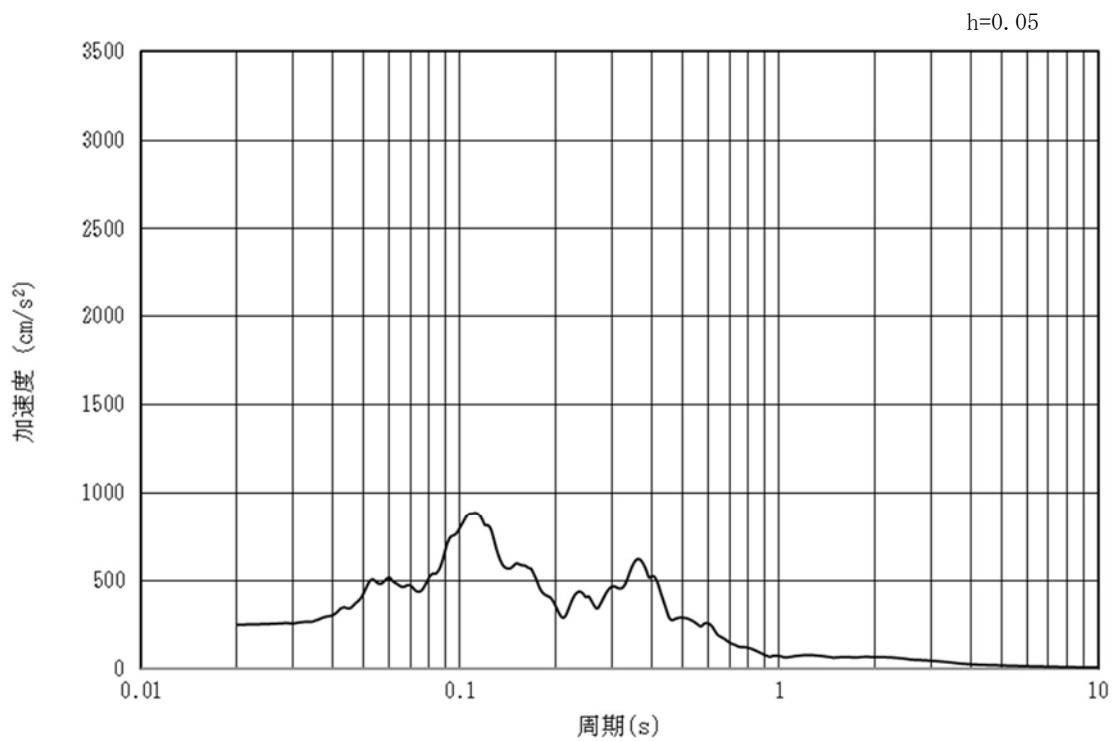


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (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 :  $S_s - 31$ )



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (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。

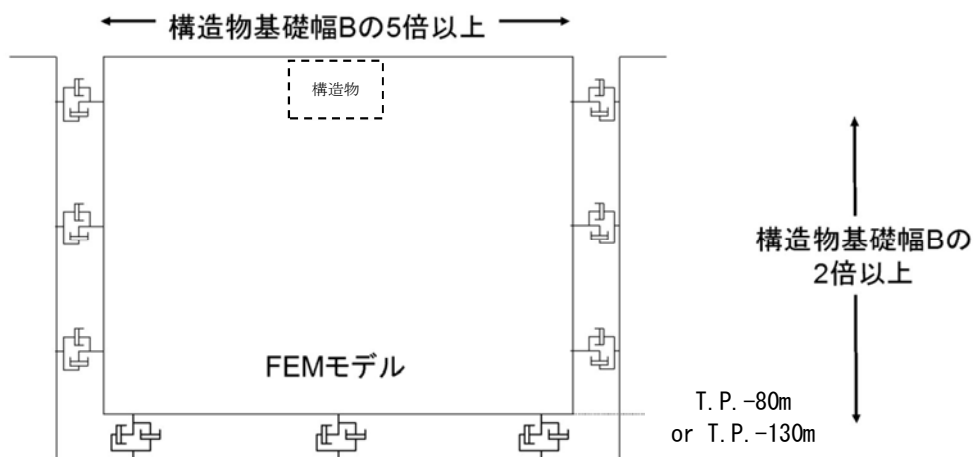


図 3.5.1-1 モデル化範囲の考え方

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。

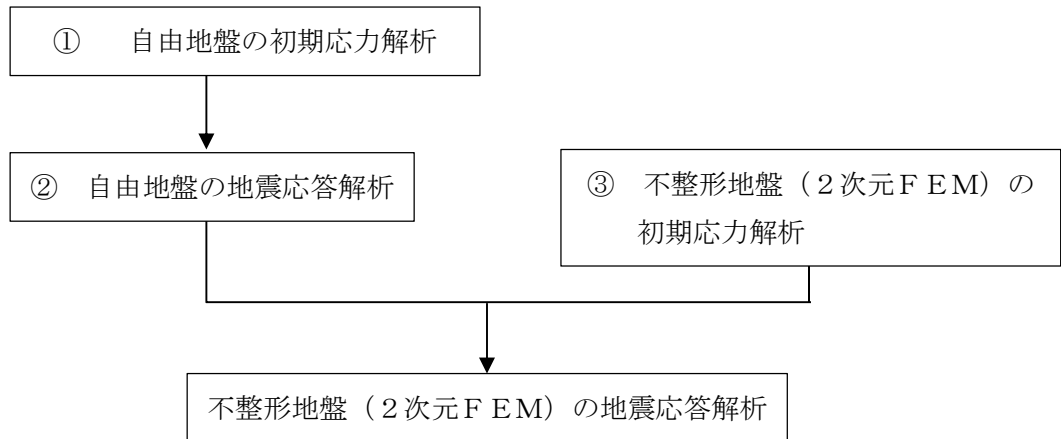


図 3.5.1-2 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(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。

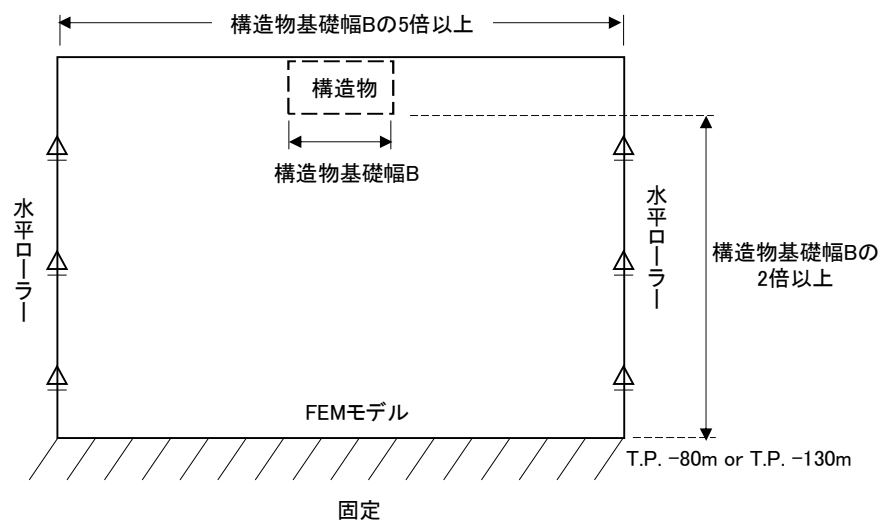


図 3.5.1-3 固有値解析における境界条件の概念図

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。

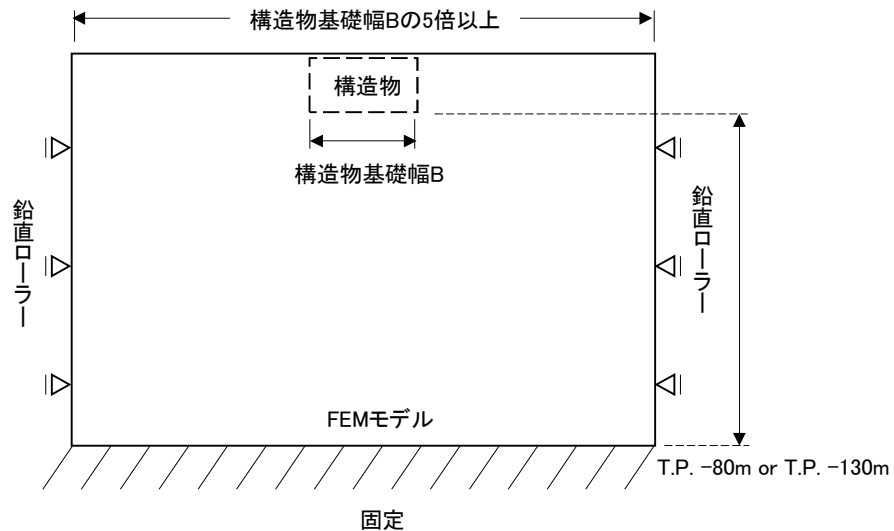


図 3.5.1-4 初期応力解析における境界条件の概念図

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形成地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

(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。

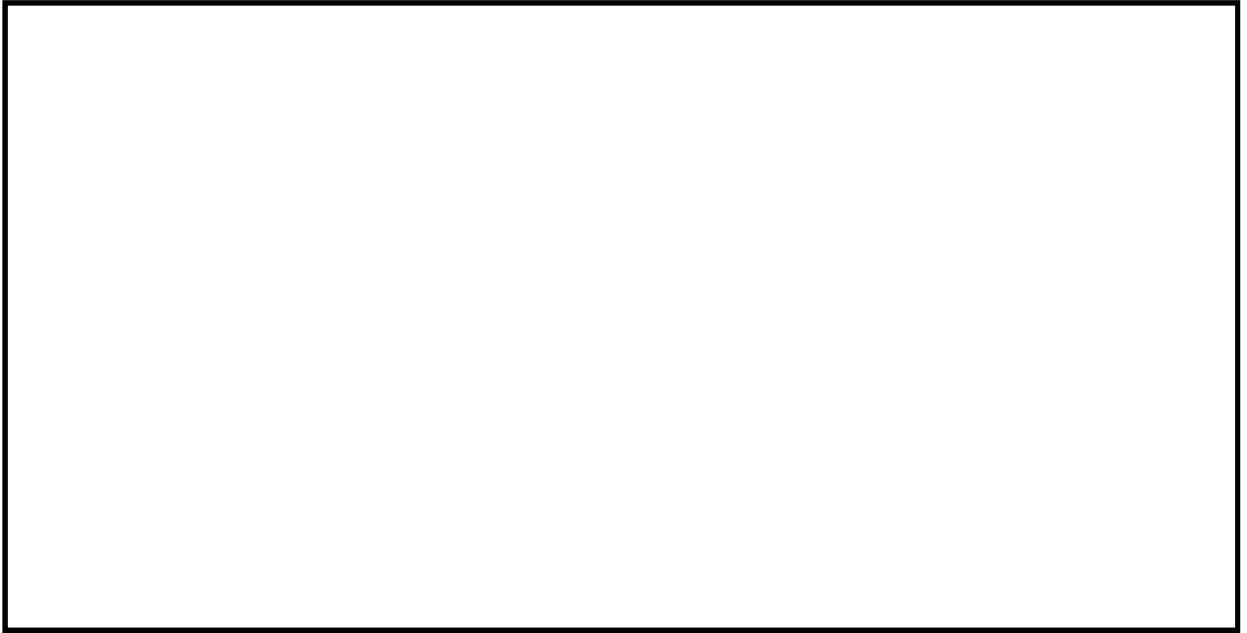


図 3.5.1-5 地震応答解析モデル(1/5) (断面①)

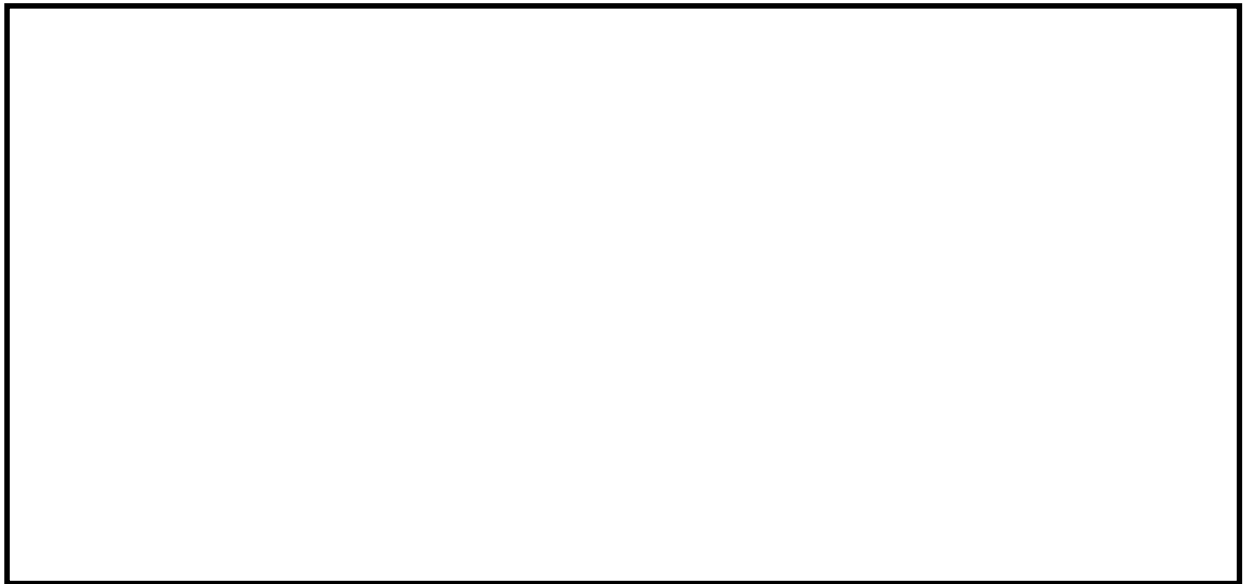


図 3.5.1-6 地震応答解析モデル(2/5) (断面②)

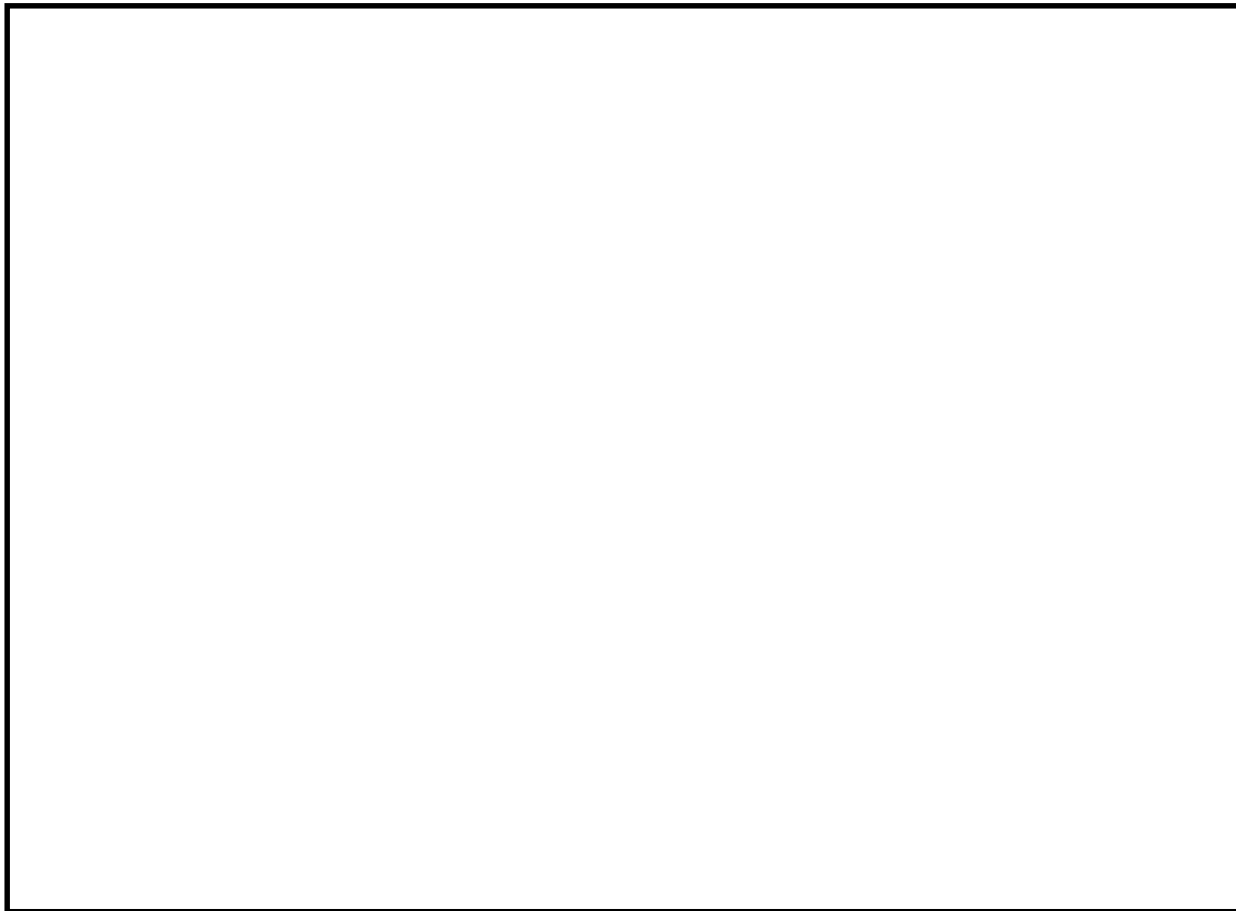


図 3.5.1-7 地震応答解析モデル(3/5) (断面③)

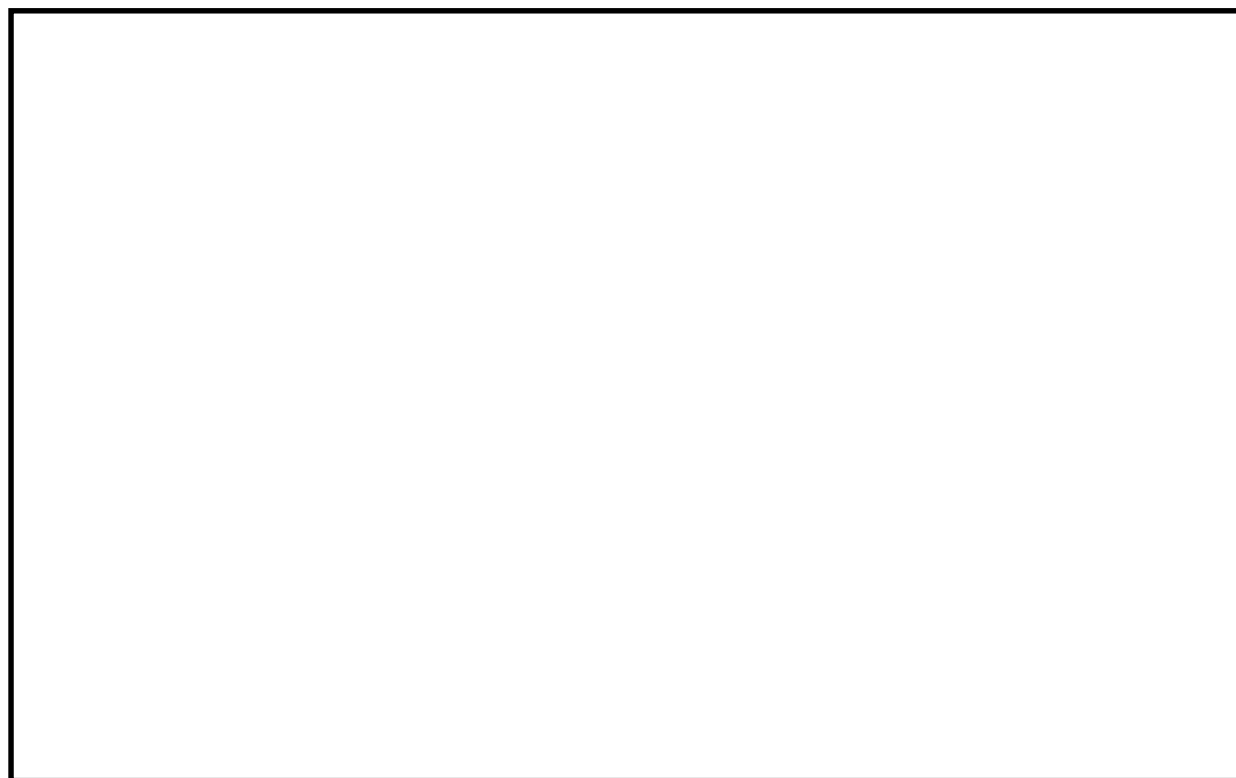


図 3.5.1-8 地震応答解析モデル(4/5) (断面④)

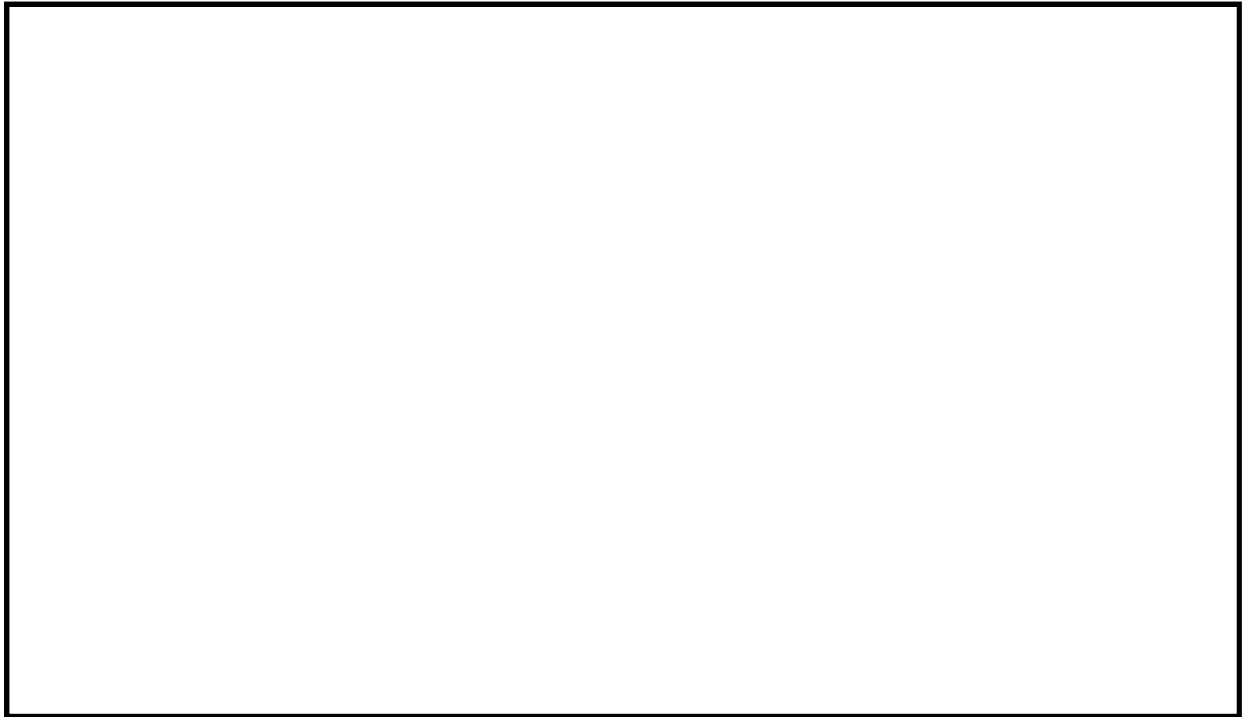


図 3.5.1-9 地震応答解析モデル(5/5) (断面⑤)

(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  $\tau_f$  は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。c、 $\phi$  は周辺地盤の c、 $\phi$  とする。(表 3.5.1-1 参照)

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

ここで、

- $\tau_f$  : せん断強度
- c : 粘着力
- $\phi$  : 内部摩擦角

表 3.5.1-1 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 <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (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/mm<sup>2</sup>)

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 $k_s$ ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )	圧縮剛性 $k_n$ ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )
側方及び底面	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$

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>剥離</p> <p>引張</p> <p>直ひずみ</p> <p><math>k_v</math></p>	<p>せん断応力</p> <p>すべり</p> <p>すべり</p> <p>せん断ひずみ</p> <p><math>\tau_f</math></p> <p><math>k_s</math></p> <p><math>-\tau_f</math></p>



図 3.5.1-10 断面①におけるジョイント要素の配置図

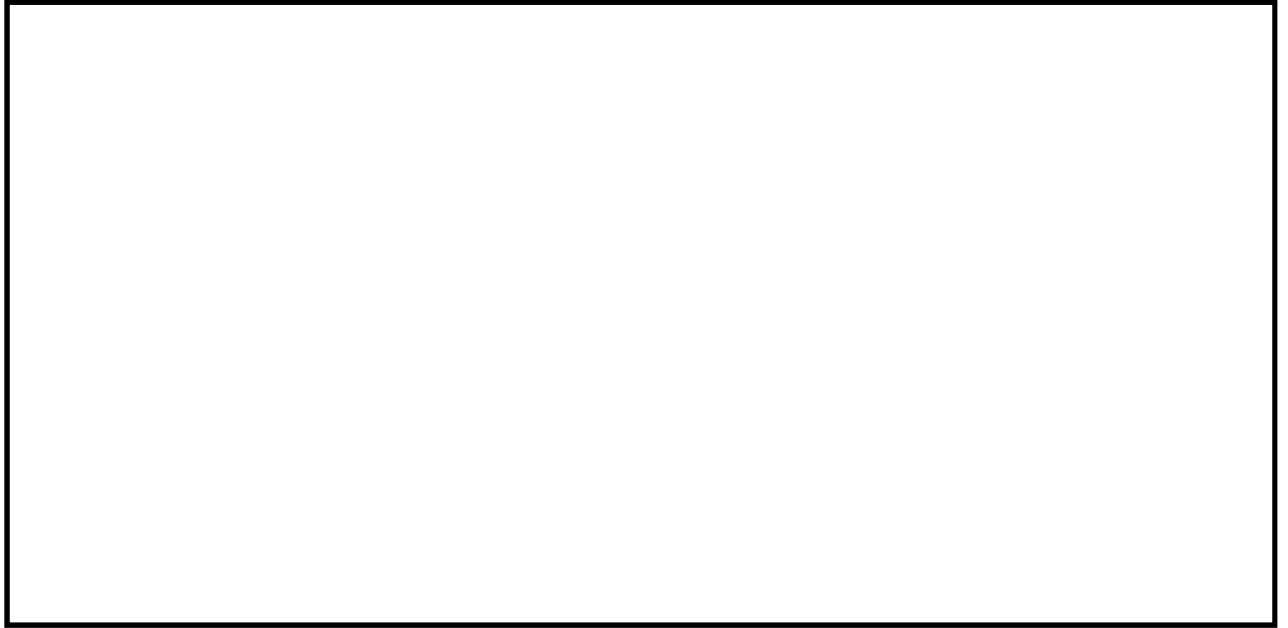


図 3.5.1-11 断面②におけるジョイント要素の配置図

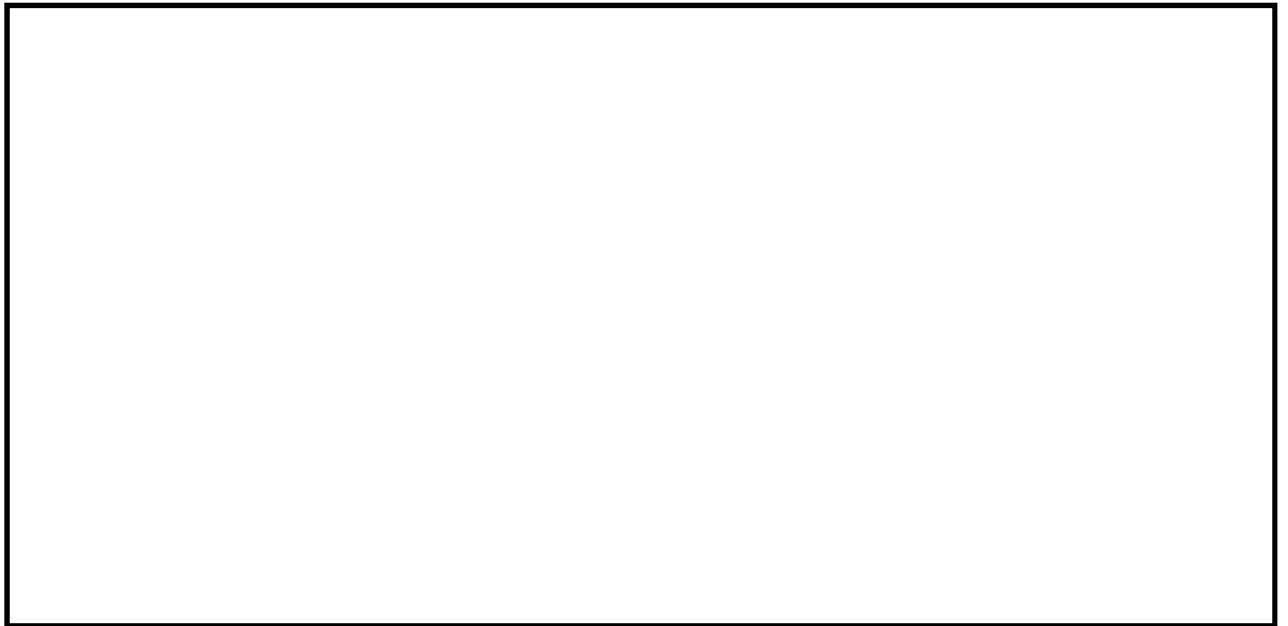


図 3.5.1-12 断面③におけるジョイント要素の配置図

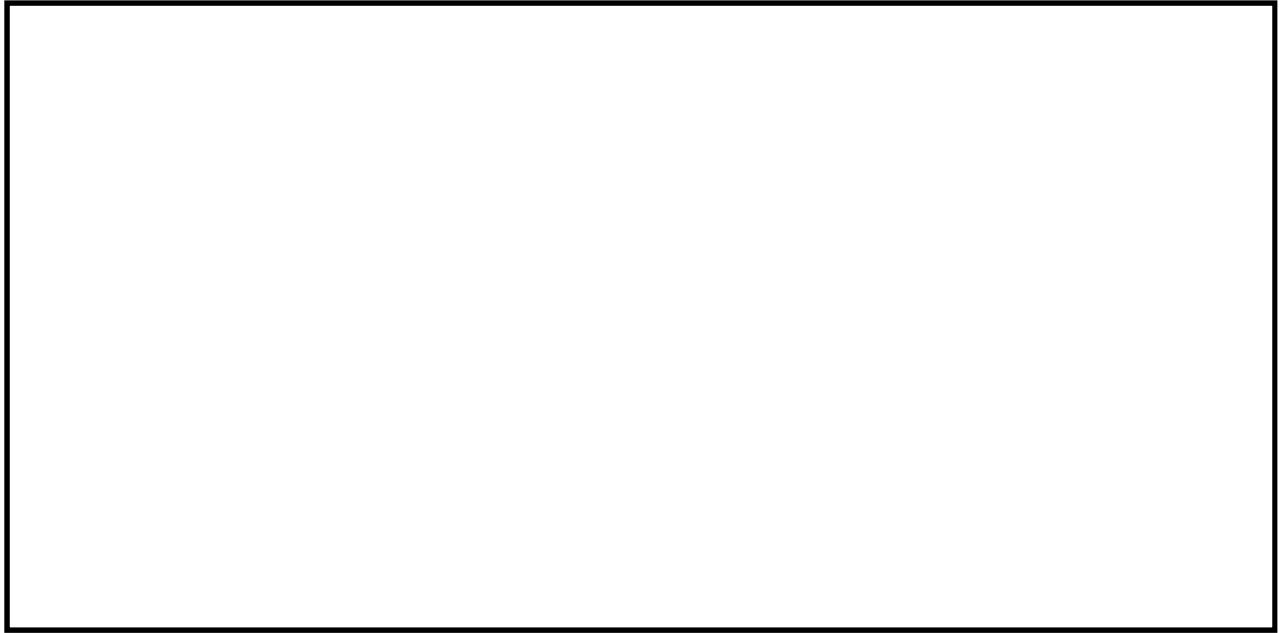


図 3.5.1-13 断面④におけるジョイント要素の配置図

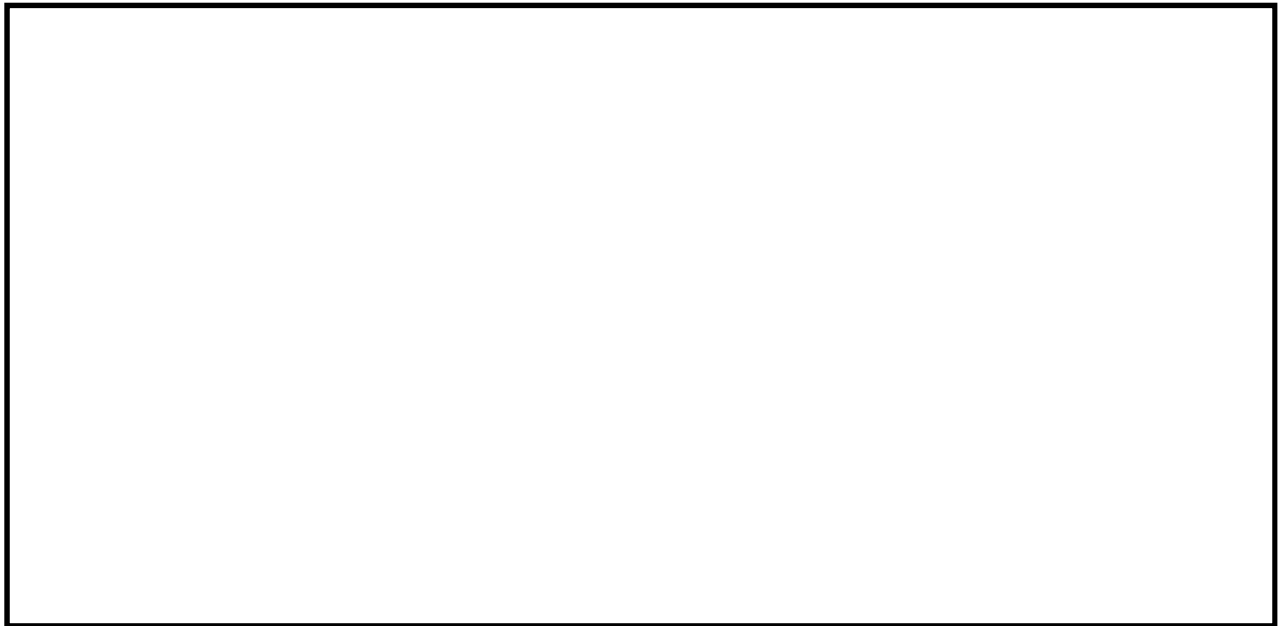


図 3.5.1-14 断面⑤におけるジョイント要素の配置図

(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  $\tau_f$  は次式の Mohr－Coulomb 式により規定される。c、 $\phi$  は周辺地盤の c、 $\phi$  とする。(表 3.5.1-4 参照)

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

ここで、

$\tau_f$  : せん断強度

c : 付着力

$\phi$  : 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 <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (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/mm<sup>2</sup>)

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 <sup>3</sup> )
杭軸方向	$1.0 \times 10^6$



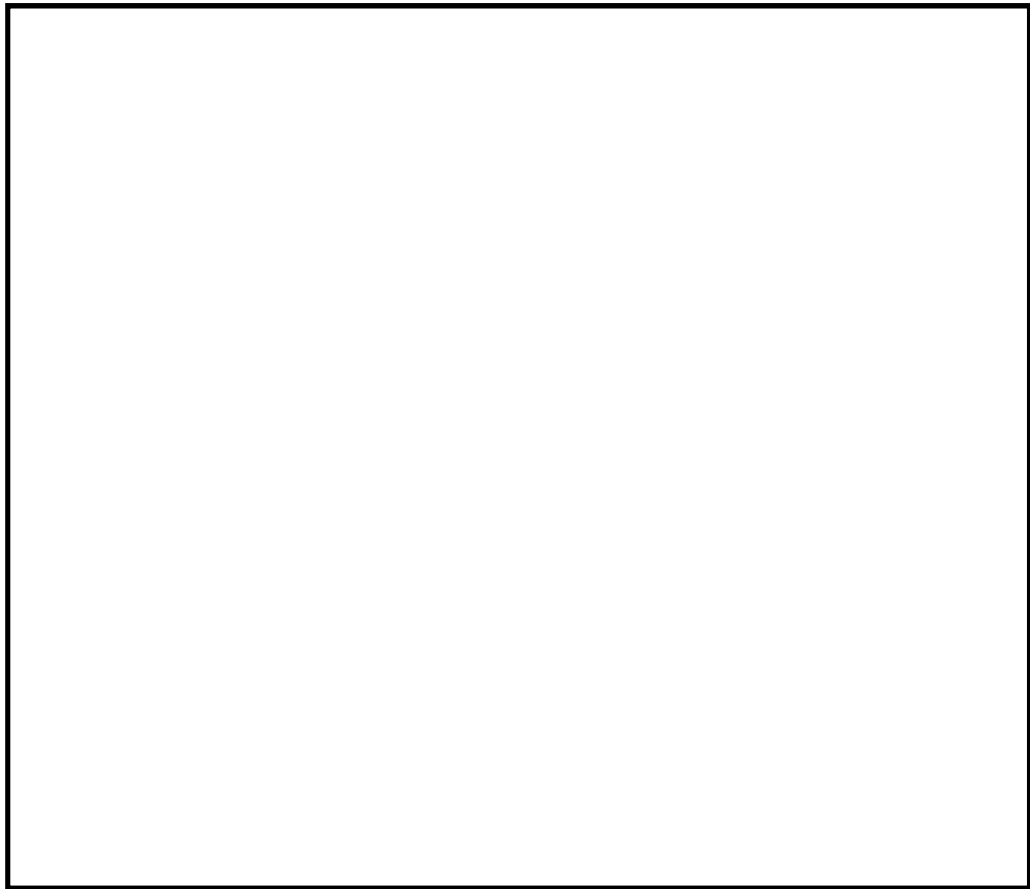


図 3.5.1-15 (1) 杭-地盤相互作用バネ配置図 (断面①)

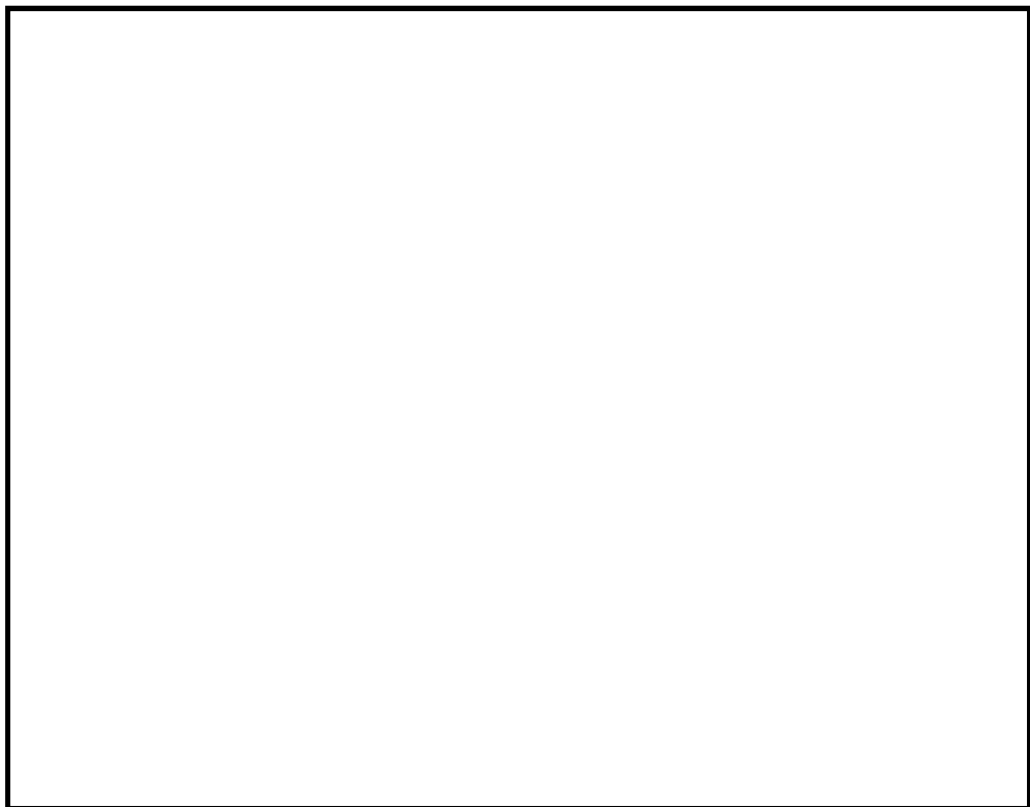


図 3.5.1-15 (2) 杭-地盤相互作用バネ配置図 (断面②)

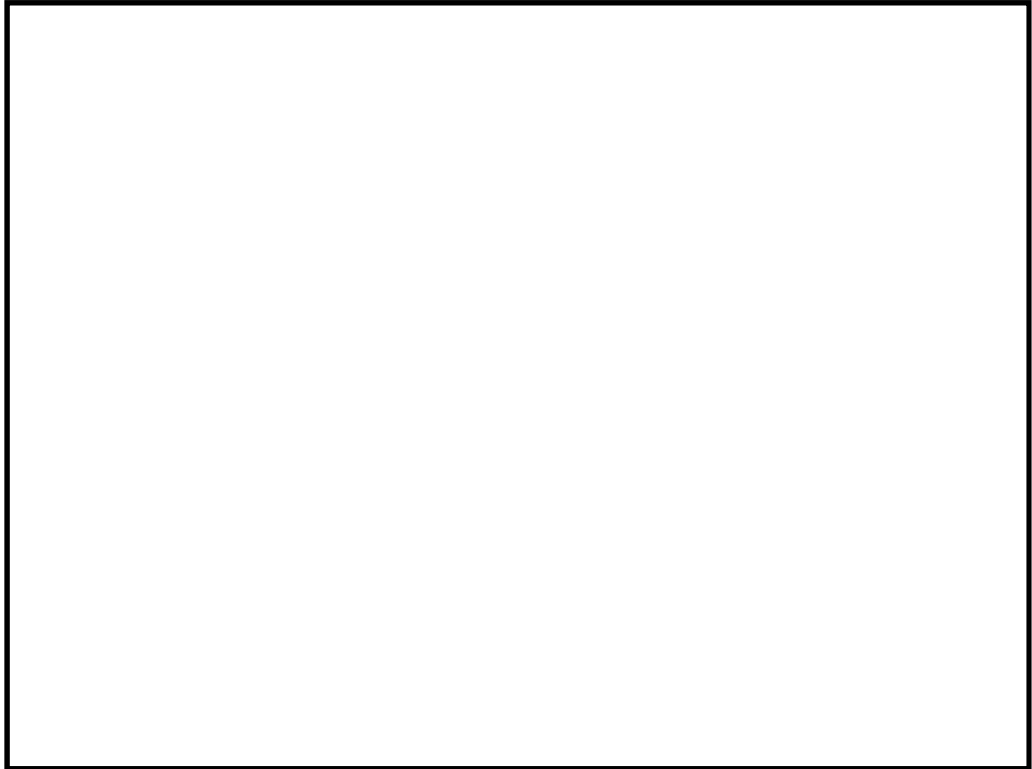


図 3.5.1-15 (3) 杭-地盤相互作用バネ配置図 (断面③)

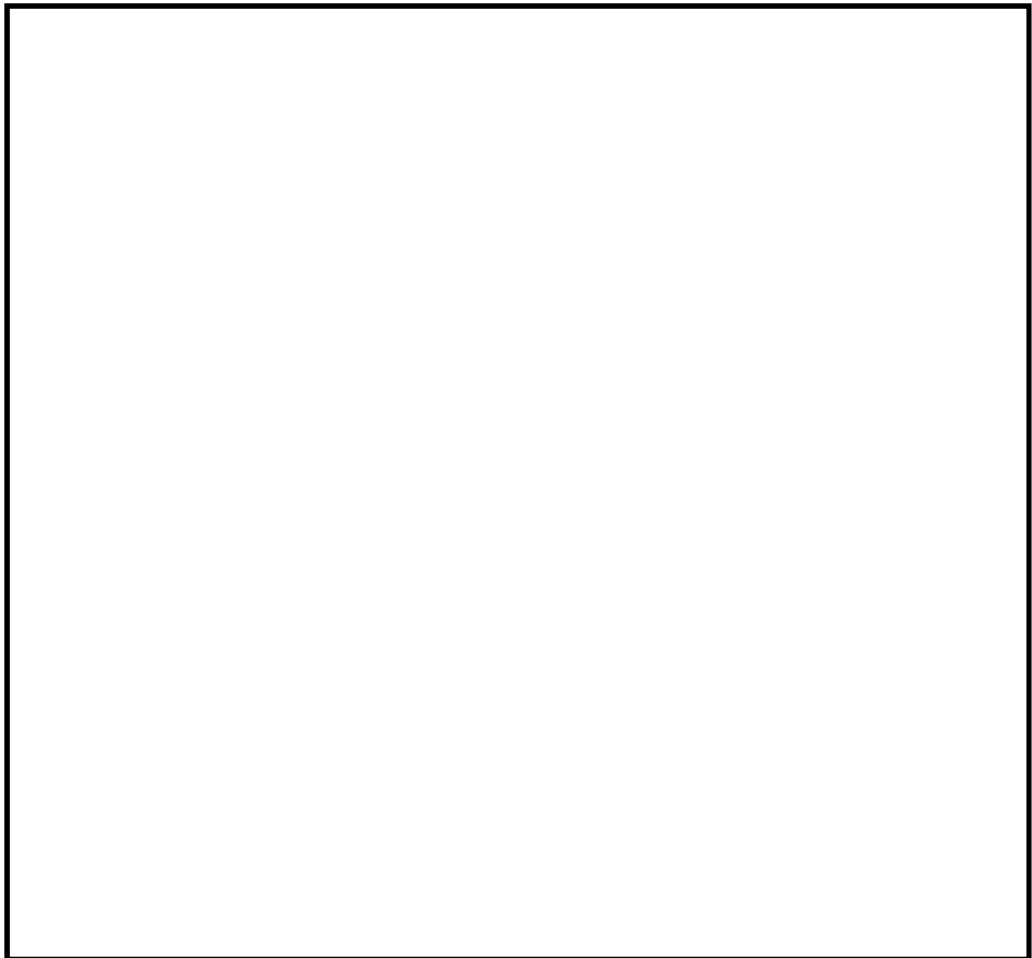


図 3.5.1-15 (4) 杭-地盤相互作用バネ配置図 (断面④)

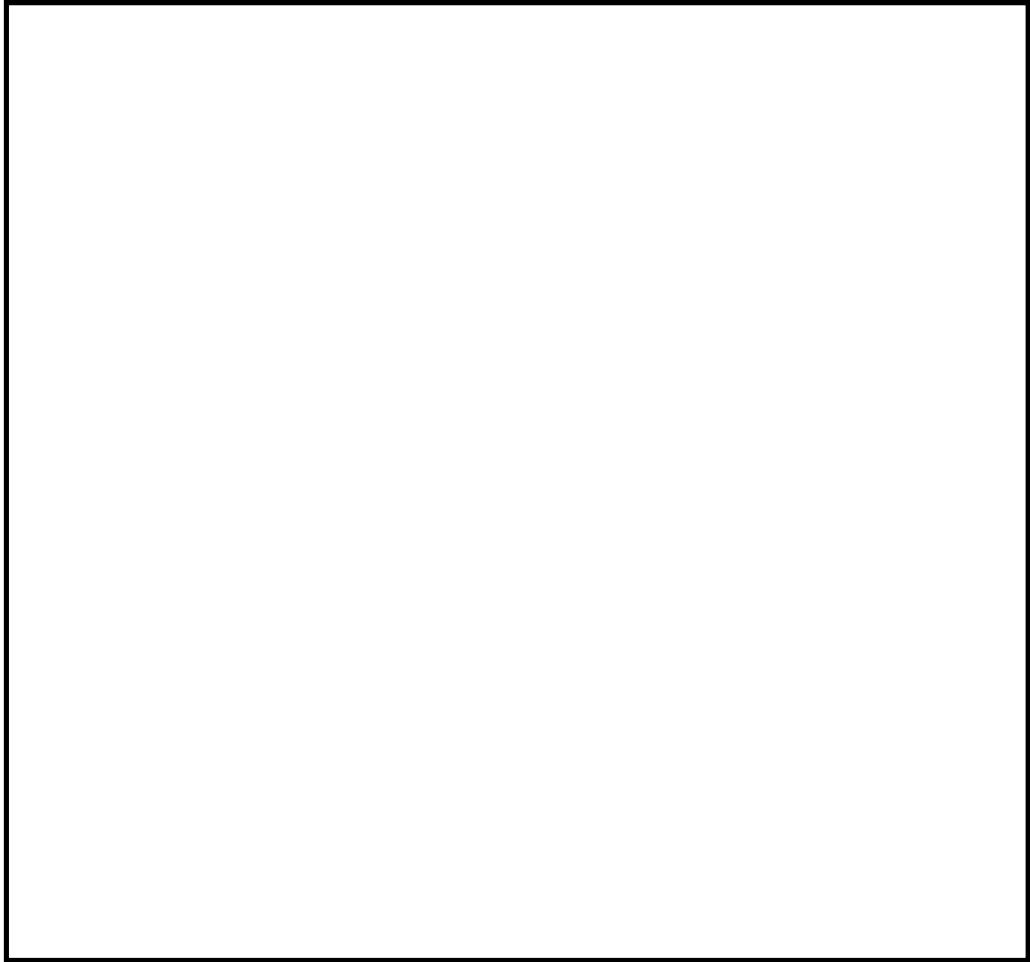


図 3.5.1-15 (5) 杭-地盤相互作用バネ配置図 (断面⑤)

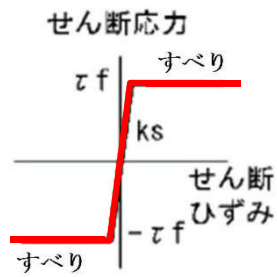


図 3.5.1-16 杭-地盤相互作用バネ (杭軸方向) の力学的特性

(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 3.5.1-17 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	$1.0 \times 10^6$

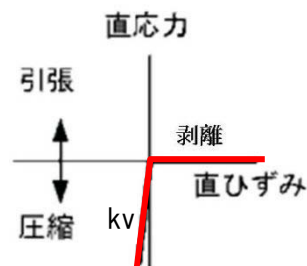


図 3.5.1-17 杭下端ジョイントバネ設定の力学的特性

## (8) 減衰定数

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 $\alpha$ 、 $\beta$ 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

$\alpha, \beta$  : 係数

係数 $\alpha$ 、 $\beta$ 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る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。

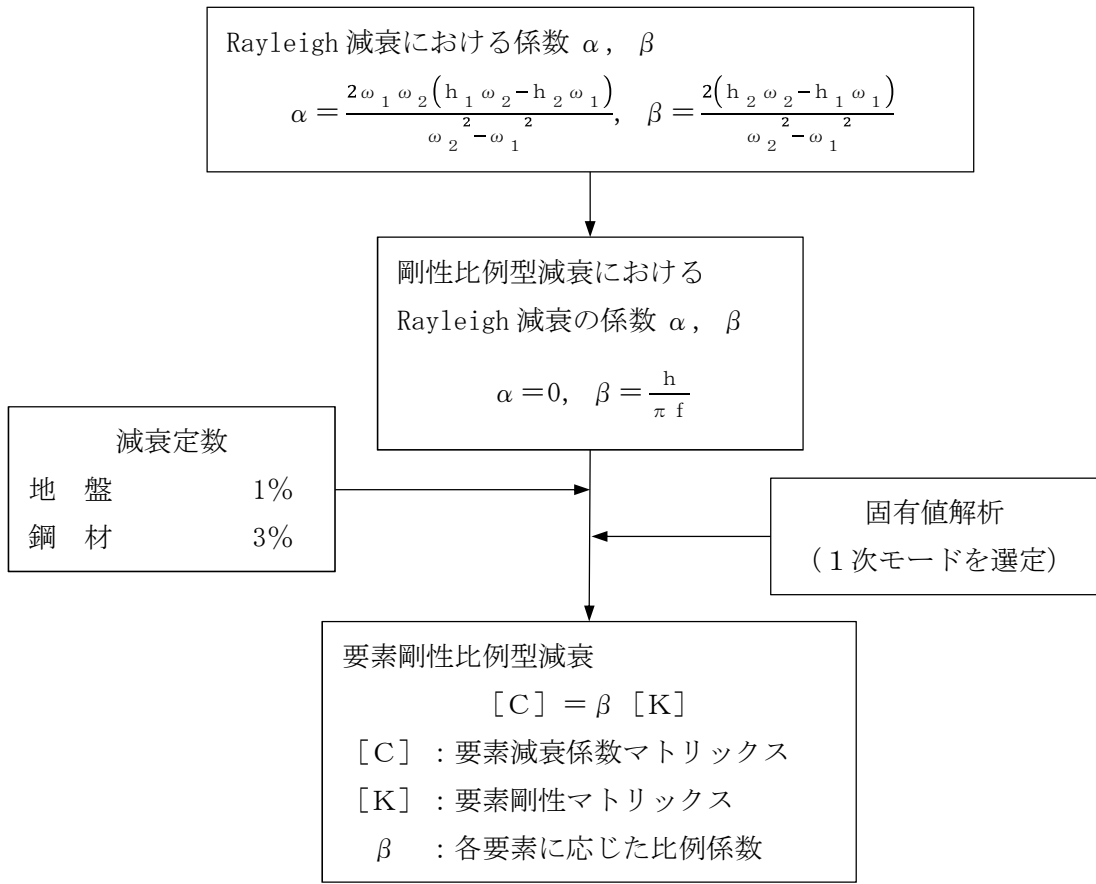


図 3.5.1-18 Rayleigh 減衰の設定フロー

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 $\sigma$ ) 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 ( $-1\sigma$ ) 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 <sup>2</sup>
鋼管杭*	敷地前面東側 : φ 2500 mm (SM570) t=25 mm, 35 mm 敷地側面北側及び南側 : φ 2000 mm (SM570) t=25 mm, 40 mm

\* : 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, 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 <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	減衰定数 (%)
鉄筋コンクリート	24.5 <sup>*1</sup>	3.10×10 <sup>4*</sup> <sup>*1</sup>	0.2 <sup>*1</sup>	-
鋼管杭	77.0 <sup>*1</sup>	2.00×10 <sup>5*</sup> <sup>*1</sup>	0.3 <sup>*1</sup>	3 <sup>*2</sup>

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、添付書類「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	D1g-1	
物理特性	密度 ( ) は地下水位以浅	$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	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	$\nu_{CD}$	—	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	$\sigma'_{ma}$	kN/m <sup>2</sup>	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	$G_{ma}$	kN/m <sup>2</sup>	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 <sup>2</sup>	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	$\phi_{CD}$	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	$\phi_p$	—	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		捨石
				Ac	D2c-3	1m	D1c-1*1	Km		
物理特性	密度 ( ) は地下水位以浅	$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	1.65	1.77	1.47 (1.43)	—	1.72-1.03×10 <sup>-4</sup> ・z		2.04 (1.84)
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	—	1.16		0.82
変形特性	ポアソン比	$\nu_{CD}$	—	0.10	0.22	0.14	—	0.16+0.00025・z		0.33
	基準平均有効主応力 ( ) は地下水位以浅	$\sigma'_{ma}$	kN/m <sup>2</sup>	480	696	249 (223)	—	動的変形特性に基づき z (標高) 毎に物性値を 設定		98
	基準初期せん断剛性 ( ) は地下水位以浅	$G_{ma}$	kN/m <sup>2</sup>	121829	285223	38926 (35783)	—			180000
	最大履歴減衰率	$h_{max}$	—	0.200	0.186	0.151	—			0.24
粘着力	$C_{CD}$	N/mm <sup>2</sup>	0.025	0.026	0.042	—	0.358-0.00603・z			0.02
強度特性	内部摩擦角	$\phi_{CD}$	度	29.1	35.6	27.3	—	23.2+0.0990・z		35

注記 \*1: 施設の耐震評価に影響を与えるものではないことから、解析用物性値として本表には記載しない。

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 $\rho$ ( $g/cm^3$ )	静水アソソ比 $\nu_{CO}$	粘着力 $C_{CO}$ ( $kN/m^2$ )	内部摩擦角 $\phi_{CO}$ ( $^{\circ}$ )	せん断波 速度 $V_s$ ( $m/s$ )	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 $\sigma'_{ma}$ ( $kN/m^2$ )	拘束圧 依存係数 mG,mK	最大履歴 減衰率 hmax(-)	動水アソソ比 $\nu_d$	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	378,721	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 <sup>2</sup> の場合)	一軸圧縮強度 (>8.5N/mm <sup>2</sup> の場合)
物理特性	密度 $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	改良対象の原地盤の平均密度×1.1	
	静弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	581	2159
静的変形特性	静ポアソン比 $\nu_s$	0.260	
	初期せん断剛性 $G_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	$G_0 = \rho_t / 1000 \times V_s^2$ $V_s = 147.6 \times q_u^{0.417}$ (m/s) $q_u$ : 地盤改良体の一軸圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	
動的変形特性	動ポアソン比 $\nu_d$	0.431	
	動せん断弾性係数のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.000537}$ $\gamma$ : せん断ひずみ (-)	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.001560}$ $\gamma$ : せん断ひずみ (-)
	減衰定数 $h \sim \gamma$	$h = 0.152 \frac{\gamma / 0.000537}{1 + \gamma / 0.000537}$ $\gamma$ : せん断ひずみ (-)	$h = 0.178 \frac{\gamma / 0.001560}{1 + \gamma / 0.001560}$ $\gamma$ : せん断ひずみ (-)
	ピーク強度 $C$ (N/mm <sup>2</sup> )	$C = q_u / 2$ $q_u$ : 地盤改良体の一軸圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	
強度特性	残留強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	粘着力 $C = 0$ (N/mm <sup>2</sup> ) 内部摩擦角 $\phi = 29.1$ (度)	
	引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	下記の式を用いて、 $\sigma_t (=s_t)$ を求める。 $q_u = \frac{s_t \cdot q_u}{\sqrt{s_t \cdot (q_u - 3s_t)}}$ $s_t (= \sigma_t)$ : 地盤改良体の引張強度 (N/mm <sup>2</sup> ) $q_u$ : 地盤改良体の一軸圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	

\* 地盤改良体 (嵩上げ部) の一軸圧縮強度: 1.5 N/mm<sup>2</sup>

### 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) 耐震評価における解析ケース

耐震評価においては、全ての基準地震動  $S_s$  に対し、①の解析ケース（基本ケース）を実施する。

また、全ての基準地震動  $S_s$  に対し基本として実施した①の解析ケースにおいて、各照査値が最も厳しい地震動を用い、②～⑥の解析ケースを実施する。

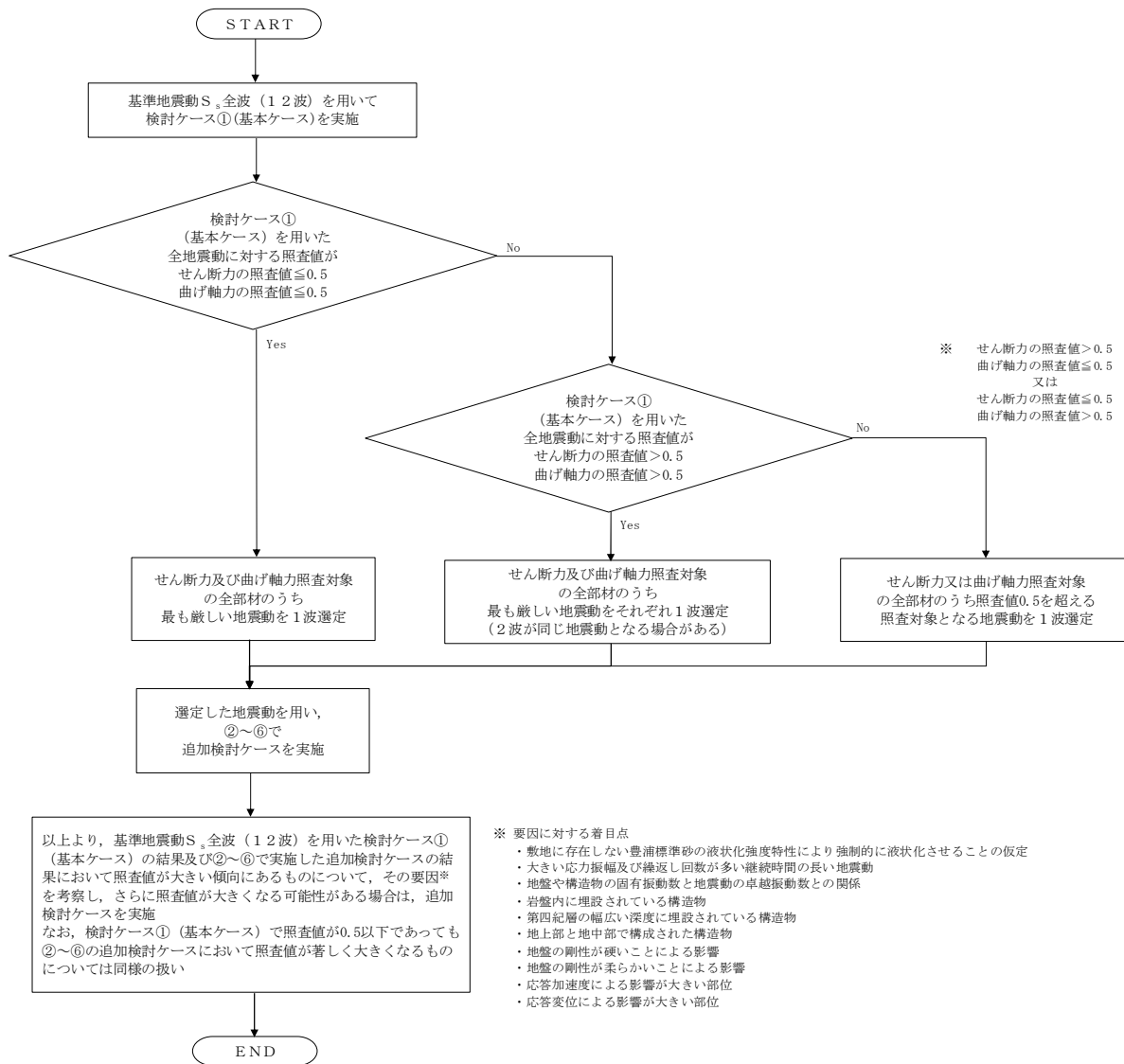


図 3.6-1 ②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フロー

(2) 機器・配管系に対する加速度応答抽出のための解析ケース

機器・配管系に対する加速度応答の抽出においては、全ての基準地震動 $S_s$ に対し、⑤の解析ケース（基本ケース）を実施する。

また、全ての基準地震動 $S_s$ に対し基本として実施した⑤の解析ケースにおいて、上載される機器・配管系の固有周期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の解析ケースを実施する。

#### 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) 構造部材の健全性評価

###### a. 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。

###### 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、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。

###### c. 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。

###### d. 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。

##### (2) 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価の評価対象部位は、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。

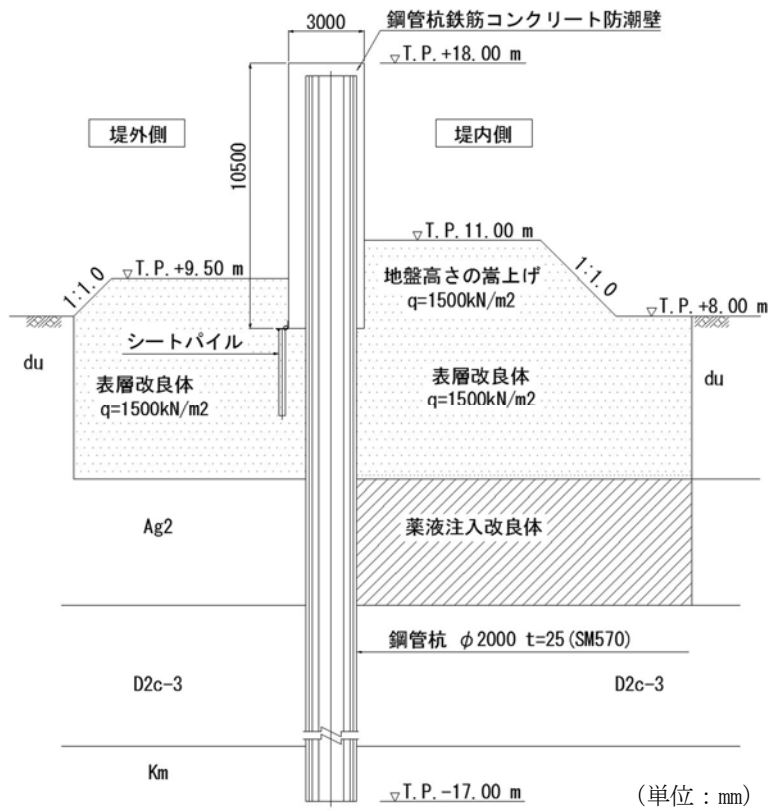


図 4.1-1 断面①断面図

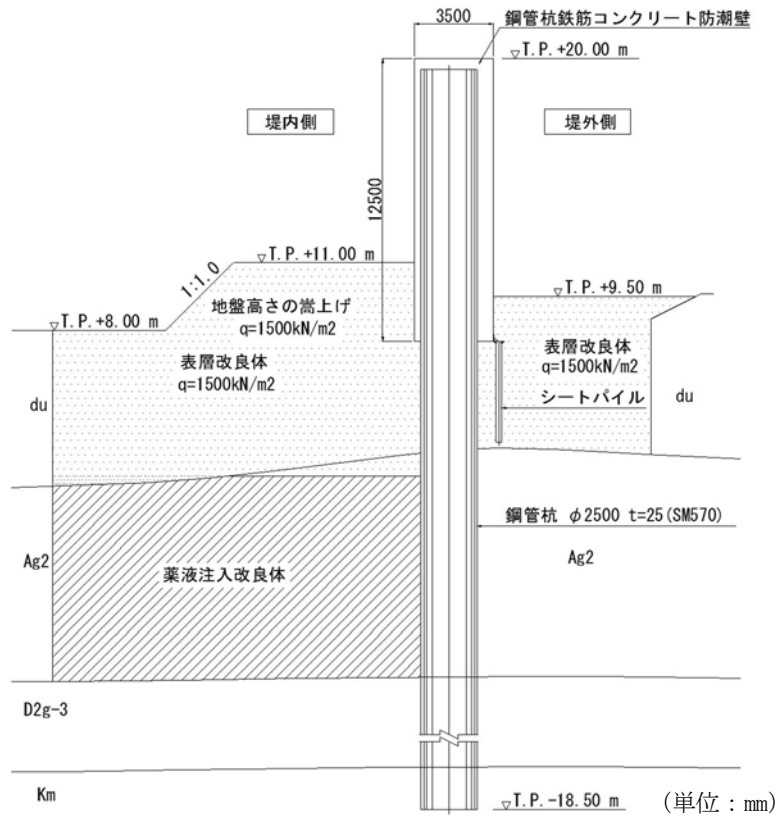


図 4.1-2 断面②断面図

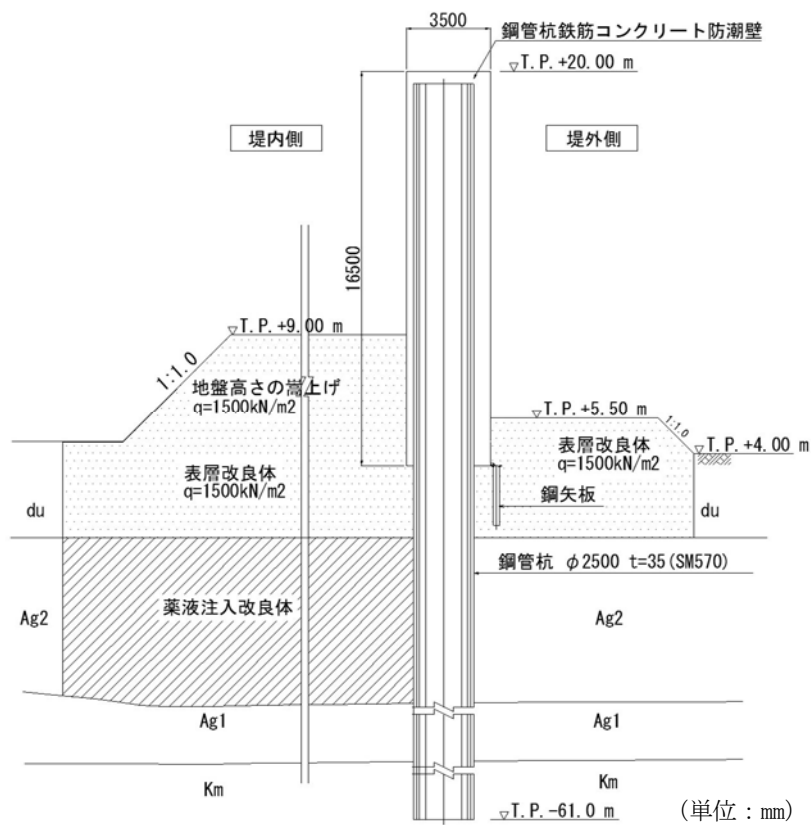


図 4.1-3 断面③断面図

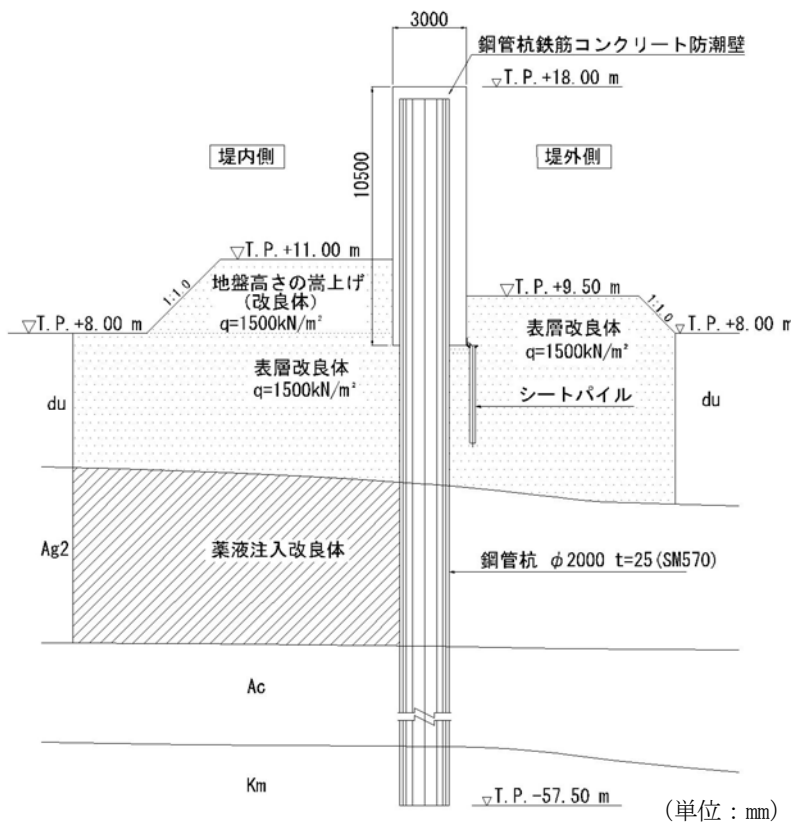


図 4.1-4 断面④断面図

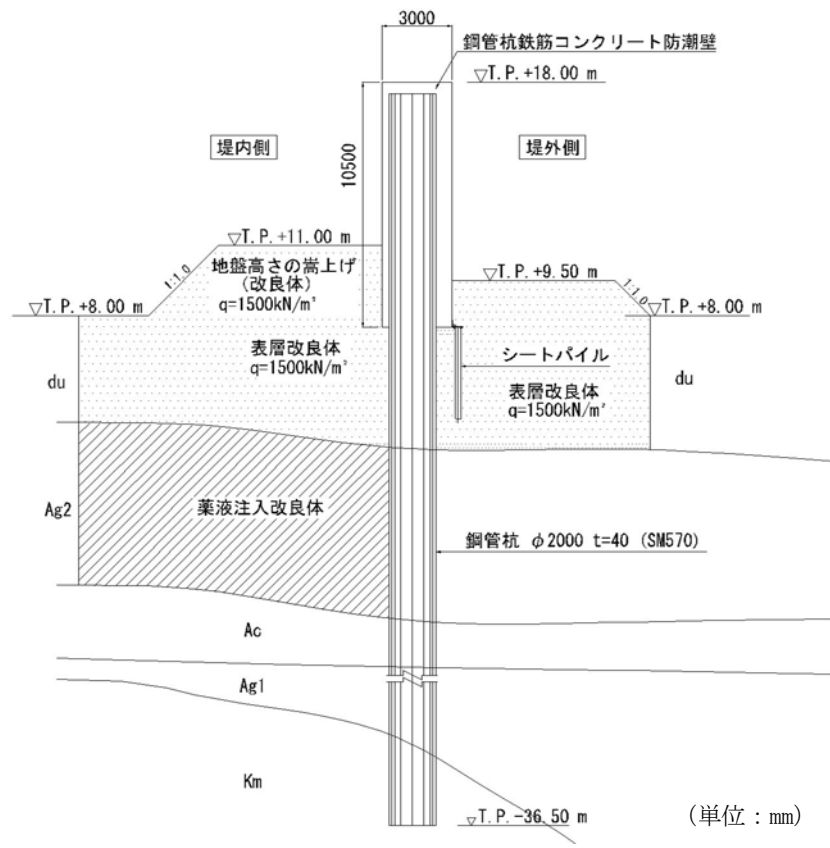


図 4.1-5 断面⑤断面図

## 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次元梁バネモデルにより実施する。



#### 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/m<sup>2</sup>/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<sup>2</sup> 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<sup>2</sup> 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、 $1.7 \text{ kN/m}^2$  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 $S_d$ 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。

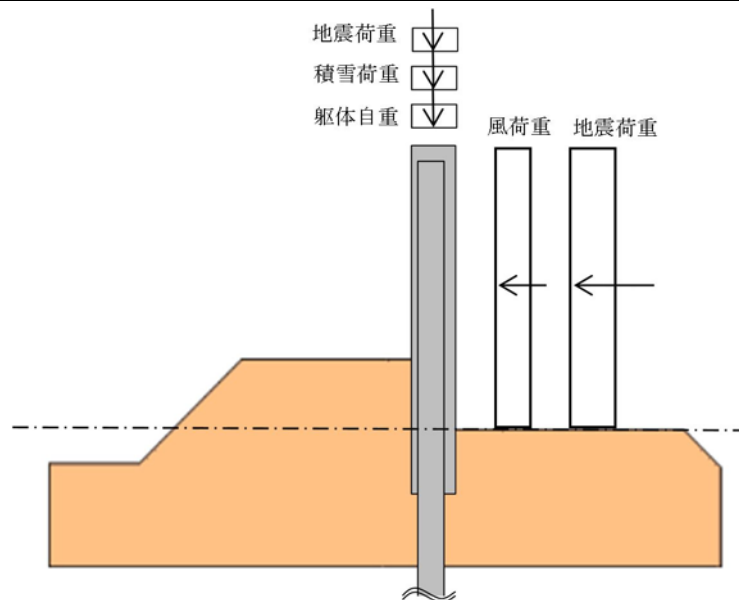


図 4.3.3-1 荷重概念図

#### 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) 構造部材の健全性に対する許容限界

###### a. 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		許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
鋼管杭 (SM570)	短期許容引張応力度 $\sigma_{sa1}$	382.5
	短期許容圧縮応力度 $\sigma_{sa1}$	
	短期許容せん断応力度 $\tau_{sa1}$	217.5

b. 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		許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
コンクリート*1 (f' <sub>ck</sub> =40 N/mm <sup>2</sup> )	短期許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	21
	短期許容せん断応力度 $\tau_{a1}$	0.825*3
鉄筋*2 (SD490)	短期許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa2}$ (曲げ軸力)	435
	短期許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa2}$ (せん断力)	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短期許容せん断力（ $V_a$ ）を許容限界とする。

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

ここで，

$V_{ca}$ ：コンクリートの短期許容せん断力

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

$V_{sa}$ ：斜め引張鉄筋の短期許容せん断力

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

$\tau_{a1}$ ：斜め引張鉄筋を考慮しない場合の短期許容せん断応力度

$b_w$ ：有効幅

$j$ ：1/1.15

$d$ ：有効高さ

$A_w$ ：斜め引張鉄筋断面積

$\sigma_{sa2}$ ：鉄筋の短期許容引張応力度

$s$ ：斜め引張鉄筋間隔

表 4.4-3 鉄筋コンクリートの許容限界

位置	断面形状				せん断補強筋			短期許容せん断力		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)	
梁壁部	1000	700	150	550	D22	300	200	197.3	925.5	1122.8

c. 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）（地盤改良体（セメント改良））及び表層改良体（地盤改良体（セメント改良））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（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。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を表 4.4-4 に示す。

表 4.4-4 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	短期許容せん断応力 $q_u/2 = 750 \text{ kN/m}^2$

d. 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 4.4-5 鋼材の許容限界

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

(2) 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

極限支持力は、添付書類「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（日本道路協会，平成 14 年 3 月）」により設定する。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の鋼管杭は、杭中心間隔が密なため群杭を考慮した支持力の照査を行う。群杭を考慮した支持力算定式は次式により設定する。

$$Q_p = A_G q_d' - W$$

ここで、 $Q_p$ ：群杭としての杭先端の極限支持力（kN）

$A_G$ ：図 4.4-1 の斜線を施した部分の底面積（m<sup>2</sup>）

$q_d'$ ：仮想ケーソン基礎底面地盤の極限支持力度（kN/m<sup>2</sup>）

$W$ ：仮想ケーソンで置き換えられる土の有効重量（kN）

道路橋示方書によるケーソン基礎の支持力算定式を以下に示す。

なお、支持性能評価における保守的な配慮として、以下の支持力算定式の第 3 項を 0 と仮定し、極限支持力を算定する。

$$q_d' = \alpha c N_c + \frac{1}{2} \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q$$

ここで、

$q_d'$ ：基礎底面地盤の極限支持力度（kN/m<sup>2</sup>）

$c$ ：基礎底面より下にある地盤の粘着力（kN/m<sup>2</sup>）

$\gamma_1$ ：基礎底面より下にある地盤の単位体積重量（kN/m<sup>3</sup>）ただし、地下水位以下では水中単位体積重量とする

$\gamma_2$ ：基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量（kN/m<sup>3</sup>）ただし、地下水位以下では水中単位体積重量とする

$\alpha, \beta$ ：表 4.4-6 に示す基礎底面の形状係数。帯状として、1.0 とする。

$B$ ：基礎幅（m）

$D_f$ ：基礎の有効根入れ深さ（m）

$N_c, N_q, N_\gamma$ ：図 4.4-2 に示す支持力係数

表 4.4-6 基礎底面の形状係数

形状係数	基礎底面の形状		
	帯状	正方形，円形	長方形，小判形
$\alpha$	1.0	1.3	$1+0.3\frac{B}{D}$
$\beta$	1.0	0.6	$1-0.4\frac{B}{D}$

$D$ ：ケーソン前面幅（m）， $B$ ：ケーソン側面幅（m）

ただし、 $B/D > 1$  の場合、 $B/D = 1$  とする。

「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）」より

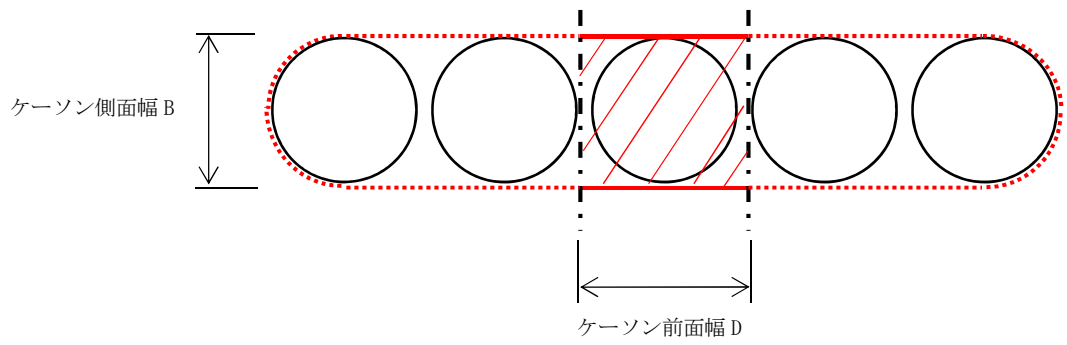
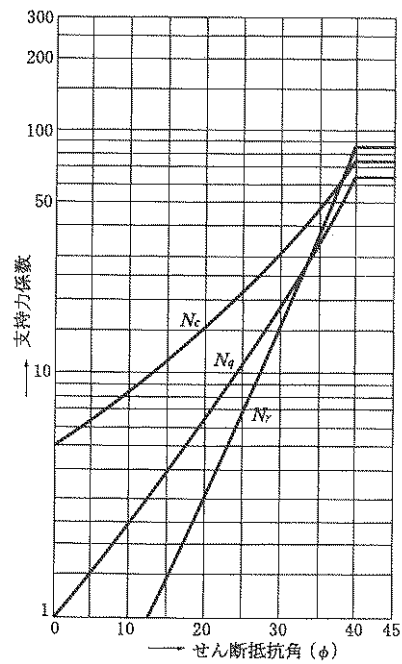


図 4.4-1 仮想ケーソン基礎の底面積  $A_G$



「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）」より

図 4.4-2 支持力係数を求めるグラフ

群杭を考慮した鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の極限支持力の算定結果を表 4.4-7 に示す。



表 4.4-7 極限支持力算定の諸元と算定結果

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 $Q_p$ (kN)	19892	30254	33901	21929	20898	
W (kN)	1125	1911	3507	2372	1692	
$A_G$ (m <sup>2</sup> )	4.60	7.00	7.00	4.60	4.60	
極限支持力度 $q_{d'}$ (kN/m <sup>2</sup> )	4569	4595	5344	5283	4911	
$\alpha c N_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	4569	4595	5344	5283	4911	
$\frac{1}{2} \beta \gamma'_1 B N_\gamma$ (kN/m <sup>2</sup> )	0	0	0	0	0	
$\gamma'_2 D_f N_q$ (kN/m <sup>2</sup> )	0	0	0	0	0	保守的な配慮として0と仮定
粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	896	901	1048	1036	963	
せん断抵抗角 $\phi$ (°)	0	0	0	0	0	
地盤の単位体積重量 $\gamma'_1$ (kN/m <sup>3</sup> )	7.077	7.081	7.124	7.120	7.099	
周辺地盤の単位体積重量 $\gamma'_2$ (kN/m <sup>3</sup> )	—	—	—	—	—	
形状係数 $\alpha$	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	帯状
形状係数 $\beta$	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	帯状
基礎幅 $B$ (m)	2.000	2.500	2.500	2.000	2.000	ケーソン側面幅
有効根入れ深さ $D_f$ (m)	—	—	—	—	—	
$N_c$	5.1	5.1	5.1	5.1	5.1	図 4.4-2 より
$N_\gamma$	0	0	0	0	0	図 4.4-2 より
$N_q$	—	—	—	—	—	

単位面積あたりの極限支持力度を算出すると表 4.4-8 に示す。

表 4.4-8 単位面積あたりの極限支持力度

項目	算定結果					備考
	断面①	断面②	断面③	断面④	断面⑤	
極限支持力度 $q_d$ (kN)	4324	4322	4843	4767	4543	

(3) 構造物の変形性に対する許容限界

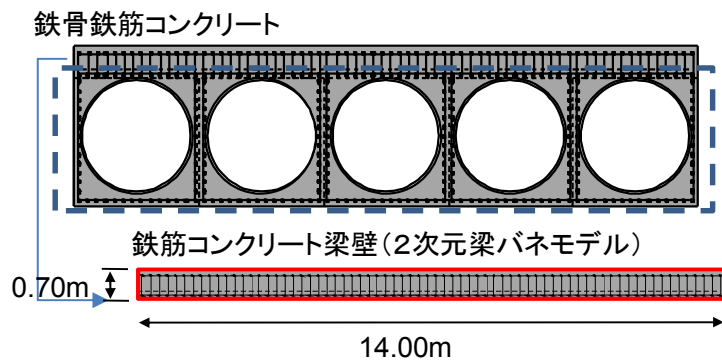
止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、「5.13 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁シール材について」に基づき有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表 4.4-9 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 4.4-9 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)	1.5 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。



鋼管杭部は、鋼管杭のみで外力に対して成立する構造とし、2次元有効応力解析により照査する。

上部構造は、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、2次元梁バネモデルにより照査する。

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。

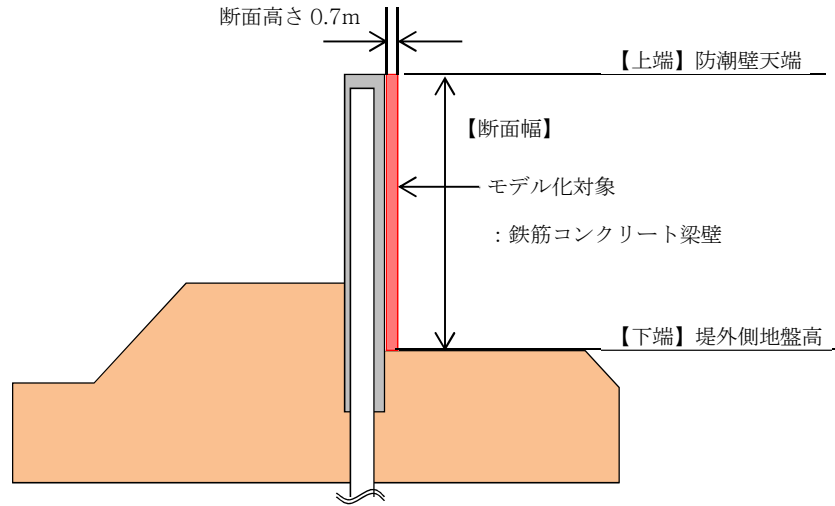


図4.5.1-1 2次元梁バネモデル モデル化対象

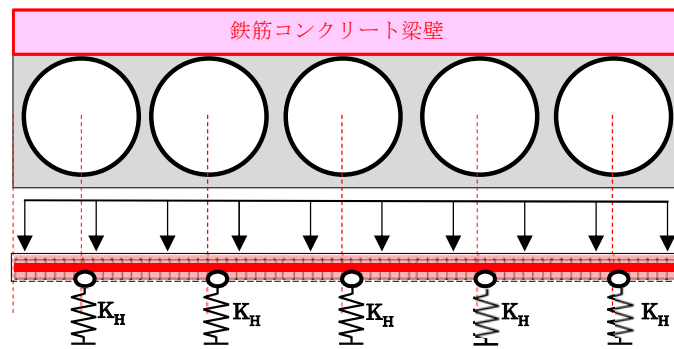


図4.5.1-2 2次元梁バネモデル

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。

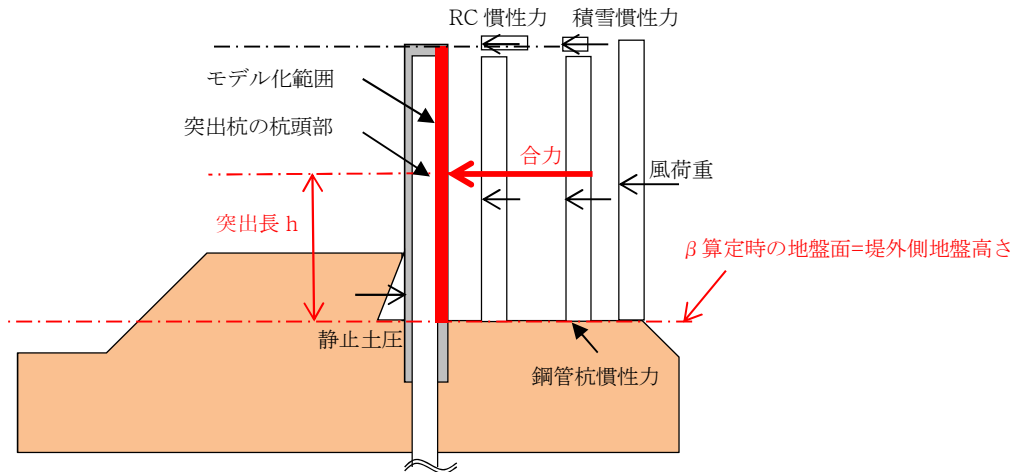


図 4.5.1-3 地盤バネ算定時の突出長  $h$  の算定方法

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)

$\mu$  : 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/m<sup>3</sup>)

$D$  : 杭径 (m)

$EI$  : 杭の曲げ剛性 (kN · m<sup>2</sup>)

$h$  : 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S<sub>0</sub>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

解析ケース	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。

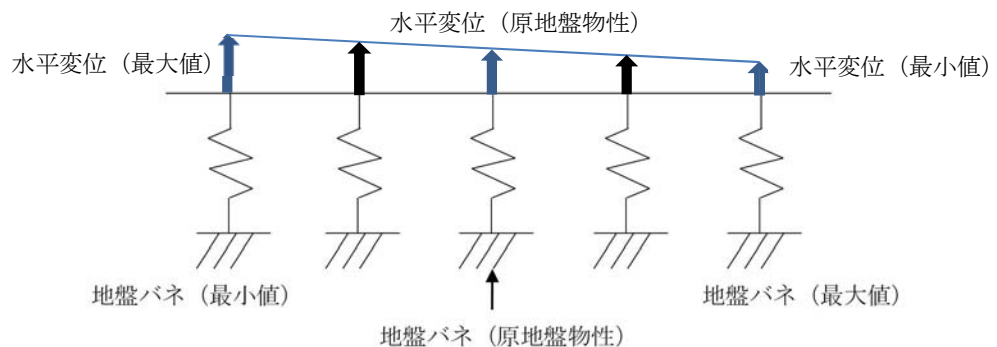


図 4.5.1-4 地盤バネ及び水平変位の設定方法

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/m<sup>3</sup>)

$\mu$  : 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/m<sup>3</sup>) 「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、

$\alpha$  : 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  $\sigma'_m$  及びせん断ひずみ  $\gamma$  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、

$\nu_d$  : 動ポアソン比

$G_s$  : 割線せん断剛性 (kN/m<sup>2</sup>)

$\tau_s$  : 骨格曲線上のせん断応力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma$  : せん断ひずみ

$C$  : 粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\phi_{CD}$  : 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  $\beta$  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,

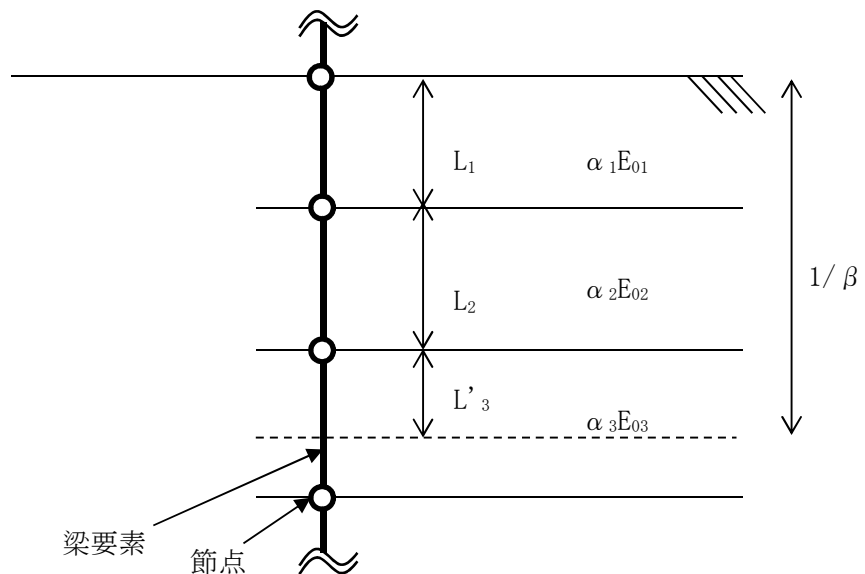
$D$ : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 = 杭径

$\beta$ : 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  $\alpha E_0$  ( $\alpha=1$ ) を用いる。換算載荷幅  $B_H$  算定時の  $\alpha E_0$  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  $\alpha E_0$



- (2) 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

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の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースにおいて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 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 4.5.2-1 に、材料の物性値を表 4.5.2-2 に、配筋図を図 4.5.2-1 に示す。

表 4.5.2-1 使用材料

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

\* : 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 4.5.2-2 材料の物性値

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

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 )

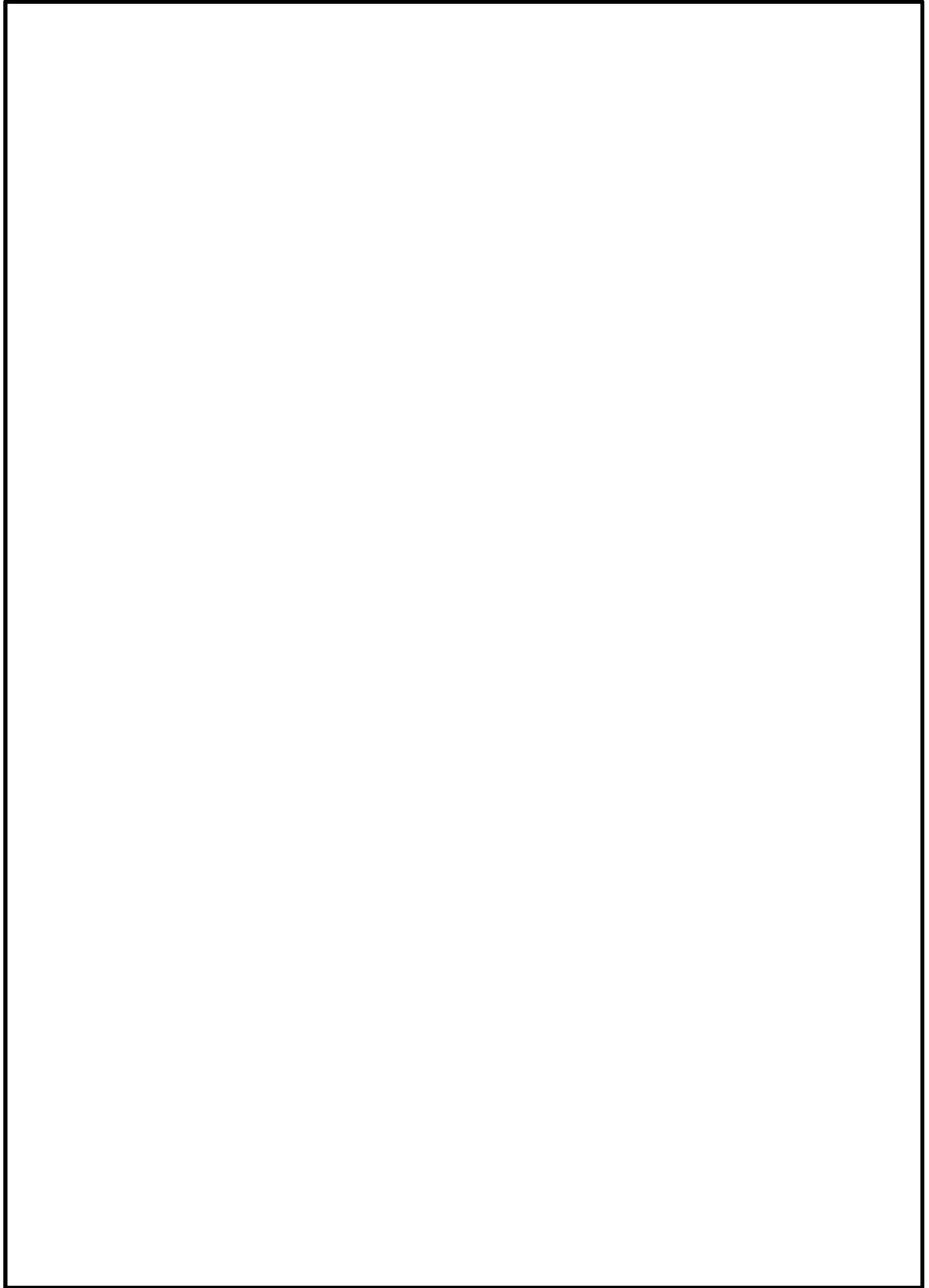


图 4.5.2-1 (1) 概略配筋图 (断面①)

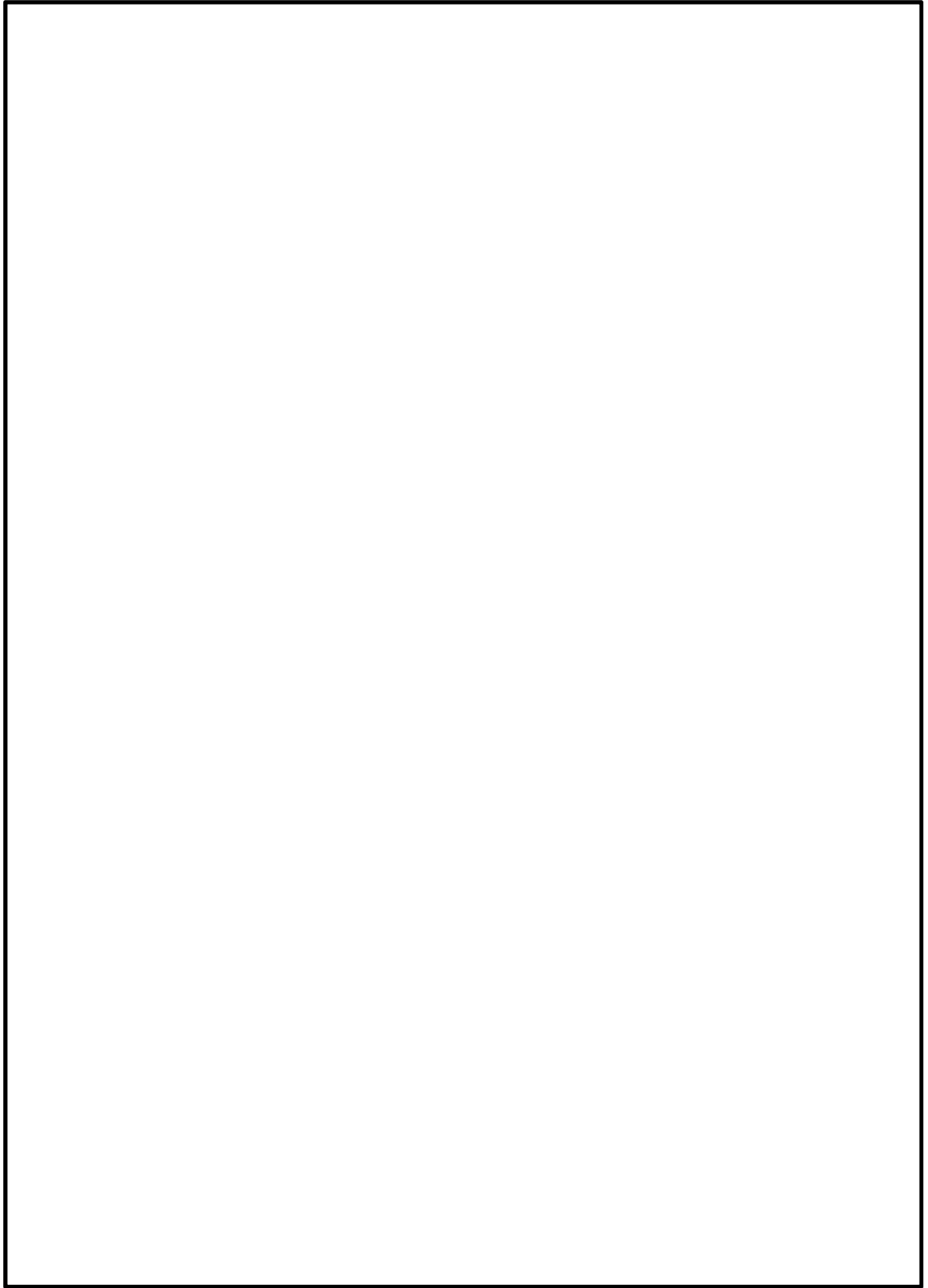


图 4.5.2-1 (2) 概略配筋图 (断面③)

#### 4.5.3 荷重及び荷重の組合せ

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

##### (1) 耐震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 N/m<sup>2</sup>/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<sup>2</sup> 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<sup>2</sup> 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、 $1.7 \text{ kN/m}^2$  とする。

(3) 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4.5.3-1 及び表 4.5.3-2 に示す。

表 4.5.3-1 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 4.5.3-2 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 $S_d$ による水平・鉛直同時加振を考慮する。 ・躯体慣性力、動土圧を考慮する。
	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。

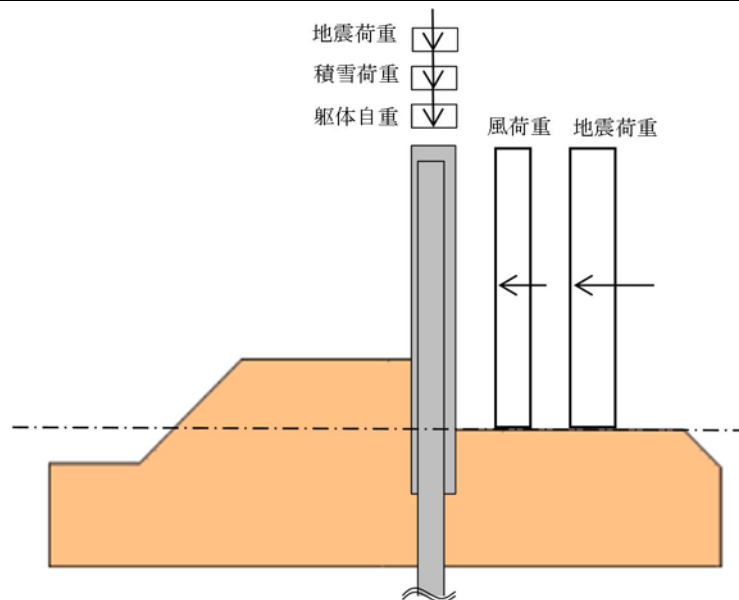


図 4.5.3-1 荷重概念図

#### 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) 構造部材の健全性評価

###### a. 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、

$\sigma$  : 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/mm<sup>2</sup>)

$M$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$Z$  : 断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$N$  : 軸力 (N)

$A$  : 有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

###### (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、

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

$S$  : せん断力 (N)

$A$  : 有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\kappa$  : せん断応力の分布係数 (2.0)

###### b. 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。



c. 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。妥当な安全余裕として，安全率 1.2 以上を考慮する。安全率は次式により算定する。

$$F_s = c / \tau$$

ここで，

$F_s$  : 安全率

$c$  : 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体の許容限界（kN/m<sup>2</sup>）  
（表 4.4-4 の短期許容せん断応力）

$\tau$  : 発生せん断応力（kN/m<sup>2</sup>）

d. 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)

$\delta$  : 変位 (m)

$E I$  : 有効曲げ剛性 (kN・m<sup>2</sup>)

$\beta$  : 杭基礎の特性値 (m<sup>-1</sup>)

(2) 基礎地盤の支持性能評価

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。

(3) 構造物の変形性評価

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

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 5.1-5 に、2次元有効応力解析の実施ケース及び鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の鋼管杭の曲げ軸力、せん断力に対する照査値を示す。

表 5.1-1 (1) 断面① 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
$S_s - D 1$	H+, V+	0.46						
	H+, V-	0.45						
	H-, V+	0.44						
	H-, V-	0.43						
$S_s - 1 1$		0.16						
$S_s - 1 2$		0.32						
$S_s - 1 3$		0.27						
$S_s - 1 4$		0.22						
$S_s - 2 1$		0.44						
$S_s - 2 2$		0.30						
$S_s - 3 1$	H+, V+	0.51					0.59	
	H-, V+	0.55	0.57	0.59	0.47	0.58	0.61	

表 5.1-1 (2) 断面① 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
$S_s - D 1$	H+, V+	0.19						
	H+, V-	0.19						
	H-, V+	0.19						
	H-, V-	0.19						
$S_s - 1 1$		0.07						
$S_s - 1 2$		0.11						
$S_s - 1 3$		0.10						
$S_s - 1 4$		0.08						
$S_s - 2 1$		0.20						
$S_s - 2 2$		0.16						
$S_s - 3 1$	H+, V+	0.20					0.25	
	H-, V+	0.19	0.23	0.22	0.21	0.21	0.25	

表 5.1-2 (1) 断面② 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 <sub>s</sub> -D1	H+, V+	0.48							
	H+, V-	0.47							
	H-, V+	0.51							
	H-, V-	0.51							
S <sub>s</sub> -11		0.19							
S <sub>s</sub> -12		0.26							
S <sub>s</sub> -13		0.26							
S <sub>s</sub> -14		0.17							
S <sub>s</sub> -21		0.27							
S <sub>s</sub> -22		0.33							
S <sub>s</sub> -31	H+, V+	0.56		0.63			0.66		
	H-, V+	0.60	0.64	0.65	0.59	0.60	0.65		

表 5.1-2 (2) 断面② 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 <sub>s</sub> -D1	H+, V+	0.23							
	H+, V-	0.23							
	H-, V+	0.26							
	H-, V-	0.26							
S <sub>s</sub> -11		0.09							
S <sub>s</sub> -12		0.13							
S <sub>s</sub> -13		0.13							
S <sub>s</sub> -14		0.07							
S <sub>s</sub> -21		0.14							
S <sub>s</sub> -22		0.19							
S <sub>s</sub> -31	H+, V+	0.26		0.29			0.29		
	H-, V+	0.27	0.29	0.30	0.38	0.27	0.30		

表 5.1-3 (1) 断面③ 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 <sub>s</sub> -D1	H+, V+	0.66	0.67	0.55	0.54	0.31	0.30		
	H+, V-	0.65	0.66						
	H-, V+	0.55							
	H-, V-	0.56							
S <sub>s</sub> -11		0.20							
S <sub>s</sub> -12		0.36							
S <sub>s</sub> -13		0.35							
S <sub>s</sub> -14		0.26							
S <sub>s</sub> -21		0.24							
S <sub>s</sub> -22		0.26							
S <sub>s</sub> -31	H+, V+	0.37							
	H-, V+	0.27							

表 5.1-3 (2) 断面③ 鋼管杭のせん断力に対する検討ケースと照査値

地震動		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D1	H+, V+	0.27	0.29	0.21	0.33	0.14	0.16
	H+, V-	0.27	0.28				
	H-, V+	0.24					
	H-, V-	0.24					
S <sub>s</sub> -11		0.09					
S <sub>s</sub> -12		0.11					
S <sub>s</sub> -13		0.11					
S <sub>s</sub> -14		0.07					
S <sub>s</sub> -21		0.10					
S <sub>s</sub> -22		0.09					
S <sub>s</sub> -31	H+, V+	0.16					
	H-, V+	0.14					

表 5.1-4 (1) 断面④ 鋼管杭の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

地震動		曲げ軸力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D1	H+, V+	0.46	0.46	0.44	0.57	0.28	0.28
	H+, V-	0.46			0.56		
	H-, V+	0.39					
	H-, V-	0.39					
S <sub>s</sub> -11		0.32					
S <sub>s</sub> -12		0.38					
S <sub>s</sub> -13		0.37					
S <sub>s</sub> -14		0.25					
S <sub>s</sub> -21		0.27					
S <sub>s</sub> -22		0.27					
S <sub>s</sub> -31	H+, V+	0.29					
	H-, V+	0.27					

表 5.1-4 (2) 断面④ 鋼管杭のせん断力に対する検討ケースと照査値

地震動		せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D1	H+, V+	0.17	0.17	0.16	0.27	0.11	0.11
	H+, V-	0.17			0.27		
	H-, V+	0.17					
	H-, V-	0.17					
S <sub>s</sub> -11		0.15					
S <sub>s</sub> -12		0.16					
S <sub>s</sub> -13		0.16					
S <sub>s</sub> -14		0.12					
S <sub>s</sub> -21		0.10					
S <sub>s</sub> -22		0.12					
S <sub>s</sub> -31	H+, V+	0.11					
	H-, V+	0.11					

表 5.1-5 (1) 断面⑤ 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 <sub>s</sub> -D1	H+, V+	0.42			0.61				
	H+, V-	0.42	0.39	0.42	0.62	0.34	0.33		
	H-, V+	0.38							
	H-, V-	0.38							
S <sub>s</sub> -11		0.35							
S <sub>s</sub> -12		0.36							
S <sub>s</sub> -13		0.32							
S <sub>s</sub> -14		0.19							
S <sub>s</sub> -21		0.25							
S <sub>s</sub> -22		0.28							
S <sub>s</sub> -31	H+, V+	0.31							
	H-, V+	0.31							

表 5.1-5 (2) 断面⑤ 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 <sub>s</sub> -D1	H+, V+	0.17			0.17				
	H+, V-	0.17	0.16	0.17	0.17	0.14	0.14		
	H-, V+	0.14							
	H-, V-	0.14							
S <sub>s</sub> -11		0.14							
S <sub>s</sub> -12		0.14							
S <sub>s</sub> -13		0.12							
S <sub>s</sub> -14		0.07							
S <sub>s</sub> -21		0.09							
S <sub>s</sub> -22		0.11							
S <sub>s</sub> -31	H+, V+	0.13							
	H-, V+	0.12							

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。

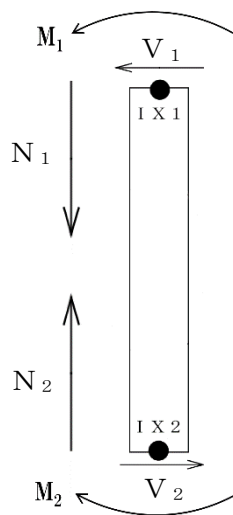


図 5.1-1 符号表

(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

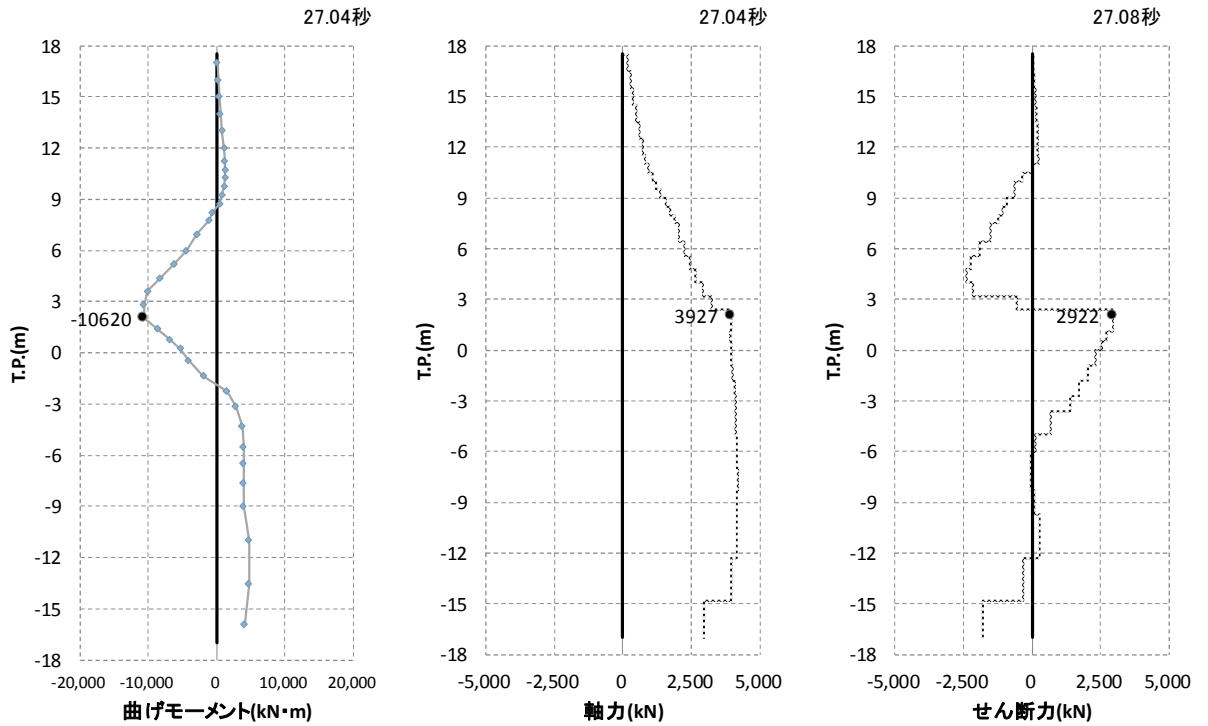


図 5.1-2 (1) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 ( $S_s - D1 (H+, V+)$ )

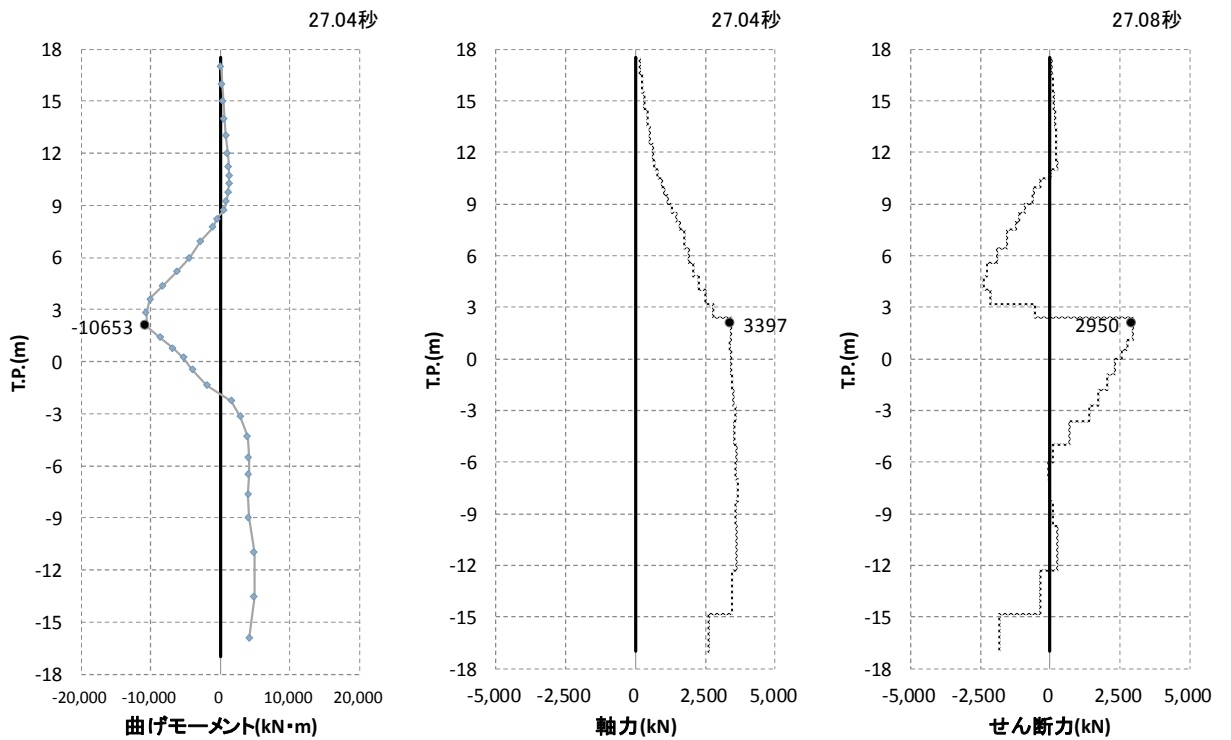


図 5.1-2 (2) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 ( $S_s - D1 (H+, V-)$ )

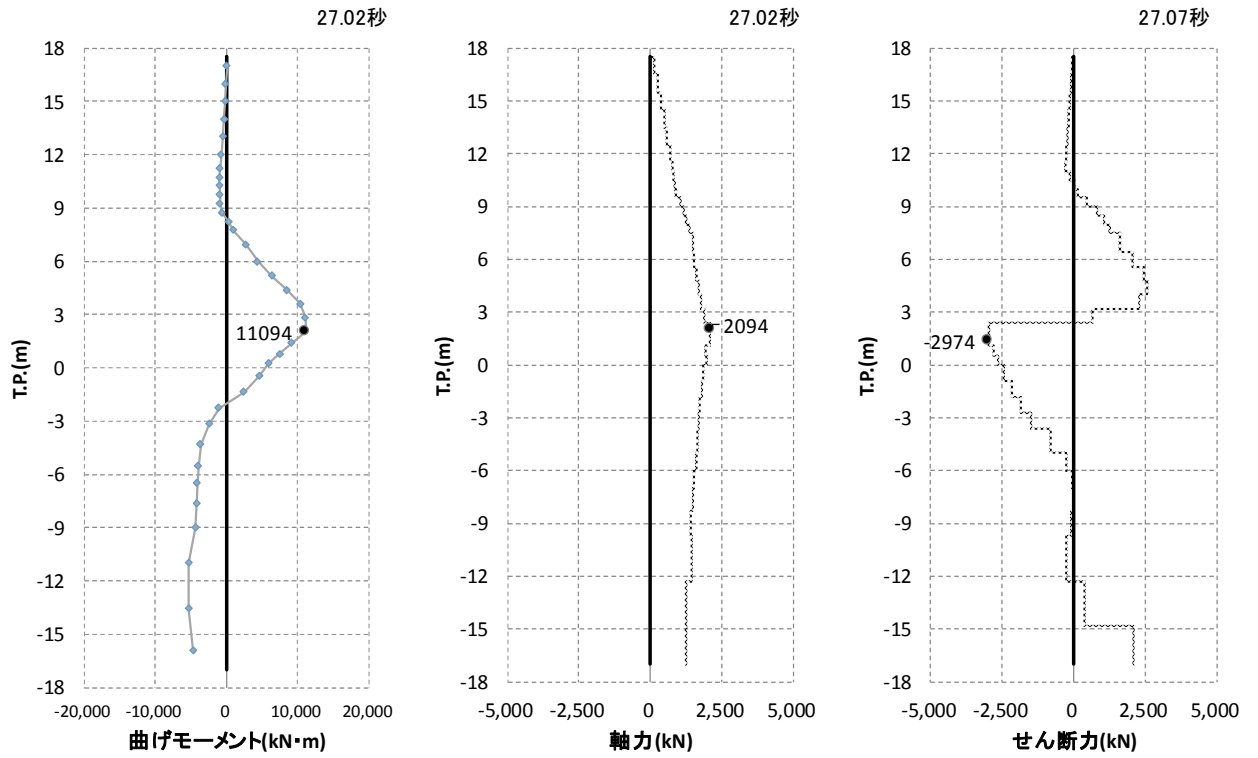


図 5.1-2 (3) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-D1 (H-, V+))

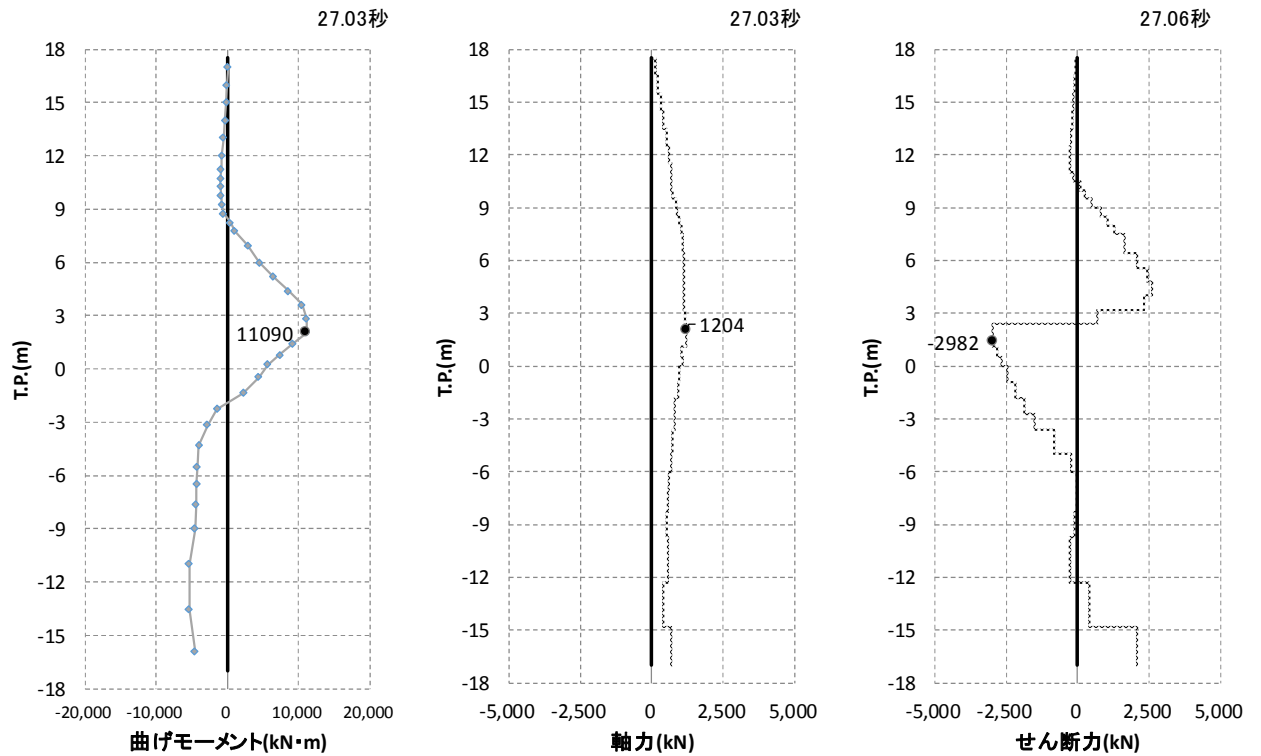


図 5.1-2 (4) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-D1 (H-, V-))



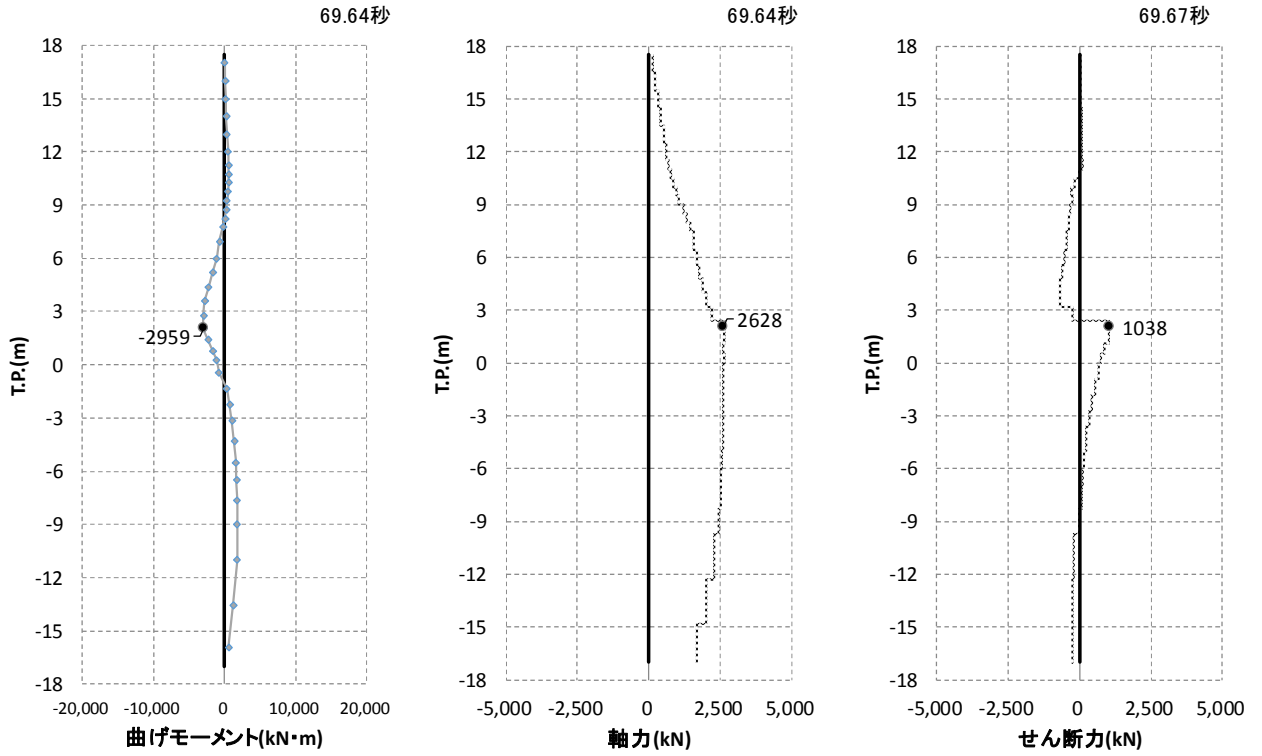


図 5.1-2 (5) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-1 1)

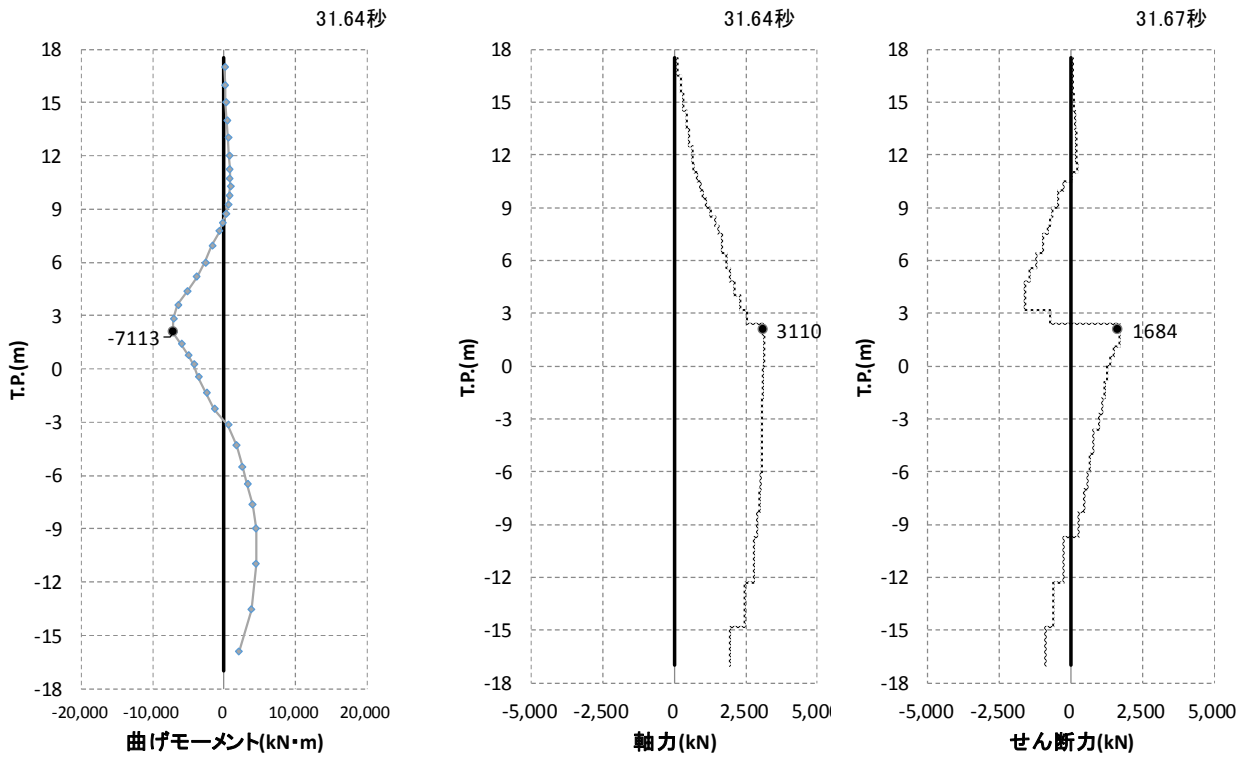


図 5.1-2 (6) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-1 2)

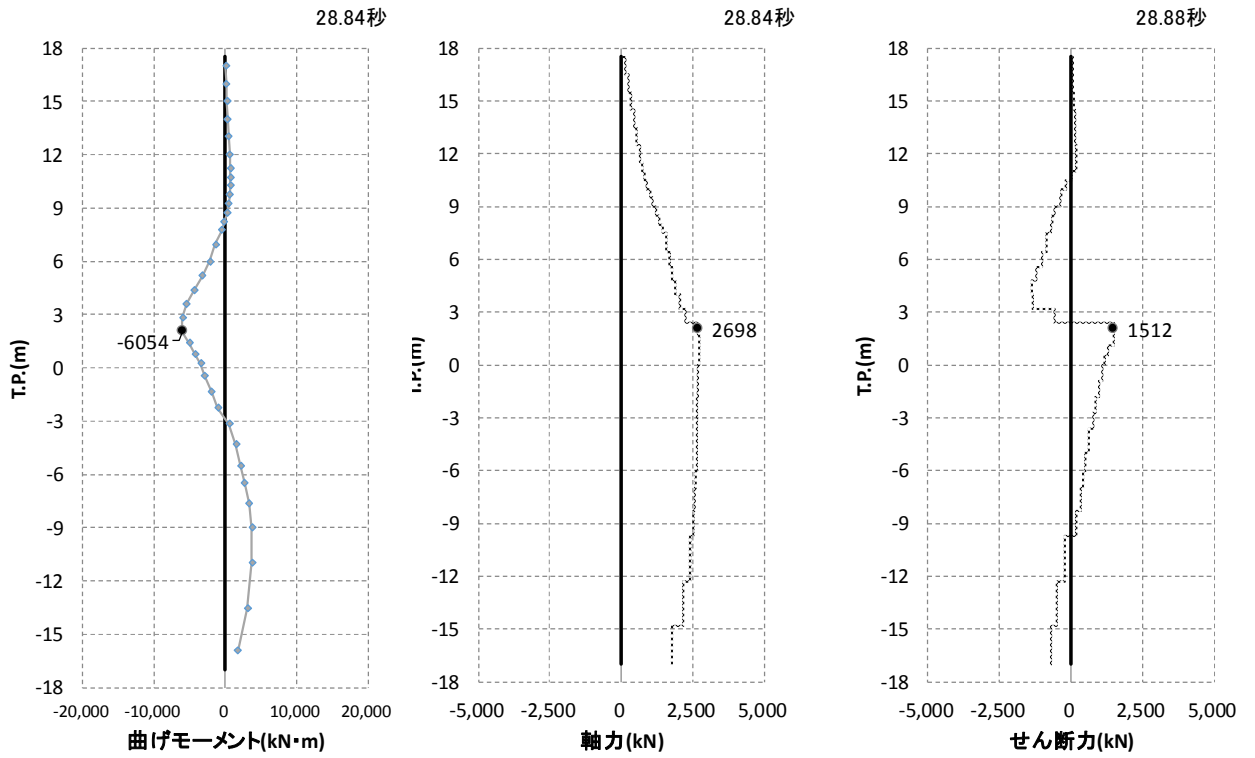


図 5.1-2 (7) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-13)

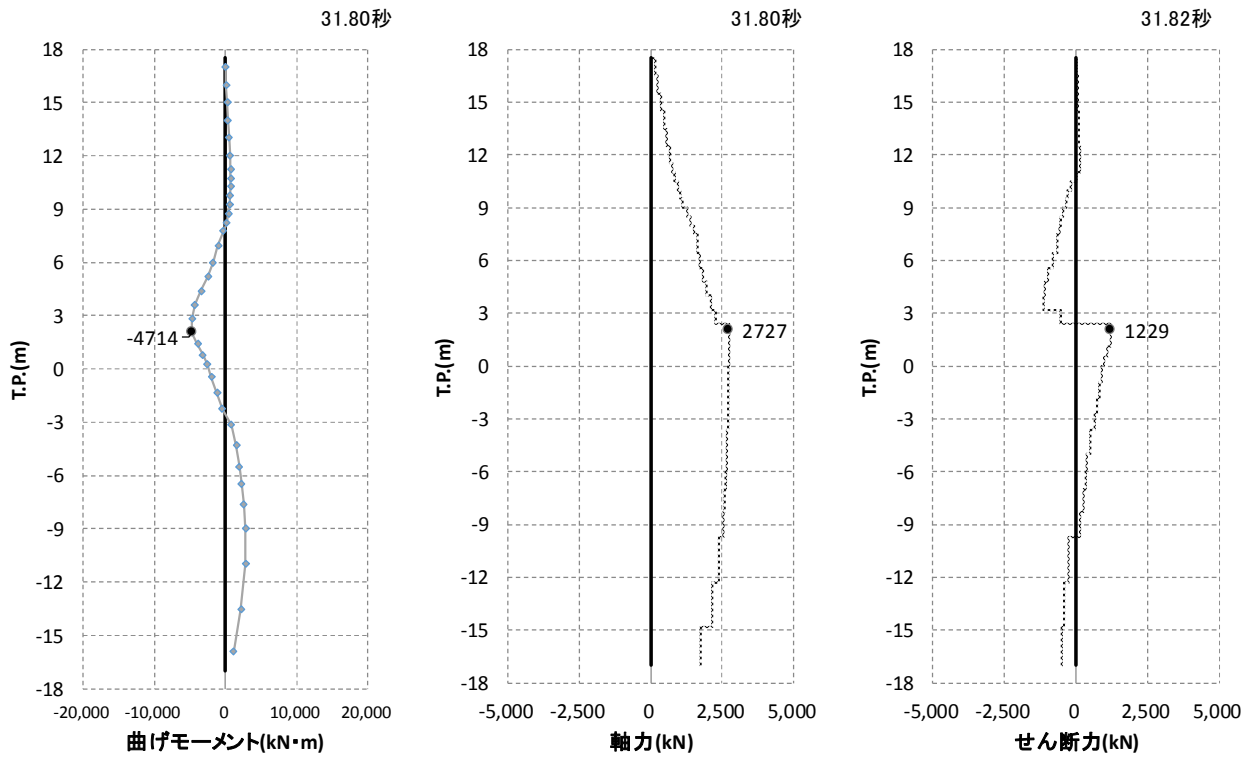


図 5.1-2 (8) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-14)

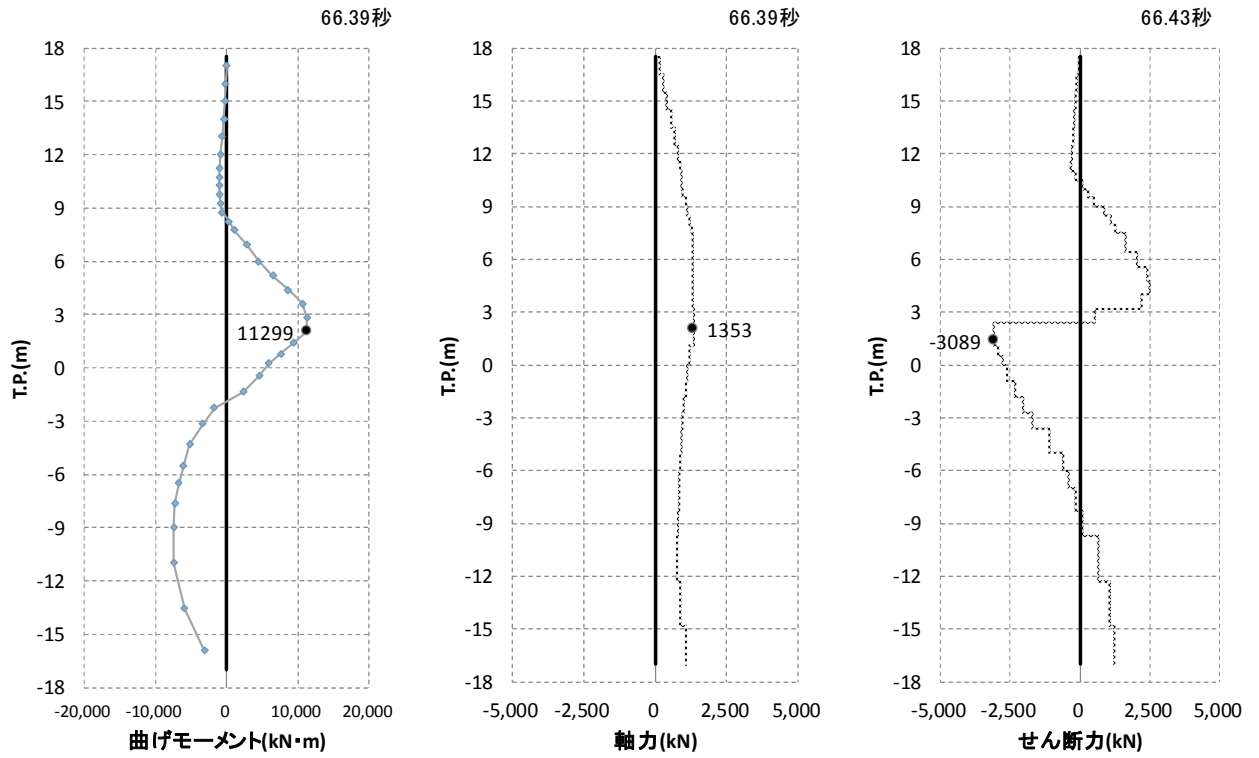


図 5.1-2 (9) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-2 1)

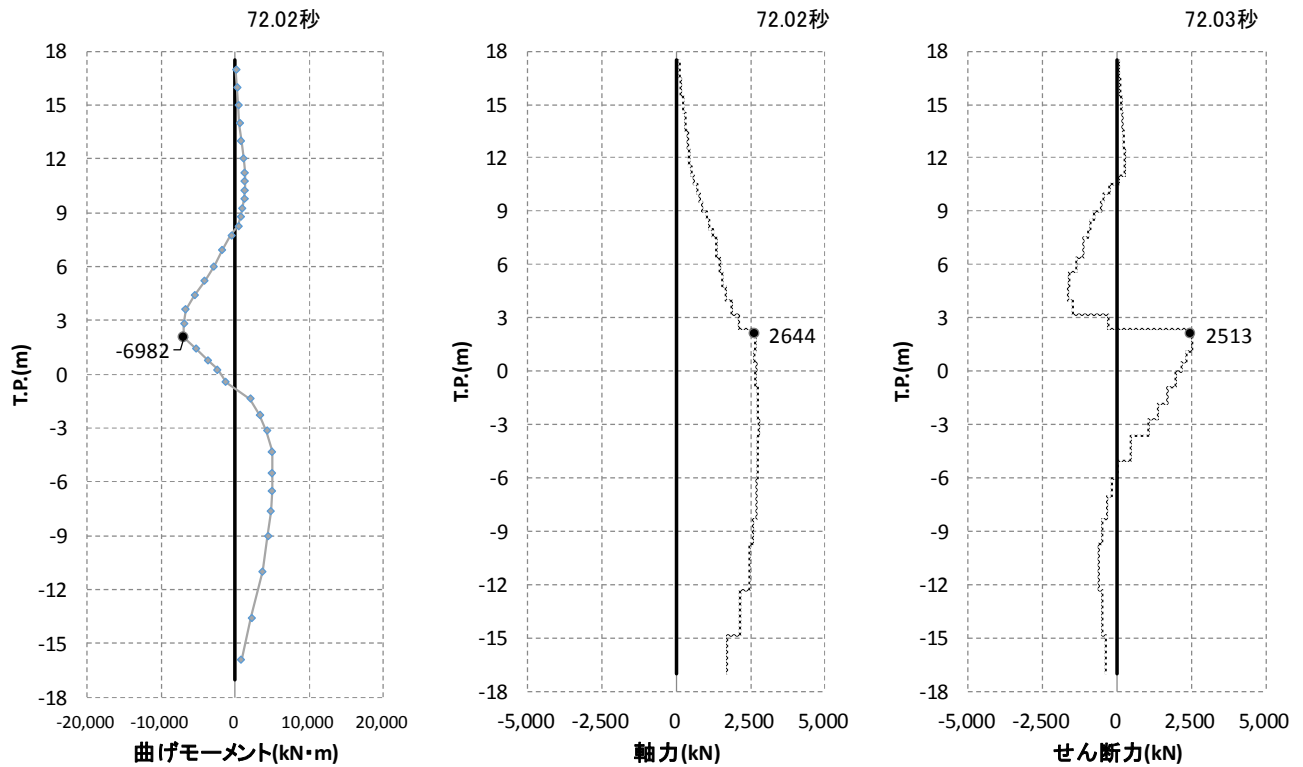


図 5.1-2 (10) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-2 2)

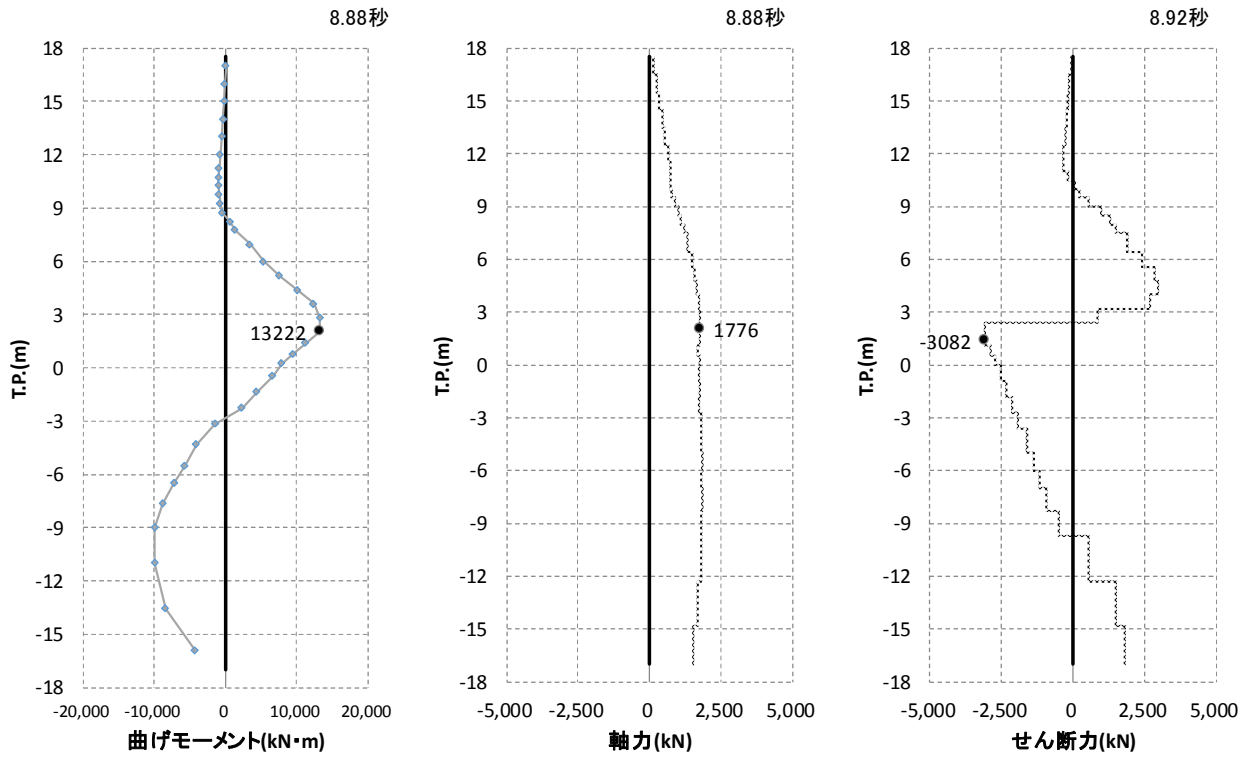


図 5.1-2 (11) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 ( $S_s - 3 1 (H+, V+)$ )

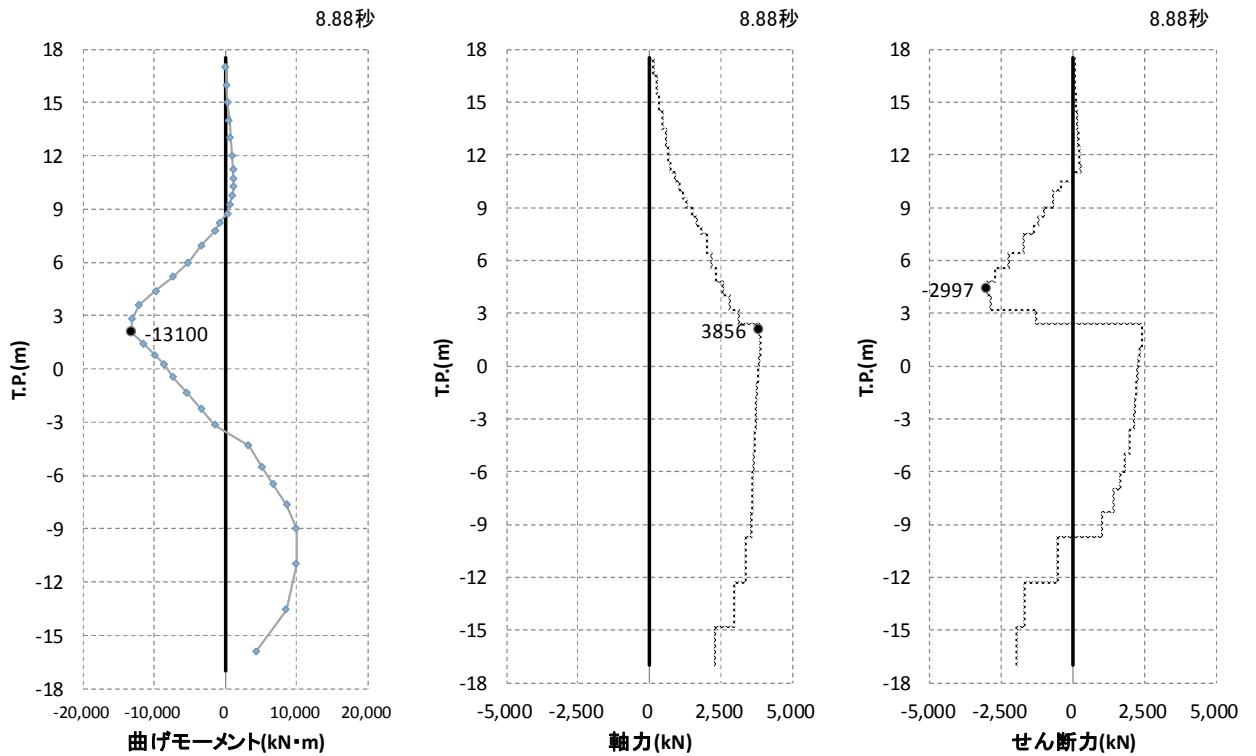


図 5.1-2 (12) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 ( $S_s - 3 1 (H-, V+)$ )

・ 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

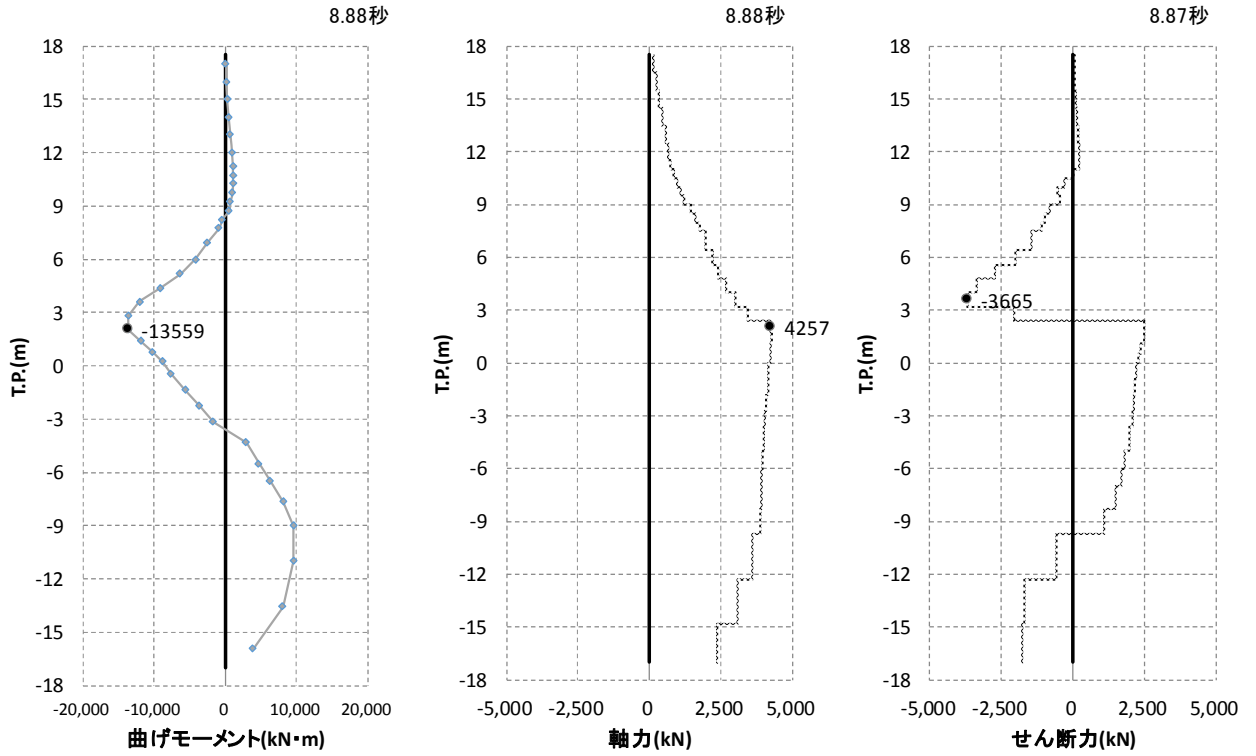


図 5.1-2 (13) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 ( $S_s - 3.1$  (H-, V+))  
 ・ 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース

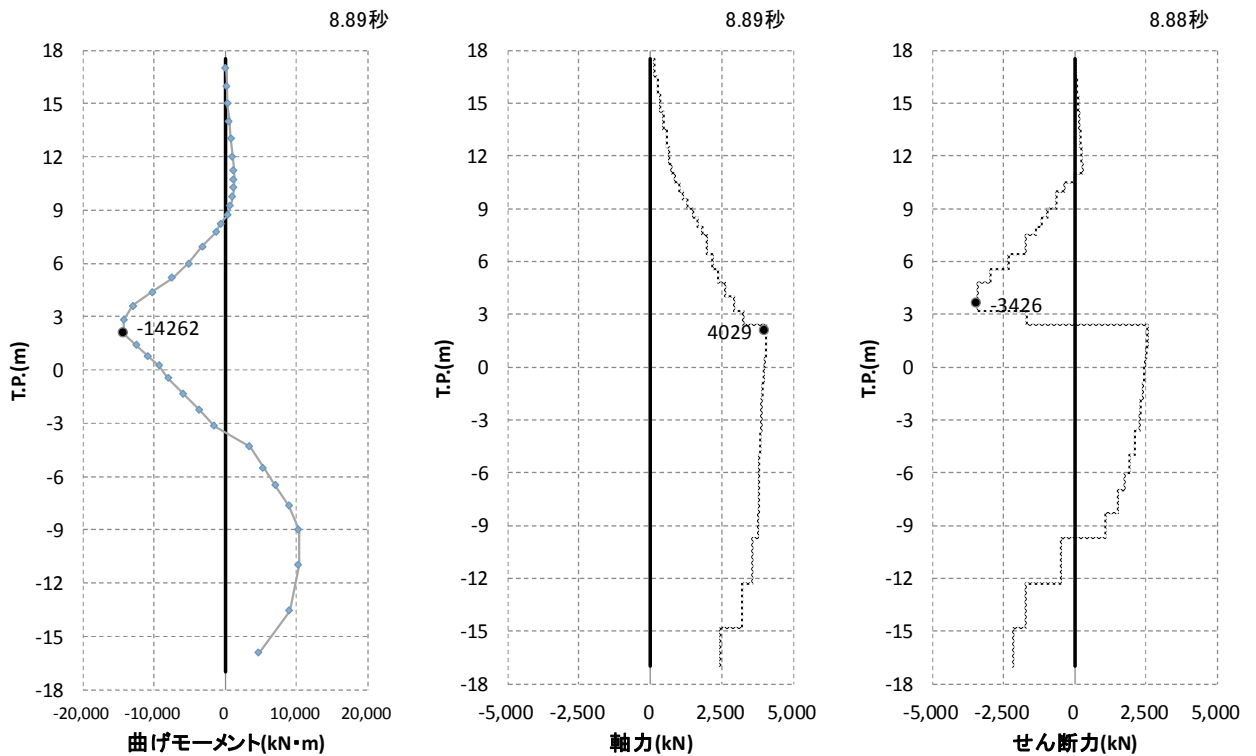


図 5.1-2 (14) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 ( $S_s - 3.1$  (H-, V+))  
 ・ 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

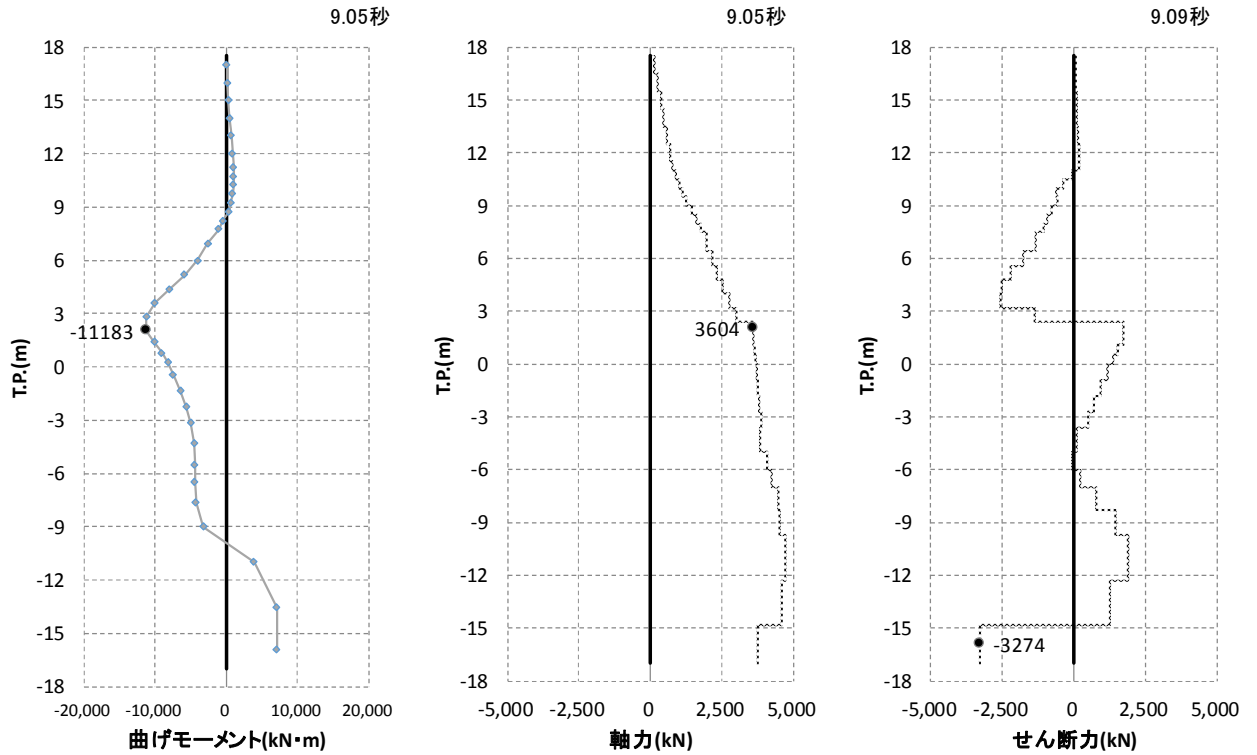


図 5.1-2 (15) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 ( $S_s - 3.1$  (H-, V+))  
 ・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

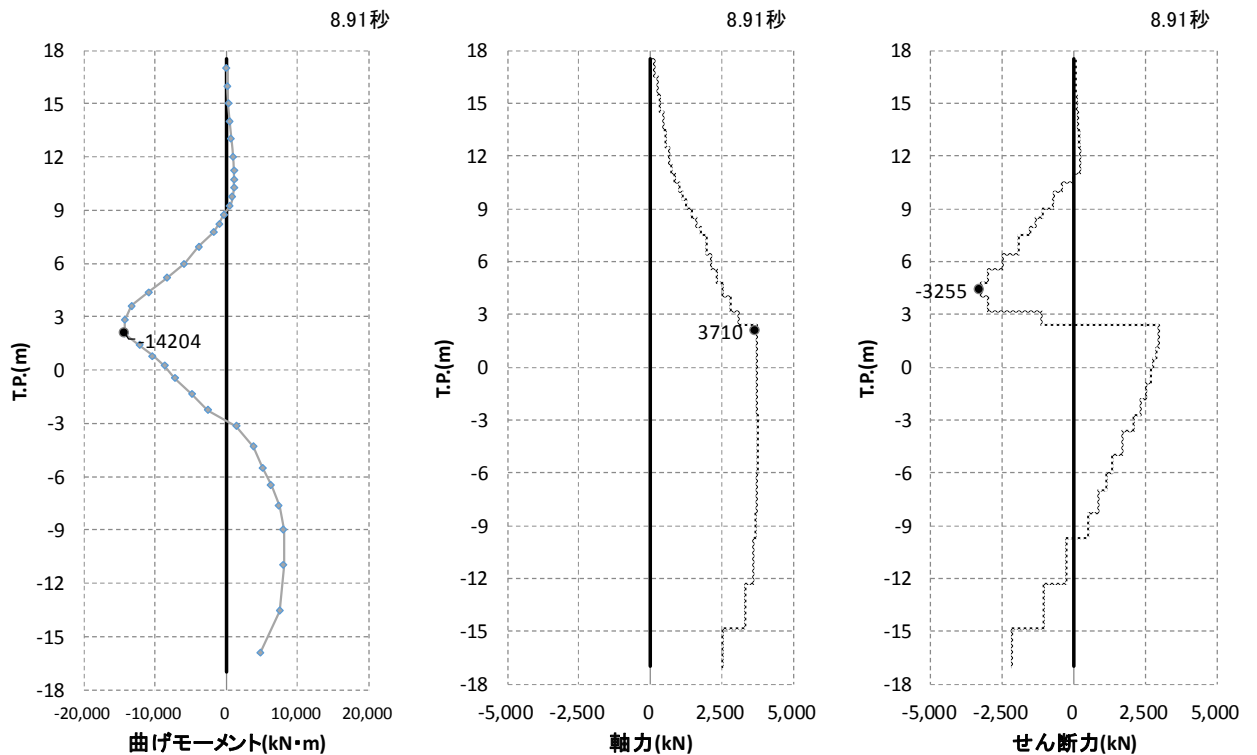


図 5.1-2 (16) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 ( $S_s - 3.1$  (H-, V+))

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

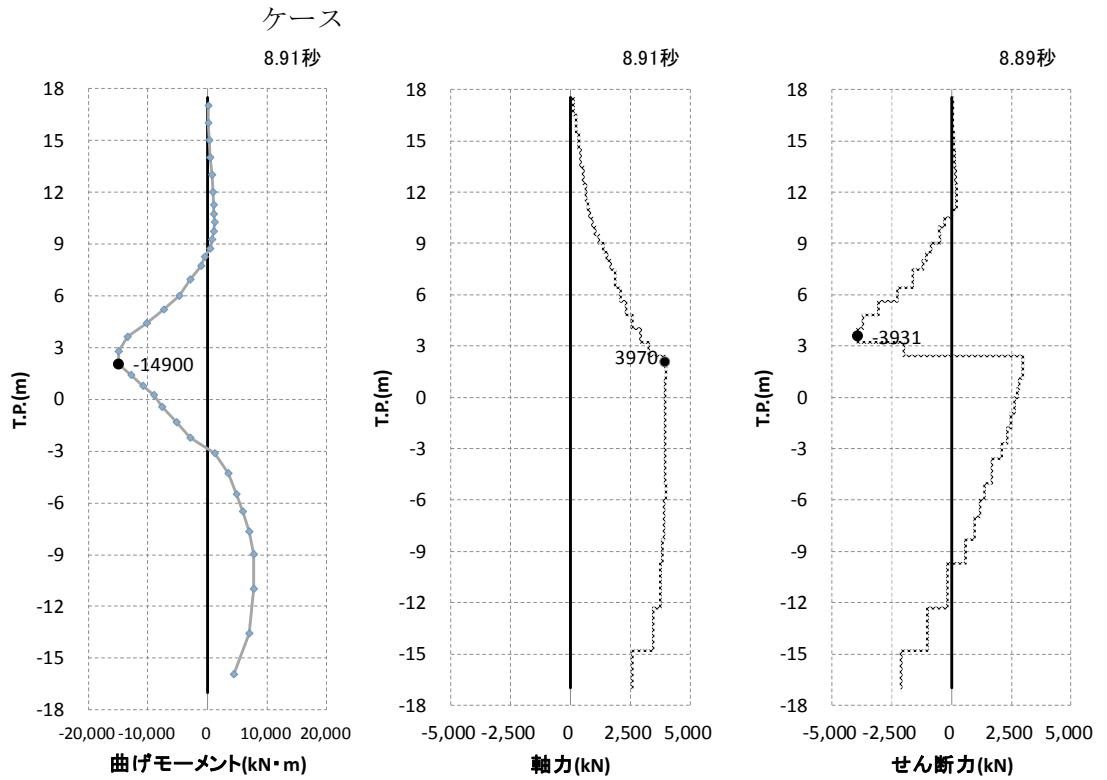


図 5.1-2 (17) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-3 1 (H-, V+))

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

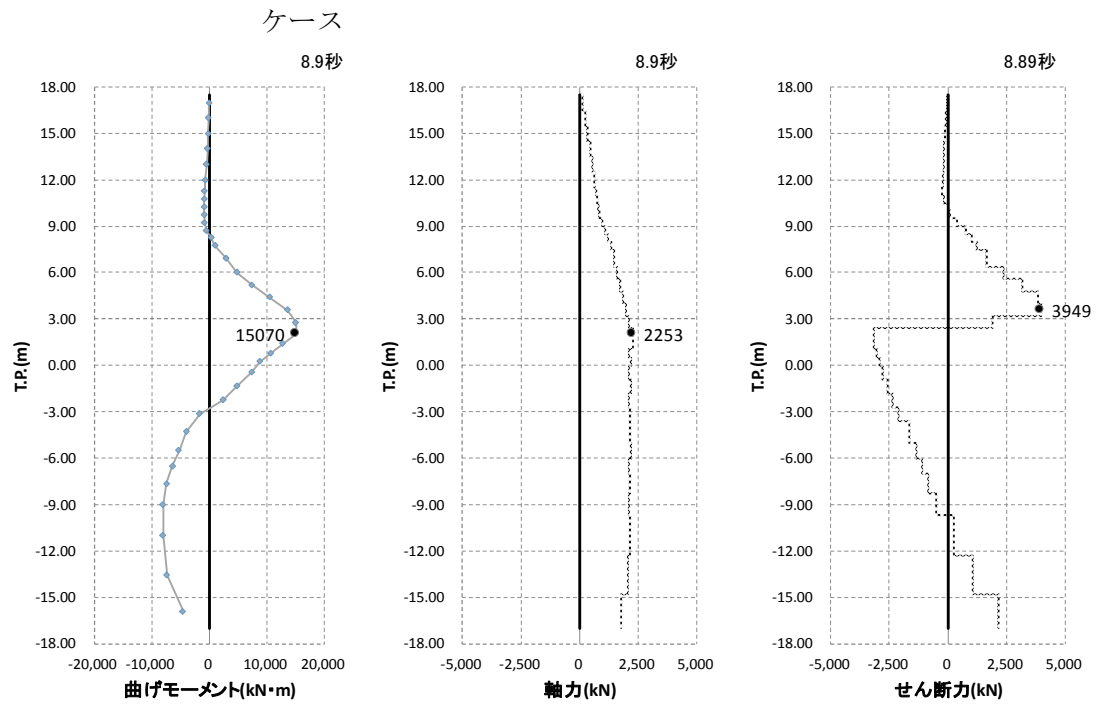


図 5.1-2 (18) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-3 1 (H+, V+))

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

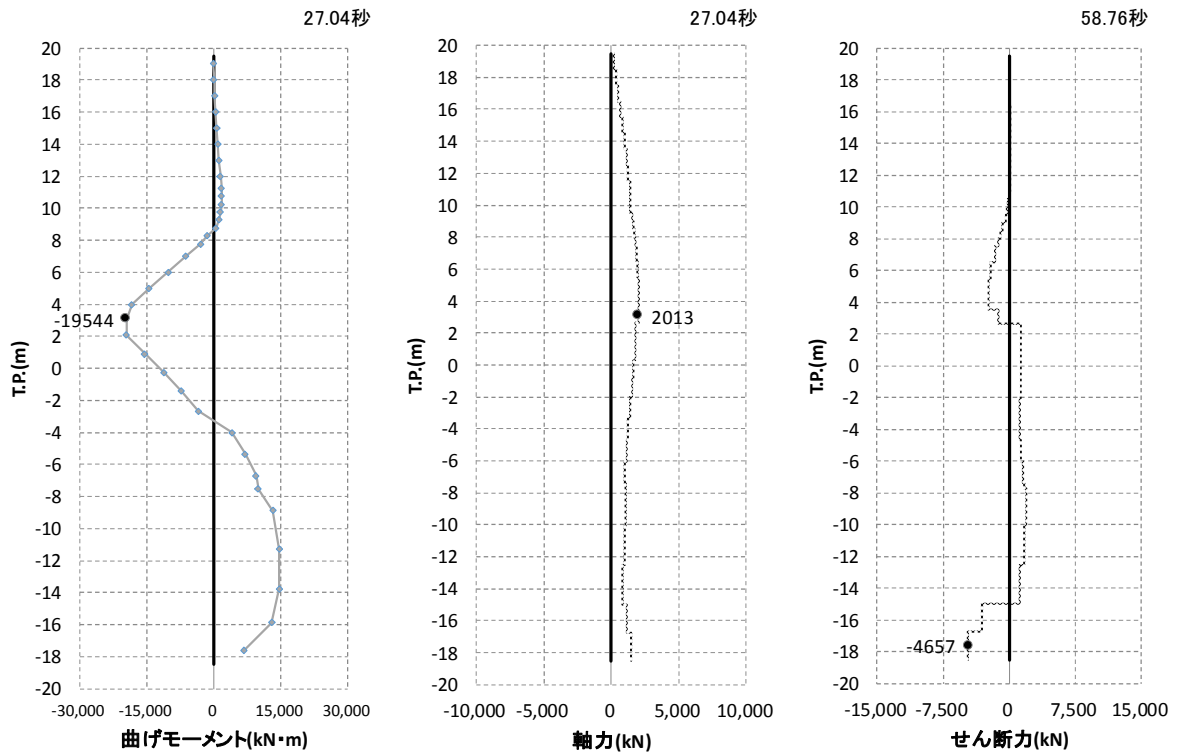


図 5.1-3 (1) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 ( $S_s - D1 (H+, V+)$ )

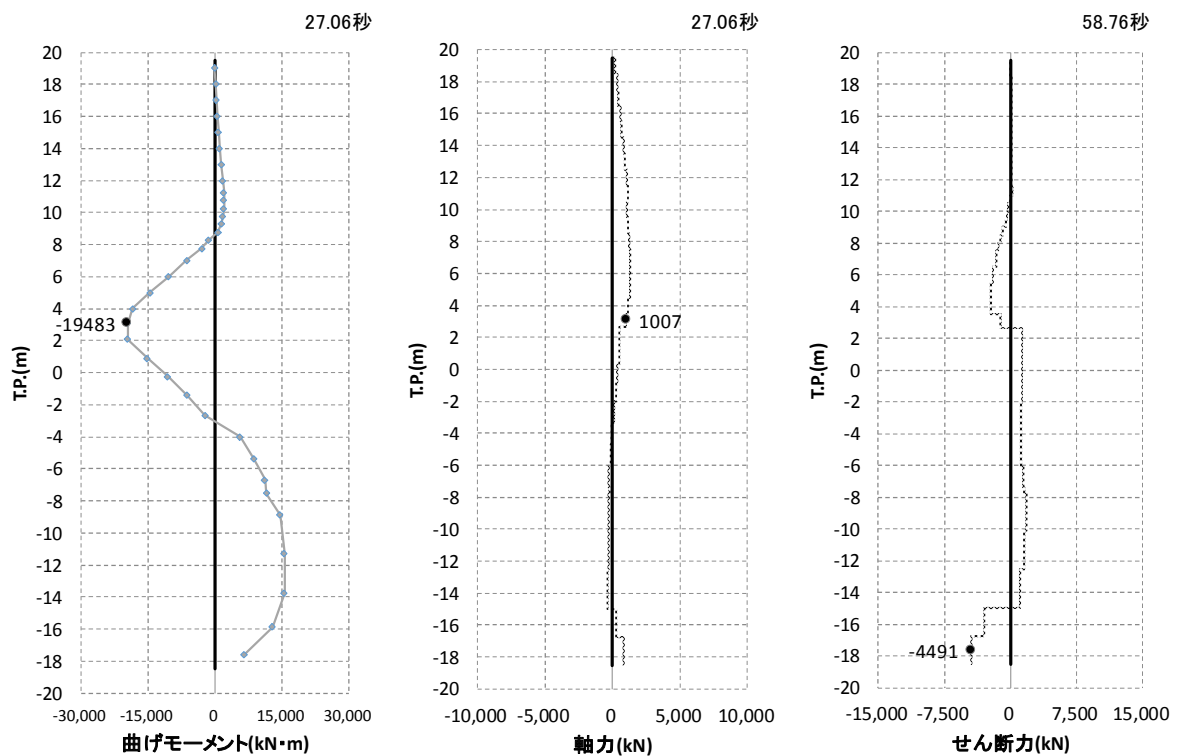


図 5.1-3 (2) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 ( $S_s - D1 (H+, V-)$ )



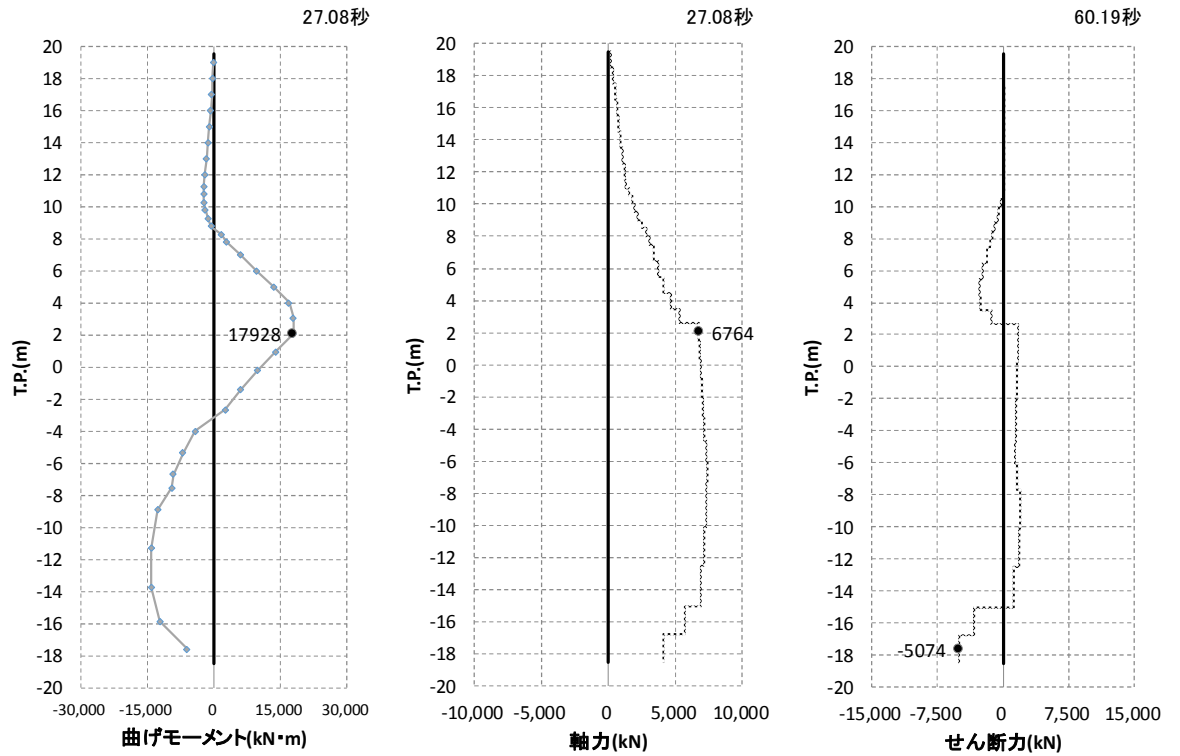


図 5.1-3 (3) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-D1 (H-, V+))

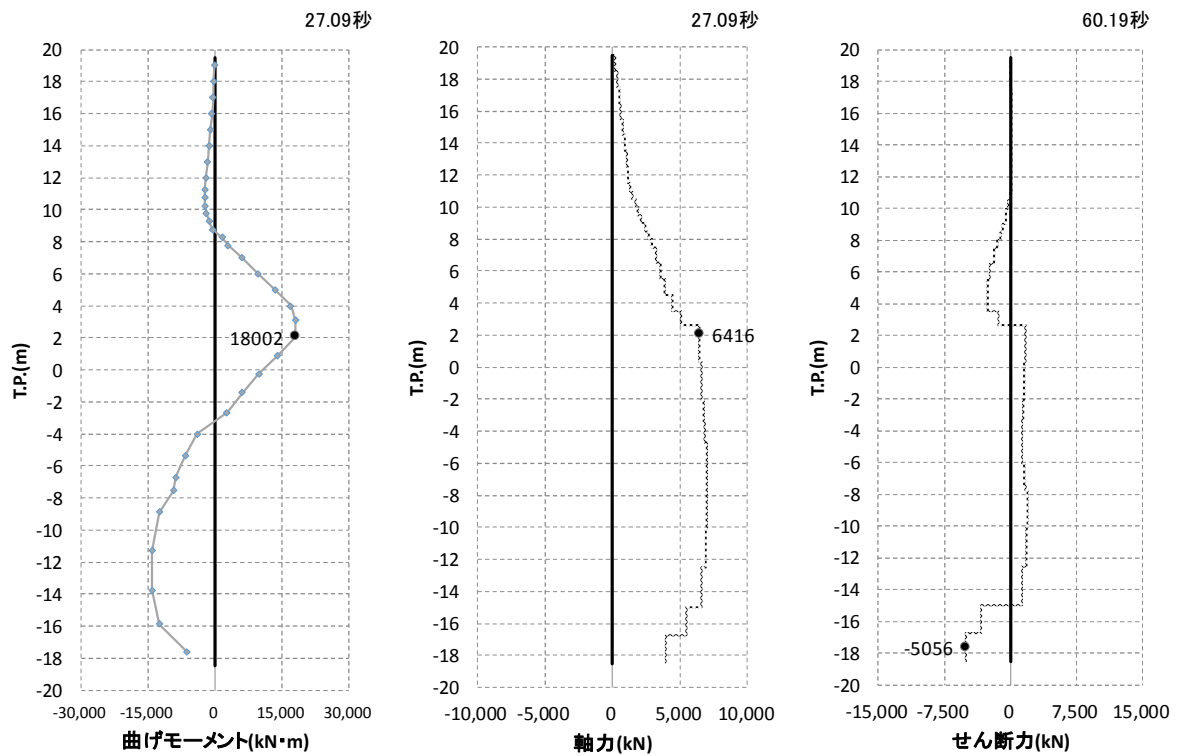


図 5.1-3 (4) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-D1 (H-, V-))

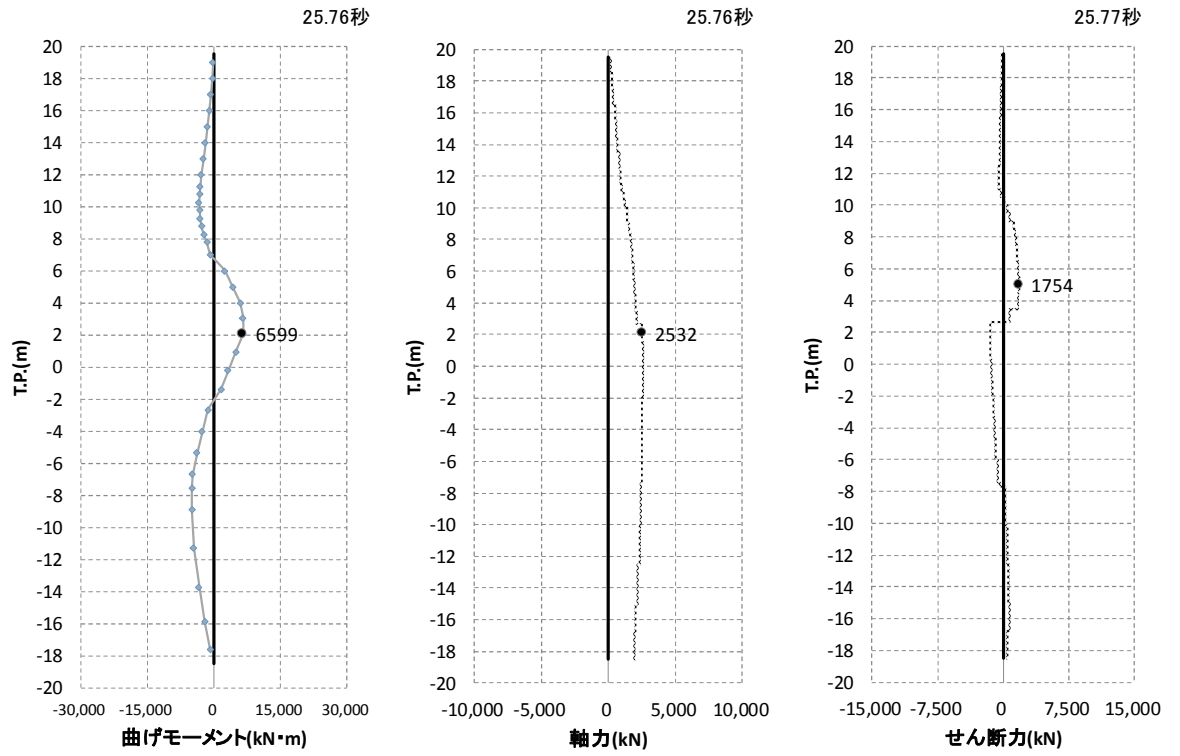


図 5.1-3 (5) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 ( $S_s - 1 1$ )

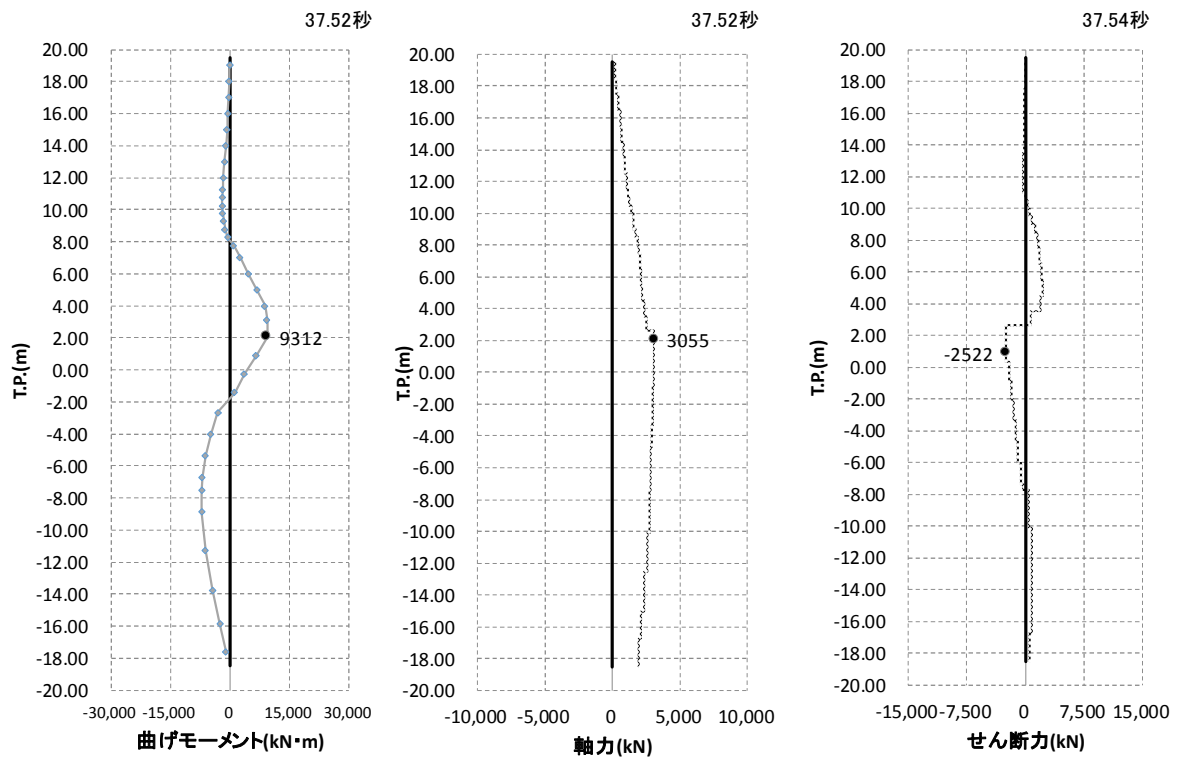


図 5.1-3 (6) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 ( $S_s - 1 2$ )

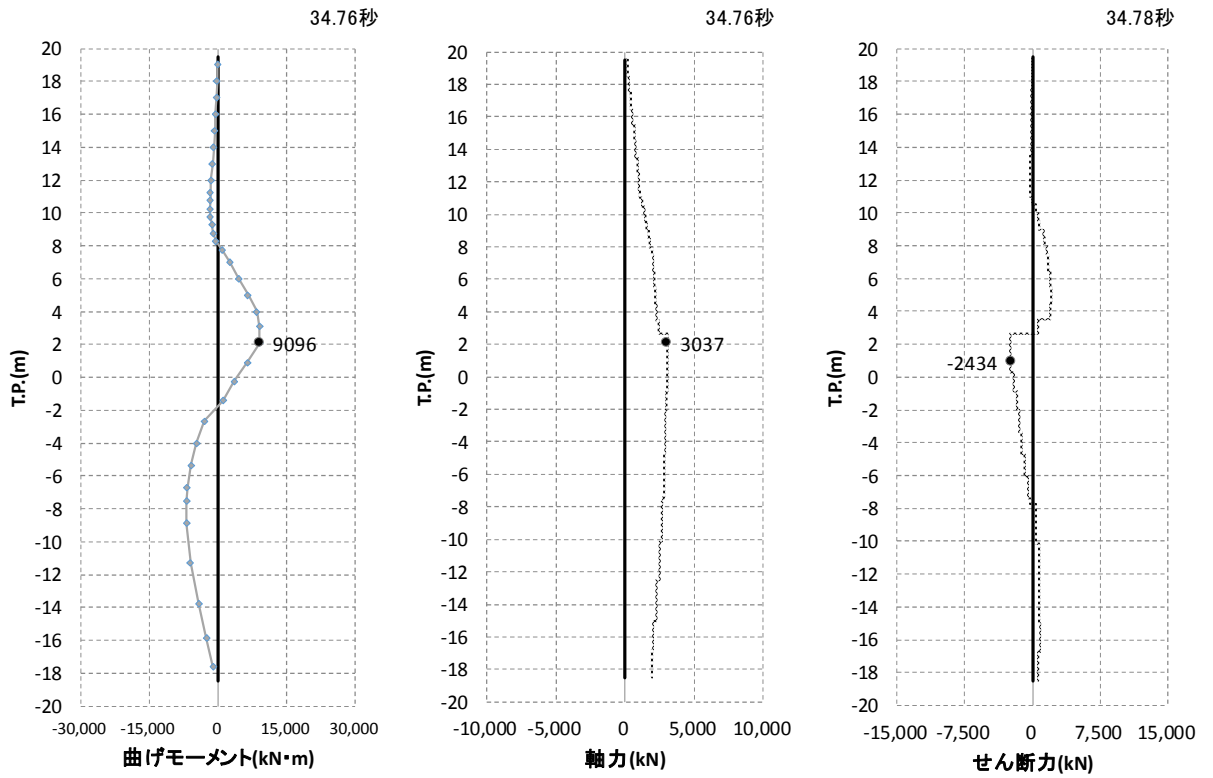


図 5.1-3 (7) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-13)

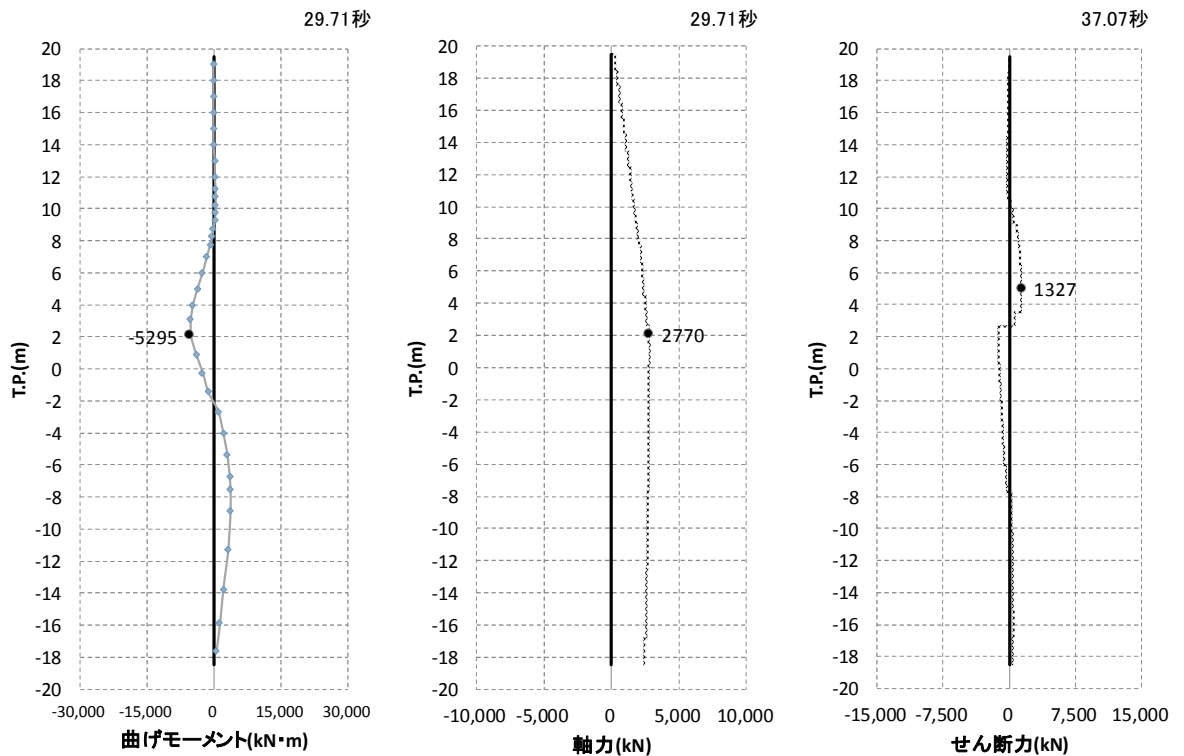


図 5.1-3 (8) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-14)

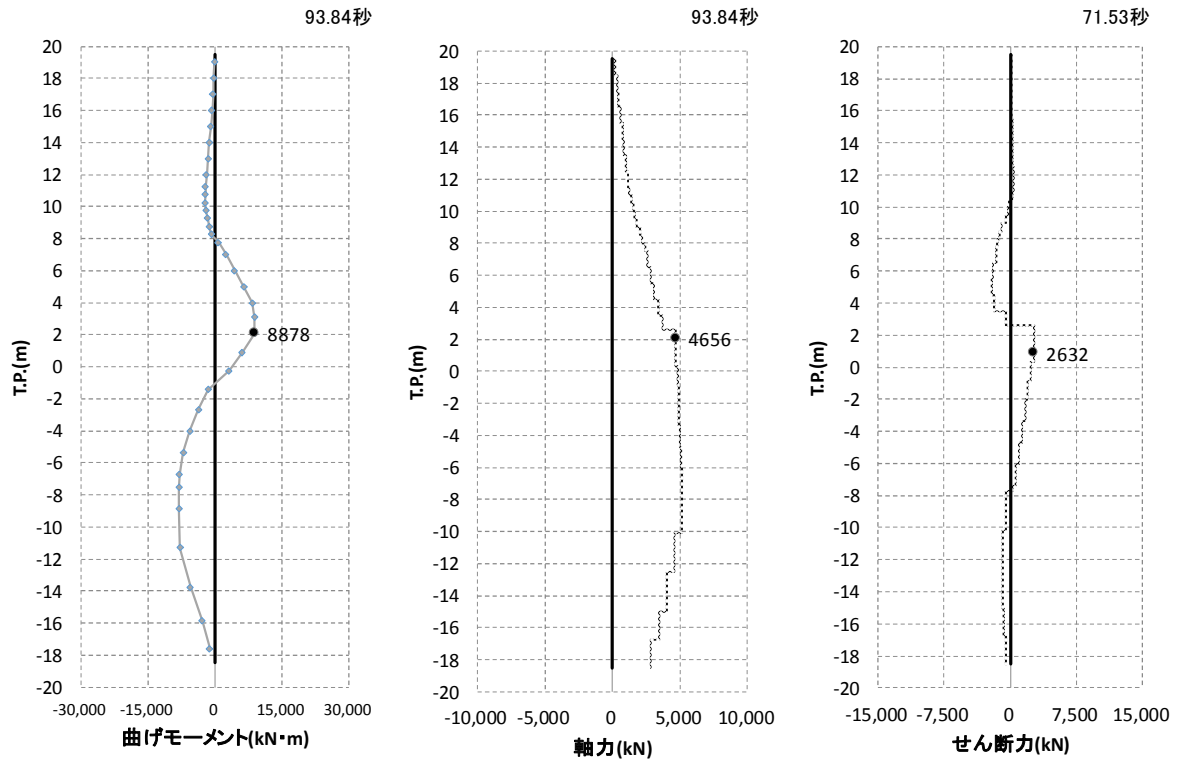


図 5.1-3 (9) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-2 1)

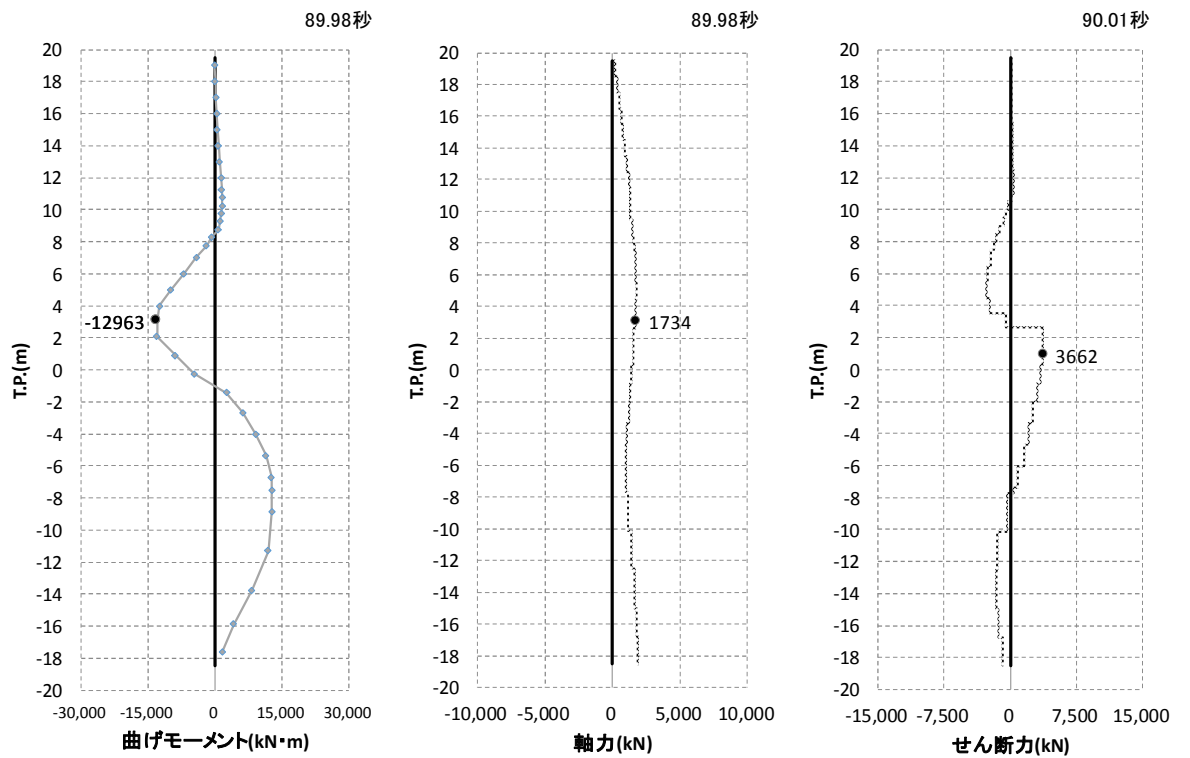


図 5.1-3 (10) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-2 2)

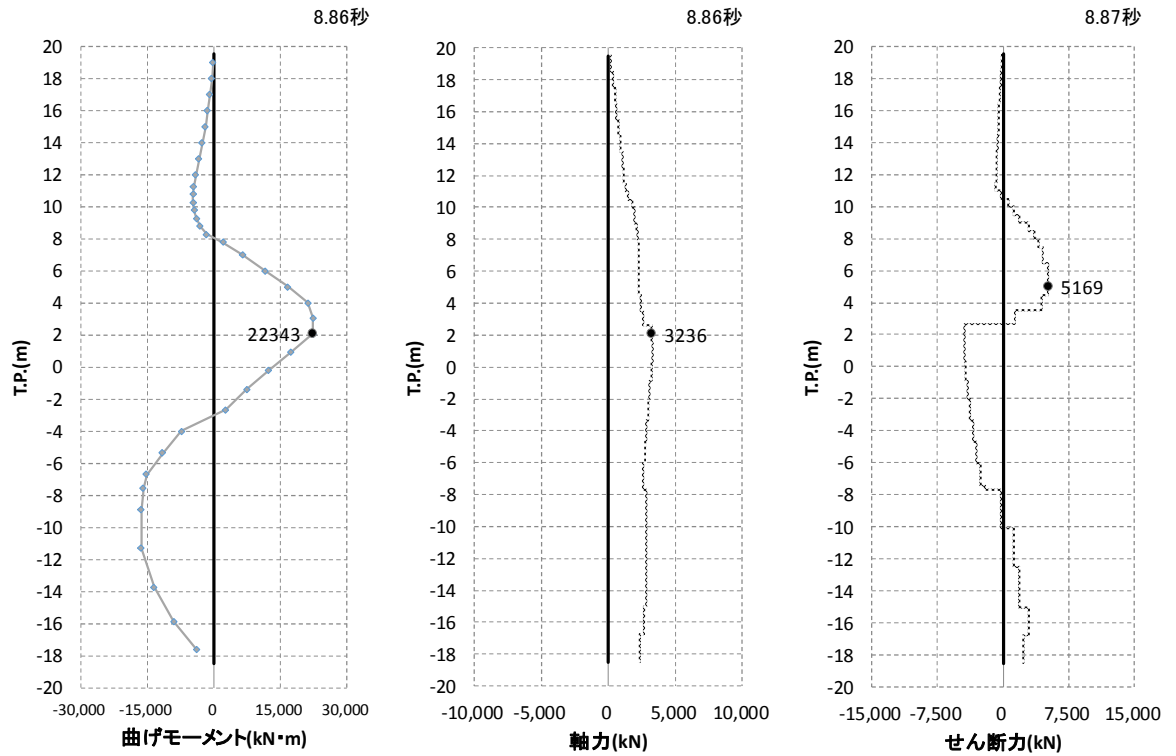


図 5.1-3 (11) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (  $S_s - 3 1 (H+, V+)$  )

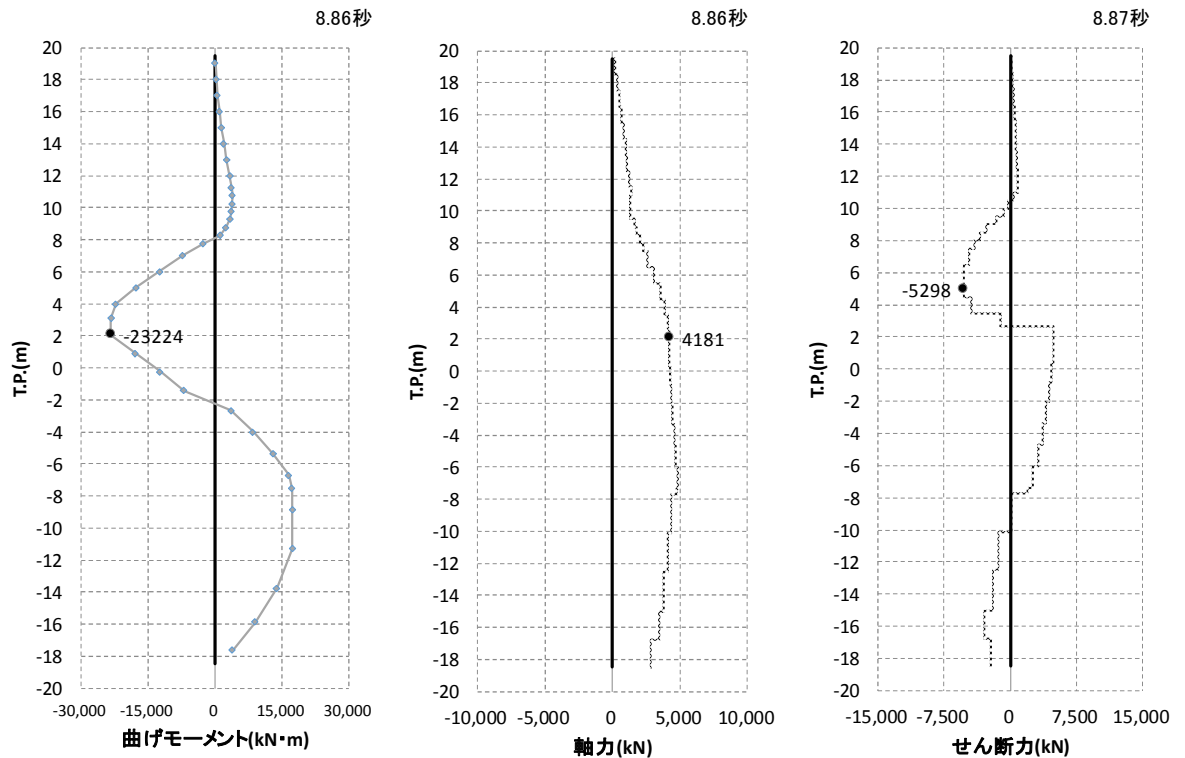


図 5.1-3 (12) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (  $S_s - 3 1 (H-, V+)$  )

・ 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

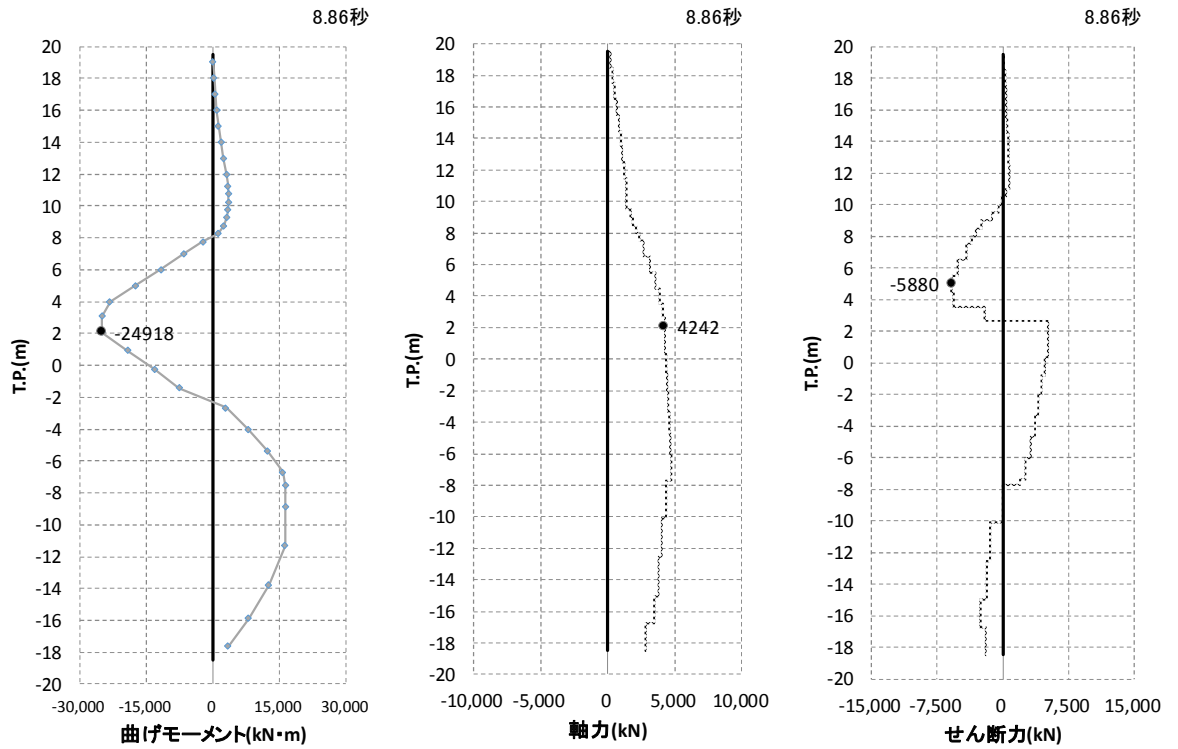


図 5.1-3 (13) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-3 1 (H-, V+))

・ 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

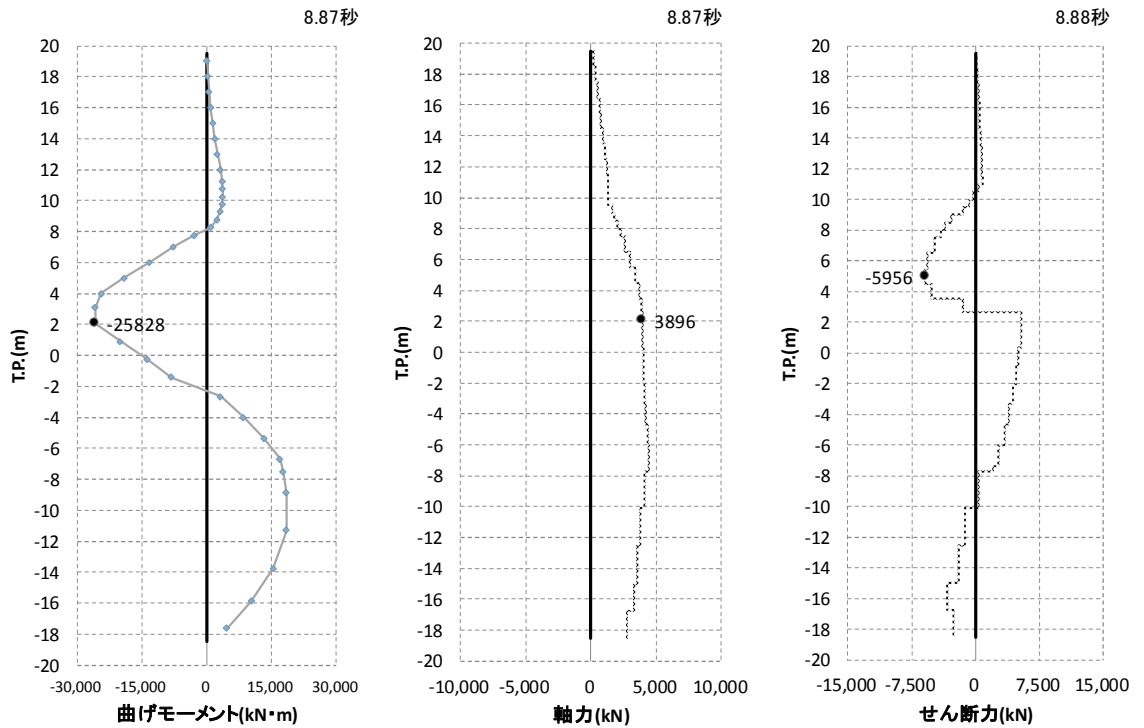


図 5.1-3 (14) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-3 1 (H-, V+))

・ 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

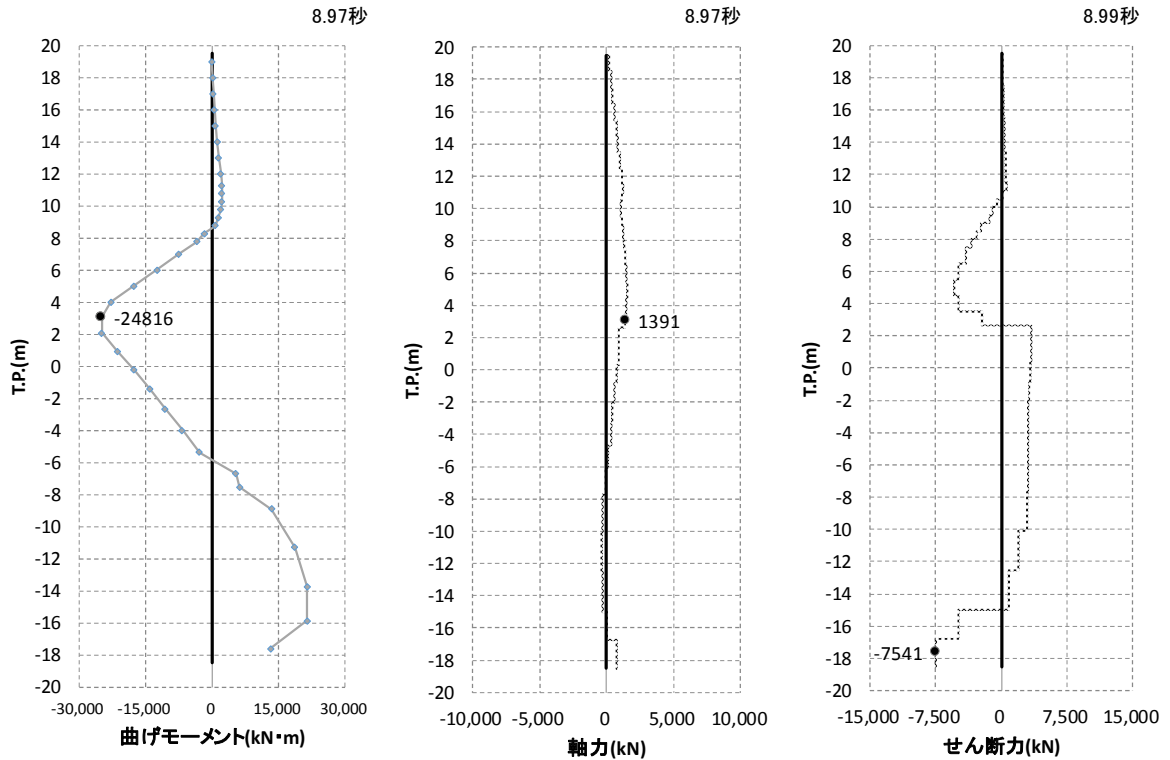


図 5.1-3 (15) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 ( $S_s - 3.1$  (H-, V+))

・ 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

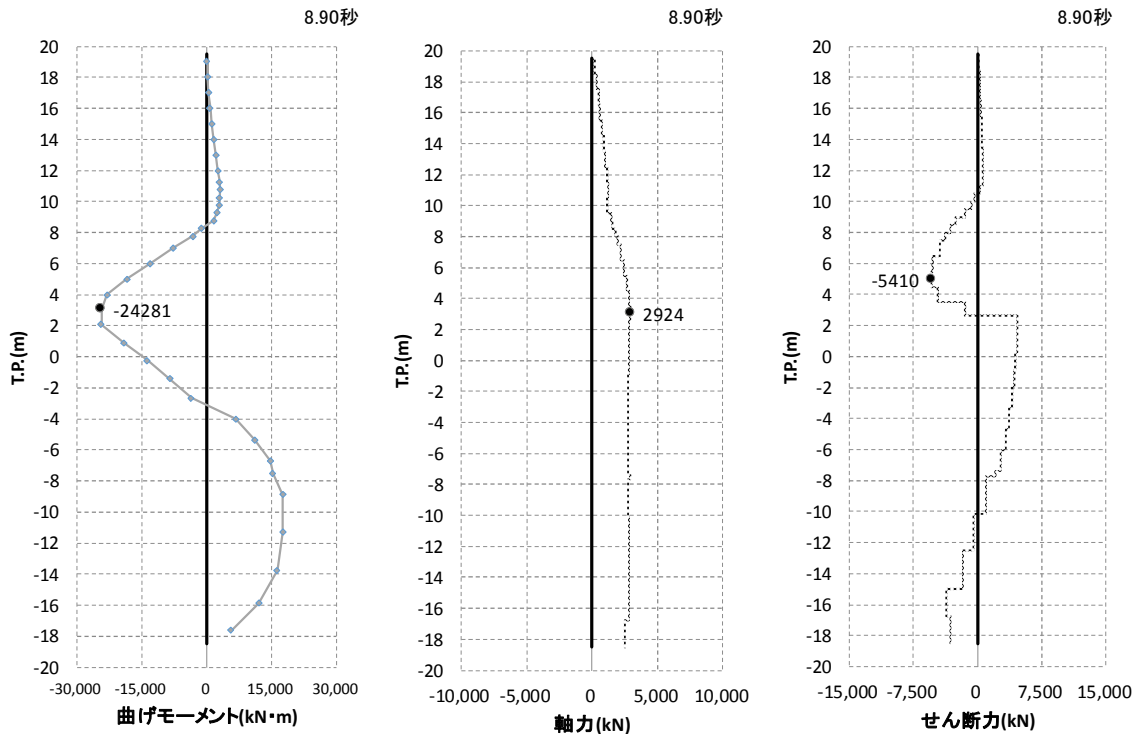


図 5.1-3 (16) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 ( $S_s - 3.1$  (H-, V+))

・ 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

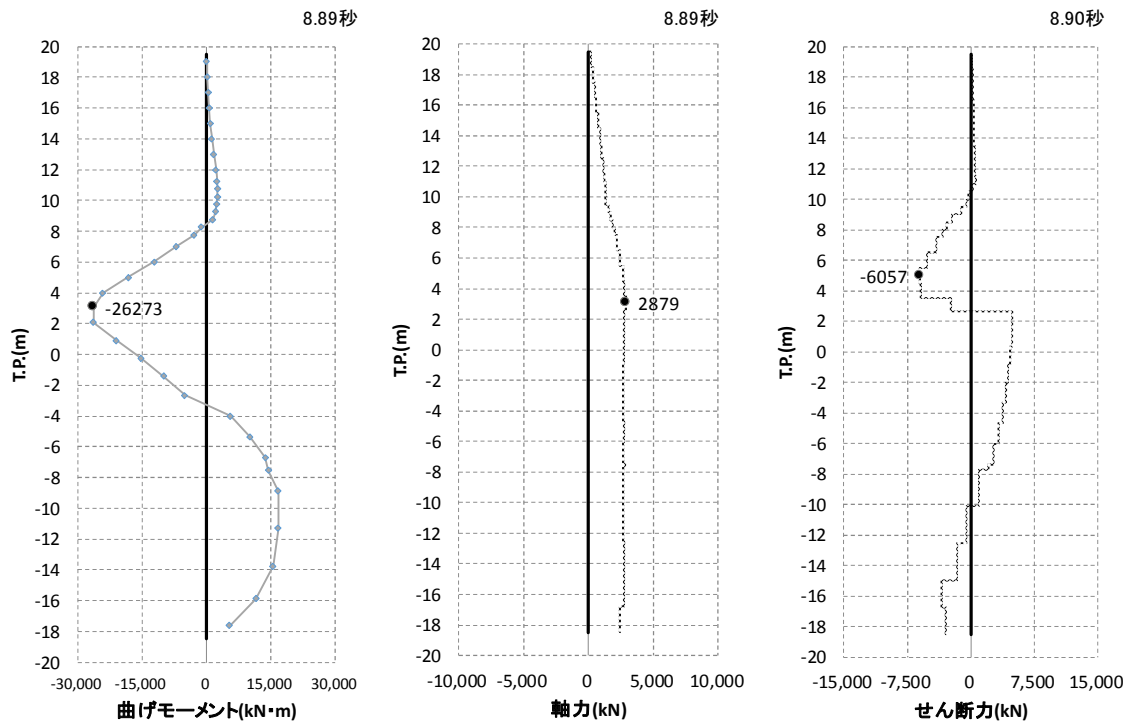


図 5.1-3 (17) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 ( $S_s - 3.1$  (H-, V+))  
 ・ 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース

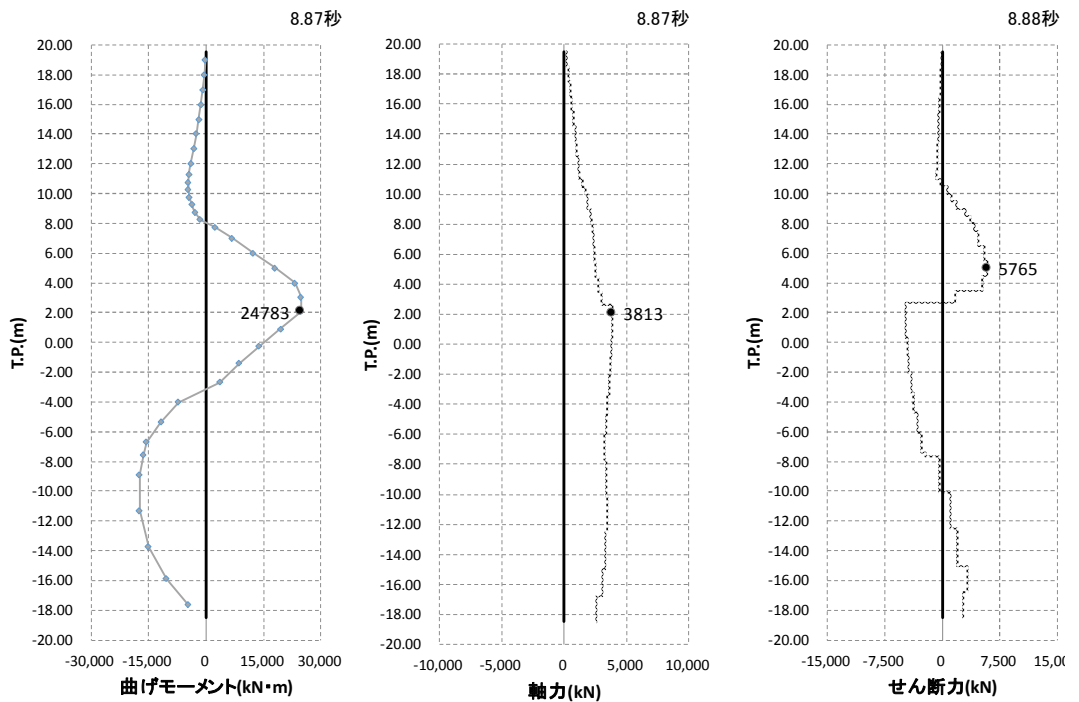


図 5.1-3 (18) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 ( $S_s - 3.1$  (H+, V+))  
 ・ 検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して非液化化の条件を仮定した解析  
 ケース



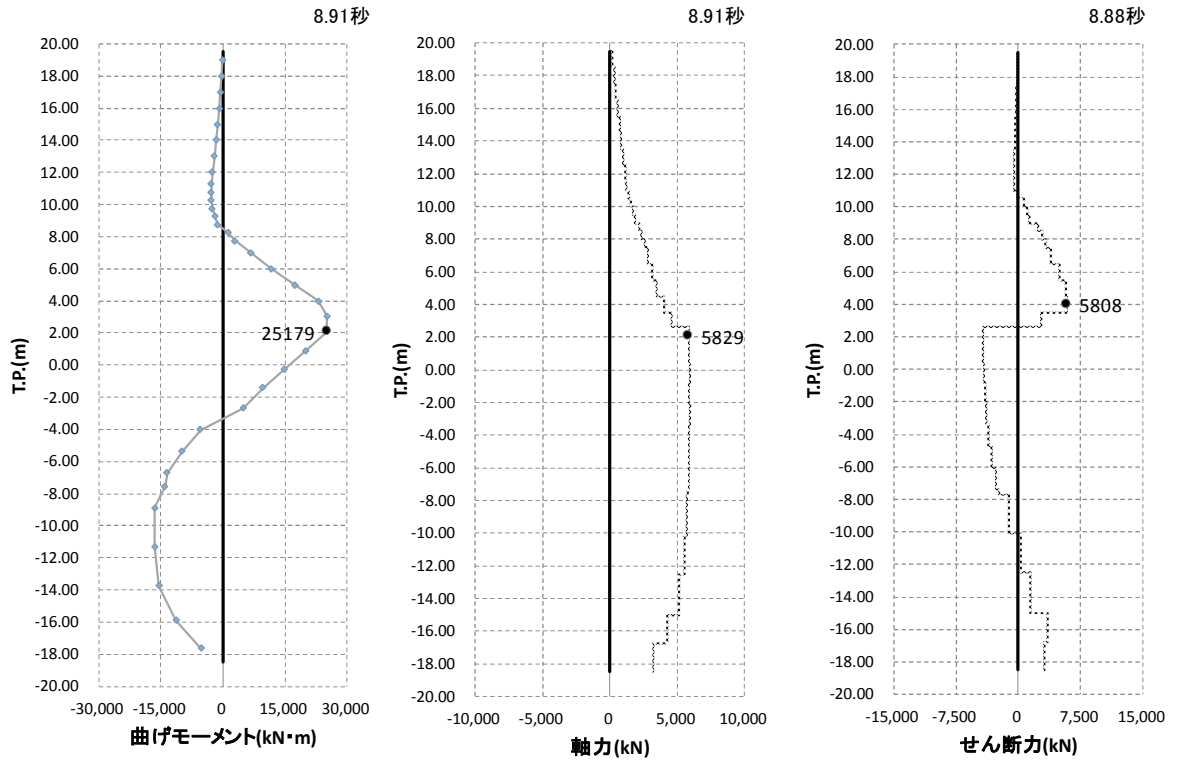


図 5.1-3 (19) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (  $S_s - 3.1$  (H+, V+) )

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

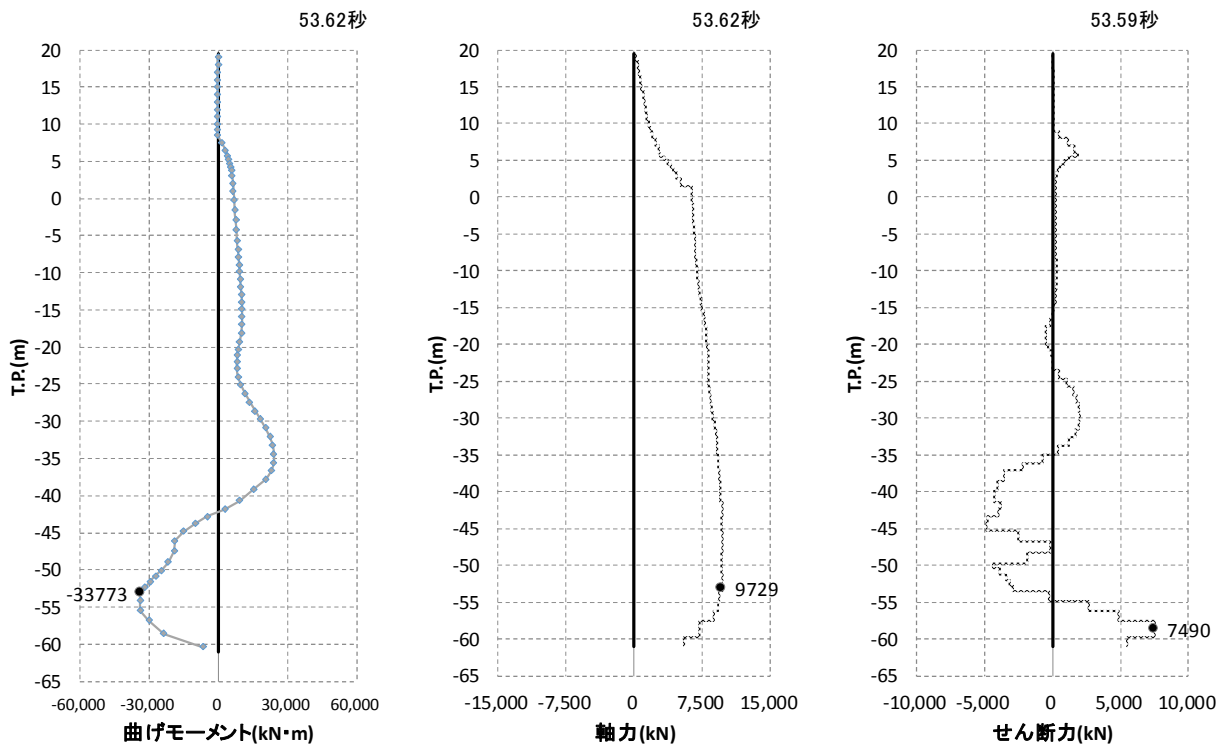


図 5.1-4 (1) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-D 1 (H+, V+))

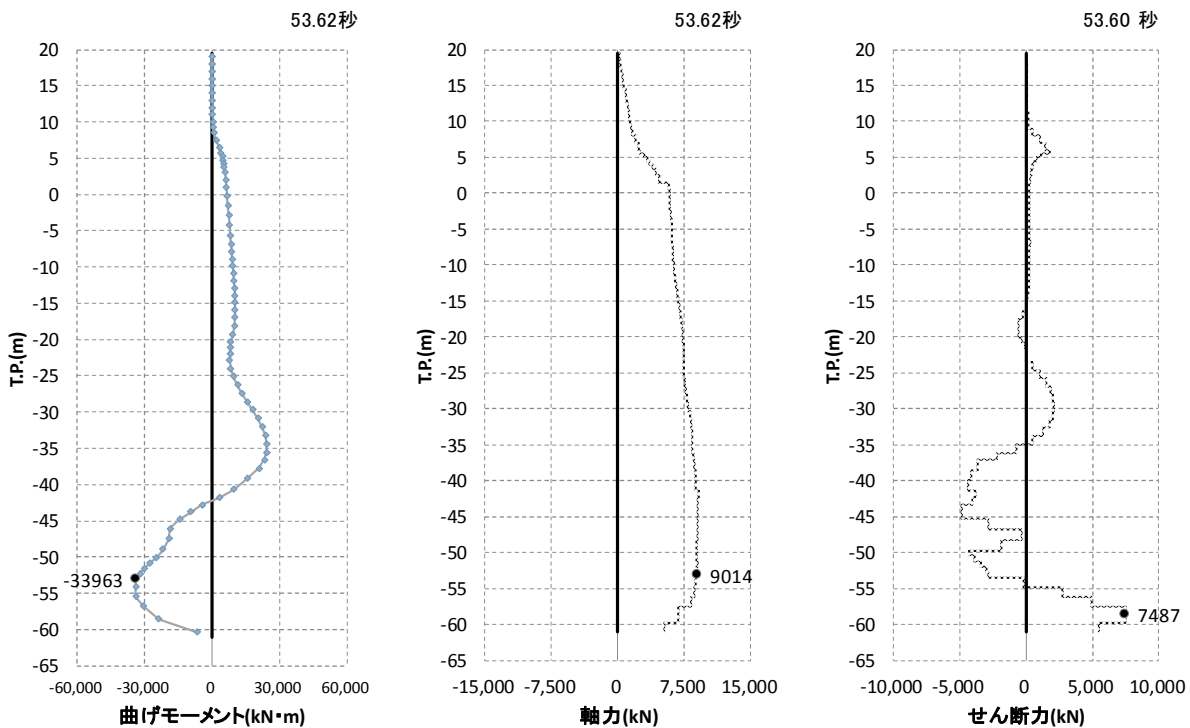


図 5.1-4 (2) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-D 1 (H+, V-))

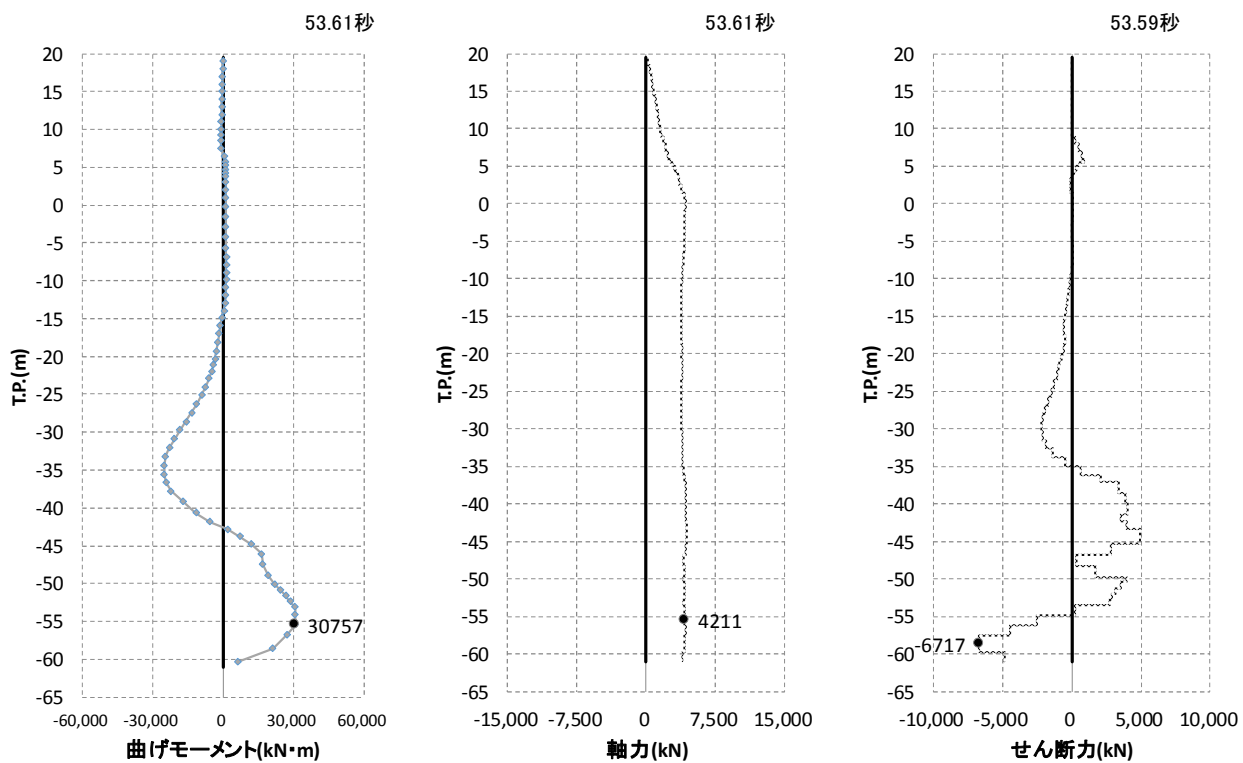


図 5.1-4 (3) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-D1 (H-, V+))

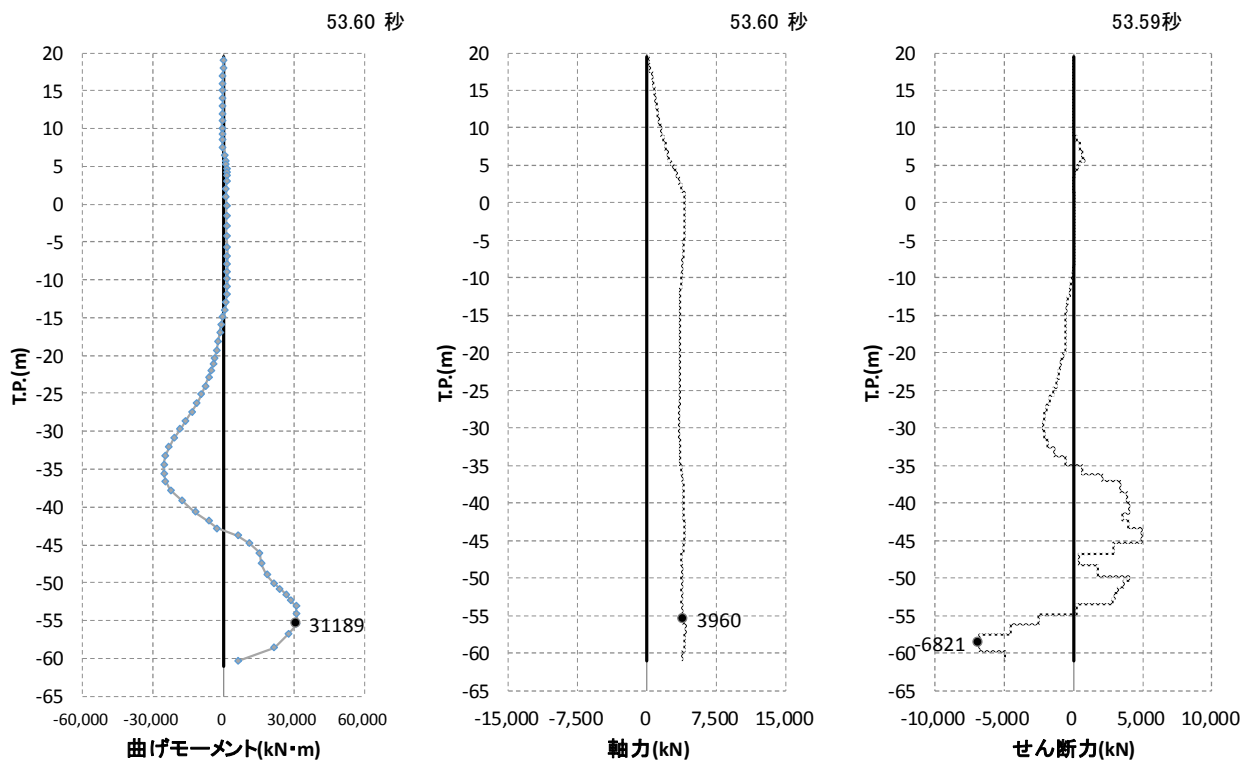


図 5.1-4 (4) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-D1 (H-, V-))

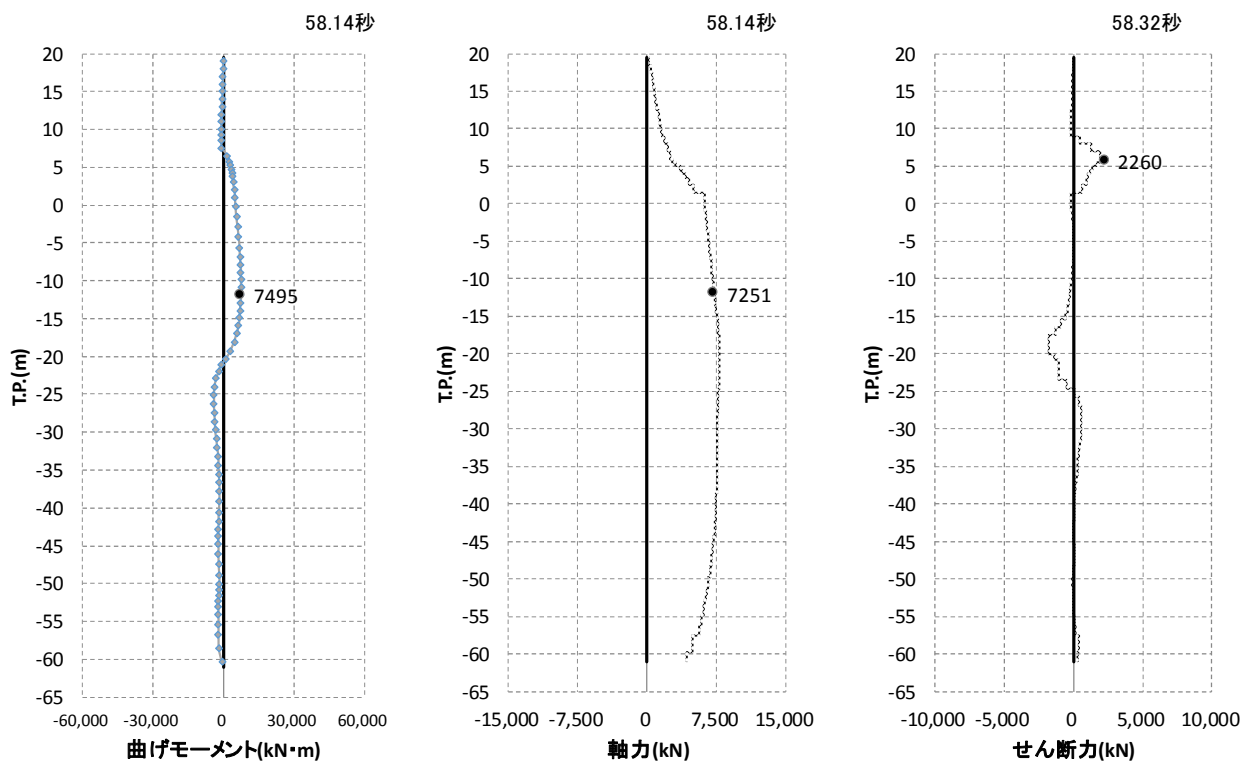


図 5.1-4 (5) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-1-1)

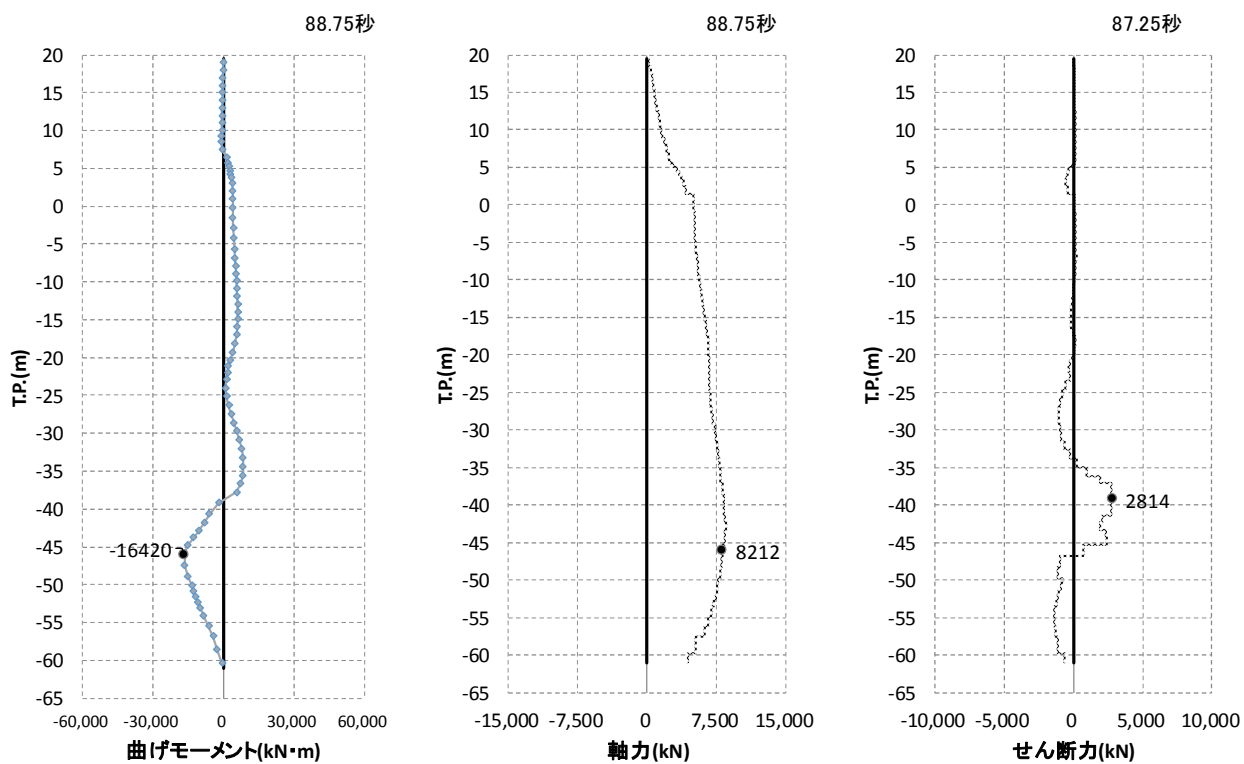


図 5.1-4 (6) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-1-2)

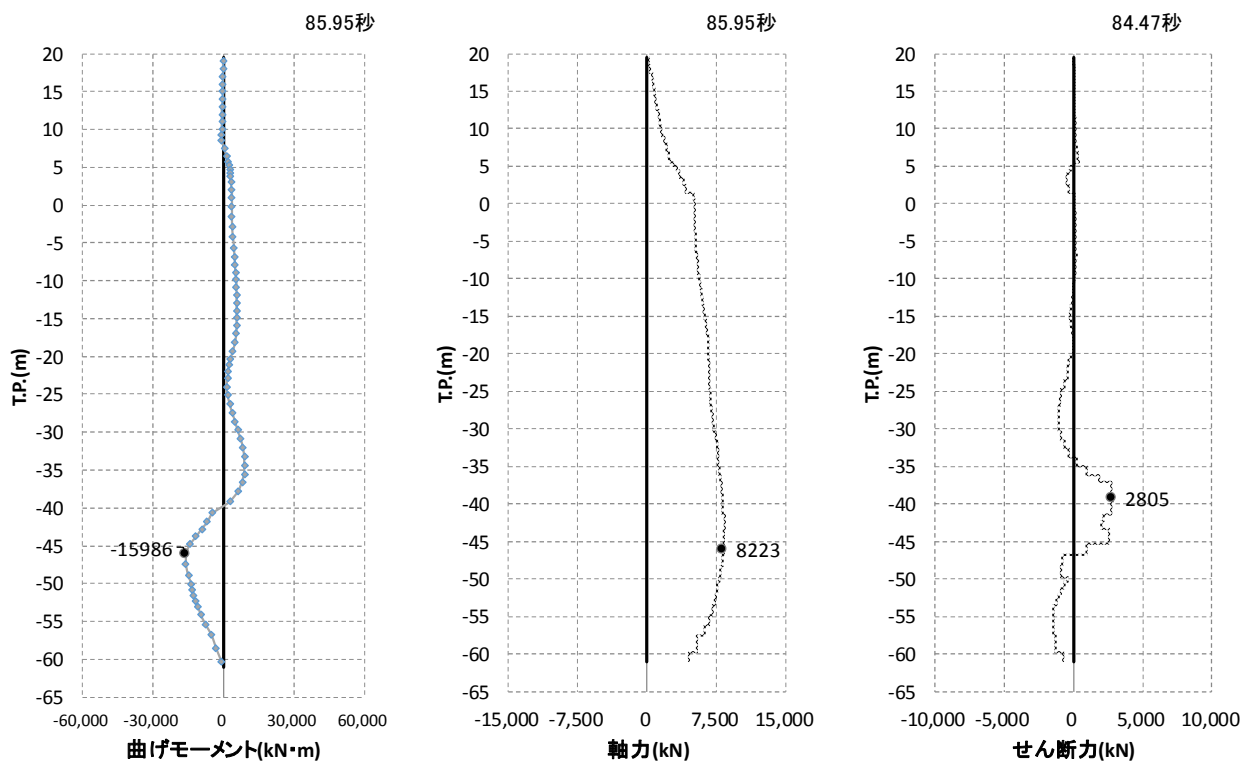


図 5.1-4 (7) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-13)

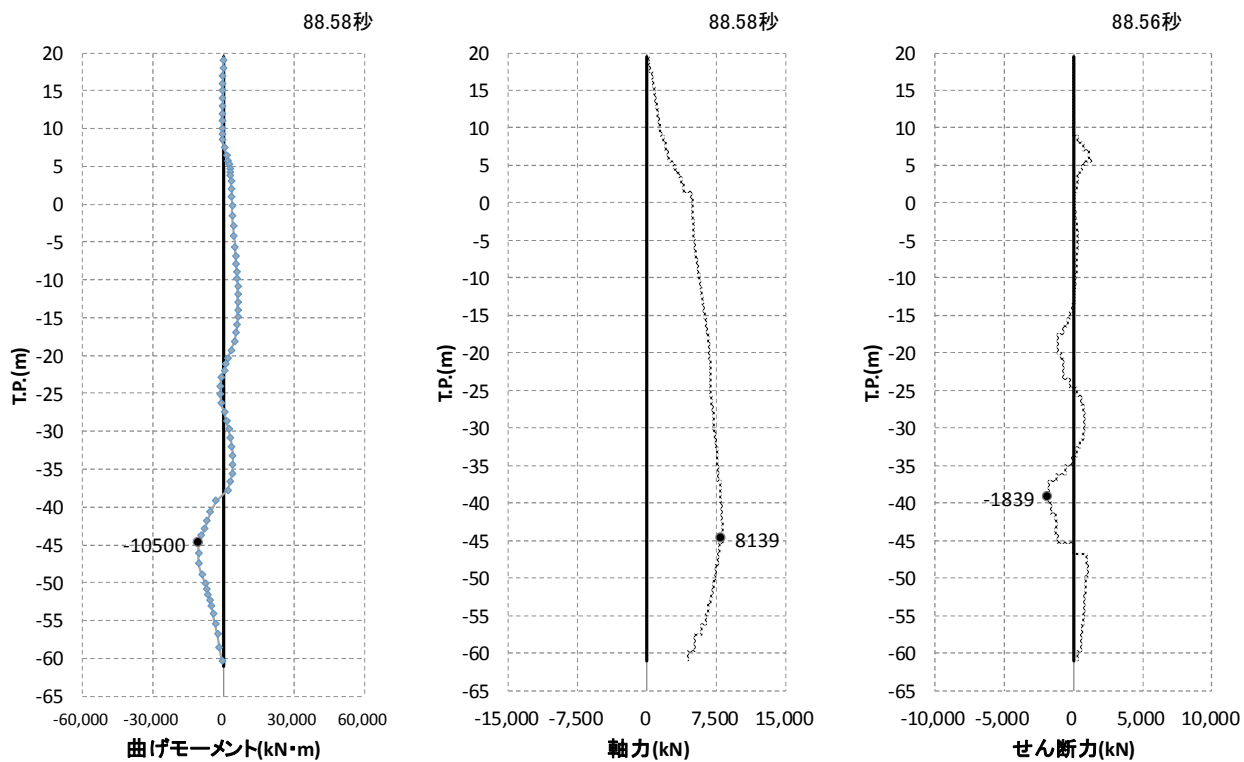


図 5.1-4 (8) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-14)

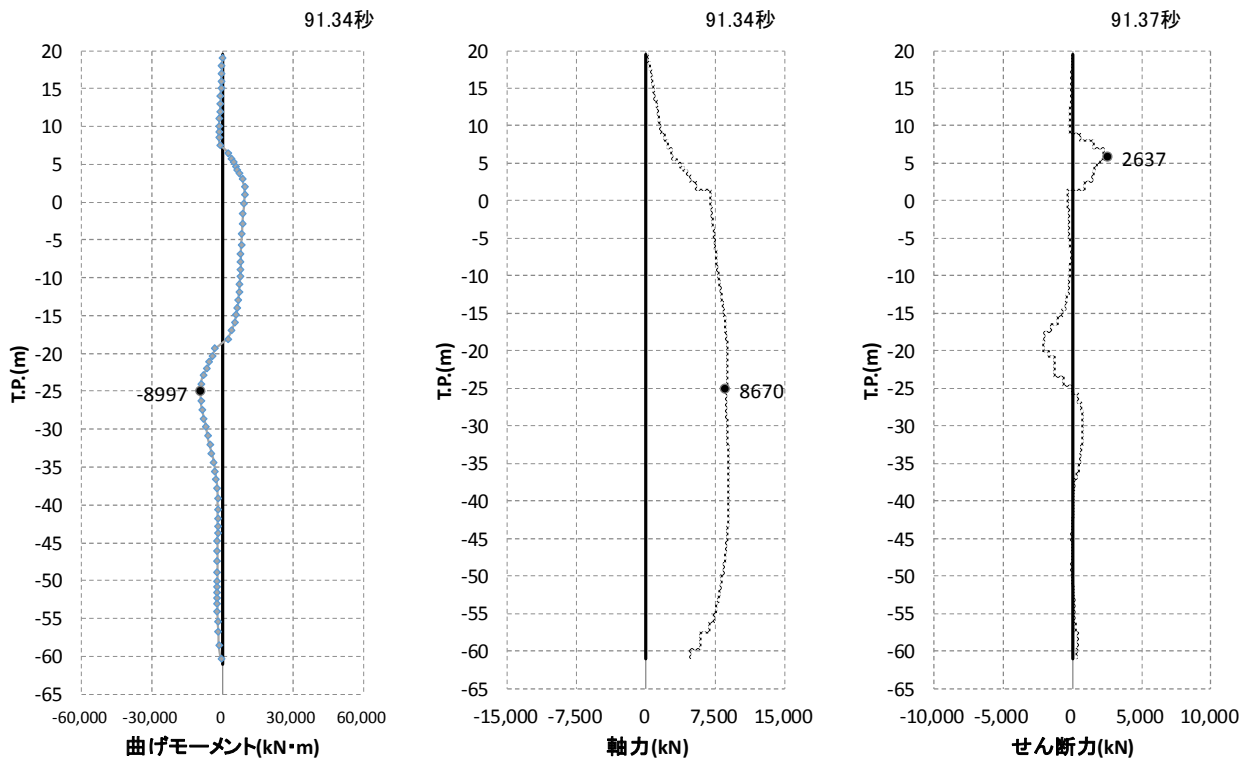


図 5.1-4 (9) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-2 1)

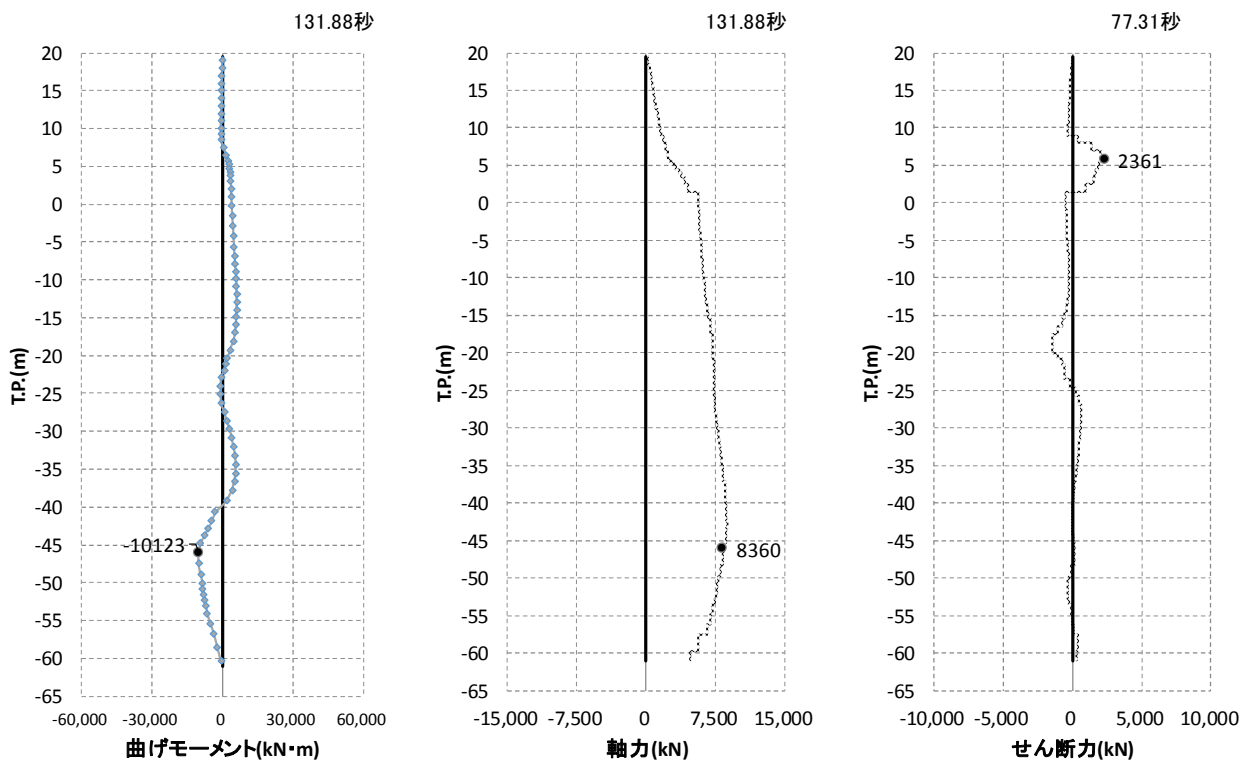


図 5.1-4 (10) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-2 2)

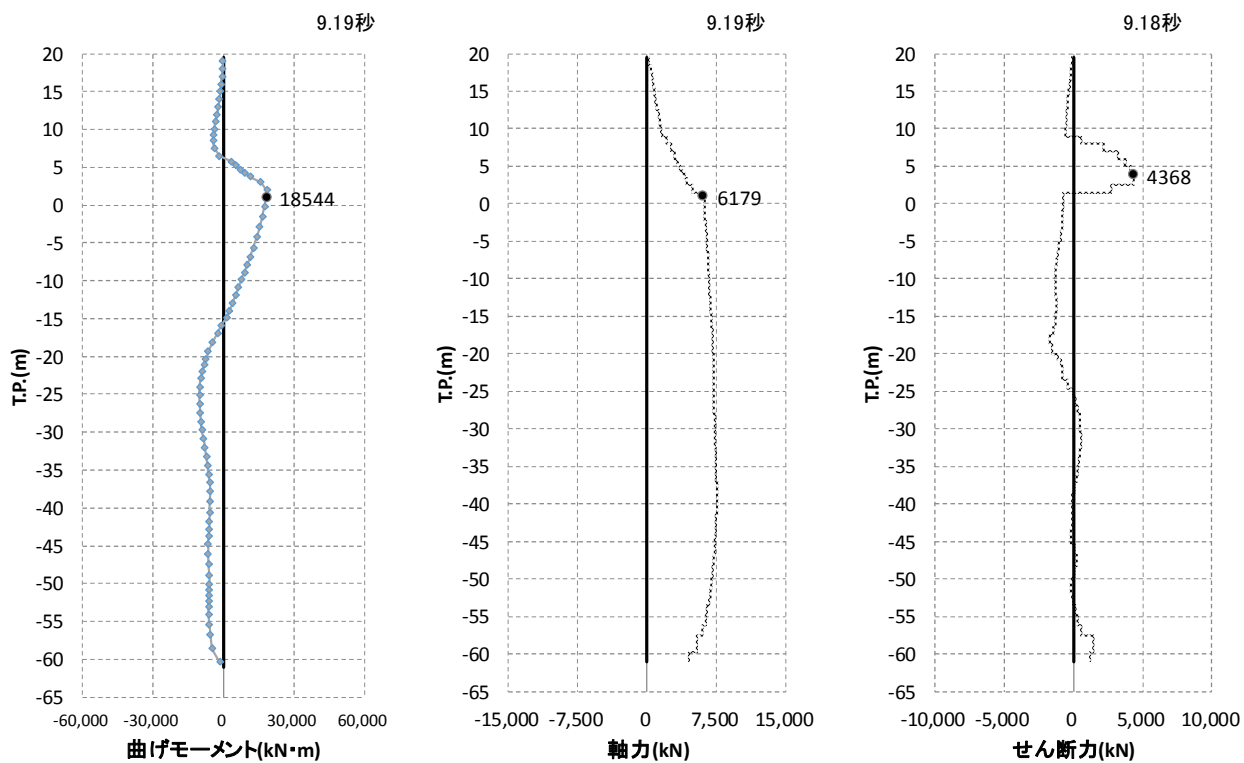


図 5.1-4 (11) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 ( S<sub>s</sub>-31 (H+, V+) )

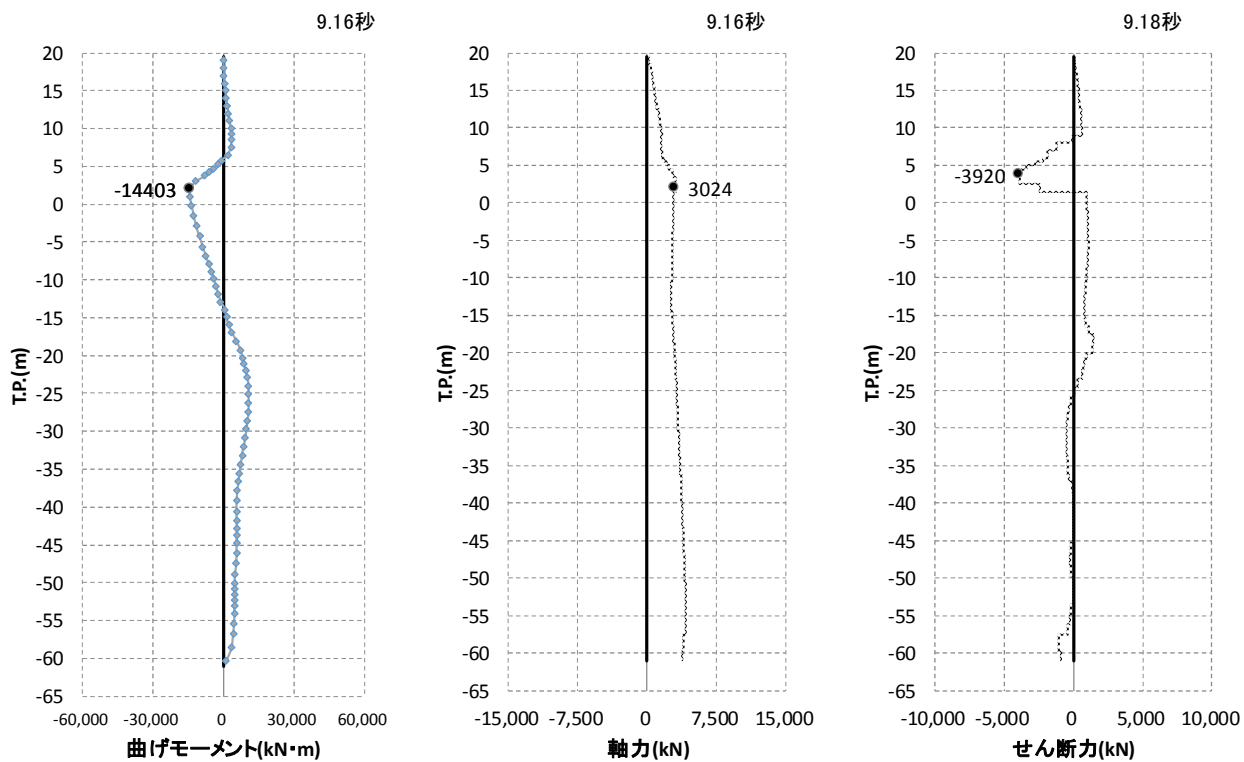


図 5.1-4 (12) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 ( S<sub>s</sub>-31 (H-, V+) )

・ 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

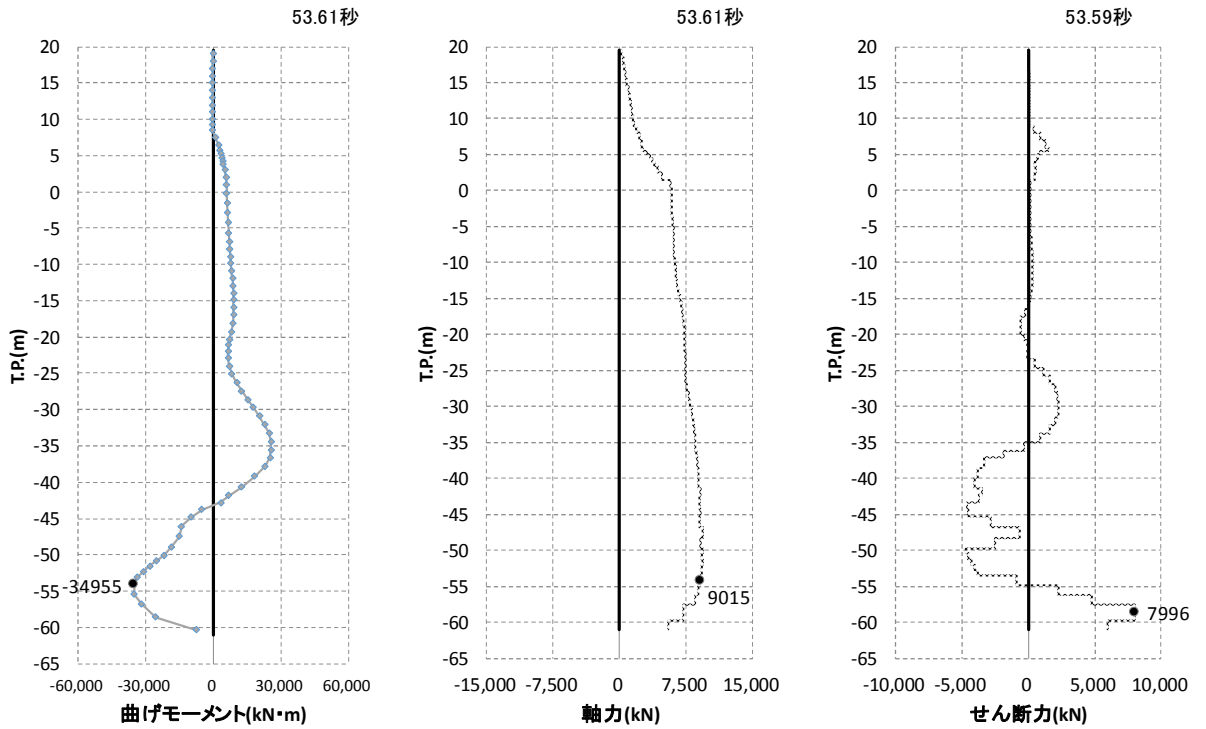


図 5.1-4 (13) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-D1 (H+, V+))

・ 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

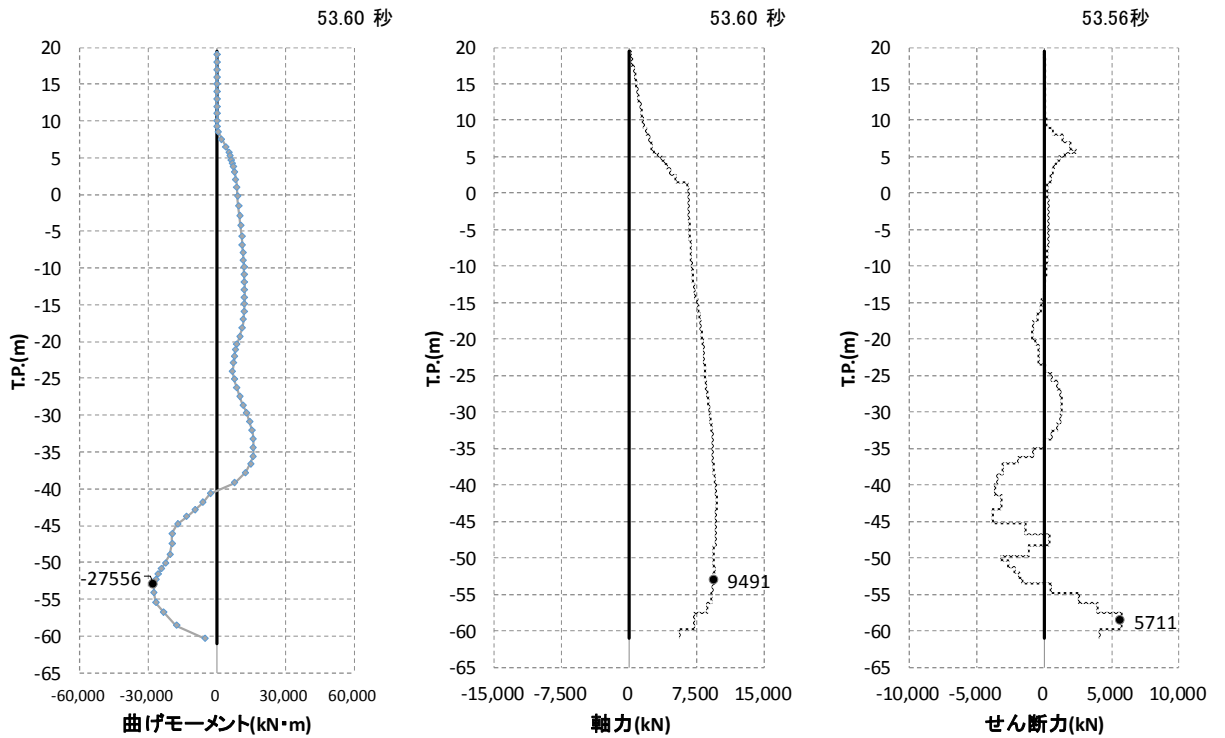


図 5.1-4 (14) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-D1 (H+, V+))

・ 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



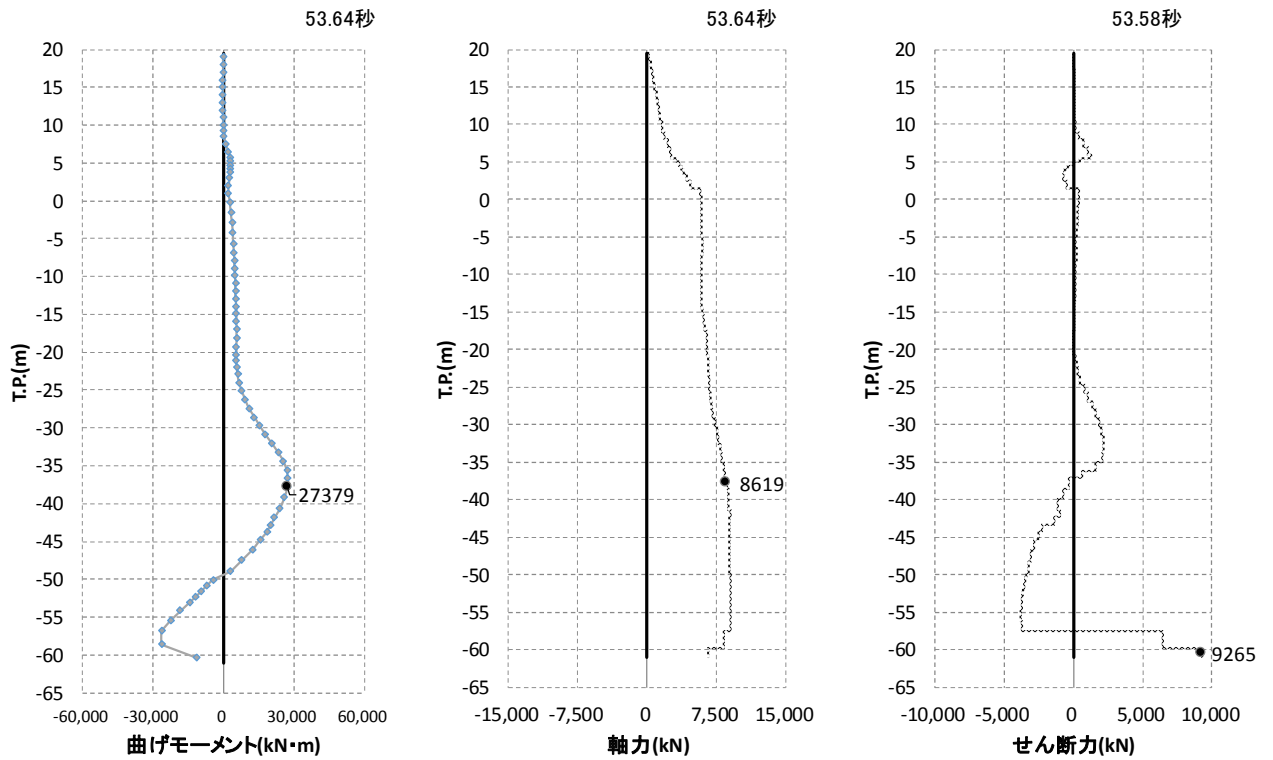


図 5.1-4 (15) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (  $S_s - D1$  (H+, V+) )  
 ・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

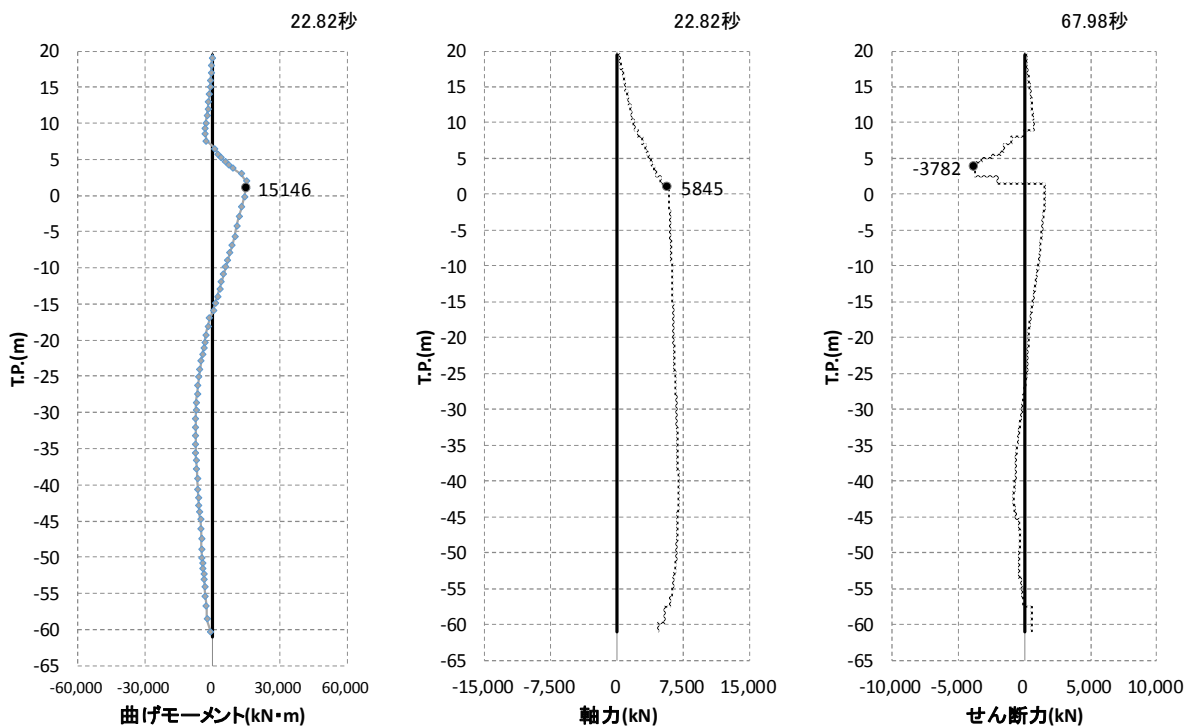


図 5.1-4 (16) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (  $S_s - D1$  (H+, V+) )  
 ・ 検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して非液状化の条件を仮定した解析  
 ケース

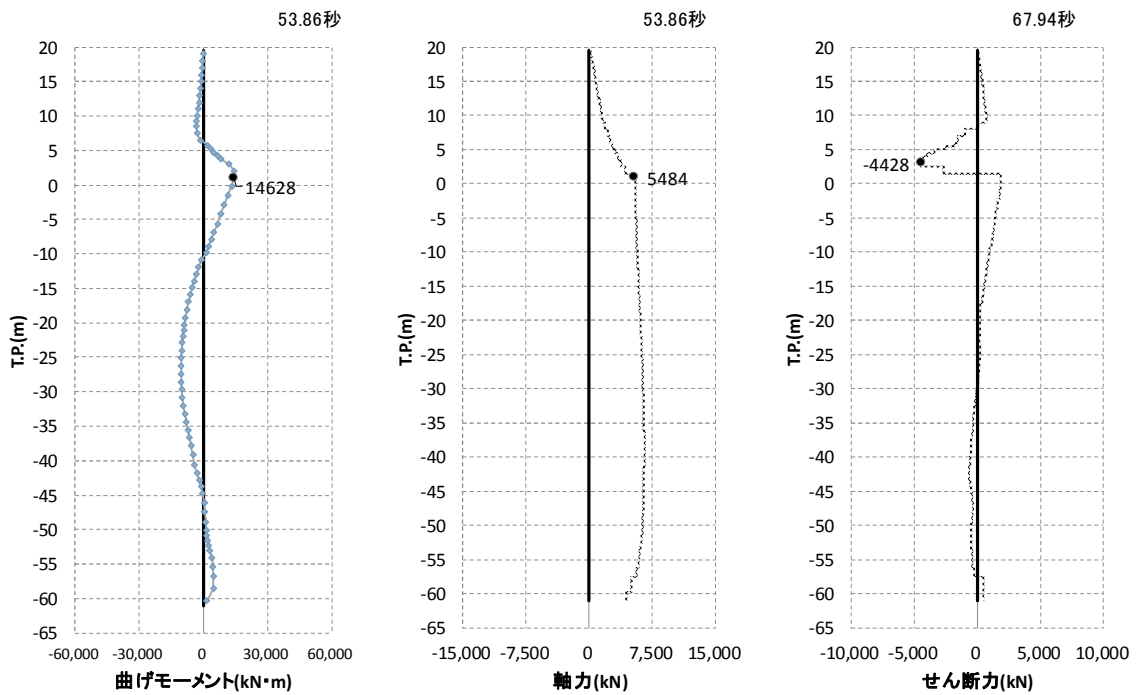


図 5.1-4 (17) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-D1 (H+, V+))  
 ・ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース

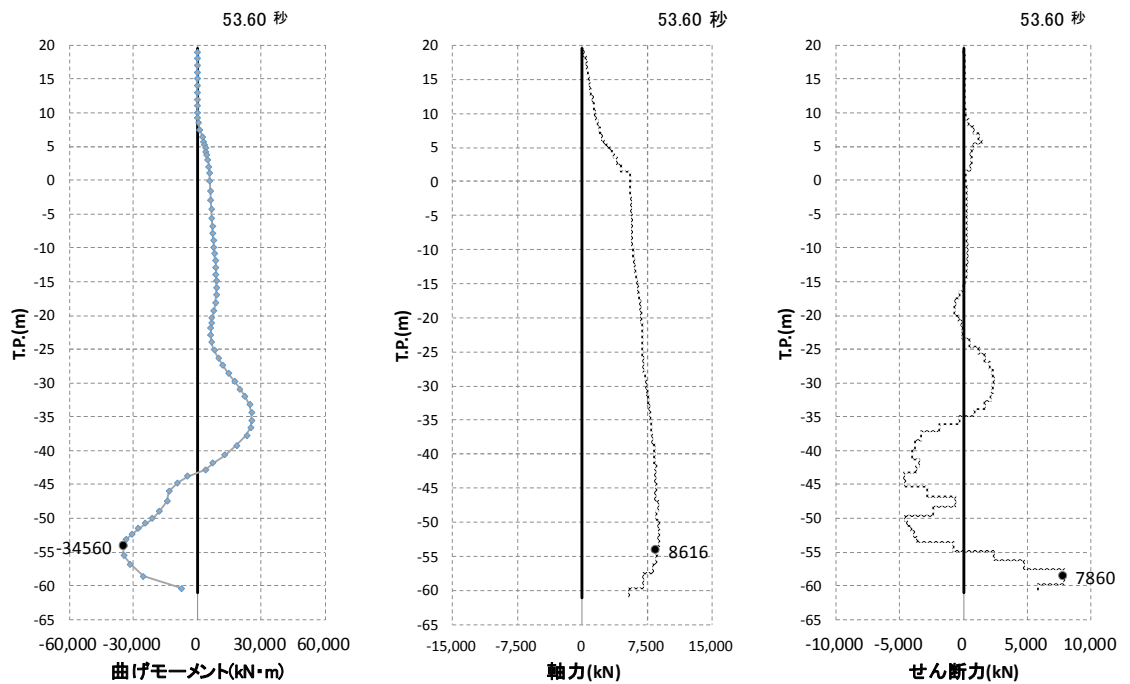


図 5.1-4 (18) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-D1 (H+, V-))

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

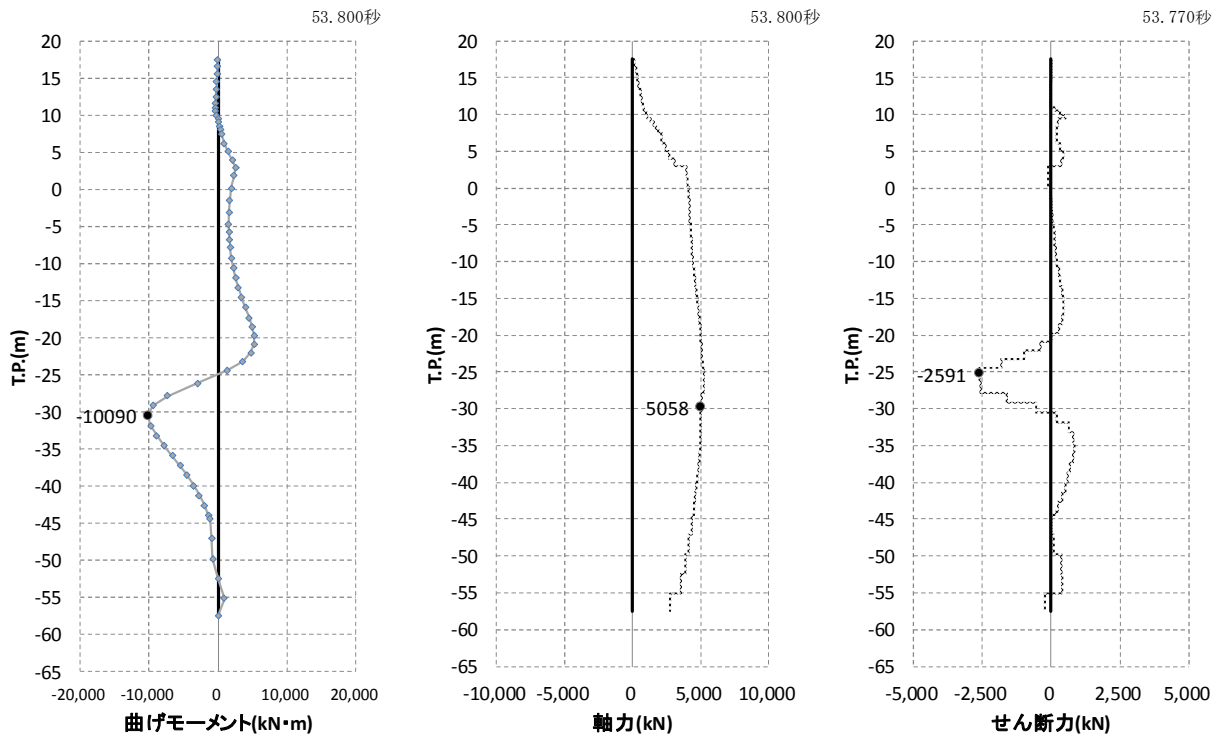


図 5.1-5 (1) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-D1 (H+, V+))

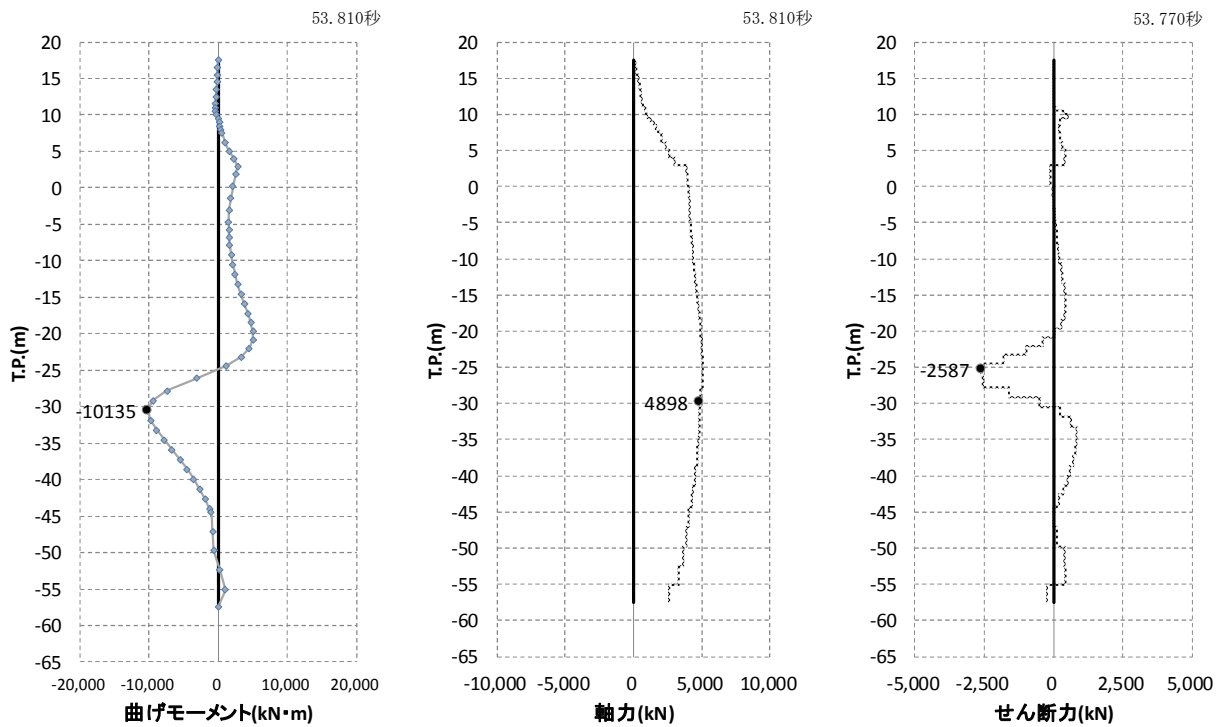


図 5.1-5 (2) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-D1 (H+, V-))

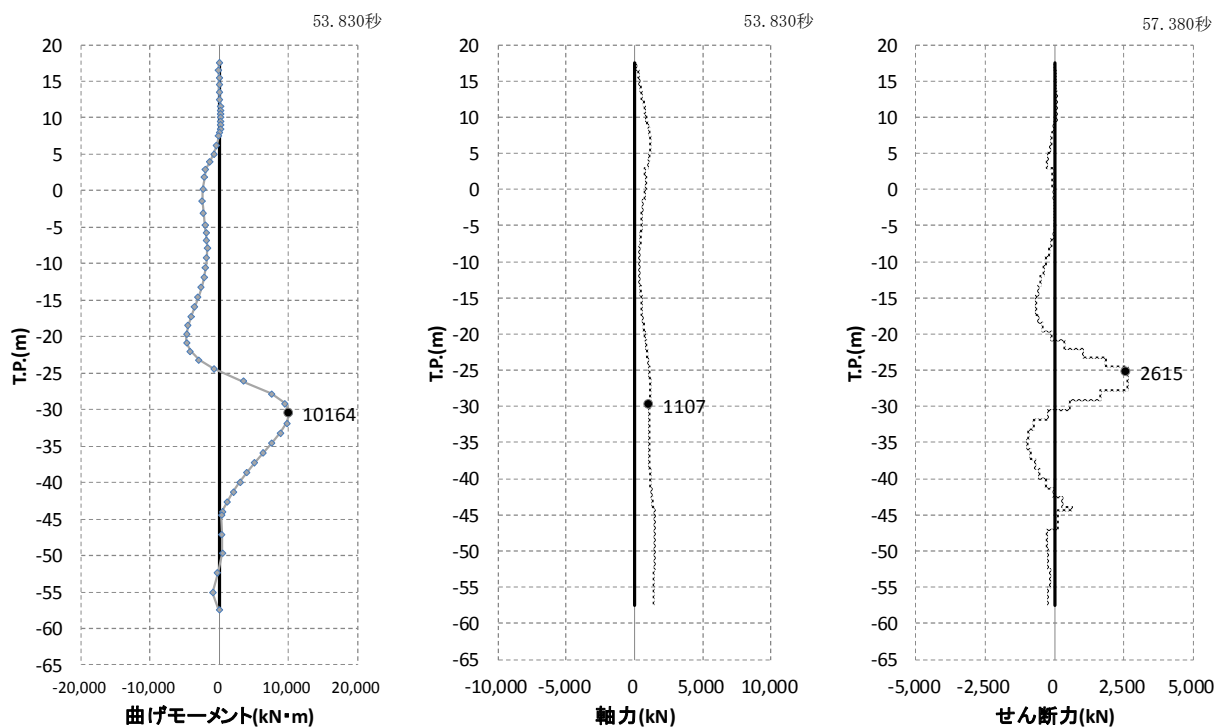


図 5.1-5 (3) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-D 1 (H-, V+))

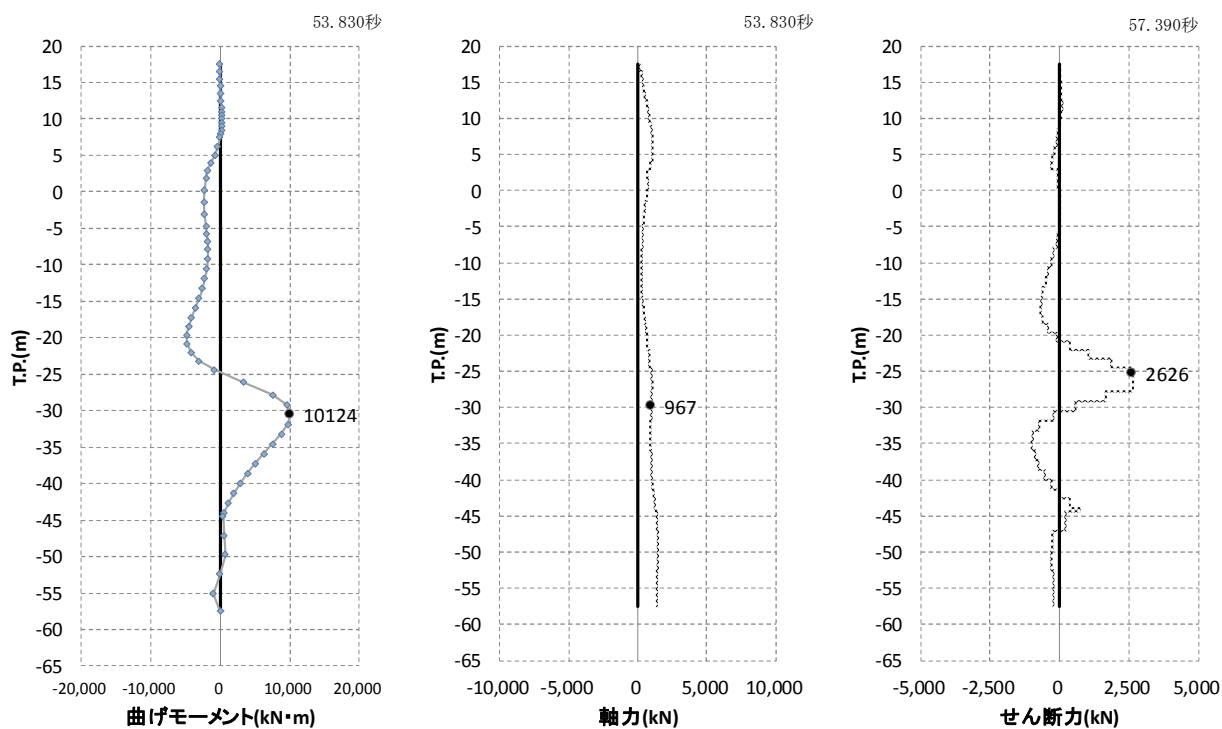


図 5.1-5 (4) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-D 1 (H-, V-))

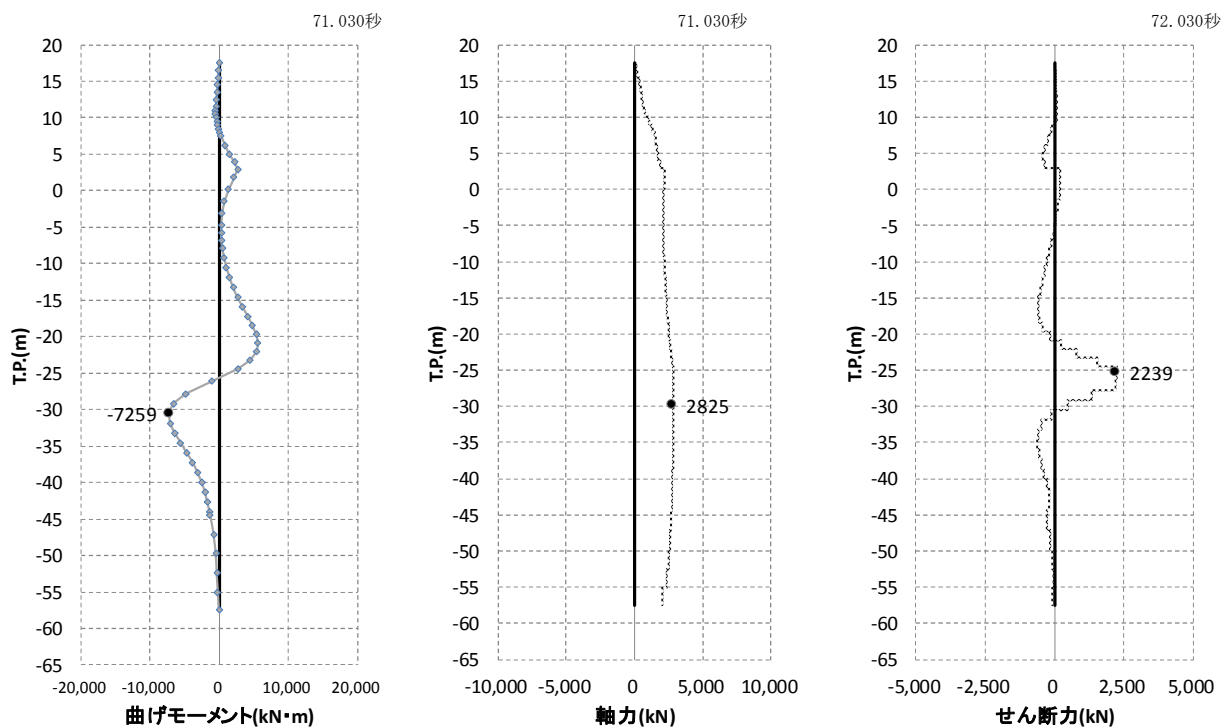


図 5.1-5 (5) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 ( $S_s-11$ )

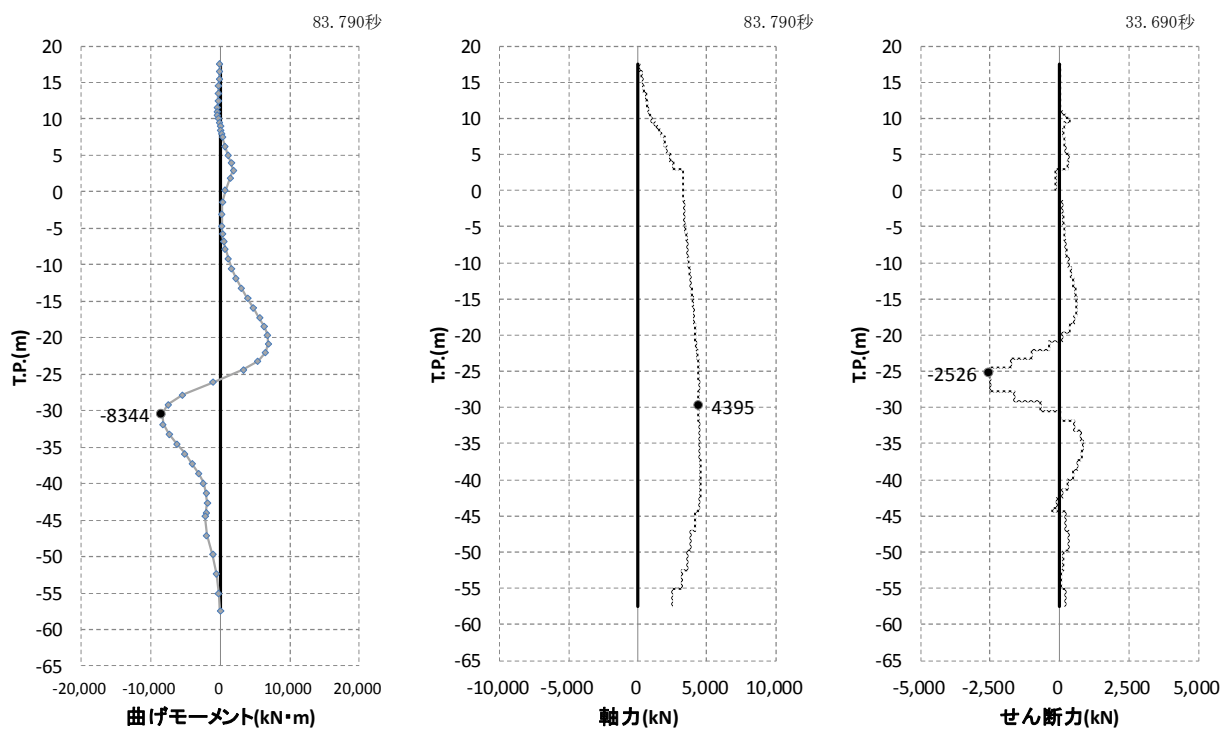


図 5.1-5 (6) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 ( $S_s-12$ )

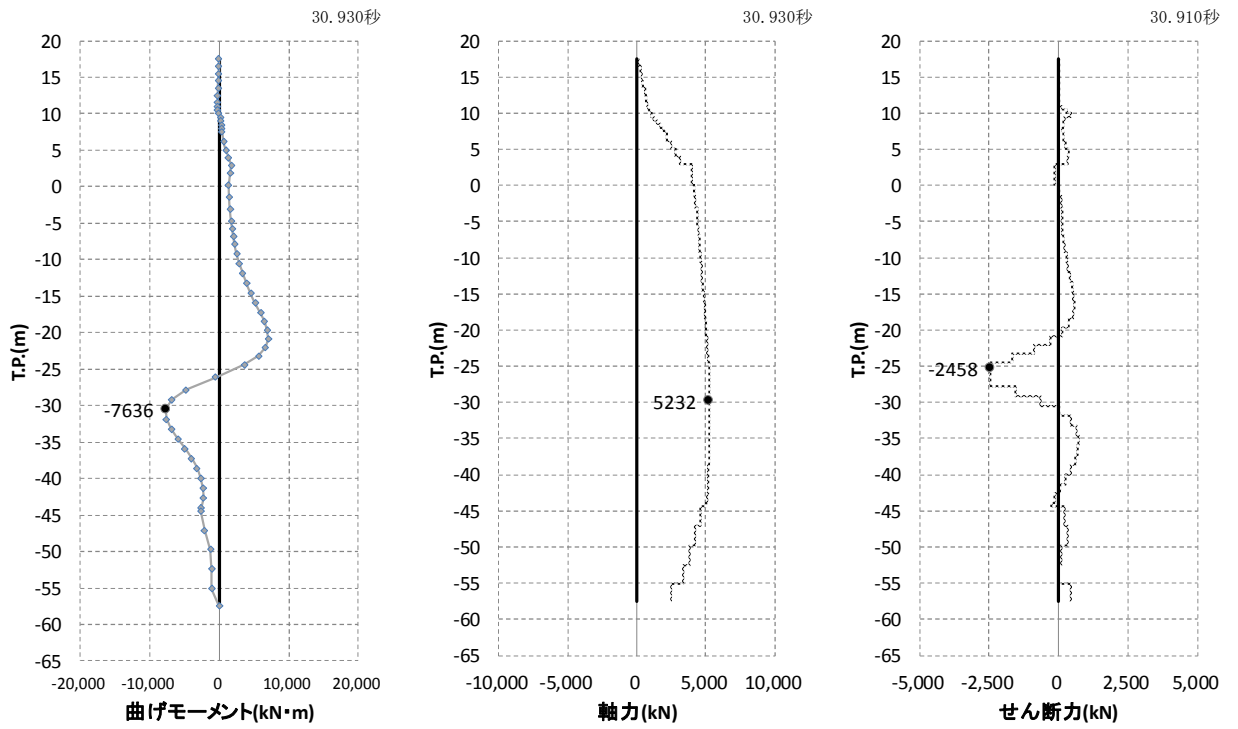


図 5.1-45 (7) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub> - 1 3)

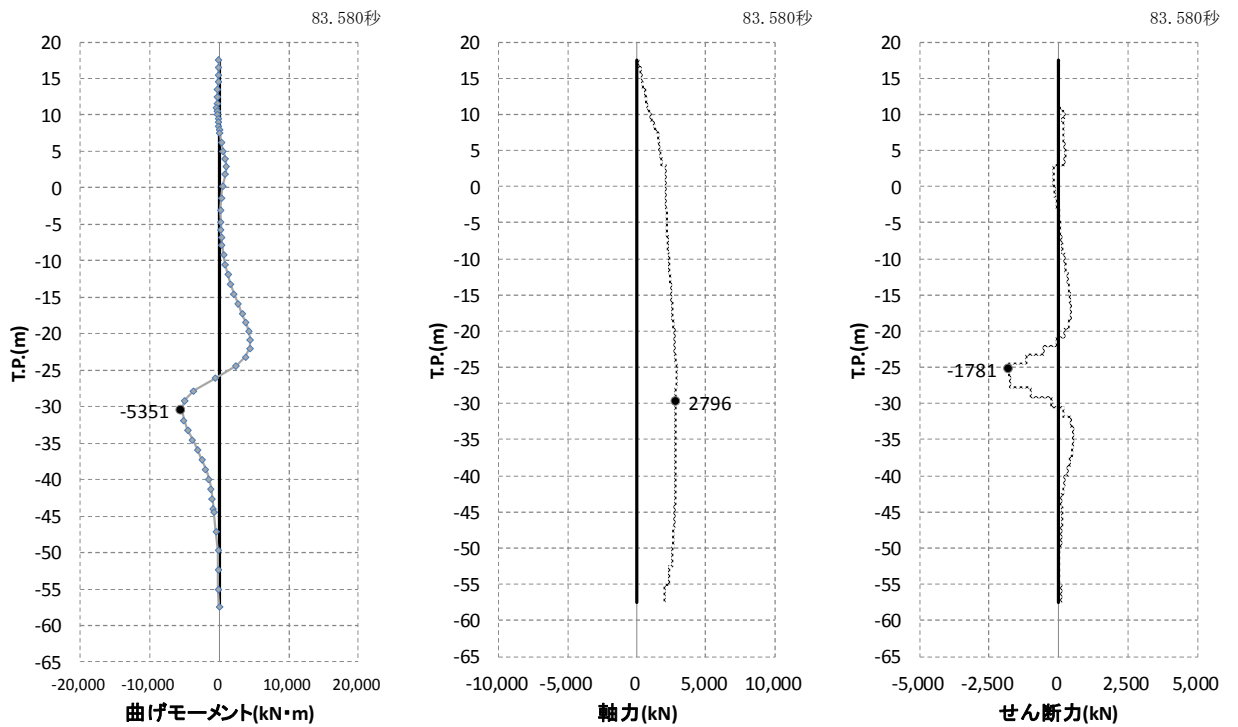


図 5.1-5 (8) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub> - 1 4)

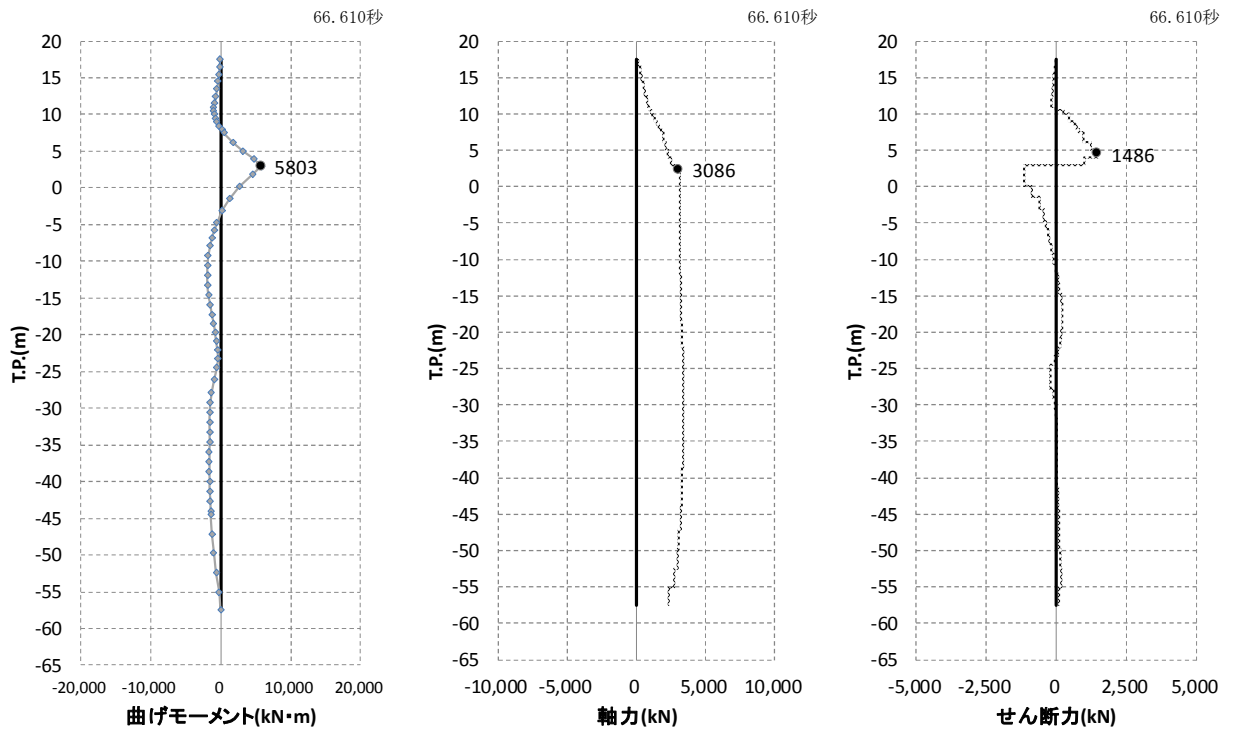


図 5.1-5 (9) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-21)

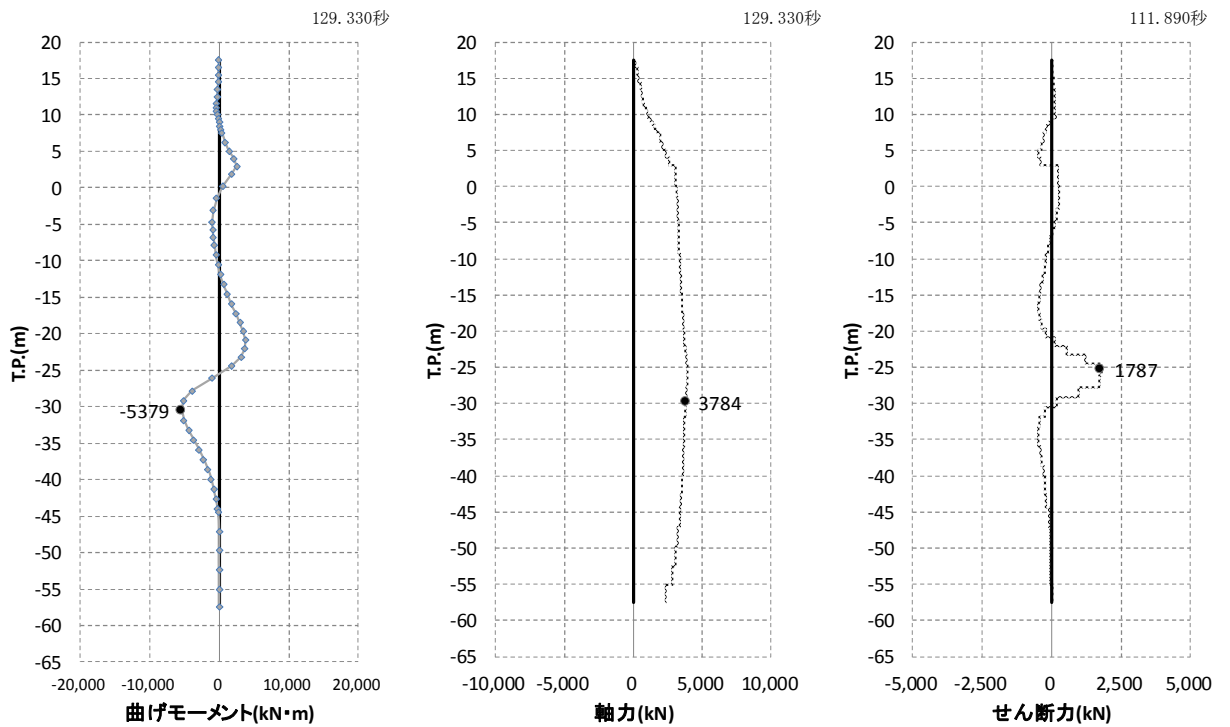


図 5.1-5 (10) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-22)

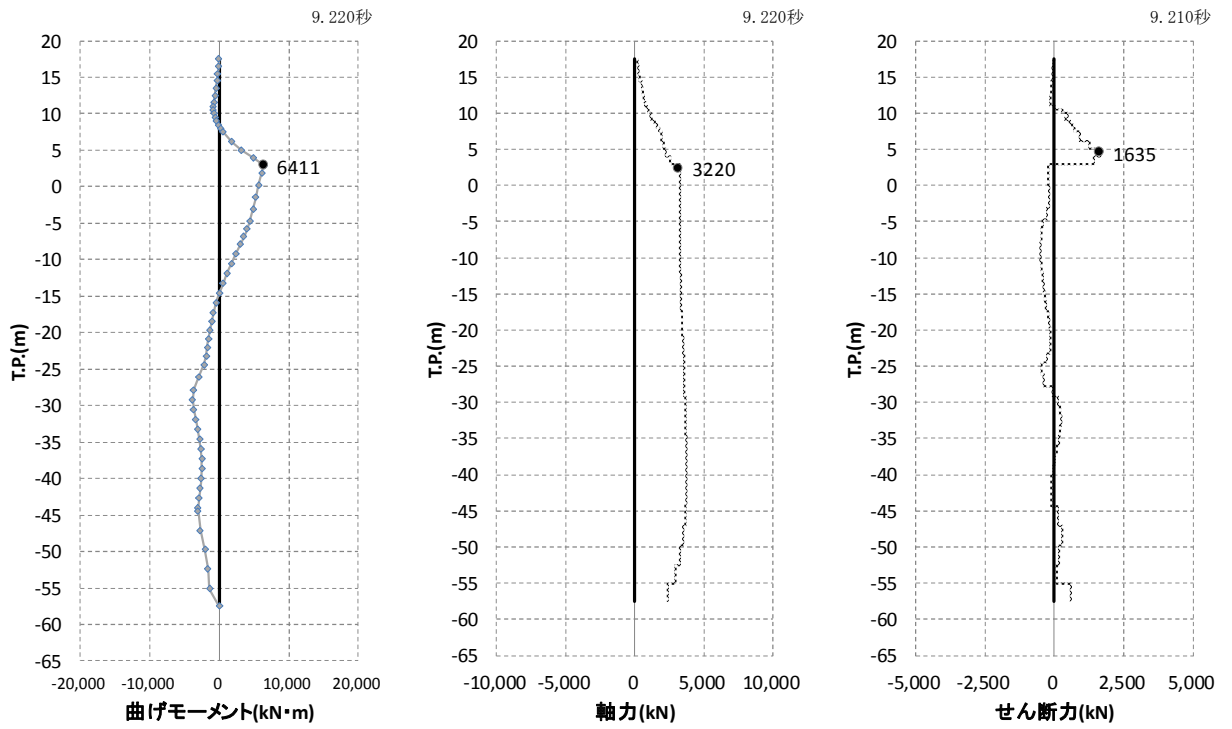


図 5.1-5 (11) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-3 1 (H+, V+))

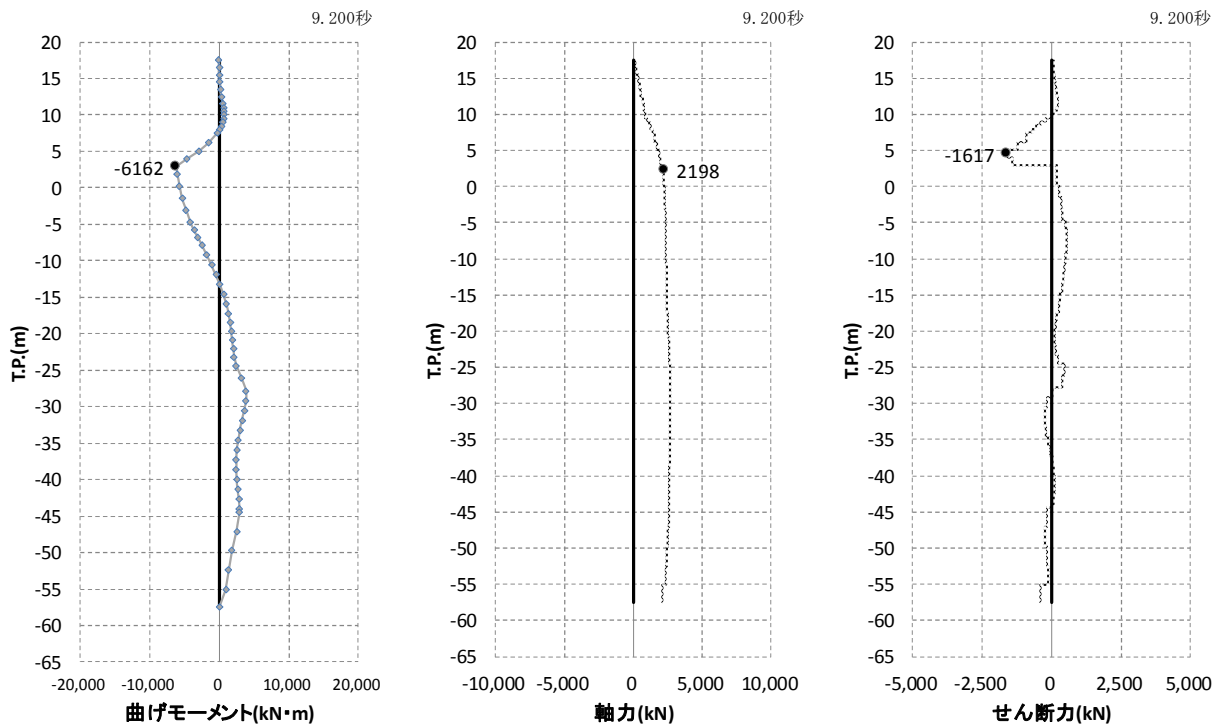


図 5.1-5 (12) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-3 1 (H-, V+))



・ 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

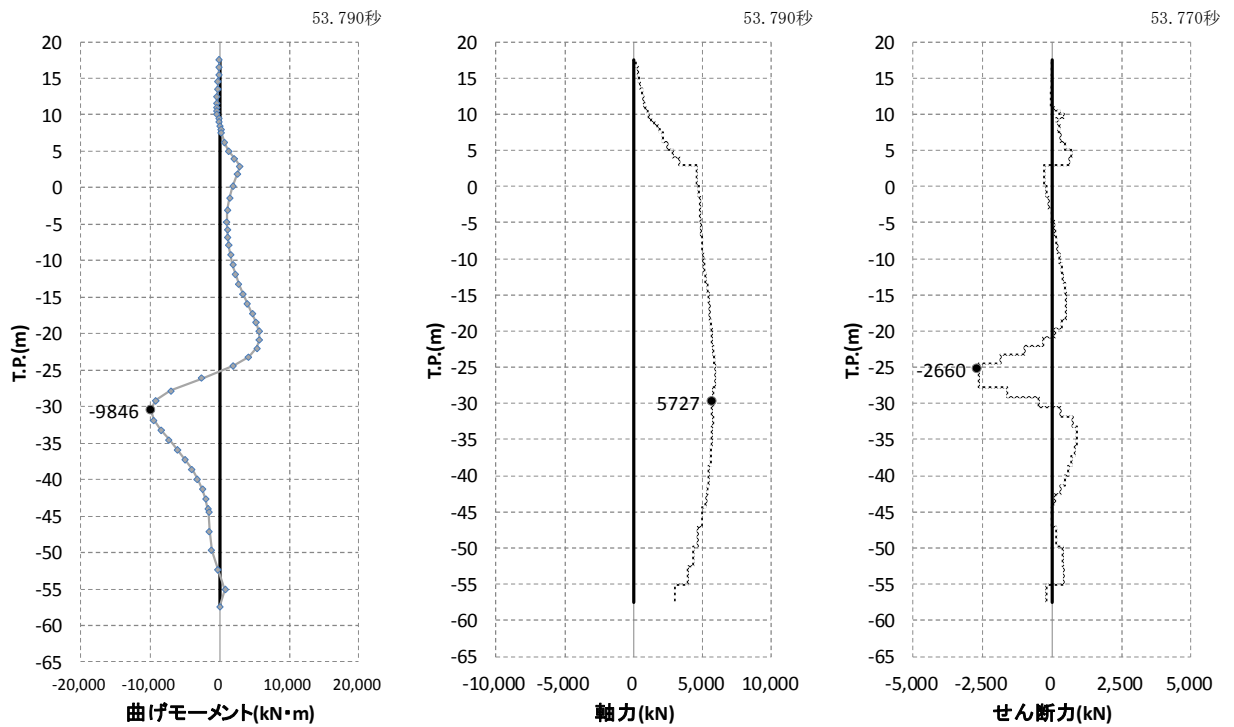


図 5.1-5 (13) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-D1 (H+, V+))

・ 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

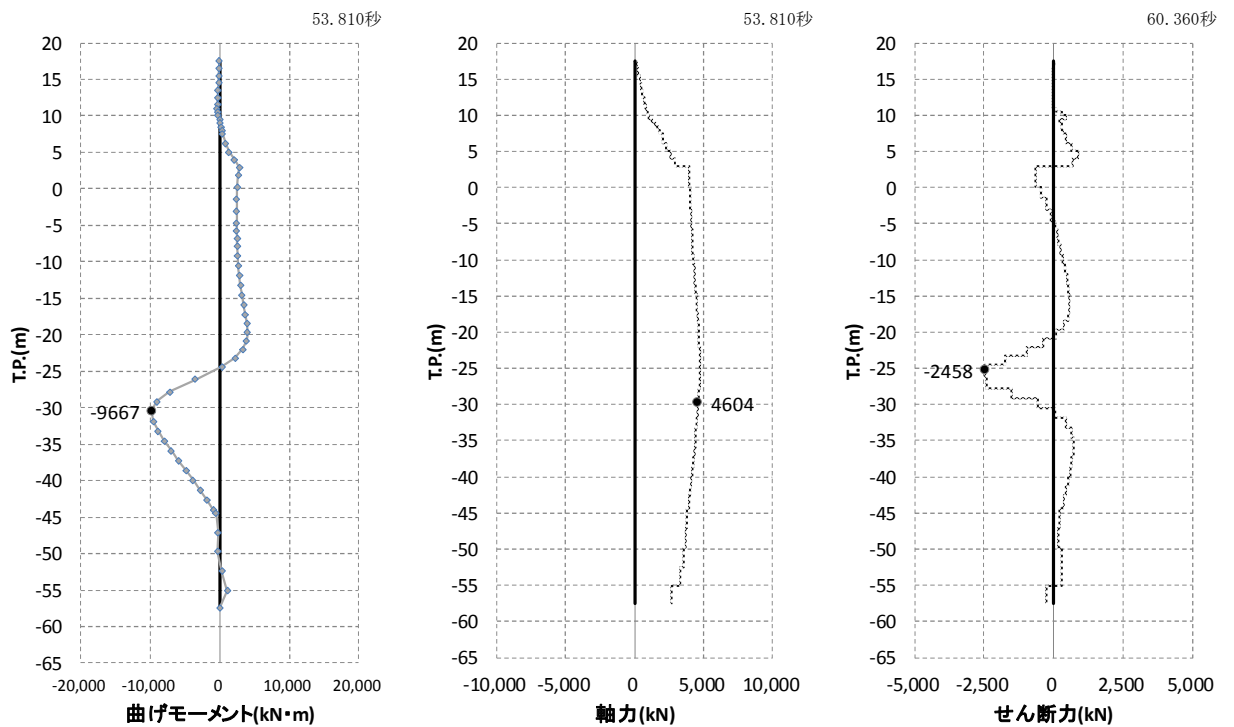


図 5.1-5 (14) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-D1 (H+, V+))

・ 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

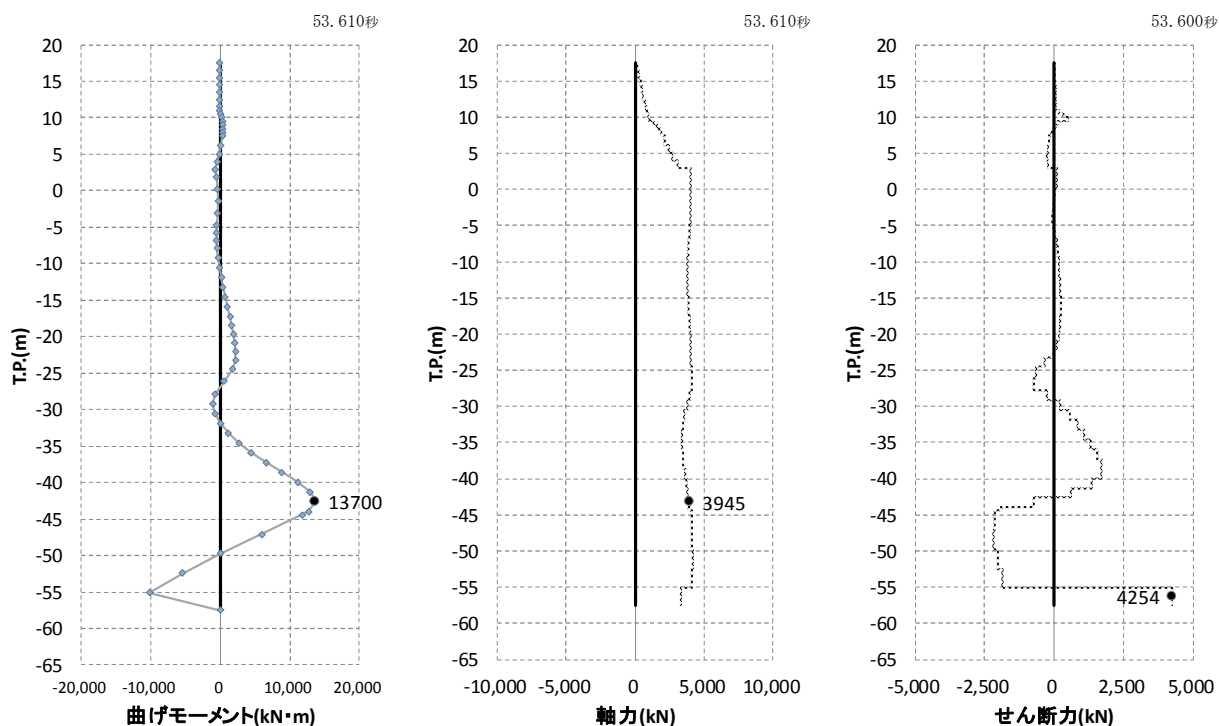


図 5.1-5 (15) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-D 1 (H+, V+))

・ 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

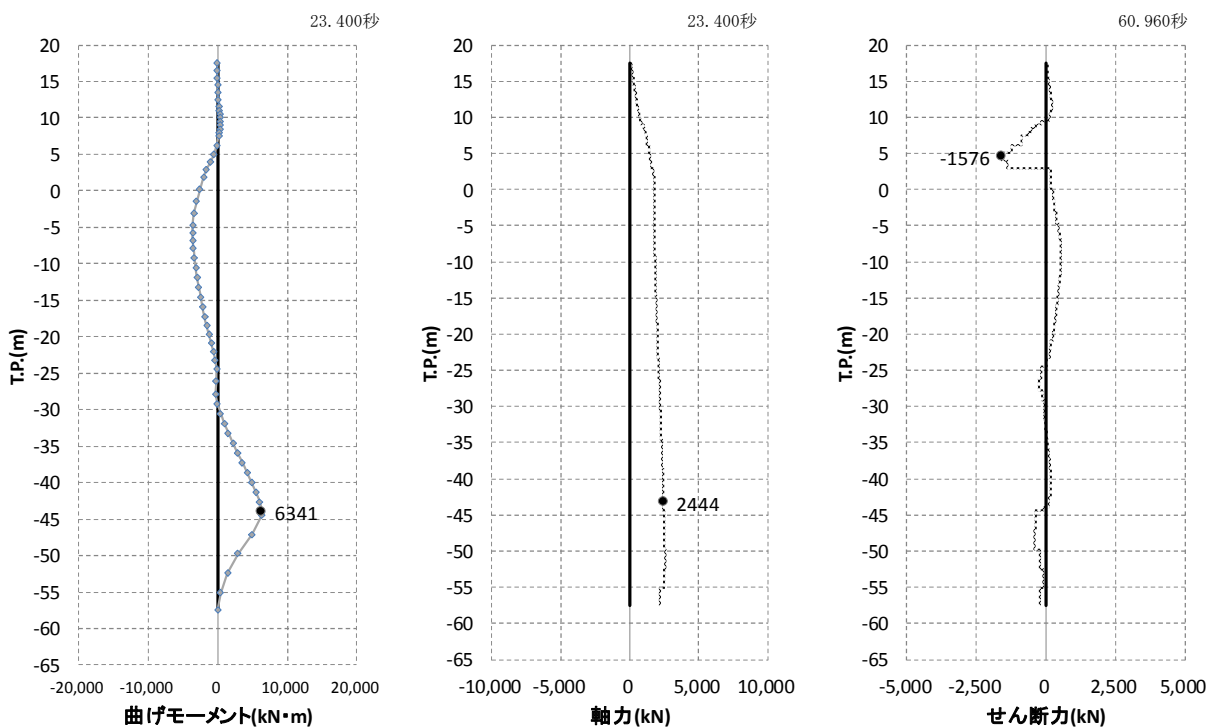


図 5.1-5 (16) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-D 1 (H+, V+))

・ 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

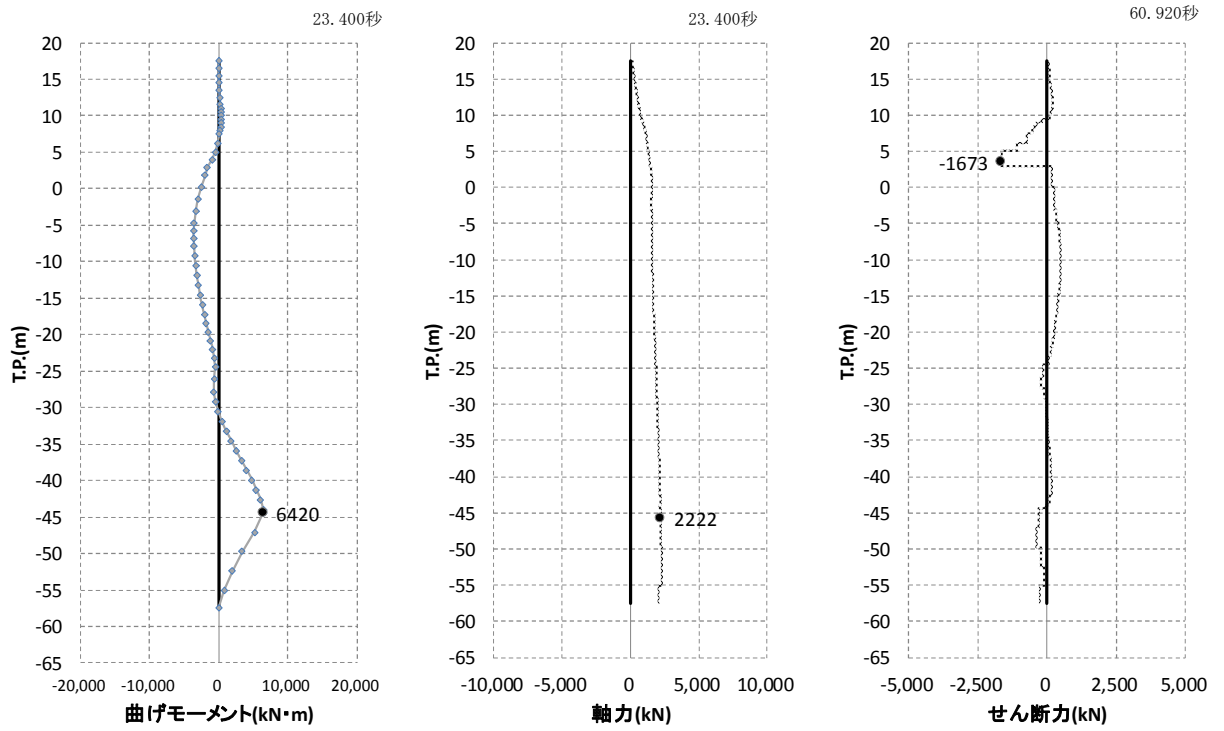


図 5.1-5 (17) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-D 1 (H+, V+))

- ・ 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

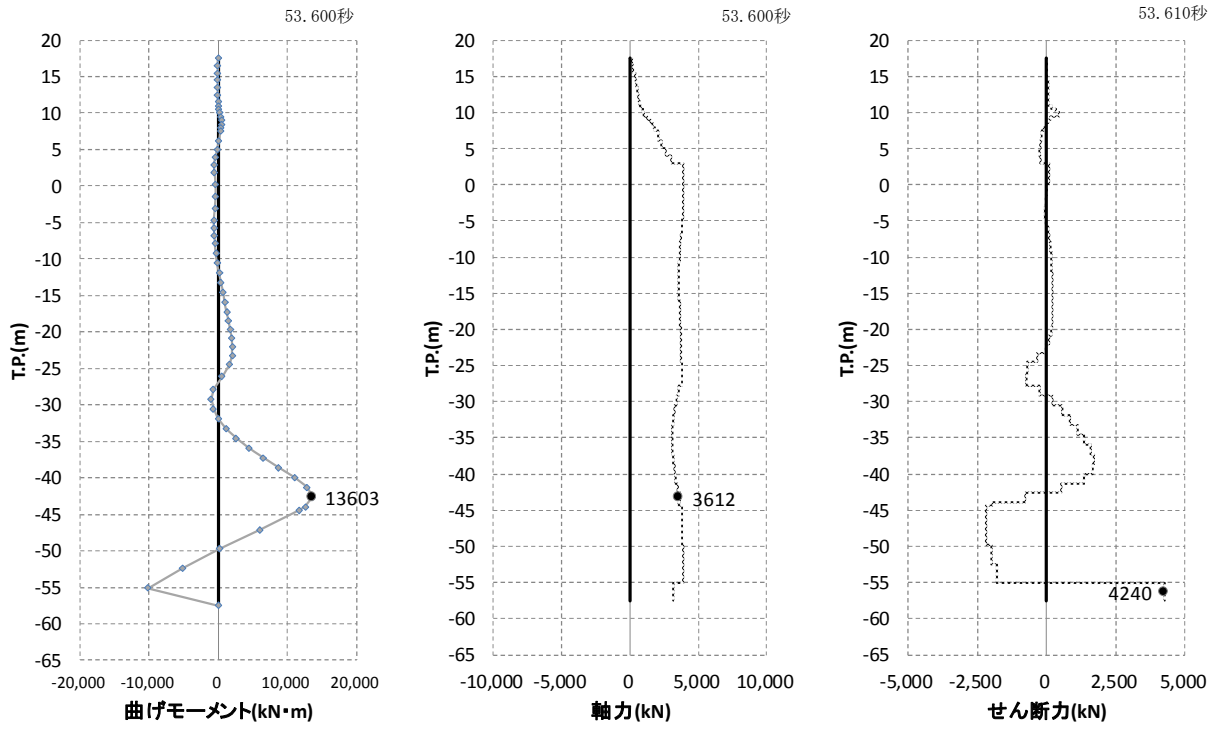


図 5.1-5 (18) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-D1 (H+, V-))

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

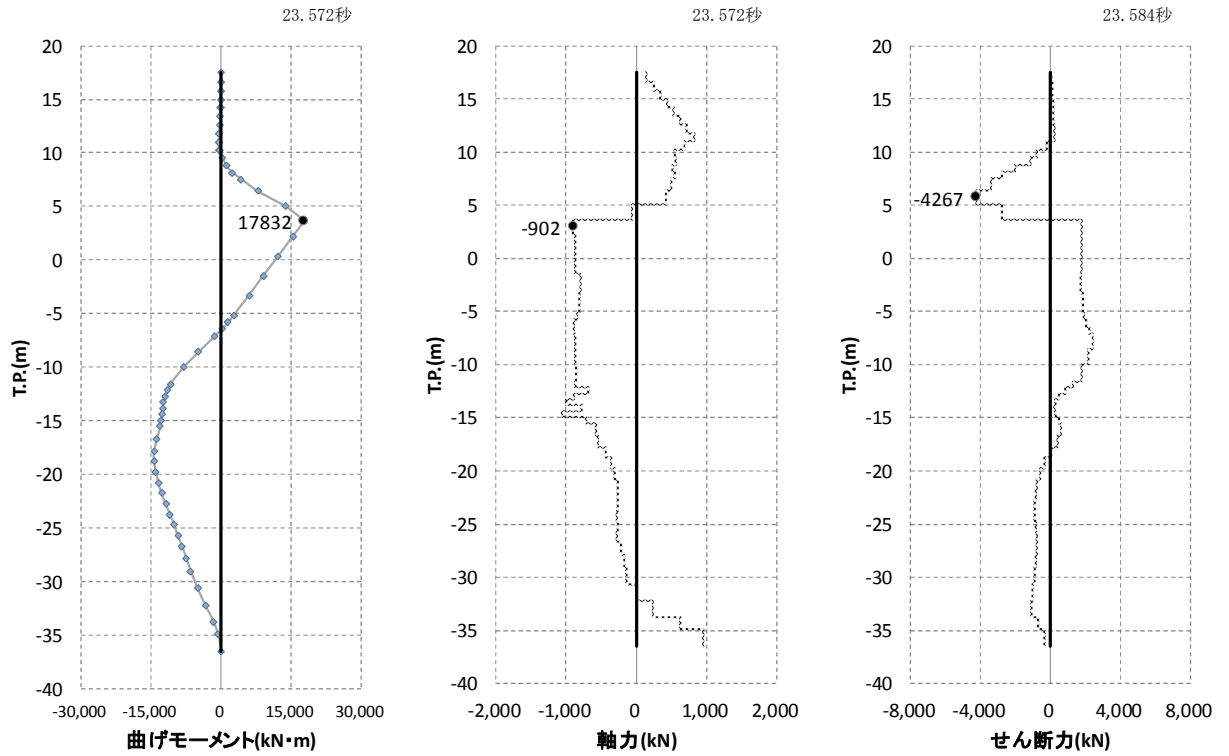


図 5.1-6 (1) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-D 1 (H+, V+))

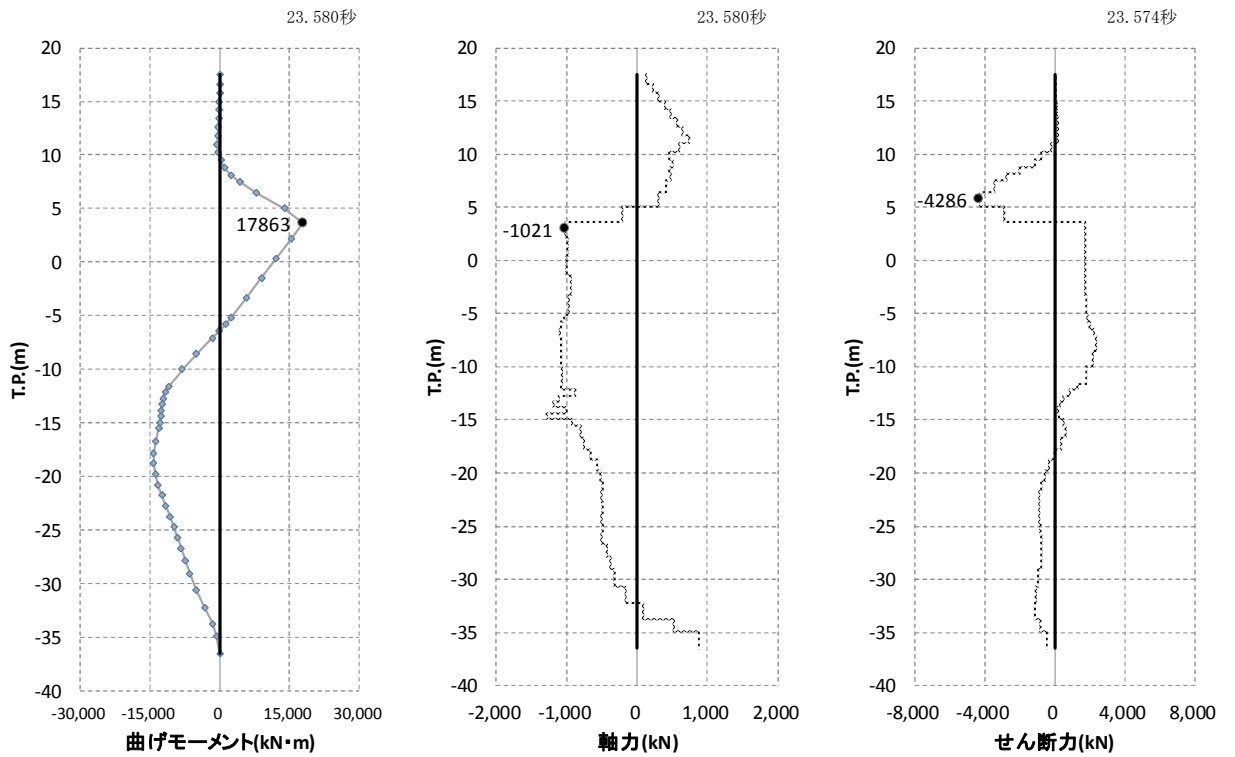


図 5.1-6 (2) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-D 1 (H+, V-))

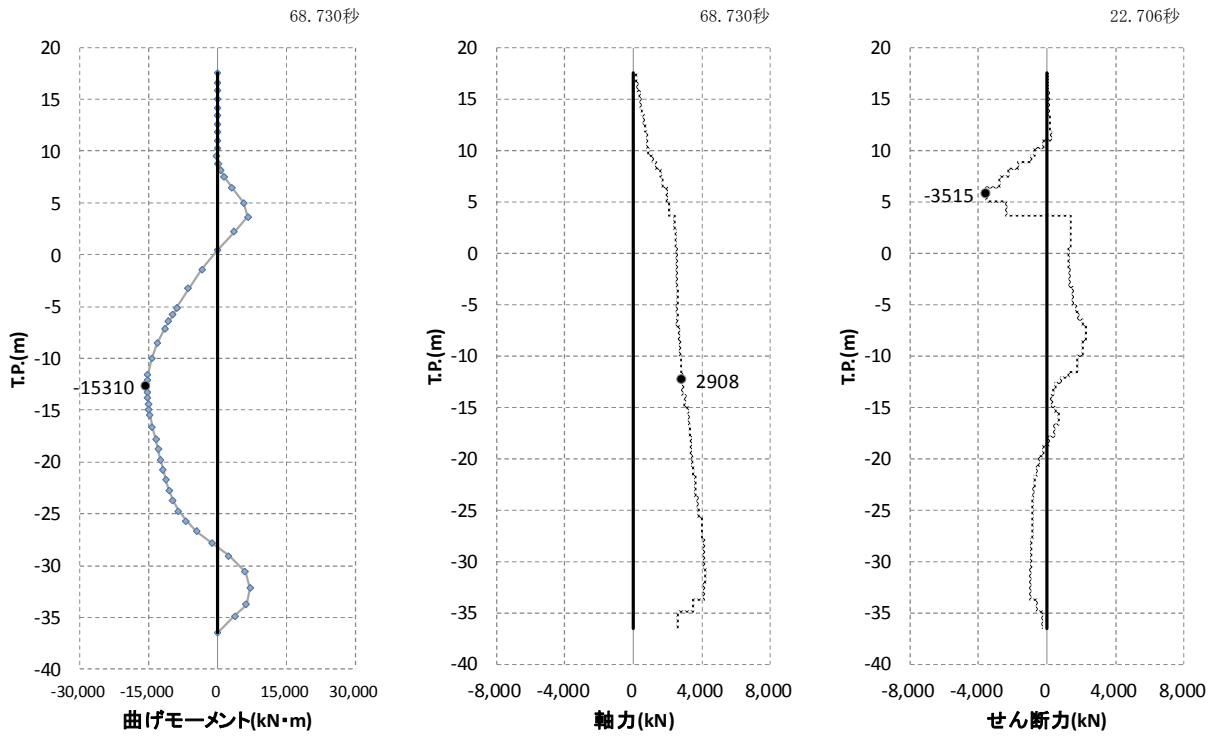


図 5.1-6 (3) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-D 1 (H-, V+))

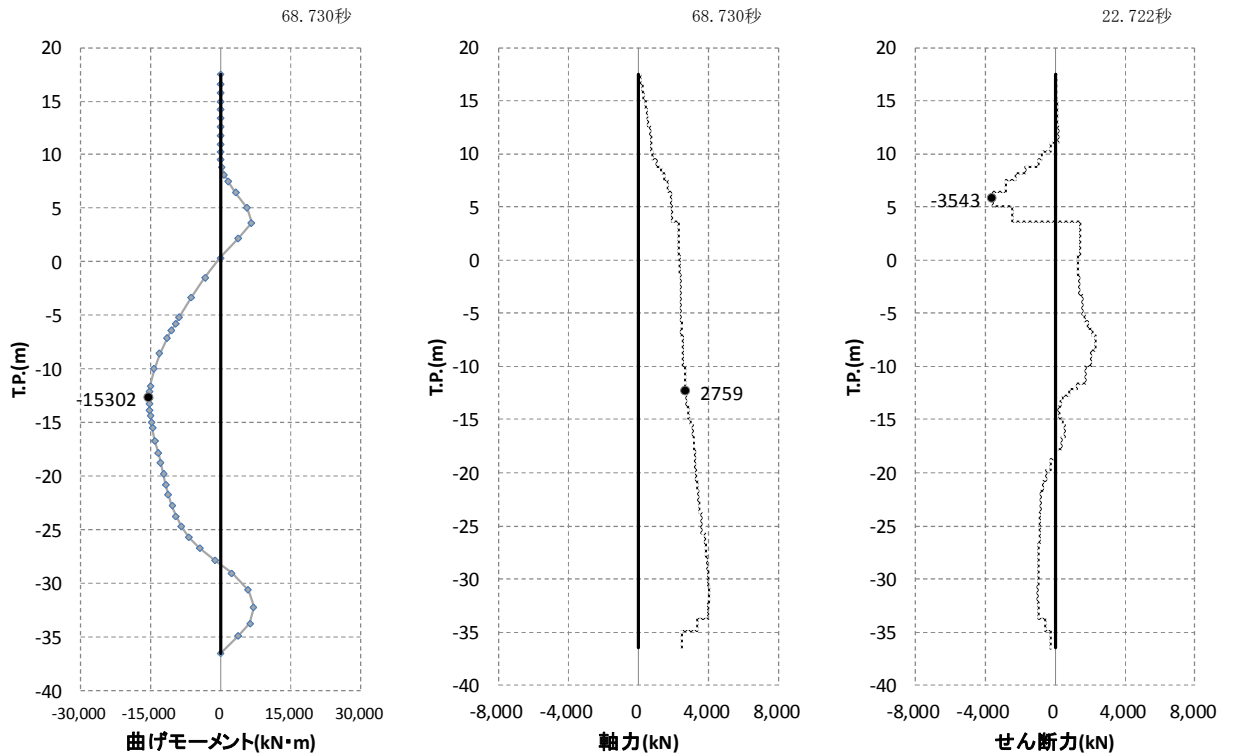


図 5.1-6 (4) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-D 1 (H-, V-))

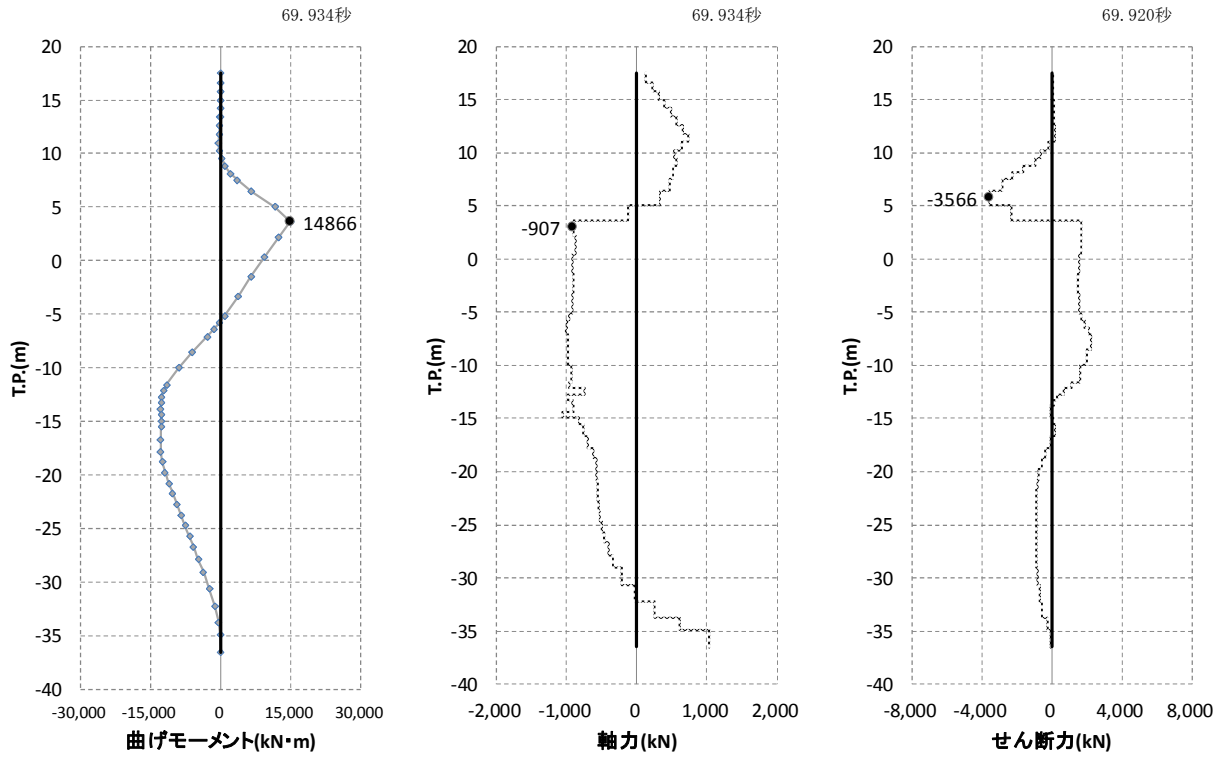


図 5.1-6 (5) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-11)

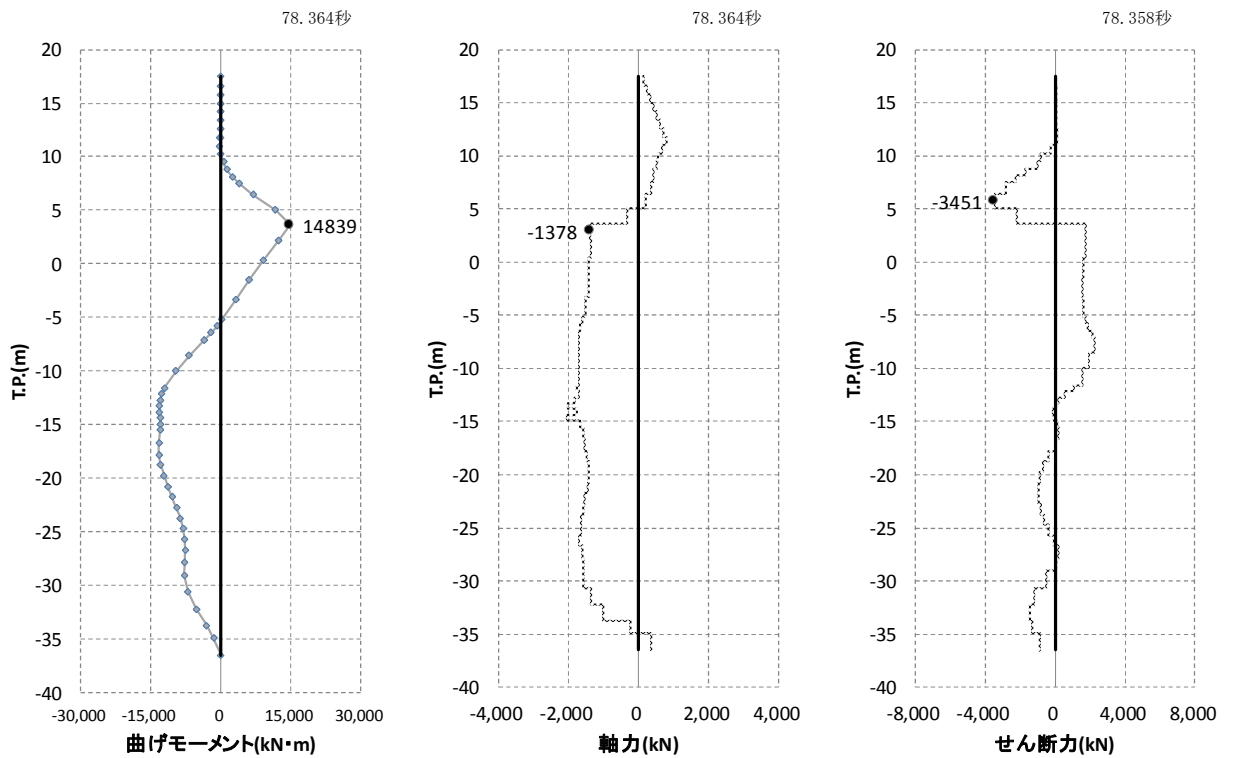


図 5.1-6 (6) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-12)

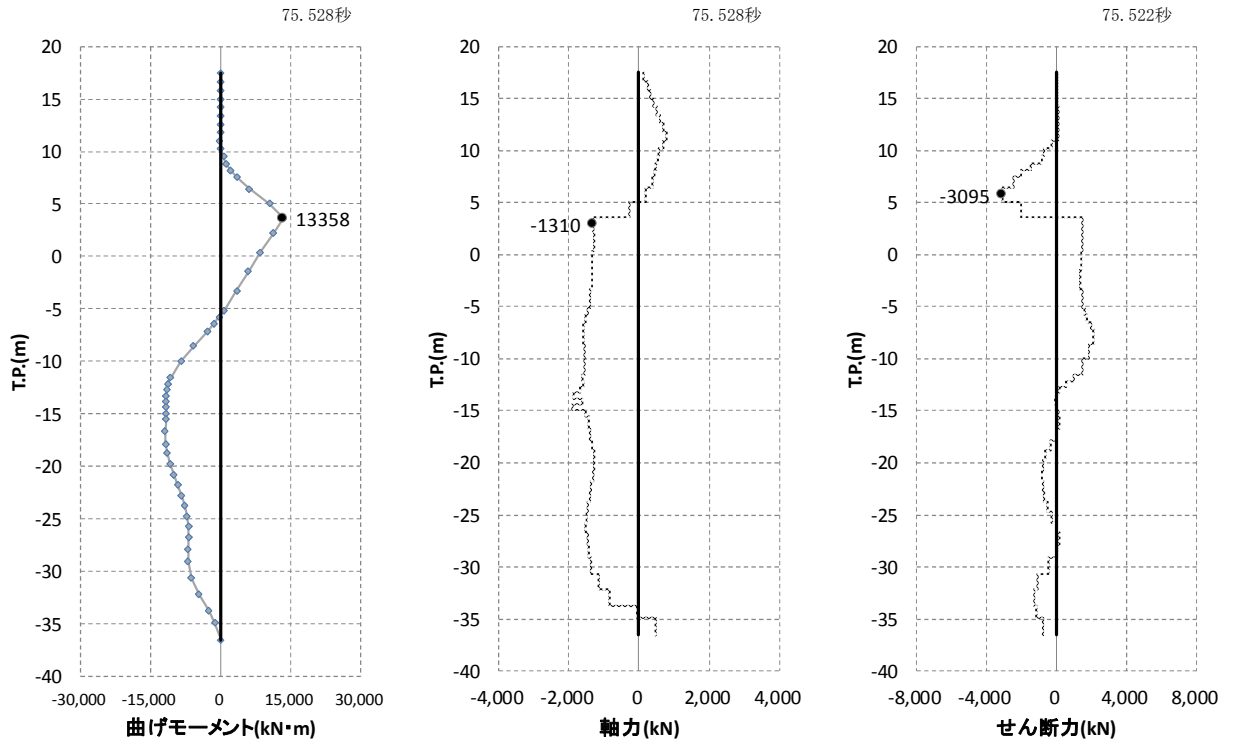


図 5.1-6 (7) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-13)

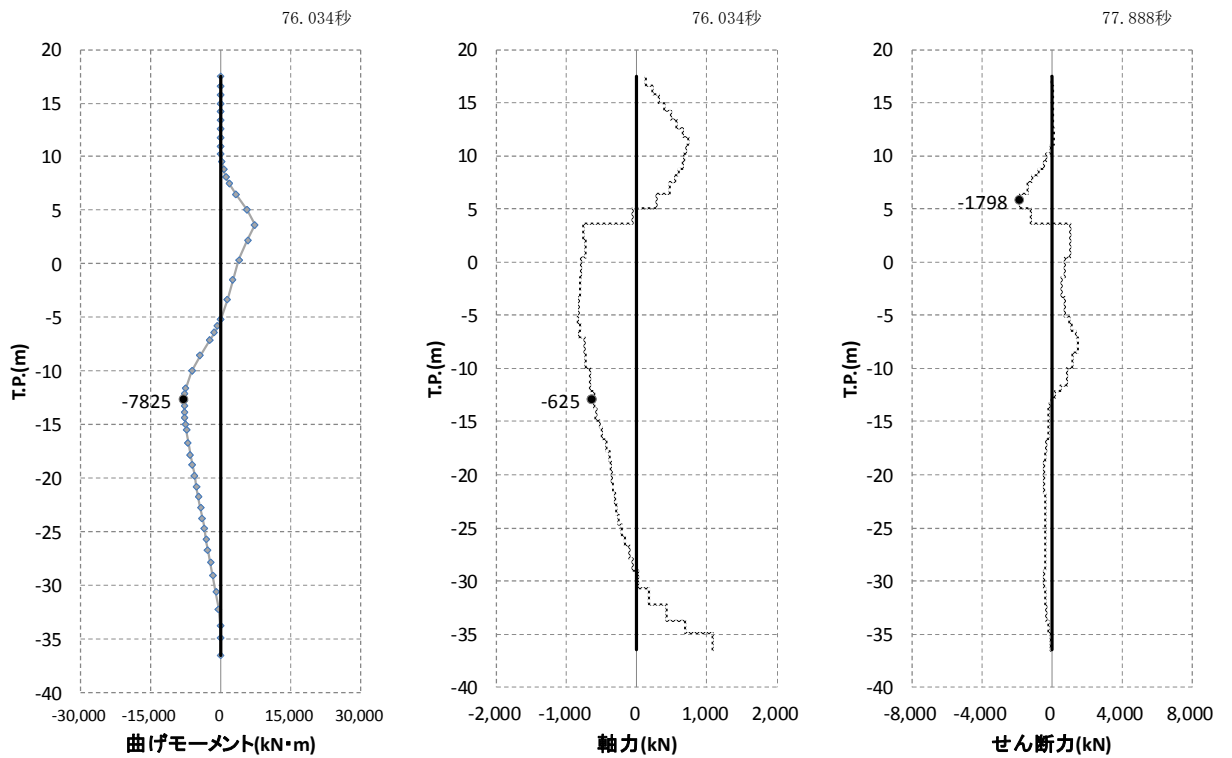


図 5.1-6 (8) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-14)



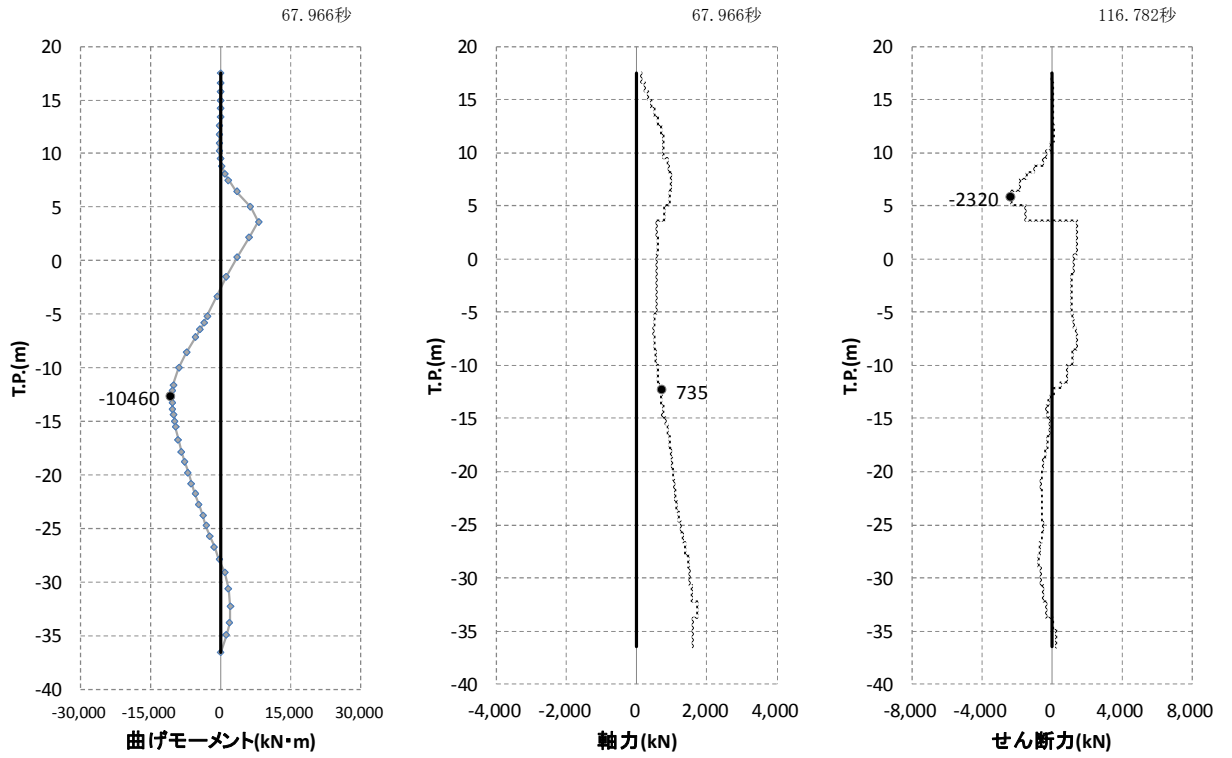


図 5.1-6 (9) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub> - 2 1)

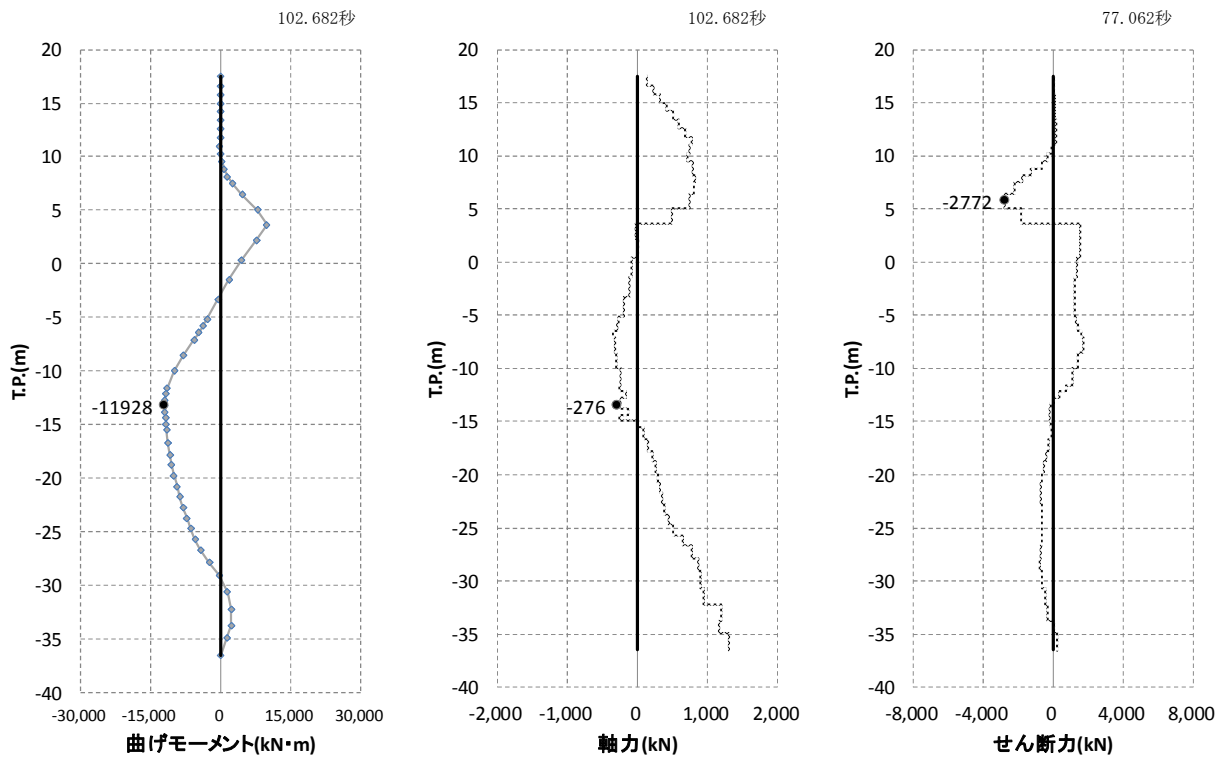


図 5.1-6 (10) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub> - 2 2)

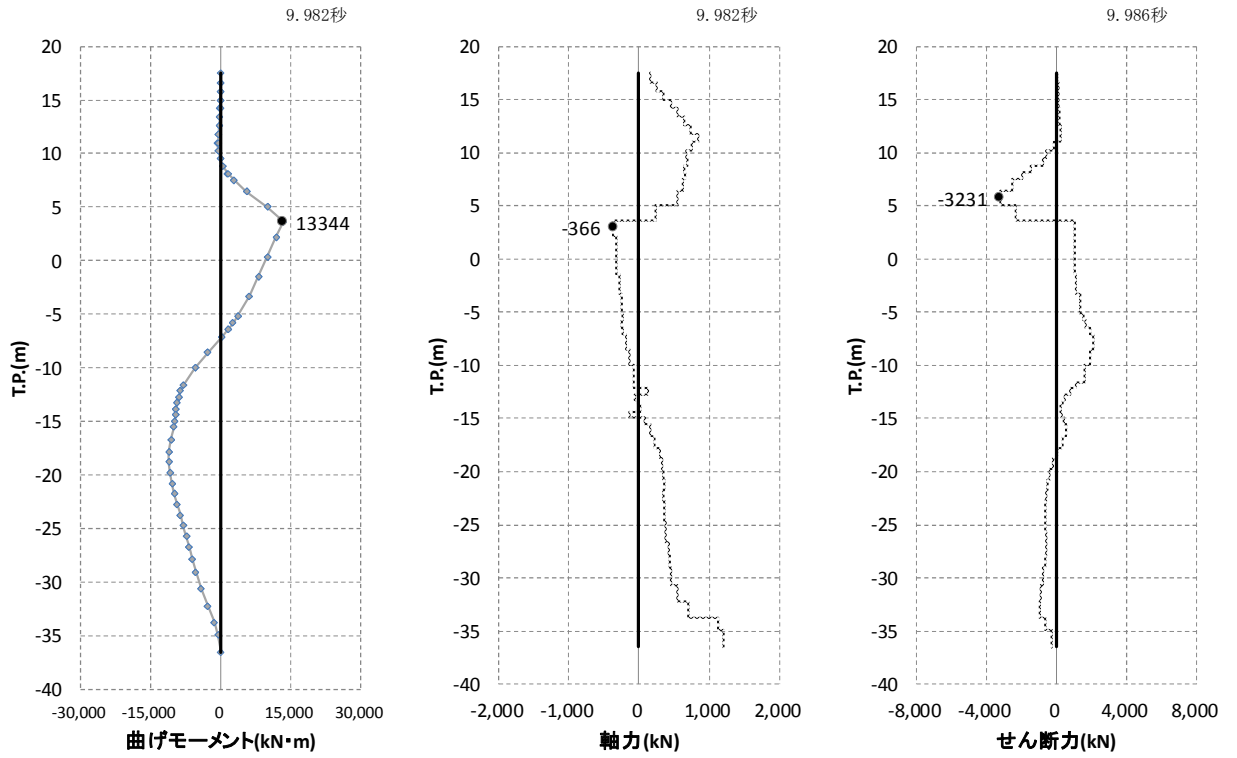


図 5.1-6 (11) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-3 1 (H+, V+))

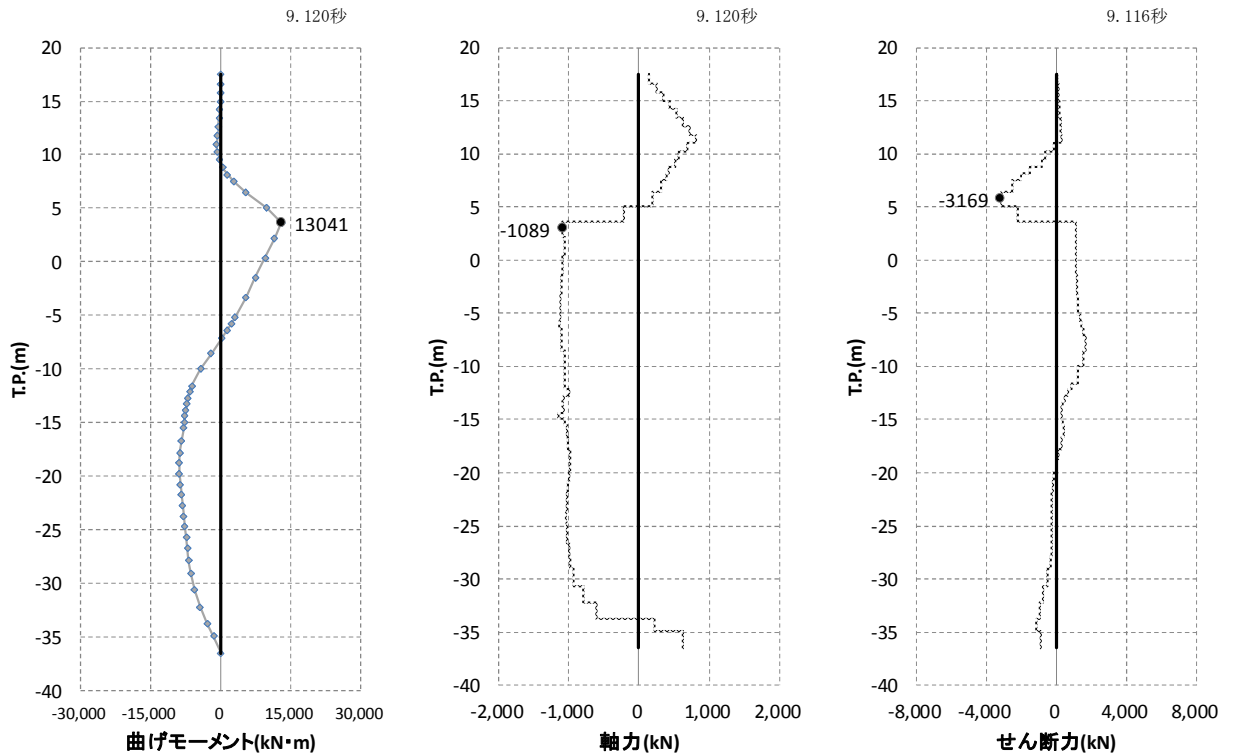


図 5.1-6 (12) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-3 1 (H-, V+))

・ 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

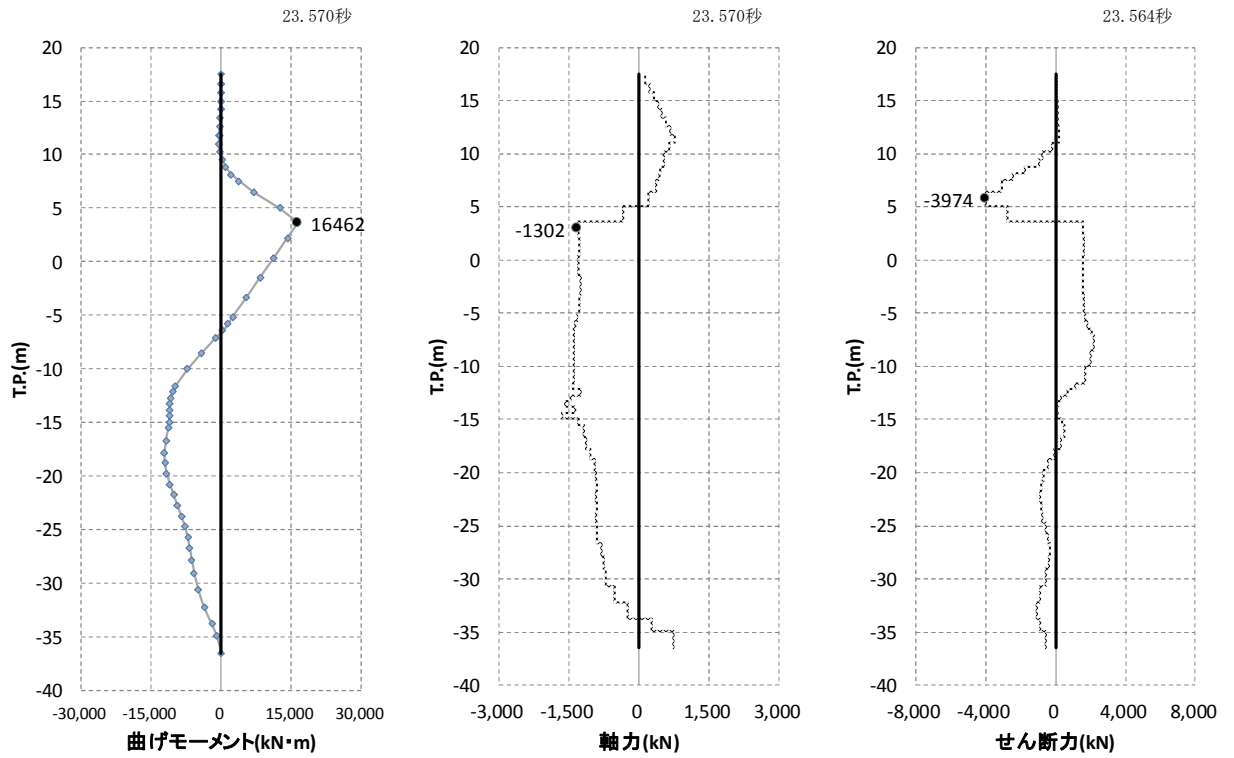


図 5.1-6 (13) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-D1 (H+, V-))

・ 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

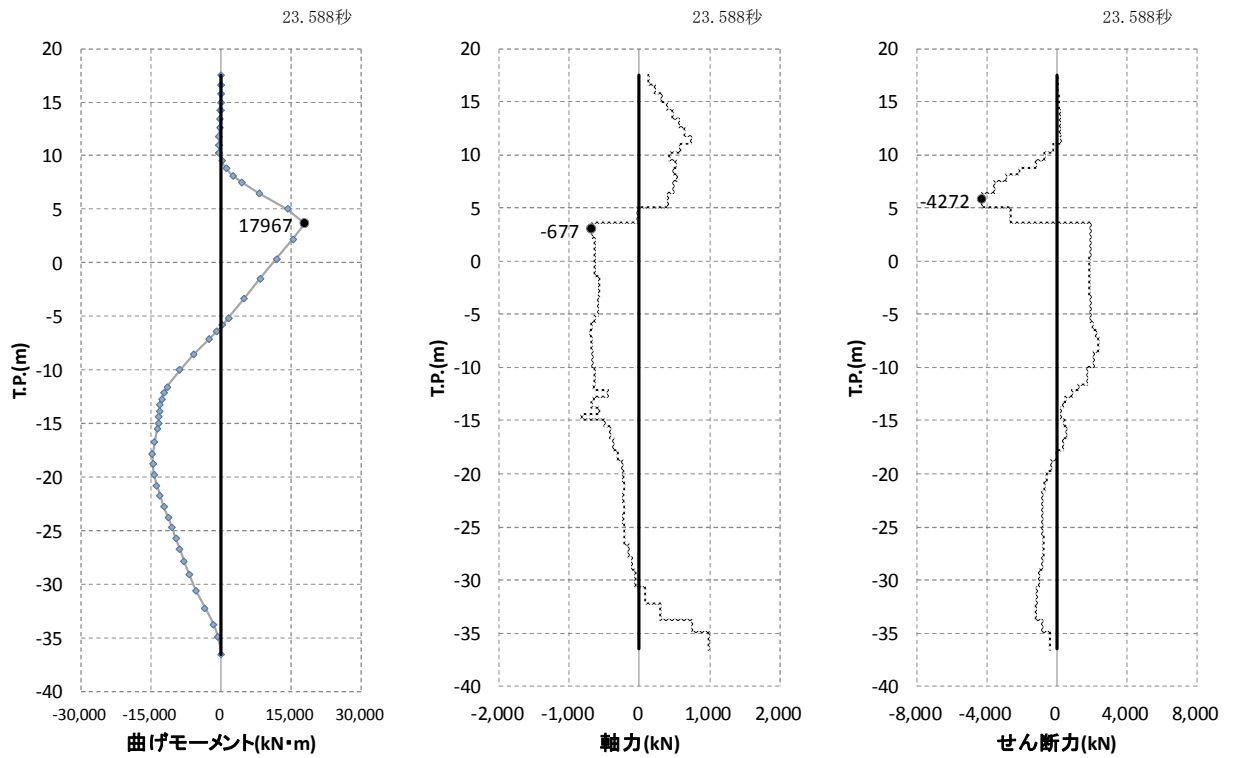


図 5.1-6 (14) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-D1 (H+, V-))

- ・ 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

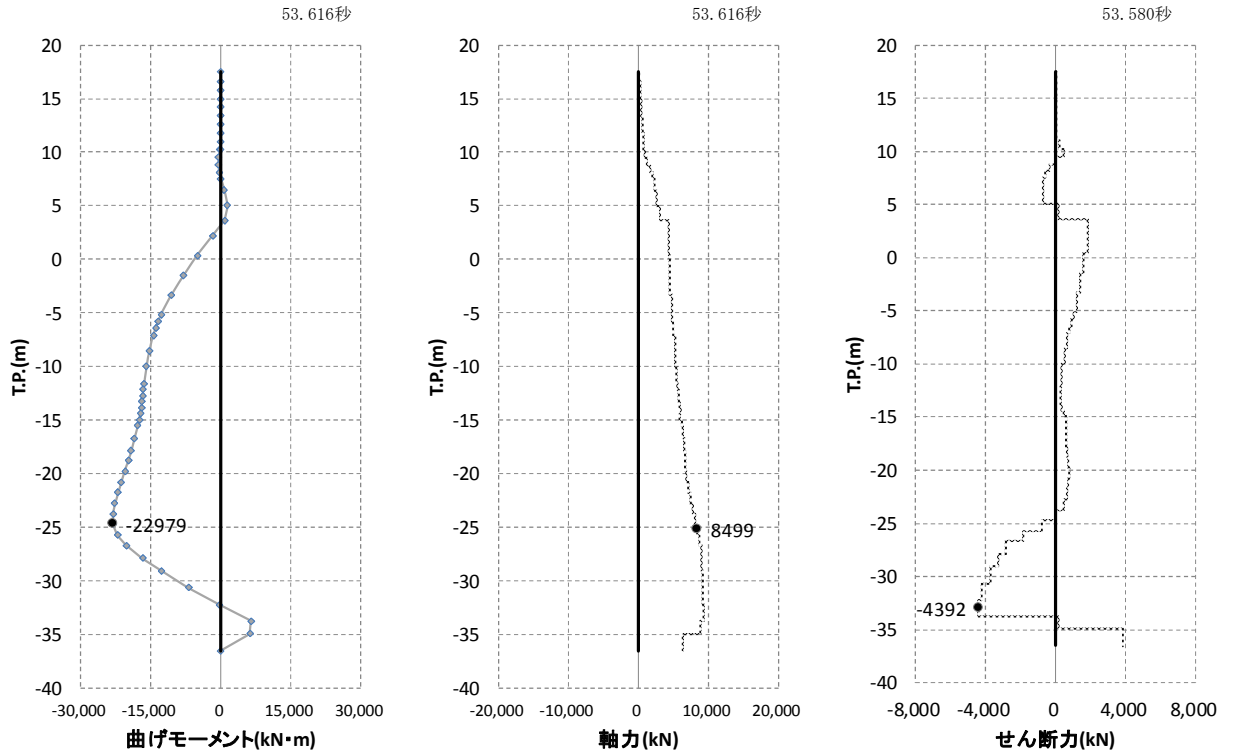


図 5.1-6 (15) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (  $S_s - D1$  (H+, V-) )

- ・ 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

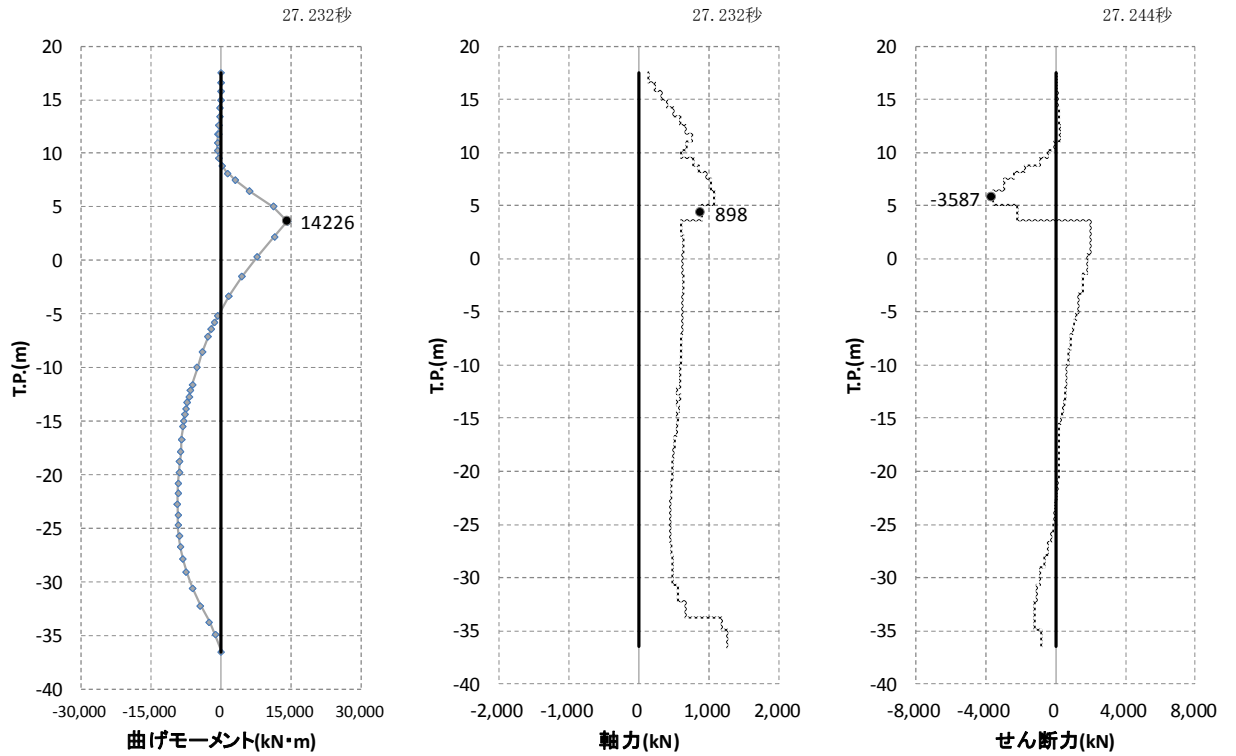


図 5.1-6 (16) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (  $S_s - D1$  (H+, V-) )

- ・ 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

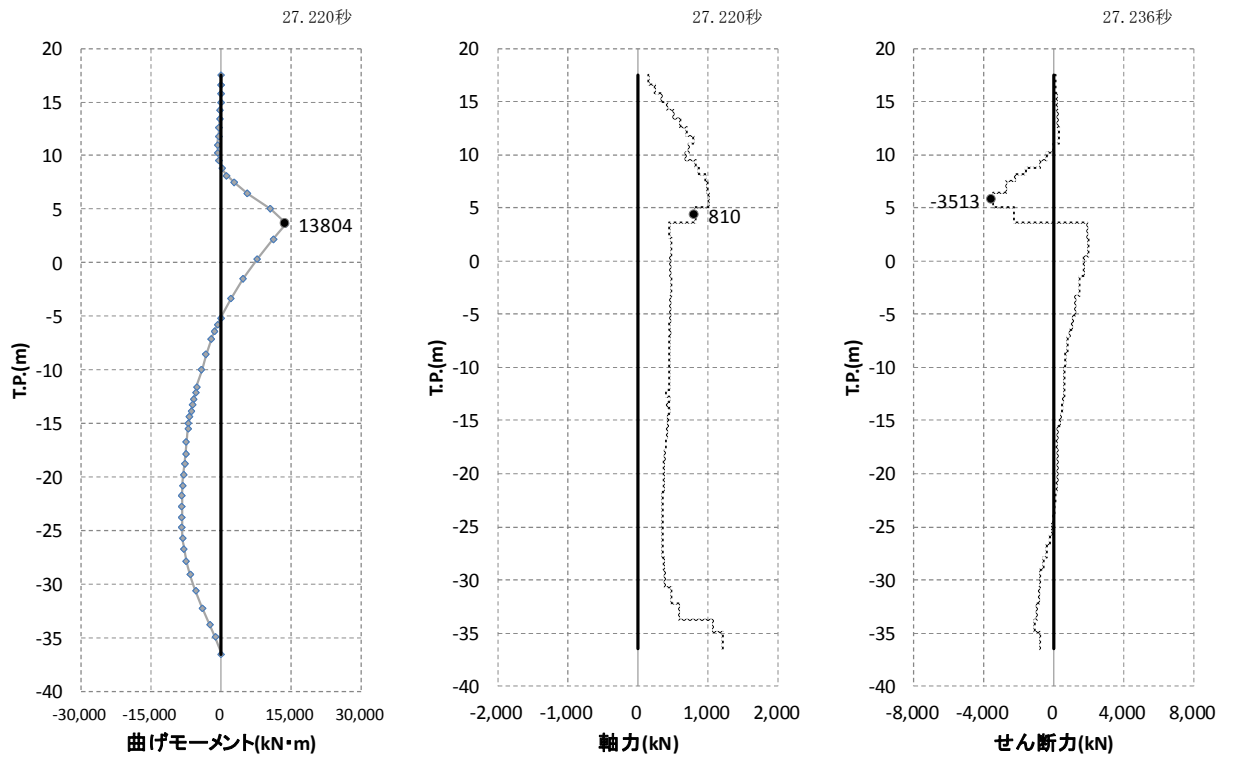


図 5.1-6 (17) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (S<sub>s</sub>-D1 (H+, V-))

- ・ 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

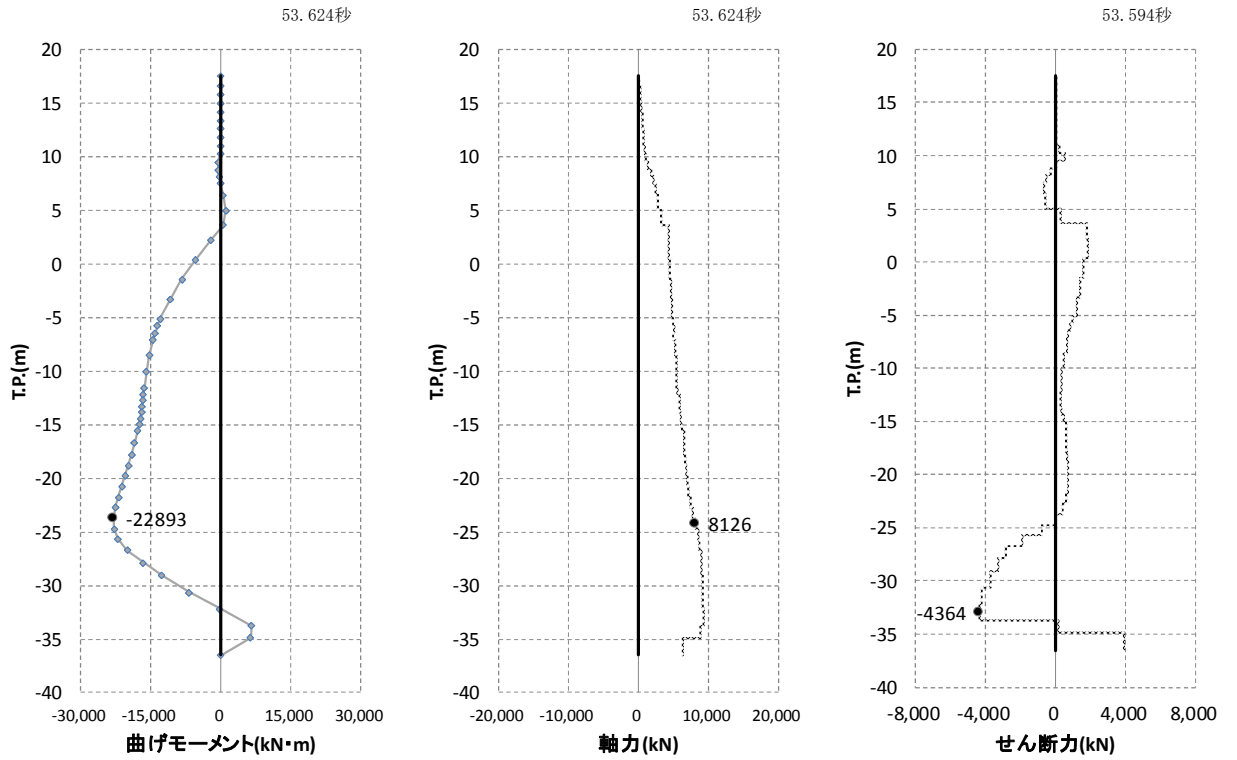


図 5.1-6 (18) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力 (  $S_s - D1$  (H+, V+) )

(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

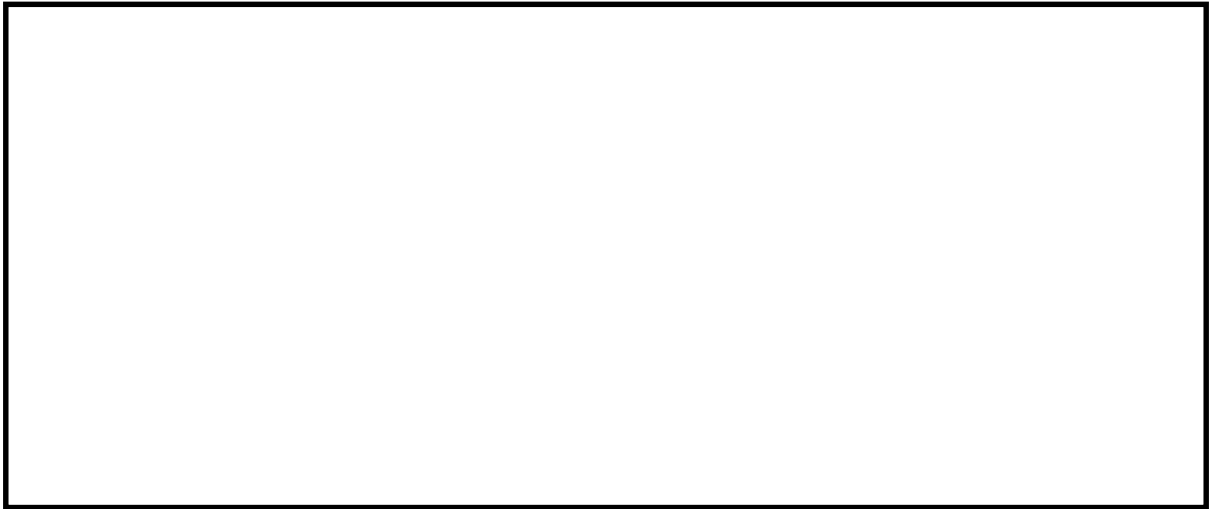


図 5.1-7 (1) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  (H+, V+))



図 5.1-7 (2) 断面①の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s-D1$  (H+, V+))



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

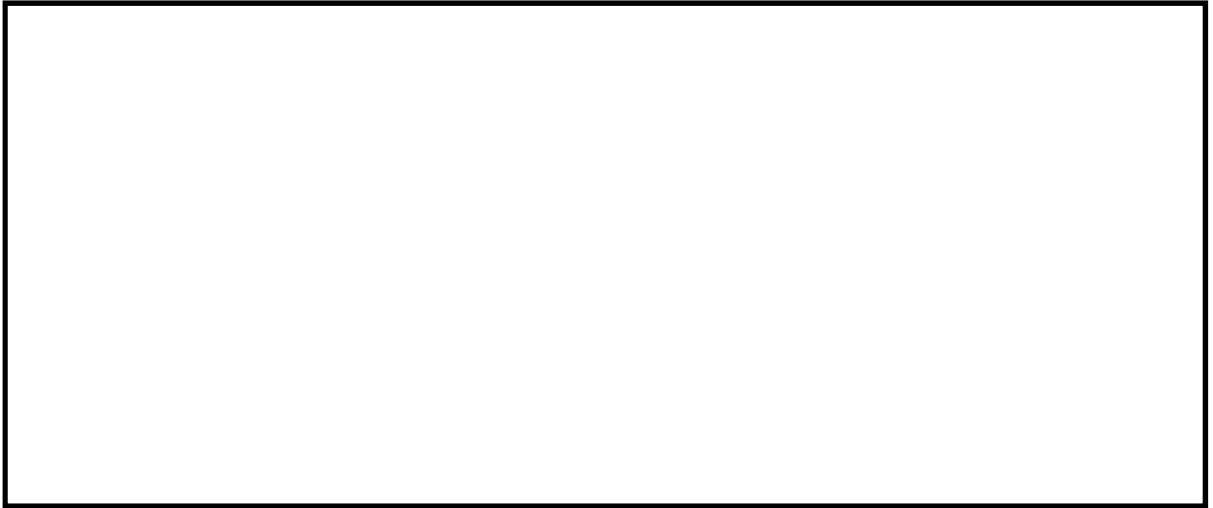


図 5.1-7 (4) 断面①の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - D 1 (H+, V-)$ )



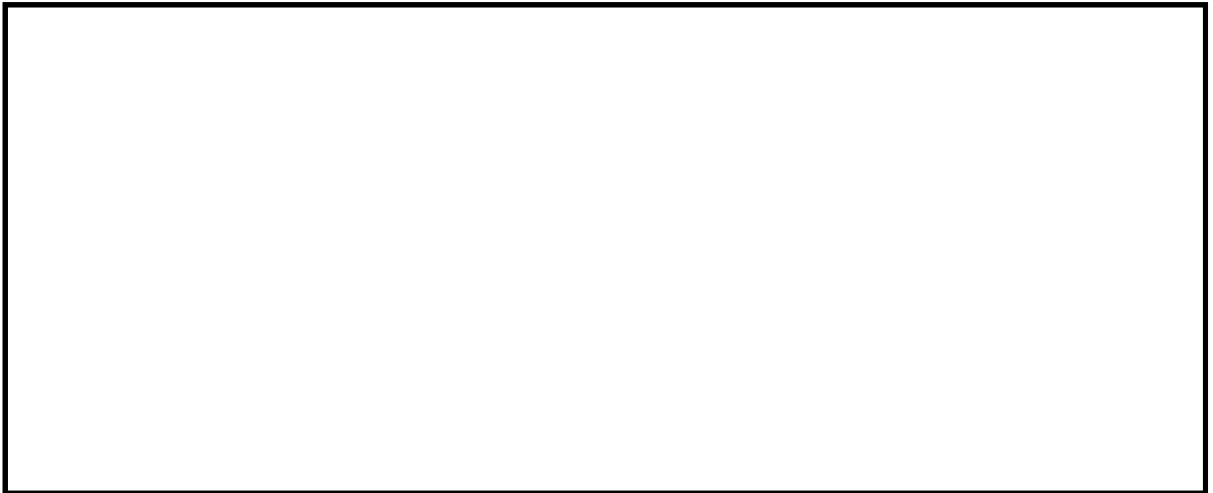


図 5.1-7 (5) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - D 1 (H-, V+)$ )

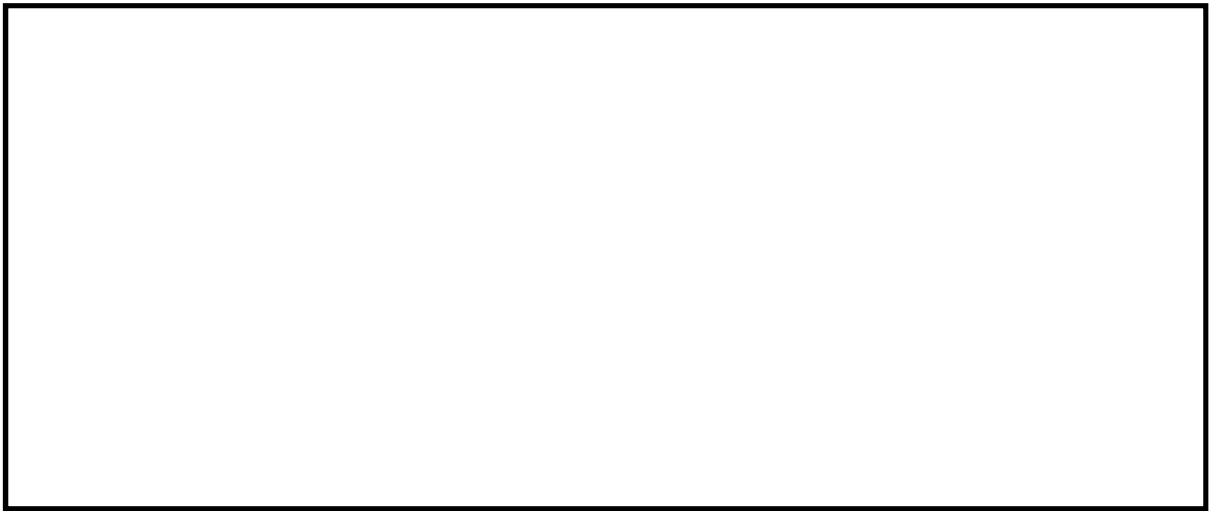


図 5.1-7 (6) 断面①の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - D 1 (H-, V+)$ )



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

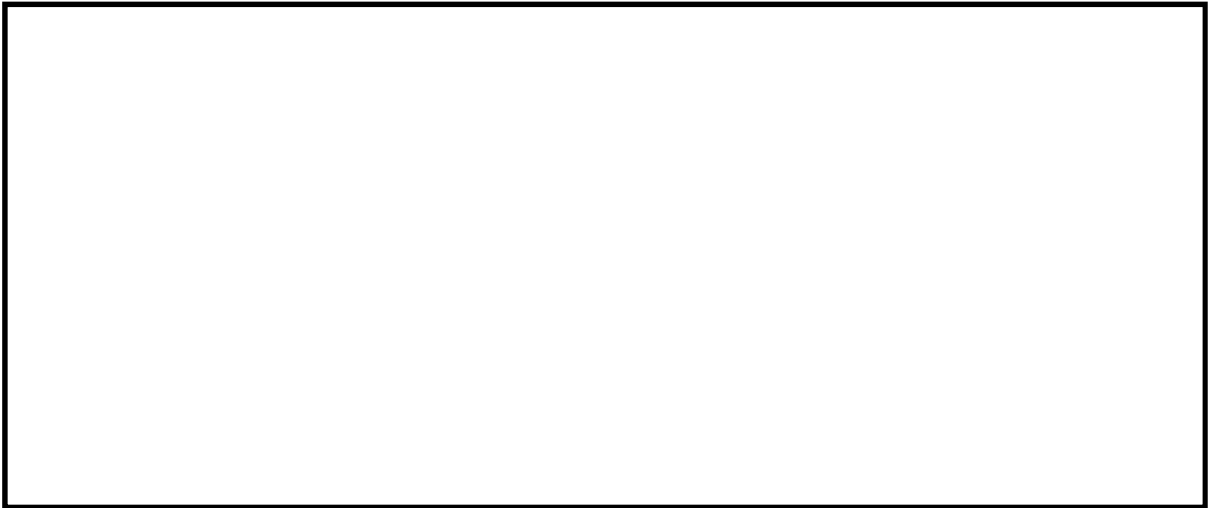


図 5.1-7 (8) 断面①の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - D 1 (H-, V-)$ )

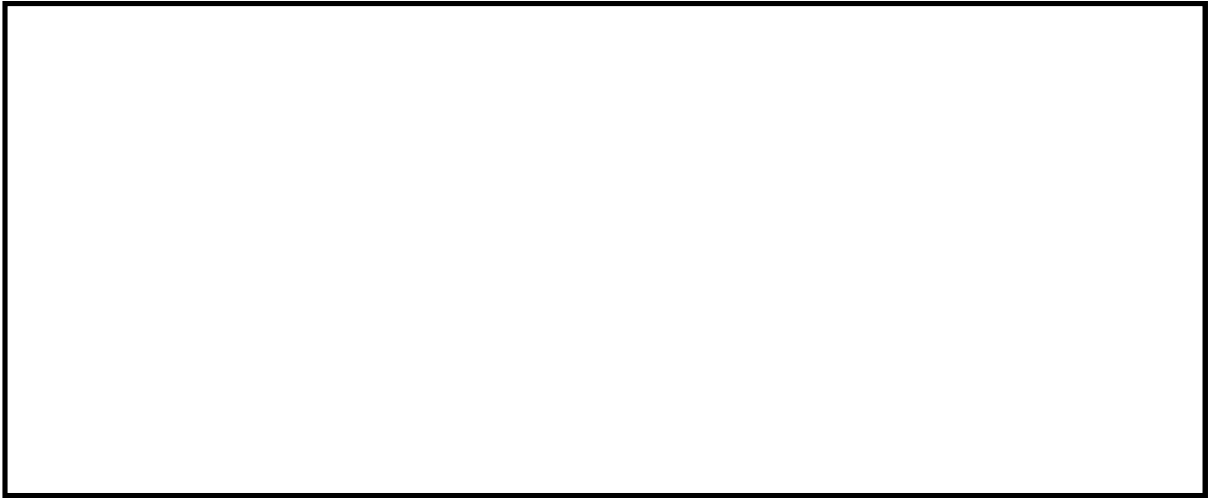


図 5.1-7 (9) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 11$ )



図 5.1-7 (10) 断面①の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - 11$ )

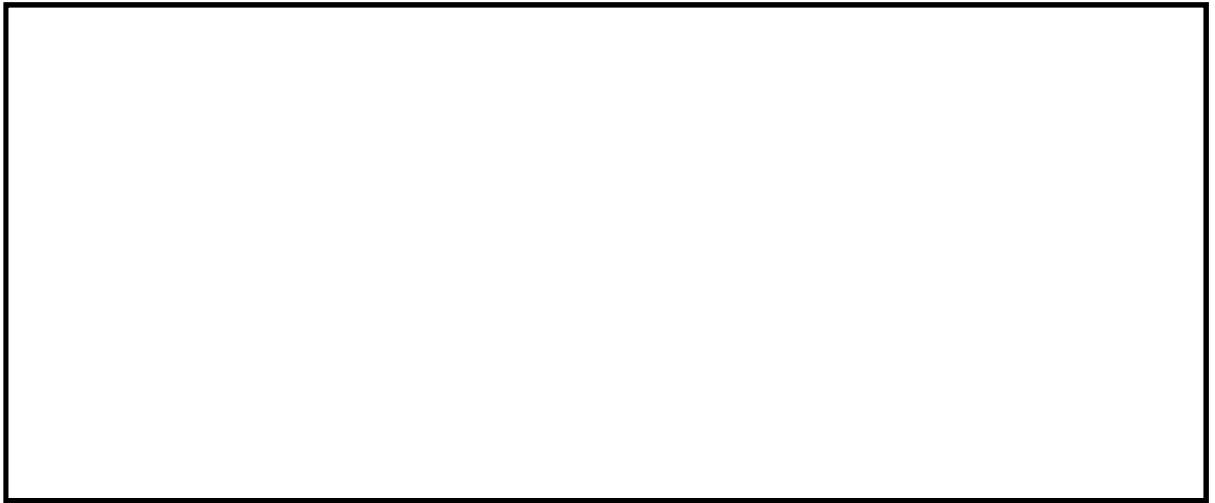


図 5.1-7 (11) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 12$ )



図 5.1-7 (12) 断面①の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - 12$ )

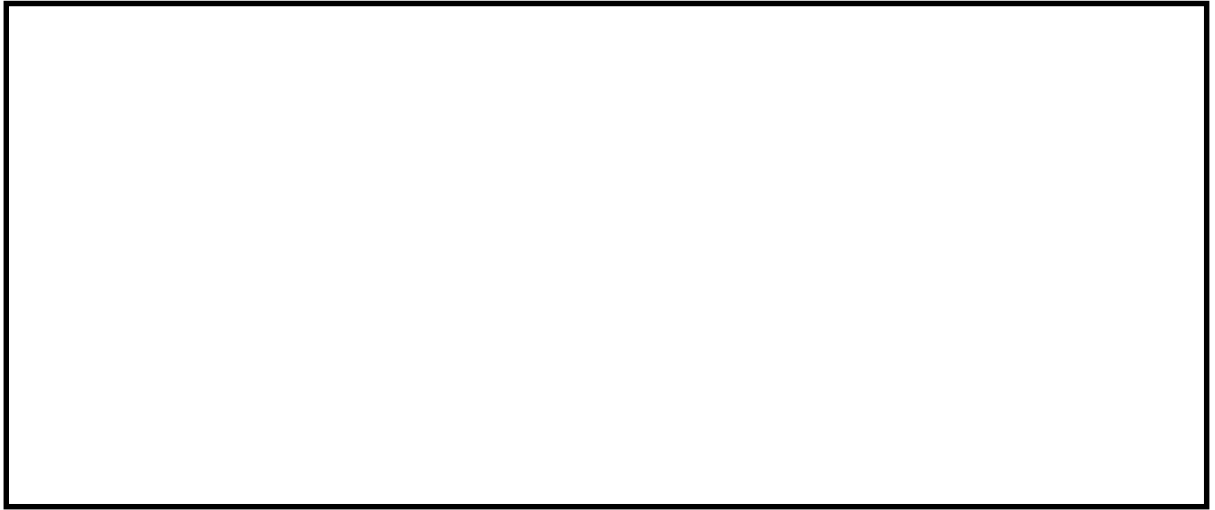


図 5.1-7 (13) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 13$ )

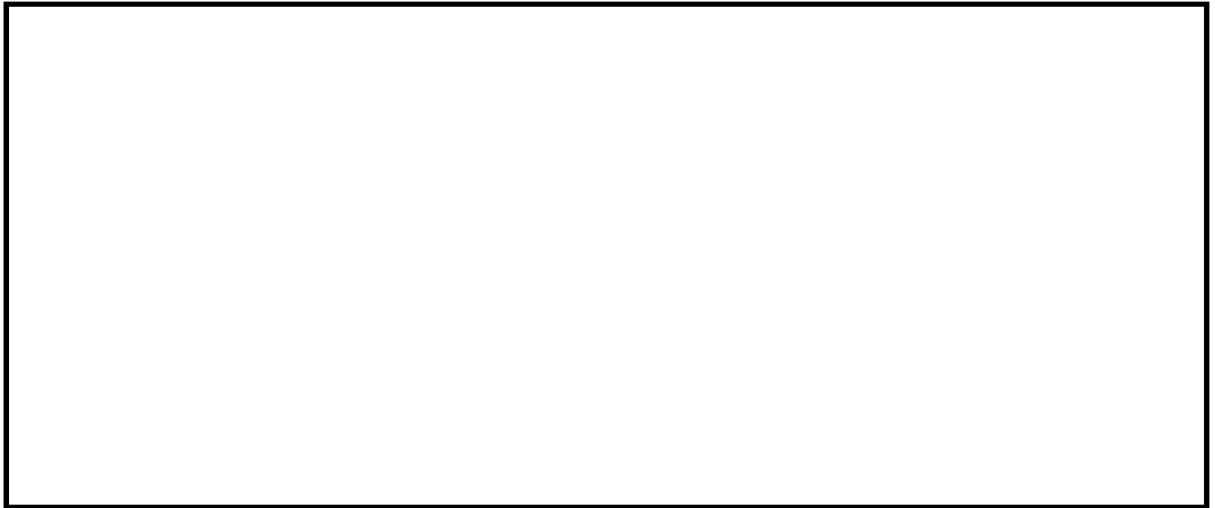


図 5.1-7 (14) 断面①の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - 13$ )

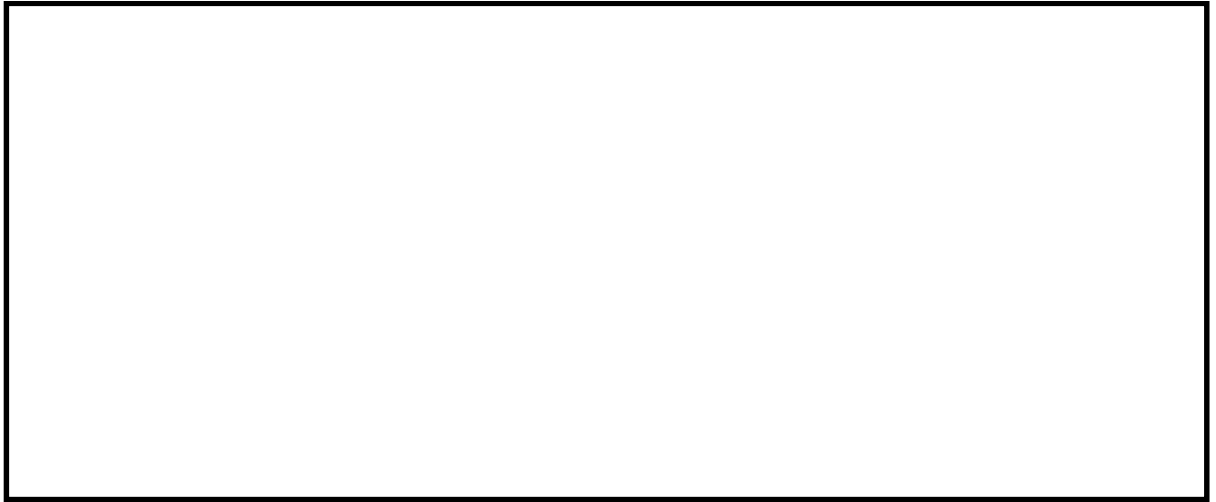


図 5.1-7 (15) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 14$ )



図 5.1-7 (16) 断面①の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - 14$ )

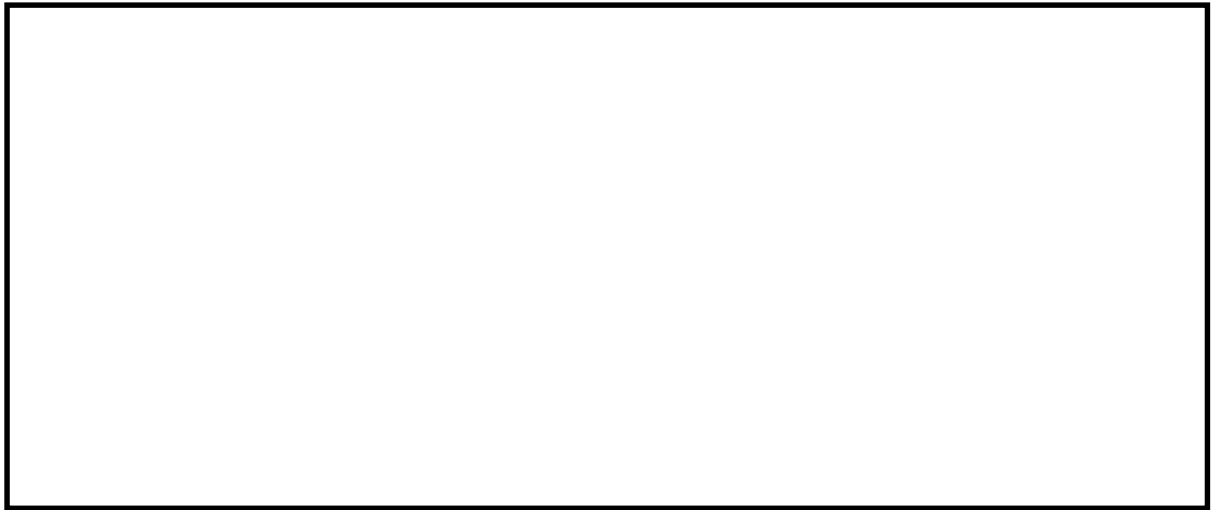


図 5.1-7 (17) 断面①の最大せん断ひずみ分布 (S<sub>s</sub>-21)



図 5.1-7 (18) 断面①の最大せん断ひずみ分布 拡大図 (S<sub>s</sub>-21)



図 5.1-7 (19) 断面①の最大せん断ひずみ分布 (S<sub>s</sub>-22)

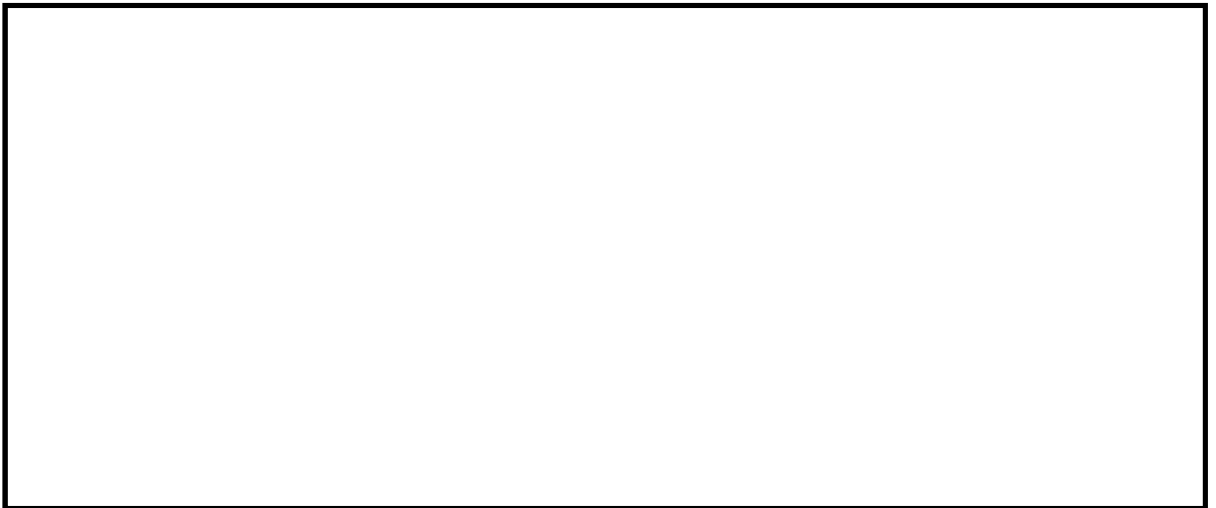


図 5.1-7 (20) 断面①の最大せん断ひずみ分布 拡大図 (S<sub>s</sub>-22)



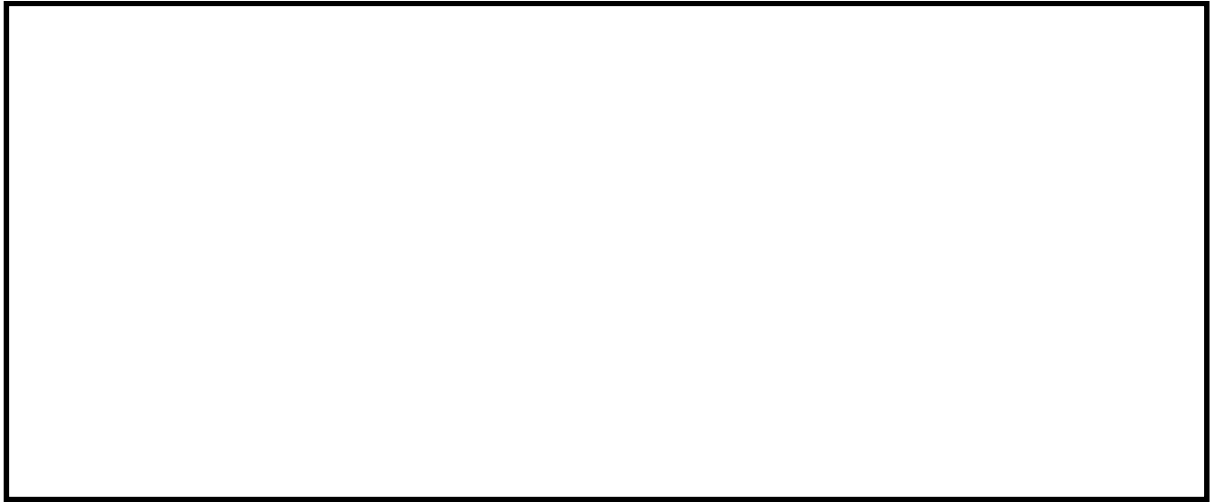


図 5.1-7 (21) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 31 (H+, V+)$ )

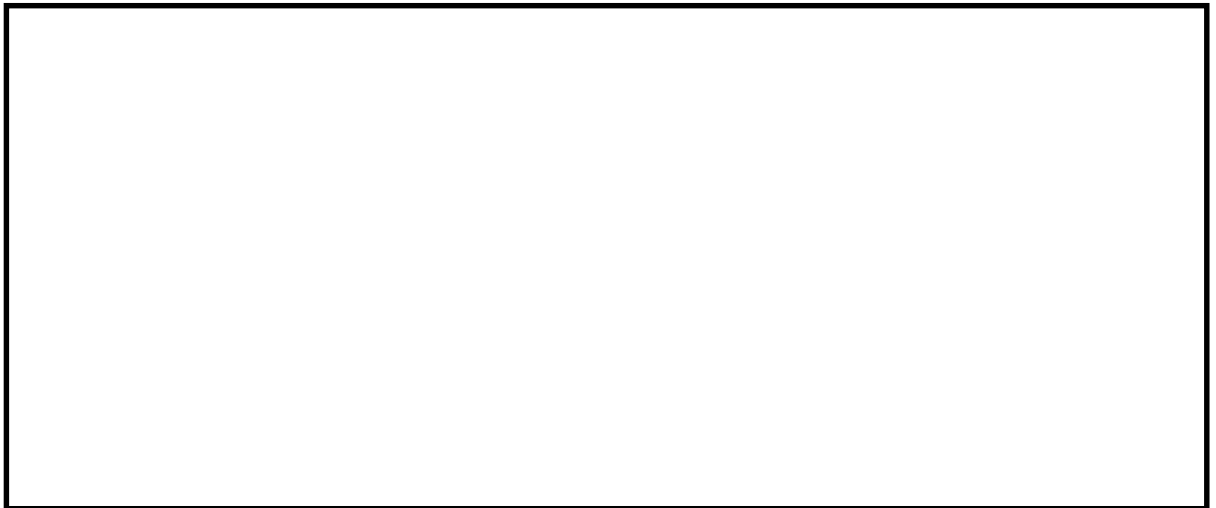


図 5.1-7 (22) 断面①の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - 31 (H+, V+)$ )

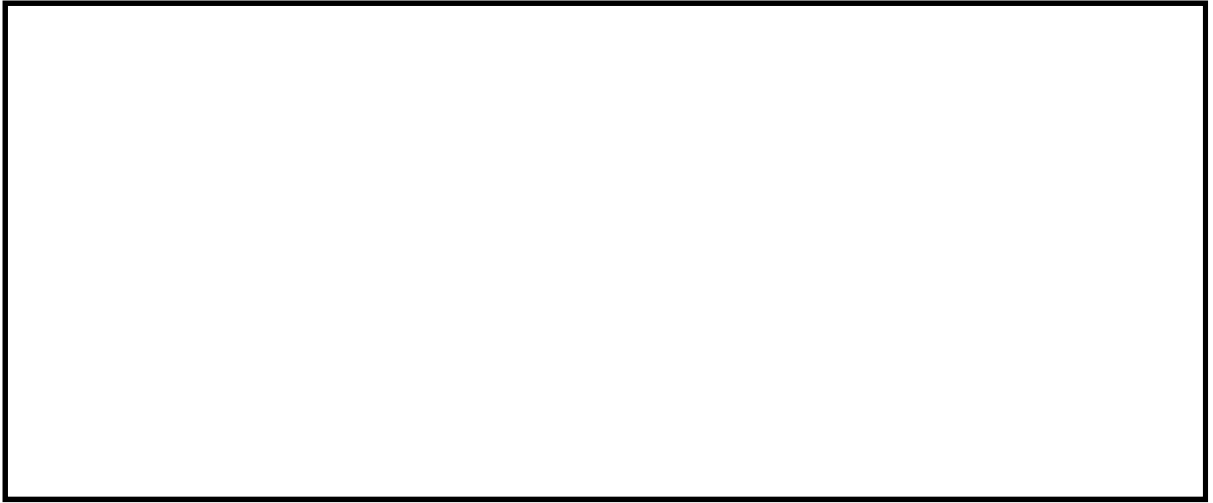


図 5.1-7 (23) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 31 (H-, V+)$ )



図 5.1-7 (24) 断面①の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - 31 (H-, V+)$ )

- ・ 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

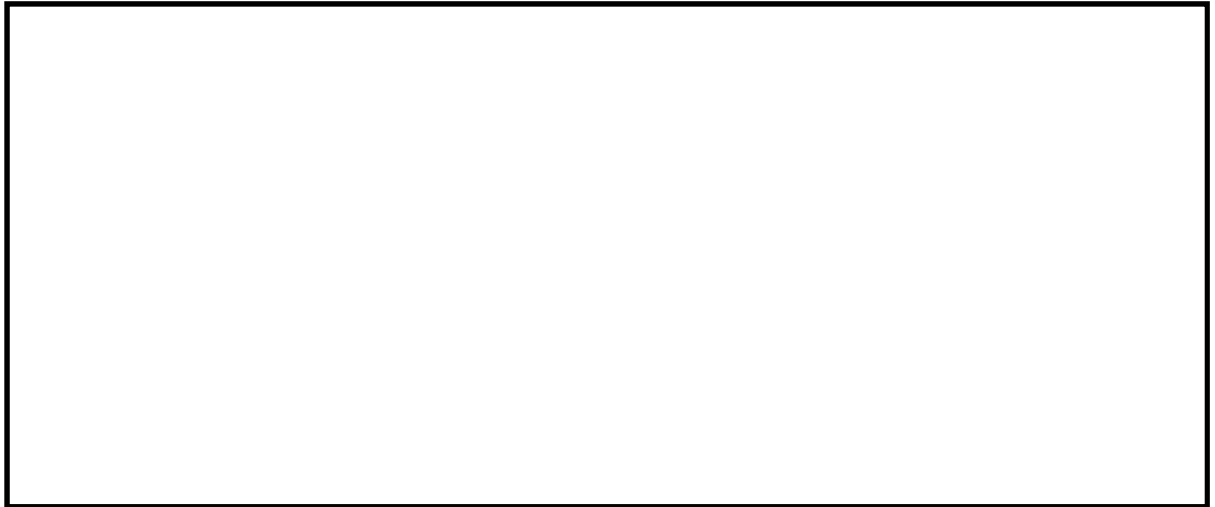


図 5.1-7 (25) 断面①の最大せん断ひずみ分布（ $S_s-31$ （H-, V+））



図 5.1-7 (26) 断面①の最大せん断ひずみ分布 拡大図（ $S_s-31$ （H-, V+））

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

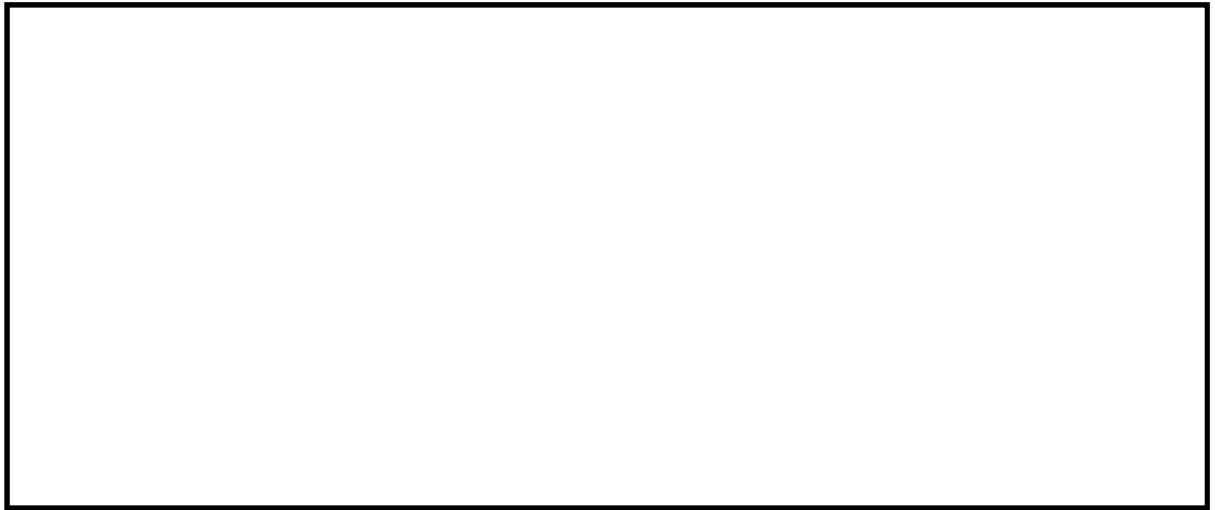


図 5.1-7 (27) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 3.1 (H-, V+)$ )

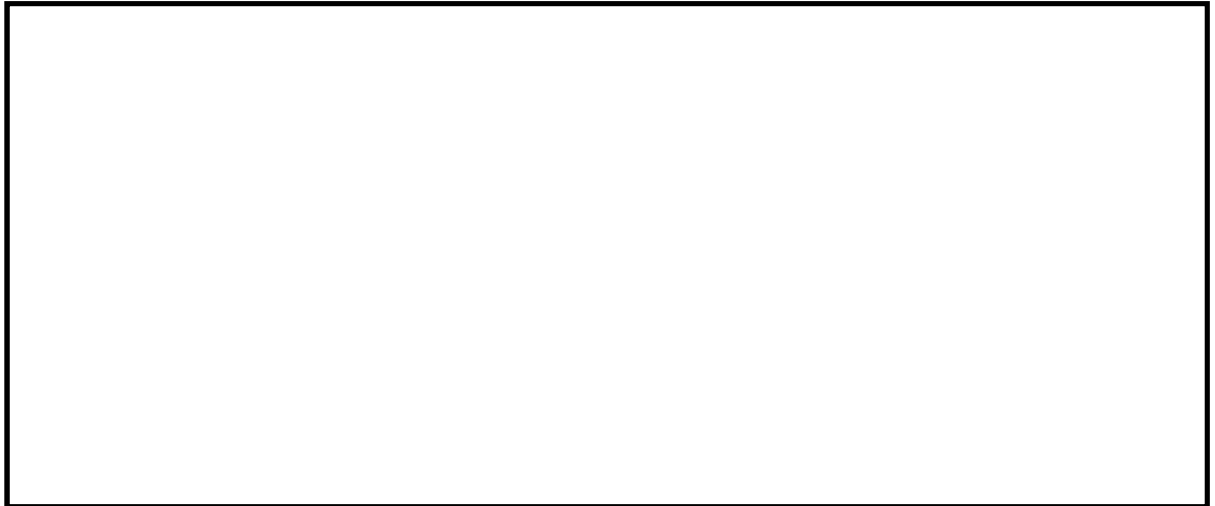


図 5.1-7 (28) 断面①の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - 3.1 (H-, V+)$ )

- ・ 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

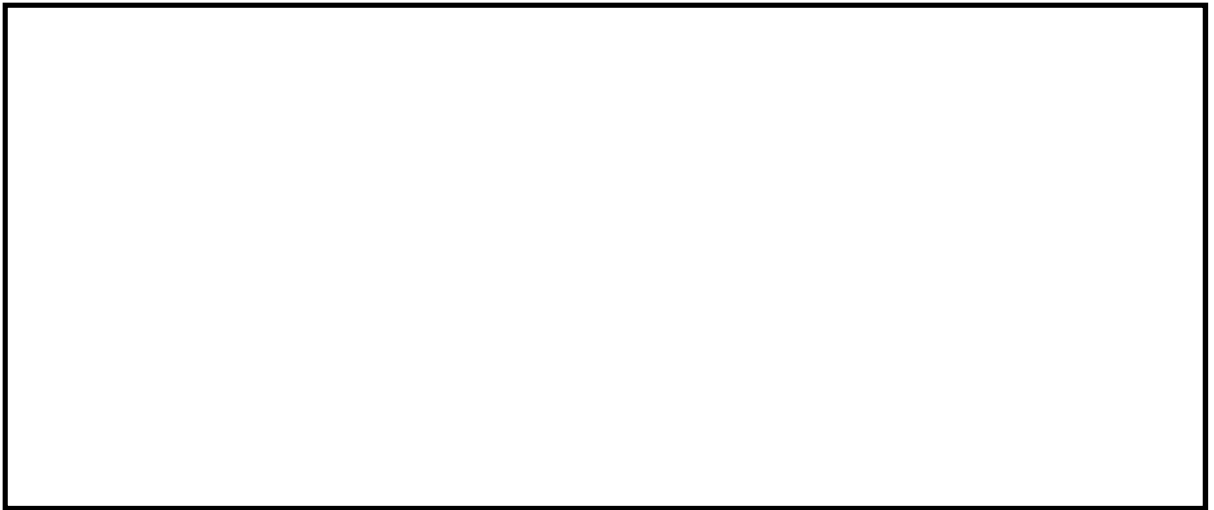


図 5.1-7 (29) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-31$  (H-, V+))

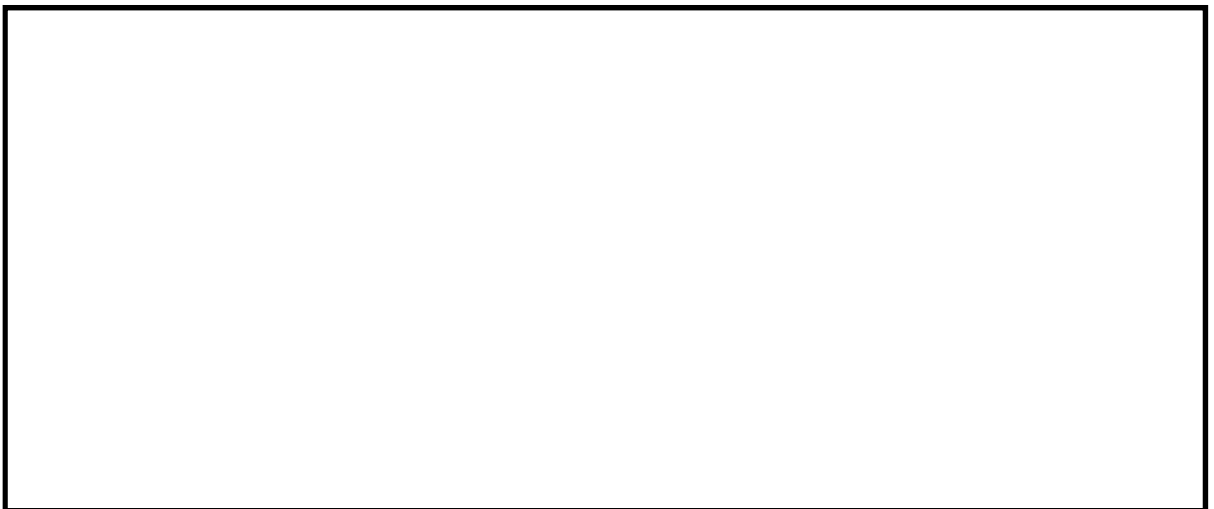


図 5.1-7 (30) 断面①の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s-31$  (H-, V+))

- ・ 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 (31) 断面①の最大断ひずみ分布 ( $S_s - 31$  (H-, V+))



図 5.1-7 (32) 断面①の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - 31$  (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 (33) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-31$  (H-, V+))



図 5.1-7 (34) 断面①の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s-31$  (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

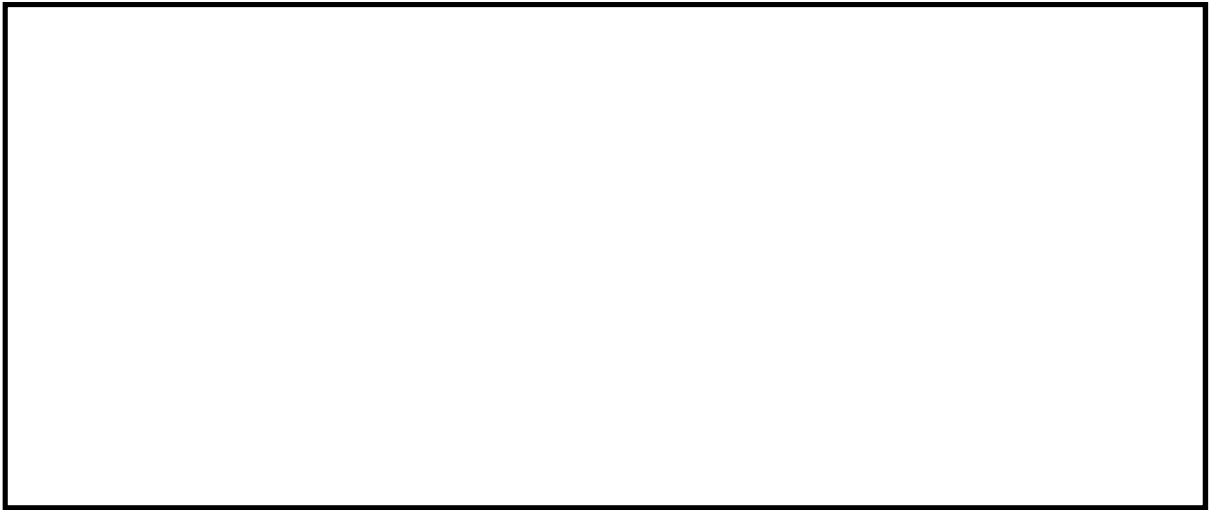


図 5.1-7 (35) 断面①の最大せん断ひずみ分布（ $S_s-31$ （H+, V+））

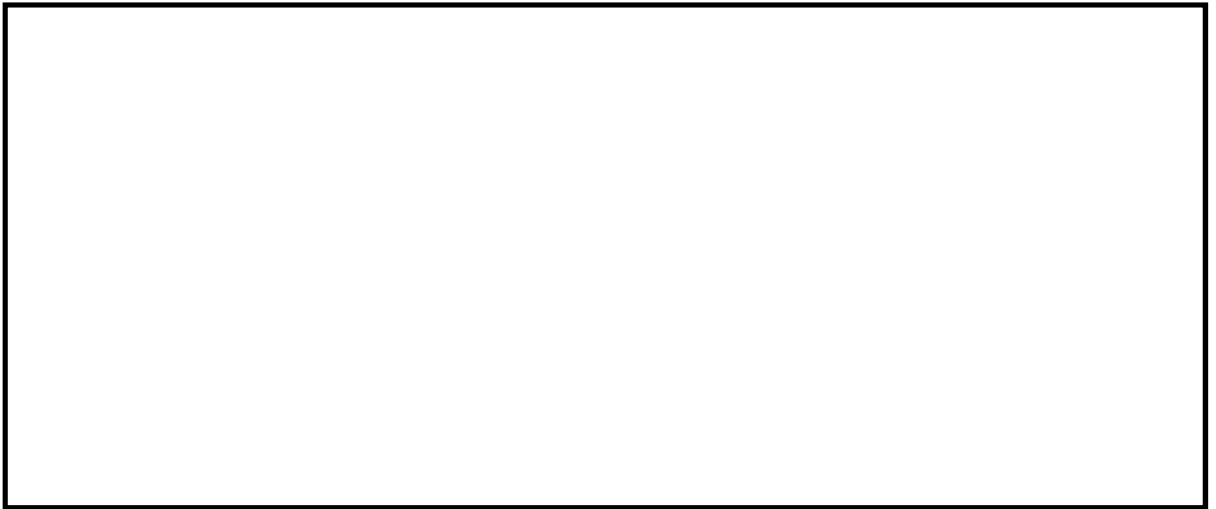


図 5.1-7 (36) 断面①の最大せん断ひずみ分布 拡大図（ $S_s-31$ （H+, V+））



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 ( $S_s-D 1 (H+, V+)$ )

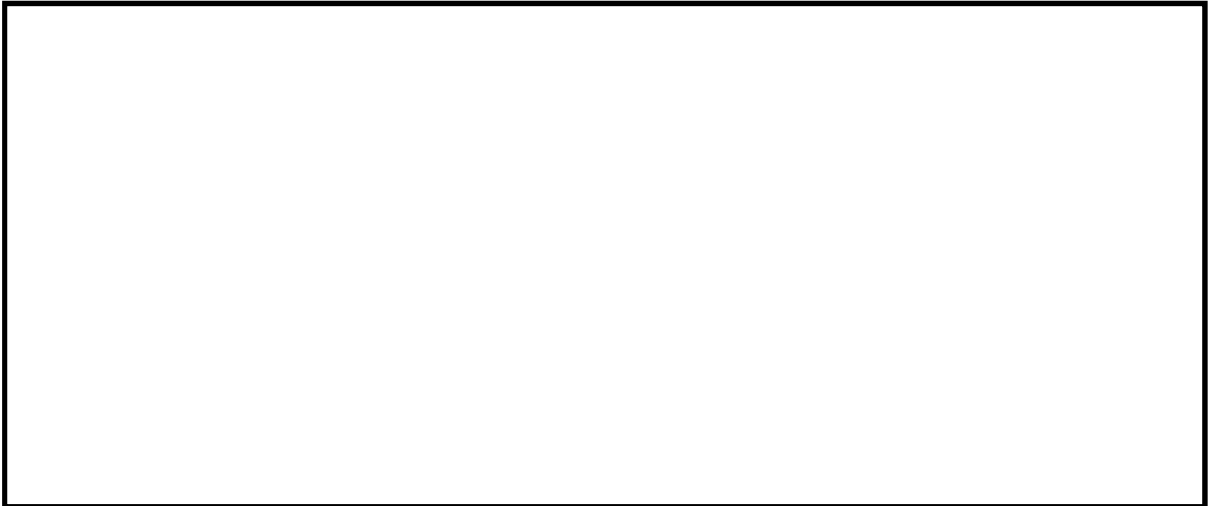


図 5.1-8 (2) 断面②の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s-D 1 (H+, V+)$ )

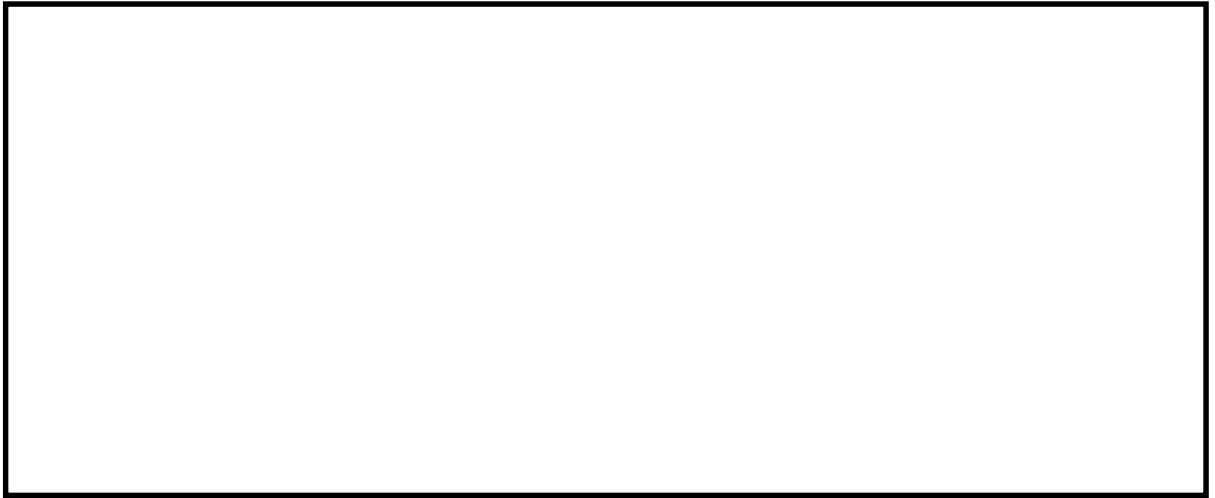


図 5.1-8 (3) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D 1 (H+, V-)$ )



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



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

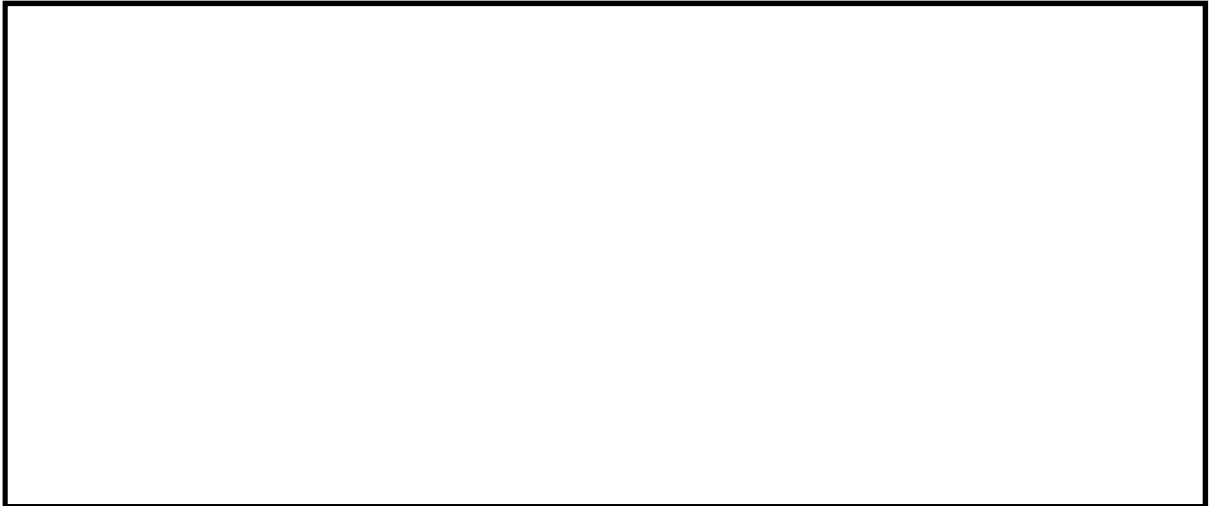


図 5.1-8 (6) 断面②の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s-D 1 (H-, V+)$ )



図 5.1-8 (7) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1 (H-, V-)$ )



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



図 5.1-8 (9) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 11$ )

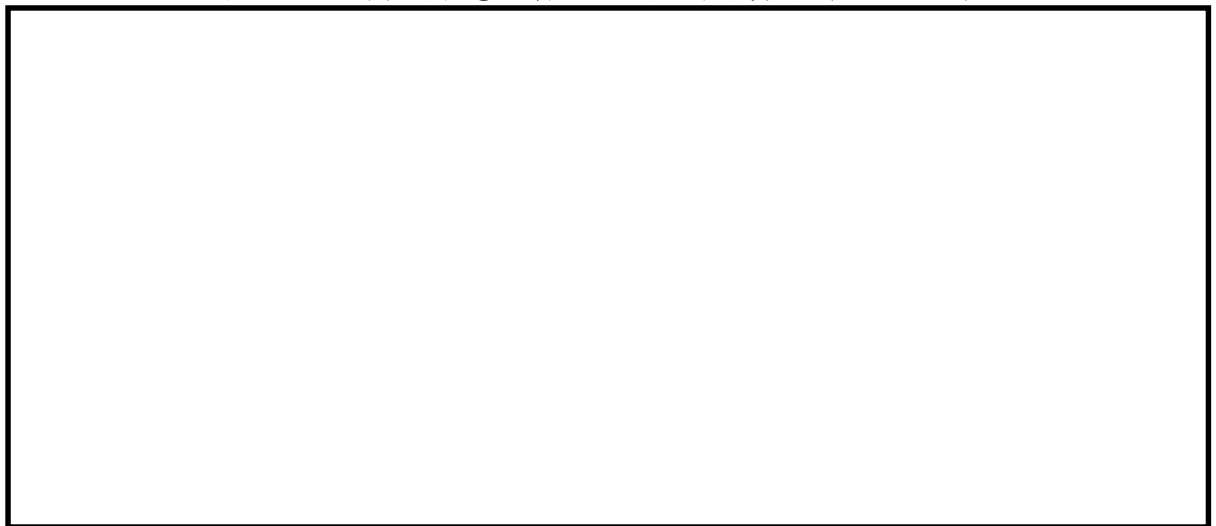


図 5.1-8 (10) 断面②の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - 11$ )

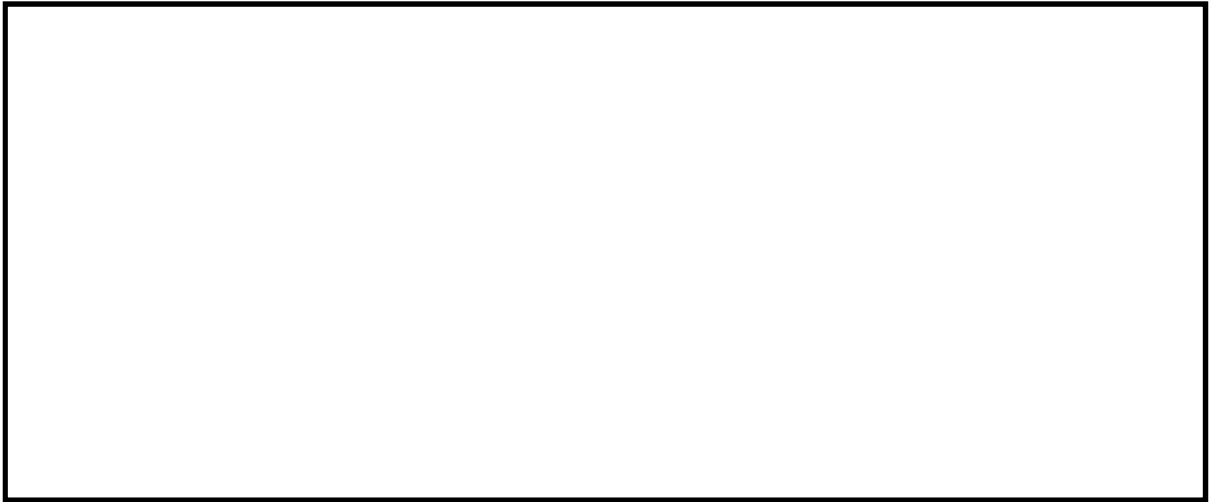


図 5.1-8 (11) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-12$ )



図 5.1-8 (12) 断面②の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s-12$ )

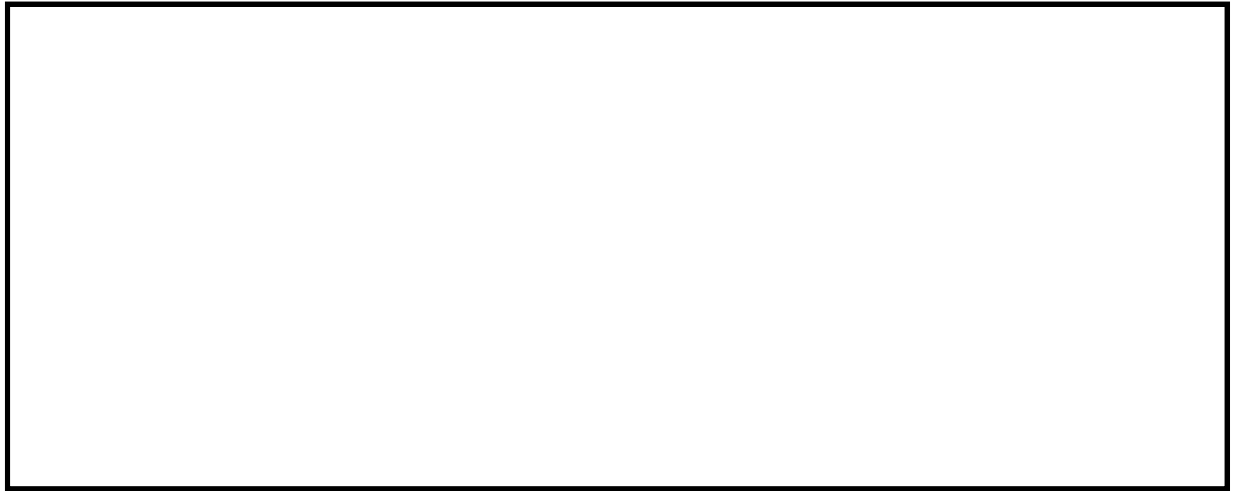


図 5.1-8 (13) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 13$ )



図 5.1-8 (14) 断面②の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - 13$ )



図 5.1-8 (15) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 14$ )

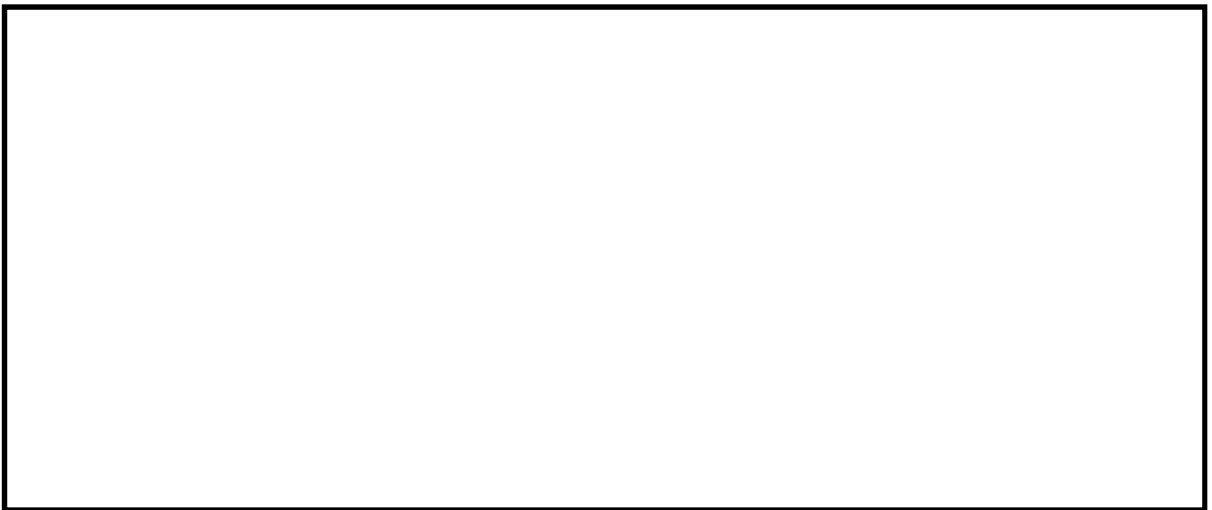


図 5.1-8 (16) 断面②の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - 14$ )



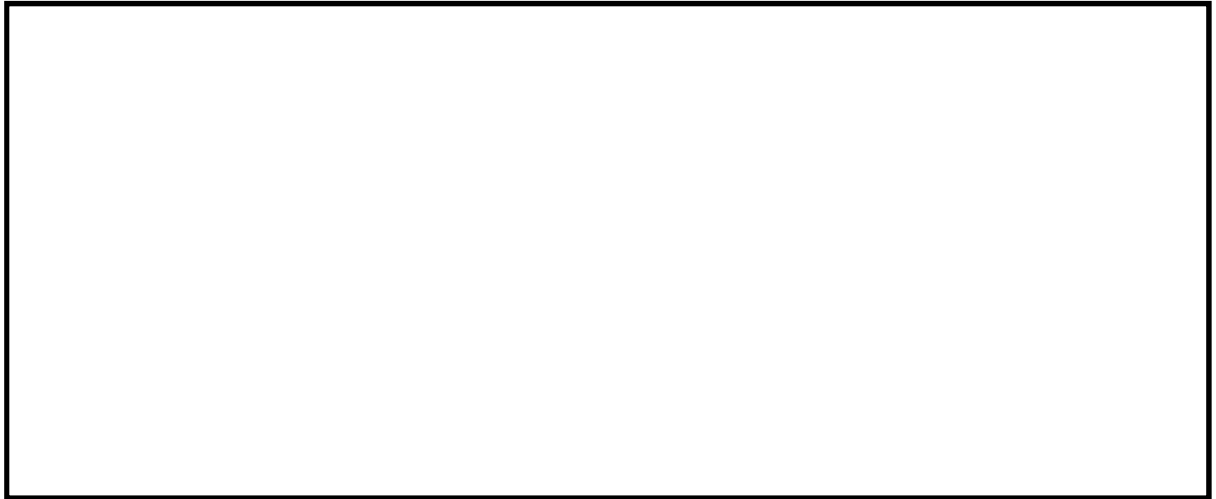


図 5.1-8 (17) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 21$ )



図 5.1-8 (18) 断面②の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - 21$ )



図 5.1-8 (19) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 22$ )

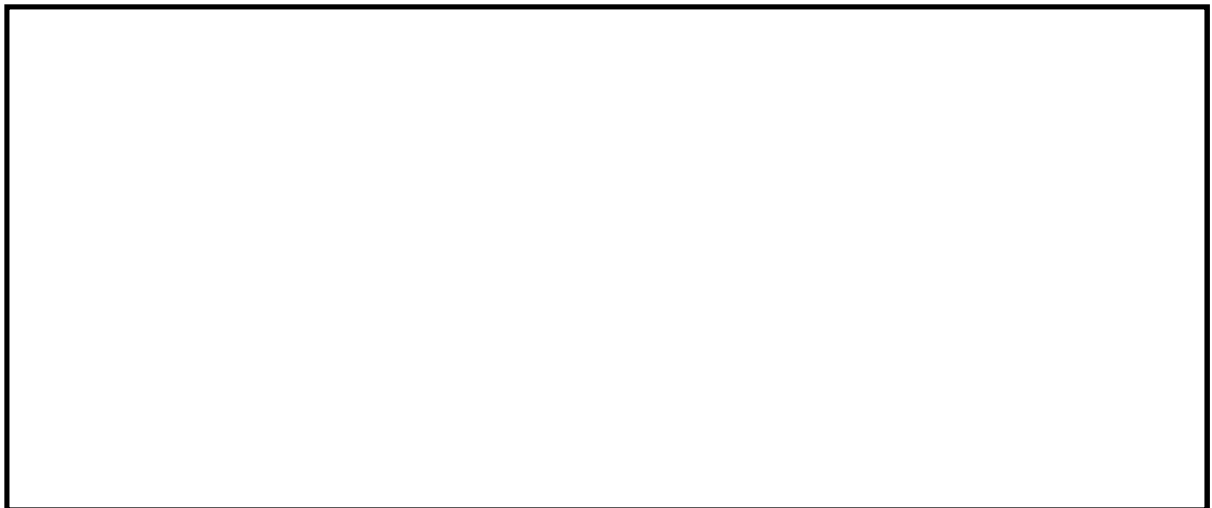


図 5.1-8 (20) 断面②の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - 22$ )



図 5.1-8 (21) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 31 (H+, V+)$ )



図 5.1-8 (22) 断面②の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - 31 (H+, V+)$ )



図 5.1-8 (23) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 31 (H-, V+)$ )

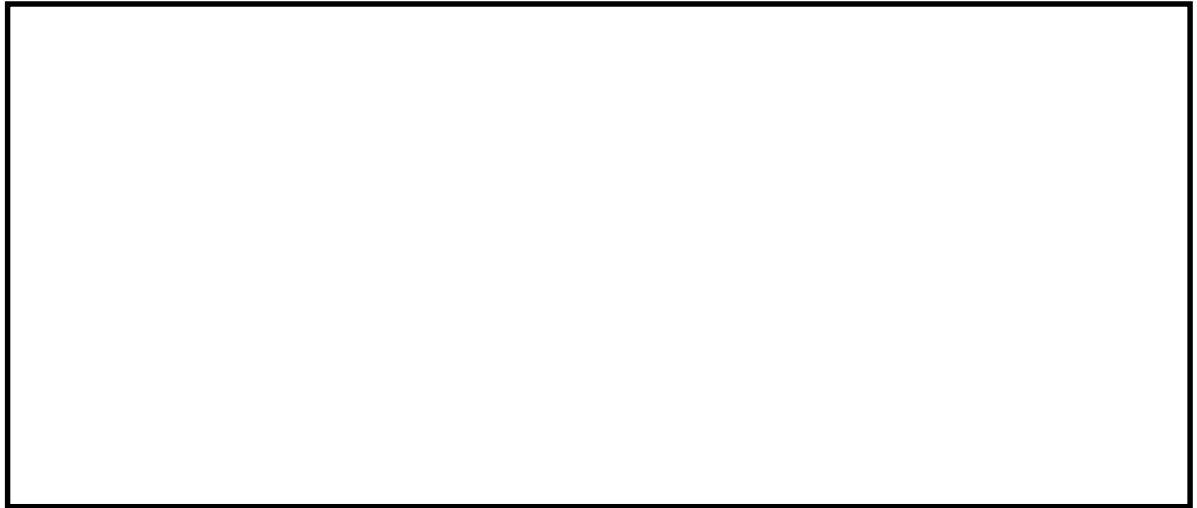


図 5.1-8 (24) 断面②の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - 31 (H-, V+)$ )

・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 5.1-8 (25) 断面②の最大せん断ひずみ分布（ $S_s - 3.1$ （H-, V+））



図 5.1-8 (26) 断面②の最大せん断ひずみ分布 拡大図（ $S_s - 3.1$ （H-, V+））

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

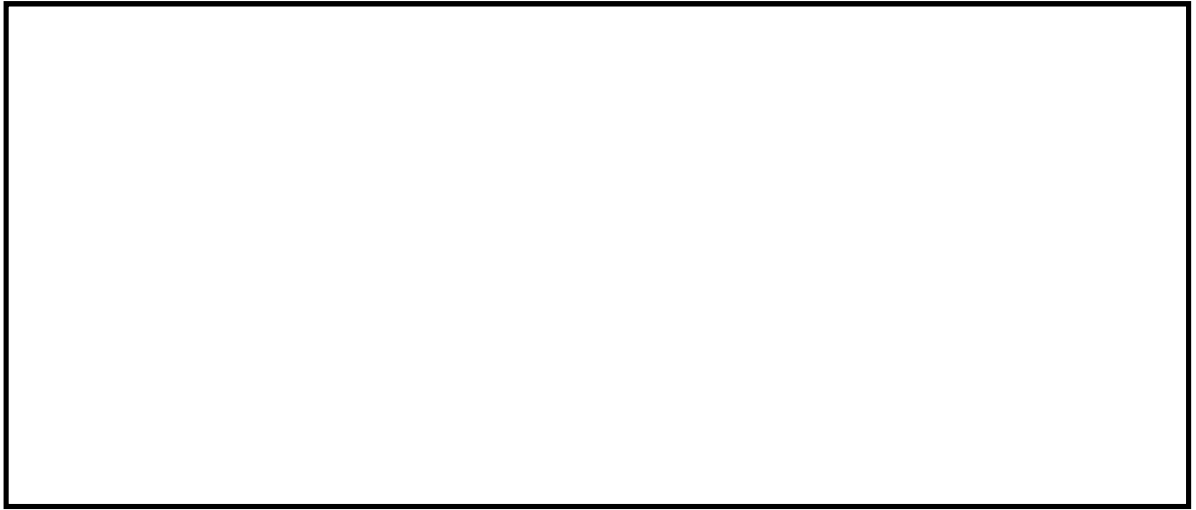


図 5.1-8 (27) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-31$  (H-, V+))



図 5.1-8 (28) 断面②の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s-31$  (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

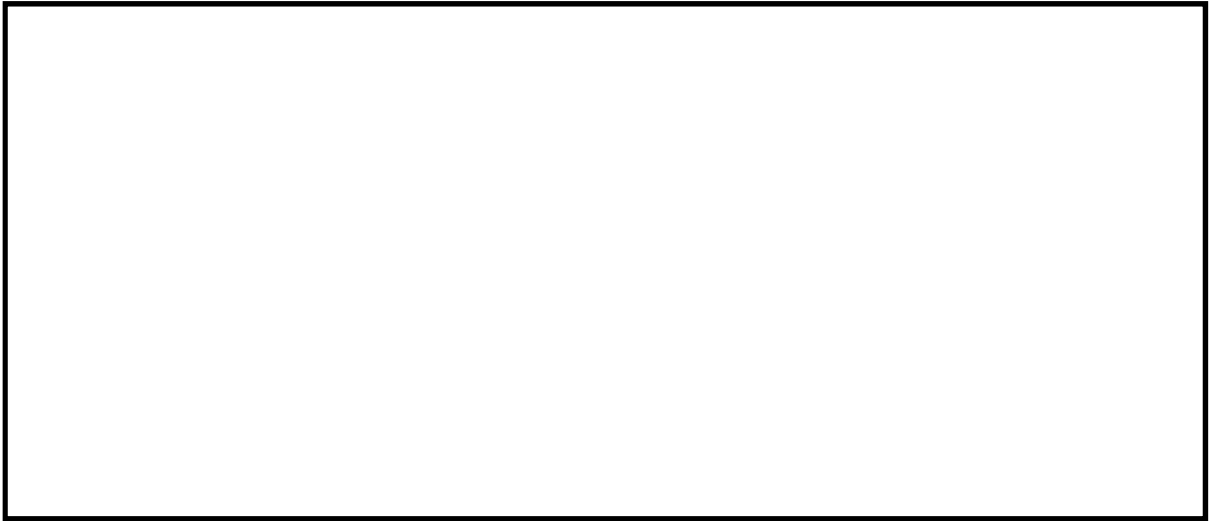


図 5.1-8 (29) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-31$  (H-, V+))

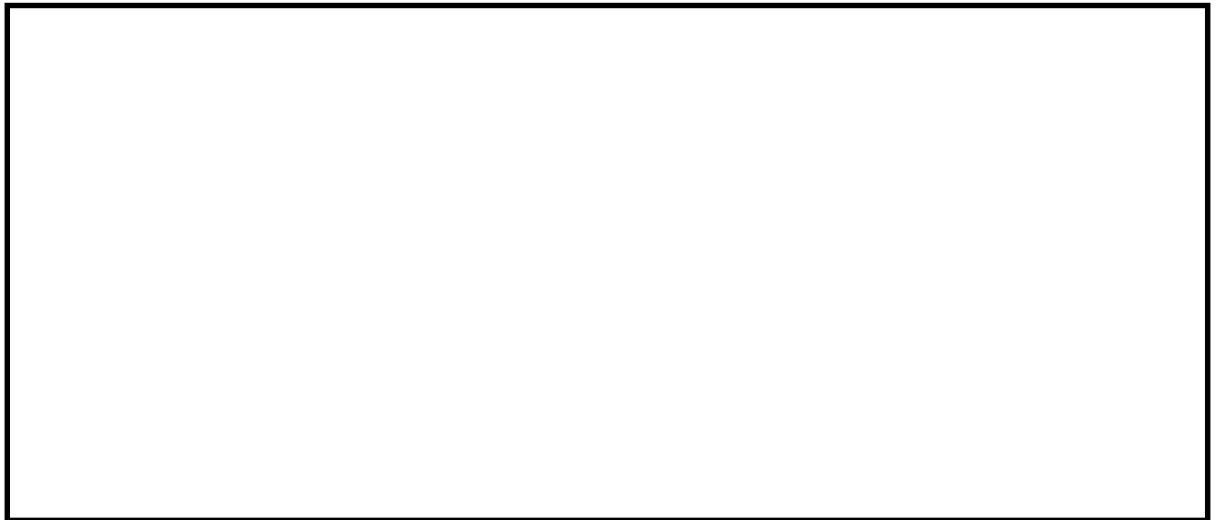


図 5.1-8 (30) 断面①の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s-31$  (H-, V+))

- ・ 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

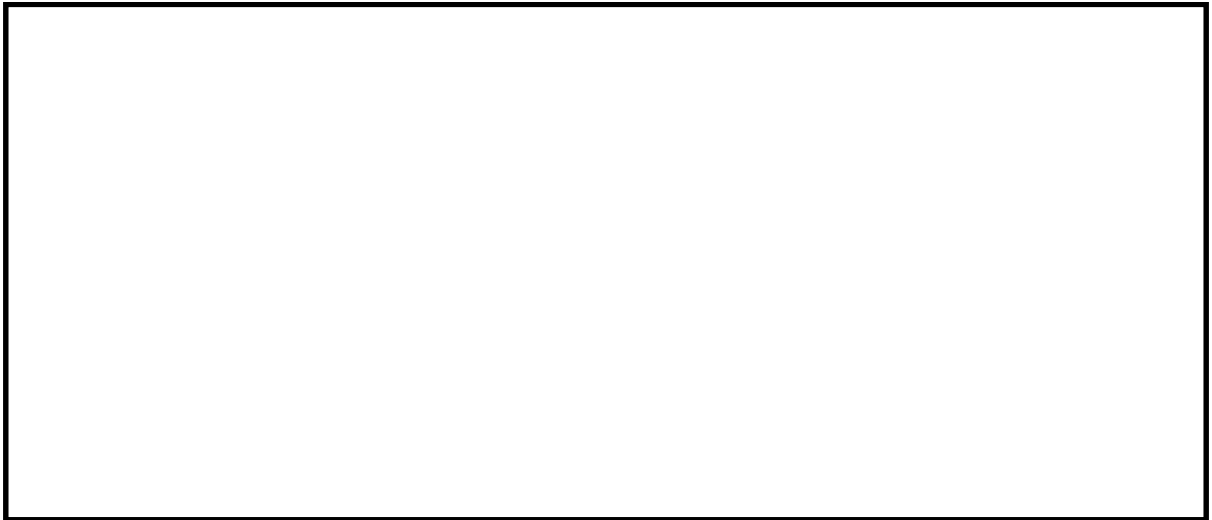


図 5.1-8 (31) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 3 1 (H-, V+)$ )

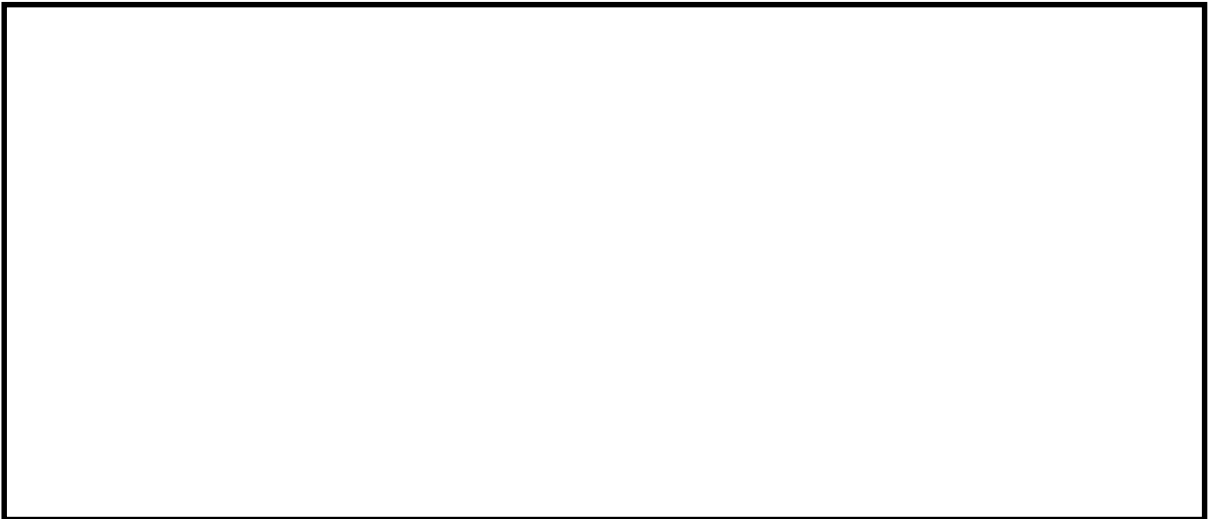


図 5.1-8 (32) 断面①の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - 3 1 (H-, V+)$ )



- ・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 (33) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-31 (H-, V+)$ )



図 5.1-8 (34) 断面①の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s-31 (H-, V+)$ )

- ・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース (仮題)



図 5.1-8 (35) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 3.1 (H+, V+)$ )

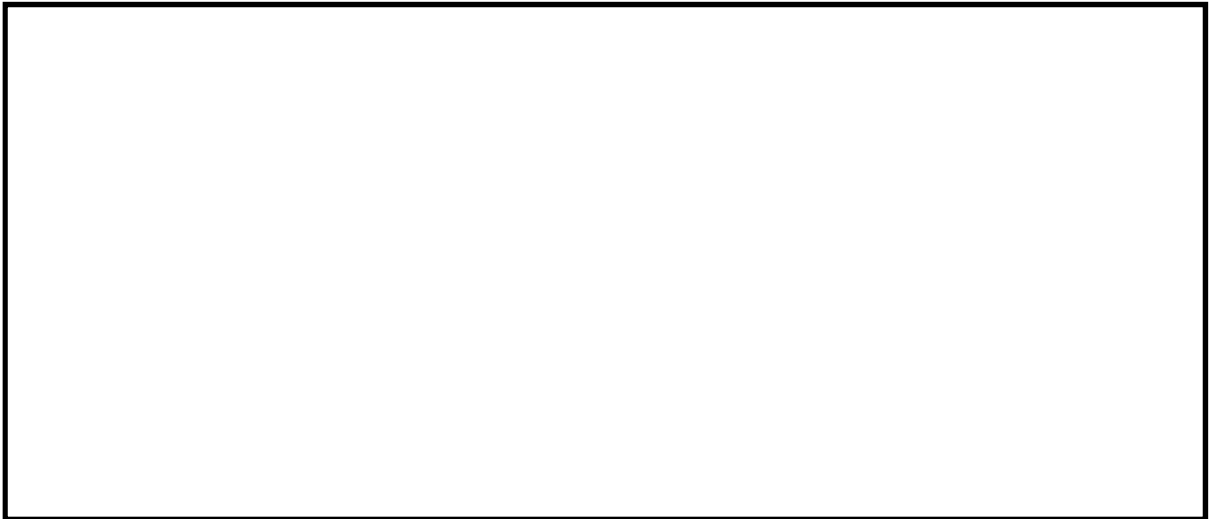


図 5.1-8 (36) 断面①の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - 3.1 (H+, V+)$ )

- ・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（仮題）



図 5.1-8 (37) 断面①の最大せん断ひずみ分布（ $S_s-31$ （H+, V+））



図 5.1-8 (38) 断面①の最大せん断ひずみ分布 拡大図（ $S_s-31$ （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

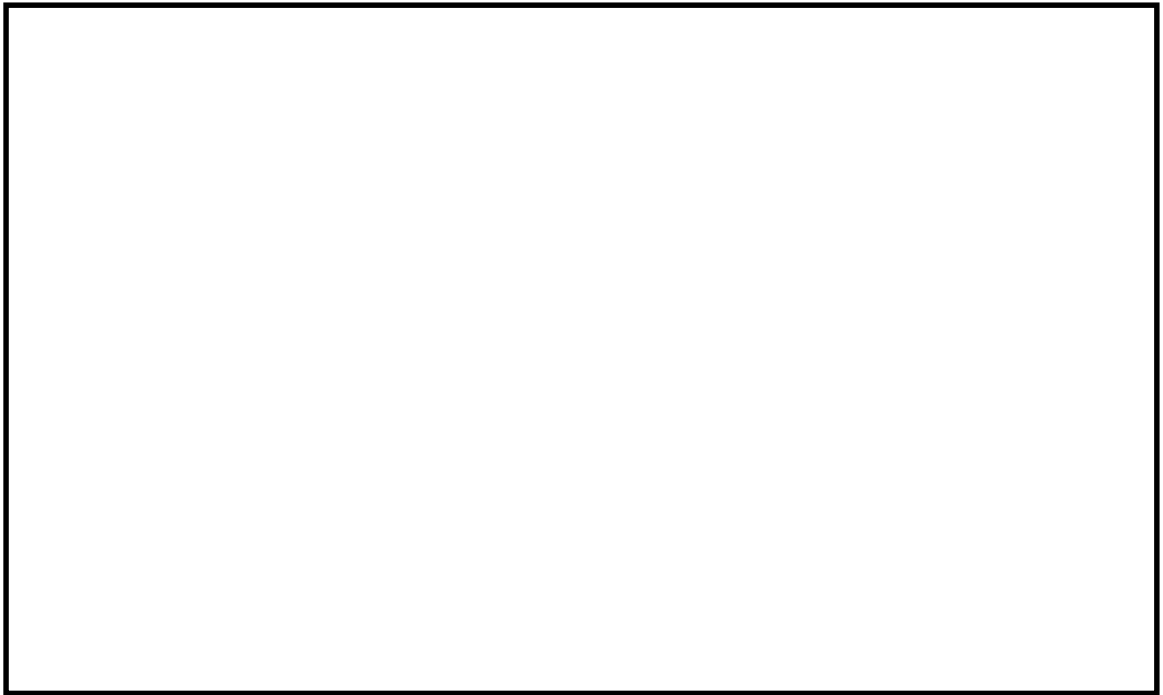


図 5.1-9 (1) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - D 1 (H+, V+)$ )

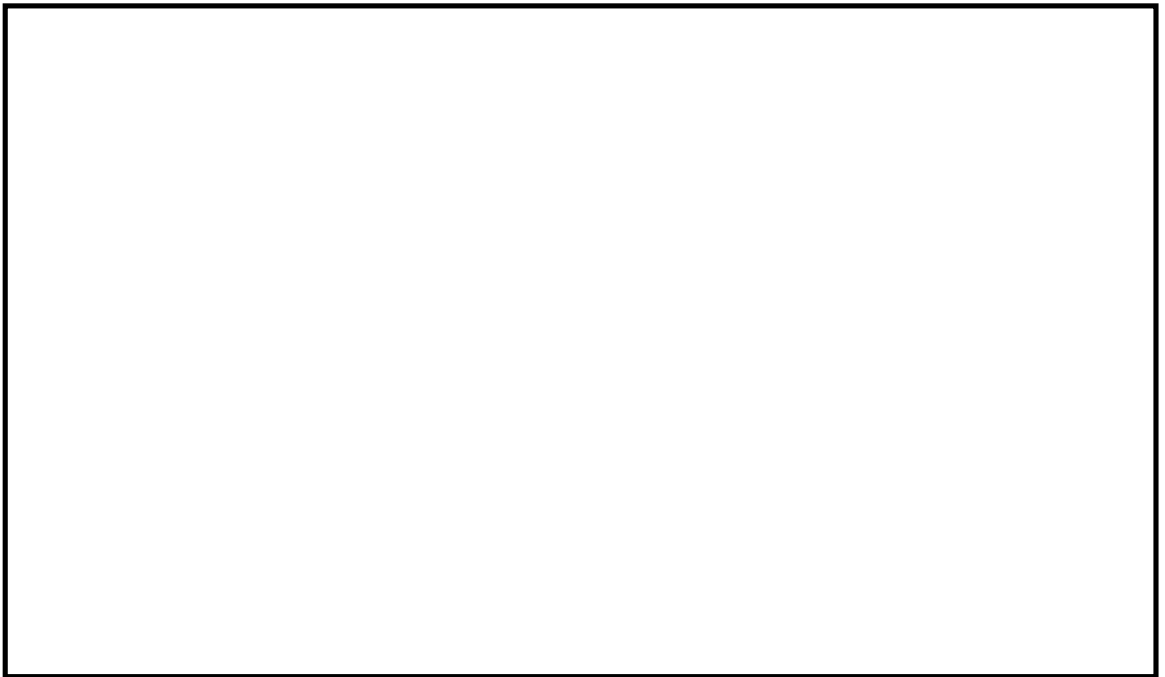


図 5.1-9 (2) 断面③の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - D 1 (H+, V+)$ )

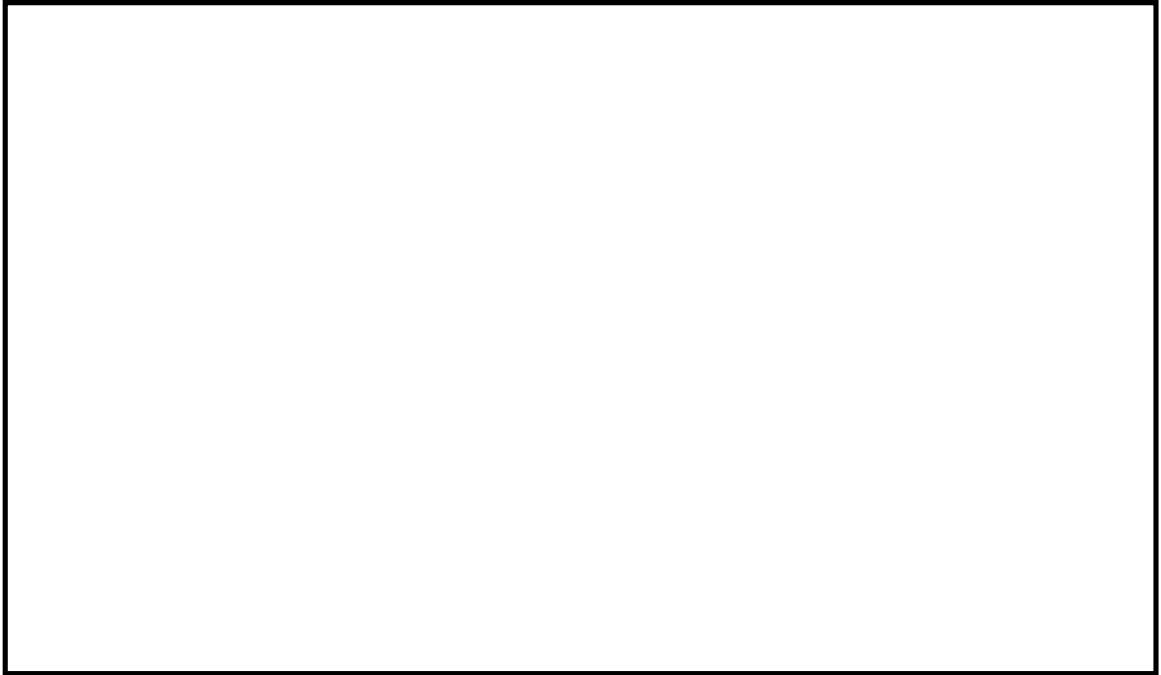


図 5.1-9 (3) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D 1 (H+, V-)$ )

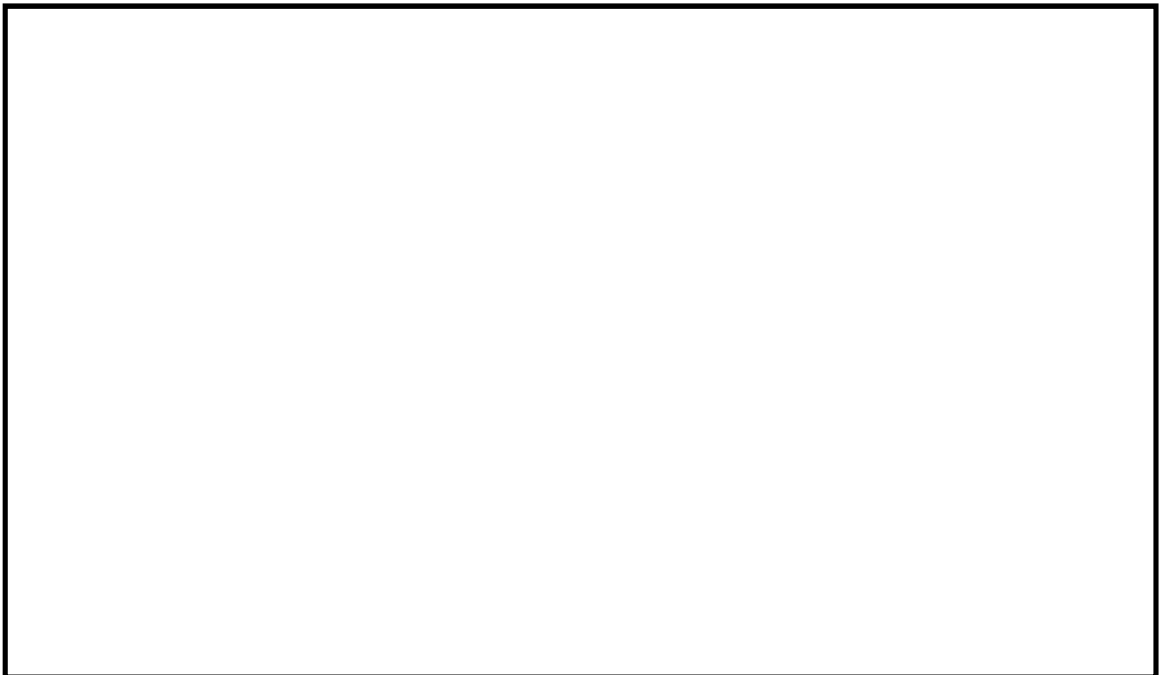


図 5.1-9 (4) 断面③の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s-D 1 (H+, V-)$ )



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

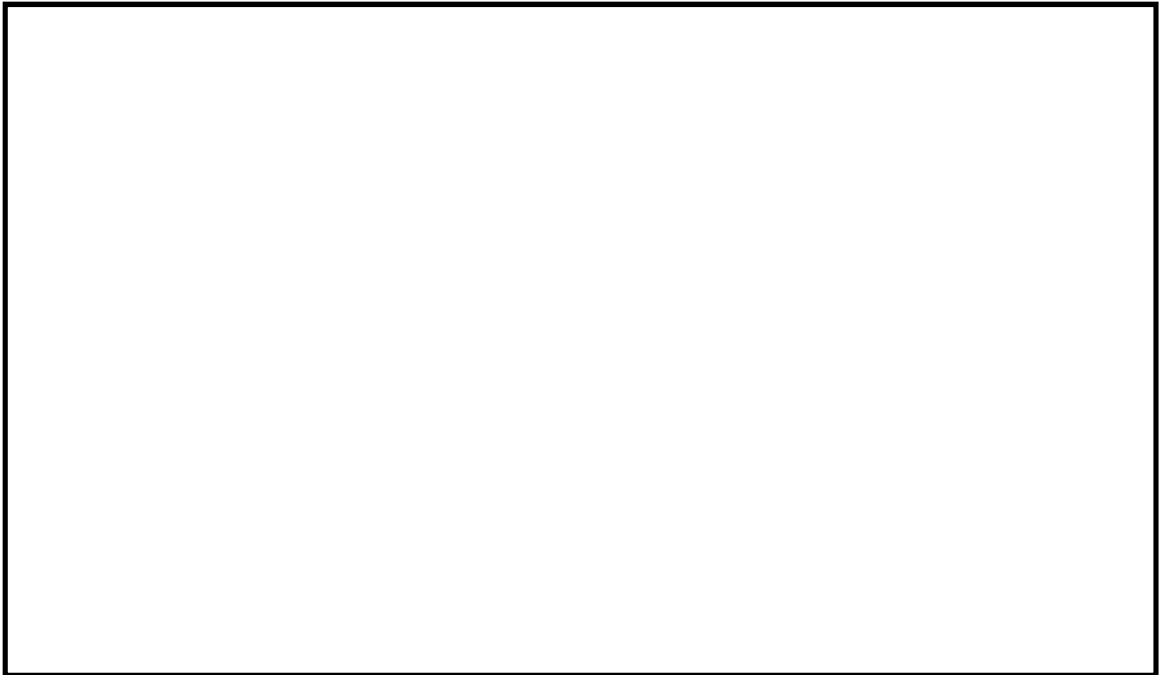


図 5.1-9 (6) 断面③の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s-D 1 (H-, V+)$ )

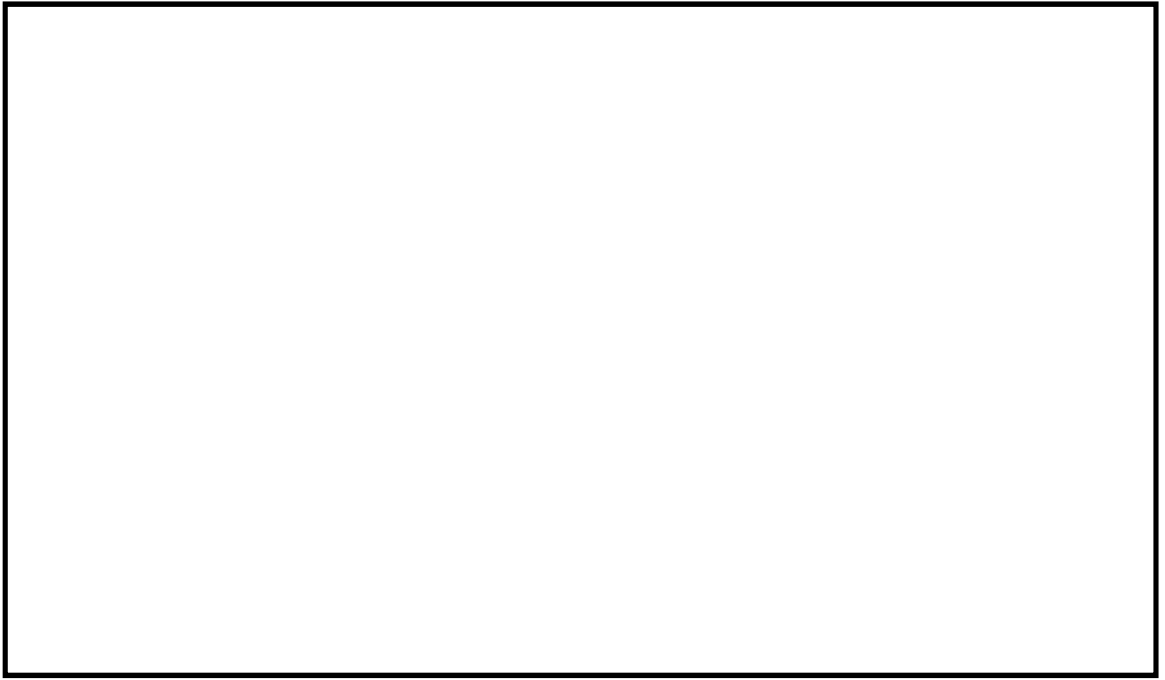


図 5.1-9 (7) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D 1 (H-, V-)$ )

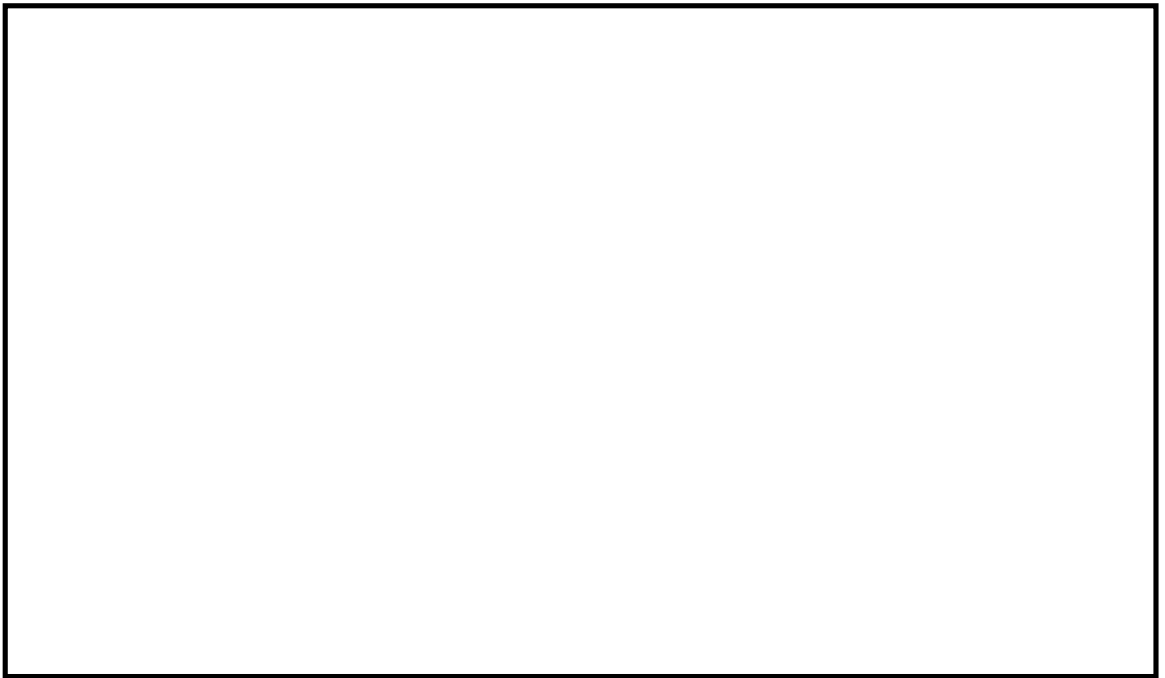


図 5.1-9 (8) 断面③の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s-D 1 (H-, V-)$ )

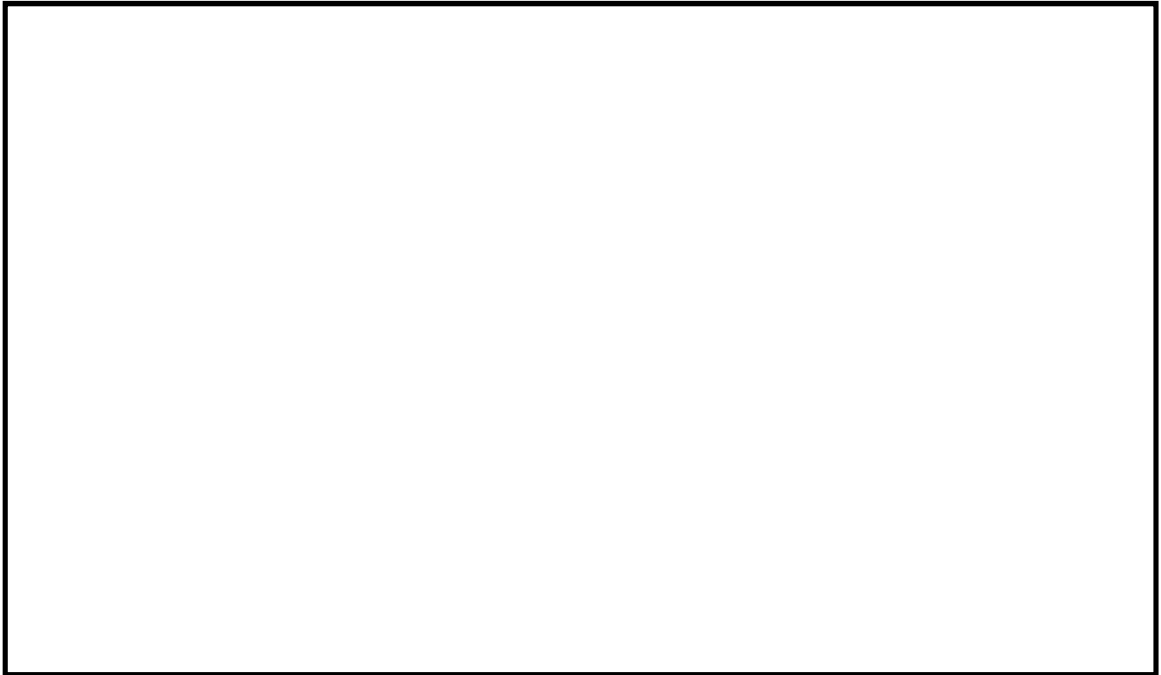


図 5.1-9 (9) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 11$ )

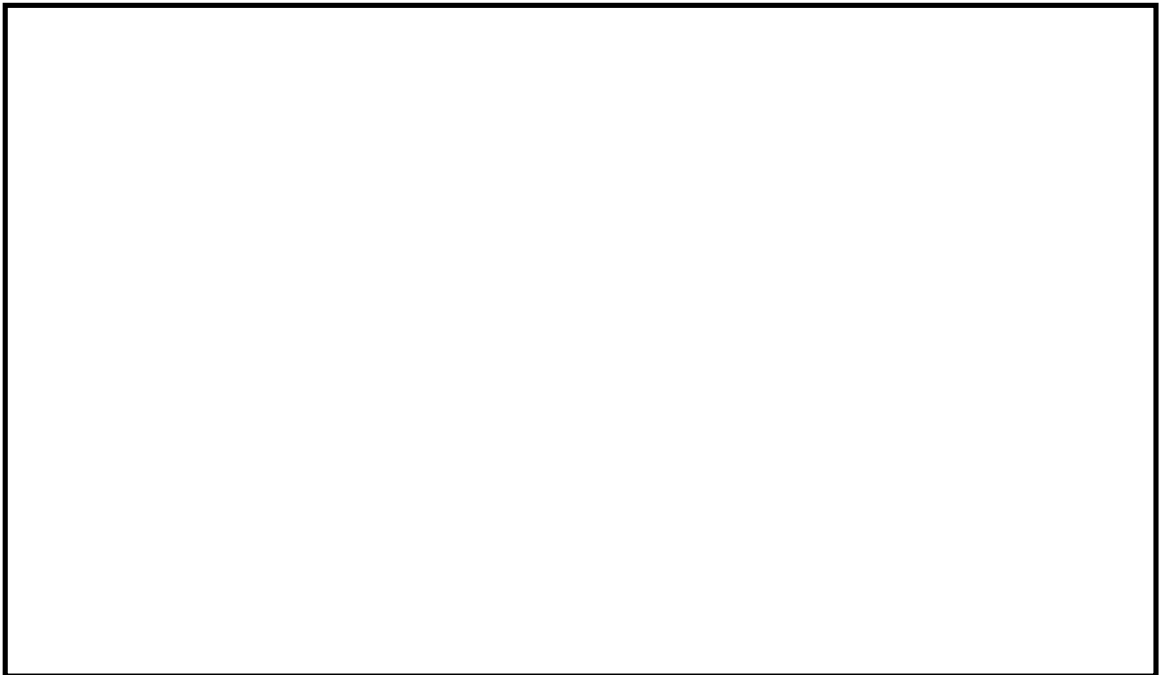


図 5.1-9 (10) 断面③の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - 11$ )



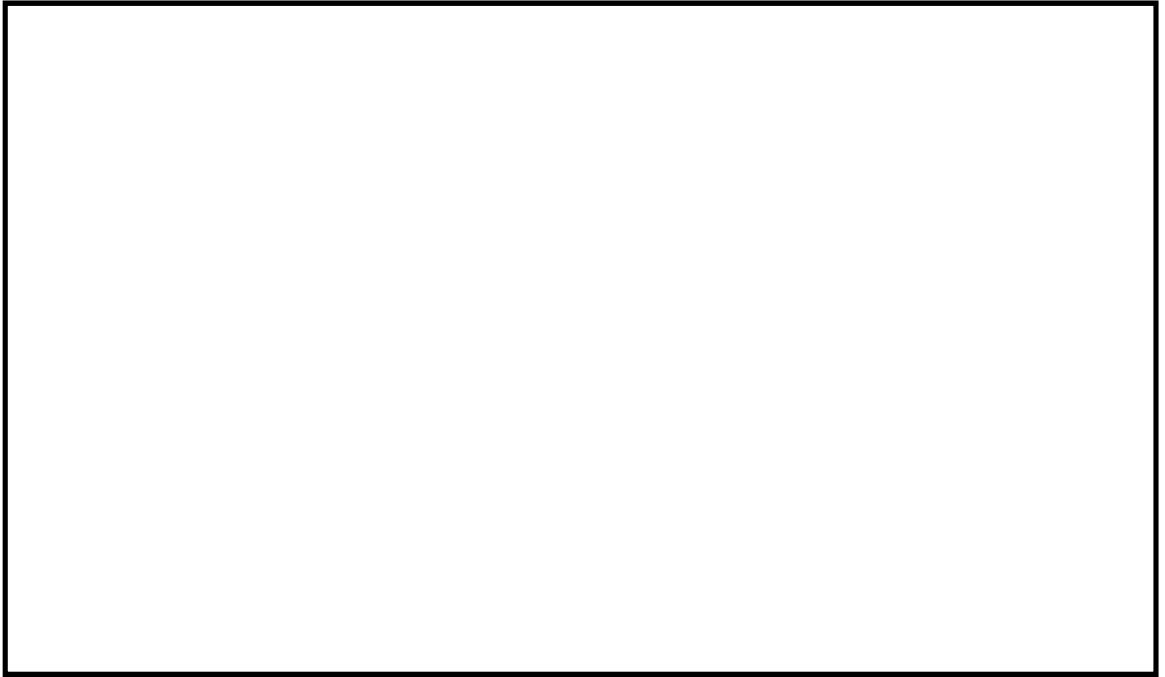


図 5.1-9 (11) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-12$ )

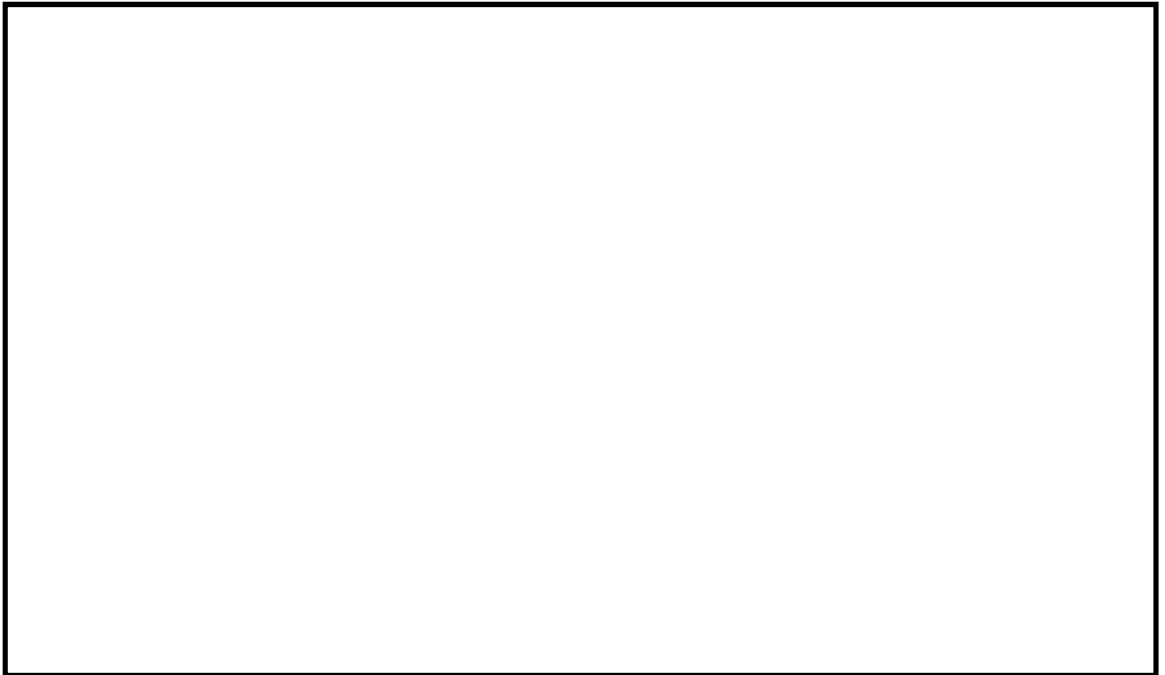


図 5.1-9 (12) 断面③の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s-12$ )

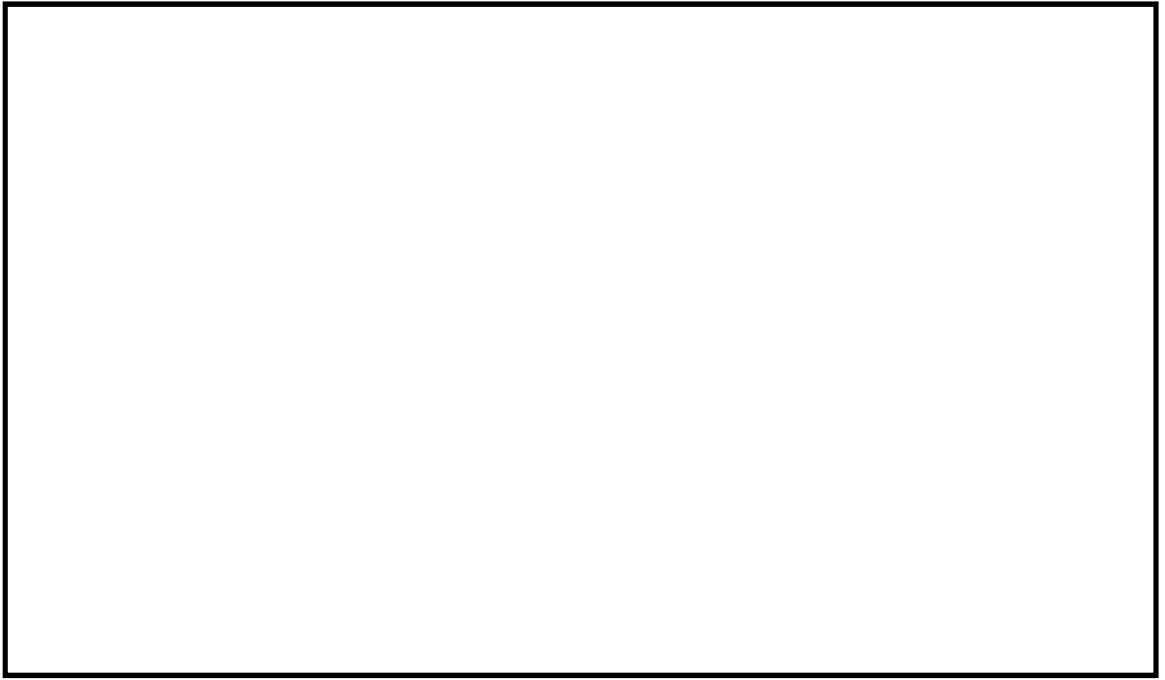


図 5.1-9 (13) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 13$ )

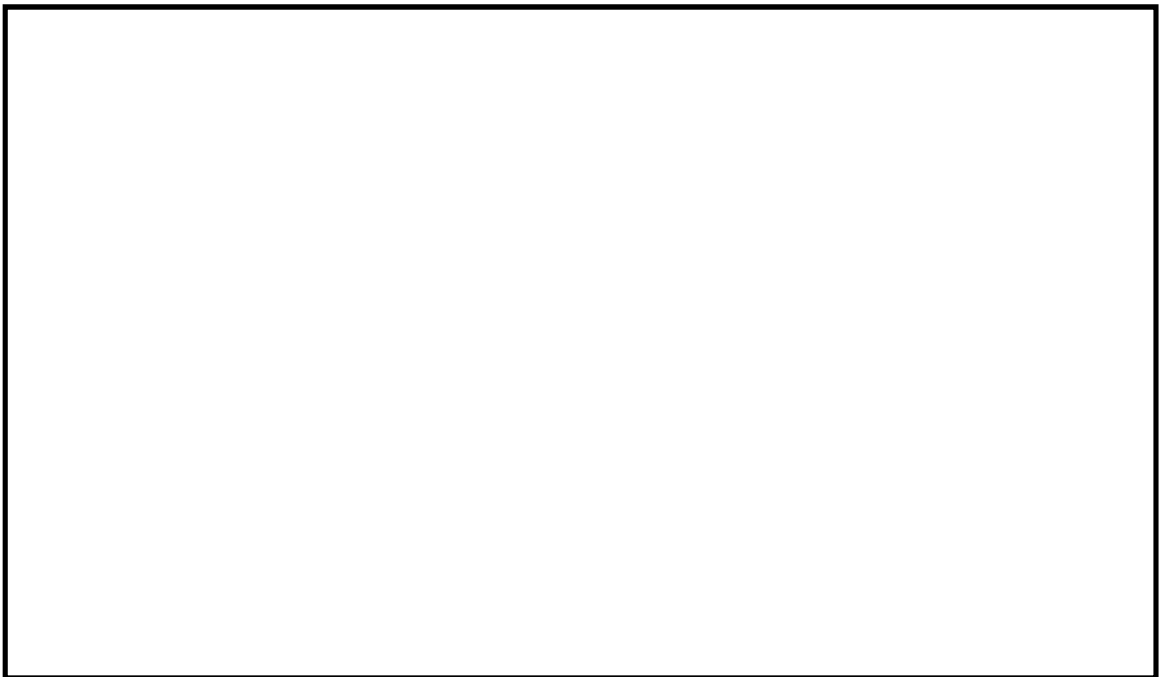


図 5.1-9 (14) 断面③の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - 13$ )

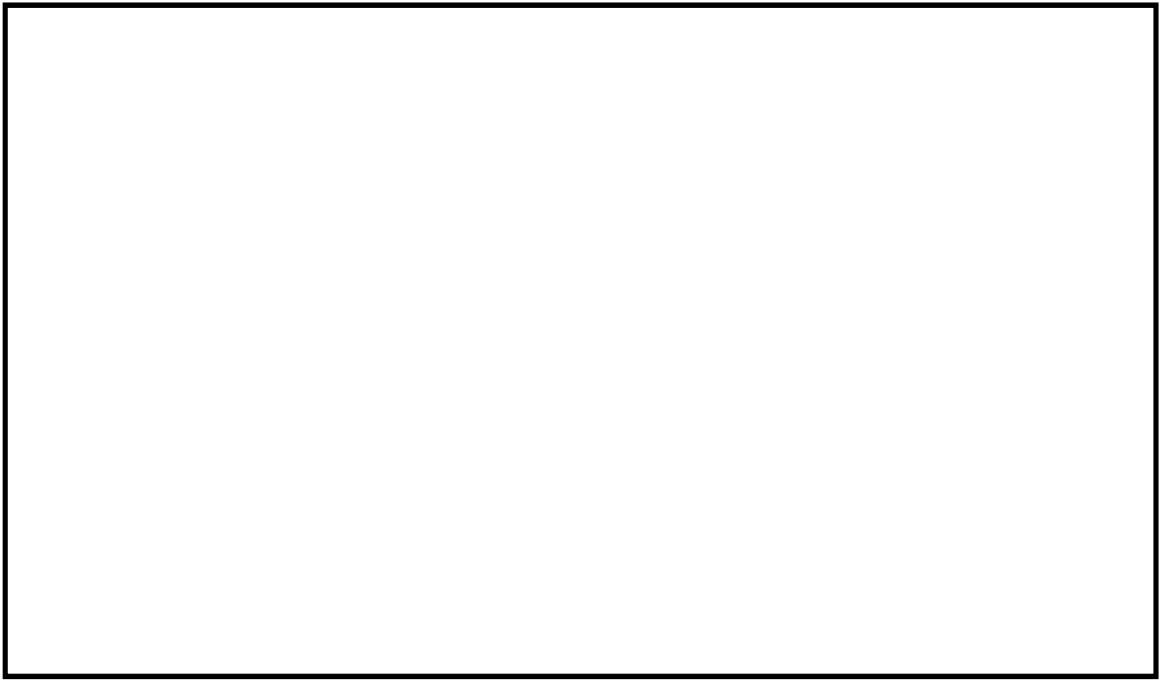


図 5.1-9 (15) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 14$ )

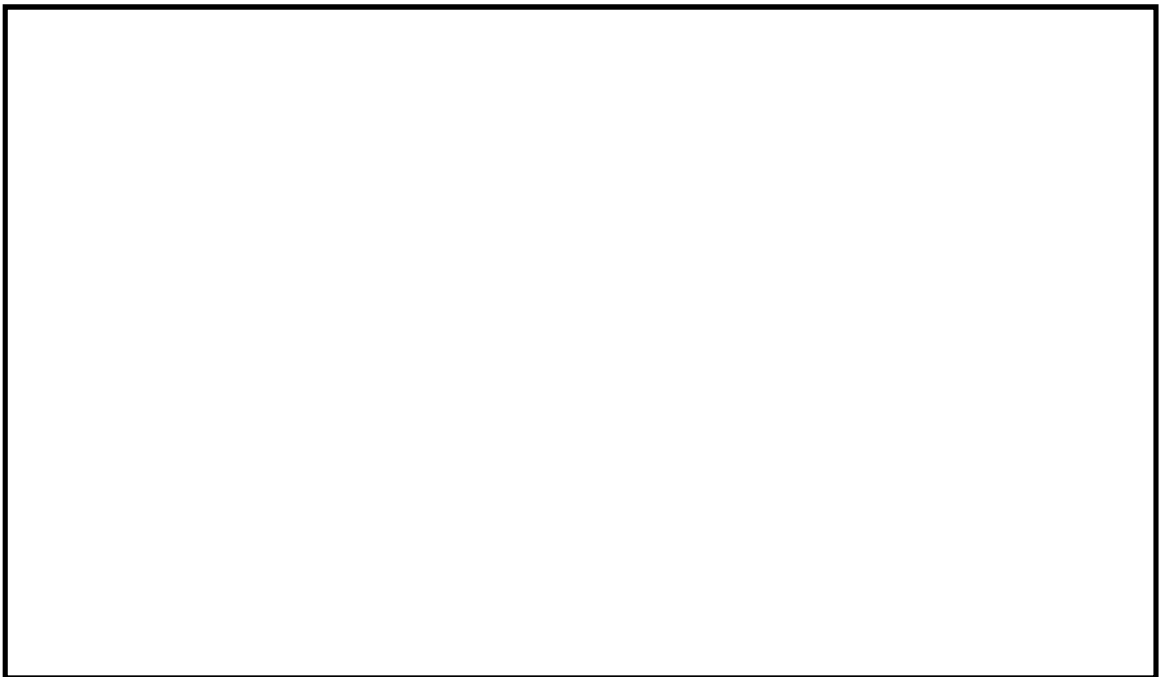


図 5.1-9 (16) 断面③の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - 14$ )



図 5.1-9 (17) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 21$ )

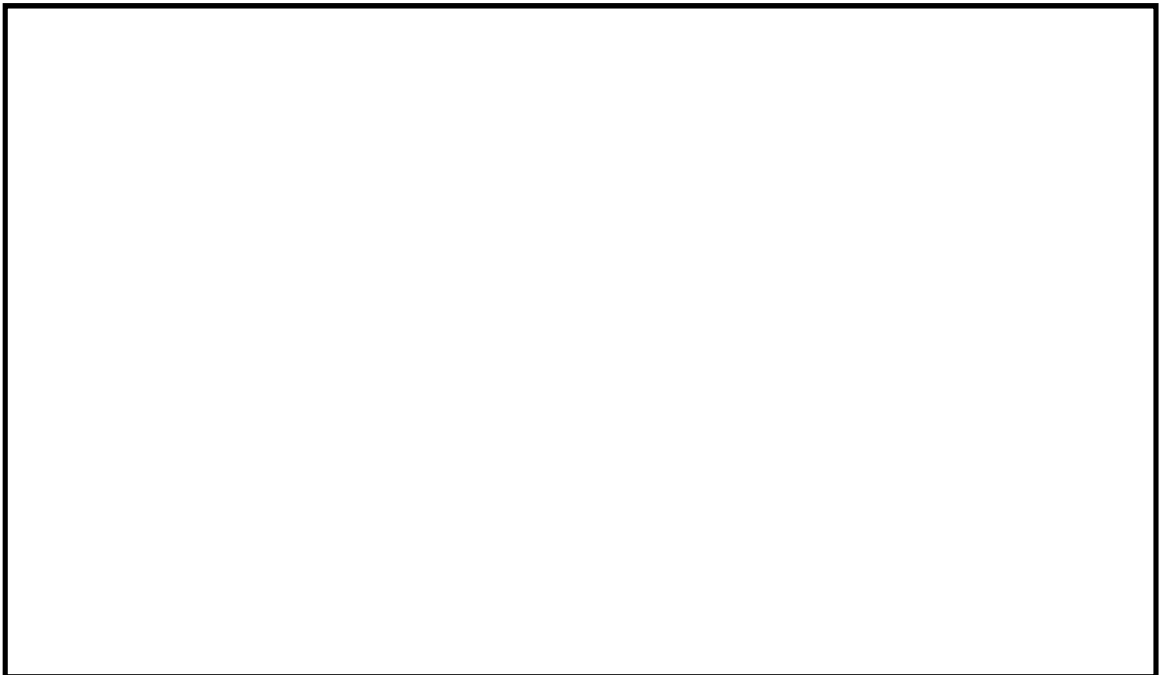


図 5.1-9 (18) 断面③の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - 21$ )

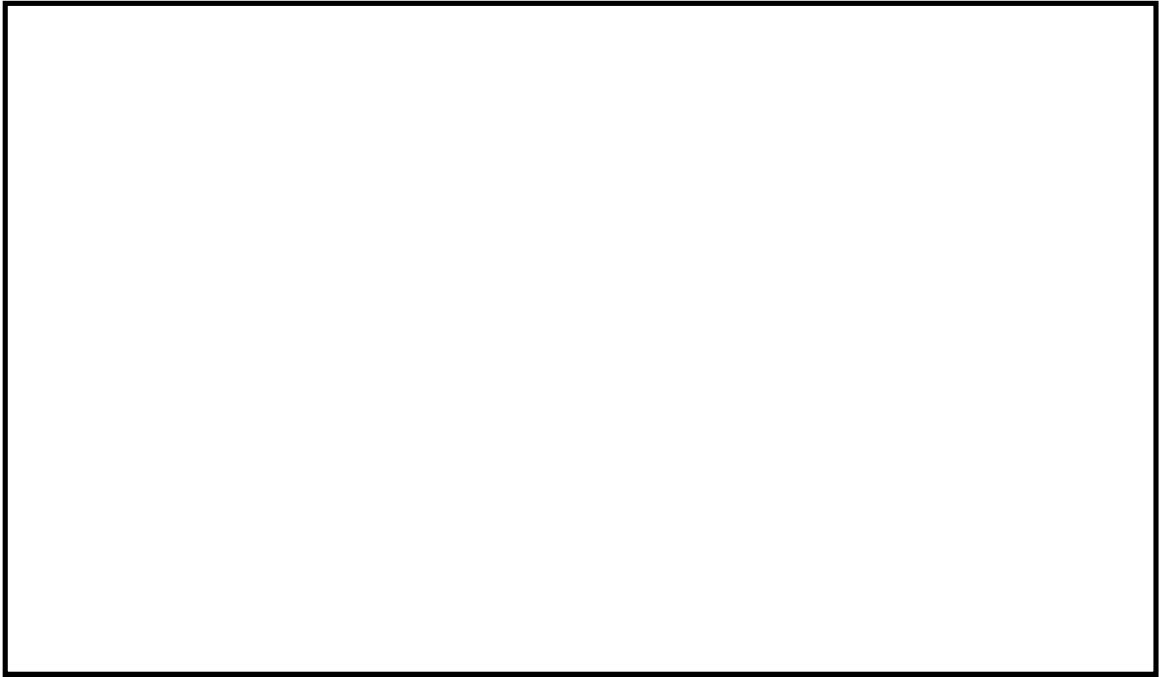


図 5.1-9 (19) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-22$ )

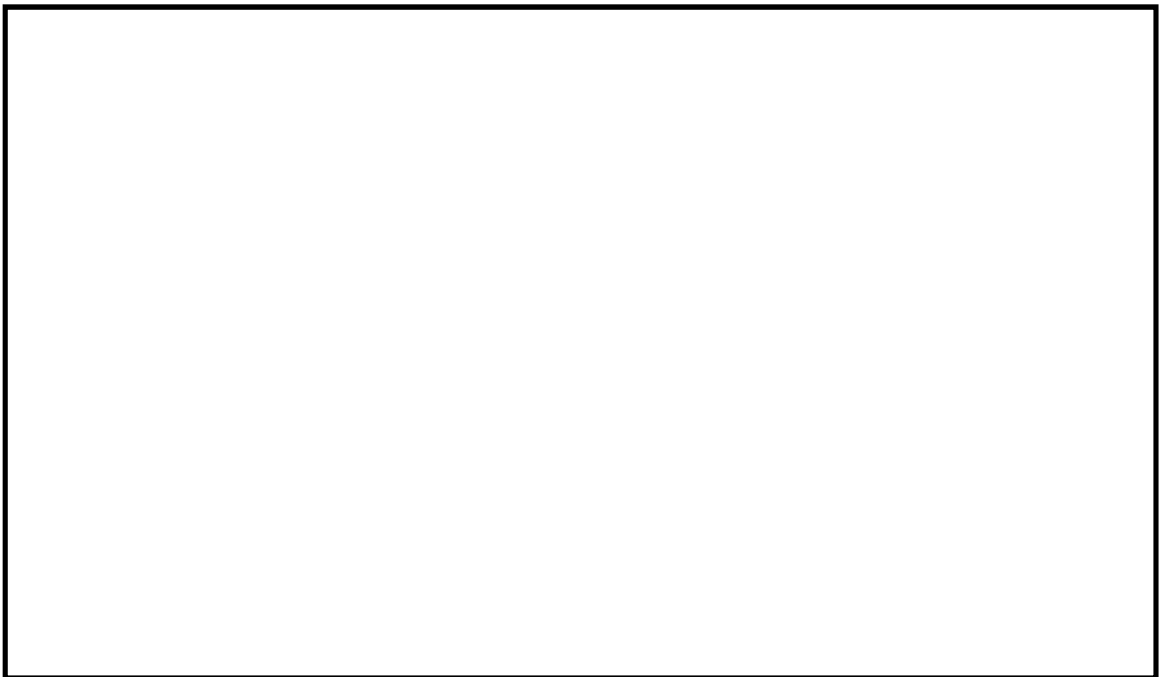


図 5.1-9 (20) 断面③の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s-22$ )

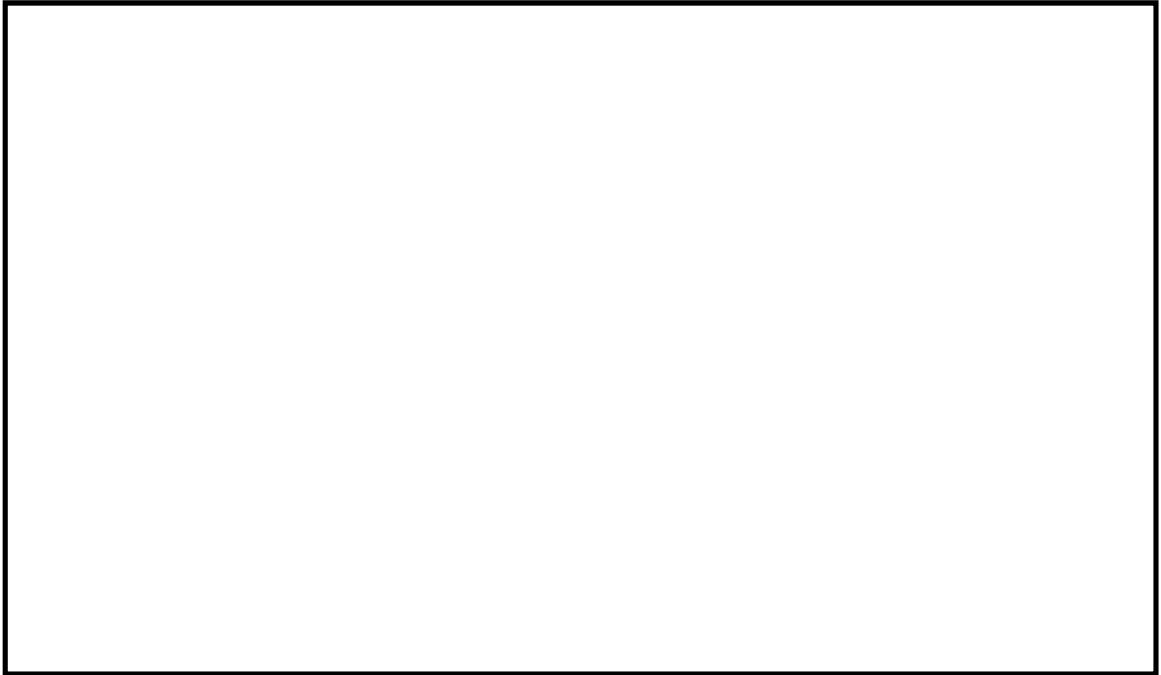


図 5.1-9 (21) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 31 (H+, V+)$ )



図 5.1-9 (22) 断面③の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - 31 (H+, V+)$ )

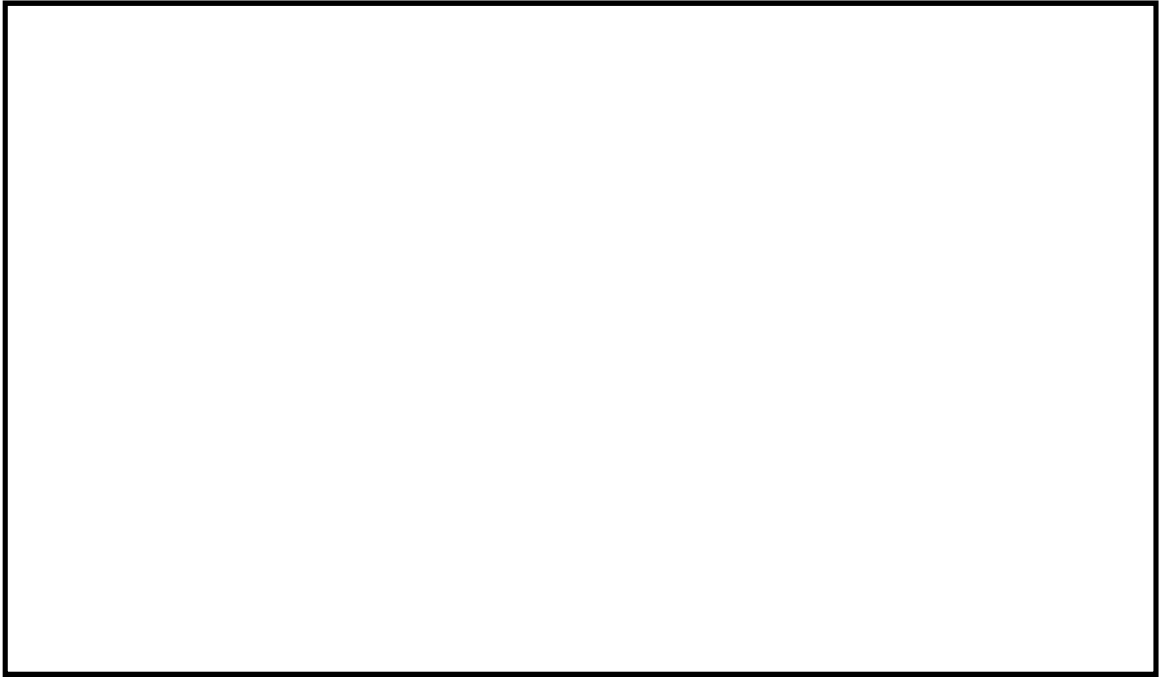


図 5.1-9 (23) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 31 (H-, V+)$ )

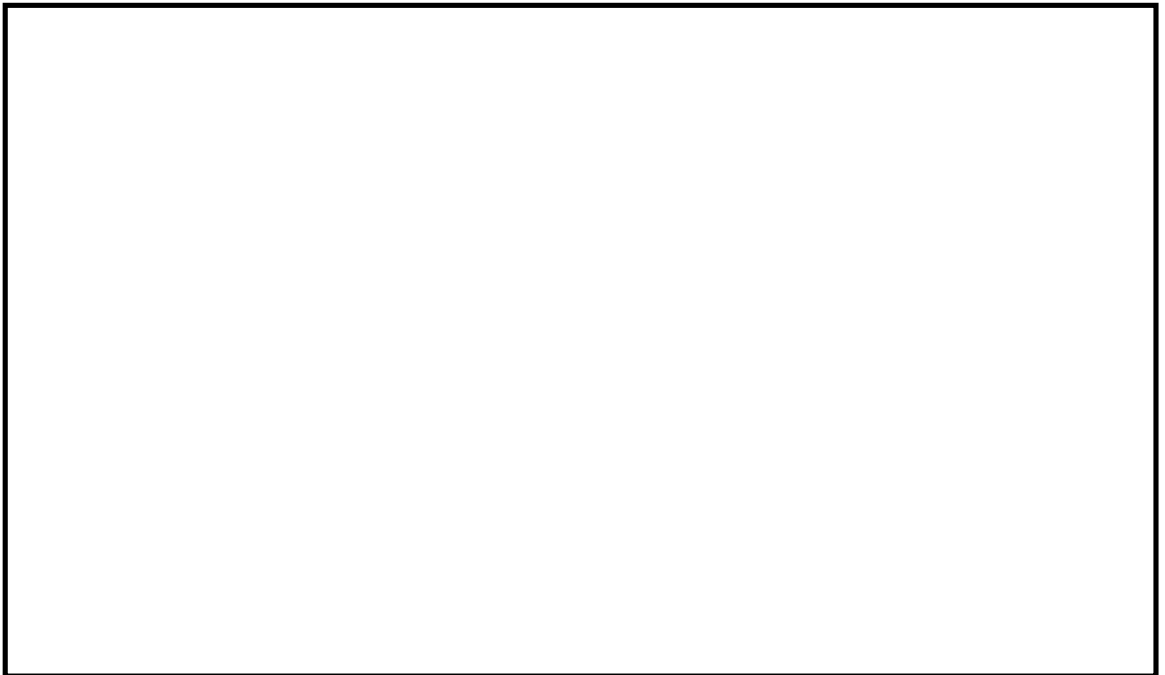


図 5.1-9 (24) 断面③の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - 31 (H-, V+)$ )

・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

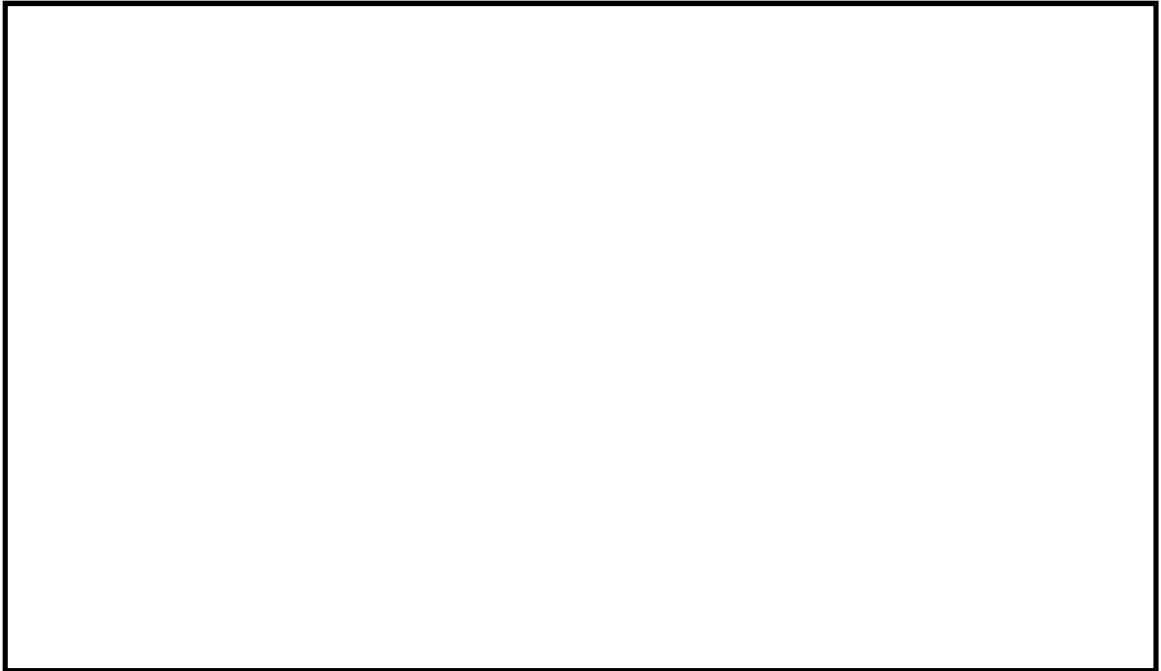


図 5.1-9 (25) 断面③の最大せん断ひずみ分布（ $S_s-D1$ （H+, V+））



図 5.1-9 (26) 断面③の最大せん断ひずみ分布 拡大図（ $S_s-D1$ （H+, V+））



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

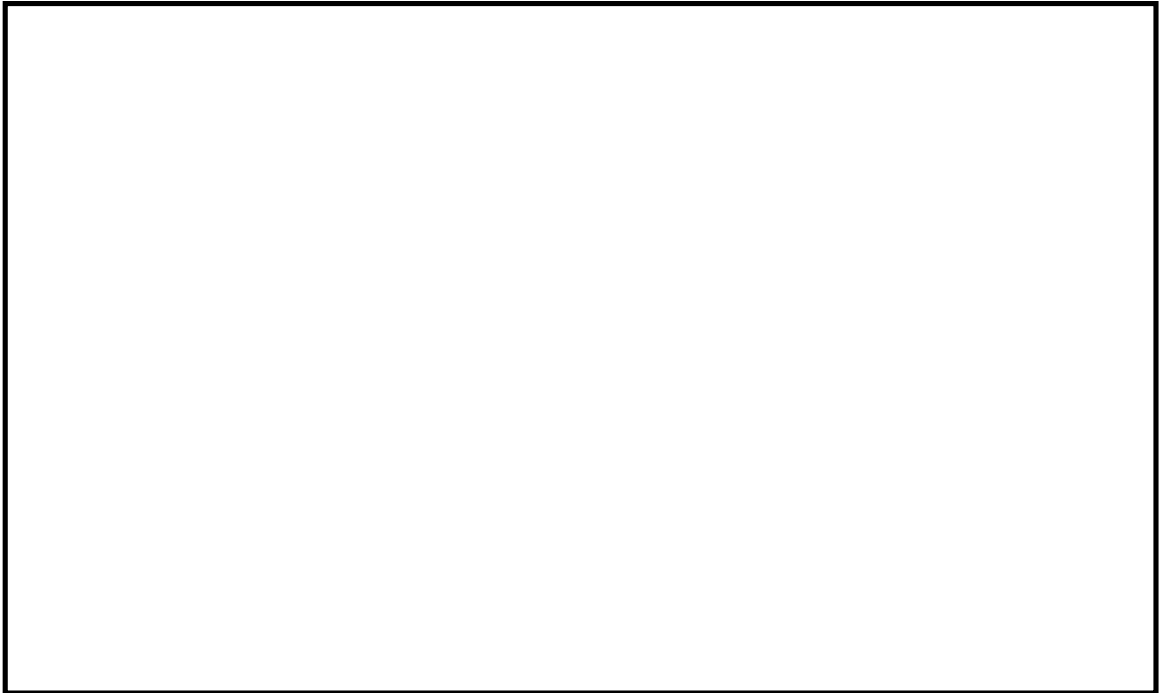


図 5.1-9 (27) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1 (H+, V+)$ )

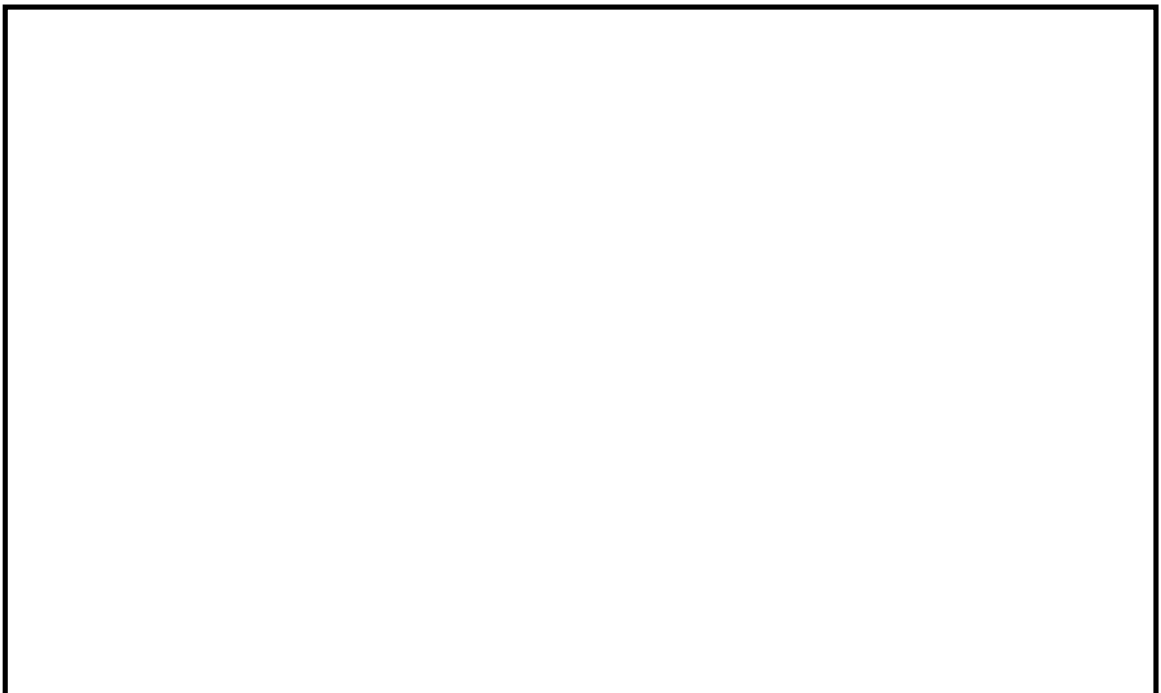


図 5.1-9 (28) 断面③の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s-D1 (H+, V+)$ )

- ・ 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

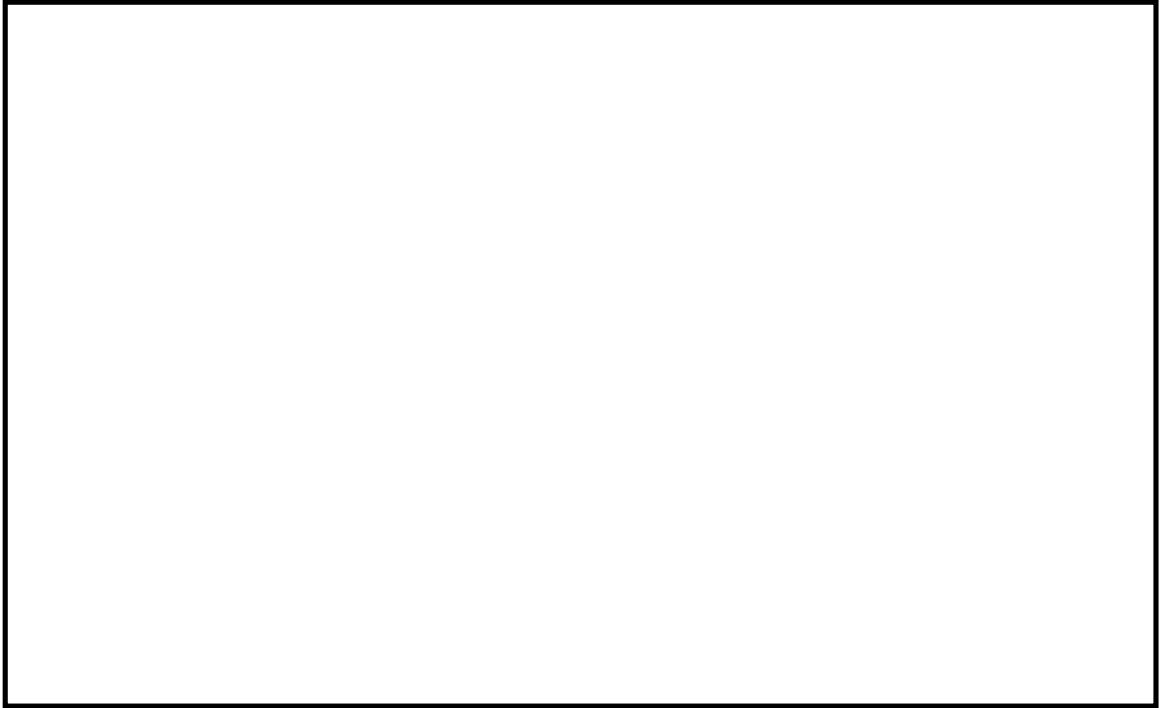


図 5.1-9 (29) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D 1 (H+, V+)$ )

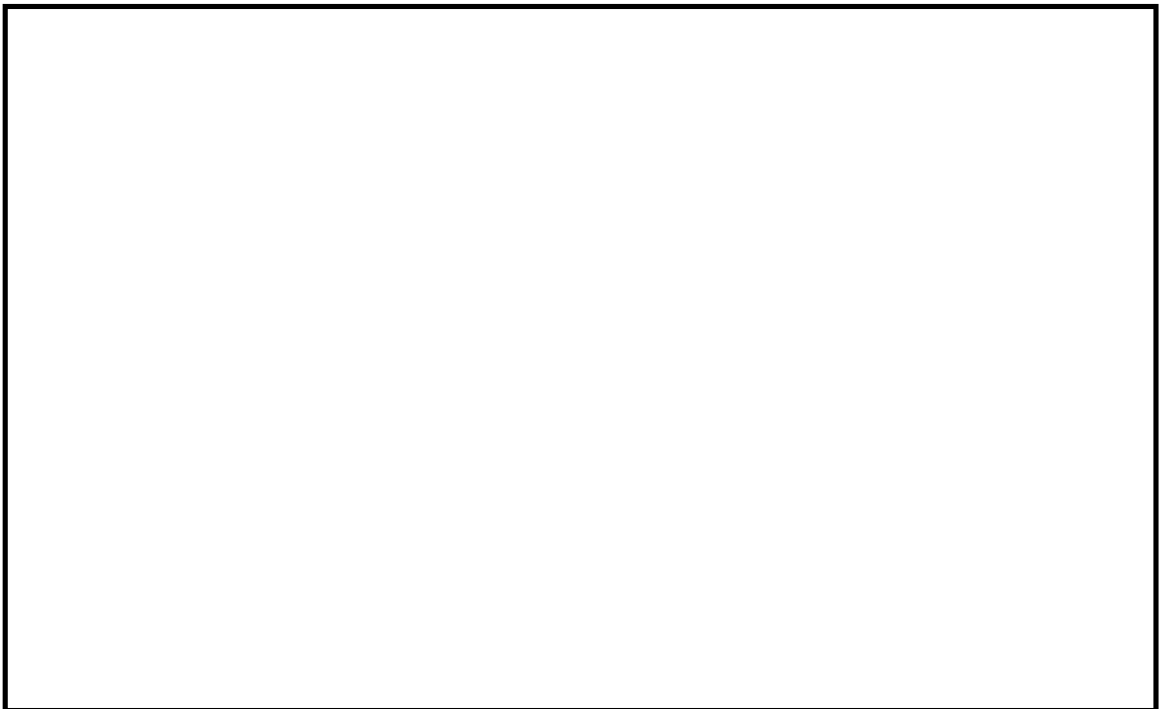


図 5.1-9 (30) 断面③の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s-D 1 (H+, V+)$ )

- ・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

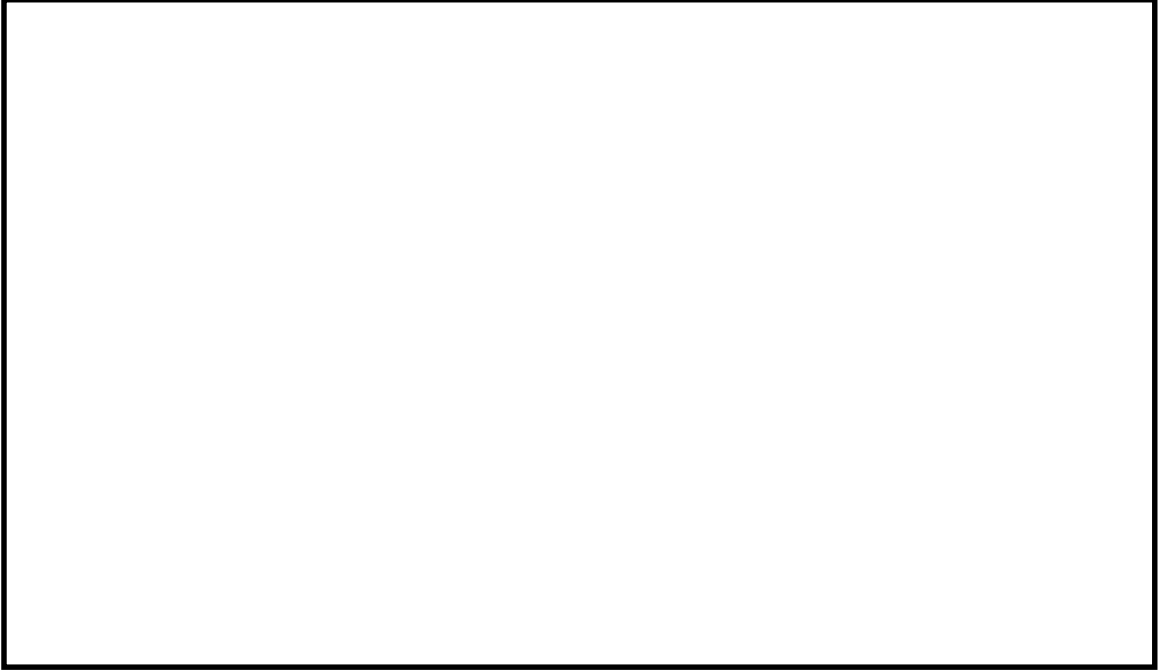


図 5.1-9 (31) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D 1 (H+, V+)$ )

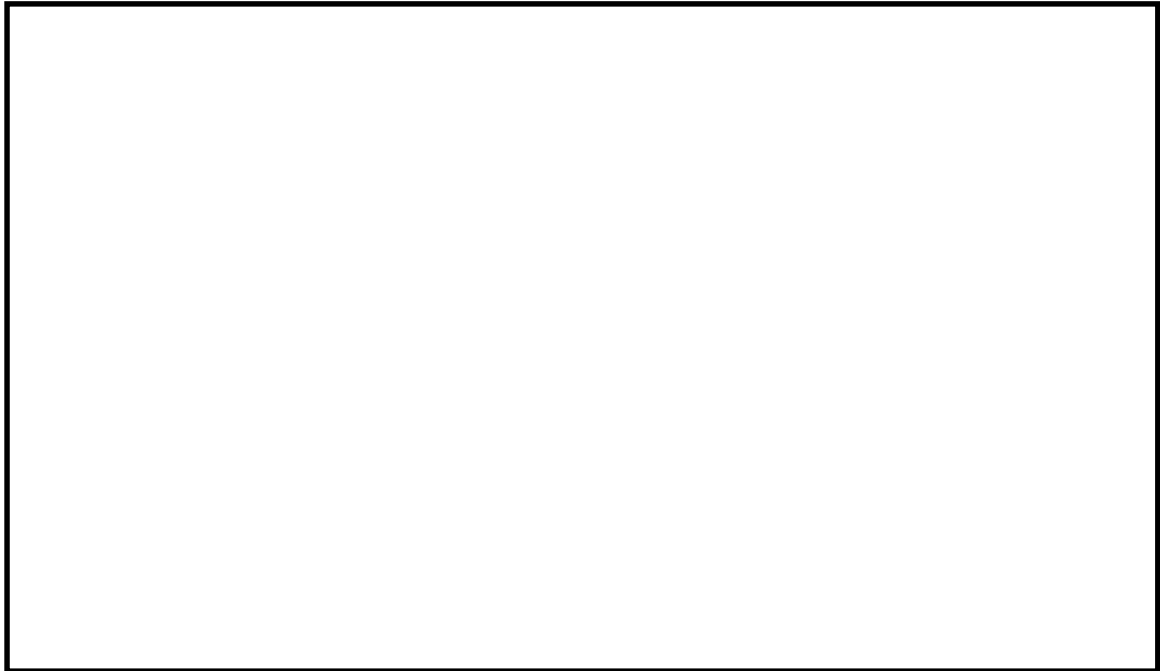


図 5.1-9 (32) 断面③の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s-D 1 (H+, V+)$ )

- ・ 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

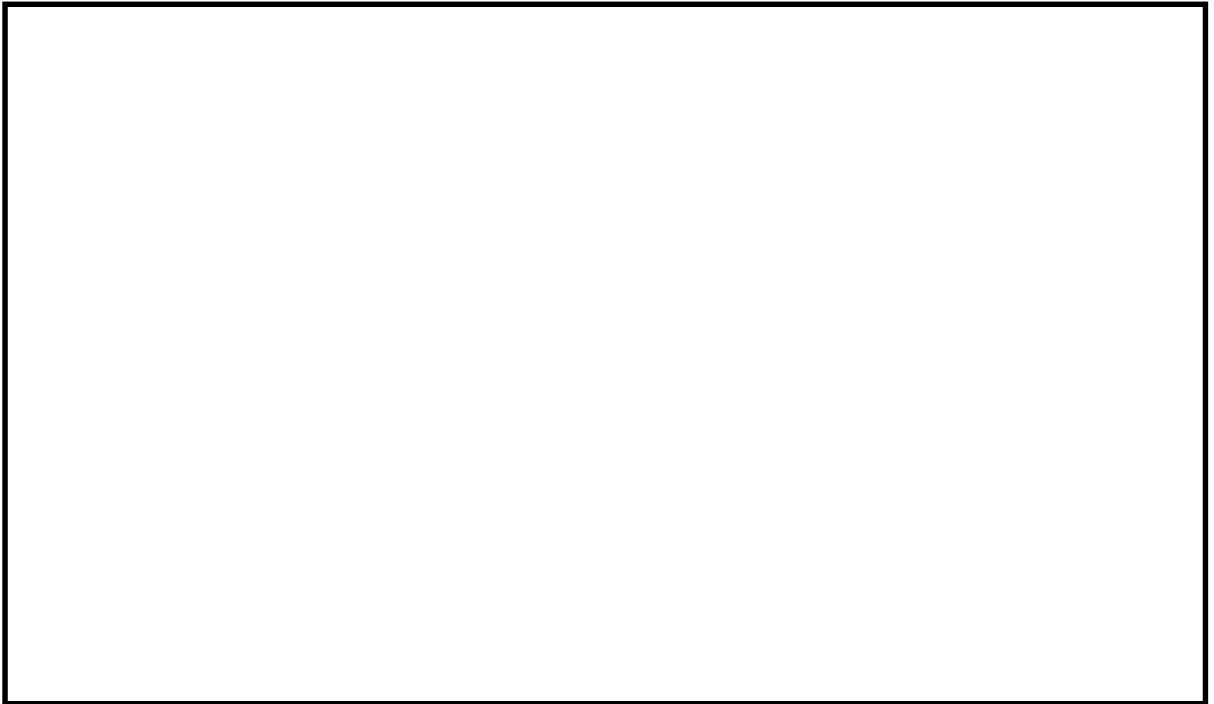


図 5.1-9 (33) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1(H+, V+)$ )

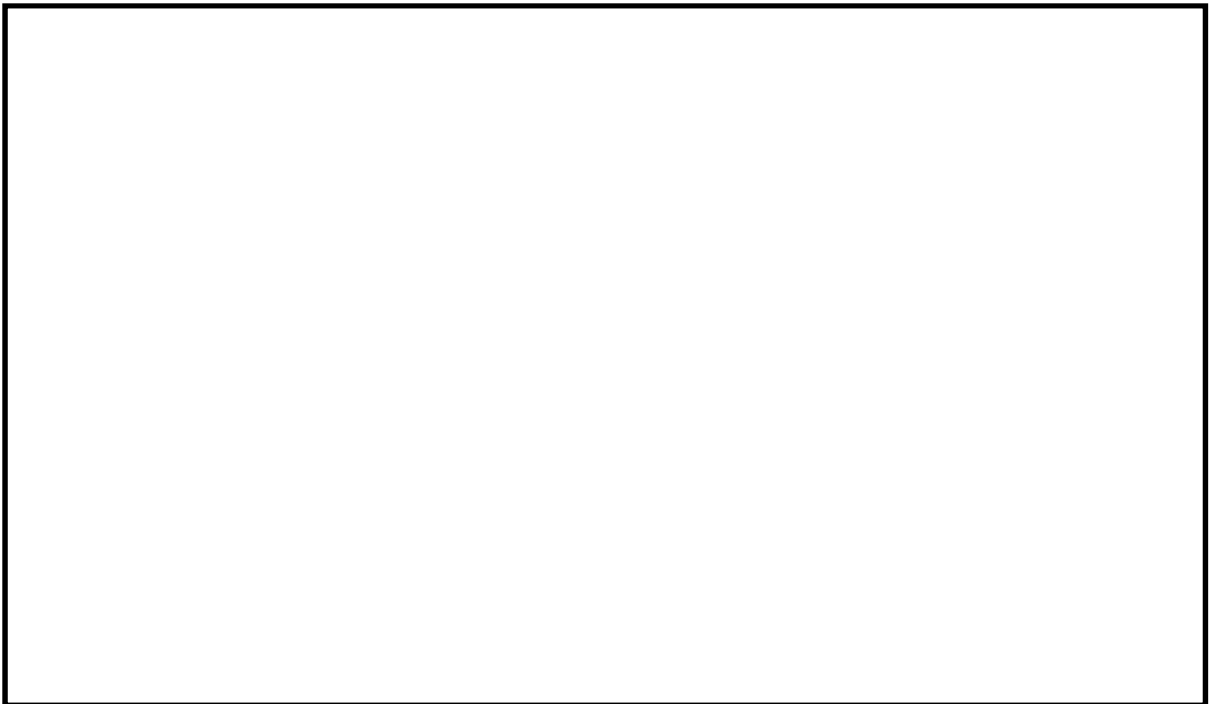


図 5.1-9 (34) 断面③の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s-D1(H+, V+)$ )

- ・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

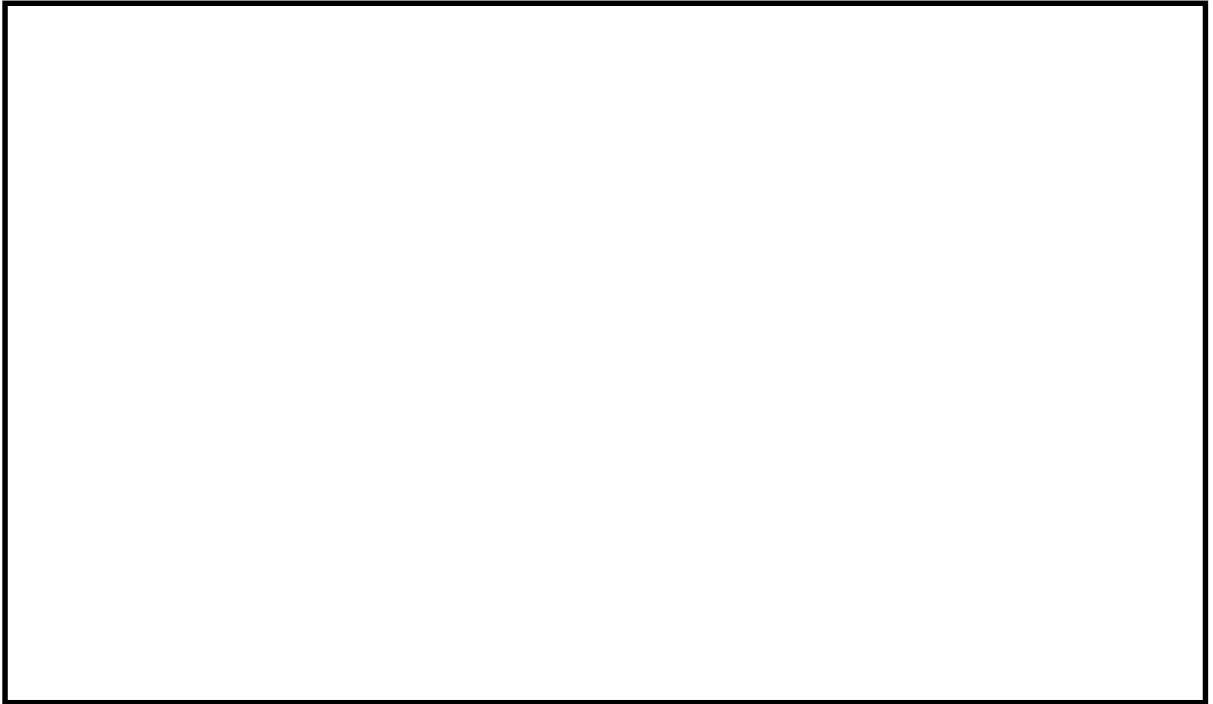


図 5.1-9 (35) 断面③の最大せん断ひずみ分布（ $S_s-D1$ （H+, V-））

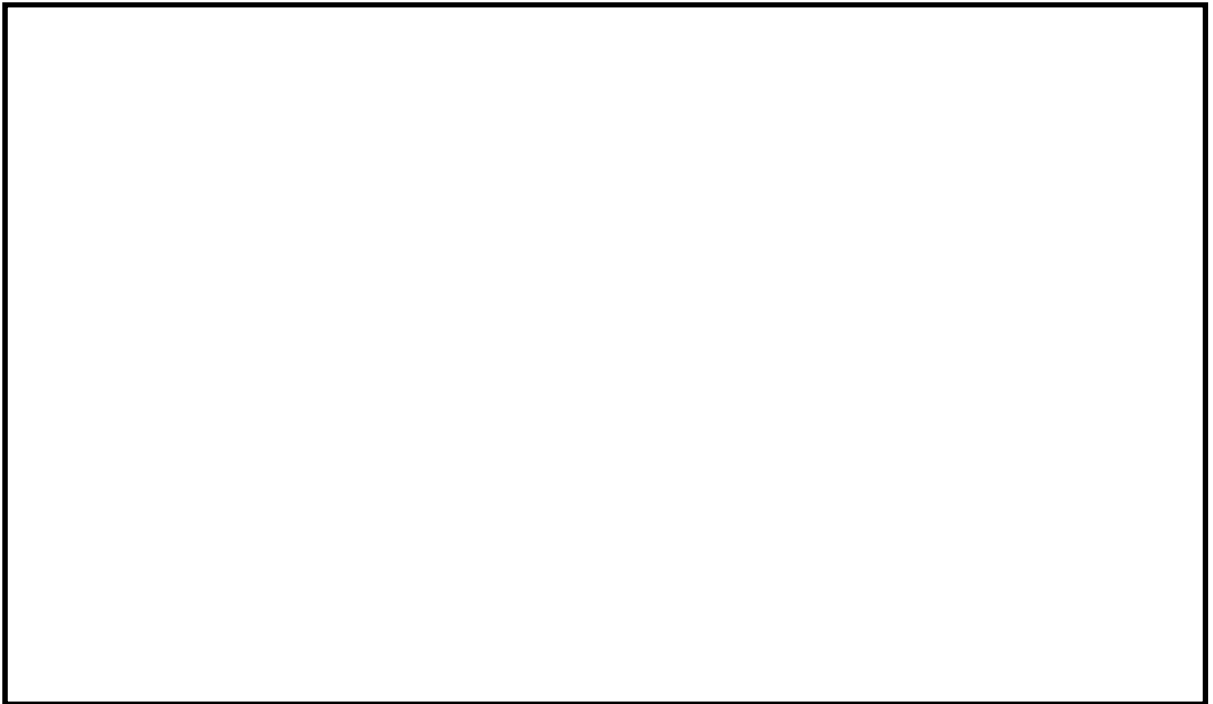


図 5.1-9 (36) 断面③の最大せん断ひずみ分布 拡大図（ $S_s-D1$ （H+, V-））

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

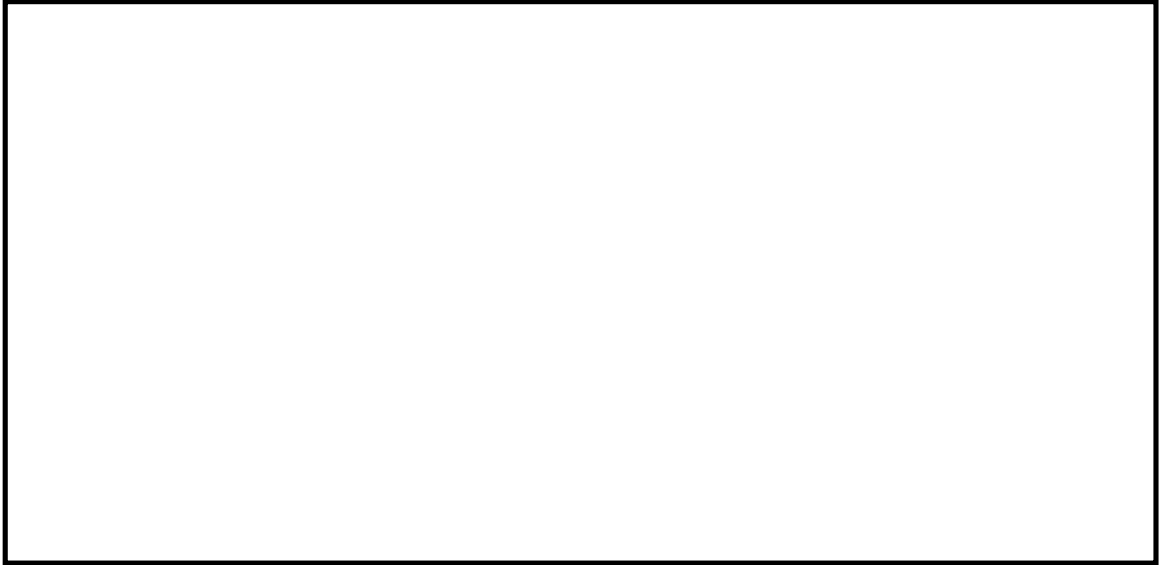


図 5.1-10 (1) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - D 1 (H+, V+)$ )

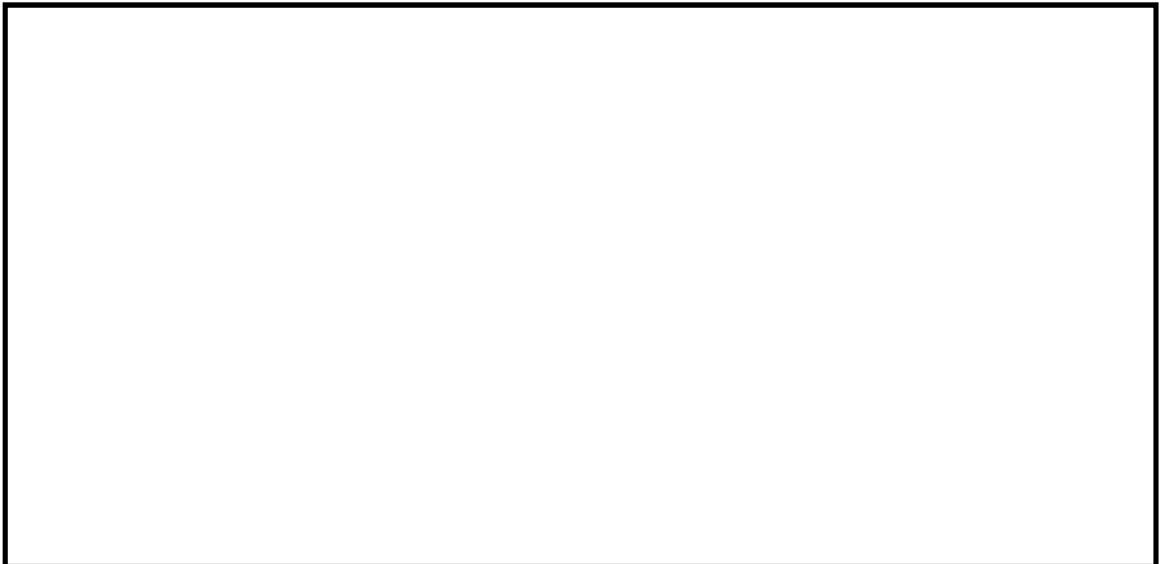


図 5.1-10 (2) 断面④の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - D 1 (H+, V+)$ )



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 拡大図 ( $S_s - D 1 (H+, V-)$ )

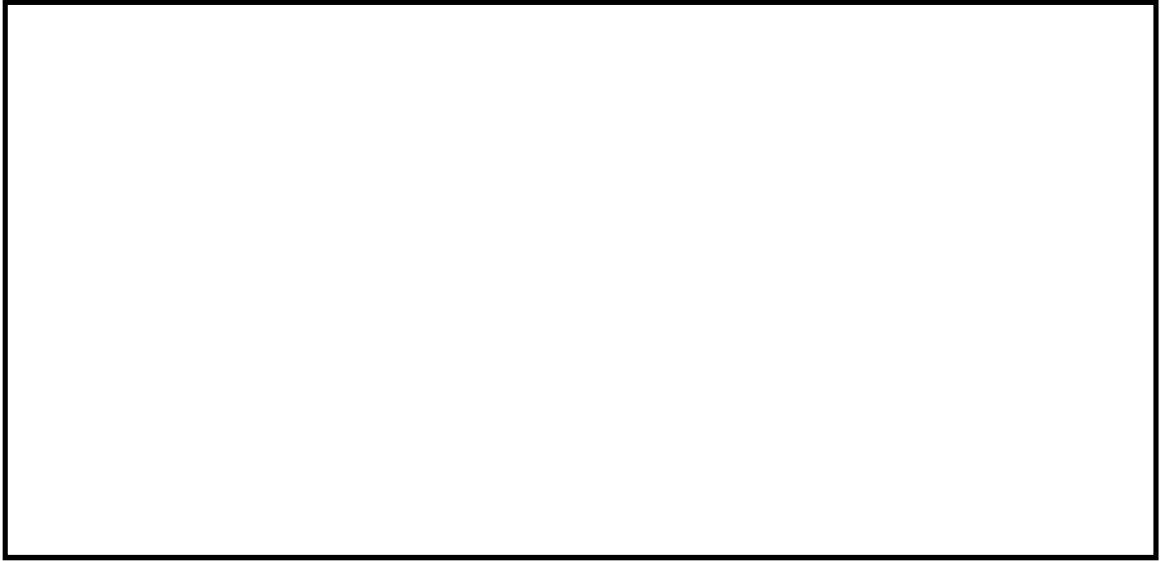


図 5.1-10 (5) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - D 1 (H-, V+)$ )

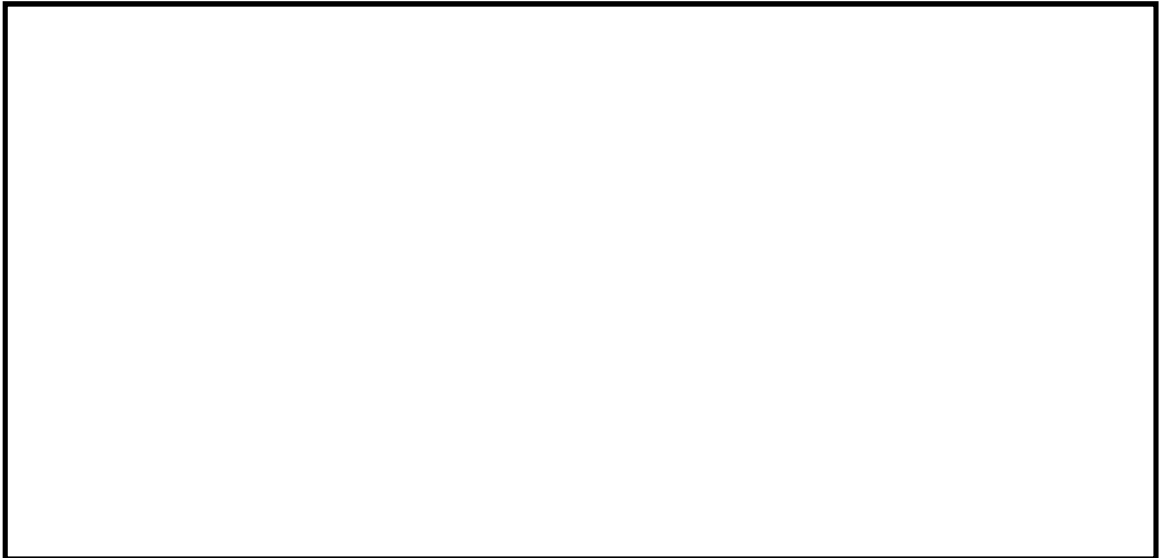


図 5.1-10 (6) 断面④の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - D 1 (H-, V+)$ )



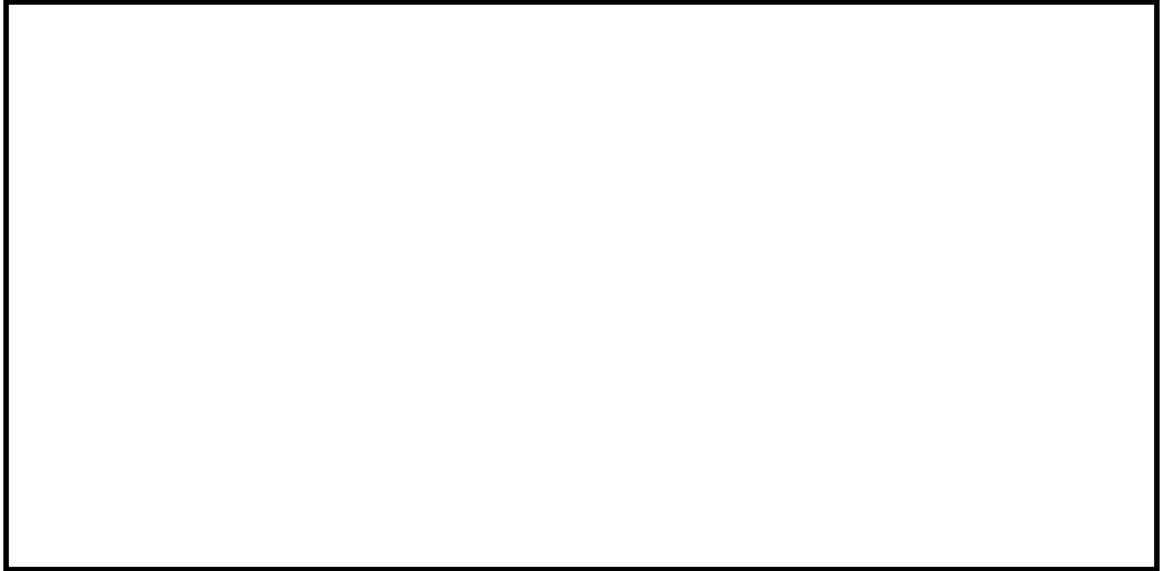


図 5.1-10 (7) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D 1 (H-, V-)$ )



図 5.1-10 (8) 断面④の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s-D 1 (H-, V-)$ )



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

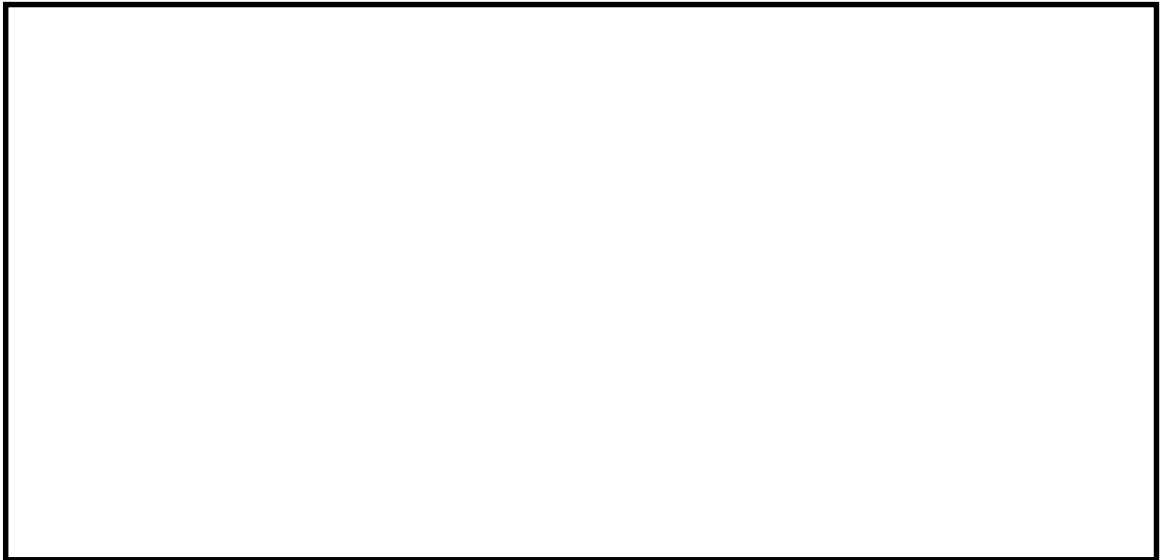


図 5.1-10 (10) 断面④の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - 1 1$ )

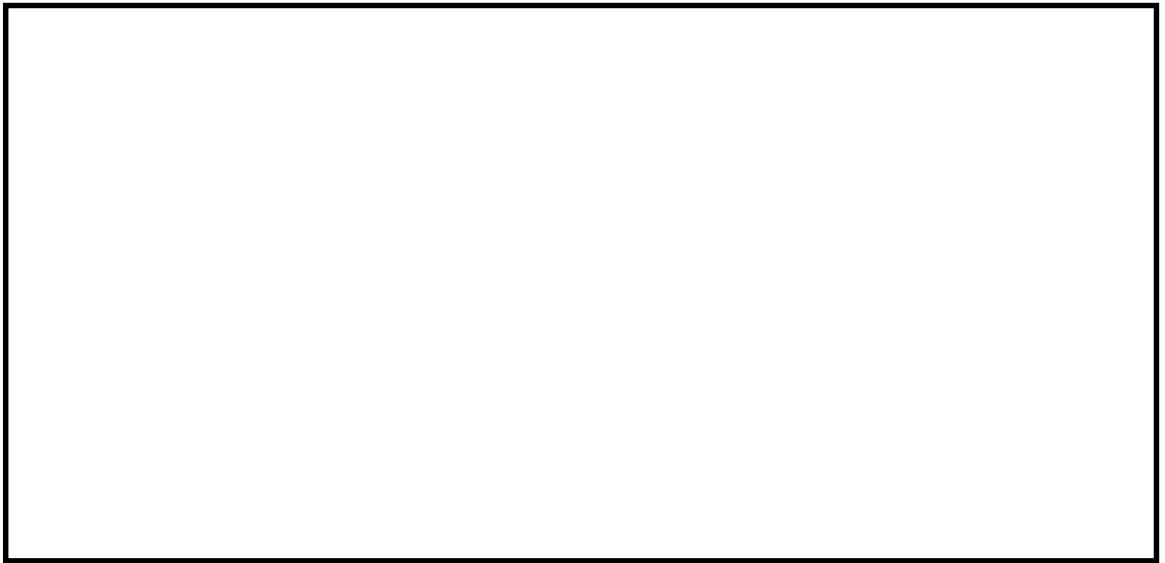


図 5.1-10 (11) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 12$ )



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

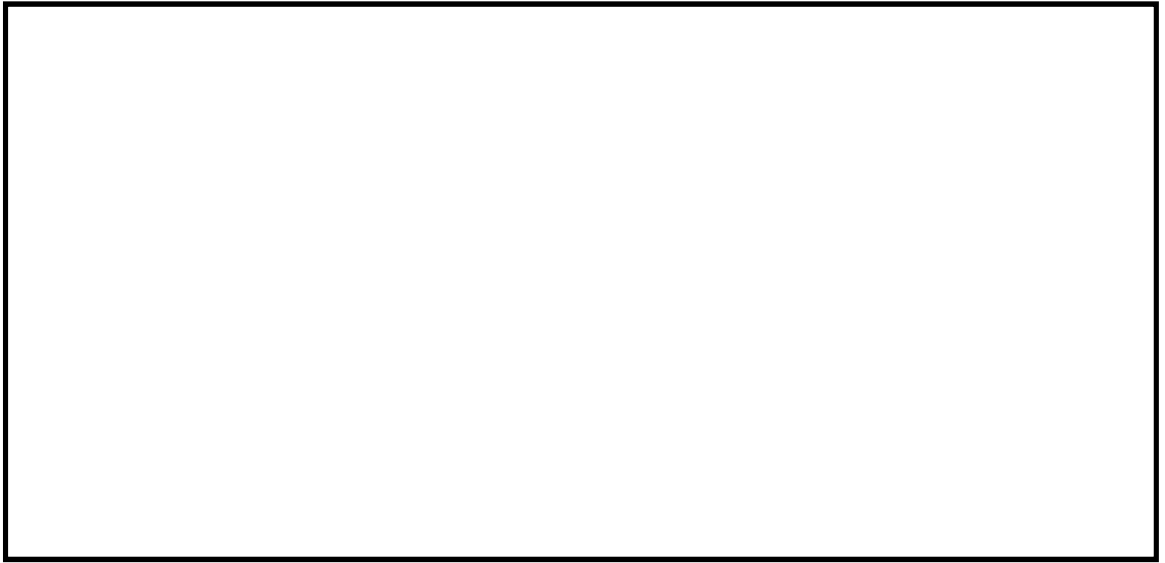


図 5.1-10 (13) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 13$ )

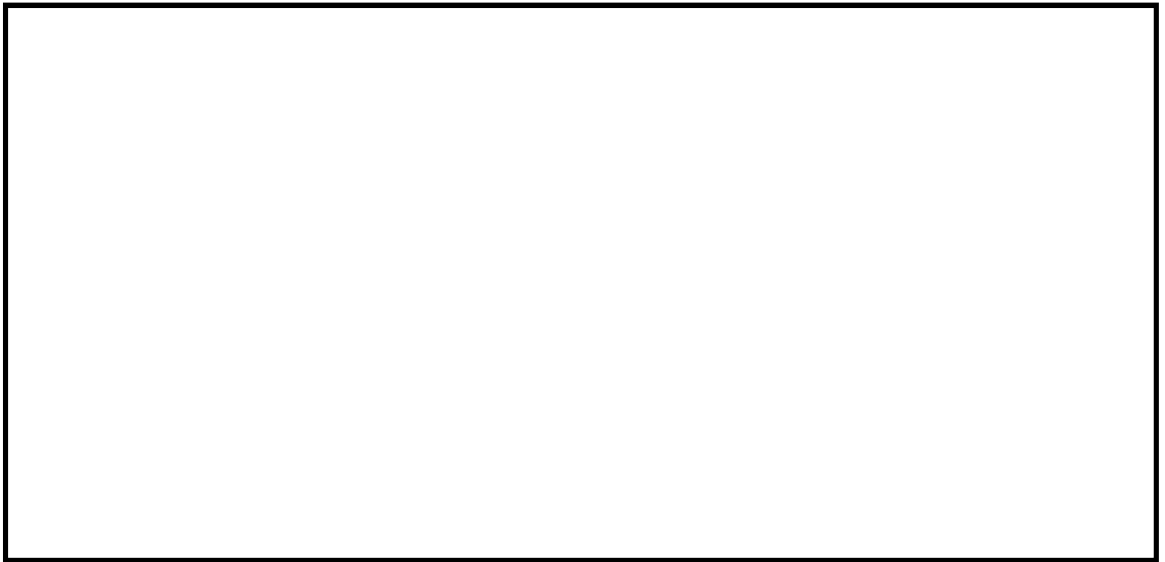


図 5.1-10 (14) 断面④の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - 13$ )

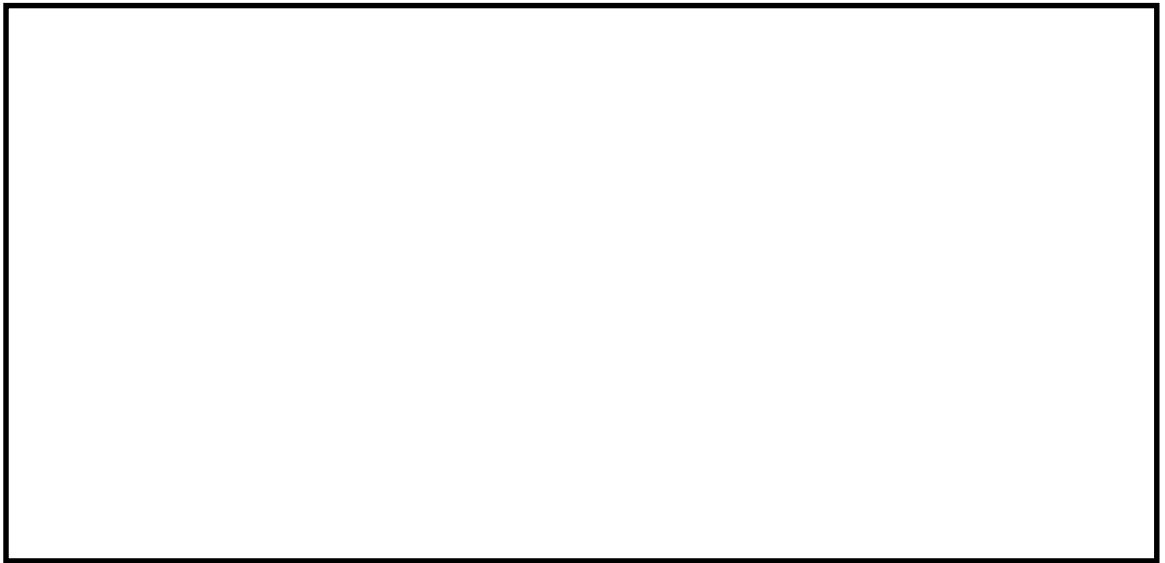


図 5.1-10 (15) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 14$ )



図 5.1-10 (16) 断面④の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - 14$ )

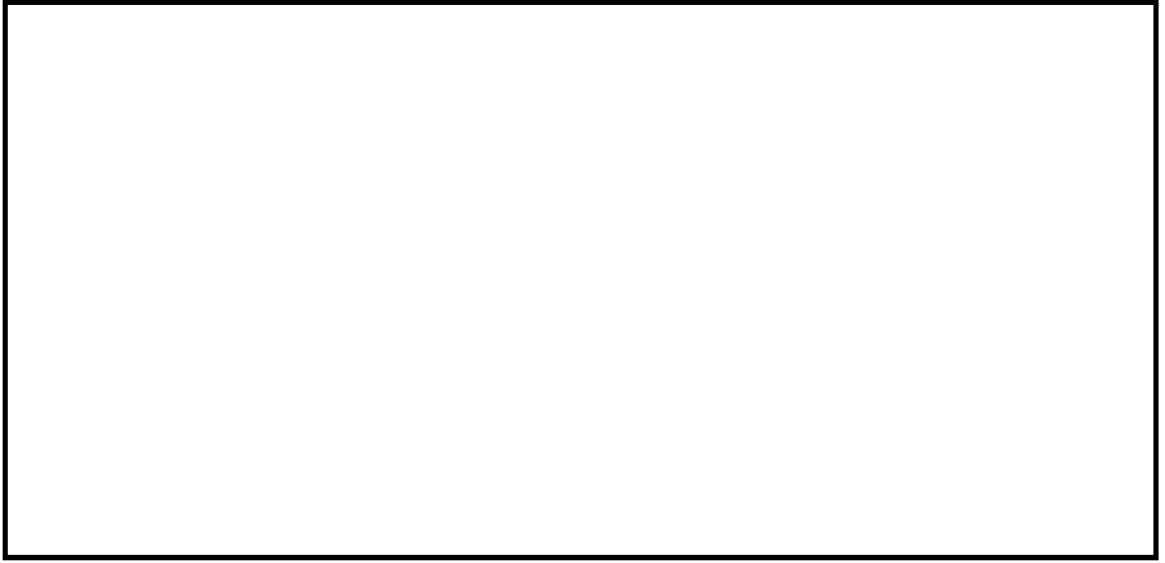


図 5.1-10 (17) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 21$ )

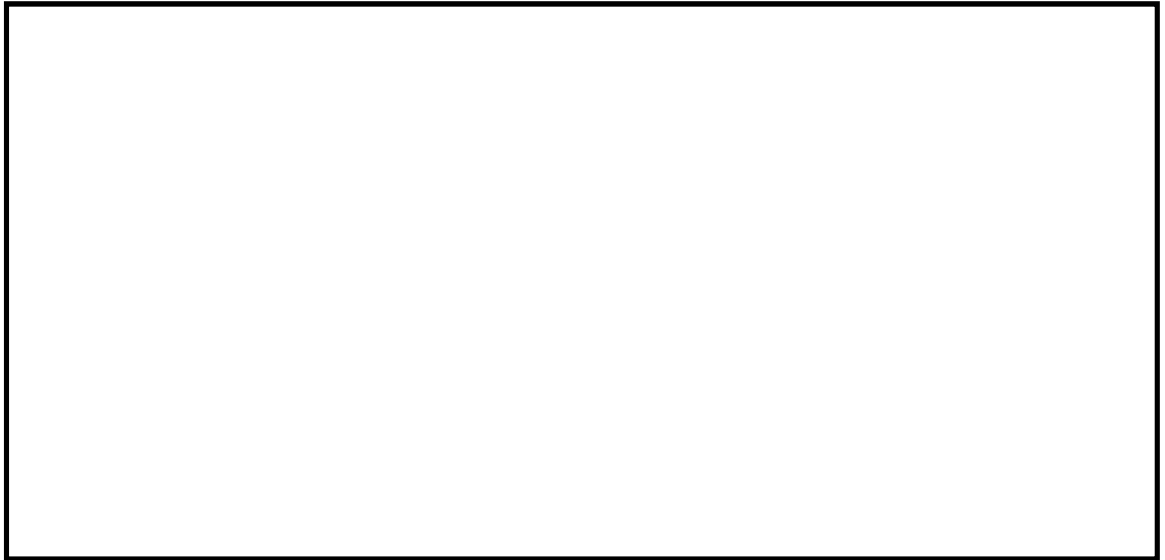


図 5.1-10 (18) 断面④の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - 21$ )

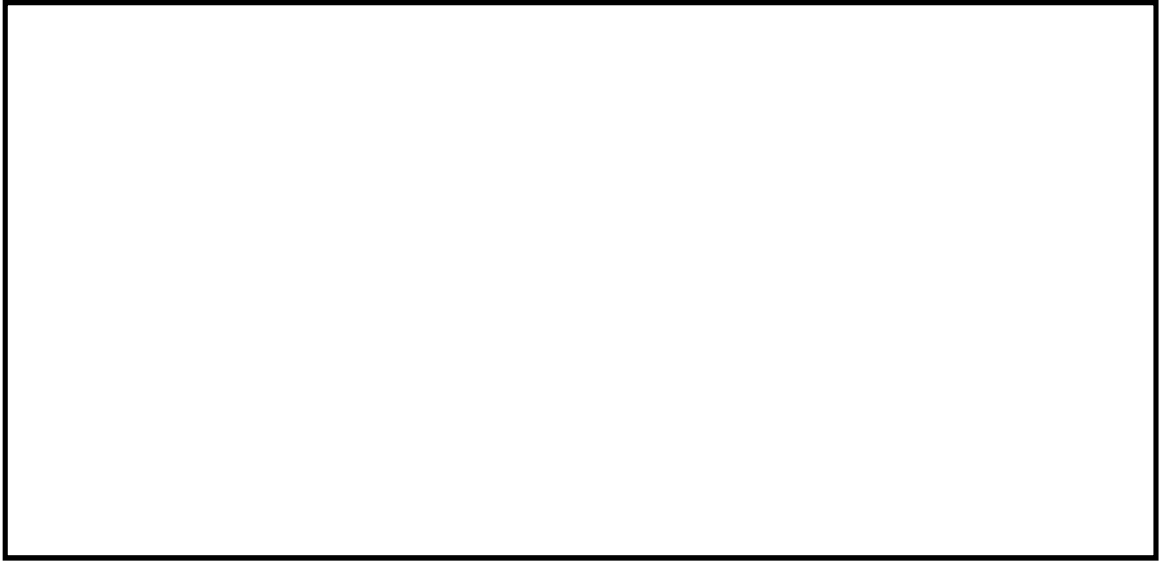


図 5.1-10 (19) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 2.2$ )

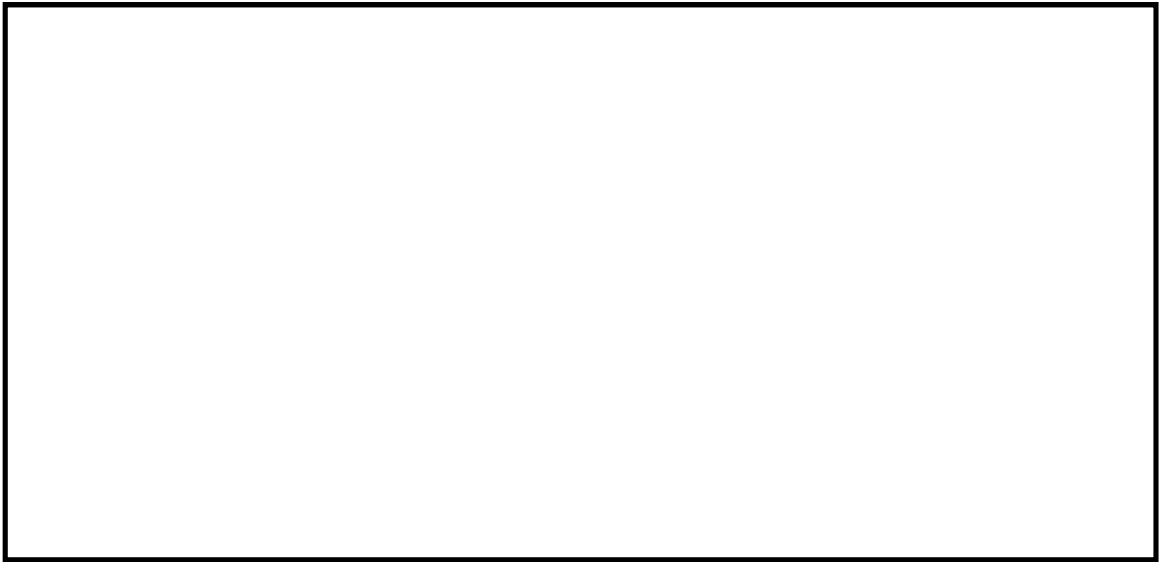


図 5.1-10 (20) 断面④の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - 2.2$ )

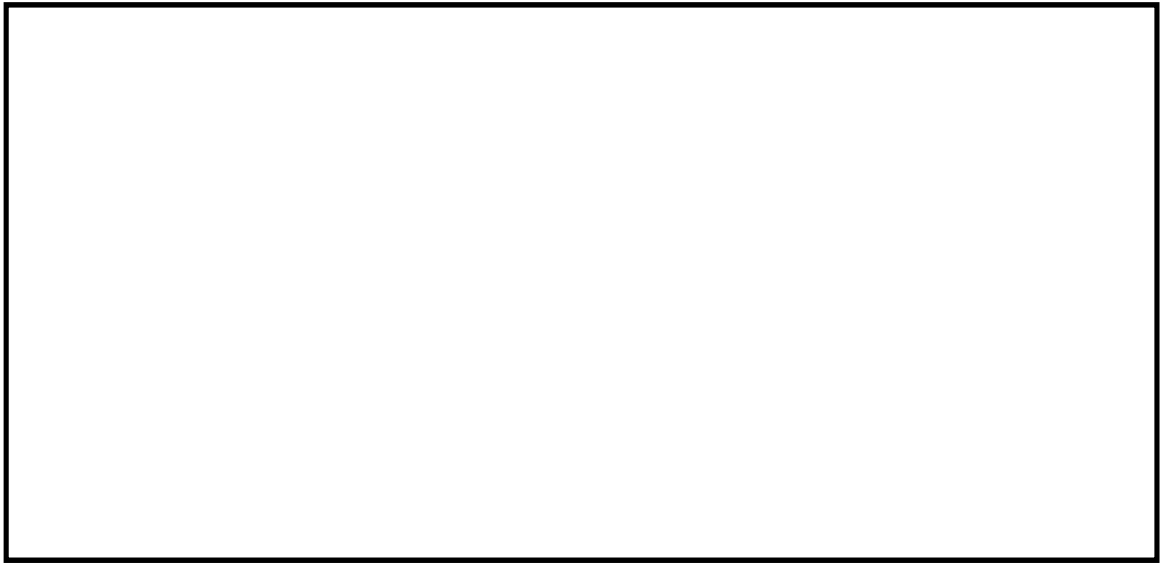


図 5.1-10 (21) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 3.1 (H+, V+)$ )



図 5.1-10 (22) 断面④の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - 3.1 (H+, V+)$ )





図 5.1-10 (23) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 3.1 (H-, V+)$ )

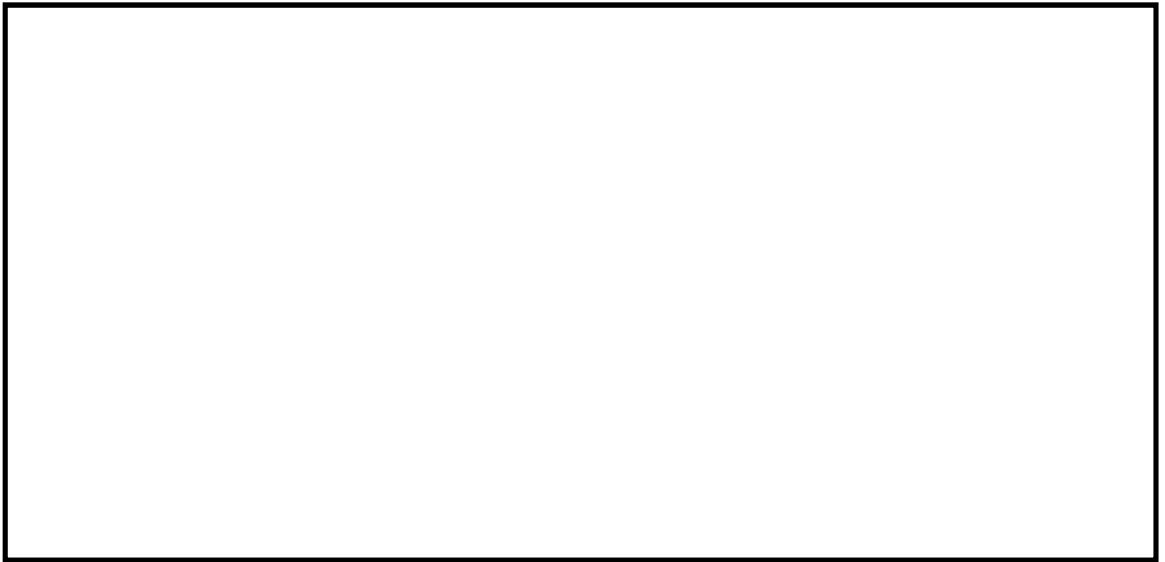


図 5.1-10 (24) 断面④の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - 3.1 (H-, V+)$ )

・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

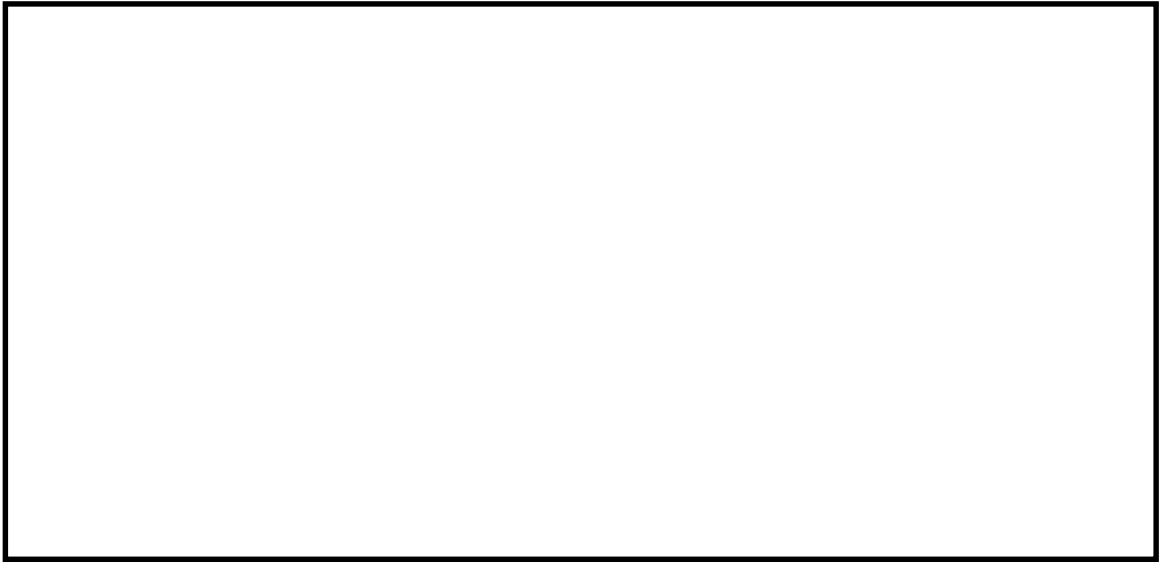


図 5.1-10 (25) 断面④の最大せん断ひずみ分布（ $S_s-D1(H+, V+)$ ）

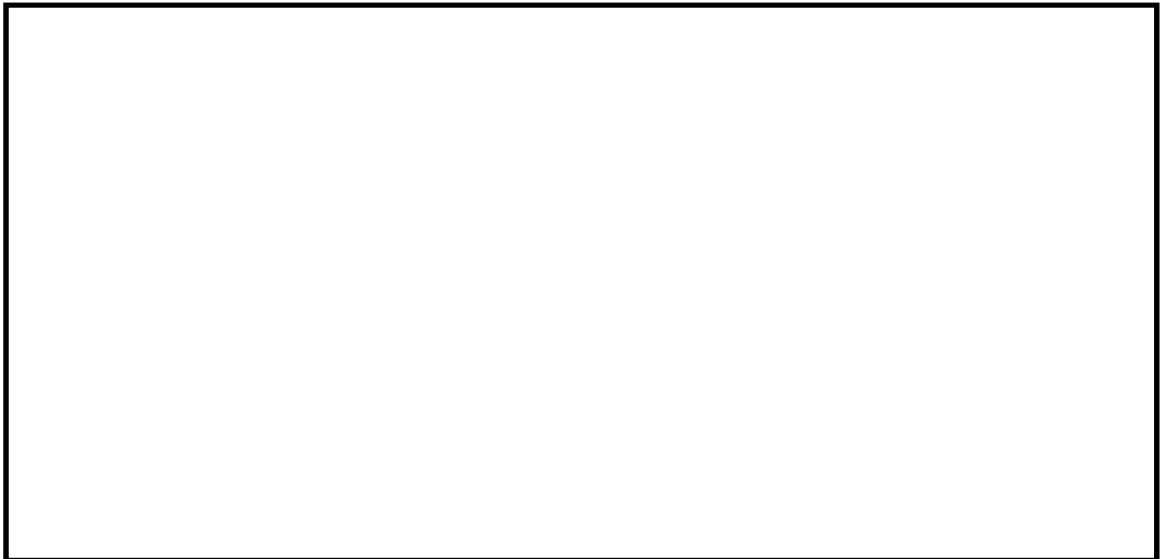


図 5.1-10 (26) 断面④の最大せん断ひずみ分布 拡大図（ $S_s-D1(H+, V+)$ ）

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

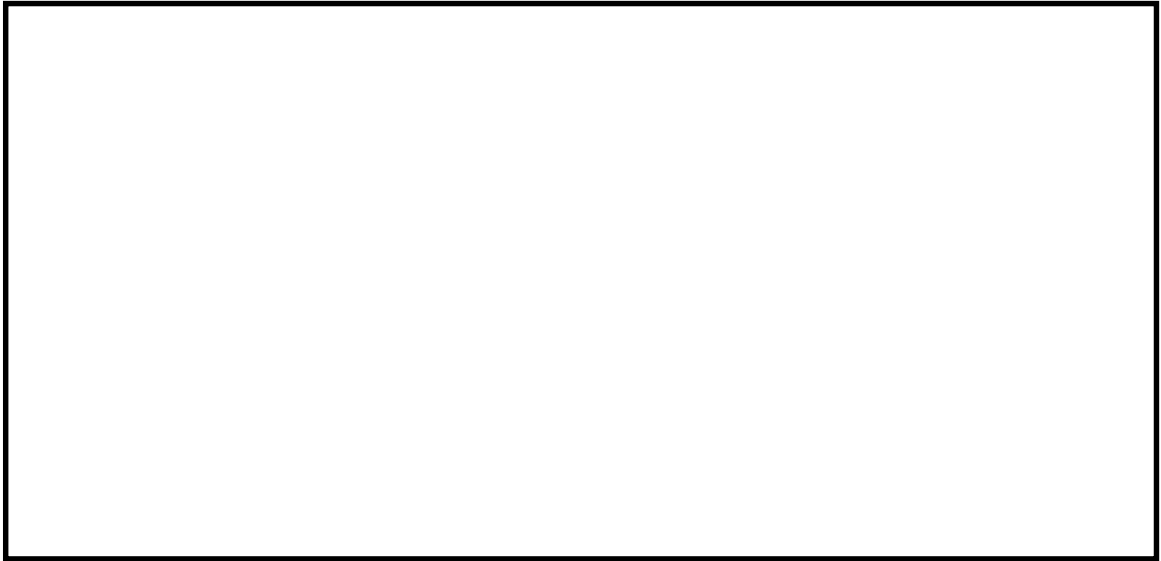


図 5.1-10 (27) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1 (H+, V+)$ )

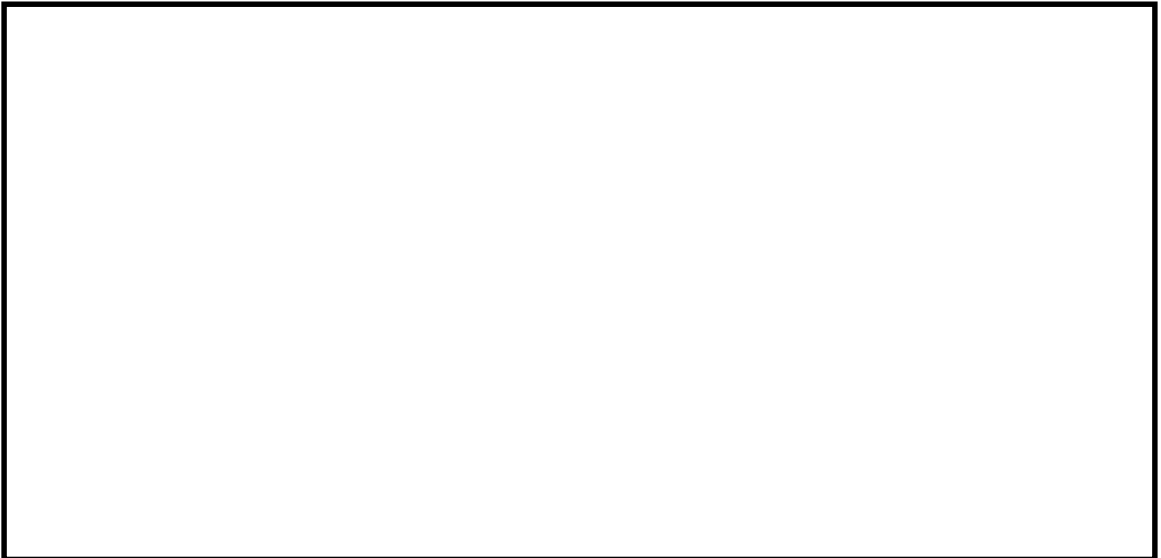


図 5.1-10 (28) 断面④の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s-D1 (H+, V+)$ )

- ・ 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 (29) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D 1 (H+, V+)$ )



図 5.1-10 (30) 断面④の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s-D 1 (H+, V+)$ )

- ・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

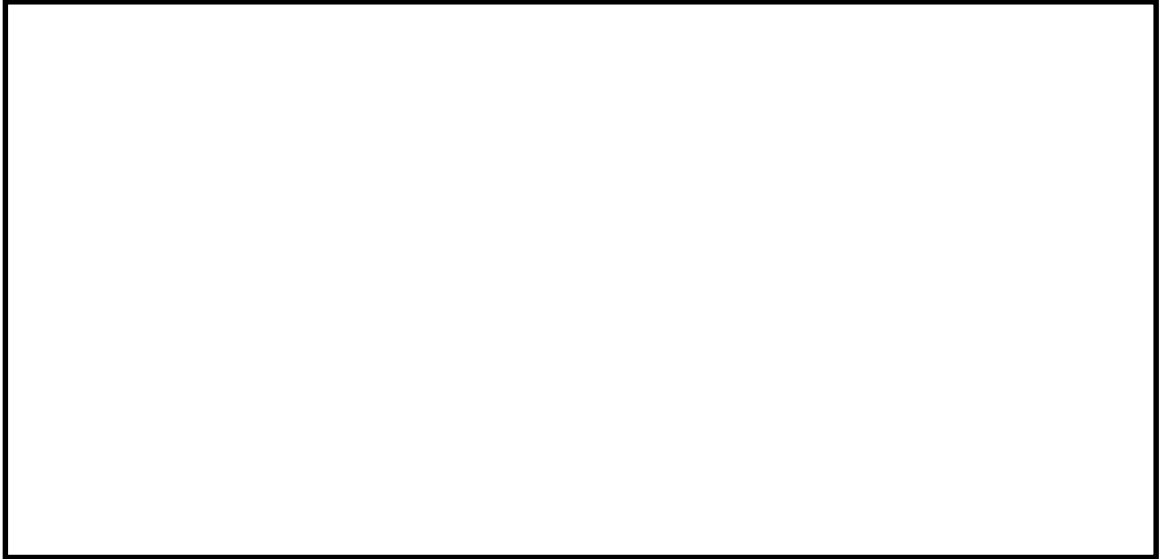


図 5.1-10 (31) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D 1 (H+, V+)$ )

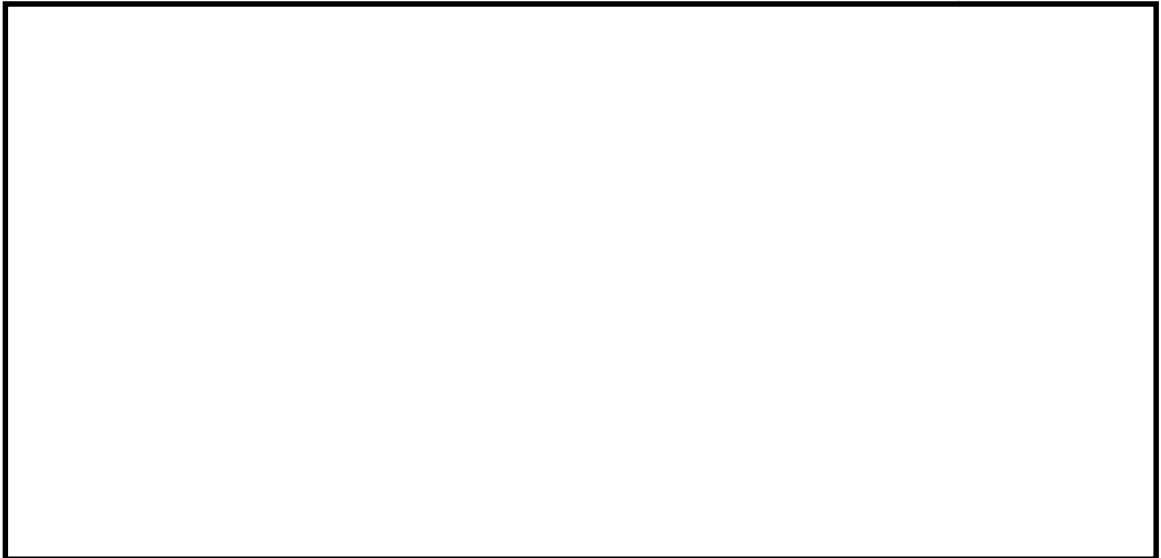


図 5.1-10 (32) 断面④の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s-D 1 (H+, V+)$ )

- ・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

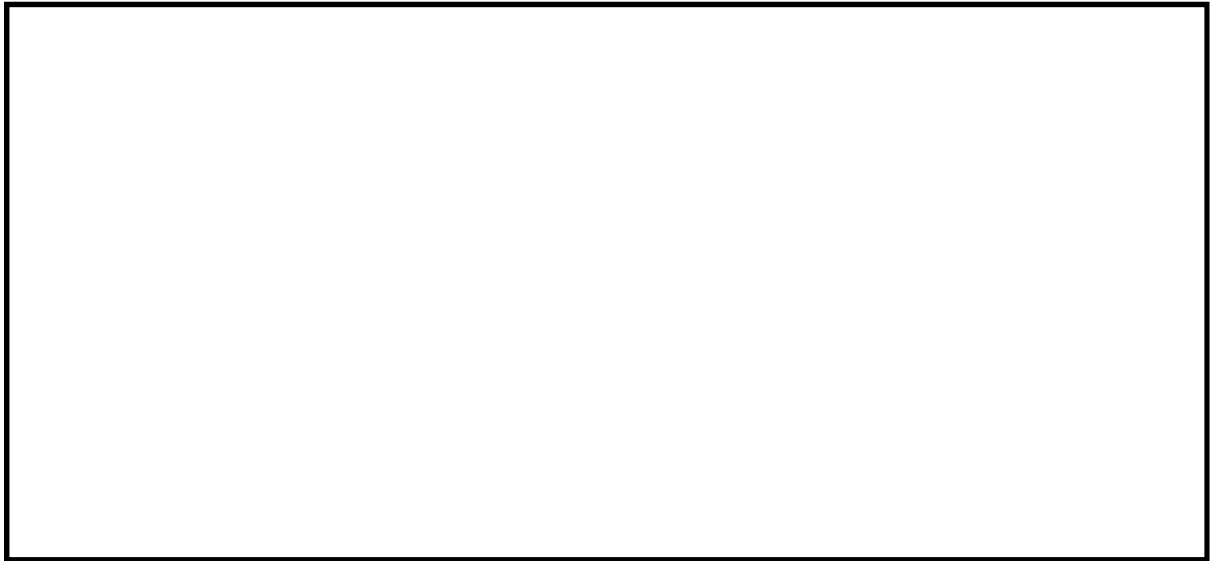


図 5.1-10 (33) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1 (H+, V+)$ )

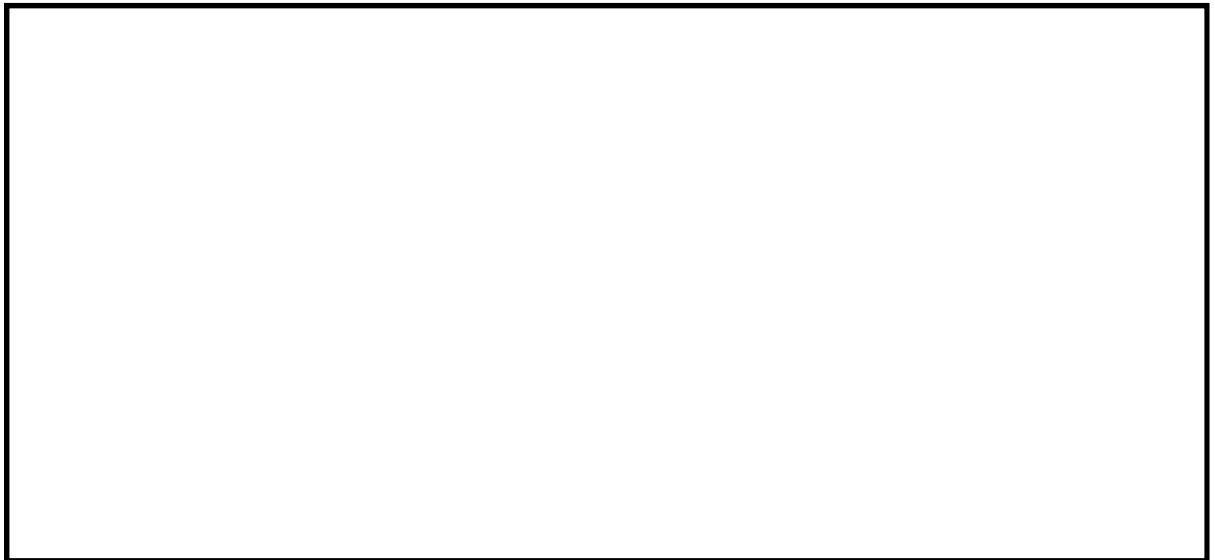


図 5.1-10 (34) 断面④の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s-D1 (H+, V+)$ )

- ・ 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

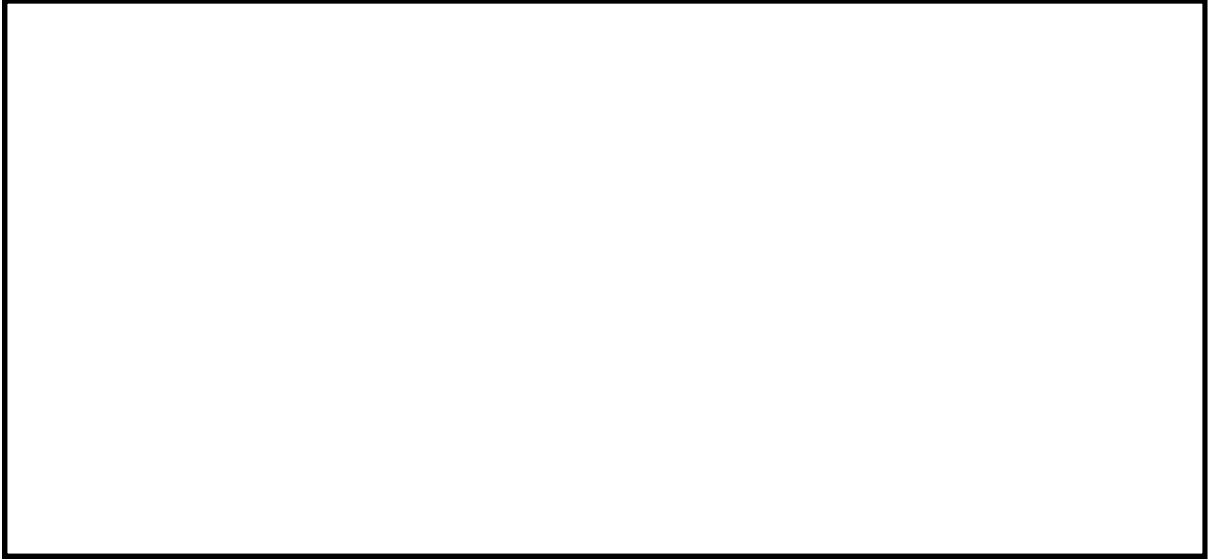


図 5.1-10 (35) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1 (H+, V-)$ )



図 5.1-10 (36) 断面④の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s-D1 (H+, V-)$ )

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

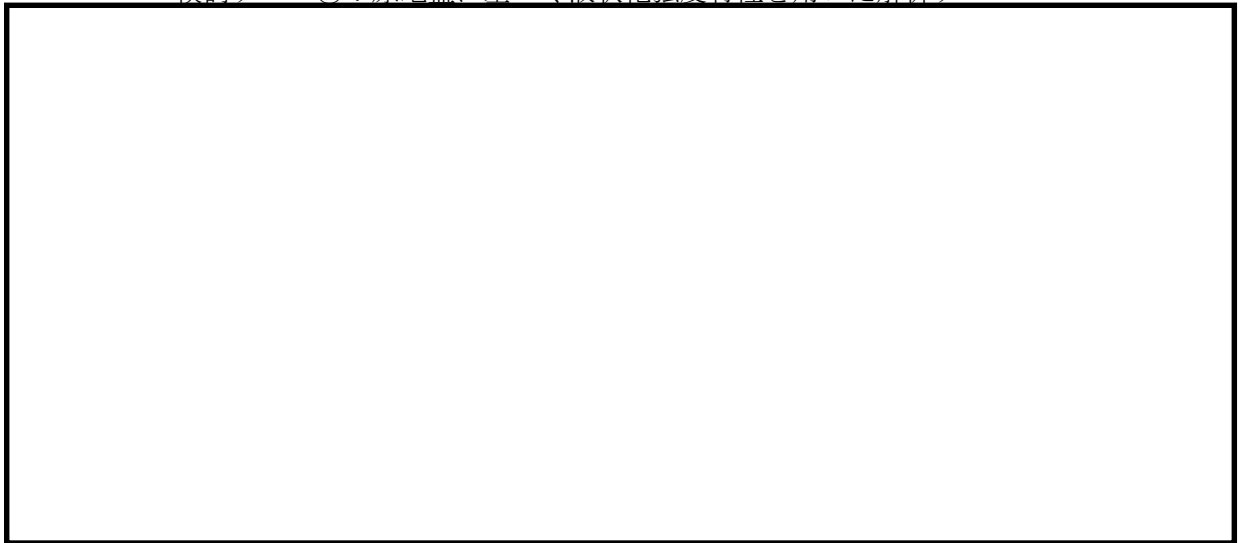


図 5.1-11 (1) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - D 1 (H+, V+)$ )



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



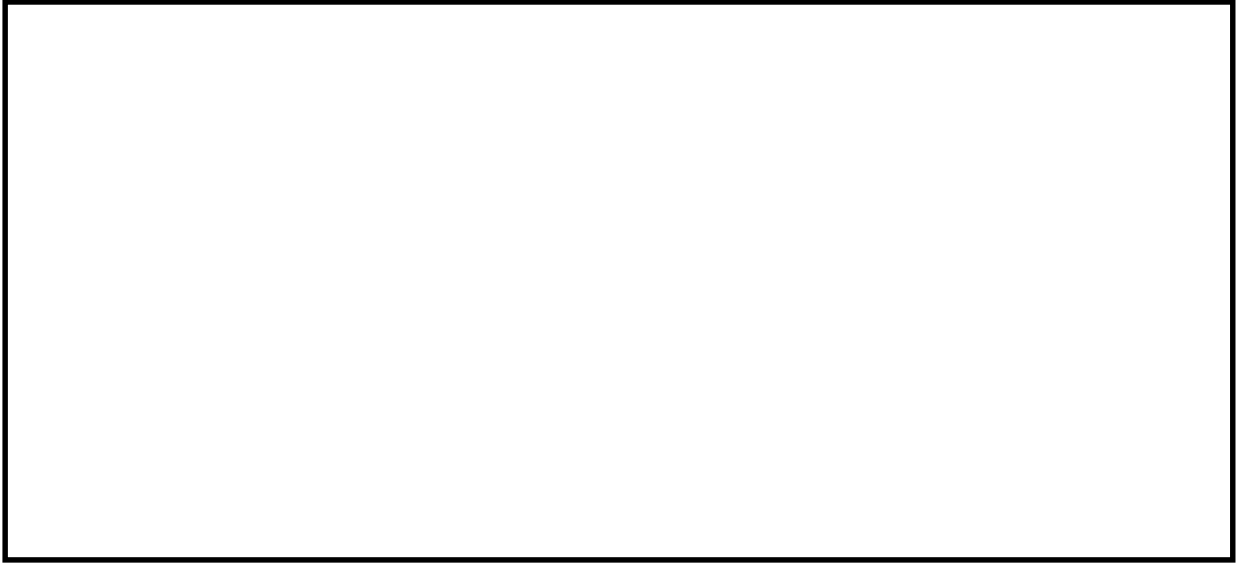


図 5.1-11 (3) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D 1 (H+, V-)$ )

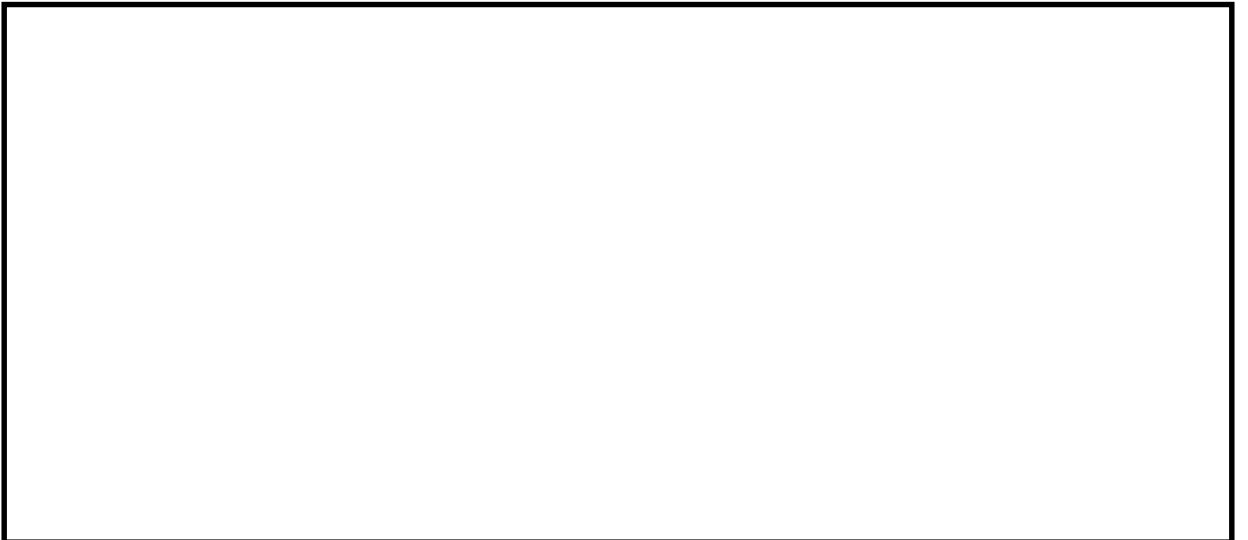


図 5.1-11 (4) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s-D 1 (H+, V-)$ )

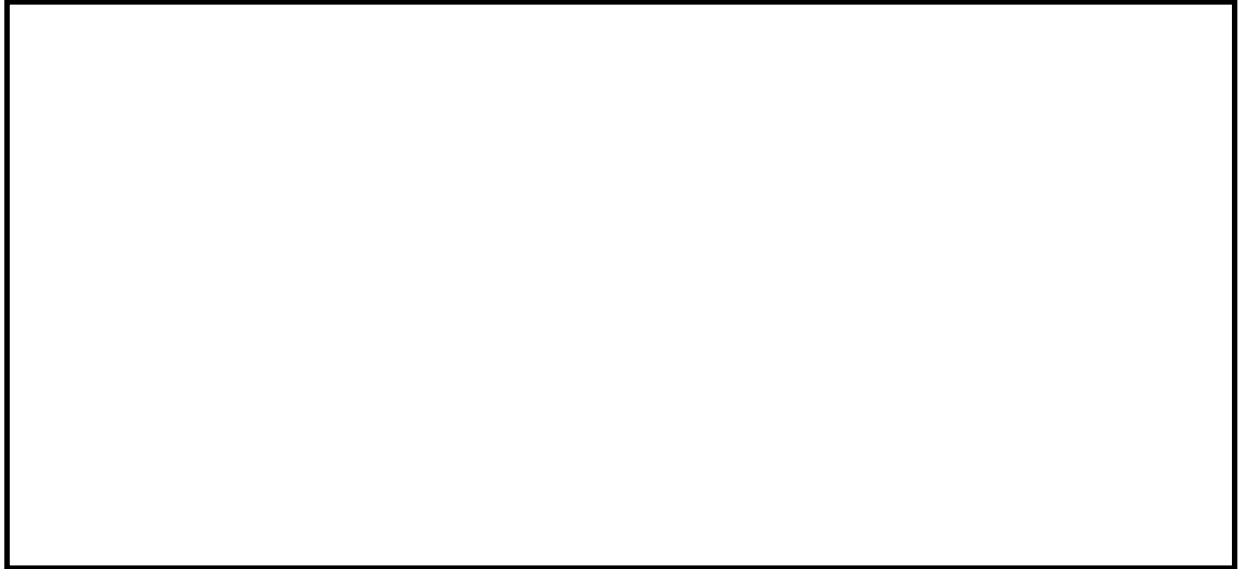


図 5.1-11 (5) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - D 1 (H-, V+)$ )



図 5.1-11 (6) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - D 1 (H-, V+)$ )

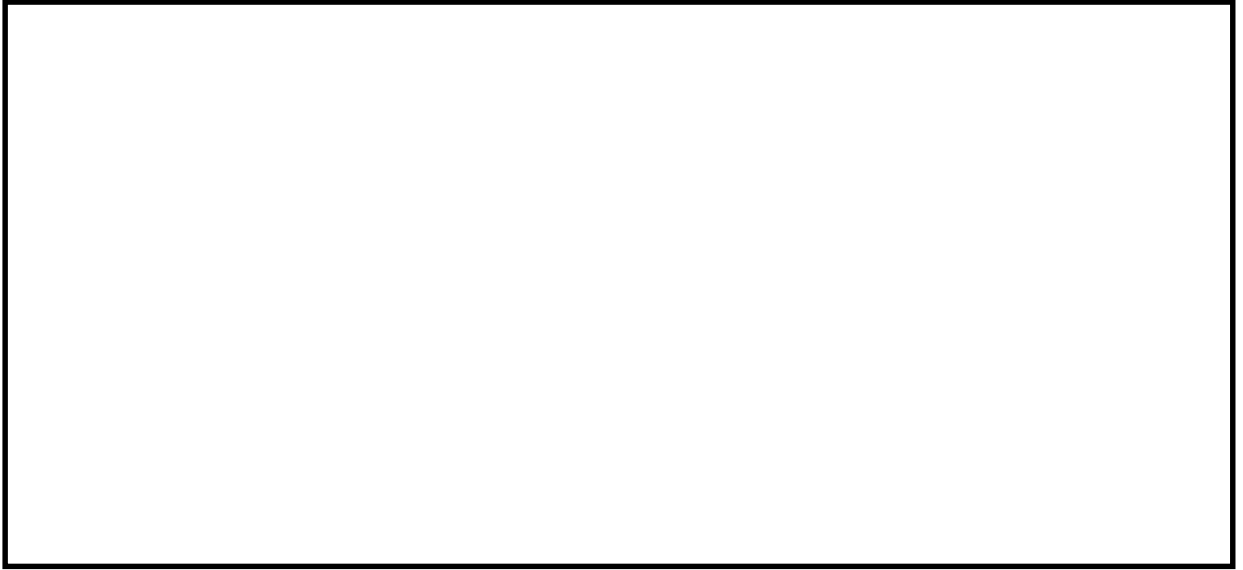


図 5.1-11 (7) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  (H-, V-))

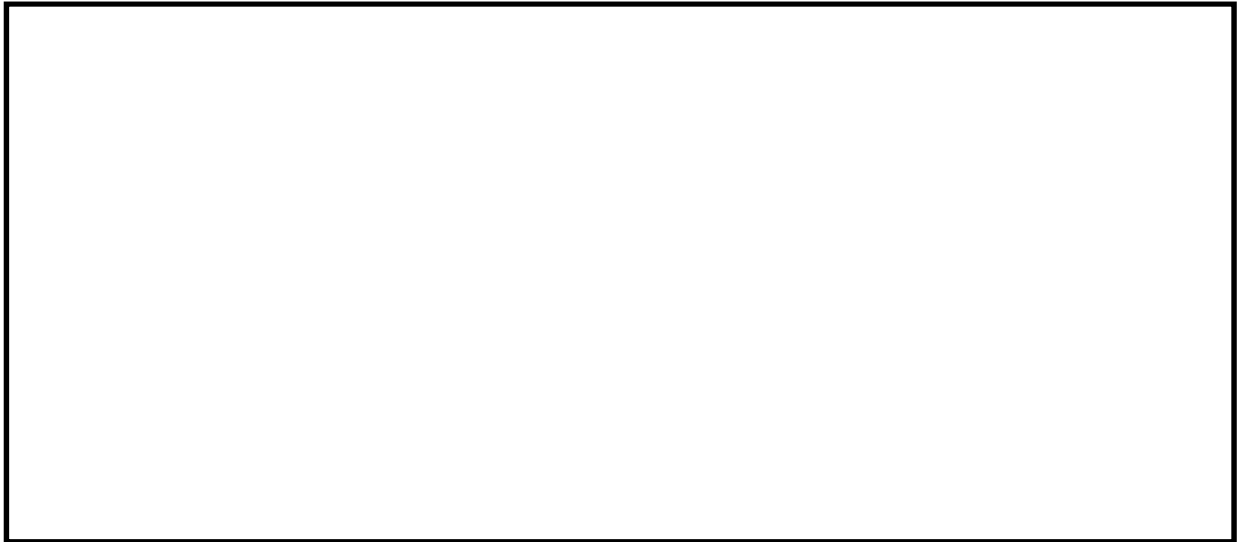


図 5.1-11 (8) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s-D1$  (H-, V-))

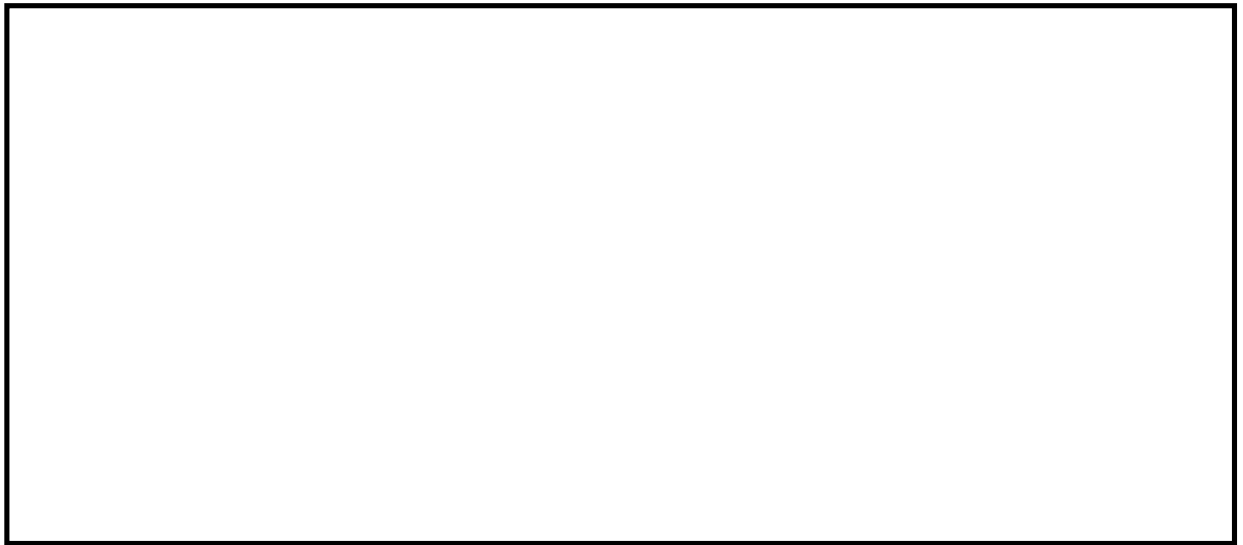


図 5.1-11 (9) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-1.1$ )



図 5.1-11 (10) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s-1.1$ )

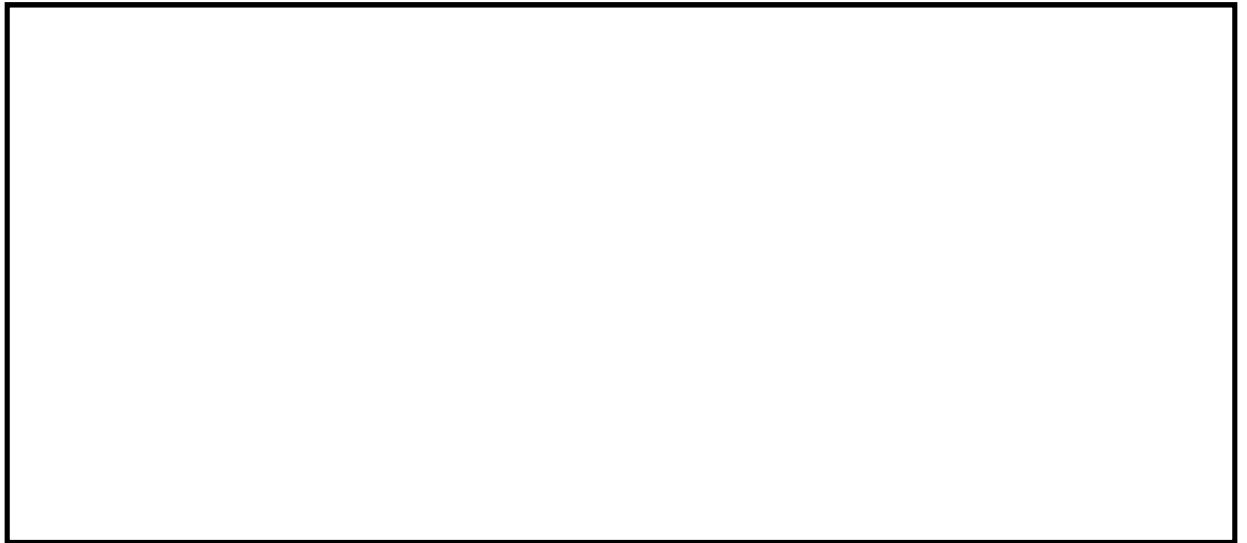


図 5.1-11 (11) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 12$ )

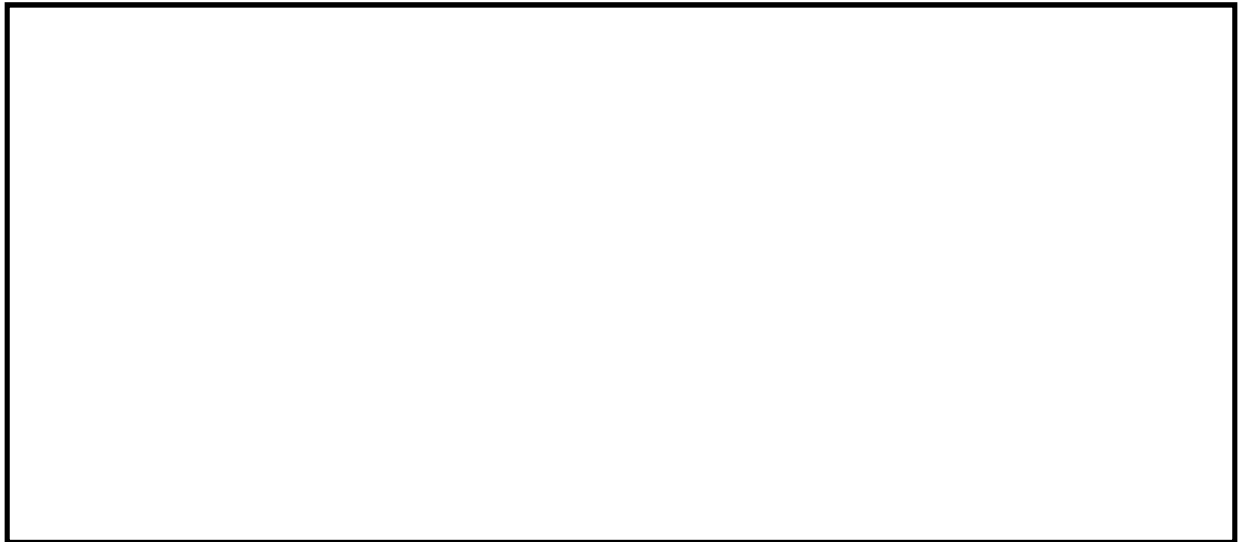


図 5.1-11 (12) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - 12$ )



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

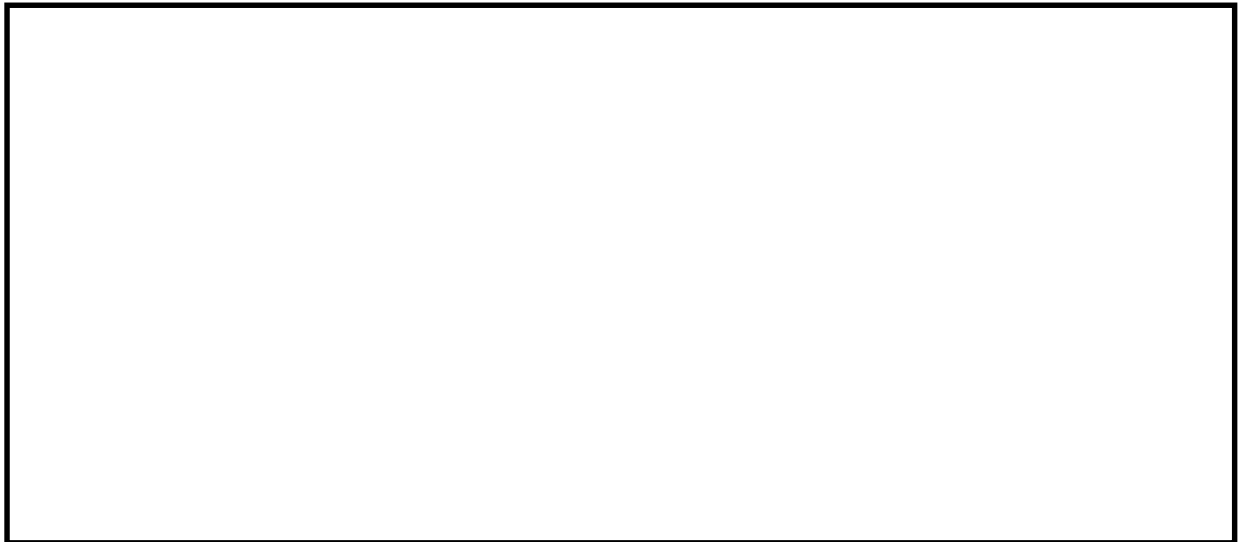


図 5.1-11 (14) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - 13$ )

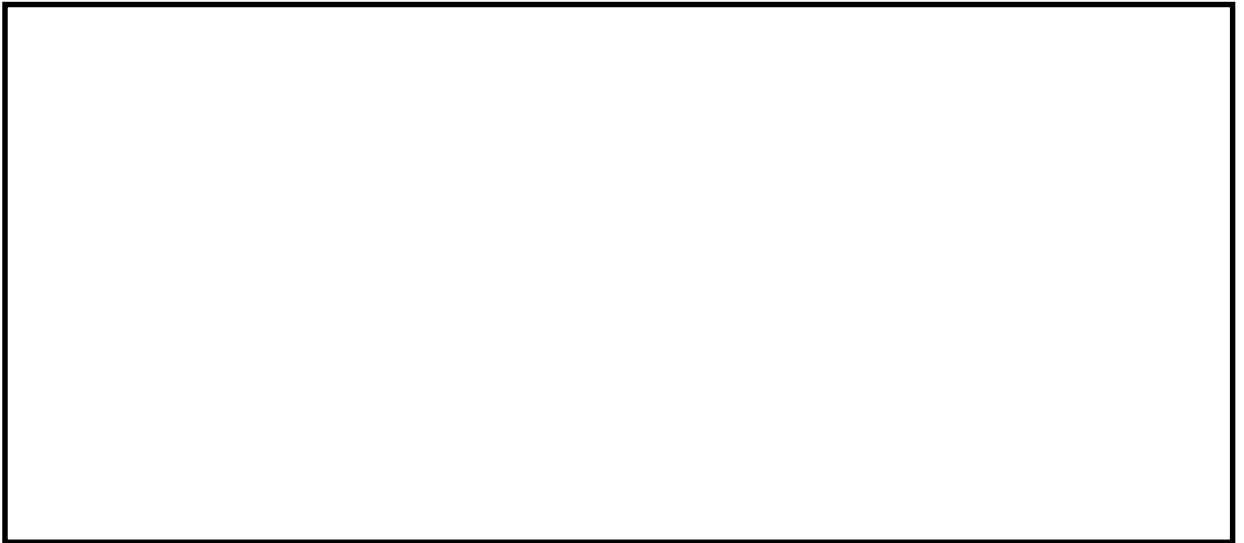


図 5.1-11 (15) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-14$ )



図 5.1-11 (16) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s-14$ )

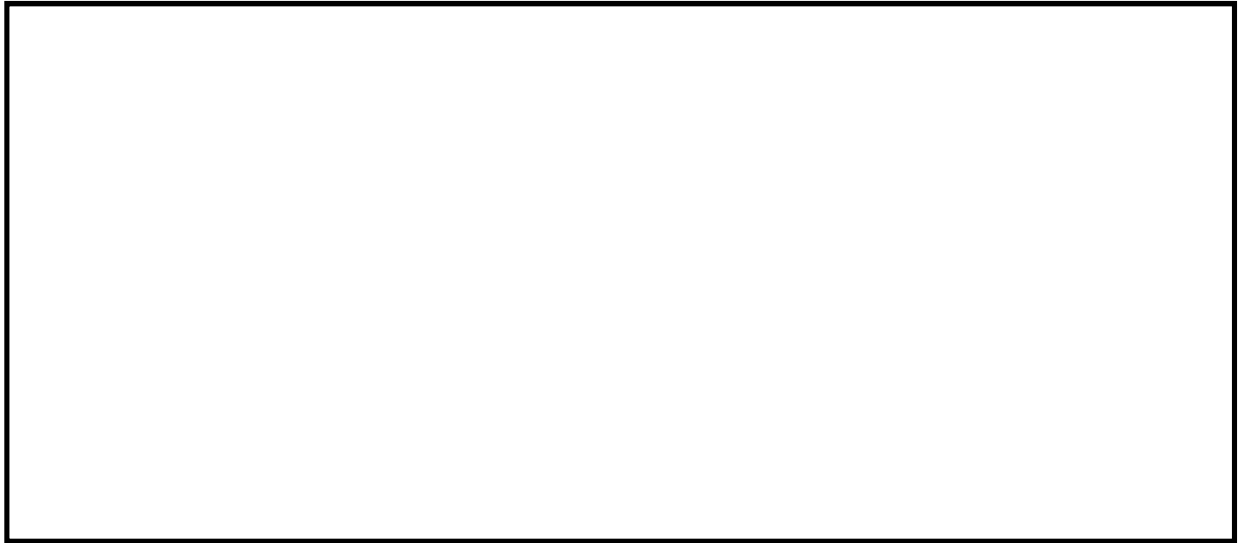


図 5.1-11 (17) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 21$ )

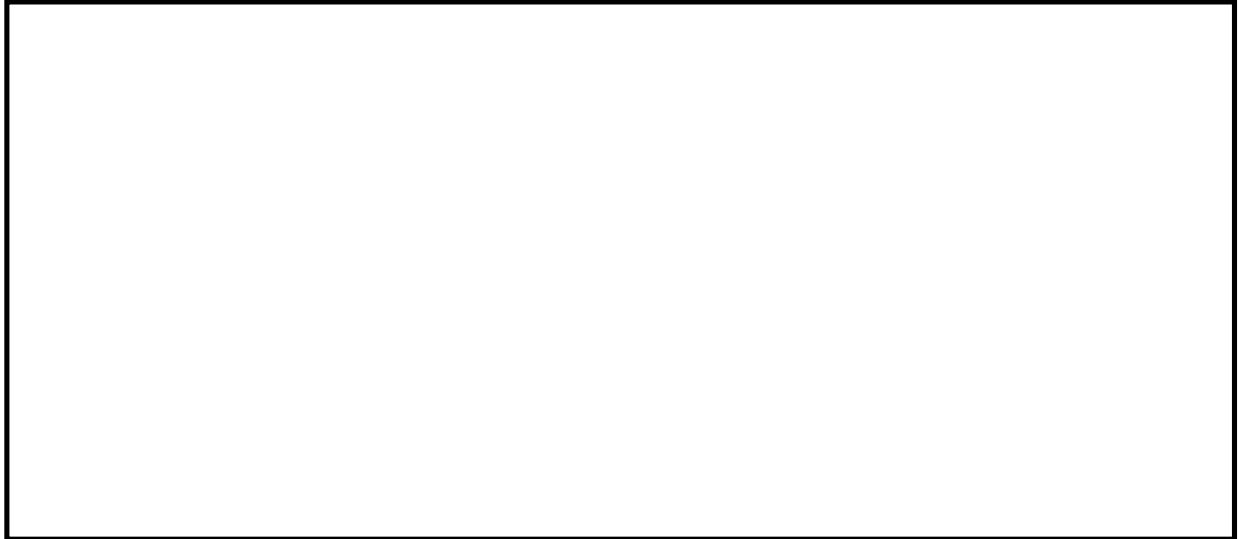


図 5.1-11 (18) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - 21$ )



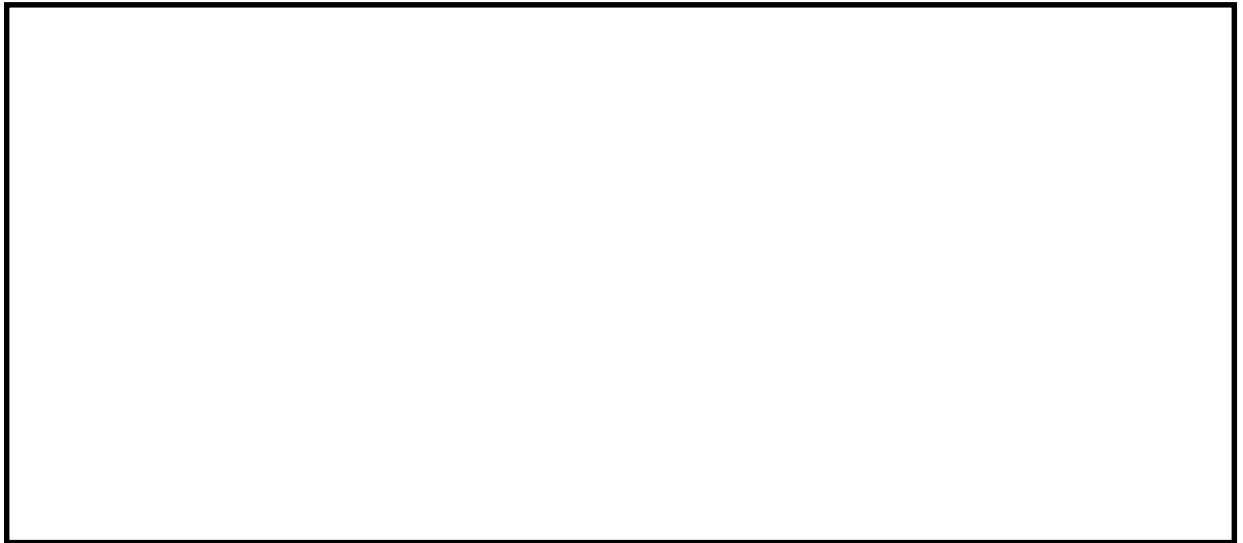


図 5.1-11 (19) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 2.2$ )

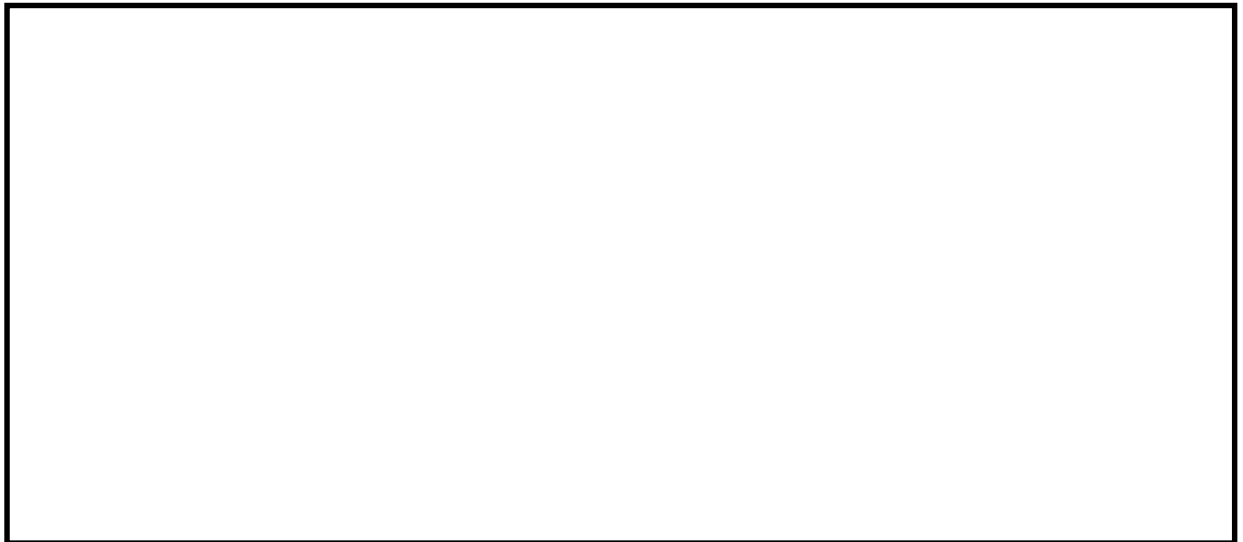


図 5.1-11 (20) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - 2.2$ )

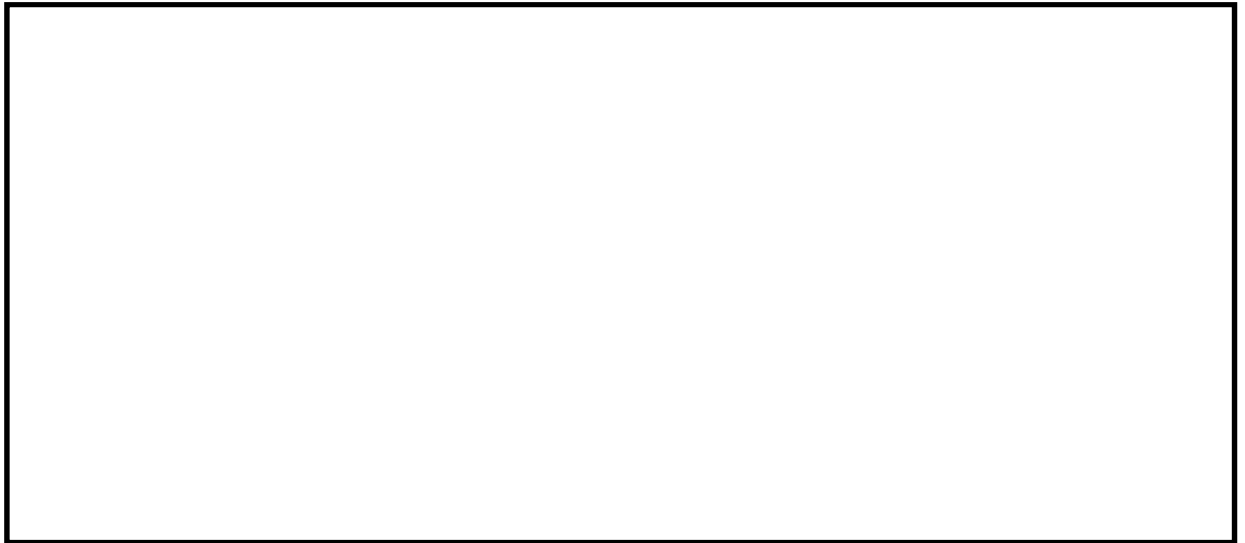


図 5.1-11 (21) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 3.1 (H+, V+)$ )

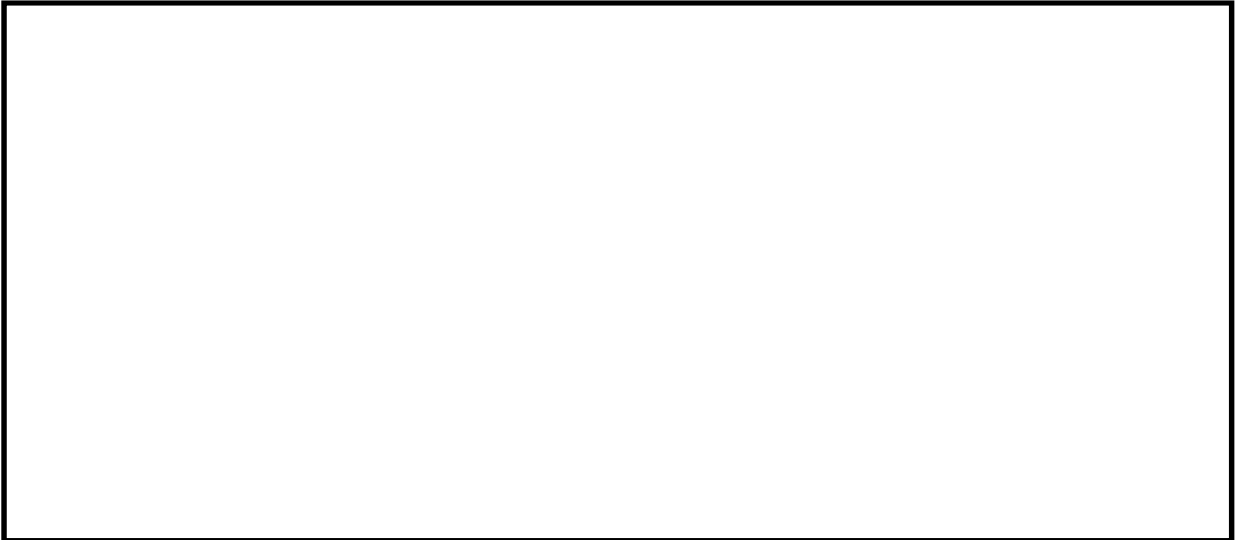


図 5.1-11 (22) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - 3.1 (H+, V+)$ )

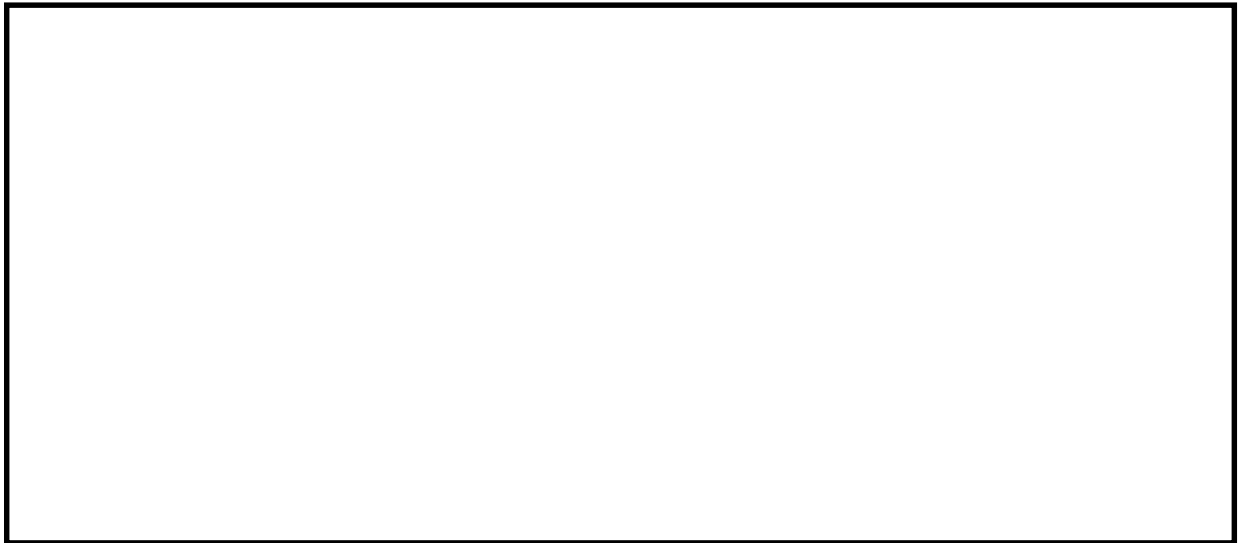


図 5.1-11 (23) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 3.1 (H-, V+)$ )

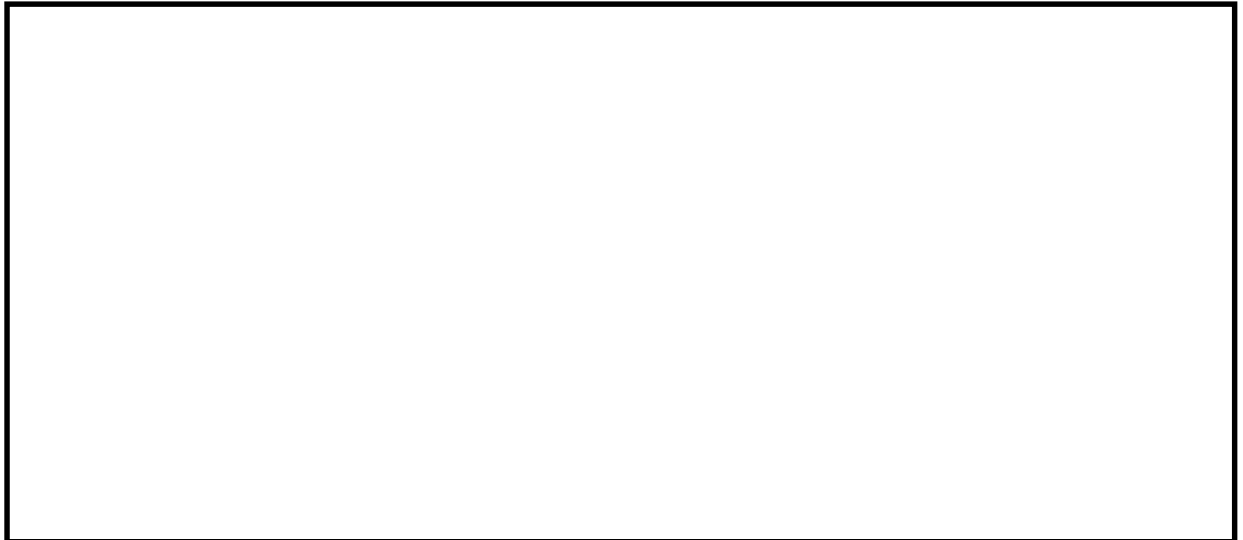


図 5.1-11 (24) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s - 3.1 (H-, V+)$ )

- ・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 (25) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1 (H+, V-)$ )

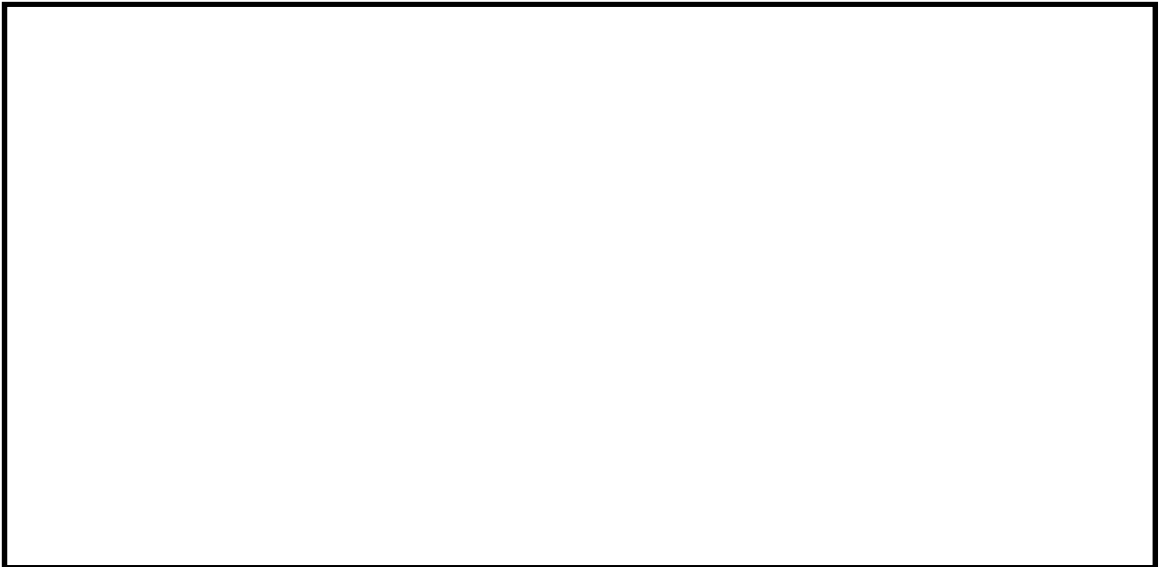


図 5.1-11 (26) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s-D1 (H+, V-)$ )

・検討ケース③：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 (27) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1 (H+, V-)$ )



図 5.1-11 (28) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s-D1 (H+, V-)$ )

- ・ 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 (29) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1(H+, V-)$ )

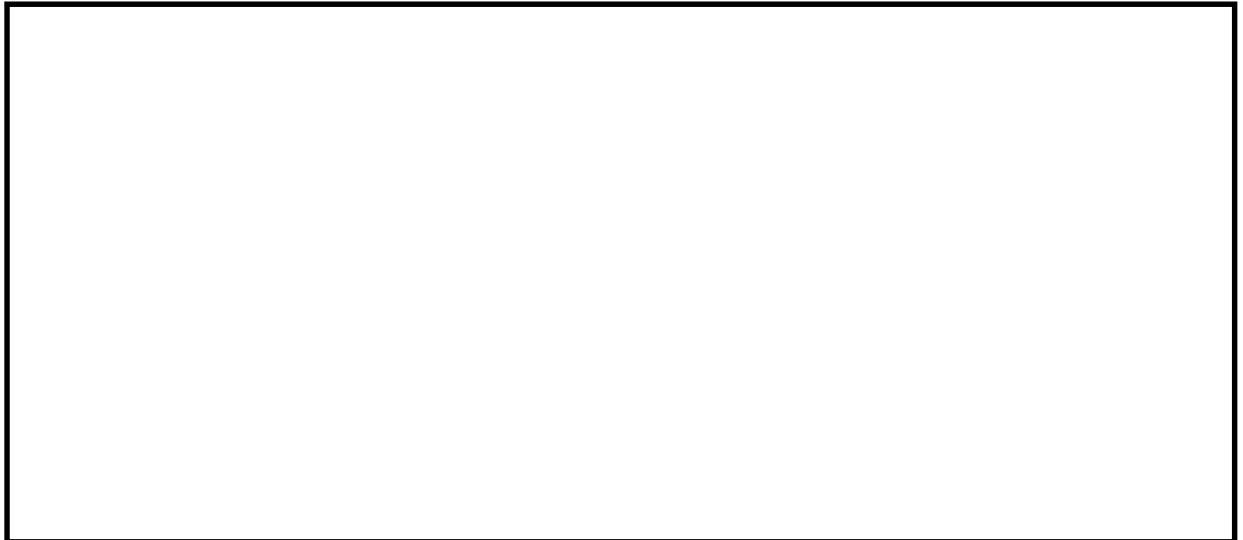


図 5.1-11 (30) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s-D1(H+, V-)$ )

・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 (31) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D 1 (H+, V-)$ )

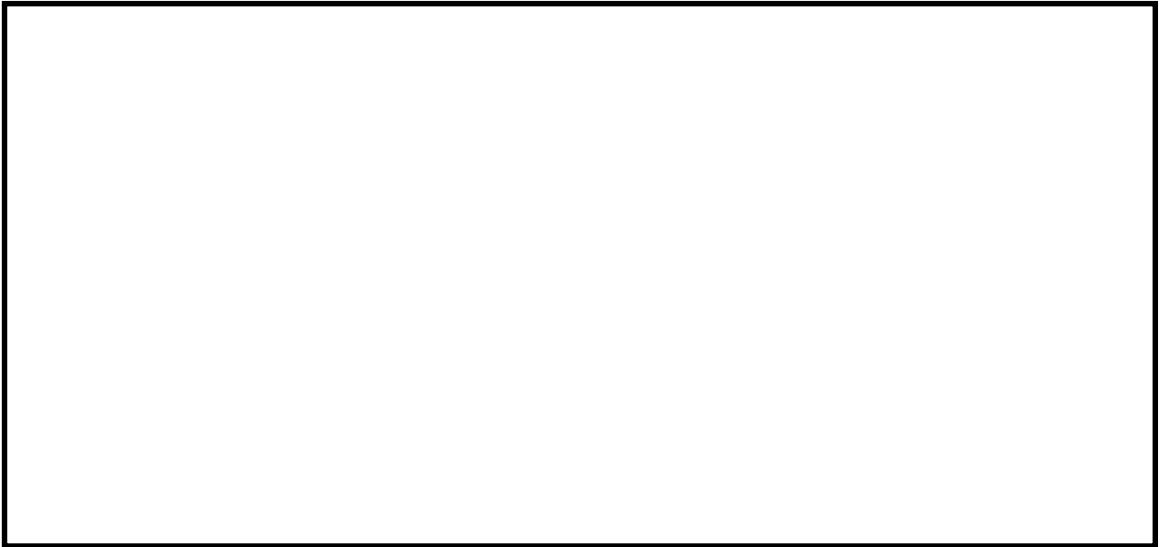


図 5.1-11 (32) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s-D 1 (H+, V-)$ )

- ・ 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

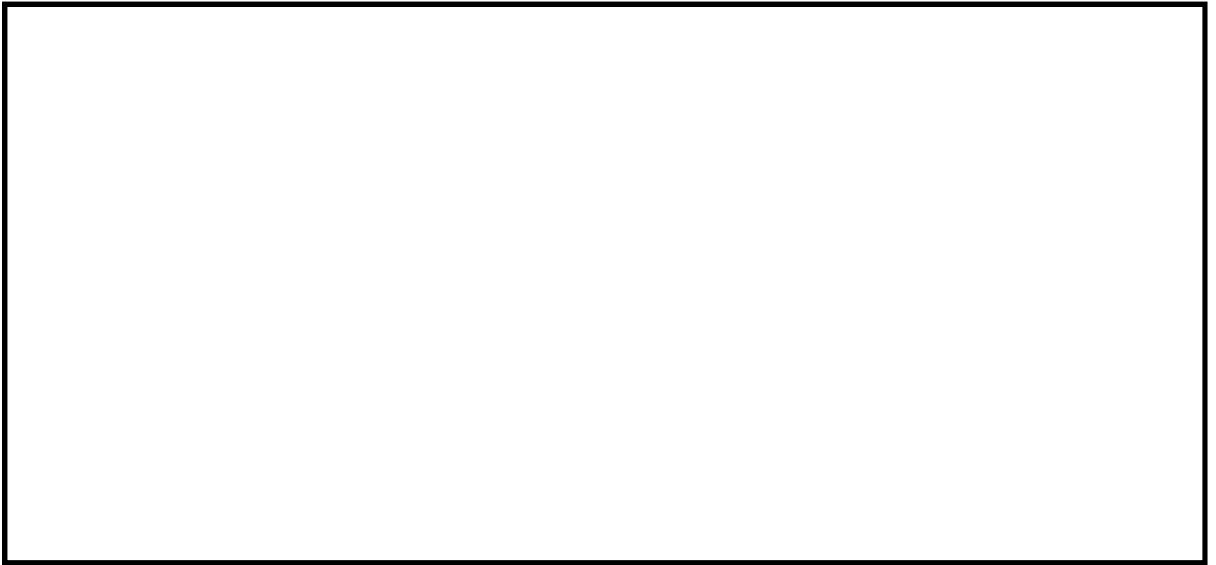


図 5.1-11 (33) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布（ $S_s-D1$ （H+, V-））



図 5.1-11 (34) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 拡大図（ $S_s-D1$ （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

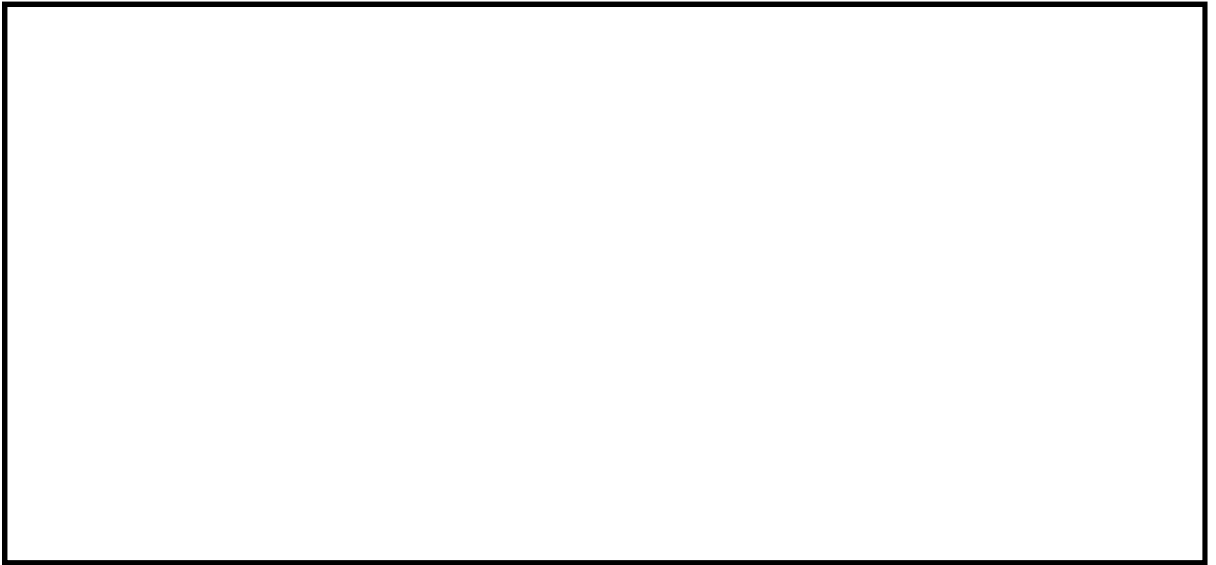


図 5.1-11 (35) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D 1 (H+, V+)$ )



図 5.1-11 (36) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ( $S_s-D 1 (H+, V+)$ )

(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 ( $S_s - D 1 (H+, V+)$ )

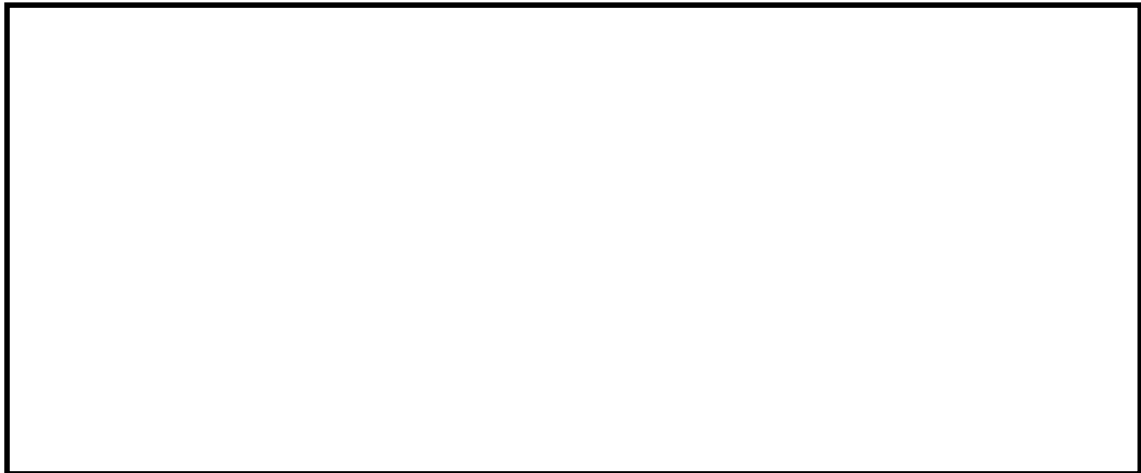


図 5.1-12 (2) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D 1 (H+, V-)$ )

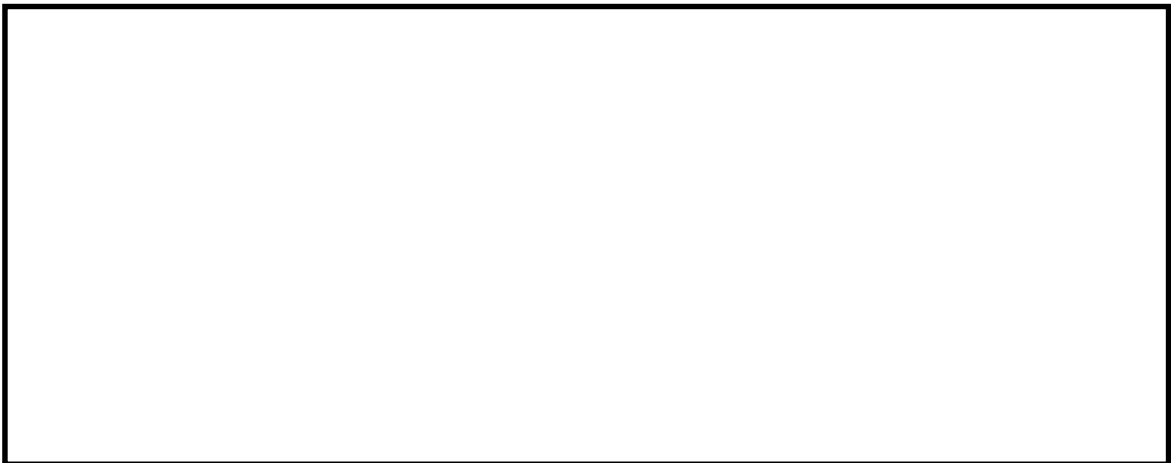


図 5.1-12 (3) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D 1 (H-, V+)$ )

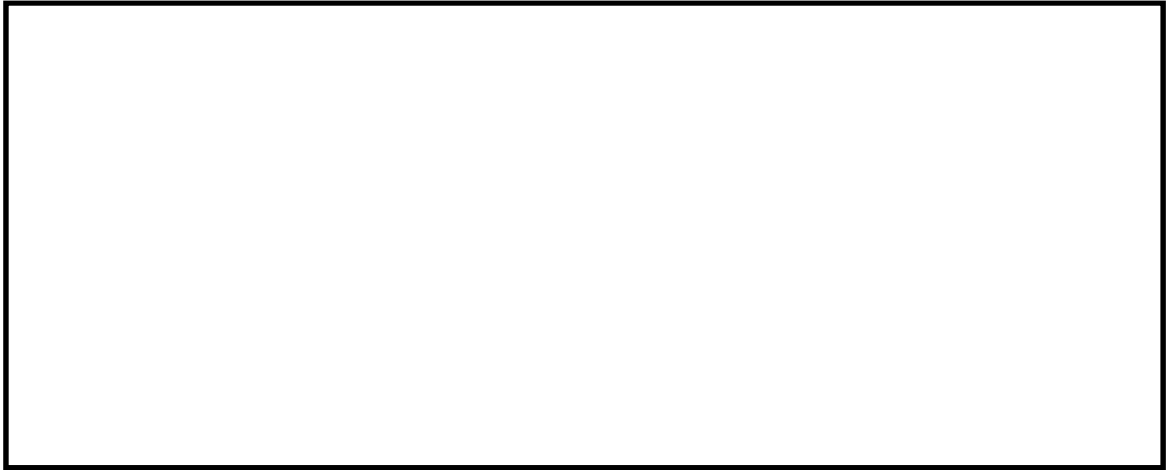


図 5.1-12 (4) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - D 1 (H-, V-)$ )

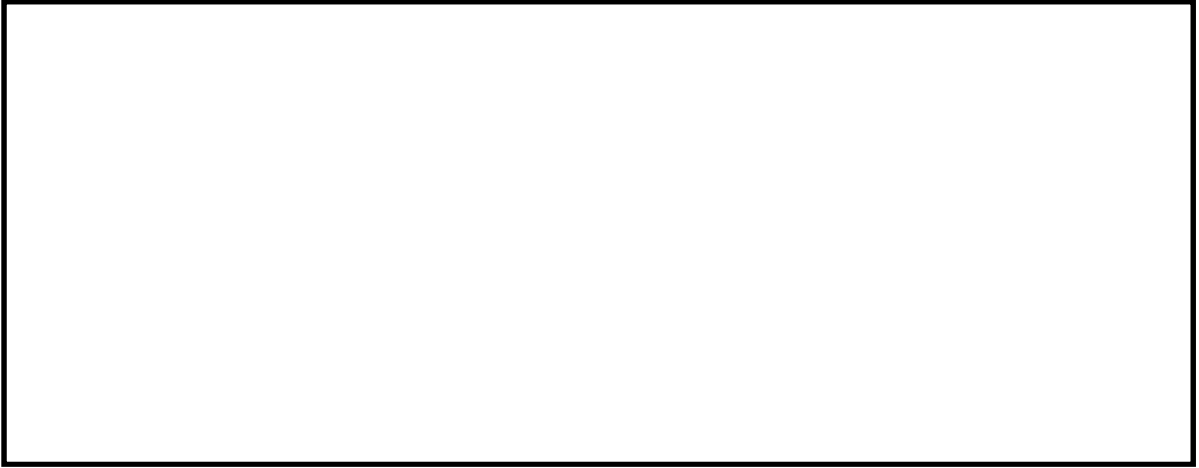


図 5.1-12 (5) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 1 1$ )

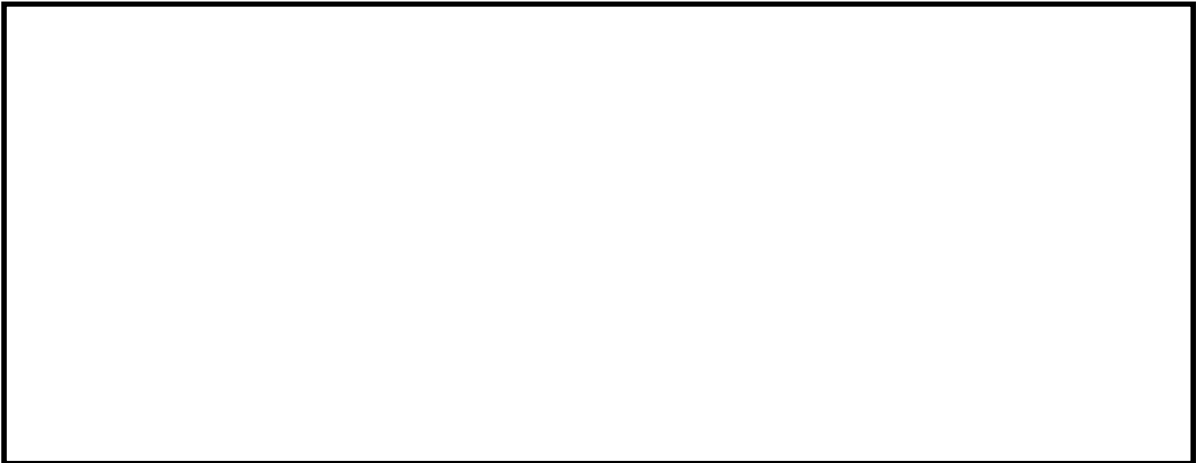


図 5.1-12 (6) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 1 2$ )



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 ( $S_s - 14$ )

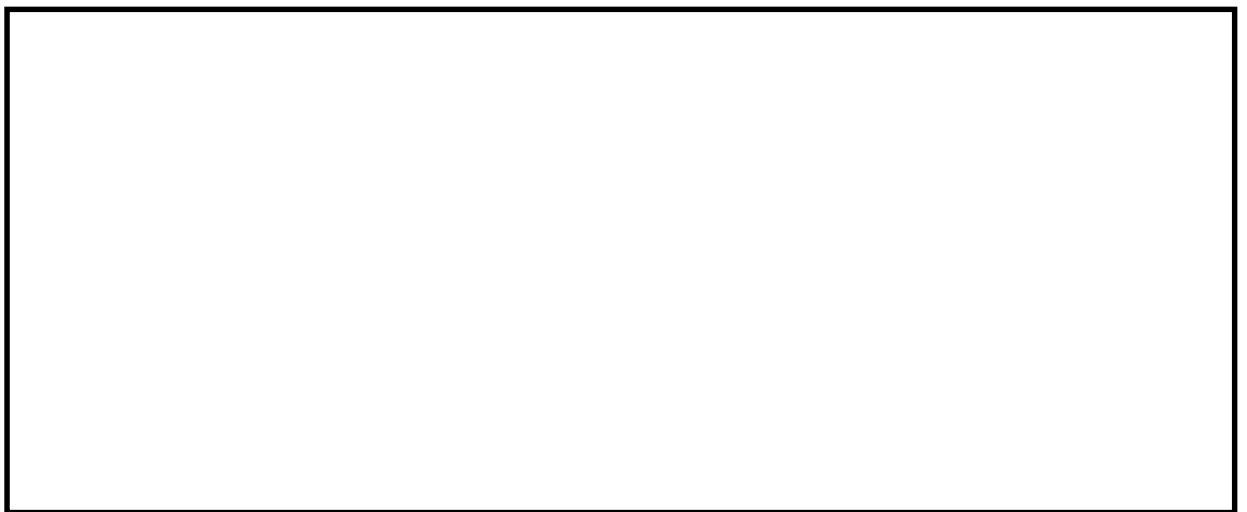


図 5.1-12 (9) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ( $S_s - 21$ )