

補足-027-10-81 立形ポンプの耐震評価におけるノズル反力の
影響について

目 次

1. 概要	1
2. ノズル反力の影響検討	1
2.1 ノズルの構造について	1
2.2 ノズルの健全性について	2
2.3 ポンプ全体系への影響について	2
2.3.1 ノズル反力の合成	2
2.3.2 基礎ボルトの応力の計算方法	3
2.3.3 基礎ボルトの応力の評価	5
3. 結論	6

1. 概要

立形ポンプのノズルには、比較的口径の大きい配管が接続されているため、ノズル反力による立形ポンプの耐震性への影響について検討した。

本資料が関連する工認図書は以下のとおり。

- ・「VI-2-5-4-1-2 残留熱除去ポンプの耐震性についての計算書」
- ・「VI-2-5-5-1-1 高圧炉心スプレイポンプの耐震性についての計算書」
- ・「VI-2-5-5-2-1 低圧炉心スプレイポンプの耐震性についての計算書」
- ・「VI-2-5-7-1-3 原子炉補機海水ポンプの耐震性についての計算書」
- ・「VI-2-5-7-2-3 高圧炉心スプレイ補機海水ポンプの耐震性についての計算書」
- ・「VI-2-10-2-11 隔離弁、機器・配管の耐震性についての計算書」

2. ノズル反力の影響検討

残留熱除去ポンプを代表例とし、ノズル反力の影響を確認する。

2.1 ノズルの構造について

残留熱除去ポンプのノズル部の構造について図1に示す。図1に示すとおり、残留熱除去ポンプは号機によってノズル配置が異なるが、ノズル反力の影響検討においてはノズル反力の方向が一致する厳しい条件設定として、C号機のノズル配置に対して検討する。

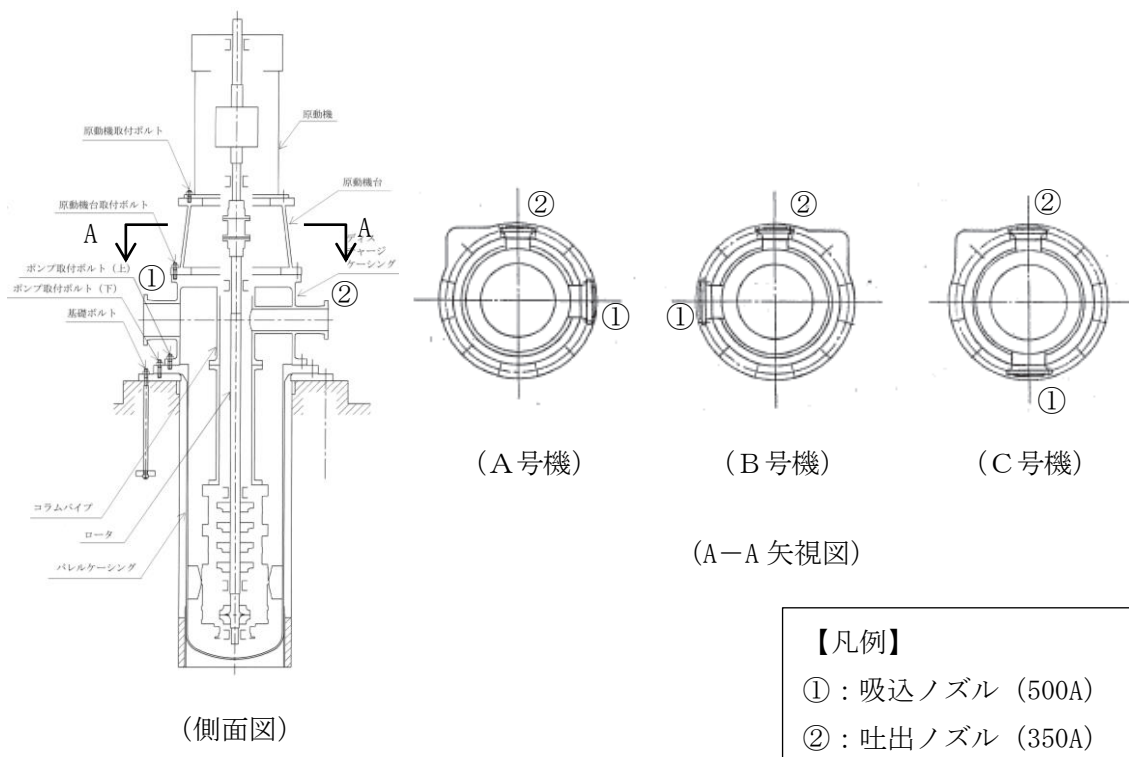


図1 残留熱除去ポンプのノズル部

2.2 ノズルの健全性について

機器の設計において、配管系と取り合うノズルにはノズルの健全性を確保するための許容荷重を設定している。残留熱除去ポンプのノズルの許容荷重を表 1 に示す。接続される配管からの荷重及びモーメントを表 1 の値以下とすることで、ノズルの健全性を確保する設計を行っている。

表 1 残留熱除去ポンプのノズルの許容荷重

対象ノズル	軸力 (N)	曲げモーメント (N・mm)
吸込ノズル (500A)		
吐出ノズル (350A)		

2.3 ポンプ全体系への影響について

ポンプノズルに接続される配管からの荷重及びモーメントが生じた場合において、ポンプ全体系の耐震性への影響を耐震評価上厳しい部位である基礎ボルトに注目して確認した。

2.3.1 ノズル反力の合成

簡易かつ保守的な設定として、図 2 に示すようにノズルに表 1 に示す許容荷重相当の荷重及びモーメントが生じた場合を想定し、合成した水平方向荷重をノズル高さに作用させる。ノズル反力の合成結果について表 2 に示す。

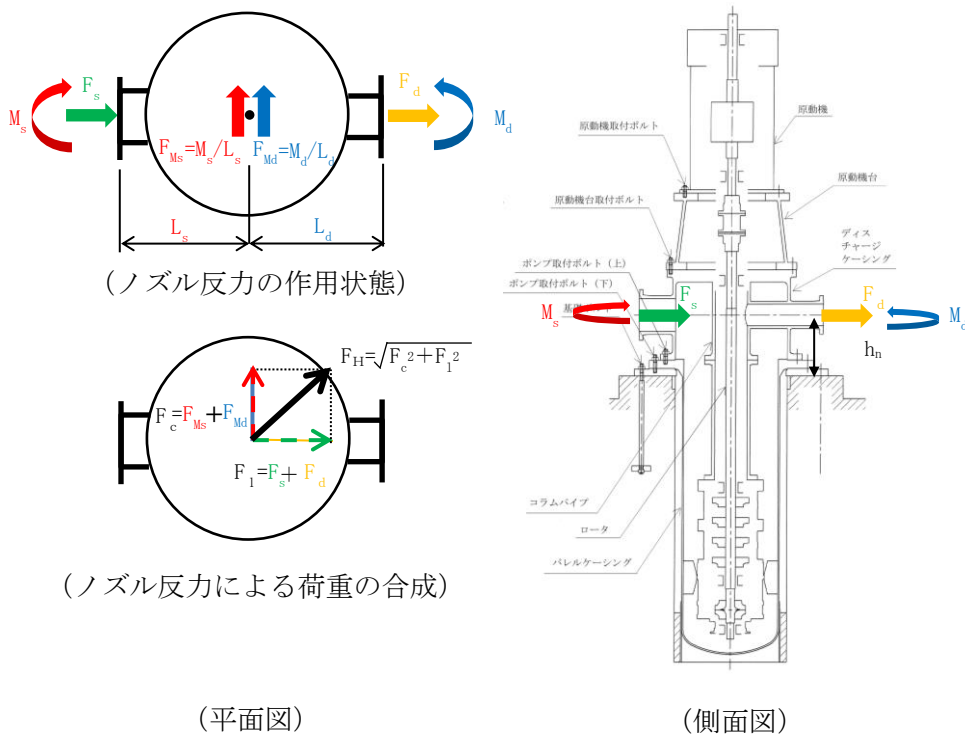


図 2 ノズル反力の合成

表2 ノズル反力の合成結果

記号	定義	値	単位
L_s	吸込ノズル端部とポンプ中心間の水平方向距離		(mm)
L_d	吐出ノズル端部とポンプ中心間の水平方向距離		(mm)
F_{Ms}	モーメント M_s により生じる荷重		(N)
F_{Md}	モーメント M_d により生じる荷重		(N)
F_c	ノズル反力による軸直角方向の荷重		(N)
F_l	ノズル反力による軸方向の荷重		(N)
F_H	ノズル反力による水平方向の合成荷重		(N)

2.3.2 基礎ボルトの応力の計算方法

基礎ボルトの応力は、2.3.1で合成したノズル反力をノズル高さに作用させた場合に生じるモーメント及びせん断力について計算する。基礎ボルトの応力の計算モデルを図3に示す。

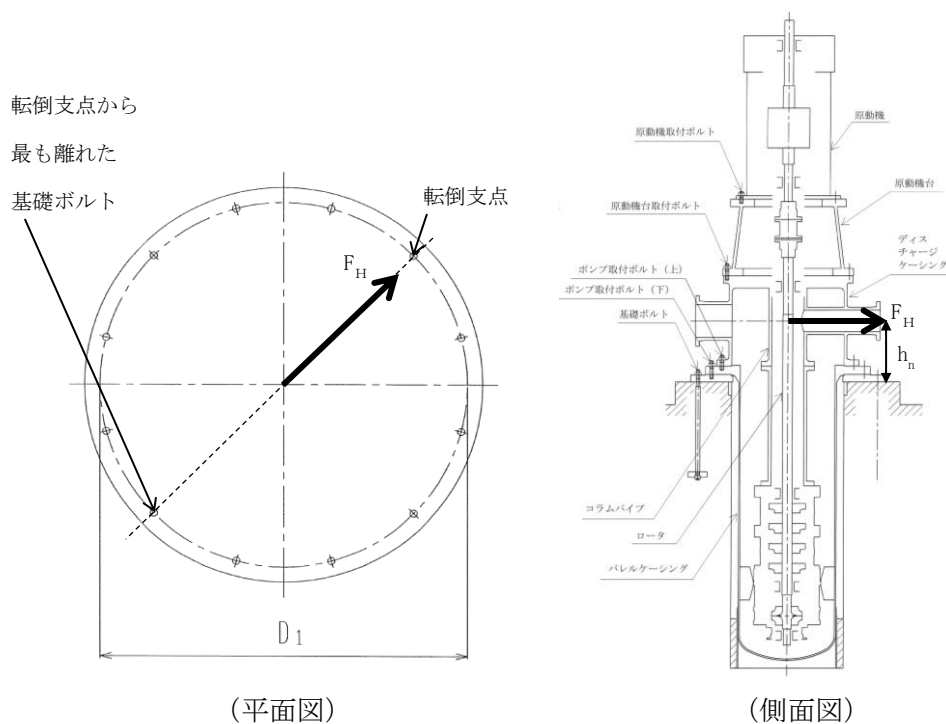


図3 基礎ボルトの応力の計算モデル

(1) 引張応力

基礎ボルトに対する引張力は転倒支点から正比例した力が作用するものとし、最も厳しい条件として転倒支点から最も離れた基礎ボルトについて計算する。

ノズル反力による引張力

$$F_{b1n} = \frac{F_H \cdot h_n}{\frac{3}{8} \cdot n_{f1} \cdot D_1}$$

ノズル反力による引張応力

$$\sigma_{b1n} = \frac{F_{b1n}}{A_{b1}}$$

地震による引張応力 σ_{b1} と、ノズル反力による引張応力 σ_{b1n} を組み合わせた応力として σ_{b1c} を以下の式により求める。なお、地震による引張応力とノズル反力による引張応力の組合せにはSRSS法を適用する。

$$\sigma_{b1c} = \sqrt{\sigma_{b1}^2 + \sigma_{b1n}^2}$$

(2) せん断応力

基礎ボルトに対するせん断力は基礎ボルト全本数で受けるものとして計算する。

ノズル反力によるせん断力

$$Q_{b1n} = \frac{F_H}{n_1}$$

ノズル反力によるせん断応力

$$\tau_{b1n} = \frac{Q_{b1n}}{A_{b1}}$$

地震によるせん断応力 τ_{b1} と、ノズル反力によるせん断応力 τ_{b1n} を組み合わせた応力として τ_{b1c} を以下の式により求める。なお、地震によるせん断応力とノズル反力によるせん断応力の組合せにはSRSS法を適用する。

$$\tau_{b1c} = \sqrt{\tau_{b1}^2 + \tau_{b1n}^2}$$

2.3.3 基礎ボルトの応力の評価

2.3.2に基づいて算出した基礎ボルトの荷重及び応力の算出結果を表3に、算出応力と許容応力との比較結果を表4に示す。

表4に示すとおり、ノズル許容荷重相当の荷重が吸込及び吐出ノズルから同時に作用するという保守的な条件設定においても、基礎ボルトに生じる応力は許容応力を下回っており、十分な裕度を有していることを確認した。

表3 基礎ボルトの応力算出過程及び算出結果

記号	定義	値	単位	備考
h_n	ノズル高さ		(mm)	
n_1	基礎ボルトの本数	12	(-)	
n_{f1}	評価上引張力を受けるとして期待する基礎ボルトの本数	12	(-)	
D_1	基礎ボルトのピッチ円直径		(mm)	
F_{b1n}	ノズル反力により基礎ボルトに作用する引張力 (1 本当たり)		(N)	
Q_{b1n}	ノズル反力により基礎ボルトに作用するせん断力 (1 本当たり)		(N)	
A_{b1}	基礎ボルトの軸断面積		(mm ²)	
σ_{b1n}	ノズル反力により基礎ボルトに生じる引張応力	9	(MPa)	
τ_{b1n}	ノズル反力により基礎ボルトに生じるせん断応力	10	(MPa)	
σ_{b1}	地震により基礎ボルトに生じる引張応力	39	(MPa)	耐震計算書にて算出
τ_{b1}	地震により基礎ボルトに生じるせん断応力	25	(MPa)	耐震計算書にて算出
σ_{b1c}	ノズル反力と地震の組合せにより基礎ボルトに生じる引張応力	40	(MPa)	
τ_{b1c}	ノズル反力と地震の組合せにより基礎ボルトに生じるせん断応力	27	(MPa)	

表 4 基礎ボルトの応力評価結果

	応力	基準地震動 S_s	
		算出応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
ノズル反力	引張	$\sigma_{b1n}=9$	444
	せん断	$\tau_{b1n}=10$	342
地震	引張	$\sigma_{b1}=39$	444
	せん断	$\tau_{b1}=25$	342
ノズル反力+ 地震	引張	$\sigma_{b1c}=40$	444
	せん断	$\tau_{b1c}=27$	342

3. 結論

ノズル反力による立形ポンプの耐震性への影響について確認した。ノズルについては、配管反力に許容荷重を設ける設計により健全性を確保している。また、ノズル反力によるポンプ全体系への影響については、2箇所のノズルからノズル許容荷重相当の荷重が同時に作用する保守的な条件設定においても、ノズル反力による立形ポンプの耐震性への影響は軽微であることを確認した。

補足-027-10-82 管の耐震評価のうち疲労評価に用いる諸元について

目 次

1. はじめに..... 1
2. 疲労評価結果..... 1

1. はじめに

本資料は、管の耐震性についての計算書に記載の疲労評価における疲労累積係数算出にあたって使用した諸元を整理したものである。

なお、本資料は以下に示す図書について補足する図書である。

- ・ VI-2-5-2-1-1 「管の耐震性についての計算書（原子炉再循環系）」
- ・ VI-2-5-3-1-2 「管の耐震性についての計算書（主蒸気系）」
- ・ VI-2-5-3-2-1 「管の耐震性についての計算書（給水系）」
- ・ VI-2-5-4-1-4 「管の耐震性についての計算書（残留熱除去系）」
- ・ VI-2-5-5-1-3 「管の耐震性についての計算書（高圧炉心スプレイ系）」
- ・ VI-2-5-5-2-3 「管の耐震性についての計算書（低圧炉心スプレイ系）」
- ・ VI-2-5-6-1-3 「管の耐震性についての計算書（原子炉隔離時冷却系）」
- ・ VI-2-5-8-1-1 「管の耐震性についての計算書（原子炉浄化系）」
- ・ VI-2-6-3-2-1-2 「管の耐震性についての計算書（制御棒駆動水圧系）」
- ・ VI-2-6-6-1-1 「管の耐震性についての計算書（逃がし安全弁室素ガス供給系）」
- ・ VI-2-9-4-5-2-1 「管の耐震性についての計算書（可燃性ガス濃度制御系）」

2. 疲労評価結果

クラス1管の疲労評価結果を表1に示し、クラス2以下の管の疲労評価結果を表2に示す。なお、表中の記号は以下のとおり。

- S_n : クラス1管の規定に基づき計算された一次+二次応力 (MPa)
 K_e : 割増し係数
 S_p : ピーク応力 (MPa)
 S_ℓ : 繰返しピーク応力強さ (温度補正前) (MPa)
 S_ℓ' : 繰返しピーク応力強さ (温度補正後) (MPa)
 N_i : 許容繰返し回数 (回)
 n_i : 等価繰返し回数 (回)
 $U S_s$: 地震による疲労累積係数
 U : 運転状態 I, II における疲労累積係数

表1 クラス1管の疲労評価結果 (1/2)

系統名	配管 モデル	評価点	施設 分類*1	許容応力 状態	S _n (MPa)	K _e	S _p (MPa)	S _ℓ (MPa)	S _ℓ ' (MPa)	N _i *2 (回)	n _i (回)	疲労累積係数					
												U S _s (n _i /N _i)	U	U+U S _s			
原子炉 再循環系	PLR-PD-1	26	DB	IVAS								0.0140	0.0014	0.0154			
		67	SA	IVAS/VAS								0.0078	0.0050	0.0128			
	PLR-PD-2	26	DB	IVAS								0.0104	0.0005	0.0109			
		212	SA	IVAS/VAS								0.0065	0.0031	0.0096			
主蒸気系	MS-PD-1	24	DB/SA	IVAS/VAS								852.7	340	150	0.4412	0.1208	0.5620
	MS-PD-2	15	DB/SA	IVAS/VAS								823.5	369	150	0.4065	0.1191	0.5256
	MS-PD-3	12	DB/SA	IVAS/VAS								903.1	297	150	0.5051	0.0303	0.5354
	MS-PD-4	28	DB/SA	IVAS/VAS								965.8	253	150	0.5929	0.0378	0.6307
給水系	FW-PD-1	33	DB/SA	IVAS/VAS								35.9	—	150	0.0000	0.0890	0.0890
	FW-PD-2	33	DB/SA	IVAS/VAS								35.9	—	150	0.0000	0.0890	0.0890

注記*1: DBは設計基準対象施設, SAは重大事故等対処設備を示す。

*2: 繰返しピーク応力強さ(温度補正後)が, 設計疲労線図の下限值以下となるものについては「—」と記載する。

表1 クラス1管の疲労評価結果 (2/2)

系統名	配管 モデル	評価点	施設 分類*1	許容応力 状態	S _n (MPa)	K _e	S _p (MPa)	S _ℓ (MPa)	S _ℓ ' (MPa)	N _i *2 (回)	n _i (回)	疲労累積係数				
												U S _s (n _i /N _i)	U	U+U S _s		
残留熱 除去系	RHR-PD-4	31N	DB/SA	IVAS/VAS								10566	150	0.0142	0.0019	0.0161
	RHR-PD-5	41	DB/SA	IVAS/VAS								—	150	0.0000	0.0040	0.0040
	RHR-PD-6	32N	DB/SA	IVAS/VAS								19293	150	0.0078	0.0019	0.0097
	RHR-PD-7	27	DB	IVAS								885	150	0.1695	0.0075	0.1770
	RHR-PD-8	18	DB	IVAS								23611	150	0.0064	0.0010	0.0074
	RHR-R-1	110	DB/SA	IVAS/VAS								—	150	0.0000	0.0010	0.0010
	RHR-R-5A	18	DB/SA	IVAS/VAS								—	150	0.0000	0.0000	0.0000
	RHR-R-16	50	DB/SA	IVAS/VAS								248032	150	0.0006	0.0000	0.0006
高压炉心 スプレイ系	HPCS-PD-1	36N	DB/SA	IVAS/VAS								—	150	0.0000	0.0041	0.0041
低压炉心 スプレイ系	LPCS-PD-1	1701	DB/SA	IVAS/VAS								35906	150	0.0042	0.0000	0.0042
原子炉隔離時 冷却系	RCIC-PD-1	31	DB/SA	IVAS/VAS								1853	150	0.0810	0.0058	0.0868
	RCIC-R-3	6	DB/SA	IVAS/VAS								426346	150	0.0004	0.0054	0.0058
原子炉 浄化系	CUW-PD-1	331	DB	IVAS								—	150	0.0000	0.7792	0.7792
	CUW-R-1	2	DB	IVAS								—	150	0.0000	0.0025	0.0025

注記*1：DBは設計基準対象施設，SAは重大事故等対処設備を示す。

*2：繰返しピーク応力強さ（温度補正後）が，設計疲労線図の下限值以下となるものについては「—」と記載する。

表2 クラス2以下の管の疲労評価結果

系統名	配管 モデル	評価点	施設 分類*	許容応力 状態	S n (MPa)	K e	S p (MPa)	S e (MPa)	S e' (MPa)	N i (回)	n i (回)	疲労累積係数 U S s (n i / N i)
残留熱除去系	RHR-R-8	141	DB	IVAS					583.8	941	150	0.1594
	RHR-R-17	54A	DB	IVAS					458.8	8535	150	0.0176
制御棒駆動水圧系	CRD-PD-1	44N	DB/SA	IVAS/VAS					758.8	1302	150	0.1152
	CRD-PD-2	44N	DB/SA	IVAS/VAS					1027.3	489	150	0.3068
逃がし安全弁 窒素ガス供給系	ADS-R-3SP	61W	DB/SA	IVAS					803.0	1074	150	0.1397
		61W	SA	VAS					856.8	870	150	0.1725
可燃性ガス濃度制御系	FCS-R-3	87	DB	IVAS					1157.1	164	100	0.6098

注記* : DBは設計基準対象施設, SAは重大事故等対処設備を示す。

補足-027-10-83 電気盤等の基礎・支持構造に係る耐震評価部位に関する
補足説明資料

目 次

1. 概要	1
2. 電気盤等の溶接部評価	4
2.1 構造計画	4
2.2 代表設備の選定	7
2.3 適用規格・基準等	7
2.4 記号の説明	8
2.5 評価方針	9
3. 評価部位	10
4. 固有周期	12
4.1 固有周期の確認	12
5. 構造強度評価	12
5.1 構造強度評価方法	12
5.2 荷重の組合せ及び許容応力	13
5.3 設計用地震力	16
5.4 計算方法	17
5.5 計算条件	19
5.6 応力の評価	20
6. 評価結果	21
6.1 設計基準対象施設としての評価結果	21
6.2 重大事故等対処設備としての評価結果	21

1. 概要

工認耐震計算書では、盤及び計装ラック（以下「電気盤等」という。）全体を支持する基礎・支持構造に係る部材である基礎ボルト及び取付ボルトを構造強度評価における評価部位としている。本資料では、基礎・支持構造を構成する要素のうち工認耐震計算書に記載していないチャンネルベースと埋込金物又は後打金物の溶接部（以下「溶接部」という。）の構造強度について説明する。溶接部の評価においては、代表の電気盤等を選定して、地震力により溶接部に生じる応力が許容限界内に収まることを確認する。

盤の工認添付書類の関連図書を表 1-1 に、計装ラックの工認添付書類の関連図書を表 1-2 に示す。

表 1-1 盤の工認添付書類の関連図書 (1/3)

VI-2-6-7-2-1	安全設備制御盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-2	原子炉補機制御盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-3	原子炉補機制御盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-4	原子炉制御盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-5	所内電気盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-6	安全設備補助制御盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-7	起動領域モニタ盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-8	出力領域モニタ盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-9	プロセス放射線モニタ盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-10	A-RHR・LPCS 継電器盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-11	B・C-RHR 継電器盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-12	HPCS 継電器盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-13	HPCS トリップ設定器盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-14	A-格納容器隔離継電器盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-15	B-格納容器隔離継電器盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-16	A-原子炉保護継電器盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-17	B-原子炉保護継電器盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-18	A1 原子炉保護トリップ設定器盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-19	A2 原子炉保護トリップ設定器盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-20	B1 原子炉保護トリップ設定器盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-21	B2 原子炉保護トリップ設定器盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-22	窒素ガス制御盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-23	燃料プール冷却制御盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-24	A-原子炉プロセス計測盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-25	B-原子炉プロセス計測盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-26	共通盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-27	A-自動減圧継電器盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-28	B-自動減圧継電器盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-29	A-SGT・FCS・MSLC 継電器盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-30	B-SGT・FCS・MSLC 継電器盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-31	A-格納容器 H2/O2 濃度計盤の耐震性についての計算書

表 1-1 盤の工認添付書類の関連図書 (2/3)

VI-2-6-7-2-32	A-格納容器 H2/O2 濃度計演算器盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-33	B-格納容器 H2/O2 濃度計盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-34	B-格納容器 H2/O2 濃度計演算器盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-35	AM設備制御盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-36	工学的安全施設トリップ設定器盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-37	重大事故監視盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-38	重大事故変換器盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-42	A-SRM/I RM前置増幅器盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-43	B-SRM/I RM前置増幅器盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-44	C-SRM/I RM前置増幅器盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-45	D-SRM/I RM前置増幅器盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-46	再循環MG開閉器盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-2-47	中央制御室外原子炉停止制御盤の耐震性についての計算書 (その1)
VI-2-6-7-2-48	中央制御室外原子炉停止制御盤の耐震性についての計算書 (その2)
VI-2-6-7-2-49	格納容器水素/酸素計測装置制御盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-3-3-1	統合原子力防災NW盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-3-4-1	SPDS 伝送盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-3-4-2	1・2号SPDS 伝送用ゲートウェイ盤・データ収集盤の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-3-4-3	2号SPDS 伝送用インバータ盤の耐震性についての計算書
VI-2-10-1-2-1-2	非常用ディーゼル発電設備励磁装置及び保護継電装置の耐震性についての計算書
VI-2-10-1-2-2-2	高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備励磁装置及び保護継電装置の耐震性についての計算書
VI-2-10-1-2-3-2	ガスタービン発電機励磁装置及び保護継電装置の耐震性についての計算書
VI-2-10-1-2-3-7	緊急用直流 115V 蓄電池の耐震性についての計算書
VI-2-10-1-2-3-8	緊急用直流 60V 蓄電池の耐震性についての計算書
VI-2-10-1-3-1	計装用無停電交流電源装置の耐震性についての計算書
VI-2-10-1-3-2	230V 系充電器 (常用) の耐震性についての計算書
VI-2-10-1-3-3	B1-115V 系充電器 (SA) の耐震性についての計算書
VI-2-10-1-3-4	SA 用 115V 系充電器の耐震性についての計算書
VI-2-10-1-3-5	230V 系蓄電池 (RCIC) の耐震性についての計算書
VI-2-10-1-3-6	A-115V 系蓄電池の耐震性についての計算書
VI-2-10-1-3-7	B-115V 系蓄電池の耐震性についての計算書
VI-2-10-1-3-8	B1-115V 系蓄電池 (SA) の耐震性についての計算書
VI-2-10-1-3-9	SA 用 115V 系蓄電池の耐震性についての計算書
VI-2-10-1-3-10	高圧炉心スプレイ系蓄電池の耐震性についての計算書
VI-2-10-1-3-11	原子炉中性子計装用蓄電池の耐震性についての計算書
VI-2-10-1-4-1	230V 系充電器 (RCIC) の耐震性についての計算書

表 1-1 盤の工認添付書類の関連図書 (3/3)

VI-2-10-1-4-2	A-115V 系充電器の耐震性についての計算書
VI-2-10-1-4-3	B-115V 系充電器の耐震性についての計算書
VI-2-10-1-4-4	高圧炉心スプレイ系充電器・直流盤の耐震性についての計算書
VI-2-10-1-4-5	原子炉中性子計装用充電器の耐震性についての計算書
VI-2-10-1-4-6	メタルクラッド開閉装置の耐震性についての計算書
VI-2-10-1-4-7	ロードセンタの耐震性についての計算書
VI-2-10-1-4-8	コントロールセンタの耐震性についての計算書
VI-2-10-1-4-9	動力変圧器の耐震性についての計算書
VI-2-10-1-4-10	緊急用メタクラの耐震性についての計算書
VI-2-10-1-4-11	緊急用メタクラ接続プラグ盤の耐震性についての計算書
VI-2-10-1-4-12	SA ロードセンタの耐震性についての計算書
VI-2-10-1-4-13	SA コントロールセンタの耐震性についての計算書
VI-2-10-1-4-17	充電器電源切替盤の耐震性についての計算書
VI-2-10-1-4-18	緊急時対策所 発電機接続プラグ盤の耐震性についての計算書
VI-2-10-1-4-19	緊急時対策所 低圧受電盤・低圧母線盤の耐震性についての計算書
VI-2-10-1-4-20	緊急時対策所 低圧分電盤 1 の耐震性についての計算書
VI-2-10-1-4-21	緊急時対策所 低圧分電盤 2 の耐震性についての計算書
VI-2-10-1-4-22	A-115V 系直流盤の耐震性についての計算書
VI-2-10-1-4-23	B-115V 系直流盤の耐震性についての計算書
VI-2-10-1-4-25	230V 系直流盤 (常用) の耐震性についての計算書
VI-2-10-1-4-27	緊急時対策所 無停電交流電源装置の耐震性についての計算書
VI-2-10-1-4-28	緊急時対策所 無停電分電盤 1 の耐震性についての計算書
VI-2-10-1-4-29	緊急時対策所 直流 115V 充電器の耐震性についての計算書
VI-2-10-1-4-31	原子炉中性子計装用分電盤の耐震性についての計算書
VI-2-10-1-4-32	SA 対策設備用分電盤 (2) の耐震性についての計算書
VI-2-別添 1-2-2	火災受信機盤の耐震性についての計算書

表 1-2 計装ラックの工認添付書類の関連図書

VI-2-6-5-3	残留熱除去ポンプ出口圧力の耐震性についての計算書
VI-2-6-5-4	低圧炉心スプレイポンプ出口圧力の耐震性についての計算書
VI-2-6-5-7	残留熱除去ポンプ出口流量の耐震性についての計算書
VI-2-6-5-8	原子炉隔離時冷却ポンプ出口流量の耐震性についての計算書
VI-2-6-5-9	高圧炉心スプレイポンプ出口流量の耐震性についての計算書
VI-2-6-5-10	低圧炉心スプレイポンプ出口流量の耐震性についての計算書
VI-2-6-5-16	原子炉圧力の耐震性についての計算書 (その 1)
VI-2-6-5-18	原子炉水位(広帯域)の耐震性についての計算書
VI-2-6-5-19	原子炉水位(燃料域)の耐震性についての計算書
VI-2-6-5-20	原子炉水位(狭帯域)の耐震性についての計算書
VI-2-6-5-22	ドライウエル圧力の耐震性についての計算書 (その 1)
VI-2-6-5-23	サプレッションチェンバ圧力の耐震性についての計算書
VI-2-6-5-32	格納容器酸素濃度の耐震性についての計算書
VI-2-6-5-33	格納容器酸素濃度 (S A) の耐震性についての計算書
VI-2-6-5-34	格納容器水素濃度の耐震性についての計算書
VI-2-6-5-35	格納容器水素濃度 (S A) の耐震性についての計算書
VI-2-6-5-46	ドライウエル圧力の耐震性についての計算書 (その 2)
VI-2-6-5-50	主蒸気管流量大の耐震性についての計算書
VI-2-6-5-51	ドライウエル圧力の耐震性についての計算書 (その 3)
VI-2-6-5-52	ドライウエル圧力の耐震性についての計算書 (その 4)
VI-2-6-5-53	ドライウエル圧力の耐震性についての計算書 (その 5)
VI-2-6-7-1-5	残留熱除去系熱交換器冷却水流量の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-1-7	原子炉隔離時冷却ポンプ出口圧力の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-1-8	高圧炉心スプレイポンプ出口圧力の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-1-12	格納容器ガスサンプリング装置(格納容器水素濃度(SA)及び格納容器酸素濃度(SA))の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-1-13	格納容器ガスサンプリング装置(格納容器水素濃度(B系)及び格納容器酸素濃度(B系))(B-原子炉格納容器H ₂ ・O ₂ 分析計ラック)の耐震性についての計算書
VI-2-6-7-1-14	格納容器ガスサンプリング装置(格納容器水素濃度(B系)及び格納容器酸素濃度(B系))(B-原子炉格納容器H ₂ ・O ₂ 分析計クレーラック)の耐震性についての計算書

2. 電気盤等の溶接部評価

2.1 構造計画

盤の構造計画を表 2-1 に、計装ラックの構造計画を表 2-2 に示す。

表 2-1 盤の構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>盤は、取付ボルトにてチャンネルベースに設置する。 チャンネルベースは、溶接にて埋込金物又は後打金物に固定する。</p>	<p>直立形 (鋼材及び鋼板を組み合わせた自立閉鎖型の盤)</p>	<p>(正面図) (側面図)</p>

表 2-2 計装ラックの構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
計装ラックは、ラック取付ボルトにてチャンネルベースに設置する。 チャンネルベースは、溶接にて埋込金物又は後打金物に固定する。	直立形 (鋼材及び鋼板を組み合わせた直立形計装ラック)	<p>(正面図)</p> <p>(側面図)</p>

2.2 代表設備の選定

電気盤等の溶接部の構造強度の確認に際して、耐震評価上厳しいと考えられる設備を代表として、耐震評価を行う。代表の選定にあたっては、以下を考慮する。

- ・電気盤等の構造
- ・チャンネルベースを含む電気盤等の総質量
- ・設計震度

電気盤等の構造は金物に対してチャンネルベースを溶接する構成は共通であるため、金物一枚当たりで負担する質量が大きく、設計震度が大きい「緊急時対策所 無停電交流電源装置」及び「格納容器ガスサンプリング装置（格納容器水素濃度（B系）及び格納容器酸素濃度（B系））（B-原子炉格納容器H₂・O₂分析計ラック）」を評価対象として選定する。

2.3 適応規格・基準等

本評価において適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 JEAG 4601・補-1984（（社）日本電気協会）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG 4601-1987（（社）日本電気協会）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG 4601-1991 追補版（（社）日本電気協会）
- ・発電用原子力設備規格 設計・建設規格（（社）日本機械学会，2005/2007）（以下「設計・建設規格」という。）

2.4 記号の説明

記号	記号の説明	単位
a	溶接部の有効のど厚	mm
A_w	溶接部の有効断面積	mm ²
C_H	水平方向設計震度	—
C_V	鉛直方向設計震度	—
F	設計・建設規格 SSB-3121.1(1)に定める値	MPa
F^*	設計・建設規格 SSB-3121.3に定める値	MPa
F_w	溶接部に作用する引張力	N
f_{sm}	せん断力のみを受ける溶接部の許容せん断応力	MPa
g	重力加速度 (=9.80665)	m/s ²
h	据付面から重心までの距離	mm
l'	溶接有効長さ	mm
l_1	重心と溶接間の水平方向距離*	mm
l_2	重心と溶接間の水平方向距離*	mm
m	電気盤等の総質量 (チャンネルベース含)	kg
n	溶接数	—
n_f	評価上引張力を受けるとして期待する溶接数	—
Q_w	溶接部に作用するせん断力	N
s	溶接脚長	mm
S_u	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表9に定める値	MPa
S_y	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表8に定める値	MPa
$S_y(RT)$	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表8に定める材料の40°Cにおける値	MPa
σ	溶接部に生じるせん断応力	MPa
σ_w	溶接部に生じる引張力により発生するせん断応力	MPa
τ_w	溶接部に生じるせん断力により発生するせん断応力	MPa

注記* : $l_1 \leq l_2$

2.5 評価方針

電気盤等の溶接部の強度評価は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.1 構造計画」にて示す電気盤等の構造を踏まえ「3. 評価部位」にて設定する箇所において、「4. 固有周期」で測定した固有周期に基づく設計用地震力による応力等が許容限界内に収まることを、「5. 構造強度評価」にて示す方法にて確認することで実施する。確認結果を「6. 評価結果」に示す。

電気盤等の溶接部の耐震評価フローを図 2-1 に示す。

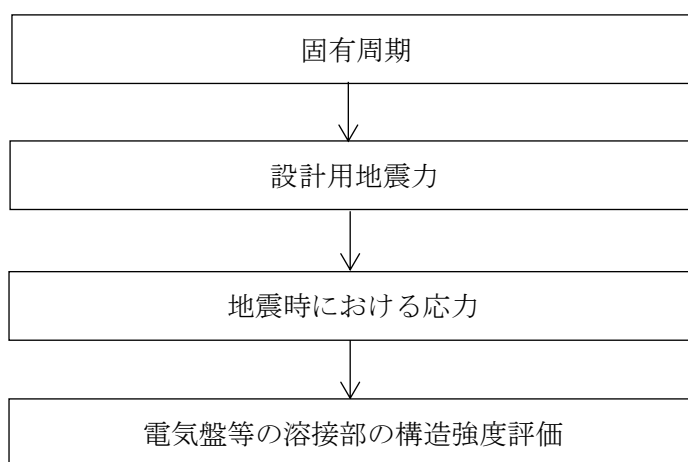


図 2-1 電気盤等の溶接部の耐震評価フロー

3. 評価部位

電気盤等の溶接部の耐震評価は、「5.1 構造強度評価方法」に示す条件に基づき実施する。

代表盤：緊急時対策所 無停電交流電源装置の溶接部の概略を図3-1に、代表計装ラック：格納容器ガスサンプリング装置（格納容器水素濃度（B系）及び格納容器酸素濃度（B系））（B-原子炉格納容器H₂・O₂分析計ラック）の溶接部の概略を図3-2示す。

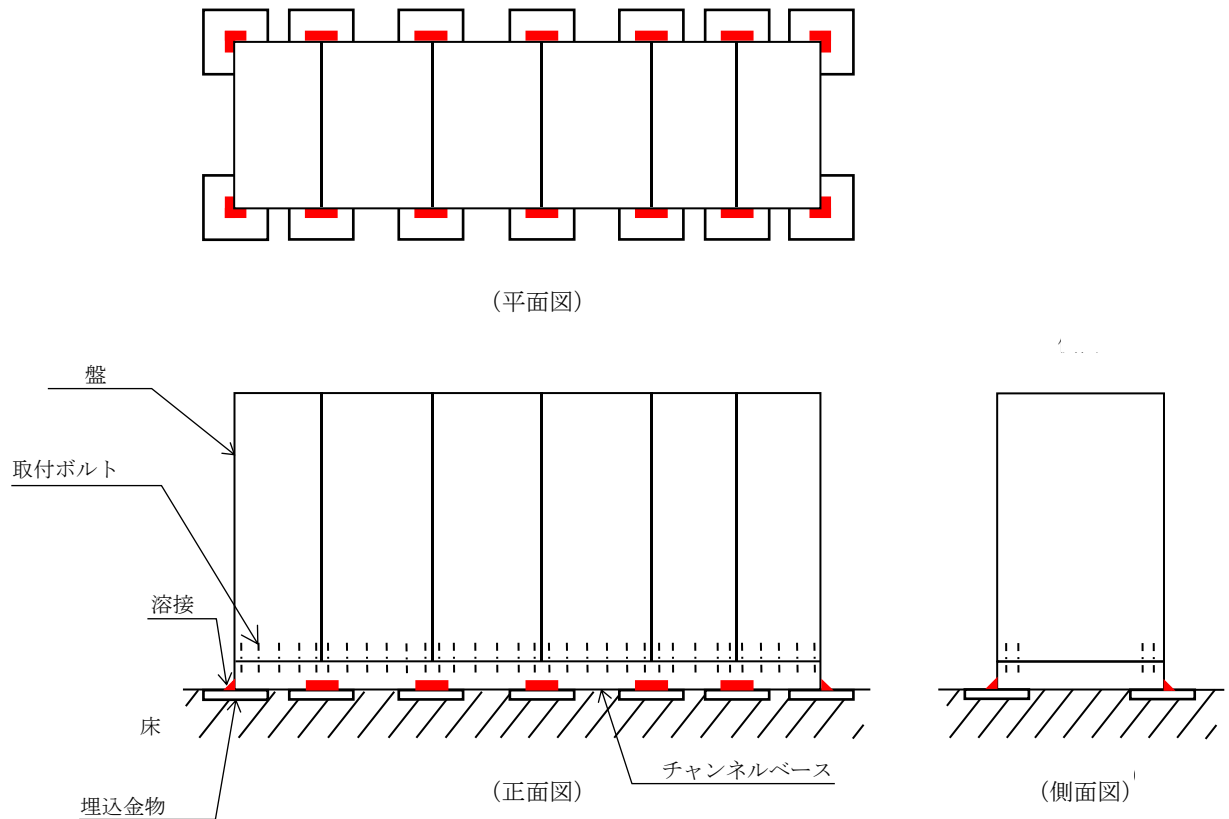


図3-1 緊急時対策所 無停電交流電源装置の溶接部の概要図

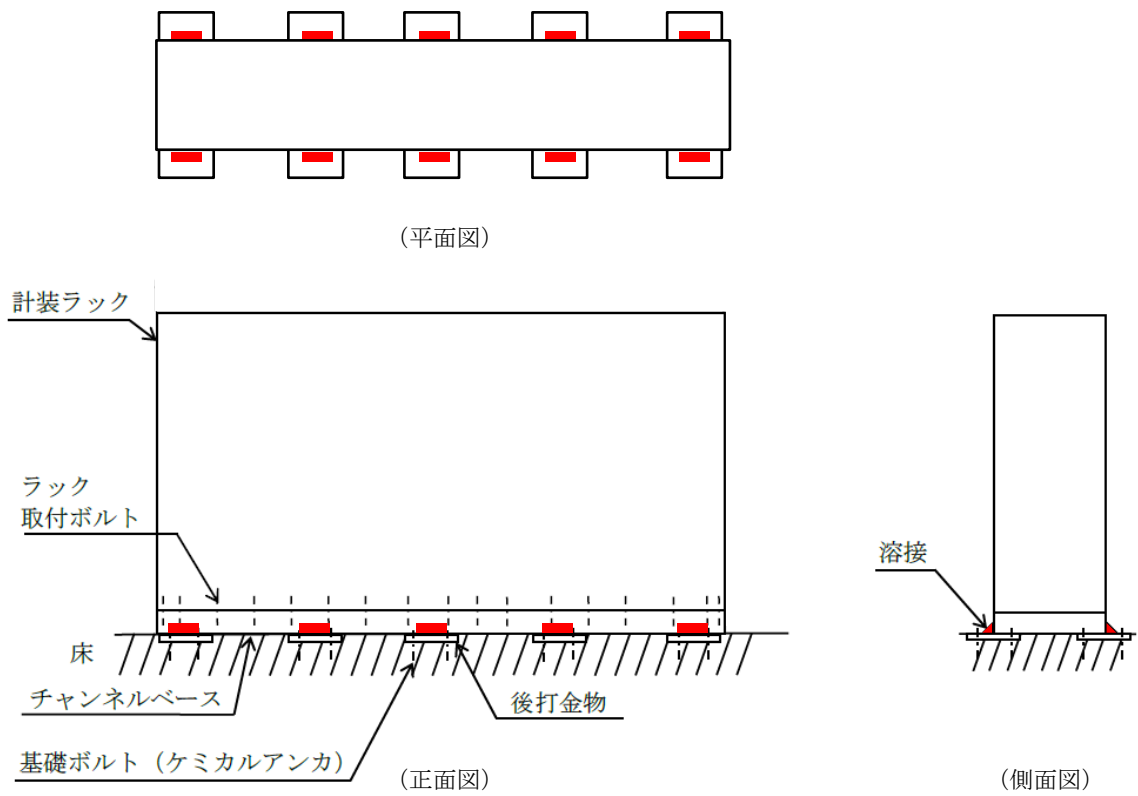


図 3-2 格納容器ガスサンプリング装置（格納容器水素濃度（B系）及び格納容器酸素濃度（B系））（B-原子炉格納容器H₂・O₂分析計ラック）の溶接部の概要図

4. 固有周期

4.1 固有周期の確認

電気盤等の固有周期は、VI-2-10-1-4-27 「緊急時対策所 無停電交流電源装置の耐震性についての計算書」及びVI-2-6-7-1-13 「格納容器ガスサンプリング装置（格納容器水素濃度（B系）及び格納容器酸素濃度（B系）（B-原子炉格納容器H₂・O₂分析計ラック）の耐震性についての計算書」に基づき、それぞれ剛構造であることを確認している。

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

- (1) 電気盤等（チャンネルベースを含む）の質量は重心に集中しているものとする。
- (2) 地震力は電気盤等に対して、水平方向及び鉛直方向から個別に作用させる。また、水平方向及び鉛直方向の動的地震力による荷重の組合せには、絶対値和を適用する。
- (3) 電気盤等は溶接により床面に固定されており、固定端とする。
- (4) 転倒方向は、計算モデルにおける短辺方向及び長辺方向について検討し、本資料には結果の厳しい方（許容値／発生値の小さい方をいう。）を記載する。
- (5) 電気盤等（チャンネルベースを含む）の重心位置については、転倒方向を考慮して、計算条件が厳しくなる位置に重心位置を設定して耐震性の計算を行う。
- (6) 耐震計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

5.2 荷重の組合せ及び許容応力

5.2.1 荷重の組合せ及び許容応力状態

電気盤等の溶接部の荷重の組合せ及び許容応力状態は、VI-2-10-1-4-27 「緊急時対策所無停電交流電源装置の耐震性についての計算書」及びVI-2-6-7-1-13 「格納容器ガスサンプリング装置（格納容器水素濃度（B系）及び格納容器酸素濃度（B系）（B-原子炉格納容器H₂・O₂分析計ラック）の耐震性についての計算書」に基づき、代表盤及び代表計装ラックと同じ設定とする。

5.2.2 許容応力

電気盤等の溶接部の許容応力は、VI-2-1-9 「機能維持の基本方針」に基づき表5-1のとおりとする。

5.2.3 使用材料の許容応力評価条件

電気盤等の溶接部の使用材料の許容応力評価条件のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表5-2に、重大事故等対処設備の評価に用いるものを表5-3に示す。

表 5-1 許容応力（その他の支持構造物及び重大事故等その他の支持構造物）

許容応力状態	許容限界*1, *2 (ボルト等以外)
	一次応力
	せん断
Ⅲ _A S	$1.5 \cdot f_s$
Ⅳ _A S	$1.5 \cdot f_s^*$
V _A S (V _A SとしてⅣ _A Sの許容限界を用いる。)	

注記*1：応力の組合せが考えられる場合には，組合せ応力に対しても評価を行う。

*2：当該の応力が生じない場合，規格基準で省略可能とされている場合及び他の応力で代表可能である場合は評価を省略する。

表 5-2 使用材料の許容応力評価条件（設計基準対象施設）

評価部材	材料	温度条件 (°C)		S _y (MPa)	S _u (MPa)	S _y (R T) (MPa)
溶接部 (格納容器ガスサンプリング 装置 (格納容器水素濃度 (B 系) 及び格納容器酸素濃度 (B系)) (B-原子炉格納容器 H ₂ ・O ₂ 分析計ラック))	SS400 (厚さ ≤ 16mm)	周囲環境温度	50	241	394	—

表 5-3 使用材料の許容応力評価条件（重大事故等対処設備）

評価部材	材料	温度条件 (°C)		S _y (MPa)	S _u (MPa)	S _y (R T) (MPa)
溶接部 (緊急時対策所 無停電交流 電源装置)	SS400 (厚さ ≤ 16mm)	周囲環境温度	40	245	400	—
溶接部 (格納容器ガスサンプリング 装置 (格納容器水素濃度 (B 系) 及び格納容器酸素濃度 (B系)) (B-原子炉格納容器 H ₂ ・O ₂ 分析計ラック))	SS400 (厚さ ≤ 16mm)	周囲環境温度	50	241	394	—

5.3 設計用地震力

緊急時対策所 無停電交流電源装置の評価に用いる設計用地震力を表 5-4 に、格納容器ガスサンプリング装置（格納容器水素濃度（B系）及び格納容器酸素濃度（B系）（B-原子炉格納容器H2・O2分析計ラック））の評価に用いる設計用地震力を表 5-5 に示す。

「弾性設計用地震動 S_d 又は静的震度」及び「基準地震動 S_s」による地震力は、VI-2-1-7「設計用床応答スペクトルの作成方針」に基づき設定する。

表 5-4 緊急時対策所 無停電交流電源装置の設計用地震力

据付場所 及び 床面高さ (m)	固有周期 (s)		弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度		基準地震動 S _s	
	水平方向	鉛直方向	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度
緊急時対策所 EL 50.25 ^{*1}	□		—	—	C _H =2.90 ^{*2}	C _V =1.41 ^{*2}

注記*1：基準床レベルを示す。

*2：設計用震度Ⅱ（基準地震動 S_s）を上回る設計震度

表 5-5 格納容器ガスサンプリング装置（格納容器水素濃度（B系）及び格納容器酸素濃度（B系）（B-原子炉格納容器H2・O2分析計ラック））の設計用地震力

据付場所 及び 床面高さ (m)	固有周期 (s)		弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度		基準地震動 S _s	
	水平方向	鉛直方向	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度
原子炉建物 EL 34.8 ^{*1}	□		C _H =1.56 ^{*2}	C _V =1.31 ^{*2}	C _H =2.07 ^{*3}	C _V =2.39 ^{*3}

注記*1：基準床レベルを示す。

*2：設計用震度Ⅱ（弾性設計用地震動 S_d）又は静的震度

*3：設計用震度Ⅱ（基準地震動 S_s）

5.4 計算方法

5.4.1 応力の計算方法

5.4.1.1 溶接部の計算方法

溶接部の応力は、地震による震度により作用するモーメントによって生じる引張力により発生するせん断応力及びせん断力により発生するせん断応力について計算する。

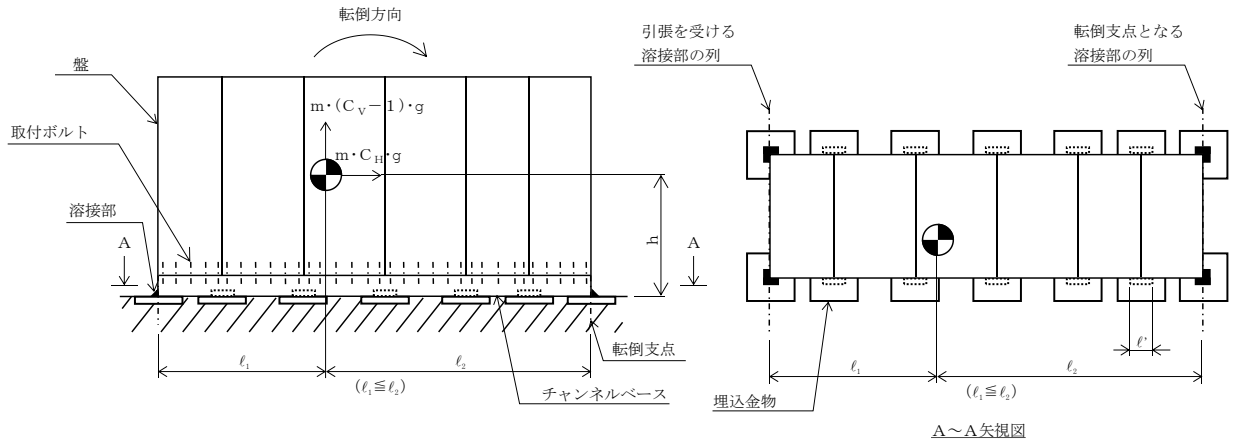


図5-1 計算モデル（溶接部）（長辺方向転倒）

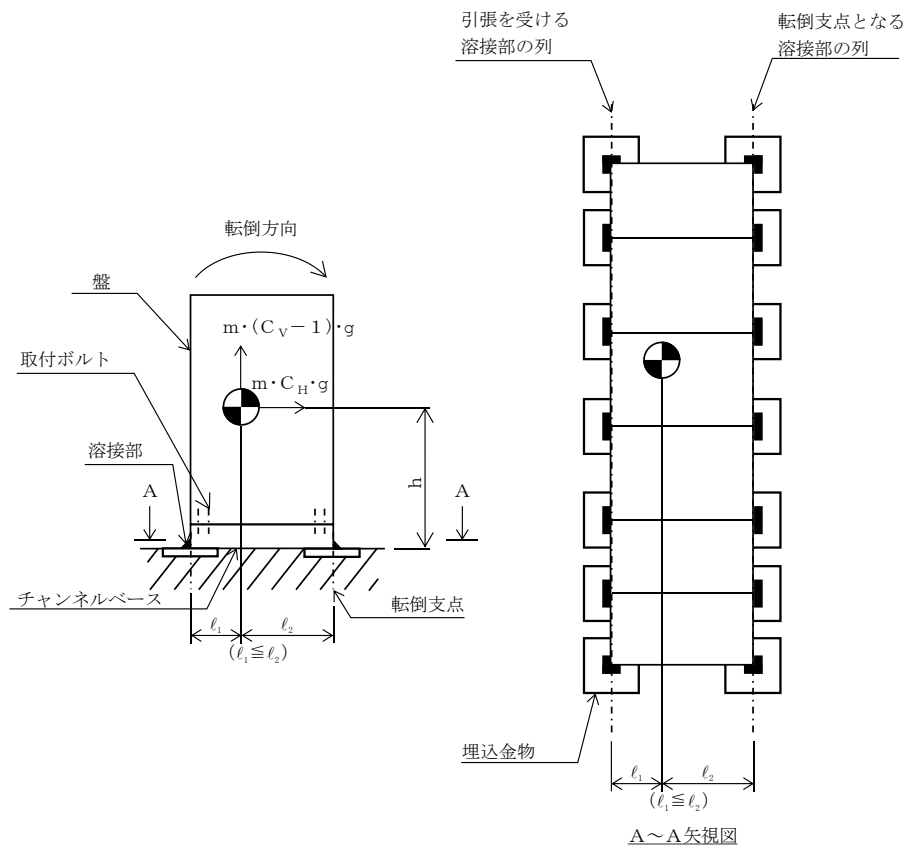


図5-2 計算モデル（溶接部）（短辺方向転倒）

- (1) 引張力により発生するせん断応力

溶接部に対する引張力は、図5-1及び図5-2で最外列の溶接部を支点とする転倒を考え、これを片側の最外列の溶接部で受けるものとして計算する。

引張力

$$F_w = \frac{m \cdot g \cdot C_H \cdot h - m \cdot g \cdot (1 - C_V) \cdot \ell_2}{n_f \cdot (\ell_1 + \ell_2)} \dots\dots\dots (5.4.1.1.1)$$

引張力により発生するせん断応力

$$\sigma_w = \frac{F_w}{A_w} \dots\dots\dots (5.4.1.1.2)$$

ここで、溶接部の有効断面積 A_w は次式により求める。

$$A_w = a \cdot \ell' \dots\dots\dots (5.4.1.1.3)$$

ただし、溶接部の有効のど厚 a は次式により求める。

$$a = 0.7 \cdot s \dots\dots\dots (5.4.1.1.4)$$

- (2) せん断力により発生するせん断応力

溶接部に対するせん断力は、溶接部全数で受けるものとして計算する。

せん断力

$$Q_w = m \cdot g \cdot C_H \dots\dots\dots (5.4.1.1.5)$$

せん断力により発生するせん断応力

$$\tau_w = \frac{Q_w}{n \cdot A_w} \dots\dots\dots (5.4.1.1.6)$$

- (3) 溶接部に生じるせん断応力

溶接に対するせん断応力は、各せん断応力を足し合わせたものとして計算する。

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_w)^2 + (\tau_w)^2} \dots\dots\dots (5.4.1.1.7)$$

5.5 計算条件

5.5.1 溶接部の応力計算条件

溶接部の応力計算に用いる計算条件は、本資料の【緊急時対策所 無停電交流電源装置 (R46-P0800) 溶接部の耐震性についての計算結果】及び【格納容器ガスサンプリング装置 (格納容器水素濃度 (B系) 及び格納容器酸素濃度 (B系)) (B-原子炉格納容器H₂・O₂分析計ラック) 溶接部の耐震性についての計算結果】の設計条件及び機器要目に示す。

5.6 応力の評価

5.6.1 溶接部の応力評価

5.4.1.1項で求めた溶接部にかかるせん断応力は、許容せん断応力 f_{sm} 以下であること。ただし、 f_{sm} は下表による。

	弾性設計用地震動 S_d 又は静的震度による 荷重との組合せの場合	基準地震動 S_s による 荷重との組合せの場合
許容せん断応力 f_{sm}	$\frac{F}{1.5 \cdot \sqrt{3}} \cdot 1.5$	$\frac{F^*}{1.5 \cdot \sqrt{3}} \cdot 1.5$

6. 評価結果

6.1 設計基準対象施設としての評価結果

電気盤等の設計基準対象施設としての耐震評価結果を以下に示す。発生値は許容限界を満足しており、設計用地震力に対して十分な構造強度を有することを確認した。

(1) 構造強度評価結果

構造強度評価の結果を次頁以降の表に示す。

6.2 重大事故等対処設備としての評価結果

電気盤等の重大事故等対処設備としての耐震評価結果を以下に示す。発生値は許容限界を満足しており、設計用地震力に対して十分な構造強度を有することを確認した。

(1) 構造強度評価結果

構造強度評価の結果を次頁以降の表に示す。

【緊急時対策所 無停電交流電源装置 (R46-P0800) 溶接部の耐震性についての計算結果】

1. 重大事故等対処設備

1.1 設計条件

機器名称	耐震重要度分類	据付場所及び床面高さ (m)	固有周期 (s)		弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度		基準地震動 S _s		周囲環境温度 (°C)
			水平方向	鉛直方向	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度	
緊急時対策所 無停電交流電源装置 (R46-P0800)	常設耐震/防止 常設/緩和	緊急時対策所 EL 50.25* ¹			—	—	C _H =2.90* ²	C _V =1.41* ²	40

注記*1: 基準床レベルを示す。

*2: 設計用震度 II (基準地震動 S_s) を上回る設計震度

1.2 機器要目

部材	m (kg)	h (mm)	s (mm)	a (mm)	ℓ' (mm)	A _w (mm ²)	n	S _y (MPa)	S _u (MPa)
溶接部		1176	6.5	4.6	87	395.9	14	245 (厚さ ≤ 16mm)	400 (厚さ ≤ 16mm)

部材	ℓ ₁ * (mm)	ℓ ₂ * (mm)	n _f *	F (MPa)	F* (MPa)	転倒方向	
						弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度	基準地震動 S _s
溶接部	597	623	7	—	280	—	長辺方向
	2186	2214	2				

注記*: 溶接部の機器要目における上段は短辺方向転倒に対する評価時の要目を示し、下段は長辺方向転倒に対する評価時の要目を示す。

1.3 計算数値

1.3.1 溶接部に作用する力

(単位：N)

部材	F _w		Q _w	
	弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度	基準地震動 S _s	弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度	基準地震動 S _s
溶接部	—		—	

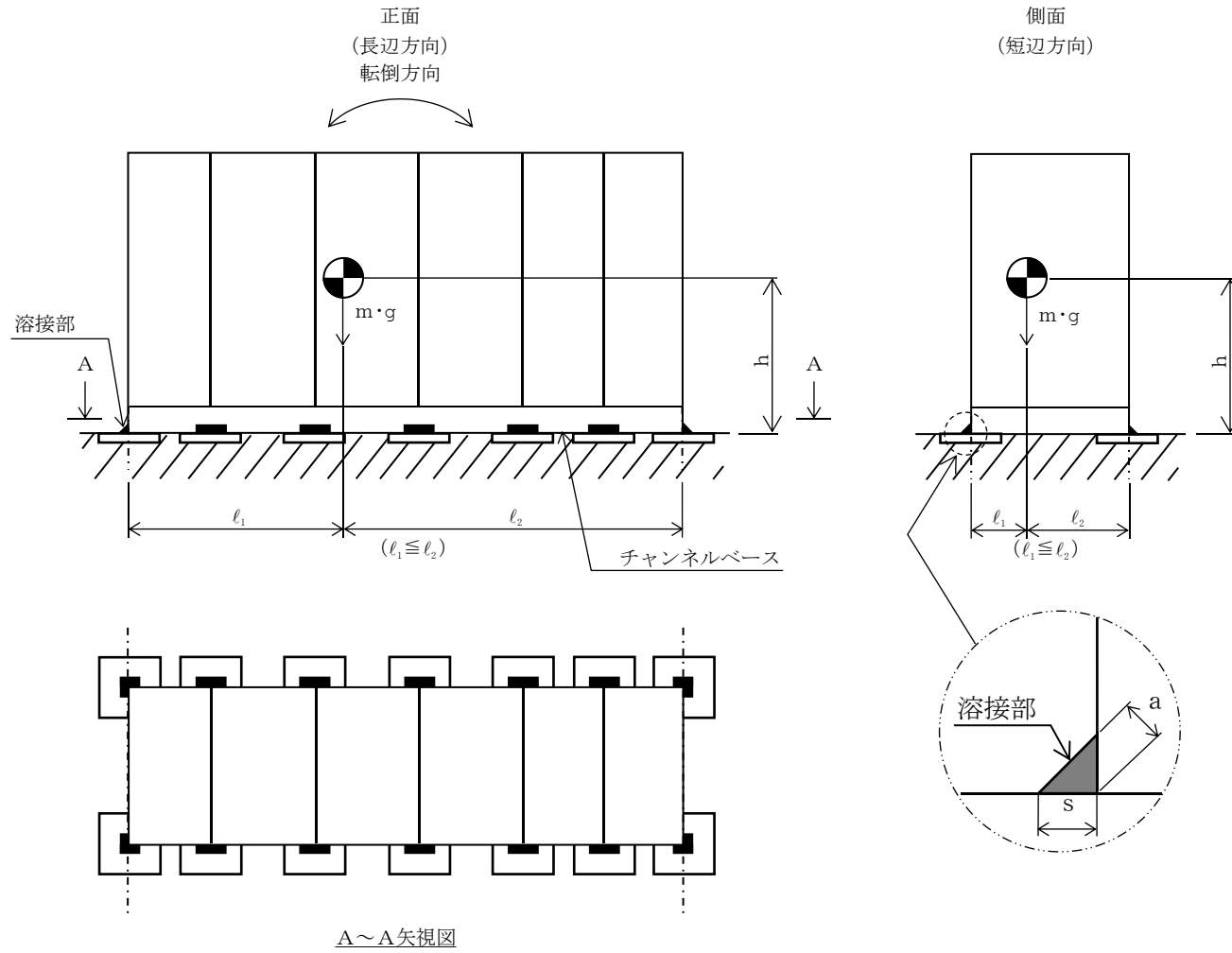
1.4 結論

1.4.1 溶接部の応力

(単位：MPa)

部材	材料	応力	弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度		基準地震動 S _s	
			算出応力	許容応力	算出応力	許容応力
溶接部	SS400	せん断	—	—	$\sigma = 121$	$f_{sm} = 161$

すべて許容応力以下である。



【格納容器ガスサンプリング装置（格納容器水素濃度（B系）及び格納容器酸素濃度（B系））（B-原子炉格納容器H2・O2分析計ラック）溶接部の耐震性についての計算結果】

1. 設計基準対象施設

1.1 設計条件

機器名称	耐震重要度分類	据付場所及び床面高さ (m)	固有周期(s)		弾性設計用地震動 S d 又は静的震度		基準地震動 S s		周囲環境温度 (°C)
			水平方向	鉛直方向	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度	
格納容器ガスサンプリング装置（格納容器水素濃度（B系）及び格納容器酸素濃度（B系））（B-原子炉格納容器H2・O2分析計ラック）（2RSR-3-3B）	S	原子炉建物 EL 34.8*1	□		$C_H=1.56^{*2}$	$C_V=1.31^{*2}$	$C_H=2.07^{*3}$	$C_V=2.39^{*3}$	50

注記*1：基準床レベルを示す。

*2：設計用震度Ⅱ（弾性設計用地震動 S d）又は静的震度

*3：設計用震度Ⅱ（基準地震動 S s）

1.2 機器要目

部材	m (kg)	h (mm)	s (mm)	a (mm)	ℓ' (mm)	A _w (mm ²)	n	S _y (MPa)	S _u (MPa)
溶接部	□	870	5	3.5	150	525.0	10	241 (厚さ ≤ 16mm)	394 (厚さ ≤ 16mm)

部材	ℓ ₁ * (mm)	ℓ ₂ * (mm)	n _f * (mm)	F (MPa)	F* (MPa)	転倒方向	
						弾性設計用地震動 S d 又は静的震度	基準地震動 S s
溶接部	275	325	5	241	276	短辺方向	短辺方向
	1565	2036	2				

注記*：溶接部の機器要目における上段は短辺方向転倒に対する評価時の要目を示し、下段は長辺方向転倒に対する評価時の要目を示す。

1.3 計算数値

1.3.1 溶接部に作用する力

(単位：N)

部材	F _w		Q _w	
	弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度	基準地震動 S _s	弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度	基準地震動 S _s
溶接部				

1.4 結論

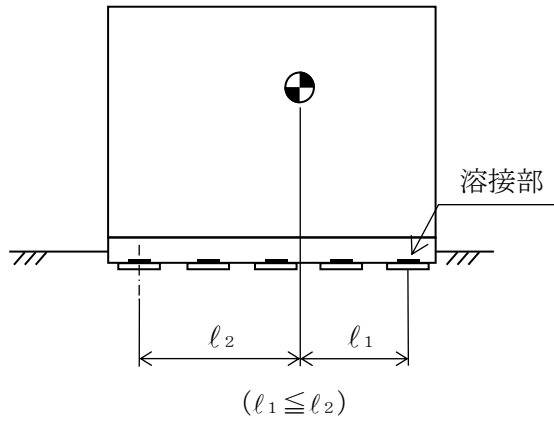
1.4.1 溶接部の応力

(単位：MPa)

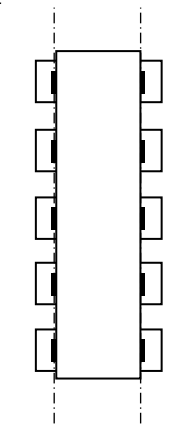
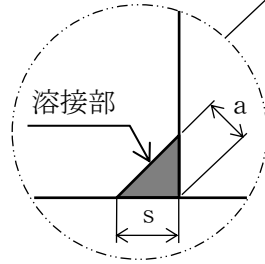
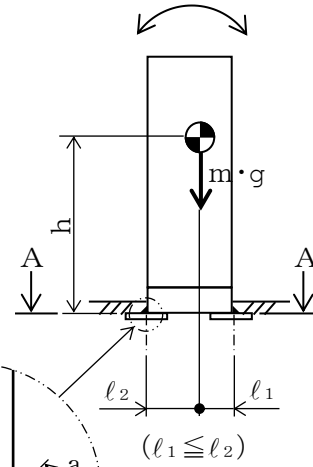
部材	材料	応力	弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度		基準地震動 S _s	
			算出応力	許容応力	算出応力	許容応力
溶接部	SS400	せん断	$\sigma = 25$	$f_{sm} = 139$	$\sigma = 38$	$f_{sm} = 159$

すべて許容応力以下である。

正面
(長辺方向)



側面
(短辺方向)
転倒方向



A~A矢视图

2. 重大事故等対処設備

2.1 設計条件

機器名称	耐震重要度分類	据付場所及び床面高さ (m)	固有周期(s)		弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度		基準地震動 S _s		周囲環境温度 (°C)
			水平方向	鉛直方向	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度	
格納容器ガスサンプリング装置（格納容器水素濃度（B系）及び格納容器酸素濃度（B系））（B-原子炉格納容器H2・O2分析計ラック）（2RSR-3-3B）	常設耐震/防止 常設/緩和	原子炉建物 EL 34.8* ¹	□		—	—	C _H =2.07* ²	C _V =2.39* ²	50

注記*1：基準床レベルを示す。

*2：設計用震度Ⅱ（基準地震動 S_s）

28

1.2 機器要目

部材	m (kg)	h (mm)	s (mm)	a (mm)	ℓ' (mm)	A _w (mm ²)	n	S _y (MPa)	S _u (MPa)
溶接部	□	870	5	3.5	150	525.0	10	241 (厚さ ≤ 16mm)	394 (厚さ ≤ 16mm)

部材	ℓ ₁ * (mm)	ℓ ₂ * (mm)	n _f * (mm)	F (MPa)	F* (MPa)	転倒方向	
						弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度	基準地震動 S _s
溶接部	275	325	5	—	276	—	短辺方向
	1565	2036	2				

注記*：溶接部の機器要目における上段は短辺方向転倒に対する評価時の要目を示し、下段は長辺方向転倒に対する評価時の要目を示す。

1.3 計算数値

1.3.1 溶接部に作用する力

(単位：N)

部材	F _w		Q _w	
	弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度	基準地震動 S _s	弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度	基準地震動 S _s
溶接部	—		—	

1.4 結論

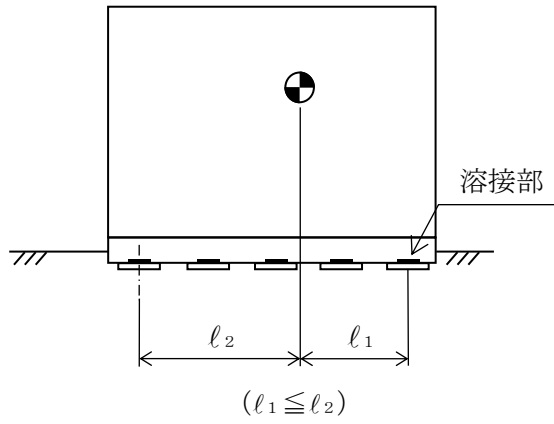
1.4.1 溶接部の応力

(単位：MPa)

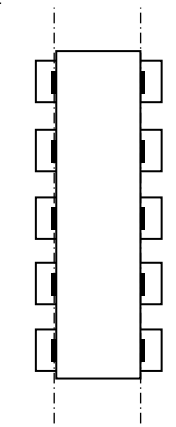
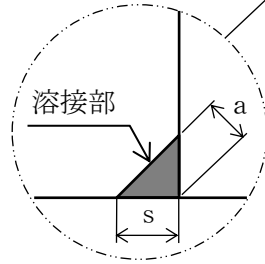
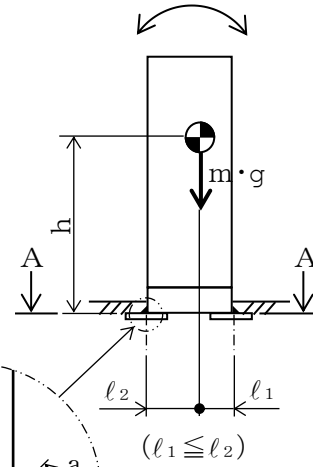
部材	材料	応力	弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度		基準地震動 S _s	
			算出応力	許容応力	算出応力	許容応力
溶接部	SS400	せん断	—		$\sigma = 38$	$f_{sm} = 159$

すべて許容応力以下である。

正面
(長辺方向)



側面
(短辺方向)
転倒方向



A~A 矢视图

補足-027-10-84 ほう酸水注入ポンプの動的機能維持要求の
整理について

目 次

1. はじめに	1
2. ほう酸水注入ポンプの動的機能維持要求の考え方	1
3. ほう酸水注入ポンプの動的機能維持評価について	1

1. はじめに

本資料では、ほう酸水注入ポンプの動的機能維持要求の考え方を示し、停止時を想定した動的機能維持評価が可能であることを説明する。

なお、本資料が関連する工認図書は以下のとおりである。

- ・「VI-2-6-4-1-1 ほう酸水注入ポンプの耐震性についての計算書」

2. ほう酸水注入ポンプの動的機能維持要求の考え方

設計基準対象設備（以下「DB設備」という。）は、従前からJ E A G 4 6 0 1-1984（参考1参照）に基づき動的機能維持が要求される設備を整理した上で、動的機能維持評価を実施している。DB設備としてのほう酸水注入ポンプは、J E A G 4 6 0 1-1984において動的機能維持が要求される設備には該当せず、島根3号機建設工認における動的機能維持評価実績*1においても、ほう酸水注入ポンプは動的機能維持評価対象外である。J E A G 4 6 0 1を見直して制定されたJ E A C 4 6 0 1-2008（参考2参照）において「ほう酸水注入系（BWR）の耐震クラスについて」の解説として「BWRについては、制御棒の挿入のみにより冷温停止状態への移行が可能であり、基準地震動 S_s に対してほう酸水注入系の機能維持する安全上の要求はない。しかしながら、ほう酸水注入系が安全機能の重要度分類においてMS-1に属していることを考慮し、構造強度についてはSクラスに準じて取り扱うこととする。」という考え方が示されており、この考え方はJ E A G 4 6 0 1-1984においても同様であると考えられる。

一方、重大事故等対処設備（以下「SA設備」という。）としてのほう酸水注入ポンプの動的機能維持要求については、補足-027-10-31「重大事故等対処設備の動的機能維持要求の整理について」に従い、「事象発生からの期間を限定せず動作が必要な機器」として地震後機能維持が要求される。ただし、重大事故等は「地震の独立事象」として扱っており、ほう酸水注入ポンプの運転を想定する時間は、約 時間であることから、地震荷重との組合せが不要な期間（ 10^{-2} 年*2）より短時間であり、停止時を想定した評価が可能である。

DB設備及びSA設備としてのほう酸水注入ポンプの動的機能維持要求を表1に示す。

注記*1：島根原子力発電所第3号機 第5回工事計画認可申請書（島原建技第52号平成20年5月30日）IV-2-11「申請設備に係る動的機能維持に関する説明書」

*2：補足-023-06「重大事故等対処施設の耐震設計における重大事故と地震の組合せについて」に記載

3. ほう酸水注入ポンプの動的機能維持評価について

ほう酸水注入ポンプの動的機能維持要求は表1に示すとおりであり、SA設備としての地震後機能維持（停止時）が要求されることから、停止時を想定した動的機能維持評価を行う。

表1 ほう酸水注入ポンプの動的機能維持要求について

動作時期	D B 設備	S A 設備
事象発生後 長期	動的機能維持 要求無し	<p style="text-align: center;"><u>β : 地震後機能維持 (停止時)</u></p> <p>運転を想定する時間は約 <input type="text"/> 時間であり, 地震荷重との組合せが不要な期間 (10^{-2} 年) より短時間である。</p>

1. ま え が き

本参考資料は、本文の考え方をもとに、弁、ポンプ等の動的機器が原子力発電所の安全性に対して果たす役割を考慮し、地震時又は地震後の動的機能維持の必要性の有無を検討したものである。

2. 地震時又は地震後に動的機能が要求される設備と具体的な動的設備

2.1 地震時又は地震後に動的機能が要求される動的設備

本文の重要度分類の基本的考え方に基づき地震時又は地震後に動的機能が要求される設備は、次のとおりである。

(1) 耐震A_Sクラスの設備

- a. 原子炉冷却材圧力バウンダリを構成する弁のうち、その健全性を維持するために動的機能が必要なもの
- b. 原子炉停止後、炉心から崩壊熱を除去するために必要な動的設備
- c. 原子炉の緊急停止のために急激に負の反応度を付加するために必要な動的設備及び原子炉の停止状態を維持するために必要な動的設備
- d. 原子炉格納容器バウンダリを構成する弁のうち、通常運転時開で地震時又は地震後に閉鎖が必要なもの

(2) 耐震Aクラスの設備

- a. 原子炉冷却材圧力バウンダリ破損後、炉心から崩壊熱を除去するために必要な動的設備
- b. 放射性物質の放出を伴うような事故の際に、その外部放散を抑制するために必要な動的設備で、上記耐震A_Sクラスのd以外の設備
- c. 使用済燃料プール水を補給するために必要な動的設備

上記以外地震時又は地震後に動的機能が要求される設備はない。

2.2 具体的な動的設備の例^(注)

地震時又は地震後に動的機能が要求される具体的な動的設備の例を各耐震クラスごとに表II-1、表II-2に示す。

3. 地震時又は地震後に要求される動的機能の分類例^(注)

地震時又は地震後に動的機能維持に必要な弁、ポンプ等の具体的な分類例を主要な設備について示すと図II-1～図II-20のとおりである。

また要求機能の分類は次による。

表Ⅱ-1 具体的な動的設備とその分類例（BWR）

耐震重要度分類	動的機能の分類	系 統	動的機能が要求される機器	要求機能	備 考
A _s	(i) 原子炉冷却材圧力バウンダリを構成する弁のうち、その健全性を維持するために動的機能が必要なもの	① 主蒸気系	① 主蒸気隔離弁 ② 逃がし安全弁（安全弁機能）	$\alpha(S_2)$	図Ⅱ-1 参照 他の動的機能分類で動的機能が要求される弁は除く。
		② 主蒸気ドレン系	① ドレンライン隔離弁	$\alpha(S_2)$	
		③ 給水系	① 給水逆止弁	$\alpha(S_2)$	
		④ 原子炉冷却材浄化系	① 隔離弁	$\alpha(S_2)$	
	(ii) 原子炉停止後、炉心から崩壊熱を除去するために必要な動的設備	① 主蒸気系	① 逃がし安全弁（逃がし弁機能）	$\beta(S_2)$	図Ⅱ-1 参照
		② 原子炉隔離時冷却系	① タービン、② 弁 ③ ポンプ	$\beta(S_2)$	図Ⅱ-2 参照
		③ 高圧炉心スプレイ系	① 弁、② ポンプ	$\beta(S_2)$	図Ⅱ-3 参照
		④ 残留熱除去系（停止時冷却モード）	① 弁、② ポンプ	$\beta(S_2)$	図Ⅱ-4 参照
		⑤ 非常用補機冷却系	① 弁、② ポンプ	$\beta(S_2)$	
		⑥ 非常用電源設備	① ディーゼル ② 弁、③ ポンプ	$\beta(S_2)$	
	(iii) 原子炉の緊急停止のために、急激に負の反応度を付加するために必要な動的設備、及び原子炉の停止状態を維持するために必要な動的設備	① 制御棒駆動系	① 駆動機構 ② スクラム弁	$\alpha(S_2)$	図Ⅱ-5 参照
	(iv) 原子炉格納容器バウンダリを構成	① 不活性ガス系	① PCV 隔離弁	$\beta(S_1)$	図Ⅱ-6 参照 原子炉冷却材圧力バウンダリ破損

耐震重要度分類	動的機能の分類	系 統	動的機能が要求される機器	要求機能	備 考
A _S	する弁のうち、原子炉冷却材圧力バウンダリ破損の一定時間後に閉止が必要なもの				(LOCA)後、一般の隔離弁は直ちに閉となるため、地震時の動的機能維持の必要はない。ただし、LOCA後、ECCS等の停止に伴う原子炉格納容器バウンダリ閉止に必要な弁は、S ₁ 地震後機能維持を要す。 また、他の動的機能分類で動的機能が要求される弁は除く。
A	(i) 原子炉冷却材圧力バウンダリ破損後、炉心から崩壊熱を除去するために必要な動的設備	① 非常用炉心冷却系 1) 高圧炉心スプレイ系 2) 低圧炉心スプレイ系 3) 残留熱除去系(低圧炉心注水モード)	① 弁, ② ポンプ ① 弁, ② ポンプ ① 弁, ② ポンプ	$\beta(S_1)$ $\beta(S_1)$ $\beta(S_1)$	A _S クラスの(iii)の③で確認 図II-7 参照 図II-8 参照
		② 非常用補機冷却系	① 弁, ② ポンプ	$\beta(S_1)$	A _S クラスの(ii)の⑤で確認
		③ 非常用電源設備	① ディーゼル ② 弁, ③ ポンプ	$\beta(S_1)$	A _S クラスの(ii)の⑥で確認
	(ii) 放射性物質の放出を伴うような事故の際にその外部放散を抑制するために必要な動的設備で、上記耐震A _S クラスの(iv)以外の設備	① 残留熱除去系(PCVスプレイモード)	① 弁, ② ポンプ	$\beta(S_1)$	図II-9 参照
		② 可燃性ガス濃度制御系	① ブロア	$\beta(S_1)$	図II-10 参照
		③ 非常用ガス処理系	① 排気ファン	$\beta(S_1)$	図II-11 参照
		④ 非常用補機冷却系	① 弁, ② ポンプ	$\beta(S_1)$	A _S クラスの(ii)の⑤で確認
		⑤ 非常用電源設備	① ディーゼル ② 弁, ③ ポンプ	$\beta(S_1)$	A _S クラスの(ii)の⑥で確認
	(iii) 使用済燃料プール水を補給するために必要な動的設備	① 燃料プール水補給設備(非常用)	① 弁, ② ポンプ	$\beta(S_1)$	

【解説】

(1) 燃料集合体の設計上の取扱いについて

a. 原子炉にある燃料集合体の取扱い

a) 制御棒挿入機能の維持

制御棒は、基準地震動 S_s が起きている状態にあっても緊急に挿入されなければならないことから、燃料集合体を構成する制御棒案内シムプル（PWR）、チャンネルボックス（BWR）の変形等が制御棒の挿入を阻止しないことを確認する必要がある。

b) 炉心崩壊熱除去可能な形状の維持

原子炉停止後、炉心から崩壊熱を除去するため、炉心を構成する燃料集合体については崩壊熱除去可能な形状を維持することが要求される。崩壊熱除去可能な形状の維持は、Sクラスに分類された炉心支持構造物が基準地震動 S_s の発生状態でも健全であり、燃料集合体を支持する機能を維持することにより達成される。

b. 新燃料集合体の取扱い

使用前の燃料集合体は、その破損を考えても周辺公衆への被ばくはもちろんのこと、従事者に与える被ばくもほとんどないことから耐震上特別な配慮は必要ない。

(2) 炉内構造物の耐震クラスについて

炉内構造物の耐震クラスは、耐震審査指針における機能上の分類からは明確でない。本規程では、炉内にあることから、その損傷が炉心冷却機能及び制御棒挿入機能に影響を及ぼす可能性に配慮して、基準地震動 S_s に対する機能保持が安全上要求されていない炉内構造物についても、念のため構造強度についてはSクラスに準じて取り扱うこととする。なお、炉内構造物の範囲は設計・建設規格GNR-1220の(7)項及び解説図GNR-1230-4～6に従う。

(3) ほう酸水注入系（BWR）の耐震クラスについて

緊急時、原子炉は制御棒を急速に挿入（スクラム）することにより反応が停止され未臨界に保たれる。一方、ほう酸水注入系は、制御棒のようなスクラム機能は有さず、比較的長い時間をかけてほう酸水を炉内に注入することにより、炉心を未臨界に維持するための設備で、設計思想の異なる独立した2系統により原子炉を高温停止することが可能なように、制御棒のバックアップとして設けているものである。地震時の原子炉緊急停止は、以下の理由により制御棒による原子炉停止で十分である。

①制御棒のスクラム機能は基準地震動 S_s に対して維持される。

②BWRについては、制御棒の挿入のみにより冷温停止状態への移行が可能である。

以上のことから、基準地震動 S_s に対してほう酸水注入系の機能を維持する安全上の要求はない。しかしながら、ほう酸水注入系が安全機能の重要度分類においてMS-1に属していることを考慮し、構造強度についてはSクラスに準じて取り扱うこととする。

(4) 隔離可能な弁について

隔離可能な弁とは、次のものをいう。

①遠隔操作で閉止可能なもの

②自動弁

③逆止弁（逆止弁の下流側が、上流側より高位の耐震クラスのもの）

④当該系統機能上、閉止までに時間的余裕のある手動弁

(5) BWR主蒸気管（外側主蒸気隔離弁よりタービン主塞止弁）に対する特別な配慮

原子炉冷却材圧力バウンダリに直接接続されていて、一次冷却材を内蔵しているか又は内蔵し得る施設は、Bクラスに分類されている。

BWR主蒸気管（外側主蒸気隔離弁よりタービン主塞止弁）は上記分類に該当するが、その破損を想定した場合の被ばくが「発電用軽水型原子炉施設の安全評価に関する審査指針」（原子力安全委員会）において定められている事故時の実効線量に関する判断基準（5mSv）を超えないという条件が満たされる必要がある。既設プラントの原子炉設置変更許可申請書における主蒸気管破断時の評価結果によると、被ばく量は上記の判断基準（5mSv）と比較して極めて小さく、更に、一発電所に多数基が設置され、同時に破断すると仮定した場合においても問題となるものではない。したがって、BWR主蒸気管はBクラスに該当する。

補足-027-10-86 サプレッションチェンバ内に設置される機器・配管及び
サプレッションチェンバ外に接続される配管に適用する
設計用地震力に関する補足説明資料

目 次

1. はじめに	1
2. サプレッションチェンバ内に設置される柔構造の機器・配管の評価概要	3
3. サプレッションチェンバ内に設置される剛構造の機器の評価概要	4
4. サプレッションチェンバ内に設置される剛構造の配管の評価概要及びサプレッション チェンバ外に接続される配管の評価概要	5
4.1 サプレッションチェンバ接続配管の配置概要	5
4.2 適用する耐震条件	7
4.2.1 パターンA（原子炉建物内～サプレッションチェンバ貫通部）	8
4.2.2 パターンB（サプレッションチェンバ貫通部～サプレッションチェンバ内）	11
4.2.3 パターンC（原子炉格納容器内～ベント管貫通部）	13
4.2.4 パターンD（ベント管貫通部～サプレッションチェンバ内）	24
5. まとめ	26

添付資料－1 サプレッションチェンバ接続配管の地震応答に関する影響確認

参考資料－1 サプレッションチェンバ接続配管の時刻歴解析手法について

1. はじめに

VI-2-9-2-2「サブプレッションチェンバの耐震性についての計算書」に示すとおり、サブプレッションチェンバに作用する地震力はスペクトルモーダル解析を用いて算出する。このため、解析から得られたサブプレッションチェンバの応答加速度を用いて、サブプレッションチェンバ内に設置される機器・配管を評価するための設計用震度は作成できるが、設計用床応答スペクトルは作成できない。

以上より、サブプレッションチェンバ内に設置される機器・配管のうち、固有周期が 0.05 秒以下であり剛構造である機器・配管については、VI-2-1-7「設計用床応答スペクトルの作成方針」に記載している「サブプレッションチェンバ」又は「サブプレッションチェンバ（補強リング及びサポート）」の設計用震度を用いて耐震評価を実施する。一方、サブプレッションチェンバの設計用床応答スペクトルは作成しないため、固有周期が 0.05 秒を超え柔構造となる機器・配管については、サブプレッションチェンバ及びサブプレッションチェンバサポートと連成させた 3 次元はりモデルを作成し、地震応答解析から得られた地震力を用いて耐震評価を実施する。

本資料は、上記のとおり、サブプレッションチェンバ内に設置される機器・配管は設備ごとに適用する耐震条件が異なることから、サブプレッションチェンバ内に設置される機器・配管の耐震条件について、補足説明するものである。

なお、本資料が関連する図書は以下のとおりである。

- ・ VI-2-1-7「設計用床応答スペクトルの作成方針」
- ・ VI-2-5-3-1-2「管の耐震性についての計算書（主蒸気系）」
- ・ VI-2-5-4-1-3「残留熱除去系ストレーナの耐震性についての計算書」
- ・ VI-2-5-4-1-4「管の耐震性についての計算書（残留熱除去系）」
- ・ VI-2-5-4-1-5「ストレーナ部ティーの耐震性についての計算書（残留熱除去系）」
- ・ VI-2-5-4-1-6「残留熱除去系ストレーナ取付部コネクタの耐震性についての計算書」
- ・ VI-2-5-4-1-7「残留熱除去系ストレーナ取付部サポートの耐震性についての計算書」
- ・ VI-2-5-5-1-2「高圧炉心スプレイ系ストレーナの耐震性についての計算書」
- ・ VI-2-5-5-1-3「管の耐震性についての計算書（高圧炉心スプレイ系）」
- ・ VI-2-5-5-1-4「ストレーナ部ティーの耐震性についての計算書（高圧炉心スプレイ系）」
- ・ VI-2-5-5-1-5「高圧炉心スプレイ系ストレーナ取付部コネクタの耐震性についての計算書」
- ・ VI-2-5-5-1-6「高圧炉心スプレイ系ストレーナ取付部サポートの耐震性についての計算書」
- ・ VI-2-5-5-2-2「低圧炉心スプレイ系ストレーナの耐震性についての計算書」
- ・ VI-2-5-5-2-3「管の耐震性についての計算書（低圧炉心スプレイ系）」
- ・ VI-2-5-5-2-4「ストレーナ部ティーの耐震性についての計算書（低圧炉心スプレイ系）」
- ・ VI-2-5-5-2-5「低圧炉心スプレイ系ストレーナ取付部コネクタの耐震性についての計算書」

- ・VI-2-5-5-2-6「低圧炉心スプレイ系ストレーナ取付部サポートの耐震性についての計算書」
- ・VI-2-5-5-3-2「管の耐震性についての計算書（高圧原子炉代替注水系）」
- ・VI-2-5-5-4-1「原子炉隔離時冷却系ストレーナの耐震性についての計算書」
- ・VI-2-5-6-1-3「管の耐震性についての計算書（原子炉隔離時冷却系）」
- ・VI-2-5-6-1-4「ストレーナ部ティーの耐震性についての計算書（原子炉隔離時冷却系）」
- ・VI-2-6-5-24「サプレッションプール水温度の耐震性についての計算書」
- ・VI-2-6-5-30「サプレッションチェンバ温度（SA）の耐震性についての計算書」
- ・VI-2-6-5-31「サプレッションプール水温度（SA）の耐震性についての計算書」
- ・VI-2-9-2-8「サプレッションチェンバアクセスハッチの耐震性についての計算書」
- ・VI-2-9-4-4-1-2「サプレッションチェンバスプレイ管の耐震性についての計算書」
- ・VI-2-9-4-4-4-2「管の耐震性についての計算書（残留熱代替除去系）」
- ・VI-2-9-4-5-1-1「管の耐震性についての計算書（非常用ガス処理系）」
- ・VI-2-9-4-5-2-1「管の耐震性についての計算書（可燃性ガス濃度制御系）」
- ・VI-2-9-4-5-4-1「管の耐震性についての計算書（窒素ガス代替注入系）」
- ・VI-2-9-4-6-1-1「管の耐震性についての計算書（窒素ガス制御系）」
- ・VI-2-9-4-7-1-1「管の耐震性についての計算書（格納容器フィルタベント系）」
- ・補足-027-10-14「配管解析における重心位置スペクトル法の適用について」
- ・補足-027-10-45「サプレッションチェンバ及びサプレッションチェンバサポートの耐震評価手法について」

2. サプレッションチェンバ内に設置される柔構造の機器・配管の評価概要

サプレッションチェンバ内に設置される柔構造の機器・配管を表 2-1 に示す。表 2-1 に示す機器・配管は、サプレッションチェンバ及びサプレッションチェンバサポートとの連成モデルを作成し、スペクトルモーダル解析にて耐震評価を実施する。なお、高圧炉心スプレイ系及び低圧炉心スプレイ系の各設備は、残留熱除去系と同形状であることから、各系統で最大となる荷重条件を用いて、評価結果を残留熱除去系の計算書に代表して記載している。そのため、表 2-1 には残留熱除去系の計算書のみを代表して記載する。

表 2-1 サプレッションチェンバ内に設置され柔構造である機器・配管
(連成モデルを作成して耐震評価を実施する機器・配管)

図書番号	機器名	固有周期(s) *1	解析モデルを記載している耐震計算書
VI-2-5-4-1-3	残留熱除去系ストレナ*2		VI-2-9-2-2「サプレッションチェンバの耐震性についての計算書」
VI-2-5-4-1-5	ストレナ部ティー(残留熱除去系)*2		
VI-2-5-4-1-6	残留熱除去系ストレナ取付部コネクタ*2		
VI-2-5-4-1-7	残留熱除去系ストレナ取付部サポート*2		
VI-2-9-4-4-1-2	サプレッションチェンバスプレイ管		VI-2-9-4-4-1-2「サプレッションチェンバスプレイ管の耐震性についての計算書」

注記*1：水平方向及び鉛直方向の1次固有周期のうち、大きい方を記載

*2：高圧炉心スプレイ系及び低圧炉心スプレイ系を含む。

3. サプレッションチェンバ内に設置される剛構造の機器の評価概要

サプレッションチェンバ内に設置される剛構造の機器を表 3-1 に示す。表 3-1 に示す機器は、VI-2-1-7「設計用床応答スペクトルの作成方針」に記載している「サプレッションチェンバ」又は「サプレッションチェンバ（補強リング及びサポート）」の設計用震度を用いて耐震評価を実施する。

表 3-1 サプレッションチェンバ内に設置され剛構造である機器
(設計用震度を用いて耐震評価を実施する機器)

図書番号	機器名	固有周期 (s) *1	据付場所*2
VI-2-5-5-4-1	原子炉隔離時冷却系ストレーナ		サプレッションチェンバ
VI-2-5-6-1-4	ストレーナ部ティール（原子炉隔離時冷却系）		
VI-2-6-5-24	サプレッションプール水温度		サプレッションチェンバ (補強リング及びサポート)
VI-2-6-5-30	サプレッションチェンバ温度 (S A)		サプレッションチェンバ (補強リング及びサポート)
VI-2-6-5-31	サプレッションプール水温度 (S A)		サプレッションチェンバ (補強リング及びサポート)
VI-2-9-2-8	サプレッションチェンバアクセスハッチ		サプレッションチェンバ

注記*1：水平方向及び鉛直方向の1次固有周期のうち、大きい方を記載

*2：VI-2-1-7「設計用床応答スペクトルの作成方針」に記載の構造物名を示す。

4. サプレッションチェンバ内に設置される剛構造の配管の評価概要及びサプレッションチェンバ外に接続される配管の評価概要

4.1 サプレッションチェンバ接続配管の配置概要

サプレッションチェンバ内に設置される剛構造の配管及びサプレッションチェンバ外に接続される配管（以下「サプレッションチェンバ接続配管」という。）は、大別すると以下の4パターンとなる。サプレッションチェンバ接続配管の配置概要を図4.1-1に、サプレッションチェンバ接続配管を含む耐震計算書、配管モデル及び各パターンとの対応を表4.1-1に示す。

- ・パターンA：原子炉建物内～サプレッションチェンバ貫通部
- ・パターンB：サプレッションチェンバ貫通部～サプレッションチェンバ内
- ・パターンC：原子炉格納容器内～ベント管貫通部
- ・パターンD：ベント管貫通部～サプレッションチェンバ内

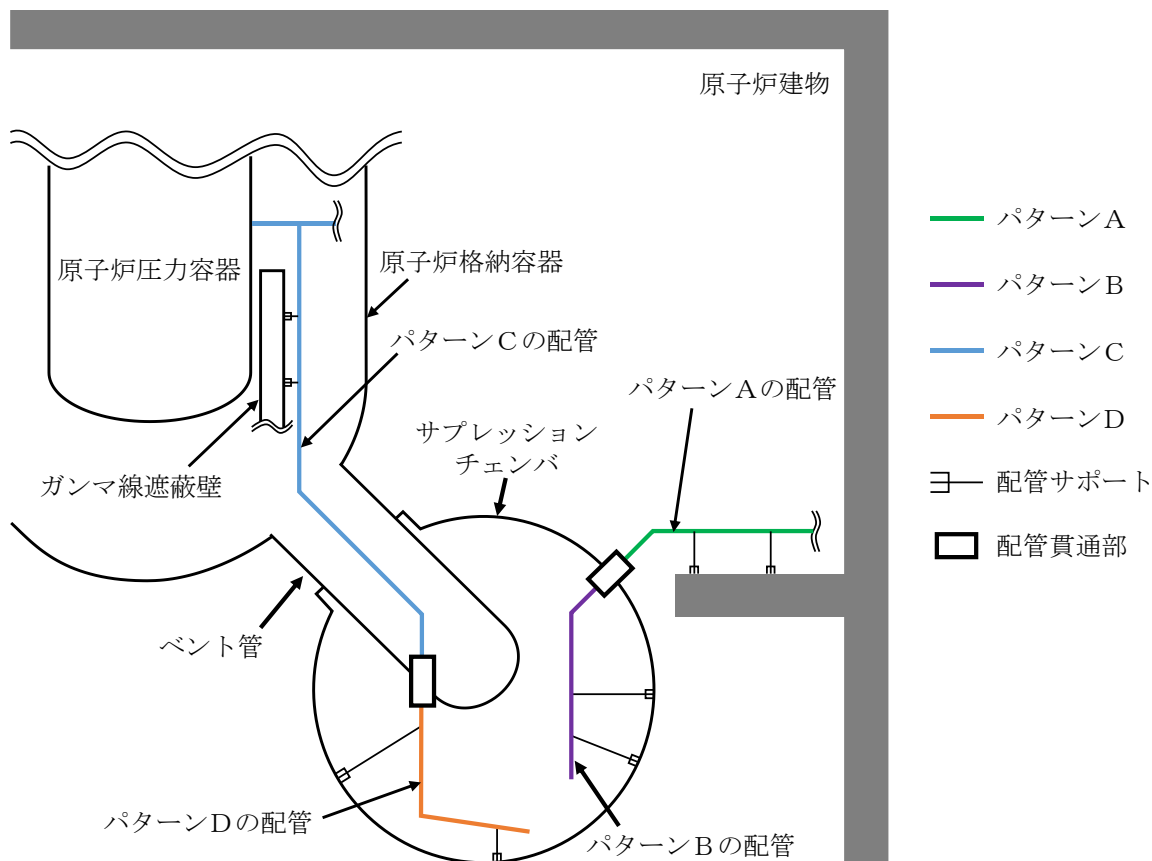


図 4.1-1 サプレッションチェンバ接続配管の配置概要

表 4.1-1 サプレッションチェンバ接続配管を含む耐震計算書,
配管モデル及び各パターンとの対応

管の耐震性についての計算書		配管モデル	パターン
図書番号	系統名		
VI-2-5-3-1-2	主蒸気系	MS-PD-1	C
		MS-PD-2	C
		MS-PD-3	C
		MS-PD-4	C
		MS-PS-6	D
		MS-PS-7	D
		MS-PS-8	D
		MS-PS-9	D
		MS-PS-10	D
		MS-PS-11	D
		MS-PS-12	D
		MS-PS-13	D
		MS-PS-14	D
		MS-PS-15	D
		MS-PS-16	D
		MS-PS-17	D
VI-2-5-4-1-4	残留熱除去系	RHR-R-1	A
		RHR-R-6	A
		RHR-R-7	A
		RHR-R-12	A
		RHR-R-14	A
		RHR-PS-9	B
		RHR-PS-10	B
VI-2-5-4-1-4 VI-2-9-4-4-4-2	残留熱除去系 残留熱代替除去系	RHR-R-2	A
VI-2-5-4-1-4 VI-2-5-5-3-2	残留熱除去系 高压原子炉代替注水系	RHR-R-3	A
VI-2-5-5-1-3	高压炉心スプレイ系	HPCS-R-1	A
VI-2-5-5-2-3	低压炉心スプレイ系	LPCS-R-1	A
VI-2-5-6-1-3	原子炉隔離時冷却系	RCIC-R-1	A
		RCIC-PS-2	B
VI-2-5-6-1-3 VI-2-5-5-3-2	原子炉隔離時冷却系 高压原子炉代替注水系	RCIC-R-4	A
VI-2-9-4-5-1-1 VI-2-9-4-7-1-1	非常用ガス処理系 格納容器フィルタベント系	SGT-R-1	A
VI-2-9-4-5-2-1	可燃性ガス濃度制御系	FCS-R-3	A
		FCS-R-4	A
VI-2-9-4-5-4-1	窒素ガス代替注入系	ANI-R-6SP	A
VI-2-9-4-6-1-1	窒素ガス制御系	NGC-R-1	A

4.2 適用する耐震条件

以下にサプレッションチェンバ接続配管の耐震条件の設定手順を示す。また、サプレッションチェンバ接続配管の耐震条件の概要を表 4.2-1 に、具体的な耐震条件についてパターン毎に 4.2.1～4.2.4 項に示す。

○耐震条件の設定手順

STEP1：建物・構築物ごとの耐震支持点数を確認。

STEP2：最も耐震支持点数の多い建物・構築物を選定。

STEP3：配管モデルの重心位置を算出し、当該建物・構築物のうち、重心位置の上階の質点を選定する。

STEP4：配管系に生じる建物・構築物間相対変位を確認し、変位量を設定する。

表 4.2-1 サプレッションチェンバ接続配管の耐震条件の概要

パターン	設置位置	地震応答 加速度	相対変位	構造
パターン A	原子炉建物内～ サプレッションチェンバ貫通部 (サプレッションチェンバ外)	原子炉建物	サプレッショ ンチェンバと の相対変位*1	剛構造 柔構造
パターン B	サプレッションチェンバ貫通部 ～サプレッションチェンバ内 (サプレッションチェンバ内)	サプレッショ ンチェンバ	—	剛構造
パターン C	原子炉格納容器内～ ベント管貫通部 (サプレッションチェンバ外)	ガンマ線 遮蔽壁	ベント管との 相対変位*2	柔構造
パターン D	ベント管貫通部～ サプレッションチェンバ内 (サプレッションチェンバ内)	サプレッショ ンチェンバ	ベント管との 相対変位*2	剛構造

注記*1：サプレッションチェンバ接続部に入力する相対変位について示す。

*2：ベント管接続部に入力する相対変位について示す。

4.2.1 パターンA（原子炉建物内～サプレッションチェンバ貫通部）

パターンAのモデルは図4.2.1-1及び図4.2.1-2のとおり、片端がアンカ（機器等の接続部含む）、もう片端がサプレッションチェンバ接続部となるモデルである。設計用床応答スペクトル及び設計用震度は主な支持点である原子炉建物の耐震条件を適用し、サプレッションチェンバとの接続点は相対変位を入力することでサプレッションチェンバの応答を表現する。

なお、サプレッションチェンバの地震応答に関する影響について添付資料-1にて確認した。

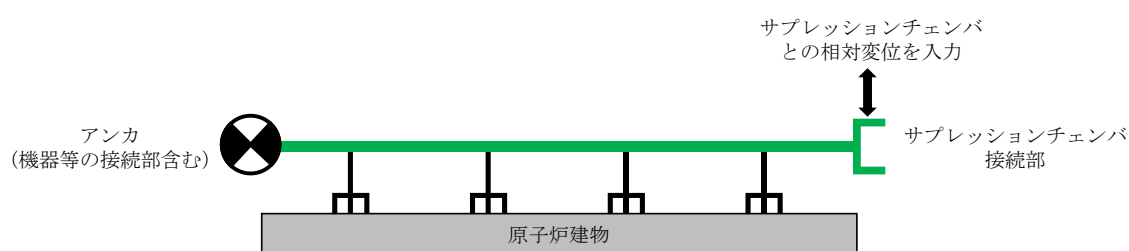


図4.2.1-1 パターンAの配管モデルのイメージ図

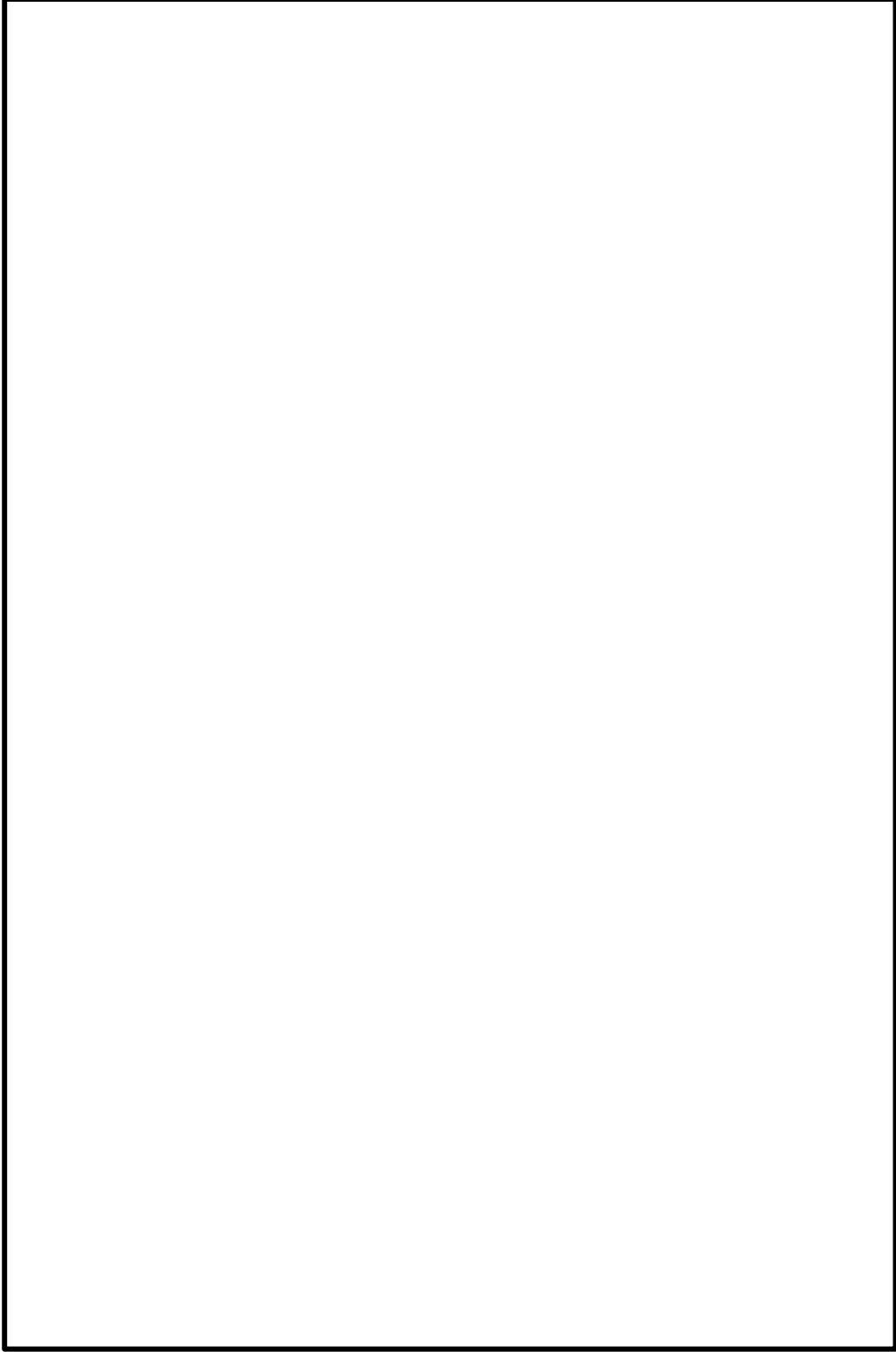


図 4.2.1-2 パターンAの配管モデルの例：RHR-R-7 (1/2)

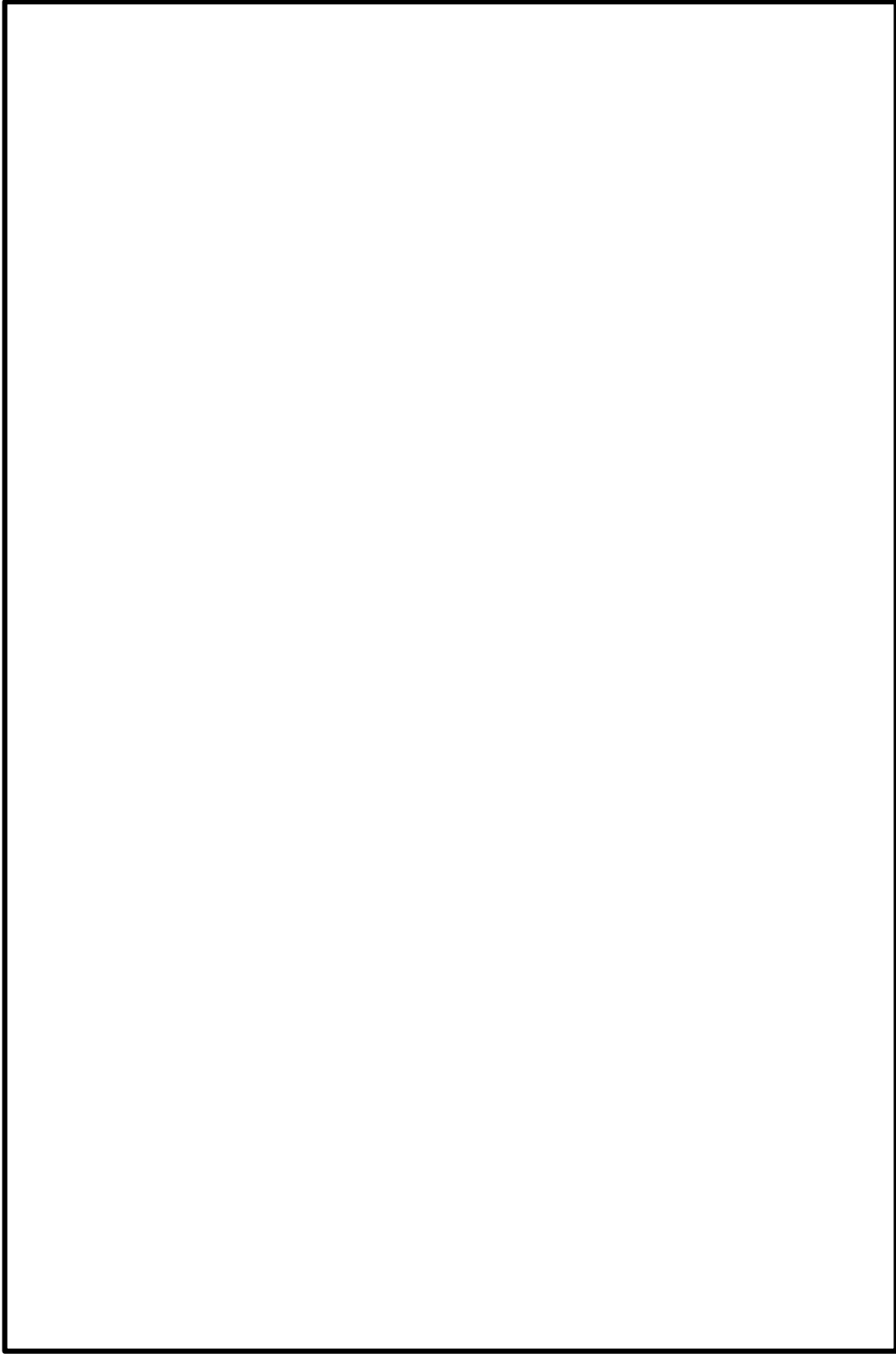


図 4.2.1-2 パターンAの配管モデルの例：RHR-R-7 (2/2)

4.2.2 パターンB（サブプレッションチェンバ貫通部～サブプレッションチェンバ内）

パターンBのモデルは図4.2.2-1及び図4.2.2-2のとおり、片端がフリー端、もう片端がサブプレッションチェンバ接続部となるモデルである。設計用床応答スペクトル及び設計用震度は全ての支持点がサブプレッションチェンバに位置するため、サブプレッションチェンバの耐震条件を適用する。また、パターンBは全ての支持点がサブプレッションチェンバであることから、相対変位の入力は不要である。なお、パターンBの配管は全て剛構造であるため、評価手法は3項に記載の機器と同様である。

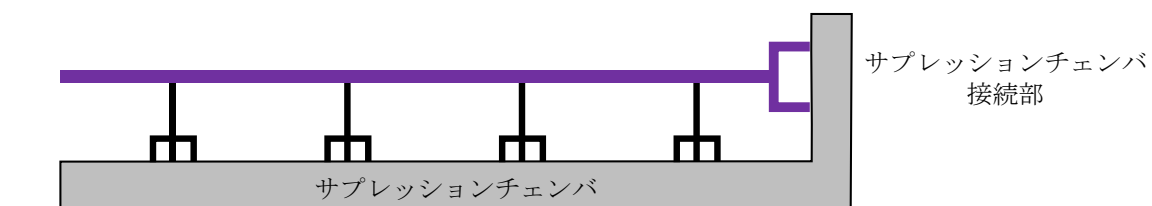


図 4.2.2-1 パターンBの配管モデルのイメージ図

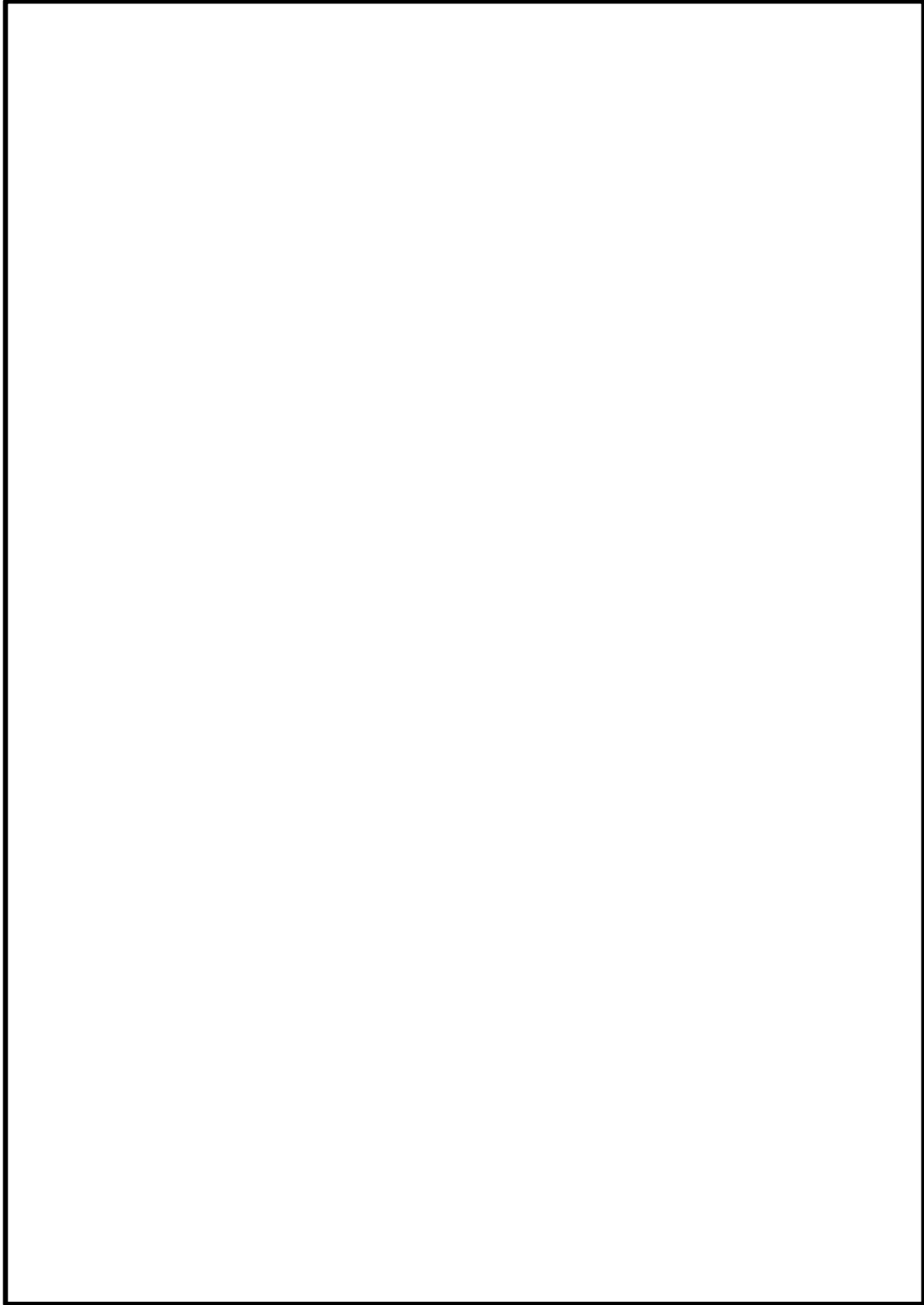


図 4. 2. 2-2 パターン B の配管モデルの例：RHR-PS-9

4.2.3 パターンC（原子炉格納容器内～ベント管貫通部）

パターンCのモデルは図4.2.3-1及び図4.2.3-2のとおり、片端が原子炉圧力容器接続部、もう片端がベント管貫通部に接続されるモデルである。設計用床応答スペクトル及び設計用震度は主な支持点であるガンマ線遮蔽壁の耐震条件を適用する。なお、パターンCはサプレッションチェンバに支持点を持たないことから、サプレッションチェンバの耐震条件は適用していない。

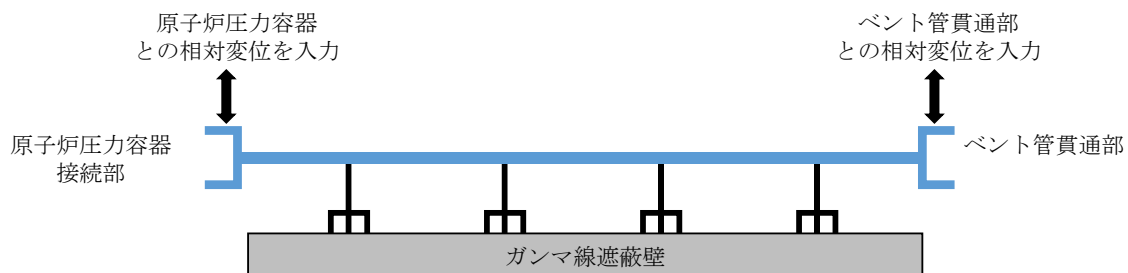


図4.2.3-1 パターンCの配管モデルのイメージ図

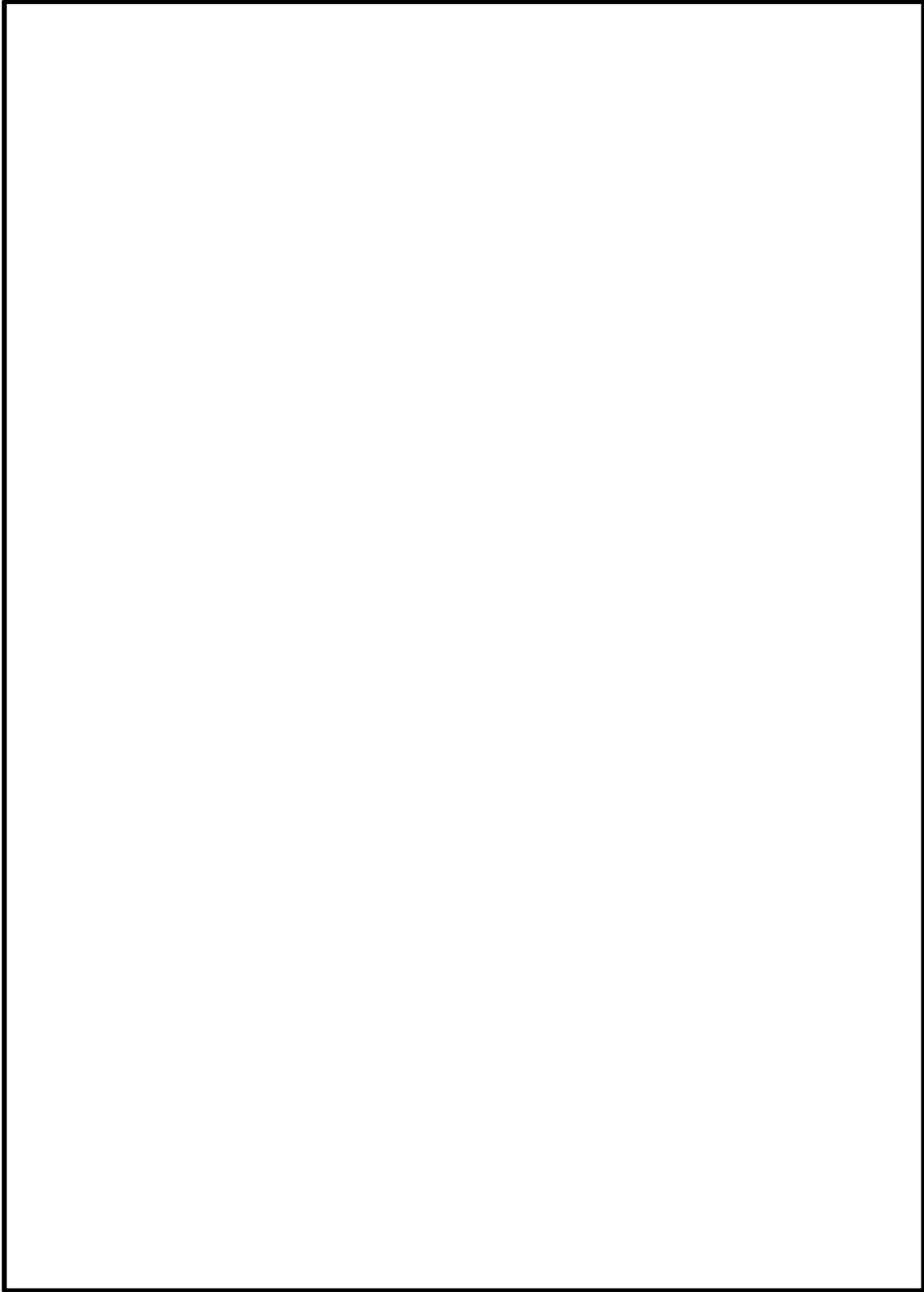


図 4. 2. 3-2 パターンCの配管モデルの例：MS-PD-4 (1/10)

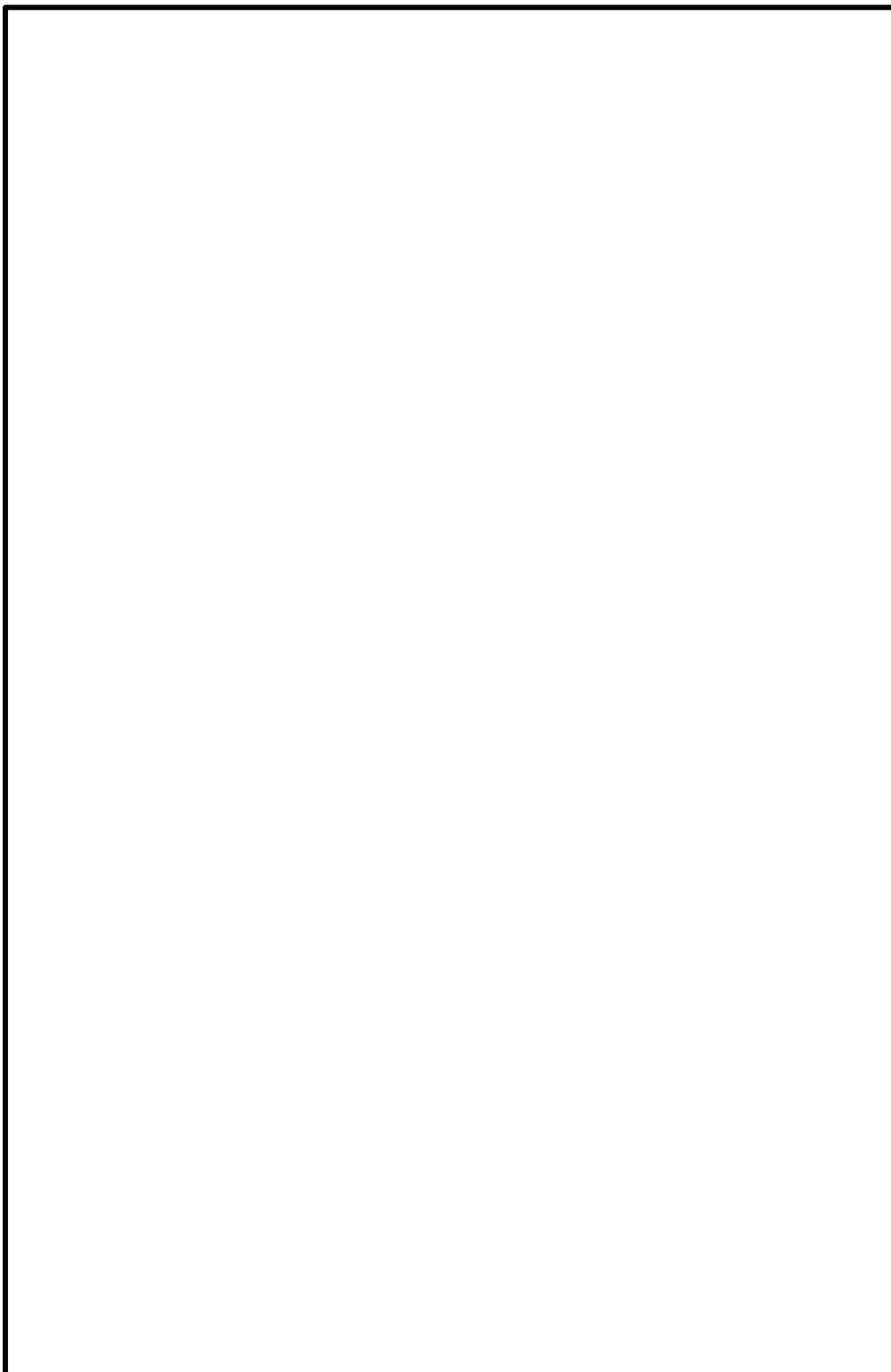


図 4. 2. 3-2 パターンCの配管モデルの例：MS-PD-4 (2/10)

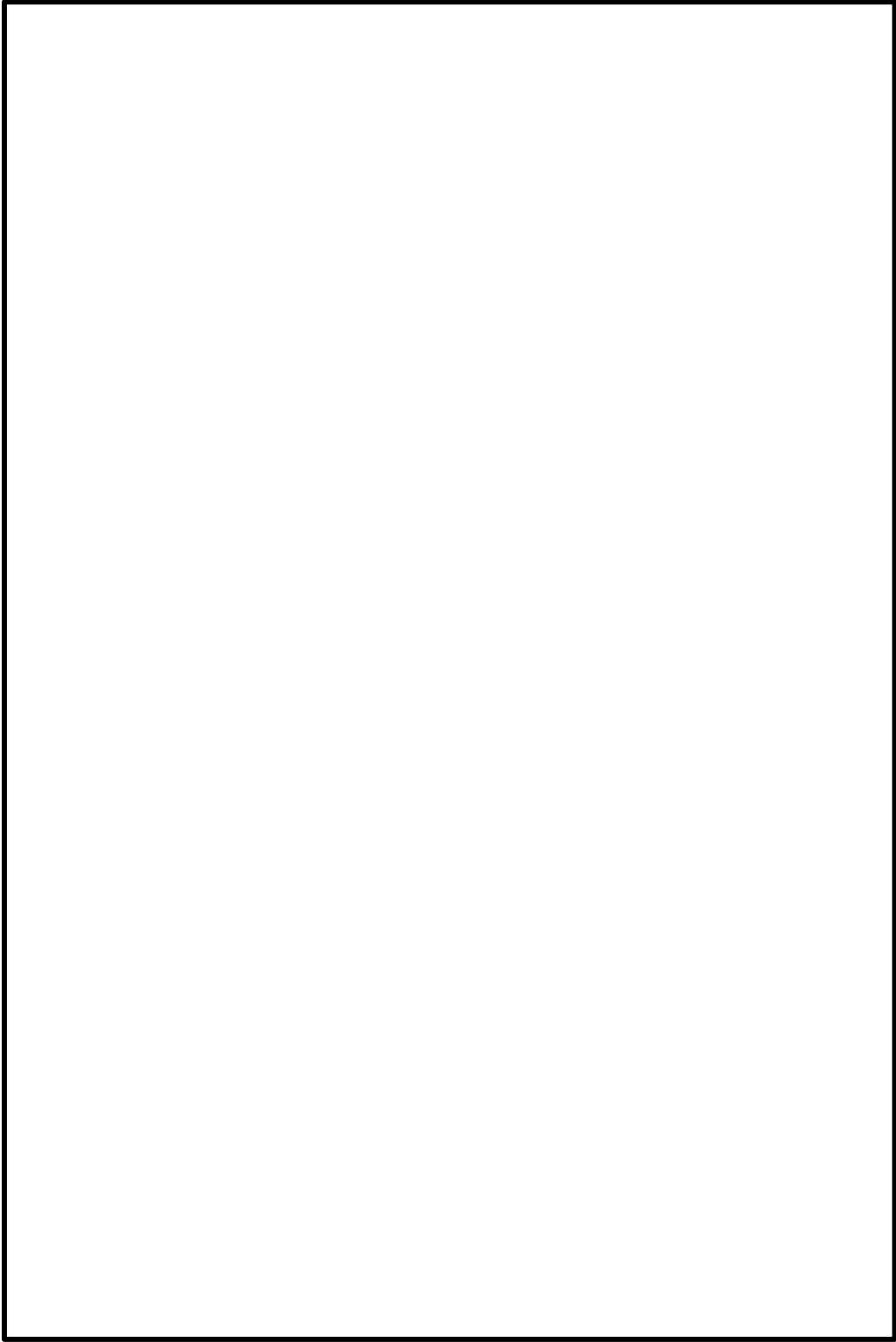


図 4.2.3-2 パターンCの配管モデルの例：MS-PD-4 (3/10)

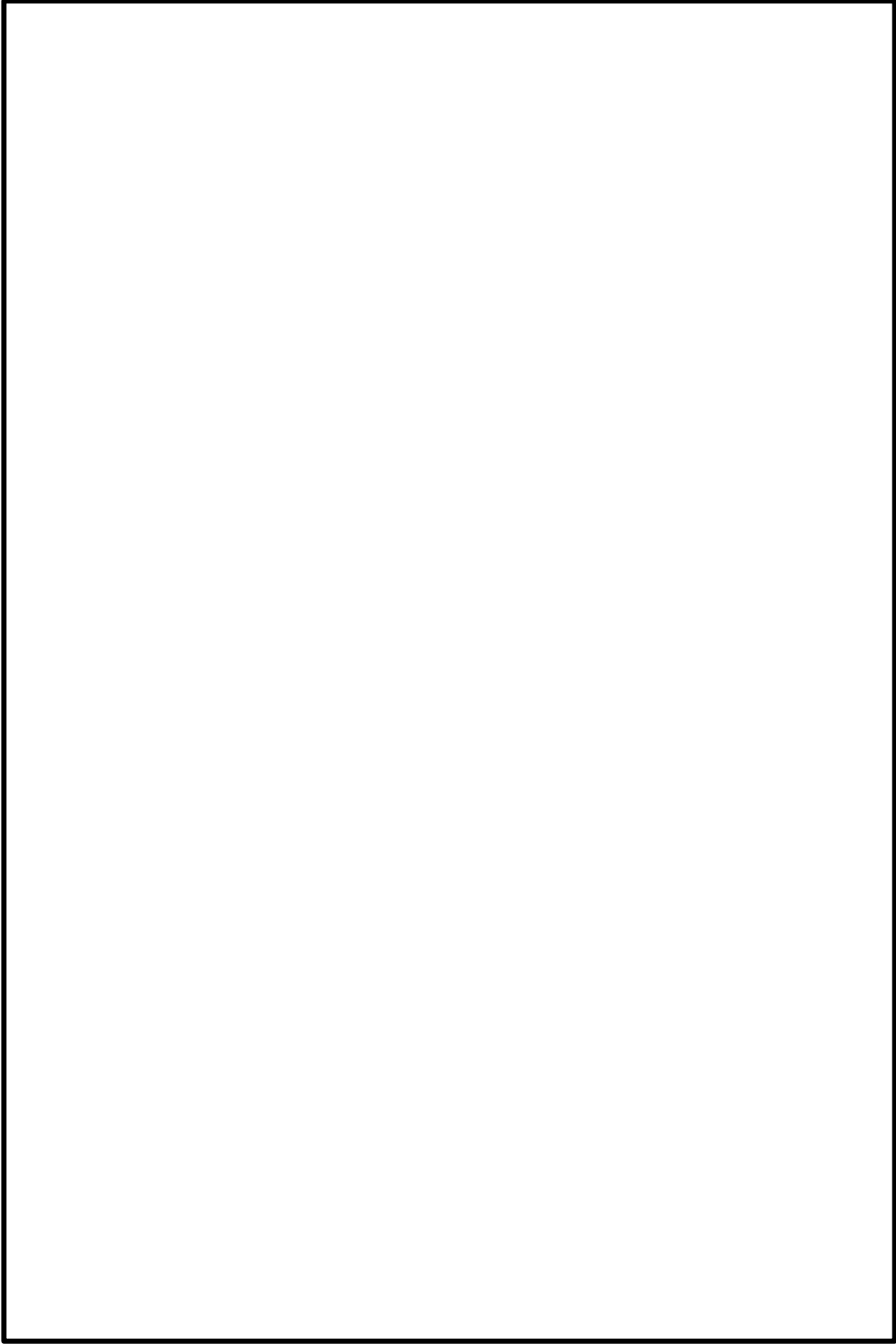


図 4.2.3-2 パターンCの配管モデルの例：MS-PD-4 (4/10)

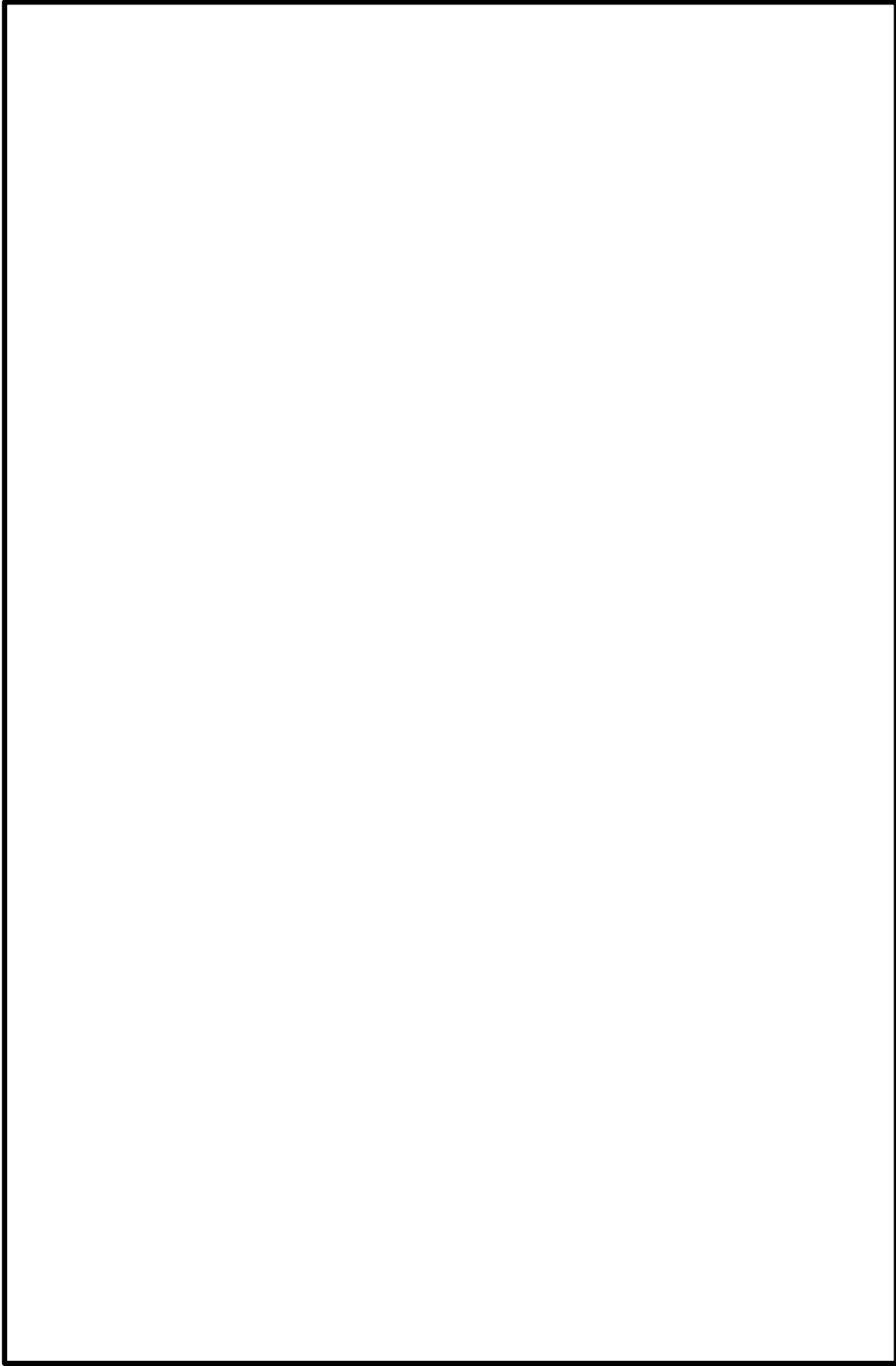


図 4.2.3-2 パターンCの配管モデルの例：MS-PD-4 (5/10)

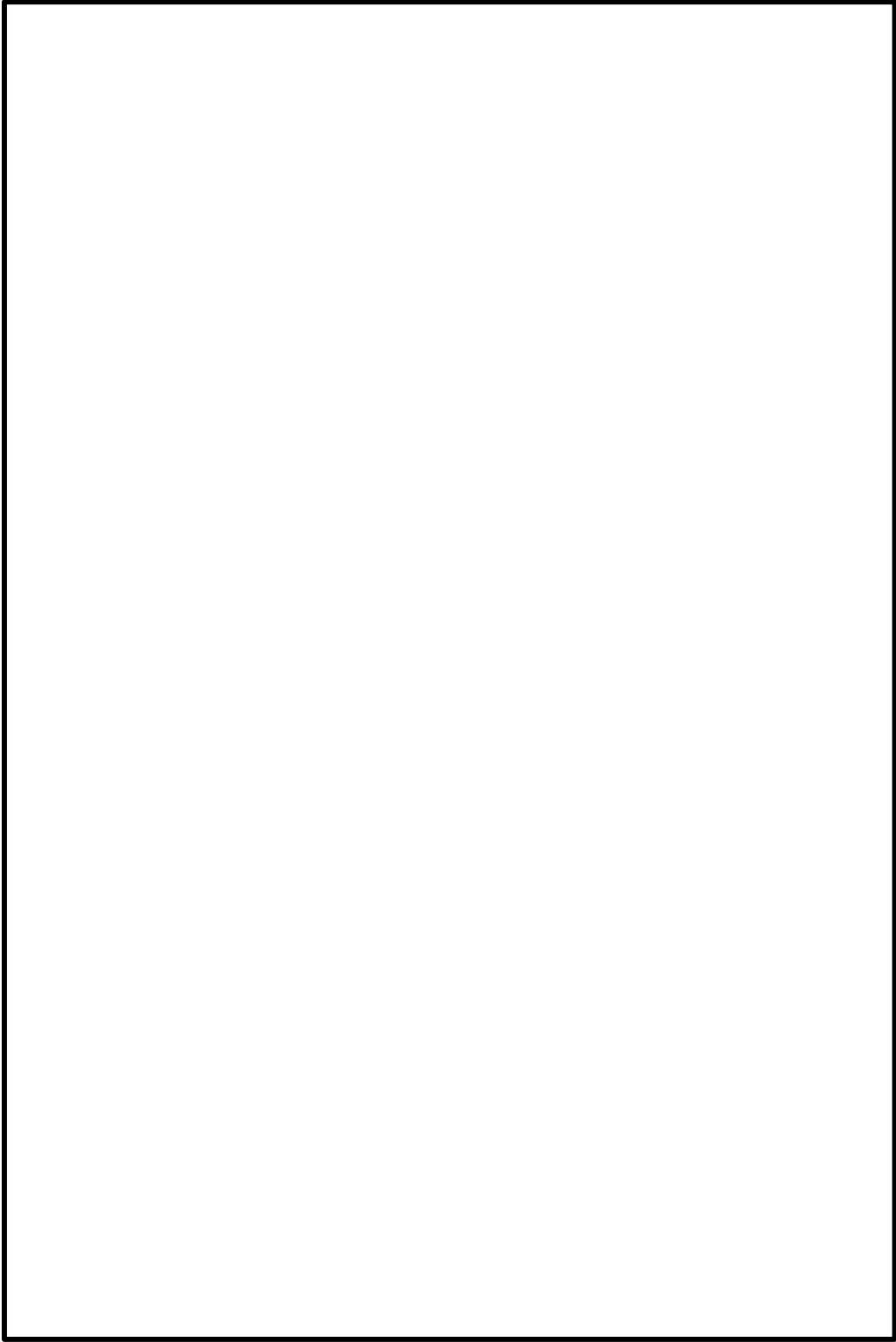


図 4.2.3-2 パターンCの配管モデルの例：MS-PD-4 (6/10)

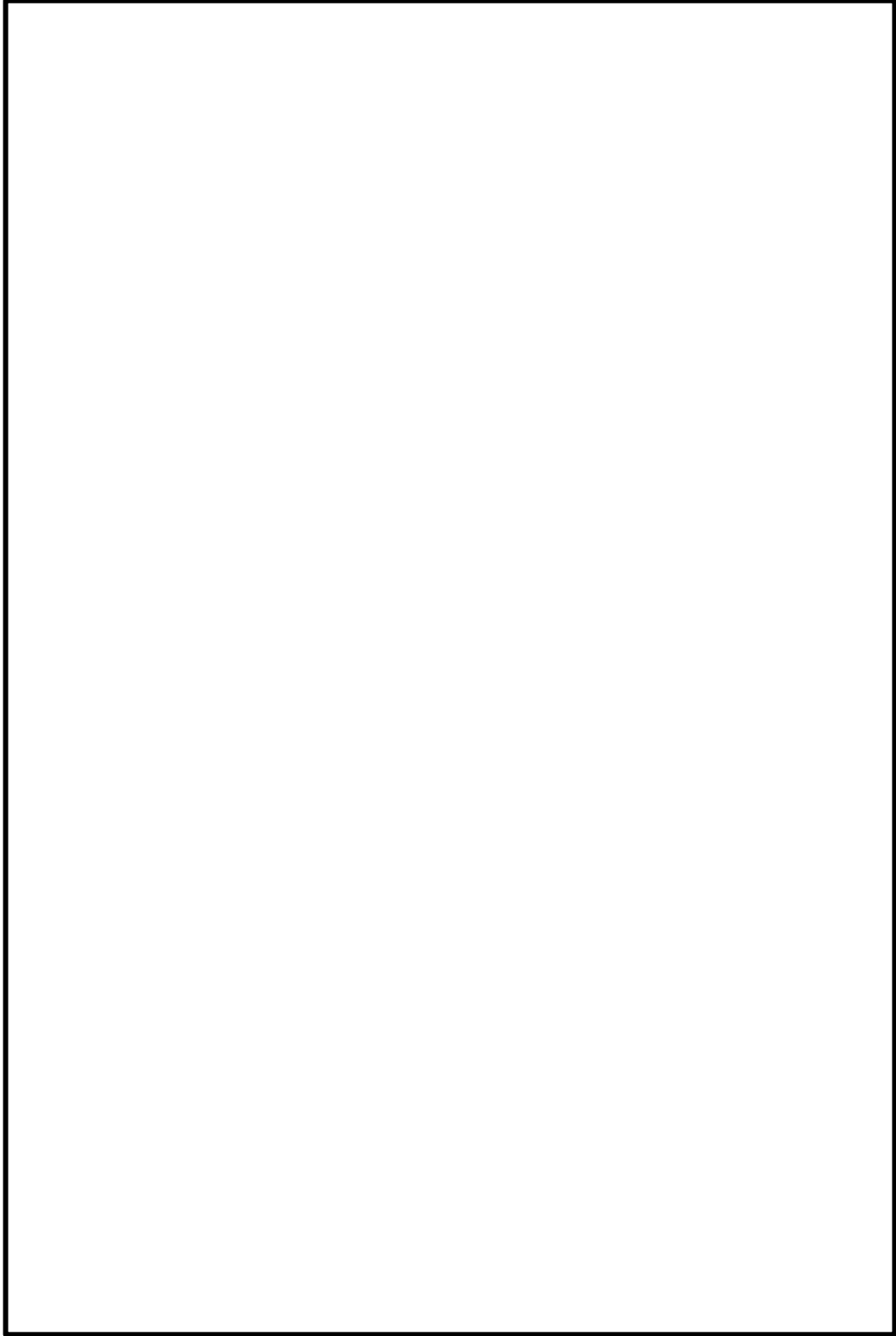


図 4.2.3-2 パターンCの配管モデルの例：MS-PD-4（7/10）

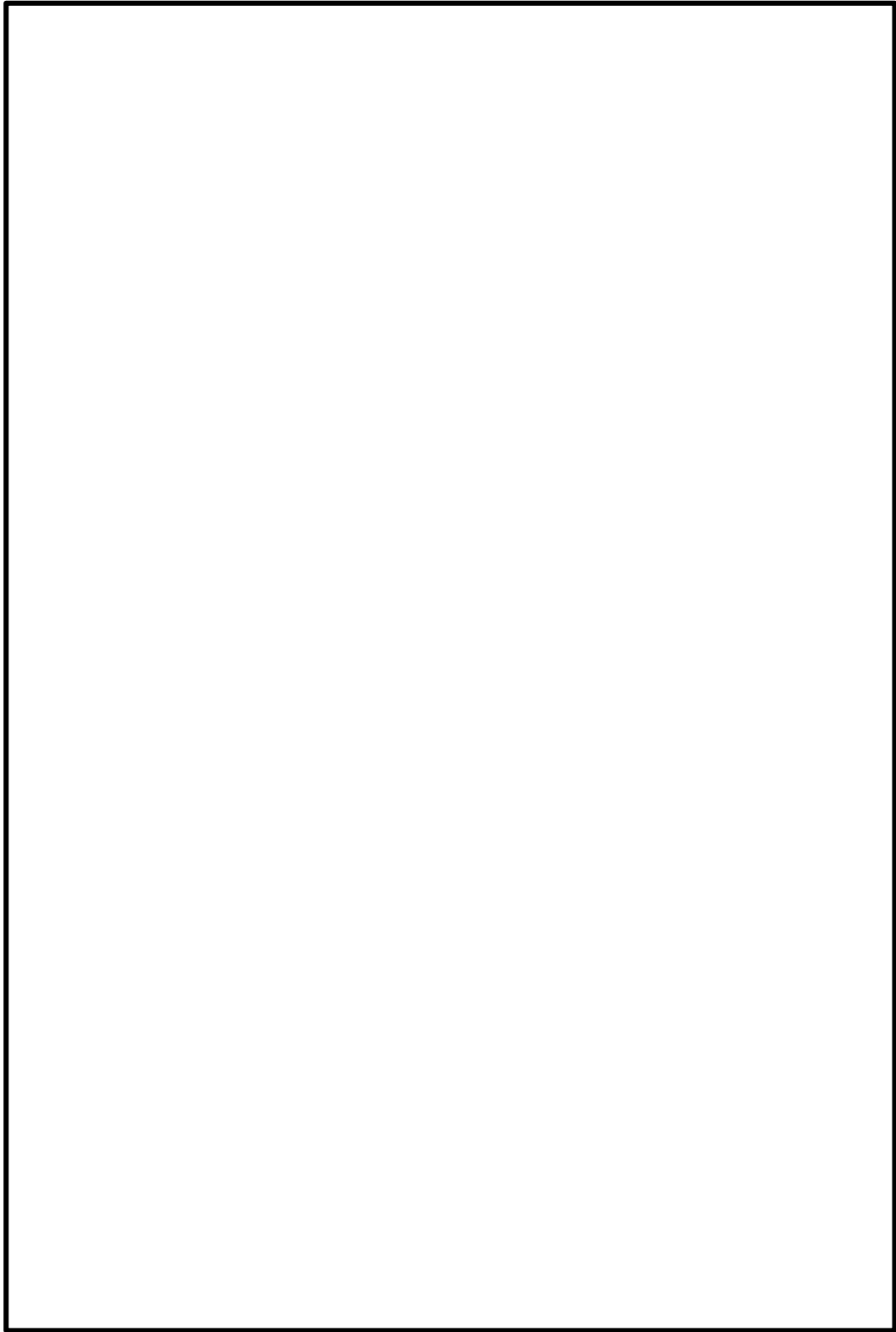


図 4.2.3-2 パターンCの配管モデルの例：MS-PD-4 (8/10)

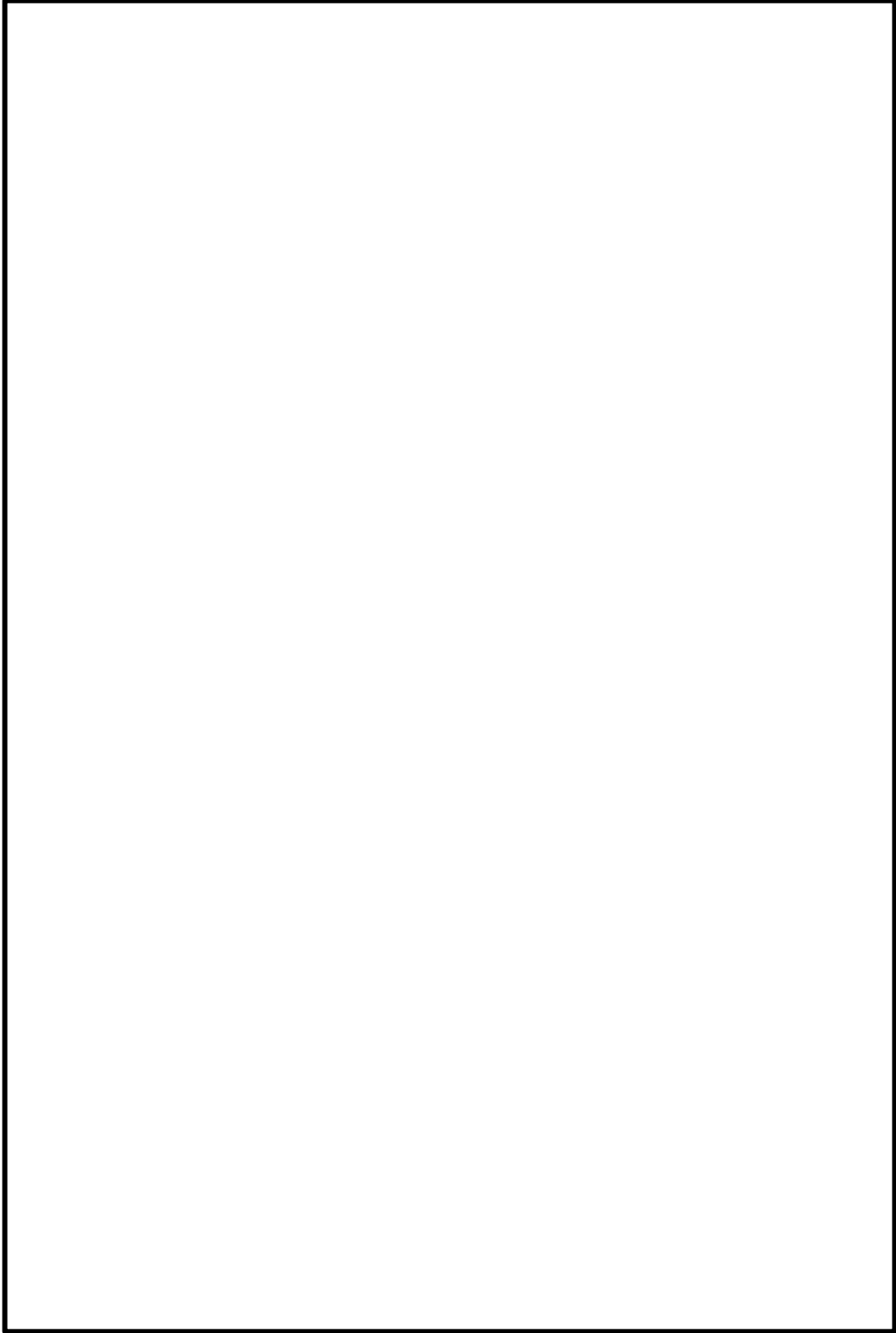


図 4.2.3-2 パターンCの配管モデルの例：MS-PD-4 (9/10)

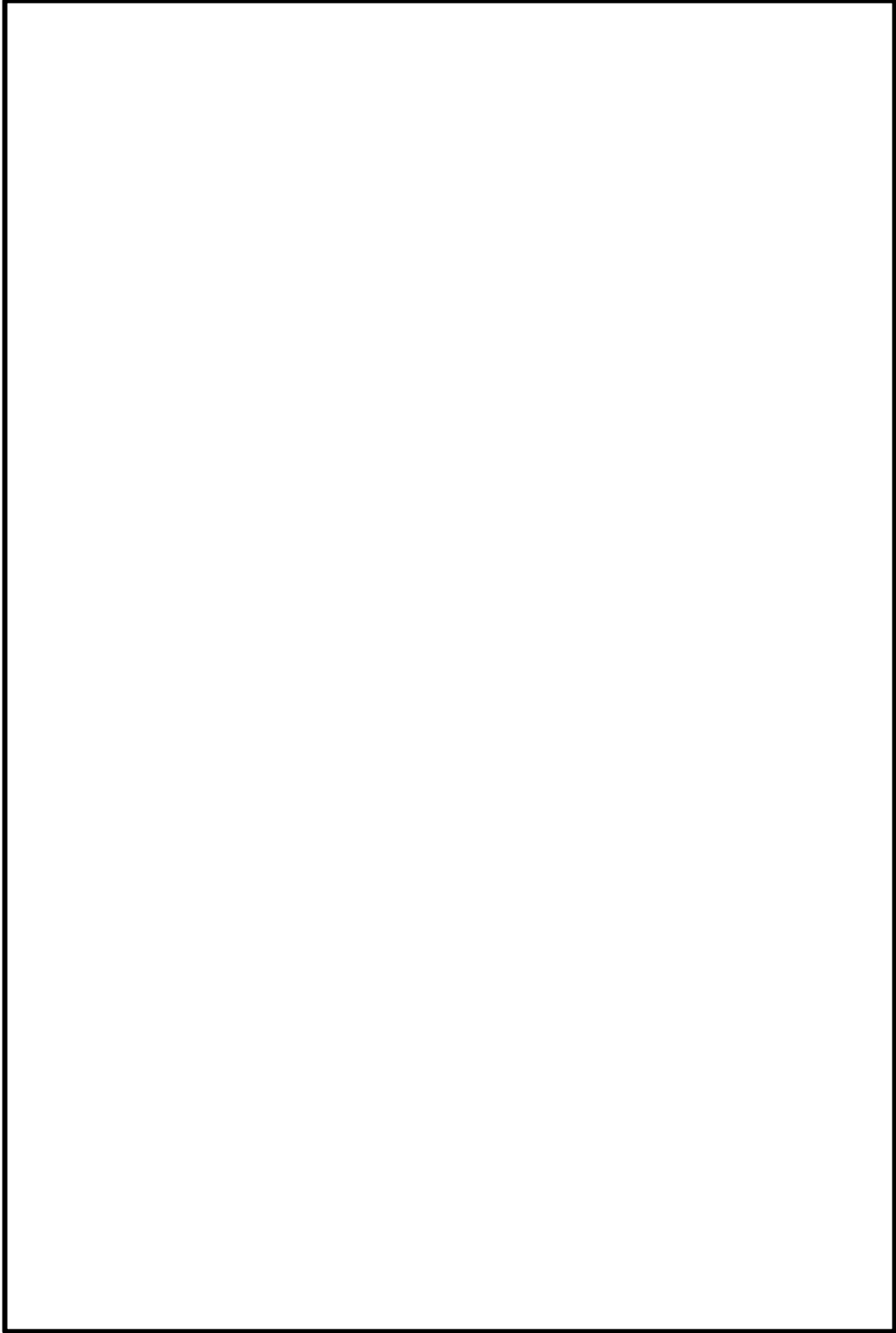


図 4.2.3-2 パターンCの配管モデルの例：MS-PD-4 (10/10)

4.2.4 パターンD（ベント管貫通部～サプレッションチェンバ内）

パターンDのモデルは図4.2.4-1及び図4.2.4-2のとおり、片端がフリー端、もう片端がベント管接続部となるモデルである。設計用床応答スペクトル及び設計用震度は主な支持点であるサプレッションチェンバの耐震条件を適用し、ベント管との接続点は相対変位を入力することでベント管の応答を表現する。なお、パターンDの配管は全て剛構造である。

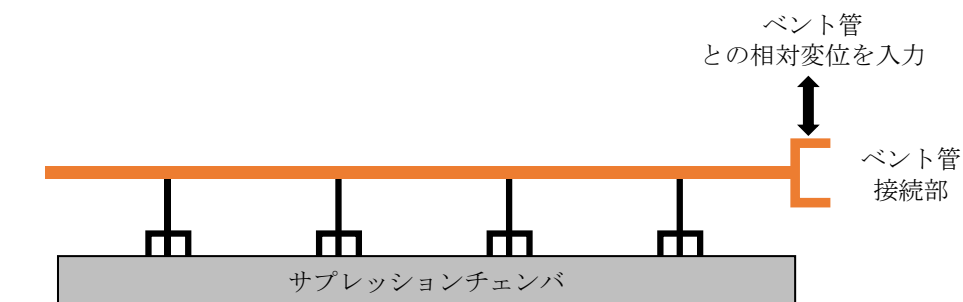


図4.2.4-1 パターンDの配管モデルのイメージ図

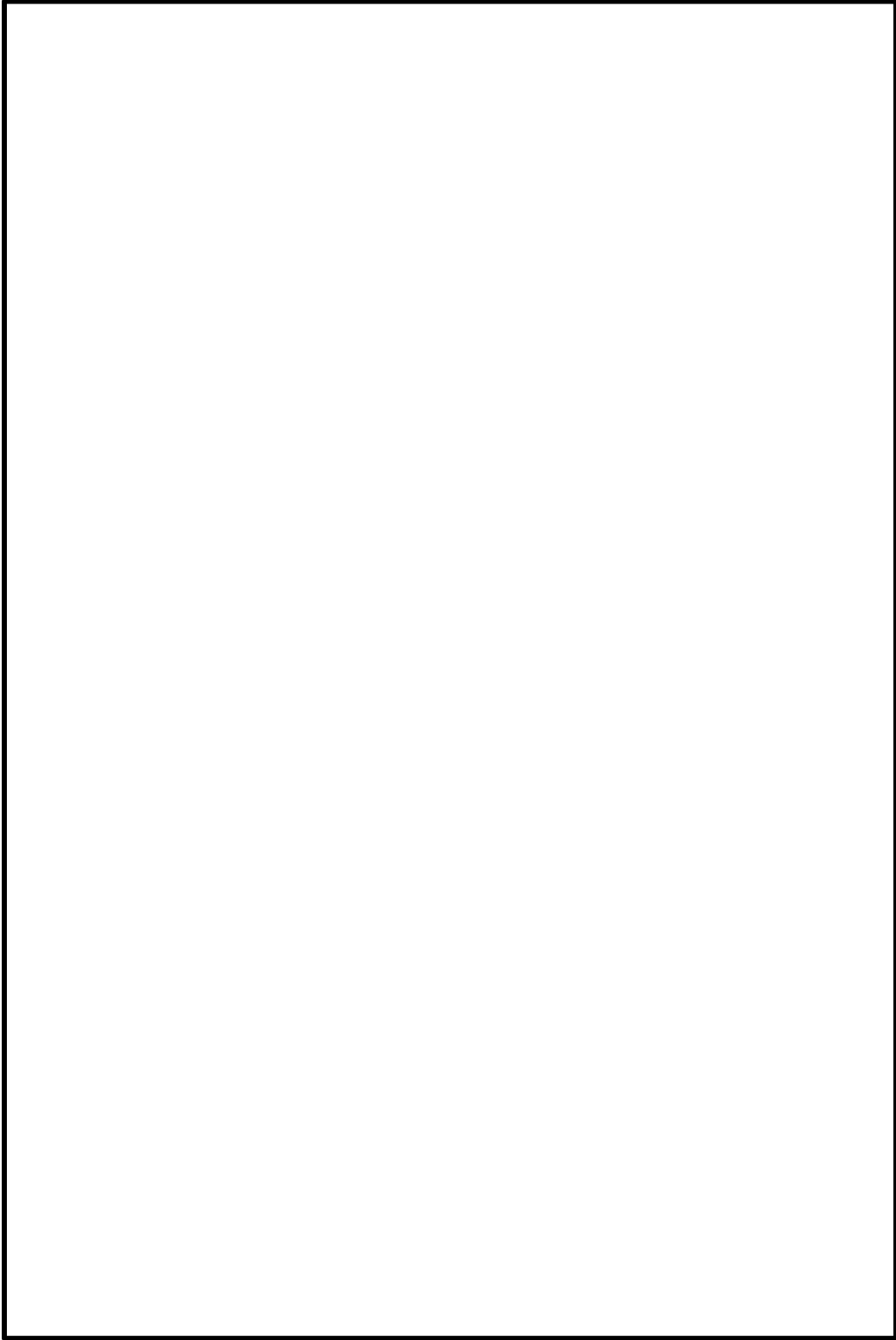


図 4.2.4-2 パターンDの配管モデルの例：MS-PS-17

5. まとめ

2.～4.に記載のとおり，サプレッションチェンバに設置される機器・配管については，剛構造の機器・配管と柔構造の機器・配管それぞれについて適切な耐震条件を適用している。

サブプレッションチェンバ接続配管の地震応答に関する影響確認

1. 概要

島根 2 号機における配管系の評価は、主な支持点を有する建物・構築物等の地震応答加速度を適用している。パターン A（原子炉建物内～サブプレッションチェンバ貫通部）の配管においても、設計用床応答スペクトル及び設計用震度は主な支持点である原子炉建物の地震応答加速度を適用し、主な支持点を有する建物・構築物等でないサブプレッションチェンバの地震応答加速度は、系全体に影響するものではないことから耐震条件として入力していない。

本資料は、サブプレッションチェンバの地震応答を考慮してもサブプレッションチェンバ接続配管の耐震成立性への影響がないことを説明するものである。

2. サプレッションチェンバの地震応答に関する影響確認方針

サブプレッションチェンバ接続配管の耐震評価に対するサブプレッションチェンバの地震応答の影響に関して、今回工認におけるサブプレッションチェンバ接続配管の耐震評価方法がより実態に応じた評価方法であることを定量的に説明するため、サブプレッションチェンバの地震応答の影響が考えられる配管モデルに対し、より実態に応じた精緻な耐震評価として多入力時刻歴応答解析による影響確認を行う。なお、パターン B 及びパターン D はサブプレッションチェンバの地震応答加速度を入力としており、パターン C はサブプレッションチェンバに支持点を持たないことから、パターン A の配管モデルについて影響を確認する。

3. 地震応答解析方法

サブプレッションチェンバと原子炉建物の時刻歴応答加速度を用いた多入力時刻歴応答解析を行い、今回工認におけるサブプレッションチェンバ接続配管の耐震評価結果と比較する。なお、地震応答解析モデルにおいて複数の入力点に地震応答加速度を考慮することができる地震応答解析手法として、多入力時刻歴応答解析に加えて多入力スペクトルモーダル解析があるが、より実態に応じた精緻な解析を行う観点で、多入力時刻歴応答解析を用いた。

4. 多入力時刻歴応答解析における入力地震動

サブプレッションチェンバの地震応答加速度を考慮した多入力時刻歴応答解析に用いる入力地震動は、サブプレッションチェンバの1次固有周期で応答加速度が大きいS_s-D（詳細は「サブプレッションチェンバ及びサブプレッションチェンバサポートの耐震評価手法について（補足-027-10-45）」を参照）とし、サブプレッションチェンバとの接続位置にはサブプレッションチェンバの時刻歴加速度、原子炉建物で支持するサポートの位置には設置位置に応じた原子炉建物の時刻歴加速度を入力する。

5. 影響確認

(a) 確認対象配管モデル

サブプレッションチェンバの応答影響を定量的に検討するため、以下の手順にて確認対象配管モデルを選定する。

【確認対象配管モデル選定手順】

- ① スペクトルモーダル解析によるモード毎の応力の抽出
パターンAの配管モデル（計16モデル）について、サブプレッションチェンバ近傍（ペネ接続部から1つ目の2方向拘束点の間）で一次応力の裕度が最小となる評価点の発生応力をモード及び方向毎に抽出。
- ② 原子炉建物の床応答スペクトルから地震応答加速度を抽出
各モデルの固有周期毎に原子炉建物の床応答スペクトルから地震応答加速度を抽出。
- ③ 1.0G当たりの応力の算出
①で抽出したスペクトルモーダル解析によるモード毎の応力を②の原子炉建物の床応答スペクトルから抽出した地震応答加速度で除し、モード及び方向毎に1.0G当たりの応力を算出。
- ④ サプレッションチェンバの床応答スペクトルから地震応答加速度を抽出
各モデルの固有周期毎にサブプレッションチェンバの床応答スペクトルから地震応答加速度を抽出。
- ⑤ S/C近傍推定応力の算出
③で算出した1.0G当たりの応力に④のサブプレッションチェンバの床応答スペクトルの中から抽出した地震応答加速度を乗じた後、SRSS及びモード合成した応力（以下「S/C近傍推定応力」という。）を算出し、その裕度が最小となる配管モデルを確認対象配管モデルとして選定。ただし、一次+二次応力の評価にて疲労評価を実施している場合は疲労累積係数が最大の配管モデルを確認対象配管モデルとして選定。

具体的なS/C近傍推定応力の算定方法を添表1に、確認対象配管モデル選定結果を添表2に示す。添表2のとおり、RHR-R-2を確認対象配管モデルとして選定した。

なお、添表2に示す配管のうちRHR-R-7、RHR-R-14及びFCS-R-4は、S/C近傍推定応力が大きいことから、S/C近傍推定応力を低減させるため耐震補強工事を実施しており、添表2の値は耐震補強工事後の値である。

添表1 S/C近傍推定応力の算定方法 (RHR-R-2の例)

モード	固有周期 (S)	①			②			③			④			⑤				モード 合成*3 (MPa)
		スペクトルモーダル解析 によるモード毎の応力*1			原子炉建物の 床応答スペクトルの 地震応答加速度			1.0G 当たりの応力 (①/②)			サブプレッションチェンバ 床応答スペクトルの 地震応答加速度			S/C近傍推定応力の算出 (③×④)				
		水平		鉛直	水平		鉛直	水平		鉛直	水平*2		鉛直	水平		鉛直	SRSS (MPa)	
X方向 (MPa)	Z方向 (MPa)	Y方向 (MPa)	X方向 (G)	Z方向 (G)	Y方向 (G)	X方向 (MPa)	Z方向 (MPa)	Y方向 (MPa)	X方向 (G)	Z方向 (G)	Y方向 (G)	X方向 (MPa)	Z方向 (MPa)	Y方向 (MPa)				
1		2.06	1.33	1.13	3.03	2.94	2.77	0.68	0.46	0.41	7.75	7.75	3.37	5.27	3.56	1.38	6.51	
2		7.94	12.82	0.51	3.13	3.13	3.07	2.54	4.10	0.17	11.01	11.01	3.54	27.96	45.13	0.60	53.10	
3		25.21	26.37	5.96	2.50	3.17	2.75	10.08	8.33	2.17	28.19	28.19	5.91	284.20	234.86	12.82	368.91	
4		0.04	0.04	0.06	2.52	3.21	2.72	0.02	0.02	0.03	33.10	33.10	7.20	0.66	0.66	0.22	0.96	
5		0.25	0.28	0.01	2.55	3.34	2.44	0.10	0.09	0.01	49.58	49.58	11.03	4.96	4.46	0.11	6.67	
6		0.00	0.46	0.00	2.59	3.45	2.19	0.00	0.14	0.00	56.01	56.01	12.91	0.00	7.84	0.00	7.84	
7		0.01	0.00	0.00	2.99	3.70	1.68	0.01	0.00	0.00	24.58	24.58	6.58	0.25	0.00	0.00	0.25	
8		0.00	0.00	0.03	3.03	3.77	1.94	0.00	0.00	0.02	17.09	17.09	6.01	0.00	0.00	0.12	0.12	
9		8.57	0.84	0.71	3.00	3.83	2.04	2.86	0.22	0.35	17.09	17.09	6.01	48.89	3.76	2.10	49.08	
10		0.15	0.91	0.35	2.37	3.50	2.64	0.07	0.27	0.14	7.56	7.56	17.04	0.53	2.04	2.39	3.18	
11		2.90	3.73	0.21	2.09	3.27	2.55	1.39	1.14	0.09	7.37	7.37	11.61	10.24	8.40	1.04	13.29	
12		4.93	13.96	1.75	2.09	3.24	2.46	2.37	4.31	0.72	7.31	7.31	9.34	17.33	31.51	6.72	36.58	
13		0.27	5.20	0.83	2.08	3.18	2.24	0.14	1.64	0.37	6.98	6.98	8.76	0.98	11.44	3.24	11.93	
14		0.05	0.16	0.03	1.74	2.49	2.44	0.03	0.07	0.02	5.82	5.82	5.54	0.17	0.41	0.11	0.46	
15		0.57	2.25	0.41	1.73	2.47	2.45	0.33	0.91	0.17	5.82	5.82	5.54	1.92	5.29	0.94	5.71	
16		0.04	0.02	0.05	1.72	2.23	2.47	0.03	0.02	0.03	5.65	5.65	4.80	0.17	0.11	0.14	0.25	

注記*1: サプレッションチェンバ近傍 (ペネ接続部から1つ目の2方向拘束点の間) で一次応力の裕度が最小となる評価点の発生応力をモード及び方向毎に抽出

*2: サプレッションチェンバの床応答スペクトルは、円筒座標系にて算出しており、①のスペクトルモーダル解析の座標軸と異なるため、水平方向 (X方向及びZ方向) の地震応答加速度は、円筒座標系における水平方向 (円周方向及び半径方向) の最大値とする。

*3: 各モードのSRSSした応力を二乗和平方根にて足し合わせた応力

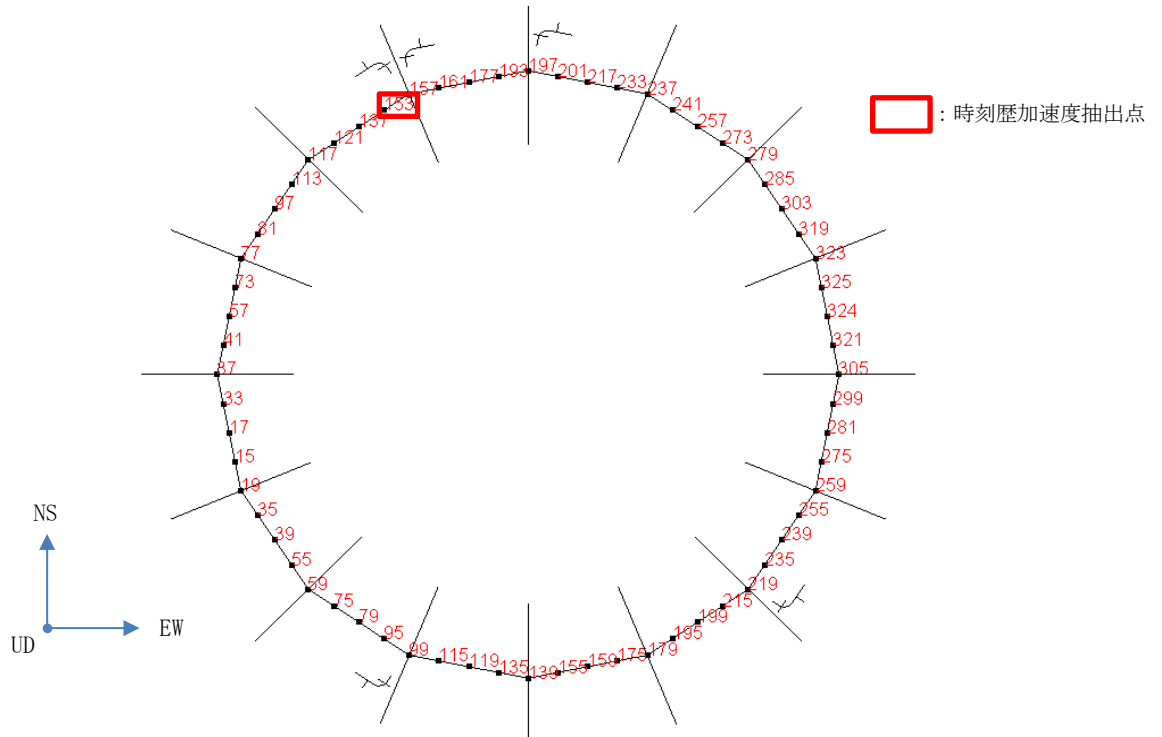
添表 2 確認対象配管モデル選定結果

配管モデル	一次応力				一次＋二次応力					備考
	S/C 近傍 推定応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	裕度	確認対象	S/C 近傍 推定応力* (MPa)	許容応力 (MPa)	裕度	疲労累積 係数	確認対象	
RHR-R-1	6	335	55.83	—	172	398	2.31	—	—	
RHR-R-2	379	335	0.88	○	912	398	0.43	1.0 以上	○	
RHR-R-3	127	335	2.63	—	343	398	1.16	—	—	
RHR-R-6	54	363	6.72	—	228	414	1.81	—	—	
RHR-R-7	95	363	3.82	—	241	420	1.74	—	—	
RHR-R-12	109	363	3.33	—	295	414	1.4	—	—	
RHR-R-14	10	363	36.3	—	79	420	5.31	—	—	
HPCS-R-1	2	335	167.5	—	235	398	1.69	—	—	
LPCS-R-1	207	335	1.61	—	547	398	0.72	0.4673	—	
RCIC-R-1	139	396	2.84	—	335	438	1.3	—	—	
RCIC-R-4	36	363	10.08	—	223	418	1.87	—	—	
SGT-R-1	31	363	11.7	—	322	386	1.19	—	—	
FCS-R-3	84	363	4.32	—	362	438	1.2	—	—	
FCS-R-4	17	363	21.35	—	164	438	2.67	—	—	
ANI-R-6SP	—	363	—	—	—	414	—	—	—	剛構造であるため、検討対象外
NGC-R-1	10	335	33.5	—	94	438	4.65	—	—	

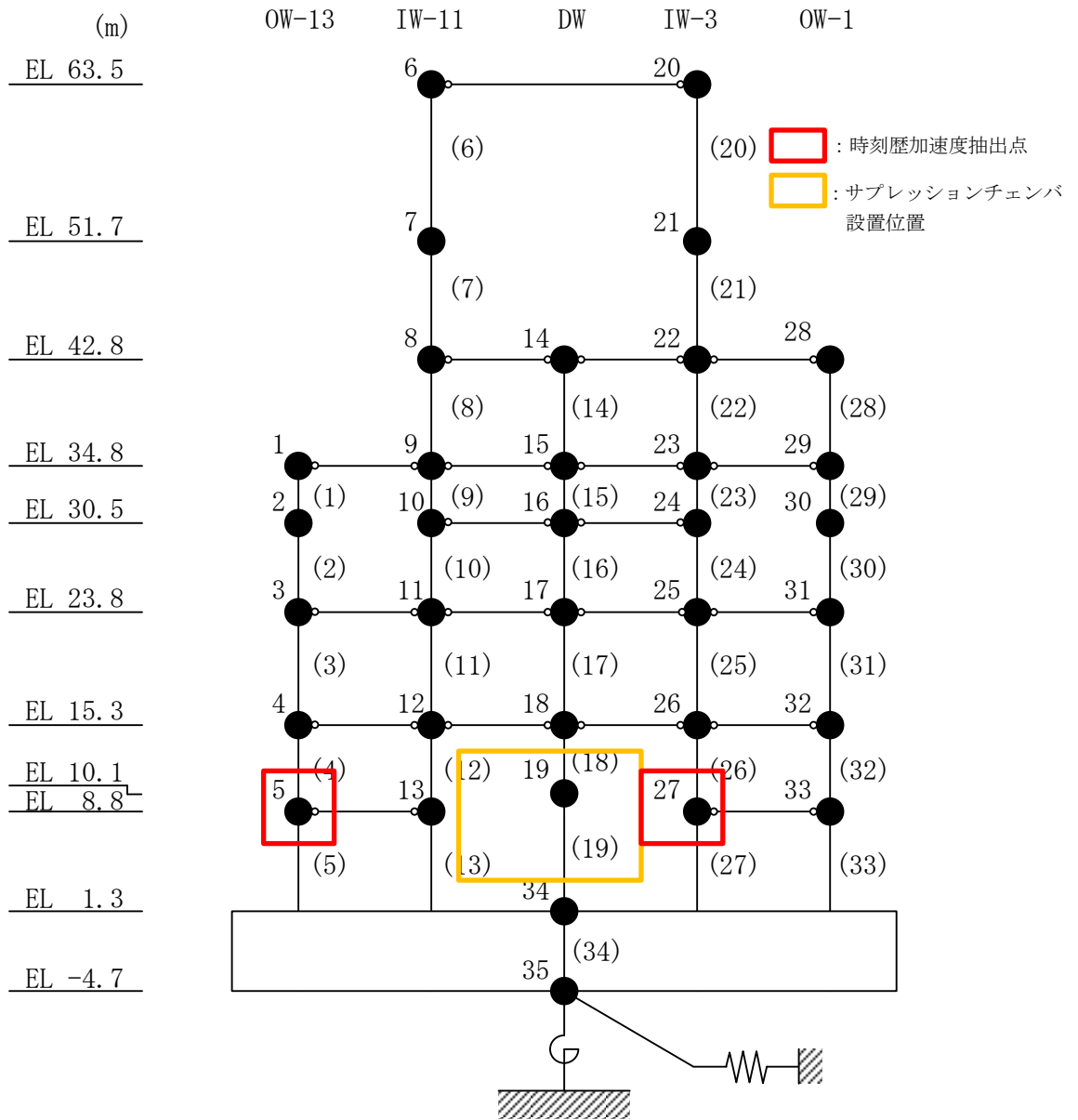
注記*：添表 1 の手法で算出した S/C 近傍推定応力の両振幅ベースの応力に、今回工認のスペクトルモーダル解析で得られた相対変位による応力を足し合わせて算出した応力

(b) 入力条件

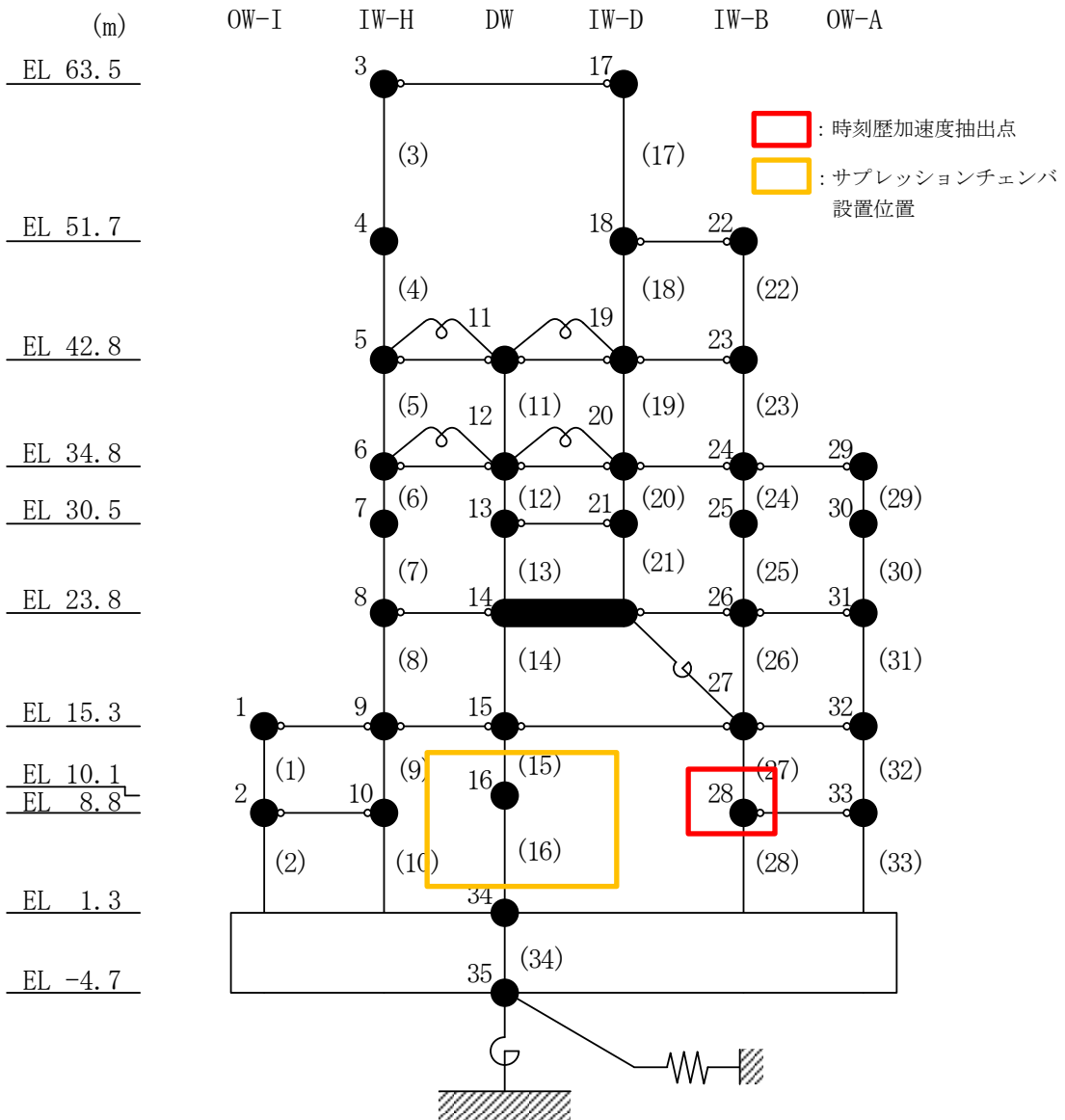
RHR-R-2 の多入力時刻歴解析の入力条件として、添図 1 にサブプレッションチェンバの時刻歴加速度取り出し位置、添図 2 に原子炉建物の時刻歴加速度取り出し位置、添図 3 にサブプレッションチェンバの時刻歴加速度、添図 4 に原子炉建物の時刻歴加速度、添図 5 に解析モデルと時刻歴加速度入力位置の関係を示す。なお、4 項のとおり、入力地震動はサブプレッションチェンバの 1 次固有周期で応答加速度が大きい S s -D とする。



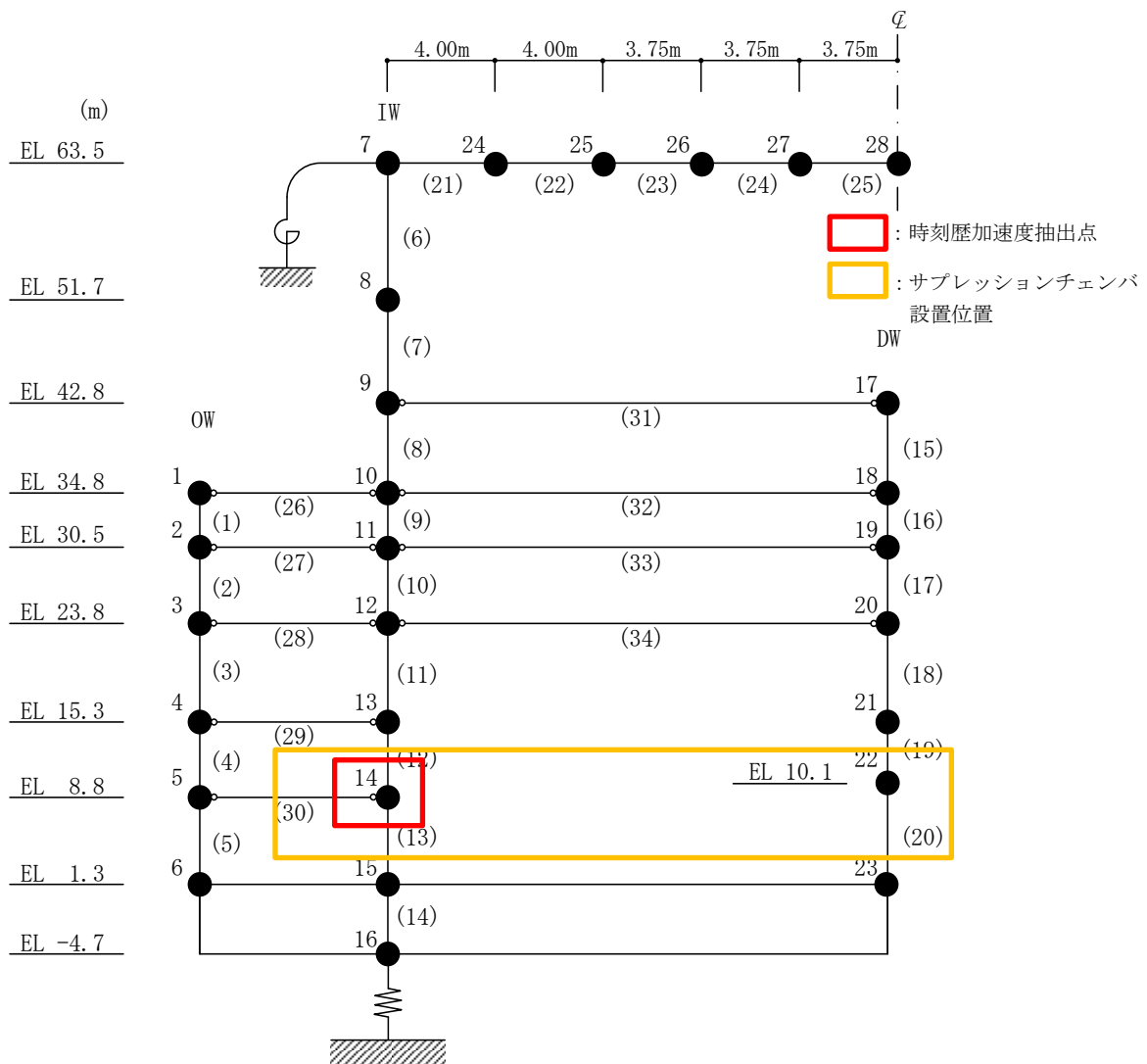
添図 1 サプレッションチェンバの時刻歴加速度取り出し位置



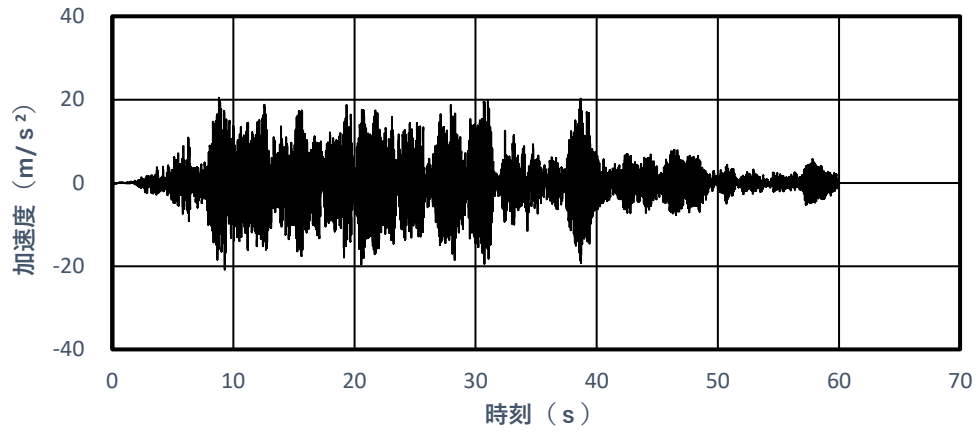
添図 2 原子炉建物の時刻歴加速度取り出し位置 (N S 方向) (1/3)



添図 2 原子炉建物の時刻歴加速度取り出し位置 (EW方向) (2/3)

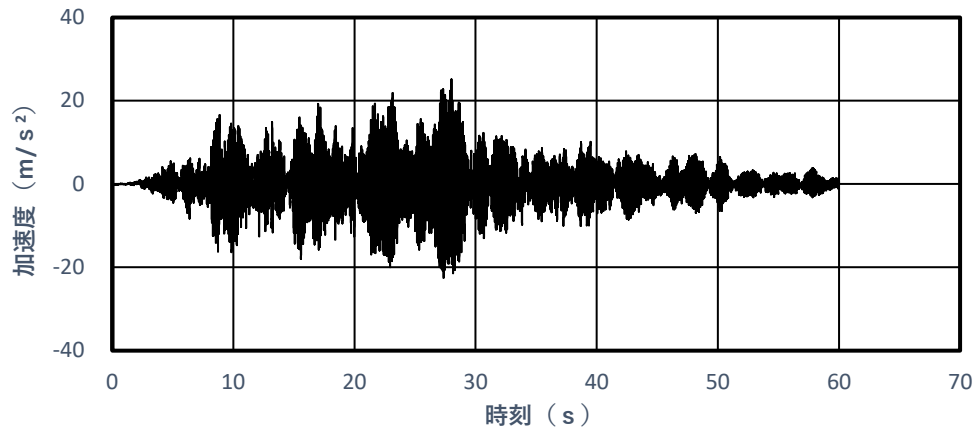


添図 2 原子炉建物の時刻歴加速度取り出し位置（鉛直方向）（3/3）



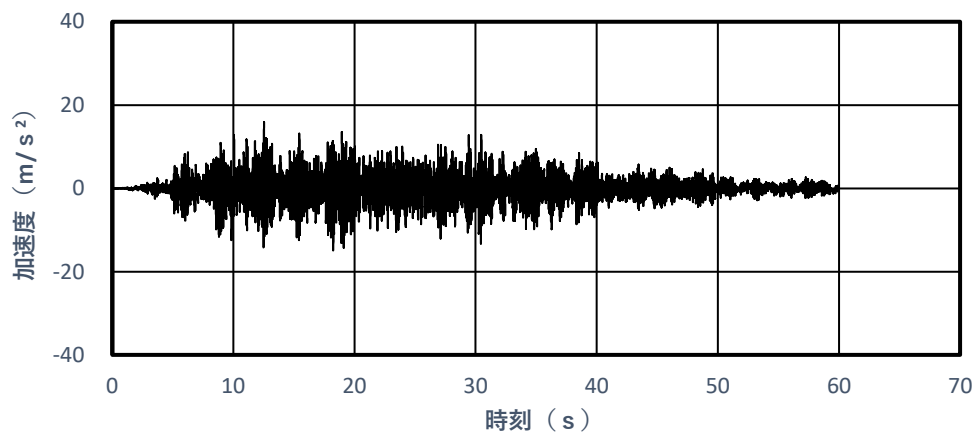
添図3 時刻歴加速度 (1/3)

(S s -D地震動, サプレッションチェンバ, NS方向, 質点番号: 153)



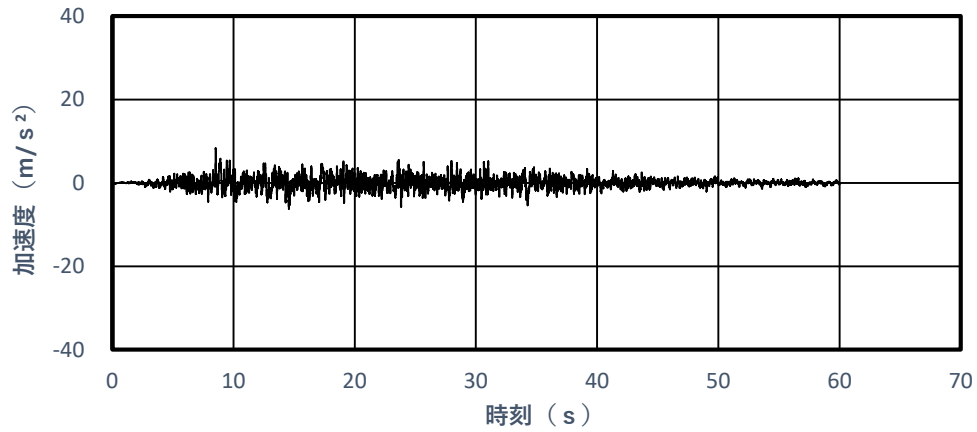
添図3 時刻歴加速度 (2/3)

(S s -D地震動, サプレッションチェンバ, EW方向, 質点番号: 153)



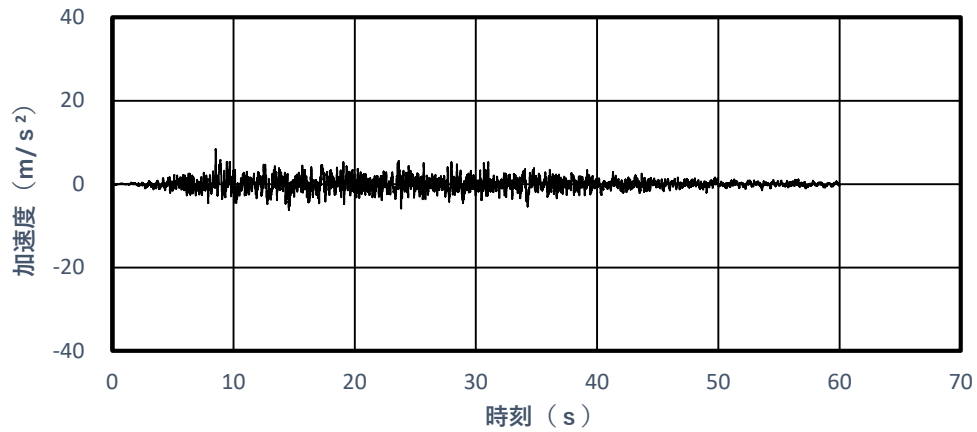
添図3 時刻歴加速度 (3/3)

(S s -D地震動, サプレッションチェンバ, UD方向, 質点番号: 153)



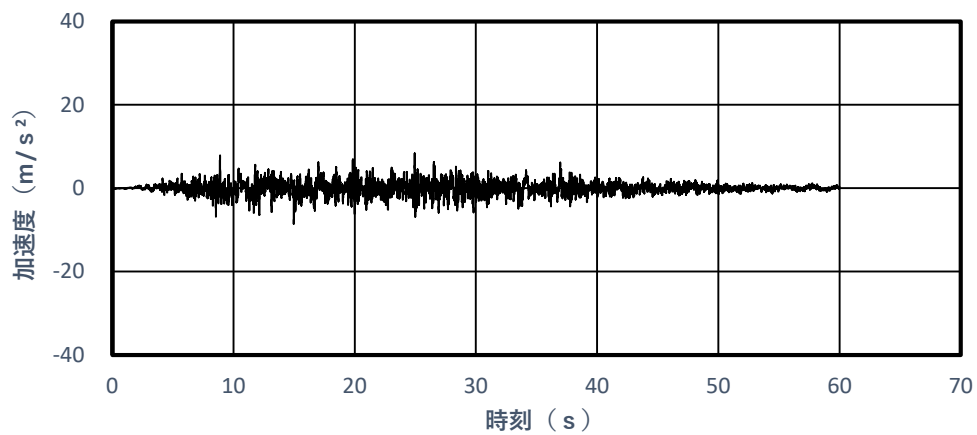
添図4 時刻歴加速度 (1/4)

(S s - D地震動, 原子炉建物 : EL 8.800m, NS方向, 質点番号 : 5)



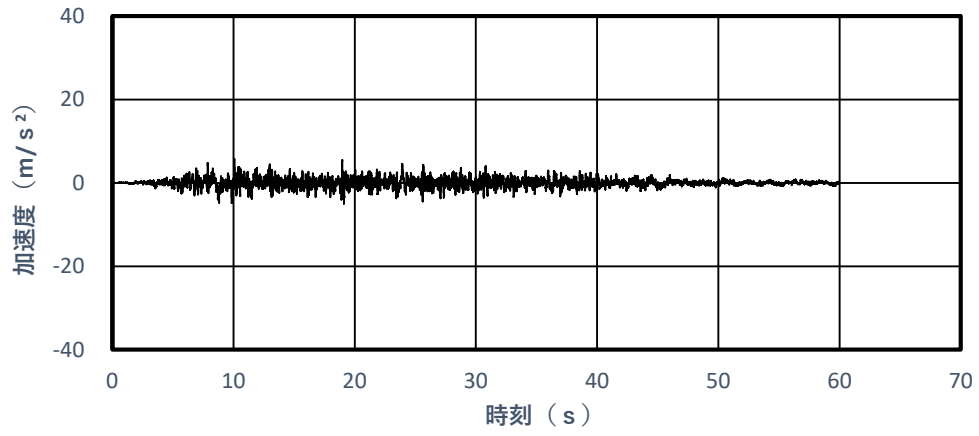
添図4 時刻歴加速度 (2/4)

(S s - D地震動, 原子炉建物 : EL 8.800m, NS方向, 質点番号 : 27)



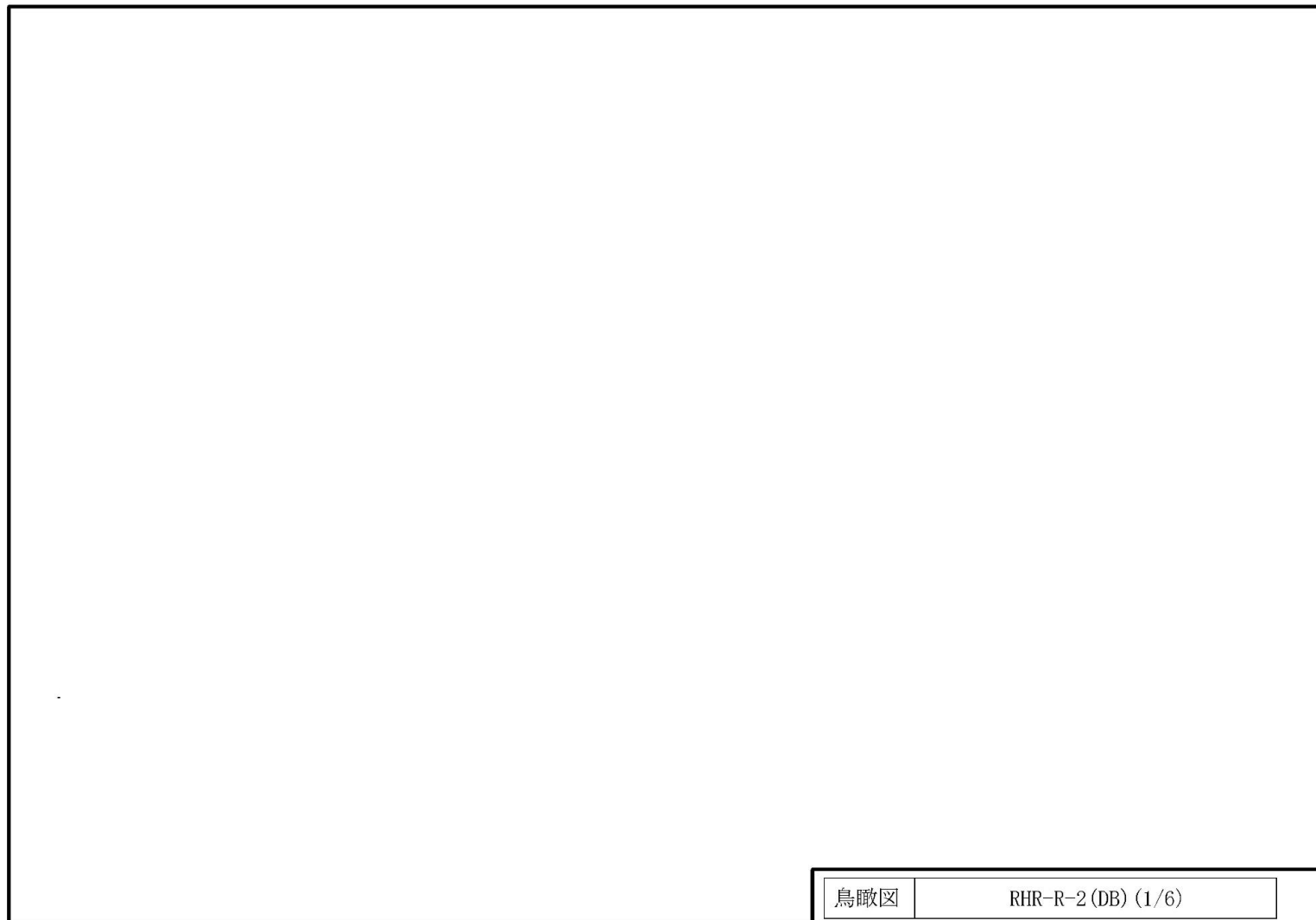
添図4 時刻歴加速度 (3/4)

(S s - D地震動, 原子炉建物 : EL 8.800m, EW方向, 質点番号 : 28)



添図4 時刻歴加速度 (4/4)

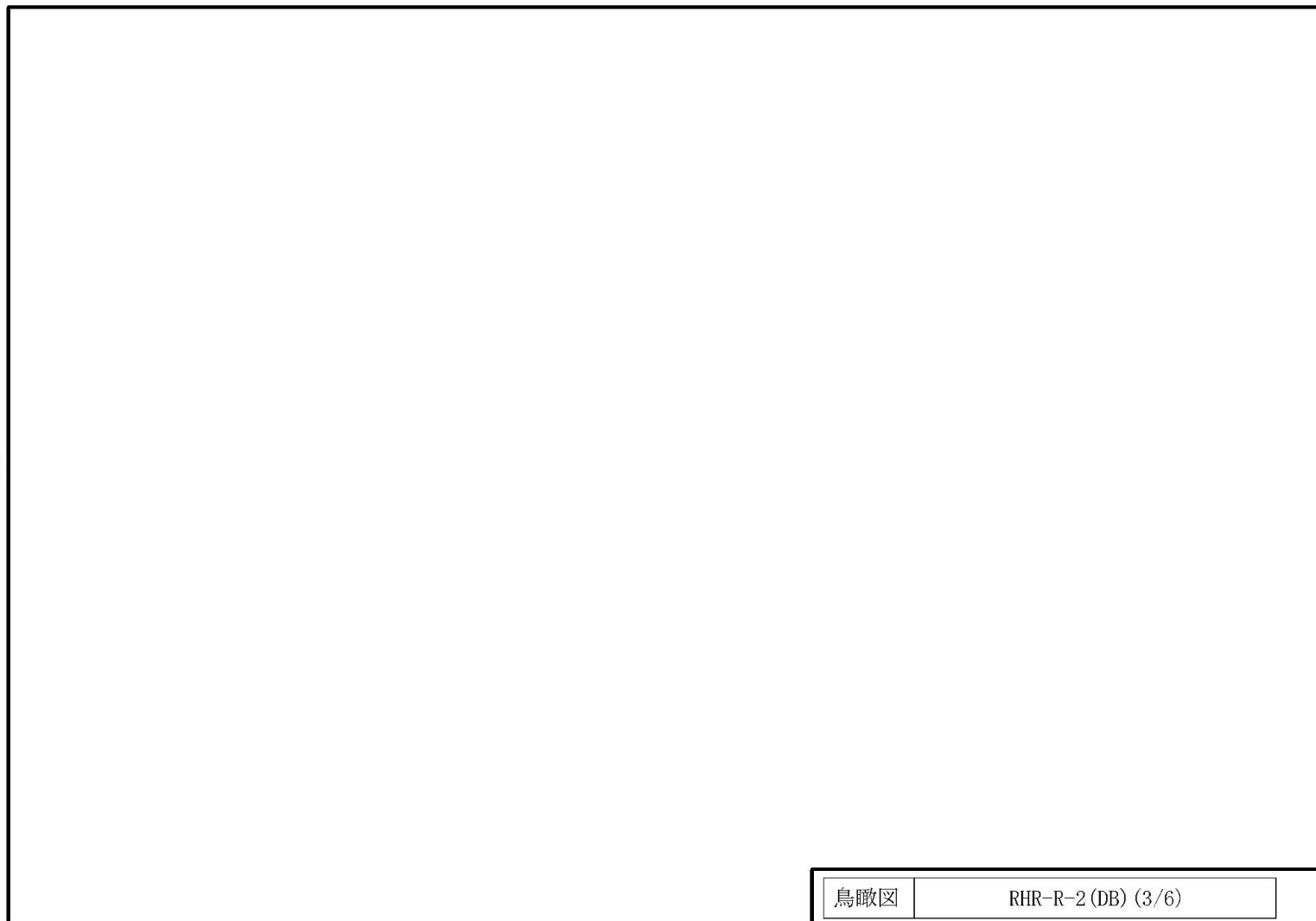
(S s - D地震動, 原子炉建物 : EL 8.800m, UD方向, 質点番号 : 14)



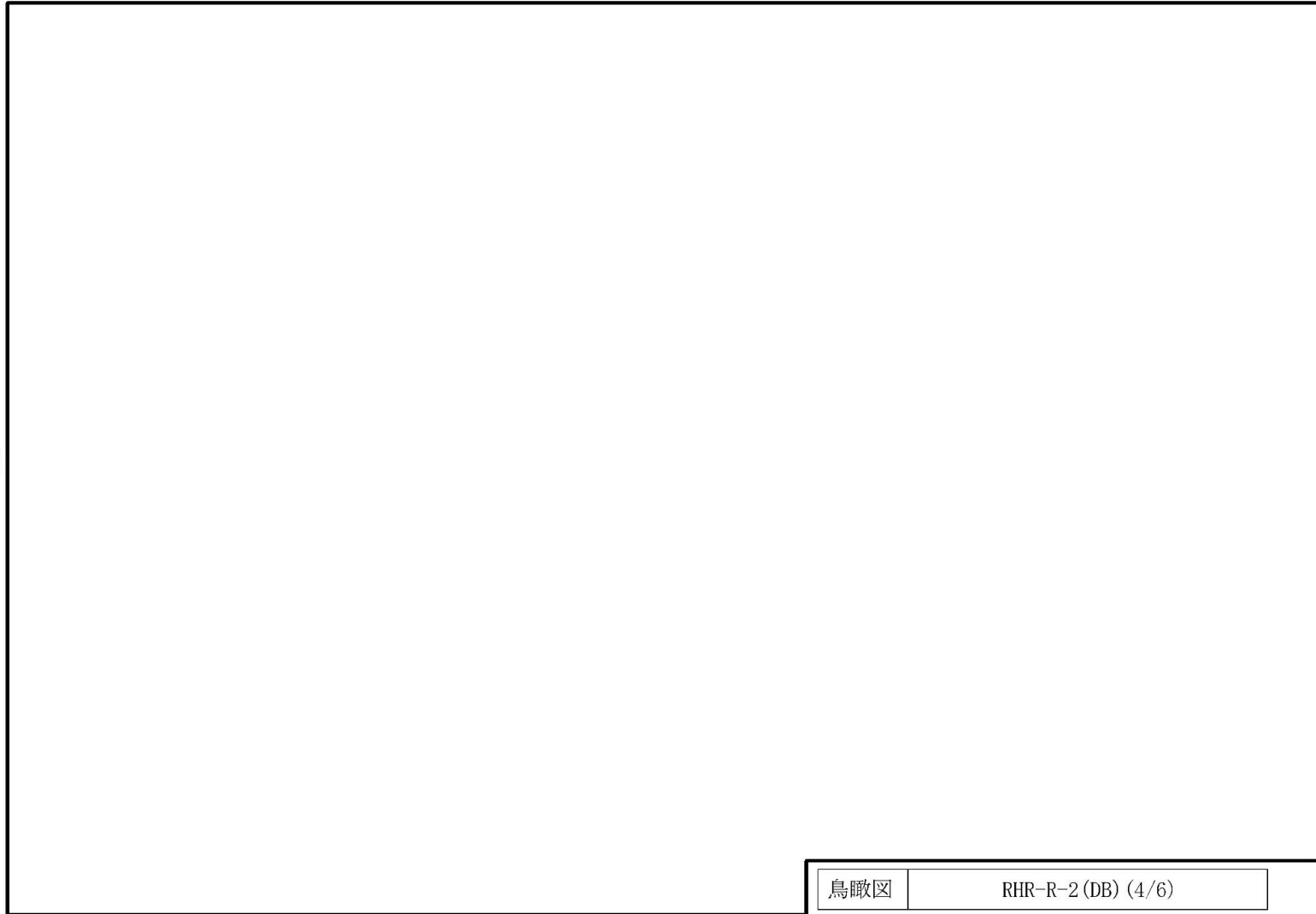
添図 5 解析モデルと時刻歴加速度入力位置の関係 (1/6)



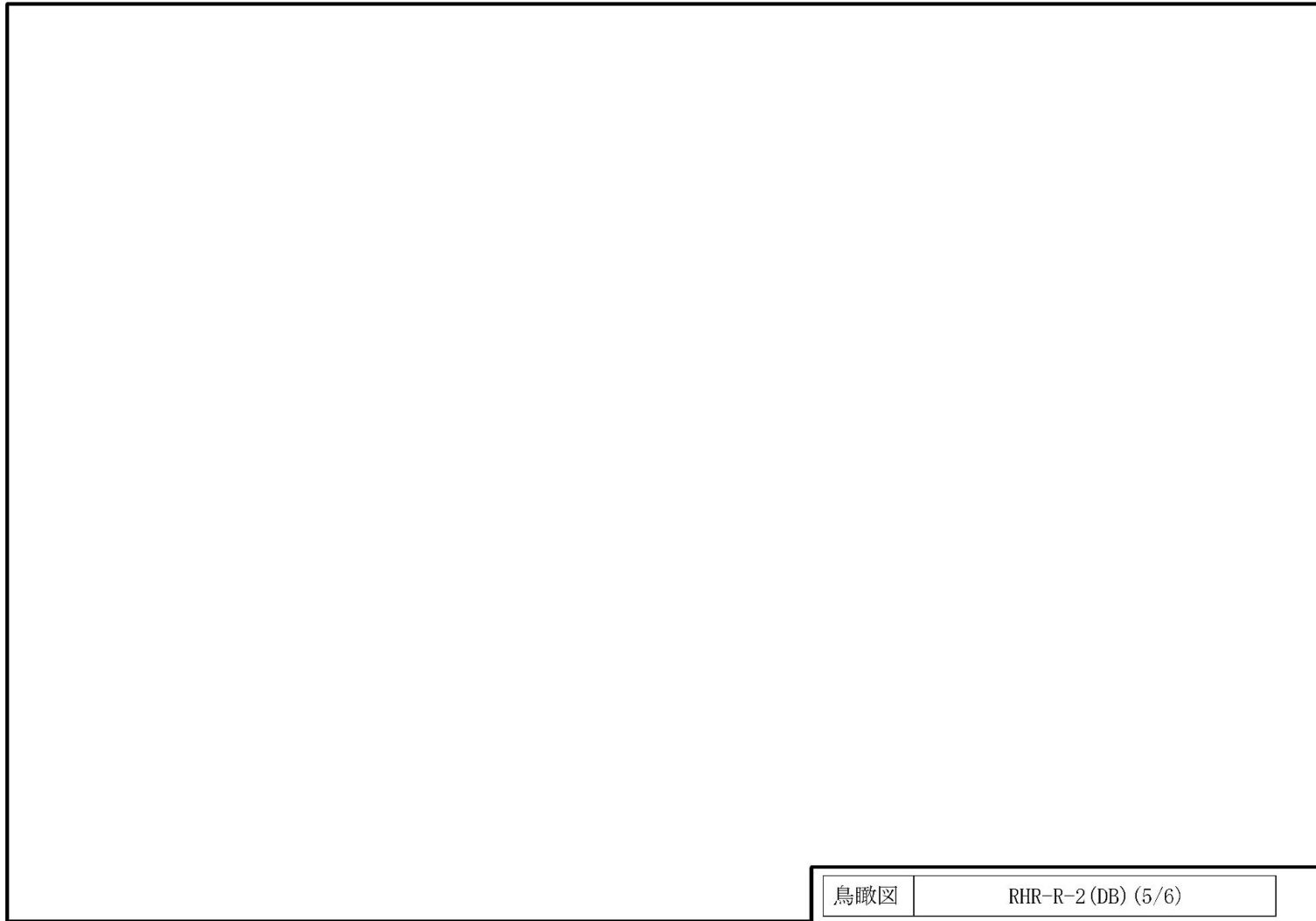
添図 5 解析モデルと時刻歴加速度入力位置の関係 (2/6)



添図 5 解析モデルと時刻歴加速度入力位置の関係 (3/6)



添図 5 解析モデルと時刻歴加速度入力位置の関係 (4/6)



添図 5 解析モデルと時刻歴加速度入力位置の関係 (5/6)



添図 5 解析モデルと時刻歴加速度入力位置の関係 (6/6)

(c) 影響確認結果

RHR-R-2 の耐震評価に対するサプレッションチェンバの地震応答加速度に関する影響確認として、サプレッションチェンバの地震応答加速度を考慮した多入力時刻歴応答解析と今回工認の評価結果を添表 3 に示す。

サプレッションチェンバの地震応答加速度を考慮した多入力時刻歴応答解析による発生応力は、今回工認の評価結果に比べて、一次応力と一次＋二次応力で増減はあるものの、大きな差はなく、許容値を十分に満足することを確認した。

なお、サプレッションチェンバの地震応答加速度を考慮した多入力時刻歴応答解析の一次応力は 2.0 倍以上の高い裕度があるため、入力時刻歴の時間シフト及び時刻歴の位相反転を考慮した解析においても許容値を満足すると考えられる。また、一次＋二次応力については、一定の裕度（裕度：1.39）があること、及び応力評価の裕度が 1.0 を下回る場合は疲労評価を実施する方針としており、疲労評価においては十分な裕度があることから疲労累積係数は 1.0 を下回ると考えられる。

また、サプレッションチェンバの地震応答加速度を考慮した多入力時刻歴応答解析による発生応力は、S/C 近傍推定応力に比べて、半分以下の値となることを確認した。

添表3 RHR-R-2 の評価結果

配管 モデル	一次応力				一次+二次応力				
	評価点	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	裕度	評価点	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	裕度	疲労累積 係数
サプレッションチェンバの 地震応答加速度を考慮した 多入力時刻歴応答解析	27	147	335	2.27	27	283	394	1.39	—
今回工認 (配管の重心位置等を考慮し た原子炉建物の設計用床応答 スペクトルを適用したスペク トルモーダル解析)	27	141	335	2.37	21	294	394	1.34	—
(参考) S/C 近傍推定応力	3	379	335	0.88	3	912	398	0.43	1.0 以上

(d) 影響確認結果に対する考察

RHR-R-2 の固有周期とサプレッションチェンバの床応答スペクトルの関係を添図 6 に、モード図を添図 7 に示す。なお、サプレッションチェンバは、円周方向と半径方向で応答傾向が異なることから、直交座標系（ES 方向及び NS 方向）ではなく、円筒座標系（円周方向及び半径方向）にて床応答スペクトルを作成した。添図 6 のとおり、サプレッションチェンバの床応答スペクトルは、水平が 0.085s、鉛直が 0.085s 及び 0.061s でピークを持つ形状である。

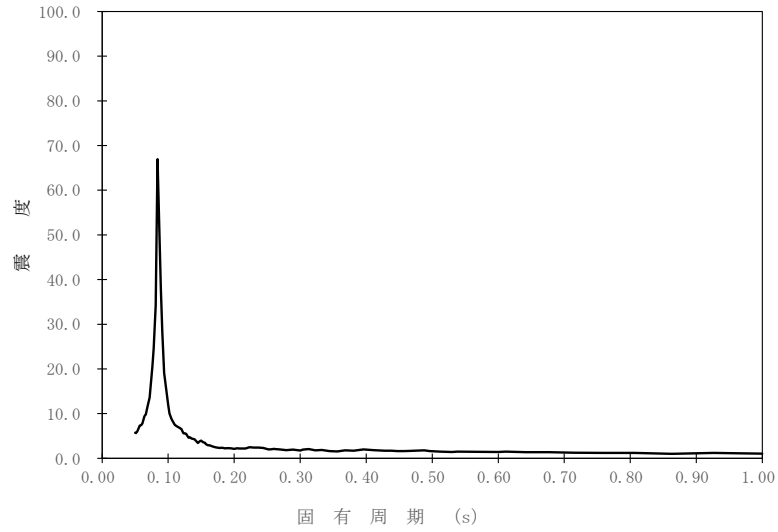
添表 1 のうち③の 1.0G 当たりの応力のおり、RHR-R-2 のサプレッションチェンバ近傍の 1.0G 当たりの応力は、全ての方向で 3 次モードが最大となる。また、3 次モードにおいてはサプレッションチェンバの床応答スペクトルのピーク近傍のモードであるため、サプレッションチェンバの地震応答加速度も比較的高くなる。このように RHR-R-2 は、1.0G 当たりの応力が大きくなり、地震応答加速度が高くなるモードを有するため、サプレッションチェンバの地震応答加速度を考慮した多入力時刻歴応答解析で算出した応力が、今回工認におけるスペクトルモーダル解析で算出した応力と同程度の応力になったと考えられる。

また、S/C 近傍推定応力は、サプレッションチェンバの床応答スペクトルを適用したスペクトルモーダル解析結果と同等以上*となる応力である。RHR-R-2 以外の配管モデルは添表 2 のとおり S/C 近傍推定応力が許容応力を下回るため、RHR-R-2 以外の配管モデルもサプレッションチェンバの床応答スペクトルを考慮した多入力のスペクトルモーダル解析や時刻歴解析を実施しても許容応力を下回ると考えられる。

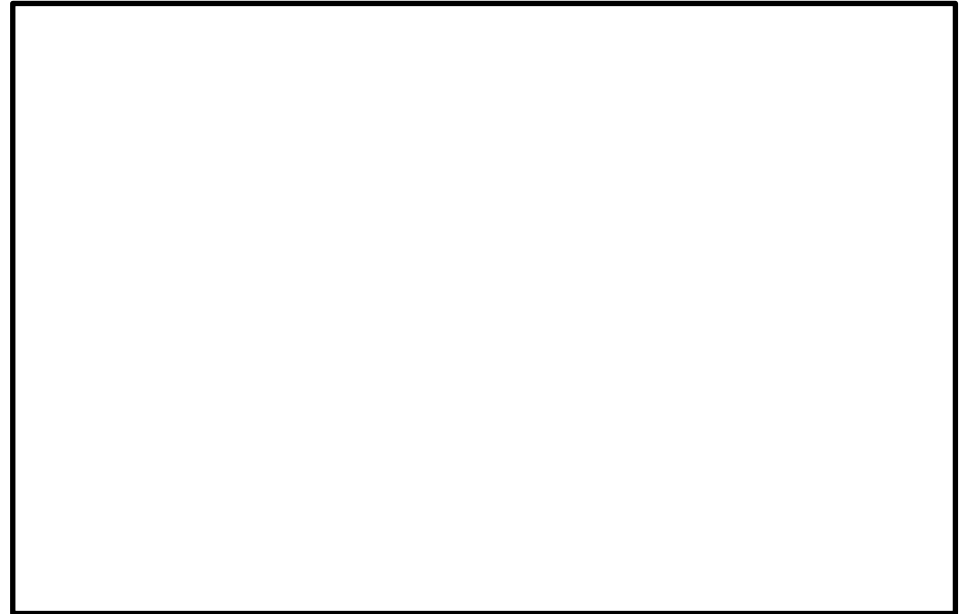
なお、多入力時刻歴解析の最小裕度点がサプレッションチェンバから少し離れた位置にあり、S/C 近傍推定応力の算出点と異なる質点であるが、原子炉建物の耐震条件の影響（スペクトルモーダル解析で考慮済の条件）によるものであり、サプレッションチェンバの地震応答加速度に関する影響が大きいモデルは、上記のとおり以下の 2 つの条件が該当するモードを有するモデルである。S/C 近傍推定応力はこの 2 つの条件を数値化したパラメータであり、S/C 近傍推定応力が最も大きいモデルである RHR-R-2 をサプレッションチェンバの地震応答加速度に関する影響確認の代表として選定したことは妥当である。

- ・サプレッションチェンバ近傍で応答する（サプレッションチェンバ近傍で 1.0G 当たりの応力が大きい）モードを有する。
- ・上記のモードが、サプレッションチェンバの床応答スペクトルのピーク又はピーク近傍のモードである。

注記* : サプレッションチェンバの床応答スペクトルを適用したスペクトルモーダル解析結果と同等になる手法であり、保守的な耐震条件を適用（円周方向及び半径方向の最大値を水平震度として適用）していることから、サプレッションチェンバの床応答スペクトルを適用したスペクトルモーダル解析結果と同等以上の応力となる。

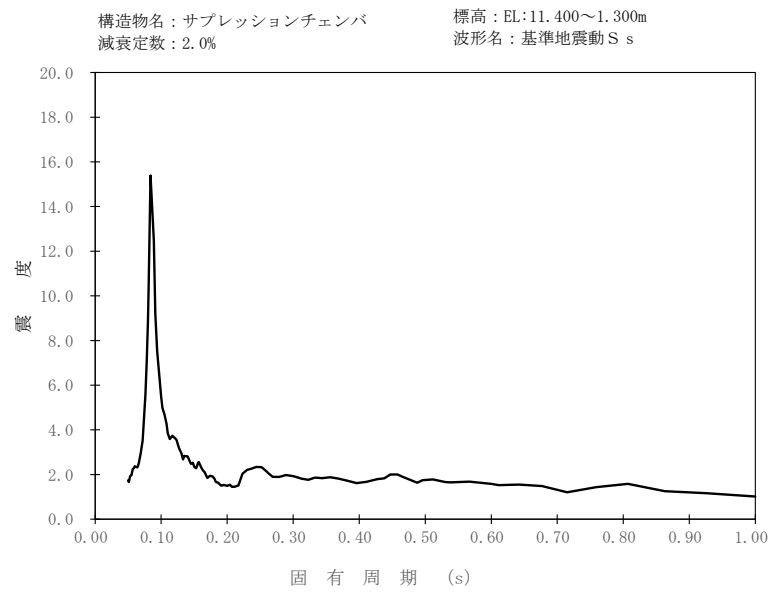


(a) スペクトル全体

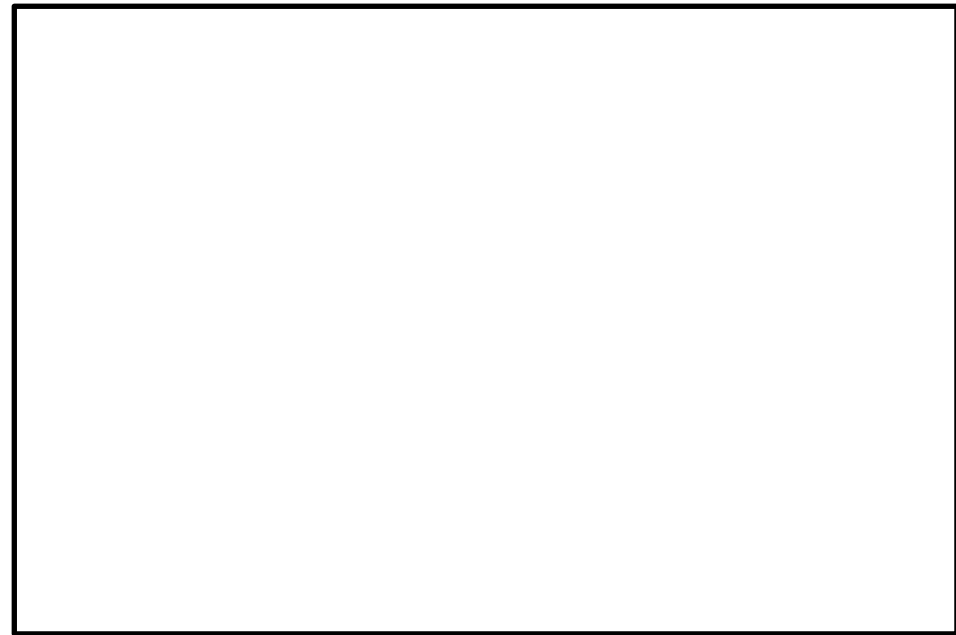


(b) ピーク近傍と配管の固有周期

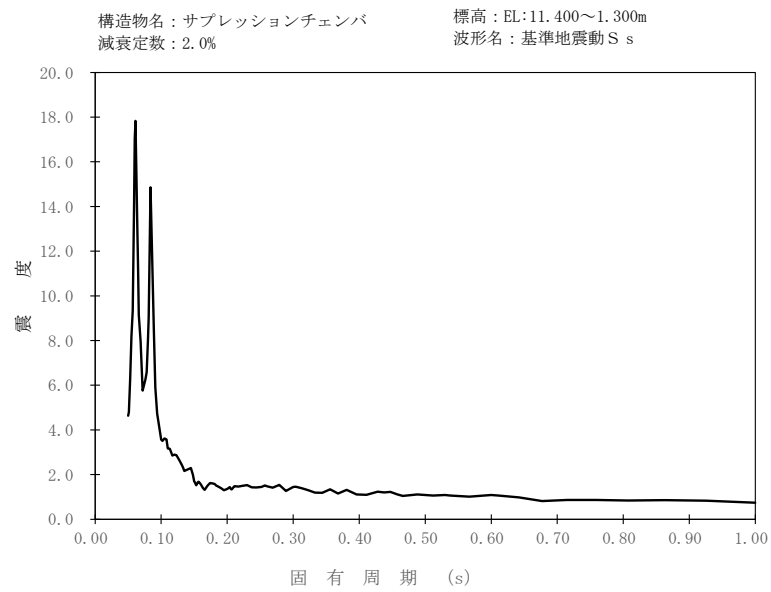
添図 6 RHR-R-2 の固有周期とサプレッションチェンバの床応答スペクトルの関係 (半径方向) (1/3)



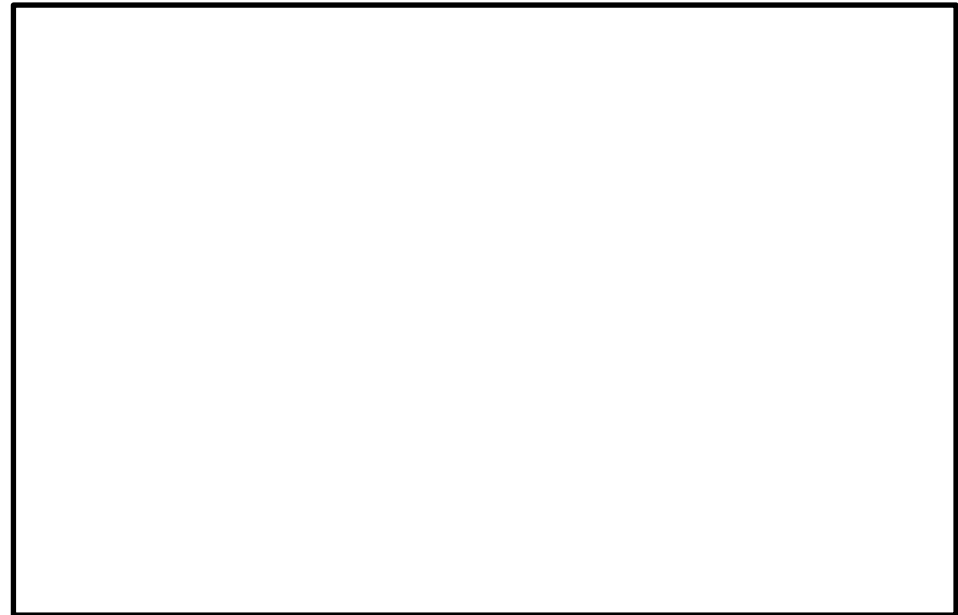
(a) スペクトル全体



添図 6 RHR-R-2 の固有周期とサプレッションチェンバの床応答スペクトルの関係 (円周方向) (2/3)

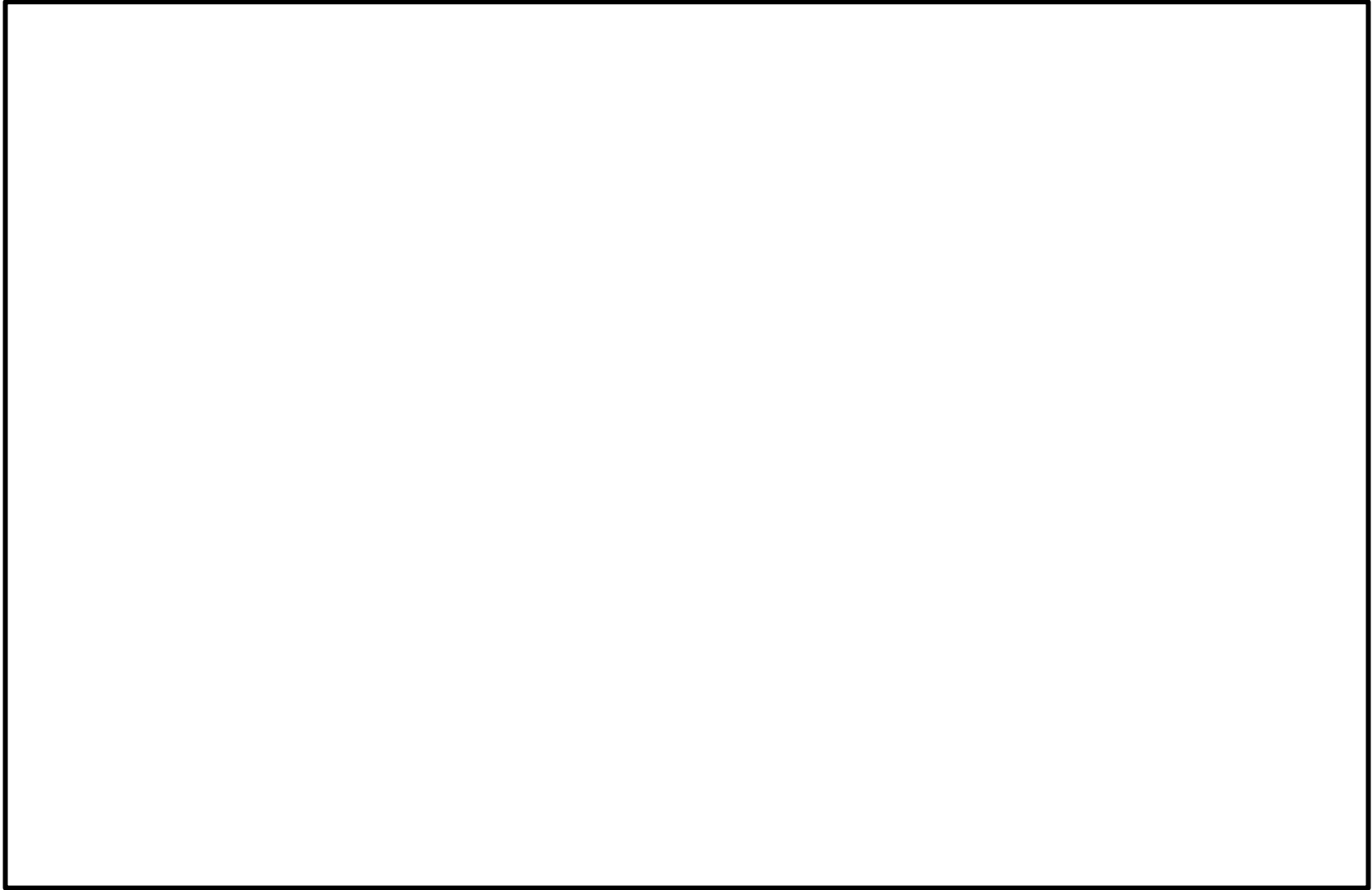


(a) スペクトル全体

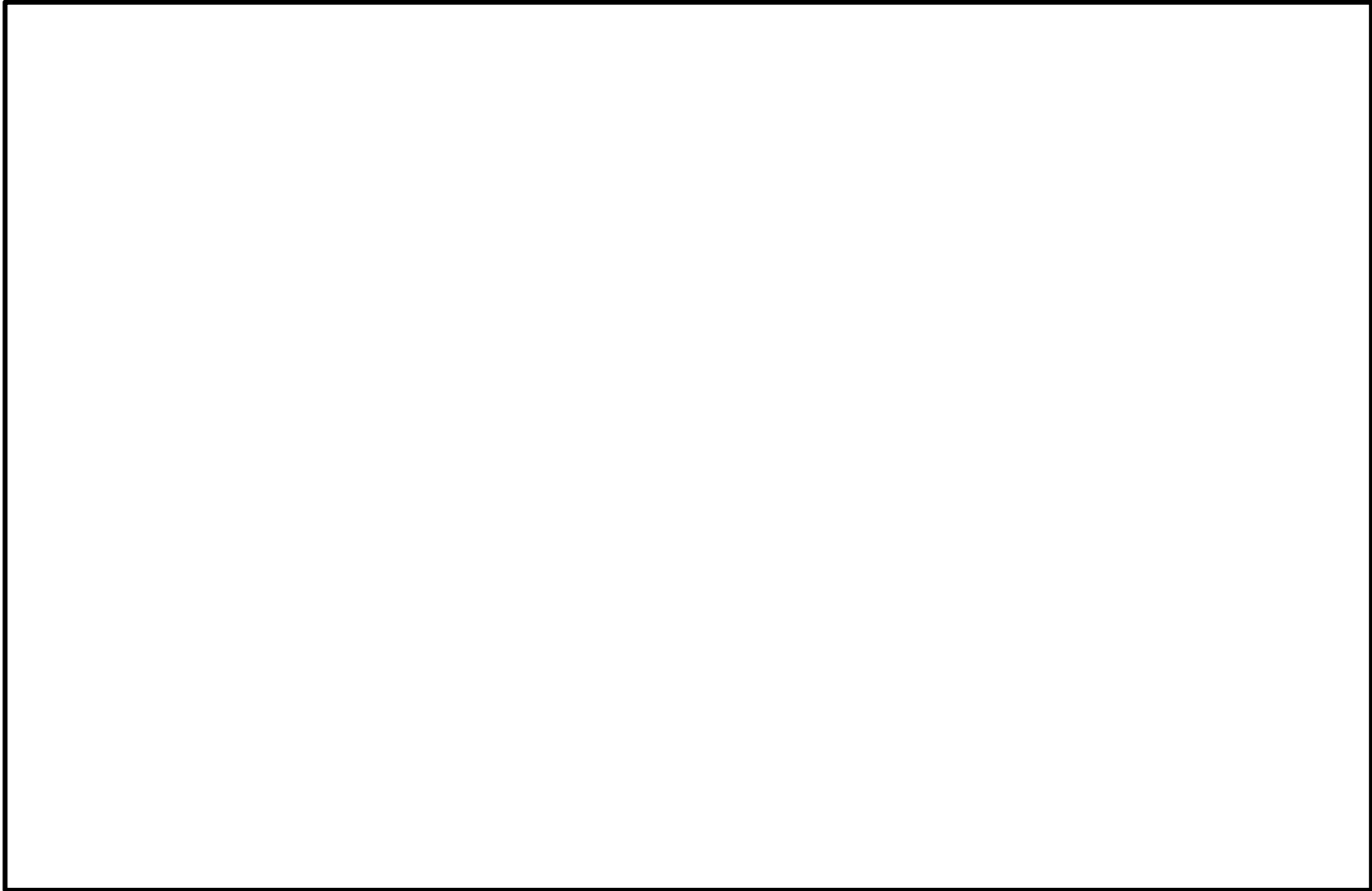


(b) ピーク近傍と配管の固有周期

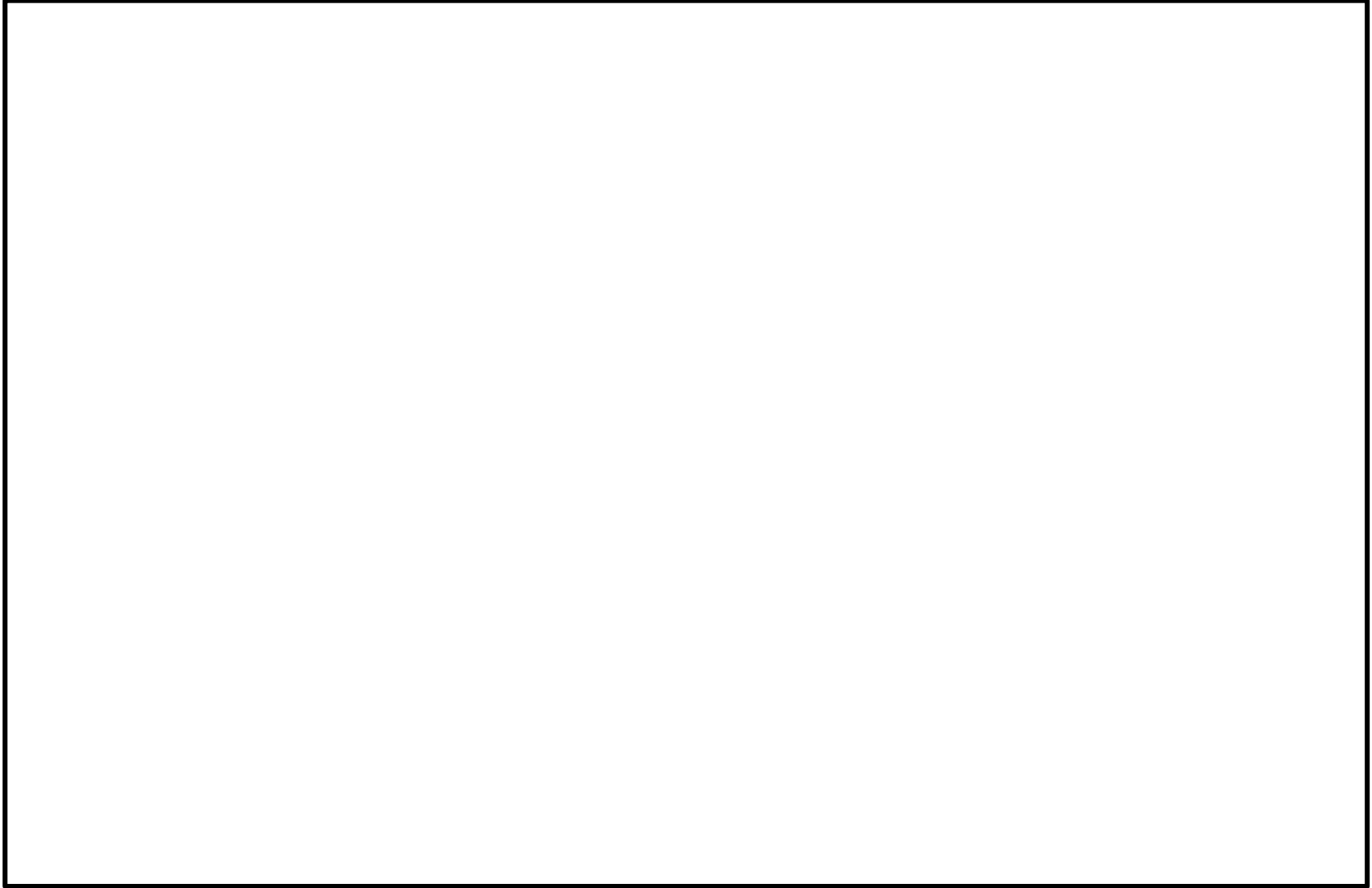
添図 6 RHR-R-2 の固有周期とサプレッションチェンバの床応答スペクトルの関係 (鉛直方向) (3/3)



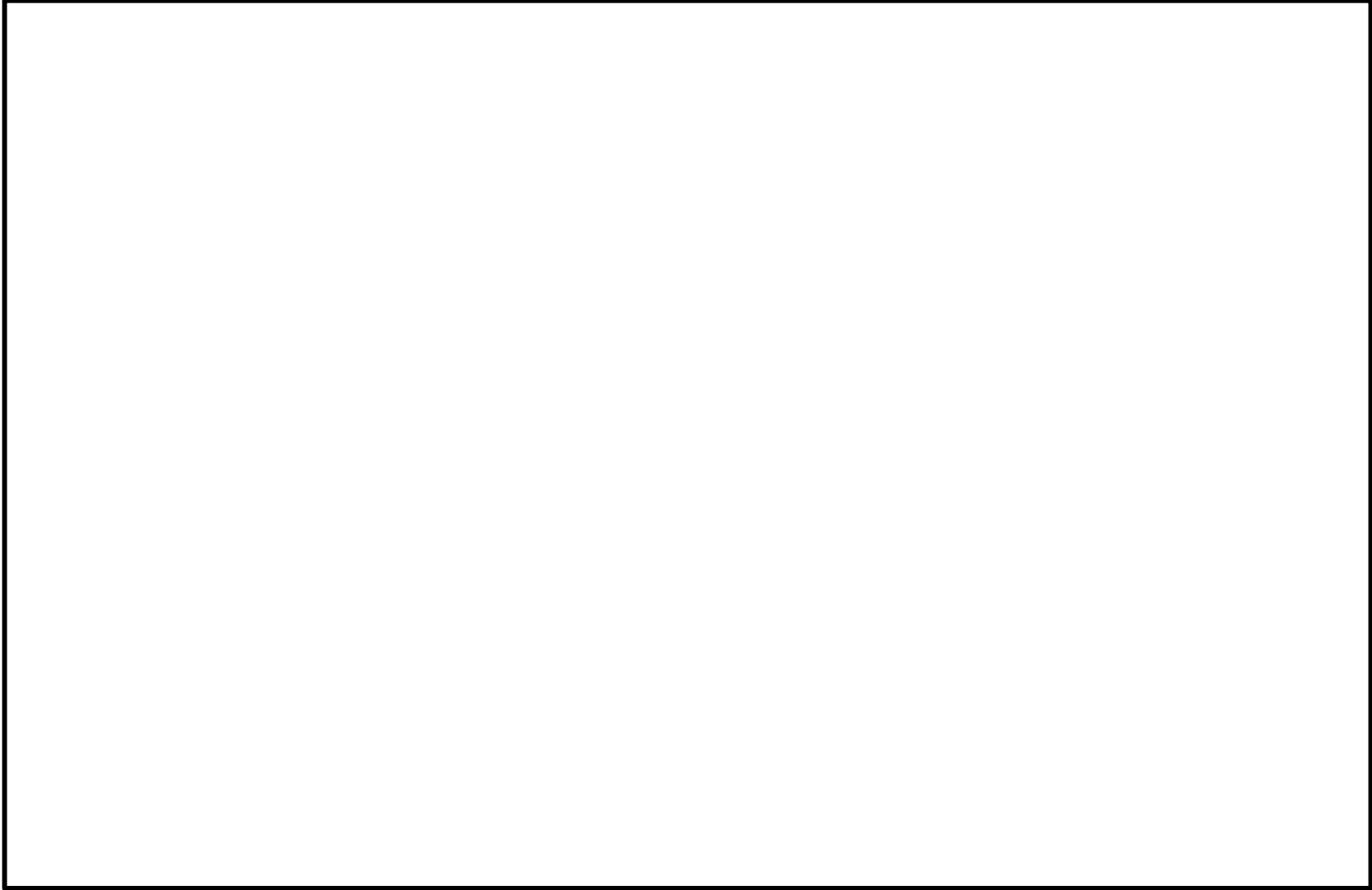
添図 7 振動モード図 (RHR-R-2, 1次モード) (1/16)



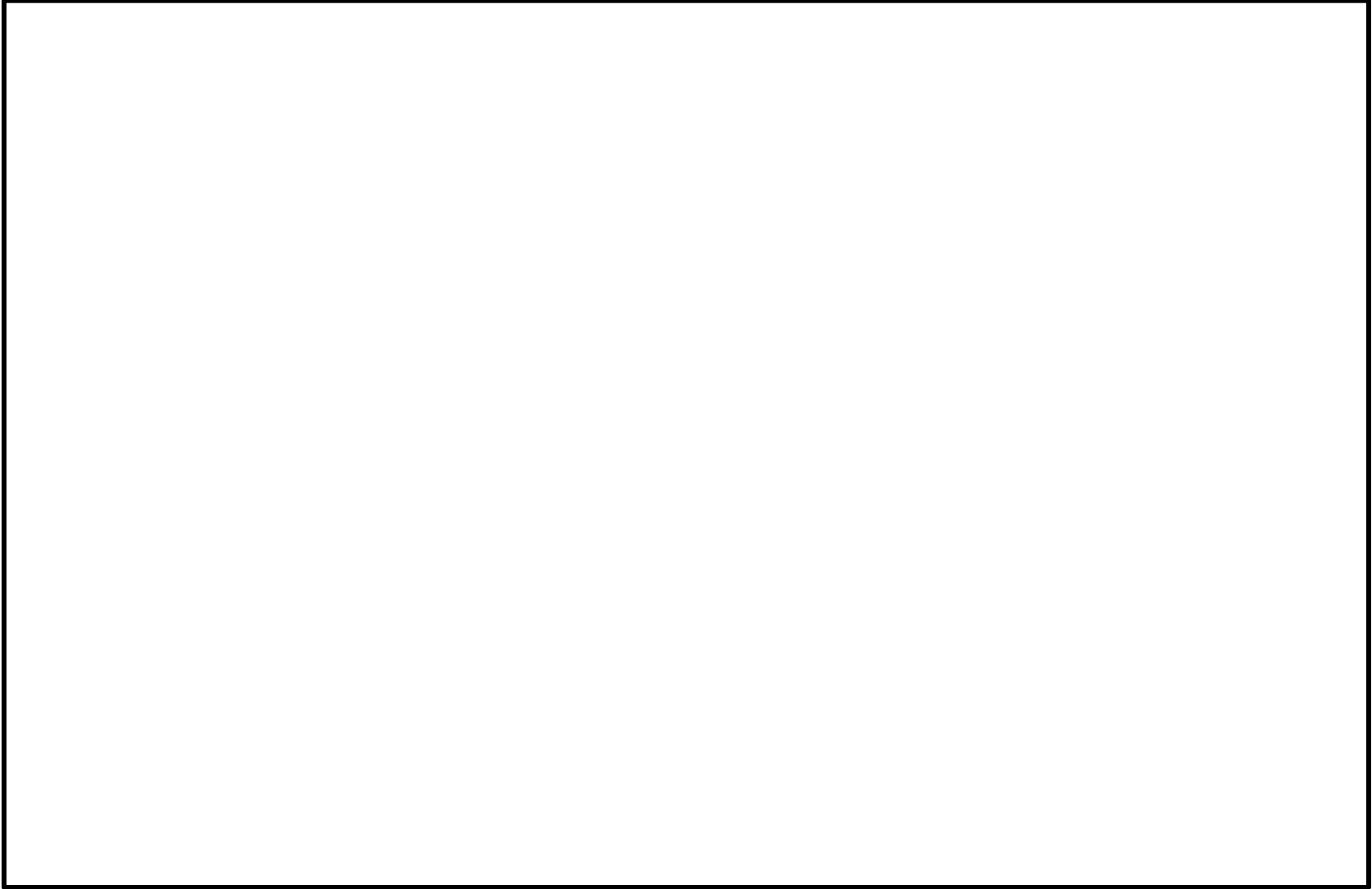
添図 7 振動モード図 (RHR-R-2, 2次モード) (2/16)



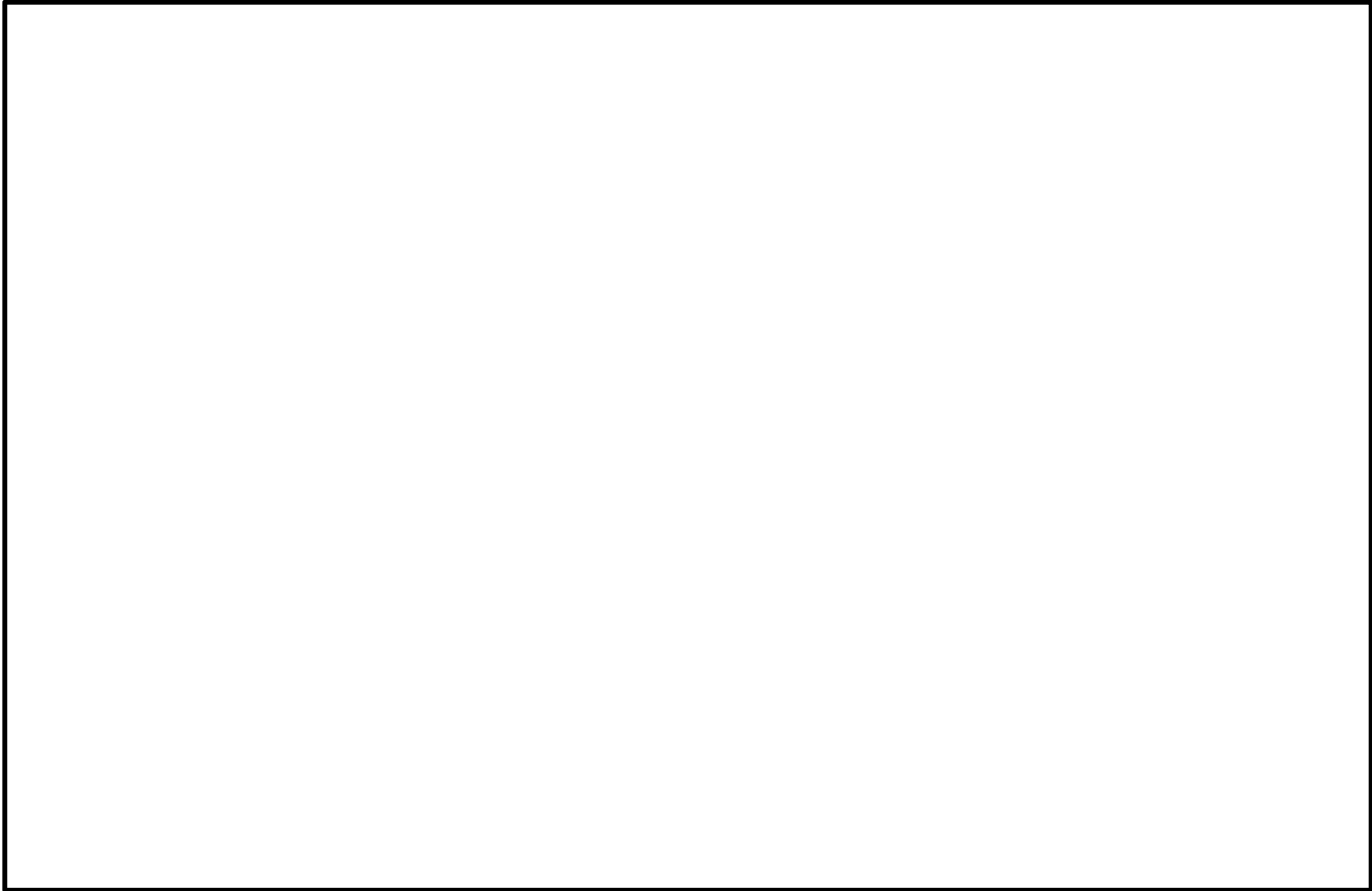
添図 7 振動モード図 (RHR-R-2, 3次モード) (3/16)



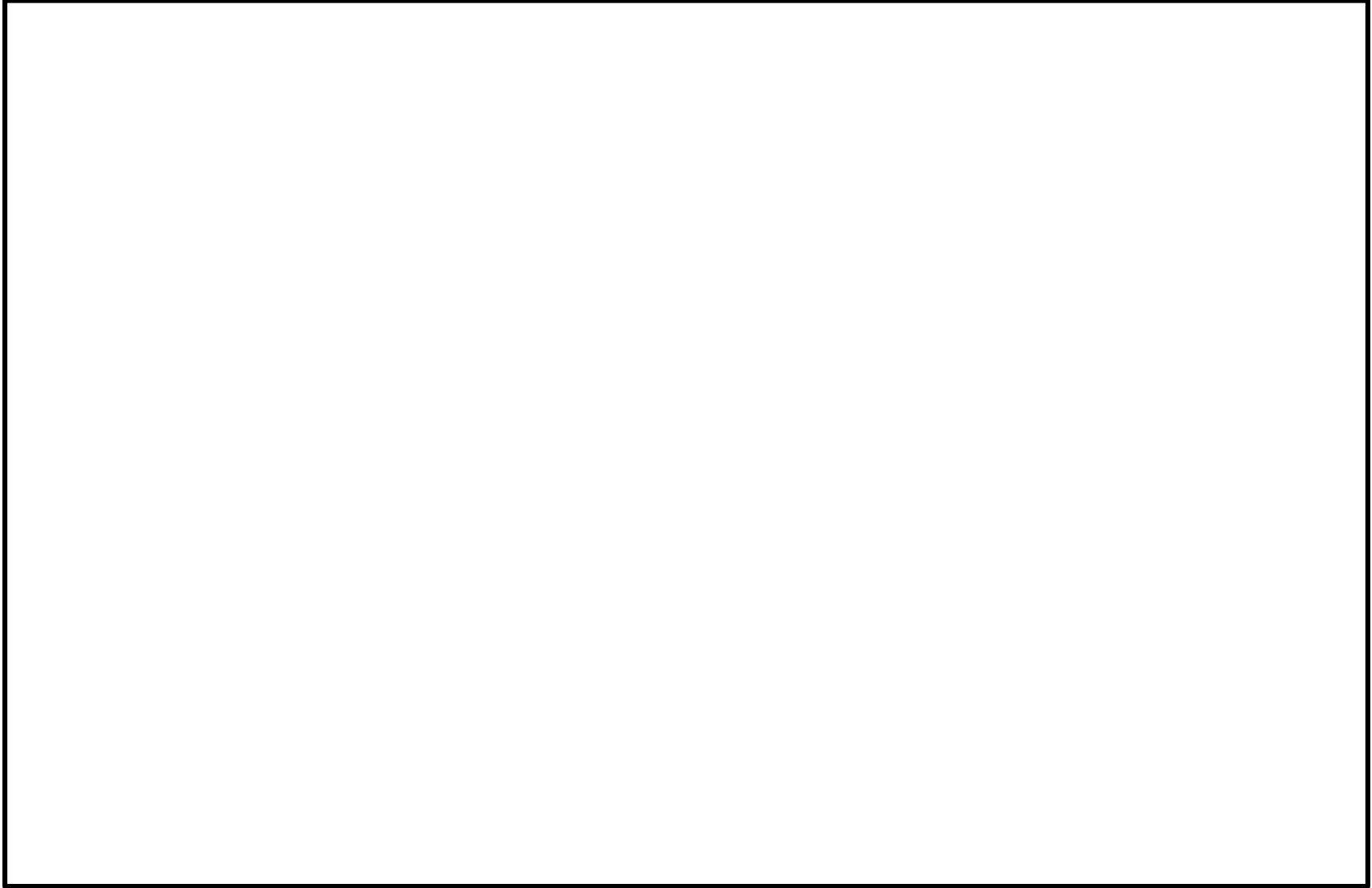
添図 7 振動モード図 (RHR-R-2, 4次モード) (4/16)



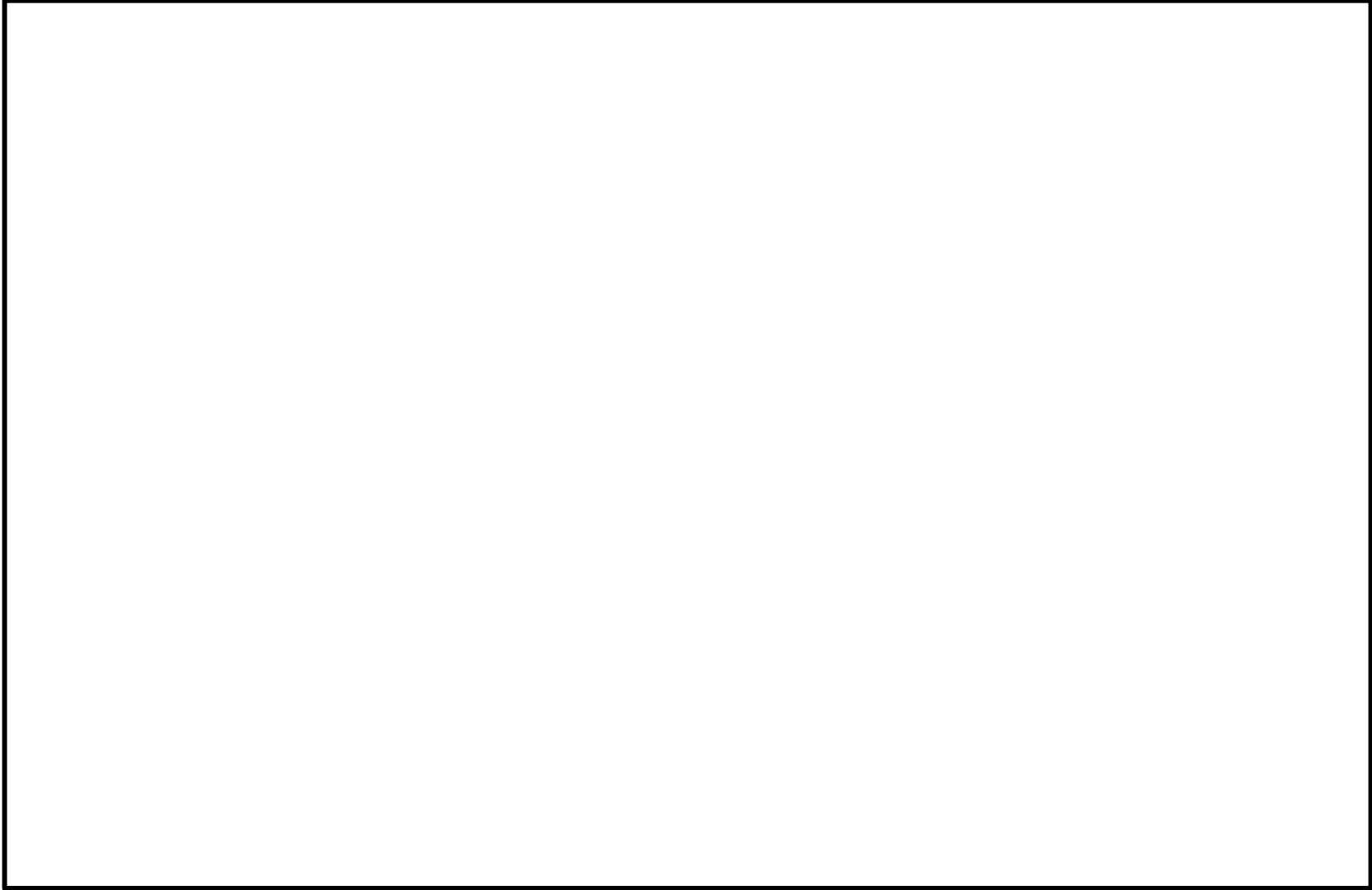
添図 7 振動モード図 (RHR-R-2, 5 次モード) (5/16)



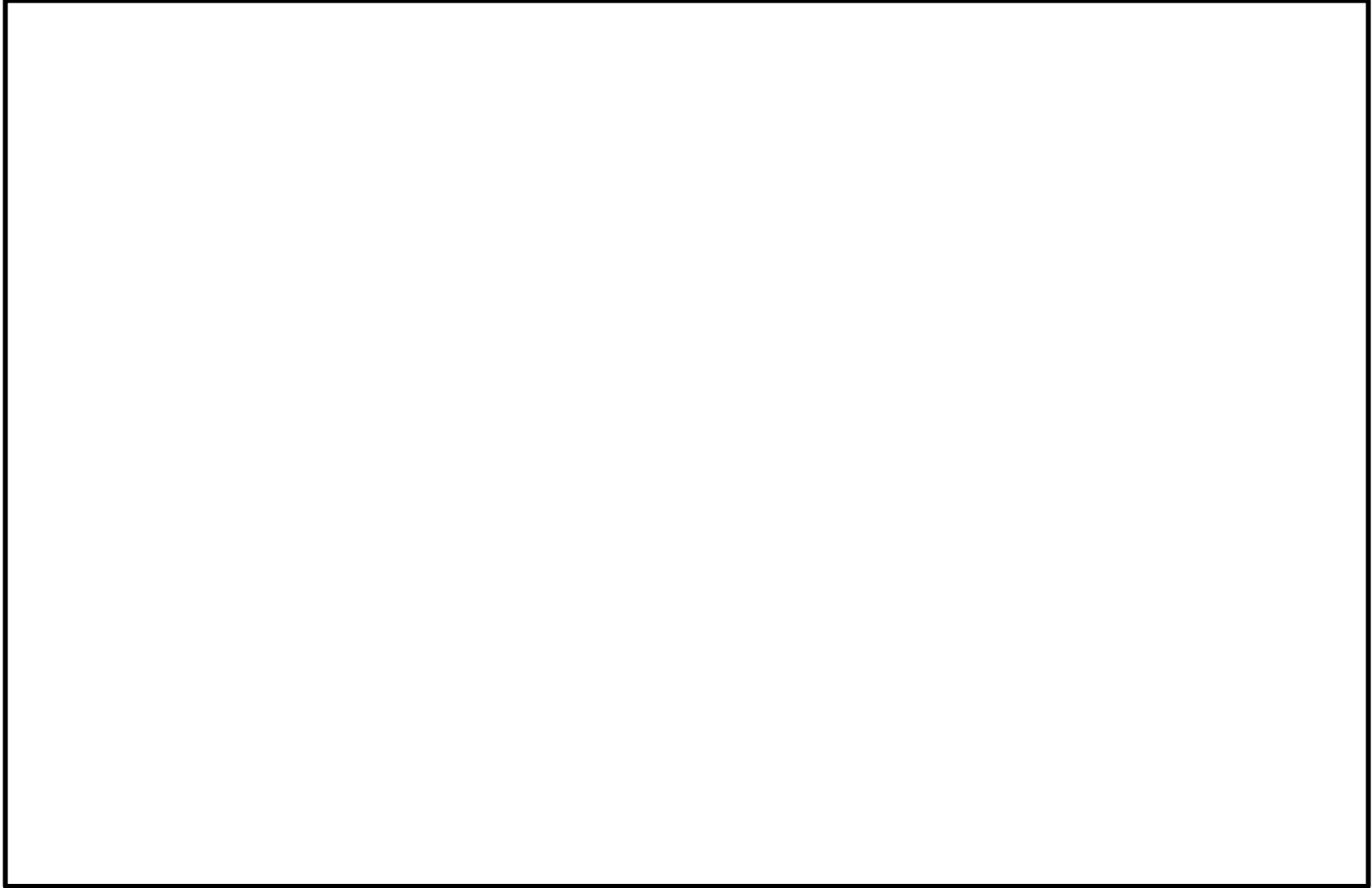
添図 7 振動モード図 (RHR-R-2, 6 次モード) (6/16)



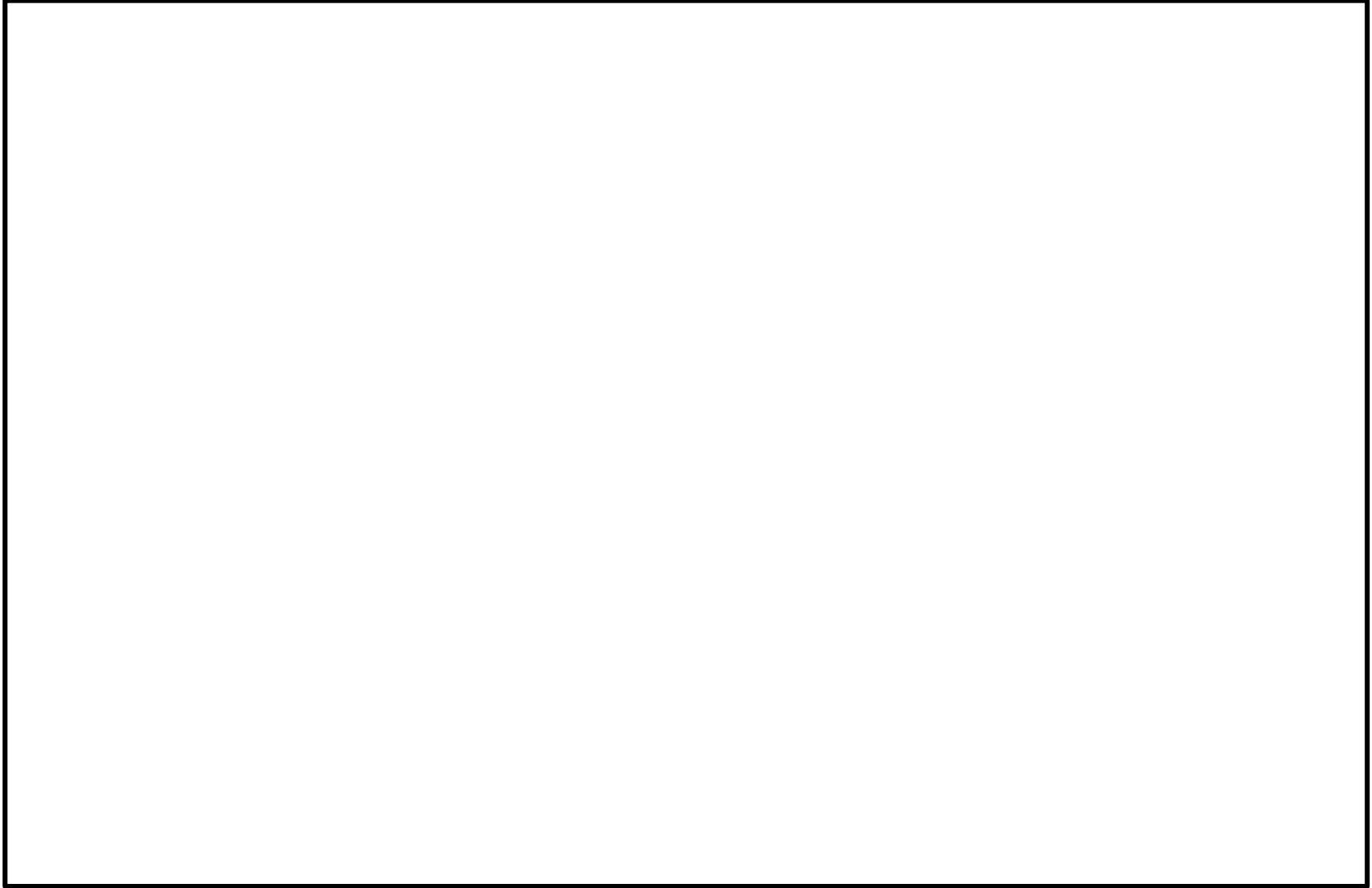
添図 7 振動モード図 (RHR-R-2, 7 次モード) (7/16)



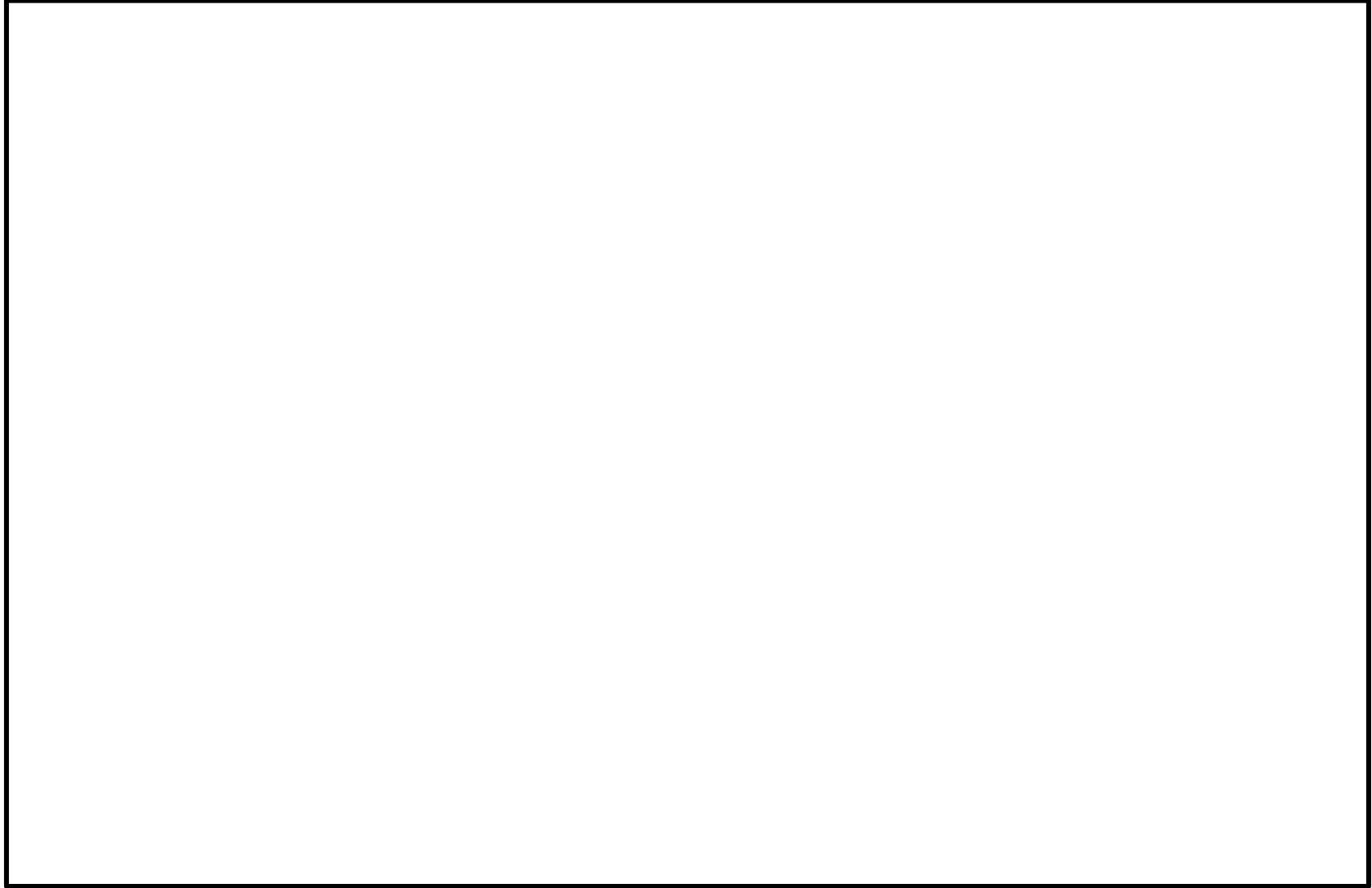
添図 7 振動モード図 (RHR-R-2, 8 次モード) (8/16)



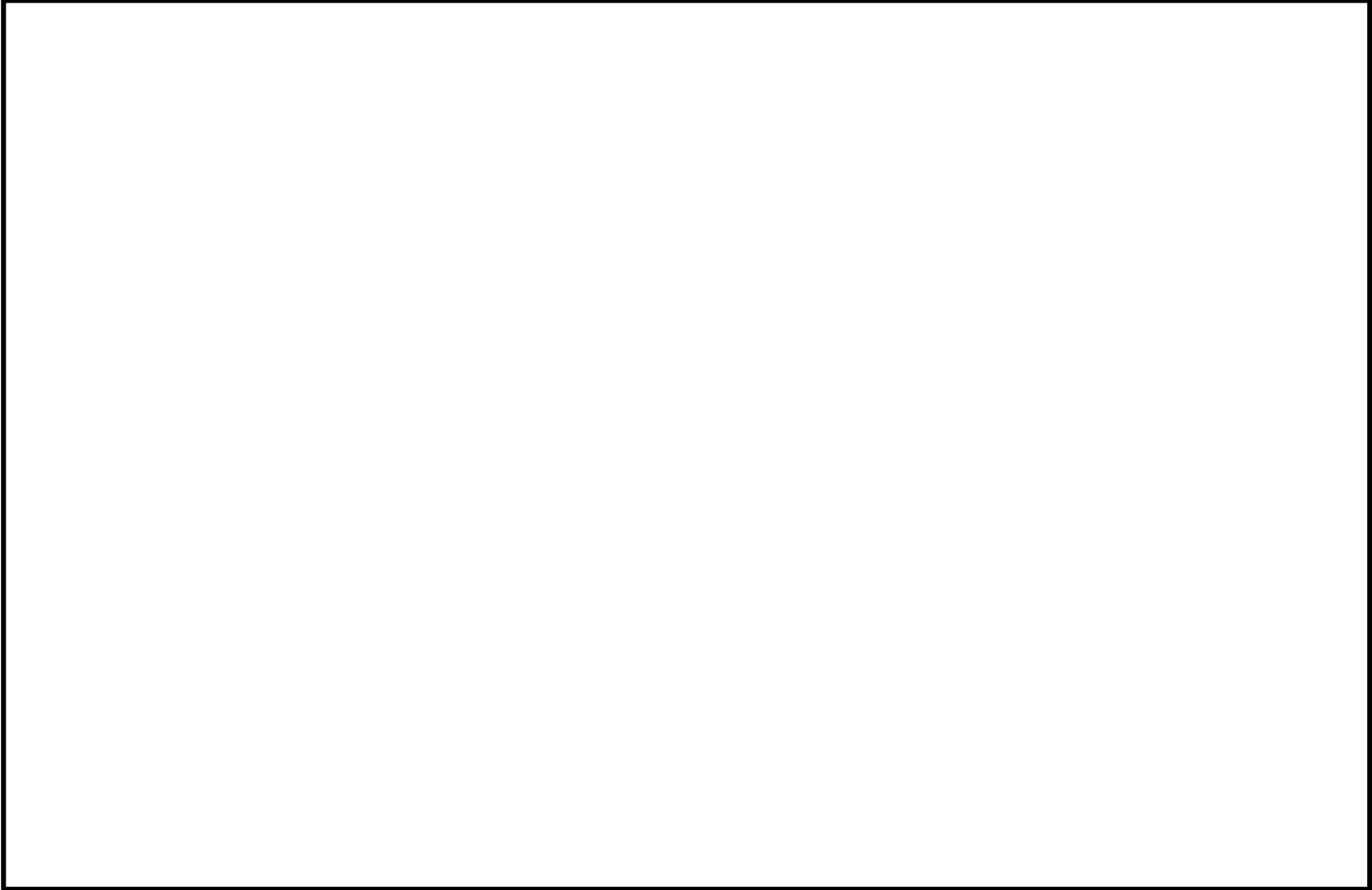
添図 7 振動モード図 (RHR-R-2, 9 次モード) (9/16)



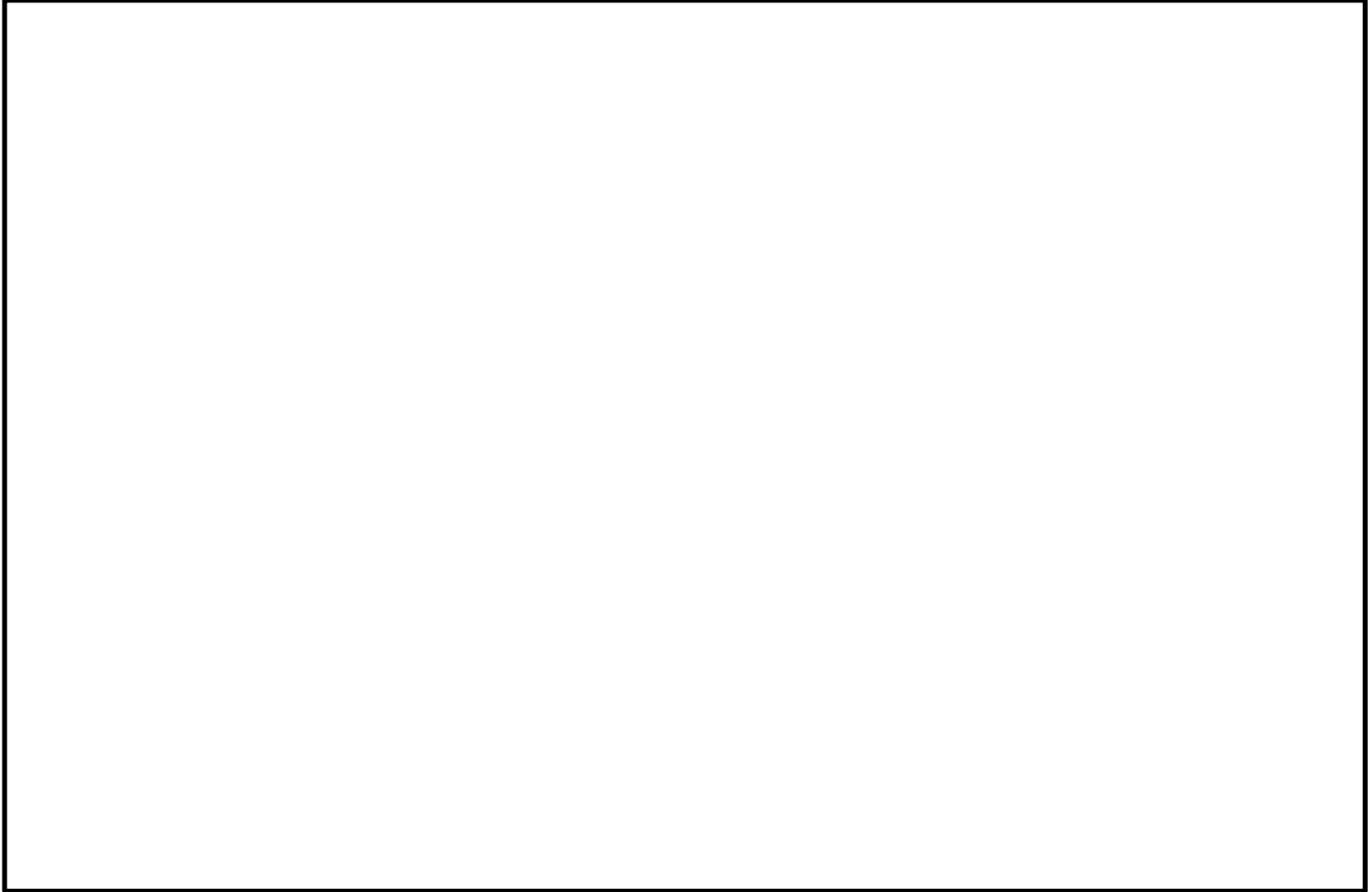
添図 7 振動モード図 (RHR-R-2, 10 次モード) (10/16)



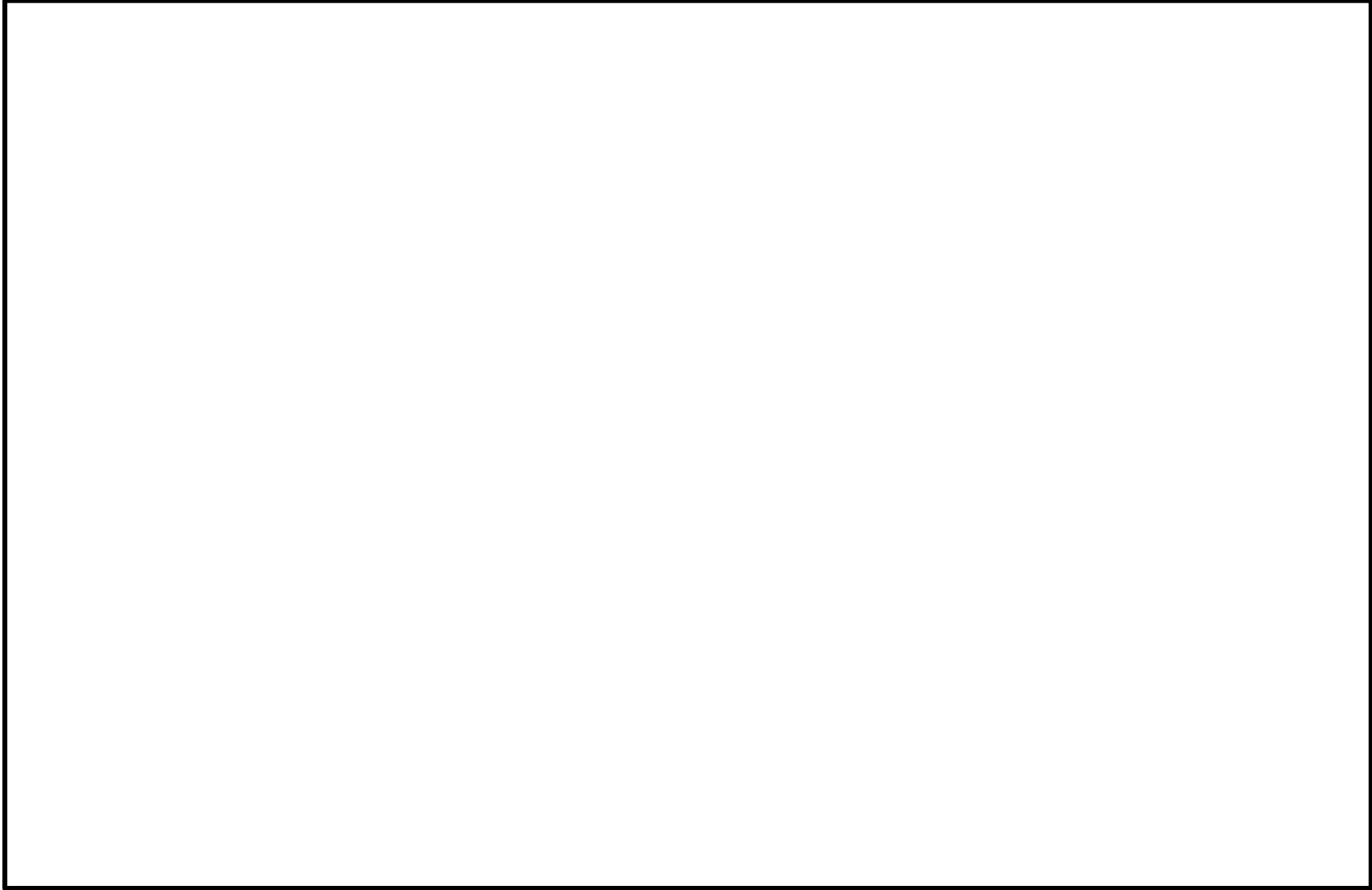
添図 7 振動モード図 (RHR-R-2, 11 次モード) (11/16)



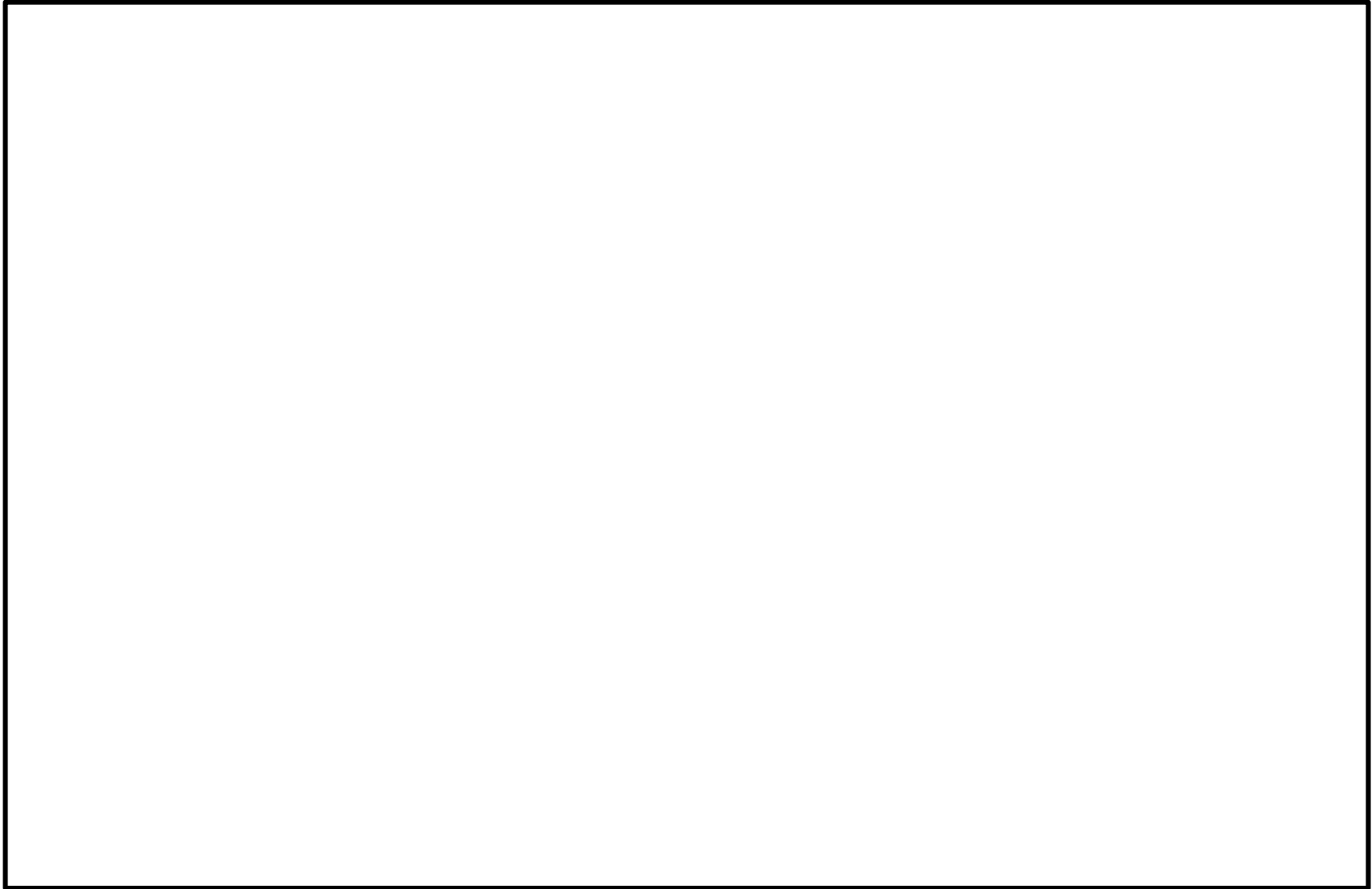
添図 7 振動モード図 (RHR-R-2, 12 次モード) (12/16)



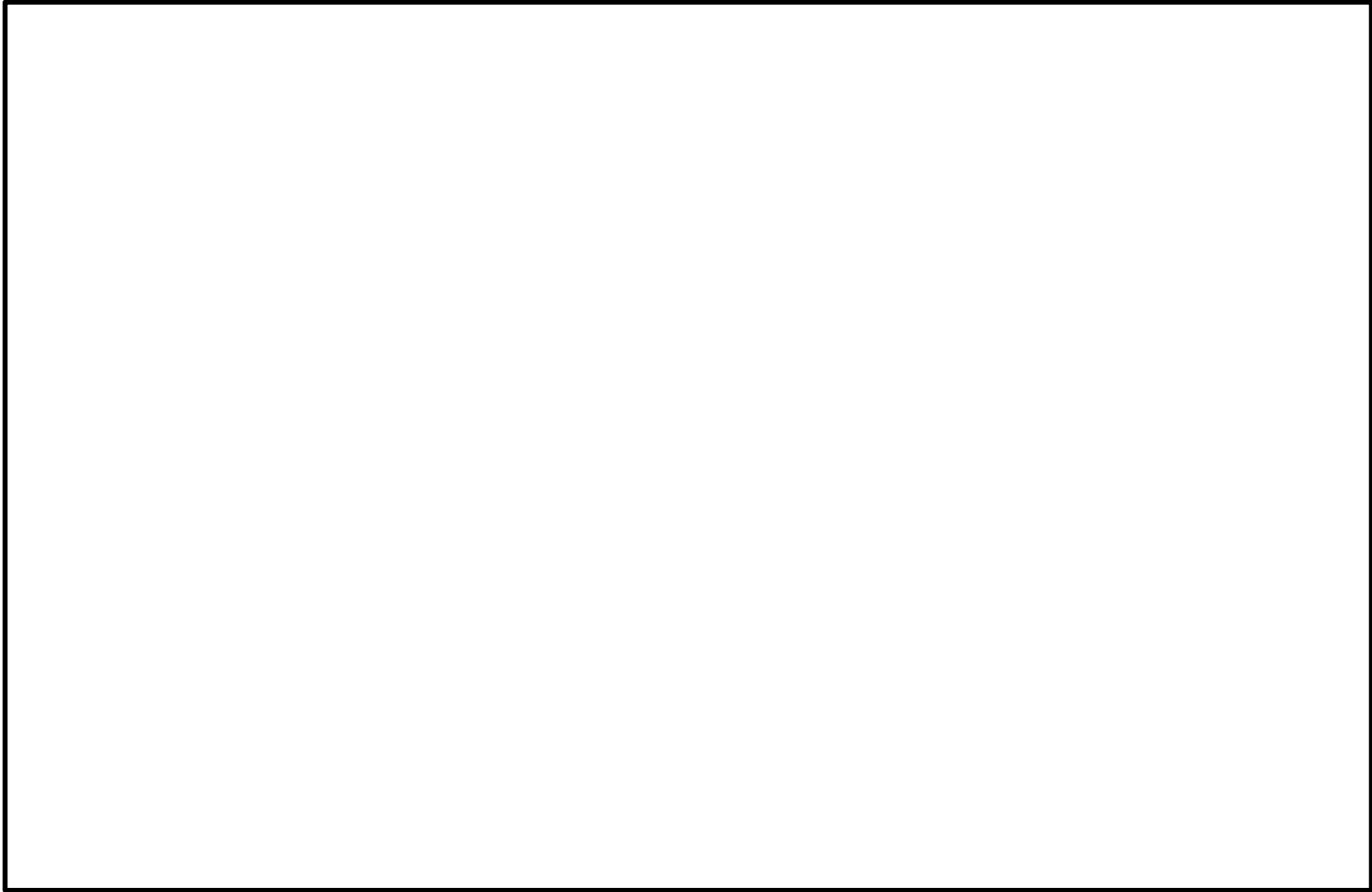
添図 7 振動モード図 (RHR-R-2, 13 次モード) (13/16)



添図 7 振動モード図 (RHR-R-2, 14 次モード) (14/16)



添図 7 振動モード図 (RHR-R-2, 15 次モード) (15/16)



添図 7 振動モード図 (RHR-R-2, 16 次モード) (16/16)

6. 結言

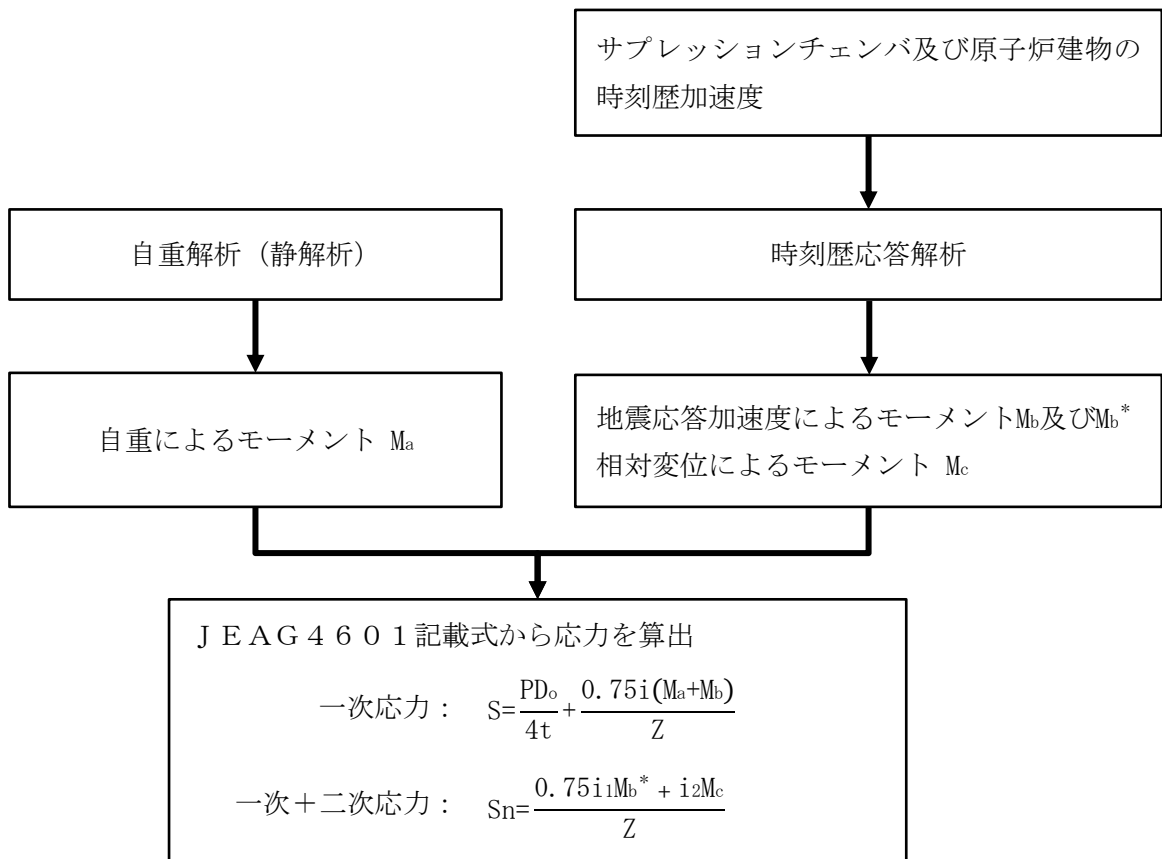
S/C 近傍推定応力の算出の結果、RHR-R-2 以外は S/C 近傍推定応力が許容応力を下回る結果となった。また、RHR-R-2 は、サプレッションチェンバの地震応答加速度を考慮した多入力時刻歴応答解析を行い、多入力時刻歴応答解析による発生応力は、今回工認の評価結果に比べて大きな差はなく、許容値を十分に満足することを確認した。

以上のことから、サプレッションチェンバの地震応答加速度による耐震性への影響はないことを確認した。

サプレッションチェンバ接続配管の時刻歴解析手法について

1 緒言

本書は、サプレッションチェンバ接続配管の影響評価として用いた多入力時刻歴応答解析方法について示すものである。参図1に多入力時刻歴応答解析方法の評価概要を示す。



- S : 一次応力
- P : 圧力
- D_o : 管外径
- t : 管の厚さ
- i, i_1 , i_2 : 応力係数
- M_a : 自重により生じるモーメント
- M_b : 地震を含めた短期荷重により生じるモーメント
- Z : 管の断面係数
- S_n : 一次+二次応力
- M_b^* : 地震の慣性力により生じるモーメントの全振幅
- M_c : 地震の相対変位により生じるモーメントの全振幅

参図1 多入力時刻歴応答解析方法の評価概要

2 多入力時刻歴応答解析の概要

配管の時刻歴応答解析（モーダル解析）の理論式を以下に示す。減衰は、モード減衰として \square を用いる。解析コードは、「MSC NASTRAN」を用いる。

3 多入力時刻歴応答解析手法

多入力時刻歴応答解析では、基準とする入力点（基準入力点）に対する配管系の相対変位及び入力点の相対変位を用いると、地震による慣性力を受ける配管系の運動方程式は以下となる。

$$[M]\{\ddot{x}_a\} + [C]\{\dot{x}_a\} + [K]\{x_a\} = -[M]I\ddot{y}_0 - [\tilde{C}]\{\dot{x}_b\} - [\tilde{K}]\{x_b\} \quad (1)$$

$[M]$, $[C]$, $[K]$: 配管系の質量, 減衰, 剛性マトリクス

$\{I\}$: 単位ベクトル

$\{x_a\}$: 基準入力点に対する配管系の相対変位ベクトル

$\{x_b\}$: 基準入力点に対する入力点の相対変位ベクトル

y_0 : 基準入力点の絶対変位

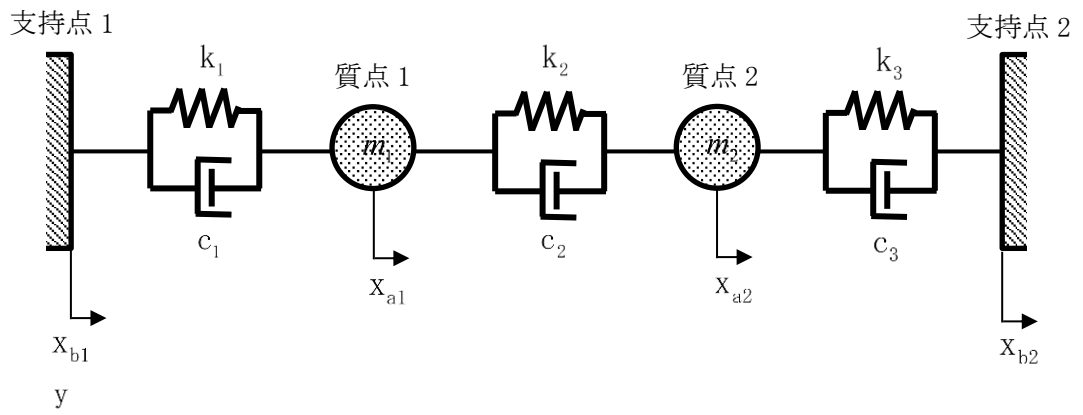
$[\tilde{C}]$: 入力点の相対速度に対応した減衰マトリクス

$[\tilde{K}]$: 入力点の相対変位に対応した剛性マトリクス

式(1)の左辺は地震による慣性力を受ける配管系の運動方程式である。右辺第一項は、基準入力点の加速度を用いており、右辺第二項及び右辺第三項は、入力点の相対変位、相対速度により生じる力を表している。式(1)は、単一入力の場合と同様に、モード座標系の運動方程式に変換することが可能であり、今回の評価では、モード空間での連成した運動方程式に対して時間積分を行う方法を適用する。

4 多入力の2自由度系の運動方程式の例

多入力の時刻歴応答解析手法は、いくつかの定式化が可能であるが、前項に示した系全体の絶対変位を「基準とする支持点の絶対変位」と「基準とする支持点からの相対変位」の和で表す場合の定式化について、多入力の場合の2自由度系の運動方程式の例を以下に示す。多入力の場合の2自由度系の概念図を参図2に示す。



- y : 基準とする支持点 1 の絶対変位
- x_{a1}, x_{a2} : 支持点 1 に対する各質点の相対変位
- x_{b1}, x_{b2} : 支持点 1 に対する各支持点の相対変位 ($x_{b1} = 0$)
- m_1, m_2 : 質量
- k_1, k_2, k_3 : ばね定数
- c_1, c_2, c_3 : 減衰係数

参図 2 多入力の場合の 2 自由度系

地震による慣性力を受ける配管系の運動方程式を以下に示す。

$$\begin{cases} m_1(\ddot{x}_{a1} + \ddot{y}) + c_1(\dot{x}_{a1} - \dot{x}_{b1}) - c_2(\dot{x}_{a2} - \dot{x}_{a1}) + k_1(x_{a1} - x_{b1}) - k_2(x_{a2} - x_{a1}) = 0 & (2) \\ m_2(\ddot{x}_{a2} + \ddot{y}) + c_2(\dot{x}_{a2} - \dot{x}_{a1}) - c_3(\dot{x}_{b2} - \dot{x}_{a2}) + k_2(x_{a2} - x_{a1}) - k_3(x_{b2} - x_{a2}) = 0 & (3) \end{cases}$$

基準とする支持点 1 に関する項を右辺に移項すると、

$$\begin{cases} m_1\ddot{x}_{a1} + (c_1 + c_2)\dot{x}_{a1} - c_2\dot{x}_{a2} + (k_1 + k_2)x_{a1} - k_2x_{a2} - c_1\dot{x}_{b1} - k_1x_{b1} = -m_1\ddot{y} & (4) \\ m_2\ddot{x}_{a2} - c_2\dot{x}_{a1} + (c_2 + c_3)\dot{x}_{a2} - k_2x_{a1} + (k_2 + k_3)x_{a2} - c_3\dot{x}_{b2} - k_3x_{b2} = -m_2\ddot{y} & (5) \end{cases}$$

となる。式 (4) 及び式 (5) を行列で表現すると、

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_{a1} \\ \ddot{x}_{a2} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 + c_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_{a1} \\ \dot{x}_{a2} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 + k_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_{a1} \\ x_{a2} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} -c_1 & 0 \\ 0 & -c_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_{b1} \\ \dot{x}_{b2} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} -k_1 & 0 \\ 0 & -k_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_{b1} \\ x_{b2} \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \ddot{y} \quad (6)$$

となる。

ここで、質量マトリクスを $[M]$ ，入力点の相対速度に対応した減衰マトリクスを $[\tilde{C}]$ ，入力点以外の相対速度に対応した減衰マトリクスを $[C]$ ，入力点の相対変位に対応した剛性マトリクスを $[\tilde{K}]$ ，入力点以外の相対変位に対応した剛性マトリクスを $[K]$ とし、ベクトルについては、 $\{X_a\} = \begin{Bmatrix} X_{a1} \\ X_{a2} \end{Bmatrix}$ ， $\{X_b\} = \begin{Bmatrix} X_{b1} \\ X_{b2} \end{Bmatrix}$ にて記述した上でこれらを右辺に移項すると、以下の式となる。

$$[M]\{\ddot{x}_a\} + [C]\{\dot{x}_a\} + [K]\{x_a\} = -[M]\{I\}\ddot{y} - [\tilde{C}]\{\dot{x}_b\} - [\tilde{K}]\{x_b\} \quad (7)$$

式 (7) の左辺は質点の変位 x_a で表されるため各質点の応答を示した運動方程式であり、右辺は支持点の変位 x_b 及び y で表されるため系への入力を示した運動方程式である。なお、この式は前項に示す式 (1) と同様の方程式となる。

式 (7) を解くと慣性力成分 (一次応力) 及び相対変位成分 (二次応力) を含む解が算出される。配管系における評価では、一次応力と一次+二次応力をそれぞれ評価する必要があるため、式 (7) を解く際に質量マトリクスをゼロマトリクスとすることで、慣性力成分を除去した相対変位成分のみを算出し、式 (7) の解から差をとることで一次応力を算出する。

なお、系を静的平衡関係から得られる疑似静的変位と動の変位の和で定義することを特徴とするCloughの方法が J E A G 4 6 0 1 * に示されているが、変位等の定義の仕方が異なるだけであり、系の運動方程式としては、式 (1) と同等である (参図3を参照)。

注記* : 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (社団法人日本電気協会)

(3) 配 管

A クラス配管の地震応答解析手法として設計において最も多く用いられている方法は、「6.5.4(2) 容器」で示したスペクトルモーダル解析法であるが、「6.5.4(1) 建屋連成系の機器」で述べた時刻歴解析法による場合もある。配管系は、多数の支持点にて支持されていることから多入力解析を用いることが合理的と考えられる。この多入力解析法については、いくつかの定式化が考えられるが、配管を対象とした多入力解析の場合は Clough により提案された方法^(6.5.4-2)を用いることが多い。この Clough の方法は、系を静的平衡関係から得られる疑似静的変位と動の変位の和で定義したことを特徴とするもので、最終的には系の運動方程式は次の式 (6.5.4-8) となる。

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = -MH\ddot{U}_b \quad \dots\dots\dots (6.5.4-8)$$

M : 質量マトリクス

C : 減衰マトリクス

K : 剛性マトリクス

\ddot{U}_b : 支持点の絶対加速度

H : 静的平衡関係から得られる変換マトリクス

式 (6.5.4-8) はこれまでに扱ってきた運動方程式と同様な形式となっているため、時刻歴による多入力解析はもちろんであるが支持点の応答スペクトルを用いたスペクトル多入力解析をも可能としている。ただし、膨大な数のモデルを対象とする配管設計においては、簡便さと安全側の観点から各々の支持部の入力を包絡し、単一入力として解析する場合が多い。

つまり、配管系の地震応答解析は「6.5.2(3) 配管」において述べたように曲げせん断はり (ビーム、管要素) により 3 次元のモデル化が行われスペクトルモーダル解析により地震力を求める解析法が主となっている。そして、スペクトルモーダル解析においてモード合成により部材力を求める場合は「SRSS」法が用いられ、地震入力方向の合成には絶対値和法を用いるのが普通である。

参図3 J E A G 4 6 0 1 -1987 (6.5.4 地震応答解析法 (3)配管 抜粋)

補足-027-10-87 取水槽ガントリクレーンに設置する
単軸粘性ダンパの概要及び設計方針

目 次

1. 概要	1
2. 構造計画	1
3. 基本方針	2
3.1 構造概要	2
3.1.1 取水槽ガントリクレーンの構造概要	2
3.1.2 単軸粘性ダンパの構造概要	3
3.1.3 単軸粘性ダンパを設置した取水槽ガントリクレーンの設計方針	5
3.1.4 適用規格	8
3.2 耐震評価方法	9
3.2.1 評価方針	9
3.2.2 単軸粘性ダンパの配置検討	9
3.2.3 性能試験及び解析モデル	10
3.2.4 単軸粘性ダンパの性能評価	14
3.2.5 機器評価	14
4. 実績との比較	15
5. 他設備との比較	15
6. 単軸粘性ダンパの保守管理	15
7. まとめ	15

添付資料

- 添付1 取水槽ガントリクレーンに設置する制震装置の適用性検討
- 添付2 単軸粘性ダンパの減衰性能に影響する検討項目の抽出
- 添付3 単軸粘性ダンパの特性試験
- 添付4 単軸粘性ダンパの性能試験方法
- 添付5 単軸粘性ダンパに応じた減衰性能の表現及びモデル化
- 添付6 単軸粘性ダンパを設置した取水槽ガントリクレーンの地震応答解析手法
- 添付7 既工認実績のある単軸粘性ダンパとの差異の整理
- 添付8 新規制基準適合性審査の実績等を踏まえた検討事項に対する考察
- 添付9 単軸粘性ダンパの適用における他設備との特徴比較
- 添付10 単軸粘性ダンパの保守管理の方針

1. 概要

島根 2 号機の取水槽ガントリクレーン（Cクラス施設）は、下部に設置された上位クラス施設である原子炉補機海水ポンプ等に対して波及的影響を及ぼさないことを確認する必要があるため、VI-2-11-2-7-14「取水槽ガントリクレーンの耐震性についての計算書」において耐震評価結果を示している。

本書は、VI-2-11-2-7-14「取水槽ガントリクレーンの耐震性についての計算書」に係る補足説明資料として、取水槽ガントリクレーンに設置する単軸粘性ダンパの概要及び設計方針についてまとめたものである。

なお、取水槽ガントリクレーンの評価に用いた解析手法の適用性、評価用地震動の選定方法等については、補足-027-10-48「取水槽ガントリクレーンの耐震性についての計算書に関する補足説明資料」でまとめている。

2. 構造計画

島根 2 号機の取水槽ガントリクレーンは、波及的影響を防止するための対策として制震装置を適用する。当該クレーンの地震条件は短周期側に厳しい傾向であり、耐震補強による高剛性化の効果が得られ難いため、履歴型や粘性型（単軸）といった制震装置の中から地震エネルギーの減衰性能に優れた単軸粘性ダンパを設置することでクレーンの地震応答の低減を図っている（添付 1 参照）。

単軸粘性ダンパの適用にあたっては、その減衰性能を適切にモデル化し、単軸粘性ダンパを組み込んだ機器・配管系の地震応答解析を実施する必要がある。本資料では、単軸粘性ダンパの構造、作動原理等を示した上で、単軸粘性ダンパの減衰性能を適切に考慮したモデル化及び地震応答解析手法について説明する。

なお、単軸粘性ダンパの設置は、島根 2 号機、島根 3 号機及び柏崎 6 / 7 号機等の排気筒で実績がある。

3. 基本方針

3.1 構造概要

3.1.1 取水槽ガントリクレーンの構造概要

取水槽ガントリクレーンの構造を図 3-1 に示す。取水槽ガントリクレーンは大型の構造物であり、単軸粘性ダンパの設置による地震荷重の低減が耐震性向上に有効である。取水槽ガントリクレーンの応答は、横行方向に脚が変形する振動モードが支配的であり、ガーダと脚の間にブレースを介して単軸粘性ダンパを設置する。単軸粘性ダンパの設置は、島根 2 号機、島根 3 号機及び柏崎 6 / 7 号機等の排気筒で実績がある。

単軸粘性ダンパ取付部の構造を図 3-2 に示す。ダンパ本体の長さは標準設計の約 1.5m とし、これに約 10m のブレースを接続している。単軸粘性ダンパとガーダの接続部、ブレースと脚の接続部にはクレビスと呼ぶ回転部を設けている。このクレビスは単軸粘性ダンパの伸縮方向と直交する一方向にはピンを軸として自由に回転可能となっている。また、ピンの軸受部は球面軸受となっており、単軸粘性ダンパに伸縮方向以外の荷重が加わらない構造としている。

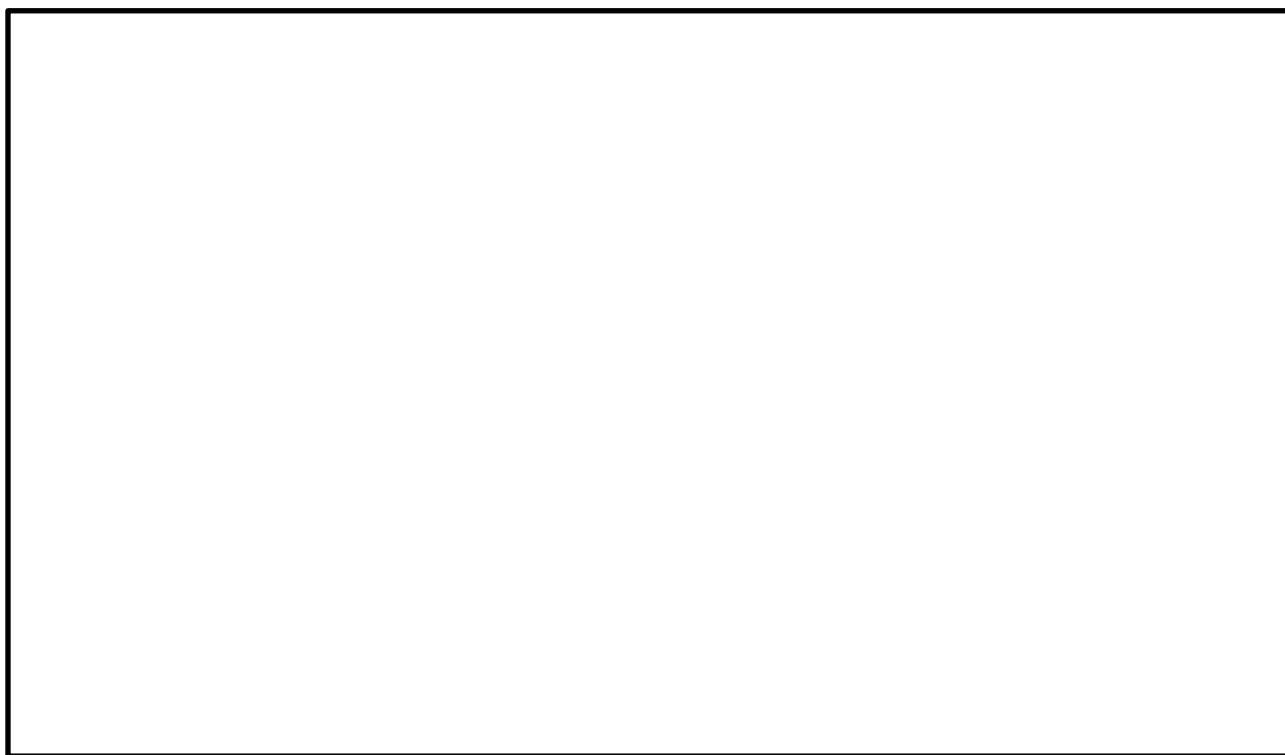
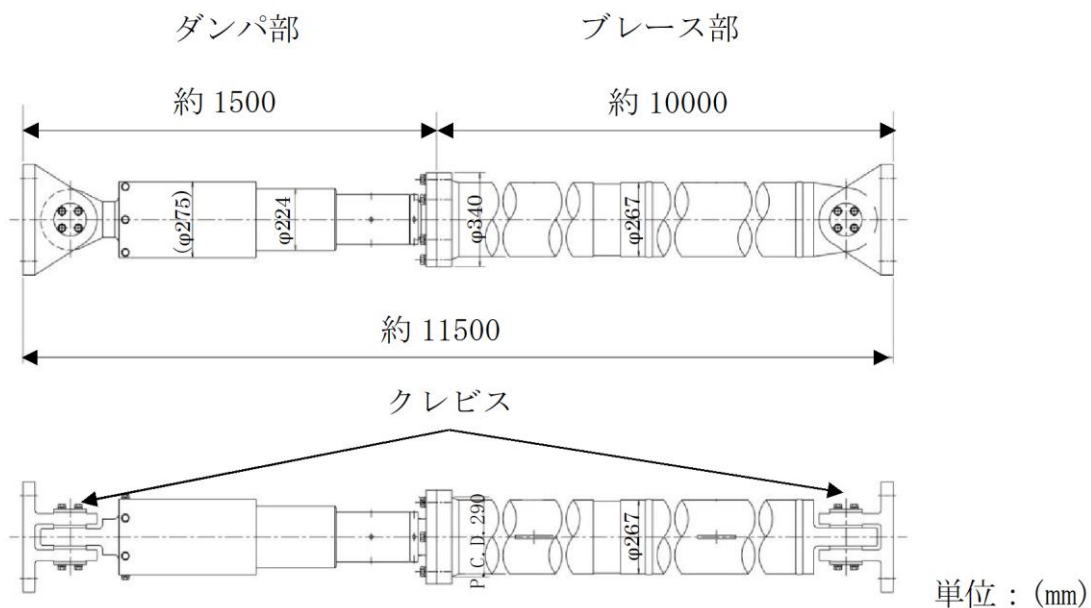
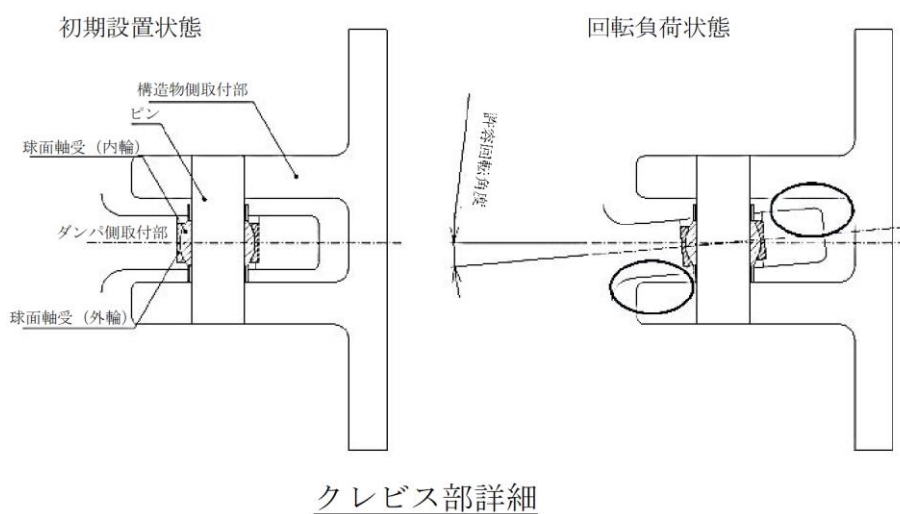


図 3-1 取水槽ガントリクレーンの構造



単軸粘性ダンパ及びブレースの構造



クレビス部詳細

図 3-2 単軸粘性ダンパ取付部の構造

3.1.2 単軸粘性ダンパの構造概要

取水槽ガントリクレーンに設置する単軸粘性ダンパの仕様を表 3-1 に示す。また、単軸粘性ダンパの外観及び構造を図 3-3 に示す。単軸粘性ダンパは主にシリンダ、ピストン、ロッド及び粘性体により構成されている。単軸粘性ダンパの粘性体（シリコン系）は化学的に安定であり、消防法で定められている危険物に該当しない。

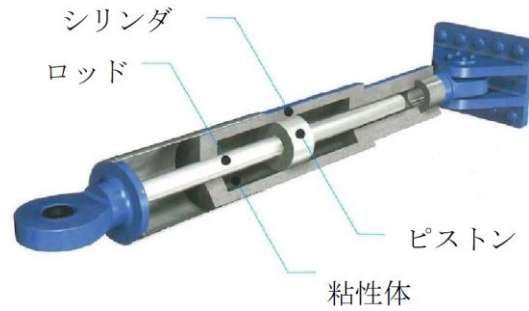
単軸粘性ダンパの動作原理を図 3-4 に示す。単軸粘性ダンパは、ピストン、ロッドが軸方向に移動することにより、シリンダ内面とピストン外面の間に形成されるオリフィス部を粘性体が流れ、その抵抗力により減衰性能を発揮するものであり、自重等の静的荷重は支持しない。

表 3-1 単軸粘性ダンパの仕様

定格荷重 (kN)	全長 (mm)	外径 (mm)	質量 (kg)	許容荷重 (kN)	許容変位 (mm)
220	1535	224	533	300	100



単軸粘性ダンパの外観（橋梁への設置例）



単軸粘性ダンパの構造

図 3-3 単軸粘性ダンパの外観及び構造

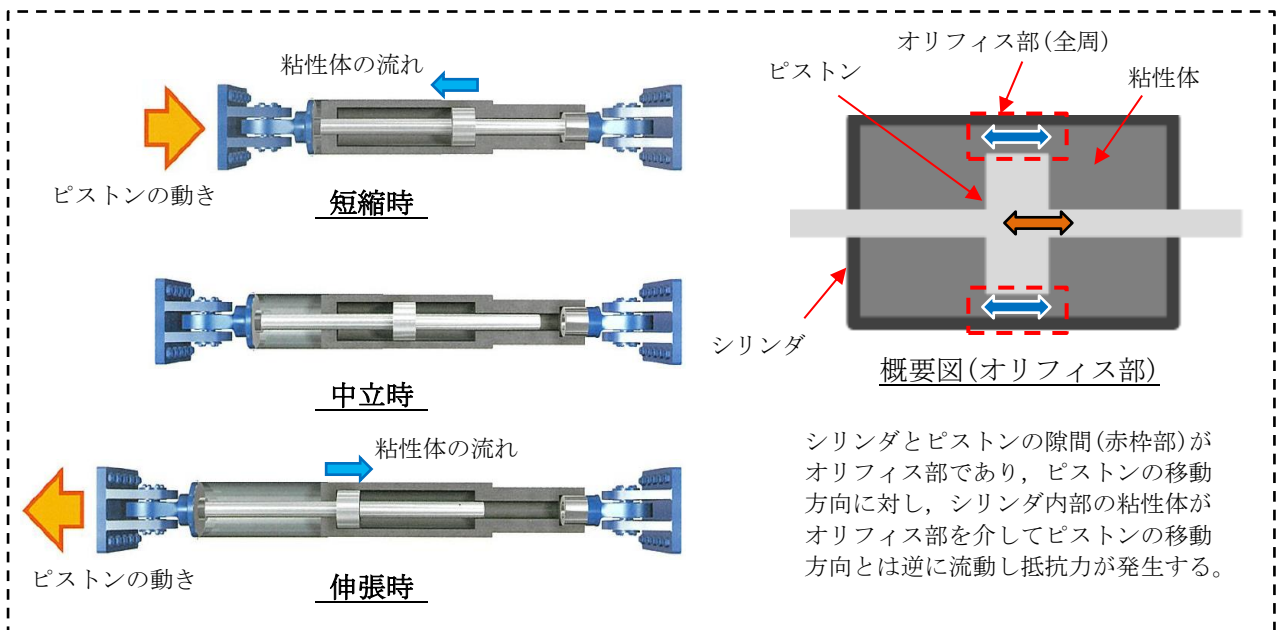
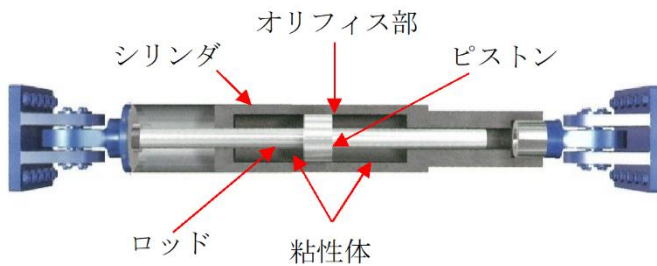


図 3-4 単軸粘性ダンパの動作原理

3.1.3 単軸粘性ダンパを設置した取水槽ガントリクレーンの設計方針

単軸粘性ダンパを設置した取水槽ガントリクレーンの耐震設計フローを図3-5に、設計プロセスを表3-2に示す。また、単軸粘性ダンパを設置する前の取水槽ガントリクレーンと単軸粘性ダンパを設置した取水槽ガントリクレーンの地震応答解析モデルを図3-6に示す。単軸粘性ダンパ設置前の地震応答解析モデルに単軸粘性ダンパを適切にモデル化して追加するという考え方は、既工認実績のある排気筒のモデル化の考え方と同様である。

図3-5の耐震設計フローは、基本的に一般的な機器の設計フローと同じであるが、単軸粘性ダンパを設置することに伴う追加の設計プロセスについて、3.2項にて詳細に説明する。

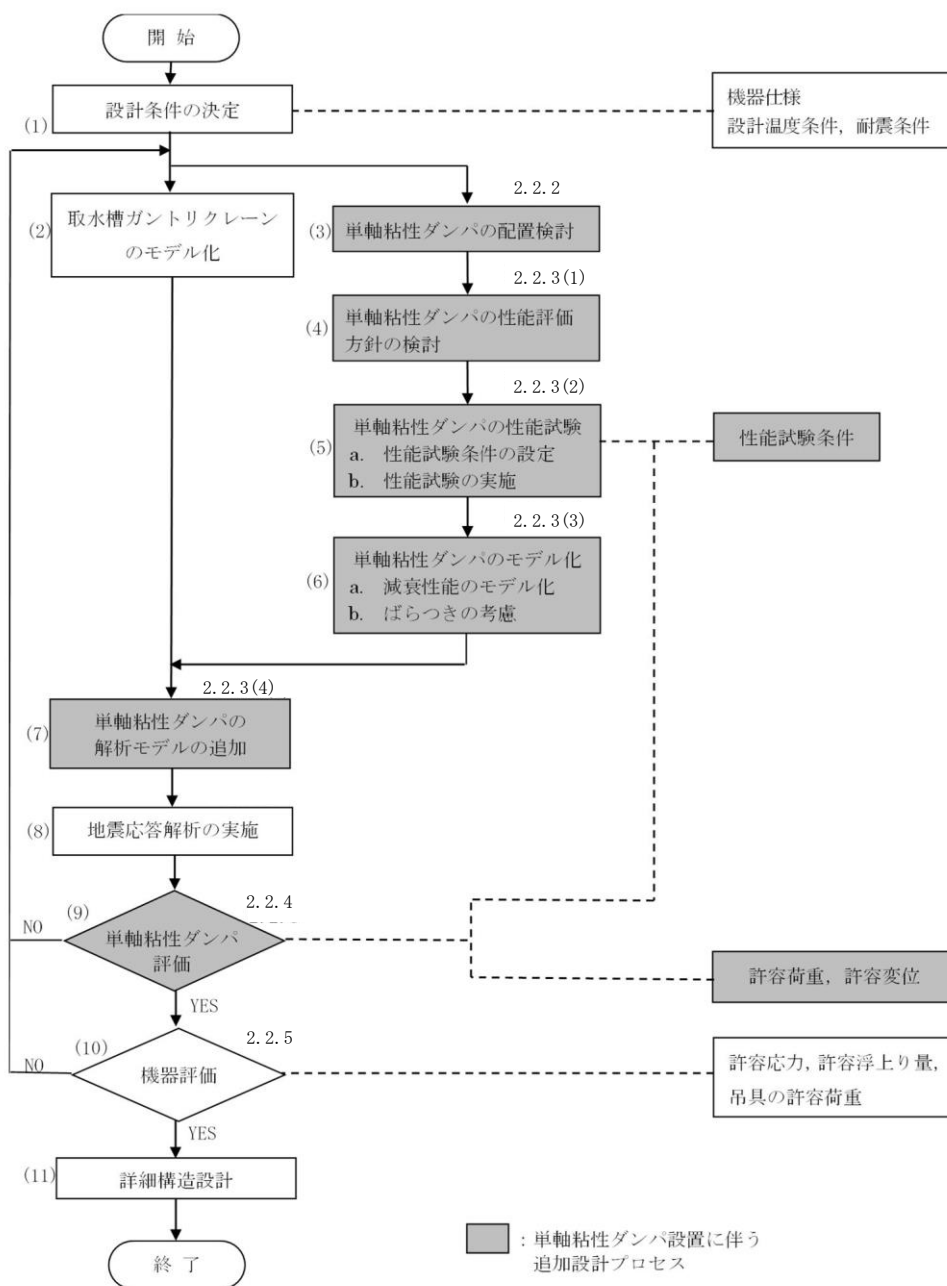


図3-5 単軸粘性ダンパを設置した取水槽ガントリクレーンの耐震設計フロー

表 3-2 単軸粘性ダンパを設置した取水槽ガントリクレーンの設計プロセス

番号*	実施事項	内容	追加設計プロセス
(1)	設計条件の決定	取水槽ガントリクレーンの仕様，設計条件を決定する。	—
(2)	取水槽ガントリクレーンのモデル化	取水槽ガントリクレーン本体を構成する主要部材を質点及びはり要素でモデル化し，車輪部のすべり及び浮上り等の非線形挙動をギャップ要素，ばね要素及び減衰要素でモデル化する。	—
(3)	単軸粘性ダンパの配置検討	単軸粘性ダンパの配置を検討する。	○
(4)	単軸粘性ダンパの性能評価方針の検討	単軸粘性ダンパの減衰性能への影響の検討を要する項目を抽出し，性能試験及びモデル化における対応方針の検討を行う。	○
(5)	単軸粘性ダンパの性能試験	単軸粘性ダンパの実機使用条件を踏まえた性能試験条件を設定し，性能試験を実施する。	○
(6)	単軸粘性ダンパのモデル化	性能試験結果から単軸粘性ダンパの減衰性能を Maxwell モデルによりモデル化する。また，減衰性能のばらつきを考慮して，地震応答解析モデルにおける減衰性能を設定する。	○
(7)	単軸粘性ダンパの解析モデルの追加	取水槽ガントリクレーンの地震応答解析モデルに単軸粘性ダンパをモデル化した Maxwell モデルを追加する。	○
(8)	地震応答解析の実施	地震応答解析を実施し，応力，変位等を求める。	—
(9)	単軸粘性ダンパ評価	地震応答解析により得られた応答値が性能試験条件の範囲内であること及び単軸粘性ダンパの許容限界が満たされていることを確認する。	○
(10)	機器評価	地震応答解析結果を基に，発生応力，浮上り量，吊具荷重が許容値以内であることを確認する。	—
(11)	詳細構造設計	地震応答解析結果を基に，各部の詳細構造設計を行う。	—

注記*：番号は図 3-5 の耐震設計フローの番号に対応している。

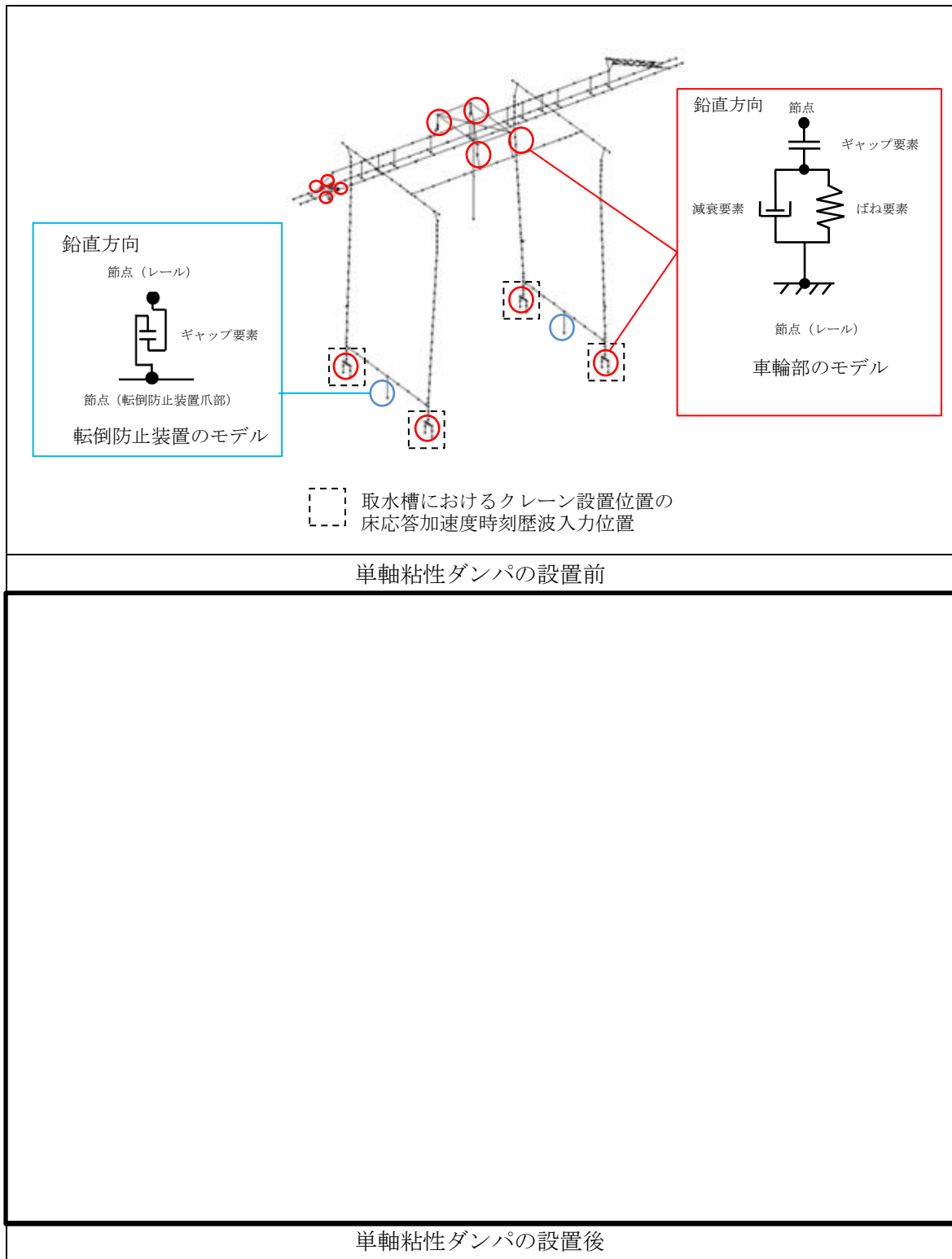


図 3-6 取水槽ガントリクレーンの地震応答解析モデル

3.1.4 適用規格

取水槽ガントリクレーンの単軸粘性ダンパの設計における適用規格の適用範囲について表 3-3 に示す。

表 3-3 取水槽ガントリクレーンの単軸粘性ダンパ設計における適用規格及び適用範囲

適用対象	適用範囲		適用規格	適用の考え方
単軸粘性 ダンパ	構造強度 評価	許容 荷重	J E A G 4 6 0 1	・ブレース部は、従来の機器・配管系の支持構造物と同様とする。
			— (製品仕様に基づく)	・ダンパ部は、単軸粘性ダンパの構造特性に基づき設定する。
	減衰性能の設定	許容 変位	— (製品仕様に基づく)	・単軸粘性ダンパの最大ストローク（構造上の許容変位）に基づき設定する。
			— (性能試験結果)	・単軸粘性ダンパの試験結果（加振速度に応じた抵抗力）に基づき設定する。

3.2 耐震評価方法

3.2.1 評価方針

3.1.3 にて整理した単軸粘性ダンパを設置することに伴う追加の設計プロセスについて、具体的な評価方針を以下に示す。

まず、取水槽ガントリクレーンの構造を考慮して、地震荷重の低減に効果的な単軸粘性ダンパの配置を検討する。次に、単軸粘性ダンパの減衰性能への影響の検討を要する項目を抽出し、性能試験及びモデル化における対応方針を検討する。単軸粘性ダンパのモデル化を行うために、実機使用条件を踏まえた性能試験条件により、実機に設置する単軸粘性ダンパを用いた性能試験を実施する。性能試験の結果に基づき減衰性能を設定し、単軸粘性ダンパを Maxwell モデルによりモデル化する。この Maxwell モデルを取水槽ガントリクレーンの地震応答解析モデルに追加し、地震応答解析を行う。単軸粘性ダンパの評価として、地震応答解析により得られた応答値が性能試験条件の範囲内であること及び単軸粘性ダンパの許容限界が満たされていることを確認する。

3.2.2 単軸粘性ダンパの配置検討

取水槽ガントリクレーンにおける単軸粘性ダンパの配置を図 3-7 に示す。取水槽ガントリクレーンの構造を考慮して、地震時に生じるガーダ及び脚の地震応答を抑制する観点から地震荷重の低減に効果的な単軸粘性ダンパを配置検討している。具体的には、単軸粘性ダンパはロッド内のピストンが軸方向に移動することで生じる抵抗力により減衰性能を発揮するため、クレーン各部の中で比較的大きな地震応答が横行方向に生じるガーダと脚の間を繋ぐようにダンパを設置する。

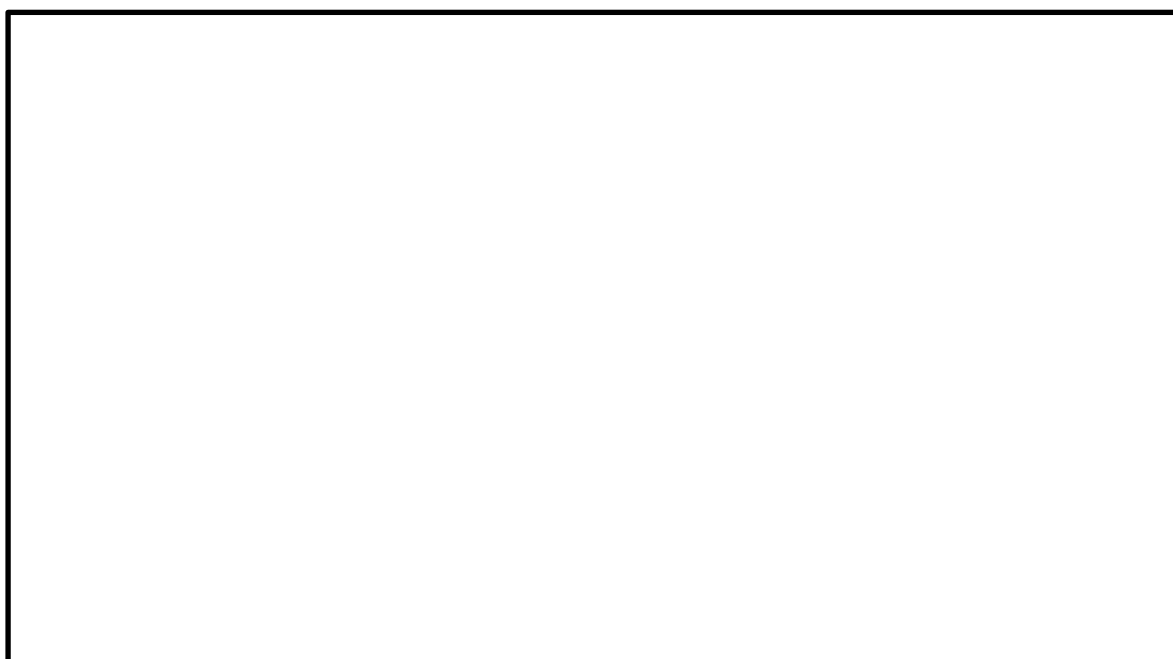


図 3-7 取水槽ガントリクレーンにおける単軸粘性ダンパの配置

3.2.3 性能試験及び解析モデル

(1) 単軸粘性ダンパの性能評価方針の検討

単軸粘性ダンパを設置した取水槽ガントリークレーンの評価においては単軸粘性ダンパの減衰性能を適切に取得して設定することが重要であるため、単軸粘性ダンパの性能試験及びモデル化にあたって、減衰性能への影響の検討を要する項目を「免震構造の審査手引きの提案（平成26年1月） 独立行政法人原子力安全基盤機構」を参照して抽出した（添付2参照）。減衰性能への影響の検討結果を表3-4に示す。減衰性能に影響する項目については、減衰性能を取得するための性能試験条件の設定において適切に考慮する、若しくは地震応答解析においてばらつきとして考慮する方針とする。

表3-4 減衰性能への影響の検討結果（単軸粘性ダンパ）

No.	項目	減衰性能への影響	対応方針
1	連続加振	連続加振による減衰性能への影響は小さいことを試験により確認する（添付3参照）。	—
2	振動数	減衰性能は、加振振動数によって±10%以内の範囲で変動することを試験により確認する（添付3参照）。	左記の変動及びばらつき要因を合わせて、±20%の減衰性能のばらつきを考慮する。
3	製造公差	製造公差による減衰性能のばらつきは±10%以内で管理する。	

(2) 単軸粘性ダンパの性能試験

a. 性能試験条件の設定

単軸粘性ダンパの実機使用条件を踏まえ、性能試験条件を設定する。

加振振動数による単軸粘性ダンパの減衰性能の変動は比較的小さいことを踏まえ、単軸粘性ダンパの許容変位100mmの中で実機使用条件を含む幅広い試験速度（0.1～0.8m/s）を設定して性能試験を実施する。単軸粘性ダンパの性能試験条件を表3-5に示す。

b. 性能試験の実施

設定した性能試験条件により、単軸粘性ダンパの性能試験を実施する。性能試験方法の詳細について添付4に示す。地震応答解析に適用する単軸粘性ダンパの減衰性能は、実機に設置する単軸粘性ダンパについて性能試験を実施のうえ設定する。単軸粘性ダンパは抵抗力が速度の0.1乗に比例するように設計されており、非線形の挙動を示すことから、その減衰性能は抵抗力と速度の関係で把握する。性能試験結果により取得した減衰性能を図3-8に示す。

表 3-5 単軸粘性ダンパの性能試験条件

No.	振動数 (Hz)	加振速度 (m/s)
1	1.6	0.1
2		0.2
3		0.4
4		0.5
5		0.8

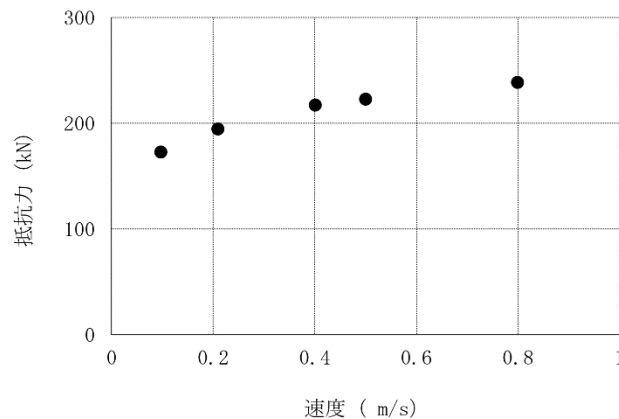


図 3-8 単軸粘性ダンパの性能試験結果

(3) 単軸粘性ダンパのモデル化

a. 減衰性能のモデル化

単軸粘性ダンパの減衰性能の表現方法及びモデル化の考え方を添付 5 及び添付 6 に示す。

性能試験の結果に基づき、単軸粘性ダンパの減衰性能をモデル化する。

単軸粘性ダンパは、加振速度の変化に対して抵抗力の変化が小さく、振動数依存性も比較的小さいことから、速度の 0.1 乗に比例するダッシュポットを組み込んだ 2 パラメータの Maxwell モデルを用いる。単軸粘性ダンパの減衰性能を模擬する Maxwell モデルを図 3-9 に示す。加振振動数 1.6Hz の場合の Maxwell モデルによる計算値と性能試験結果の比較を図 3-10 に示す。この図から、速度と抵抗力の関係及び履歴曲線で囲まれる面積に相当する散逸エネルギーのいずれに関しても、Maxwell モデルにより減衰性能を精度良く表現できることが分かる。

b. ばらつきの考慮

単軸粘性ダンパの減衰性能のばらつきを考慮して、地震応答解析に用いる解析モデルを設定する。性能試験結果に基づいてモデル化した単軸粘性ダンパの減衰性能に対して、表 3-4 に基づき、振動数による $\pm 10\%$ の変動と、製造公差による $\pm 10\%$ のばらつきを合わせて $\pm 20\%$ のばらつきを考慮する。単軸粘性ダンパの減衰性能は、ばらつきを考慮して標準性能 $+20\%$ 、標準性能、標準性能 -20% の3段階設定する。標準性能 $+20\%$ の減衰性能を設定する理由は、単軸粘性ダンパの取付部材の設計においては減衰性能が高く抵抗力が大きい場合の荷重を適用するためである。地震応答解析モデルにおける減衰性能の設定を図 3-11 及び表 3-6 に示す。

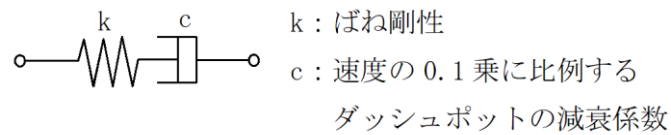
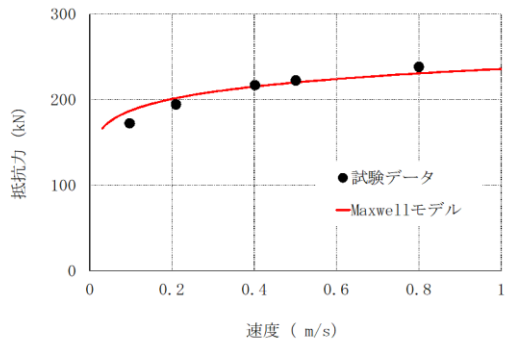
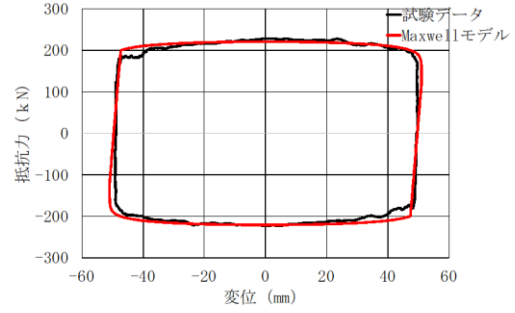


図 3-9 単軸粘性ダンパの Maxwell モデル



速度と抵抗力の関係



速度 0.5m/s における
正弦波 1 周期分の履歴曲線

図 3-10 Maxwell モデルによる計算値と性能試験結果の比較

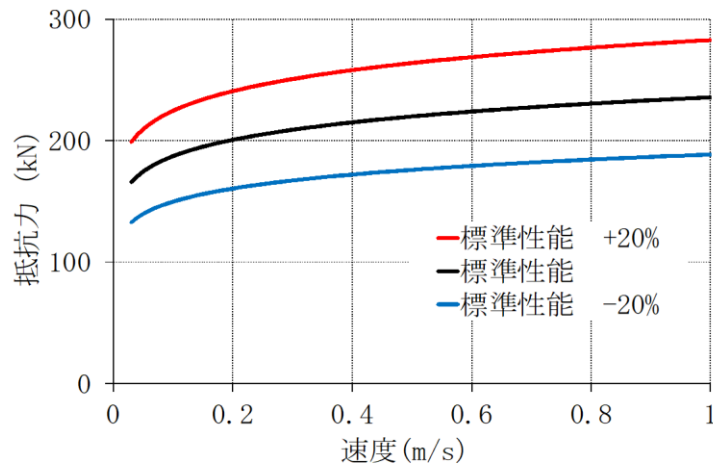


図 3-11 地震応答解析モデルにおける段階的な減衰性能の設定

表 3-6 単軸粘性ダンパの性能ばらつきを考慮した減衰性能の設定

荷重 (速度 0.5m/s 時) [kN]		剛性 k_D [N/mm]	減衰定数 c_D
標準性能		220	
性能ばらつき	+20%	264	
	-20%	176	

(4) 単軸粘性ダンパの解析モデルの追加

単軸粘性ダンパをモデル化した Maxwell モデルを取水槽ガントリクレーンの地震応答解析モデルに追加することにより，単軸粘性ダンパを設置した取水槽ガントリクレーンの地震応答解析モデルを作成する。

3.2.4 単軸粘性ダンパの性能評価

単軸粘性ダンパの減衰性能については，単軸粘性ダンパを設置した取水槽ガントリクレーンの地震応答解析によって得られた応答値が，減衰性能を取得した性能試験の試験条件の範囲内であることを確認する。

単軸粘性ダンパの構造強度については，許容限界を満足し地震時にその機能を維持する設計とするため，単軸粘性ダンパを設置した取水槽ガントリクレーンの地震応答解析によって得られた応答値が，許容荷重及び許容変位を満たすことを確認する。

3.2.5 機器評価

取水槽ガントリクレーンは，地震に伴う損傷，落下によって上位クラス施設へ波及的影響を及ぼさないことが要求されるため，機器評価における評価方法及び許容限界は表 3-7 のとおりとする。許容限界は，J E A G 4 6 0 1 等に基づき設定することを基本とする。

表 3-7 機器評価における評価方法及び許容限界

評価方針	設計地震力	部位	評価方法	許容限界
上位クラス施設へ波及的影響を及ぼさないこと	基準地震動 S s による地震力	単軸粘性ダンパ	単軸粘性ダンパの荷重及び変位が許容限界を超えないことを確認する。	許容荷重及び許容変位

4. 実績との比較

既工認実績のある単軸粘性ダンパとの差異に着目し、機器への適用性や減衰性能への影響の観点から検討を要する項目を整理した。その結果、追加の検討項目は抽出されず、必要な検討が行われていることを確認した。既工認実績との差異の確認結果について、詳細を添付7に示す。

単軸粘性ダンパを設置する場合の耐震評価方法について、原子炉施設の耐震設計の体系及び新規制基準適合性審査の実績を踏まえて重点的に検討すべき事項を抽出し、耐震評価方法において考慮していることを確認するため、「耐震設計に係る工認審査ガイド（最終改正 平成29年11月15日、原規技発第1711152号）」に基づき、耐震評価方法の設定にあたって必要な検討を実施していることを確認した。確認の結果を添付8に示す。工認審査ガイドに基づいて抽出した検討事項は、耐震評価方法の設定にあたって考慮されており、追加の検討を要する事項はないことを確認した。

5. 他設備との比較

制震装置を有する設備として、島根2号機の排気筒の他に配管系で適用している三軸粘性ダンパを含めた構造等の特徴比較を添付9に示す。制震装置の適用においては、使用環境の違い等を踏まえ、特性試験項目や減衰性能への影響要因など適切に考慮している。

6. 単軸粘性ダンパの保守管理

取水槽ガントリクレーンに設置する単軸粘性ダンパは、設置環境を踏まえた経年劣化事象を考慮した適切な周期による定期的な点検により、設備性能を維持する。保守管理の詳細を添付10に示す。

7. まとめ

単軸粘性ダンパは、その減衰性能をMaxwellモデルにより精度良くモデル化できる。また、単軸粘性ダンパを設置した取水槽ガントリクレーンの地震応答解析では、減衰性能の変動及びばらつきを踏まえて段階的に設定した減衰性能に対応した地震応答解析を行い、これらの最大応答を用いて耐震評価を行う。したがって、単軸粘性ダンパのモデル化は妥当であり、減衰性能の変動及びばらつきを適切に考慮していることから、地震応答解析手法として妥当と考える。

取水槽ガントリクレーンに設置する制震装置の適用性検討

制震装置の適用性検討について詳細を表 1-1 に示す。地震時に走行レール上をクレーンがすべるという構造特徴より、制震装置の配置検討を踏まえ横行方向（走行レールの直交方向）の減衰性能が期待できる単軸粘性ダンパを選定している。

表 1-1 取水槽ガントリクレーンに設置する制震装置の適用性検討

分類	ダンパの種類	原理	作動方向	支持荷重	抵抗力の特性	原子力施設における適用実績	適用性	理由
履歴型	弾塑性ダンパ	材料の弾塑性挙動を利用してエネルギーを吸収するダンパ	1 方向 又は 2 方向	熱膨張 地震荷重	抵抗力は、材料の初期剛性、二次剛性で決まる。	なし	△	塑性変形で地震エネルギーを吸収しており、繰り返しにより抵抗力が変化する。また、ダンパの剛性が高いため、クレーンの剛性が高くなる。
	摩擦ダンパ	摩擦抵抗力を利用してエネルギーを吸収するダンパ			抵抗力は、摩擦材の締め付け力等で決定し、履歴曲線は矩形に近い。		○	粘性ダンパと特性は類似しているが、加振繰り返し回数が多くなると、性能が変化する場合がある。
	鉛ダンパ	鉛の塑性流動抵抗力を利用してエネルギーを吸収するダンパ			抵抗力は鉛の初期剛性、二次剛性で決まる。		△	塑性変形で地震エネルギーを吸収しており、繰り返しにより抵抗力が変化する。
粘性型	単軸	粘性ダンパ (非線形)	1 方向	地震荷重	抵抗力は速度のべき乗 (0.1~1) に比例し、0.1 乗の場合、履歴曲線は矩形に近い。	なし	◎	微小変位から最大変位まで、抵抗力の変化が小さく、エネルギー吸収が大きいため、クレーンの剛性を高くせず、地震エネルギーの吸収を大きくできる。
		粘性ダンパ (線形)			抵抗力は速度に比例し、履歴曲線は楕円に近い。		○	適用は可能であるが、粘性ダンパ (非線形) ほどのエネルギー吸収が期待できない。
		オイルダンパ			抵抗力は速度のべき乗 (0.4~1) に比例し、履歴曲線は楕円に近い。		○	適用は可能であるが、粘性ダンパ (非線形) ほどのエネルギー吸収が期待できない。

凡例 ◎：適用可能（有効性が最も高い） ○：適用可能 △：適用するために課題がある ×：適用不可

単軸粘性ダンパの減衰性能に影響する検討項目の抽出

単軸粘性ダンパの減衰性能の設定において考慮すべき事項について「免震構造の審査手引きの提案（平成 26 年 1 月） 独立行政法人原子力安全基盤機構」を参照して表 2-1 に整理した。各項目について単軸粘性ダンパの構造，使用条件，性能試験方法等を踏まえて，減衰性能への影響の検討要否を表 2-2 に整理した。表 2-2 で検討要となった項目については，単軸粘性ダンパのモデル化にあたって減衰性能への影響を検討する。

表 2-1 免震構造の審査手引きの提案における検討項目（1/3）

項目	内容	記載箇所
①制震装置に応じた減衰性能の設定	制震装置に応じた減衰性能の設定方法について検討する。	<p>【本文】 5.4.8(機器免震に係る考慮事項) (2) 免震装置の構造に起因する応答特性の考慮 P. 31</p> <p>【解説】 5.4.8(機器免震に係る考慮事項) (2) 免震装置の構造に起因する応答特性の考慮 P. 38</p> <p>【審査等のポイント】 5.4.8(機器免震に係る考慮事項) (2) 免震装置の構造に起因する応答特性の考慮 P. 42</p>
②地震入力方向	地震入力方向による減衰性能の変化について検討する。	<p>【本文】 5.4.8(機器免震に係る考慮事項) (1) 地震入力方向による免震特性変化の考慮 P. 31</p> <p>【解説】 5.4.8(機器免震に係る考慮事項) (1) 地震入力方向による免震特性変化の考慮 P. 38</p> <p>【審査等のポイント】 5.4.8(機器免震に係る考慮事項) (1) 地震入力方向による免震特性変化の考慮 P. 42</p>
③使用環境	使用環境を踏まえて減衰性能を設定する。	<p>【本文】 5.4.6 P. 30</p> <p>【解説】 5.4.6 P. 33</p>

表 2-1 免震構造の審査手引きの提案における検討項目 (2/3)

項目	内容	記載箇所
④温度	減衰性能の変化要因として温度による影響を検討する。	<p>【本文】 5.4.8(建屋免震・機器免震共通の考慮事項) (3)免震装置の性能の変化に係る考慮○免震要素特性のばらつきの考慮 P. 31</p> <p>【解説】 5.4.8(建屋免震・機器免震共通の考慮事項) (3)免震装置の性能の変化に係る考慮○地震時免震機能の変化の考慮 P. 36</p> <p>【審査等のポイント】 5.4.8(建屋免震・機器免震共通の考慮事項) (3)免震装置の性能の変化に係る考慮○地震時免震機能の変化の考慮 P. 41</p>
⑤速度	減衰性能の変化要因として速度による影響を検討する。	<p>【本文】 5.4.8(建屋免震・機器免震共通の考慮事項) (3)免震装置の性能の変化に係る考慮○地震時免震機能の変化の考慮 P. 31</p>
⑥振動数	減衰性能の変化要因として振動数による影響を検討する。	<p>【解説】 5.4.8(建屋免震・機器免震共通の考慮事項) (3)免震装置の性能の変化に係る考慮○地震時免震機能の変化の考慮 P. 36</p>
⑦連続加振	作動中の減衰性能の変化について検討する。	<p>【審査等のポイント】 5.4.8(建屋免震・機器免震共通の考慮事項) (3)免震装置の性能の変化に係る考慮○地震時免震機能の変化の考慮 P. 41</p>
⑧経年劣化	経年劣化による減衰性能のばらつきについて検討する。	<p>【本文】 5.4.8(建屋免震・機器免震共通の考慮事項) (3)免震装置の性能の変化に係る考慮○免震要素特性のばらつきの考慮 P. 31</p> <p>【解説】 5.4.8(建屋免震・機器免震共通の考慮事項) (3)免震装置の性能の変化に係る考慮○免震要素特性のばらつきの考慮 P. 35</p> <p>【審査等のポイント】 5.4.8(建屋免震・機器免震共通の考慮事項) (3)免震装置の性能の変化に係る考慮○免震要素特性のばらつきの考慮 P. 41</p> <p>【参考資料-4】</p>

表 2-1 免震構造の審査手引きの提案における検討項目 (3/3)

項目	内容	記載箇所
⑨製造公差	製造公差による減衰性能のばらつきについて検討する。	<p>【本文】 5.4.8(建屋免震・機器免震共通の考慮事項) (3)免震装置の性能の変化に係る考慮○免震要素特性のばらつきの考慮 P. 31</p> <p>【解説】 5.4.8(建屋免震・機器免震共通の考慮事項) (3)免震装置の性能の変化に係る考慮○免震要素特性のばらつきの考慮 P. 35</p> <p>【審査等のポイント】 5.4.8(建屋免震・機器免震共通の考慮事項) (3)免震装置の性能の変化に係る考慮○免震要素特性のばらつきの考慮 P. 41</p>
⑩据付公差	据付公差による減衰性能のばらつきについて検討する。	<p>【解説】 5.4.8(建屋免震・機器免震共通の考慮事項) (3)免震装置の性能の変化に係る考慮○免震要素特性のばらつきの考慮 P. 35</p> <p>【審査等のポイント】 5.4.8(建屋免震・機器免震共通の考慮事項) (3)免震装置の性能の変化に係る考慮○免震要素特性のばらつきの考慮 P. 41</p>
⑪制震装置の構造上の動作制限	制震装置の構造上、動作に影響を与える機構等があれば、その影響を検討する。	<p>【解説】 5.4.8(建屋免震・機器免震共通の考慮事項) (3)免震装置の性能の変化に係る考慮○免震装置変位防止用ストッパー、台座、擁壁、塵埃防止カバー、結露に対する免震機能の変化の考慮 P. 36</p>
⑫地震以外の外的事象	地震以外の外的事象による減衰性能への影響を検討する。	<p>【本文】 5.4.8(建屋免震・機器免震共通の考慮事項) (3)免震装置の性能の変化に係る考慮○地震以外の津波や風等外的事象に対する免震機能の変化の考慮 P. 31</p> <p>【解説】 5.4.8(建屋免震・機器免震共通の考慮事項) (3)免震装置の性能の変化に係る考慮○地震以外の津波や風等外的事象に対する免震機能の変化の考慮 P. 36</p> <p>【審査等のポイント】 5.4.8(建屋免震・機器免震共通の考慮事項) (3)免震装置の性能の変化に係る考慮○地震以外の津波や風等外的事象に対する免震機能の変化の考慮 P. 42</p>

表 2-2 減衰性能への影響の検討項目の抽出

項目*		単軸粘性ダンパ	
		要否	理由
①制震装置に応じた減衰性能の設定		—	単軸粘性ダンパの性能試験結果を踏まえて減衰性能を適切にモデル化する。
②地震入力方向		—	単軸粘性ダンパは、伸縮方向にのみ動作することから、この方向に加振して減衰性能を取得する。
③ 使用 環境	④温度	○	減衰性能に対する温度の影響が小さいことを試験により確認する。
	放射線	—	屋外で使用するため放射線の影響を受けない。
	⑧経年劣化	—	化学的に安定な粘性体を使用しており、減衰性能の劣化は生じない。単軸粘性ダンパは 10 年以上の継続使用の実績がある。
⑥振動数		○	振動数による減衰性能への影響を確認する。
⑤速度		—	単軸粘性ダンパは非線形の挙動を示すことから、減衰性能は速度と抵抗力の関係として把握し、これを適切にモデル化する。
⑦連続加振		○	連続加振による減衰性能への影響を確認する。
ばら つき	⑨製造公差	○	製造公差による減衰性能のばらつきが生じる。
	⑩据付公差	—	単軸粘性ダンパはオリフィス部を粘性体が移動する際の流動抵抗により減衰性能を発揮するものであるため、ピストン位置による減衰性能の変化は小さい。また、据付時にシムによりピストン位置を調整するため、据付公差は小さい。
⑪制震装置の構造上の動作制限		—	変位防止用ストッパー、台座、擁壁、塵埃防止カバー等の単軸粘性ダンパの動作を制限するものは設置しておらず、減衰性能に影響はない。また、シリンダは粘性体で満たされ、密閉されているため結露しない。
⑫地震以外の外的事象		—	津波対策の実施により津波の敷地内への流入は防止しており、津波による減衰性能への影響を考慮する必要はない。なお、シリンダは密閉構造であるため、雨水の影響はない。また、単軸粘性ダンパは円筒形状であり、風及び積雪により受ける荷重は小さく、動作への影響はない。

注記*：表 2-2 内の各項目番号は、表 2-1 内の各項目番号に対応している。

単軸粘性ダンパの特性試験

単軸粘性ダンパの減衰性能に影響する特性を把握するために実施した特性試験の結果を以下に示す。なお、(1)及び(2)の特性試験は、取水槽ガントリクレーンに設置する単軸粘性ダンパを用いて実施した。また、(3)温度依存性試験については、温度による減衰性能への影響が生じる場合、その主要な要因は粘性体の物性変化と考えられることから、取水槽ガントリクレーンに設置する単軸粘性ダンパと同タイプ（粘性体が同一）で定格荷重の異なるダンパを用いた。

<試験項目>

- (1) 加振振動数を変更した特性試験
- (2) 連続加振試験
- (3) 温度依存性試験

1. 加振振動数を変更した特性試験

加振振動数に応じた単軸粘性ダンパの減衰性能への影響を確認するため、以下の試験条件で単軸粘性ダンパの特性試験を実施した。

1.1 試験条件

速度依存性の観点からここでは 4 段階の加振速度を設定し、等速度において振動数の違いによる減衰性能への影響を確認するため、添付 4 に示す取水槽ガントリクレーンの固有振動数及び単軸粘性ダンパの入力波形の主要振動数から設定した加振振動数 1.6Hz を基準に設定した正弦波により特性試験を実施した。試験条件を表 3-1 に示す。

表 3-1 加振振動数を変更した特性試験の試験条件

No.	加振速度 (m/s)	振動数 (Hz) *
1	0.1	0.4
2		0.8
3		1.6
4	0.2	0.8
5		1.6
6		3.2
7	0.4	0.8
8		1.6
9		3.2
10	0.8	1.6
11		3.2

注記*：試験設備の制約、目標とする振幅を考慮して設定する。

1.2 試験結果

試験結果を図 3-1 に示す。この図には、加振振動数 1.6Hz の時の Maxwell モデルによる計算値を併せて示しているが、振動数を変更することによる抵抗力の変化は小さく、その変化幅は±10%以内であることが確認された。

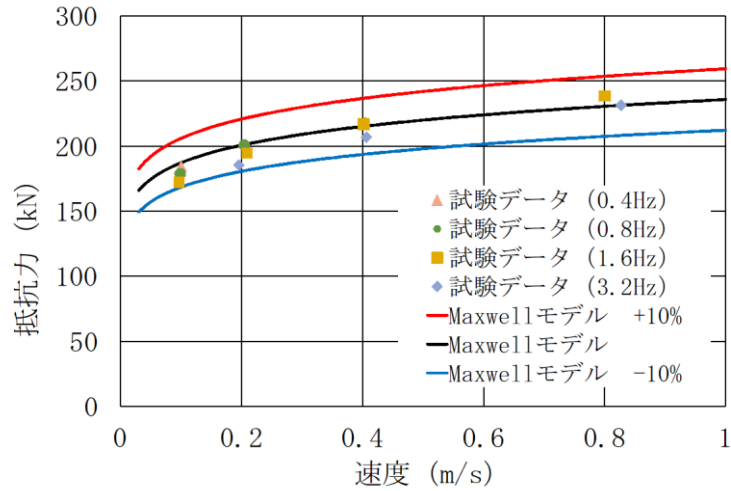


図 3-1 加振振動数を変更した単軸粘性ダンパの特性試験結果

2. 連続加振試験

連続加振による単軸粘性ダンパの減衰性能への影響を確認するため、正弦波による連続加振試験を実施した。

2.1 試験条件

表 3-2 に試験条件を示す。試験条件は、取水槽ガントリクレーンにおける単軸粘性ダンパの散逸エネルギーを上回る条件として設定した。

表 3-2 連続加振による試験条件

入力波	振動数 (Hz)	振幅 (mm)	加振時間 (秒)
正弦波	1	10	80以上

2.2 試験結果

連続加振試験における抵抗力の時間変化を図 3-2 に示す。80 秒経過までの連続加振により抵抗力は変化しておらず、連続加振による減衰性能への影響はないことを確認した。

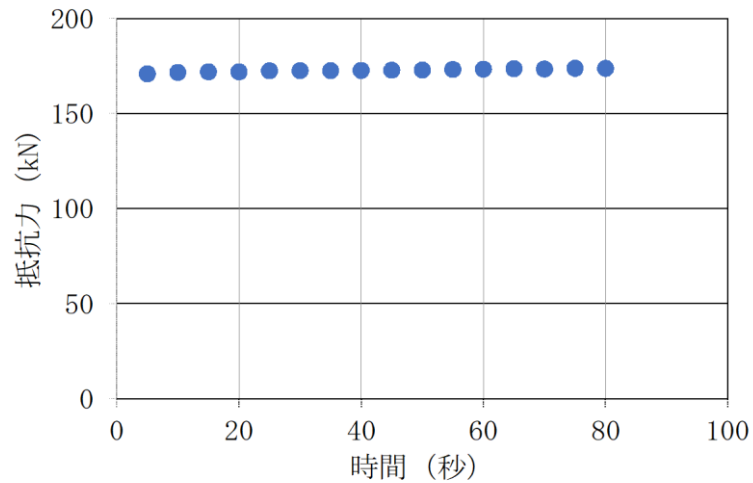


図 3-2 単軸粘性ダンパの連続加振試験結果

3. 温度依存性試験

周囲環境温度による単軸粘性ダンパの減衰性能への影響を確認するため、温度を変化させて単軸粘性ダンパの性能試験を実施した。

3.1 試験条件

試験条件を表 3-3 に示す。屋外に設置することから、温度は -10°C 、 23°C 、 40°C の3段階とした。

表 3-3 温度依存性試験の試験条件

No.	振動数 (Hz)	加振速度 (m/s)	温度 ($^{\circ}\text{C}$)
1	1.0	0.13	-10
2			23
3			40
4		0.26	-10
5			23
6			40
7		0.39	-10
8			23
9			40
10		0.52	-10
11			23
12			40

3.2 試験結果

試験結果を図 3-3 に示す。温度が異なっても、抵抗力にほとんど差が見られないことから、単軸粘性ダンパの減衰性能への影響がないことを確認した。

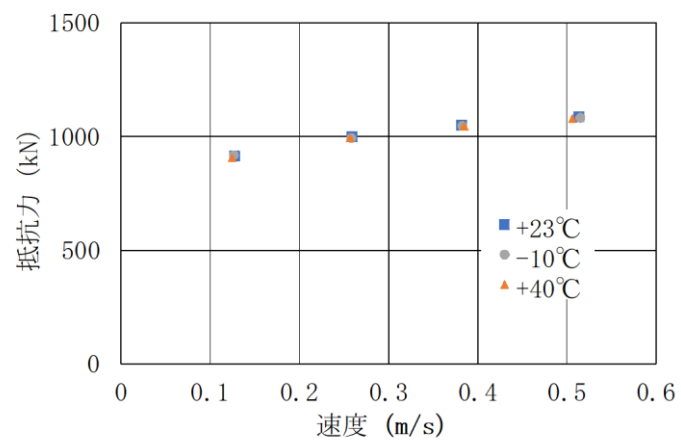


図 3-3 単軸粘性ダンパの温度依存性試験結果

単軸粘性ダンパの性能試験方法

単軸粘性ダンパ（実機）の減衰性能を解析モデルで適切に模擬することを目的に、単軸粘性ダンパの性能試験を実施している。具体的に、単軸粘性ダンパは微小速度の領域を除けば速度の変化に対する抵抗力の変化を小さくすることを目的として、速度の 0.1 乗に比例した減衰性能を発揮するように設計されており、性能試験で設計どおりの抵抗力が得られることを確認する。また、抵抗力が速度の 0.1 乗に比例するダッシュポットとばねを直列に接続した Maxwell モデルによりモデル化できることを確認する。ここでは、Maxwell モデルのパラメータを決定し、単軸粘性ダンパをモデル化するための性能試験方法について示す。

1. 単軸粘性ダンパの性能試験方法

単軸粘性ダンパの性能試験装置の構成を図4-1に示す。単軸粘性ダンパの性能試験では、アクチュエータを用いて単軸粘性ダンパを所定の正弦波により加振し、加振中の変位及び荷重を測定する。性能試験条件を表4-1に示す。加振振動数による単軸粘性ダンパの減衰性能の変動は小さいことを踏まえ、単軸粘性ダンパのストローク100mmの中で実機使用条件を含む幅広い試験速度（0.1～0.8m/s）を設定して性能試験を実施する。単軸粘性ダンパ設置前の取水槽ガントリクレーンの固有振動数（1.03Hz）及び予備解析における単軸粘性ダンパの入力波形の主要な振動数（0.8Hz～2.0Hz程度）を考慮して加振振動数は1.6Hzとした。また、単軸粘性ダンパの減衰性能は温度の影響を受けない（添付7参照）ことから、性能試験は室温にて実施した。単軸粘性ダンパの性能試験結果を図4-2に示す。測定した速度及び抵抗力に適合するように、Maxwellモデルのパラメータを決定する。パラメータの設定は最小二乗法により実施しており、図4-2に示すとおり、Maxwellモデルによって試験結果として得られた減衰性能を精度良く表現できることを確認した。

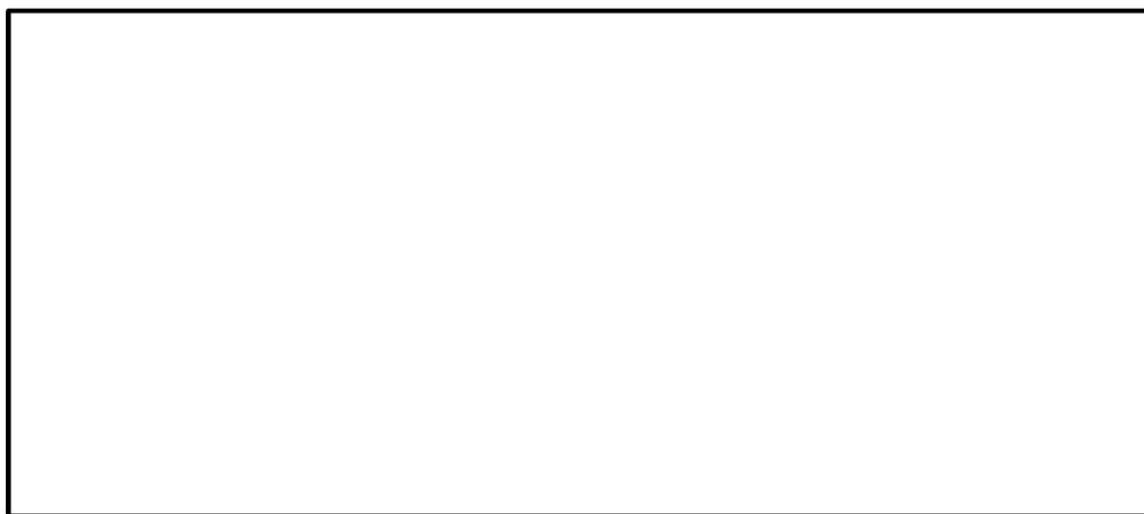


図4-1 単軸粘性ダンパの性能試験装置の構成

表 4-1 単軸粘性ダンパの性能試験条件

No.	振動数 (Hz)	加振速度 (m/s)
1	1.6	0.1
2		0.2
3		0.4
4		0.5
5		0.8

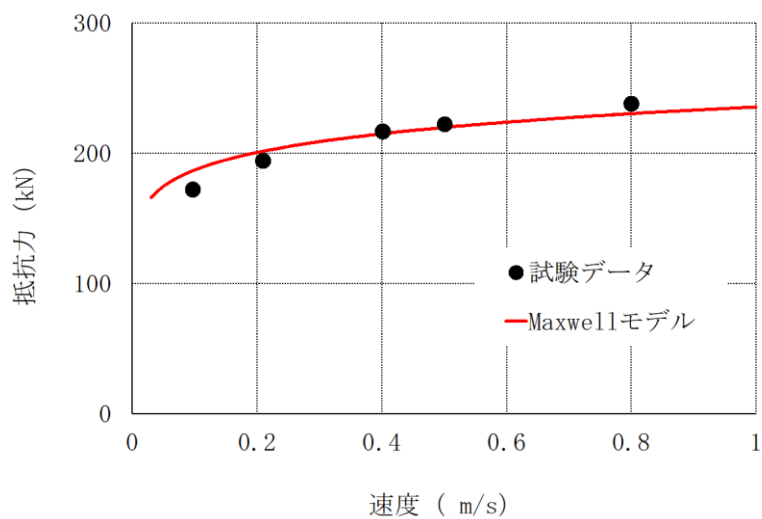


図 4-2 単軸粘性ダンパの性能試験結果

単軸粘性ダンパに応じた減衰性能の表現及びモデル化

本資料では、単軸粘性ダンパについて減衰性能の特性を整理し、その違いを踏まえた減衰性能の表現及びモデル化の考え方を示す。

1. 単軸粘性ダンパの減衰性能の振動数依存性

単軸粘性ダンパについて、振動数を変化させた場合の速度と抵抗力の関係を図5-1に示す。

単軸粘性ダンパは、微小速度の領域を除けば速度の変化に対して抵抗力の変化が小さい。また、振動数の変化に対して、単軸粘性ダンパは速度と抵抗力の関係の変化は小さい。

2. 単軸粘性ダンパの減衰性能のモデル化

単軸粘性ダンパは、微小速度では速度の変化に対して抵抗力の変化が大きく、それ以降は速度の変化に対して抵抗力の変化が小さいという特性を有している。これは単軸粘性ダンパの抵抗力が速度の0.1乗に比例するように設計されているためである。また、単軸粘性ダンパの速度と抵抗力の関係に対して、振動数依存性は小さいことが確認されている。このような特性を踏まえて、単軸粘性ダンパの減衰性能は、速度と抵抗力の関係として表現することとし、解析モデルとしては速度の0.1乗に比例するダッシュポットを組み込んだMaxwellモデルを使用する。Maxwellモデルのパラメータ数は2つであるが、図5-2に示すとおり、2つのパラメータで精度良く減衰性能を表現することができる。

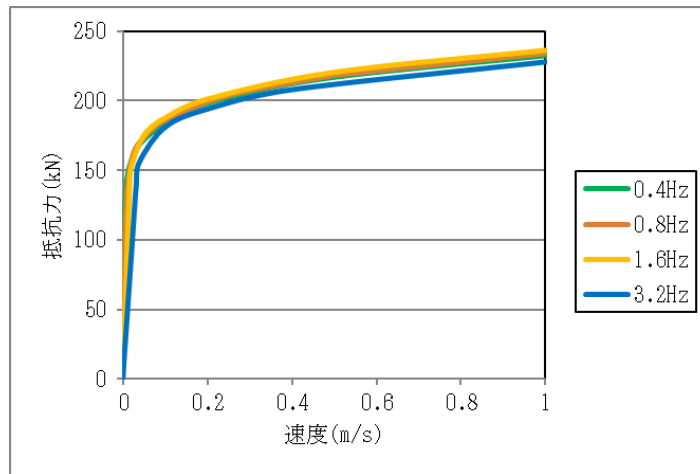


図5-1 振動数を変化させた場合の単軸粘性ダンパの速度と抵抗力の関係

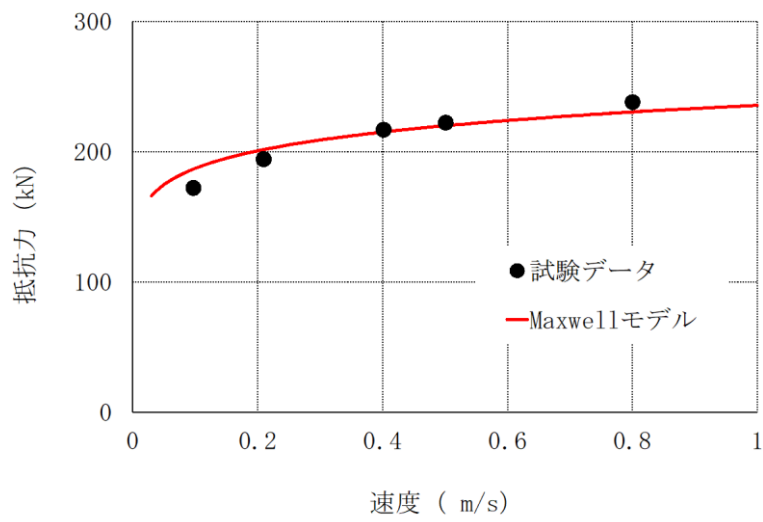


図 5-2 単軸粘性ダンパの減衰性能のモデル化

単軸粘性ダンパを設置した取水槽ガントリクレーンの地震応答解析手法

本資料では、単軸粘性ダンパを設置した取水槽ガントリクレーンの時刻歴応答解析手法を説明する。

1. 地震応答解析

地震による慣性力を受けるクレーンの運動方程式を以下に示す。単軸粘性ダンパの減衰性能は、ばね（クレーンの剛性マトリクス内の要素として考慮）と抵抗力が速度の0.1乗に比例するダッシュポットを直列に接続したMaxwellモデルでモデル化する。

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} + [C_D][\dot{X}_D^{0.1}]\{I\} = -[M]\{I\}\ddot{y} \quad (1)$$

$[M]$, $[C]$, $[K]$: クレーンの質量, 減衰, 剛性マトリクス

(単軸粘性ダンパのばね剛性 (k_D) を含む。)

$[C_D]$: 相対速度の 0.1 乗に比例するダッシュポットの減衰マトリクス

$[X_D]$: クレーンの相対変位マトリクス

$\{x\}$: クレーンの変位ベクトル

$\{I\}$: 単位ベクトル

\ddot{y} : 地動加速度

2. 個別要素のモデル化

2.1 単軸粘性ダンパの減衰

単軸粘性ダンパを含む系の運動方程式の簡単な例として、1 質点系に単軸粘性ダンパを表す Maxwell モデルを接続した図 6-1 に示す系の運動方程式を示す。

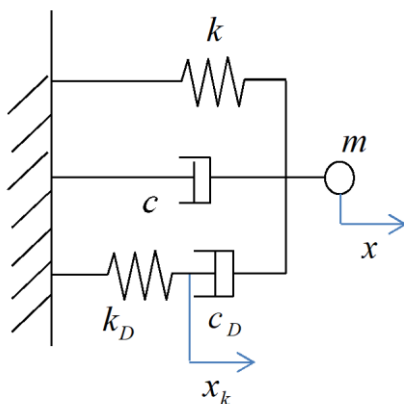


図 6-1 単軸粘性ダンパを接続した 1 質点系のモデル

ここで(1)式の $\{x\}$ を

$$\{x\} = \begin{pmatrix} x \\ x_k \end{pmatrix} \quad (2)$$

$x - x_k$ を単軸粘性ダンパの相対変位として表すと、この系の運動方程式は以下となる。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx + c_D(\dot{x} - \dot{x}_k)^{0.1} = -m\ddot{y} \quad (3)$$

$$k_D x_k - c_D(\dot{x} - \dot{x}_k)^{0.1} = 0 \quad (4)$$

単軸粘性ダンパを設置した取水槽ガントリクレーンの地震応答解析では、単軸粘性ダンパの抵抗力の速度に対する非線形性を表す $[c_D][\dot{x}_D^{0.1}]\{I\}$ の項が存在することから、非線形時刻歴解析を採用する。

既工認実績のある単軸粘性ダンパとの差異の整理

1. はじめに

取水槽ガントリクレーンに設置する単軸粘性ダンパと既工認実績のある島根 2 号機排気筒に設置した単軸粘性ダンパに着目し、機器への適用性や減衰性能への影響の観点から検討を要する項目を整理する。

2. 島根 2 号機の排気筒で実績のある単軸粘性ダンパについて

島根 2 号機の排気筒で適用実績のある単軸粘性ダンパについて、概要を以下に示す。この単軸粘性ダンパは、粘性体が充填されたシリンダとピストンにより構成され、シリンダとピストンの間に相対運動が生じることで、相対運動の方向と逆向きに生じる抵抗力を用いるものである。単軸粘性ダンパは自重等の静的荷重は支持せず、熱膨張のような低速度の運動を拘束しない。排気筒における単軸粘性ダンパの外観及び構造を図 7-1 に示す。また、取水槽ガントリクレーンとの単軸粘性ダンパの仕様比較を表 7-1 に示す。

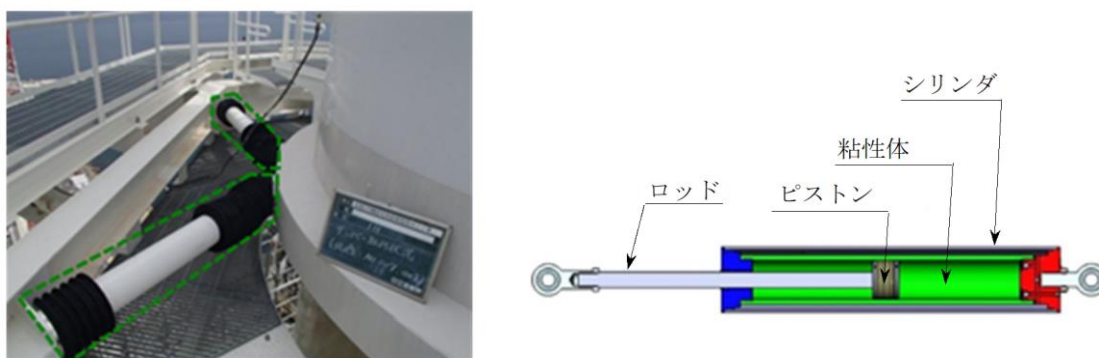


図 7-1 島根 2 号機の排気筒に設置した単軸粘性ダンパの外観及び構造

表 7-1 単軸粘性ダンパの仕様比較

項目	全長 (mm)	外径 (mm)	質量 (kg)	許容荷重 (kN)	許容変位 (mm)
排気筒	1350	165	86	144	300
取水槽ガントリ クレーン	1535	275	533	300	100

3. 今回適用する単軸粘性ダンパと既工認実績のある単軸粘性ダンパの差異

取水槽ガントリクレーンに設置する単軸粘性ダンパと島根 2 号機排気筒の単軸粘性ダンパを比較し、機器・配管系への適用性や減衰性能への影響の観点から検討を要する項目を整理した。結果を表 7-2、及び図 7-2 に示す。その結果、追加の検討項目は抽出されず、必要な検討が行われていることを確認した。

表 7-2 適用実績のある単軸粘性ダンパとの差異の整理 (単軸粘性ダンパ)

項目	単軸粘性ダンパ		差異	検討内容
	排気筒 (島根 2 号機)	取水槽ガントリー クレーン		
適用対象	排気筒	取水槽ガントリー クレーン	○	対象機器のモデル化 方法を検討
環境条件	屋外	屋外	—	—
粘性体	シリコン系	シリコン系	○	単軸粘性ダンパの特 性を考慮したモデル化 方法を検討
ダンパ特性	線形	非線形		
解析	単軸粘性 ダンパ モデル	Maxwell モデル	—	—
	解析 手法	時刻歴 応答解析	—	—

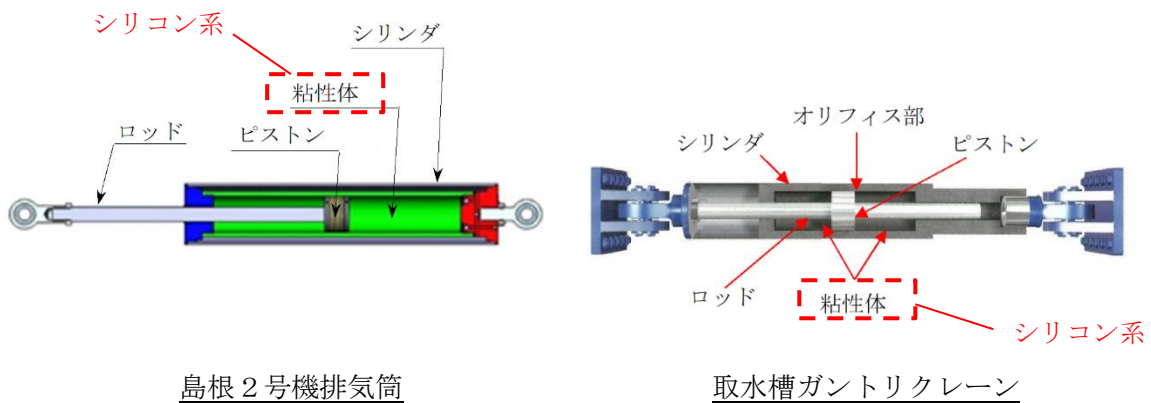


図 7-2 単軸粘性ダンパの構造比較

新規制基準適合性審査の実績等を踏まえた検討事項に対する考察

単軸粘性ダンパを設置する場合の耐震評価方法について、原子炉施設の耐震設計の体系及び新規制基準適合性審査の実績を踏まえ重点的に検討すべき事項を抽出し、耐震評価方法において考慮されていることを確認する。具体的に、「耐震設計に係る工認審査ガイド（最終改正 平成 29 年 11 月 15 日，原規技発第 1711152 号）」（以下「工認審査ガイド」という。）に基づき、耐震評価方法の設定にあたって必要な検討が実施されていることを確認する。

なお、その他の知見として、「建物・構築物の免震構造に関する審査ガイド（令和 4 年 2 月）原子力規制委員会」（以下「免震審査ガイド」という。）の免震装置に関する記載についても確認した。その結果、「免震審査ガイド」は建物全体を免震構造とした施設を適用範囲としていること、かつ、「免震審査ガイド」に基づく検討項目は「工認審査ガイド」において概ね包絡されることを確認した。そのため、工認審査ガイドに基づき確認を実施する。

確認結果を表 8-1 に示す。

工認審査ガイドに基づいて抽出した検討事項は、耐震評価方法の設定にあたって考慮されており、追加の検討を要する事項はないことを確認した。

表 8-1 工認審査ガイドに基づく検討事項の耐震評価方法への反映要否 (1/2)

検討事項 (工認審査ガイド) 4. 機器・配管系 に関する事項	工認審査ガイドに対応した耐震評価方法の設定にあたっての検討内容	追加検討 事項の有無 (○:有 ー:無)
4. 1 使用材料及び材 料定数	機器・配管系の地震応答解析及び構造設計において、工認審査ガイドに従って適用可能な規格及び基準等を使用する。 地震応答解析に用いる材料定数は、地盤の諸定数も含めて材料のばらつきによる変動幅を適切に考慮する。なお、単軸粘性ダンパにより機器・配管系に付与される減衰が大きくなるため、影響は軽微であると考えているが、詳細設計段階において ASME Boiler and Pressure Vessel Code SECTION III, DIVISION 1—NONMANDATORY APPENDIX N (ARTICLE N-1222.3 Time History Broadening) に規定された手法等により検討を行い、影響が軽微であることを確認する。	— (考慮済)
4. 2 荷重及び荷重の 組合せ	地震力と地震力以外の荷重は、工認審査ガイドに例示されている規格及び基準等に基づき適切に組み合わせる。	— (考慮済)
4. 3 許容限界	取水槽ガントリクレーンに係る許容限界及び単軸粘性ダンパの許容荷重は、工認審査ガイドに例示されている規格及び基準等に基づき設定する。 単軸粘性ダンパの許容変位は、その構造、寸法に基づき設定する。	— (考慮済)
4. 4 地震応答解析 4. 4. 1 地震応答解析手 法及び地震応答 解析モデル	地震応答解析手法は、工認審査ガイドに例示されている規格及び基準等並びに新規制審査実績を参考に設定する。 取水槽ガントリクレーンの地震応答解析モデルは、工認審査ガイドに例示されている規格及び基準等並びに新規制審査実績を参考に設定する。また、単軸粘性ダンパの減衰性能は、性能試験結果に基づいてモデル化し、減衰性能のばらつきを考慮する。	— (考慮済)
4. 4. 2 入力地震力	入力地震力は、取水槽ガントリクレーン設置位置の応答波を用いる。	— (考慮済)

表 8-1 工認審査ガイドに基づく検討事項の耐震評価方法への反映要否 (2/2)

検討事項 (工認審査ガイド) 4. 機器・配管系 に関する事項	工認審査ガイドに対応した耐震評価方法の設定にあたっての検討内容	追加検討 事項の有無 (○:有 ー:無)
4. 5 構造設計手法 4. 5. 1 構造解析手法及び構造解析モデル	構造解析手法及び構造解析モデルは、工認審査ガイドに例示されている規格及び基準等並びに新規制審査実績を参考に設定する。構造解析モデルの材料定数は、「4. 1 使用材料及び材料定数」による。	ー (考慮済)
4. 5. 2 水平方向及び鉛直方向地震力の組合せ	水平2方向及び鉛直方向の動的地震力の組合せに関しては、三方向同時入力により地震応答解析を行う。	ー (考慮済)
4. 6 基準地震動 S_s による地震力に対する耐震設計 4. 6. 1 構造強度	取水槽ガントリクレーンは、基準地震動 S_s による地震力に対して、上位クラス施設に波及的影響を及ぼさないことが要求されるものである。構造強度に関する耐震設計においては、耐震性を確認する上で必要な評価対象部位を選定し、施設に作用する応力等が工認審査ガイドに例示されている規格及び基準等に基づき設定した許容限界を超えていないことを確認する。	ー (考慮済)
4. 6. 2 動的機能	取水槽ガントリクレーンは、基準地震動 S_s による地震力に対して、上位クラス施設に波及的影響を及ぼさないことが要求されるものであり、動的機能維持の対象に該当しない。	ー (対象外)
4. 7 弾性設計用地震動 S_d による地震力・静的地震力に対する耐震設計	取水槽ガントリクレーンは、基準地震動 S_s による地震力に対して、上位クラス施設に波及的影響を及ぼさないことが要求されるものであり、弾性設計用地震動 S_d による地震力及び静的地震力に対する耐震設計の対象に該当しない。	ー (対象外)

単軸粘性ダンパの適用における他設備との特徴比較

表 9-1 に単軸粘性ダンパの適用における他設備との特徴比較を示す。

表 9-1 単軸粘性ダンパの適用における他設備との特徴比較 (1/3)

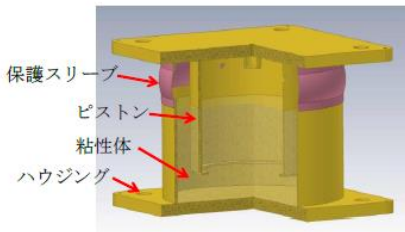
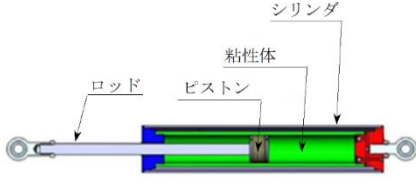
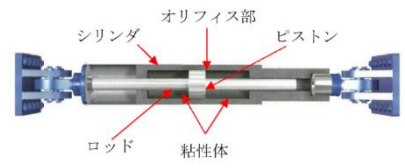
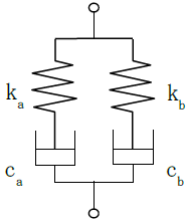
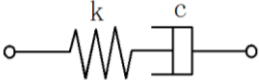
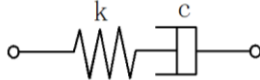
設備 項目	島根 2 号機 配管系	島根 2 号機 排気筒	島根 2 号機 取水槽ガントリクレーン	備考 (差異に対する 対応内容)
適用設備の 耐震クラス	耐震 B クラス (S d 機能維持の範囲を含む)	<ul style="list-style-type: none"> 耐震 S クラス (非常用ガス処理系用排気筒) 耐震 C クラス (空調換気系用排気筒) 	耐震 C クラス (S s での波及的影響評価を含む)	—
免震装置	三軸粘性ダンパ	単軸粘性ダンパ	単軸粘性ダンパ	—
構造概要				<ul style="list-style-type: none"> 排気筒の単軸粘性ダンパと比較し、取水槽ガントリクレーンで必要な検討が行われていることを確認。(添付 7 参照) オリフィスの構造や粘性体の特性に応じたダンパ特性を考慮。(添付 7 参照)
粘性体の種類	シリコン系	シリコン系	シリコン系	

表 9-1 単軸粘性ダンパの適用における他設備との特徴比較 (2/3)

設備 項目	島根 2 号機 配管系	島根 2 号機 排気筒	島根 2 号機 取水槽ガントリクレーン	備考 (差異に対する 対応内容)
モデル化方法	4 パラメータ Maxwell モデル  <p>k_a, k_b:ばね剛性 c_a, c_b:ダッシュポットの減衰係数</p>	2 パラメータ Maxwell モデル  <p>k:ばね剛性 c:速度に比例するダッシュポットの減衰係数</p>	2 パラメータ Maxwell モデル  <p>k:ばね剛性 c:速度の 0.1 乗に比例するダッシュポットの減衰係数</p>	他設備同様、Maxwell モデルを採用。速度の 0.1 乗に比例するダッシュポットで減衰性能を精度よくモデル化できることを確認。(3.2 参照)
地震応答解析方法	時刻歴応答解析 (線形) <モーダル時刻歴解析>	時刻歴応答解析 (線形) <直接積分法>	時刻歴応答解析 (非線形) <直接積分法>	取水槽ガントリクレーンはクレーン車輪部と単軸粘性ダンパが非線形モデルとなるため、非線形時刻歴解析を実施。(3.2 参照)
減衰定数の設定方法 (ダンパ以外)	モード減衰	剛性比例型減衰	Rayleigh 減衰	—

添付 9-2

表 9-1 単軸粘性ダンパの適用における他設備との特徴比較 (3/3)

設備 項目	島根 2 号機 配管系	島根 2 号機 排気筒	島根 2 号機 取水槽ガントリクレーン	備考 (差異に対する 対応内容)
特性試験項目	<ul style="list-style-type: none"> ・ 水平・鉛直同時加振試験 ・ 放射線照射試験 ・ 温度依存性試験 ・ 加振振幅を変えた性能試験 ・ 連続加振試験 	<ul style="list-style-type: none"> ・ ダンパ特性確認試験 (減衰係数を確認) ・ 温度依存性試験 ・ 加振振動数を変更した特性試験 <p>なお、施工時にダンパ性能を確認するため、製品性能試験及びストローク確認試験を実施。</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・ 加振振動数を変更した特性試験 ・ 連続加振試験 ・ 温度依存性試験 	<p>取水槽ガントリクレーンで検討が必要な項目の特性試験を実施。 (添付 3 参照)</p>
減衰性能の 不確かさ影響 の考慮	<p>±30%のばらつきを考慮 (製造公差, 据付公差)</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・ ±30%のばらつきを考慮 (特性試験結果を基に設定) ・ ダンパ 1 台削除 (点検を想定) 	<p>±20%のばらつきを考慮 (振動数, 製造公差)</p>	<p>取水槽ガントリクレーンの特性試験におけるばらつき, 及び製造公差からばらつきを設定。(3.2 参照)</p>
地震動の選定	<p>弾性設計用地震動 S_d (S_d-1, D, F1, F2, N1, N2)</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・ 基準地震動 S_s (S_s-D, F1, F2, N1, N2) ・ 弾性設計用地震動 S_d (S_d-1, D, F1, F2, N1, N2) 	<p>基準地震動 S_s (S_s-D)</p>	<p>取水槽ガントリクレーンの耐震評価への影響が大きい地震動を選定。(補足-027-10-48, 添付 5 参照)</p>

単軸粘性ダンパの保守管理の方針

1. 概要

取水槽ガントリクレーンに設置する単軸粘性ダンパは、設置環境を踏まえた経年劣化事象を考慮した適切な周期による定期的な点検（時間基準保全）により、設備性能を維持する。本資料においては、単軸粘性ダンパの保守管理の方針について説明する。

2. 点検項目等

単軸粘性ダンパは、本体（カバー、ガイドリング、ロッド、ピストン、シリンダー、クレビス）、特殊充填材、取付ボルトにより構成（図 10-1 参照）され、電子的な機構はない構造となっている。

単軸粘性ダンパの点検項目及び点検内容等を表 10-1 に示す。

本体及び取付ボルトは金属製であり、想定される経年劣化事象は腐食である。したがって、点検項目としては、目視により腐食等の有無を確認する。また、取付ボルトは緩みも想定されるため、緩みの有無も確認する。

特殊充填材はシリコン系であり、化学的に安定しており、極めて劣化し難い素材のため、経年劣化による減衰性能への影響は考え難いものの、本体内部の特殊充填材が外部へ漏えいした場合は減衰性能に影響を与える可能性がある。したがって、点検項目としては、目視により特殊充填材の漏えいの有無を確認する。

表 10-1 単軸粘性ダンパの点検項目及び点検内容

点検部位	想定される経年劣化事象	点検項目	点検内容	点検周期
本体	腐食	外観点検	き裂，変形，腐食がないことを確認する	1回/1年
取付ボルト	腐食	外観点検	き裂，変形，腐食，緩みがないことを確認する	1回/1年
特殊充填材	漏えい	外観点検	特殊充填材の漏えいがないことを確認する	1回/1年

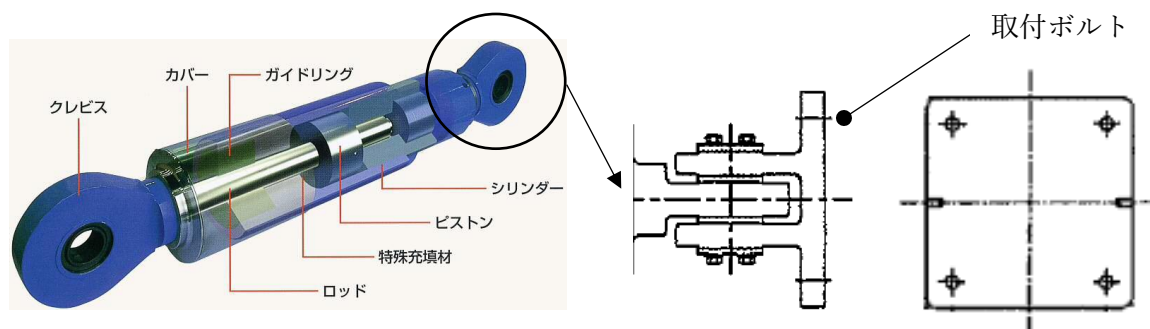


図 10-1 単軸粘性ダンパの概要

補足-027-10-89 立形ポンプの軸受評価について

目 次

1. 概要	1
2. 軸受部の評価方針	1
3. 軸受部の許容値の設定	1
4. 軸受部の評価結果	2

1. 概要

島根 2 号機における立形ポンプにおいて、機能維持評価用加速度は機能確認済加速度を下回っているが、損傷により回転機能及び水力特性機能に影響を及ぼすと考えられる軸受部について評価を実施し、地震時における動的機能維持が確保されることを確認する。

本資料が関連する工認図書は以下のとおり。

- VI-2-5-4-1-2 「残留熱除去ポンプの耐震性についての計算書」
- VI-2-5-5-1-1 「高圧炉心スプレイポンプの耐震性についての計算書」
- VI-2-5-5-2-1 「低圧炉心スプレイポンプの耐震性についての計算書」
- VI-2-5-7-1-3 「原子炉補機海水ポンプの耐震性についての計算書」
- VI-2-5-7-2-3 「高圧炉心スプレイ補機海水ポンプの耐震性についての計算書」

2. 軸受部の評価方針

軸受部の評価方針については原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1991（以下「J E A G 4 6 0 1」という。）及び原子力発電耐震設計特別調査委員会（以下「耐特委」という。）で検討された内容を踏まえ決定する。評価方針を表 1 に示す。

表 1 軸受部の動的機能維持評価に係る評価方針

No.	評価対象部位	J E A G 4 6 0 1 の 基本評価項目	耐特委の 基本評価 項目	検討方針
1	軸受	○	○	回転機能保持の観点から、軸受の発生荷重を評価する。

3. 軸受部の許容値の設定

軸受部の動的機能維持評価の評価内容に対する許容値を表 2 に示す。評価部位が許容値以下となることを確認することで、動的機能維持が確保されると判断する。

表 2 軸受部の許容値

No.	評価対象部位	許容値の設定
1	軸受	軸受の機能維持の観点から、メーカー規定の軸受許容荷重を許容値とした。

4. 軸受部の評価結果

軸受部の評価結果を表 3～7 に示す。全ての機器において発生値が許容値を満足しており、立形ポンプの軸受部は地震時においても動的機能維持が確保されることを確認した。

表 3 残留熱除去ポンプの評価結果

機器	評価部位	項目	軸受位置*1	材質	算出式	発生値(N)	許容値(N)	評価
残留熱除去 ポンプ	軸受	荷重 (N)	1-15		多質点はりモデルによる応答解析結果を用い、得られた軸受の発生荷重に係数4.3を乗じ評価	1.455×10^3		○
			3-17			1.959×10^4		○
			6-20			2.975×10^4		○
			9-23			2.112×10^4		○

注:動的機能維持評価における設計震度*2,*3で評価する。設計用震度は、「VI-2-1-7 設計用床応答スペクトルの作成方針」に基づき設定する。

注記*1:軸受位置については「VI-2-5-4-1-2 残留熱除去ポンプの耐震性についての計算書」のモデル図を参照

*2:設計用震度Ⅱ(基準地震動 S_s)により定まる設計震度[水平:1.17,鉛直:0.87]

*3:最大応答加速度を1.0倍した震度

表4 高圧炉心スプレイポンプの評価結果

機器	評価部位	項目	軸受位置*1	材質	算出式	発生値(N)	許容値(N)	評価
高圧炉心 スプレイ ポンプ	軸受	荷重 (N)	1-28		多質点はりモデルによる応答解析結果を用い、得られた軸受の発生荷重に係数4.3を乗じ評価	1.876×10^3		○
			3-30			7.623×10^3		○
			5-32			1.149×10^4		○
			7-34			1.079×10^4		○
			9-36			1.064×10^4		○
			11-38			1.069×10^4		○
			13-40			1.070×10^4		○
			15-42			1.053×10^4		○
			17-44			1.018×10^4		○
			19-46			1.064×10^4		○
22-49		3.567×10^4		○				

注:動的機能維持評価における設計震度*2,*3で評価する。設計用震度は、「VI-2-1-7 設計用床応答スペクトルの作成方針」に基づき設定する。

注記*1: 軸受位置については「VI-2-5-5-1-1 高圧炉心スプレイポンプの耐震性についての計算書」のモデル図を参照

*2: 設計用震度Ⅱ (基準地震動S_s) により定まる設計震度[水平: 1.17, 鉛直: 0.87]

*3: 最大応答加速度を1.0倍した震度

表 5 低圧炉心スプレイポンプの評価結果

機器	評価部位	項目	軸受位置*1	材質	算出式	発生値(N)	許容値(N)	評価
低圧炉心 スプレイ ポンプ	軸受	荷重 (N)	1-24		多質点はりモデルによる応答解析結果を用い、得られた軸受の発生荷重に係数4.3を乗じ評価	2.490×10^3		○
			3-26			9.389×10^3		○
			5-28			8.831×10^3		○
			7-30			8.597×10^3		○
			9-32			8.360×10^3		○
			11-34			7.982×10^3		○
			13-36			8.064×10^3		○
			15-38			1.122×10^4		○
			1-24			2.490×10^3		○

㊦ 注:動的機能維持評価における設計震度*2,*3で評価する。設計用震度は、「VI-2-1-7 設計用床応答スペクトルの作成方針」に基づき設定する。

注記*1: 軸受位置については「VI-2-5-5-2-1 低圧炉心スプレイポンプの耐震性についての計算書」のモデル図を参照

*2: 設計用震度Ⅱ（基準地震動S_s）により定まる設計震度[水平: 1.17, 鉛直: 0.87]

*3: 最大応答加速度を1.0倍した震度

表 6 原子炉補機海水ポンプの評価結果

機器	評価部位	項目	軸受位置*1	材質	算出式	発生値(N)	許容値(N)	評価
原子炉補機 海水ポンプ	軸受	荷重 (N)	2-30		多質点はりモデルによる応答解析結果を 用い，得られた軸受の発生荷重に係数 4.3 を乗じ評価	1.788×10^4		○
			6-34			2.495×10^4		○
			10-38			3.152×10^4		○
			13-41			1.380×10^4		○
			17-45			2.240×10^4		○

注：動的機能維持評価における設計震度*2,*3で評価する。設計用震度は、「VI-2-1-7 設計用床応答スペクトルの作成方針」に基づき設定する。

注記*1：軸受位置については「VI-2-5-7-1-3 原子炉補機海水ポンプの耐震性についての計算書」のモデル図を参照

*2：設計用震度 I（基準地震動 S s）を上回る設計震度により定まる設計震度[水平：1.40，鉛直：0.93]

*3：最大応答加速度を 1.0 倍した震度

表 7 高圧炉心スプレイ補機海水ポンプの評価結果

機器	評価部位	項目	軸受位置*1	材質	算出式	発生値(N)	許容値(N)	評価
高圧炉心スプレイ補機海水ポンプ	軸受	荷重(N)	2-34		多質点はりモデルによる応答解析結果を用い，得られた軸受の発生荷重に係数4.3 を乗じ評価	1.089×10^4		○
			5-37			1.981×10^4		○
			11-43			2.652×10^4		○
			16-48			1.646×10^4		○
			21-53			2.784×10^4		○

注：動的機能維持評価における設計震度*2,*3で評価する。設計用震度は、「VI-2-1-7 設計用床応答スペクトルの作成方針」に基づき設定する。

注記*1：軸受位置については「VI-2-5-7-2-3 高圧炉心スプレイ補機海水ポンプの耐震性についての計算書」のモデル図を参照

*2：設計用震度Ⅱ（基準地震動S s）により定まる設計震度[水平：1.32，鉛直：0.93]

*3：最大応答加速度を1.0 倍した震度

補足-027-10-90 取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備の耐震性
についての計算書に関する補足説明資料

目 次

1. 一般事項	1
1.1 検討対象設備一覧	1
1.2 配置概要	2
1.3 構造計画	3
2. 耐震評価	5
2.1 入力値	5
2.2 評価結果	7

1. 一般事項

本資料はVI-2-11-2-6-3「取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備の耐震性についての計算書」における検討対象設備について、上記図書で掲載した代表断面以外の断面の評価に必要な入力値及び評価結果を説明するものである。

1.1 検討対象設備一覧

検討対象設備一覧を表 1-1 に示す。

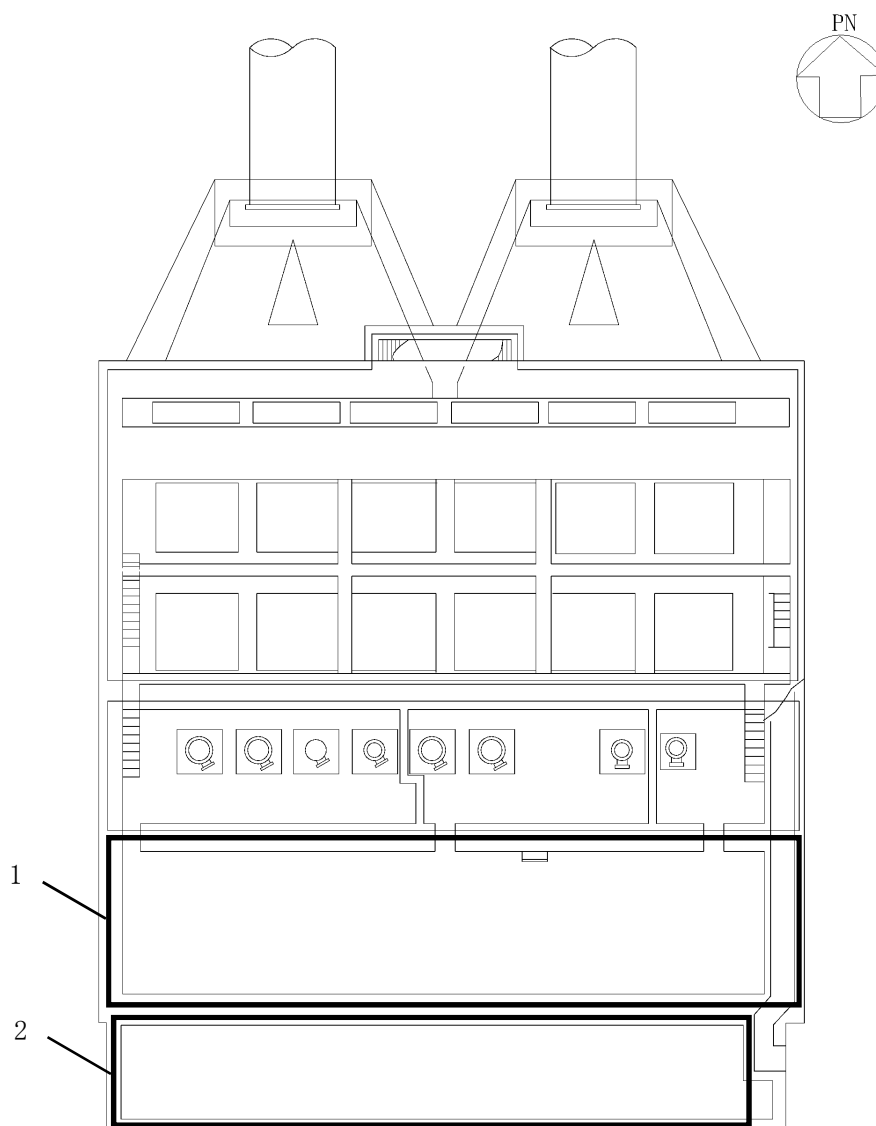
表 1-1 検討対象設備一覧

防水壁 No.	防水壁名称	設置高さ EL
1	取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備（循環水ポンプエリア）*	8.80m
2	取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備（ストレーナエリア）	8.80m

注記*：VI-2-11-2-6-3「取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備の耐震性についての計算書」において、評価に必要な入力値及び評価結果を説明

1.2 配置概要

取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備の設置位置図を図 1-1 に示す。



No.	設備名称
1	取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備（循環水ポンプエリア）
2	取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備（ストレーナエリア）

図 1-1 設置位置図

1.3 構造計画

取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備は、鋼板、架構、ベースプレート及びアンカーボルトから構成され、取水槽躯体にアンカーボルトで固定する構造とする。

取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備の構造計画を表 1-2～表 1-3 に示す。

表 1-2 取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備（循環水ポンプエリア）の構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>架構で補強した鋼板を取水槽にアンカーボルトにて固定する。</p>	<p>鋼板、架構、ベースプレート及びアンカーボルトにより構成する。</p>	<p>断面図 (A-A 断面) (単位：mm)</p> <p>断面図 (B-B 断面) (単位：mm)</p>

表 1-3 取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備（ストレーナエリア）の構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>架構で補強した鋼板を取水槽にアンカーボルトにて固定する。</p>	<p>鋼板，架構，ベースプレート及びアンカーボルトにより構成する。</p>	<p>断面図 (C-C 断面) (単位：mm)</p> <p>断面図 (D-D 断面) (単位：mm)</p>

2. 耐震評価

2.1 入力値

VI-2-11-2-6-3「取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備の耐震性についての計算書」における検討対象設備のうち上記図書で掲載した代表断面以外の断面について、表 2-1 に耐震評価に用いる入力値を示す。

表 2-1(1) 耐震評価に用いる入力値
(取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備 (ストレーナエリア))

対象部位	記号	単位	定義	数値
共通	k_H	—	基準地震動 S_s の水平方向の設計震度	3.30
	k_v	—	基準地震動 S_s の鉛直方向の設計震度	1.10
鋼板	V_{ss1}	kN/m	鋼板に作用する基準地震動 S_s による鉛直方向の設計地震荷重	3.89
	G_1	kN/m	鋼板の固定荷重	1.54
	F_1	kN/m	鋼板が負担する積雪荷重	2.00
	V_1	kN/m	鋼板に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重	7.43
	σ_1	N/mm ²	鋼板に生じる曲げ応力度	27.9
	M_1	kN・m	鋼板に生じる曲げモーメント	1.87
	Z_1	cm ³	鋼板の断面係数	67
	L_1	m	鋼板の支持スパン	1.42
	τ_1	N/mm ²	鋼板に生じるせん断応力度	0.26
	Q_1	kN	鋼板のせん断力	5.28
	A_{s1}	m ²	鋼板のせん断断面積	0.02
架構	V_{ss2}	kN/m	架構に作用する基準地震動 S_s による鉛直方向の設計地震荷重	6.50
	G_2	kN/m	架構の固定荷重	2.19
	$G_{2'}$	kN/m	架構が負担する鋼板及びベースプレートの固定荷重	1.62
	F_2	kN/m	架構が負担する積雪荷重	2.10
	V_2	kN/m	架構に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重	12.41
	σ_2	N/mm ²	架構に生じる曲げ応力度	7.0
	M_2	kN・m	架構に生じる曲げモーメント	15.88
	Z_2	cm ³	架構の断面係数	2280
L_2	m	架構の支持スパン	3.20	

表 2-1(2) 耐震評価に用いる入力値

(取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備 (ストレナエリア))

対象部位	記号	単位	定義	数値
架構	τ_2	N/mm ²	架構に生じるせん断応力度	5.31
	Q_2	kN	架構のせん断力	19.86
	A_{S2}	cm ²	架構のせん断断面積	37.44
ベースプレート	σ_{b3}	N/mm ²	ベースプレートに生じる曲げ応力度	10.2
	M_3	N・m	ベースプレートに生じる最大曲げモーメント	337
	Z_3	cm ³	ベースプレートの断面係数	33.1
	P_3	N	アンカーボルト 1 本当たりの引張力	2340
	L_3	m	リブプレートとアンカーボルト間の長さ	0.144
	τ_3	N/mm ²	ベースプレートに生じるせん断応力度	0.4
	S_{max3}	N	ベースプレートに生じるせん断力	2340
	t_3	mm	ベースプレートの厚さ	32
	B_3	m	部材断面有効幅	0.194
アンカーボルト	T_{d4}	kN	アンカーボルト 1 本当たりの引張力	2.34
	V_4	kN	架構等の固定荷重	0.61
	n_4	本	架構に取り付くアンカーボルトの本数	3
	T_4	kN	架構に発生する曲げモーメントによりアンカーボルト 1 本当たりに生じる引張力	2.13
	T_a	kN	アンカーボルト 1 本当たりの短期許容引張力	52.3
	Q_{d4}	kN	アンカーボルト 1 本当たりのせん断力	20.80
	Q_4	kN	アンカーボルトのせん断力	62.40
	Q_a	kN	アンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力	79.9

2.2 評価結果

VI-2-11-2-6-3「取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備の耐震性についての計算書」における検討対象設備のうち上記図書で掲載した代表断面以外の断面の耐震評価結果を表 2-2 に示す。

表 2-2 耐震評価結果

(取水槽循環水ポンプエリア防護対策設備 (ストレーナエリア))

評価部材			発生応力度 又は荷重		許容限界値		発生応力度/ 許容限界値
鋼板	SS400	曲げ	28	N/mm ²	235	N/mm ²	0.12
		せん断	1	N/mm ²	135	N/mm ²	0.01
架構	SS400	曲げ	7	N/mm ²	235	N/mm ²	0.03
		せん断	6	N/mm ²	135	N/mm ²	0.05
ベースプレート	SS400	曲げ	11	N/mm ²	235	N/mm ²	0.05
		せん断	1	N/mm ²	135	N/mm ²	0.01
		組合せ (曲げ, せん断)	11	N/mm ²	235	N/mm ²	0.05
アンカー ボルト	SD345	せん断	21	kN	79.9	kN	0.27
		引張	3	kN	52.3	kN	0.06
		組合せ (せん断+引張)	—	—	—	—	0.07

補足-027-10-91 免震重要棟遮蔽壁の耐震性についての計算書に関する

補足説明資料

目次

1. 評価方法	1
2. 評価条件	1
2.1 適用規格	1
2.2 構造概要	3
2.3 評価断面の方向	7
2.4 評価対象断面の選定	7
2.5 使用材料及び材料の物性	9
2.6 地盤物性値	10
2.7 評価構造物諸元	11
2.8 地下水位	12
2.9 耐震評価フロー	13
3. 地震応答解析	14
3.1 地震応答解析手法	14
3.2 地震応答解析モデルの設定	16
3.2.1 解析モデル領域	16
3.2.2 境界条件	17
3.2.3 構造物のモデル化	20
3.2.4 地盤のモデル化	21
3.2.5 地震応答解析モデル	22
3.2.6 ジョイント要素	23
3.2.7 材料特性の設定	25
3.3 減衰定数	27
3.4 荷重及び荷重の組合せ	33
3.4.1 積雪荷重	33
3.4.2 風荷重	33
3.4.3 地震荷重	33
3.5 地震応答解析の解析ケース	34
3.5.1 耐震評価における解析ケース	34
3.6 入力地震動の設定	36
3.6.1 A-A断面の入力地震動	37
4. 耐震評価	49
4.1 許容限界	49
4.1.1 遮蔽壁の許容限界	49
4.1.2 鋼管杭の許容限界	53
4.1.3 杭頭部の許容限界	54
4.1.4 基礎地盤の支持性能に対する許容限界	56
5. 評価結果	57
5.1 構造部材の健全性に対する評価結果	57

5.1.1	遮蔽壁（鉄筋コンクリート部材）	57
5.1.2	鋼管杭	61
5.1.3	杭頭部	65
5.2	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	66

参考資料 1 免震重要棟遮蔽壁のアクセスルートへの影響確認について

参考資料 2 地盤物性のばらつきを考慮する地盤の選定について

1. 評価方法

免震重要棟遮蔽壁は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、上位クラス施設である緊急時対策所に対して波及的影響を及ぼさないことが要求される。

波及的影響の評価として、上位クラス施設の機能が保持されることを S_s を用いた地震応答解析を行い、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することにより、免震重要棟遮蔽壁が上位クラスである緊急時対策所に対して波及的影響を及ぼさないことを確認する。

2. 評価条件

2.1 適用規格

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・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, 1987年)
- ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル ((社) 土木学会, 2005年)
- ・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)
- ・道路橋示方書 (I 共通編・IV下部構造編) ・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成14年3月)
- ・道路橋示方書 (I 共通編・II鋼橋編) ・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成14年3月)
- ・杭基礎設計便覧 ((社) 日本道路協会, 2007年)
- ・建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5N 原子力発電所施設における鉄筋コンクリート工事 ((社) 日本建築学会, 2013年)

表 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] ((社) 土木学会, 2002 年)	鉄筋コンクリートの材料諸元 (単位体積重量, ヤング係数, ポアソン比)
	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)	鋼管杭の材料諸元 (単位体積重量, ヤング係数, ポアソン比)
	建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5N 原子力発電所施設における鉄筋コンクリート工事 ((社) 日本建築学会, 2013 年)	杭頭補強筋の材料諸元 (杭頭補強筋の定着長)
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] ((社) 土木学会, 2002 年)	永久荷重, 偶発荷重等の適切な組合せを検討
許容限界	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)	曲げ・軸力系の破壊に対する照査は, 発生ひずみが限界ひずみ (圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%) 以下であることを確認 せん断破壊に対する照査は, 発生せん断力がせん断耐力を下回ることを確認
	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)	基礎地盤の支持性能に対する照査は, 基礎に発生する応力が極限支持力を下回ることを確認 鋼管杭に発生する曲げモーメントが全塑性モーメントを下回ることを確認
	道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編) ・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)	鋼管杭に発生するせん断力が降伏強度を下回ることを確認
	杭基礎設計便覧 ((社) 日本道路協会, 2007 年)	杭頭部に発生する押抜きせん断応力及び支圧応力が許容限界以下であることを確認
地震応答解析	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, 1987 年)	有限要素法による二次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

2.2 構造概要

免震重要棟遮蔽壁の位置図を図2-1に、波及的影響範囲を図2-2に、免震重要棟遮蔽壁の平面図を図2-3に、断面図を図2-4に、概略配筋図を図2-5に示す。

免震重要棟遮蔽壁は、鉄筋コンクリート造の杭基礎（鋼管杭）構造であり、幅0.5～2.4m、高さ10.3mの鉄筋コンクリート造の壁部と、径1.2m、高さ6mの鋼管杭の地下部により構成される。また、免震重要棟遮蔽壁は、鋼管杭を介して、マンメイドロック（以下「MMR」という。）及び十分な支持性能を有する岩盤に支持される。

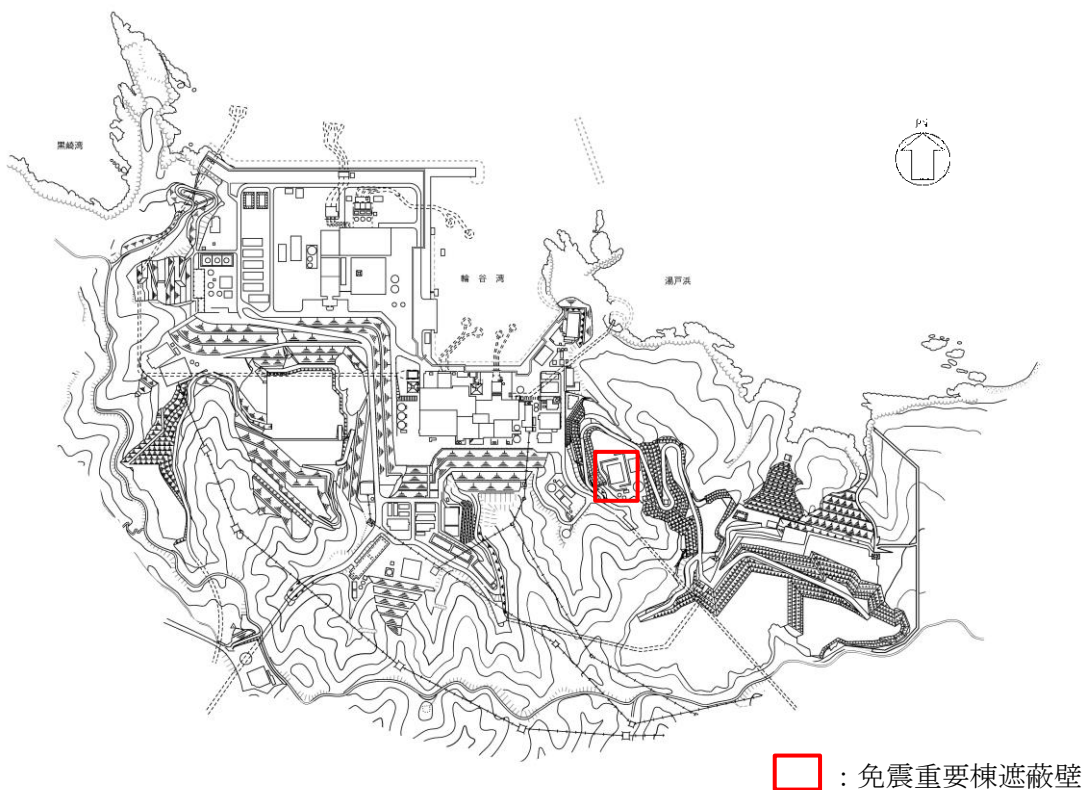


図2-1 免震重要棟遮蔽壁の設置位置

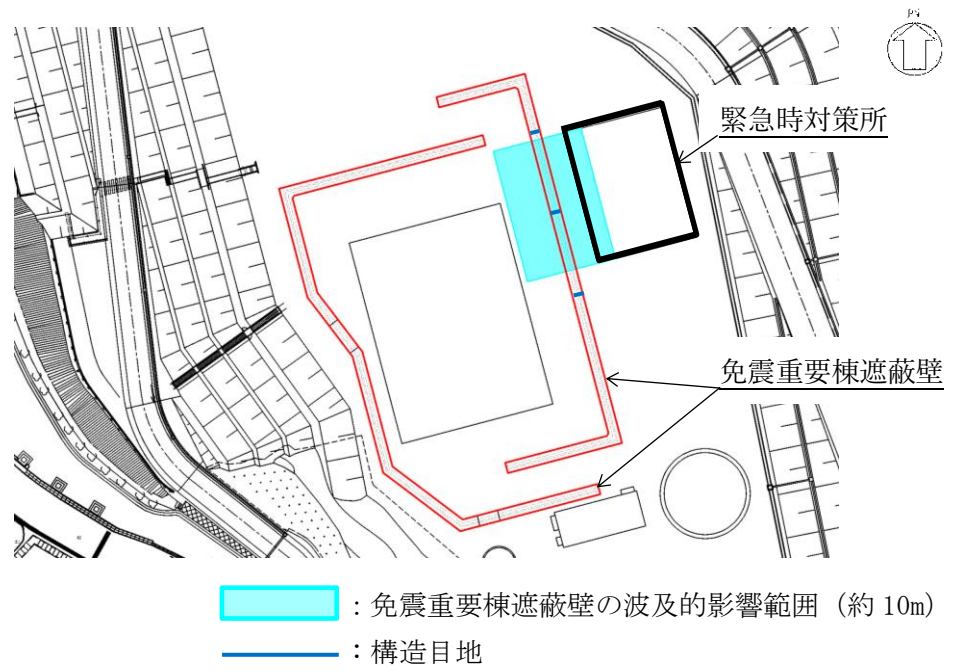
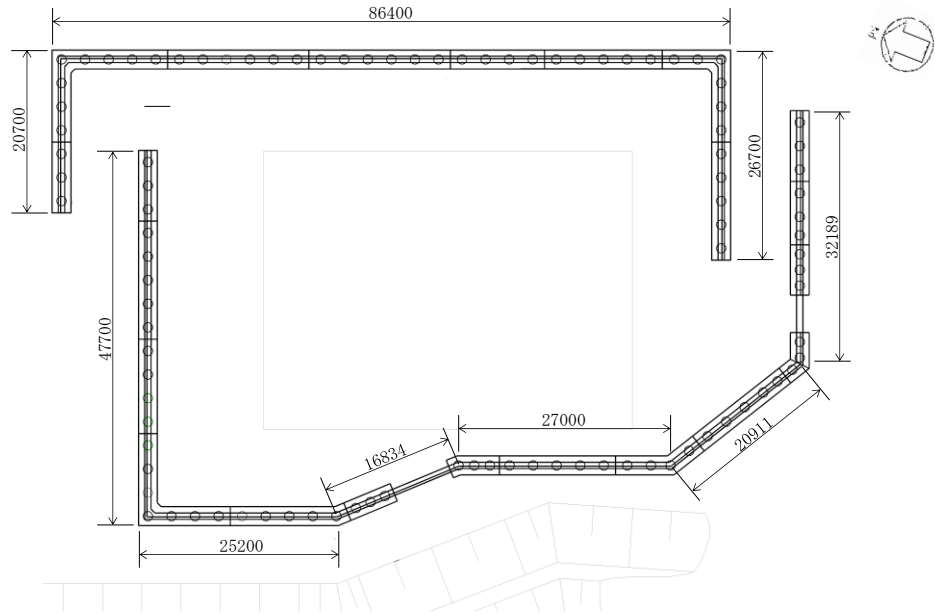
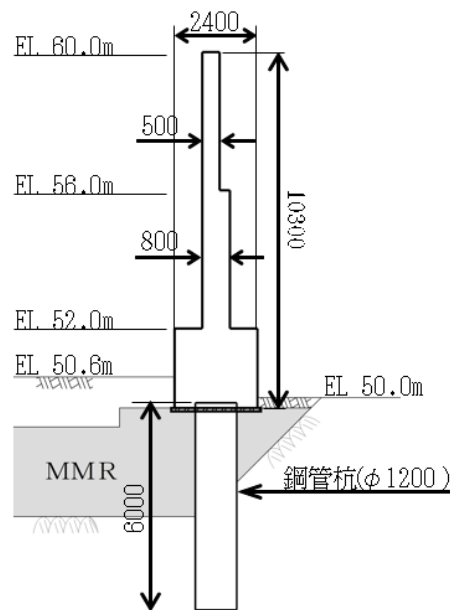


図 2-2 免震重要棟遮蔽壁の波及的影響範囲



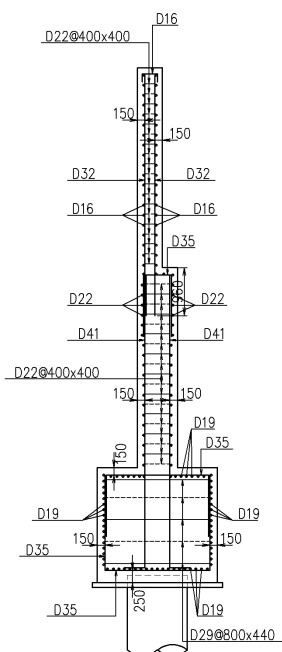
(単位：mm)

図 2-3 免震重要棟遮蔽壁の概要図（平面図）



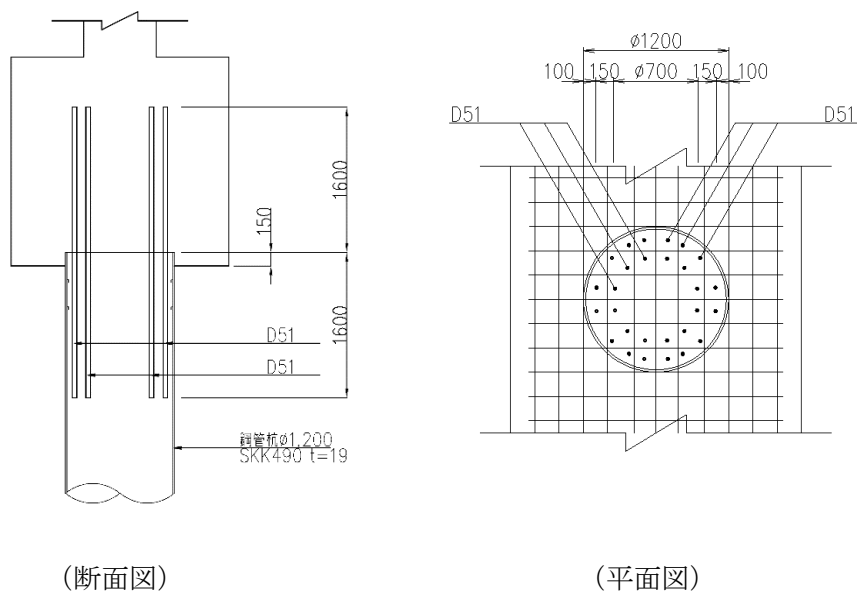
(単位：mm)

図 2-4 免震重要棟遮蔽壁の概要図（断面図）



(単位：mm)

図 2-5(1) 免震重要棟遮蔽壁の概略配筋図



(単位：mm)

図 2-5(2) 免震重要棟遮蔽壁の概略配筋図 (杭頭補強筋)

2.3 評価断面の方向

免震重要棟遮蔽壁は、上部工は鉄筋コンクリート造、下部工は鋼管杭で構成される線状構造物であるため、遮蔽壁の軸方向が強軸断面方向、遮蔽壁に直交する方向が弱軸断面方向になる。

以上より、弱軸断面方向となる遮蔽壁に直交する方向を評価対象断面とする。

2.4 評価対象断面の選定

「2.3 評価断面の方向」に示すとおり、評価対象断面は、線状構造物であるため、弱軸断面方向となる遮蔽壁に直交する方向から選定する。遮蔽壁が倒壊した場合に影響を与える区間の構造は一樣であることから、評価対象断面はA-A断面とする。なお、西側の免震重要棟遮蔽壁によるアクセスルートへの波及的影響に関する確認結果を参考資料1に示す。

免震重要棟遮蔽壁の評価対象断面位置図及び評価対象地質断面図を図2-6及び図2-7に示す。

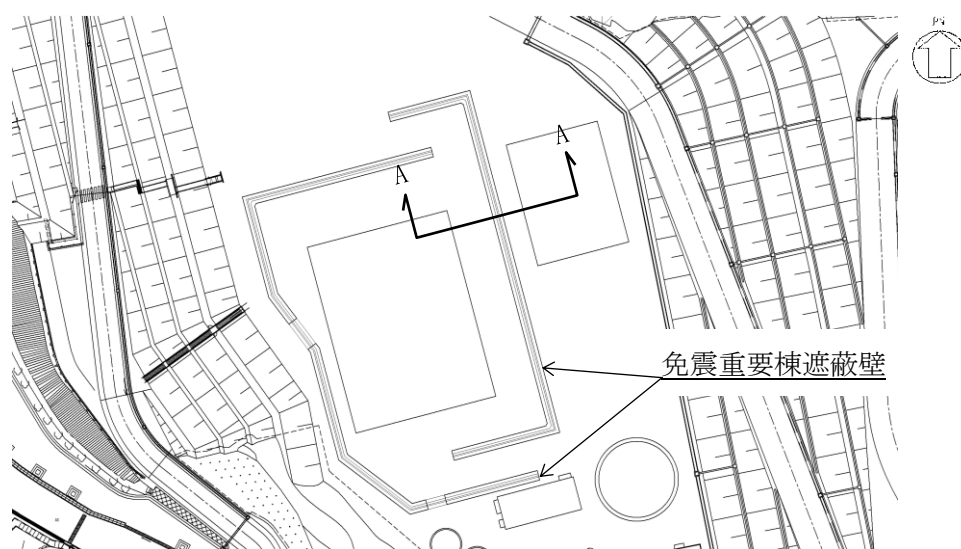


図2-6 免震重要棟遮蔽壁の評価対象断面位置図

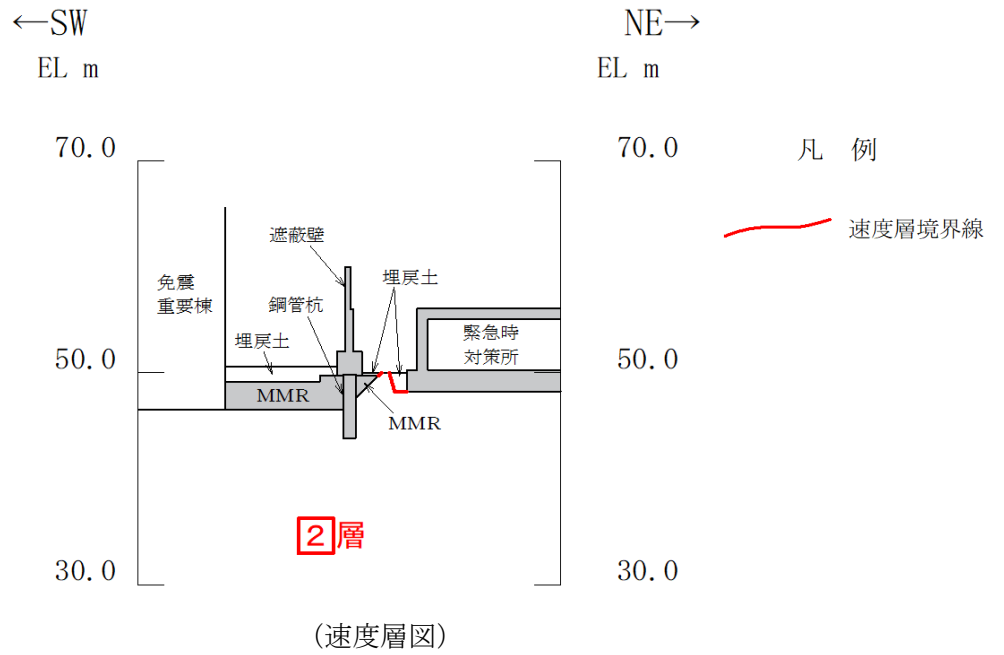
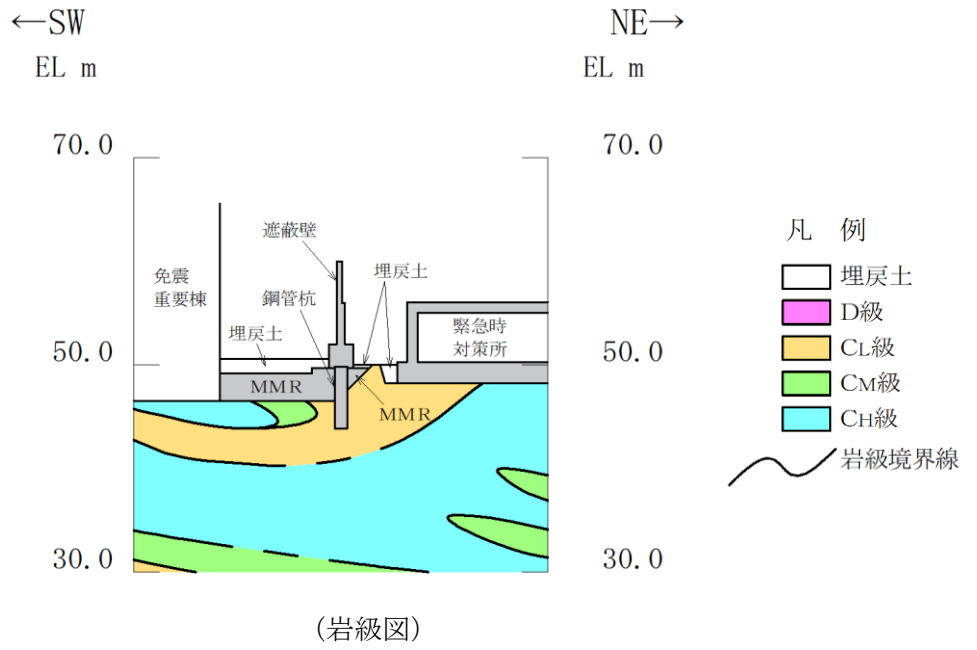


図 2-7 評価対象地質断面図

2.5 使用材料及び材料の物性

構造物の使用材料を表 2-2 に、材料の物性値を表 2-3 に示す。

表 2-2 使用材料

材料		仕様
構造物 (鉄筋コンクリート)	コンクリート	設計基準強度 30.0N/mm ²
	鉄筋	SD345
MMR		設計基準強度 18.0N/mm ²
鋼管杭		SKK490

表 2-3 材料の物性値

材料	ヤング係数 (N/mm ²)	単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比
構造物 (鉄筋コンクリート)	2.80×10 ⁴	24.0	0.2
MMR	2.20×10 ⁴	22.6	0.2
鋼管杭 (SKK490)	2.00×10 ⁵	77.0	0.3

2.6 地盤物性値

地盤については、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表2-4及び表2-5に示す。

表2-4 地盤の解析用物性値（岩盤）

層番号	S波速度 V_s (m/s)	P波速度 V_p (m/s)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰定数 h (%)
②層	900	2100	23.0	0.388	19.0	3
③層*	1600	3600	24.5	0.377	64.0	3
④層*	1950	4000	24.5	0.344	95.1	3
⑤層*	2000	4050	26.0	0.339	105.9	3
⑥層*	2350	4950	27.9	0.355	157.9	3

注記*：入力地震動の算定においてのみ用いる解析用物性値

表2-5 地盤の解析用物性値（埋戻土）

			解析用物性値
			埋戻土
物理特性	密度	ρ (g/cm ³)	2.11
強度特性	初期せん断強度	τ_0 (N/mm ²)	0.22
	内部摩擦角	ϕ (°)	22
動的変形特性	初期せん断弾性係数	G_0 (N/mm ²)	$G_0=749 \sigma^{0.66}$ (N/mm ²) $G/G_0=1/(1+\gamma/0.00027)$
	動ポアソン比	ν_d	0.45
減衰特性	減衰定数	h	$h=0.0958 \times (1-G/G_0)^{0.85}$

2.7 評価構造物諸元

免震重要棟遮蔽壁の諸元を表 2-6 に、評価部位を図 2-8 に示す。

表 2-6(1) 評価部位とその仕様 (遮蔽壁)

部位		仕様		材料	
		部材幅 (mm)	部材厚 (mm)	コンクリート 設計基準強度 f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋
遮蔽壁 (上部)	1	4000	500	30.0	SD345
遮蔽壁 (中部)	2	4000	800	30.0	SD345
遮蔽壁 (下部)	3	2300	2400	30.0	SD345

表 2-6(2) 評価部位とその仕様 (鋼管杭)

部位		仕様	材料
		杭径(mm)	
鋼管杭	4	1200	SKK490

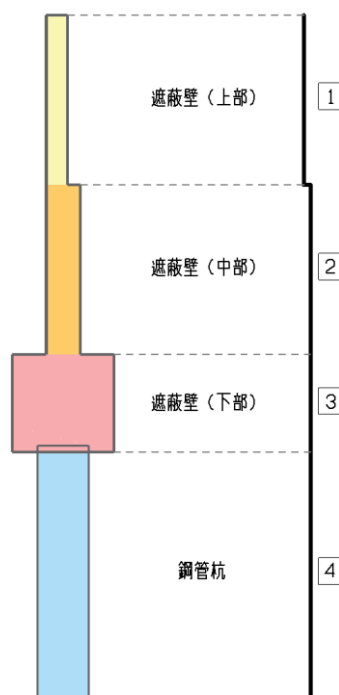


図 2-8 評価部位位置図

2.8 地下水位

設計地下水位は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計地下水位を表2-7に示す。免震重要棟遮蔽壁については、地下水位が構造物基礎下端より十分低い
ため、地下水を考慮しない。

表2-7 設計地下水位

施設名称	解析断面	設計地下水位 (EL m)	備考
免震重要棟遮蔽壁	A-A断面	地下水位が構造物基礎下端より十分低い ため考慮しない。	3次元浸透流解析による 自然水位：EL 23.0m

2.9 耐震評価フロー

免震重要棟遮蔽壁の耐震評価フローを図 2-9 に示す。

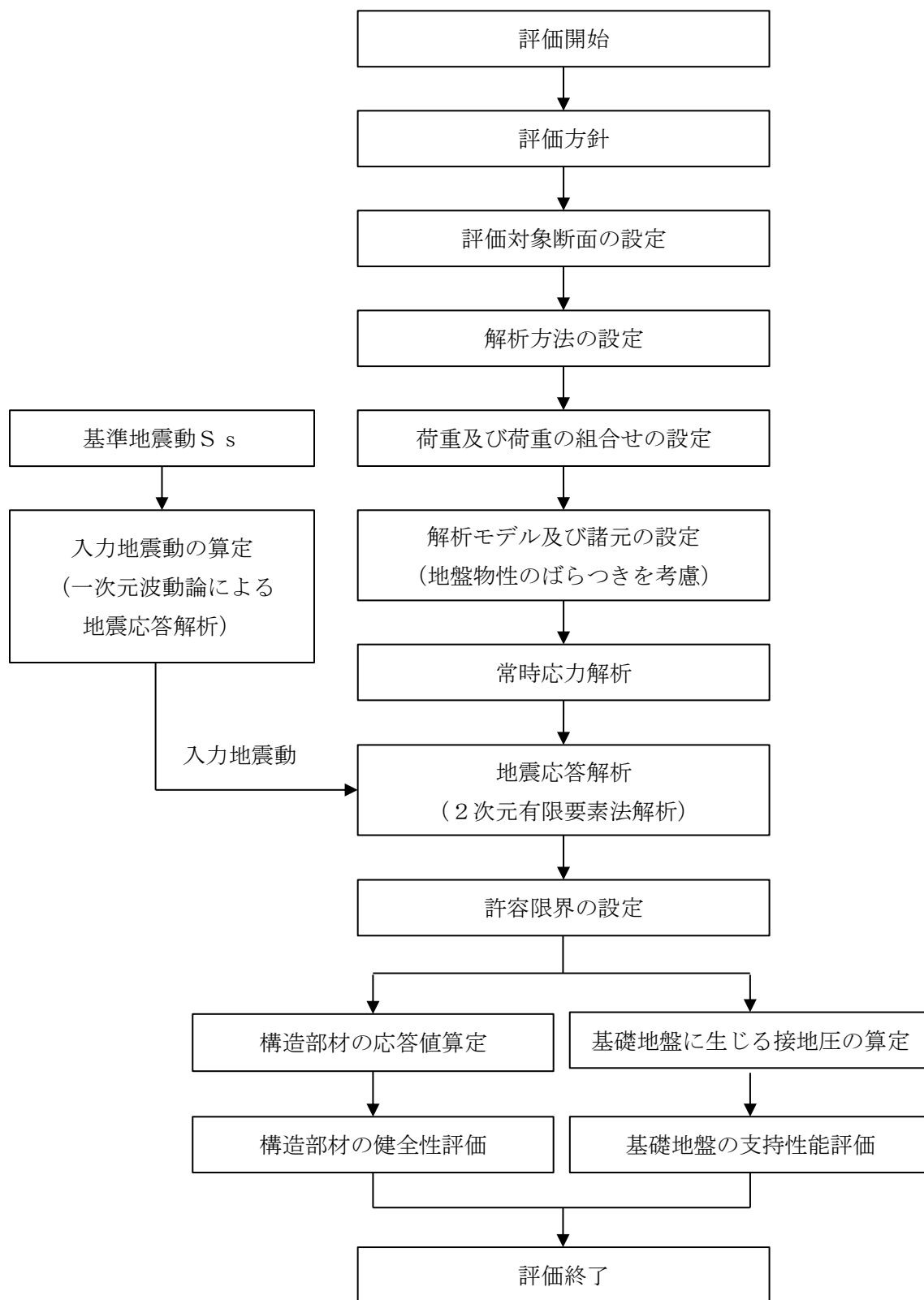


図 2-9 免震重要棟遮蔽壁の耐震評価フロー

3. 地震応答解析

3.1 地震応答解析手法

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる2次元動的有限要素法により、基準地震動 S_s 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を行う。

解析手法については、図3-1に示す解析手法の選定フローに基づき選定する。

免震重要棟遮蔽壁は、施設周辺の地下水位が底版より低いことから、解析手法は「①全応力解析」とする。

遮蔽壁については、ファイバーモデル及び線形はり要素でモデル化する。また、地盤については、平面ひずみ要素でモデル化することとし、岩盤及びMMRは線形でモデル化する。埋戻土のばね特性は双曲線モデル（修正GHEモデル）を用いて非線形性を考慮する。

地震応答解析については、解析コード「TDAPⅢ」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、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

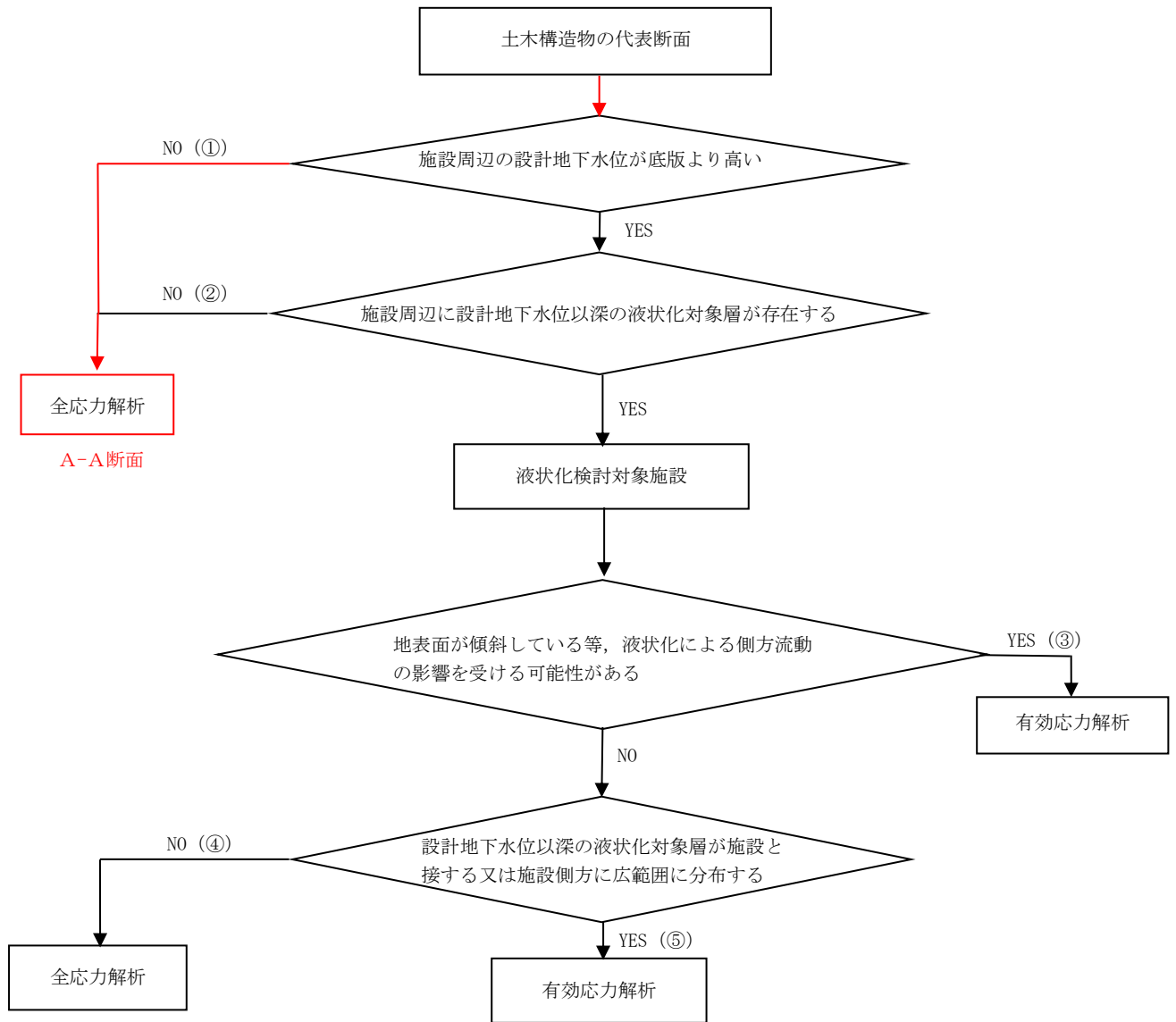


図 3-1 解析手法の選定フロー

3.2 地震応答解析モデルの設定

3.2.1 解析モデル領域

地震応答解析モデルのモデル化領域を図 3-2 に示す。

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、「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, 1987 年) 」を参考に、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基礎幅の 1.5 倍～2 倍確保している。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長の 5 分の 1 程度を考慮し、要素高さを 1m 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・マニュアル ((社) 土木学会, 2005 年) 」 (以下「土木学会マニュアル 2005」という。) に従い、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度まで細分割して設定する。

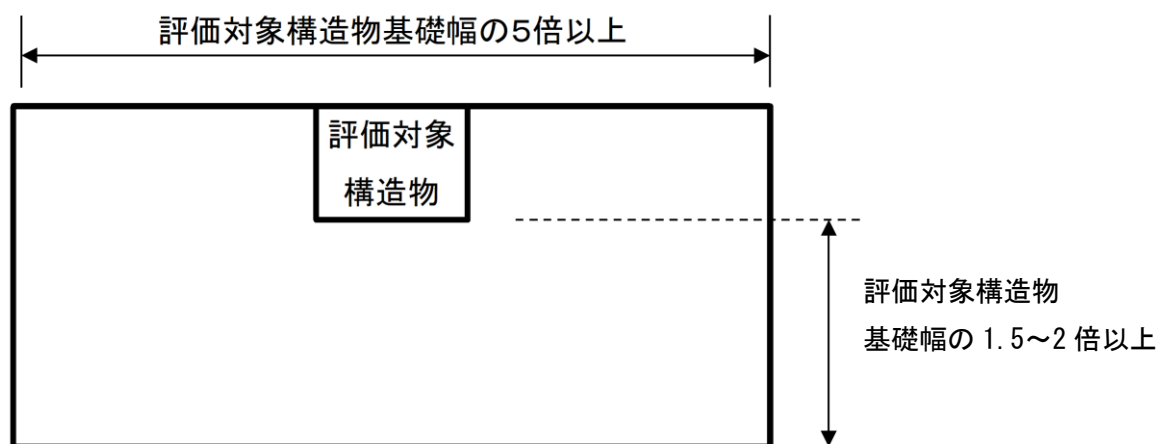


図 3-2 モデル化範囲の考え方

3.2.2 境界条件

(1) 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、側方境界はフリーとする。

境界条件の概念図を図 3-3 に示す。

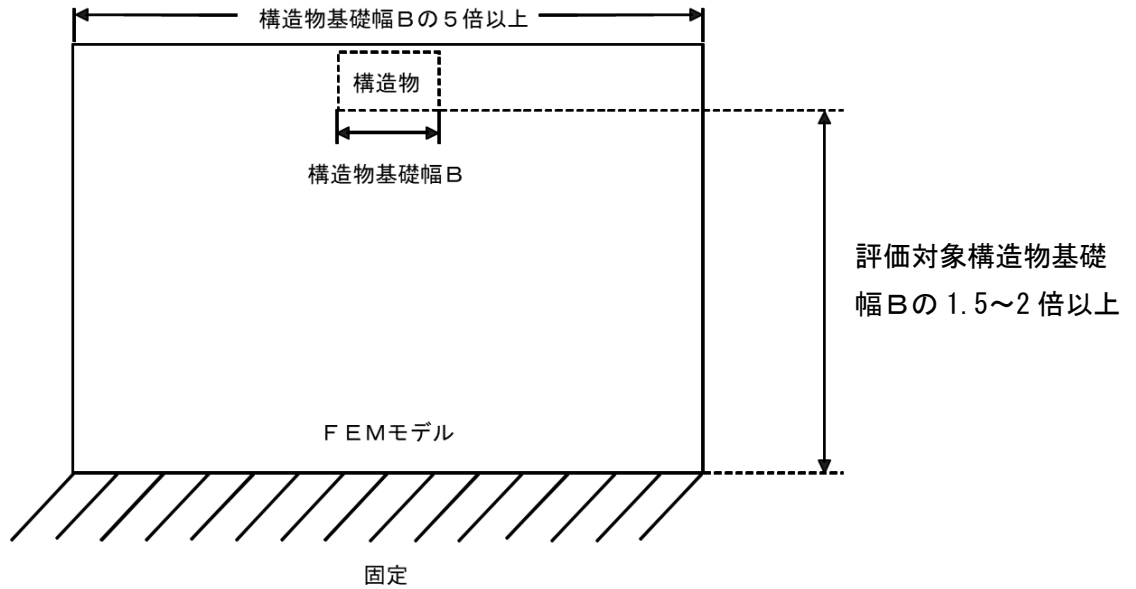


図 3-3 固有値解析における境界条件の概念図

(2) 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。そこで、常時応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図3-4に示す。

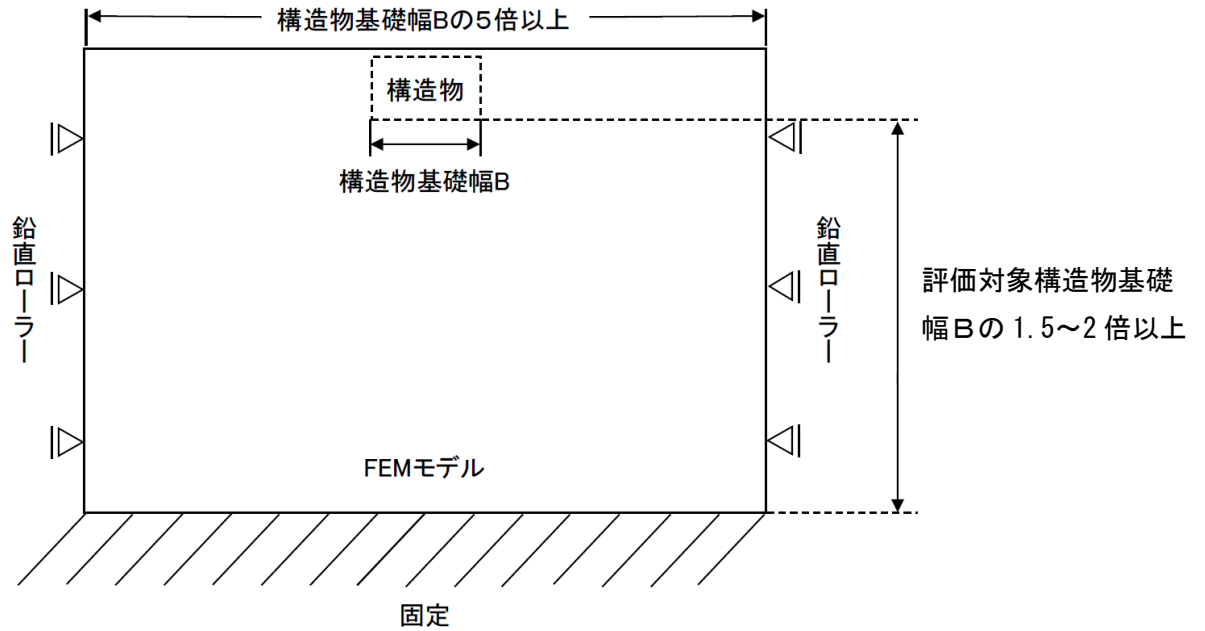


図3-4 常時応力解析における境界条件の概念図

(3) 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。

境界条件の概念図を図 3-5 に示す。

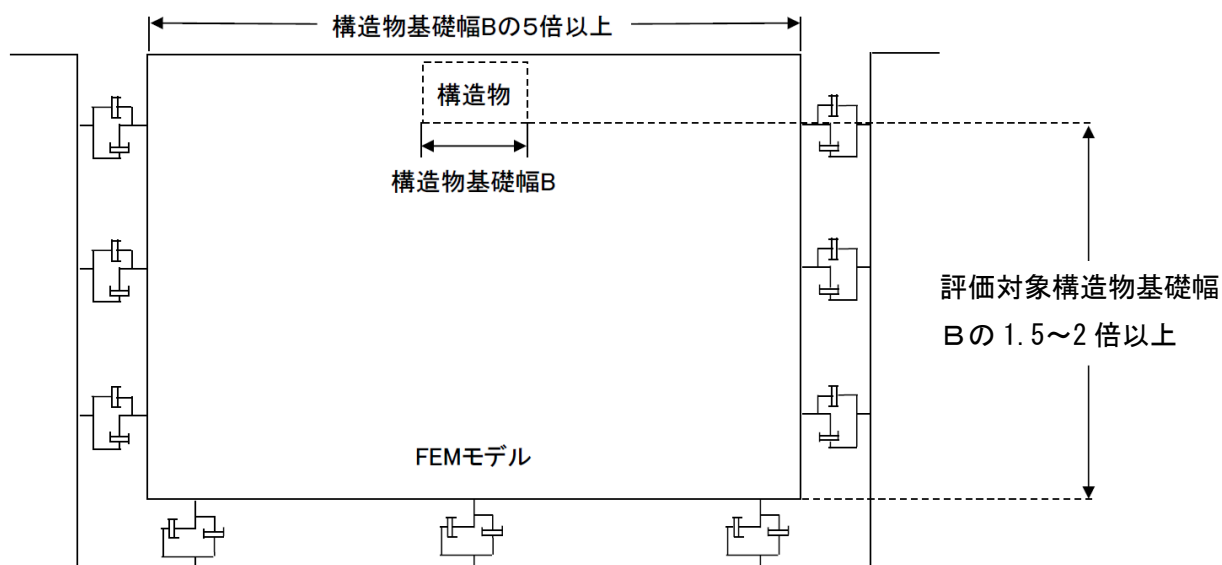


図 3-5 地震応答解析における境界条件の概念図

3.2.3 構造物のモデル化

免震重要棟遮蔽壁のうち、遮蔽壁は非線形はり要素でモデル化する。なお、部材厚 50cm と部材厚 80cm の境界の部材は、偏心を考慮したモデルとし、剛梁（線形はり要素）でモデル化する。鋼管杭については線形はり要素によりモデル化する。また、遮蔽壁と鋼管杭の接続部については、「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）」に基づく接合方法 B により接続することから、剛結とする。モデル概要図を図 3-6 に示す。

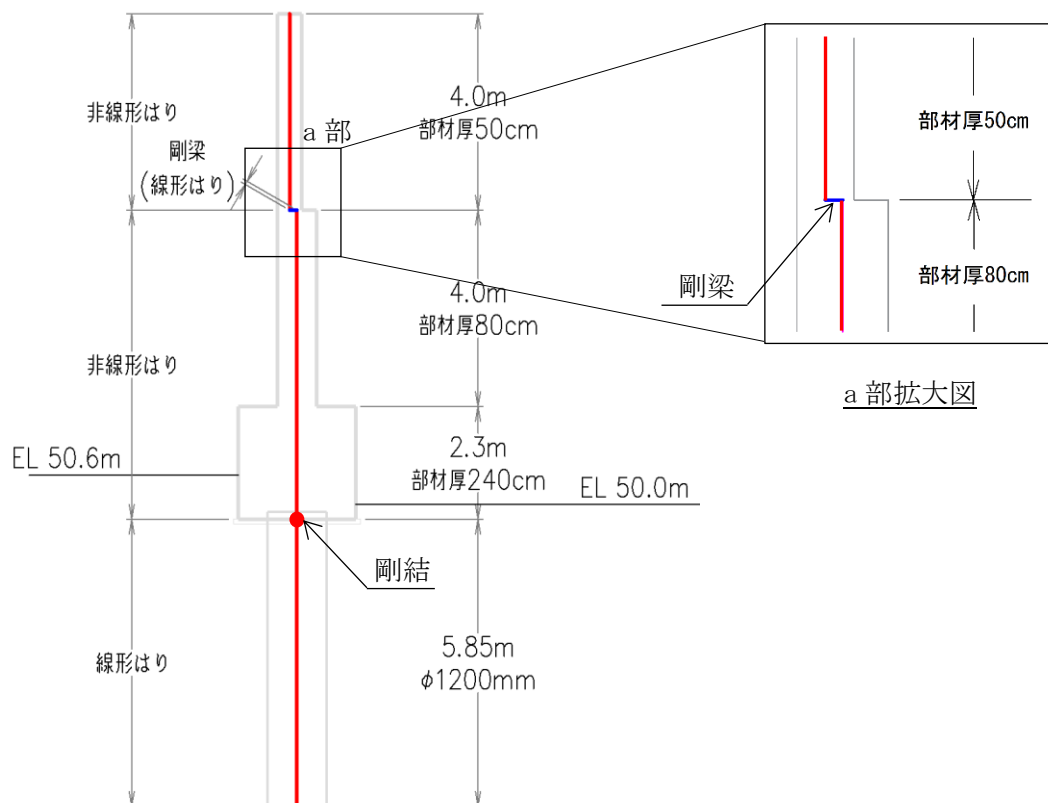


図 3-6 モデル概要図

3.2.4 地盤のモデル化

岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。埋戻土は、地盤の非線形性を考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。なお、MMRは周辺岩盤と同様とし、線形の平面ひずみ要素としてモデル化する。解析用地盤断面図を図3-7に示す。

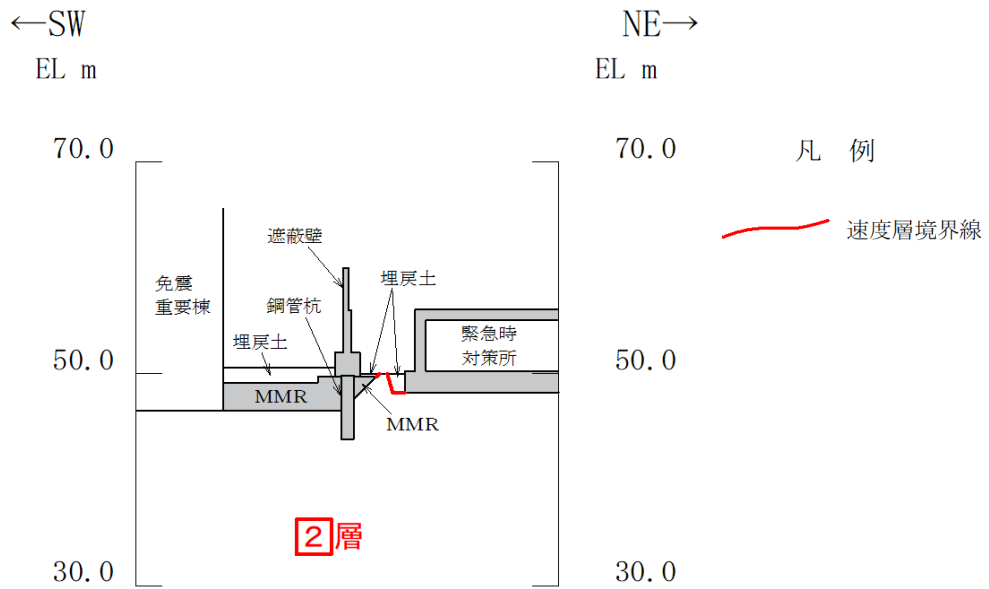
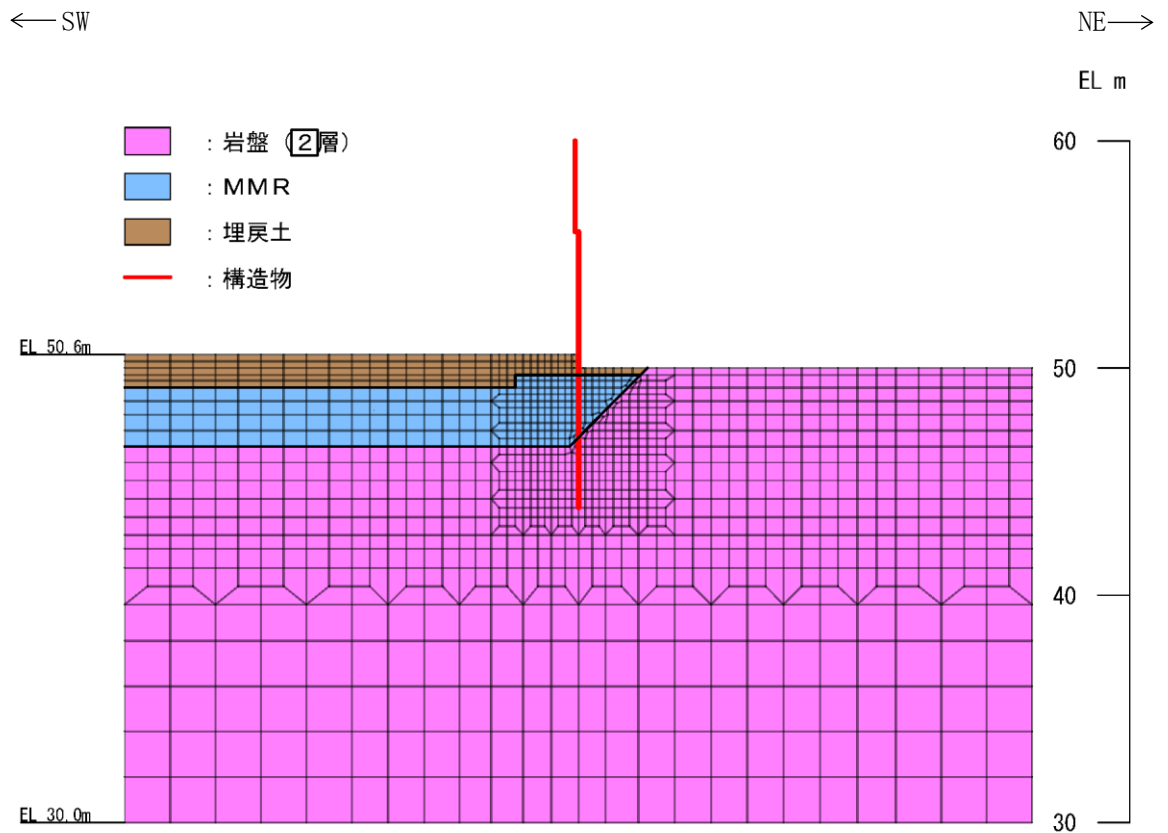


図3-7 解析用地盤断面図 (A-A断面)

3.2.5 地震応答解析モデル

解析用地盤断面図を踏まえて設定した地震応答解析モデル図を図3-8に示す。



注：設計地下水位は解析モデル下端に対して十分低い

図3-8 免震重要棟遮蔽壁の解析モデル図

3.2.6 ジョイント要素

地盤と構造物との接合面にジョイント要素を設けることにより、地震時の地盤と構造物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、地盤と構造物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、地盤と構造物の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は埋戻土の c 、 ϕ とする。埋戻土の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会、平成 14 年 3 月）」に基づき表 3-1 のとおりとする。また、要素間の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は表 3-2 のとおり設定する。

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad (1)$$

ここに、 τ_f : せん断強度
 c : 粘着力 (= 初期せん断強度 τ_0)
 ϕ : 内部摩擦角

表 3-1 周辺地盤との境界に用いる強度特性

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	$\tan \phi$ (ϕ : 内部摩擦角 (°))
埋戻土	0	0.26
岩盤	0	0.6
MMR ($f'_{ck} = 18.0$ N/mm ²)	3.58	40

表 3-2 要素間の粘着力と内部摩擦角

接合条件		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
材料 1	材料 2		
構造物	埋戻土	材料 2 の c	材料 2 の ϕ

ジョイント要素のばね定数は、「土木学会マニュアル 2005」を参考に、数値計算上、不安定な挙動を起こさない程度に周囲材料の剛性よりも十分に大きな値を設定する。表 3-3 にジョイント要素のばね定数を示す。

また、ジョイント要素の力学特性を図 3-9 に、ジョイント要素の配置概念図を図 3-10 に示す。

表 3-3 ジョイント要素のばね定数

圧縮剛性 k_n (kN/m^3)	せん断剛性 k_s (kN/m^3)
1.0×10^7	1.0×10^7

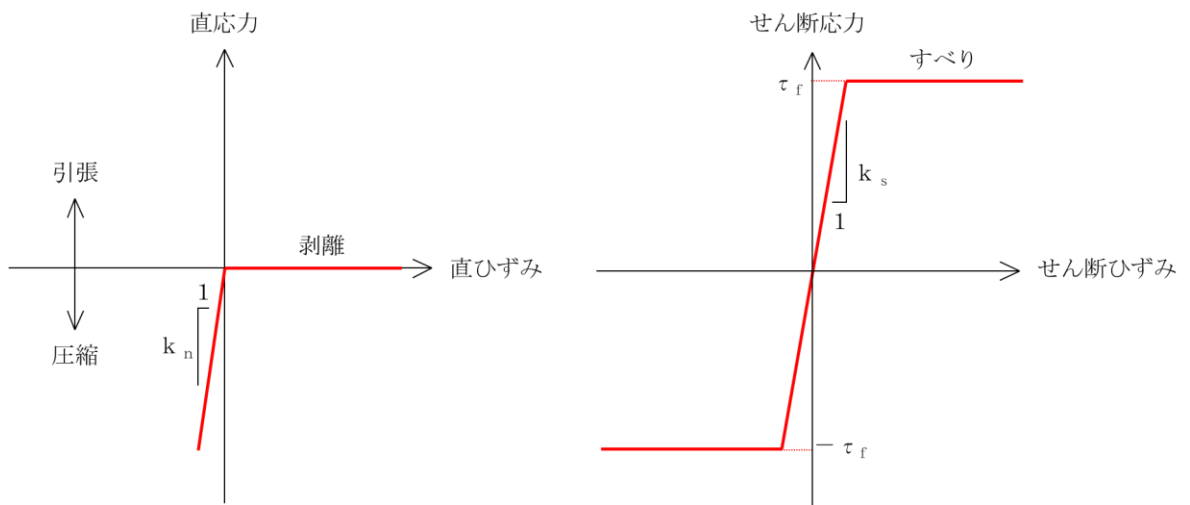


図 3-9 ジョイント要素の力学特性

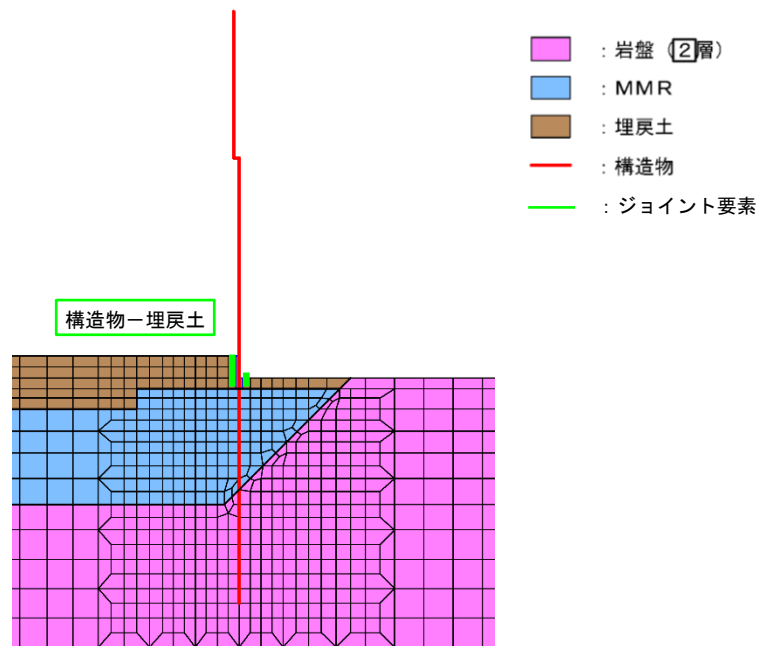


図 3-10 ジョイント要素の概念図

3.2.7 材料特性の設定

鉄筋コンクリート部材は、ファイバーモデルによる非線形はり要素でモデル化する。ファイバーモデルは、はり要素の断面を層状に分割し各層に材料の非線形特性を考慮する材料非線形モデルであり（図3-11参照）、図3-12に示すコンクリートの応力-ひずみ関係を考慮する。

また、図3-13に鉄筋の応力-ひずみ関係を示す。

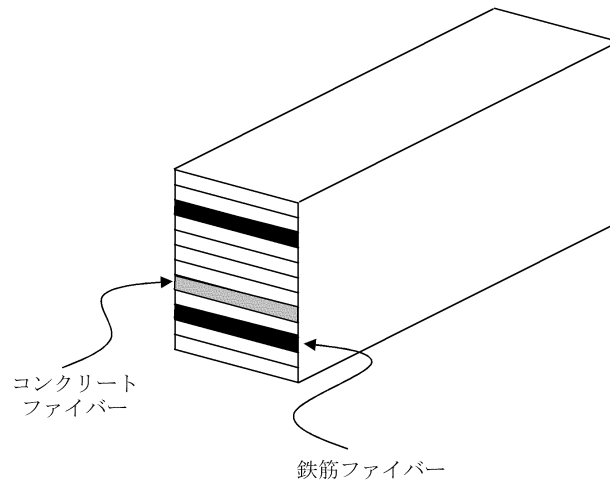
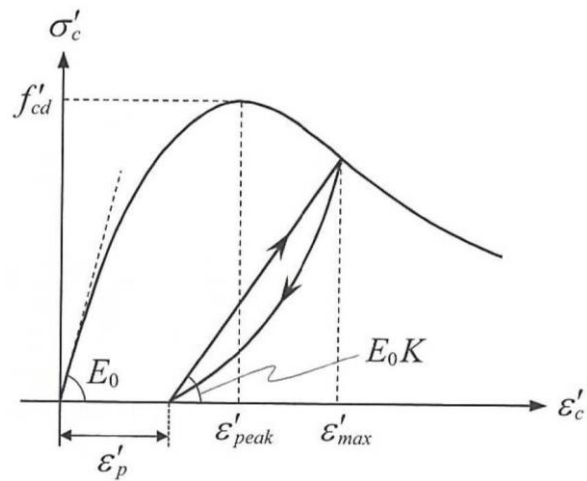
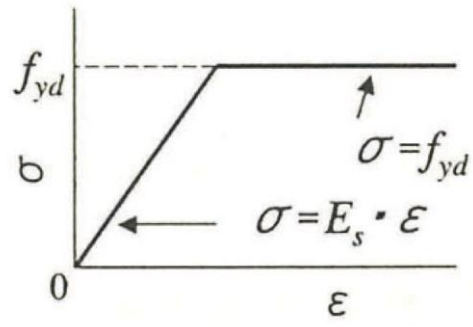


図3-11 ファイバーモデルの概念図



（コンクリート標準示方書[設計編]（土木学会，2017年制定）より引用）

図3-12 構造部材の非線形特性（コンクリートの応力-ひずみ関係）



(コンクリート標準示方書 2002 より引用)

図 3-13 構造部材の非線形特性 (鉄筋の応力-ひずみ関係)

3.3 減衰定数

減衰定数は、「補足-026-01 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「9. 地震応答解析における減衰定数」に基づき、粘性減衰及び履歴減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、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 減衰を解析モデル全体に与える。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3-14 に示す。

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

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α, β : 係数

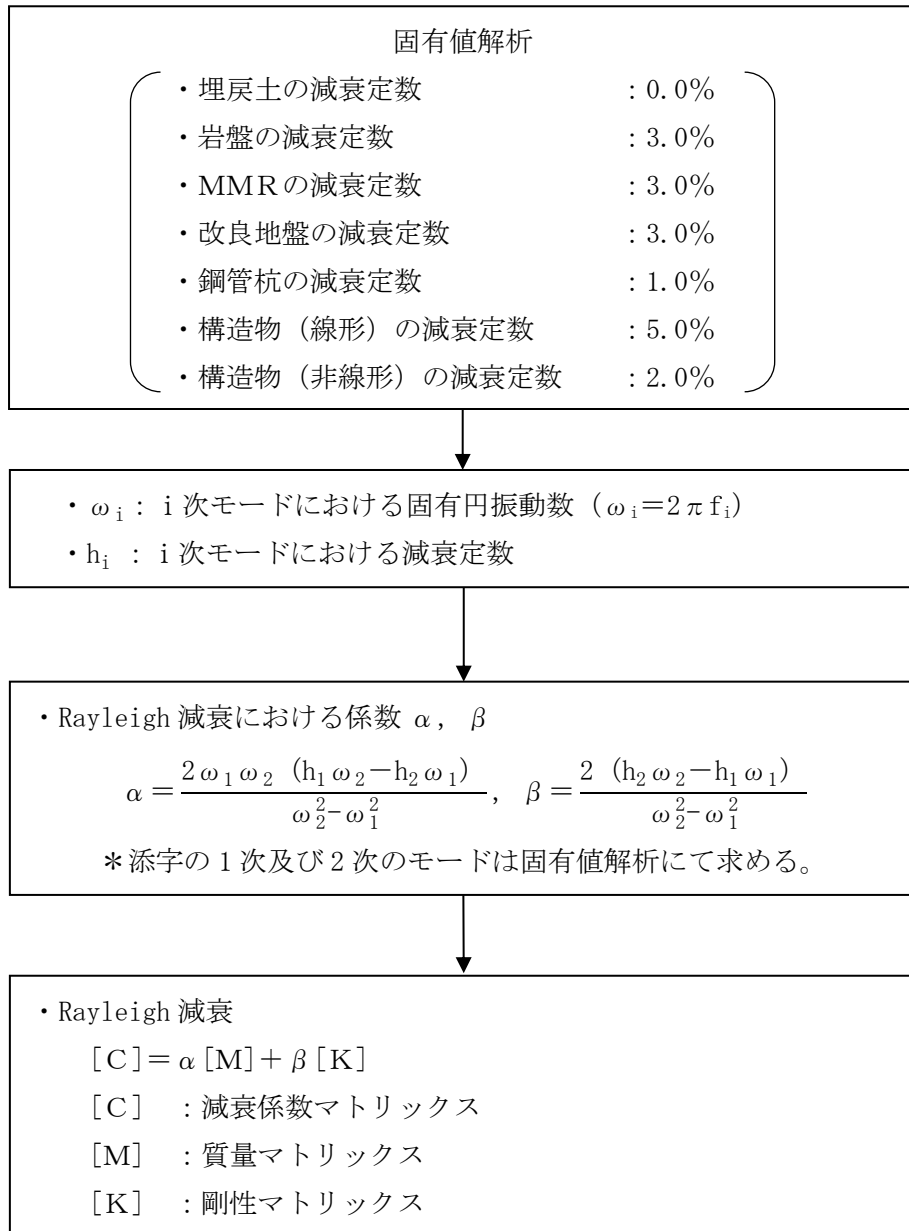


図 3-14 Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数 α , β は, 低次のモードの変形が支配的となる地中埋設構造物に対して, その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮して, 固有値解析結果より得られる卓越するモードの減衰と Rayleigh 減衰が一致するように設定する。なお, 卓越するモードは全体系の固有値解析における刺激係数及びモード図にて決定するが, 係数 α , β が負値となる場合は当該モードを選定しない。

A-A断面の固有値解析結果の一覧を表 3-4 に, 固有値解析におけるモード図を図 3-15 及び図 3-16 に, 係数 α , β を表 3-5 に, 固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 3-17 に示す。

なお, 減衰の考慮の方法には様々な手法があるが, 「土木学会マニュアル 2005」に示されているとおり, Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与えることが実務的であること, また, 図 3-15 に示すとおり 2 次及び 6 次モードで全体系で大きく振動していることから, 本解析モデルにおける Rayleigh 減衰の設定は適切である。

表 3-4 固有値解析結果 (A-A断面)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		Tx	Ty	β_x	β_y	
1	6.085	2	0	6.27	0.05	—
2	9.661	77	0	37.20	0.07	1 次として採用
3	19.176	0	39	2.41	-26.44	—
4	20.598	3	0	7.16	3.16	—
5	20.765	2	9	5.93	12.87	—
6	21.636	3	1	-7.20	4.31	2 次として採用
7	23.806	0	0	0.68	0.76	—
8	24.927	0	4	-3.37	-8.13	—
9	27.946	0	0	-0.99	-0.99	—
10	28.327	2	18	5.60	-17.95	—

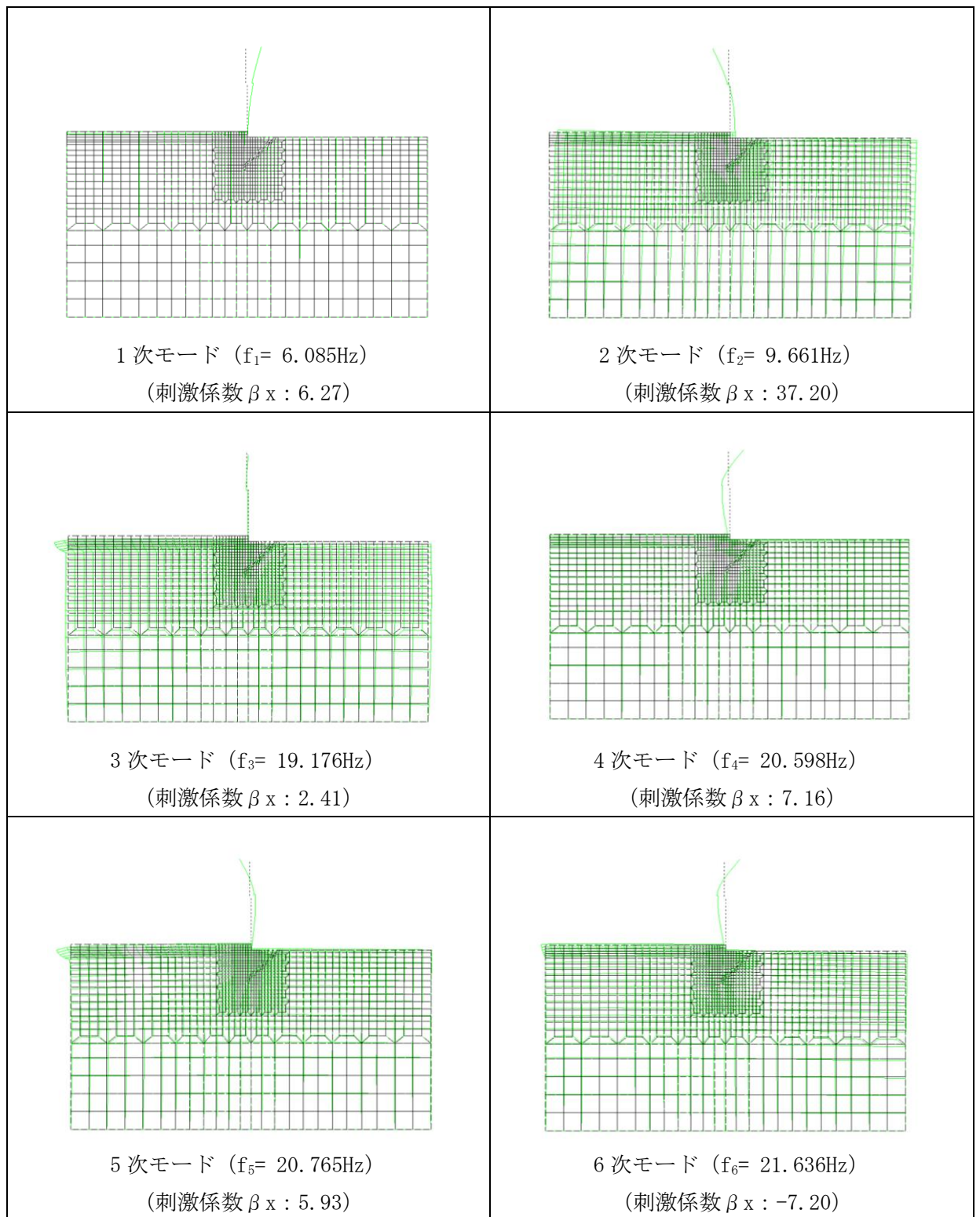


図 3-15 固有値解析結果 (モード図) (A-A断面)

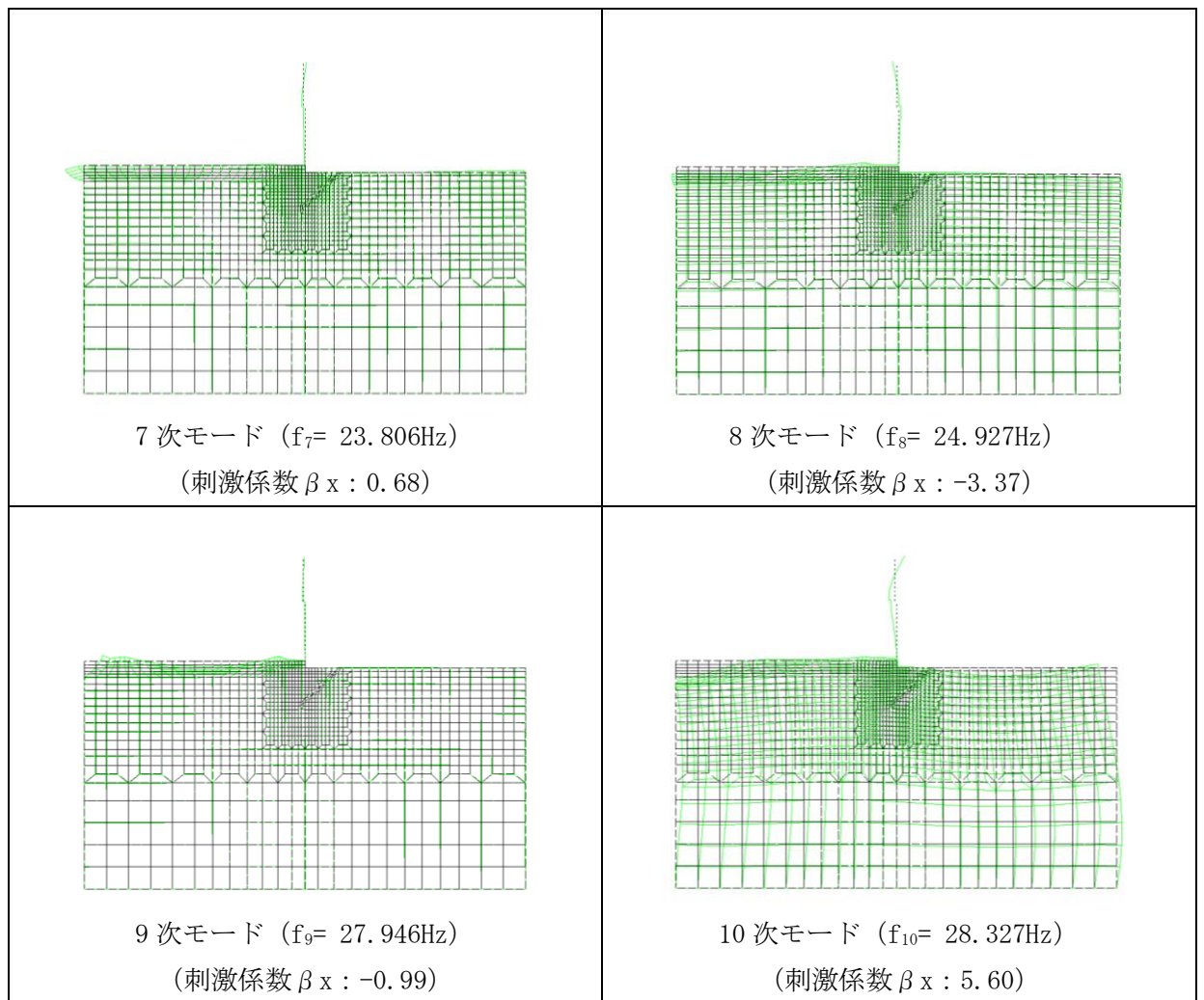


図 3-16 固有値解析結果 (モード図) (A-A断面)

表 3-5 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

解析ケース	α	β
ケース① (基本ケース)	2.638	2.527×10^{-4}
ケース②	2.924	2.480×10^{-4}
ケース③	1.941	3.829×10^{-4}

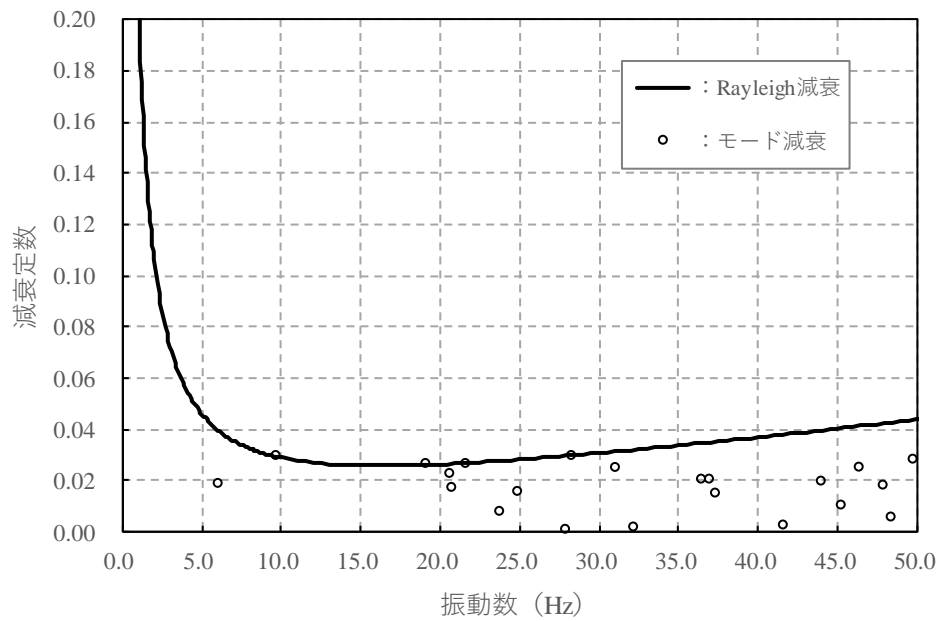


図 3-17 設定した Rayleigh 減衰 (ケース①)

3.4 荷重及び荷重の組合せ

免震重要棟遮蔽壁の地震応答解析において考慮する荷重は、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設定する。

荷重の組合せを表 3-6 に示す。

表 3-6 荷重の組合せ

種別	荷重		算定方法の概要
永久荷重 (常時荷重)	固定 荷重	躯体重量	○ 設計図書に基づいて、設定する。
		機器・配管荷重	○ 機器・配管等を考慮する。
	積載 荷重	静止土圧	○ 常時応力解析により設定する。
		外水圧	— 地下水位が底版底面より低い位置にあるため考慮しない。
		積雪荷重	○ 地表面及び構造物天端に考慮する。
		風荷重	○ 構造物に作用する風荷重を考慮する。
		土被り荷重	— 土被りの影響を受けないため考慮しない。
永久上載荷重	— 永久上載荷重は存在しないため考慮しない。		
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・鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動	○	

3.4.1 積雪荷重

積雪荷重として、発電所敷地に最も近い気象官署である松江地方気象台で観測された観測史上1位の月最深積雪 100cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮し 35.0 cm とする。積雪荷重については、松江市建築基準法施行細則により、積雪量 1 cm ごとに 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

3.4.2 風荷重

風荷重については、設計基準風速を 30m/s とし、建築基準法に基づき算定する。

3.4.3 地震荷重

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

3.5 地震応答解析の解析ケース

3.5.1 耐震評価における解析ケース

(1) 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

免震重要棟遮蔽壁の解析ケースのうち、ばらつきを考慮する地盤を、「補足-026-01 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に基づき選定する。免震重要棟遮蔽壁の周辺には、主として岩盤が分布しており、この岩盤のせん断変形が地震時に免震重要棟遮蔽壁の応答に影響を与えると判断されることから、岩盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきを考慮する。地盤物性のばらつきを考慮する地盤の選定について、参考資料2に示す。

ばらつきを考慮する物性値は地盤のせん断変形を定義するせん断弾性係数とし、平均値を基本ケース（表3-7に示すケース①）とした場合に加えて、平均値 $\pm 1.0 \times$ 標準偏差（ σ ）のケース（表3-8に示すケース②及び③）について確認を行う。

表3-7 免震重要棟遮蔽壁の耐震評価における解析ケース

解析ケース	解析手法	地盤物性	
		埋戻土 (G_0 : 初期せん断 弾性係数)	岩盤 (G : せん断 弾性係数)
ケース① (基本ケース)	全応力解析	平均値	平均値
ケース②	全応力解析	平均値	平均値 + 1σ
ケース③	全応力解析	平均値	平均値 - 1σ

(2) 耐震評価における解析ケースの組合せ

耐震評価においては、すべての基準地震動 S_s に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、遮蔽壁及び鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査の各照査項目ごとに照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい（許容限界に対する裕度が最も小さい）地震動を用いてケース②及び③を実施する。すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②及び③を実施する。耐震評価における解析ケースを表 3-8 に示す。

表 3-8 耐震評価における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値 + 1 σ	平均値 - 1 σ
地震動 (位相)	$S_s - D$	++*	○	基準地震動 S_s (6波) に位相反転を考慮した地震動 (6波) を加えた全 12 波に対し、ケース① (基本ケース) を実施し、遮蔽壁及び鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査の各照査項目ごとに照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい (許容限界に対する裕度が最も小さい) 地震動を用いてケース②及び③を実施する。すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②及び③を実施する。
		-+*	○	
		+ -*	○	
		--*	○	
	$S_s - F 1$	++*	○	
	$S_s - F 2$	++*	○	
	$S_s - N 1$	++*	○	
		-+*	○	
	$S_s - N 2$ (NS)	++*	○	
		-+*	○	
	$S_s - N 2$ (EW)	++*	○	
		-+*	○	

注記*：地震動の位相について、++の左側は水平動，右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。

3.6 入力地震動の設定

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を一次元波動論により地震応答解析モデル下端位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「7.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

図3-18に入力地震動算定の概念図を示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」及び「microSHAKE」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、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

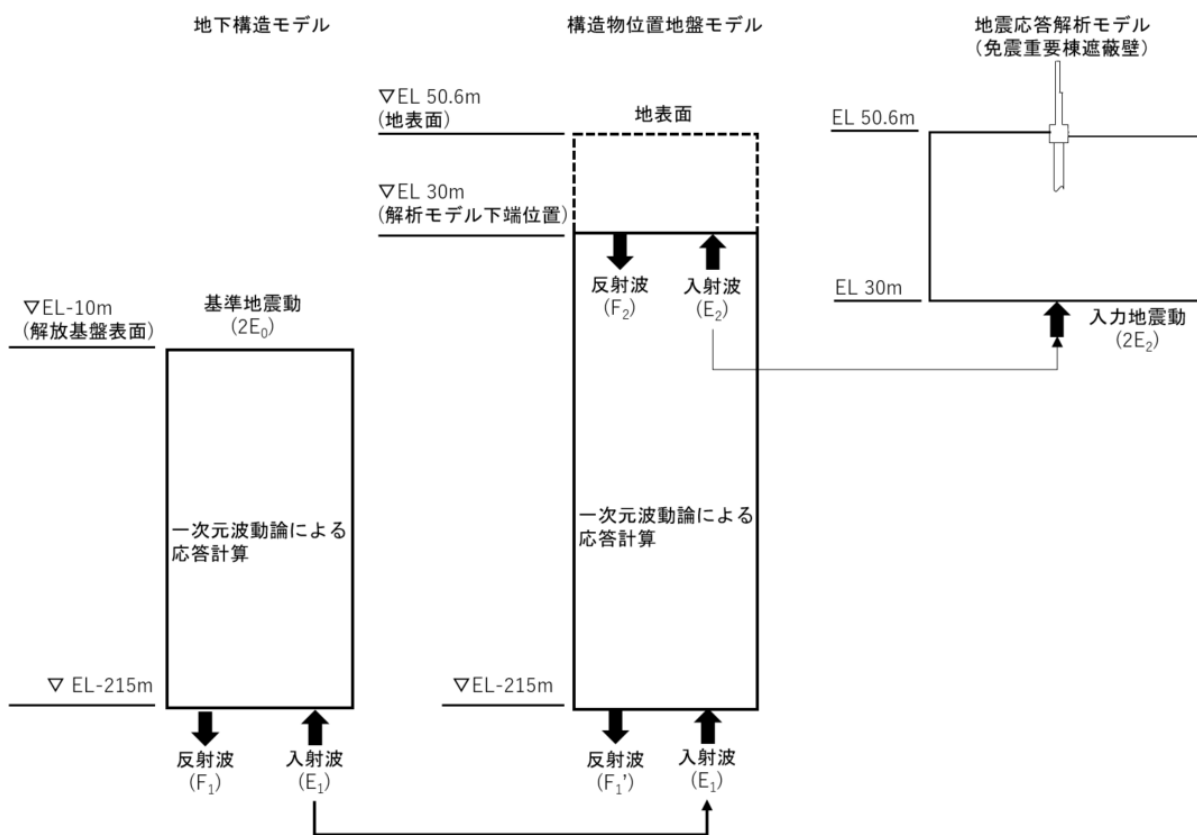
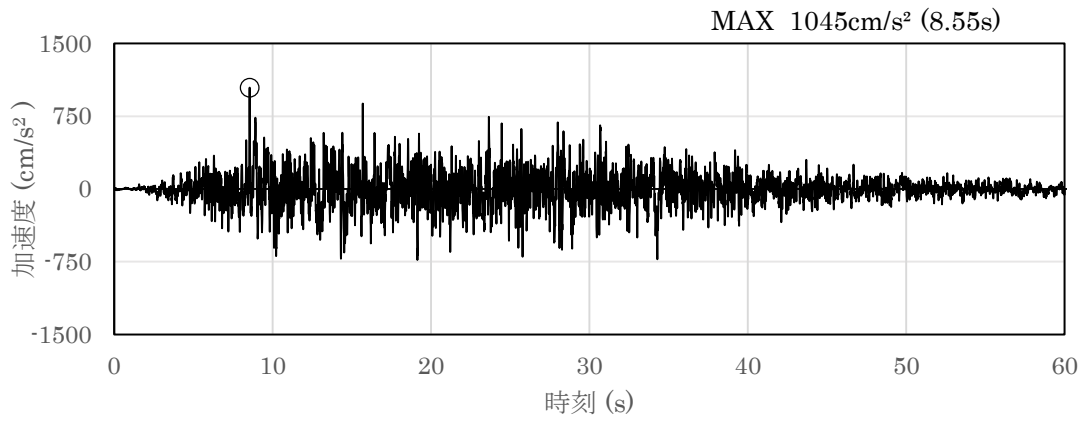


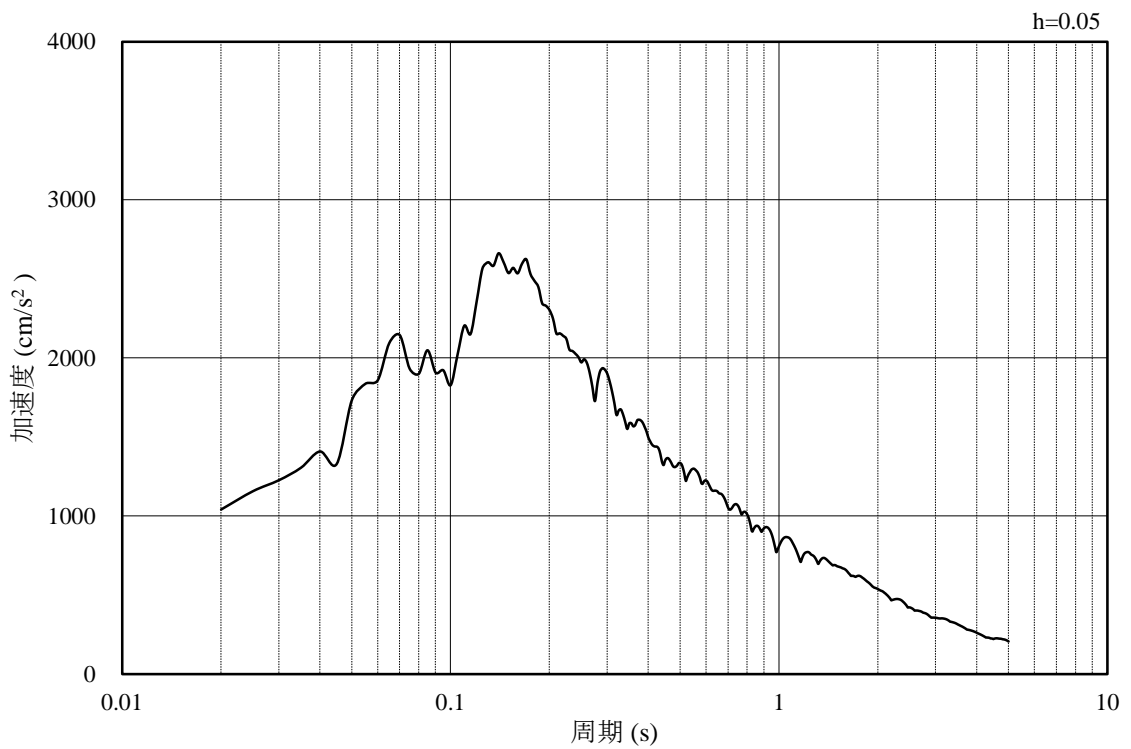
図3-18 入力地震動算定の概念図

3.6.1 A-A断面の入力地震動

図3-19～図3-30にA-A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を示す。

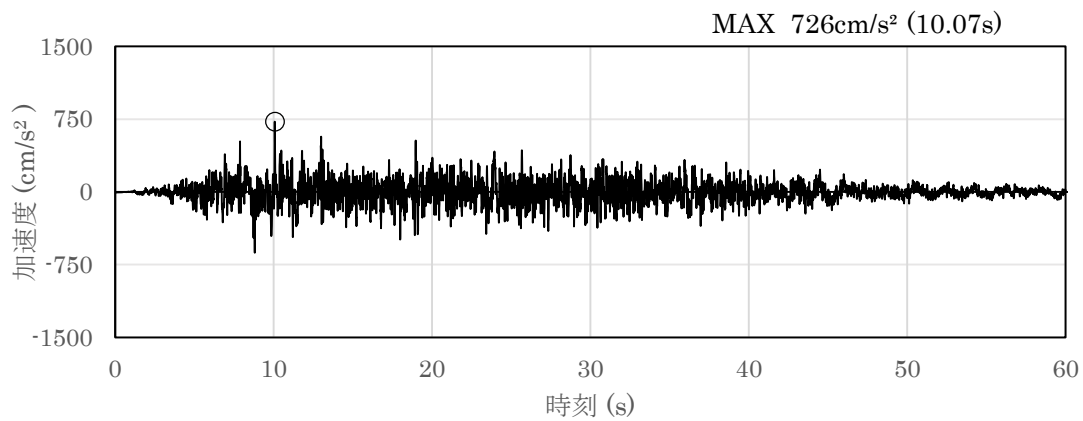


(a) 加速度時刻歴波形

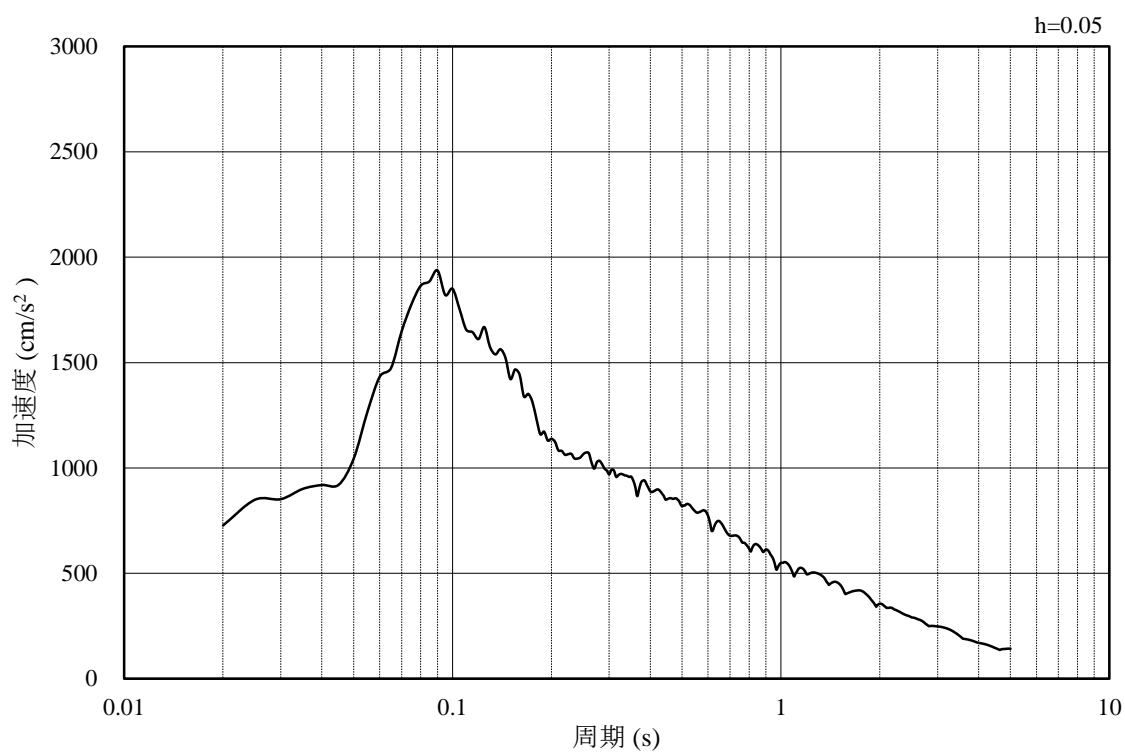


(b) 加速度応答スペクトル

図3-19 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - D)

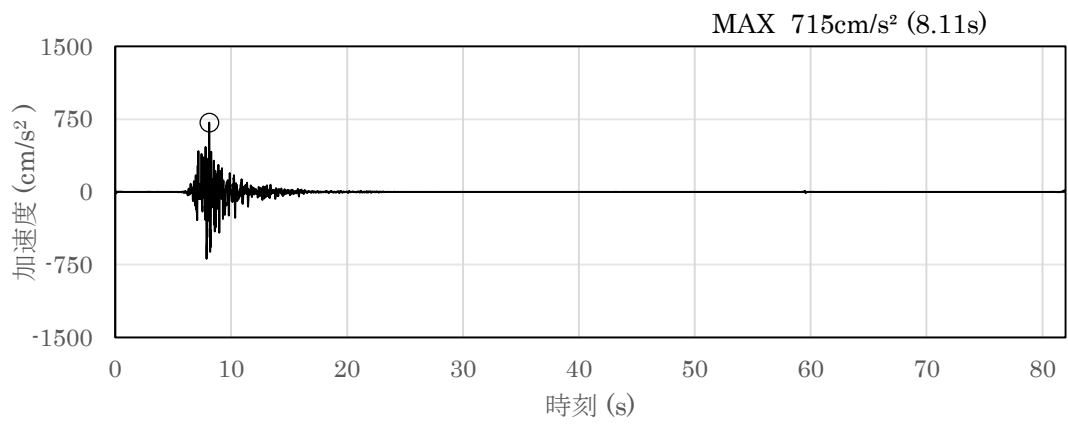


(a) 加速度時刻歴波形

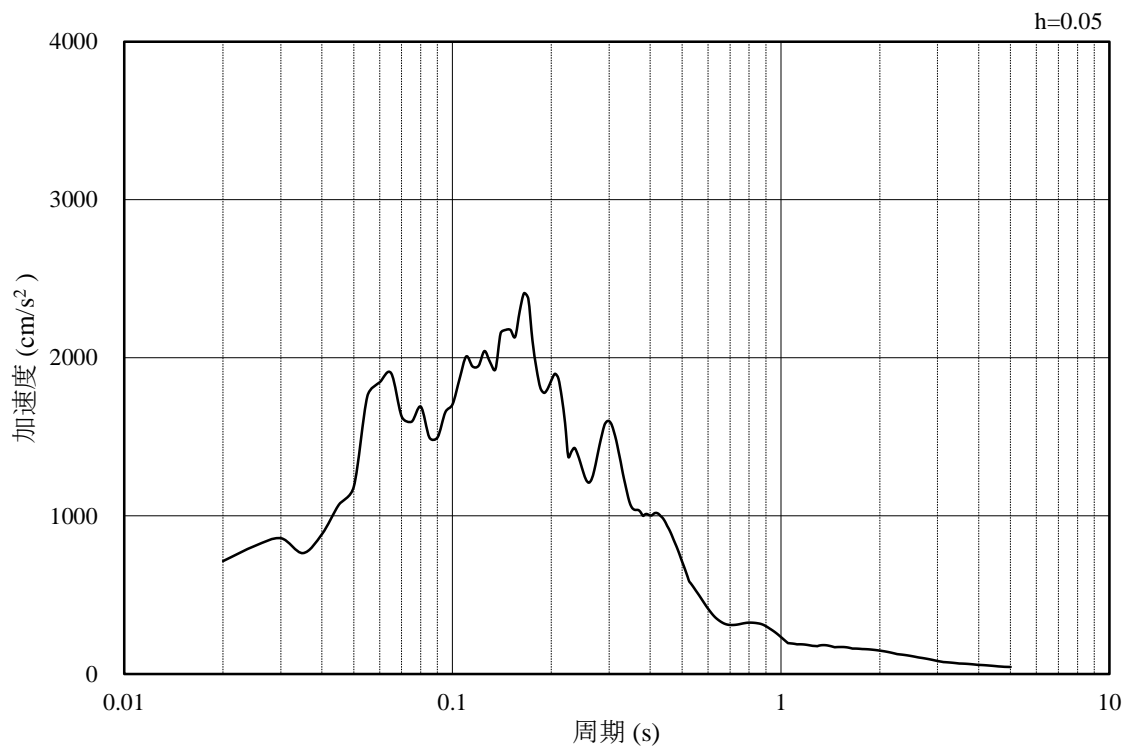


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-20 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - D)

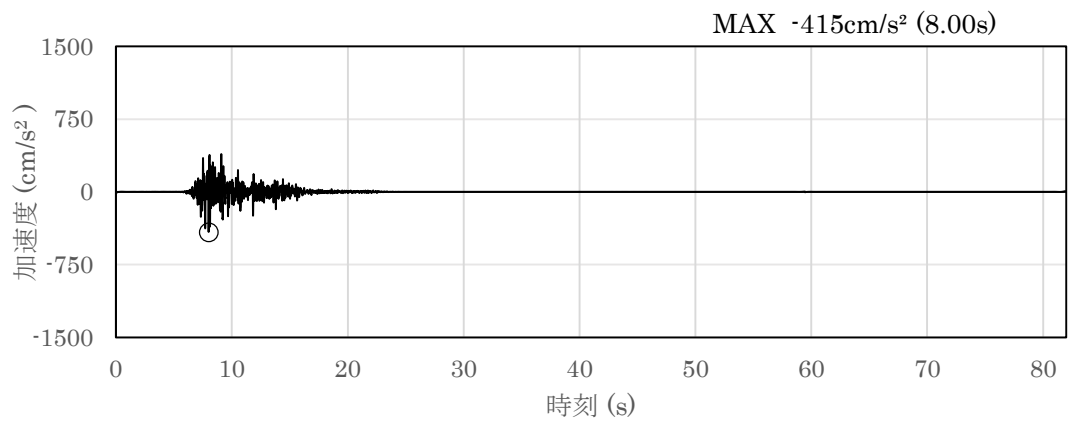


(a) 加速度時刻歴波形

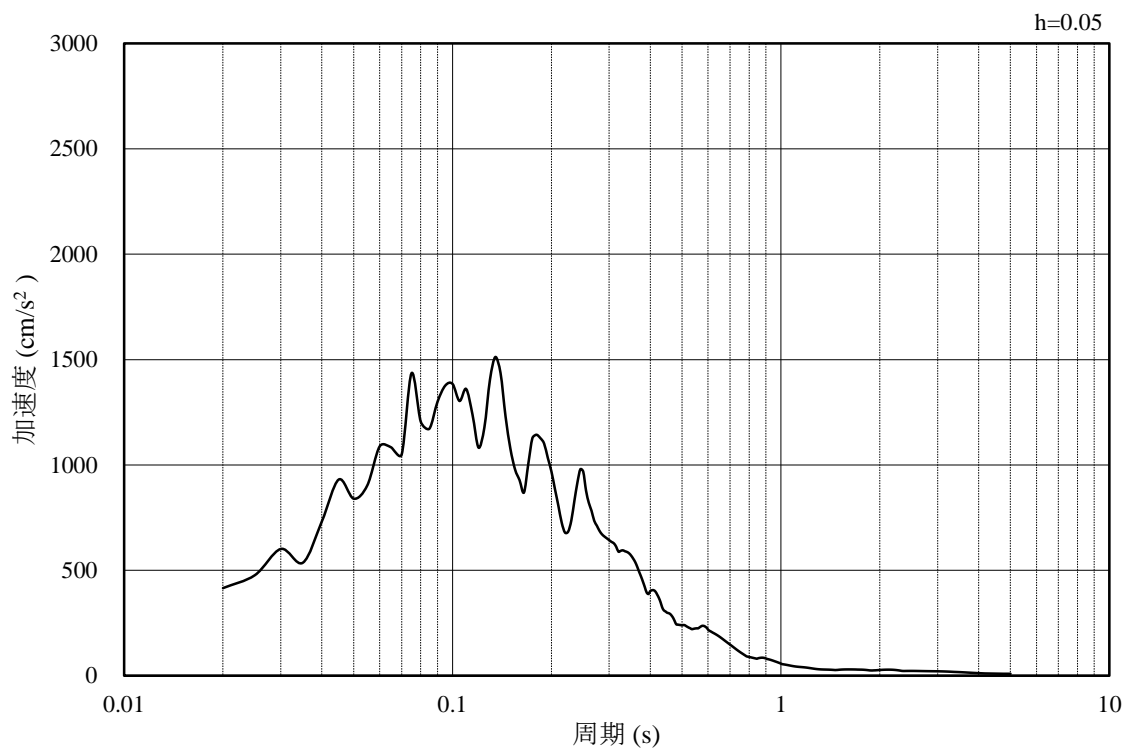


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-21 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 1)

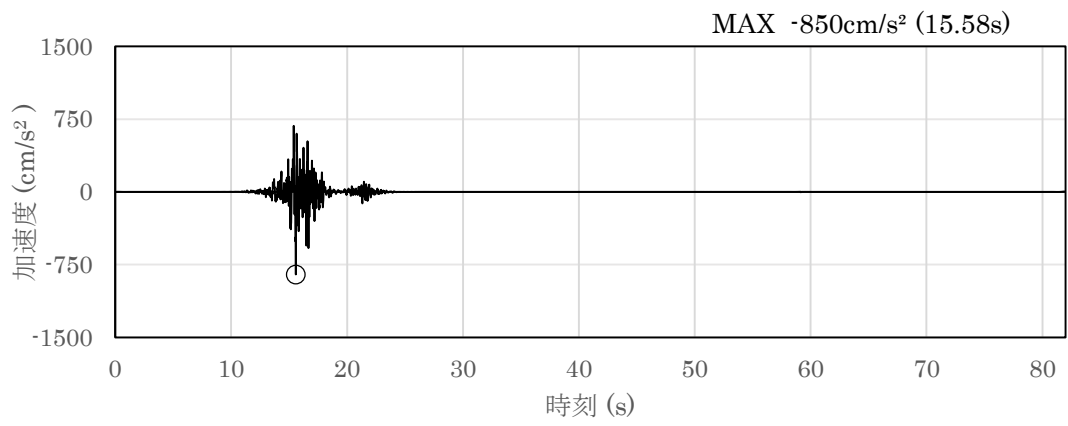


(a) 加速度時刻歴波形

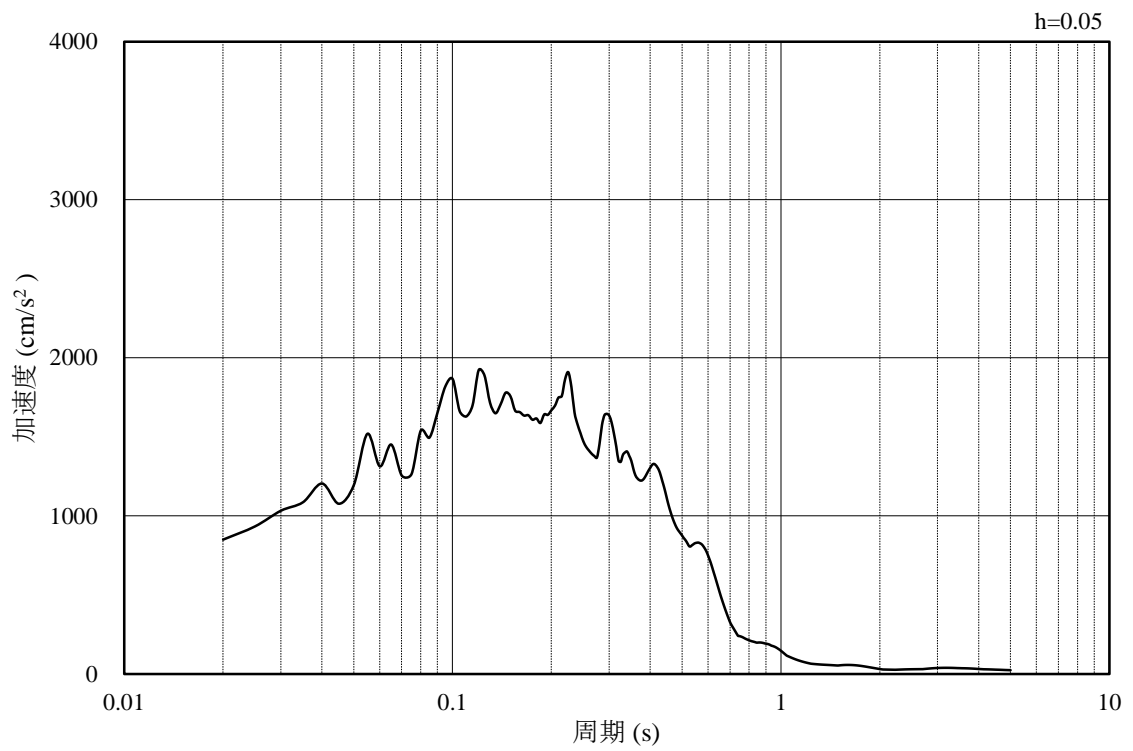


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-22 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 1)

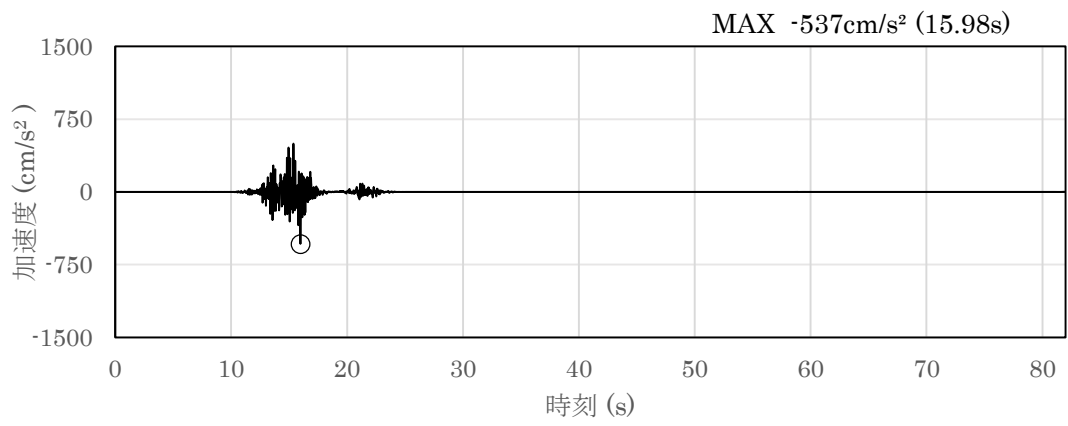


(a) 加速度時刻歴波形

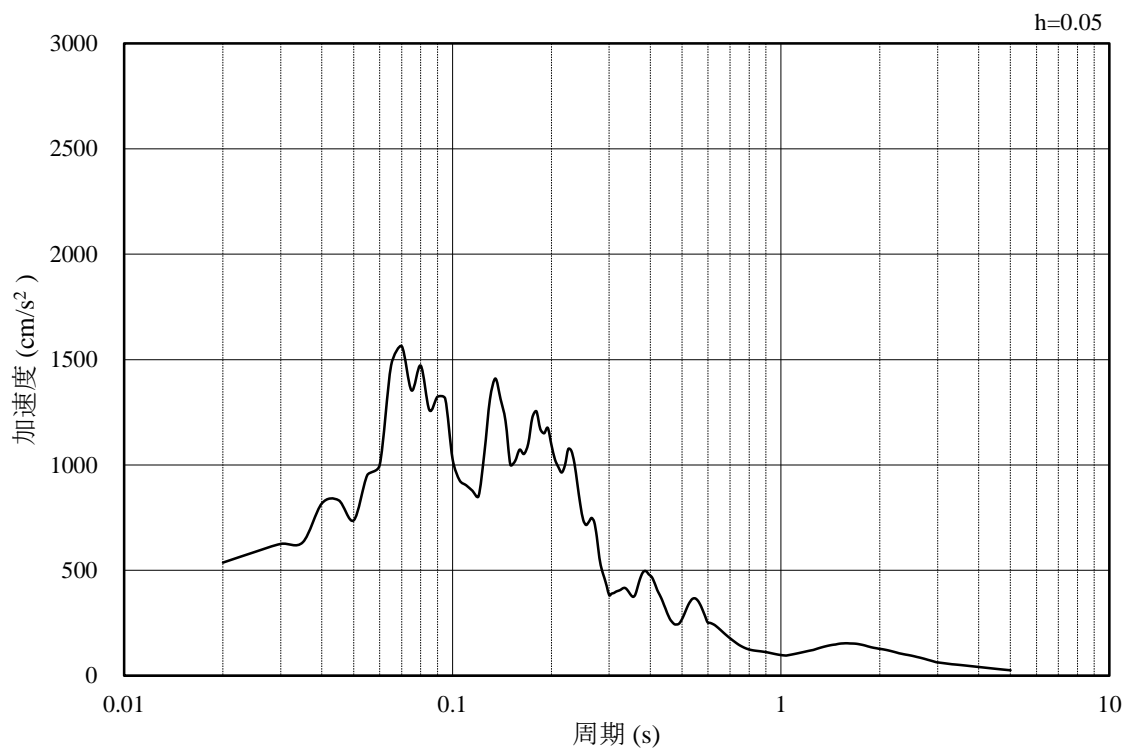


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-23 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 2)

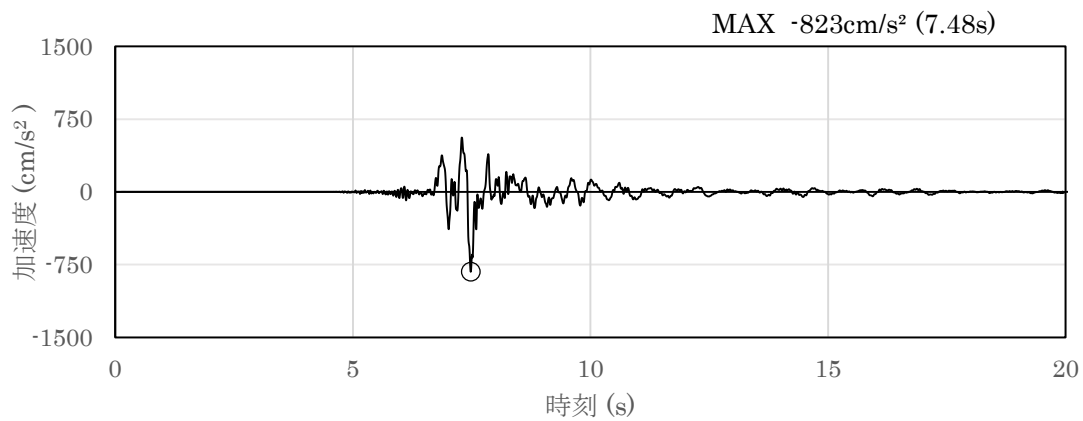


(a) 加速度時刻歴波形

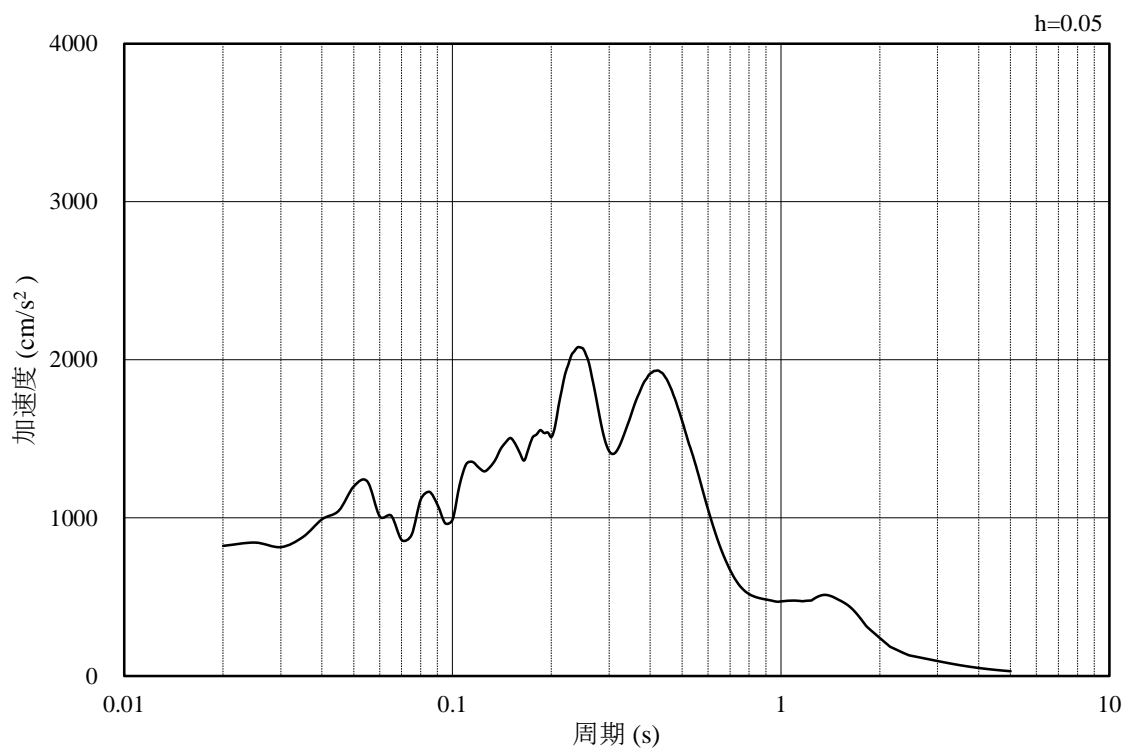


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-24 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 2)

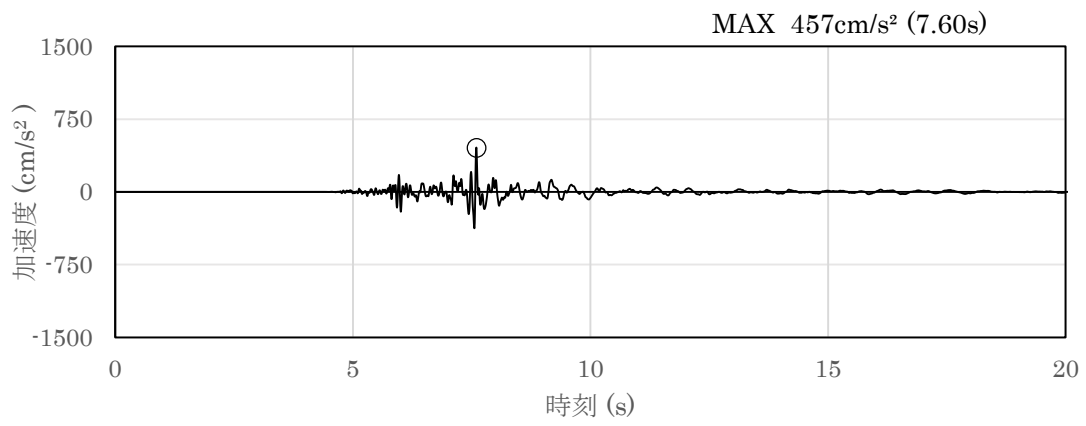


(a) 加速度時刻歴波形

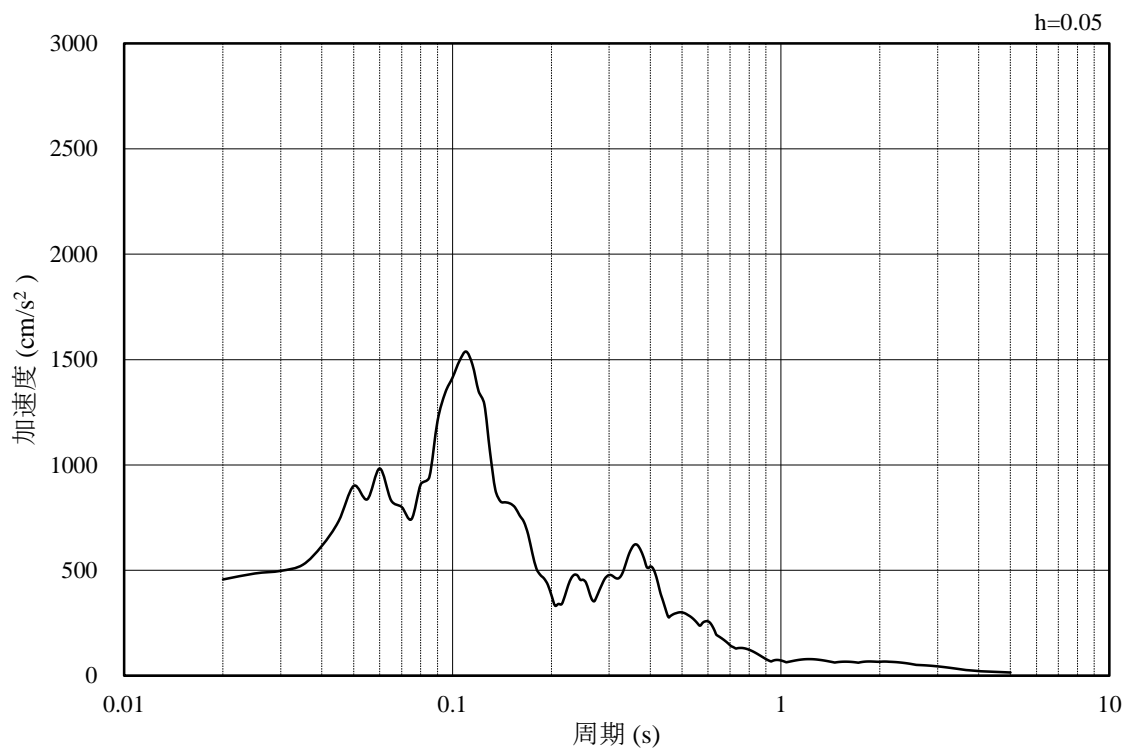


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-25 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 1)

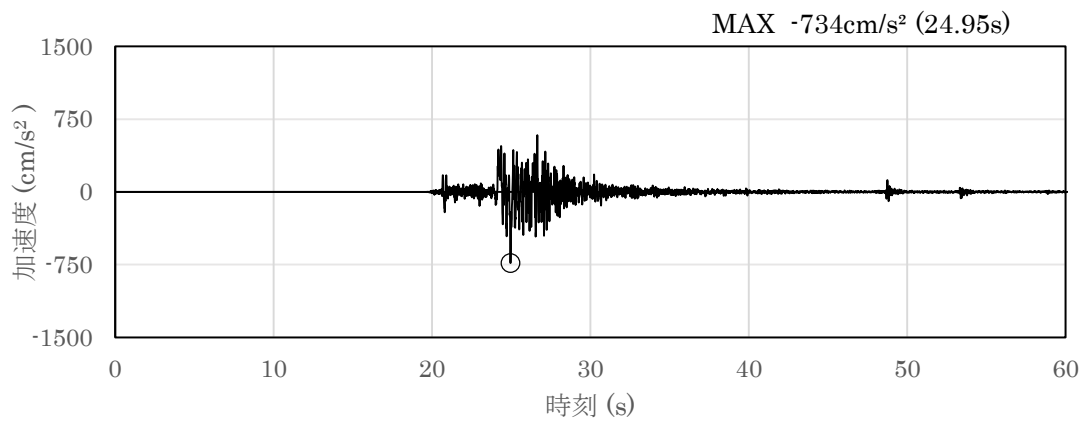


(a) 加速度時刻歴波形

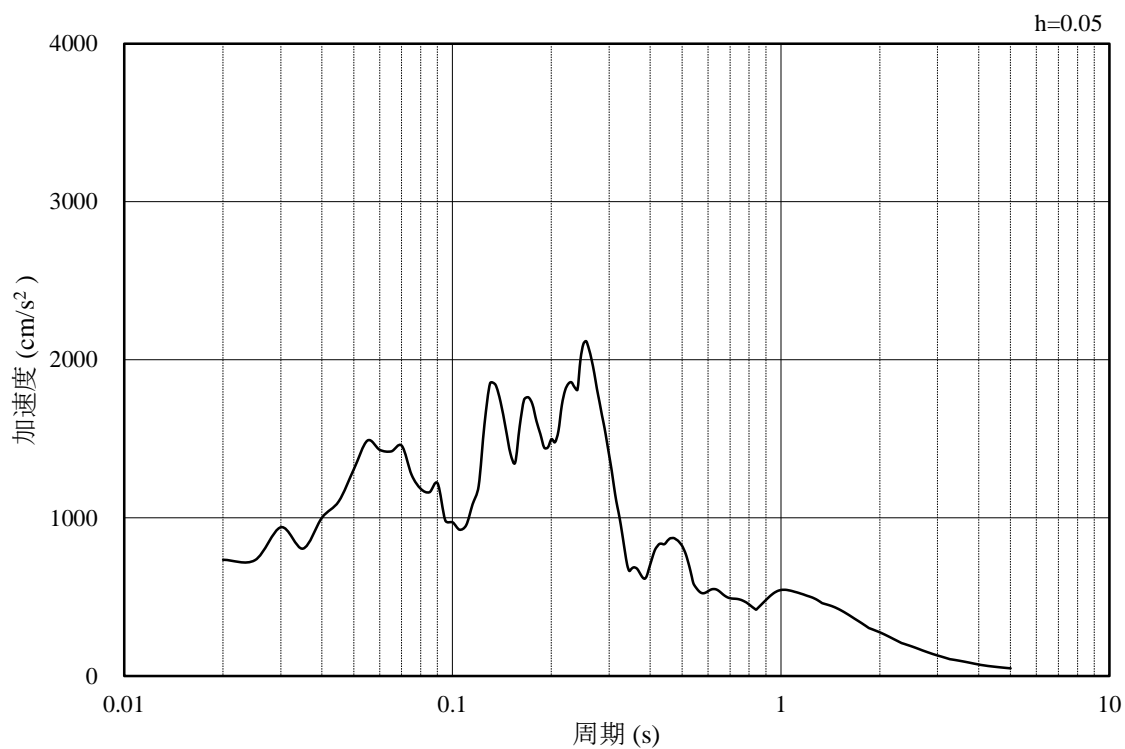


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-26 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 1)

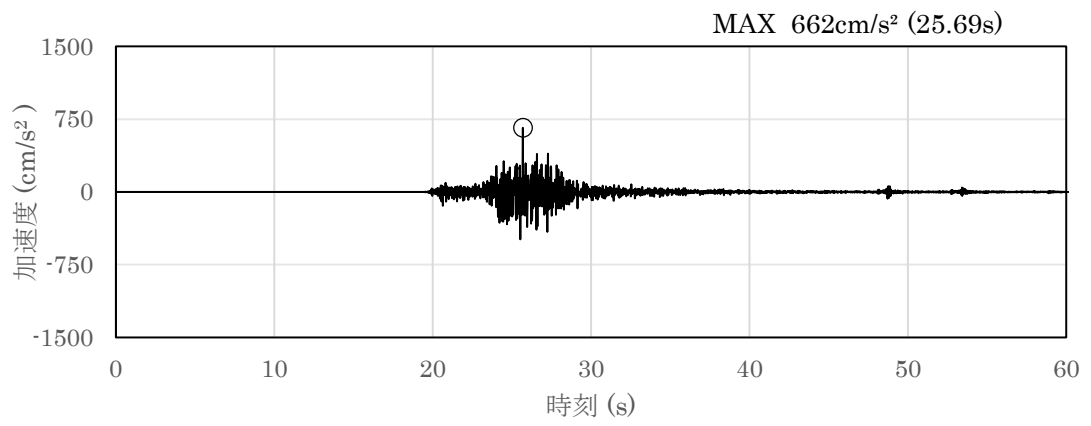


(a) 加速度時刻歴波形

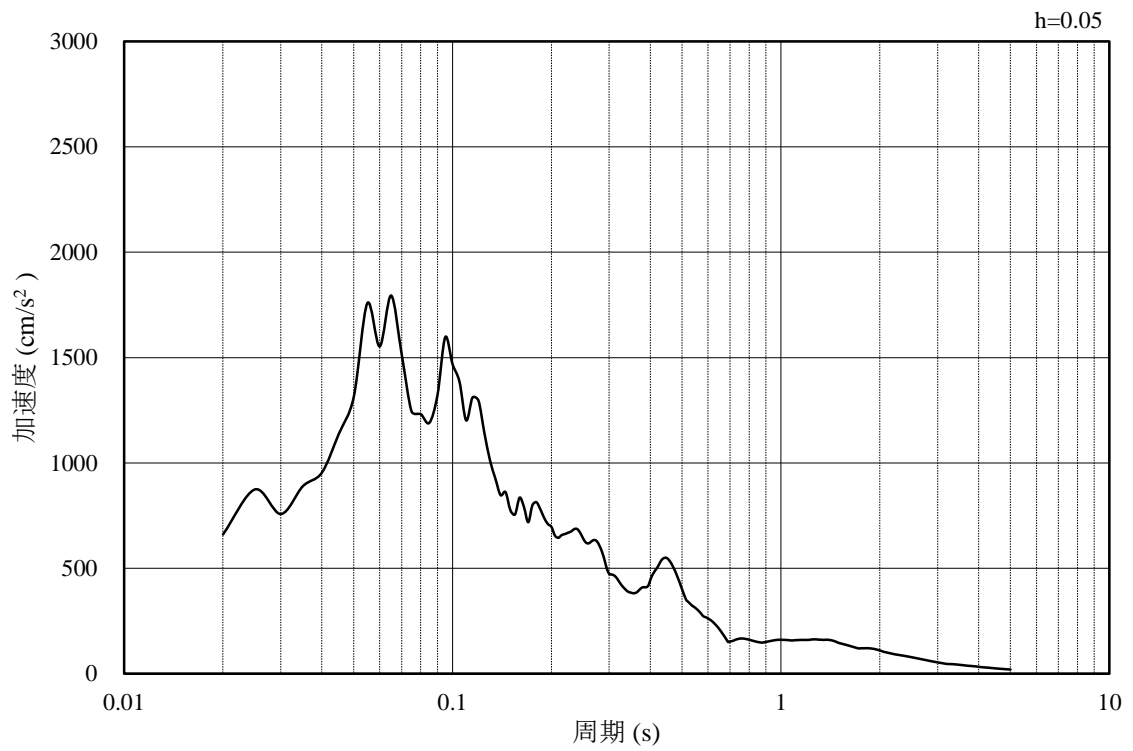


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-27 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S_s-N₂, N-S方向)

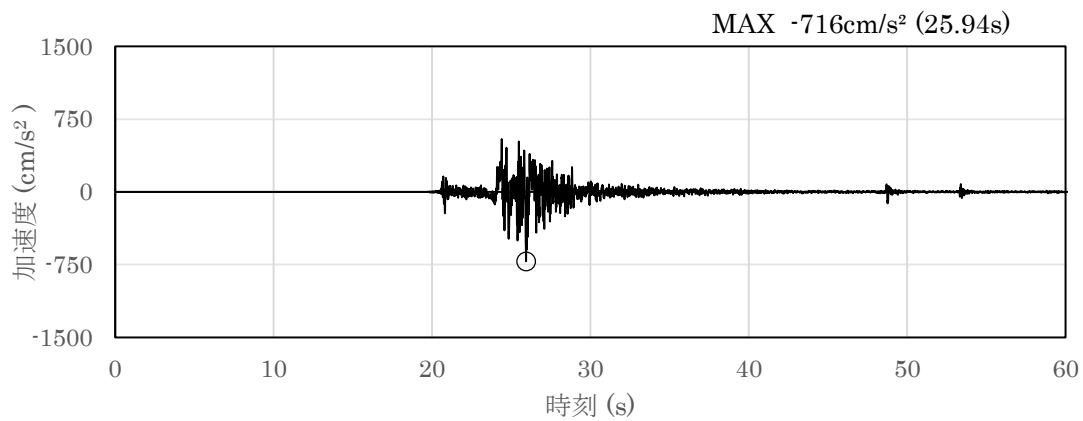


(a) 加速度時刻歴波形

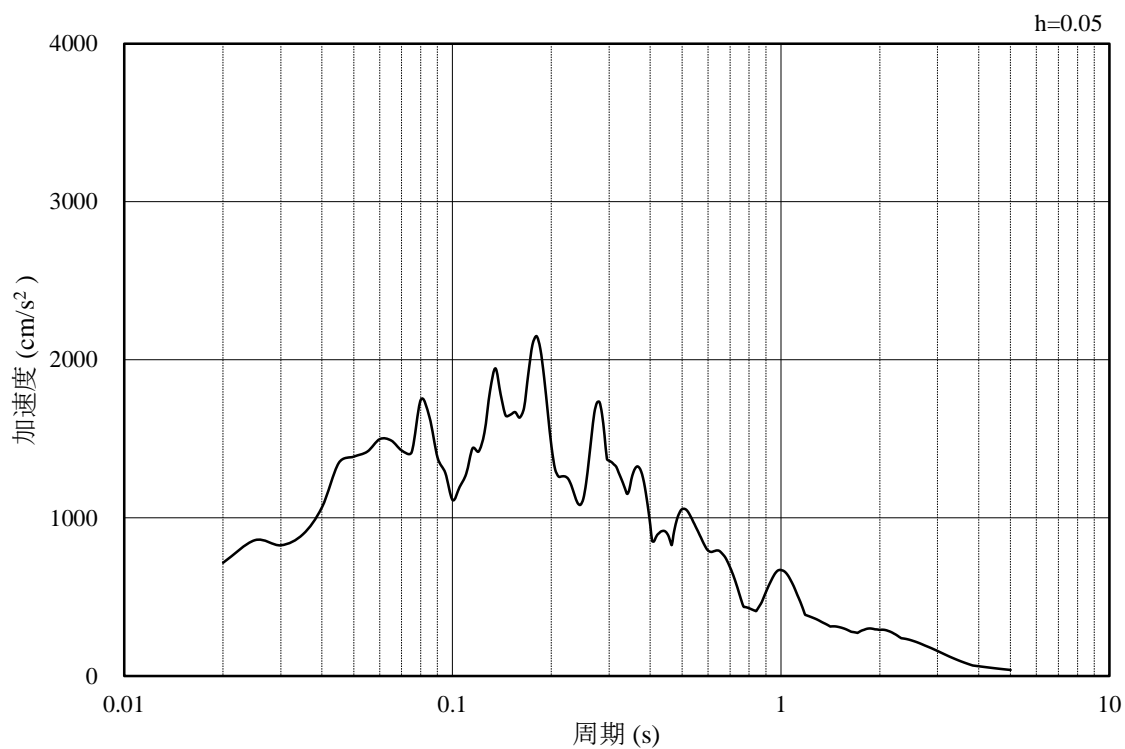


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-28 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-N₂, NS方向)

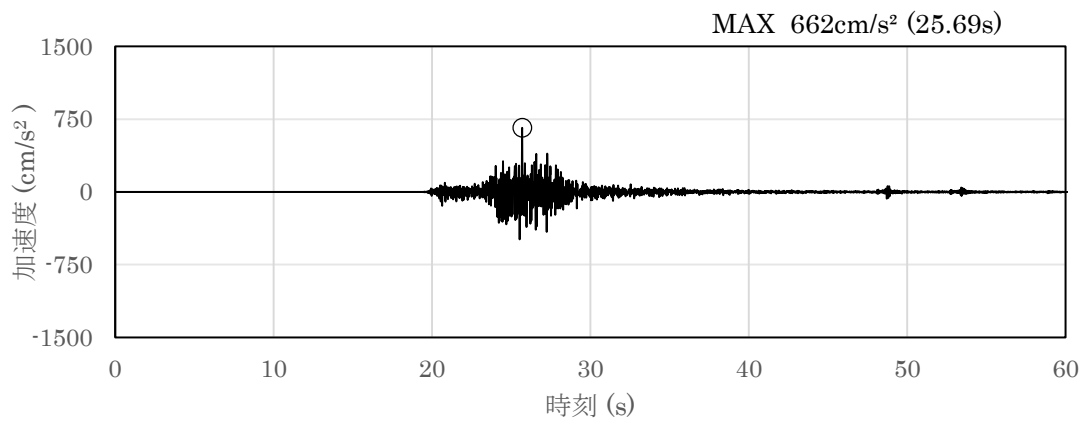


(a) 加速度時刻歴波形

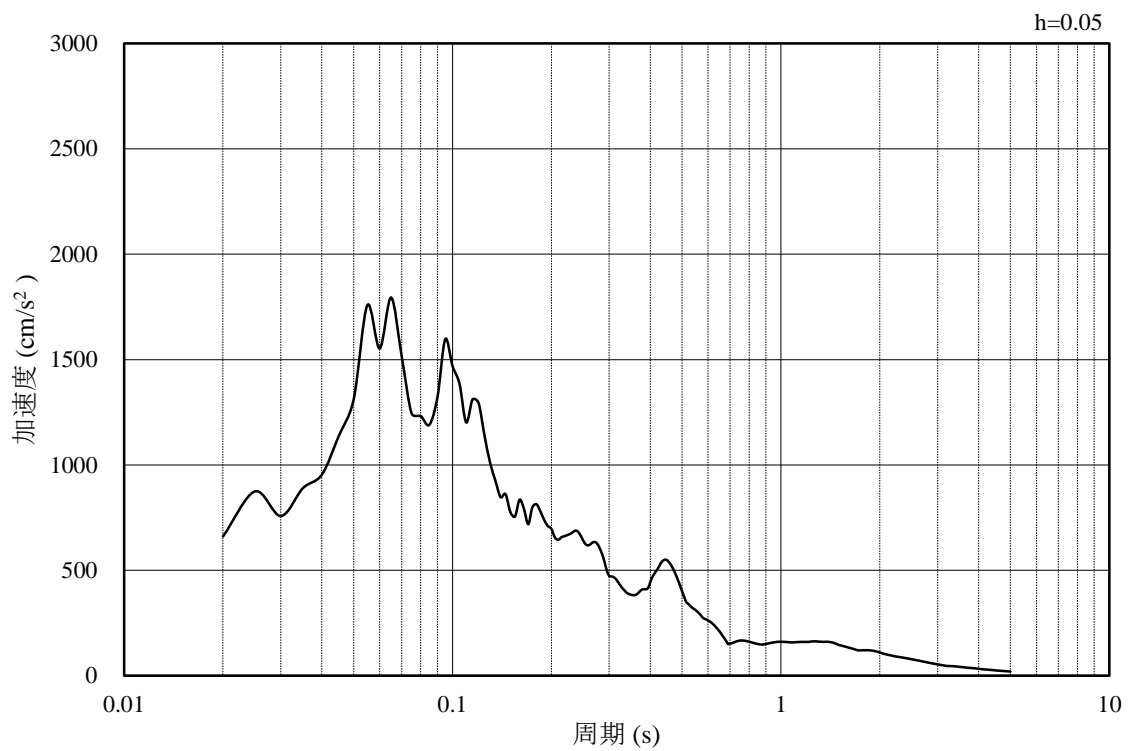


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-29 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S_s-N₂, EW方向)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3-30 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
(鉛直成分：S s - N 2, E W方向)

4. 耐震評価

4.1 許容限界

4.1.1 遮蔽壁の許容限界

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

免震重要棟遮蔽壁の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、「土木学会マニュアル 2005」に基づき、限界ひずみ（圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%）とする。

「土木学会マニュアル 2005」では、曲げ・軸力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おり、圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%の状態は、かぶりコンクリートが剥落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。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査に用いる照査用ひずみは、地震応答解析により得られた応答値に安全係数（構造解析係数）1.2を乗じることにより、曲げ・軸力系の破壊に対する安全余裕を見込んだ評価を実施する。

鉄筋コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界を表 4-1 に示す。

表 4-1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

許容限界	
限界ひずみ	圧縮縁コンクリートひずみ 1.0% (10000 μ) *

注記* : $\gamma_i \frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_R} < 1.0$

ここで、 γ_i : 構造物係数 ($\gamma_i = 1.0$)

ε_R : 限界ひずみ (圧縮縁コンクリートひずみ 10000 μ)

ε_d : 照査用ひずみ ($\varepsilon_d = \gamma_a \cdot \varepsilon$)

γ_a : 構造物解析係数 ($\gamma_a = 1.2$)

ε : 圧縮縁の発生ひずみ

(2) せん断破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認における構造部材（遮蔽壁）のせん断破壊に対する許容限界は、「土木学会マニュアル 2005」に基づくせん断耐力とする。せん断耐力は、「土木学会マニュアル 2005」に基づき、棒部材式とする。

棒部材式

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

ここで、 V_{yd} : せん断耐力

V_{cd} : コンクリートが分担するせん断耐力

V_{sd} : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

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

$$f_{vcd} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{cd}} \quad \text{ただし、} f_{vcd} > 0.72 [\text{N/mm}^2] \text{ となる場合は}$$

$$f_{vcd} = 0.72 [\text{N/mm}^2]$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad (d[\text{m}])$$

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 $\beta_p = 1.5$

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

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

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 $\beta_a = 1.0$

(本検討では保守的に $\beta_a = 1.0$ とする)

ここで、 f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 [N/mm^2]

d : 部材の有効高さ

p_v : 引張鉄筋比 $p_v = A_s / (b_w \cdot d)$

A_s : 引張側鋼材の断面積

b_w : 部材の有効幅

N'_d : 設計軸圧縮力

M_d : 設計曲げモーメント

M_0 : 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)

$$M_0 = N'_d \cdot D / 6$$

D : 断面高さ

a/d : せん断スパン比

γ_{bc} : 部材係数

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

- ここで, A_w : 区間 s におけるせん断補強鉄筋の総断面積
- f_{wyd} : せん断補強鉄筋の降伏強度で, 400N/mm^2 以下とする。
ただし, コンクリート圧縮強度の特性値 f'_{ck} が
 60N/mm^2 以上の場合, 800 N/mm^2 以下とする。
- α : せん断補強鉄筋と部材軸のなす角度
- s : せん断補強鉄筋の配置間隔
- 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。
- γ_{bs} : 部材係数

また、「土木学会マニュアル 2005」におけるせん断耐力式による評価においては、表 4-2 に示すとおり、複数の安全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 4-2 せん断耐力式による評価において考慮している安全係数

安全係数			せん断照査		内容
			応答値算定	限界値算定	
材料係数	コンクリート	γ_{mc}	1.0	1.3	コンクリートの特性値を低減
	鉄筋	γ_{ms}	1.0	1.0	—
部材係数*	コンクリート	γ_{bc}	—	1.3	せん断耐力（コンクリート負担分）を低減
	鉄筋	γ_{bs}	—	1.1	せん断耐力（鉄筋負担分）を低減
構造解析係数		γ_a	1.05	—	応答値（断面力）の割り増し

注記*：土木学会マニュアル 2005 では、部材係数 $\gamma_b = \gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2}$

$$\gamma_{b1} = \begin{cases} 1.3 & (\text{コンクリート}) \\ 1.1 & (\text{鉄筋}) \end{cases}$$

$$\gamma_{b2} = \begin{cases} 1.0 & (R \leq 0.01) \\ \frac{100R + 2}{3} & (0.01 < R \leq 0.025) \\ 1.5 & (R > 0.025) \end{cases}$$

ここで、R：層間変形角とされている。

γ_{b2} は層間変形角の値によらず、部材が降伏していない状態であれば、 $\gamma_{b2} = 1.0$ としてよいとされている。

4.1.2 鋼管杭の許容限界

鋼管杭の断面照査は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」及び「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，曲げ・軸力に対する断面照査（全塑性モーメントに対する評価）及びせん断（降伏強度に対する評価）に対する断面照査を行う。

(1) 曲げ・軸力に対する断面照査（全塑性モーメントに対する評価）

鋼管杭の曲げ・軸力に対する断面照査は，全塑性モーメント M_p を算定し，鋼管杭に発生する最大曲げモーメントが全塑性モーメント以下となることを確認する。

$$M_p = M_{p0} \cos(\alpha \pi / 2)$$

ここで，

M_p ：全塑性モーメント（ $\text{kN} \cdot \text{m}$ ）

M_{p0} ：軸力がない場合の全塑性モーメント（ $\text{kN} \cdot \text{m}$ ）

$$M_{p0} = Z_p \sigma_y$$

α ：モーメントがない場合の降伏軸力 N_0 と作用軸力 N の比

$$\alpha = N / N_0$$

N_0 ：モーメントがない場合の降伏軸力（ kN ）

$$N_0 = \sigma_y A$$

Z_p ：塑性断面係数（ m^3 ）

$$Z_p = \frac{4}{3} r^3 \{1 - (1 - t/r)^3\}$$

σ_y ：鋼管杭の降伏点強度（ kN/m^2 ）

N ：軸力（ kN ）

A ：鋼管杭の断面積（ m^2 ）

t ：鋼管杭の板厚（ m ）

r ：鋼管杭の半径（ m ）

(2) せん断に対する断面照査

鋼管杭のせん断に対する断面照査は，鋼管杭のせん断応力度が，降伏強度以下となることを確認する。なお，鋼管杭のせん断応力度は，鋼管杭内部が中詰めコンクリートで充填されているため，鋼管杭の全断面積を有効断面積として算定する。

4.1.3 杭頭部の許容限界

杭頭部の許容限界は、「杭基礎設計便覧（（社）日本道路協会，2007年）」に基づき、水平力及び曲げモーメントに対する照査を行う。

(1) 水平力に対する照査

鋼管杭の杭頭部の水平力に対する照査は、図4-1に示す水平支圧応力 σ_{ch} 及び水平方向の押抜きせん断応力 τ_h が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma_{ch} = H/DL$$

$$\tau_h = H/h' (2L+D+2h')$$

ここに、

σ_{ch} : 杭頭結合部に発生する水平支圧応力度 (N/mm²)

τ_h : 杭頭結合部に発生する水平押抜きせん断応力度 (N/mm²)

H : 杭頭結合部に作用する水平力 (N)

D : 鋼管杭径 (mm)

L : 杭の埋込長 (mm)

h' : 水平方向の押し抜きせん断に抵抗するフーチング有効厚 (mm)

4) フーチングコンクリートの水平支圧応力度の照査

a. 方法Aの場合

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{Dl} + \frac{6M}{Dl^2} \leq \sigma_{ba} \dots\dots\dots(\text{III. 6. 5})$$

b. 方法Bの場合

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{Dl} \leq \sigma_{ba} \dots\dots\dots(\text{III. 6. 6})$$

5) フーチング端部の杭に対する水平方向の押抜きせん断応力度の照査

$$\tau_h = \frac{H}{h'(2l+D+2h')} \leq \tau_a \dots\dots\dots(\text{III. 6. 7})$$

図4-1 水平力に対する照査

(「杭基礎設計便覧（（社）日本道路協会，2007年）」より引用に一部加筆)

(2) 曲げモーメントに対する照査

鋼管杭の杭頭部の曲げモーメントに対する照査は、杭頭部に発生する曲げモーメントが、仮想鉄筋コンクリート断面の降伏曲げモーメント以下であることを確認する。

4.1.4 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、岩盤の極限支持力度とする。

基礎地盤の支持性能に対する許容限界を表 4-3 に示す。

表 4-3 免震重要棟遮蔽壁の許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm ²)
極限支持力度	C _L 級岩盤	3.9

5. 評価結果

5.1 構造部材の健全性に対する評価結果

5.1.1 遮蔽壁（鉄筋コンクリート部材）

遮蔽壁（鉄筋コンクリート部材）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値を表 5-1 に、せん断破壊に対する照査における最大照査値を表 5-2 に示す。また、曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの圧縮縁コンクリートひずみの時刻歴波形及び発生位置を図 5-1 に、せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図を図 5-2 に示す。

免震重要棟遮蔽壁の圧縮縁コンクリートひずみ及びせん断力が、構造部材の許容限界以下であることを確認した。

表 5-1 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値

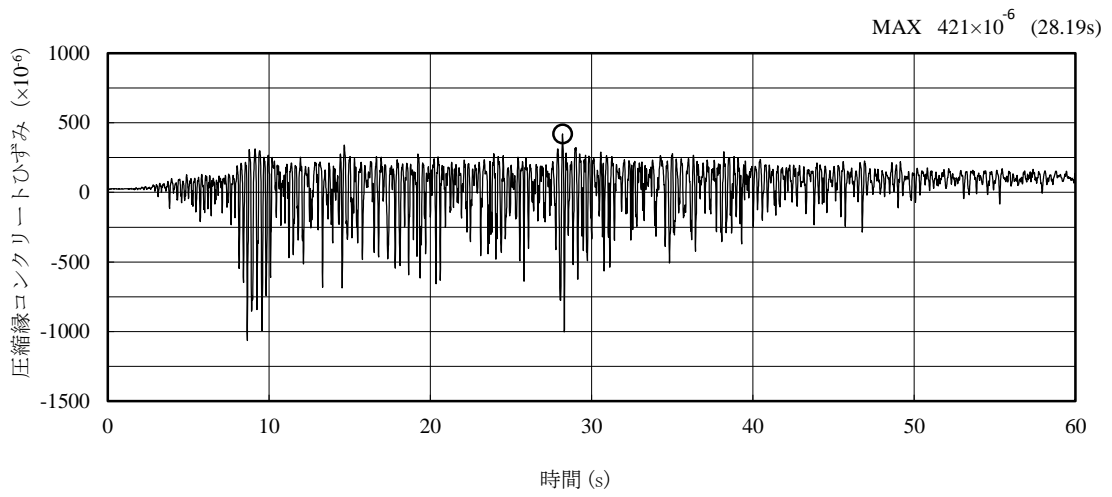
解析ケース	地震動		照査用圧縮縁 コンクリート ひずみ* (μ)	圧縮縁コンク リート限界ひ ずみ (μ)	照査値
①	S s - D	++	506	10000	0.06
		-+	471	10000	0.05
		+-	491	10000	0.05
		--	458	10000	0.05
	S s - F 1	++	389	10000	0.04
	S s - F 2	++	374	10000	0.04
	S s - N 1	++	484	10000	0.05
		-+	413	10000	0.05
	S s - N 2 (NS)	++	425	10000	0.05
		-+	419	10000	0.05
	S s - N 2 (EW)	++	402	10000	0.05
		-+	334	10000	0.04
②	S s - N 1	++	473	10000	0.05
③	S s - N 1	++	489	10000	0.05

注記*：照査用圧縮縁コンクリートひずみ=圧縮縁コンクリートひずみ×構造解析係数 $\gamma_a (=1.2)$

表 5-2 せん断破壊に対する最大照査値

解析ケース	地震動		照査用 せん断力* V_d (kN)	せん断耐力 V_{yd} (kN)	照査値 V_d/V_{yd}
①	S _s -D	++	89	444	0.21
		-+	178	755	0.24
		+-	85	440	0.20
		--	171	759	0.23
	S _s -F 1	++	77	442	0.18
	S _s -F 2	++	146	760	0.20
	S _s -N 1	++	177	754	0.24
		-+	147	756	0.20
	S _s -N 2 (NS)	++	144	758	0.19
		-+	86	443	0.20
	S _s -N 2 (EW)	++	86	443	0.20
		-+	121	767	0.16
②	S _s -N 1	++	176	756	0.24
③	S _s -N 1	++	179	756	0.24

注記* : 照査用せん断力 V_d =発生せん断力 V ×構造解析係数 γ_a (=1.05)



(圧縮を正で示す。)

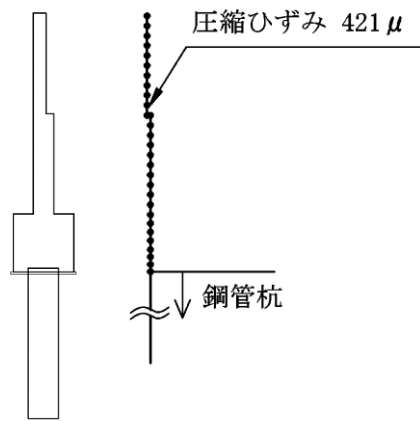
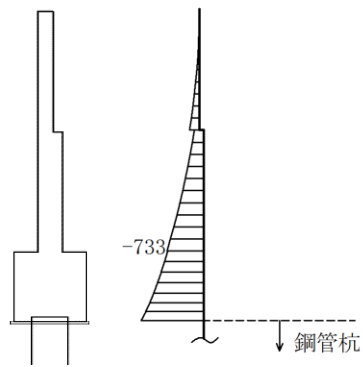
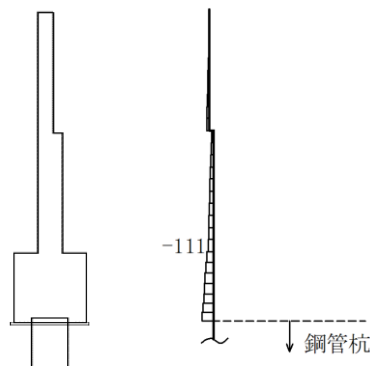


図 5-1 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの圧縮縁コンクリートひずみの時刻歴波形及び発生位置 (解析ケース①, S_s-D (++))



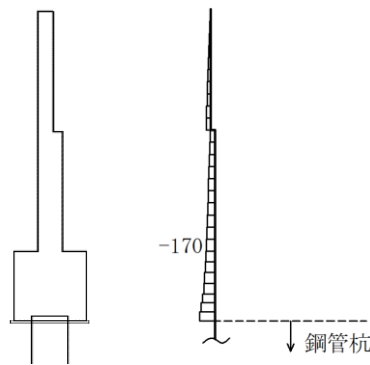
数値：評価位置における断面力

(a) 曲げモーメント (kN・m)



数値：評価位置における断面力

(b) 軸力 (kN) (+ : 引張, - : 圧縮)



数値：評価位置における断面力

(c) せん断力 (kN)

図 5-2 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図
(解析ケース③, S s - N 1 (++) , t = 7.56s)

5.1.2 鋼管杭

鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値を表 5-3 に、せん断破壊に対する照査における最大照査値を表 5-4 に示す。また、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値最大時の断面力図を図 5-3 及び図 5-4 に示す。

鋼管杭の曲げモーメント及びせん断力が、構造部材の許容限界以下であることを確認した。

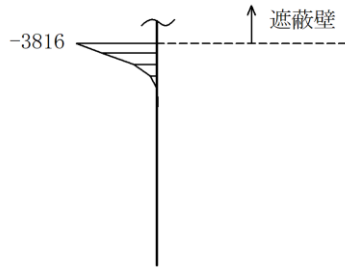
表 5-3 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

解析ケース	地震動		照査用 発生曲げ モーメント* M (kN・m)	全塑性曲げ モーメント* M _p (kN・m)	照査値 M/M _p
①	S _s -D	++	3105	7884	0.40
		-+	3703	7883	0.47
		+-	2985	7880	0.38
		--	3561	7879	0.46
	S _s -F 1	++	2405	7881	0.31
	S _s -F 2	++	2897	7881	0.37
	S _s -N 1	++	3778	7885	0.48
		-+	3205	7885	0.41
	S _s -N 2 (NS)	++	2920	7881	0.38
		-+	2903	7883	0.37
	S _s -N 2 (EW)	++	2839	7881	0.37
		-+	2336	7880	0.30
②	S _s -N 1	++	3756	7884	0.48
③	S _s -N 1	++	3816	7884	0.49

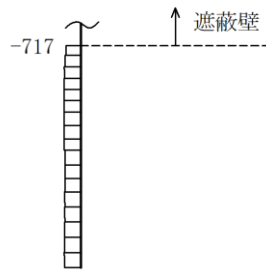
注記*：照査用発生曲げモーメント及び全塑性曲げモーメントは杭 1 本当りの数値を示す。

表 5-4 鋼管杭のせん断破壊に対する評価結果

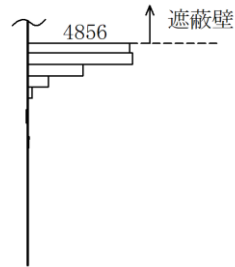
解析ケース	地震動		照査用 発生応力度 τ (N/mm ²)	降伏強度 τ_s (N/mm ²)	照査値 τ / τ_s
①	S _s -D	++	61	181	0.34
		-+	73	181	0.41
		+-	59	181	0.33
		--	70	181	0.39
	S _s -F1	++	47	181	0.26
	S _s -F2	++	57	181	0.32
	S _s -N1	++	74	181	0.41
		-+	63	181	0.35
	S _s -N2 (NS)	++	57	181	0.32
		-+	57	181	0.32
	S _s -N2 (EW)	++	56	181	0.31
		-+	46	181	0.26
②	S _s -N1	++	74	181	0.41
③	S _s -N1	++	75	181	0.42



数值：評価位置における断面力
 (a) 曲げモーメント (kN・m/本)

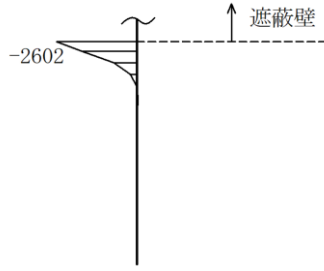


数值：評価位置における断面力
 (b) 軸力 (kN/本) (+ : 引張, - : 圧縮)

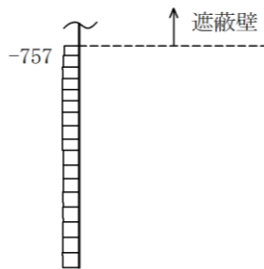


数值：評価位置における断面力
 (c) せん断力 (kN/本)

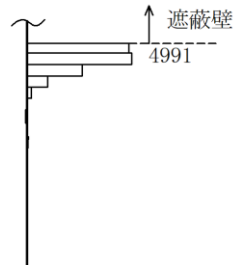
図 5-3 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力図
 (解析ケース③, S s - N 1 (++) , t=7.56s)



数值：評価位置における断面力
 (a) 曲げモーメント (kN・m/本)



数值：評価位置における断面力
 (b) 軸力 (kN/本) (+：引張, -：圧縮)



数值：評価位置における断面力
 (c) せん断力 (kN/本)

図 5-4 鋼管杭のせん断破壊に対する照査値最大時の断面力図
 (解析ケース③, S s - N 1 (++) , t=7.56s)

5.1.3 杭頭部

杭頭部の水平支圧応力に対する照査における最大照査値を表 5-5 に、水平方向押抜きせん断に対する最大照査値を表 5-6 に、仮想鉄筋コンクリート断面の曲げモーメントに対する最大照査値を表 5-7 に示す。

杭頭部の水平支圧応力、水平方向押抜きせん断応力及び仮想鉄筋コンクリート断面の曲げモーメントが、許容限界以下であることを確認した。

表 5-5 水平支圧応力に対する最大照査値

解析 ケース	地震動	水平力 H* (kN/本)	水平支圧応力度 σ_{ch} (N/mm ²)	許容支圧応力度 σ_{ba} (N/mm ²)	照査値
①	S s - D (-+)	1004	5.58	13.5	0.42

注記*：水平力は、構造解析係数 1.05 を考慮した数値を示す。

表 5-6 水平方向押抜きせん断に対する最大照査値

解析 ケース	地震動	水平力 H* (kN/本)	押抜きせん断応力度 τ_h (N/mm ²)	許容押抜き せん断応力度 τ_{al} (N/mm ²)	照査値
①	S s - D (-+)	1004	0.62	1.0	0.62

注記*：水平力は、構造解析係数 1.05 を考慮した数値を示す。

表 5-7 仮想鉄筋コンクリート断面の曲げモーメントに対する最大照査値

解析 ケース	地震動	発生曲げモ ーメント* (kN・m/本)	発生軸力* (kN/本)	降伏曲げ モーメント (kN・m/本)	照査値
①	S s - N 1 (++)	3938	572	6622	0.60

注記*：発生断面力は、構造解析係数 1.05 を考慮した数値を示す。

5.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する評価結果を表 5-8 に示す。

免震重要棟遮蔽壁の基礎地盤に発生する最大接地圧が許容限界以下であることを確認した。

表 5-8 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

解析ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力	照査値	
			R_d (N/mm ²)	R_U (N/mm ²)	R_d/R_U	
①	S _s -D	++	0.85	3.9	0.22	
		-+	0.84	3.9	0.22	
		+ -	0.82	3.9	0.21	
		--	0.83	3.9	0.22	
	S _s -F 1	++	0.80	3.9	0.21	
	S _s -F 2	++	0.82	3.9	0.21	
	S _s -N 1	++	0.81	3.9	0.21	
		-+	0.81	3.9	0.21	
	S _s -N 2 (NS)	++	0.83	3.9	0.22	
		-+	0.84	3.9	0.22	
	S _s -N 2 (EW)	++	0.85	3.9	0.22	
		-+	0.83	3.9	0.22	
	②	S _s -N 1	++	0.80	3.9	0.21
	③	S _s -N 1	++	0.82	3.9	0.22

参考資料1 免震重要棟遮蔽壁のアクセスルートへの影響確認について

1. 概要

免震重要棟遮蔽壁の地震応答解析の評価対象断面は、緊急時対策所に対する波及的影響を評価するために、緊急時対策所近傍の免震重要棟（東側）の区間を選定している。一方、免震重要棟遮蔽壁のうち西側斜面近傍部は、アクセスルートに面している。

そこで、免震重要棟遮蔽壁（西側）によるアクセスルートへの波及的影響を確認する。

2. 周辺状況の整理及び評価方針

免震重要棟遮蔽壁の西側には斜面が位置し、その斜面の下方にはアクセスルートがある。

免震重要棟遮蔽壁（東側）の評価対象断面（A-A断面）及び西側斜面を含むB-B断面において地震応答解析を実施し、免震重要棟遮蔽壁のうち西側斜面近傍部（位置①）及び緊急時対策所近傍部（位置②）における地表面の応答加速度を比較する。地震応答解析については、解析コード「ADVANF」を使用する。

免震重要棟遮蔽壁の周辺状況及び地震応答解析位置を図1に示す。

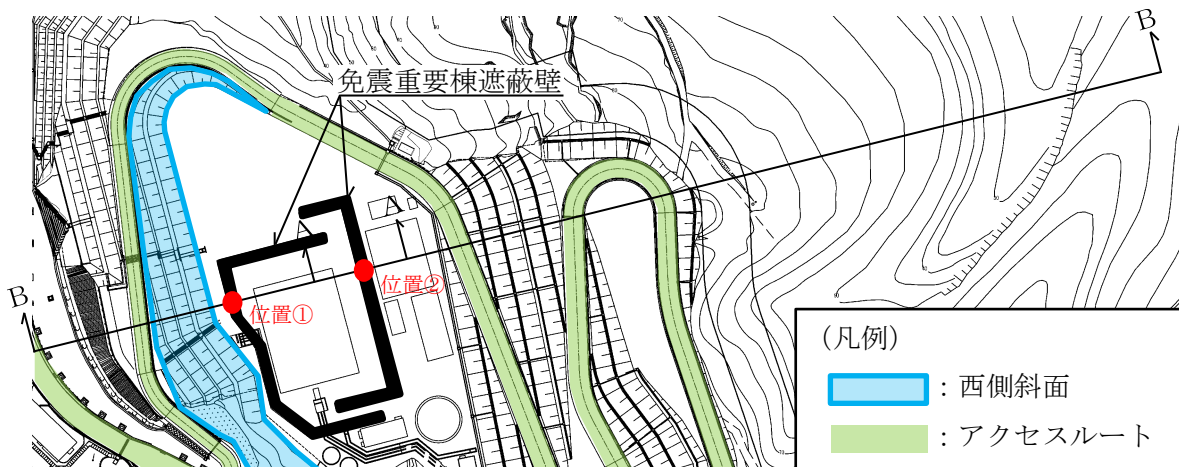


図1 免震重要棟遮蔽壁の周辺状況及び地震応答解析位置

3. 解析モデル

地震応答解析を実施する解析モデルを図2に、解析モデルの作成に用いた地質断面図を図3に示す。

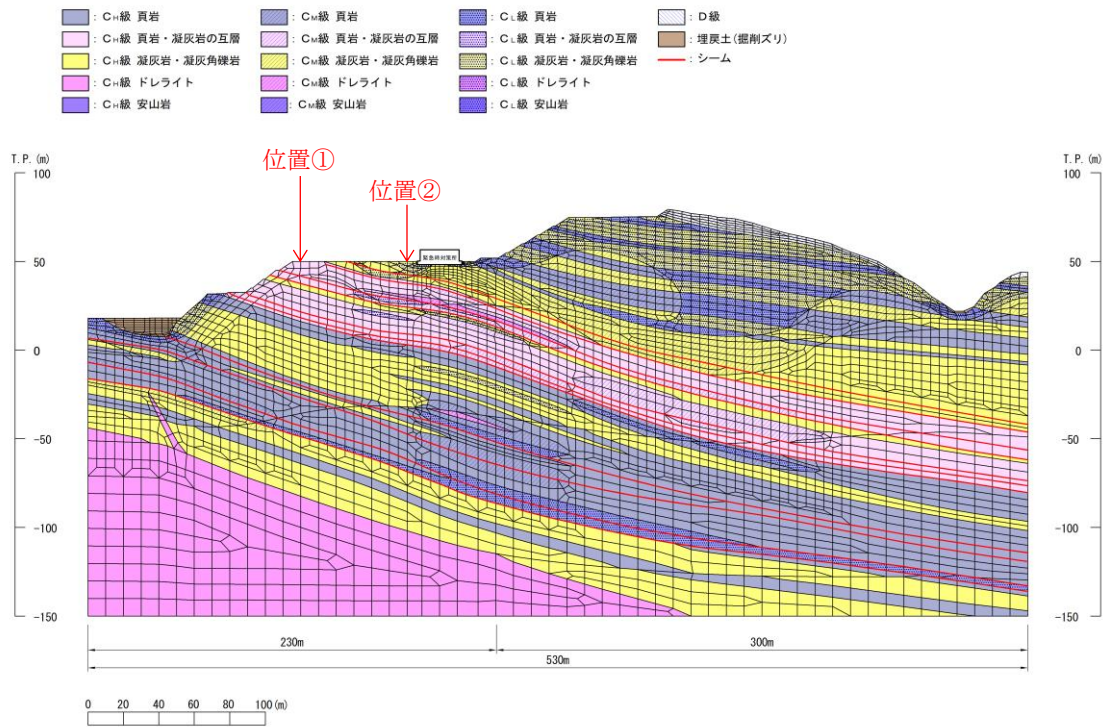


図2 解析モデル

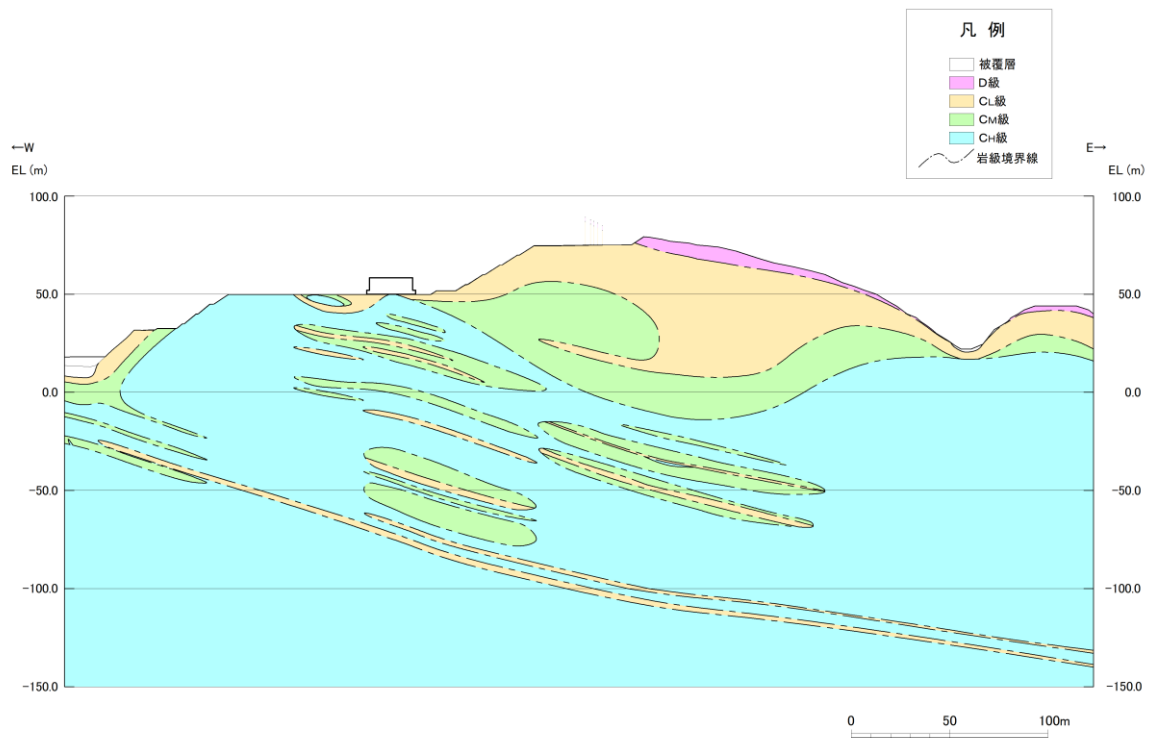


図3(1) 地質断面図 (岩級図)

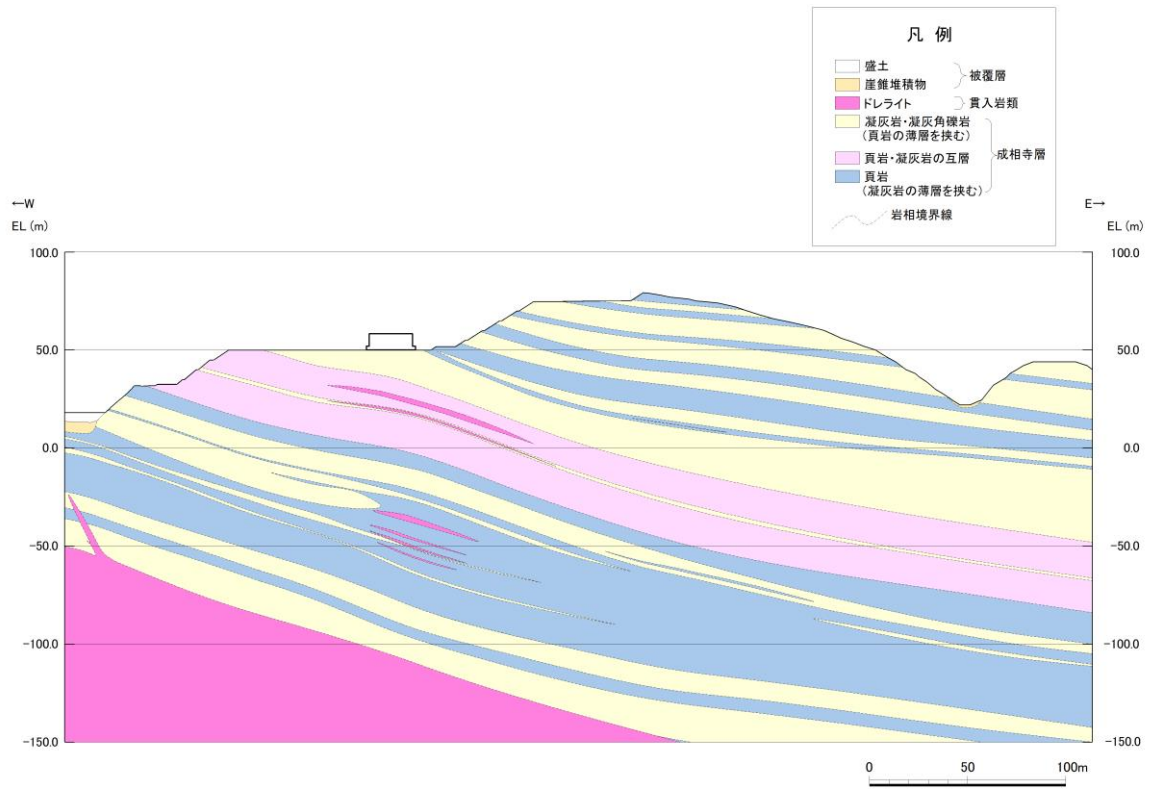


図 3 (2) 地質断面図 (岩相図)

4. 確認結果

免震重要棟遮蔽壁のうち西側斜面近傍部（位置①）及び緊急時対策所近傍部（位置②）における地表面の応答加速度を表1に示す。位置①及び位置②において、最大水平加速度、最大鉛直加速度共に、おおむね同等の値であることを確認した。

以上を踏まえ、免震重要棟遮蔽壁（東側）が緊急時対策所に対して波及的影響を及ぼさない構造強度を有していることから、西側斜面近傍の免震重要棟遮蔽壁（西側）が、アクセスルートへ波及的影響を及ぼさないことを確認した。

表1 地表面の応答加速度

抽出位置		最大水平加速度 (cm/s ²)	最大鉛直加速度 (cm/s ²)
位置①	西側斜面近傍	759	493
位置②	緊急時対策所近傍	741	512

参考資料2 地盤物性のばらつきを考慮する地盤の選定について

1. 概要

免震重要棟遮蔽壁の解析モデル中の地盤には、埋戻土及び岩盤があるが、岩盤の物性のばらつきを考慮することとしている。その選定の考え方を以下に示す。

2. 選定理由

免震重要棟遮蔽壁の解析モデル中には、図1に示すとおり、岩盤が広く分布している。また、構造物周辺に、薄層の埋戻土がある。このうち、ばらつきを考慮する地盤は、「補足-026-01 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に基づき選定する。

これによると、ばらつきを考慮する地盤は、解析手法により異なることから、解析手法の選定フローを図2に示す。

免震重要棟遮蔽壁は、施設周辺の地下水位が底版より低いことから、解析手法は「①全応力解析」とする。

各解析手法に応じたばらつきを考慮する地盤の選定方法を、表1に示す。

評価対象構造物周辺には、薄層の埋戻土が分布しているが、主として分布している岩盤が地震時の構造物への応答に大きな影響を及ぼすと考えられることから、岩盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきを考慮する。

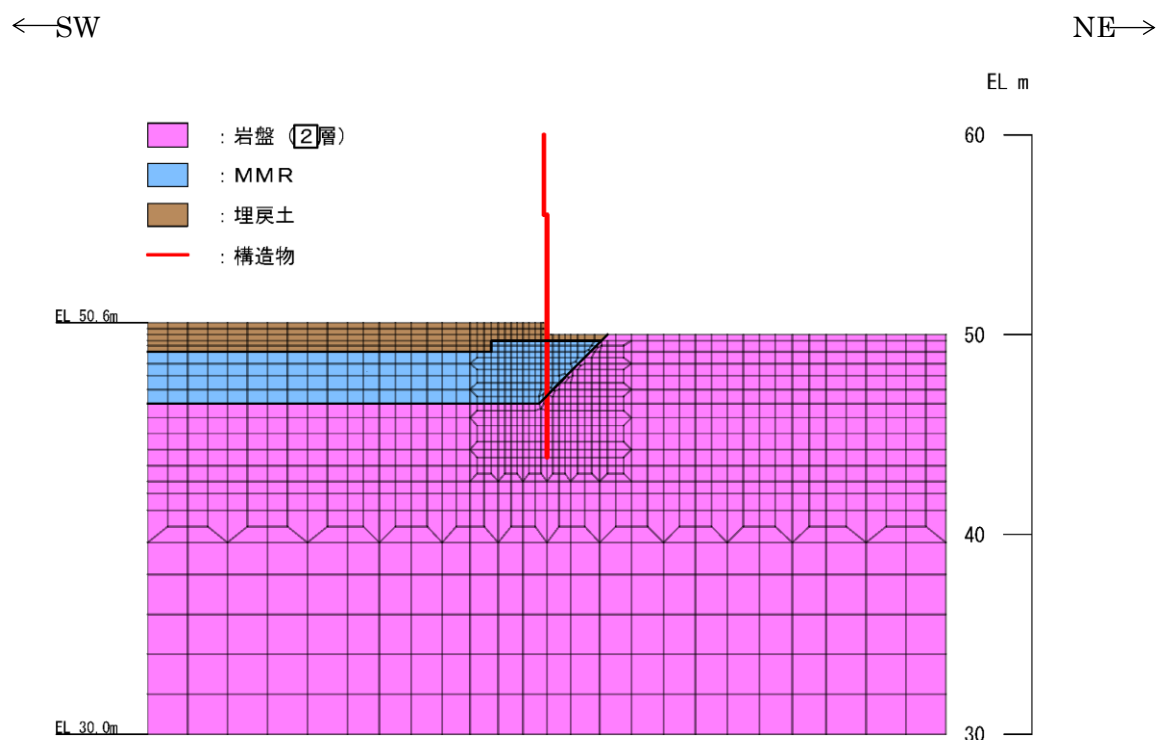
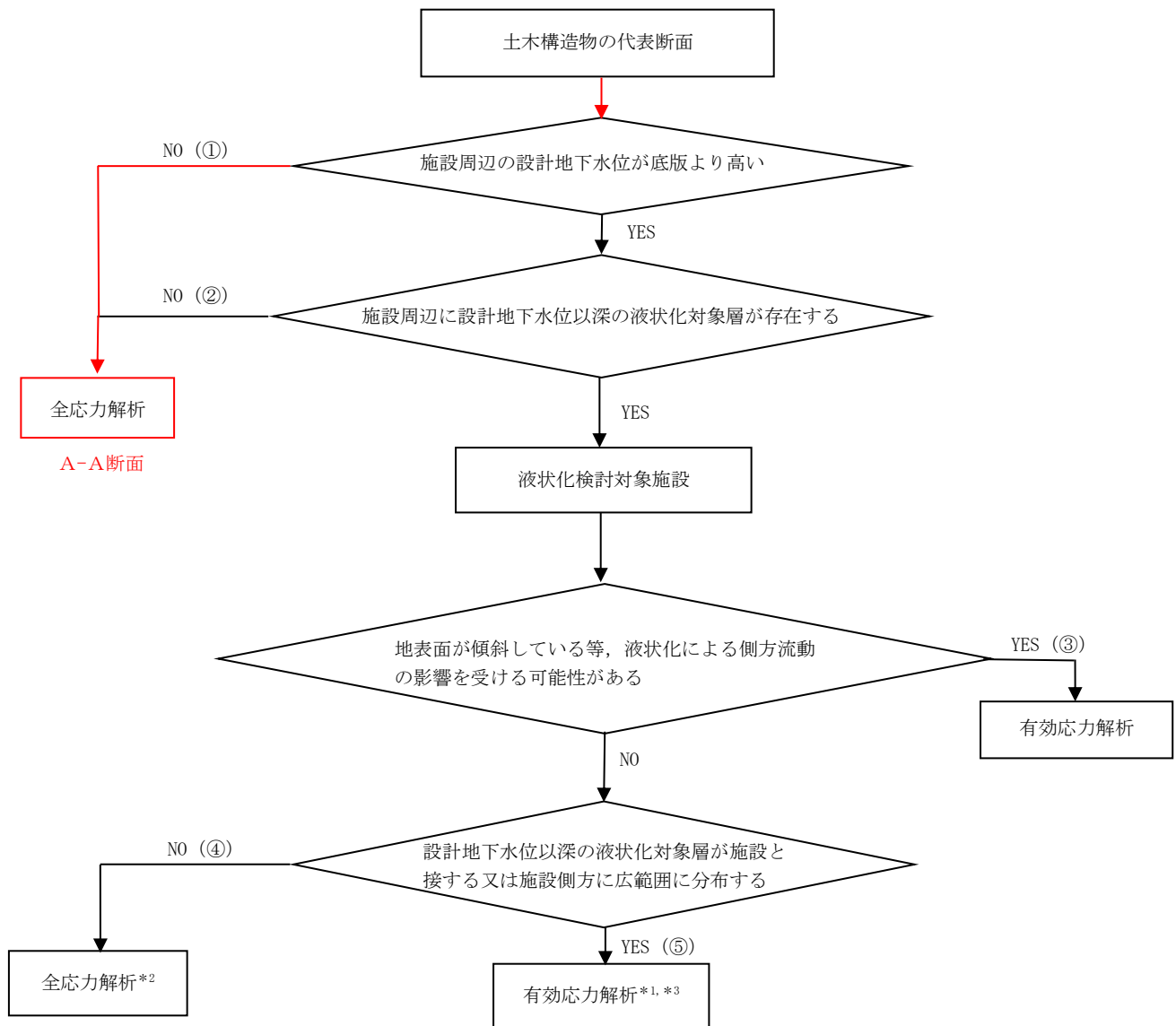


図1 解析モデル図



注記*1：非液状化の条件を仮定した全応力解析についても実施する。

*2：設計地下水位以深の液状化対象層の分布が局所的である断面のため全応力解析を実施するが、液状化の影響が構造物に及んでいないことを有効応力解析により確認する。

*3：土木構造物の耐震評価の追加解析ケースとして、液状化しない場合の全応力解析を実施する。また、全応力解析について、有効応力解析の解析コードとの差異による影響を代表構造物（例：取水槽）で確認する。

図2 解析手法の選定フロー

表 1 各解析手法に応じたばらつきを考慮する地盤の選定方法

解析手法の選定 フローにおける分類	周辺地盤状況	考慮する地盤物性の ばらつき
<p>a) 全応力解析を 基本ケースとする構造物</p> <p>①, ②, ④</p>	<p>評価対象構造物周辺に主として埋戻土のような動的変形特性にひびき依存性がある地盤が分布し、これらの地盤が地震時に構造物への応答に大きく影響を与えると判断される場合は、これらの物性のばらつきについて影響を確認する。 (例：開削工法により構築し埋戻土によって埋め戻された線状構造物又は箱型構造物)</p> <p>評価対象構造物周辺に埋戻土のような動的変形特性にひびき依存性がある地盤が分布しておらず、主としてC_L級岩盤、C_N級岩盤及びC_H級岩盤が分布し、これらの地盤が地震時に構造物への応答に大きく影響を与えると判断される場合は、これらの物性のばらつきについて影響を確認する。 (例：開削工法により構築し、置換コンクリート等によって埋め戻された線状構造物又は箱型構造物)</p>	<p>埋戻土 (初期せん断弾性係数G₀)</p> <p>岩盤 (動せん断弾性係数G_d)</p>
<p>b) 有効応力解析を 基本ケースとする構造物</p> <p>③, ⑤</p>	<p>有効応力解析を実施する構造物は、周囲の埋戻土の液化化による影響が支配的となることから、埋戻土の物性のばらつきについて影響を確認する。</p>	<p>埋戻土 (初期せん断弾性係数G₀)</p>

3. 埋戻土の物性値をばらつかせた場合の影響確認

3.1 確認方針

評価対象構造物周辺には、主として分布している岩盤が地震時の構造物への応答に大きな影響を及ぼすと考えられることから、本文では、岩盤の物性値のばらつきを考慮する。ここでは、構造物周辺に分布する薄層の埋戻土の物性値をばらつかせた場合の影響を確認する。検討用地震動は、全ての照査項目の中で最も照査値が大きくなる $S_s - D (-+)$ とし、照査項目は、杭頭部の水平押し抜きせん断とする。

3.2 確認結果

杭頭部の水平押し抜きせん断応力度の照査結果のうち、岩盤の物性値をばらつかせた場合の結果を表 2 に、埋戻土の物性値をばらつかせた場合の結果を表 3 に示す。発生応力及び照査値は、各々の物性値をばらつかせた場合で、おおむね同等の値であることが確認できた。なお、本文に示す本構造物の照査値は最大で 0.62 であり、十分な裕度を有している。

以上より、「補足-026-01 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に従い、物性値のばらつきを考慮する地盤を適切に選定していることを確認した。

表 2 杭頭部水平押し抜きせん断に対する照査結果（岩盤の物性値をばらつかせた場合）

解析ケース	地盤物性	地震動	水平力 H (kN/本)	押し抜きせん断応力度 τ_h (N/mm ²)	許容押し抜きせん断応力度 τ_{al} (N/mm ²)	照査値
①	平均値	$S_s - D (-+)$	1004	0.62	1.0	0.62
②	平均値 +1 σ		995	0.61	1.0	0.62
③	平均値 -1 σ		1004	0.62	1.0	0.62

表 3 杭頭部水平押し抜きせん断に対する照査結果（埋戻土の物性値をばらつかせた場合）

解析ケース	地盤物性	地震動	水平力 H (kN/本)	押し抜きせん断応力度 τ_h (N/mm ²)	許容押し抜きせん断応力度 τ_{al} (N/mm ²)	照査値
①	平均値	$S_s - D (-+)$	1004	0.62	1.0	0.62
②	平均値 +1 σ		1003	0.62	1.0	0.62
③	平均値 -1 σ		1005	0.62	1.0	0.63

補足-027-10-93 仮設耐震構台の耐震性についての
計算書に関する補足説明資料

目 次

1. 評価方法	1
2. 評価条件	1
2.1 適用規格	1
2.2 構造概要	3
2.3 評価対象断面の選定	12
2.4 使用材料及び材料の物性値	15
2.5 地盤物性値	17
2.6 評価対象部位	18
2.7 地下水位	25
2.8 耐震評価方針	26
3. 地震応答解析	28
3.1 地震応答解析手法	28
3.2 地震応答解析モデルの設定	30
3.2.1 解析モデル領域	30
3.2.2 境界条件	31
3.2.3 構造物のモデル化	34
3.2.4 隣接構造物等のモデル化	46
3.2.5 地盤，置換コンクリート，埋戻コンクリート及びMMRのモデル化	46
3.2.6 地震応答解析モデル	49
3.2.7 ジョイント要素の設定	51
3.3 減衰定数	55
3.4 荷重及び荷重の組合せ	64
3.4.1 外水圧	65
3.4.2 積雪荷重	65
3.5 地震応答解析の解析ケース	66
3.5.1 耐震評価における解析ケース	66

4.	評価内容	67
4.1	入力地震動の設定	67
4.2	許容限界の設定	82
4.2.1	主桁，受桁，水平材，斜材及び支持杭に対する許容限界	87
4.2.2	支承部に対する許容限界	90
4.2.3	固定ボルトに対する許容限界	91
4.2.4	溶接部に対する許容限界	92
4.2.5	橋台（東側）に対する許容限界	92
4.2.6	置換コンクリート（西側）に対する許容限界	93
4.2.7	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	94
4.2.8	構造物間の相対変位に対する許容限界	95
5.	評価方法	96
5.1	施設の損傷及び転倒による影響評価方法	96
5.1.1	構造部材の健全性に対する評価方法	96
5.1.2	基礎地盤の支持性能に対する評価方法	99
5.2	構造物間の相対変位による影響評価方法	99
5.2.1	相対変位による評価方法	99
6.	評価結果	100
6.1	施設の損傷及び転倒による影響評価結果	100
6.1.1	構造部材の健全性に対する評価結果	100
6.1.2	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	129
6.2	構造物間の相対変位による影響評価結果	133
6.2.1	相対変位による評価結果	133
7.	まとめ	135

- (参考資料 1) A-A断面を評価対象断面とする妥当性確認について
- (参考資料 2) 評価対象断面以外の耐震性評価について
- (参考資料 3) 仮設耐震構台と低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽との間の埋戻コンクリートの安定性確認について
- (参考資料 4) 主桁間の横構及び対傾構を剛はりとすることの妥当性確認について
- (参考資料 5) 桁受を剛はり要素とすることの妥当性確認について
- (参考資料 6) 道路橋示方書の網羅性と評価対象部位の選定の考え方について
- (参考資料 7) 減衰定数の設定について
- (参考資料 8) 可搬型重大事故等対処設備の通行性について
- (参考資料 9) 橋台（東側）の安定性について
- (参考資料 10) 置換コンクリート（西側）と水平材及び斜材を接合するアンカーボルト，並びに置換コンクリート（西側）と受桁の接合部の健全性について

1. 評価方法

仮設耐震構台については、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、仮設耐震構台が上位クラス施設である原子炉建物、第1ベントフィルタ格納槽、第1ベントフィルタ格納槽遮蔽及び低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽に対して、波及的影響を及ぼさないことを確認する。

その波及的影響の評価は、上位クラス施設の有する機能が保持されることを確認するために、基準地震動 S_s を用いた地震応答解析を行い、施設の損傷及び転倒による影響では、仮設耐震構台の構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を、構造物間の相対変位による影響では、原子炉建物、第1ベントフィルタ格納槽、第1ベントフィルタ格納槽遮蔽及び低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽のうち、仮設耐震構台との離隔距離が最小となる低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽を対象とし、衝突の有無を確認する。

また、仮設耐震構台は、安全対策工事に伴い掘削した箇所のアクセスルートを確認するために設置することから、VI-1-1-7-別添1「可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルート」を踏まえ、基準地震動 S_s による地震動に対して耐震評価を実施し、屋外アクセスルートに影響を及ぼさないことを確認する。

なお、仮設耐震構台の周辺他で安全対策工事に伴う掘削を実施中であるため、本資料においては、掘削後の状態を前提とする。

2. 評価条件

2.1 適用規格

仮設耐震構台の耐震評価にあたっては、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」、「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）」、「コンクリート標準示方書〔設計編〕（（社）土木学会，2017年制定）」、「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987（（社）日本電気協会）」及び「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）」を適用するが、構造部材の曲げ・軸力系及びせん断破壊の許容限界については、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成24年3月）」、「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）」、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）」及び「コンクリート標準示方書〔ダムコンクリート編〕（（社）土木学会，2013年制定）」を適用する。

表2-1に適用する規格，基準類を示す。

表 2-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考	確認項目
使用材料及び材料定数	道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）	鋼材の材料諸元（ γ ， E ， ν ）	
	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）	鉄筋コンクリートの材料諸元（ γ ， E ， ν ）	
	コンクリート標準示方書〔設計編〕（（社）土木学会，2017 年制定）	コンクリートの材料定数（材料非線形解析によるせん断耐力の算定）	
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〕（（社）土木学会，2002 年制定）	永久荷重，偶発荷重等の適切な組合せを検討	
許容限界	道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）	仮設耐震構台の評価対象部位に発生する応力（曲げ軸力，せん断力，引張力）が許容限界を超えないことを確認	構造強度を有すること
	道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）		
	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）		
	道路土工 仮設構造物指針（（社）日本道路協会，平成 11 年 3 月）	溶接部に発生する応力（せん断力）が許容限界を超えないことを確認	
	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）	構台（東側）に発生する応力（曲げ軸力，せん断力）及び置換コンクリート（西側）に発生する応力（引張応力）が許容限界を超えないことを確認	構造強度を有すること
	コンクリート標準示方書〔ダムコンクリート編〕（（社）土木学会，2013 年制定）	置換コンクリート（西側）に発生する応力（せん断力）が許容限界を超えないことを確認	構造強度を有すること
地震応答解析	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）	有限要素法による 2 次元モデル作成等	
	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）	構造物の要素分割等	

2.2 構造概要

仮設耐震構台の平面規模は、南側長辺方向で約 65m、短辺方向で約 9m、北側長辺方向で約 14m、短辺方向で約 11m であり、主桁、桁受、受桁、水平材、斜材及び支持杭により構成され、主桁に締結された覆工板による床面を有する鉄骨構造物であり、十分な支持性能を有する岩盤及びマンメイドロック（以下「MMR」という。）に設置されている。なお、支持杭の岩盤部への根入れについては、プレボーリングを行い、根固めコンクリートを打設している。

仮設耐震構台の位置図を図 2-1 に、評価対象断面位置図を図 2-2 に、概略断面図を図 2-3 に、仮設耐震構台と各上位クラス施設との離隔距離を表 2-2 及び図 2-4 に、支持杭の根入れ部の概要図を図 2-5 に示す。

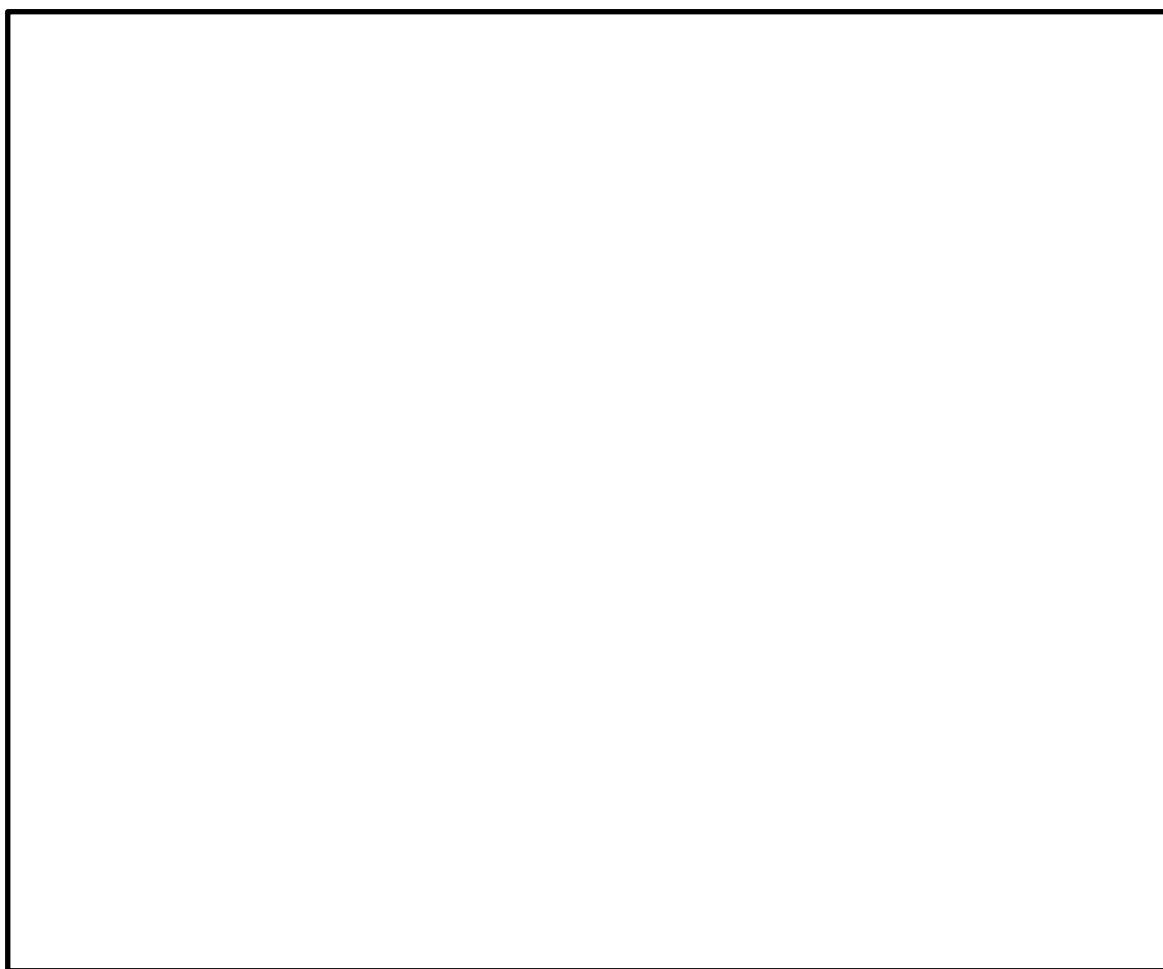


図 2-1 仮設耐震構台 位置図 (1/2)

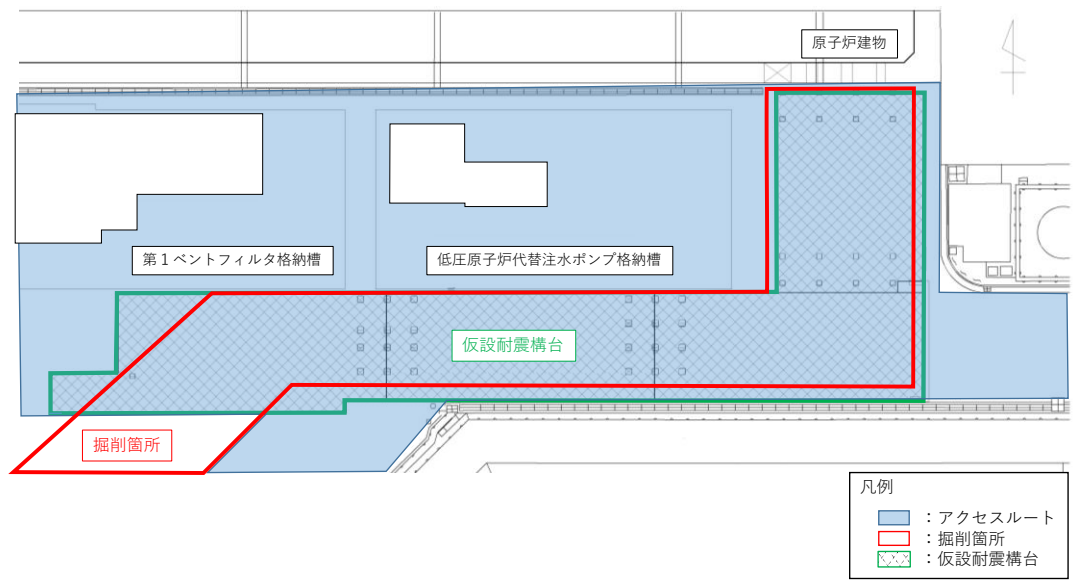


図 2-1 仮設耐震構台 位置図 (2/2)

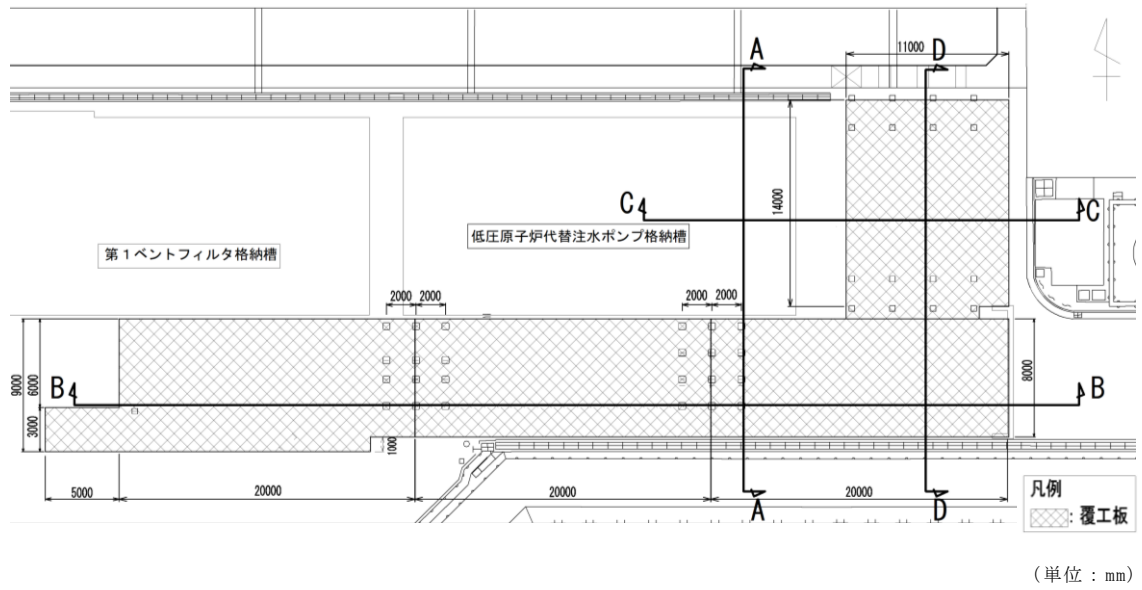
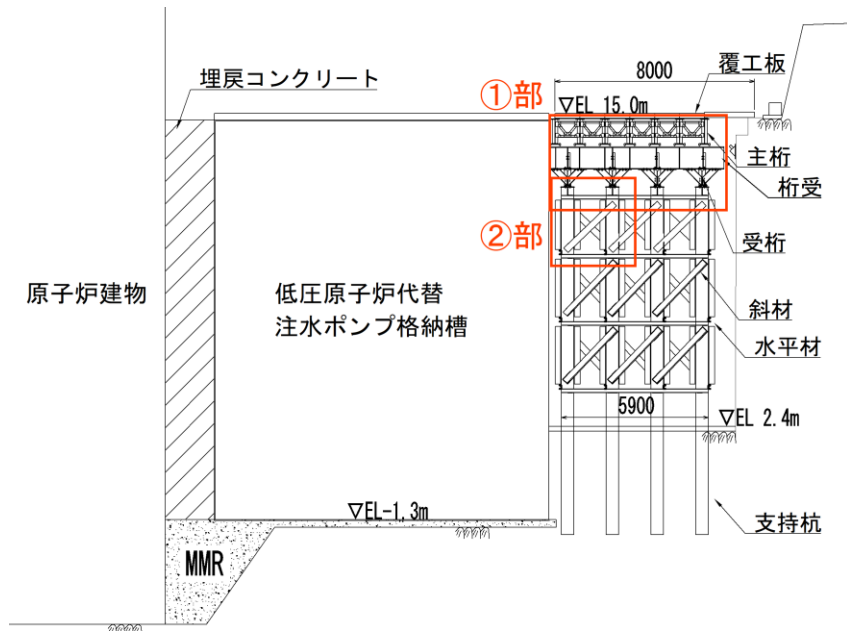
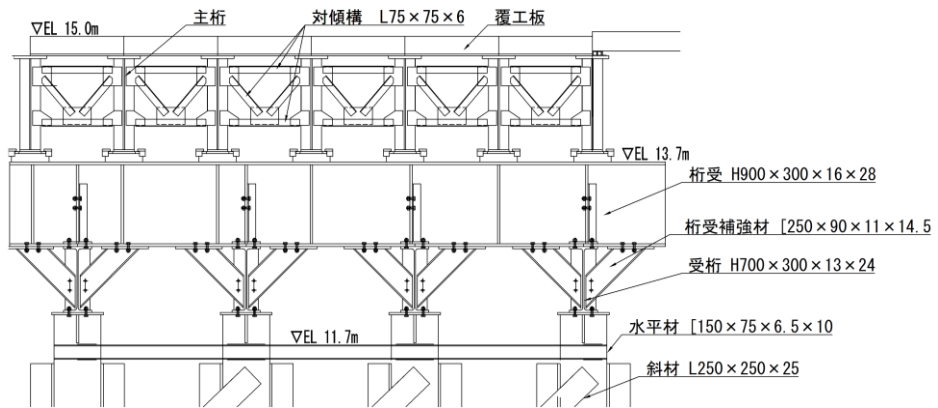


図 2-2 仮設耐震構台 評価対象断面位置図

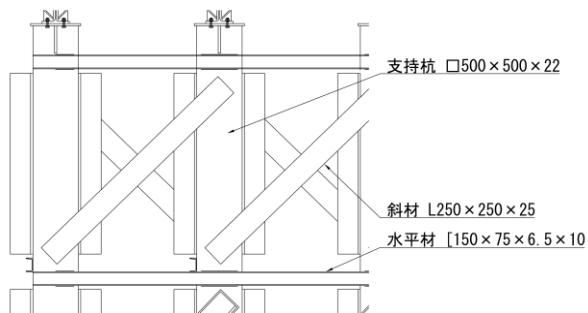


(単位：mm)

(A-A断面 (南北方向))

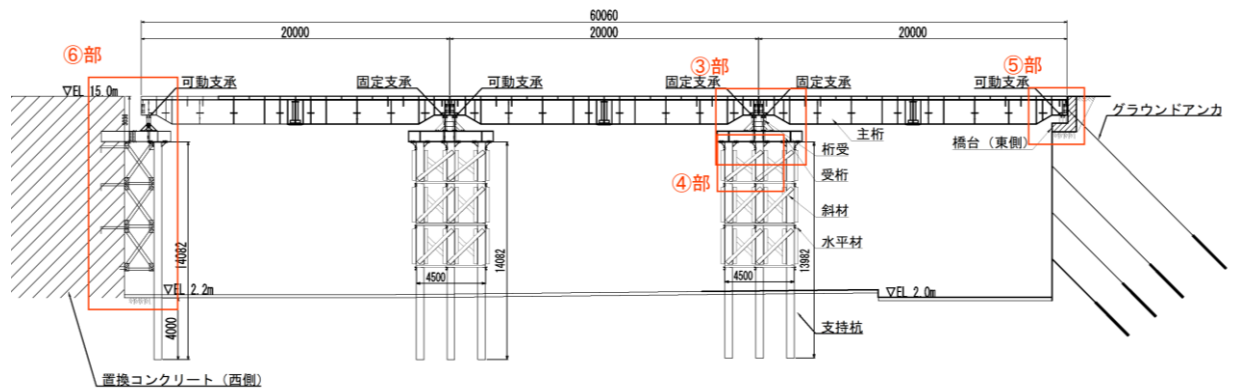


(A-A断面 ①部)



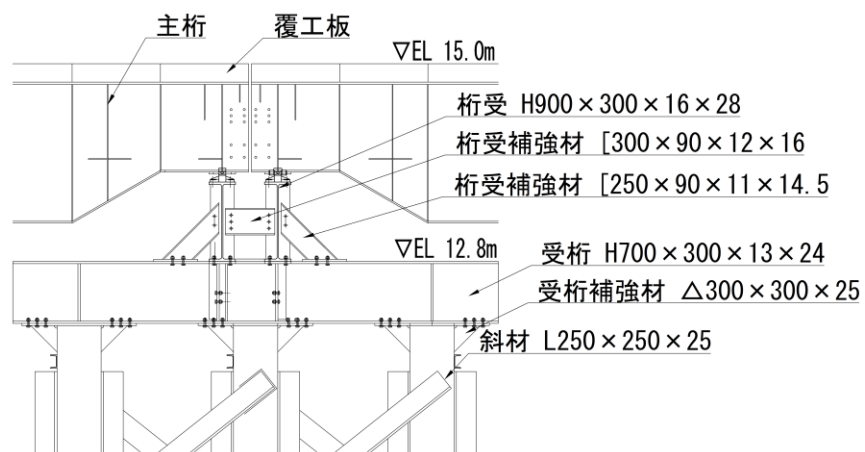
(A-A断面 ②部)

図 2-3 仮設耐震構台 概略断面図 (1/5)

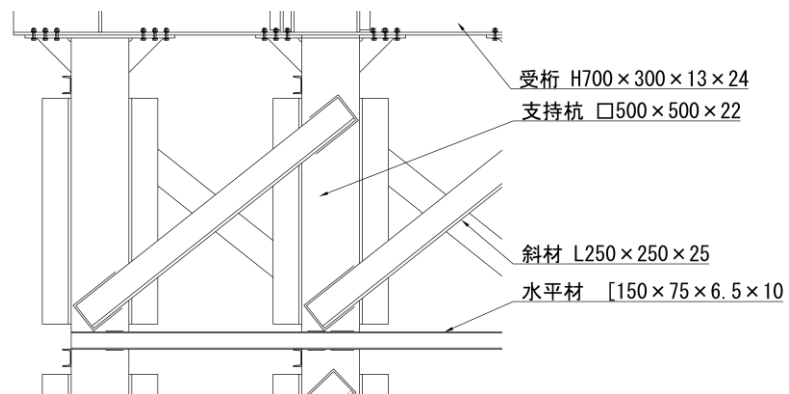


(単位：mm)

(B-B断面 (東西方向))

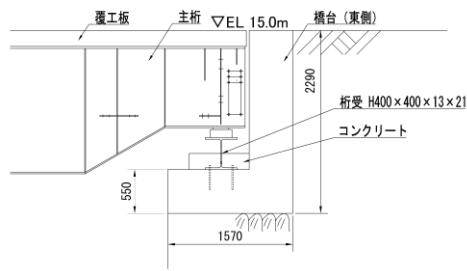


(B-B断面 ③部)



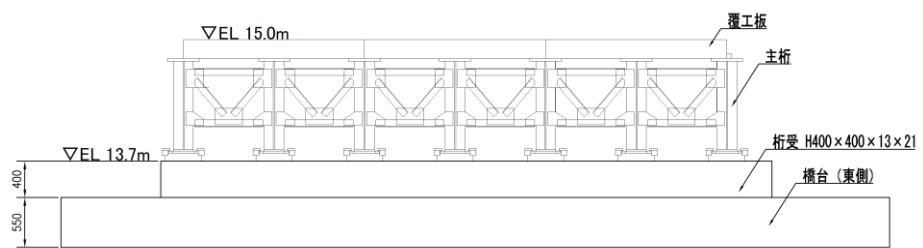
(B-B断面 ④部)

図 2-3 仮設耐震構台 概略断面図 (2/5)



(単位：mm)

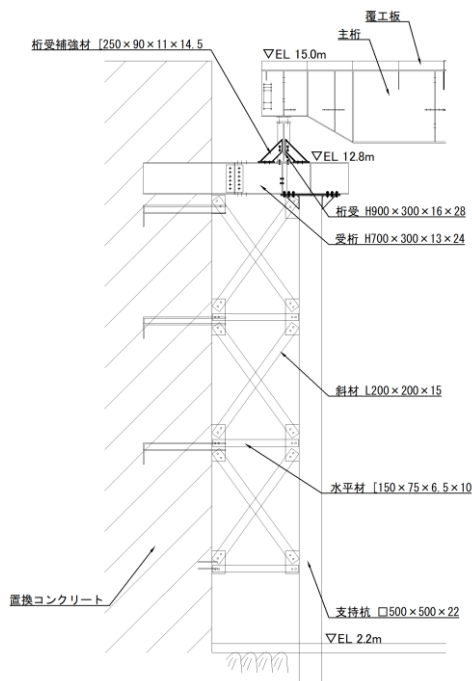
(断面図)



(単位：mm)

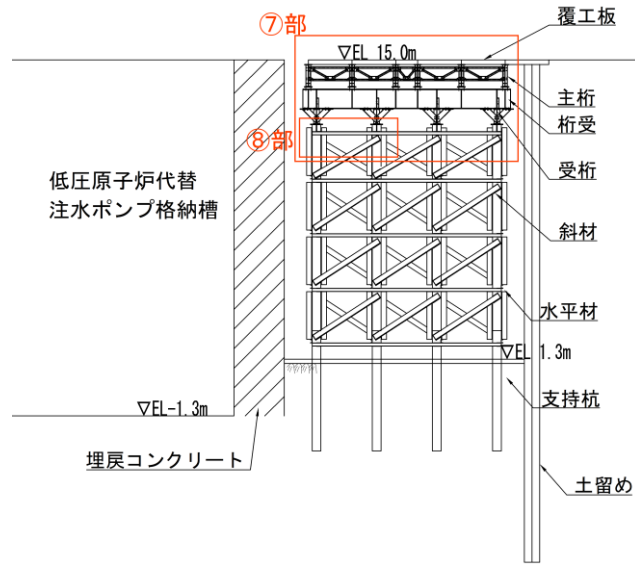
(正面図)

(B-B断面 ⑤部(橋台(東側)))

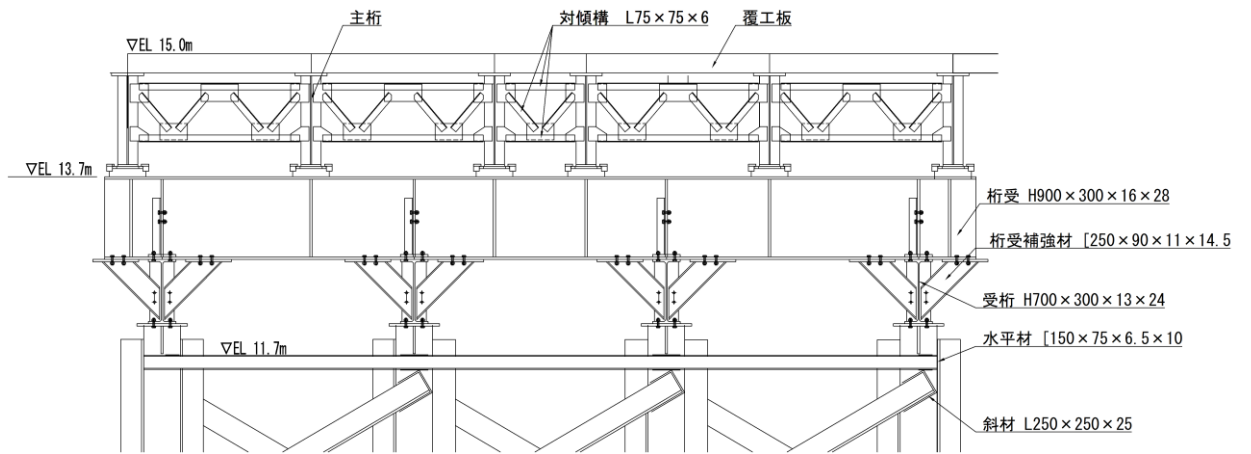


(B-B断面 ⑥部(置換コンクリート(西側)))

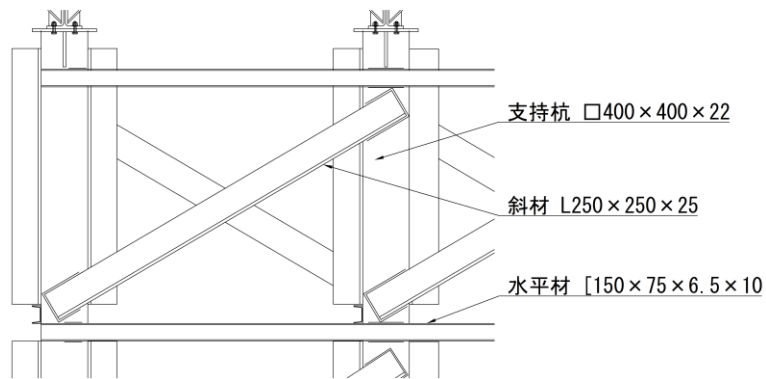
図2-3 仮設耐震構台 概略断面図 (3/5)



(C-C断面 (東西方向))



(C-C断面 ⑦部)



(C-C断面 ⑧部)

図 2-3 仮設耐震構台 概略断面図 (4/5)

表 2-2 仮設耐震構台と各上位クラス施設との離隔距離一覧

上位クラス施設	離隔距離 (mm)
原子炉建物	200
第1ベントフィルタ格納槽	95
第1ベントフィルタ格納槽遮蔽	95
低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽	50

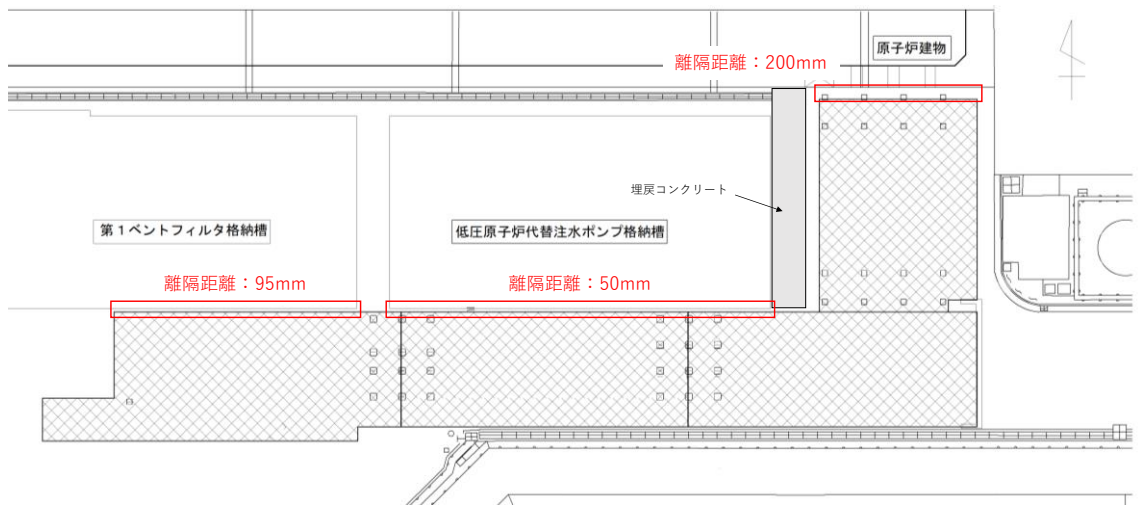


図 2-4 仮設耐震構台と各上位クラス施設との離隔距離

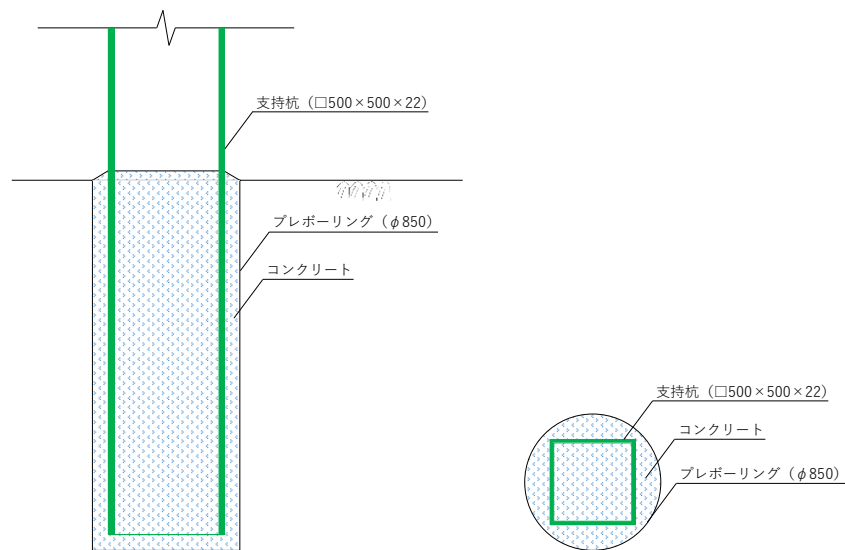


図 2-5 支持杭の根入れ部 概要図

2.3 評価対象断面の選定

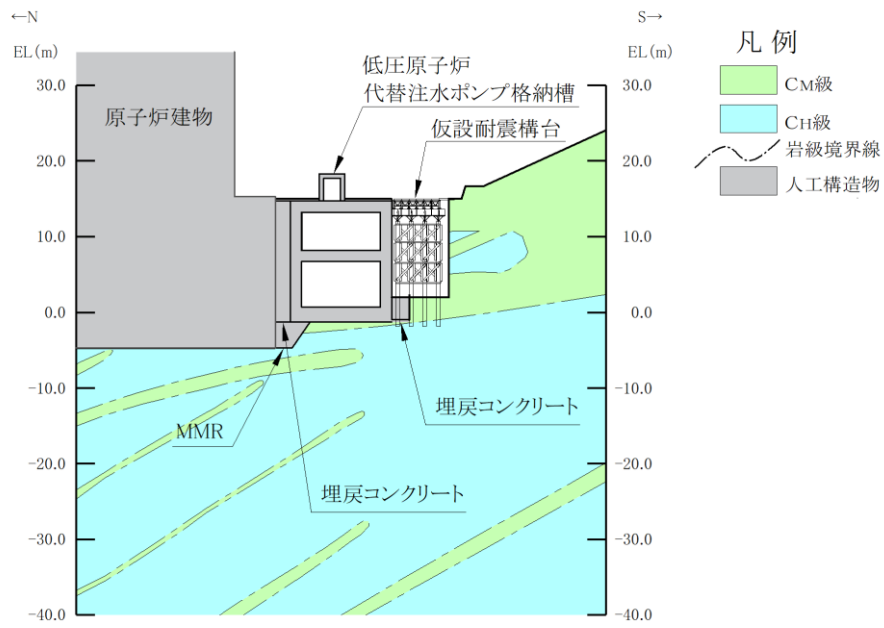
評価対象断面は、施設の損傷及び転倒による影響と相対変位による影響、並びに屋外のアクセスルートへの影響を評価する観点から、橋軸直交方向及び橋軸方向からそれぞれ断面を選定する。

橋軸直交方向の評価にあたっては、主桁のスパン長が20mの区間（A-A断面）とA-A断面側に対して主桁の縁が切れている14mの区間（C-C断面）のうちスパン長が長く、橋脚がより大きな荷重を分担する区間であるA-A断面を評価対象断面とし、構造部材及び連結・結合部の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価、並びに上位クラス施設のうち最も近接する低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽に対する相対変位量評価を踏まえた衝突の有無を確認する。なお、A-A断面より西側の盛土斜面が分布する断面（E-E断面）に対して、A-A断面を評価対象断面とする妥当性確認結果を（参考資料1）に示す。

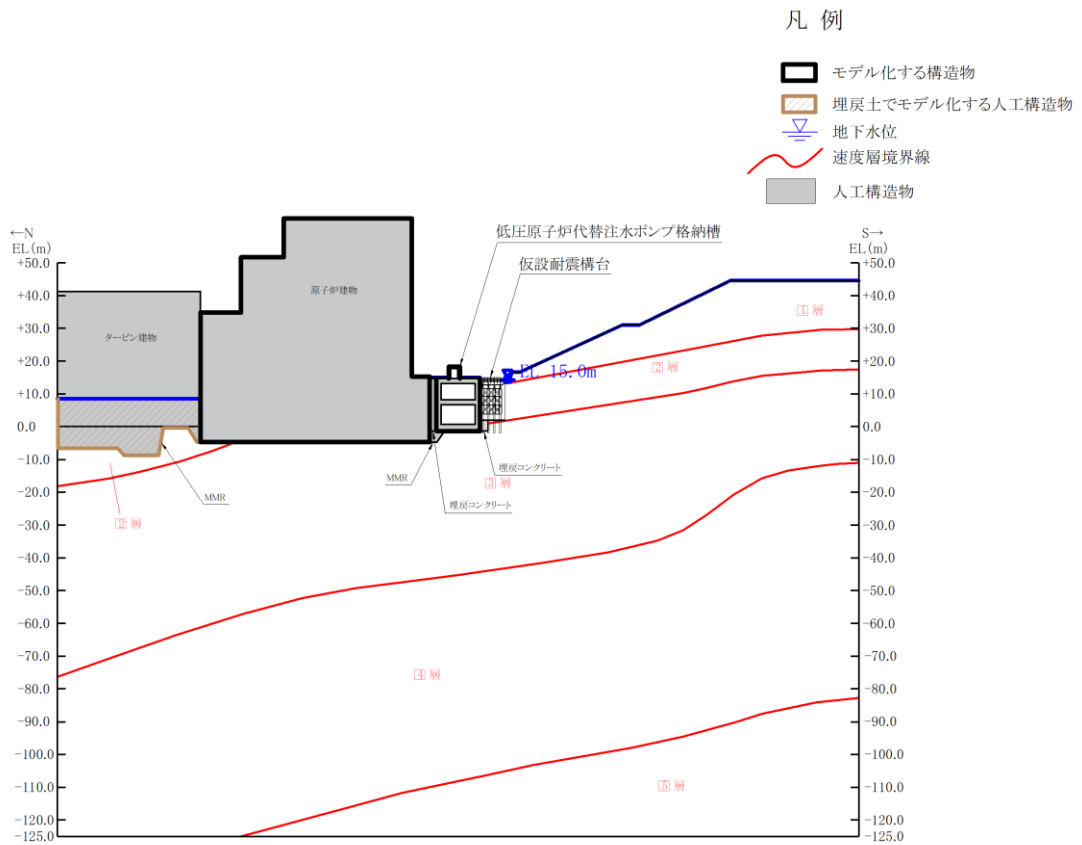
橋軸方向の評価にあたっては、主桁のスパン長が20mの区間（B-B断面）とB-B断面側に対して主桁の縁が切れている14mの区間（D-D断面）のうちスパン長が長く、橋脚がより大きな荷重を分担する区間であるB-B断面を評価対象断面とし、東西両端に設置する橋台（東側）及び置換コンクリート（西側）を含めて構造部材及び連結・結合部の健全性評価、並びに基礎地盤の支持性能評価を実施する。

なお、評価対象断面以外の断面（C-C断面及びD-D断面）における耐震性評価を（参考資料2）に、C-C断面における仮設耐震構台と低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽との間の埋戻コンクリートの安定性確認結果を（参考資料3）に示す。

評価対象地質断面図を図2-6に示す。



(岩級図)



(速度層図)

注：桁受，受桁，水平材，斜材及び支持杭は投影

図 2-6 (1) 仮設耐震構台 評価対象地質断面図 (A-A断面 (南北方向))

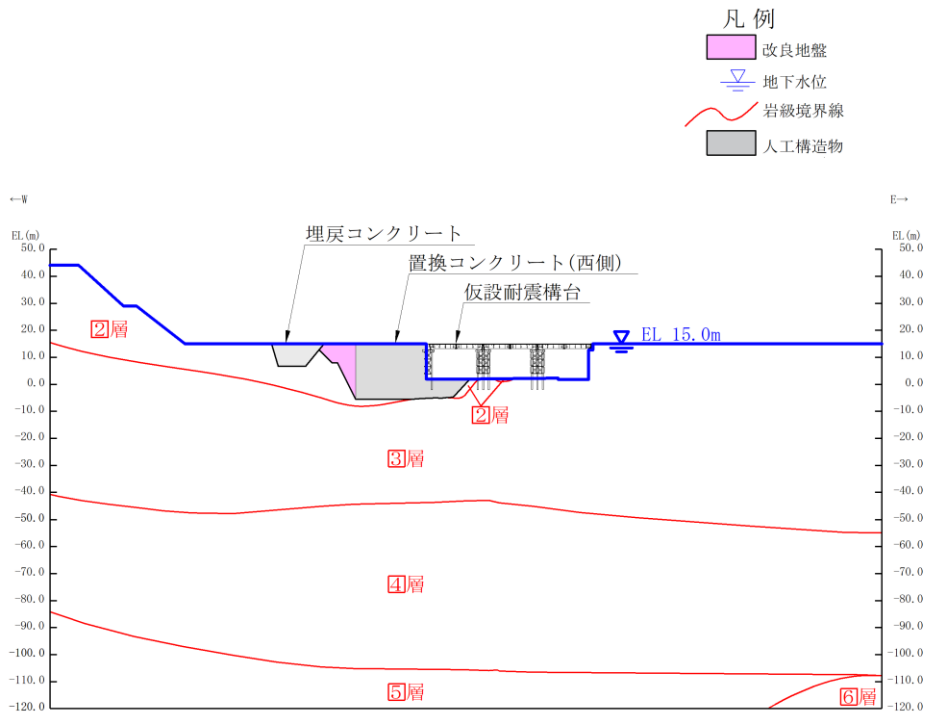
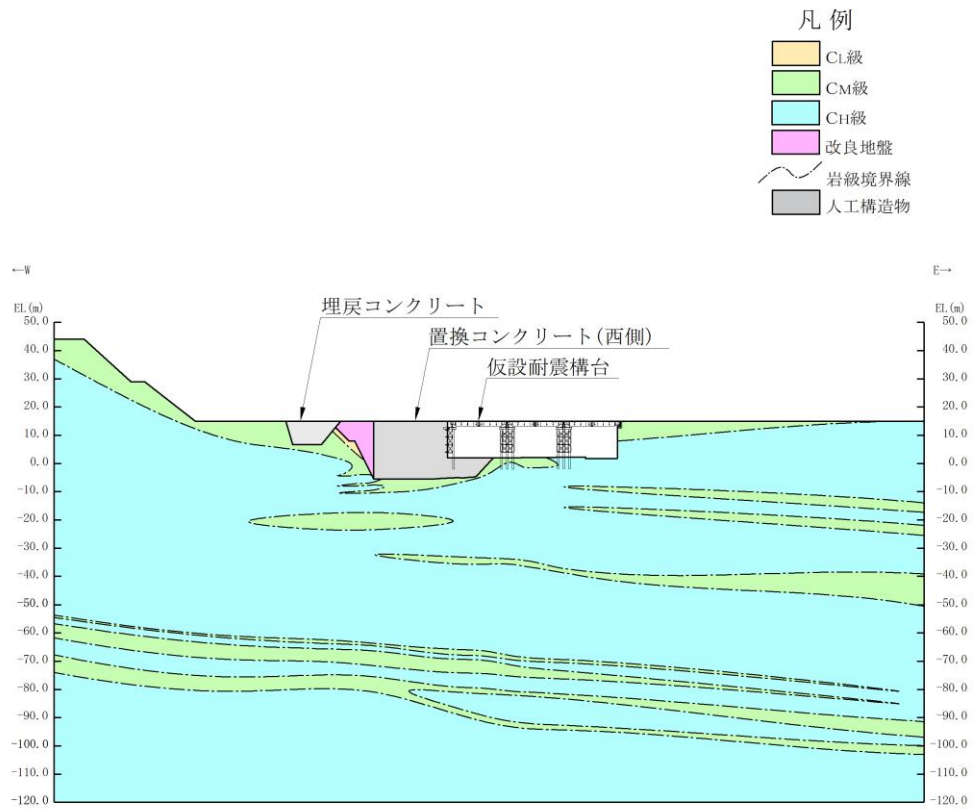


図 2-6 (2) 仮設耐震構台 評価対象地質断面図 (B-B断面 (東西方向))

2.4 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 2-3 に、材料の物性値を表 2-4 に示す。

表 2-3 構造部材の使用材料

材料		仕様	
仮設 耐震 構台	主桁	支点部 H=1018, t=13 上部 B=350, t=26 下部 B=220, t=19 一般部 H=1595, t=13 上部 B=350, t=26 下部 B=350, t=19	SM490Y
	横構	L130×130×9 H125×125×6.5×9	SS400
	対傾構	L75×75×6 L100×100×10 L130×130×9 H125×125×6.5×9	SS400
	桁受	H900×300×16×28	SS400
	桁受補強材	[250×90×11×14.5 [300×90×12×16	SS400
	受桁	H700×300×13×24	SS400
	受桁補強材	△300×300×25	SS400
	水平材	[150×75×6.5×10	SS400
	斜材	L250×250×25 L200×200×15	SS400
	支持杭	□500×500×22	BCR295
	覆工板	1000×2000×208	SM490
	支承部(沓座)	—	SCW480
	支承部 (ソールプレート)	—	SM400
	固定ボルト (支承部-桁受)	M30	普通ボルト (4.8)
	固定ボルト (桁受-受桁)	M24	高力ボルト (10T)
	固定ボルト (受桁-支持杭)	M24	高力ボルト (10T)
溶接部 (水平材-支持杭)	すみ肉溶接	SS400	
溶接部 (斜材-支持杭)	すみ肉溶接	SS400	
橋台 (東側)	コンクリート	設計基準強度 24.0N/mm ²	
	鉄筋	SD345	
	置換コンクリート (西側)	設計基準強度 18.0N/mm ²	

表 2-4 材料の物性値

材料		ヤング係数 (N/mm ²)	単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比
仮設耐震構台	主桁，横構，対傾構， 桁受，桁受補強材， 受桁，受桁補強材，水 平材，斜材，支持杭	2.00×10 ⁵	77.0	0.3
	覆工板	2.00×10 ⁵	77.0	0.3
橋台（東側）		2.50×10 ⁴	24.0 ^{*1}	0.2
置換コンクリート（西側）		2.20×10 ⁴	22.6 ^{*2}	0.2

注記*1：鉄筋コンクリートの単位体積重量を示す。

*2：無筋コンクリートの単位体積重量を示す。

2.5 地盤物性値

地盤については、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表2-5及び表2-6に示す。

表2-5 地盤の解析用物性値（岩盤）

層番号	S波速度 V_s (m/s)	P波速度 V_p (m/s)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰定数 h (%)
①層	250	800	20.6	0.446	1.31	3
②層	900	2100	23.0	0.388	19.0	3
③層	1600	3600	24.5	0.377	64.0	3
④層	1950	4000	24.5	0.344	95.1	3
⑤層	2000	4050	26.0	0.339	105.9	3
⑥層*	2350	4950	27.9	0.355	157.9	3

注記*：入力地震動の算定においてのみ用いる解析用物性値

表2-6 地盤の解析用物性値（埋戻土）

		解析用物性値
物理特性	密度 ρ_s (g/cm ³)	2.11
強度特性	初期せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	0.22
	内部摩擦角 ϕ (°)	22
動的変形特性	初期せん断弾性係数 G_0 (N/mm ²)	$G_0 = 749 \sigma^{0.66}$ (N/mm ²) $G/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00027)$
	動ポアソン比 ν_d	0.45*
減衰特性	減衰定数 h	$h = 0.0958 \times (1 - G/G_0)^{0.85}$

注記*：常時応力解析においては、「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）」に基づき，静止土圧（ $K_0 = \nu / (1 - \nu) = 0.5$ ）を作用させるため， $\nu = 0.333$ とする。

2.6 評価対象部位

評価対象部位は、各評価対象断面における設置状況、役割、地震時の荷重作用を考慮し、主要な構造部材及び連結・結合部から選定する。評価対象部位を表 2-7 に示す。

A-A断面（南北方向（橋軸直交方向））における主要な構造部材の評価対象部位は、水平材、斜材及び支持杭とし、連結・結合部の評価対象部位は、支承部（沓座）、固定ボルト（支承部-桁受）、固定ボルト（受桁-支持杭）、溶接部（水平材-支持杭）、及び溶接部（斜材-支持杭）とする。なお、主要な構造部材のうち主桁、桁受及び受桁は、主桁間がスパン長の短い横構及び対傾構によりトラス構造となっていること、及び桁受と受桁間がスパン長の短い補強材によりトラス構造となっていることから、評価対象部位と比較し、十分に剛な構造とみなすことができるため、「3.2.3 構造物のモデル化」に示すとおり剛はり要素としてモデル化する。主桁間の横構及び対傾構を剛はりとするものの妥当性確認結果を（参考資料 4）に示す。

B-B断面（東西方向（橋軸方向））における主要な構造部材の評価対象部位は、主桁、受桁、水平材、斜材及び支持杭とし、連結・結合部の評価対象部位は、支承部（ソールプレート）、固定ボルト（支承部-桁受）、固定ボルト（桁受-受桁）、固定ボルト（受桁-支持杭）、溶接部（水平材-支持杭）、及び溶接部（斜材-支持杭）とする。また、仮設耐震構台東側の橋台、西側の置換コンクリート及びこれらの連結・結合部についても評価対象とする。なお、主要な構造部材のうち桁受は、橋軸直交方向を長手方向として設置しており、橋軸方向断面の変形に対して十分に剛な構造とみなすことができるため、「3.2.3 構造物のモデル化」に示すとおり剛はり要素としてモデル化する。

桁受を剛はり要素とするものの妥当性確認結果を（参考資料 5）に示す。

設計にあたって準拠した「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会、平成 14 年 3 月）」及び「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）」に対する網羅性と評価対象部位選定の考え方について、（参考資料 6）に示す。

なお、土留め工（親杭）及びグラウンドアンカの評価については、補足-027-10-106「土留め工（親杭）の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」にて説明する。

仮設耐震構台の評価対象部位とその仕様を表 2-8 に、評価部位の位置図を図 2-7 に示す。

表 2-7 (1) 評価対象部位 (主要な構造部材)

部位*	設置状況・役割・地震時の荷重作用	検討断面	評価方法
①主桁	<ul style="list-style-type: none"> 主桁は、橋軸方向を長手方向として設置しており、橋軸直交方向の主桁間には、横構及び対傾構により接合している。 主桁の地震時荷重は、桁受及び受桁に伝達される。 主桁は橋軸方向の地震時荷重を負担し、主桁間の横構及び対傾構は橋軸直交方向の地震時荷重を負担する。 	橋軸方向 橋軸直交方向	<ul style="list-style-type: none"> 橋軸方向において、主桁を線形はり要素でモデル化し、2次元FEM解析で照査を実施する。 橋軸直交方向において、主桁を剛はり要素としてモデル化していることの妥当性確認として、2次元FEM解析から算出する慣性力により、横構及び対傾構の照査を実施する。
②桁受 ③受桁	<ul style="list-style-type: none"> 桁受は橋軸直交方向を、受桁は橋軸方向を長手方向として設置している。 主桁からの地震時荷重は、井桁状に接合した桁受及び受桁を介して支持杭に伝達される。 受桁は橋軸方向の地震時荷重を負担し、桁受は橋軸直交方向の地震時荷重を負担する。 	橋軸方向 橋軸直交方向	<ul style="list-style-type: none"> 橋軸方向において、受桁を線形はり要素でモデル化し、2次元FEM解析で照査を実施する。 橋軸直交方向において、桁受を剛はり要素としてモデル化していることの妥当性確認として、桁受を線形はり要素としてモデル化した2次元FEM解析より照査を実施する。
④水平材	<ul style="list-style-type: none"> 水平材は、橋軸方向及び橋軸直交方向を長手方向として設置している。 支持杭からの地震時荷重は、水平材により接合している他の支持杭に伝達される。 橋軸方向を長手方向としている水平材は橋軸方向の地震時荷重を負担し、橋軸直交方向を長手方向としている水平材は橋軸直交方向の地震時荷重を負担する。 	橋軸方向 橋軸直交方向	<ul style="list-style-type: none"> 橋軸方向及び橋軸直交方向において、水平材を線形はり要素でモデル化し、2次元FEM解析で照査を実施する。
⑤斜材	<ul style="list-style-type: none"> 斜材は、橋軸方向及び橋軸直交方向を長手方向として設置している。 支持杭からの地震時荷重は、斜材により接合している他の支持杭に伝達される。 橋軸方向を長手方向としている斜材は橋軸方向の地震時荷重を負担し、橋軸直交方向を長手方向としている斜材は橋軸直交方向の地震時荷重を負担する。 	橋軸方向 橋軸直交方向	<ul style="list-style-type: none"> 橋軸方向及び橋軸直交方向において、斜材を線形はり要素でモデル化し、2次元FEM解析で照査を実施する。
⑥支持杭	<ul style="list-style-type: none"> 支持杭は、橋軸方向及び橋軸直交方向において鉛直方向を長手方向として設置している。 受桁より上部の構造部材による地震時荷重は、水平材及び斜材により各支持杭に分散され、岩盤に伝達される。 支持杭は、橋軸方向及び橋軸直交方向の地震時荷重を負担する。 	橋軸方向 橋軸直交方向	<ul style="list-style-type: none"> 橋軸方向及び橋軸直交方向において、支持杭を線形はり要素でモデル化し、2次元FEM解析で照査を実施する。

注記* : 番号は図 2-7 の番号を示す。

表 2-7 (2) 評価対象部位 (連結・結合部)

部位*	設置状況・役割・地震時の荷重作用	検討断面	評価方法
支承部 (⑦杓座, ⑧ソールプレート)	<ul style="list-style-type: none"> ・ 支承部は、主桁と桁受の間に設置しており、支承部のうちソールプレートは主桁の橋軸方向への変位を、杓座は主桁の橋軸直交方向への変位を拘束している。 ・ ソールプレートは、主桁等による橋軸方向の地震時荷重を負担する。 ・ 杓座は、主桁等による橋軸直交方向の地震時荷重を負担する。 	橋軸方向 橋軸直交方向	<ul style="list-style-type: none"> ・ 2次元FEM解析から最大応答加速度を抽出し、主桁の慣性力による照査を実施する。
固定ボルト (⑨支承部 - 桁受)	<ul style="list-style-type: none"> ・ 固定ボルト (支承部-桁受) は、支承部と桁受の間に設置しており、支承部を介して主桁の橋軸方向及び橋軸直交方向への変位を拘束している。 ・ 支承部より上部の部材による橋軸方向及び橋軸直交方向の地震時荷重を負担する。 	橋軸方向 橋軸直交方向	<ul style="list-style-type: none"> ・ 2次元FEM解析から最大応答加速度を抽出し、主桁の慣性力による照査を実施する。
固定ボルト (⑩桁受 - 受桁)	<ul style="list-style-type: none"> ・ 固定ボルト (桁受-受桁) は、桁受と受桁の間に設置しており、桁受より上部の部材の橋軸方向及び橋軸直交方向への変位を拘束している。 ・ 桁受より上部の部材による橋軸方向及び橋軸直交方向の地震時荷重を負担する。 	橋軸方向 橋軸直交方向	<ul style="list-style-type: none"> ・ 2次元FEM解析から部材位置の最大断面力を抽出し、照査を実施する。
固定ボルト (⑪受桁 - 支持杭)	<ul style="list-style-type: none"> ・ 固定ボルト (受桁-支持杭) は、受桁と支持杭の間に設置しており、受桁より上部の部材の橋軸方向及び橋軸直交方向への変位を拘束している。 ・ 受桁より上部の部材による橋軸方向及び橋軸直交方向の地震時荷重を負担する。 	橋軸方向 橋軸直交方向	<ul style="list-style-type: none"> ・ 2次元FEM解析から部材位置の最大断面力を抽出し、照査を実施する。
溶接部 (⑫水平材 - 支持杭)	<ul style="list-style-type: none"> ・ 溶接部 (水平材-支持杭) は、水平材と支持杭の結合部に施工しており、水平材と支持杭の橋軸方向及び橋軸直交方向への変位を拘束している。 ・ 溶接部に発生する橋軸方向及び橋軸直交方向の地震時荷重を負担する。 	橋軸方向 橋軸直交方向	<ul style="list-style-type: none"> ・ 2次元FEM解析から溶接位置の最大断面力を抽出し、照査を実施する。
溶接部 (⑬斜材 - 支持杭)	<ul style="list-style-type: none"> ・ 溶接部 (斜材-支持杭) は、斜材と支持杭の結合部に施工しており、斜材と支持杭の橋軸方向及び橋軸直交方向への変位を拘束している。 ・ 溶接部に発生する橋軸方向及び橋軸直交方向の地震時荷重を負担する。 	橋軸方向 橋軸直交方向	<ul style="list-style-type: none"> ・ 2次元FEM解析から溶接位置の最大断面力を抽出し、照査を実施する。

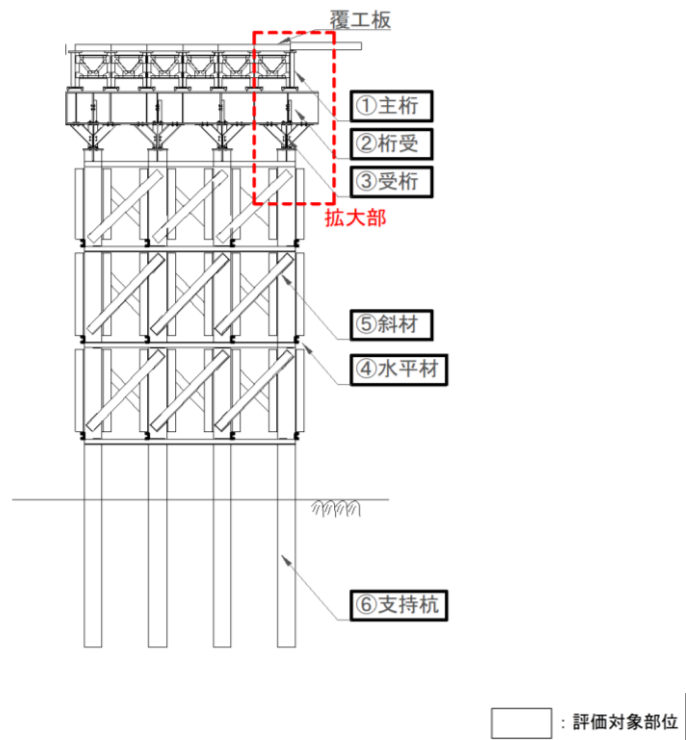
注記* : 番号は図 2-7 の番号を示す。

表 2-8 (1) 評価対象部位とその仕様 (A-A断面 (南北方向))

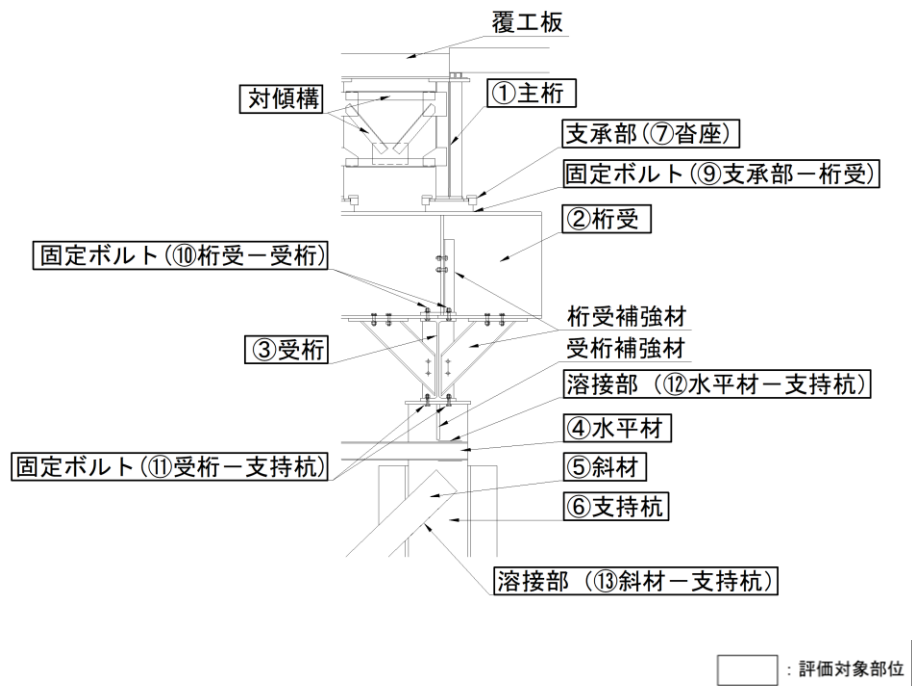
部位		使用材料
水平材	[150×75×6.5×10	SS400
斜材	L250×250×25	SS400
支持杭	□500×500×22	BCR295
支承部 (沓座)	—	SCW480
固定ボルト (支承部-桁受)	M30	普通ボルト (4.8)
固定ボルト (桁受-受桁)	M24	高力ボルト (10T)
固定ボルト (受桁-支持杭)	M24	高力ボルト (10T)
溶接部 (水平材-支持杭)	すみ肉溶接	SS400
溶接部 (斜材-支持杭)	すみ肉溶接	SS400

表 2-8 (2) 評価対象部位とその仕様 (B-B断面 (東西方向))

部位		使用材料
主桁	プレートガーダー	SM490Y
受桁	H700×300×13×24	SS400
水平材	[150×75×6.5×10	SS400
斜材	L250×250×25 L200×200×15	SS400
支持杭	□500×500×22	BCR295
支承部 (沓座)	—	SCW480
支承部 (ソールプレート)	—	SM400
固定ボルト (支承部-桁受)	M30	普通ボルト (4.8)
固定ボルト (桁受-受桁)	M24	高力ボルト (10T)
固定ボルト (受桁-支持杭)	M24	高力ボルト (10T)
溶接部 (水平材-支持杭)	すみ肉溶接	SS400
溶接部 (斜材-支持杭)	すみ肉溶接	SS400
橋台 (東側)	コンクリート	設計基準強度 24.0N/mm ²
	鉄筋	SD345
置換コンクリート (西側)	コンクリート	設計基準強度 18.0N/mm ²

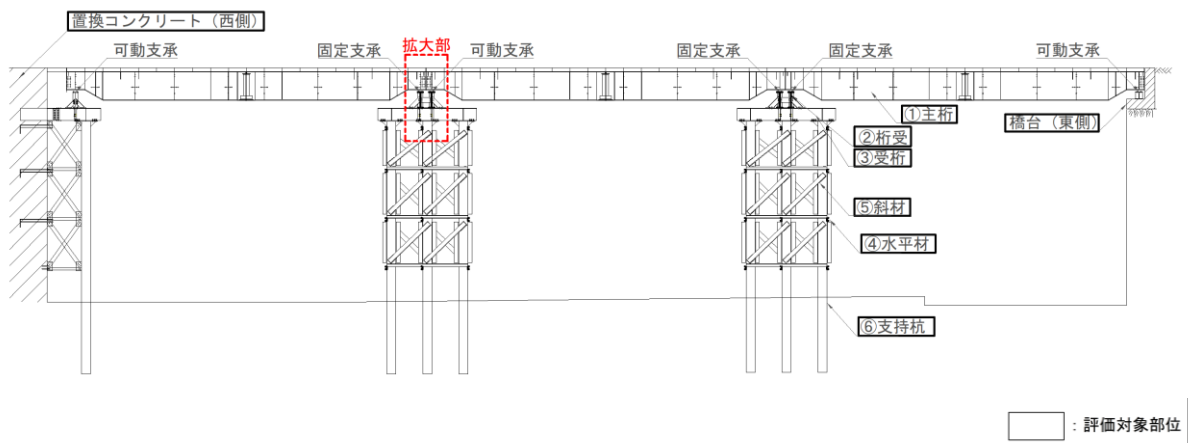


(A-A断面 (南北方向 (橋軸直交方向)))

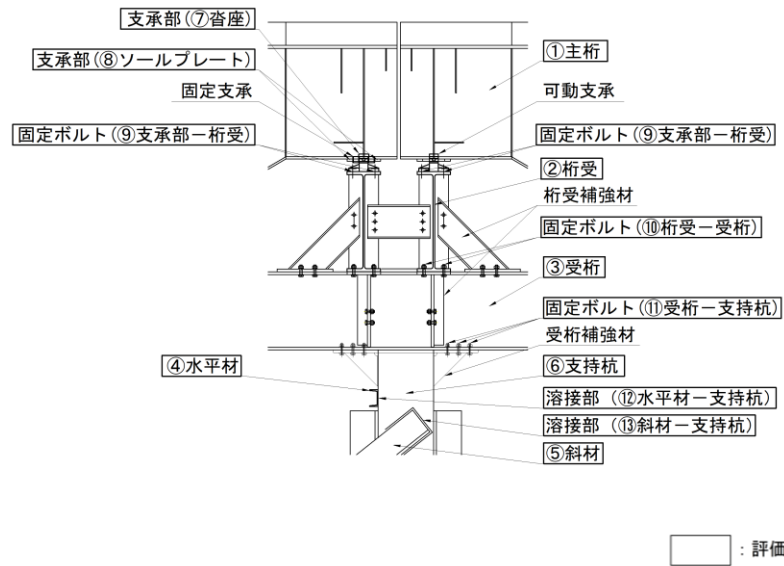


(A-A断面 (拡大部))

図 2-7 評価対象部位 位置図 (1/3)



(B-B断面 (東西方向 (橋軸方向)))



(B-B断面 (拡大部))

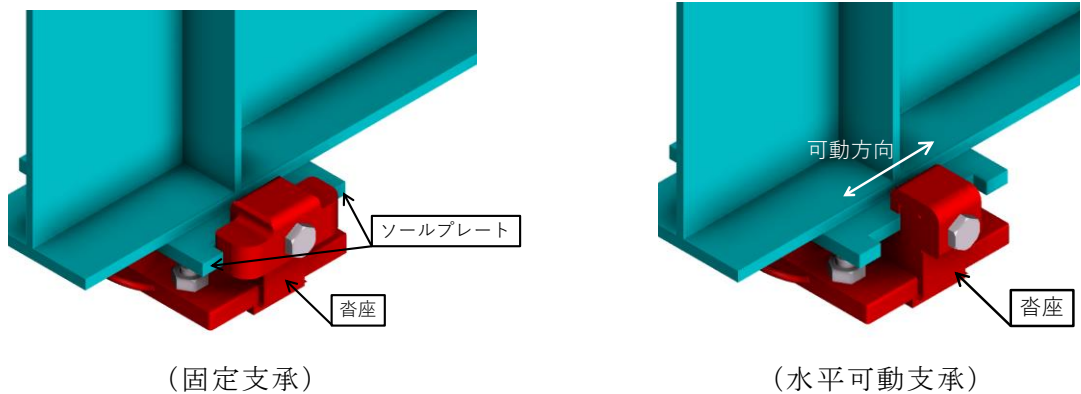
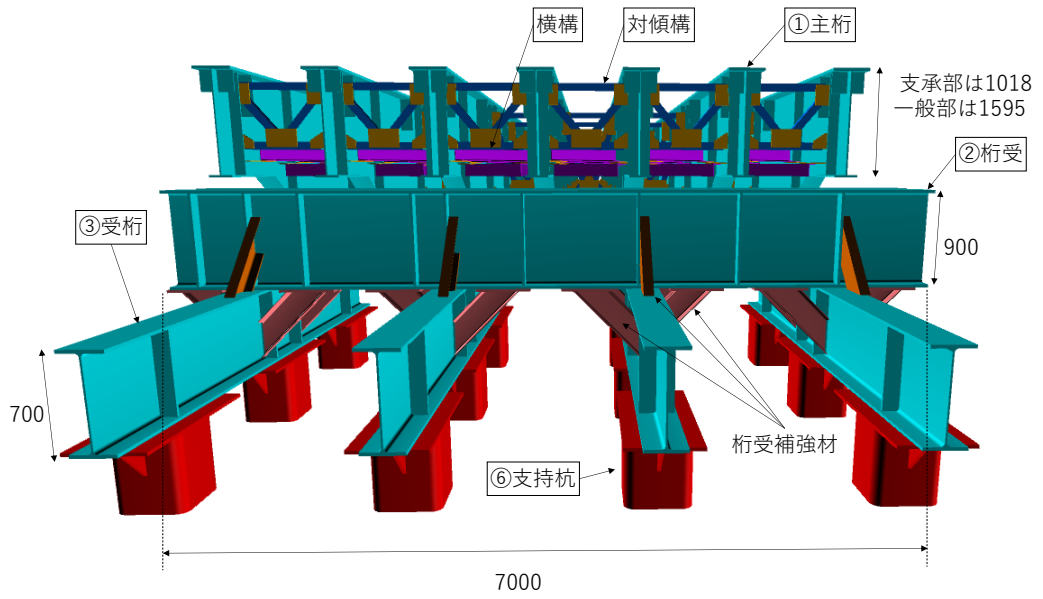


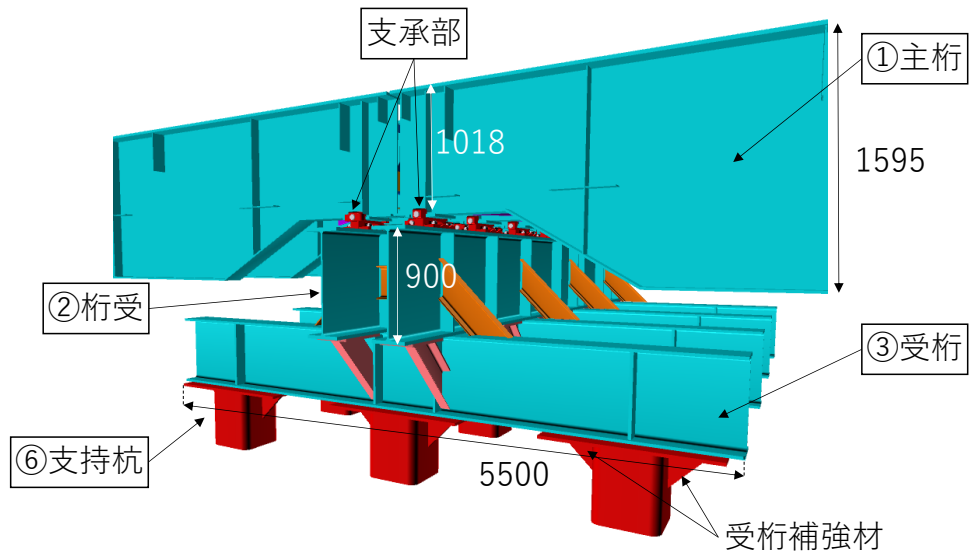
図 2-7 評価対象部位 位置図 (2/3)



□ : 評価対象部位

(単位 : mm)

(主桁～支持杭上端)



□ : 評価対象部位

(単位 : mm)

(主桁～支持杭上端)

図 2-7 評価対象部位 位置図 (3/3)

2.7 地下水位

設計地下水位は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計地下水位の一覧を表 2-9 に示す。

表 2-9 設計地下水位の一覧

施設名称	解析断面	設計地下水位 (EL m)
仮設耐震構台	A-A断面 (南北方向)	15.0
	B-B断面 (東西方向)	

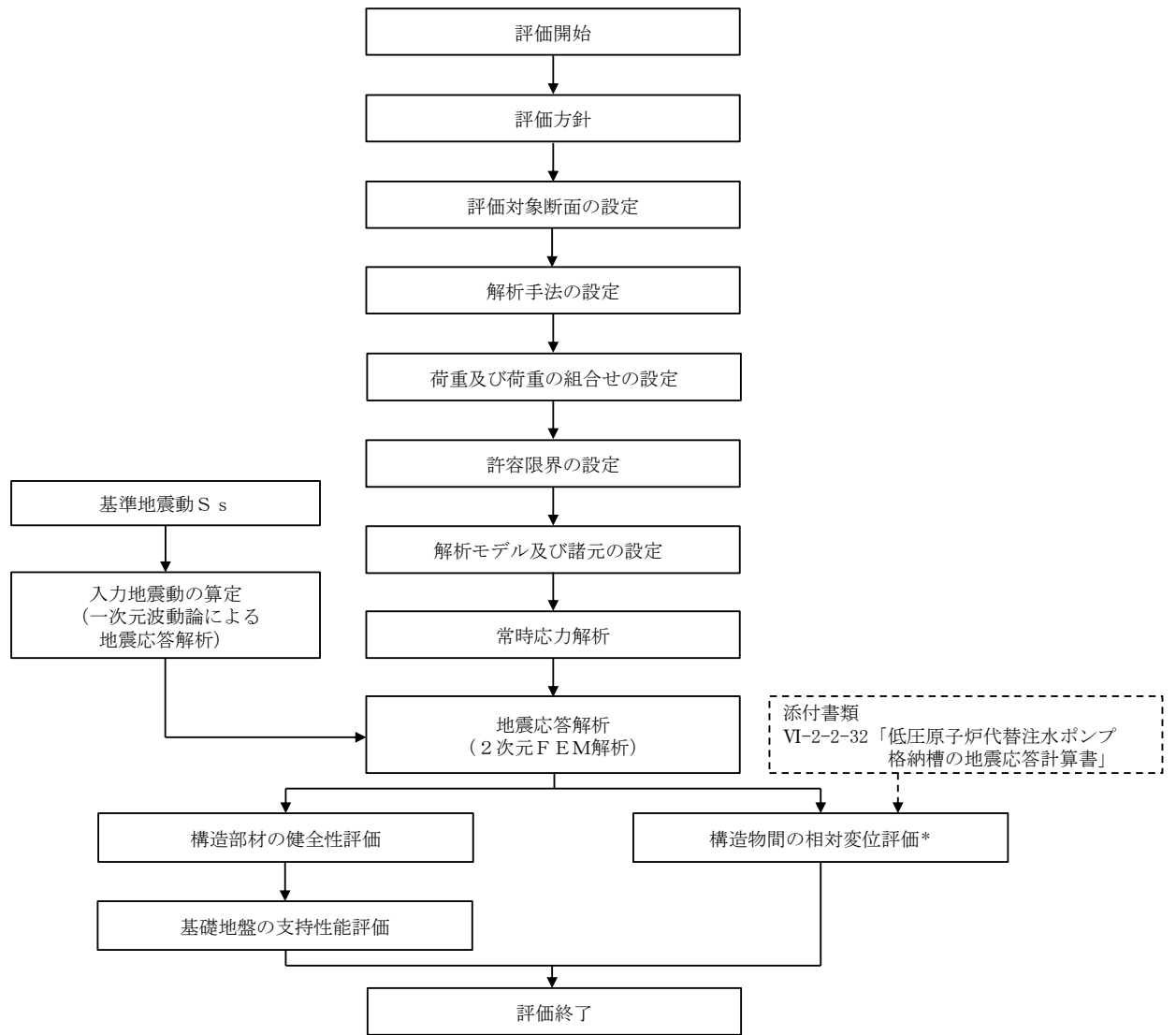
2.8 耐震評価方針

仮設耐震構台の上位クラス施設に対する波及的影響の評価及びアクセスルートの耐震評価においては、基準地震動 S_s に対する評価を行う。

波及的影響の評価にあたっては、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、地震応答解析による評価を行う。施設の損傷及び転倒による影響では、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。構造物間の相対変位による影響では、上位クラス施設のうち、仮設耐震構台との離隔距離が最小となる低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽を対象とし、相対変位による評価を行うことで、衝突の有無の確認を行う。この相対変位による評価では、仮設耐震構台の最大応答変位に加えて、VI-2-2-32「低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の地震応答計算書」に示す地震応答解析モデルにより算出される最大応答変位を用いる。

また、アクセスルートの耐震評価にあたっては、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」を参考に、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

仮設耐震構台の評価フローを図 2-8 に示す。



注記*：波及的影響の評価においてのみ実施する。

図 2-8 仮設耐震構台の評価フロー

3. 地震応答解析

3.1 地震応答解析手法

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる 2 次元有限要素法により、基準地震動 S_s 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より行うこととする。

仮設耐震構台周辺の地下水位は支持杭下端より高いが仮設耐震構台周辺に地下水位以深の液状化対象層が存在しないため全応力解析を選定する。

構造部材のうち評価対象部位については、線形はり要素によりモデル化する。評価対象部位以外については、剛はり要素によりモデル化する。また、地盤については、平面ひずみ要素でモデル化することとし、岩盤は線形でモデル化する。埋戻土については、地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようにマルチスプリング要素を用いることとし、ばね特性は双曲線モデル（修正 GHE モデル）を用いて非線形性を考慮する。なお、置換コンクリート、MMR 及び埋戻コンクリートについては線形の平面ひずみ要素でモデル化する。地震応答解析については、解析コード「T D A P III」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、VI-5「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 3-1 に示す。

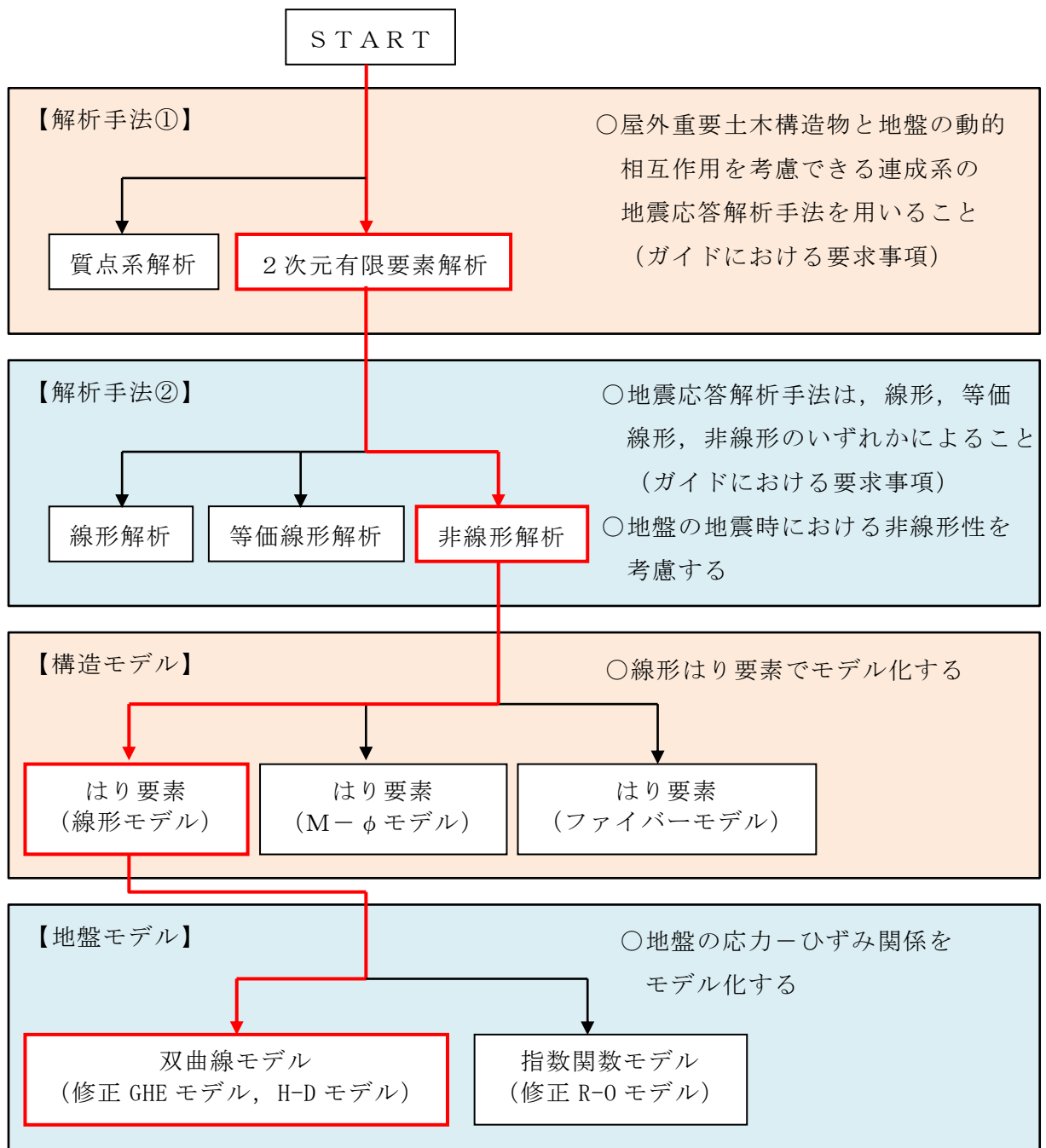


図 3-1 地震応答解析手法の選定フロー

3.2 地震応答解析モデルの設定

3.2.1 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。「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) 」を参考に、図 3-2 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基礎幅の 1.5~2 倍以上とする。

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、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長の 5 分の 1 程度を考慮し、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・マニュアル ((社) 土木学会, 2005 年) 」に従い、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度まで細分割して設定する。

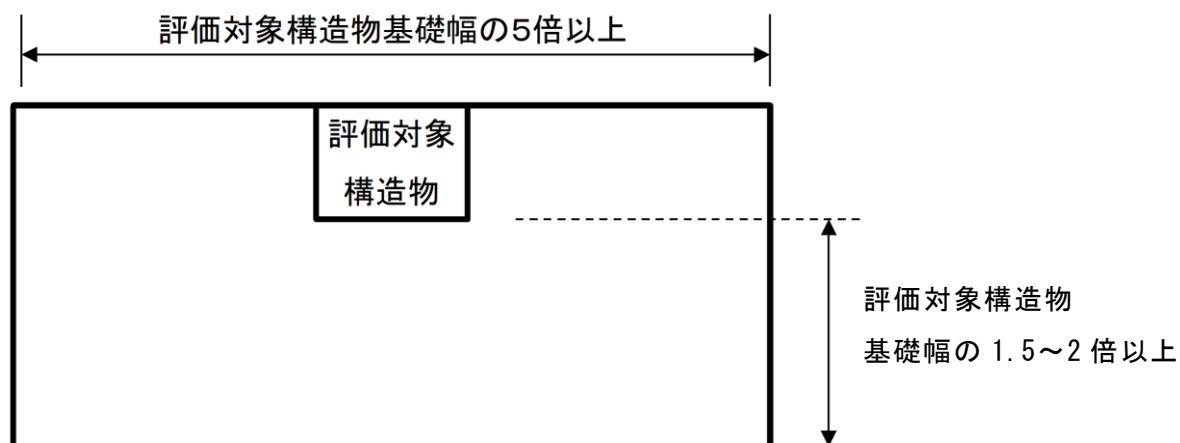


図 3-2 モデル化範囲の考え方

3.2.2 境界条件

(1) 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、側方境界はフリーとする。境界条件の概念図を図 3-3 に示す。

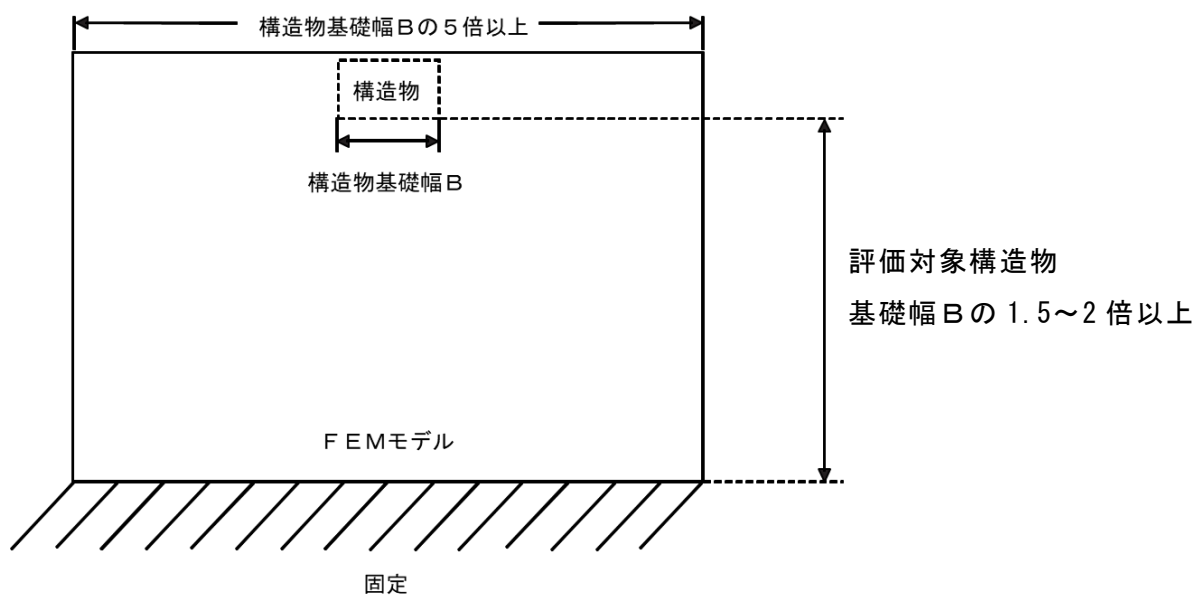


図 3-3 固有値解析における境界条件の概念図

(2) 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。そこで、常時応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3-4 に示す。

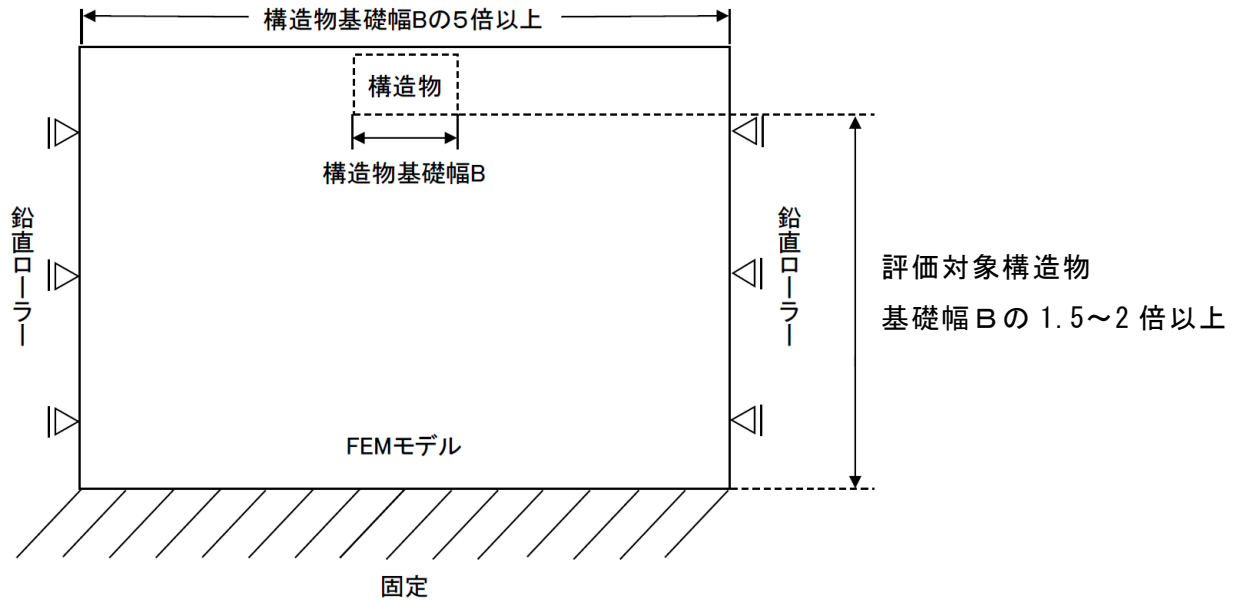


図 3-4 常時応力解析における境界条件の概念図

(3) 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。

境界条件の概念図を図 3-5 に示す。

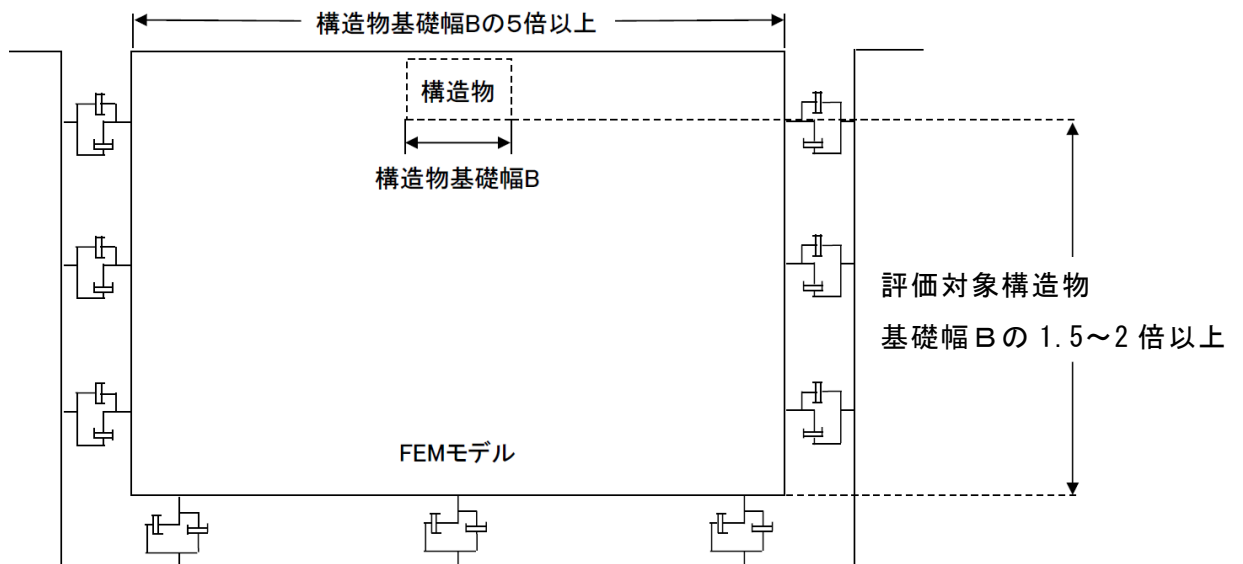


図 3-5 地震応答解析における境界条件の概念図

3.2.3 構造物のモデル化

南北方向（A-A断面）については，評価対象部位（水平材，斜材及び支持杭）を線形はり要素によりモデル化する。主桁，桁受及び受桁は，主桁間がスパン長の短い横構及び対傾構によりトラス構造となっていること，及び桁受と受桁間がスパン長の短い補強材によりトラス構造となっていることから，評価対象部位と比較し，十分に剛な構造とみなすことができるため，剛はり要素によりモデル化する。

支持杭，水平材及び斜材のモデル化にあたっては，奥行方向3列の支持杭のうち，中央の支持杭，水平材及び斜材を対象とし，その重量を考慮するとともに，支持杭が分担する奥行方向の水平材及び斜材の重量を支持杭の節点に付加質量として考慮する。また，支持杭より上の受桁等の部材重量については，主桁中央～主桁中央間の重量を奥行3列の支持杭で負担するため，奥行方向を考慮した支持杭1本あたりの重量を剛はり上部に付加質量として考慮する。

南北方向（A-A断面）の解析モデル図を図3-6に，モデルの奥行方向の重量考慮イメージを図3-7に，解析モデルの仕様及び物性値を表3-1に示す。

また，構造部材の接合条件について，水平材，斜材及び支持杭は部材同士を溶接して一体化していること，及び支持杭と受桁間は補強材により補強していることから，それぞれ固定度が大きいいため，剛結とした。部材の接合部の構造及び解析モデルにおける接合条件を表3-2に，接合部の構造図を図3-8に，部材の接合条件イメージを図3-9に示す。

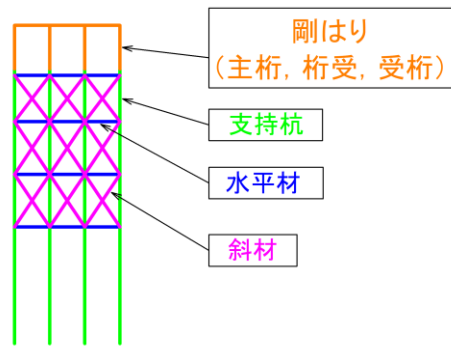


図 3-6 解析モデル図 (A-A断面)

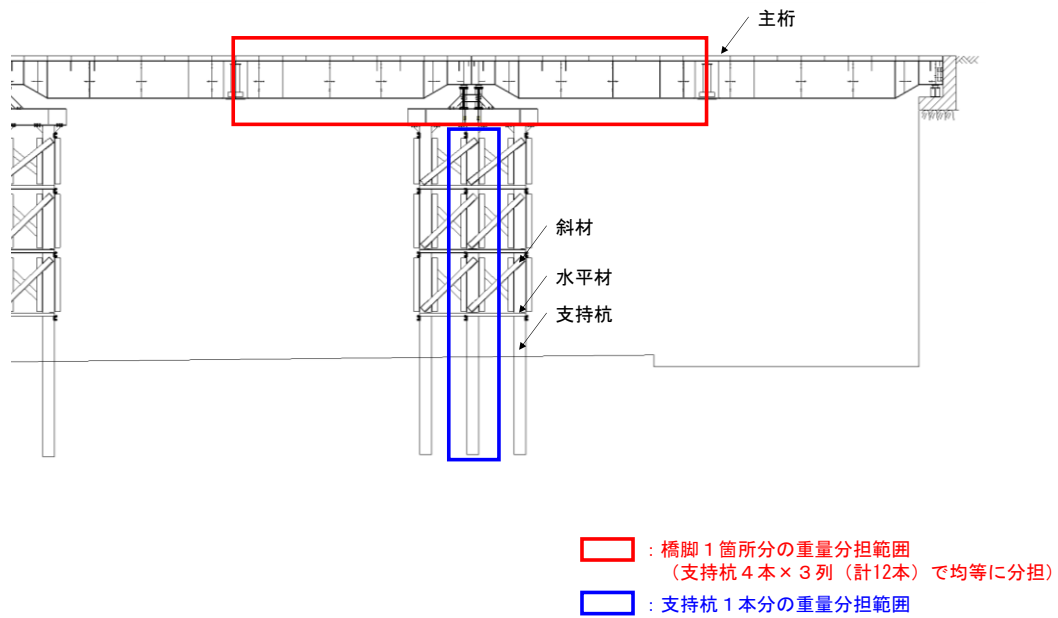


図 3-7 モデルの奥行方向の重量考慮イメージ

表 3-1 解析モデルの仕様及び物性値 (A-A断面) (1/2)

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	断面積 (m ²) *2	ヤング係数E (N/mm ²)	ポアソン比ν	減衰定数
水平材	77.0	2.4×10 ⁻³	2.00×10 ⁵	0.3	0.03
斜材		1.2×10 ⁻²			
支持杭		4.0×10 ⁻²			
剛はり	0.0*1	4.0×10 ¹			

注記*1：頂部の節点に付加重量として与えることで考慮する。

*2：剛はりの断面積は支持杭の1000倍とする。

表 3-1 解析モデルの仕様及び物性値 (A-A断面) (2/2)

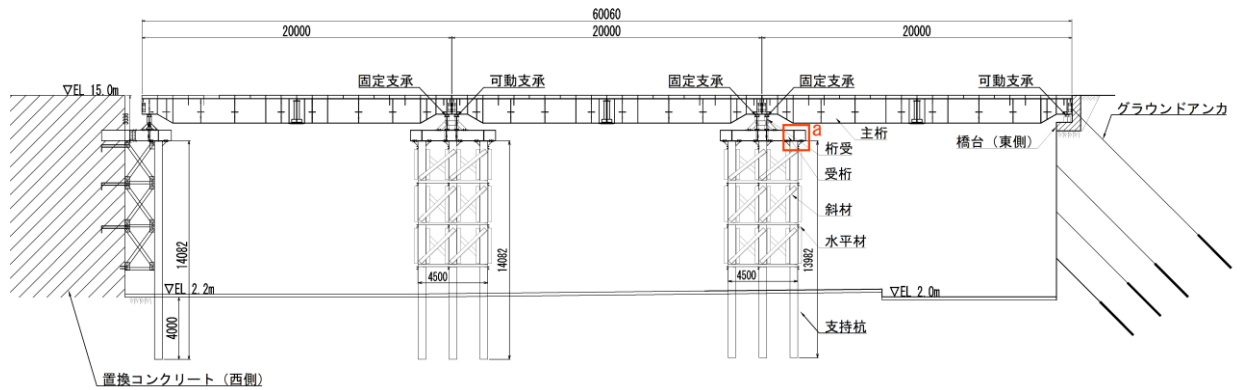
材料	重量 (kN/本)
覆工板, 主桁等	95.0

表 3-2 部材の接合方法及び解析モデルにおける接合条件

部材		接合方法	解析モデルにおける接合条件	構造図*1
水平材	支持杭	溶接	剛結	—
斜材	支持杭	溶接	剛結	—
支持杭	受桁	ボルト固定(M24)*2	剛結	詳細部 a
支持杭	岩盤	根固め コンクリート	2重節点 MPC 結合 (鉛直及び水平方向)	

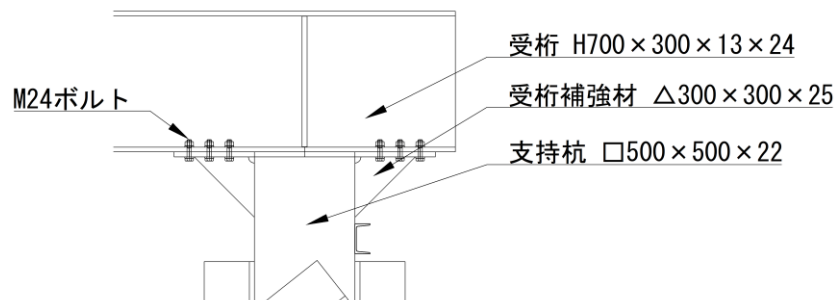
注記*1：接合部の構造図を図 3-8 に示す。

*2：△300×300×25 により補強



(単位：mm)

(仮設耐震構台：全体図)



(詳細部 a：支持杭—受桁)

図 3-8 接合部の構造図

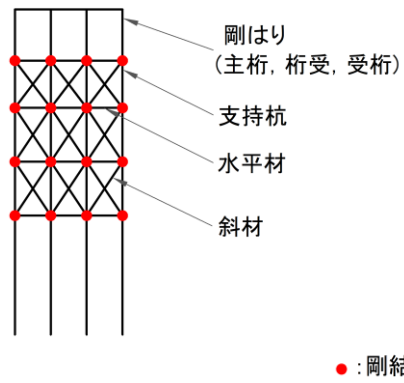


図 3-9 部材の接合条件イメージ (A-A断面)

東西方向（B－B断面）については、評価対象部位（主桁、受桁、水平材、斜材及び支持杭）を線形はり要素によりモデル化する。桁受は、橋軸直交方向を長手方向として設置しており、橋軸方向断面の変形に対して十分に剛な構造とみなすことができるため、剛はり要素によりモデル化し、重量については、主桁の節点に付加重量として与えることで考慮する。覆工板の重量については、主桁の線形はり要素に考慮する。また、橋台（東側）は、線形はり要素によりモデル化する。

支持杭、水平材、及び斜材のモデル化にあたっては、南北方向（A－A断面）同様、奥行方向1本あたりの剛性及び重量を考慮するとともに、支持杭が分担する奥行方向の水平材及び斜材の重量を支持杭の節点に付加質量として考慮する。また、受桁は奥行方向1本あたりの剛性及び重量をモデル化する。一方、東西方向（B－B断面）においては、支持杭の奥行方向4列に対して主桁を7本設置していることから、主桁のモデル化にあたっては、剛性及び重量を7/4倍とした線形はり要素でモデル化する。

東西方向（B－B断面）の解析モデル図を図3-10に、モデルの奥行方向の重量考慮イメージを図3-11に、解析モデルの仕様及び物性値を表3-3に示す。

構造部材の接合条件については、溶接部及び部材による補強を行っている箇所は、固定度が大きいため、剛結とした。また、その他の箇所については、部材間の固定又は可動の構造を踏まえ、2重節点のMPC結合とした。部材の接合部の構造及び解析モデルにおける条件を表3-4に、接合部の構造図を図3-12に、部材の接合条件イメージを図3-13に、2重節点のMPC接合のモデル化イメージを図3-14に示す。

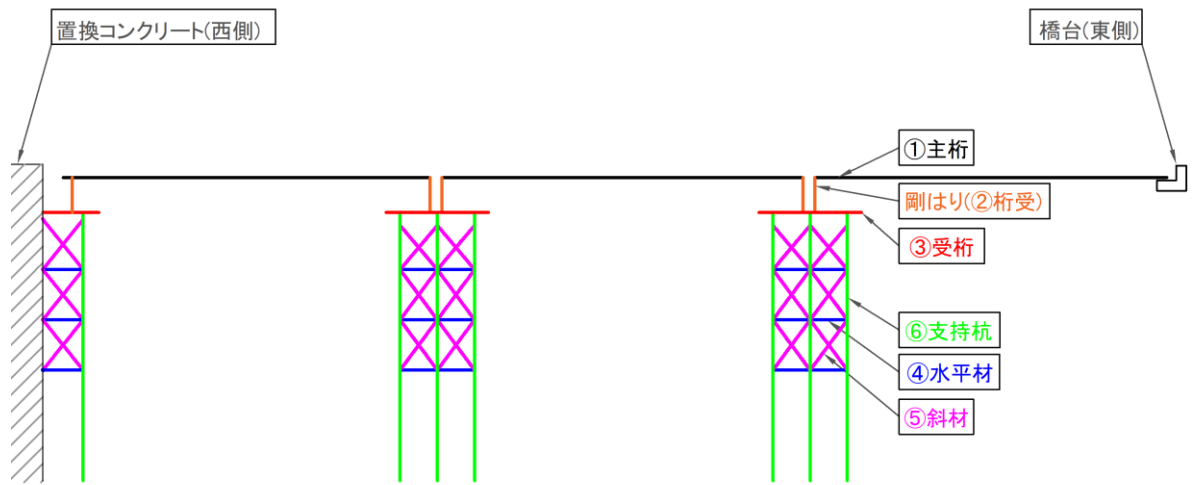


図 3-10 解析モデル図 (B-B 断面)

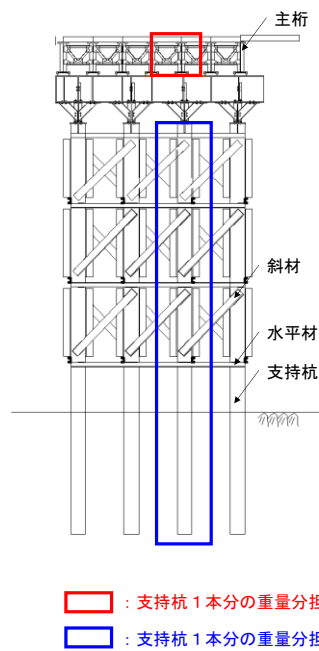


図 3-11 モデルの奥行方向の重量考慮イメージ

表 3-3 解析モデルの仕様及び物性値 (B-B断面) (1/2)

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	断面積 (m ²) *2	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν	減衰定数
主桁	77.0	7.2×10^{-2}	2.00×10^5	0.3	0.03
受桁		2.3×10^{-2}			
水平材		2.4×10^{-3}			
斜材		1.2×10^{-2}			
支持杭		4.0×10^{-2}			
剛はり	0.0*1	4.0×10^1			

注記*1：頂部の節点に付加重量として与えることで考慮する。

*2：剛はりの断面積は支持杭の 1000 倍とする。

表 3-3 解析モデルの仕様及び物性値 (B-B断面) (2/2)

材料	重量 (kN/本)
桁受	20.0

表 3-4 部材の接合方法及び解析モデルにおける接合条件

部材		接合方法	解析モデルにおける接合条件	構造図*1
主桁	桁受	ボルト固定 (M22)*2	2重節点 MPC 結合 (鉛直方向)	詳細部 a
		ボルト固定 (M22)*3	2重節点 MPC 結合 (鉛直及び水平方向)	
	橋台 (東側)	ボルト固定 (M22)*2	2重節点 MPC 結合 (鉛直方向)	詳細部 b
桁受	受桁	ボルト固定 (M24)*4	剛結	詳細部 c
受桁	支持杭	ボルト固定 (M24)*5	剛結	詳細部 d
水平材	支持杭	溶接	剛結	—
斜材	支持杭	溶接	剛結	—
受桁 (西側)	置換コンクリート (西側)	埋込	共有節点	詳細部 e
支持杭 (西側)	水平材 (西側) 斜材 (西側)	ボルト固定 (M24)	2重節点 MPC 結合 (鉛直及び水平方向)	
水平材 (西側) 斜材 (西側)	置換コンクリート (西側)	ボルト固定 (M24)	2重節点 MPC 結合 (鉛直及び水平方向)	
支持杭	岩盤	根固め コンクリート	2重節点 MPC 結合 (鉛直及び水平方向)	

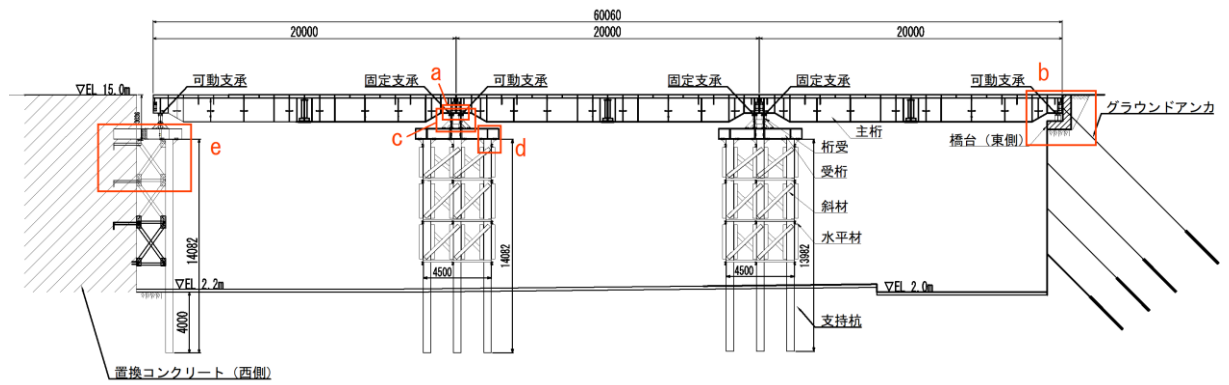
注記*1：接合部の構造図を図 3-12 に示す。

*2：可動ブロック，沓座により接合

*3：固定ブロック，沓座により接合

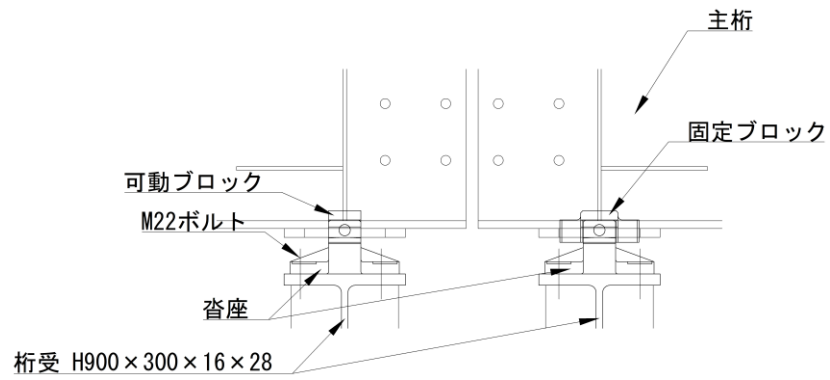
*4：[250×90×11×14.5 により補強

*5：△300×300×25 により補強

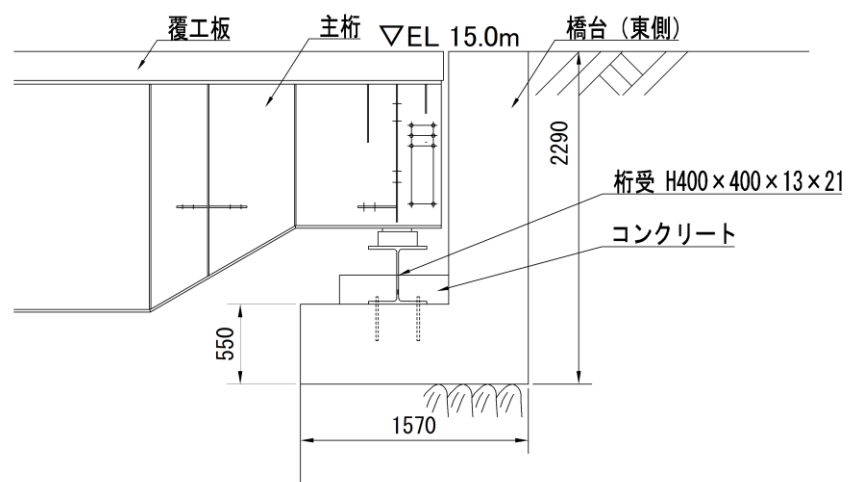


(単位：mm)

(仮設耐震構台：全体図)



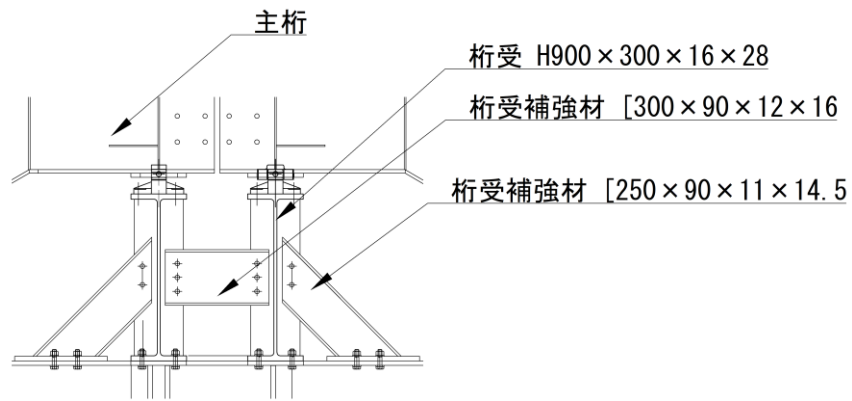
(詳細部 a：主桁－桁受)



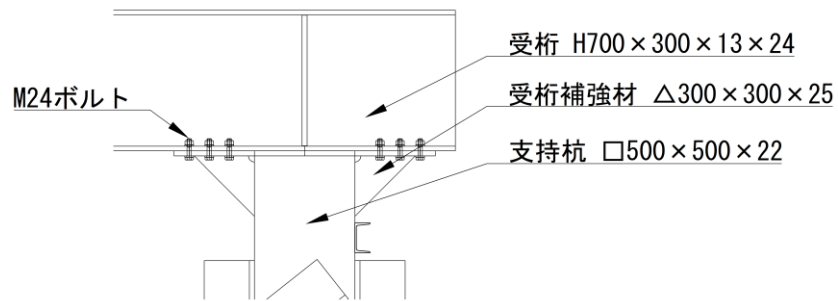
(単位：mm)

(詳細部 b：主桁－橋台（東側）)

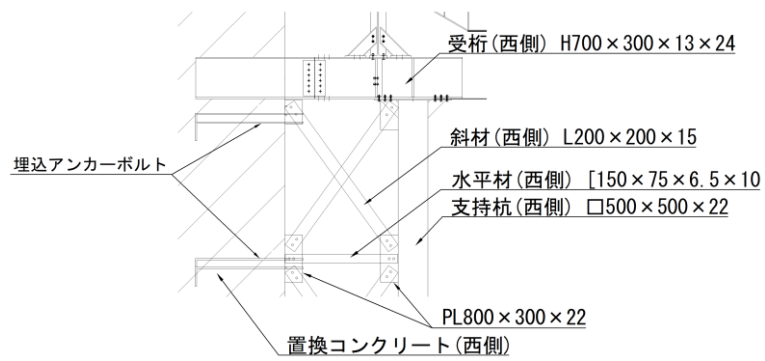
図 3-12 接合部の構造図 (1/2)



(詳細部 c : 桁受 - 受桁)



(詳細部 d : 支持杭 - 上部工 (受桁))



(詳細部 e)

(受桁 (西側) - 置換コンクリート (西側))

(支持杭 (西側) - 水平材 (西側), 斜材 (西側))

(水平材 (西側), 斜材 (西側) - 置換コンクリート (西側))

図 3-12 接合部の構造図 (2/2)

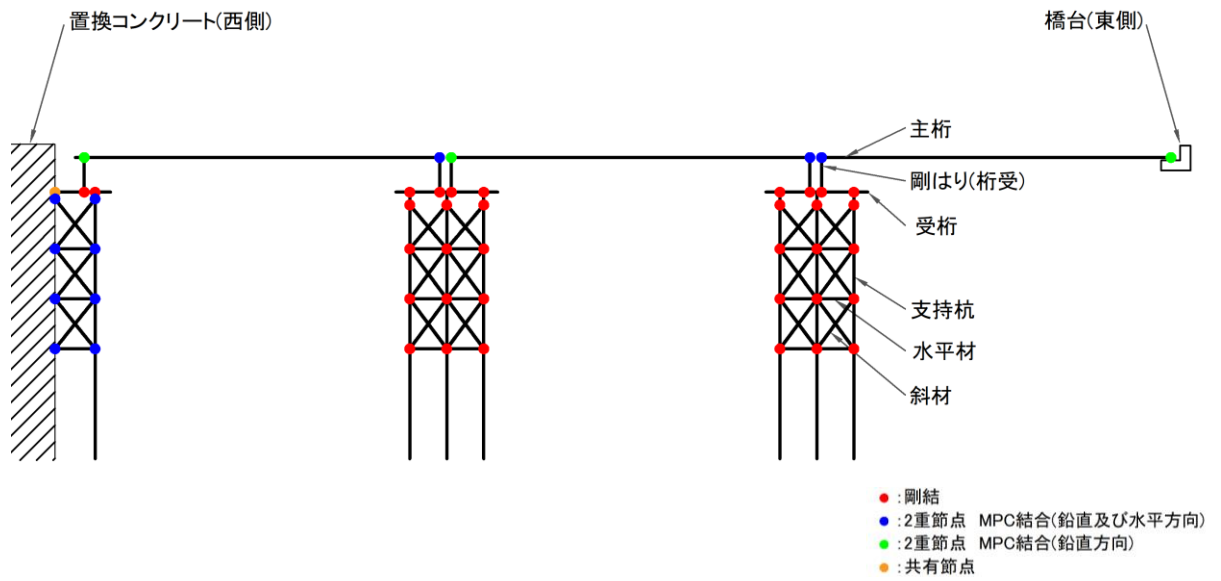
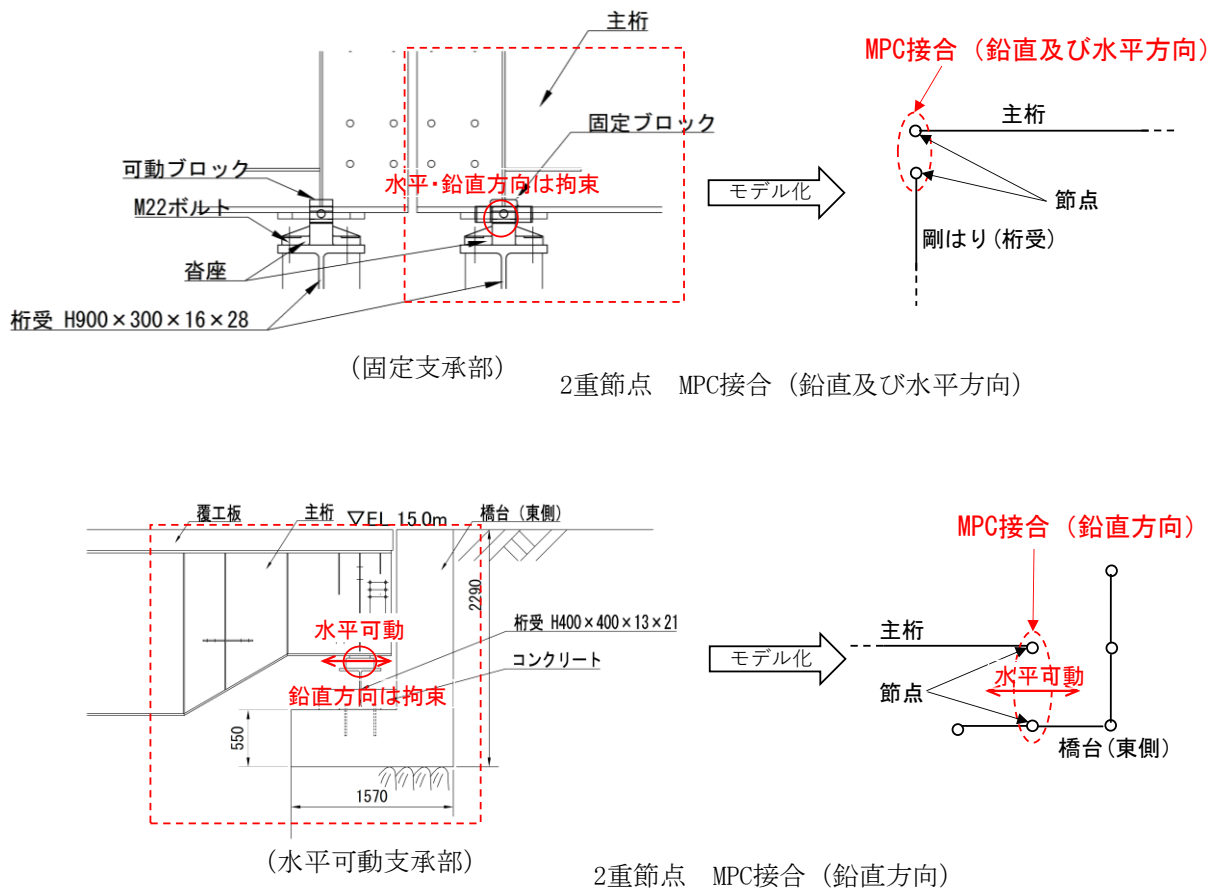


図 3-13 部材の接合条件イメージ (B-B 断面)



(単位 : mm)

図 3-14 2重節点の MPC 接合のモデル化イメージ

3.2.4 隣接構造物等のモデル化

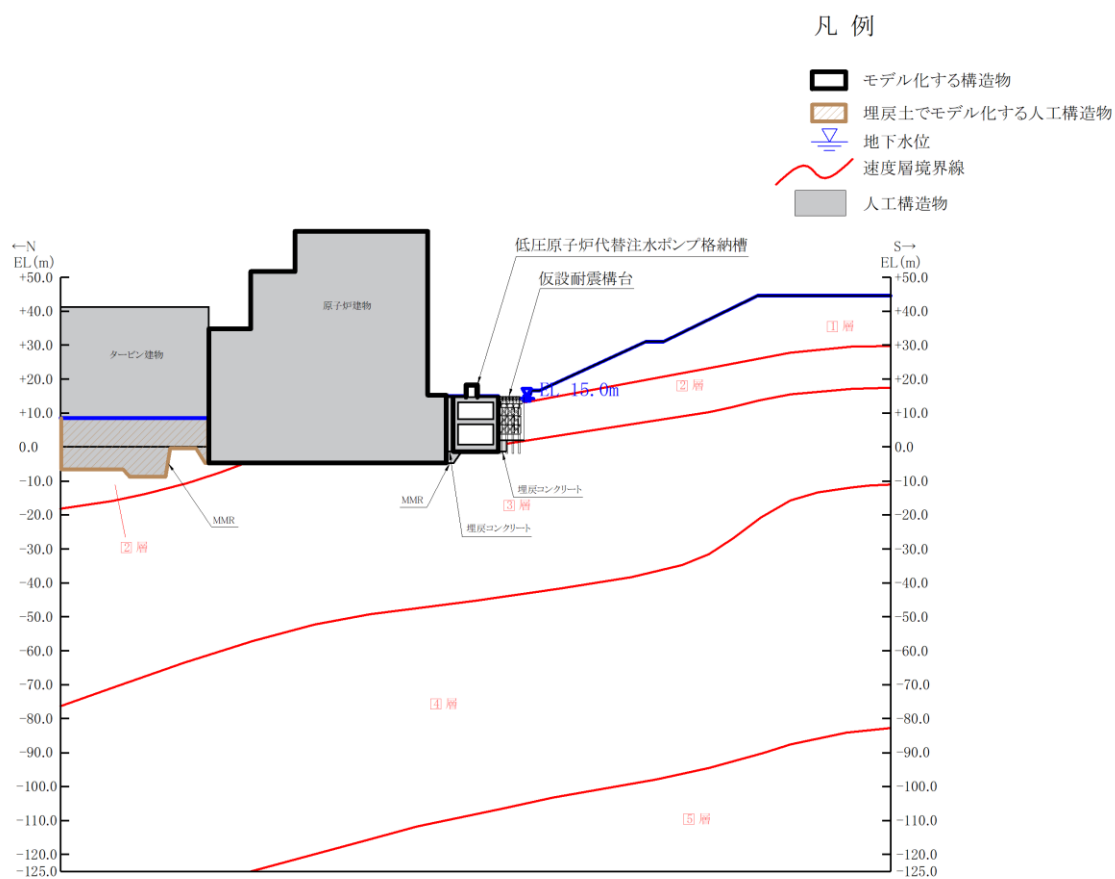
A-A断面における低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽及び原子炉建物については、補足-026-10「低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の地震応答計算書及び耐震性についての計算書に関する補足説明資料」に示すモデルとする。

3.2.5 地盤、置換コンクリート、埋戻コンクリート及びMMRのモデル化

岩盤、置換コンクリート、埋戻コンクリート及びMMRは線形の平面ひずみ要素でモデル化する。埋戻土は、地盤の非線形性をマルチスプリング要素で考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。

なお、安全対策工事に伴う掘削箇所の斜面安定性評価については、補足-023-17「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価について」及び補足-020「可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルートに係る補足説明資料」に記載する。

地盤のモデル化に用いる、地質断面図を図3-15に示す。



注：桁受，受桁，水平材，斜材及び支持杭は投影

図 3-15 (1) 評価対象地質断面図 (A-A断面 (南北方向))

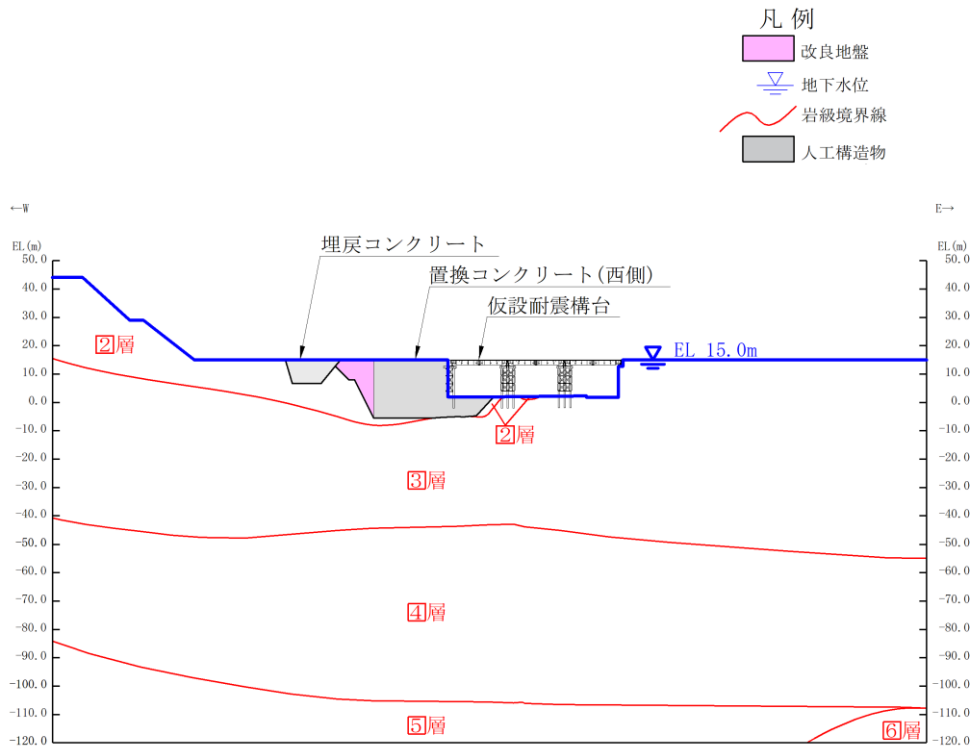
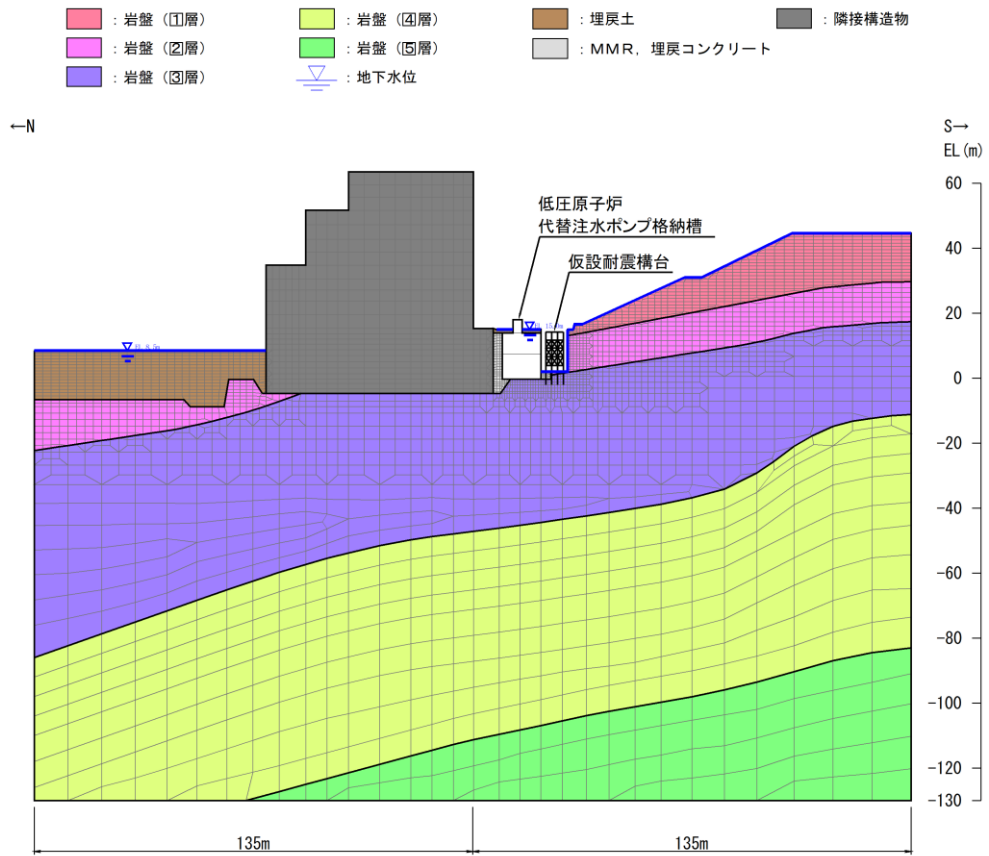


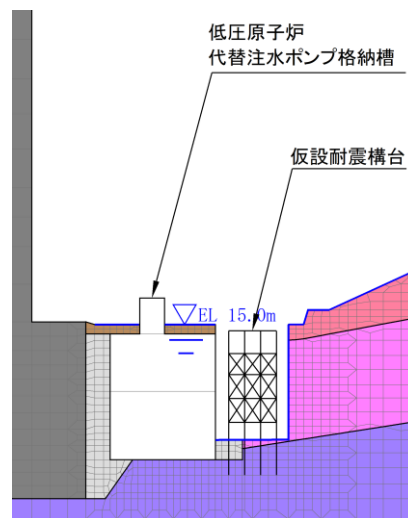
図 3-15 (2) 評価対象地質断面図 (B-B 断面 (東西方向))

3.2.6 地震応答解析モデル

評価対象地質断面図を踏まえて設定した地震応答解析モデル図を図3-16に示す。

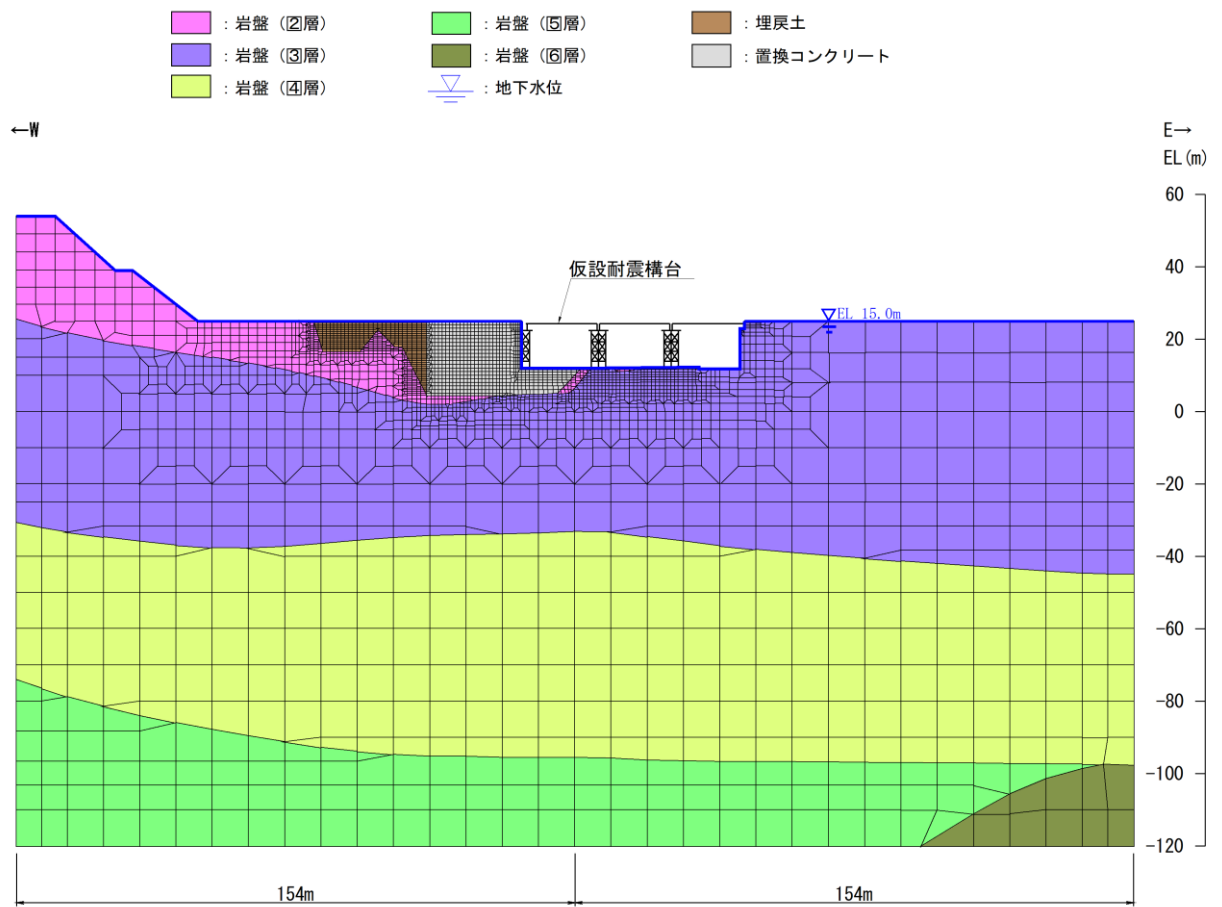


(全体図)

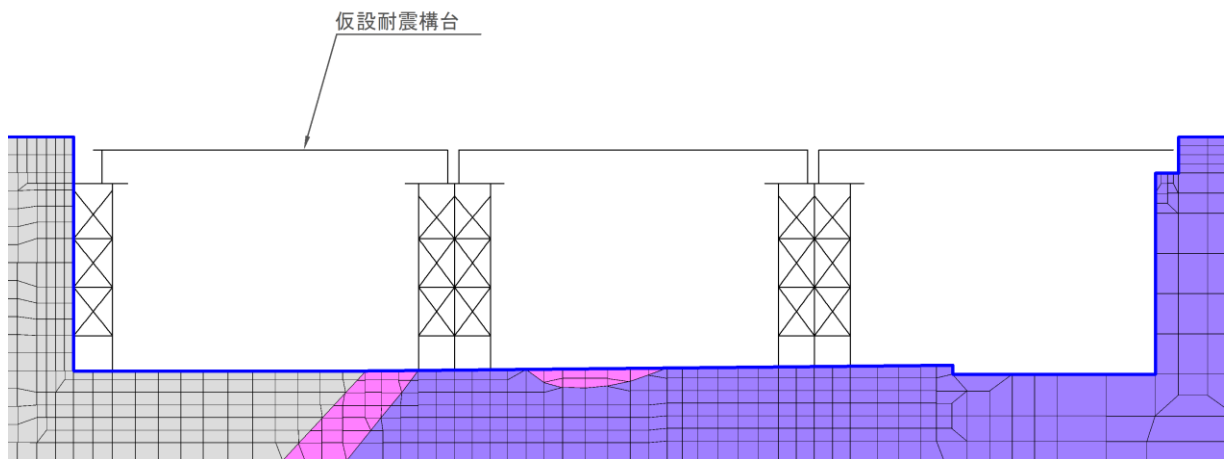


(拡大図)

図3-16 (1) 地震応答解析モデル図 (A-A断面 (南北方向))



(全体図)



(拡大図)

図 3-16 (2) 地震応答解析モデル図 (B-B断面 (東西方向))

3.2.7 ジョイント要素の設定

地盤と構造物との接合面にジョイント要素を設けることにより、地震時の地盤と構造物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、地盤と構造物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、地盤と構造物の接合面におけるせん断強度以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ とし、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 3-5 のとおりとする。また、要素間の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、表 3-6 のとおり設定する。

低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の直下には C_M 級～ C_H 級の岩盤が分布するが、せん断強度の設定においては一律 C_M 級岩盤の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ を用いる。

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

τ_f : せん断強度

c : 粘着力 (= 初期せん断強度 τ)

ϕ : 内部摩擦角

表 3-5 周辺地盤との境界に用いる強度特性

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
岩盤 (C_M 級)	1.23	52
置換コンクリート, 埋戻コンクリート・MMR	3.58	40

表 3-6 要素間の粘着力と内部摩擦角

接合条件		粘着力 c (N/mm^2)	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)
材料 1	材料 2		
構造物	無筋コンクリート*1	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
	埋戻土	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
	岩盤	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
無筋コンクリート*1	埋戻土	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
	岩盤	— *2	— *2

注記*1：MMR，置換コンクリート及び埋戻コンクリートの総称

*2：表面を露出させて打継処理が可能である箇所については，ジョイント要素を設定しない。

ジョイント要素のばね定数は，「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）」を参考に，数値計算上，不安定な挙動を起こさない程度に周囲材料の剛性よりも十分に大きな値を設定する。表 3-7 にジョイント要素のばね定数を示す。

また，ジョイント要素の力学特性を図 3-17 に，ジョイント要素の配置を図 3-18 に示す。

表 3-7 ジョイント要素のばね定数

圧縮剛性 k_n (kN/m^3)	せん断剛性 k_s (kN/m^3)
1.0×10^7	1.0×10^7

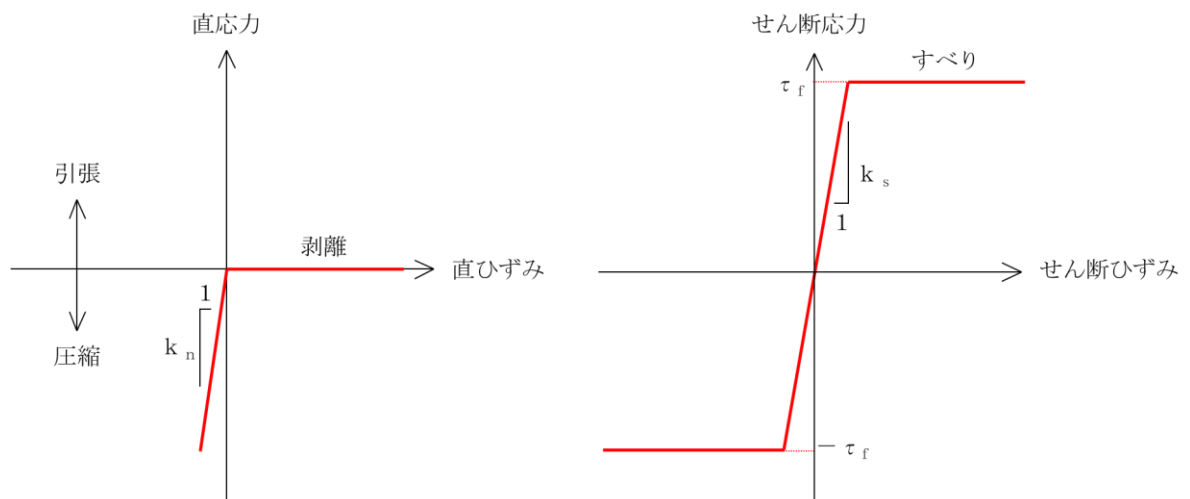
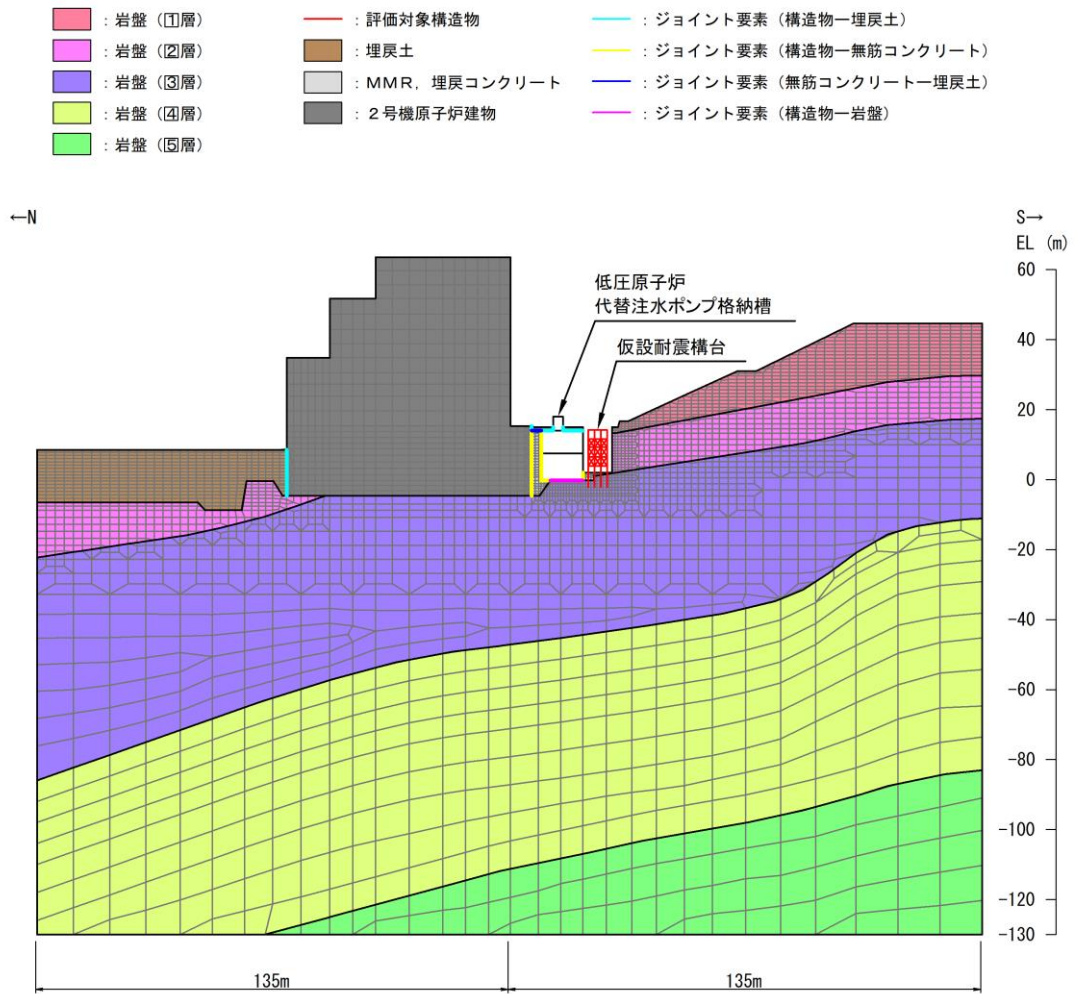
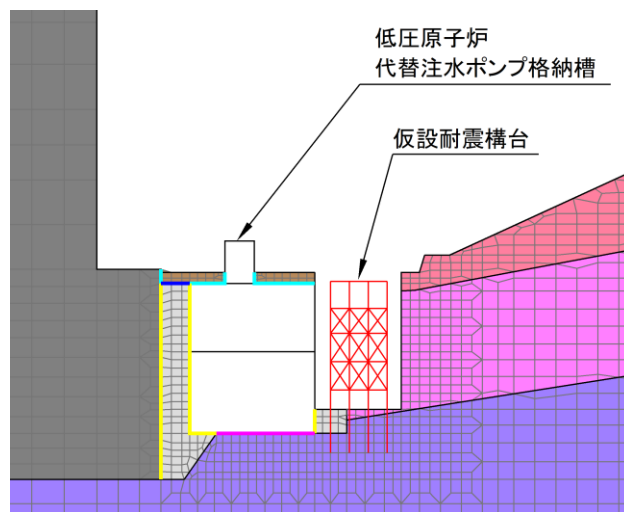


図 3-17 ジョイント要素の力学特性

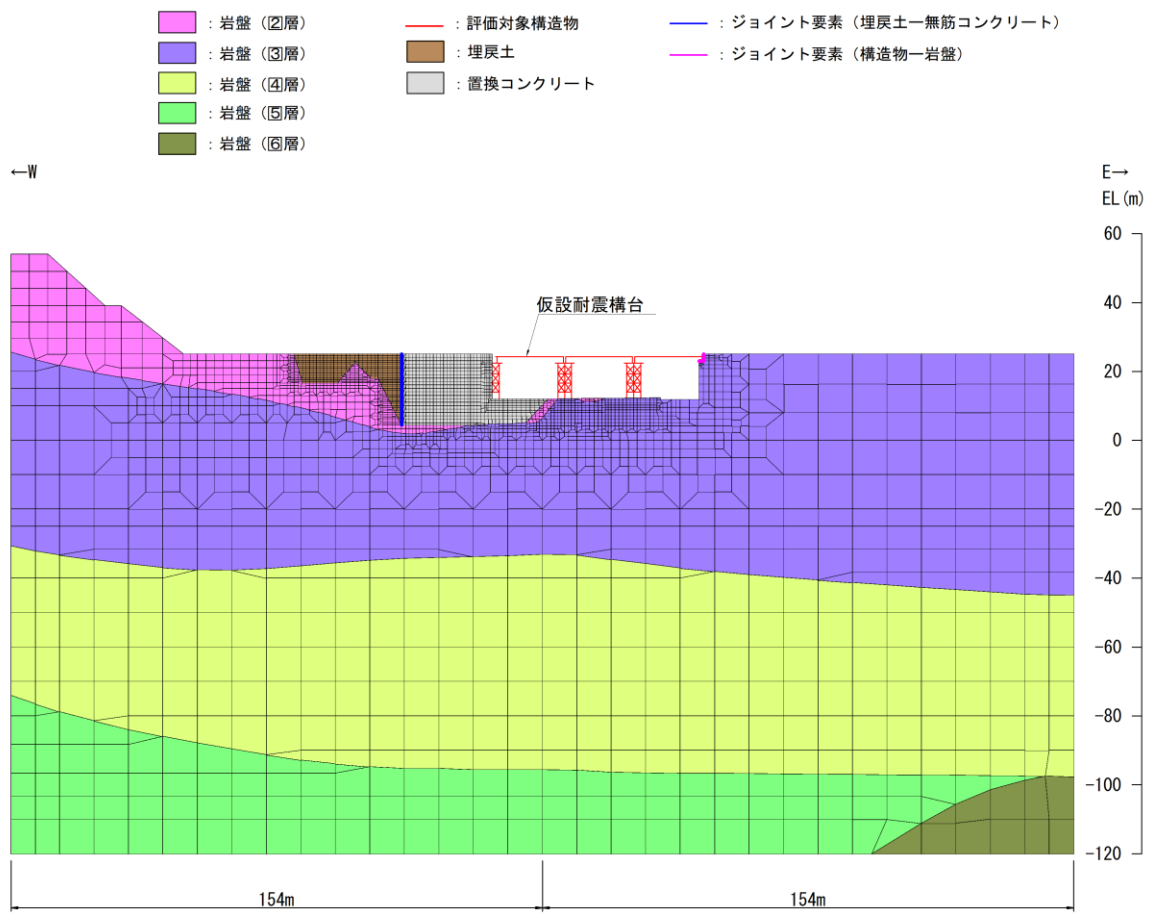


(全体図)

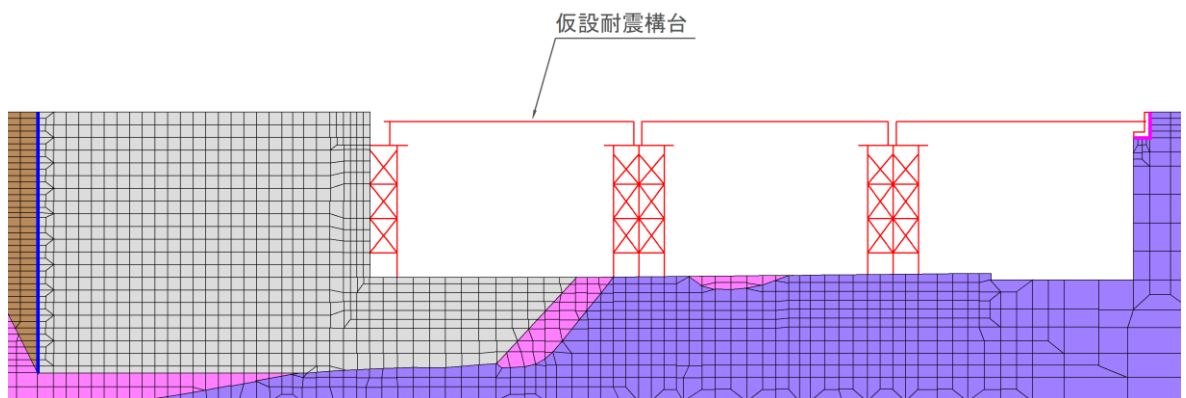


(拡大図)

図 3-18 (1) ジョイント要素の配置 (A-A断面 (南北方向))



(全体図)



(拡大図)

図 3-18 (2) ジョイント要素の配置 (B-B断面 (東西方向))

3.3 減衰定数

固有値解析にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、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 減衰を解析モデル全体に与える。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3-19 に示す。

固有値解析において、構造物（鋼材）の減衰定数は、「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）」に示される橋脚の減衰定数である 3%を設定している。一方で，上部構造の減衰定数は 2%とされているため，構造物（鋼材）の減衰定数を 2%とした影響確認結果を（参考資料 7）に示す。

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

[C]：減衰係数マトリックス

[M]：質量マトリックス

[K]：剛性マトリックス

α ， β ：係数

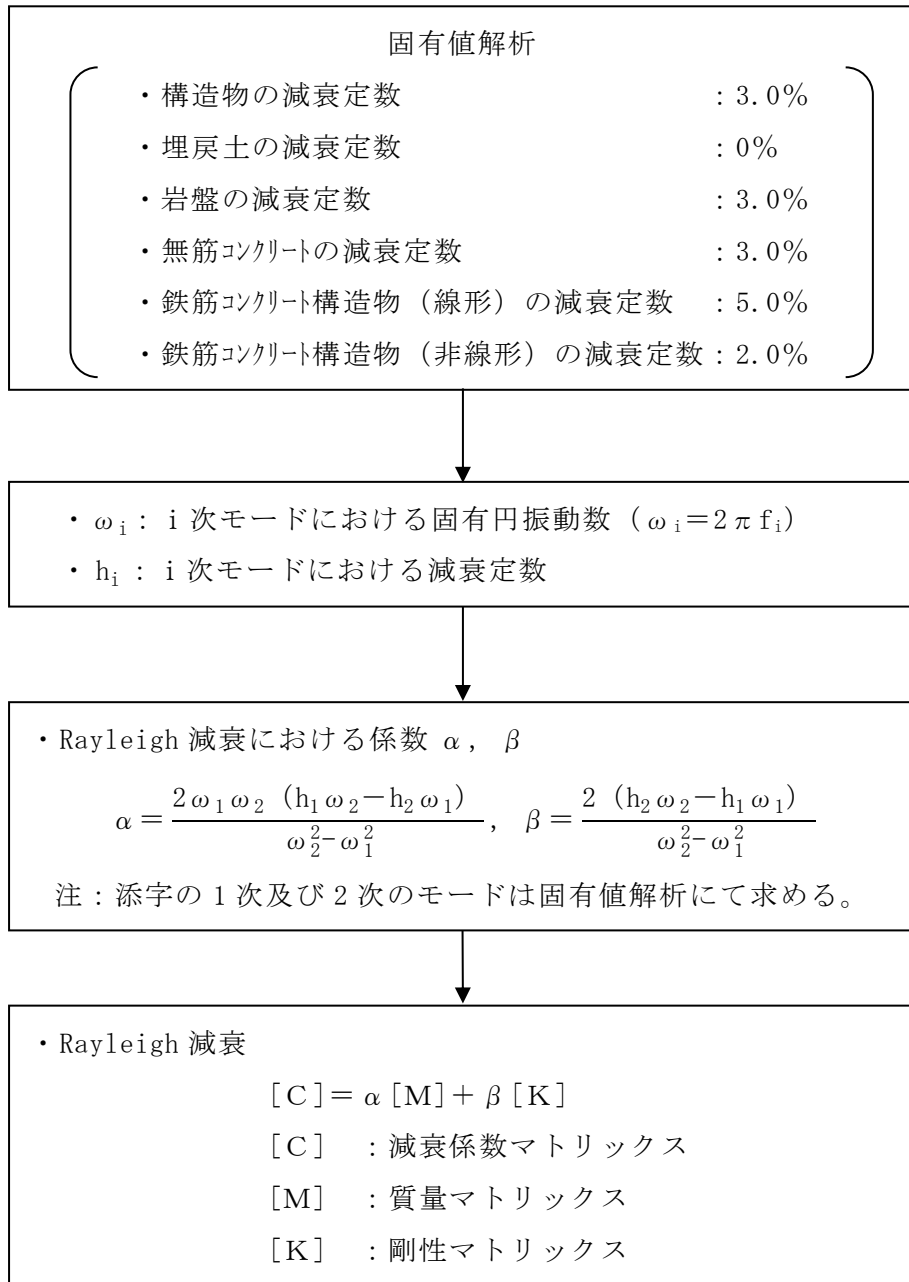


図 3-19 Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数 α , β は、低次のモードの変形が支配的となる仮設耐震構台に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮して、固有値解析結果より得られる卓越するモードの減衰と Rayleigh 減衰が一致するように設定する。なお、卓越するモードは全体系の固有値解析における刺激係数及びモード図にて決定するが、係数 α , β が負値となる場合は当該モードを選定しない。

固有値解析結果の一覧を表 3-8 に、固有値解析におけるモード図を図 3-20 に、係数 α , β を表 3-9 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 3-21 に示す。

表 3-8 (1) 固有値解析結果 (A-A 断面 (南北方向))

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		Tx	Ty	β_x	β_y	
1	2.464	56	0	234.80	-8.96	1次として採用
2	3.313	6	1	74.04	26.50	—
3	3.799	9	0	92.97	-18.99	—
4	4.748	0	7	-17.87	79.50	—
5	5.014	4	15	-61.28	-124.20	2次として採用
6	5.222	0	5	-21.70	-70.69	—
7	5.494	2	5	38.45	69.61	—
8	5.863	5	12	-74.88	106.70	—
9	6.373	1	8	3.36	88.97	—
10	6.684	0	1	-5.64	29.24	—

表 3-8 (2) 固有値解析結果 (B-B断面 (東西方向))

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		Tx	Ty	β_x	β_y	
1	2.811	66	0	266.30	14.30	1次として採用
2	4.111	7	6	-84.79	76.85	—
3	5.088	0	0	9.18	-8.439	—
4	5.530	5	12	-76.49	-113.80	2次として採用
5	5.959	3	11	-58.94	109.60	—
6	6.373	0	0	-3.27	-11.23	—
7	6.762	1	18	20.95	-140.30	—
8	6.993	0	25	20.26	162.90	—
9	7.920	2	1	37.58	38.15	—
10	7.954	0	1	-23.61	-7.97	—

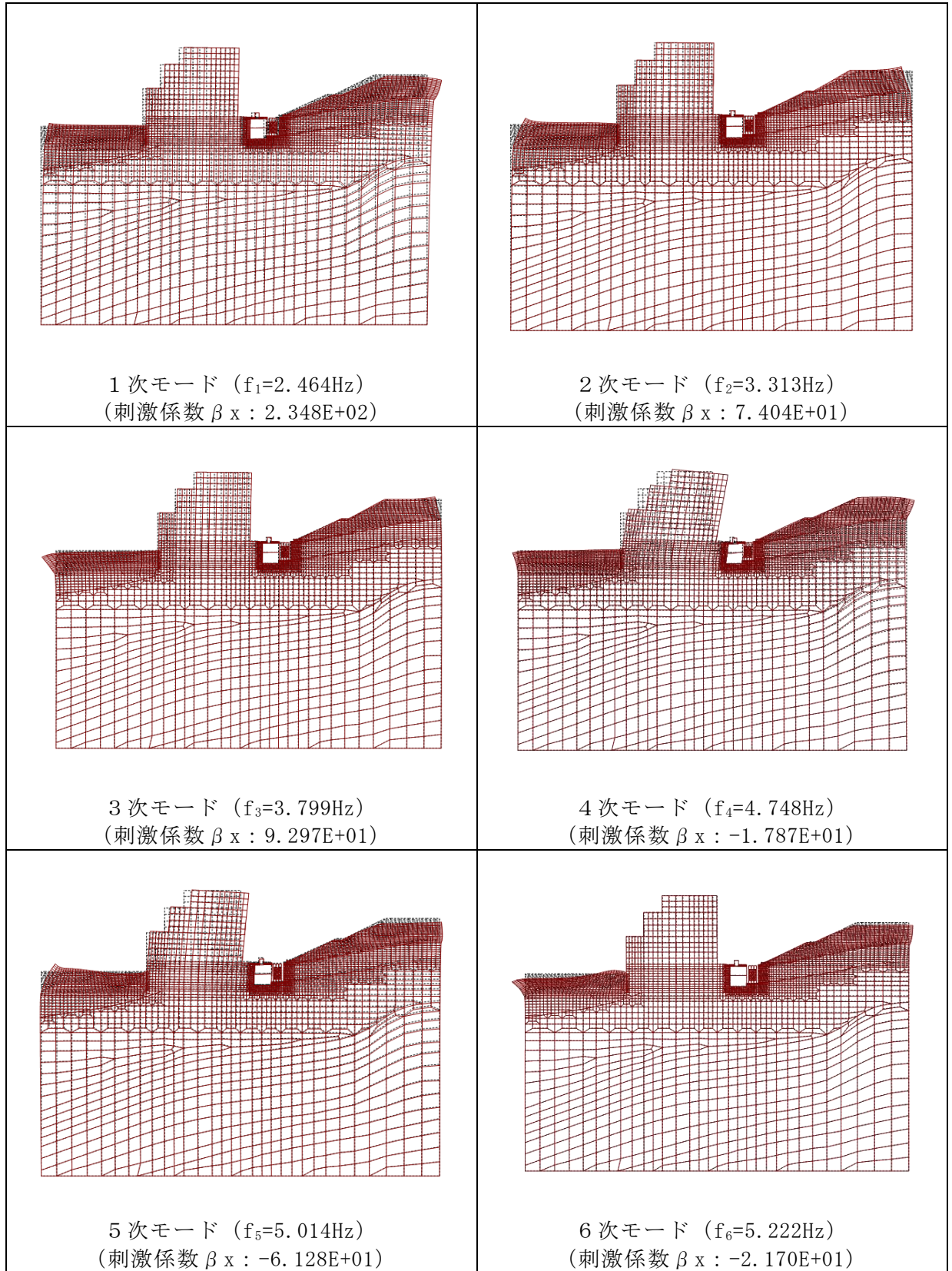


図 3-20 固有値解析結果 (モード図) (A-A 断面 (南北方向)) (1/4)

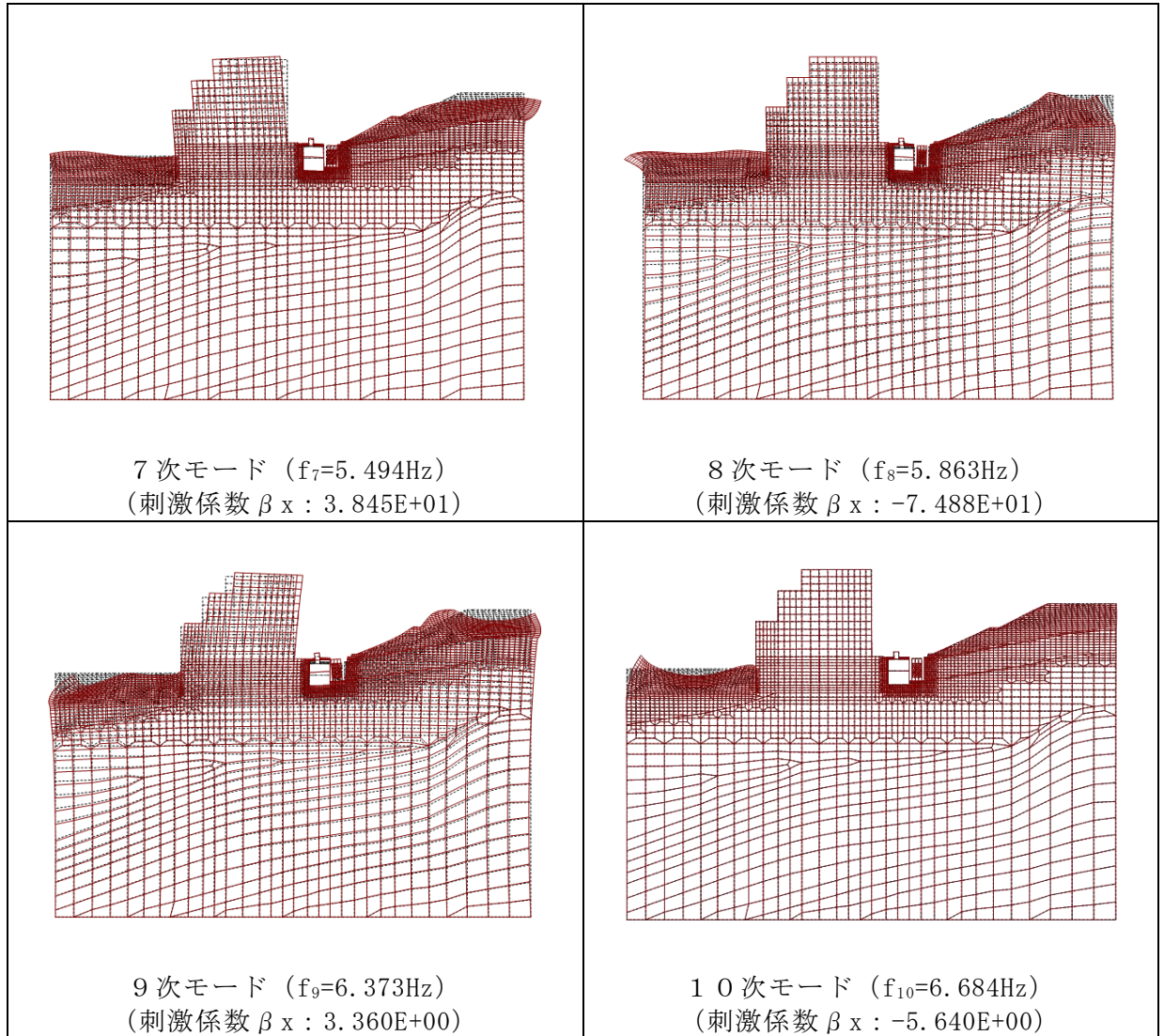


図 3-20 固有値解析結果 (モード図) (A-A断面 (南北方向)) (2/4)

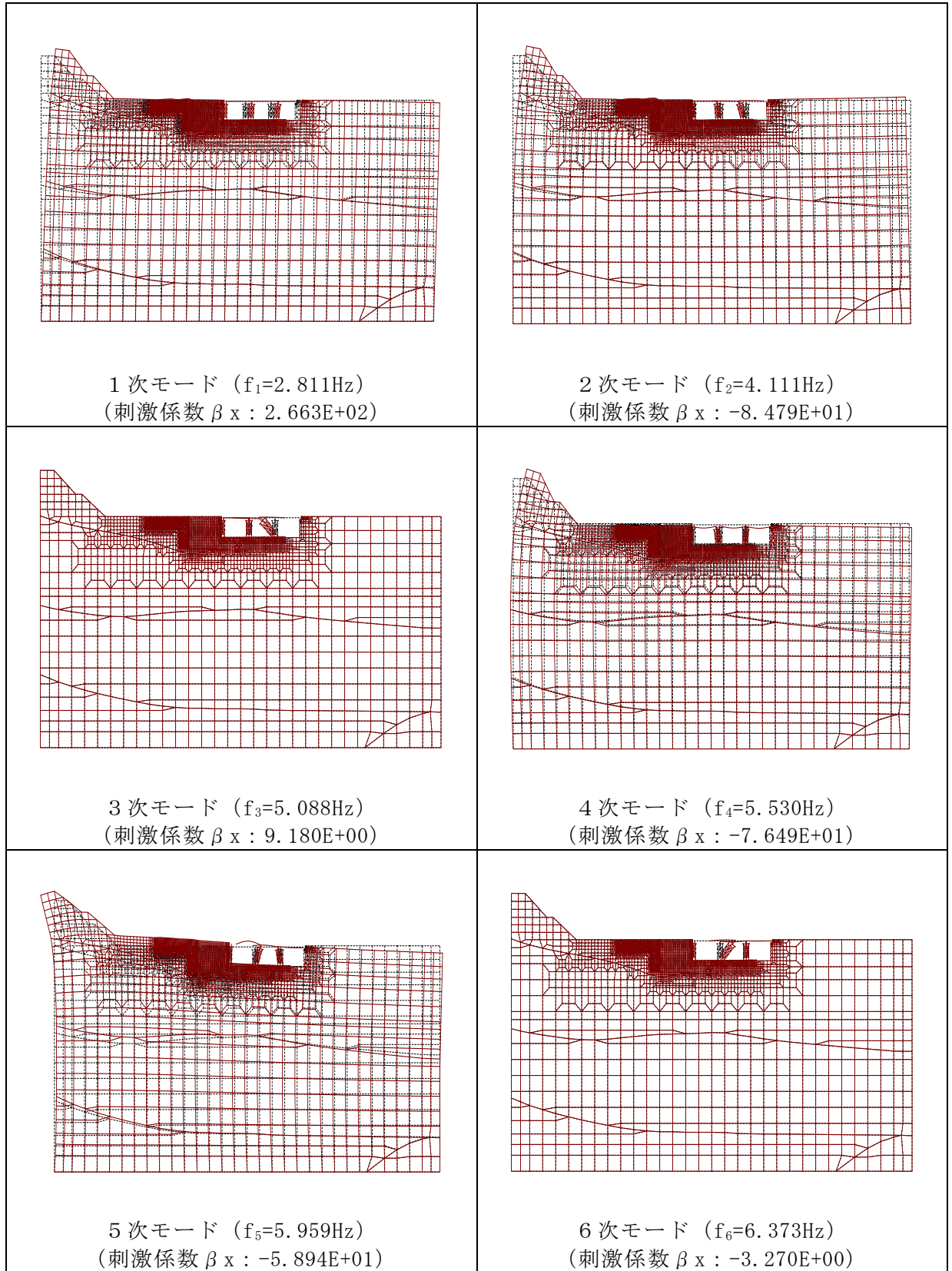


図 3-20 固有値解析結果 (モード図) (B-B 断面 (東西方向)) (3/4)

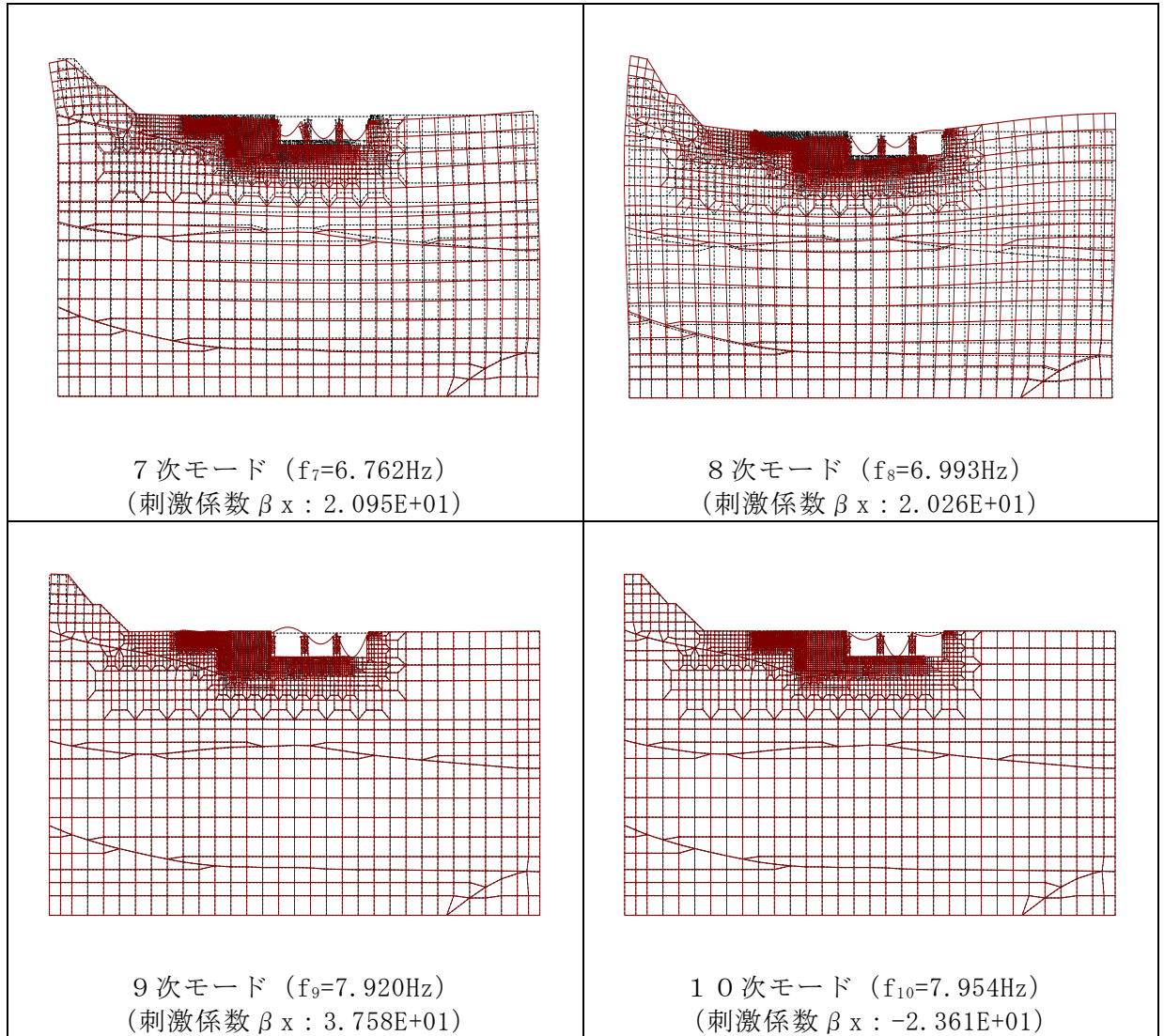


図 3-20 固有値解析結果 (モード図) (B-B断面 (東西方向)) (4/4)

表 3-9 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

評価対象断面	α	β
A-A断面 (南北方向)	6.5071×10^{-1}	1.1093×10^{-3}
B-B断面 (東西方向)	6.9780×10^{-1}	1.1489×10^{-3}

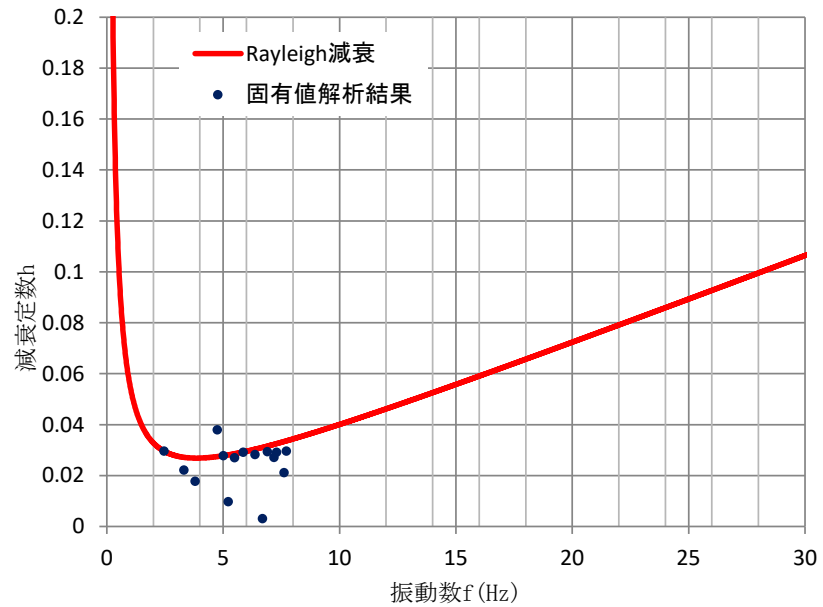


図 3-21 (1) 設定した Rayleigh 減衰 (A-A断面 (南北方向))

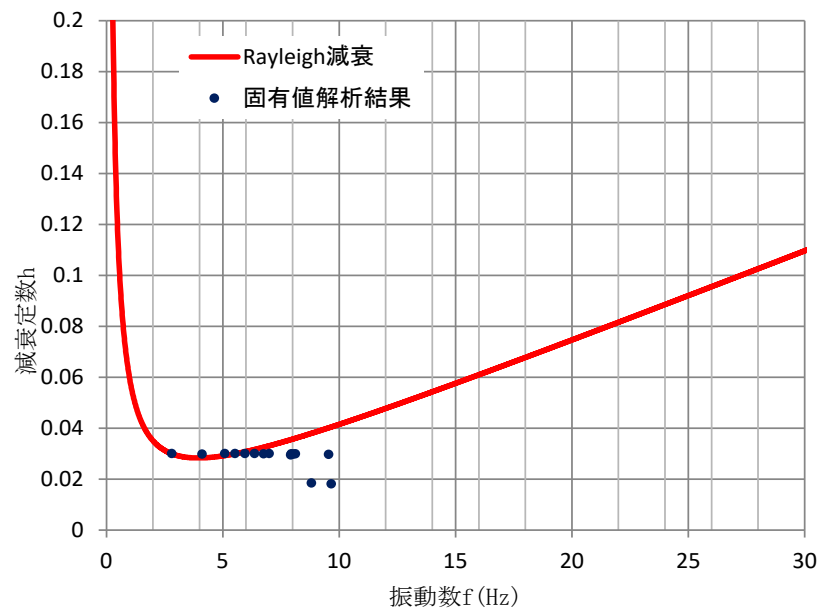


図 3-21 (2) 設定した Rayleigh 減衰 (B-B断面 (東西方向))

3.4 荷重及び荷重の組合せ

「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）」によると，活荷重の満載と地震が同時に発生する確率は一般に小さいこと，そして仮に地震時に車両が橋面上にあったとしても車両が橋の振動を抑制する効果があること等から，耐震設計上考慮すべき荷重とその組合せとして，主荷重のうち活荷重及び衝撃を除いた荷重と従荷重（地震の影響）を考慮することとしている。

したがって，仮設耐震構台の耐震評価にて考慮する荷重は，通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し，それぞれを組合せて設定する。なお，地震荷重には，地震時土圧及び機器・配管系からの反力による荷重が含まれるものとする。

荷重の組合せを表3-10に示す。

一方，仮設耐震構台は，地震後にアクセスルートとして使用することから，可搬型重大事故等対処設備の通行性について，確認結果を（参考資料8）に示す。

表3-10 荷重の組合せ

種別	荷重		算定方法の概要
永久荷重 (常時荷重)	固定荷重	躯体自重	○ 設計図書に基づいて，対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管荷重	— 機器・配管系がないことから考慮しない。
	積載荷重	静止土圧	○ 常時応力解析により設定する。
		外水圧	○ 地下水位に応じた静水圧として考慮する。 地下水の密度を考慮する。
		積雪荷重	○ 構造物上部及び地表面に考慮する。
		土被り荷重	— 土被りがないことから考慮しない。
	永久上載荷重	○ 構造物上部に恒常的に置かれる設備（覆工板）を考慮する。	
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・鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動	○	

3.4.1 外水圧

外水圧は、地下水位に応じた静水圧を設定する。地下水位については、「2.7 地下水位」のとおりとし、地下水の密度として $1.00\text{g}/\text{cm}^3$ を考慮する。

3.4.2 積雪荷重

積雪荷重は、VI-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等における損傷の防止に関する基本方針」に基づき、発電所敷地に最も近い気象官署である松江地方気象台で観測された観測史上1位の月最深積雪100cmに平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮し35.0cmとする。積雪荷重については、「松江市建築基準法施行細則（平成17年3月31日、松江市規則第234号）」により、積雪量1cmごとに $20\text{N}/\text{m}^2$ の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

3.5 地震応答解析の解析ケース

3.5.1 耐震評価における解析ケース

仮設耐震構台は岩盤を掘削した箇所に設置した地上構造物であり，水平方向の慣性力による影響が支配的であるため，鉛直動の位相反転の影響は軽微である。

また，A-A断面（南北方向）及びB-B断面（東西方向）の橋台等を除いた範囲において，おおむね左右対称の構造物であることから，水平動の位相反転の影響も軽微である。

以上を踏まえ，耐震評価における解析ケースは，表3-11のとおり，基準地震動S s全波（6波）とする。

表3-11 耐震評価における解析ケース

解析ケース			ケース①
			基本ケース
地盤物性			平均値
地震動 (位相)	S s - D	++*	○
	S s - F 1	++*	○
	S s - F 2	++*	○
	S s - N 1	++*	○
	S s - N 2 (NS)	++*	○
	S s - N 2 (EW)	++*	○

注記*：地震動の位相について，左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「++」は反転なしケースを示す。

4. 評価内容

4.1 入力地震動の設定

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を一次元波動論により地震応答解析モデル下端位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「7.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

入力地震動算定の概念図を図4-1に、入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図4-2～図4-15に示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」及び「microSHAKE/3D」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

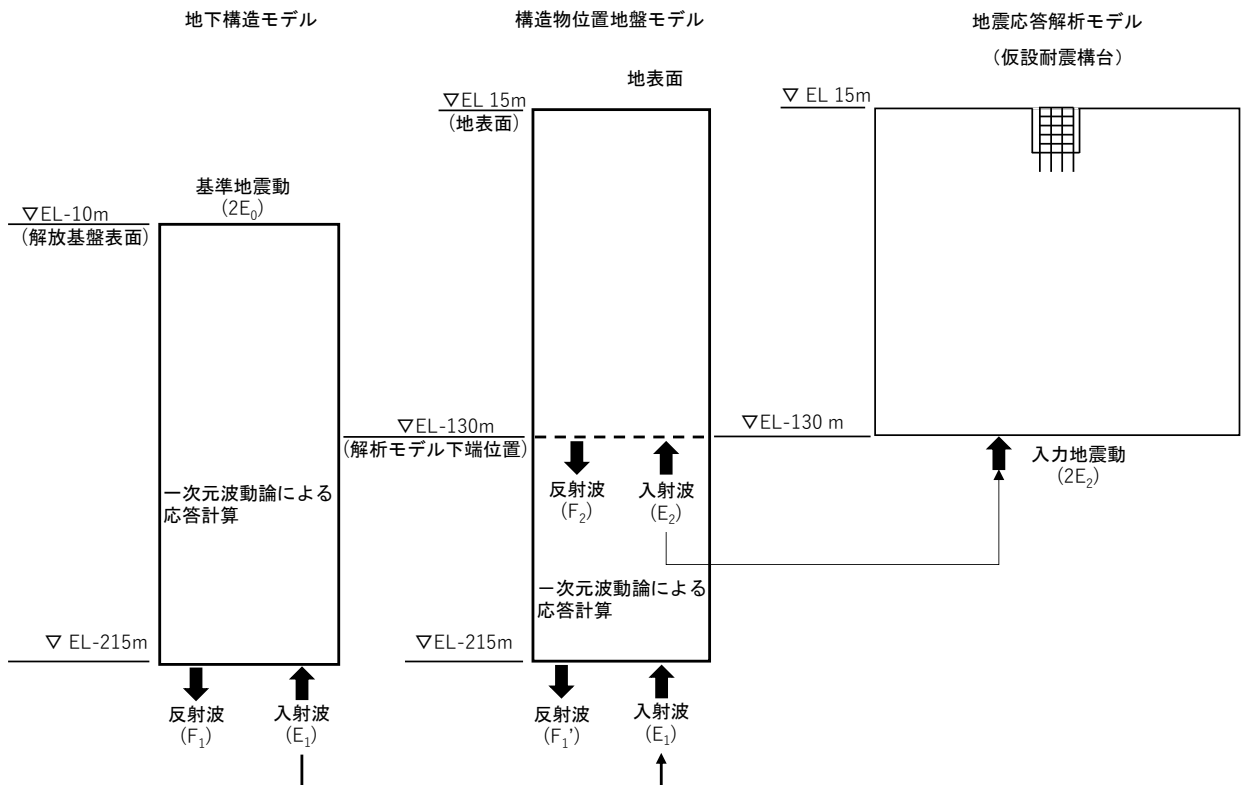
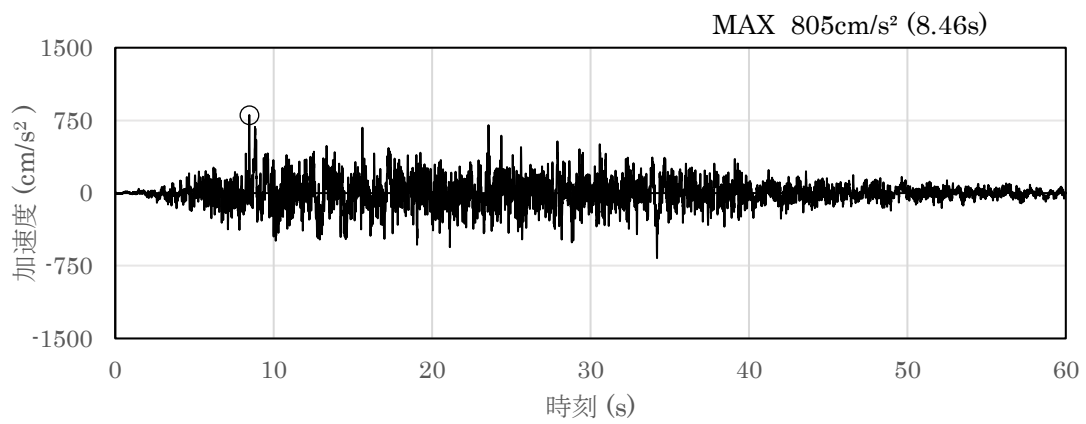
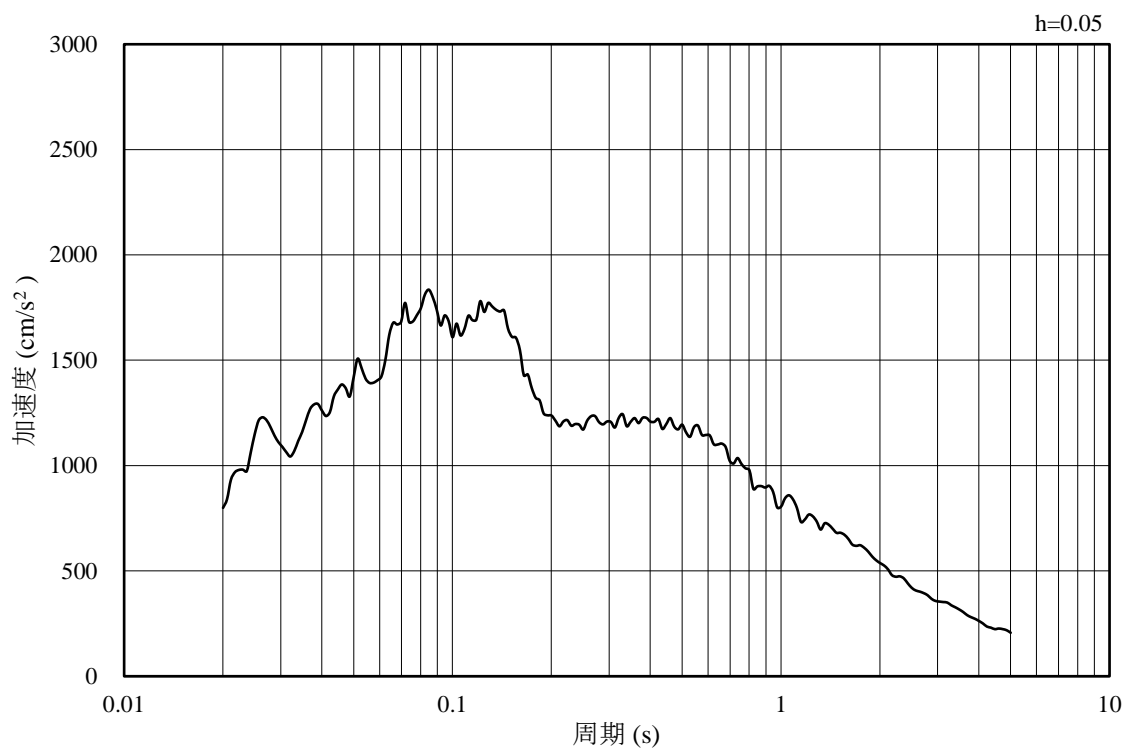


図4-1 入力地震動算定の概念図

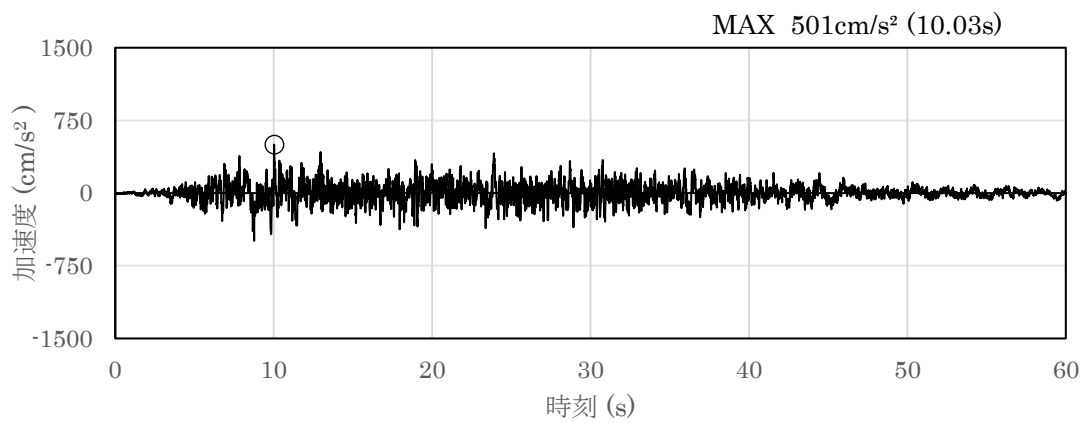


(a) 加速度時刻歴波形

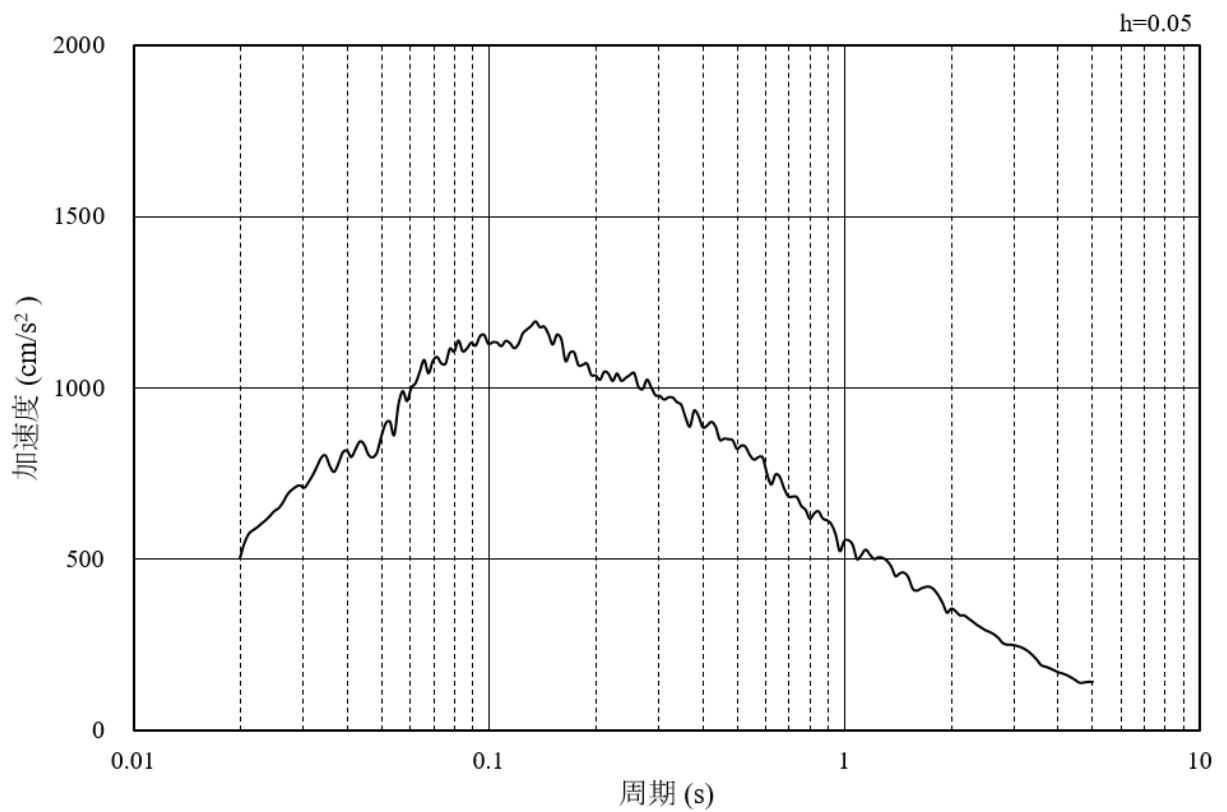


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2 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
(水平成分：S s - D, EL-130m)

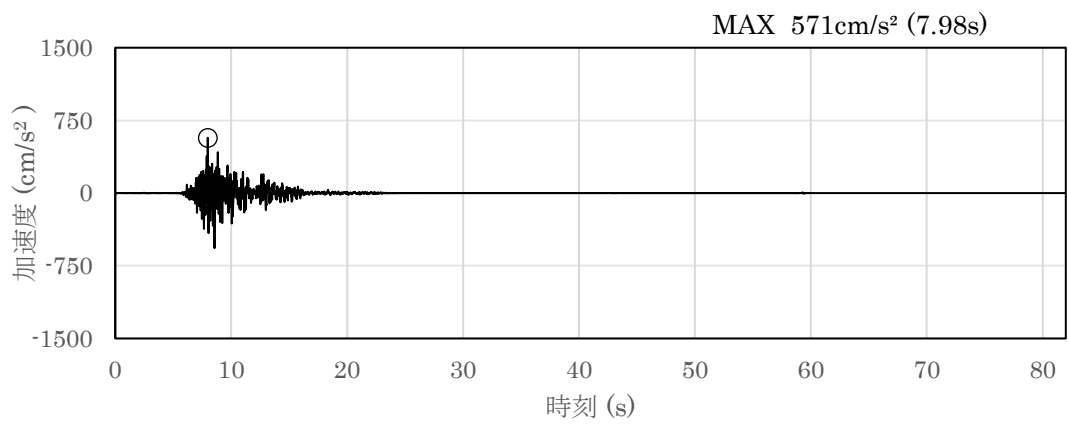


(a) 加速度時刻歴波形

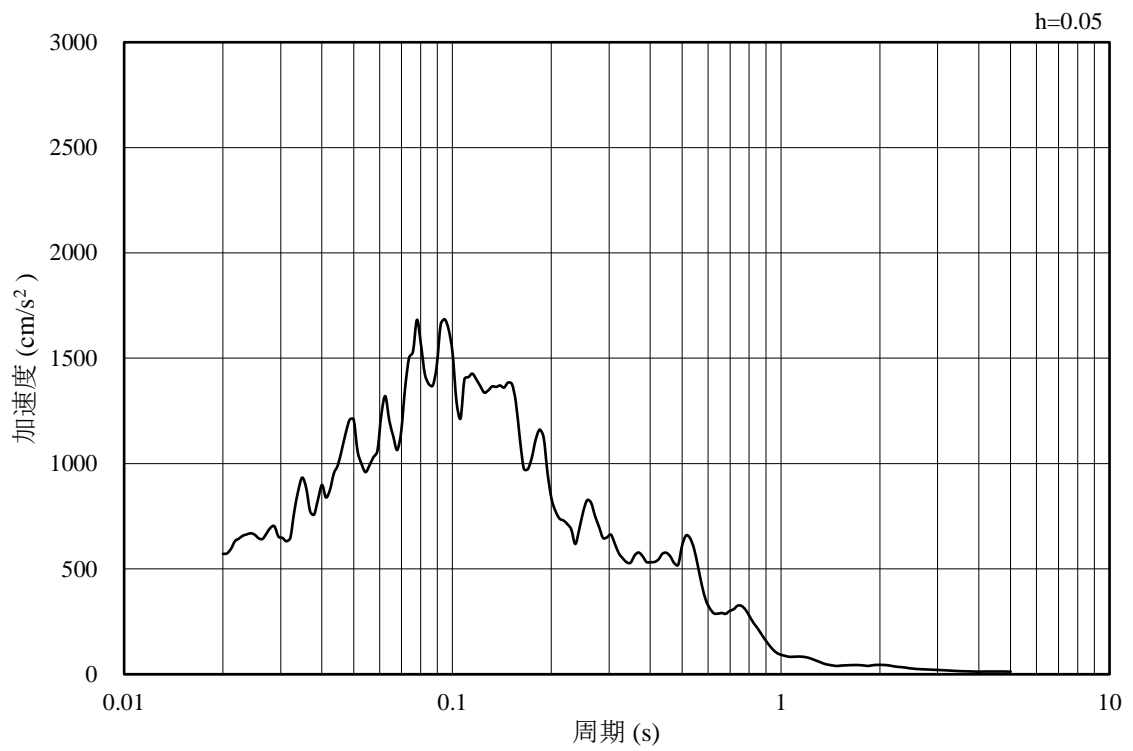


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-3 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - D, EL-130m)

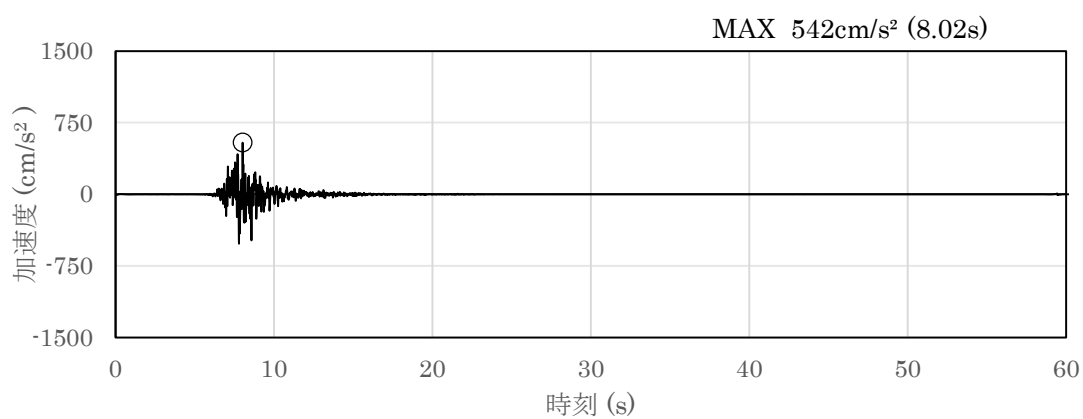


(a) 加速度時刻歴波形

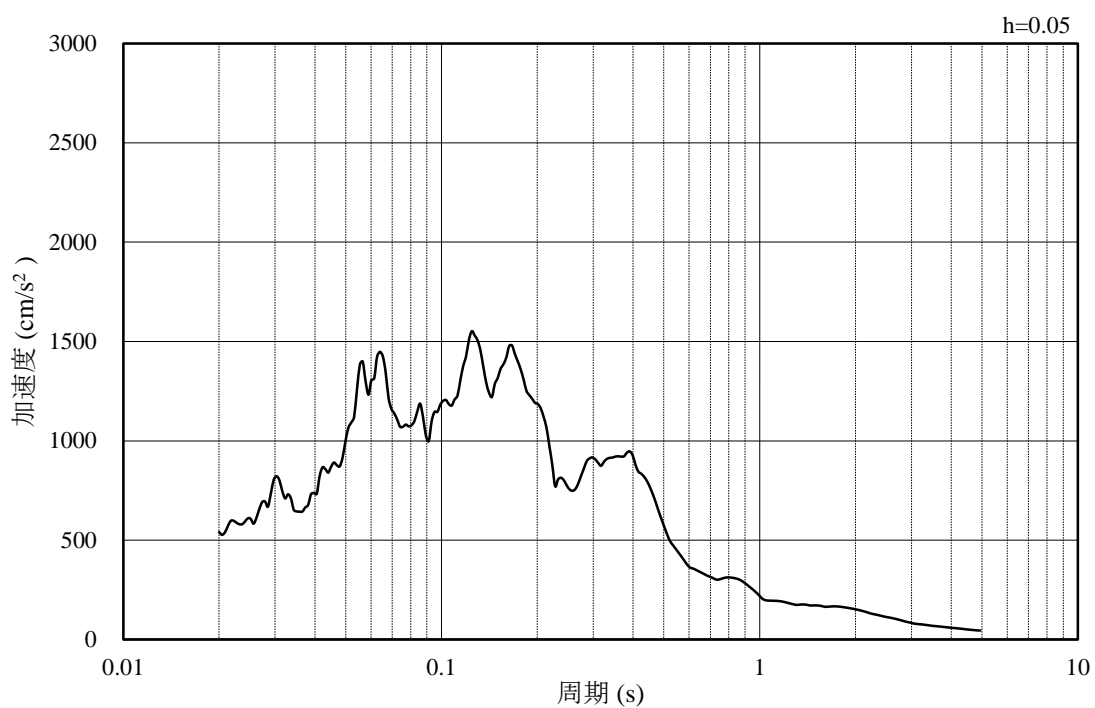


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-4 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 1 (南北方向), EL-130m)

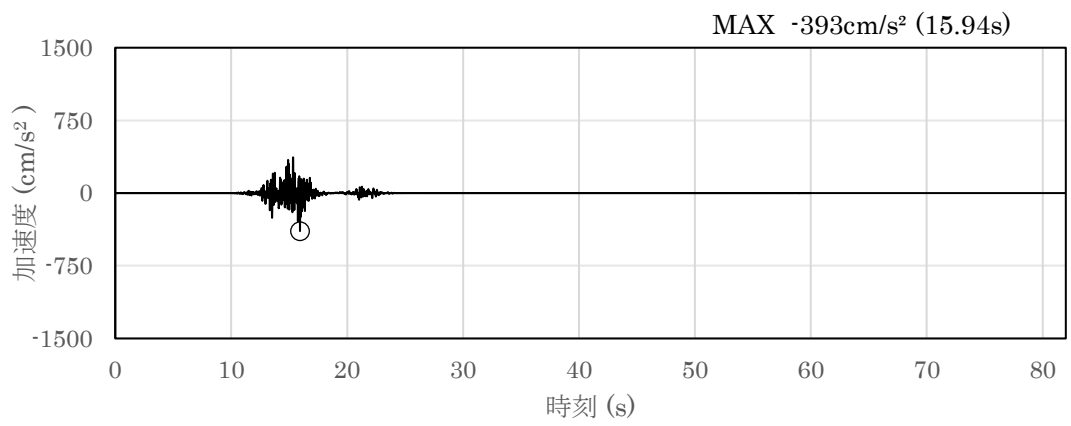


(a) 加速度時刻歴波形

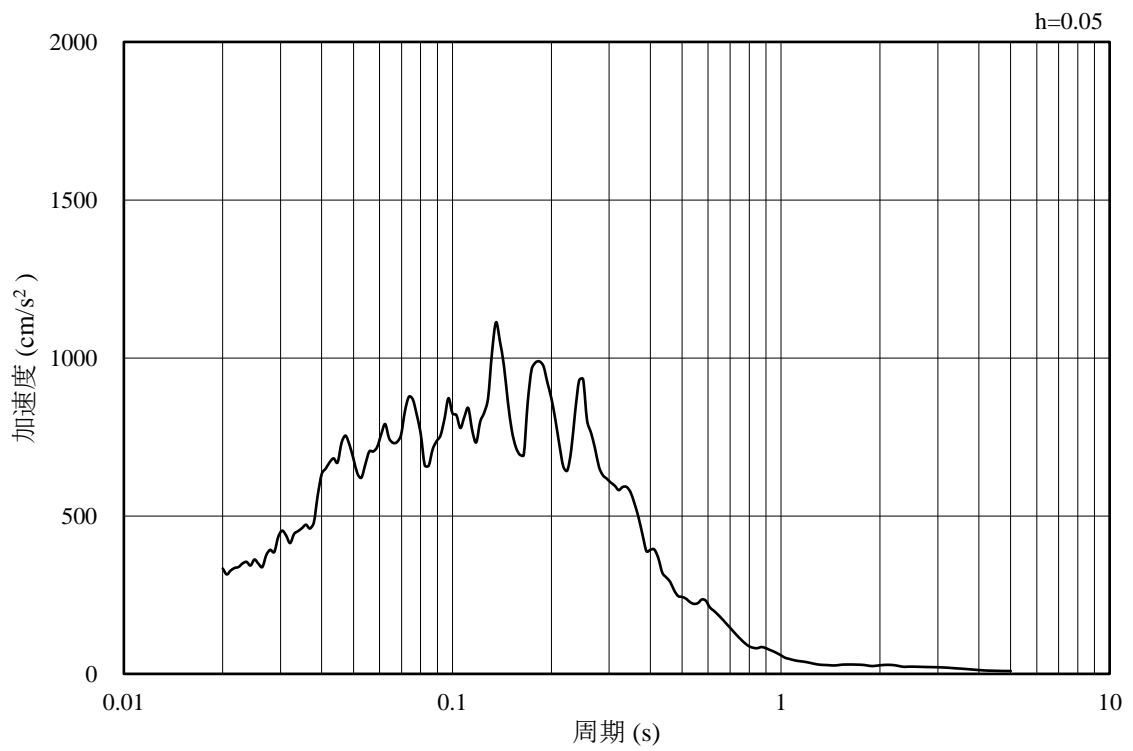


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-5 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 1 (東西方向), EL-130m)

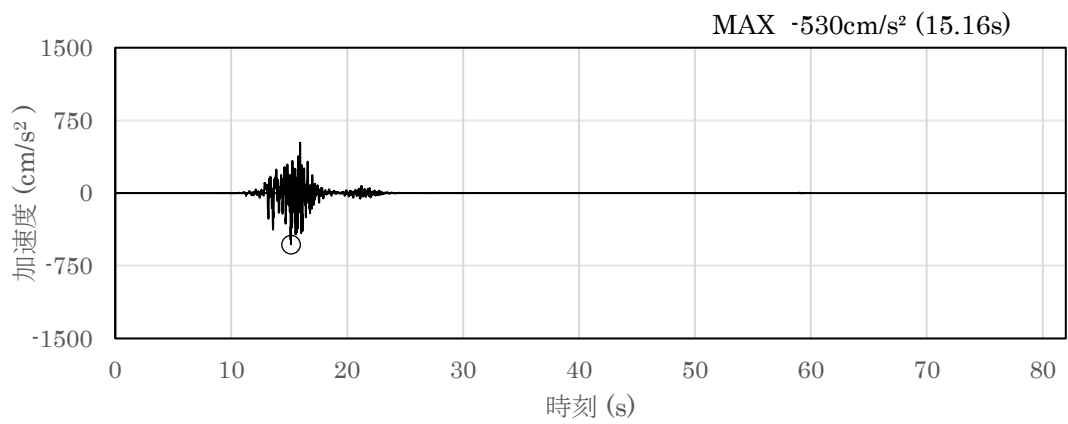


(a) 加速度時刻歴波形

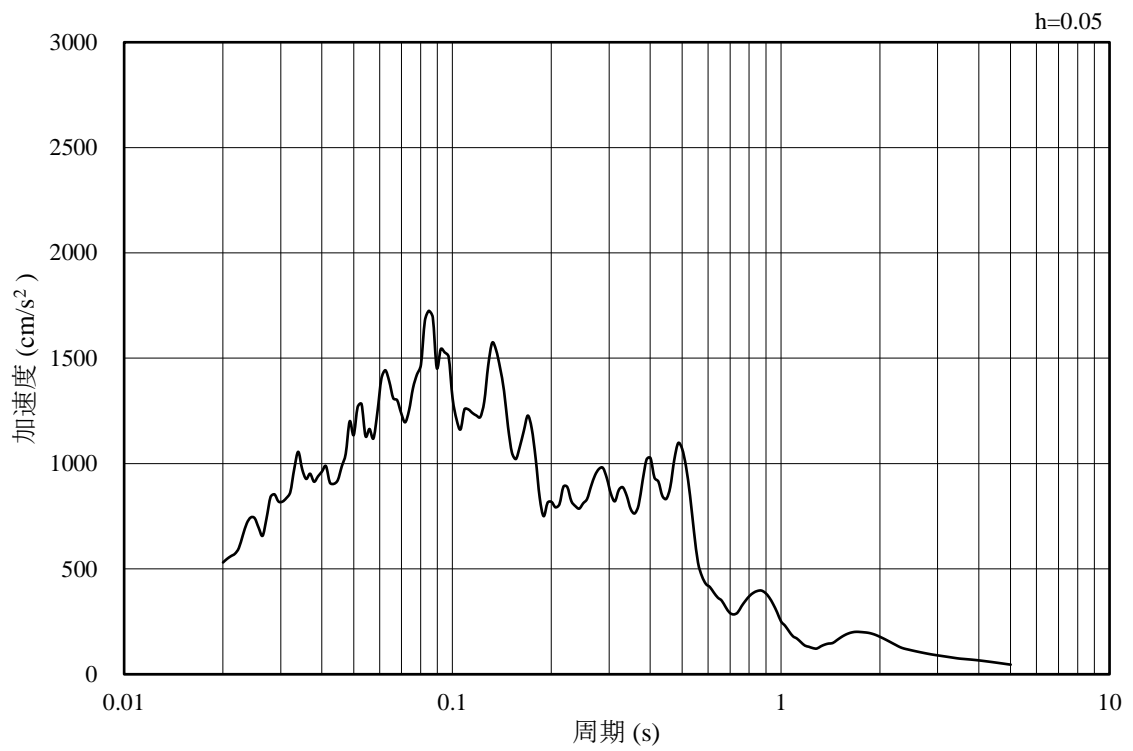


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-6 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 1, EL-130m)

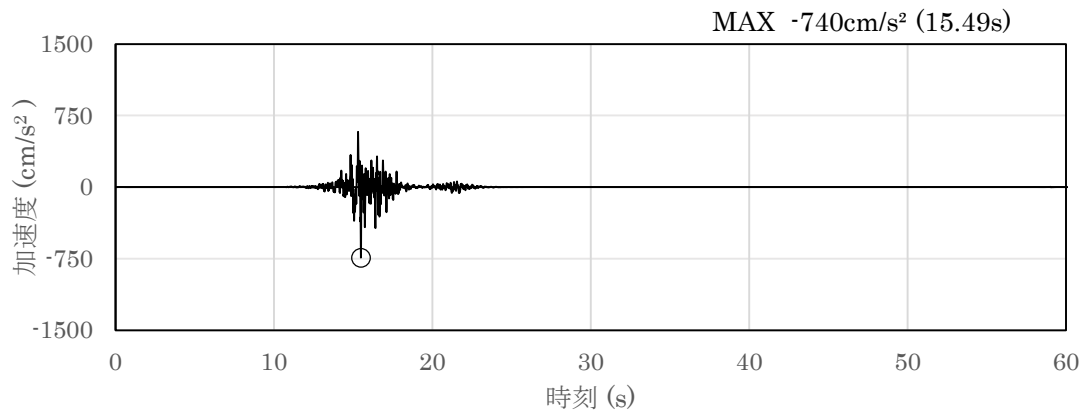


(a) 加速度時刻歴波形

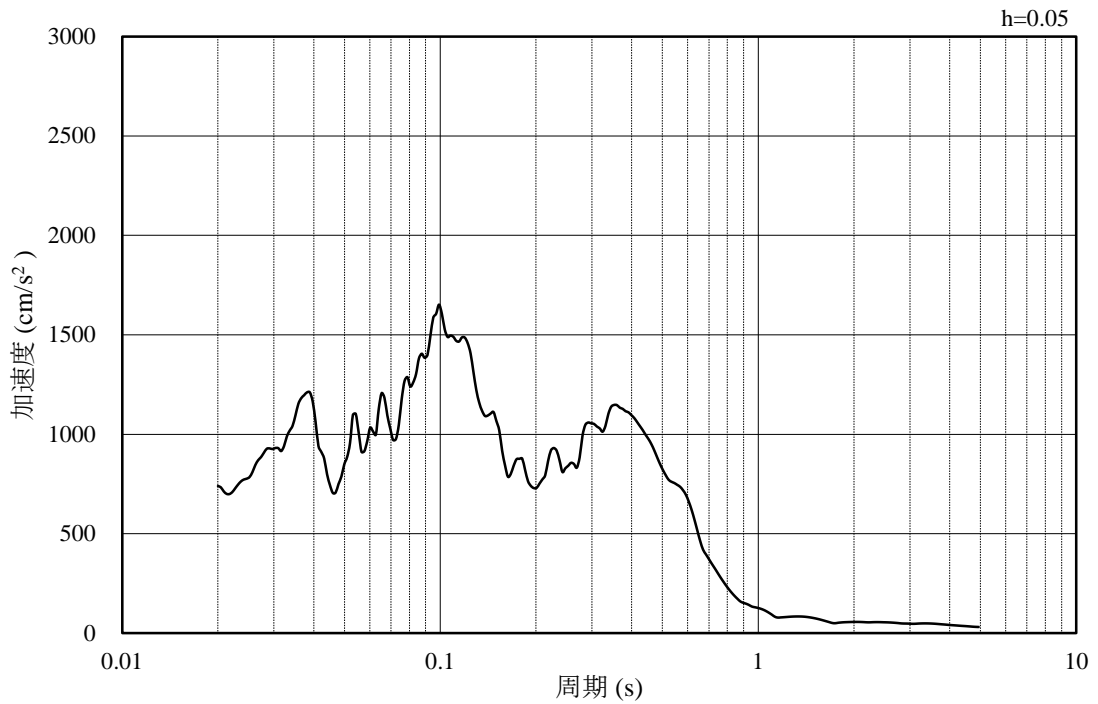


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-7 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 2 (南北方向), EL-130m)

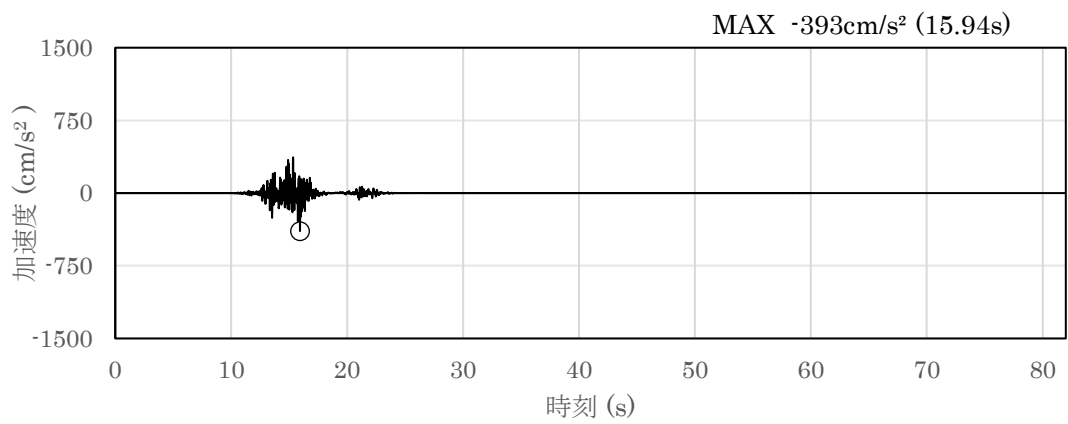


(a) 加速度時刻歴波形

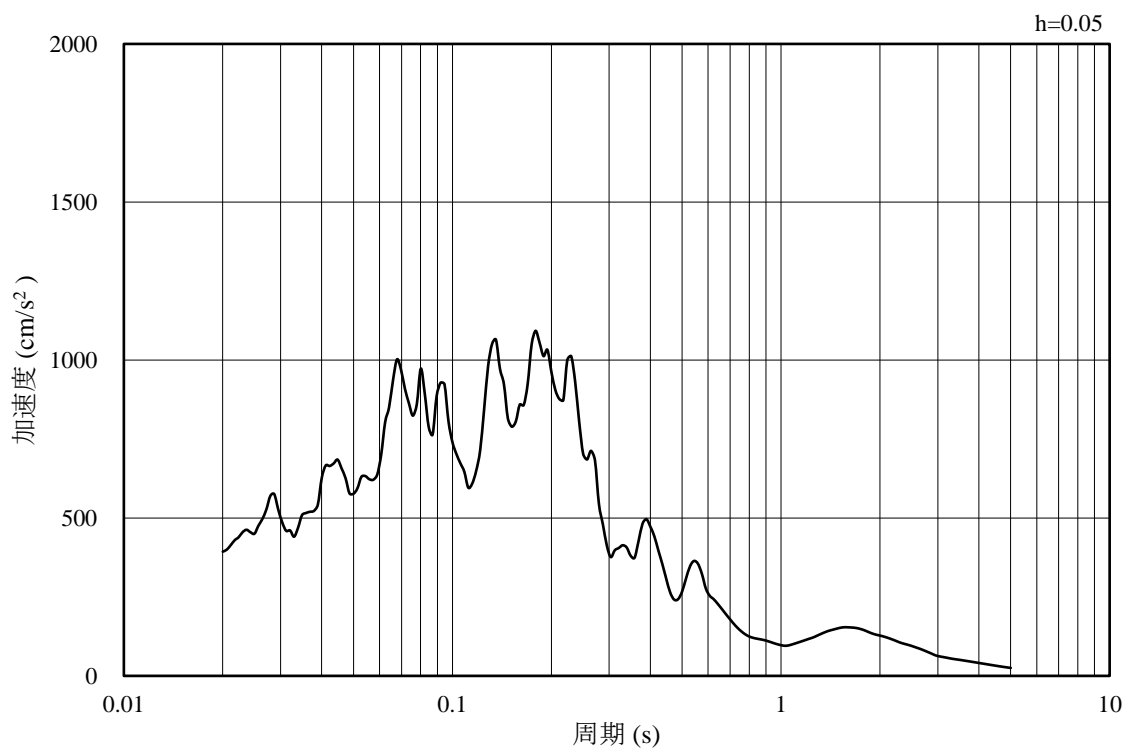


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S s - F 2 (東西方向), EL-130m)

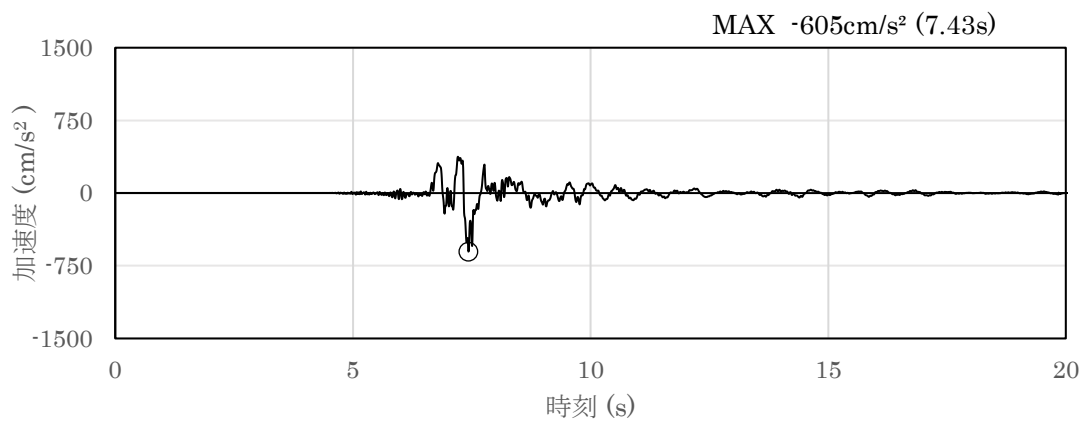


(a) 加速度時刻歴波形

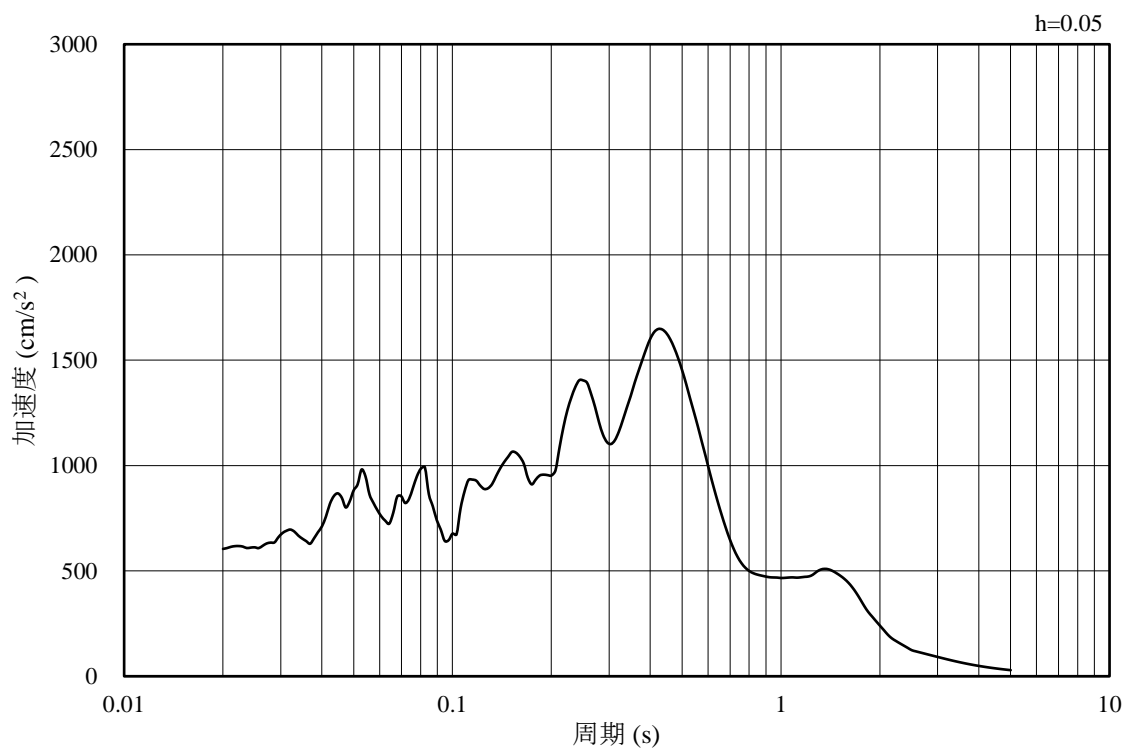


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-9 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 2, EL-130m)

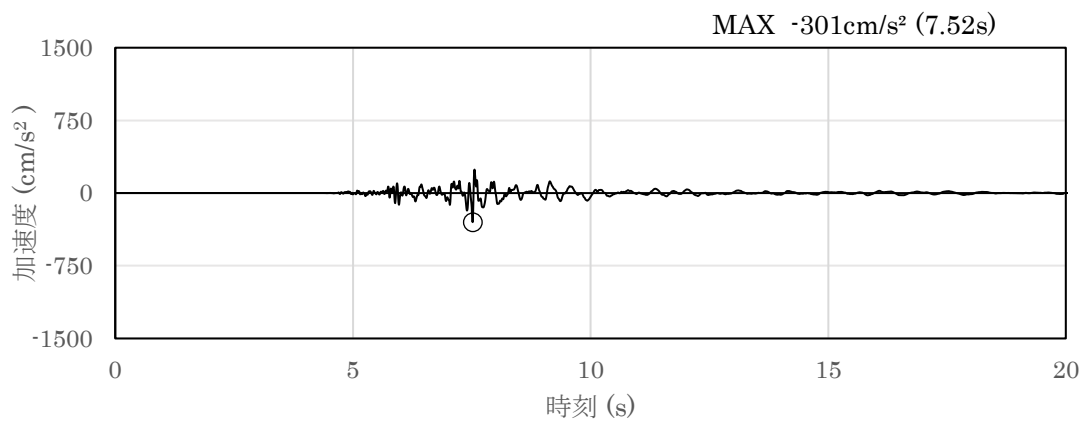


(a) 加速度時刻歴波形

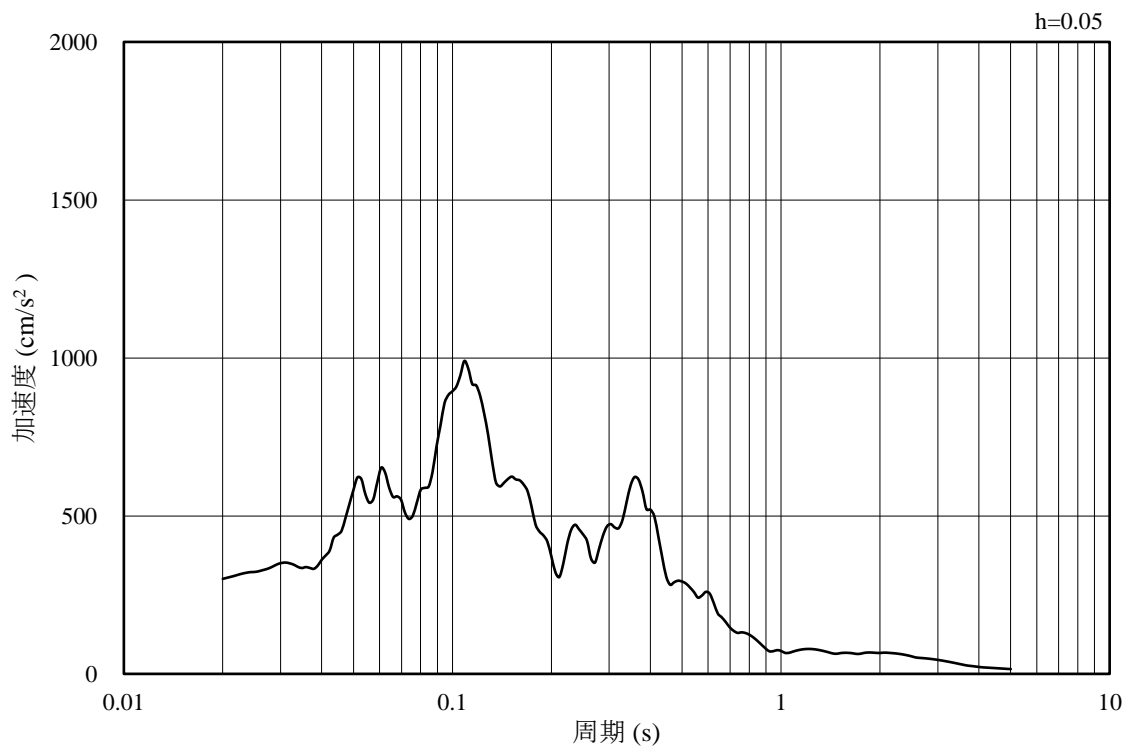


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 1, EL-130m)

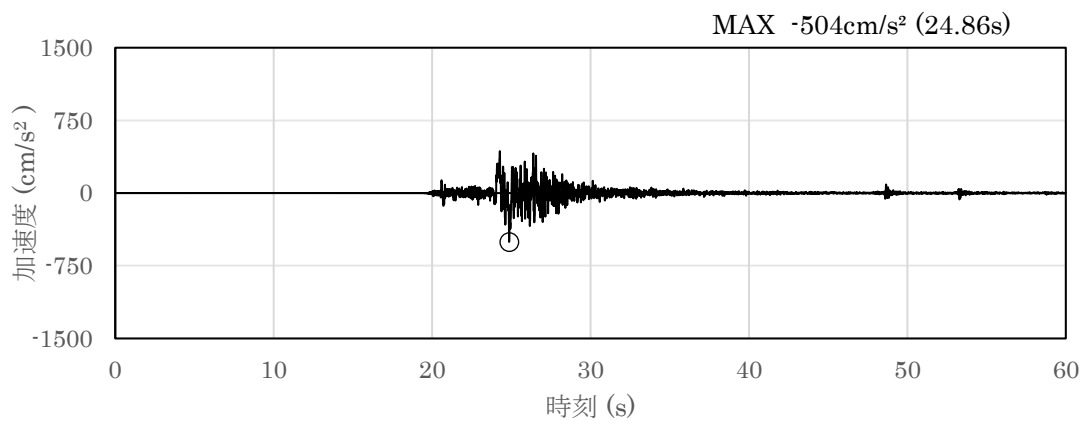


(a) 加速度時刻歴波形

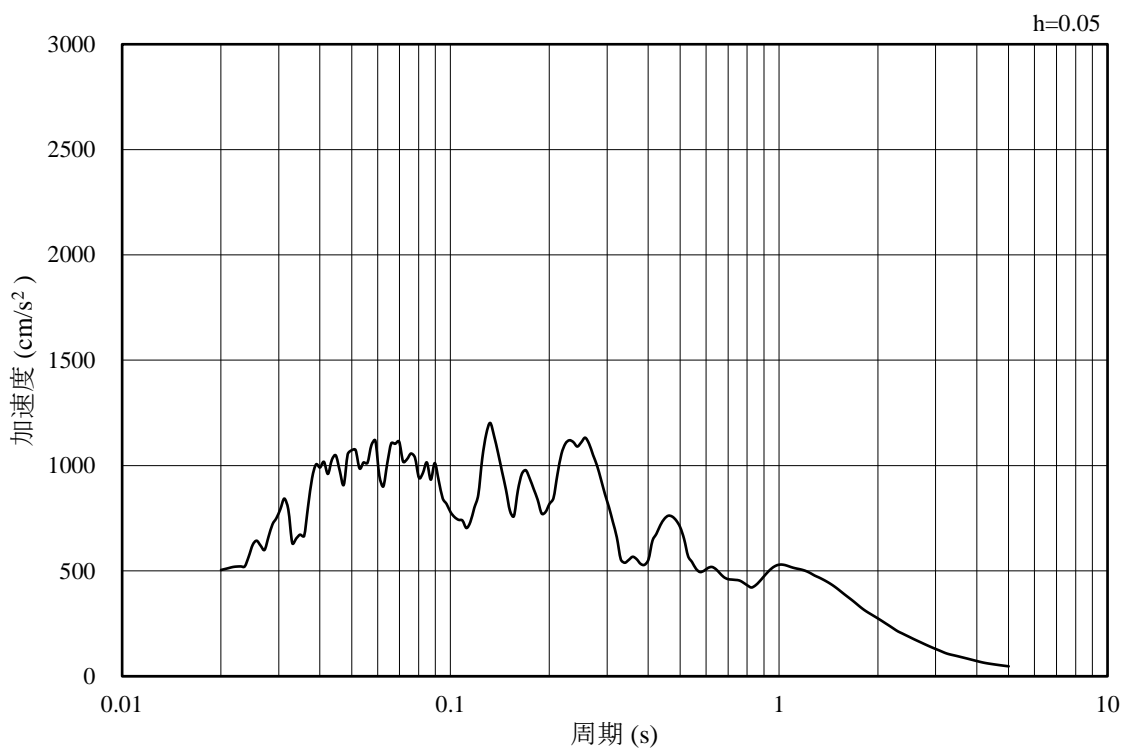


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 1, EL-130m)

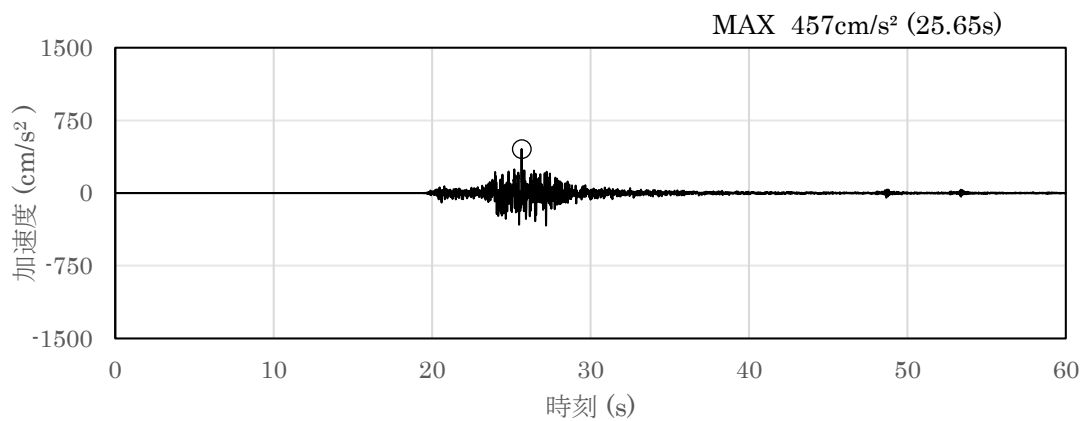


(a) 加速度時刻歴波形

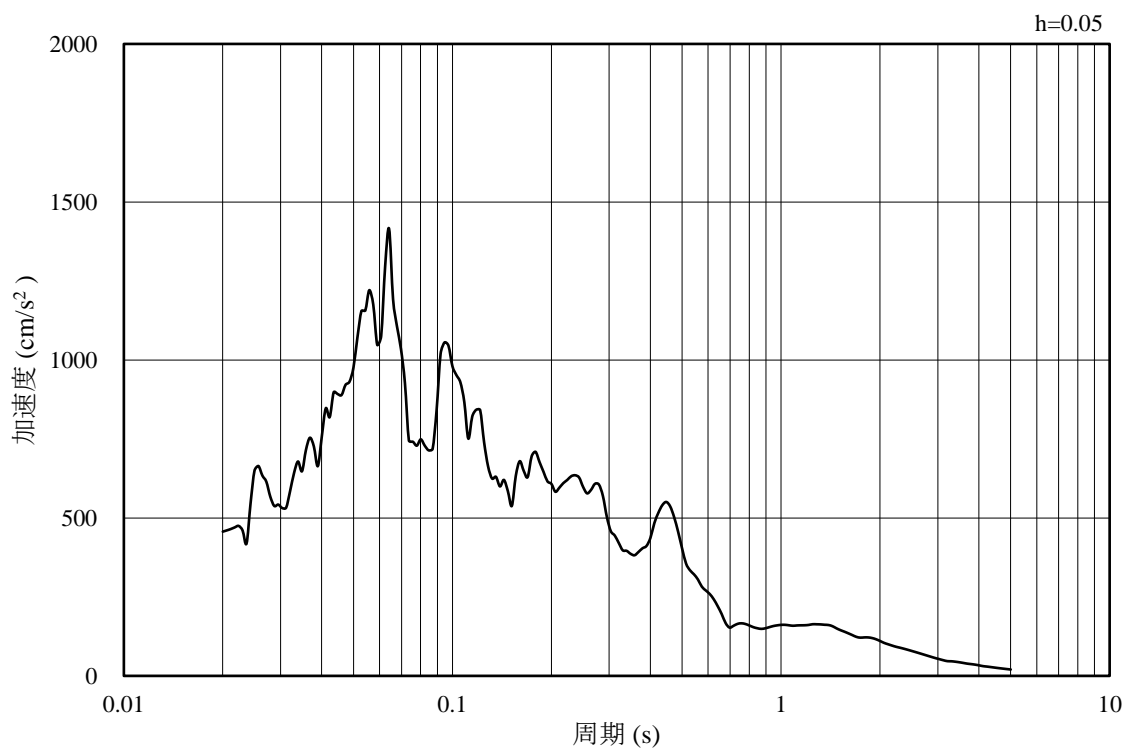


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S s - N 2 (N S), EL-130m)

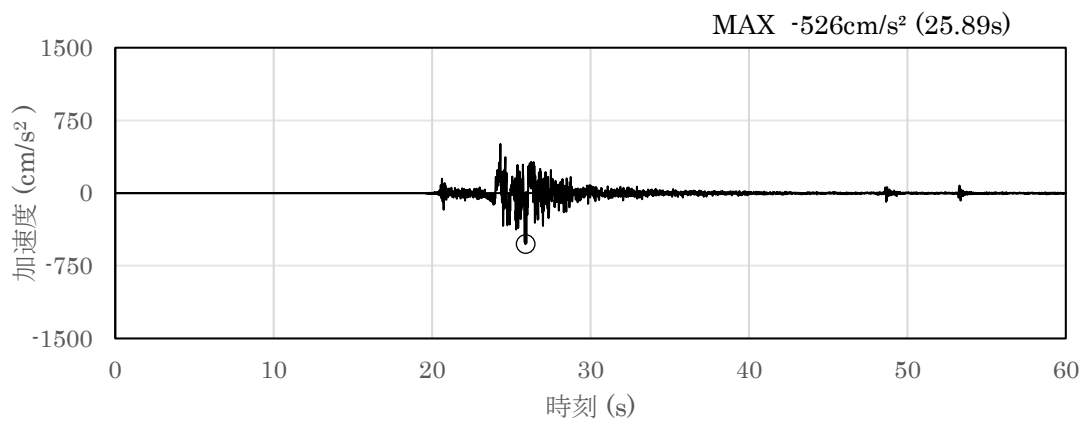


(a) 加速度時刻歴波形

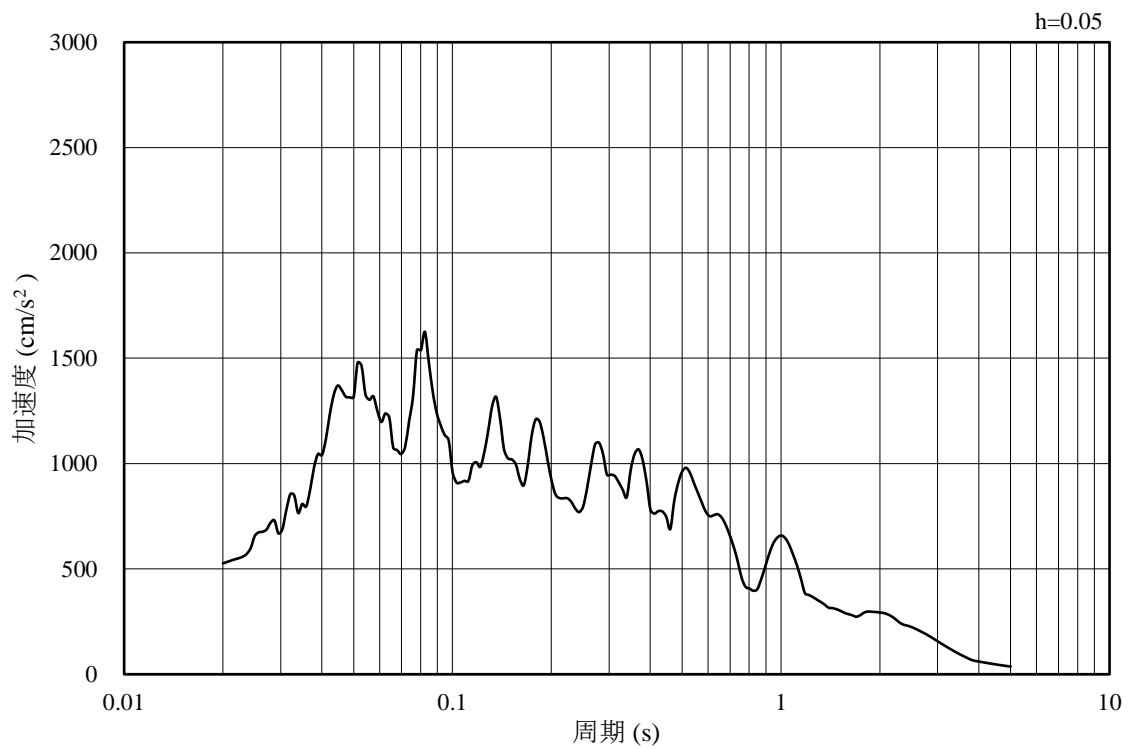


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 2 (N S), EL-130m)

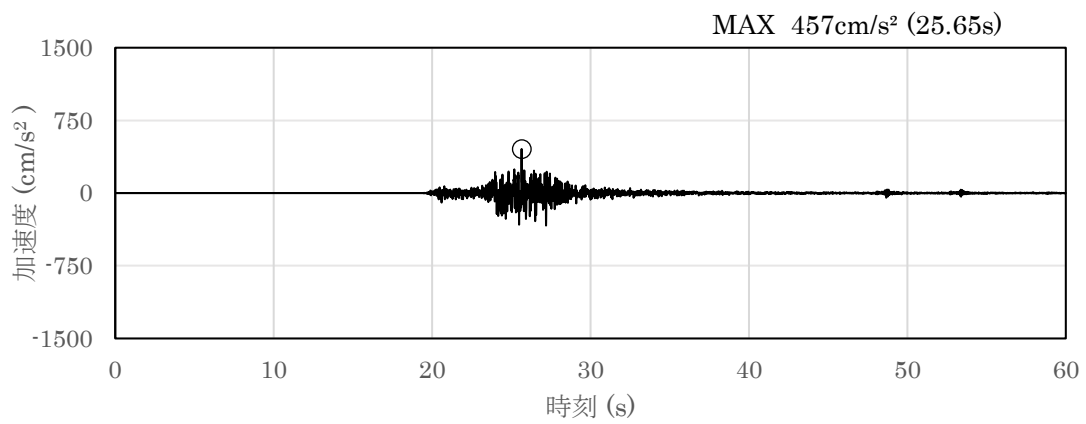


(a) 加速度時刻歴波形

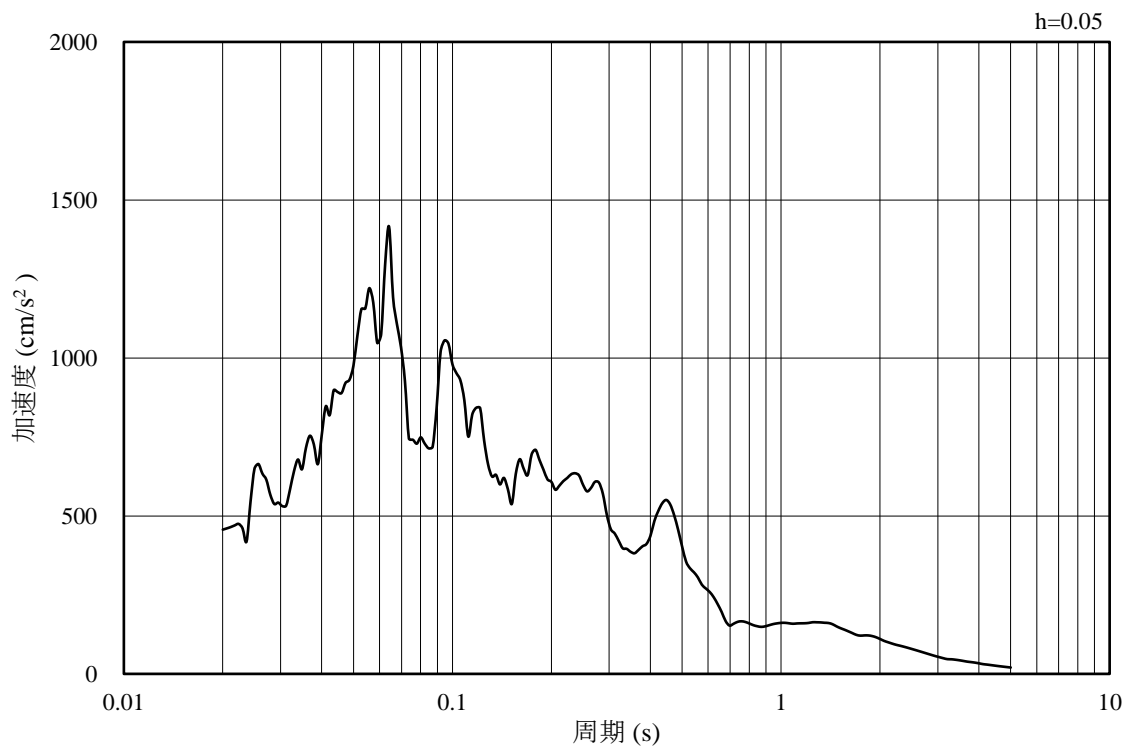


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-14 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S s - N 2 (E W), EL-130m)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 4-15 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 2 (E W), EL-130m)

4.2 許容限界の設定

仮設耐震構台の耐震評価における許容限界は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に記載の許容限界を参考に設定する。

仮設耐震構台の耐震評価における許容限界を表 4-1 に示す。

表 4-1 仮設耐震構台の耐震評価における許容限界 (1/4)

機能設計上の性能目標	地震力	断面	部位	機能維持のための考え方	許容限界
原子炉建物， 第1ペントフィルタ格納槽，第1ペントフィルタ格納槽遮蔽及び低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽に波及的影響を及ぼさないこと並びに屋外のアクセスルートを確認すること	基準地震動 S _s	A-A断面 (南北方向)	水平材，斜材 及び支持杭	発生する応力（曲げ軸力，せん断力）が許容限界を超えないことを確認	短期許容曲げ圧縮応力度 別途算出 ^{*1}
					短期許容せん断応力度 ^{*2} 120N/mm ²
			支承部 (沓座)	発生する応力（曲げ軸力，せん断力）が許容限界を超えないことを確認	短期許容曲げ圧縮応力度 ^{*2} 255N/mm ²
					短期許容せん断応力度 ^{*2} 150N/mm ²
			固定ボルト (支承部一桁受)	発生する応力（せん断力）が許容限界を超えないことを確認	短期許容せん断応力度 ^{*2} 135N/mm ²
			固定ボルト (受桁一支持杭)	発生する応力（せん断力，引張力）が許容限界を超えないことを確認	短期許容せん断応力度 ^{*2} 285N/mm ²
短期許容引張力 ^{*2} 277kN					
溶接部 (水平材一支持杭) (斜材一支持杭)	発生する応力（せん断力，曲げ軸力）が許容限界を超えないことを確認	短期許容せん断応力度 ^{*2} 96N/mm ²			

注記*1：「4.2.1 主桁，受桁，水平材，斜材及び支持杭に対する許容限界」に示す。

*2：道路橋示方書（I 共通編・II 鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）

表 4-1 仮設耐震構台の耐震評価における許容限界 (2/4)

機能設計上の性能目標	地震力	断面	部位	機能維持のための考え方	許容限界
原子炉建物， 第1ベントフィルタ格納槽，第1ベントフィルタ格納槽遮蔽及び 低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽に波及的影響を及ぼさないこと並びに屋外のアクセスルート を確保すること	基準 地震動 S s	A-A断面 (南北方向)	基礎地盤	発生する接地圧が許容限界を超えないことを確認	極限支持力度*1 9.8N/mm ²
				鉛直下向きに発生する周面摩擦力が許容限界を超えないことを確認	短期許容 付着応力度*2 1.05N/mm ²
				発生する引抜き周面摩擦力が許容限界を超えないことを確認	極限周面 摩擦力度*1 0.92N/mm ²
			仮設耐震構台及び 低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽	構造物間の最大相対変位が波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	離隔距離*3 50mm

注記*1：VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」

*2：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）

*3：原子炉建物，第1ベントフィルタ格納槽，第1ベントフィルタ格納槽遮蔽及び低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽のうち，仮設耐震構台との離隔距離が最小となる，低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽との離隔距離を許容限界とする。

表 4-1 仮設耐震構台の耐震評価における許容限界 (3/4)

機能設計上の性能目標	地震力	断面	部位	機能維持のための考え方	許容限界
原子炉建物， 第1ベントフィルタ格納槽，第1ベントフィルタ格納槽遮蔽及び低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽に波及的影響を及ぼさないこと並びに屋外のアクセスルートを確保すること	基準地震動 S s	B-B断面 (東西方向)	主桁	発生する応力（曲げ軸力，せん断力）が許容限界を超えないことを確認	短期許容曲げ圧縮応力度*1 276N/mm ²
					短期許容曲げ引張応力度*1 315N/mm ²
					短期許容せん断応力度*1 180N/mm ²
			受桁，水平材，斜材及び支持杭	発生する応力（曲げ軸力，せん断力）が許容限界を超えないことを確認	短期許容曲げ圧縮応力度 別途算出*2
					短期許容せん断応力度*1 120N/mm ²
			支承部 (ソールプレート)	発生する応力（せん断力）が許容限界を超えないことを確認	短期許容せん断応力度*1 120N/mm ²
			固定ボルト (支承部-桁受)	発生する応力（せん断力）が許容限界を超えないことを確認	短期許容せん断応力度*1 135N/mm ²
			固定ボルト (桁受-受桁) (受桁-支持杭)	発生する応力（せん断力，引張力）が許容限界を超えないことを確認	短期許容せん断応力度*1 285N/mm ²
					短期許容引張力*1 277kN
			溶接部 (水平材-支持杭) (斜材-支持杭)	発生する応力（せん断力，曲げ軸力）が許容限界を超えないことを確認	短期許容せん断応力度*1 96N/mm ²

注記*1：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）

*2：「4.2.1 主桁，受桁，水平材，斜材及び支持杭に対する許容限界」に示す。

表 4-1 仮設耐震構台の耐震評価における許容限界 (4/4)

機能設計上の性能目標	地震力	断面	部位		機能維持のための考え方	許容限界	
原子炉建物，第1ベントフィルタ格納槽，第1ベントフィルタ格納槽遮蔽及び低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽に波及的影響を及ぼさないこと並びに屋外のアクセスルートを確保すること	基準地震動 S _s	B-B断面 (東西方向)	橋台 (東側)	コンクリート (側壁，底版)	発生する応力 (曲げ軸力，せん断力) が許容限界を超えないことを確認	短期許容曲げ圧縮応力度* ¹ 13.5N/mm ²	
						短期許容せん断応力度* ¹ 0.675N/mm ²	
				鉄筋 (側壁，底版)		短期許容引張応力度* ¹ 294N/mm ²	
					置換コンクリート (西側)	発生する応力 (せん断力，引張力) が許容限界を超えないことを確認	せん断強度* ² 3.6N/mm ²
				引張強度* ² 1.57N/mm ²			
					基礎地盤	発生する接地圧が許容限界を超えないことを確認	極限支持力度* ³ 9.8N/mm ²
				鉛直下向きに発生する周面摩擦力が許容限界を超えないことを確認			短期許容付着応力度* ¹ 1.05N/mm ²
				発生する引抜き周面摩擦力が許容限界を超えないことを確認			極限周面摩擦力度* ³ 0.92N/mm ²

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

*2：コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編] ((社) 土木学会，2013年制定)

*3：VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」

4.2.1 主桁，受桁，水平材，斜材及び支持杭に対する許容限界

(1) 曲げ軸力に対する許容限界

a. 主桁

主桁の曲げ軸力に対する許容限界は，「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」に基づき設定する。

主桁の曲げ軸力に対する許容限界を表4-2に示す。

表4-2 評価対象部位（主桁）の曲げ軸力に対する許容限界

評価項目	許容限界 (N/mm ²)
短期許容曲げ圧縮応力度	276
短期許容曲げ引張応力度	315

b. 受桁，水平材，斜材及び支持杭

受桁，水平材，斜材及び支持杭の曲げ軸力に対する許容限界は，「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成24年3月）」に基づき，以下の式にて算出する。

(a) 軸方向力が引張の場合

$$\sigma_t + \sigma_{bty} + \sigma_{btz} \leq \sigma_{ta}$$

$$-\frac{\sigma_t}{\sigma_{ta}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bao}} \leq 1$$

$$-\sigma_t + \sigma_{bcy} + \sigma_{bcz} \leq \sigma_{cal}$$

(b) 軸方向力が圧縮の場合

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}\alpha_y} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bao}\alpha_z} \leq 1$$

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{\alpha_y} + \frac{\sigma_{bcz}}{\alpha_z} \leq \sigma_{cal}$$

- σ_t, σ_c : それぞれ照査する断面に作用する軸方向力による引張及び圧縮応力度 (N/mm²)
- $\sigma_{bty}, \sigma_{btz}$: それぞれ強軸及び弱軸まわりに作用する曲げモーメントによる曲げ引張応力度 (N/mm²)
- $\sigma_{bcy}, \sigma_{bcz}$: それぞれ強軸及び弱軸まわりに作用する曲げモーメントによる曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{ta} : 許容軸方向引張応力度 (N/mm²)
- σ_{caz} : 弱軸まわりの許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{bagy} : 局部座屈を考慮しない強軸まわりの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{bao} : 局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度の上限値 (N/mm²)
- σ_{cal} : 局部座屈に対する許容応力度 (N/mm²)
- α_y, α_z : それぞれ強軸及び弱軸まわりの付加曲げモーメントの影響を考慮するための係数。ただし、有限変位理論によって断面力を算出する場合には 1 とする。
- $$\alpha_y = 1 - \frac{\sigma_c}{0.8\sigma_{ey}}$$
- $$\alpha_z = 1 - \frac{\sigma_c}{0.8\sigma_{ez}}$$
- σ_{ey}, σ_{ez} : それぞれ強軸及び弱軸まわりのオイラー座屈応力度 (N/mm²)
- $$\sigma_{ey} = \pi^2 E / (l/\gamma_y)^2$$
- $$\sigma_{ez} = \pi^2 E / (l/\gamma_z)^2$$
- l : 有効座屈長 (mm)
- γ_y, γ_z : それぞれ強軸及び弱軸まわりの断面二次半径 (mm)
- E : 鋼材のヤング係数 (N/mm²)

(2) せん断力に対する許容限界

a. 主桁

主桁のせん断力に対する許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」に基づき設定する。

主桁のせん断力に対する許容限界を表4-3に示す。

表4-3 評価対象部位（主桁）のせん断力に対する許容限界

評価項目	許容限界 (N/mm ²)
短期許容せん断応力度	180

b. 受桁，水平材，斜材及び支持杭

受桁，水平材，斜材及び支持杭のせん断力に対する許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」に基づき設定する。

受桁，水平材，斜材及び支持杭のせん断力に対する許容限界を表4-4に示す。

表4-4 評価対象部位（受桁，水平材，斜材及び支持杭）のせん断力に対する許容限界

評価項目	許容限界 (N/mm ²)
短期許容せん断応力度	120

4.2.2 支承部に対する許容限界

(1) 曲げ軸力に対する許容限界

a. 沓座

沓座の曲げ軸力に対する許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」に基づき設定する。

沓座の曲げ軸力に対する許容限界を表4-5に示す。

表4-5 評価対象部位（沓座）の曲げ軸力に対する許容限界

評価項目	許容限界 (N/mm ²)
短期許容曲げ応力度	255

(2) せん断力に対する許容限界

a. 沓座

沓座のせん断力に対する許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」に基づき設定する。

沓座のせん断力に対する許容限界を表4-6に示す。

表4-6 評価対象部位（沓座）のせん断力に対する許容限界

評価項目	許容限界 (N/mm ²)
短期許容せん断応力度	150

b. ソールプレート

ソールプレートのせん断力に対する許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」に基づき設定する。

ソールプレートのせん断力に対する許容限界を表4-7に示す。

表4-7 評価対象部位（ソールプレート）のせん断力に対する許容限界

評価項目	許容限界 (N/mm ²)
短期許容せん断応力度	120

4.2.3 固定ボルトに対する許容限界

(1) せん断力に対する許容限界

固定ボルトのせん断力に対する許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」に基づき設定する。

固定ボルトのせん断力に対する許容限界を表4-8に示す。

表4-8 評価対象部位（固定ボルト）のせん断力に対する許容限界

評価項目	許容限界 (N/mm ²)
短期許容せん断応力度 (普通ボルト (4.8))	135
短期許容せん断応力度 (高力ボルト (10T))	285

(2) 引張力に対する許容限界

固定ボルトの引張力に対する許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」に基づき設定する。

固定ボルトの引張力に対する許容限界を表4-9に示す。

表4-9 評価対象部位（固定ボルト）の引張力に対する許容限界

評価項目	許容限界 (kN)
短期許容引張力	277

4.2.4 溶接部に対する許容限界

溶接部は、すみ肉溶接のため、溶接部に発生する応力はすべてせん断応力とみなす。また、現地溶接による仮設構造物であるため、「道路土工 仮設構造物指針（（社）日本道路協会，平成 11 年 3 月）」に基づき、許容応力度を母材の 80% とする。

溶接部のせん断力に対する許容限界を表 4-10 に示す。

表 4-10 評価対象部位（溶接部）のせん断力に対する許容限界

評価項目	許容限界 (N/mm ²)
短期許容せん断応力度	96

4.2.5 橋台（東側）に対する許容限界

橋台（東側）の許容限界については、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]（（社）土木学会，2002 年制定）」に基づき、表 4-11 のとおり設定する。短期許容せん断力は、表 4-11 に示すコンクリートと鉄筋の短期許容応力度から算定する。

$$V_a = V_c + V_s$$

ここで、

V_a : 短期許容せん断力

V_c : コンクリートが分担するせん断力

V_s : せん断補強鉄筋が分担するせん断力

$$V_c = \frac{1}{2} \tau_{a1} \cdot b_w \cdot z$$

ここで、

τ_{a1} : コンクリートの短期許容せん断応力度

b_w : 部材の有効幅

d : 部材の有効高さ

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。

ただし、せん断補強筋を有さない場合は、 $V_c = \tau_{a1} \cdot b_w \cdot z$

$$V_s = \{A_w \sigma'_{sa} (\sin \alpha + \cos \alpha) / s\} z$$

ここで、

A_w : 区間 s におけるせん断補強筋の総断面積

σ'_{sa} : 鉄筋の短期許容引張応力度

α : せん断補強鉄筋と部材軸のなす角度

s : せん断補強鉄筋の配置間隔

ただし、せん断補強筋を有さない場合は、 $V_s=0$

表 4-11 橋台（東側）に対する許容限界

評価項目		許容限界 (N/mm ²)
コンクリート $f'_{ck}=24$ (N/mm ²)	短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	13.5
	短期許容せん断応力度 τ_{al}	0.675
鉄筋 SD345	短期許容引張応力度 σ_{sa}	294

4.2.6 置換コンクリート（西側）に対する許容限界

置換コンクリート（西側）の許容限界については、「コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編]」（（社）土木学会，2013年制定）」及び「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，表 4-12 のとおり設定する。

表 4-12 置換コンクリート（西側）に対する許容限界

評価項目		許容限界 (N/mm ²)
置換コンクリート $f'_{ck}=18$ (N/mm ²)	せん断強度* ¹	3.6
	引張強度* ²	1.57

注記*1：コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編]（（社）土木学会，2013年制定）

*2：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）

4.2.7 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、岩盤の極限支持力度とする。基礎地盤に発生する接地圧の算定にあたっては、支持杭の根固めコンクリートの接地面積を考慮することから、支持杭と根固めコンクリートが一体化していることを確認する。支持杭の鉛直下向き荷重により支持杭と根固めコンクリートの間に発生する周面摩擦力に対する許容限界は、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）」に示されるコンクリートと丸鋼の許容付着応力度に基づき設定する。

基礎地盤の支持性能に対する許容限界を表4-13に示す。

表4-13 (1) 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

評価項目		許容限界 (N/mm ²)
極限支持力度	C _M 級岩盤	9.8
短期許容付着応力度	支持杭-根固めコンクリート	1.05

支持杭の引抜きについては、根固めコンクリートと岩盤の間に発生する周面摩擦力に対する許容限界をVI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す頁岩のC_M級岩盤のせん断強度 (τ_0) を極限周面摩擦力度として設定する。なお、支持杭の引抜きについては、支持杭と根固めコンクリートの間の短期許容付着力度 (1.05 N/mm²) と根固めコンクリートと岩盤の間の極限周面摩擦力度 (0.92 N/mm²) を比較し、根固めコンクリートと岩盤の間の極限周面摩擦力度の方が小さいことから、極限周面摩擦力度 (0.92 N/mm²) を許容限界とする。

基礎地盤の支持性能に対する許容限界を表4-13に示す。

表4-13 (2) 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

評価項目		許容限界 (N/mm ²)
極限周面摩擦力度	C _M 級岩盤 (頁岩)	0.92

4.2.8 構造物間の相対変位に対する許容限界

構造物間の相対変位に対する許容限界は、仮設耐震構台と低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の離隔距離とする。

構造物間の相対変位に対する許容限界を表 4-14 に示す。

表 4-14 構造物間の相対変位に対する許容限界

評価項目	許容限界 (mm)
構造物間の離隔距離 (仮設耐震構台と低圧原子炉 代替注水ポンプ格納槽)	50

5. 評価方法

仮設耐震構台の耐震評価は，地震応答解析により算定した照査用応答値が「4.2 許容限界の設定」において設定した許容限界以下であることを確認する。

5.1 施設の損傷及び転倒による影響評価方法

5.1.1 構造部材の健全性に対する評価方法

(1) 主桁，受桁，水平材，斜材及び支持杭に対する評価方法

主桁，受桁，水平材，斜材及び支持杭に対する評価においては，部材の曲げ軸力照査及びせん断力照査を行う。曲げ軸力照査については，「4.2.1 主桁，受桁，水平材，斜材及び支持杭に対する許容限界」の「(1) 曲げ軸力に対する許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。せん断力照査については，「4.2.1 主桁，受桁，水平材，斜材及び支持杭に対する許容限界」の「(2) せん断力に対する許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。

(2) 支承部に対する評価方法

支承部に対する評価においては，2次元FEM解析から最大応答加速度を抽出し，主桁の慣性力による支承部の曲げ軸力照査及びせん断力照査を行う。照査については，「4.2.2 支承部に対する許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。

(3) 固定ボルトに対する評価方法

固定ボルトに対する評価においては、2次元FEM解析から部材位置の最大断面力を抽出し、固定ボルトのせん断力照査、引張力照査を行う。照査については、以下の式にて算出するせん断力及び引張力が、「4.2.3 固定ボルトに対する許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。

a. せん断力に対する許容限界

せん断力に対する許容限界は、以下の式にて算出する。

$$\frac{S}{n} / V_s \leq 1.0$$

S : 接合部に生じるせん断力 (kN)

n : 接合部のボルト本数 (本)

V_s : ボルトの許容せん断力 (kN)

b. 引張力に対する許容限界

引張力に対する許容限界は、以下の式にて算出する。

$$\left(\frac{M}{\sum n_i L_i^2} L + \frac{N}{n} \right) / V_p \leq 1.0$$

M : 接合部に生じる曲げモーメント (kN・m)

n_i : 中心から i 列目のボルトの本数 (本)

L_i : 接合部中心から i 列目のボルトまでの長さ (m)

L : 接合部中心から最外ボルトまでの長さ (m)

N : 軸力 (kN)

n : 接合部のボルト本数 (本)

V_p : ボルトの許容引張力 (kN)

(4) 溶接部に対する評価方法

溶接部に対する評価においては、2次元FEM解析から溶接位置の最大断面力を抽出し、溶接部のせん断力照査を行う。照査については、「道路橋示方書（I 共通編・II 鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会、平成14年3月）」に基づく以下の式にて算出するせん断応力が、「4.2.4 溶接部に対する許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。

a. せん断力が作用する場合

$$\tau = \frac{P}{\sum al}$$

τ : 溶接部に生じるせん断応力度 (N/mm²)

P : 継手に作用するせん断力 (N)

a : 溶接の有効厚 (mm)

l : 溶接の有効長 (mm)

b. 曲げ軸力が作用する場合

$$\tau = \frac{M}{I} \cdot y$$

τ : 溶接部に生じるせん断応力度 (N/mm²)

M : 継手に作用する曲げモーメント (N・mm)

I : のど厚を接合面に展開した断面のその中立軸のまわりの断面二次モーメント (mm⁴)

y : 展開図形の中立軸から応力度を算出する位置までの距離 (mm)

c. せん断力と曲げ軸力の合成力が作用する場合

$$\left(\frac{\tau_b}{\tau_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau_s}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.0$$

τ_b : 軸方向若しくは曲げモーメントによるせん断応力度又は両者の和 (N/mm²)

τ_a : 許容せん断応力度 (N/mm²)

τ_s : せん断力によるせん断応力度 (N/mm²)

(5) 橋台（東側）に対する評価方法

橋台（東側）に対する評価においては、地震応答解析により仮設耐震構台の東側の橋台に発生する応力度が「4.2.5 橋台（東側）に対する許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。

なお、橋台（東側）の安定性についての確認結果を、（参考資料9）に示す。

(6) 置換コンクリート（西側）に対する評価方法

置換コンクリート（西側）に対する評価においては、地震応答解析により仮設耐震構台の西側の置換コンクリートに発生する応力度が「4.2.6 置換コンクリート（西側）に対する許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。

なお、置換コンクリート（西側）と水平材及び斜材を接合するアンカーボルトの健全性の確認結果を、（参考資料10）に示す。

5.1.2 基礎地盤の支持性能に対する評価方法

基礎地盤の支持性能評価においては、基礎地盤に生じる接地圧が極限支持力度に基づく許容限界以下であること、支持杭の鉛直下向き荷重による周面摩擦力が許容限界以下であること及び支持杭の引抜きにより引抜き周面摩擦力度が許容限界以下であることを確認する。

5.2 構造物間の相対変位による影響評価方法

5.2.1 相対変位による評価方法

相対変位による評価においては、仮設耐震構台と低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の最大相対変位が許容限界以下であることを確認する。

6. 評価結果

6.1 施設の損傷及び転倒による影響評価結果

6.1.1 構造部材の健全性に対する評価結果

(1) A-A断面（南北方向）の評価結果

A-A断面（南北方向）の主要な構造部材の曲げ軸力に対する照査値を表 6-1 に、せん断力に対する照査値を表 6-2 に示す。曲げ軸力の最も厳しい照査値となった支持杭の断面力を図 6-1 に、せん断力の最も厳しい照査値となった支持杭の断面力を図 6-2 に示す。また、連結・結合部の照査値を表 6-3 に示す。

A-A断面（南北方向）の仮設耐震構台の評価対象部位に発生する曲げ軸力、せん断力及び引張力が許容限界以下であることを確認した。

表 6-1 (1) 曲げ軸力に対する照査値 (水平材)

解析 ケース	地震動		部位	発生断面力		照査値
				曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	
①	S s - D	++*	水平材	5	-9	0.32
	S s - F 1	++*		4	-11	0.26
	S s - F 2	++*		4	-11	0.28
	S s - N 1	++*		3	-4	0.18
	S s - N 2 (NS)	++*		3	-6	0.21
	S s - N 2 (EW)	++*		4	-3	0.24

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-1 (2) 曲げ軸力に対する照査値 (斜材)

解析 ケース	地震動		部位	発生断面力		照査値
				曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	
①	S s - D	++*	斜材	11	-508	0.41
	S s - F 1	++*		9	-398	0.32
	S s - F 2	++*		9	-417	0.33
	S s - N 1	++*		6	-283	0.23
	S s - N 2 (NS)	++*		7	-334	0.27
	S s - N 2 (EW)	++*		9	-387	0.31

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-1 (3) 曲げ軸力に対する照査値 (支持杭)

解析 ケース	地震動		部位	発生断面力		照査値
				曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	
①	S s - D	++*	支持杭	333	-1814	0.49
	S s - F 1	++*		283	-1422	0.40
	S s - F 2	++*		287	-1468	0.41
	S s - N 1	++*		185	-1025	0.28
	S s - N 2 (NS)	++*		228	-1196	0.33
	S s - N 2 (EW)	++*		274	-1279	0.38

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-2 (1) せん断力に対する照査値 (水平材)

解析 ケース	地震動		部位	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 せん断応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S _s -D	++*	水平材	6	120	0.05
	S _s -F 1	++*		5		0.05
	S _s -F 2	++*		5		0.05
	S _s -N 1	++*		4		0.04
	S _s -N 2 (NS)	++*		4		0.04
	S _s -N 2 (EW)	++*		5		0.05

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-2 (2) せん断力に対する照査値 (斜材)

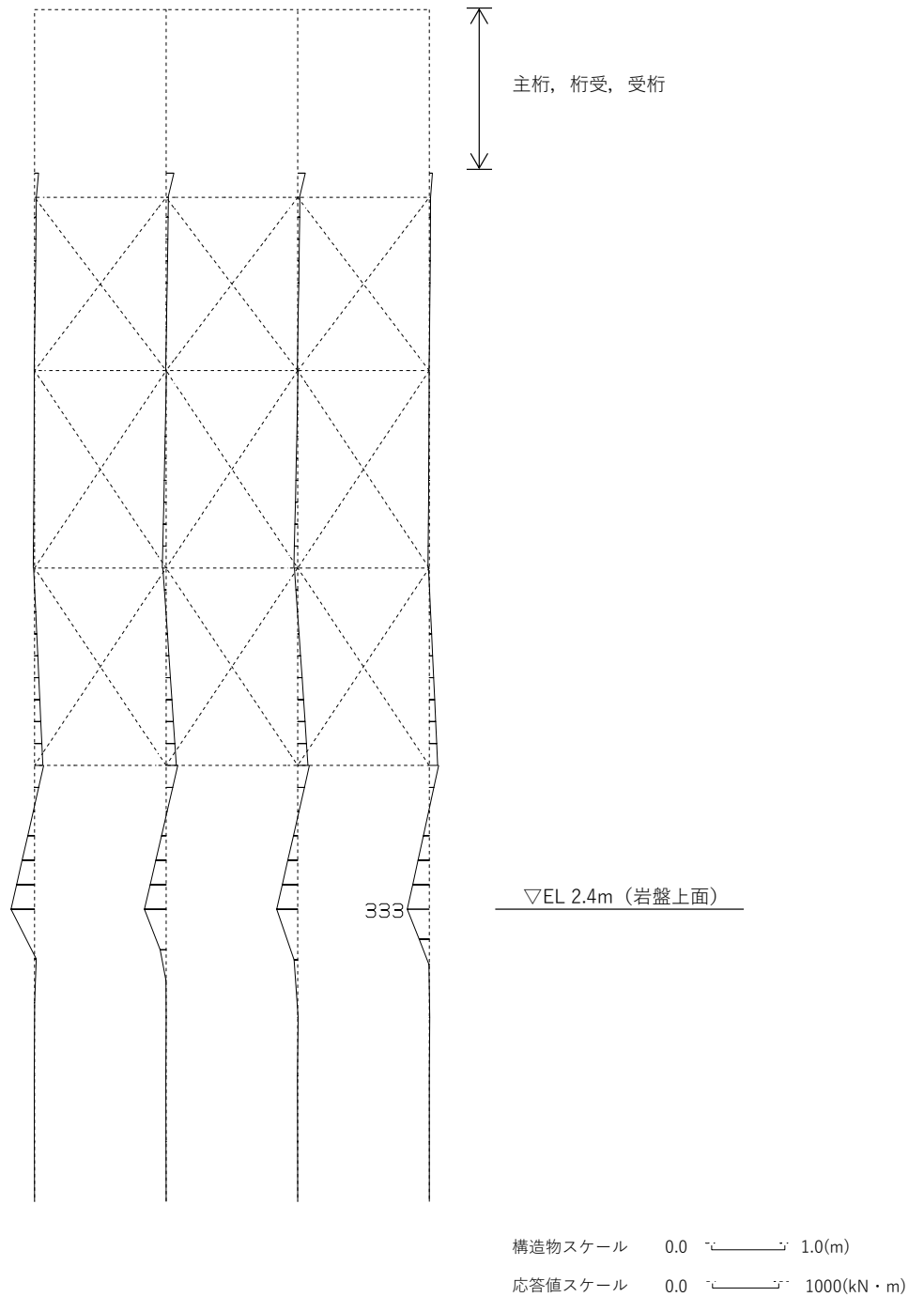
解析 ケース	地震動		部位	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 せん断応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S _s -D	++*	斜材	1	120	0.01
	S _s -F 1	++*		1		0.01
	S _s -F 2	++*		1		0.01
	S _s -N 1	++*		1		0.01
	S _s -N 2 (NS)	++*		1		0.01
	S _s -N 2 (EW)	++*		1		0.01

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-2 (3) せん断力に対する照査値 (支持杭)

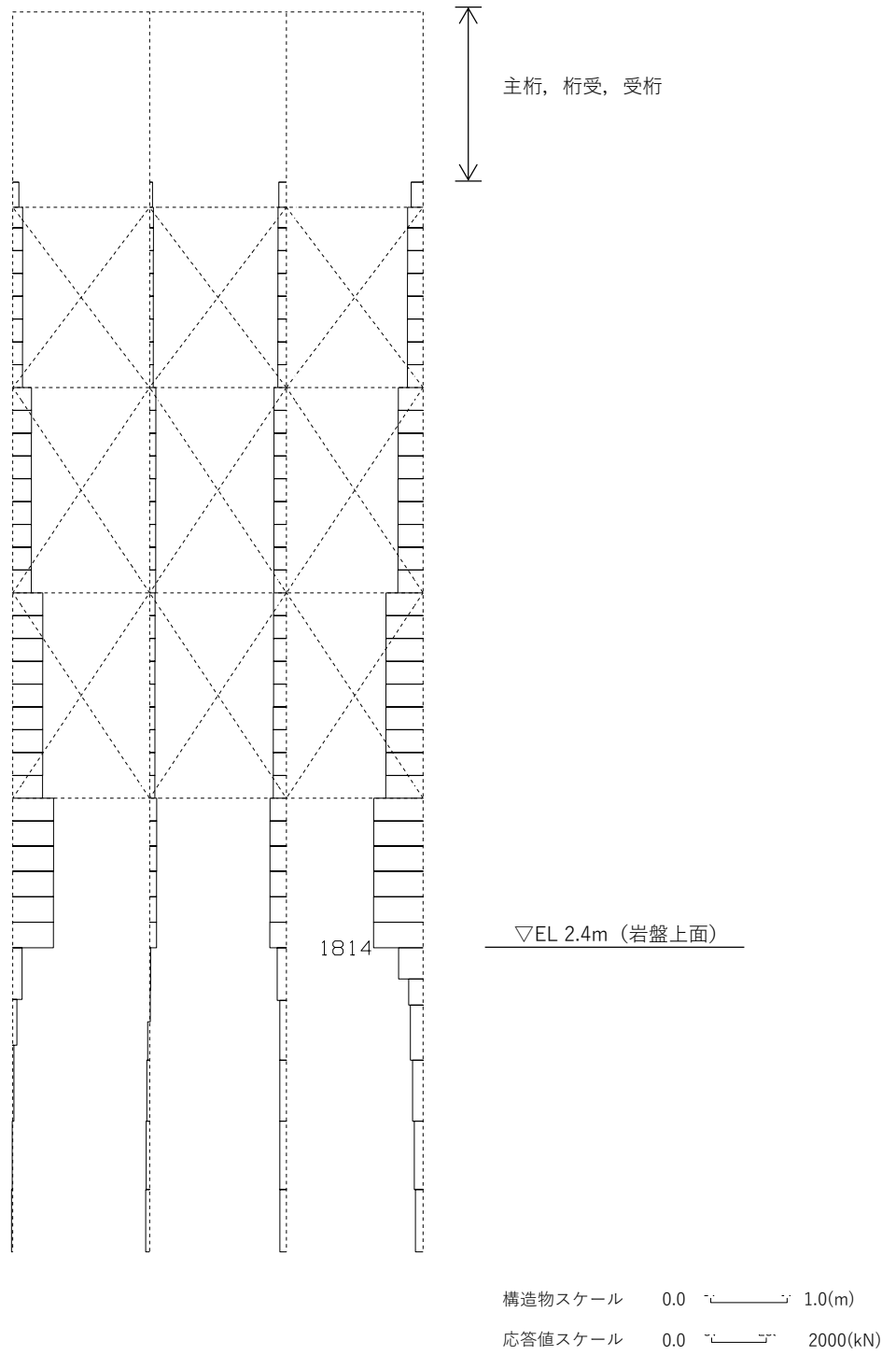
解析 ケース	地震動		部位	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 せん断応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S s - D	++*	支持杭	28	120	0.24
	S s - F 1	++*		22		0.19
	S s - F 2	++*		23		0.20
	S s - N 1	++*		15		0.13
	S s - N 2 (NS)	++*		18		0.15
	S s - N 2 (EW)	++*		22		0.19

注記* : 地震動の位相について, 左側は水平動, 右側は鉛直動を表し, 「++」は反転なしケースを示す。



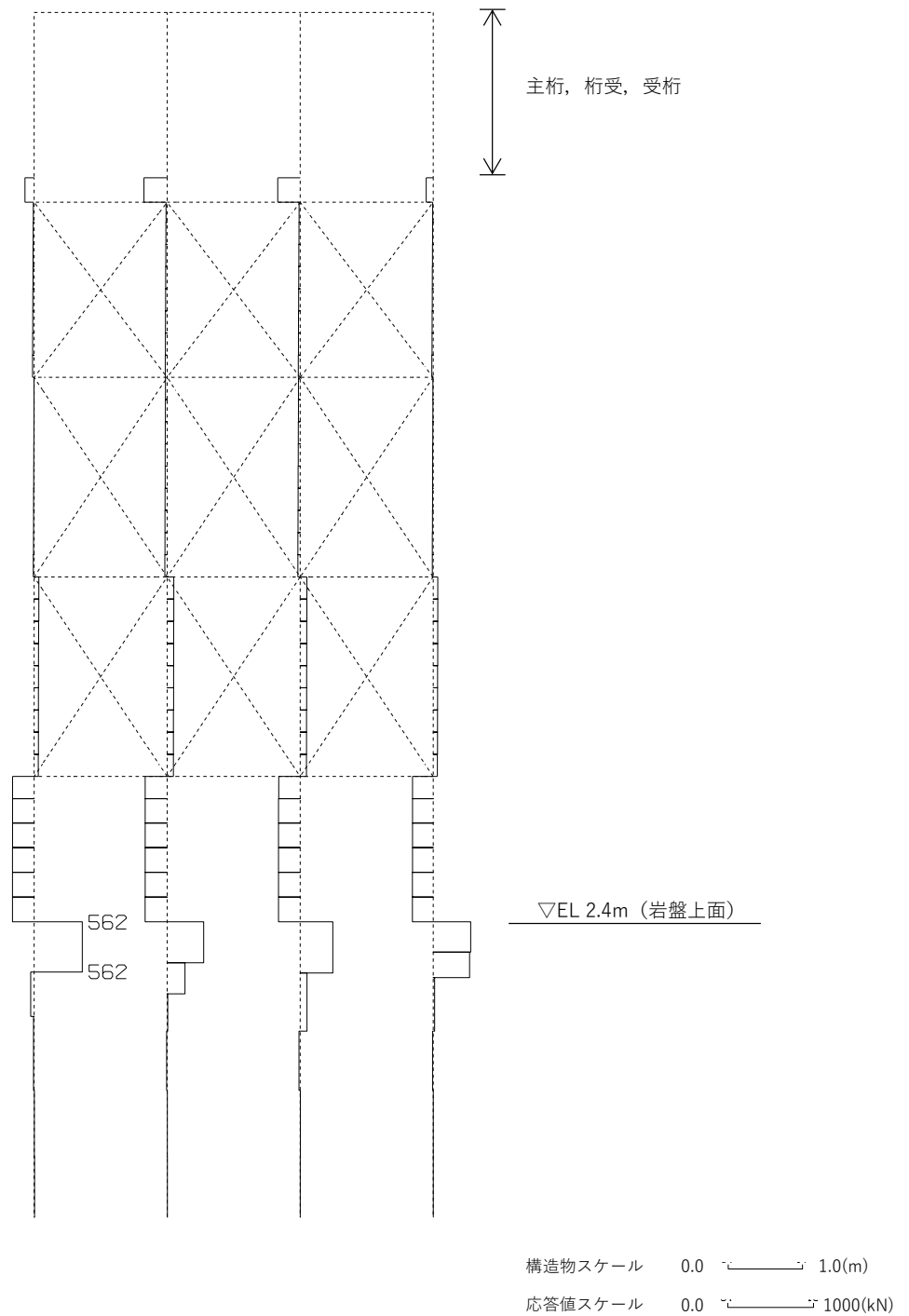
(支持杭 曲げモーメント $S_s - D$ (++) , $t = 25.79s$)

図 6-1 曲げ軸力の照査値が最も厳しいケースの断面力 (1/2)



(支持杭 軸力 $S_s - D$ (++) , $t = 25.79s$)

図 6-1 曲げ軸力の照査値が最も厳しいケースの断面力 (2/2)



(支持杭 せん断力 $S_s - D$ (++) , $t = 25.79s$)

図 6-2 せん断力の照査値が最も厳しいケースの断面力

表 6-3 (1) 連結・結合部の照査値 (支承部 (沓座) : 曲げ軸力)

解析 ケース	地震動		部位	曲げ応力度 (N/mm ²)	短期許容 曲げ応力度 (N/mm ²)	照査値
	S s - D	++ *				
①	S s - D	++ *	支承部 (沓座)	75	255	0.30

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-3 (2) 連結・結合部の照査値 (支承部 (沓座) : せん断力)

解析 ケース	地震動		部位	せん断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 せん断 応力度 (N/mm ²)	照査値
	S s - D	++ *				
①	S s - D	++ *	支承部 (沓座)	43	150	0.29

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-3 (3) 連結・結合部の照査値 (固定ボルト (支承部 - 桁受) : せん断力)

解析 ケース	地震動		部位	最大 せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
	S s - D	++ *				
①	S s - D	++ *	固定ボルト (支承部 - 桁受)	131	302	0.44

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-3 (4) 連結・結合部の照査値 (固定ボルト (受桁 - 支持杭) : せん断力)

解析 ケース	地震動		部位	最大 せん断力 (kN/本)	短期許容 せん断力 (kN/本)	照査値
	S s - D	++ *				
①	S s - D	++ *	固定ボルト (受桁 - 支持杭)	22	128	0.18

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-3 (5) 連結・結合部の照査値 (固定ボルト (受桁-支持杭) : 引張力)

解析 ケース	地震動		部位	最大 引張力 (kN/本)	短期許容 引張力 (kN/本)	照査値
	S s - D	++*				
①	S s - D	++*	固定ボルト (受桁-支持杭)	118	277	0.43

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-3 (6) 連結・結合部の照査値

(溶接部 (水平材-支持杭) : せん断力によるせん断照査)

解析 ケース	地震動		部位	最大 せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
	S s - D	++*				
①	S s - D	++*	溶接部 (水平材-支持杭)	83	163	0.51

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-3 (7) 連結・結合部の照査値

(溶接部 (水平材-支持杭) : 曲げ軸力によるせん断照査)

解析 ケース	地震動		部位	最大曲げ モーメント (kN・m)	短期許容 曲げ モーメント (kN・m)	照査値
	S s - D	++*				
①	S s - D	++*	溶接部 (水平材-支持杭)	5	13	0.39

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-3 (8) 連結・結合部の照査値

(溶接部 (水平材-支持杭) : せん断力と曲げ軸力の合成力によるせん断照査)

解析 ケース	地震動		部位	照査値
①	S s - D	++*	溶接部 (水平材-支持杭)	0.41

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-3 (9) 連結・結合部の照査値

(溶接部 (斜材-支持杭) : せん断力によるせん断照査)

解析 ケース	地震動		部位	最大 せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
①	S s - D	++*	溶接部 (斜材-支持杭)	508	950	0.54

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-3 (10) 連結・結合部の照査値

(溶接部 (斜材-支持杭) : 曲げ軸力によるせん断照査)

解析 ケース	地震動		部位	最大曲げ モーメント (kN・m)	短期許容 曲げ モーメント (kN・m)	照査値
①	S s - D	++*	溶接部 (斜材-支持杭)	11	96	0.12

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-3 (11) 連結・結合部の照査値

(溶接部 (斜材-支持杭) : せん断力と曲げ軸力の合成力によるせん断照査)

解析 ケース	地震動		部位	照査値
①	S s - D	++*	溶接部 (斜材-支持杭)	0.30

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

(2) B－B断面（東西方向）の評価結果

B－B断面（東西方向）の仮設耐震構台の構造部材に関する曲げ軸力に対する照査値を表 6－4 に，せん断力に対する照査値を表 6－5 に示す。曲げ軸力の最も厳しい照査値となった支持杭の断面力を図 6－3 に，せん断力の最も厳しい照査値となった受桁の断面力を図 6－4 に示す。また，連結・結合部の照査値を表 6－6 に示す。

橋台（東側）に関する曲げ軸力に対する照査値を表 6－7 に，せん断力に対する照査値を表 6－8 に示す。置換コンクリート（西側）のせん断破壊に対する局所安全係数を表 6－9 に，引張破壊に対する局所安全係数を表 6－10 に示す。

B－B断面（東西方向）の仮設耐震構台の評価対象部位に発生する曲げ軸力，せん断力及び引張力が許容限界以下であることを確認した。また，置換コンクリート（西側）のせん断破壊及び引張破壊に対する局所安全係数が 1.0 を上回ることを確認した。

表 6-4 (1) 曲げ軸力に対する照査値 (主桁：曲げ圧縮)

解析 ケース	地震動		部位	曲げ圧縮 応力度 (N/mm ²)	短期許容 曲げ圧縮 応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S s - D	++ *	主桁	53	276	0.20
	S s - F 1	++ *		43		0.16
	S s - F 2	++ *		45		0.17
	S s - N 1	++ *		45		0.17
	S s - N 2 (NS)	++ *		42		0.16
	S s - N 2 (EW)	++ *		44		0.16

注記*：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-4 (2) 曲げ軸力に対する照査値 (主桁：曲げ引張)

解析 ケース	地震動		部位	曲げ引張 応力度 (N/mm ²)	短期許容 曲げ引張 応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S s - D	++ *	主桁	54	315	0.18
	S s - F 1	++ *		43		0.14
	S s - F 2	++ *		45		0.15
	S s - N 1	++ *		44		0.14
	S s - N 2 (NS)	++ *		42		0.14
	S s - N 2 (EW)	++ *		44		0.14

注記*：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-4 (3) 曲げ軸力に対する照査値 (受桁)

解析 ケース	地震動		部位	発生断面力		照査値
				曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	
①	S s - D	++ *	受桁	597	-260	0.58
	S s - F 1	++ *		592	-258	0.58
	S s - F 2	++ *		403	-167	0.39
	S s - N 1	++ *		470	-194	0.46
	S s - N 2 (NS)	++ *		401	-165	0.39
	S s - N 2 (EW)	++ *		468	-204	0.46

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-4 (4) 曲げ軸力に対する照査値 (水平材)

解析 ケース	地震動		部位	発生断面力		照査値
				曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	
①	S s - D	++ *	水平材	5	-1	0.32
	S s - F 1	++ *		4	1	0.29
	S s - F 2	++ *		3	5	0.18
	S s - N 1	++ *		3	5	0.22
	S s - N 2 (NS)	++ *		3	6	0.18
	S s - N 2 (EW)	++ *		4	1	0.24

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-4 (5) 曲げ軸力に対する照査値 (斜材)

解析 ケース	地震動		部位	発生断面力		照査値
				曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	
①	S s - D	++ *	斜材	12	-605	0.46
	S s - F 1	++ *		11	-573	0.44
	S s - F 2	++ *		8	-371	0.29
	S s - N 1	++ *		9	-443	0.34
	S s - N 2 (NS)	++ *		7	-365	0.29
	S s - N 2 (EW)	++ *		9	-462	0.36

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-4 (6) 曲げ軸力に対する照査値 (支持杭)

解析 ケース	地震動		部位	発生断面力		照査値
				曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	
①	S s - D	++ *	支持杭	417	-2448	0.63
	S s - F 1	++ *		389	-2378	0.60
	S s - F 2	++ *		250	-1587	0.39
	S s - N 1	++ *		302	-1855	0.47
	S s - N 2 (NS)	++ *		252	-1520	0.39
	S s - N 2 (EW)	++ *		317	-1889	0.48

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-5 (1) せん断力に対する照査値 (主桁)

解析 ケース	地震動		部位	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 せん断応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S s - D	++*	主桁	7	180	0.04
	S s - F 1	++*		6		0.04
	S s - F 2	++*		6		0.04
	S s - N 1	++*		6		0.04
	S s - N 2 (NS)	++*		6		0.04
	S s - N 2 (EW)	++*		6		0.04

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-5 (2) せん断力に対する照査値 (受桁)

解析 ケース	地震動		部位	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 せん断応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S s - D	++*	受桁	70	120	0.59
	S s - F 1	++*		74		0.62
	S s - F 2	++*		47		0.40
	S s - N 1	++*		52		0.44
	S s - N 2 (NS)	++*		48		0.40
	S s - N 2 (EW)	++*		56		0.47

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-5 (3) せん断力に対する照査値 (水平材)

解析 ケース	地震動		部位	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 せん断応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S _s -D	++*	水平材	6	120	0.05
	S _s -F 1	++*		5		0.05
	S _s -F 2	++*		3		0.03
	S _s -N 1	++*		4		0.04
	S _s -N 2 (NS)	++*		3		0.03
	S _s -N 2 (EW)	++*		4		0.04

注記*：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-5 (4) せん断力に対する照査値 (斜材)

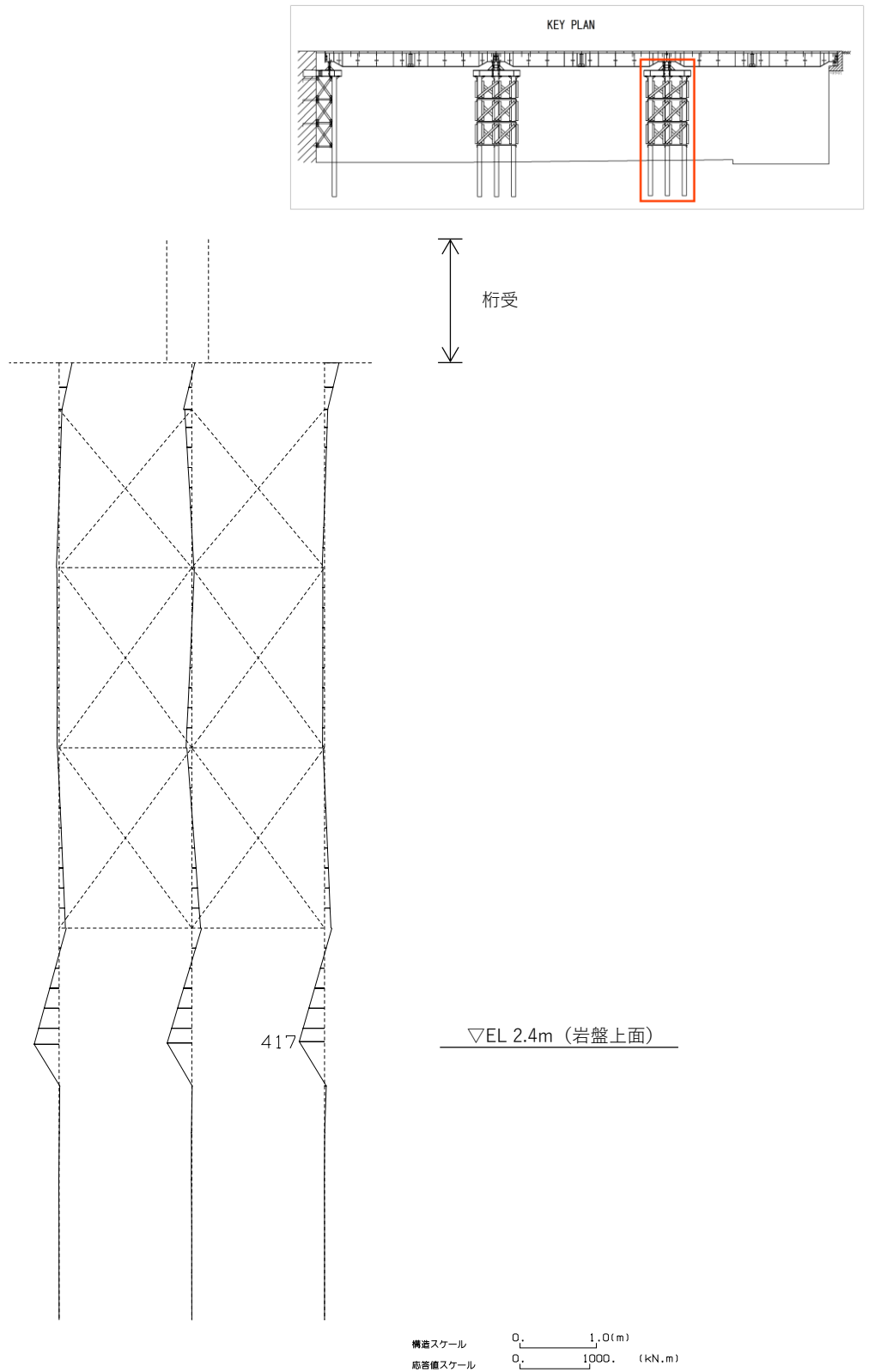
解析 ケース	地震動		部位	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 せん断応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S _s -D	++*	斜材	1	120	0.01
	S _s -F 1	++*		1		0.01
	S _s -F 2	++*		1		0.01
	S _s -N 1	++*		1		0.01
	S _s -N 2 (NS)	++*		1		0.01
	S _s -N 2 (EW)	++*		1		0.01

注記*：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-5 (5) せん断力に対する照査値 (支持杭)

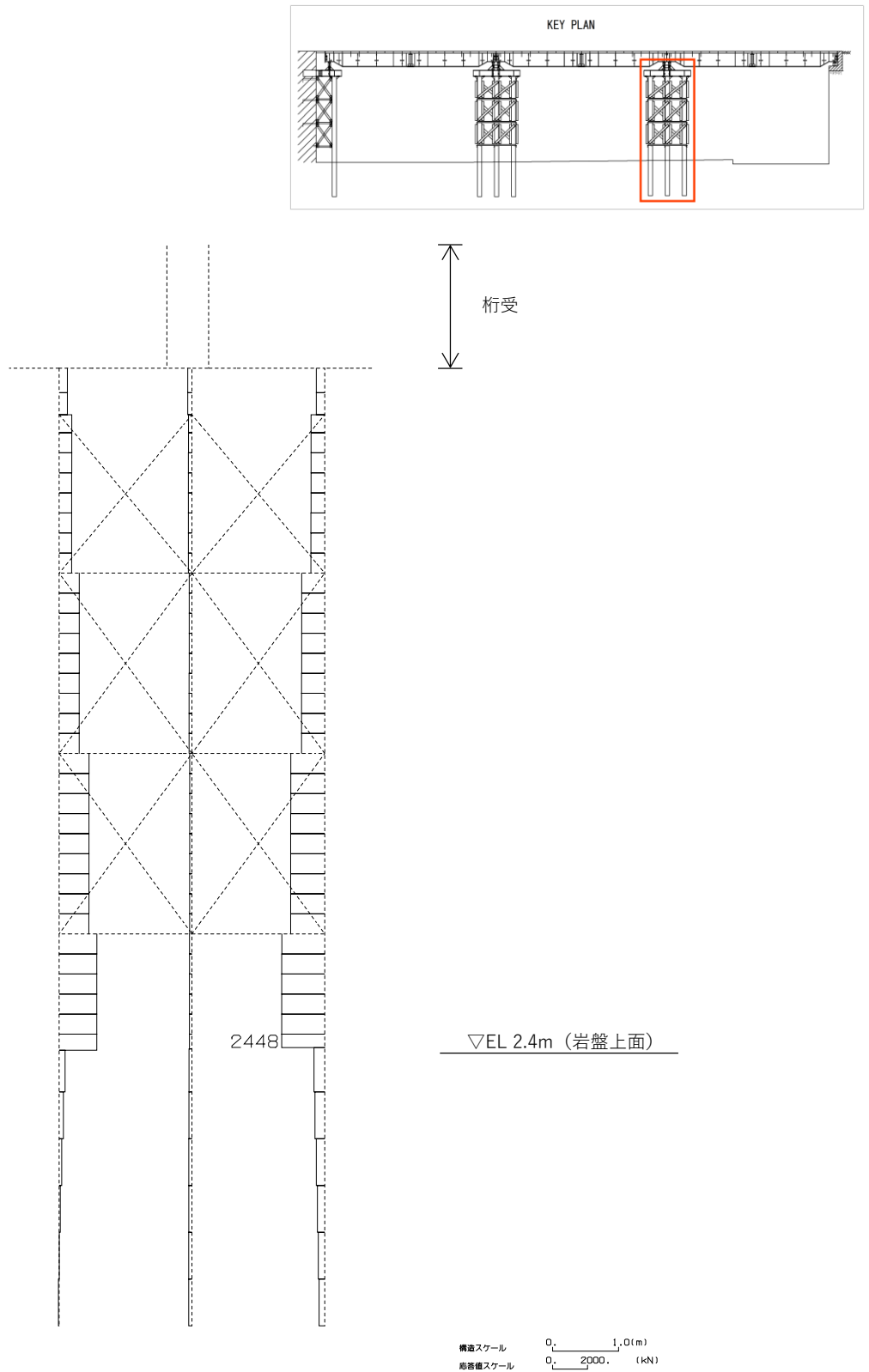
解析 ケース	地震動		部位	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 せん断応力度 (N/mm ²)	照査値
	S s - D	++*				
①	S s - F 1	++*	支持杭	34	120	0.29
	S s - F 2	++*		31		0.26
	S s - N 1	++*		21		0.18
	S s - N 2 (NS)	++*		25		0.21
	S s - N 2 (EW)	++*		20		0.17
	S s - N 2 (EW)	++*		26		0.22

注記* : 地震動の位相について, 左側は水平動, 右側は鉛直動を表し, 「++」は反転なしケースを示す。



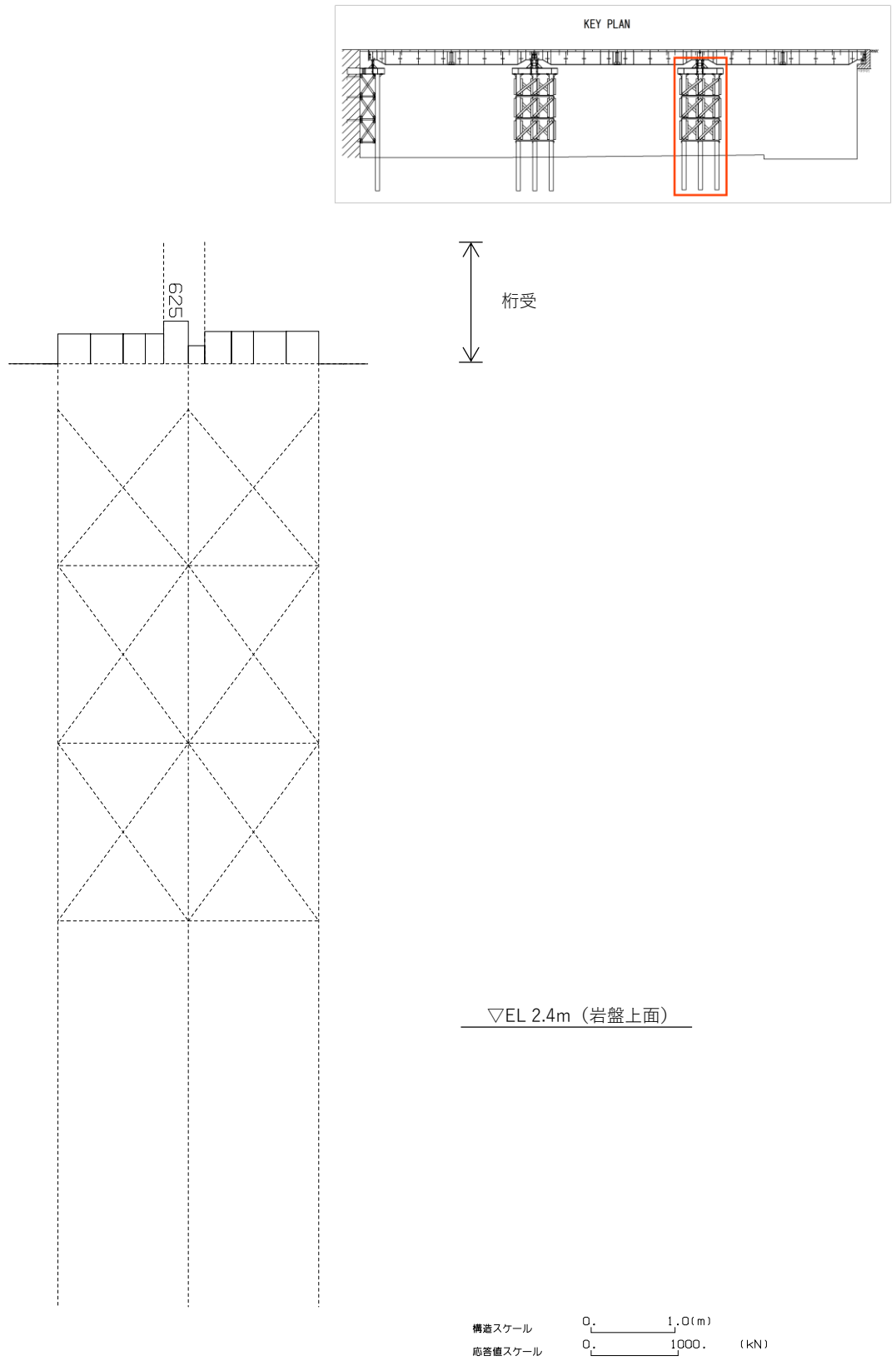
(支持杭 (橋脚 (東側)) 曲げモーメント $S_s - D (+ +)$, $t = 14.55s$)

図 6-3 曲げ軸力の照査値が最も厳しいケースの断面力 (1/2)



(支持杭 (橋脚 (東側)) 軸力 $S_s - D(++)$, $t = 14.55s$)

図 6-3 曲げ軸力の照査値が最も厳しいケースの断面力 (2/2)



(支持杭 (橋脚 (東側)) せん断力 $S_s - F_1 (++)$, $t = 7.94s$)

図 6-4 せん断力の照査値が最も厳しいケースの断面力

表 6-6 (1) 連結・結合部の照査値 (支承部 (ソールプレート) : せん断力)

解析 ケース	地震動		部位	せん断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 せん断 応力度 (N/mm ²)	照査値
	S s - D	++*				
①	S s - D	++*	支承部 (ソールプレート)	39	120	0.33

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-6 (2) 連結・結合部の照査値 (固定ボルト (支承部-桁受) : せん断力)

解析 ケース	地震動		部位	最大 せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
	S s - D	++*				
①	S s - D	++*	固定ボルト (支承部-桁受)	268	302	0.89

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-6 (3) 連結・結合部の照査値 (固定ボルト (桁受-受桁) : せん断力)

解析 ケース	地震動		部位	最大 せん断力 (kN/本)	短期許容 せん断力 (kN/本)	照査値
	S s - D	++*				
①	S s - D	++*	固定ボルト (桁受-受桁)	24	128	0.19

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-6 (4) 連結・結合部の照査値 (固定ボルト (桁受-受桁) : 引張力)

解析 ケース	地震動		部位	最大 引張力 (kN/本)	短期許容 引張力 (kN/本)	照査値
	S s - D	++*				
①	S s - D	++*	固定ボルト (桁受-受桁)	100	277	0.37

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-6 (5) 連結・結合部の照査値 (固定ボルト (受桁-支持杭) : せん断力)

解析 ケース	地震動		部位	最大 せん断力 (kN/本)	短期許容 せん断力 (kN/本)	照査値
	S s - D	++*				
①	S s - D	++*	固定ボルト (受桁-支持杭)	22	128	0.18

注記* : 地震動の位相について, 左側は水平動, 右側は鉛直動を表し, 「++」は反転なしケースを示す。

表 6-6 (6) 連結・結合部の照査値 (固定ボルト (受桁-支持杭) : 引張力)

解析 ケース	地震動		部位	最大 引張力 (kN/本)	短期許容 引張力 (N/mm ²)	照査値
	S s - D	++*				
①	S s - D	++*	固定ボルト (受桁-支持杭)	84	277	0.31

注記* : 地震動の位相について, 左側は水平動, 右側は鉛直動を表し, 「++」は反転なしケースを示す。

表 6-6 (7) 連結・結合部の照査値

(溶接部 (水平材-支持杭) : せん断力によるせん断照査)

解析 ケース	地震動		部位	最大 せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
①	S s - F 1	++*	溶接部 (水平材-支持杭)	84	163	0.52

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-6 (8) 連結・結合部の照査値

(溶接部 (水平材-支持杭) : 曲げ軸力によるせん断照査)

解析 ケース	地震動		部位	最大曲げ モーメント (kN・m)	短期許容 曲げ モーメント (kN・m)	照査値
①	S s - D	++*	溶接部 (水平材-支持杭)	5	13	0.39

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-6 (9) 連結・結合部の照査値

(溶接部 (水平材-支持杭) : せん断力と曲げ軸力の合成力によるせん断照査)

解析 ケース	地震動		部位	照査値
①	S s - D	++*	溶接部 (水平材-支持杭)	0.41

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-6 (10) 連結・結合部の照査値

(溶接部 (斜材-支持杭) : せん断力によるせん断照査)

解析 ケース	地震動		部位	最大 せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
①	S s - D	++*	溶接部 (斜材-支持杭)	606	950	0.64

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-6 (11) 連結・結合部の照査値

(溶接部 (斜材-支持杭) : 曲げ軸力によるせん断照査)

解析 ケース	地震動		部位	最大曲げ モーメント (kN・m)	短期許容 曲げ モーメント (kN・m)	照査値
①	S s - D	++*	溶接部 (斜材-支持杭)	12	96	0.13

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-6 (12) 連結・結合部の照査値

(溶接部 (斜材-支持杭) : せん断力と曲げ軸力の合成力によるせん断照査)

解析 ケース	地震動		部位	照査値
①	S s - D	++*	溶接部 (斜材-支持杭)	0.43

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-7 (1) 曲げ軸力に対する照査値 (橋台 (東側) 側壁 (コンクリート): 曲げ圧縮)

解析 ケース	地震動		部位	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 曲げ圧縮 応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S s - D	++*	橋台 (東側) 側壁	1.0	13.5	0.08
	S s - F 1	++*		0.9		0.07
	S s - F 2	++*		1.0		0.08
	S s - N 1	++*		0.9		0.07
	S s - N 2 (NS)	++*		1.0		0.08
	S s - N 2 (EW)	++*		0.9		0.07

注記* : 地震動の位相について, 左側は水平動, 右側は鉛直動を表し, 「++」は反転なしケースを示す。

表 6-7 (2) 曲げ軸力に対する照査値 (橋台 (東側) 側壁 (鉄筋): 曲げ引張)

解析 ケース	地震動		部位	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 曲げ引張 応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S s - D	++*	橋台 (東側) 側壁	30	294	0.11
	S s - F 1	++*		25		0.09
	S s - F 2	++*		27		0.10
	S s - N 1	++*		26		0.09
	S s - N 2 (NS)	++*		28		0.10
	S s - N 2 (EW)	++*		23		0.08

注記* : 地震動の位相について, 左側は水平動, 右側は鉛直動を表し, 「++」は反転なしケースを示す。

表 6-7 (3) 曲げ軸力に対する照査値 (橋台 (東側) 底版 (コンクリート): 曲げ圧縮)

解析 ケース	地震動		部位	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 曲げ圧縮 応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S s - D	++*	橋台 (東側) 底版	1.8	13.5	0.14
	S s - F 1	++*		1.5		0.12
	S s - F 2	++*		1.6		0.12
	S s - N 1	++*		1.5		0.12
	S s - N 2 (NS)	++*		1.4		0.11
	S s - N 2 (EW)	++*		1.4		0.11

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-7 (4) 曲げ軸力に対する照査値 (橋台 (東側) 底版 (鉄筋): 曲げ引張)

解析 ケース	地震動		部位	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 曲げ引張 応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S s - D	++*	橋台 (東側) 底版	55	294	0.19
	S s - F 1	++*		46		0.16
	S s - F 2	++*		49		0.17
	S s - N 1	++*		45		0.16
	S s - N 2 (NS)	++*		44		0.15
	S s - N 2 (EW)	++*		43		0.15

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-8 (1) せん断力に対する照査値 (橋台 (東側) 側壁)

解析 ケース	地震動		部位	発生せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
①	S s - D	++*	橋台 (東側) 側壁	28	343	0.09
	S s - F 1	++*		23		0.07
	S s - F 2	++*		28		0.09
	S s - N 1	++*		25		0.08
	S s - N 2 (NS)	++*		30		0.09
	S s - N 2 (EW)	++*		24		0.07

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-8 (2) せん断力に対する照査値 (橋台 (東側) 底版)

解析 ケース	地震動		部位	発生せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
①	S s - D	++*	橋台 (東側) 底版	93	343	0.28
	S s - F 1	++*		77		0.23
	S s - F 2	++*		83		0.25
	S s - N 1	++*		77		0.23
	S s - N 2 (NS)	++*		75		0.22
	S s - N 2 (EW)	++*		73		0.22

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-9 置換コンクリート（西側）のせん断破壊に対する局所安全係数

解析 ケース	地震動		部位	せん断応力 S (N/mm ²)	せん断強度 R (N/mm ²)	局所安全係数 f _s
①	S _s -D	++*	置換 コンク リート (西側)	1.07	3.6	3.37
	S _s -F 1	++*		0.74		4.87
	S _s -F 2	++*		0.89		4.05
	S _s -N 1	++*		0.98		3.68
	S _s -N 2 (NS)	++*		0.79		4.56
	S _s -N 2 (EW)	++*		0.74		4.87

注記*：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-10 置換コンクリート（西側）の引張破壊に対する局所安全係数

解析 ケース	地震動		部位	引張応力 S (N/mm ²)	引張強度 R (N/mm ²)	局所安全係数 f _s
①	S _s -D	++*	置換 コンク リート (西側)	1.51	1.57	1.04
	S _s -F 1	++*		1.12		1.41
	S _s -F 2	++*		0.90		1.75
	S _s -N 1	++*		0.73		2.16
	S _s -N 2 (NS)	++*		0.68		2.31
	S _s -N 2 (EW)	++*		0.94		1.68

注記*：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

6.1.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

(1) A-A断面（南北方向）の評価結果

A-A断面（南北方向）の基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表6-11～表6-13に示す。

A-A断面（南北方向）の仮設耐震構台の基礎地盤に生じる最大接地圧，鉛直下向き荷重による周面摩擦力度及び引抜き周面摩擦力度が許容限界以下であることを確認した。

表6-11 基礎地盤の支持性能（接地圧）評価結果（A-A断面（南北方向））

解析 ケース	地震動		軸力 Nmax (kN)*2	最大接地圧 R _d (N/mm ²)	極限支持力度 R _u (N/mm ²)	照査値 R _d /R _u
①	S _s -D	++*1	1814	3.2	9.8	0.33
	S _s -F1	++*1	1474	2.6		0.27
	S _s -F2	++*1	1468	2.6		0.27
	S _s -N1	++*1	1025	1.8		0.19
	S _s -N2 (NS)	++*1	1196	2.1		0.22
	S _s -N2 (EW)	++*1	1446	2.5		0.26

注記*1：地震動の位相について，左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「++」は反転なしケースを示す。

*2：支持杭の根入れ部と岩盤は2重節点のMPC結合としており，根入れ部に伝達される力は支持杭と岩盤の両方で負担するため，軸力については，支持杭の岩盤上面に発生する値を用いる。

表 6-12 支持杭と根固めコンクリートの一体性評価結果 (A-A断面 (南北方向))

解析 ケース	地震動		軸力 Nmax (kN) *2	鉛直下向き 荷重による 周面摩擦力度 P _d (N/mm ²)	短期許容 付着応力度 P _u (N/mm ²)	照査値 P _d /P _u
①	S _s -D	++*1	1814	0.23	1.05	0.22
	S _s -F 1	++*1	1474	0.18		0.18
	S _s -F 2	++*1	1468	0.18		0.18
	S _s -N 1	++*1	1025	0.13		0.13
	S _s -N 2 (NS)	++*1	1196	0.15		0.15
	S _s -N 2 (EW)	++*1	1446	0.18		0.18

注記*1：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

*2：支持杭の根入れ部と岩盤は2重節点のMPC結合としており、根入れ部に伝達される力は支持杭と岩盤の両方で負担するため、軸力については、支持杭の岩盤上面に発生する値を用いる。

表 6-13 基礎地盤の支持性能 (引抜き) 評価結果 (A-A断面 (南北方向))

解析 ケース	地震動		軸力 Nmin (kN) *2	引抜き周面 摩擦力度 P _d (N/mm ²)	極限周面 摩擦力度 P _u (N/mm ²)	照査値 P _d /P _u
①	S _s -D	++*1	1486	0.14	0.92	0.16
	S _s -F 1	++*1	1126	0.11		0.12
	S _s -F 2	++*1	1149	0.11		0.12
	S _s -N 1	++*1	652	0.06		0.07
	S _s -N 2 (NS)	++*1	832	0.08		0.09
	S _s -N 2 (EW)	++*1	1021	0.10		0.11

注記*1：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

*2：支持杭の根入れ部と岩盤は2重節点のMPC結合としており、根入れ部に伝達される力は支持杭と岩盤の両方で負担するため、軸力については、支持杭の岩盤上面に発生する値を用いる。

(2) B-B断面（東西方向）の評価結果

B-B断面（東西方向）の基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表6-14～表6-16に示す。

B-B断面（東西方向）の仮設耐震構台の基礎地盤に生じる最大接地圧，鉛直下向き荷重による周面摩擦力度及び引抜き周面摩擦力度が許容限界以下であることを確認した。

表6-14 基礎地盤の支持性能（接地圧）評価結果（B-B断面（東西方向））

解析 ケース	地震動		軸力 Nmax (kN)*2	最大接地圧 R _d (N/mm ²)	極限支持力度 R _u (N/mm ²)	照査値 R _d /R _u
①	S _s -D	++*1	2448	4.3	9.8	0.44
	S _s -F1	++*1	2378	4.2		0.43
	S _s -F2	++*1	1587	2.8		0.29
	S _s -N1	++*1	1855	3.3		0.34
	S _s -N2 (NS)	++*1	1563	2.8		0.29
	S _s -N2 (EW)	++*1	1889	3.3		0.34

注記*1：地震動の位相について，左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「++」は反転なしケースを示す。

*2：支持杭の根入れ部と岩盤は2重節点のMPC結合としており，根入れ部に伝達される力は支持杭と岩盤の両方で負担するため，軸力については，支持杭の岩盤上面に発生する値を用いる。

表 6-15 支持杭と根固めコンクリートの一体性評価結果 (B-B断面 (東西方向))

解析 ケース	地震動		軸力 Nmax (kN) *2	鉛直下向き 荷重による 周面摩擦力度 P _d (N/mm ²)	短期許容 付着応力度 P _u (N/mm ²)	照査値 P _d /P _u
①	S _s -D	++*1	2448	0.31	1.05	0.30
	S _s -F1	++*1	2378	0.30		0.29
	S _s -F2	++*1	1587	0.20		0.20
	S _s -N1	++*1	1855	0.23		0.22
	S _s -N2 (NS)	++*1	1563	0.20		0.20
	S _s -N2 (EW)	++*1	1889	0.24		0.23

注記*1: 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

*2: 支持杭の根入れ部と岩盤は2重節点のMPC結合としており、根入れ部に伝達される力は支持杭と岩盤の両方で負担するため、軸力については、支持杭の岩盤上面に発生する値を用いる。

表 6-16 基礎地盤の支持性能 (引抜き) 評価結果 (B-B断面 (東西方向))

解析 ケース	地震動		軸力 Nmin (kN) *2	引抜き周面 摩擦力度 P _d (N/mm ²)	極限周面 摩擦力度 P _u (N/mm ²)	照査値 P _d /P _u
①	S _s -D	++*1	2142	0.20	0.92	0.22
	S _s -F1	++*1	1956	0.18		0.20
	S _s -F2	++*1	1311	0.12		0.14
	S _s -N1	++*1	1547	0.14		0.16
	S _s -N2 (NS)	++*1	1264	0.12		0.14
	S _s -N2 (EW)	++*1	1594	0.15		0.17

注記*1: 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

*2: 支持杭の根入れ部と岩盤は2重節点のMPC結合としており、根入れ部に伝達される力は支持杭と岩盤の両方で負担するため、軸力については、支持杭の岩盤上面に発生する値を用いる。

6.2 構造物間の相対変位による影響評価結果

6.2.1 相対変位による評価結果

基準地震動 S_s に対する仮設耐震構台と低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の南北方向の最大相対変位を表 6-17 に、各構造物の変位抽出位置を図 6-5 に示す。

最大相対変位は、16mm であり、許容限界（50mm）を超えないことを確認した。

表 6-17 仮設耐震構台と低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の
最大相対変位 (A-A断面 (南北方向))

解析 ケース	地震動		仮設耐震構台 最大変位 (mm) *2	低圧原子炉代替注 水ポンプ格納槽 最大変位 (mm) *3	最大相対 変位 *4 (mm)	離隔距離 (mm)
①	S s - D	++ *1	7	9	16	50
	S s - F 1	++ *1	7	4	11	
	S s - F 2	++ *1	7	6	13	
	S s - N 1	++ *1	3	10	13	
	S s - N 2 (N S)	++ *1	6	8	14	
	S s - N 2 (E W)	++ *1	6	7	13	

注記*1：地震動の位相について，左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「++」は反転なしケースを示す。

*2：北側（低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽側）への最大変位

*3：南側（仮設耐震構台側）への最大変位

*4：時刻性を考慮していない最大変位の足し合わせによる最大相対変位

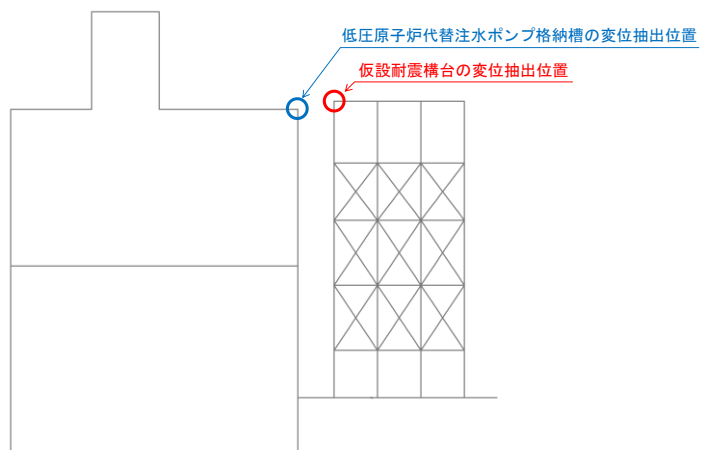


図 6-5 各構造物の変位抽出位置

7. まとめ

仮設耐震構台については、上位クラス施設である原子炉建物、第1ベントフィルタ格納槽、第1ベントフィルタ格納槽遮蔽及び低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽に対する波及的影響の評価、及びアクセスルートへの影響評価を実施した。

仮設耐震構台の構造部材の健全性評価については、評価対象部位に発生する曲げ軸力及びせん断力が許容限界以下であることを確認した。基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する接地圧が極限支持力度に基づく許容限界以下であることを確認した。また、波及的影響評価の構造物間の相対変位による影響評価については、仮設耐震構台と上位クラス施設の最大相対変位が許容限界を超えないことを確認した。

以上から、仮設耐震構台は、上位クラス施設に対して、波及的影響を及ぼさないこと、及びアクセスルートの通行性を確認した。

(参考資料 1) A-A断面を評価対象断面とする妥当性確認について

1. 概要

仮設耐震構台の地震応答解析の評価対象断面のうち橋軸直交方向断面については、施設の損傷、転倒及び落下等による影響と相対変位による影響、並びに屋外のアクセスルートへの影響を評価する観点を踏まえ、地震時に仮設耐震構台が変形した際に、上位クラス施設のうち仮設耐震構台との離隔距離が最小となる低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽に近接するA-A断面を選定している。

一方、低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽南側の仮設耐震構台は東西方向に延長が長いこと、及び西側には盛土斜面が分布することから、A-A断面を評価対象断面として選定する妥当性を確認する。

2. 評価方針

仮設耐震構台の評価対象断面であるA-A断面とA-A断面より西側のE-E断面の支持杭の基部における地震応答解析結果を比較する。

地震応答解析断面位置を図1に示す。

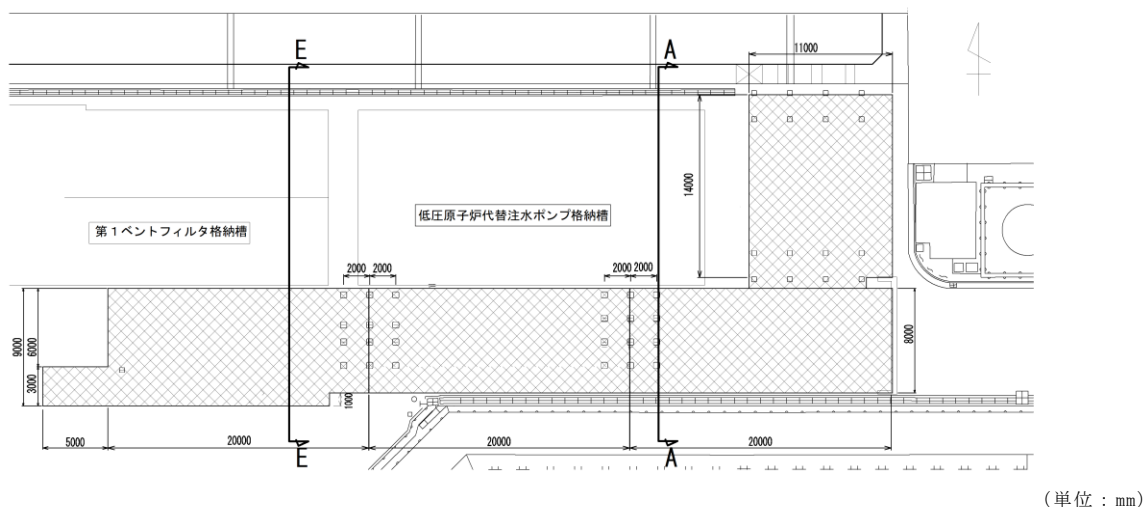
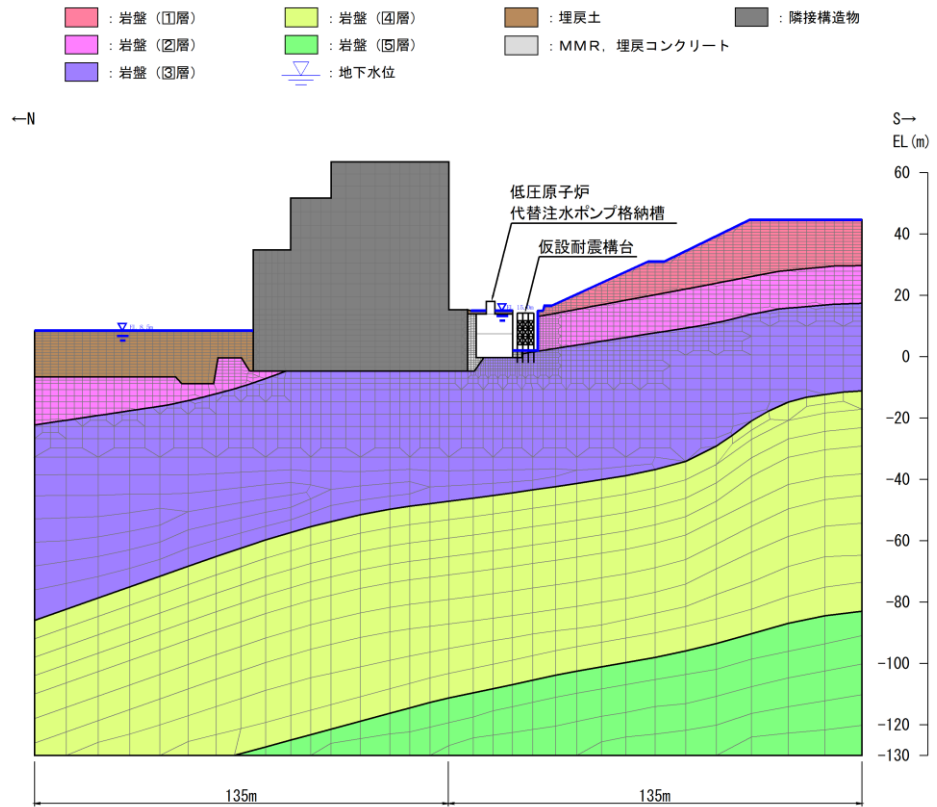


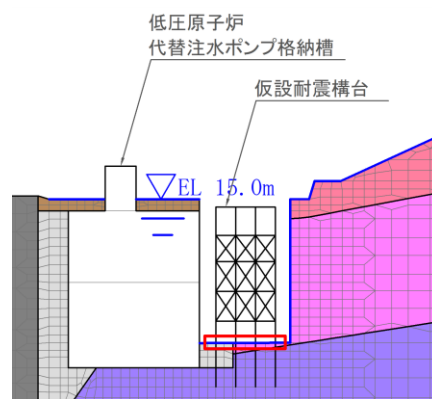
図1 地震応答解析断面位置

3. 解析モデル

地震応答解析を実施する解析モデルを図 2 に示す。なお、E-E 断面は、「第 1 ベントフィルタ格納槽の地震応答計算書」の評価対象断面（B-B 断面）である。



(全体図)

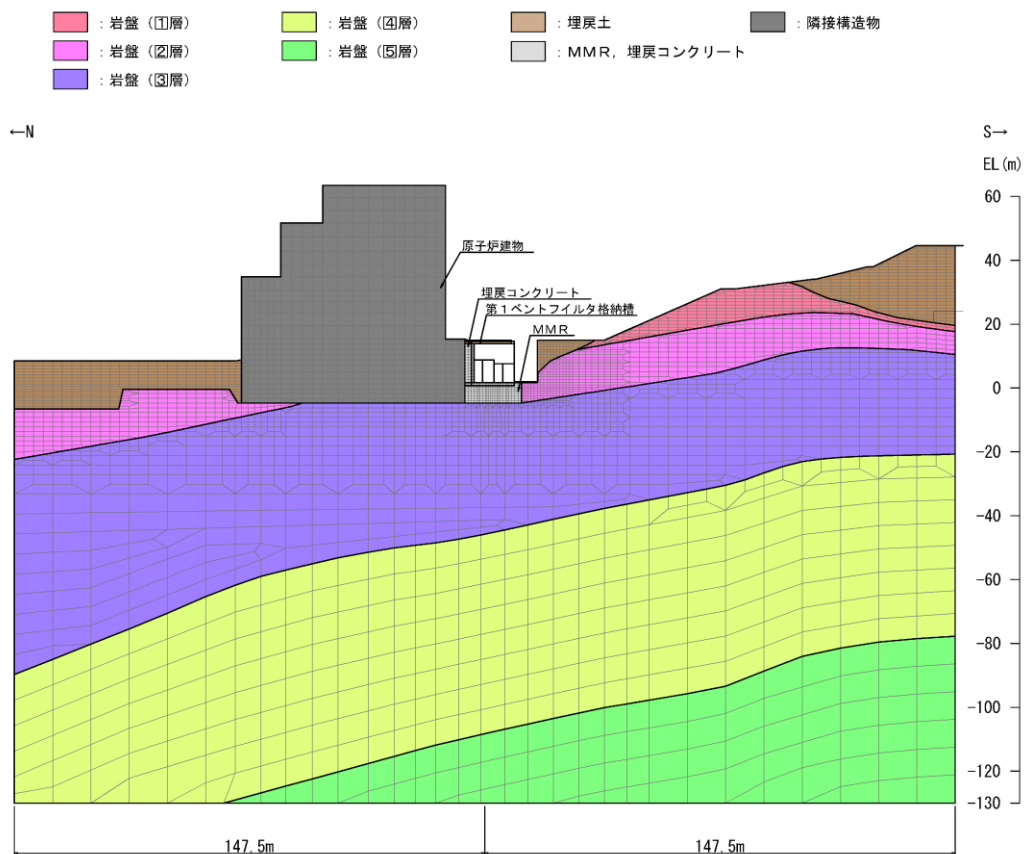


□ : 加速度抽出位置

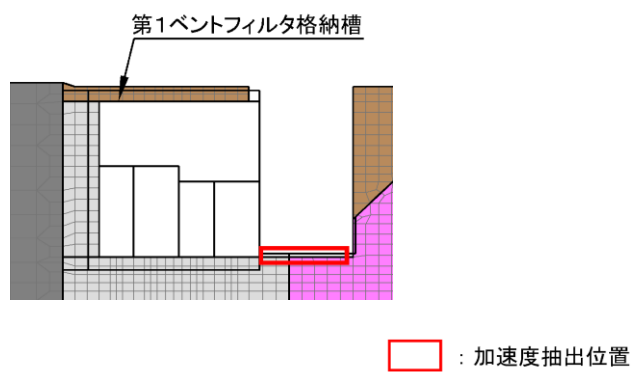
(拡大図)

図 2 (1) 解析モデル (A-A 断面)

(参考) 1-2



(全体図)



(拡大図)

図 2 (2) 解析モデル (E-E 断面)

4. 確認結果

仮設耐震構台のうち評価対象断面であるA-A断面及びA-A断面より西側のE-E断面における仮設耐震構台の設置位置の応答加速度を表1に示す。A-A断面及びE-E断面において、最大水平加速度、最大鉛直加速度共に、おおむね同等の値であることを確認した。

以上を踏まえ、橋軸方向におおむね同等の断面が連続することから、評価対象断面としてA-A断面を選定する妥当性を確認した。

表1 仮設耐震構台の設置位置の応答加速度

抽出位置	最大水平加速度 (cm/s^2)	最大鉛直加速度 (cm/s^2)
A-A断面	634	471
E-E断面	654	455

2. 評価方針

2.1 評価方法

C-C断面及びD-D断面の概略検討においては、照査値が最も厳しくなる地震動及び主要な構造部材を確認するため、評価対象断面であるA-A断面及びB-B断面の照査結果を整理した。A-A断面及びB-B断面の照査結果を表1に示す。

A-A断面及びB-B断面の評価において、地震動はS_s-D、評価対象部位は支持杭が最も照査値の厳しくなる条件であることを確認した。

以上のことから、「2.2 C-C断面とD-D断面の強度特性及び応答特性の確認について」にて、地震動はS_s-D、評価対象部位は支持杭を対象とする。

表1 A-A断面及びB-B断面の照査結果

断 面		部 位	地震動	各部位の 最大照査値
A-A断面	橋軸直交	支持杭	S _s -D	<u>0.49</u>
		水平材	S _s -D	0.32
		斜材	S _s -D	0.41
B-B断面	橋軸	支持杭	S _s -D	<u>0.63</u>
		水平材	S _s -D	0.32
		斜材	S _s -D	0.46

注：下線は各断面における照査値最大

2.2 C-C断面とD-D断面の強度特性及び応答特性の確認について

評価対象断面以外のC-C断面とD-D断面で強度特性及び応答特性を確認するため、概略モデルによる比較検討を行った。概略検討モデルを図2に示す。なお、概略モデルは、本文におけるモデルと構造条件及び地質条件をおおむね一致させている。

基準地震動S_s-Dによる支持杭の照査値を確認したところ、C-C断面よりD-D断面の方が厳しい結果となることを確認した。C-C断面及びD-D断面の概略検討結果を表2に示す。

したがって、次項にてD-D断面の耐震性評価を実施する。

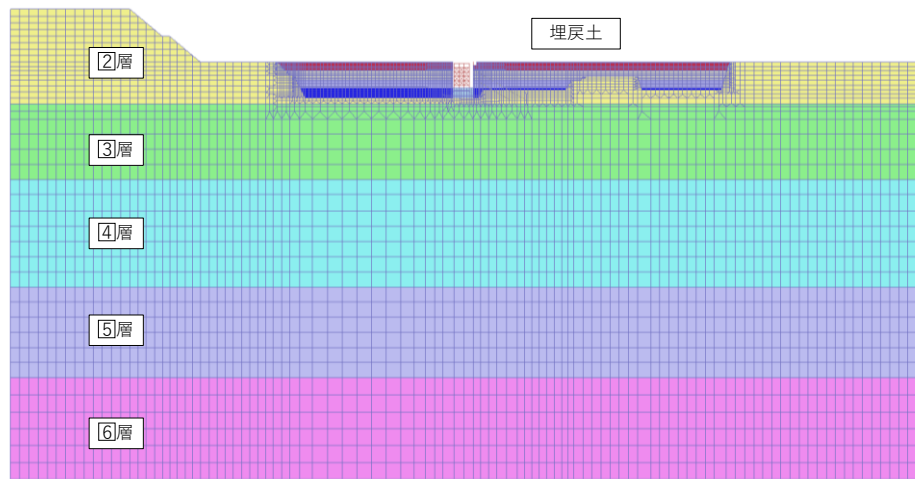


図 2 (1) 概略検討モデル (C-C断面)

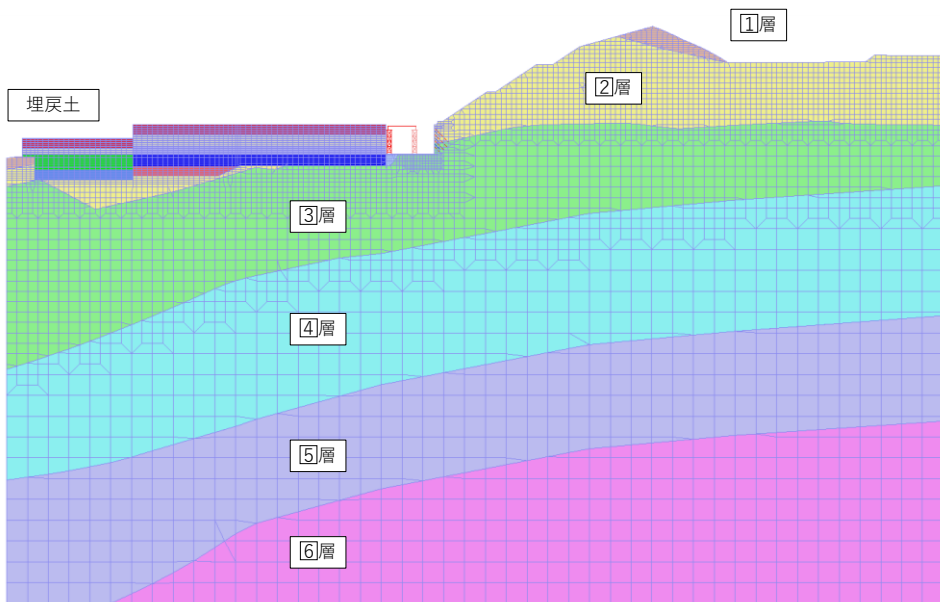


図 2 (2) 概略検討モデル (D-D断面)

表 2 C-C断面及びD-D断面の概略検討結果

断 面		部 位	地震動	各部位の 最大照査値
C-C断面	橋軸直交	支持杭	S s - D	0.56
D-D断面	橋軸	支持杭	S s - D	0.65

3. D-D断面の耐震性評価

「2.2 C-C断面とD-D断面の強度特性及び応答特性の確認について」の検討により、照査値の厳しくなるD-D断面について、評価対象断面であるA-A断面及びB-B断面のモデル化方針により、解析モデルを作成し、耐震性評価を実施した。D-D断面の解析モデルを図3に示す。基準地震動 $S_s-D(++)$ による支持杭の照査を実施し、構造成立性を確認した。D-D断面の照査結果を表3に示す。

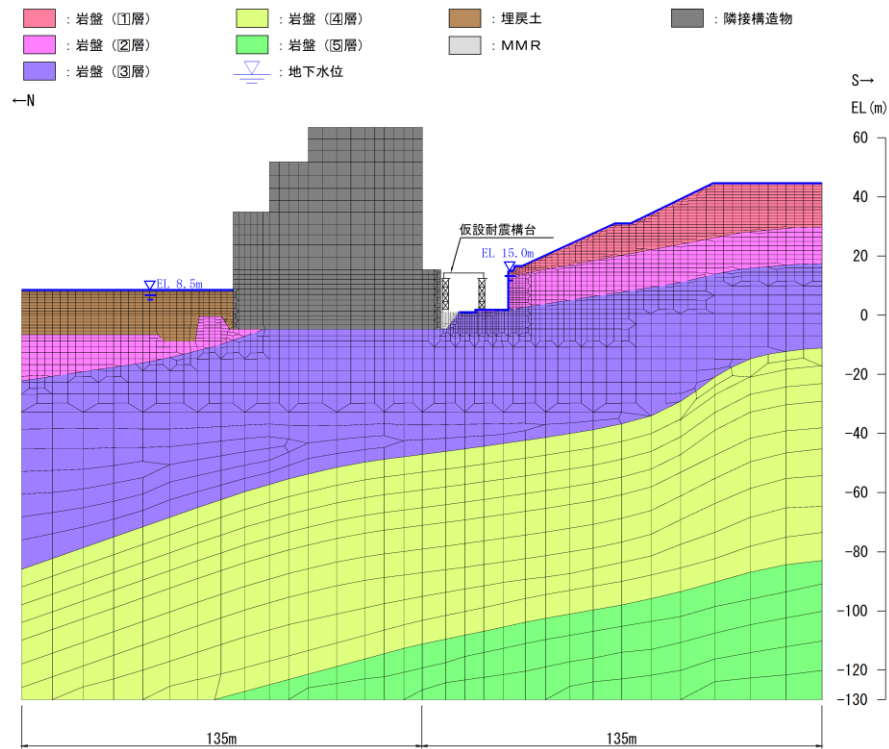


図3 D-D断面の解析モデル

表3 D-D断面の照査結果

断面	方向	地震動	最大照査値 (部位)	備考
D-D断面	橋軸	S_s-D	0.66 (支持杭)	今回設工認 モデル
C-C断面	橋軸直交	S_s-D	0.56 (支持杭)	概略検討 モデル
D-D断面	橋軸	S_s-D	0.65 (支持杭)	概略検討 モデル

4. まとめ

D-D断面による今回設工認と概略検討の結果を比較した結果、おおむね同等の結果が得られたことから、D-D断面を評価することにより、C-C断面についての耐震性も確保していると判断した。

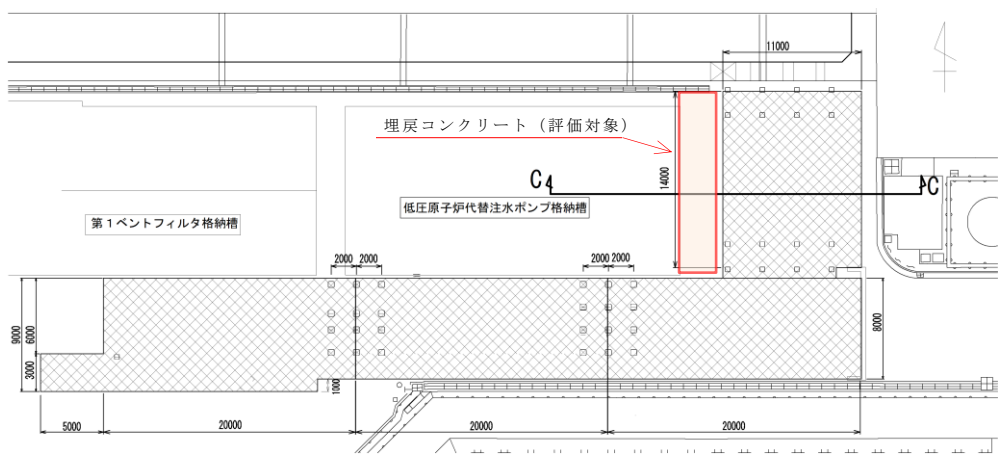
以上より、C-C断面及びD-D断面の仮設耐震構台が、上位クラス施設に対して、波及的影響を及ぼさないこと、及びアクセスルートの通行性を確認した。

(参考資料 3) 仮設耐震構台と低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽との間の埋戻コンクリートの安定性確認について

1. 概要

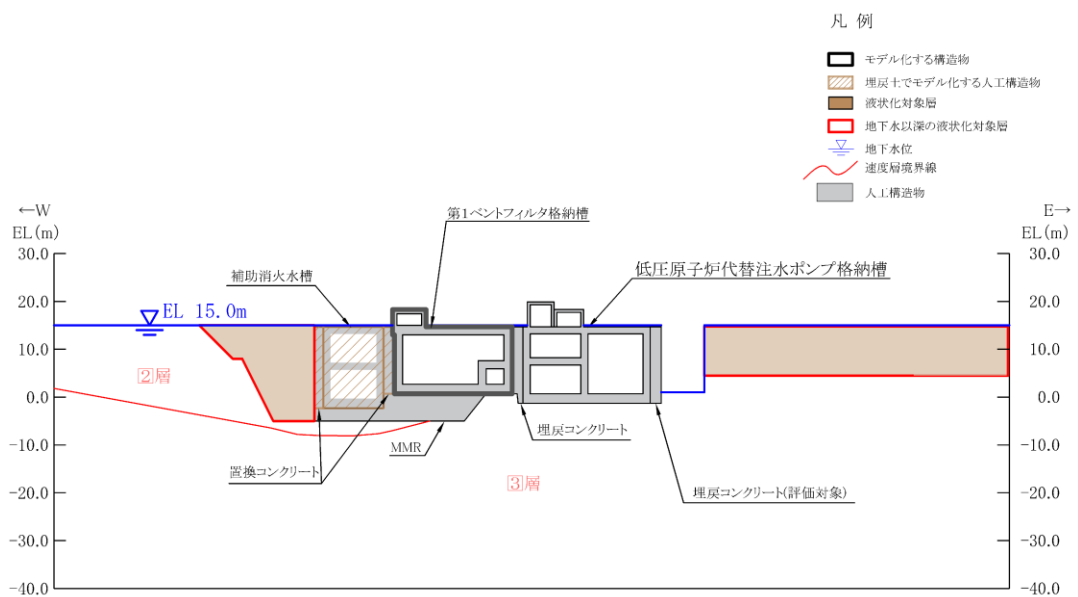
仮設耐震構台と低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽との間には、埋戻コンクリートが存在し、当該埋戻コンクリートが損壊することにより、仮設耐震構台に影響を及ぼすことが想定されることから、埋戻コンクリートの安定性を確認する。

仮設耐震構台と低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽との間の埋戻コンクリートを図 1 に示す。



(単位：mm)

(平面位置図)



(断面図 (C-C断面))

図 1 仮設耐震構台と低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽との間の埋戻コンクリート

2. 評価方針

仮設耐震構台と低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽との間の埋戻コンクリートの安定性評価においては、当該埋戻コンクリートが岩盤と低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽との間に2m程度根入れされており、当該埋戻コンクリートは転倒しないと考えられることから、地震応答解析より算出される低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の東側壁の東側への最大変位量を当該埋戻コンクリートに与えた際に発生する応力度が本文「4.2.6 置換コンクリート（西側）に対する許容限界」に示す許容限界以下であることを確認し、安定性を評価する。

解析ケースについては、低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の東側壁の変位が最大となるケースである $S_s - D$ (--) とする。

3. 確認結果

仮設耐震構台と低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽との間の埋戻コンクリートのせん断破壊に対する局所安全係数を表1に、引張破壊に対する局所安全係数を表2に、せん断破壊及び引張破壊の最小安全率位置を図2に、最大変位量を表3に示す。

せん断破壊及び引張破壊に対する局所安全係数が1.0を上回ることを確認した。

以上より、仮設耐震構台と低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽との間の埋戻コンクリートの安定性を確認した。

表1 埋戻コンクリートのせん断破壊に対する局所安全係数

解析ケース	地震動		部位	せん断応力 S (N/mm ²)	せん断強度 R (N/mm ²)	局所安全係数 f _s
①	$S_s - D$	--*	埋戻 コンク リート	0.72	3.6	5.00

注記*：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「--」は反転ケースを示す。

表2 置換コンクリート（西側）の引張破壊に対する局所安全係数

解析ケース	地震動		部位	引張応力 S (N/mm ²)	引張強度 R (N/mm ²)	局所安全係数 f _s
①	$S_s - D$	--*	埋戻 コンク リート	1.11	1.57	1.41

注記*：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「--」は反転ケースを示す。

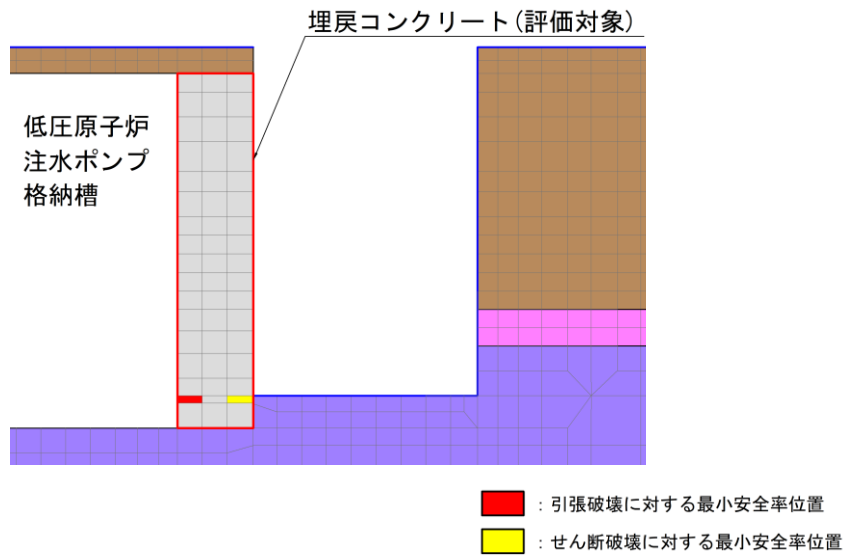


図2 せん断破壊及び引張破壊の最小安全率位置

表3 埋戻コンクリートの最大変位量

解析ケース	地震動		埋戻コンクリート最大変位 (mm)	離隔距離 (mm)
①	S s - D	--*	2	719

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「--」は反転ケースを示す。

(参考資料 4) 主桁間の横構及び対傾構を剛はりとすることの妥当性確認について

1. 概要

A-A断面（南北方向（橋軸直交方向））における主要な構造部材の評価対象部位は、水平材、斜材及び支持杭としており、主桁については、主桁間がスパン長の短い横構及び対傾構によりトラス構造となっていることから、評価対象部位と比較し、十分に剛な構造とみなすことができるため、剛はり要素としている。

主桁間の横構及び対傾構を剛はり要素とするにあたり、その妥当性確認のため、横構及び対傾構が健全であり、構造が成立することを確認する。

A-A断面（南北方向（橋軸直交方向））の解析モデルを図 1 に、横構及び対傾構のイメージ図を図 2 に示す。

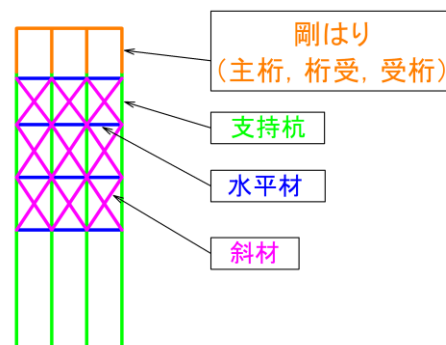


図 1 A-A断面（南北方向（橋軸直交方向））の解析モデル

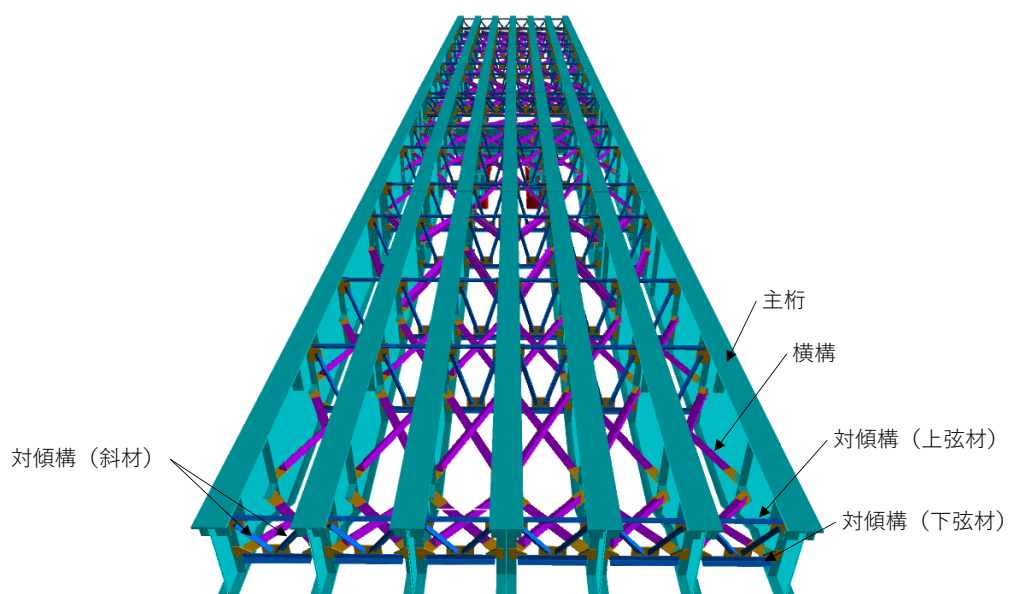


図 2 横構及び対傾構のイメージ図

2. 評価方針

主桁間の横構及び対傾構を剛はり要素とすることの妥当性確認は、水平方向の地震力による影響が主となることから、本文におけるA-A断面（南北方向）の地震応答解析結果より得られる水平最大応答加速度を抽出し、その加速度を上回る加速度による設計震度を設定する。なお、設計震度は評価に用いる加速度の等価震度を1.5で除した値とし、許容限界は常時の値とする。

主桁、横構及び対傾構（上弦材・下弦材）を線形はり要素でモデル化し、設計震度を主桁に与えることで2次元フレーム解析実施する。2次元フレーム解析結果の横構及び対傾構（上弦材・下弦材）に発生する応力度が許容限界以下であることを確認し、構造成立性を確認する。また、2次元フレームモデルの奥行方向に配置される対傾構（斜材）については、2次元フレーム解析結果より発生する応力度の算出を別途実施し、発生する応力度が許容限界以下であることを確認し、構造成立性を確認する。

横構及び対傾構を剛はりとすることの妥当性確認フローを図3に、最大加速度分布図を図4に、評価に用いる加速度及び設計震度を表1に、横構及び対傾構の許容限界を表2に示す。

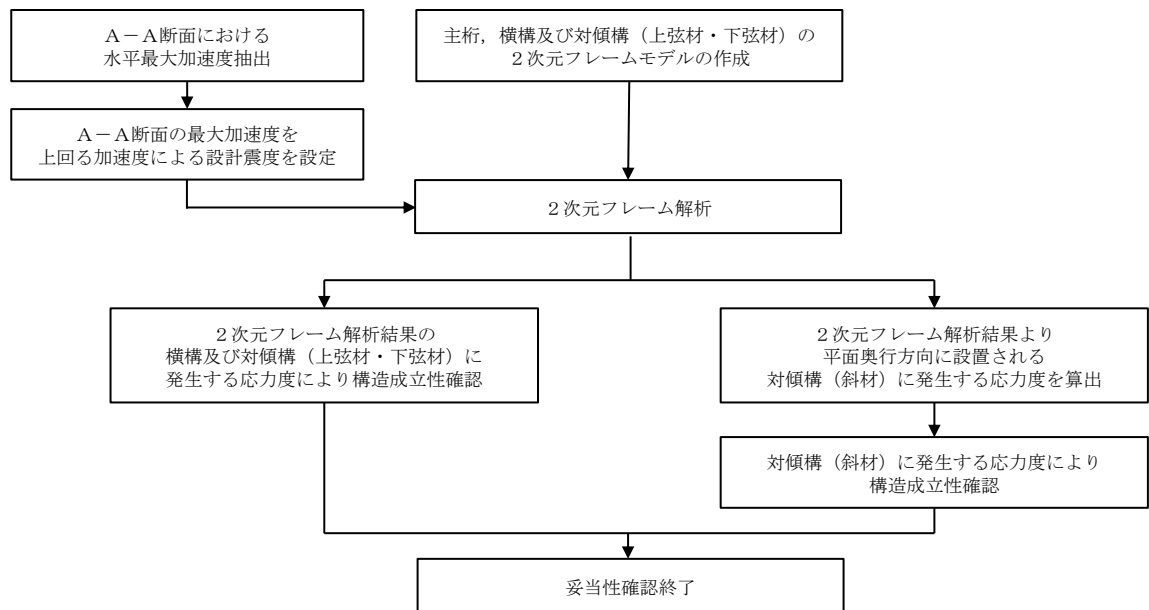
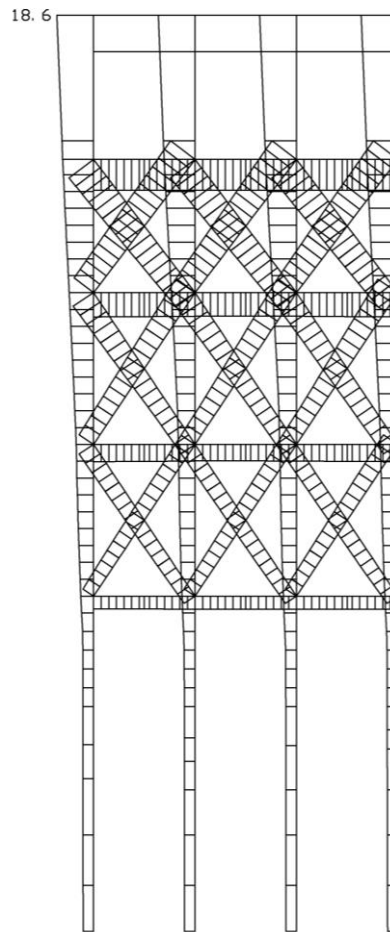


図3 横構及び対傾構を剛はりとすることの妥当性確認フロー



構造スケール $\frac{0}{1.0(m)}$
 応答値スケール $\frac{0}{20. (m/sec^2)}$

図 4 最大加速度分布図

表 1(1) 評価に用いる加速度及び設計震度（加速度）

評価に用いる加速度	(参考) A-A断面の地震応答解析結果より 得られる水平最大応答加速度
20.0m/s ²	18.6m/s ²

表 1(2) 評価に用いる加速度及び設計震度（設計震度）

設計震度	備考
1.36	$20(m/s^2) / 9.80665(m/s^2) / 1.5 \doteq 1.36$

表 2 横構及び対傾構の許容限界

評価項目	許容限界 (N/mm ²)
許容圧縮応力度	別途算出* ¹
許容引張応力度	140* ²

注記*1：「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，許容圧縮応力度は以下により算出する。

・H形鋼の場合

$$\sigma_{ca} = 140 - 0.82(l/r - 18)$$

σ_{ca} ：許容圧縮応力度 (N/mm²)

l ：部材の有効座屈長 (mm)

r ：部材の総断面の断面二次半径 (mm)

・山形鋼の場合

$$\sigma_{ca} = (140 - 0.82(l/r - 18)) \times (0.5 + (l/r_x)/1000)$$

σ_{ca} ：許容圧縮応力度 (N/mm²)

l ：部材の有効座屈長 (mm)

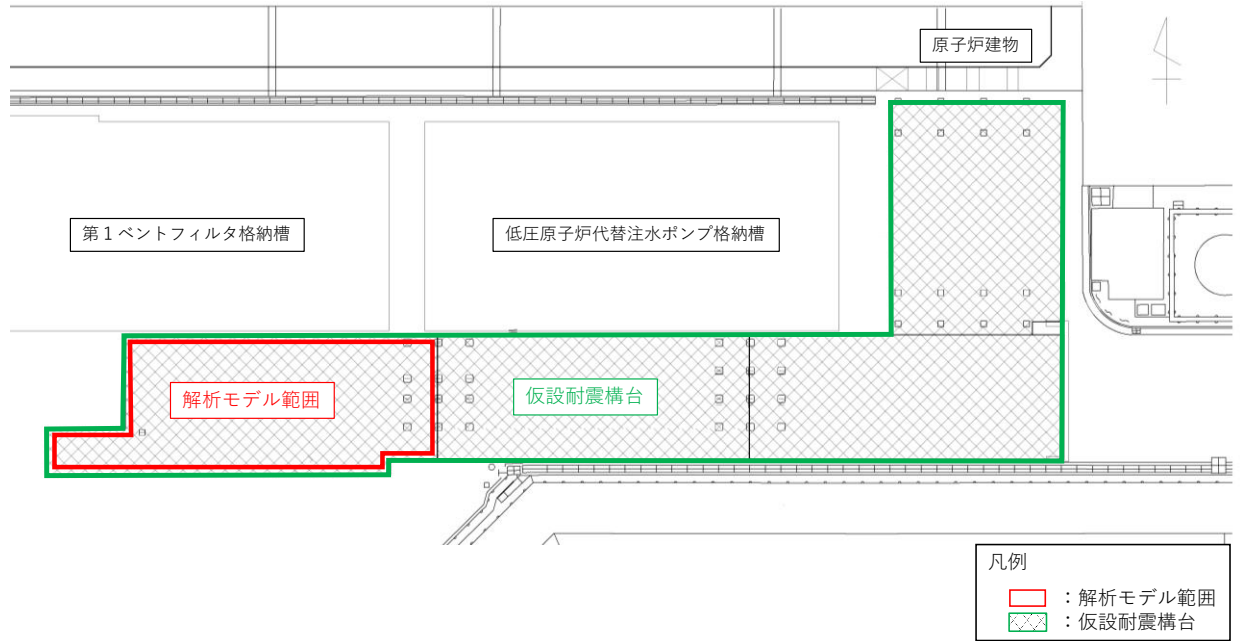
r ：部材の総断面の断面二次半径 (mm)

r_x ：ガセット面に平行な軸のまわりの断面二次半径 (mm)

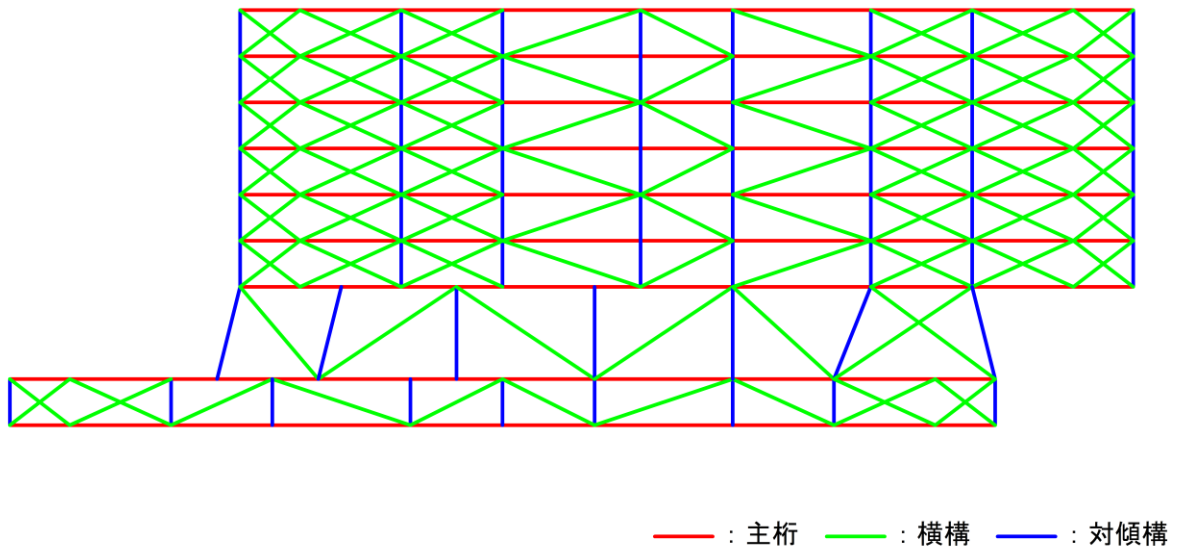
*2：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）

3. 解析モデル

解析モデル範囲及び2次元フレーム解析モデル（境界条件，荷重作用イメージ等）を図5に示す。横構及び対傾構の仕様及び物性値を表3に，対傾構の概略断面図を図6に示す。

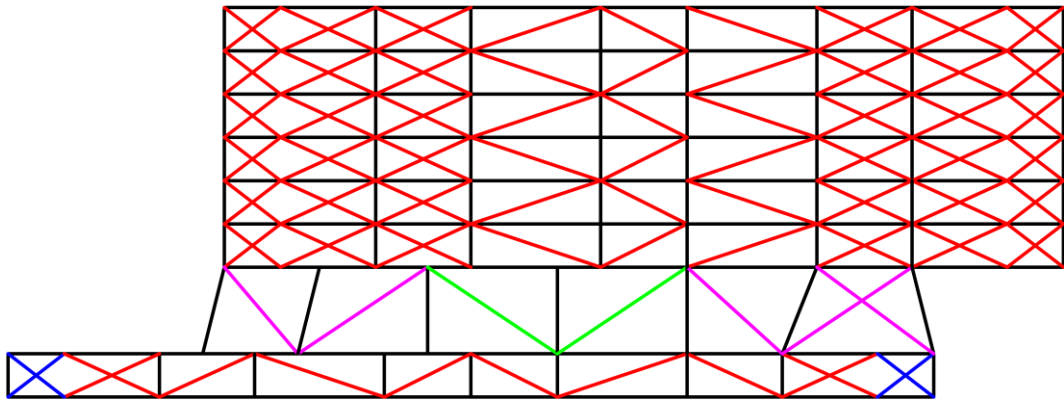


(解析モデル範囲)



(2次元フレーム解析モデル (主桁, 横構, 対傾構))

図5 解析モデル範囲及び2次元フレーム解析モデル (1/5)



— : 横構① — : 横構② — : 横構③ — : 横構④

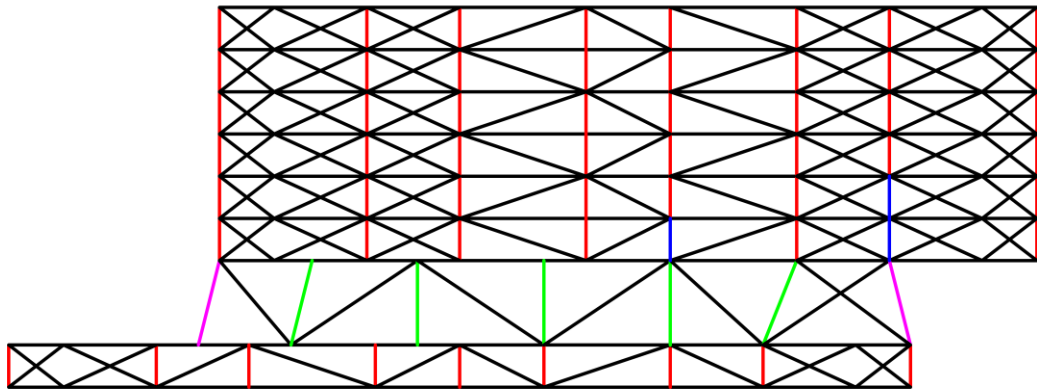
横構① : L130×130×9 @ 1.0m, 横構② : H125×125×6.5×9 @ 1.0m

横構③ : L130×130×9 @ 2.0m, 横構④ : H125×125×6.5×9 @ 2.0m

注 : @以降は主桁間隔を示す。

(2次元フレーム解析モデル (横構))

図5 解析モデル範囲及び2次元フレーム解析モデル (2/5)



— : 対傾構① — : 対傾構② — : 対傾構③ — : 対傾構④

対傾構① : 上弦材・下弦材 (L75×75×6) 斜材 (L75×75×6) @ 1.0m

対傾構② : 上弦材・下弦材 (L75×75×6) 斜材 (L100×100×10) @ 1.0m

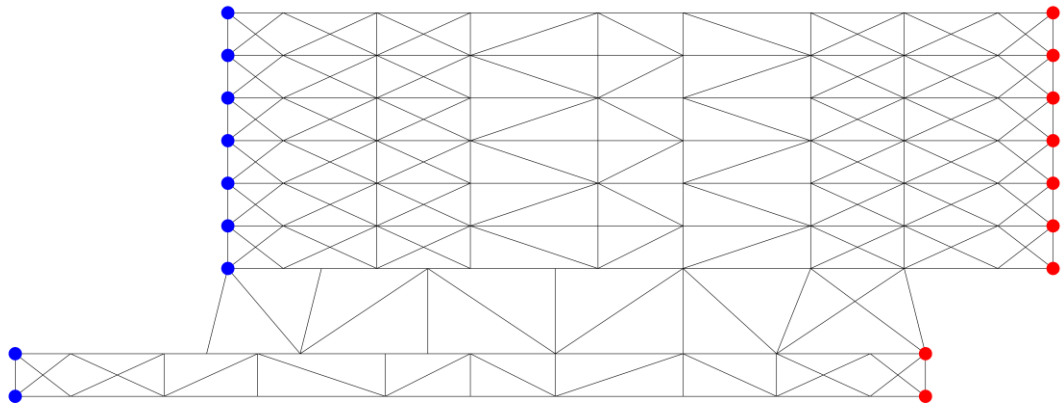
対傾構③ : 上弦材・下弦材 (L75×75×6) 斜材 (L75×75×6) @ 2.0m

対傾構④ : 上弦材・下弦材 (L130×130×9) 斜材 (H125×125×6.5×9) @ 2.0m

注 : @以降は主桁間隔を示す。

(2次元フレーム解析モデル (対傾構))

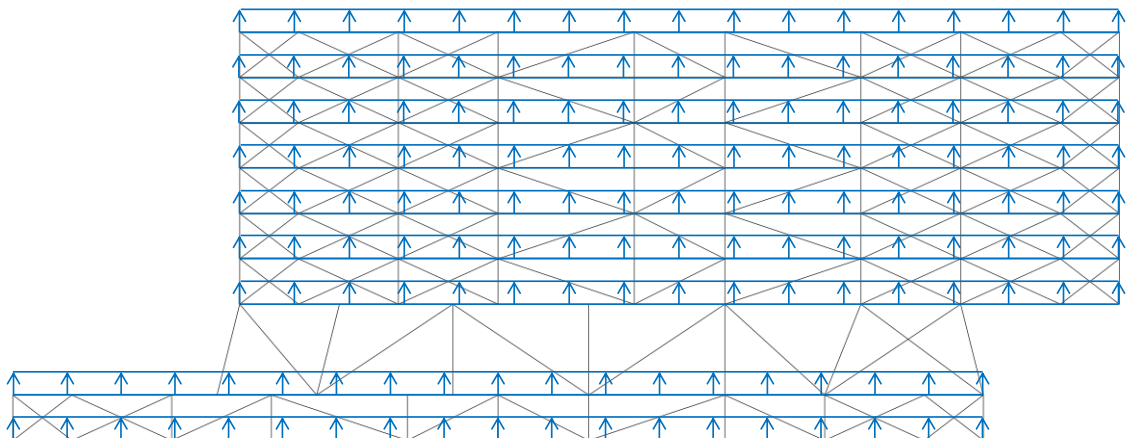
図5 解析モデル範囲及び2次元フレーム解析モデル (3/5)



- : 橋軸方向変位固定, 橋軸直交方向変位固定 (固定支承)
- : 橋軸直交方向変位固定 (可動支承)

(2次元フレーム解析モデル (境界条件))

図5 解析モデル範囲及び2次元フレーム解析モデル (4/5)



↑ : 設計震度(1.36)

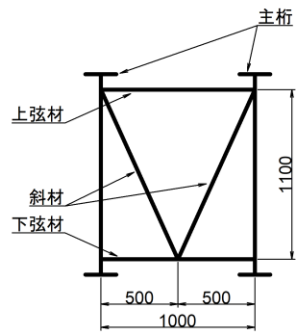
(2次元フレーム解析モデル (荷重作用イメージ))

図5 解析モデル範囲及び2次元フレーム解析モデル (5/5)

表3 横構及び対傾構の仕様及び物性値

材料	仕様	単位体積重量 (kN/m ³)	断面積 (cm ²)	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν	
横構①, ③	L130×130×9	SS400	77.0	22.74	2.00×10 ⁵	0.3
横構②, ④	H125×125×6.5×9	SS400	77.0	30.00	2.00×10 ⁵	0.3
対傾構①, ②, ③	L75×75×6	SS400	77.0	17.45*	2.00×10 ⁵	0.3
対傾構④	L130×130×9	SS400	77.0	45.48*	2.00×10 ⁵	0.3

注記* : 対傾構の断面積は上弦材及び下弦材の断面積を考慮する。

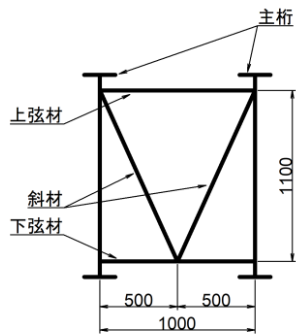


(単位：mm)

上・下弦材：L75×75×6 (SS400)

斜材：L75×75×6 (SS400)

(対傾構①)



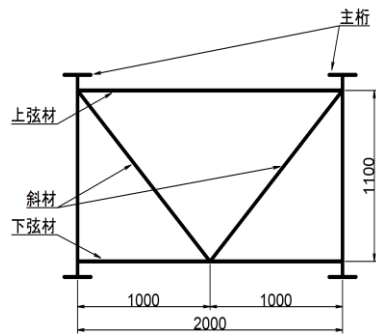
(単位：mm)

上・下弦材：L75×75×6 (SS400)

斜材：L100×100×10 (SS400)

(対傾構②)

図6 対傾構の概略断面図 (1/2)

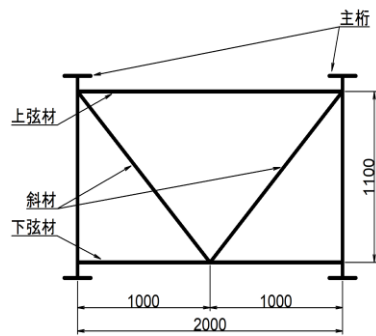


(単位 : mm)

上・下弦材 : L75×75×6 (SS400)

斜材 : L75×75×6 (SS400)

(対傾構③)



(単位 : mm)

上・下弦材 : L130×130×9 (SS400)

斜材 : H125×125×6.5×9 (SS400)

(対傾構④)

図 6 対傾構の概略断面図 (2/2)

4. 評価結果

4.1 フレーム解析結果

フレーム解析結果を表 4 に示す。

表 4 フレーム解析結果

部位*1		軸力 (kN) *2
横構①	L130×130×9@1.0m	83.26
横構②	H125×125×6.5×9@1.0m	111.43
横構③	L130×130×9@2.0m	68.41
横構④	H125×125×6.5×9@2.0m	174.58
対傾構①	L75×75×6@1.0m	33.61
対傾構②	L75×75×6@1.0m	77.06
対傾構③	L75×75×6@2.0m	40.60
対傾構④	L130×130×9@2.0m	206.10

注記*1：@以降は主桁間隔を示す。

*2：圧縮及び引張を含めた絶対値最大を示す。

4.2 横構及び対傾構（上弦材・下弦材）の評価結果

横構及び対傾構（上弦材・下弦材）の耐震性評価を実施した。横構及び対傾構（上弦材・下弦材）の照査結果を表5に示す。

横構及び対傾構（上弦材・下弦材）に発生する圧縮力及び引張力が許容限界以下であることを確認した。

表5(1) 横構及び対傾構（上弦材・下弦材）の照査結果（圧縮）

部位		発生応力度 (N/mm ²)	許容圧縮 応力度 (N/mm ²)	照査値
横構①	L130×130×9@1.0m	37	52	0.72
横構②	H125×125×6.5×9@1.0m	37	129	0.29
横構③	L130×130×9@2.0m	30	48	0.63
横構④	H125×125×6.5×9@2.0m	58	99	0.59
対傾構①	L75×75×6@1.0m	19	65	0.30
対傾構②	L75×75×6@1.0m	44	65	0.68
対傾構③	L75×75×6@2.0m	23	49	0.47
対傾構④	L130×130×9@2.0m	45	63	0.72

表5(2) 横構及び対傾構（上弦材・下弦材）の照査結果（引張）

部位		発生応力度 (N/mm ²)	許容引張 応力度 (N/mm ²)	照査値
横構①	L130×130×9@1.0m	49	140	0.35
横構②	H125×125×6.5×9@1.0m	37		0.27
横構③	L130×130×9@2.0m	40		0.29
横構④	H125×125×6.5×9@2.0m	58		0.42
対傾構①	L75×75×6@1.0m	26		0.19
対傾構②	L75×75×6@1.0m	59		0.43
対傾構③	L75×75×6@2.0m	31		0.23
対傾構④	L130×130×9@2.0m	60		0.43

4.3 対傾構（斜材）の評価結果

(1) 対傾構①

対傾構①における評価を以下のとおり実施し、対傾構（斜材）に発生する圧縮力及び引張力が許容限界以下であることを確認した。

対傾構（斜材）に発生する軸力

$$N_{BD} = H_{AB} \div \cos\theta = 16.8 \div (500/1208) = 40.62\text{kN}$$

N_{BD} : 対傾構（斜材）に発生する軸力（kN）

H_{AB} : 対傾構（上弦材）に発生する軸力（kN）

対傾構（斜材）に発生する圧縮応力度

$$\sigma_c = N_{BD} \div A = 40.62 \times 10^3 \div 872.7 = 47\text{N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 65\text{N/mm}^2$$

σ_c : 対傾構（斜材）に発生する圧縮応力度（N/mm²）

A : 対傾構（斜材）の総断面積（mm²）

σ_{ca} : 対傾構（斜材）の許容圧縮応力度（N/mm²）

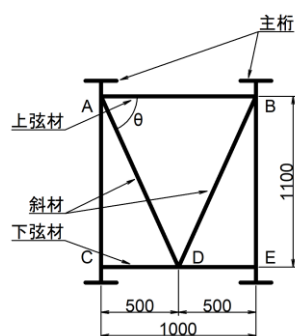
対傾構（斜材）に発生する引張応力度

$$\sigma_t = N_{BD} \div AL = 40.62 \times 10^3 \div 654.5 = 62\text{N/mm}^2 < \sigma_{ta} = 140\text{N/mm}^2$$

σ_t : 対傾構（斜材）に発生する引張応力度（N/mm²）

AL : 対傾構（斜材）の純断面積（mm²）

σ_{ta} : 対傾構（斜材）の許容引張応力度（N/mm²）



(単位 : mm)

上・下弦材 : L75×75×6 (SS400)

斜材 : L75×75×6 (SS400)

図7 対傾構①

(2) 対傾構②

対傾構②における評価を以下のとおり実施し、対傾構（斜材）に発生する圧縮力及び引張力が許容限界以下であることを確認した。

対傾構（斜材）に発生する軸力

$$N_{BD} = H_{AB} \div \cos\theta = 38.53 \div (500/1208) = 93.12\text{kN}$$

N_{BD} : 対傾構（斜材）に発生する軸力（kN）

H_{AB} : 対傾構（上弦材）に発生する軸力（kN）

対傾構（斜材）に発生する圧縮応力度

$$\sigma_c = N_{BD} \div A = 93.12 \times 10^3 \div 1900 = 49\text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 69\text{ N/mm}^2$$

σ_c : 対傾構（斜材）に発生する圧縮応力度（N/mm²）

A : 対傾構（斜材）の総断面積（mm²）

σ_{ca} : 対傾構（斜材）の許容圧縮応力度（N/mm²）

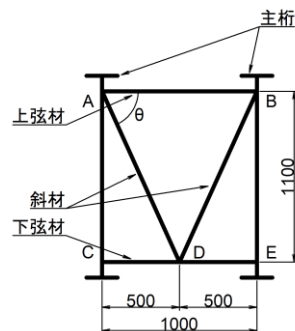
対傾構（斜材）に発生する引張応力度

$$\sigma_t = N_{BD} \div AL = 93.12 \times 10^3 \div 1425 = 65\text{ N/mm}^2 < \sigma_{ta} = 140\text{ N/mm}^2$$

σ_t : 対傾構（斜材）に発生する引張応力度（N/mm²）

AL : 対傾構（斜材）の純断面積（mm²）

σ_{ta} : 対傾構（斜材）の許容引張応力度（N/mm²）



(単位 : mm)

上・下弦材 : L75×75×6 (SS400)

斜材 : L100×100×10 (SS400)

図 8 対傾構②

(3) 対傾構③

対傾構③における評価を以下のとおり実施し、対傾構（斜材）に発生する圧縮力及び引張力が許容限界以下であることを確認した。

対傾構（斜材）に発生する軸力

$$N_{BD} = H_{AB} \div \cos\theta = 20.3 \div (1000/1487) = 30.18\text{kN}$$

N_{BD} : 対傾構（斜材）に発生する軸力（kN）

H_{AB} : 対傾構（上弦材）に発生する軸力（kN）

対傾構（斜材）に発生する圧縮応力度

$$\sigma_c = N_{BD} \div A = 30.18 \times 10^3 \div 872.7 = 35\text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 57\text{ N/mm}^2$$

σ_c : 対傾構（斜材）に発生する圧縮応力度（N/mm²）

A : 対傾構（斜材）の総断面積（mm²）

σ_{ca} : 対傾構（斜材）の許容圧縮応力度（N/mm²）

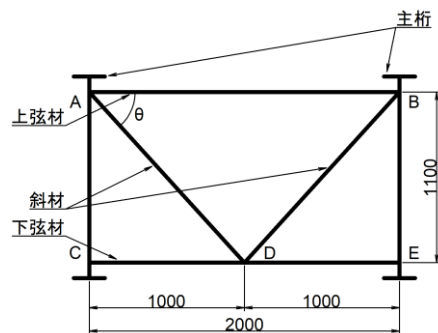
対傾構（斜材）に発生する引張応力度

$$\sigma_t = N_{BD} \div AL = 30.18 \times 10^3 \div 654.5 = 46\text{ N/mm}^2 < \sigma_{ta} = 140\text{ N/mm}^2$$

σ_t : 対傾構（斜材）に発生する引張応力度（N/mm²）

AL : 対傾構（斜材）の純断面積（mm²）

σ_{ta} : 対傾構（斜材）の許容引張応力度（N/mm²）



(単位：mm)

上・下弦材 : L75×75×6 (SS400)

斜材 : L75×75×6 (SS400)

図 9 対傾構③

(4) 対傾構④

対傾構④における評価を以下のとおり実施し、対傾構（斜材）に発生する圧縮力及び引張力が許容限界以下であることを確認した。

対傾構（斜材）に発生する軸力

$$N_{BD} = H_{AB} \div \cos\theta = 103.05 \div (1000/1487) = 153.2\text{kN}$$

N_{BD} : 対傾構（斜材）に発生する軸力（kN）

H_{AB} : 対傾構（上弦材）に発生する軸力（kN）

対傾構（斜材）に発生する圧縮応力度

$$\sigma_c = N_{BD} \div A = 153.2 \times 10^3 \div 3000 = 51\text{N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 132\text{N/mm}^2$$

σ_c : 対傾構（斜材）に発生する圧縮応力度（N/mm²）

A : 対傾構（斜材）の総断面積（mm²）

σ_{ca} : 対傾構（斜材）の許容圧縮応力度（N/mm²）

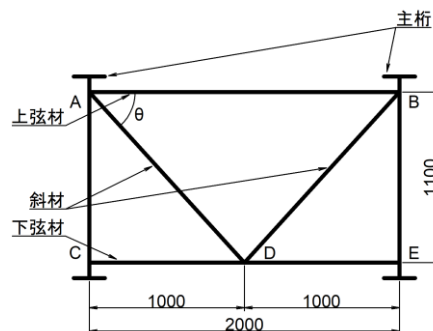
対傾構（斜材）に発生する引張応力度

$$\sigma_t = N_{BD} \div AL = 153.2 \times 10^3 \div 3000 = 51\text{N/mm}^2 < \sigma_{ta} = 140\text{N/mm}^2$$

σ_t : 対傾構（斜材）に発生する引張応力度（N/mm²）

AL : 対傾構（斜材）の総断面積（mm²）

σ_{ta} : 対傾構（斜材）の許容引張応力度（N/mm²）



(単位：mm)

上・下弦材 : L130×130×9 (SS400)

斜材 : H125×125×6.5×9 (SS400)

図 10 対傾構④

5. まとめ

横構及び対傾構に発生する圧縮力及び引張力が許容限界以下であり、構造が成立することを確認したことから、横構及び対傾構を剛はり要素とする妥当性を確認した。

(参考資料5) 桁受を剛はり要素とすることの妥当性確認について

1. 概要

A-A断面（南北方向（橋軸直交方向））における主要な構造部材の評価対象部位は、水平材、斜材及び支持杭としており、桁受については、桁受-受桁間がスパン長の短い補強材によりトラス構造となっていることから、評価対象部位と比較し、十分に剛な構造とみなすことができるため、剛はり要素としている。

桁受を剛はり要素とするにあたり、その妥当性確認のため、桁受を線形はり要素としてモデル化した場合においても、桁受が健全であり、構造が成立することを確認する。

本文におけるA-A断面（南北方向（橋軸直交方向））の解析モデルを図1に示す。

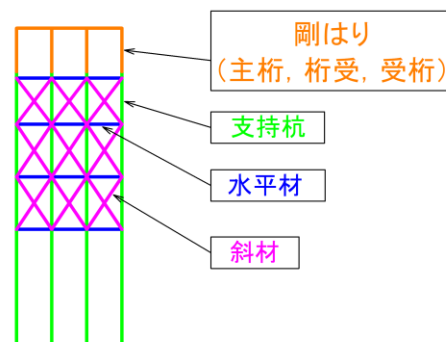


図1 本文におけるA-A断面（南北方向（橋軸直交方向））の解析モデル

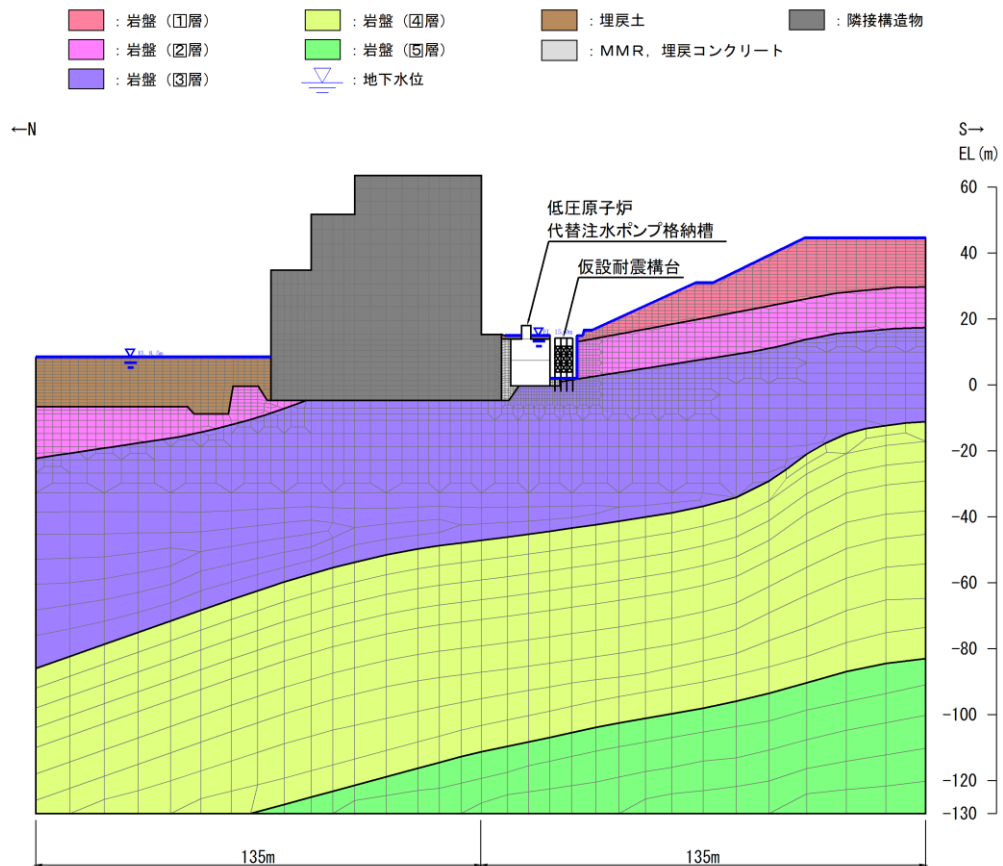
2. 評価方針

桁受を剛はり要素とすることの妥当性確認においては、本文において剛はり要素としている桁受を線形はり要素としてモデル化を行い、桁受に発生する応力度が本文「4.2.1 主桁、受桁、水平材、斜材及び支持杭に対する許容限界」に示す許容限界以下であることを確認し、構造成立性を確認する。また、桁受－受桁間の固定ボルトについても、発生する応力度が本文「4.2.3 固定ボルトに対する許容限界」に示す許容限界以下であることを確認し、構造成立性を確認する。

解析ケースについては、本文における評価において照査値が最大となるケースである $S_s - D(++)$ とする。

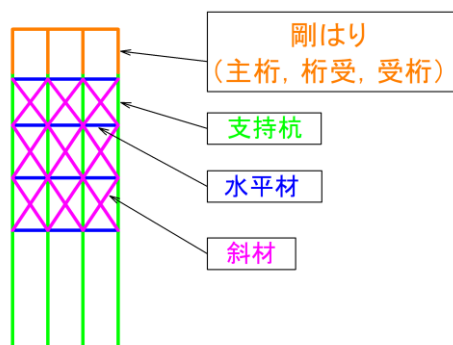
3. 解析モデル

地震応答解析を実施する解析モデルを図2に示す。桁受の仕様及び物性値を表1に示す。

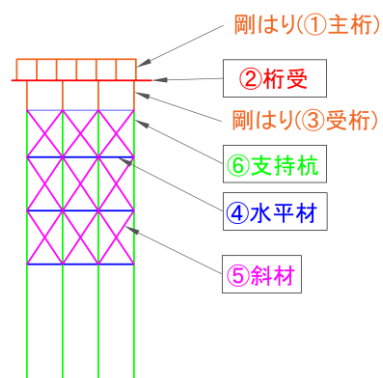


(全体)

図2 解析モデル (1/2)

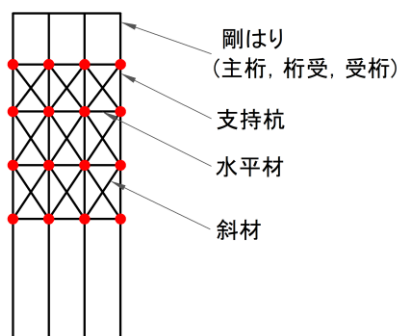


(本文のモデル (モデル①))

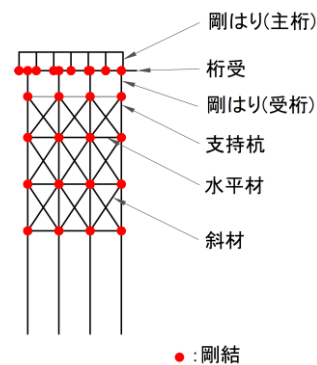


(妥当性確認モデル (モデル②))

(構造部材のみ)



(モデル①)



(モデル②)

(部材の接合条件イメージ)

図2 解析モデル (2/2)

表1 桁受の仕様及び物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	断面積 (m ²)	ヤング係数E (N/mm ²)	ポアソン比ν	減衰定数
桁受	77.0	2.0×10 ⁻²	2.00×10 ⁵	0.3	0.03

4. 確認結果

桁受を線形はり要素としてモデル化を行い、耐震性評価を実施した。桁受の曲げ軸力に対する照査値を表 2 に、桁受のせん断力に対する照査値を表 3 に、桁受－受桁間の固定ボルトの照査値を表 4 に示す。

A－A 断面（南北方向（橋軸方向））において、桁受を線形はり要素としてモデル化した場合において、桁受及び固定ボルト（桁受－受桁間）に発生する曲げ軸力、せん断力及び引張力が許容限界以下であり、構造が成立することを確認した。

また、モデル①とモデル②の断面力図はおおむね同等であることを確認した。モデル①とモデル②の全時刻における断面力図の比較を図 3 に示す。

以上より、桁受を剛はり要素とする妥当性を確認した。

表 2 曲げ軸力に対する照査値（桁受）

解析 ケース	地震動		部位	発生断面力		照査値
				曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	
①	S s - D	++*	桁受	255	-197	0.26

注記*：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 3 せん断力に対する照査値（桁受）

解析 ケース	地震動		部位	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 せん断応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S s - D	++*	桁受	53	120	0.45

注記*：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 4 (1) 桁受－受桁間の固定ボルトの照査値（せん断力）

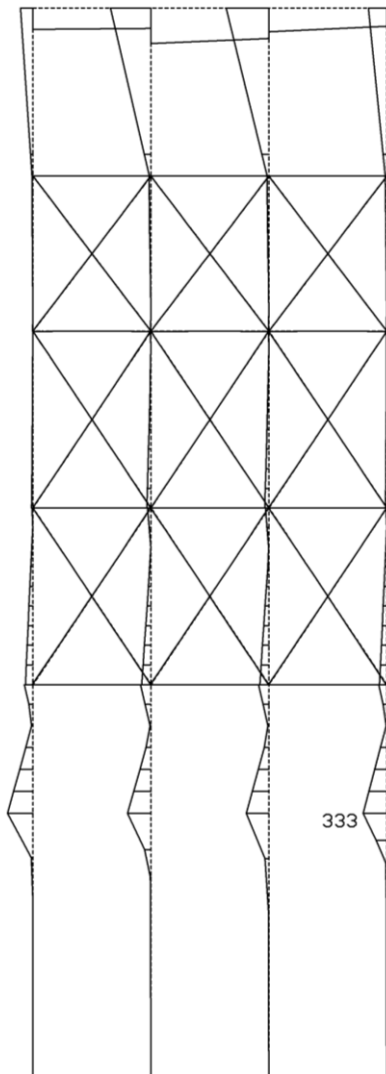
解析 ケース	地震動		部位	最大 せん断力 (kN/本)	許容 せん断力 (kN/本)	照査値
	S s - D	++*				
①	S s - D	++*	固定ボルト (桁受－受桁)	30	128	0.24

注記*：地震動の位相について，左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「++」は反転なしケースを示す。

表 4 (2) 桁受－受桁間の固定ボルトの照査値（引張力）

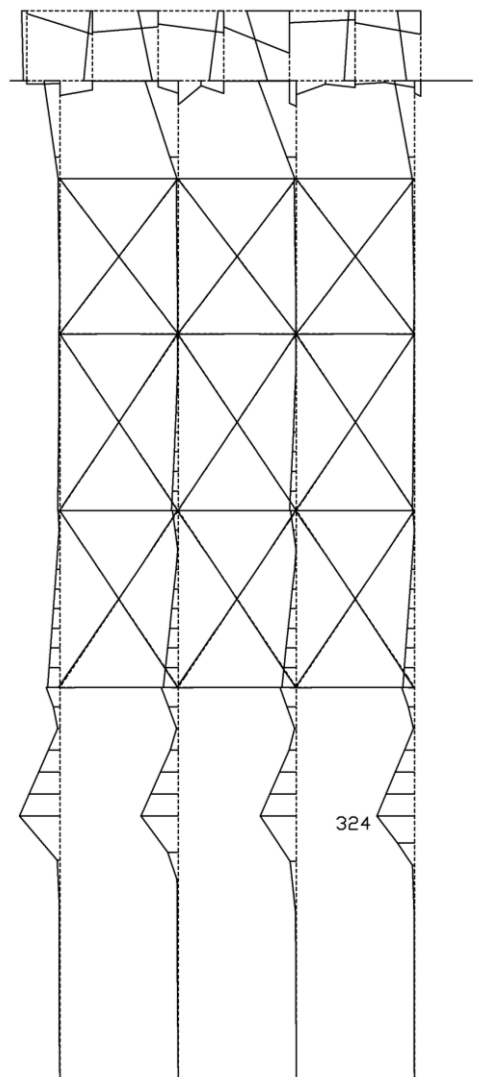
解析 ケース	地震動		部位	最大 引張力 (kN/本)	許容引張力 (kN/本)	照査値
	S s - D	++*				
①	S s - D	++*	固定ボルト (桁受－受桁)	94	277	0.34

注記*：地震動の位相について，左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「++」は反転なしケースを示す。



構造スケール 0. 1.0(m)
 応答値スケール 0. 1000. (kN.m)

(モデル①)



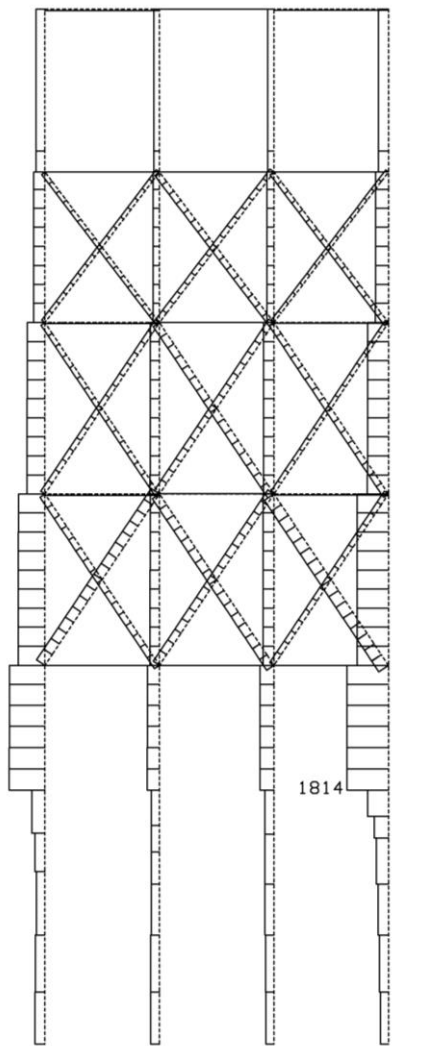
構造スケール 0. 1.0(m)
 応答値スケール 0. 500. (kN.m)

(モデル②)

(曲げモーメント)

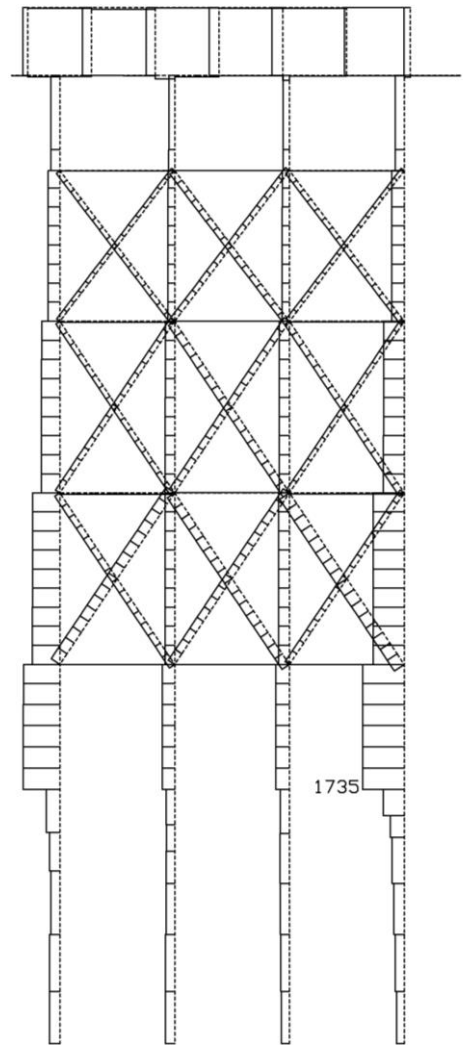
注：モデル①の主桁，桁受及び受桁，並びにモデル②の主桁及び受桁は，剛はり要素のため，発生する断面力については比較対象としない。

図3 断面力図の比較（全時刻最大）（1/3）



構造スケール 0. 1.0(m)
 応答値スケール 0. 2000. (kN)

(モデル①)



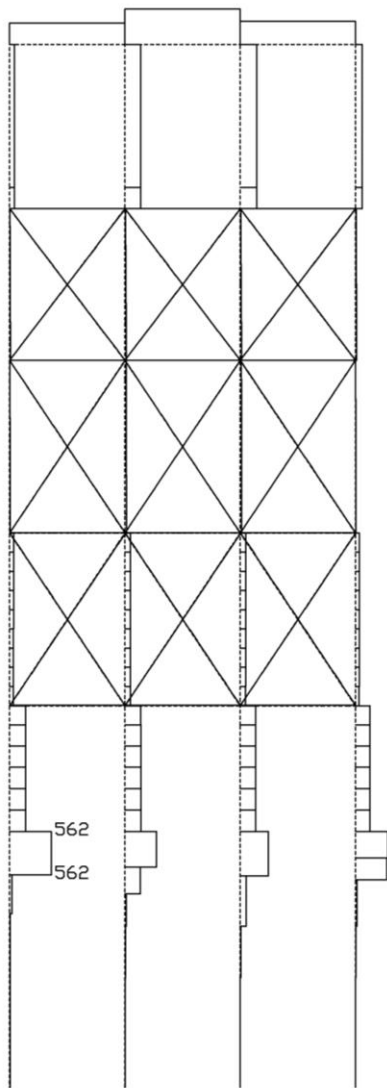
構造スケール 0. 1.0(m)
 応答値スケール 0. 2000. (kN)

(モデル②)

(軸力)

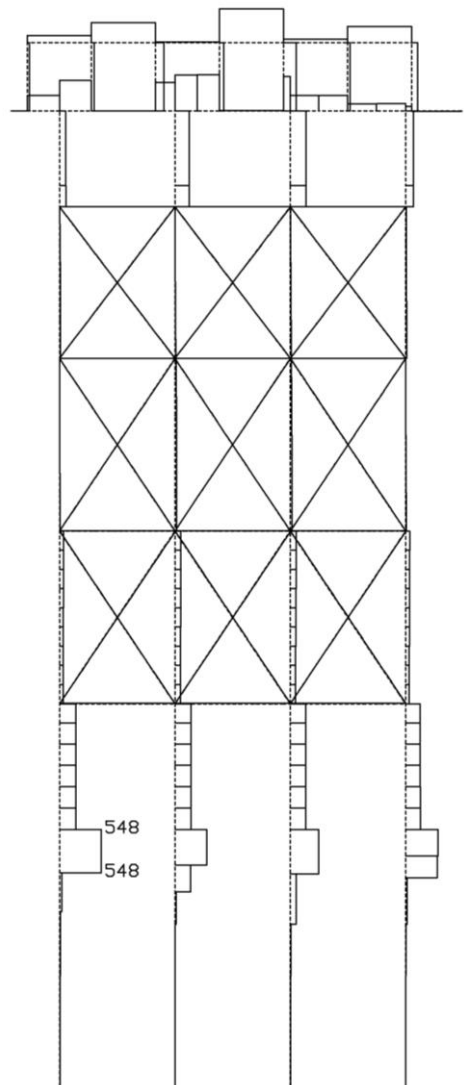
注：モデル①の主桁，桁受及び受桁，並びにモデル②の主桁及び受桁は，剛はり要素のため，発生する断面力については比較対象としない。

図3 断面力図の比較（全時刻最大）（2/3）



構造スケール 0. 1.0(m)
 応答値スケール 0. 1000. (kN)

(モデル①)



構造スケール 0. 1.0(m)
 応答値スケール 0. 1000. (kN)

(モデル②)

(せん断力)

注：モデル①の主桁，桁受及び受桁，並びにモデル②の主桁及び受桁は，剛はり要素のため，発生する断面力については比較対象としない。

図3 断面力図の比較（全時刻最大）（3/3）

(参考資料6) 道路橋示方書の網羅性と評価対象部位の選定の考え方について

1. 概要

仮設耐震構台は、主桁、桁受、受桁、水平材、斜材及び支持杭により構成され、主桁に締結された覆工板による床面を有する鉄骨構造物であり、仮設構造物の鋼橋として設計している。

設計に用いる指針等については、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会、平成14年3月）」及び「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）」（以下「道路橋示方書」という。）を主に適用している。

また、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会、平成24年3月）」において、軸方向力と曲げを同時に受ける部材の応力等の照査式に見直しながされたため、水平材等の許容限界算定においては当該指針を適用している。

ここでは、道路橋示方書に規定されている鋼橋としての照査及び検討項目について網羅していることを確認するとともに、耐震計算書で示している評価対象部位の選定の考え方について整理するものである。

2. 道路橋示方書の記載内容との比較及び整理結果

道路橋示方書に記載されている鋼橋としての評価及び検討内容と仮設耐震構台の設計において実施した内容を整理した結果を表1に示す。

2.1 道路橋示方書の網羅性について

仮設耐震構台の設計は、道路橋示方書に記載されている内容について以下の内容を除き網羅しており、構造細目についても満足した材料を使用している。（表1（◎）参照）

上部構造の落橋防止対策及び落橋防止システムの設置については、主桁の支承部（脊座及びソールプレート）に加え、主要な構造部材及び連結・結合部が基準地震動 S_s の地震力による耐震性を確保する設計とすることで省略する。

また、耐久性の検討については、仮設構造物であるが供用期間中に定期的な点検・維持管理を実施することから省略する。（表1（△）参照）

2.2 評価対象部位の選定の考え方について

設工認図書で示す評価対象部位については、倒壊による上位クラス施設に対する波及的影響の観点及びアクセスルートの通行性の観点から、主要な構造部材として、主桁、桁受、受桁、水平材、斜材及び支持杭を、当該部材の連結・結合部として、支承部（沓座、ソールプレート）、固定ボルト（支承部－桁受、桁受－受桁、及び受桁－支持杭）及び溶接部（水平材－支持杭及び斜材－支持杭）を、それぞれ選定する。

なお、主桁間の横構及び対傾構についても、基準地震動 S_s の地震力による耐震性を確保する設計とする。

表 1 道路橋示方書の記載内容と仮設耐震構台の設計の整理結果 (1/5)

【V耐震設計編】 ◎：設工認で設計，△：省略(補足欄に理由追記)，\：対象外

耐震設計編の記載内容		設工認の設計	補足
1 総則			照査と関連のない項目
2 耐震設計の基本方針			
3 耐震設計上考慮すべき荷重		◎	主荷重(活荷重及び活荷重の衝撃を除いた荷重)及び従荷重(地震の影響)を考慮
4 設計地震動			
5 耐震性能の照査			
5.1	一般	◎	許容応力度による設計
5.2	耐震性能1に対する橋の限界状態		
5.3	耐震性能2に対する橋の限界状態		
5.4	耐震性能3に対する橋の限界状態		
5.5	耐震性能の照査方法		
5.6	上部構造の落下防止対策	△	上部構造(主桁)の支承部に加え、構造部材及び連結・結合部が基準地震動 S_s の地震力による耐震性を確保する設計とすることで省略する。
6 静的照査法による耐震性能の照査方法			動的解析のため対象外
7 動的照査法による耐震性能の照査方法			
7.1	一般	◎	
7.2	動的解析に用いる地震動	◎	
7.3	解析モデル及び解析方法	◎	
7.4	耐震性能の照査	◎	
8 地震時に不安定となる地盤の影響		◎	地盤の支持性能を照査
9 免震橋の耐震性能の照査			

表1 道路橋示方書の記載内容と仮設耐震構台の設計の整理結果 (2/5)

【V耐震設計編】 ◎：設工認で設計，△：省略(補足欄に理由追記)，\：対象外

10 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力及び許容塑性率			鋼製橋脚のため対象外
11 鋼製橋脚の応答値及び許容値			
11.1	一般	◎	基準地震動 S_s に対して照査結果が許容値以下とする
11.2	動的照査法による照査		
11.3	構造細目	◎	
11.4	アンカー部の照査		
12 橋脚基礎の応答値と許容値			
13 液状化が生じる地盤にある橋台基礎の応答値と許容値			
14 地震の影響を受ける上部構造の許容値と上部構造端部構造			
14.1	一般	◎	
14.2	鋼上部構造	◎	横構で補強しており構造細目を満足している
14.3	コンクリート上部構造		
14.4	上部構造端部構造	◎	最大変位照査を実施

表 1 道路橋示方書の記載内容と仮設耐震構台の設計の整理結果 (3/5)

【V耐震設計編】 ◎：設工認で設計，△：省略(補足欄に理由追記)，\：対象外

15 支承部の照査			
15.1	一般	◎	
15.2	支承部の照査に用いる設計用 地震力		
15.3	支承部の照査		
15.4	支承部の構造		
15.5	変位制限構造		
16 落橋防止システム			
16.1	一般	△	上部構造（主桁）の支承部 に加え，構造部材及び連 結・結合部が基準地震動 S _s の地震力による耐震性 を確保する設計とすること で省略する。
16.2	桁かかり長		
16.3	落橋防止構造		
16.4	段差防止構造		
16.5	変位制限構造		

表 1 道路橋示方書の記載内容と仮設耐震構台の設計の整理結果 (4/5)

【Ⅱ鋼橋編】 ◎：設工認で設計，△：省略(補足欄に理由追記)，\：対象外

鋼橋編の記載内容		設工認の設計	補足
1 総則		\	照査と関連のない項目
2 設計の基本			
3 許容応力度			
3.1	一般	◎	
3.2	鋼材の許容応力度	◎	
4 部材の設計			
4.1	総則	◎	
4.2	圧縮応力を受ける板及び補剛板	◎	
4.3	軸方向力と曲げモーメントを受ける部材	◎	
4.4	孔あき板	\	
4.5	山形及び T 型断面を有する圧縮部材	◎	
4.6	引張山形鋼の有効断面積		
5 耐久性の検討			
5.1	一般	△	仮設構造物であるが，供用期間中に定期的な点検・維持管理を実施するため省略する。
5.2	防せい防食		
5.3	疲労設計		
6 連結			
6.1	部材の連結	◎	
6.2	溶接継手		
6.3	高力ボルト継手		
6.4	ピンによる連結	\	

表1 道路橋示方書の記載内容と仮設耐震構台の設計の整理結果 (5/5)

【Ⅱ鋼橋編】 ◎：設工認で設計，△：省略(補足欄に理由追記)，\：対象外

7 対傾構及び横構			
7.1	一般	◎	
7.2	対傾構及び横構の構造	◎	
8 床版			
9 床組			
10 鋼げた			
10.1	適用の範囲	◎	構造細目を満足している 既製品を使用
10.2	設計一般		
10.3	フランジ		
10.4	腹板		
10.5	荷重集中点の構造		
10.6	対傾構及び横構		
10.7	そり		
11 コンクリート床版を有するけた構造			構造が異なるため対象外
12 トラス			
13 アーチ			
14 鋼管構造			
15 ラーメン構造			
16 ケーブル構造			
17 施工			

(参考資料7) 減衰定数の設定について

1. 概要

解析モデル全体に設定する Rayleigh 減衰については、「道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成24年3月）」（以下、「道路橋示方書」という。）に示される橋脚の減衰定数3%を参照し，仮設耐震構台（鋼材）の減衰定数を3%とした固有値解析結果を踏まえて設定している。一方，上部構造については，減衰定数2%と示されていることから，減衰定数を変更した場合の影響確認を実施する。各構造要素の減衰定数の標準値を図1に示す。

構造部材	線形部材としてモデル化する場合		非線形履歴によるエネルギー吸収を別途考慮するモデルを用いる場合	
	鋼構造	コンクリート構造	鋼構造	コンクリート構造
上部構造	0.02 (ケーブル:0.01)	0.03	-	
弾性支承	0.03 (使用する弾性支承の実験より得られた等価減衰定数)		-	
免震支承	有効設計変位に対する等価減衰定数		0	
橋脚	0.03	0.05	0.01: コンクリートを充てんしない場合 0.02: コンクリートを充てんする場合	0.02
基礎	0.1: I種地盤上の基礎及びII種地盤上の直接基礎 0.2: 上記以外の条件の基礎		-	

図1 各構造要素の減衰定数の標準値（道路橋示方書に一部加筆）

2. 評価方針

解析モデル全体に設定する Rayleigh 減衰について，仮設耐震構台（鋼材）の減衰定数を3%とした固有値解析結果と減衰定数2%とした場合の α ， β を算定し，影響確認を実施する。

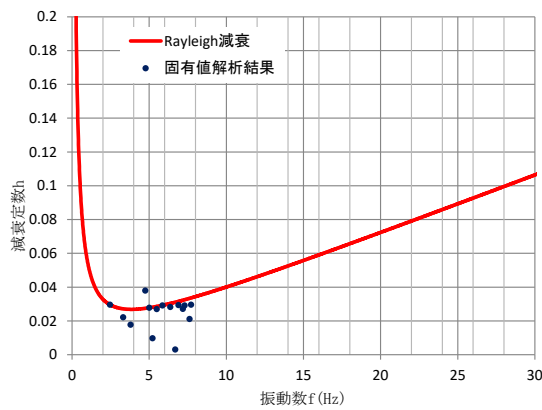
3. 確認結果

仮設耐震構台（鋼材）の減衰定数を3%とした場合と減衰定数2%とした場合の Rayleigh 減衰における係数 α ， β を表1に，Rayleigh 減衰を図2に示す。

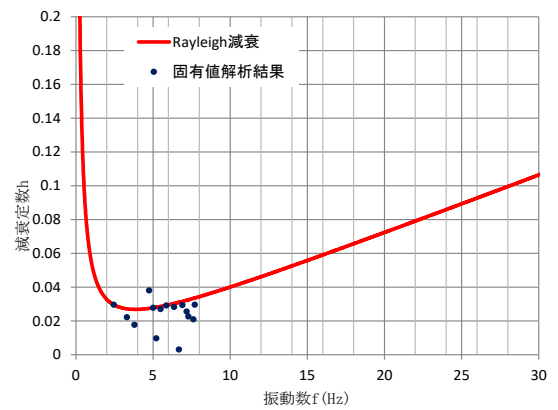
減衰定数を変更した結果，影響は軽微であることを確認したため，仮設耐震構台（鋼材）の減衰定数を3%として耐震性評価を実施する。

表1 Rayleigh減衰における係数 α 、 β

評価対象断面	鋼材の減衰定数	α	β
A - A断面	3%	6.5071×10^{-1}	1.1093×10^{-3}
	2%	6.5071×10^{-1}	1.1093×10^{-3}
B - B断面	3%	6.9780×10^{-1}	1.1489×10^{-3}
	2%	7.0023×10^{-1}	1.1411×10^{-3}

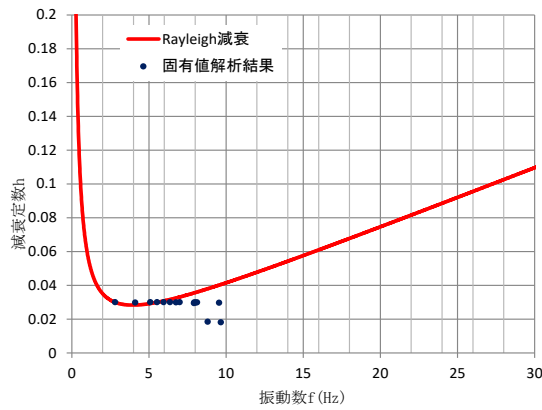


減衰定数 3%

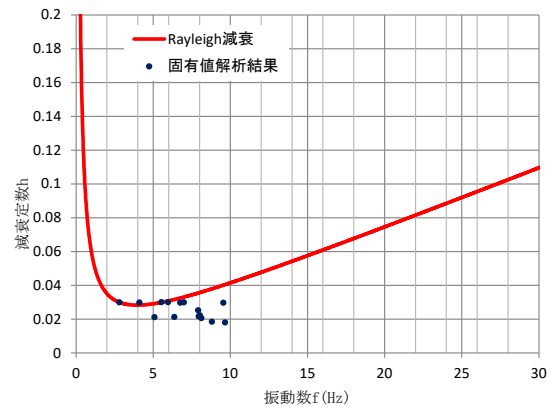


減衰定数 2%

(A - A断面)



減衰定数 3%



減衰定数 2%

(B - B断面)

図2 Rayleigh減衰

(参考資料 8) 可搬型重大事故等対処設備の通行性について

1. 概要

仮設耐震構台は、地震後にアクセスルートとして使用することから、可搬型重大事故等対処設備のうち車両総重量が最も大きい移動式代替熱交換設備（42620kg≒418kN）の通行時における主要な構造部材の健全性評価を実施する。

橋軸直交方向は、A-A断面（南北方向）及びC-C断面のうち、橋脚がより大きな荷重を分担する区間であるA-A断面を、橋軸方向は、橋脚がより大きな荷重を分担する区間であるB-B断面（東西方向）を評価対象断面とする。

断面位置図を図1に構造図を図2に示す。

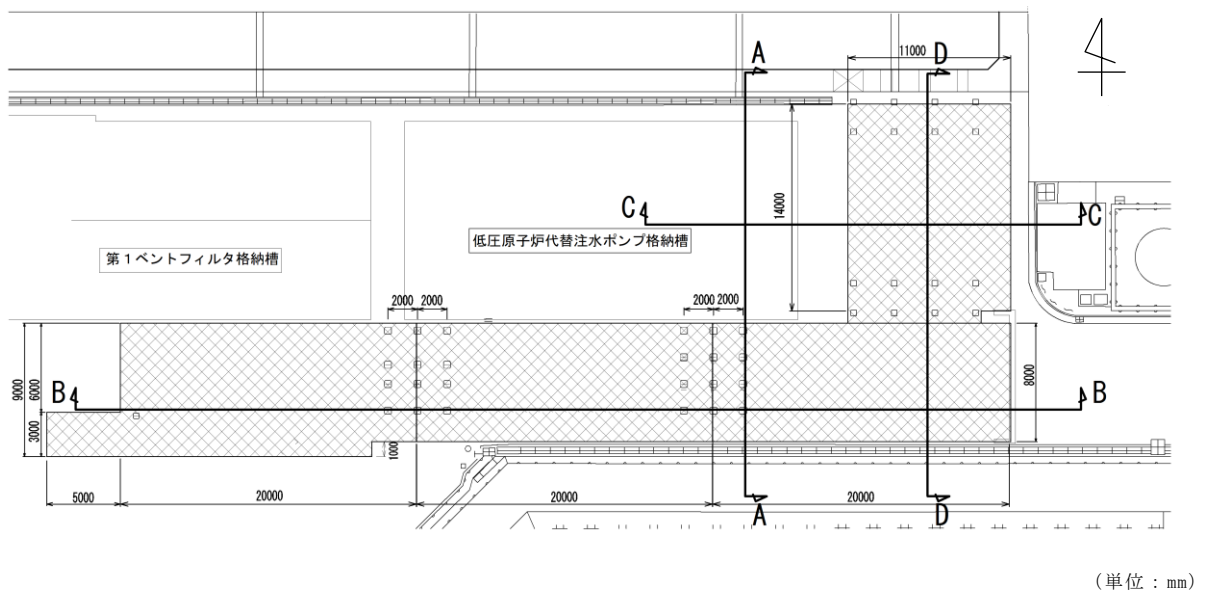


図1 仮設耐震構台 断面位置図

2. 評価方法

可搬型重大事故等対処設備の通行時における健全性確認については、本文における解析モデルに対して、可搬型重大事故等対処設備のうち車両総重量が最も大きい移動式代替熱交換設備の車両総重量を保守的に集中荷重として作用させ、主要な構造部材（主桁、桁受、受桁、水平材、斜材及び支持杭）に発生する曲げ軸力及びせん断力が許容限界以下であることを確認する。

なお、A-A断面（南北方向）は、桁受を線形はり要素によりモデル化した、モデル②（（参考資料5）桁受を剛はり要素とすることの妥当性確認について）により評価を実施する。

3. 計算条件

3.1 構造部材の諸元

本文「2.4 使用材料及び材料の物性値」と同様とする。

3.2 対象車両

対象車両を図3に示す。

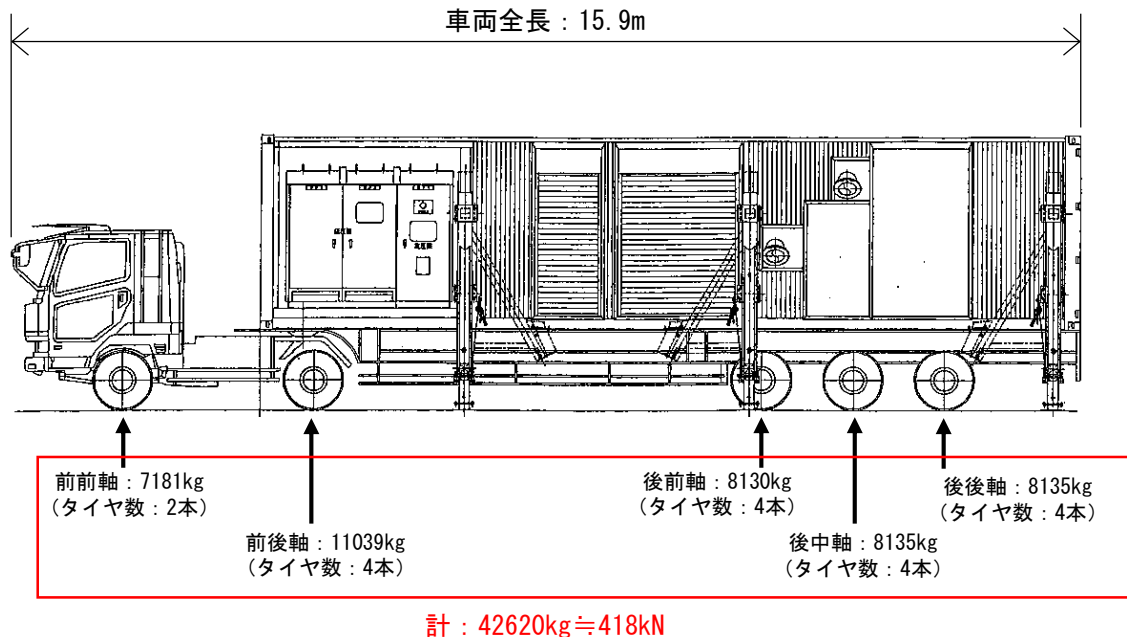


図3 対象車両

3.3 解析モデル

本文「3.2 地震応答解析モデルの設定」と同様の解析モデルとする。

3.4 荷重条件

3.4.1 衝撃係数を考慮した車両荷重

車両荷重は、移動式代替熱交換設備の車両総重量である 418kN に衝撃係数を考慮した 538kN を考慮する。衝撃係数は以下のとおりとする。

$$\text{衝撃係数 (鋼橋)} \quad i = 20 / (50 + L) = 20 / (50 + 19.4) = 0.288$$

L : 支間長 (m)

3.4.2 A-A断面 (南北方向) の荷重条件

A-A断面 (南北方向) は、上部工の重量を奥行 3 列の支持杭で負担するため、車両総重量の 1/3 の 179kN (538kN ÷ 3) を荷重として作用させる。

荷重の作用方法は、車軸間の距離を考慮した連行荷重ではなく、保守的な設定として、集中荷重として載荷する。荷重条件のイメージを図 4 に示す。

荷重の作用位置は、少ない部材で荷重を負担し、偏心荷重による曲げモーメントが最も大きくなるよう解析モデルの端部とする (ケース①)。荷重作用位置図を図 5 に示す。

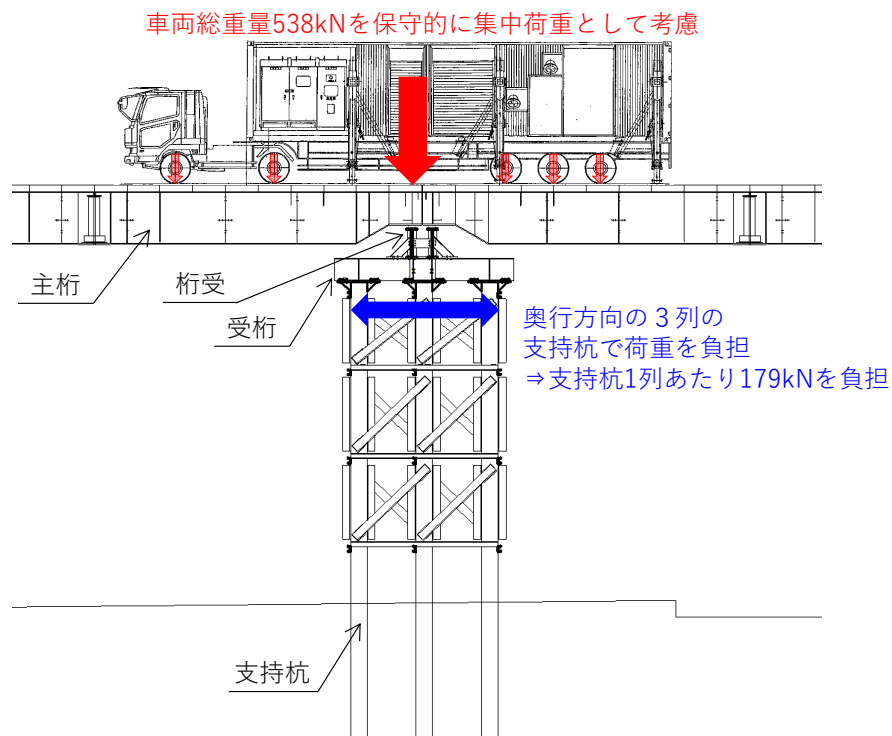
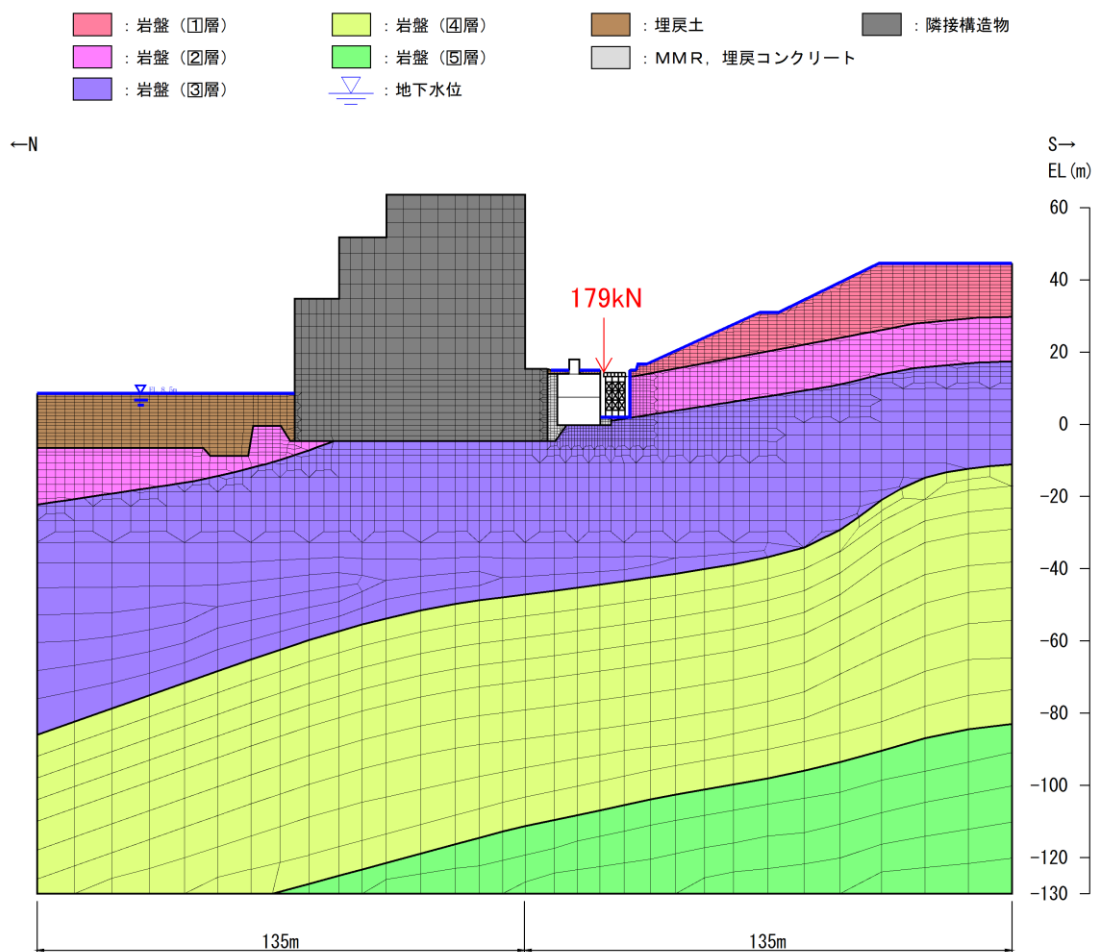
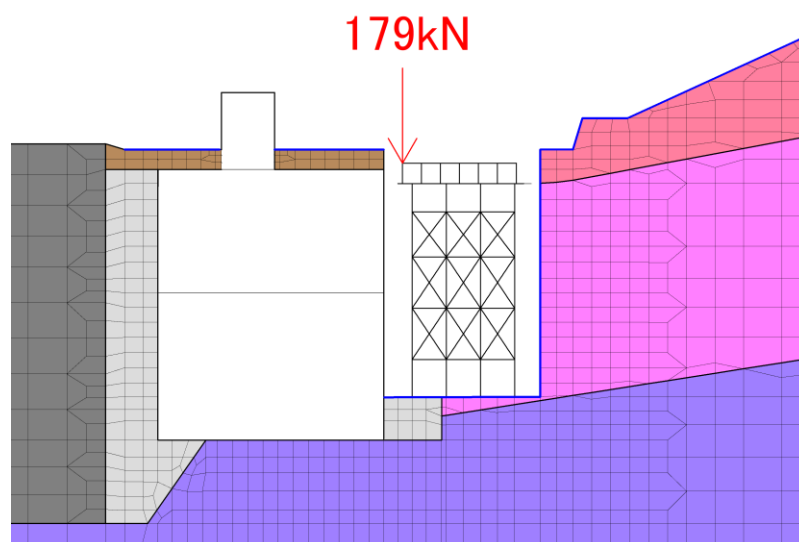


図 4 荷重条件イメージ (A-A断面 (南北方向))



(全体図)



(拡大図)

図5 荷重作用位置図 (A-A断面 (ケース①))

3.4.3 B-B断面（東西方向）の荷重条件

B-B断面（東西方向）は、支持杭の奥行き方向4列に対して主桁を7本設置していることから、主桁の剛性及び重量を7/4倍とした線形はり要素でモデル化している。主桁の奥行き方向の7/4を考慮した際に、車軸左右間隔は1.83mであることから、車両総荷重の片側重量である、269kN（538kN÷2）を荷重として作用させる。

荷重の作用方法は、車軸間の距離を考慮した連行荷重ではなく、保守的な設定として、集中荷重として載荷する。荷重条件のイメージを図6に示す。

荷重の作用位置は、主桁の曲げモーメントが最も厳しくなると考えられる主桁中央を作用位置としたケース②、及び下部構（受桁、水平材、斜材及び支持杭）への作用荷重が大きくなると考えられる主桁端部を作用位置としたケース③とする。荷重作用位置図を図7に示す。

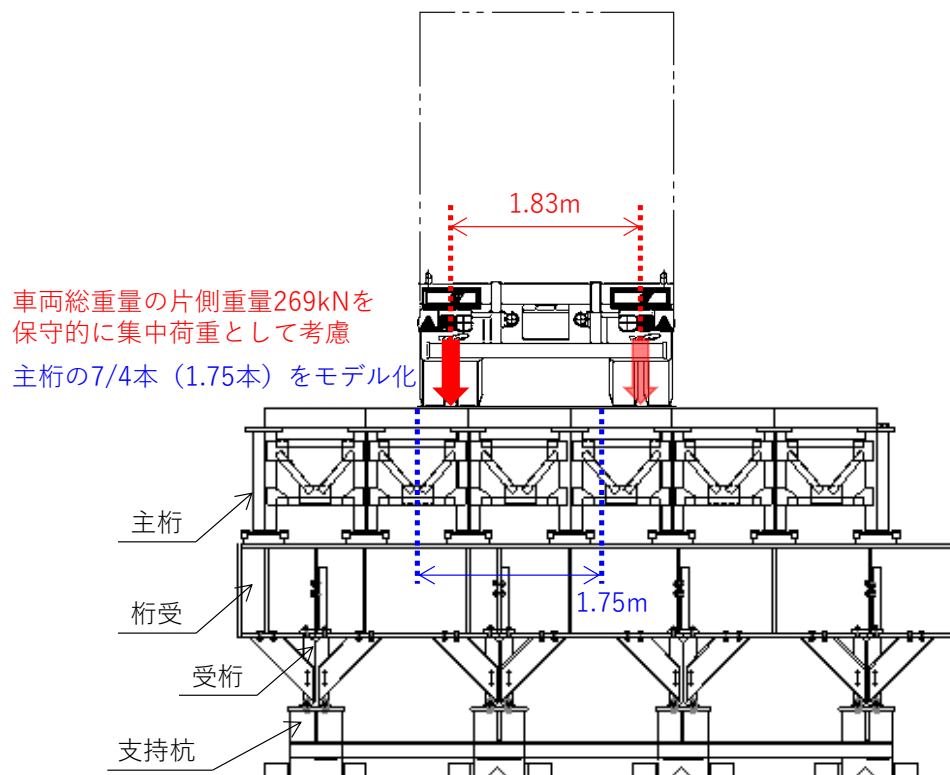
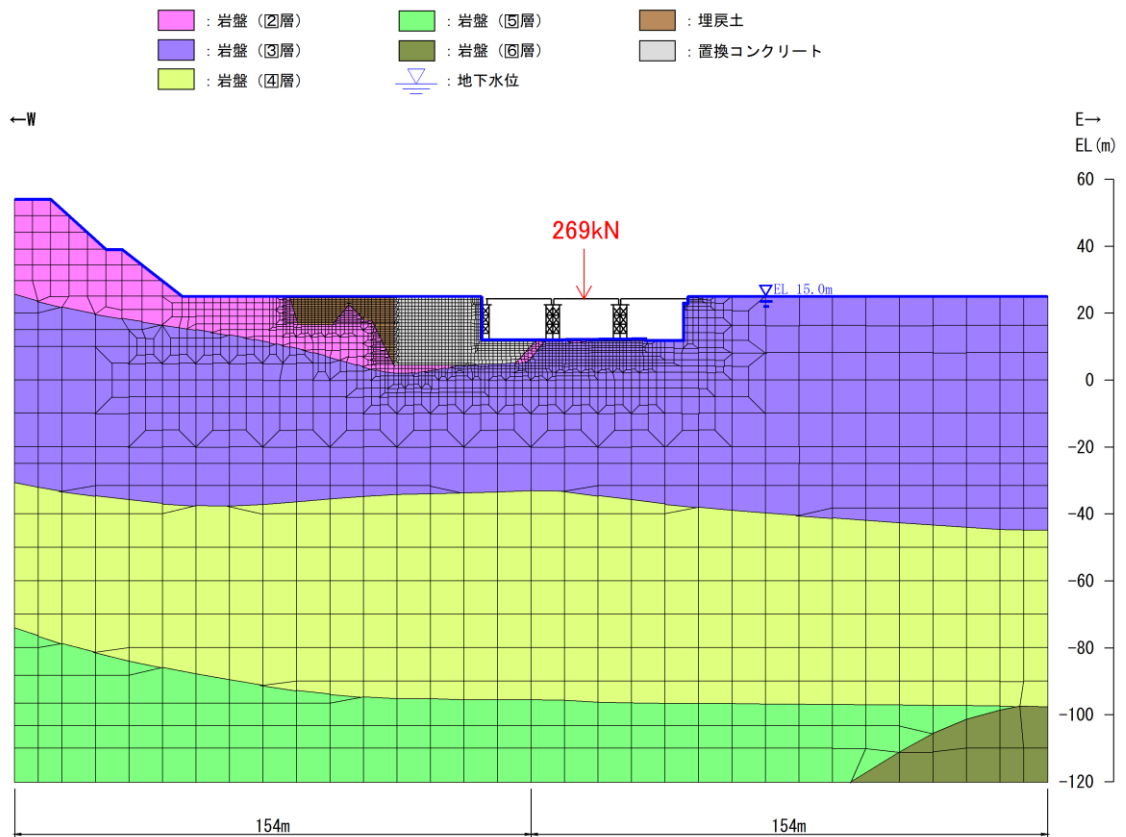
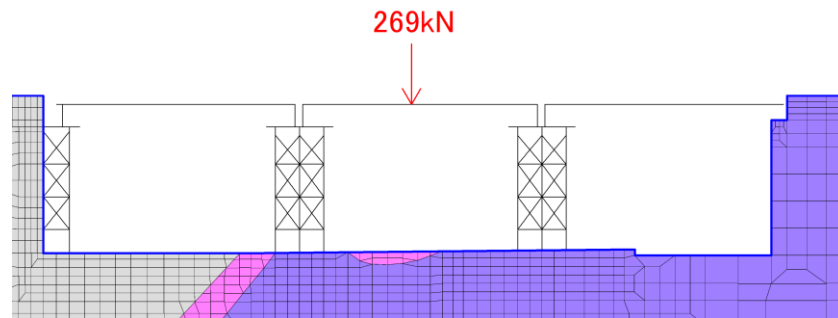


図6 荷重条件イメージ（B-B断面（東西方向））



(全体図)



(拡大図)

図 7 (1) 荷重作用位置図 (B-B断面 (ケース②))

4. 許容限界

本文「4.2.1 主桁，受桁，水平材，斜材及び支持杭に対する許容限界」と同様の許容限界とする。

5. 評価結果

5.1 A-A断面（南北方向）の評価結果

A-A断面（南北方向）の曲げ軸力に対する照査値を表1に，せん断力に対する照査値を表2に示す。また，車両荷重考慮時と地震時の断面力図の比較を図8に示す。

A-A断面（南北方向）の仮設耐震構台の評価対象部位に発生する曲げ軸力及びせん断力が許容限界以下であることを確認した。なお，耐震計算における照査値の方が大きくなることを確認した。

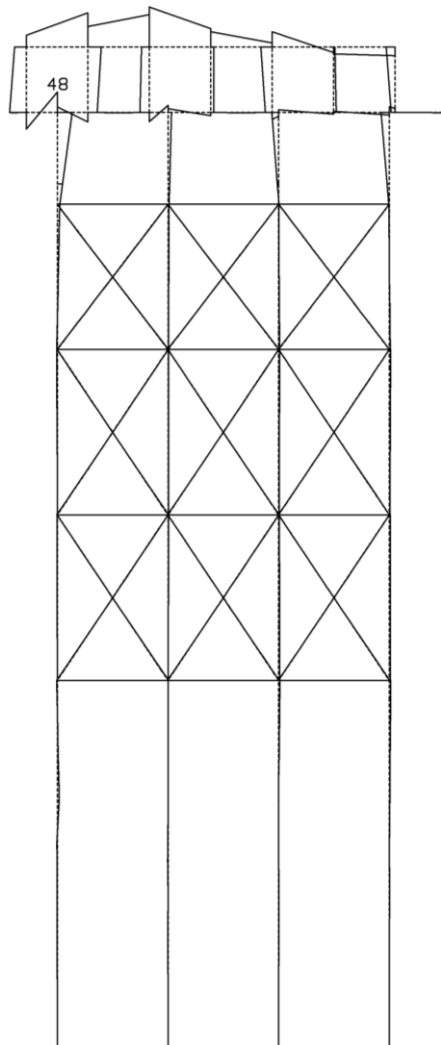
表1 曲げ軸力に対する照査値（A-A断面）

部位	ケース	発生断面力		照査値	(参考) 耐震計算による 照査値
		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)		
桁受	①	48	-11	0.05	0.26
水平材	①	0	18	0.04	0.32
斜材	①	1	-31	0.04	0.41
支持杭	①	4	-314	0.05	0.49

表2 せん断力に対する照査値（A-A断面）

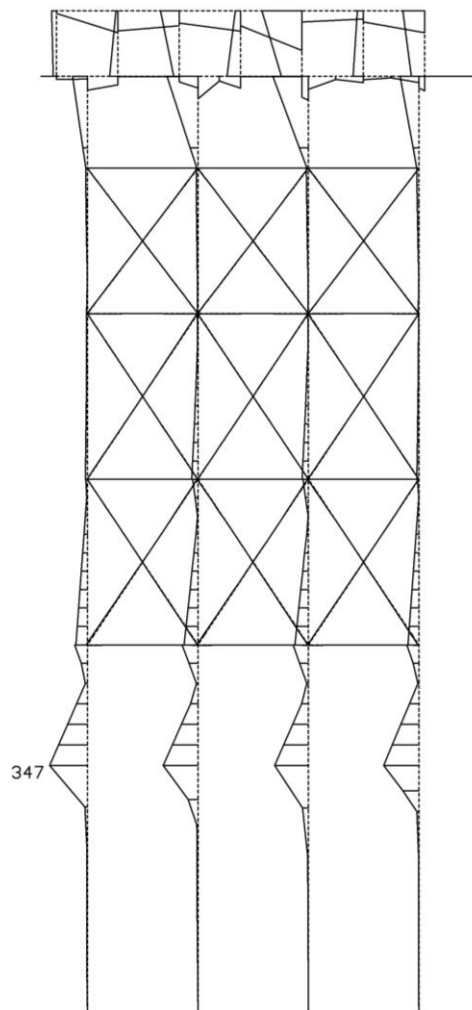
部位	ケース	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 せん断応力度 (N/mm ²)	照査値	(参考) 耐震計算による 照査値
桁受	①	19	120	0.16	0.45
水平材	①	0*		0.00	0.05
斜材	①	0*		0.00	0.01
支持杭	①	1		0.01	0.24

注記*：発生応力が0.5kN未満のため発生応力度は0N/mm²とする。



構造スケール 0. 1.0(m)
 応答値スケール 0. 100. (kN.m)

(車両荷重 (ケース①))



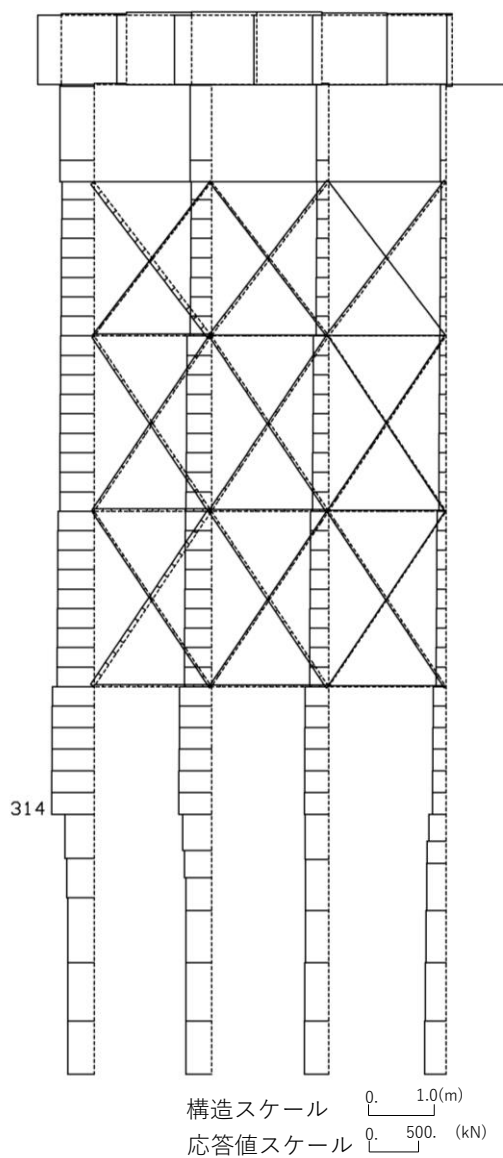
構造スケール 0. 1.0(m)
 応答値スケール 0. 500. (kN.m)

((参考) 基準地震動 S_s (全時刻最大))

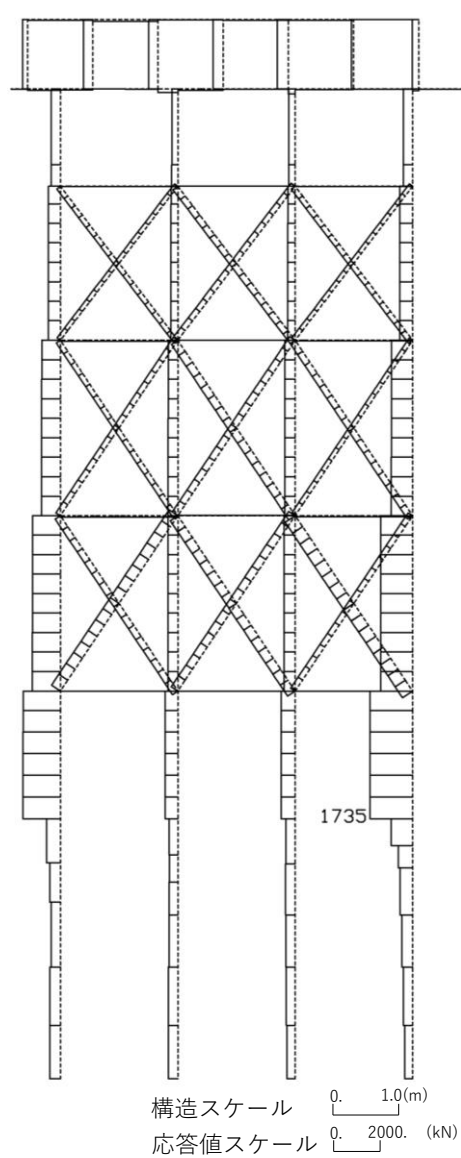
(曲げモーメント)

注：主桁及び受桁は、剛はり要素のため、発生する断面力について比較対象としない。

図 8 断面力図の比較 (1/3)



(車両荷重 (ケース①))

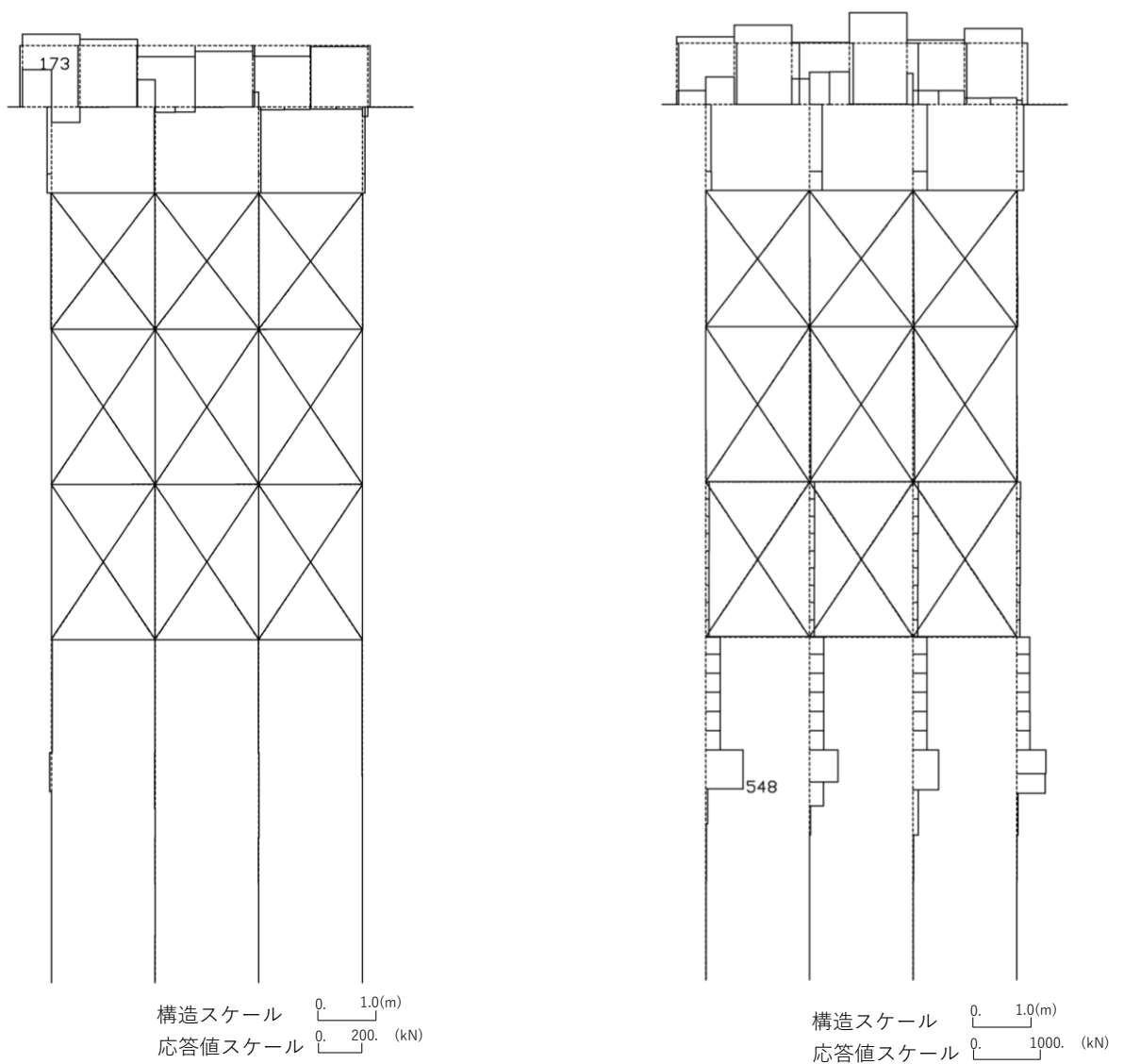


((参考) 基準地震動 S_s (全時刻最大))

(軸力)

注：主桁及び受桁は、剛はり要素のため、発生する断面力について比較対象としない。

図 8 断面力図の比較 (2/3)



(車両荷重 (ケース①))

((参考) 基準地震動 S_s (全時刻最大))

(せん断力)

注：主桁及び受桁は、剛はり要素のため、発生する断面力について比較対象としない。

図 8 断面力図の比較 (3/3)

5.2 B－B断面（東西方向）の評価結果

B－B断面（東西方向）の曲げ軸力に対する照査値を表3に、せん断力に対する照査値を表4に示す。また、車両荷重考慮時と地震時の断面力図の比較を図9に示す。

B－B断面（東西方向）の仮設耐震構台の評価対象部位に発生する曲げ軸力及びせん断力が許容限界以下であることを確認した。また、作用させる荷重は連行荷重ではなく、保守的な設定として集中荷重としており、車両総重量の片側重量のうち、考慮しない側の重量が覆工板を介してモデル化する主桁に作用した場合においても、照査値に十分余裕があることから、評価対象部位に発生する曲げ軸力及びせん断力が許容限界以下になると考えられる。なお、主桁以外の部材において、耐震計算における照査値の方が大きくなることを確認した。

表 3 曲げ軸力に対する照査値 (B-B断面)

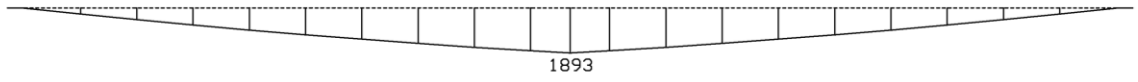
部位	ケース	発生断面力		照査値	(参考) 耐震計算による 照査値
		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)		
主桁	②	1893	0	0.25	0.20
受桁	③	103	-33	0.10	0.58
水平材	③	0	23	0.06	0.32
斜材	③	2	-44	0.06	0.46
支持杭	③	15	-428	0.07	0.63

表 4 せん断力に対する照査値 (B-B断面)

部位	ケース	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 せん断応力度 (N/mm ²)	照査値	(参考) 耐震計算による 照査値
主桁	③* ¹	11	180	0.07	0.04
受桁	③	37	120	0.31	0.62
水平材	③	0* ²		0.00	0.05
斜材	③	0* ²		0.00	0.01
支持杭	③	2		0.02	0.29

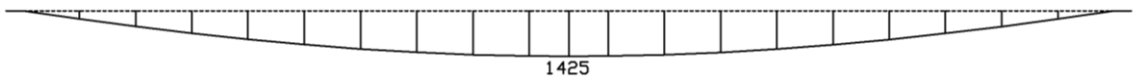
注記*1：主桁のせん断については、荷重の作用位置を主桁端部付近（桁受直上から外れた位置）にした場合の照査値が最も厳しくなることから、ケース③に車両荷重（269kN）を足し合わせたせん断力により照査を行う。

*2：発生応力が 0.5kN 未満のため発生応力度は 0N/mm²とする。



構造スケール $\frac{0.}{1.0(m)}$
 応答値スケール $\frac{0.}{2000. (kN.m)}$

(車両荷重 (ケース②))



構造スケール $\frac{0.}{1.0(m)}$
 応答値スケール $\frac{0.}{2000. (kN.m)}$

((参考) 基準地震動 S_s (全時刻最大))

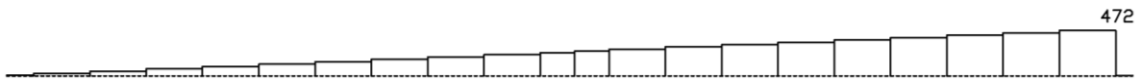
(曲げモーメント)

図 9 断面力図の比較 (主桁) (1/6)



構造スケール 0. 1.0(m)
 応答値スケール 0. 5.0 x 10^-12 (kN)

(車両荷重 (ケース②))

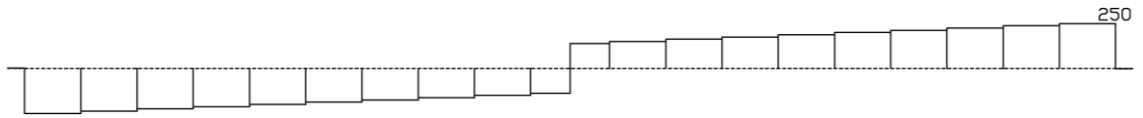


構造スケール 0. 1.0(m)
 応答値スケール 0. 500. (kN)

((参考) 基準地震動 S_s (全時刻最大))

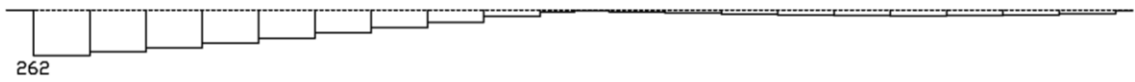
(軸力)

図 9 断面力図の比較 (主桁) (2/6)



構造スケール 0. 1.0(m)
 応答値スケール 0. 200. (kN)

(車両荷重 (ケース②))

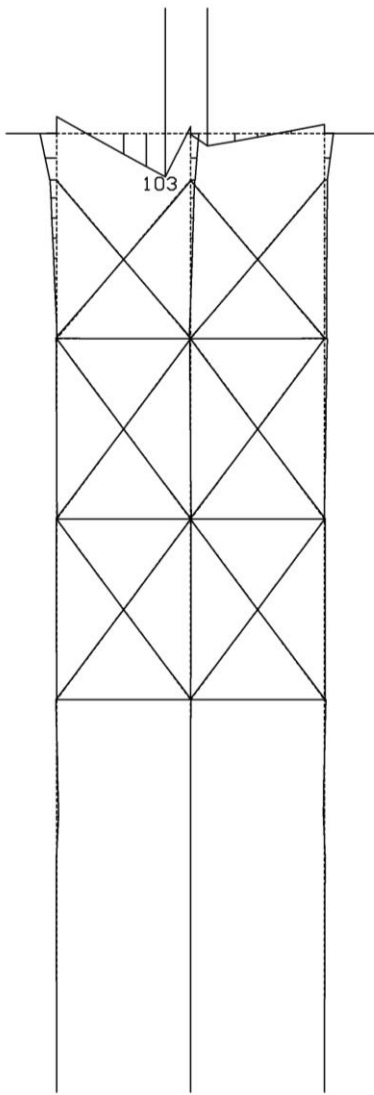


構造スケール 0. 1.0(m)
 応答値スケール 0. 200. (kN)

((参考) 基準地震動 S_s (全時刻最大))

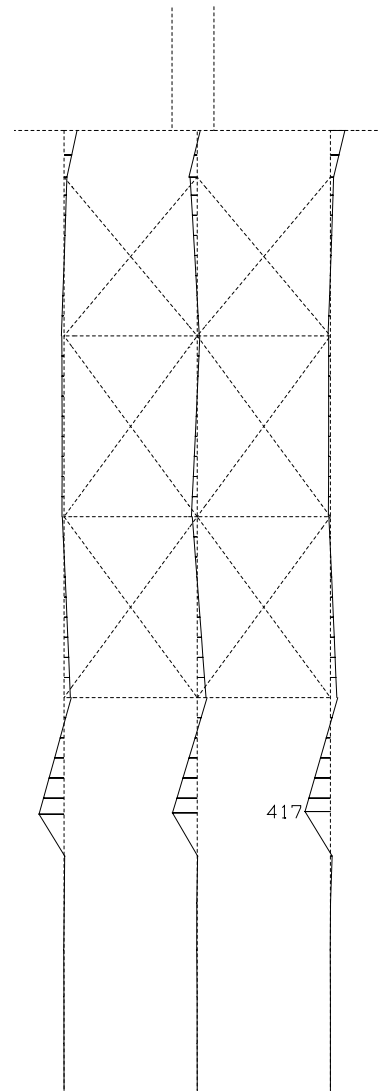
(せん断力)

図9 断面力図の比較 (主桁) (3/6)



構造スケール 0. 1.0(m)
 応答値スケール 0. 100. (kN.m)

(車両荷重 (ケース③))



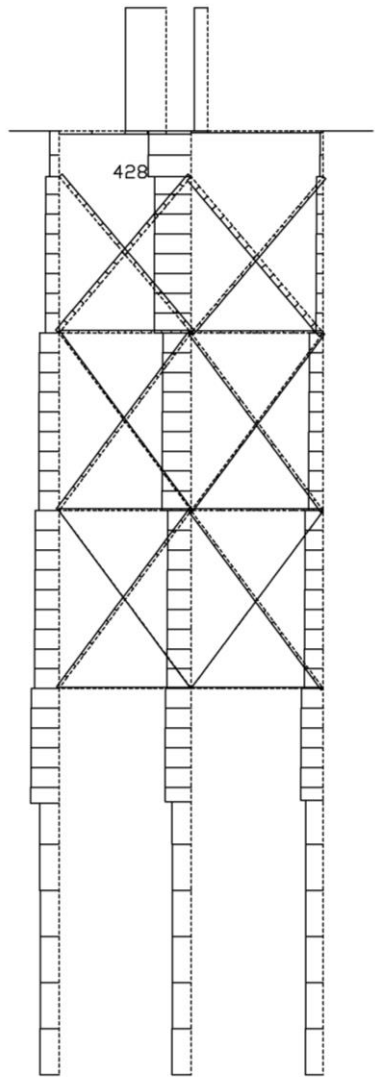
構造スケール 0. 1.0(m)
 応答値スケール 0. 500. (kN.m)

((参考) 基準地震動 S_s (全時刻最大))

(曲げモーメント)

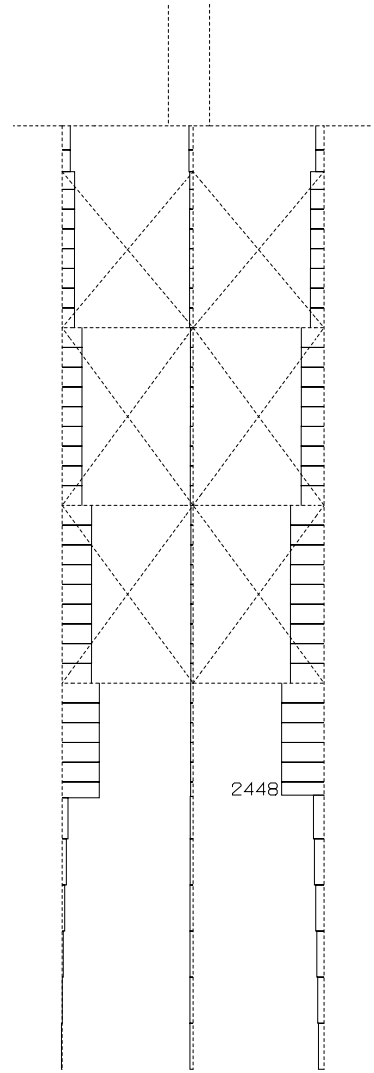
注：桁受は、剛はり要素のため、発生する断面力について比較対象としない。

図9 断面力図の比較 (4/6)



構造スケール 0. 1.0(m)
 応答値スケール 0. 500. (kN)

(車両荷重 (ケース③))



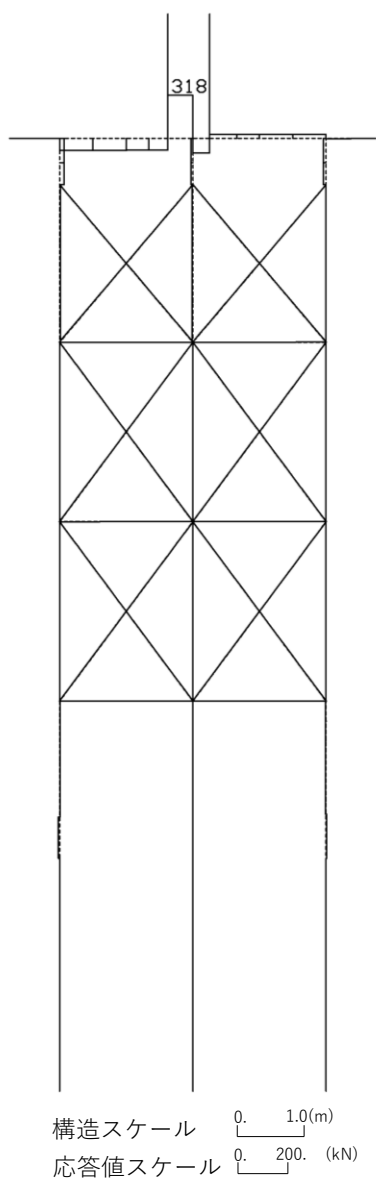
構造スケール 0. 1.0(m)
 応答値スケール 0. 2000. (kN)

((参考) 基準地震動 S_s (全時刻最大))

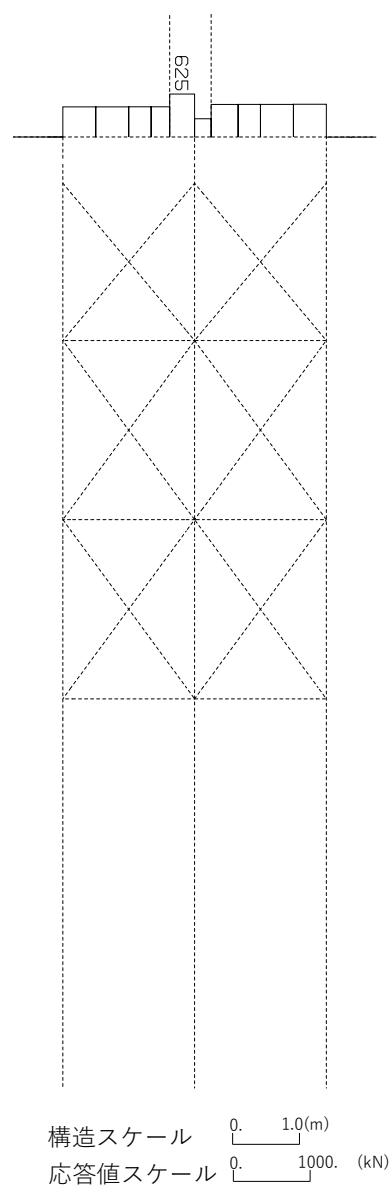
(軸力)

注：桁受は、剛はり要素のため、発生する断面力について比較対象としない。

図9 断面力図の比較 (5/6)



(車両荷重 (ケース③))



((参考) 基準地震動 S_s (全時刻最大))

(せん断力)

注：桁受は、剛はり要素のため、発生する断面力について比較対象としない。

図9 断面力図の比較 (6/6)

6. まとめ

可搬型重大事故等対処設備のうち車両総重量が最も大きい移動式代替熱交換設備の荷重を保守的に集中荷重として作用させ、主要な構造部材（主桁，桁受，受桁，水平材，斜材及び支持杭）に発生する曲げ軸力及びせん断力が許容限界以下であることを確認した。

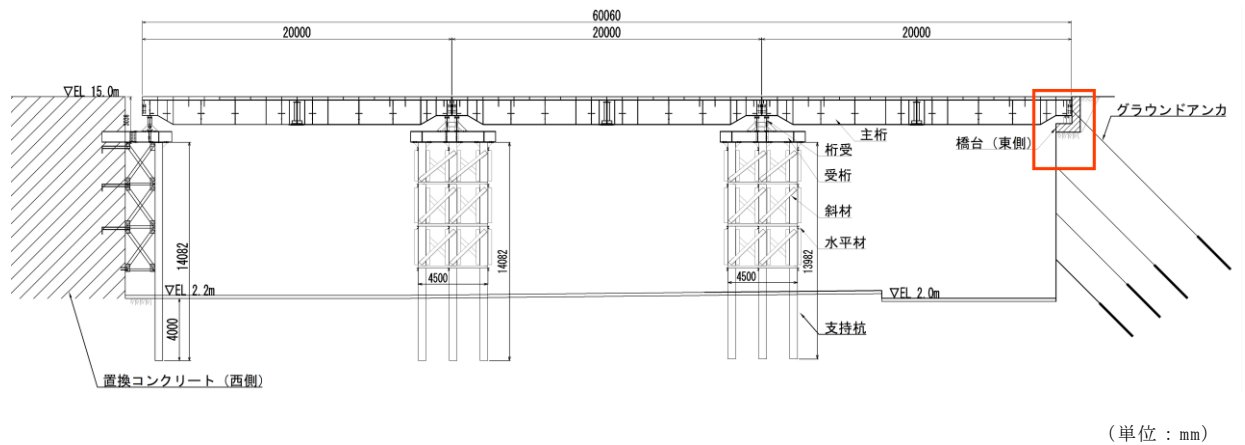
以上より，可搬型重大事故等対処設備の通行時の健全性を確認した。

(参考資料 9) 橋台 (東側) の安定性について

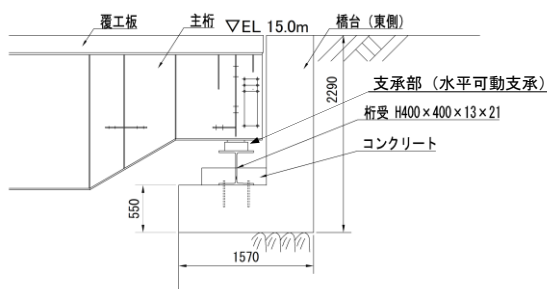
1. 概要

図 1 に示す仮設耐震構台の B - B 断面 (東西方向) の東側の橋台については、主桁との間に支承部 (水平可動支承) を設置していることから主桁からの西側方向の水平荷重が作用しないため、構造部材 (鉄筋コンクリート) を評価対象部位として選定しているが、本検討では、橋台の安定性を確認する。

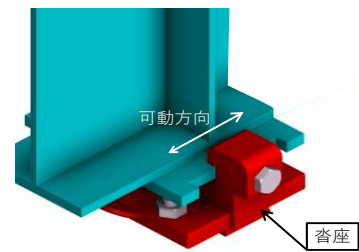
なお、橋台 (東側) 近傍のグラウンドアンカについては、安定性の評価を含む耐震計算において期待しないため、モデル化しない。



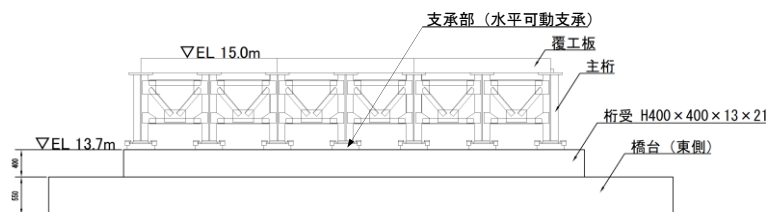
(B - B 断面 (東西方向))



(断面図)



(水平可動支承)



(正面図)

図 1 橋台 (東側) 概要図

2. 評価方針

橋台（東側）の安定性評価は，橋台と地盤との水平方向の相対変位を算定し，アクセスルートとしての通行性に影響を及ぼすような滑動が生じないこと，また，橋台の基礎地盤に生じる最大接地圧が極限支持力度以下であることにより確認する。

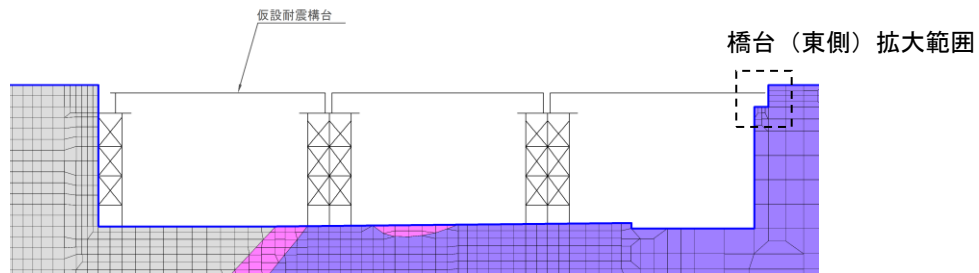
解析ケースについては，橋台（東側）の部材の照査結果が最大となるケースである $S_s - D(++)$ とする。

3. 確認結果

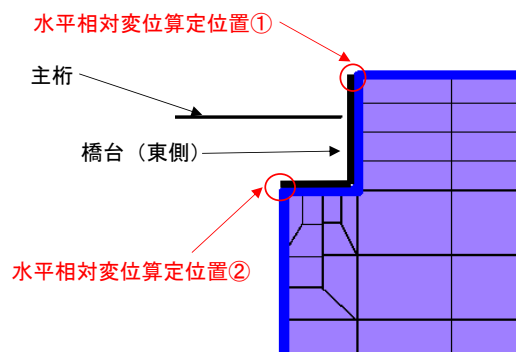
3.1 橋台（東側）と地盤との相対変位による評価結果

図2に示す位置において、橋台と地盤の水平方向の相対変位を算定した結果を、表1に示す。

橋台と地盤との滑動方向の水平相対変位は0mmであり、アクセスルートとしての通行性に影響を及ぼすような滑動の恐れはないことを確認した。



(B-B断面 解析モデル図 (拡大))



(橋台（東側）拡大図)

図2 橋台（東側）と地盤との水平相対変位算出位置

表1 橋台（東側）と地盤との水平方向相対変位（西側方向：+）

地震動		水平相対変位算定位置	水平方向最大相対変位
S s - D	++*	①	0mm
		②	0mm

注記*：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

3.2 橋台（東側）の基礎地盤の支持性能に対する評価結果

橋台（東側）の基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表 2 に、基礎地盤の最大接地圧分布図を図 3 に示す。橋台（東側）の基礎地盤に生じる最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

また、最大接地圧発生時刻における橋台（東側）付近の地盤の局所安全係数分布図を、図 4 に示す。図 4 のとおり、橋台（東側）周辺の岩盤は健全であることを確認した。

表 2 橋台（東側）の基礎地盤の支持性能評価結果

地震動		最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限 支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
S s - D	++ *	0.23	9.8	0.03

注記*：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

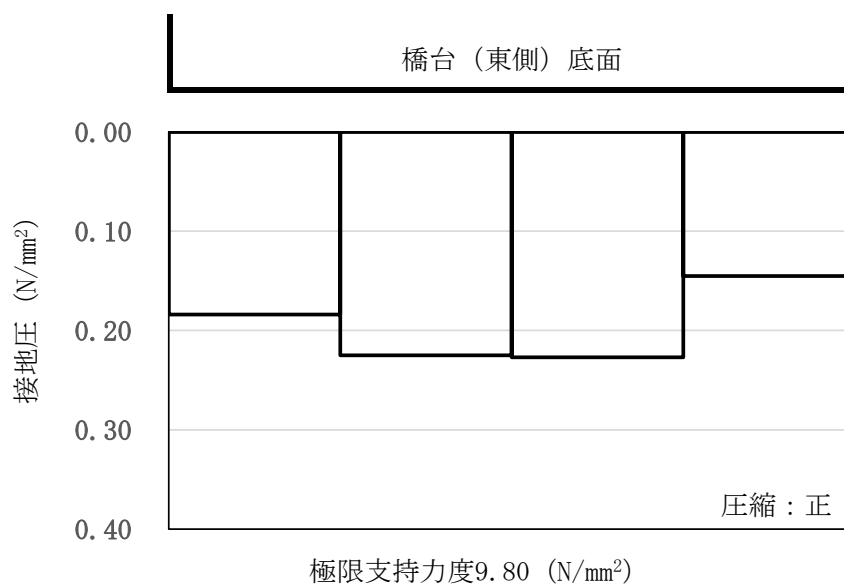


図 3 橋台（東側）の基礎地盤の最大接地圧分布図

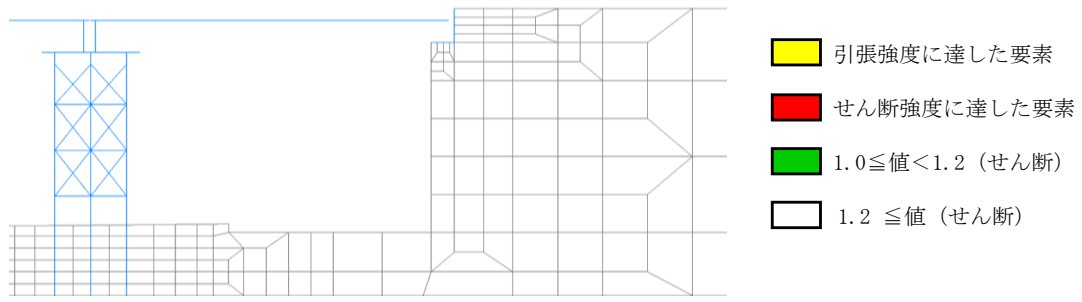


図 4 局所安全係数分布図

(構台 (東側) の接地圧が最大となる $S_s - D$ (++) , $t=10.10s$)

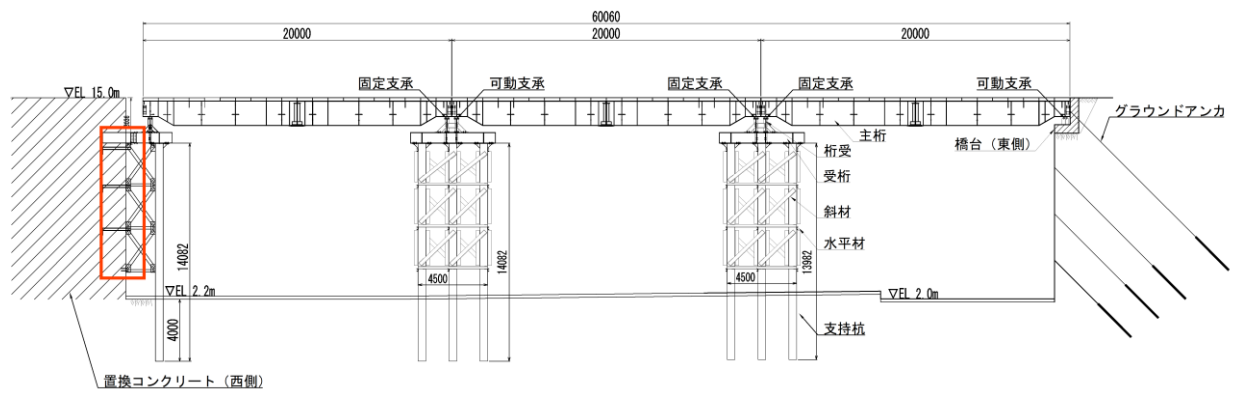
4. まとめ

本検討では、橋台と地盤との水平方向の相対変位を算定し、アクセスルートとしての通行性に影響を及ぼすような滑動が生じないこと、また、橋台の基礎地盤に生じる最大接地圧が極限支持力度以下であることから、基準地震動 S_s に対する橋台（東側）の安定性を確認した。

(参考資料 10) 置換コンクリート（西側）と水平材及び斜材を接合するアンカーボルト，並びに置換コンクリート（西側）と受桁の接合部の健全性について

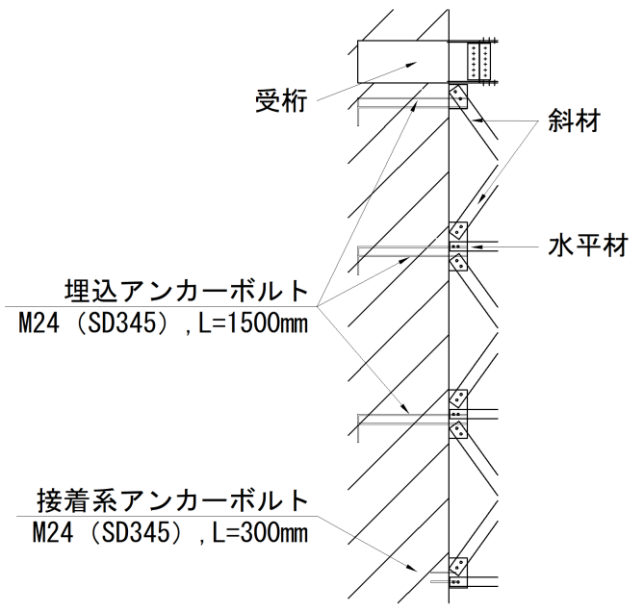
1. 概要

仮設耐震構台の B-B 断面（東西方向）の西側の置換コンクリートと水平材及び斜材の接合部は，埋込アンカーボルト及び接着系アンカーボルトにより接合しており，置換コンクリートと受桁は，埋め込みにより接合している。置換コンクリート（西側）と各接合部を図 1 に示す。アンカーボルトは，水平材及び斜材の地震時の応答を置換コンクリート（西側）へ伝達することから，解析モデルにおいて 2 重節点 MPC 結合（鉛直及び水平方向）によりモデル化しており，置換コンクリートと受桁の接合部は，受桁の地震時の応答を置換コンクリート（西側）へ伝達することから，解析モデルにおいて共有節点によりモデル化しているため，基準地震動 S_s に対する健全性を確認する。



(単位 : mm)

(B - B 断面 (東西方向))



(斜材接合部 拡大図)

図 1 置換コンクリート (西側) と各接合部 概要図

2. 評価方針

アンカーボルトの健全性は、アンカーボルトに発生する引張力及びせん断力に対して、アンカーボルトの許容限界以下であることにより確認する。

置換コンクリート（西側）と受桁の接合部の健全性は、受桁に発生する引張力及びせん断力に対して、許容限界以下であることにより確認する。

評価対象とする解析ケースについて、アンカーボルトは、斜材及び水平材の部材の照査結果が最大となるケースである $S_s - D(++)$ とし、置換コンクリート（西側）と受桁の接合部は、受桁の引張力が最大となるケースである $S_s - D(++)$ とする。

3. 許容限界

アンカーボルトの許容限界は、「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年改訂）」を踏まえて、表1の値とする。

なお、埋込アンカーボルトが引張を受ける場合においては、アンカーボルトの降伏により定まる許容引張力とする。接着系アンカーボルトが引張を受ける場合においては、アンカーボルトの降伏により定まる許容引張力と付着力により定まる耐力を比較していずれか小さい値を作用する。また、アンカーボルトがせん断力を受ける場合においては、アンカーボルトのせん断強度により定まる許容せん断力、定着したコンクリート躯体の支圧強度により定まる許容せん断力及び定着した躯体のコーン状破壊により定まる許容せん断力を比較して、いずれか小さい値を採用する。

なお、埋め込みアンカーボルトの根入れ長さは、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（社）日本建築学会，2010年改訂）」に基づき、必要定着長以上となるように、また、接着系アンカーボルトの根入れ長さは、「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年改訂）」に基づき、有効埋め込み長さがアンカー筋径の7倍以上となるように設定した値を基に、許容限界の算定をしている。

受桁の引抜きに対する許容限界は、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）」に示されるコンクリートと丸鋼の許容付着応力度に基づき設定し、受桁のせん断に対する許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」に基づき設定する。許容限界を表2に示す。

表 1 アンカーボルトの許容限界

材質	許容引張力 (kN)	許容せん断力 (kN)
埋込アンカーボルト (M24, SD345)	122	72
接着系アンカーボルト (M24, SD345)	24	72

表 2 受桁の引抜きに対する許容限界

評価項目	許容限界 (N/mm ²)
短期許容付着応力度	1.05
短期許容せん断応力度	120

4. 確認結果

アンカーボルトの引張及びせん断に対する照査結果を、表3及び表4に、置換コンクリート（西側）と受桁の接合部に対する照査結果を表5及び表6に示す。アンカーボルトに発生する引張力及び発生せん断力とも、許容限界を下回っており、基準地震動 S_s に対する健全性を確認した。置換コンクリート（西側）と受桁の接合部に発生する周面摩擦力及びせん断力は許容限界を下回っており、基準地震動 S_s に対する健全性を確認した。

表3 アンカーボルトの引張に対する照査結果

地震動		種類	本数	最大引張力 (kN/箇所)	発生引張力 (kN/本)	許容引張力 (kN/本)	発生引張力 / 許容引張力
$S_s - D$	++*	埋込アンカーボルト	6	39	7	122	0.06
		接着系アンカーボルト	6	36	6	24	0.25

注記*：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表4 アンカーボルトのせん断に対する照査結果

地震動		種類	本数	最大引張力 (kN/箇所)	発生せん断力 (kN/本)	許容せん断力 (kN/本)	発生せん断力 / 許容せん断力
$S_s - D$	++*	埋込アンカーボルト	6	96	16	72	0.23
		接着系アンカーボルト	6	48	8	72	0.12

注記*：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 5 置換コンクリート（西側）と受桁の接合部に対する照査結果

地震動		引張力 (kN)	引張応力度* ² P_d (N/mm ²)	短期許容 付着応力度 P_u (N/mm ²)	照査値 P_d/P_u
S _s -D	++* ¹	5.46	0.01	1.05	0.01

注記*1：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

*2：受桁（H700×300×13×24）の周面積は、保守的に下方のフランジ部のみの辺（300mm）を考慮する。

表 6 せん断力に対する照査値（受桁）

地震動		せん断力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 せん断応力度 (N/mm ²)	照査値
S _s -D	++*	256.37	30	120	0.25

注記*：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。