

本資料のうち、枠囲みの内容は、  
営業秘密又は防護上の観点から  
公開できません。

資料番号 TK-1-1847 改0  
平成30年8月22日

\* 本補足説明資料の主要な記載内容を取りまとめて、  
「V-2-2-7 取水構造物の耐震性についての計算書」  
として最終提出する予定である。

2. 取水構造物の耐震安全性評価  
(竜巻等防護設備による地震時反力を考慮した耐震評価の抜粋)

目次

2.	取水構造物の耐震安全性評価	1
2.1	評価方法	2
2.2	評価条件	2
2.2.1	適用規格	2
2.2.2	耐震安全性評価フロー	4
2.2.3	評価対象断面の方向	5
2.2.4	評価対象断面の選定	8
2.2.5	使用材料及び材料定数	11
2.2.6	評価構造物諸元	15
2.2.7	地下水位	21
2.2.8	地震応答解析手法	21
2.2.9	解析モデルの設定	22
2.2.10	減衰定数	42
2.2.11	荷重の組合せ	48
2.2.12	地震応答解析の検討ケース	60
2.3	評価内容	63
2.3.1	入力地震動の設定	63
2.3.2	許容限界の設定	92
2.4	評価結果	103
2.4.1	地震応答解析結果	103
2.4.2	躯体の耐震性評価結果	345
2.4.3	鋼管杭の耐震性評価結果	384
2.5	まとめ	396

## 2.1 評価方法

取水構造物は、Sクラス設備である非常用海水ポンプ、取水路点検用開口部浸水防止蓋、海水ポンプグラウンドドレン排出口逆止弁、取水ピット空気抜き配管逆止弁、潮位計、取水ピット水位計等を間接支持する機能を求められる土木構造物である。また、取水構造物は非常用取水設備であり、通水性能及び貯水性能が要求されることに加え、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要求される。取水構造物について基準地震動 $S_s$ による耐震安全性評価として、構造部材の曲げ、せん断評価及び地盤の支持性能評価を実施する。

取水構造物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。

構造部材の健全性評価については、構造部材の発生応力が要求性能に応じた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。

## 2.2 評価条件

### 2.2.1 適用規格

取水構造物の耐震評価に当たっては、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)、コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会、2002 年制定) を適用するが、鉄筋コンクリート部材の曲げ及びせん断の許容限界については、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル ((社) 土木学会、2005 年) (以下、「土木学会マニュアル」という。) を適用する。また、鋼管杭の曲げ及びせん断の許容限界は、乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定 J E A C 4 6 1 6 - 2009 ((社) 日本電気協会)、鋼・合成構造標準示方書 [耐震設計編] ((社) 土木学会、2008 年制定) を適用する。

表 2.2-1 に適用する規格、基準類を示す。

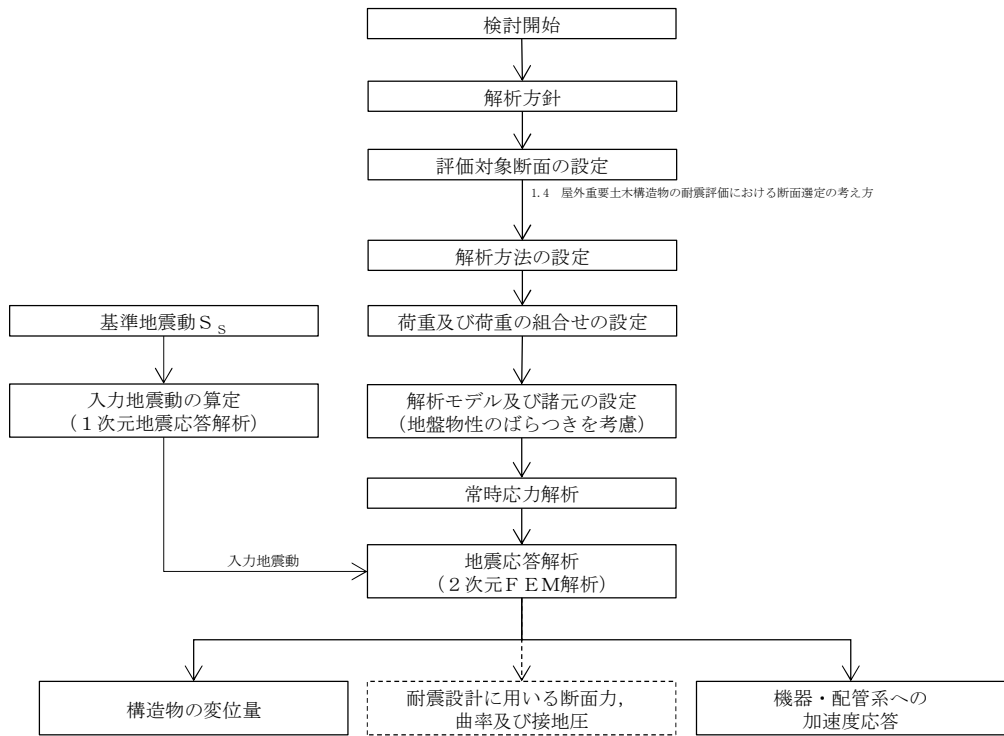
表 2.2-1 適用する規格, 基準類

項目	適用する規格, 基準類	備考
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕(2002年制定)	—
荷重及び荷重の組合せ	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕(2002年制定)	・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	<b>【鉄筋コンクリート部材】</b> ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル(2005年)	・曲げに対する照査は, 全塑性モーメントに相当する限界曲率を設定した上で, 発生曲率が限界曲率*を下回ることを確認 ・せん断に対する照査は, 発生せん断力がせん断耐力*を下回ることを確認
	<b>【鋼管杭】</b> ・J E A C 4 6 1 6 -2009 ・鋼・合成構造標準示方書〔耐震設計編〕(2008年制定)	
地震応答解析	・J E A G 4 6 0 1 -1987	・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

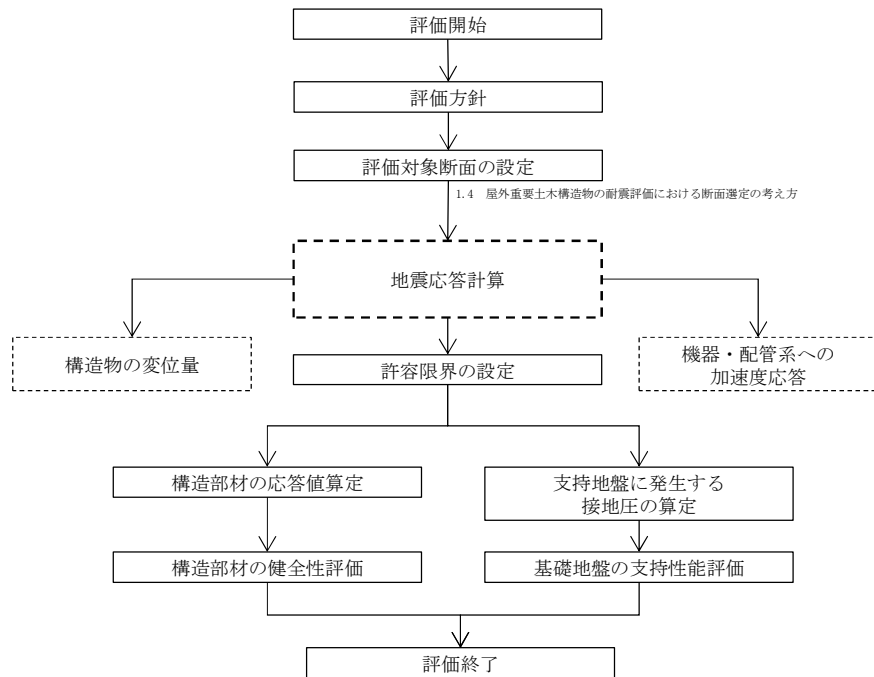
注記 \* : 妥当な安全余裕を考慮する。

## 2.2.2 耐震安全性評価フロー

図 2.2-1 に取水構造物の耐震安全性評価フローを示す。



### <地震応答計算>



### <耐震性評価>

図 2.2-1 取水構造物の耐震安全性評価フロー

### 2.2.3 評価対象断面の方向

取水構造物の位置を図 2.2-2 に示す。

取水構造物は、延長約 57 m、幅約 43 m、高さ約 12m の鉄筋コンクリート造の地中構造物である。取水構造物においては、縦断方向（通水方向、東西方向）は、加振方向と平行に配置される側壁又は隔壁を耐震設計上見込むことができることから、強軸断面方向となる。一方、横断方向（通水方向に対し直交する方向、南北方向）は、通水機能を確保するため、加振方向と平行に配置される構造部材が少ないことから、弱軸断面方向となる。評価対象断面の方向の選定に係る考え方を表 2.2-2 に示す。

以上のことから、取水構造物の耐震評価では、構造の安定性に支配的な弱軸断面方向である横断方向を評価対象断面の方向とすることを基本とするが、縦断面方向においても、竜巻等防護設備を間接支持する側壁（鉄筋コンクリート造）と鋼管杭を評価対象部材とする。

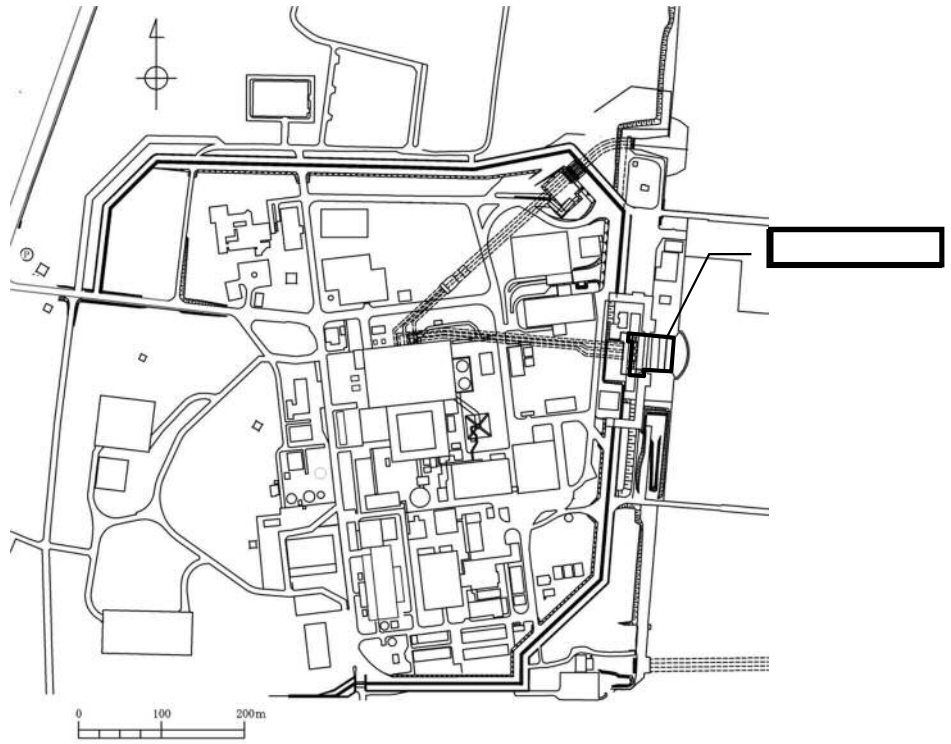


図 2.2-2 (1) 取水構造物の平面配置図 (全体平面図)

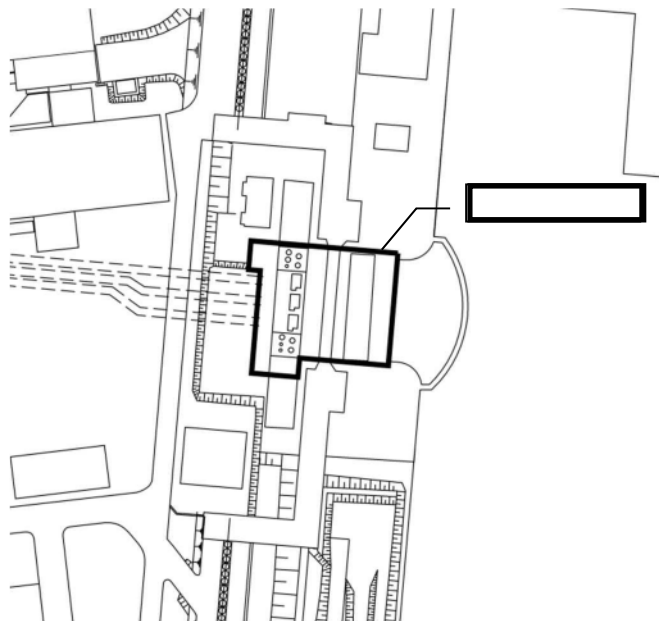

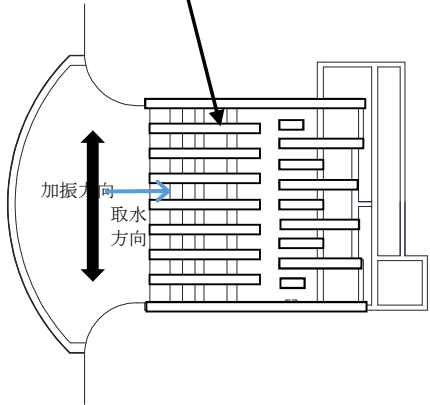
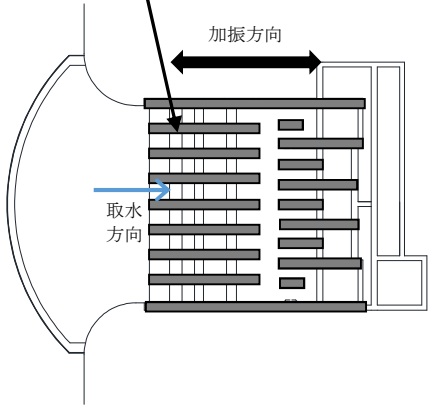


図 2.2-2 (2) 取水構造物の平面配置図 (拡大図)

表 2.2-2 取水構造物の評価対象断面の方向の選定

	横断方向（南北方向）の加振	縦断方向（東西方向）の加振
	<p data-bbox="391 459 817 517">加振方向に平行な壁部材が少ない。</p> 	<p data-bbox="946 459 1369 517">加振方向に平行な側壁及び隔壁を耐震設計上見込むことができる。</p> 

#### 2.2.4 評価対象断面の選定

図 2.2-3 に取水構造物の平面図及び縦断図を，図 2.2-4 に取水構造物の断面図を示す。

取水構造物は，延長約 57 m，幅約 43 m，高さ約 12m の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。取水方向に対して複数の断面形状を示すが，構造的には多連ボックスカルバート状のラーメン構造である。

評価対象断面は，「1.4.2 取水構造物の断面選定の考え方」で記載したとおり，構造物の内空寸法や上載荷重等の観点で比較的耐震裕度が小さく，構造物の弱軸断面方向である①-①断面及び④-④断面を代表として耐震評価を実施する。

また，構造物の強軸断面方向である⑥-⑥断面についても，竜巻等防護設備の間接支持機能や鋼管杭の耐震性を確認することを目的に，側壁（鉄筋コンクリート造）や鋼管杭の耐震評価を実施する。⑥-⑥断面の側壁における竜巻等防護設備からの地震時反力を考慮した耐震評価の考え方について，その詳細を参考資料 10 に別途掲載する。



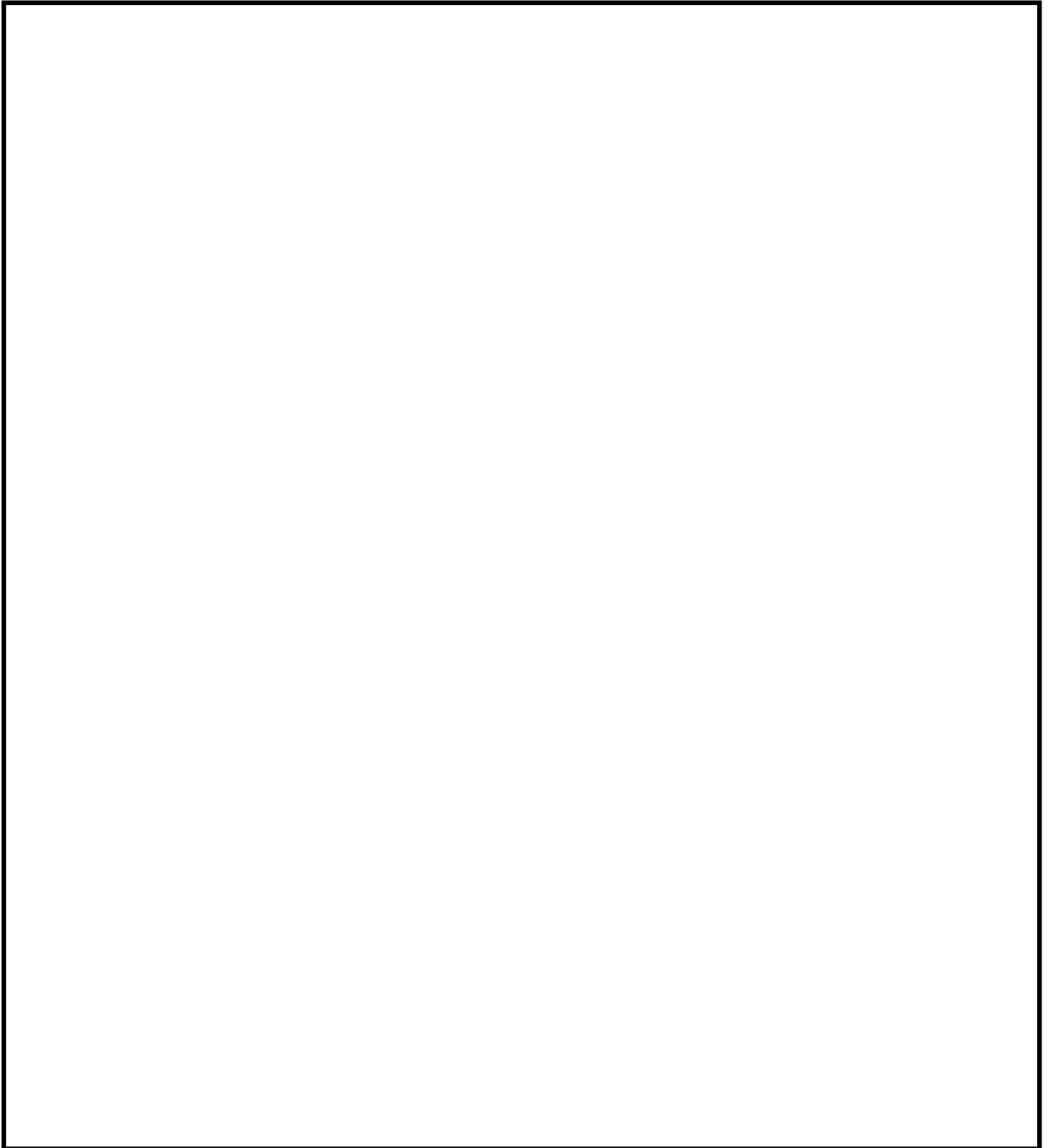


図 2.2-3 取水構造物の平面図及び縦断図



図 2.2-4 (1) 取水構造物の断面図 (①-①断面)



図 2.2-4 (2) 取水構造物の断面図 (④-④断面)

### 2.2.5 使用材料及び材料定数

耐震評価に用いる材料定数は、設計図書及び適用基準類を基に設定する。構造物の使用材料を表 2.2-3 に、材料物性値を表 2.2-4 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適切に考慮できるモデルとする。地盤の物性値を表 2.2-5 に示す。また、地盤改良体（薬液注入）については、原地盤の解析用物性値と同等の基礎物理特性を用いると共に、非液化化層とする。

表 2.2-3 使用材料

諸元	
コンクリート	設計基準強度 20.6 N/mm <sup>2</sup>
鉄筋	SD30 (SD295 相当)
鋼管杭	STK41 (STK400 相当)

表 2.2-4 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 <sup>*1</sup>	2.59×10 <sup>4</sup> <sup>*1</sup>	0.2 <sup>*1</sup>	1 <sup>*2</sup> (非線形) 5 <sup>*3</sup> (線形)
鋼管杭	77 <sup>*4</sup>	2.00×10 <sup>5</sup> <sup>*4</sup>	0.3 <sup>*4</sup>	3 <sup>*5</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：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とから、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。

\*3：J E A G 4 6 0 1 -1987

\*4：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）

\*5：道路橋示方書（V 耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）

表 2.2-5 (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	$\sigma'_{ma}$	kN/m <sup>2</sup>	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 ( ) は地下水位以浅	$G_{ma}$	kN/m <sup>2</sup>	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	$h_{max}$	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	$C_{CD}$	N/mm <sup>2</sup>	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	$\phi_{CD}$	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	$\phi_p$	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	液状化パラメータ	$S_1$	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	$W_1$	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	$P_1$	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	$P_2$	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	$C_1$	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44

表 2.2-5 (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						
				第四系 (非液状化層)				新第三系		捨石
				Ac	D2c-3	1m	D1c-1*1	Km		
物理特性	密度 ( ) は地下水位以浅	$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	1.65	1.77	1.47 (1.43)	—	1.72-1.03×10 <sup>-4</sup> ・z		2.04 (1.84)
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	—	1.16		0.82
変形特性	ポアソン比	$\nu_{CD}$	—	0.10	0.22	0.14	—	0.16+0.00025・z		0.33
	基準平均有効主応力 ( ) は地下水位以浅	$\sigma'_{ma}$	kN/m <sup>2</sup>	480	696	249 (223)	—	動的変形特性に基づき z (標高) 毎に物性値を 設定		98
	基準初期せん断剛性 ( ) は地下水位以浅	$G_{ma}$	kN/m <sup>2</sup>	121829	285223	38926 (35783)	—			180000
	最大履歴減衰率	$h_{max}$	—	0.200	0.186	0.151	—			0.24
強度特性	粘着力	$C_{CD}$	N/mm <sup>2</sup>	0.025	0.026	0.042	—			0.358-0.00603・z
強度特性	内部摩擦角	$\phi_{CD}$	度	29.1	35.6	27.3	—	23.2+0.0990・z		35

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

z: 標高 (m)



表 2.2-5 (4) 地盤の解析用物性値一覧 (地盤改良体 (セメント改良))

項目		地盤改良体 (セメント改良)	
		一軸圧縮強度 (≦8.5N/mm <sup>2</sup> の場合)	一軸圧縮強度 (>8.5N/mm <sup>2</sup> の場合)
物理特性	密度 $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	改良対象の原地盤の平均密度×1.1	
静的変形特性	静弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	581	2159
	静ポアソン比 $\nu_s$	0.260	
動的変形特性	初期せん断剛性 $G_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	$G_0 = \rho_t / 1000 \times V_s^2$ $V_s = 147.6 \times q_u^{0.417}$ (m/s) $q_u$ : 一軸圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	
	動ポアソン比 $\nu_d$	0.431	
	動せん断弾性係数のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.000537}$ $\gamma$ : せん断ひずみ (-)	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.001560}$ $\gamma$ : せん断ひずみ (-)
	減衰定数 $h \sim \gamma$	$h = 0.152 \frac{\gamma / 0.000537}{1 + \gamma / 0.000537}$ $\gamma$ : せん断ひずみ (-)	$h = 0.178 \frac{\gamma / 0.001560}{1 + \gamma / 0.001560}$ $\gamma$ : せん断ひずみ (-)
強度特性	粘着力 $C$ (N/mm <sup>2</sup> )	$C = q_u / 2$ $q_u$ : 一軸圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	
	ピーク強度 $C_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$1.44 P + 1.76$ $P$ : 圧密圧力 (N/mm <sup>2</sup> )	$1.60 P + 7.80$ $P$ : 圧密圧力 (N/mm <sup>2</sup> )
	残留強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	$1.44 P + 0.808$ $P$ : 圧密圧力 (N/mm <sup>2</sup> )	$1.60 P + 2.05$ $P$ : 圧密圧力 (N/mm <sup>2</sup> )

\* 地盤改良体の一軸圧縮強度 : 1.0 N/mm<sup>2</sup>

2.2.6 評価構造物諸元

(1) 評価構造物諸元と評価部位

照査を行う取水構造物の評価構造物諸元を表 2.2-6 に、評価部位を図 2.2-5 に示す。

表 2.2-6 (1) 構造物の評価部位とその仕様 (①-①断面) : 躯体

部位	仕様		材料		機能要求	間接支持する 浸水防止設備
	部材幅 (m)	部材高 (m)	コンクリート f'ck (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋		
左側壁	1.000	1.500	20.6	SD30	間接支持, 通水, 貯水	—
隔壁	1.000	1.000	20.6	SD30	間接支持, 通水	—
右側壁	1.000	1.500	20.6	SD30	間接支持, 通水, 貯水	—
左頂板	1.000	1.000	20.6	SD30	間接支持, 通水, 止水	取水路点検用開口部 浸水防止蓋
中頂板	1.000	1.000	20.6	SD30	間接支持, 通水, 止水	
右頂板	1.000	1.000	20.6	SD30	間接支持, 通水, 止水	
左底板	1.000	1.000	20.6	SD30	間接支持, 通水	—
中底板	1.000	1.000	20.6	SD30	間接支持, 通水	—
右底板	1.000	1.000	20.6	SD30	間接支持, 通水	—

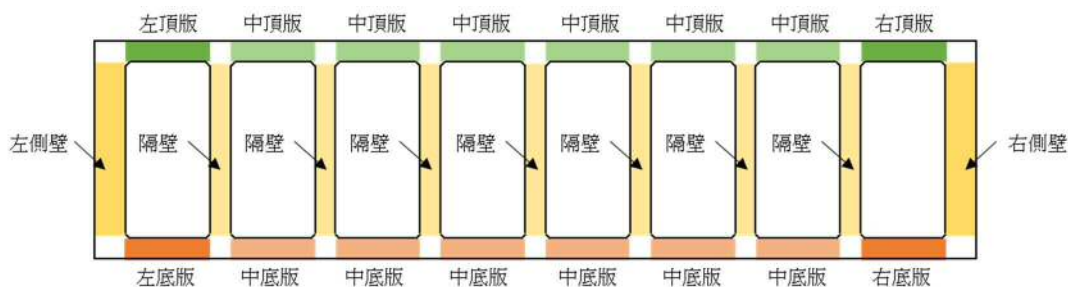


図 2.2-5 (1) 評価部位 (①-①断面) : 躯体

表 2.2-6 (2) 構造物の評価部位とその仕様 (①-①断面) : 鋼管杭

部位	仕様		材料	機能要求
	杭径 (m)	板厚 (m)		
杭①~⑨	1.016	0.016	STK41	間接支持

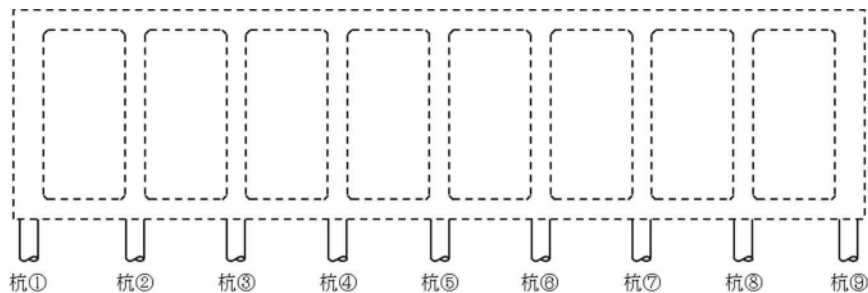


図 2.2-5 (2) 評価部位 (①-①断面) : 鋼管杭

表 2.2-6 (3) 構造物の評価部位とその仕様 (④-④断面) : 躯体

部位	仕様		材料		機能要求	間接支持する 浸水防止設備
	部材幅 (m)	部材高 (m)	コンクリート $f'_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋		
左突出部	1.000	1.000	20.6	SD30	間接支持	
左側壁	1.000	1.500	20.6	SD30	間接支持, 通水, 貯水	
隔壁	1.000	1.200	20.6	SD30	間接支持, 通水	
右側壁	1.000	1.500	20.6	SD30	間接支持, 通水, 貯水	
右突出部	1.000	1.000	20.6	SD30	間接支持	
左張出版	1.000	1.000	20.6	SD30	間接支持	
左頂版	1.000	1.000	20.6	SD30	間接支持, 通水, 止水	海水ポンプグラウンド ドレン排出口逆止弁
中頂版	1.000	3.190	20.6	SD30	間接支持, 通水, 止水	取水ピット空気抜き 配管逆止弁
右頂版	1.000	1.000	20.6	SD30	間接支持, 通水, 止水	海水ポンプグラウンド ドレン排出口逆止弁
左底板	1.000	1.200	20.6	SD30	間接支持, 通水	
中底板	1.000	1.200	20.6	SD30	間接支持, 通水	
右底板	1.000	1.200	20.6	SD30	間接支持, 通水	

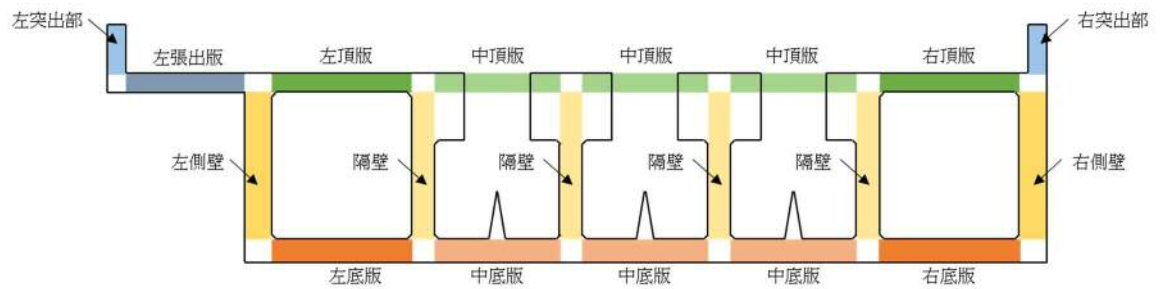


図 2.2-5 (3) 評価部位 (④-④断面) : 躯体

表 2.2-6 (4) 構造物の評価部位とその仕様 (④-④断面) : 鋼管杭

部位	仕様		材料	機能要求
	杭径 (m)	板厚 (m)		
杭①~⑫	1.016	0.016	STK41	間接支持

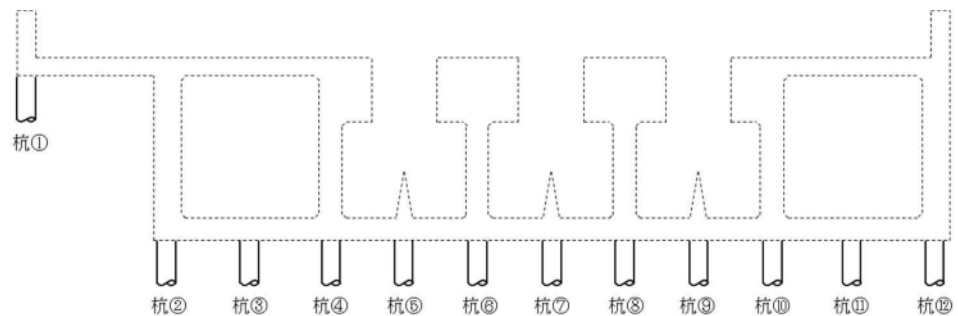


図 2.2-5 (4) 評価部位 (④-④断面) : 鋼管杭



表 2.2-6 (5) 構造物の評価部位とその仕様 (⑥-⑥断面) : 躯体

部位	仕様		材料		機能要求	間接支持する 浸水防止設備
	部材幅 (m)	部材高 (m)	コンクリート $f'_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋		
部材①	1.000	1.000	20.6	SD30	間接支持, 止水	海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋
部材②	1.000	1.200	20.6	SD30	間接支持	
部材③	1.000	1.200	20.6	SD30	間接支持	

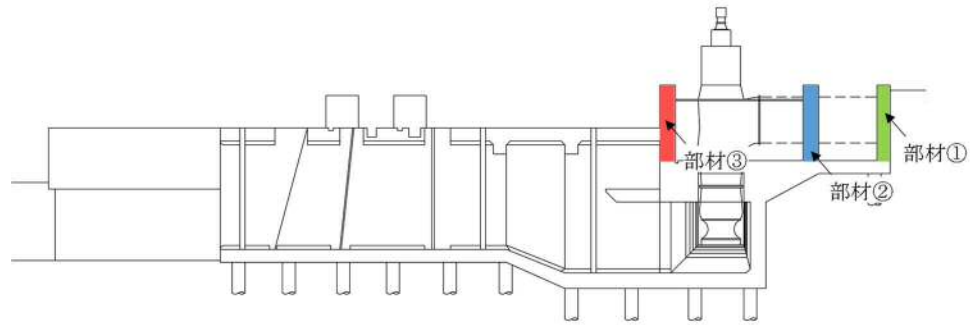


図 2.2-5 (4) 評価部位 (④-④断面) : 躯体

表 2.2-6 (6) 構造物の評価部位とその仕様 (⑥-⑥断面) : 鋼管杭

部位	仕様		材料	機能要求
	杭径 (m)	板厚 (m)		
杭①~⑪	1.016	0.016	STK41	間接支持

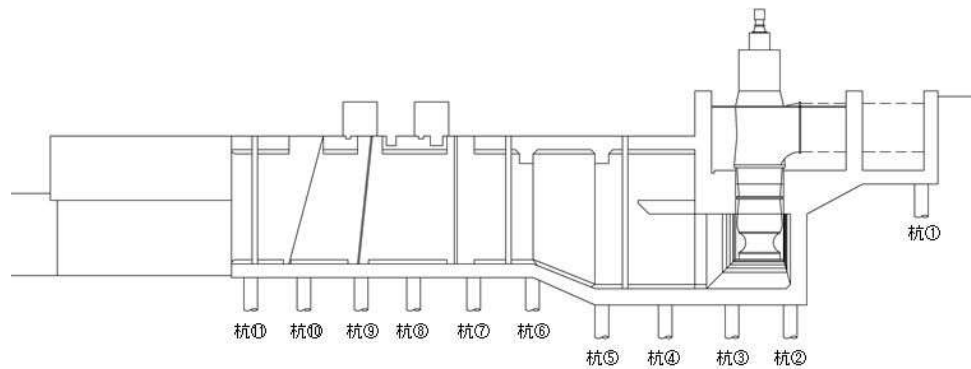


図 2.2-5 (5) 評価部位 (⑥-⑥断面) : 鋼管杭

(2) 取水構造物のRC部材における機能要求の考え方

「(1) 評価構造物諸元と評価部位」の各表に記載した取水構造物の機能要求について、その考え方を以下に記載する。

a. 間接支持機能

取水構造物における全部材について、間接支持機能を要求するものとする。

b. 通水機能

取水構造物の通水断面を構成する各部材について、通水機能を要求するものとする。図2.2-6に通水機能を要求する各部材を図示する。

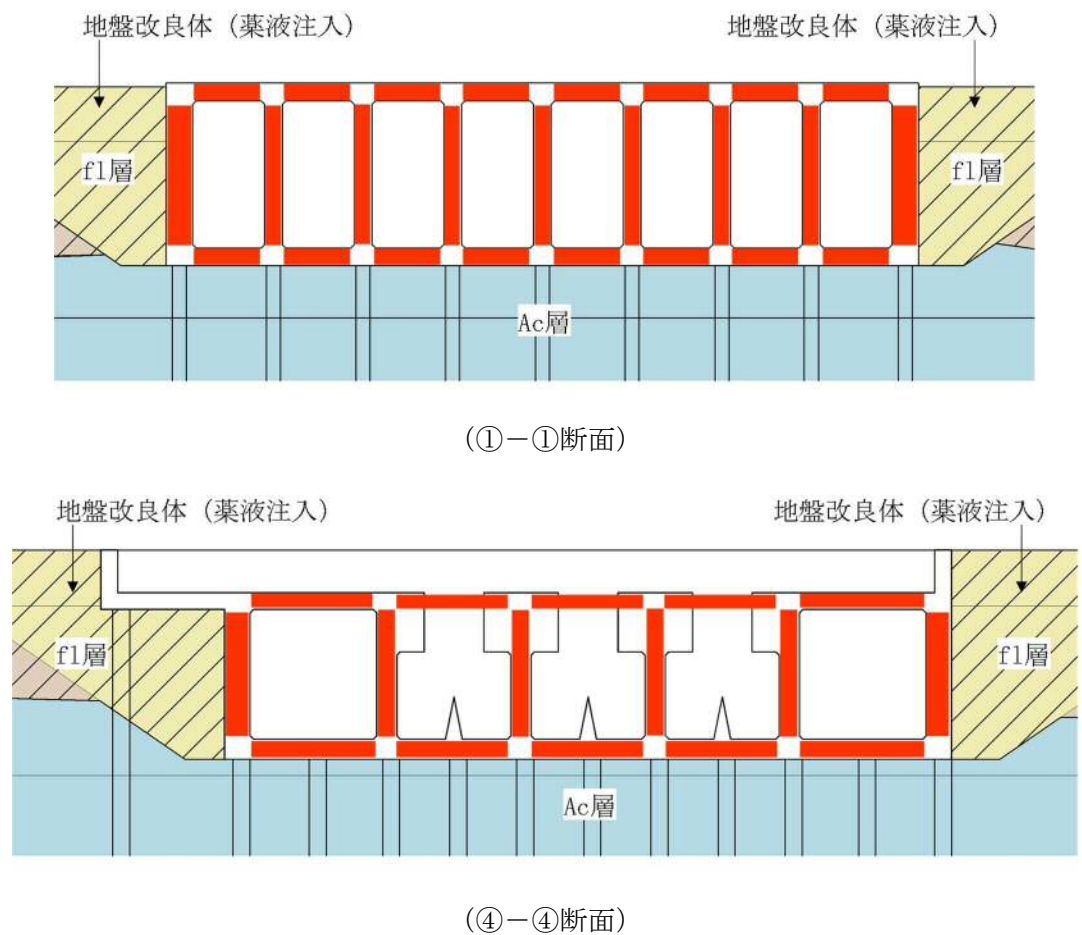


図 2.2-6 通水機能を要求する部材

c. 貯水機能

取水構造物における側壁と底板のうち、埋戻土（f1層）に接する側壁に対し、貯水機能を要求する。底板は透水係数の小さい粘性土（Ac層）に接しており、かつ地下水位面（海水面）よりも低い位置に設置されるため対象外とする。図 2.2-7 に貯水機能を要求する各部材を図示する。

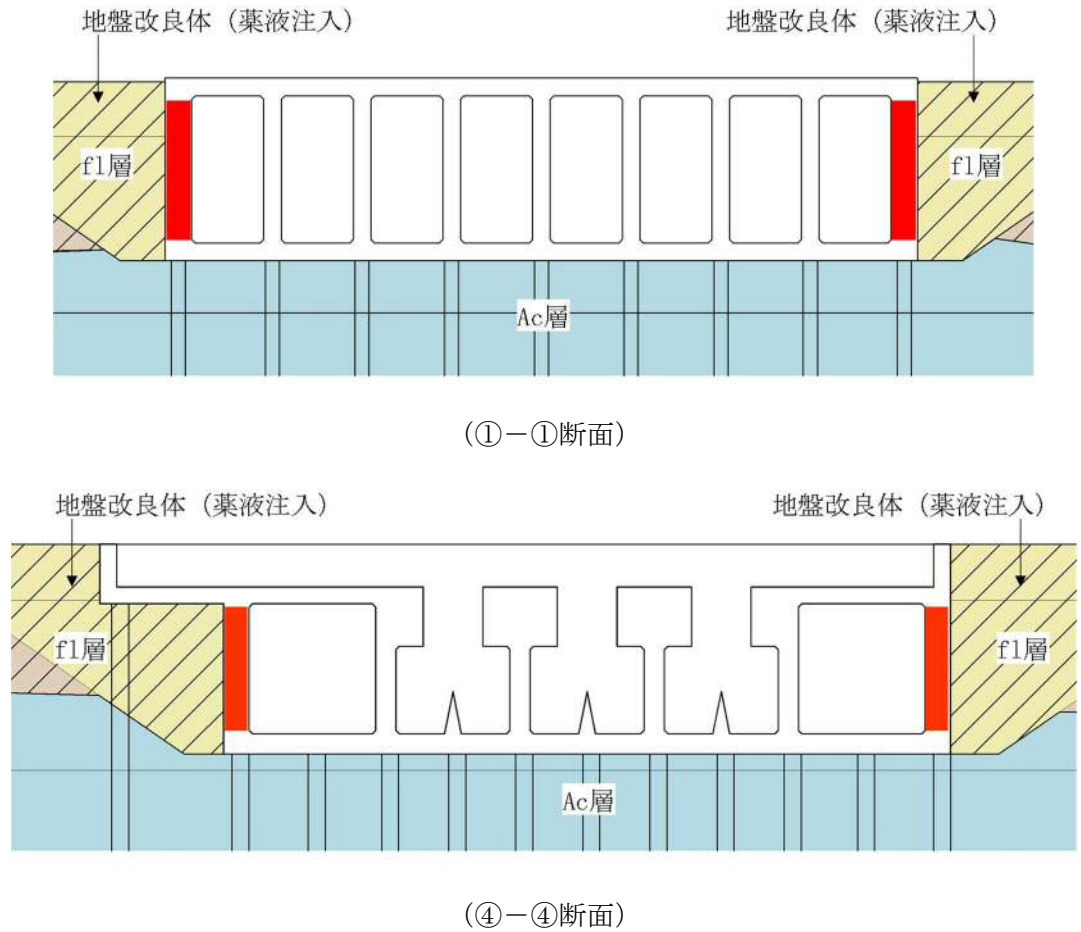


図 2.2-7 貯水機能を要求する部材

d. 止水機能

浸水防止設備を間接支持する部材に対し、止水機能を要求する。図 2.2-8 に止水機能を要求する各部材と、間接支持する浸水防止設備を示す。

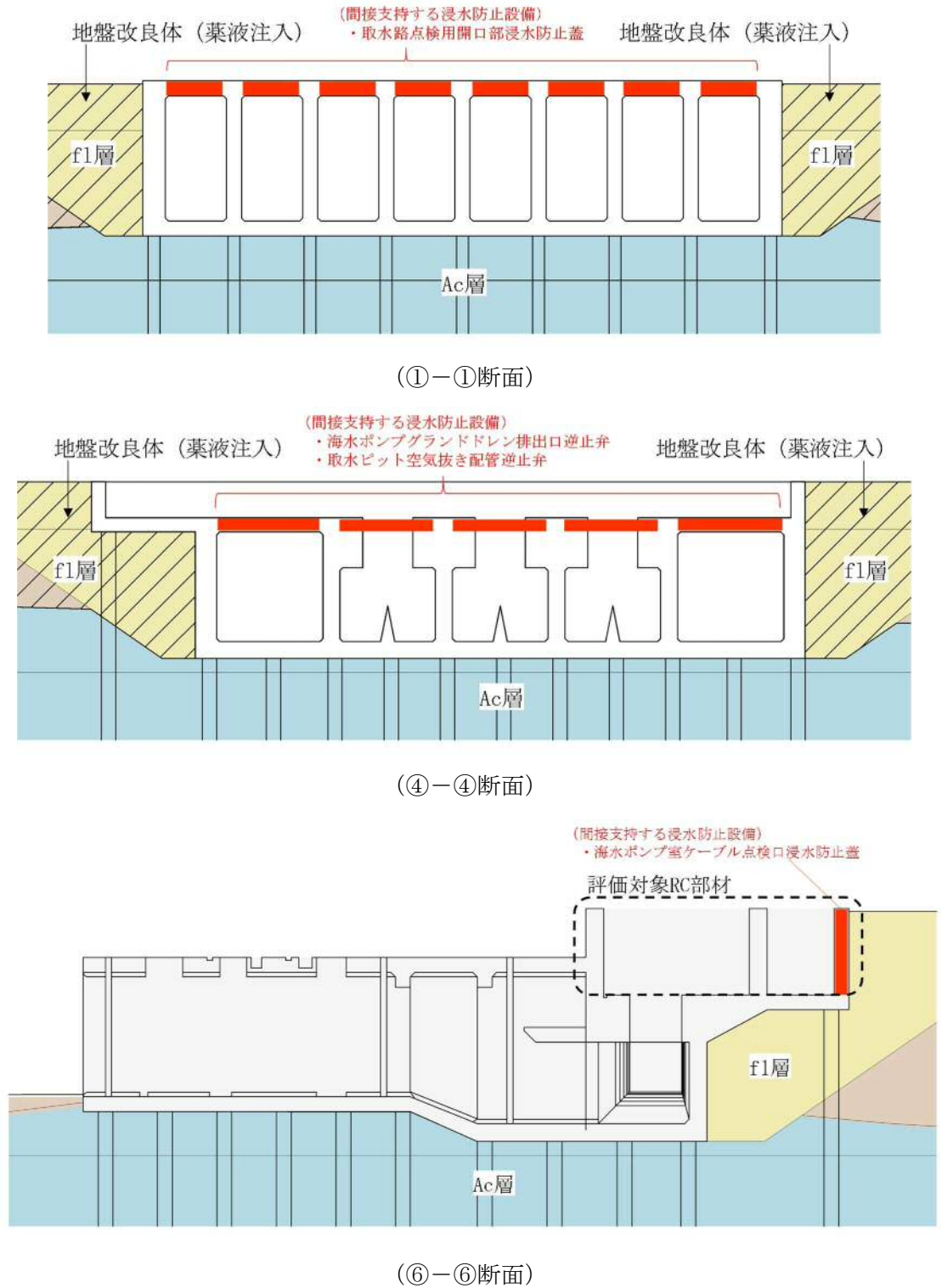


図 2.2-8 止水機能を要求する部材

## 2.2.7 地下水位

地下水位は地表面に設定する。

## 2.2.8 地震応答解析手法

取水構造物の地震応答解析は、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、はり要素及び平面ひずみ要素を用いることとするが、非線形特性についてはコンクリートのM- $\phi$ 関係を適切にモデル化する。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適切に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等の概要については、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2.2-9に示す。

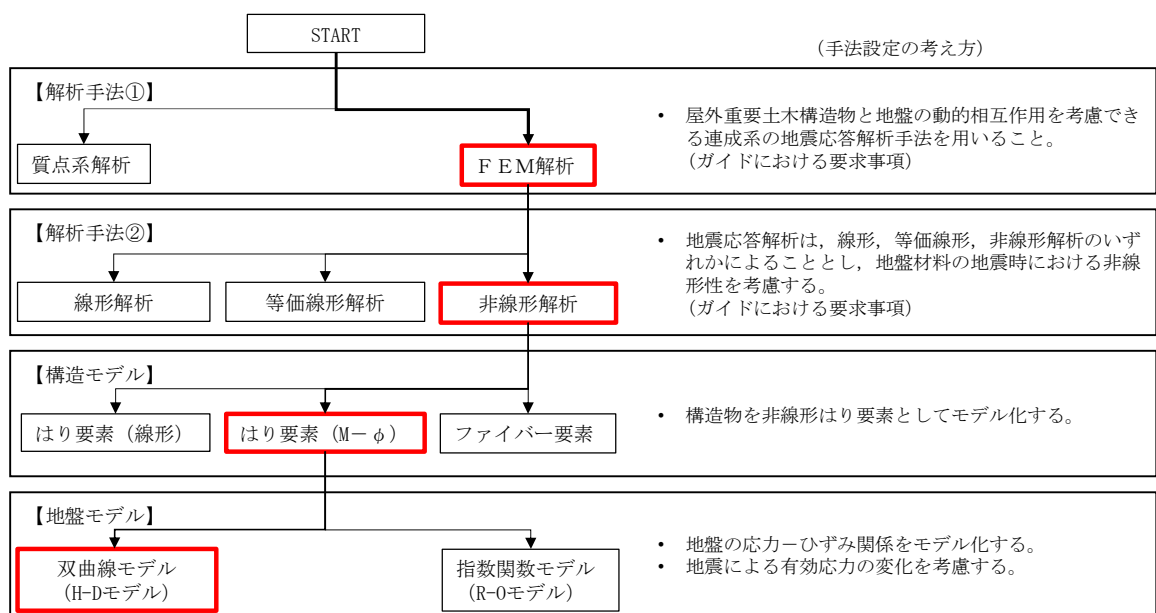


図 2.2-9 地震応答解析手法の選定フロー

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。

## 2.2.9 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 を適用し、図 2.2-10 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、モデル高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。

なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

地盤の要素分割については、地盤の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  $V_s/100$  又は  $V_s/80$  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。なお、杭の要素分割については、杭に接する地盤の要素分割に合わせて設定する。

①-①断面と④-④断面は近接しており、周辺地質構造も概ね同じであることから、これらの地震応答解析モデルにおいては、④-④断面の地層構成を共通で使用する。

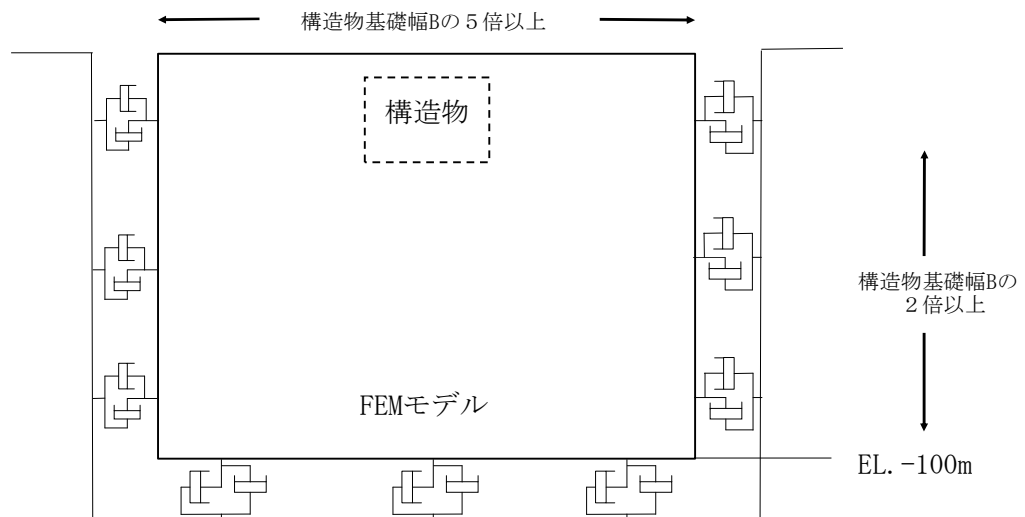


図 2.2-10 モデル範囲の考え方

2次元有効応力解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地層構成を有する1次元地盤モデル（不整形地盤左右端のそれぞれ縦1列の要素列と同じ地層構成で、水平方向に連続することを表現するために循環境界条件を設定したモデル）である。2次元有効応力解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図2.2-11に示す。また、取水構造物周辺の地質断面図を図2.2-12に示す。

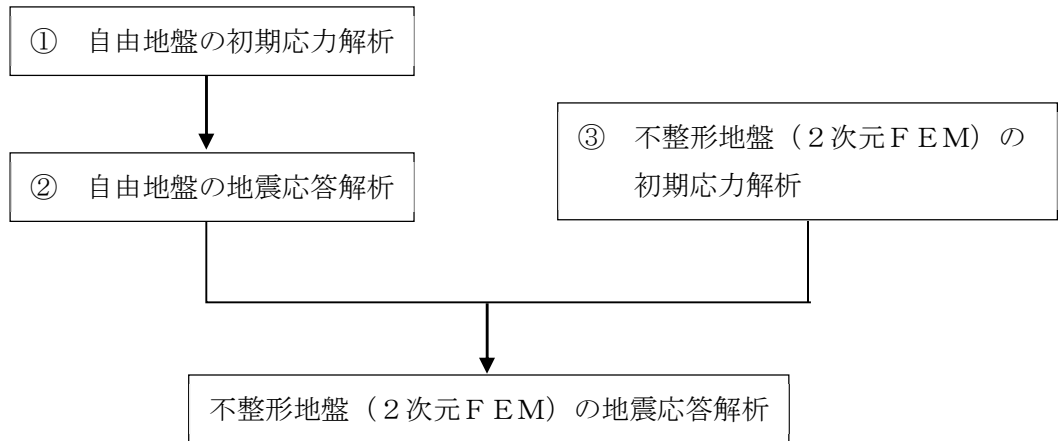


図2.2-11 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（2次元FEM）の地震応答解析までのフロー

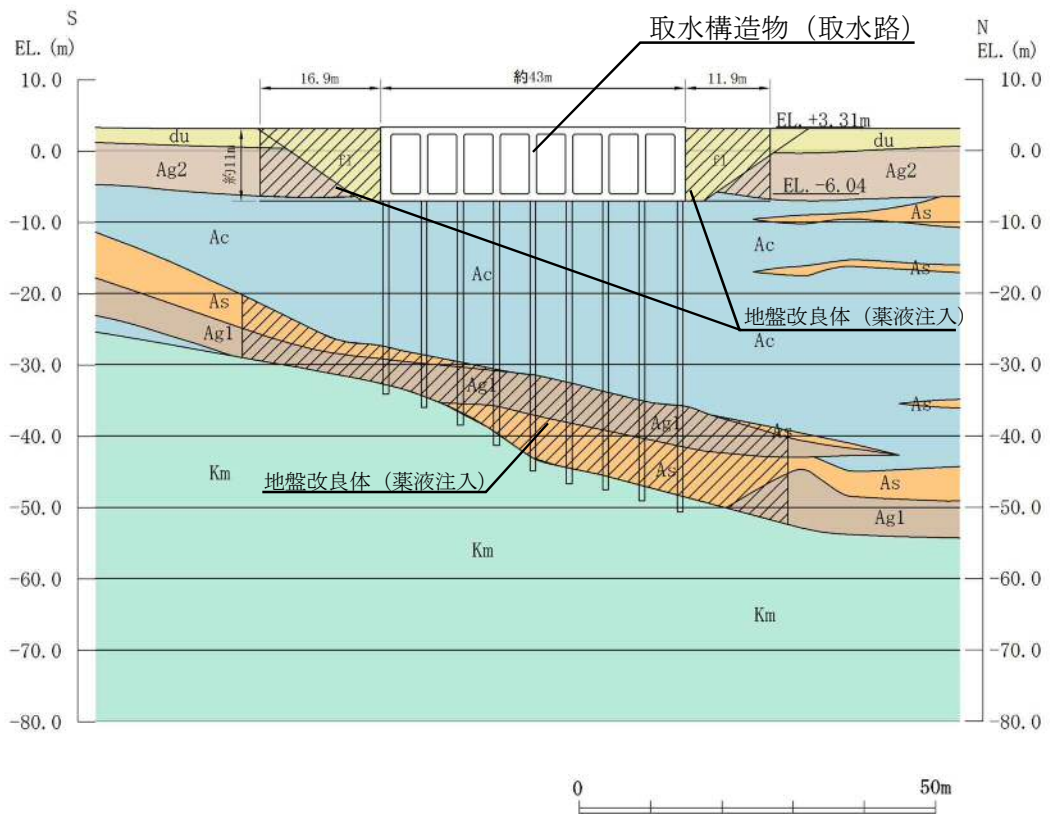


図2.2-12 (1) 地質断面図 (①-①断面)



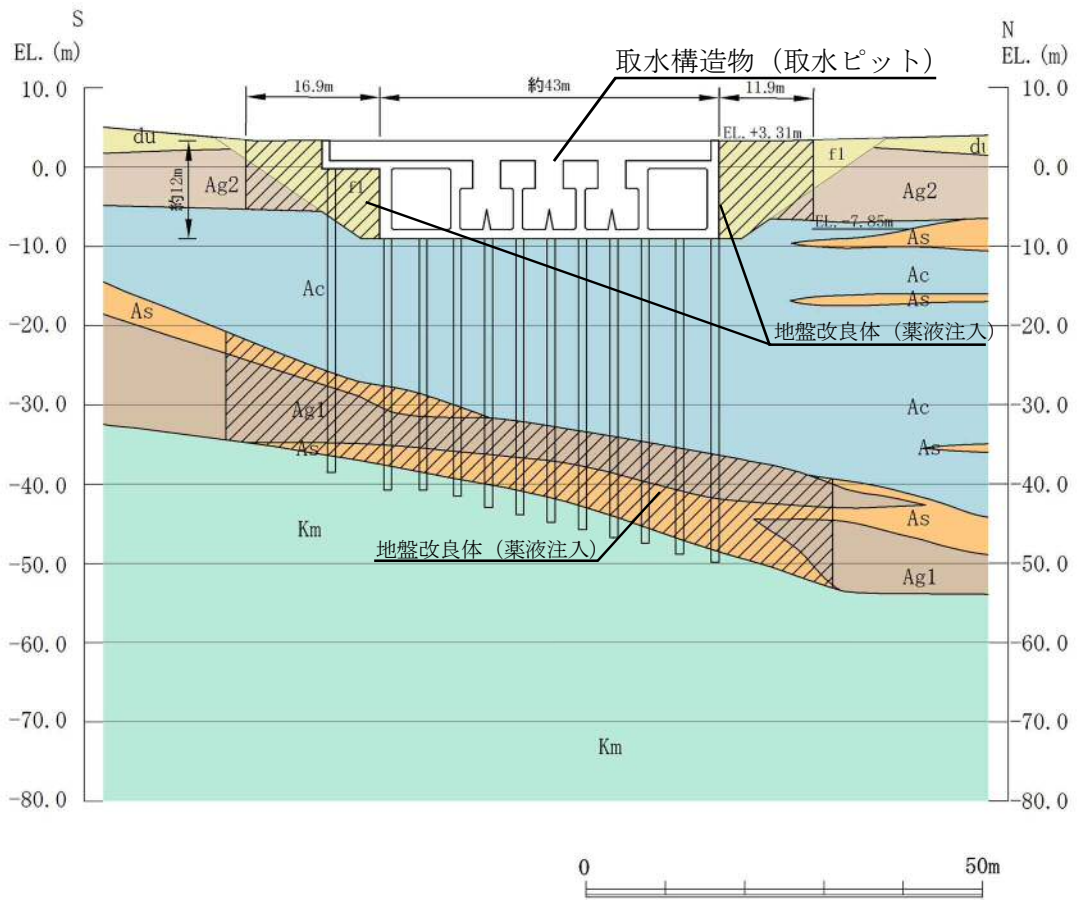


図 2.2-12 (2) 地質断面図 (④-④断面)

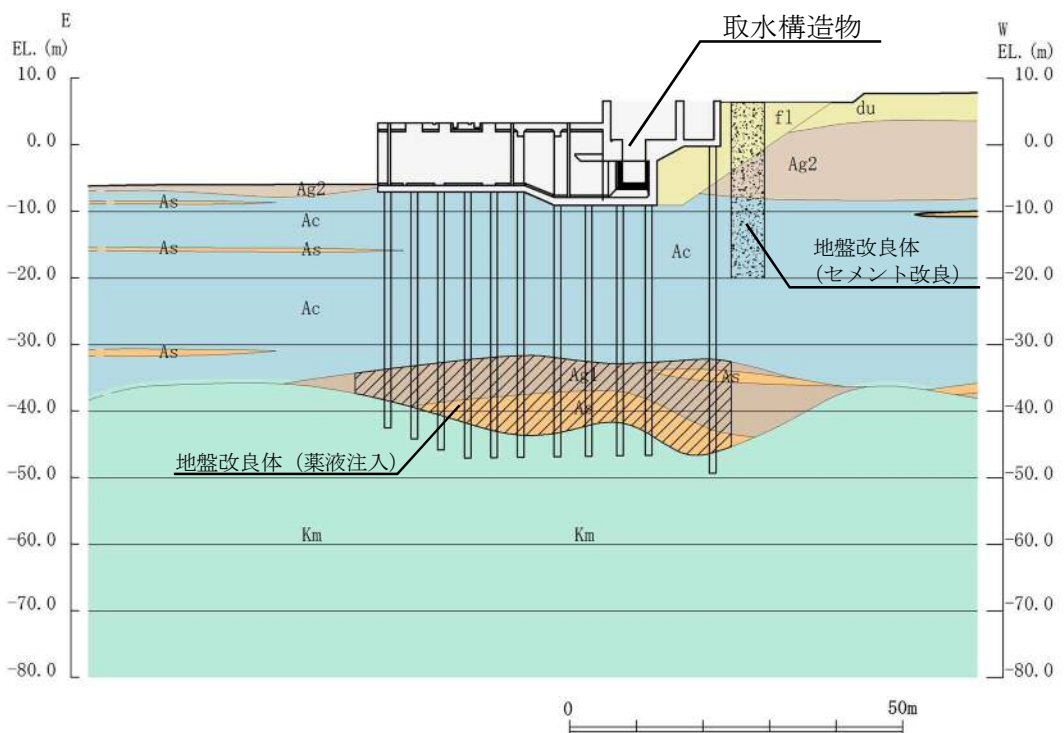


図 2.2-12 (3) 地質断面図 (⑥-⑥断面)



(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 2.2-13 に示す。

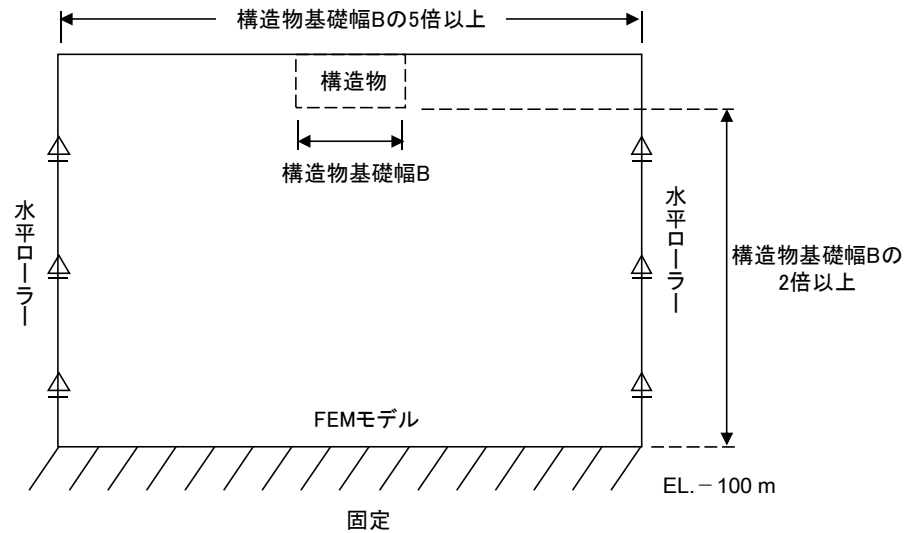


図 2.2-13 固有値解析における境界条件の概念図

b. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 2.2-14 に示す。

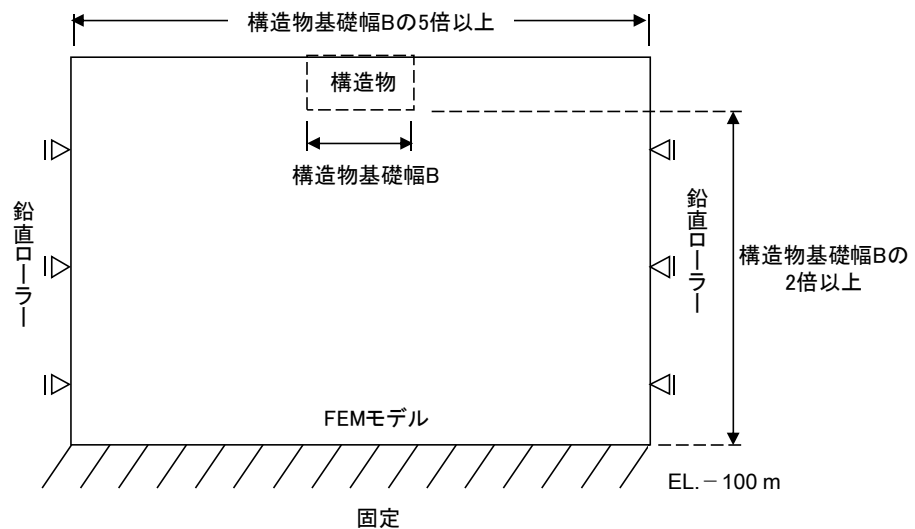


図 2.2-14 初期応力解析における境界条件の概念図

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。取水構造物の地震応答解析モデルを図 2.2-15 に示す。



図 2.2-15 (1) 取水構造物の地震応答解析モデル (①-①断面)



図 2.2-15 (2) 取水構造物の地震応答解析モデル (④-④断面)

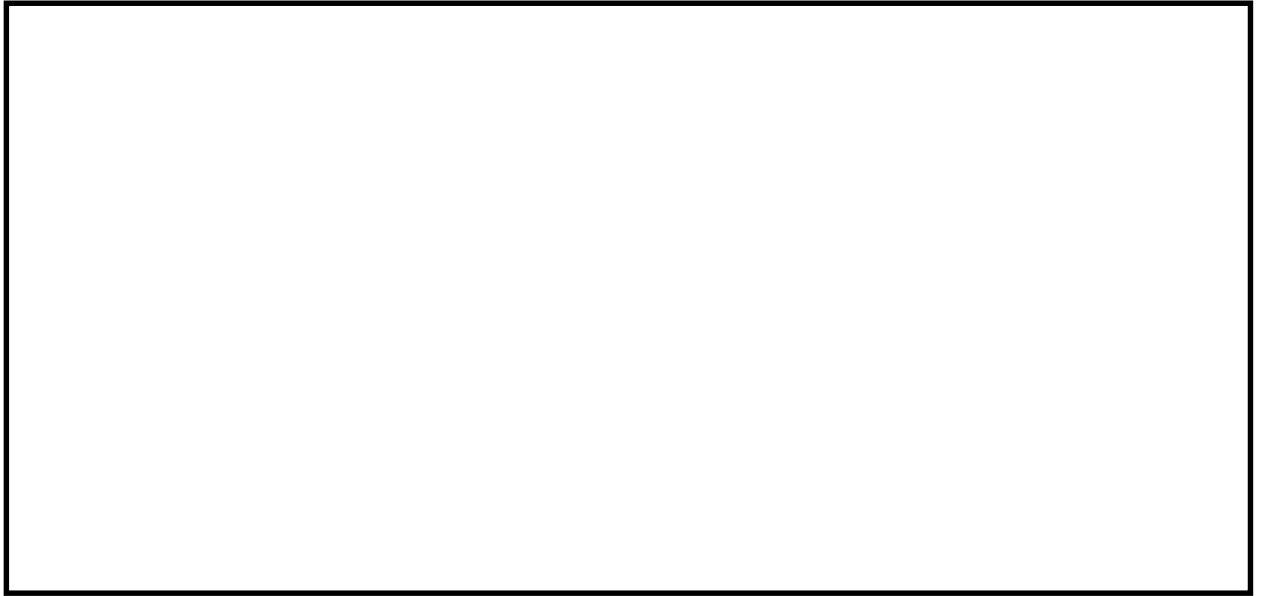


図 2.2-15 (3) 取水構造物の地震応答解析モデル (⑥-⑥断面)

(3) 構造物のモデル化

取水構造物の横断面である①-①断面及び④-④断面では、構造部材として考慮する側壁、隔壁、底版、頂版、張出部、突出部及び鋼管杭を非線形はり要素でモデル化する。

それぞれの非線形はり要素の交点には、「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)」に基づき剛域を設ける。

取水構造物の横断面である①-①断面及び④-④断面の解析モデルにおける、構造物部分の拡大図を図 2.2-16 に示す。



図 2.2-16 (1) 取水構造物の解析モデル (構造物部分拡大部, ①-①断面)

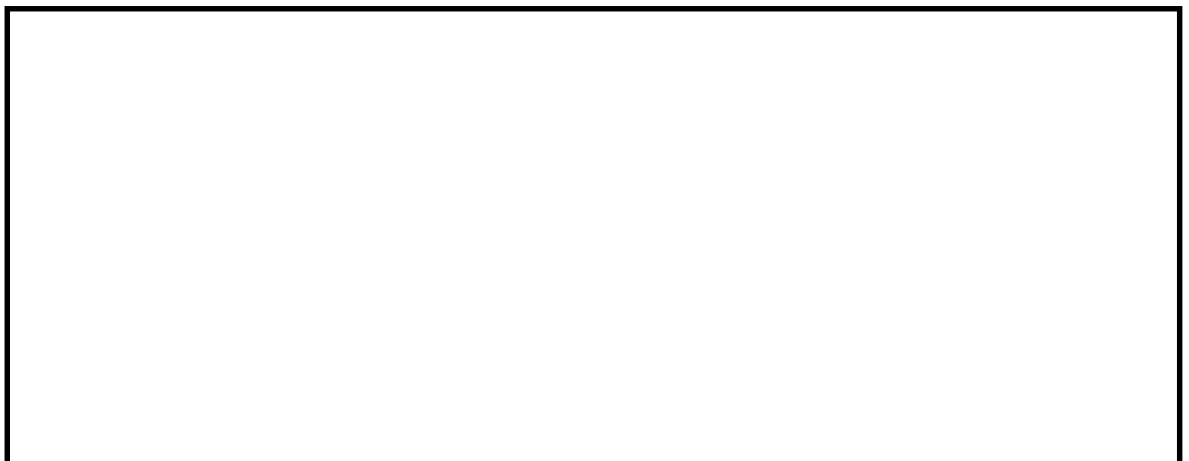


図 2.2-16 (2) 取水構造物の解析モデル (構造物部分拡大部, ④-④断面)

なお、④-④断面（取水ピット）において循環水ポンプを設定している中頂版は、他の部材と比較し十分な厚みを持っていることから、剛域を設定しない。④-④断面において剛域を設定しない部材についての考え方を図 2.2-17 にとりまとめる。

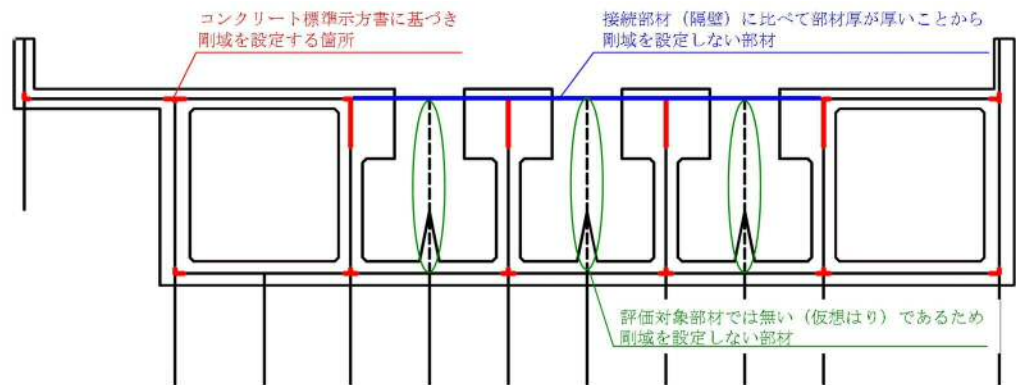


図 2.2-17 ④-④断面において剛域を設定しない部材についての考え方

また、取水構造物の頂版には設備を設置するための開口が存在する。構造物のモデル化においては、開口部分の「開口率」を算定し、これに乗じることで、等価な剛性及び重量にて部材をモデル化する。各部材における「開口率」の考え方を図 2.2-18 に示す。

$$\text{開口率} = \frac{\text{構造物の奥行き (m)} - \text{開口幅 (m)}}{\text{構造物の奥行き (m)}}$$

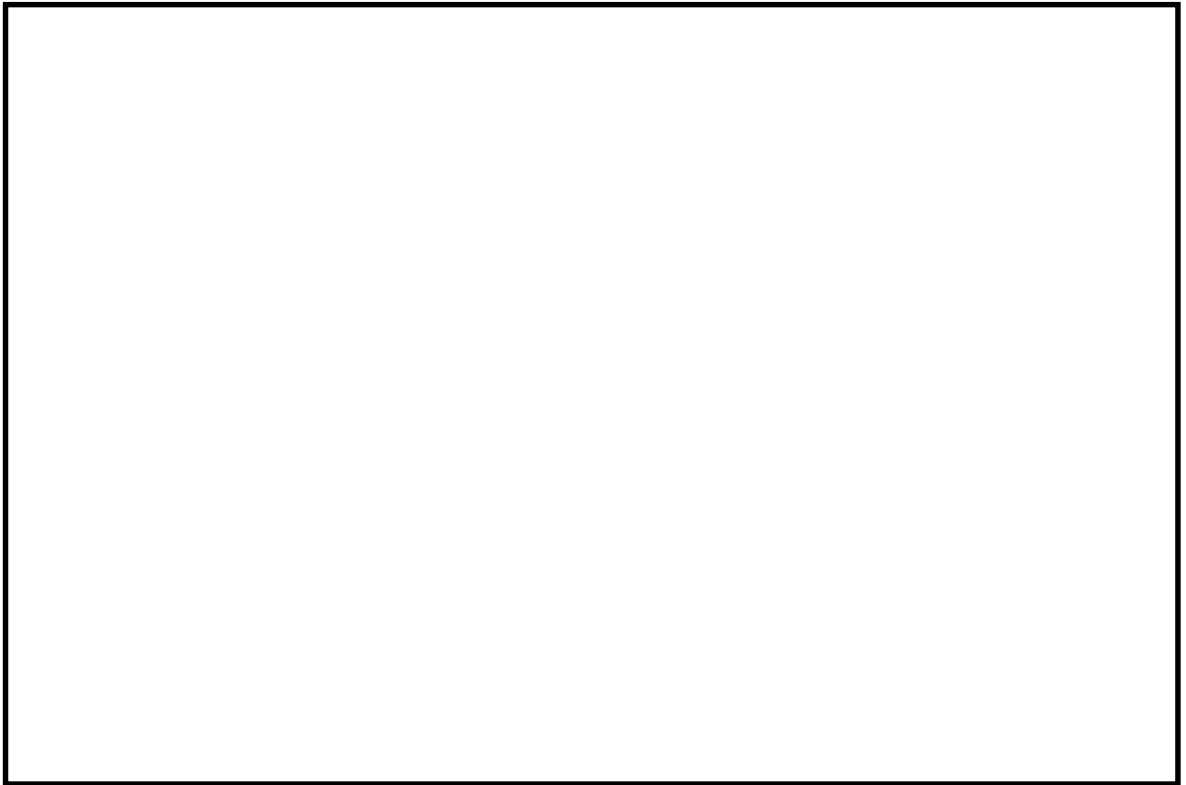


図 2.2-18 (1) 開口率の考え方 (①-①断面)

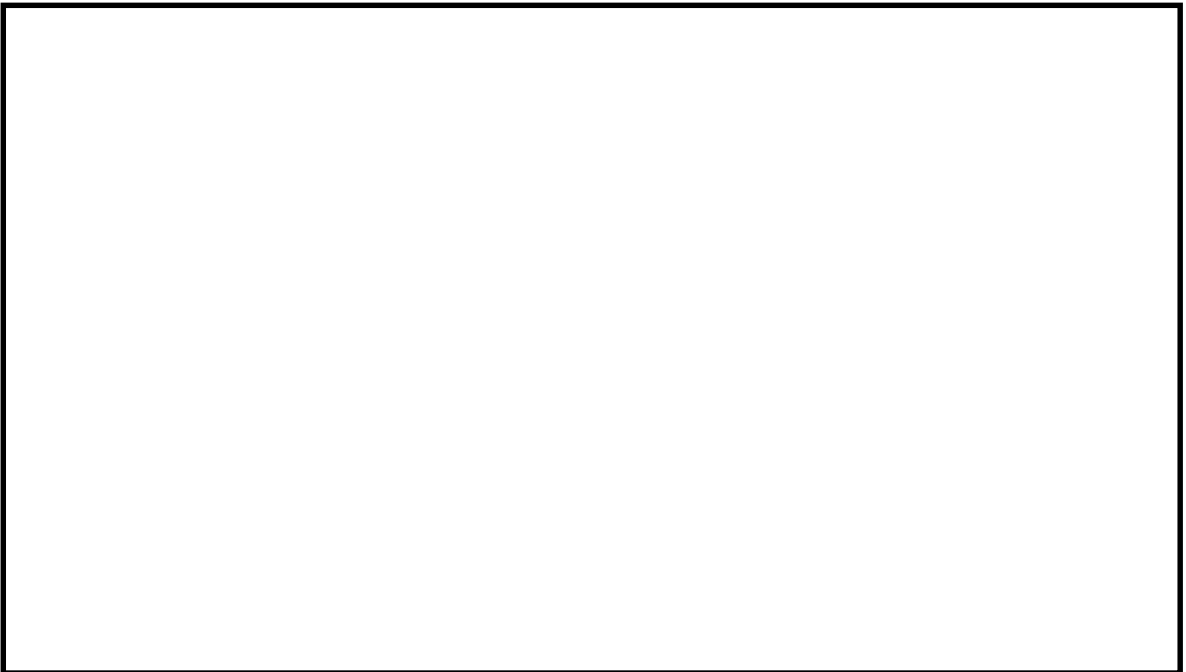


図 2.2-18 (2) 開口率の考え方 (④-④断面)

取水構造物の縦断面である⑥-⑥断面は、構造部材として考慮する側壁、底版及び頂版を線形はり要素で、鋼管杭を非線形はり要素でモデル化する。また、耐震壁の効果を期待する側壁及び隔壁については、平面ひずみ要素でモデル化する。

取水構造物の縦断面には、断面方向と平行な壁部材（側壁及び隔壁）が密に配置されることから、縦断面は、これら壁部材の耐震壁としての効果を期待できる構造的な強軸断面方向である。したがって、線形はり要素間の中空部については、壁部材の剛性を反映した平面ひずみ要素を配置する。具体的には、図 2.2-19 に示す通り、壁部材の全部材厚を全奥行き幅で薄めた等価剛性を持つ平面ひずみ要素を設定する。なお、解析モデル上、線形はり要素は平面ひずみ要素と節点を共有しており、十分に剛であることから、線形はり要素の交点には剛域を設けない。

取水構造物の縦断面である⑥-⑥断面の解析モデルにおける、構造物部分の拡大図を図 2.2-20 に示す。

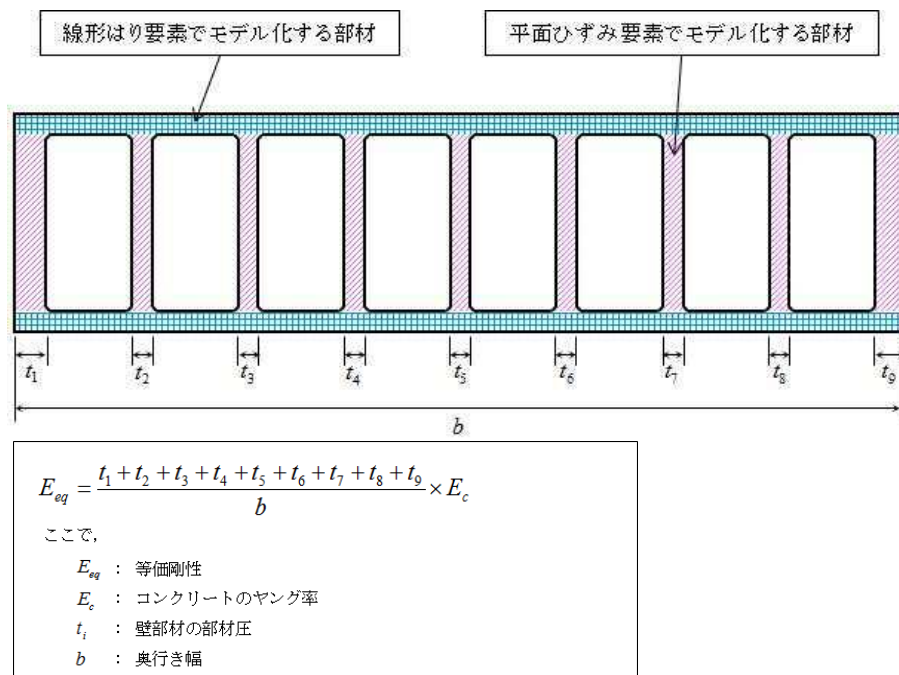


図 2.2-19 平面ひずみ要素の剛性設定の考え方



図 2.2-20 取水構造物の解析モデル（構造物部分拡大部、⑥-⑥断面）

(4) 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応荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

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 2.2-7 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 2.2-7 周辺地盤及び隣接構造物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 (度)	備考
第四紀層	f1 層	0	37.3	—
	du 層	0	37.3	—
	Ag2 層	0	37.4	—
	As 層	0.012	41.0	—
	Ac 層	0.025	29.1	—
	Ag1 層	0	37.4	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—

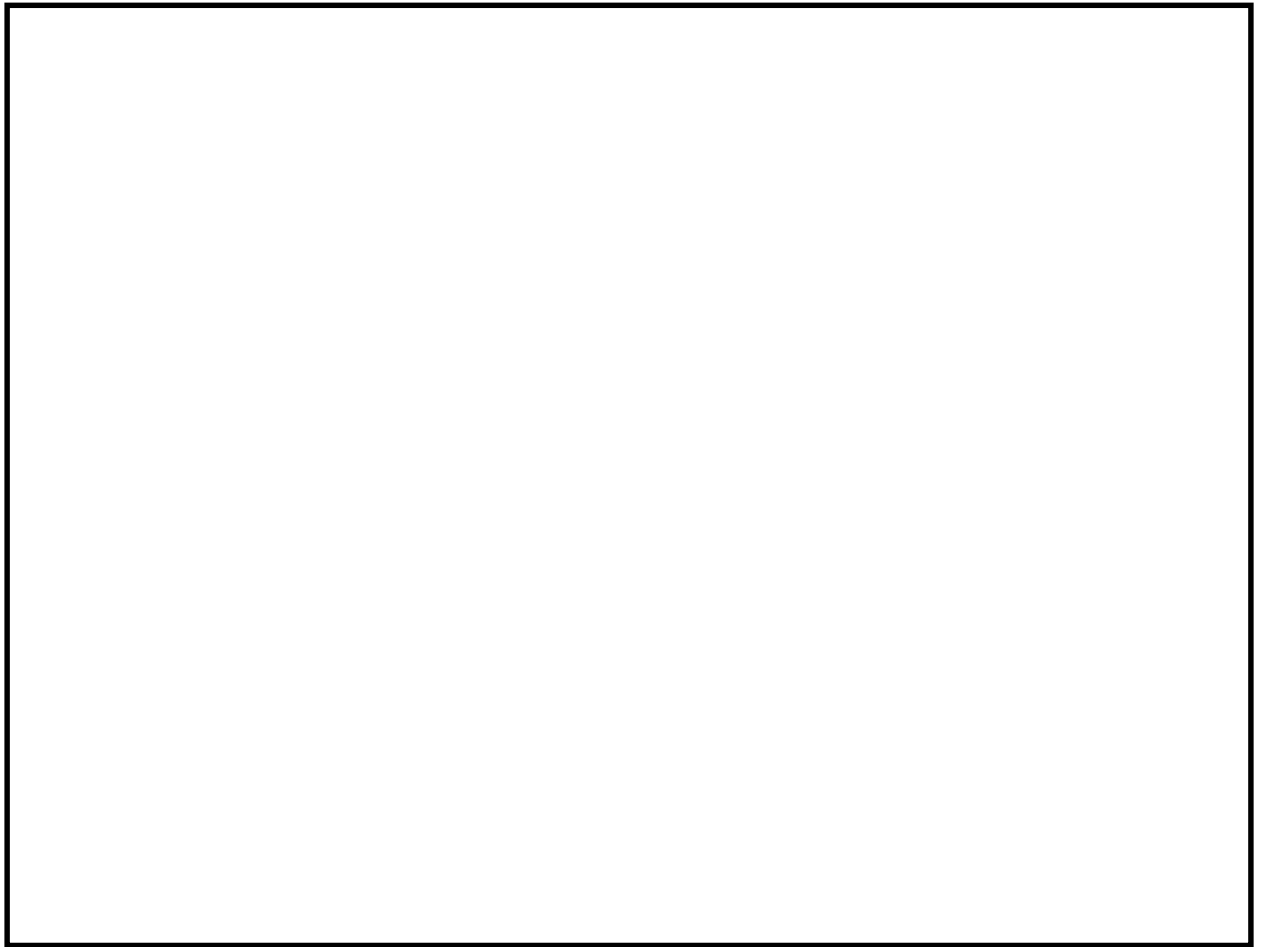
z : 標高 (m)

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として、港湾構造物設計事例集(沿岸技術研究センター)に従い、表 2.2-8 の通り設定する。ジョイント要素設定の考え方を図 2.2-21 に示す。

表 2.2-8 ジョイント要素のばね定数

	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	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$





— : ジョイント要素

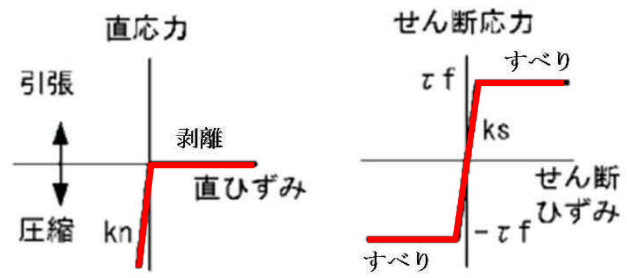


図 2.2-21 ジョイント要素の考え方

(5) 杭-地盤相互作用ばねの設定

地盤と杭の接合面に杭-地盤相互作用ばねを設けることにより、強震時の地盤と杭の接合面における相互作用の3次元効果を2次元モデルで適切に考慮する。

杭-地盤相互作用ばねの杭軸方向については、地盤と杭の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が発生した場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。図 2.2-22 に杭-地盤相互作用ばねの考え方を示す。

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 2.2-9 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 2.2-9 周辺地盤及び隣接構造物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 (度)	備考
第四紀層	f1 層	0	37.3	—
	du 層	0	37.3	—
	Ag2 層	0	37.4	—
	As 層	0.012	41.0	—
	Ac 層	0.025	29.1	—
	Ag1 層	0	37.4	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—

z : 標高 (m)

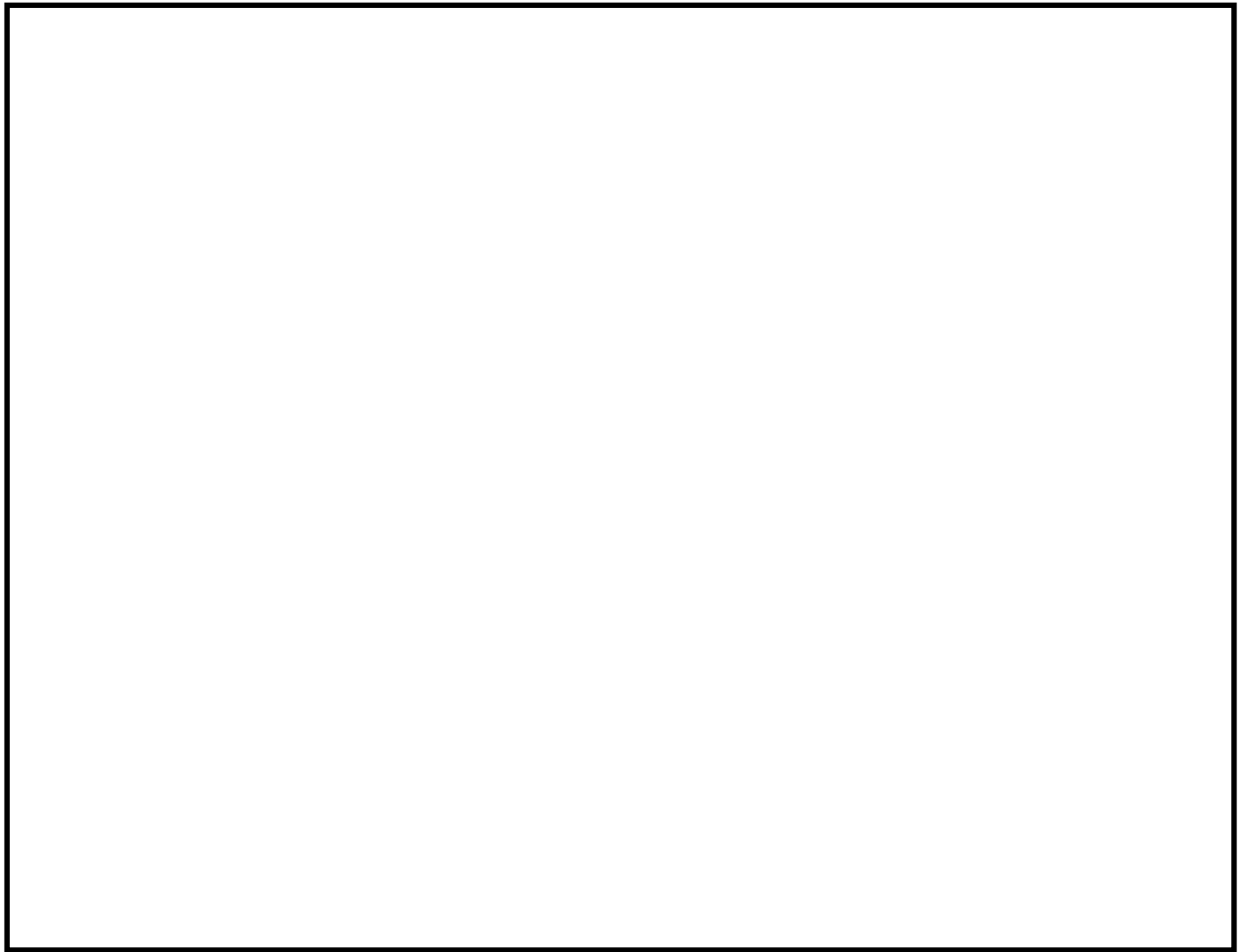
杭-地盤相互作用ばねの杭軸方向のばね定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として、表 2.2-10 のとおり設定する。

また、杭-地盤相互作用ばねの杭軸直角方向のばね定数については、杭径及び杭間隔より設定される\*。

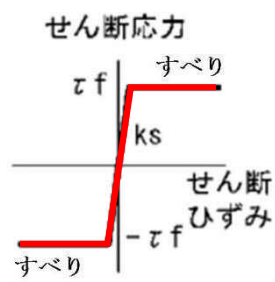
\* FLIP 研究会の 14 年間の研究成果「理論編」

表 2.2-10 杭-地盤相互作用ばねのばね定数

	せん断剛性 $k_s$ (kN/m <sup>3</sup> )
杭軸方向	$1.0 \times 10^6$



— : 杭—地盤相互作用ばね要素



(杭—地盤相互作用ばね (杭軸方向) の力学的特性)

図 2.2-22 杭—地盤相互作用ばねの考え方

(6) 杭下端ジョイントばねの設定

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

杭下端の杭軸方向について設定するジョイントばねは、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。

杭下端ジョイントばねのばね定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として、表 2.2-11 のとおり設定する。図 2.2-23 に杭下端ジョイントばねの考え方を示す。

表 2.2-11 杭下端ジョイントばねのばね定数

	圧縮剛性 $k_v$ (kN/m)
杭軸方向	$1.0 \times 10^6$

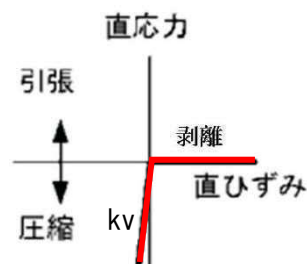


図 2.2-23 杭下端ジョイントばねの考え方

(7) ⑥-⑥断面（縦断面）における解析モデルについて

取水構造物の縦断面である⑥-⑥断面は、構造的な強軸断面であることから、地震応答解析において構造部材として考慮する側壁、底版及び頂板を線形はり要素にてモデル化する。

ただし、一部の躯体に対しては、上記の地震応答解析にて得られた慣性力や地震時土圧に加え、間接支持している竜巻等防護設備からの地震時反力を考慮した上で、終局状態に対する耐震評価を実施する方針であることから、躯体照査用の応力解析モデルを別途設定する。

⑥-⑥断面における躯体照査用の応力解析モデルについては、その詳細を参考資料 10

(10.3.2 解析モデル) に掲載する。

また、⑥-⑥断面の地震応答解析モデルについては、その用途に応じて、構造物背面の地層構成を変えた複数の解析モデルを採用している。これら複数の地震応答解析モデルについて、その詳細を参考資料 11 に掲載する。

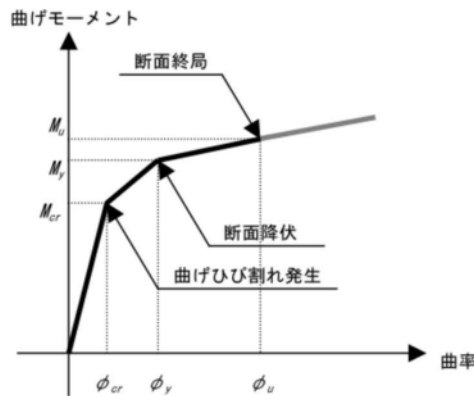
(8) 材料特性の設定

①-①断面及び④-④断面については、鉄筋コンクリート部材及び鋼管杭は非線形はり要素を用いてモデル化する。非線形特性の設定においては、コンクリート及び鉄筋について、それぞれの非線形性を考慮する。材料の非線形特性は「コンクリート標準示方書」に準拠し設定する。

部材の非線形特性は以下のとおりである。

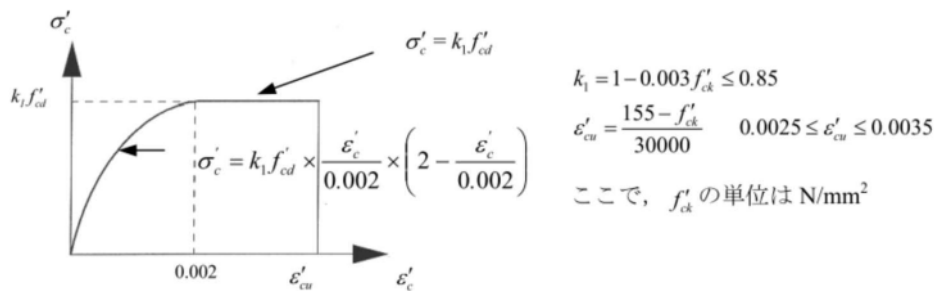
図 2.2-24 (土木学会マニュアル) に、鉄筋コンクリート部材における M-φ 関係のトリリニアモデルを示す。また、コンクリート及び鉄筋の非線形特性を図 2.2-25 及び図 2.2-26 に示す。なお、復元力特性として修正武田モデルを適用する。

有効応力解析コード「FLIP ver. 7.3.0\_2」における当該非線形特性では、地震時における部材の軸力は一定とされることから、常時応力解析により各部材に発生する軸力にて当該非線形特性を設定する。



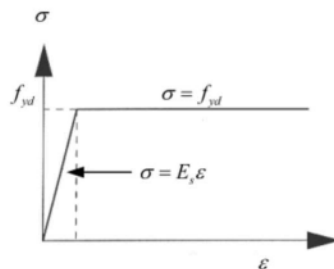
(原子力発電所屋外重要構造物の耐震性能照査指針・マニュアル ( (社) 土木学会 2005 年) より引用)

図 2.2-24 M-φ 関係のトリリニアモデル (鉄筋コンクリート部材)



(コンクリート標準示方書[設計編] ( (社) 土木学会 2007 年制定) より引用)

図 2.2-25 コンクリートの応力-ひずみ曲線



(コンクリート標準示方書[設計編] ( (社) 土木学会 2007 年制定) より引用)

図 2.2-26 鉄筋の応力-ひずみ曲線

図 2.2-27 に、鋼管杭における  $M-\phi$  関係のバイリニアモデルを示す。また、鋼材の非線形特性を図 2.2-28 に示す。

有効応力解析コード「FLIP ver. 7.3.0\_2」における当該非線形特性では、地震時における部材の軸力は一定とされることから、常時応力解析により各部材に発生する軸力にて当該非線形特性を設定する。

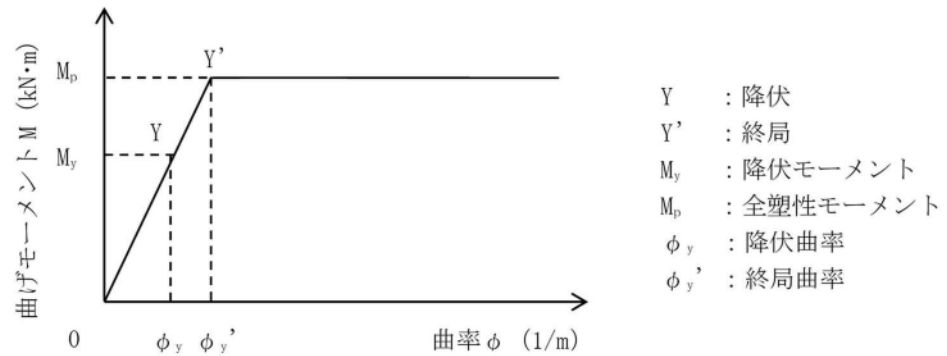


図 2.2-27  $M-\phi$  関係のバイリニアモデル（鋼管杭）

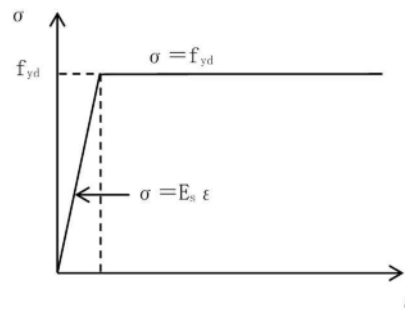


図 2.2-28 鋼材の応力-ひずみ関係

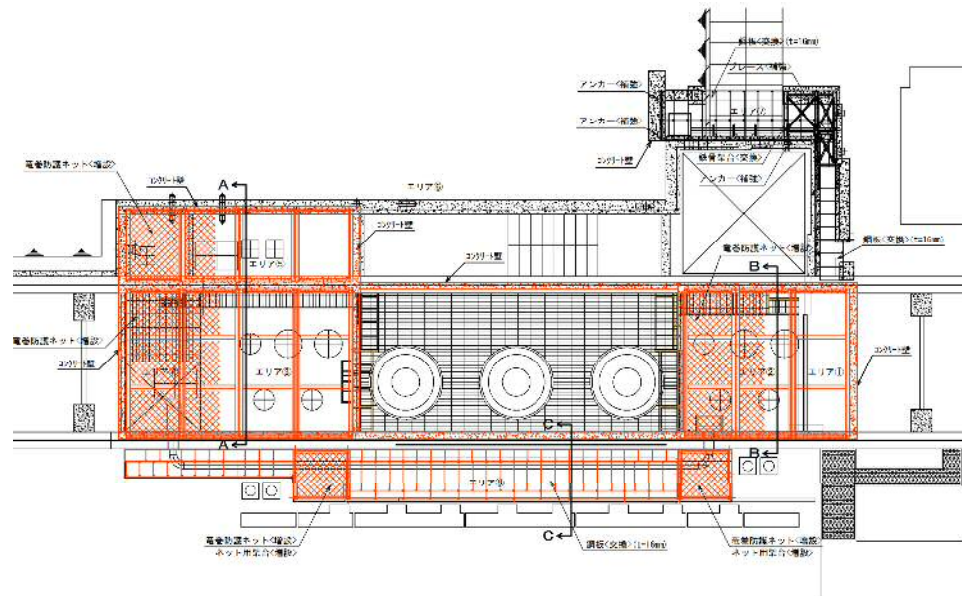
⑥-⑥断面について、鉄筋コンクリート部材は線形はり要素、耐震壁の効果を見込む側壁及び隔壁は平面ひずみ要素を用いてモデル化する。鋼管杭は①-①断面及び④-④断面と同様に、非線形はり要素を用いてモデル化する。

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

(9) 竜巻等防護設備

取水構造物のうち取水ピットには、竜巻等防護設備が設置されることから、当該構造物を考慮した地震応答解析を実施する。なお、取水ピットに設置される竜巻等防護設備の耐震安全性については、V-2-11-2-9「海水ポンプエリア竜巻防護対策施設の耐震性についての計算書」にて評価を実施している。

竜巻等防護設備の平面図及び断面図を図 2.2-29 に示す。また、取水ピットの既設 RC 部材との取り合いについての詳細を図 2.2-30 に示す。



(平面図)



(A-A断面)



(B-B断面)

(C-C断面)

図 2.2-29 竜巻等防護設備の概要図

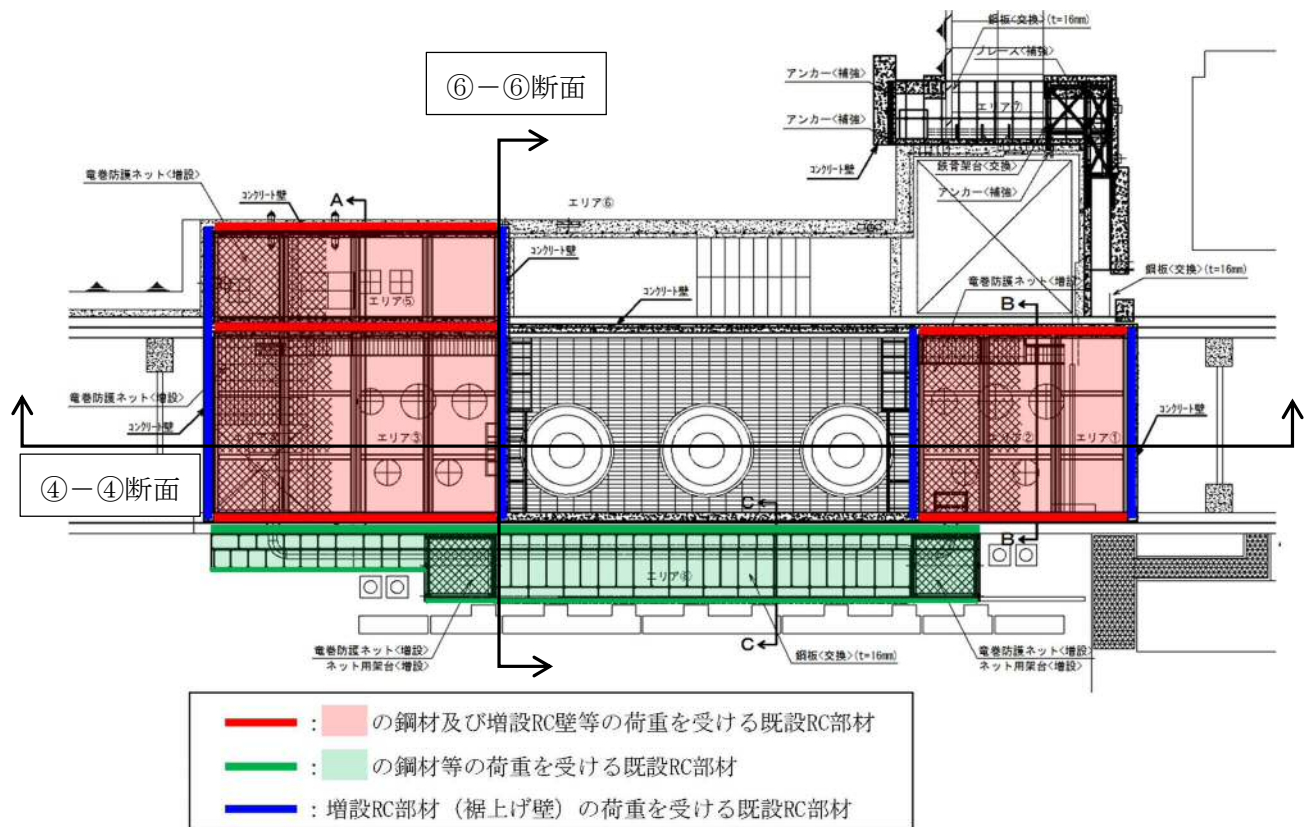


図 2.2-30 取水ピットの既設 RC 部材との取り合い

竜巻等防護設備のうち、主要構造部（赤ハッチ及び緑ハッチの区間）の荷重は、解析断面と平行方向に配置されている既設 RC 部材で受ける設計であり、④-④断面における評価対象部材である側壁、隔壁及び頂版に竜巻等防護対策の当該区間から有意な荷重は作用しない。

なお、④-④断面における評価対象部材である側壁及び隔壁については、一部の増設 RC 部材（裾上げ壁）の荷重を受ける設計としている。

以上のように、竜巻等防護設備が、取水構造物の耐震評価（④-④断面における評価対象部材）に及ぼす影響は軽微であると想定されるが、④-④断面の解析モデルにおいては、耐震評価における保守的な配慮として、これらの竜巻等防護設備を図 2.2-31 に示すように、分布質量として頂版部に作用させる。

なお、⑥-⑥断面の解析モデルにおいては、解析断面位置に相当する区間における同質量を、各支持部材に対し分担比率に応じた付加質量として考慮する。⑥-⑥断面における竜巻等防護設備の考慮方法を図 2.2-31 に示す。



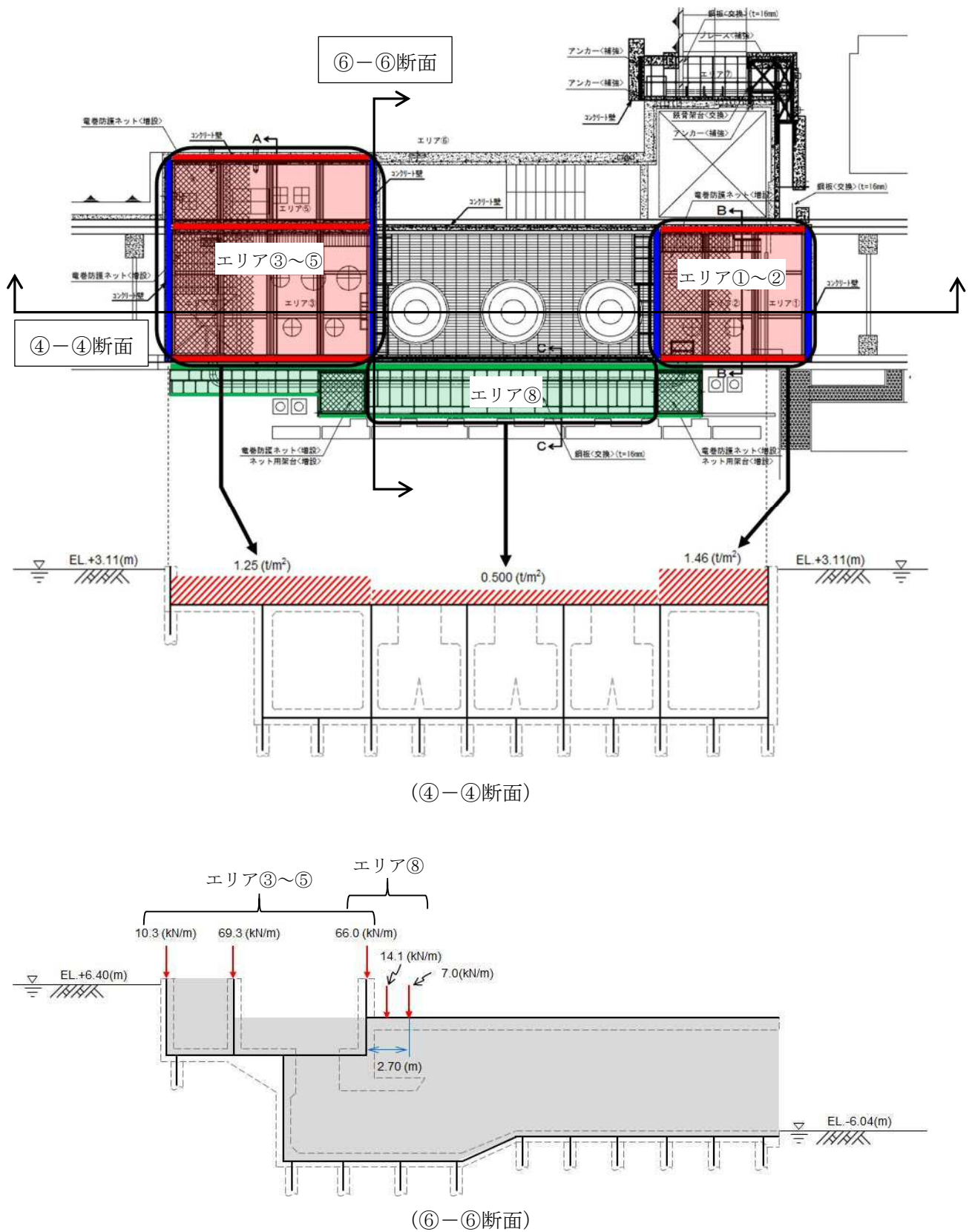


図 2. 2-31 取水構造物における竜巻等防護設備のモデル化について

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

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

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

ゆえに、有効応力解析では、地震力により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、地震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

非線形特性を考慮する地盤、コンクリート及び鋼材の減衰定数は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。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の減衰定数は5%（J E A G 4 6 0 1 -1987）とする。

図 2.2-32 に Rayleigh 減衰の設定フローを、表 2.2-12 に固有値解析結果を示す。

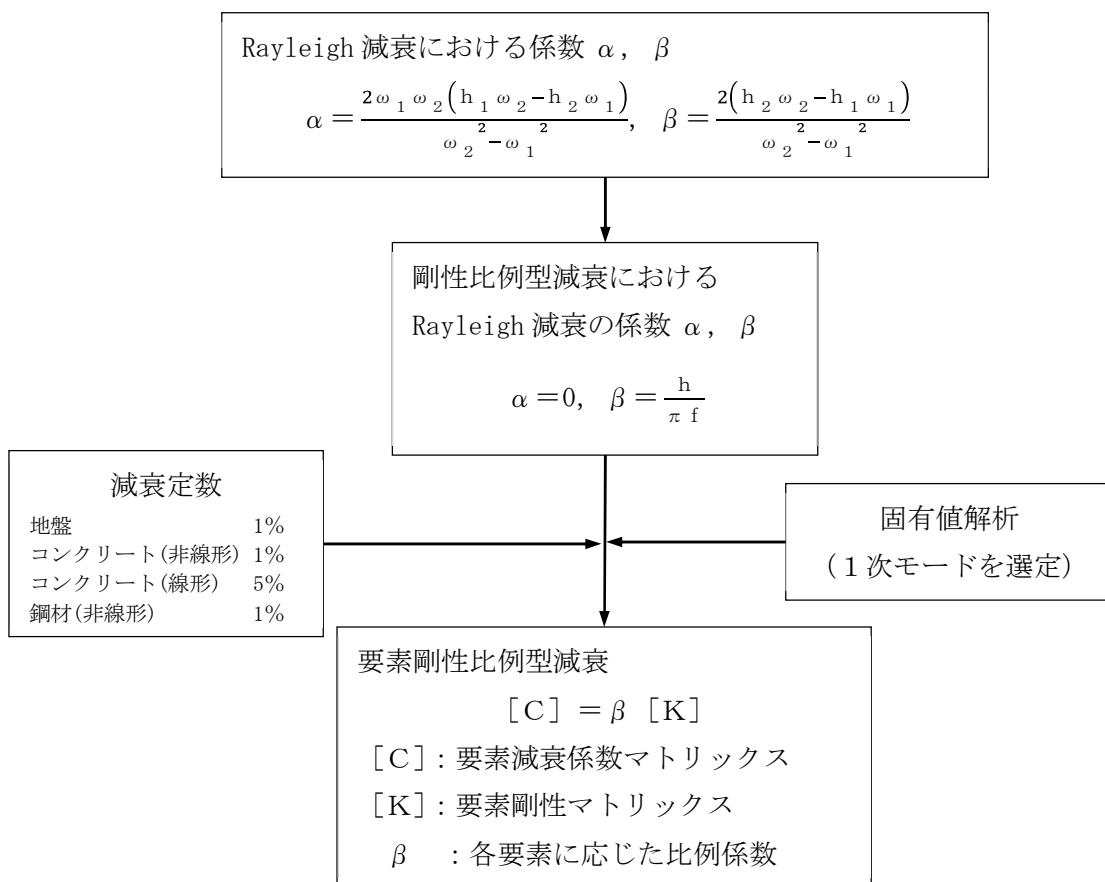


図 2.2-32 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 2.2-12 (1) 固有値解析結果  
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

(a) ①-①断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.727	167.28	1次として採用
2	1.007	-99.57	
3	1.198	61.69	
4	1.399	-11.21	
5	1.603	-16.74	
6	1.694	1.03	
7	1.791	-32.32	
8	1.807	79.04	
9	1.928	-2.65	

(b) ④-④断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.738	171.33	1次として採用
2	1.014	94.57	
3	1.217	-60.12	
4	1.411	9.07	
5	1.617	-17.39	
6	1.730	4.95	
7	1.813	63.65	
8	1.822	56.82	
9	1.937	16.69	

(c) ⑥-⑥断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.731	172.50	1次として採用
2	0.839	64.15	
3	1.000	53.20	
4	1.098	-39.75	
5	1.168	19.90	
6	1.295	-1.35	
7	1.393	11.13	
8	1.487	-17.50	
9	1.550	-5.49	

表 2.2-12 (2) 固有値解析結果  
 (検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) した解析ケース)

(a) ①-①断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.783	178.58	1次として採用
2	1.051	-96.69	
3	1.286	-39.98	
4	1.523	-5.44	
5	1.739	18.58	
6	1.823	8.12	
7	1.857	39.40	
8	1.904	72.46	
9	2.018	1.00	

(b) ④-④断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.793	183.05	1次として採用
2	1.058	-88.16	
3	1.300	42.89	
4	1.531	-3.57	
5	1.748	-20.43	
6	1.839	-13.61	
7	1.878	-50.89	
8	1.924	63.29	
9	2.036	16.10	

(c) ⑥-⑥断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.774	177.97	1次として採用
2	0.899	70.20	
3	1.075	-53.87	
4	1.185	-37.13	
5	1.265	18.50	
6	1.404	-2.18	
7	1.508	-16.02	
8	1.604	-30.44	
9	1.665	-21.89	

表 2.2-12 (3) 固有値解析結果  
 (検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 ( $-1\sigma$ ) した解析ケース)

(a) ①-①断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.665	156.52	1次として採用
2	0.945	-91.21	
3	1.126	85.89	
4	1.266	-20.95	
5	1.449	15.34	
6	1.552	-11.34	
7	1.676	-58.95	
8	1.730	56.54	
9	1.794	24.90	

(b) ④-④断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.674	159.43	1次として採用
2	0.952	-89.43	
3	1.140	83.07	
4	1.277	19.72	
5	1.462	15.53	
6	1.597	-9.88	
7	1.701	67.85	
8	1.732	-43.47	
9	1.802	33.53	

(c) ⑥-⑥断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.679	167.27	1次として採用
2	0.768	55.00	
3	0.918	51.70	
4	1.000	-42.21	
5	1.066	19.08	
6	1.179	0.39	
7	1.273	-8.65	
8	1.358	10.62	
9	1.402	-2.93	

表 2.2-12 (4) 固有値解析結果

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

(a) ①-①断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.696	169.59	1次として採用
2	0.913	-84.68	
3	1.016	27.26	
4	1.113	31.37	
5	1.332	20.01	
6	1.402	37.06	
7	1.569	3.74	
8	1.677	-40.48	
9	1.723	46.76	

(b) ④-④断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.703	173.27	1次として採用
2	0.913	78.68	
3	1.089	30.65	
4	1.132	-12.97	
5	1.321	28.91	
6	1.375	-33.04	
7	1.568	-5.22	
8	1.661	-37.52	
9	1.707	18.50	

(c) ⑥-⑥断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.689	157.82	1次として採用
2	0.803	-82.93	
3	0.931	-56.13	
4	1.046	41.49	
5	1.100	-31.92	
6	1.205	9.63	
7	1.299	16.66	
8	1.371	-23.71	
9	1.413	-9.39	

### 2.2.11 荷重の組合せ

耐震性能照査にて考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し、それぞれを組み合わせで設定する。地震荷重には、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。

風荷重及び風荷重以外の変動荷重（温度荷重）については、発電所の立地特性や取水構造物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、地震力と組合せる荷重としては除外した。

なお、取水構造物は、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、設計基準事故時の条件を上回る荷重はない。

荷重の組合せを表 2.2-13 に示す。

地震時に取水構造物に作用する機器・配管系からの反力については、機器・配管系を、解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

表 2.2-13 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定
		機器・配管自重	○	・機器・配管の重さに基づいて設定
		土被り荷重	○	・常時応力解析により設定
		永久上載荷重	○	・竜巻等防護設備の荷重を考慮
		静止土圧	○	・常時応力解析により算定
		外水圧	○	・地下水位に応じた静水圧として設定 ・地下水の密度を考慮
		内水圧	○	・海水面に応じた静水圧として設定 ・海水の密度を考慮
		雪荷重	○	・雪荷重を考慮
変動荷重	風荷重以外	—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組合せるべき変動荷重はない	
	風荷重	—	・地中に埋設された構造物であるため、考慮しない	
偶発荷重（地震荷重）	水平地震動	○	・基準地震動 $S_s$ による水平・鉛直同時加振	
	鉛直地震動	○	・躯体、機器・配管の慣性力、動土圧を考慮	
	動水圧	○	・水位条件、密度は、永久荷重のうち内水圧と同様 ・地震時動水圧を付加質量により考慮	



(1) 機器・配管荷重

a. ①-①断面（取水路）

①-①断面における機器・配管荷重を図 2.2-33 に示す。

機器・配管荷重は解析単位奥行き（1 m）あたりの荷重および付加質量として考慮する。

左右の側壁には潮位計を，頂版には3つのスクリーン（固定スクリーン，トラベリングスクリーン，回転バースクリーン）のうち，最も重い回転バースクリーンを考慮する。

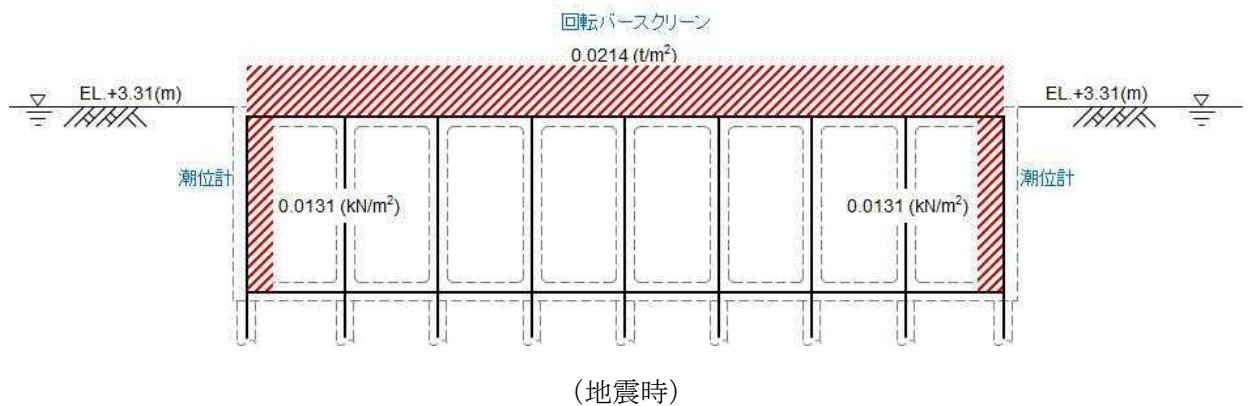
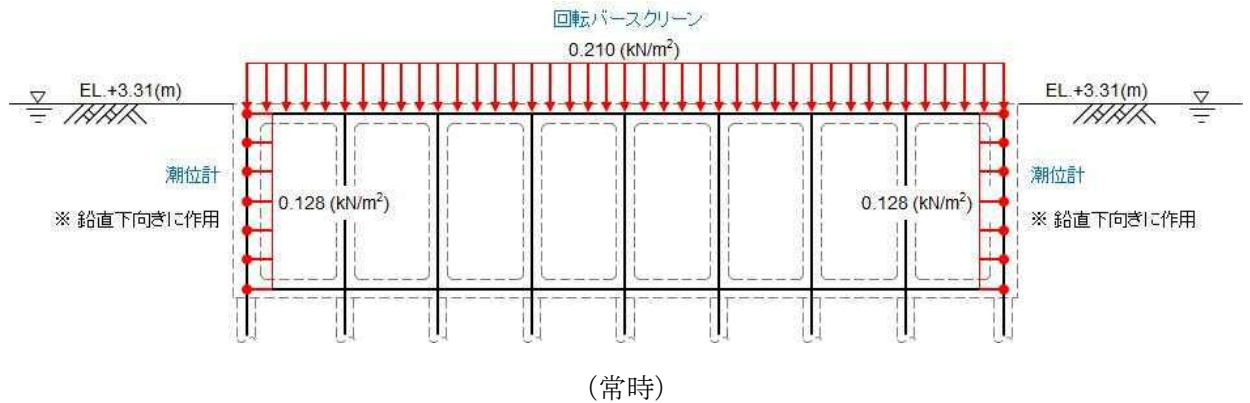


図 2.2-33 機器・配管荷重図（①-①断面）

b. ④－④断面（取水ピット）

④－④断面における機器・配管荷重図を図 2.2-34 に示す。

機器・配管荷重は解析単位奥行き（1 m）あたりの荷重および付加質量として考慮する。頂版には非常用海水ポンプ及びCWポンプを考慮する。

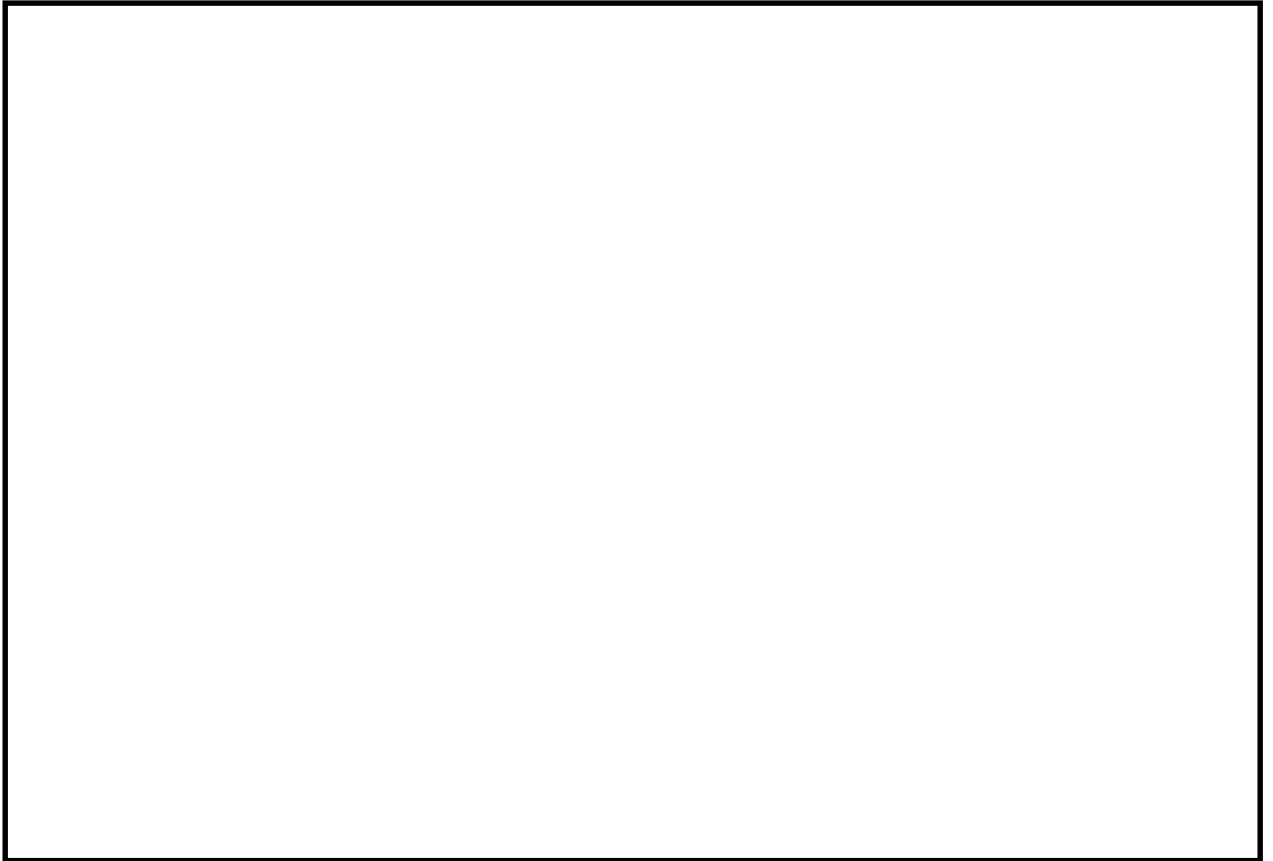


図 2.2-34 機器・配管荷重図（④－④断面）

c. ⑥-⑥断面（縦断図）

⑥-⑥断面における機器・配管荷重図を図 2.2-35 に示す。

機器・配管荷重は解析単位奥行き（1 m）あたりの荷重および付加質量として考慮する。

頂版には，比較的大きな荷重となる設備として，非常用海水ポンプ，止水機構，スクリーン（回転バースクリーン，トラベリングスクリーン）を考慮する。また，側壁には潮位計を考慮する。

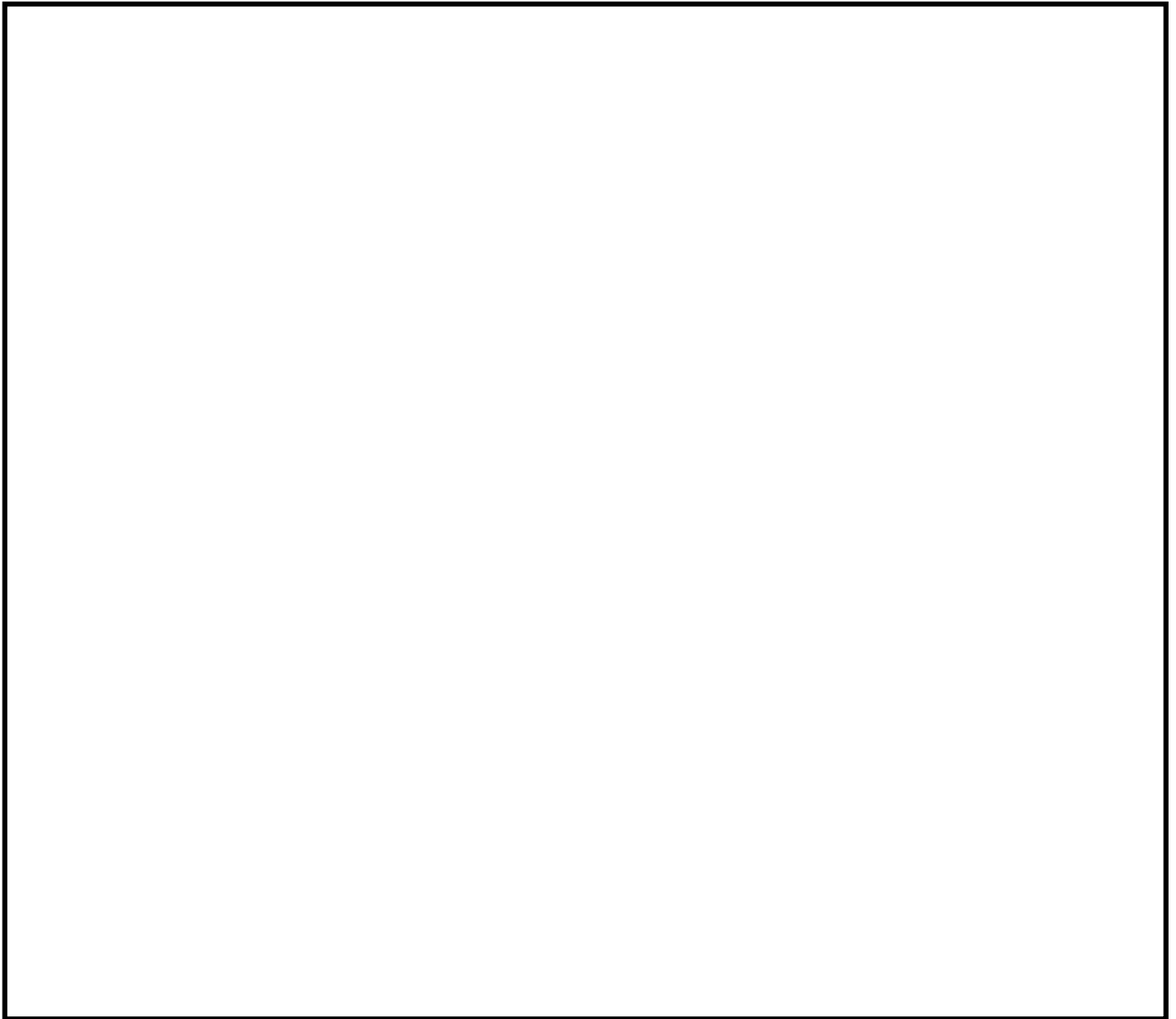


図 2.2-35 機器・配管荷重図（⑥-⑥断面）

(2) 外水圧

地下水位は地表面として設定する。設定の際は，地下水の密度として， $1.00\text{g}/\text{cm}^3$ を考慮する。

(3) 内水圧

取水構造物の内部には朔望平均満潮位である EL. +0.61 m を静水面とした静水圧を内水圧として設定する。設定の際は海水の密度として、 $1.03\text{g/cm}^3$  を考慮する。

a. ①-①断面 (取水路)

図 2.2-36 に、①-①断面における内水圧図を示す。

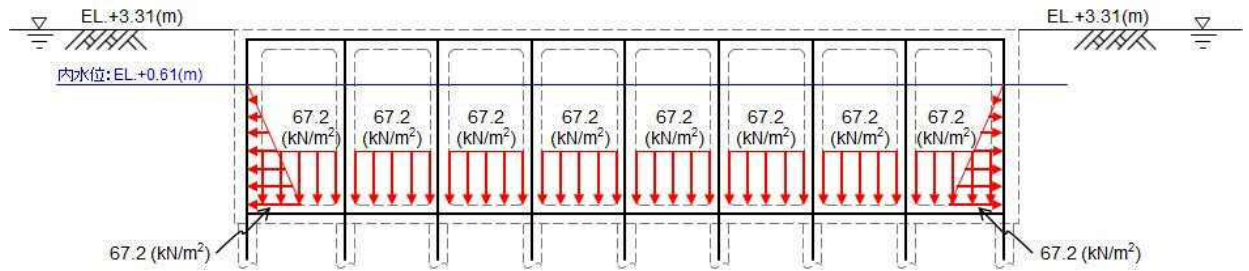


図 2.2-36 内水圧図 (①-①断面)

b. ④-④断面 (取水ピット)

図 2.2-37 に、④-④断面における内水圧図を示す。

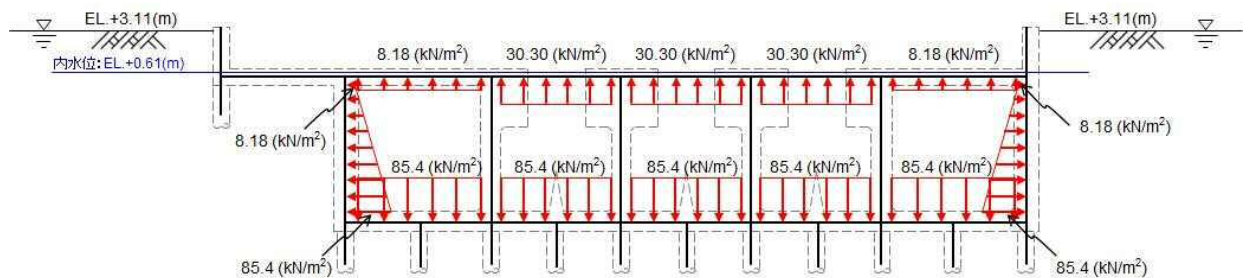


図 2.2-37 内水圧図 (④-④断面)

c. ⑥-⑥断面 (縦断面)

図 2.2-38 に、⑥-⑥断面における内水圧図を示す。

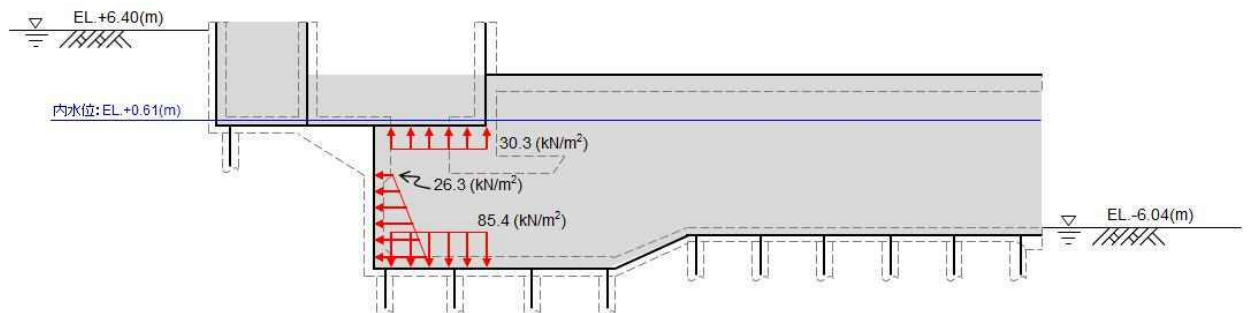


図 2.2-38 内水圧図 (⑥-⑥断面)

(4) 雪荷重

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行細則 第16条の4」に従って設定する。積雪の厚さ1cmあたりの荷重を $20\text{N/m}^2/\text{cm}$ として、積雪量は30cmとしていることから、積雪荷重は $600\text{N/m}^2$ であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の0.35倍である $0.21\text{kN/m}^2$ を考慮する。

a. ①-①断面（取水路）

①-①断面における雪荷重図を図2.2-39に示す。

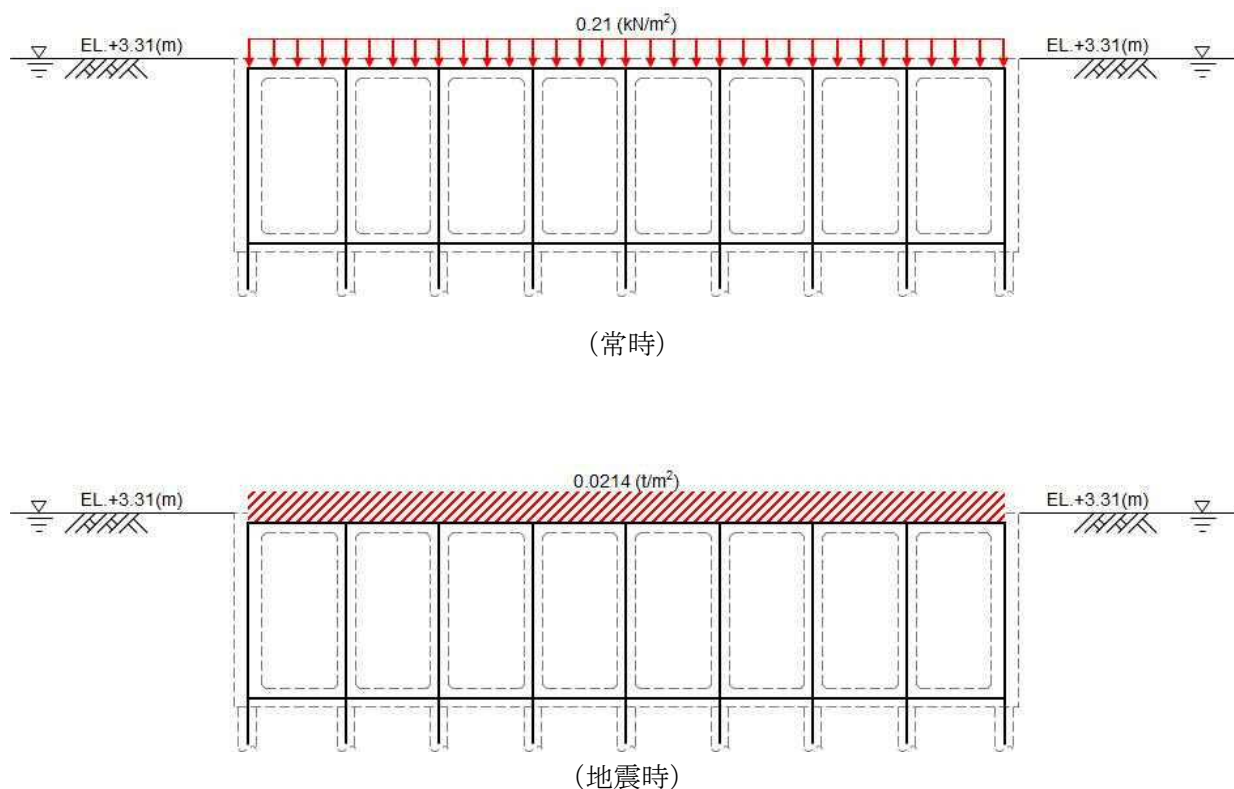


図2.2-39 雪荷重図（①-①断面）

b. ④-④断面（取水ピット）

④-④断面における雪荷重図を図 2.2-40 に示す。

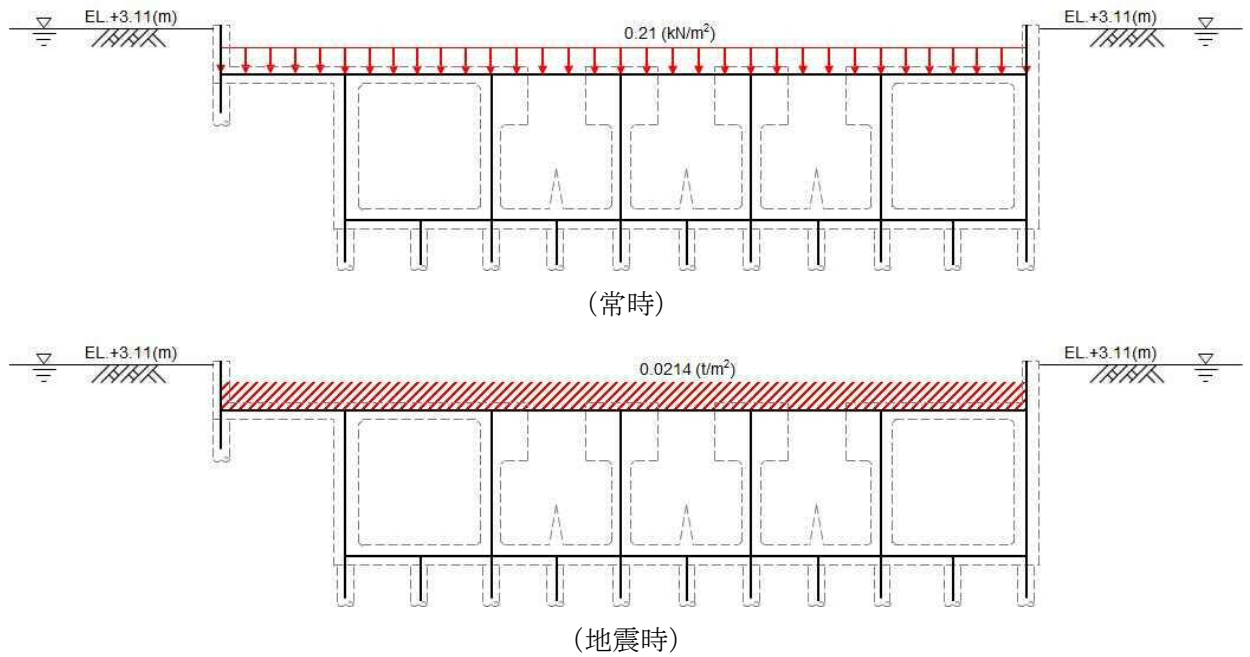


図 2.2-40 雪荷重図（④-④断面）

c. ⑥-⑥断面（縦断面）

⑥-⑥断面における雪荷重図を図 2.2-41 に示す。

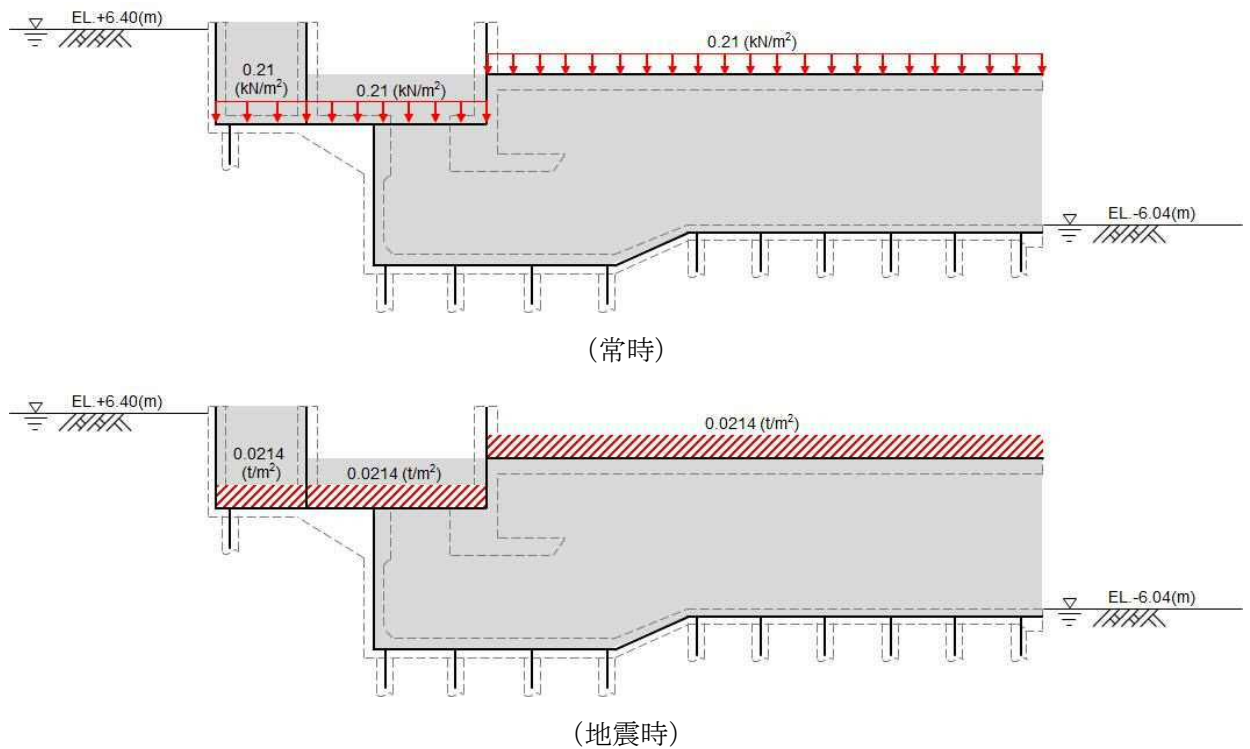


図 2.2-41 雪荷重図（⑥-⑥断面）

(5) 動水圧

取水構造物の内部には朔望平均満潮位である EL. +0.61 m を水面とした動水圧を付加質量として設定し、地震時の影響を考慮する。設定の際は海水の密度として、 $1.03\text{g}/\text{cm}^3$  を考慮する。

a. ①-①断面（取水路）

①-①断面における動水圧図を図 2.2-42 に示す。

①-①断面には自由水面が存在するため、Westergaard 式による動水圧を設定する。

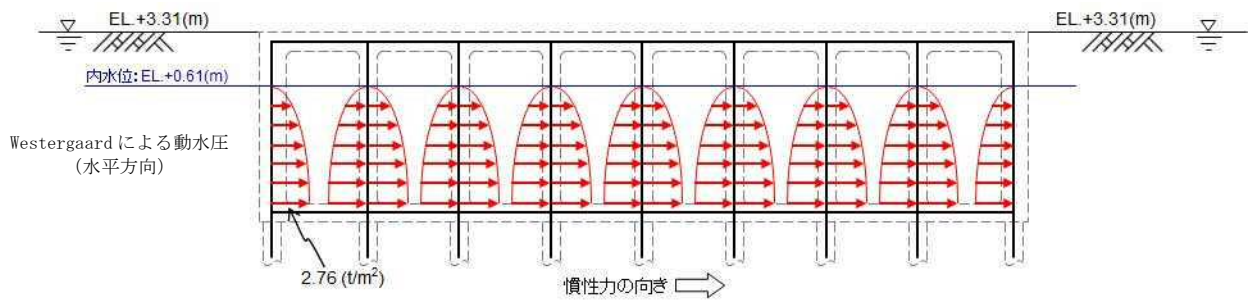


図 2.2-42 (1) 水平動による動水圧図（①-①断面）

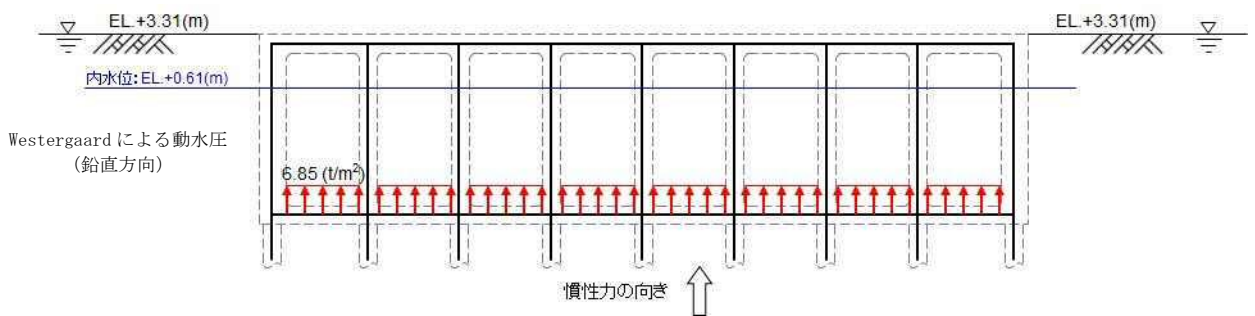


図 2.2-42 (2) 鉛直動による動水圧図（①-①断面）



b. ④-④断面（取水ピット）

④-④断面における動水圧図を図 2.2-43 に示す。

④-④断面は満水状態で自由水面が存在しないため、付加質量を設定する際は、水平動による動水圧は左右の壁に半分ずつ等しく作用させ、鉛直動による動水圧は上下スラブに半分ずつ作用させるものとする。

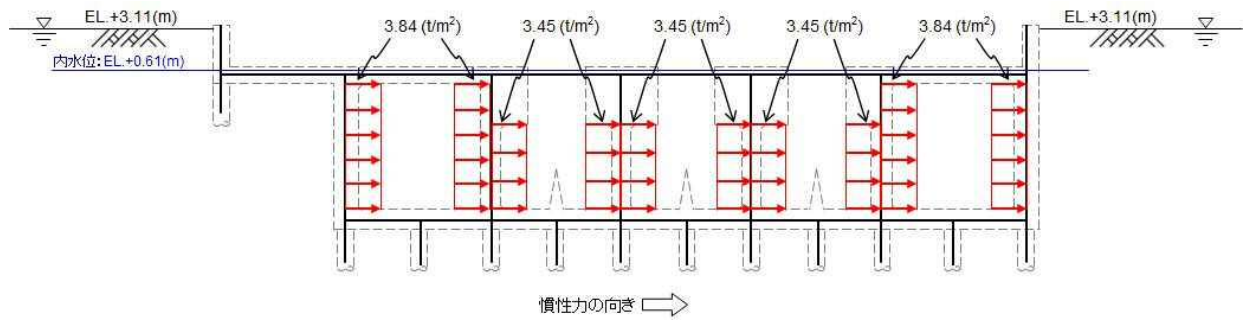


図 2.2-43 (1) 水平動による動水圧図（④-④断面）

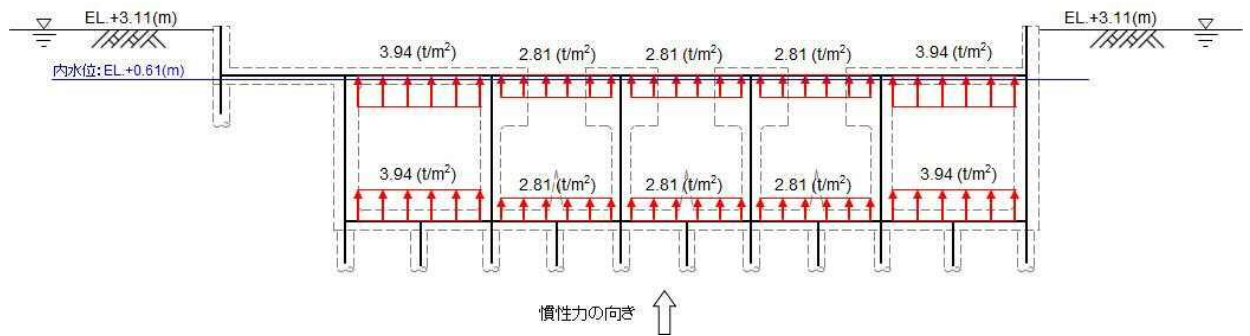


図 2.2-43 (2) 鉛直動による動水圧図（④-④断面）



c. ⑥-⑥断面（縦断面）

⑥-⑥断面における動水圧図を図 2.2-44 に示す。

⑥-⑥断面は取水ピットと取水路にまたがる縦断面であるが、取水路については、海に開放されており、かつ自由水面が存在する区間であることから動水圧は考慮しない。一方で、取水ピットは満水状態であり、かつ側壁には水平動による動水圧が作用すると考えられるため、これを考慮する。

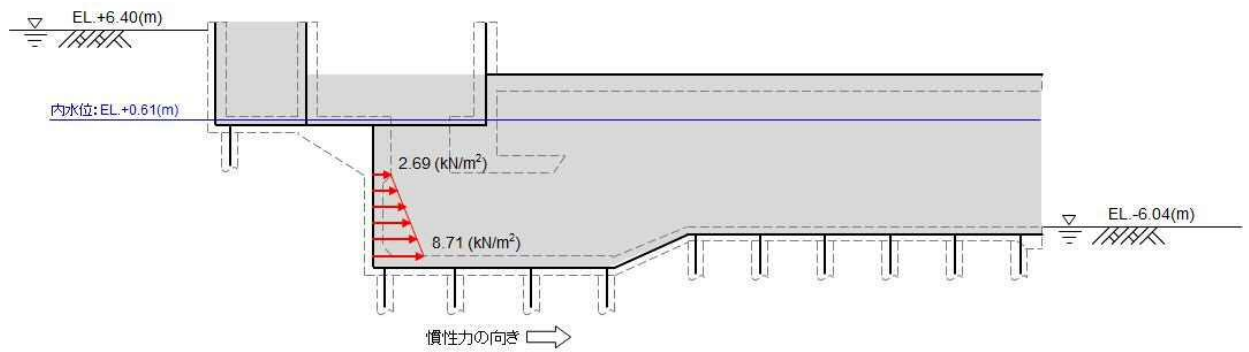


図 2.2-44 (1) 水平動による動水圧図（⑥-⑥断面）

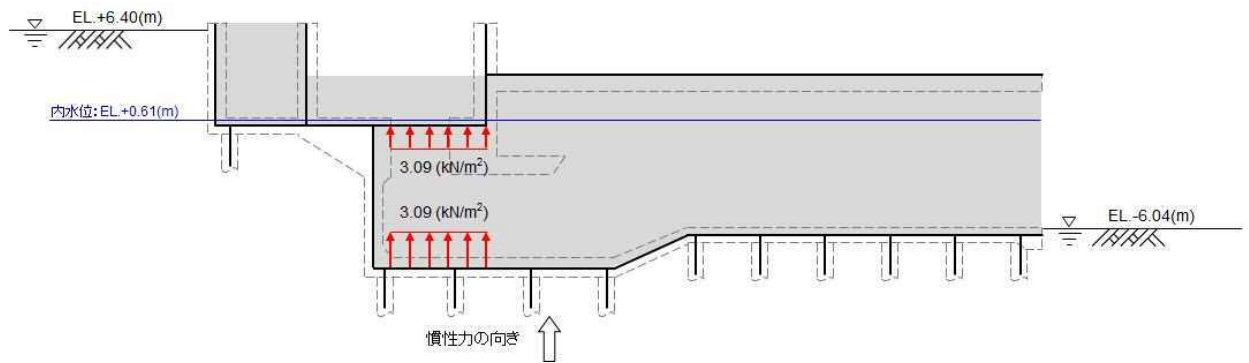


図 2.2-44 (2) 鉛直動による動水圧図（⑥-⑥断面）

(6) 竜巻等防護設備

竜巻等防護設備の荷重は解析の単位奥行き(1m)あたりの荷重および付加質量として考慮する。

a. ④-④断面 (取水ピット)

④-④断面における竜巻等防護設備の荷重図を図 2.2-45 に示す。

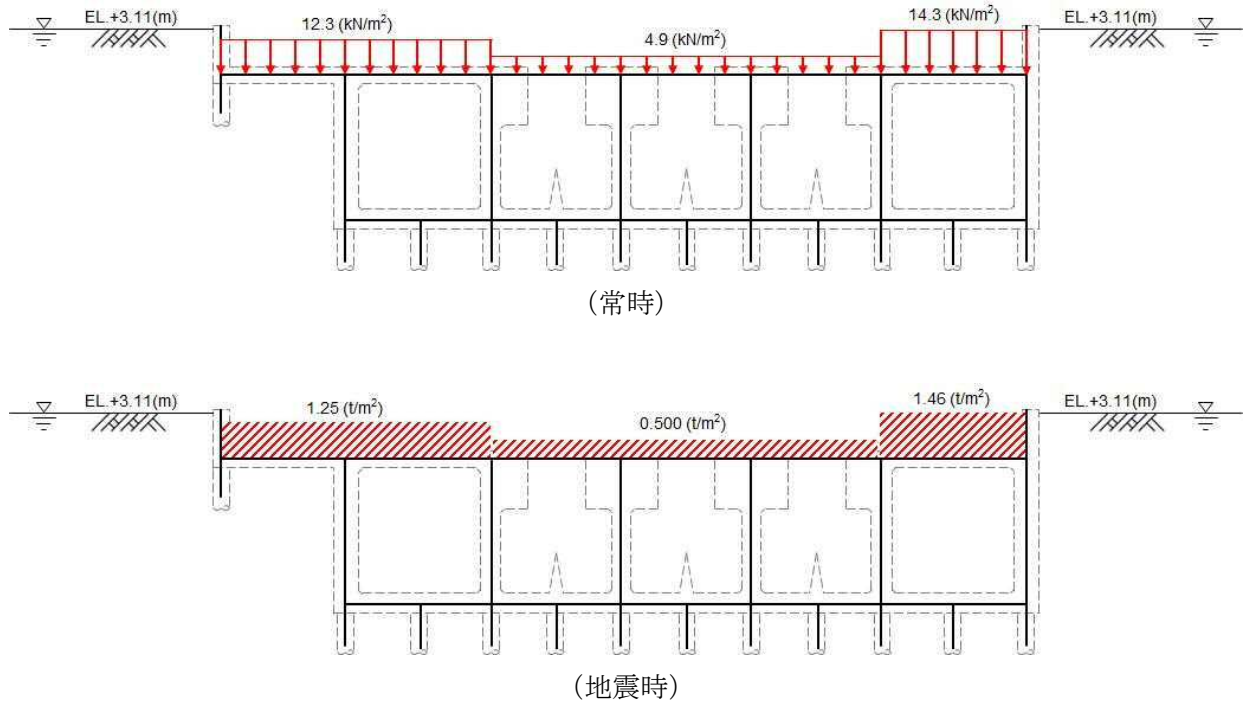


図 2.2-45 竜巻等防護設備の荷重図 (④-④断面)

b. ⑥-⑥断面（縦断図）

⑥-⑥断面における竜巻等防護設備の荷重図を図 2.2-46 に示す。

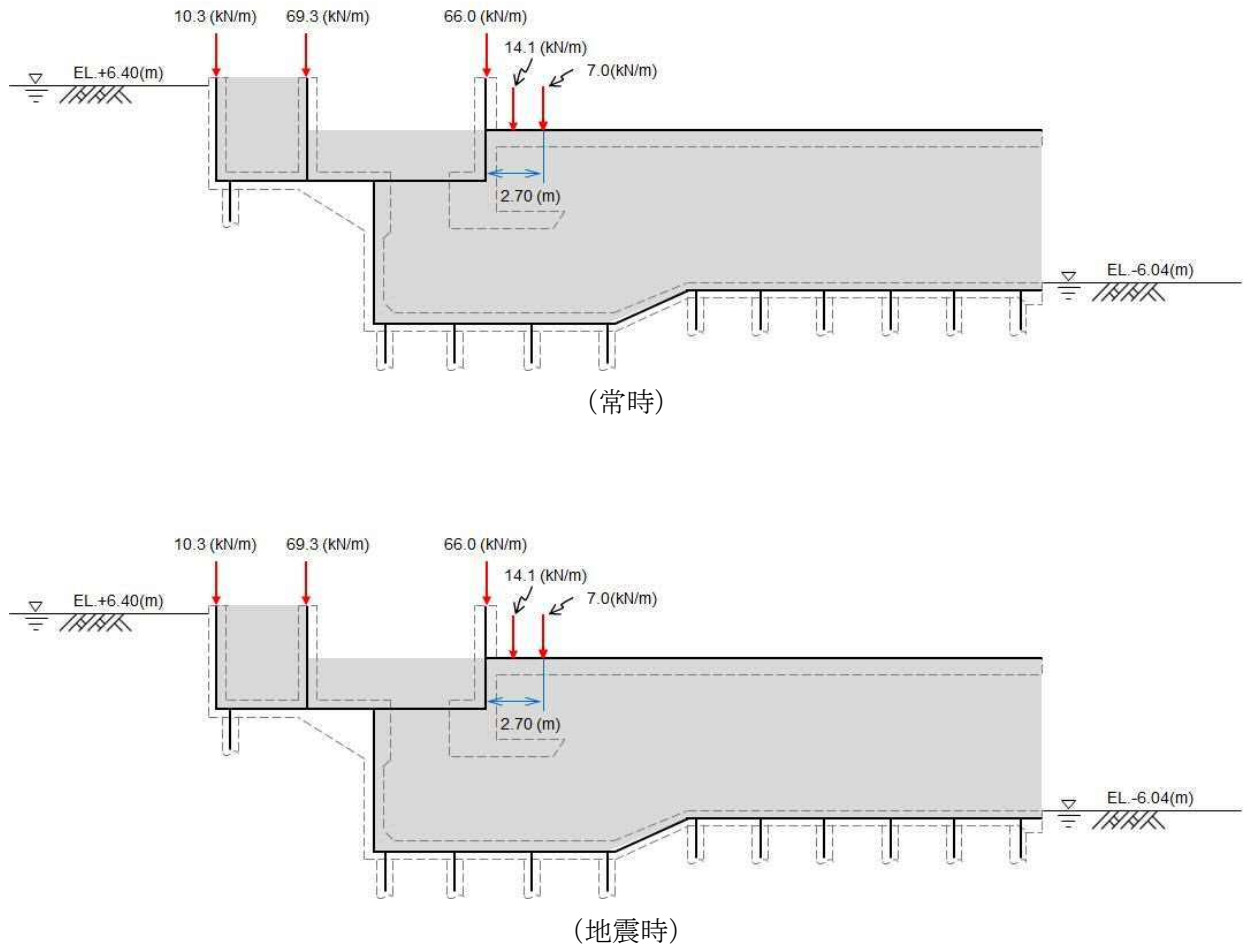


図 2.2-46 竜巻等防護設備の荷重図（⑥-⑥断面）

c. 竜巻等防護設備からの地震時反力

⑥-⑥断面の躯体においては、上記 b. に記載した付加質量に加えて、竜巻等防護設備から作用する地震時反力を適切に考慮した耐震評価を実施する。竜巻等防護設備からの地震時反力について、その考慮方法を参考資料 10（10.3.3 荷重）に示す。

2.2.12 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 2.2-14 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 2.2-47 に示す。

表 2.2-14 耐震設計における検討ケース

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

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

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

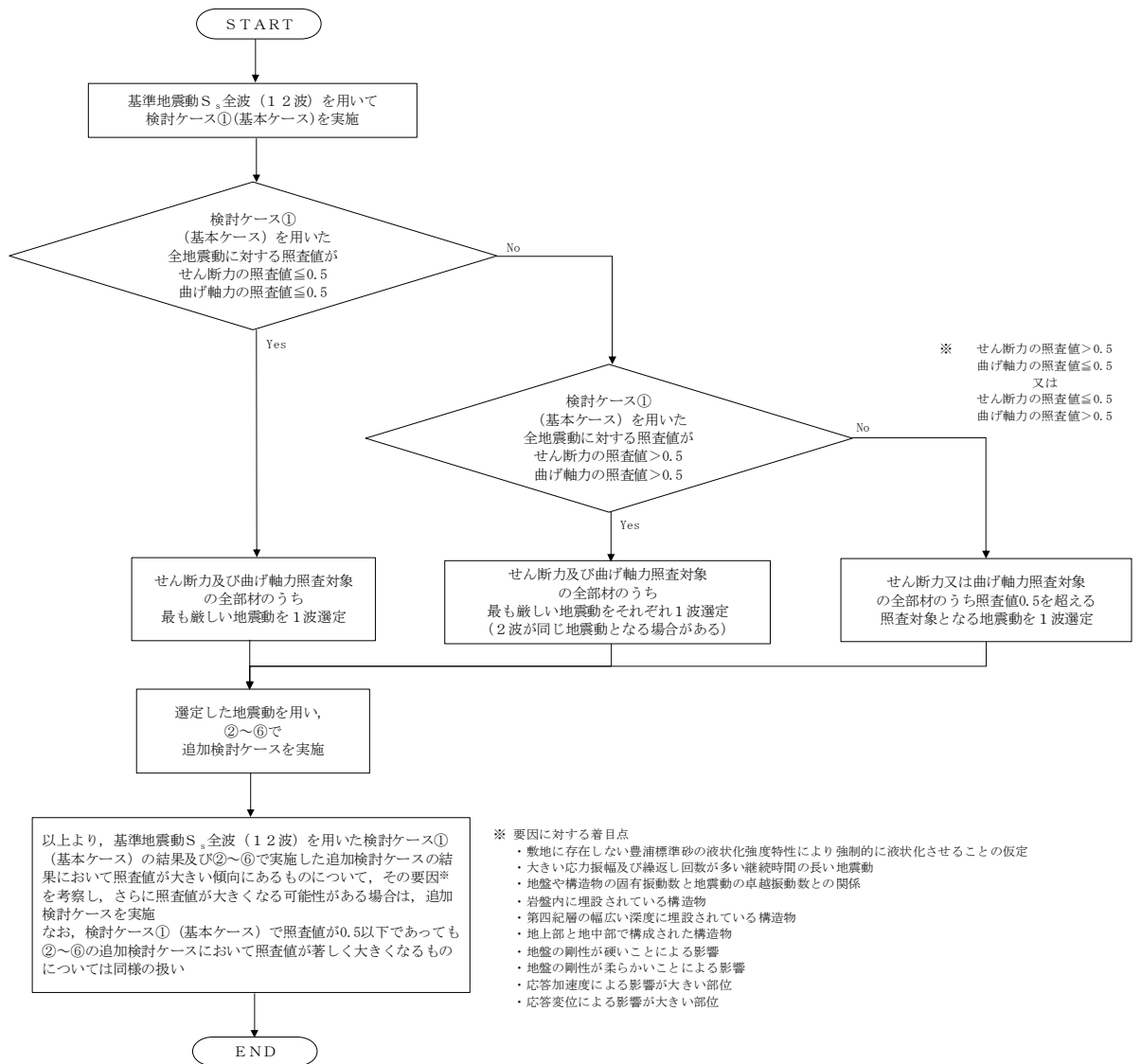


図 2.2-47 ②~⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フロー

(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 2.2-15 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 2.2-15 機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケース

検討ケース		④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+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	全ての基準地震動 $S_s$ に対して実施する⑤の検討ケース(原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い、④及び⑥より追加検討ケースを実施する。
		(H+V-)		実施	
		(H-V+)		実施	
		(H-V-)		実施	
	$S_s-11$			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		

## 2.3 評価内容

### 2.3.1 入力地震動の設定

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。入力地震動の設定においては、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す地下構造モデルを用いる。

入力地震動算定の概念図を図 2.3-1 に、入力地震動の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトルを図 2.3-2 に示す。入力地震動の算定には解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。

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

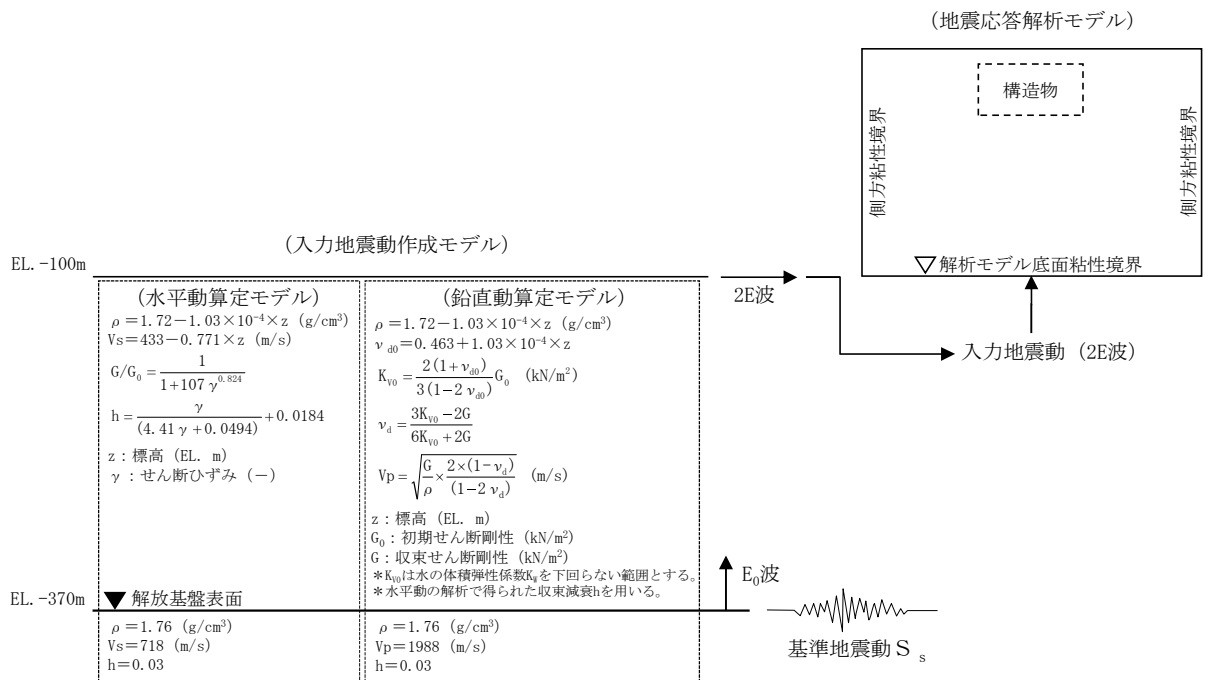
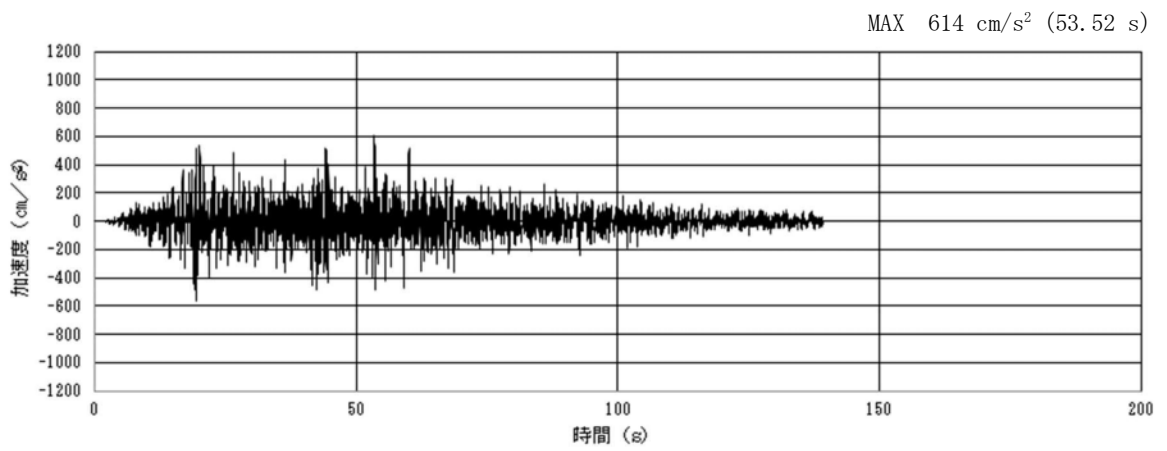
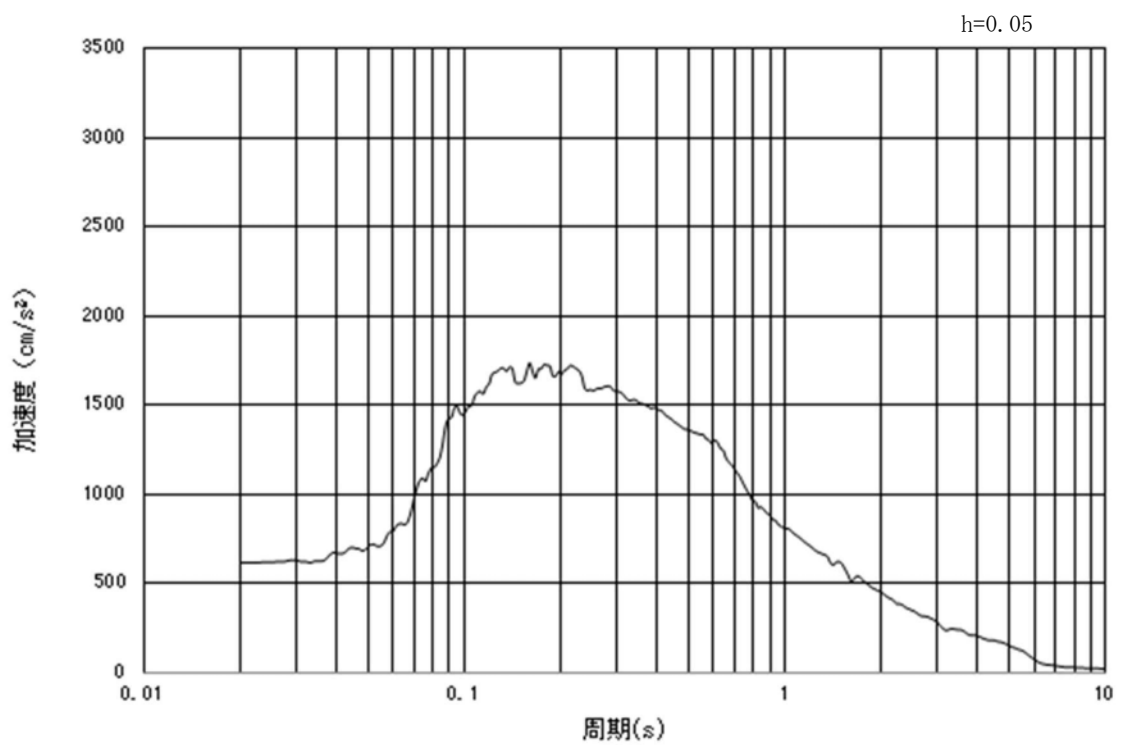


図 2.3-1 入力地震動算定の概念図



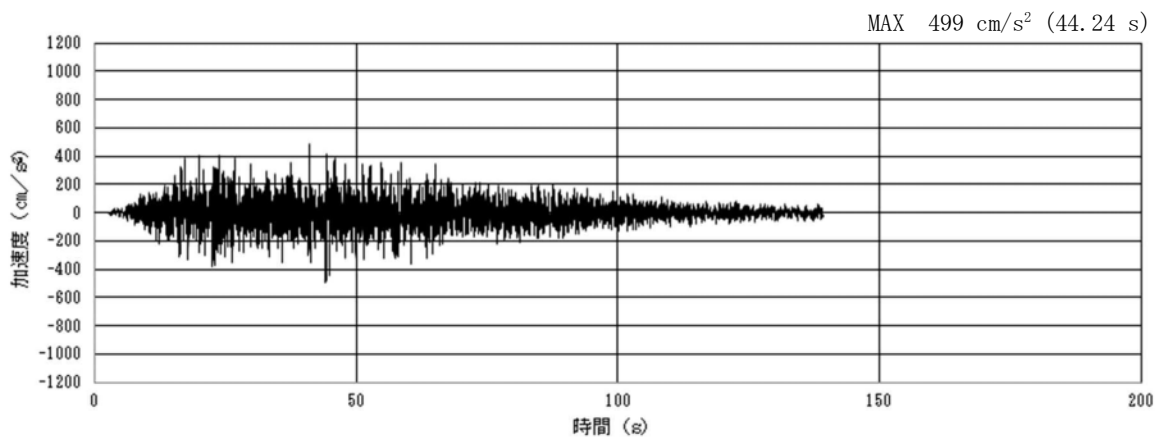
(a) 加速度時刻歴波形



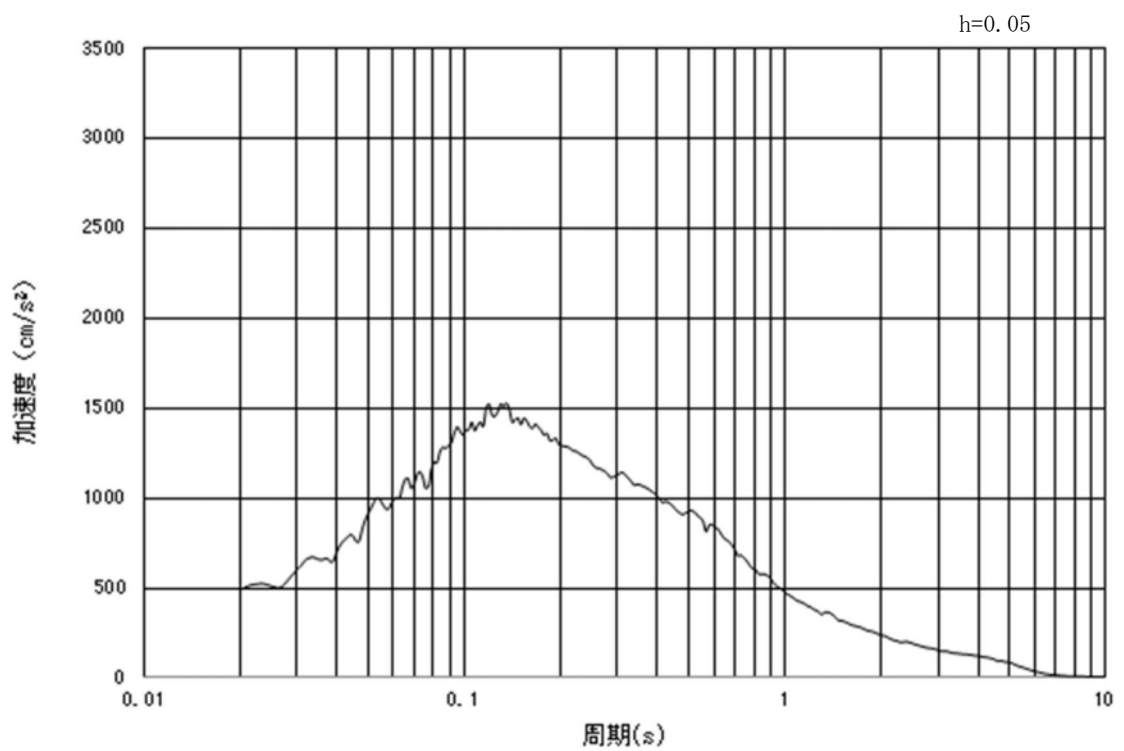
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向: S<sub>s</sub>-D 1)



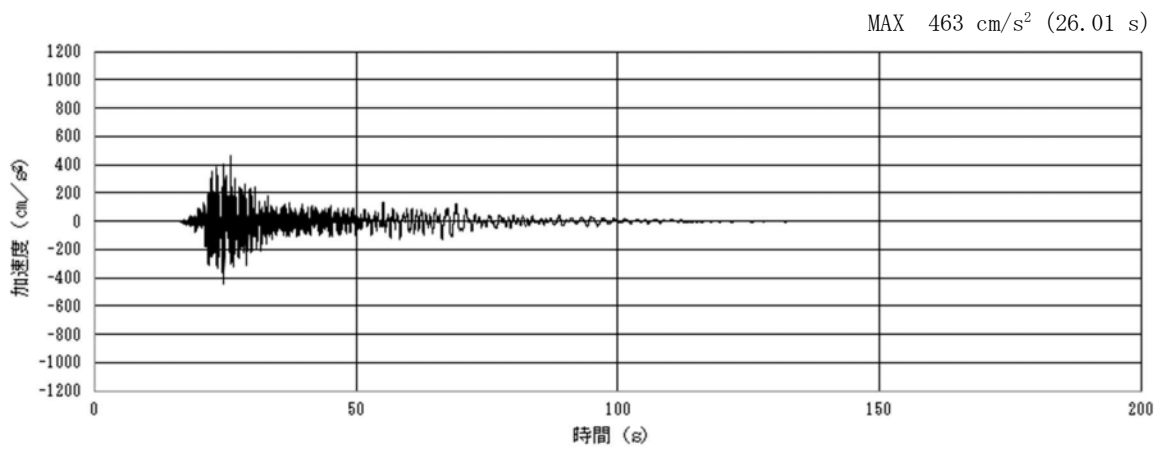


(a) 加速度時刻歴波形

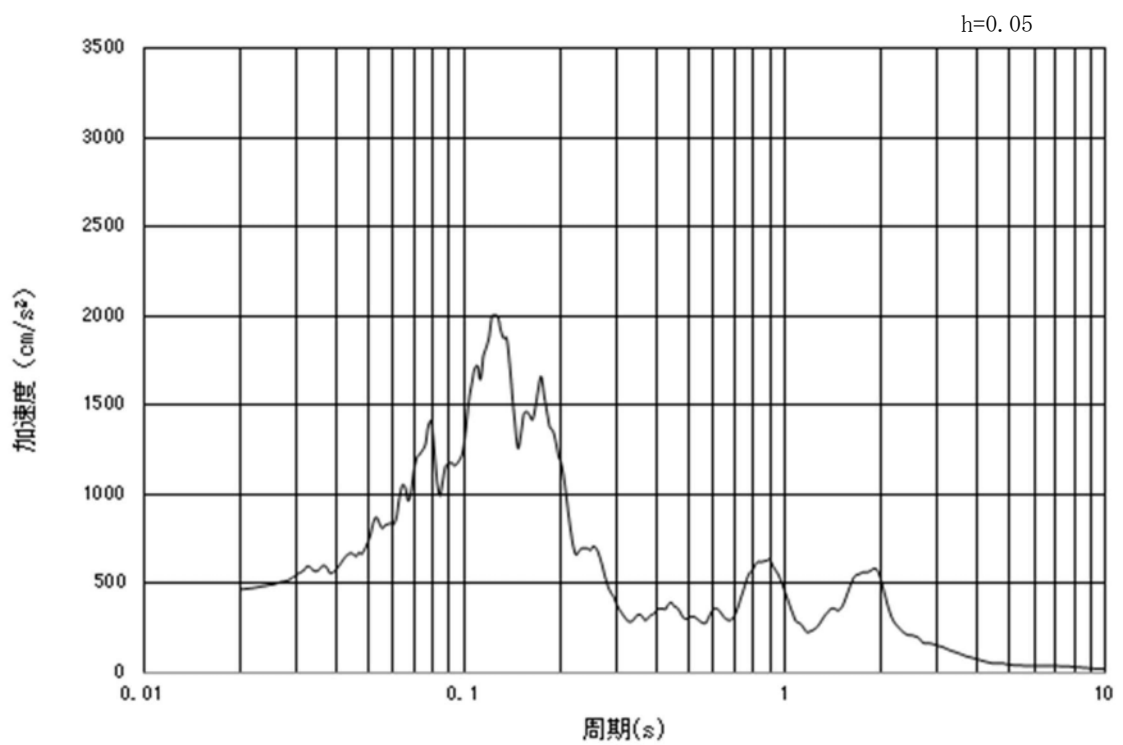


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向: S<sub>s</sub>-D 1)

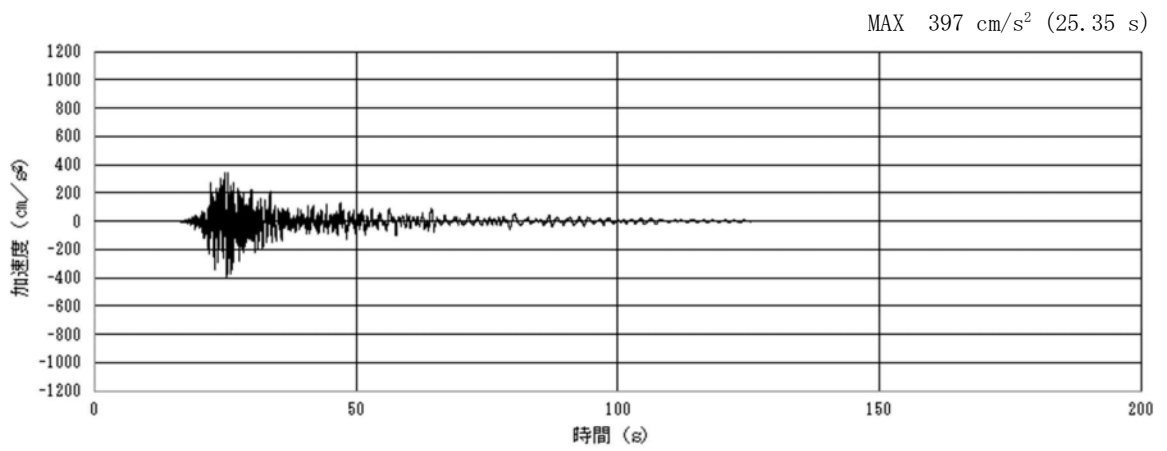


(a) 加速度時刻歴波形

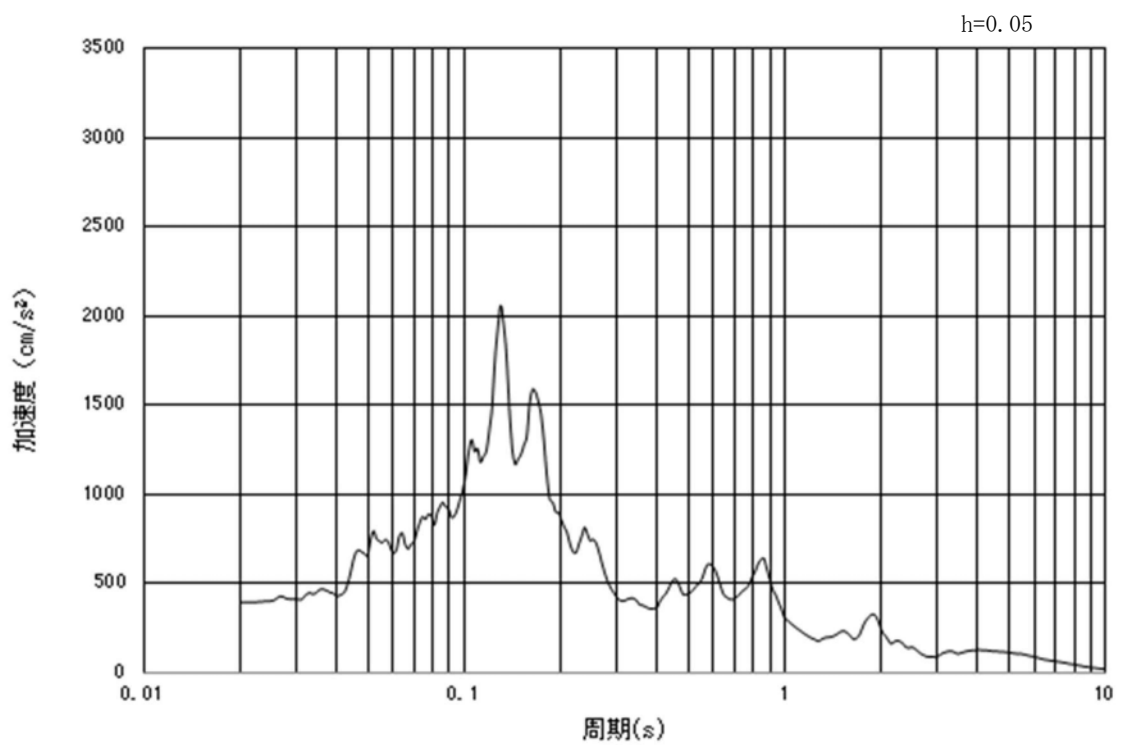


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (3) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向:  $S_s-11$ )

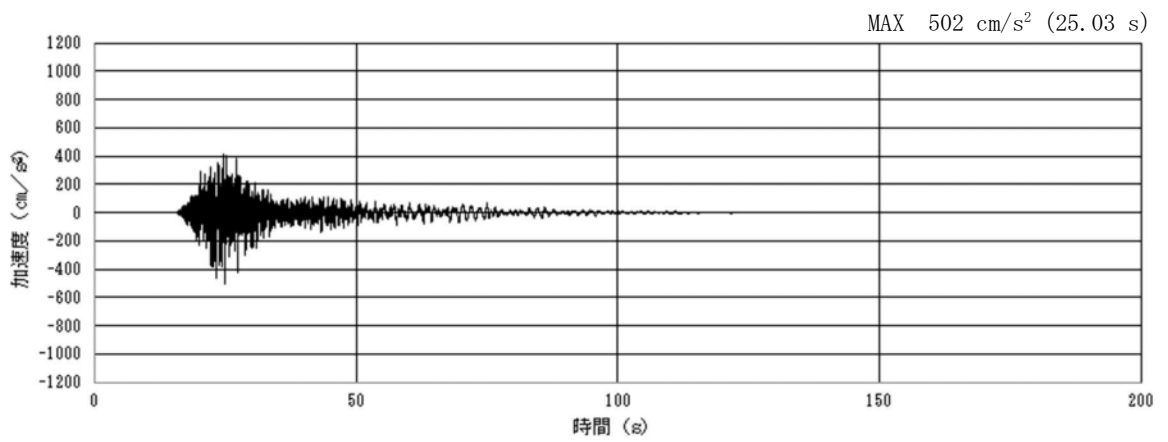


(a) 加速度時刻歴波形

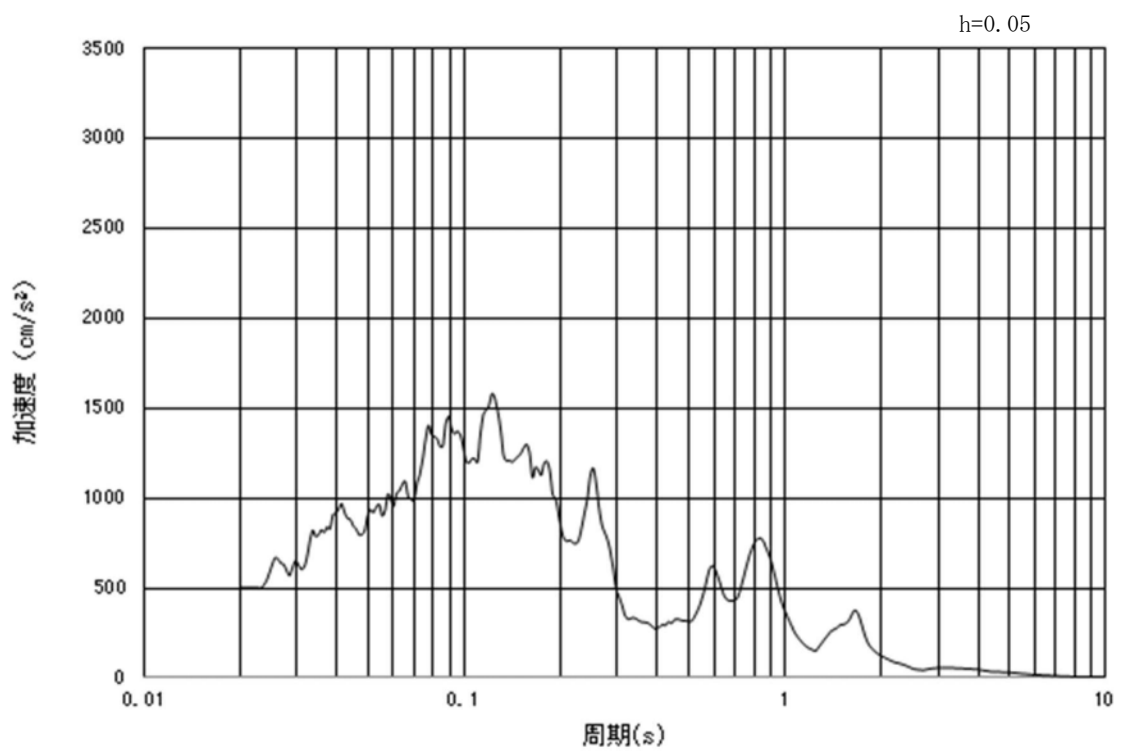


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (4) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向:  $S_s-11$ )

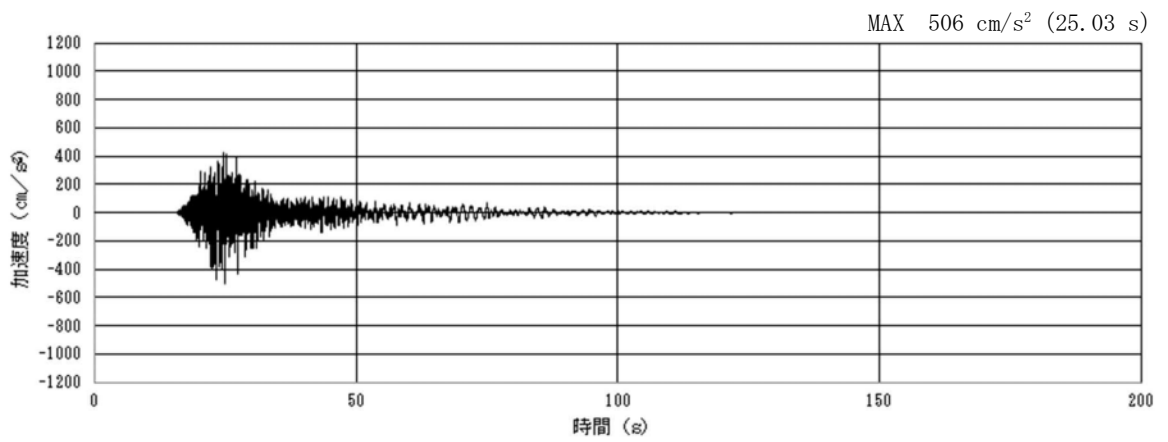


(a) 加速度時刻歴波形

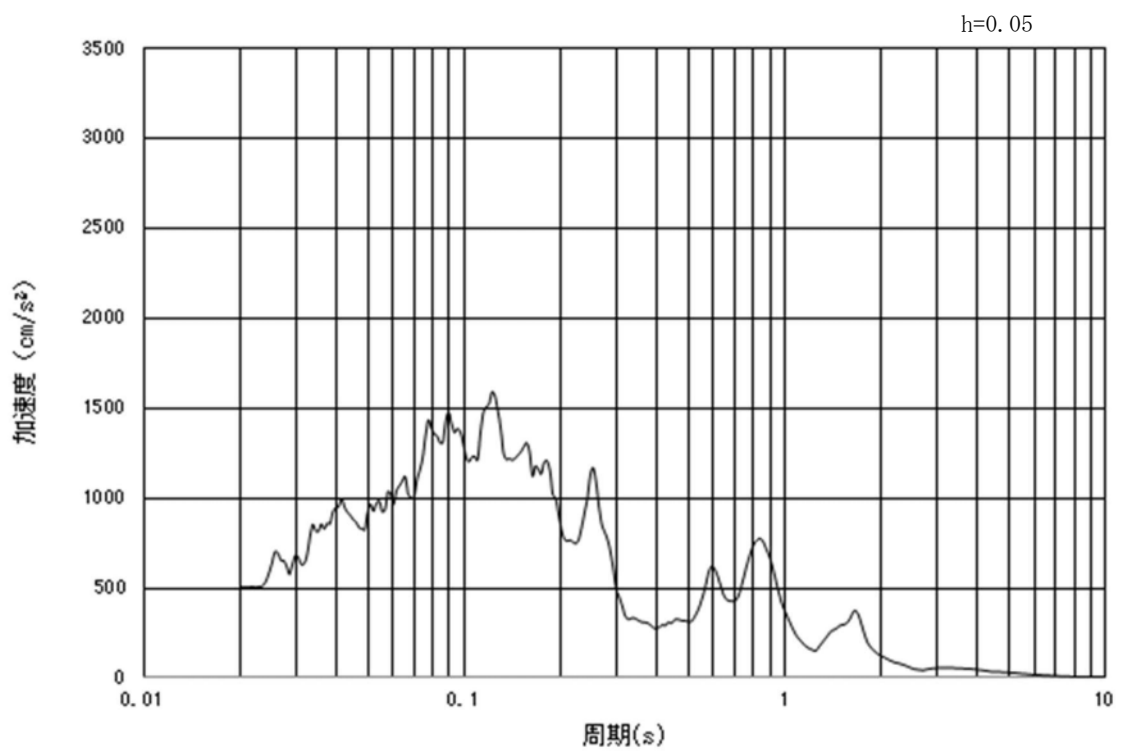


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (5) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向:  $S_s - 1.1$ )

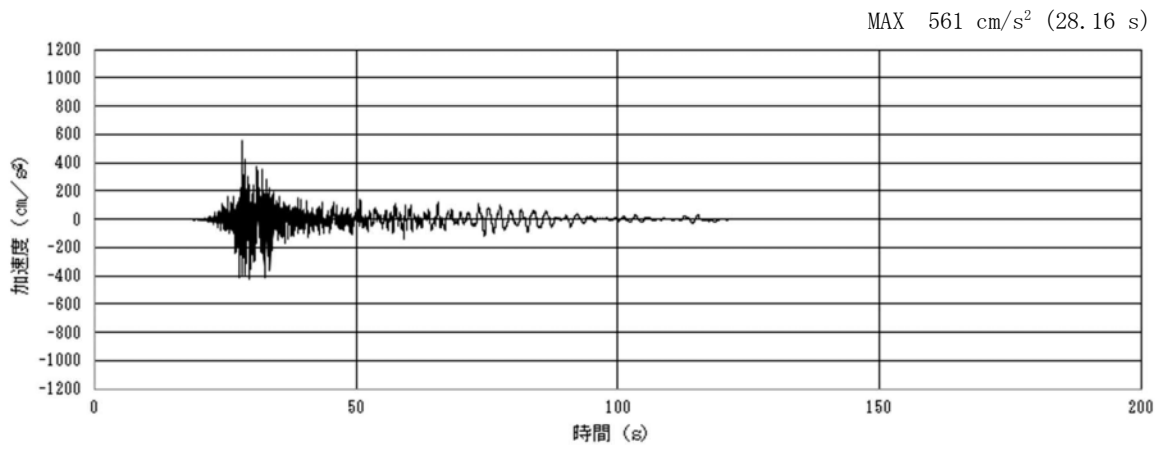


(a) 加速度時刻歴波形

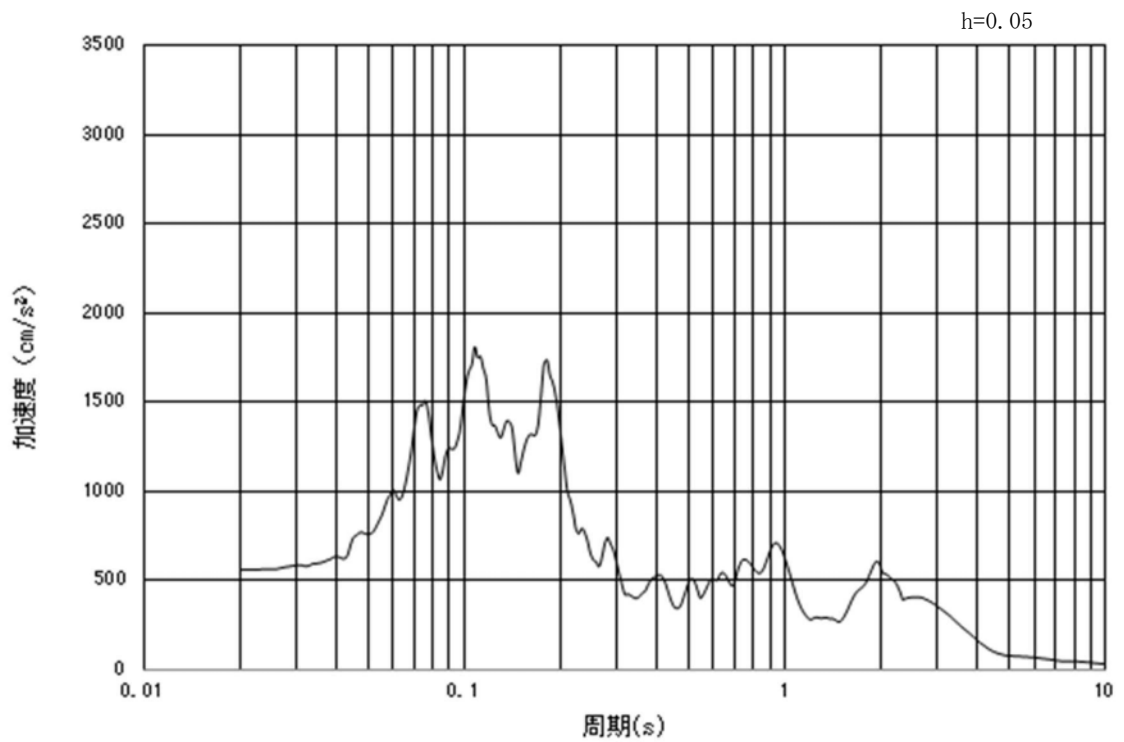


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (6) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向:  $S_s - 1.1$ )

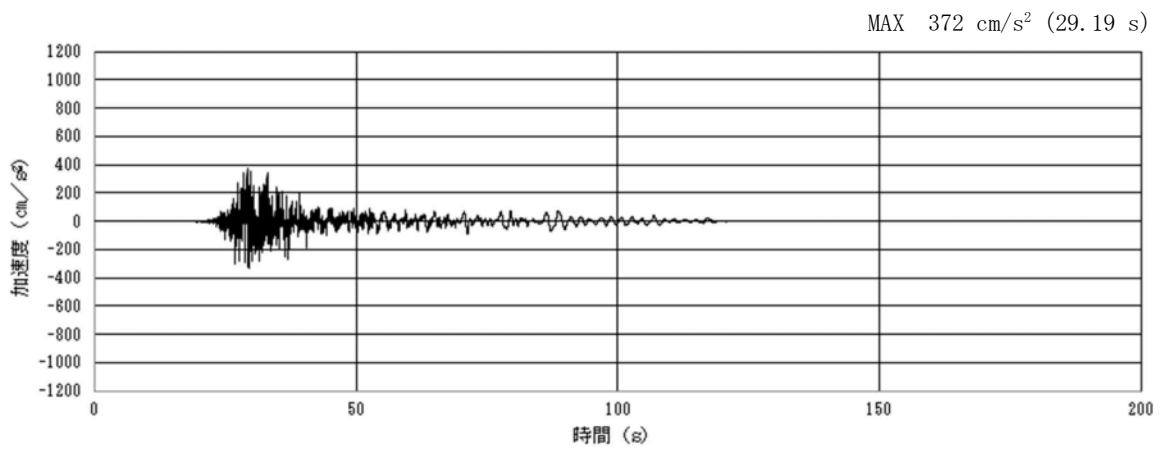


(a) 加速度時刻歴波形

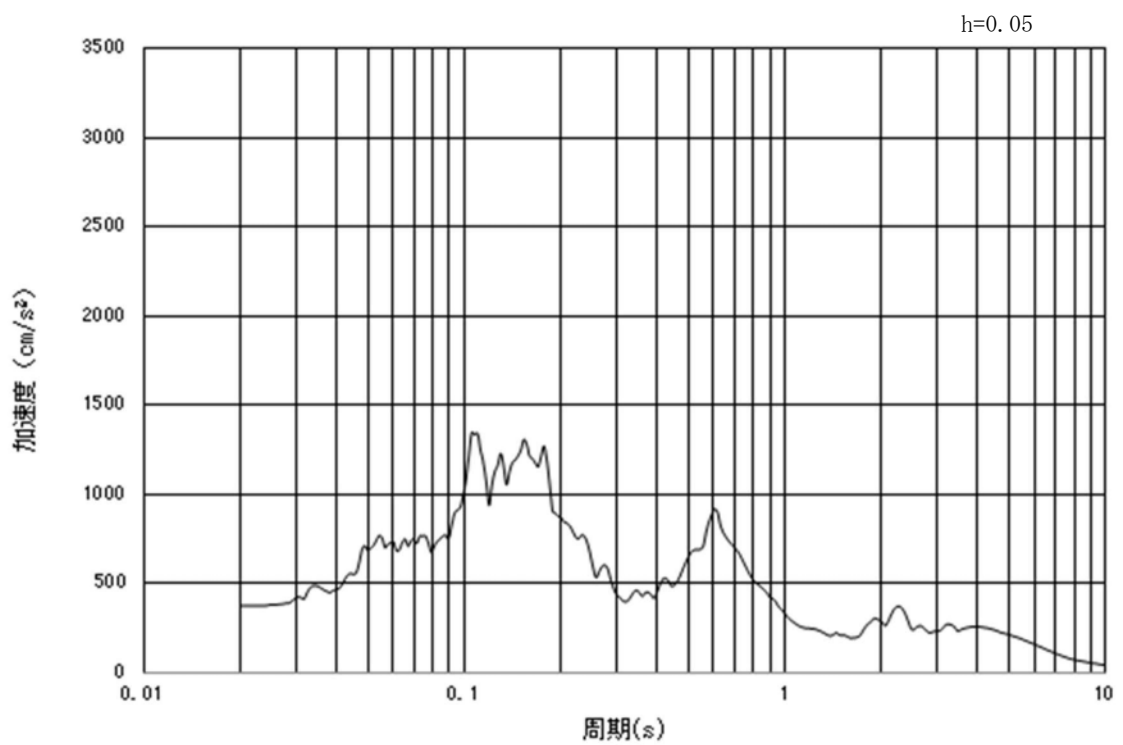


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (7) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向:  $S_s-12$ )

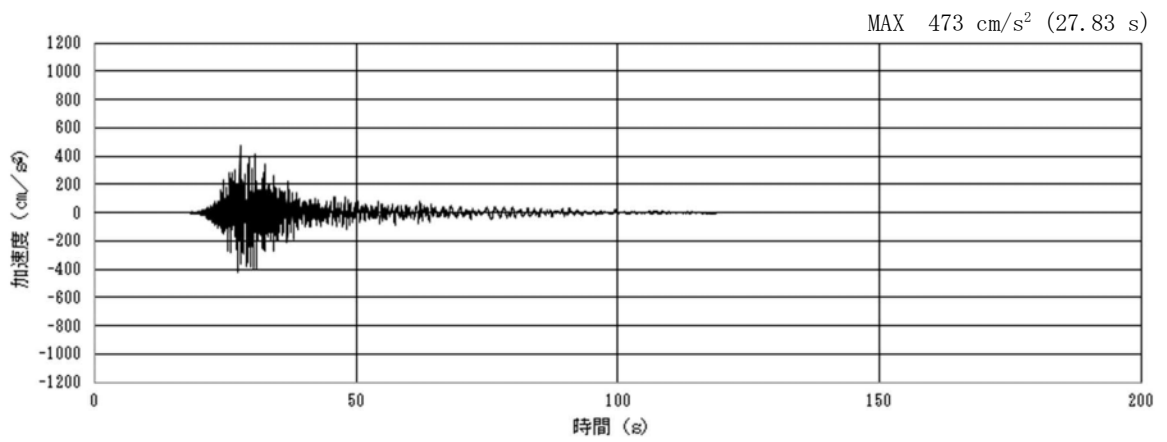


(a) 加速度時刻歴波形

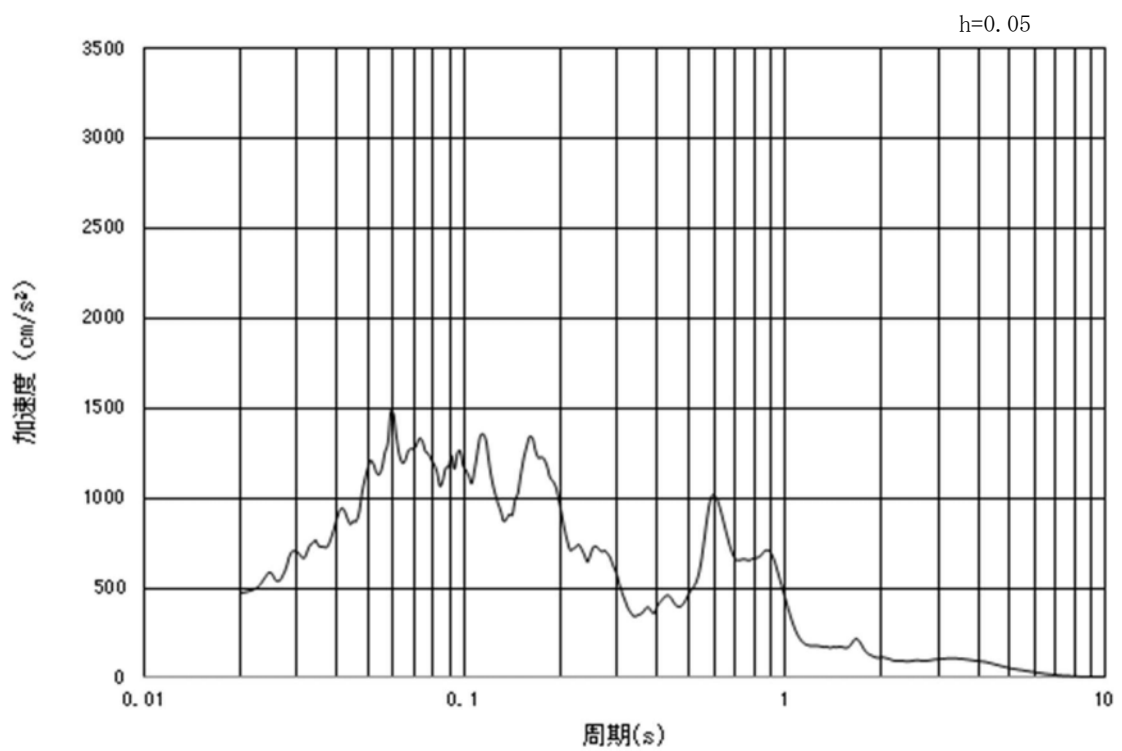


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (8) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向: S<sub>s</sub>-1 2)



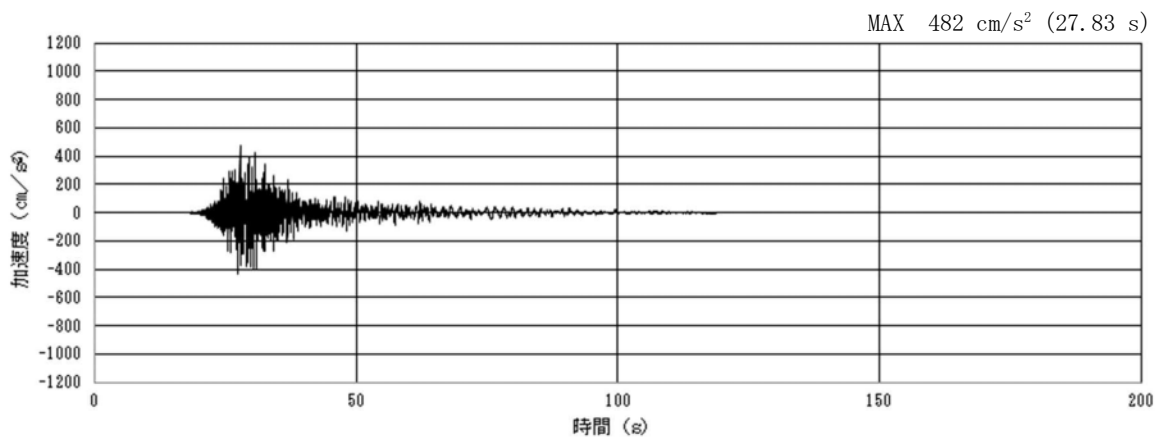
(a) 加速度時刻歴波形



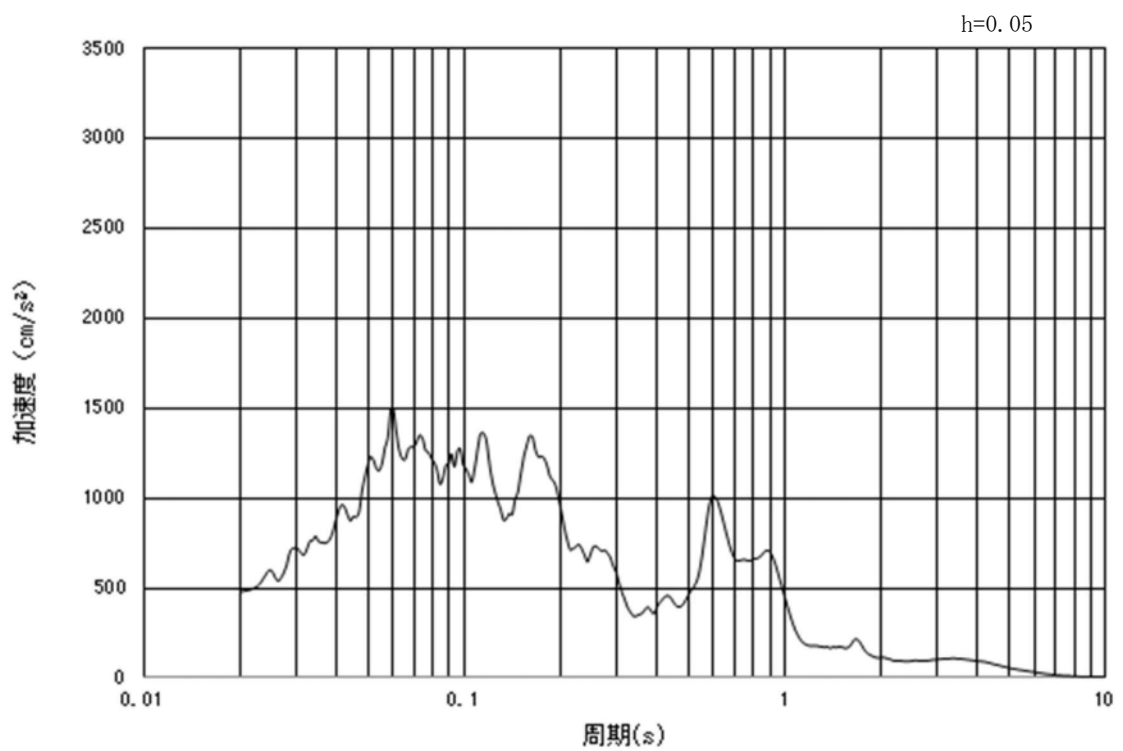
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (9) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向:  $S_s-1.2$ )



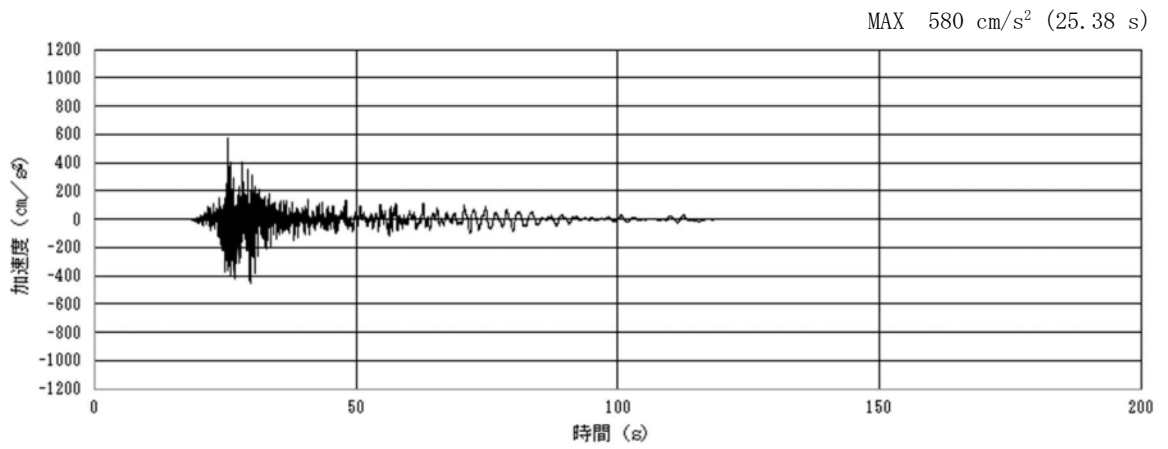


(a) 加速度時刻歴波形

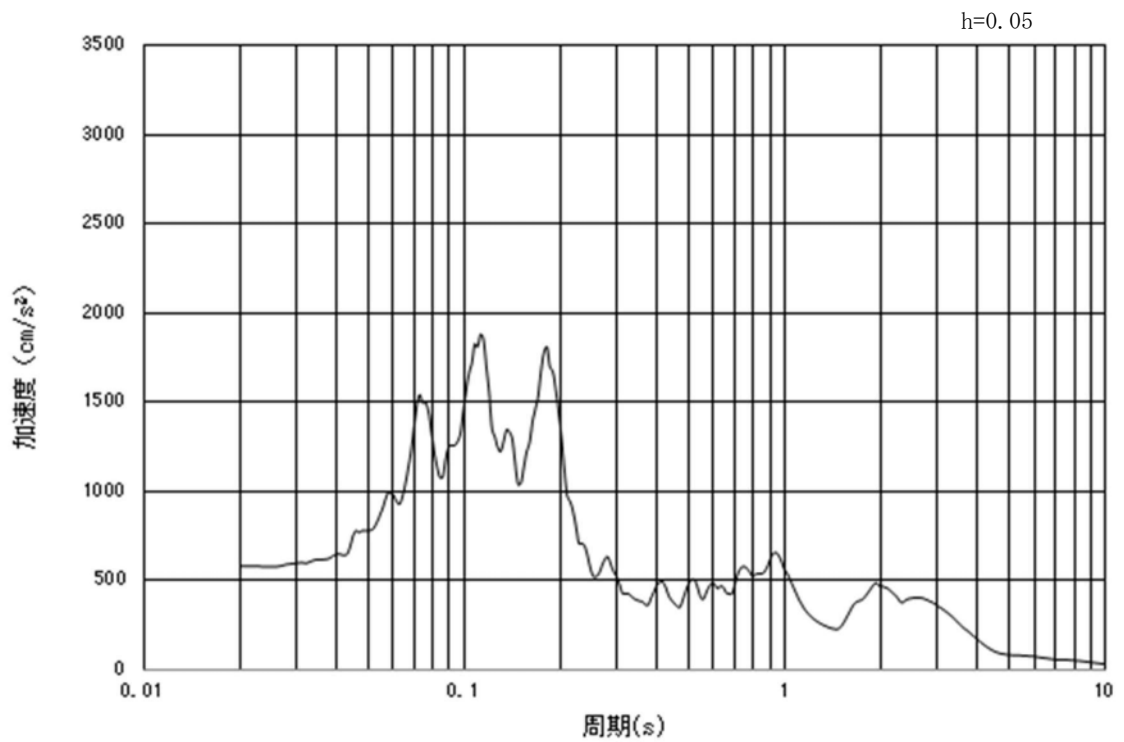


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (10) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向:  $S_s-1.2$ )

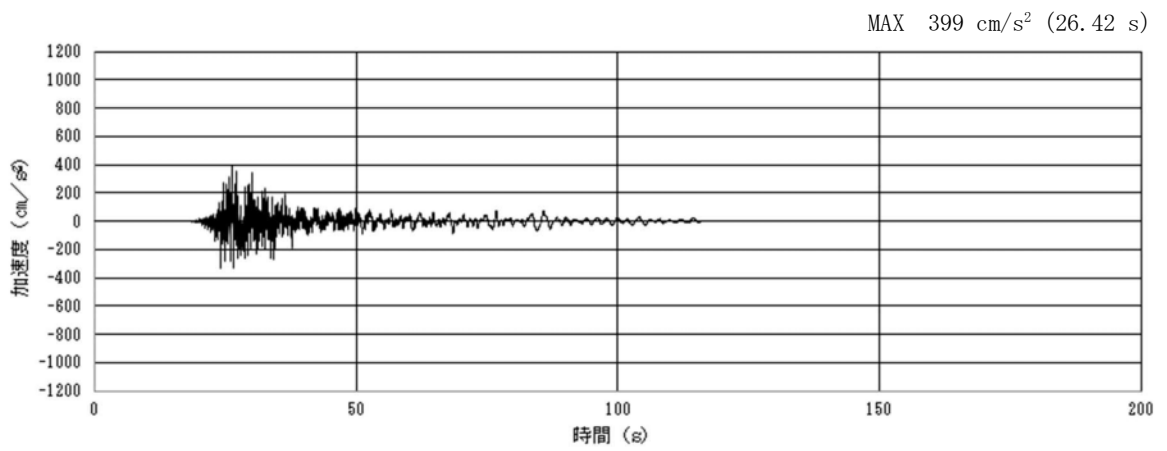


(a) 加速度時刻歴波形

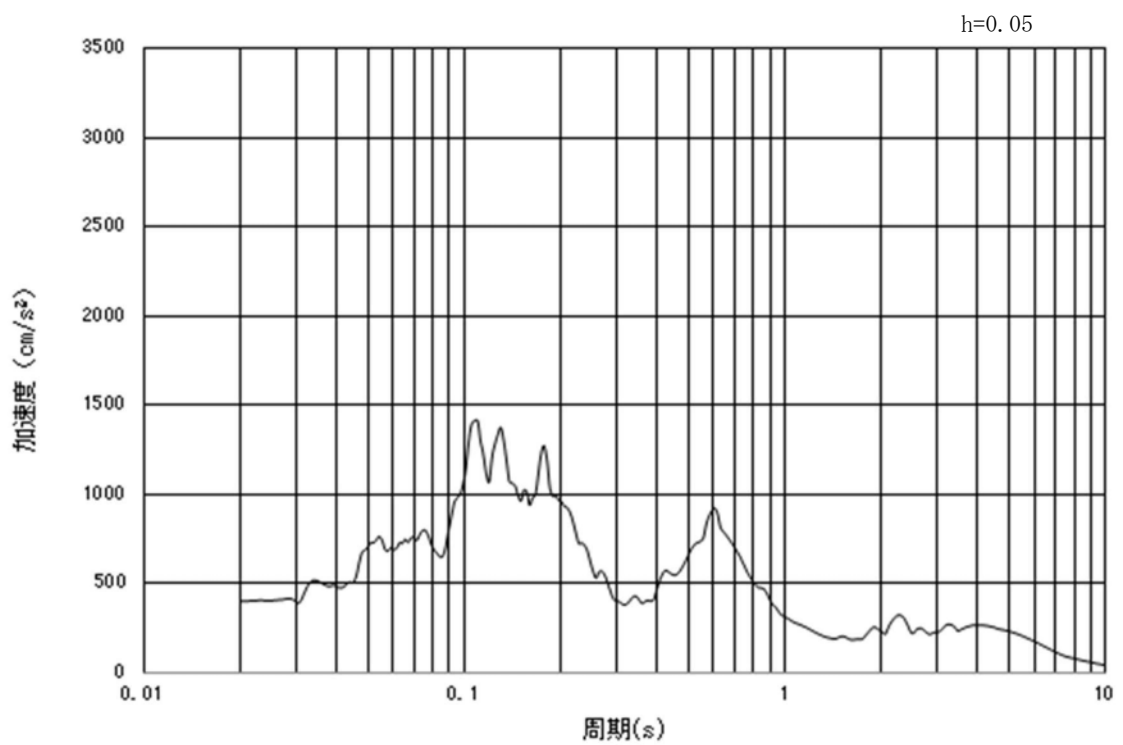


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (11) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向:  $S_s-1.3$ )

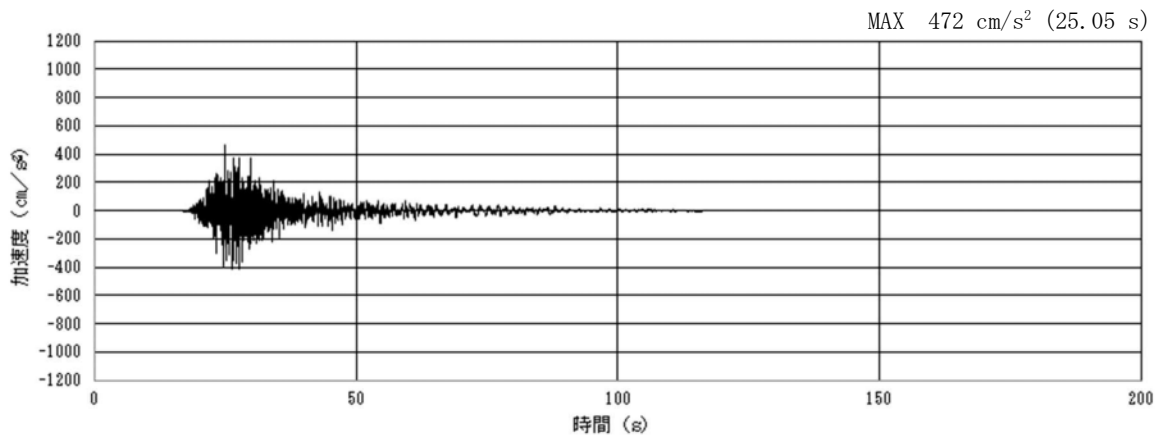


(a) 加速度時刻歴波形

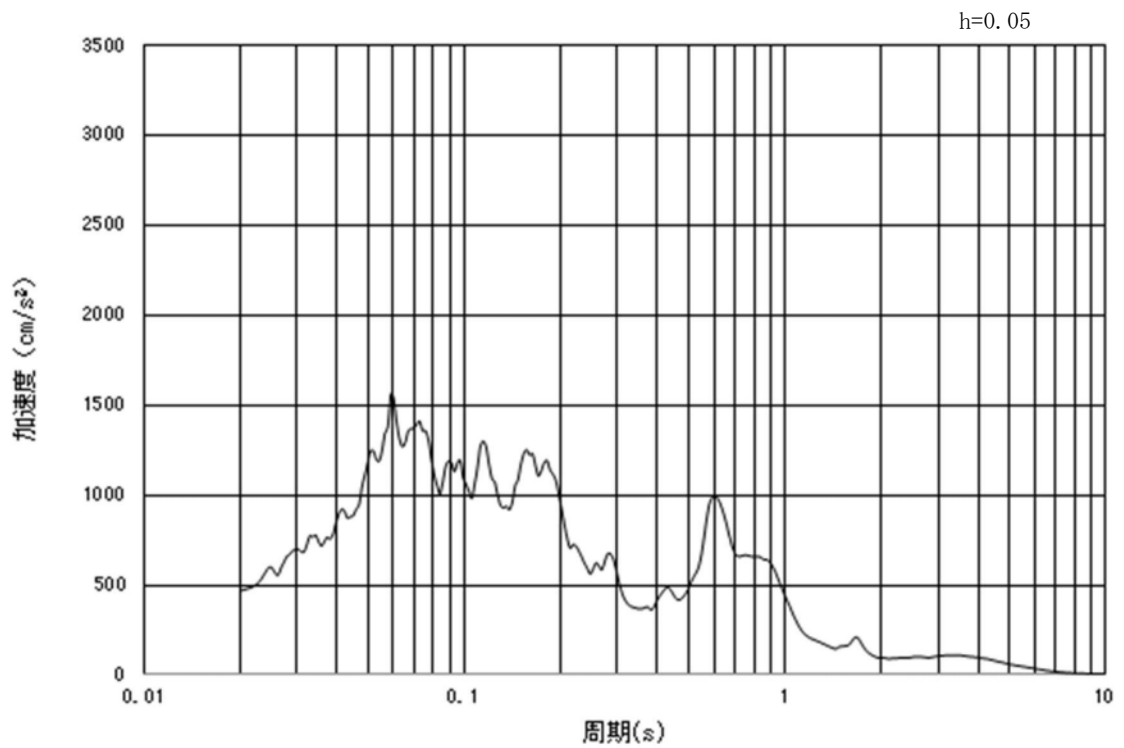


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (12) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向:  $S_s-1.3$ )

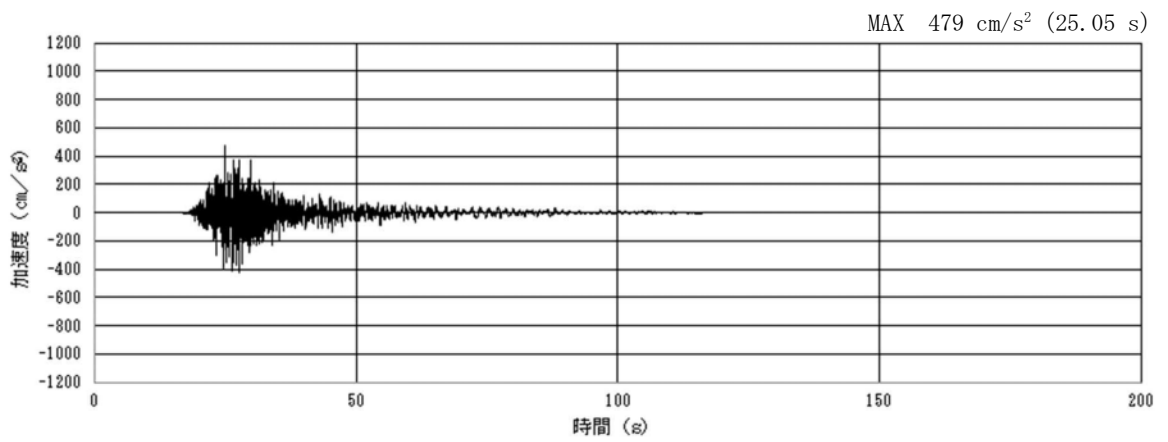


(a) 加速度時刻歴波形

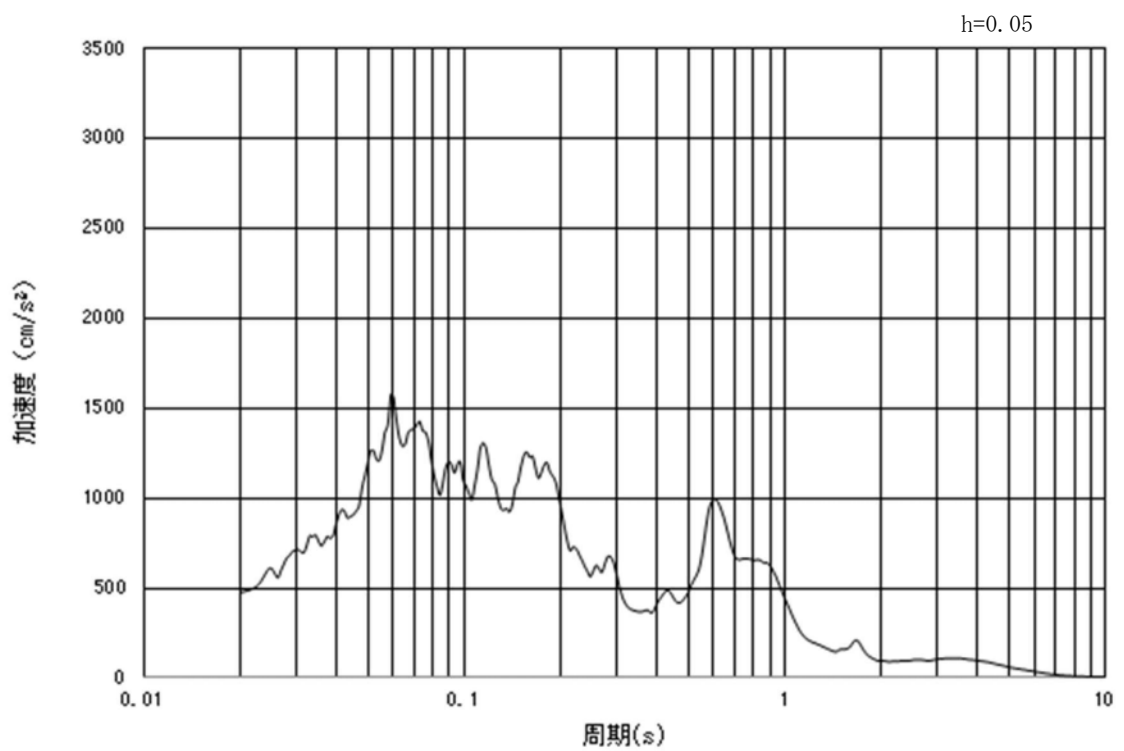


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (13) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向: S<sub>s</sub>-13)

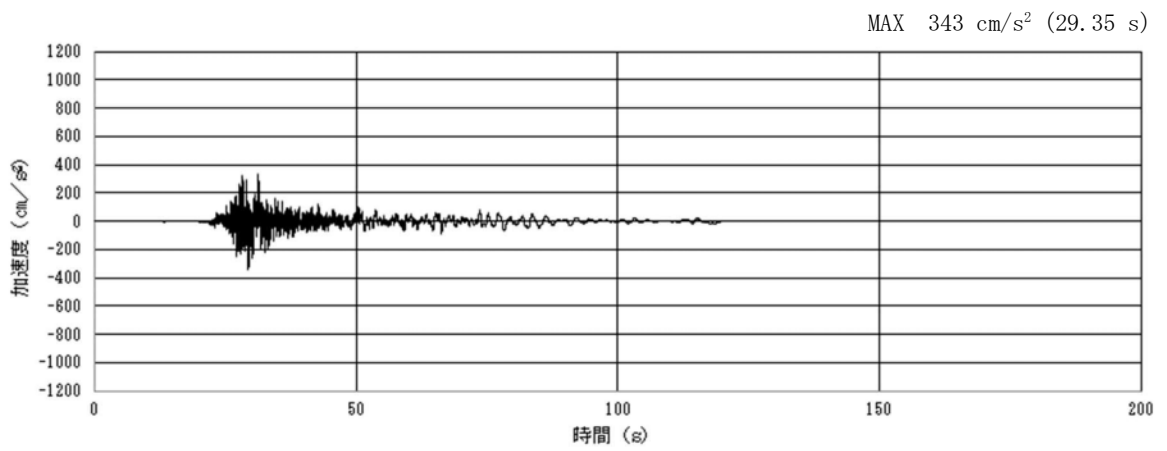


(a) 加速度時刻歴波形

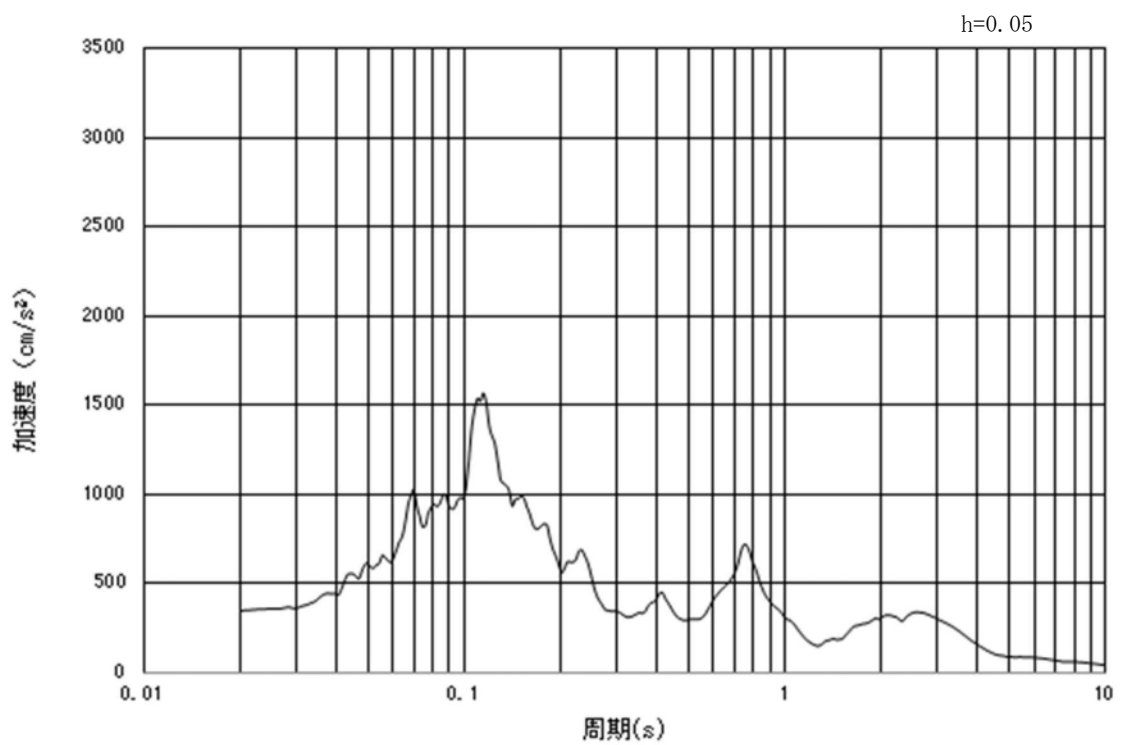


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (14) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向:  $S_s-1.3$ )

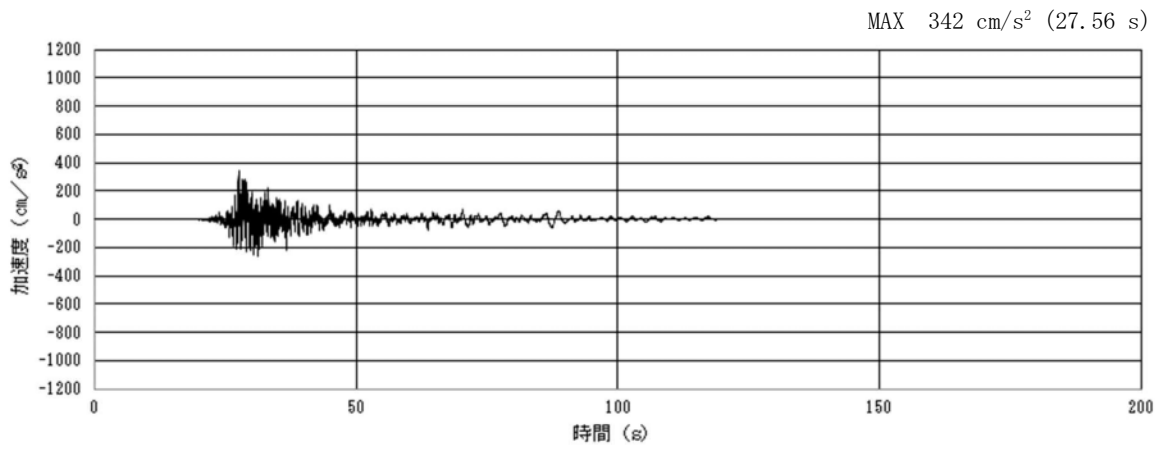


(a) 加速度時刻歴波形

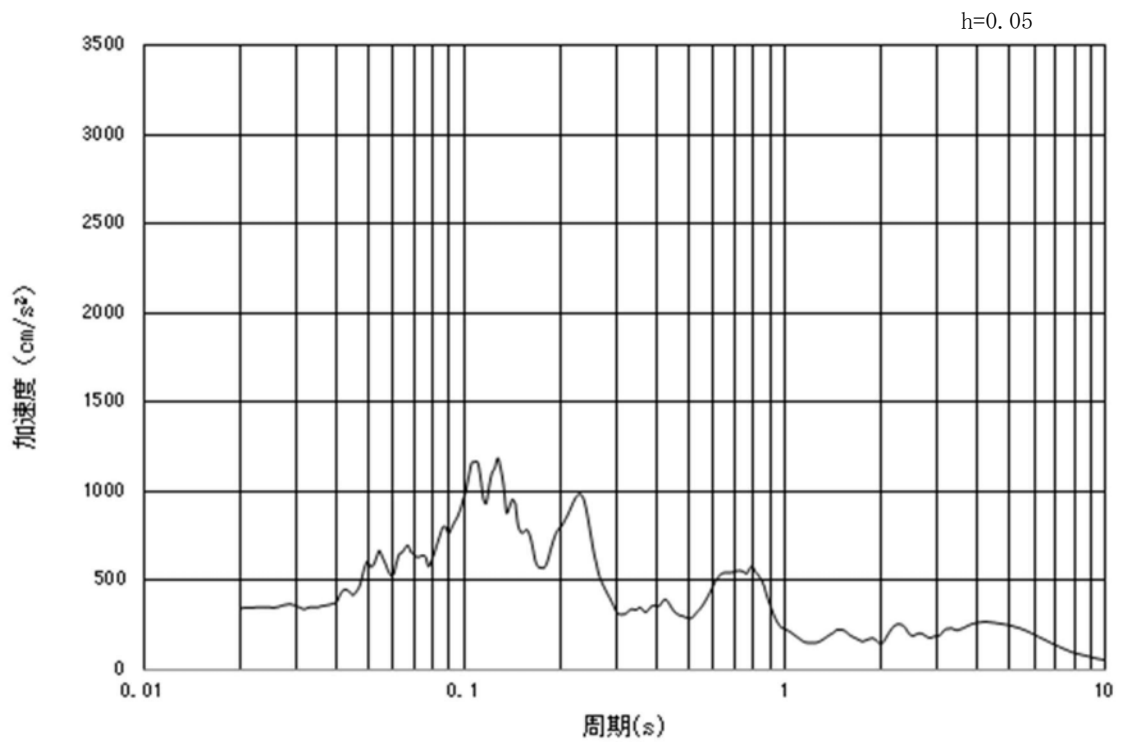


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (15) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向:  $S_s-1.4$ )

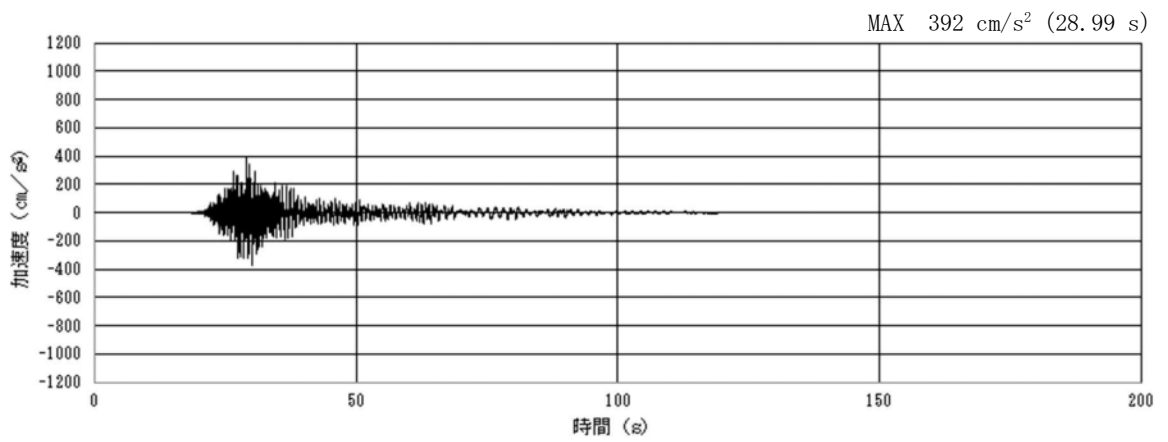


(a) 加速度時刻歴波形

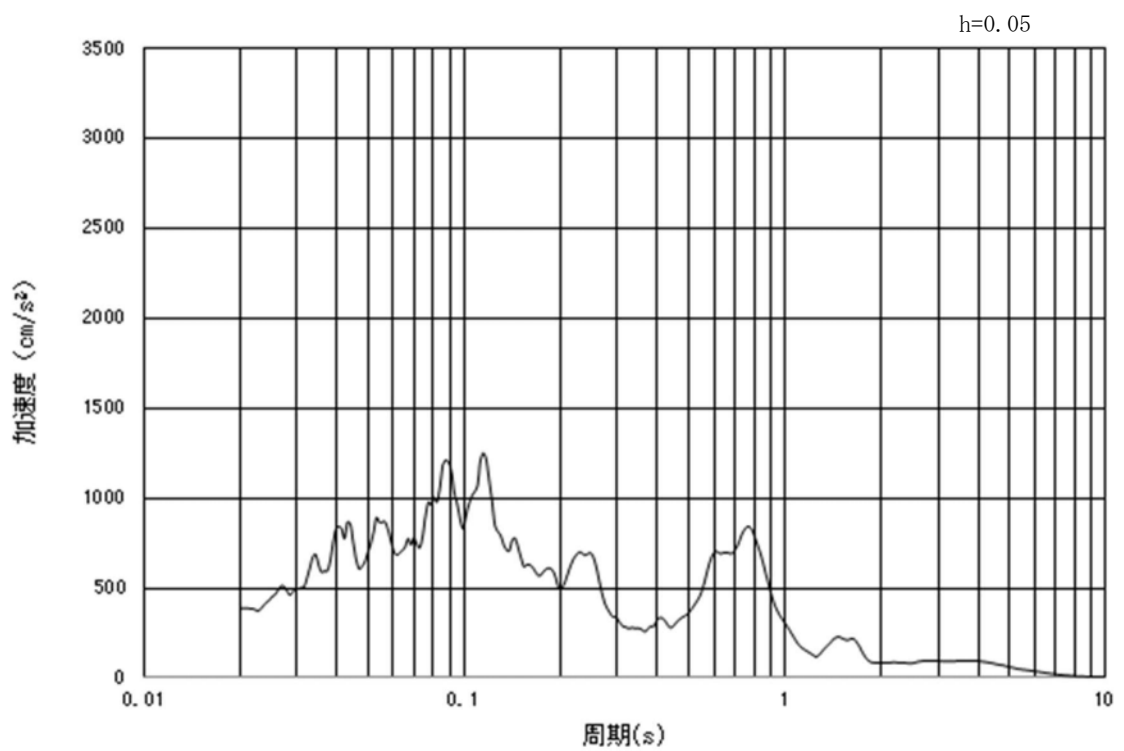


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (16) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向:  $S_s-1.4$ )



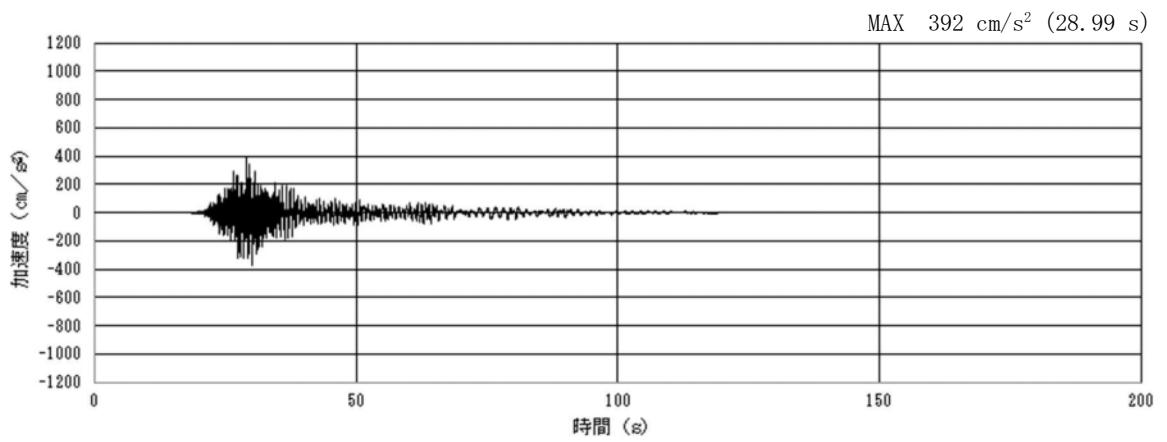
(a) 加速度時刻歴波形



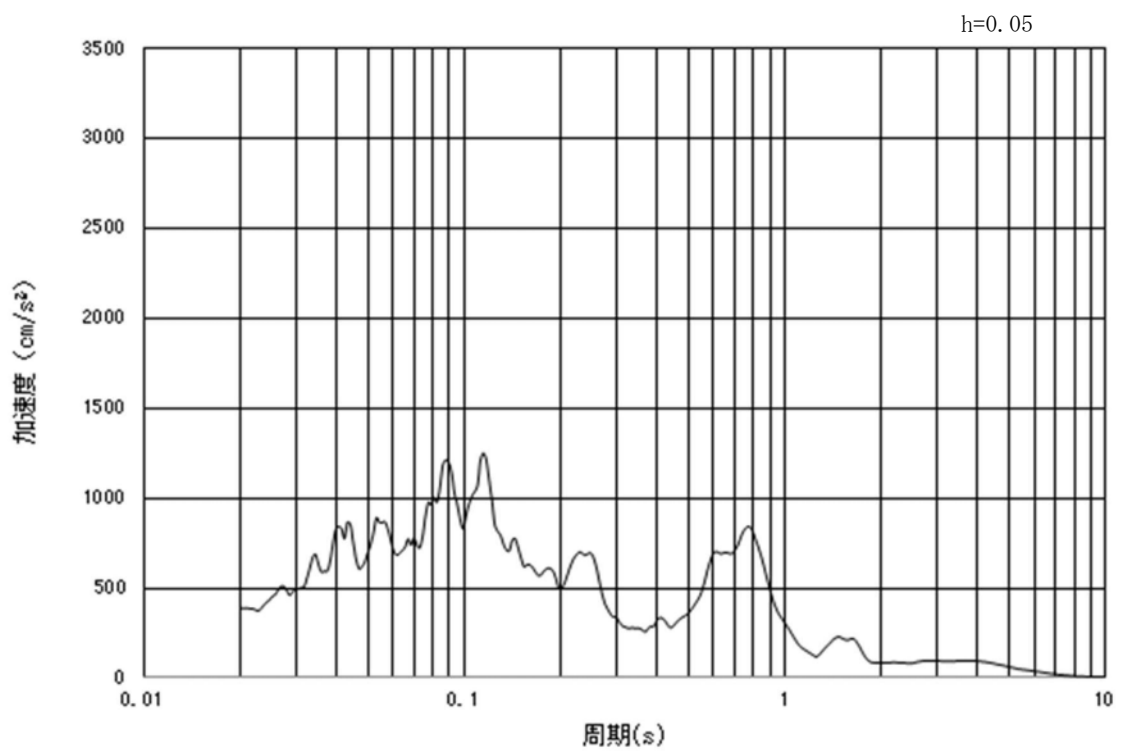
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (17) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向:  $S_s-1.4$ )



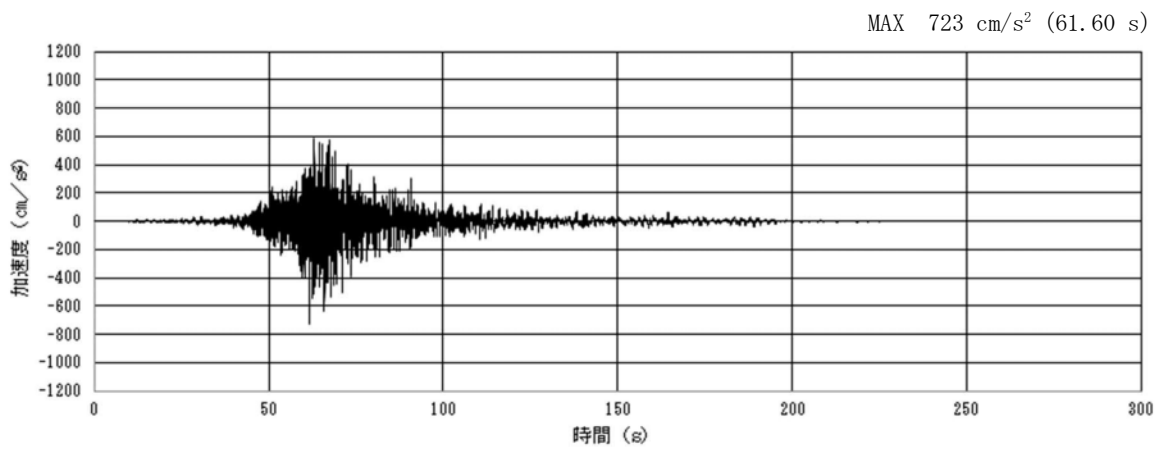


(a) 加速度時刻歴波形

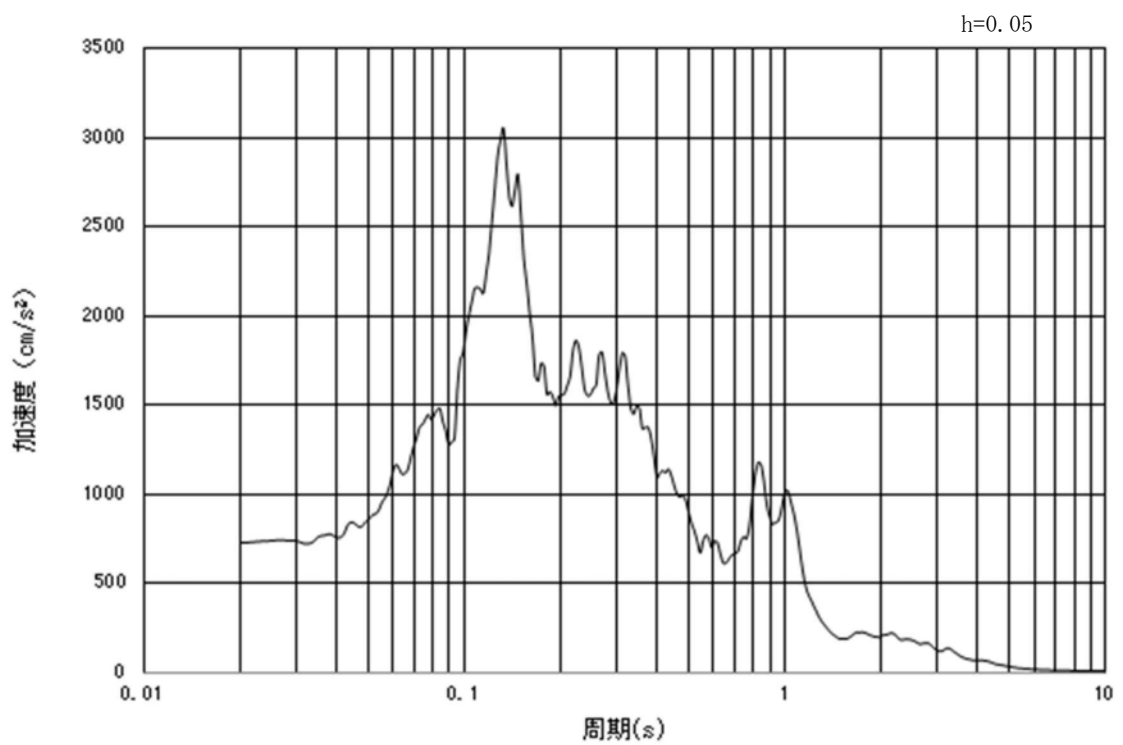


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (18) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向:  $S_s-1.4$ )

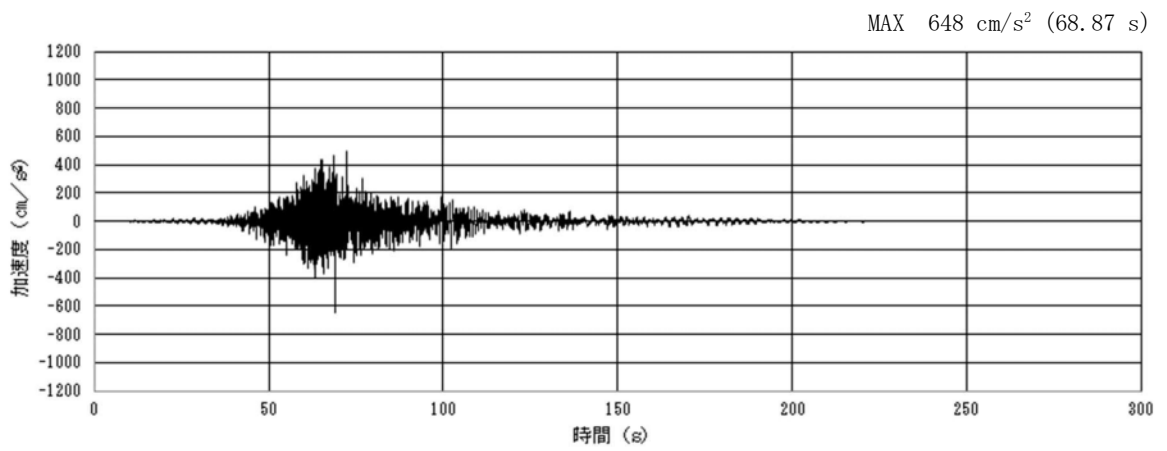


(a) 加速度時刻歴波形

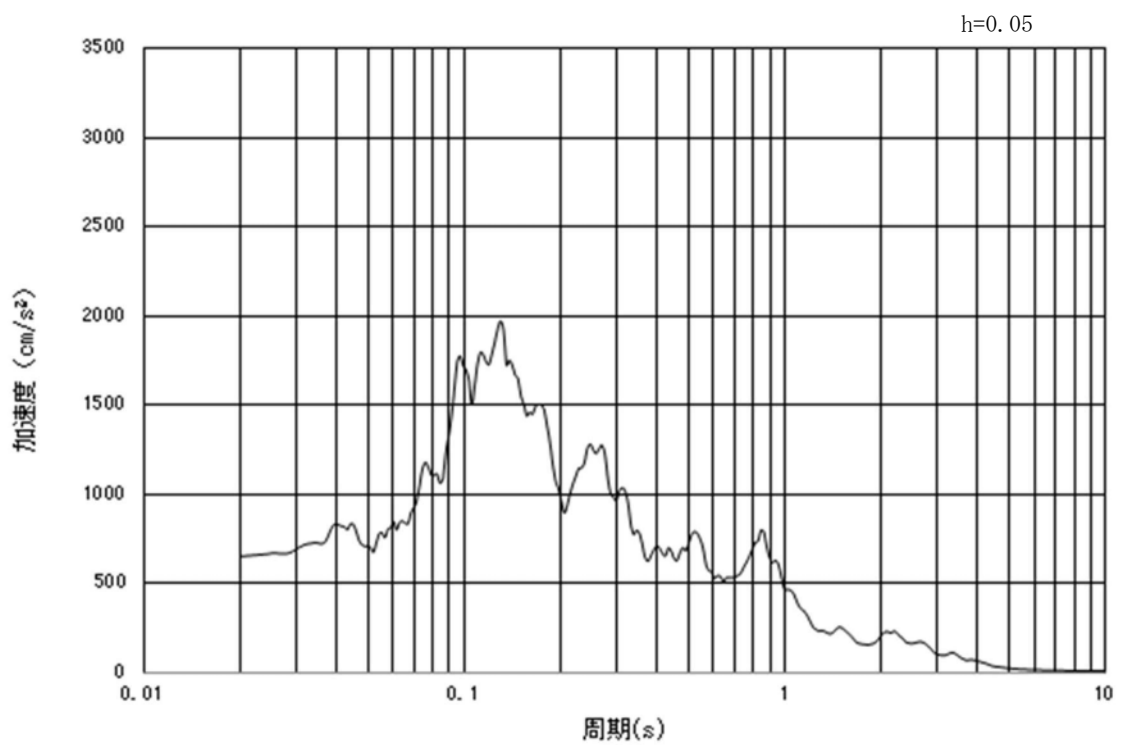


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (19) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向:  $S_s - 2.1$ )

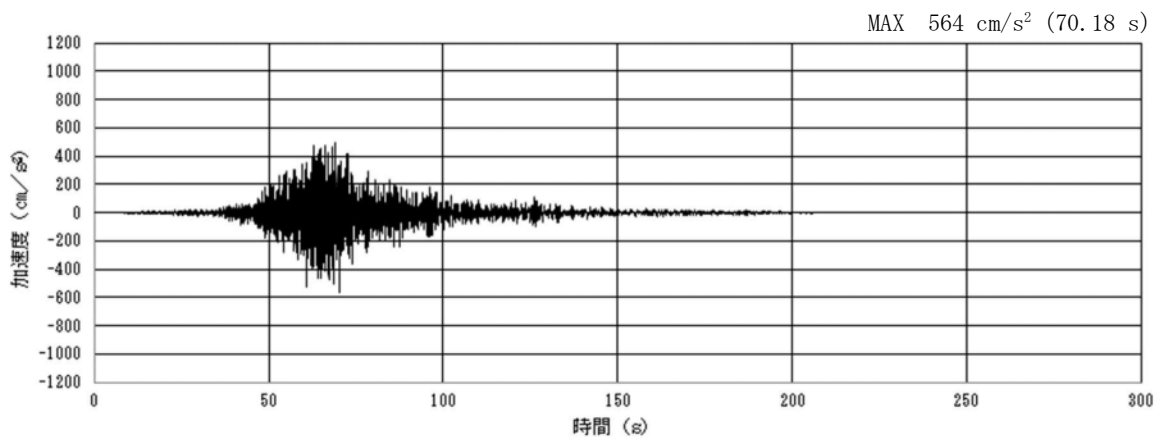


(a) 加速度時刻歴波形

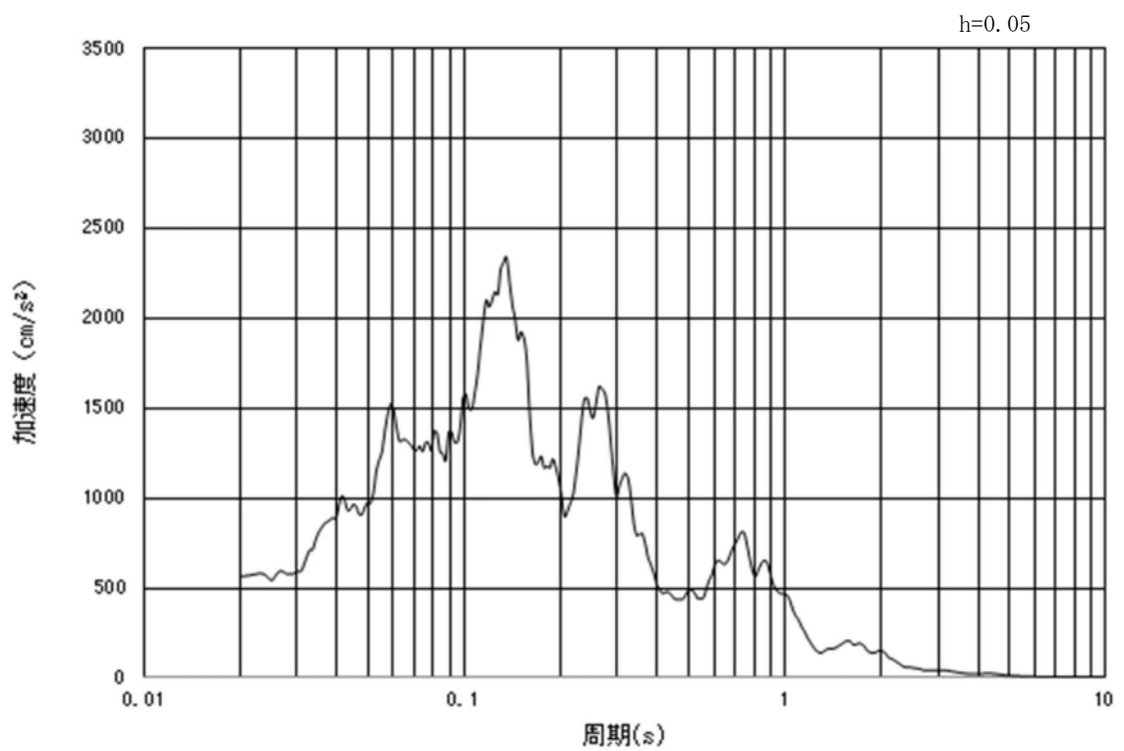


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (20) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向:  $S_s - 2.1$ )

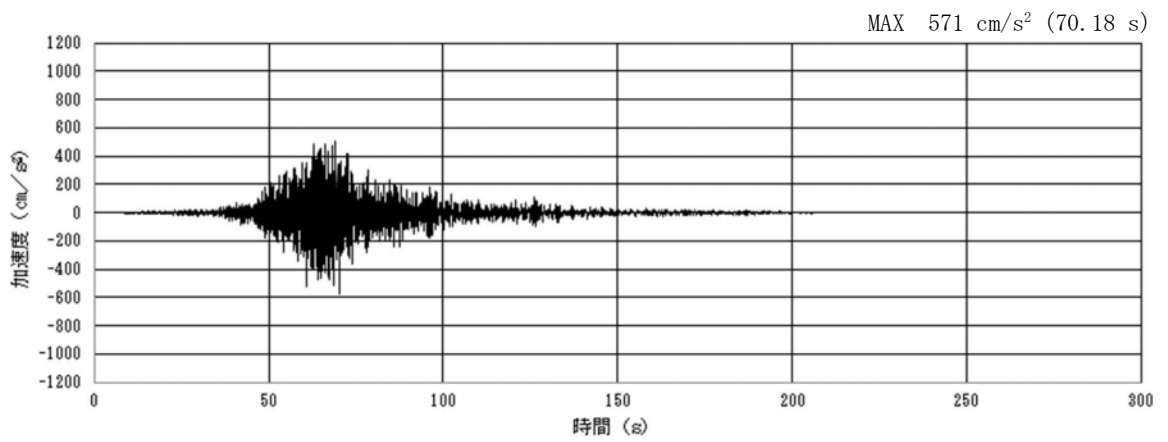


(a) 加速度時刻歴波形

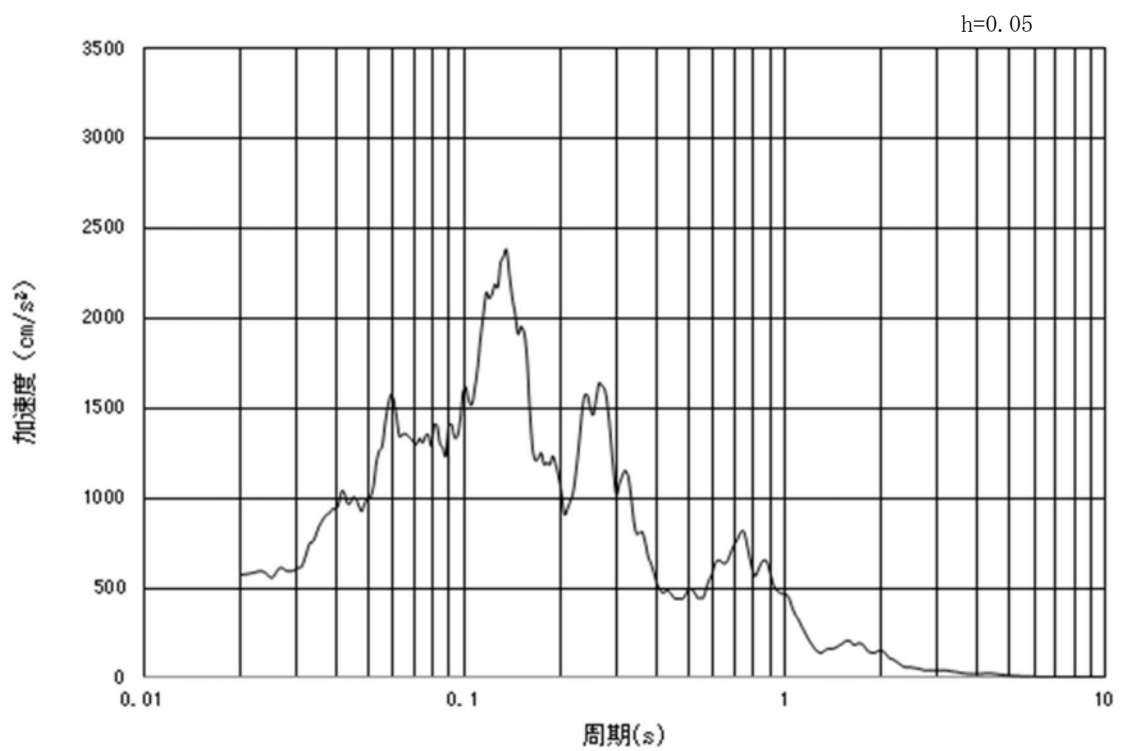


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (21) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向:  $S_s - 2.1$ )

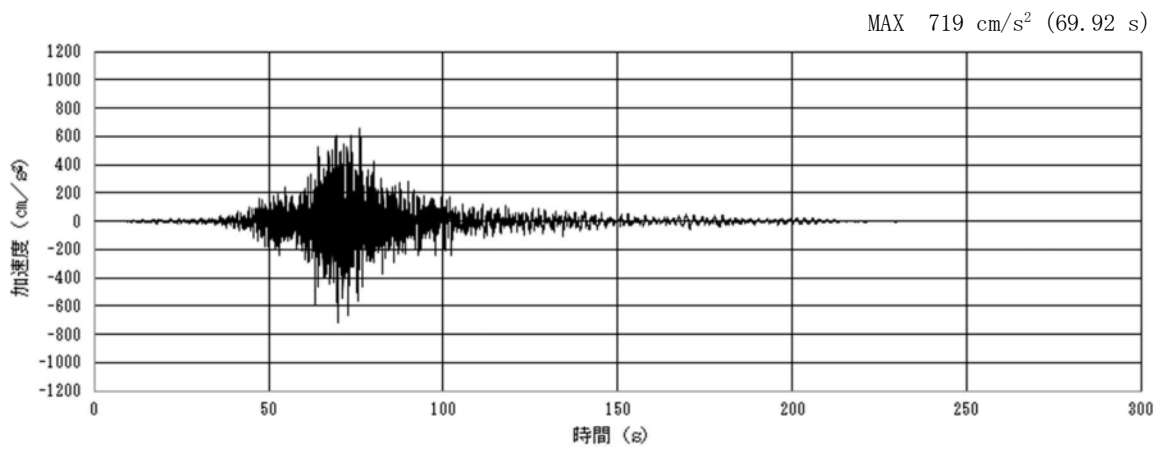


(a) 加速度時刻歴波形

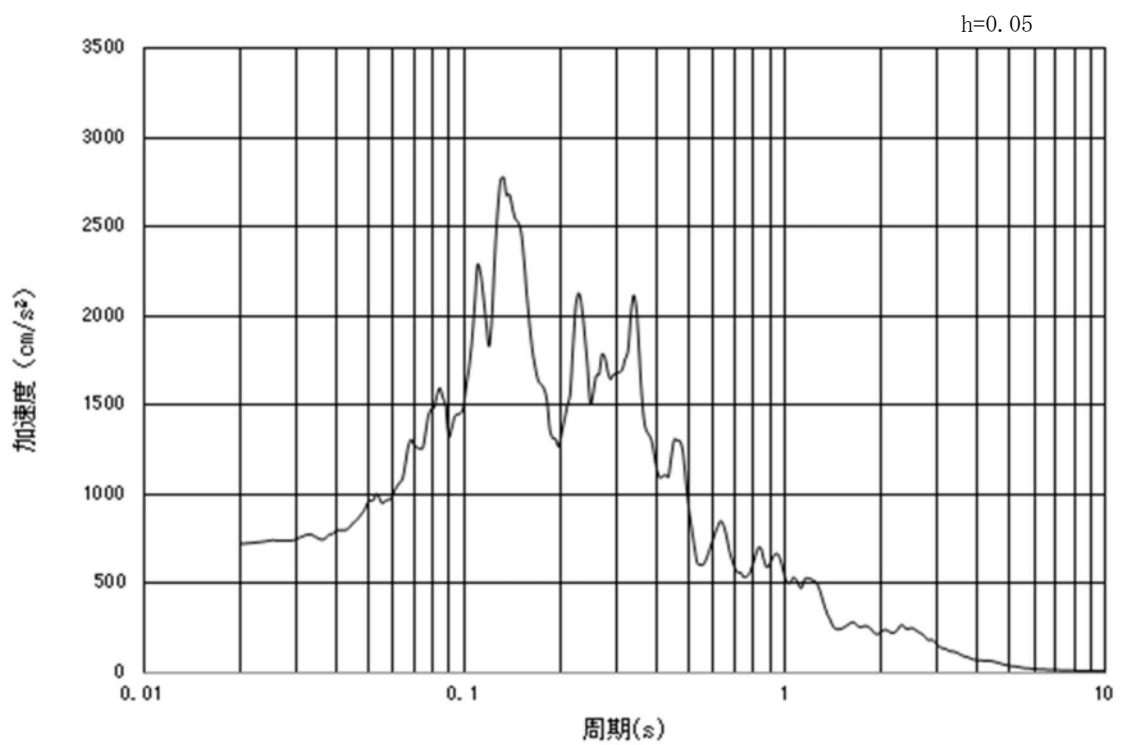


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (22) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向:  $S_s - 2.1$ )

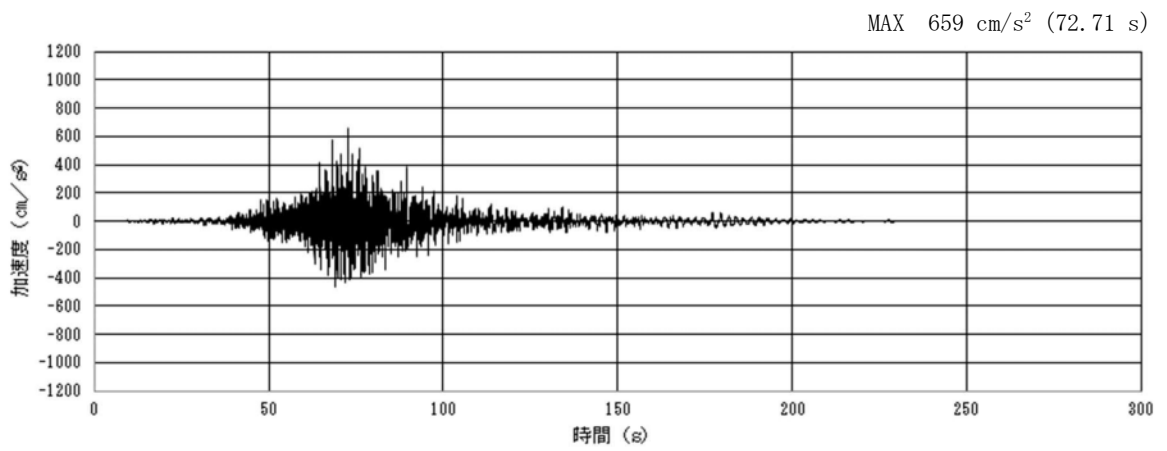


(a) 加速度時刻歴波形

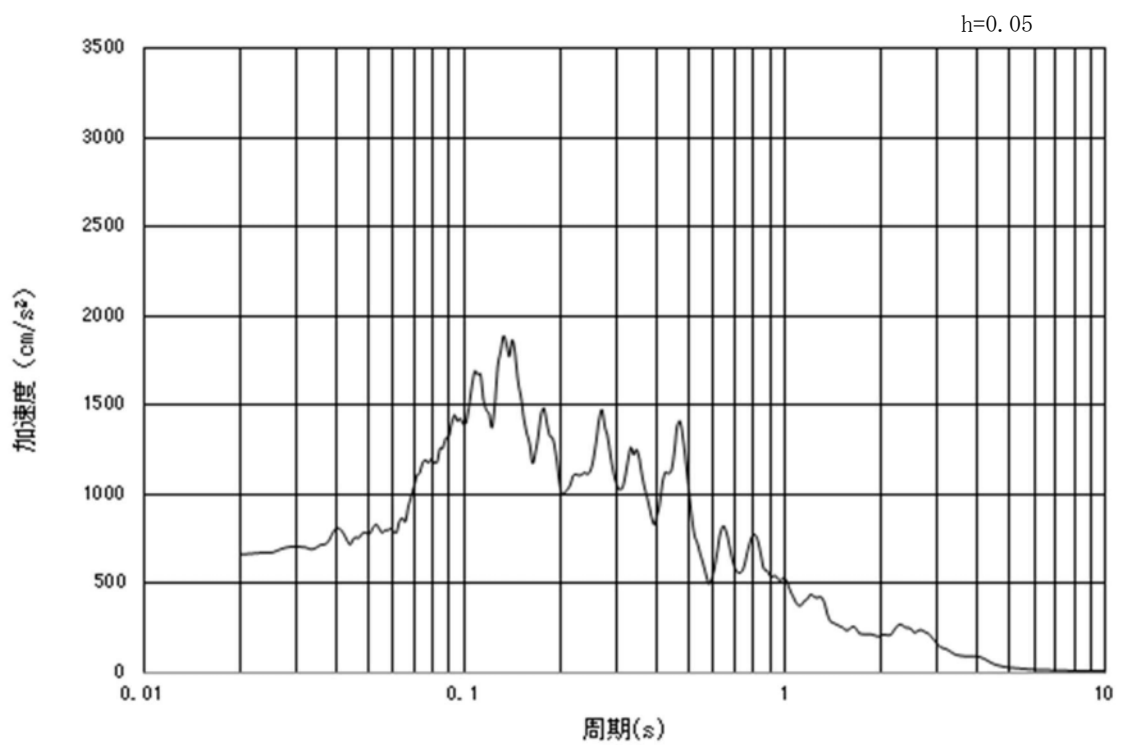


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (23) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 :  $S_s - 2.2$ )

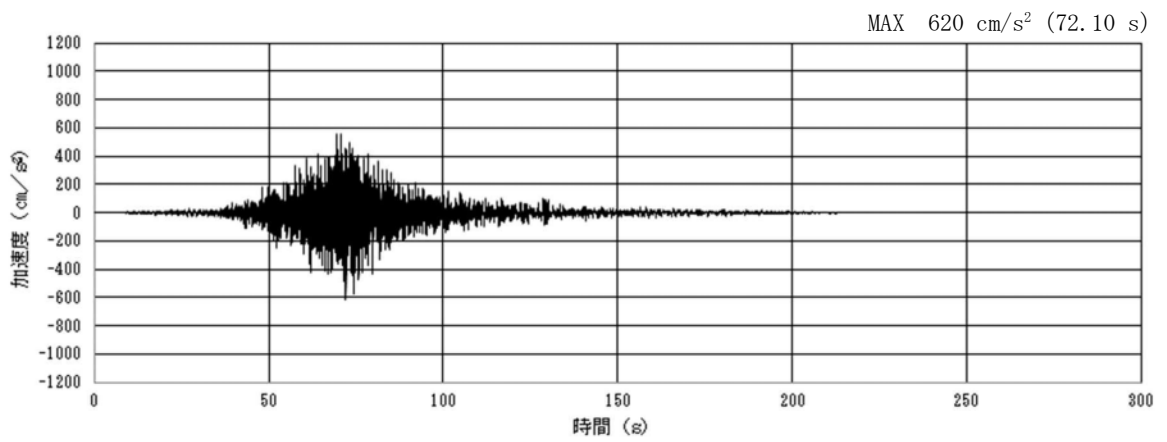


(a) 加速度時刻歴波形

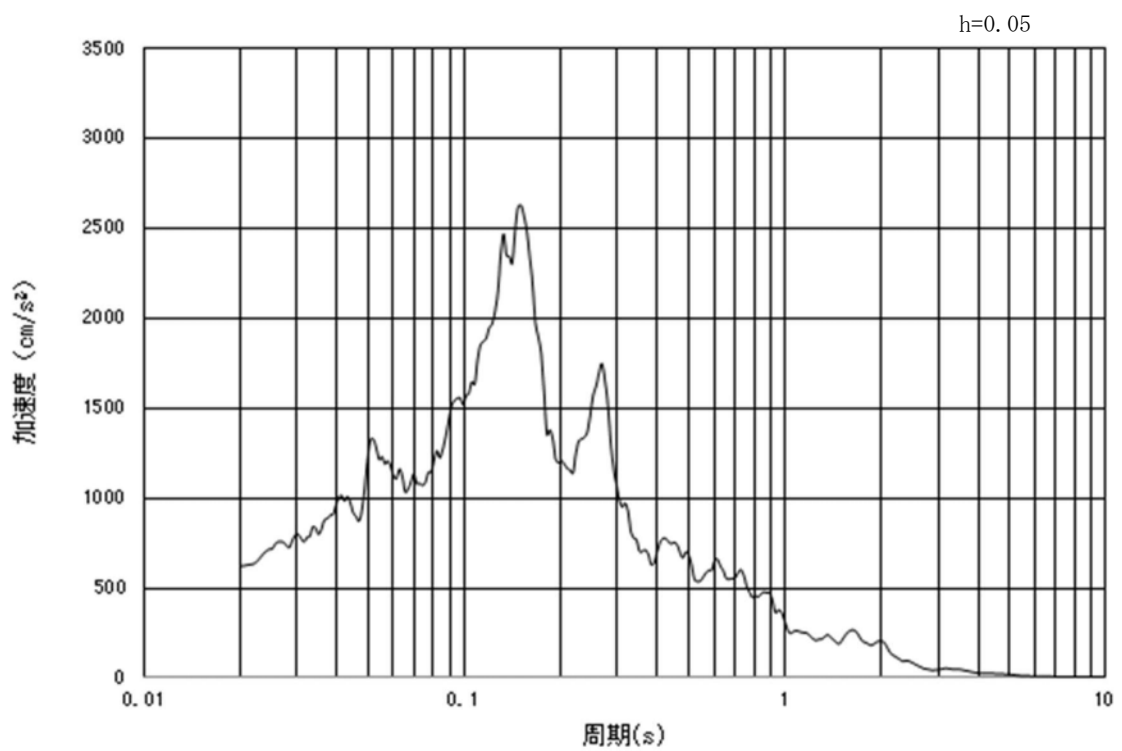


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (24) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向:  $S_s-2.2$ )



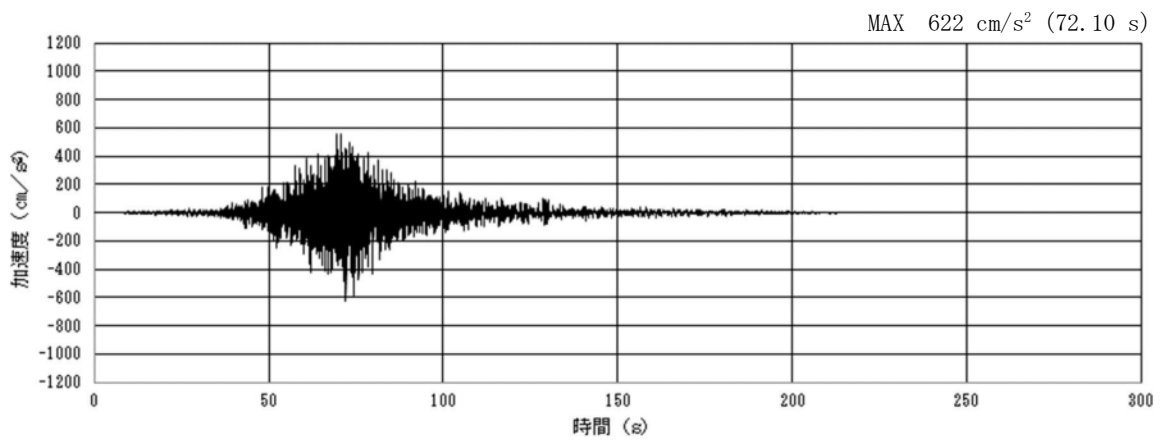
(a) 加速度時刻歴波形



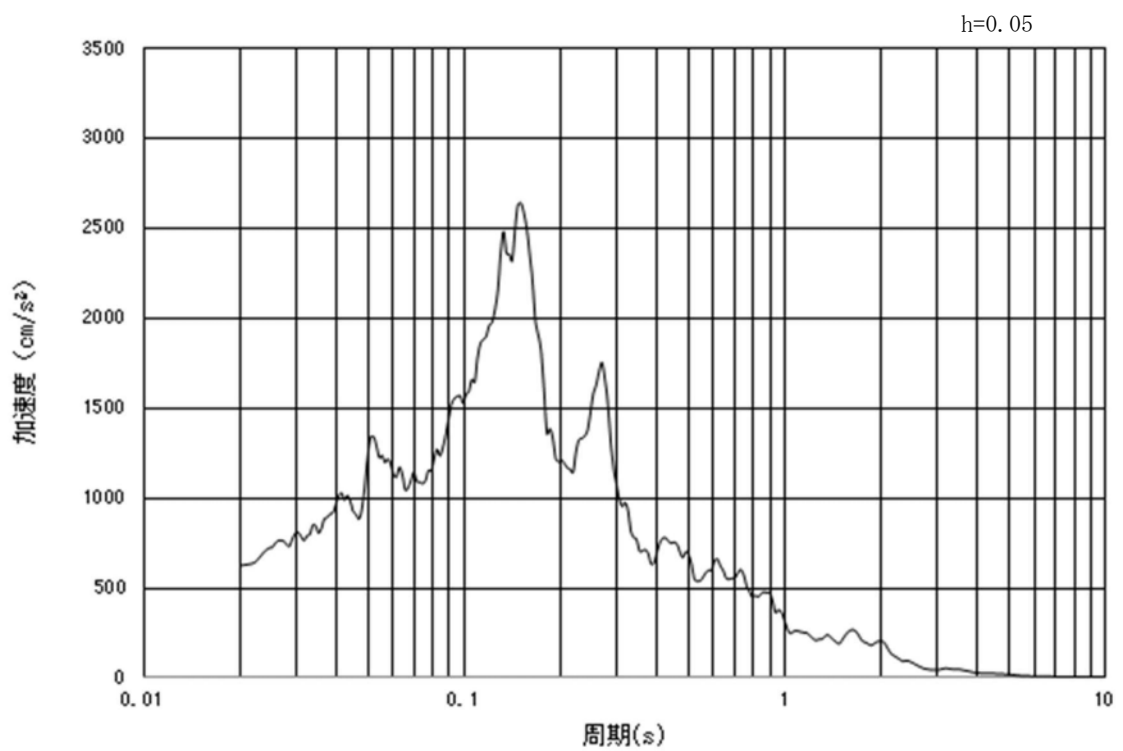
(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (25) 南北方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向:  $S_s - 2.2$ )



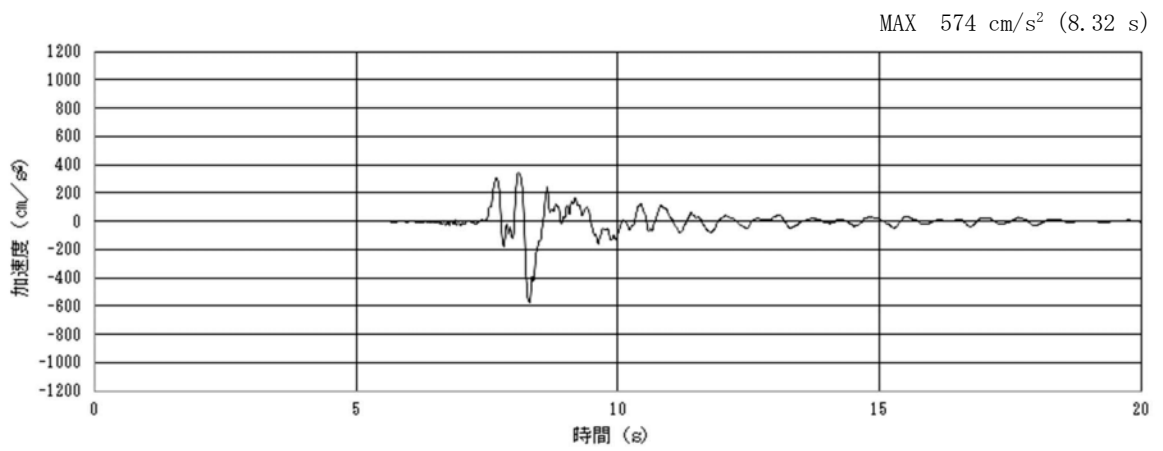


(a) 加速度時刻歴波形

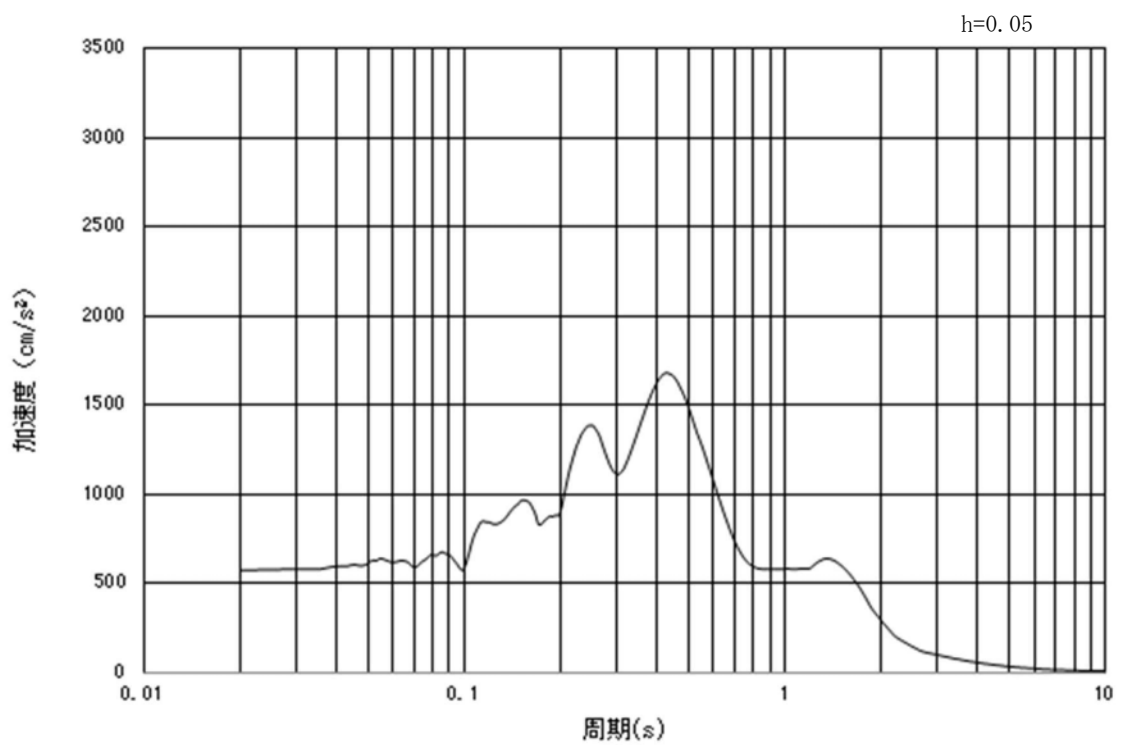


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (26) 東西方向断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向:  $S_s - 2.2$ )

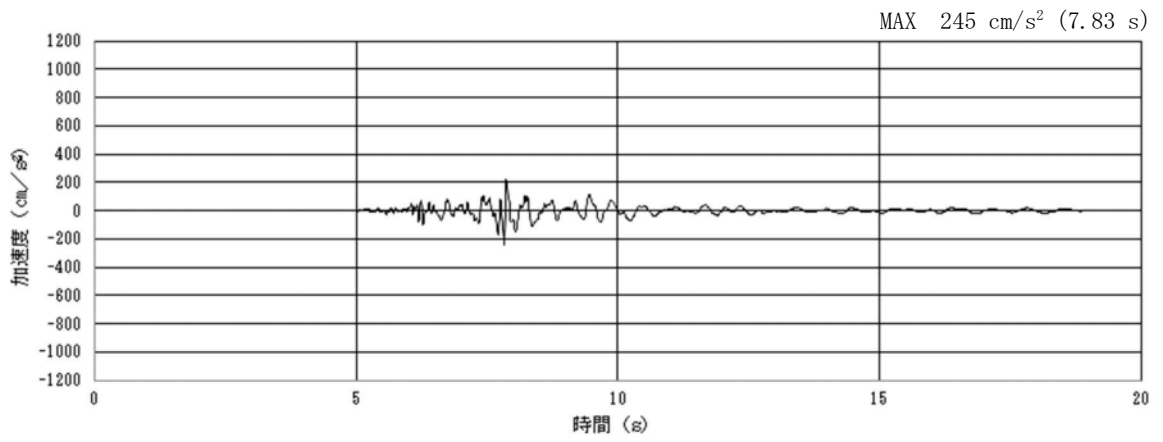


(a) 加速度時刻歴波形

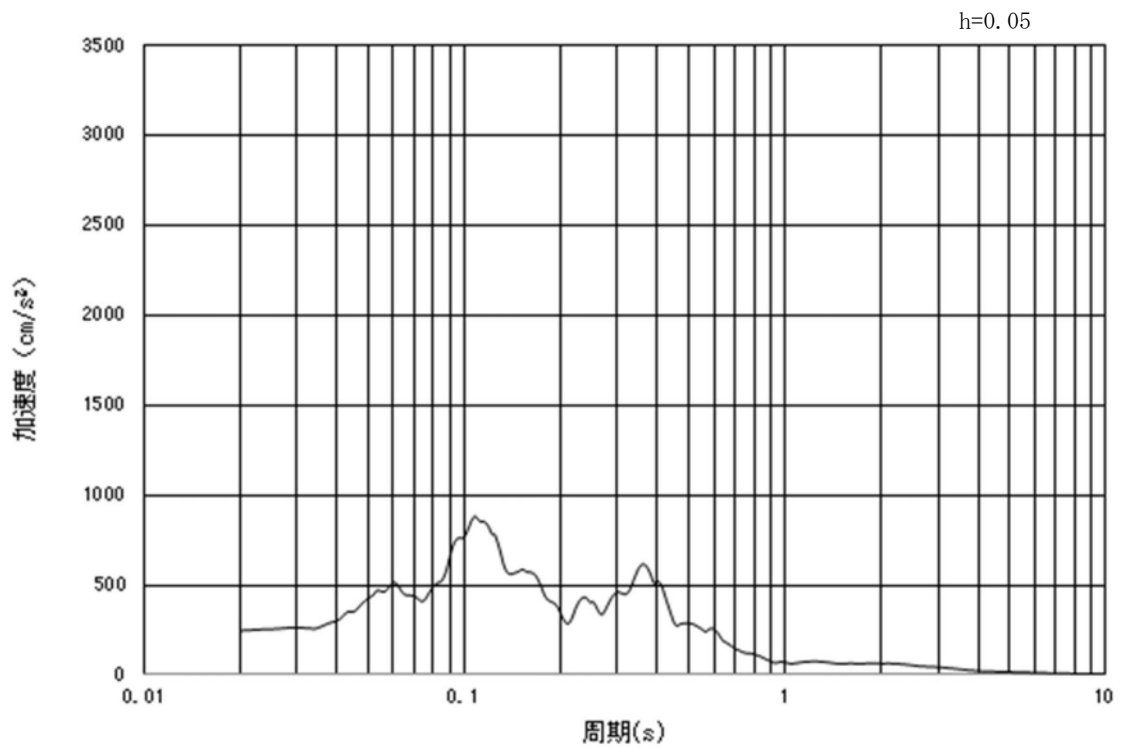


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (27) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 :  $S_s - 31$ )



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 2.3-2 (28) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向:  $S_s-31$ )

## 2.3.2 許容限界の設定

### (1) 間接支持機能を要求する部材の許容限界

#### a. 曲げに対する許容限界

##### (a) 鉄筋コンクリート部材

鉄筋コンクリート部材の曲げに対する照査は、全塑性モーメントを許容限界とする。具体的には、全塑性モーメント相当として、土木学会マニュアルに基づき、圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%に対応する曲率（以下、「限界曲率」という。）を許容限界とし、照査用曲率が限界曲率を下回ることを確認する。限界曲率と全塑性モーメントの関係を図 2.3-3 に示す。

土木学会マニュアルでは、曲げ系の破壊に対する限界状態は、コンクリートの圧縮縁のかぶりが剥落しないこととされている。

圧縮縁コンクリートひずみが 1%の状態は、かぶりコンクリートの剥落が発生する前の状態であることが、屋外重要土木構造物を模したラーメン構造の破壊実験及び数値シミュレーション等の結果より確認されている。この状態を限界値とすることで構造全体としての安定性が確保できるとして設定されたものである。

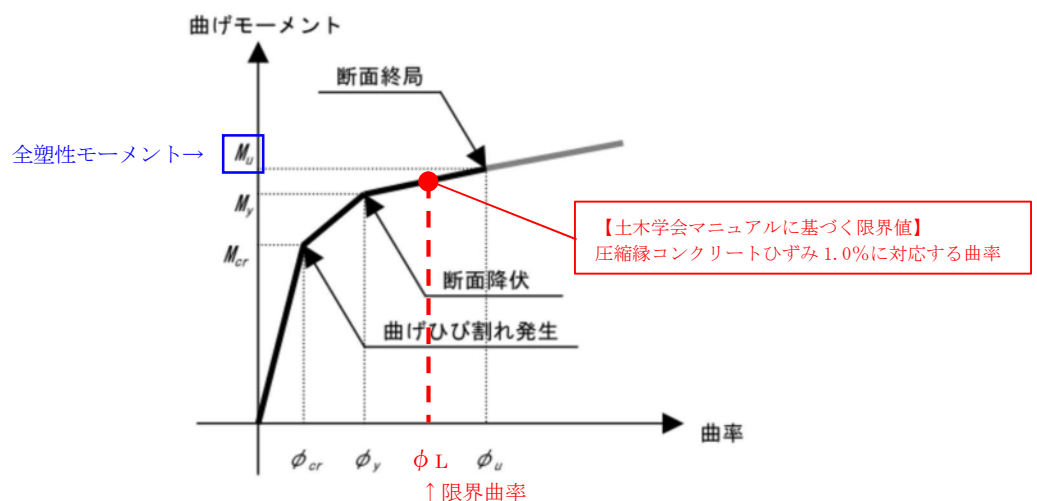


図 2.3-3 限界曲率と全塑性モーメントの関係

鉄筋コンクリート部材の曲げ照査に用いる照査用曲率は、地震応答解析により得られた曲率に安全係数（構造解析係数）1.2 を乗じることにより、曲げ破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

$$\gamma_i \frac{\phi_d}{\phi_L} \leq 1.0$$

$\gamma_i$  = 構造物係数 (=1.0)

$\phi_L$  = 鉄筋コンクリート部材の限界曲率（圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%に対応）

$$\phi_d = \gamma_a \cdot \phi$$

$\gamma_a$  = 構造解析係数 (=1.2)

$\phi$  = 応答計算による最大曲率

(b) 鋼管杭

鋼管杭の曲げに対する照査は、全塑性モーメントを許容限界とする。具体的には、全塑性モーメント相当として、乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定 J E A C 4 6 1 6 -2009 及び鋼・合成構造標準示方書 [耐震設計編] ((社) 土木学会, 2008 年制定) に基づき、鋼管杭の終局曲率を許容限界とし、照査用曲率が終局曲率を下回ることを確認する。

鋼管杭の曲げ照査に用いる照査用曲率は、地震応答解析により得られた曲率に安全係数 (構造解析係数) 1.05 を乗じることにより、曲げ破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

$$\gamma_i \frac{\phi_d}{\phi_u} \leq 1.0$$

$\gamma_i$  = 構造物係数 (=1.0)

$$\phi_d = \gamma_a \cdot \phi$$

$\gamma_a$  = 構造解析係数 (=1.05)

$\phi$  = 応答計算による最大曲率

杭基礎の終局曲率  $\phi_u$  は下記式より算出する。

$$\phi_u(N) = \varepsilon_{\max} / [r \cdot \{1 + \sin(\pi N / 2N_y)\}] / \gamma_b \quad (N < 0 : \text{引張}, N > 0 : \text{圧縮})$$

ここに、

$\varepsilon_{\max}$  : 局部座屈発生時ひずみ

$$\varepsilon_{\max} = 0.22t/r$$

ここに、  $t$  : 腐食しろを除いた鋼材の厚さ

$r$  : 杭の半径

$N$  : 発生軸力

$N_y$  : 鋼材降伏時の軸力

$$N_y = 2 \pi r t \sigma_y$$

ここに、  $\sigma_y$  : 鋼材の降伏点応力

$\gamma_b$  : 部材係数 (=1.1)

b. せん断に対する許容限界

(a) 鉄筋コンクリート部材

鉄筋コンクリート部材のせん断に対する許容限界は、土木学会マニュアルに基づき、イ. 棒部材式及びロ. ディープビーム式で求まるせん断耐力のうち、いずれか大きい方とする。

取水構造物の鉄筋コンクリート部材においては、せん断力に対する耐震性向上を目的として後施工せん断補強筋による耐震補強を計画している。後施工せん断補強筋による耐震補強の概略を図 2.3-4 に示す。後施工せん断補強筋が分担するせん断耐力については、「建設技術審査証明報告書 技術名称 後施工プレート定着型せん断補強鉄筋「Post-Head-bar」」（以下、「建設技術審査証明報告書」という。）に基づき設定し、適用部材の軸方向鉄筋間隔と後施工せん断補強筋の必要定着長から評価される有効係数  $\beta_{aw}$  を考慮する。取水構造物において有効係数  $\beta_{aw}$  を算定した結果、全ての補強対象部材において有効係数  $\beta_{aw}$  は 0.9 となった。

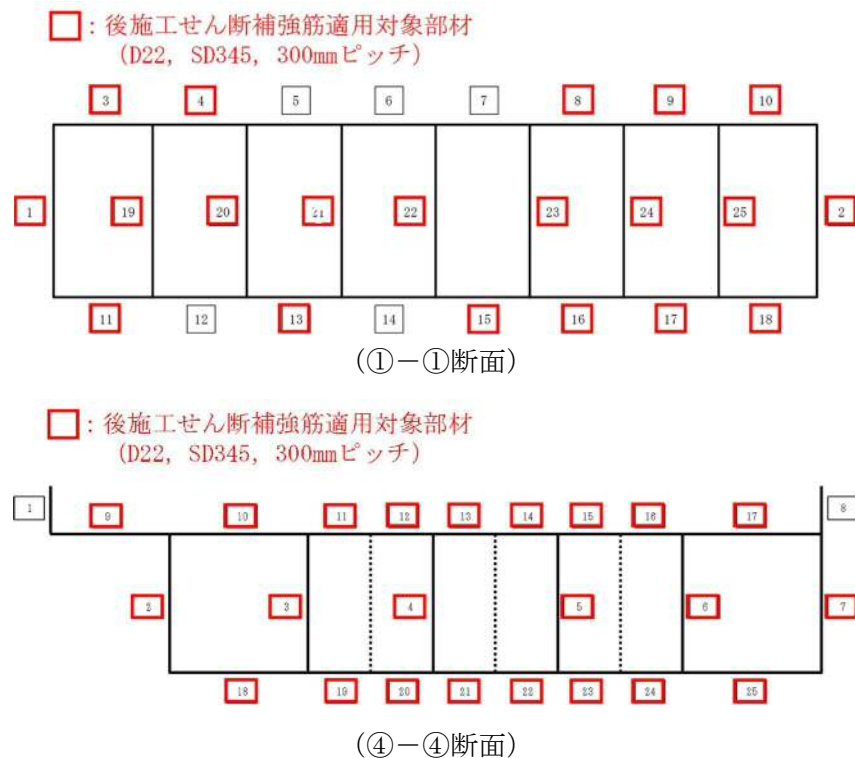


図 2.3-4 後施工せん断補強筋による耐震補強の概略

## イ. 棒部材式

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} + V_{phb}$$

ここで、 $V_{cd}$  : コンクリートが分担するせん断耐力

$V_{sd}$  : せん断補強筋が分担するせん断耐力

$V_{phb}$  : 後施工せん断補強筋が分担するせん断耐力

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc}$$

$$f_{vcd} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{cd}}$$

ただし、 $f_{vcd} > 0.72$  (N/mm<sup>2</sup>) となる場合は  $f_{vcd} = 0.72$  (N/mm<sup>2</sup>)

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d}$$

ただし、 $\beta_d > 1.5$  となる場合は  $\beta_d = 1.5$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p_v}$$

ただし、 $\beta_p > 1.5$  となる場合は  $\beta_p = 1.5$

$$\beta_n = 1 + M_0/M_d \quad (N'_d \geq 0)$$

ただし、 $\beta_n > 2.0$  となる場合は  $\beta_n = 2.0$

$$= 1 + 2M_0/M_d \quad (N'_d < 0)$$

ただし、 $\beta_n < 0$  となる場合は  $\beta_n = 0$

$$\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d}$$

ただし、 $\beta_a < 1.0$  となる場合は  $\beta_a = 1.0$

$f_{cd}'$  :コンクリート圧縮強度の設計用値 (N/mm<sup>2</sup>) で設計基準強度  $f_{ck}'$  を材料係数  $\gamma_{mc}$  (=1.3) で除したもの

$p_v=A_s(b_w/d)$  :引張鉄筋比

$A_s$  :引張側鋼材の断面積

$b_w$  :部材の有効幅

$d$  :部材の有効高さ

$N_d'$  :設計軸圧縮力

$M_d$  :設計曲げモーメント

$M_0=N_d' \cdot D/6$  : $M_d$  に対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要なモーメント (デコンプレッションモーメント)

$D$  :断面高さ

$a/d$  :せん断スパン比

$\gamma_{bc}$  :部材係数 (=1.3)

$$V_{sd} = \{A_w f_{wyd} (\sin \alpha + \cos \alpha) / s\} z / \gamma_{bs}$$

$A_w$  :区間  $s$  におけるせん断補強筋の総断面積

$f_{wyd}$  :せん断補強筋の降伏強度を材料係数  $\gamma_{ms}$  (1.0) で除したもので、400N/mm<sup>2</sup> 以下とする。ただし、コンクリートの圧縮強度の特性値  $f_{ck}'$  が 60N/mm<sup>2</sup> 以上の時は、800N/mm<sup>2</sup> 以下とする。

$\alpha$  :せん断補強筋と部材軸のなす角

$s$  :せん断補強筋の配置間隔

$z$  :圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で  $d/1.15$  とする。

$\gamma_{bs}$  :部材係数 (=1.1)

$$V_{phb} = \beta_{aw} \{A_w' f_{wyd}' (\sin \alpha + \cos \alpha) / s'\} z / \gamma_{bs}$$

$\beta_{aw}$  :後施工せん断補強筋のせん断耐力向上への有効性を示す係数

$\beta_{aw} = 1 - 1y / \{2 \cdot (d - d')\}$  (ただし、 $\beta_{aw} \leq 0.9$ )

$1y$  :後施工せん断補強筋の埋込側に必要な定着長

$d - d'$  :補強対象部材の圧縮-引張鉄筋の間隔 ( $d - d' \geq 1y$ )

$A_w'$  :区間  $s'$  における後施工せん断補強筋の総断面積

$f_{wyd}'$  :後施工せん断補強筋の降伏強度を材料係数  $\gamma_{ms}$  (1.0) で除したもので、400N/mm<sup>2</sup> 以下とする。

$s'$  :後施工せん断補強筋の配置間隔



ロ. ディープビーム式

$$V_{ydd} = V_{cdd} + V_{sdd} + V_{phbd}$$

ここで、 $V_{cdd}$  : コンクリートが分担するせん断耐力

$V_{sdd}$  : せん断補強筋が分担するせん断耐力

$V_{phbd}$  : 後施工せん断補強筋が分担するせん断耐力

$$V_{cdd} = \beta_a \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc}$$

$$f_{dd} = 0.19 \sqrt{f'_{cd}}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d}$$

ただし、 $\beta_d > 1.5$  となる場合は  $\beta_d = 1.5$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p_v}$$

ただし、 $\beta_p > 1.5$  となる場合は  $\beta_p = 1.5$

$$\beta_a = \frac{5}{1+(a/d)^2}$$

$\gamma_{bc} =$  : 部材係数 (=1.3)

$$V_{sdd} = \phi \cdot V_{sd}$$

$$V_{phbd} = \phi \cdot V_{phb}$$

$$\phi = -0.17 + 0.3a/d + 0.33/p_{wb} \quad \text{ただし、} 0 \leq \phi \leq 1$$

$p_{wb}$  : せん断補強鉄筋比 (%)

また、分布荷重を受ける部材のせん断耐力については、図 2.3-5 に示す等価せん断スパンの考え方にに基づき、せん断耐力を算定する。

**ハ. 等価せん断スパンの設定**

時刻歴地震応答解析で得られる断面力分布に基づいて、支承全面あるいははり・柱前面から曲げモーメントが発生する位置（あるいはせん断力が零となる点）までを照査対象区間と考える。この区間において、等価せん断スパンを以下のように設定する。

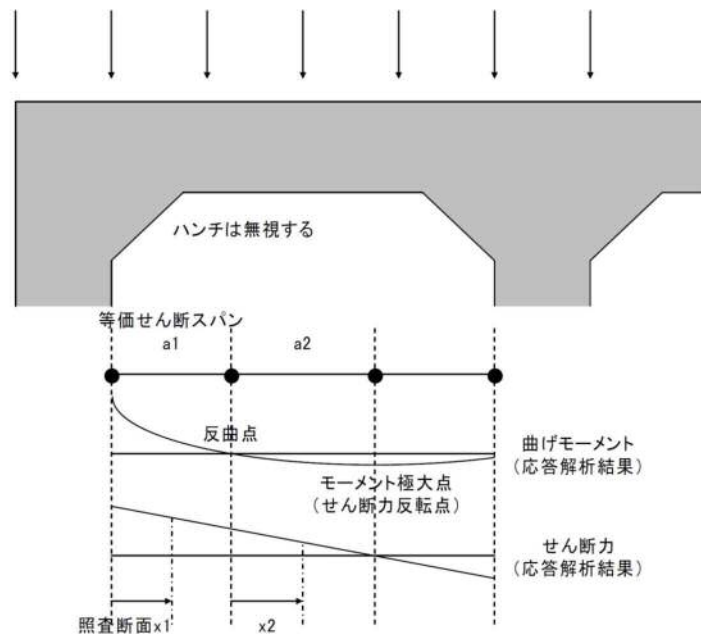
① 区間内に曲げモーメントの反曲点（曲げモーメントがゼロ）が存在する場合は、以下の 2 種類の等価せん断スパンを設定する。

第 1 等価せん断スパン( $a_1$ )：支承前面あるいははり・柱前面から反曲点までの距離

第 2 等価せん断スパン( $a_2$ )：反曲点から最大曲げモーメント点までの距離

② 区間内に曲げモーメントの反曲点（曲げモーメントがゼロ）が無い場合は、以下のように等価せん断スパンを設定する。

等価せん断スパン( $a$ )：支承前面あるいははり・柱前面から最大曲げモーメント点までの距離



(原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル ((社) 土木学会, 2005 年)) より引用)

図 2.3-5 等価せん断スパンの設定方法

土木学会マニュアルでは、コンクリート標準示方書におけるせん断耐力式のうち棒部材式において等価せん断スパンにより設定可能な係数 $\beta_a$ を考慮している。これは、地中に埋設されたラーメン構造で、分布荷重が卓越、スパン内に曲げモーメントの反曲点が存在する等の载荷形態にある条件下では、せん断耐力が増大するという実験的知見を踏まえ、より合理的なせん断耐力を与えるよう、コンクリート標準示方書のせん断耐力式を精緻化したものである。

また、土木学会マニュアルにおけるせん断耐力式による評価においては、表 2.3-1 に示すとおり、複数の安全係数（部材係数、構造解析係数）が見込まれていることから、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施することが可能である。

表 2.3-1 せん断耐力式において考慮している安全係数

安全係数		値	内容	
部材係数	コンクリート	$\gamma_{bc}$	1.30	コンクリートが負担するせん断力を低減
	鉄筋	$\gamma_{bs}$	1.10	せん断補強筋が負担するせん断力を低減
構造解析係数		$\gamma_a$	1.05	応答値（断面力）を割り増し

(b) 鋼管杭

鋼管杭のせん断に対する許容限界は、乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定 J E A C 4 6 1 6 - 2009 及び鋼・合成構造標準示方書 [耐震設計編] ((社) 土木学会, 2008 年制定) に基づき, 以下の式で求まるせん断耐力とする。

鋼管杭のせん断照査に用いる照査用せん断力は, 地震応答解析により得られたせん断力に安全係数 (構造解析係数) 1.05 を乗じることにより, せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

$$\gamma_i \frac{Q_d}{Q_u} \leq 1.0$$

$\gamma_i$  = 構造物係数 (= 1.0)

$$Q_d = \gamma_a \cdot Q$$

$\gamma_a$  = 構造解析係数 (= 1.05)

Q = 応答計算による最大せん断力

杭基礎のせん断耐力  $Q_u$  は下記式より算定する。

$$Q_u = A_e \cdot f_s / \kappa / \gamma_b$$

ここに,  $A_e$  : 腐食代を除いた杭の断面積  
 $f_s$  : 鋼材の短期許容せん断応力度  
 $\kappa$  : せん断応力度の分布係数で 2.0 とする。  
 $\gamma_b$  : 部材係数 (= 1.1)

c. 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤に作用する接地圧に対する許容限界は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」を考慮し、極限支持力に基づき設定する。

取水構造物の基礎形式は、打込み工法による杭基礎であることから、極限支持力については、道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）の杭基礎（打ち込み工法）の設計に基づき、以下の通り設定する。極限支持力の算定結果を表 2.3-2 に示す。

$$R_u = P_u + U \sum L_i f_i$$

$R_u$  : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

$P_u$  : 杭先端における極限支持力 (kN)

$$P_u = 440 \cdot q_u^{1/2} \cdot A_t^{2/5} \cdot A_i^{1/3}$$

$q_u$  : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$A_t$  : 鋼管杭の先端純断面積 (m<sup>2</sup>)

$A_i$  : 鋼管杭の先端閉塞面積 (m<sup>2</sup>)

$U$  : 杭の周長 (m)

$L_i$  : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

$f_i$  : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m<sup>2</sup>)

表 2.3-2 基礎地盤の支持力に対する許容限界

項目	算定結果		備考
	横断面 (①-①断面) (④-④断面)	縦断面 (⑥-⑥断面)	
極限支持力度 $P_u/A$ (kN/m <sup>2</sup> )	6581	6519	
極限支持力 $P_u$ (kN)	5315	5265	
$U \sum L_i f_i$ (kN)	—	—	
支持岩盤の一軸圧縮強度 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	2019	1981	=非排水せん断強度×2
鋼管杭の先端純断面積 $A_t$ (m <sup>2</sup> )	0.0471	0.0471	
鋼管杭の先端閉塞面積 $A_i$ (m <sup>2</sup> )	0.7605	0.7605	
鋼管杭の先端面積 $A$ (m <sup>2</sup> )	0.8075	0.8075	
杭の周長 $U$ (m)	—	—	
周面摩擦力を考慮する層の層厚 $L_i$ (m)	—	—	
周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 $f_i$ (kN/m <sup>2</sup> )	—	—	

(2) 通水機能を要求する部材の許容限界

通水機能を要求する部材については、間接支持機能と同等の許容限界を設定する。

(3) 貯水機能及び止水機能を要求する鉄筋コンクリート部材の許容限界

貯水機能及び止水機能を要求する鉄筋コンクリート部材については、鉄筋の降伏（図 2.3-6）を許容限界とする。

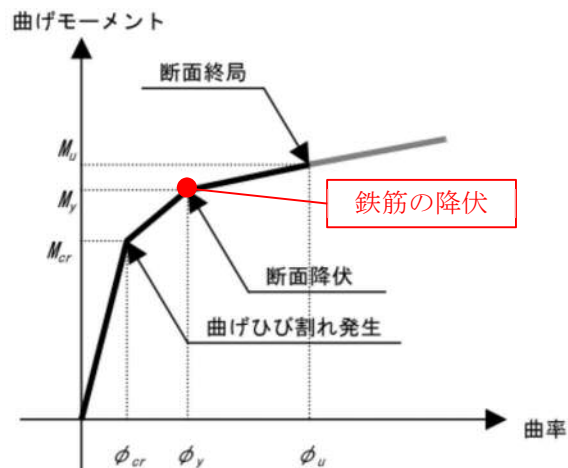


図 2.3-6 貯水機能及び止水機能を要求する鉄筋コンクリート部材の許容限界

(4) 浸水防止設備を間接支持する鉄筋コンクリート部材の許容限界

浸水防止設備を間接支持する鉄筋コンクリート部材については、部材がおおむね弾性範囲内であることを確認として、(3)と同様に、鉄筋の降伏（図 2.3-6）を許容限界とする。

## 2.4 評価結果

### 2.4.1 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「最大加速度応答分布」を記載する。なお、断面力分布は単位奥行きあたりの断面力を図示する。

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 2.4-1～表 2.4-6 に、二次元有効応力解析の実施ケースと、躯体及び鋼管杭の曲げ軸力、せん断力に対する照査値を示す。

表 2.4-5(1) ⑥-⑥断面の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値 (1 / 2)

部材①

地震動		検討ケース	曲げ部材に対する曲率の照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D1	++		0.035					
	+-		0.009					
	-+		0.009					
	--		0.009					
S <sub>s</sub> -11			0.008					
S <sub>s</sub> -12			0.010					
S <sub>s</sub> -13			0.011					
S <sub>s</sub> -14			0.009					
S <sub>s</sub> -21			0.008					
S <sub>s</sub> -22			0.008					
S <sub>s</sub> -31	++		0.015					
S <sub>s</sub> -31	-+		0.016	0.017	0.014	0.012	0.023	0.025

部材②

地震動		検討ケース	曲げ部材に対する曲率の照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D1	++		0.050					
	+-		0.050					
	-+		0.050					
	--		0.053					
S <sub>s</sub> -11			0.028					
S <sub>s</sub> -12			0.039					
S <sub>s</sub> -13			0.037					
S <sub>s</sub> -14			0.035					
S <sub>s</sub> -21			0.033					
S <sub>s</sub> -22			0.046					
S <sub>s</sub> -31	++		0.042					
S <sub>s</sub> -31	-+		0.059	0.057	0.059	0.061	0.061	0.061

部材③

地震動		検討ケース	曲げ部材に対する曲率の照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D1	++		0.087					
	+-		0.089					
	-+		0.089					
	--		0.089					
S <sub>s</sub> -11			0.067					
S <sub>s</sub> -12			0.076					
S <sub>s</sub> -13			0.076					
S <sub>s</sub> -14			0.072					
S <sub>s</sub> -21			0.069					
S <sub>s</sub> -22			0.082					
S <sub>s</sub> -31	++		0.078					
S <sub>s</sub> -31	-+		0.095	0.093	0.095	0.098	0.098	0.098



表 2.4-6(1) ⑥-⑥断面のせん断力に対する検討ケースと照査値 (1 / 2)

部材①

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++		0.390					
	+-		0.251					
	-+		0.254					
	--		0.263					
S <sub>s</sub> -1 1			0.238					
S <sub>s</sub> -1 2			0.272					
S <sub>s</sub> -1 3			0.276					
S <sub>s</sub> -1 4			0.261					
S <sub>s</sub> -2 1			0.209					
S <sub>s</sub> -2 2			0.249					
S <sub>s</sub> -3 1	++		0.319					
S <sub>s</sub> -3 1	-+		0.309	0.312	0.301	0.290	0.450	0.468

部材②

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++		0.427					
	+-		0.427					
	-+		0.425					
	--		0.438					
S <sub>s</sub> -1 1			0.361					
S <sub>s</sub> -1 2			0.392					
S <sub>s</sub> -1 3			0.383					
S <sub>s</sub> -1 4			0.382					
S <sub>s</sub> -2 1			0.373					
S <sub>s</sub> -2 2			0.418					
S <sub>s</sub> -3 1	++		0.396					
S <sub>s</sub> -3 1	-+		0.449	0.445	0.449	0.457	0.457	0.457

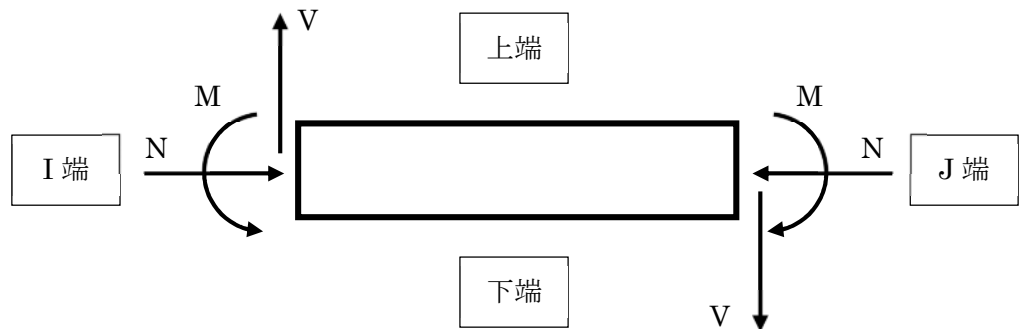
部材③

地震動		検討ケース	せん断力照査					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S <sub>s</sub> -D 1	++		0.500					
	+-		0.504					
	-+		0.500					
	--		0.508					
S <sub>s</sub> -1 1			0.441					
S <sub>s</sub> -1 2			0.464					
S <sub>s</sub> -1 3			0.464					
S <sub>s</sub> -1 4			0.453					
S <sub>s</sub> -2 1			0.445					
S <sub>s</sub> -2 2			0.490					
S <sub>s</sub> -3 1	++		0.468					
S <sub>s</sub> -3 1	-+		0.520	0.512	0.520	0.528	0.528	0.528

(1) 断面力分布（躯体の部材に着目した断面力図）

取水構造物躯体の曲げ軸力に対する照査，せん断力に対する照査の2つの照査に対して，検討ケースのうち最も厳しい照査値となった時刻における断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）の分布を部材毎に図示する。断面力分布における断面力の方向を，図2.4-1および図2.4-2に補足する。

記載する断面力分布において部材毎に該当する照査値及び検討ケースの一覧を表2.4-7および表2.4-8に示す。図2.4-3～図2.4-5に躯体の曲げ軸力に対する照査，図2.4-6～図2.4-8にせん断力に対する照査の2つの照査に対して，検討ケースのうち最も厳しい照査値となった時刻における断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）の分布を部材毎に図示する。



記号の説明

曲げモーメント : M

軸力 : N

せん断力 : V

応力の符号

曲げモーメント (M) 正 : 上端が引張となる曲げモーメント

負 : 上端が圧縮となる曲げモーメント

軸力 (N) 正 : 圧縮

負 : 引張

図2.4-1 照査における断面力の方向

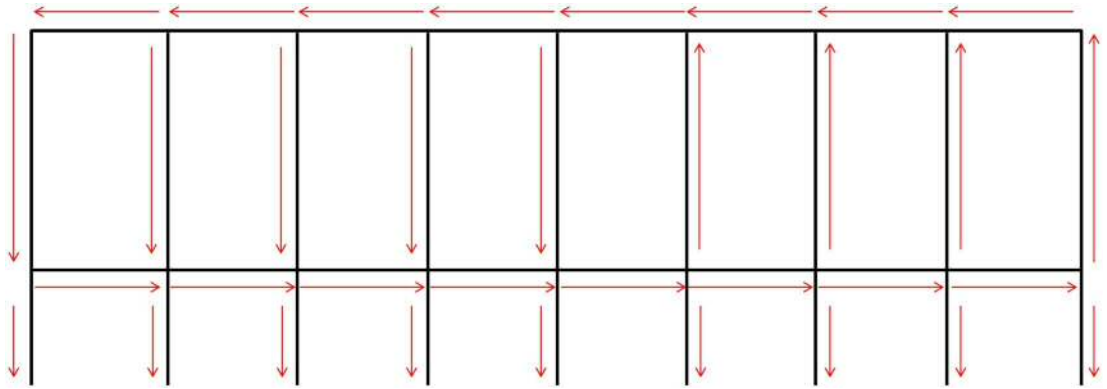


図 2.4-2(1) はり要素の方向(I 端→J 端) (①-①断面)

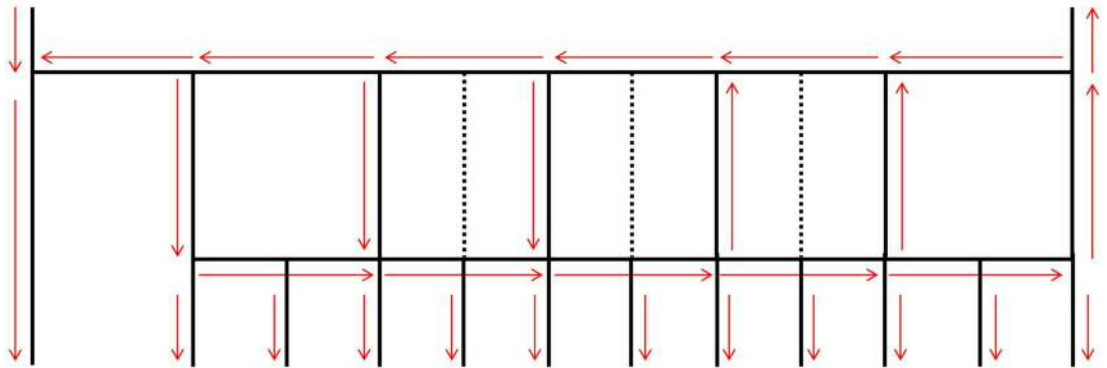


図 2.4-2(1) はり要素の方向(I 端→J 端) (①-①断面)

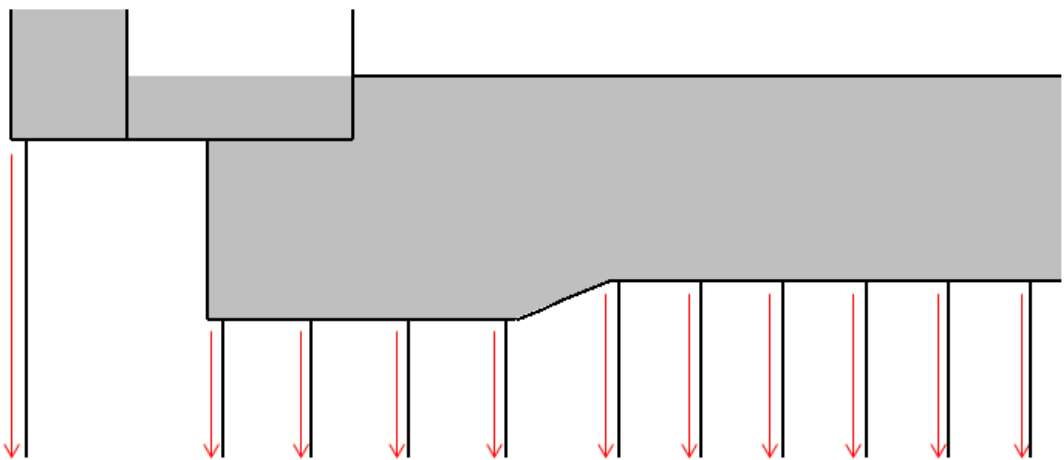


図 2.4-2(3) はり要素の方向(I 端→J 端) (⑥-⑥断面)

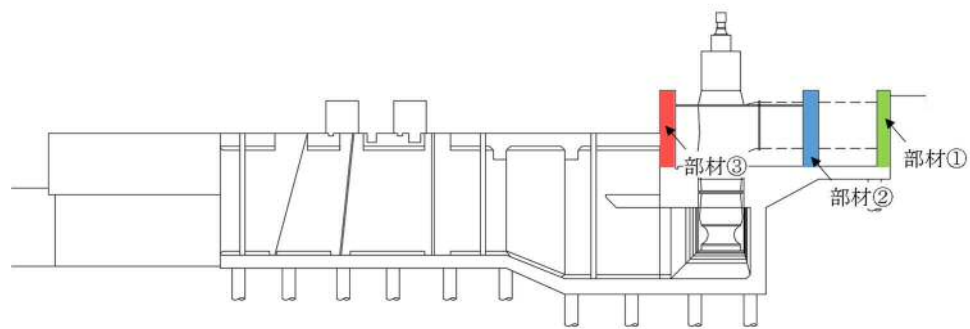
表 2.4-7(3) 躯体の曲げ軸力に対する照査結果 (⑥-⑥断面)

(各部材において最も厳しい照査値とその地震波)

部材	軸方向ひずみ $\epsilon_a$ [-]	照査用曲率 $\phi_d$ [1/m]	限界曲率 $\phi_L$ [1/m]	照査値 $\gamma_i \cdot \phi_d / \phi_L$	地震応答解析により得られる荷重		竜巻等防護設備の 応答解析により 得られる地震時反力
					検討ケースおよび地震動	応答抽出 の考え方	
①	$-9.41 \times 10^{-6}$	$-6.87 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.035	① $S_S - D1$ (H+, V+)	最大土圧	(H→V ↓)
②	$-1.53 \times 10^{-5}$	$-1.02 \times 10^{-3}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.061	④ $S_S - 31$ (H-, V+)	最大加速度	(H→V ↓)
③	$-1.66 \times 10^{-5}$	$-1.62 \times 10^{-3}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.098	⑤ $S_S - 31$ (H-, V+)	最大加速度	(H→V ↓)

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

\* : 検討ケースについての詳細を, 参考資料 10 (10.3.3 荷重) に示す。



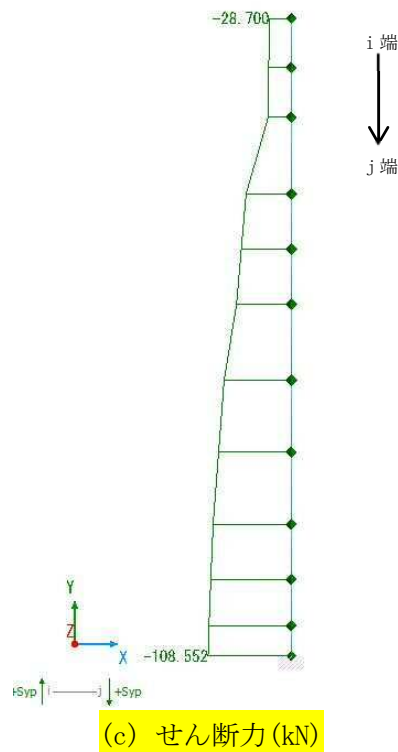
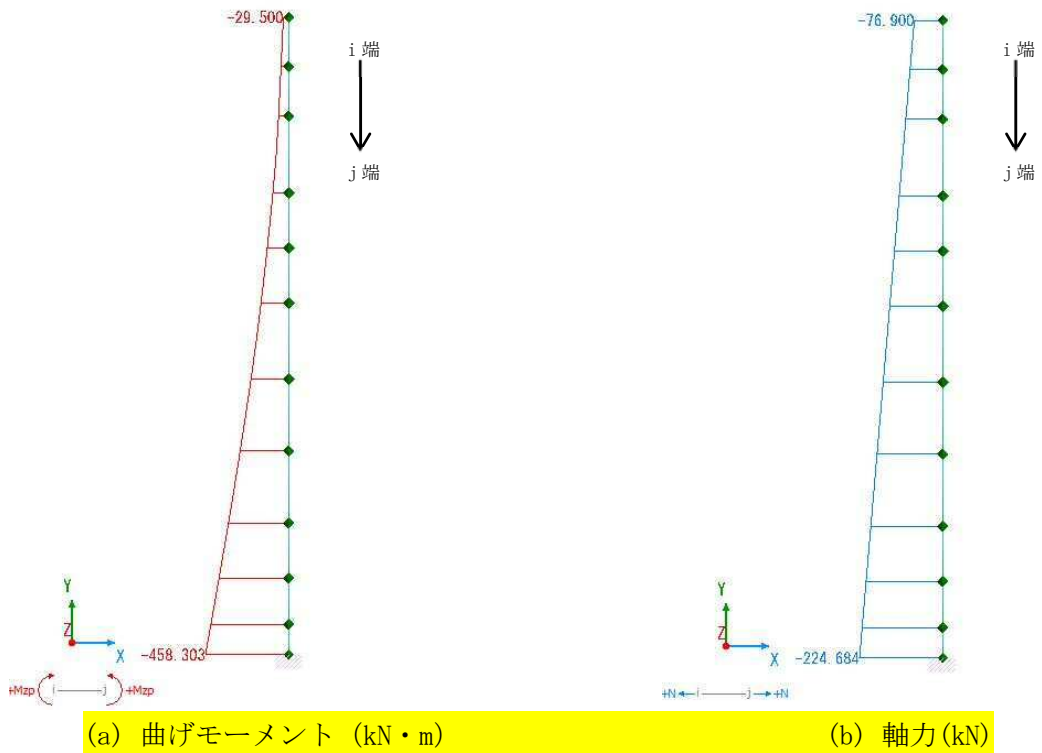


図 2.4-5(1) 縦断面(⑥-⑥断面)の部材①において最も厳しい照査値の地震時断面力  
 ( $S_s-D1$  (H+, V+),  $t=23.98s$ , 竜巻等防護設備反力 (H→, V↓))  
 (検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース))

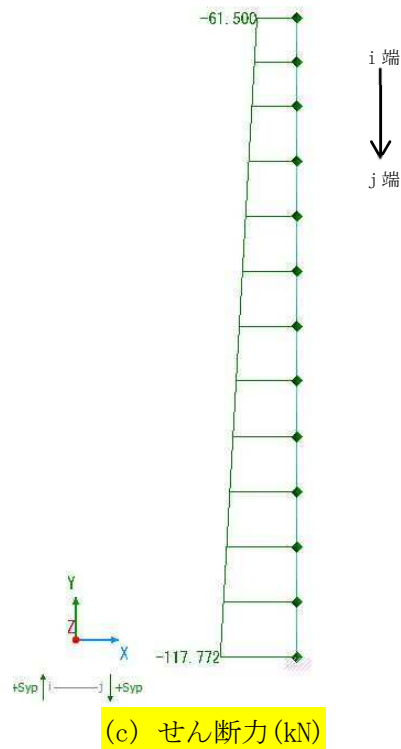
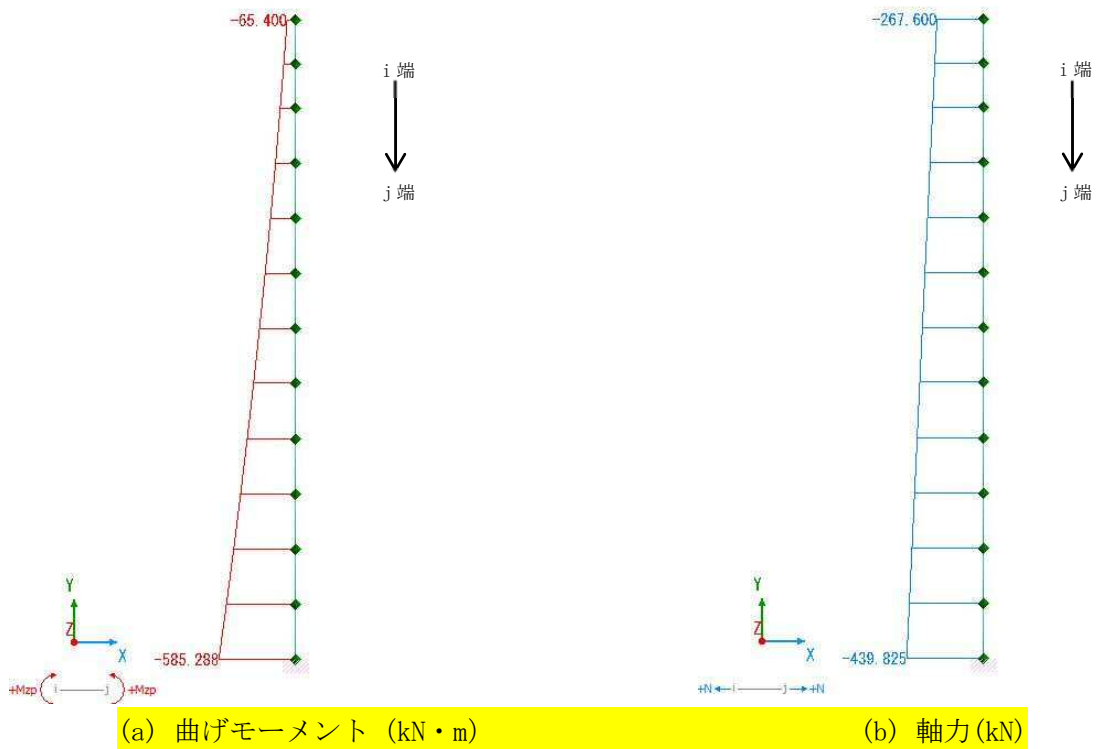


図 2.4-5(2) 縦断面(⑥-⑥断面)の部材②において最も厳しい照査値の地震時断面力  
 ( $S_s=3.1$  (H-, V+),  $t=9.07s$ , 竜巻等防護設備反力 (H→, V↓))  
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

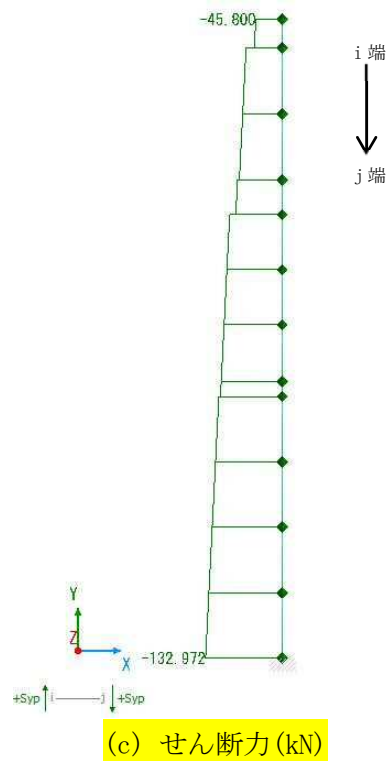
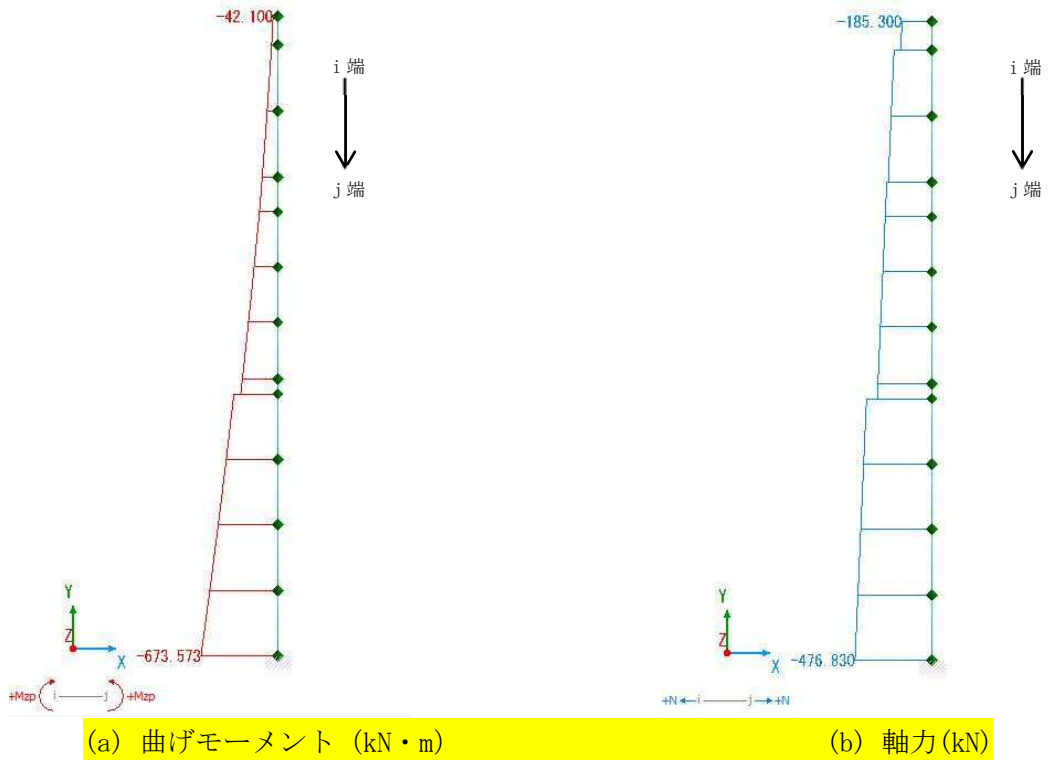


図 2.4-5(3) 縦断面(⑥-⑥断面)の部材③において最も厳しい照査値の地震時断面力  
 ( $S_s-3.1$  (H-, V+),  $t=9.08s$ , 竜巻等防護設備反力 (H→, V↓))  
 (検討ケース⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース)

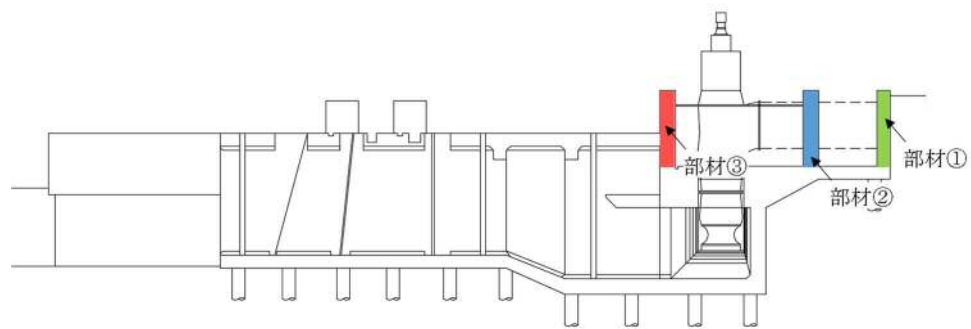
表 2.4-8(3) 躯体のせん断力に対する照査結果 (⑥-⑥断面)

(各部材において最も厳しい照査値とその地震波)

部材	照査用 せん断力 Vd (kN)	せん断耐力 Vyd (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot Vd / Vyd$	地震応答解析により得られる荷重		竜巻等防護設備の 応答解析により 得られる地震時反力
				検討ケースおよび地震動	応答抽出 の考え方	
①	131	280	0.468	⑥ S <sub>s</sub> -31 (H-, V+)	最大土圧	(H→V↑)
②	116	254	0.457	④ S <sub>s</sub> -31 (H-, V+)	最大加速度	(H→V↑)
③	-131	248	0.528	⑤ S <sub>s</sub> -31 (H-, V+)	最大加速度	(H←V↑)

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

\* : 検討ケースについての詳細を, 参考資料 10 (10.3.3 荷重) に示す。





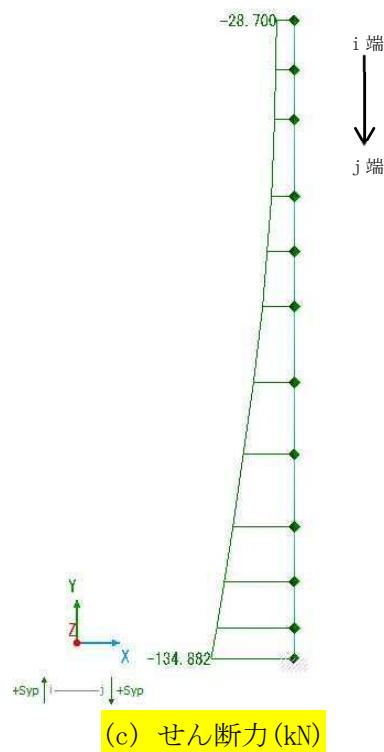
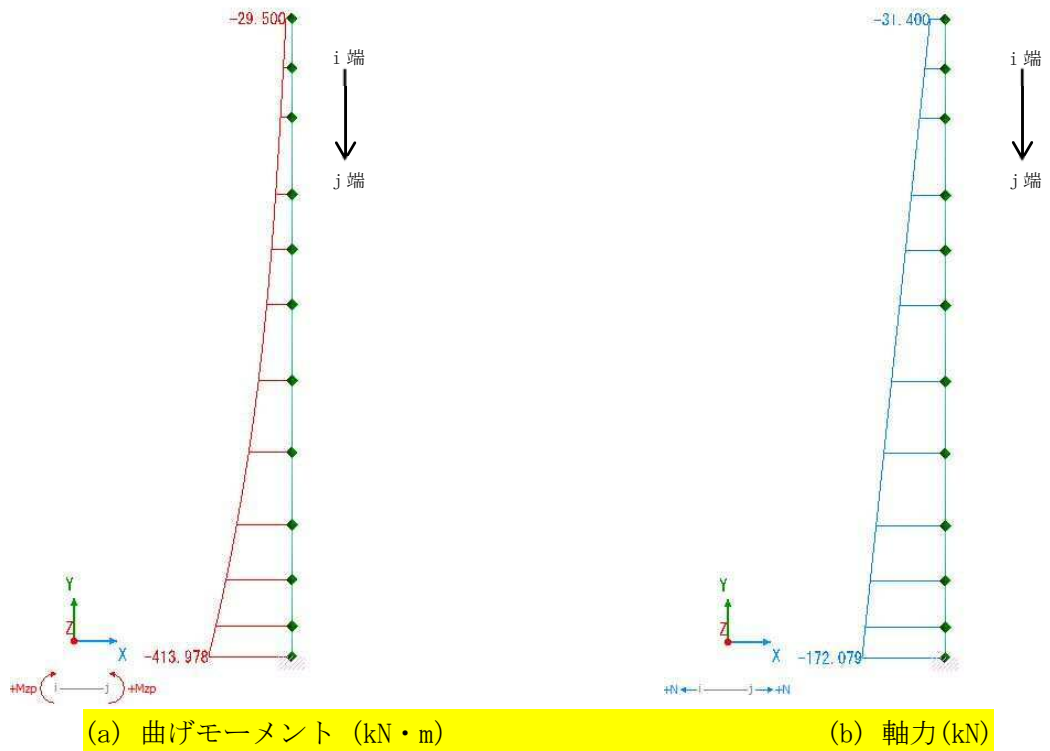


図 2.4-8(1) 縦断面(⑥-⑥断面)の部材①において最も厳しい照査値の地震時断面力  
 ( $S_s-31$  (H-, V+),  $t=10.07s$ , 竜巻等防護設備反力 (H→, V↑))  
 (検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 $\sigma$ ) して  
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)

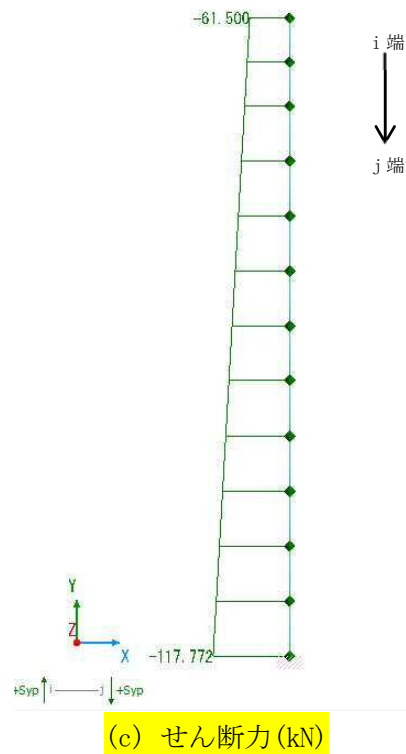
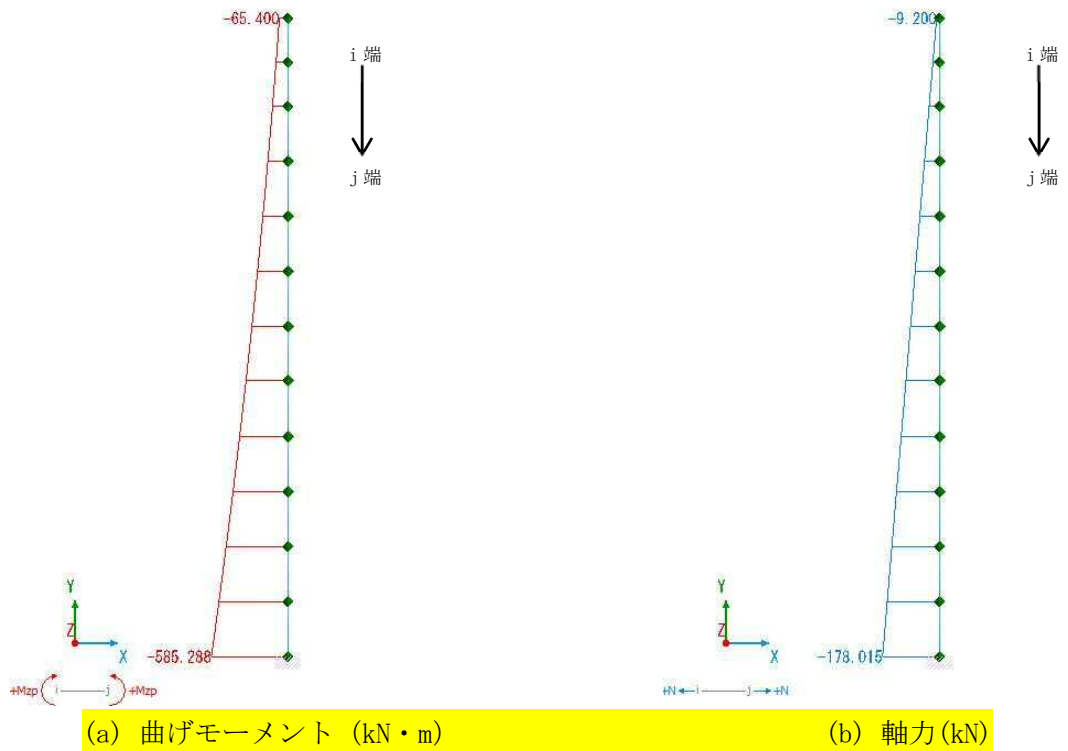


図 2.4-8(2) 縦断面(⑥-⑥断面)の部材②において最も厳しい照査値の地震時断面力  
 ( $S_s=3.1$  (H-, V+),  $t=9.07s$ , 竜巻等防護設備反力 (H→, V↑))  
 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により  
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

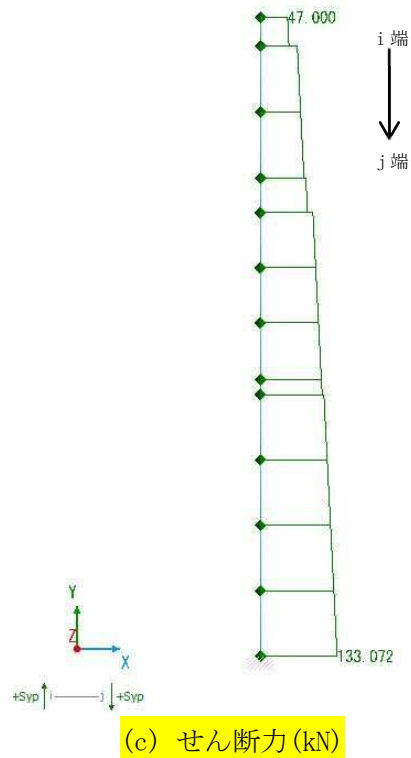
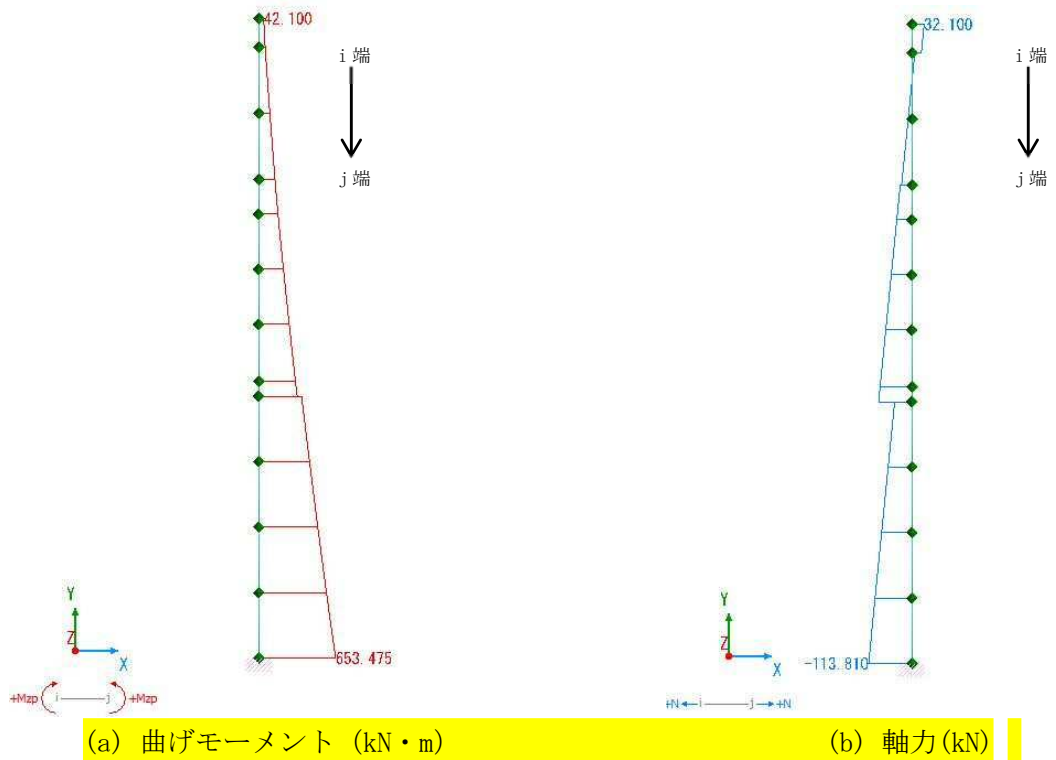


図 2.4-8(3) 縦断面(⑥-⑥断面)の部材③において最も厳しい照査値の地震時断面力  
 ( $S_s = 3.1$  (H-, V+),  $t = 9.08s$ , 竜巻等防護設備反力 (H←, V↑))  
 (検討ケース⑤: 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース)

## 2.4.2 躯体の耐震性評価結果

### (1) 躯体の曲げ軸力に対する評価結果

表 2.4-13, 表 2.4-14 及び表 2.4-15 に RC 躯体の曲げ軸力に対する評価結果を示す。

躯体の全塑性モーメント相当として、土木学会マニュアルに基づき、圧縮縁コンクリートひずみ 1.0% に対応する曲率（以下、「限界曲率」という。）を許容限界とし、照査用曲率が限界曲率を下回ることを確認した。なお、照査用曲率は、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、取水構造物躯体の各部材に発生する曲率は、限界曲率以下であることを確認した。

また、貯水機能を要求する①-①断面及び④-④断面の側壁について、曲げに対する耐震裕度が最も小さい部位及び検討ケースを抽出した上で、M- $\phi$  曲線により、貯水機能が維持されていることを確認した。図 2.4-22 に、当該部材の M- $\phi$  曲線を示す。

最大応答は第 2 折れ点（鉄筋の降伏）には至っていないことから、当該部材が貯水機能を維持していることを確認した。

さらに、浸水防止設備を間接支持している（止水機能を有する）①-①断面及び④-④断面の頂版、⑥-⑥断面の部材①について、曲げに対する耐震裕度が最も小さい部位及び検討ケースを抽出した上で、M- $\phi$  曲線により、部材がおおむね弾性範囲内である（止水機能及び浸水防止設備の間接支持機能が維持されている）ことを確認した。図 2.4-23 に、当該部材の M- $\phi$  曲線を示す。

最大応答は第 2 折れ点（鉄筋の降伏）には至っていないことから、当該部材が止水機能及び浸水防止設備の間接支持機能を維持していることを確認した。

表 2.4-15(1) 躯体の曲げ軸力に対する照査結果 (⑥-⑥断面)

地震応答解析により得られる荷重 検討ケース <sup>※1</sup> および地震動	応答抽出 の考え方	部材	竜巻等防護設備の 応答解析により 得られる地震時反力	断面性状			鉄筋仕様		軸方向 ひずみ $\varepsilon_a$ [-]	照査用曲率 $\phi_d$ [1/m]	限界曲率 $\phi_L$ [1/m]	照査値 $\gamma_i \cdot \phi_d / \phi_L$	
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	上端	下端					
				(H→V ↓)	(H→V ↑)	(H→V ↓)	(H→V ↑)	(上) D19 (下) D25					(上) D19 (下) D25
① S <sub>s</sub> -D1 (H+, V+)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-1.01×10 <sup>-5</sup>	-1.70×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.009	
			(H→V ↑)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-6.35×10 <sup>-6</sup>	-1.70×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.009	
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1050	D19	D19	-1.61×10 <sup>-5</sup>	-8.38×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.050	
			(H→V ↑)	1000	1200	1050	D19	D19	-5.30×10 <sup>-6</sup>	-8.38×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.050	
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1050	D19	D19	-1.76×10 <sup>-5</sup>	-1.44×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.087	
			(H→V ↑)	1000	1200	1050	D19	D19	-2.76×10 <sup>-6</sup>	1.27×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.077	
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-9.41×10 <sup>-6</sup>	-6.87×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.035	
			(H→V ↑)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-7.00×10 <sup>-6</sup>	-6.87×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.035	
	① S <sub>s</sub> -D1 (H+, V-)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-9.94×10 <sup>-6</sup>	-1.70×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.009
				(H→V ↑)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-6.47×10 <sup>-6</sup>	-1.70×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.009
			②	(H→V ↓)	1000	1200	1050	D19	D19	-1.61×10 <sup>-5</sup>	-8.38×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.050
				(H→V ↑)	1000	1200	1050	D19	D19	-5.30×10 <sup>-6</sup>	-8.38×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.050
③			(H→V ↓)	1000	1200	1050	D19	D19	-1.73×10 <sup>-5</sup>	-1.47×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.089	
			(H→V ↑)	1000	1200	1050	D19	D19	-3.04×10 <sup>-6</sup>	1.31×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.079	
最大土圧 発生時刻		①	(H→V ↓)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-9.23×10 <sup>-6</sup>	-1.52×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.008	
			(H→V ↑)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-7.18×10 <sup>-6</sup>	-1.52×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.008	
① S <sub>s</sub> -D1 (H-, V+)		最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-9.41×10 <sup>-6</sup>	-1.73×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.009
				(H→V ↑)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-7.00×10 <sup>-6</sup>	-1.73×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.009
			②	(H→V ↓)	1000	1200	1050	D19	D19	-1.54×10 <sup>-5</sup>	-8.38×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.050
				(H→V ↑)	1000	1200	1050	D19	D19	-5.94×10 <sup>-6</sup>	-8.38×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.050
	③		(H→V ↓)	1000	1200	1050	D19	D19	-1.67×10 <sup>-5</sup>	-1.47×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.089	
			(H→V ↑)	1000	1200	1050	D19	D19	-3.62×10 <sup>-6</sup>	1.31×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.079	
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-9.23×10 <sup>-6</sup>	-1.50×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.008	
			(H→V ↑)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-7.18×10 <sup>-6</sup>	-1.50×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.008	
	① S <sub>s</sub> -D1 (H-, V-)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-1.13×10 <sup>-5</sup>	-1.73×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.009
				(H→V ↑)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-5.11×10 <sup>-6</sup>	-1.73×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.009
			②	(H→V ↓)	1000	1200	1050	D19	D19	-1.74×10 <sup>-5</sup>	-8.76×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.053
				(H→V ↑)	1000	1200	1050	D19	D19	-4.03×10 <sup>-6</sup>	-8.76×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.053
③			(H→V ↓)	1000	1200	1050	D19	D19	-1.85×10 <sup>-5</sup>	-1.47×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.089	
			(H→V ↑)	1000	1200	1050	D19	D19	-1.84×10 <sup>-6</sup>	1.31×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.079	
最大土圧 発生時刻		①	(H→V ↓)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-9.33×10 <sup>-6</sup>	-1.51×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.008	
			(H→V ↑)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-6.88×10 <sup>-6</sup>	-1.51×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.008	

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

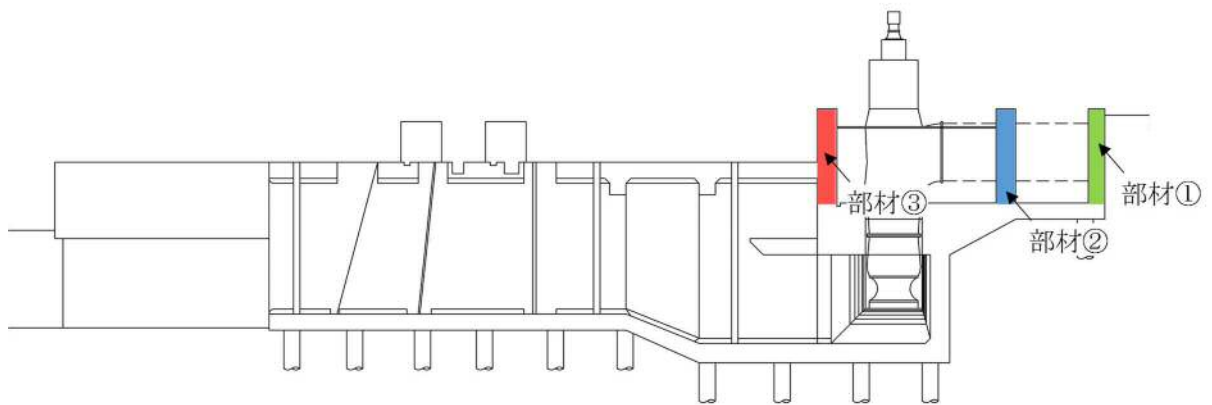


表 2.4-15(2) 躯体の曲げ軸力に対する照査結果 (⑥-⑥断面)

地震応答解析により得られる荷重 検討ケース <sup>※1</sup> および地震動	応答抽出 の考え方	部材	竜巻等防護設備の 応答解析により 得られる地震時反力	断面性状			鉄筋仕様		軸方向 ひずみ $\varepsilon_a$ [-]	照査用曲率 $\phi_d$ [1/m]	限界曲率 $\phi_L$ [1/m]	照査値 $\gamma_i \cdot \phi_d / \phi_L$
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	上端	下端				
				(H→V ↓)	(H→V ↑)	(H→V ↓)	(H→V ↑)	(上) D19 (下) D25				
① S <sub>s</sub> -11	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-1.08×10 <sup>-5</sup>	-1.56×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.008
			(H→V ↑)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-5.64×10 <sup>-6</sup>	-1.56×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.008
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1050	D19	D19	-1.68×10 <sup>-5</sup>	-4.68×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.028
			(H→V ↑)	1000	1200	1050	D19	D19	-4.55×10 <sup>-6</sup>	-4.68×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.028
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1050	D19	D19	-1.81×10 <sup>-5</sup>	-1.11×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.067
			(H→V ↑)	1000	1200	1050	D19	D19	-2.24×10 <sup>-6</sup>	9.52×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.057
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-9.29×10 <sup>-6</sup>	-1.39×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.007
			(H→V ↑)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-7.17×10 <sup>-6</sup>	-1.39×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.007
① S <sub>s</sub> -12	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-9.41×10 <sup>-6</sup>	-2.05×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.010
			(H→V ↑)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-7.00×10 <sup>-6</sup>	-2.05×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.010
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1050	D19	D19	-1.55×10 <sup>-5</sup>	-6.53×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.039
			(H→V ↑)	1000	1200	1050	D19	D19	-5.88×10 <sup>-6</sup>	-6.53×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.039
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1050	D19	D19	-1.67×10 <sup>-5</sup>	-1.26×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.076
			(H→V ↑)	1000	1200	1050	D19	D19	-3.68×10 <sup>-6</sup>	1.10×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.066
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-9.23×10 <sup>-6</sup>	-1.42×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.007
			(H→V ↑)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-7.17×10 <sup>-6</sup>	-1.42×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.007
① S <sub>s</sub> -13	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-9.47×10 <sup>-6</sup>	-2.10×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.011
			(H→V ↑)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-6.94×10 <sup>-6</sup>	-2.10×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.011
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1050	D19	D19	-1.56×10 <sup>-5</sup>	-6.16×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.037
			(H→V ↑)	1000	1200	1050	D19	D19	-6.40×10 <sup>-6</sup>	-6.16×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.037
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1050	D19	D19	-1.66×10 <sup>-5</sup>	-1.26×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.076
			(H→V ↑)	1000	1200	1050	D19	D19	-3.73×10 <sup>-6</sup>	1.10×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.066
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-9.29×10 <sup>-6</sup>	-1.43×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.007
			(H→V ↑)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-7.17×10 <sup>-6</sup>	-1.43×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.007
① S <sub>s</sub> -14	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-1.09×10 <sup>-5</sup>	-1.71×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.009
			(H→V ↑)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-5.53×10 <sup>-6</sup>	-1.71×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.009
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1050	D19	D19	-1.70×10 <sup>-5</sup>	-5.79×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.035
			(H→V ↑)	1000	1200	1050	D19	D19	-4.43×10 <sup>-6</sup>	-5.79×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.035
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1050	D19	D19	-1.81×10 <sup>-5</sup>	-1.19×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.072
			(H→V ↑)	1000	1200	1050	D19	D19	-2.24×10 <sup>-6</sup>	1.02×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.061
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-9.23×10 <sup>-6</sup>	-1.35×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.007
			(H→V ↑)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-7.18×10 <sup>-6</sup>	-1.35×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.007

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

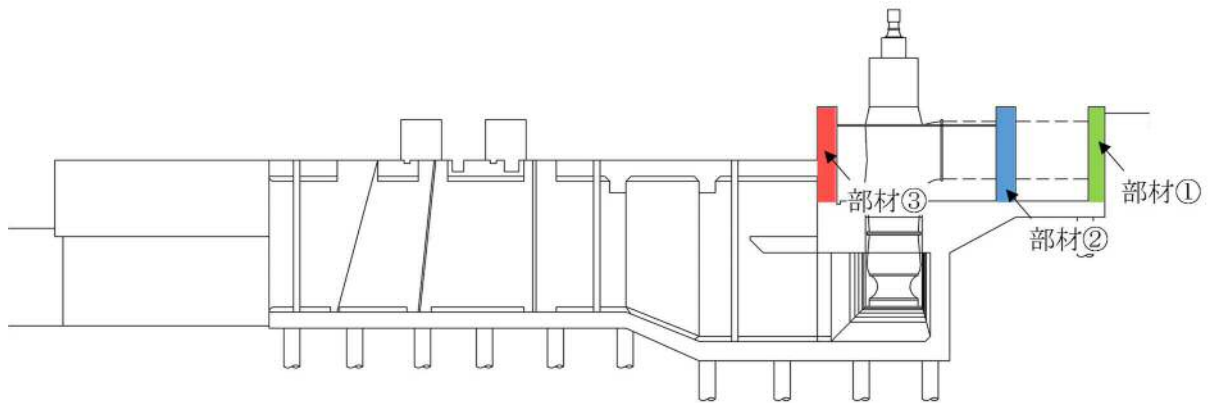


表 2.4-15(3) 躯体の曲げ軸力に対する照査結果 (⑥-⑥断面)

地震応答解析により得られる荷重 検討ケース <sup>※1</sup> および地震動	応答抽出 の考え方	部材	竜巻等防護設備の 応答解析により 得られる地震時反力	断面性状			鉄筋仕様		軸方向 ひずみ $\epsilon_a$ [-]	照査用曲率 $\phi_d$ [1/m]	限界曲率 $\phi_L$ [1/m]	照査値 $\gamma_i \cdot \phi_d / \phi_L$
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (m)	上端	下端				
				(H→V ↓)	(H→V ↑)	(上) D19 (下) D25	(上) D19 (下) D25					
① S <sub>s</sub> -21	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-9.47×10 <sup>-6</sup>	-1.53×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.008
			(H→V ↑)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-6.94×10 <sup>-6</sup>	-1.53×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.008
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1050	D19	D19	-1.56×10 <sup>-5</sup>	-5.42×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.033
			(H→V ↑)	1000	1200	1050	D19	D19	-5.77×10 <sup>-6</sup>	-5.42×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.033
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1050	D19	D19	-1.70×10 <sup>-5</sup>	-1.15×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.069
			(H→V ↑)	1000	1200	1050	D19	D19	-3.33×10 <sup>-6</sup>	9.88×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.060
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-9.71×10 <sup>-6</sup>	-1.31×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.007
			(H→V ↑)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-6.71×10 <sup>-6</sup>	-1.31×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.007
① S <sub>s</sub> -22	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-1.18×10 <sup>-5</sup>	-1.67×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.008
			(H→V ↑)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-4.58×10 <sup>-6</sup>	-1.67×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.008
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1050	D19	D19	-1.78×10 <sup>-5</sup>	-7.64×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.046
			(H→V ↑)	1000	1200	1050	D19	D19	-3.57×10 <sup>-6</sup>	-7.64×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.046
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1050	D19	D19	-1.89×10 <sup>-5</sup>	-1.36×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.082
			(H→V ↑)	1000	1200	1050	D19	D19	-1.44×10 <sup>-6</sup>	1.20×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.072
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-9.59×10 <sup>-6</sup>	-1.43×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.007
			(H→V ↑)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-6.82×10 <sup>-6</sup>	-1.43×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.007
① S <sub>s</sub> -31 (H+, V+)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-9.23×10 <sup>-6</sup>	-2.90×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.015
			(H→V ↑)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-7.18×10 <sup>-6</sup>	-2.90×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.015
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1050	D19	D19	-1.53×10 <sup>-5</sup>	-6.90×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.042
			(H→V ↑)	1000	1200	1050	D19	D19	-6.05×10 <sup>-6</sup>	-6.90×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.042
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1050	D19	D19	-1.67×10 <sup>-5</sup>	-1.29×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.078
			(H→V ↑)	1000	1200	1050	D19	D19	-3.68×10 <sup>-6</sup>	1.13×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.068
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-9.41×10 <sup>-6</sup>	-1.41×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.007
			(H→V ↑)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-7.00×10 <sup>-6</sup>	-1.41×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.007
① S <sub>s</sub> -31 (H-, V+)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-9.23×10 <sup>-6</sup>	-3.11×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.016
			(H→V ↑)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-7.18×10 <sup>-6</sup>	-3.11×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.016
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1050	D19	D19	-1.53×10 <sup>-5</sup>	-9.87×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.059
			(H→V ↑)	1000	1200	1050	D19	D19	-6.05×10 <sup>-6</sup>	-9.87×10 <sup>-4</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.059
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1050	D19	D19	-1.65×10 <sup>-5</sup>	-1.58×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.095
			(H→V ↑)	1000	1200	1050	D19	D19	-3.79×10 <sup>-6</sup>	1.42×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.086
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-9.23×10 <sup>-6</sup>	-1.35×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.007
			(H→V ↑)	1000	1000	850	D19	(上) D19 (下) D25	-7.18×10 <sup>-6</sup>	-1.35×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.007

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

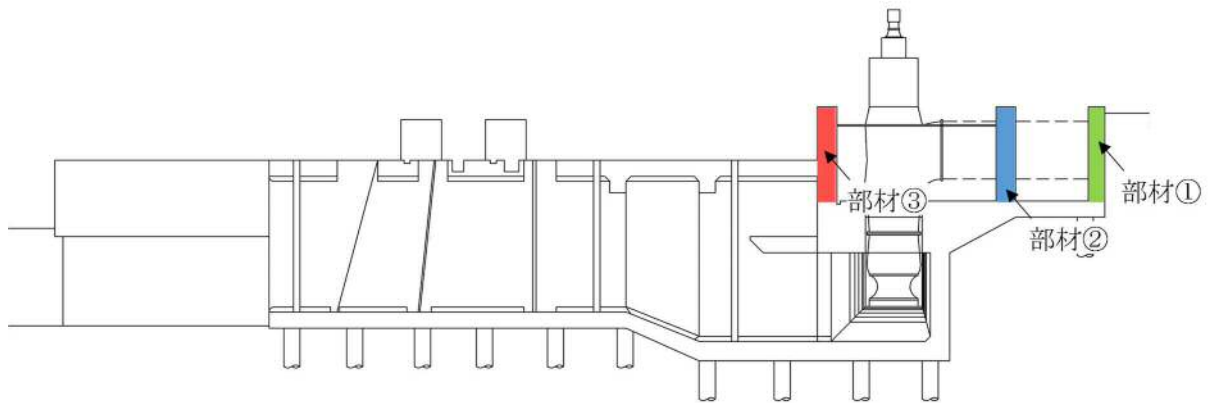


表 2.4-15(4) 躯体の曲げ軸力に対する照査結果 (⑥-⑥断面)

地震応答解析により得られる荷重		部材	竜巻等防護設備の 応答解析により 得られる地震時反力	断面性状			鉄筋仕様		軸方向 ひずみ $\varepsilon_a$ [-]	照査用曲率 $\phi_d$ [1/m]	限界曲率 $\phi_L$ [1/m]	照査値 $\gamma_i \cdot \phi_d / \phi_L$
検討ケース <sup>※1</sup> および地震動	応答抽出 の考え方			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (m)	上端	下端				
② S <sub>s</sub> -31 (H-, V+)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	D19	(上) D19	$-9.23 \times 10^{-6}$	$-3.40 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.017
			(H→V ↑)					(下) D25				
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1050	D19	D19	$-1.53 \times 10^{-5}$	$-9.50 \times 10^{-4}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.057
			(H→V ↑)						$-6.05 \times 10^{-6}$			
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1050	D19	D19	$-1.65 \times 10^{-5}$	$-1.54 \times 10^{-3}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.093
			(H→V ↑)						$-3.79 \times 10^{-6}$			
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	D19	(上) D19	$-9.23 \times 10^{-6}$	$-1.34 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.007
			(H→V ↑)					(下) D25				

表 2.4-15(5) 躯体の曲げ軸力に対する照査結果 (⑥-⑥断面)

地震応答解析により得られる荷重		部材	竜巻等防護設備の 応答解析により 得られる地震時反力	断面性状			鉄筋仕様		軸方向 ひずみ $\varepsilon_a$ [-]	照査用曲率 $\phi_d$ [1/m]	限界曲率 $\phi_L$ [1/m]	照査値 $\gamma_i \cdot \phi_d / \phi_L$
検討ケース <sup>※1</sup> および地震動	応答抽出 の考え方			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (m)	上端	下端				
③ S <sub>s</sub> -31 (H-, V+)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	D19	(上) D19	$-9.23 \times 10^{-6}$	$-2.86 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.014
			(H→V ↑)					(下) D25				
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1050	D19	D19	$-1.53 \times 10^{-5}$	$-9.87 \times 10^{-4}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.059
			(H→V ↑)						$-6.05 \times 10^{-6}$			
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1050	D19	D19	$-1.66 \times 10^{-5}$	$-1.58 \times 10^{-3}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.095
			(H→V ↑)						$-3.73 \times 10^{-6}$			
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	D19	(上) D19	$-9.23 \times 10^{-6}$	$-1.60 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.008
			(H→V ↑)					(下) D25				

表 2.4-15(6) 躯体の曲げ軸力に対する照査結果 (⑥-⑥断面)

地震応答解析により得られる荷重		部材	竜巻等防護設備の 応答解析により 得られる地震時反力	断面性状			鉄筋仕様		軸方向 ひずみ $\varepsilon_a$ [-]	照査用曲率 $\phi_d$ [1/m]	限界曲率 $\phi_L$ [1/m]	照査値 $\gamma_i \cdot \phi_d / \phi_L$
検討ケース <sup>※1</sup> および地震動	応答抽出 の考え方			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (m)	上端	下端				
④ S <sub>s</sub> -31 (H-, V+)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	D19	(上) D19	$-9.23 \times 10^{-6}$	$-2.31 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.012
			(H→V ↑)					(下) D25				
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1050	D19	D19	$-1.53 \times 10^{-5}$	$-1.02 \times 10^{-3}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.061
			(H→V ↑)						$-6.05 \times 10^{-6}$			
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1050	D19	D19	$-1.65 \times 10^{-5}$	$-1.62 \times 10^{-3}$	$1.66 \times 10^{-2}$	0.098
			(H→V ↑)						$-3.79 \times 10^{-6}$			
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	D19	(上) D19	$-9.35 \times 10^{-6}$	$-1.62 \times 10^{-4}$	$1.99 \times 10^{-2}$	0.008
			(H→V ↑)					(下) D25				

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

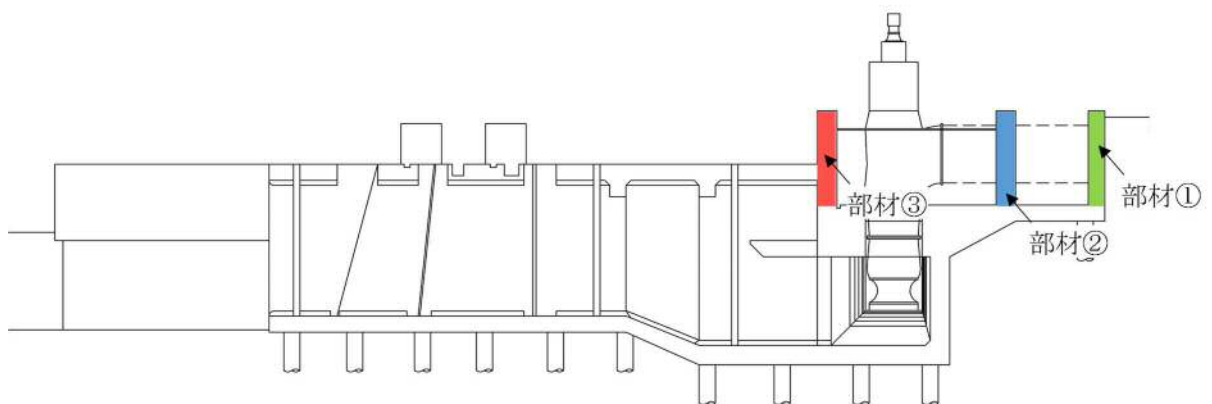




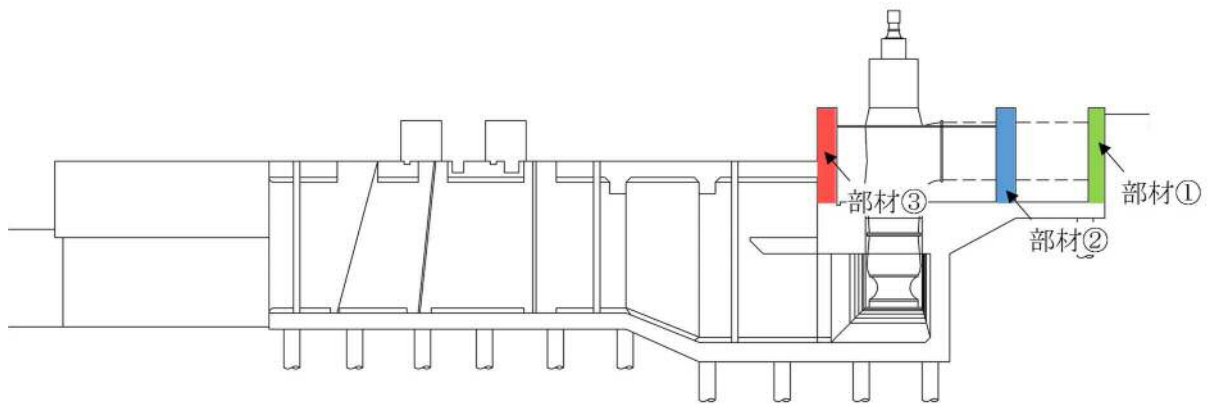
表 2.4-15(7) 躯体の曲げ軸力に対する照査結果 (⑥-⑥断面)

地震応答解析により得られる荷重		部材	竜巻等防護設備の 応答解析により 得られる地震時反力	断面性状				鉄筋仕様		軸方向 ひずみ $\epsilon_a$ [-]	照査用曲率 $\phi_d$ [1/m]	限界曲率 $\phi_L$ [1/m]	照査値 $\gamma_i \cdot \phi_d / \phi_L$
検討ケース および地震動	応答抽出 の考え方			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	鉄筋かぶり	有効高 d (mm)	上端	下端				
⑤ S <sub>8</sub> -31 (H-, V+)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	75	850	D19	(上) D19	-9.23×10 <sup>-6</sup>	-4.09×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.021
			(H→V ↑)						(下) D25				
		②	(H→V ↓)	1000	1200	75	1050	D19	D19	-1.53×10 <sup>-5</sup>	-1.02×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.061
			(H→V ↑)							-6.05×10 <sup>-6</sup>			
		③	(H→V ↓)	1000	1200	75	1050	D19	D19	-1.66×10 <sup>-5</sup>	-1.62×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.098
			(H→V ↑)							-3.73×10 <sup>-6</sup>			
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	75	850	D19	(上) D19	-9.29×10 <sup>-6</sup>	-4.59×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.023
			(H→V ↑)						(下) D25				

表 2.4-15(8) 躯体の曲げ軸力に対する照査結果 (⑥-⑥断面)

地震応答解析により得られる荷重		部材	竜巻等防護設備の 応答解析により 得られる地震時反力	断面性状				鉄筋仕様		軸方向 ひずみ $\epsilon_a$ [-]	照査用曲率 $\phi_d$ [1/m]	限界曲率 $\phi_L$ [1/m]	照査値 $\gamma_i \cdot \phi_d / \phi_L$
検討ケース および地震動	応答抽出 の考え方			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	鉄筋かぶり	有効高 d (mm)	上端	下端				
⑥ S <sub>8</sub> -31 (H-, V+)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	75	850	D19	(上) D19	-9.23×10 <sup>-6</sup>	-4.14×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.021
			(H→V ↑)						(下) D25				
		②	(H→V ↓)	1000	1200	75	1050	D19	D19	-1.53×10 <sup>-5</sup>	-1.02×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.061
			(H→V ↑)							-6.05×10 <sup>-6</sup>			
		③	(H→V ↓)	1000	1200	75	1050	D19	D19	-1.66×10 <sup>-5</sup>	-1.62×10 <sup>-3</sup>	1.66×10 <sup>-2</sup>	0.098
			(H→V ↑)							-3.73×10 <sup>-6</sup>			
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	75	850	D19	(上) D19	-9.23×10 <sup>-6</sup>	-4.93×10 <sup>-4</sup>	1.99×10 <sup>-2</sup>	0.025
			(H→V ↑)						(下) D25				

注記 \* : 評価位置は下図に示す。



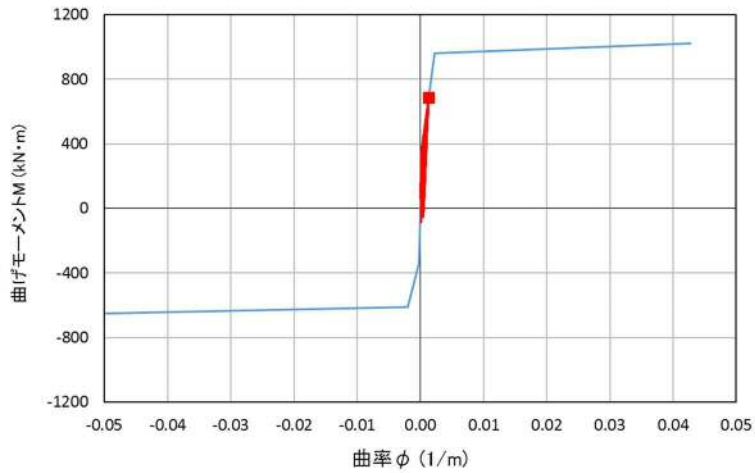


図 2.4-23(1) M-φ 曲線を用いた止水機能等の確認 (①-①断面 頂版)

(検討ケース④,  $S_s-D1$  (H-, V+)) \*

\* 当該部材の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい地震動

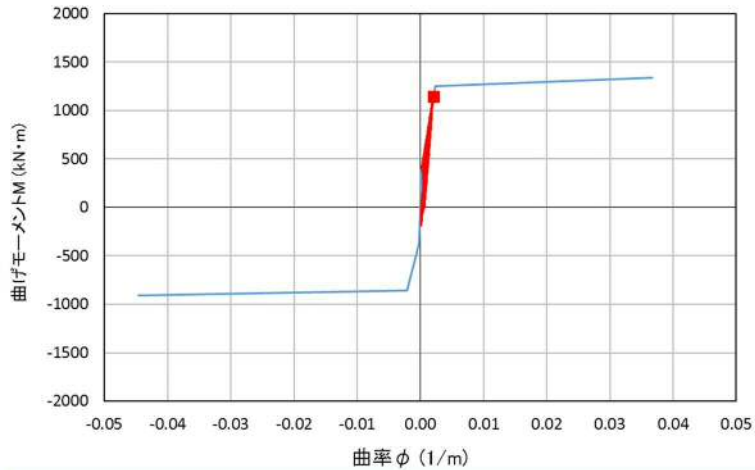


図 2.4-23(2) M-φ 曲線を用いた止水機能等の確認 (④-④断面 頂版)

(検討ケース④,  $S_s-D1$  (H+, V+)) \*

\* 当該部材の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい地震動

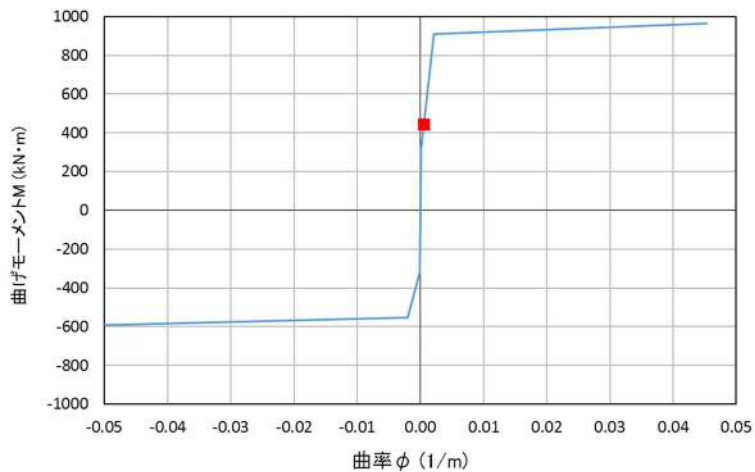


図 2.4-23(3) M-φ 曲線を用いた止水機能等の確認 (⑥-⑥断面 部材①)

(検討ケース,  $S_s-31$  (H+, V+), 竜巻等防護設備反力 (H→, V↓)) \*

\* 当該部材の曲げ軸力照査で照査値が最も厳しい地震動

(2) 躯体のせん断力に対する評価結果

躯体のせん断力に対する評価結果を表 2.4-16, 表 2.4-17 及び表 2.4-18 に示す。

躯体の評価位置において発生せん断力 ( $V$ ) がコンクリートの負担するせん断力 ( $V_{cd}$ ) と斜め引張鉄筋の負担するせん断力 ( $V_{sd}$ ), 建設技術審査証明報告書による後施工せん断補強筋が負担するせん断力 ( $V_{phb}$ ) を合わせたせん断耐力 ( $V_{yd}$ ) を下回ることを確認した。  
( $V_{yd} = V_{cd} + V_s + V_{phb} \geq V$ )。なお, 発生断面力は各地震動, 各部材において最大となる値を示している。

以上より, 取水構造物躯体の各部材に発生するせん断力は, せん断耐力以下であることを確認した。

表 2.4-18(1) 躯体のせん断力に対する照査結果 (⑥-⑥断面)

地震応答解析により得られる荷重		部材	竜巻等防護設備の 応答解析により 得られる地震時反力	断面性状			照査用 せん断力 Vd (kN)	せん断耐力 Vyd (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot Vd / Vyd$
検討ケース * <sup>1</sup> および地震動	応答抽出 の考え方			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (m)			
① S <sub>s</sub> - D1 (H+, V+)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	70	294	0.238
			(H→V ↑)				70	282	0.248
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1050	108	279	0.387
			(H→V ↑)				108	253	0.427
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1050	123	277	0.444
			(H←V ↑)				-123	246	0.500
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	108	283	0.382
			(H→V ↑)				108	277	0.390
① S <sub>s</sub> - D1 (H+, V-)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	71	294	0.241
			(H→V ↑)				71	283	0.251
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1050	108	279	0.387
			(H→V ↑)				108	253	0.427
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1050	124	276	0.449
			(H←V ↑)				-124	246	0.504
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	64	295	0.217
			(H→V ↑)				64	288	0.222
① S <sub>s</sub> - D1 (H-, V+)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	72	292	0.247
			(H→V ↑)				72	284	0.254
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1050	108	277	0.390
			(H→V ↑)				108	254	0.425
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1050	124	274	0.453
			(H←V ↑)				-124	248	0.500
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	67	296	0.226
			(H→V ↑)				67	288	0.233
① S <sub>s</sub> - D1 (H-, V-)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	73	298	0.245
			(H→V ↑)				73	278	0.263
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1050	109	281	0.388
			(H→V ↑)				109	249	0.438
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1050	124	278	0.446
			(H←V ↑)				-124	244	0.508
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	68	296	0.230
			(H→V ↑)				68	287	0.237

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

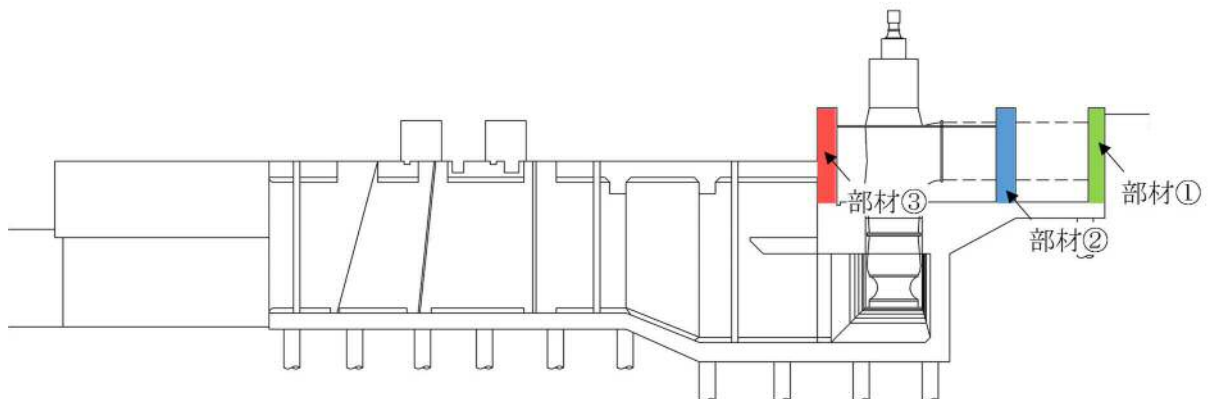


表 2.4-18(2) RC 構造物のせん断力照査結果 (⑥-⑥断面)

地震応答解析により得られる荷重		部材	竜巻等防護設備の 応答解析により 得られる地震時反力	断面性状			照査用 せん断力 Vd (kN)	せん断耐力 Vyd (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot Vd / Vyd$
検討ケース および地震動	応答抽出 の考え方			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (m)			
① S <sub>s</sub> - 1 1	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	67	300	0.223
			(H→V ↑)				67	282	0.238
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1050	91	284	0.320
			(H→V ↑)				91	252	0.361
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1050	108	280	0.386
			(H←V ↑)				-108	245	0.441
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	55	299	0.184
			(H→V ↑)				55	290	0.190
① S <sub>s</sub> - 1 2	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	77	290	0.266
			(H→V ↑)				77	283	0.272
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1050	100	279	0.358
			(H→V ↑)				100	255	0.392
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1050	114	276	0.413
			(H←V ↑)				-115	248	0.464
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	58	298	0.195
			(H→V ↑)				58	290	0.200
① S <sub>s</sub> - 1 3	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	78	291	0.268
			(H→V ↑)				78	283	0.276
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1050	98	280	0.350
			(H→V ↑)				98	256	0.383
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1050	114	276	0.413
			(H←V ↑)				-115	248	0.464
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	59	298	0.198
			(H→V ↑)				59	289	0.204
① S <sub>s</sub> - 1 4	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	73	297	0.246
			(H→V ↑)				73	280	0.261
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1050	96	283	0.339
			(H→V ↑)				96	251	0.382
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1050	111	280	0.396
			(H←V ↑)				-111	245	0.453
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	53	300	0.177
			(H→V ↑)				53	291	0.182

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

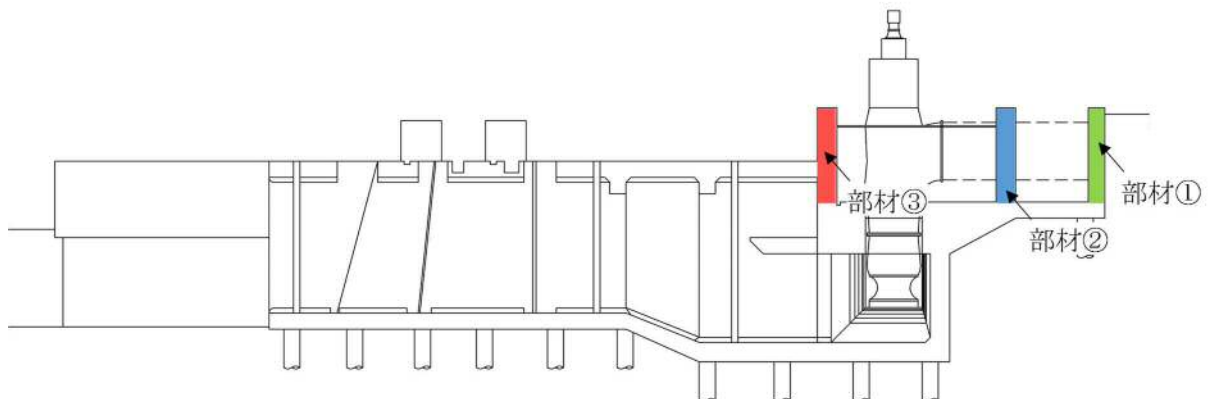


表 2.4-18(3) RC 構造物のせん断力照査結果 (⑥-⑥断面)

地震応答解析により得られる荷重		部材	竜巻等防護設備の 応答解析により 得られる地震時反力	断面性状			照査用 せん断力 Vd (kN)	せん断耐力 Vyd (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot Vd / Vyd$
検討ケース * <sup>1</sup> および地震動	応答抽出 の考え方			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (m)			
① S <sub>s</sub> - 2 1	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	60	296	0.203
			(H→V ↑)				60	287	0.209
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1050	95	280	0.339
			(H→V ↑)				95	255	0.373
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1050	110	278	0.396
			(H←V ↑)				-110	247	0.445
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	51	303	0.168
			(H→V ↑)				51	290	0.176
① S <sub>s</sub> - 2 2	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	69	301	0.229
			(H→V ↑)				69	277	0.249
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1050	104	284	0.366
			(H→V ↑)				104	249	0.418
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1050	119	280	0.425
			(H←V ↑)				-119	243	0.490
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	60	299	0.201
			(H→V ↑)				60	288	0.208
① S <sub>s</sub> - 3 1 (H+, V+)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	90	288	0.313
			(H→V ↑)				90	282	0.319
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1050	101	278	0.363
			(H→V ↑)				101	255	0.396
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1050	116	276	0.420
			(H←V ↑)				-116	248	0.468
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	60	299	0.201
			(H→V ↑)				60	289	0.208
① S <sub>s</sub> - 3 1 (H-, V+)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	87	288	0.302
			(H→V ↑)				87	282	0.309
		②	(H→V ↓)	1000	1200	1050	114	276	0.413
			(H→V ↑)				114	254	0.449
		③	(H→V ↓)	1000	1200	1050	129	273	0.473
			(H←V ↑)				-129	248	0.520
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V ↓)	1000	1000	850	54	299	0.181
			(H→V ↑)				54	291	0.186

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

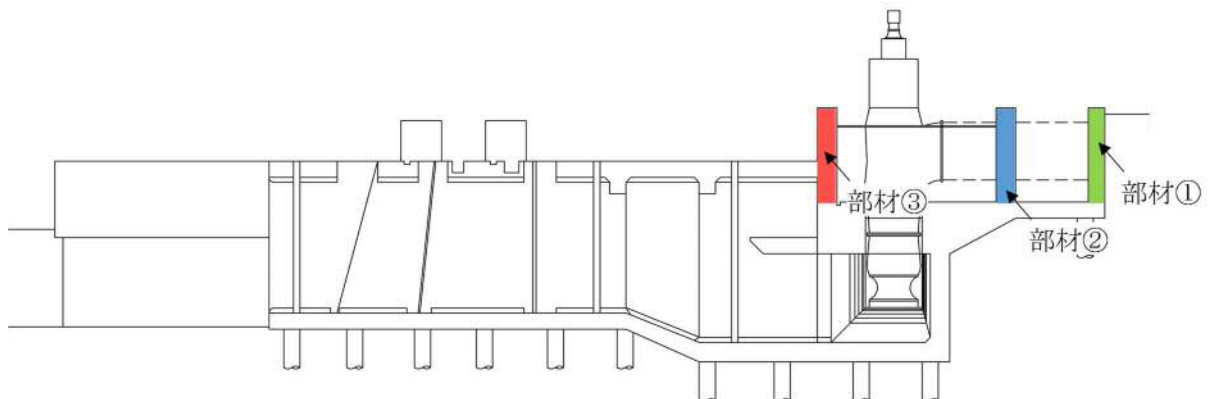


表 2.4-18(4) RC 構造物のせん断力照査結果 (⑥-⑥断面)

地震応答解析により得られる荷重		部材	竜巻等防護設備の 応答解析により 得られる地震時反力	断面性状			照査用 せん断力 Vd (kN)	せん断耐力 Vyd (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot Vd / Vyd$
検討ケース ※1 および地震動	応答抽出 の考え方			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (m)			
② S <sub>s</sub> - 3 1 (H-, V+)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V↓)	1000	1000	850	88	287	0.307
			(H→V↑)				88	282	0.312
		②	(H→V↓)	1000	1200	1050	113	276	0.409
			(H→V↑)				113	254	0.445
		③	(H→V↓)	1000	1200	1050	127	274	0.464
			(H←V↑)				-127	248	0.512
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V↓)	1000	1000	850	52	300	0.173
			(H→V↑)				52	291	0.179

表 2.4-18(5) RC 構造物のせん断力照査結果 (⑥-⑥断面)

地震応答解析により得られる荷重		部材	竜巻等防護設備の 応答解析により 得られる地震時反力	断面性状			照査用 せん断力 Vd (kN)	せん断耐力 Vyd (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot Vd / Vyd$
検討ケース ※1 および地震動	応答抽出 の考え方			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (m)			
③ S <sub>s</sub> - 3 1 (H-, V+)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V↓)	1000	1000	850	85	288	0.295
			(H→V↑)				85	282	0.301
		②	(H→V↓)	1000	1200	1050	114	276	0.413
			(H→V↑)				114	254	0.449
		③	(H→V↓)	1000	1200	1050	129	273	0.473
			(H←V↑)				-129	248	0.520
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V↓)	1000	1000	850	68	294	0.231
			(H→V↑)				68	287	0.237

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

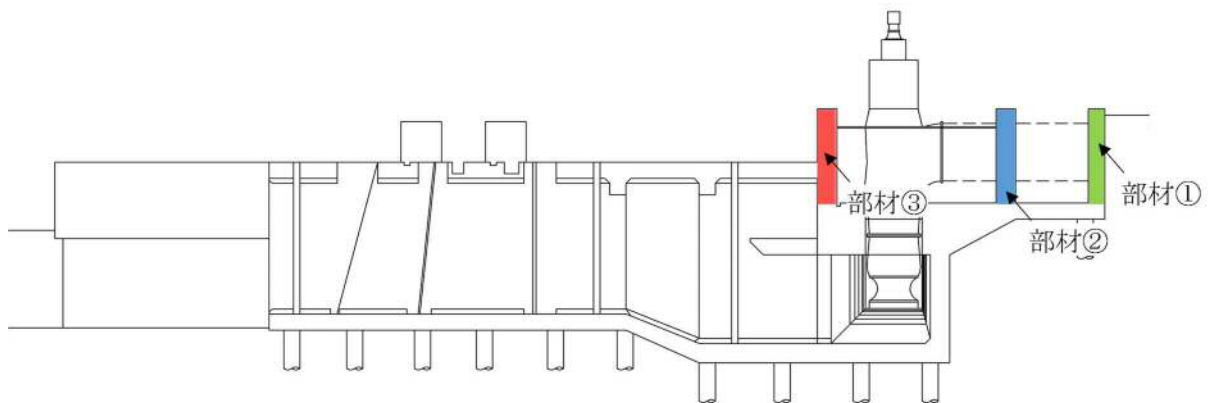


表 2.4-18(6) RC 構造物のせん断力照査結果 (⑥-⑥断面)

地震応答解析により得られる荷重		部材	竜巻等防護設備の 応答解析により 得られる地震時反力	断面性状			照査用 せん断力 Vd (kN)	せん断耐力 Vyd (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot Vd / Vyd$
検討ケース ※1 および地震動	応答抽出 の考え方			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (m)			
④ S <sub>s</sub> -31 (H-, V+)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V↓)	1000	1000	850	82	289	0.284
			(H→V↑)				82	283	0.290
		②	(H→V↓)	1000	1200	1050	116	275	0.422
			(H→V↑)				116	254	0.457
		③	(H→V↓)	1000	1200	1050	131	273	0.480
			(H←V↑)				-131	248	0.528
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V↓)	1000	1000	850	81	293	0.276
			(H→V↑)				81	286	0.283

表 2.4-18(7) RC 構造物のせん断力照査結果 (⑥-⑥断面)

地震応答解析により得られる荷重		部材	竜巻等防護設備の 応答解析により 得られる地震時反力	断面性状			照査用 せん断力 Vd (kN)	せん断耐力 Vyd (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot Vd / Vyd$
検討ケース ※1 および地震動	応答抽出 の考え方			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (m)			
⑤ S <sub>s</sub> -31 (H-, V+)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V↓)	1000	1000	850	105	286	0.367
			(H→V↑)				105	281	0.374
		②	(H→V↓)	1000	1200	1050	116	275	0.422
			(H→V↑)				116	254	0.457
		③	(H→V↓)	1000	1200	1050	131	273	0.480
			(H←V↑)				-131	248	0.528
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V↓)	1000	1000	850	126	285	0.442
			(H→V↑)				126	280	0.450

注記 \* : 評価位置は下図に示す。

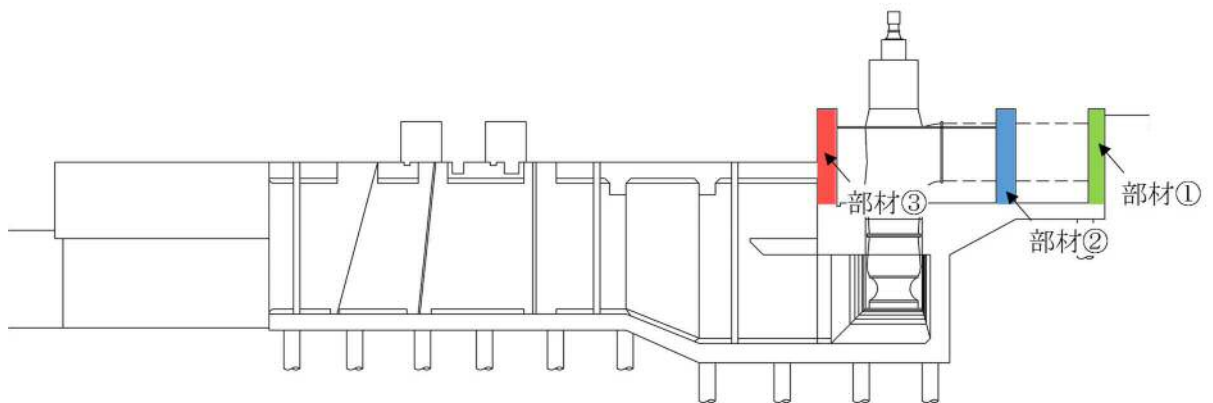
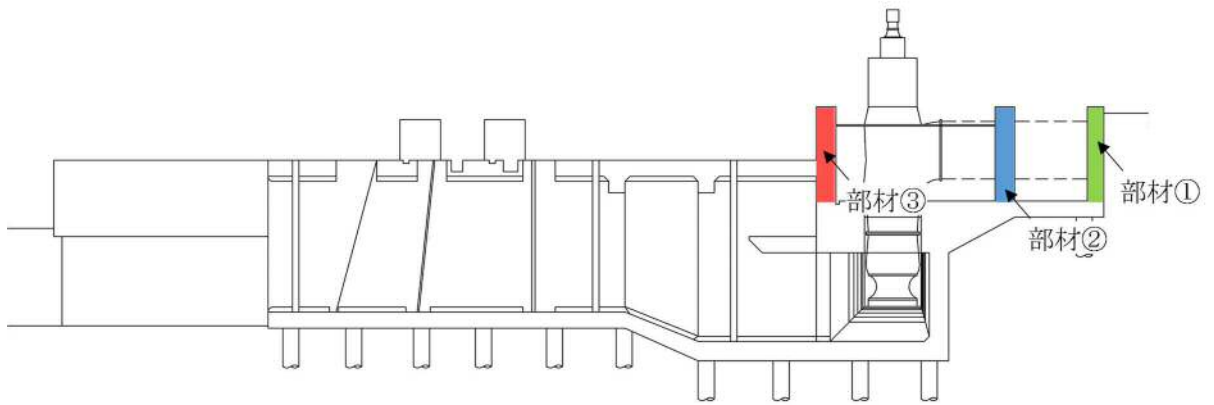




表 2.4-18(8) RC 構造物のせん断力照査結果 (⑥-⑥断面)

地震応答解析により得られる荷重		部材	竜巻等防護設備の 応答解析により 得られる地震時反力	断面性状			照査用 せん断力 Vd (kN)	せん断耐力 Vyd (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot Vd / Vyd$
検討ケース ※1 および地震動	応答抽出 の考え方			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (m)			
⑥ S <sub>s</sub> - 3 1 (H-, V+)	最大加速度 発生時刻	①	(H→V↓)	1000	1000	850	106	286	0.371
			(H→V↑)				106	281	0.377
		②	(H→V↓)	1000	1200	1050	116	275	0.422
			(H→V↑)				116	254	0.457
		③	(H→V↓)	1000	1200	1050	131	273	0.480
			(H←V↑)				-131	248	0.528
	最大土圧 発生時刻	①	(H→V↓)	1000	1000	850	131	285	0.460
			(H→V↑)				131	280	0.468

注記 \* : 評価位置は下図に示す。



取水構造物の耐震安全性評価に関する参考資料

1. 曲げ照査に係る土木学会マニュアルの適用性について（追而）
2. せん断照査に係る土木学会マニュアルの適用性について（追而）
3. 鋼管杭の照査に係る J E A C 4 6 1 6 - 2009 の適用性について
4. 鋼管杭の照査（安全係数）に係る鋼・合成構造標準示方書の適用性について（追而）
5. 安全上適切と認められる規格及び基準を用いた評価結果について（追而）
6. 後施工プレート定着型せん断補強鉄筋工法の適用性について（追而）
7. 減衰の設定について
8. 静的地震力に対する耐震安全性評価（追而）
9. 軸力の変動が部材の非線形特性に与える影響について
10. 竜巻等防護設備による地震時反力を考慮した取水構造物躯体の耐震評価
11. 縦断面（⑥-⑥断面）の有効応力解析モデルについての整理

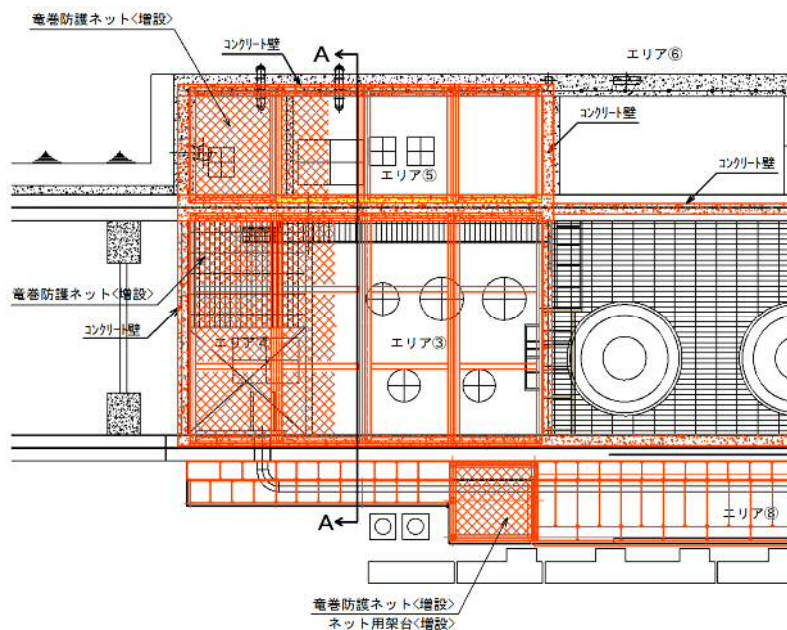
10. 竜巻等防護設備による地震時反力を考慮した取水構造物**躯体**の耐震評価

10.1 概要

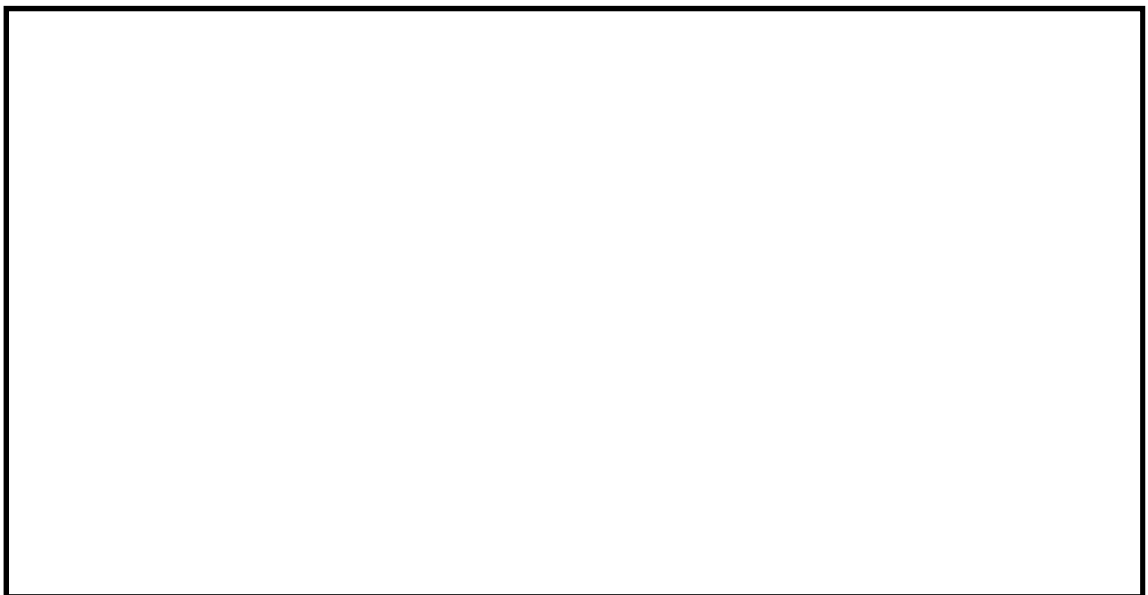
取水構造物の耐震評価では、竜巻等防護設備を分布質量として地震応答解析モデルに反映し、その質量による慣性力を考慮した照査を実施している。

また、図 10-1 に示すように、竜巻等防護設備は嵩上げ RC 壁と鋼材によるラーメン構造であることを考慮すると、地震時には既設 RC 部材への反力が発生することが想定される。

よって、本項では竜巻等防護設備による地震時反力を考慮した取水構造物**躯体**の耐震評価について、その詳細を示す。



(平面図)



(A-A断面)

図 10-1 竜巻等防護設備の構造概要と想定される反力

## 10.2 耐震評価フロー

竜巻等防護設備による地震時反力を考慮した取水構造物**躯体**の耐震評価フロー及び他の解析との関係を図 10-2 に示す。

有効応力解析より抽出した慣性力及び地震時土圧に加え、竜巻等防護設備の応力解析より得られる地震時反力を2次元フレームモデルに入力することで耐震評価を実施する。2次元フレームモデルを用いた静的応力解析については、解析コード「Engineer's Studio Ver. 6.00.04」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-5-39「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

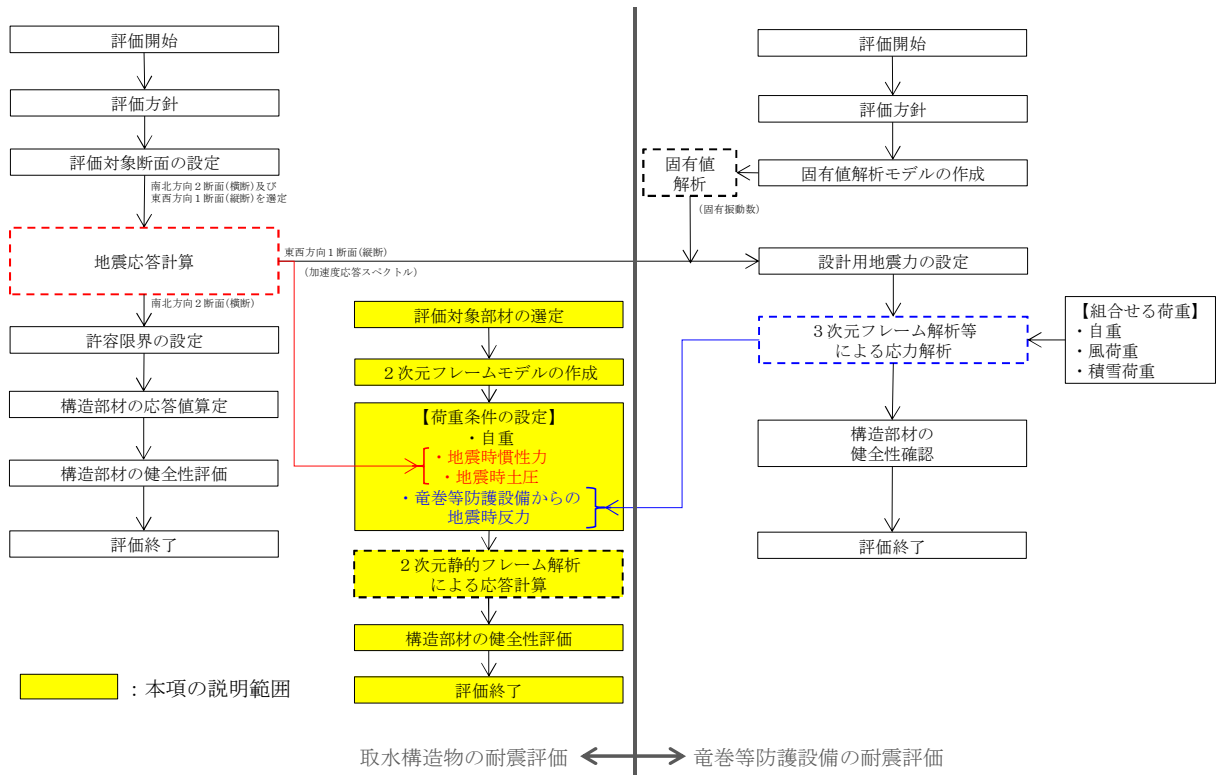


図 10-2 竜巻等防護設備による地震時反力を考慮した取水構造物**躯体**の耐震評価フロー

### 10.3 評価内容

#### 10.3.1 評価対象部材

対象とする構造部材は、取水構造物の縦断面にて竜巻等防護設備を受ける部材のうち、より荷重条件が厳しい部材として以下の評価対象部材を選択する。各評価対象部材を図 10-3 に示す。

- ・評価対象部材①：部材頂部にて竜巻等防護設備から地震時反力を受けるとともに、地震時土圧を受ける部材
- ・評価対象部材②：部材頂部の両側にて竜巻等防護設備を支持しており、地震時反力が大きくなると想定される部材
- ・評価対象部材③：部材頂部に加え、側方でも竜巻等防護設備を支持しており、地震時反力が大きくなると想定される部材

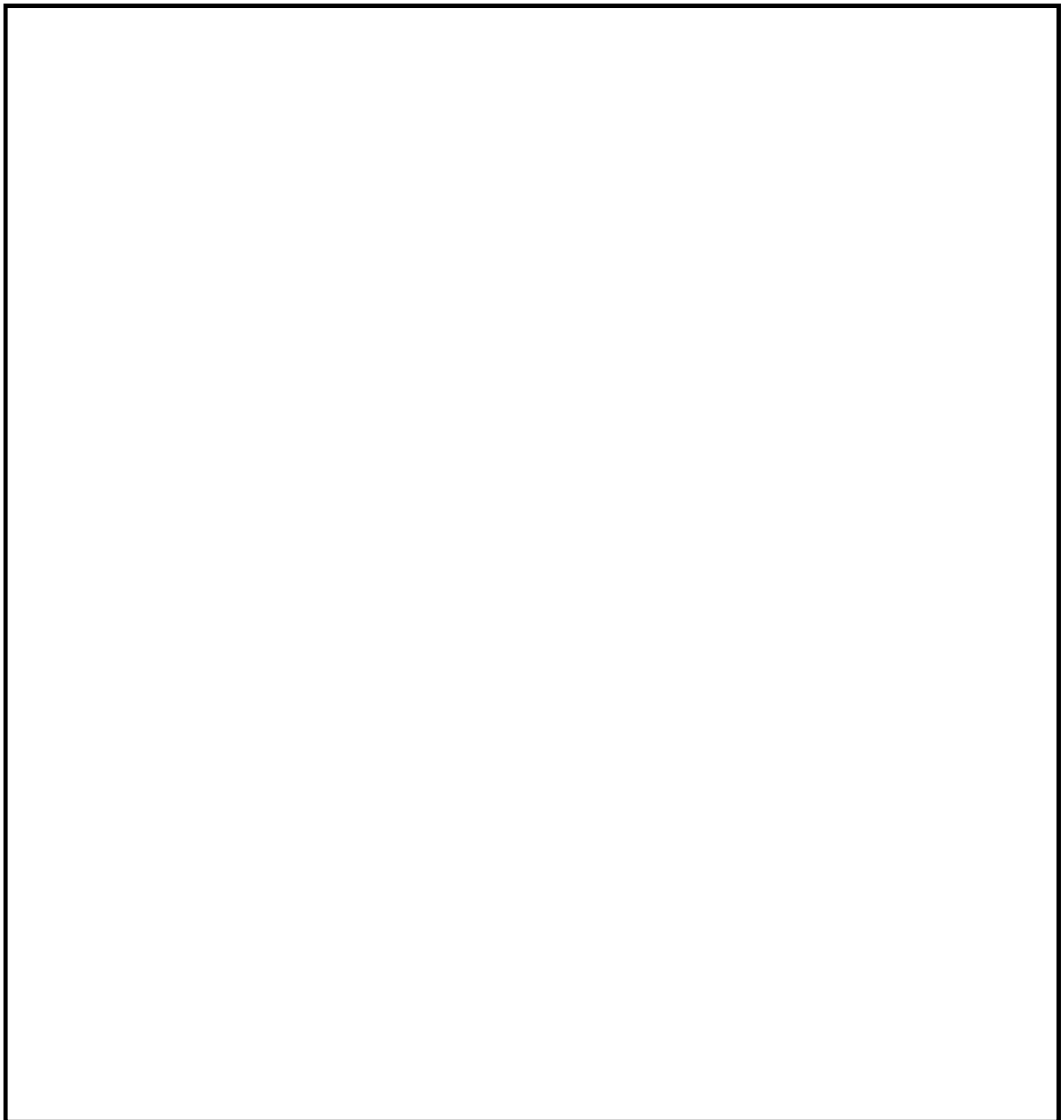


図 10-3 評価対象部材

### 10.3.2 解析モデル

各評価対象部材について、下端固定の片持ちはりとしてモデル化する。解析モデルを図 10-4 に示す。

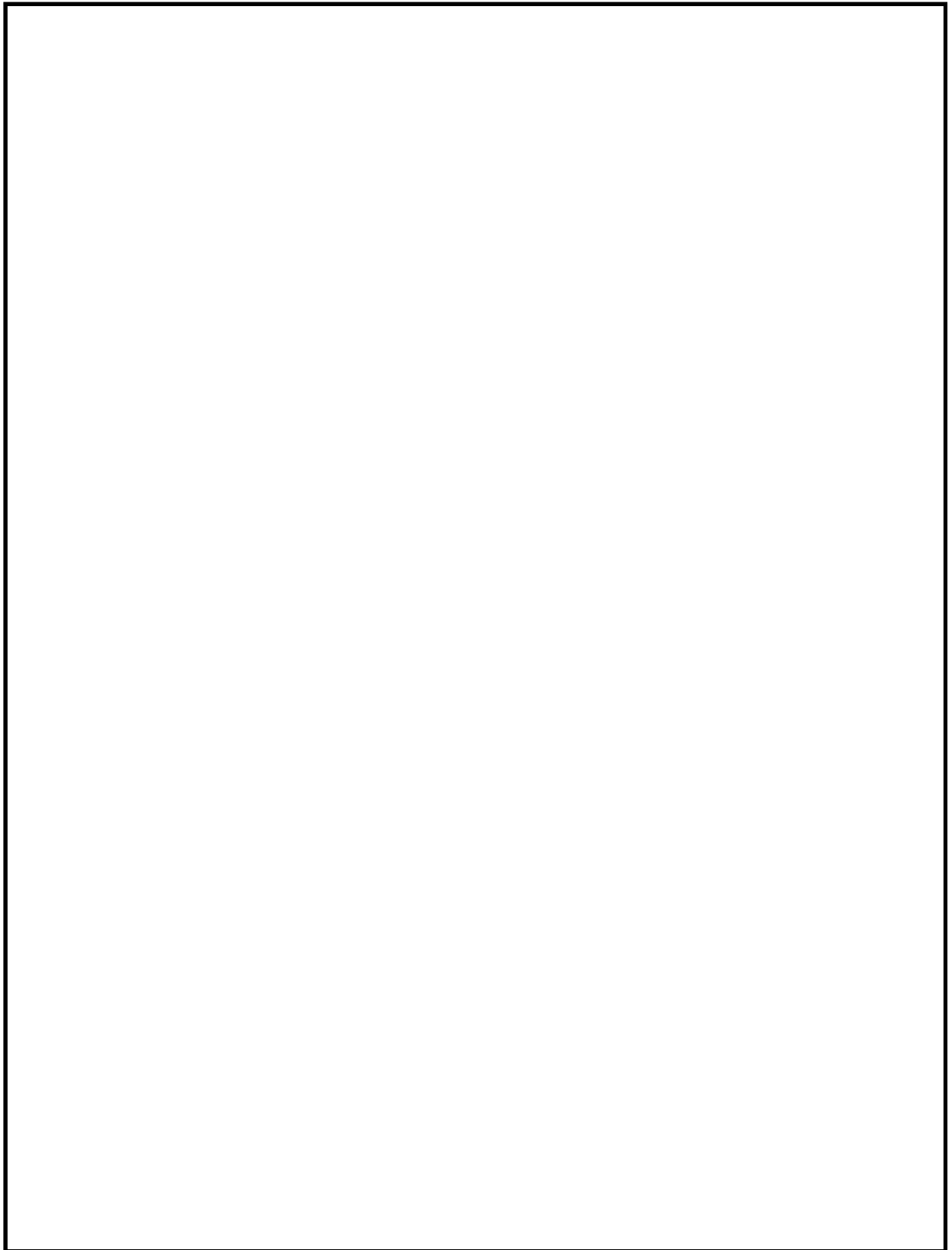
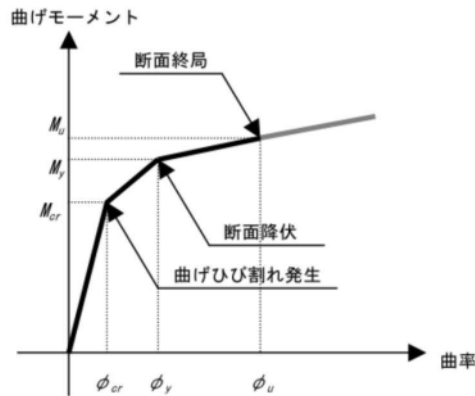


図 10-4 解析モデル

(参考) 2-25

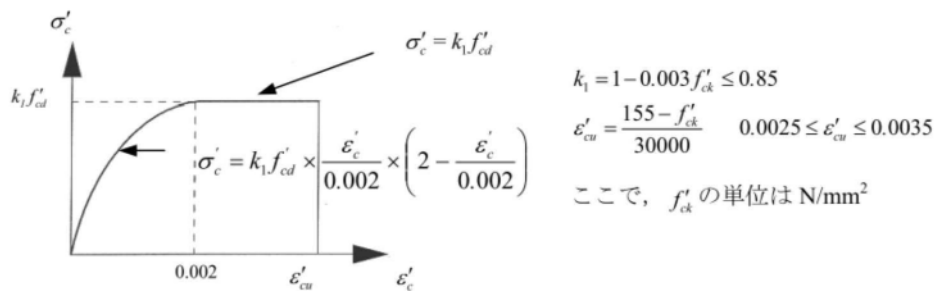
なお、壁部材は非線形はり要素を用いてモデル化する。非線形特性の設定においては、コンクリート及び鉄筋について、それぞれの非線形特性を考慮する。

鉄筋コンクリート部材における M-φ 関係のトリリニアモデルを図 10-5 に示す。また、コンクリート及び鉄筋の非線形特性を図 10-6 及び図 10-7 に示す。



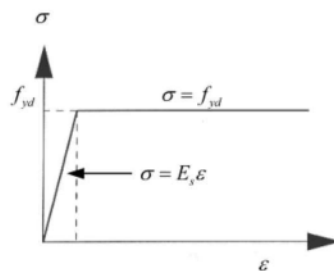
(原子力発電所屋外重要構造物の耐震性能照査指針・マニュアル ( (社) 土木学会 2005 年) より引用)

図 10-5 M-φ 関係のトリリニアモデル (鉄筋コンクリート部材)



(コンクリート標準示方書[設計編] ( (社) 土木学会 2007 年制定) より引用)

図 10-6 コンクリートの応力-ひずみ曲線



(コンクリート標準示方書[設計編] ( (社) 土木学会 2007 年制定) より引用)

図 10-7 鉄筋の応力-ひずみ曲線



### 10.3.3 荷重

#### (1) 地震応答解析により得られる荷重

解析モデルに入力する荷重は、常時荷重に加え、取水構造物縦断方向（⑥—⑥断面）の地震応答解析から得られる地震時土圧及び慣性力とする。

部材の曲げ及びせん断照査については、取水構造物縦断方向（⑥—⑥断面）の地震応答解析により、各評価対象部材における加速度及び地震時土圧が最大となる時刻を抽出し、この時刻における地震時土圧及び慣性力を解析モデルに作用させる。図 10-8 に⑥—⑥断面の地震応答解析モデルと評価対象部材を示す。また、図 10-9 に評価対象部材①を例に、荷重抽出の考え方を示す。

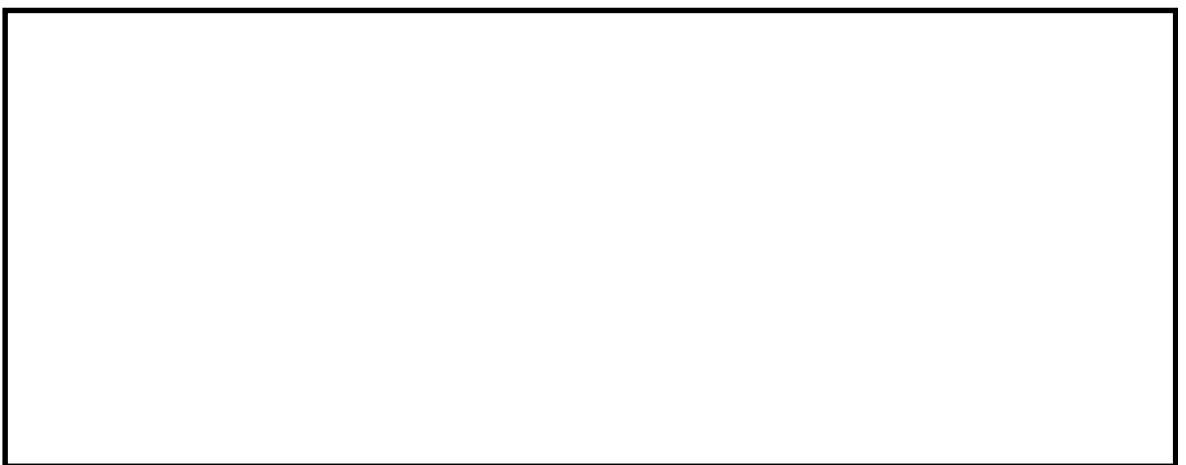


図 10-8 ⑥—⑥断面の地震応答解析モデルと評価対象部材

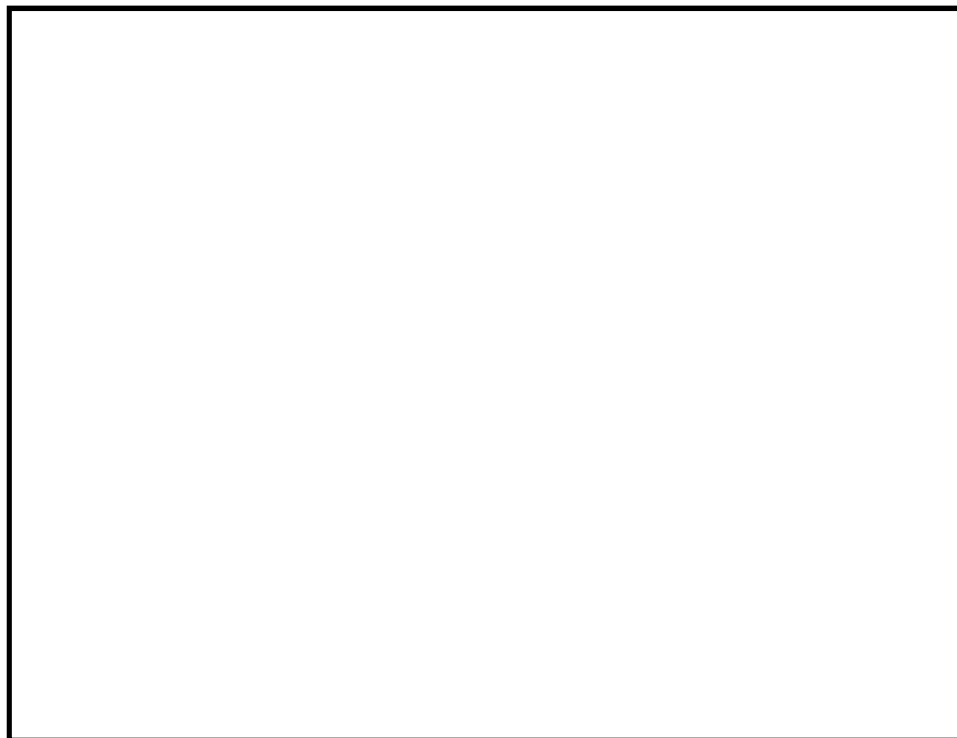


図 10-9 荷重（時刻）抽出の考え方

(2) 竜巻等防護設備の応力解析により得られる地震時反力

図 10-4 に示す解析モデルの上端には、竜巻等防護設備の応力解析により得られる地震時反力を考慮する。竜巻等防護設備の応力解析モデル及び地震時反力抽出の考え方を以下に示す。

竜巻等防護設備の応力解析においては、鋼材部を3次元フレーム、嵩上げ RC 壁部及び RC 壁部を既設 RC 部材との接続部を固定端とする片持ちはりとしてモデル化する。竜巻等防護設備から既設 RC 部材への応力伝達の考え方を図 10-10 に示す。

考慮する荷重は、竜巻等防護設備及び嵩上げ壁自重、積雪荷重、風荷重、慣性力とする。慣性力は、取水構造物縦断方向（⑥—⑥断面）の地震応答解析に基づき算出する。

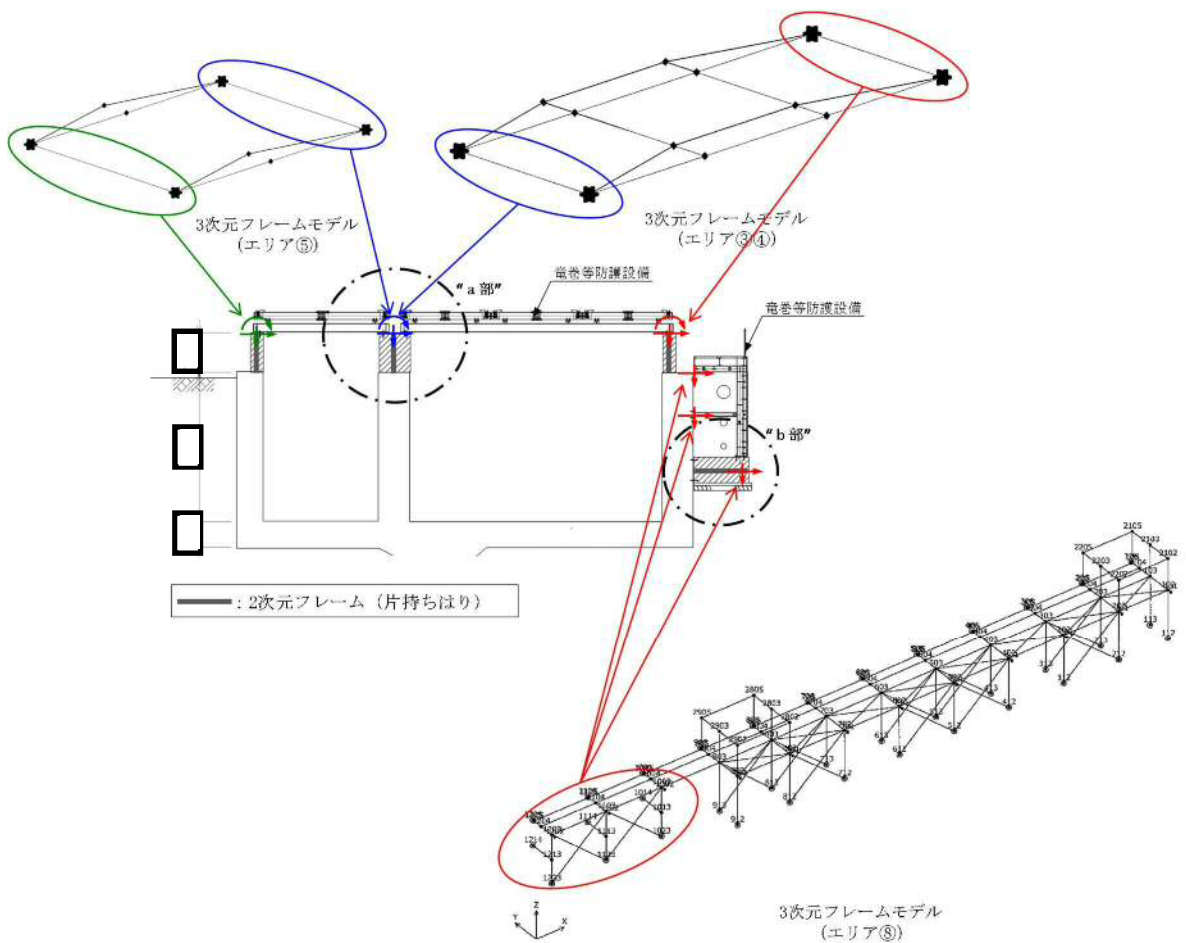


図 10-10 (1) 竜巻等防護設備から既設 RC 部材への応力伝達の考え方

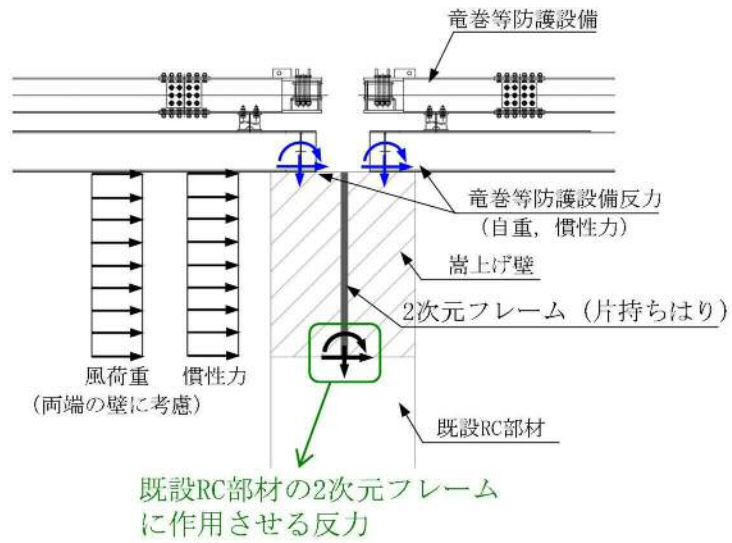


図 10-10 (2) 竜巻等防護設備から既設 RC 部材への応力伝達の考え方 (“a 部” 詳細)

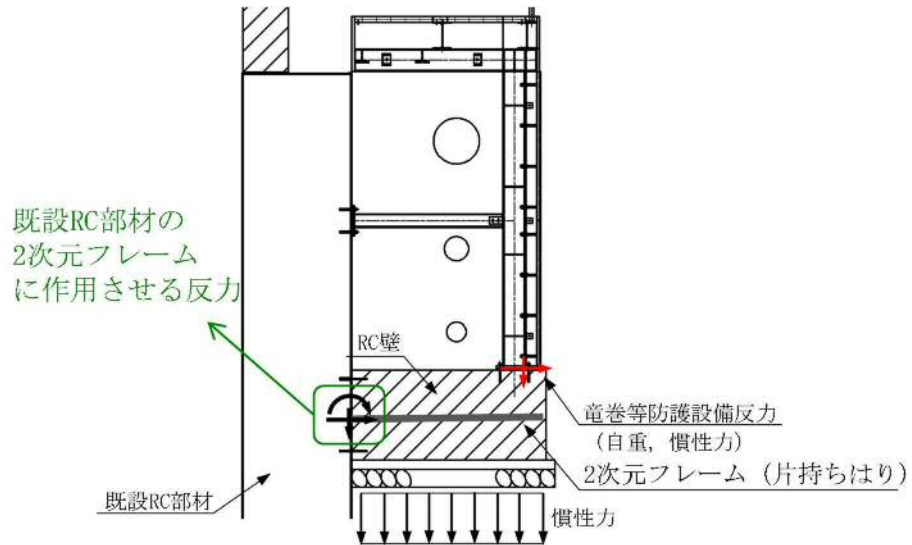


図 10-10 (3) 竜巻等防護設備から既設 RC 部材への応力伝達の考え方 (“b 部” 詳細)

(3) 荷重の組合せ

「地震応答解析により得られる荷重」と「竜巻等防護設備の応力解析により得られる地震時反力」の組合せ方法についての考え方を示す。

a. 部材①における荷重の組合せ

「地震応答解析により得られる荷重」と「竜巻等防護設備の応力解析により得られる地震時反力」の水平成分（水平力、曲げモーメント）が同一方向となるように組合せる。また、「竜巻等防護設備の応力解析により得られる地震時反力」の鉛直成分は軸圧縮と軸引張の両方向を考える。荷重の組合せの模式図を図 10-11 に示す。

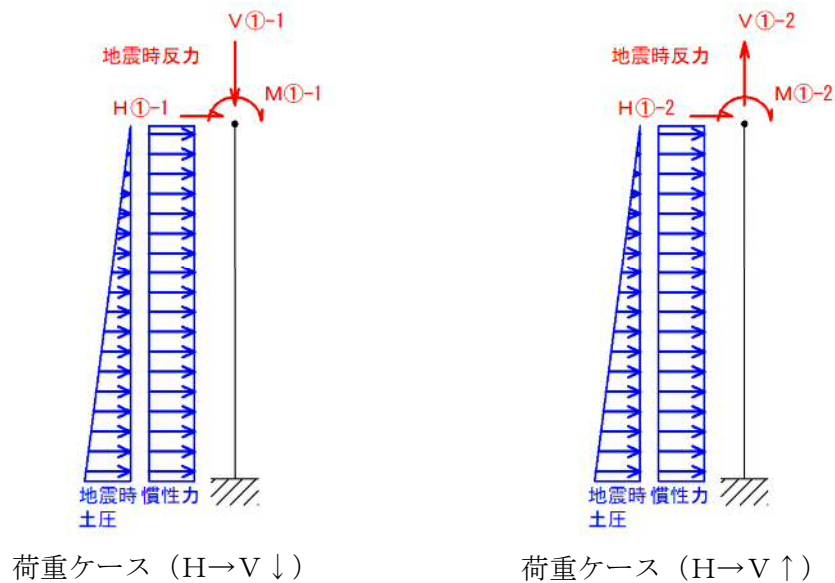


図 10-11(1) 荷重の組合せの模式図（部材①）

b. 部材②における荷重の組合せ

部材①と同様の考え方で荷重を組合せる。荷重の組合せの模式図を図 10-11 に示す。

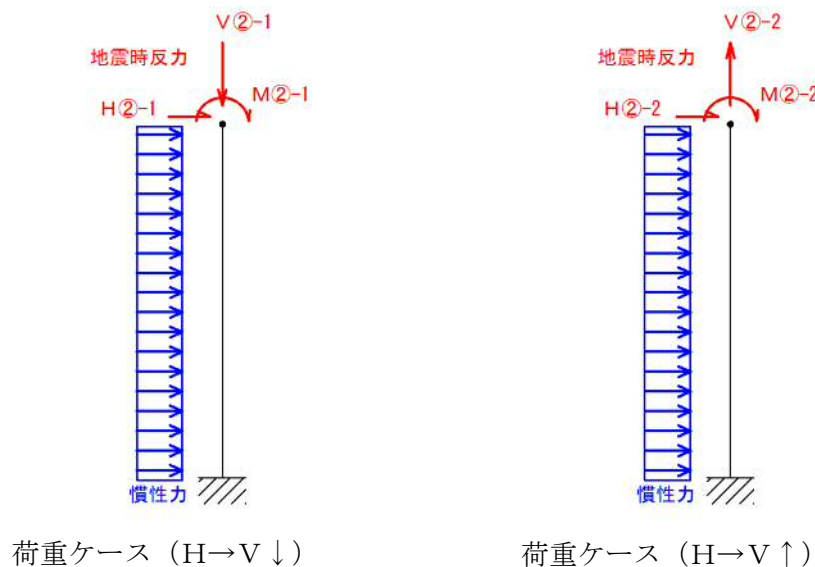


図 10-11(2) 荷重の組合せの模式図（部材②）

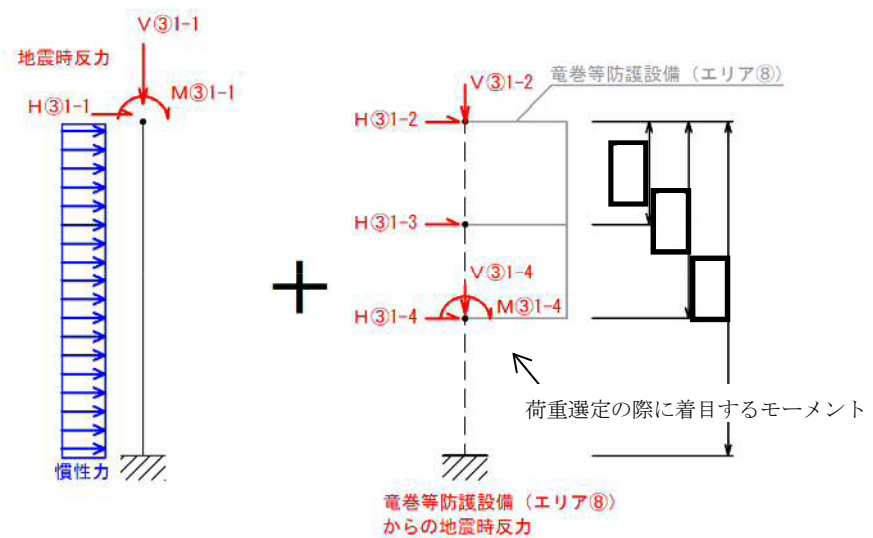
c. 部材③における荷重の組合せ

部材③においては、「竜巻等防護設備の応力解析により得られる地震時反力」として上部の竜巻等防護設備に加えて、側面に接続する竜巻等防護設備（エリア⑧）を考慮する。

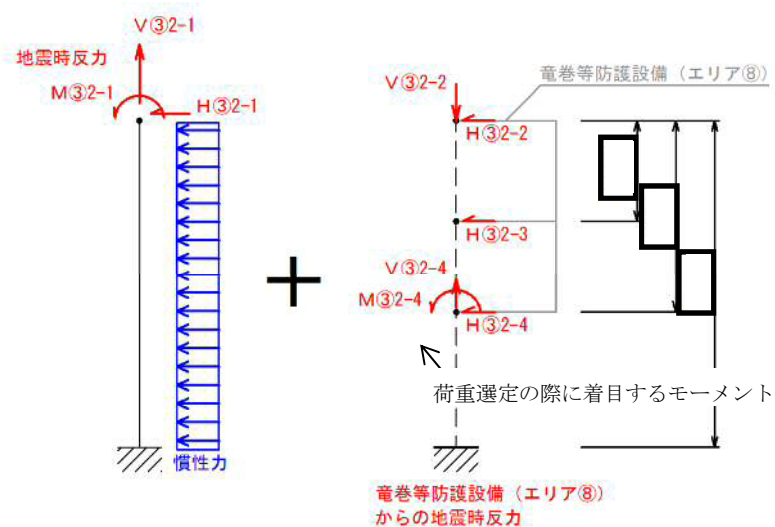
側面に接続する竜巻等防護設備（エリア⑧）に対しては、部材中央付近に作用する曲げモーメントに着目し、上部の竜巻等防護設備からの地震時反力の作用方向に合わせて、以下2つの荷重ケースを選定する。

- ・荷重ケース（ $H \rightarrow V \downarrow$ ）：軸圧縮状態において時計回りの曲げが卓越するケース
- ・荷重ケース（ $H \leftarrow V \uparrow$ ）：軸引張状態において反時計回りの曲げが卓越するケース

なお、上記の荷重ケースには、部材③が側面で支持している非常用海水配管を考慮している。



荷重ケース（ $H \rightarrow V \downarrow$ ）



荷重ケース（ $H \leftarrow V \uparrow$ ）

図 10-11(3) 荷重の組合せの模式図（部材③）

（参考） 2-31

## 【竜巻等防護設備の嵩上げ RC 壁が FRS に与える影響について】

### 1. はじめに

竜巻等防護設備の FRS の基となる加速度応答スペクトルは、取水構造物の地震応答解析により算定している。取水構造物の地震応答解析モデルでは、竜巻等防護設備の嵩上げ RC 壁を部材としてモデル化せず、分布質量として考慮する方針としている。取水構造物の地震応答解析モデルにおけるモデル化の考え方を図 1 に示す。

本モデルでは、嵩上げ RC 壁の質量による慣性力は考慮できるが、当該部材による加速度応答の増幅効果を考慮出来ていない可能性がある。よって、本項では、嵩上げ RC 壁による加速度応答の増幅効果を確認し、地震応答解析モデルの妥当性を検証する。

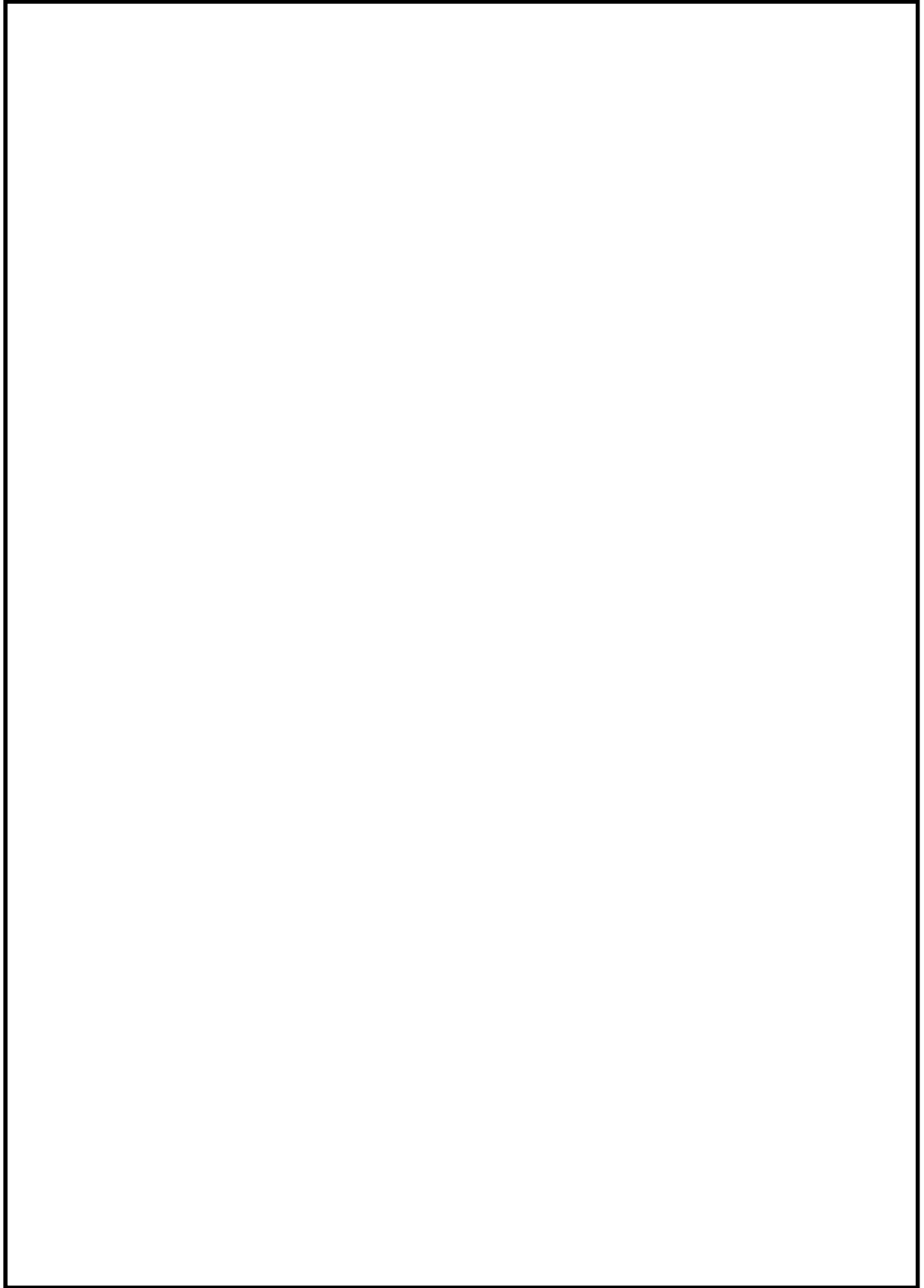
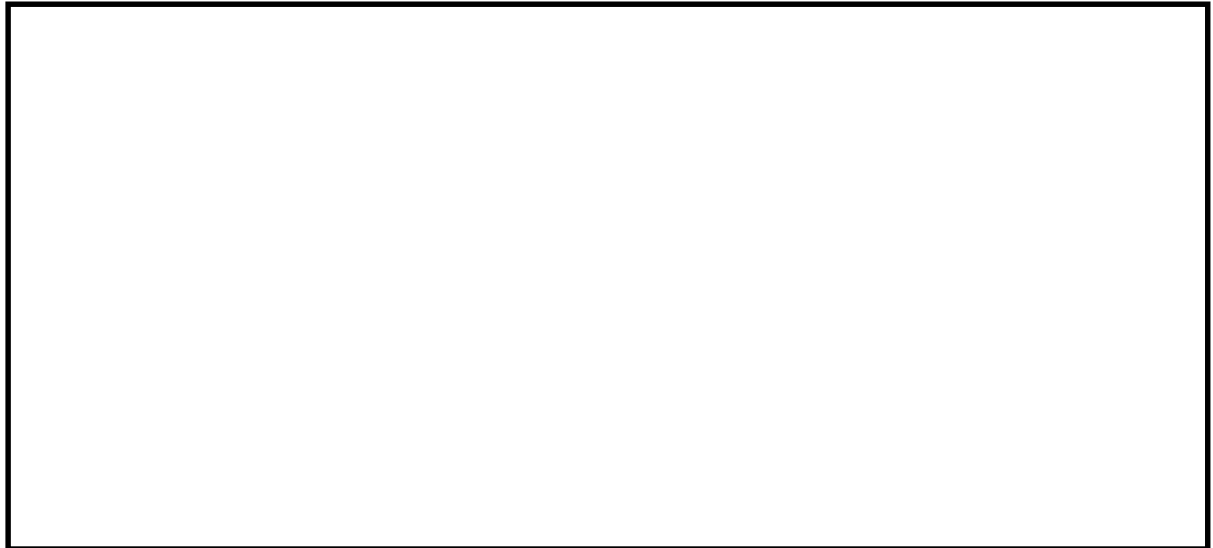


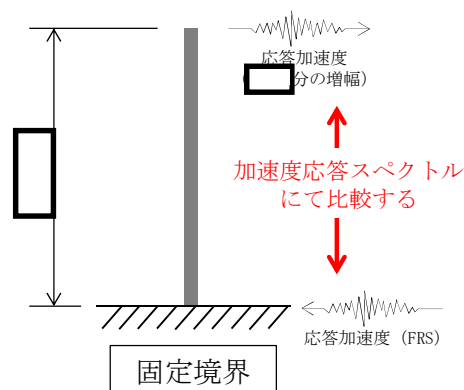
図1 取水構造物の地震応答解析モデルにおけるモデル化の考え方

## 2. 検討方針

嵩上げ RC 壁の下端を固定端とした片持ちはりモデルにて、モデル下端より入力した応答加速度を嵩上げ RC 壁上端部で取り出し、加速度応答スペクトルにて比較する。加速度応答スペクトル比較用の片持ちはりモデルを図 2 に示す。また、検討波は検討ケース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）における  $S_s$  全波とし、水平成分を入力する。\*



(検討対象部材)



(解析モデル)

図 2 加速度応答スペクトル比較用の片持ちはりモデル

注記 \* : 下端を固定端とした片持ちはりモデルにて水平成分のみの入力を行うことで、加速度応答のうち回転成分を考慮しないモデルとなる。ただし、以下に示すとおり、入力波の回転成分は極めて小さいことから、下端固定によるモデル化は妥当であると判断した。

評価対象 部材	最大回転加速度 R (rad/s <sup>2</sup> )	部材長 $\square \times R$ (cm/s <sup>2</sup> )
部材①	0.0283	4.36
部材②	0.0307	4.73
部材③	0.0421	6.48

\* : 代表波として、 $S_s-D 1 (H+, V+)$  を対象に上記確認を実施した。

(参考) 2-34



### 3. 検討結果

□分のRC壁による増幅を考慮した加速度応答スペクトルを算定し比較した結果を図3に示す。S<sub>s</sub>全波において、嵩上げRC壁部における有意な応答増幅は確認されなかった。

以上より、現状の取水構造物の地震応答解析モデルにおけるモデル化の妥当性を確認した。

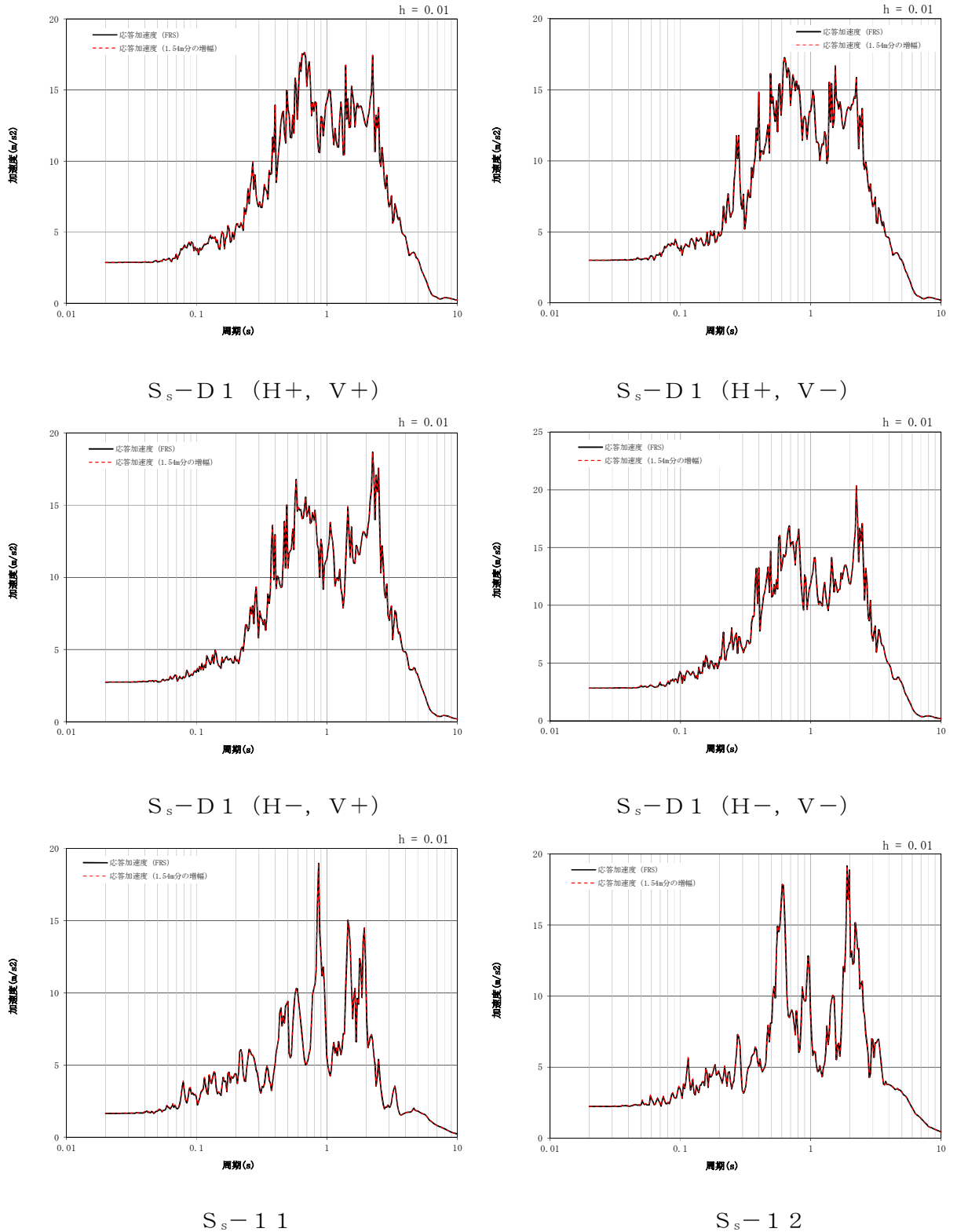
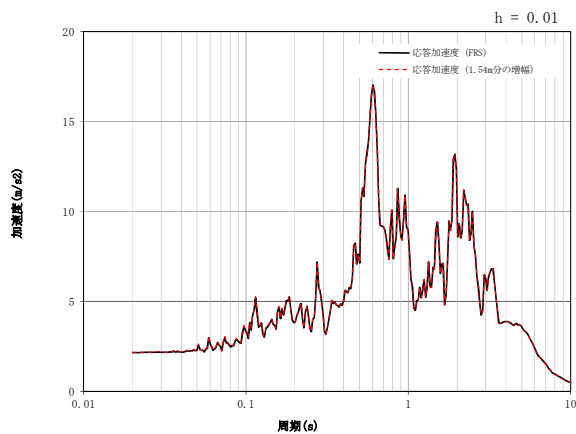
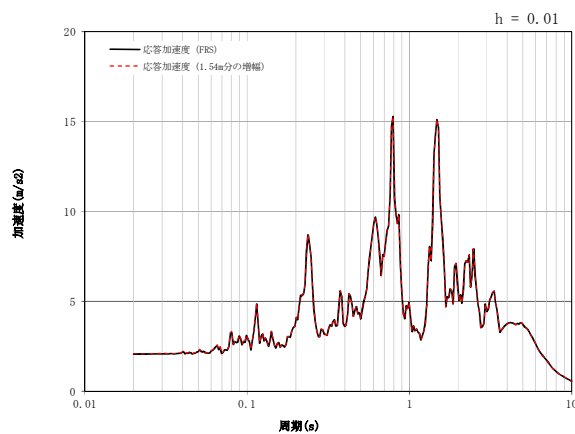


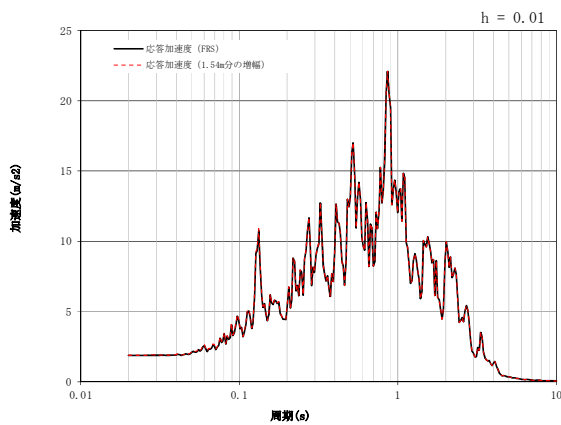
図3(1) 加速度応答スペクトルの比較結果 (対象部材①) (1/2)



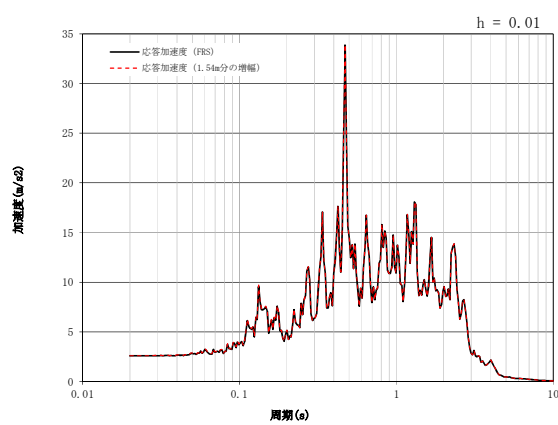
S<sub>s</sub>-13



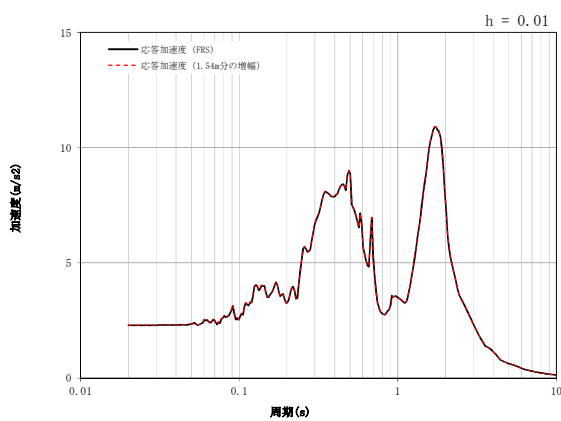
S<sub>s</sub>-14



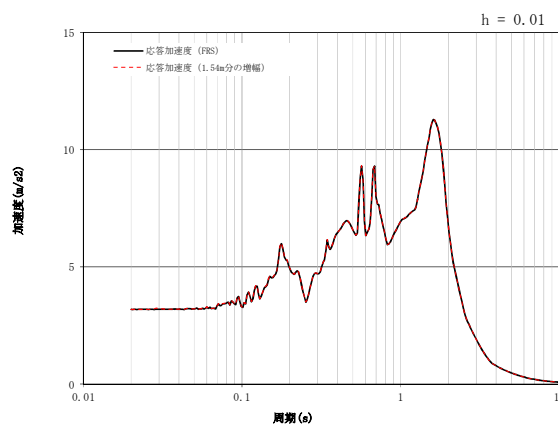
S<sub>s</sub>-21



S<sub>s</sub>-22

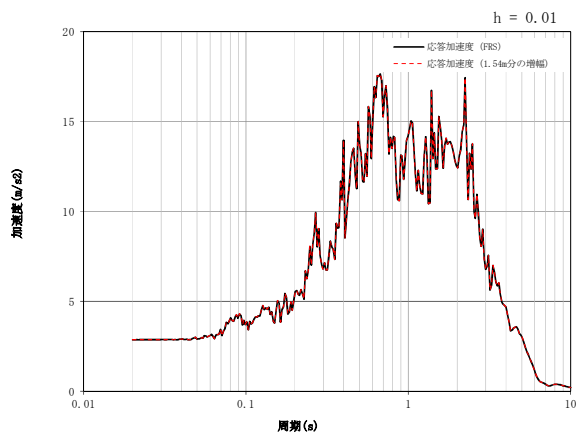


S<sub>s</sub>-31 (H+, V+)

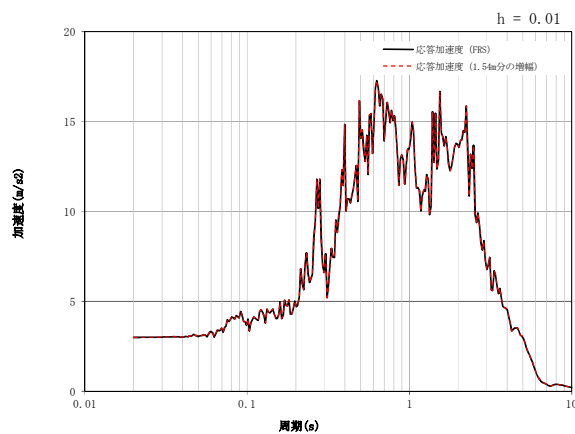


S<sub>s</sub>-31 (H-, V+)

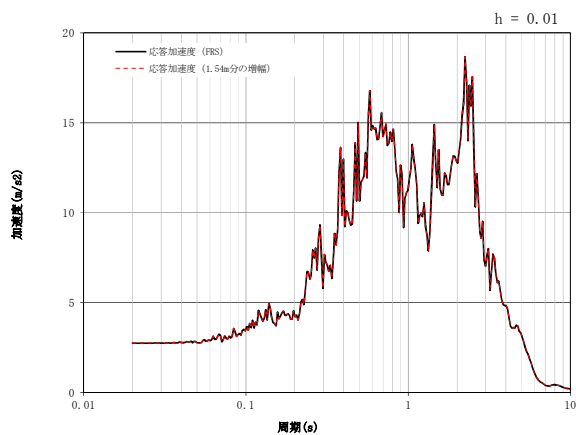
図3(2) 加速度応答スペクトルの比較結果 (対象部材①) (2/2)



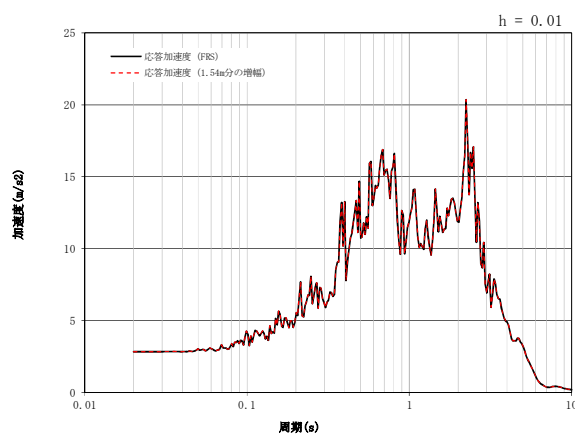
$S_s-D 1 (H+, V+)$



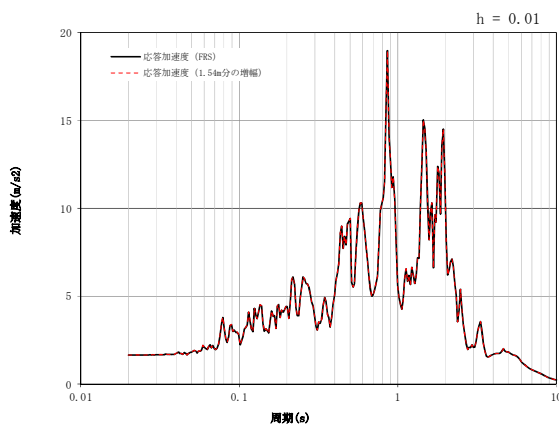
$S_s-D 1 (H+, V-)$



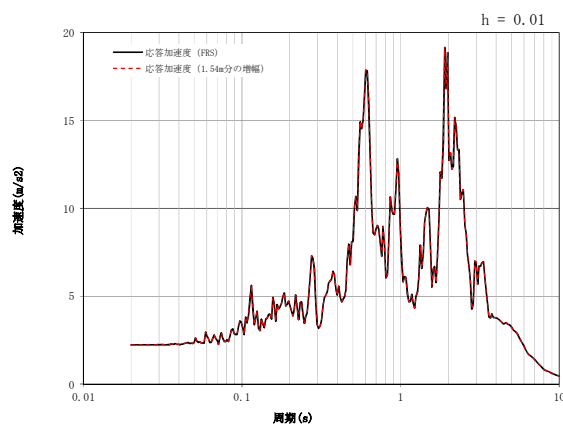
$S_s-D 1 (H-, V+)$



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

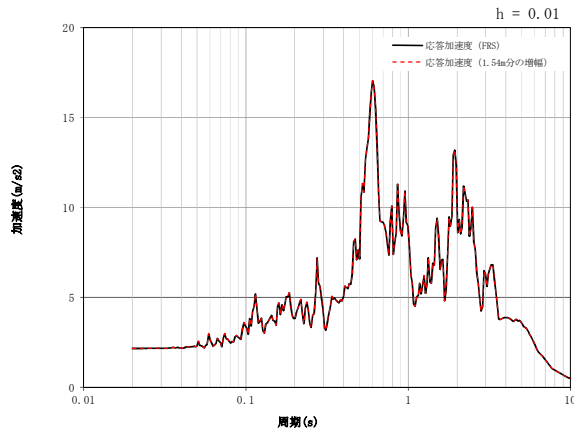


$S_s-1 1$

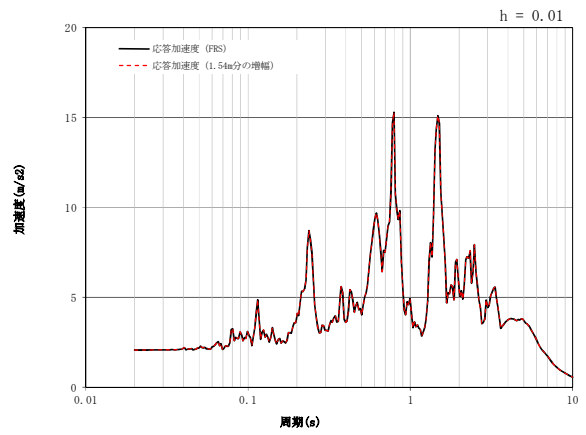


$S_s-1 2$

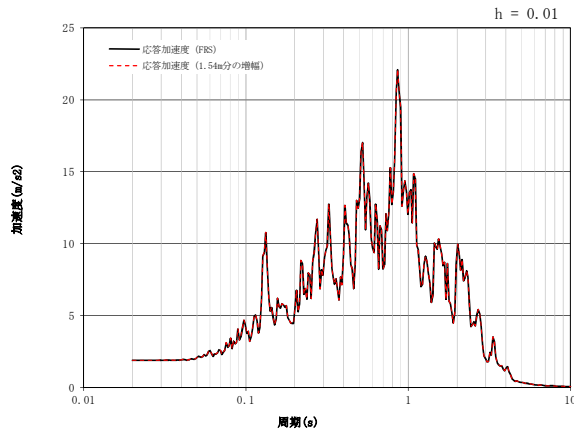
図 3(3) 加速度応答スペクトルの比較結果 (対象部材②) (1/2)



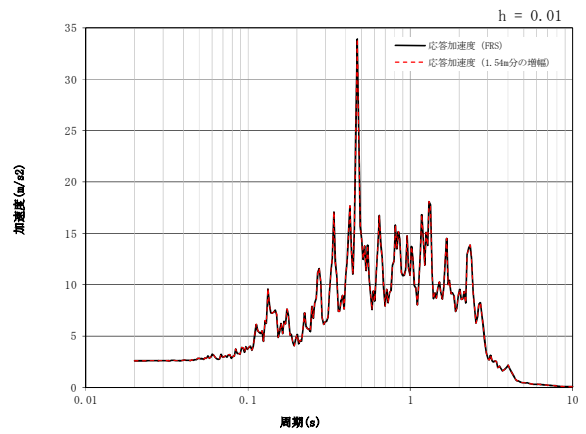
S<sub>s</sub>-13



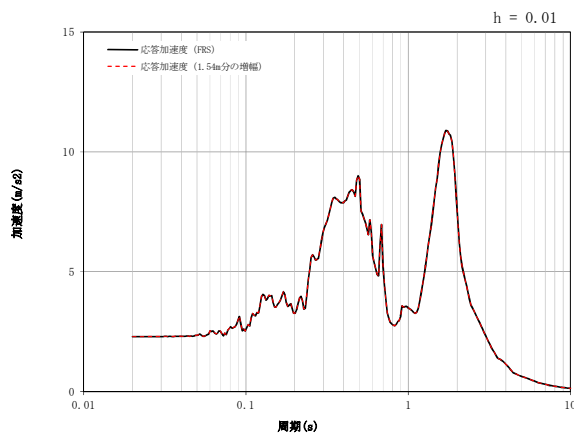
S<sub>s</sub>-14



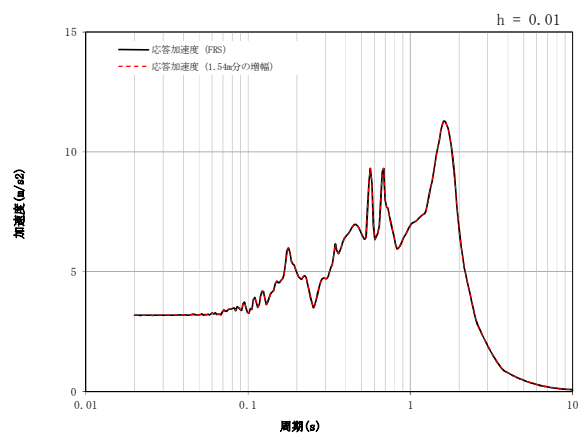
S<sub>s</sub>-21



S<sub>s</sub>-22

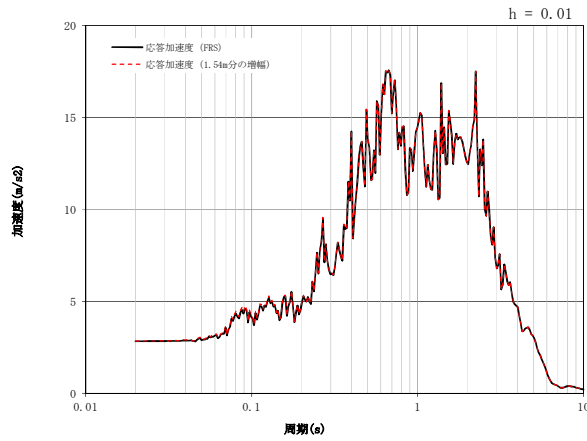


S<sub>s</sub>-31 (H+, V+)

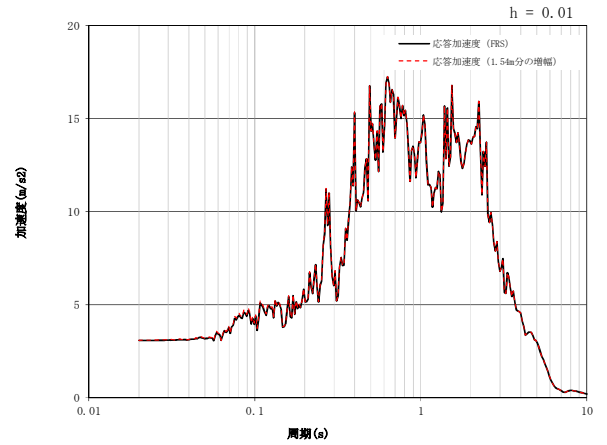


S<sub>s</sub>-31 (H-, V+)

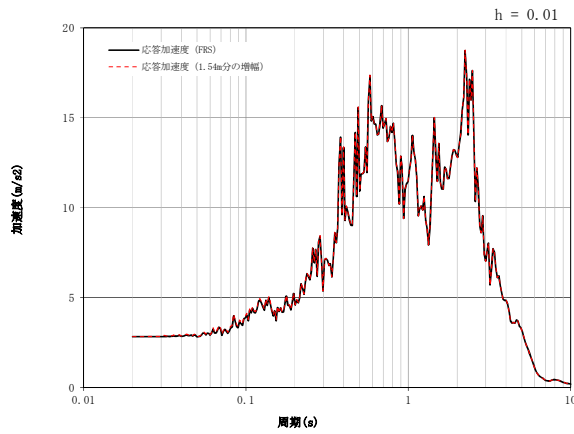
図3(4) 加速度応答スペクトルの比較結果 (対象部材②) (2/2)



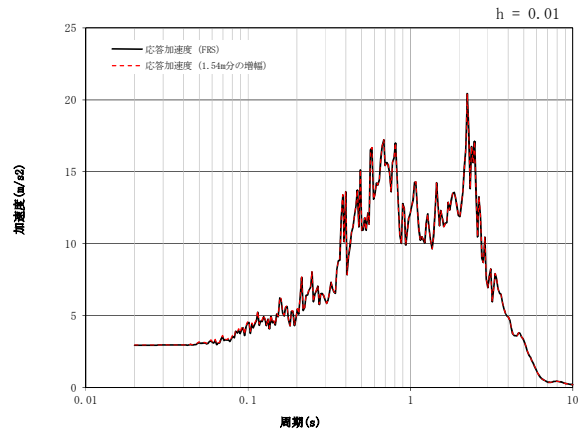
$S_s-D 1 (H+, V+)$



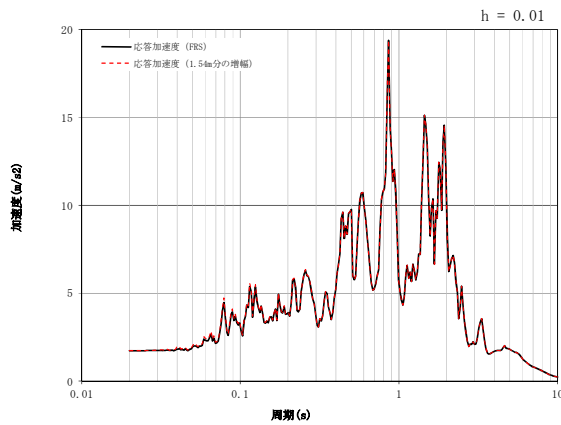
$S_s-D 1 (H+, V-)$



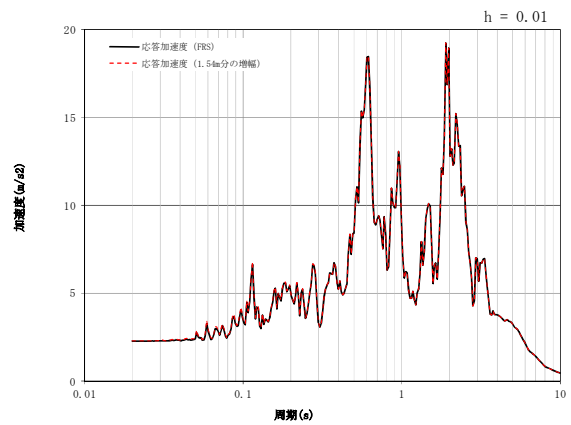
$S_s-D 1 (H-, V+)$



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

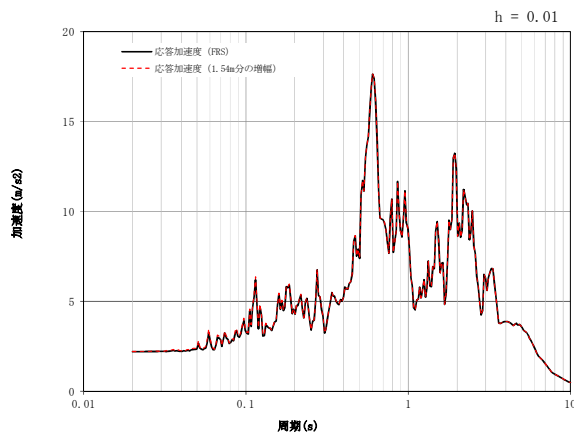


$S_s-1 1$

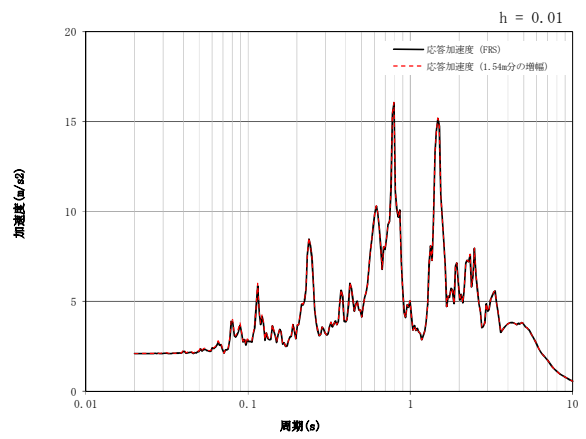


$S_s-1 2$

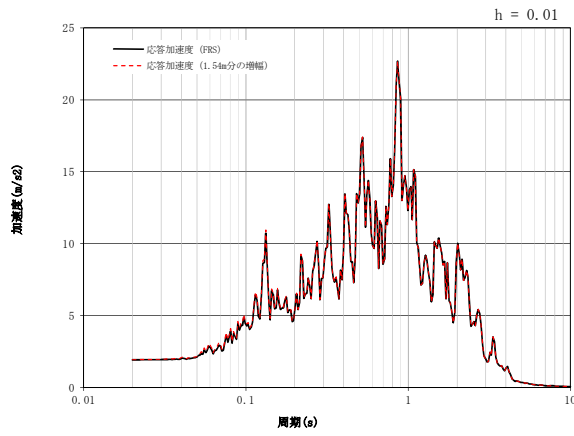
図 3(5) 加速度応答スペクトルの比較結果 (対象部材③) (1/2)



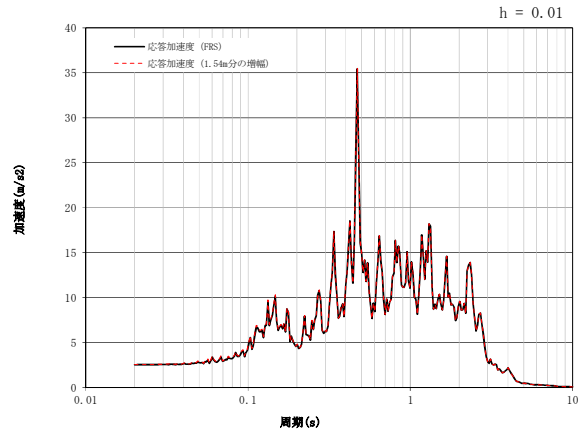
S<sub>s</sub>-13



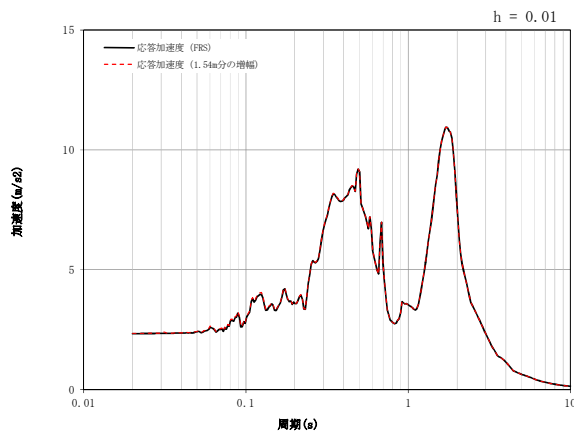
S<sub>s</sub>-14



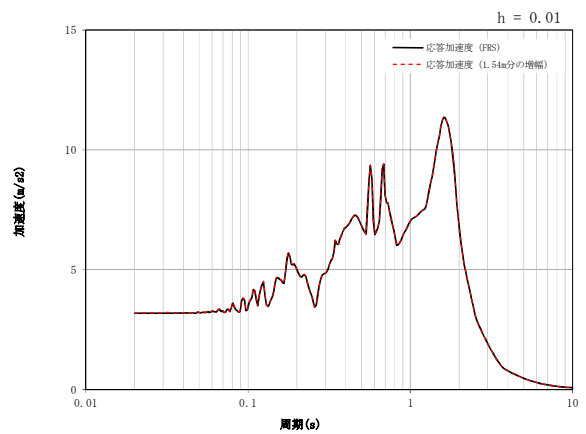
S<sub>s</sub>-21



S<sub>s</sub>-22



S<sub>s</sub>-31 (H+, V+)



S<sub>s</sub>-31 (H-, V+)

図3(6) 加速度応答スペクトルの比較結果 (対象部材③) (2/2)

## 11. 縦断面（⑥－⑥断面）の有効応力解析モデルについての整理

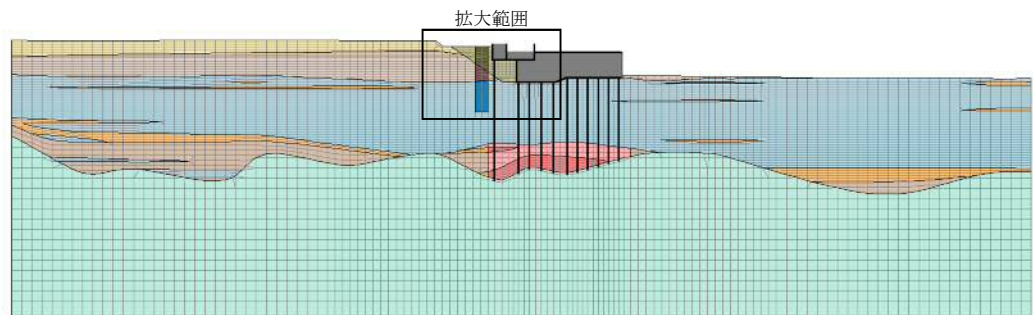
### 11.1 概要

取水構造物の縦断面（⑥－⑥断面）における有効応力解析では、その用途に応じて3つの解析モデルを使い分けている。本項では、縦断面（⑥－⑥断面）における各解析モデルについて、その差異を説明するとともに、各用途における保守性を説明する。

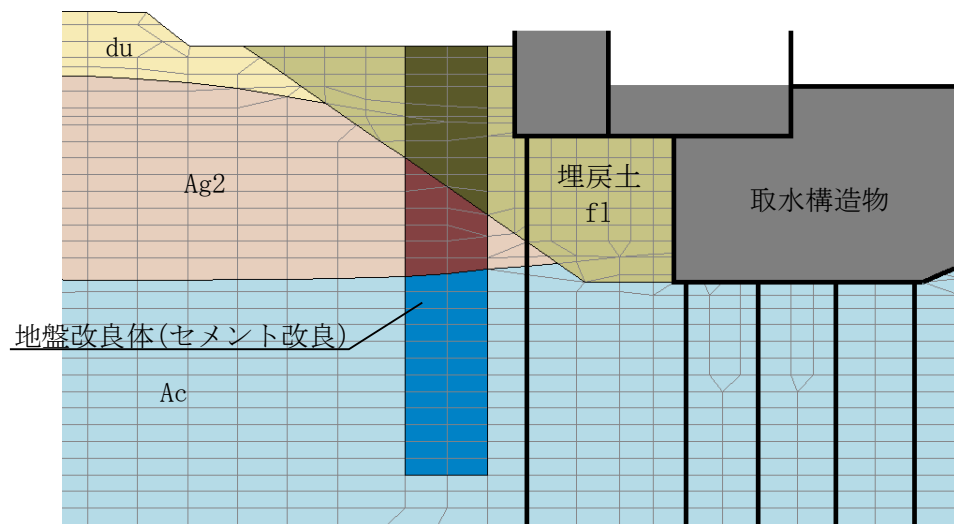
### 11.2 縦断面（⑥－⑥断面）の各解析モデル

#### (1) 鋼管杭照査用解析モデル（最終）

周辺地盤を含めた鋼管杭の耐震性向上を目的として、構造物の背面に地盤改良体（セメント改良）を考慮した解析モデルである。取水構造物の耐震設計における最終形状を反映しており、鋼管杭の耐震評価を実施する際に適用する解析モデルである。鋼管杭照査用解析モデルを図 11-1 に示す。



(a) 全体

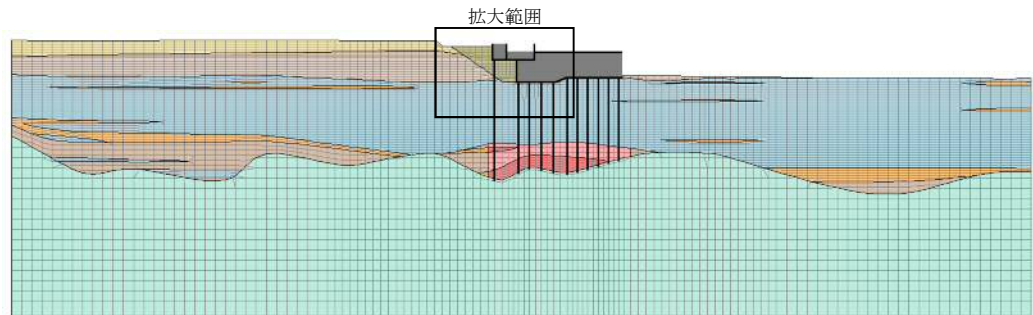


(b) 拡大

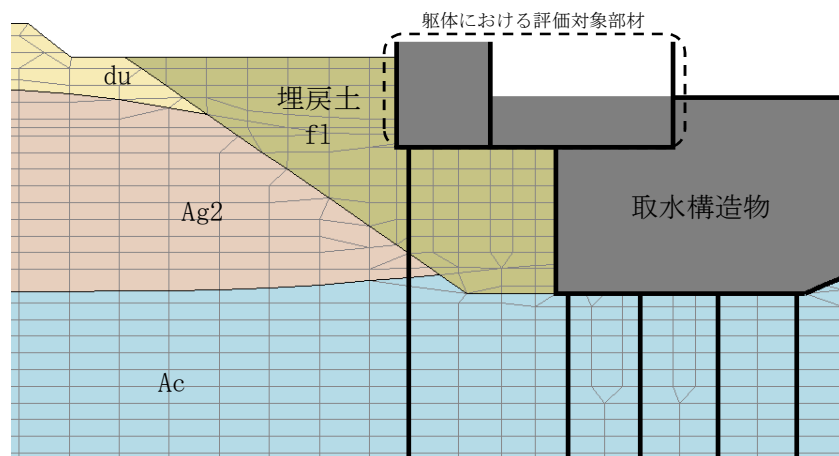
図 11-1 鋼管杭照査用解析モデル

(2) 躯体照査用解析モデル

構造物の背面に計画している地盤改良体（セメント改良）を考慮しない解析モデルである。この地盤改良体（セメント改良）は、構造物の背面に分布する埋戻土（f1層）の変形を抑制することを目的に計画されているため、これを考慮しないことで躯体に作用する土圧を保守的に評価出来る。よって、本解析モデルは躯体の耐震評価を実施する際に適用している。躯体照査用解析モデルを図 11-2 に示す。



(a) 全体



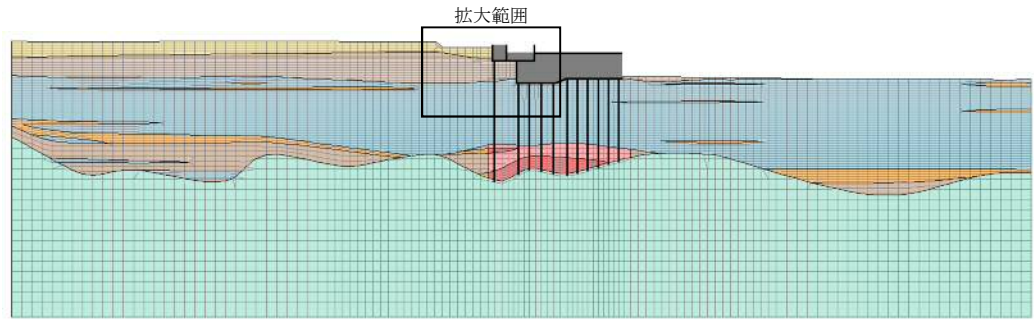
(b) 拡大

図 11-2 躯体照査用解析モデル

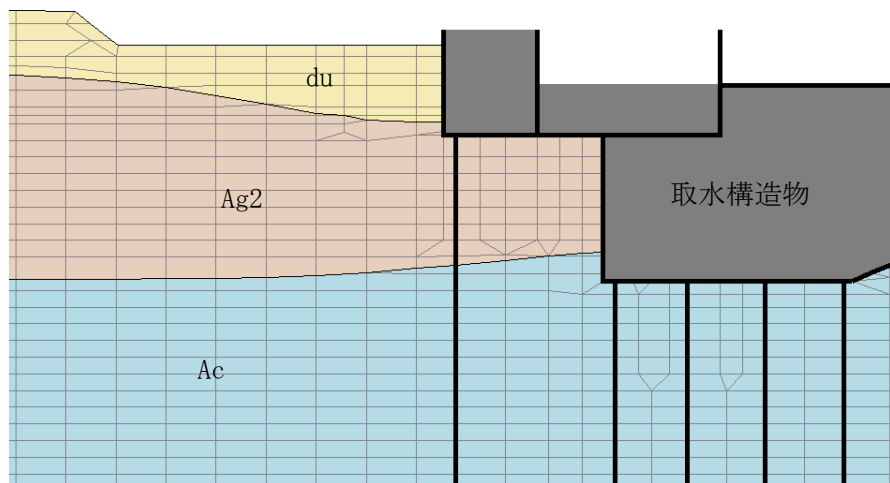


(3) FRS 算定用解析モデル

構造物の背面に分布する埋戻土 (f1 層) を原地盤 (第四紀層) に置換した解析モデルである。構造物の側方地盤をより剛性の高い地層と仮定しているため、機器・配管系への加速度応答の観点でより保守的な配慮となることから、本解析モデルは機器・配管系の FRS を算定する際に適用している。FRS 算定用解析モデルを図 11-3 に示す。



(a) 全体



(b) 拡大

図 11-3 FRS 算定用解析モデル