

## 14. SA用海水ピットの耐震安全性評価

### 目次

14.1	評価方針	1
14.2	評価条件	2
14.2.1	適用規格	2
14.2.2	耐震安全性評価フロー	3
14.2.3	評価対象断面	8
14.2.4	評価対象断面の選定	9
14.2.5	使用材料及び材料定数	13
14.2.6	評価構造物諸元	16
14.2.7	地下水位	16
14.2.8	地震応答解析手法	17
14.2.9	解析モデルの設定	19
14.2.10	減衰定数	29
14.2.11	荷重の組合せ	35
14.2.12	地震応答解析の検討ケース	38
14.3	評価内容	41
14.3.1	入力地震動の設定	41
14.3.2	許容限界の設定	70
14.3.3	側壁の評価	74
14.3.4	版部材の評価	77
14.3.5	隅角部の拘束効果に対する評価	81
14.4	評価結果	83
14.4.1	地震応答解析結果	83
14.4.2	耐震評価	153
14.4.3	耐震評価結果	165

#### 14.1 評価方針

S A用海水ピットは、非常時における海水の通水機能を求められる土木構造物である。

また、浸水防止設備を間接支持する頂版においては止水機能を求められ常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備に分類される。

S A用海水ピットの地震応答解析においては、地震時の地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

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

屋外重要土木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に基づく液状化強度特性）を仮定する。

屋外重要土木構造物及び機器・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。

S A用海水ピットの耐震評価は、地盤の2次元動的有効応力解析により得られた解析結果に基づき、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設として、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価については、地震応答解析に基づく発生応力が許容限界以下であることを確認する。また、浸水防止設備の間接支持構造物でもあるため、支持部材についても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。

## 14.2 評価条件

### 14.2.1 適用規格

適用する規格，基準類を以下に示す。

- ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）
- ・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）
- ・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）

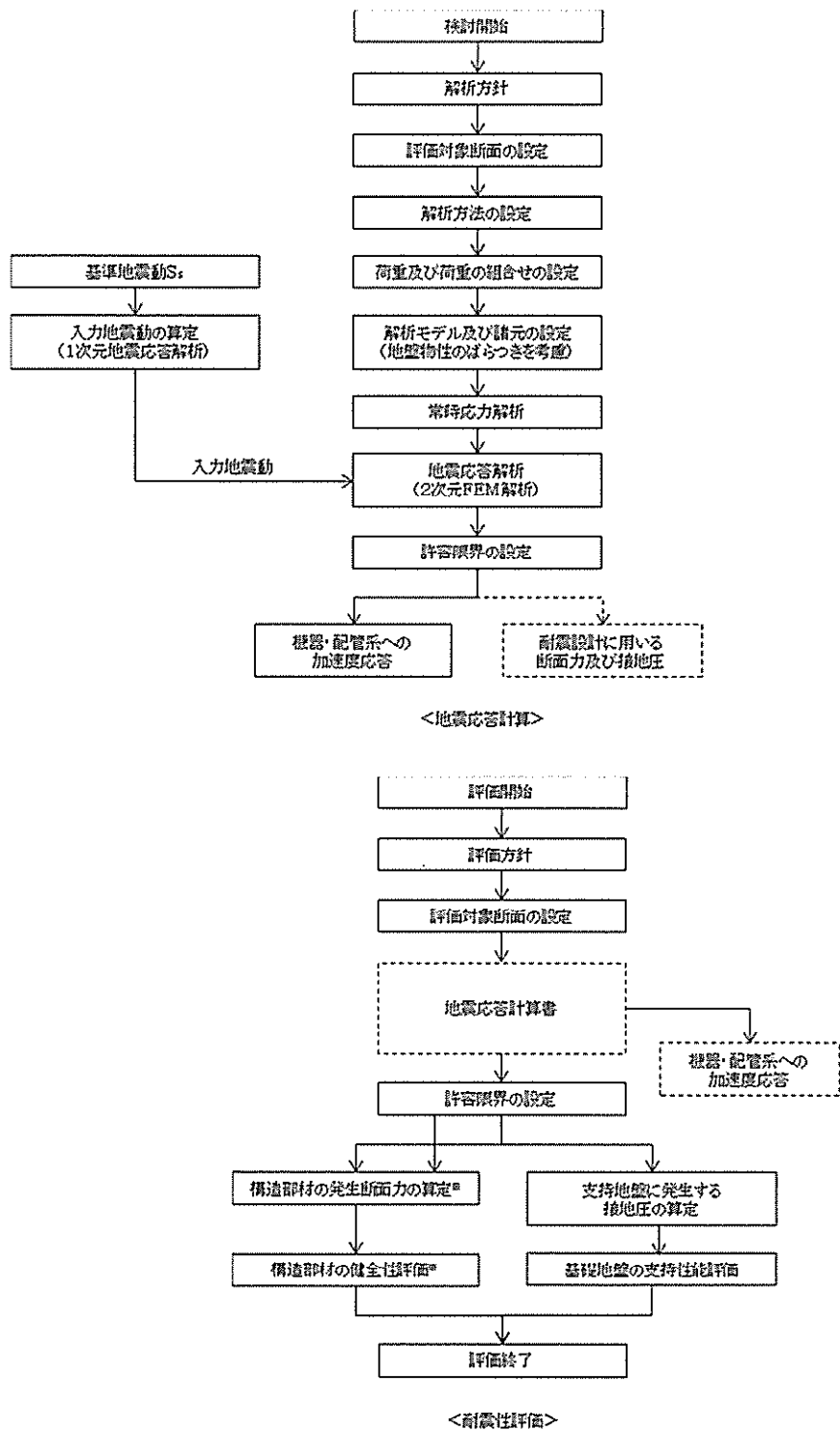
項目ごとの適用する規格，基準類を表 14.2-1 に示す。

表 14.2-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び 材料定数	<ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）</li> <li>・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）</li> </ul>	-
荷重及び 荷重の組合せ	<ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）</li> <li>・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）</li> </ul>	・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	<ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）</li> <li>・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）</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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短期許容限界以下であることを確認</li> <li>・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</li> </ul>
地震応答解析	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ J E A G 4 6 0 1 - 1987（（社）日本電気協会）</li> </ul>	・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

14.2.2 耐震安全性評価フロー

SA用海水ピットの耐震安全性評価フローを図 14.2-1 に示す。



注記 \* : 部材評価フローに詳細記述する。

図 14.2-1 SA用海水ピットの耐震安全性評価フロー



部材評価フローを図 14.2-2 に、部材評価概念図を図 14.2-3 に、各部材評価で照査対象とする鉄筋を図 14.2-4 に示す。また、各部材評価で照査対象とする鉄筋を表 14.2-2 に示す。

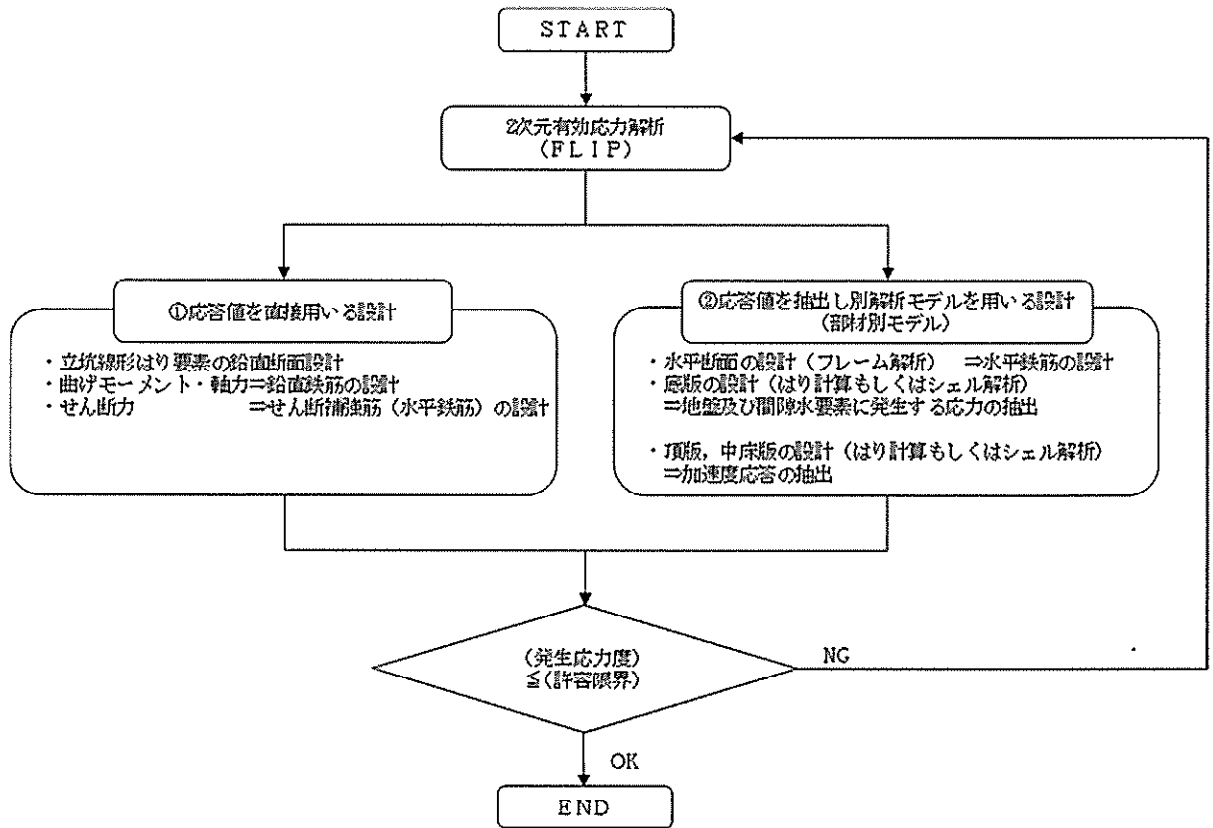
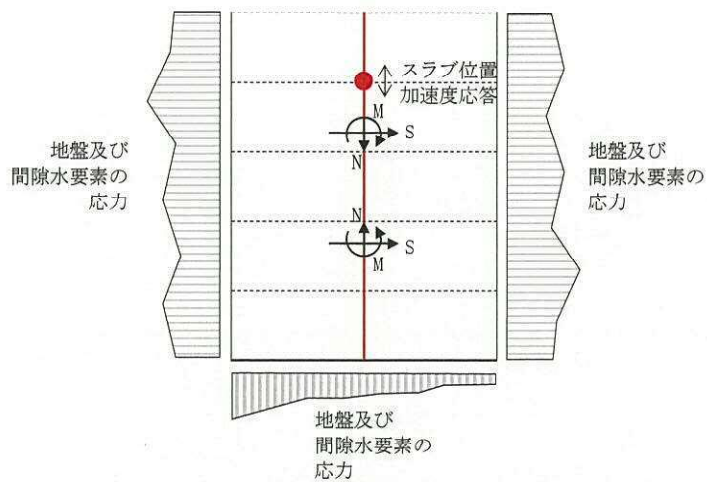
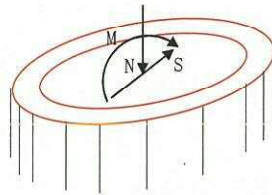


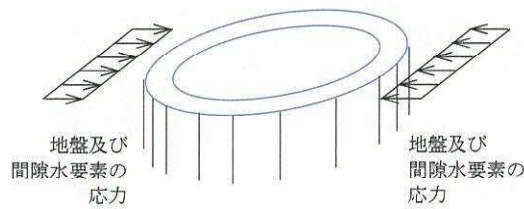
図 14.2-2 部材評価フロー



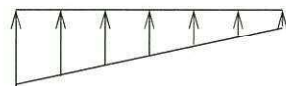
a) 2次元有効応力解析からの応答値の抽出



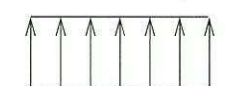
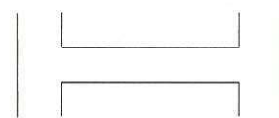
b) 立坑線形はり要素の鉛直断面設計



c) 水平断面の設計 (フレーム計算)



底版



頂版及び中床版の設計

d) スラブの設計

図 14.2-3 部材評価概念図

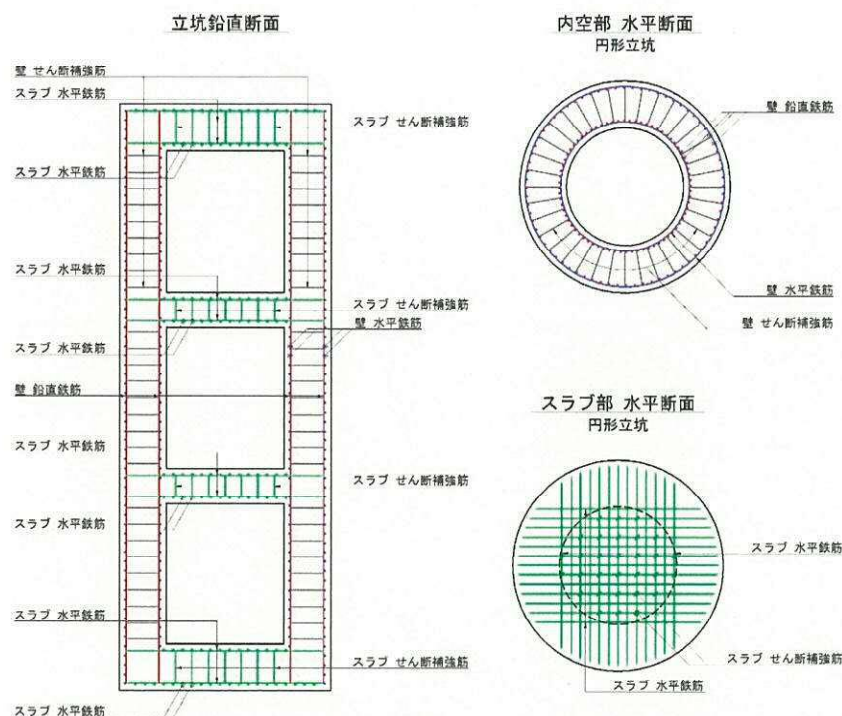


図 14.2-4 各部材評価で照査対象とする鉄筋種別概念図

表 14.2-2 各部材評価で照査対象とする鉄筋

部材	照査対象鉄筋	記号	部材評価	備考
側壁	鉛直鉄筋	—	立坑線形はり要素の鉛直断面設計(曲げ軸力)	*
	水平鉄筋	—	立坑線形はり要素の鉛直断面設計(せん断力) 水平断面の設計(曲げ軸力)	
	せん断補強筋	—	水平断面の設計(せん断力)	
底版	水平鉄筋	—	底版の設計(曲げモーメント)	
	せん断補強筋	—	底版の設計(せん断力)	
頂版, 中床版	水平鉄筋	—	頂版, 中床版の設計(曲げモーメント)	
	せん断補強筋	—	頂版, 中床版の設計(せん断力)	

注記 \* : 側壁の水平方向の鉄筋の設計は、コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]

(社)土木学会, 2002年制定)に準拠して、円筒形断面を同じ面積の矩形断面として考慮し実施する。各2次元鉛直断面モデル(2次元有効応力解析モデル)による各側壁の面内方向のせん断力に対するせん断力照査で設計する水平鉄筋(面内方向のせん断補強筋)と、水平断面フレーム解析モデルにおける同側壁の面外方向の最大荷重に対する曲げ軸力照査で設計する水平鉄筋(主鉄筋)は、同じ方向の鉄筋であり、両設計で算定される必要水平鉄筋量を足し合わせた合計必要水平鉄筋量以上を同側壁の面内方向に配置する。これと共に、水平断面フレーム解析モデルにおける同側壁の面

外方向の最大荷重に対するせん断力照査で設計するせん断補強筋を同側壁の面外方向に配置する。

直交する2つの2次元鉛直断面モデル（2次元有効応力解析モデル）により求められる各側壁の面内方向のせん断力と面外方向の最大荷重に基づき、4辺の側壁全てについて、上記の設計計算により、面内方向の合計必要水平鉄筋量（面内方向の必要せん断補強筋量と必要主鉄筋量を足し合わせた合計必要水平鉄筋量）以上を各側壁の面内方向に配置し、面外方向の必要せん断補強筋量以上を各側壁の面外方向に配置する。

### 14.2.3 評価対象断面

SA用海水ピットの位置図を図14.2-5、図14.2-6に示す。

SA用海水ピットは、内径約10m、内空高さ約28mの円筒形の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり、弱軸断面方向が明確でないことから、接続する海水引込み管及び緊急用海水取水管に着目し、直交する両管路の縦断2方向の断面を評価対象断面とする。

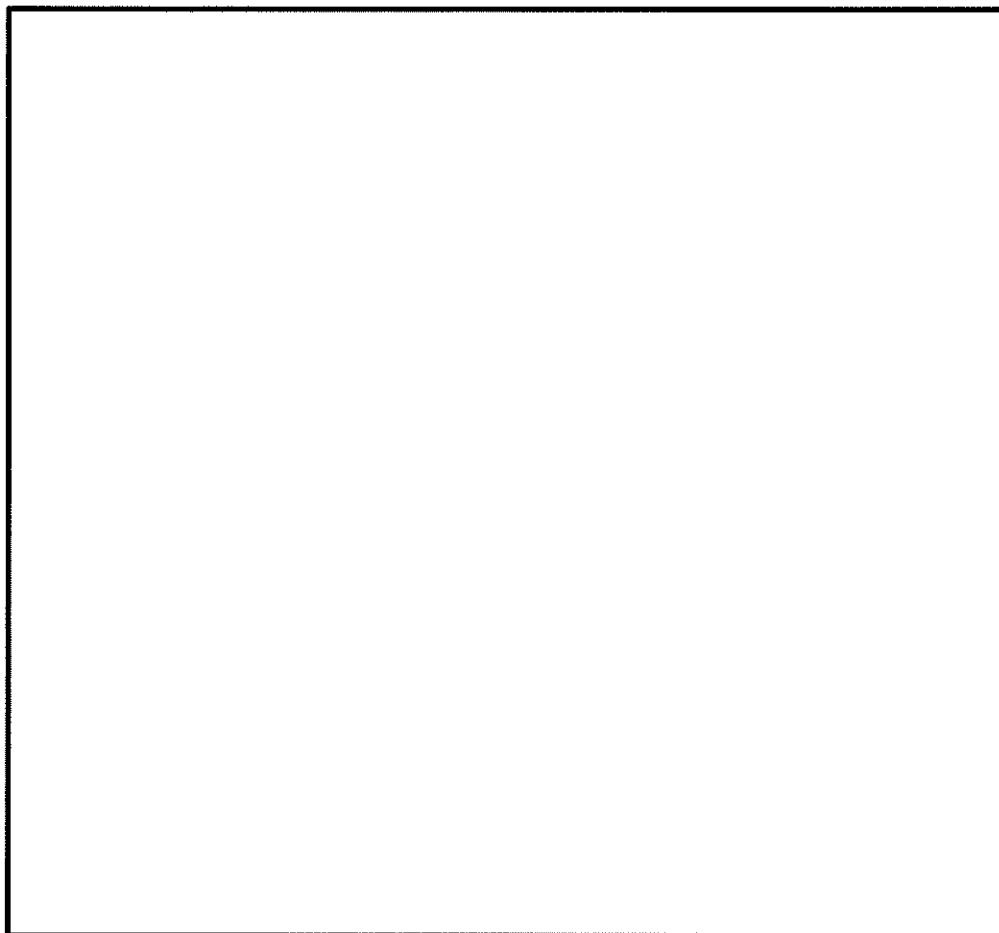


図14.2-5 SA用海水ピット位置図(全体図)

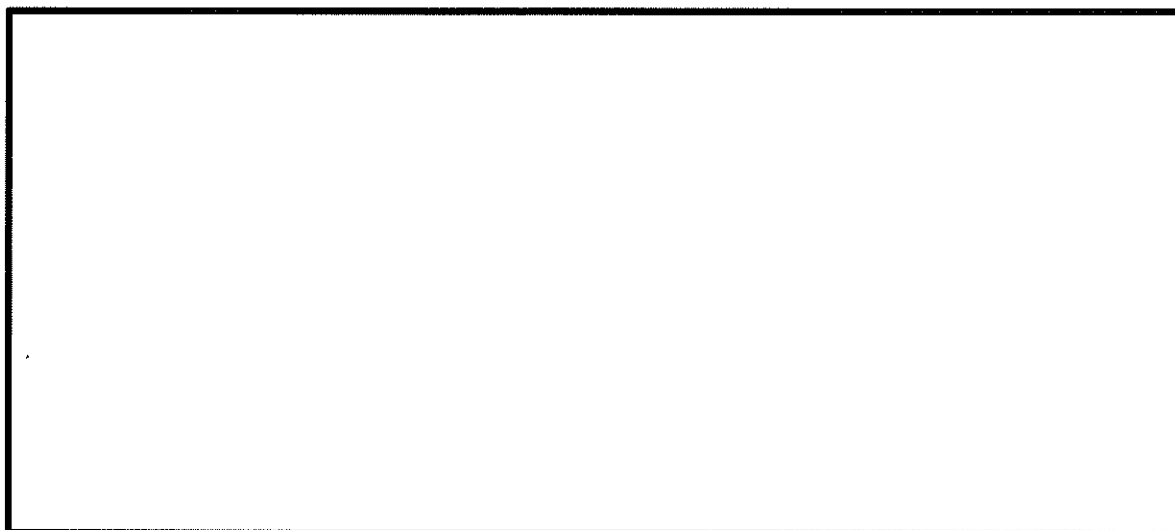


図14.2-6 SA用海水ピット位置図(拡大図)

#### 14.2.4 評価対象断面の選定

SA用海水ピットの評価対象断面位置図を図14.2-7に、評価対象断面図を図14.2-8に、構造平面図を図14.2-9に、構造断面図を図14.2-10に示す。

評価対象断面は、「1.4.14 SA用海水ピットの断面選定の考え方」に記載したとおり、円筒状の鉄筋コンクリート構造物であり弱軸断面方向が明確でないことから、接続する海水引込み管の縦断面方向の①-①断面とそれに直交する横断面方向の②-②断面の両方向について選定して耐震評価を実施する。

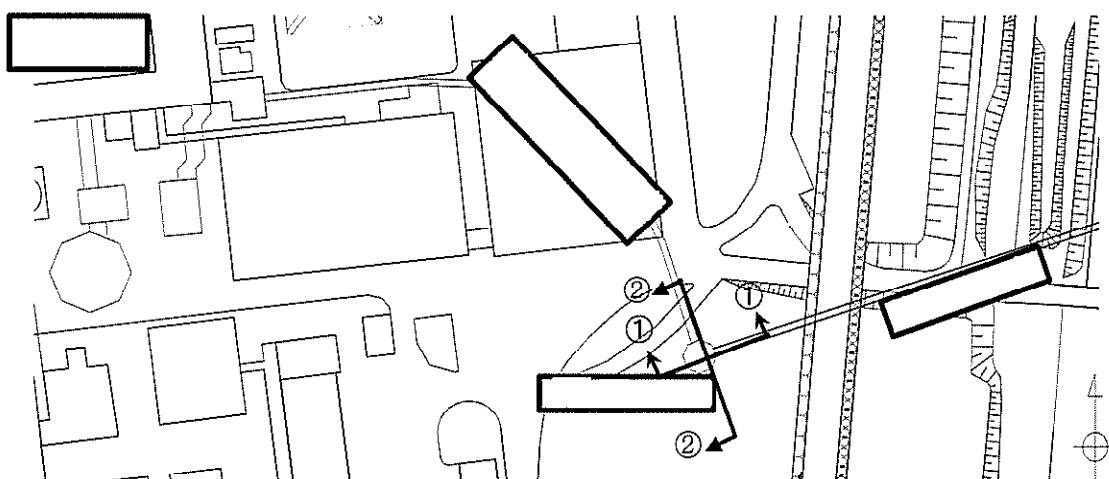


図14.2-7 SA用海水ピット 評価対象断面位置図



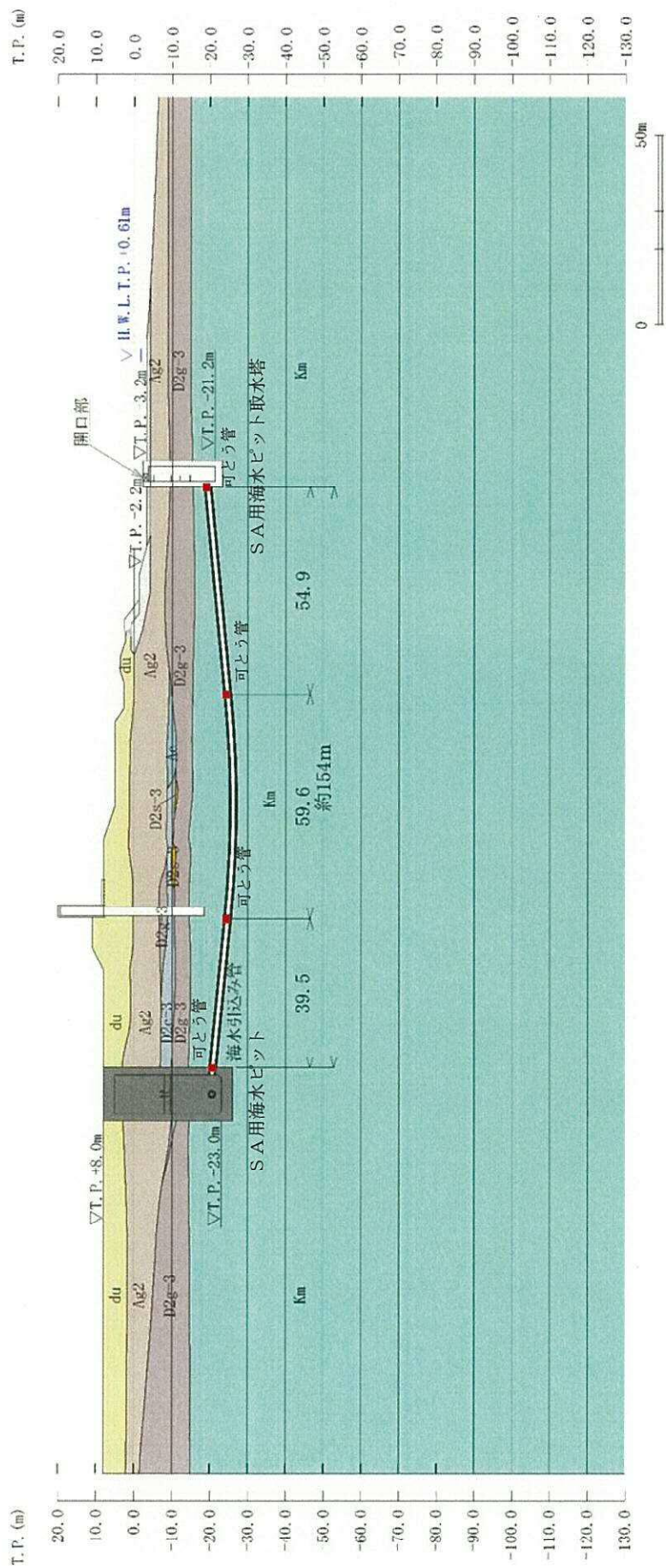


図 14.2-8 (1) SA用海水ピット 評価対象断面図 (①-①断面)

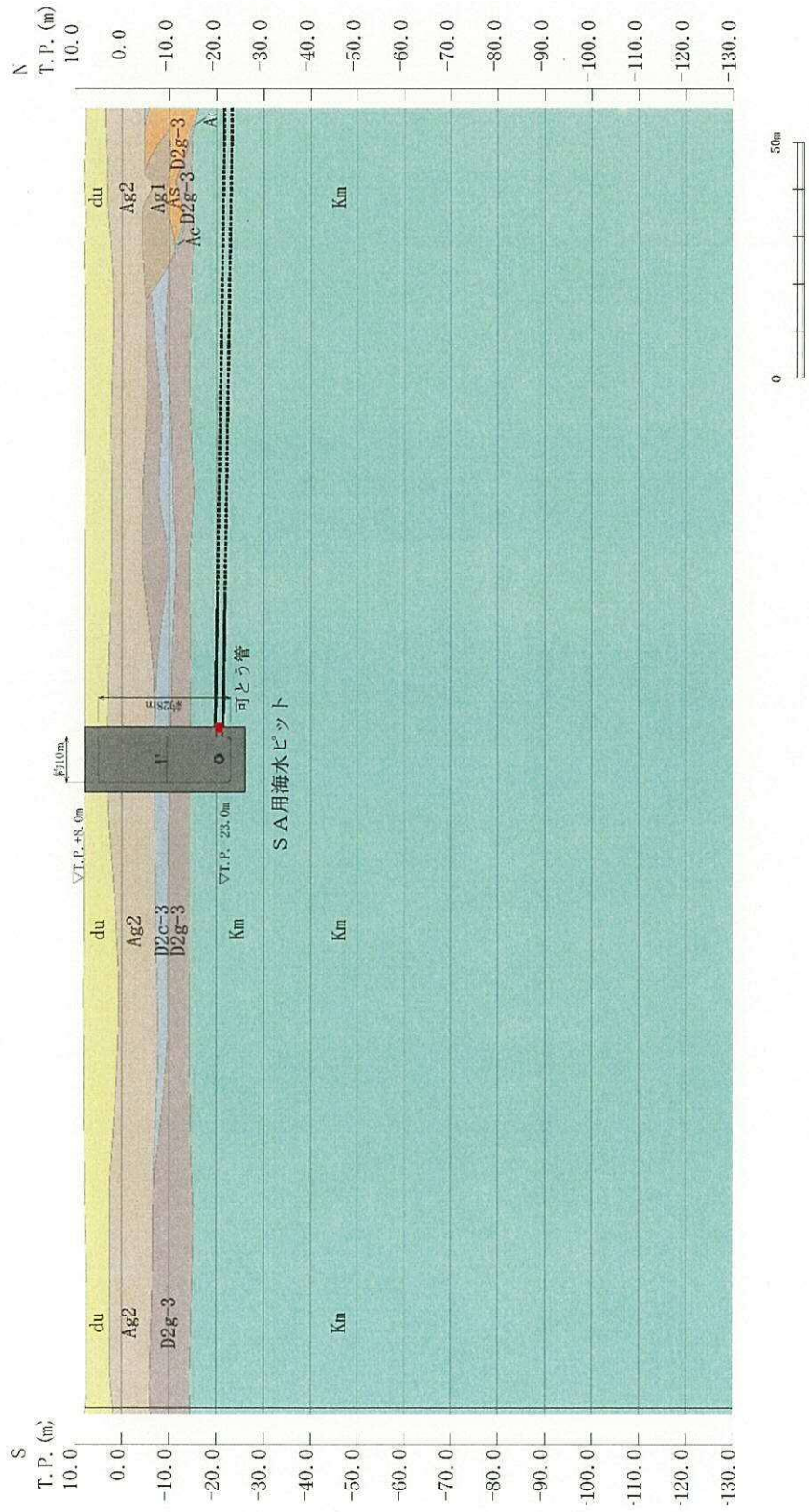


図 14. 2-8 (2) SA用海水ビット 評価対象断面図 (②-②断面)



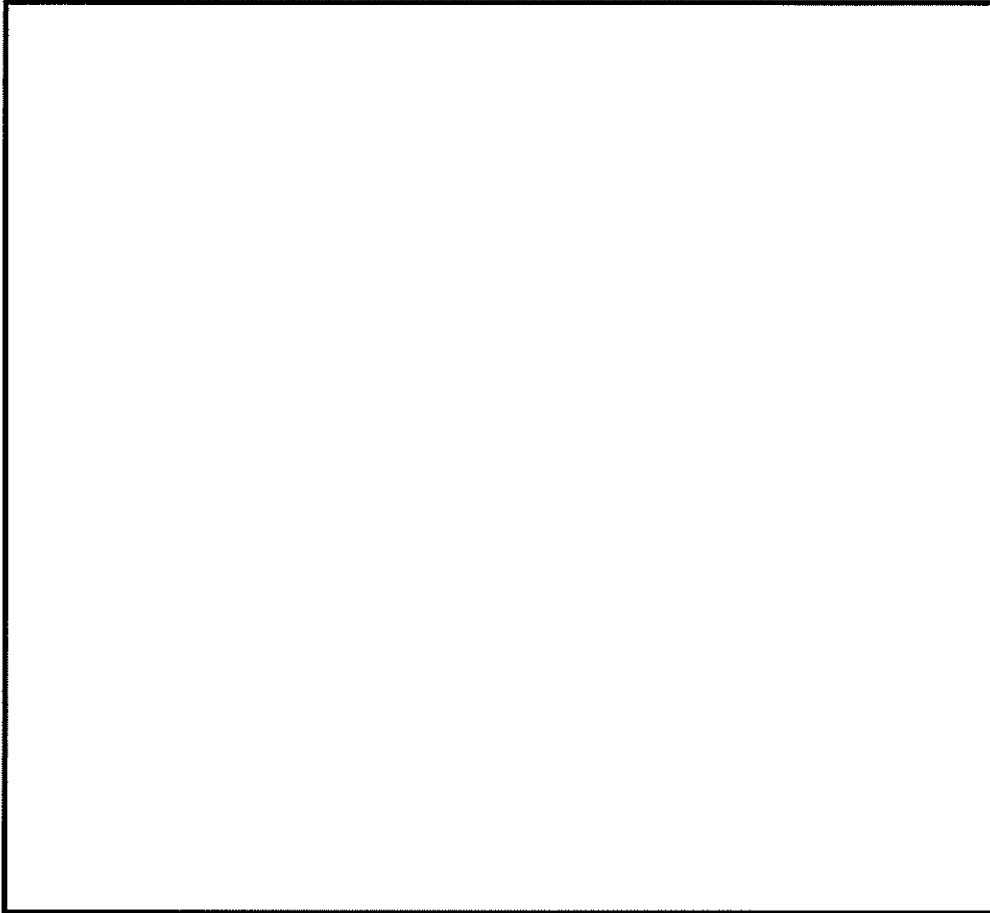
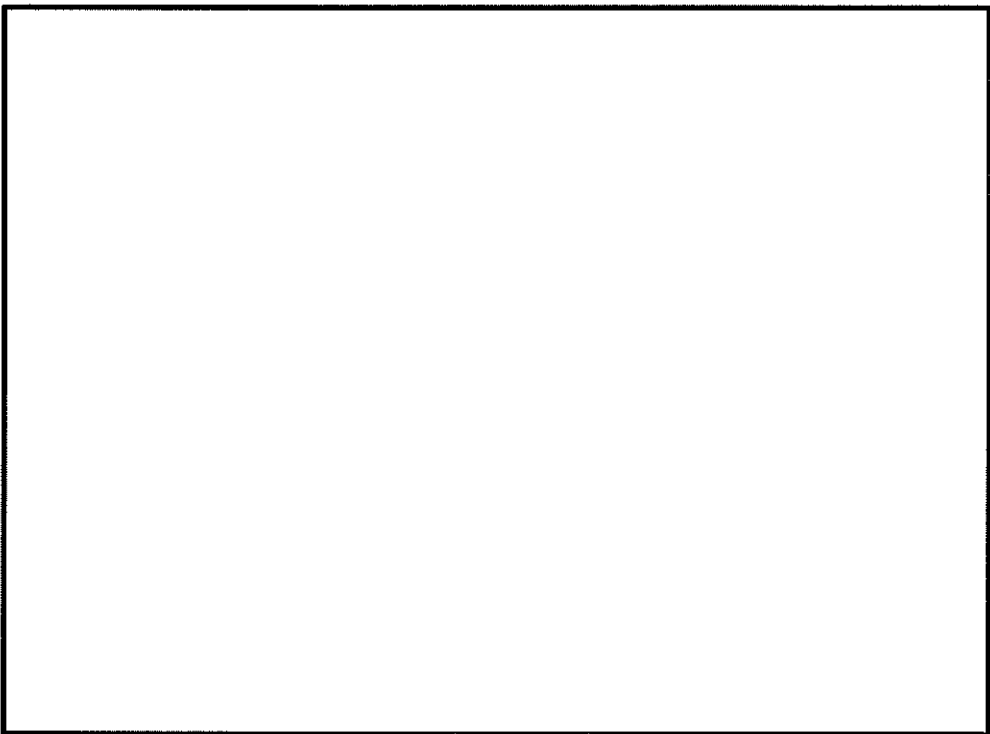


図 14.2-9 SA用海水ピット 構造平面図



注記 \* : ピットについては標準構造断面図を示す。  
図 14.2-10 SA用海水ピット 構造断面図

#### 14.2.5 使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は、適用する規格、基準類に基づき設定する。構造物の使用材料を表 14.2-3 に、材料の物性値を表 14.2-4 に示す。

地盤の諸元は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。なお、地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を考慮できるモデル化とする。地盤の物性値を表 14.2-5 に示す。

表 14.2-3 使用材料

材料		諸元
S A用海水ピット	コンクリート	設計基準強度：40 N/mm <sup>2</sup>
	鉄筋	SD345, SD390, SD490

表 14.2-4 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>	3.1×10 <sup>4</sup> * <sup>1</sup>	0.2* <sup>1</sup>	5* <sup>2</sup>

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

\*2：J E A G 4 6 0 1 -1987 ( (社) 日本電気協会)

表 14.2-5 (1) 地盤の解析用物性値一覧 (液状化検討対象層)

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂
				埋戻土	第四系 (液状化検討対象層)							
					f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	
物理特性	密度 ( ) は地下水位以浅	$\rho$	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	$\sigma'_{mn}$	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	$G_{mn}$	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	$S_l$	—	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	$W_l$	—	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	$C_l$	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44

表 14.2-5 (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					捨石
				第四系 (非液状化層)				新第三系	
				Ac	D2c-3	1m	D1c-1	Km	
物理特性	密度 ( ) は地下水位以浅	$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	$1.72-1.03 \times 10^{-4} \cdot z$	2.04 (1.84)
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16	0.82
変形特性	ポアソン比	$\nu_{CD}$	—	0.10	0.22	0.14	0.22	$0.16+0.00025 \cdot z$	0.33
	基準平均有効主応力 ( ) は地下水位以浅	$\sigma'_{mn}$	kN/m <sup>2</sup>	480	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき z (標高) 毎に物性値を 設定	98
	基準初期せん断剛性 ( ) は地下水位以浅	$G_{mn}$	kN/m <sup>2</sup>	121829	285223	38926 (35783)	285223		180000
	最大履歴減衰率	$h_{max}$	—	0.200	0.186	0.151	0.186		0.24
強度特性	粘着力	$C_{CD}$	N/mm <sup>2</sup>	0.025	0.026	0.042	0.026		$0.358-0.00603 \cdot z$
	内部摩擦角	$\phi_{CD}$	度	29.1	35.6	27.3	35.6	$23.2+0.0990 \cdot z$	35



#### 14.2.6 評価構造物諸元

許容応力度法による照査を行うSA用海水ピットの諸元を表14.2-6に示す。また、評価部位を図14.2-11に示す。

表 14.2-6 評価構造物諸元

部位		仕様		材料		機能要求
		部材幅	部材高	コンクリート	鉄筋	
		(m)	(m)	$f'_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )		
頂版	梁①	3.200	3.000	40	SD390	非常時における海水の通水機能の確保
					SD490	
	梁②	1.300	3.000	40	SD390	
					SD490	
中床版		1.000	1.500	40	SD390	
底版		1.000	3.000	40	SD390	
側壁		1.000	2.000	40	SD390	

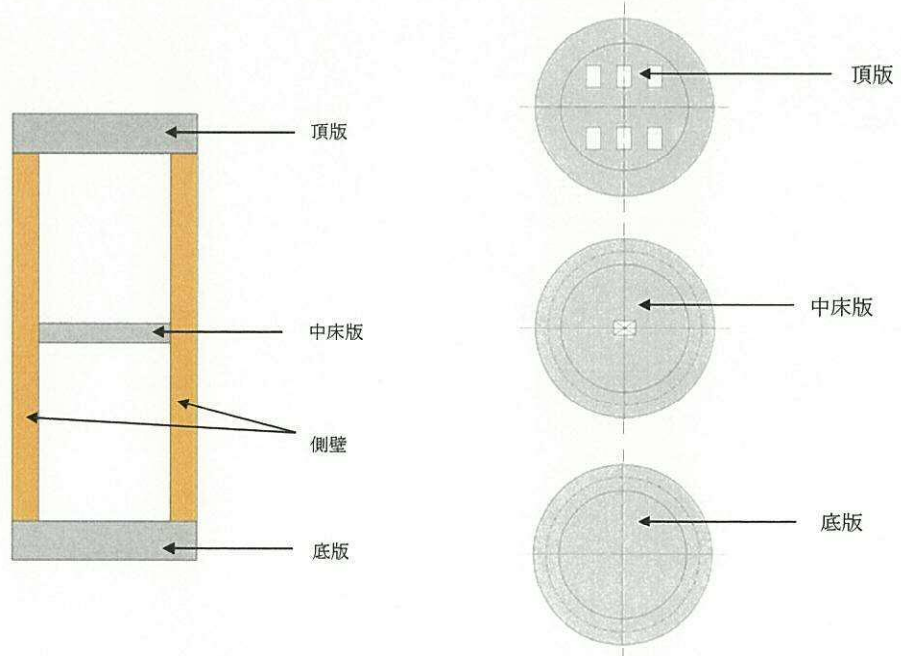


図 14.2-11 評価部位

#### 14.2.7 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

### 14.2.8 地震応答解析手法

S A用海水ピットの地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元有限要素法を用いて、基準地震動 $S_g$ 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。部材については、線形はり要素を用いることとする。また、地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を考慮できるようにモデル化する。地震応答解析については、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0\_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-10「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図14.2-12に示す。

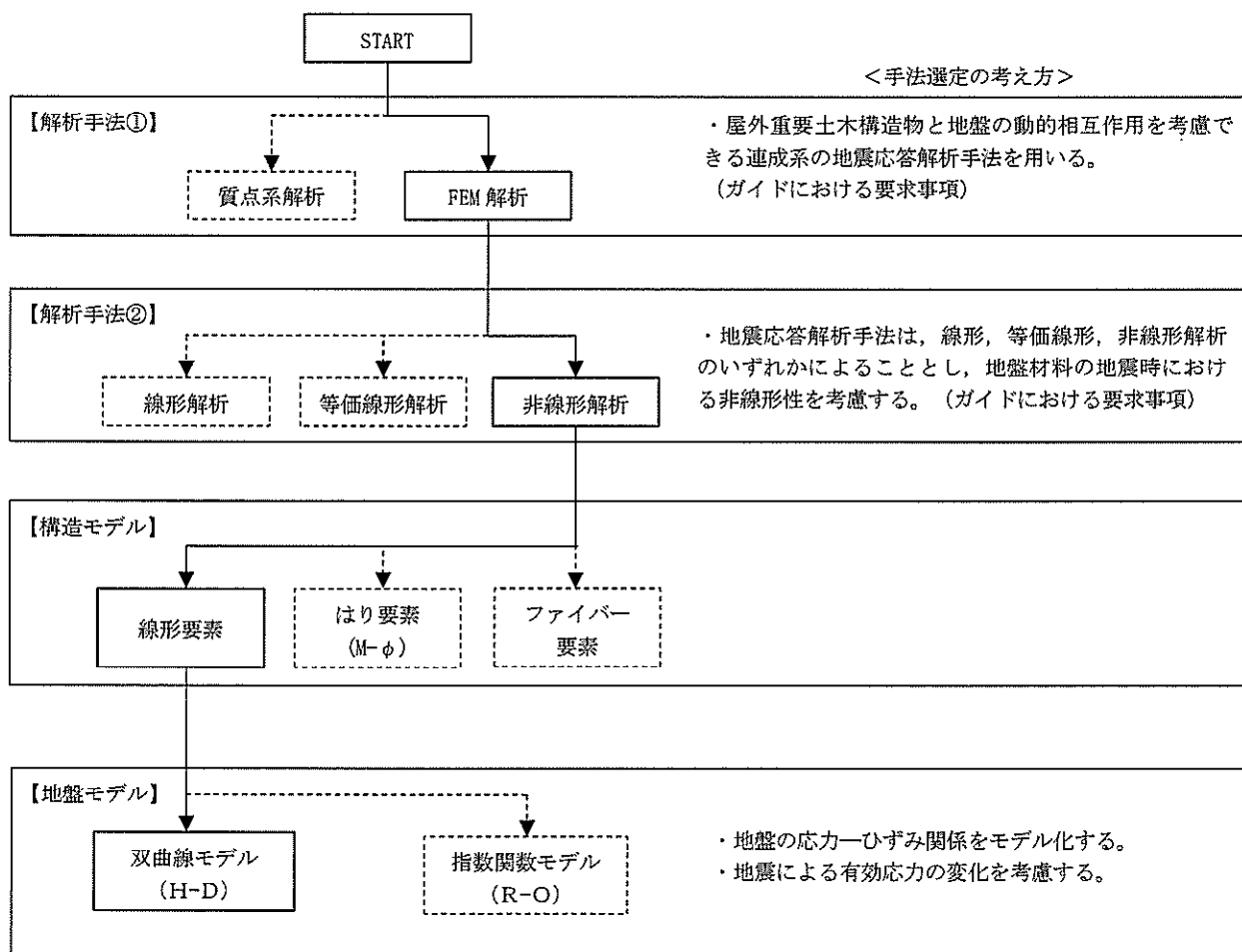


図 14.2-12 地震応答解析手法の選定フロー

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。

#### 14.2.9 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領域は、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、J E A G 4 6 0 1-1987を参考に、図14.2-13に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の5倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の2倍以上確保する。

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

この図で示される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の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持つ1次元地盤モデル（不整形地盤左右端のそれぞれ縦1列の要素列と同じ構造で、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14.2-14に示す。

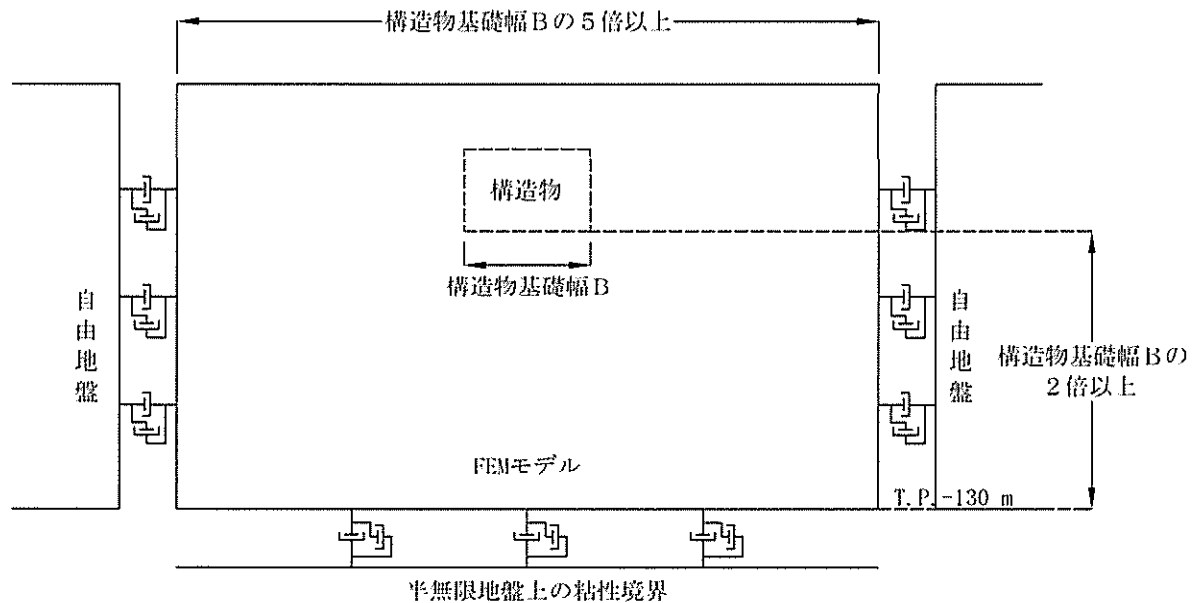


図 14.2-13 解析モデル領域の考え方



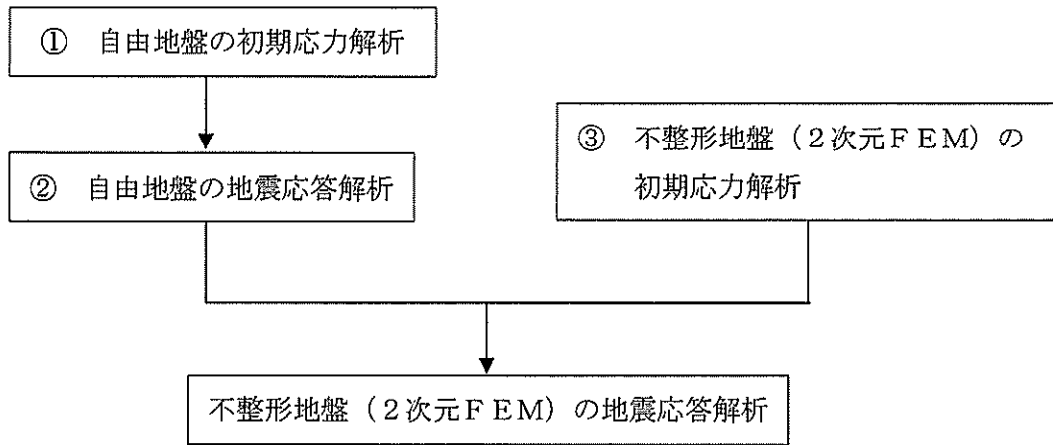


図 14.2-14 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤 (2次元FEM) の地震応答解析までのフロー

(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 14.2-15 に示す。

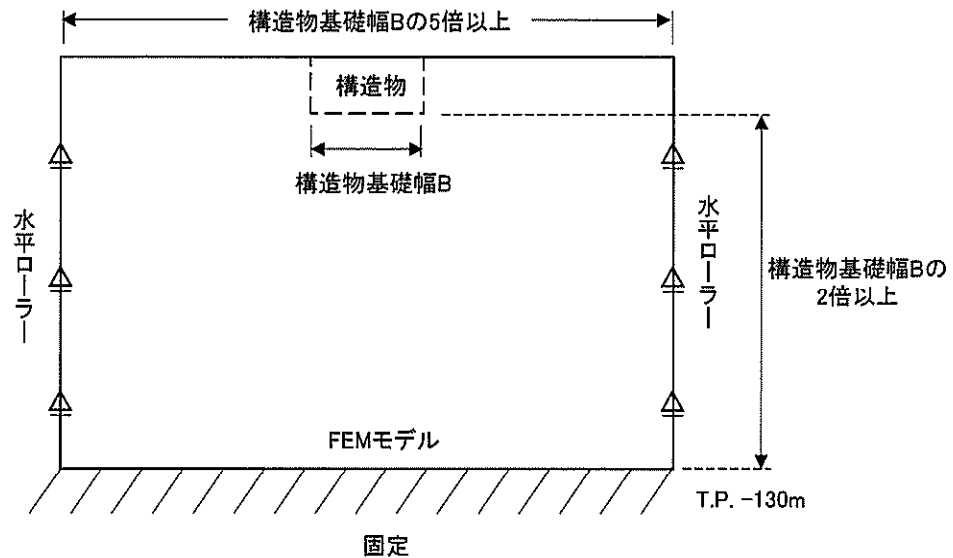


図 14.2-15 固有値解析における境界条件の概念図

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 14.2-16 に示す。

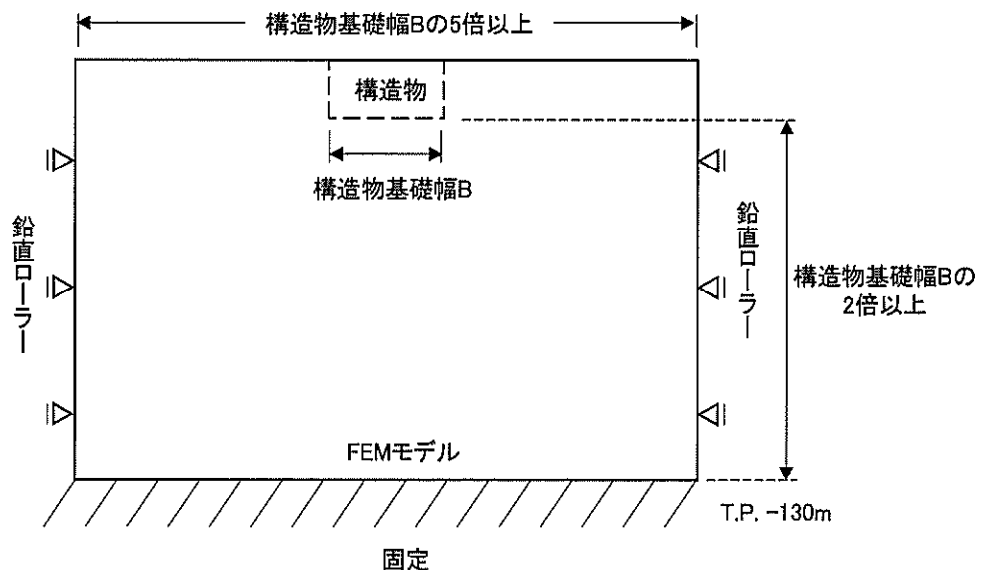


図 14.2-16 初期応力解析における境界条件の概念図

c. 地震応答解析時

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

SA用海水ピットの地震応答解析モデルを図 14.2-17 に示す。

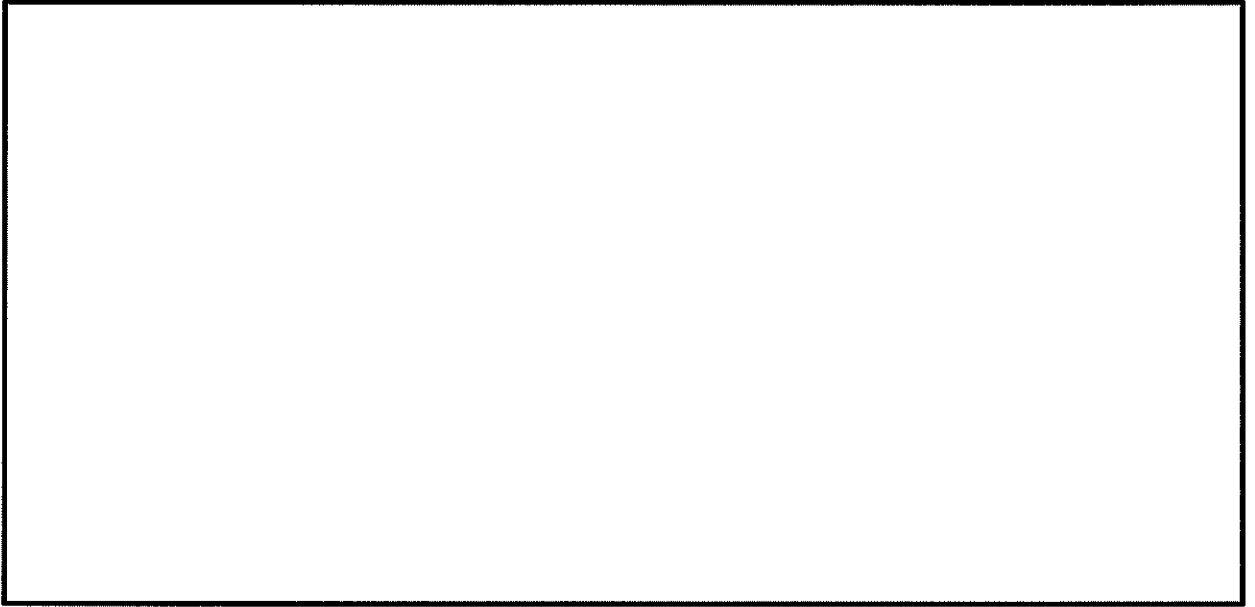


図 14.2-17 (1) SA用海水ピットの地震応答解析モデル全体図 (①-①断面)

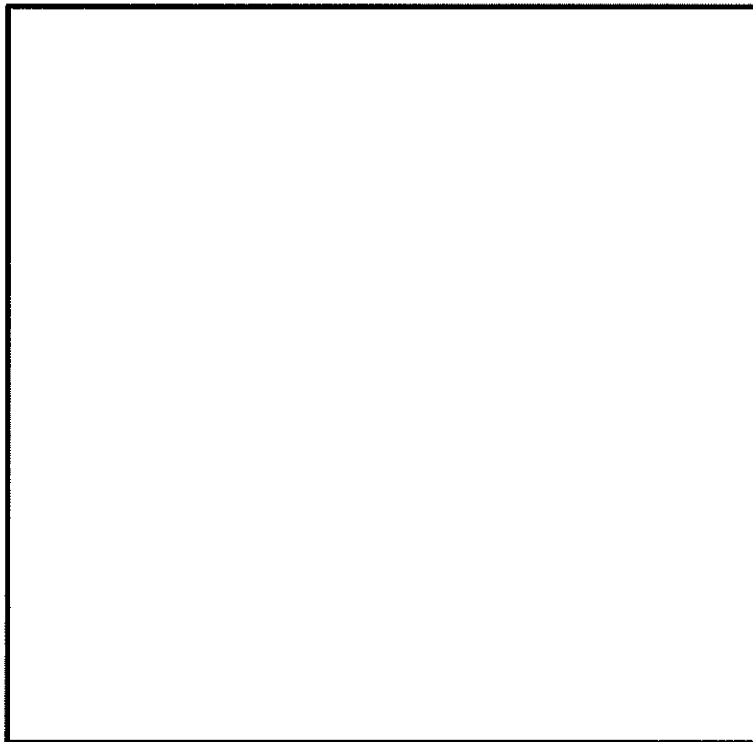


図 14.2-17 (2) SA用海水ピットの地震応答解析モデル拡大図 (①-①断面)

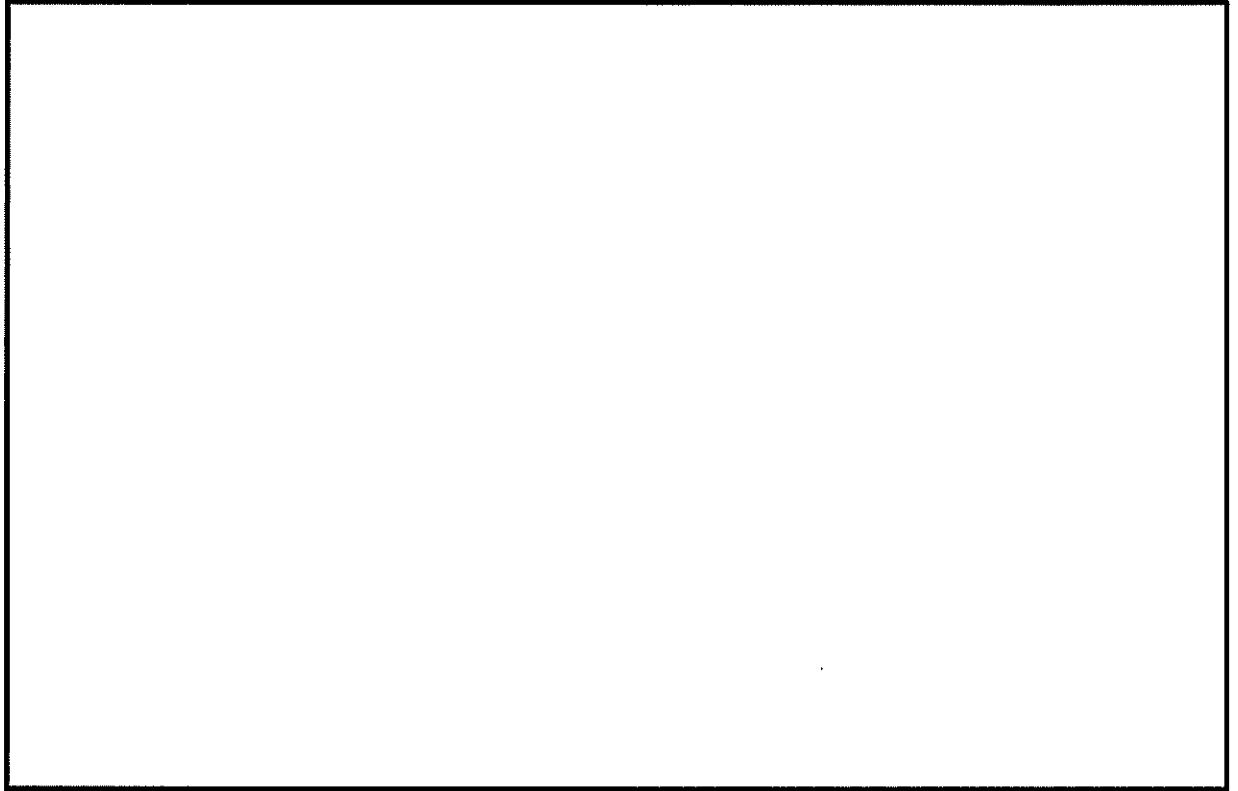


図 14.2-17 (3) SA用海水ピットの地震応答解析モデル全体図 (②-②断面)

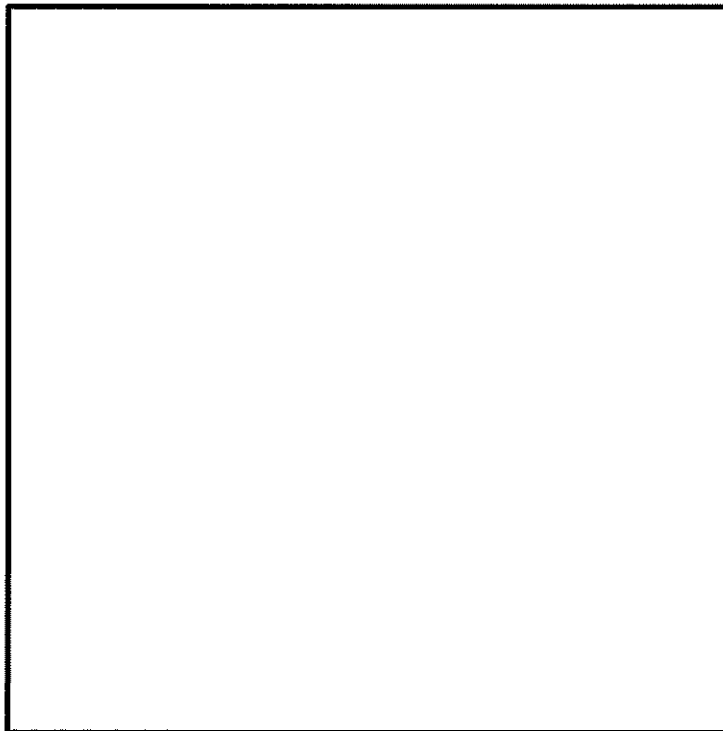


図 14.2-17 (4) SA用海水ピットの地震応答解析モデル拡大図 (②-②断面)

(3) 構造物のモデル化

構造部材は線形はり要素でモデル化する。S A用海水ピットの質量は、各節点に質量としてモデル化する。

なお、①-①断面において、複数の構造物を同時にモデル化する際の奥行き幅は、S A用海水ピットと等価な平面積を有する正方形の1辺長を基準奥行きとして各構造物の断面性能を換算する。

S A用海水ピットの構造部材は、ピット中心位置での鉛直はり要素に縮合してモデル化し、立坑高さ方向の形状（頂版、中床版、底版）に応じた断面諸量（断面積A、断面2次モーメントI）を設定する。ピットの側壁は壁軸周長約37 m、壁厚2.0 mに対して開口部は1.2 mと小さい。また、海水取水管と海水引込み管とは岩盤内で接合し、開口部には適切な開口補強を実施することから、2次元有効応力解析では開口部の剛性低下を考慮せずモデル化する。

S A用海水ピットの解析モデル概念図を図14.2-18に示す。

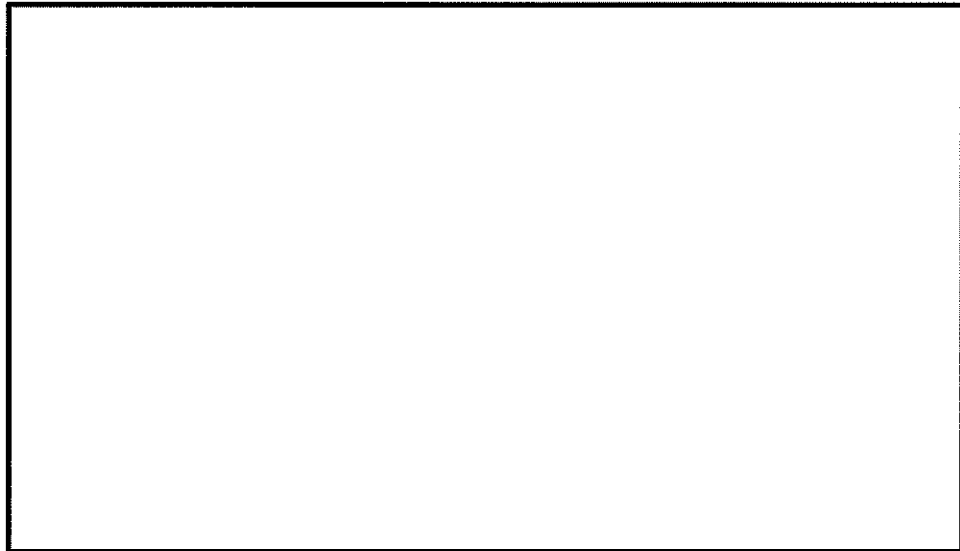


図 14.2-18 S A用海水ピットの解析モデル概念図

・立坑側方（仮想剛梁要素）

立坑の構造部材と地盤との相互作用を考慮するため、構造部材に対して剛な断面性能の仮想剛梁を配置する。

$$\text{軸剛性} = 100 \times EA$$

$$\text{曲げ剛性} = 100 \times EI$$

$$\text{質量密度 } \rho = 0.0$$

・側面（仮想柔梁要素）

立坑構造と地盤の接合面にジョイント要素を設けるため、側面に仮想柔梁を配置する。仮想柔梁は、解析モデルの挙動に影響を及ぼさないよう十分に柔な断面性能とする。

$$\text{軸剛性} = EA/10^6$$

$$\text{曲げ剛性} = EI/10^6$$

$$\text{質量密度 } \rho = 0.0$$

・底面（仮想剛梁要素）

底面のロッキング挙動を考慮するため、立坑の構造部材に対して剛な断面性能の仮想剛梁を配置する。

$$\text{軸剛性} = 100 \times EA$$

$$\text{曲げ剛性} = 100 \times EI$$

$$\text{質量密度 } \rho = 0.0$$

・側面及び底面と地盤との間にジョイント要素を配置し、接合面の剥離及びすべりを考慮する。

・構造梁の質量は節点付加質量及び回転慣性で考慮する。

・内水、積雪荷重についても節点付加質量で考慮する。

(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圧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。

(5) ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより、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。図 14.2-19 に、ジョイント要素の考え方を示す。

なお、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 14.2-7 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 14.2-7 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 $\phi$ (°)	備考	
第四紀層	du 層	0	37.3	-
	Ag2 層	0	37.4	-
	D2c-3 層	0.026	35.6	-
	D2g-3 層	0	44.4	-
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	-

$z$  : 標高 (m)

ジョイント要素のバネ定数は、数値計算上の不安定挙動を起こさない程度に十分大きい値として、港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター）に従い、表 14.2-8 のとおり設定する。図 14.2-19 にジョイント要素の設定の考え方を示す。

表 14.2-8 ジョイント要素のバネ定数

	せん断剛性 $k_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	圧縮剛性 $k_n$ (kN/m <sup>3</sup> )
側方及び底面	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$



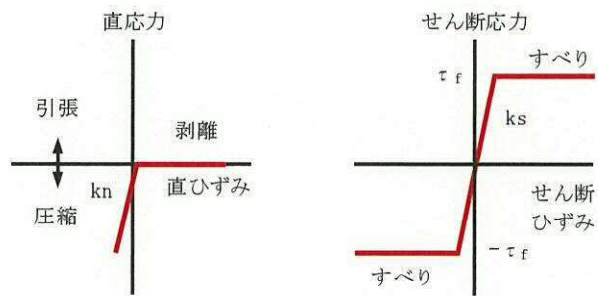
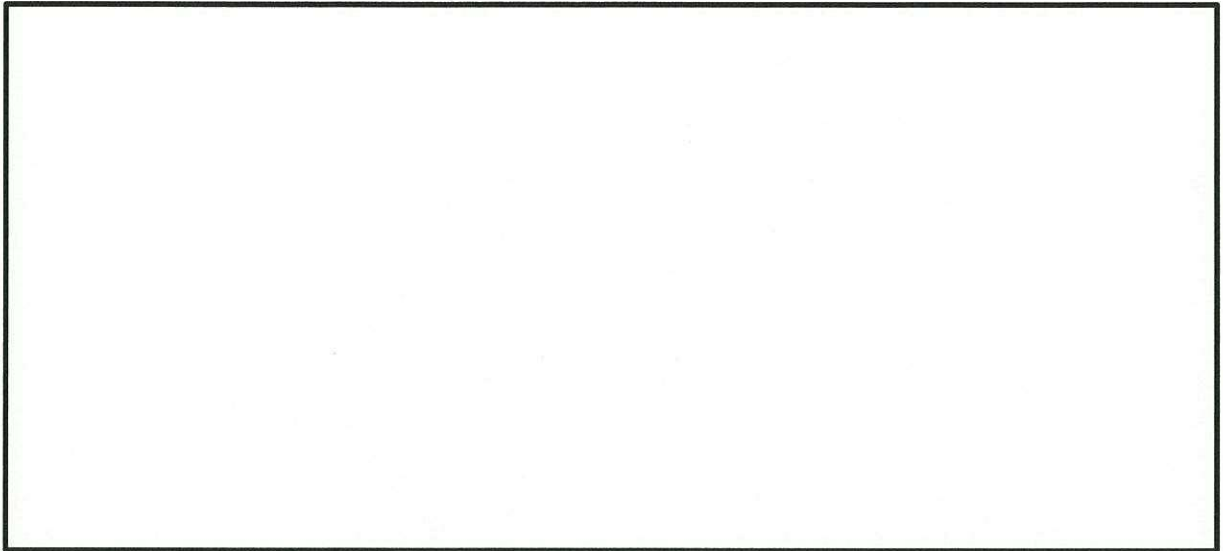


図 14.2-19 ジョイント要素の考え方

#### 14.2.10 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、固有値解析にて求められる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を  $\alpha=0$  となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では、時系列で地盤の 1 次固有振動数が低振動数側へシフトして行くことから、Rayleigh 減衰の係数  $\alpha$ 、 $\beta$  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。

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

ここで、

[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た 1 次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は 1 % (解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1 % を採用している。) とする。また、線形材料としてモデル化するコンクリートの減衰定数は 5 % (J E A G 4 6 0 1 -1987) とする。

図 14.2-20 に Rayleigh 減衰の設定フローを、表 14.2-9 に固有値解析結果を示す。

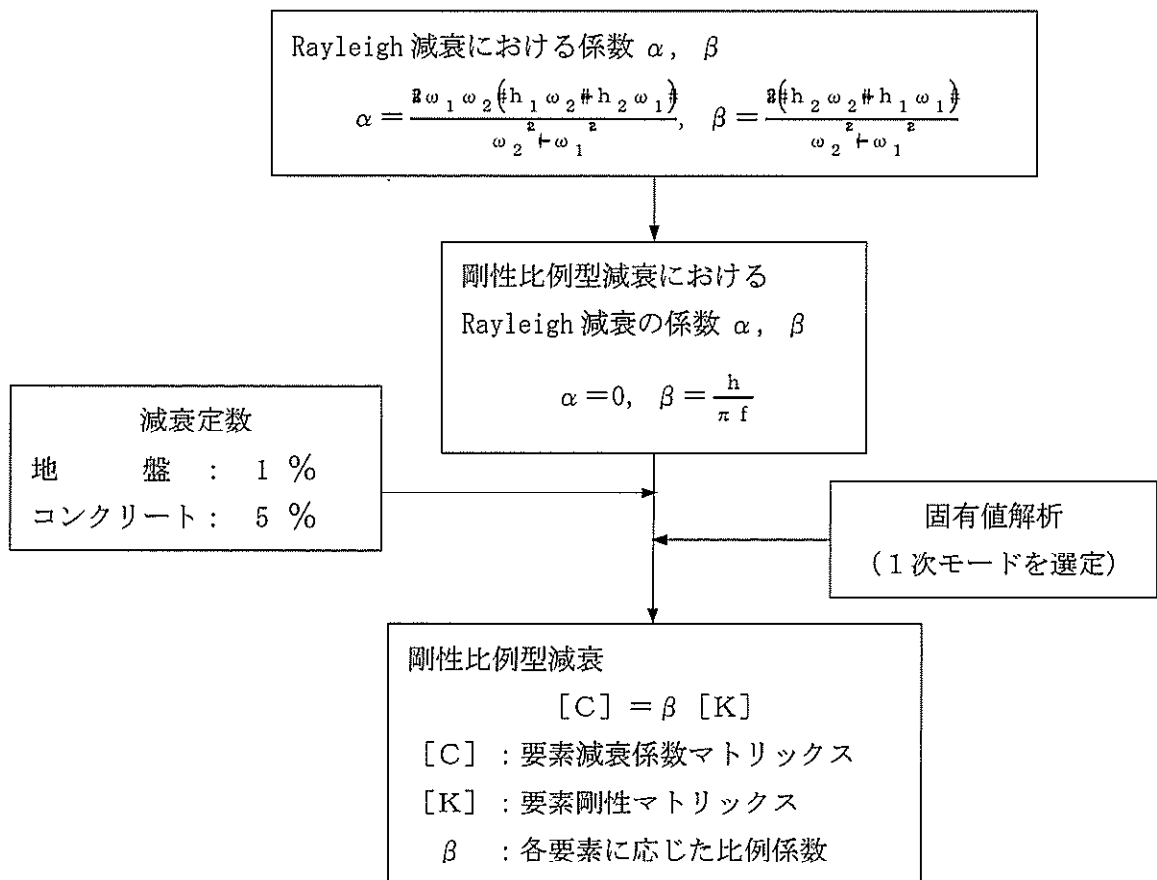


図 14.2-20 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 14.2-9 (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)  
 (①-①断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.766	243.29	地盤の1次として採用
2	1.180	16.06	—
3	1.474	-0.25	—
4	1.749	-5.29	—
5	1.897	-35.79	—
6	2.040	35.45	—
7	2.169	-3.02	—
8	2.314	-64.09	構造物の1次として採用
9	2.571	0.32	—

表 14.2-9 (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)  
 (①-①断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.767	243.51	地盤の1次として採用
2	1.187	15.26	—
3	1.475	-0.28	—
4	1.756	-4.19	—
5	1.919	-34.94	—
6	2.110	39.21	—
7	2.183	5.98	—
8	2.335	-63.20	構造物の1次として採用
9	2.655	-2.21	—

表 14.2-9 (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)  
 (①-①断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.764	242.98	地盤の1次として採用
2	1.172	16.98	—
3	1.473	-0.16	—
4	1.740	-7.34	—
5	1.870	-37.74	—
6	1.954	-31.39	—
7	2.153	2.02	—
8	2.288	-63.14	構造物の1次として採用
9	2.471	-4.48	—

表 14.2-9 (4) 固有値解析結果  
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)  
 (①-①断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.764	240.42	地盤の1次として採用
2	1.160	19.18	—
3	1.481	1.11	—
4	1.671	3.73	—
5	1.712	-41.39	—
6	1.749	36.13	—
7	1.966	-24.22	—
8	2.126	7.33	—
9	2.181	45.19	構造物の1次として採用

表 14.2-9 (5) 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)  
 (②-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.732	231.30	地盤の1次として採用
2	1.194	-0.90	—
3	1.472	-0.54	—
4	1.693	6.75	—
5	1.863	-4.94	—
6	1.977	22.85	—
7	2.050	70.15	構造物の1次として採用
8	2.327	11.91	—
9	2.417	20.88	—

表 14.2-9 (6) 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)  
 (②-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.733	231.54	地盤の1次として採用
2	1.202	-0.62	—
3	1.474	-0.38	—
4	1.727	5.48	—
5	1.876	-2.93	—
6	2.042	-33.27	—
7	2.093	68.20	構造物の1次として採用
8	2.361	-6.52	—
9	2.522	-19.46	—

表 14.2-9 (7) 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)  
 (②-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.730	230.96	地盤の1次として採用
2	1.185	-1.34	—
3	1.470	-0.82	—
4	1.649	8.48	—
5	1.843	10.07	—
6	1.908	-16.90	—
7	1.993	-68.45	構造物の1次として採用
8	2.256	-22.68	—
9	2.330	15.03	—

表 14.2-9 (8) 固有値解析結果  
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)  
 (②-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.725	227.75	地盤の1次として採用
2	1.144	-1.54	—
3	1.467	-6.29	—
4	1.490	-2.98	—
5	1.619	-33.46	—
6	1.733	58.70	構造物の1次として採用
7	1.746	20.85	—
8	1.952	1.77	—
9	2.027	-13.05	—

#### 14.2.11 荷重の組合せ

耐震安全性評価にて考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震時荷重を抽出し、それぞれ組み合わせて設定する。地震時荷重には、地震時土圧、動水圧、機器・配管系からの反力による荷重が含まれるものとする。

雪荷重以外の変動荷重（風荷重）については、発電所の立地特性やS A用海水ピットが地中に埋設された構造物であることを考慮すると、構造物に与える影響は軽微であると判断し、地震力と組み合わせる荷重としては除外する。

なお、S A用海水ピットは地盤内に埋設されている構造物であることから、運転時の異常な過度変化時の状態及び設計基準事故時の状態の影響を受けないと考えられるため当該状態についての組合せは考慮しないものとする。また、重大事故等対処時においても、地盤内で設計基準事故時の条件を上回るような事象は発生しないため、設計基準事故等の条件を上回る荷重はない。

地震時にS A用海水ピットに作用する機器・配管系からの反力については、機器・配管系を付加質量としてモデル化することで考慮する。荷重の組合せを表 14.2-10 に示す。



表 14.2-10 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	○ ・対象構造物の体積に材料の密度を考慮して設定する。
		機器・配管荷重	— ・頂版の開口を考慮しない。
		土被り荷重	— ・躯体天端が地表面にあるため考慮しない。
		永久上載荷重	— ・恒常的に配置される構造物等はないため、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考慮する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		○ ・H. W. L T. P. +0.61 mからの内水圧を考慮する。 ・海水の密度を考慮する。
変動荷重	積雪荷重		○ ・躯体天端に積雪荷重を考慮する。
	積雪荷重以外		— ・積雪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、偶発荷重と組合せるべき変動荷重はない。
偶発荷重	水平地震動		○ ・基準地震動 $S_0$ によって水平及び鉛直同時加振を考慮する。 ・躯体、機器・配管系の慣性力、動土圧を考慮する。
	鉛直地震動		
	動水圧		○ ・水位条件、密度は、永久荷重と同様とする。

(1) 機器・配管荷重

SA用海水ピットの頂版開口部には浸水防止蓋、中床版開口部には整流装置が設置されるが、開口による質量及び剛性の低減は考慮せず、整流設備の質量も考慮しない。

(2) 積雪荷重

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23条 第2項」に従って設定する。積雪の厚さ1 cmあたりの重量を20 N/m<sup>2</sup>として、積雪量は30 cmと想定していることから常時の積雪荷重は600 N/m<sup>2</sup>となる。地震時は、常時の雪荷重の0.35倍とすることから210 N/m<sup>2</sup>として設定する。解析上は、頂版天端節点の付加質量に雪荷重を見込んでモデル化している。

(3) 外水圧

SA用海水ピット周辺の地盤においては、地下水位を地表面に設定する。地下水の密度は1.00 g/cm<sup>3</sup>とする。

(4) 内水圧

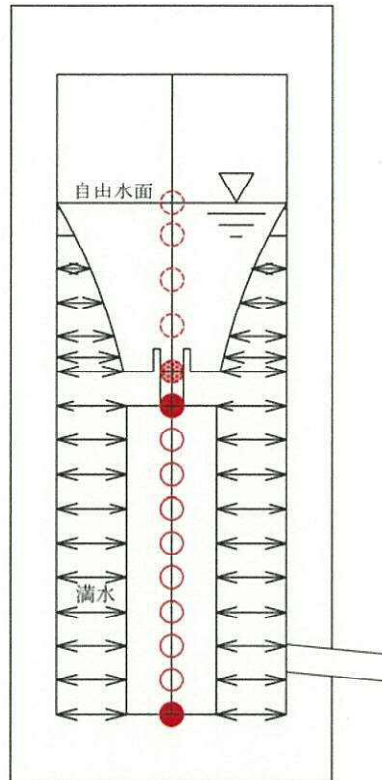
SA用海水ピット内の内水圧水頭は海面と同じ朔望平均満潮位 (T. P. +0.61 m) とする。海水の密度は1.03 g/cm<sup>3</sup>とする。

朔望平均満潮位 (T. P. +0.61 m) は、頂版下面標高 (T. P. +5.0 m) と中床版の上面標高 (T. P. -8.0 m) との間であり、中床版以浅に自由水面を有する。したがって、中床版

以浅は自由水面を持つ Westergaard 式，中床版以深は自由水面を持たない固定水としてモデル化する。

内水圧は，構造物をモデル化したはり要素の節点に付加質量として考慮する。

S A用海水ピット内の内水圧の荷重モデルを図 14.2-21 に示す。



記号	状態	水平	鉛直	内容
○	自由水面	○		負担高分の動水圧を付加質量として設定する。
●	自由水面	○		負担高分の動水圧を付加質量として設定する。
			○	中床版より上の容積の水重を付加質量として中床版上面に付加する。
○	満管	○		負担高分の水重を付加質量として付加する。
●	満管	○		負担高分の水重を付加質量として付加する。
			○	中床版より下の内空容積分の水重を 1/2 ずつ付加質量として中床版底面及びびこ盤上面に付加する。 初期応力解析時は全水重を底盤上面に付加質量として設定する。

注記 : 内水の付加質量は躯体の自重による付加質量に加算する。

図 14.2-21 S A用海水ピット内水圧の荷重モデル

14.2.12 地震応答解析の検討ケース

(1) 耐震評価における検討ケース

耐震評価における検討ケースを表 14.2-11 に示す。

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

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を図 14.2-22 に示す。

表 14.2-11 耐震評価における検討ケース

検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
液状化強度特性の設定		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
地震波 (位相)	$S_s-D1$	(H+V+)	実施				
		(H+V-)	実施				
		(H-V+)	実施				
		(H-V-)	実施				
	$S_s-11$		実施				
	$S_s-12$		実施				
	$S_s-13$		実施				
	$S_s-14$		実施				
	$S_s-21$		実施				
	$S_s-22$		実施				
$S_s-31$	(H+V+)	実施					
	(H-V+)	実施					

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

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

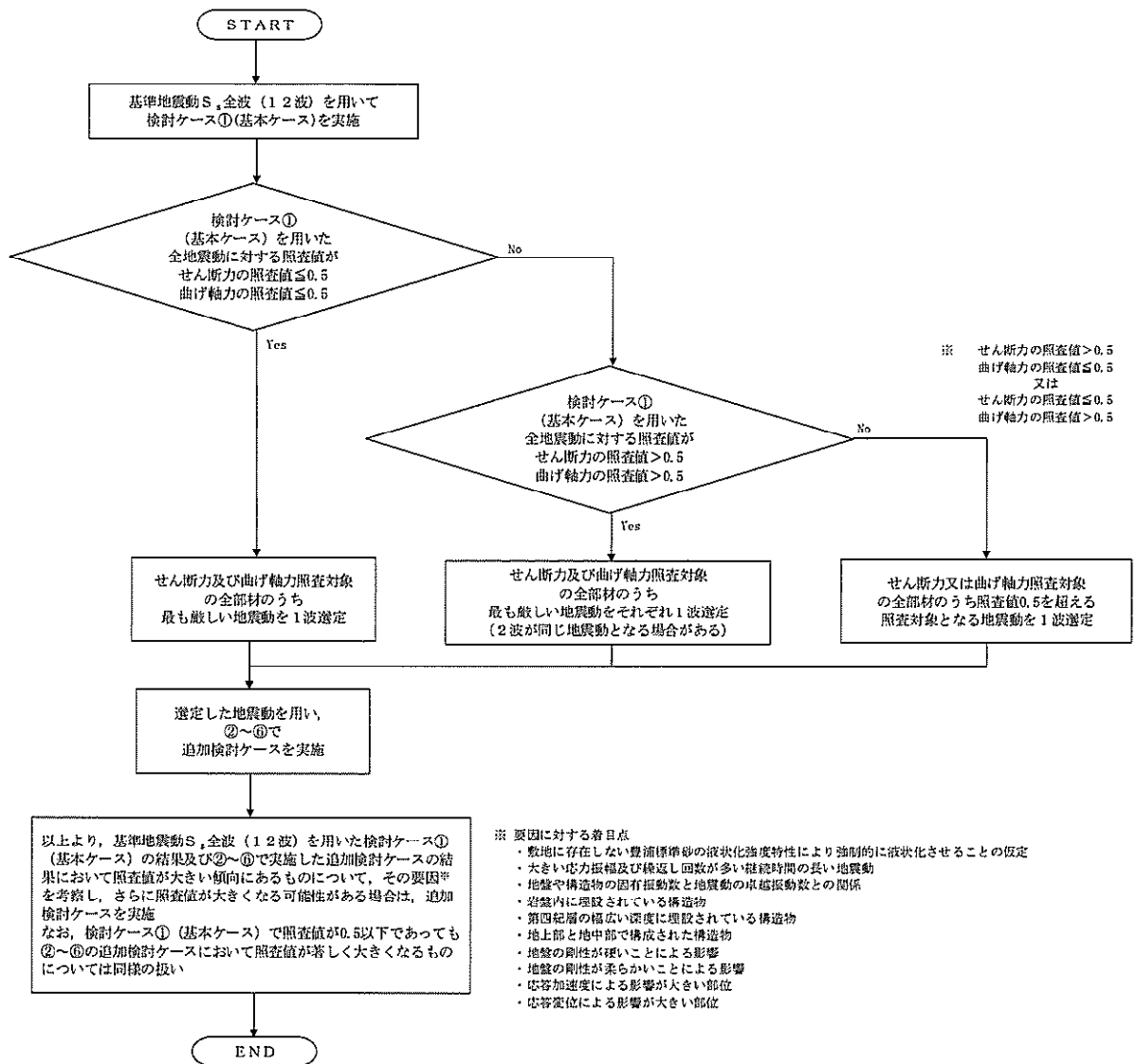


図 14.2-22 ②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フロー

(2) 機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

機器・配管系に対する加速度応答の抽出における検討ケースを表 14.2-12 に示す。

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

表 14.2-12 機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

検討ケース		④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮 (+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		敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波 (位相)	$S_s-D1$	(H+V+)	全ての基準地震動 $S_s$ に対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）において，上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い，④及び⑥より追加検討ケースを実施する。	実施
		(H+V-)		実施
		(H-V+)		実施
		(H-V-)		実施
	$S_s-11$			実施
	$S_s-12$			実施
	$S_s-13$			実施
	$S_s-14$			実施
	$S_s-21$			実施
	$S_s-22$			実施
$S_s-31$	(H+V+)	実施		
	(H-V+)	実施		

### 14.3 評価内容

#### 14.3.1 入力地震動の設定

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動  $S_s$  を1次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動算定の概念図を図14.3-1に示す。

入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-25「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

なお、基準地震動  $S_s$  のうち断層モデル波については、特定の方向性を有することから、構造物の評価対象断面方向に合わせて方位補正を行う。具体的にはNS方向及び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基準地震動を設定する。

図14.3-2～図14.3-29に入力地震動の加速度時刻歴波形並びに加速度応答スペクトルを示す。

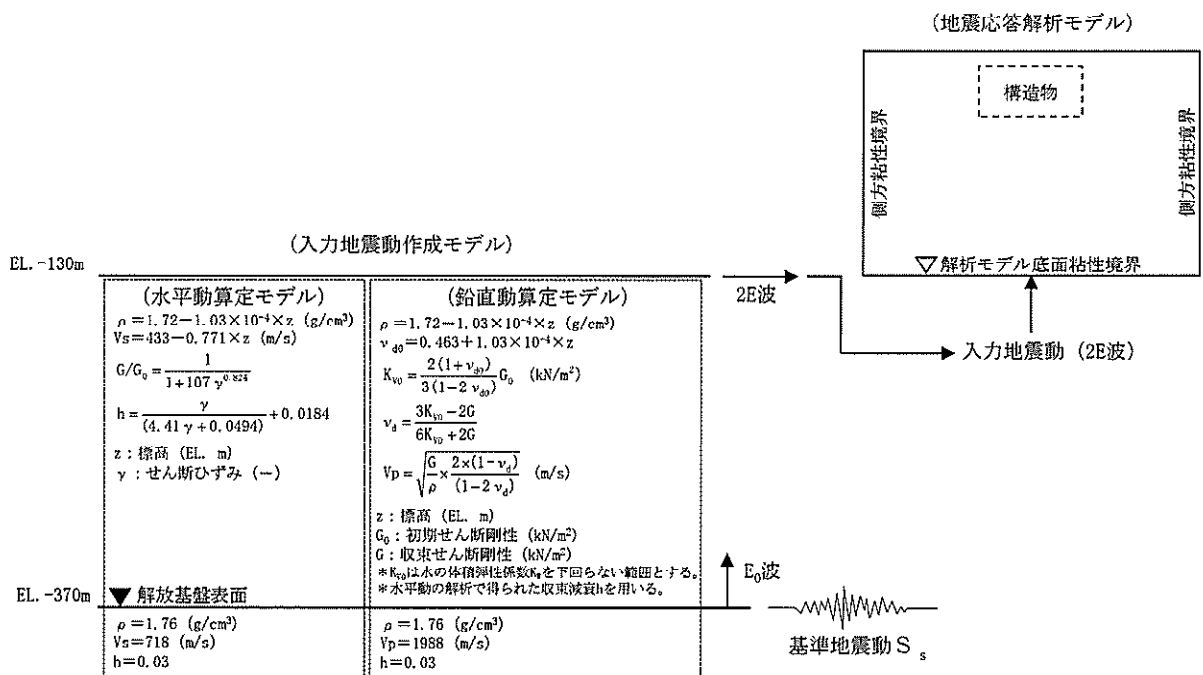
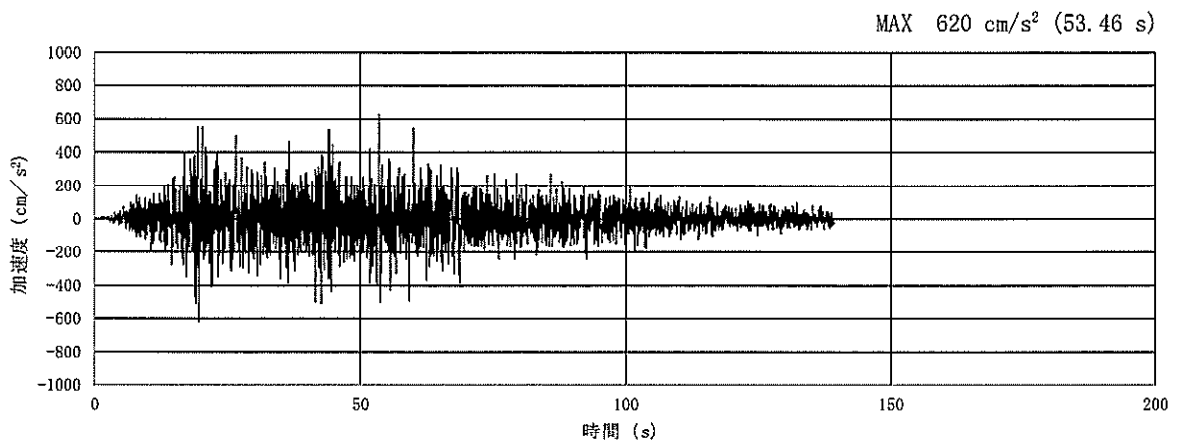
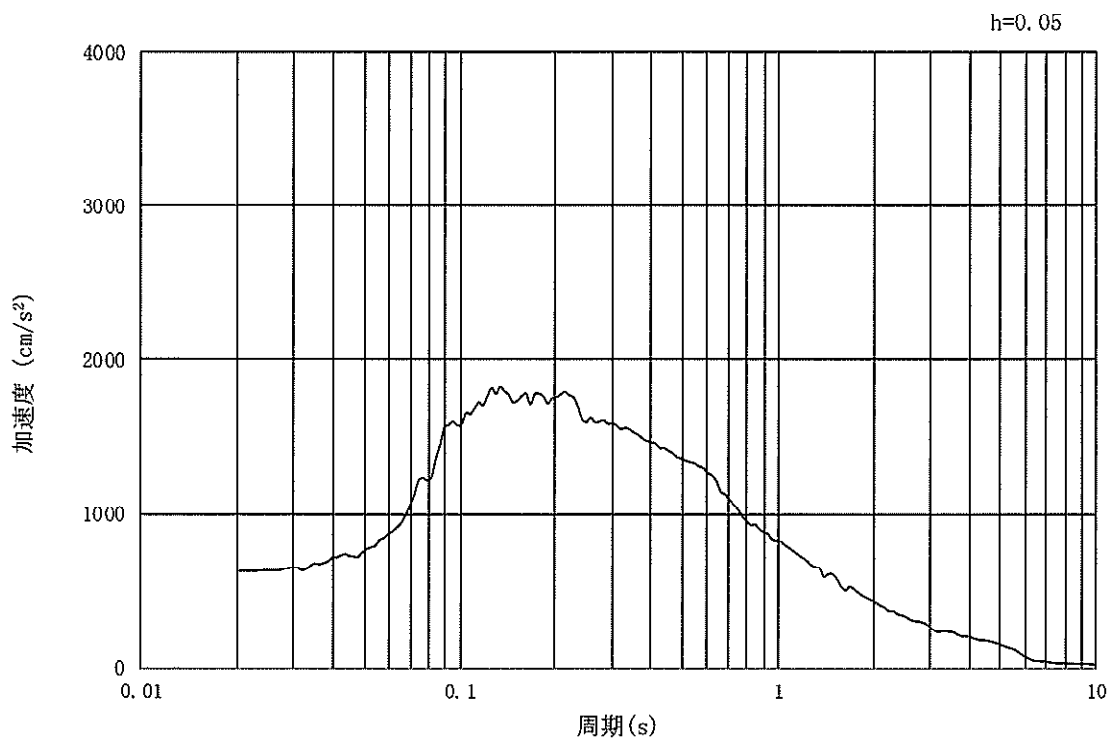


図14.3-1 入力地震動算定の概念図

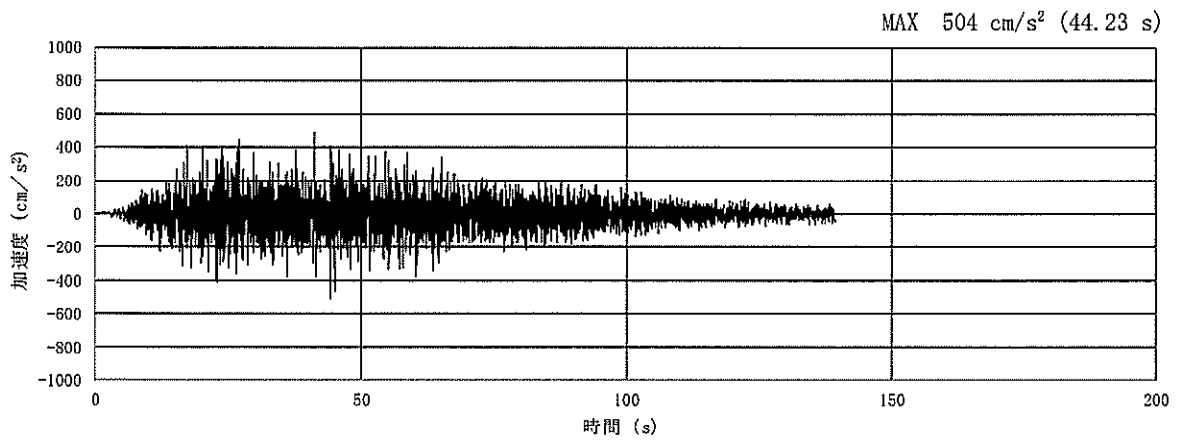


(a) 加速度時刻歴波形

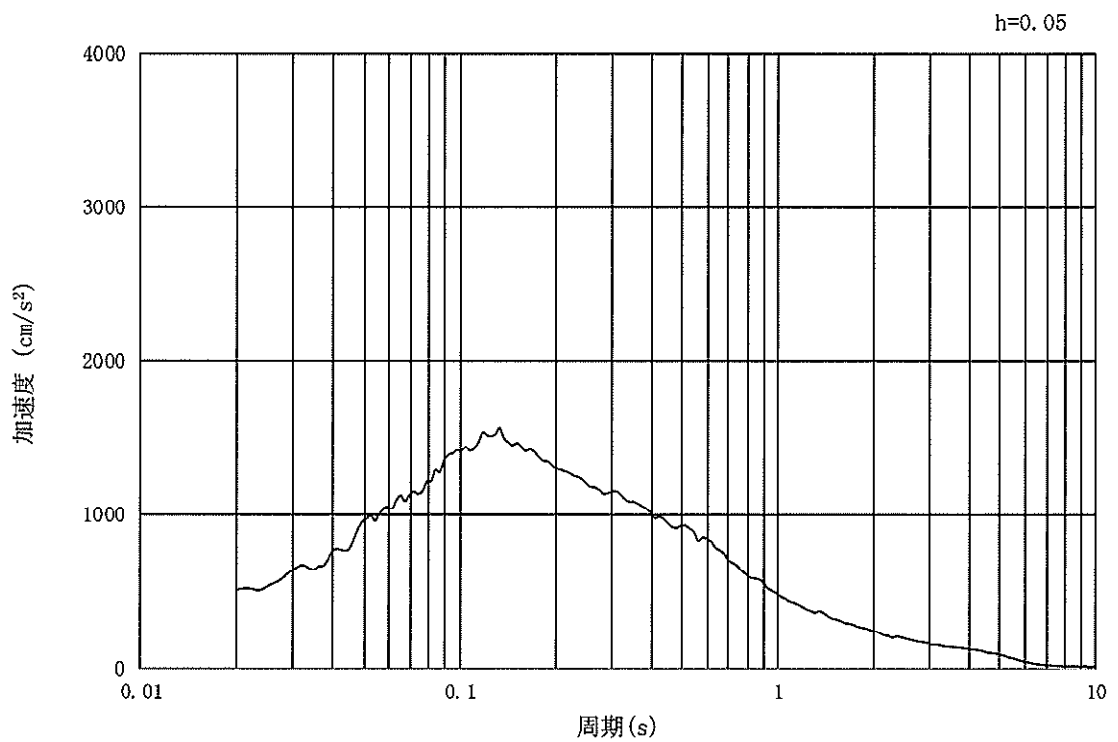


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-2 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(①-①断面, ②-②断面, 水平成分:  $S_s-D1$ )



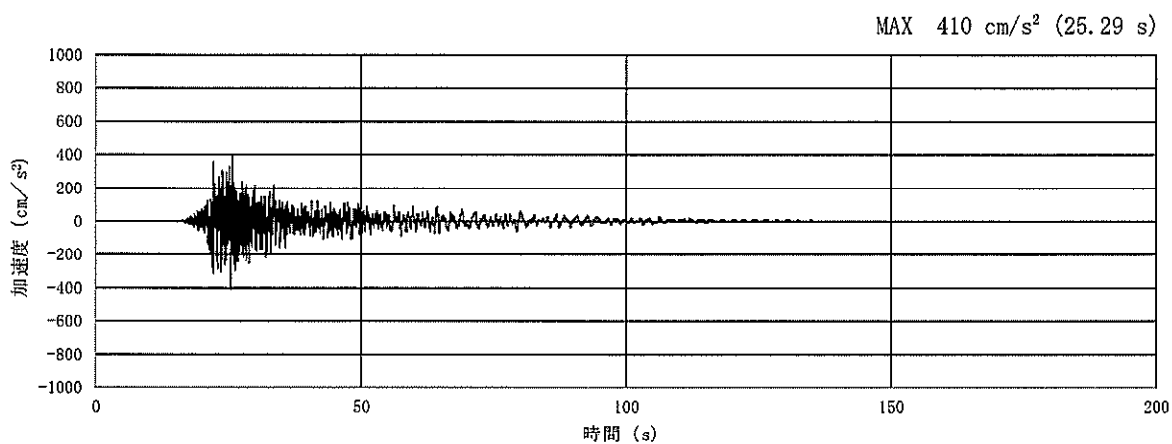
(a) 加速度時刻歴波形



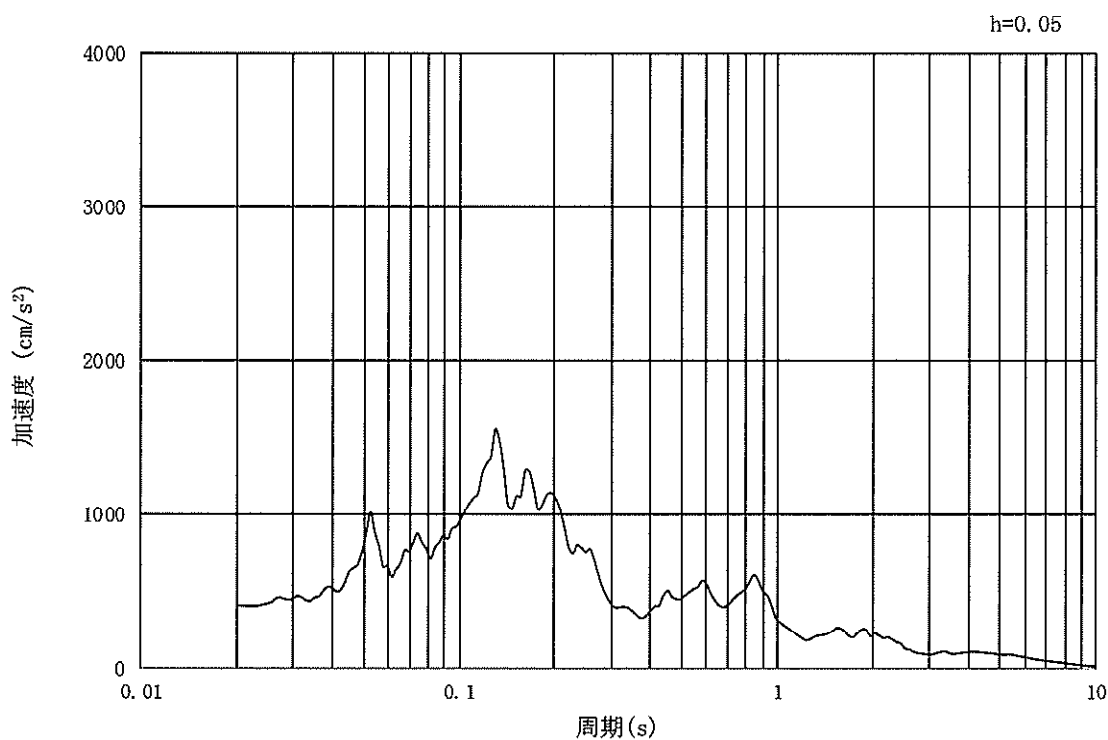
(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-3 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  
 (①-①断面, ②-②断面, 鉛直成分: S<sub>s</sub>-D1)



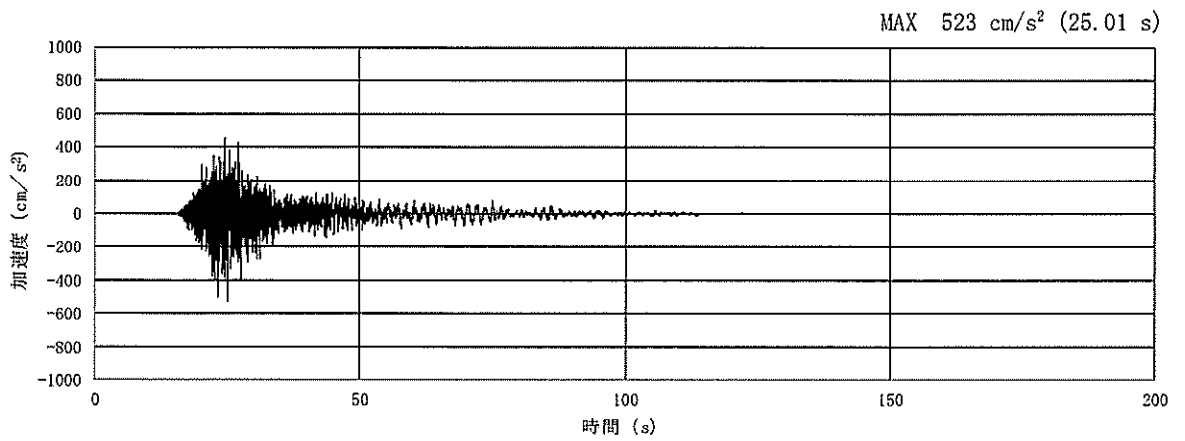


(a) 加速度時刻歴波形

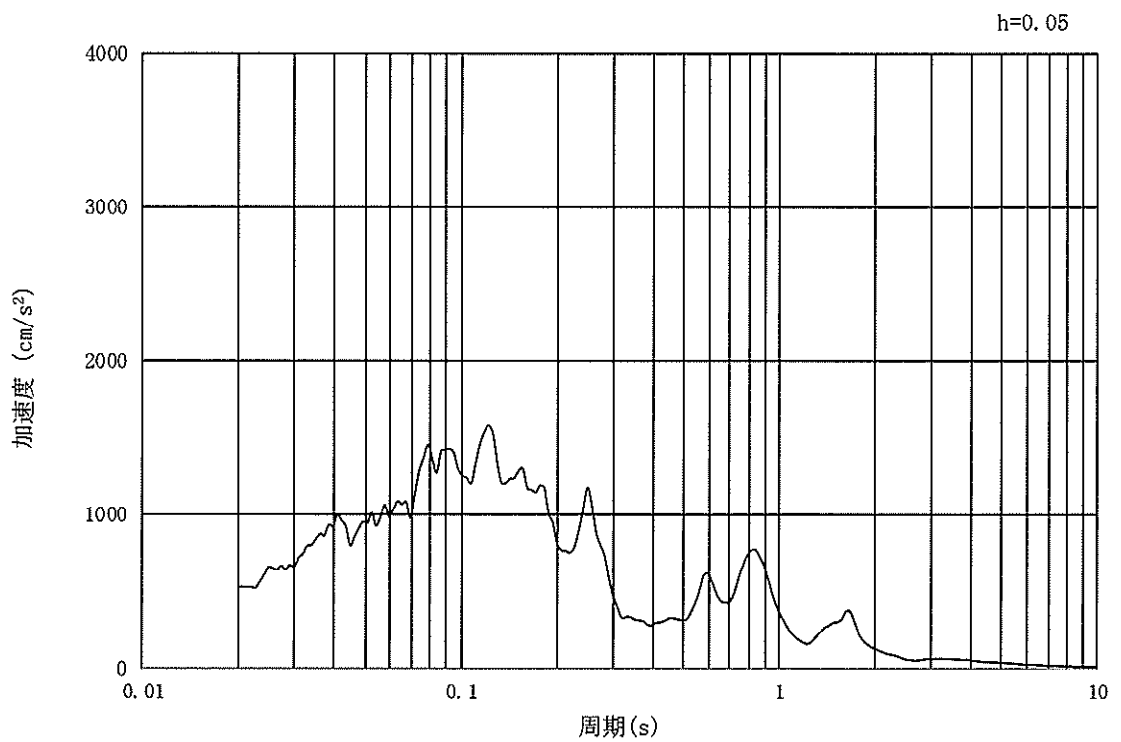


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-4 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  
(①-①断面, 水平成分:  $S_s - 1.1$ )

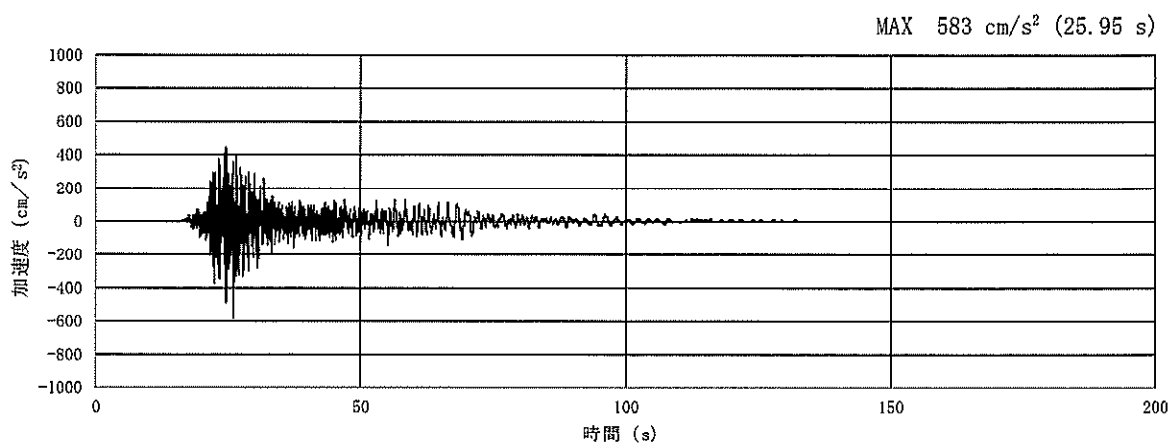


(a) 加速度時刻歴波形

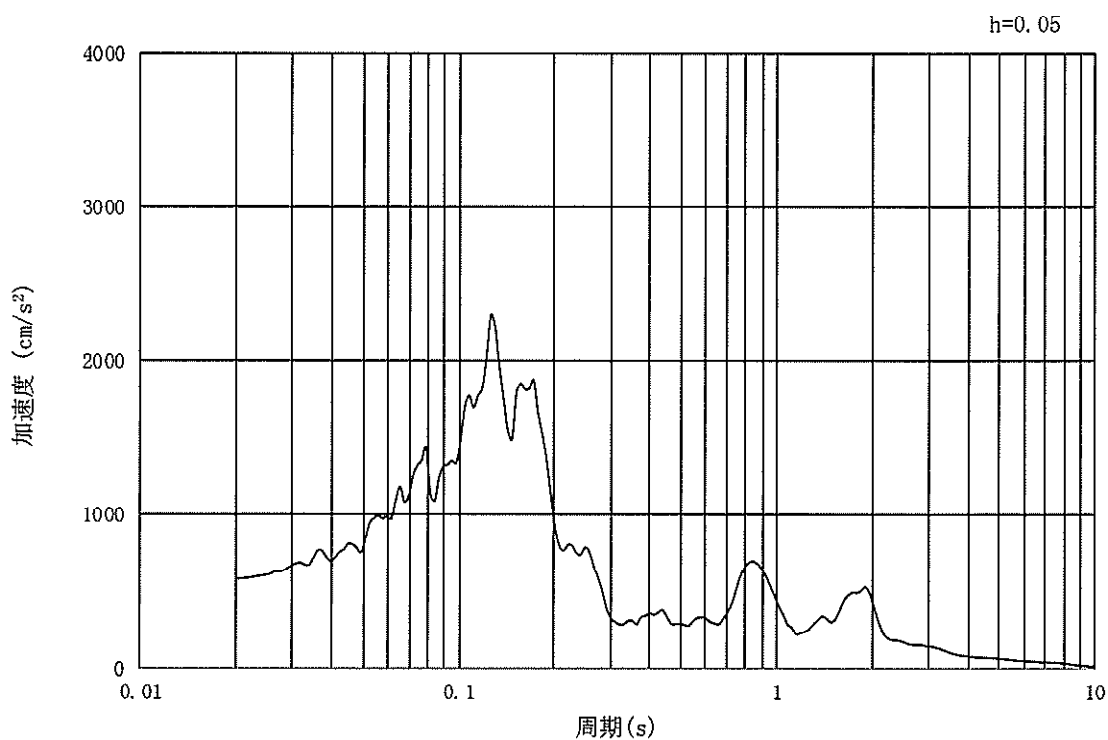


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-5 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  
 (①-①断面, 鉛直成分:  $S_s - 1.1$ )

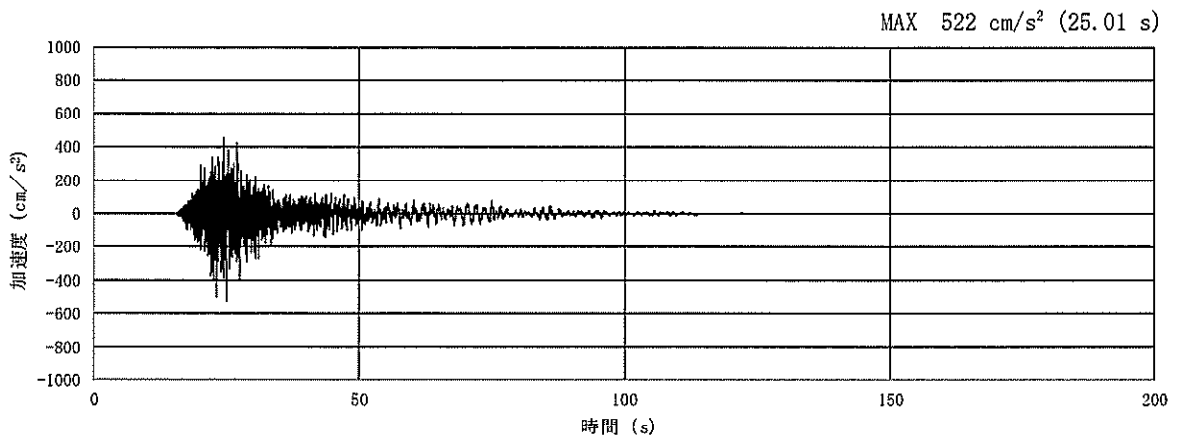


(a) 加速度時刻歴波形

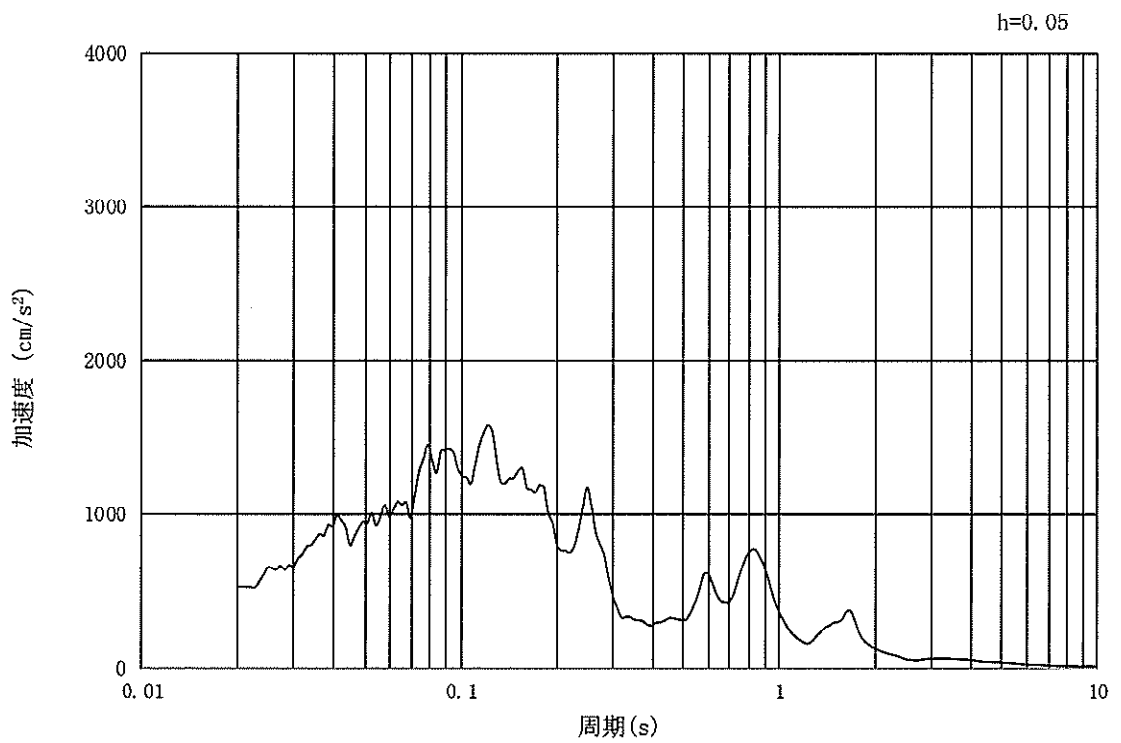


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-6 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  
(②-②断面, 水平成分:  $S_s - 1.1$ )

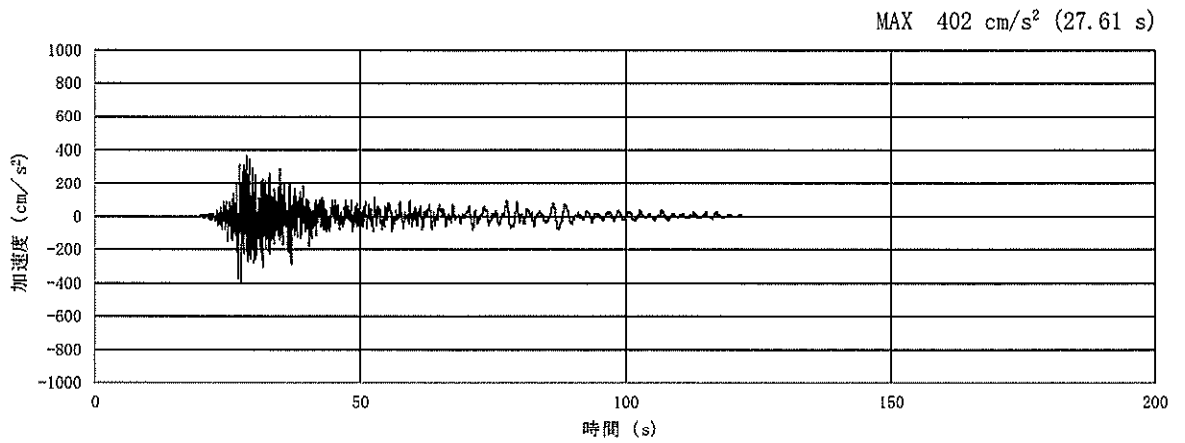


(a) 加速度時刻歴波形

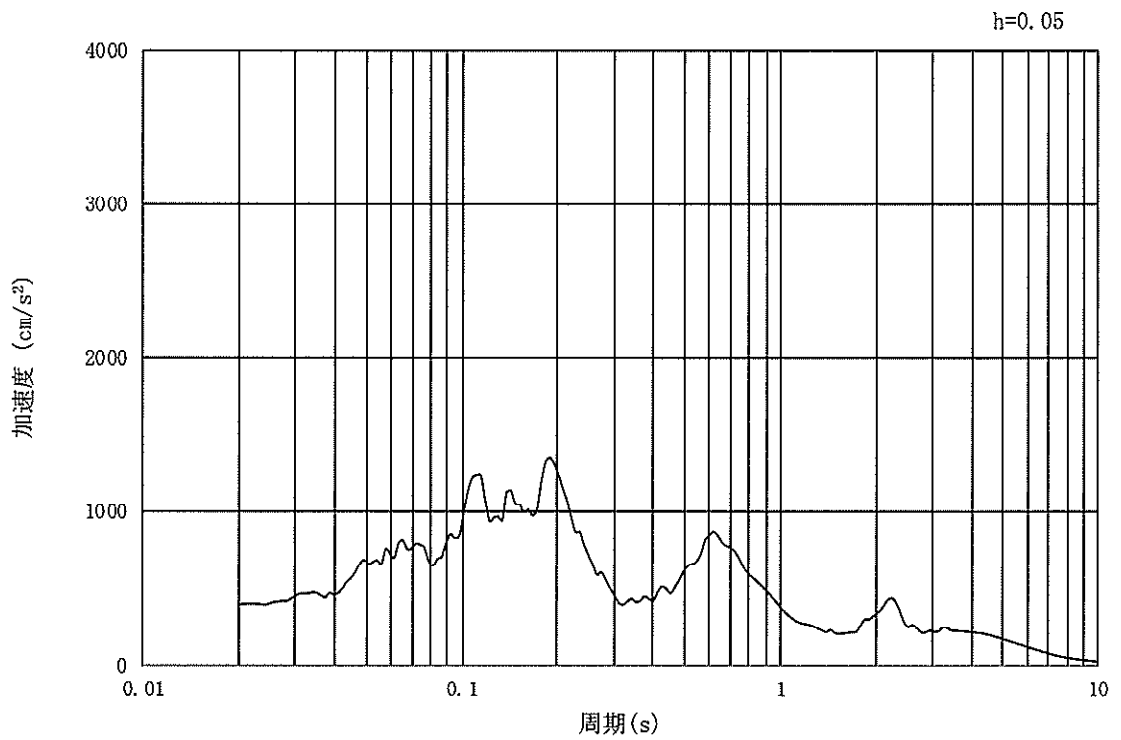


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-7 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  
(②-②断面, 鉛直成分:  $S_s - 11$ )

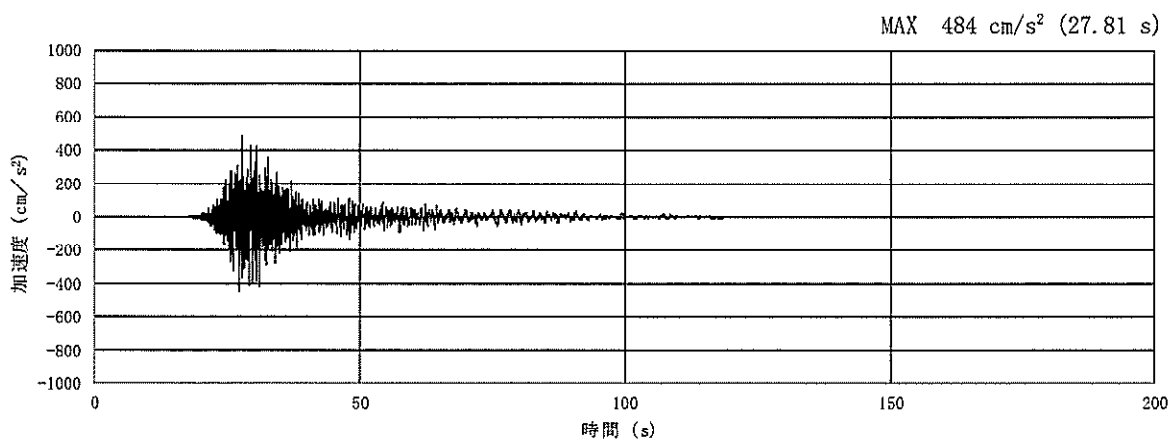


(a) 加速度時刻歴波形

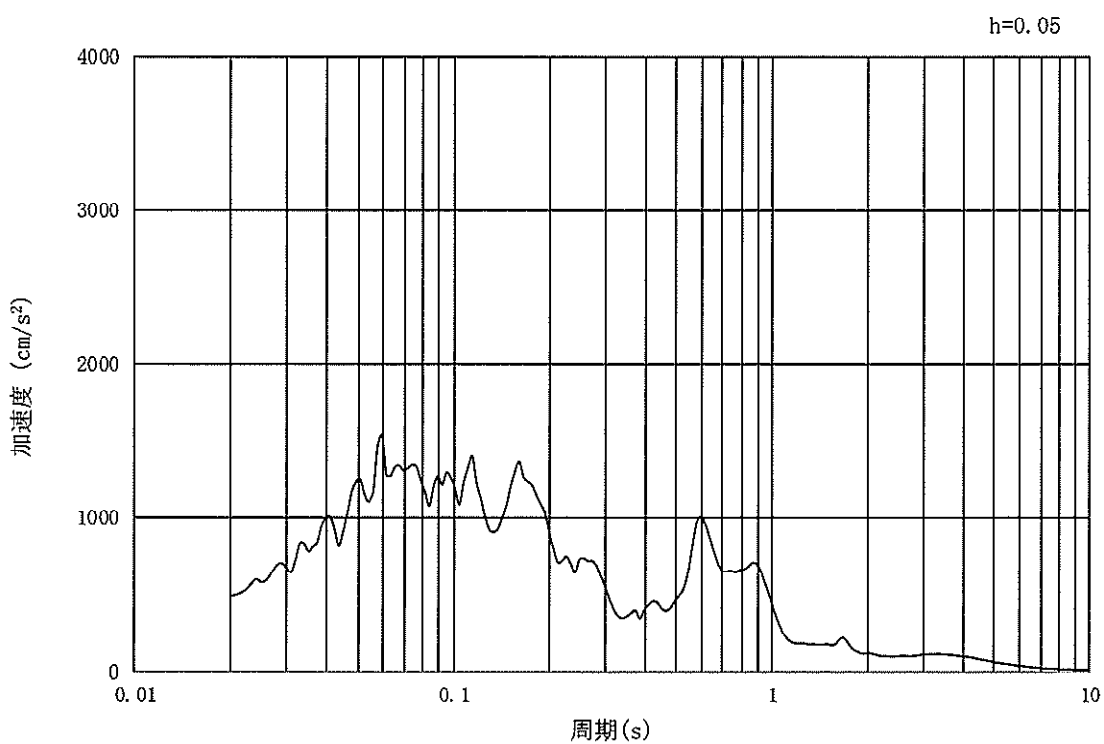


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-8 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  
(①-①断面, 水平成分:  $S_s - 1.2$ )

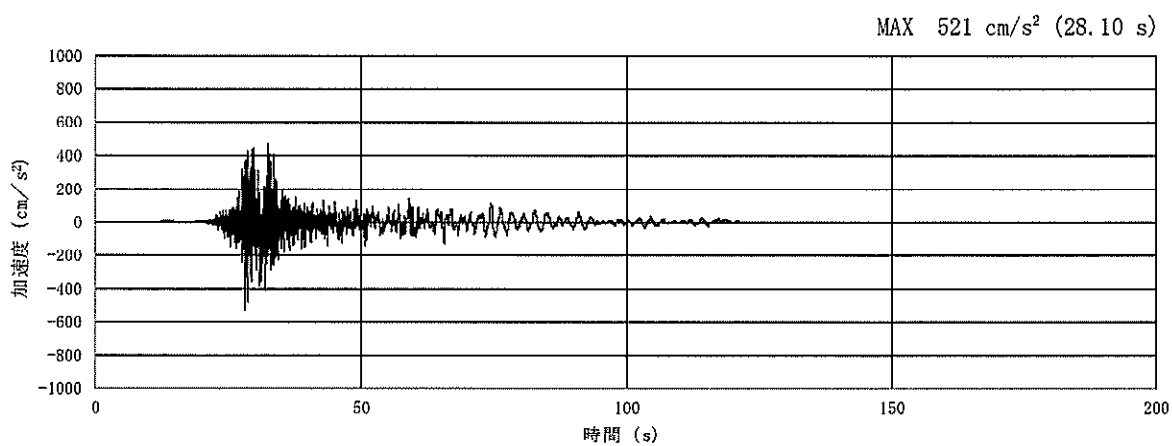


(a) 加速度時刻歴波形

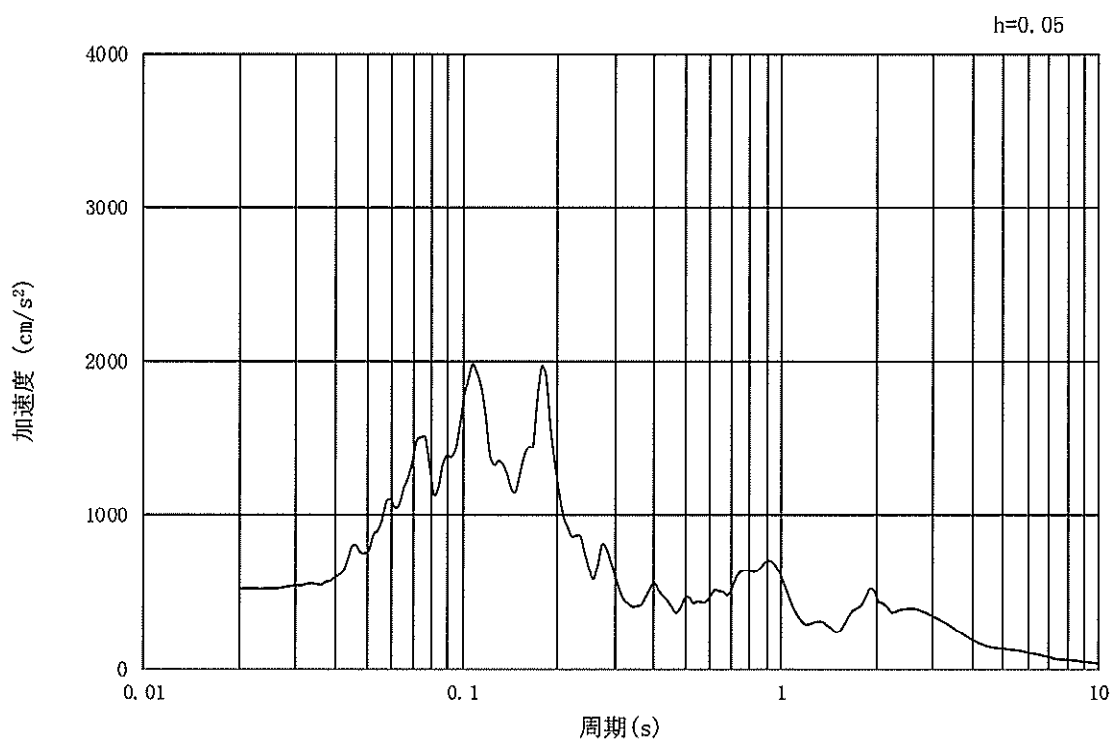


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-9 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  
 (①-①断面, 鉛直成分:  $S_s - 1.2$ )

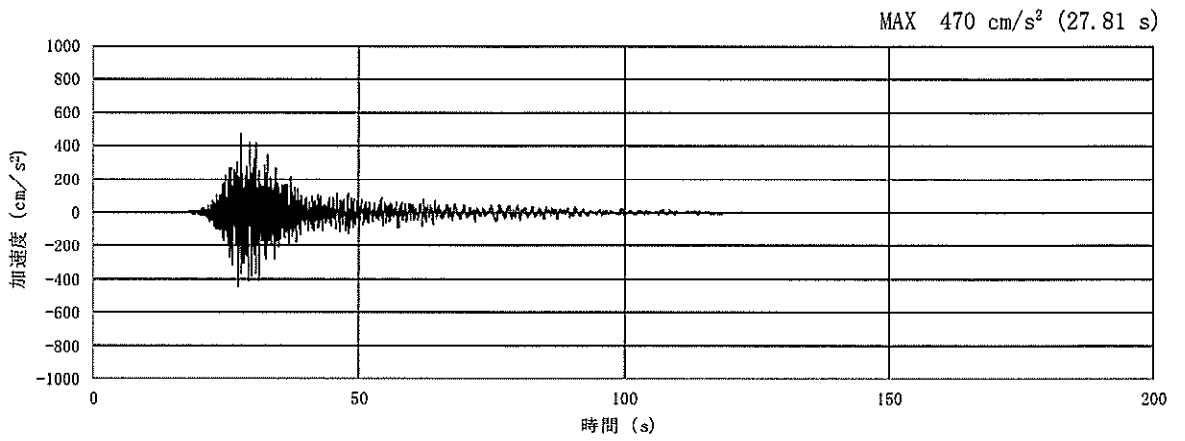


(a) 加速度時刻歴波形

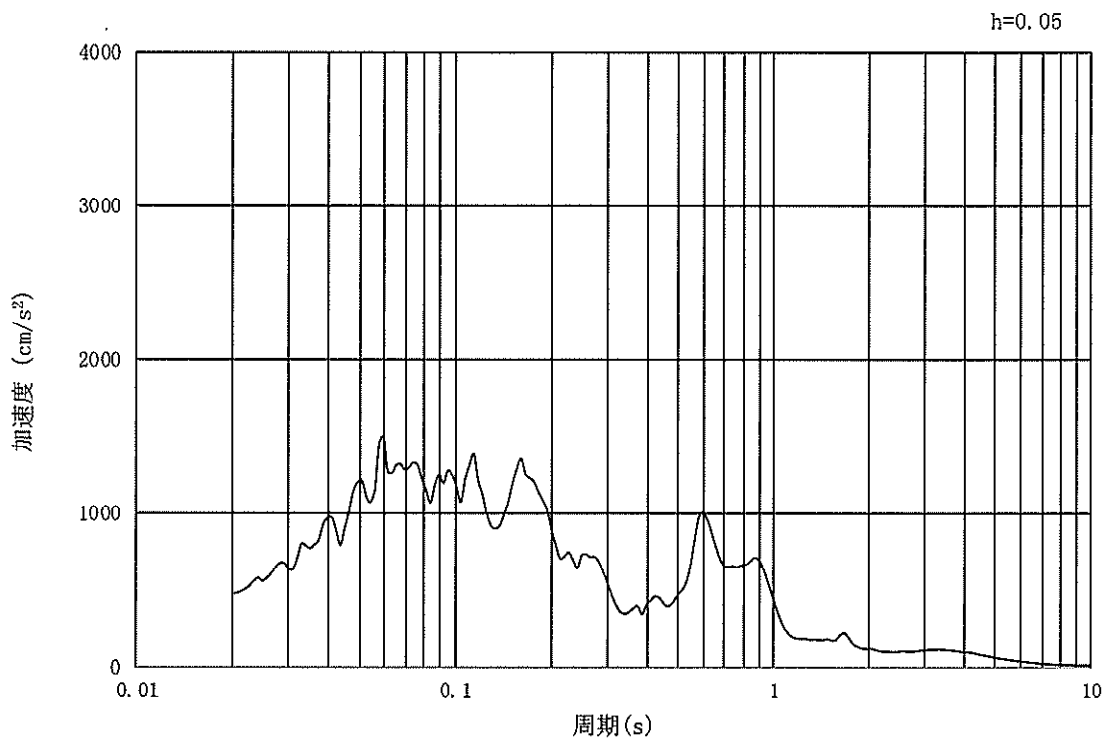


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-10 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  
(②-②断面, 水平成分:  $S_s - 1.2$ )



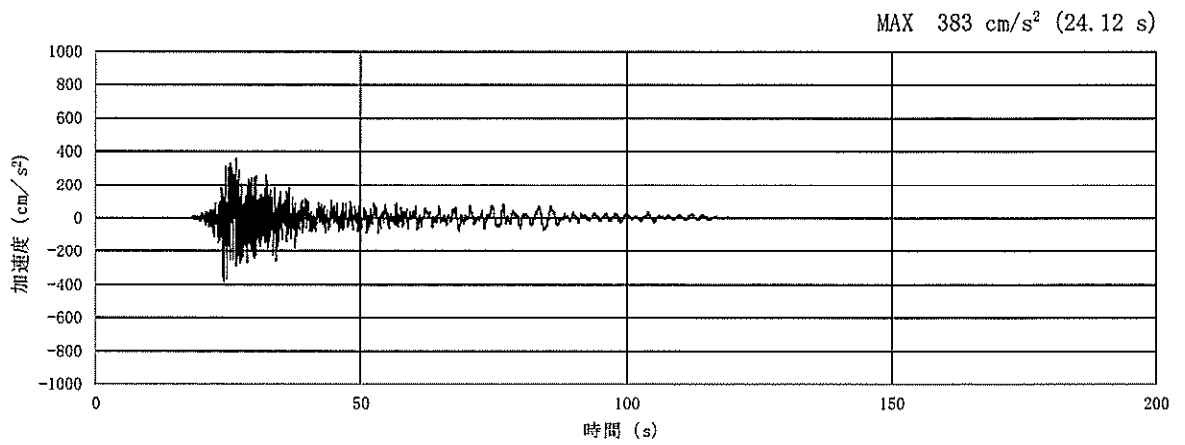
(a) 加速度時刻歴波形



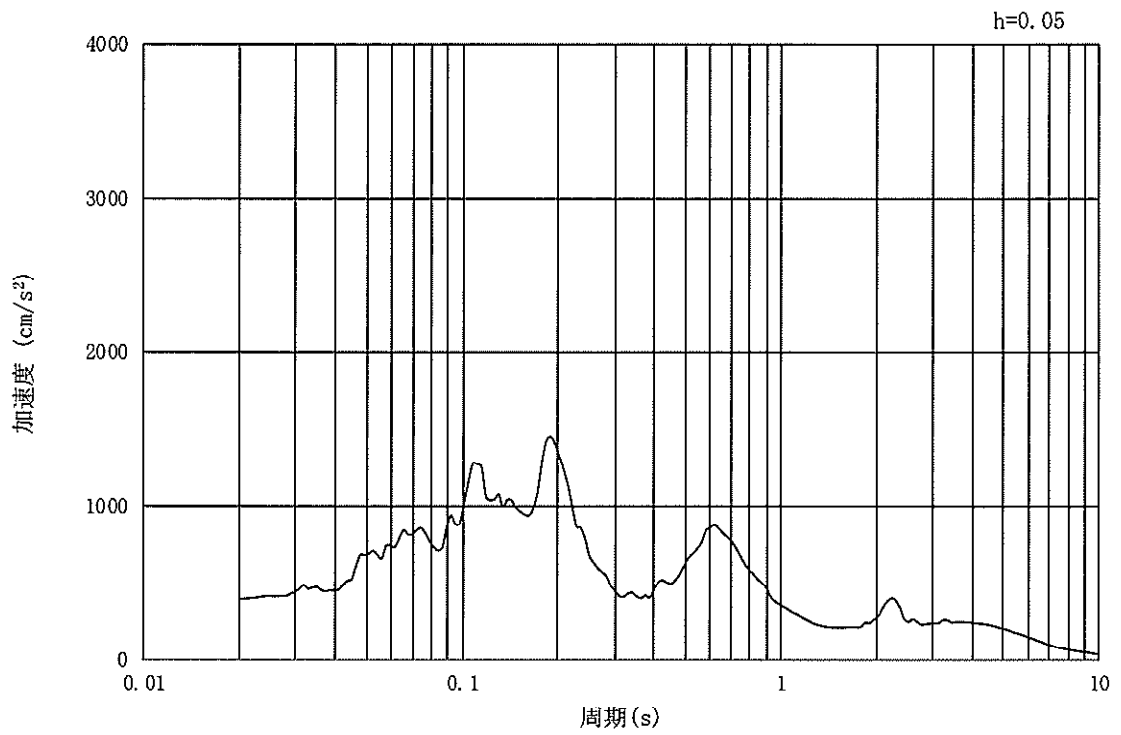
(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-11 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  
(②-②断面, 鉛直成分:  $S_s - 1.2$ )



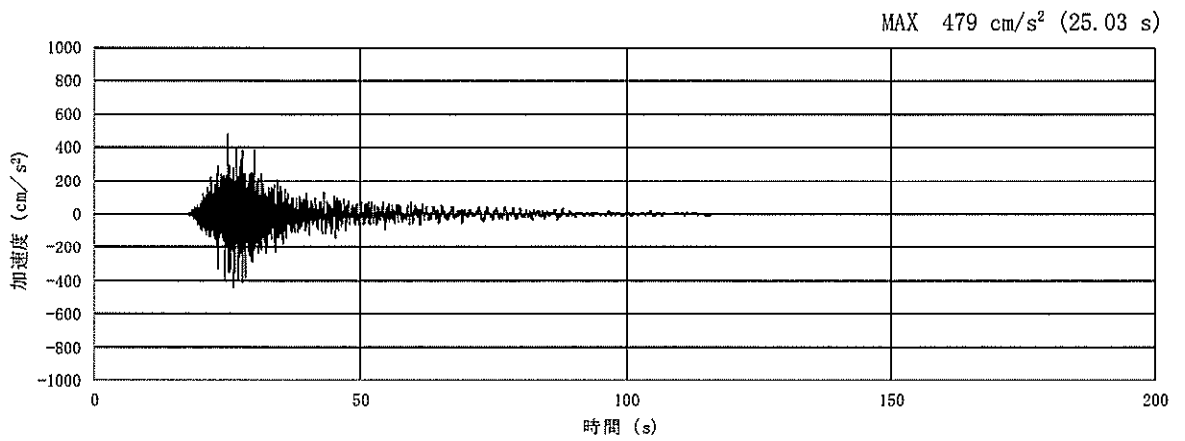


(a) 加速度時刻歴波形

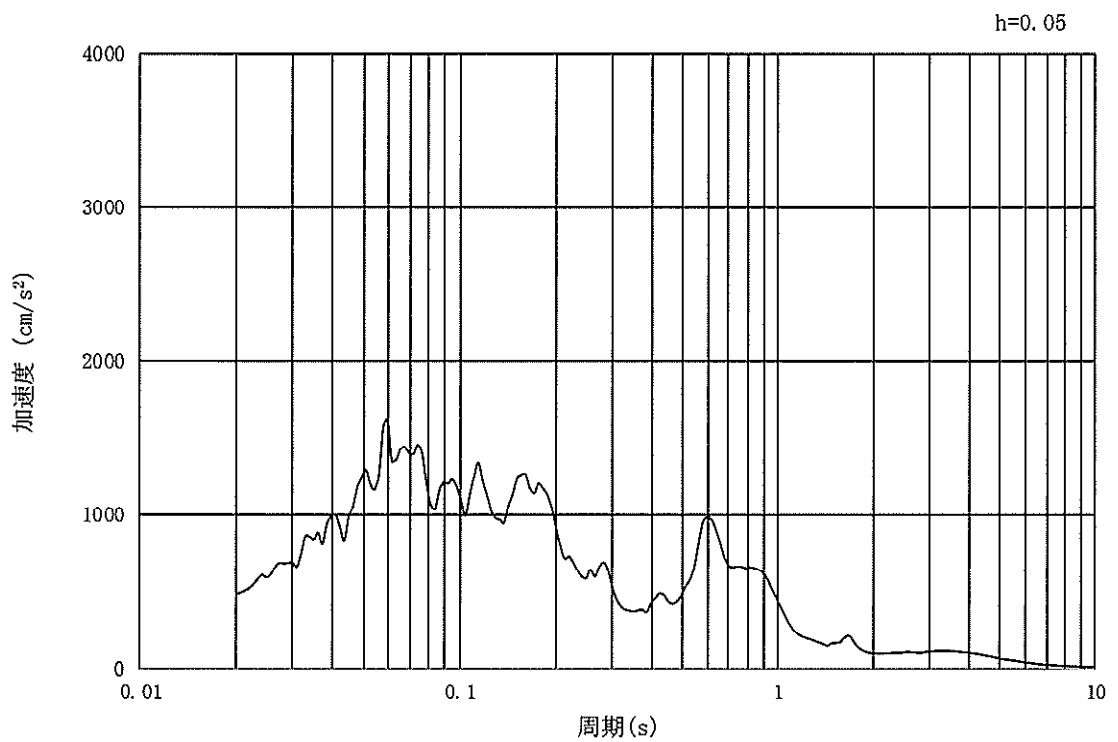


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-12 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  
(①-①断面, 水平成分:  $S_s - 13$ )

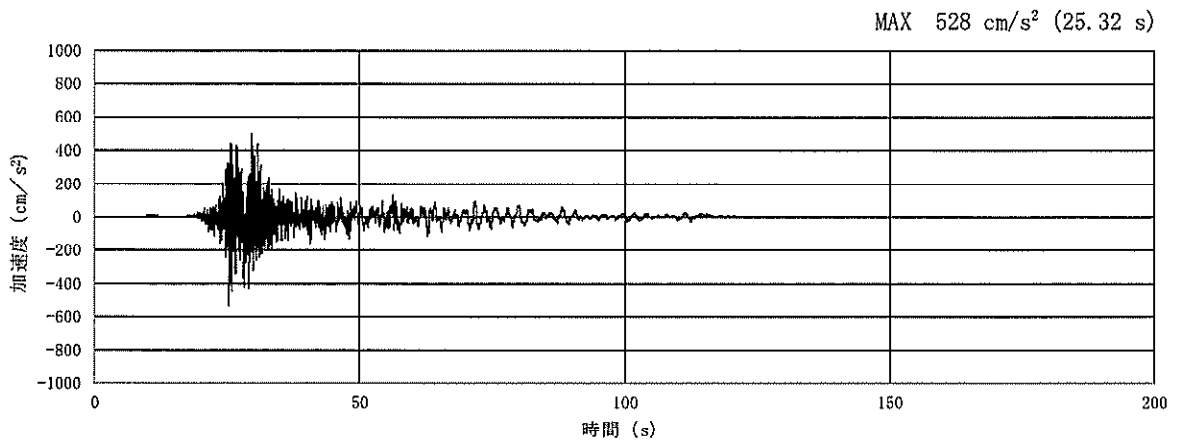


(a) 加速度時刻歴波形

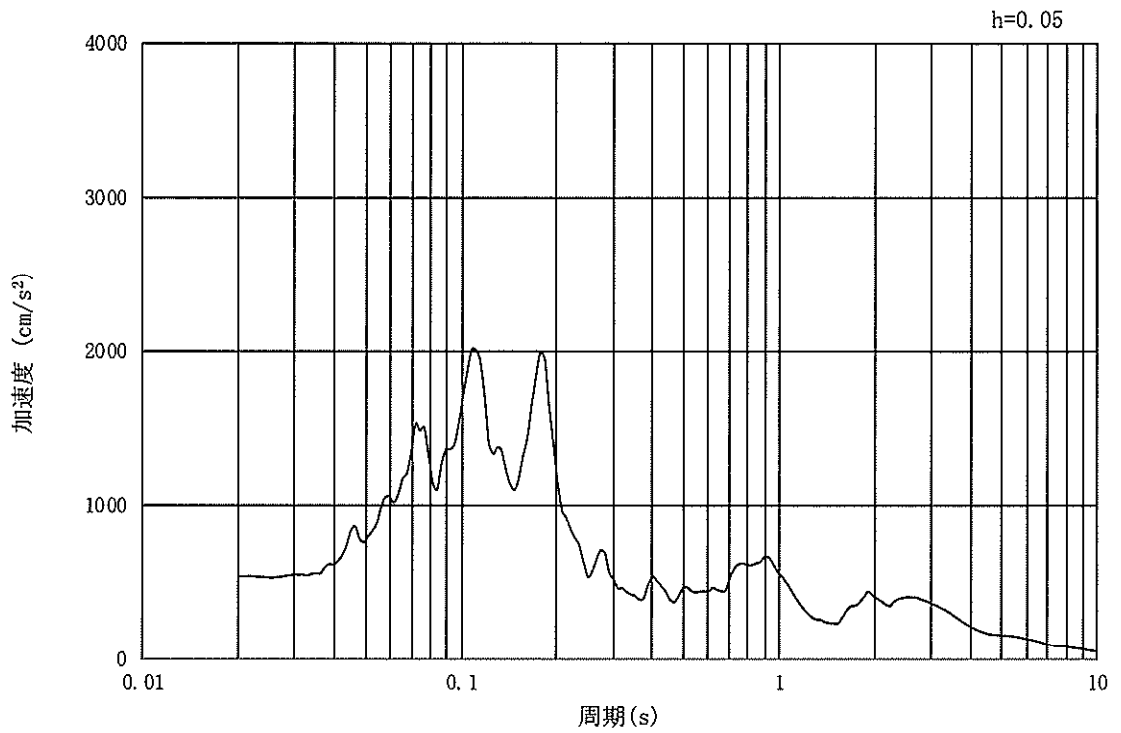


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-13 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  
(①-①断面, 鉛直成分:  $S_s - 13$ )

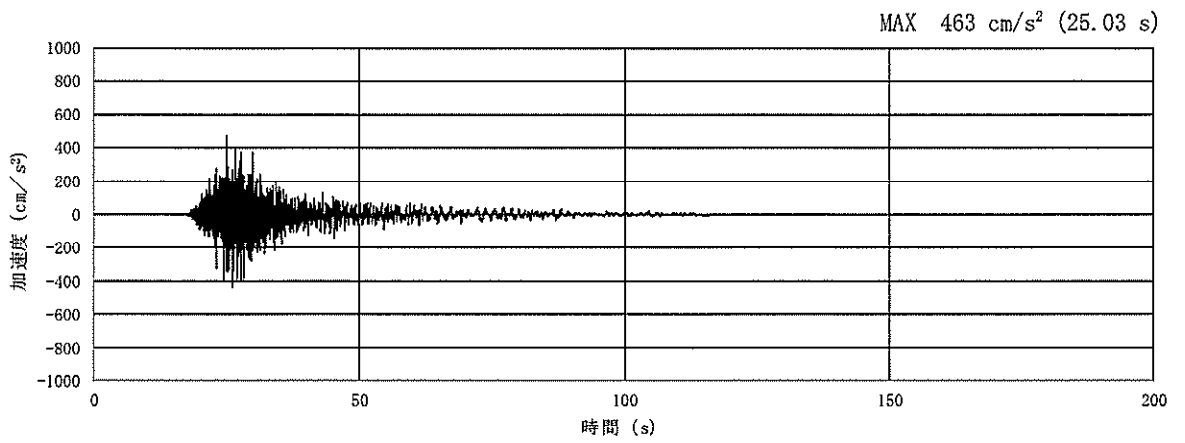


(a) 加速度時刻歴波形

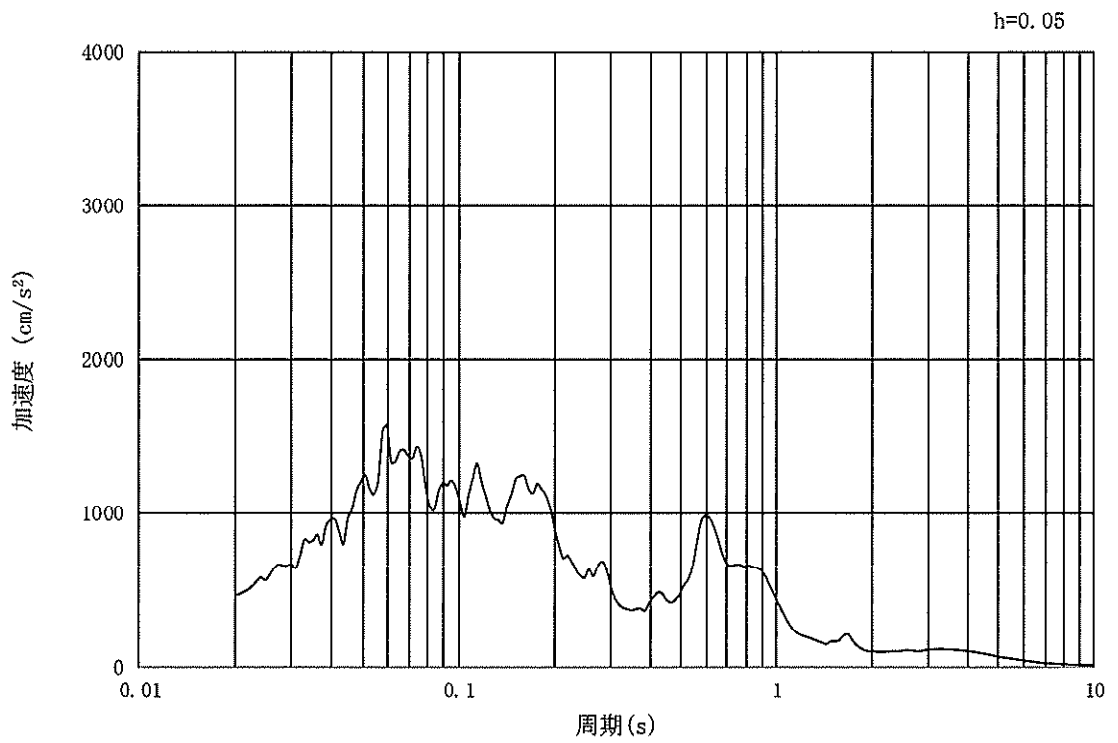


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-14 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  
(②-②断面, 水平成分: S<sub>s</sub>-13)

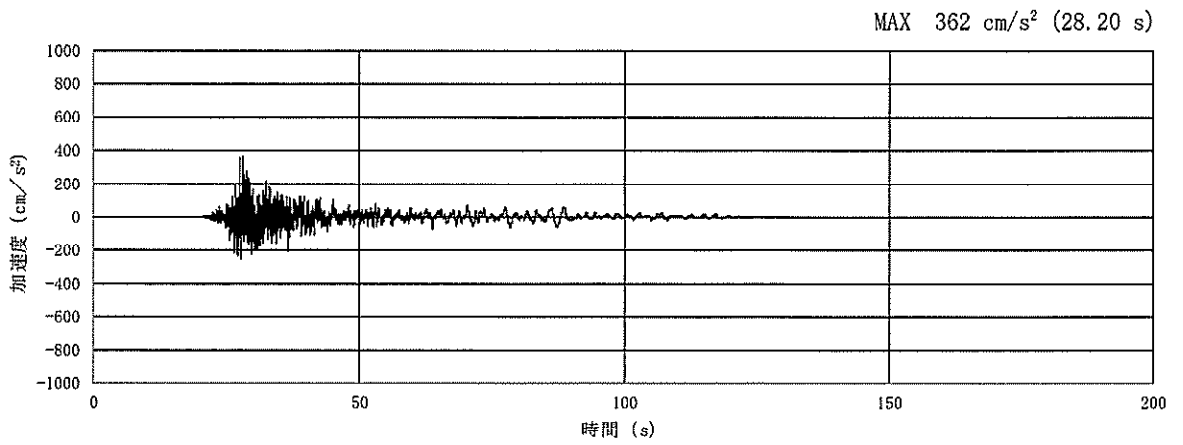


(a) 加速度時刻歴波形

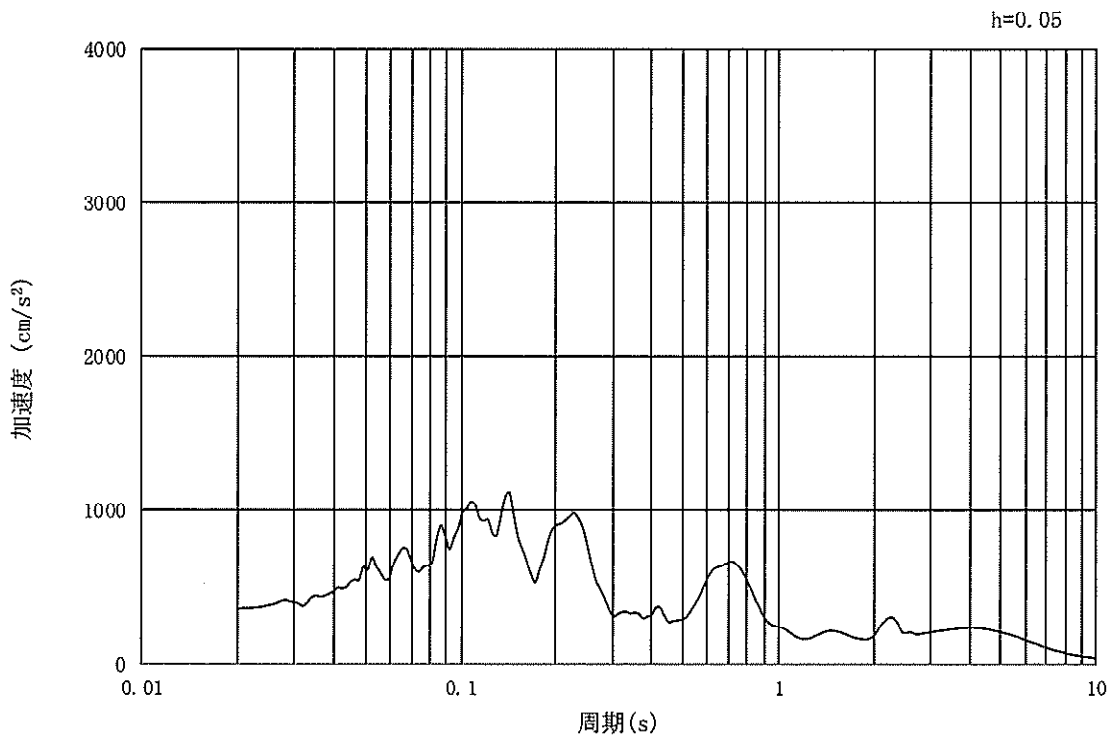


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-15 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  
(②-②断面, 鉛直成分:  $S_s - 13$ )

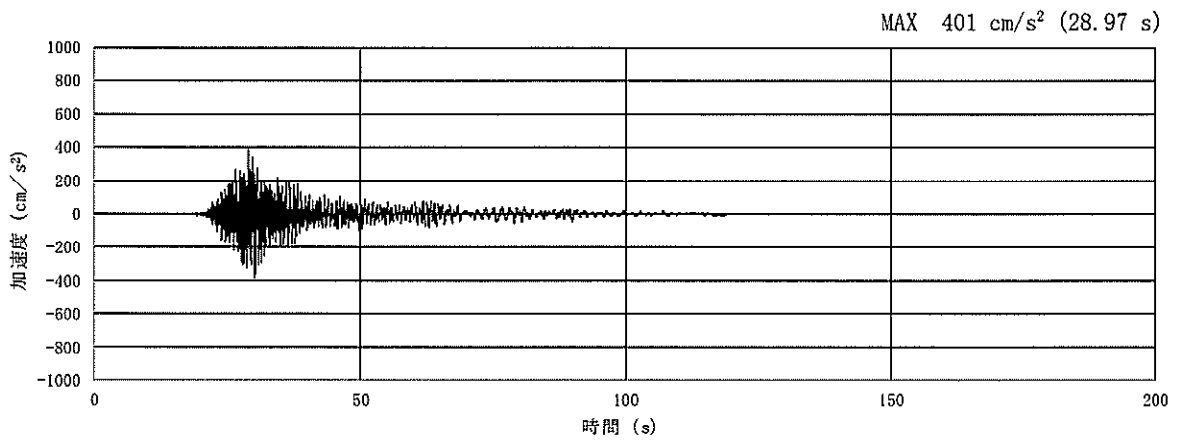


(a) 加速度時刻歴波形

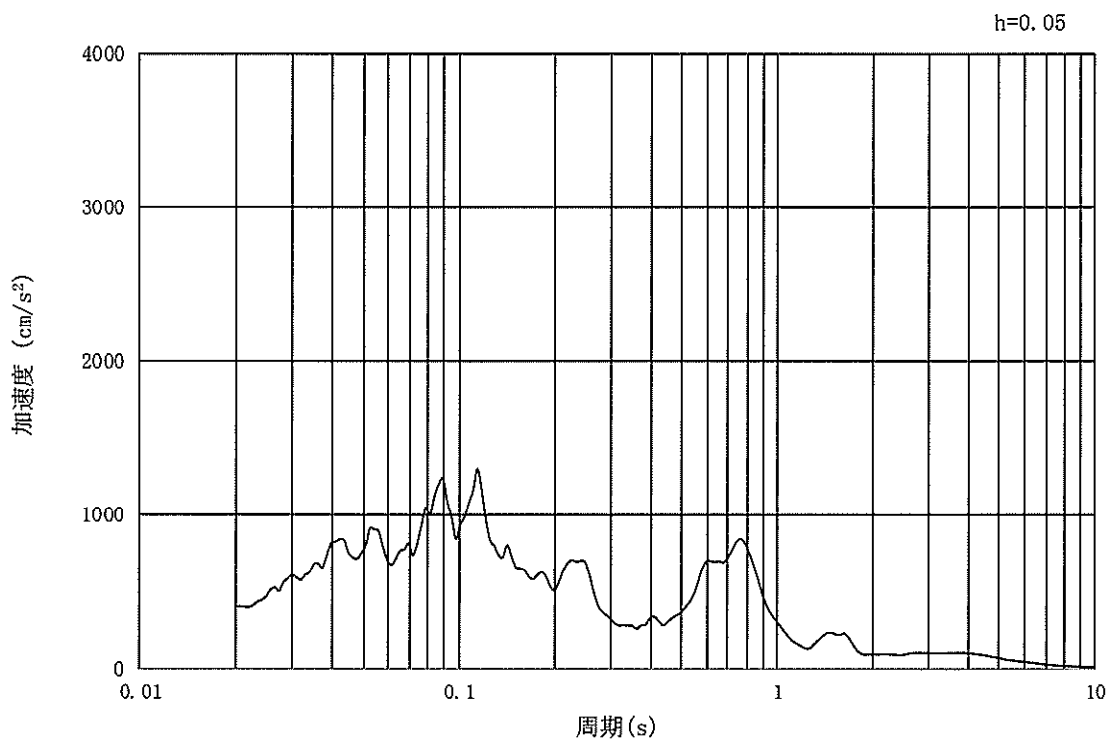


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-16 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  
(①-①断面, 水平成分:  $S_s - 1.4$ )

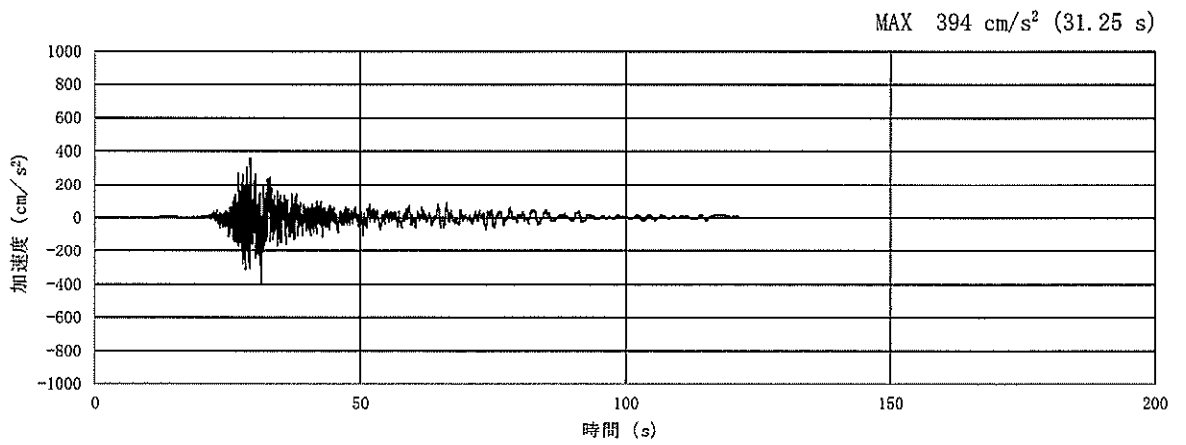


(a) 加速度時刻歴波形

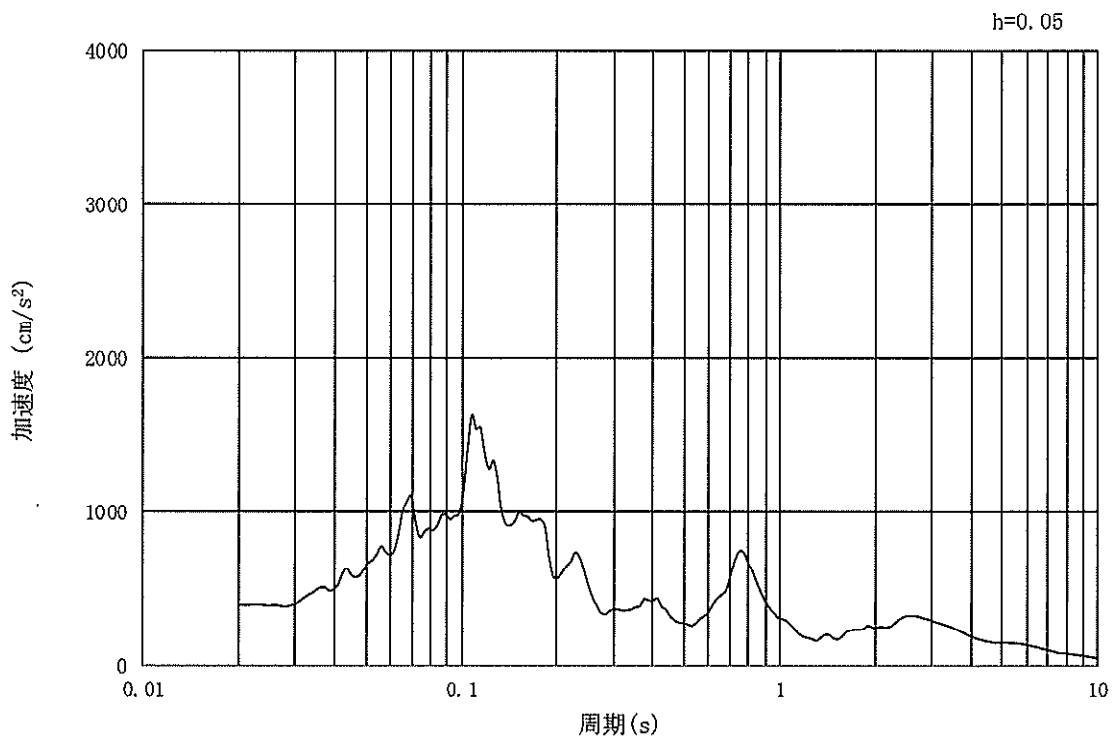


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-17 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
 (①-①断面, 鉛直成分:  $S_s - 1.4$ )

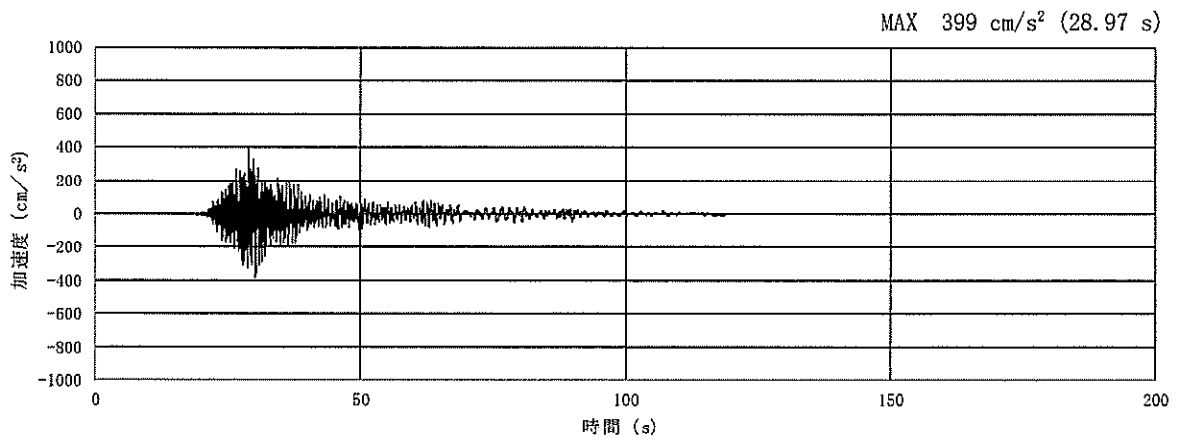


(a) 加速度時刻歴波形

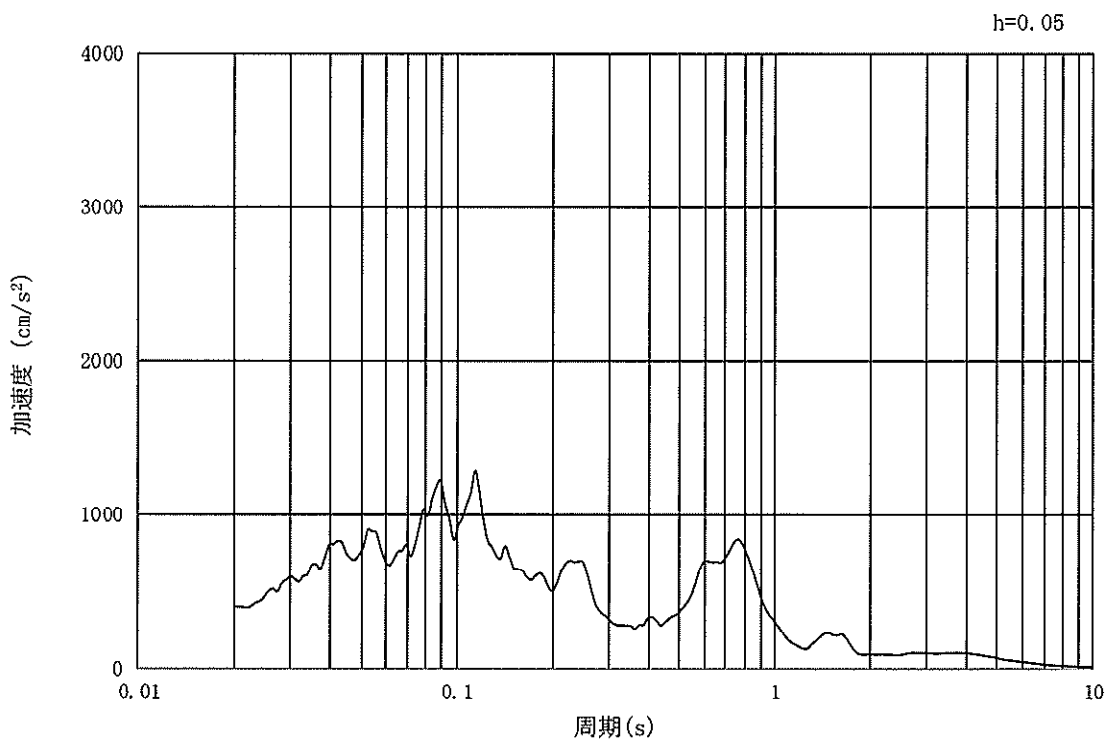


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-18 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(②-②断面, 水平成分:  $S_s - 1.4$ )



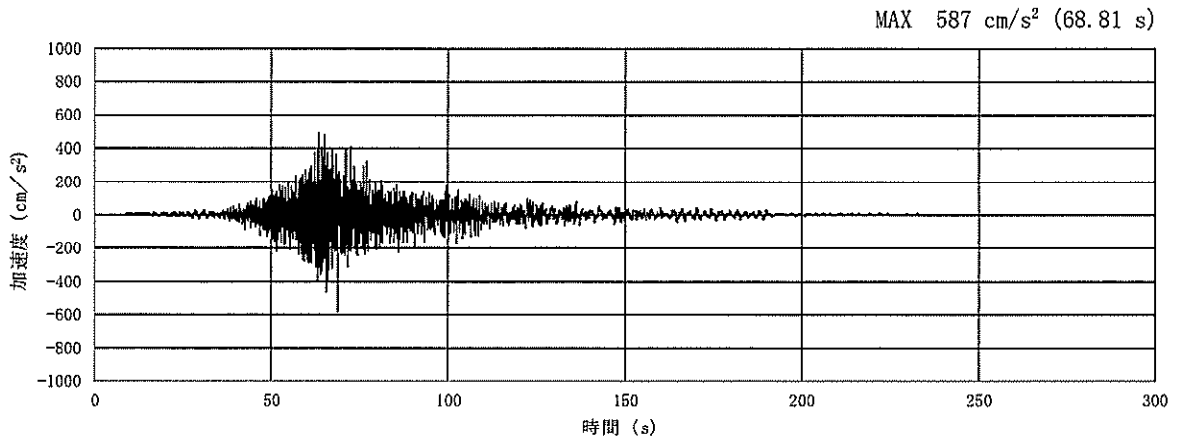
(a) 加速度時刻歴波形



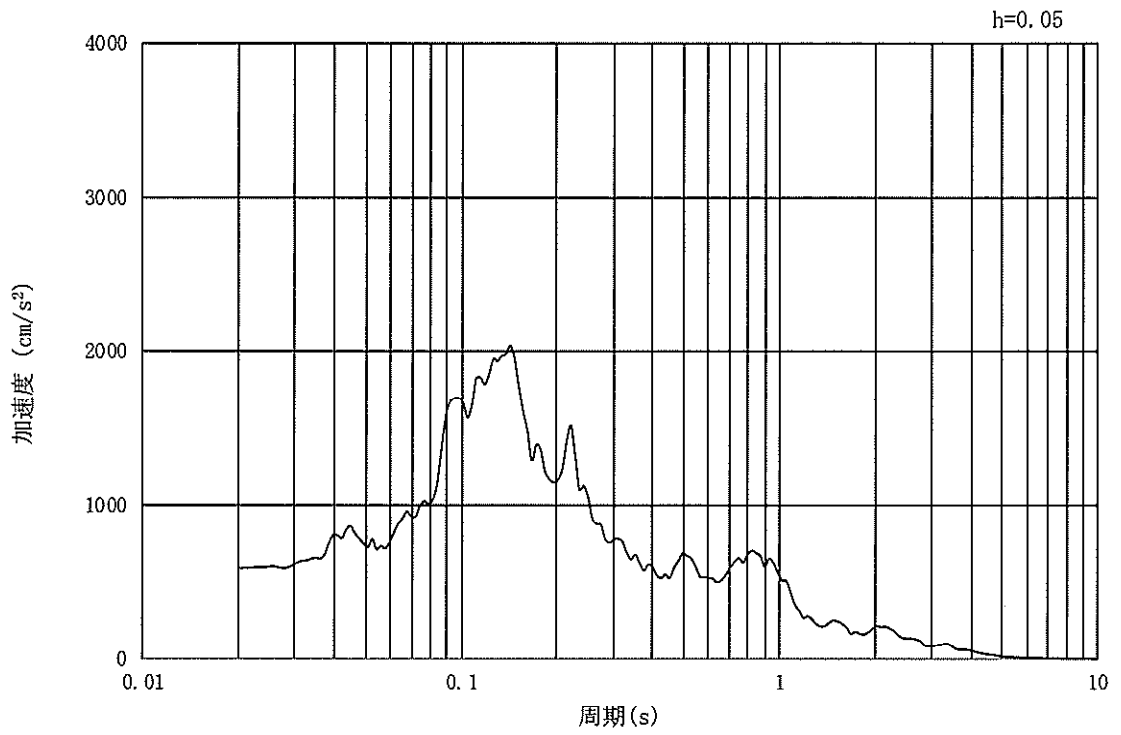
(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-19 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(②-②断面, 鉛直成分:  $S_s - 1.4$ )



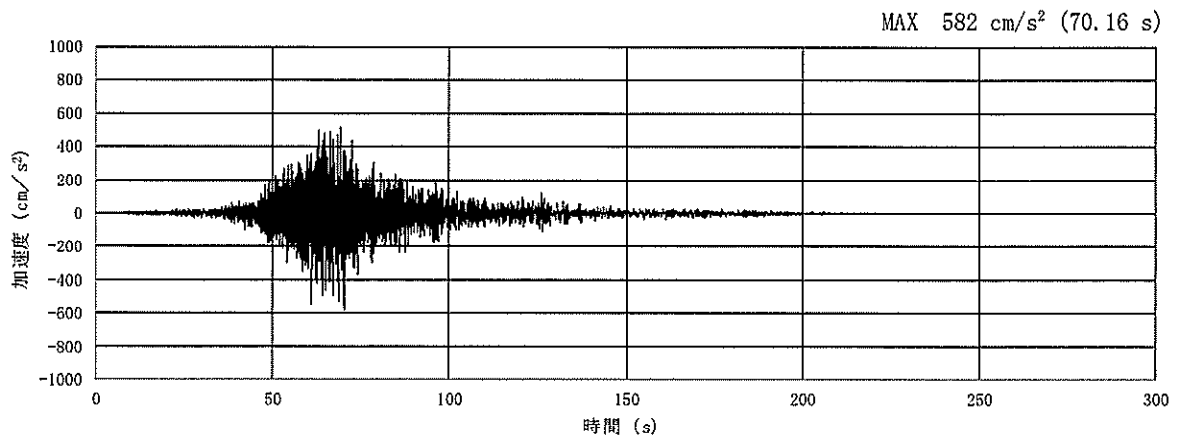


(a) 加速度時刻歴波形

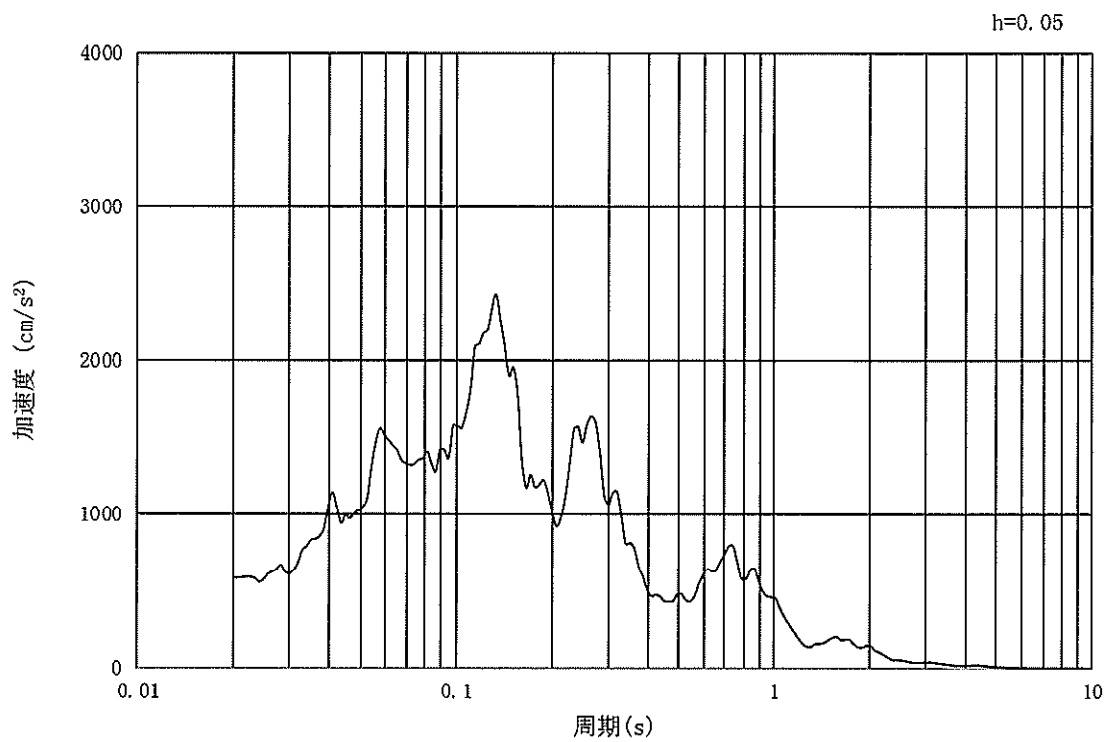


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-20 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
 (①-①断面, 水平成分:  $S_s - 2.1$ )

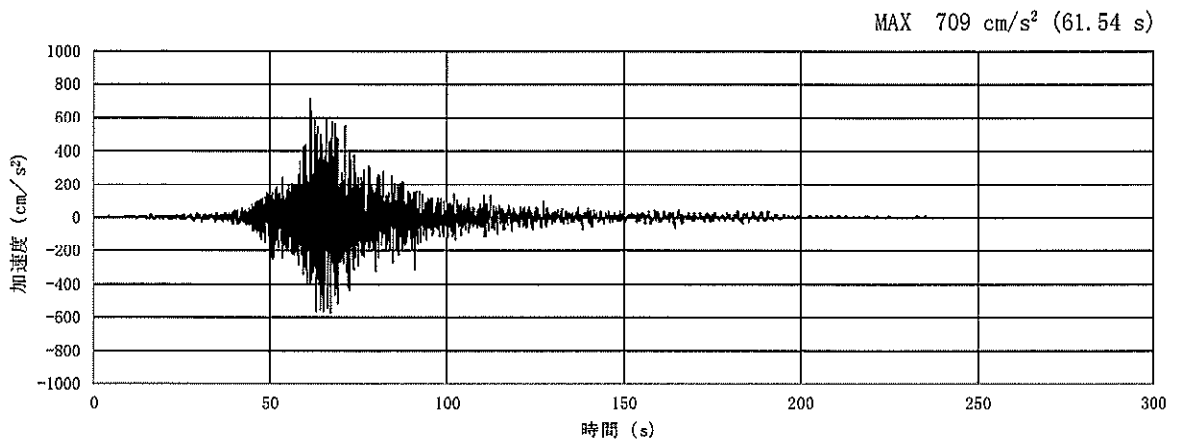


(a) 加速度時刻歴波形

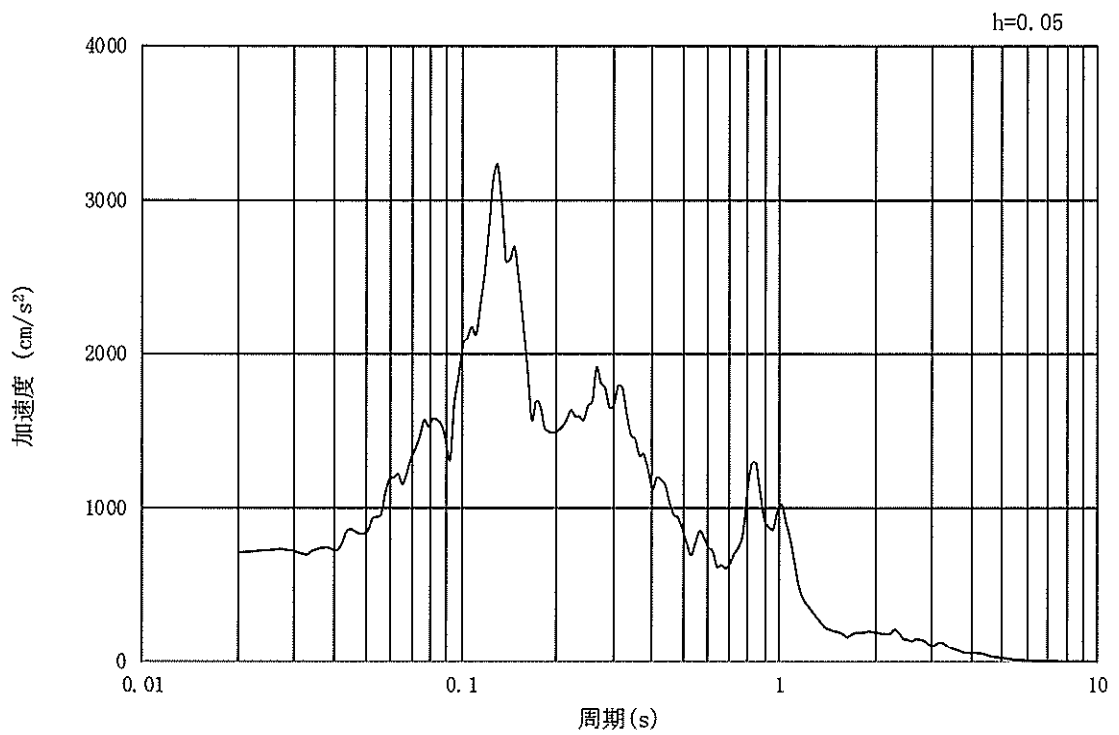


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-21 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(①-①断面, 鉛直成分:  $S_s - 21$ )

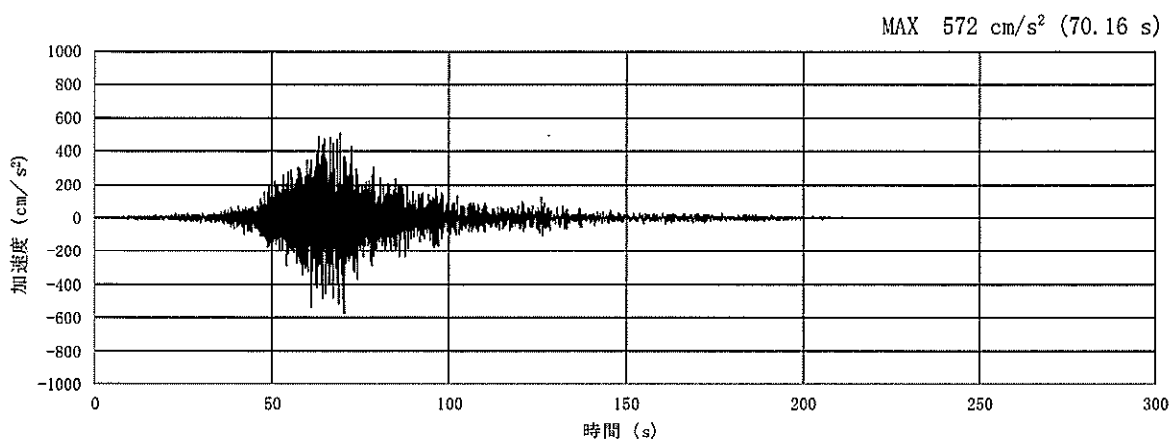


(a) 加速度時刻歴波形

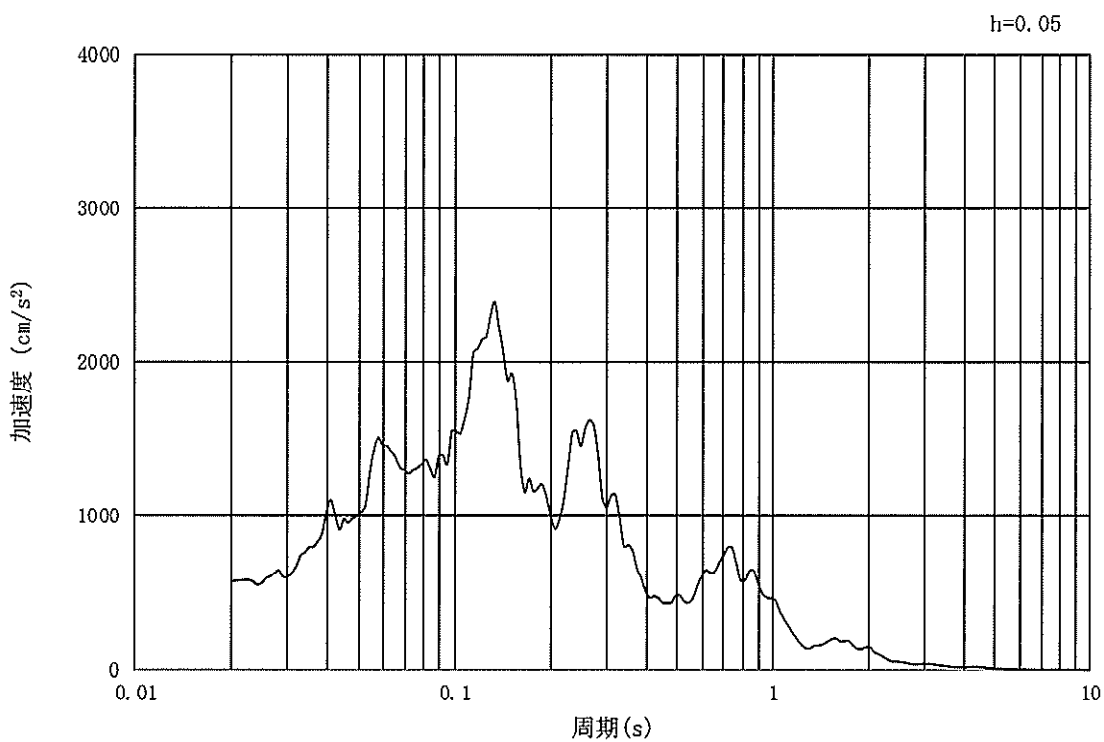


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-22 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(②-②断面, 水平成分:  $S_s - 21$ )

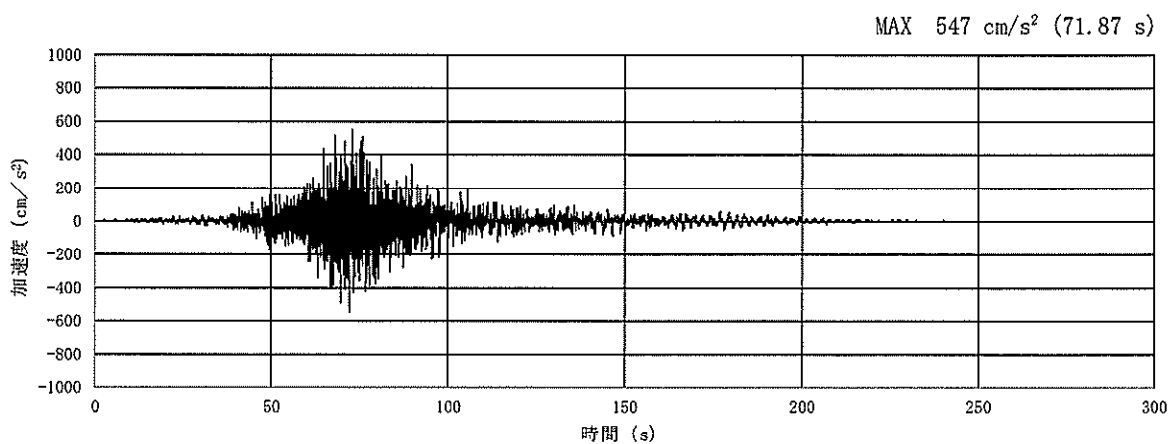


(a) 加速度時刻歴波形

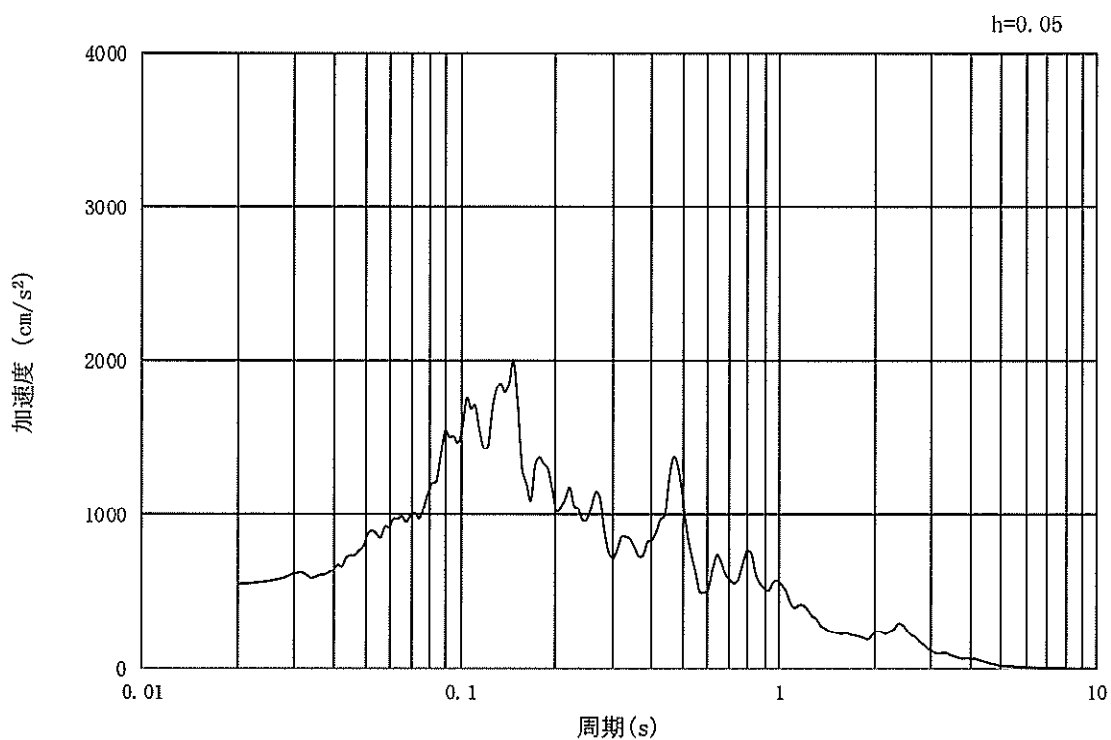


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-23 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(②-②断面, 鉛直成分:  $S_s - 21$ )

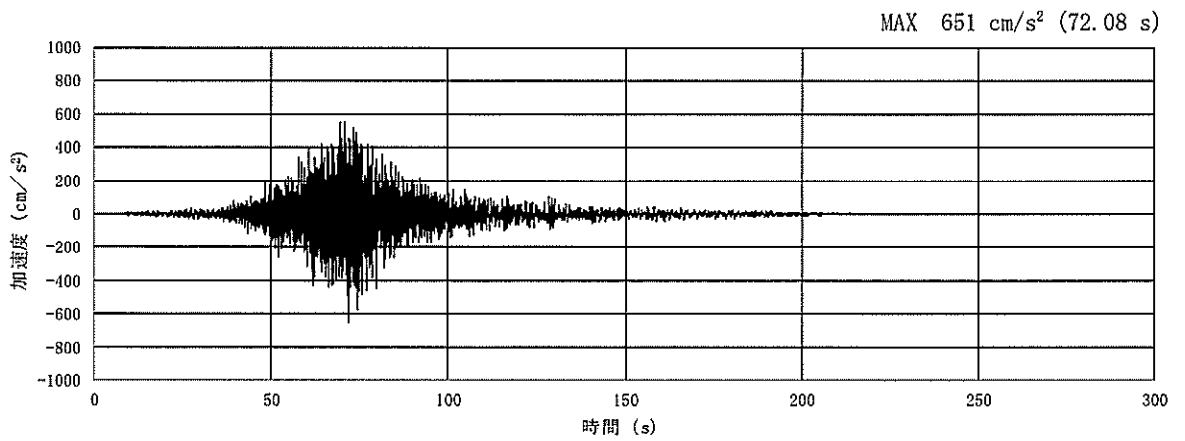


(a) 加速度時刻歴波形

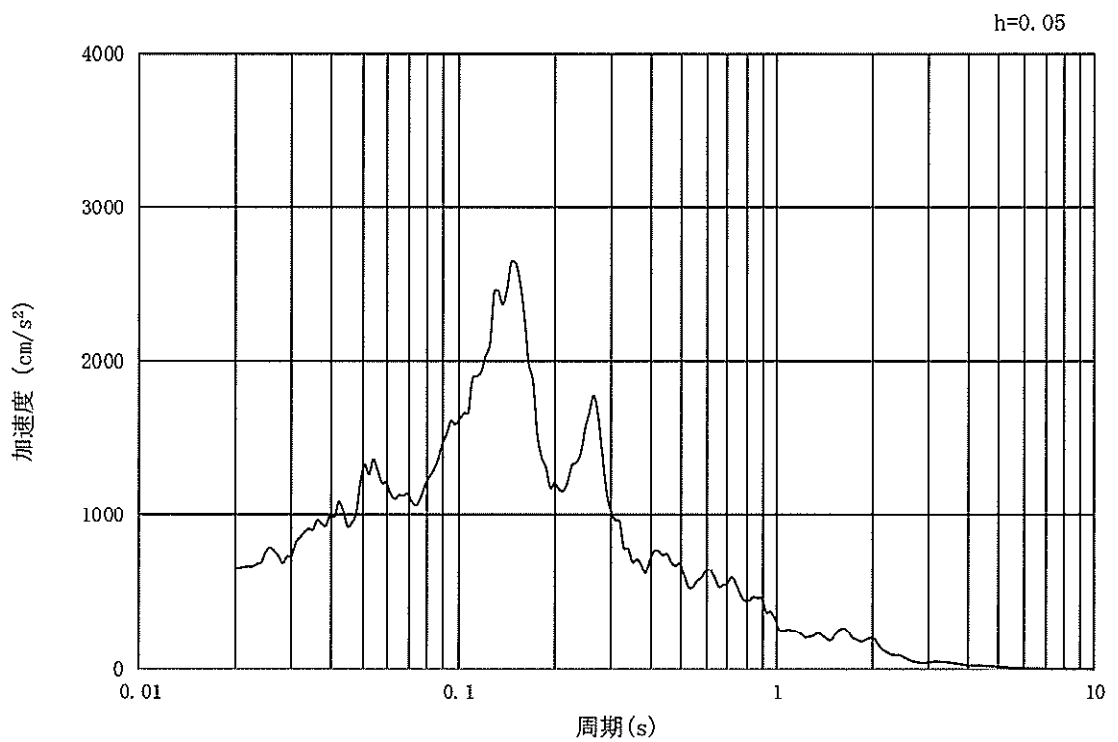


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-24 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
 (①-①断面, 水平成分:  $S_s - 22$ )

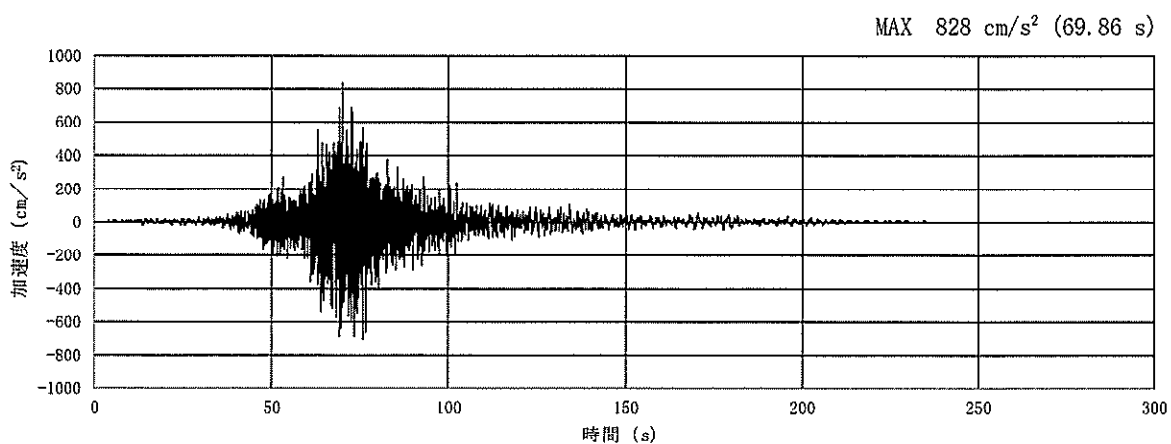


(a) 加速度時刻歴波形

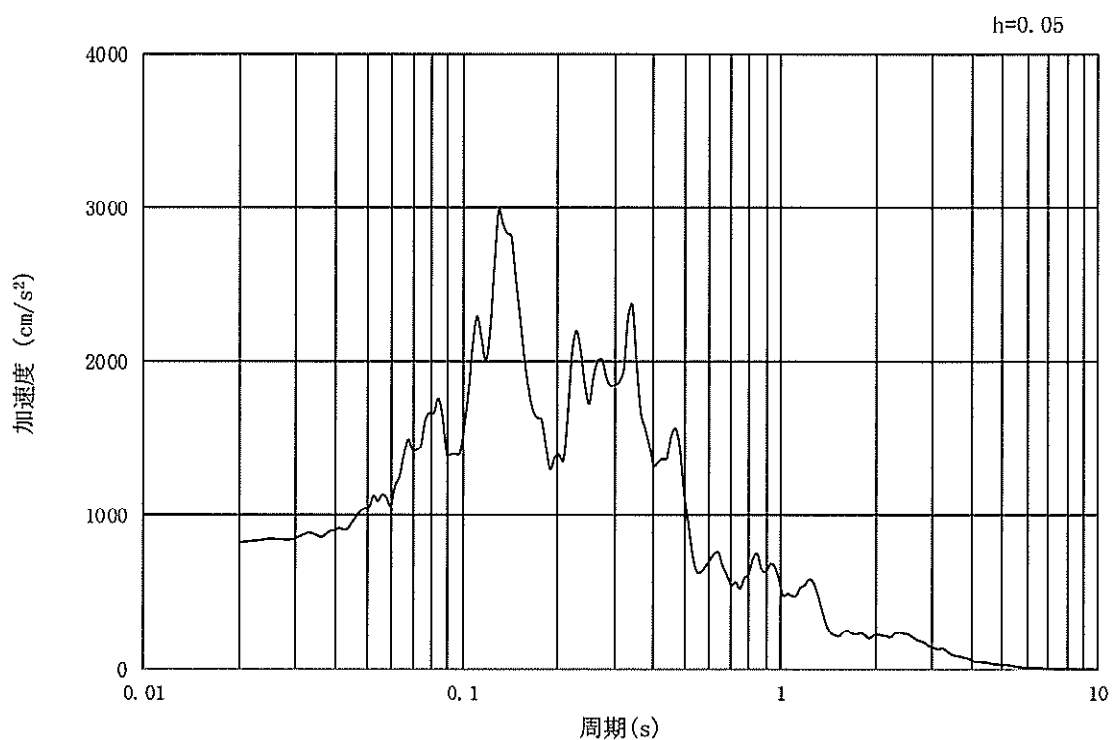


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-25 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(①-①断面、鉛直成分： $S_s - 2.2$ )

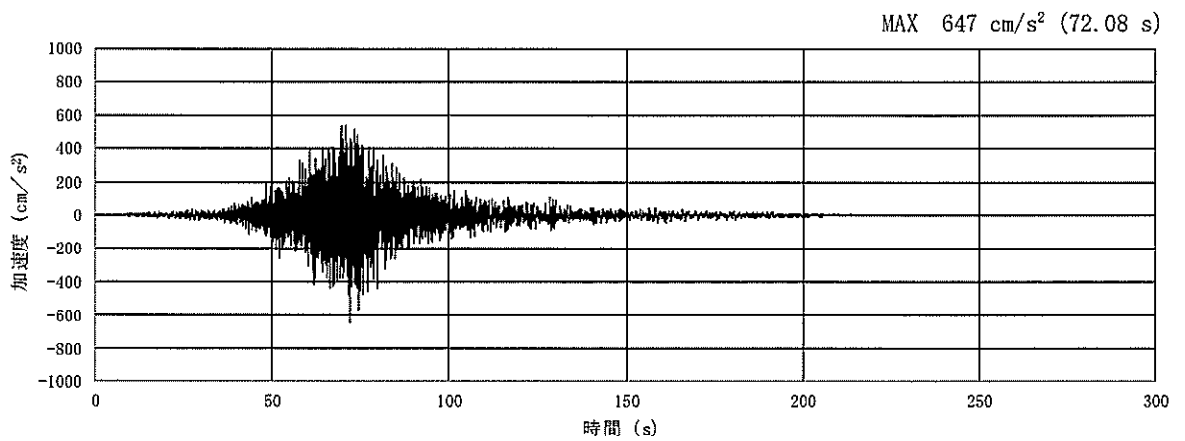


(a) 加速度時刻歴波形

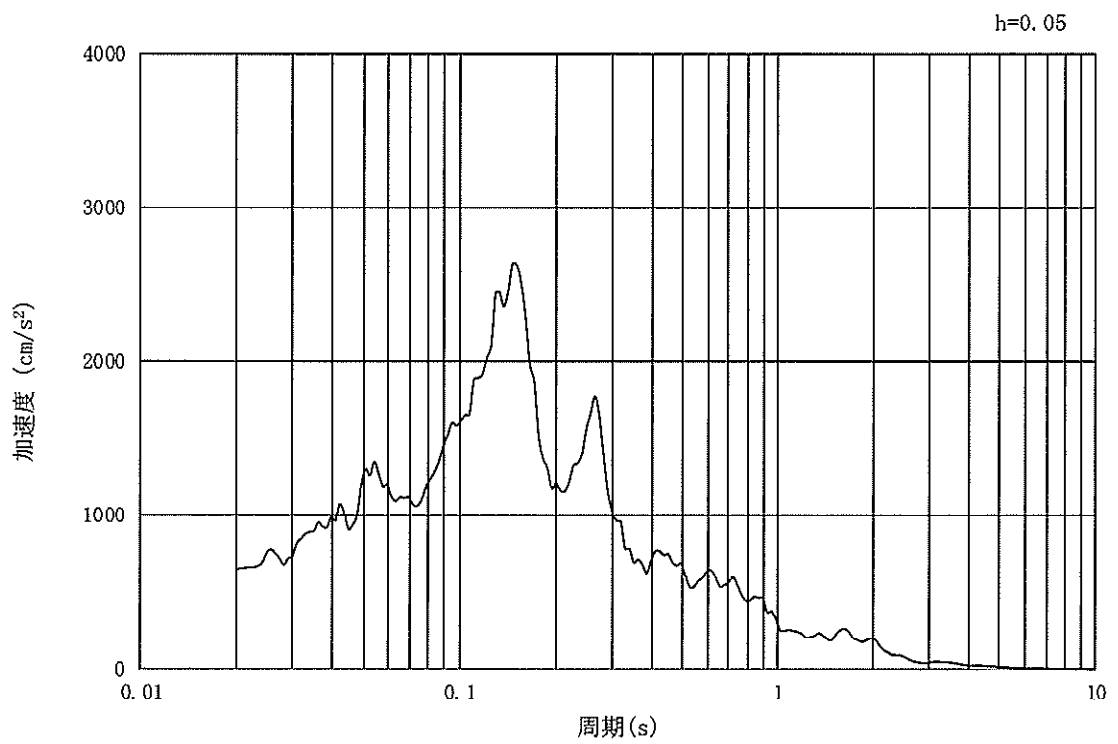


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-26 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(②-②断面, 水平成分:  $S_s - 22$ )



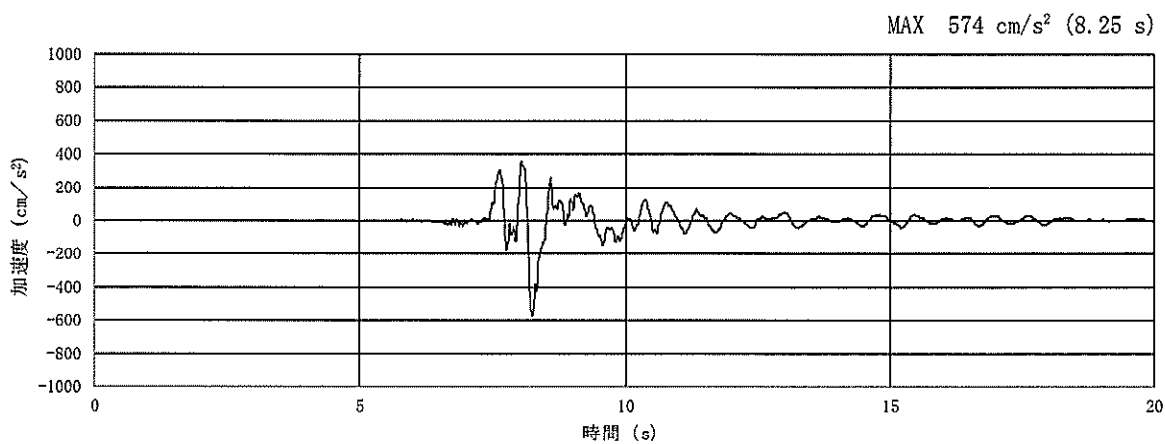
(a) 加速度時刻歴波形



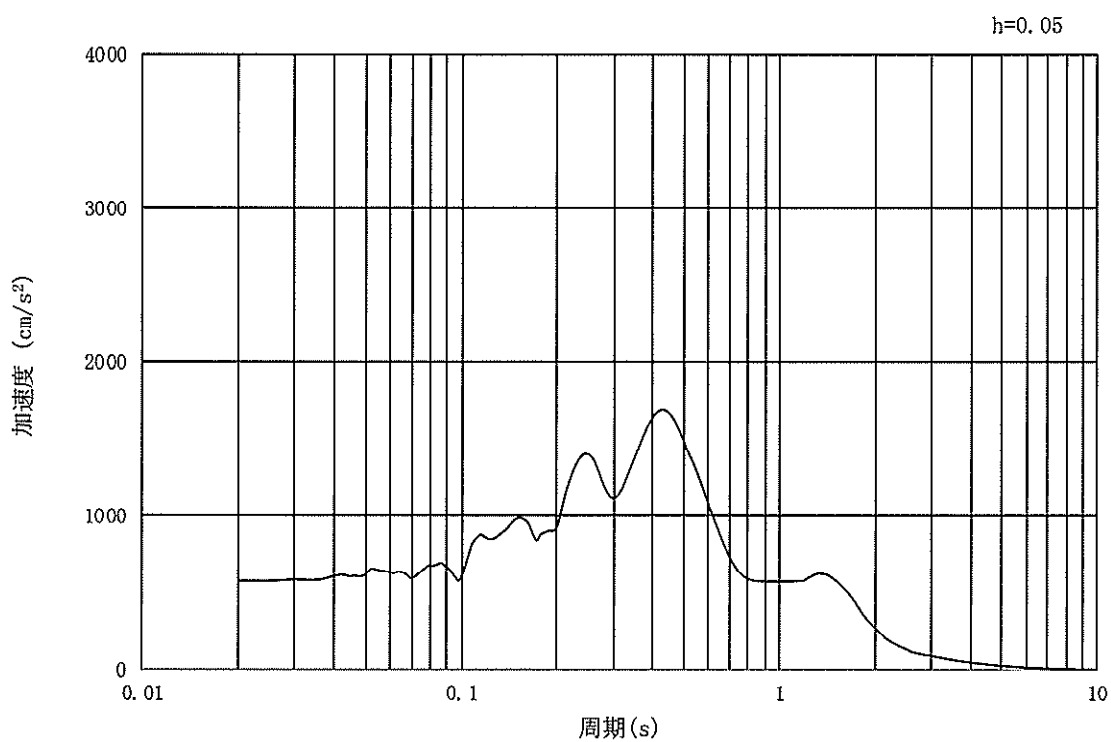
(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-27 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(②-②断面, 鉛直成分:  $S_s - 22$ )



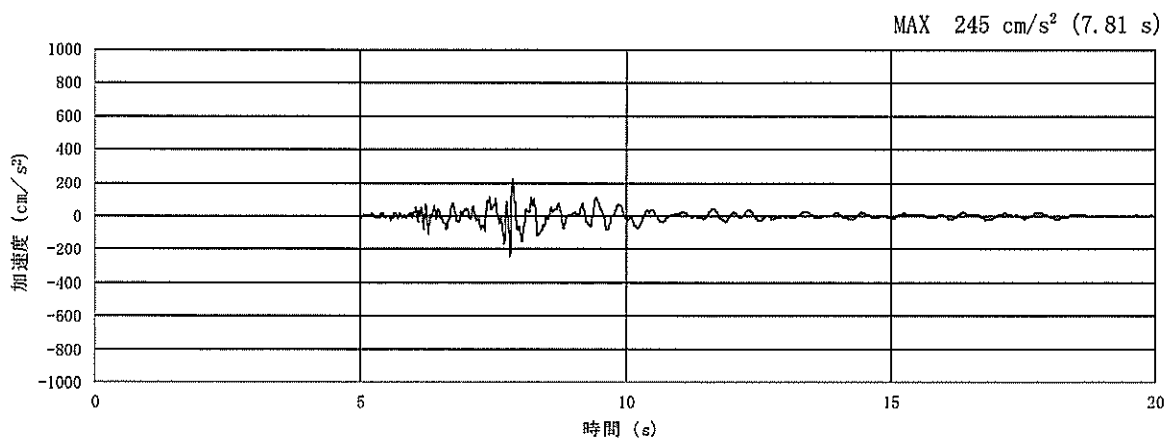


(a) 加速度時刻歴波形

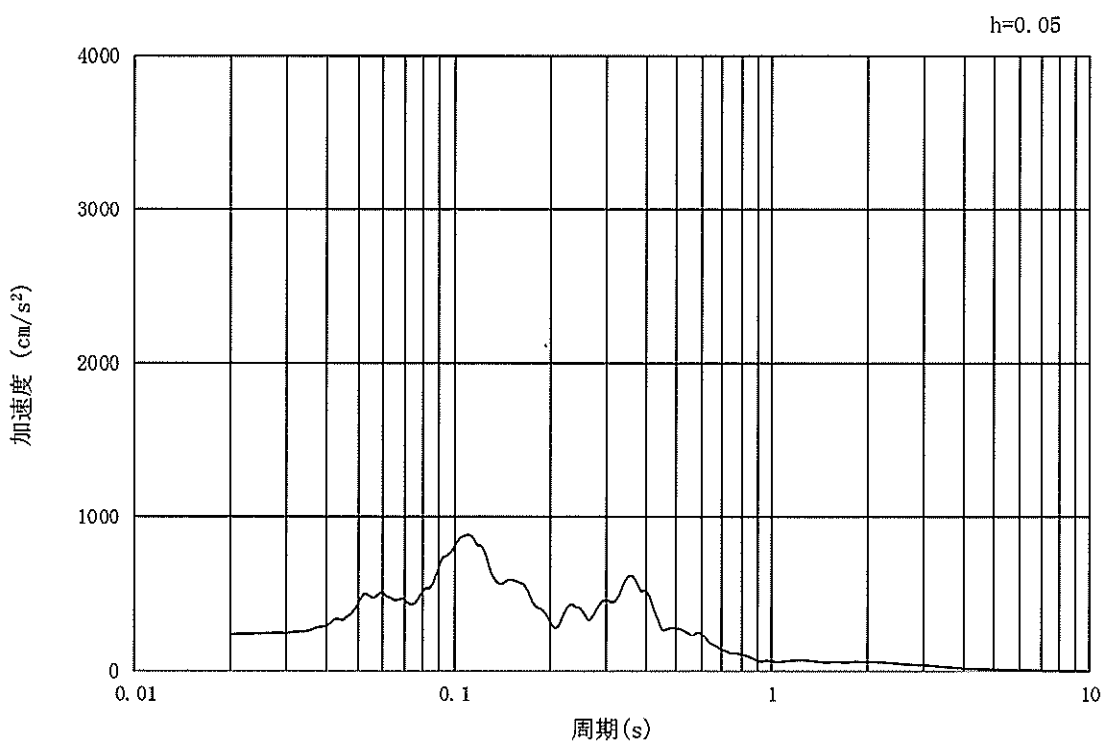


(b) 加速度応答スペクトル

図 14.3-28 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(①-①断面, ②-②断面, 水平成分: 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 14.3-29 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
 (①-①断面, ②-②断面, 鉛直成分:  $S_s - 31$ )

### 14.3.2 許容限界の設定

#### (1) 鉄筋コンクリート（SA用海水ピット）許容限界

許容限界については、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年），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 14.3-1 のとおり設定する。短期許容応力度は，コンクリート及び鉄筋の許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

表 14.3-1 許容限界

評価項目		短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
コンクリート*1 (f' <sub>ck</sub> = 40 N/mm <sup>2</sup> )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	21.0	
	許容せん断応力度 $\tau_{a1}$	0.825*3	
鉄筋	SD490*2	許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	435
	SD390*1	許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	309
	SD345*1	許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	294

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

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

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

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

ここで，

$V_{ca}$ ：コンクリートの許容せん断力

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

$V_{sa}$ ：斜め引張鉄筋の許容せん断力

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

$\tau_{a1}$ ：斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

$b_w$ ：有効幅

$j$ ：1/1.15

$d$ ：有効高さ

$A_w$ ：斜め引張鉄筋断面積

$\sigma_{sa}$ ：鉄筋の許容引張応力度

$s$ ：斜め引張鉄筋間隔

(2) 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

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

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。

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

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>)

\*  $c$  は  $K_m$  層の非排水せん断強度

$\gamma_1$  : 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 14.3-2 に示す基礎底面の形状係数

$B$  : 基礎幅 (m)

$D_r$  : 基礎の有効根入れ深さ (m)

$N_c, N_q, N_\gamma$  : 図 14.3-30 に示す支持力係数

上記にて求められる基礎地盤の極限支持力を表 14.3-3 に示す。

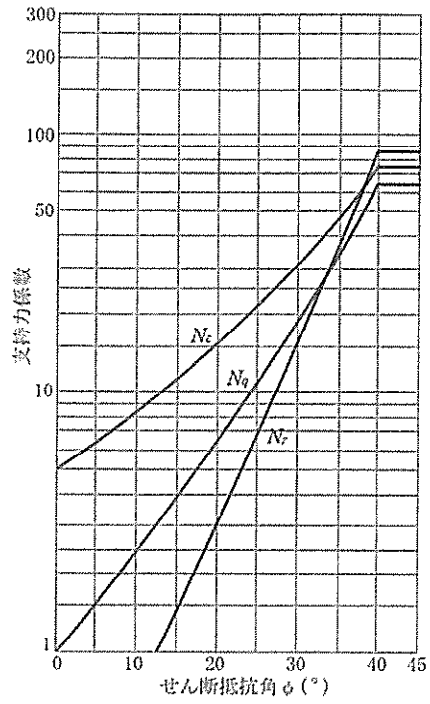
表 14.3-2 基礎底面の形状係数 (道路橋示方書より)

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



「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 14.3-30 支持力係数を求めるグラフ

極限支持力算定結果を表 14.3-3 に示す。

表 14.3-3 極限支持力算定諸元と算定結果

項目	算定結果	備考
極限支持力度 $q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	6327	
$\alpha c N_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	6025	
$\frac{1}{2} \beta \gamma'_1 B N_\gamma$ (kN/m <sup>2</sup> )	0	
$\gamma'_2 D_f N_q$ (kN/m <sup>2</sup> )	302	
粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	927	
せん断抵抗角 $\phi$ (°)	0	
地盤の単位体積重量 $\gamma'_1$ (kN/m <sup>3</sup> )	7.06	
周辺地盤の単位体積重量 $\gamma'_2$ (kN/m <sup>3</sup> )	8.86	
形状係数 $\alpha$	1.3	
形状係数 $\beta$	0.6	
基礎幅 $B$ (m)	14.000	
有効根入れ深さ $D_f$ (m)	34.084	
$N_c$	5	図 14.3-30 より
$N_\gamma$	0	図 14.3-30 より
$N_q$	1	図 14.3-30 より

### 14.3.3 側壁の評価

#### (1) 鉛直断面の評価

側壁の鉛直断面の曲げ及び軸力に対する評価は、2次元有効応力解析を実施し、部材の設計を行う。鉛直鉄筋は解析によって算出される線形はり要素の発生断面力である曲げモーメントおよび軸力を用いて照査を行う。

側壁の開口は部材厚よりも小さく開口補強が可能なため、開口による剛性低下を考慮しないモデルで断面力を算定し、実配筋としては、開口に配置されるはずであった鉄筋と同量の鉄筋を開口部周囲に配置する。

鉛直断面モデルのせん断照査については発生せん断力（ $S$ ）に対し有効断面積（ $A_w$ ）で抵抗するものとし、せん断応力度  $\tau = S/A_w$  がコンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）に示される許容せん断応力度（ $\tau_{al}$ ）以下であることを確認する。また、せん断応力度が許容せん断応力度（ $\tau_{al}$ ）を超える場合は、せん断補強筋が必要となる。

側壁の水平方向の鉄筋の設計は、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）に準拠して、円筒形断面を同じ面積の矩形断面として考慮し実施する。各2次元鉛直断面モデル（2次元有効応力解析モデル）による各側壁の面内方向のせん断力に対するせん断力照査で設計する水平鉄筋（面内方向のせん断補強筋）と、水平断面フレーム解析モデルにおける同側壁の面外方向の最大荷重に対する曲げ軸力照査で設計する水平鉄筋（主鉄筋）は、同じ方向の鉄筋であり、両設計で算定される必要水平鉄筋量を足し合わせた合計必要水平鉄筋量以上を同側壁の面内方向に配置する。これと共に、水平断面フレーム解析モデルにおける同側壁の面外方向の最大荷重に対するせん断力照査で設計するせん断補強筋を同側壁の面外方向に配置する。

直交する2つの2次元鉛直断面モデル（2次元有効応力解析モデル）により求められる各側壁の面内方向のせん断力と面外方向の最大荷重に基づき、4辺の側壁全てについて、上記の設計計算により、面内方向の合計必要水平鉄筋量（面内方向の必要せん断補強筋量と必要主鉄筋量を足し合わせた合計必要水平鉄筋量）以上を各側壁の面内方向に配置し、面外方向の必要せん断補強筋量以上を各側壁の面外方向に配置する。

#### (2) 水平断面の評価

側壁の水平断面の評価は、側壁を線形はり要素としてモデル化した静的フレーム解析により照査を行なう。円形立坑の水平断面解析モデル概念を図14.3-31に示す。

地盤と立坑の連成系モデルによる2次元有効応力解析の結果に基づき、立坑水平断面の検討では、立坑の両側に地盤からの最大荷重を作用させる場合（両押し時）と、片側のみに地盤からの最大荷重を作用させる場合（片押し時）の2つの荷重状態について検討する。

水平断面の設計荷重として、図14.3-31に示すように、両押し時は、2次元有効応力解析により得られる立坑側方の地震時地盤反力（地盤要素の水平有効直応力（ $\sigma_x'$ ）＋間隙水要素の発生応力（ $\Delta u$ ））の全時刻の最大値を抽出し、立坑平面の両側から同じ最大荷重を常時荷重と共に作用させる。

片押し時は、両押し時と同じ地震時地盤反力の最大値を立坑平面の片側から最大荷重と

して常時荷重と共に作用させる。

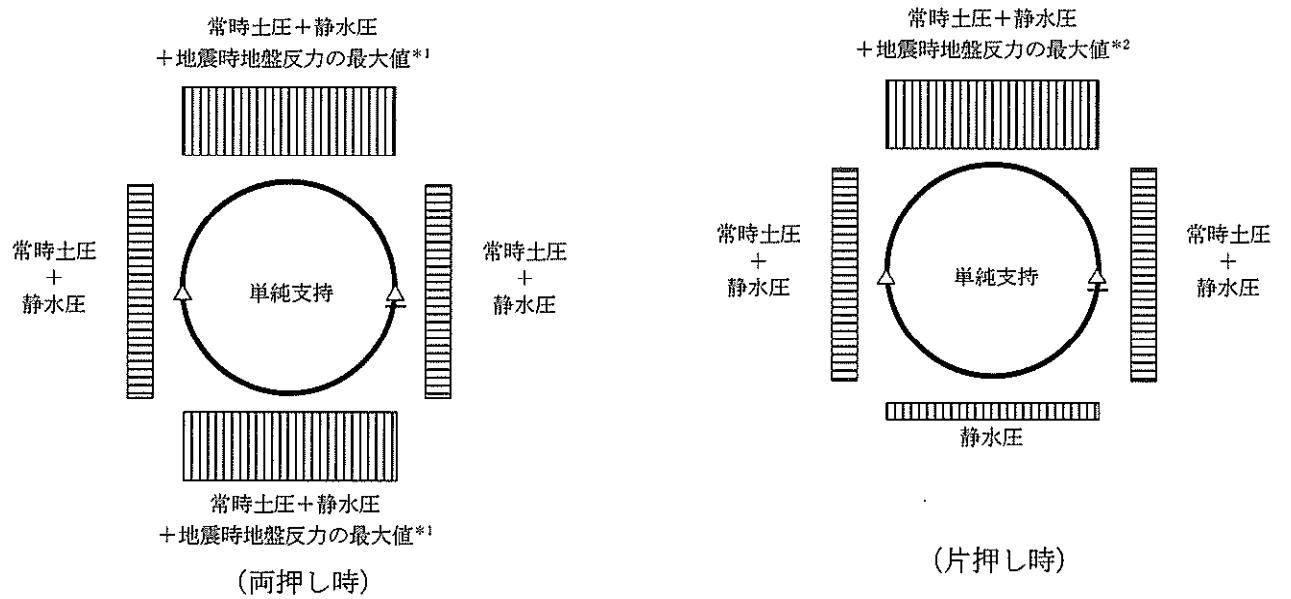
常時荷重については常時土圧及び静水圧を考慮する。設計断面の適用範囲ごとに最浅部（最小）及び最深部（最大）の常時荷重を算定し、図 14.3-31 に示すように、立坑水平断面の静的フレーム解析に用いる。

境界条件については、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（ケーソン基礎の設計）」に準拠し、単純支持とする。

水平断面モデルに対して設計荷重を載荷すると、構造体が変形するのに伴い地盤反力が生じることから、「シールド工事用立坑の設計（（社）土木学会，2015 年）」に従い構造体の変形に応じた地盤反力を考慮できるが、地盤反力による構造体の変形抑制効果を考慮しなくても構造成立する場合は、設計上の保守的な配慮として、構造体の変形に応じた地盤反力を考慮しない設計とする。なお、「シールド工事用立坑の設計（（社）土木学会，2015 年）」に従い構造体の変形に応じた地盤反力を考慮する場合は、保守的に Km 層に限って適用する。

静的フレーム解析におけるはり要素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、部材の断面厚または有効高さの 1.0 倍程度まで細分割して設定する。





\*1 : 立坑左右地盤の「常時土圧 + 静水圧 + 地震時地盤反力の最大値」を両側に作用させる。  
 \*2 : 立坑左右地盤の「常時土圧 + 静水圧 + 地震時地盤反力の最大値」を片側に作用させる。

図 14.3-31 円形立坑の水平断面解析モデル概念図

#### 14.3.4 版部材の評価

##### (1) 頂版の評価

内寸法 10.0 m の床版において 1.1 m×1.7 m の可搬用ポンプ投入口による開口は 6 か所あることから、開口については開口部周辺を補強する。

補強の設計は、開口の間の部材に開口部に作用する荷重を付加した桁高 3.0 m で幅 3.2 m の梁①部材と、幅 1.3 m の梁②部材として設計する。概念図を図 14.3-32 に示す。

スパンは頂版が接続する側壁の中心間距離とし、境界条件は単純支持とする。

設計荷重としては、面外方向に躯体及び積雪の慣性力を静的に作用させる。

中央の梁①の設計においては、頂版に作用する全荷重を負担するものとして設計することで、梁②の設計における支点反力を改めて考慮する必要はない。

慣性力については、2次元有効応力解析により各床版位置における最大鉛直加速度を算出し、重力加速度で除することで鉛直設計震度を求め算定する。

単純支持によるはり設計を行う。はり設計で求めた主鉄筋は頂版上下面に格子状に配置し、せん断補強筋は主鉄筋の上下面間に鉛直方向に配置する。

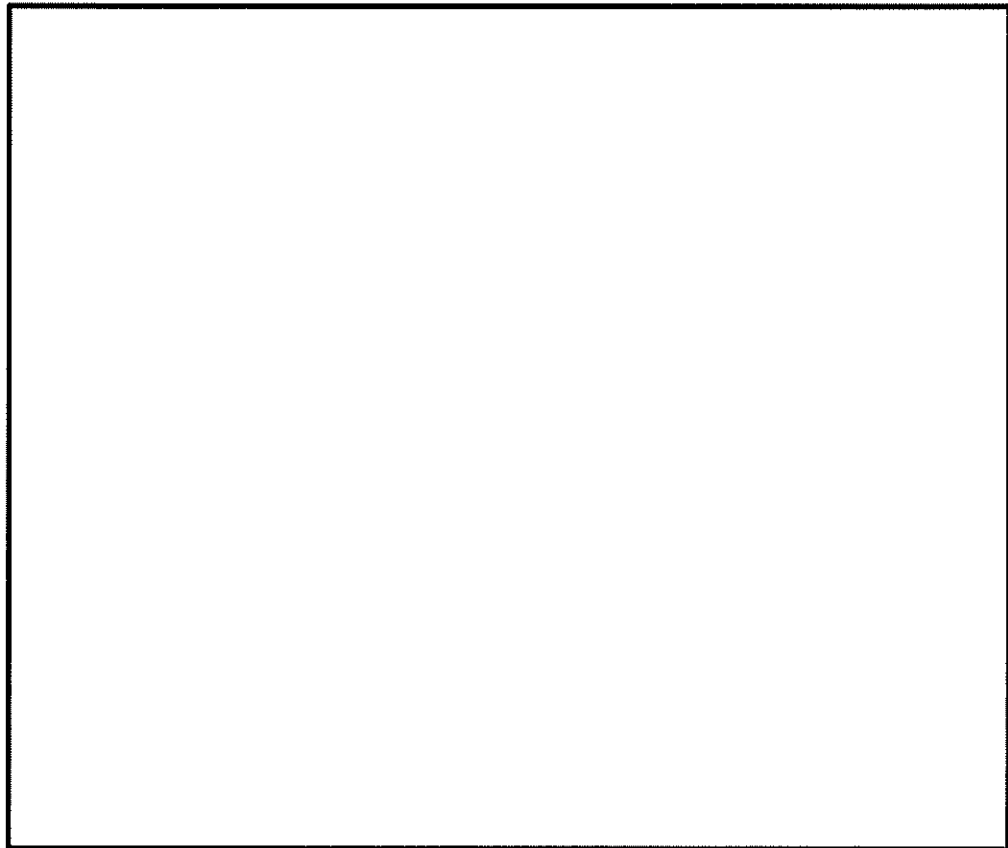


図 14.3-32 頂版の設計モデル概念図

## (2) 中床版の評価

中床版には、津波に伴う水位上昇による可搬型ポンプの揺動を低減するための開口を設ける。内寸法 10 m の床版において開口は 1.4 m×1.0 m である。版の周囲は円周状に支持されているが、中央の開口を考慮して半径分の片持ち梁としてモデル化した場合 (②) と、直径分の単純梁とした場合 (①) の最大曲げモーメントは一致する。従って、直径分のスパンを有する単位幅の 1 方向版としてモデル化し、直交方向の支持を考慮しないで断面力を算出し設計する。概念図を図 14.3-33 に示す。

スパンは頂版が接続する側壁の中心間距離とし、境界条件は単純支持とする。

設計荷重としては、面外方向に躯体の慣性力並びに内水の動水圧を静的に作用させる。

慣性力並びに内水の動水圧については、2次元有効応力解析により各床版位置における最大鉛直加速度を算出し、重力加速度で除することで鉛直設計震度を求め算定する。

以上のことより、単純支持によるはり設計で求められた主鉄筋を、中床版上下面に格子状に配置することで、開口を考慮した設計となる。また、はり設計で求められたせん断補強筋は主鉄筋の上下面間に鉛直方向に配置する。

一方、開口部以外 (例えば隣接部③) ではスパン長が直径よりも短くなるため、①の単純梁モデルよりも断面力は小さくなる。また、半スパン分の片側固定梁 (④) としてモデル化した場合、中央部には逆側の支持により断面力が発生することとなり、最大断面力は全スパン梁モデル中央部の最大断面力を下回ることになる。従って、最もスパンが長い直径分の単純梁としてモデル化した断面力を用いることで安全側の設計となる。

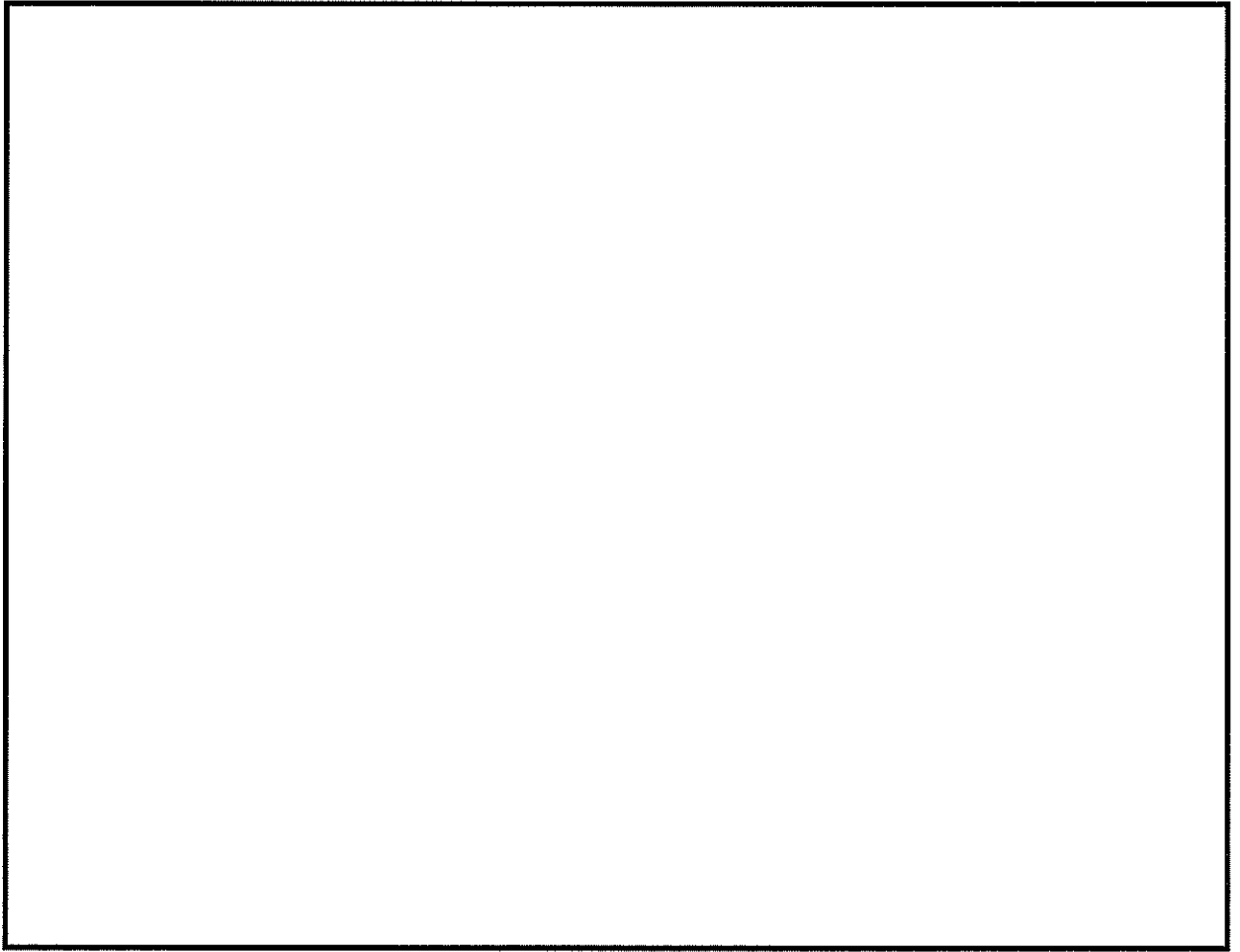


図 14.3-33 中床版の設計モデル概念図

(3) 底版の評価

底版の設計は、単位幅の1方向版（スラブ）としてモデル化し断面力を算出する。概念図を図 14.3-34 に示す。スパンは底版が接続する側壁の中心間距離とし、境界条件は単純支持とする。

設計荷重は2次元有効応力解析において、仮想剛梁要素（底面）下面の地盤要素に発生する鉛直方向有効直応力（ $\sigma_y'$ ）及び間隙水要素の発生応力（ $\Delta u$ ）の底版幅方向合力が最大となる時刻を抽出し、その時刻における地盤反力分布を作用させる。また、静水圧も分布荷重として考慮する。

単純支持による単位幅の版設計を行う。版設計で求めた主鉄筋は底版上下面に格子状に配置し、せん断補強筋は主鉄筋の上下面間に鉛直方向に配置する。

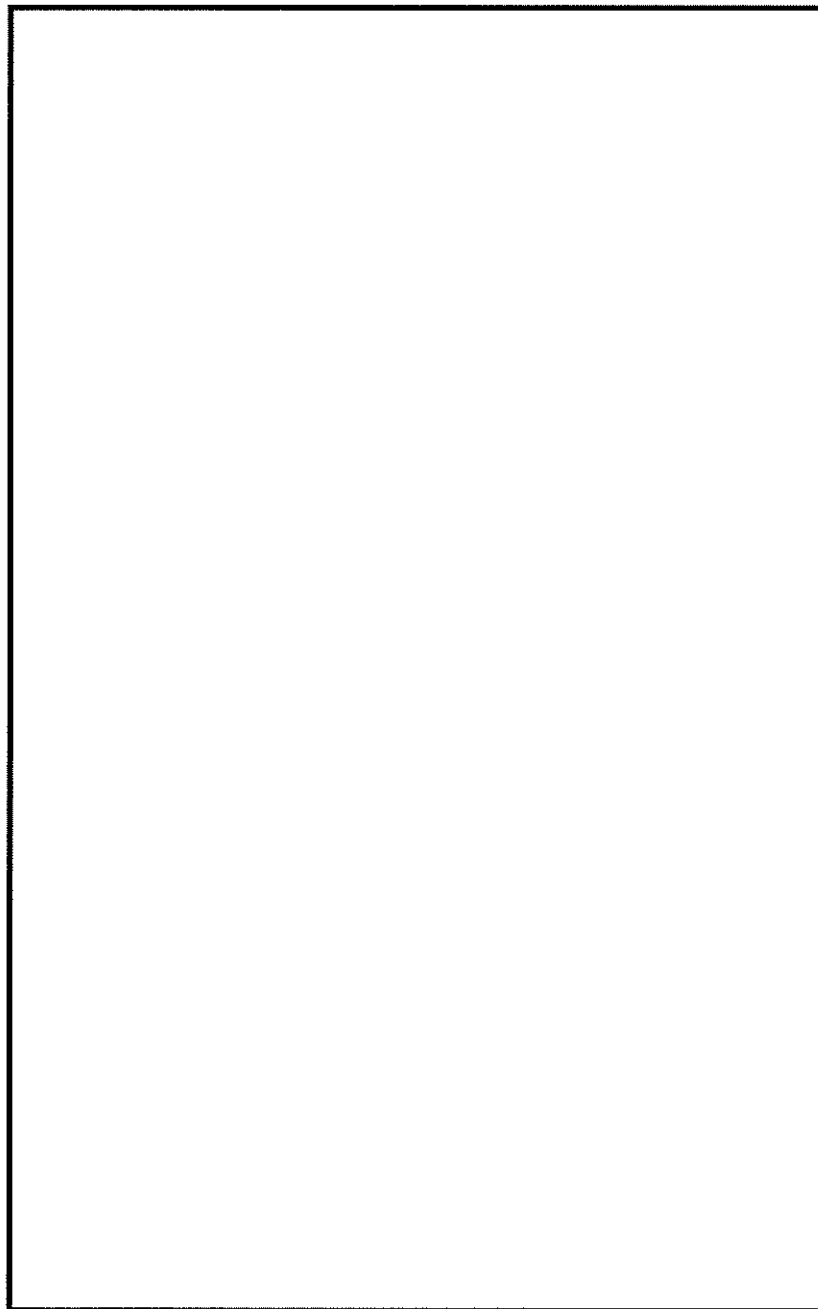


図 14.3-34 底版の設計モデル概念図

#### 14.3.5 隅角部の拘束効果に対する評価

側壁と版部材の隅角部には、各部材が剛結されている構造形状であることに関する端曲げが生じる可能性があるため、隅角部における曲げモーメントの廻り込みを考慮した局所的な曲げモーメントの増分に対する評価を行う。なお、本検討は部材決定ケースとなる地震波に対し実施する。

##### (1) 側壁上端及び下端の拘束効果の評価

側壁上端及び下端の拘束効果による曲げモーメントを算出するために、「シールド工事用立坑の設計 平成 27 年 1 月 土木学会」において、円形立坑の設計として記載されている方法に準拠して、図 14.3-35 のような両端固定のはりモデルによる解析を実施する。円形立坑の側壁には考慮する規模の開口が存在しないため、側壁をはり要素でモデル化し、円形立坑であることによる 3 次元形状に応じたリングバネを用いてモデル化し、側壁の鉛直方向の曲げモーメント分布を算出する。

モデルに作用させる荷重は、2 次元有効応力解析において、各鉛直スパンの地盤反力（地盤要素の水平有効直応力（ $\sigma_x'$ ）+間隙水要素の発生応力（ $\Delta u$ ））の合算値が最大となる時刻の地盤反力分布を用いる。図 14.3-35 の側壁の固定境界に発生する曲げモーメントが側壁の隅角部で考慮する曲げモーメント（ $M_1$ ）となる。なお、リングバネは次式による。

$$K = \frac{p + \Delta p}{\frac{pr^2}{AE} + \frac{\Delta pr^4}{12EI}}$$

ここに、

K：リングバネのバネ定数

E：側壁部材のヤング係数

A：水平断面方向の単位幅を有する側壁の断面積

I：水平断面方向の単位幅を有する側壁の断面二次モーメント

r：立坑の半径

p：側壁に作用する側圧

$\Delta p$ ：側壁に作用する偏圧

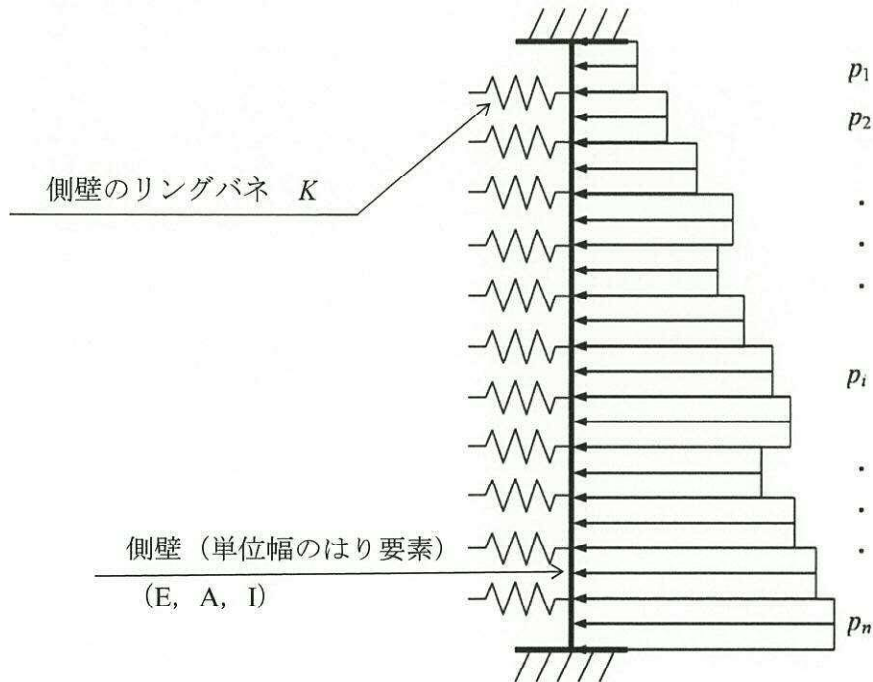
##### (2) 版部材両端の拘束効果の評価

版部材両端の拘束効果による曲げモーメントを算出するために、頂版、中床版および底版において、図 14.3-36 のような両端固定のはりモデルによる解析を実施する。この版部材両端に発生する曲げモーメントが版部材の隅角部で考慮する曲げモーメント（ $M_0$ ）となる。

(3) 隅角部の評価

側壁については、2次元有効応力解析から求められる曲げ軸力に対して算出した鉛直鉄筋に発生する引張応力度 ( $\sigma_{v1}$ ) を求める。また、図 14.3-35 に示す版部材と版部材の間を両端固定梁でモデル化した側壁の解析において固定境界に発生する曲げモーメント ( $M_1$ ) に、版部材の解析で固定境界に発生する曲げモーメント ( $M_0$ ) をそれぞれ加算したもの ( $M_0+M_1$ ) に対し、鉛直鉄筋に発生する引張応力度 ( $\sigma_{v2}$ ) を求める。これらを足し合わせた引張応力度 ( $\sigma_{v1} + \sigma_{v2}$ ) が側壁鉛直鉄筋の短期許容応力度以下であることを確認する。

版部材の配筋計算では、図 14.3-36 に示す両端固定梁モデルにおいて固定境界に発生する曲げモーメント ( $M_0$ ) に、側壁の解析で固定境界に発生する曲げモーメント ( $M_1$ ) を加算したもの ( $M_0+M_1$ ) を設計曲げモーメントとする。この設計曲げモーメントと各版部材の単純支持のはりモデルに生じる最大曲げモーメントを比較し、大きい方に対して必要な鉄筋量を配置する。



$p_i$  : 地盤応力+間隙水要素の応力

(抽出時刻 : 立坑に作用する地盤応力+間隙水要素の発生応力の総和が最大の時)

図 14.3-35 側壁からの廻り込み曲げモーメント算出モデル



図 14.3-36 版部材の材端曲げモーメント算出モデル

## 14.4 評価結果

### 14.4.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として、「断面力分布」、「最大せん断ひずみ分布」、「過剰間隙水圧比分布」及び「最大水平加速度分布」を示す。

耐震評価においては、「1.11 屋外重要土木構造物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 14.4-1 及び表 14.4-2 に、2次元有効応力解析の実施ケース及びコンクリートの曲げ軸力、鉄筋の曲げ軸力、せん断力に対する照査値を示す。

S A用海水ピットの基準地震動 $S_s$ による断面力（曲げモーメント、軸力、せん断力）を図 14.4-1 に示す。その照査結果を表 14.4-3, 表 14.4-4 に示す。これらの図は、構造部材の曲げ軸力及びせん断力照査結果の照査値が最大となる時刻における要素ごとの断面力を示したものである。

また、最大せん断ひずみ分布を図 14.4-2 に、過剰間隙水圧比分布を図 14.4-3 に、最大水平加速度分布を図 14.4-4 に示す。なお、これらの図は、各要素に発生した最大せん断ひずみ、過剰間隙水圧比及び最大水平加速度分布の全時刻における最大値の分布を示したものである。



表 14.4-1 (1) ①-①断面のコンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値  
側壁（鉛直①-①断面）

地震動		検討ケース		曲げ軸力照査（コンクリート曲げ圧縮）					
		①	②	③	④	⑤	⑥		
S <sub>s</sub> -D1	++	0.30							
	+-	0.30	0.23	0.22	0.32	0.17	0.16		
	-+	0.29							
	--	0.29							
S <sub>s</sub> -11	++	0.13							
S <sub>s</sub> -12	++	0.15							
S <sub>s</sub> -13	++	0.14							
S <sub>s</sub> -14	++	0.11							
S <sub>s</sub> -21	++	0.12							
S <sub>s</sub> -22	++	0.16							
S <sub>s</sub> -31	++	0.24							
	-+	0.24							

表 14.4-1 (2) ①-①断面の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値  
側壁（鉛直①-①断面）

地震動		検討ケース		曲げ軸力照査（鉄筋曲げ引張）					
		①	②	③	④	⑤	⑥		
S <sub>s</sub> -D1	++	0.33							
	+-	0.33	0.23	0.23	0.37	0.14	0.13		
	-+	0.30							
	--	0.30							
S <sub>s</sub> -11	++	0.06							
S <sub>s</sub> -12	++	0.11							
S <sub>s</sub> -13	++	0.10							
S <sub>s</sub> -14	++	0.05							
S <sub>s</sub> -21	++	0.07							
S <sub>s</sub> -22	++	0.11							
S <sub>s</sub> -31	++	0.22							
	-+	0.23							

表 14.4-1 (3) ①-①断面のせん断力に対する検討ケースと照査値

側壁 (鉛直①-①断面)

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	++	0.61							
	+-	0.61	0.33	0.58	0.81	0.50	0.48		
	-+	0.60							
	--	0.60							
S <sub>s</sub> -11	++	0.24							
S <sub>s</sub> -12	++	0.29							
S <sub>s</sub> -13	++	0.28							
S <sub>s</sub> -14	++	0.20							
S <sub>s</sub> -21	++	0.23							
S <sub>s</sub> -22	++	0.30							
S <sub>s</sub> -31	++	0.52							
	-+	0.51							

表 14.4-2 (1) ②-②断面のコンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値  
側壁 (鉛直②-②断面)

地震動		検討ケース		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ圧縮)					
		①	②	③	④	⑤	⑥		
S <sub>s</sub> -D1	++	0.28	0.21	0.20	0.29	0.14	0.14		
	+-	0.28							
	-+	0.27							
	--	0.28							
S <sub>s</sub> -11	++	0.12							
S <sub>s</sub> -12	++	0.18							
S <sub>s</sub> -13	++	0.18							
S <sub>s</sub> -14	++	0.15							
S <sub>s</sub> -21	++	0.21							
S <sub>s</sub> -22	++	0.18							
S <sub>s</sub> -31	++	0.24							
	-+	0.23							

表 14.4-2 (1) ②-②断面の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値  
側壁 (鉛直②-②断面)

地震動		検討ケース		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ引張)					
		①	②	③	④	⑤	⑥		
S <sub>s</sub> -D1	++	0.29	0.21	0.21	0.33	0.12	0.11		
	+-	0.28							
	-+	0.28							
	--	0.28							
S <sub>s</sub> -11	++	0.05							
S <sub>s</sub> -12	++	0.13							
S <sub>s</sub> -13	++	0.13							
S <sub>s</sub> -14	++	0.10							
S <sub>s</sub> -21	++	0.21							
S <sub>s</sub> -22	++	0.13							
S <sub>s</sub> -31	++	0.21							
	-+	0.20							



表 14.4-2 (3) ②-②断面のせん断力に対する検討ケースと照査値

側壁 (鉛直②-②断面)

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	++	0.58	0.57	0.57	0.76	0.43	0.43		
	+-	0.58							
	-+	0.58							
	--	0.58							
S <sub>s</sub> -11	++	0.20							
S <sub>s</sub> -12	++	0.35							
S <sub>s</sub> -13	++	0.34							
S <sub>s</sub> -14	++	0.28							
S <sub>s</sub> -21	++	0.43							
S <sub>s</sub> -22	++	0.35							
S <sub>s</sub> -31	++	0.50							
	-+	0.47							

表 14.4-3(1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果(①-①断面)  
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様	発生断面力		発生応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値	検討 ケース	地震波
	部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモー メント (kN・m)	軸力 (kN)					
上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	-670155	34180	4.1	21	0.20	④	S <sub>s</sub> -D1 +-
下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	-1215467	57569	6.7	21	0.32	④	S <sub>s</sub> -D1 +-

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

表 14.4-3(2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果(①-①断面)  
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

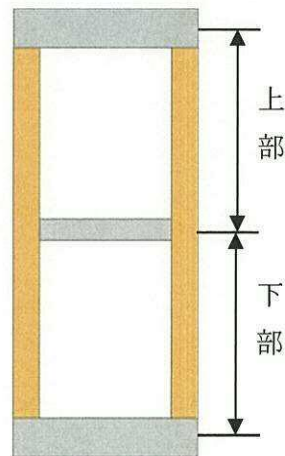
評価位置	断面性状(mm)			引張鉄筋	発生断面力		発生応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値	検討 ケース	地震波
	部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモー メント (kN・m)	軸力 (kN)					
上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	-664310	31379	108	435	0.25	④	S <sub>s</sub> -D1 +-
下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	-1211302	55515	158	435	0.37	④	S <sub>s</sub> -D1 +-

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

表 14.4-3(3) せん断力に対する照査結果(①-①断面)  
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置	断面性状(mm)			せん断 補強筋	発生 せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値	検討 ケース	地震波
	部材幅 b	部材高 h	有効高 d						
上部	3545	12407	11521	D35@150	70166	93616	0.75	④	S <sub>s</sub> -D1 +-
下部	3545	12407	11521	D29@150(2段)	97349	120709	0.81	④	S <sub>s</sub> -D1 +-

注記 \* : 評価位置は下図に示す。



評価位置図

表 14.4-4(1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果(②-②断面)  
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

評価位置	断面性状(mm)			鉄筋仕様	発生断面力		発生応力度(N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度(N/mm <sup>2</sup> )	照査値	検討ケース	地震波
	部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント(kN・m)	軸力(kN)					
上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	-597574	31591	3.7	21	0.18	④	S <sub>s</sub> -D1 ++
下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	-1098932	53107	6.0	21	0.29	④	S <sub>s</sub> -D1 ++

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

表 14.4-4(2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果(②-②断面)  
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

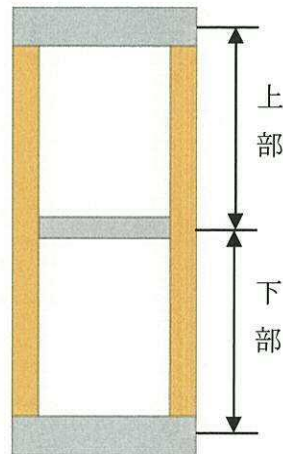
評価位置	断面性状(mm)			引張鉄筋	発生断面力		発生応力度(N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度(N/mm <sup>2</sup> )	照査値	検討ケース	地震波
	部材幅 b	部材高 h	有効高 d		曲げモーメント(kN・m)	軸力(kN)					
上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	-597574	31591	94	435	0.22	④	S <sub>s</sub> -D1 ++
下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	-1098932	53107	142	435	0.33	④	S <sub>s</sub> -D1 ++

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

表 14.4-4(3) せん断力に対する照査結果(②-②断面)  
(各評価位置において最も厳しい照査値とその地震波)

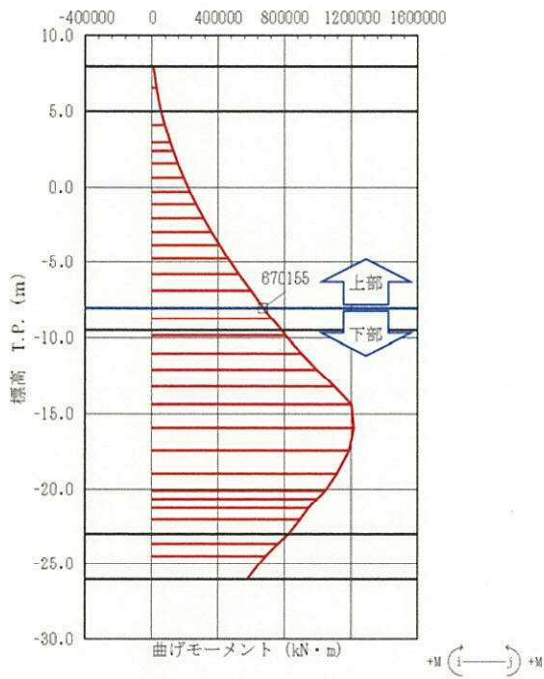
評価位置	断面性状(mm)			せん断補強筋	発生せん断力(kN)	短期許容せん断力(kN)	照査値	検討ケース	地震波
	部材幅 b	部材高 h	有効高 d						
上部	3545	12407	11521	D35@150	63607	93616	0.68	④	S <sub>s</sub> -D1 ++
下部	3545	12407	11521	D29@150(2段)	90682	120709	0.76	④	S <sub>s</sub> -D1 ++

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

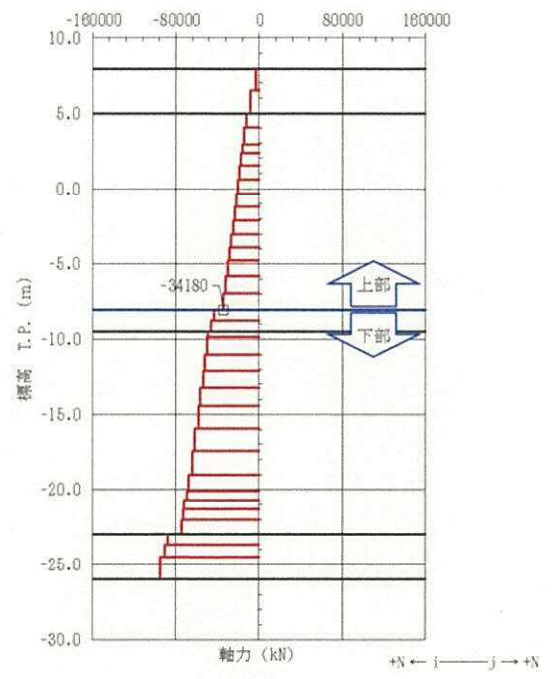


評価位置図

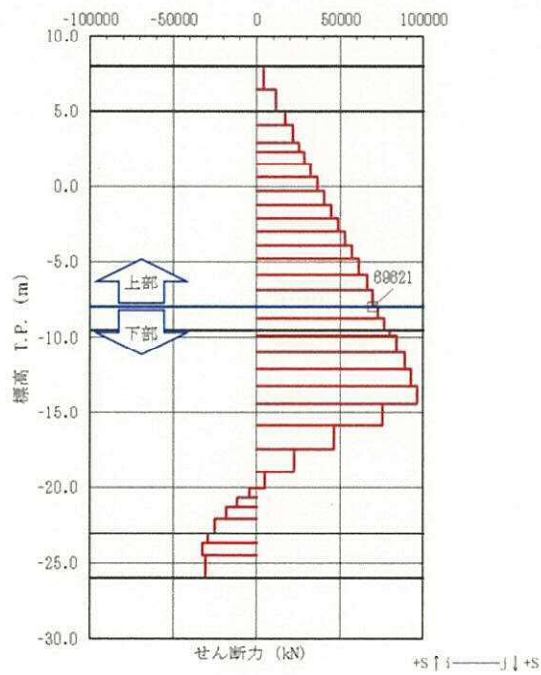




曲げモーメント図

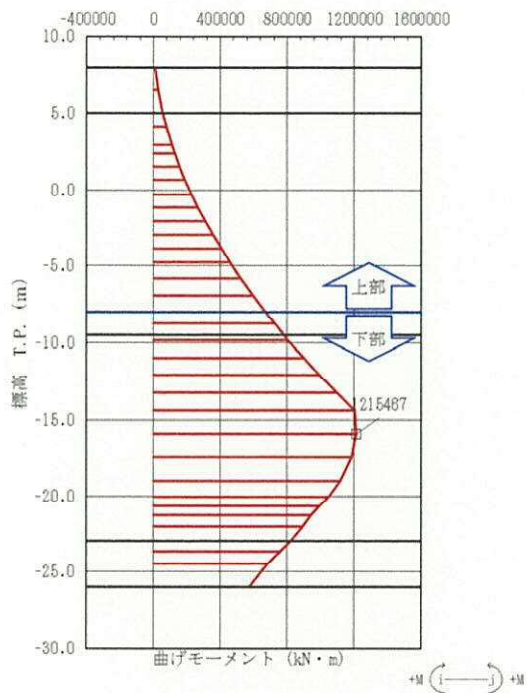


軸力図

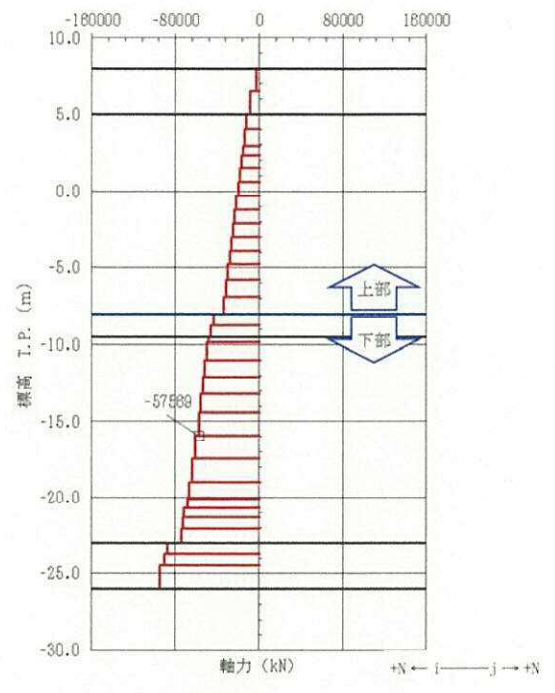


せん断力図

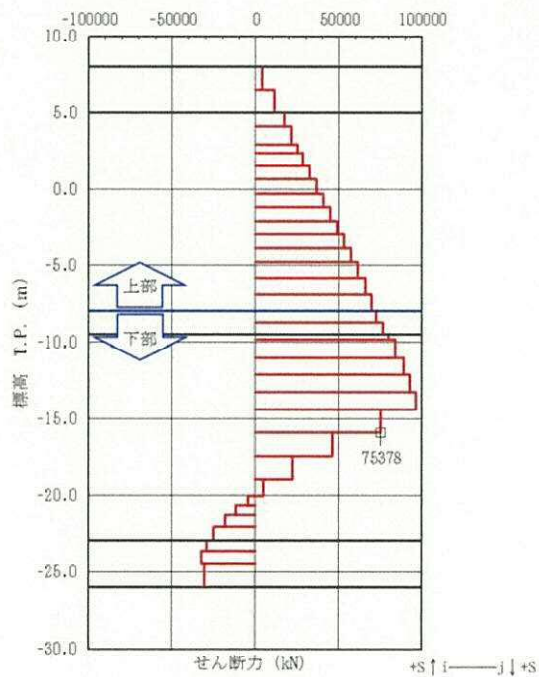
図 14.4-1 (1) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面, 上部)  
 (S<sub>s</sub>-D1 [H+, V-], t=53.94 s)  
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



曲げモーメント図



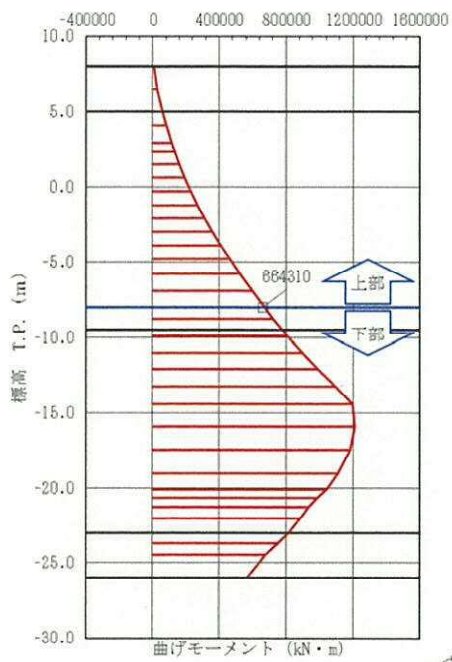
軸力図



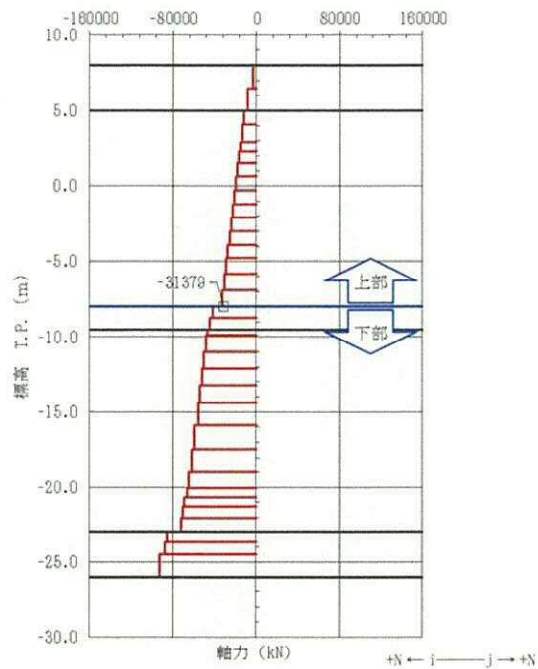
せん断力図

図 14.4-1 (2) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (①-①断面, 下部)  
 $(S_s - D1 [H+, V-], t = 53.93 \text{ s})$   
 (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)

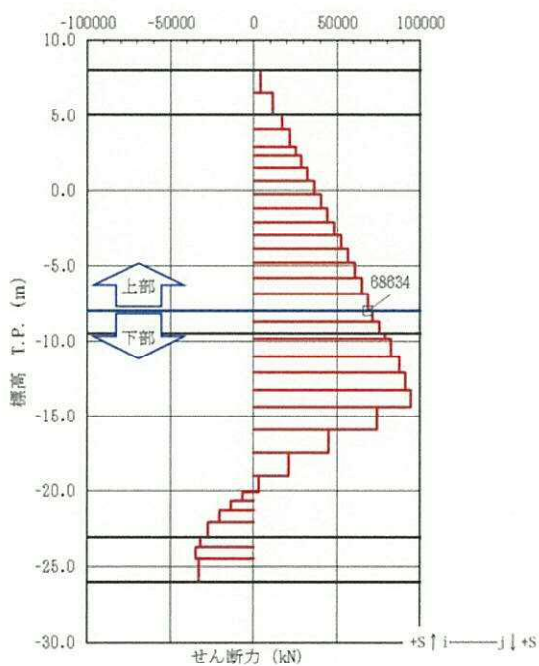




曲げモーメント図



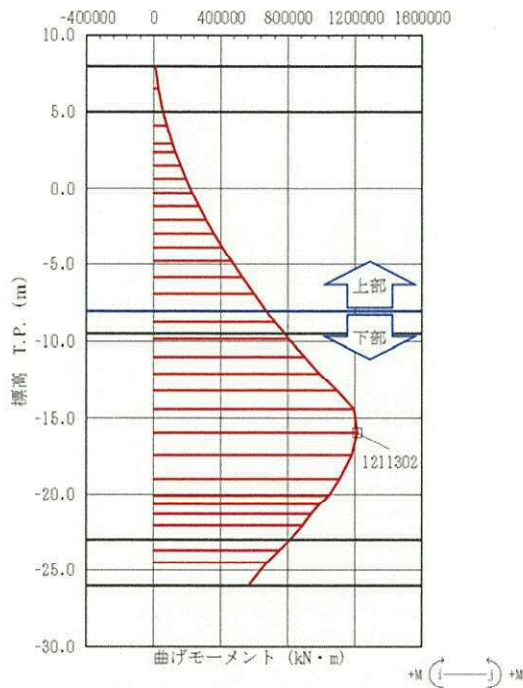
軸力図



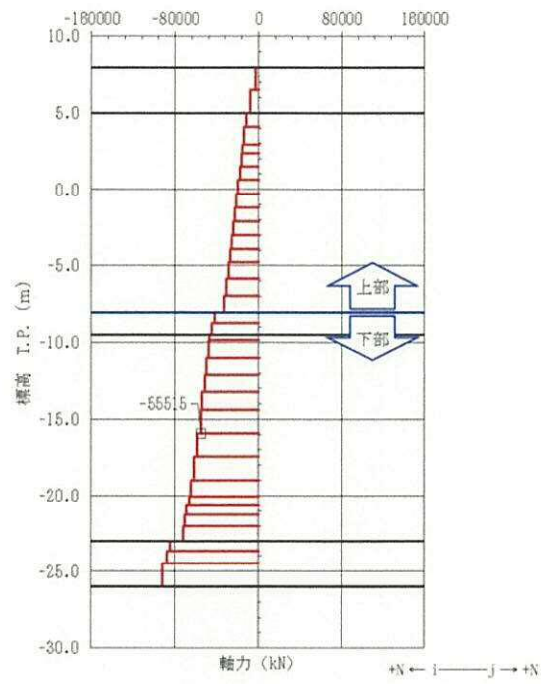
せん断力図

図 14.4-1 (3) 鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力(①-①断面, 上部)  
( $S_s - D 1 [H+, V-]$ ,  $t = 53.96 \text{ s}$ )

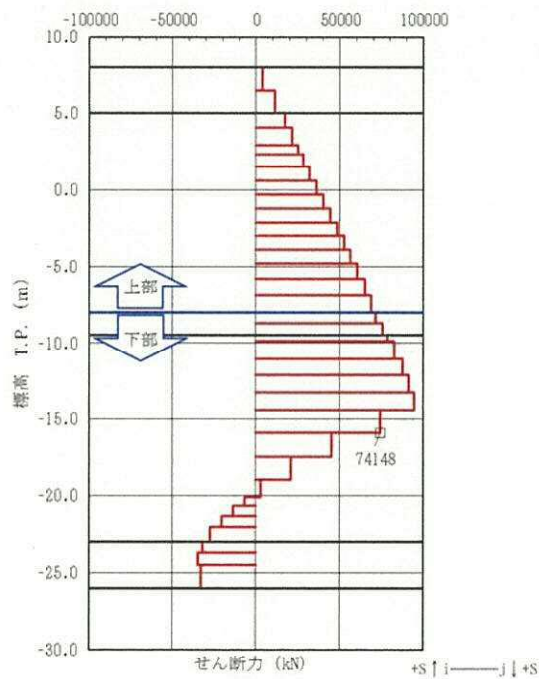
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



曲げモーメント図



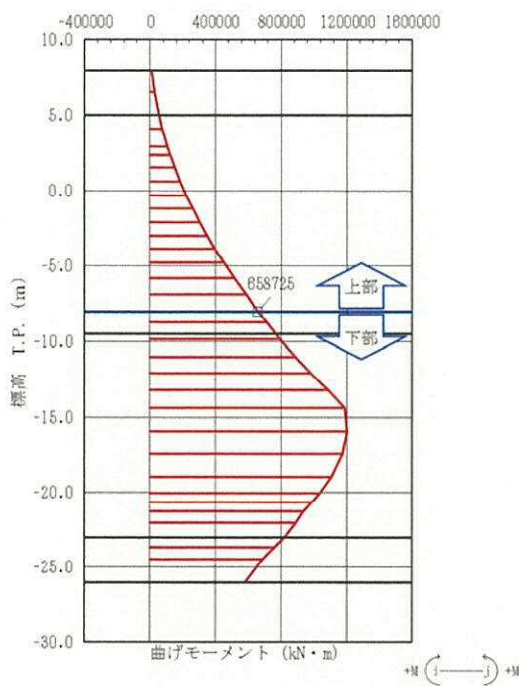
軸力図



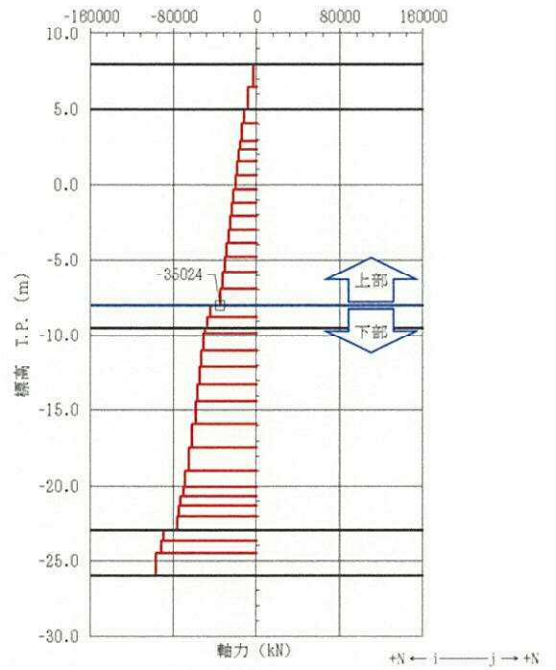
せん断力図

図 14.4-1 (4) 鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力(①-①断面, 下部)  
( $S_s-D1 [H+, V-]$ ,  $t=53.95\text{ s}$ )

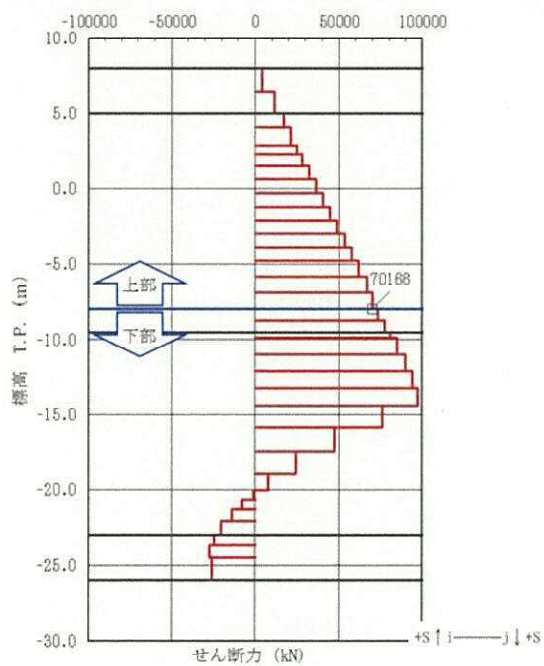
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液化化強度特性により  
地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース)



曲げモーメント図



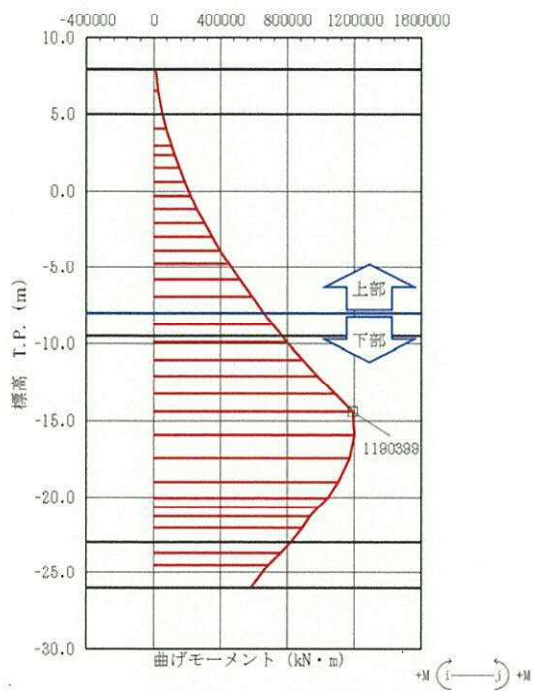
軸力図



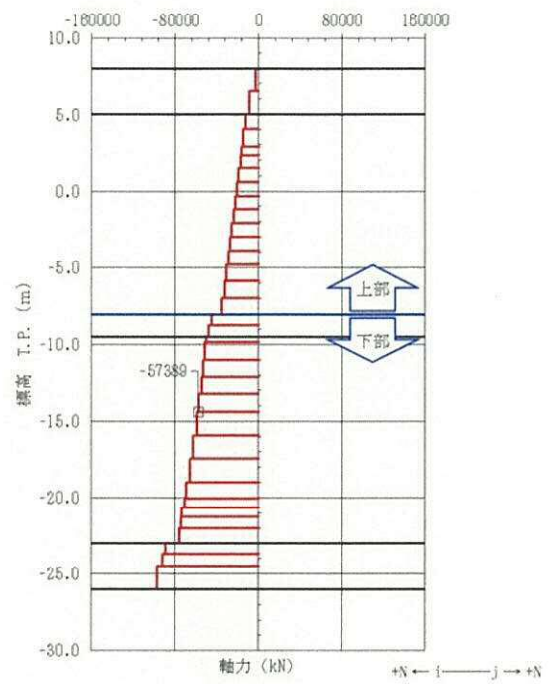
せん断力図

図 14.4-1 (5) せん断力が最も厳しい時刻の断面力(①-①断面, 上部)  
( $S_s-D1$  [H+, V-],  $t=53.92$  s)

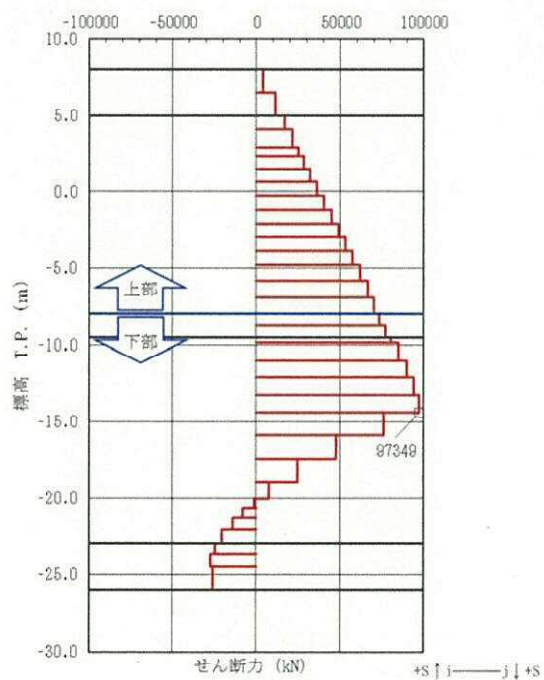
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図

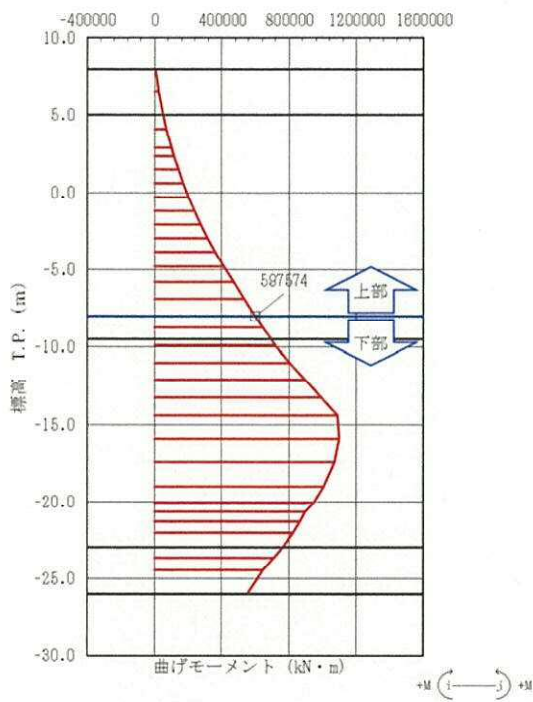


せん断力図

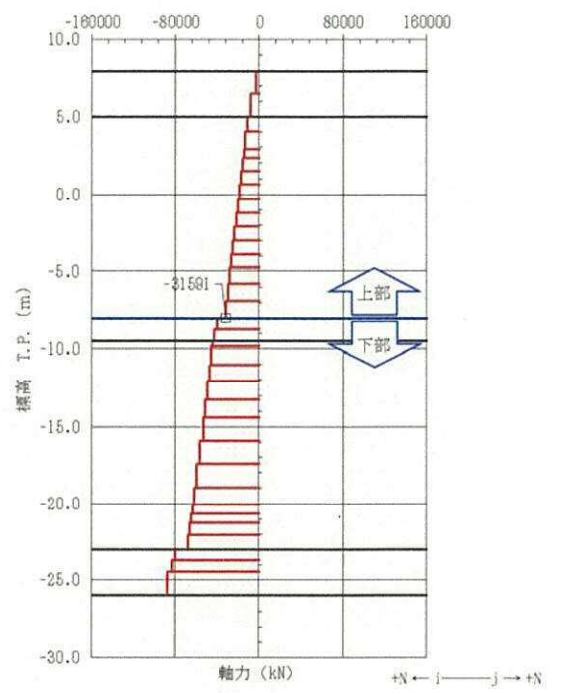
図 14.4-1 (6) せん断力が最も厳しい時刻の断面力(①-①断面, 下部)  
( $S_s - D1$  [H+, V-],  $t = 53.92$  s)

(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)

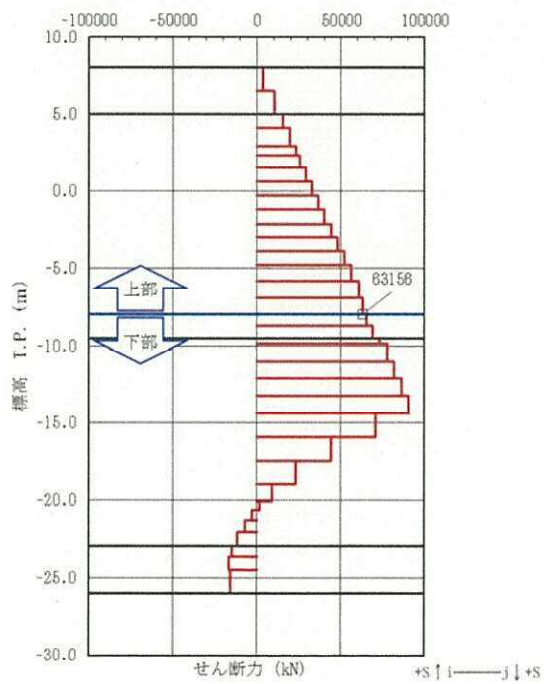




曲げモーメント図

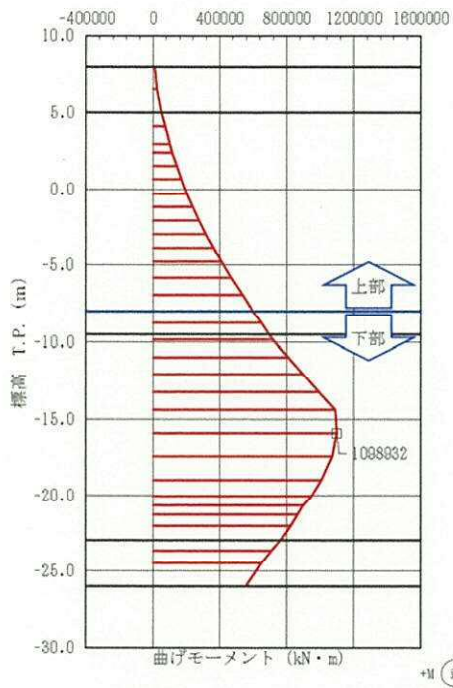


軸力図

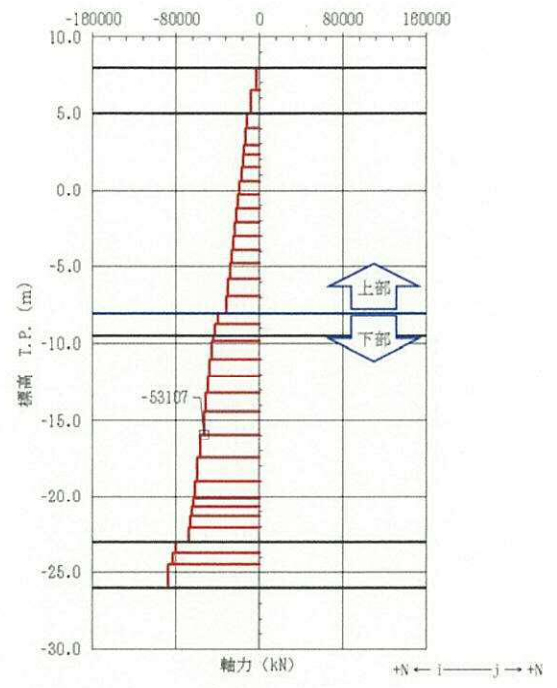


せん断力図

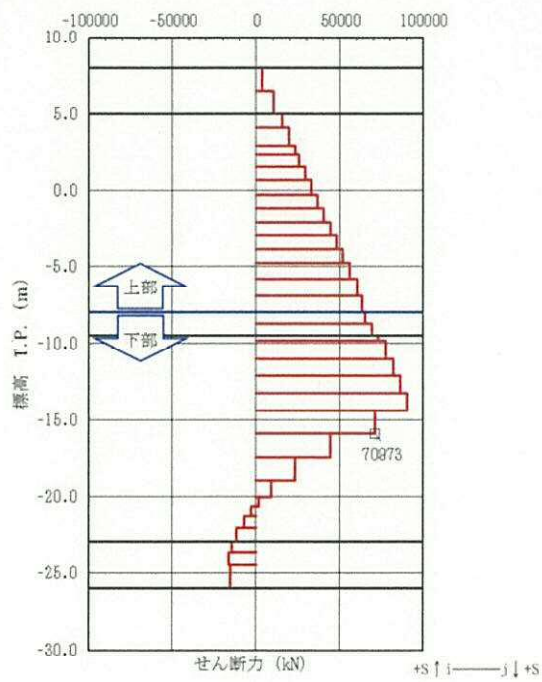
図 14.4-1 (7) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 上部)  
 ( $S_s-D1$  [H+, V+],  $t=53.93$  s)  
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



曲げモーメント図

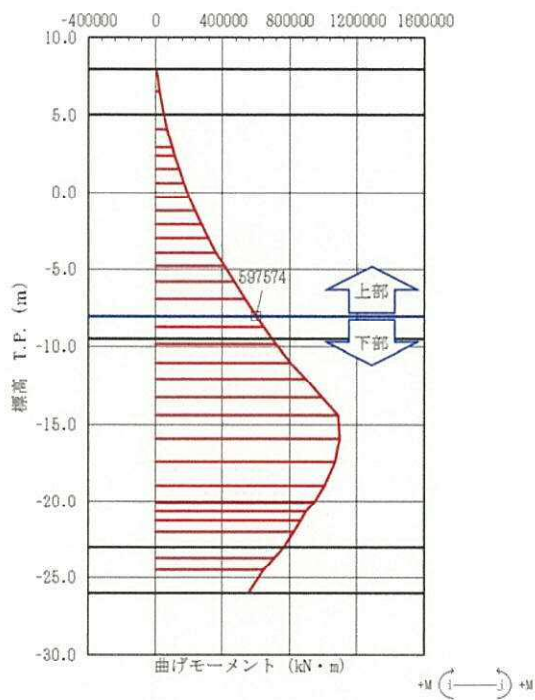


軸力図

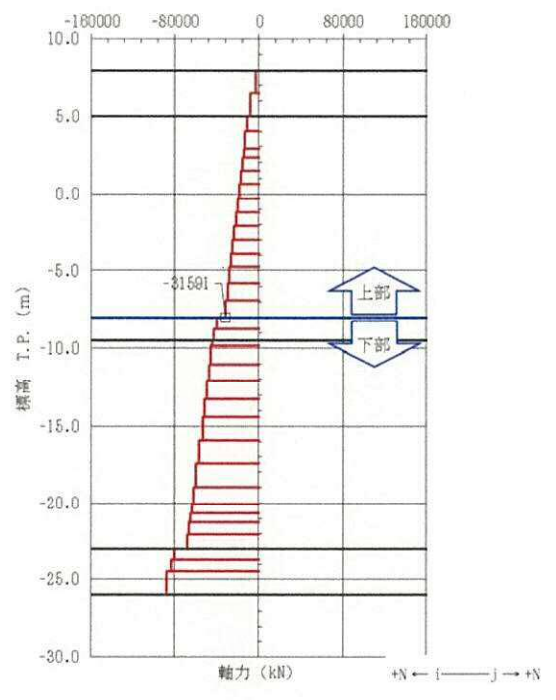


せん断力図

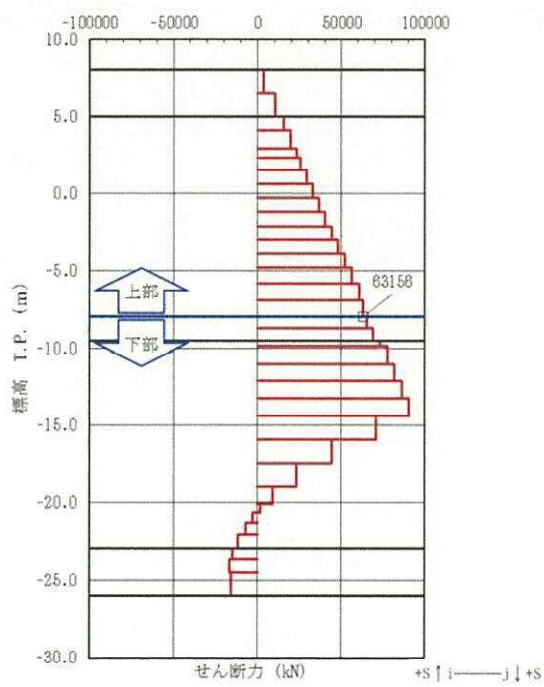
図 14.4-1 (8) コンクリートの曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力 (②-②断面, 下部)  
 ( $S_s - D 1 [H+, V+]$ ,  $t = 83.93 \text{ s}$ )  
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



曲げモーメント図



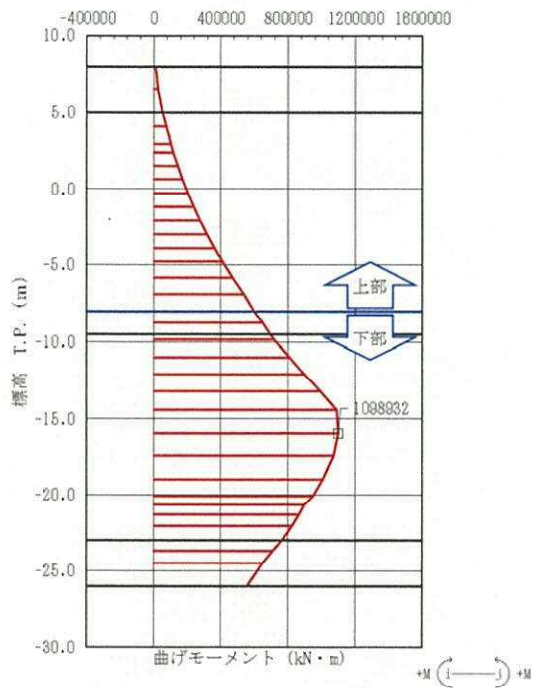
軸力図



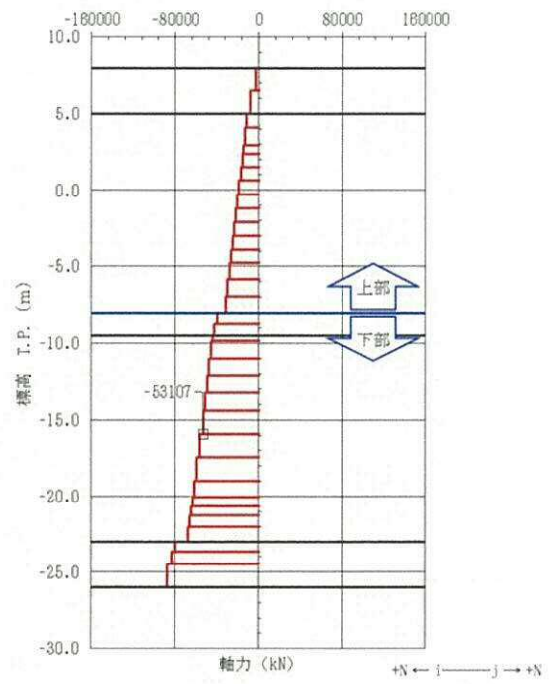
せん断力図

図 14.4-1 (9) 鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力(②-②断面, 上部)  
( $S_s - D 1 [H+, V+]$ ,  $t = 53.93 \text{ s}$ )

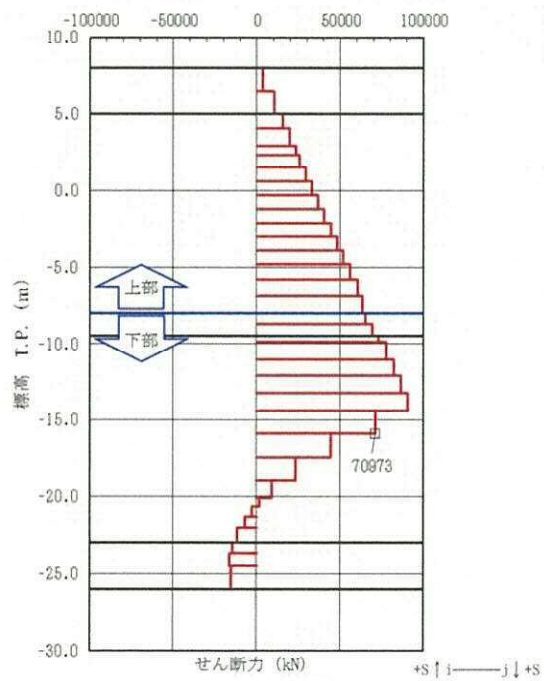
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図

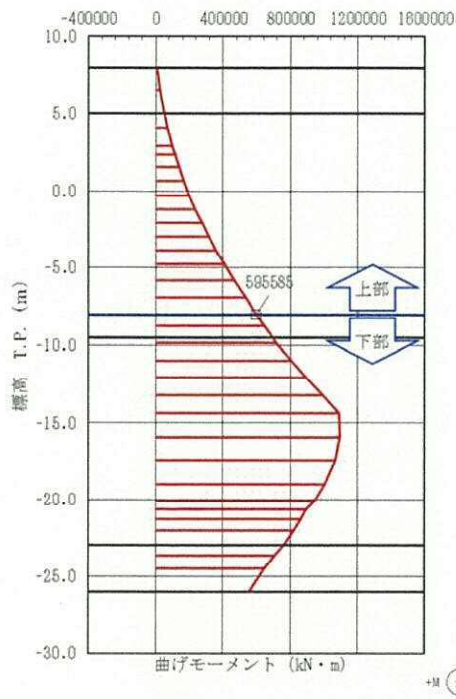


せん断力図

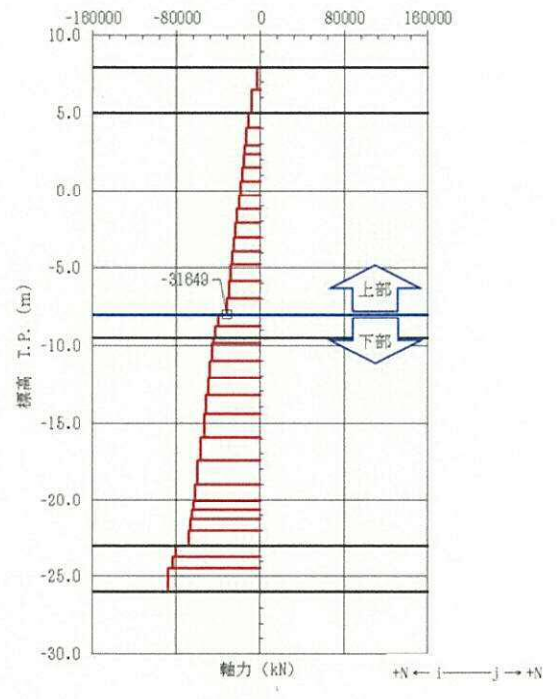
図 14.4-1 (10) 鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい時刻の断面力(②-②断面, 下部)  
( $S_s - D1 [H+, V+]$ ,  $t = 53.93 \text{ s}$ )

(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)

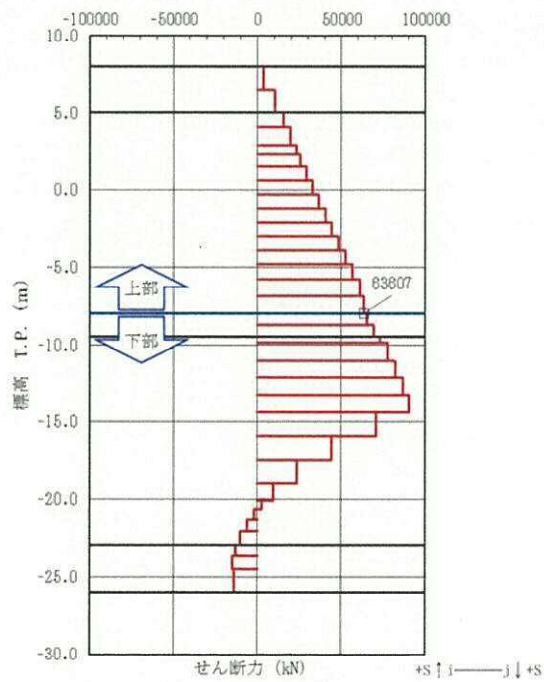




曲げモーメント図

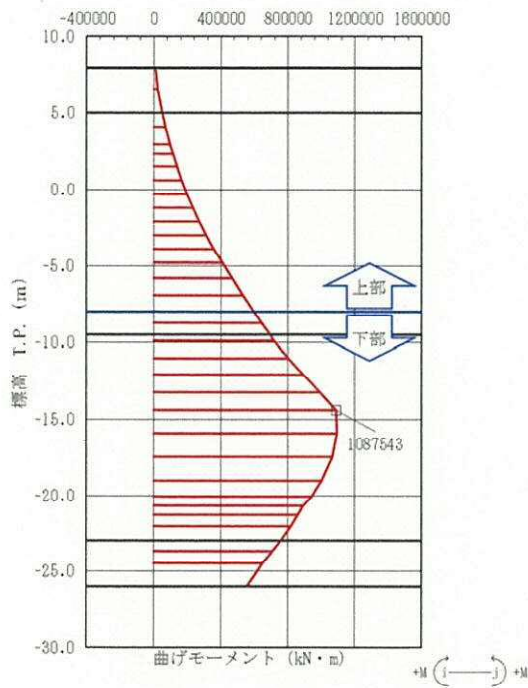


軸力図

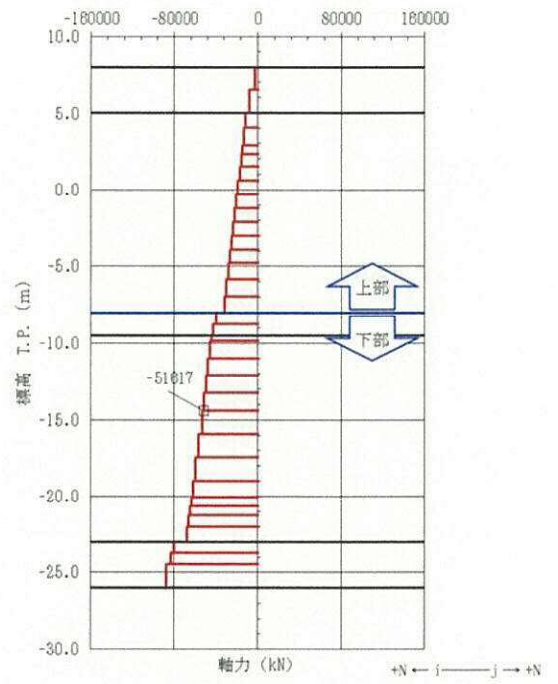


せん断力図

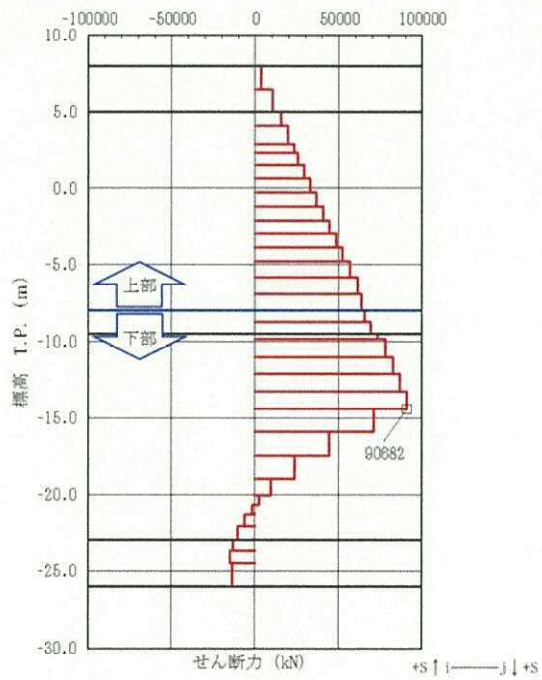
図 14.4-1 (11) せん断力が最も厳しい時刻の断面力(②-②断面, 上部)  
 $(S_s - D1 [H+, V+], t = 53.91 s)$   
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



曲げモーメント図



軸力図



せん断力図

図 14.4-1 (12) せん断力が最も厳しい時刻の断面力(②-②断面, 下部)  
 ( $S_s - D 1 [H+, V+]$ ,  $t = 53.92 \text{ s}$ )  
 (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 14.4-2 (1) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
(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)

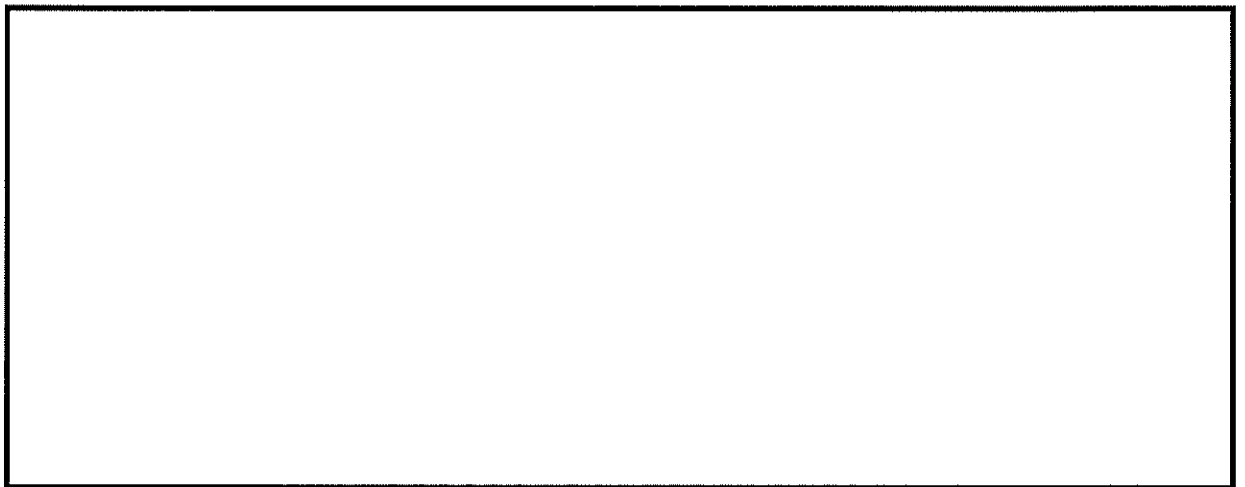


図 14.4-2 (2) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

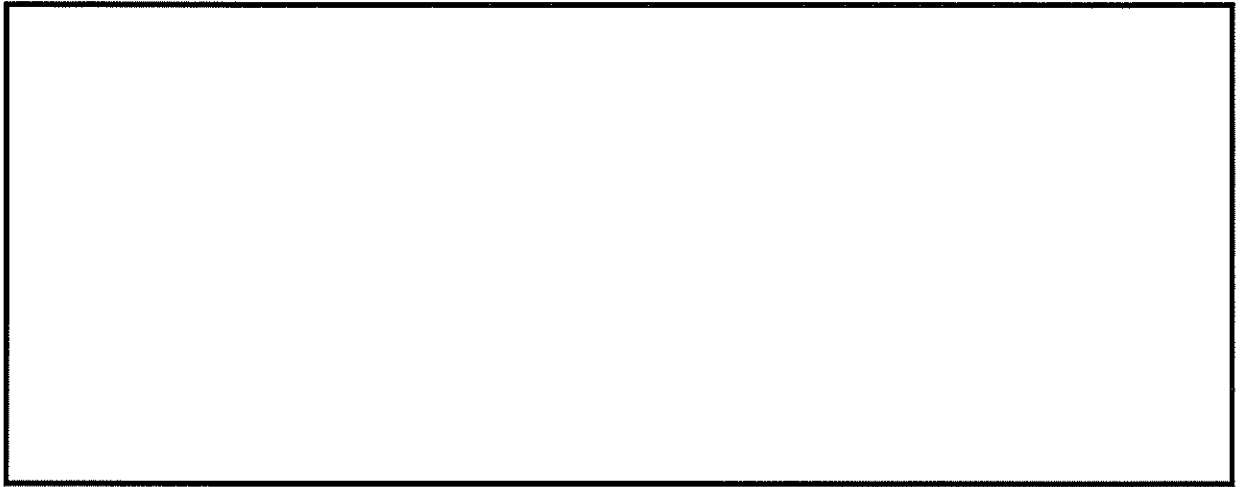


図 14.4-2 (3) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  [H-, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

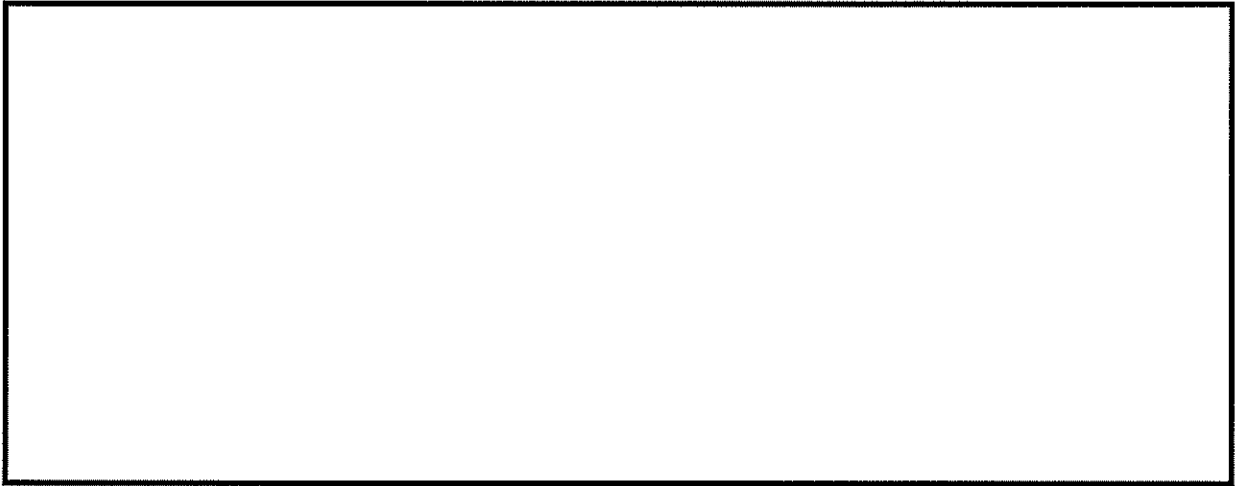


図 14.4-2 (4) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1$  [H-, V-])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

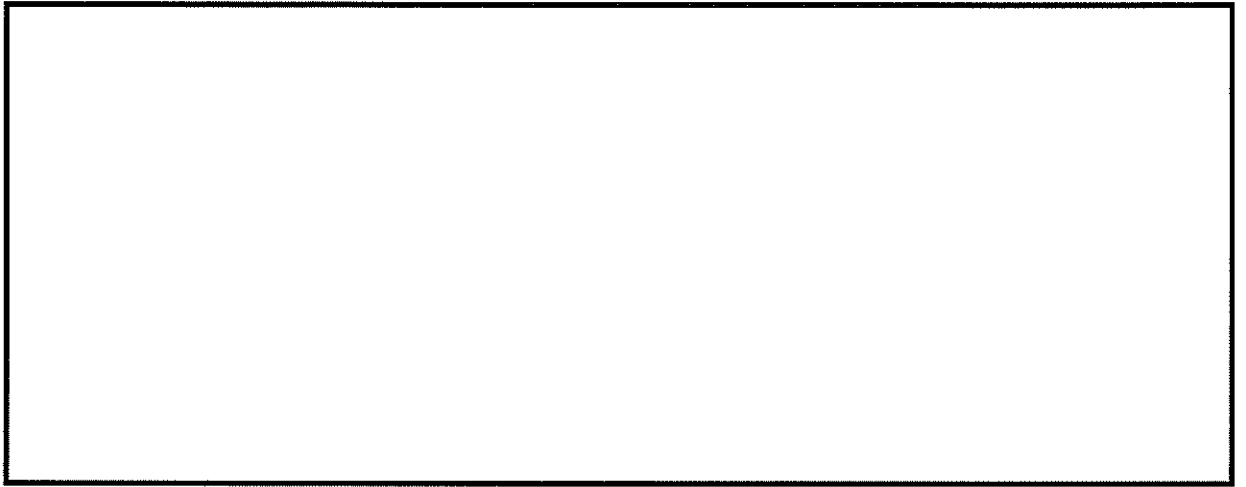


図 14.4-2 (5) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-11$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

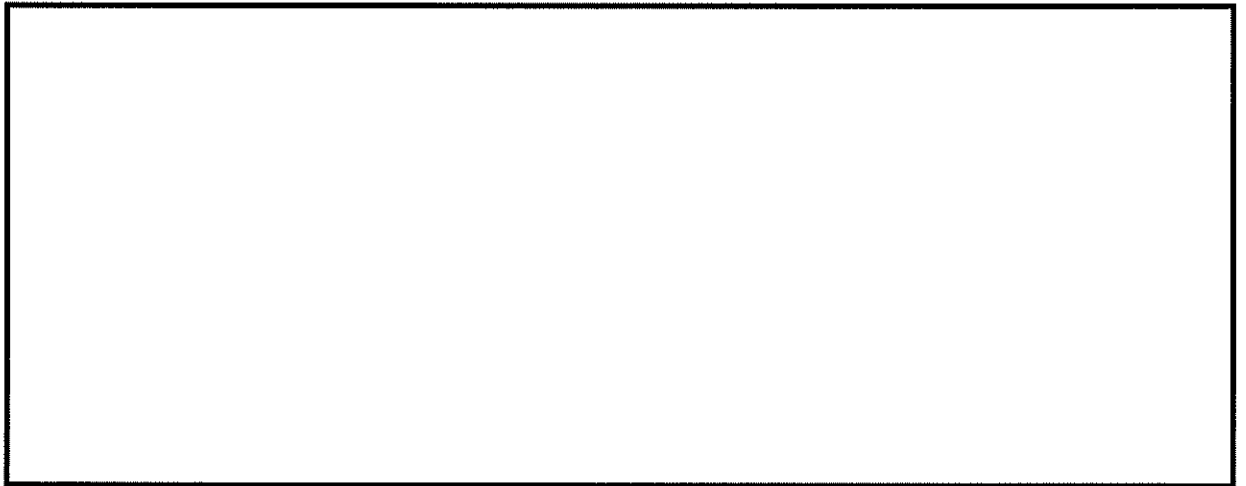


図 14.4-2 (6) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-12$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

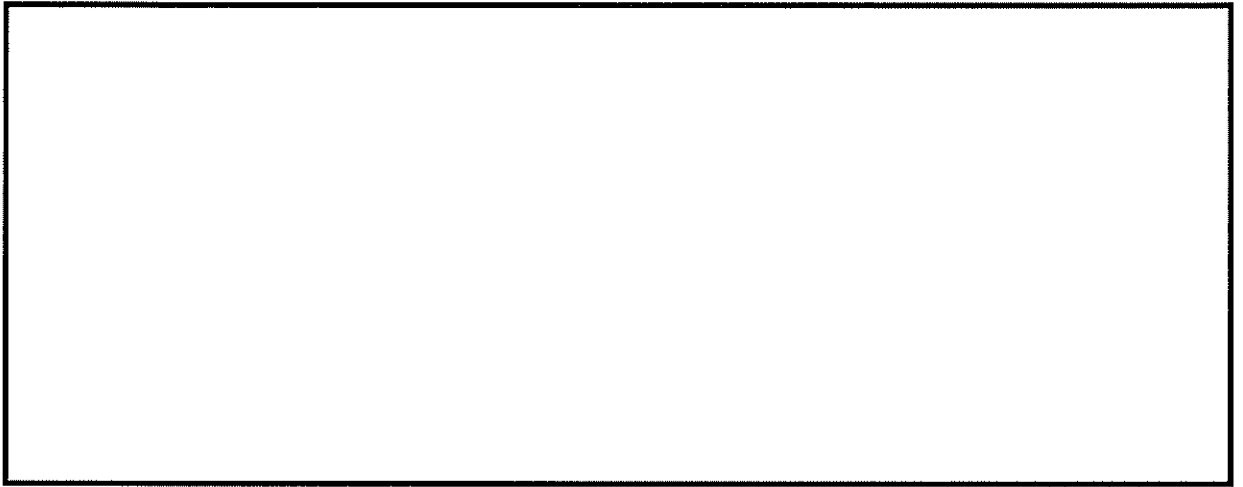


図 14.4-2 (7) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-13$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

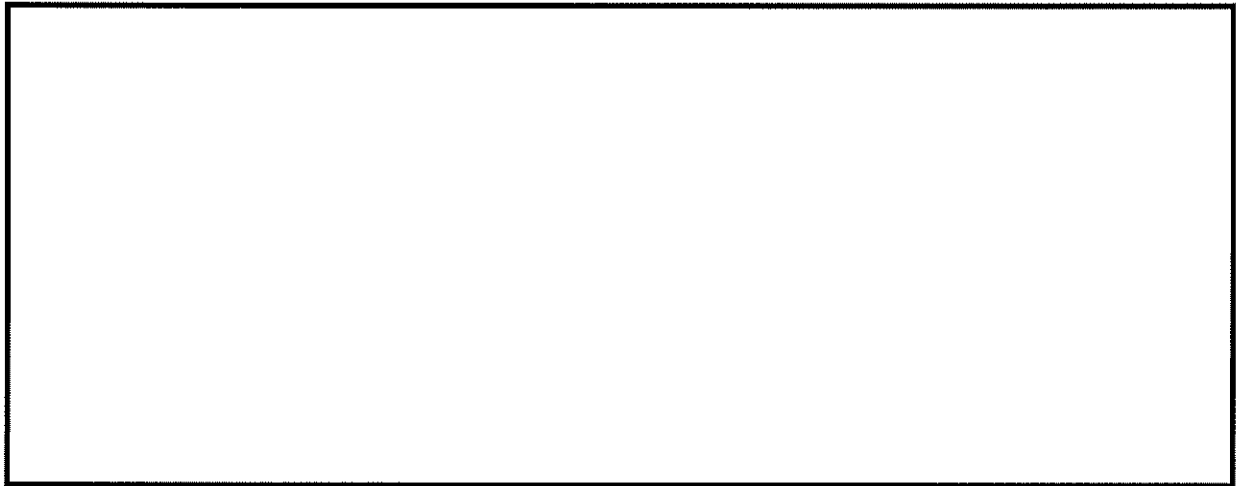


図 14.4-2 (8) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-14$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

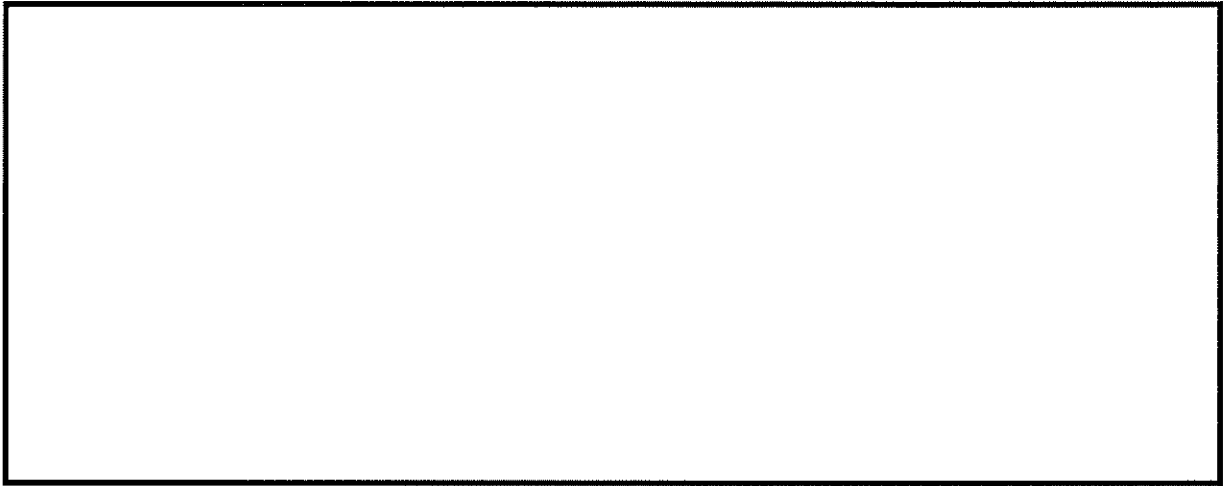


図 14.4-2 (9) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 21$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

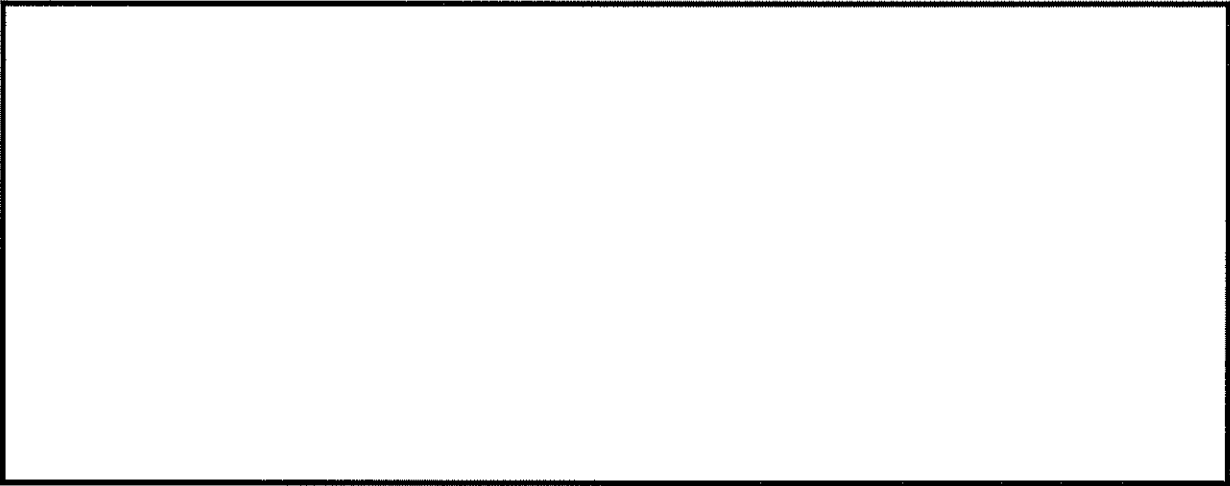


図 14.4-2 (10) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 22$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

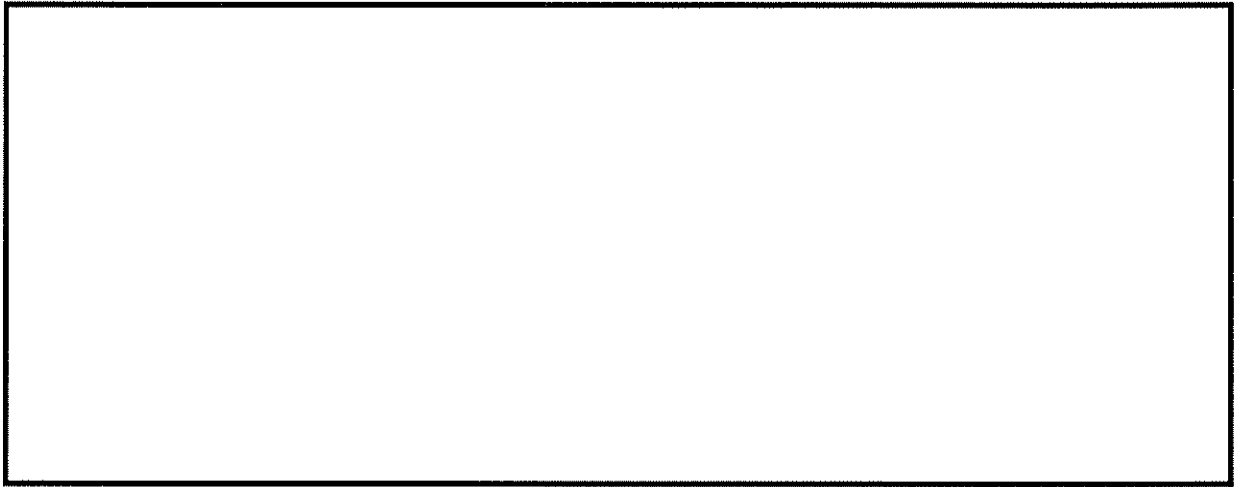


図 14.4-2 (11) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-31$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

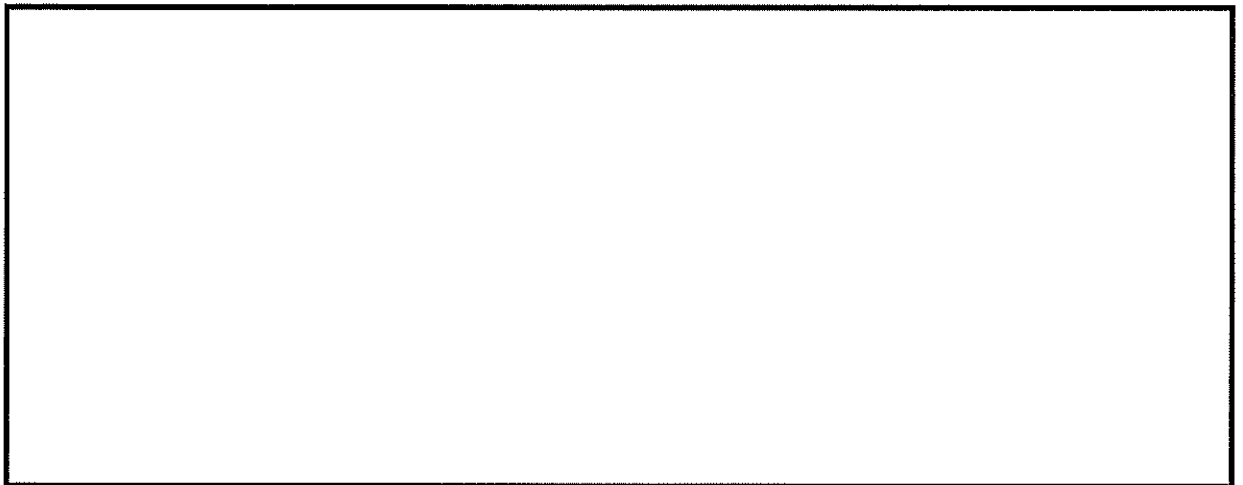


図 14.4-2 (12) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-31$  [H-, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



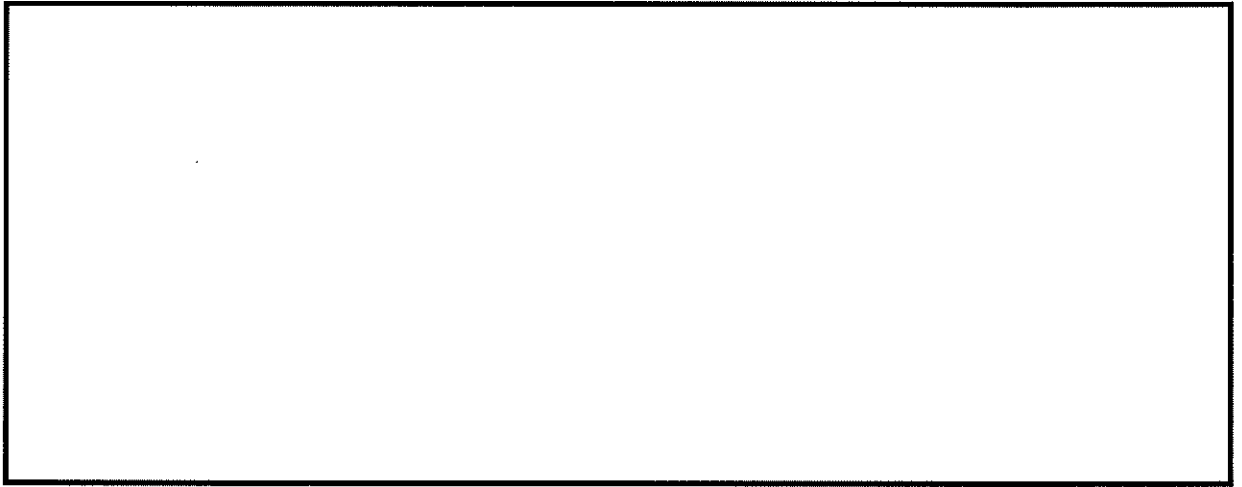


図 14.4-2 (13) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1 [H+, V-]$ )  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

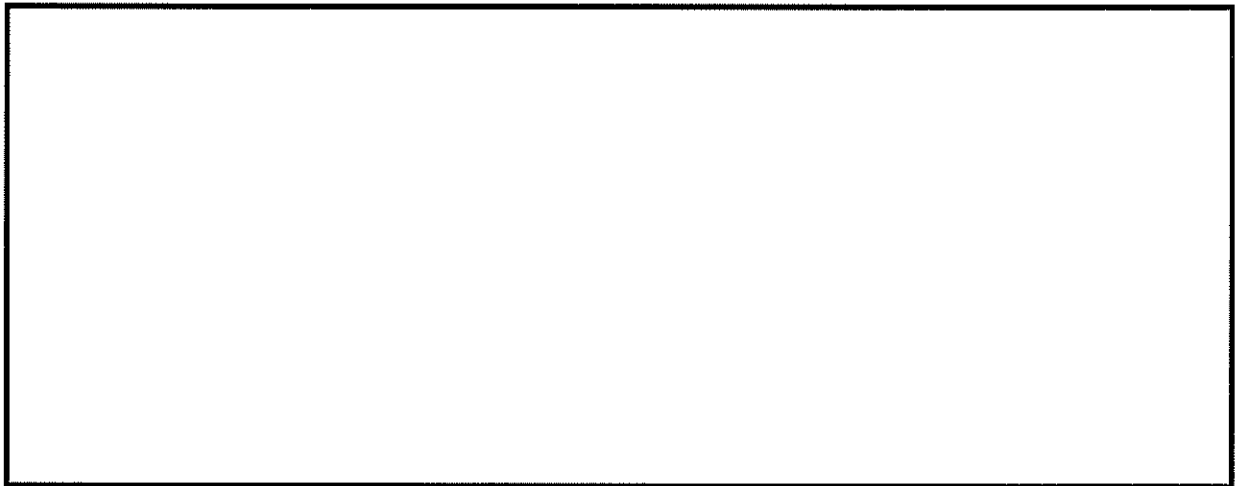


図 14.4-2 (14) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1 [H+, V-]$ )  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 $\sigma$ ) した解析ケース)

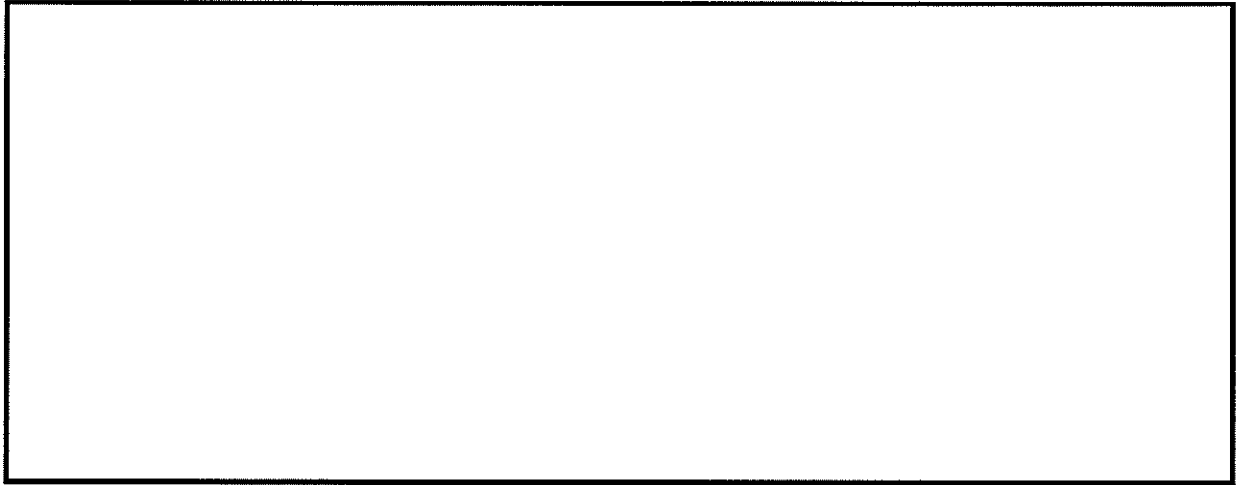


図 14.4-2 (15) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1 [H+, V-]$ )  
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

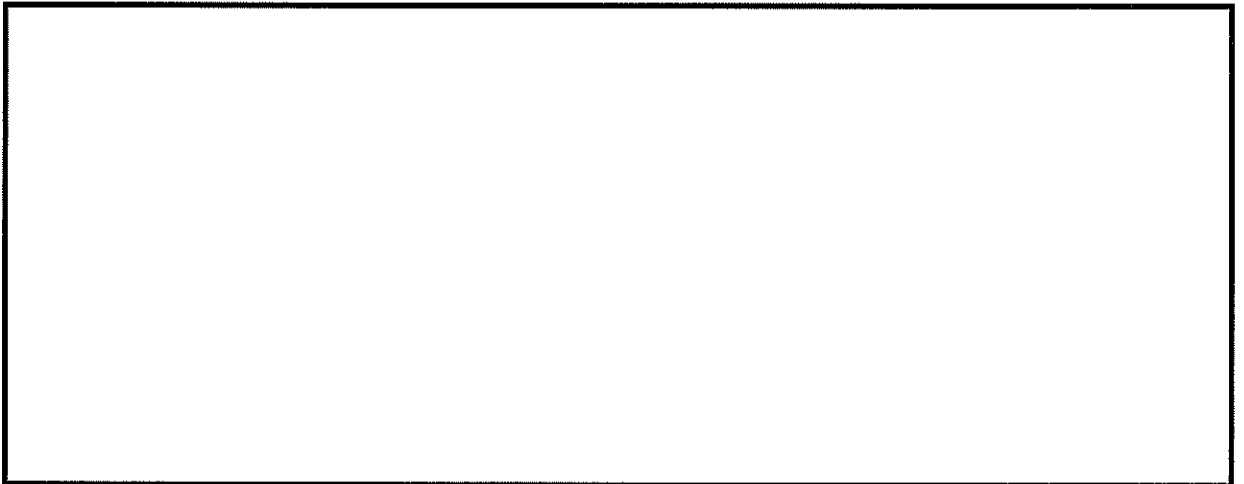


図 14.4-2 (16) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1 [H+, V-]$ )  
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

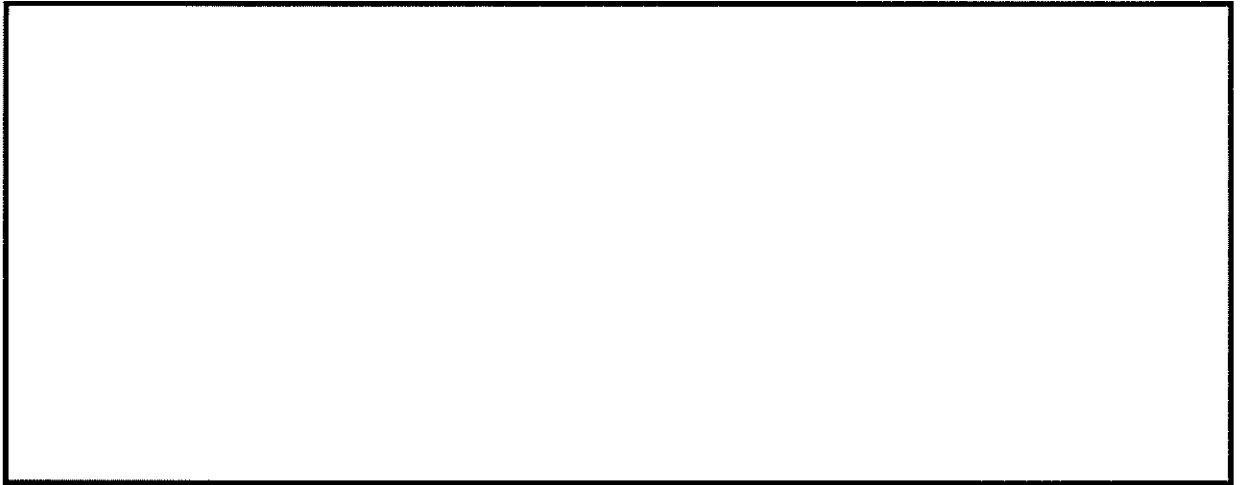


図 14.4-2 (17) ①-①断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1 [H+, V-]$ )  
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $+1\sigma$ ) して  
非液化化の条件を仮定した解析ケース)

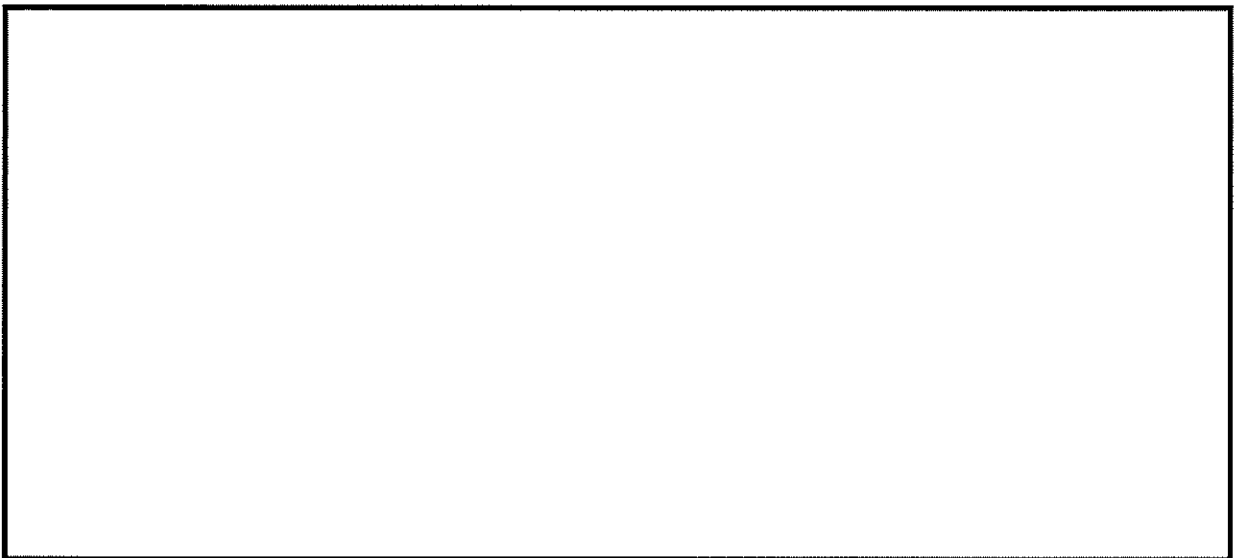


図 14.4-2 (18) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液化化強度特性を用いた解析ケース)

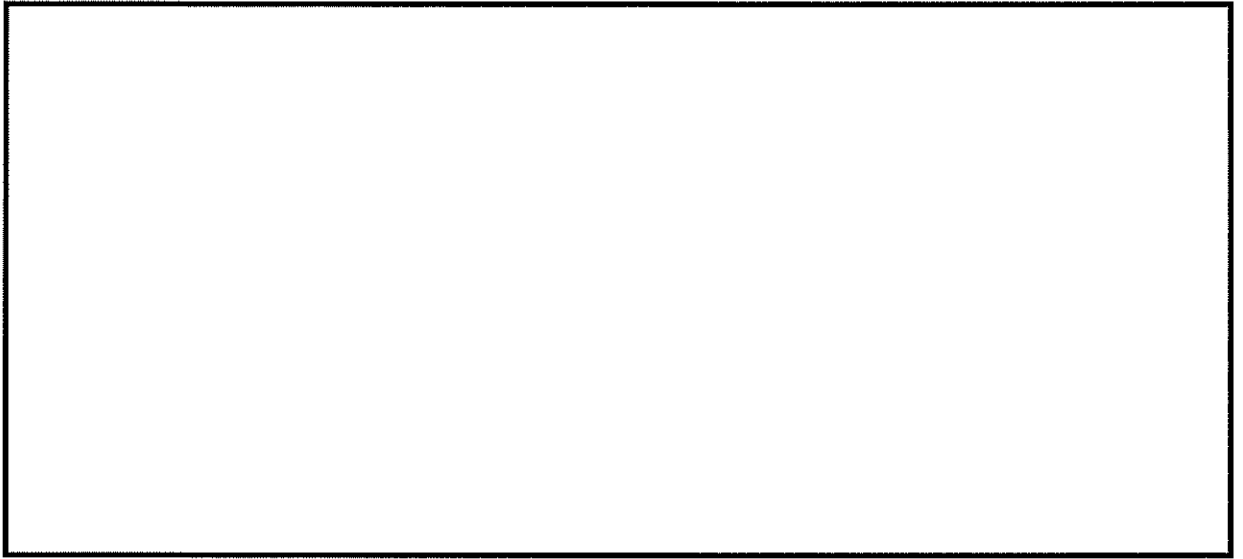


図 14.4-2 (19) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1 [H+, V-]$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

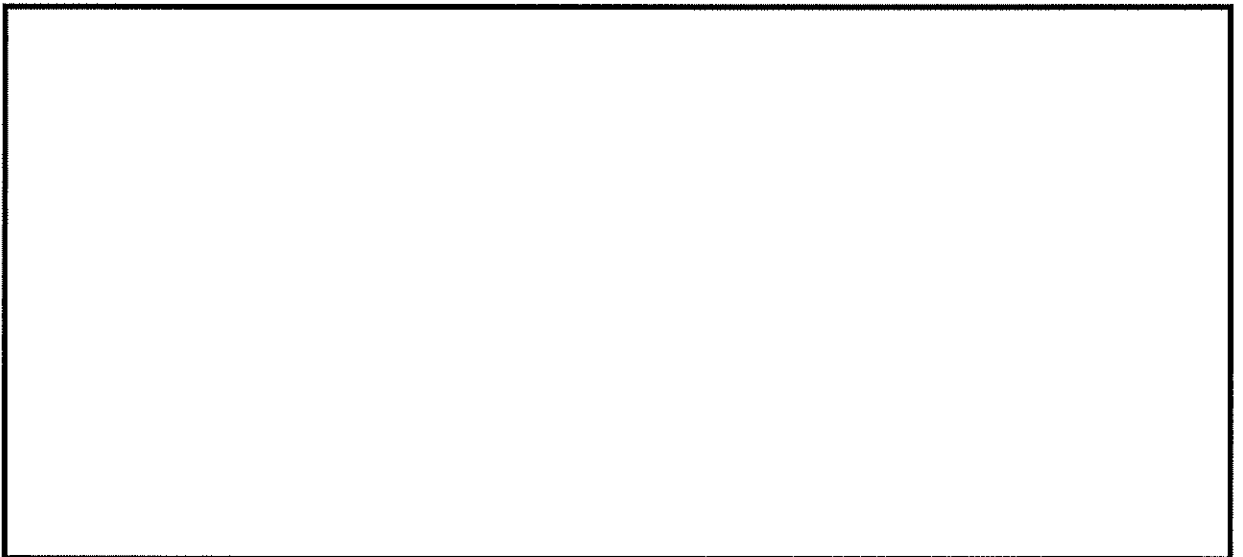


図 14.4-2 (20) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1 [H-, V+]$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

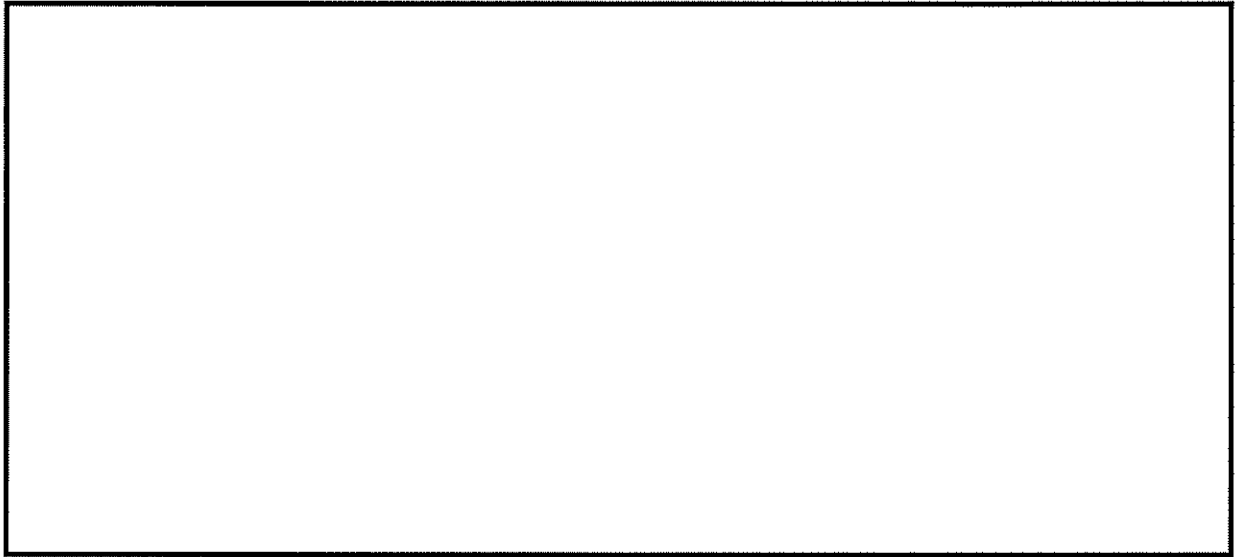


図 14.4-2 (21) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - D1 [H-, V-]$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

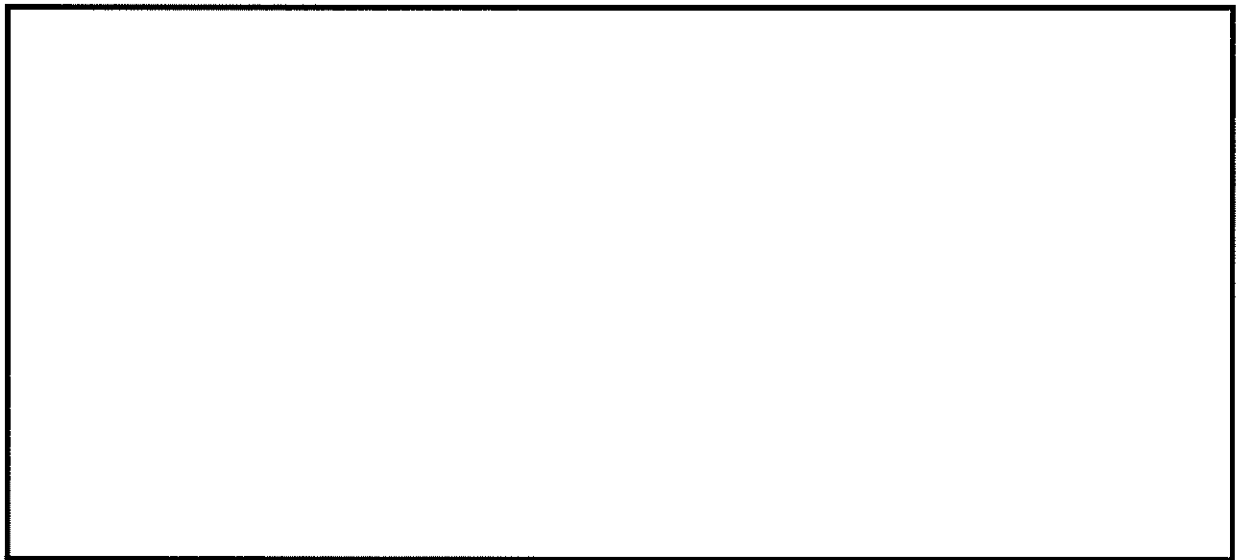


図 14.4-2 (22) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s - 11$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

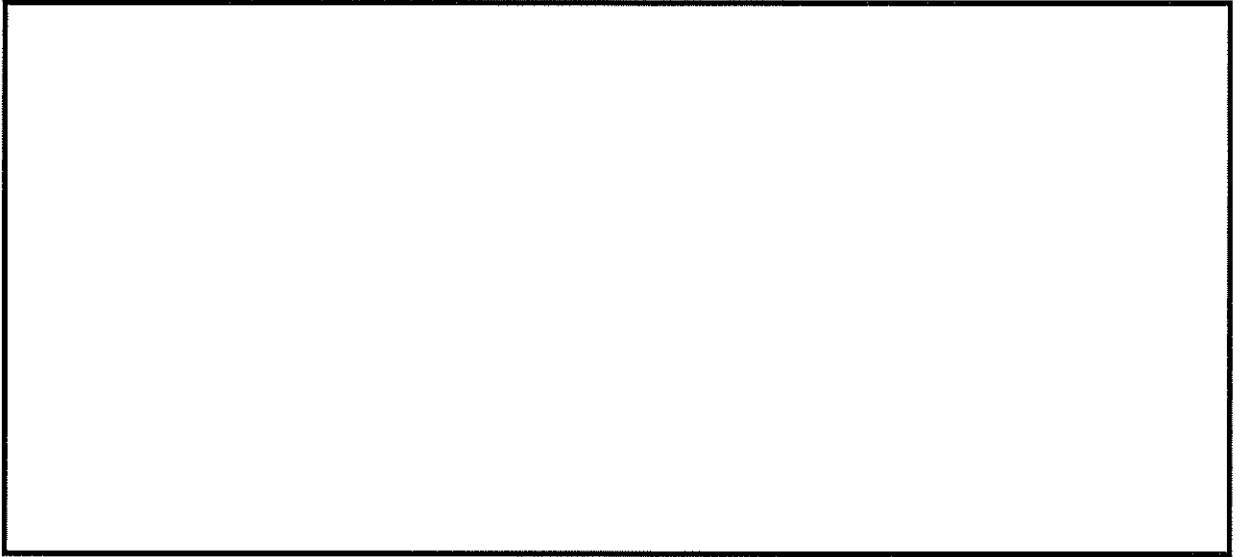


図 14.4-2 (23) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-12$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

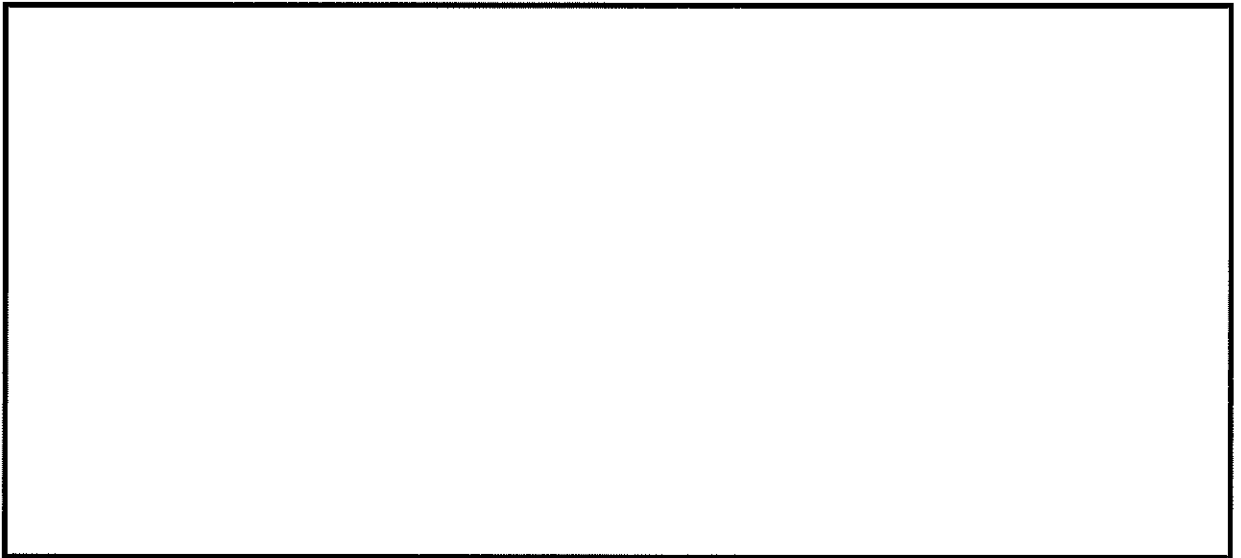


図 14.4-2 (24) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-13$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

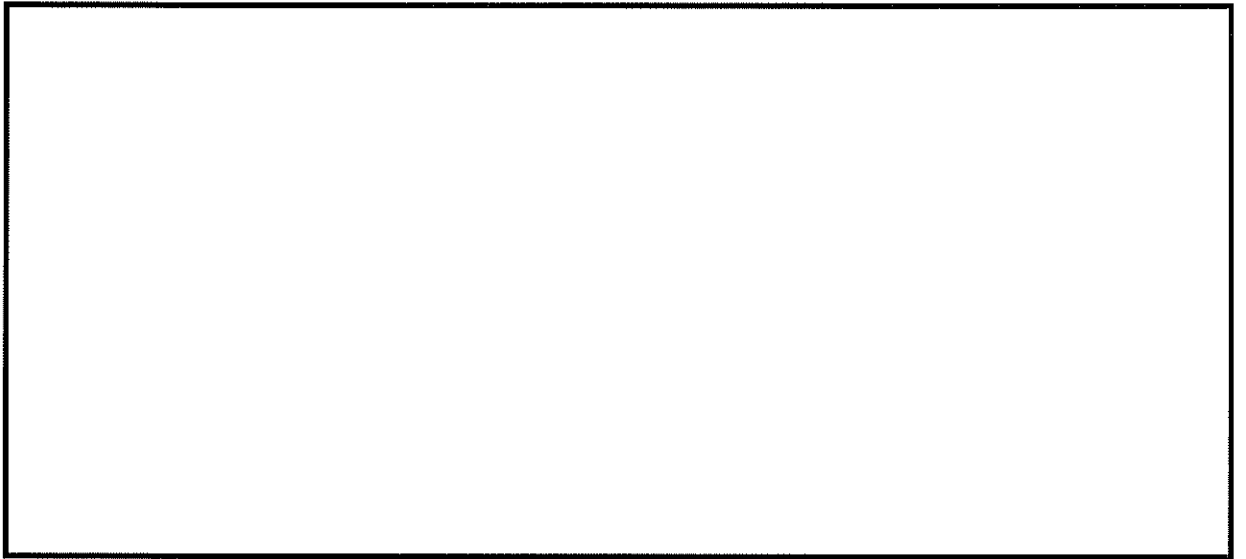


図 14.4-2 (25) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-14$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

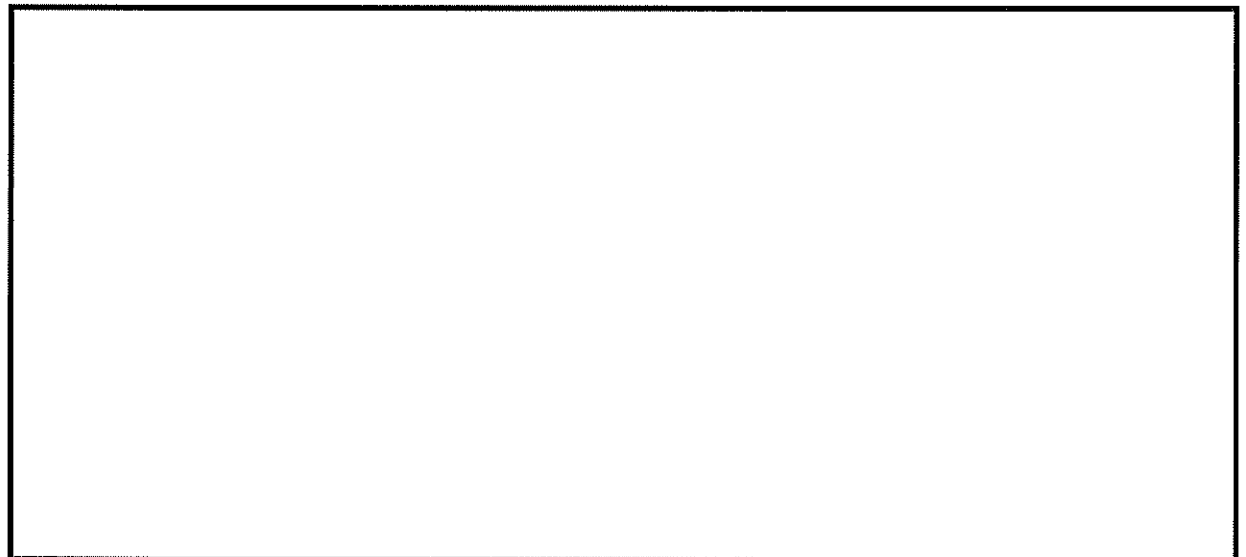


図 14.4-2 (26) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-21$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

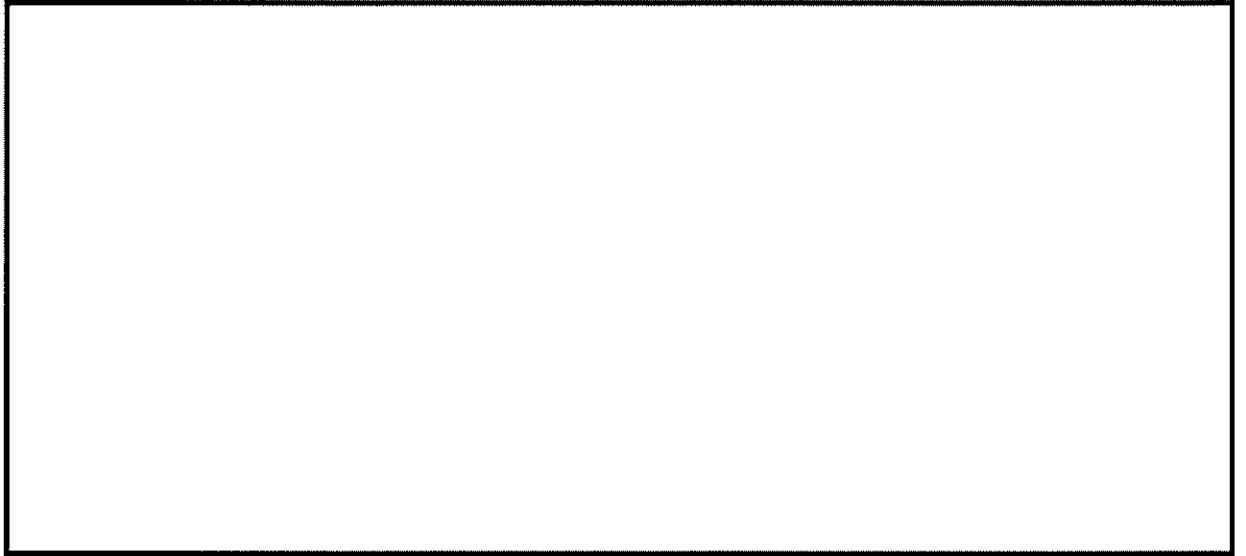


図 14.4-2 (27) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-22$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

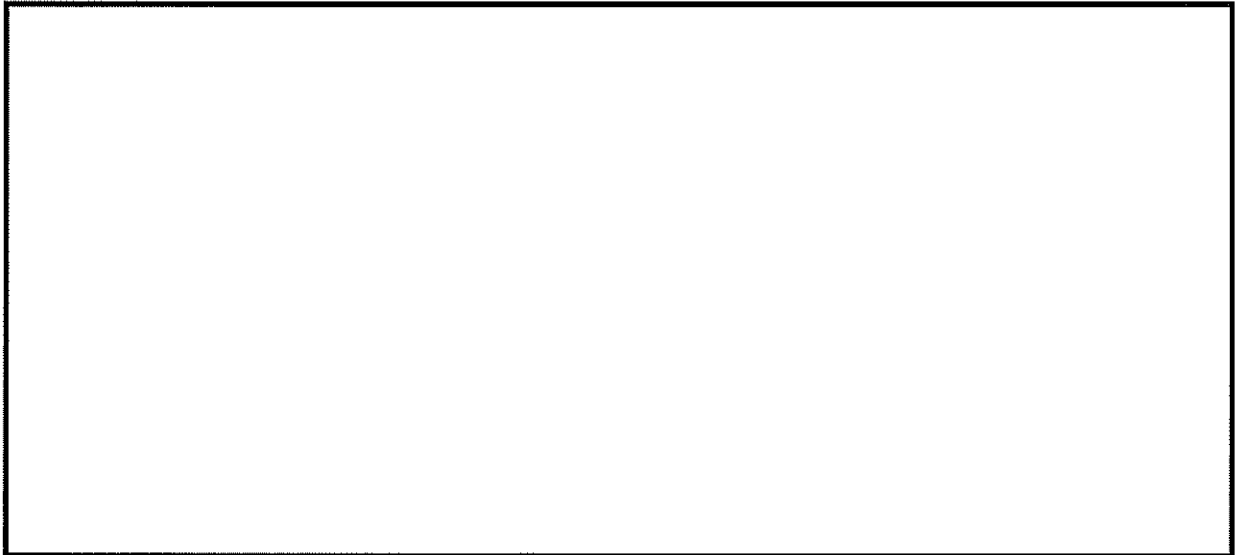


図 14.4-2 (28) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-31$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



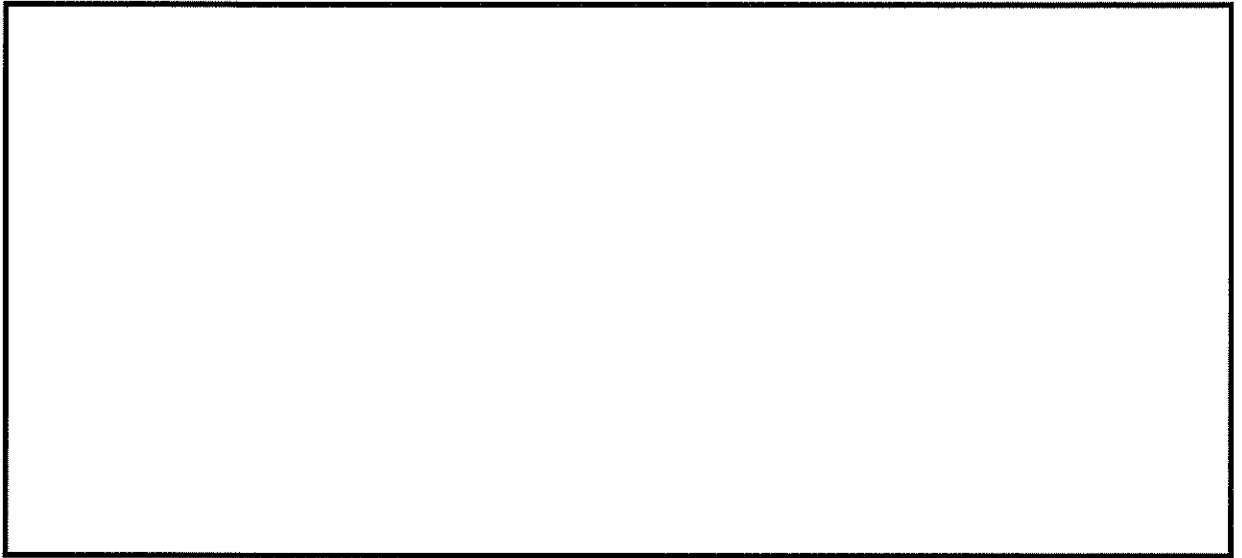


図 14.4-2 (29) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-31 [H-, V+]$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 14.4-2 (30) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1 [H+, V+]$ )  
(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)

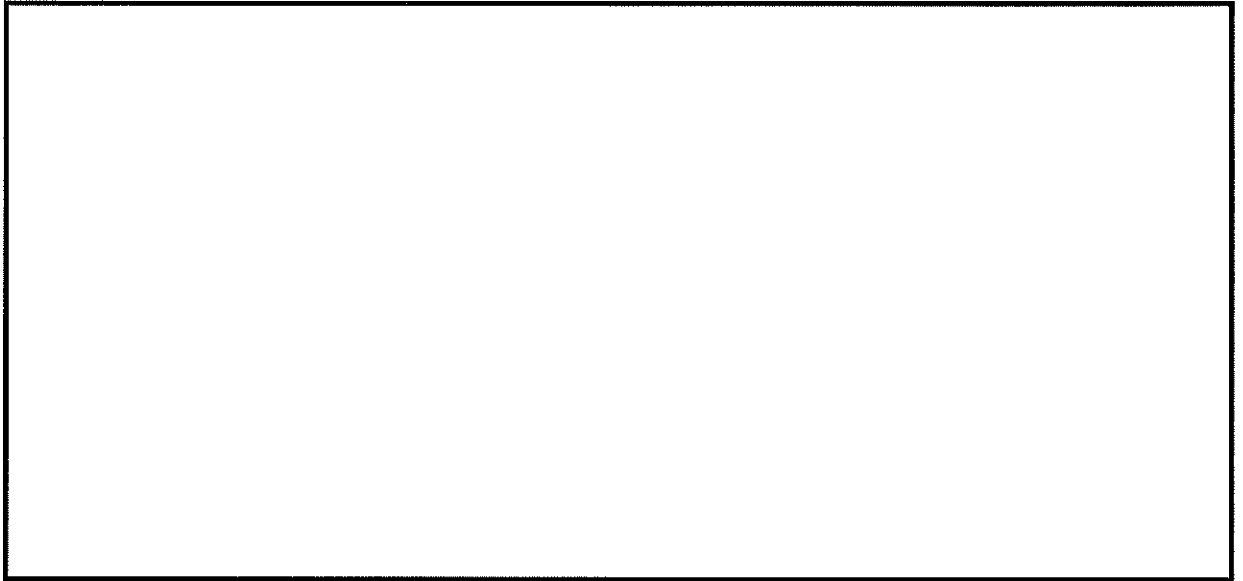


図 14.4-2 (31) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

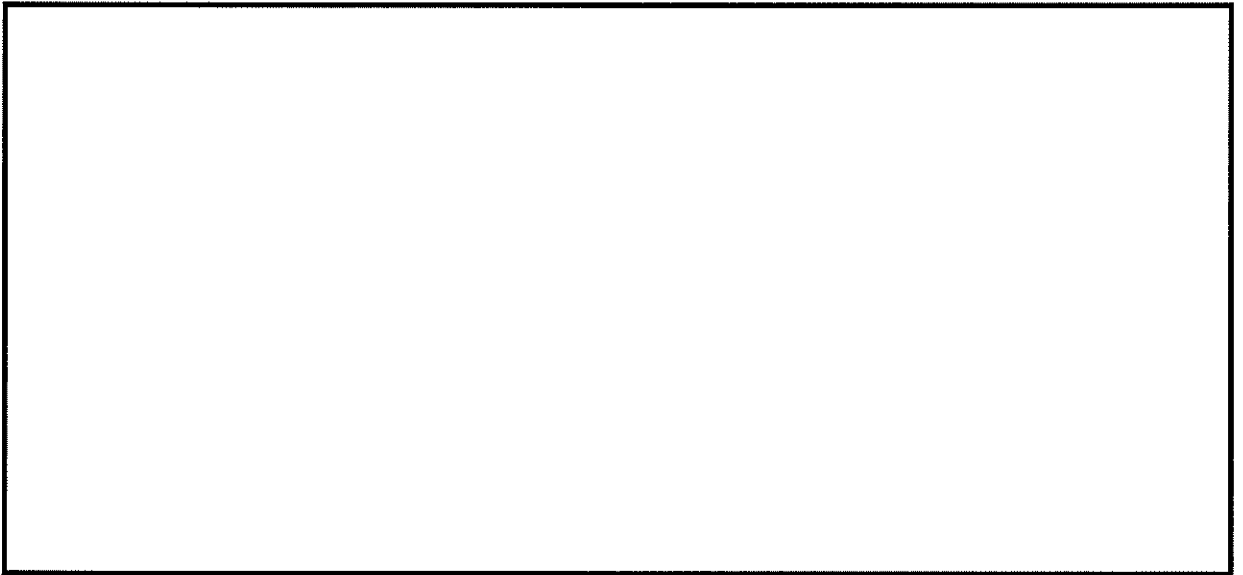


図 14.4-2 (32) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

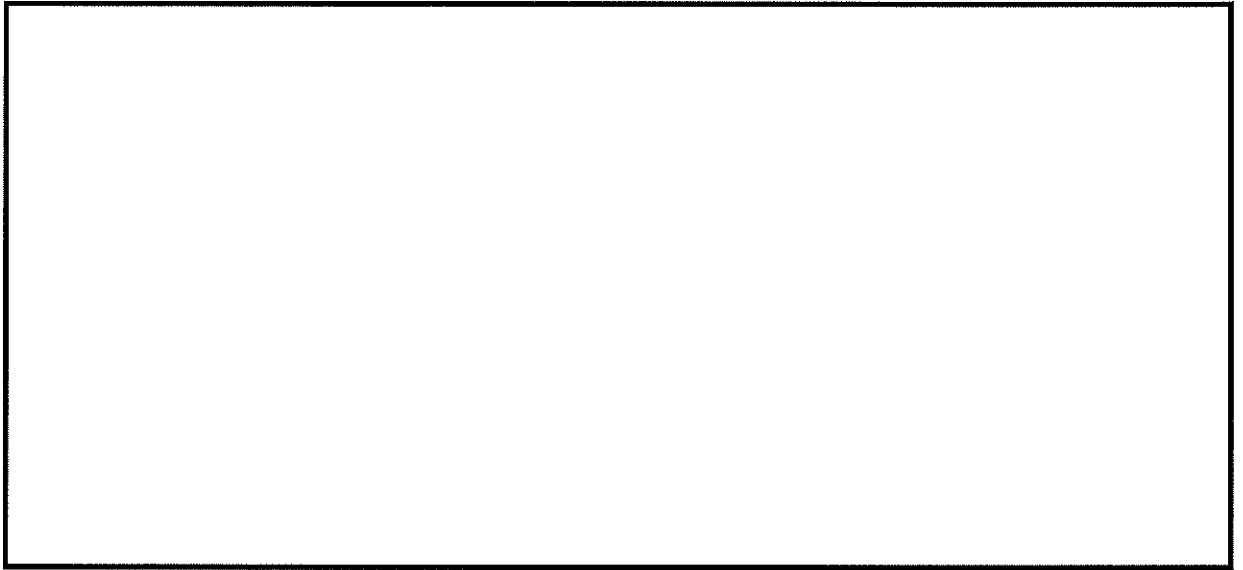


図 14.4-2 (33) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

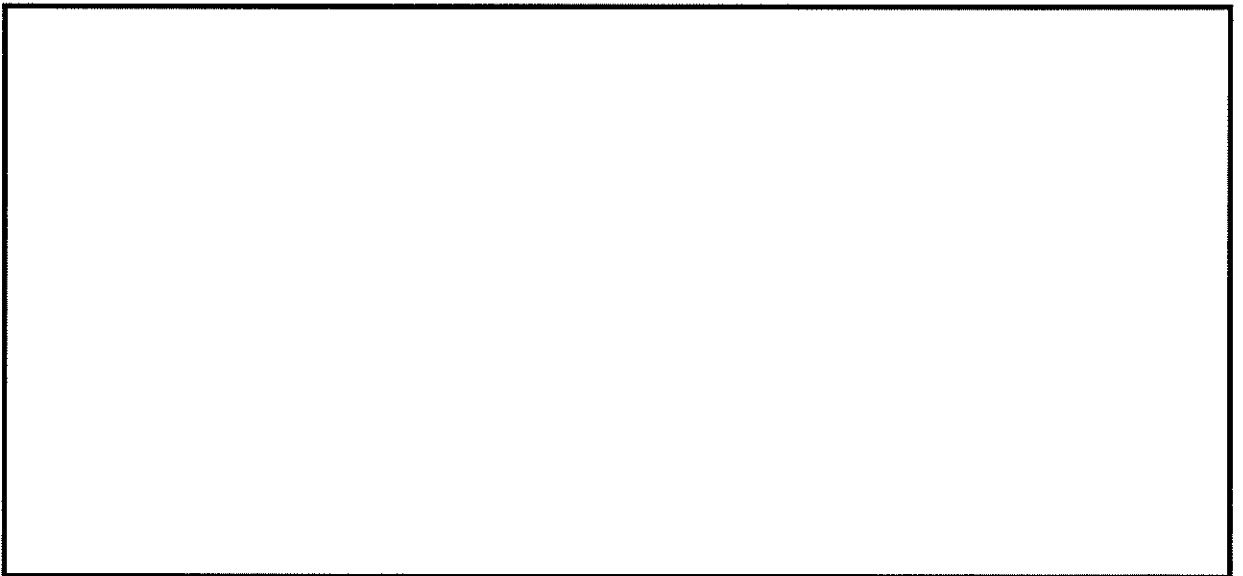


図 14.4-2 (34) ②-②断面の最大せん断ひずみ分布 ( $S_s-D1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $+1\sigma$ ) して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

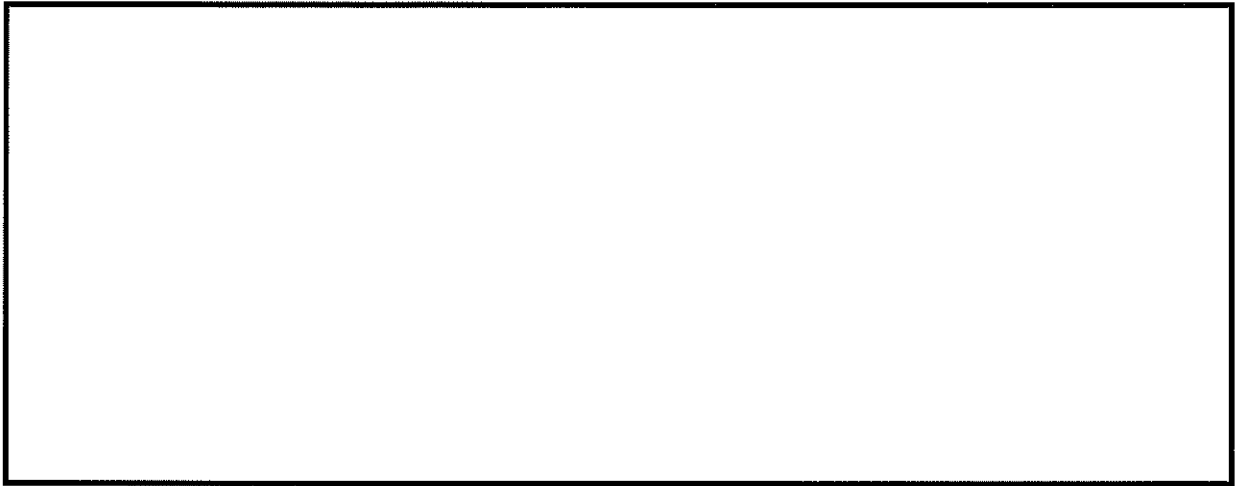


図 14.4-3 (1) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_v - D 1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

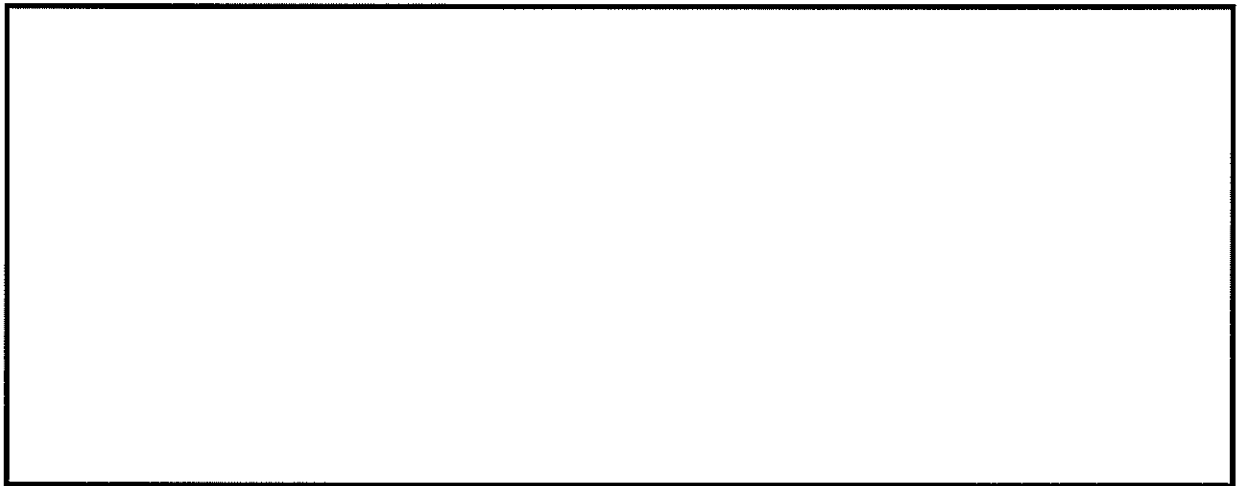


図 14.4-3 (2) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_v - D 1 [H+, V-]$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

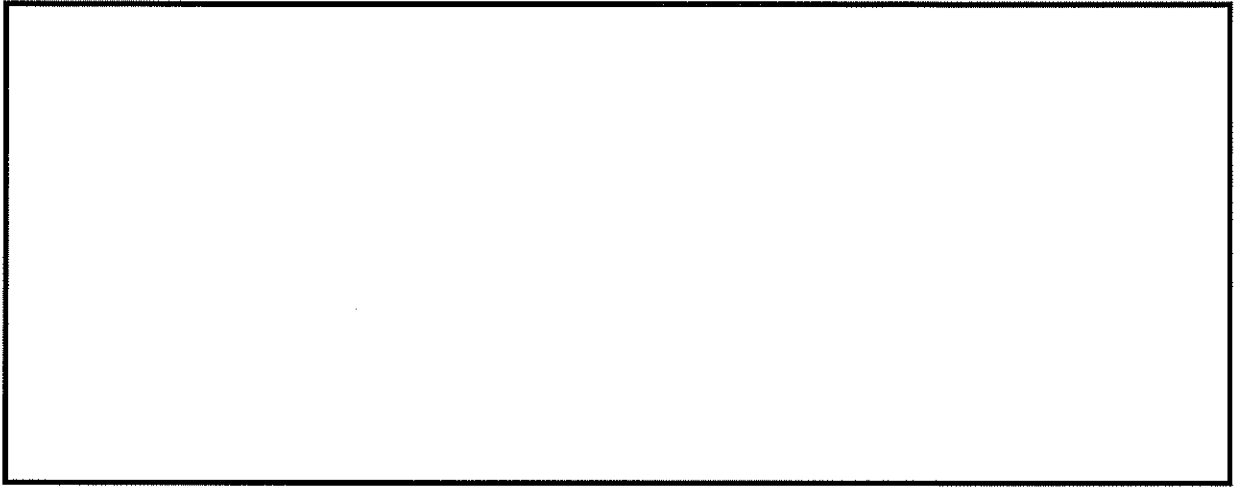


図 14.4-3 (3) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_v-D 1 [H-, V+]$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

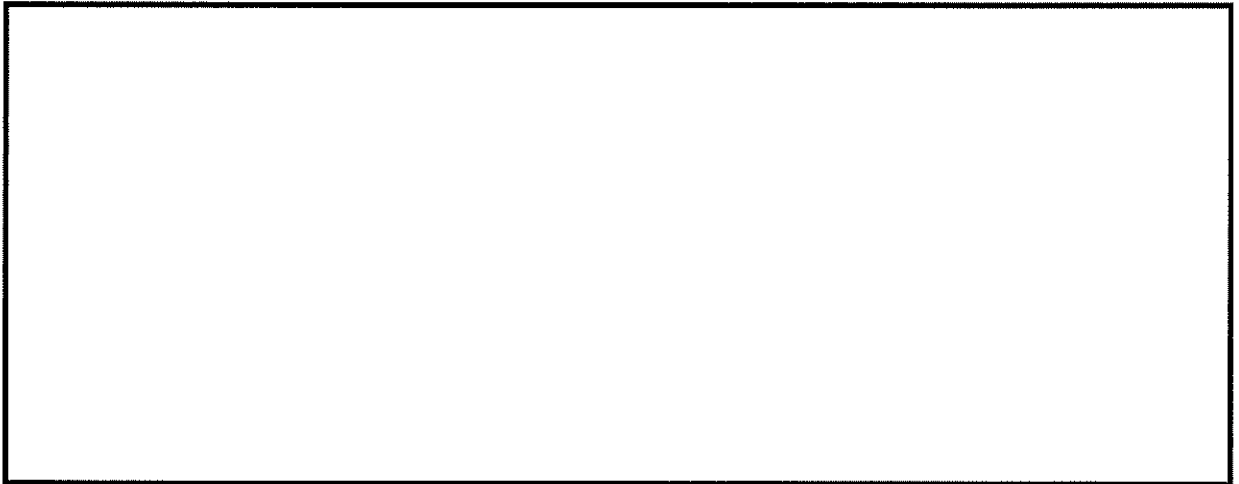


図 14.4-3 (4) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_v-D 1 [H-, V-]$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

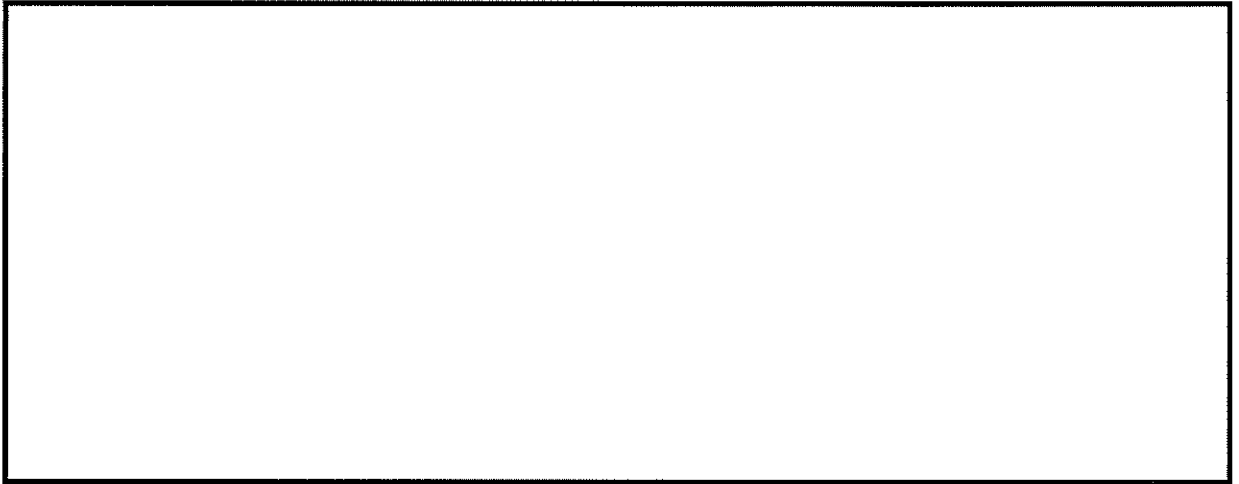


図 14.4-3 (5) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 1 1$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

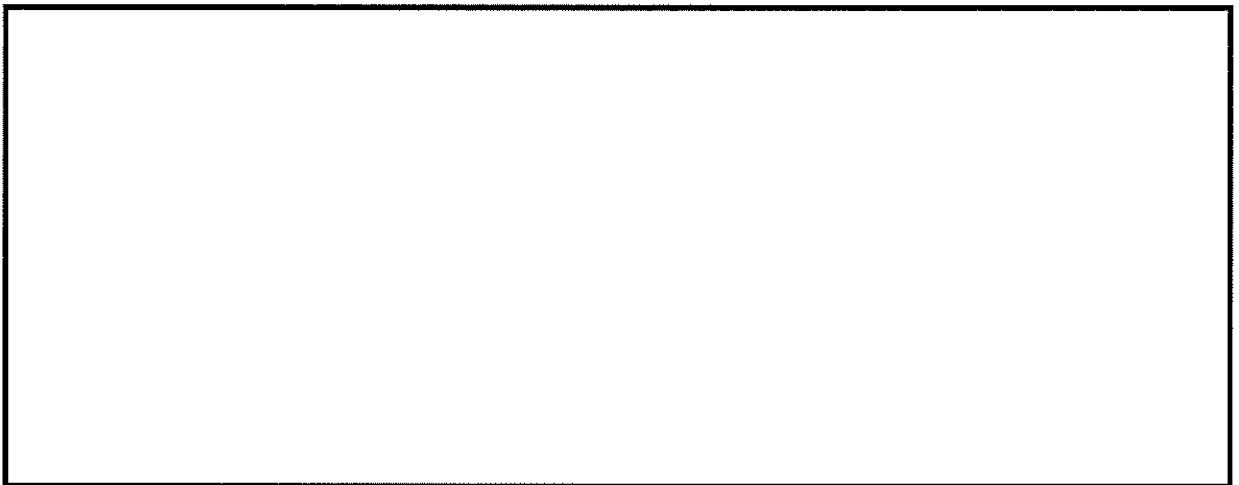


図 14.4-3 (6) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 1 2$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

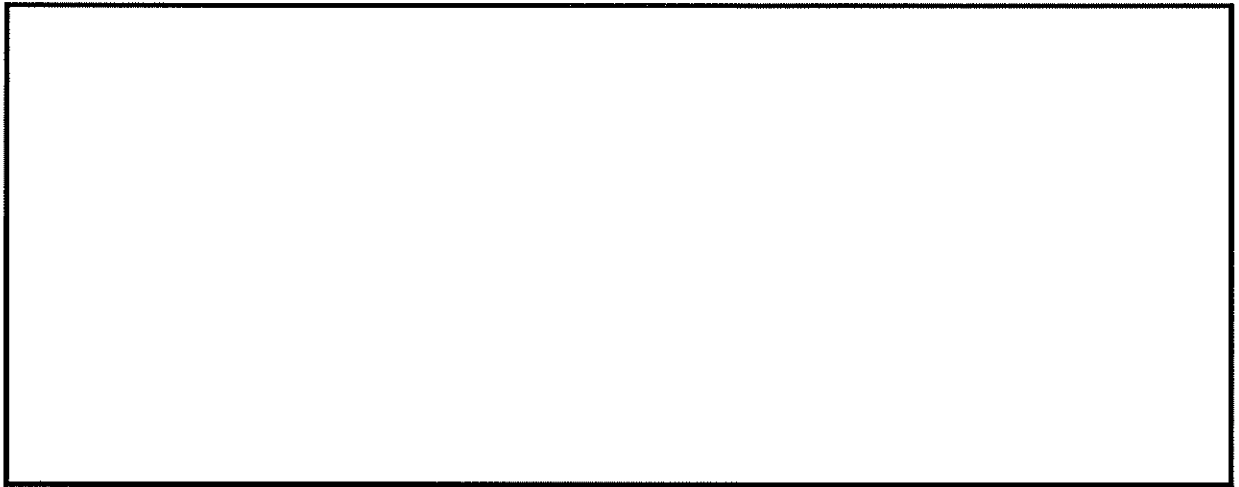


図 14.4-3 (7) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 13$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

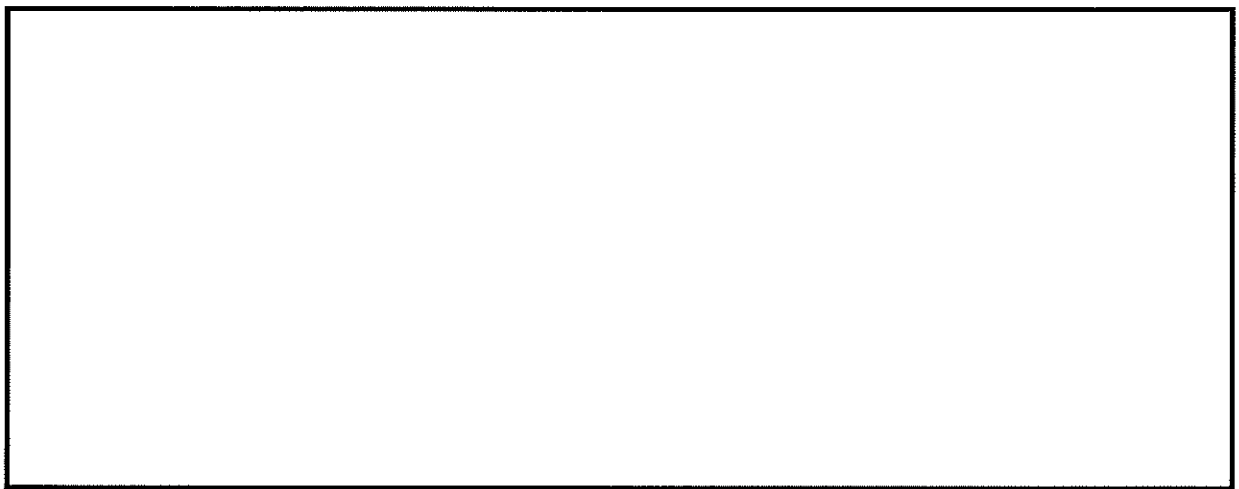


図 14.4-3 (8) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 14$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

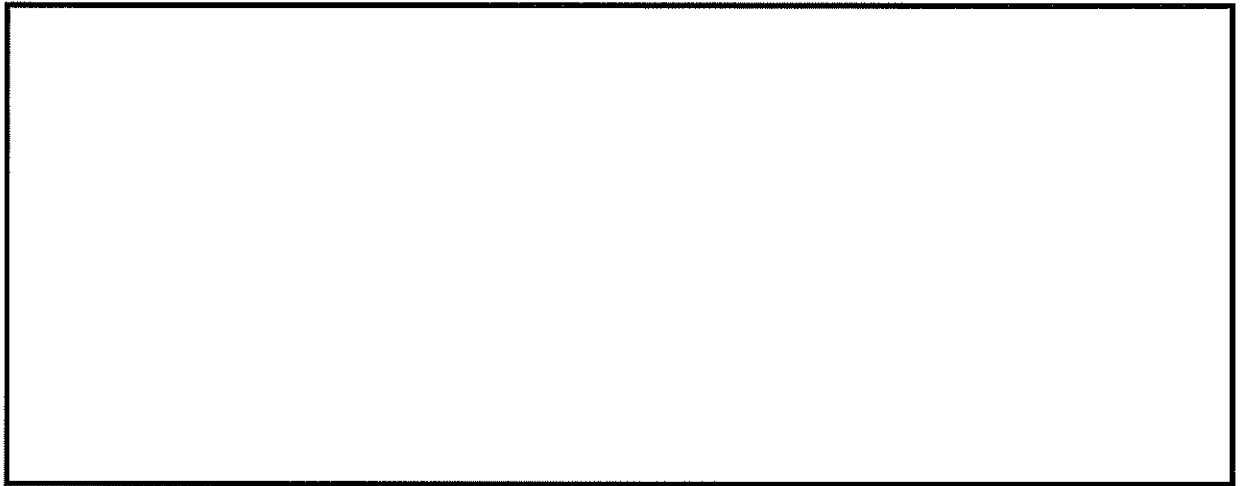


図 14.4-3 (9) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 2 1$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

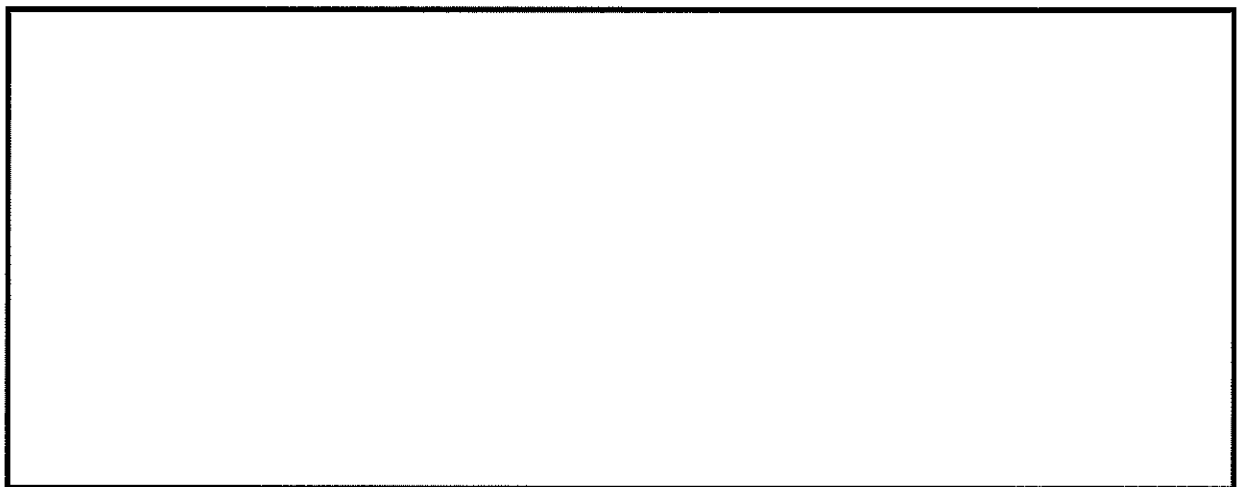


図 14.4-3 (10) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 2 2$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



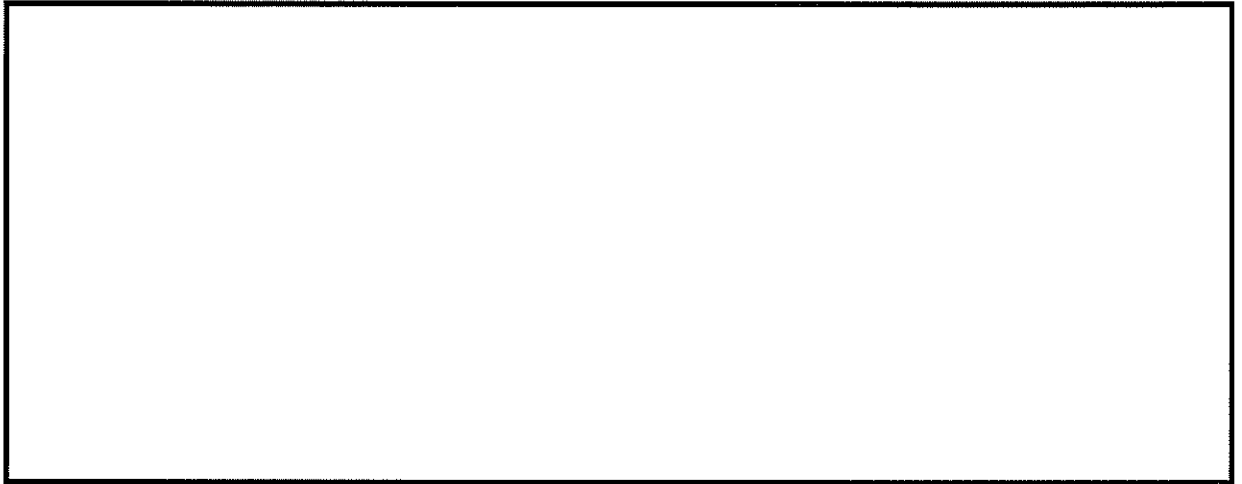


図 14.4-3 (11) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 3 1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

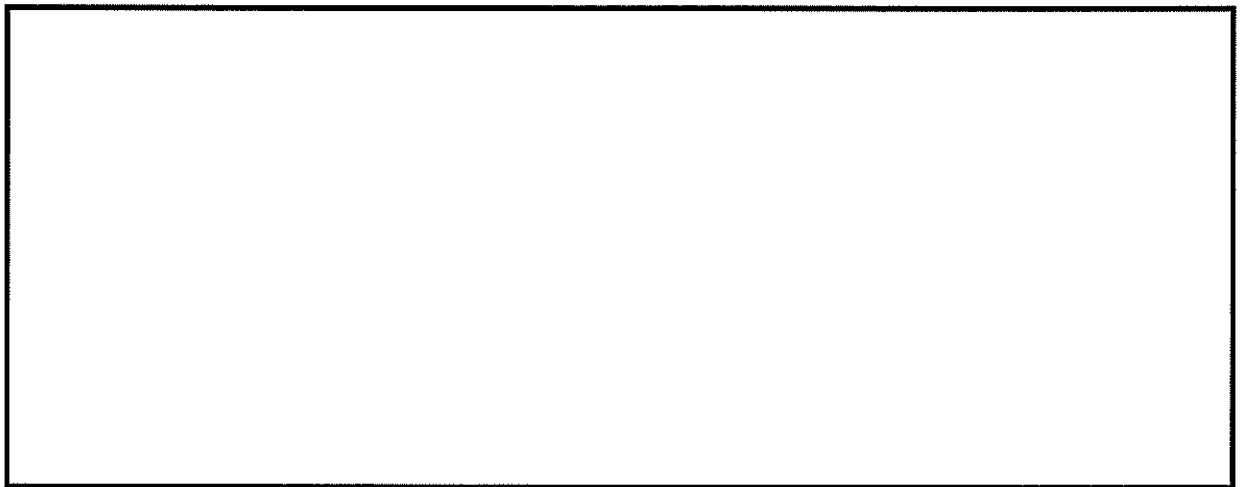


図 14.4-3 (12) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 3 1 [H-, V+]$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

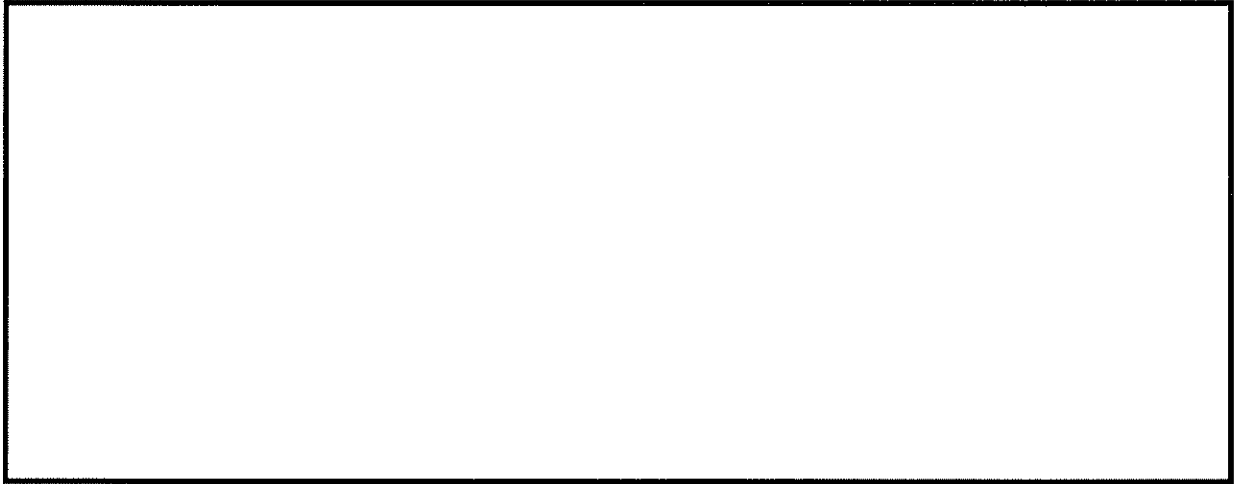


図 14.4-3 (13) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D_1$  [H+, V-])  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

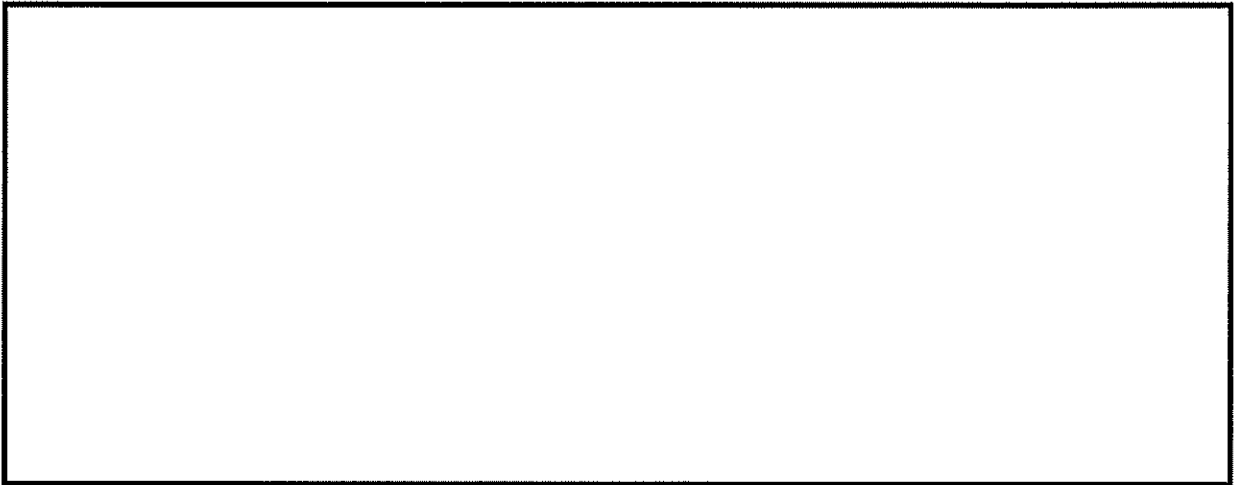


図 14.4-3 (14) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D_1$  [H+, V-])  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

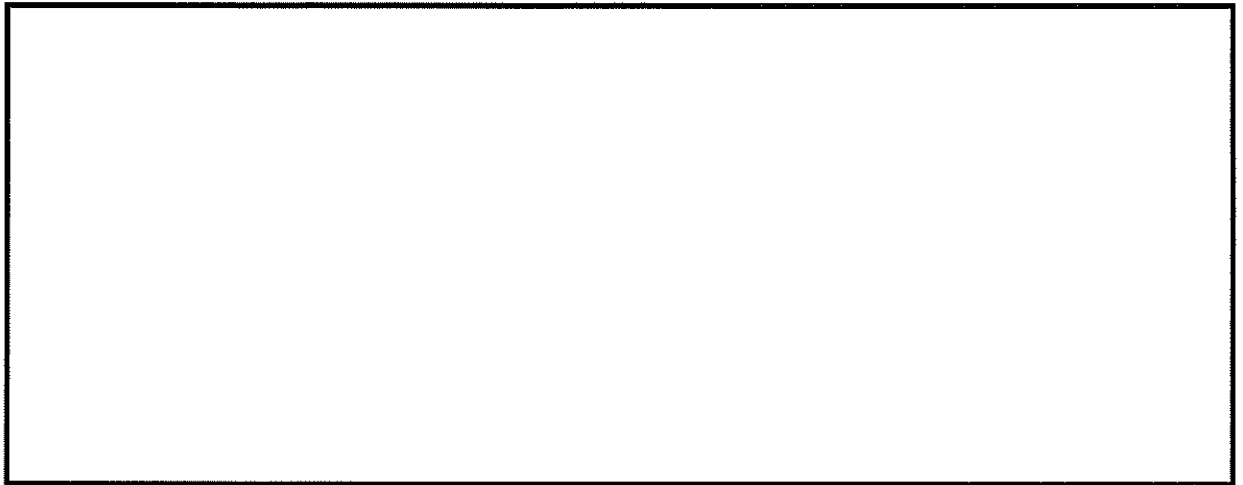


図 14.4-3 (15) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_v - D 1$  [H+, V-])  
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

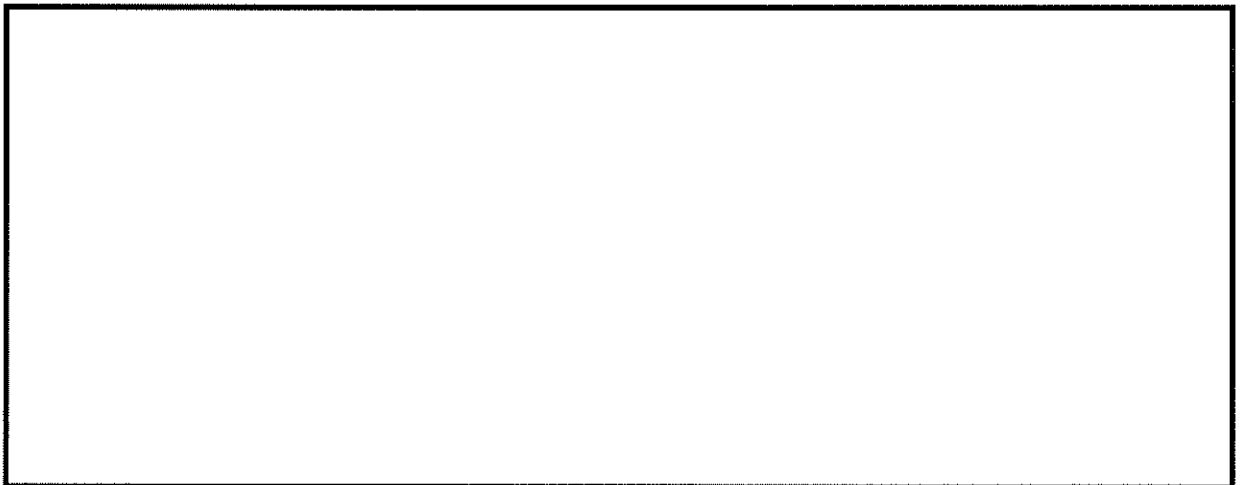


図 14.4-3 (16) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_v - D 1$  [H+, V-])  
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

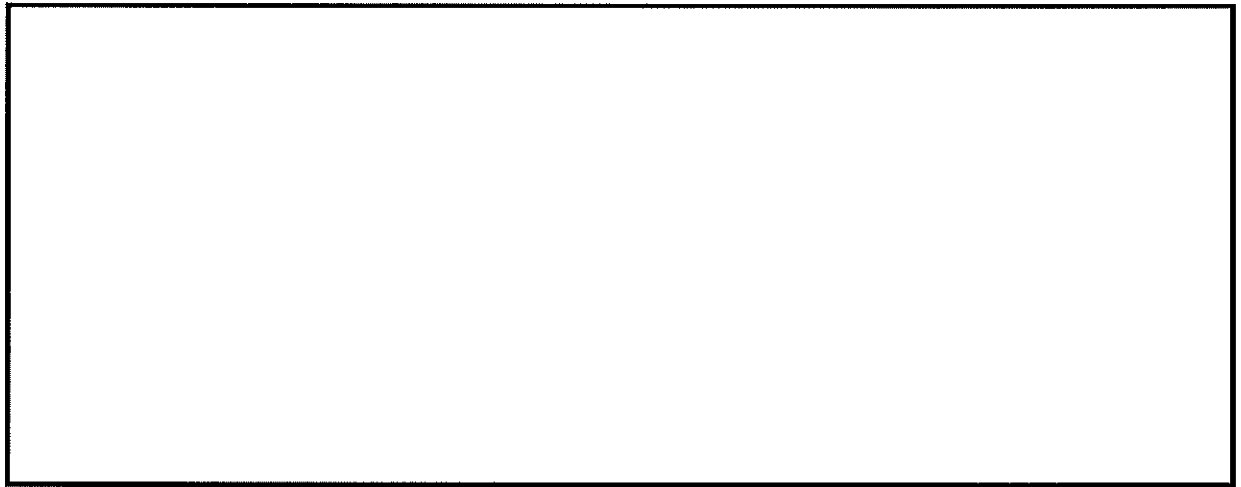


図 14.4-3 (17) ①-①断面の過剰間隙水圧比 ( $S_{e-D1}$  [H+, V-])  
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

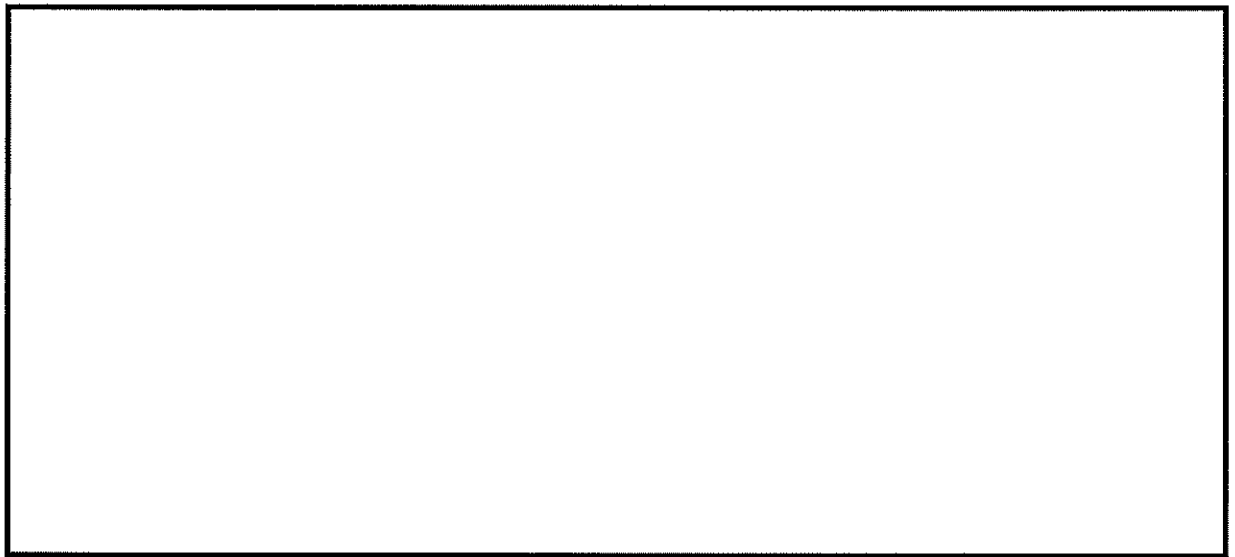


図 14.4-3 (18) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_{e-D1}$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

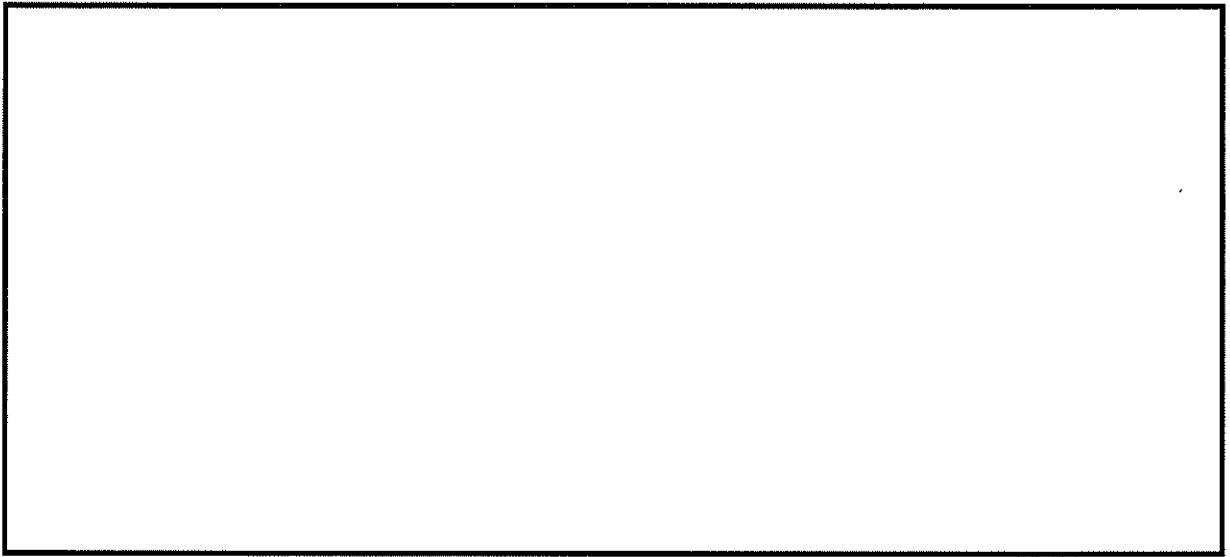


図 14.4-3 (19) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_v - D 1 [H+, V-]$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 14.4-3 (20) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_v - D 1 [H-, V+]$ )  
(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)

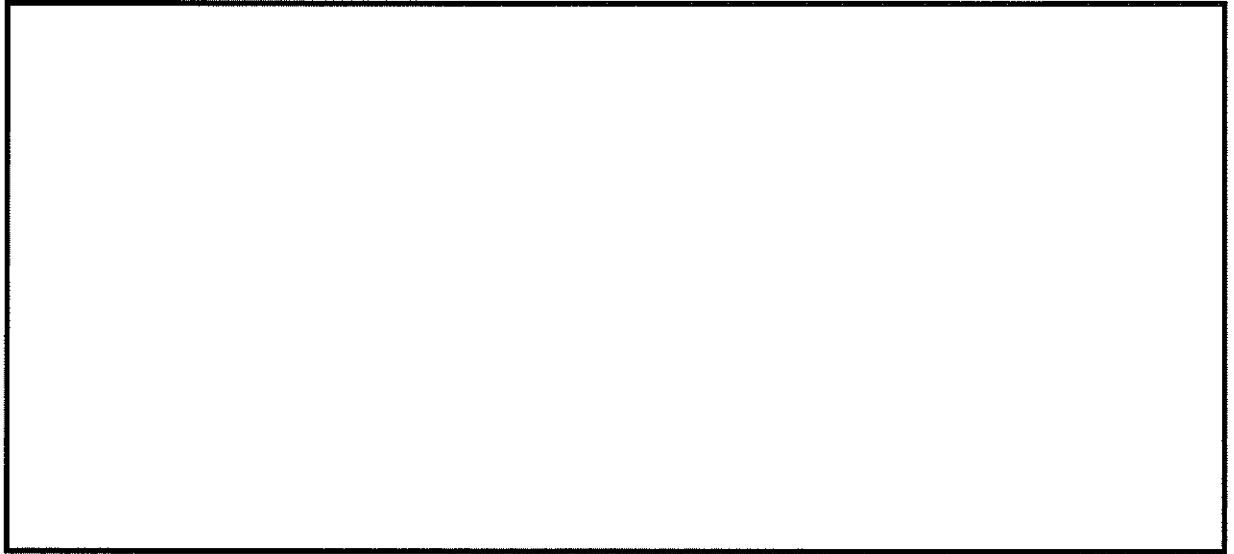


図 14.4-3 (21) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D1$  [H-, V-])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

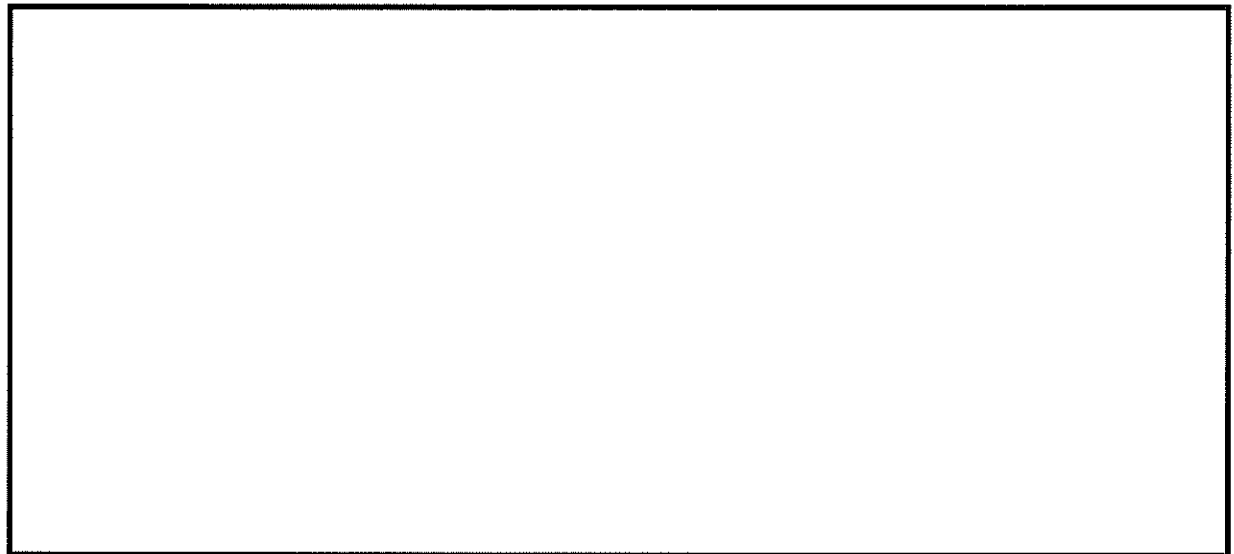


図 14.4-3 (22) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 11$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

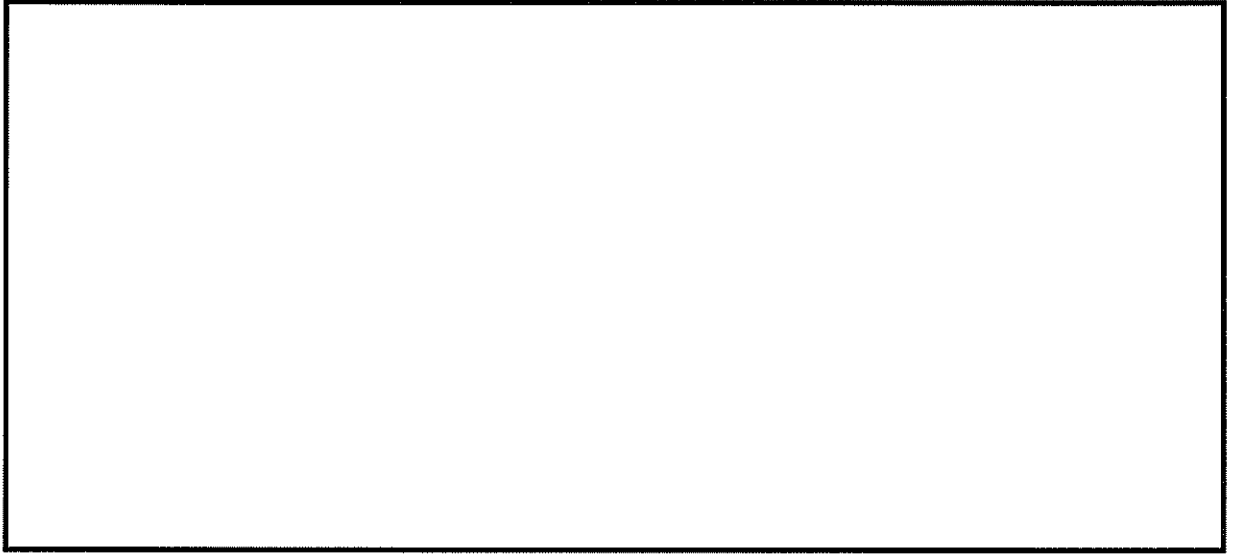


図 14.4-3 (23) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 1 2$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

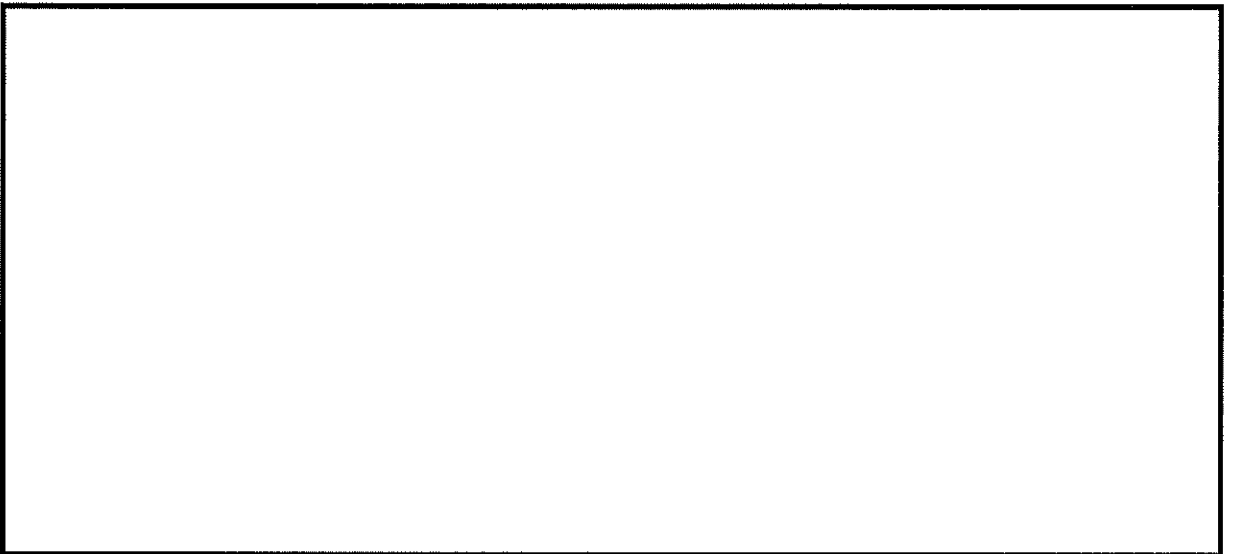


図 14.4-3 (24) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 1 3$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

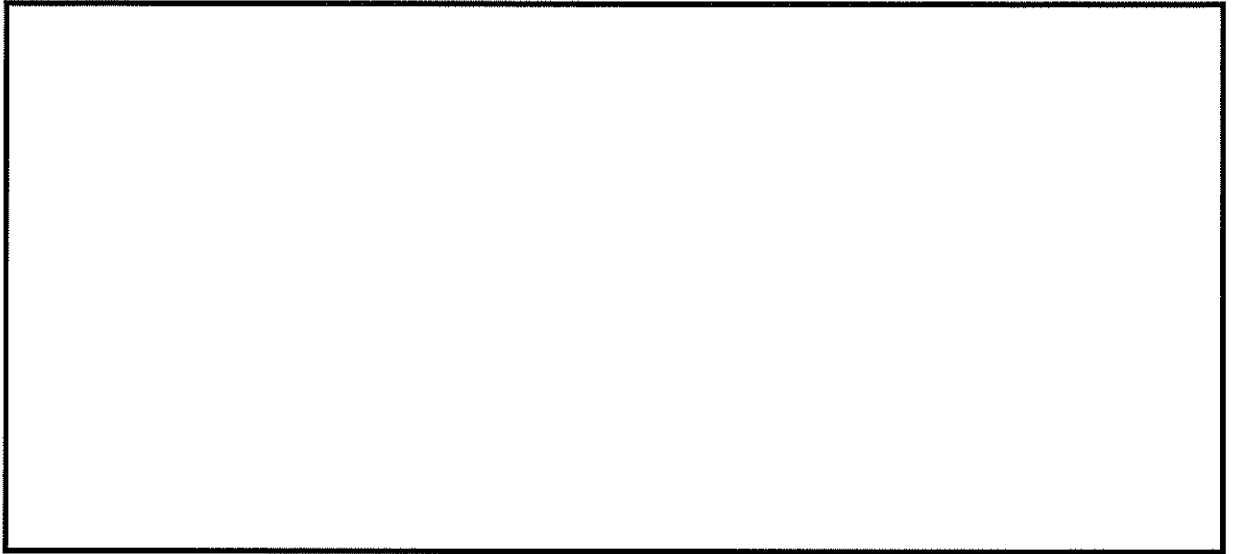


図 14.4-3 (25) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 1.4$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

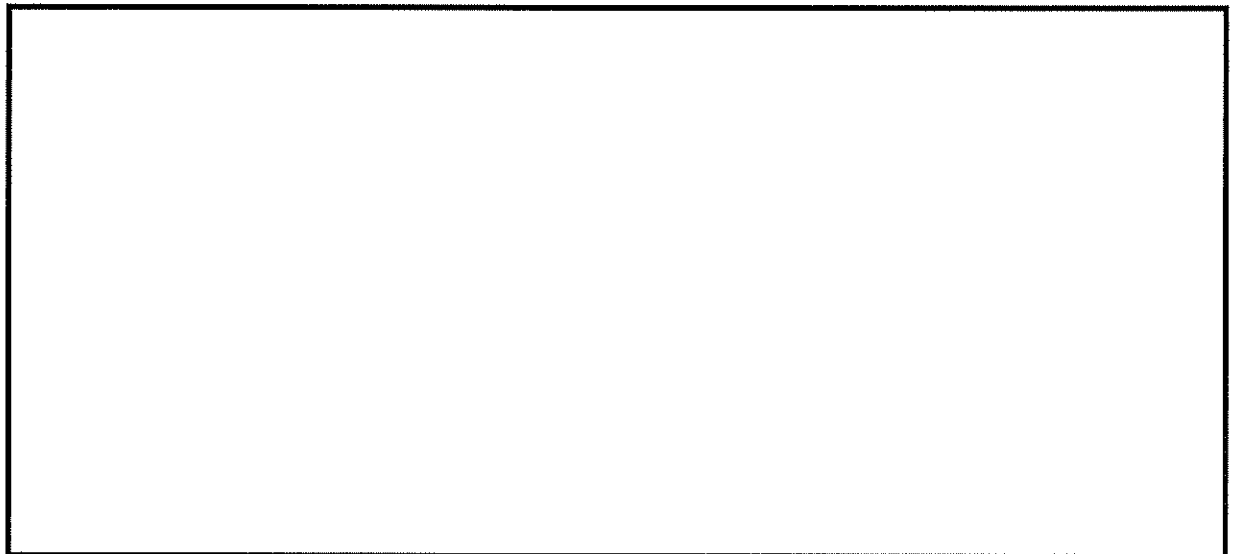


図 14.4-3 (26) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 2.1$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



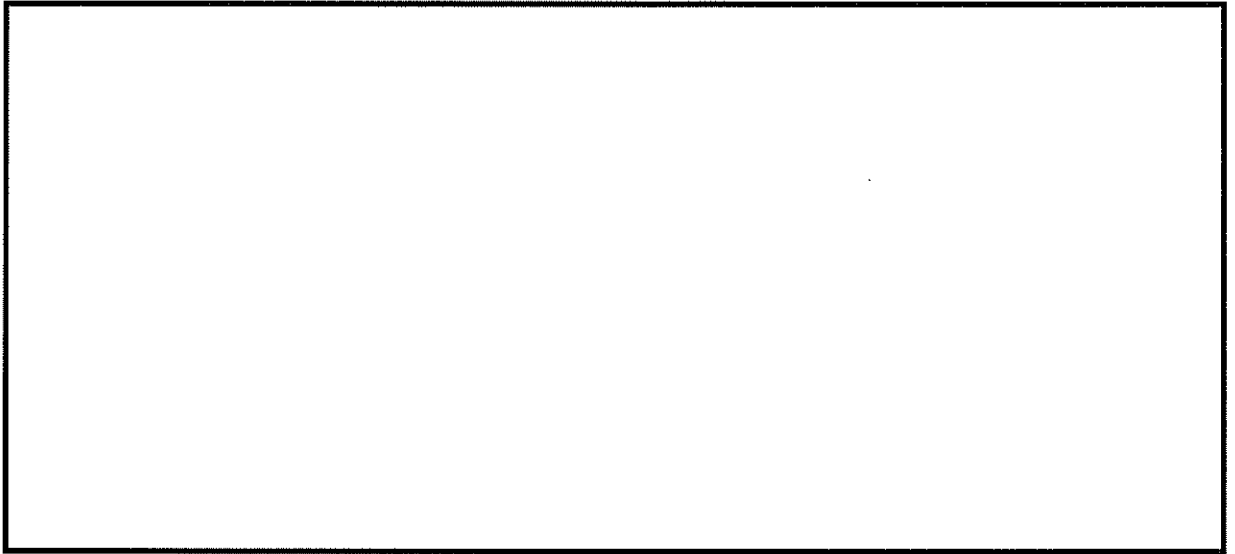


図 14.4-3 (27) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 2 2$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

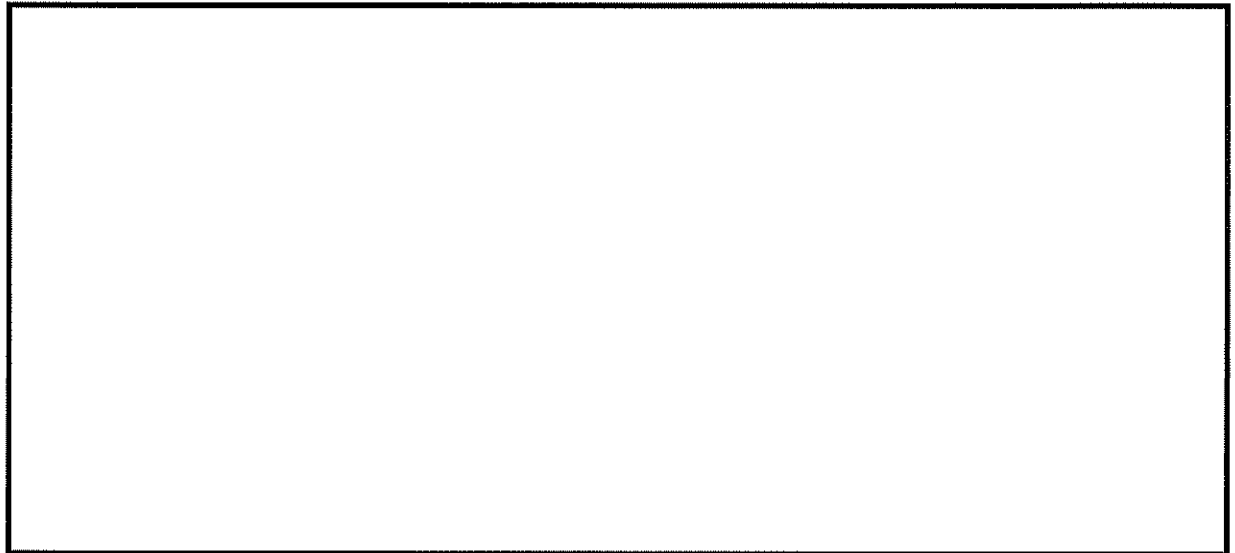


図 14.4-3 (28) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 3 1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

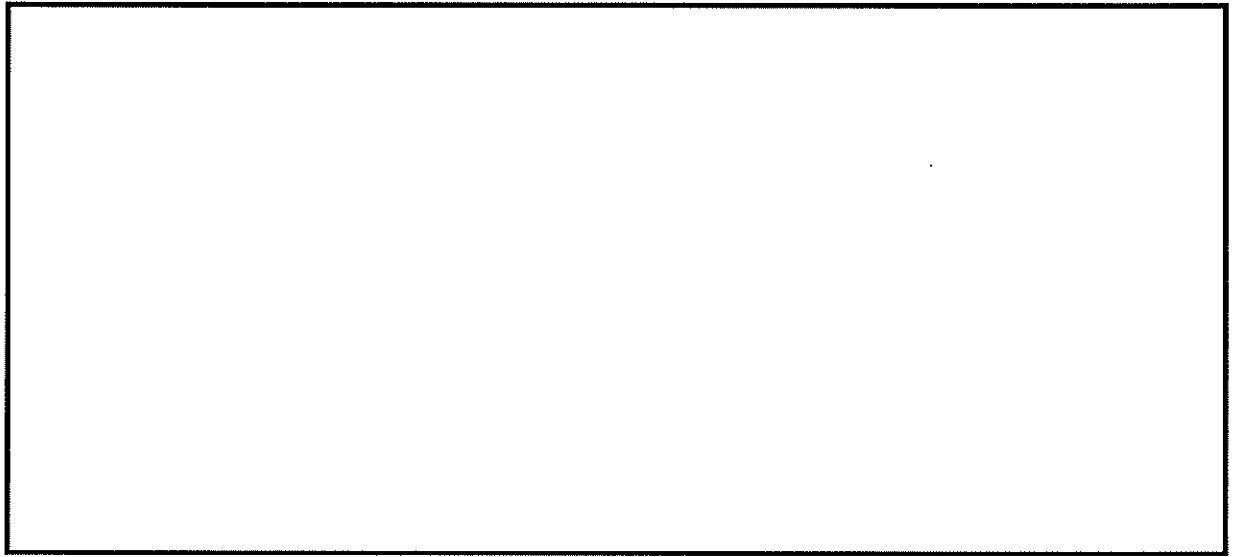


図 14.4-3 (29) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - 31$  [H-, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

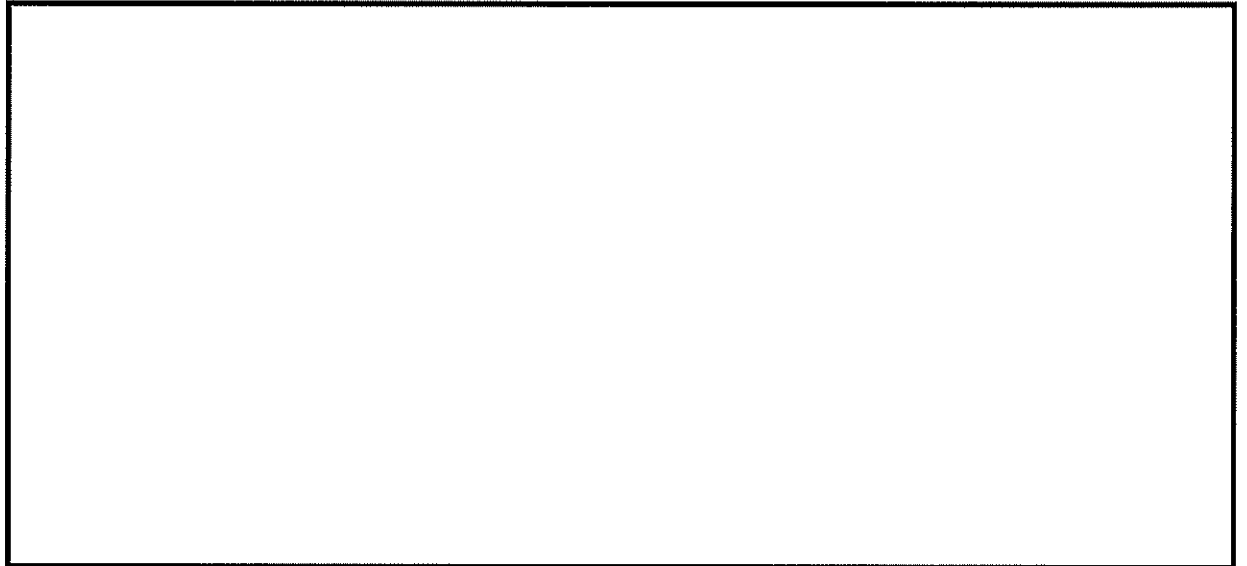


図 14.4-3 (30) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D1$  [H+, V+])  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

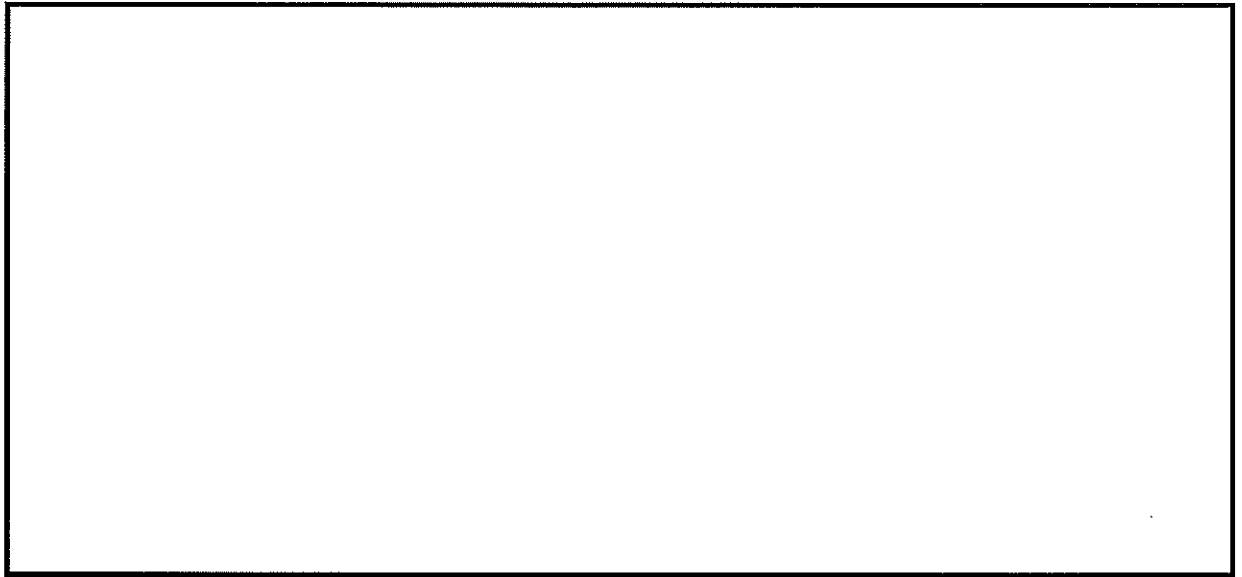


図 14.4-3 (31) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D 1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

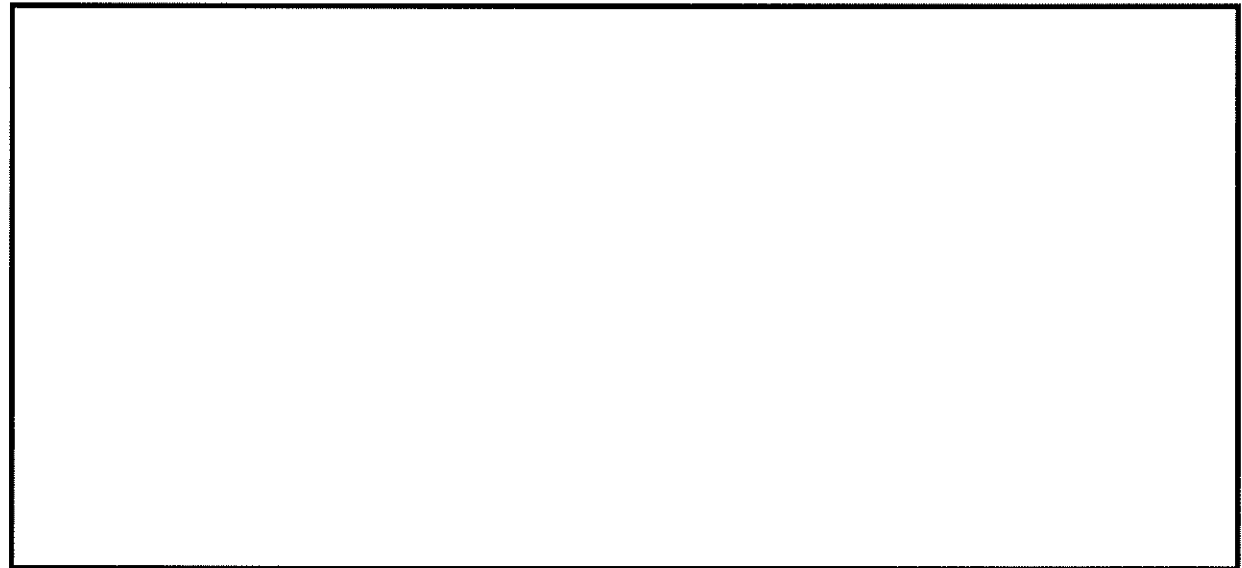


図 14.4-3 (32) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D 1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

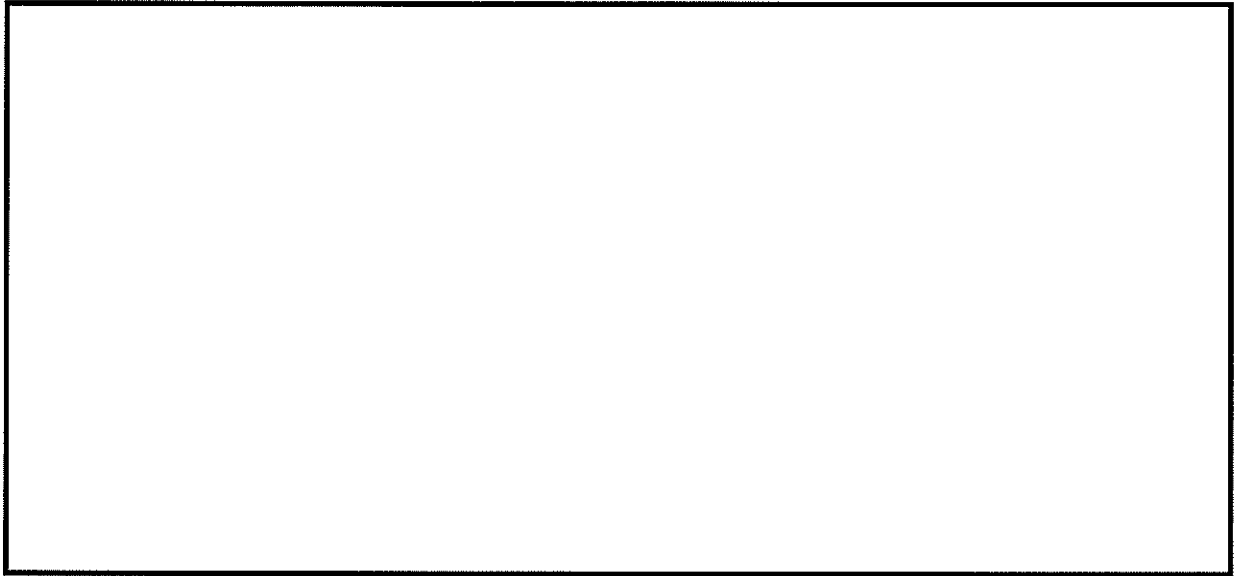


図 14.4-3 (33) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D 1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

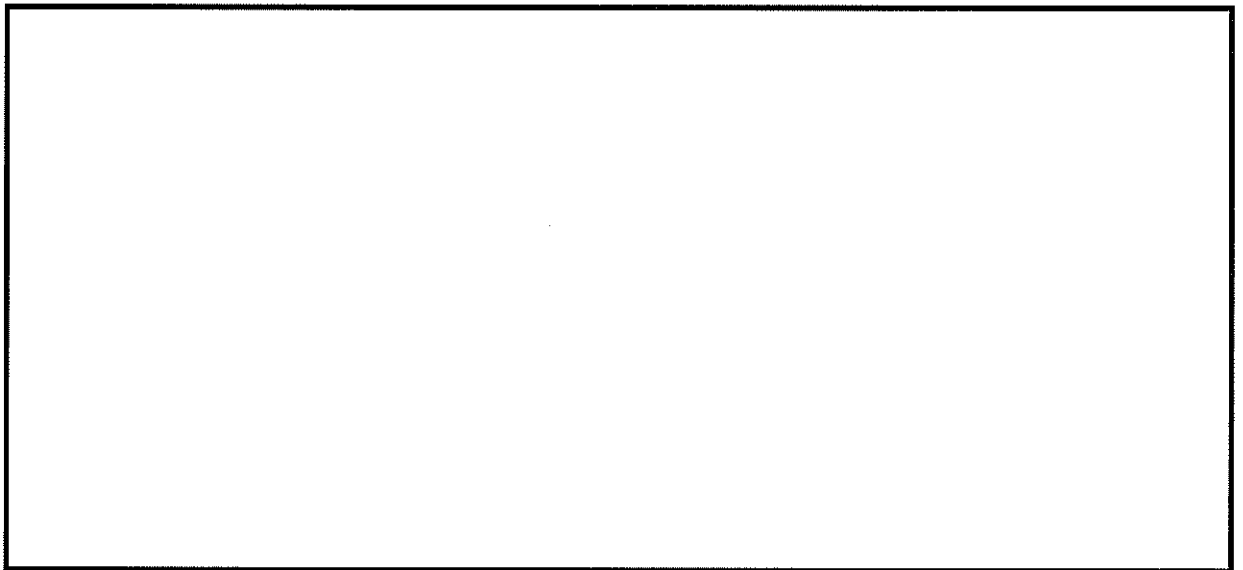


図 14.4-3 (34) ②-②断面の過剰間隙水圧比 ( $S_s - D 1 [H+, V+]$ )  
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

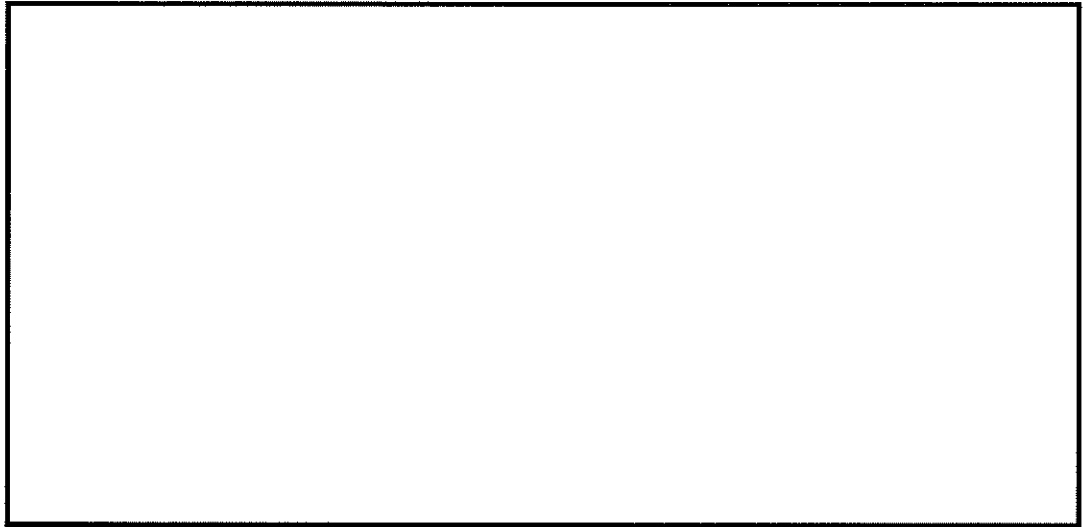


図 14.4-4 (1) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

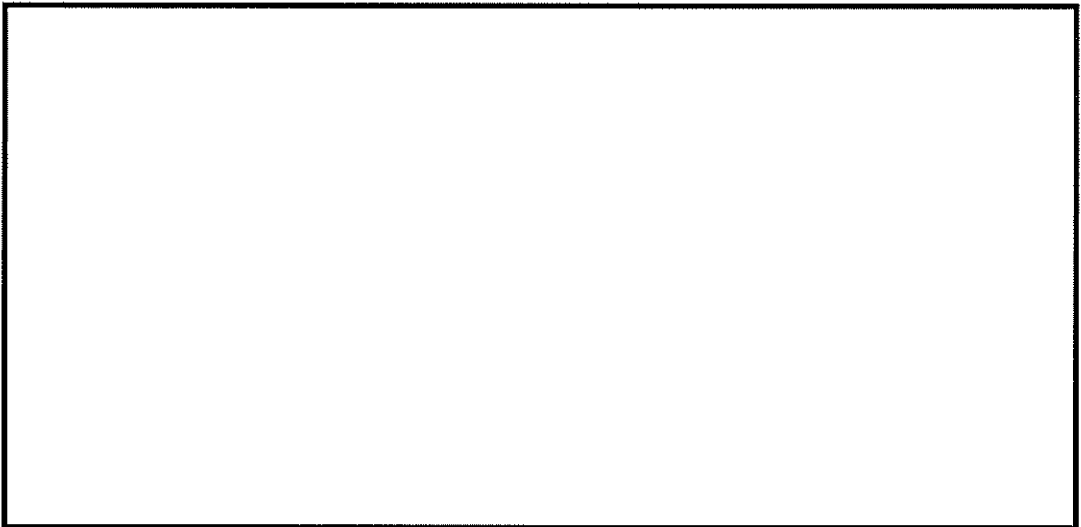


図 14.4-4 (2) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

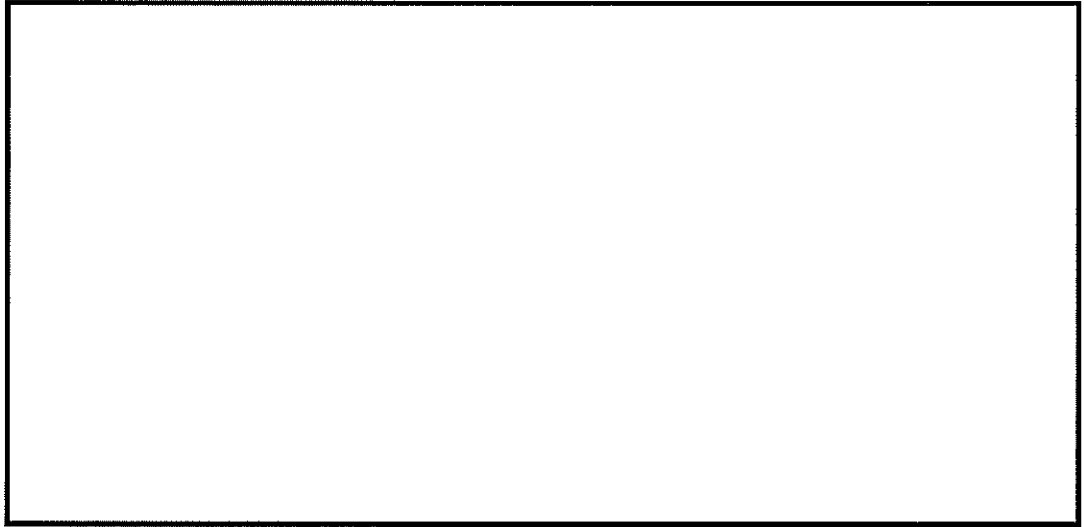


図 14.4-4 (3) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H-, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 14.4-4 (4) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H-, V-])  
(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)

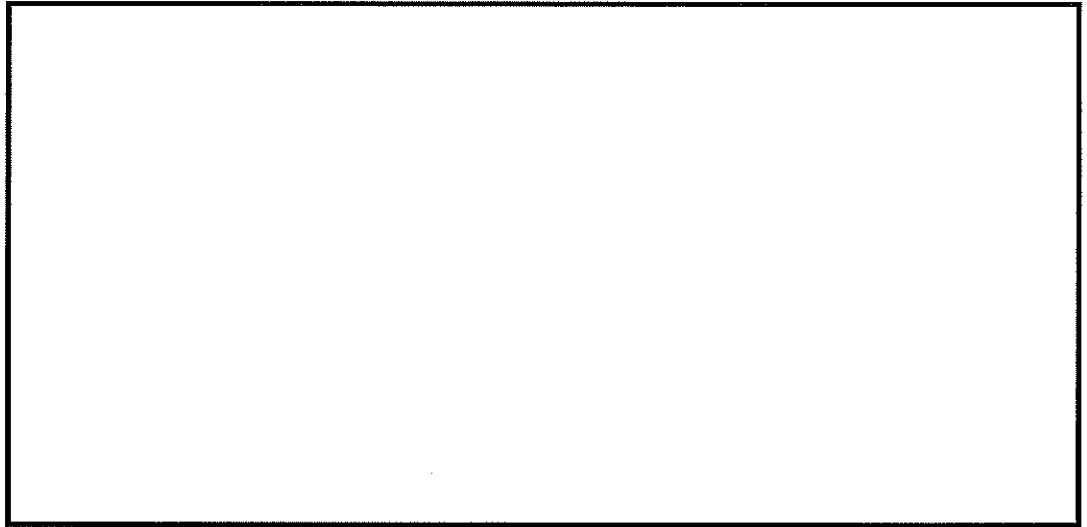


図 14.4-4 (5) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-11$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

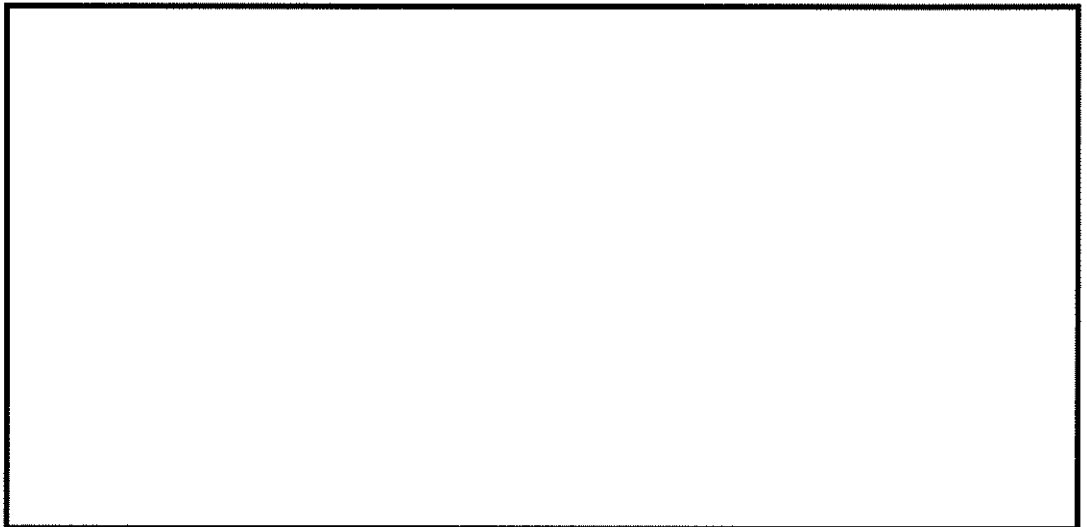


図 14.4-4 (6) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-12$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

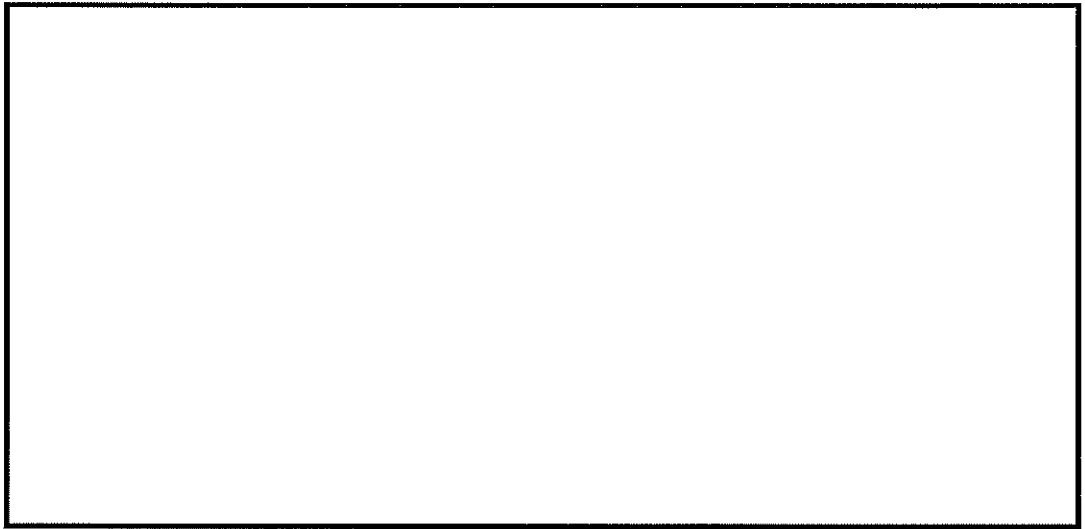


図 14.4-4 (7) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-13$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

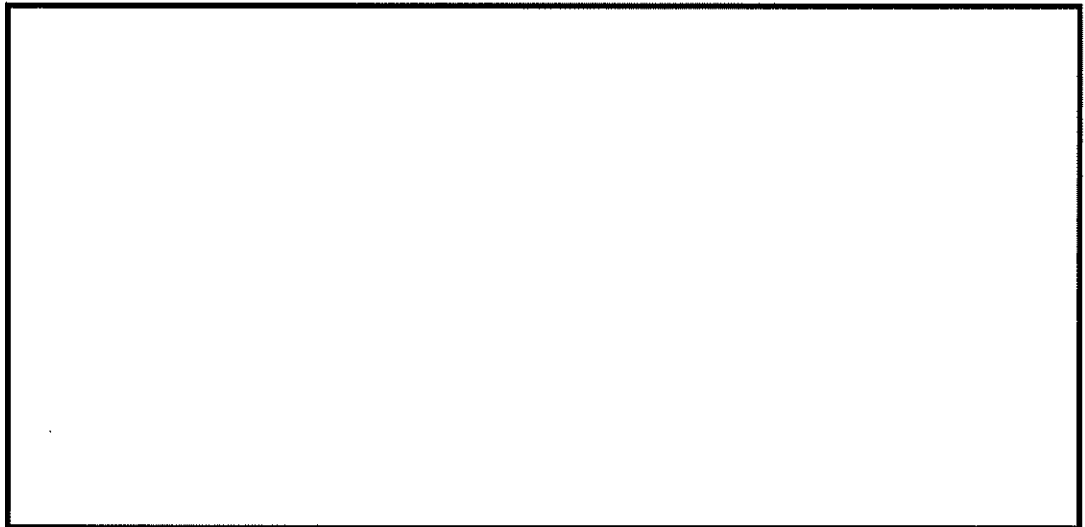


図 14.4-4 (8) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-14$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



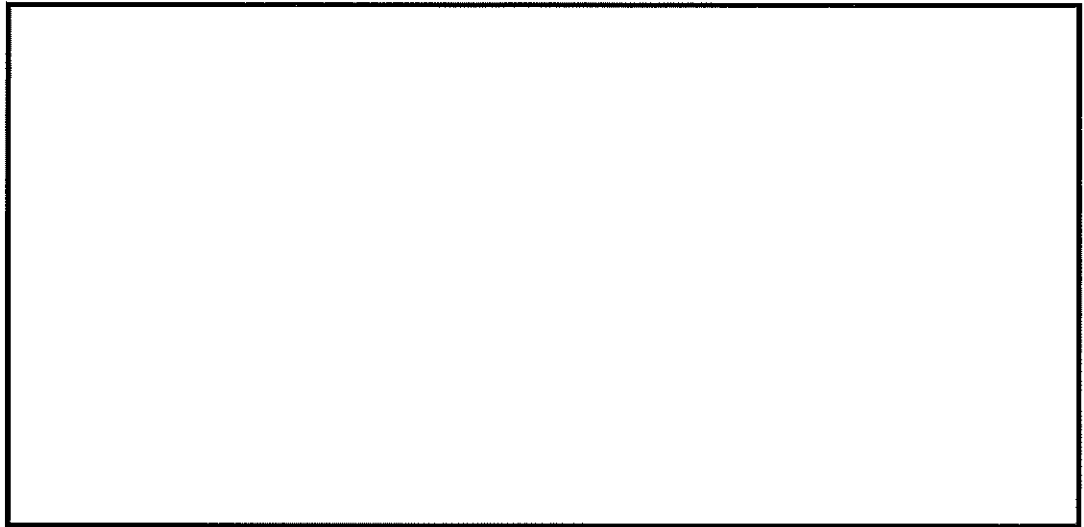


図 14.4-4 (9) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-21$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

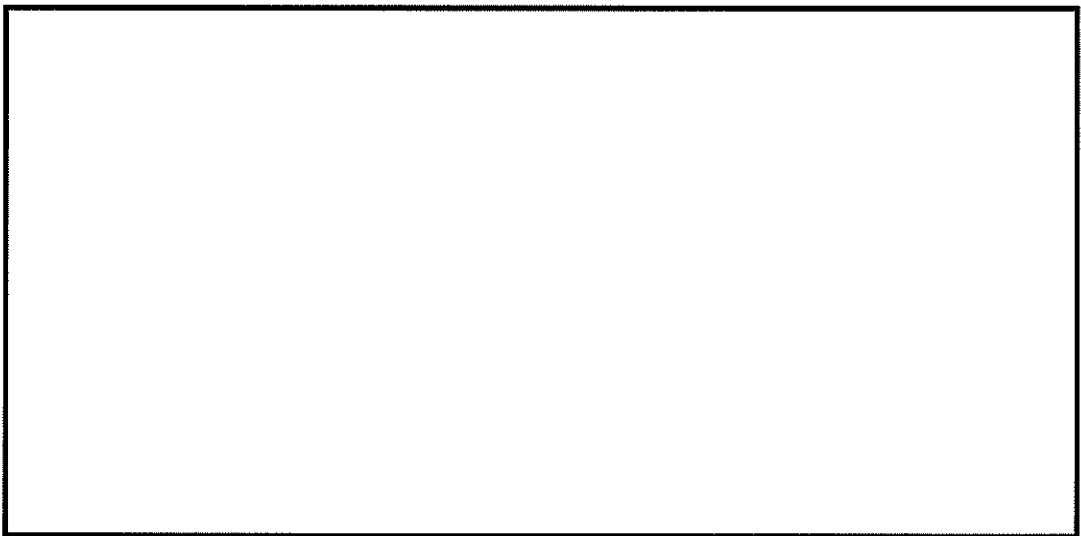


図 14.4-4 (10) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-22$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

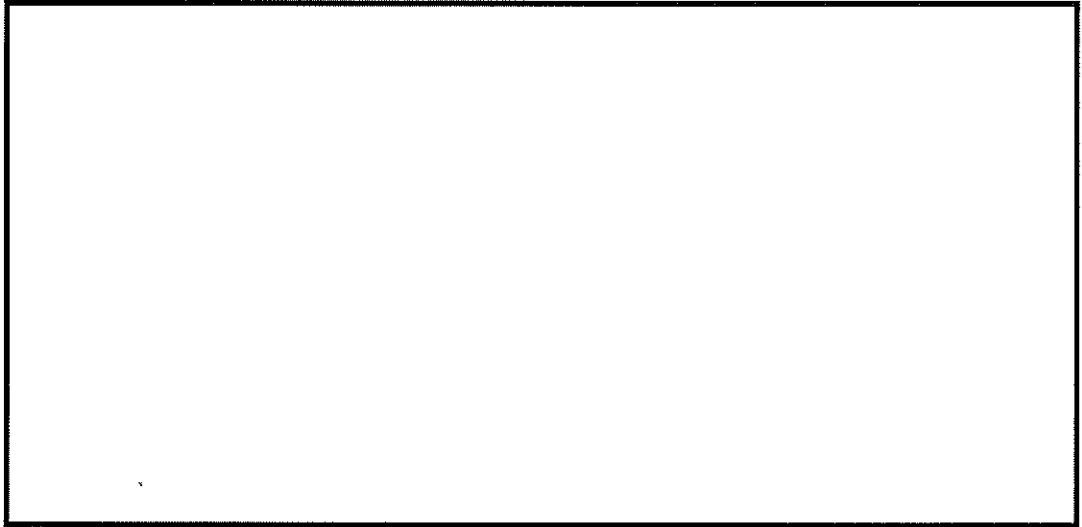


図 14.4-4 (11) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_{s-31}$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

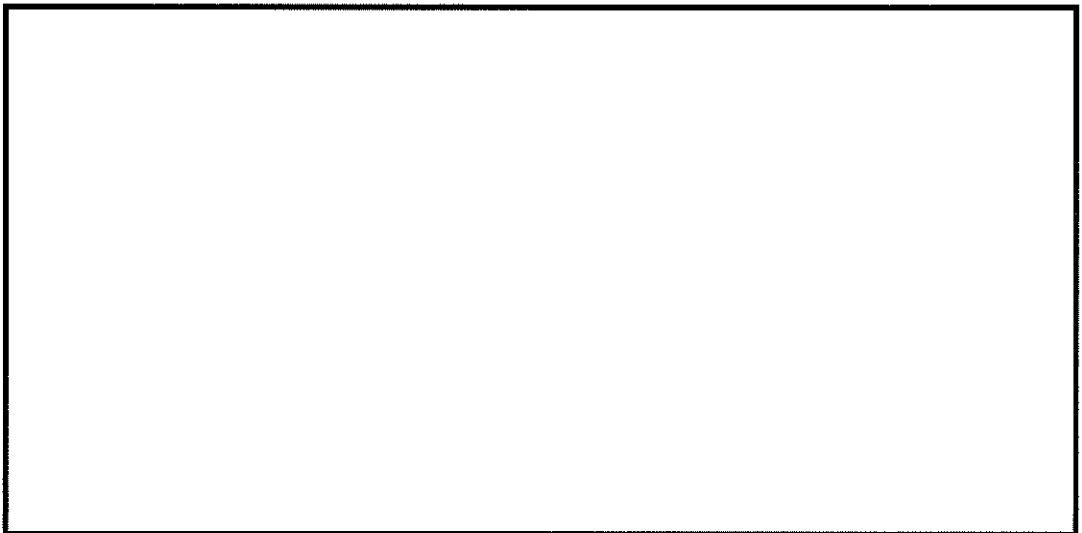


図 14.4-4 (12) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_{s-31}$  [H-, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

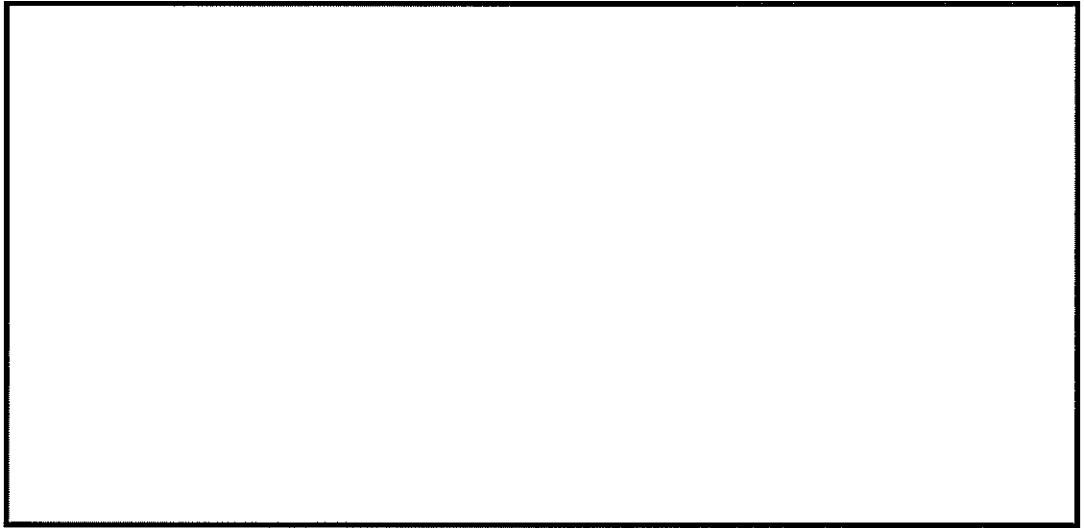


図 14.4-4 (13) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

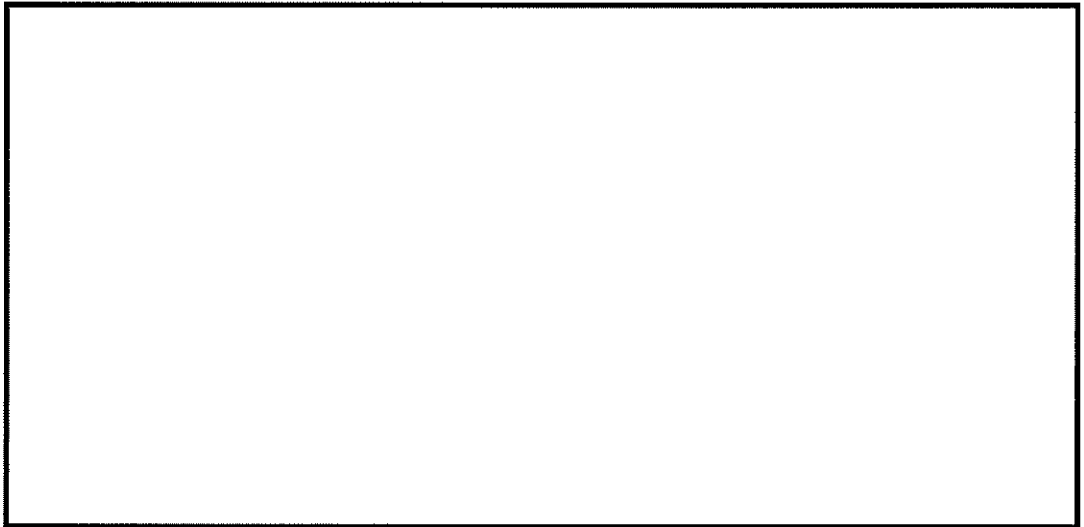


図 14.4-4 (14) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

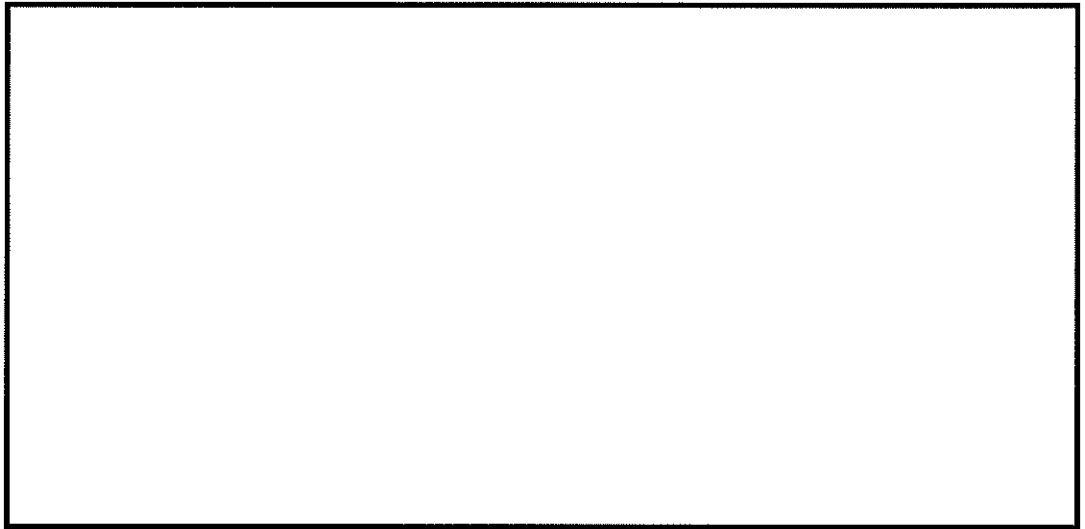


図 14.4-4 (15) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

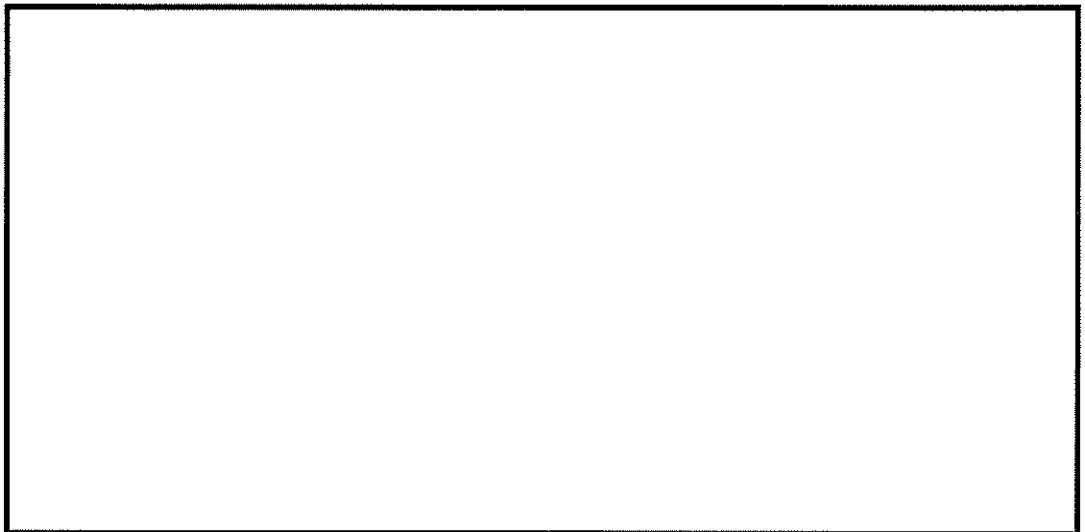


図 14.4-4 (16) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

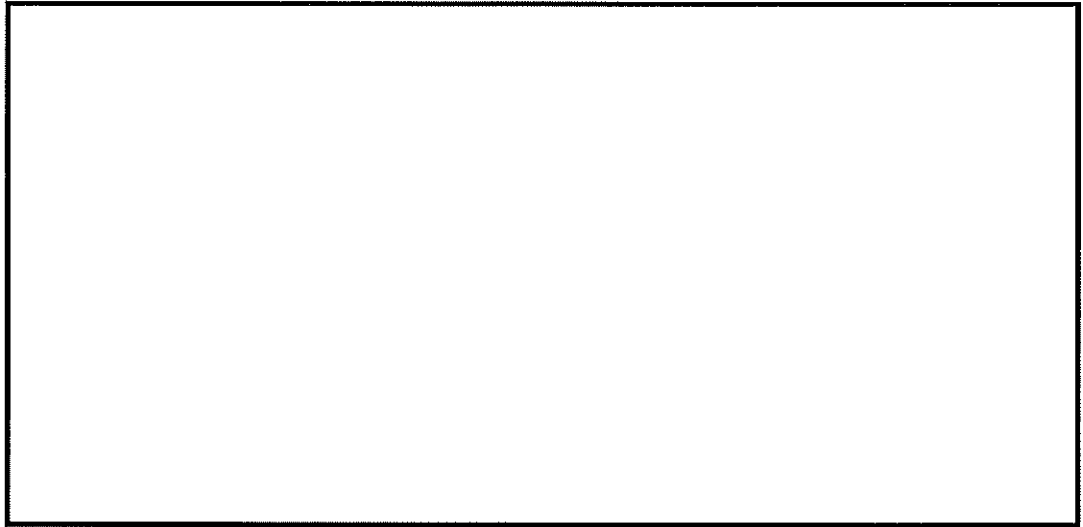


図 14.4-4 (17) ①-①断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

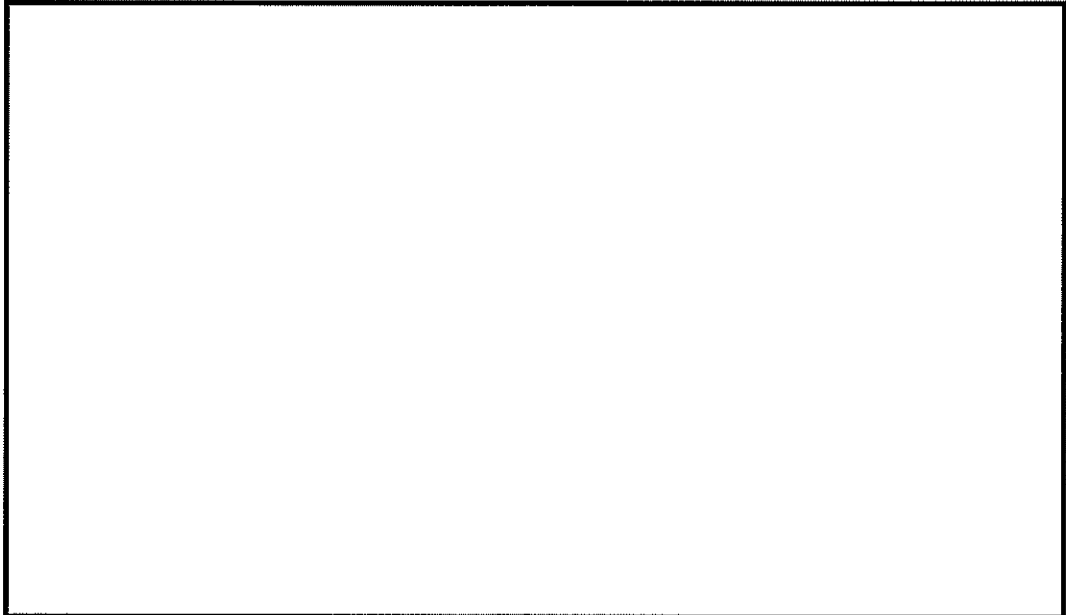


図 14.4-4 (18) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

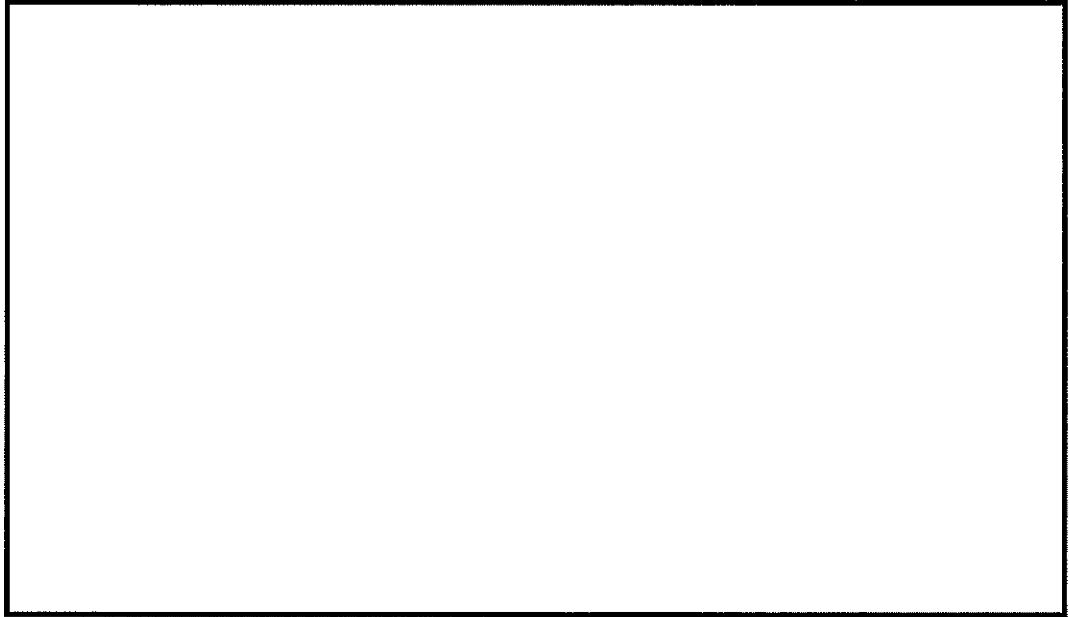


図 14.4-4 (19) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V-])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

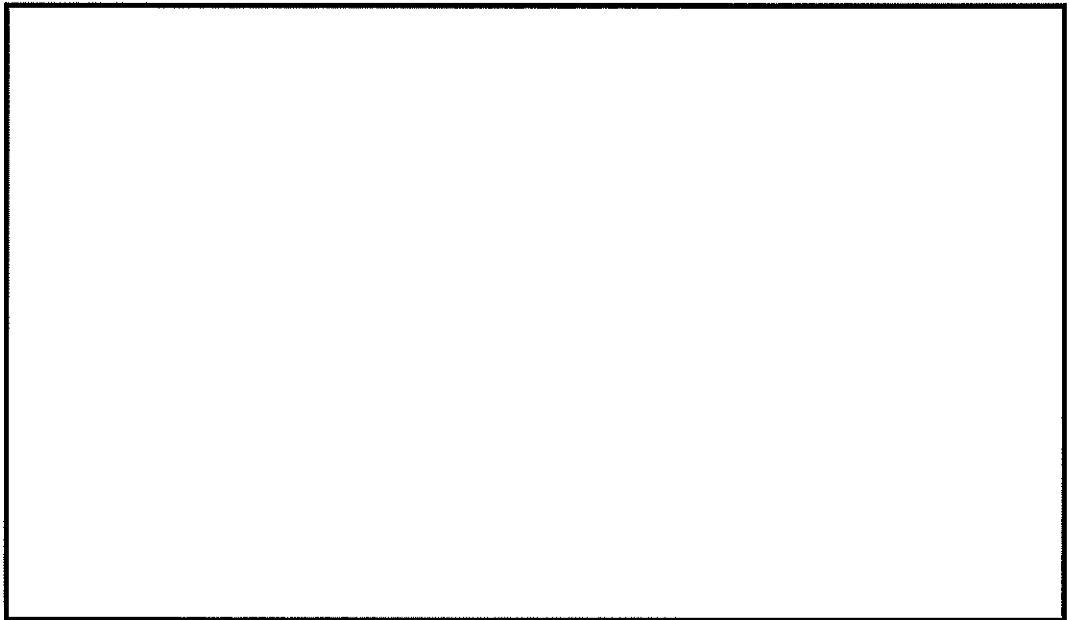


図 14.4-4 (20) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H-, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

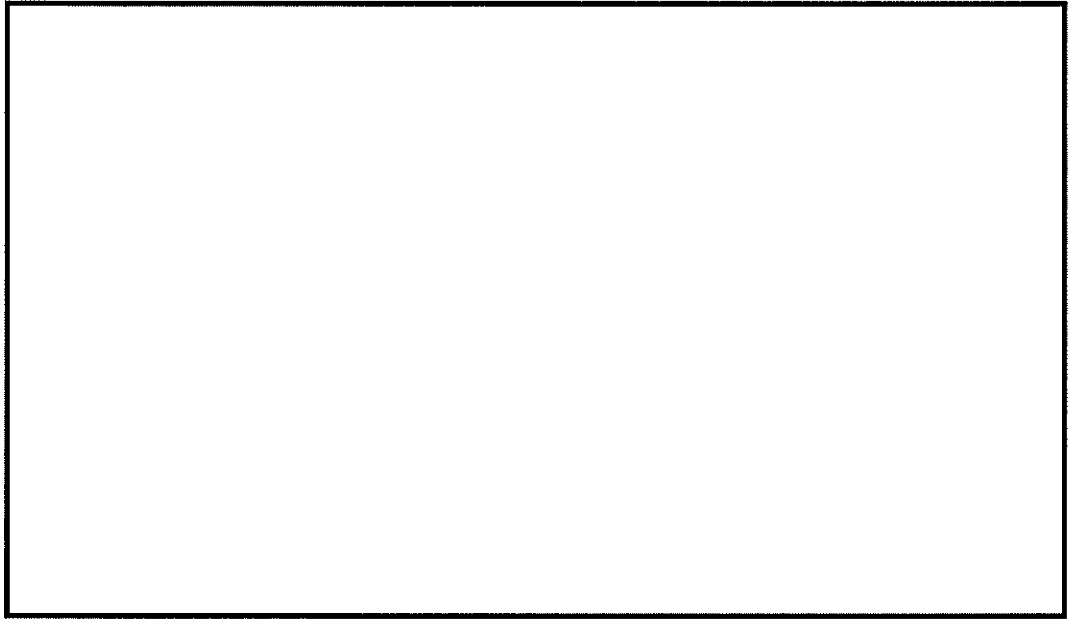


図 14.4-4 (21) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_a-D1$  [H-, V-])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

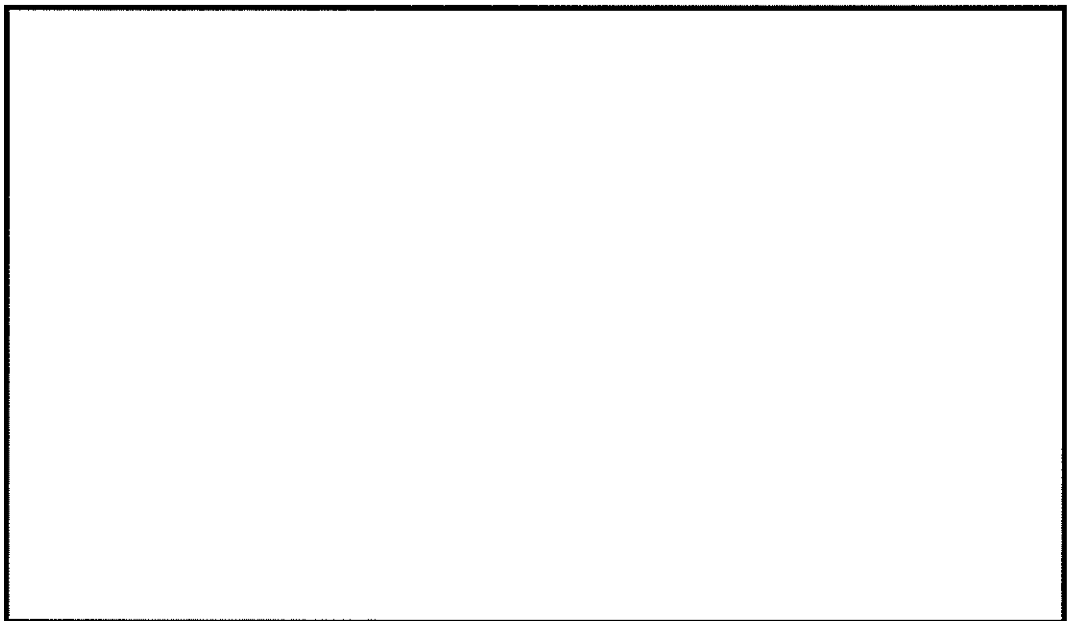


図 14.4-4 (22) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_a-11$ )  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

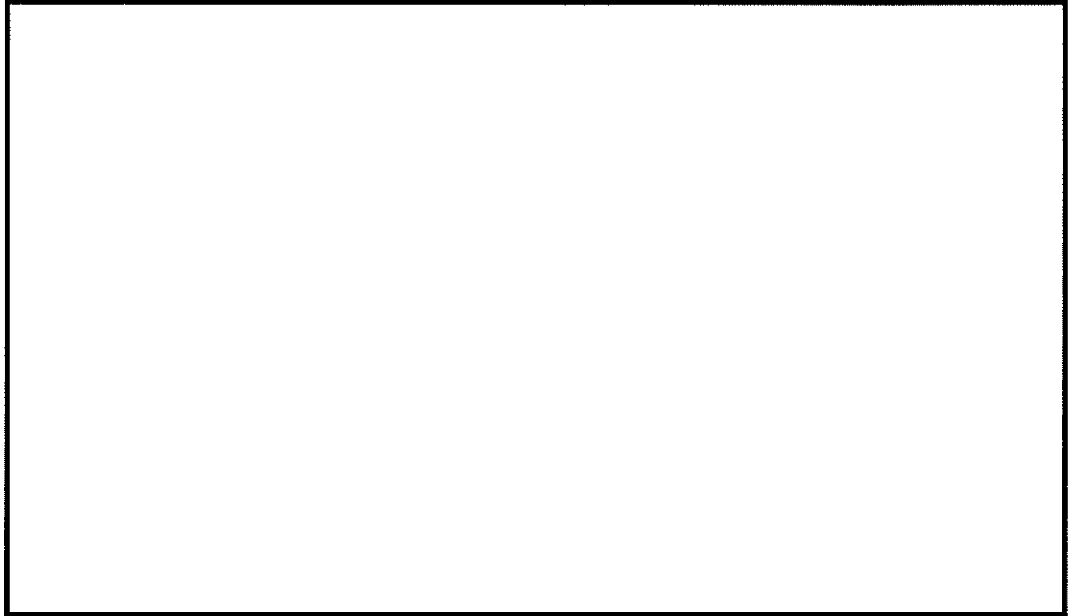


図 14.4-4 (23) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-12$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

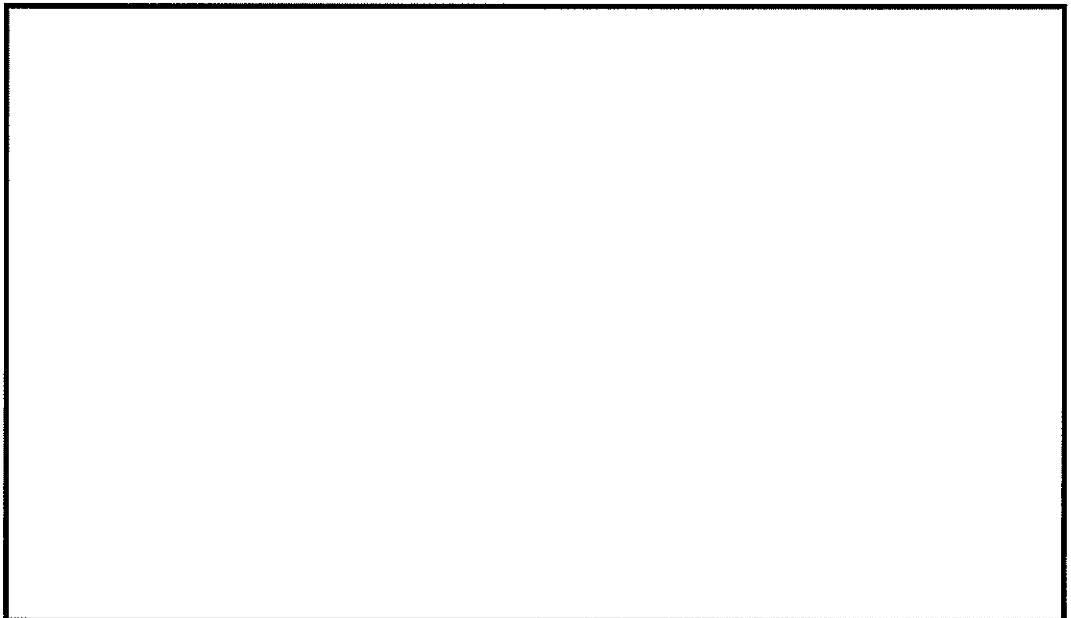


図 14.4-4 (24) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-13$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



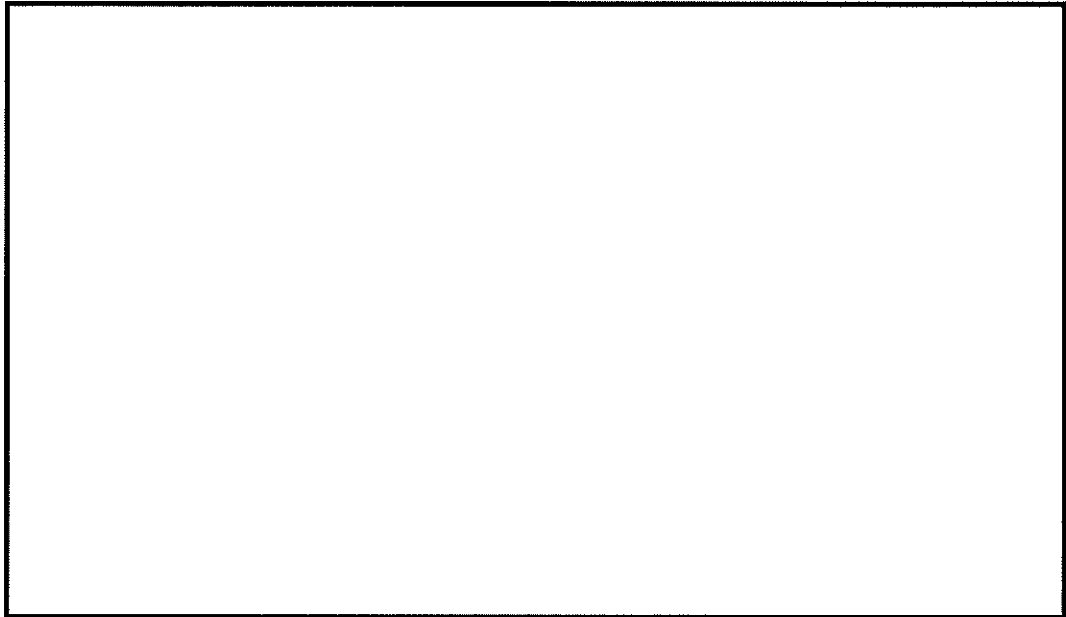


図 14.4-4 (25) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-14$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

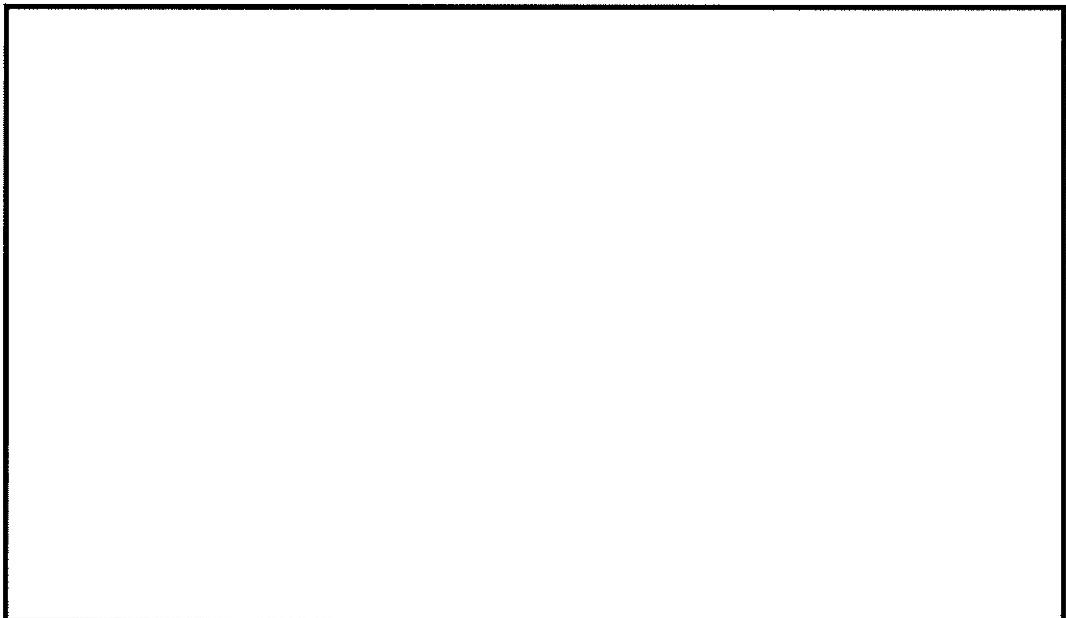


図 14.4-4 (26) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-21$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

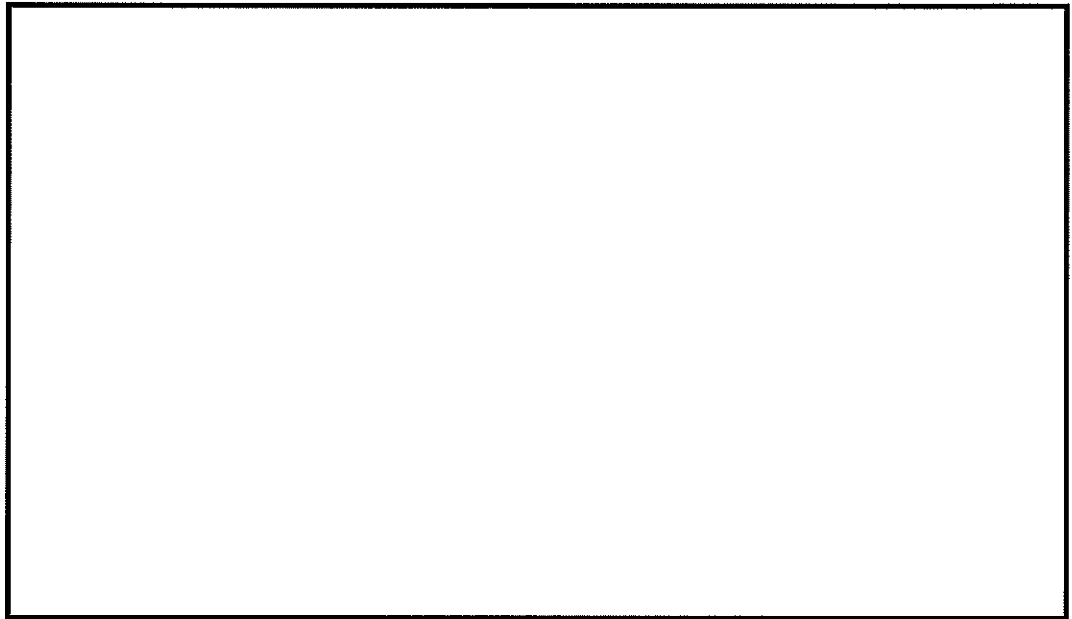


図 14.4-4 (27) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s - 2.2$ )  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

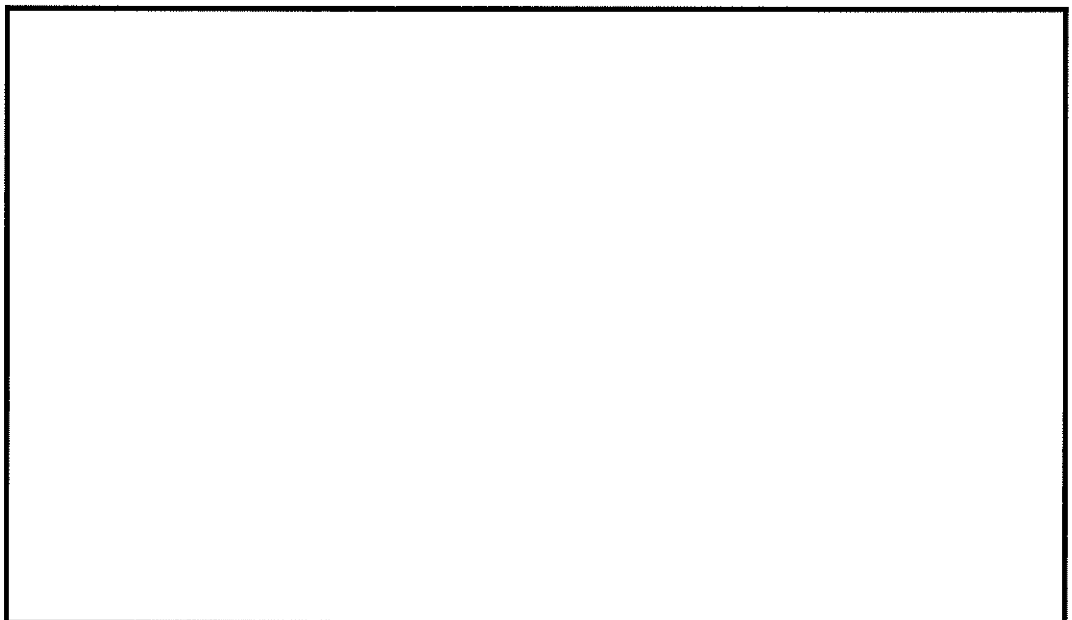


図 14.4-4 (28) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s - 3.1$  [H+, V+])  
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

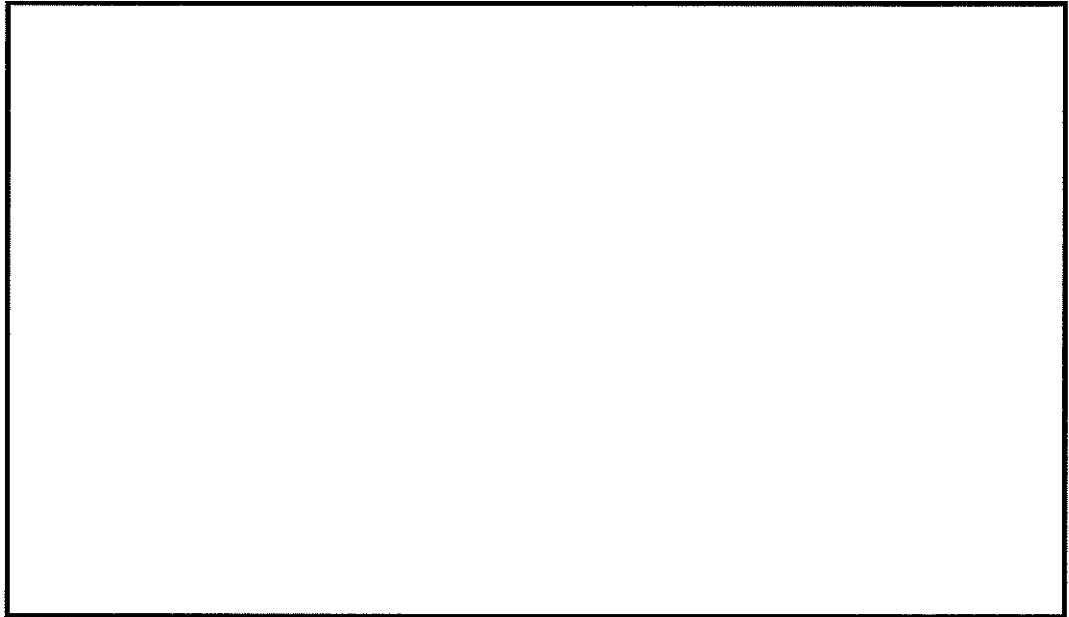


図 14.4-4 (29) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s - 31$  [H-, V+])  
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

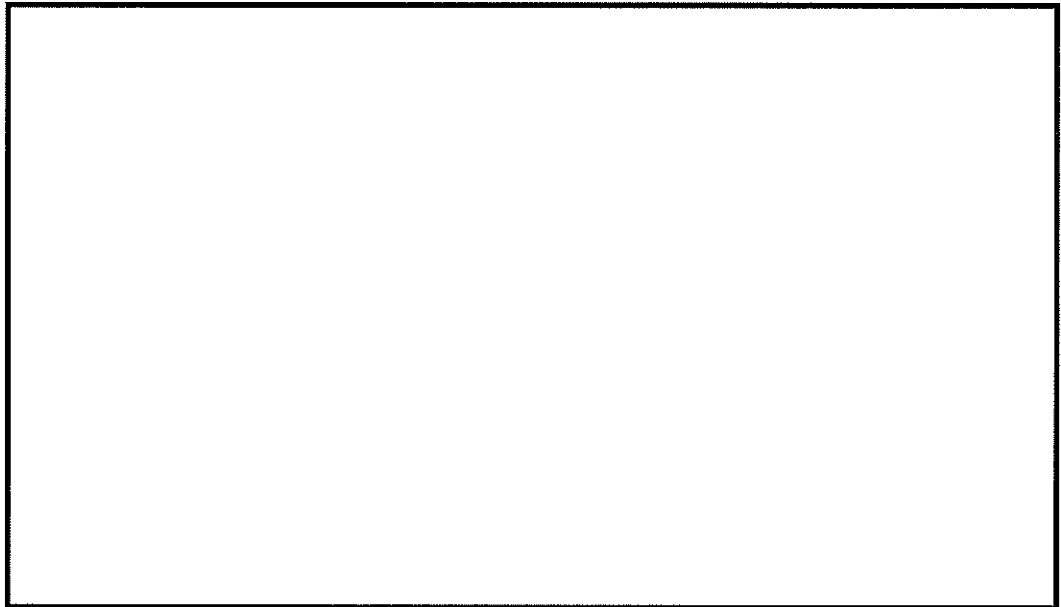


図 14.4-4 (30) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s - D1$  [H+, V+])  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

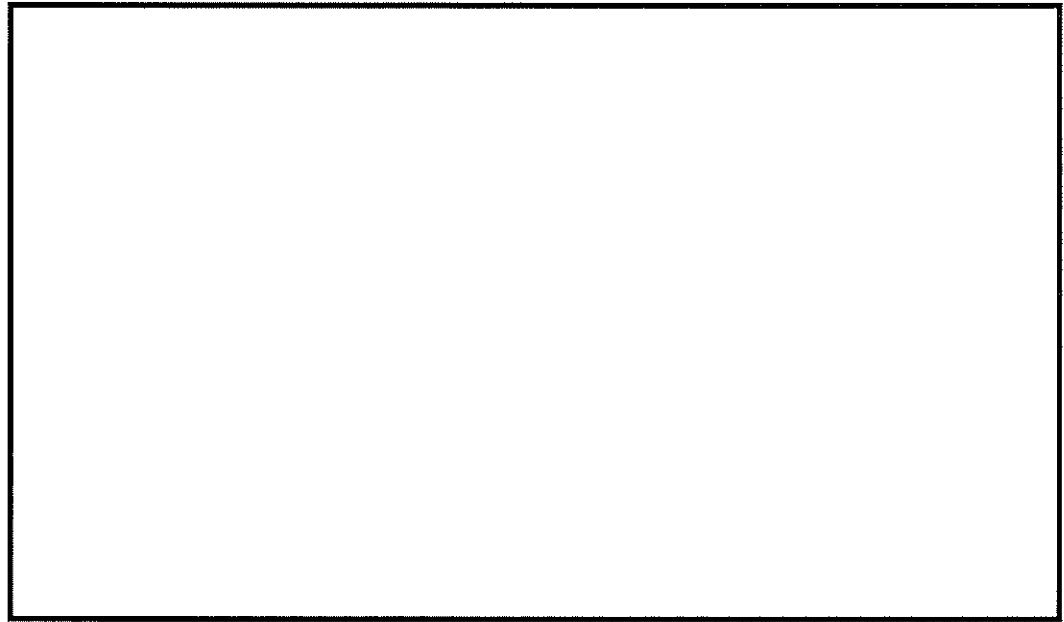


図 14.4-4 (31) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

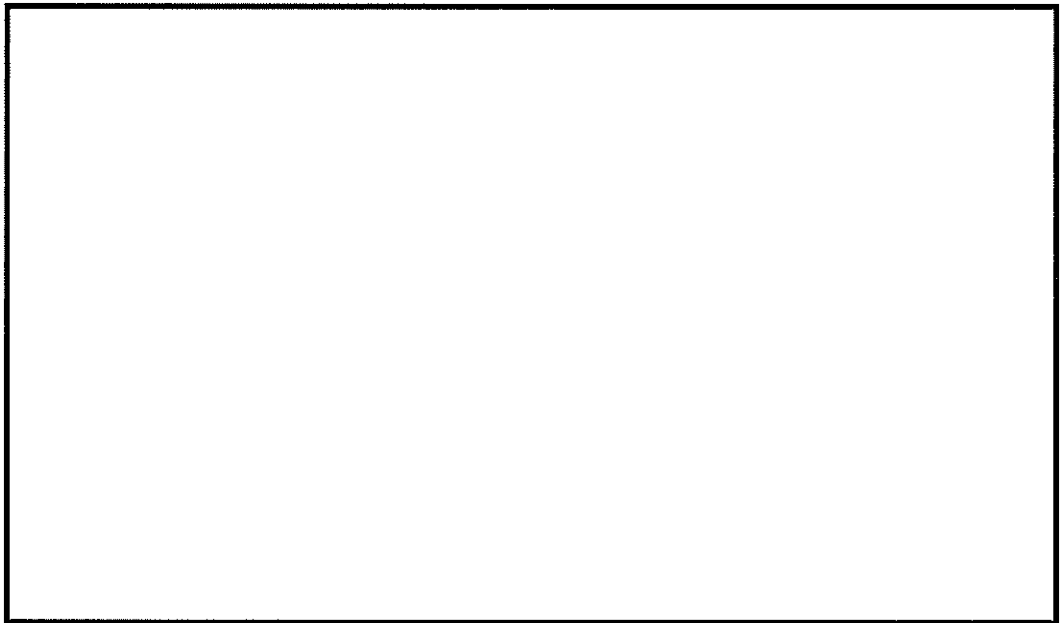


図 14.4-4 (32) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

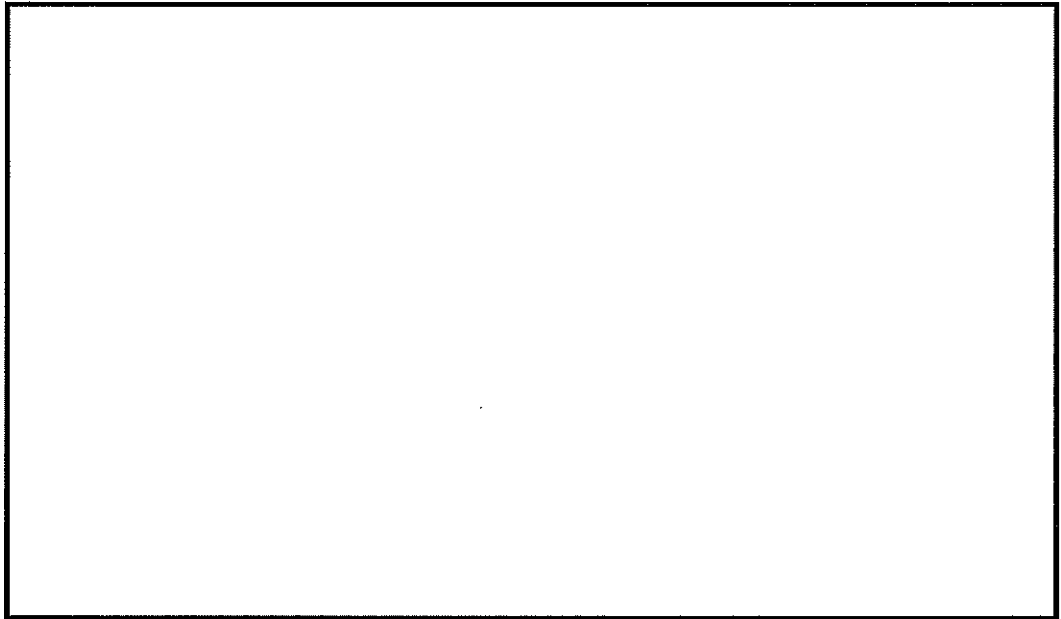


図 14.4-4 (33) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

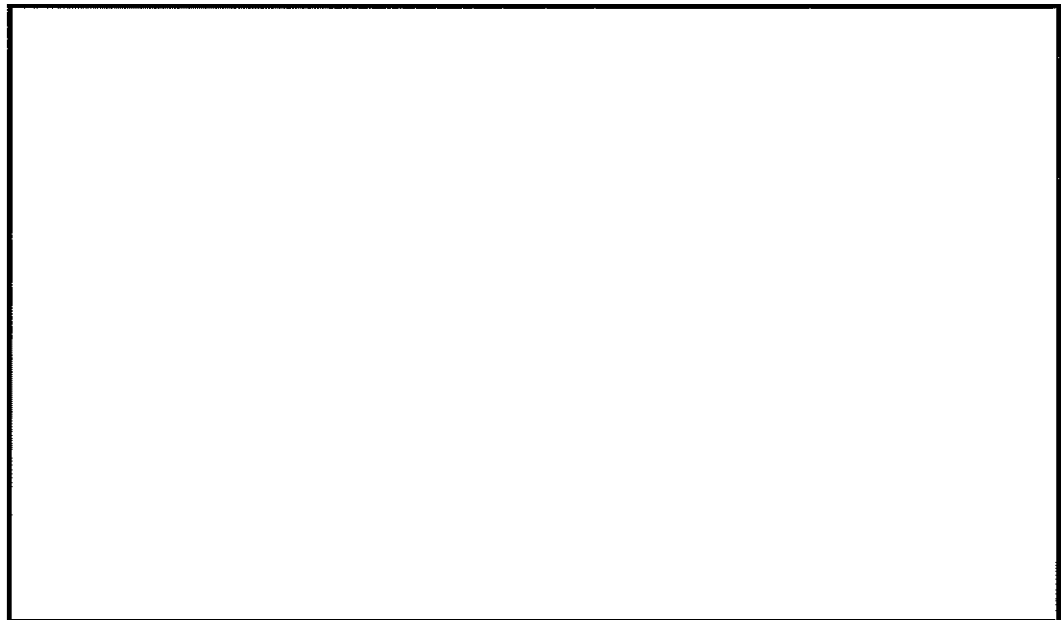


図 14.4-4 (34) ②-②断面の最大水平加速度分布 ( $S_s-D1$  [H+, V+])  
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

#### 14.4.2 耐震評価

##### a. 評価対象断面

評価対象断面は、添付書類「V-2-2-32 SA用海水ピットの地震応答計算書」における評価対象断面と同様とする。

SA用海水ピットの評価対象断面位置を図1に、評価対象断面を図2に示す。

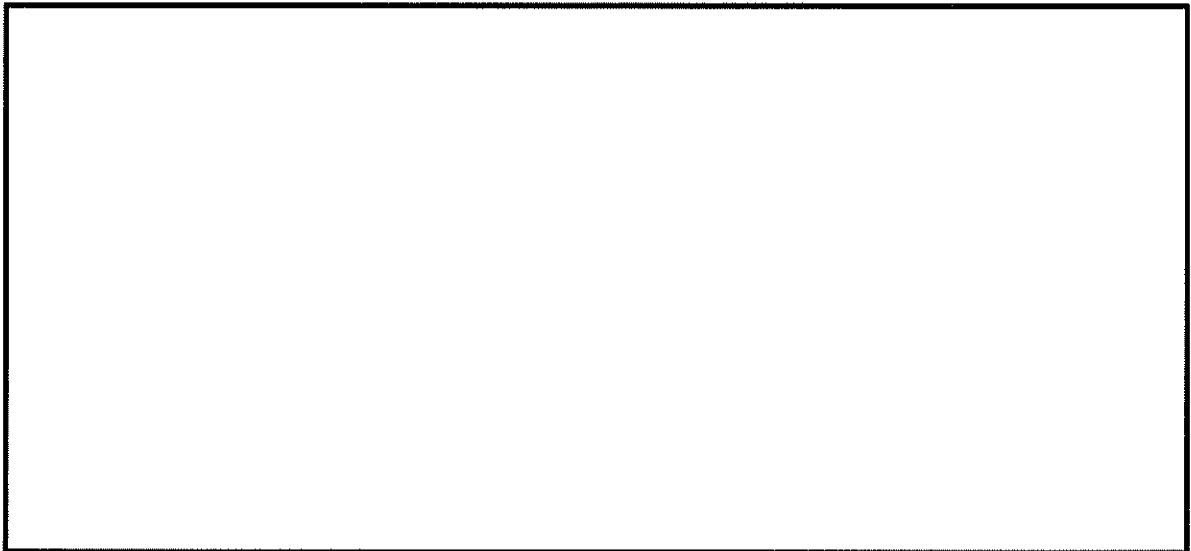


図1 SA用海水ピット 評価対象断面位置図

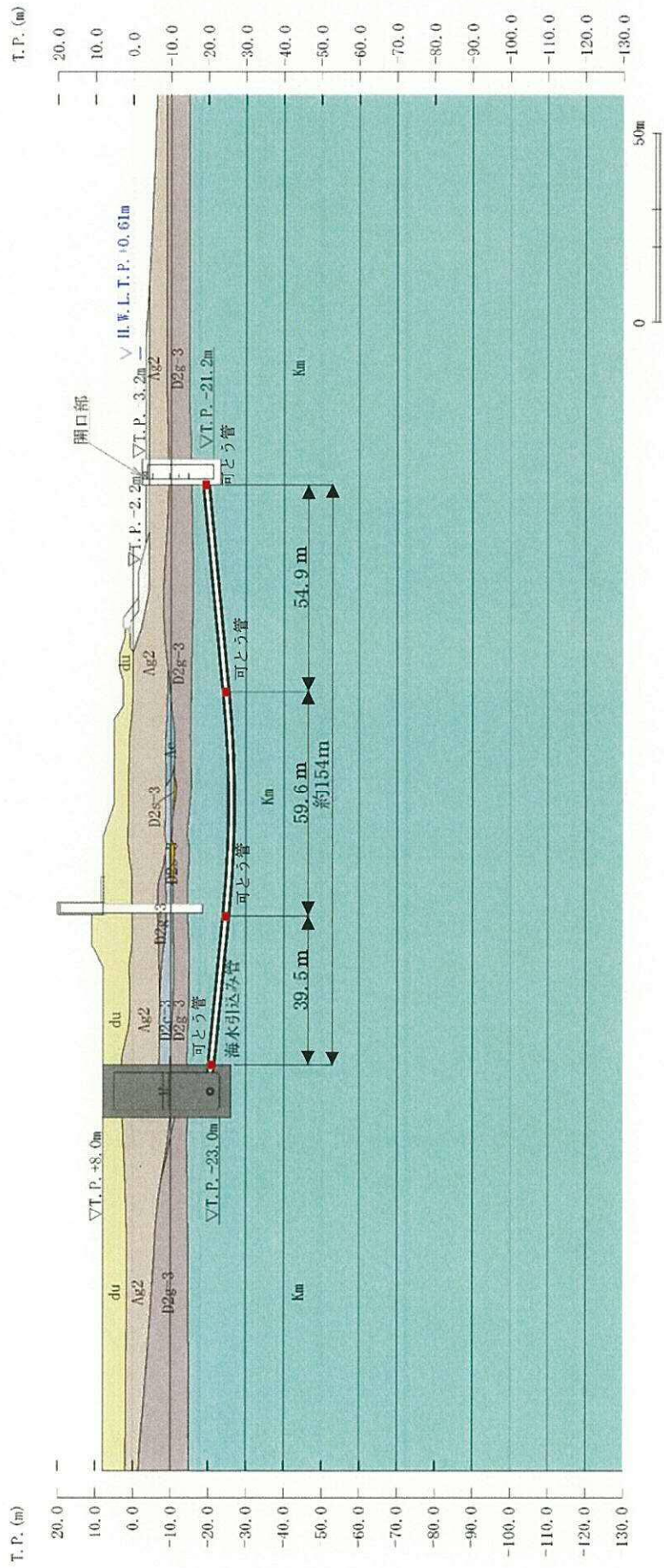


図2 (1) SA用海水ピット 評価対象断面図 (①-①断面)

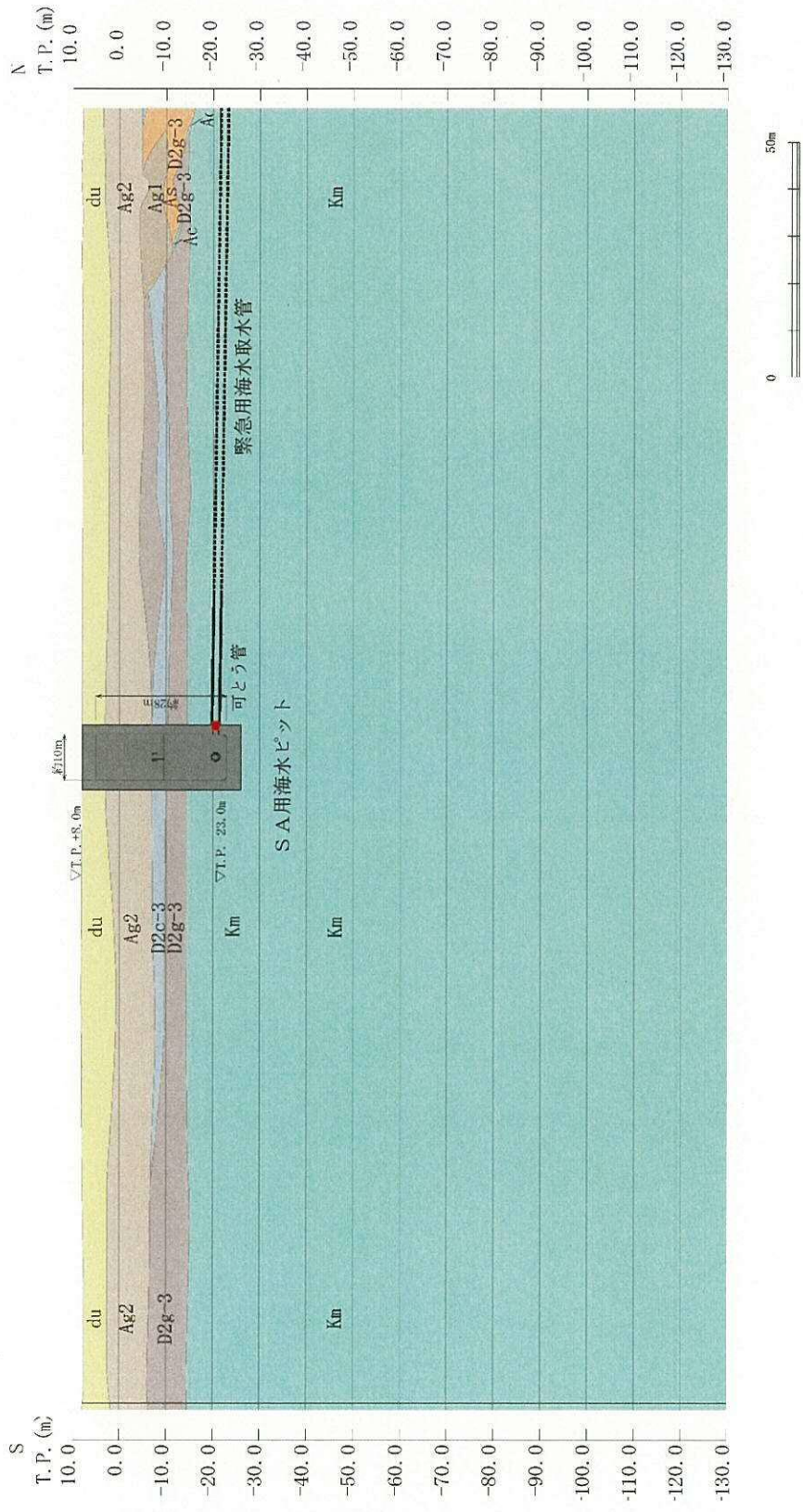


図 2 (2) SA用海水ピット 評価対象断面図 (②-②断面)



b. 許容限界

許容限界は、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) 構造部材の健全性に対する許容限界

SA用海水ピットは、許容応力度法による照査を行う。

表1にコンクリート及び鉄筋の許容限界を示す。

表1 構造部材の健全性に対する許容限界

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 $\sigma_{ca}$	21.0	
	短期許容せん断応力度 $\tau_{a1}$	0.825*3	
鉄筋	SD490*2	短期許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	435
	SD390*1	短期許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	309
	SD345*1	短期許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	294

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

\*2:道路橋示方書(I共通編・IV下部構造編)・同解説(日本道路協会, 平成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](土木学会, 2002年制定)」に基づき設定する。

(2) 基礎地盤の支持性能における許容限界

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24年3月)により設定する。

表2に極限支持力度を示す。

表2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

項目	許容限界
極限支持力度 $q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	6025

c. 評価方法

SA用海水ピットの耐震評価は、添付書類「V-2-2-32 SA用海水ピットの地震応答計算書」に基づく地震応答解析より算定した照査用応答値が「b. 許容限界」において設定した許容限界以下であることを確認する。

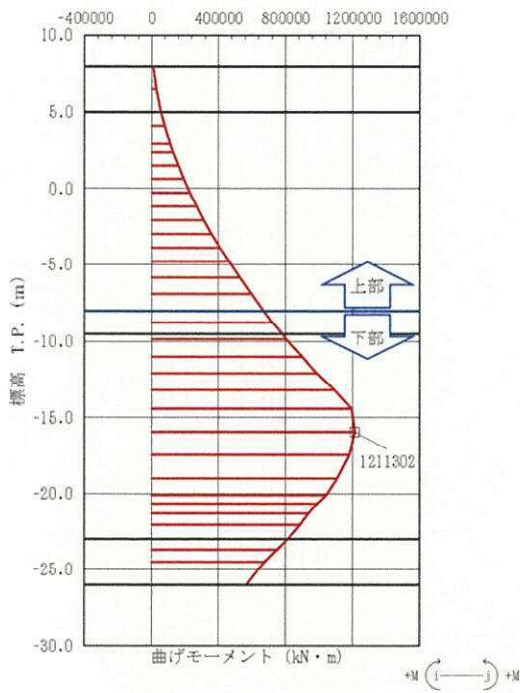
(1) 鉛直部材の構造部材の健全性評価

鉄筋コンクリートの曲げ軸力照査及びせん断力照査に対して、地震応答解析により算定した応力が許容限界以下であることを確認する。

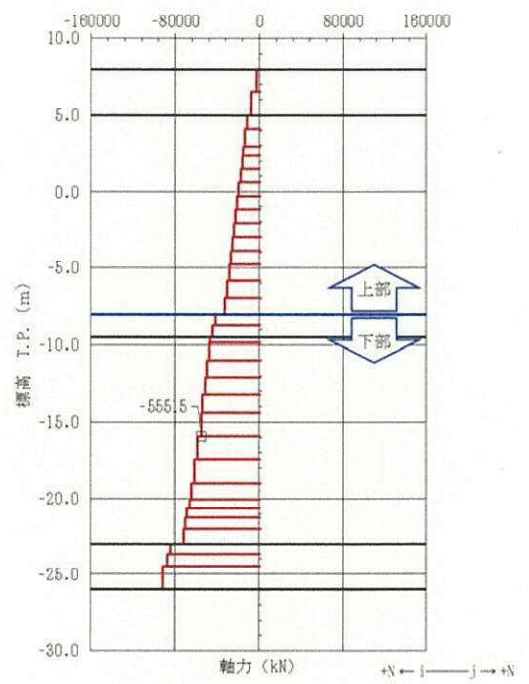
鉛直断面の構造部材の曲げ軸力照査及びせん断力照査に対して、地震応答解析により算定した発生応力が許容限界以下であることを確認する。

①-①断面の曲げ軸力照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図3に、せん断力照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図4に示す。

②-②断面の曲げ軸力照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図5に、せん断力照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図6に示す。



曲げモーメント図



軸力図

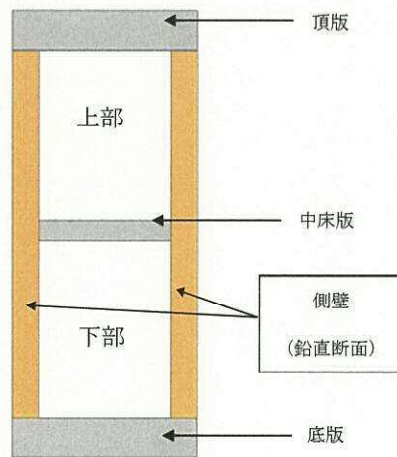
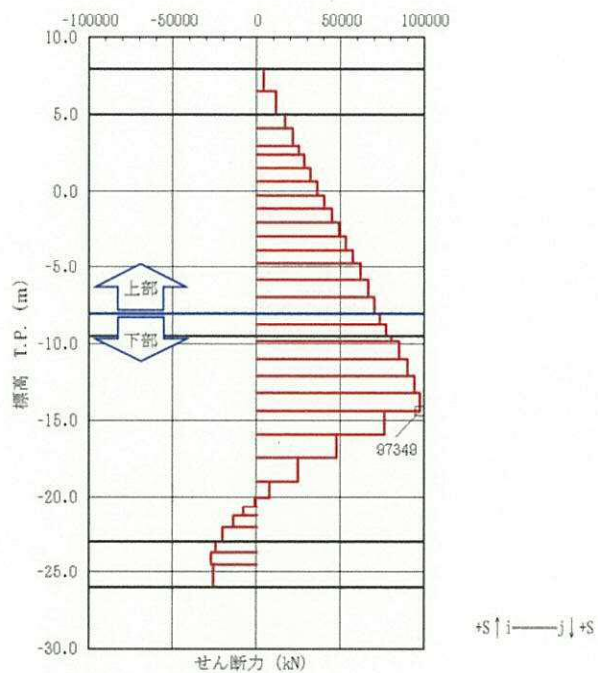


図3 曲げ軸力照査における最大照査値の評価時刻での断面力  
 (①-①断面,  $S_s-D1$ ,  $t=53.95$  s)  
 (解析ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



せん断力図

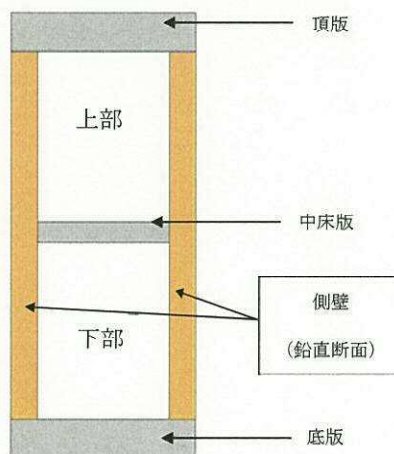


図4 せん断力照査における最大照査値の評価時刻での断面力  
 (①-①断面,  $S_s-D1$ ,  $t=53.92$  s)  
 (解析ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

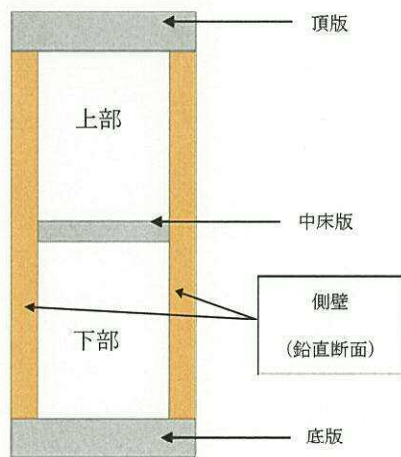
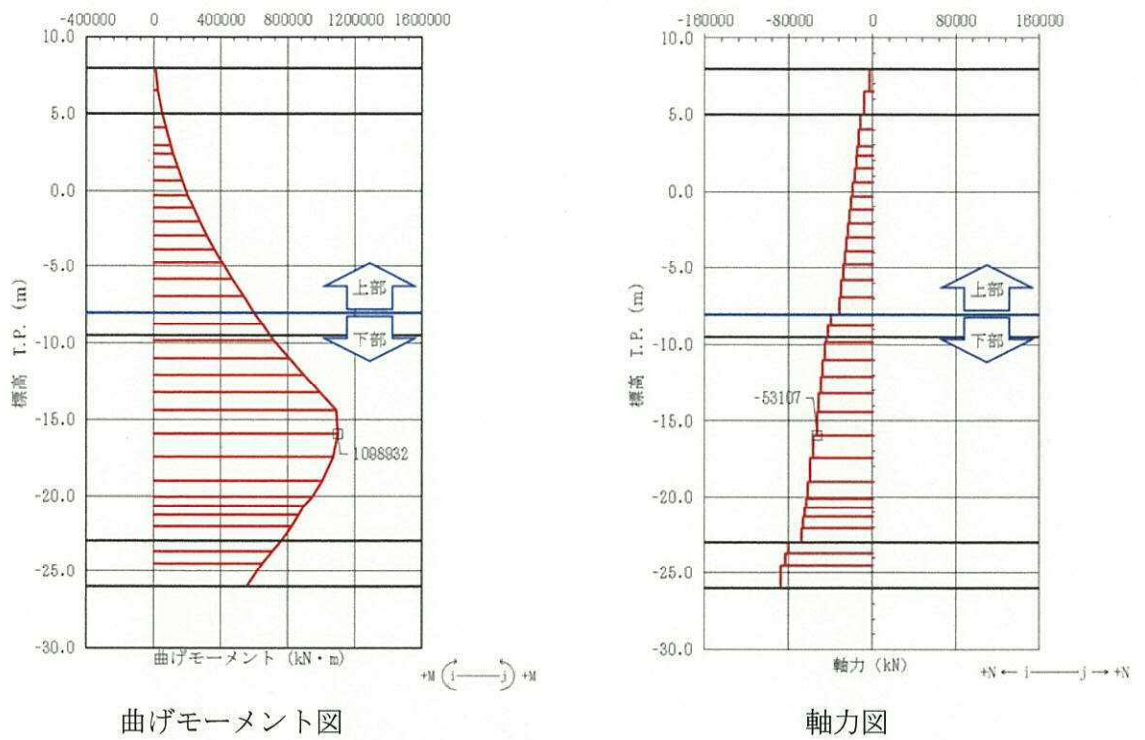
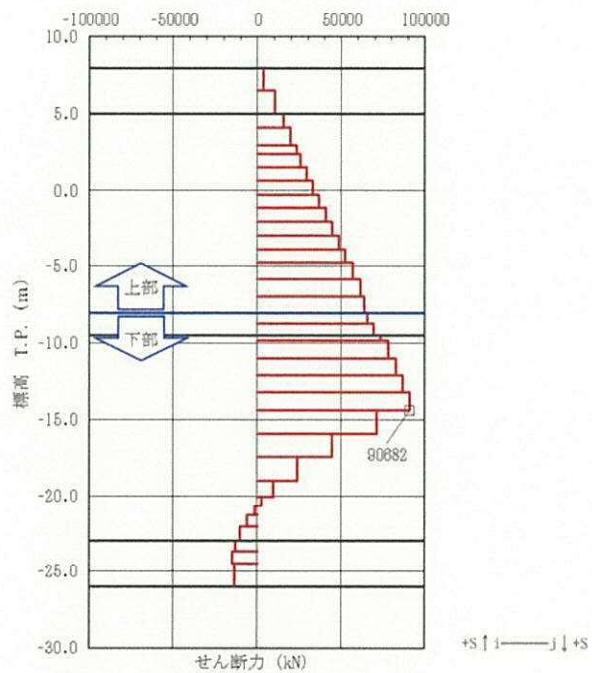


図5 曲げ軸力照査における最大照査値の評価時刻での断面力  
 (②-②断面,  $S_s-D1$ ,  $t=53.93$  s)  
 (解析ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



せん断力図

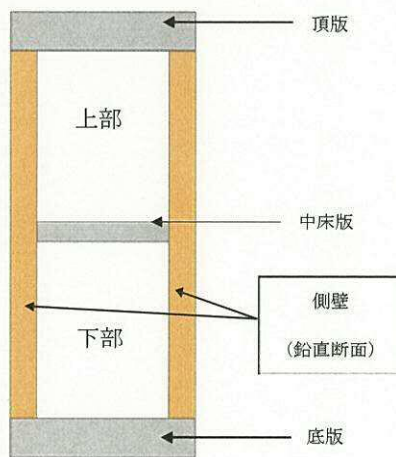
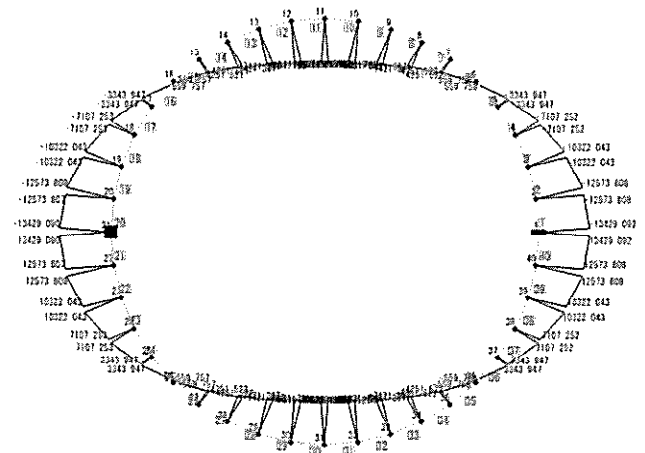


図6 せん断力照査における最大照査値の評価時刻での断面力  
 (②-②断面,  $S_s-D1$ ,  $t=53.92$  s)  
 (解析ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

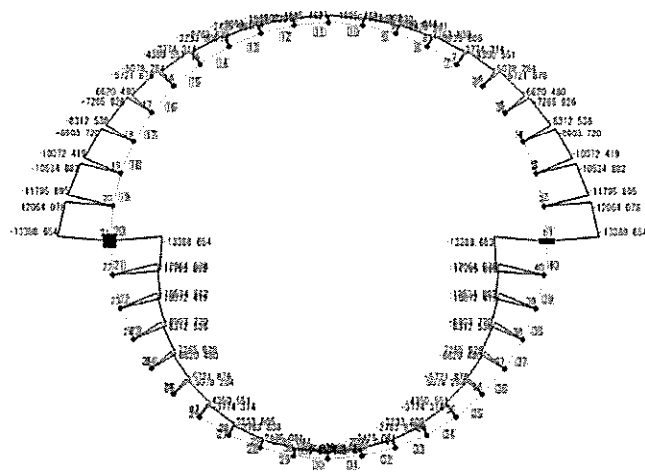
(2) 水平断面の構造部材の健全性評価

水平断面については、地震応答解析結果より、各部材の照査値が最も厳しい荷重条件を抽出して2次元静的フレーム解析を実施し、発生応力が許容限界以下であることを確認する。

水平断面の曲げ軸力照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図7に、せん断力照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図8に示す。



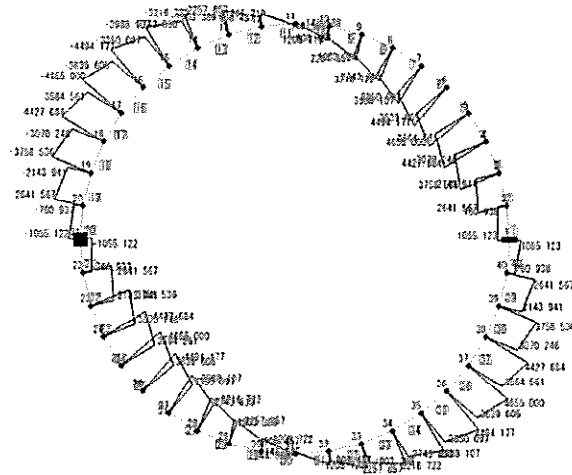
曲げモーメント (kN・m/m)



軸力 (kN/m)

図7 水平断面の曲げ軸力照査における最大照査値の評価時刻での断面力図  
(下部,  $S_s-D1$ ,  $t=53.93$  s)

(解析ケース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)



せん断力 (kN/m)

図 8 水平断面のせん断力照査における最大照査値の評価時刻での断面力  
(下部,  $S_s-D1$ ,  $t=53.93$  s)

(解析ケース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)



(3) 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、基礎地盤に生じ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。

接地圧が許容限界に対して最も厳しくなる解析ケースにおいて、基礎地盤に生じる最大接地圧分布を図9に示す。

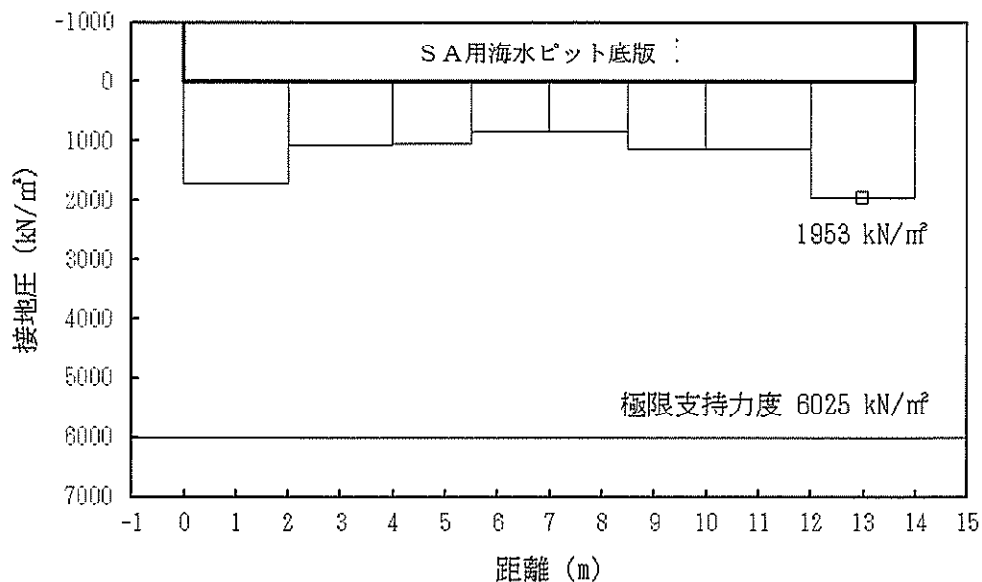


図9 (1) ①-①断面方向における最大接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-D1)  
(解析ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

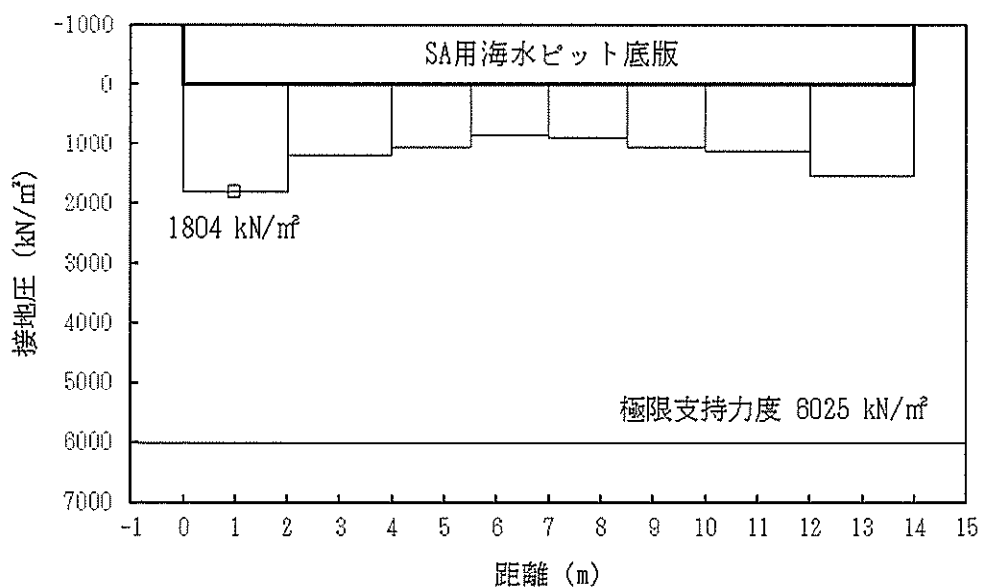


図9 (2) ②-②断面方向における最大接地圧分布図 (S<sub>s</sub>-D1)  
(解析ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

#### 14.4.3 耐震評価結果

##### a. 構造部材の健全性に対する評価結果

##### イ. 鉛直断面に対する評価結果

##### (1) 2次元有効応力解析に対する健全性評価

2次元有効応力解析により得られるコンクリートの曲げ軸力に対する照査結果を表3に、鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果を表4に、せん断力に対する評価結果を表5に示す。なお、発生応力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

以上より、SA用海水ピットの鉛直断面の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 3 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
④	S <sub>s</sub> -D1	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	670155	34180	4.1	21	0.20
④	S <sub>s</sub> -D1	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	1215467	57569	6.7	21	0.32

注記 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  
評価位置は下図に示す。

@：鉄筋の配置間隔

表 3 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
④	S <sub>s</sub> -D1	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	597574	31591	3.7	21	0.18
④	S <sub>s</sub> -D1	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	1098932	53107	6.0	21	0.29

注記 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  
評価位置は下図に示す。

@：鉄筋の配置間隔

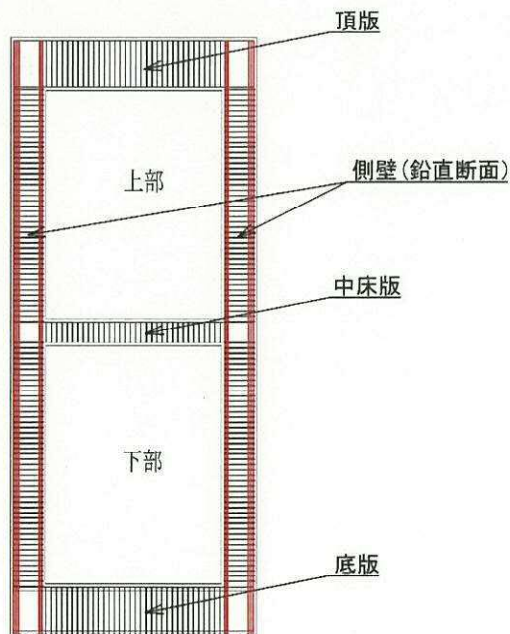


表 4 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s/\sigma_{sa}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
④	S <sub>s</sub> -D 1	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	664310	31379	108	435	0.25
④	S <sub>s</sub> -D 1	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	1211302	55515	158	435	0.37

注記 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  
評価位置は下図に示す。

@：鉄筋の配置間隔

表 4 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s/\sigma_{sa}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
④	S <sub>s</sub> -D 1	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	597574	31591	94	435	0.22
④	S <sub>s</sub> -D 1	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	1098932	53107	142	435	0.33

注記 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  
評価位置は下図に示す。

@：鉄筋の配置間隔

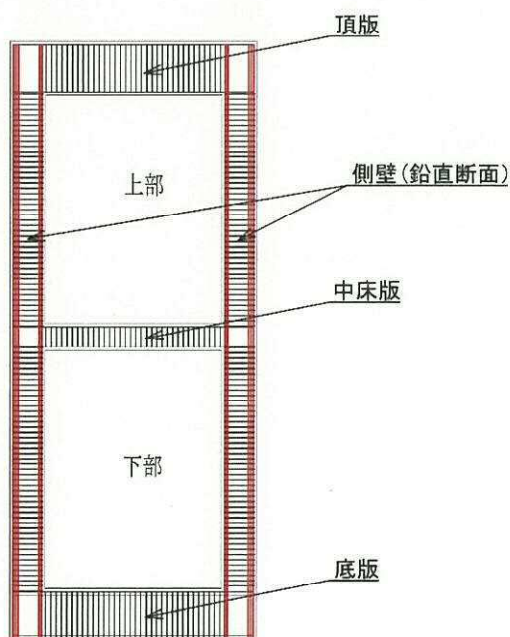


表 5 (1) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (①-①断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V(kN/m)	短期許容 せん断力 V	照査値 V/V <sub>a</sub>
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
④	S <sub>s</sub> -D 1	上部	3545	12407	11521	D35@150	70166	93616	0.75
④	S <sub>s</sub> -D 1	下部	3545	12407	11521	D29@150(2段)	97349	120709	0.81

注記 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  
評価位置は下図に示す。

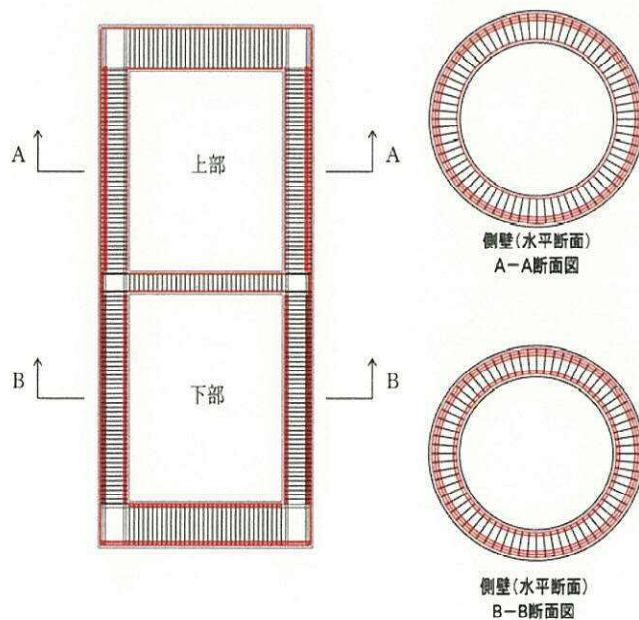
@：鉄筋の配置間隔

表 5 (2) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果 (②-②断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V(kN/m)	短期許容 せん断力 V	照査値 V/V <sub>a</sub>
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
④	S <sub>s</sub> -D 1	上部	3545	12407	11521	D35@150	63607	93616	0.68
④	S <sub>s</sub> -D 1	下部	3545	12407	11521	D29@150(2段)	90682	120709	0.76

注記 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  
評価位置は下図に示す。

@：鉄筋の配置間隔





(2) 側壁と版部材の結合部における局所の曲げモーメント増分の廻り込みを考慮した耐震評価

①-①断面, ②-②断面それぞれで最大の照査値を示す評価位置, 解析ケース及び基準地震動での評価結果を示す。表6に鉛直断面の評価結果を示す。

表6 (1) 鉛直断面のコンクリートの曲げ軸力に対する評価結果

断面	解析ケース	地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c/\sigma_{ca}$		
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・ m/m)	軸力 (kN/m)					
①-①断面	④	S s - D 1	下部	有効応力解析	$\sigma_{v1}'$	3545	12407	11521	2-D51@150	101243	5386	6.9	21	0.33
				拘束効果 による曲げ	$\sigma_{v2}$	3545	12407	11521	3-D41@150	11773	0	14.0	21	0.67
				合計	$\frac{\sigma_{v1}' + \sigma_{v2}}{2}$	-	-	-	-	-	-	20.9	21	0.995
②-②断面	④	S s - D 1	下部	有効応力解析	$\sigma_{v1}'$	3545	12407	11521	2-D51@150	94256	5320	6.5	21	0.31
				拘束効果 による曲げ	$\sigma_{v2}$	3545	12407	11521	3-D41@150	10634	0	12.6	21	0.60
				合計	$\frac{\sigma_{v1}' + \sigma_{v2}}{2}$	-	-	-	-	-	-	19.1	21	0.91

注記 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  
評価位置は下図に示す。

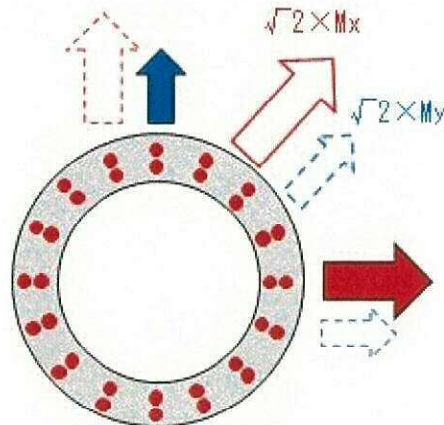
@：鉄筋の配置間隔

表6 (2) 鉛直断面の鉄筋の曲げ軸力に対する評価結果

断面	解析ケース	地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		引張 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c/\sigma_{ca}$		
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・ m/m)	軸力 (kN/m)					
①-①断面	④	S s - D 1	下部	有効応力解析	$\sigma_{v1}'$	3545	12407	11521	2-D51@150	101243	5386	158	435	0.37
				拘束効果 による曲げ	$\sigma_{v2}$	3545	12407	11521	3-D41@150	11773	0	261	435	0.60
				合計	$\frac{\sigma_{v1}' + \sigma_{v2}}{2}$	-	-	-	-	-	-	419	435	0.97
②-②断面	④	S s - D 1	下部	有効応力解析	$\sigma_{v1}'$	3545	12407	11521	2-D51@150	94256	5320	145	435	0.34
				拘束効果 による曲げ	$\sigma_{v2}$	3545	12407	11521	3-D41@150	10634	0	236	435	0.55
				合計	$\frac{\sigma_{v1}' + \sigma_{v2}}{2}$	-	-	-	-	-	-	381	435	0.88

注記 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  
評価位置は下図に示す。

@：鉄筋の配置間隔



ロ. 水平断面に対する耐震評価結果

(1) 2次元静的フレーム解析に対する健全性評価

コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果を表7に、鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果を表8に、鉄筋コンクリートのせん断力に対する評価結果を表9に示す。なお、発生応力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

以上より、SA用海水ピットの水平断面の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表7 水平断面のコンクリートの曲げ軸力照査結果  
 (解析ケース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)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース			断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ ( $N/mm^2$ )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ ( $N/mm^2$ )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			荷重 方法	方向	常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント ( $kN \cdot m$ )	軸力 ( $kN$ )			
④	S <sub>s</sub> -D1	上部	両押	→←	最小	1000	2000	1800	D51@150	6225	5859	10.5	21	0.50
		下部	両押	→←	最小	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	13429	13389	18.4	21	0.88

注記：評価位置は下図に示す。

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  
 評価位置は下図に示す。

@：鉄筋の配置間隔

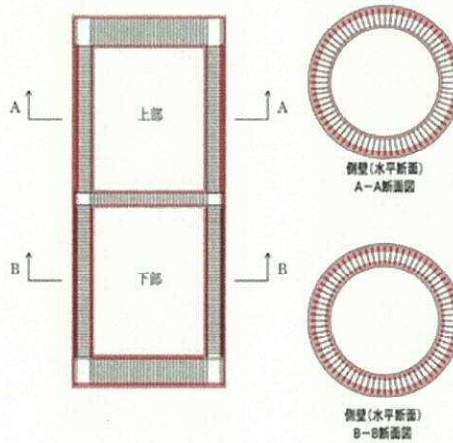




表 8 水平断面の鉄筋の曲げ軸力照査結果

(解析ケース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)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース			断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s/\sigma_{sa}$
			地震時荷重		常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
			荷重 方法	方向										
④	S <sub>s</sub> -D1	上部	両押	→←	最小	1000	2000	1800	D51@150	5581	492	239	435	0.55
		下部	両押	→←	最小	1000	2000	1725	D51@150 (2段)	11820	1885	280	435	0.65

注記：評価位置は下図に示す。

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  
評価位置は下図に示す。

@：鉄筋の配置間隔

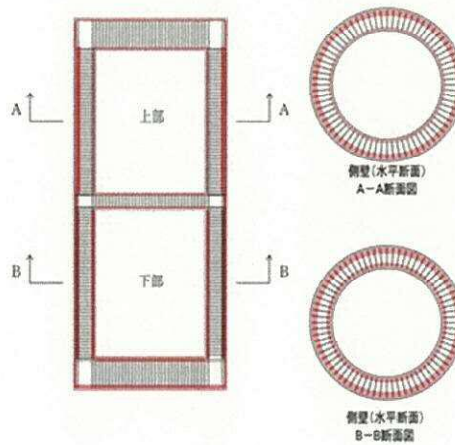


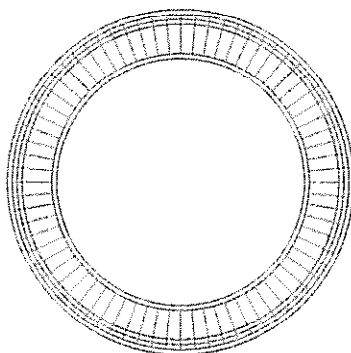
表9 水平断面の鉄筋コンクリートのせん断力照査結果  
 (解析ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

解析 ケース	地震動	評価 位置	決定ケース			断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V V(kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>s</sub> V	照査値 V/V <sub>s</sub>
			地震時荷重		常時 土水圧	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
			荷重 方法	方向								
④	S <sub>s</sub> -D1	上部	両押	→←	最小	1000	2000	1800	D22@300×300	2148	2626	0.82
		下部	両押	→←	最小	1000	2000	1725	D35@300×300	4655	5308	0.88

注記 : 評価位置は下図に示す。

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  
 評価位置は下図に示す。

@：鉄筋の配置間隔



(2) 水平2方向及び鉛直方向地震力に対する耐震評価結果

SA用海水ピットの水平鉄筋については、直交する2断面の2次元有効応力解析（①-①断面方向，②-②断面方向）による側壁の面内方向のせん断力に対する必要せん断補強筋量（ $A_{s1}$ ）と面外方向の地震時最大地盤反力に対する必要主鉄筋量（ $A_{s2}$ ）をそれぞれ算定し、足し合わせた合計必要鉄筋量以上が実配筋量として配置されていることを確認した。

①-①断面方向，②-②断面方向それぞれで地震時最大地盤反力が生じる階層，解析ケース及び基準地震動での必要鉄筋量と実配筋量との比率を表10に示す。

表10(1) 水平鉄筋の鉛直せん断力に対する評価結果（ $A_{s1}$ ）  
鉛直断面モデルによる側壁の面内方向のせん断力に対する鉄筋量  
（側壁の面内方向の鉄筋のうち， $A_{s1}$ のみを考慮）

断面	解析ケース	評価位置	発生せん断力 V (kN)	腹幅 b (mm)	有効高 d (mm)	コンクリート許容せん断応力度 $\sigma_{cs}$ (N/mm <sup>2</sup> )	コンクリート許容せん断力 V <sub>cs</sub> (kN)	せん断補強筋が負担するせん断力 V <sub>s-req</sub> (kN)	必要せん断補強筋量		実配筋量 A <sub>s1'</sub> (mm <sup>2</sup> /m)	比率 A <sub>s1</sub> /A <sub>s1'</sub>
									A <sub>s-req</sub> (mm <sup>2</sup> /組)	A <sub>s1</sub> (mm <sup>2</sup> /m)		
①-①断面	④S <sub>1</sub> -D1	上部	70166	3545	11521	0.825	14657	55509	2688	4480	54053	0.09
①-①断面	④S <sub>1</sub> -D1	下部	97349	3545	11521	0.825	14657	82692	4007	1670	108107	0.02

注記：評価位置は次頁に示す。

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

Ⓞ：鉄筋の配置間隔

表10(2) 水平断面の鉄筋の曲げ軸力に対する評価結果（ $A_{s2}$ ）  
側壁の面外方向の地震時最大地盤反力に対して水平輪切り断面モデルで  
算定する曲げ軸力に対する鉄筋量  
（側壁の面内方向の鉄筋のうち， $A_{s2}$ のみを考慮）

断面	解析ケース	評価位置	断面性状			鉄筋種別	発生断面力		短期許容応力度 $\sigma_{ss}$ (N/mm <sup>2</sup> )	必要鉄筋量 A <sub>s2</sub> (mm <sup>2</sup> /m)	実配筋量 A <sub>s2'</sub> (mm <sup>2</sup> /m)	比率 A <sub>s2</sub> /A <sub>s2'</sub>
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)				
①-①断面	④S <sub>1</sub> -D1	上部	1000	2000	1800	SD390	5581	492	435	7247	13513	0.54
①-①断面	④S <sub>1</sub> -D1	下部	1000	2000	1800	SD390	11820	1885	435	17393	27027	0.65

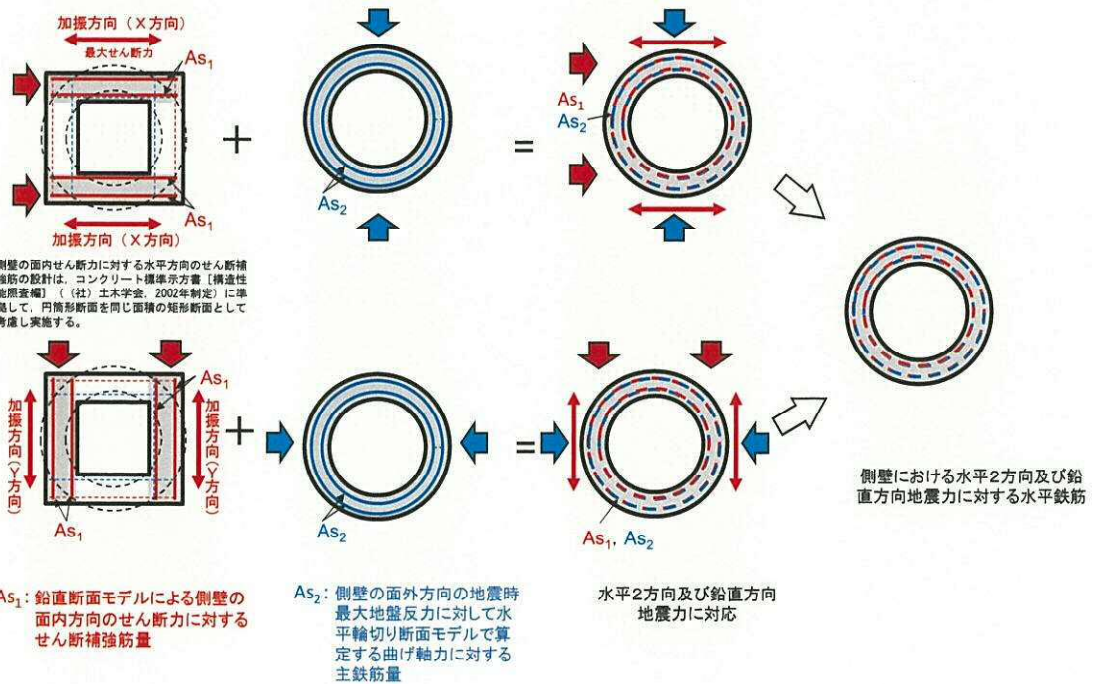
注記：評価位置は次頁に示す。

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

Ⓞ：鉄筋の配置間隔

表 10(3)  $A_{s1}$  の必要鉄筋量と  $A_{s2}$  の必要鉄筋量を足し合わせた必要合計鉄筋量と  
実配筋量との比率

方向	評価位置	鉛直断面のせん断力に対する必要鉄筋量	水平断面の曲げ軸力に対する必要鉄筋量	① 合計必要鉄筋量	② 実配筋量	比率 ①/②
		$A_{s1}$ ( $\text{mm}^2/\text{m}$ )	$A_{s2}$ ( $\text{mm}^2/\text{m}$ )	$A_{s1} + A_{s2}$ ( $\text{mm}^2/\text{m}$ )	$A_s$ ( $\text{mm}^2/\text{m}$ )	
① -①断面	上部	4480	7247	11727	13513	0.87
	下部	1670	17393	19063	27027	0.71



ハ. 頂版及び中床板に対する耐震評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 11 に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 12 に、鉄筋コンクリートのせん断力に対する評価結果を表 13 に示す。なお、発生応力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

以上より、SA用海水ピットの頂版及び中床版の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 11 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果(①-①断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置		断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	S <sub>s</sub> -D1	頂版	梁①	3200	3000	2800	D51@150	20275	0	5.7	21	0.28
	S <sub>s</sub> -D1		梁②	1300	3000	2800	D38@150	1127	0	1.0	21	0.05
	S <sub>s</sub> -D1	中床版		1000	1500	1300	D51@150	1780	0	5.8	21	0.28

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

@：鉄筋の配置間隔

評価位置は下図に示す。

表 11 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置		断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
①	S <sub>s</sub> -21	頂版	梁①	3200	3000	2800	D51@150	20275	0	5.7	21	0.28
	S <sub>s</sub> -21		梁②	1300	3000	2800	D38@150	1127	0	1.0	21	0.05
	S <sub>s</sub> -21	中床版		1000	1500	1300	D51@150	1747	0	5.6	21	0.27

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

@：鉄筋の配置間隔

評価位置は下図に示す。

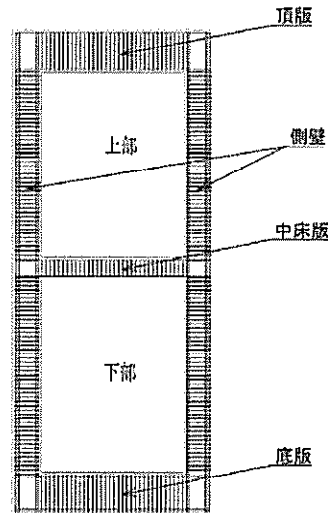


表 12 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置		断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ ( $N/mm^2$ )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ ( $N/mm^2$ )	照査値 $\sigma_s/\sigma_{sa}$
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント ( $kN\cdot m$ )	軸力 (kN)			
①	S <sub>s</sub> -D1	頂版	梁①	3200	3000	2800	D51@150	20275	0	187	435	0.44
	S <sub>s</sub> -D1		梁②	1300	3000	2800	D38@150	1127	0	44	435	0.11
	S <sub>s</sub> -D1	中床版		1000	1500	1300	D51@150	1780	0	118	435	0.28

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

@：鉄筋の配置間隔

評価位置は下図に示す。

表 12 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置		断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ ( $N/mm^2$ )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ ( $N/mm^2$ )	照査値 $\sigma_s/\sigma_{sa}$
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント ( $kN\cdot m$ )	軸力 (kN)			
①	S <sub>s</sub> -21	頂版	梁①	3200	3000	2800	D51@150	20275	0	187	435	0.43
	S <sub>s</sub> -21		梁②	1300	3000	2800	D38@150	1127	0	44	435	0.11
	S <sub>s</sub> -21	中床版		1000	1500	1300	D51@150	1747	0	115	435	0.27

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

@：鉄筋の配置間隔

評価位置は下図に示す。

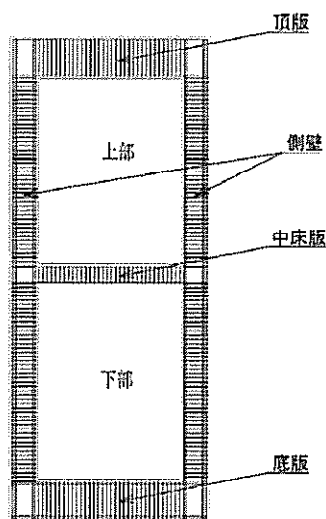


表 13 (1) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果(①-①断面)

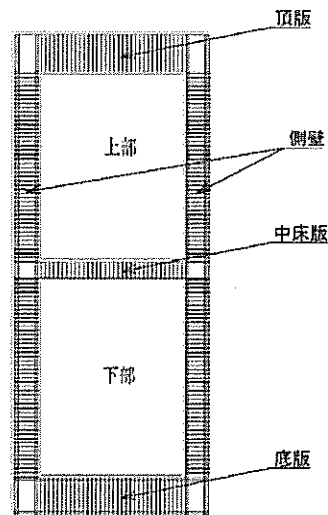
解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V(kN/m)	短期許容 せん断力 v	照査値 V/V <sub>a</sub>
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
①	S <sub>s</sub> -D1	梁①	3200	3000	2800	D32@300×300	5900	9530	0.62
	S <sub>s</sub> -D1	梁②	1300	3000	2800	-	1137	2611	0.44
	S <sub>s</sub> -D1	中床板	1000	1500	1300	D19@300×300	553	1524	0.37

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース  
 ◎：鉄筋の配置間隔  
 評価位置は下図に示す。

表 13 (2) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果(②-②断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V(kN/m)	短期許容 せん断力 v	照査値 V/V <sub>a</sub>
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
①	S <sub>s</sub> -21	梁①	3200	3000	2800	D32@300×300	5900	9530	0.62
	S <sub>s</sub> -21	梁②	1300	3000	2800	-	1137	2611	0.44
	S <sub>s</sub> -21	中床板	1000	1500	1300	D19@300×300	543	1524	0.36

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース  
 ◎：鉄筋の配置間隔  
 評価位置は下図に示す。





## ニ. 底版に対する耐震評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 14 に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 15 に、鉄筋コンクリートのせん断力に対する評価結果を表 16 に示す。なお、発生応力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

以上より、SA用海水ピットの底板の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

なお、底版の配筋は、版部材と側壁の結合部における局所の曲げモーメント増分の廻り込みを考慮している。

表 14 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果(①-①断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
③	S s - D 1	底版	1000	3000	2800	D51@150 (2段)	15839	0	10.0	21	0.48

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

@：鉄筋の配置間隔

評価位置は下図に示す。

表 14 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
⑤	S s - D 1	底版	1000	3000	2800	D51@150 (2段)	14794	0	9.2	21	0.44

注記 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

@：鉄筋の配置間隔

評価位置は下図に示す。

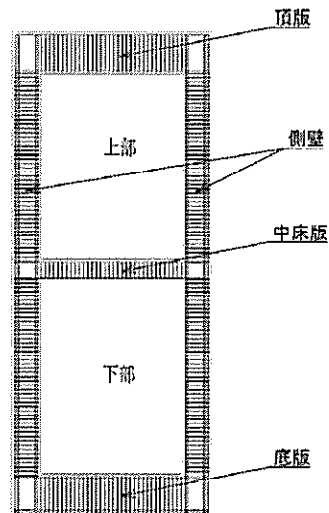


表 15 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ ( $N/mm^2$ )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ ( $N/mm^2$ )	照査値 $\sigma_s/\sigma_{sa}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント ( $kN\cdot m$ )	軸力 ( $kN$ )			
③	S s - D 1	底版	1000	3000	2800	D51@150 (2段)	15839	0	259	435	0.60

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

Ⓜ：鉄筋の配置間隔

評価位置は下図に示す。

表 15 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 $\sigma_s$ ( $N/mm^2$ )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ ( $N/mm^2$ )	照査値 $\sigma_s/\sigma_{sa}$
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント ( $kN\cdot m$ )	軸力 ( $kN$ )			
⑤	S s - D 1	底版	1000	3000	2800	D51@150 (2段)	14794	0	242	435	0.56

注記 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

Ⓜ：鉄筋の配置間隔

評価位置は下図に示す。

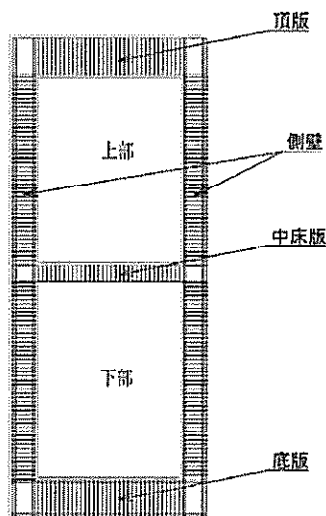


表 16 (1) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果(①-①断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V(kN/m)	短期許容 せん断力 V	照査値 V/V <sub>0</sub>
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
③	S <sub>s</sub> -D1	底版	1000	3000	2800	D38@300×300	5447	10062	0.55

注記 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

@：鉄筋の配置間隔

評価位置は下図に示す。

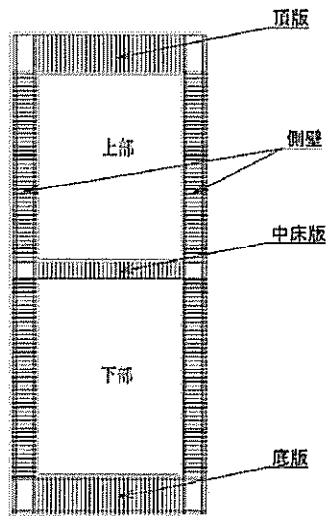
表 16 (2) 鉄筋コンクリートのせん断力照査結果(②-②断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V(kN/m)	短期許容 せん断力 V	照査値 V/V <sub>0</sub>
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
⑤	S <sub>s</sub> -D1	底版	1000	3000	2800	D38@300×300	4914	10062	0.49

注記 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

@：鉄筋の配置間隔

評価位置は下図に示す。



ホ. 概略配筋図

図 10 に概略配筋図を示す。

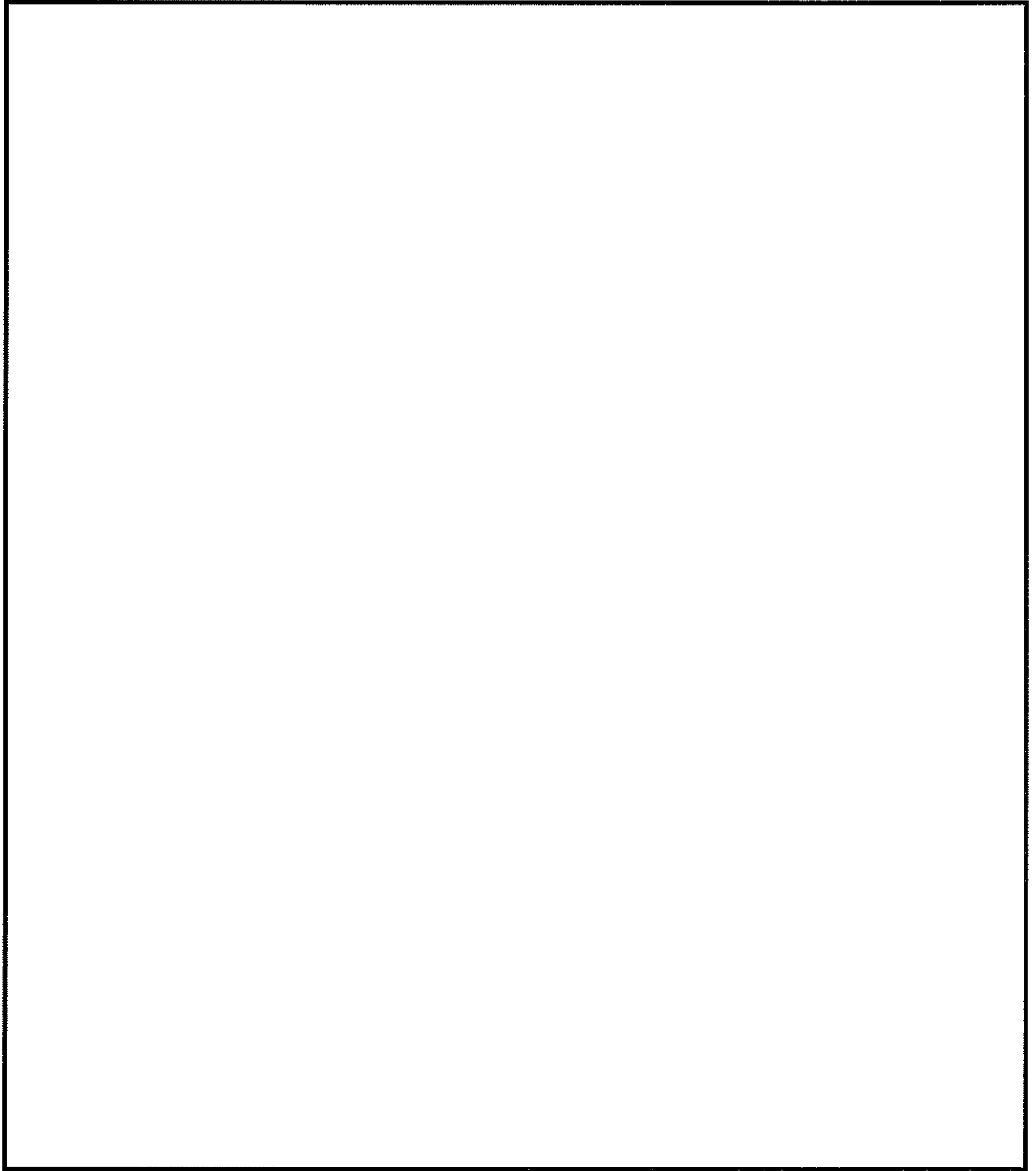


図 10 概略配筋図

b. 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表 17 に示す。

S A用海水ピットの基礎地盤に生じる最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

表 17 (1) 基礎地盤の支持性能評価結果 (①-①断面)

解析ケース	地震動	最大接地圧	極限支持力度
		(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )
①	S <sub>s</sub> -D 1	1953	6025

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

表 17 (2) 基礎地盤の支持性能評価結果 (②-②断面)

解析ケース	地震動	最大接地圧	極限支持力度
		(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )
①	S <sub>s</sub> -D 1	1804	6025

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

S A用海水ピットの耐震安全性評価に関する参考資料

## 1 減衰の設定について

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

固有値解析によるモード図を図 14-1 に示す。また、設定した Rayleigh 減衰を図 14-2 に示す。

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

なお、初期減衰定数は、地盤については 1 %（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1 %を採用している。）とする。また、線形材料としてモデル化するコンクリートについては 5 %（J E A G 4 6 0 1 -1987）とする。



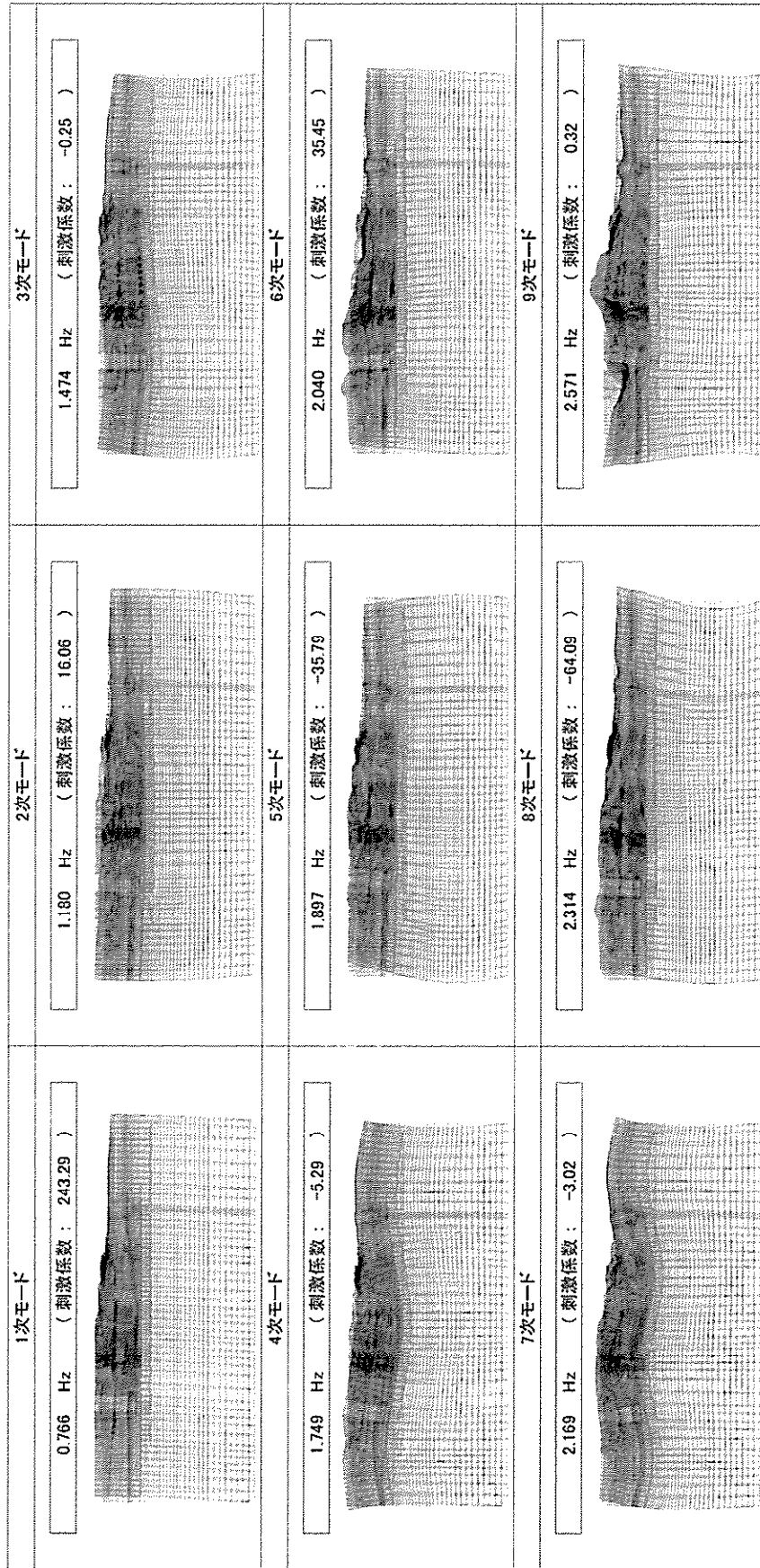


図 14-1(1) SA用海水ピットの固有値解析結果  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)  
 (①-①断面)

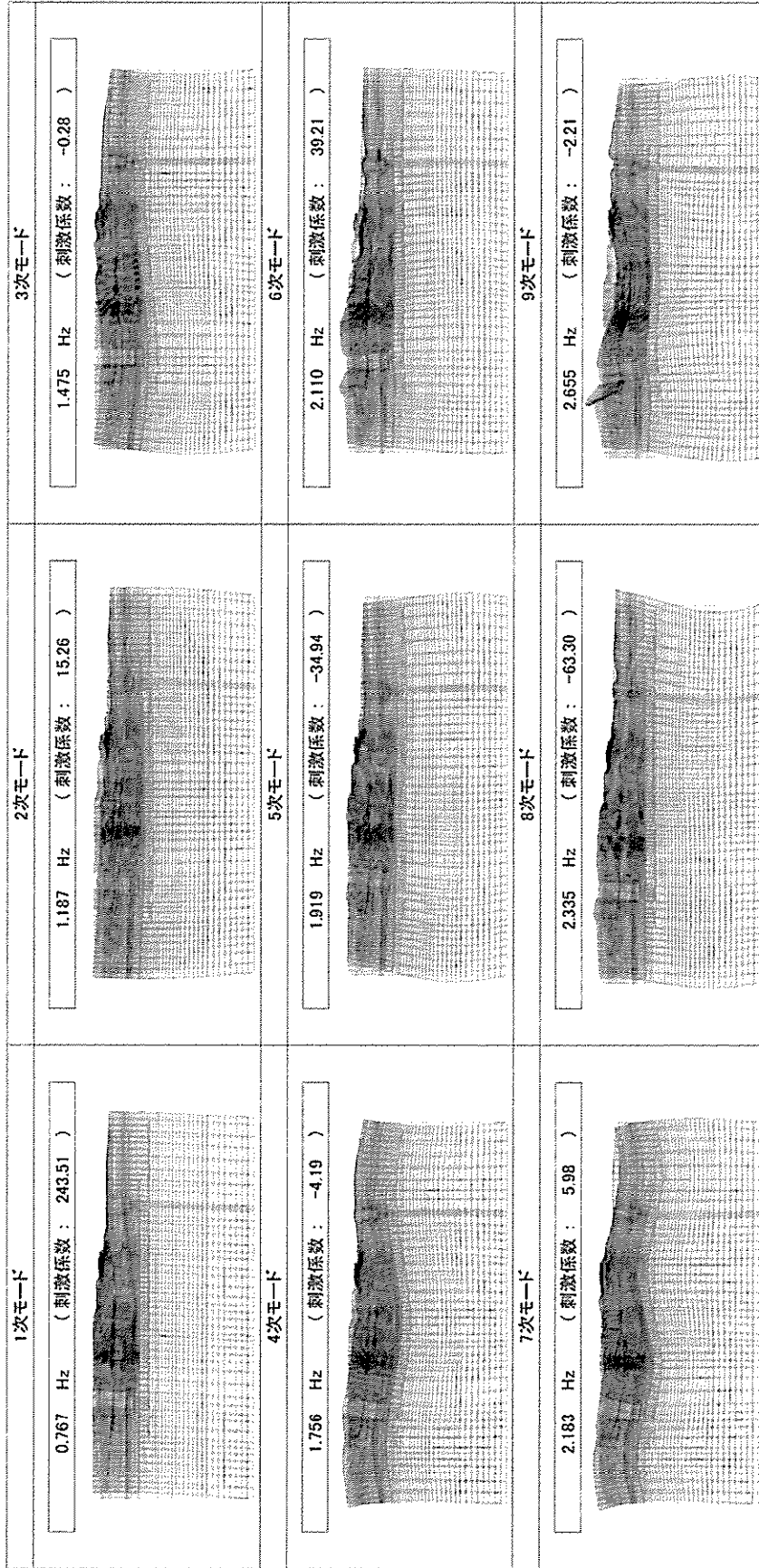


図 14-1(2) SA用海水ピットの固有値解析結果  
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)  
 (①-①断面)

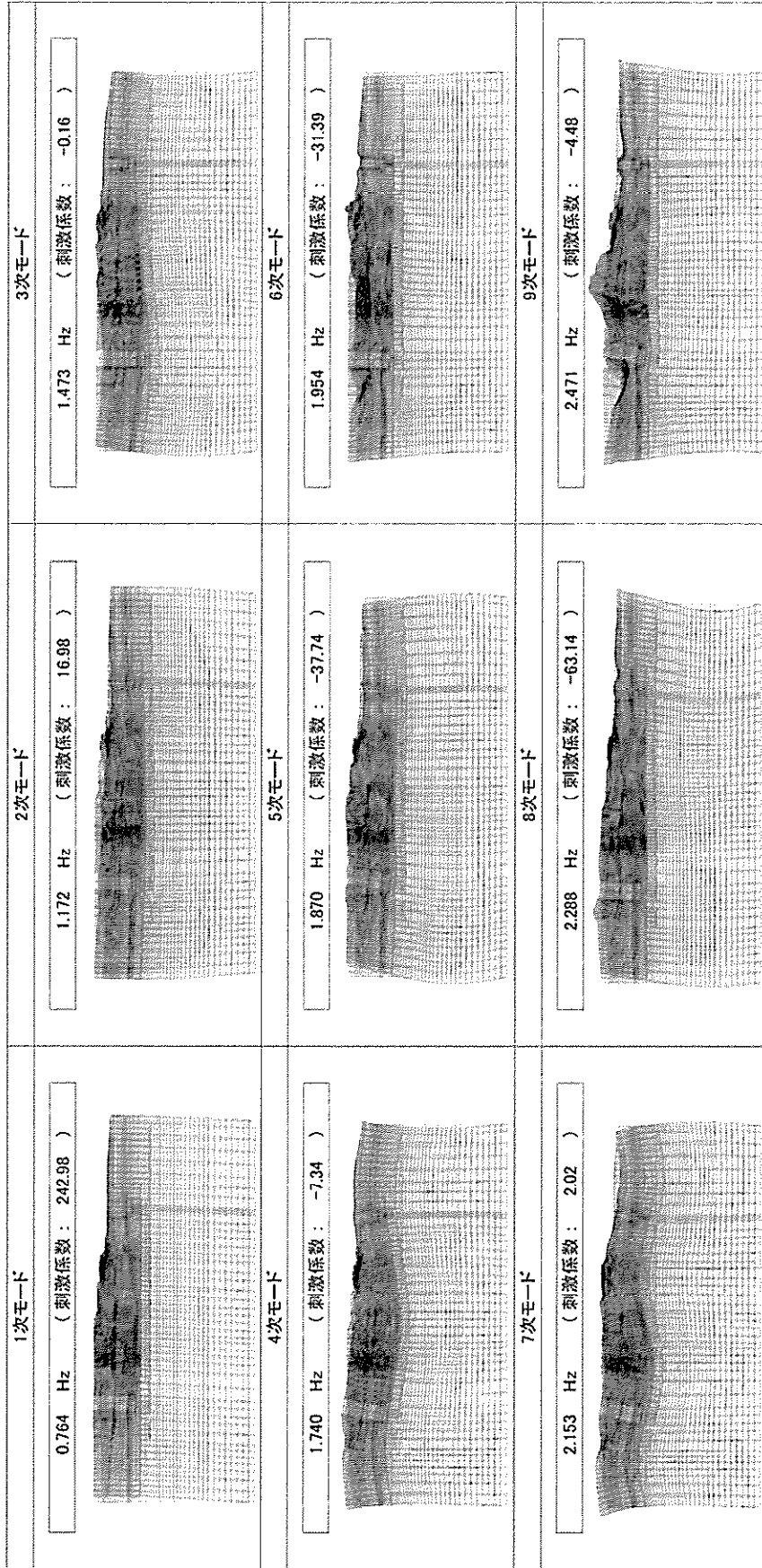


図 14-1(3) SA用海水ピットの固有値解析結果  
 (検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)  
 (①-①断面)

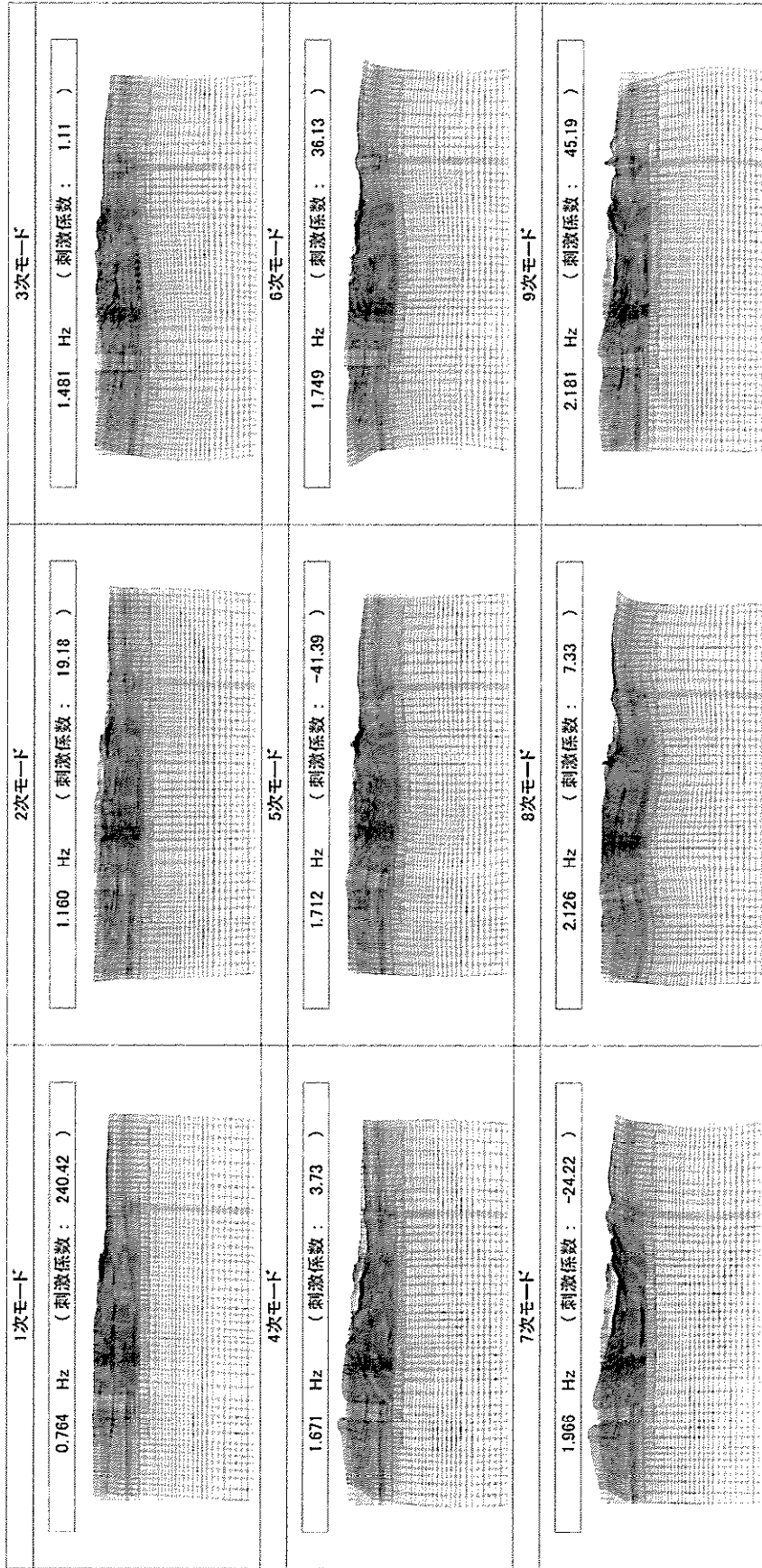


図 14-1(4) SA用海水ピットの固有値解析結果

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

(①-①断面)

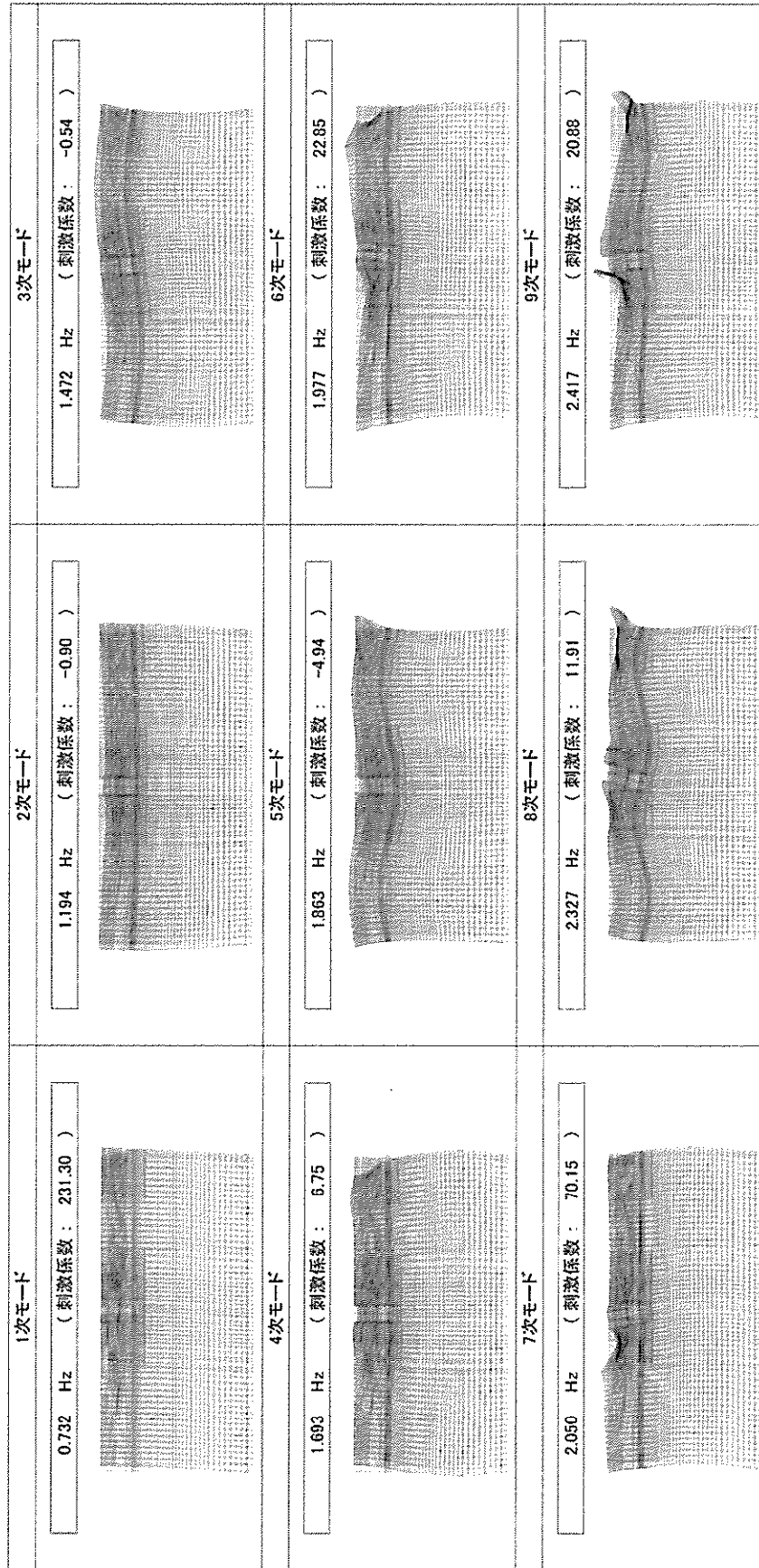


図 14-1(5) SA用海水ピットの固有値解析結果  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース  
 (②-②断面))

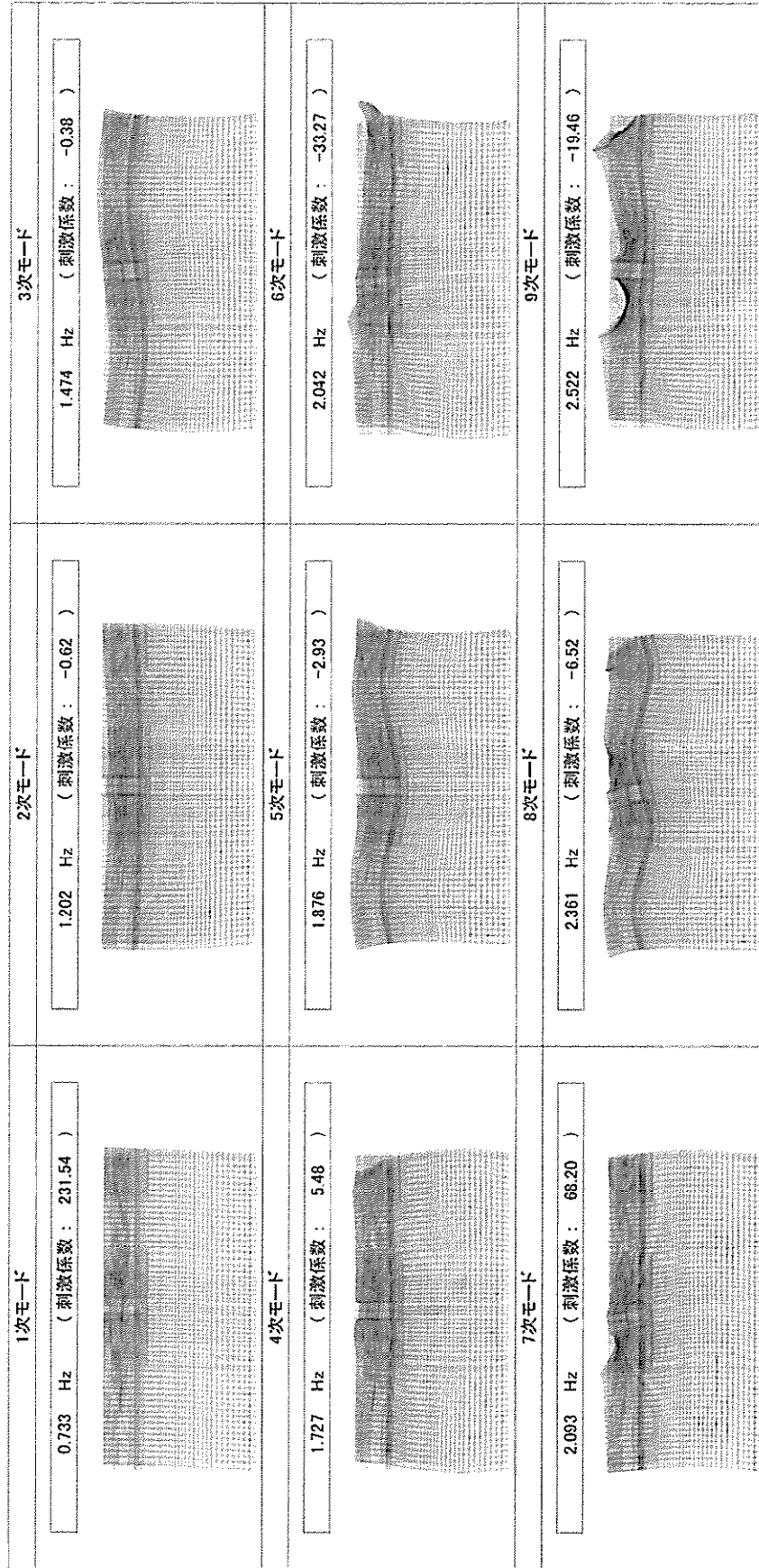


図 14-1(6) SA用海水ピットの固有値解析結果  
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース  
(②-②断面))



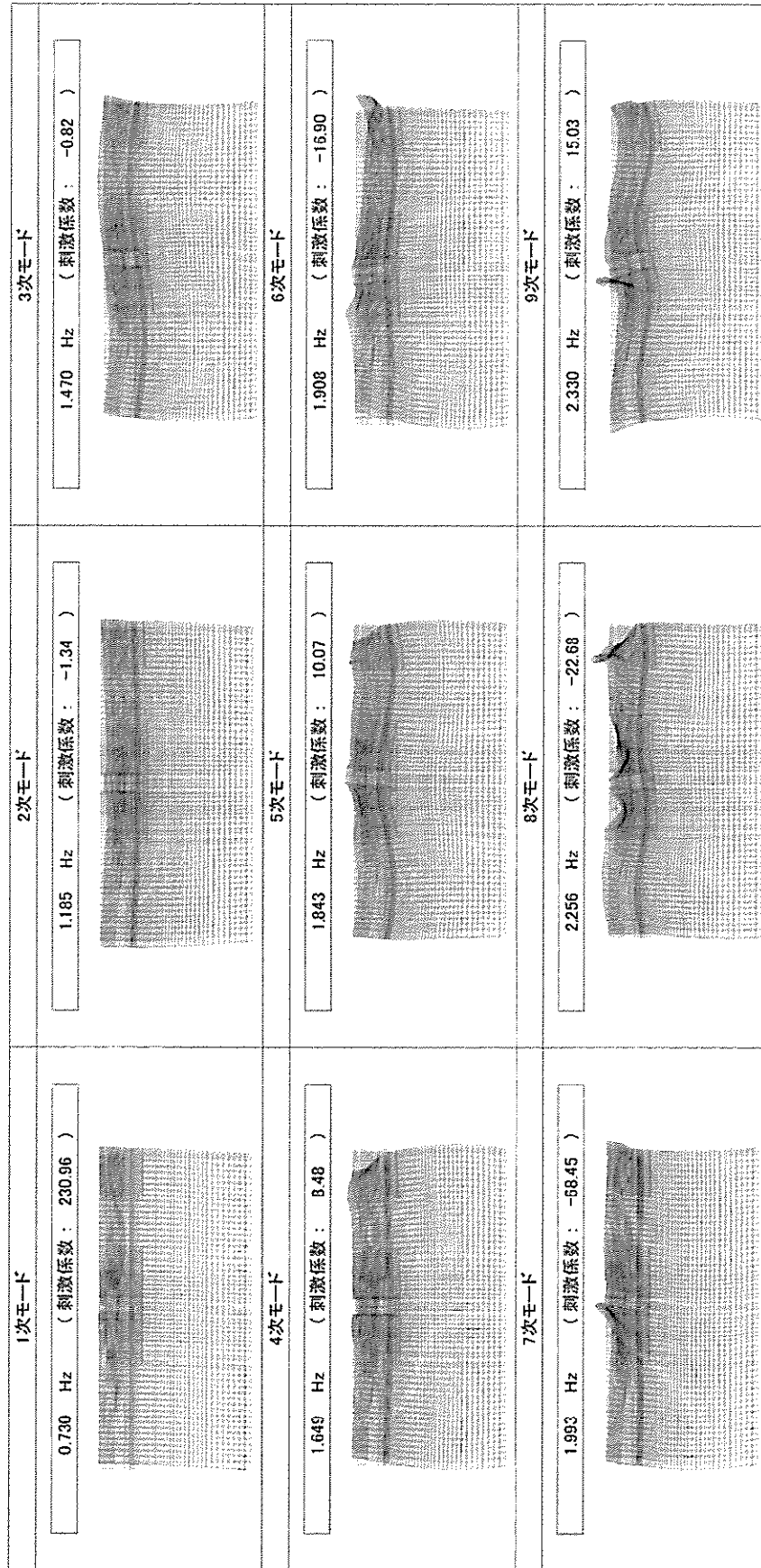


図 14-1(7) SA用海水ピットの固有値解析結果  
 (検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)  
 (②-②断面)

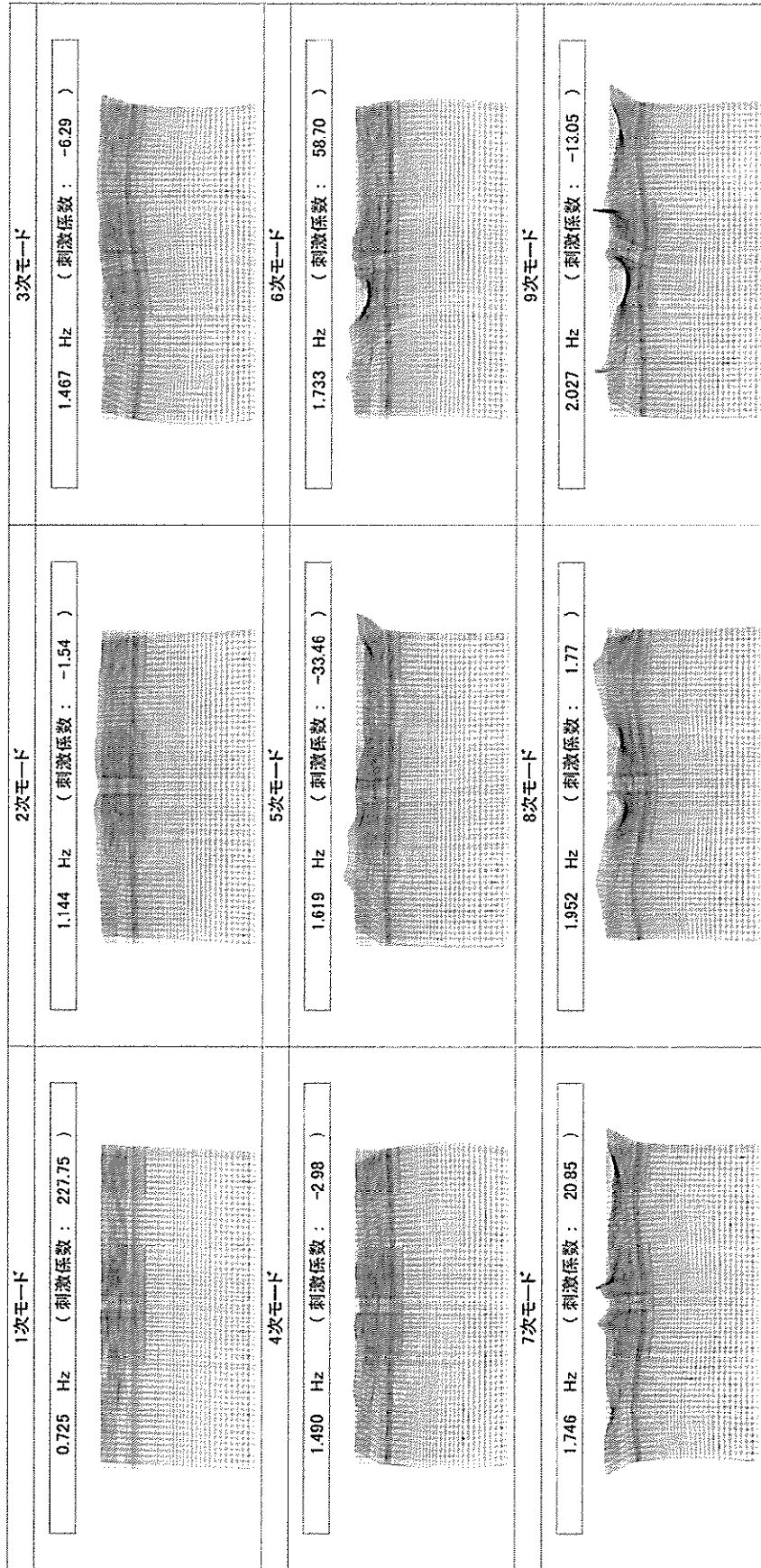


図 14-1(8) SA用海水ピットの固有値解析結果

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

(②—②断面)



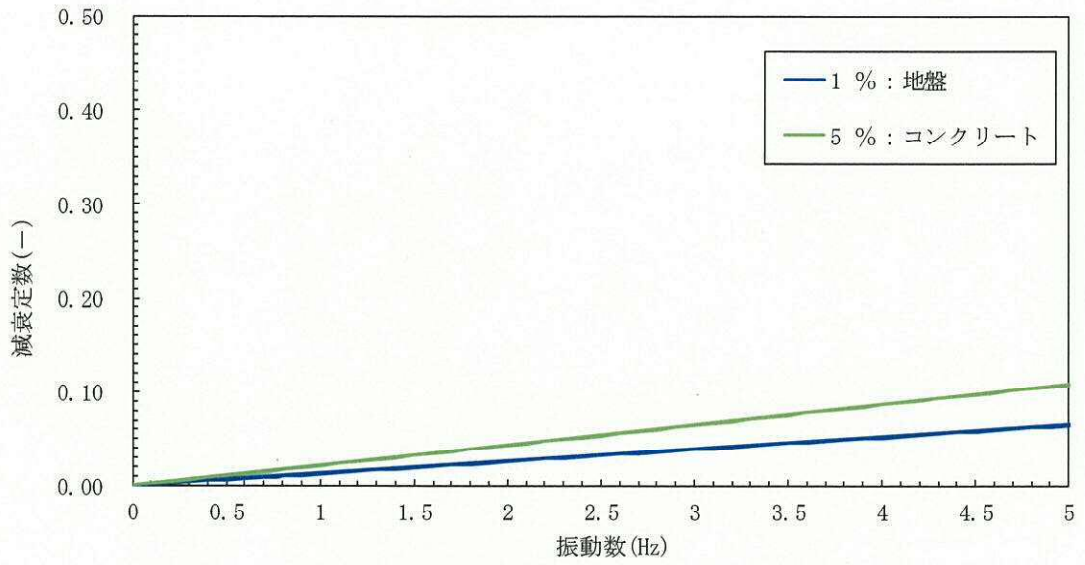


図 14-2(1) 設定した Rayleigh 減衰  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)  
 (①-①断面)

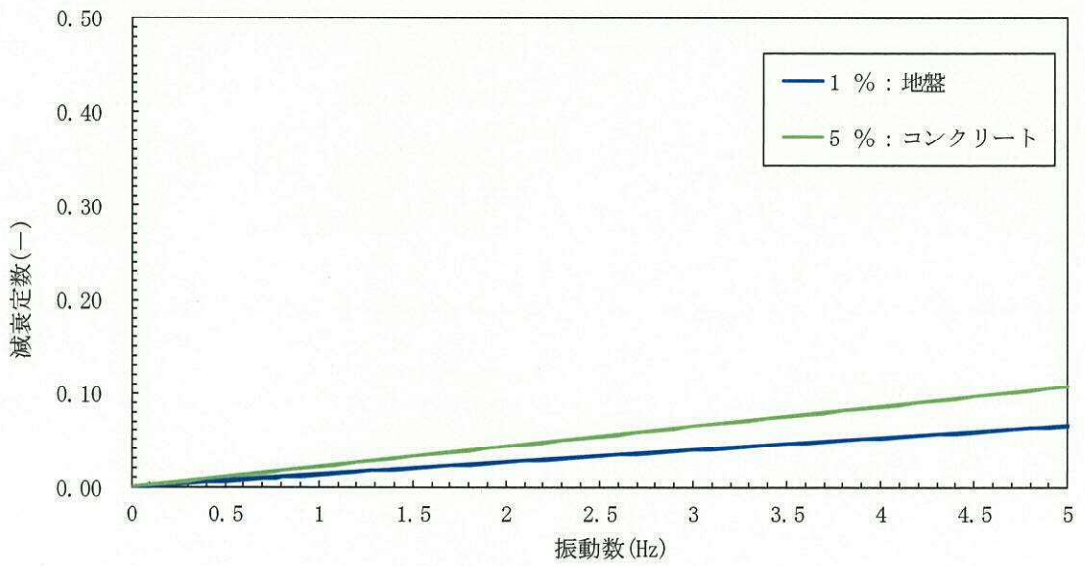


図 14-2(2) 設定した Rayleigh 減衰  
 (検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)  
 (①-①断面)

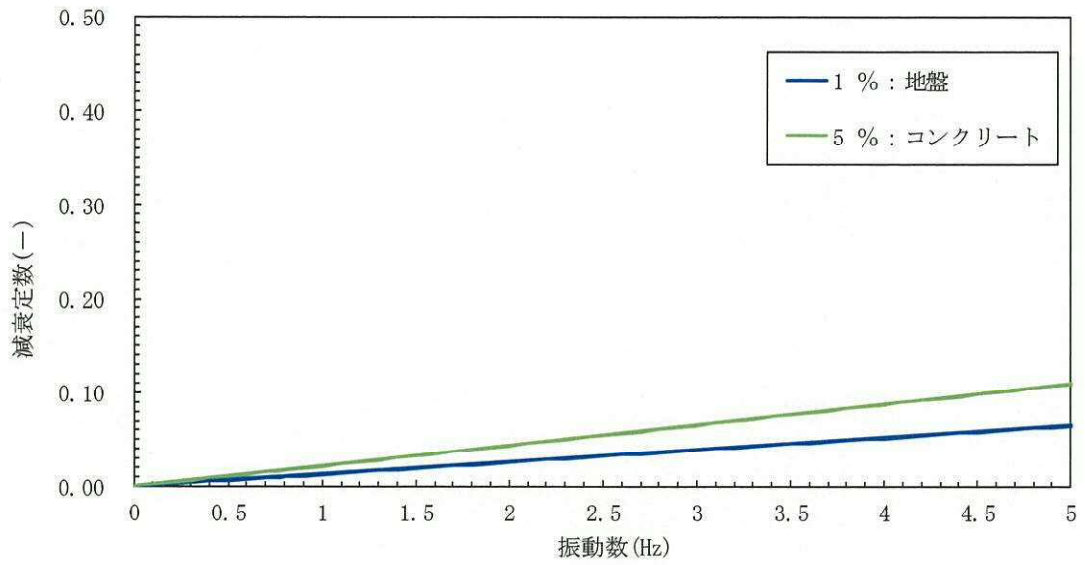


図 14-2(3) 設定した Rayleigh 減衰  
 (検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)  
 (①-①断面)

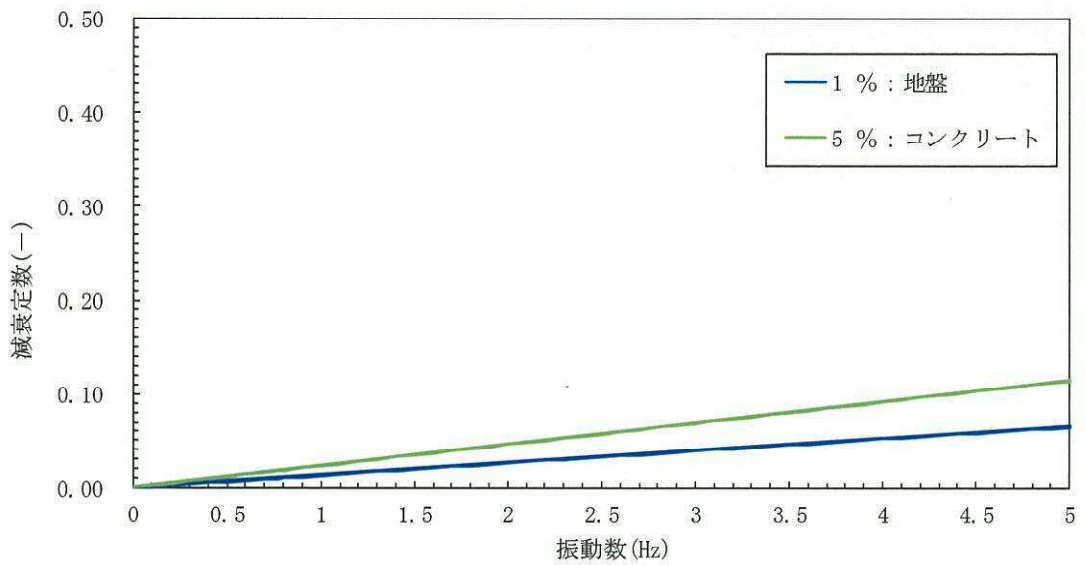


図 14-2(4) 設定した Rayleigh 減衰  
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)  
 (①-①断面)

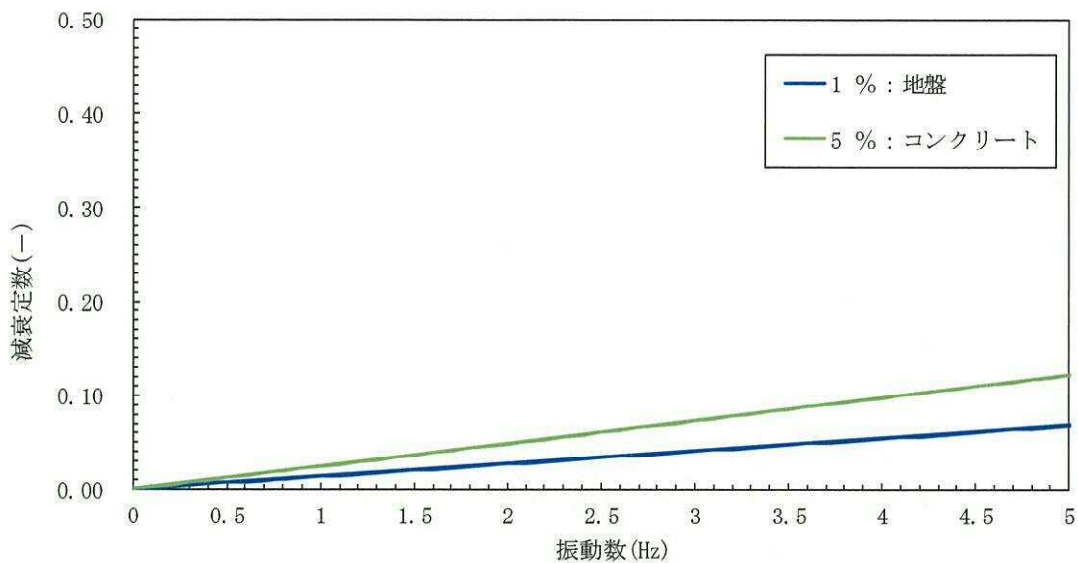


図 14-2(5) 設定した Rayleigh 減衰  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース  
 (②-②断面))

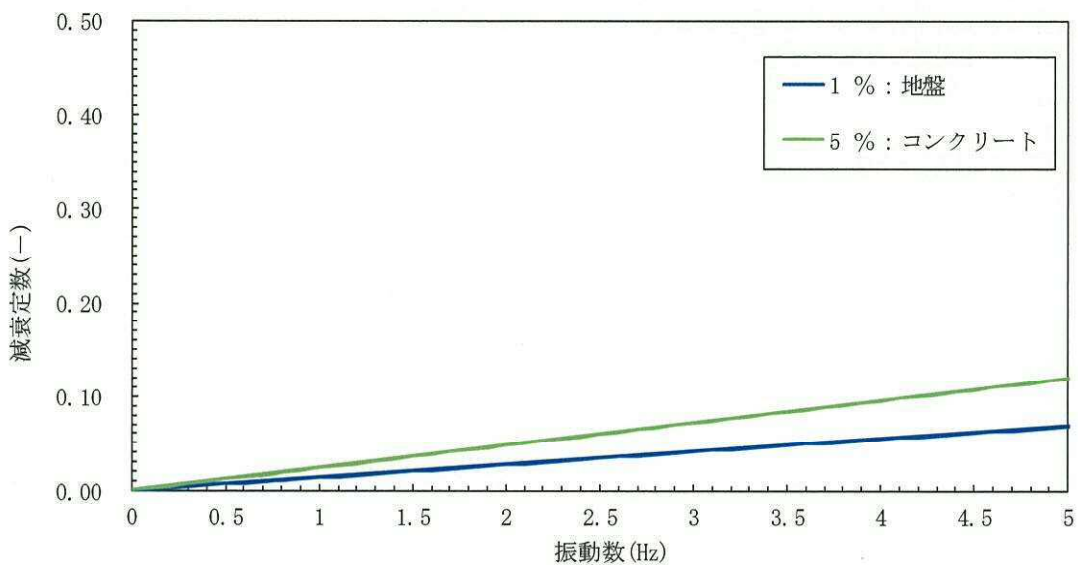


図 14-2(6) 設定した Rayleigh 減衰  
 (検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース  
 (②-②断面))

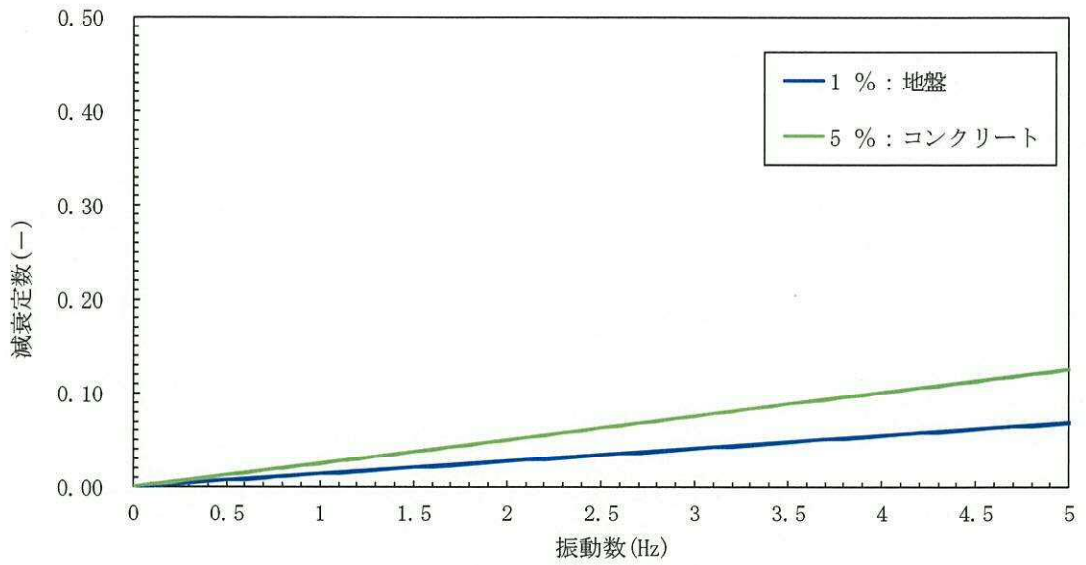


図 14-2(7) 設定した Rayleigh 減衰

(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)  
(②-②断面)

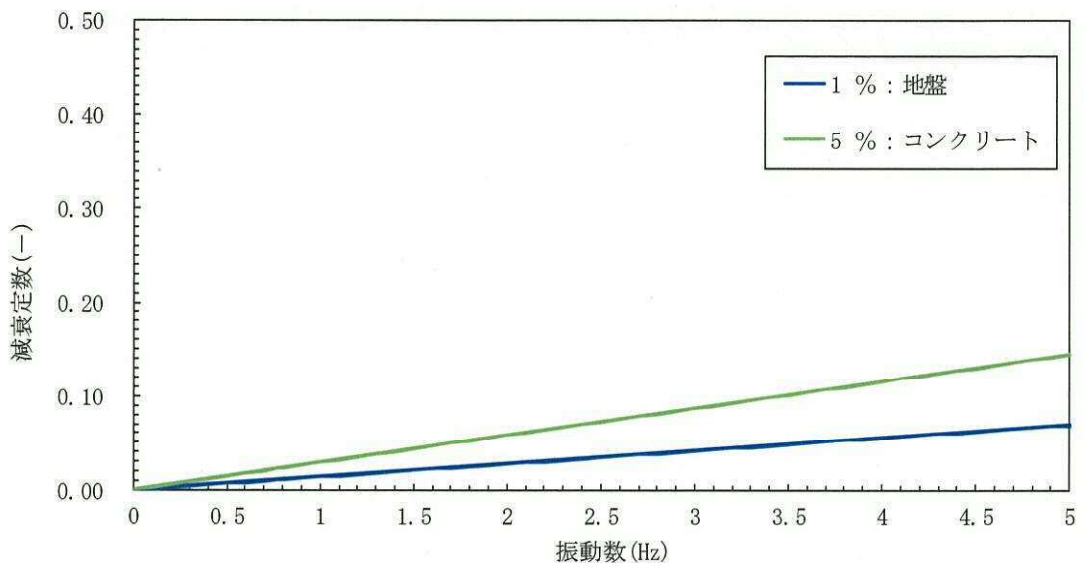


図 14-2(8) 設定した Rayleigh 減衰

(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)  
(②-②断面)