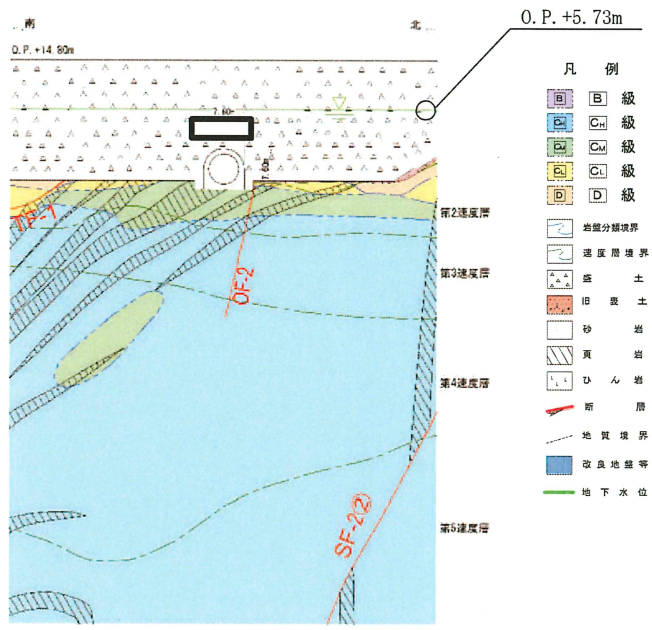
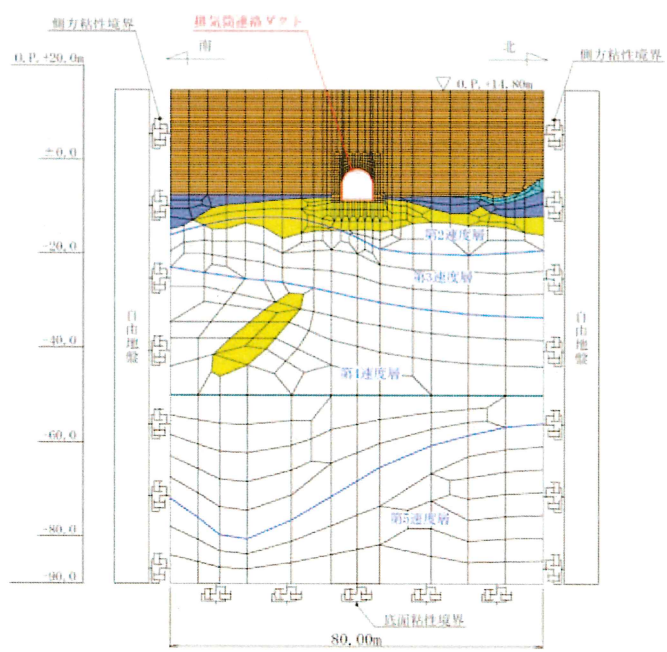


(3) 地震応答解析時

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。評価対象地質断面図及び地震応答解析モデル図を図 3-7 に示す。



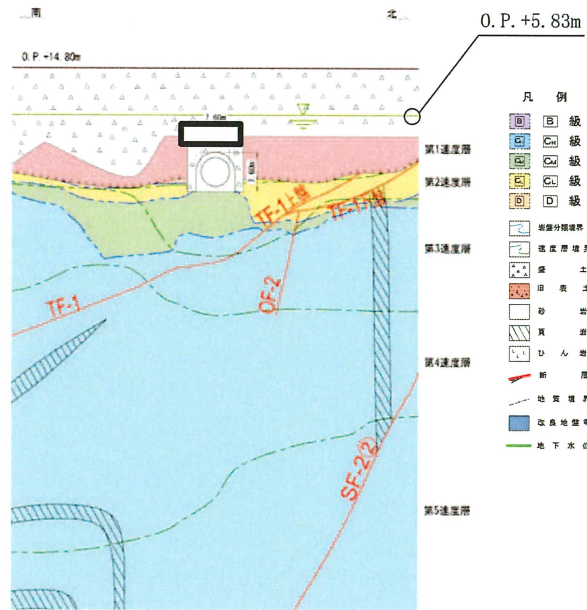
(a) 評価対象地質断面図



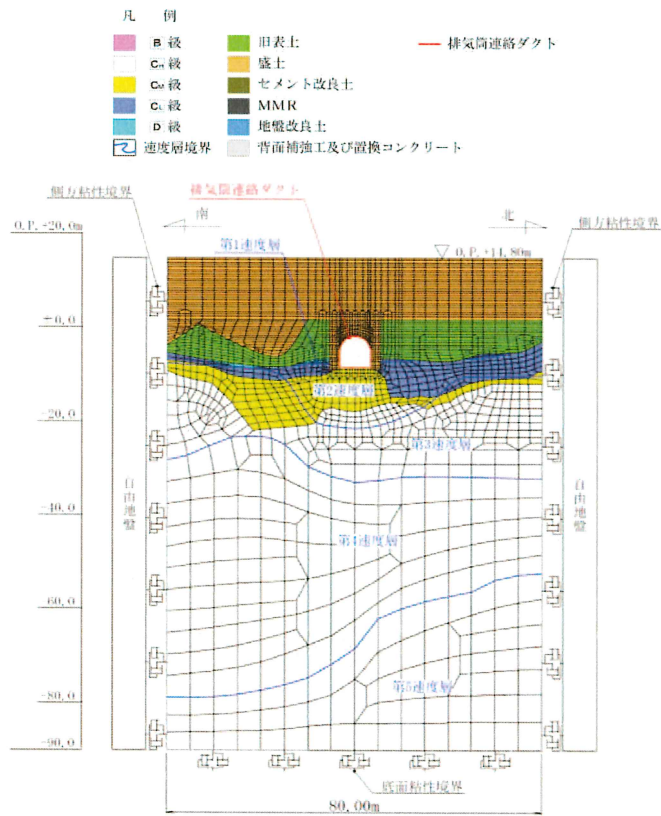
(b) 地震応答解析モデル図

図 3-7(1) 排気筒連絡ダクトの評価対象地質断面図及び地震応答解析モデル図 (土砂部 (断面①))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



(a) 評価対象地質断面図



(b) 地震応答解析モデル図

図 3-7(2) 排気筒連絡ダクトの評価対象地質断面図及び地震応答解析モデル図
(土砂部 (断面③))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

3.2.3 構造物のモデル化

排気筒連絡ダクトでは、構造部材を土砂部（断面①及び断面③）は非線形はり要素、岩盤部（断面⑤）は線形はり要素でモデル化する。排気筒連絡ダクトのモデル化について、土砂部（断面①及び断面③）は、周囲に分布する盛土の土圧により構造物が非線形領域まで大きく変形することから非線形モデルを用いた限界状態設計法による設計を行い、岩盤部（断面⑤）は、周囲に岩盤が分布することから構造物が線形領域と小さい変形となることから線形はり要素を用いた許容応力度設計法による設計を行っている。土砂部（断面①及び断面③）の鉄筋コンクリート部材のはり要素の交点には、図3-8に示すとおり、断面内部の円弧部を、部材の軸線に対して45°傾斜し円弧部に接するハンチとみなし、コンクリート標準示方書に基づき剛域を設ける。また、円弧部のコンクリート重量については、はり要素に付加重量として考慮する。岩盤部（断面⑤）は円形断面として剛域は設けない。排気筒連絡ダクトの解析モデルにおける構造物部分の拡大図を図3-9に示す。

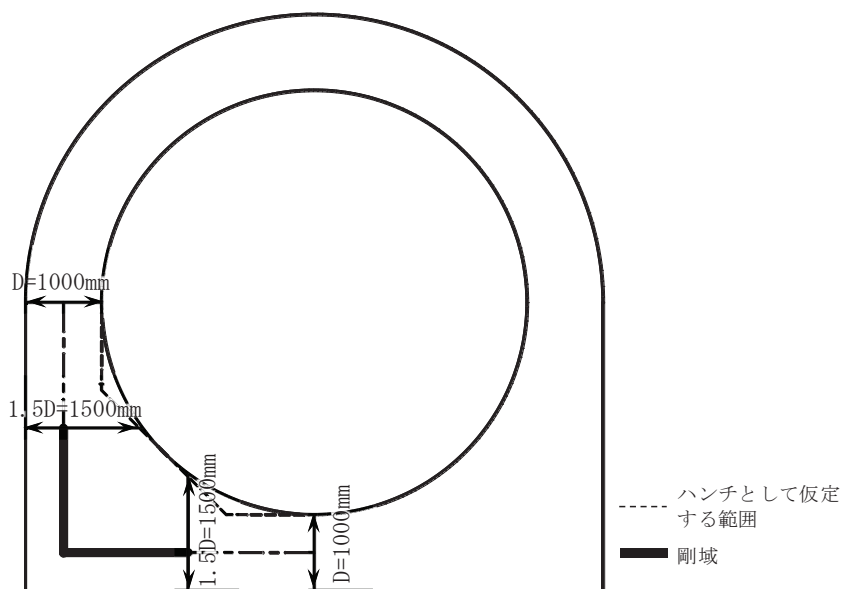


図3-8 排気筒連絡ダクト土砂部（断面①及び断面③）の剛域設定

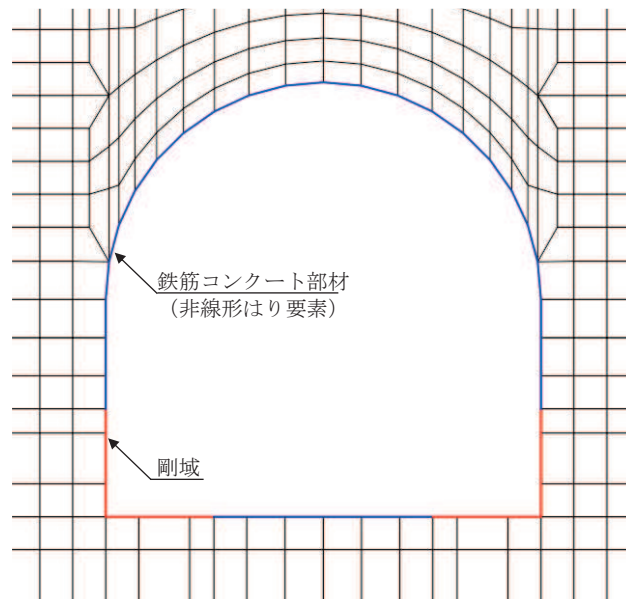


図 3-9(1) 排気筒連絡ダクトの地震応答解析モデル
(構造物部分拡大, 土砂部 (断面①及び③))

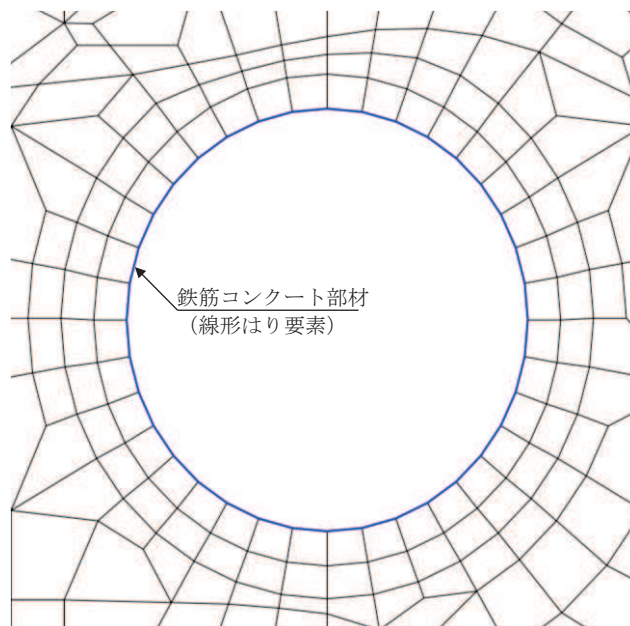


図 3-9(2) 排気筒連絡ダクトの地震応答解析モデル
(構造物部分拡大, 岩盤部 (断面⑤))

3.2.4 地盤のモデル化

D₁級を除く岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。また、全応力解析では、盛土、旧表土及びD₁級岩盤は、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。

有効応力解析では、盛土及び旧表土は、マルチスプリング要素及び間隙水要素でモデル化し、地盤については地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

3.2.5 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 は周辺地盤の c 、 ϕ とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」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 は強度の小さい側の要素の物性値とし、表 3-2 のとおり設定する。

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

ここで、

- σ' : 面直圧
- τ_f : せん断強度
- c : 粘着力
- 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 (狐崎部層)

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
盛土*	0.06	30.0
C _M 級	0.49	47.0

注記* : 地下水位以深

表 3-2 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
盛土-構造物	盛土の c	盛土の ϕ
岩盤-構造物	岩盤の c	岩盤の ϕ

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12 pp1061-1070, 2009）に従い、表 3-3 のとおり設定する。

ジョイント要素の力学特性を図 3-10 に、ジョイント要素の配置を図 3-11 に示す。

表 3-3 ジョイント要素のばね定数

地盤	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)	せん断剛性 k_s (kN/m^3)
盛土	1.0×10^6	1.0×10^6
岩盤	1.0×10^7	1.0×10^7

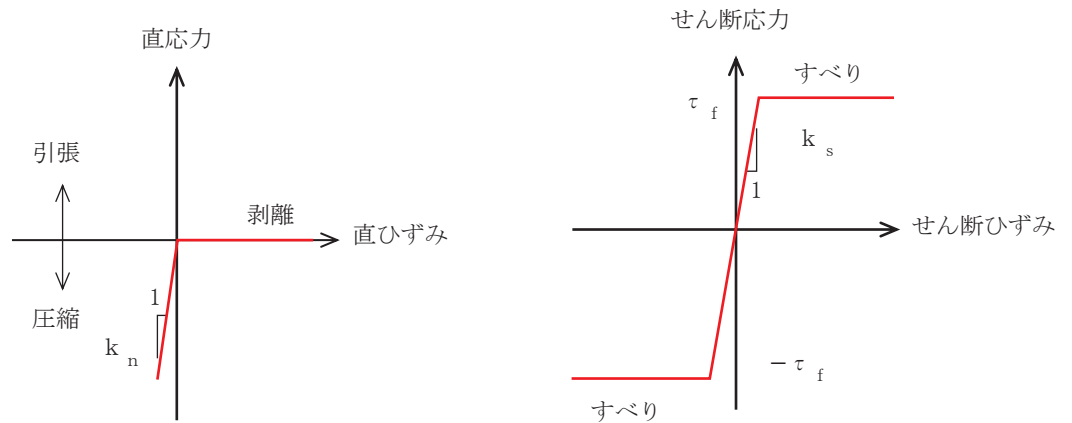


図 3-10 ジョイント要素の力学特性

凡 例					
	B 級		旧表土		ジョイント要素
	C ₁ 級		盛土		
	C ₂ 級		セメント改良土		
	C ₃ 級		MMR		
	D 級		地盤改良土		
	速度層境界		背面補強工及び置換コンクリート		

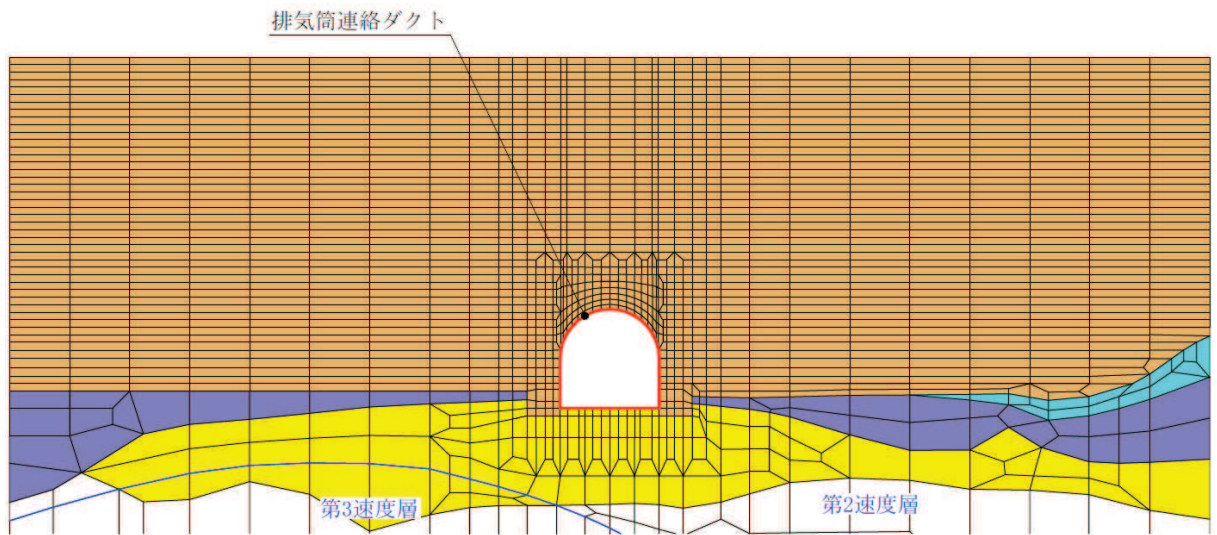


図 3-11(1) ジョイント要素の配置 (土砂部 (断面①))

凡 例					
	B 級		旧表土		ジョイント要素
	C ₁ 級		盛土		
	C ₂ 級		セメント改良土		
	C ₃ 級		MMR		
	D 級		地盤改良土		
	速度層境界		背面補強工及び置換コンクリート		

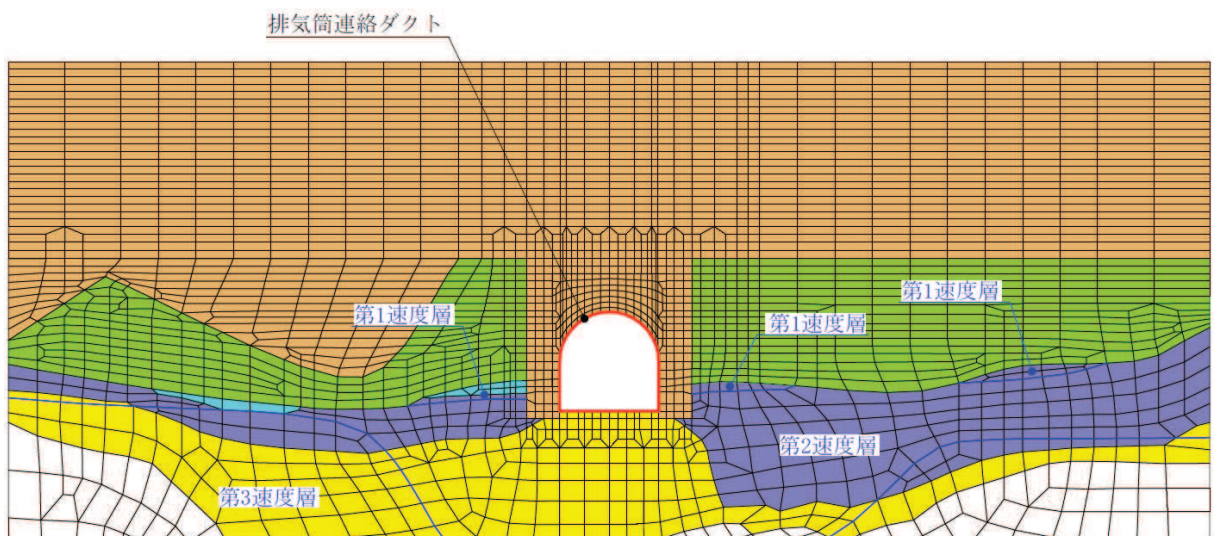


図 3-11(2) ジョイント要素の配置 (土砂部 (断面③))

凡 例					
	B 級		旧表土		ジョイント要素
	C ₁ 級		盛土		
	C ₂ 級		セメント改良土		
	C ₃ 級		MMR		
	D 級		地盤改良土		
	速度層境界		背面補強工及び置換コンクリート		

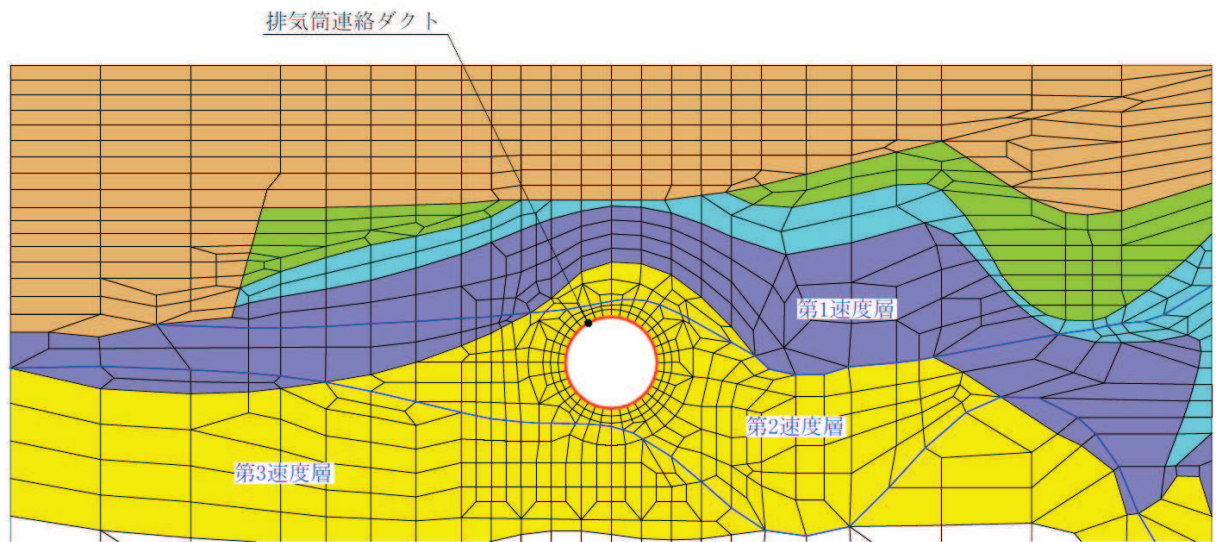


図 3-11(3) ジョイント要素の配置 (岩盤部 (断面⑤))

3.2.6 材料特性の設定

土砂部（断面①及び断面③）の鉄筋コンクリート部材は、非線形はり要素を用いてモデル化する。全応力解析ではファイバーモデルを用いてモデル化し、有効応力解析ではM- ϕ モデルを用いてモデル化する。非線形特性の設定においては、コンクリート及び鉄筋の非線形性を考慮する。材料の非線形性はコンクリート標準示方書及びコンクリート標準示方書 2017 に基づき設定する。

図 3-12 にファイバーモデルの概念図を、図 3-13 にファイバーモデルに用いるコンクリートの応力-ひずみ関係を示す。また、図 3-14 にM- ϕ 関係のトリリニアモデルを示す。M- ϕ モデルに用いるコンクリートの履歴特性は、図 3-15 に示すとおり修正武田モデルを適用する。図 3-16 にM- ϕ モデルに用いるコンクリートの応力-ひずみ関係を、図 3-17 に鉄筋の応力-ひずみ関係を示す。

岩盤部（断面⑤）の鉄筋コンクリート部材は、線形はり要素を用いてモデル化する。

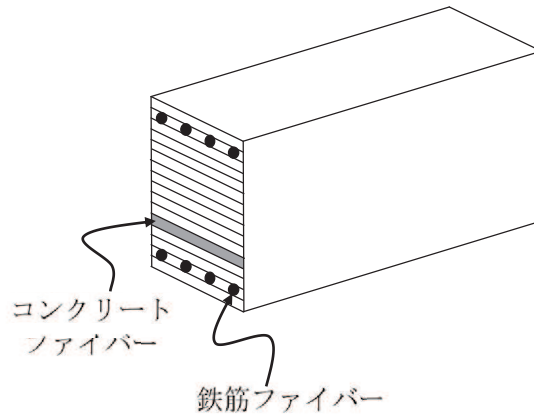


図 3-12 ファイバーモデルの概念図

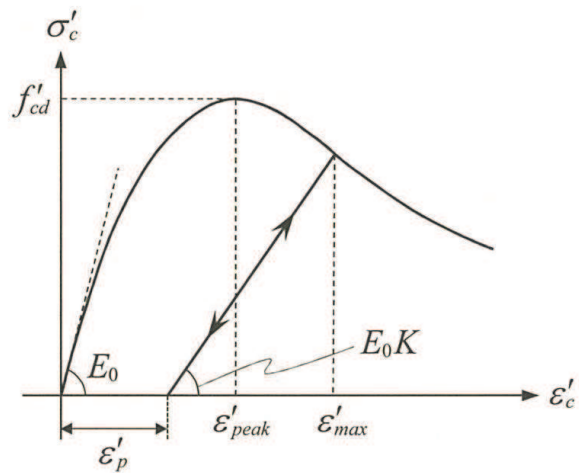


図 3-13 ファイバーモデルに用いるコンクリートの応力-ひずみ関係
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

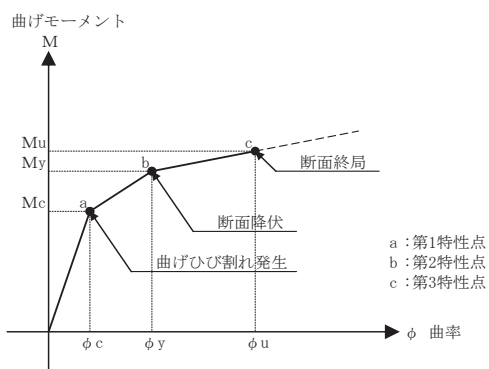


図 3-14 鉄筋コンクリート部材のM-φ関係
(土木学会マニュアルより引用)

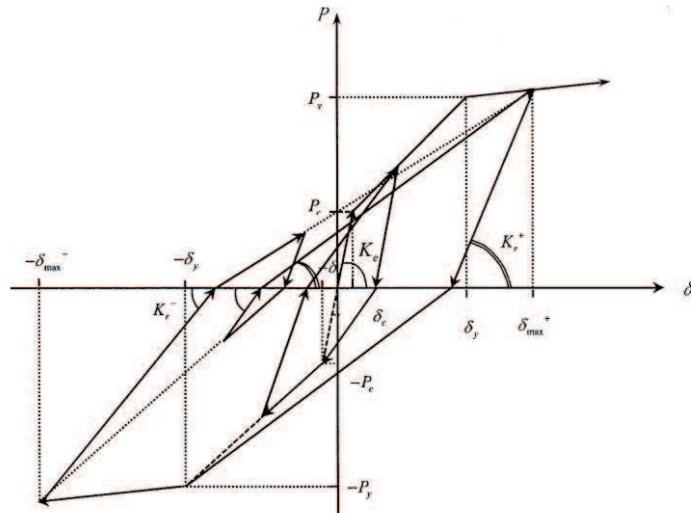


図 3-15 M-φ モデルに用いる鉄筋コンクリート部材の履歴特性（修正武田モデル）
（道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（平成 14 年 3 月）より引用）

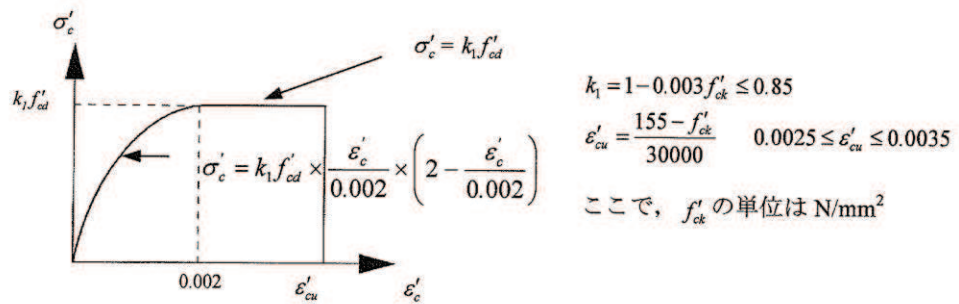


図 3-16 構造部材の非線形特性（M-φ モデルに用いるコンクリートの応力-ひずみ関係）
（コンクリート標準示方書より引用）

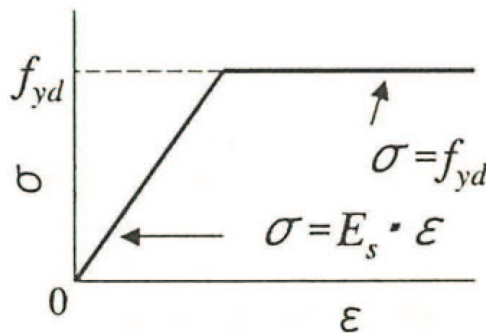


図 3-17 鉄筋の応力-ひずみ関係
（コンクリート標準示方書より引用）

3.3 減衰定数

減衰定数は、「資料1 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解析モデル全体の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。

また、有効応力解析では、Rayleigh減衰を考慮することとし、剛性比例型減衰 ($\alpha=0$, $\beta=0.002$) とする。なお、係数 β の設定については、「FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」」による。

Rayleigh減衰の設定フローを図3-18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

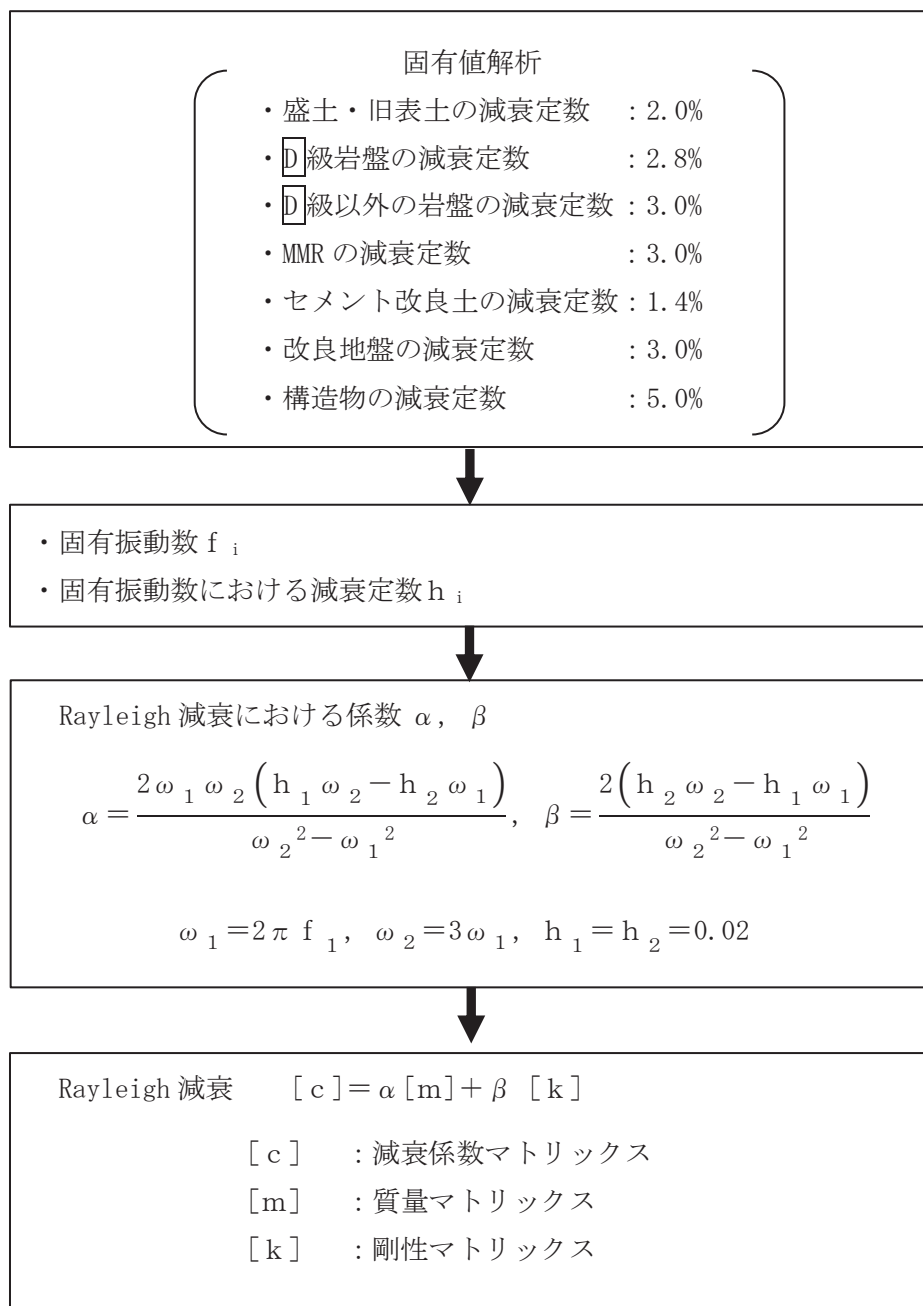


図 3-18 Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数 α 、 β の設定に当たっては、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、1 次及び 2 次モードの固有振動数において、過大な減衰とならないよう定めている。

1 次固有振動数 (f_1) は、地震応答解析の解析モデルの固有値解析結果から算定する。2 次固有振動数 (f_2) は、固有値解析から算定した 1 次固有振動数 (f_1) の 3 倍とする。減衰定数は、解析モデルに占める割合が多く、かつ減衰定数の小さい盛土・旧表土の 2% とする。

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 3-19 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 3-20 に示す。

表 3-4(1) 固有値解析結果 (土砂部 (断面①))

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T x	T y	β x	β y	
1	1.422	15	0	56.15	-0.94	1 次として採用
2	1.716	15	1	2.95	14.15	—
3	2.153	15	1	2.51	0.18	—
4	2.277	15	2	0.38	12.06	—
5	2.684	15	2	-1.24	-0.66	—
6	3.176	15	2	0.76	7.34	—
7	3.574	15	2	7.19	-6.31	—
8	3.616	15	3	-1.39	14.75	—
9	3.751	15	3	4.36	-0.02	—
10	3.769	15	3	1.36	4.51	—

表 3-4(2) 固有値解析結果 (土砂部 (断面③))

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T x	T y	β x	β y	
1	1.541	14	0	53.46	2.55	1 次として採用
2	1.883	14	1	10.02	-11.26	—
3	2.299	14	1	1.51	-3.30	—
4	2.509	14	1	-1.45	-8.67	—
5	2.832	14	1	2.34	0.58	—
6	3.213	14	1	0.06	6.66	—
7	3.700	14	1	2.12	2.68	—
8	3.805	14	2	-7.90	-10.09	—
9	3.892	15	2	13.32	6.91	—
10	4.094	16	2	15.57	5.33	—

表 3-4(3) 固有値解析結果 (岩盤部 (断面⑤))

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T x	T y	β x	β y	
1	2.048	8	0	39.53	6.73	1次として採用
2	2.475	13	1	30.71	-8.82	—
3	2.915	13	1	-4.11	3.92	—
4	3.288	13	1	2.00	8.73	—
5	3.744	13	1	-0.66	-4.11	—
6	4.048	13	1	-1.18	-5.96	—
7	4.425	13	1	2.77	-2.14	—
8	4.819	14	2	-14.12	-5.22	—
9	4.873	14	2	-3.23	-7.57	—
10	5.370	15	2	-9.82	-0.45	—

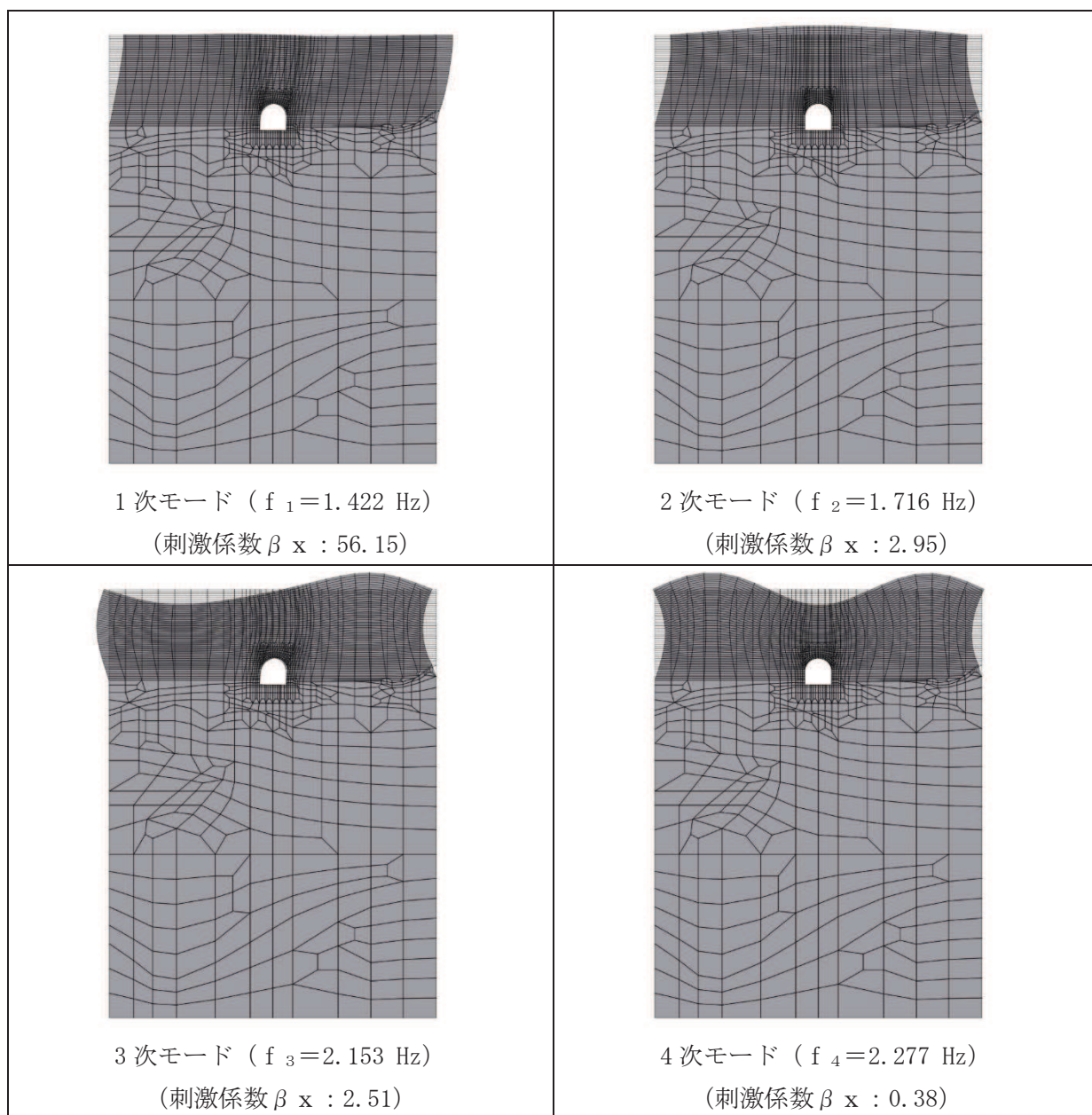


図 3-19(1) 固有値解析結果 (モード図) (土砂部 (断面①))

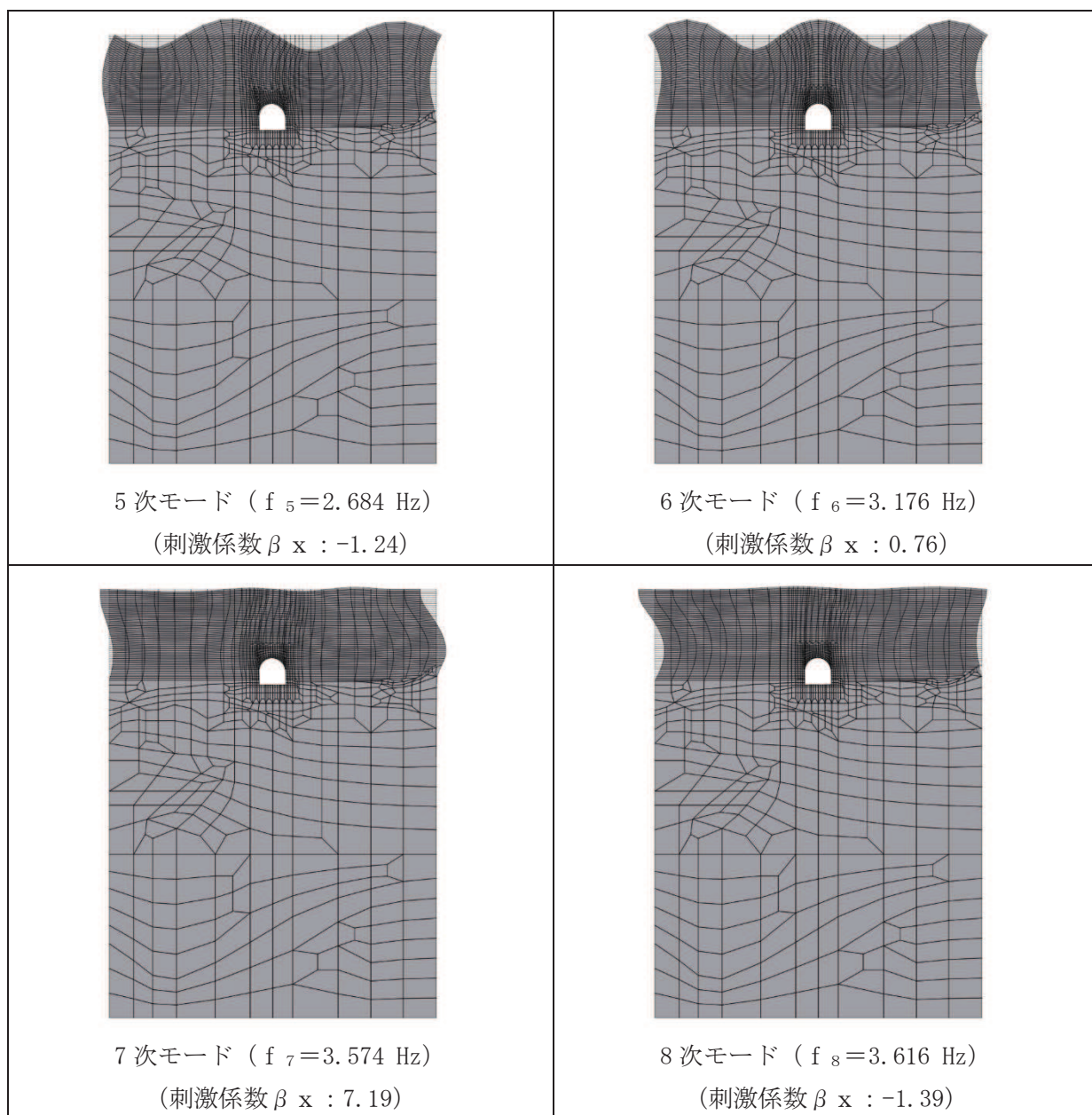


図 3-19(2) 固有値解析結果 (モード図) (土砂部 (断面①))

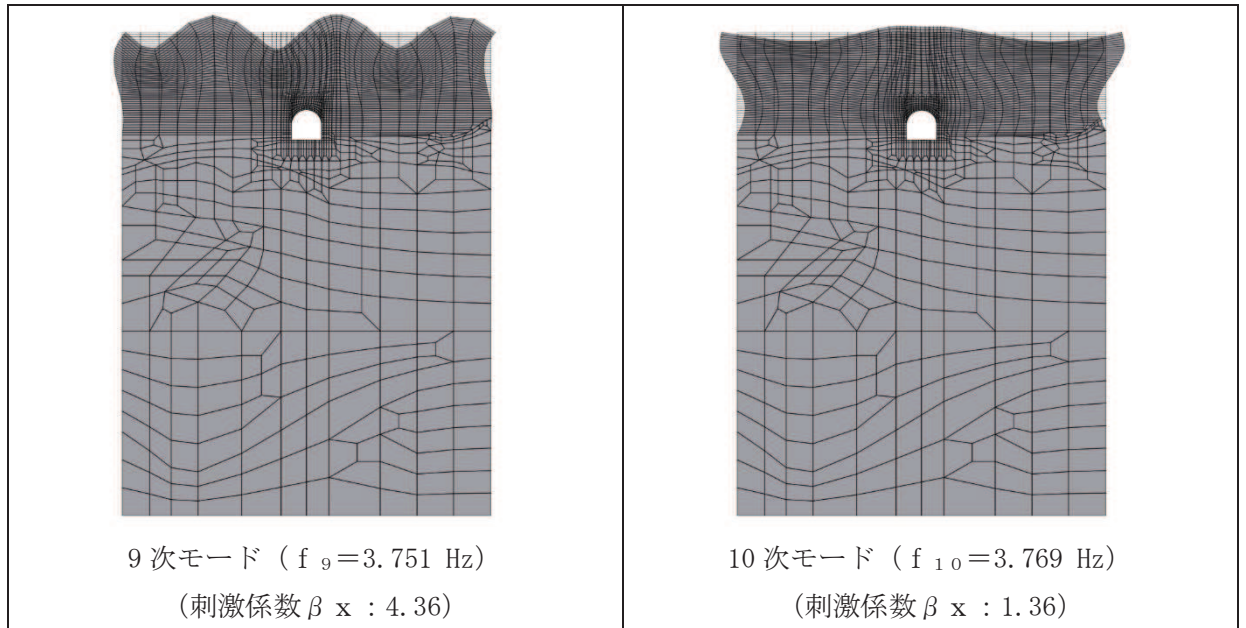


図 3-19(3) 固有値解析結果 (モード図) (土砂部 (断面①))

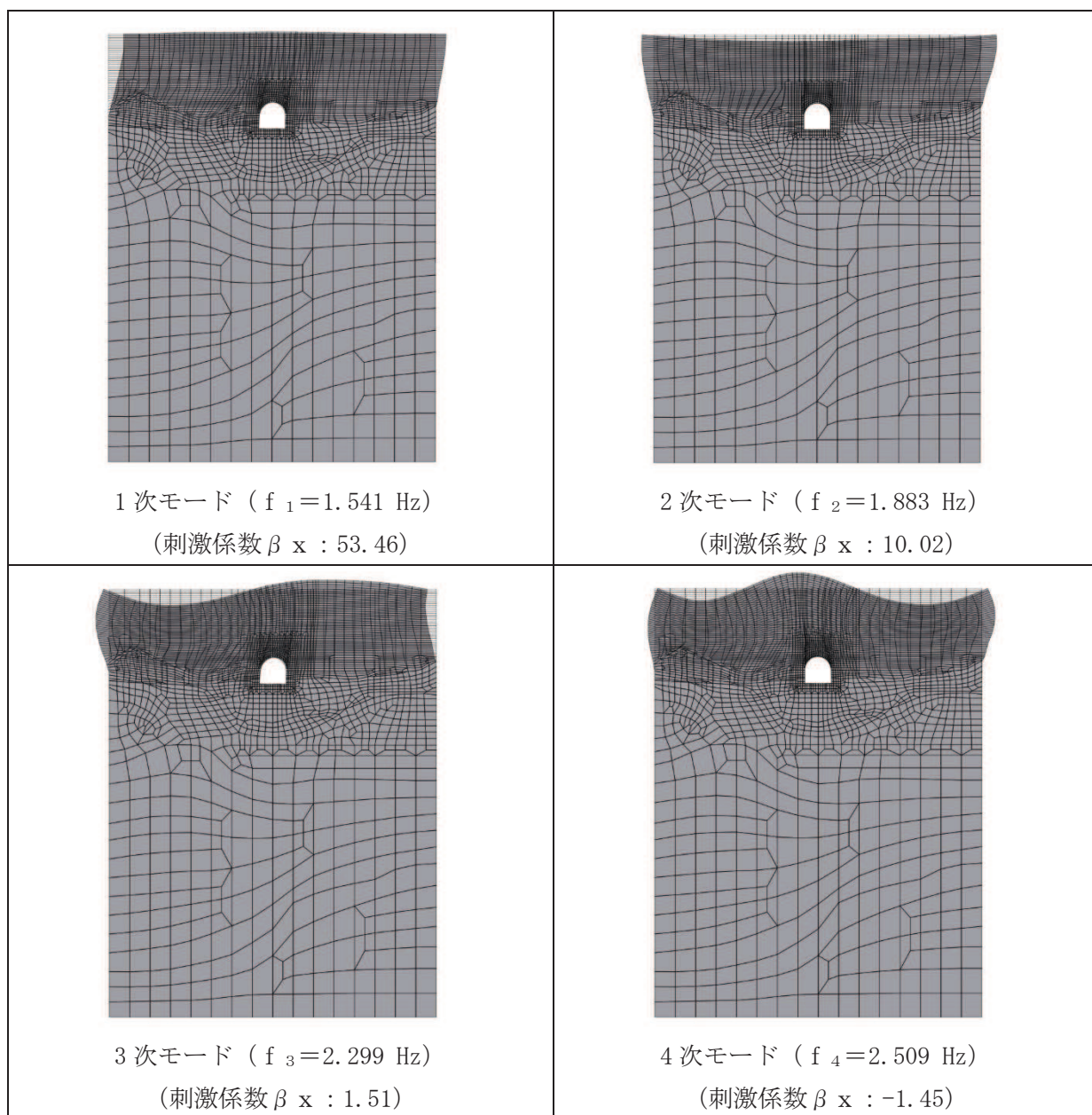


図 3-19(4) 固有値解析結果 (モード図) (土砂部 (断面③))

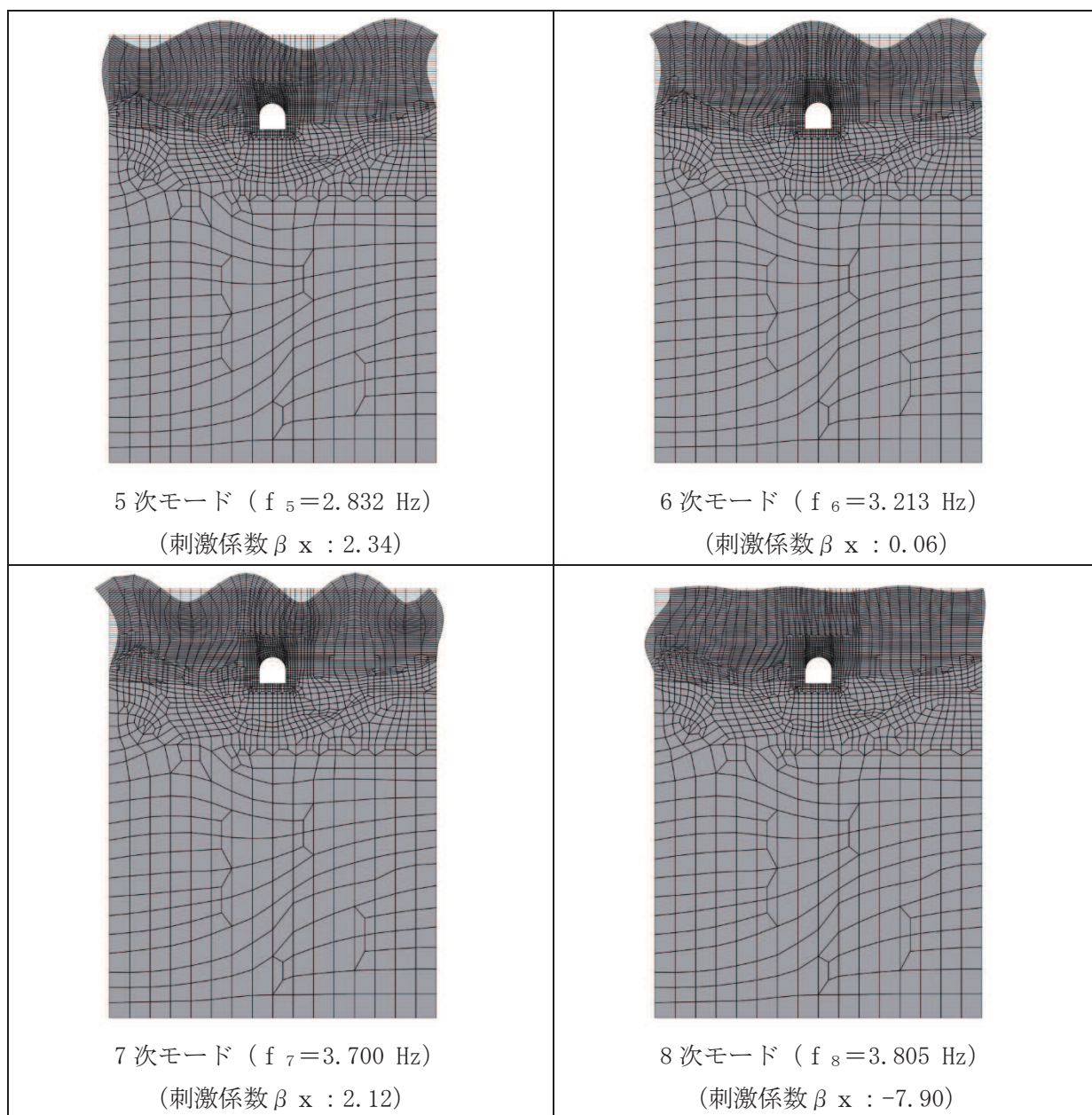


図 3-19(5) 固有値解析結果 (モード図) (土砂部 (断面③))

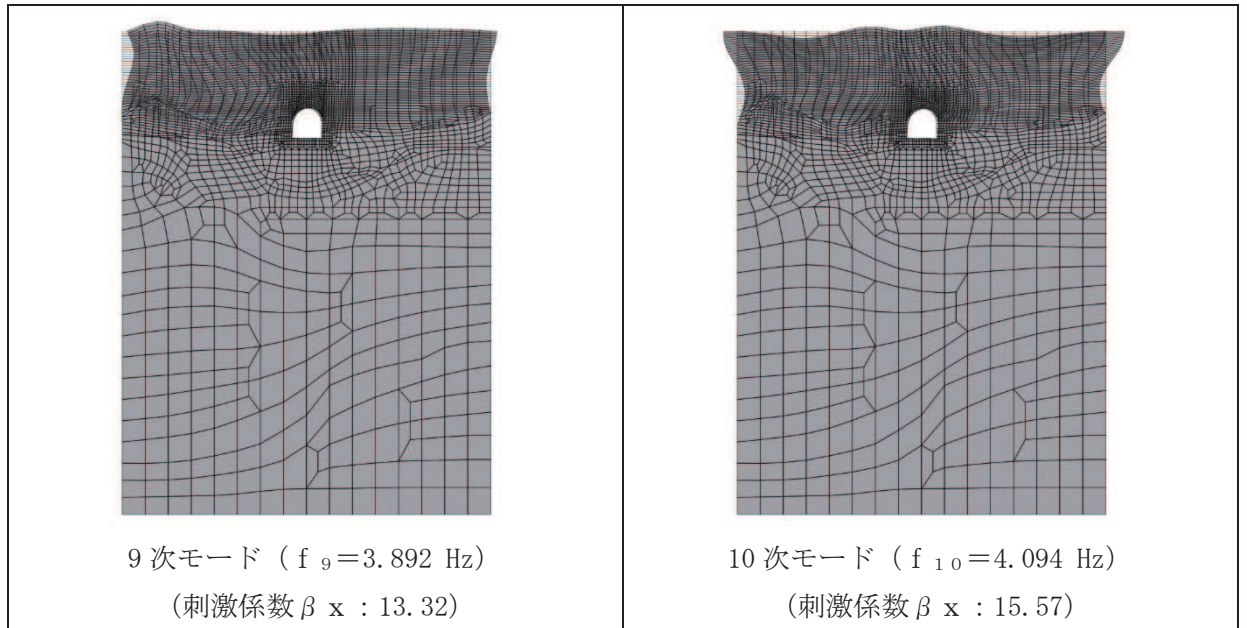


図 3-19(6) 固有値解析結果 (モード図) (土砂部 (断面③))

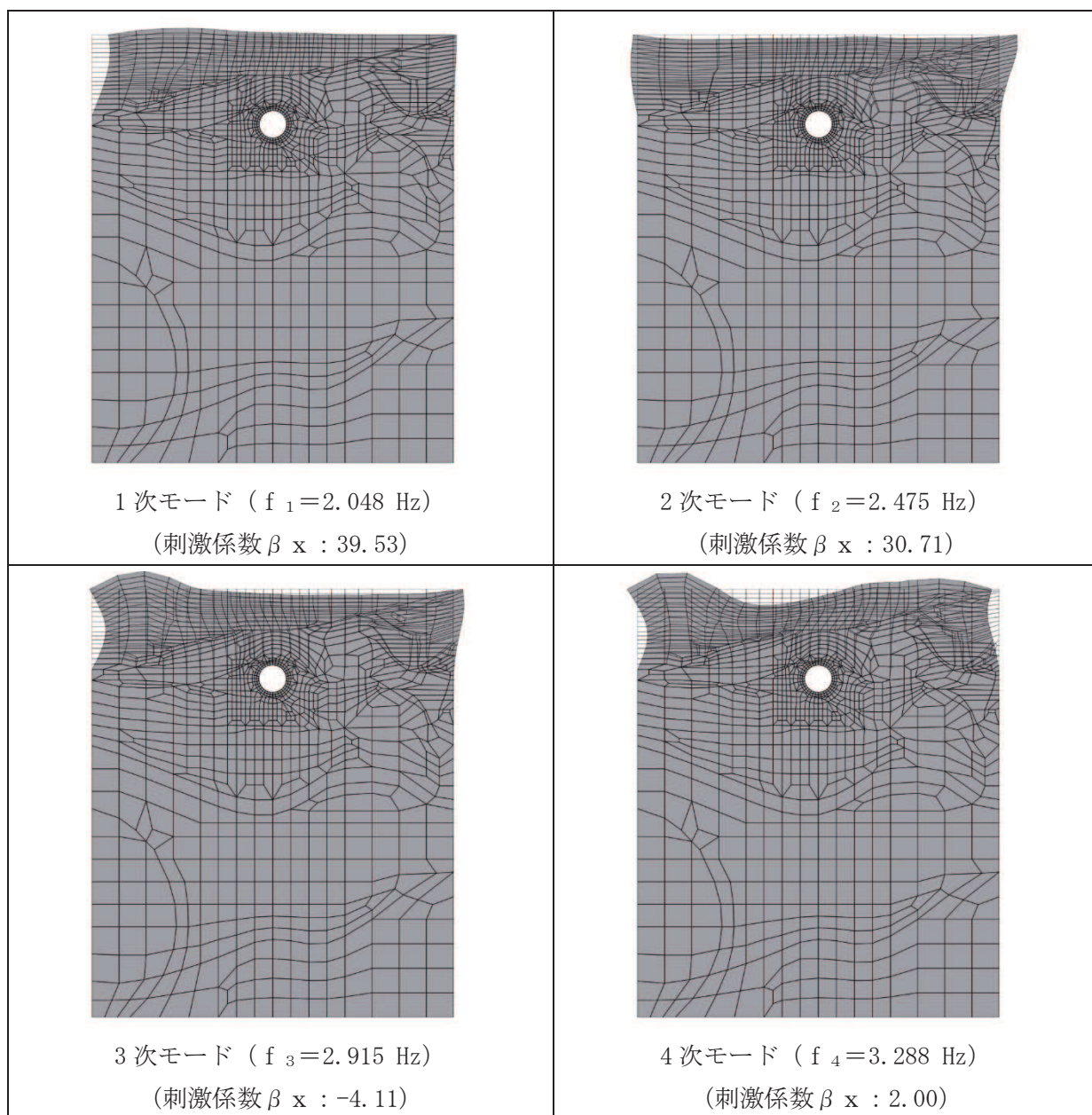


図 3-19(7) 固有値解析結果 (モード図) (岩盤部 (断面⑤))

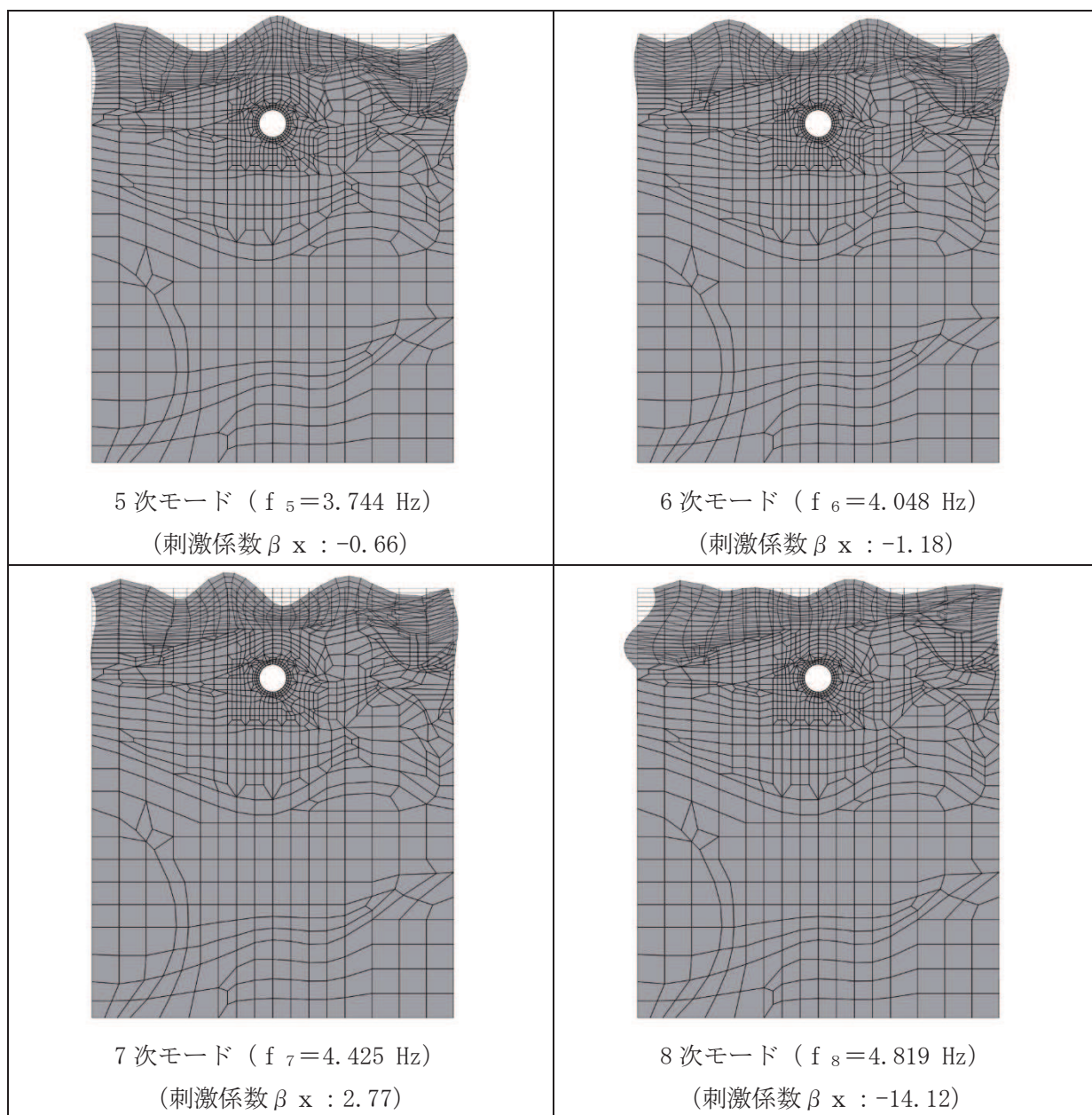


図 3-19(8) 固有値解析結果 (モード図) (岩盤部 (断面⑤))

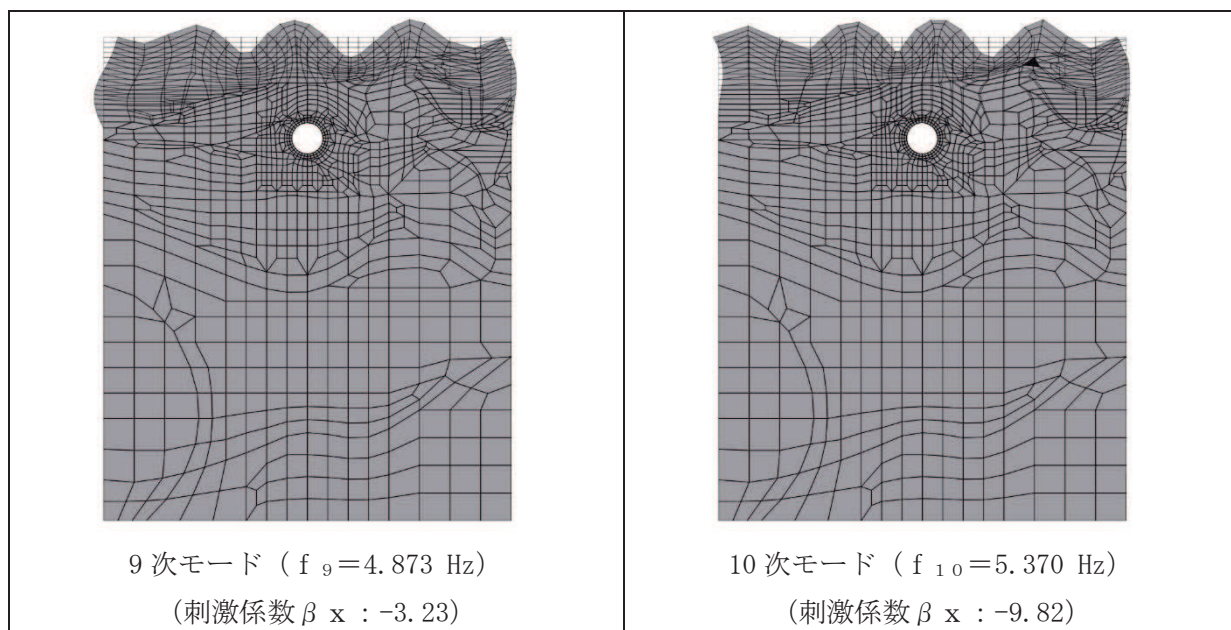


図 3-19(9) 固有値解析結果 (モード図) (岩盤部 (断面⑤))

表 3-5 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

評価対象断面	解析手法	α	β
土砂部 (断面①)	全応力解析	2.680×10^{-1}	1.120×10^{-3}
	有効応力解析	0.00	2.00×10^{-3}
土砂部 (断面③)	全応力解析	2.905×10^{-1}	1.033×10^{-3}
	有効応力解析	0.00	2.00×10^{-3}
岩盤部 (断面⑤)	全応力解析	3.860×10^{-1}	7.773×10^{-4}

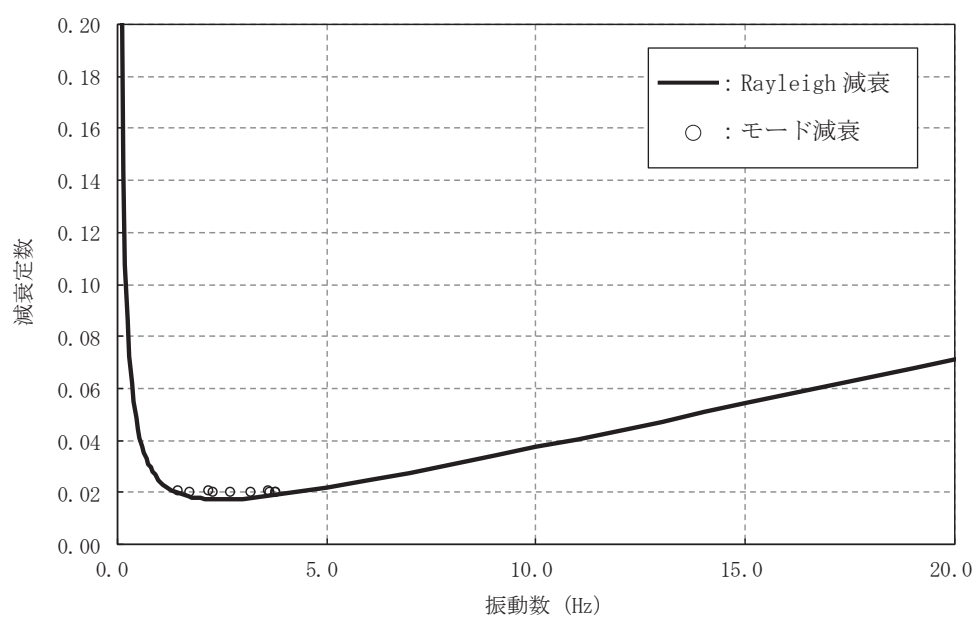


図 3-20(1) 設定した Rayleigh 減衰 (土砂部 (断面①))

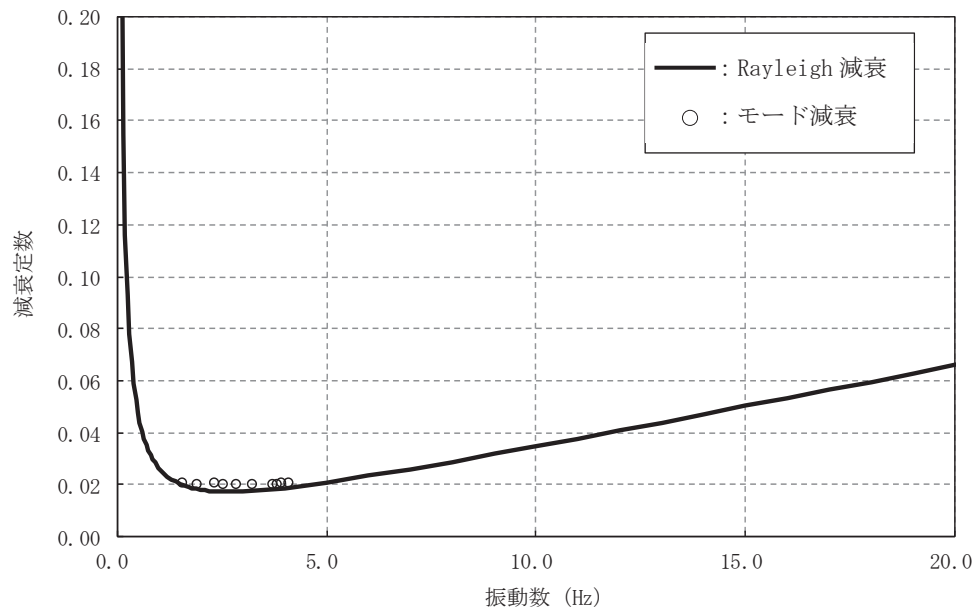


図 3-20(2) 設定した Rayleigh 減衰 (土砂部 (断面③))

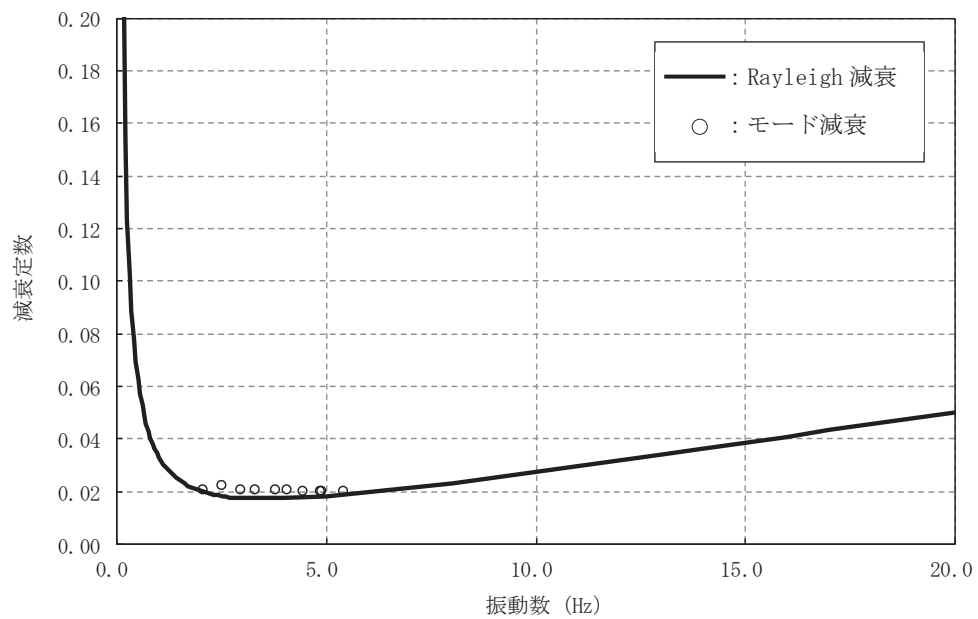


図 3-20(3) 設定した Rayleigh 減衰 (岩盤部 (断面⑤))

3.4 荷重の組合せ

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、それぞれを組み合わせて設定する。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。

地震時に排気筒連絡ダクトに作用する機器・配管系からの反力については、機器・配管系を解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

なお、排気筒連絡ダクトの運転時、設計基準事故時及び重大事故時の状態における荷重条件は変わらないため、評価は設計基準対象施設の評価結果に包括されることから、設計基準対象施設の評価結果を用いた重大事故等対処施設の評価を行う。

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・配管系の重量に基づいて設定する。
		土被り荷重	○	・常時応力解析により設定する。
		永久上乗荷重	—	・地盤表面に恒常的に置かれる設備等はないことから考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として考慮する。 ・地下水の密度を考慮する。
	積載荷重		○	・地表面に考慮する。
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 機器・配管荷重

地震時に排気筒連絡ダクトに作用する機器・配管系の荷重図を図3-21に示す。機器・配管系の荷重は解析モデルに単位奥行き（1m）あたりの付加質量として与えることで考慮する。

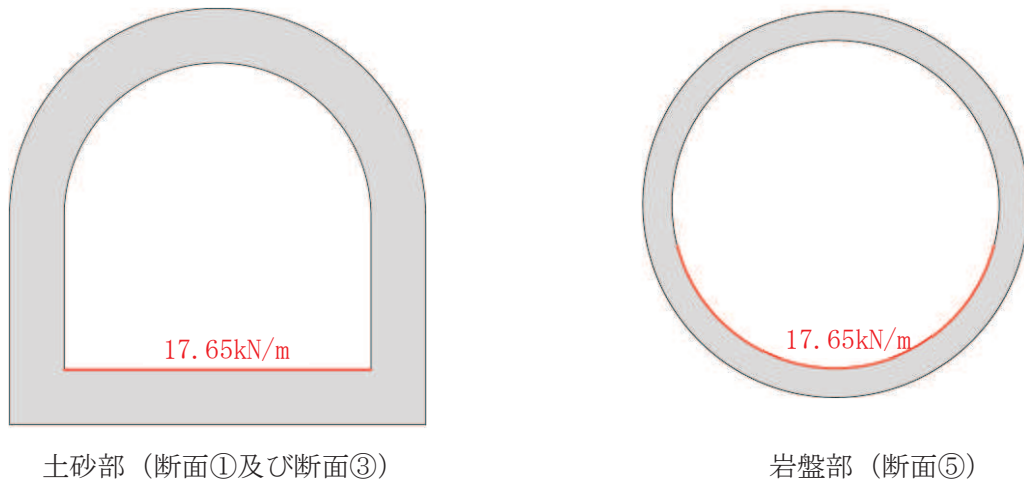


図3-21 機器・配管系の荷重図

3.4.2 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「2.6 地下水位」のとおりとし、地下水の密度として 1.00g/cm^3 を考慮する。

外水圧図を図3-22に示す。

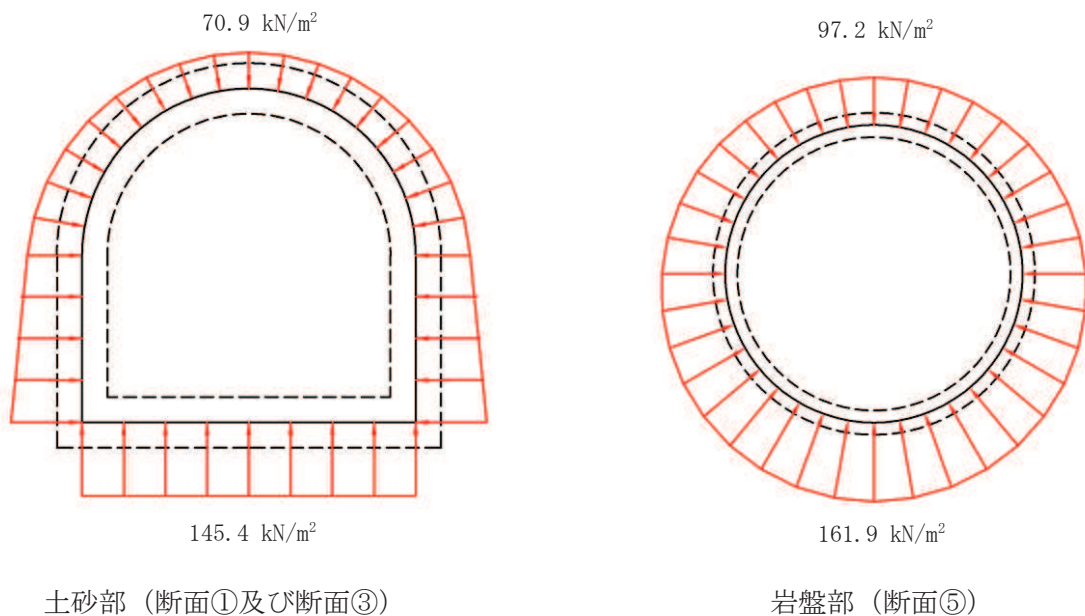


図3-22 外水圧図

3.4.3 積載荷重

地震時に排気筒連絡ダクトに作用する積載荷重は、積雪荷重以外は想定されないが、保守的な配慮として地表面に 4.9kN/m^2 を考慮する。

なお、積雪荷重は、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、積雪量 1cm ごとに 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮し、 0.301kN/m^2 とする。

地表面への積載荷重は、単位奥行き (1m) あたりの付加質量として考慮する。

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

排気筒連絡ダクト土砂部（断面①及び断面③）は、地中に埋設された鉄筋コンクリート構造物であり、構造物の耐震性に支配的な損傷モードは地盤のせん断変形を伴う構造部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊となる。そのため、ばらつきを考慮する物性値は、評価対象構造物周辺に主として盛土、旧表土、**D**級岩盤といった、動的変形特性にひずみ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。

ばらつきを考慮する物性は、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（全応力解析の場合は、表 3-9(1)に示すケース①、有効応力解析の場合は表 3-9(1)に示すケース⑥）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（全応力解析の場合は、表 3-9(1)に示すケース②及び③、有効応力解析の場合は、表 3-9(1)に示すケース⑦及び⑧）について確認を行う。なお、液状化強度特性については下限値を設定しており、最も液状化の影響が大きい物性を採用していることから、液状化強度特性のばらつきは考慮しない。

岩盤部（断面⑤）は、地中に埋設された鉄筋コンクリート構造物であり、構造物の耐震性に支配的な損傷モードは地盤のせん断変形を伴う構造部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊となる。そのため、ばらつきを考慮する物性値は、評価対象構造物周辺に主として、**C_L**級岩盤、**C_M**級岩盤、**C_H**級岩盤及び**B**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。

ばらつきを考慮する物性は、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 3-9(2)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 3-9(2)に示すケース②及び③）について確認を行う。

地盤のばらつきの設定方法の詳細は、「補足-600-1 地盤の支持性能について」に示す。

(2) 材料物性のばらつきを考慮した解析ケース

材料物性のばらつきについては、剛性を定義するコンクリートのヤング係数が、コンクリートの設計基準強度に対応して定まることを踏まえ、コンクリートの設計基準強度を基本ケースとし、ヤング係数をコンクリートの実強度に対応して定めたケースについて確認を行う（表 3-9 に示すケース④）。

屋外重要土木構造物等の耐震性に支配的な要因である土圧は、構造物と周囲の地盤の剛性差により生じることから、構造物の剛性が低下し、地盤との剛性差が小さくなることは、耐震裕度が向上することとなる。したがって、屋外重要土木構造物等のコンクリートは設計基準強度に対応する剛性を基本とし、ばらつきの考慮としては、土圧が大きく評価されるようコンクリートの実強度に対応する剛性について確認を行う。なお、屋外重要土木構造物等は、屋外かつ湿潤した地盤に接して地中に埋設されていることから、建物と異なり乾燥する環境にはなく、点検においても乾燥収縮による有害なひび割れは確認されておら

ず、コンクリートの剛性低下は顕在化していない。

一方、機器・配管系の耐震評価においては、建物・構築物で考慮しているコンクリートの初期剛性低下を考慮したケースについて影響を確認する（表 3-9 に示すケース⑤）。

排気筒連絡ダクトにおける実強度は、構造物ごとのコア抜き強度 f'_{ck} の平均値とし、ヤング係数は実強度の平均値からコンクリート標準示方書に基づき算出する。排気筒連絡ダクトの実強度及びヤング係数を表 3-7 及び表 3-8 に示す。

また、耐震評価における解析ケースの一覧を表 3-9 に示す。

表 3-7 排気筒連絡ダクトの実強度及びヤング係数

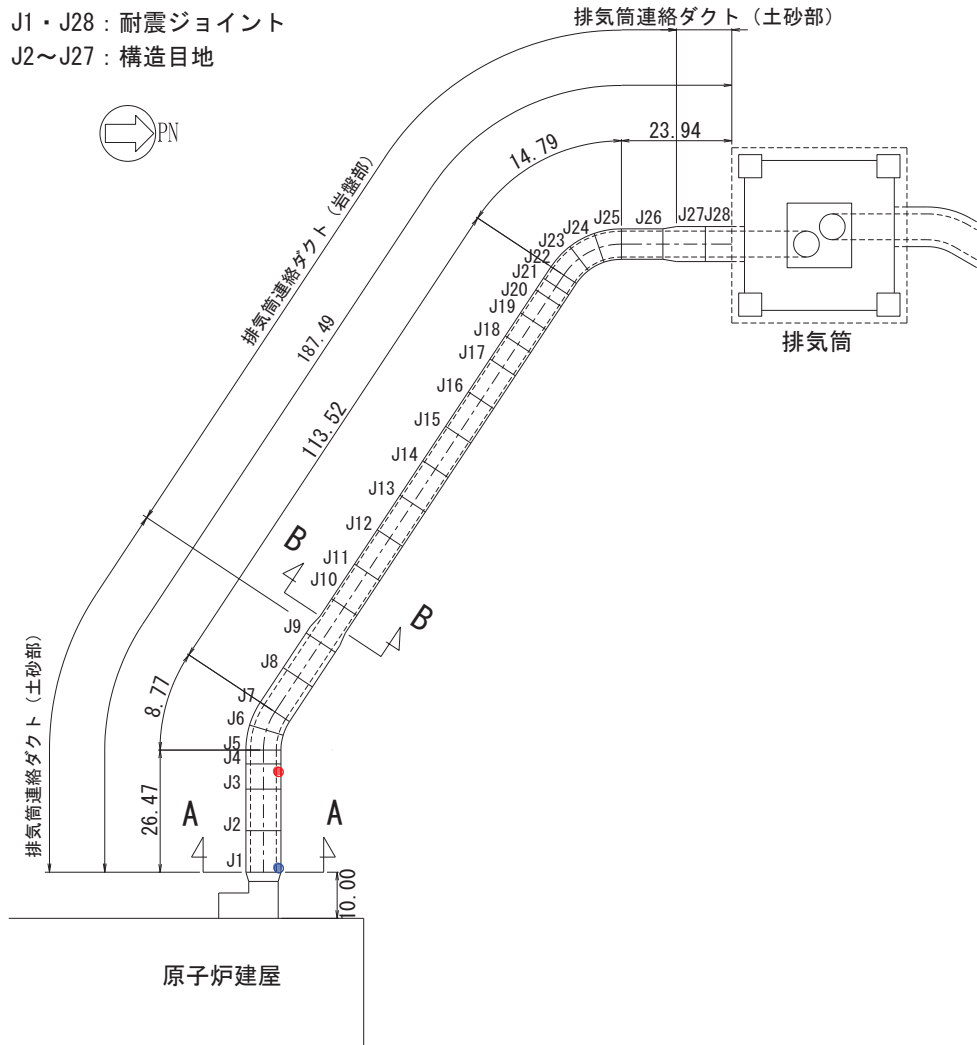
実強度*	ヤング係数
24.8N/mm ²	25.4kN/mm ²

注記*：排気筒連絡ダクトのコア採取による圧縮強度試験結果を表 3-8 に示す。

表 3-8 排気筒連絡ダクトのコア採取による圧縮強度試験結果

採取位置*	採取年	供試体数 (本)	実強度 (N/mm ²)		ヤング係数 (kN/mm ²)	
			最大	最小	最大	最小
側壁	2012	3	23.4	20.9	24.7	23.5
側壁	2018	3	28.1	26.1	27.1	26.1

注記*：コア採取位置は図 3-23 に示す。



- ：コア採取位置 (側壁, 2012年)
- ：コア採取位置 (側壁, 2018年)

図 3-23 コア採取位置図

表 3-9(1) 耐震評価における解析ケース（土砂部（断面①及び③））

解析ケース	解析手法	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
			盛土, 旧表土, D級岩盤 (G_0 : 初期せん断 弾性係数)	C _L 級岩盤, C _M 級岩盤, C _H 級岩盤, B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	全応力解析	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	全応力解析	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
ケース③	全応力解析	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値
ケース④* ²	全応力解析	実強度に基づく 圧縮強度* ¹	平均値	平均値
ケース⑤* ³	全応力解析	初期剛性低下考慮	平均値	平均値
ケース⑥ (基本ケース)	有効応力解析	設計基準強度	平均値	平均値
ケース⑦	有効応力解析	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
ケース⑧	有効応力解析	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値
ケース⑨* ²	有効応力解析	実強度に基づく 圧縮強度* ¹	平均値	平均値

注記*1 : 既設構造物のコア採取による圧縮強度試験に基づき表 3-7 に示すとおりとする。

*2 : 基本ケース（ケース①及び⑥）を実施し、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における照査値の最大値を比較し、最大照査値を示す解析手法において、実強度を考慮した解析ケース（ケース④又はケース⑨）を実施する。

*3 : 機器・配管系の耐震評価に適用する。原子炉建屋の剛性低下率のうち特異的なオペフロの値を除いた中で最大となる NS 方向の剛性低下率を設定する。

表 3-9(2) 耐震評価における解析ケース（岩盤部（断面⑤））

解析ケース	解析手法	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
			盛土, 旧表土, D級岩盤 (G_0 : 初期せん断弾 性係数)	C _L 級岩盤, C _M 級岩盤, C _H 級岩盤, B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	全応力解析	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	全応力解析	設計基準強度	平均値	平均値 + 1 σ
ケース③	全応力解析	設計基準強度	平均値	平均値 - 1 σ
ケース④	全応力解析	実強度に基づく 圧縮強度* ¹	平均値	平均値
ケース⑤* ²	全応力解析	初期剛性低下考慮	平均値	平均値

注記*1 : 既設構造物のコア採取による圧縮強度試験に基づき表 3-7 に示すとおりとする。

*2 : 機器・配管系の耐震評価に適用する。原子炉建屋の剛性低下率のうち特異的なオペフロの値を除いた中で最大となる NS 方向の剛性低下率を設定する。

(3) 耐震評価における解析ケースの組合せ

a. 土砂部（断面①）

排気筒連絡ダクトの土砂部（断面①）における耐震評価においては、基準地震動 S_s （7波）及びこれらに水平動の位相反転を考慮した地震動（7波）を加えた全14波（全応力解析の場合はケース①，有効応力解析の場合はケース⑥）を実施する。

上記のケース①，⑥において、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において照査値が0.5を超えるすべての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて、全応力解析の場合は図3-24(1)に示すケース②及び③を，有効応力解析の場合は図3-24(1)に示すケース⑦及び⑧を実施する。また，上記のケース①，⑥において，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における照査値の最大値を比較し，最大照査値を示す解析手法において，実強度を考慮した解析ケース（ケース④又はケース⑨）を実施する。排気筒連絡ダクトの土砂部（断面①）については，上記のケース①で最大照査値を示すことから，実強度を考慮した解析ケース④を実施する。上記解析ケースの結果を踏まえ，更に照査値が大きくなる可能性がある場合は，追加解析を実施する。

耐震評価に対する解析ケースの組合せを表3-10(1)に示す。また，追加解析ケースを実施する地震動の選定フローを図3-25(1)に示す。

なお，「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「参考資料7 地中構造物への鉛直地震動の位相が与える影響」において，排気筒連絡ダクトのような，地中に埋設された鉄筋コンクリート構造物は，鉛直地震動の影響をほぼ受けないことを確認しているため，鉛直地震動については，位相の反転を考慮しない。

b. 岩盤部

排気筒連絡ダクトの岩盤部（断面⑤）における耐震評価においては，基準地震動 S_s （7波）及びこれらに水平動の位相反転を考慮した地震動（7波）を加えた全14波（ケース①）を実施する。

上記のケース①において，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において照査値が0.5を超えるすべての照査項目に対して，最も厳しい地震動を用いて，図3-24(2)に示すケース②～④を実施する。また，上記解析ケースの結果を踏まえ，更に照査値が大きくなる可能性がある場合は，追加解析を実施する。

耐震評価に対する解析ケースの組合せを表3-10(2)に示す。また，追加解析ケースを実施する地震動の選定フローを図3-25(2)に示す。

なお，「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「参考資料7 地中構造物への鉛直地震動の位相が与える影響」において，排気筒連絡ダクトのような，地中に埋設された鉄筋コンクリート構造物は，鉛直地震動の影響をほぼ受けないことを確認しているため，鉛直地震動については，位相の反転を考慮しない。

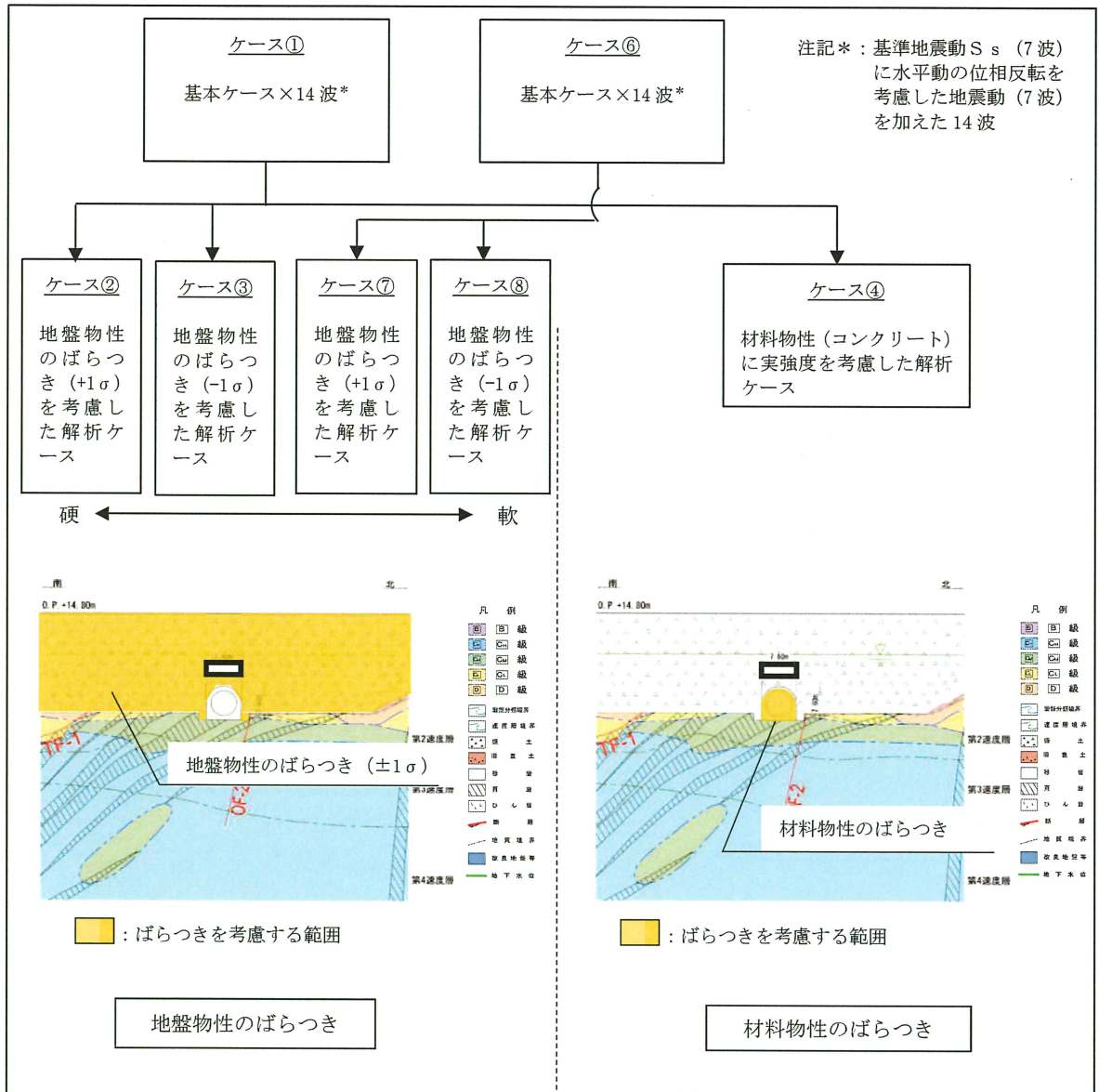


図 3-24(1) 耐震評価における解析ケース (土砂部 (断面①))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

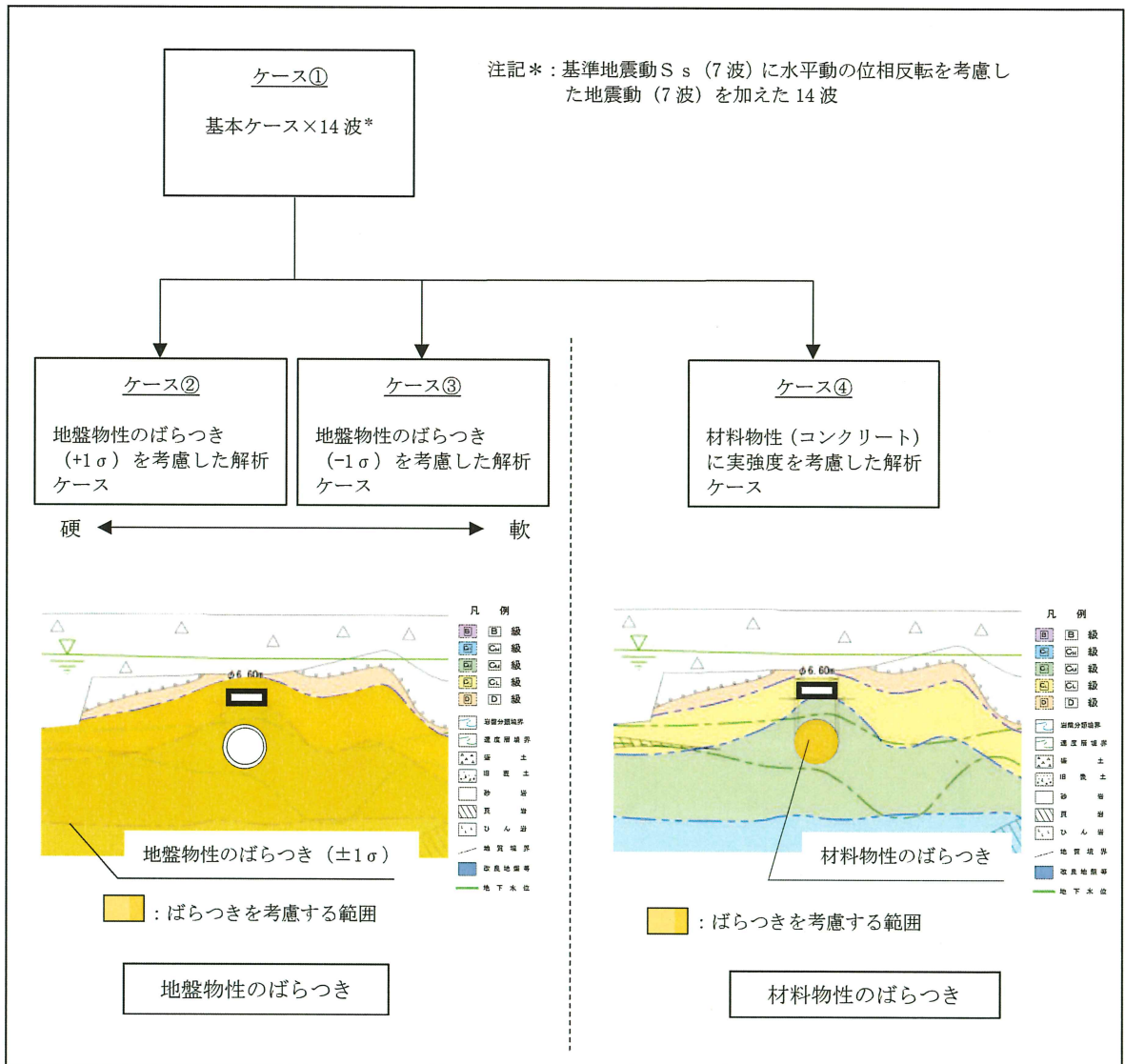


図 3-24(2) 耐震評価における解析ケース (岩盤部 (断面⑤))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

表 3-10 (1) 排気筒連絡ダクト（土砂部（断面①））の耐震評価における解析ケース

解析ケース	全応力解析			有効応力解析			
	ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	ケース⑥	ケース⑦	ケース⑧
基本ケース	基本ケース	地盤物性のばらつき(+1σ)を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき(-1σ)を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース	基本ケース	地盤物性のばらつき(+1σ)を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき(-1σ)を考慮した解析ケース
地盤物性	平均値	平均値+1σ	平均値-1σ	平均値	平均値	平均値+1σ	平均値-1σ
材料物性	設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2	設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度
地震動（位相）	++*1	○	○	<p>【追加解析ケースについて】</p> <p>基準地震動 S_s（7波）に水平動の位相反転を考慮した地震動（7波）を加えた全 14 波に対し、全応力解析及び有効応力解析を実施し、照査を行ったケース①及びケース⑥の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊、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②～④又はケース⑦及び⑧を実施する。</p> <p>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②～④又はケース⑦及び⑧を実施する。</p> <p>また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析ケースを実施する。</p>	○	○	左記の【追加解析ケースについて】による
	-+*1	○	○		○		
	++*1	○	○		○		
	-+*1	○	○		○		
	++*1	○	○		○		
	-+*1	○	○		○		
	++*1	○	○		○		
	-+*1	○	○		○		
	++*1	○	○		○		
	-+*1	○	○		○		
	++*1	○	○		○		
	-+*1	○	○		○		

注記*1：耐震評価にあたっては、土木学会マニュアルに従い、水平方向の位相反転を考慮する。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。

*2：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

表 3-10(2) 排気筒連絡ダクト（岩盤部（断面⑤））の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	ケース④
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値+1σ	平均値-1σ	平均値
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2
地震動（位相）	S _s -D1	++*1	○	<p>【追加解析ケースについて】</p> <p>基準地震動 S_s（7波）に水平動の位相反転を考慮した地震動（7波）を加えた全 14 波に対し、全応力解析による基本ケース①を実施し、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊、基礎地盤の支持力照査の各照査項目に照査値が 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②～④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②～④を実施する。また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析ケースを実施する。</p>	
		-+*1	○		
	S _s -D2	++*1	○		
		-+*1	○		
	S _s -D3	++*1	○		
		-+*1	○		
	S _s -F1	++*1	○		
		-+*1	○		
	S _s -F2	++*1	○		
		-+*1	○		
	S _s -F3	++*1	○		
		-+*1	○		
	S _s -N1	++*1	○		
		-+*1	○		

注記*1：耐震評価にあたっては、土木学会マニュアルに従い、水平方向の位相反転を考慮する。

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。

*2：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

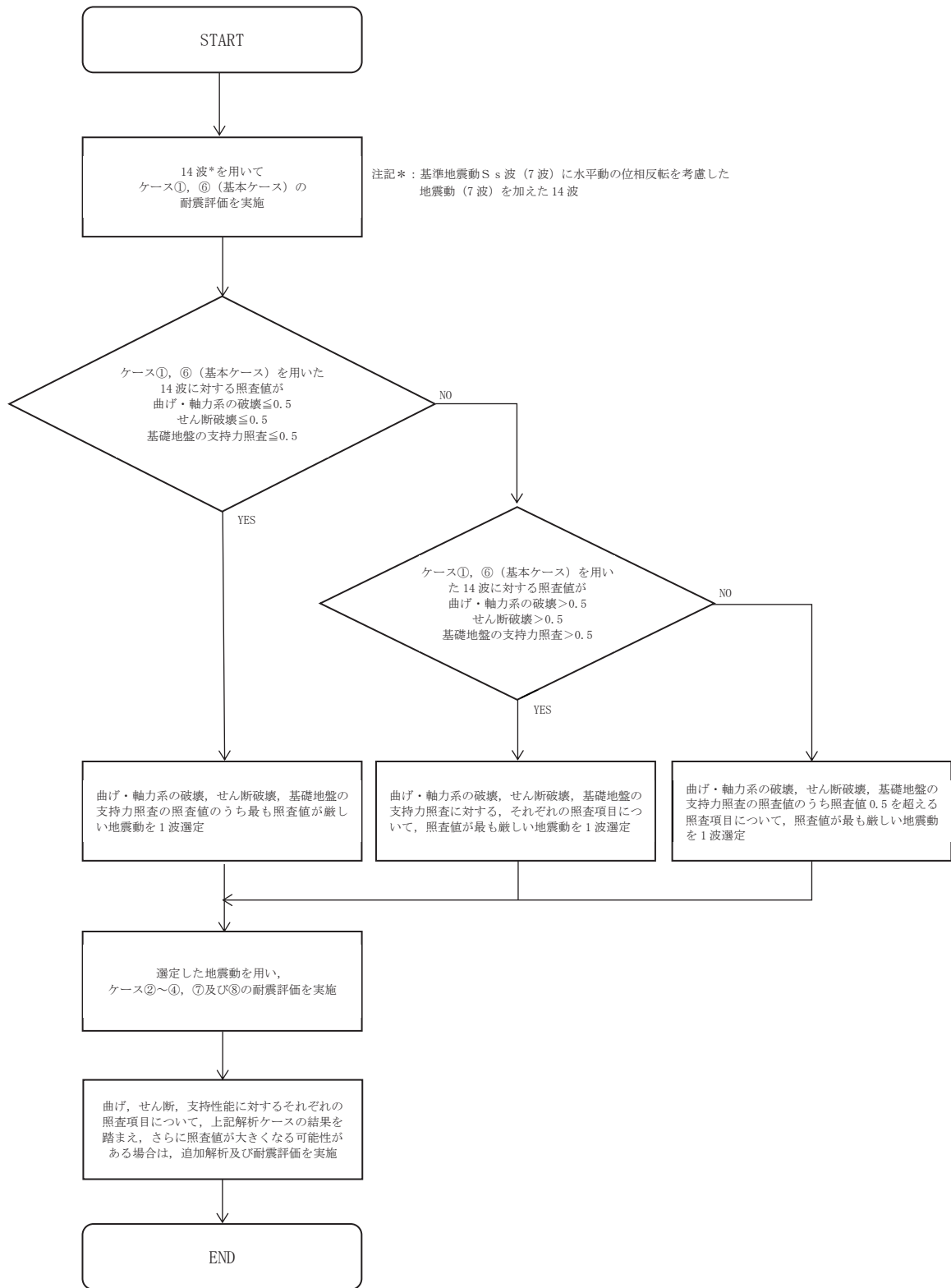


図 3-25(1) 追加解析を実施する地震動の選定フロー（土砂部（断面①））

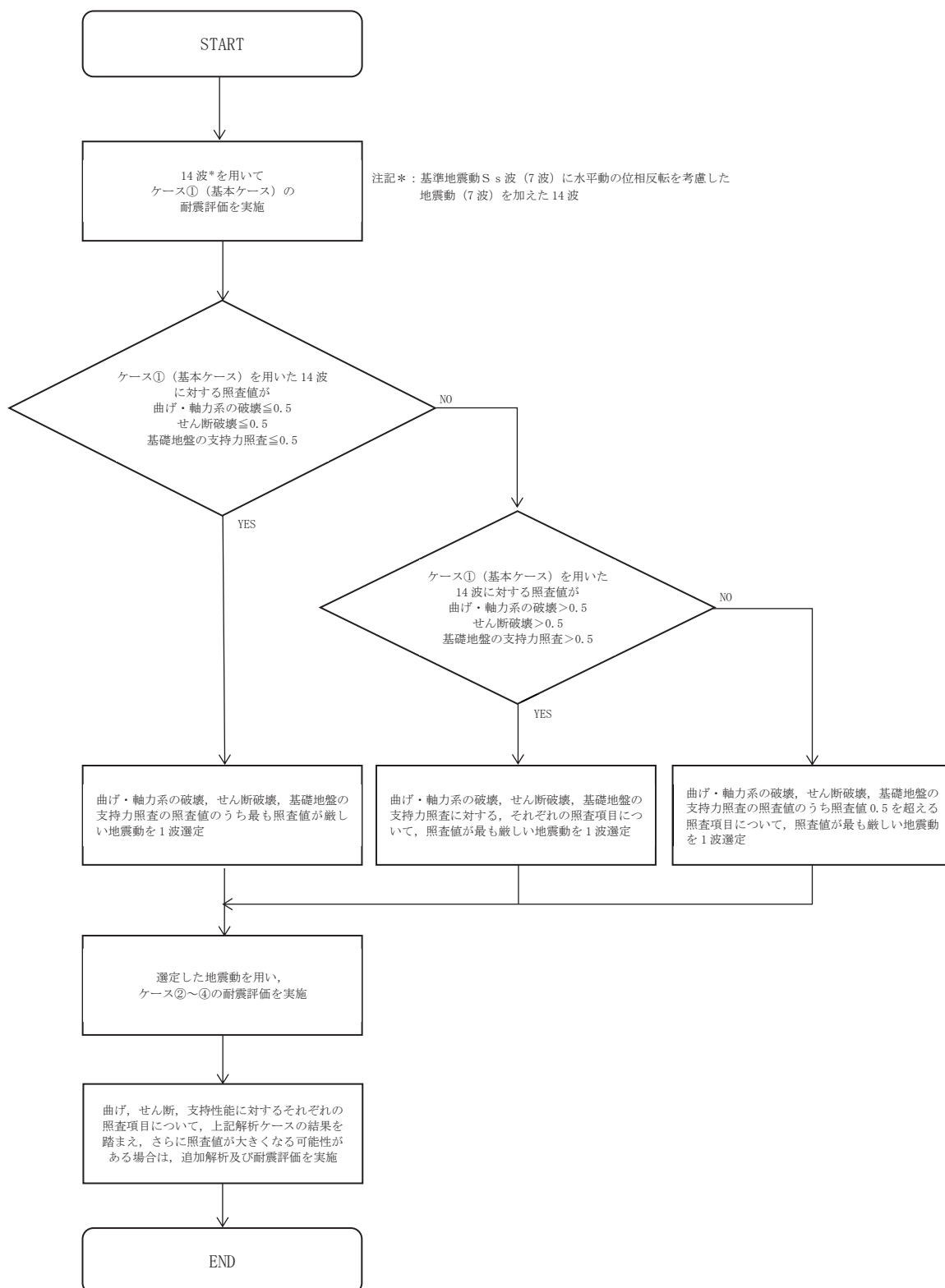


図 3-25(2) 追加解析を実施する地震動の選定フロー（岩盤部（断面⑤））

3.5.2 機器・配管系に対する応答加速度抽出のための解析ケース

排気筒連絡ダクトに支持される機器・配管系の耐震評価に適用する床応答への保守的な配慮として、基準地震動 S_s （7波）、弾性設計用地震動 S_d （7波）及びこれらに水平動の位相反転を考慮した地震動（28波）を用いて、ケース①に加え、図3-26に示すケース②～④の解析を実施する。

また、基準地震動 S_s （7波）を用いて、初期剛性低下を考慮したケース⑤について影響を確認する。

さらに、土砂部（断面①及び断面③）は、「3.1 地震応答解析手法」に示すとおり、地震応答解析として全応力解析及び有効応力解析を実施することから、基準地震動 S_s （7波）、弾性設計用地震動 S_d （7波）及びこれらに水平動の位相反転を考慮した地震動（28波）を加えた全14波を用いて、図3-26に示す全応力解析のケース①～④及び有効応力解析のケース⑧を実施する。

機器・配管系に対する応答加速度及び応答変位抽出の基本ケースであるケース①に対して、最も地盤が固い条件となるケース②、最も地盤が軟らかいケース③及びケース⑧、最も材料特性が固い条件のケース④を実施することで地盤剛性等のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケースを図3-26及び表3-11に示す。

なお、基準地震動 S_s （7波）におけるケース⑤の地震応答解析結果については、「参考資料1 機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケース」に示す。

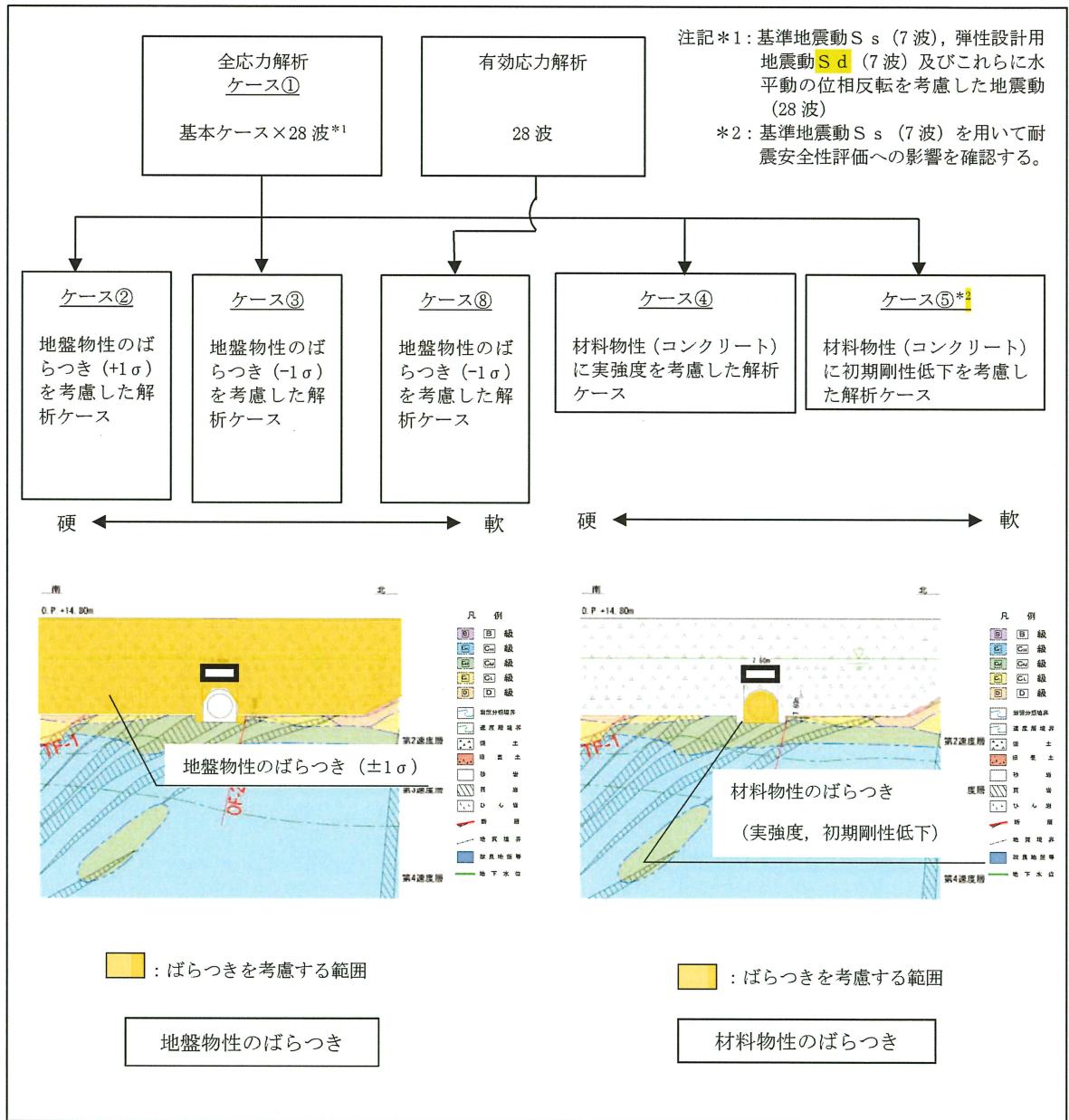


図 3-26(1) 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース (土砂部 (断面①及び断面③))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

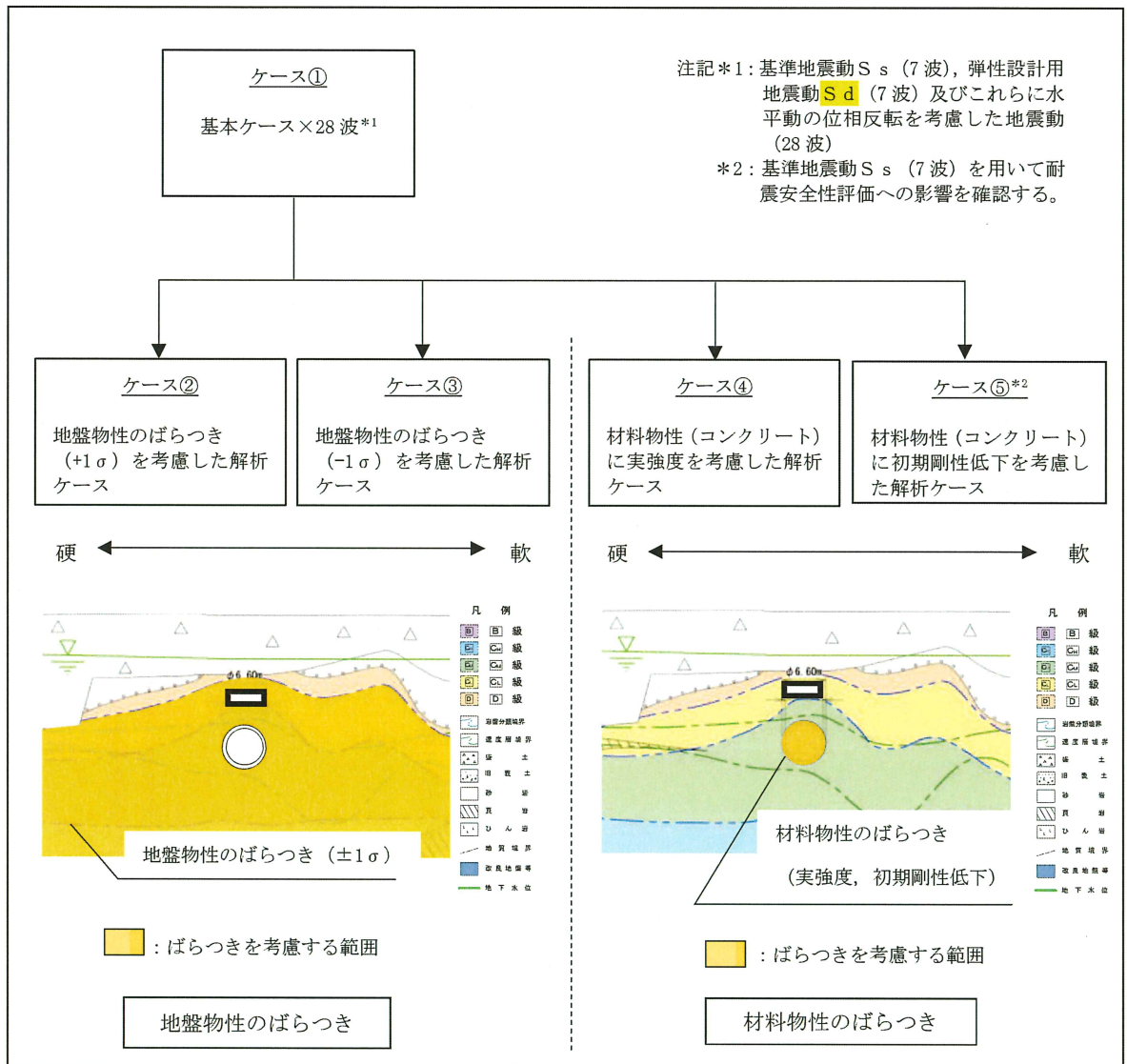


図 3-26(2) 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース (岩盤部 (断面⑤))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

表 3-11 (1) 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース (基準地震動 S s) (土砂部 (断面①及び断面③))

解析ケース*3	全応力解析				有効応力解析			
	ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	ケース⑤	ケース⑥	ケース⑦	ケース⑧
地盤物性	基本ケース*2 平均値	地盤物性のばらつき(+1σ)を考慮した解析ケース 平均値+1σ	地盤物性のばらつき(-1σ)を考慮した解析ケース 平均値-1σ	材料物性(コンクリート)に実強度を考慮した解析ケース 平均値	材料物性(コンクリート)に剛性低下を考慮した解析ケース 平均値	材料物性(コンクリート)に剛性低下を考慮した解析ケース 平均値	地盤物性のばらつき(-1σ)を考慮した解析ケース 平均値-1σ	設計基準強度
材料物性	設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2	剛性低下に基づく圧縮強度*	剛性低下に基づく圧縮強度*	設計基準強度	設計基準強度
地震動 (位相)	++*1	○	○	○	○	△	○	○
	–+*1	○	○	○	○	–	○	○
	++*1	○	○	○	○	△	○	○
	–+*1	○	○	○	○	–	○	○
	++*1	○	○	○	○	△	○	○
	–+*1	○	○	○	○	–	○	○
	++*1	○	○	○	○	△	○	○
	–+*1	○	○	○	○	–	○	○
	++*1	○	○	○	○	△	○	○
	–+*1	○	○	○	○	–	○	○
	++*1	○	○	○	○	△	○	○
	–+*1	○	○	○	○	–	○	○

注記*1: 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。

*2: 既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

*3: ○は設計に用いる解析ケースを示し, △は影響検討ケースを示す。

*4: 機器・配管系の耐震評価に適用する。原子炉建屋の剛性低下率のうち特徴的なオペアプロの値を除いた中で最大となる NS 方向の剛性低下率を設定する。

表 3-11(2) 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース（基準地震動 S s）
（岩盤部（断面⑤））

解析ケース*3		全応力解析					
		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	ケース⑤	
		基本ケース*2	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	材料物性(コンクリート)に実強度を考慮した解析ケース	材料物性(コンクリート)に剛性低下を考慮した解析ケース	
地盤物性		平均値	平均値+1σ	平均値-1σ	平均値	平均値	
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2	剛性低下に基づく圧縮強度*4	
地震動 (位相)	S s - D 1	++*1	○	○	○	○	△
		−+*1	○	○	○	○	—
	S s - D 2	++*1	○	○	○	○	△
		−+*1	○	○	○	○	—
	S s - D 3	++*1	○	○	○	○	△
		−+*1	○	○	○	○	—
	S s - F 1	++*1	○	○	○	○	△
		−+*1	○	○	○	○	—
	S s - F 2	++*1	○	○	○	○	△
		−+*1	○	○	○	○	—
	S s - F 3	++*1	○	○	○	○	△
		−+*1	○	○	○	○	—
	S s - N 1	++*1	○	○	○	○	△
		−+*1	○	○	○	○	—

注記*1：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。

*2：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

*3：○は設計に用いる解析ケースを示し，△は影響検討ケースを示す。

*4：機器・配管系の耐震評価に適用する。原子炉建屋の剛性低下率のうち特異的なオペプロの値を除いた中で最大となるNS方向の剛性低下率を設定する。

表 3-11(3) 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース（弾性設計用地震動 S d）（土砂部（断面①及び断面③））

解析ケース*3	全応力解析				有効応力解析	
	ケース① 基本ケース*2	ケース② 地盤物性のばらつき(+1σ)を考慮した解析ケース	ケース③ 地盤物性のばらつき(-1σ)を考慮した解析ケース	ケース④ 材料物性(コンクリート)に実強度を考慮した解析ケース	ケース⑤ 材料物性(コンクリート)に剛性低下を考慮した解析ケース	ケース⑧ 地盤物性のばらつき(-1σ)を考慮した解析ケース
地盤物性	平均値	平均値+1σ	平均値-1σ	平均値	平均値	平均値-1σ
材料物性	設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2	剛性低下に基づく圧縮強度*	設計基準強度
S d-D 1	++*1	○	○	○	△	○
	-+*1	○	○	○	-	○
S d-D 2	++*1	○	○	○	△	○
	-+*1	○	○	○	-	○
S d-D 3	++*1	○	○	○	△	○
	-+*1	○	○	○	-	○
S d-F 1	++*1	○	○	○	△	○
	-+*1	○	○	○	-	○
S d-F 2	++*1	○	○	○	△	○
	-+*1	○	○	○	-	○
S d-F 3	++*1	○	○	○	△	○
	-+*1	○	○	○	-	○
S d-N 1	++*1	○	○	○	△	○
	-+*1	○	○	○	-	○

注記*1：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。

*2：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

*3：機器・配管系の耐震評価に適用する。原子炉建屋の剛性低下率のうち特異的なオペアロの値を除いた中で最大となる NS 方向の剛性低下率を設定する。

表 3-11(4) 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース（弾性設計用地震動 S d）
（岩盤部（断面⑤））

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	
		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	材料物性（コンクリート）に実強度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	平均値	
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2	
地震動 (位相)	S s - D 1	++*1	○	○	○	○
	S d - D 1	--*1	○	○	○	○
	S s - D 2	++*1	○	○	○	○
	S d - D 2	--*1	○	○	○	○
	S s - D 3	++*1	○	○	○	○
	S d - D 3	--*1	○	○	○	○
	S s - F 1	++*1	○	○	○	○
	S d - F 1	--*1	○	○	○	○
	S s - F 2	++*1	○	○	○	○
	S d - F 2	--*1	○	○	○	○
	S s - F 3	++*1	○	○	○	○
	S d - F 3	--*1	○	○	○	○
	S s - N 1	++*1	○	○	○	○
	S d - N 1	--*1	○	○	○	○

注記*1：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。

*2：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

4. 評価内容

4.1 入力地震動の設定

入力地震動は、添付書類「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 及び弾性設計用地震動 S_d を一次元重複反射理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、添付書類「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4-1に入力地震動算定の概念図を、図4-2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示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE Ver. 1.6」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

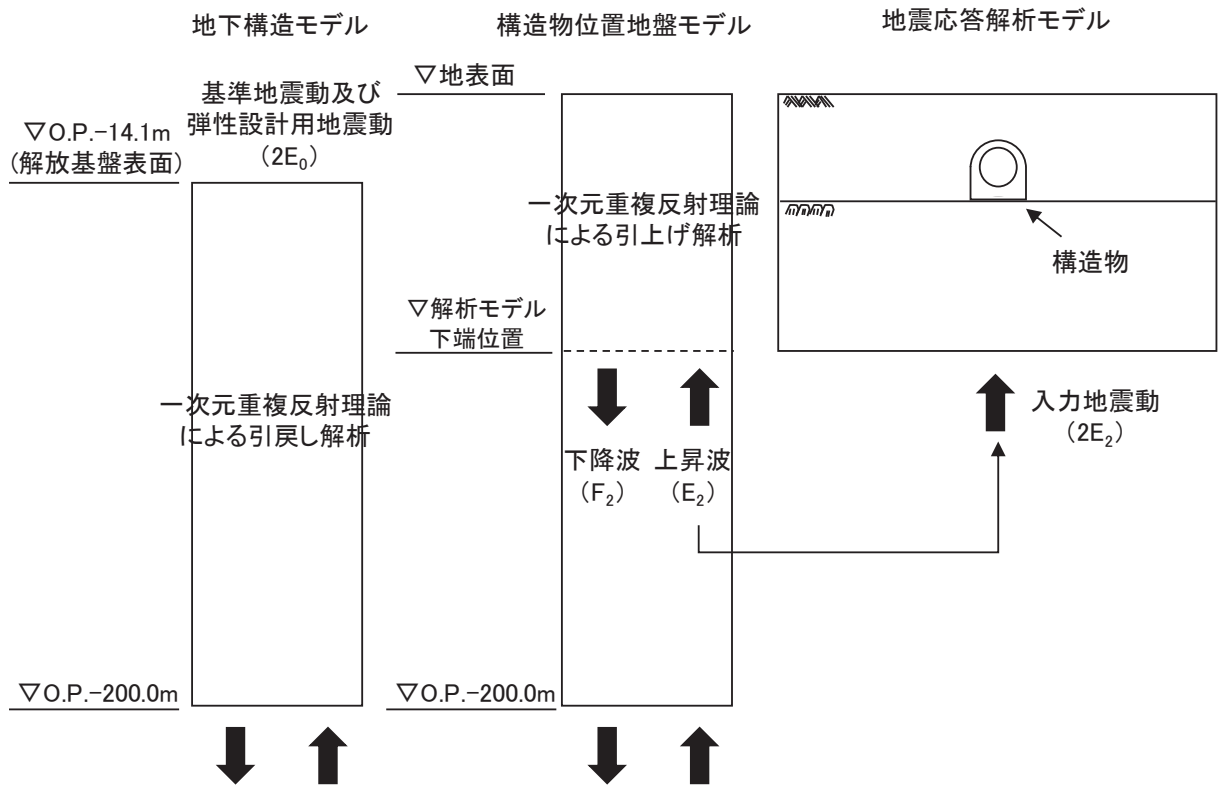
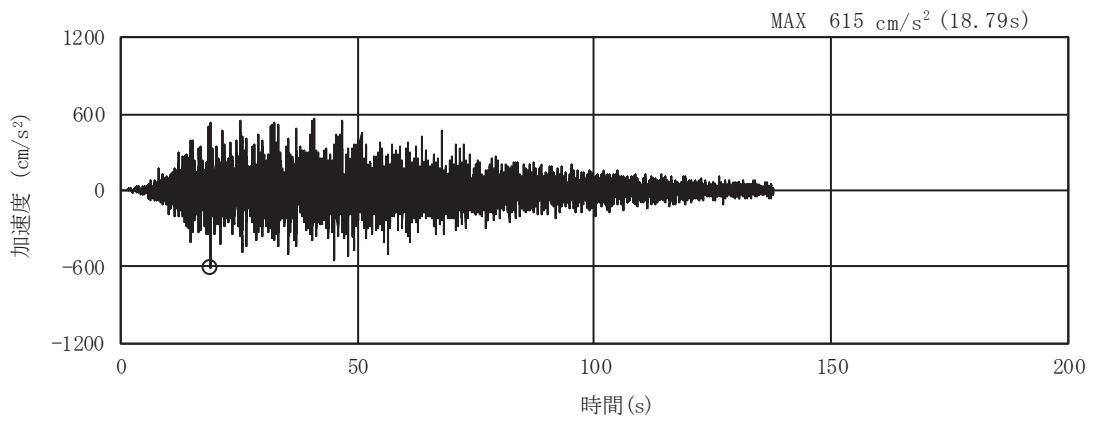
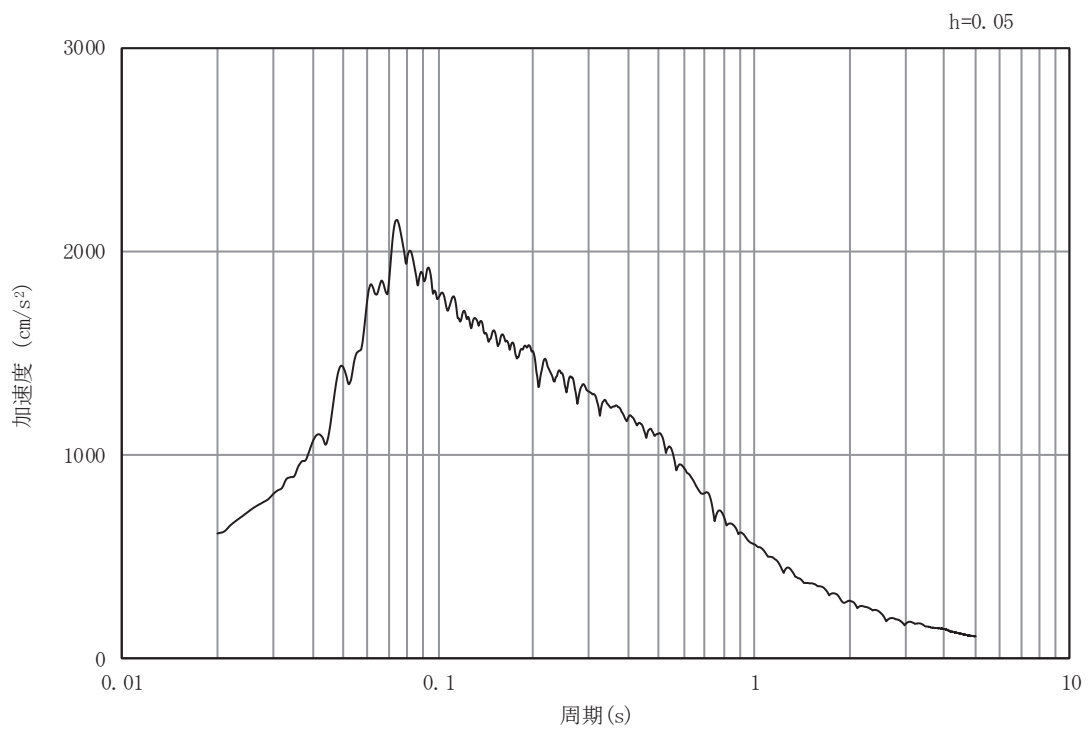


図 4-1 入力地震動算定の概念図（基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d ）

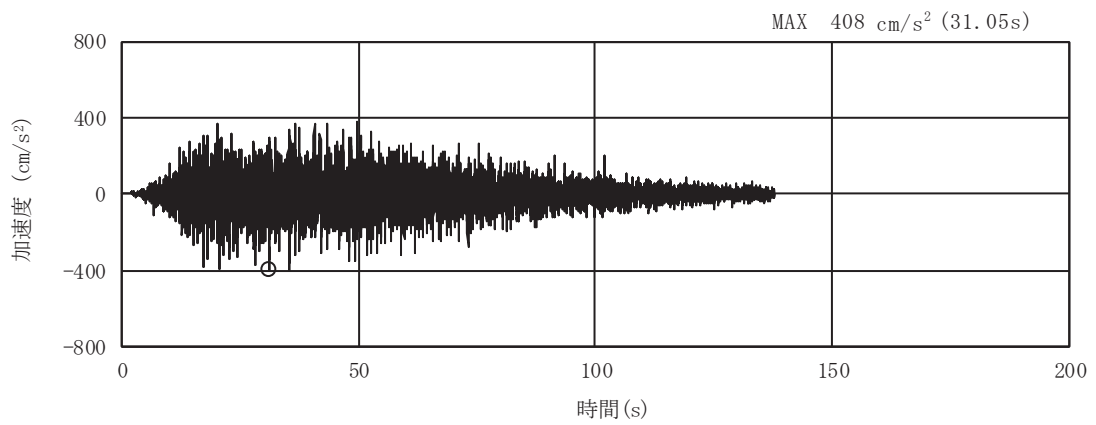


(a) 加速度時刻歴波形

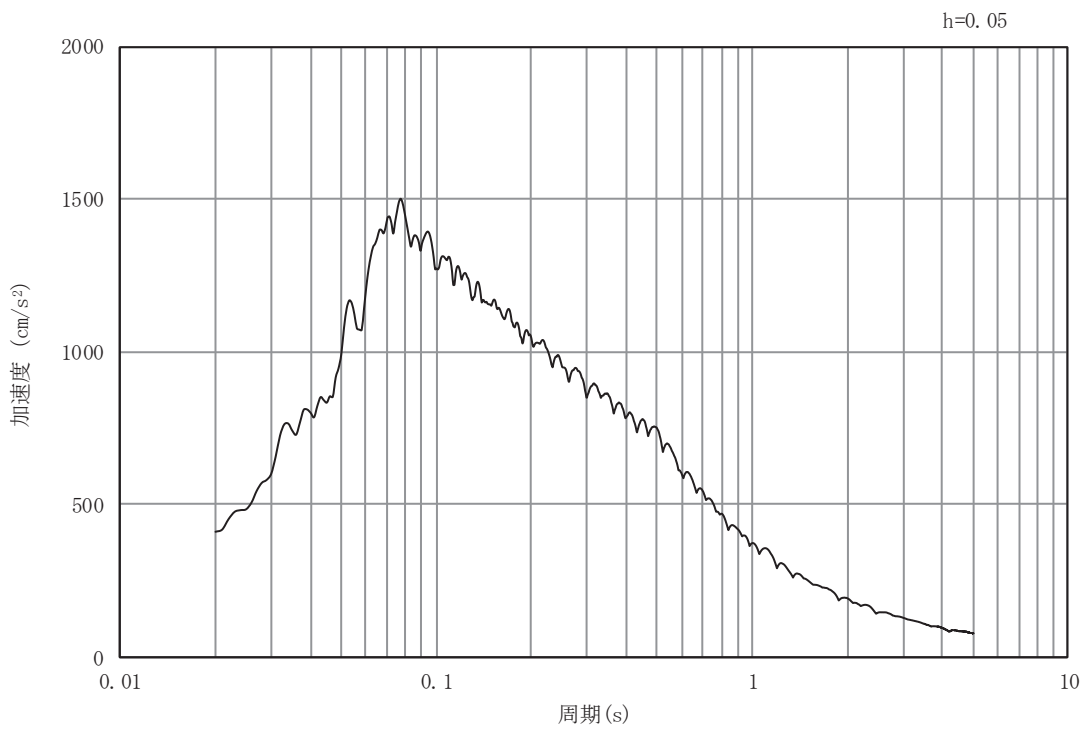


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (土砂部 (断面①))
(水平成分: S s - D 1)

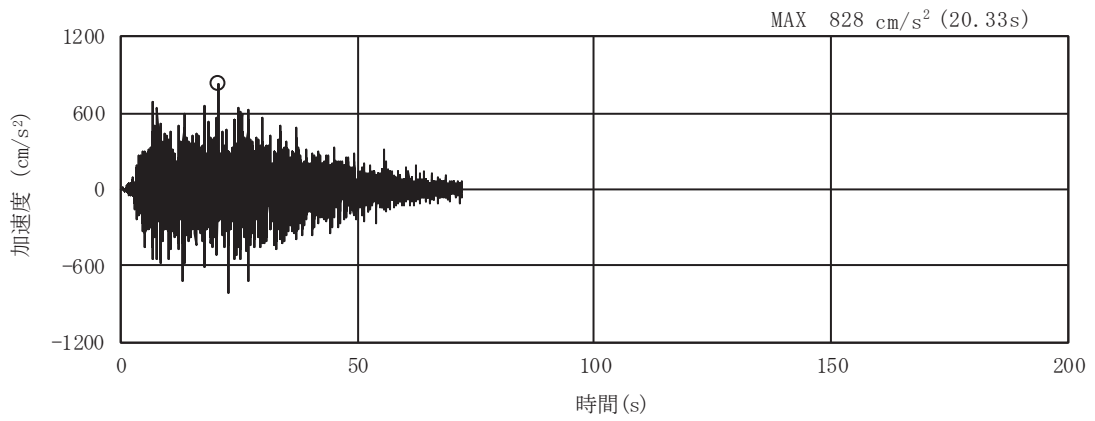


(a) 加速度時刻歴波形

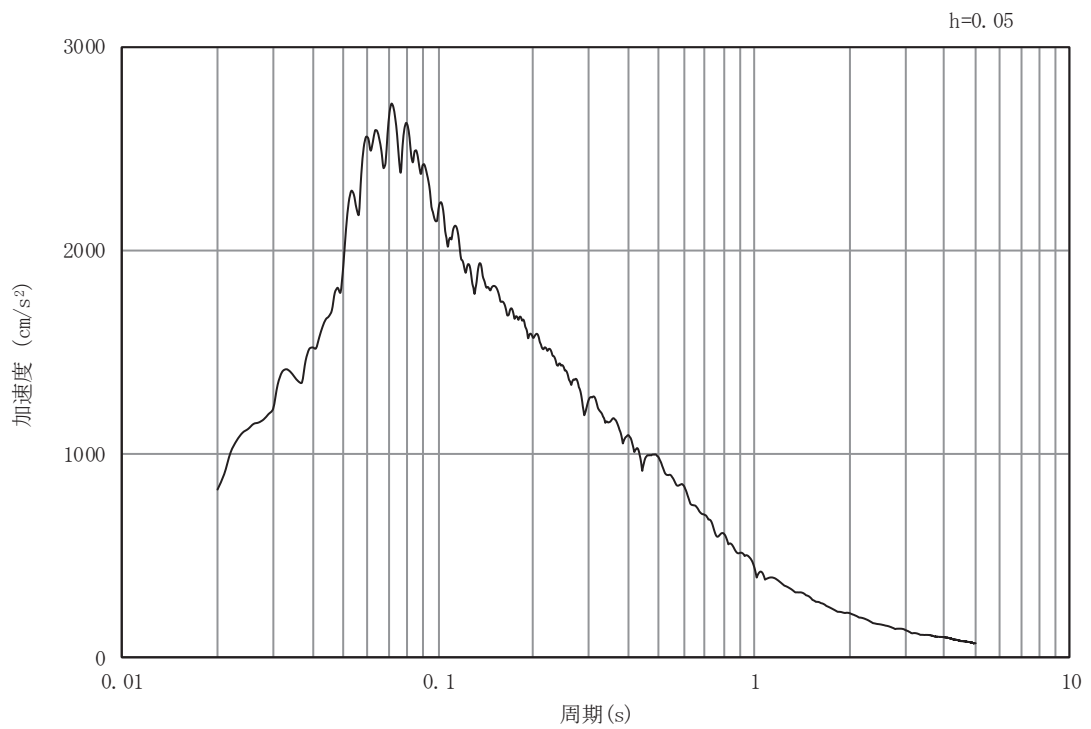


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (土砂部 (断面①))
(鉛直成分: S s - D 1)

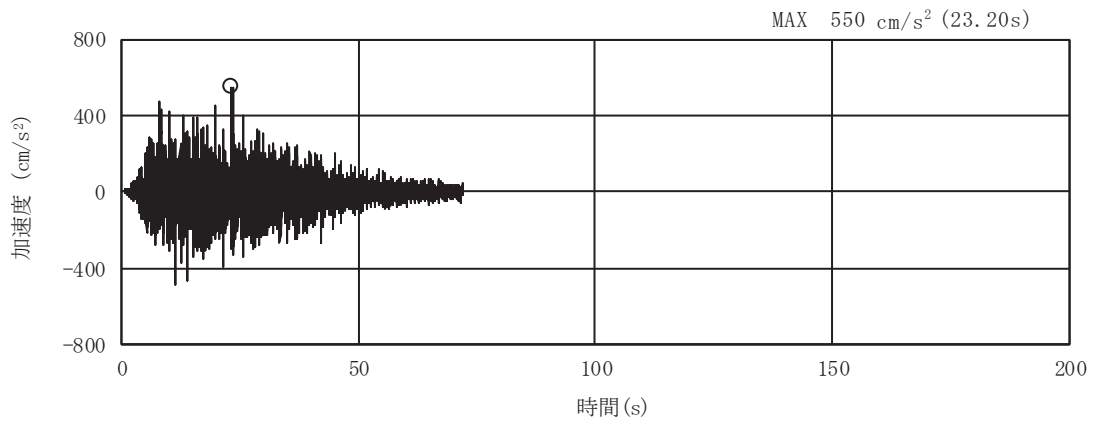


(a) 加速度時刻歴波形

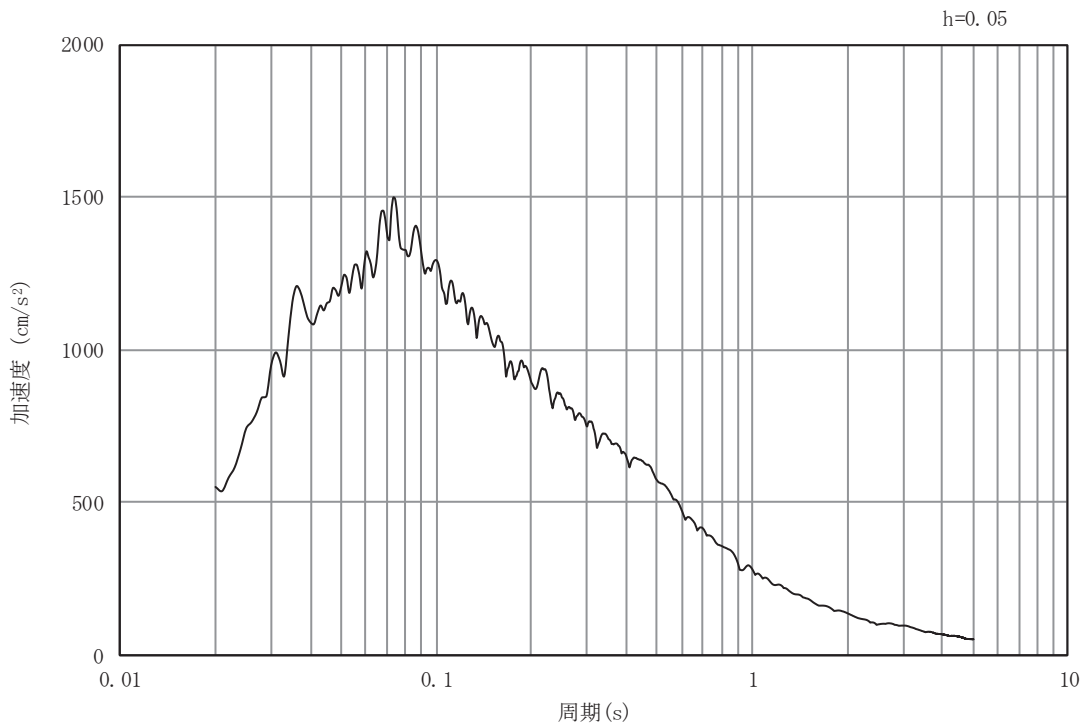


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (土砂部 (断面①))
(水平成分: S s - D 2)

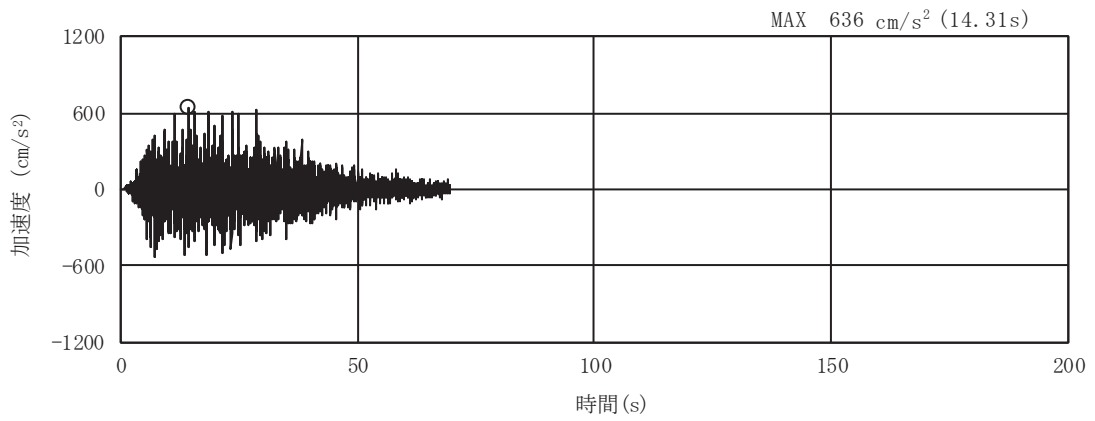


(a) 加速度時刻歴波形

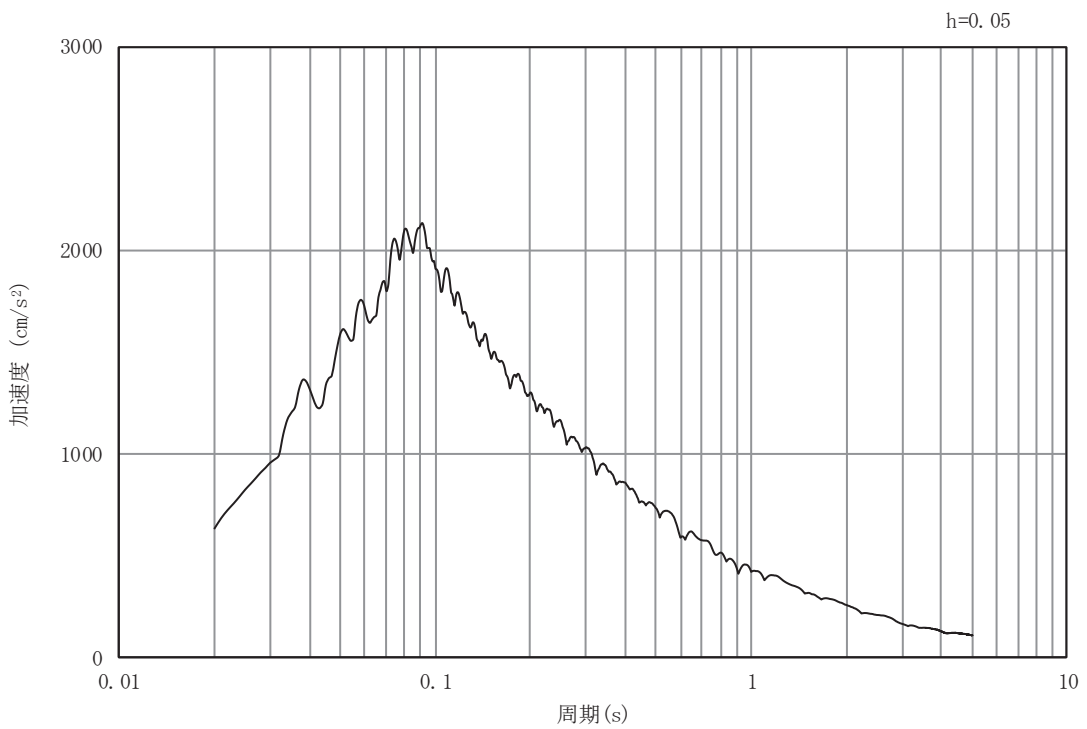


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (土砂部 (断面①))
(鉛直成分: S s - D 2)

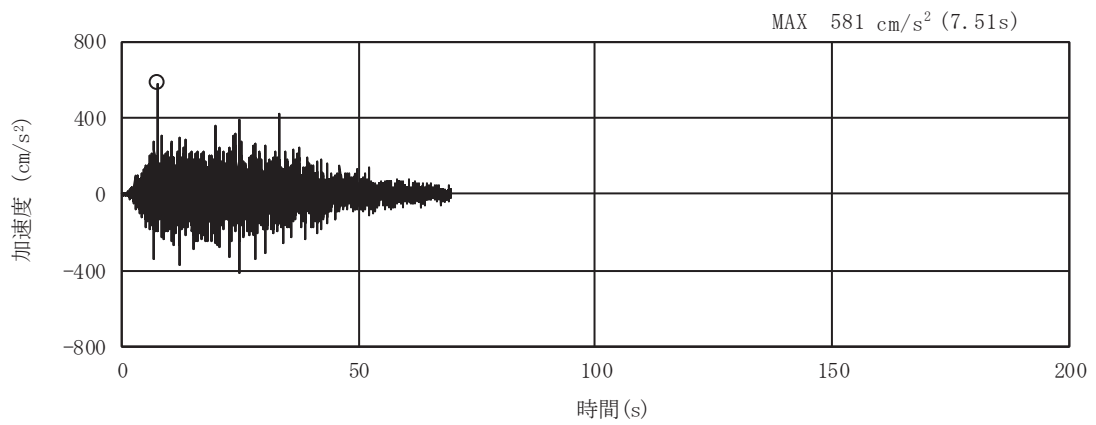


(a) 加速度時刻歴波形

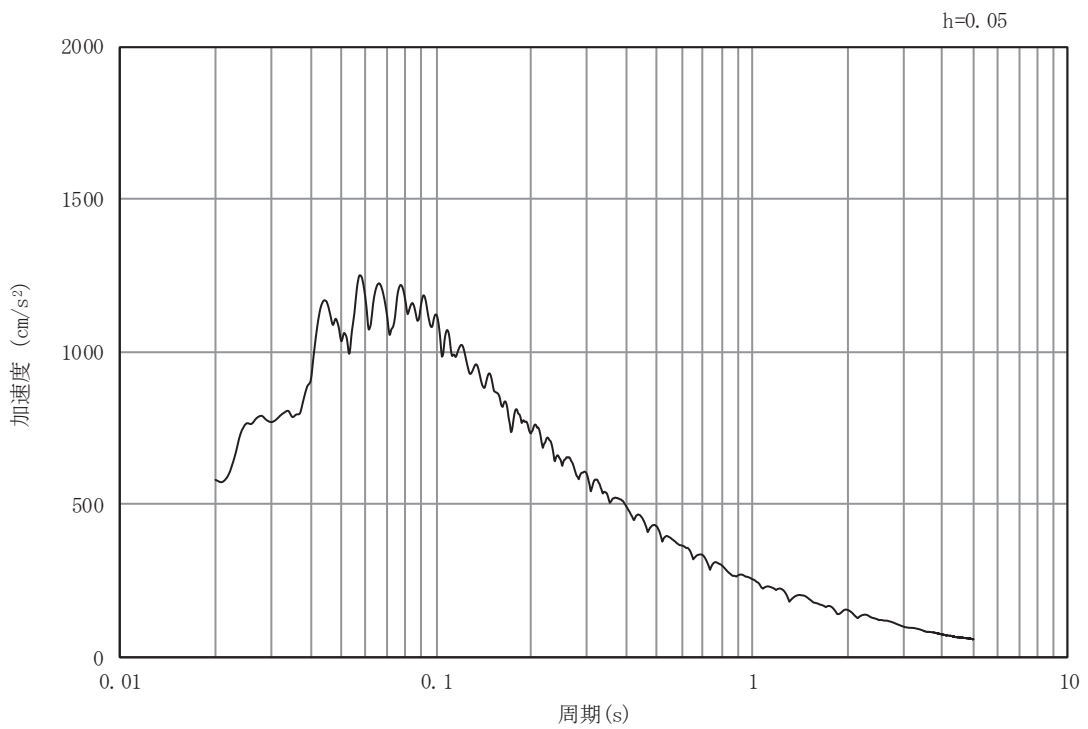


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (土砂部 (断面①))
(水平成分: S s - D 3)

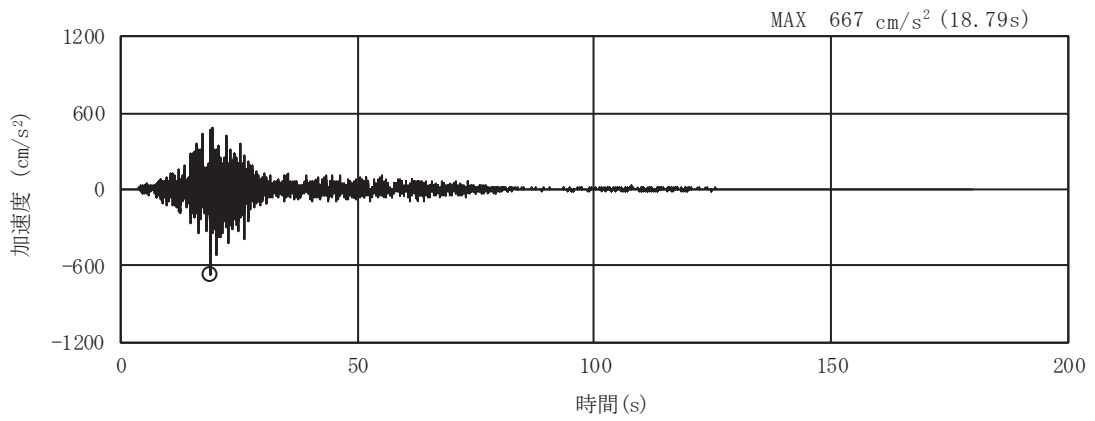


(a) 加速度時刻歴波形

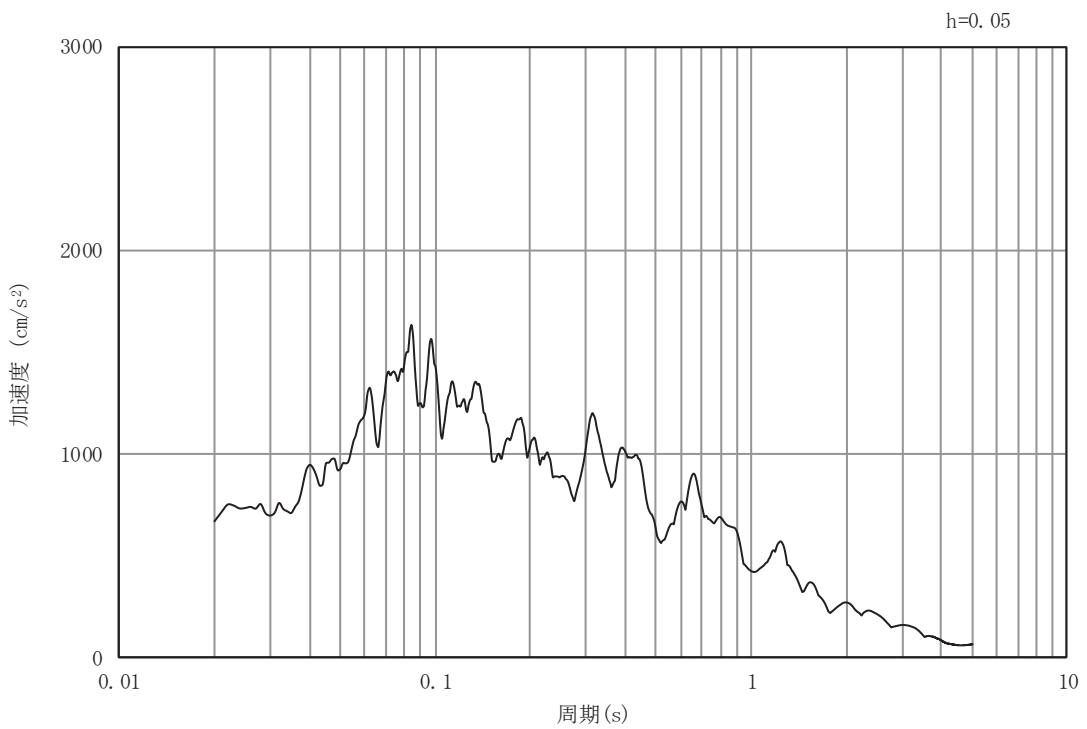


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (土砂部 (断面①))
(鉛直成分: S s - D 3)

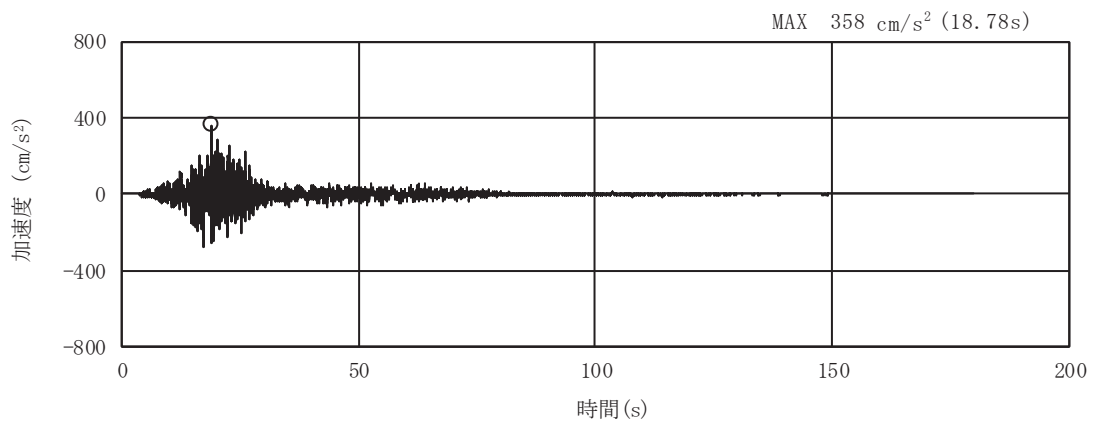


(a) 加速度時刻歴波形

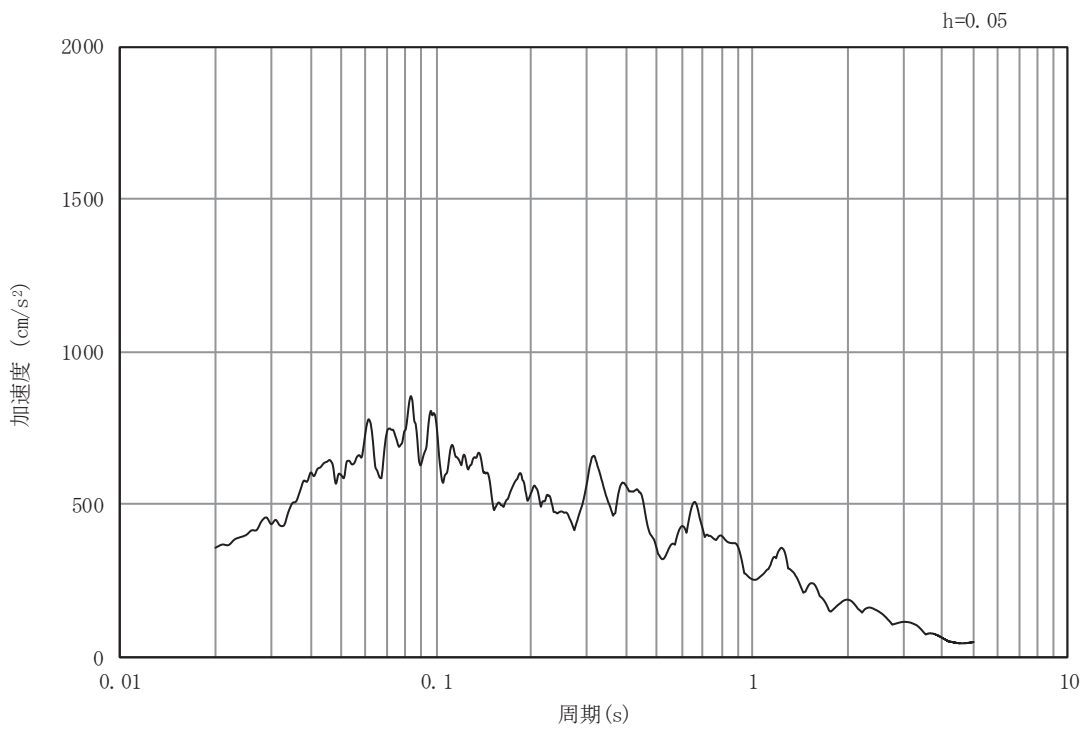


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (土砂部 (断面①))
(水平成分: S s - F 1)

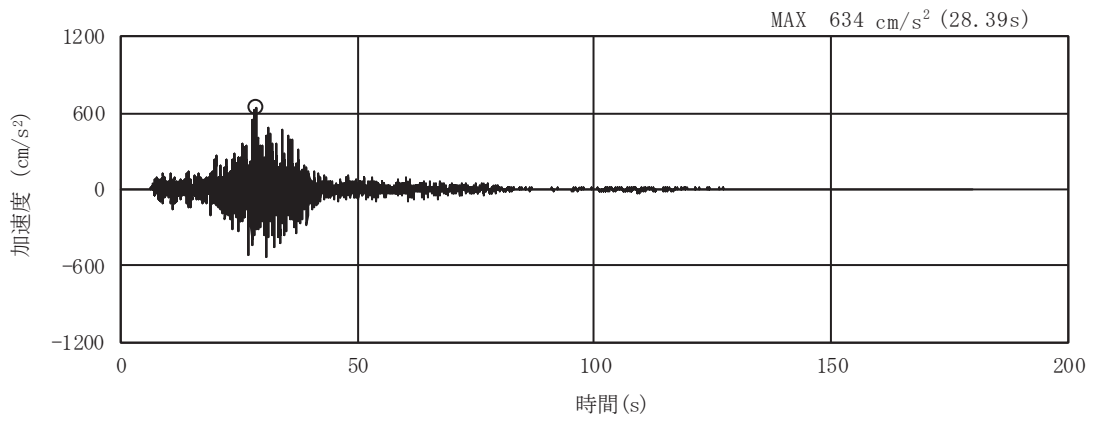


(a) 加速度時刻歴波形

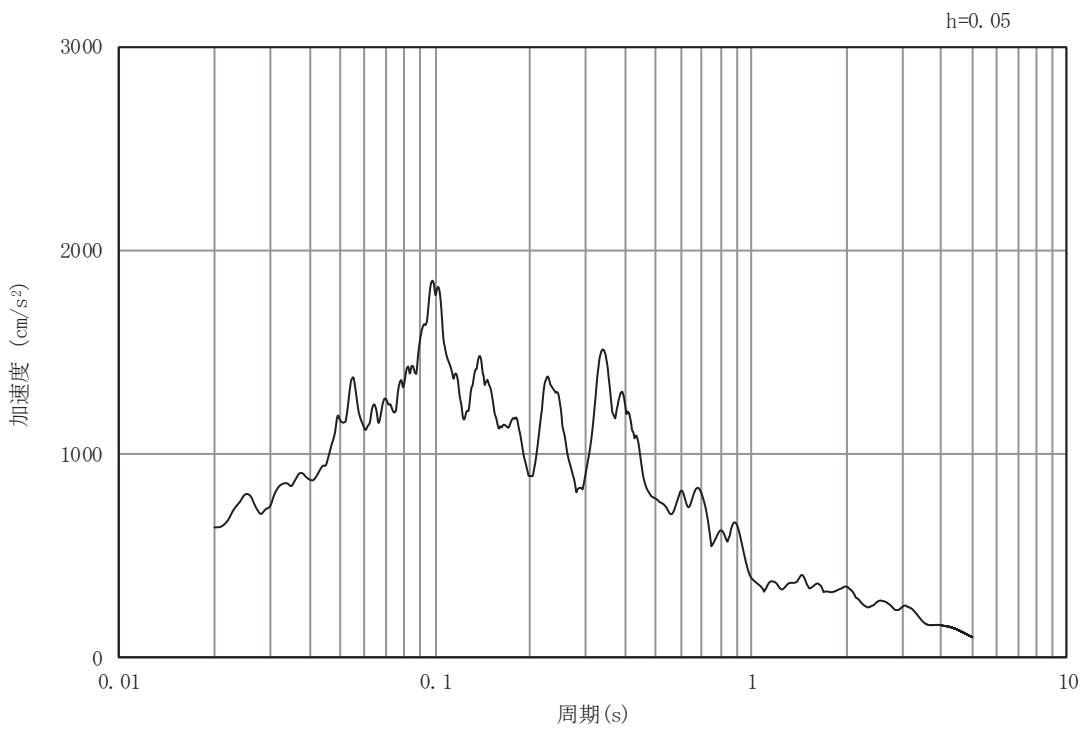


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (土砂部 (断面①))
(鉛直成分: S s - F 1)

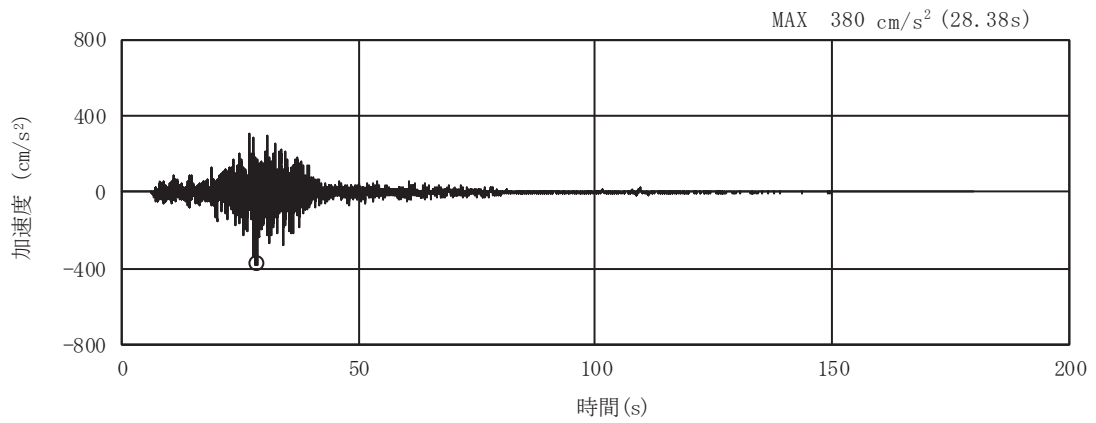


(a) 加速度時刻歴波形

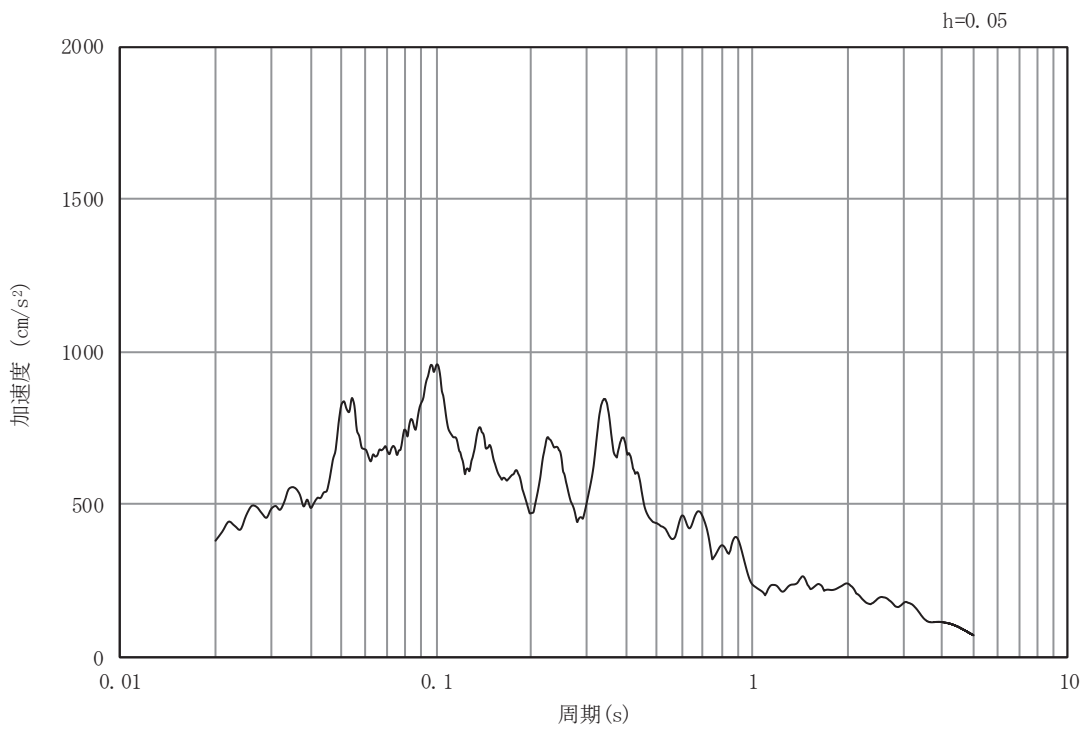


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (土砂部 (断面①))
(水平成分: S s - F 2)

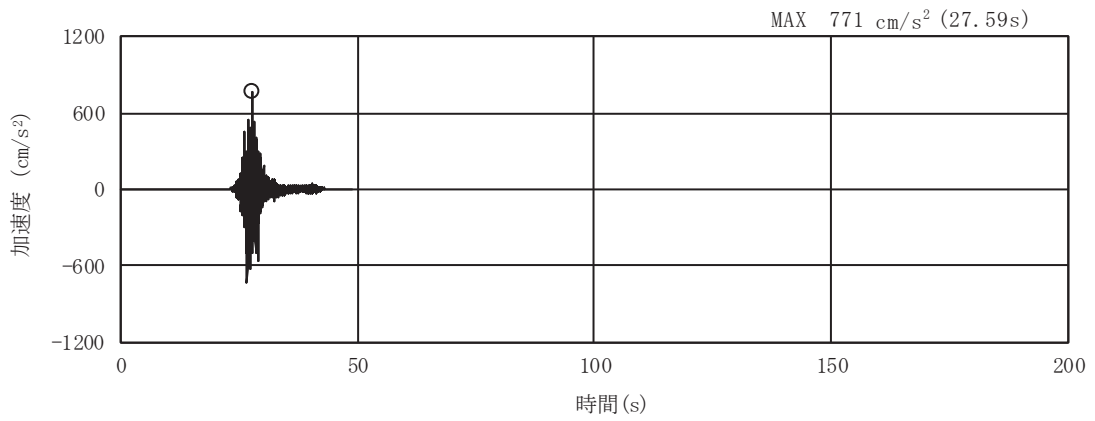


(a) 加速度時刻歴波形

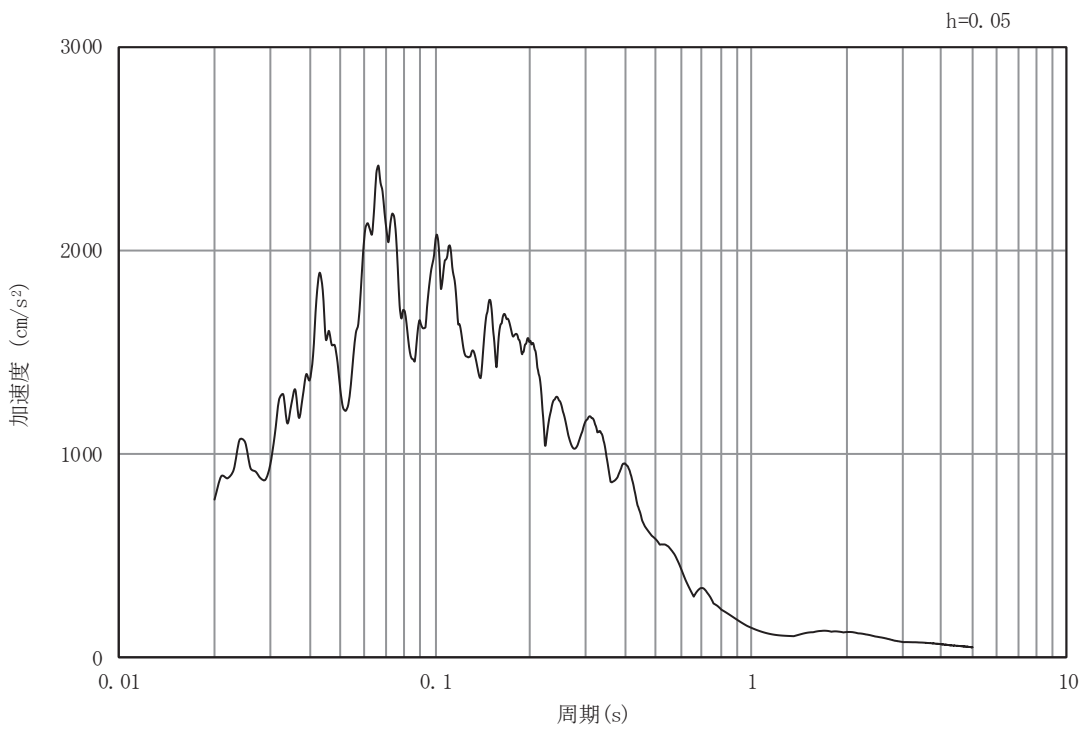


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (土砂部 (断面①))
(鉛直成分: S s - F 2)

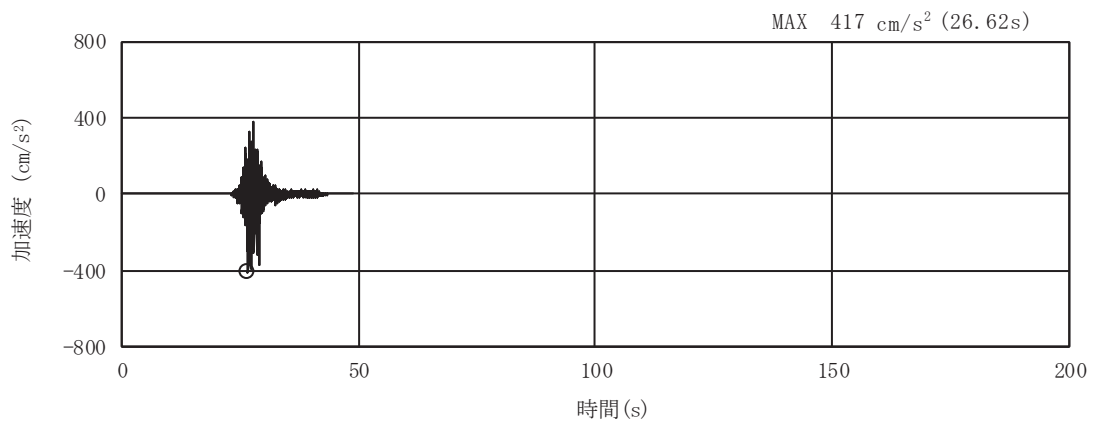


(a) 加速度時刻歴波形

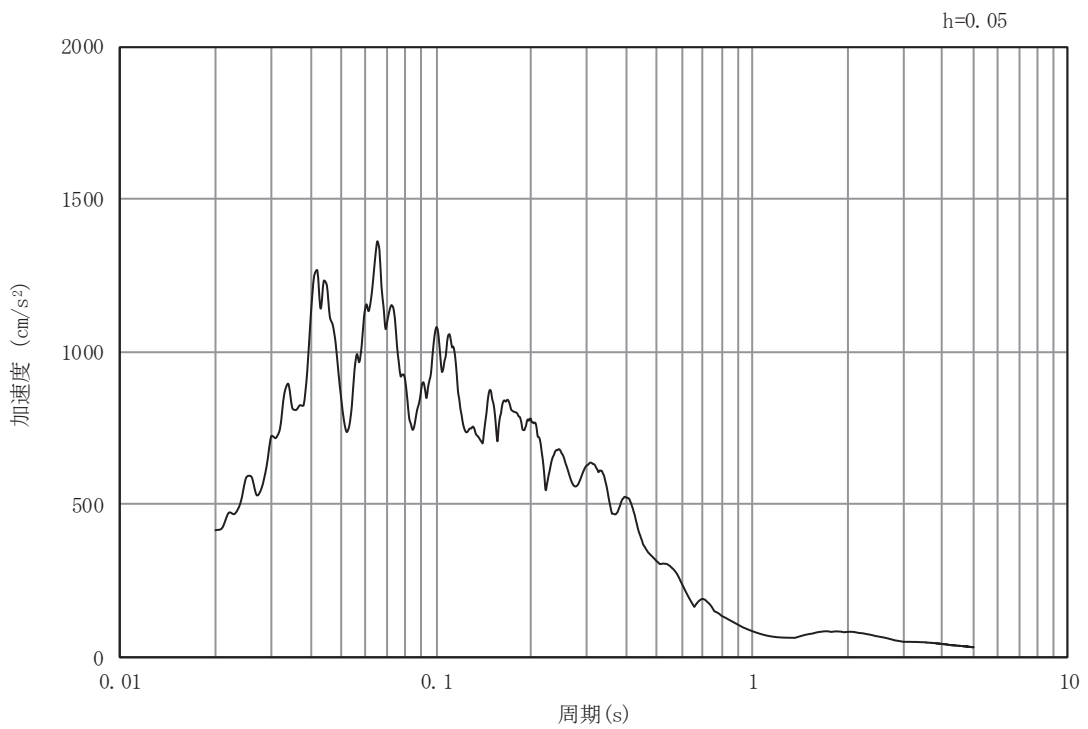


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (土砂部 (断面①))
(水平成分: S s - F 3)

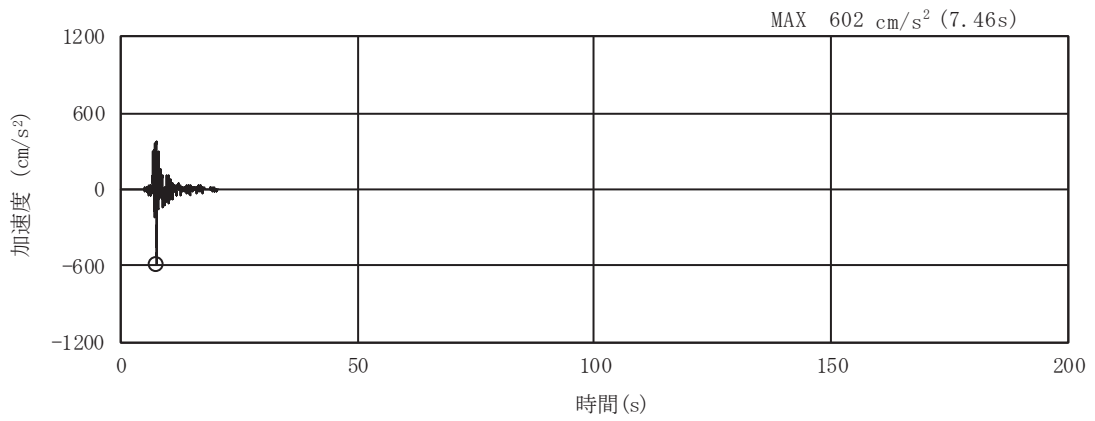


(a) 加速度時刻歴波形

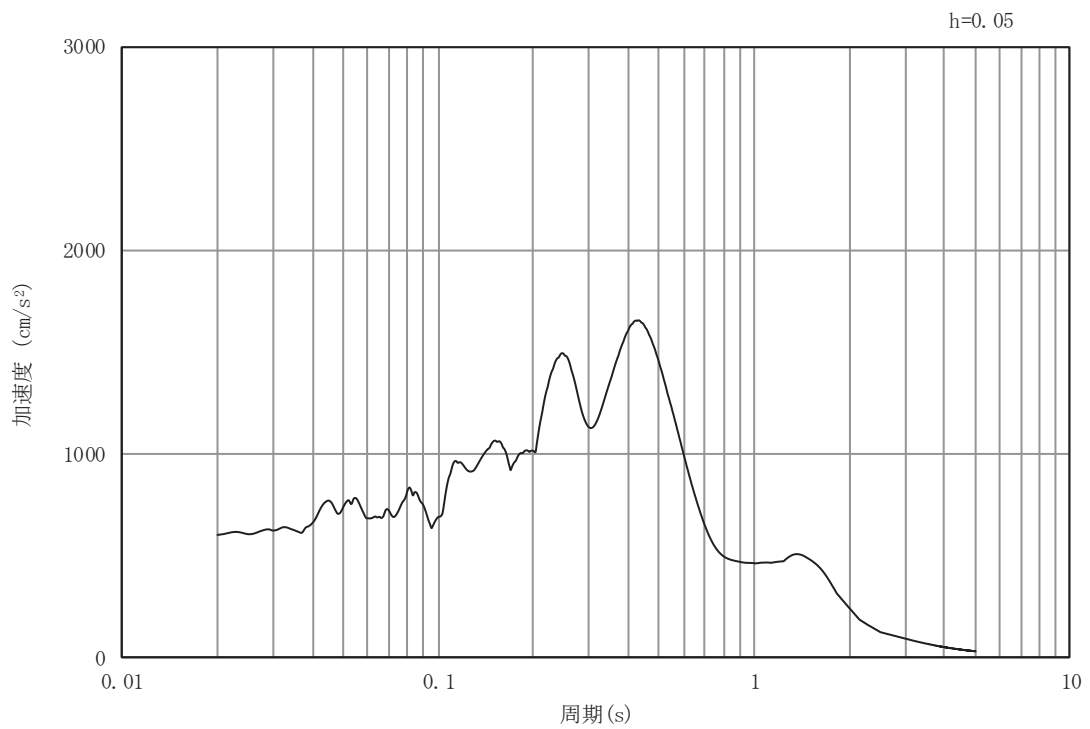


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (土砂部 (断面①))
(鉛直成分: S s - F 3)

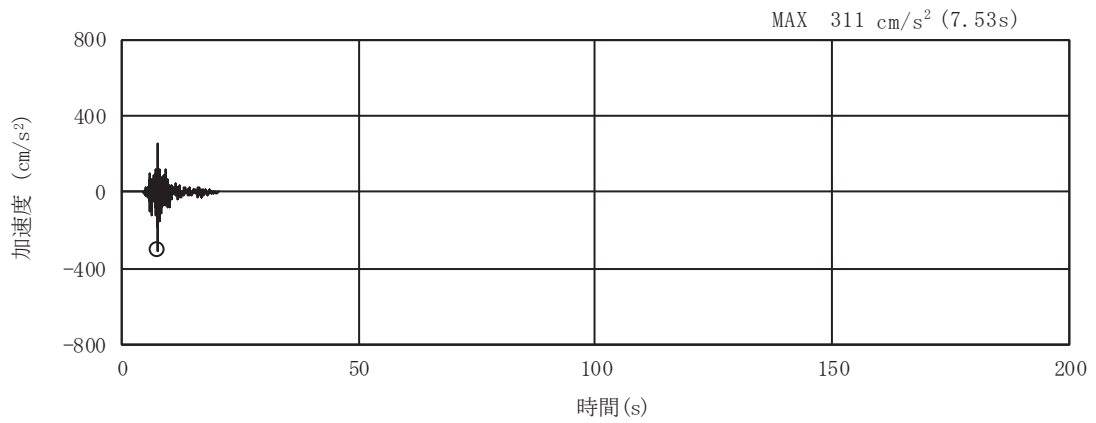


(a) 加速度時刻歴波形

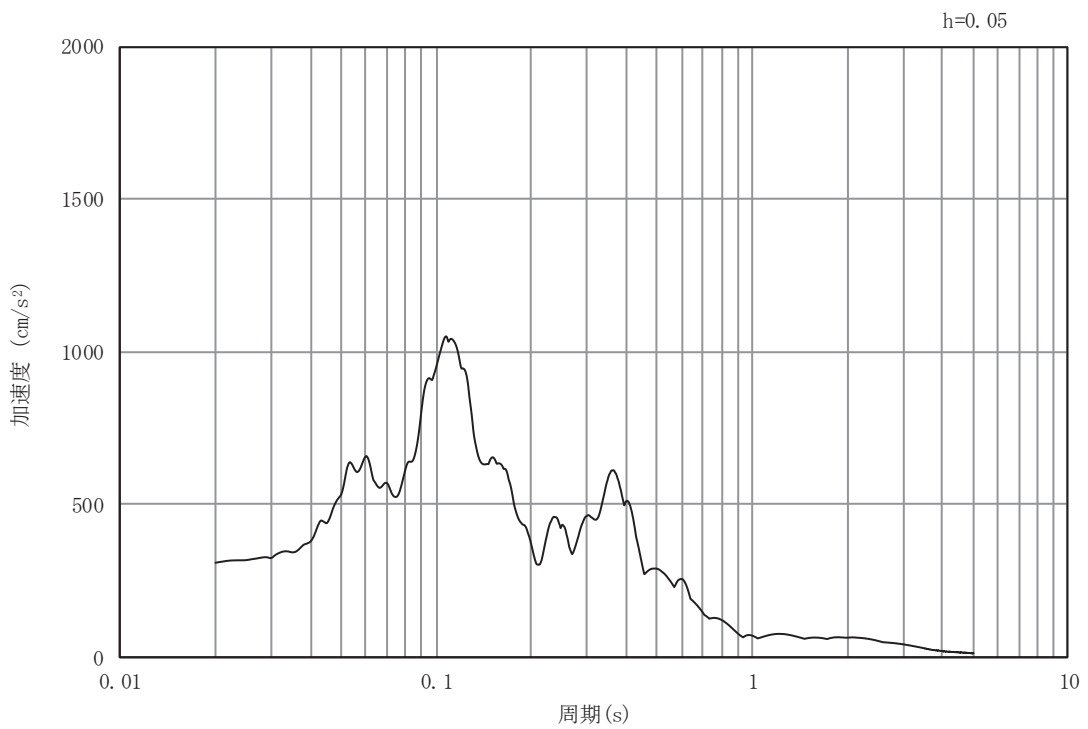


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (土砂部 (断面①))
(水平成分: S s - N 1)

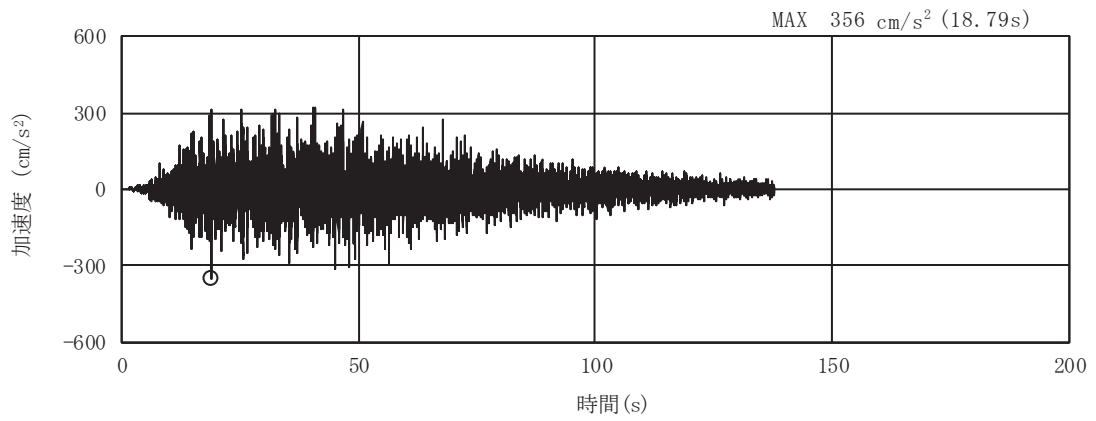


(a) 加速度時刻歴波形

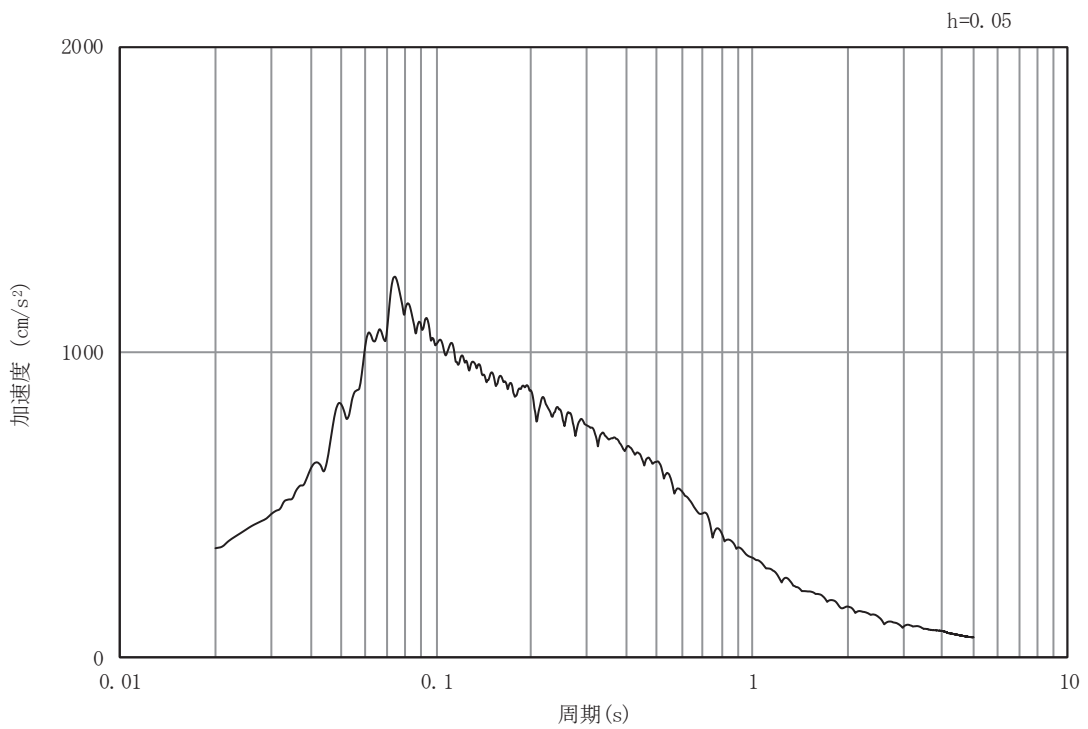


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (土砂部 (断面①))
(鉛直成分: S s - N 1)

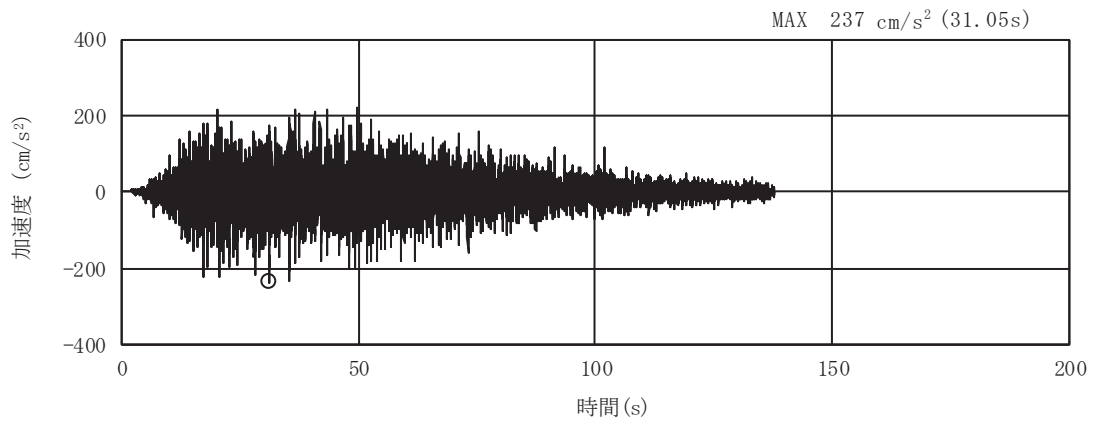


(a) 加速度時刻歴波形

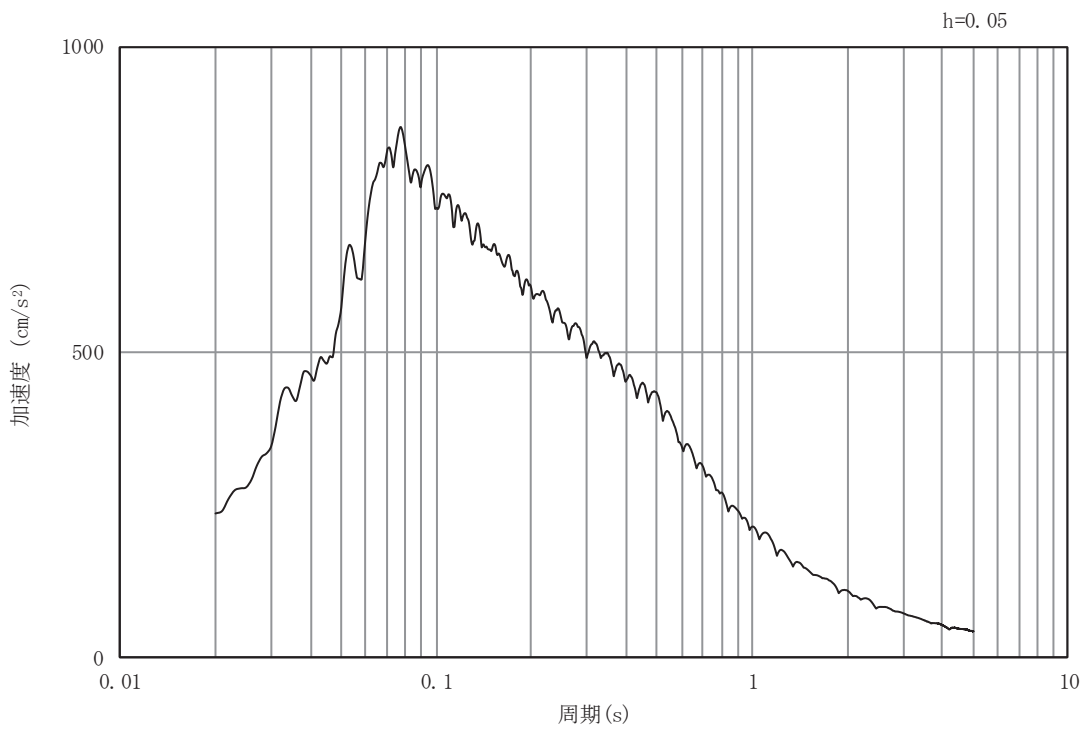


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(15) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (土砂部 (断面①))
(水平成分: S d - D 1)

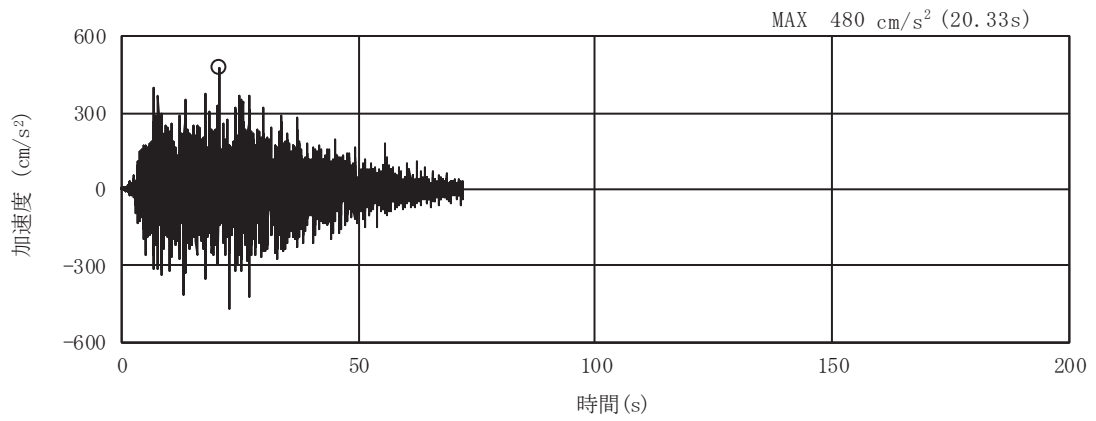


(a) 加速度時刻歴波形

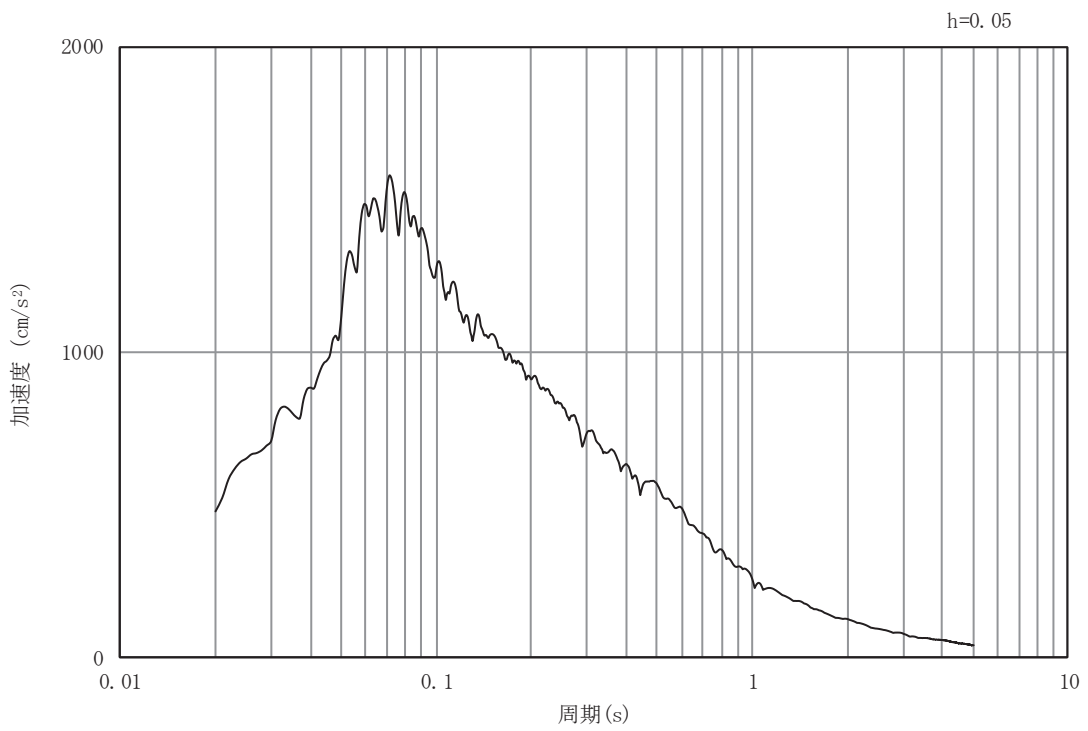


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(16) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (土砂部 (断面①))
(鉛直成分: S d - D 1)

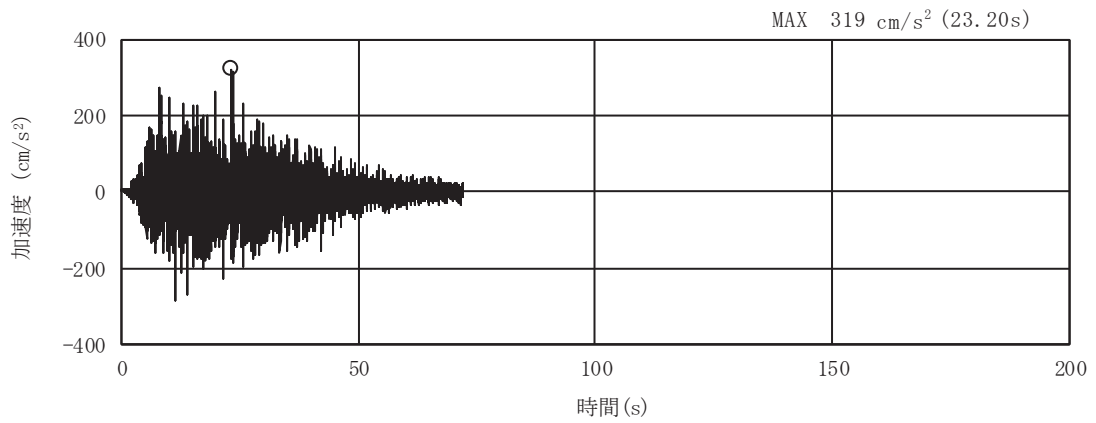


(a) 加速度時刻歴波形

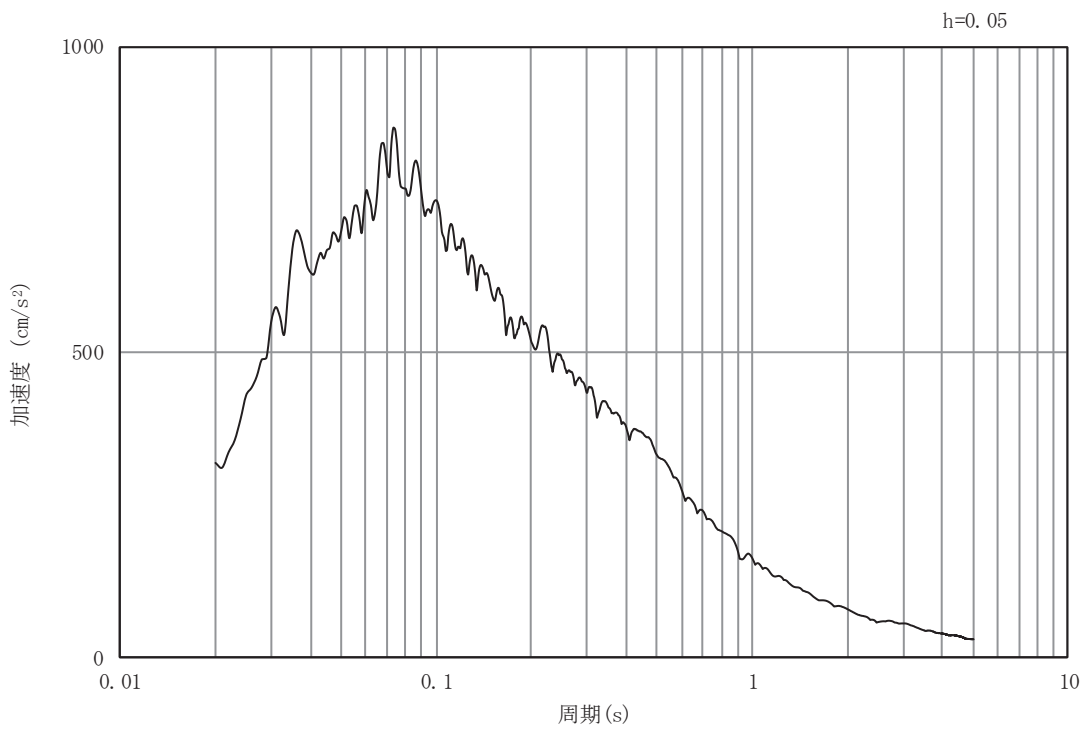


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(17) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (土砂部 (断面①))
(水平成分: S d - D 2)

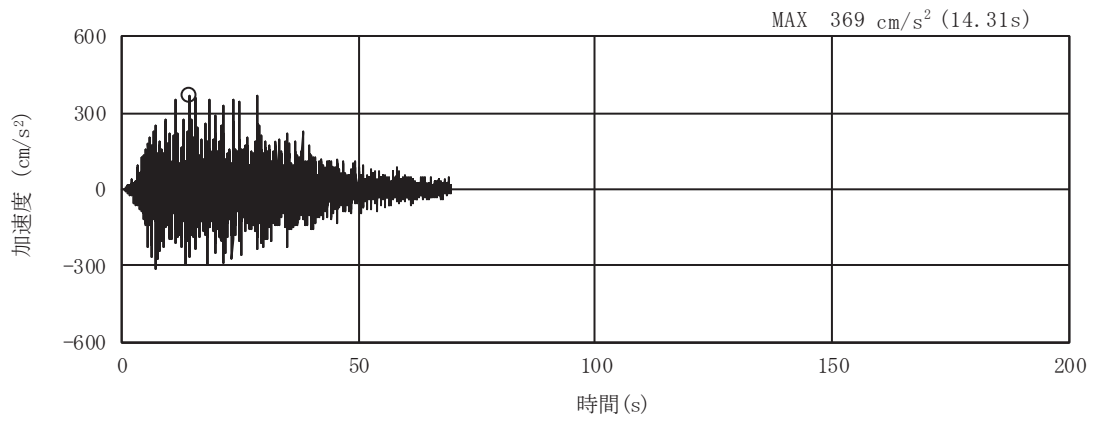


(a) 加速度時刻歴波形

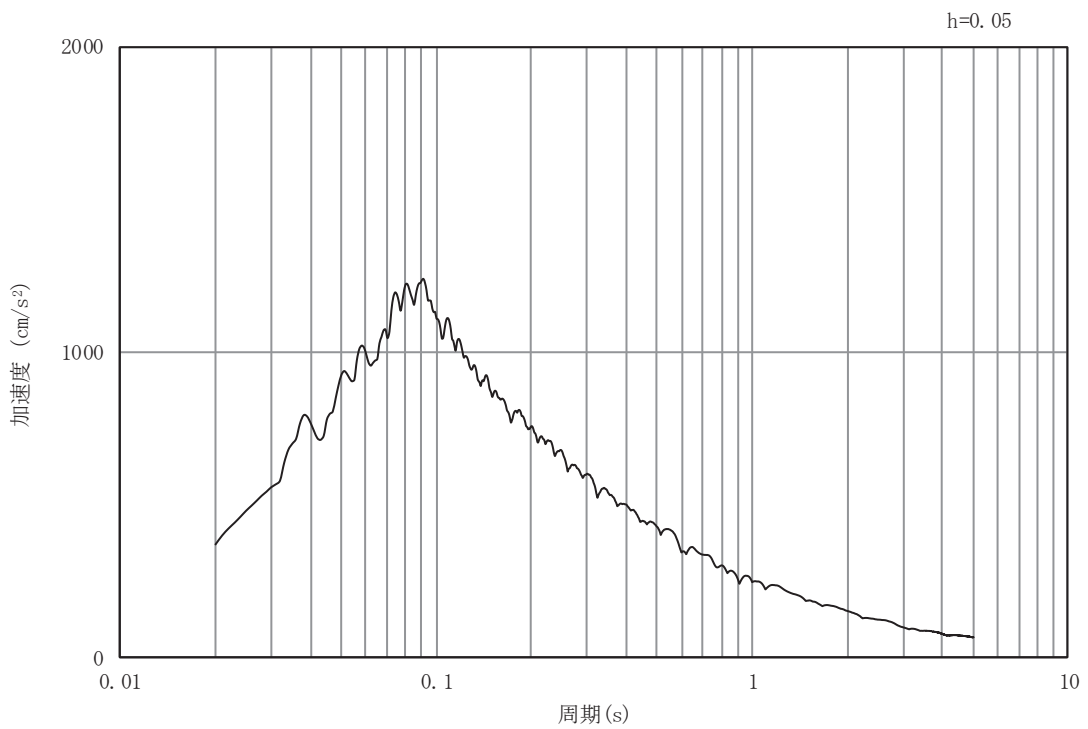


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(18) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (土砂部 (断面①))
(鉛直成分: S d - D 2)

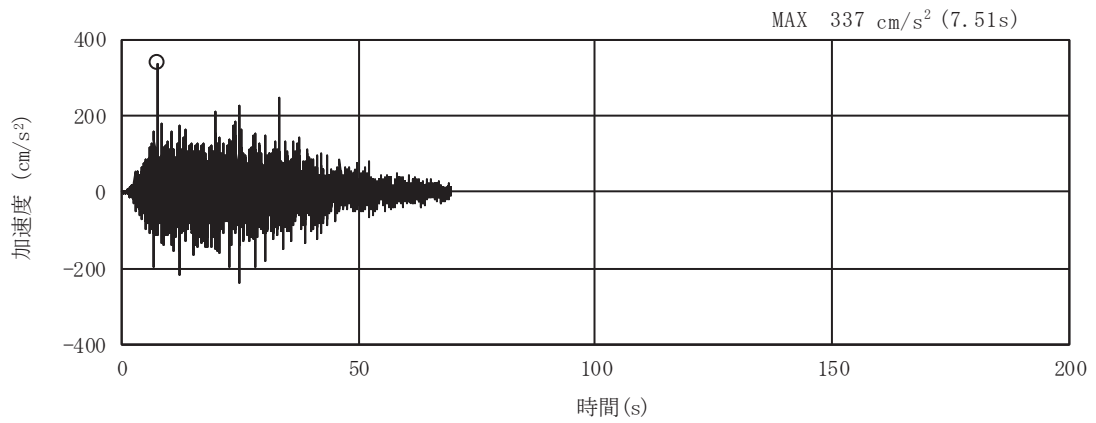


(a) 加速度時刻歴波形

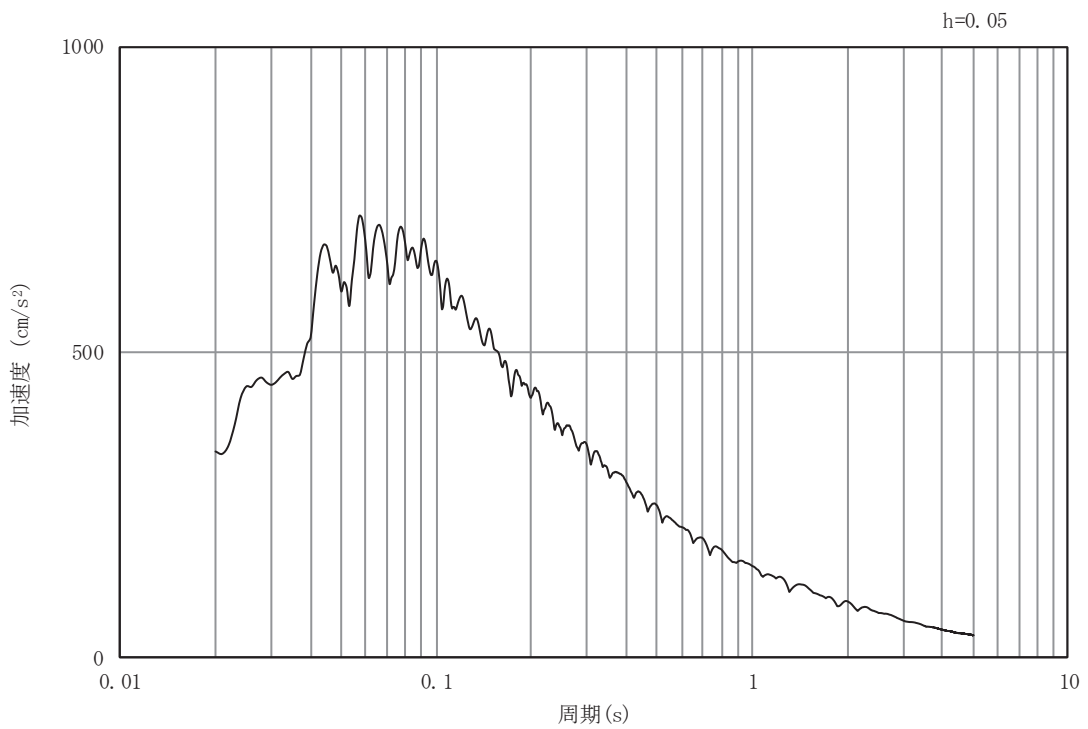


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(19) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (土砂部 (断面①))
(水平成分: S d - D 3)

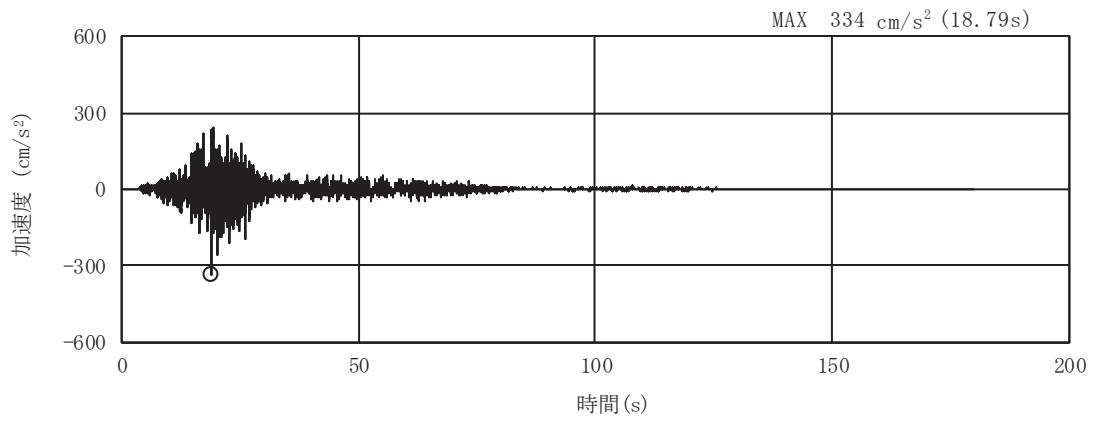


(a) 加速度時刻歴波形

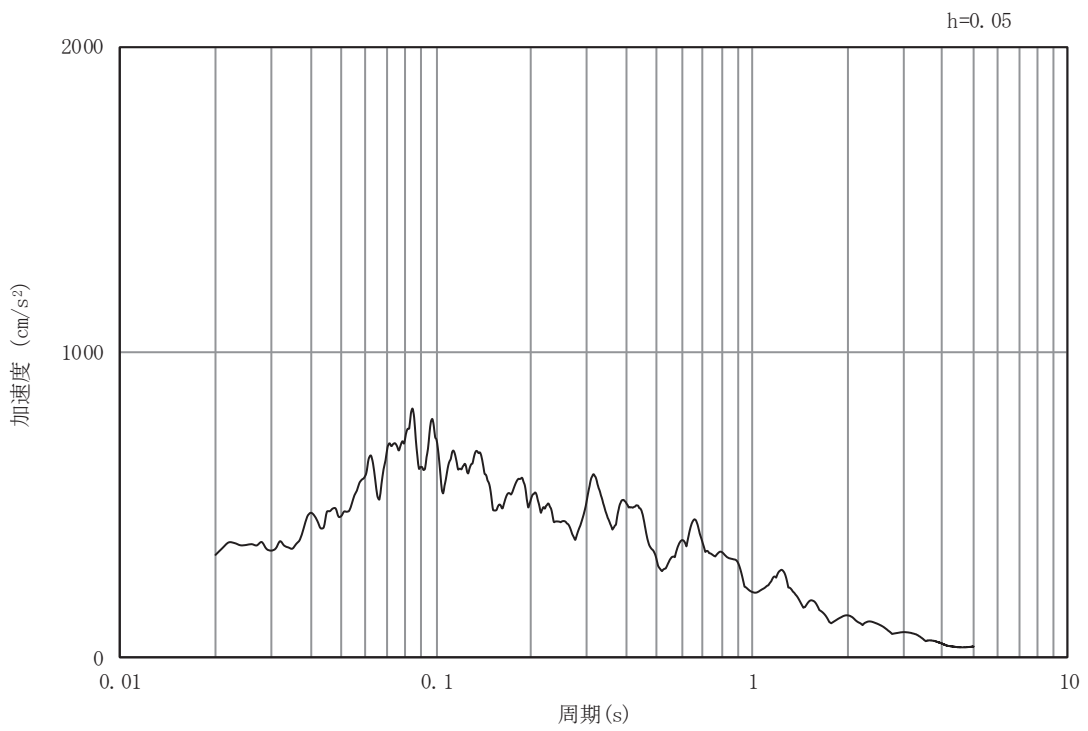


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(20) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (土砂部 (断面①))
(鉛直成分: S d - D 3)

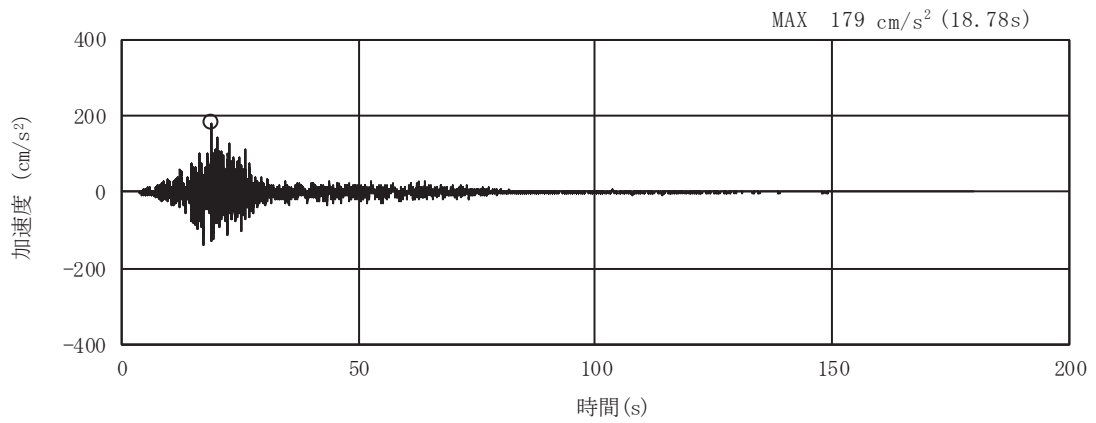


(a) 加速度時刻歴波形

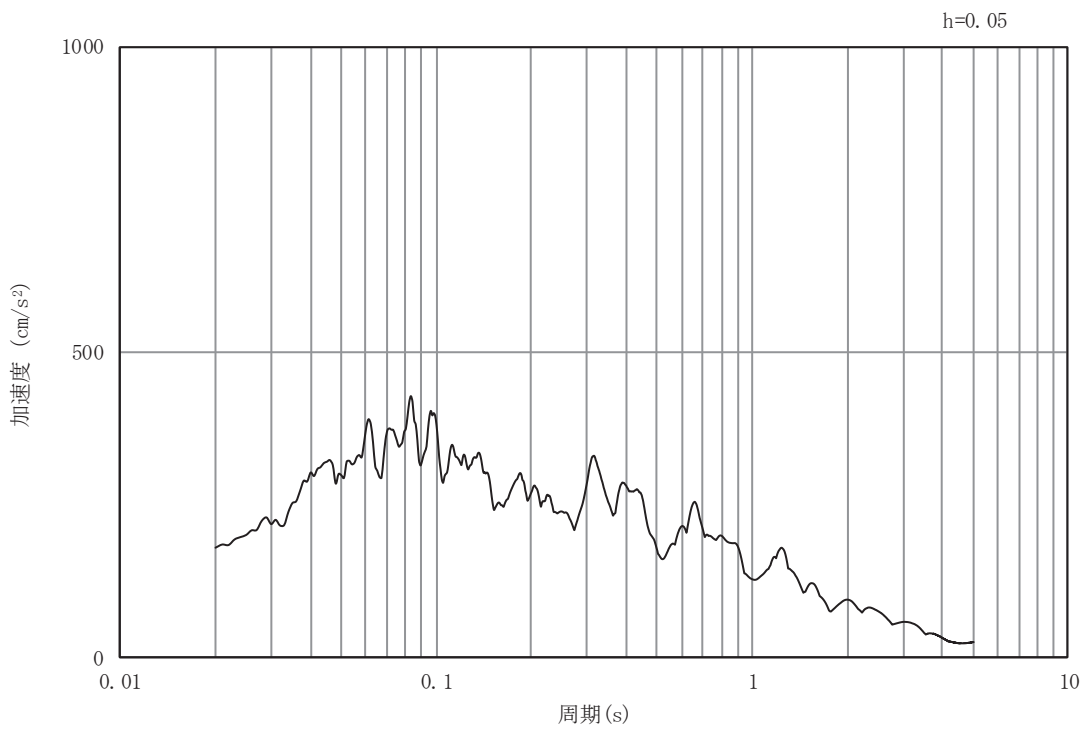


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(21) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (土砂部 (断面①))
(水平成分: S d - F 1)

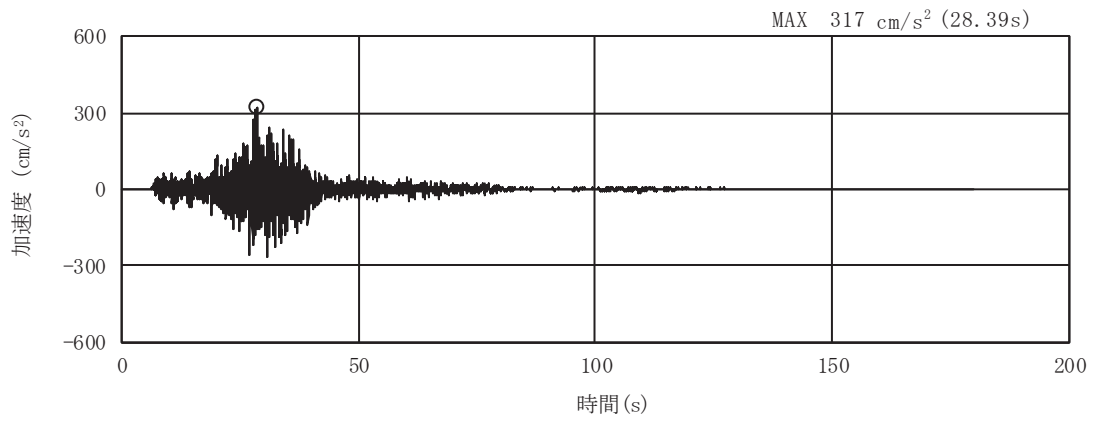


(a) 加速度時刻歴波形

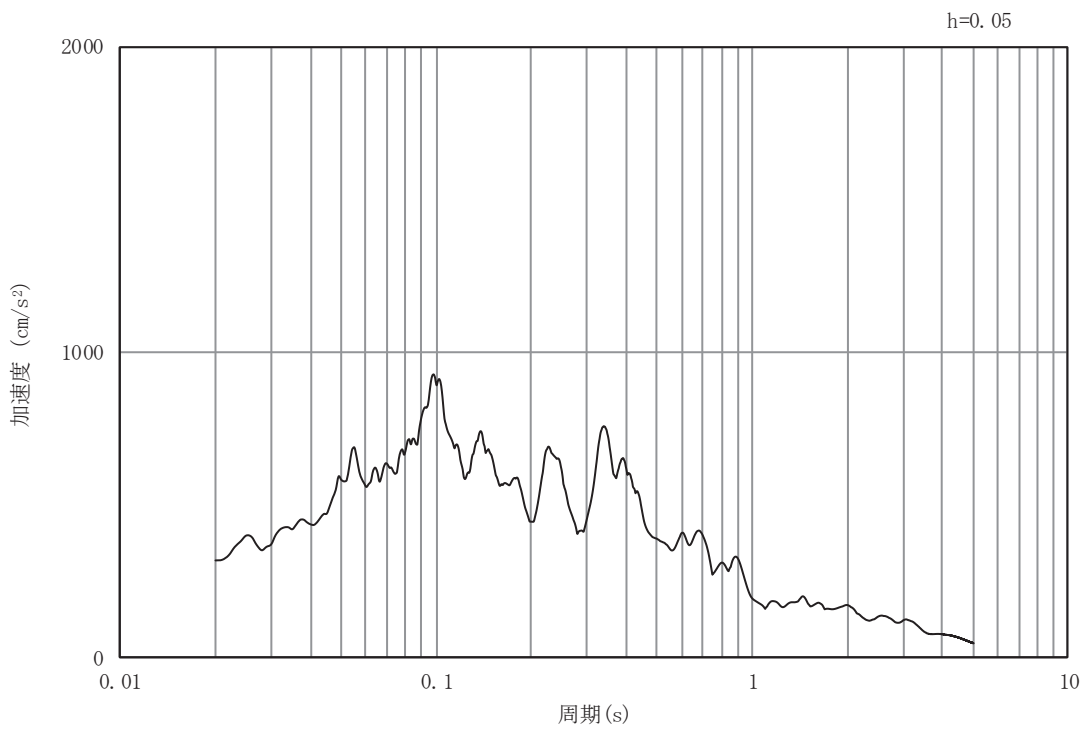


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(22) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (土砂部 (断面①))
(鉛直成分: S d - F 1)

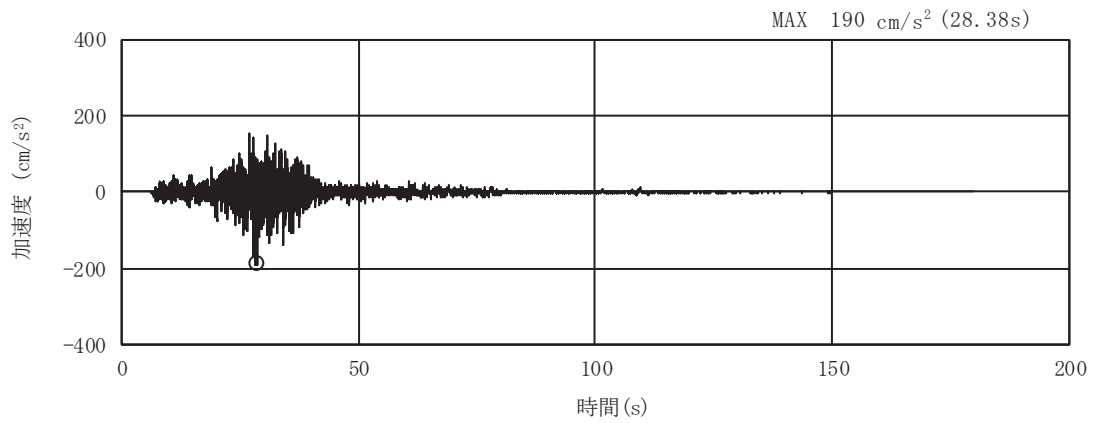


(a) 加速度時刻歴波形

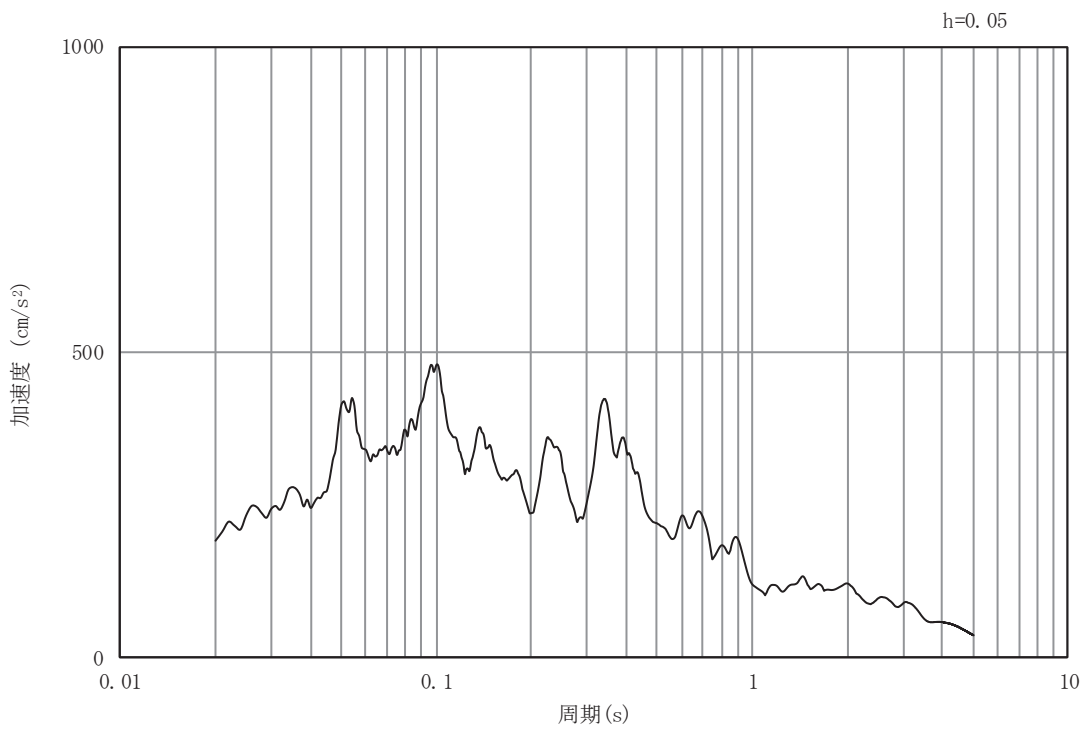


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(23) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (土砂部 (断面①))
(水平成分: S d - F 2)

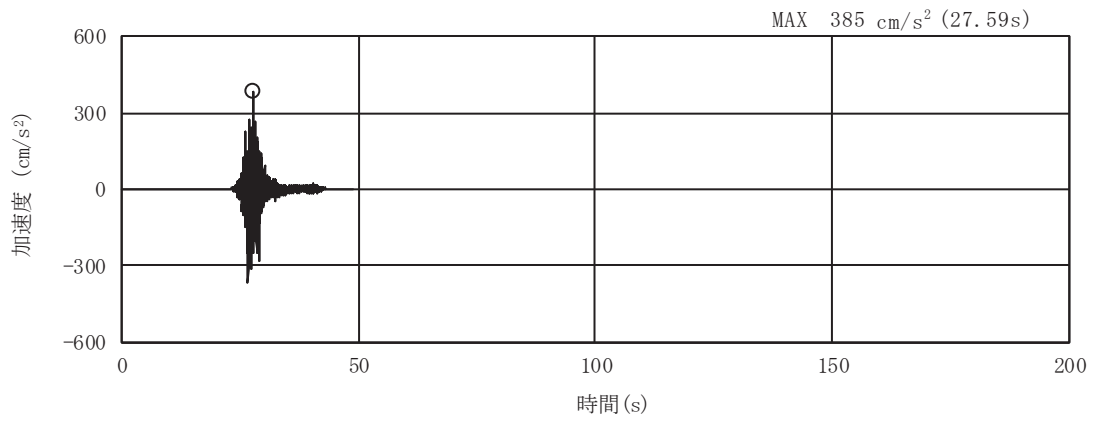


(a) 加速度時刻歴波形

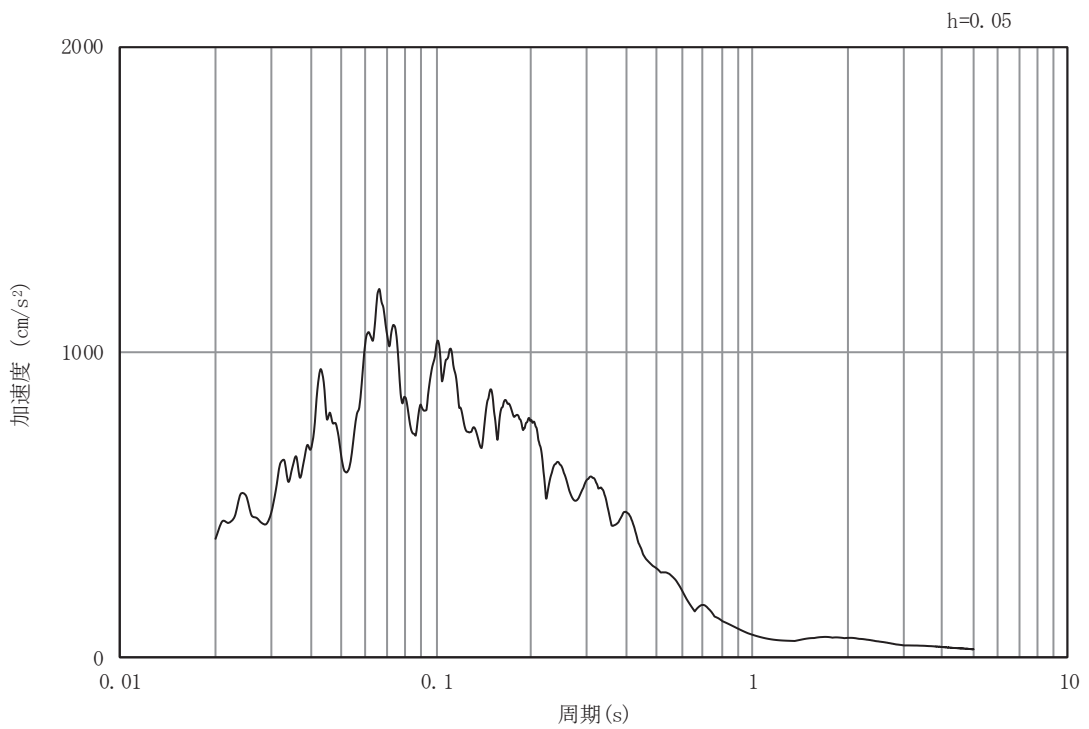


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(24) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (土砂部 (断面①))
(鉛直成分：S d - F 2)

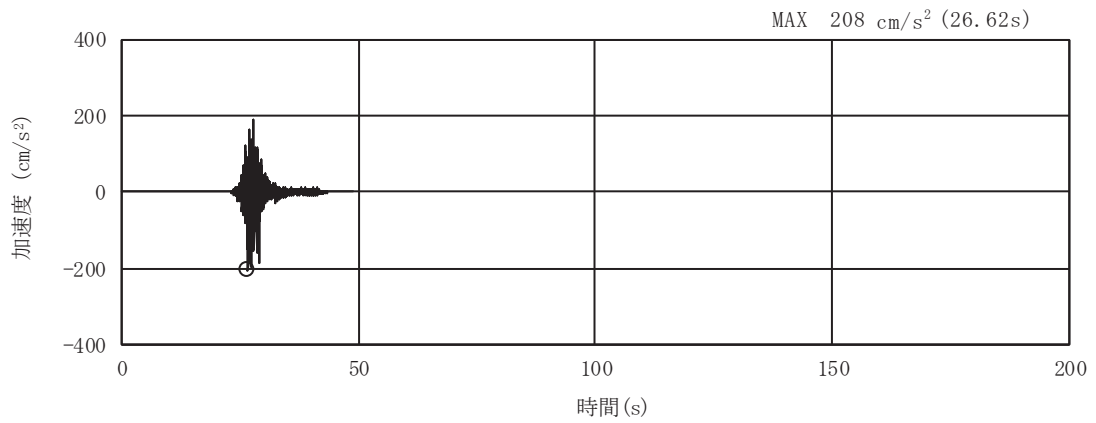


(a) 加速度時刻歴波形

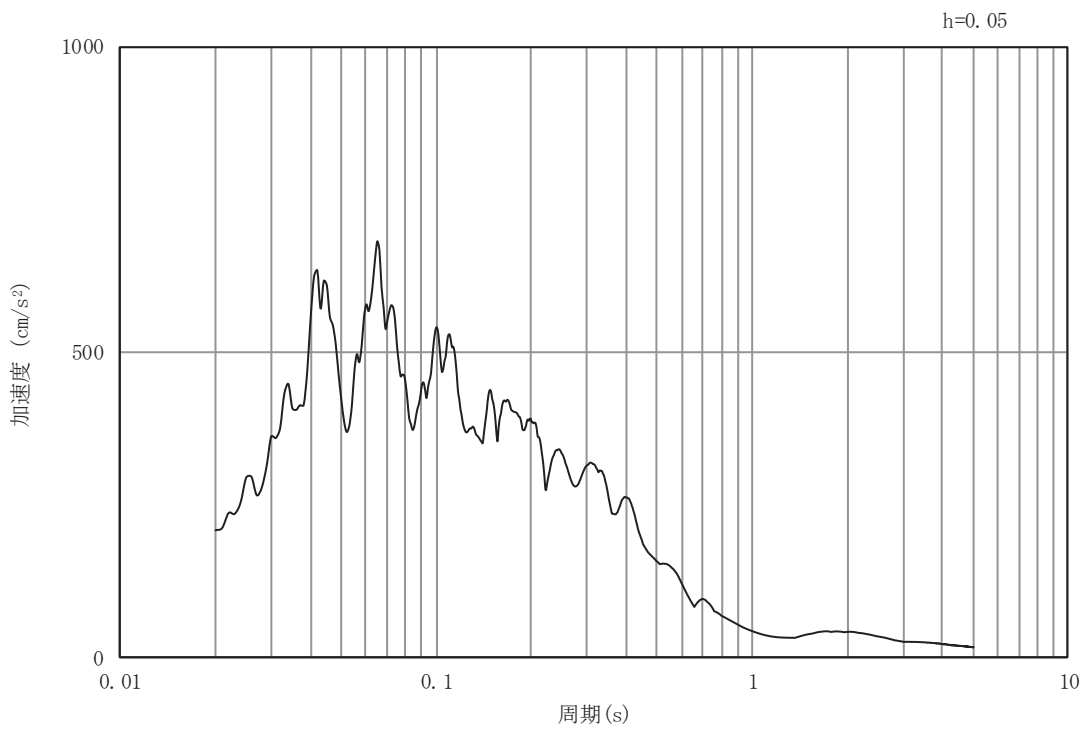


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(25) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (土砂部 (断面①))
(水平成分: S d - F 3)

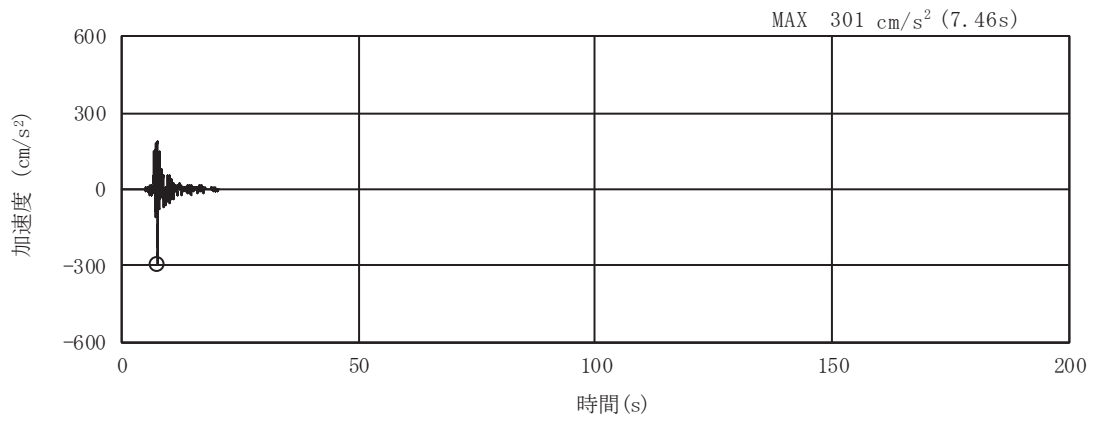


(a) 加速度時刻歴波形

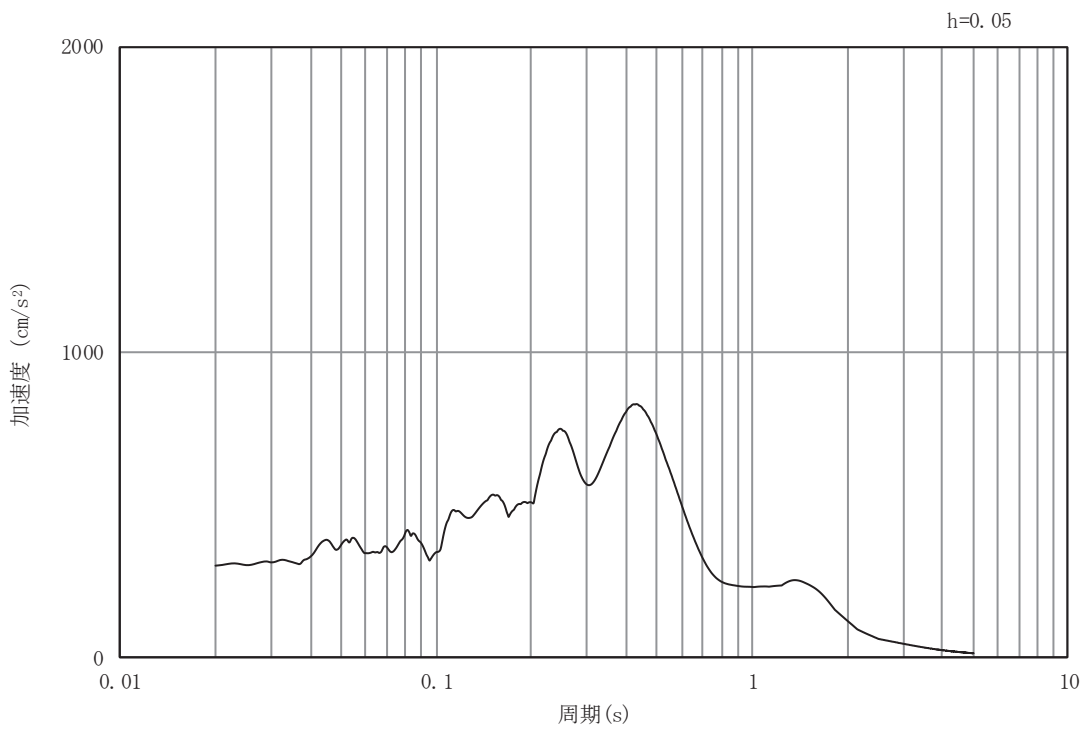


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(26) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (土砂部 (断面①))
(鉛直成分：S d - F 3)

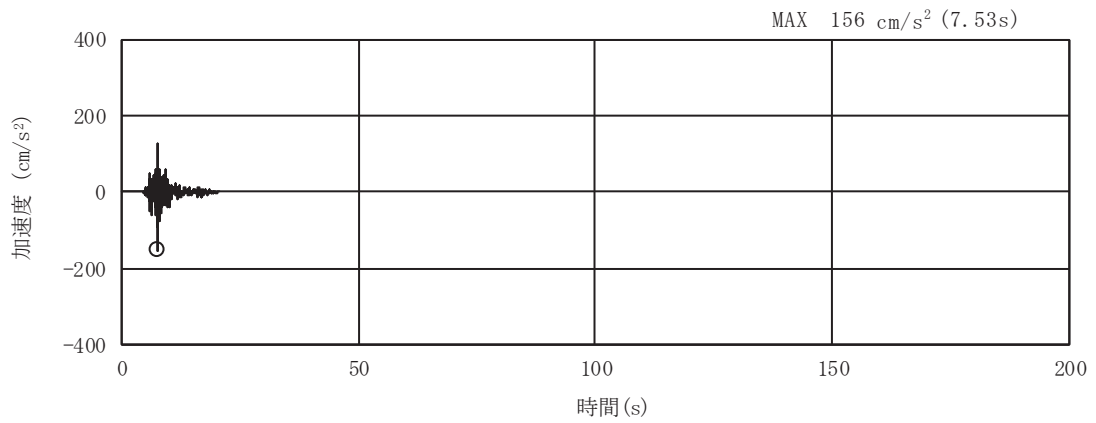


(a) 加速度時刻歴波形

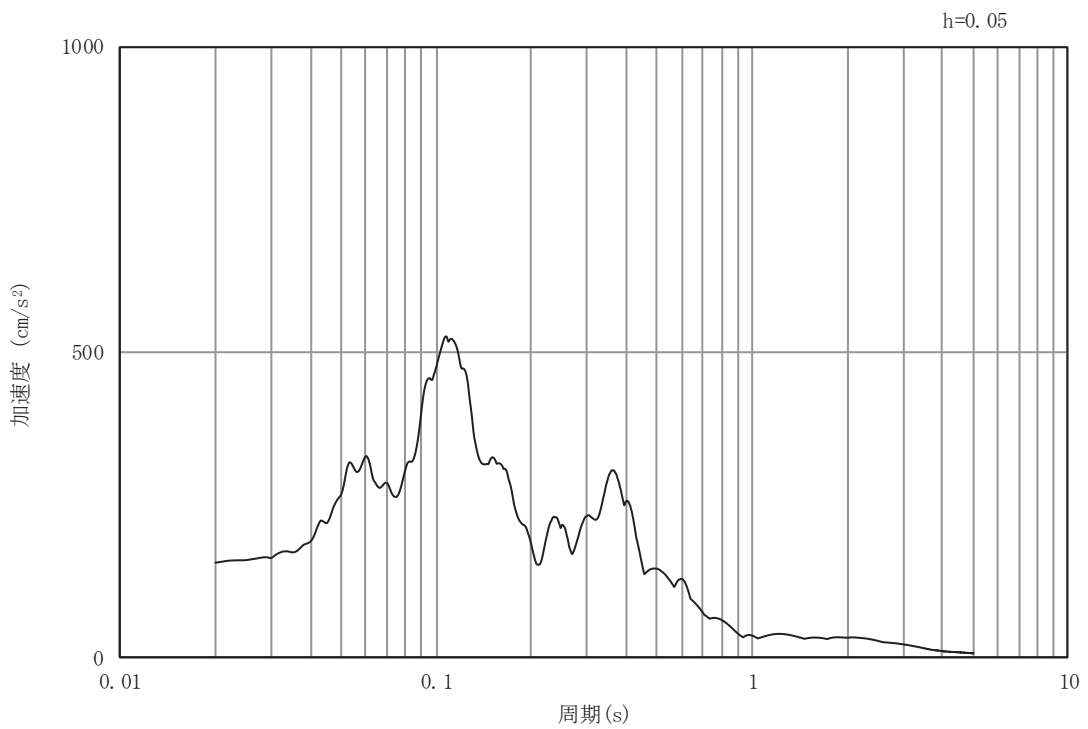


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(27) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (土砂部 (断面①))
(水平成分: S d - N 1)

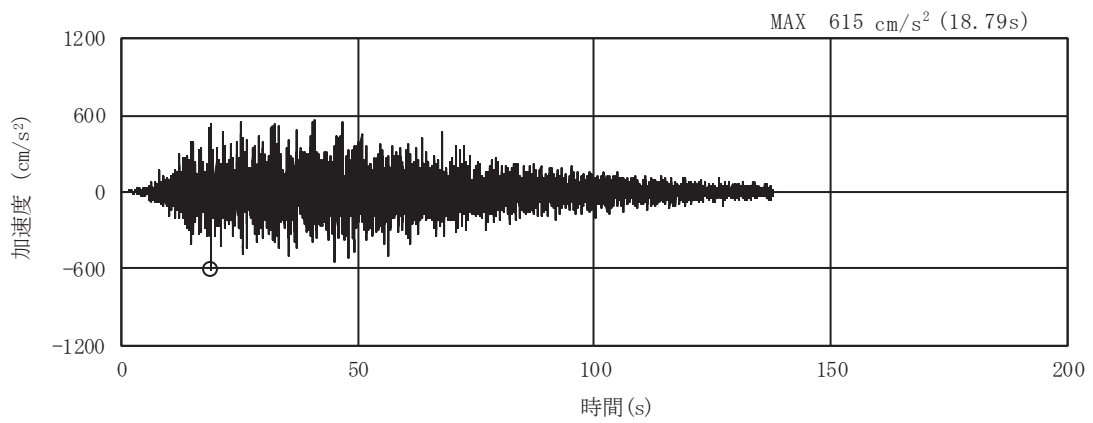


(a) 加速度時刻歴波形

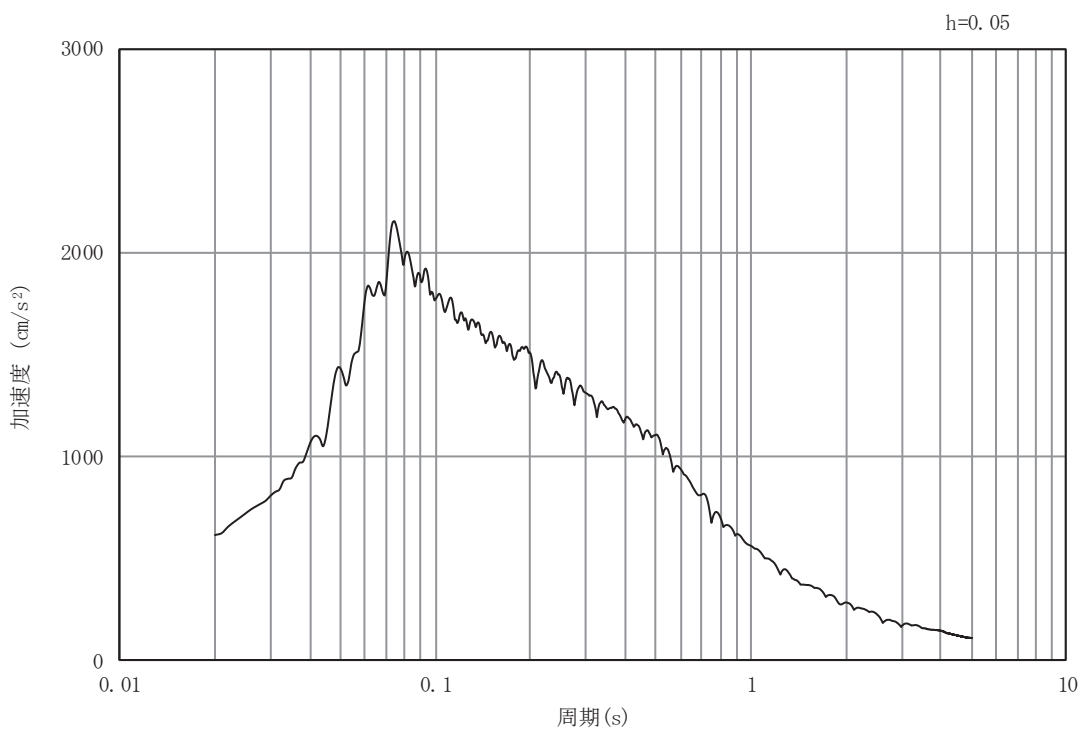


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(28) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (土砂部 (断面①))
(鉛直成分: S d - N 1)

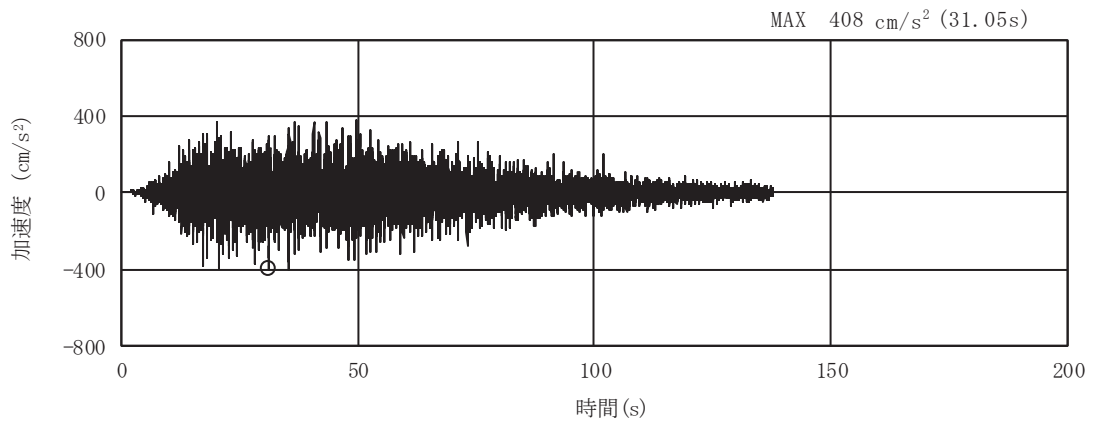


(a) 加速度時刻歴波形

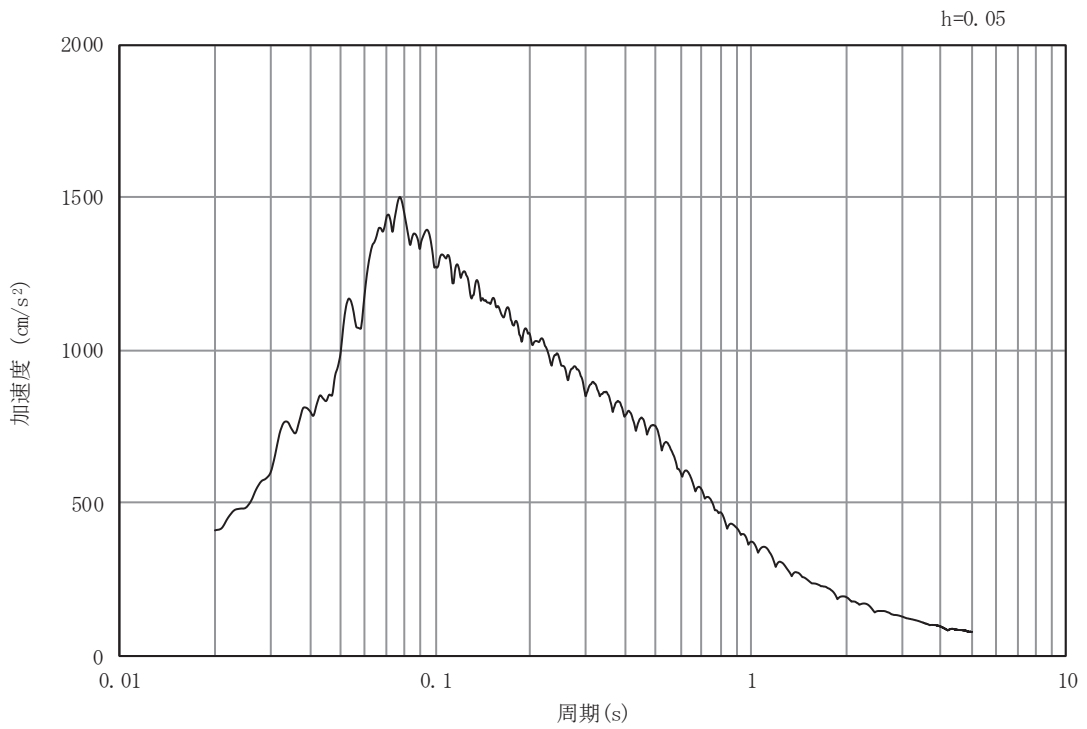


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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 (土砂部 (断面③))
(水平成分: S s - D 1)

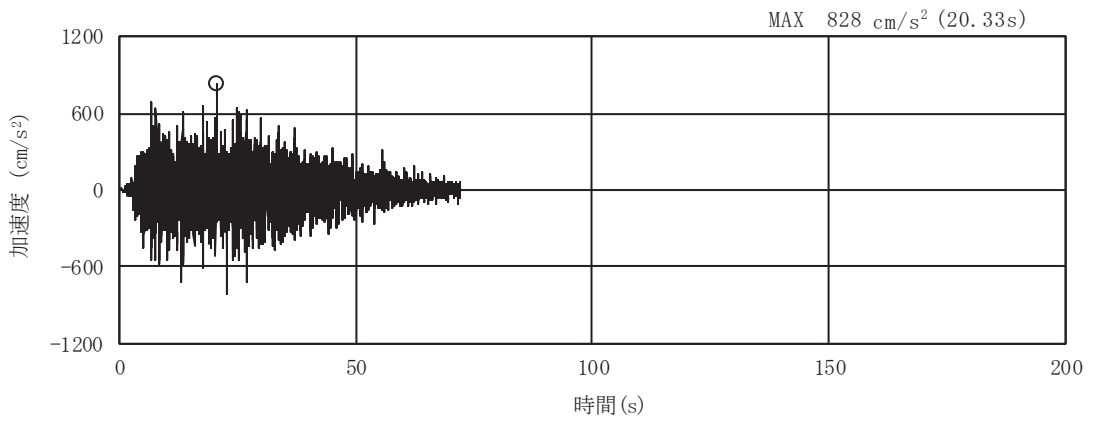


(a) 加速度時刻歴波形

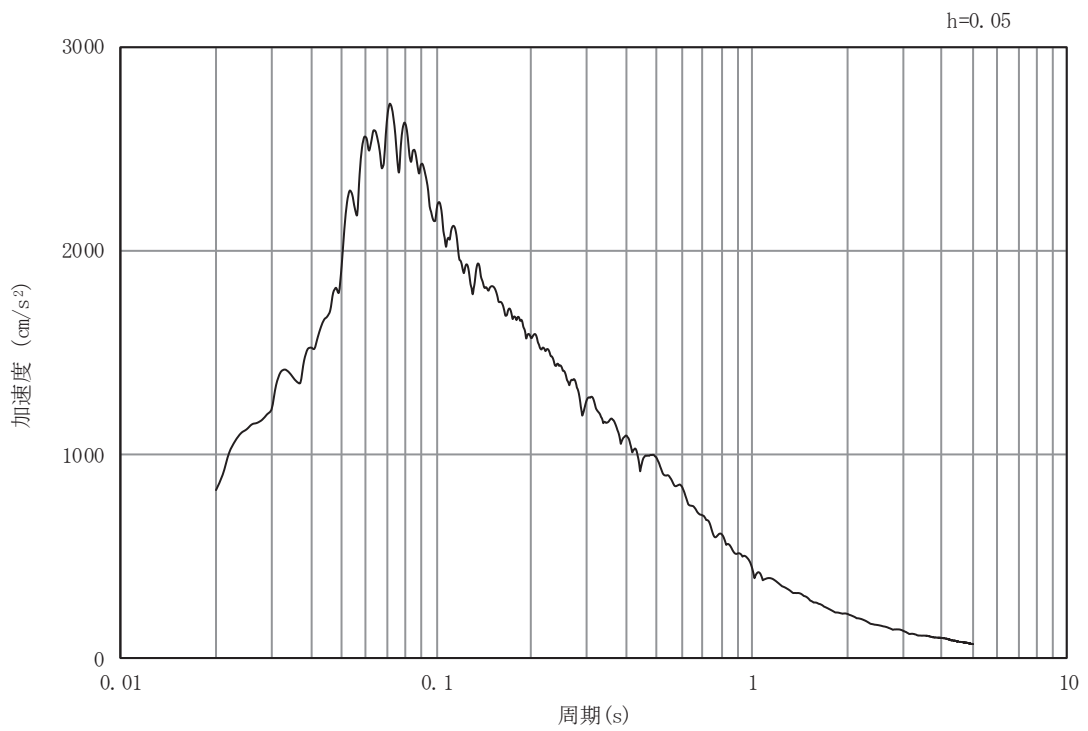


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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 (土砂部 (断面③))
(鉛直成分: S s - D 1)

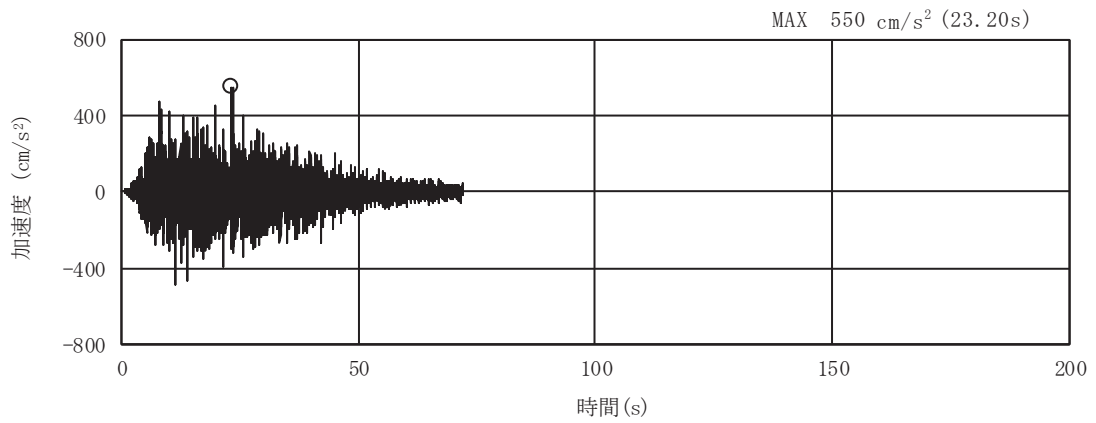


(a) 加速度時刻歴波形

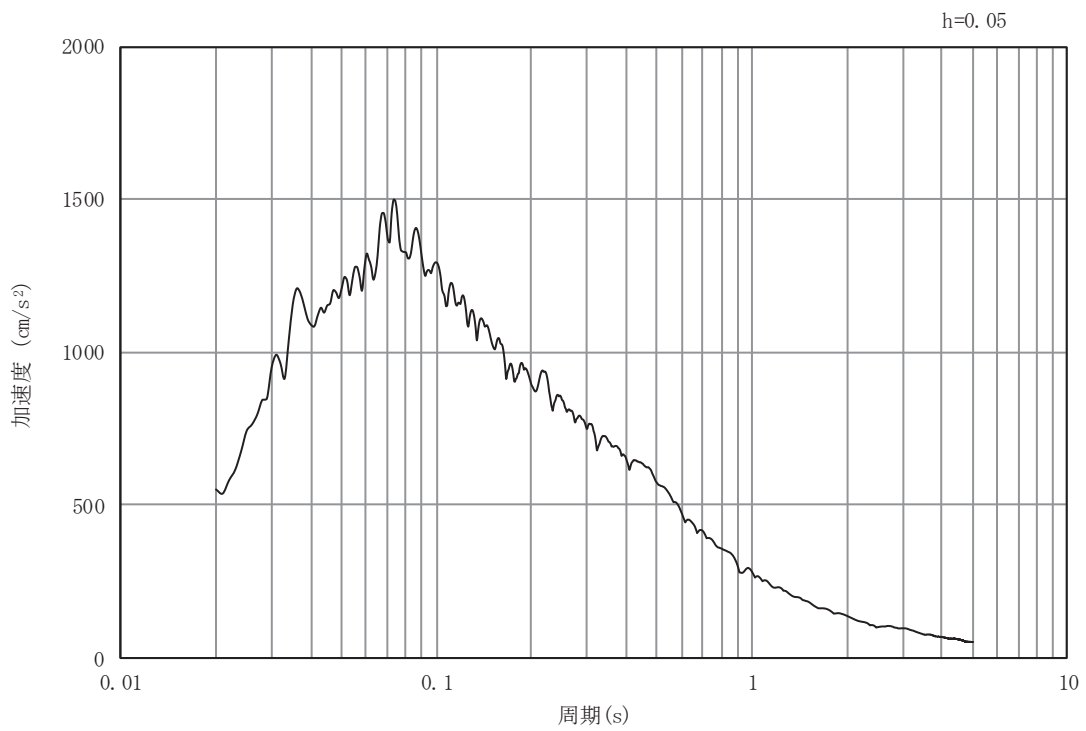


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(31) 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 (土砂部 (断面③))
(水平成分 : S s - D 2)

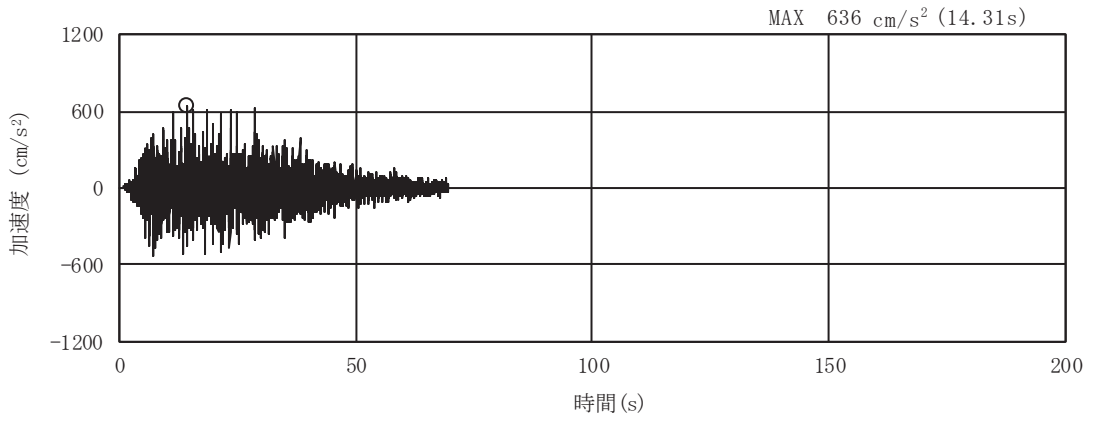


(a) 加速度時刻歴波形

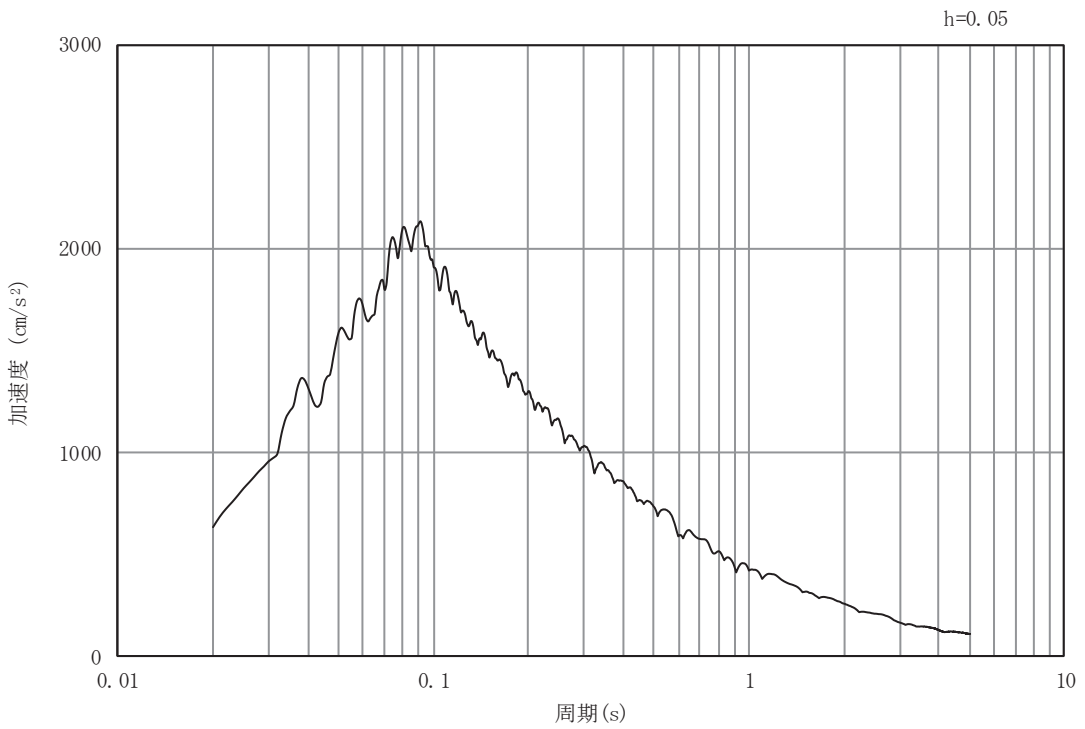


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(32) 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 (土砂部 (断面③))
(鉛直成分: S s - D 2)

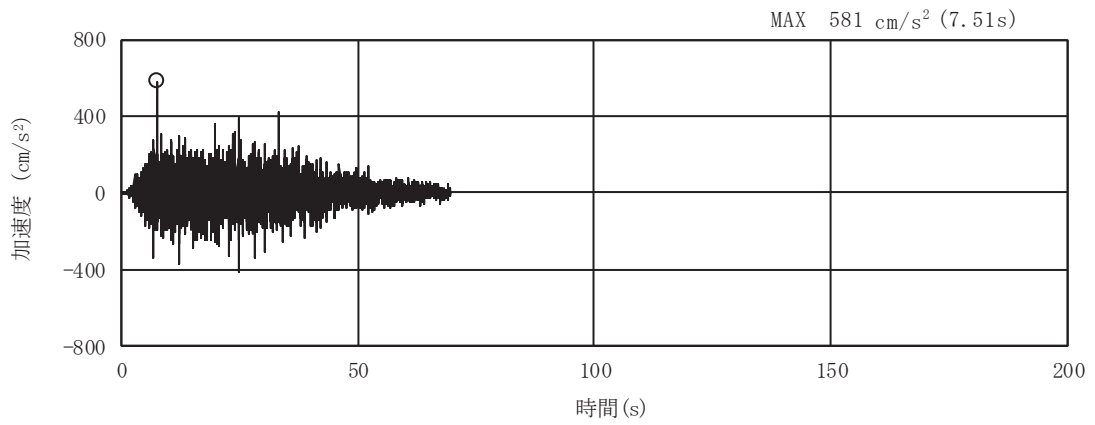


(a) 加速度時刻歴波形

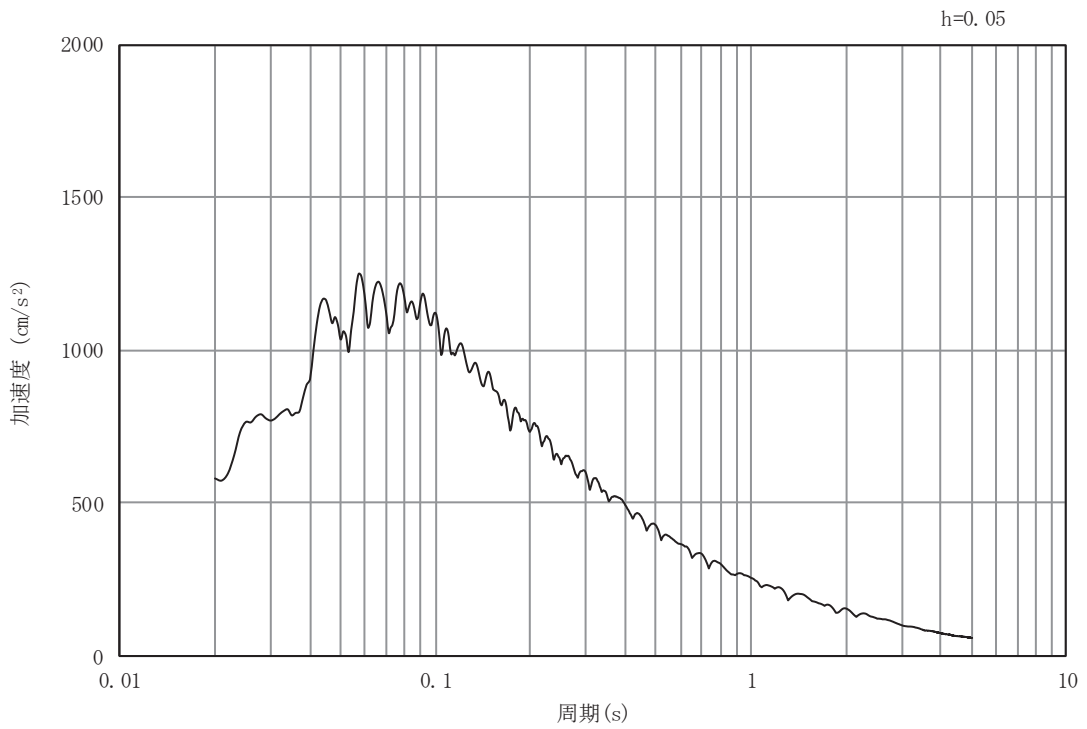


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(33) 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 (土砂部 (断面③))
(水平成分: S s - D 3)

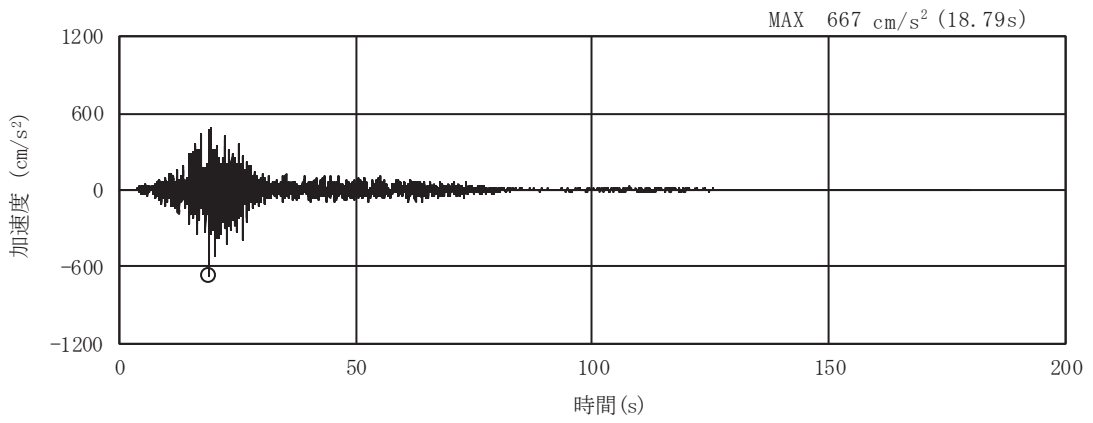


(a) 加速度時刻歴波形

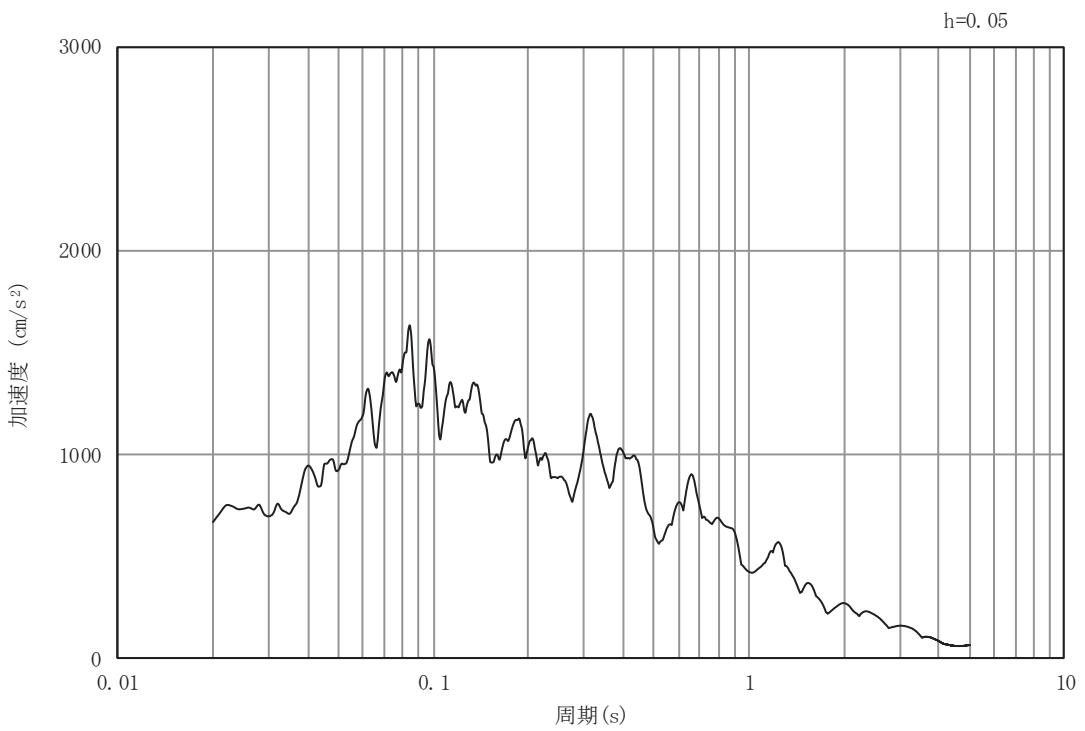


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(34) 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 (土砂部 (断面③))
(鉛直成分：S s - D 3)

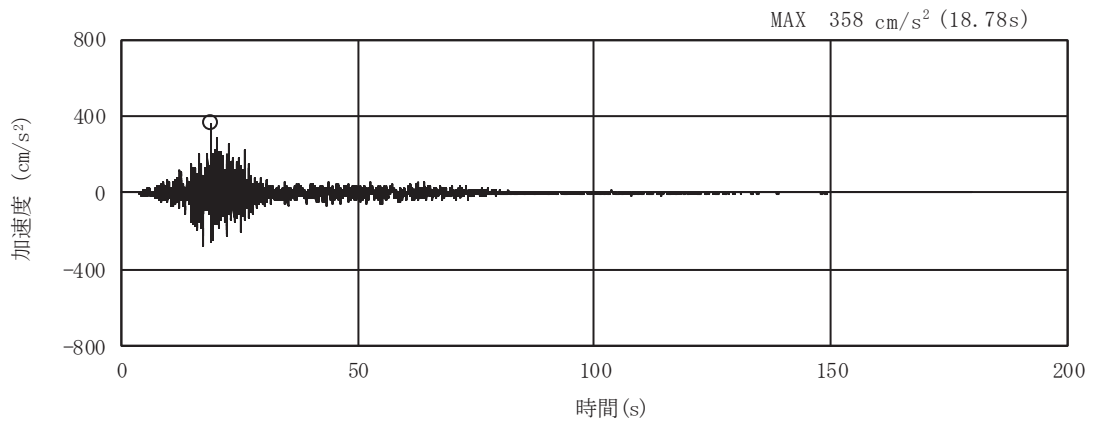


(a) 加速度時刻歴波形

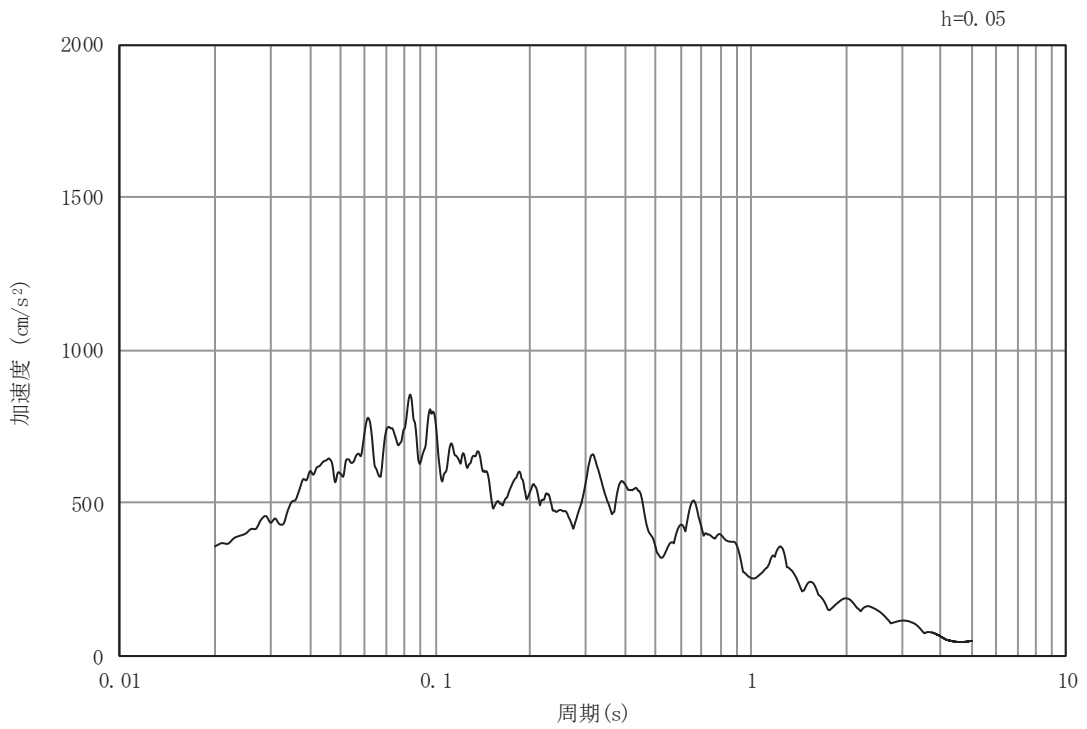


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(35) 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 (土砂部 (断面③))
(水平成分: S s - F 1)

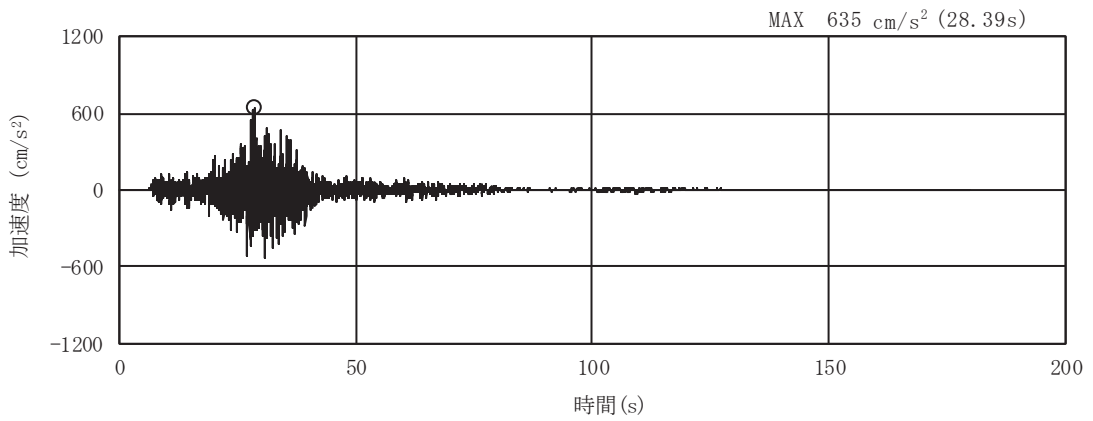


(a) 加速度時刻歴波形

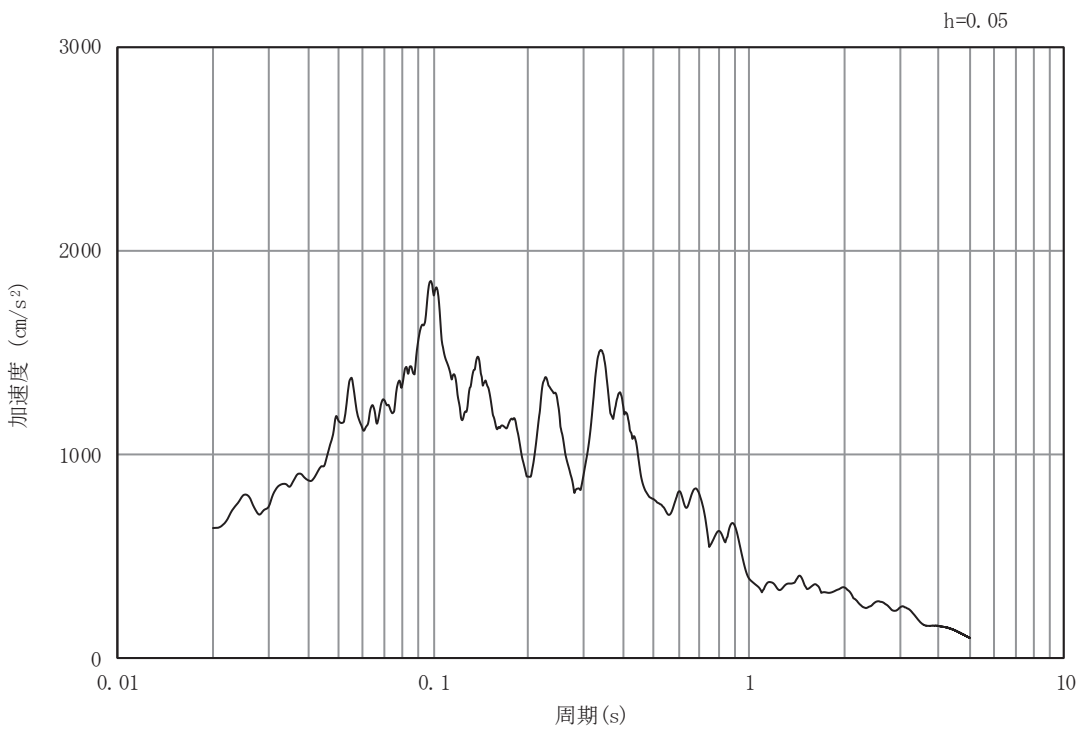


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(36) 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 (土砂部 (断面③))
(鉛直成分: S s - F 1)

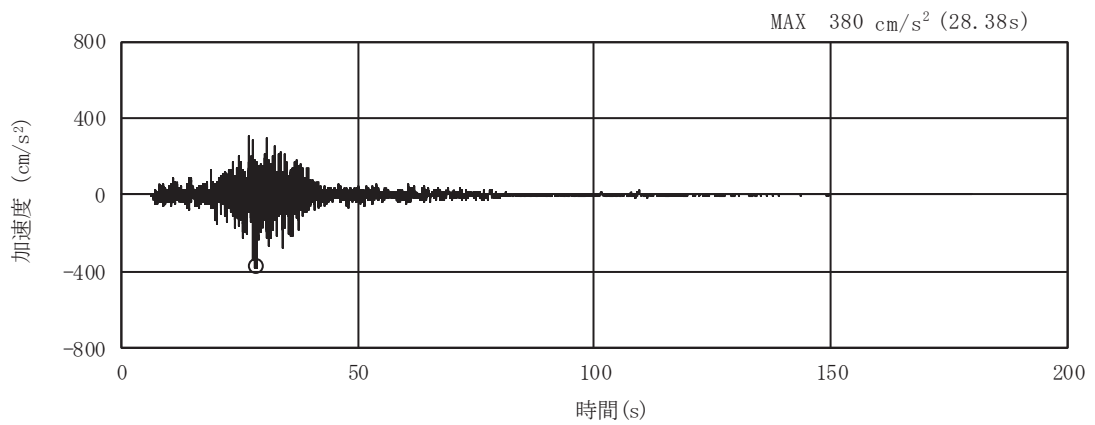


(a) 加速度時刻歴波形

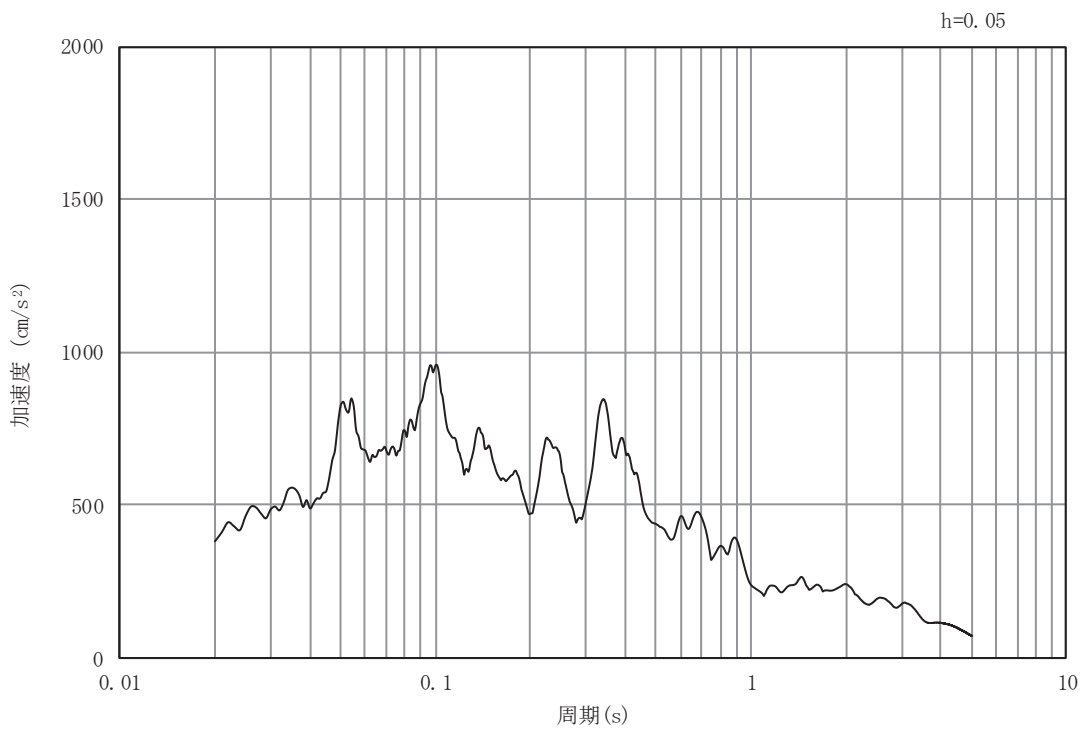


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(37) 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 (土砂部 (断面③))
(水平成分 : S s - F 2)

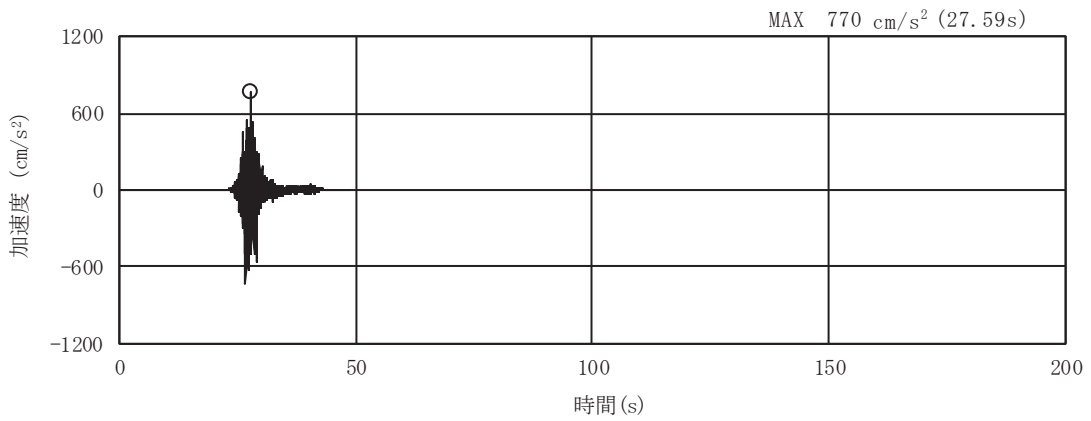


(a) 加速度時刻歴波形

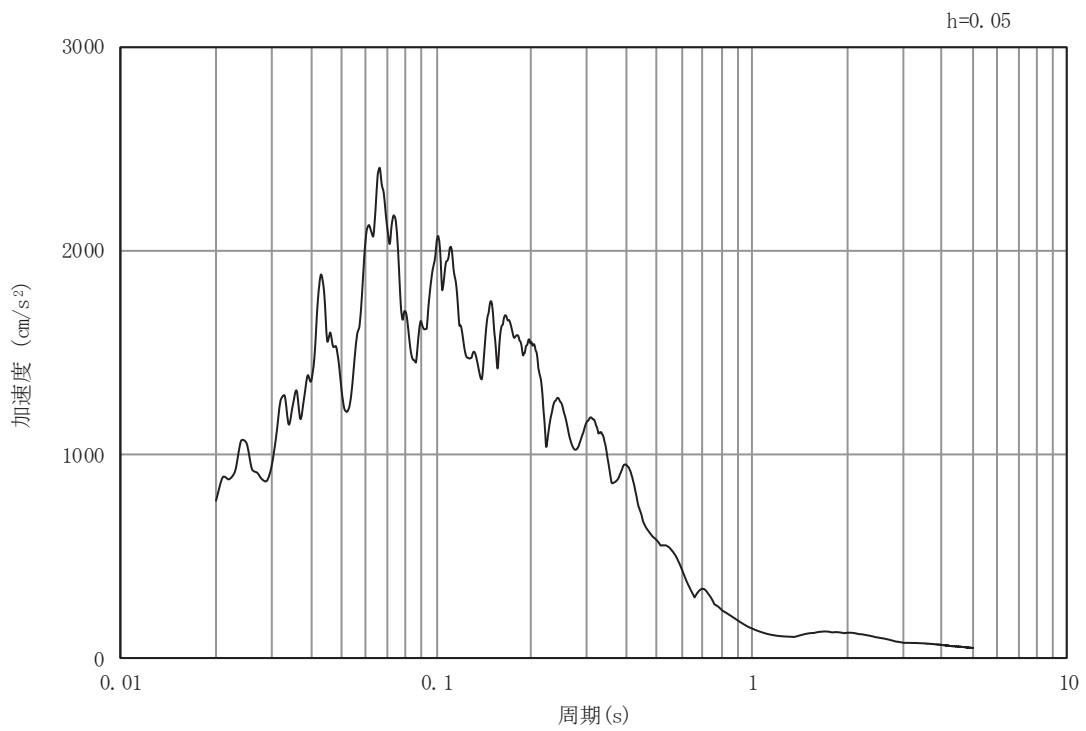


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(38) 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 (土砂部 (断面③))
(鉛直成分：S s - F 2)

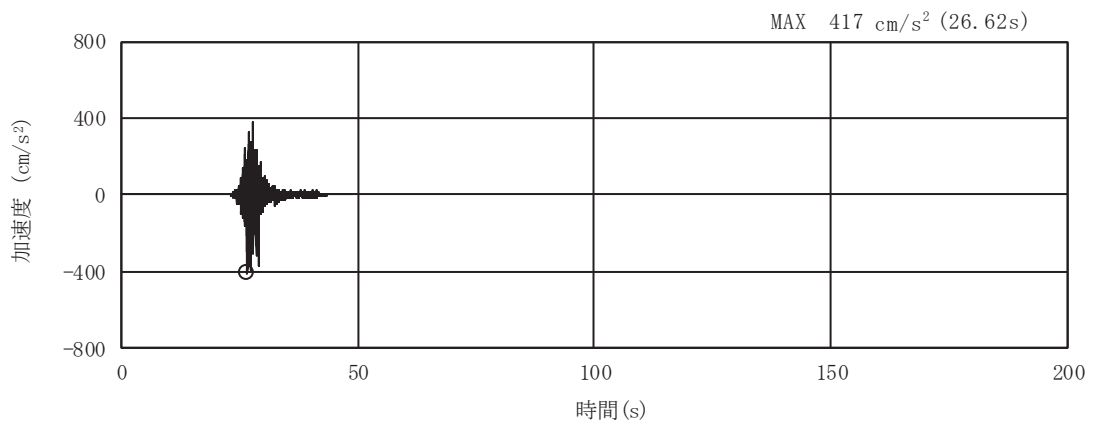


(a) 加速度時刻歴波形

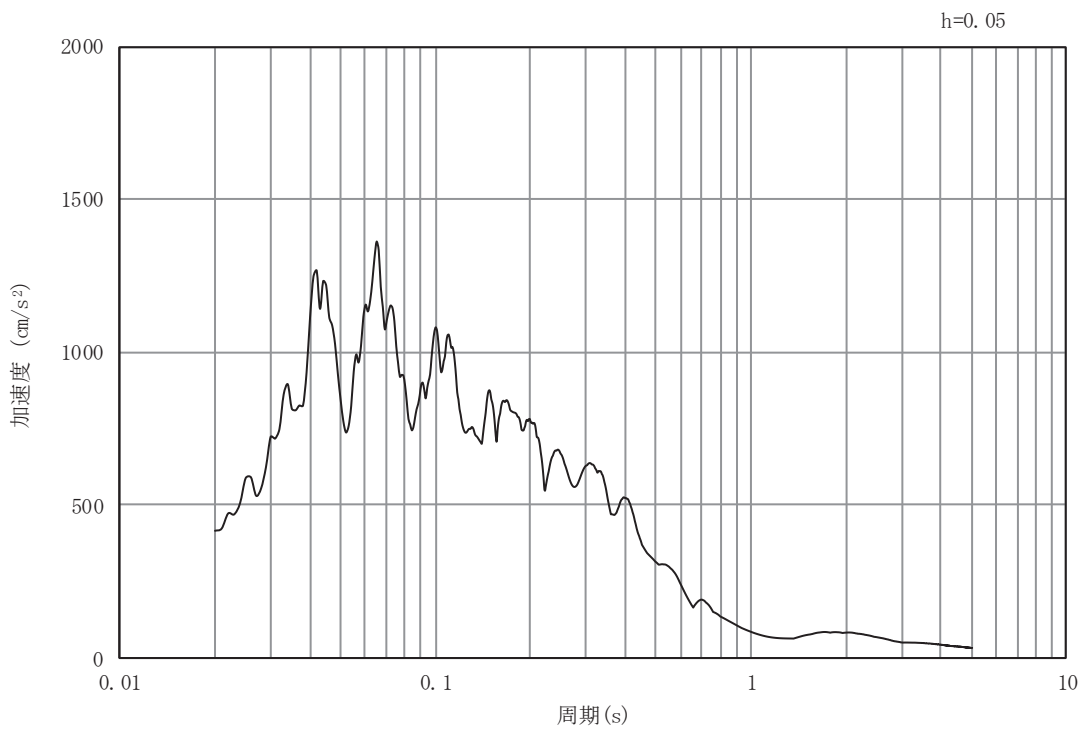


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(39) 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 (土砂部 (断面③))
(水平成分 : S s - F 3)

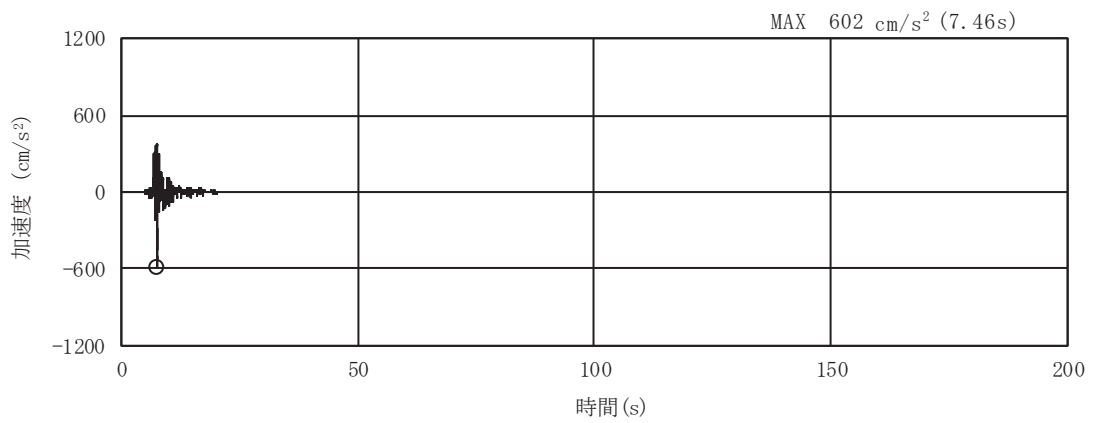


(a) 加速度時刻歴波形

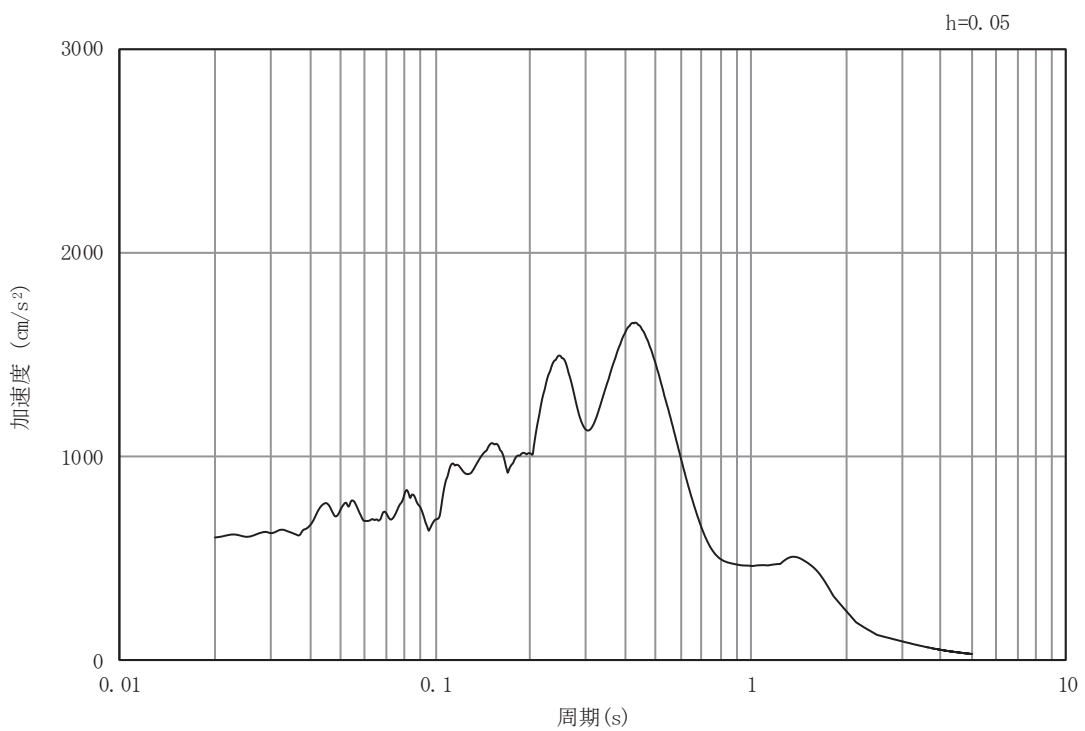


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(40) 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 (土砂部 (断面③))
(鉛直成分: S s - F 3)

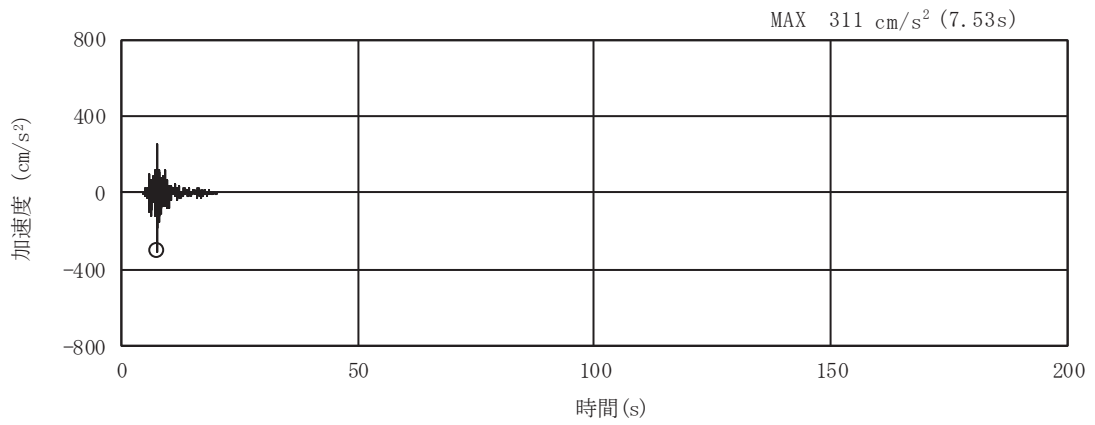


(a) 加速度時刻歴波形

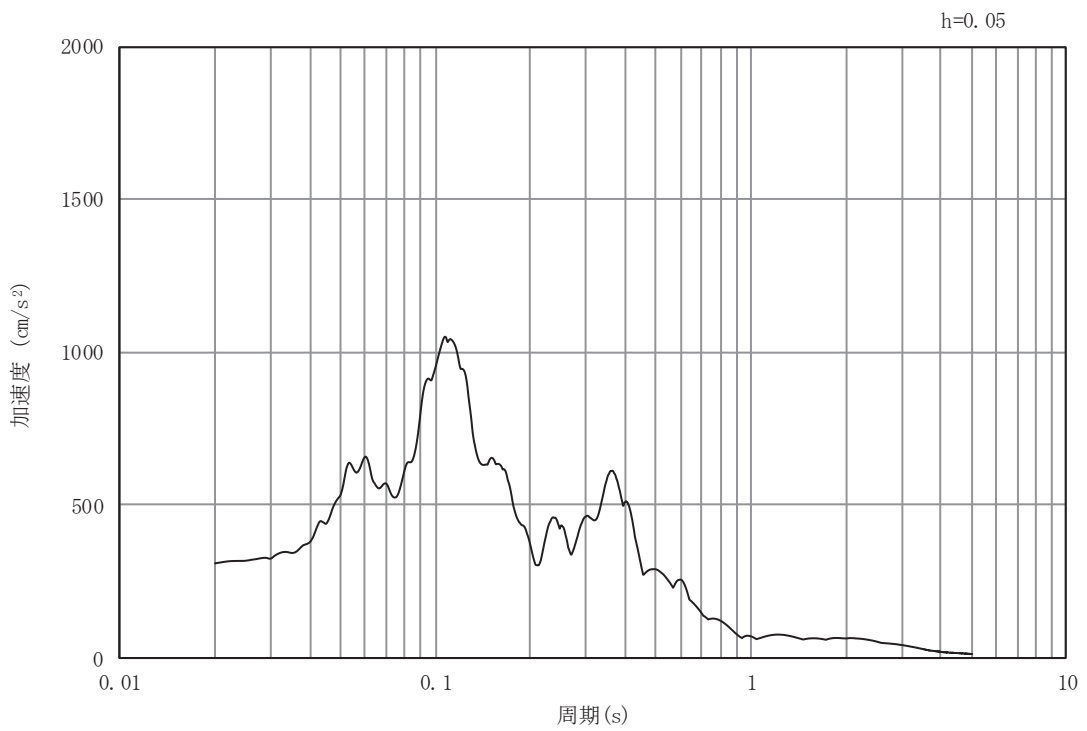


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(41) 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 (土砂部 (断面③))
(水平成分: S s - N 1)

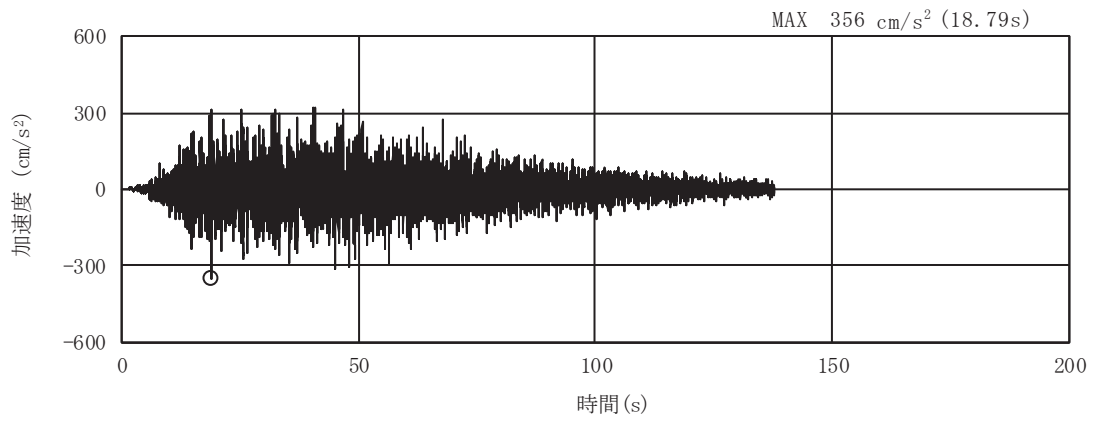


(a) 加速度時刻歴波形

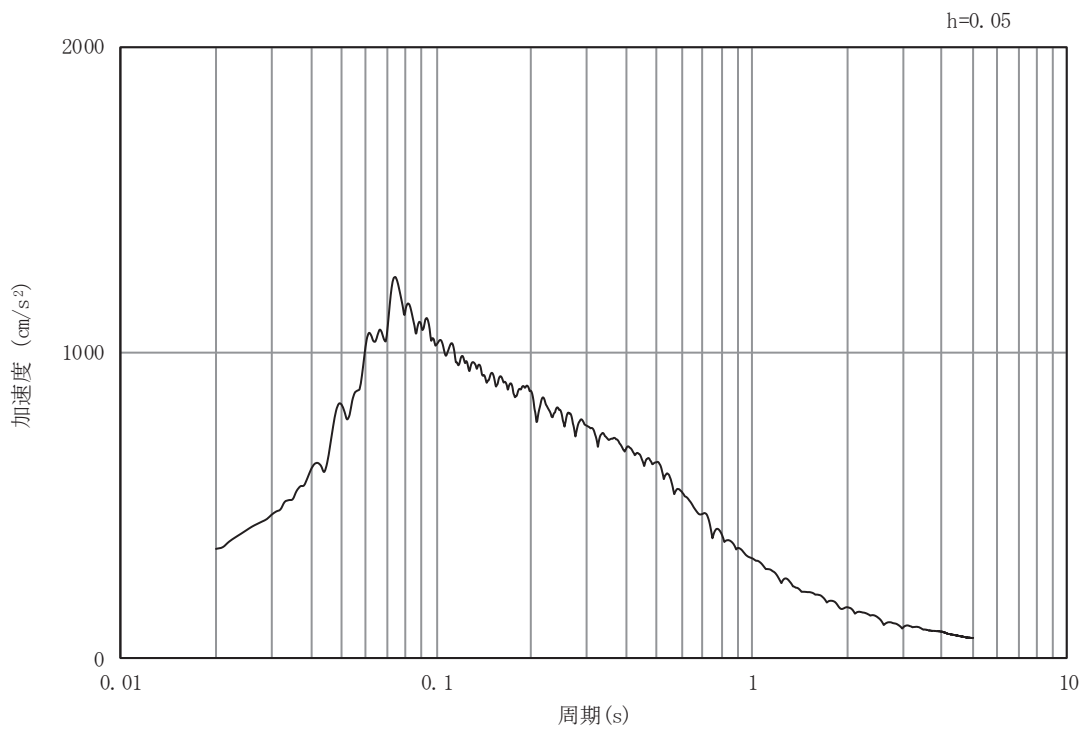


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(42) 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 (土砂部 (断面③))
(鉛直成分: S s - N 1)

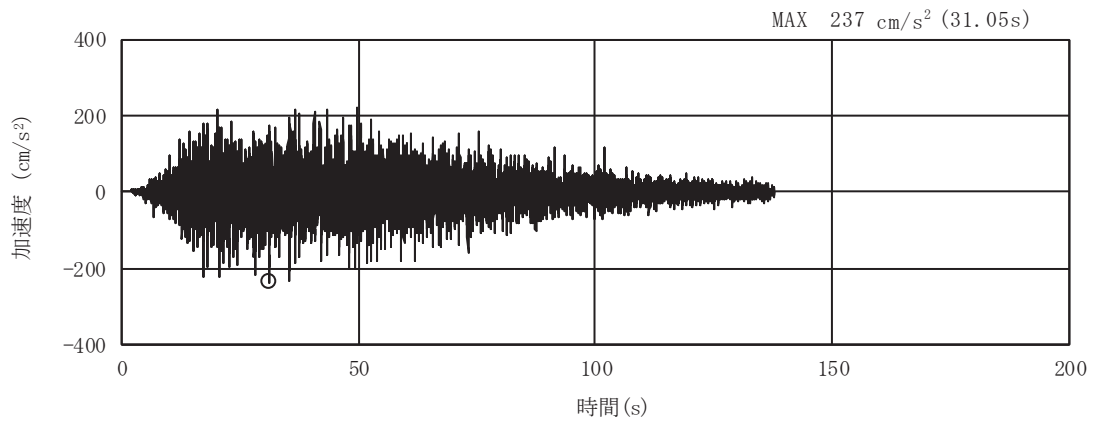


(a) 加速度時刻歴波形

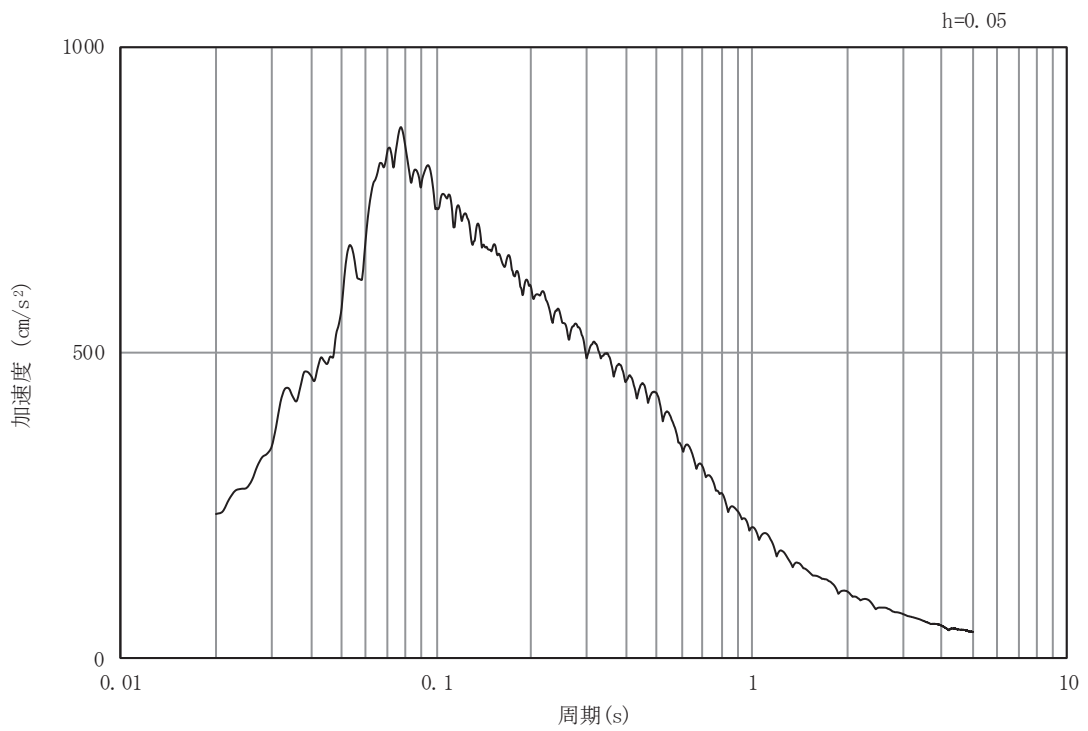


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(43) 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 (土砂部 (断面③))
(水平成分: S d - D 1)

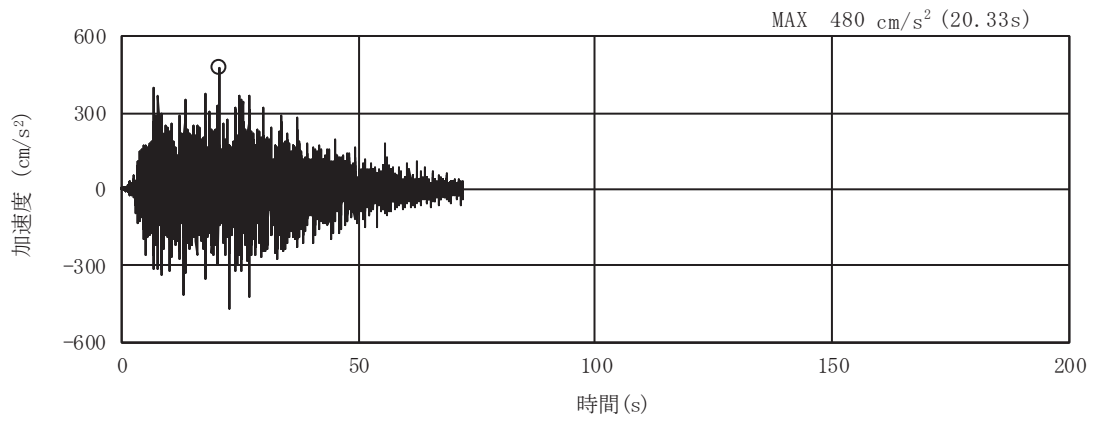


(a) 加速度時刻歴波形

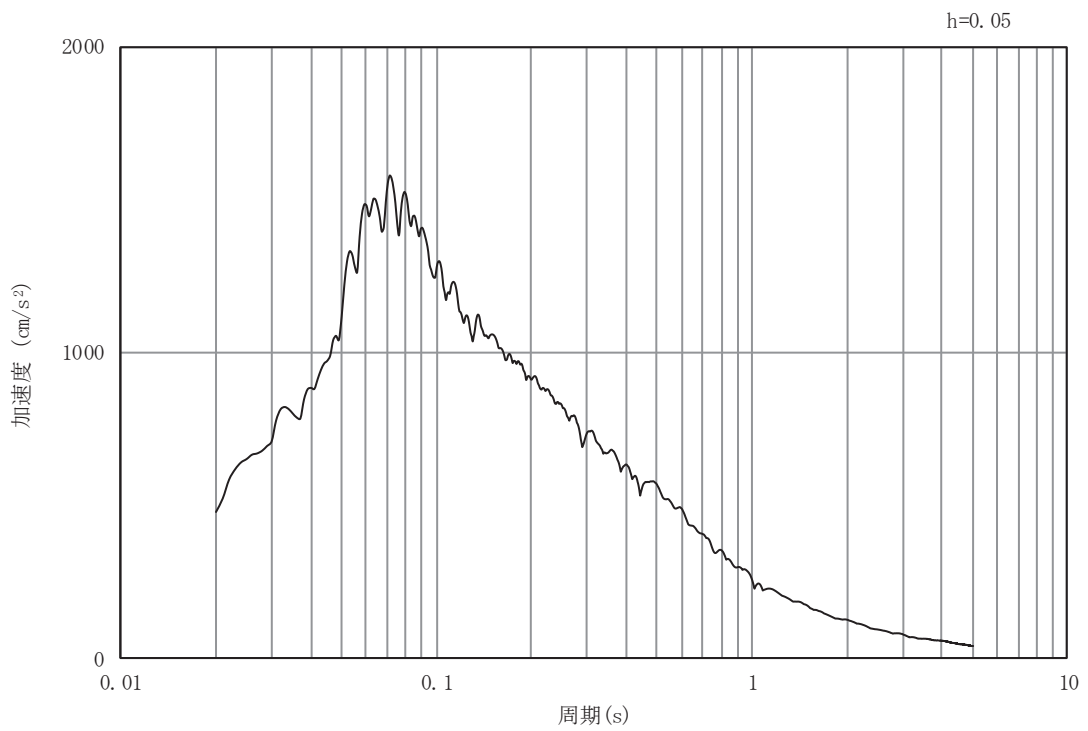


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(44) 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 (土砂部 (断面③))
(鉛直成分: S d - D 1)

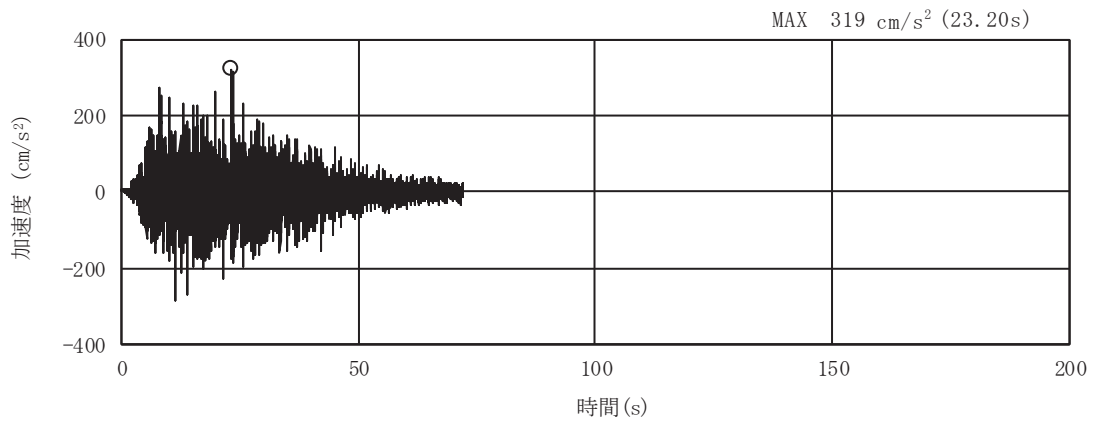


(a) 加速度時刻歴波形

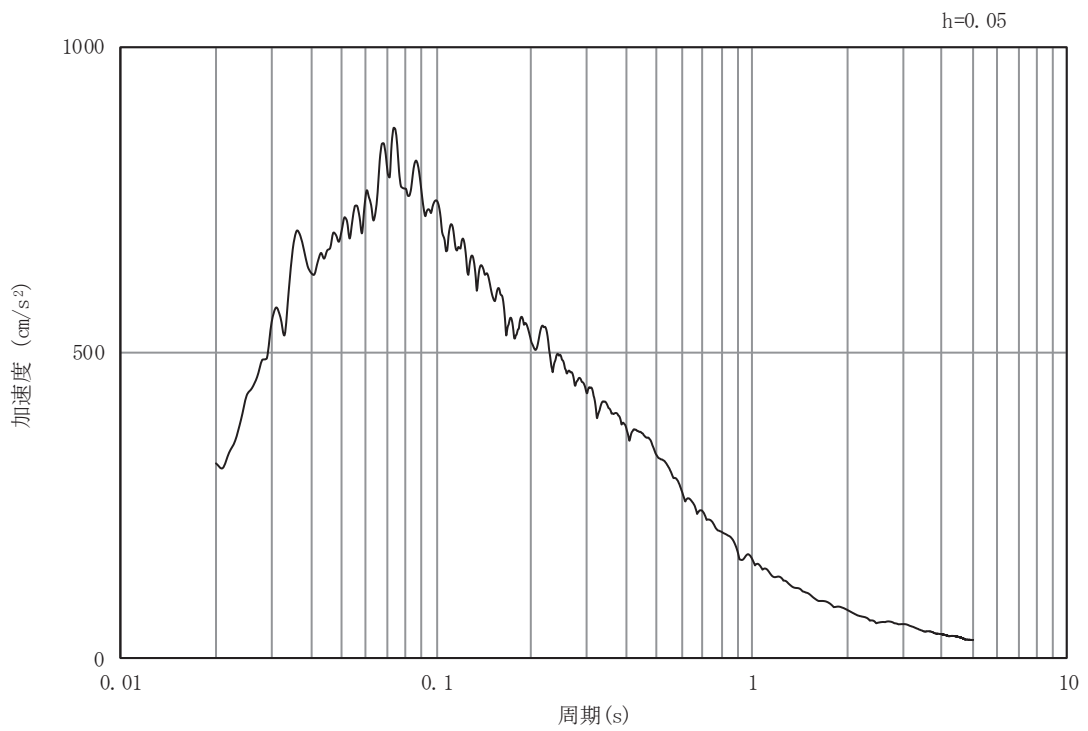


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(45) 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 (土砂部 (断面③))
(水平成分: S d - D 2)

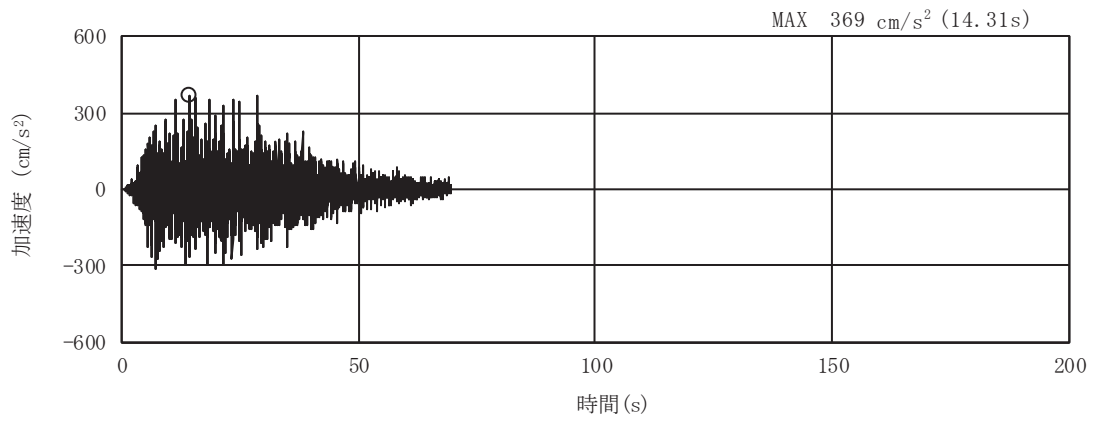


(a) 加速度時刻歴波形

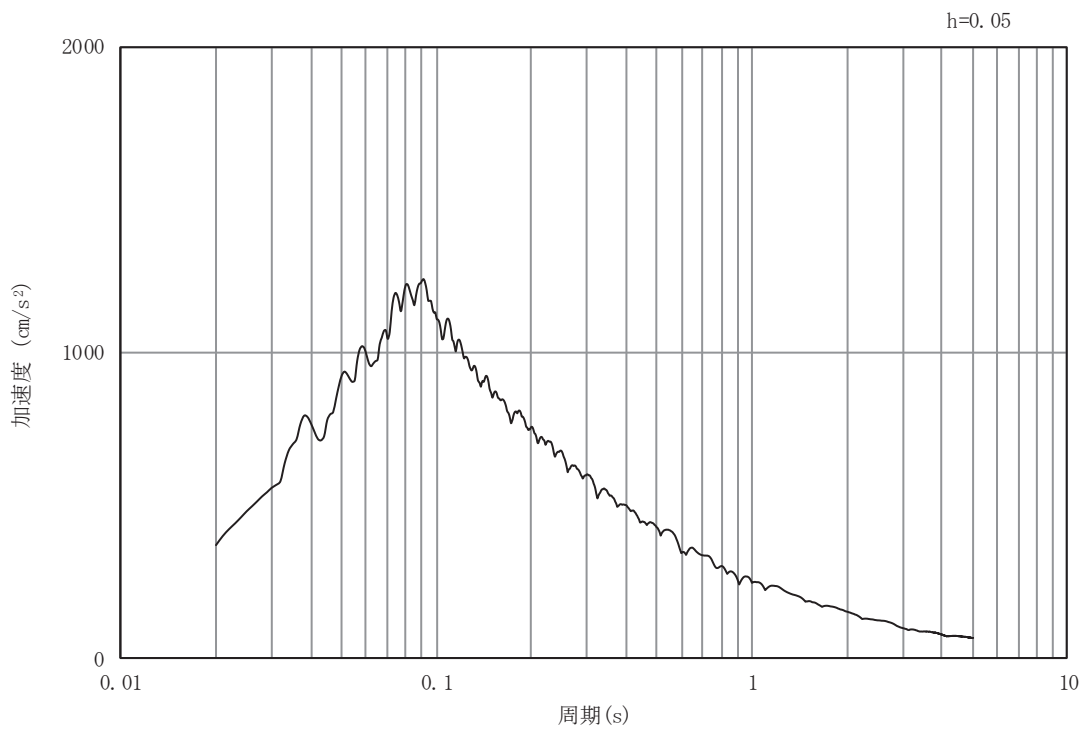


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(46) 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 (土砂部 (断面③))
(鉛直成分: S d - D 2)

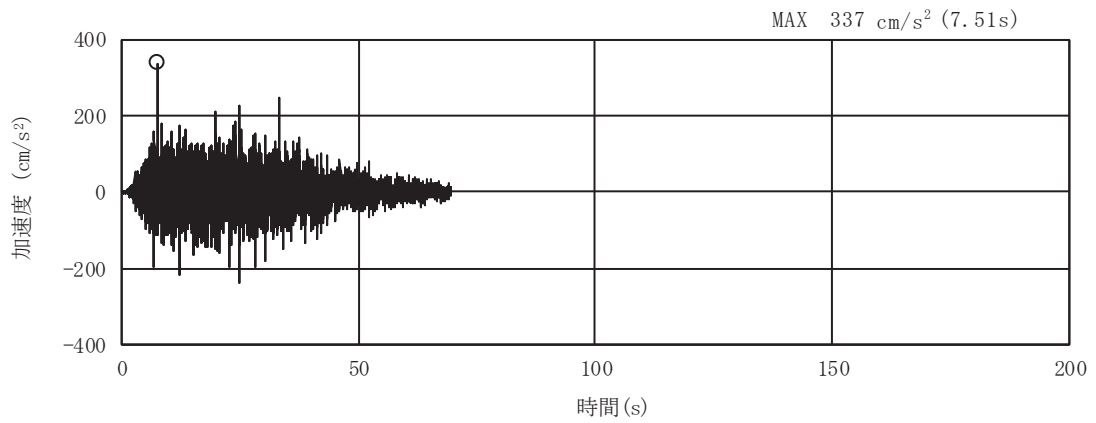


(a) 加速度時刻歴波形

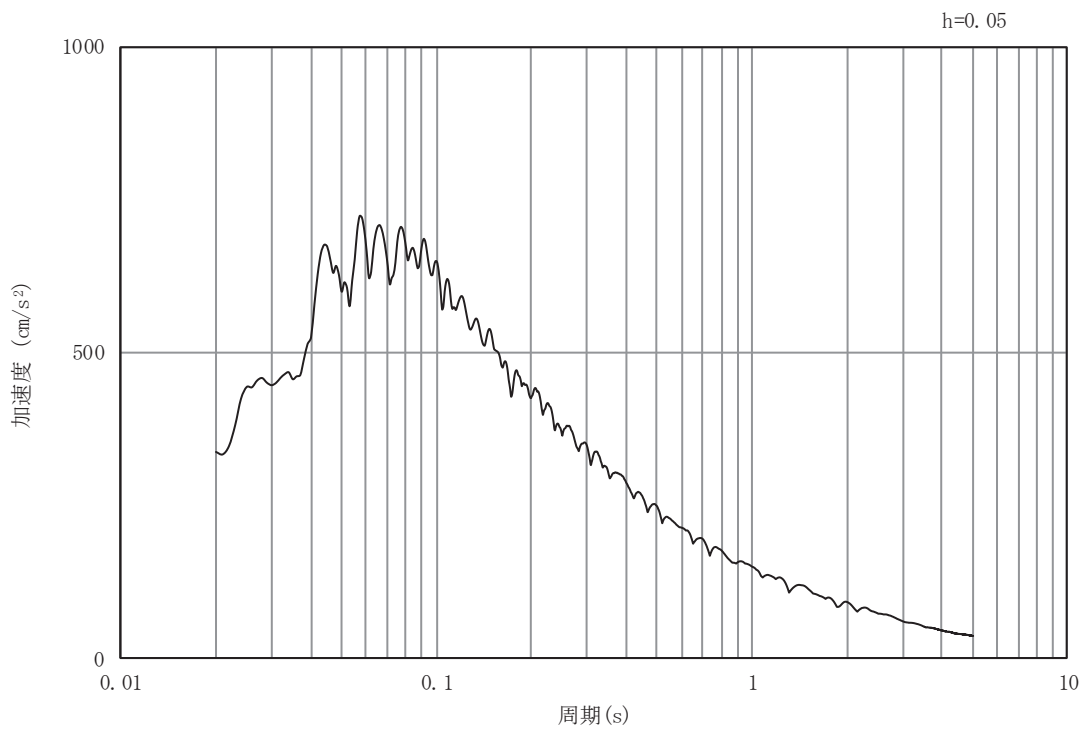


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(47) 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 (土砂部 (断面③))
(水平成分: S d - D 3)

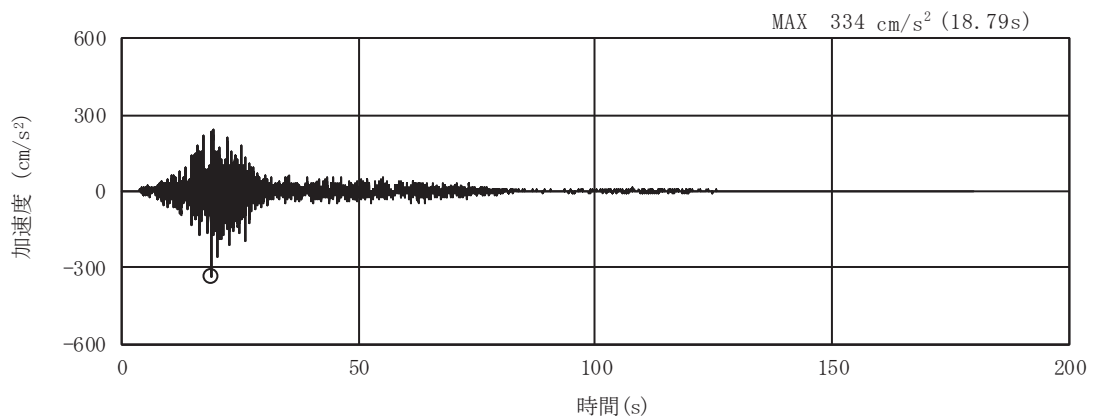


(a) 加速度時刻歴波形

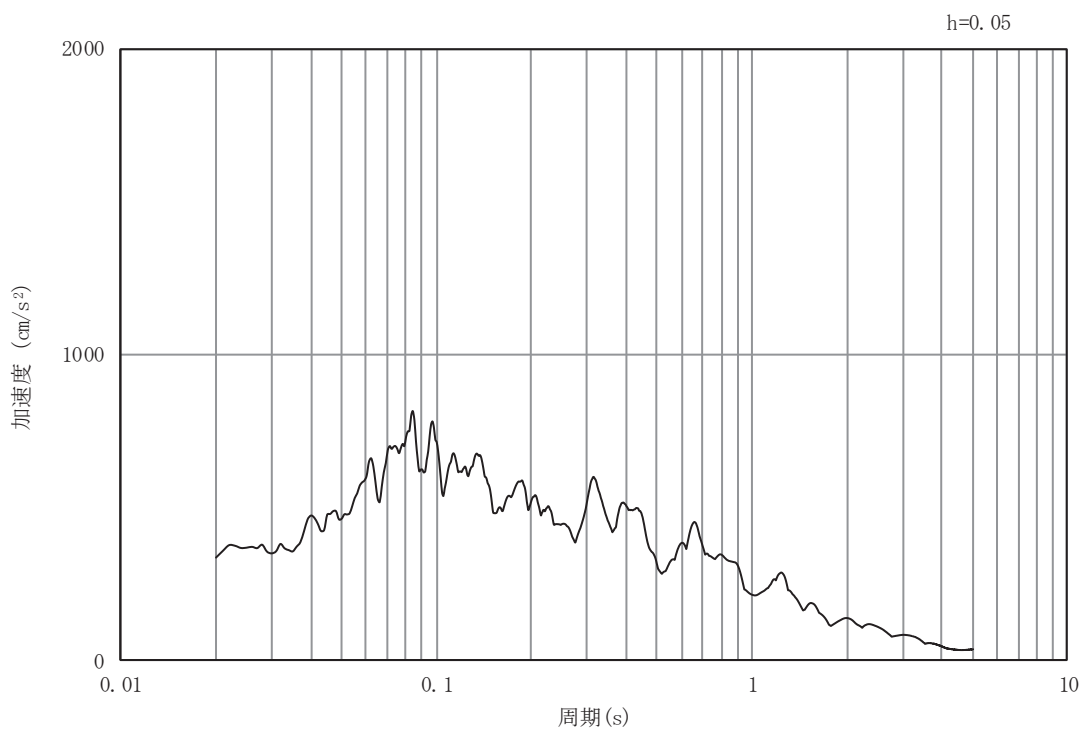


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(48) 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 (土砂部 (断面③))
(鉛直成分：S d - D 3)

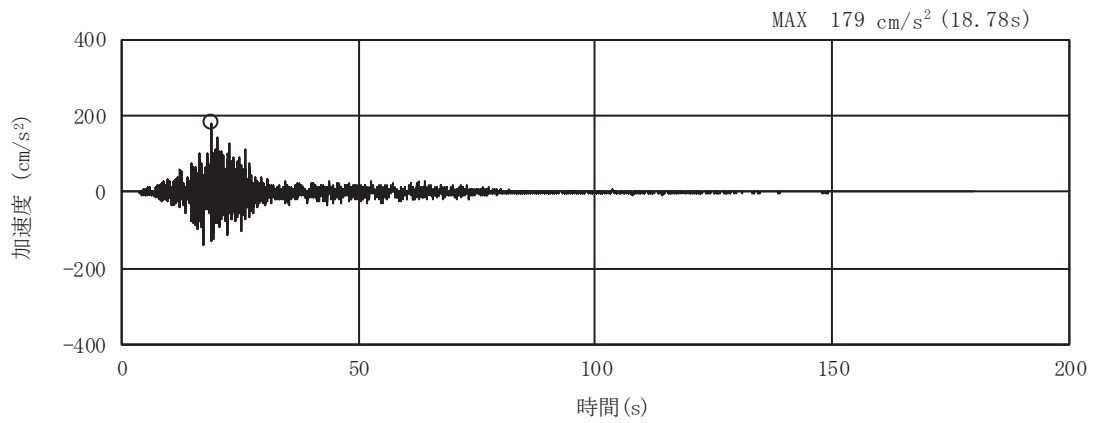


(a) 加速度時刻歴波形

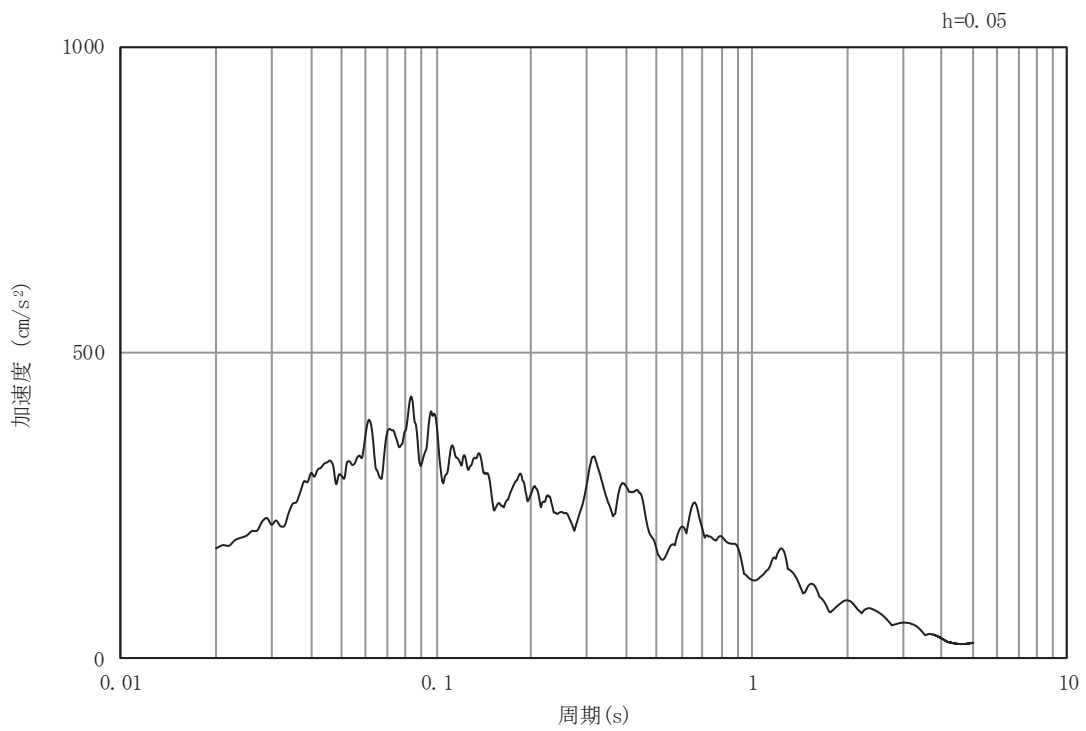


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(49) 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 (土砂部 (断面③))
(水平成分: S d - F 1)

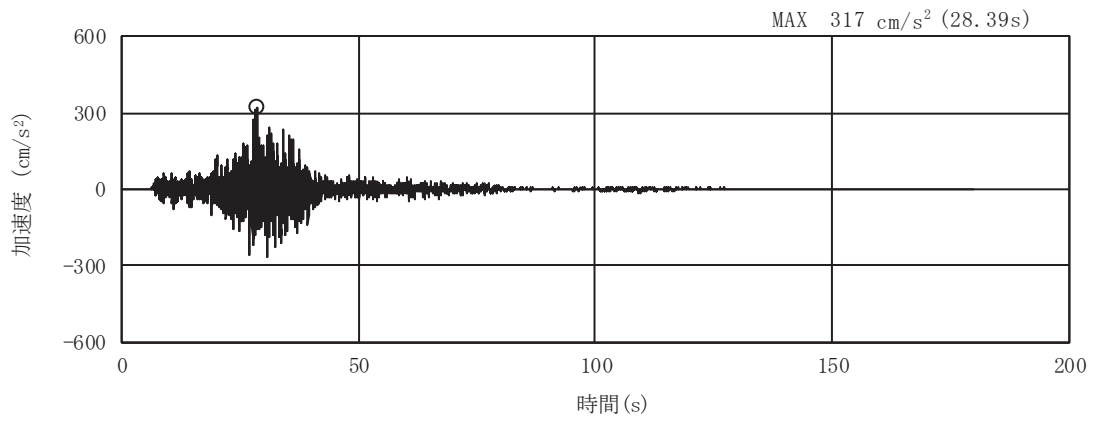


(a) 加速度時刻歴波形

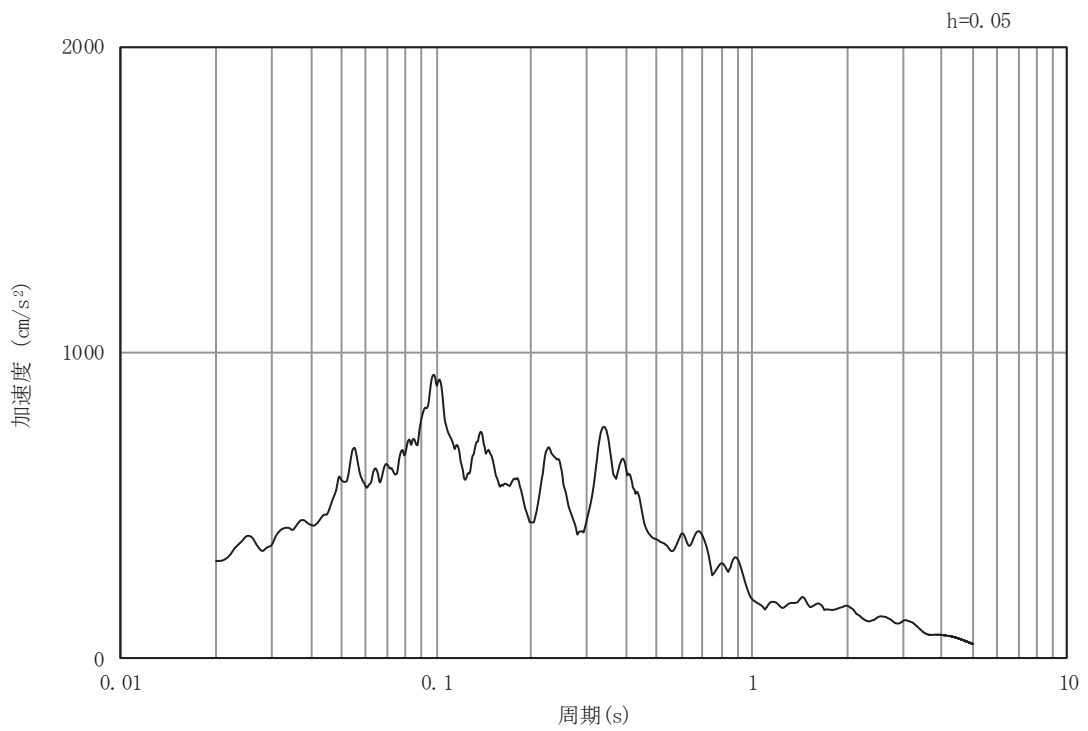


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(50) 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 (土砂部 (断面③))
(鉛直成分: S d - F 1)

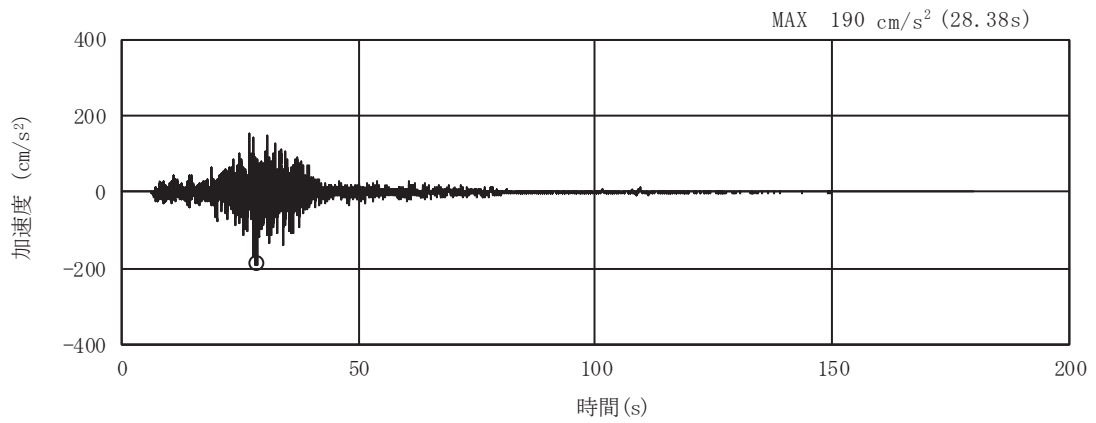


(a) 加速度時刻歴波形

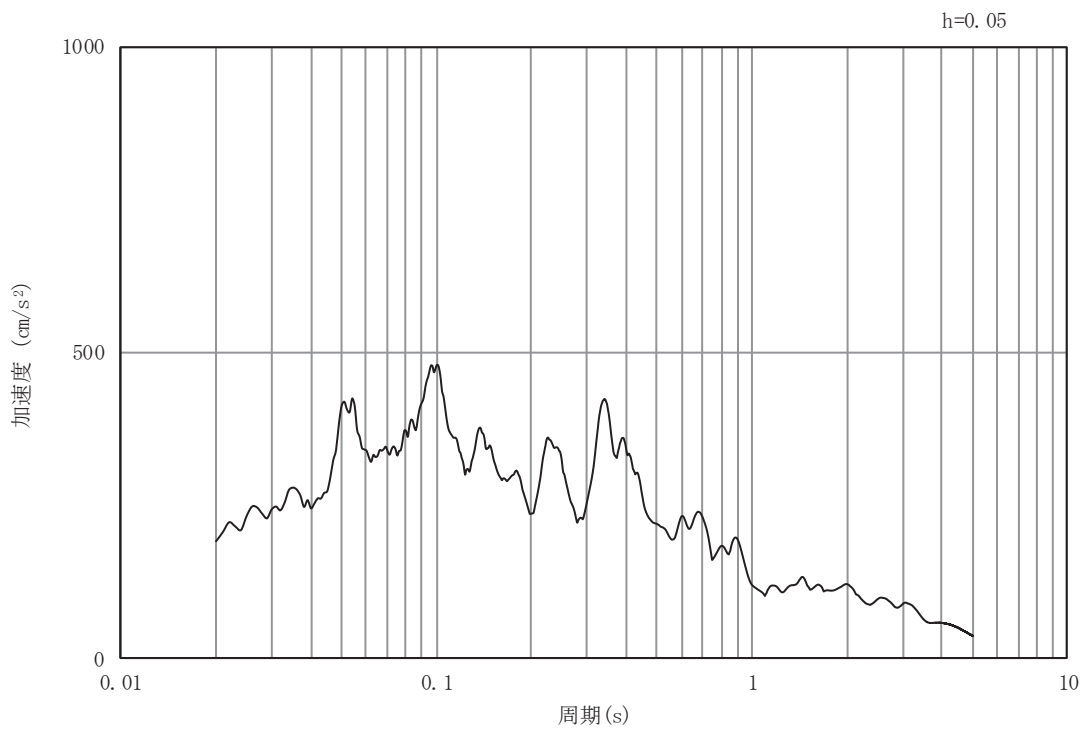


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(51) 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 (土砂部 (断面③))
(水平成分: S d - F 2)

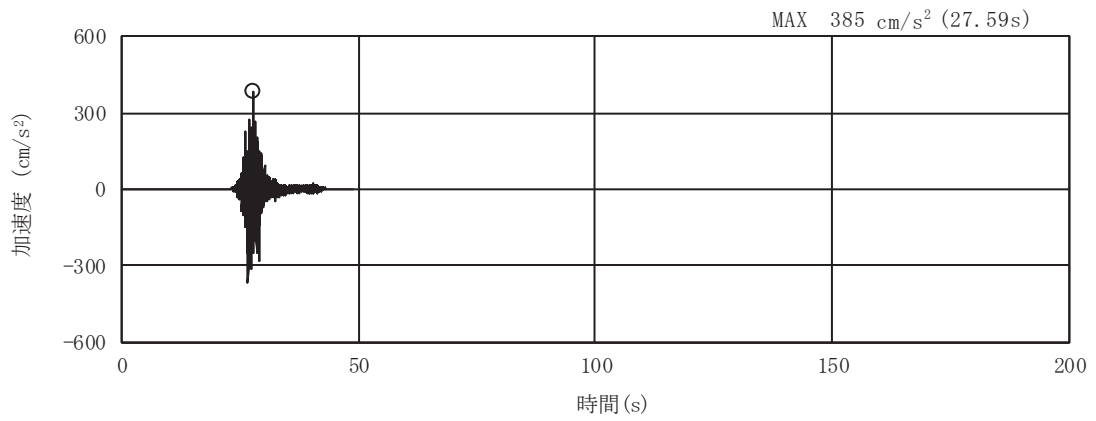


(a) 加速度時刻歴波形

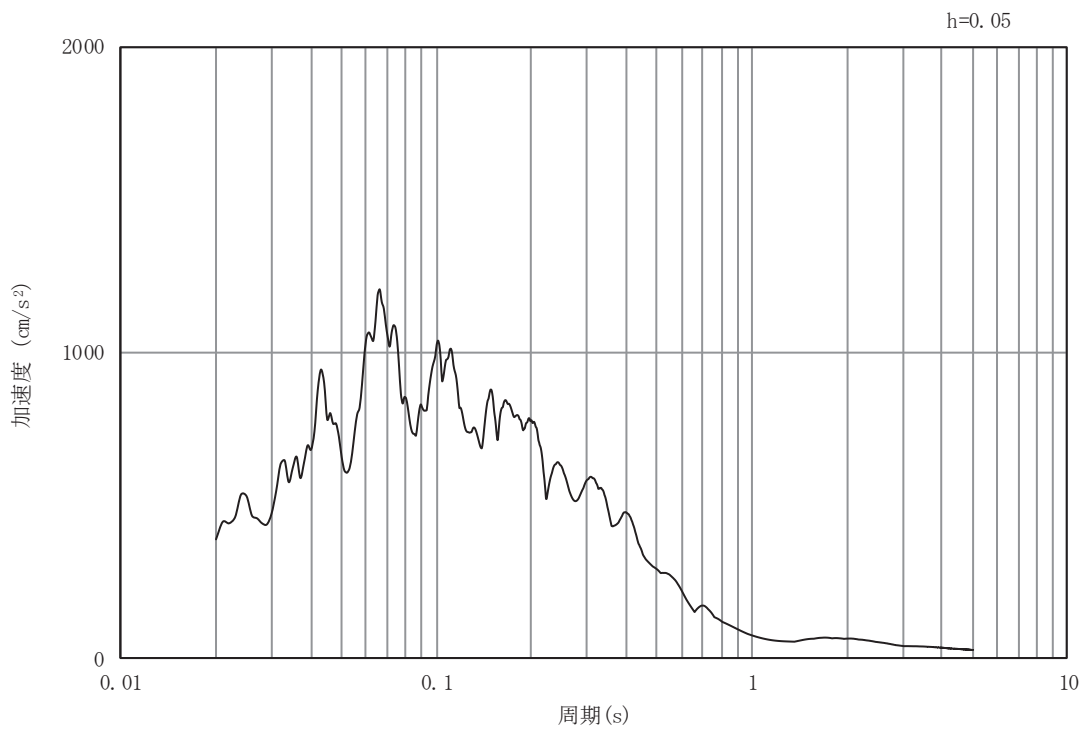


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(52) 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 (土砂部 (断面③))
(鉛直成分：S d - F 2)

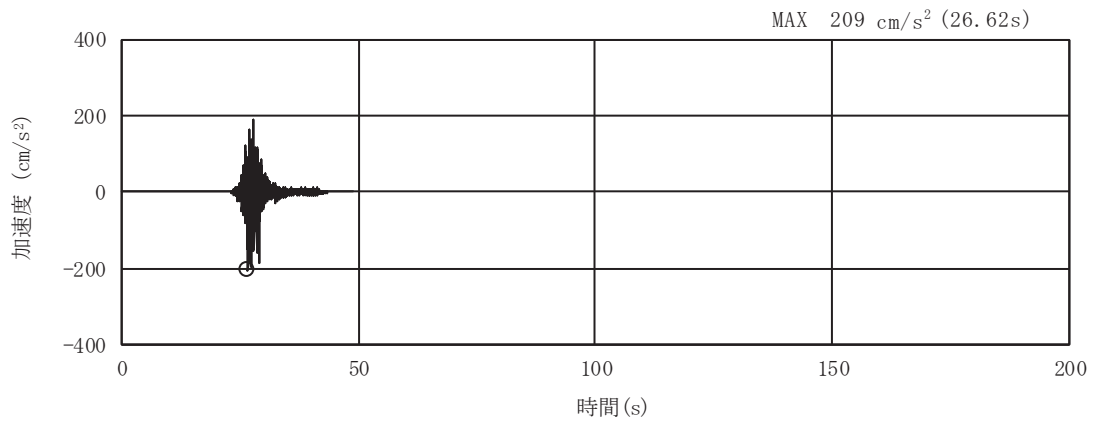


(a) 加速度時刻歴波形

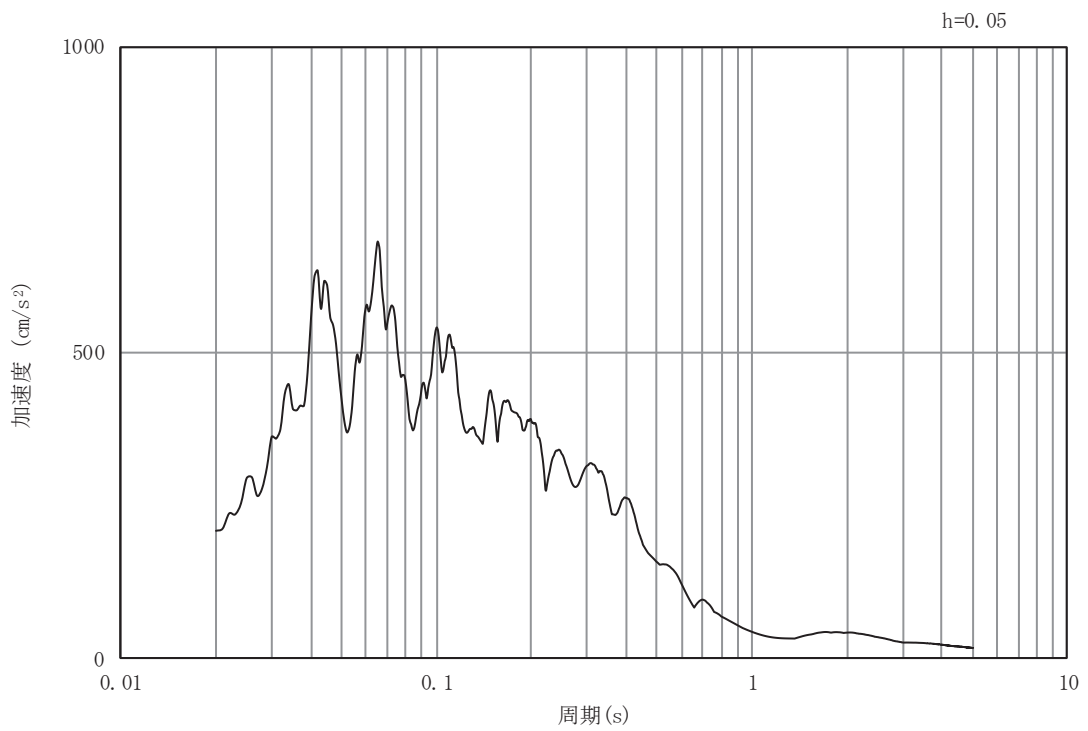


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(53) 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 (土砂部 (断面③))
(水平成分: S d - F 3)

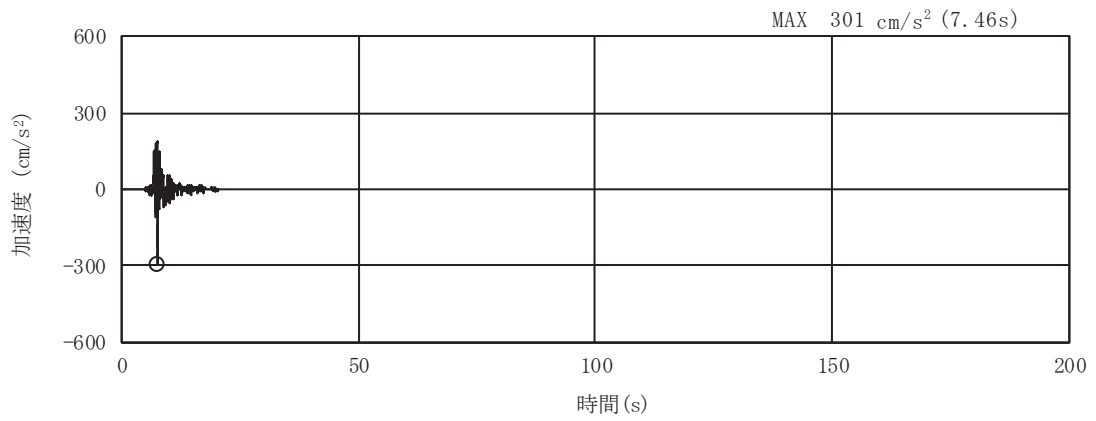


(a) 加速度時刻歴波形

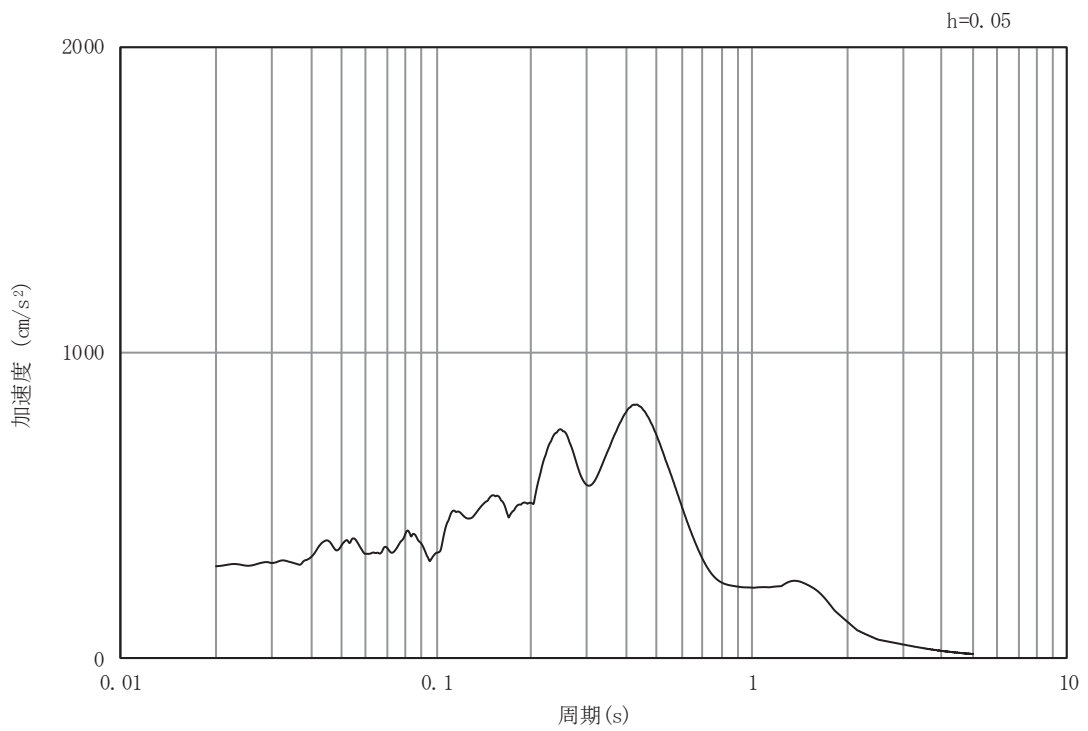


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(54) 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 (土砂部 (断面③))
(鉛直成分: S d - F 3)

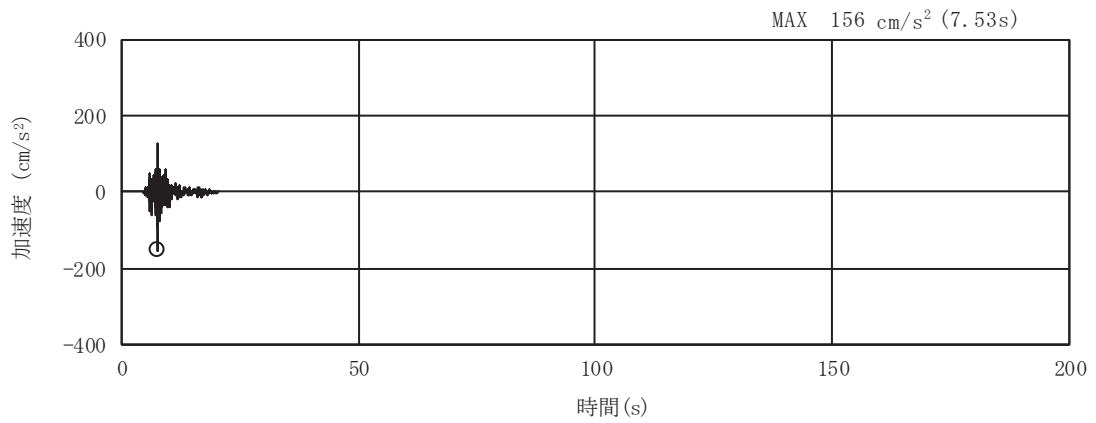


(a) 加速度時刻歴波形

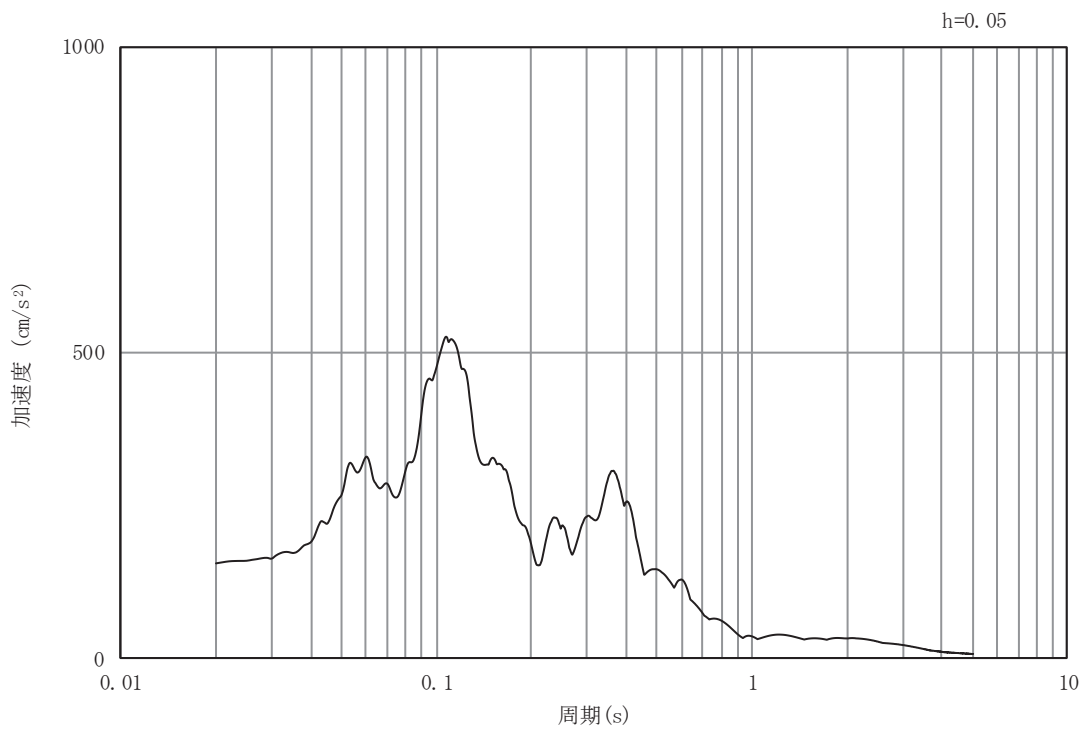


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(55) 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 (土砂部 (断面③))
(水平成分: S d - N 1)

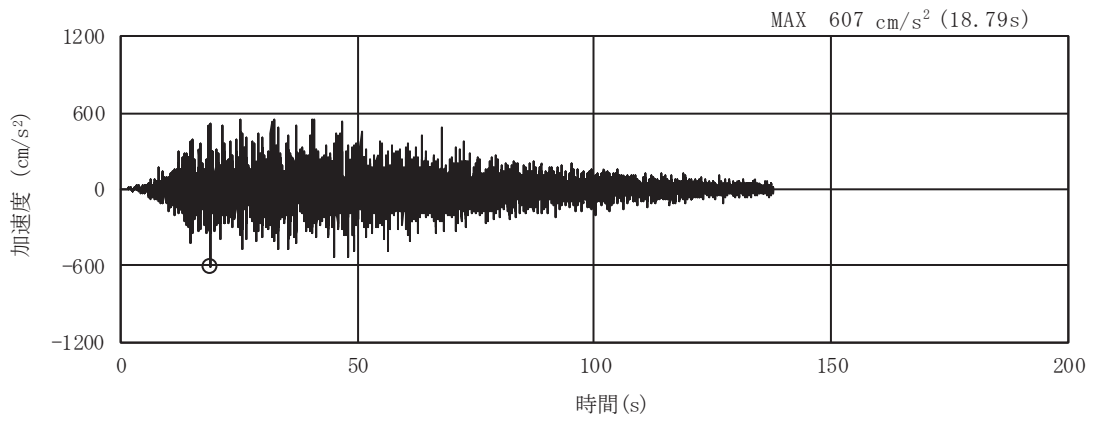


(a) 加速度時刻歴波形

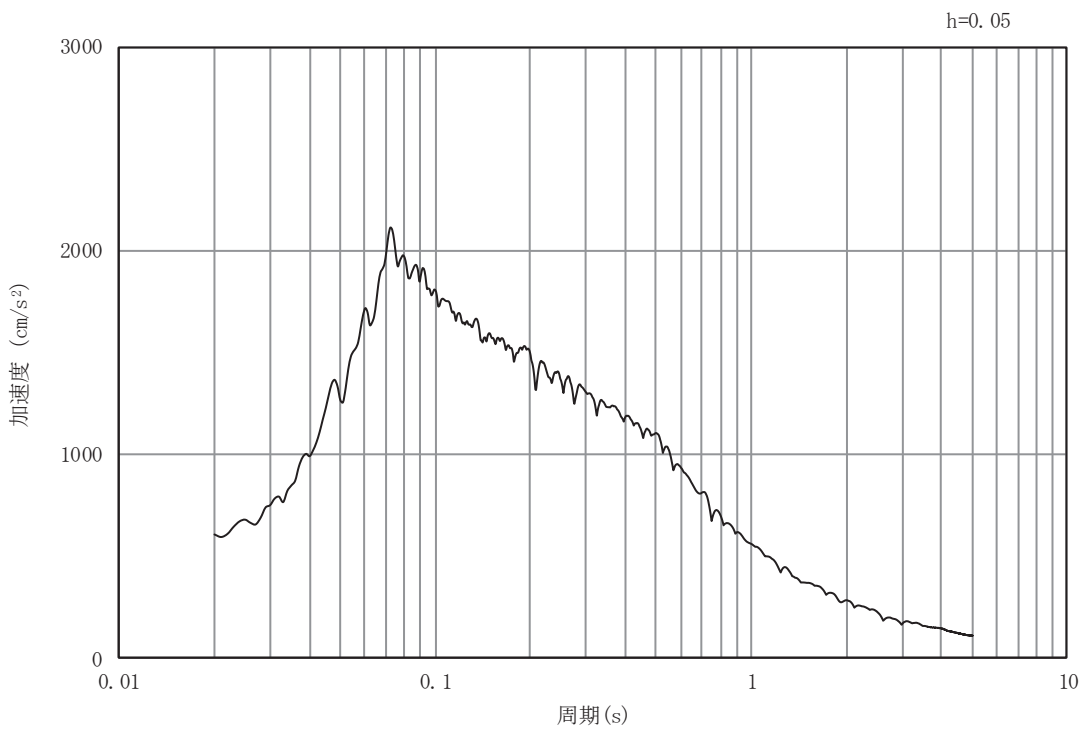


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(56) 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 (土砂部 (断面③))
(鉛直成分: S d - N 1)

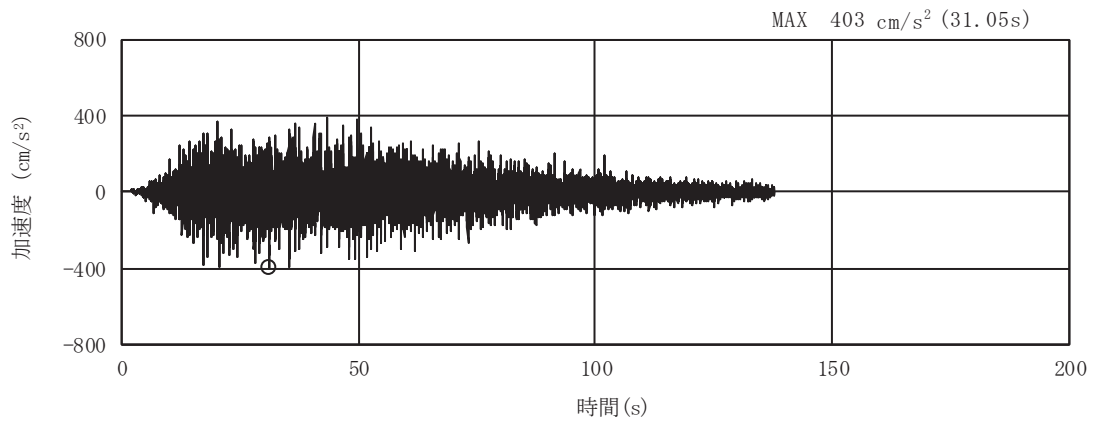


(a) 加速度時刻歴波形

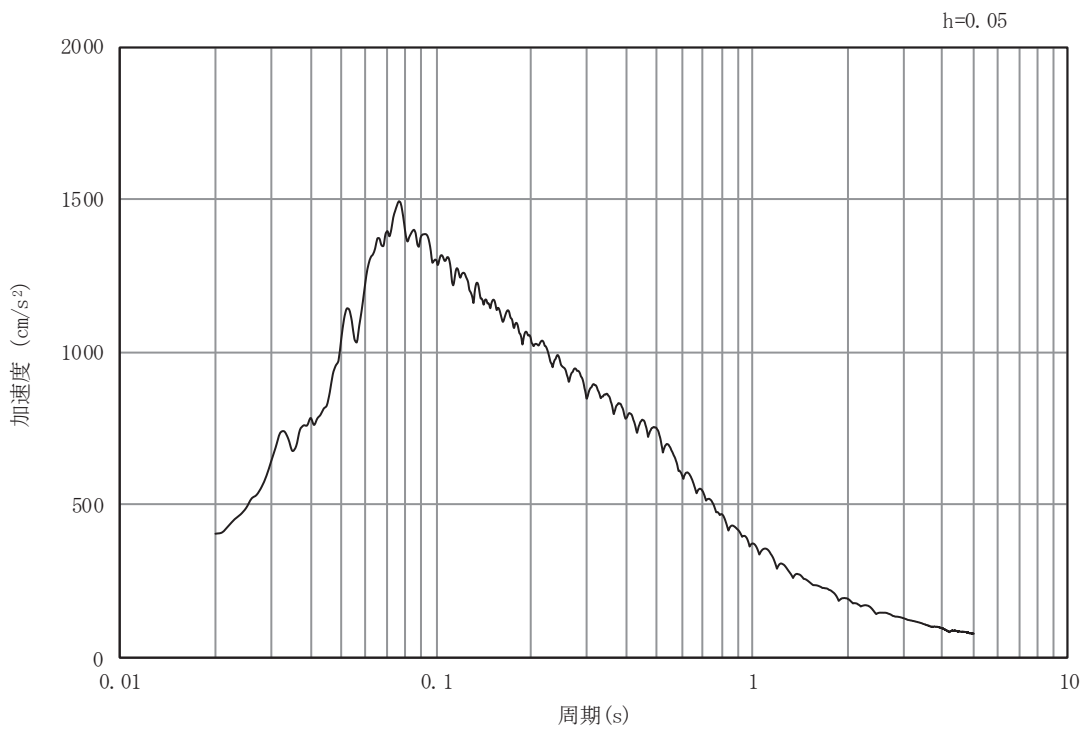


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2 (57) 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 (岩盤部 (断面⑤))
(水平成分: S s - D 1)

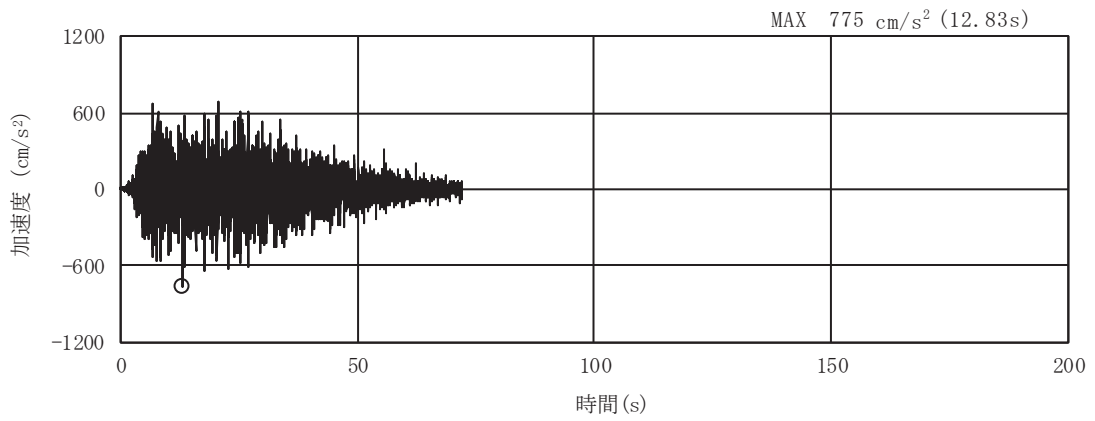


(a) 加速度時刻歴波形

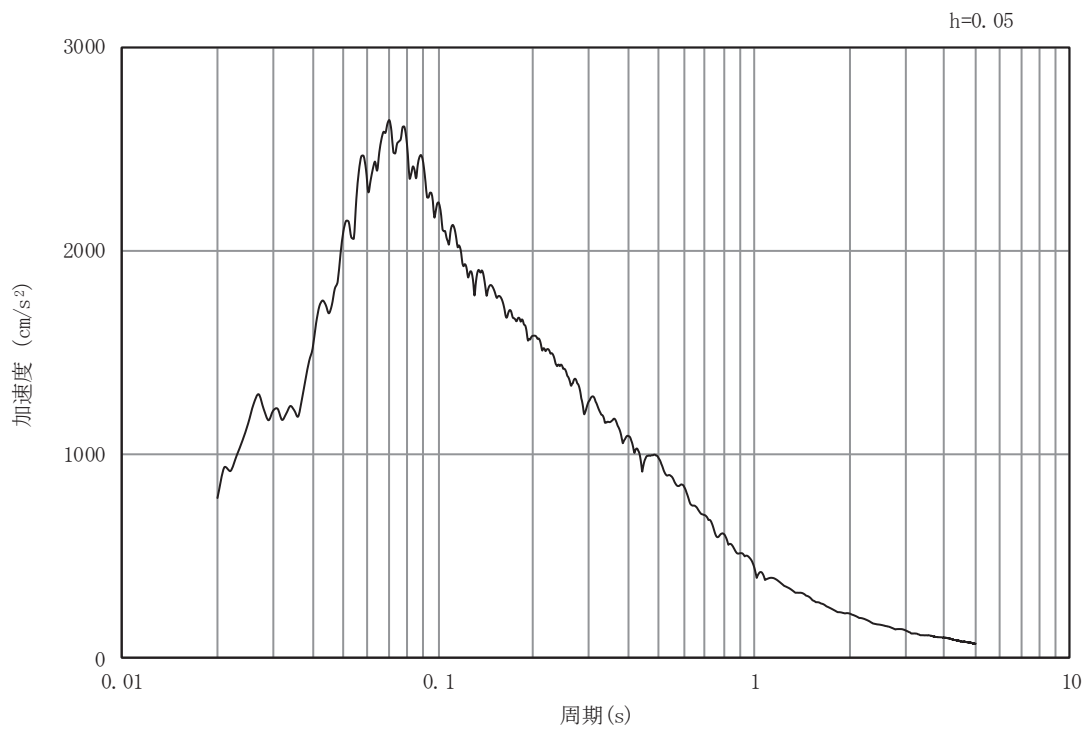


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(58) 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 (岩盤部 (断面⑤))
(鉛直成分: S s - D 1)

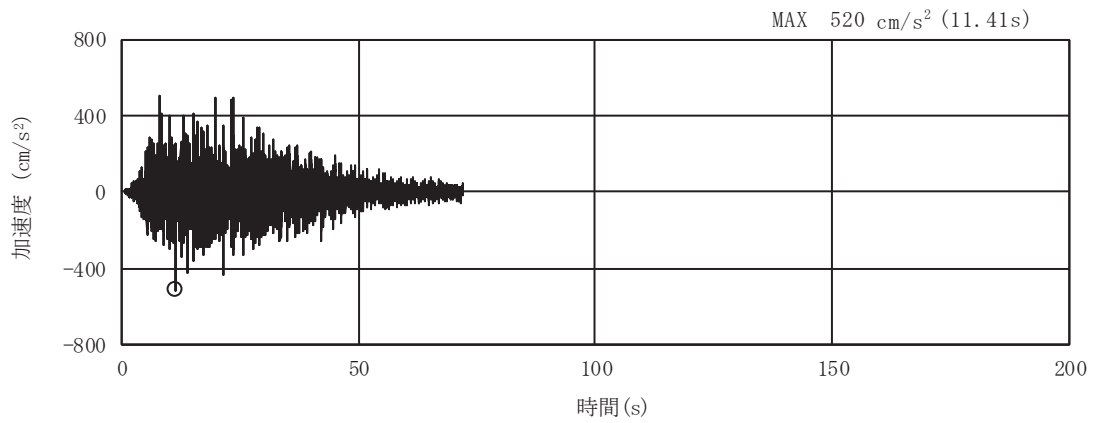


(a) 加速度時刻歴波形

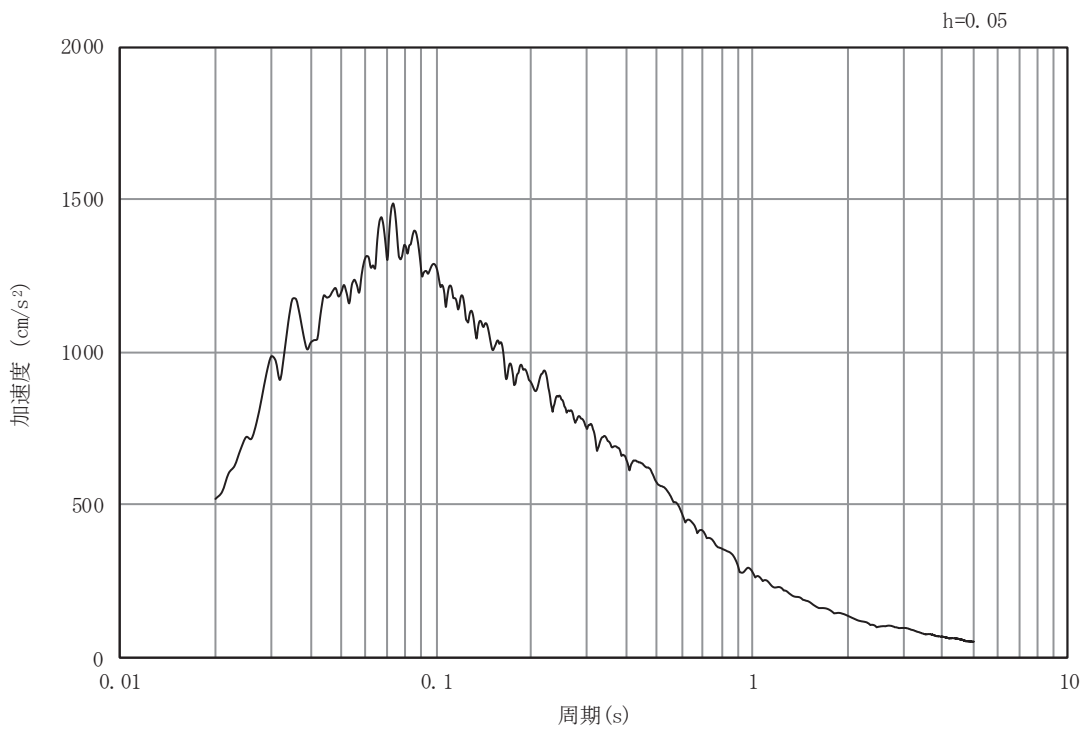


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(59) 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 (岩盤部 (断面⑤))
(水平成分: S s - D 2)

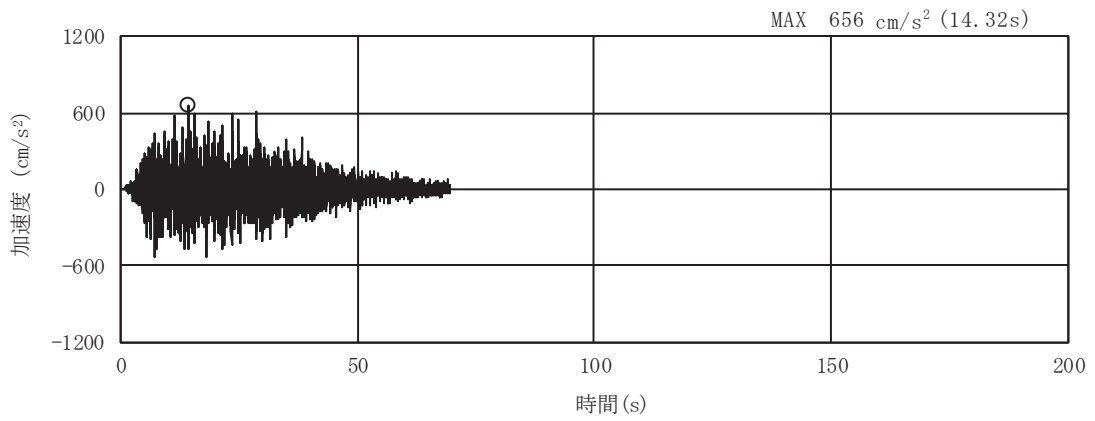


(a) 加速度時刻歴波形

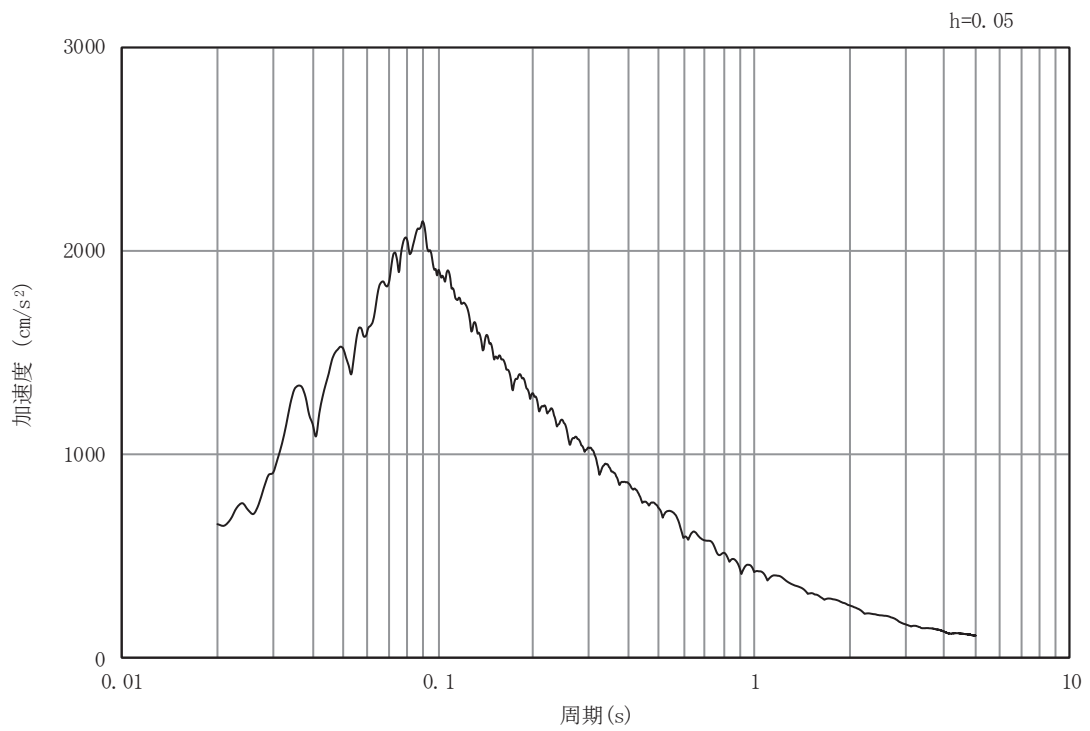


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(60) 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 (岩盤部 (断面⑤))
(鉛直成分: S s - D 2)

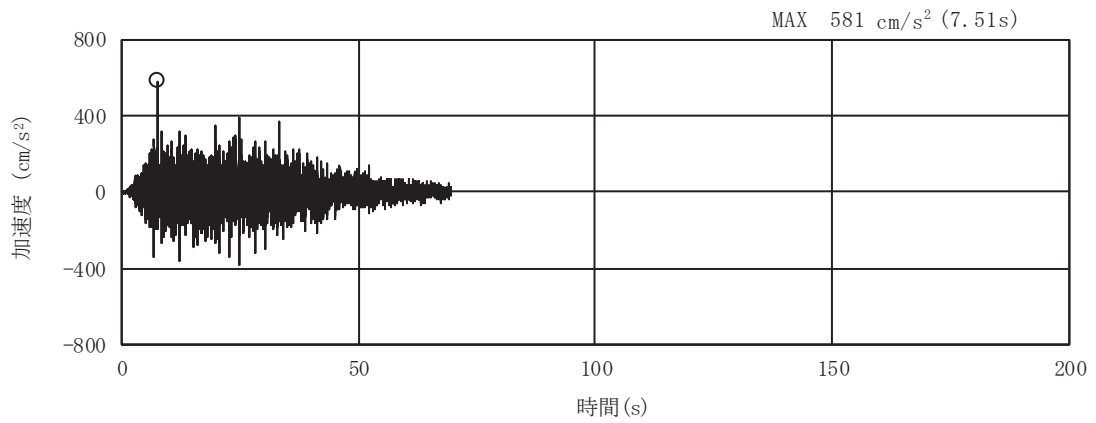


(a) 加速度時刻歴波形

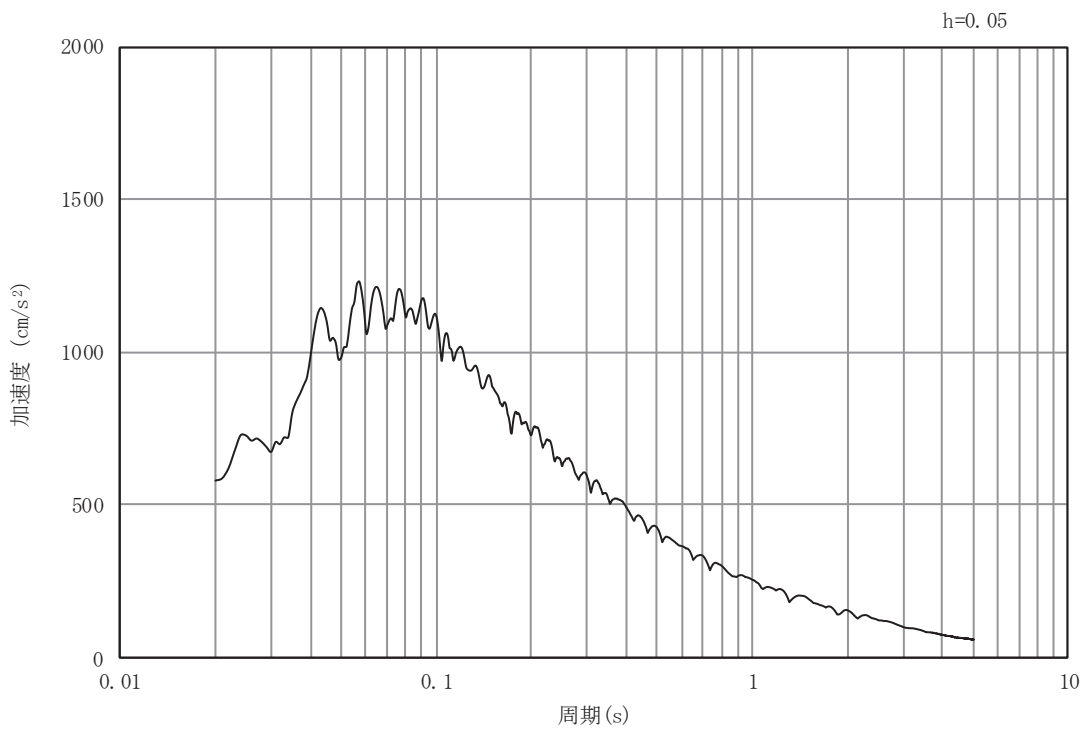


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(61) 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 (岩盤部 (断面⑤))
(水平成分: S s - D 3)

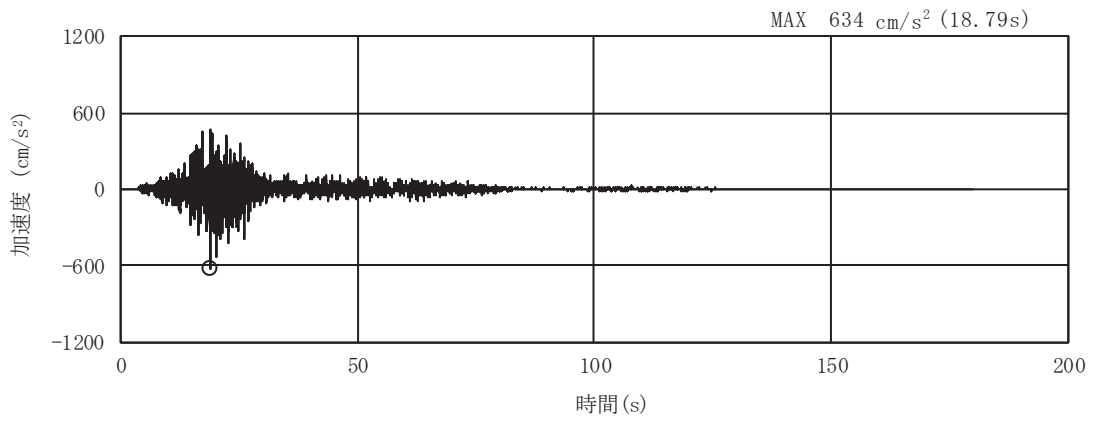


(a) 加速度時刻歴波形

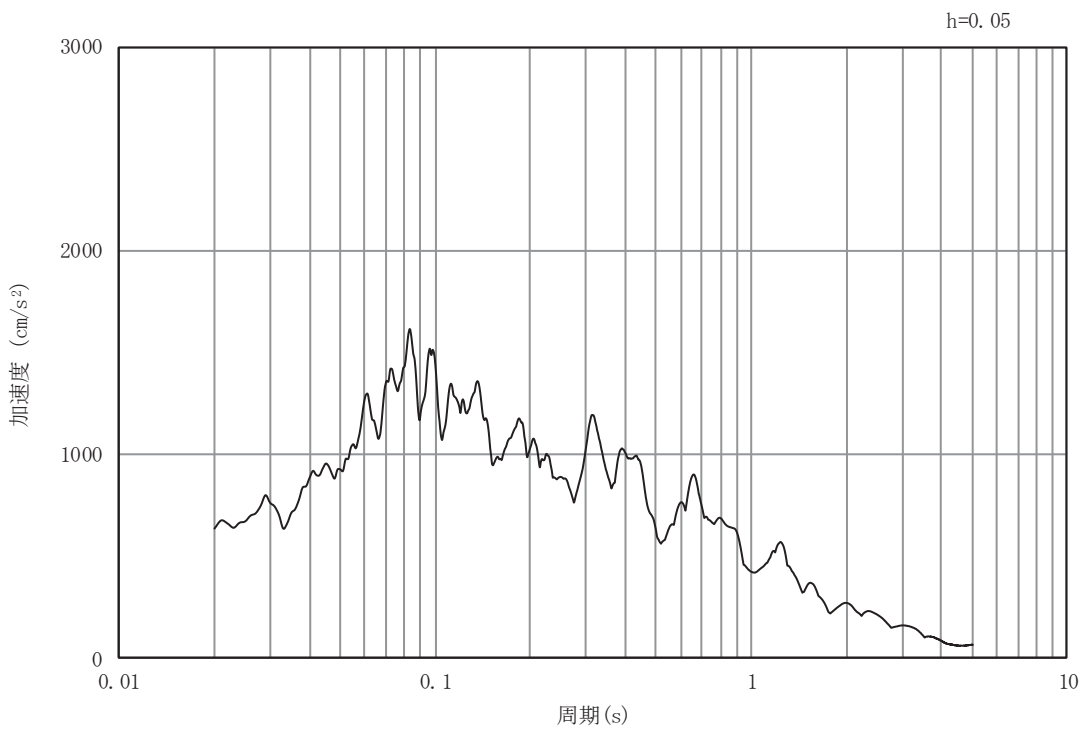


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(62) 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 (岩盤部 (断面⑤))
(鉛直成分: S s - D 3)

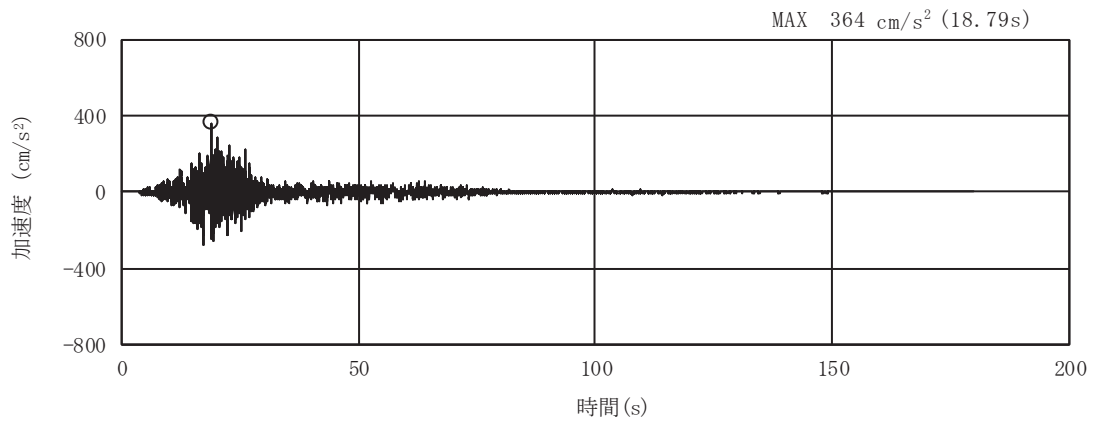


(a) 加速度時刻歴波形

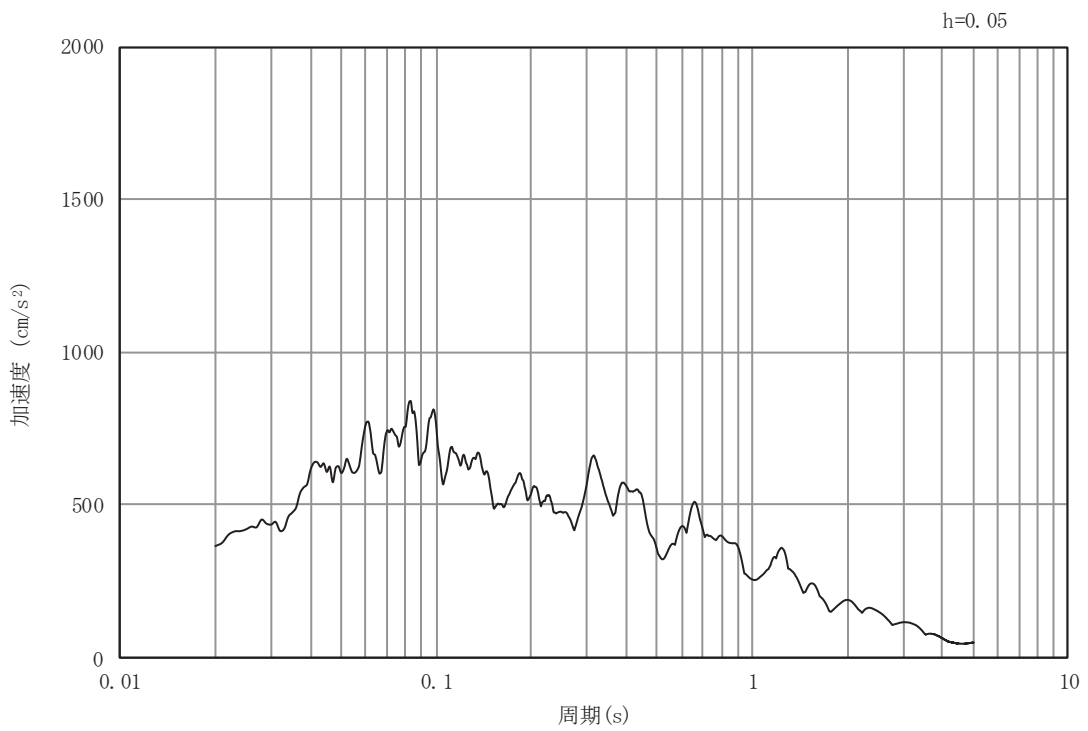


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(63) 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 (岩盤部 (断面⑤))
(水平成分: S s - F 1)

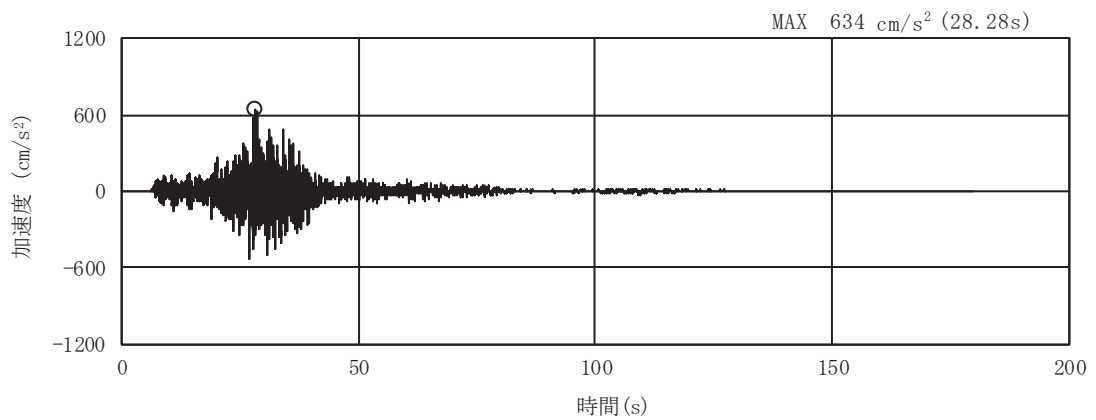


(a) 加速度時刻歴波形

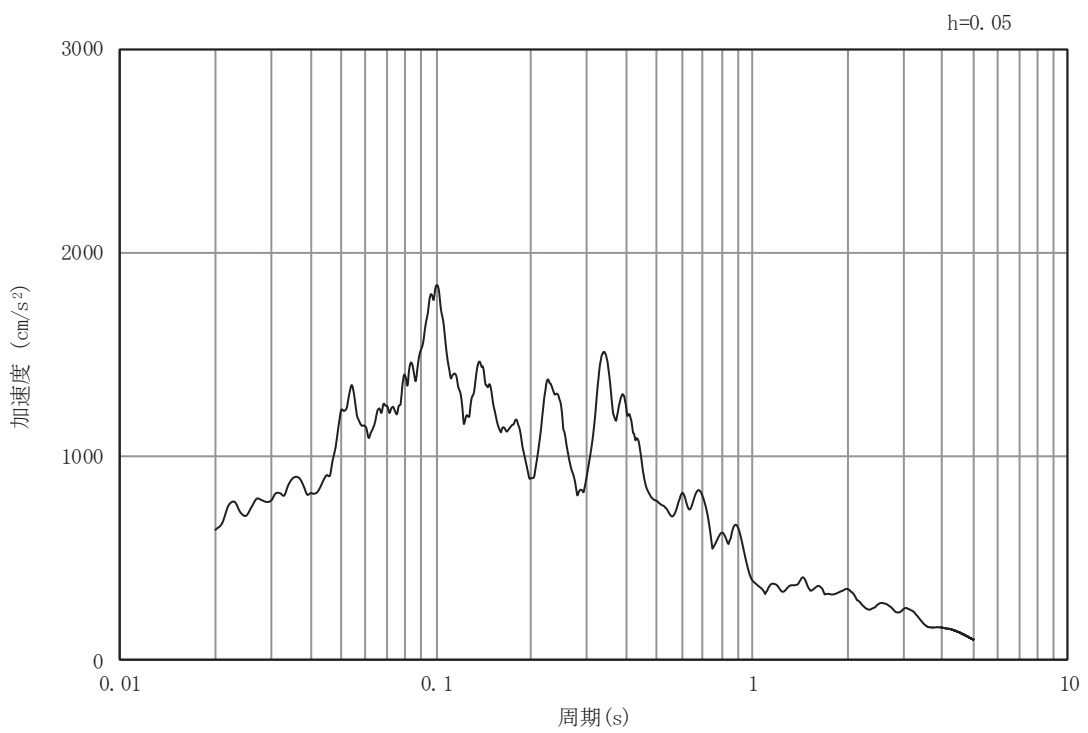


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(64) 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 (岩盤部 (断面⑤))
(鉛直成分: S s - F 1)

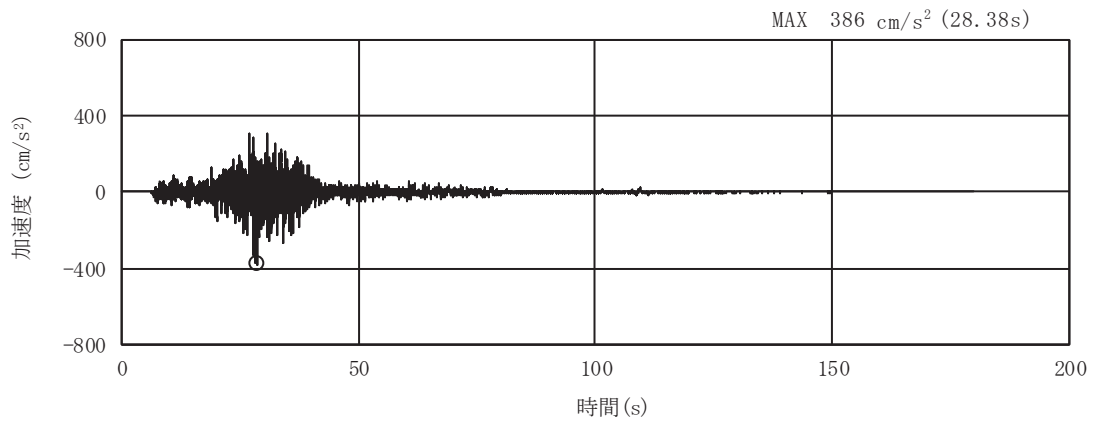


(a) 加速度時刻歴波形

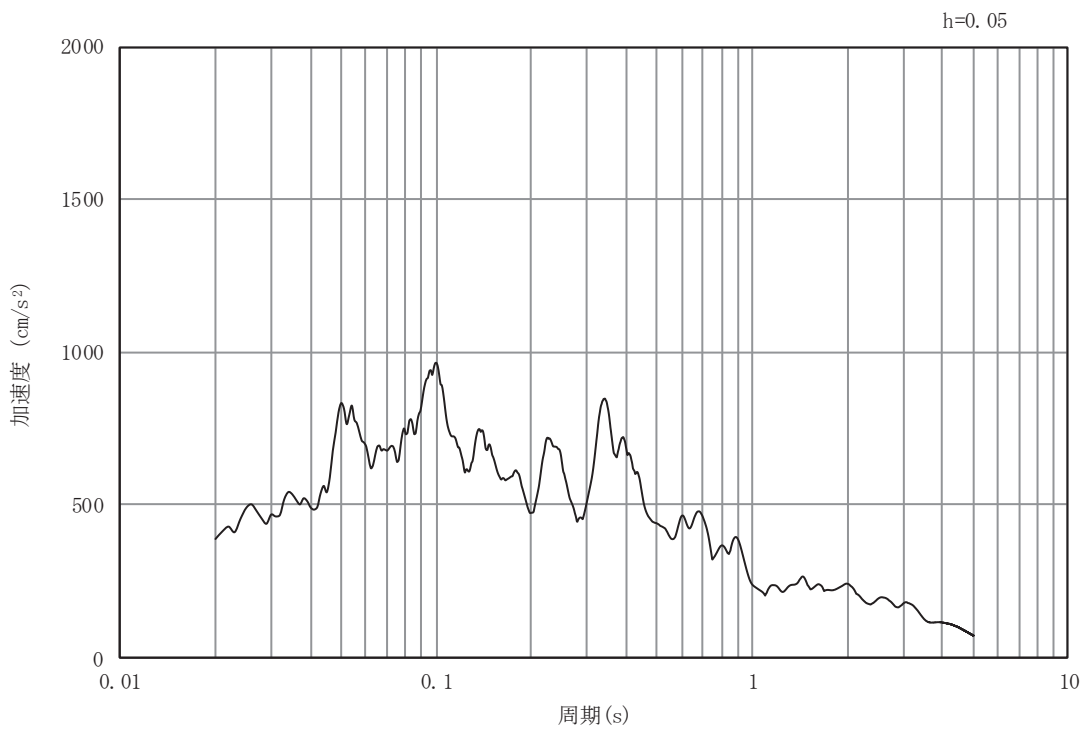


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(65) 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 (岩盤部 (断面⑤))
(水平成分: S s - F 2)

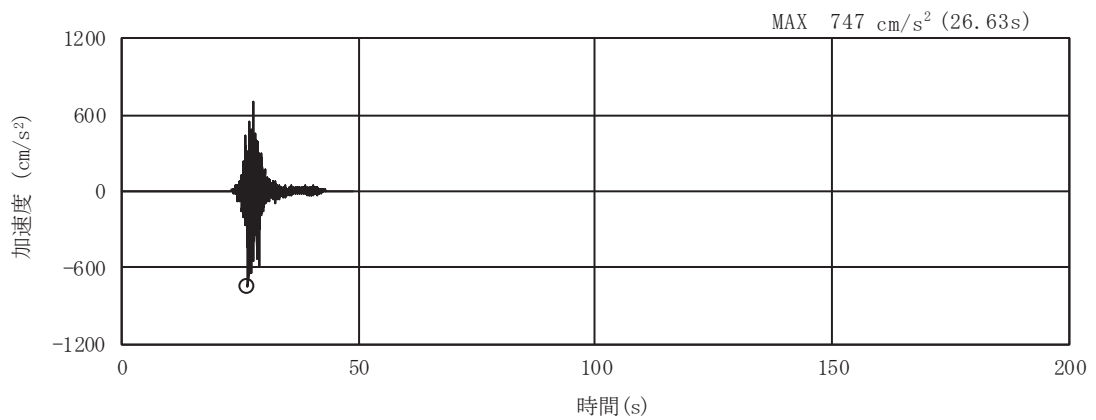


(a) 加速度時刻歴波形

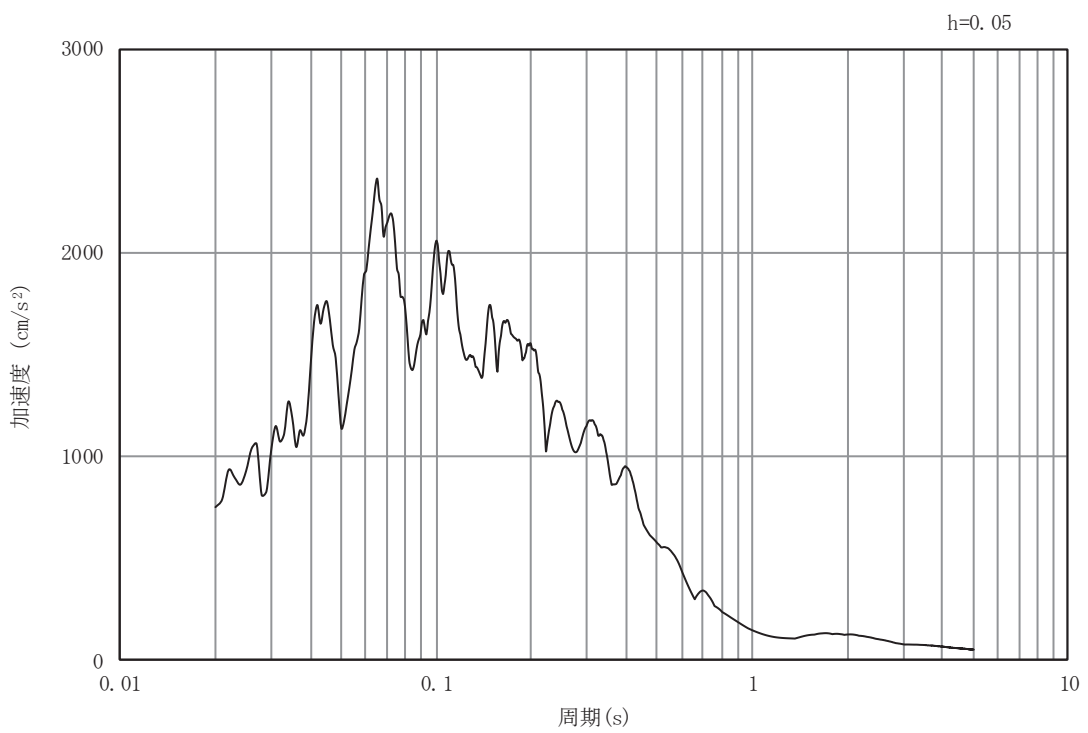


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(66) 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 (岩盤部 (断面⑤))
(鉛直成分: S s - F 2)

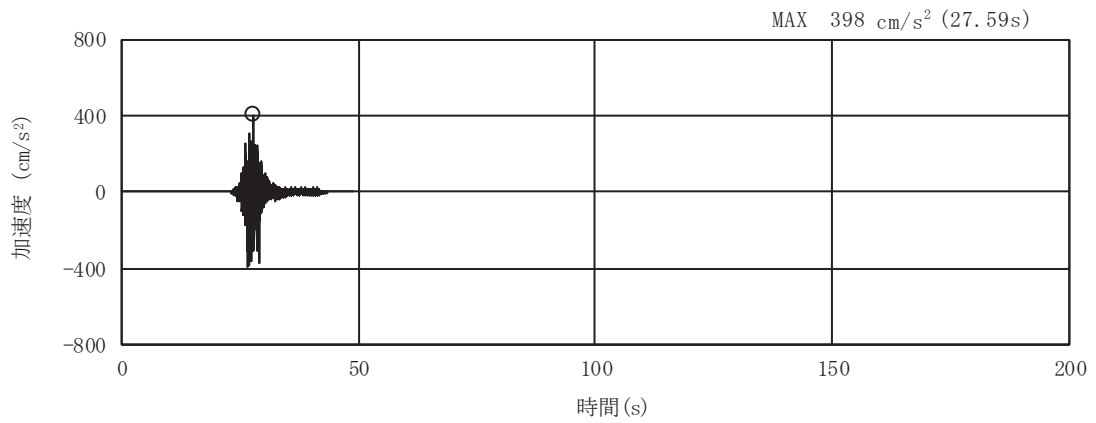


(a) 加速度時刻歴波形

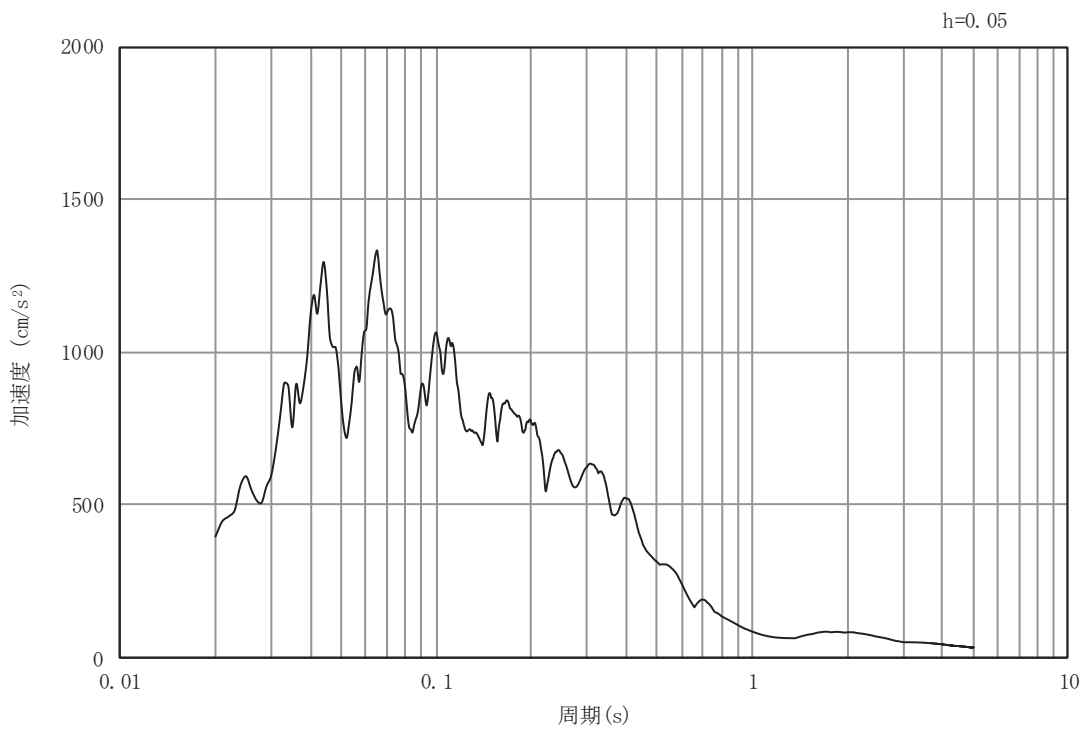


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(67) 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 (岩盤部 (断面⑤))
(水平成分: S s - F 3)

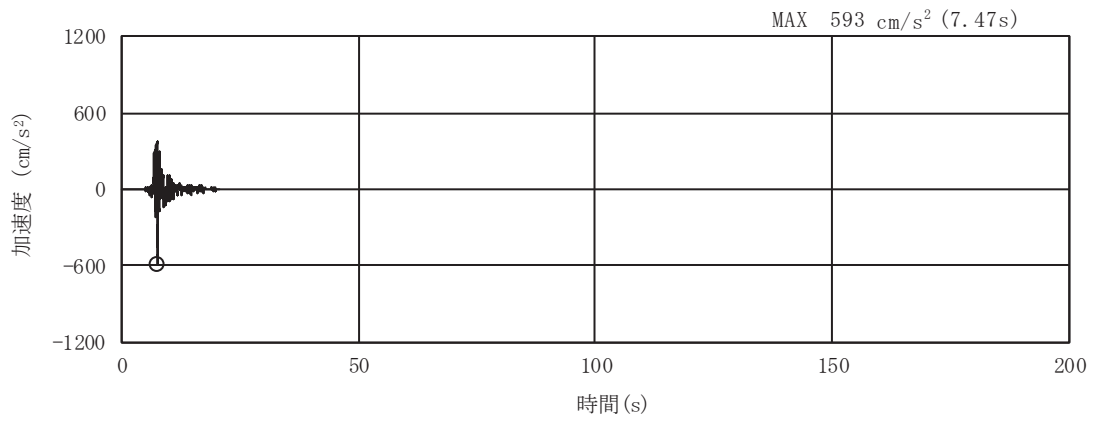


(a) 加速度時刻歴波形

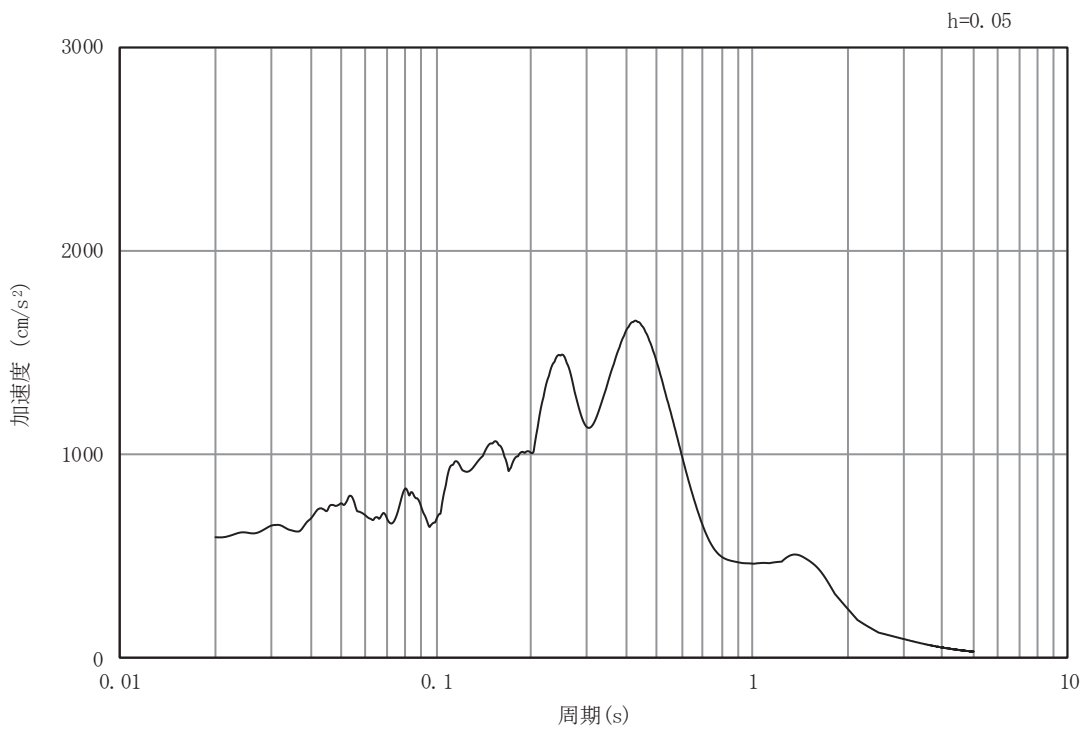


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(68) 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 (岩盤部 (断面⑤))
(鉛直成分: S s - F 3)

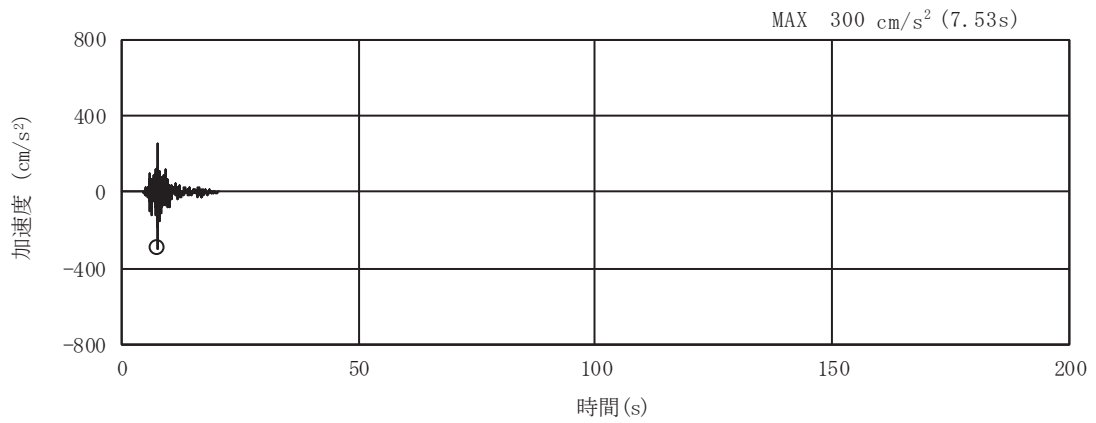


(a) 加速度時刻歴波形

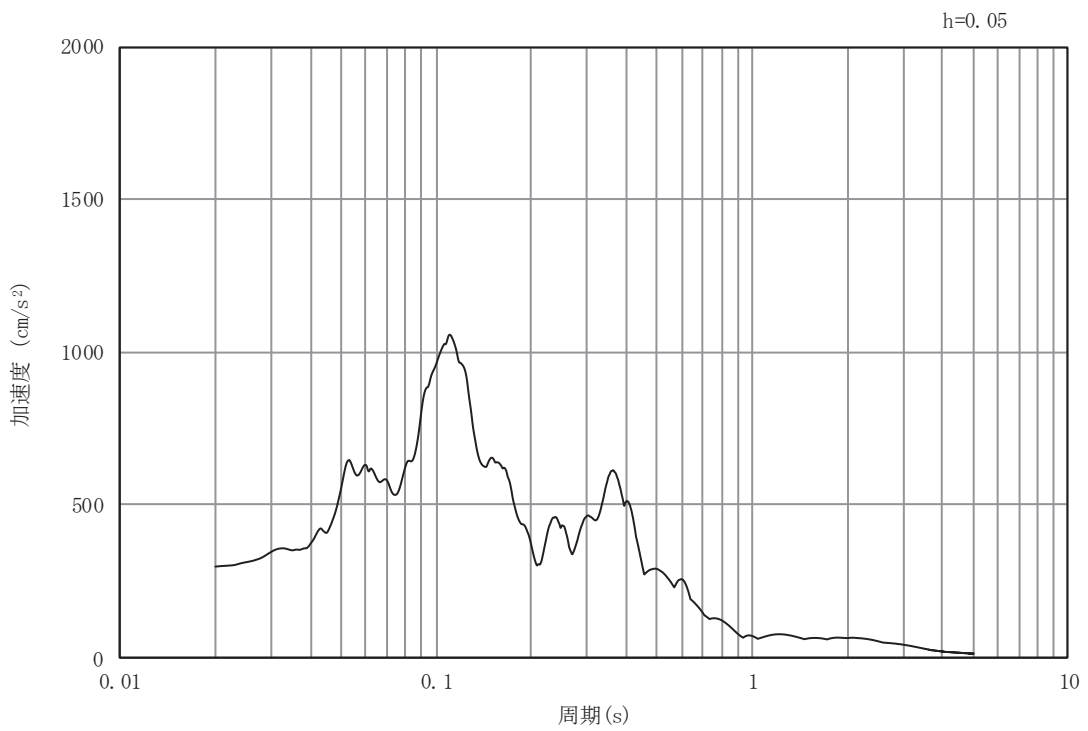


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(69) 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 (岩盤部 (断面⑤))
(水平成分: S s - N 1)

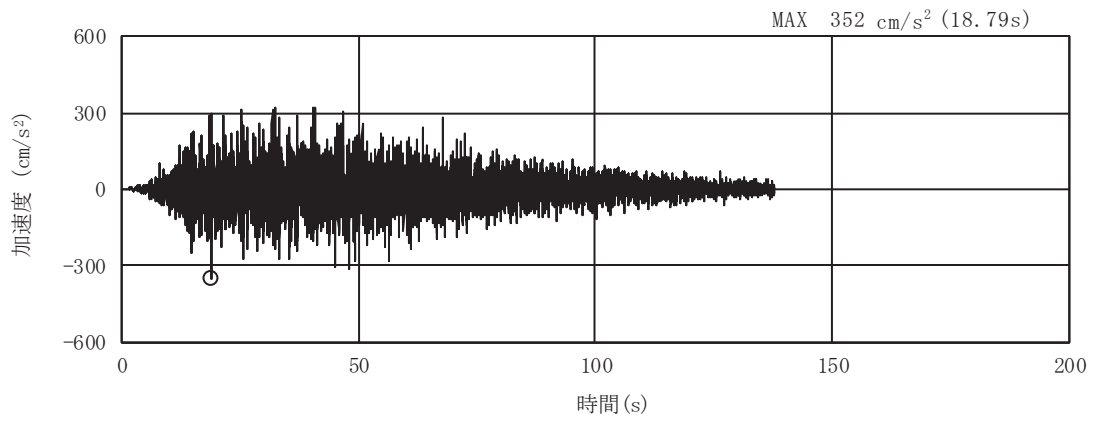


(a) 加速度時刻歴波形

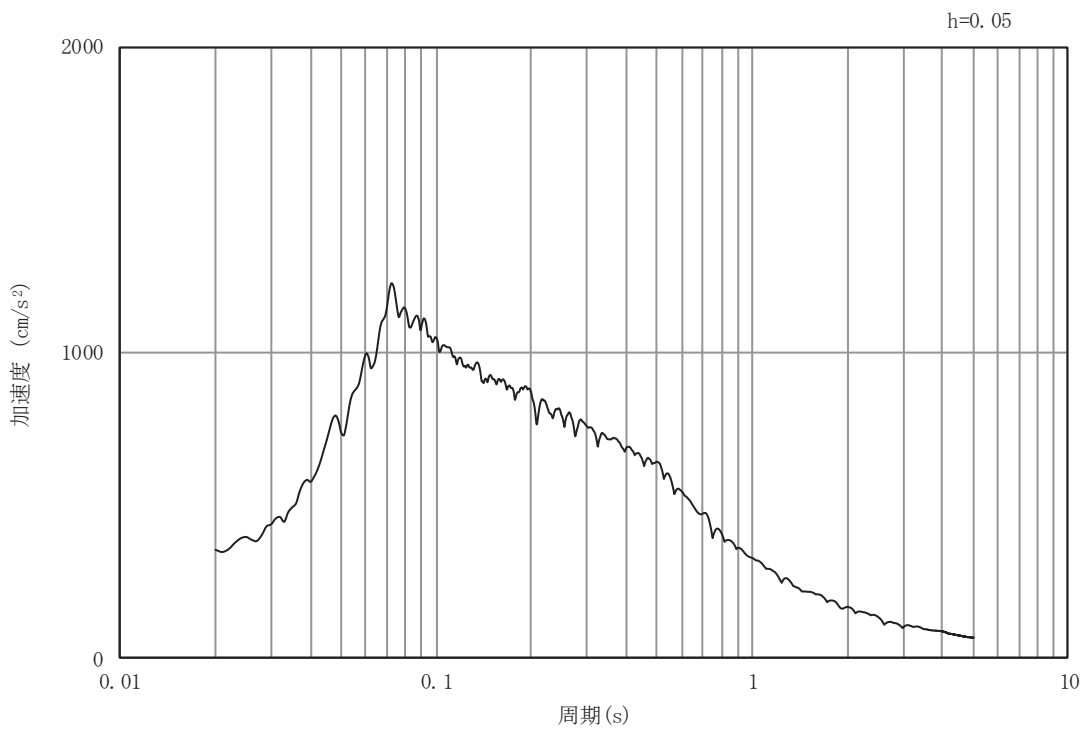


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(70) 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 (岩盤部 (断面⑤))
(鉛直成分: S s - N 1)

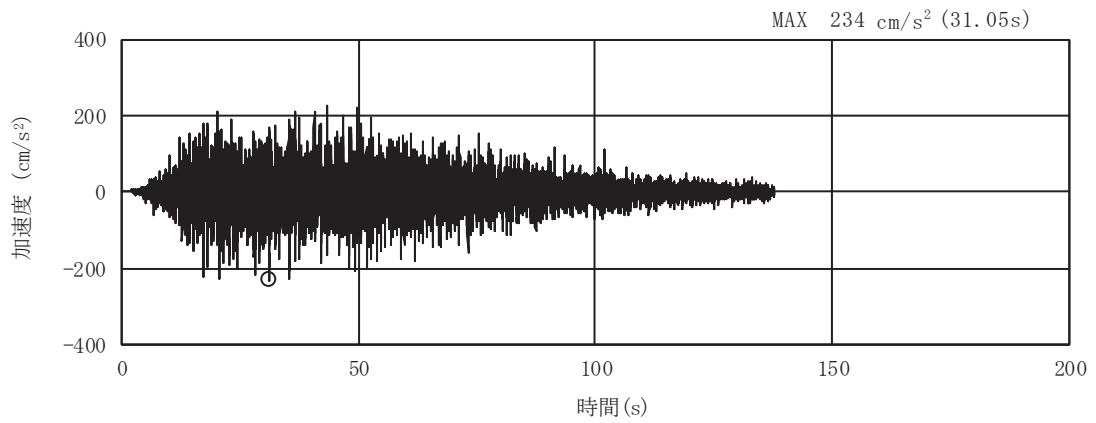


(a) 加速度時刻歴波形

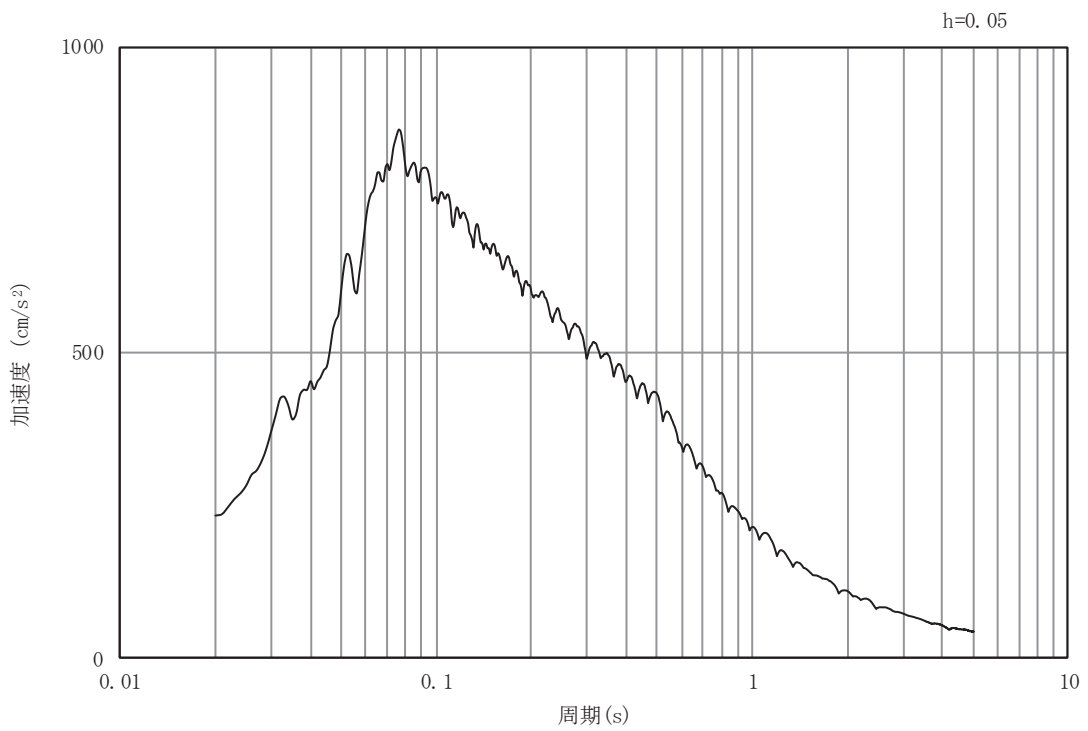


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(71) 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 (岩盤部 (断面⑤))
(水平成分: S d - D 1)

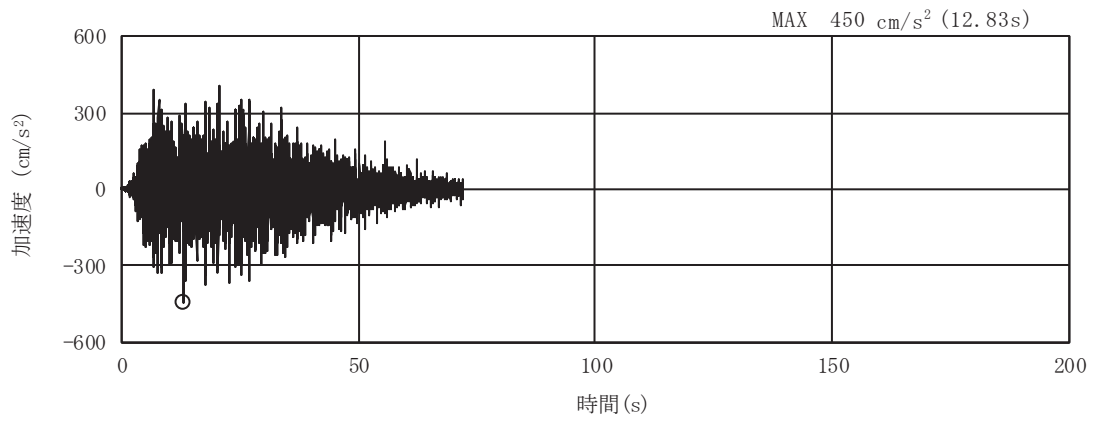


(a) 加速度時刻歴波形

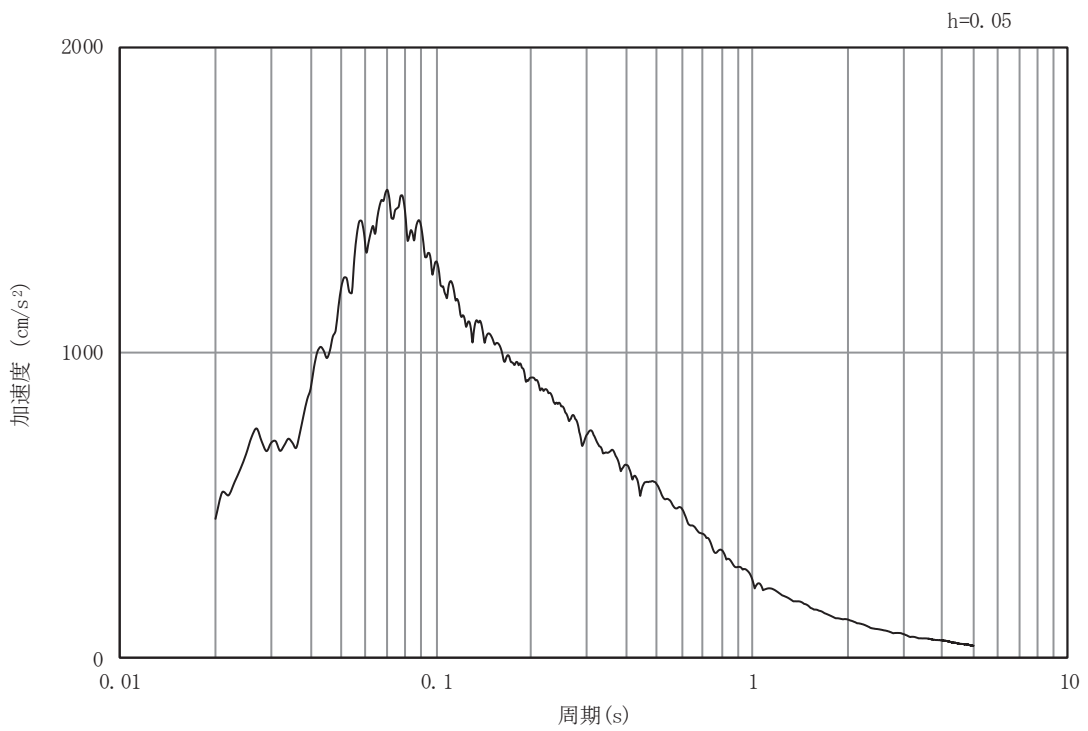


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(72) 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 (岩盤部 (断面⑤))
(鉛直成分: S d - D 1)

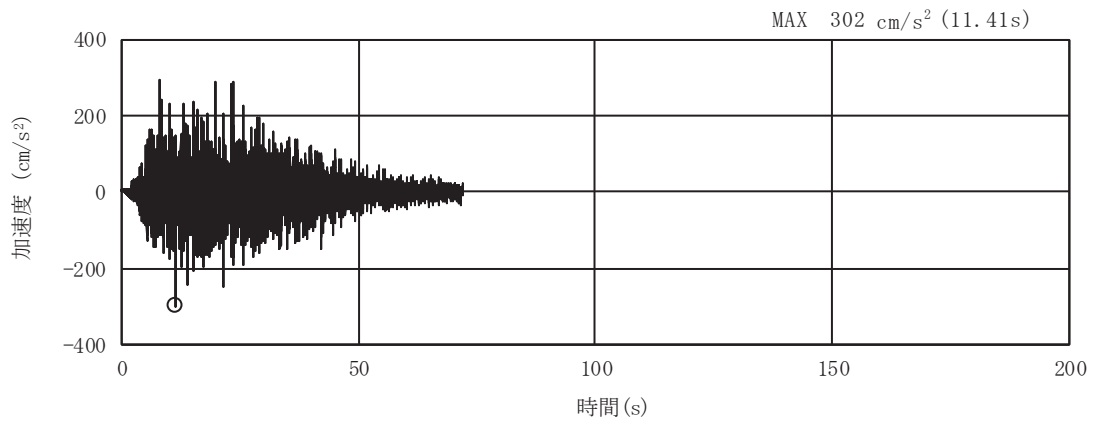


(a) 加速度時刻歴波形

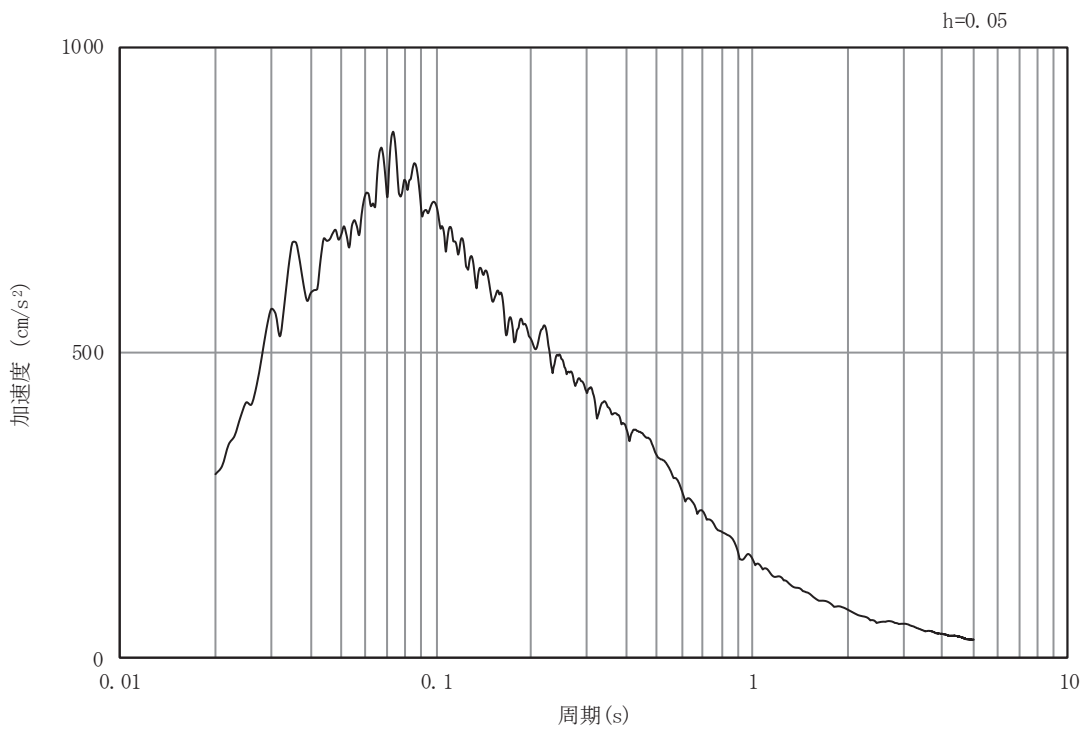


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(73) 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 (岩盤部 (断面⑤))
(水平成分: S d - D 2)

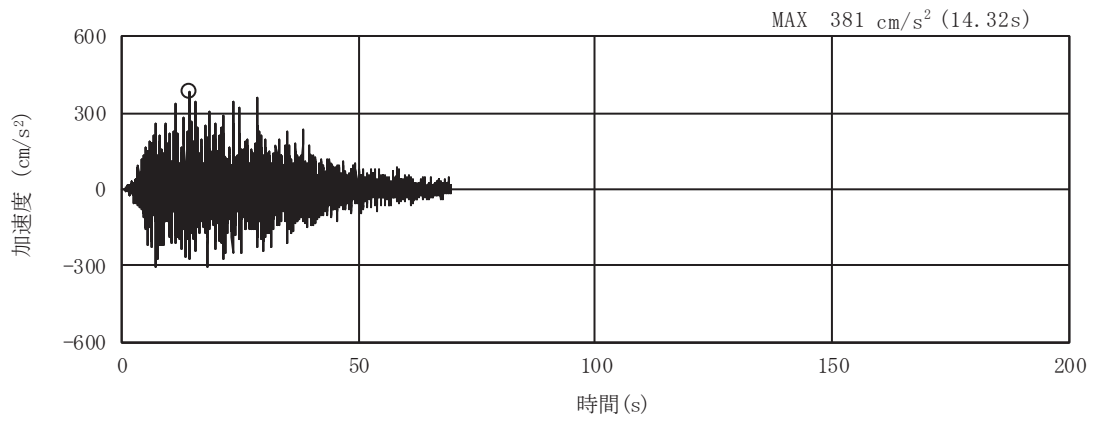


(a) 加速度時刻歴波形

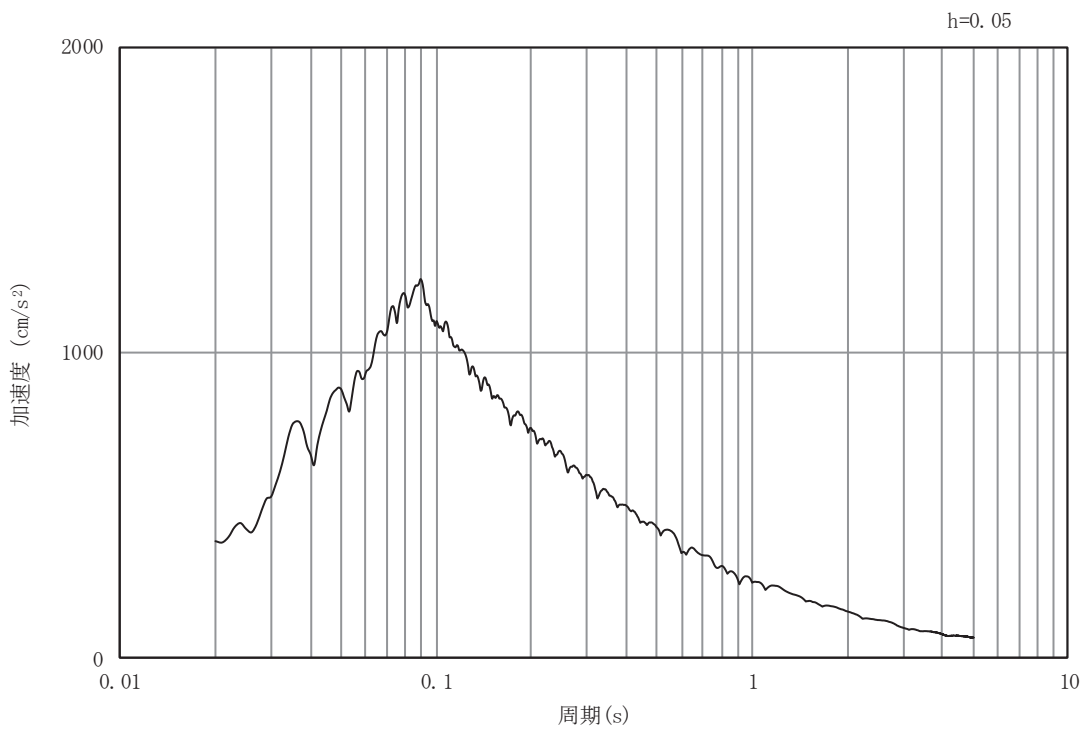


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(74) 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 (岩盤部 (断面⑤))
(鉛直成分: S d - D 2)

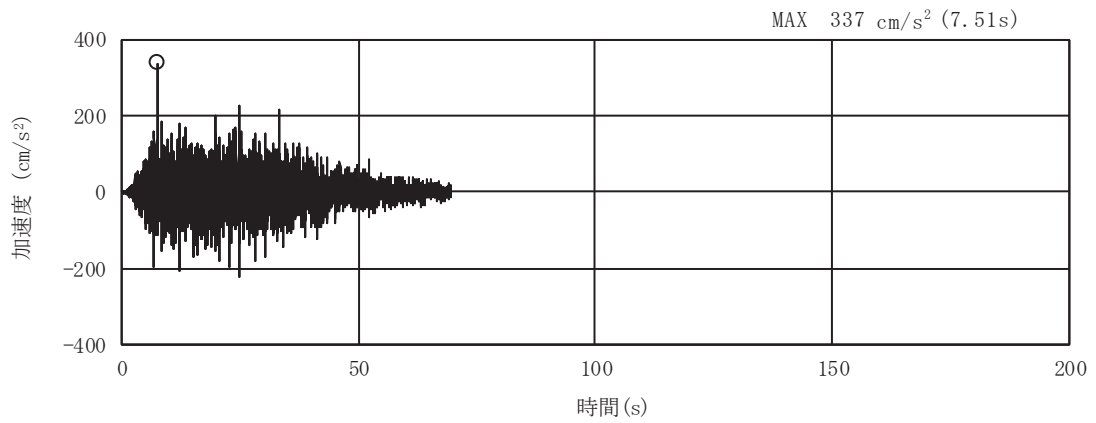


(a) 加速度時刻歴波形

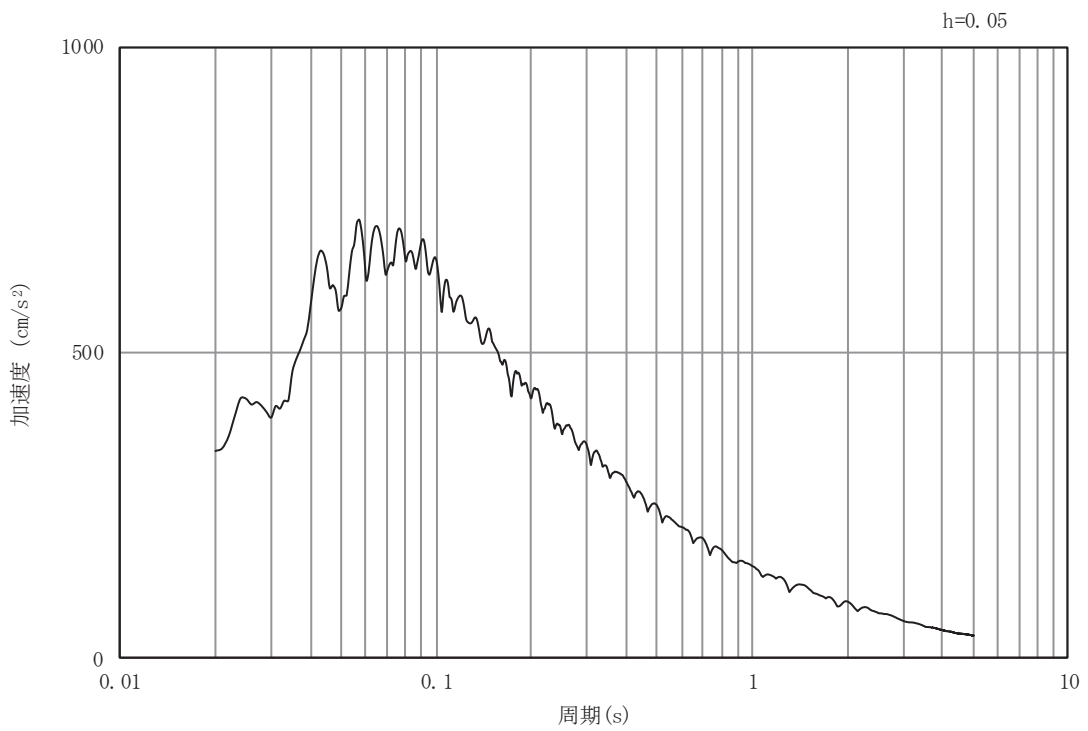


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(75) 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 (岩盤部 (断面⑤))
(水平成分: S d - D 3)

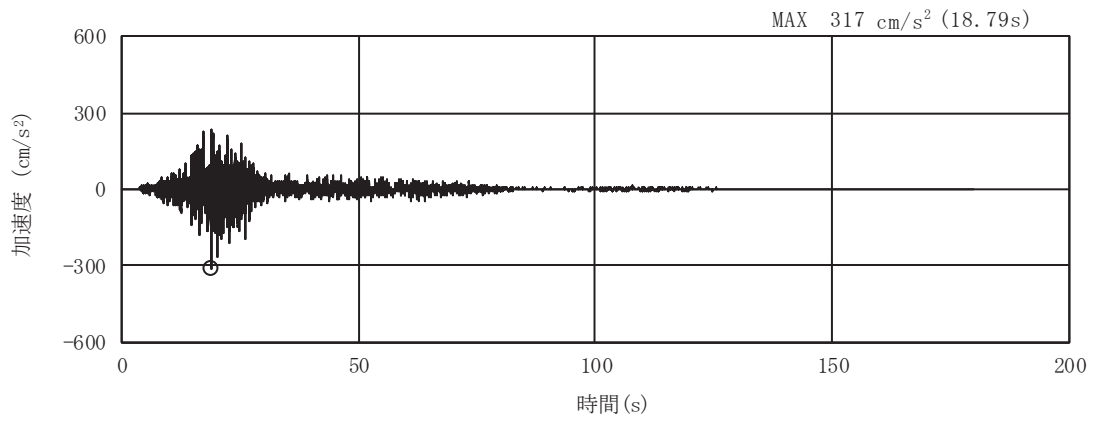


(a) 加速度時刻歴波形

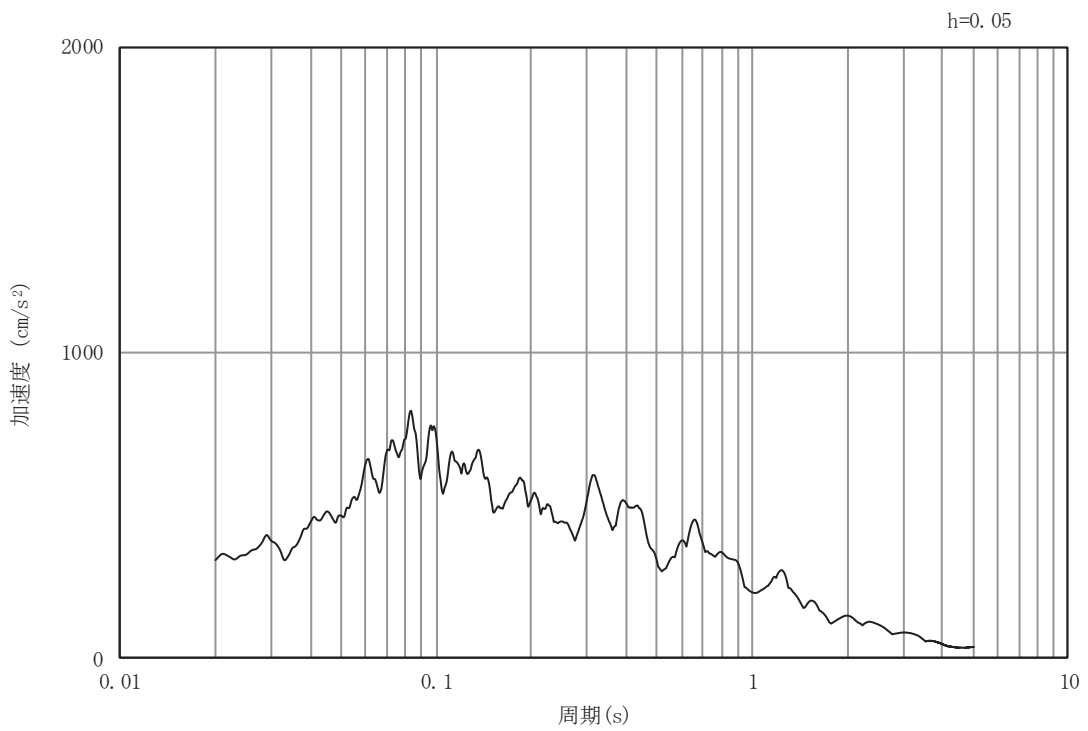


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(76) 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 (岩盤部 (断面⑤))
(鉛直成分: S d - D 3)

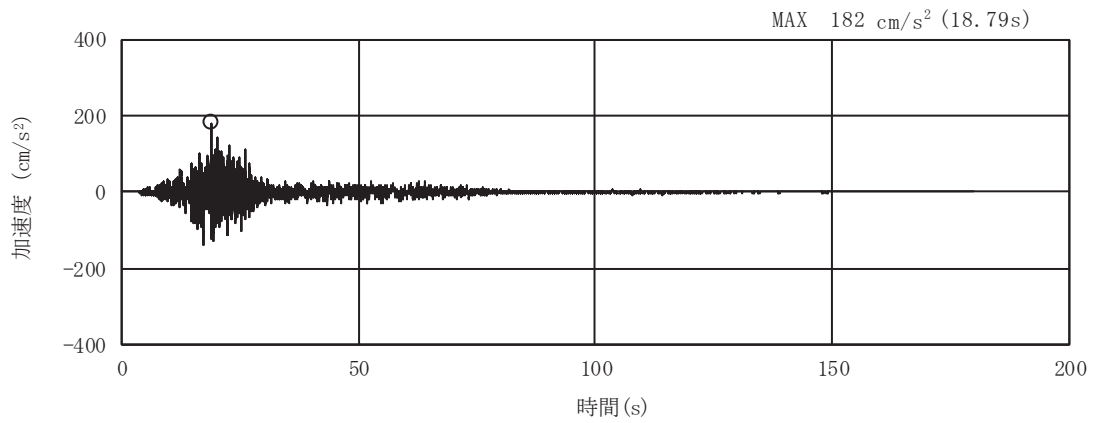


(a) 加速度時刻歴波形

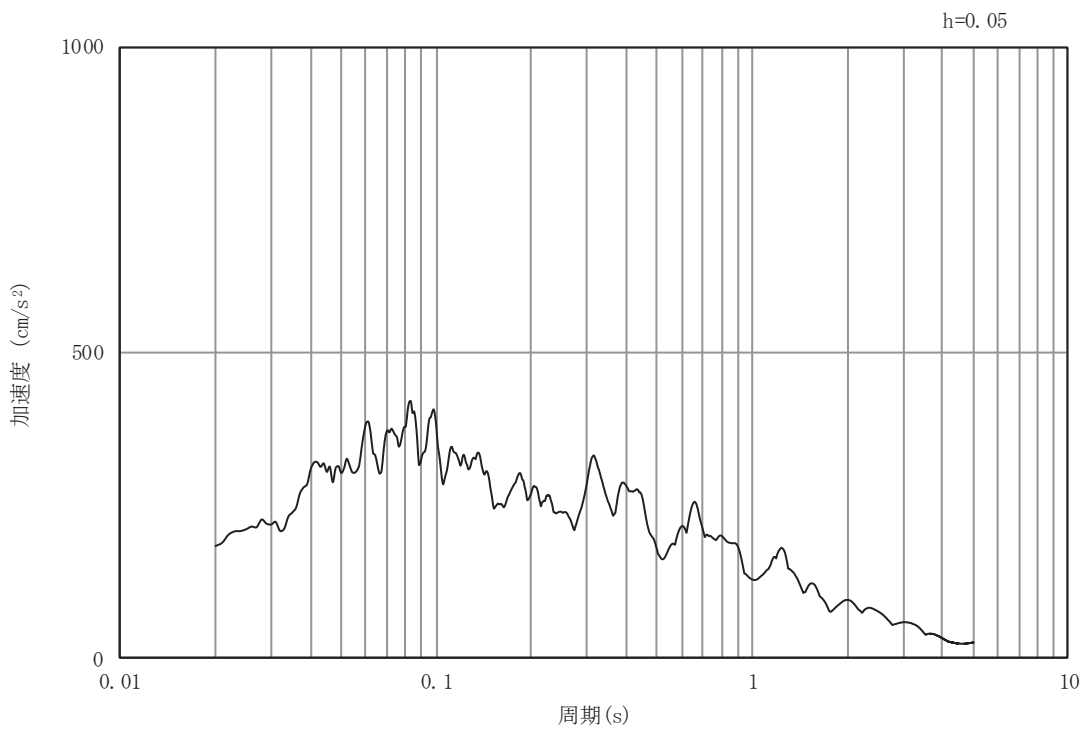


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(77) 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 (岩盤部 (断面⑤))
(水平成分: S d - F 1)

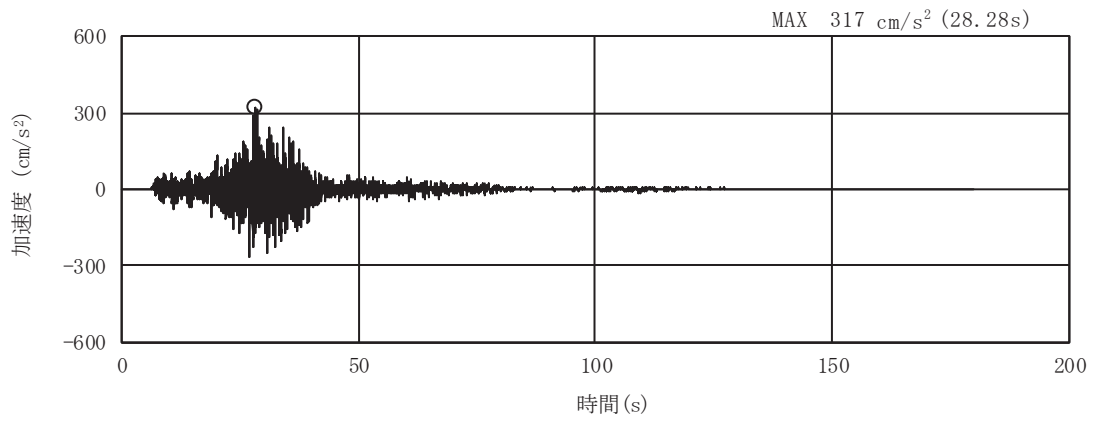


(a) 加速度時刻歴波形

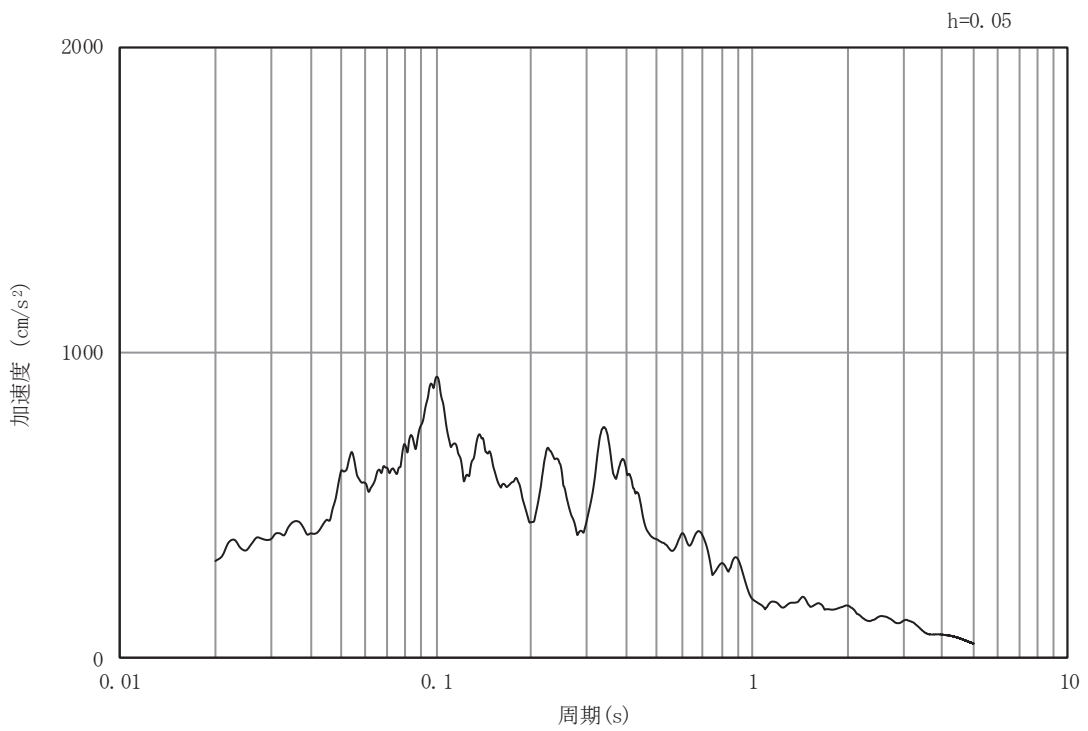


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(78) 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 (岩盤部 (断面⑤))
(鉛直成分: S d - F 1)

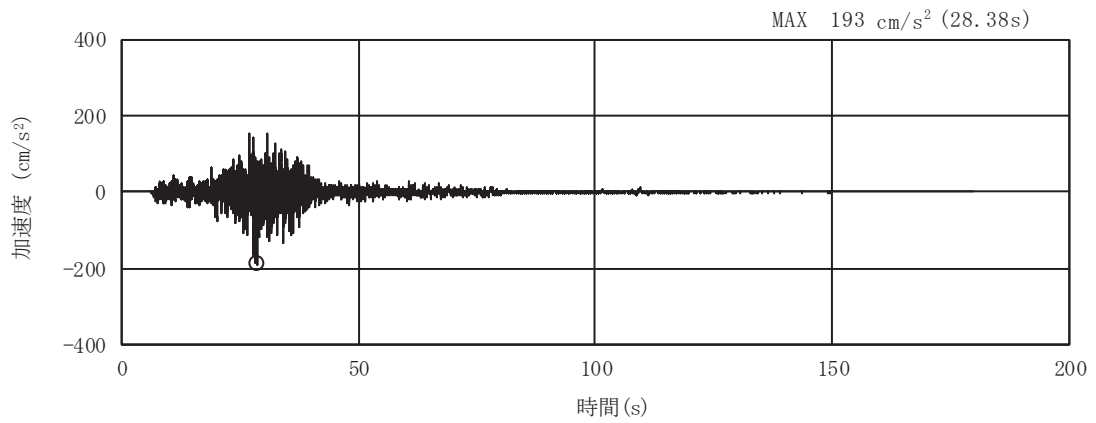


(a) 加速度時刻歴波形

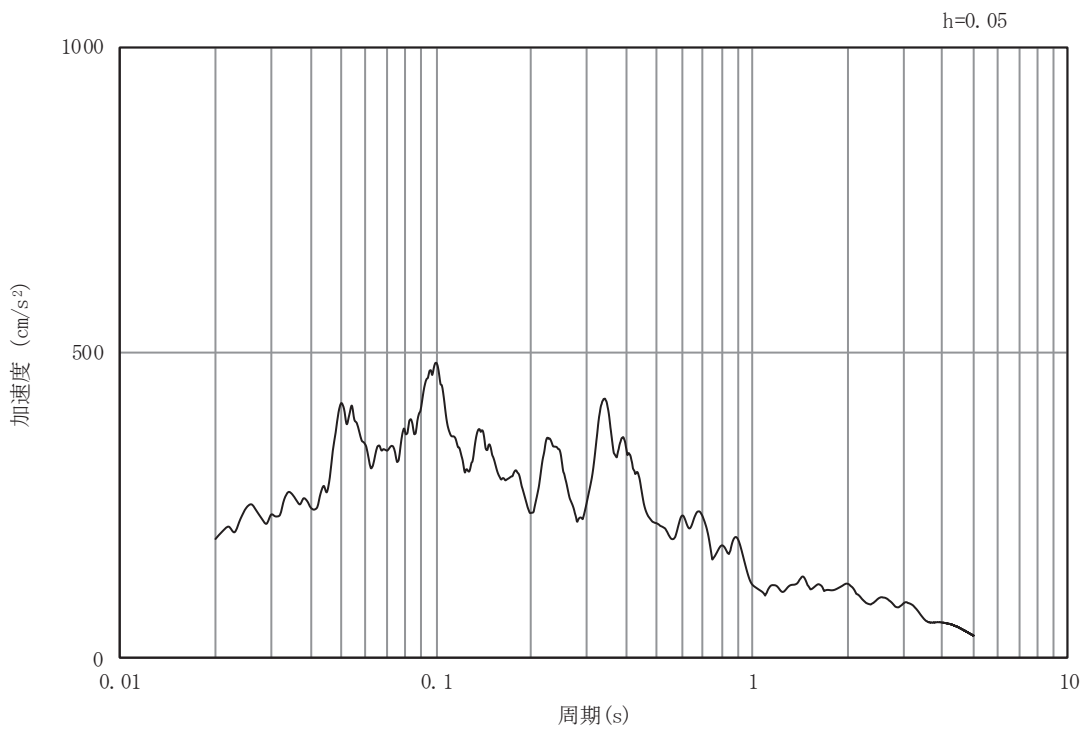


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(79) 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 (岩盤部 (断面⑤))
(水平成分: S d - F 2)

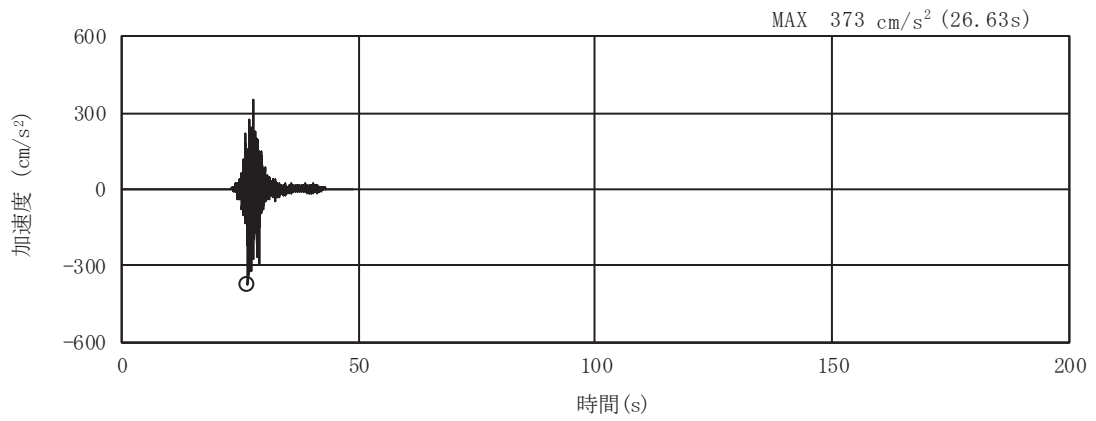


(a) 加速度時刻歴波形

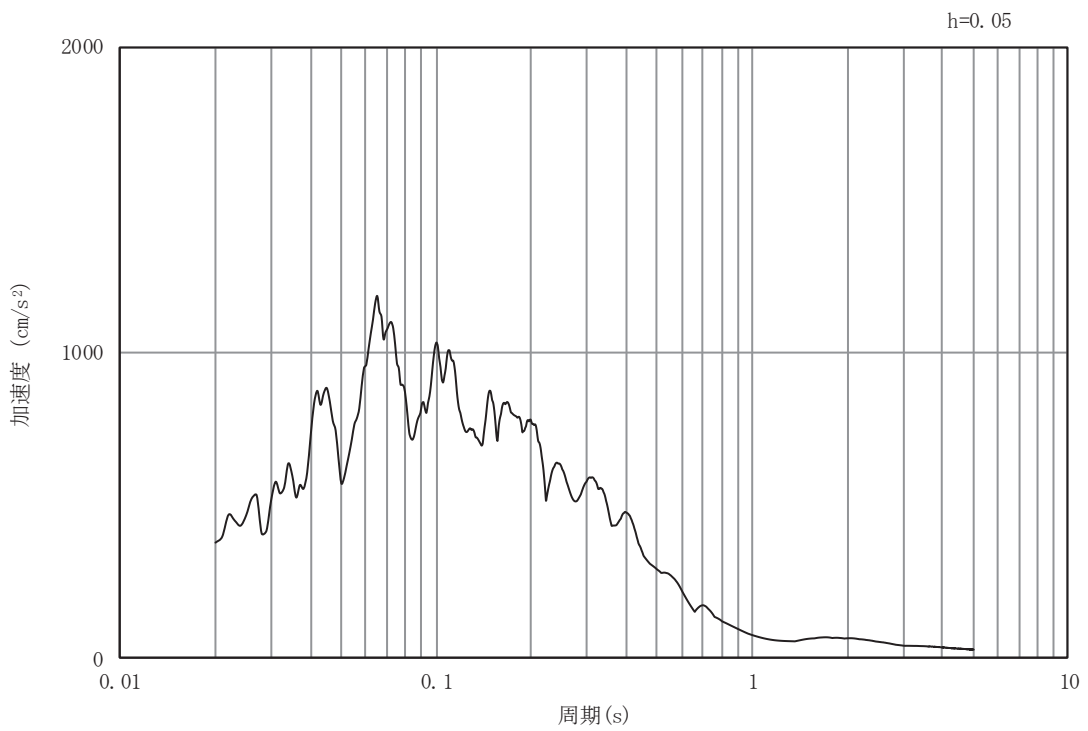


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(80) 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 (岩盤部 (断面⑤))
(鉛直成分: S d - F 2)

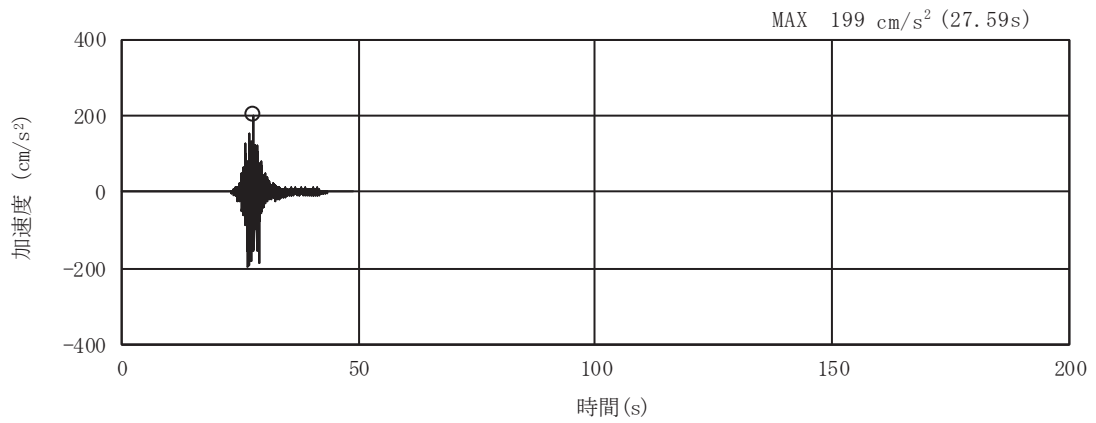


(a) 加速度時刻歴波形

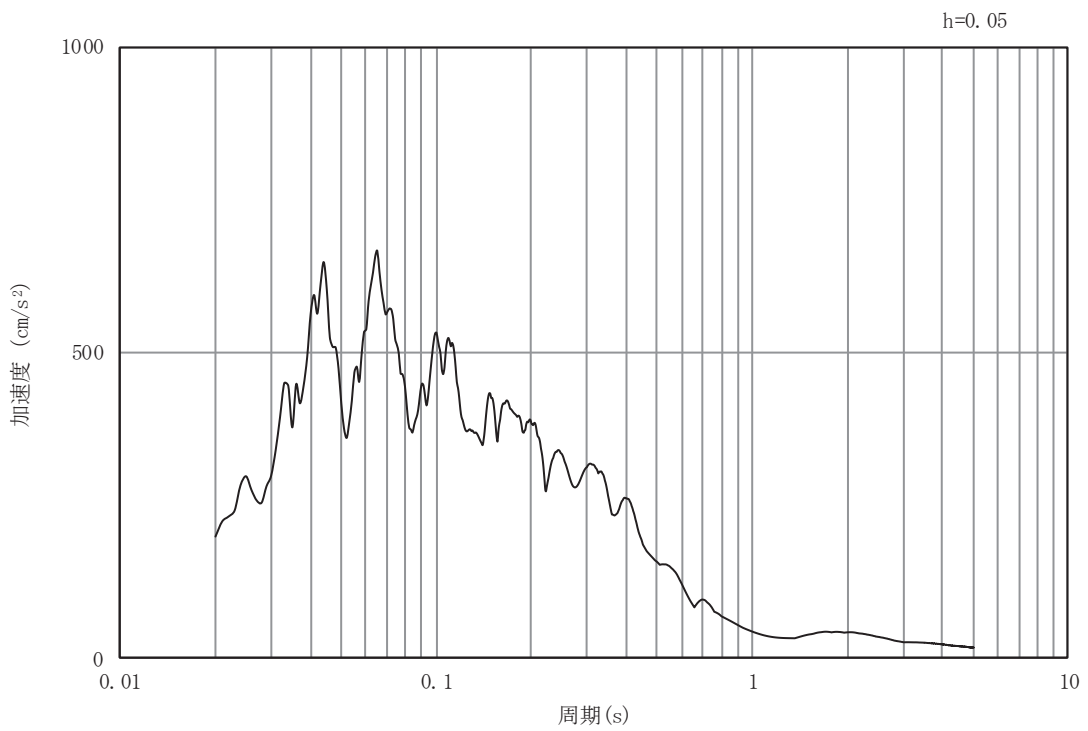


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(81) 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 (岩盤部 (断面⑤))
(水平成分: S d - F 3)

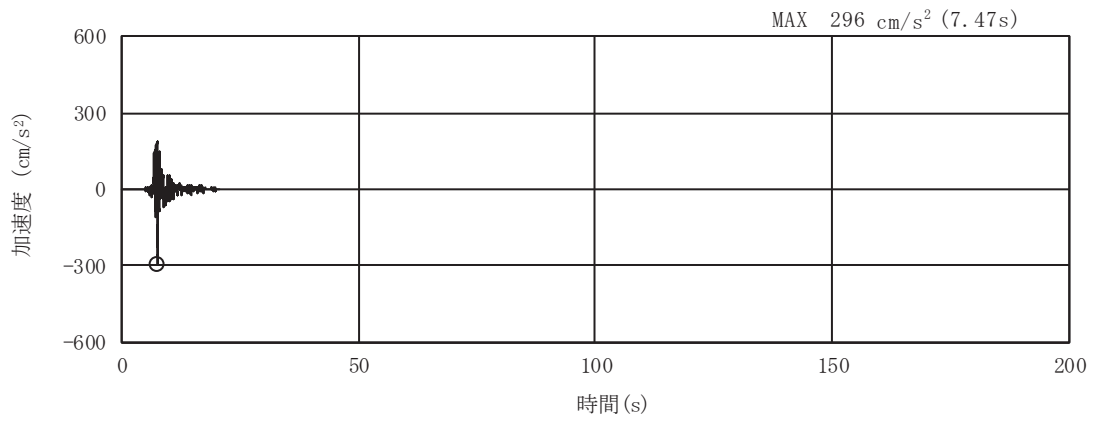


(a) 加速度時刻歴波形

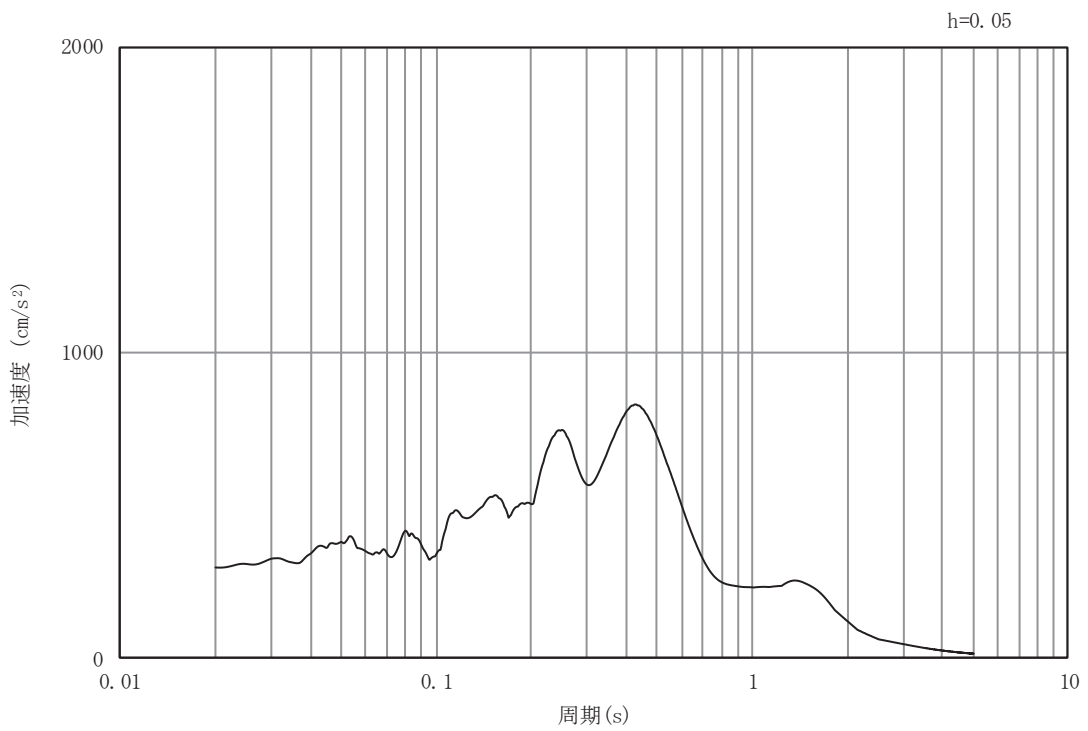


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(82) 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 (岩盤部 (断面⑤))
(鉛直成分: S d - F 3)

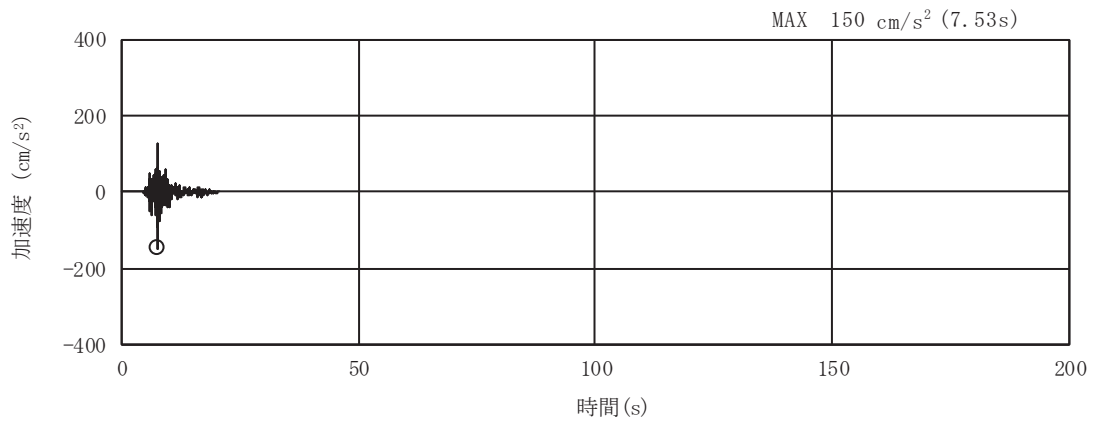


(a) 加速度時刻歴波形

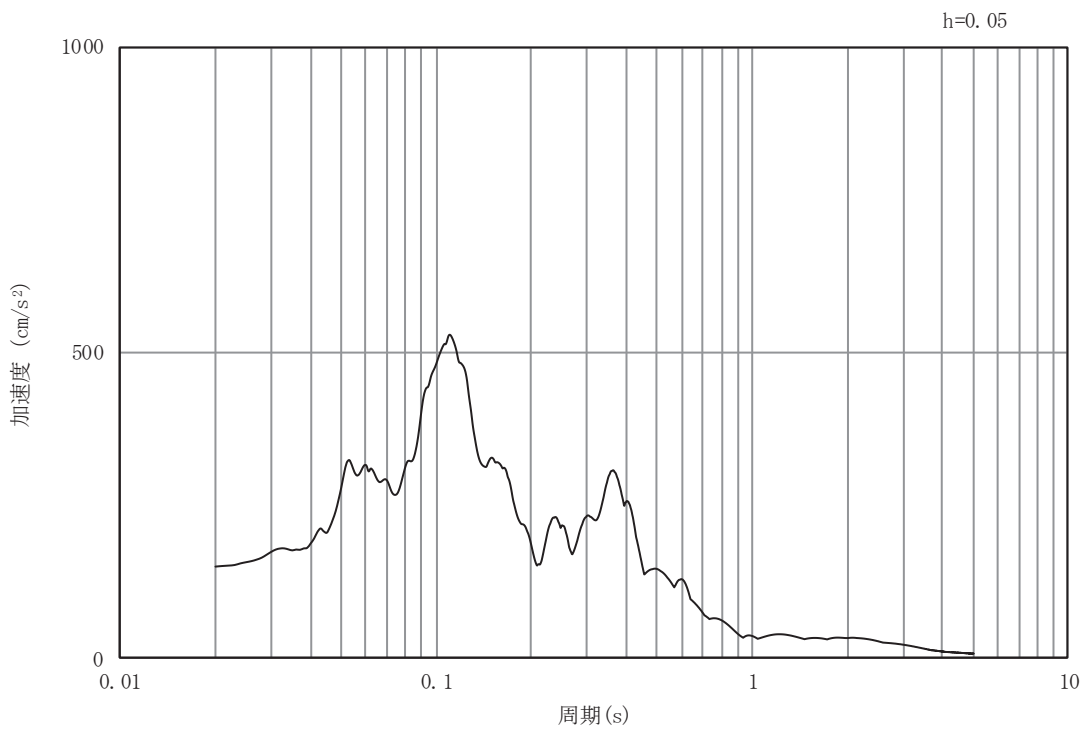


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(83) 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 (岩盤部 (断面⑤))
(水平成分: S d - N 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図4-2(84) 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 (岩盤部 (断面⑤))
(鉛直成分: S d - N 1)

4.2 許容限界の設定

4.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

(1) 土砂部（断面①）

土砂部（断面①）の構造強度を有することの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は土木学会マニュアルに基づき、限界層間変形角（層間変形角 1/100）とする。

曲げ・軸力系の破壊に対する限界状態については、土木学会マニュアルで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、層間変形角 1/100 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等が確保できるとして設定されたものである。

また、底版のアンカー定着部に要求される S クラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認においては、全応力解析では、コンクリート標準示方書に基づき、コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみについて、部材降伏に相当する限界ひずみ（コンクリート：2000 μ ，主鉄筋：1725 μ ）とする。有効応力解析では、鉄筋の降伏を許容限界として降伏曲げモーメントとする。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査に用いる照査用層間変形角及び照査用ひずみは、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、照査用曲げモーメントは、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）1.0 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

確認項目	許容限界	
構造強度を有すること	限界層間変形角	1/100*1
Sクラスの施設を支持する機能を損なわないこと	限界ひずみ	コンクリート：2000 μ *2 主鉄筋（SD345）：1725 μ *2
	曲げモーメント	降伏曲げモーメント*3

注記*1： $\gamma_i \frac{R_d}{R_u} < 1.0$

ここで、 γ_i ：構造物係数（ $\gamma_i = 1.0$ ）

R_u ：限界層間変形角（=1/100）

R_d ：照査用層間変形角（ $R_d = \gamma_a \cdot R$ ）

γ_a ：構造解析係数（ $\gamma_a = 1.2$ ）

R ：発生層間変形角

*2： $\gamma_i \frac{\epsilon_d}{\epsilon_R} < 1.0$

ここで、 γ_i ：構造物係数（ $\gamma_i = 1.0$ ）

ϵ_R ：限界ひずみ

ϵ_d ：照査用ひずみ（ $\epsilon_d = \gamma_a \cdot \epsilon$ ）

γ_a ：構造解析係数（ $\gamma_a = 1.2$ ）

ϵ ：発生ひずみ

*3： $\gamma_i \frac{M_d}{M_y} < 1.0$

ここで、 γ_i ：構造物係数（ $\gamma_i = 1.0$ ）

M_y ：鉄筋降伏に相当する曲げモーメント

M_d ：照査用曲げモーメント（ $M_d = \gamma_a \cdot M$ ）

γ_a ：構造解析係数（ $\gamma_a = 1.0$ ）

M ：発生曲げモーメント

(2) 岩盤部 (断面⑤)

岩盤部 (断面⑤) の構造強度を有することの確認及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材 (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は、短期許容応力度とする。コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表 4-2 及び表 4-3 に示す。

なお、底版のアンカー定着部はSクラスの施設を支持する機能を要求される。短期許容応力度により照査を行うため、構造強度を有することの確認とSクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認における許容限界は同一となる。したがって、全部材に対して構造強度を有することを確認することで、Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認も同時に行う。

表 4-2 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度

設計基準強度	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	$f'_{ck} = 20.5$ (N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ'_{ca}	7.8
許容せん断応力度 τ_{a1}		0.42	0.63

注記* : コンクリート標準示方書[構造性能照査編] (土木学会 2002年制定) により地震時の割り増し係数として 1.5 を考慮する。

表 4-3 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度

鉄筋の種類	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	SD345	許容引張応力度 σ_{sa}	196

注記* : コンクリート標準示方書[構造性能照査編] (土木学会 2002年制定) により地震時の割り増し係数として 1.5 を考慮する。

4.2.2 せん断破壊に対する許容限界（せん断耐力式によるせん断耐力）

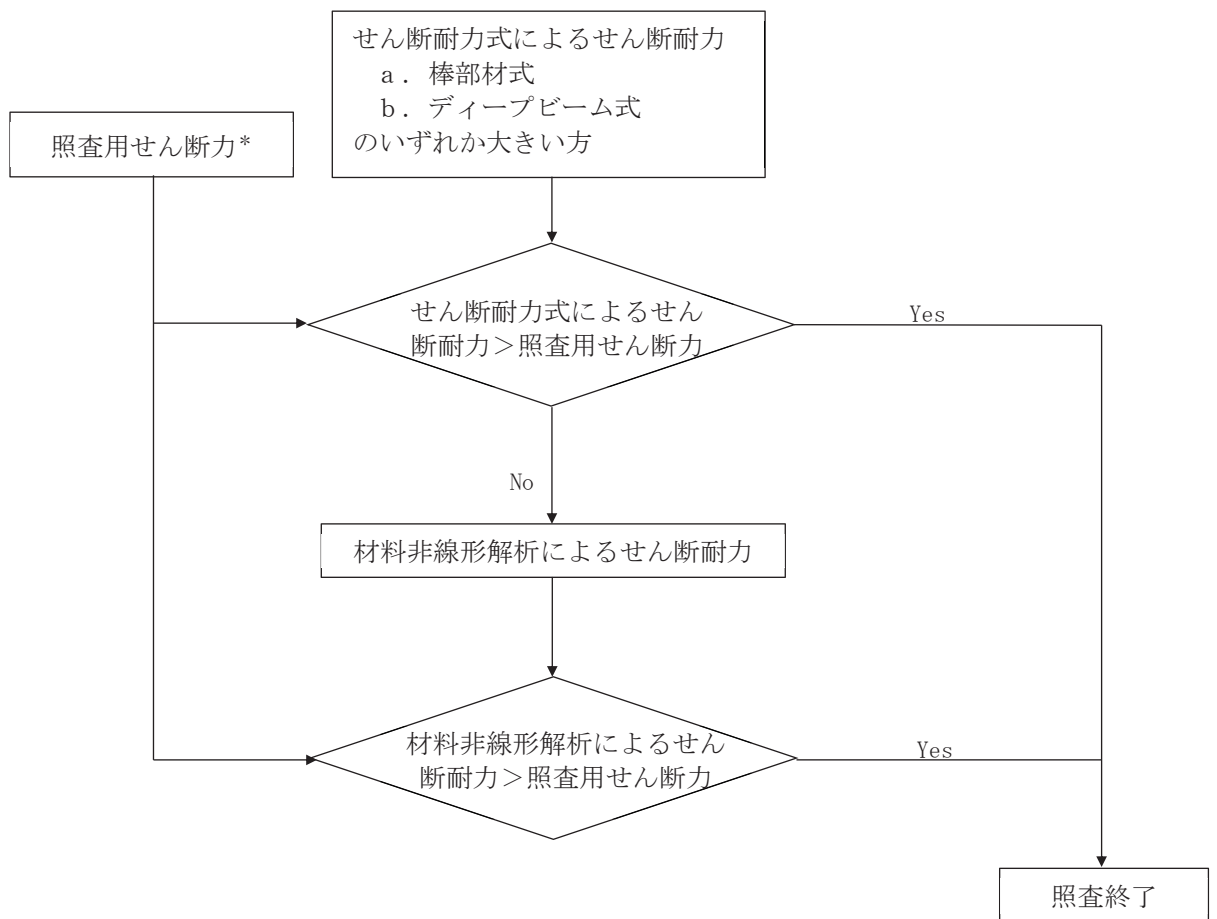
(1) 土砂部（断面①）

土砂部（断面①）の構造強度を有することの確認及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）のせん断破壊に対する許容限界は、土木学会マニュアルに基づくせん断耐力とする。

せん断耐力を、土木学会マニュアルに基づき「a. 棒部材式」、「b. ディープビーム式」のせん断耐力式で求まるせん断耐力のうち、いずれか大きい方とする。

また、せん断耐力式による照査において照査用せん断力が上記のせん断耐力を上回る場合、材料非線形解析により部材のせん断耐力を求め許容限界とする。

各せん断耐力の評価式は、後述する。せん断破壊に対する照査のフローを図 4-3 に示す。



注記*：照査用せん断力 $V_d = \text{発生せん断力} V \times \text{構造解析係数} \gamma_a$

図 4-3 せん断破壊に対する照査フロー

a. 棒部材式

$$V_{y d} = V_{c d} + V_{s d}$$

ここで、 $V_{y d}$: せん断耐力

$V_{c d}$: コンクリートが分担するせん断耐力

$V_{s d}$: せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{c d} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{v c d} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{b c}$$

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

$$f_{v c d} = 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad (d \text{ [m]}) \quad \text{ただし、} \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_v} \quad \text{ただし、} \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_p = 1.5$$

$$\beta_n = 1 + M_0 / M_d \quad (N'_d \geq 0) \quad \text{ただし、} \beta_n > 2.0 \text{ となる場合は } \beta_n = 2.0$$

$$= 1 + 2M_0 / M_d \quad (N'_d < 0) \quad \text{ただし、} \beta_n < 0 \text{ となる場合は } \beta_n = 0$$

$$\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d} \quad \text{ただし、} \beta_a < 1.0 \text{ となる場合は } \beta_a = 1.0$$

ここで、 $f'_{c d}$: コンクリート圧縮強度の設計用値(N/mm²)で設計基準強度 $f'_{c k}$ を材料係数 $\gamma_{m c}$ で除したもの

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

d : 部材の有効高さ

N'_d : 設計軸圧縮力

M_d : 設計曲げモーメント

M_0 : 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

$\gamma_{b c}$: 部材係数

$\gamma_{m c}$: 材料係数

$$V_{s d} = \left\{ A_w f_{w y d} (\sin \alpha + \cos \alpha) / s \right\} z / \gamma_{b s}$$

- ここで、 A_w : 区間 s におけるせん断補強鉄筋の総断面積
 $f_{w y d}$: せん断補強鉄筋の降伏強度を $\gamma_{m s}$ で除したもので、
 400N/mm²以下とする。ただし、コンクリート圧縮強度の特性値
 $f'_{c k}$ が 60N/mm²以上のときは 800N/mm²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。
 $\gamma_{b s}$: 部材係数
 $\gamma_{m s}$: 材料係数

b. ディープビーム式

$$V_{y d d} = V_{c d d} + V_{s d d}$$

- ここで、 $V_{y d d}$: せん断耐力
 $V_{c d d}$: コンクリートが分担するせん断耐力
 $V_{s d d}$: せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{c d d} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{d d} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{b c}$$

$$f_{d d} = 0.19 \sqrt{f'_{c d}}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad (d \text{ [m]}) \quad \text{ただし、} \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_v} \quad \text{ただし、} \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_p = 1.5$$

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

- ここで、 $\gamma_{b c}$: 部材係数

$$V_{s d d} = \phi \cdot V_{s d}$$

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

- ここで、 $p_{w b}$: せん断補強鉄筋比(%)

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

また、土木学会マニュアルにおけるせん断耐力式による評価においては、表4-4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4-4 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	コンクリートが負担するせん断力を低減
	鉄筋	γ_{ms}	1.0	1.0	—
部材係数	コンクリート	γ_{bc}	—	1.3	コンクリートが負担するせん断力を低減*
	鉄筋	γ_{bs}	—	1.1	せん断補強筋が負担するせん断力を低減*
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。

排気筒連絡ダクトは、層間変形角1/100を鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界とすることから、 $\gamma_{b2} = 1.0$ とする。

(2) 岩盤部（断面⑤）

岩盤部（断面⑤）の構造強度を有することの確認及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）のせん断破壊に対する許容限界は、表4-2及び表4-3に示す短期許容応力度とする。

4.2.3 せん断破壊に対する許容限界（材料非線形解析によるせん断耐力）

(1) 評価条件

図4-3のせん断破壊に対する照査フローに示すとおり、照査用せん断力が、せん断耐力式によるせん断耐力を上回る場合は、材料非線形解析によりせん断耐力を算定し、せん断耐力が照査用せん断力を上回ることを確認する。

「4.2.2 せん断破壊に対する許容限界（せん断耐力式によるせん断耐力）」で示したせん断耐力式は、既往の実験等から一般化されたものであることから、構造部材の形状、作用荷重及び鉄筋コンクリートの非線形特性を踏まえた材料非線形解析を実施することにより、より高い精度でせん断耐力を求め、構造部材のせん断照査を行う。

表4-5及び表4-6に材料非線形解析の概要を示す。

材料非線形解析は、90年代までに、ひび割れの進展モデルや破壊エネルギーの概念等、基本となるモデルが提示され、様々な問題に適用されながら有効性と信頼性を高めており、コンクリート標準示方書2017や土木学会マニュアル等で取り扱われている。

材料非線形解析にて用いる鉄筋コンクリートの構成則については種々あるが、ここでは、現在までに実務でも使用され、適用性と信頼性が確認されており、コンクリート標準示方書2017において標準とされる以下の手法とする。

- ①鉄筋とコンクリートとの一体性を前提とする分散ひび割れモデルにてモデル化する。
- ②鉄筋との複合作用が支配的な鉄筋周辺のコンクリートについては、平均化構成則を用いる。
- ③鉄筋との複合作用が及ばない領域では、コンクリートの破壊力学の概念を導入する。

なお、材料非線形解析の適用に当たっては、当該構造物の構造的な特徴や荷重条件が類似する既往の実験等から得られたせん断耐力と、材料非線形解析によるせん断耐力を比較し、その適用性を判断した上で、モデル化や各種パラメータの設定に係る解析者の差を考慮した安全係数を設定する。

材料非線形解析においては、解析コード「UC-win/WC OMD」を使用する。

表 4-5 材料非線形解析の位置付け (土木学会マニュアル)

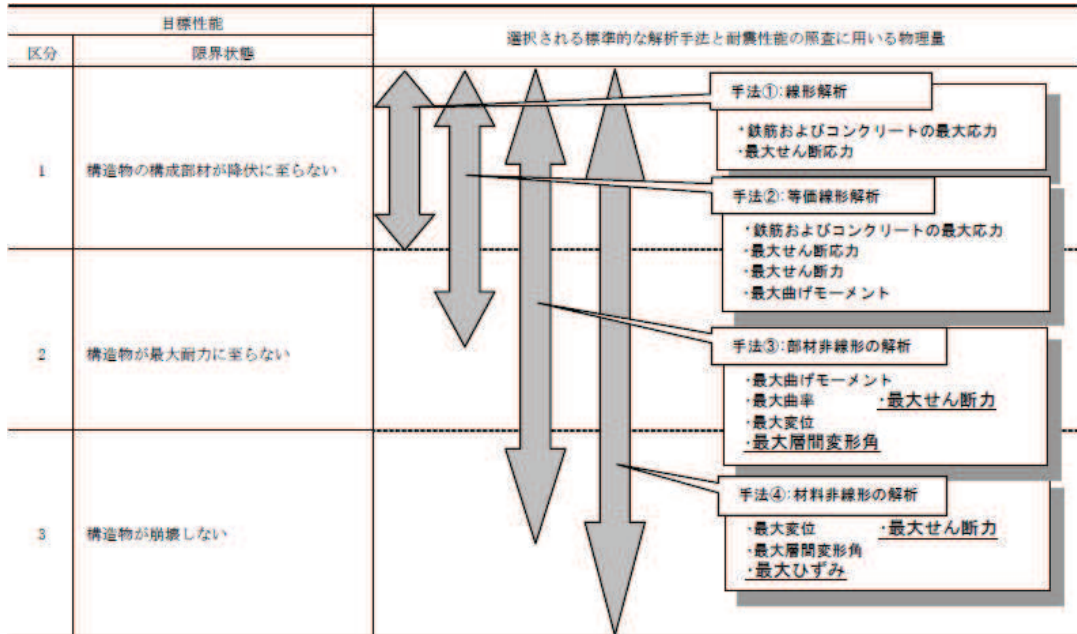


表 4-6 部材非線形解析と材料非線形解析の特徴

	部材非線形解析		材料非線形解析	
モデル化	骨組モデル		有限要素	
解析次元	一次元		二次元	三次元
構成則	M- Φ , M- θ 等	応力-ひずみ関係		
要素	はり要素	ファイバー要素	平面ひずみ要素	立体要素
特徴	(汎用性)	狭い ← → 広い		
	(解析時間)	短い ← → 長い		

a. 適用基準

材料非線形解析については、土木学会マニュアル、コンクリート標準示方書 2017 等に基づき実施する。

表 4-7 に参考とする主な基準等を示す。

表 4-7 参考とする主な基準等

項目	参考とする主な基準等	備考
材料定数 材料特性	・コンクリート標準示方書2017 ・土木学会マニュアル	—
許容限界	—	・せん断力-相対変位関係より設定した許容限界（破壊基準）が、部材係数の設定における材料非線形解析にて、実験結果とおおむね整合的であることを確認。

b. 材料定数

耐震評価に用いる材料定数は、文献等を基に設定する。コンクリート及び鉄筋の材料定数を表 4-8 及び表 4-9 に示す。

表 4-8 コンクリートの材料定数

	設定値	諸元
単位体積重量	0.0 kN/m ³	材料非線形解析による荷重に含まれることから考慮しない
圧縮強度	15.8 N/mm ²	設計基準強度 (20.5 N/mm ²) ／材料係数*
引張強度	1.33 N/mm ²	引張強度／材料係数*
圧縮ピークひずみ	2000 μ	コンクリート標準示方書2017
ひび割れ-せん断 伝達係数	1.0	コンクリート標準示方書2017
破壊エネルギー	0.0681 N/mm	コンクリート標準示方書2017

注記*：材料係数を 1.3 として算出

表 4-9 鉄筋の材料定数

		設定値	諸元
単位体積重量		0.0 kN/m ³	材料非線形解析による荷重に含まれることから考慮しない
ヤング係数		200 kN/mm ²	コンクリート標準示方書2017
降伏 強度	主鉄筋	2000 N/mm ²	せん断破壊先行型の破壊形態となるよう曲げ耐力が増大するように設定
	せん断 補強筋	345 N/mm ²	SD345

c. 解析モデルの要素分割

材料非線形解析の対象とする構造部材を平面ひずみ要素でモデル化する。構造部材のモデル化に当たっては、図4-4に示すとおり、鉄筋の付着が有効な領域を鉄筋コンクリート要素としてモデル化し、付着の影響が及ばない領域を無筋コンクリート要素としてモデル化する。

部材厚方向の要素分割数については、鉄筋を含む要素と無筋要素を明確に指定できる分割数が望ましいこと、及び3層以上の分割数をとる場合、解析結果に大きな差異が生じないことから3層以上に設定することとする。

具体的には、鉄筋を含む要素は、鉄筋を中心としてかぶり厚さの2倍とし、無筋領域については、要素形状が極端に扁平とならないように分割する。

なお、対象とする構造部材に接合する部材は、弾性要素でモデル化し、モデル端部を固定境界とする。

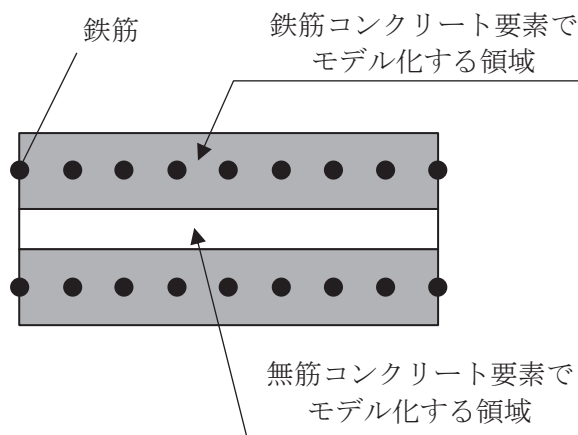


図4-4 鉄筋付着有効領域と無筋領域の分割の概要

d. コンクリートの非線形特性

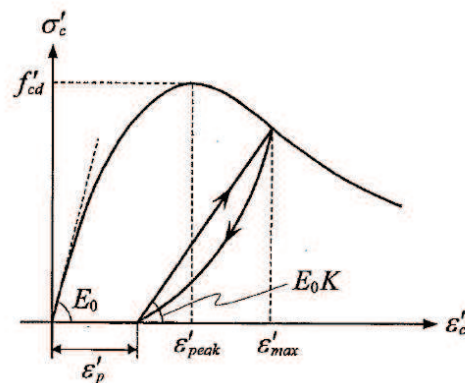
耐震評価に用いる要素は鉄筋コンクリート要素及び無筋コンクリート要素に分類されるが、それぞれの非線形特性は同一の考え方で表される。

(a) 圧縮応力下における応力-ひずみ関係

図4-5に一軸圧縮応力下における応力-ひずみ関係を示す。

圧縮応力下の応力-ひずみの骨格曲線は、最大応力点までの硬化域と、最大応力点を超えた軟化域で表され、残留塑性ひずみと除荷再載荷時の剛性低下を考慮している。

また、ひび割れ発生後のコンクリートの圧縮強度については、図4-6に示す、低減係数を破壊パラメータに乗じることで、ひび割れ発生後の圧縮強度の低下を考慮する。



$$\sigma'_c = E_0 K (\varepsilon'_c - \varepsilon'_p) \geq 0$$

$$E_0 = \frac{2 \cdot f'_{cd}}{\varepsilon'_{peak}}$$

$$K = \exp \left\{ -0.73 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \left(1 - \exp \left(-1.25 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right) \right\}$$

$$\varepsilon'_p = \varepsilon'_{max} - 2.86 \cdot \varepsilon'_{peak} \left\{ 1 - \exp \left(-0.35 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right\}$$

ここに、 $f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_c$

ε'_{peak} : 圧縮強度に対応するひずみ (一般に、0.002 としてもよい)

ε'_{max} : 過去に受けた圧縮ひずみの最大値

ε'_p : 塑性ひずみ

K : 弾性剛性残存率

図4-5 圧縮応力下におけるコンクリートの非線形特性

(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

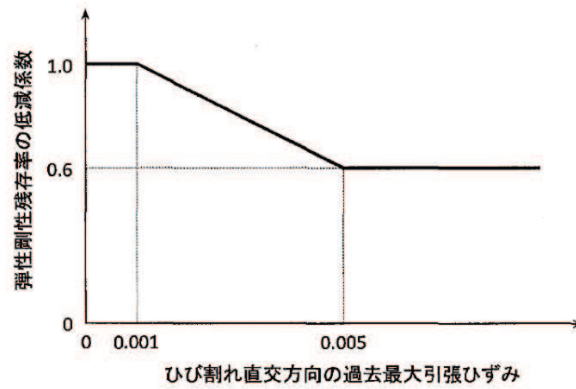
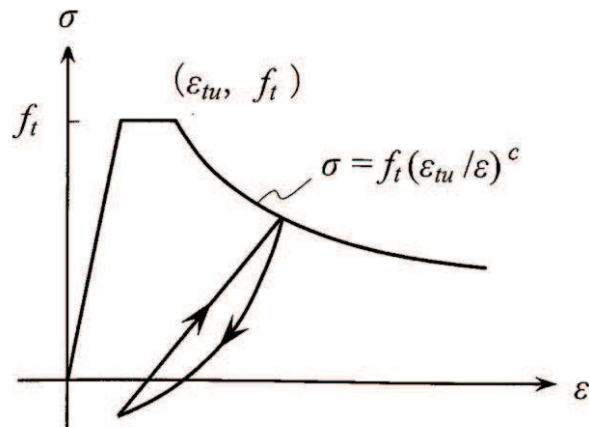


図 4-6 弾性剛性残存率の低減係数
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

(b) 引張応力下における応力-ひずみ関係

引張応力下における応力-ひずみ関係は、ひび割れ発生までは線形弾性とし、ひび割れ強度以降は、鉄筋とコンクリートの付着の影響等を考慮し、図 4-7 に示す骨格曲線を用いて、ひび割れ間のコンクリートに引張応力分担を考慮する。

引張力を受ける無筋コンクリート要素では、引張軟化挙動は、破壊エネルギー (G_f) によって定義する。引張軟化挙動の考慮に当たっては、図 4-8 に示すひび割れ発生後の軟化曲線とひび割れ発生点からの除荷曲線とで囲まれる面積が G_f/Le (要素寸法) に一致するように、軟化特性を表す係数 c を用いる。



- ここに、 f_t : 引張強度
 ϵ_{tu} : 引張軟化開始ひずみ
 c : 引張軟化特性を表す係数

図 4-7 引張対応力下における鉄筋とコンクリートの
付着効果を考慮した応力-ひずみ関係
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

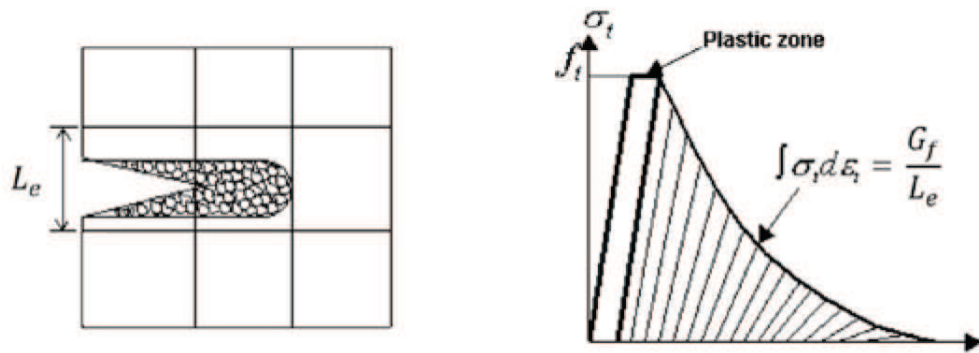
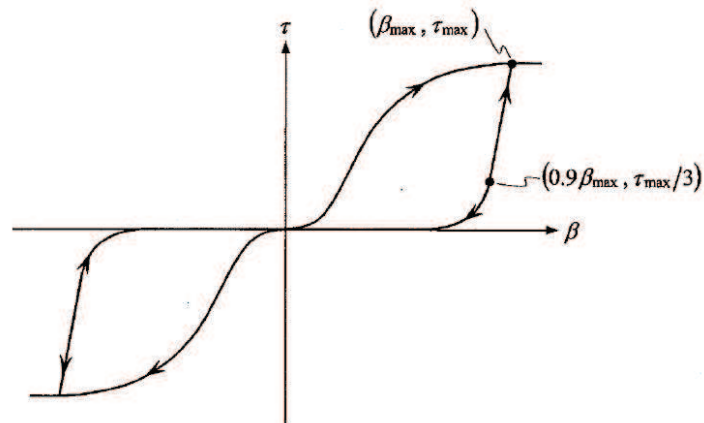


図 4-8 応力—ひずみ曲線と破壊エネルギー G_f の関係

(c) ひび割れ面でのせん断伝達関係

コンクリートのひび割れ発生後にひび割れ角度を固定する固定ひび割れモデルでは、ひび割れ面のずれによるせん断応力伝達特性を考慮する必要がある。

ひび割れ面でのせん断伝達挙動は、斜めひび割れの発生に伴う剛性低下や破壊を評価するため、図 4-9 に示すとおり、ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比をパラメータとし、コンクリートの剛性低下を考慮するモデルを用いる。



ここに、 β : ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比
(γ / ε)

τ : ひび割れ面でのせん断応力

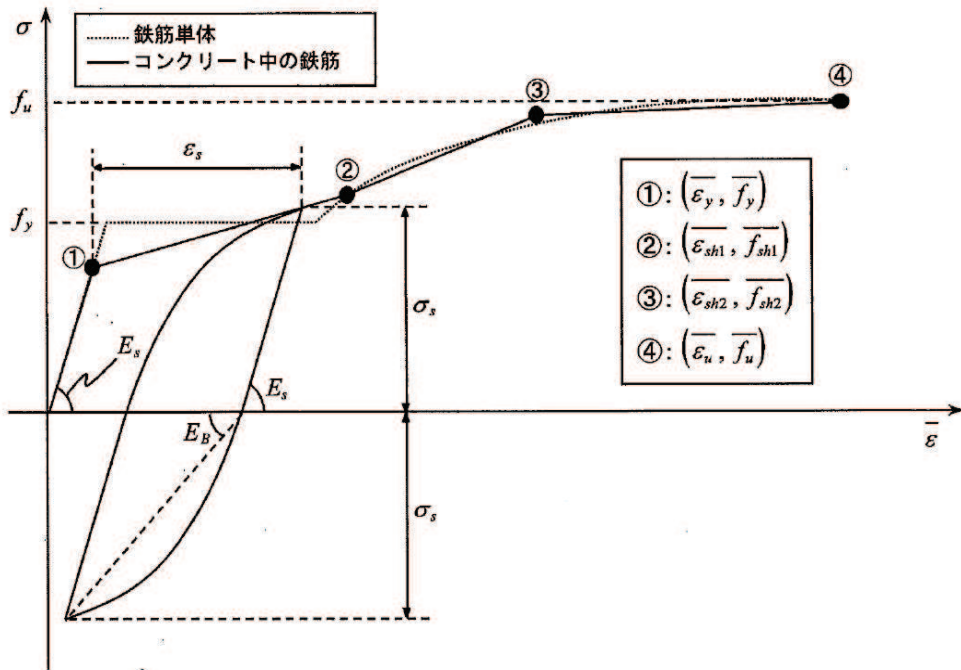
τ_{max} : 除荷開始時せん断応力

β_{max} : 除荷開始時せん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比

図 4-9 ひび割れ面でのせん断伝達モデル
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

e. 鉄筋の非線形特性

ひび割れを複数含む領域におけるコンクリート中の鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係は、単体鉄筋の応力-ひずみ関係と異なり、図 4-10 に示すひずみ硬化特性を考慮する。



- f_y : 鉄筋単体の降伏強度 (N/mm²)
- f_u : 鉄筋単体の引張強度 (N/mm²)
- E_s : 鉄筋単体のヤング率 (N/mm²)
- ϵ_y : 鉄筋単体の降伏ひずみ
- ϵ_{sh} : 鉄筋単体のひずみ硬化開始ひずみ
- p : 鉄筋比
- f_l : コンクリートの引張強度 (N/mm²)

図 4-10 ひずみ硬化域までモデル化した鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

f. 鉄筋コンクリートとしてのモデル化

コンクリートと鉄筋の界面の付着特性をテンションスティフニング効果（引張特性が硬化する現象）として、鉄筋コンクリート要素の中に取り込むことにより、鉄筋コンクリートの構成則を直接与える。

鉄筋コンクリートの引張応力下の平均応力は、以下の式で表される。

$$\bar{\sigma}_{RC} = \frac{A_S}{A_{RC}} \bar{\sigma}_S + \frac{A_C}{A_{RC}} \bar{\sigma}_C$$

ここに、 $\bar{\sigma}_S$ 、 $\bar{\sigma}_C$: それぞれ鉄筋とコンクリートの平均応力

A_S 、 A_C : それぞれ鉄筋とコンクリートの断面積、 $A_{RC} = A_S + A_C$

g. 荷重の組合せ

材料非線形解析においては、地震応答解析（部材非線形解析）により得られた荷重を用いることから、荷重の組み合わせは、地震応答解析と同様である。

(2) 評価内容

a. 耐震評価フロー

材料非線形解析を用いたせん断耐力評価の評価フローを図 4-11 に示す。

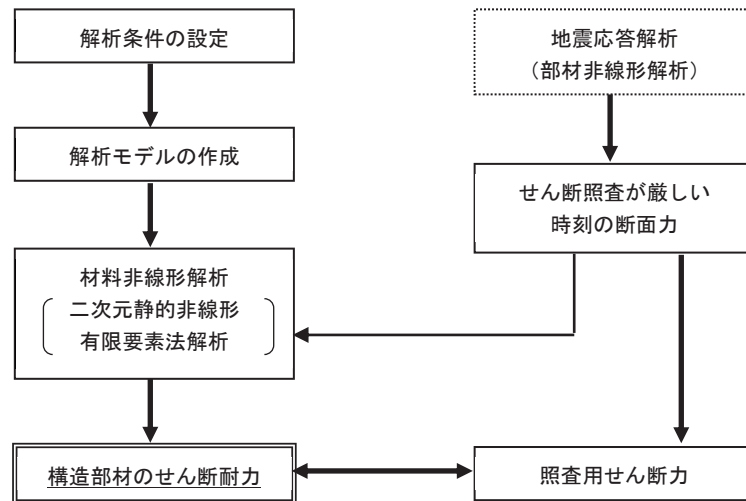


図 4-11 材料非線形解析の耐震評価フロー

b. 荷重の設定

材料非線形解析にて考慮する荷重は、地震応答解析（二次元時刻歴応答解析（全応力解析及び有効応力解析））から得られる荷重を考慮する。具体的には、地震応答解析で評価対象部材のせん断照査結果が厳しくなる時刻における断面力（曲げモーメント、軸力、せん断力）を材料非線形解析モデルに図 4-12 に示すとおり作用させる。

材料非線形解析では、地震応答解析で得られた照査時刻の断面力分布を再現できる荷重分布を算出し、この荷重比率を維持しながら漸増载荷する。

作用荷重は、常時荷重及び地震時荷重を、図 4-13 に示すとおり载荷し材料非線形解析を実施する。

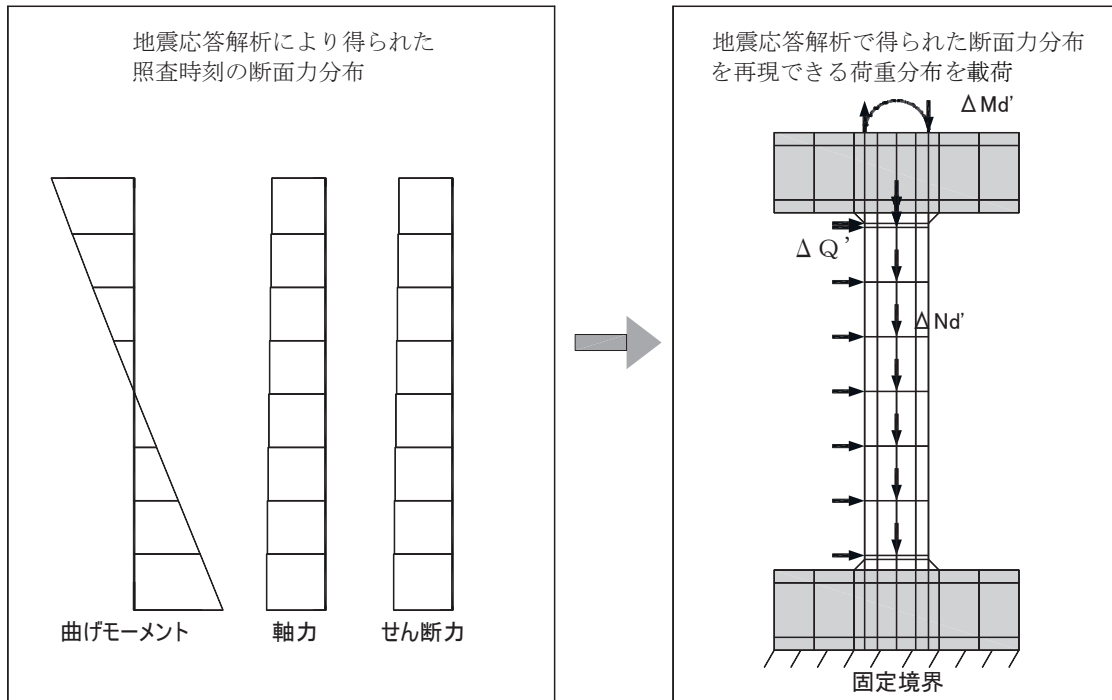


図 4-12 材料非線形解析における荷重状況

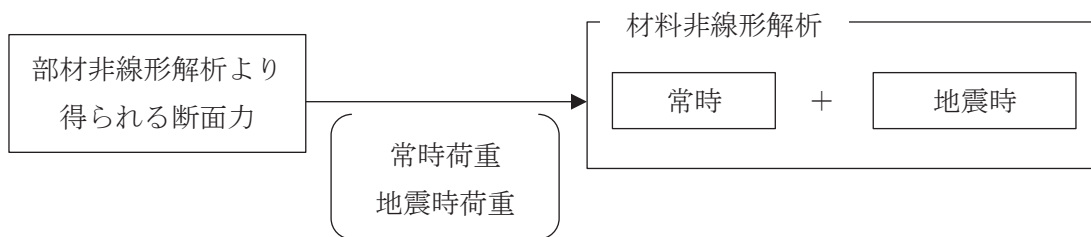


図 4-13 荷重の作用手順

c. せん断耐力

材料非線形解析を用いたせん断耐力は、材料非線形解析におけるせん断力-相対変位関係から設定する。具体的には、図 4-14 に示す例のとおり、せん断力 Q - 相対変位 δ 関係においてせん断力の増分に対して相対変位が急増する直前の点を部材のせん断耐力と判断する。

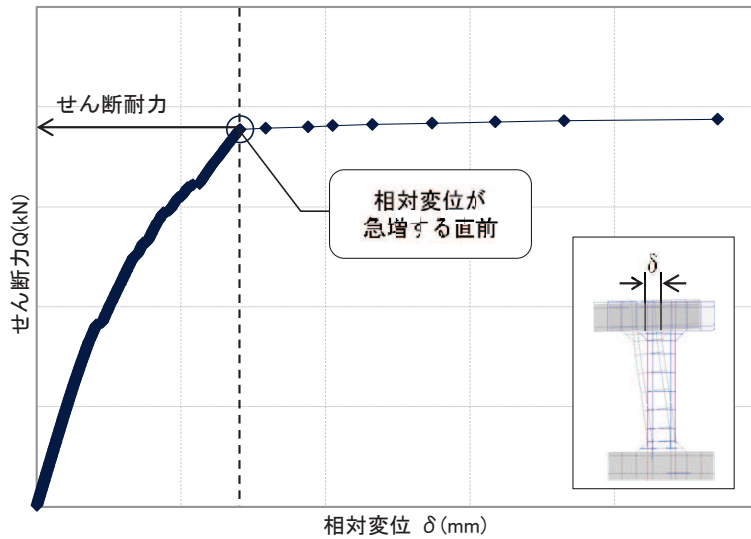


図 4-14 材料非線形解析を用いたせん断耐力の設定例

d. 安全係数の設定

材料非線形解析では、地震応答解析（二次元時刻歴応答解析（全応力解析及び有効応力解析））で得られる断面力（曲げモーメント、軸力、せん断力）を材料非線形解析に作用させた時のせん断力 V と材料非線形解析で得られるせん断耐力 V_y に、以下のとおり部材係数 γ_{b1} 、 γ_{b2} 、構造解析係数 γ_a 、構造物係数 γ_i を考慮し、照査用せん断力 V_d 、設計せん断耐力 V_{yd} を算定する。

$$V_d = \gamma_i \cdot \gamma_a \cdot V$$

$$V_{yd} = V_y / (\gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2})$$

考慮する安全係数の設定結果を表 4-10 に示す。ここで、部材係数 γ_{b1} については、実験又はせん断耐力式により得られるせん断耐力と材料非線形解析により得られるせん断耐力との比率により設定することとし、解析における構成則の相違や、要素の種類、要素分割、材料物性の設定、入力増分等、多岐にわたる解析者間の差を考慮する。

具体的には、土木学会マニュアルに示される 17 ケースの材料非線形解析を実施し、実験又はせん断耐力との差が最も大きい Case No.7 の部材係数 1.14 を設定する（表 4-11）。

表 4-10 考慮する安全係数の設定結果

安全係数*		値	設定根拠
部材係数	γ_{b1}	1.14	別途実施する材料非線形解析により設定
	γ_{b2}	1.0	地震応答解析による層間変形角より設定
構造物係数	γ_i	1.0	構造物の重要度は、基準地震動 S_s により評価することで包絡されていると判断
構造解析係数	γ_a	1.05	各種文献より保守的に設定
材料係数	γ_m	1.3	文献に基づく標準的な値を設定

表 4-11 部材係数 γ_{b1} の設定結果

Case No.	試験結果	解析結果	部材係数 (解析結果/ 実験結果) (②/①)	備考
	せん断耐力 (kN) ①	せん断耐力 (kN) ②		
1	475	427.5	0.90	
2	1187	1222.6	1.03	
3	324	359.6	1.11	
4	294	311.6	1.06	
5	581	517.1	0.89	
6	329	338.9	1.03	
7	1587	1809.2	1.14	最大値
8	350	395.5	1.13	
9	855	880.6	1.03	
10	165	104.0	0.63	
11	333	359.6	1.08	
12	127	99.1	0.78	
13	188	120.3	0.64	
14	163	117.4	0.72	
15	273	185.6	0.68	
16	356	320.4	0.90	
17	432	250.6	0.58	

4.2.4 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

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

基礎地盤（狐崎部層）の許容限界を表 4-12 に示す。

表 4-12 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm ²)
極限支持力	狐崎部層	13.7

5. 評価結果

5.1 地震応答解析結果

全応力解析及び有効応力解析の地震応答解析結果として「層間変形角時刻歴波形」，断面力に対し照査を行っている項目のうち最も厳しい照査値に対する「断面力分布」，曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査で最大照査値を示すケースの地盤の「最大せん断ひずみ分布」，「過剰間隙水圧比分布」を記載する。なお，断面力分布は単位奥行きあたりの断面力を図示する。

5.1.1 解析ケースと照査値

耐震評価における解析ケースについては、「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」のうち「10. 屋外重要土木構造物等の耐震評価における追加解析ケースの選定」に基づき設定する。

土砂部（断面①）については、全応力解析及び有効応力解析の両解析により耐震評価を行うことから、すべての基準地震動 S_s に対して実施するケース①（全応力解析）及びケース⑥（有効応力解析）を基本ケースとし、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において、照査値が 0.5 を超えるすべての照査項目に対して、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、全応力解析の場合はケース②～④、有効応力解析の場合はケース⑦及び⑧を実施する。

岩盤部（断面⑤）については、全応力解析により耐震評価を行うことから、ケース①（全応力解析）を基本ケースとし、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において、照査値が 0.5 を超えるすべての照査項目に対して、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②～④を実施する。

また、上記実施ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

以下に、排気筒連絡ダクトの曲げ・軸力系の破壊に対する照査、せん断破壊に対する照査及び基礎地盤の支持性能に対する照査結果を示す。なお、評価位置を図 5-1 に示す。

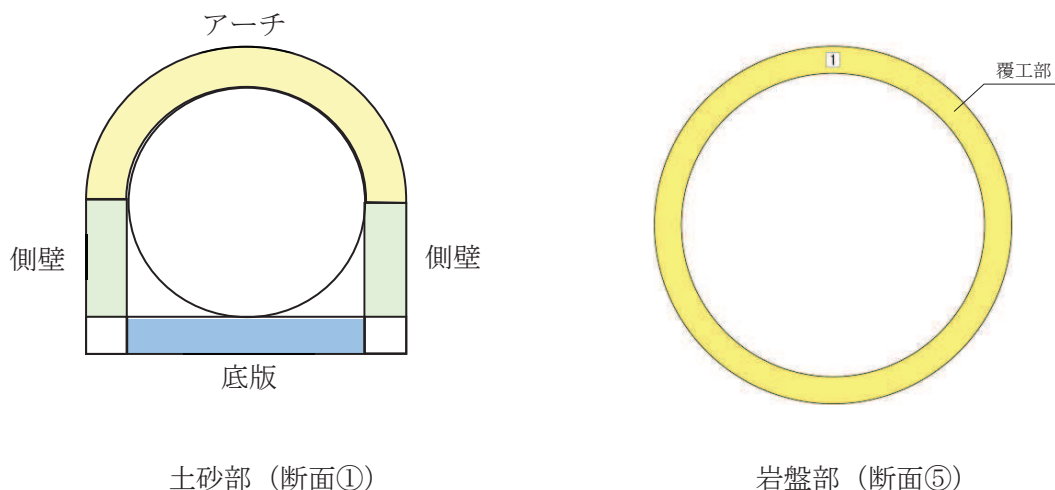


図 5-1 評価位置図

(1) 土砂部（断面①）

a. 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 5-1 に曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査は、全応力解析においては限界層間変形角又は限界ひずみを許容限界とし、有効応力解析においては、降伏曲げモーメントを許容限界とする。なお、詳細については、「5.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果」のうち「(1) 土砂部（断面①）」に示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査値は、ばらつきを考慮しても 0.79 であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 5-1(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値

地震動 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*1, 2			
		全応力解析			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.66			
	-+	0.63			
S s - D 2	++	0.79	0.79	0.78	0.79
	-+	0.74			0.75
S s - D 3	++	0.62			
	-+	0.58			
S s - F 1	++	0.63			
	-+	0.63			
S s - F 2	++	0.70			
	-+	0.67			
S s - F 3	++	0.40			
	-+	0.38			
S s - N 1	++	0.57	0.56	0.59	0.58
	-+	0.59			

注記*1：照査値は、構造強度を有することに対する評価結果（層間変形角）とSクラスの施設を支持する機能に対する評価結果（ひずみ）の厳しい方を記載。

*2：赤枠は、前述図3-25のフローに基づき、解析ケース②～④を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

表 5-1(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値

地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*1, 2		
		有効応力解析		
		⑥	⑦	⑧
S _s -D 1	++	0.55		
	-+	0.55		
S _s -D 2	++	0.61		
	-+	0.62		
S _s -D 3	++	0.66		
	-+	0.67	0.67	0.67
S _s -F 1	++	0.67		
	-+	0.67		
S _s -F 2	++	0.63		
	-+	0.64		
S _s -F 3	++	0.46		
	-+	0.45		
S _s -N 1	++	0.62		
	-+	0.62		

注記*1：照査値は、構造部材の健全性に対する評価結果（層間変形角）とSクラスの施設を支持する機能に対する評価結果（曲げモーメント）の厳しい方を記載

*2：赤枠は、前述図3-25のフローに基づき、解析ケース⑦及び⑧を実施する地震動の基本ケース⑥の照査値を示す。

b. せん断破壊に対する照査

表 5-2 にせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

せん断破壊に対する照査は、せん断耐力を許容限界とする。

せん断破壊に対する照査に用いるせん断耐力は、せん断耐力式により算定しているが、照査値が 1.0 を超えるケースについては、構造部材の形状、作用荷重及び鉄筋コンクリートの非線形特性を踏まえた材料非線形解析を実施することにより、より高い精度でせん断耐力を求め照査を行っている。材料非線形解析によりせん断耐力を求めた照査値については、せん断耐力式によるせん断耐力を併記する。

なお、詳細については、「5.2.2 せん断破壊に対する評価結果」のうち「(1) 土砂部(断面①)」に示す。

せん断破壊に対する照査値は、より高い精度でせん断耐力を評価する材料非線形解析による照査を用い、ばらつきを考慮しても 0.88 であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 5-2(1) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値 (アーチ) *

地震動 解析ケース		せん断破壊に対する照査			
		全応力解析			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.85			
	-+	0.84			
S s - D 2	++	0.83	0.83	0.82	0.84
	-+	0.86			
S s - D 3	++	0.76			
	-+	0.77			
S s - F 1	++	0.76			
	-+	0.77			
S s - F 2	++	0.81			
	-+	0.80			
S s - F 3	++	0.59			
	-+	0.57			
S s - N 1	++	0.81	0.80	0.82	0.82
	-+	0.80			

注：せん断耐力式による照査値を示す。

注記*：評価位置を図 5-5 に示す。

表 5-2(2) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（アーチ）*

地震動 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		有効応力解析		
		⑥	⑦	⑧
S _s -D 1	++	0.65		
	-+	0.64		
S _s -D 2	++	0.72		
	-+	0.73		
S _s -D 3	++	0.77		
	-+	0.76	0.77	0.76
S _s -F 1	++	0.72		
	-+	0.73		
S _s -F 2	++	0.67		
	-+	0.67		
S _s -F 3	++	0.51		
	-+	0.51		
S _s -N 1	++	0.73		
	-+	0.72		

注：せん断耐力式による照査値を示す。

注記*：評価位置を図 5-5 に示す。

表 5-2(3) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（側壁）*1

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査			
		全応力解析			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.61*2 (1.69)			
	-+	0.62*2 (1.69)			
S s - D 2	++	0.63*2 (1.61)	0.62*2 (1.61)	0.63*2 (1.61)	0.63*2 (1.63)
	-+	0.59*2 (1.56)			
S s - D 3	++	0.60*2 (1.56)			
	-+	0.61*2 (1.54)			
S s - F 1	++	0.59*2 (1.45)			
	-+	0.62*2 (1.46)			
S s - F 2	++	0.61*2 (1.48)			
	-+	0.66*2 (1.60)			
S s - F 3	++	0.57*2 (1.47)			
	-+	0.52*2 (1.39)			
S s - N 1	++	0.72*2 (1.74)	0.69*2 (1.73)	0.76*2 (1.76)	0.74*2 (1.75)
	-+	0.68*2 (1.72)			

注記 1* : 評価位置を図 5-5 に示す。

注記 2* : 材料非線形解析によるせん断耐力を用いた照査値を示す。なお、() 内に記載の数値は、せん断耐力式による照査値を示す。

表 5-2(4) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（側壁）*1

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		有効応力解析		
		⑥	⑦	⑧
S s - D 1	++	0.53*2 (1.23)		
	-+	0.51*2 (1.22)		
S s - D 2	++	0.57*2 (1.33)		
	-+	0.58*2 (1.34)		
S s - D 3	++	0.66*2 (1.34)		
	-+	0.66*2 (1.32)	0.64*2 (1.32)	0.63*2 (1.31)
S s - F 1	++	0.50*2 (1.26)		
	-+	0.60*2 (1.27)		
S s - F 2	++	0.51*2 (1.18)		
	-+	0.51*2 (1.18)		
S s - F 3	++	0.43*2 (1.03)		
	-+	0.41*2 (1.06)		
S s - N 1	++	0.52*2 (1.28)		
	-+	0.50*2 (1.28)		

注記*1：評価位置を図 5-5 に示す。

注記*2：材料非線形解析によるせん断耐力を用いた照査値を示す。なお、() 内に記載の数値は、せん断耐力式による照査値を示す。

表 5-2(5) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（底版）*1

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査*2			
		全応力解析			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.84*3 (1.36)			
	-+	0.82*3 (1.34)			
S s - D 2	++	0.76*3 (1.24)	0.76*3 (1.24)	0.78*3 (1.25)	0.78*3 (1.25)
	-+	0.86*3 (1.24)			0.87*3 (1.24)
S s - D 3	++	0.77*3 (1.22)			
	-+	0.76*3 (1.21)			
S s - F 1	++	0.79*3 (1.22)			
	-+	0.74*3 (1.19)			
S s - F 2	++	0.75*3 (1.18)			
	-+	0.81*3 (1.25)			
S s - F 3	++	0.69*3 (1.14)			
	-+	0.67*3 (1.09)			
S s - N 1	++	0.87*3 (1.37)	0.86*3 (1.36)	0.88*3 (1.38)	0.88*3 (1.36)
	-+	0.86*3 (1.35)			

注記*1：評価位置を図 5-5 に示す。

注記*2：赤枠は、前述図 3-25 のフローに基づき、解析ケース②～④を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

*3：材料非線形解析によるせん断耐力を用いた照査値を示す。なお、（ ）内に記載の数値は、せん断耐力式による照査値を示す。

表 5-2(6) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（底版）*1

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査*2		
		有効応力解析		
		⑥	⑦	⑧
S s - D 1	++	0.65*3 (1.03)		
	-+	0.66*3 (1.02)		
S s - D 2	++	0.68*3 (1.04)		
	-+	0.68*3 (1.03)		
S s - D 3	++	0.71*3 (1.08)		
	-+	0.73*3 (1.09)	0.73*3 (1.10)	0.72*3 (1.08)
S s - F 1	++	0.98		
	-+	0.69*3 (1.01)		
S s - F 2	++	0.95		
	-+	0.95		
S s - F 3	++	0.91		
	-+	0.88		
S s - N 1	++	0.98		
	-+	0.97		

注記*1：評価位置を図 5-5 に示す。

注記*2：赤枠は、前述図 3-25 のフローに基づき、解析ケース⑦及び⑧を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

*3：材料非線形解析によるせん断耐力を用いた照査値を示す。
 なお、() 内に記載の数値は、せん断耐力式による照査値を示す。

c. 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 5-3 に基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

基礎地盤の支持性能に対する照査は、極限支持力を許容限界とする。なお、詳細については、「5.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果」のうち「5.3.1 土砂部(断面①)」に示す。

基礎地盤の支持性能に対する照査は、ばらつきを考慮しても極限支持力に基づく許容限界に対して 0.5 未満であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 5-3(1) 基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値

地震動 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査			
		全応力解析			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.22			
	-+	0.22			
S s - D 2	++	0.22	0.22	0.22	0.22
	-+	0.25			
S s - D 3	++	0.22			
	-+	0.20			
S s - F 1	++	0.21			
	-+	0.22			
S s - F 2	++	0.22			
	-+	0.25			
S s - F 3	++	0.22			
	-+	0.20			
S s - N 1	++	0.24	0.24	0.25	0.24
	-+	0.22			

表 5-3(2) 基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値

地震動 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		有効応力解析		
		⑥	⑦	⑧
S _s -D 1	++	0.21		
	-+	0.21		
S _s -D 2	++	0.22		
	-+	0.22		
S _s -D 3	++	0.23		
	-+	0.23	0.23	0.22
S _s -F 1	++	0.21		
	-+	0.21		
S _s -F 2	++	0.20		
	-+	0.20		
S _s -F 3	++	0.20		
	-+	0.19		
S _s -N 1	++	0.22		
	-+	0.21		

(2) 岩盤部（断面⑤）

a. 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表5-4に曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査は、短期許容応力度を許容限界とする。なお、詳細については、「5.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果」のうち「(2)岩盤部（断面⑤）」に示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査値は、ばらつきを考慮しても、保守的な許容限界である短期許容応力度に対して0.67であり、要求機能を満足していると評価できる。

表5-4 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値

地震動		解析ケース			
		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.39			
	-+	0.53			
S s - D 2	++	0.45			
	-+	0.61	0.54	0.65	0.67
S s - D 3	++	0.40			
	-+	0.52			
S s - F 1	++	0.53			
	-+	0.52			
S s - F 2	++	0.55			
	-+	0.56			0.61
S s - F 3	++	0.49			
	-+	0.52			
S s - N 1	++	0.43			
	-+	0.42			

注記*：赤枠は、前述図3-25のフローに基づき、解析ケース②～④を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

b. せん断破壊に対する照査

表 5-5 にせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

せん断破壊に対する照査は、短期許容応力度を許容限界とする。なお、詳細については、「5.2.2 せん断破壊に対する評価結果」のうち「(2) 岩盤部 (断面⑤)」に示す。

せん断破壊に対する照査値は、ばらつきを考慮しても、保守的な許容限界である短期許容応力度に対して 0.5 未満であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 5-5 せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.32			
	-+	0.32			
S s - D 2	++	0.35			
	-+	0.35	0.34	0.39	0.37
S s - D 3	++	0.29			
	-+	0.32			
S s - F 1	++	0.26			
	-+	0.26			
S s - F 2	++	0.32			
	-+	0.34			
S s - F 3	++	0.26			
	-+	0.24			
S s - N 1	++	0.24			
	-+	0.21			

c. 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 5-6 に基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

基礎地盤の支持性能に対する照査は、極限支持力を許容限界とする。なお、詳細については、「5.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果」のうち「5.3.2 岩盤部(断面⑤)」に示す。

基礎地盤の支持性能に対する照査は、ばらつきを考慮しても極限支持力に基づく許容限界に対して 0.5 未満であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 5-6 基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値

地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.04			
	-+	0.03			
S s - D 2	++	0.04			
	-+	0.04	0.04	0.04	0.04
S s - D 3	++	0.03			
	-+	0.03			
S s - F 1	++	0.03			
	-+	0.03			
S s - F 2	++	0.03			
	-+	0.03			
S s - F 3	++	0.03			
	-+	0.03			
S s - N 1	++	0.03			
	-+	0.03			

5.1.2 層間変形角時刻歴波形（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）

土砂部（断面①）における排気筒連絡ダクトの曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表5-7に示す。また、該当する解析ケースの層間変形角時刻歴波形を図5-2に示す。

表5-7(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果
（最も厳しい照査値とその地震動：全応力解析）

解析ケース	地震動	照査用層間変形角* R_d	限界層間変形角 R_u	照査値 R_d/R_u
②	S s - D 2 (++)	1.41×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.15

注記*：照査用層間変形角 R_d = 最大層間変形角 R × 構造解析係数 γ_a

表5-7(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果
（最も厳しい照査値とその地震動：有効応力解析）

解析ケース	地震動	照査用層間変形角* R_d	限界層間変形角 R_u	照査値 R_d/R_u
⑦	S s - D 3 (-+)	1.26×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.13

注記*：照査用層間変形角 R_d = 最大層間変形角 R × 構造解析係数 γ_a

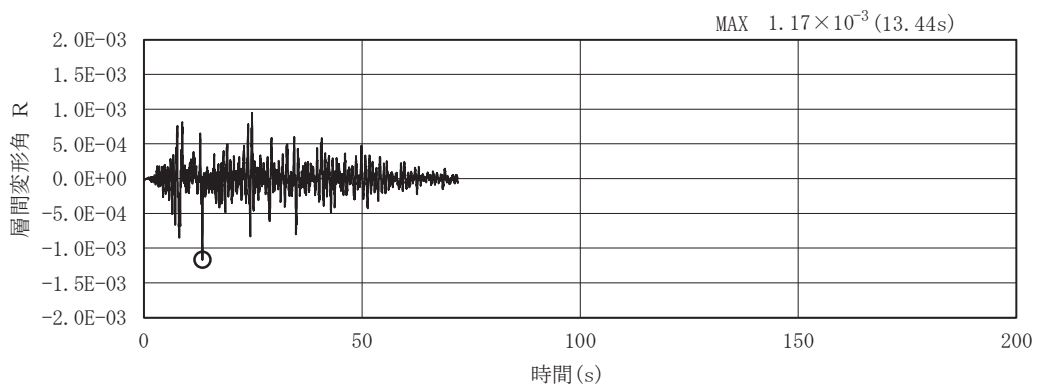


図5-2(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなる
ケースの層間変形角時刻歴波形（全応力解析）（解析ケース②，S s - D 2 (++)）

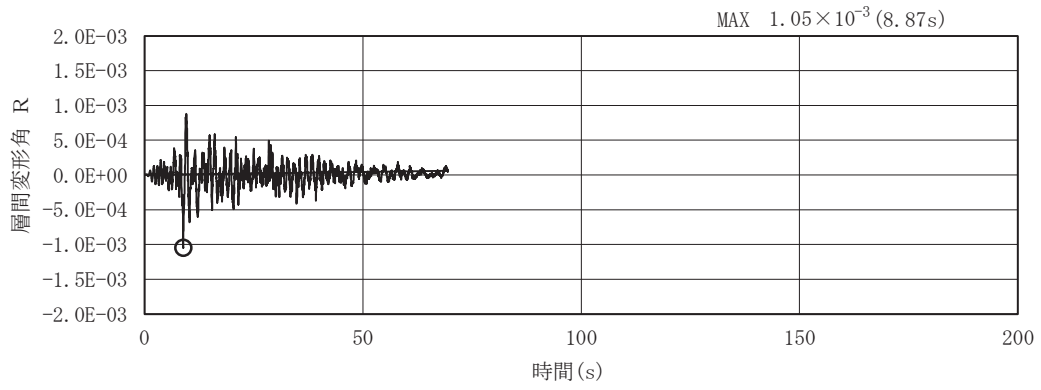


図 5-2(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなる
 ケースの層間変形角時刻歴波形（有効応力解析）（解析ケース⑦，S s - D 3（-+））

5.1.3 断面力分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）

岩盤部（断面⑤）における排気筒連絡ダクトの曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表5-8に示す。

また、最も厳しい照査値となる時刻における断面力分布図（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図5-4に示す。

表5-8(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（コンクリート）
（最も厳しい照査値とその地震動）

評価位置*		解析ケース	地震動	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 σ'_c (N/mm ²)	短期許容応力度 σ'_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ'_c / σ'_{ca}
覆工部	1	③	S _s -D2 (-+)	78	-70	4.5	11.7	0.39

注記*：評価位置は図5-3に示す。

表5-8(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（鉄筋）
（最も厳しい照査値とその地震動）

評価位置*		解析ケース	地震動	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
覆工部	1	④	S _s -D2 (-+)	76	-37	196	294	0.67

注記*：評価位置は図5-3に示す。

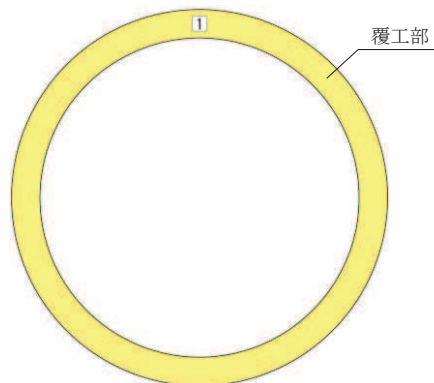
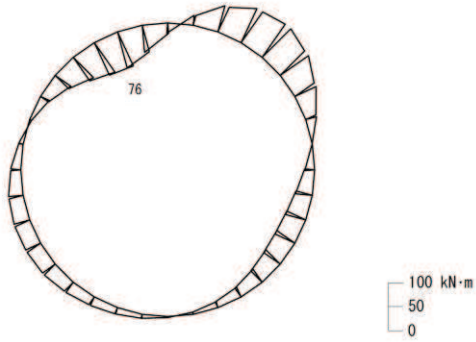
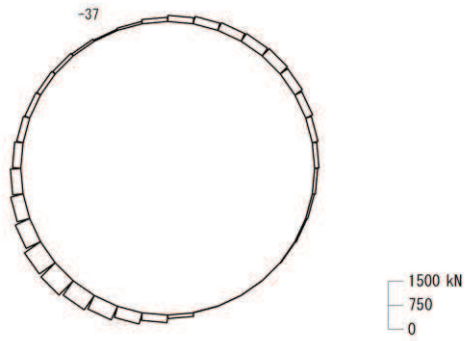


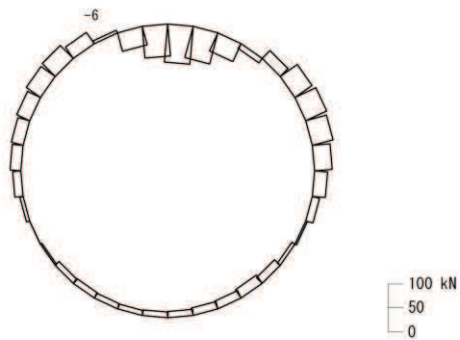
図5-3 評価位置図（岩盤部（断面⑤））



数值：評価位置における断面力
 (a) 曲げモーメント (kN・m)



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



数值：評価位置における断面力
 (c) せん断力 (kN)

図 5-4 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④, S s - D 2 (-+))

5.1.4 断面力分布（せん断破壊に対する照査）

(1) 土砂部（断面①）

土砂部（断面①）におけるせん断破壊に対する照査について、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表5-9に示す。また、部材毎の照査値が最大となる時刻における断面力分布図（曲げモーメント、軸力、せん断力）を図5-6に示す。

表5-9(1) せん断破壊に対する最大照査値（全応力解析）

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用せん断力*2 V_d (kN)	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d / V_{y d}$
アーチ	1	①	S s - D 2 (-+)	946	1110*3	0.86
側壁	2	③	S s - N 1 (++)	1883	2487*4	0.76
底版	4	④	S s - N 1 (++)	2228	2537*4	0.88

注記*1：評価位置は図5-5に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

*3：せん断耐力式によるせん断耐力

*4：材料非線形解析によるせん断耐力

表5-9(2) せん断破壊に対する最大照査値（有効応力解析）

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用せん断力*2 V_d (kN)	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d / V_{y d}$
アーチ	1	⑦	S s - D 3 (-+)	848	1110	0.77
側壁	3	⑥	S s - D 3 (-+)	1394	2129*3	0.66
底版	4	⑦	S s - D 3 (-+)	1653	2275*3	0.73

注記*1：評価位置は図5-5に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

*3：せん断耐力式によるせん断耐力

*4：材料非線形解析によるせん断耐力

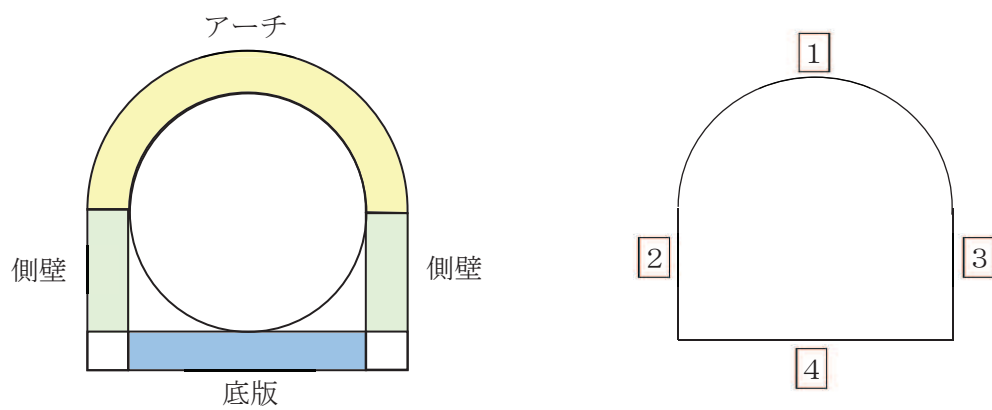
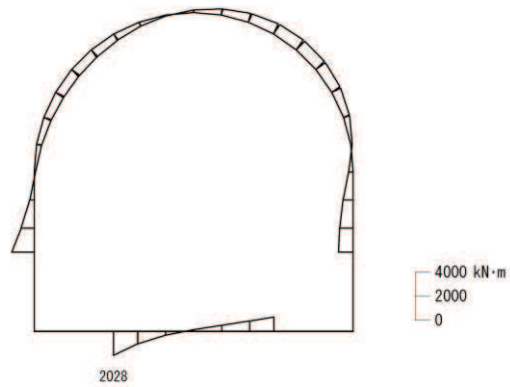
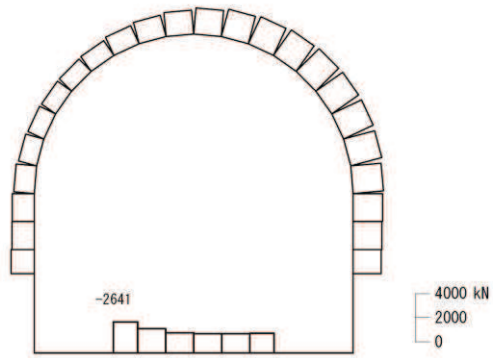


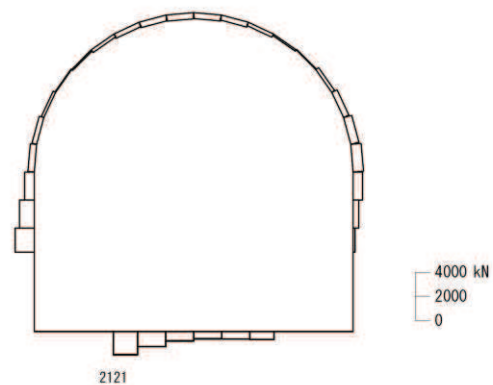
図 5-5 評価位置図 (土砂部 (断面①))



数値：評価位置における断面力
 (a) 曲げモーメント (kN・m)



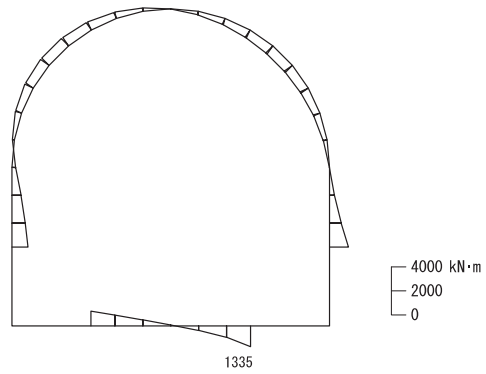
数値：評価位置における断面力
 (b) 軸力 (kN) (+: 引張, -: 圧縮)



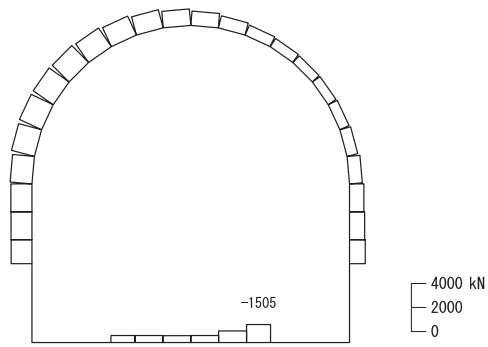
数値：評価位置における断面力
 (c) せん断力 (kN)

図 5-6(1) せん断破壊に対する照査値最大時*の断面力図
 (全応力解析) (解析ケース④, S_s-N1 (++))

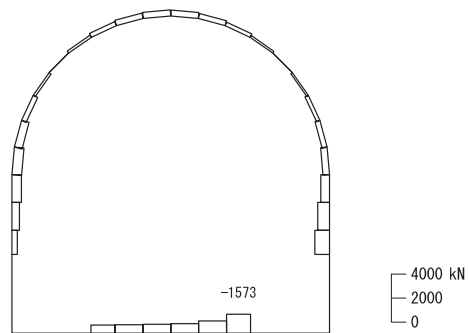
注記*：材料非線形解析による評価結果



数值：評価位置における断面力
(a) 曲げモーメント (kN・m)



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



数值：評価位置における断面力
(c) せん断力 (kN)

図 5-6(2) せん断破壊に対する照査値最大時*の断面力図
(有効応力解析) (解析ケース⑦, S s - D 3 (-+))

注記*：材料非線形解析による評価結果

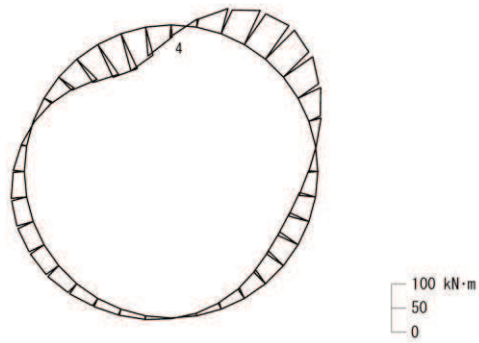
(2) 岩盤部 (断面⑤)

岩盤部 (断面⑤) におけるせん断破壊に対する照査について、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 5-10 に示す。また、最も厳しい照査値となる時刻における断面力分布図 (曲げモーメント, 軸力, せん断力) を図 5-7 に示す。

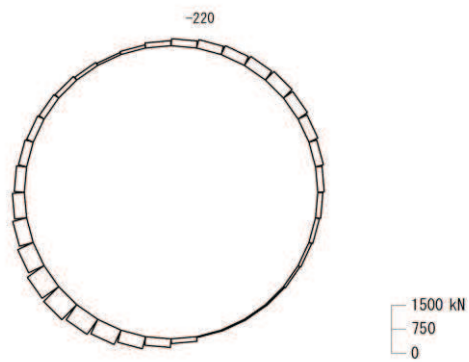
表 5-10 せん断破壊に対する最大照査値

評価位置*	解析 ケース	地震動	発生 せん断力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値	
			(kN)	τ_d (N/mm ²)	τ_{a1} (N/mm ²)		τ_d / τ_{a1}
覆工部	1	③	S s - D 2 (-+)	80	0.24	0.63	0.39

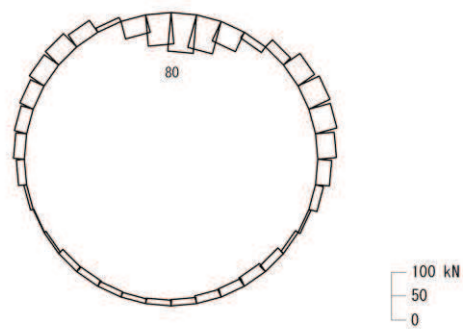
注記* : 評価位置は図5-3に示す。



数值：評価位置における断面力
 (a) 曲げモーメント (kN・m)



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



数值：評価位置における断面力
 (c) せん断力 (kN)

図 5-7 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 - D 2 (-+))

5.1.5 最大せん断ひずみ分布

(1) 土砂部 (断面①)

曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査で最大照査値を示すケースについて、地盤に発生した最大せん断ひずみを確認する。

最大照査値を示す解析ケースの一覧を表 5-11 に、最大せん断ひずみ分布図を図 5-8 に示す。

表 5-11(1) 最大照査値を示すケースの一覧(全応力解析)

評価項目	
曲げ・軸力系の破壊に対する照査	せん断破壊に対する照査
ケース④ S s - D 2 (++)	ケース④ S s - N 1 (++)

表 5-11(2) 最大照査値を示すケースの一覧 (有効応力解析)

評価項目	
曲げ・軸力系の破壊に対する照査	せん断破壊に対する照査
ケース⑦ S s - D 3 (-+)	ケース⑦ S s - D 3 (-+)

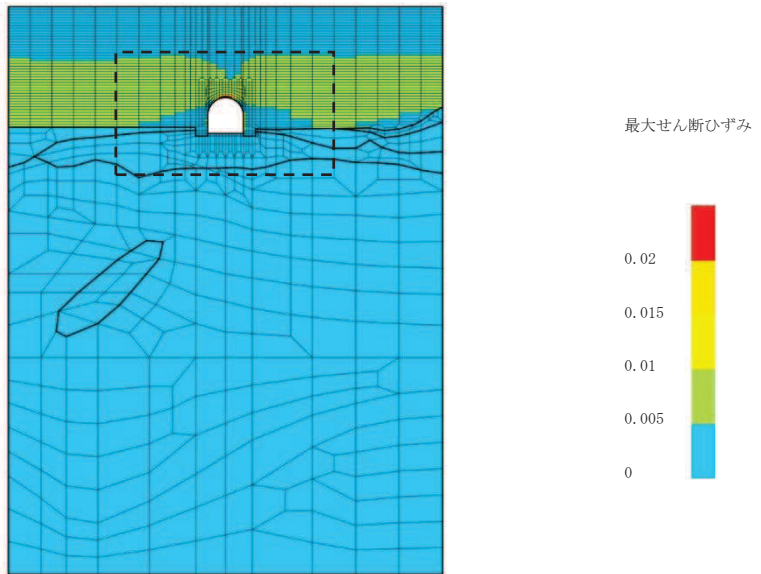
注：耐震評価における解析ケース一覧

【全応力解析】

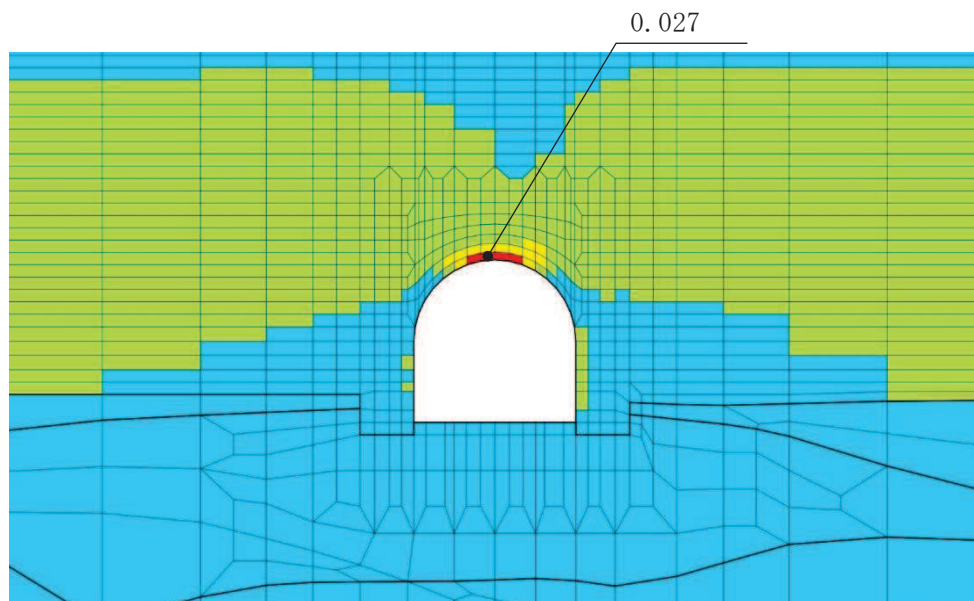
	ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
解析ケース	基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース	材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性	平均値	平均値+1 σ	平均値-1 σ	平均値
材料物性	設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度

【有効応力解析】

	ケース⑥	ケース⑦	ケース⑧
解析ケース	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
材料物性	設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度

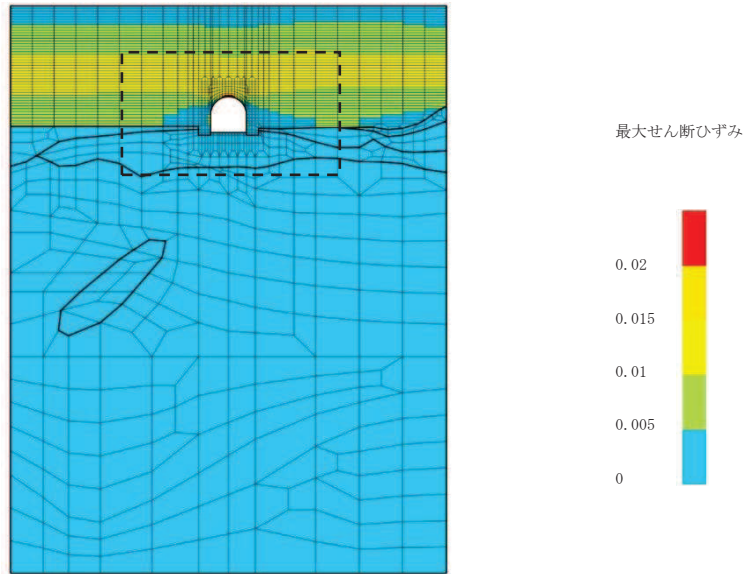


(a) 全体図

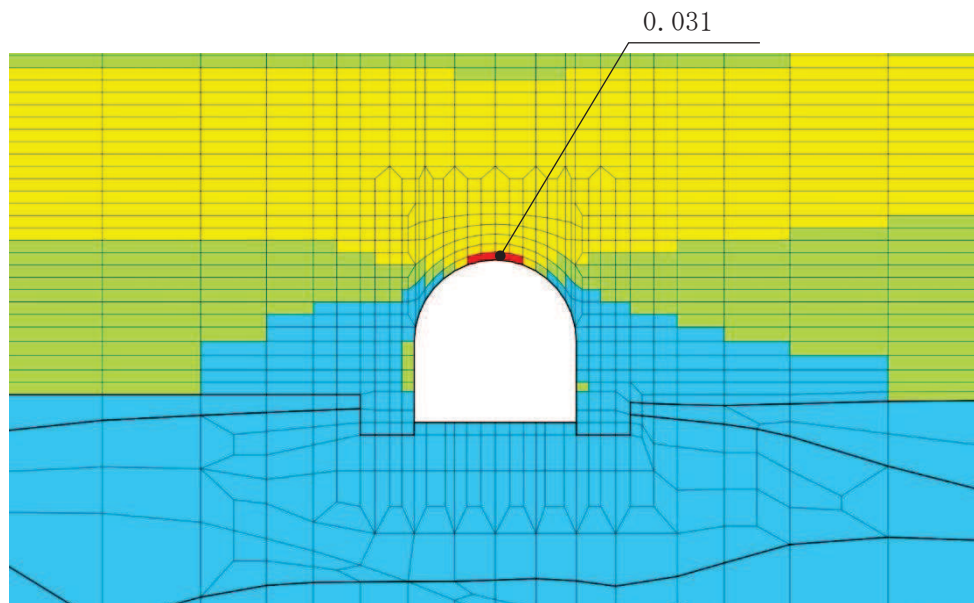


(b) 構造物周辺拡大図

図 5-8(1) 最大せん断ひずみ分布図 (土砂部 (断面①))
 (全応力解析) (解析ケース④, $S_s - D2$ (++))

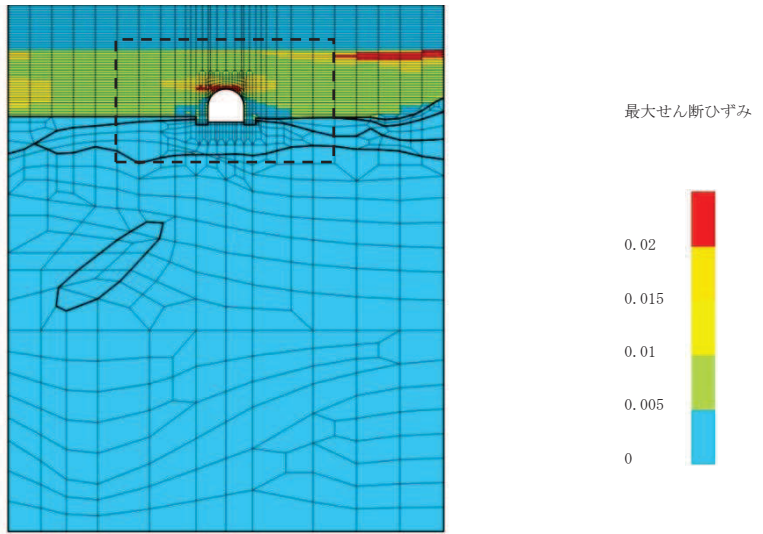


(a) 全体図

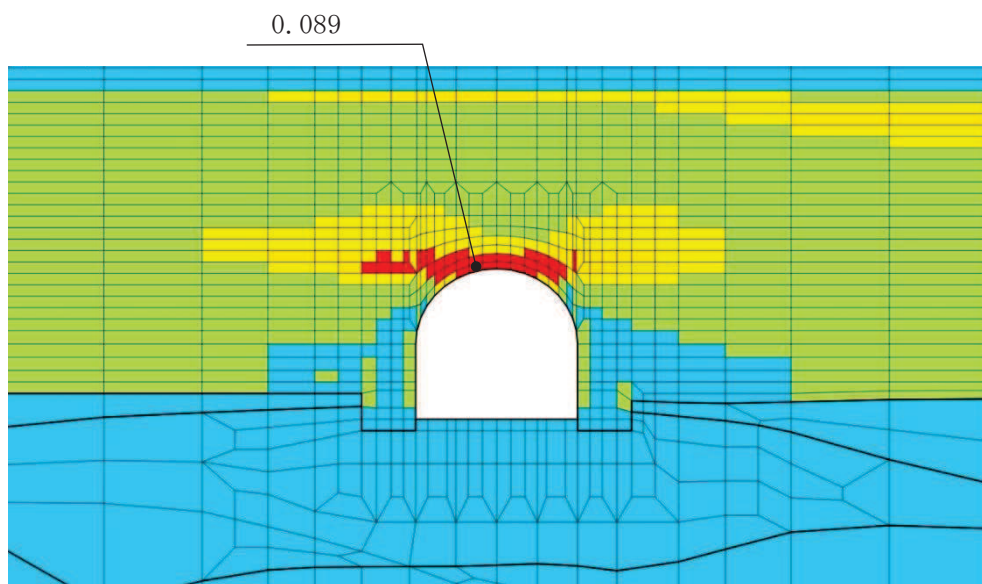


(b) 構造物周辺拡大図

図 5-8(2) 最大せん断ひずみ分布図 (土砂部 (断面①))
(全応力解析) (解析ケース④, $S_s - N1$ (++)



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 5-8(3) 最大せん断ひずみ分布図 (土砂部 (断面①))
(有効応力解析) (解析ケース⑦, S_s-D3 (-+))

(2) 岩盤部 (断面⑤)

曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査で最大照査値を示すケースについて、地盤に発生した最大せん断ひずみを確認する。

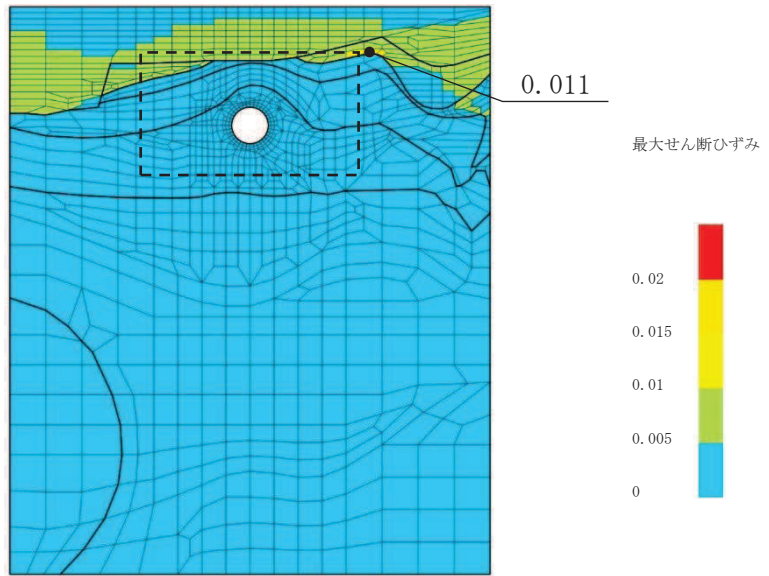
最大照査値を示す解析ケースの一覧を表 5-12 に、最大せん断ひずみ分布図を図 5-9 に示す。

表 5-12 最大照査値を示す解析ケースの一覧

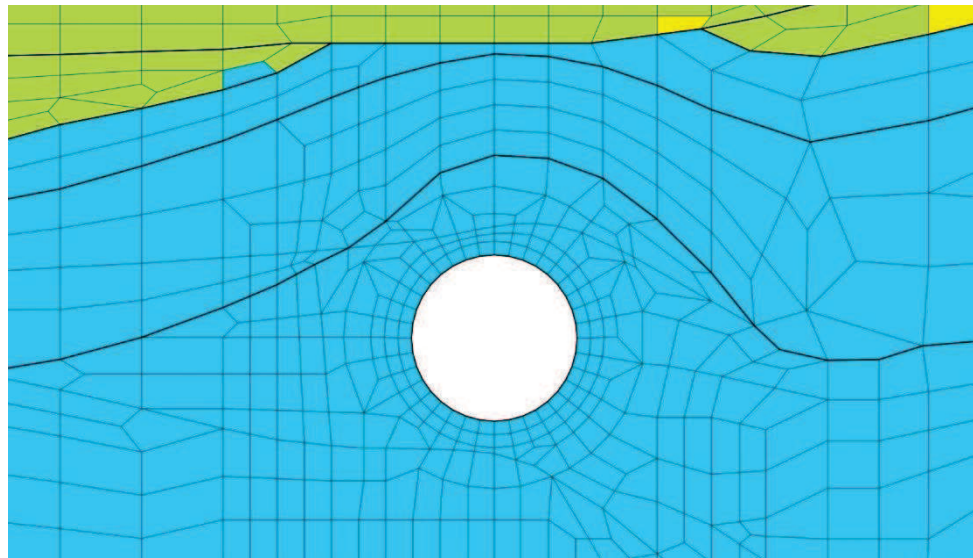
評価項目	
曲げ・軸力系の破壊に対する照査	せん断破壊に対する照査
ケース④ S _s -D2 (-+)	ケース③ S _s -D2 (-+)

注：耐震評価における解析ケース一覧

	ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
解析ケース	基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性	平均値	平均値 + 1σ	平均値 - 1σ	平均値
材料物性	設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度

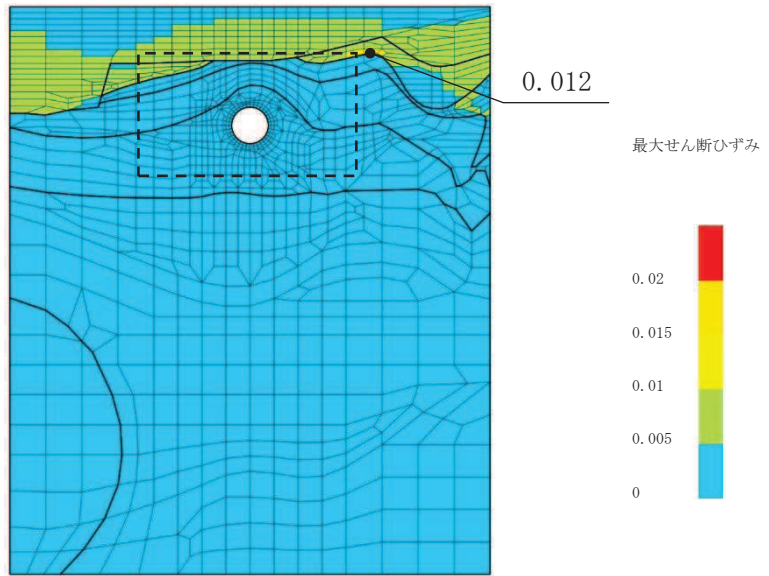


(a) 全体図

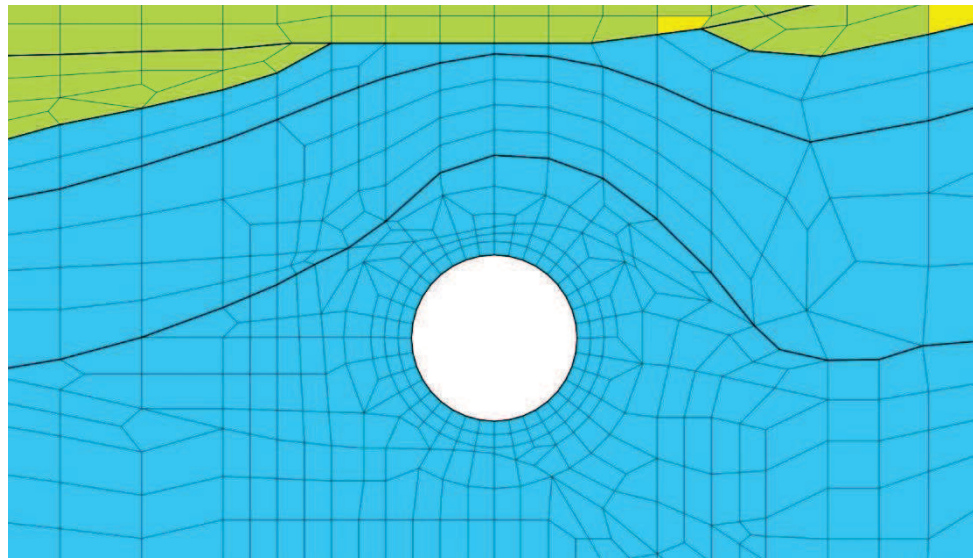


(b) 構造物周辺拡大図

図 5-9(1) 最大せん断ひずみ分布図 (岩盤部 (断面⑤))
(解析ケース④, S s - D 2 (-+))



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 5-9(2) 最大せん断ひずみ分布図 (岩盤部 (断面⑤))
(解析ケース③, S s - D 2 (-+))

5.1.6 過剰間隙水圧比分布

曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査で最大照査値を示すケースについて、地盤に発生した過剰間隙水圧比分布を確認する。

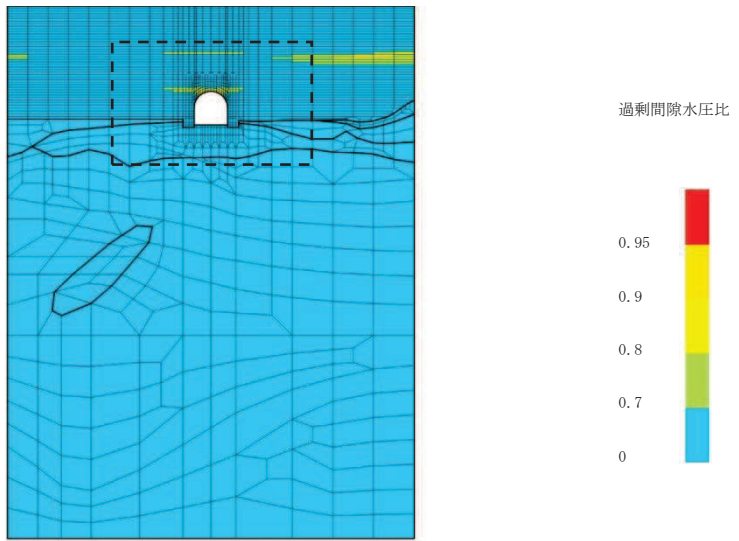
最大照査値を示す解析ケースの一覧を表 5-13 に、過剰間隙水圧比分布図を図 5-10 に示す。

表 5-13 最大照査値を示すケースの一覧

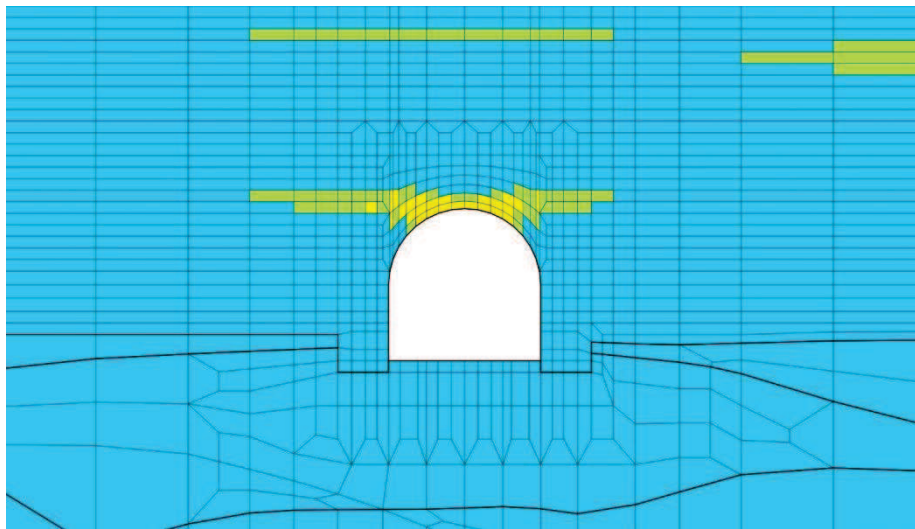
評価項目	
曲げ・軸力系の破壊に対する照査	せん断破壊に対する照査
ケース⑦ S s - D 3 (-+)	ケース⑦ S s - D 3 (-+)

注：耐震評価における解析ケース一覧

	ケース⑥	ケース⑦	ケース⑧
解析ケース	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
材料物性	設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 5-10 最大過剰間隙水圧比分布図 (土砂部 (断面①))
(解析ケース⑦, S s - D 3 (-+))

5.2 構造部材の健全性に対する評価結果

5.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

(1) 土砂部（断面①）

構造強度を有することの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表 5-14 に示す。また、S クラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表 5-15 に示す。照査値は、層間変形角、ひずみ及び曲げモーメントを許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

表 5-14 のとおり、全ケースにおいて照査用層間変形角は限界層間変形角（層間変形角 1/100）を下回ることを確認した。

表 5-15 のとおり、S クラスの施設を支持する機能を有する底版におけるコンクリートの圧縮ひずみ、主筋ひずみ及び照査用曲げモーメントが、全ケースにおいて許容限界（コンクリートの圧縮ひずみ：2000 μ ，主筋ひずみ：1725 μ ，降伏曲げモーメント）を下回ることを確認した。

最大となるコンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみが発生したケースについて、最大値の発生位置とその値を図 5-11 に示す。

表 5-14(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(構造強度を有することの確認：全応力解析)

解析ケース	地震動		照査用層間変形角*	限界層間変形角	照査値
			R_d	R_u	R_d/R_u
①	S s - D 1	++	1.26×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.13
		-+	1.25×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.13
	S s - D 2	++	1.41×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.15
		-+	1.39×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.14
	S s - D 3	++	1.14×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.12
		-+	1.16×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.12
	S s - F 1	++	1.19×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.12
		-+	1.21×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.13
	S s - F 2	++	1.32×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.14
		-+	1.34×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.14
	S s - F 3	++	6.36×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.07
		-+	6.17×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.07
	S s - N 1	++	1.24×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.13
		-+	1.25×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.13
②	S s - D 2	++	1.41×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.15
	S s - N 1	++	1.23×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.13
③	S s - D 2	++	1.39×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.14
	S s - N 1	++	1.27×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.13
④	S s - D 2	++	1.34×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.14
		-+	1.31×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.14
	S s - N 1	++	1.18×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.12

注記*：照査用層間変形角 R_d = 最大層間変形角 R × 構造解析係数 γ_a

表 5-14(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(構造強度を有することの確認：有効応力解析)

解析ケース	地震動		照査用層間変形角*	限界層間変形角	照査値	
			R_d	R_u	R_d/R_u	
⑥	S _s -D 1	++	8.75×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.09	
		-+	8.55×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.09	
	S _s -D 2	++	1.09×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.11	
		-+	1.13×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.12	
	S _s -D 3	++	1.26×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.13	
		-+	1.25×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.13	
	S _s -F 1	++	1.14×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.12	
		-+	1.16×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.12	
	S _s -F 2	++	1.02×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.11	
		-+	1.03×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.11	
	S _s -F 3	++	5.12×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.06	
		-+	4.85×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.05	
	S _s -N 1	++	1.13×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.12	
		-+	1.10×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.11	
	⑦	S _s -D 3	-+	1.26×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.13
	⑧	S _s -D 3	-+	1.22×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.13

注記*：照査用層間変形角 R_d = 発生層間変形角 R × 構造解析係数 γ_a

表 5-15(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（コンクリートの圧縮ひずみ，底版）
 (Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認：全応力解析)

解析ケース	地震動		照査用ひずみ*	限界ひずみ	照査値
			ϵ_d	ϵ_R	ϵ_d / ϵ_R
①	S s - D 1	++	875 μ	2000 μ	0.44
		-+	819 μ	2000 μ	0.41
	S s - D 2	++	860 μ	2000 μ	0.43
		-+	892 μ	2000 μ	0.45
	S s - D 3	++	785 μ	2000 μ	0.40
		-+	752 μ	2000 μ	0.38
	S s - F 1	++	810 μ	2000 μ	0.41
		-+	761 μ	2000 μ	0.39
	S s - F 2	++	832 μ	2000 μ	0.42
		-+	817 μ	2000 μ	0.41
	S s - F 3	++	568 μ	2000 μ	0.29
		-+	569 μ	2000 μ	0.29
S s - N 1	++	782 μ	2000 μ	0.40	
	-+	785 μ	2000 μ	0.40	
②	S s - D 2	++	859 μ	2000 μ	0.43
	S s - N 1	++	766 μ	2000 μ	0.39
③	S s - D 2	++	856 μ	2000 μ	0.43
	S s - N 1	++	802 μ	2000 μ	0.41
④	S s - D 2	++	777 μ	2000 μ	0.39
		-+	805 μ	2000 μ	0.41
	S s - N 1	++	706 μ	2000 μ	0.36

注記*：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 5-15(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (主筋ひずみ, 底版)
 (Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認: 全応力解析)

解析ケース	地震動		照査用ひずみ*	限界ひずみ	照査値
			ϵ_d	ϵ_R	ϵ_d / ϵ_R
①	S s - D 1	++	1137 μ	1725 μ	0.66
		-+	1083 μ	1725 μ	0.63
	S s - D 2	++	1349 μ	1725 μ	0.79
		-+	1274 μ	1725 μ	0.74
	S s - D 3	++	1061 μ	1725 μ	0.62
		-+	986 μ	1725 μ	0.58
	S s - F 1	++	1077 μ	1725 μ	0.63
		-+	1073 μ	1725 μ	0.63
	S s - F 2	++	1193 μ	1725 μ	0.70
		-+	1146 μ	1725 μ	0.67
	S s - F 3	++	675 μ	1725 μ	0.40
		-+	649 μ	1725 μ	0.38
	S s - N 1	++	979 μ	1725 μ	0.57
		-+	1013 μ	1725 μ	0.59
②	S s - D 2	++	1352 μ	1725 μ	0.79
	S s - N 1	++	959 μ	1725 μ	0.56
③	S s - D 2	++	1333 μ	1725 μ	0.78
	S s - N 1	++	1014 μ	1725 μ	0.59
④	S s - D 2	++	1353 μ	1725 μ	0.79
		-+	1282 μ	1725 μ	0.75
	S s - N 1	++	992 μ	1725 μ	0.58

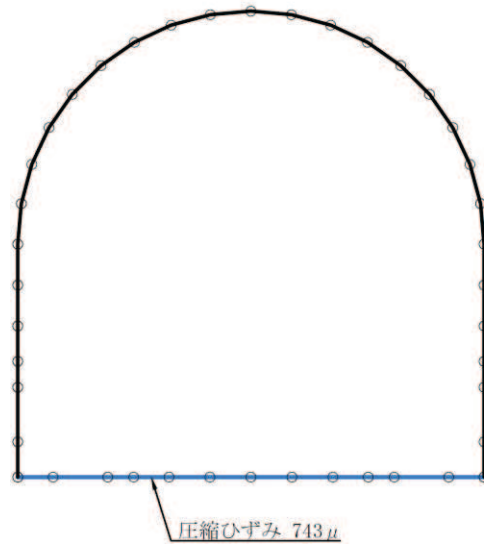
注記*: 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 5-15(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (降伏曲げモーメント, 底版)

(Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認:有効応力解析)

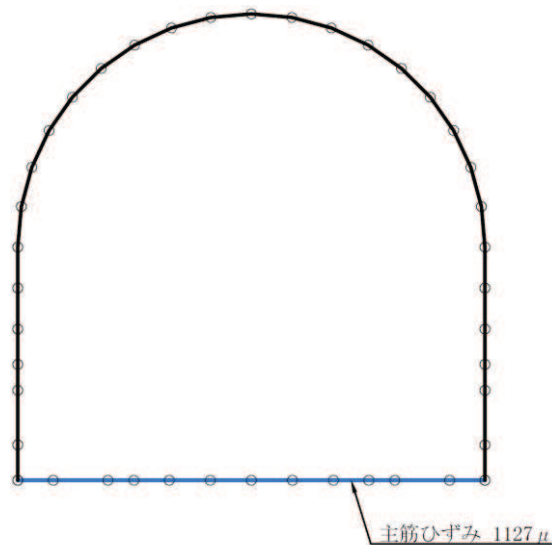
解析ケース	地震動		照査用	降伏曲げ	照査値 M_d/M_y
			曲げモーメント*	モーメント	
			M_d (kN・m)	M_y (kN・m)	
⑥	S s - D 1	++	1025	1893	0.55
		-+	1050	1913	0.55
	S s - D 2	++	1254	2060	0.61
		-+	1279	2063	0.62
	S s - D 3	++	1319	2019	0.66
		-+	1341	2005	0.67
	S s - F 1	++	1094	1657	0.67
		-+	1112	1672	0.67
	S s - F 2	++	1048	1678	0.63
		-+	1061	1681	0.64
	S s - F 3	++	818	1782	0.46
		-+	794	1765	0.45
	S s - N 1	++	1253	2027	0.62
		-+	1242	2010	0.62
⑦	S s - D 3	-+	1339	2001	0.67
⑧	S s - D 3	-+	1331	2008	0.67

注記*: 照査用曲げモーメント=発生曲げモーメント×構造解析係数 γ_a



注記* : — は S クラスの施設を支持する部材 (底版) を示す

図 5-11(1) 最大圧縮ひずみ発生位置
(底版, 解析ケース①, S_s-D2 (-+))



注記* : — は S クラスの施設を支持する部材 (底版) を示す

図 5-11(2) 最大主筋ひずみ発生位置
(底版, 解析ケース④, S_s-D2 (++))

(2) 岩盤部（断面⑤）

構造強度を有することの確認及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表5-16に示す。照査値は、応力度を許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

同表のとおり、全ケースにおいて発生応力度は短期許容応力度を下回ることを確認した。

表 5-16(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリート)

解析 ケース	地震動		評価位置*		曲げ	軸力	発生	短期許容	照査値 σ'_c / σ'_{ca}
					モーメント (kN・m)	(kN)	応力度 σ'_c (N/mm ²)	応力度 σ'_{ca} (N/mm ²)	
①	S s - D 1	++	覆工部	1	-77	-762	3.3	11.7	0.29
		-+	覆工部	1	67	-66	3.8	11.7	0.33
	S s - D 2	++	覆工部	1	-72	-1009	3.6	11.7	0.31
		-+	覆工部	1	71	-41	4.1	11.7	0.36
	S s - D 3	++	覆工部	1	-58	-946	3.1	11.7	0.27
		-+	覆工部	1	64	-141	3.5	11.7	0.30
	S s - F 1	++	覆工部	1	-60	-1010	3.3	11.7	0.29
		-+	覆工部	1	-56	-1000	3.2	11.7	0.28
	S s - F 2	++	覆工部	1	-77	-1054	3.8	11.7	0.33
		-+	覆工部	1	71	-157	3.9	11.7	0.34
	S s - F 3	++	覆工部	1	-62	-177	3.2	11.7	0.28
		-+	覆工部	1	-46	-1061	3.1	11.7	0.27
	S s - N 1	++	覆工部	1	-41	-1039	3.0	11.7	0.26
		-+	覆工部	1	-48	-1177	3.4	11.7	0.30
②	S s - D 2	-+	覆工部	1	65	-50	3.8	11.7	0.33
③	S s - D 2	-+	覆工部	1	78	-70	4.5	11.7	0.39
④	S s - D 2	-+	覆工部	1	76	-37	4.5	11.7	0.39
	S s - F 2	-+	覆工部	1	78	-147	4.4	11.7	0.38

注記* : 評価位置は図 5-12 に示す。

表 5-16(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (鉄筋)

解析 ケース	地震動		評価位置*		曲げ	軸力	発生	短期許容	照査値
					モーメント (kN・m)		応力度 σ_s (N/mm ²)	応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	
①	S s - D 1	++	覆工部	1	33	32	113	294	0.39
		-+	覆工部	1	60	-31	153	294	0.53
	S s - D 2	++	覆工部	1	30	82	132	294	0.45
		-+	覆工部	1	71	-41	178	294	0.61
	S s - D 3	++	覆工部	1	34	35	115	294	0.40
		-+	覆工部	1	60	-35	150	294	0.52
	S s - F 1	++	覆工部	1	30	115	153	294	0.53
		-+	覆工部	1	33	98	152	294	0.52
	S s - F 2	++	覆工部	1	63	-35	159	294	0.55
		-+	覆工部	1	50	36	163	294	0.56
	S s - F 3	++	覆工部	1	41	45	142	294	0.49
		-+	覆工部	1	28	118	150	294	0.52
	S s - N 1	++	覆工部	1	25	94	125	294	0.43
		-+	覆工部	1	36	38	123	294	0.42
②	S s - D 2	-+	覆工部	1	65	-50	157	294	0.54
③	S s - D 2	-+	覆工部	1	74	-35	190	294	0.65
④	S s - D 2	-+	覆工部	1	76	-37	196	294	0.67
	S s - F 2	-+	覆工部	1	55	37	177	294	0.61

注記* : 評価位置は図 5-12 に示す。

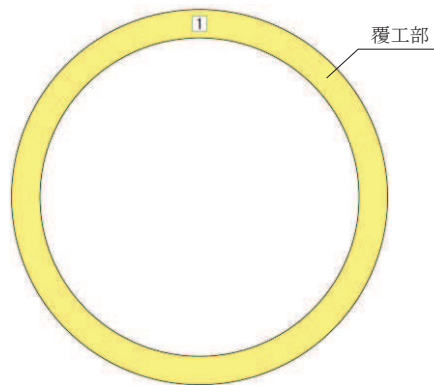


図 5-12 評価位置図 (岩盤部 (断面⑤))

5.2.2 せん断破壊に対する評価結果

(1) 土砂部（断面①）

a. せん断耐力式による評価結果

せん断破壊に対する評価結果のうち、せん断耐力式による評価結果を表 5-17 に示す。照査値は、せん断力を許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

同表中には、照査値が 1.0 を上回る解析ケース、部材があることから、次項「b. 材料非線形解析による評価結果」にて照査値が 1.0 を下回ることを確認する。

表 5-17(1) せん断破壊に対する評価結果 (せん断耐力式：全応力解析)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断耐力	照査値
					せん断力*2	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
					V_d (kN)		
①	S s - D 1	++	アーチ	1	935	1110	0.85
			側壁	3	1834	1090	1.69
			底版	4	2080	1531	1.36
		-+	アーチ	1	924	1110	0.84
			側壁	2	1842	1091	1.69
			底版	4	2189	1636	1.34
	S s - D 2	++	アーチ	1	911	1110	0.83
			側壁	2	1741	1083	1.61
			底版	4	2036	1649	1.24
		-+	アーチ	1	946	1110	0.86
			側壁	3	1678	1082	1.56
			底版	4	1880	1521	1.24
	S s - D 3	++	アーチ	1	836	1110	0.76
			側壁	3	1672	1078	1.56
			底版	4	1989	1641	1.22
		-+	アーチ	1	848	1110	0.77
			側壁	2	1648	1076	1.54
			底版	4	1980	1639	1.21
	S s - F 1	++	アーチ	1	833	1110	0.76
			側壁	3	1548	1071	1.45
			底版	4	1853	1524	1.22
		-+	アーチ	1	851	1110	0.77
			側壁	2	1555	1071	1.46
			底版	4	1803	1527	1.19
S s - F 2	++	アーチ	1	893	1110	0.81	
		側壁	3	1585	1071	1.48	
		底版	4	1799	1537	1.18	
	-+	アーチ	1	887	1110	0.80	
		側壁	2	1717	1074	1.60	
		底版	4	2033	1634	1.25	

注記*1：評価位置は図 5-13 に示す。

*2：照査用せん断力 $V_d = \text{発生せん断力} V \times \text{構造解析係数} \gamma_a$

表 5-17(2) せん断破壊に対する評価結果（せん断耐力式：全応力解析）

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断耐力	照査値
					せん断力*2	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
					V_d (kN)		
①	S s - F 3	++	アーチ	1	645	1110	0.59
			側壁	2	1601	1091	1.47
			底版	4	1863	1639	1.14
		-+	アーチ	1	630	1110	0.57
			側壁	3	1507	1090	1.39
			底版	4	1780	1636	1.09
	S s - N 1	++	アーチ	1	892	1110	0.81
			側壁	2	1867	1074	1.74
			底版	4	2239	1640	1.37
		-+	アーチ	1	878	1110	0.80
			側壁	3	1850	1076	1.72
			底版	4	2204	1642	1.35
②	S s - D 2	++	アーチ	1	911	1110	0.83
			側壁	2	1736	1083	1.61
			底版	4	2030	1649	1.24
	S s - N 1	++	アーチ	1	880	1110	0.80
			側壁	2	1853	1075	1.73
			底版	4	2224	1641	1.36
③	S s - D 2	++	アーチ	1	908	1110	0.82
			側壁	2	1740	1082	1.61
			底版	4	2041	1642	1.25
	S s - N 1	++	アーチ	1	909	1110	0.82
			側壁	2	1883	1074	1.76
			底版	4	2257	1640	1.38
④	S s - D 2	++	アーチ	1	926	1110	0.84
			側壁	2	1753	1082	1.63
			底版	4	2044	1648	1.25
		-+	底版	4	1891	1528	1.24

注記*1：評価位置は図 5-13 に示す。

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

表 5-17(3) せん断破壊に対する評価結果（せん断耐力式：全応力解析）

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用 せん断力*2	せん断耐力	照査値
					V_d (kN)	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
④	S s - N 1	++	アーチ	1	905	1110	0.82
			側壁	2	1874	1074	1.75
			底版	4	2228	1639	1.36

注記*1：評価位置は図 5-13 に示す。

*2：照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 γ_a

表 5-17(4) せん断破壊に対する評価結果 (せん断耐力式：有効応力解析)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断耐力	照査値
					せん断力*2	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
					V_d (kN)	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
⑥	S s - D 1	++	アーチ	1	713	1110	0.65
			側壁	2	1313	1076	1.23
			底版	4	1661	1627	1.03
		-+	アーチ	1	705	1110	0.64
			側壁	3	1306	1076	1.22
			底版	4	1653	1627	1.02
	S s - D 2	++	アーチ	1	798	1110	0.72
			側壁	3	1413	1070	1.33
			底版	4	1566	1518	1.04
		-+	アーチ	1	805	1110	0.73
			側壁	2	1425	1069	1.34
			底版	4	1556	1516	1.03
	S s - D 3	++	アーチ	1	845	1110	0.77
			側壁	2	1413	1062	1.34
			底版	4	1619	1512	1.08
		-+	アーチ	1	843	1110	0.76
			側壁	3	1394	1060	1.32
			底版	4	1640	1510	1.09
	S s - F 1	++	アーチ	1	793	1110	0.72
			側壁	3	1352	1079	1.26
			底版	4	1485	1527	0.98
		-+	アーチ	1	801	1110	0.73
			側壁	2	1343	1065	1.27
			底版	4	1527	1513	1.01
S s - F 2	++	アーチ	1	739	1110	0.67	
		側壁	3	1260	1073	1.18	
		底版	4	1427	1503	0.95	
	-+	アーチ	1	736	1110	0.67	
		側壁	2	1259	1071	1.18	
		底版	4	1532	1616	0.95	

注記*1：評価位置は図 5-13 に示す。

*2：照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 γ_a

表 5-17(5) せん断破壊に対する評価結果 (せん断耐力式：有効応力解析)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断耐力	照査値
					せん断力*2	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
					V_d (kN)		
⑥	S s - F 3	++	アーチ	1	559	1110	0.51
			側壁	3	1105	1081	1.03
			底版	4	1464	1611	0.91
		-+	アーチ	1	562	1110	0.51
			側壁	2	1154	1098	1.06
			底版	4	1417	1622	0.88
	S s - N 1	++	アーチ	1	802	1110	0.73
			側壁	2	1383	1082	1.28
			底版	4	1479	1514	0.98
		-+	アーチ	1	798	1110	0.72
			側壁	3	1376	1083	1.28
			底版	4	1581	1630	0.97
⑦	S s - D 3	-+	アーチ	1	848	1110	0.77
			側壁	3	1393	1060	1.32
			底版	4	1653	1511	1.10
⑧	S s - D 3	-+	アーチ	1	833	1110	0.76
			側壁	3	1388	1061	1.31
			底版	4	1626	1512	1.08

注記*1：評価位置は図 5-13 に示す。

*2：照査用せん断力 $V_d = \text{発生せん断力} V \times \text{構造解析係数} \gamma_a$

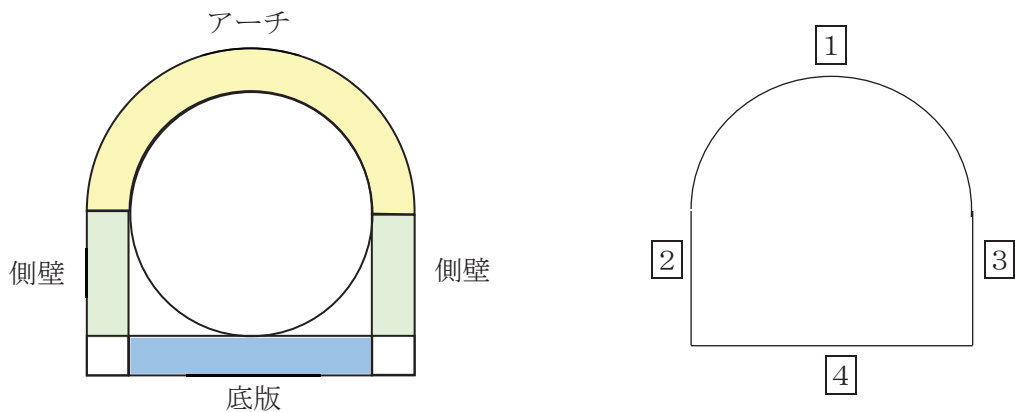


図 5-13 評価位置図 (土砂部 (断面①))

b. 材料非線形解析による評価結果

(a) 評価条件

前項「a. せん断耐力式による評価結果」では、排気筒連絡ダクトの側壁、底版において、照査用せん断力がせん断耐力式によるせん断耐力を上回る結果となった。

せん断耐力式は、既往の実験等から一般化されたものであることから、ここでは、構造部材の形状、作用荷重及び鉄筋コンクリートの非線形特性を踏まえた材料非線形解析を実施することにより、より高い精度でせん断耐力を求め、構造部材のせん断破壊に対する健全性を確認する。

図 5-14 に材料非線形解析によりせん断破壊に対する評価を実施する対象部材を示す。また、評価対象部材の要素分割図を図 5-15 に、要素プロパティ番号図を図 5-16 及び図 5-17、要素プロパティ条件を表 5-18 及び表 5-19 に示す。材料非線形解析におけるハンチ部についても、図 3-8 に示すとおり、断面内部の円弧部を、部材の軸線に対して 45° 傾斜し円弧部に接するハンチとみなしている。

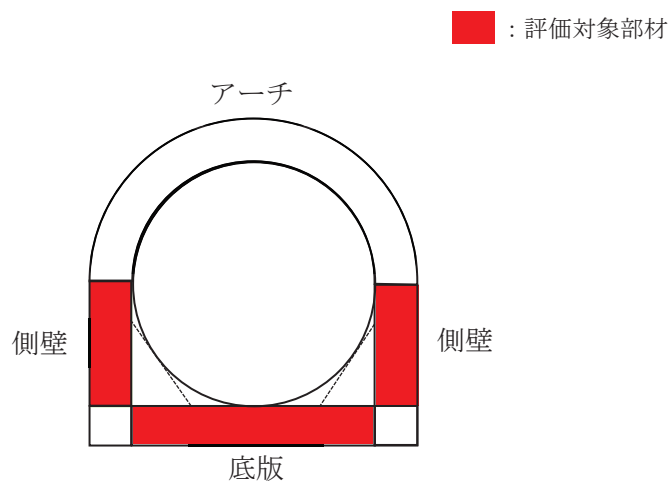
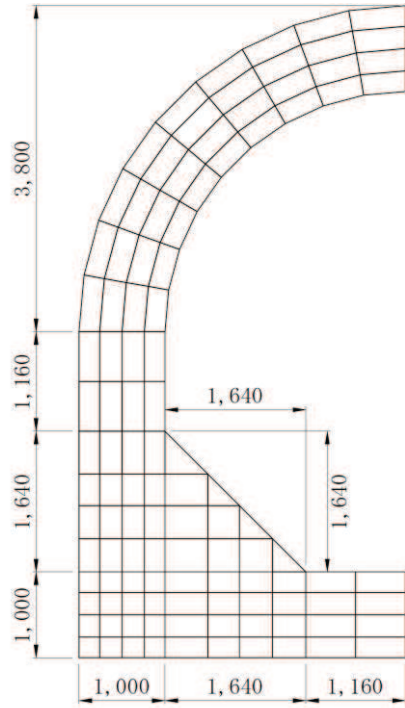
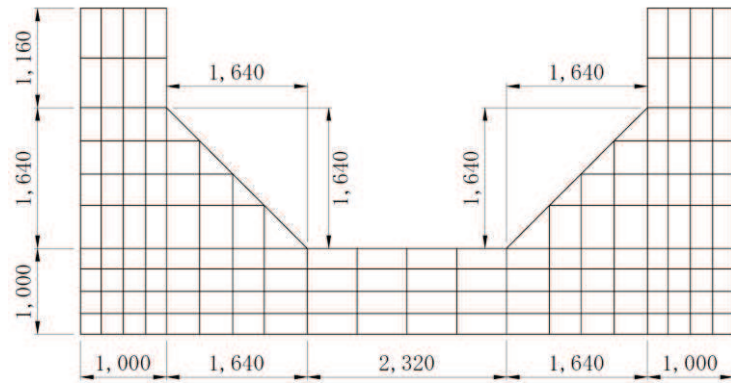


図 5-14 材料非線形解析における評価対象部材



(a) 側壁



(b) 底版

图 5-15 要素分割图

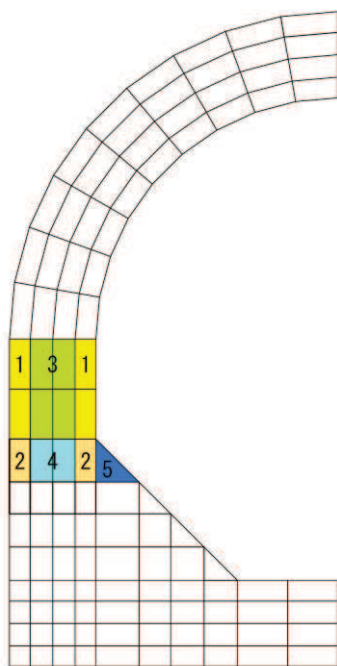


図 5-16 要素プロパティ番号図 (側壁)

表 5-18 要素プロパティ条件 (側壁)

番号	元要素			オーバーラッピング要素		
	材料	引張硬化軟化係数		材料	引張硬化軟化係数	
		C x	C y		C x	C y
1	RC	0.4	0.4	RC	1.9	0.4
2	RC	0.4	0.4	RC	1.9	0.4
3	RC	0.4	4.4	無筋	2.0	4.4
4	RC	0.4	3.6	無筋	2.0	3.6
5	無筋	2.6	2.6	—	—	—

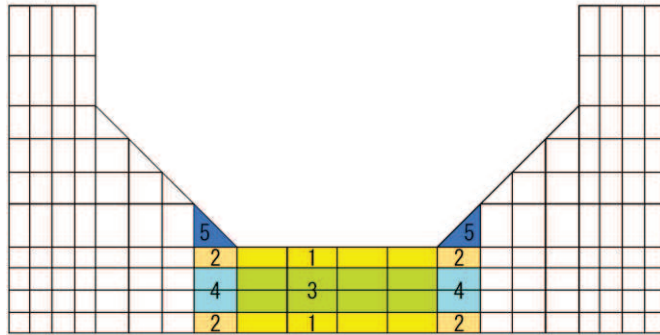


図 5-17 要素プロパティ番号図 (底版)

表 5-19 要素プロパティ条件 (底版)

番号	元要素			オーバーラッピング要素		
	材料	引張硬化軟化係数		材料	引張硬化軟化係数	
		C x	C y		C x	C y
1	RC	0.4	0.4	RC	0.4	1.9
2	RC	0.4	0.4	RC	0.4	1.9
3	RC	4.4	0.4	無筋	4.4	2.0
4	RC	3.6	0.4	無筋	3.6	2.0
5	無筋	2.6	2.6	—	—	—

材料非線形解析によるせん断耐力の算定において考慮する荷重は、地震応答解析から得られる荷重を考慮する。具体的には地震応答解析で評価対象部材のせん断照査が厳しくなる時刻における断面力（曲げモーメント、軸力、せん断力）を材料非線形解析モデルに図 5-18 及び図 5-19 のように作用させる。排気筒連絡ダクトはアーチ部を持つ構造であり、一般的な矩形構造と異なることから、側壁における材料非線形解析による評価において最も照査値が厳しい解析ケースに対する地震応答解析による断面力と材料非線形解析モデルとの断面力の比較を図 5-20 に示す。なお、参考までに、排気筒連絡ダクトの底版における断面力の比較を図 5-21 に示す。

材料非線形解析では、地震応答解析から得られた照査時刻の断面力分布を再現できる荷重分布を算出し、この荷重を 100 分割したものを ΔM 、 ΔQ 、 ΔN とし、これらの比率を維持しながら漸増载荷する。

なお、作用荷重は、常時荷重（ ΔM_s 、 ΔQ_s 、 ΔN_s ）及び地震時荷重（ ΔM_d 、 ΔQ_d 、 ΔN_d ）とし、図 5-22 に作用手順を示す。表 5-20 に代表例として、材料非線形解析による評価において最も照査値が厳しい解析ケースにおける ΔM 、 ΔQ 、 ΔN を示す。

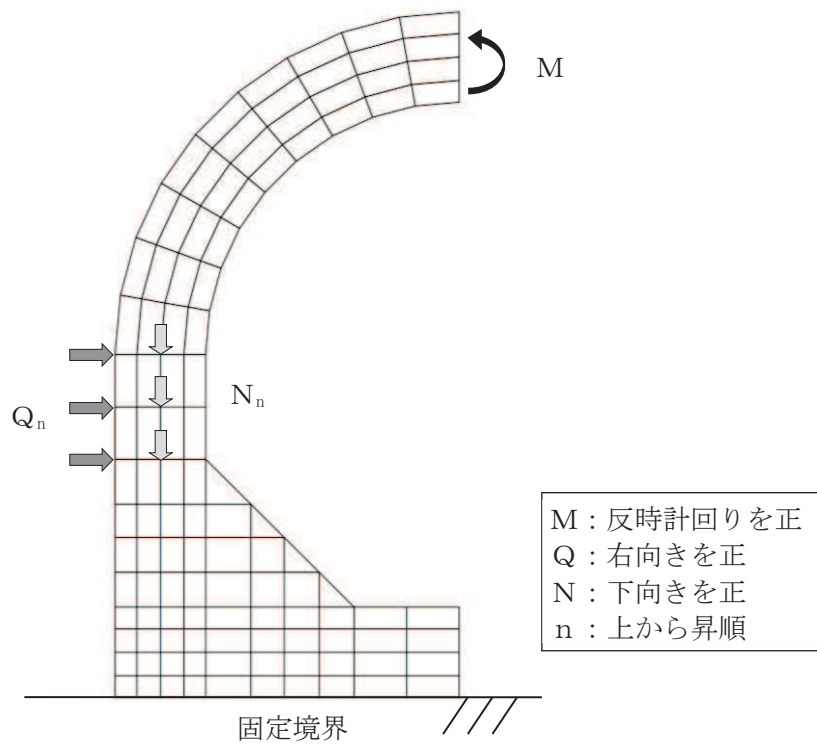


図 5-18 材料非線形解析における荷荷状況 (側壁)

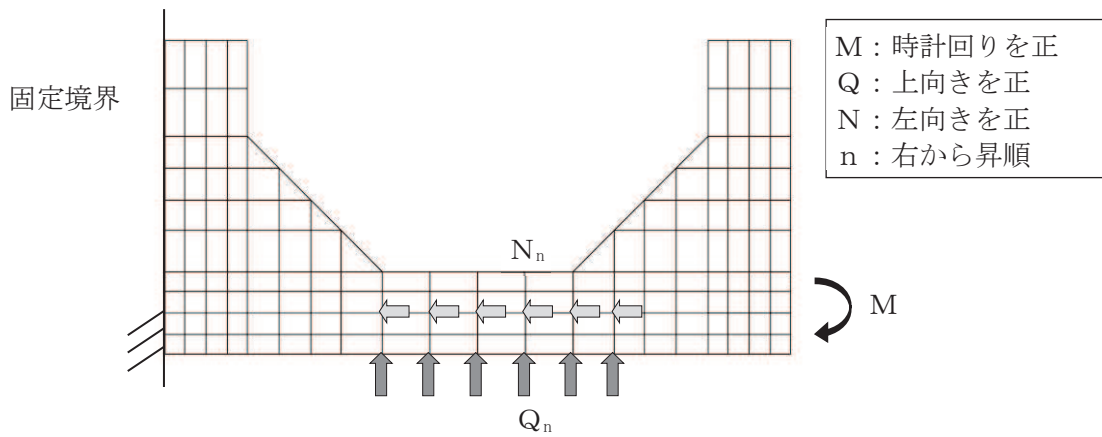
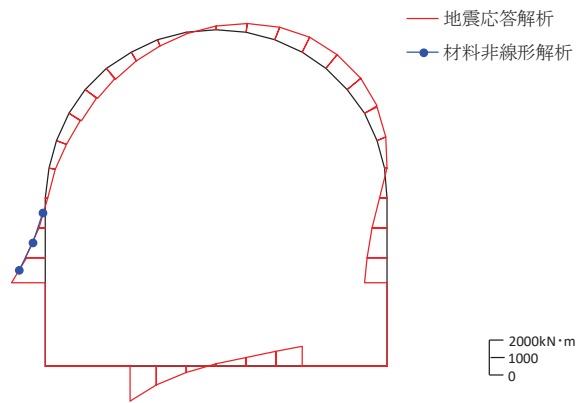
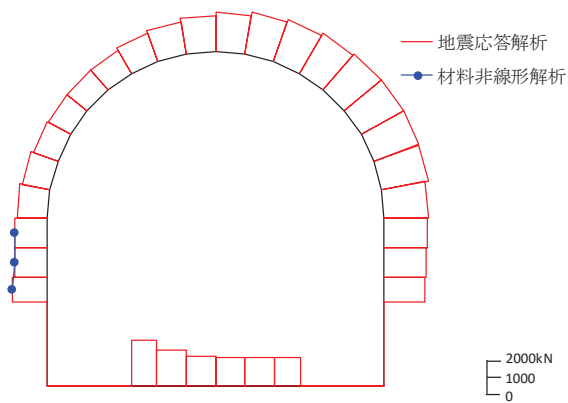


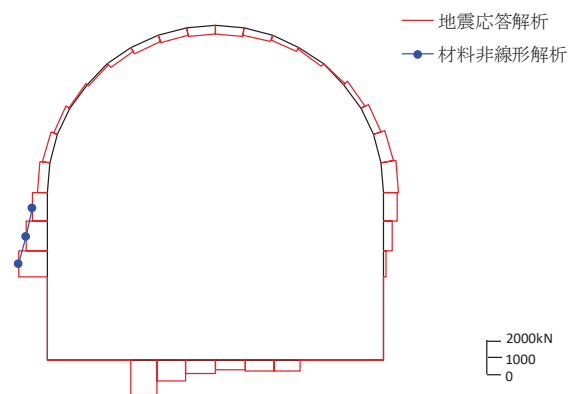
図 5-19 材料非線形解析における荷荷状況 (底版)



数値：材料非線形解析における評価対象部材の断面力
(a) 曲げモーメント (kN・m)

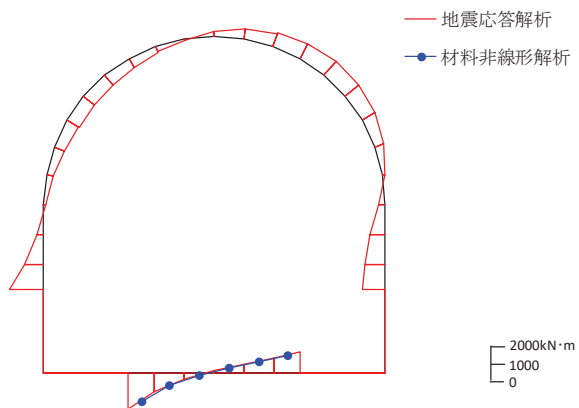


数値：材料非線形解析における評価対象部材の断面力
(b) 軸力 (kN) (+ : 引張, - : 圧縮)

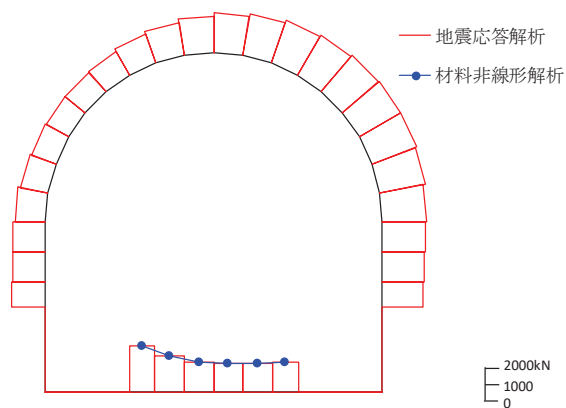


数値：材料非線形解析における評価対象部材の断面力
(c) せん断力 (kN)

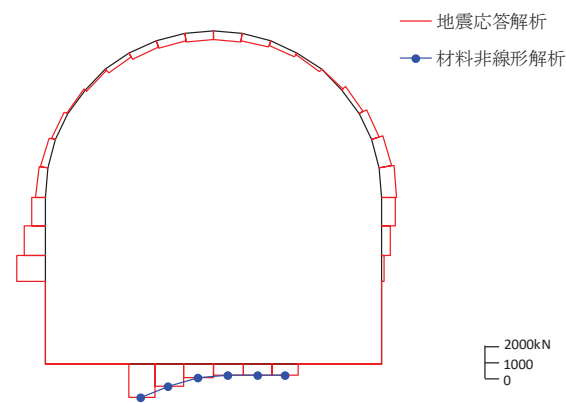
図 5-20 地震応答解析による断面力と材料非線形解析モデルにおける断面力の比較
(側壁, 解析ケース③, $S_s - N1 (+ +)$)



数値：材料非線形解析における評価対象部材の断面力
 (a) 曲げモーメント (kN・m)



数値：材料非線形解析における評価対象部材の断面力
 (b) 軸力 (kN) (+ : 引張, - : 圧縮)



数値：材料非線形解析における評価対象部材の断面力
 (c) せん断力 (kN)

図 5-21 地震応答解析による断面力と材料非線形解析モデルにおける断面力の比較
 (底版, 解析ケース④, $S_s - N1$ (++))

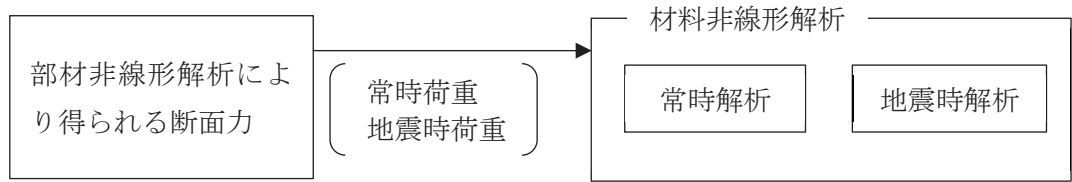


図 5-22 荷重の作用手順

表 5-20 材料非線形解析における作用荷重

部材			側壁	底板
地震動			$S_s - N1$ (++)	$S_s - N1$ (++)
解析ケース			解析ケース③	解析ケース④
常時荷重	曲げモーメント (kN・m)	ΔM	0.4052	-1.9168
	せん断力 (kN)	ΔQ_1	0.2923	-4.1078
		ΔQ_2	2.1473	1.9423
		ΔQ_3	2.0107	1.5002
		ΔQ_4		1.2893
		ΔQ_5		1.4918
		ΔQ_6		1.9296
	軸力 (kN)	ΔN_1	13.2967	9.1365
		ΔN_2	0.1834	-0.2204
		ΔN_3	0.1708	-0.1327
		ΔN_4		-0.0190
		ΔN_5		0.0949
ΔN_6			0.1851	
地震時荷重	曲げモーメント (kN・m)	ΔM	0.5289	14.4107
	せん断力 (kN)	ΔQ_1	8.1882	11.0063
		ΔQ_2	2.1794	-2.1653
		ΔQ_3	1.9622	-1.7379
		ΔQ_4		0.5889
		ΔQ_5		3.3939
		ΔQ_6		5.0979
	軸力 (kN)	ΔN_1	6.1363	8.0032
		ΔN_2	0.0542	-0.1259
		ΔN_3	0.7234	-0.0036
		ΔN_4		0.9697
		ΔN_5		3.3634
ΔN_6			5.7567	

(b) 評価結果

イ. 側壁の評価結果

評価対象部材（側壁）における荷重－変位曲線を図 5-23 に示す。同図は、評価対象部材において最も厳しい照査値となる地震動と解析ケースの組合せ（解析ケース③，地震動 $S_s - N1$ （++））の結果を示している。

図中の赤丸で示した 100 ステップは、地震応答解析（部材非線形解析）において得られた断面力図を再現した状態である。169 ステップ以降、変位の急増が認められる。なお、168 ステップにおいて、せん断補強筋の降伏が発生している。せん断補強筋の初期降伏箇所を図 5-24 に示す。

図 5-25 に、各ステップにおけるひび割れ図を示す。

ひび割れ図に着目すると、169 ステップまでは、荷重の増加に伴って徐々にひび割れが進展していくが、169 ステップ以降は、斜めひび割れが進展する様相を示している。したがって、169 ステップ以降の変位の発生は、斜めひび割れの進展に伴うものであると判断される。

以上のとおり、評価対象部材（側壁）に対する材料非線形解析では、斜めひび割れの進展によりせん断破壊に至ることを考慮し、169 ステップ（図中の青丸）をせん断耐力発生時の状態として設定する。

また、図 5-26 に、各ステップにおける変形図を示す。

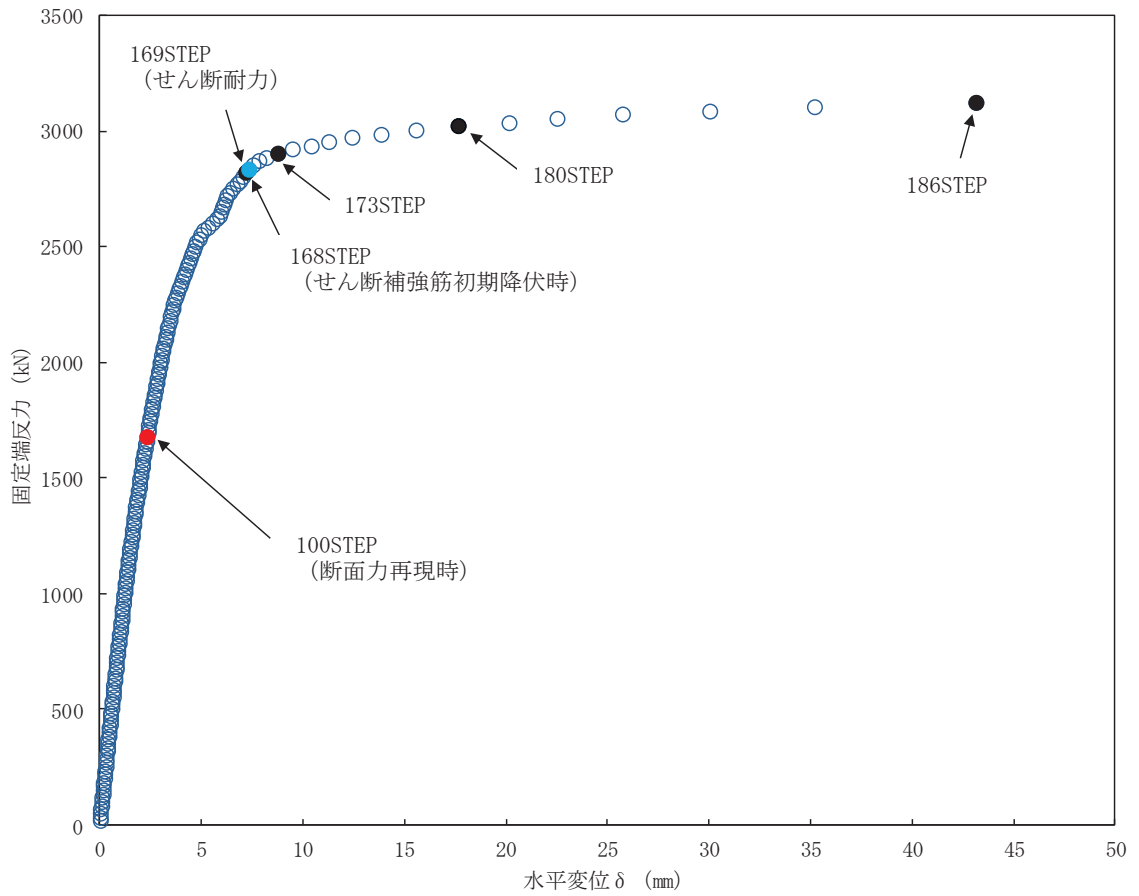


図 5-23 荷重-変位曲線
(側壁, 解析ケース③, $S_s - N1$ (++))

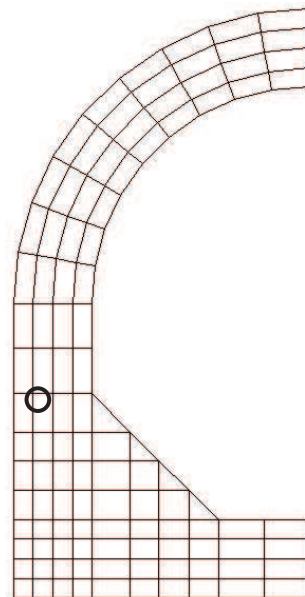
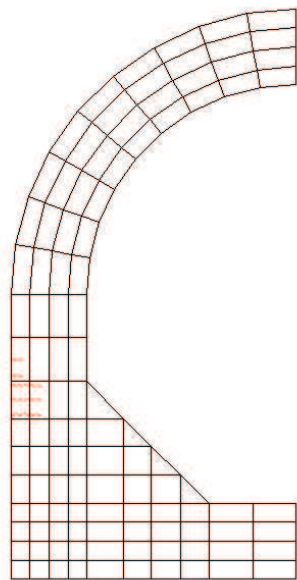
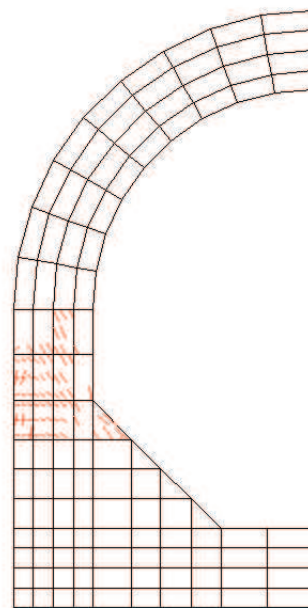


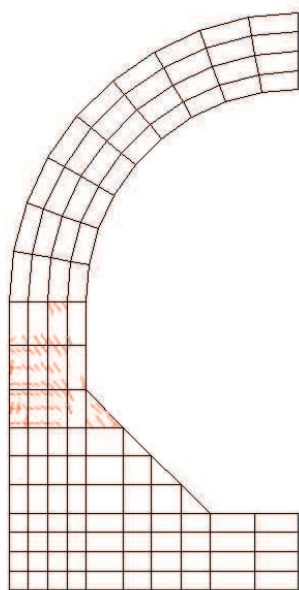
図 5-24 せん断補強筋の初期降伏箇所
(側壁, 解析ケース③, $S_s - N1$ (++) 168STEP)



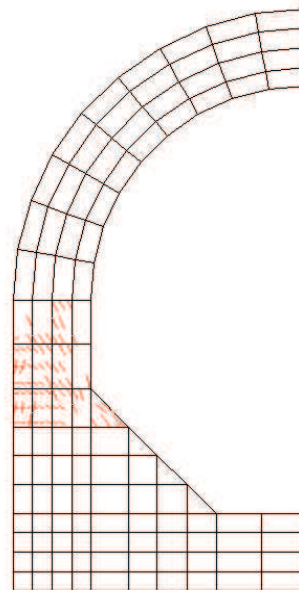
100STEP
断面力再現時



169STEP
せん断耐力

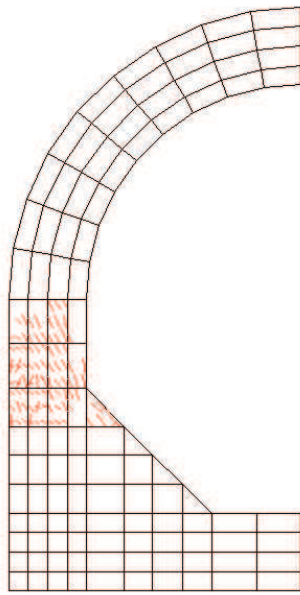


168STEP
せん断補強筋初期降伏時

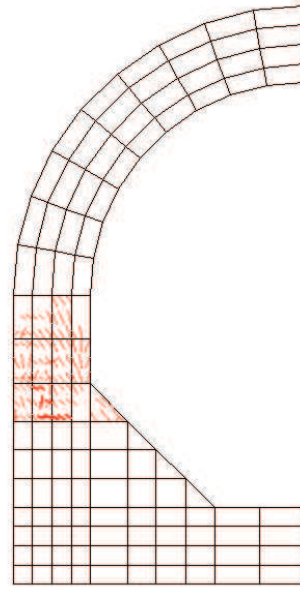


173STEP

図 5-25(1) 各ステップにおけるひび割れ図
(側壁, 解析ケース③, $S_s - N1$ (++))

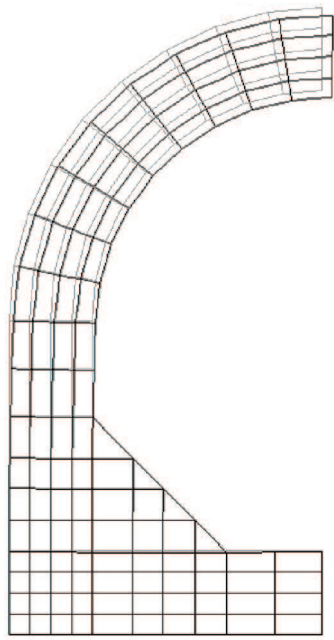


180STEP

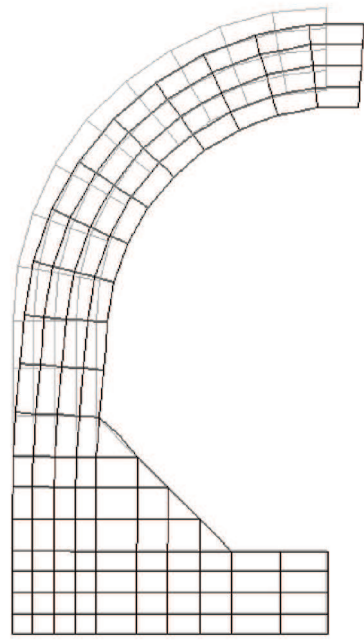


186STEP

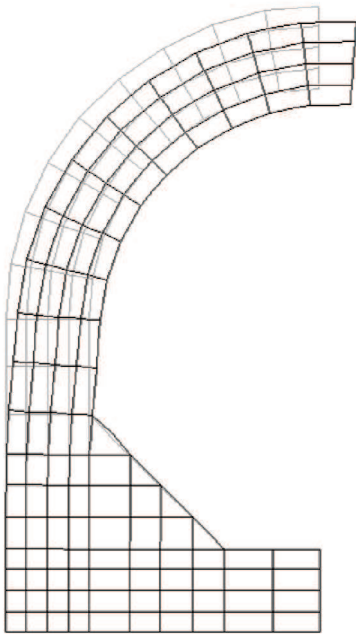
図 5-25(2) 各ステップにおけるひび割れ図
(側壁, 解析ケース③, $S_s - N1$ (++))



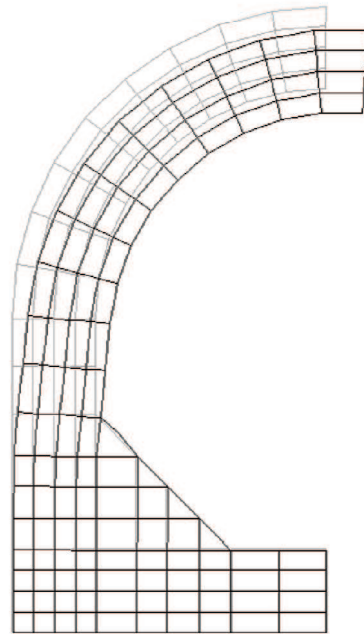
100STEP
断面力再現時



169STEP
せん断耐力



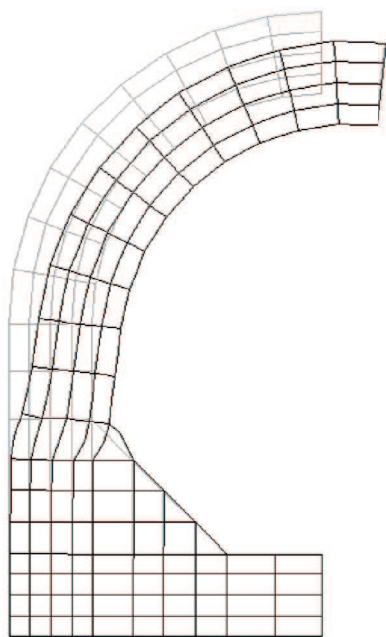
168STEP
せん断補強筋初期降伏時



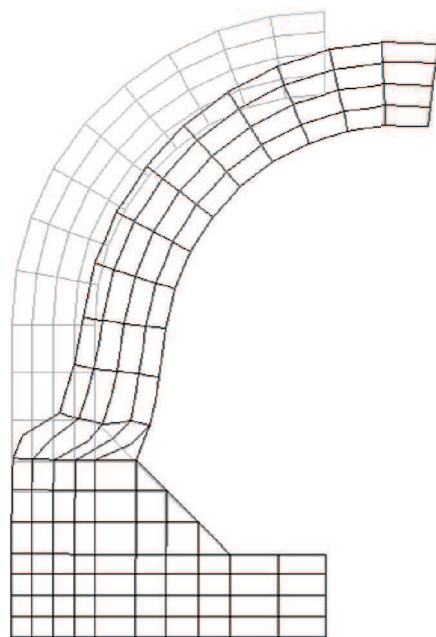
173STEP

変形倍率 (×20)

図 5-26(1) 各ステップにおける変形図
(側壁, 解析ケース③, $S_s - N1$ (++))



180STEP



186STEP

変形倍率 (×20)

図 5-26(2) 各ステップにおける変形図
(側壁, 解析ケース③, $S_s - N1$ (++))

ロ. 底版の評価結果

評価対象部材（底版）における荷重－変位曲線を図 5-27 に示す。同図は、評価対象部材において最も厳しい照査値となる地震動と解析ケースの組合せ（解析ケース④，地震動 S s - N 1 (++)）の結果を示している。

図中の赤丸で示した 100 ステップは、地震応答解析（部材非線形解析）において得られた断面力図を再現した状態である。143 ステップ以降、変位の急増が認められる。なお、155 ステップにおいて、せん断補強筋の降伏が発生している。せん断補強筋の初期降伏箇所を図 5-28 に示す。

図 5-29 に、各ステップにおけるひび割れ図を示す。

ひび割れ図に着目すると、143 ステップまでは、荷重の増加に伴って徐々にひび割れが進展していくが、143 ステップ以降は、斜めひび割れが急激に進展する様相を示している。したがって、143 ステップ以降の変位の発生は、斜めひび割れの進展に伴うものであると判断される。

以上のとおり、評価対象部材（底版）に対する材料非線形解析では、斜めひび割れの進展によりせん断破壊に至ることを考慮し、143 ステップ（図中の青丸）をせん断耐力発生時の状態として設定する。

また、図 5-30 に、各ステップにおける変形図を示す。

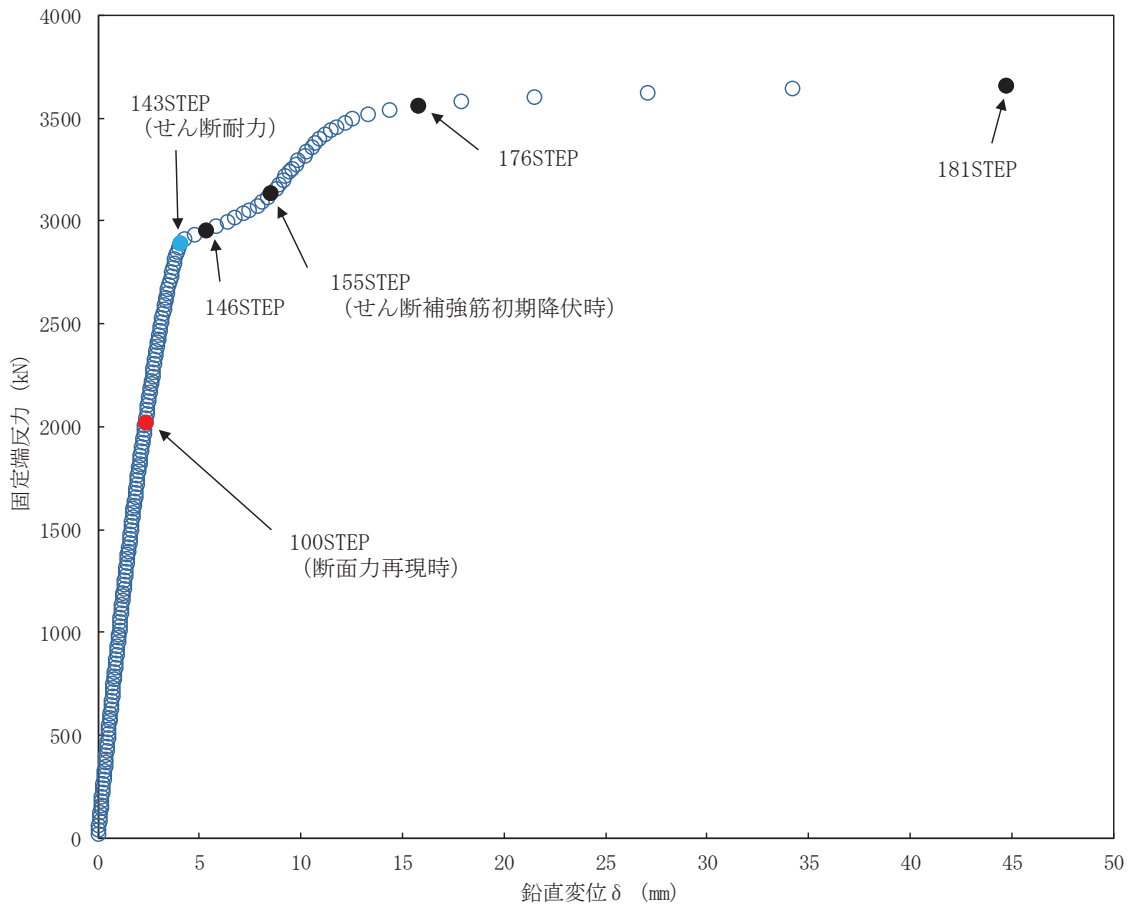


図 5-27 荷重-変位曲線
(底版, 解析ケース④, $S_s - N1$ (++))

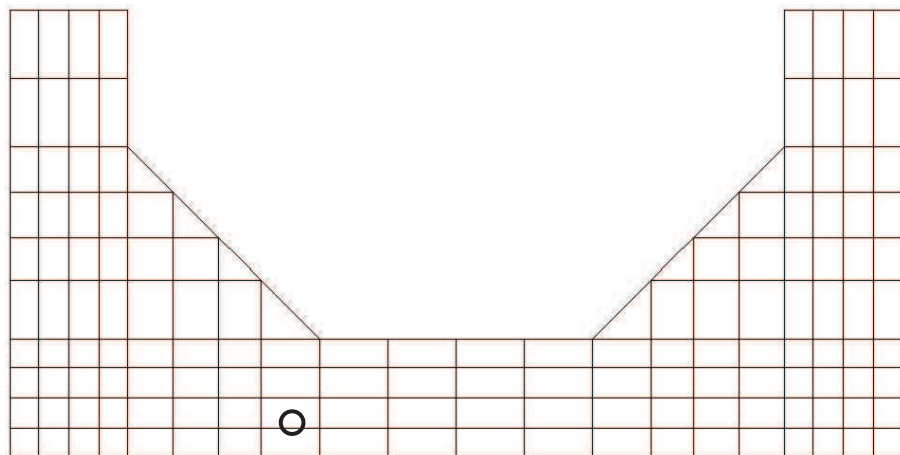


図 5-28 せん断補強筋の初期降伏箇所
(底版, 解析ケース④, $S_s - N1$ (++) 155STEP)

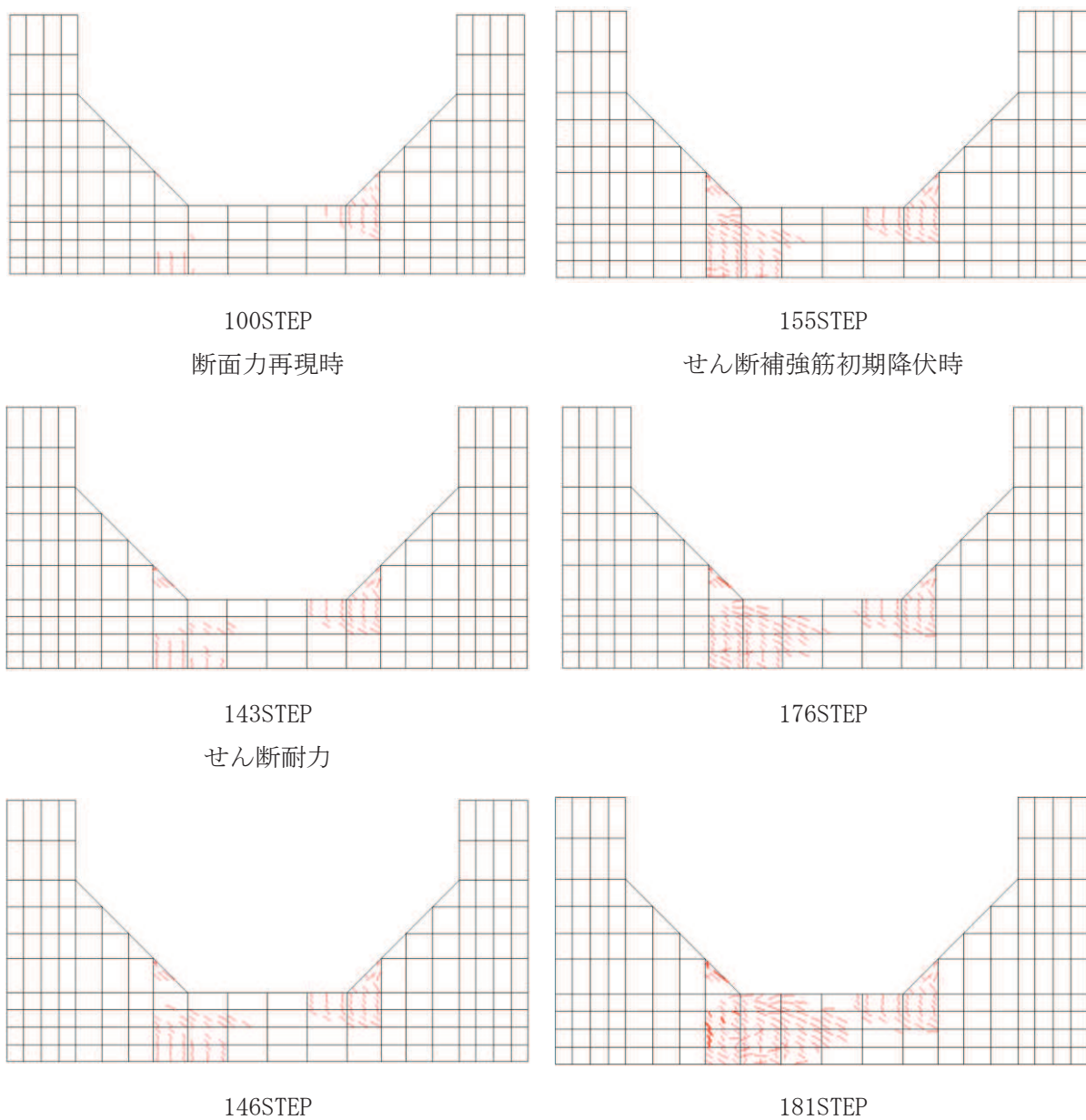
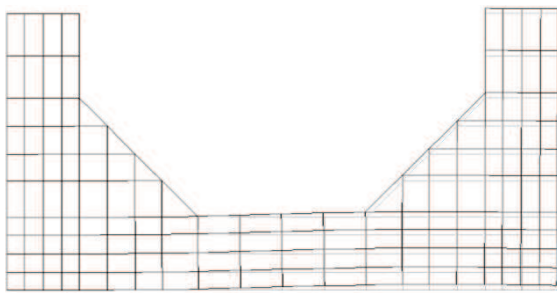
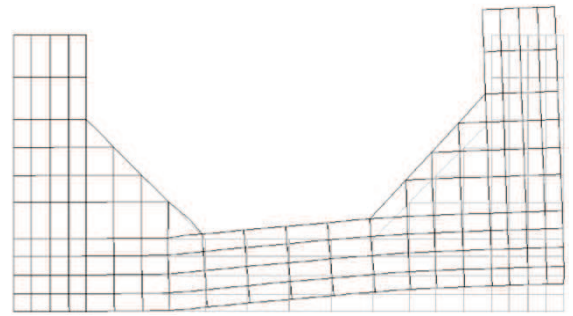


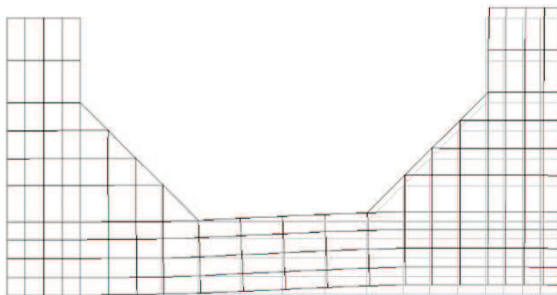
図 5-29 各ステップにおけるひび割れ図
(底版, 解析ケース④, $S_s - N1 (+ +)$)



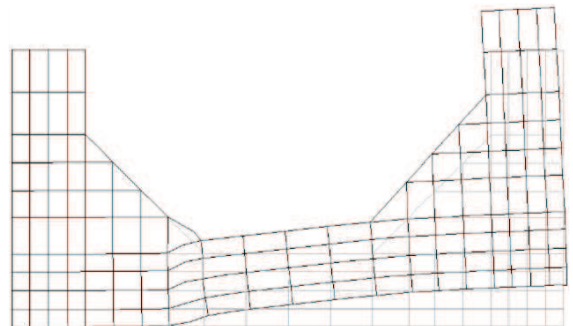
100STEP
断面力再現時



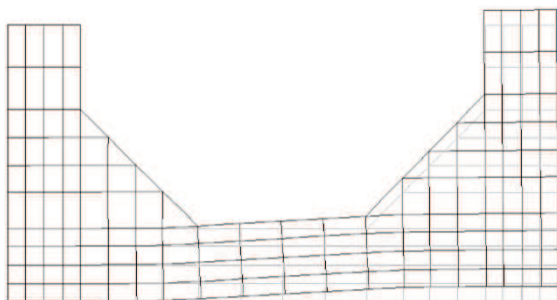
155STEP
せん断補強筋初期降伏時



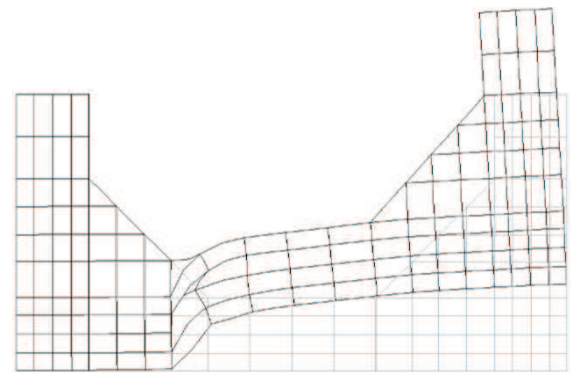
143STEP
せん断耐力



176STEP



146STEP



181STEP

変形倍率 (×20)

図5-30 各ステップにおける変形図
(底版, 解析ケース④, S_s-N1 (++))

ハ. せん断力に対する評価結果

せん断耐力式及び材料非線形解析によるせん断破壊に対する評価結果を，表 5-21 に示す。

同表より，全部材で照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。

表 5-21(1) せん断破壊に対する評価結果 (せん断耐力式及び材料非線形解析：全応力解析)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断耐力	照査値
					せん断力*2	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
					V_d (kN)	$V_{y d}$ (kN)	
①	S s - D 1	++	アーチ	1	935	1110	0.85
			側壁	3	1834	3051*3	0.61
			底版	4	2080	2480*3	0.84
		-+	アーチ	1	924	1110	0.84
			側壁	2	1842	2990*3	0.62
			底版	4	2189	2680*3	0.82
	S s - D 2	++	アーチ	1	911	1110	0.83
			側壁	2	1741	2804*3	0.63
			底版	4	2036	2701*3	0.76
		-+	アーチ	1	946	1110	0.86
			側壁	3	1678	2856*3	0.59
			底版	4	1880	2193*3	0.86
	S s - D 3	++	アーチ	1	836	1110	0.76
			側壁	3	1672	2813*3	0.60
			底版	4	1989	2584*3	0.77
		-+	アーチ	1	848	1110	0.77
			側壁	2	1648	2718*3	0.61
			底版	4	1980	2624*3	0.76
	S s - F 1	++	アーチ	1	833	1110	0.76
			側壁	3	1548	2629*3	0.59
			底版	4	1853	2372*3	0.79
		-+	アーチ	1	851	1110	0.77
			側壁	2	1555	2510*3	0.62
			底版	4	1803	2451*3	0.74
S s - F 2	++	アーチ	1	893	1110	0.81	
		側壁	3	1585	2612*3	0.61	
		底版	4	1799	2414*3	0.75	
	-+	アーチ	1	887	1110	0.80	
		側壁	2	1717	2632*3	0.66	
		底版	4	2033	2512*3	0.81	

注記*1：評価位置は図 5-31 に示す。

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

*3：材料非線形解析によるせん断耐力

表 5-21(2) せん断破壊に対する評価結果 (せん断耐力式及び材料非線形解析：全応力解析)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断耐力	照査値
					せん断力*2 V_d (kN)	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
①	S s - F 3	++	アーチ	1	645	1110	0.59
			側壁	2	1601	2838*3	0.57
			底版	4	1863	2725*3	0.69
		-+	アーチ	1	630	1110	0.57
			側壁	3	1507	2927*3	0.52
			底版	4	1780	2674*3	0.67
	S s - N 1	++	アーチ	1	892	1110	0.81
			側壁	2	1867	2625*3	0.72
			底版	4	2239	2589*3	0.87
		-+	アーチ	1	878	1110	0.80
			側壁	3	1850	2745*3	0.68
			底版	4	2204	2581*3	0.86
②	S s - D 2	++	アーチ	1	911	1110	0.83
			側壁	2	1736	2834*3	0.62
			底版	4	2030	2700*3	0.76
	S s - N 1	++	アーチ	1	880	1110	0.80
			側壁	2	1853	2693*3	0.69
			底版	4	2224	2600*3	0.86
③	S s - D 2	++	アーチ	1	908	1110	0.82
			側壁	2	1740	2804*3	0.63
			底版	4	2041	2645*3	0.78
	S s - N 1	++	アーチ	1	909	1110	0.82
			側壁	2	1883	2487*3	0.76
			底版	4	2257	2583*3	0.88
④	S s - D 2	++	アーチ	1	926	1110	0.84
			側壁	2	1753	2820*3	0.63
			底版	4	2044	2636*3	0.78
		-+	底版	4	1891	2188*3	0.87

注記*1：評価位置は図 5-31 に示す。

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

*3：材料非線形解析によるせん断耐力

表 5-21(3) せん断破壊に対する評価結果 (せん断耐力式及び材料非線形解析：全応力解析)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用 せん断力*2	せん断耐力	照査値
					V_d (kN)	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
④	S s - N 1	++	アーチ	1	905	1110	0.82
			側壁	2	1874	2559*3	0.74
			底版	4	2228	2537*3	0.88

注記*1：評価位置は図 5-31 に示す。

*2：照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 γ_a

*3：材料非線形解析によるせん断耐力

表 5-21 (4) せん断破壊に対する評価結果 (せん断耐力式及び材料非線形解析 : 有効応力解析)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断耐力	照査値
					せん断力*2 V_d (kN)	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
⑥	S s - D 1	++	アーチ	1	713	1110	0.65
			側壁	2	1313	2510*3	0.53
			底版	4	1661	2564*3	0.65
		-+	アーチ	1	705	1110	0.64
			側壁	3	1306	2605*3	0.51
			底版	4	1653	2523*3	0.66
	S s - D 2	++	アーチ	1	798	1110	0.72
			側壁	3	1413	2519*3	0.57
			底版	4	1566	2320*3	0.68
		-+	アーチ	1	805	1110	0.73
			側壁	2	1425	2484*3	0.58
			底版	4	1556	2292*3	0.68
	S s - D 3	++	アーチ	1	845	1110	0.77
			側壁	2	1413	2173*3	0.66
			底版	4	1619	2299*3	0.71
		-+	アーチ	1	843	1110	0.76
			側壁	3	1394	2129*3	0.66
			底版	4	1640	2271*3	0.73
	S s - F 1	++	アーチ	1	793	1110	0.72
			側壁	3	1352	2726*3	0.50
			底版	4	1485	1527	0.98
		-+	アーチ	1	801	1110	0.73
			側壁	2	1343	2241*3	0.60
			底版	4	1527	2222*3	0.69
S s - F 2	++	アーチ	1	739	1110	0.67	
		側壁	3	1260	2517*3	0.51	
		底版	4	1427	1503	0.95	
	-+	アーチ	1	736	1110	0.67	
		側壁	2	1259	2478*3	0.51	
		底版	4	1532	1616	0.95	

注記*1 : 評価位置は図 5-31 に示す。

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

*3 : 材料非線形解析によるせん断耐力

表 5-21 (5) せん断破壊に対する評価結果 (せん断耐力式及び材料非線形解析 : 有効応力解析)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断耐力	照査値
					せん断力*2	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
					V_d (kN)		
⑥	S s - F 3	++	アーチ	1	559	1110	0.51
			側壁	3	1105	2625*3	0.43
			底版	4	1464	1611	0.91
		-+	アーチ	1	562	1110	0.51
			側壁	2	1154	2880*3	0.41
			底版	4	1417	1622	0.88
	S s - N 1	++	アーチ	1	802	1110	0.73
			側壁	2	1383	2698*3	0.52
			底版	4	1479	1514	0.98
		-+	アーチ	1	798	1110	0.72
			側壁	3	1376	2774*3	0.50
			底版	4	1581	1630	0.97
⑦	S s - D 3	-+	アーチ	1	848	1110	0.77
			側壁	3	1393	2207*3	0.64
			底版	4	1653	2275*3	0.73
⑧	S s - D 3	-+	アーチ	1	833	1110	0.76
			側壁	3	1388	2209*3	0.63
			底版	4	1626	2280*3	0.72

注記*1 : 評価位置は図 5-31 に示す。

*2 : 照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 γ_a

*3 : 材料非線形解析によるせん断耐力

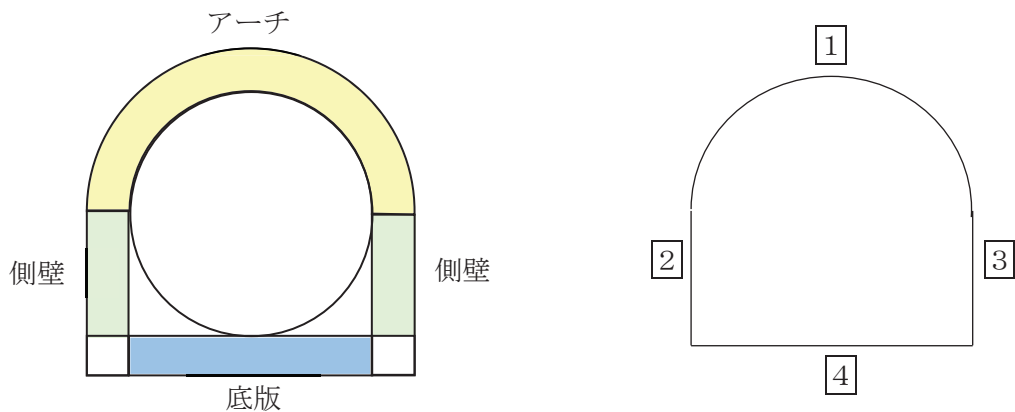


図 5-31 評価位置図 (土砂部 (断面①))

(2) 岩盤部（断面⑤）

構造強度を有することの確認及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないこと
の確認におけるせん断破壊に対する評価結果を表 5-22 に示す。照査値は、応力度を許容
限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

同表より、全ケースにおいて発生応力度は短期許容応力度を下回ることを確認した。

表 5-22 せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*		発生	発生	短期許容	照査値
					せん断力 V (kN)	応力度 τ_d (N/mm ²)	応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	
①	S _s -D 1	++	覆工部	1	67	0.20	0.63	0.32
		-+	覆工部	1	69	0.20	0.63	0.32
	S _s -D 2	++	覆工部	1	73	0.22	0.63	0.35
		-+	覆工部	1	74	0.22	0.63	0.35
	S _s -D 3	++	覆工部	1	62	0.18	0.63	0.29
		-+	覆工部	1	67	0.20	0.63	0.32
	S _s -F 1	++	覆工部	1	53	0.16	0.63	0.26
		-+	覆工部	1	55	0.16	0.63	0.26
	S _s -F 2	++	覆工部	1	69	0.20	0.63	0.32
		-+	覆工部	1	73	0.21	0.63	0.34
	S _s -F 3	++	覆工部	1	53	0.16	0.63	0.26
		-+	覆工部	1	50	0.15	0.63	0.24
S _s -N 1	++	覆工部	1	50	0.15	0.63	0.24	
	-+	覆工部	1	44	0.13	0.63	0.21	
②	S _s -D 2	-+	覆工部	1	71	0.21	0.63	0.34
③	S _s -D 2	-+	覆工部	1	80	0.24	0.63	0.39
④	S _s -D 2	-+	覆工部	1	79	0.23	0.63	0.37

注記*：評価位置は図 5-32 に示す。

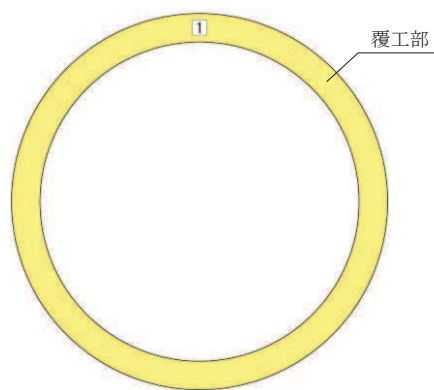


図 5-32 評価位置図 (岩盤部 (断面⑤))

5.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

5.3.1 土砂部（断面①）

土砂部（断面①）における基礎地盤（狐崎部層）の支持性能に対する評価結果を表 5-23 に示す。また、最大接地圧分布図を図 5-33 に示す。照査値は、接地圧を許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

同表より、基礎地盤（狐崎部層）に発生する接地圧が極限支持力を下回ることを確認した。

表 5-23(1) 基礎地盤（狐崎部層）の支持性能に対する評価結果（全応力解析）

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u	
①	S s - D 1	++	3.0	13.7	0.22	
		-+	3.0	13.7	0.22	
	S s - D 2	++	2.9	13.7	0.22	
		-+	3.3	13.7	0.25	
	S s - D 3	++	2.9	13.7	0.22	
		-+	2.7	13.7	0.20	
	S s - F 1	++	2.8	13.7	0.21	
		-+	2.9	13.7	0.22	
	S s - F 2	++	2.9	13.7	0.22	
		-+	3.3	13.7	0.25	
	S s - F 3	++	3.0	13.7	0.22	
		-+	2.7	13.7	0.20	
	S s - N 1	++	3.2	13.7	0.24	
		-+	3.0	13.7	0.22	
	②	S s - D 2	++	2.9	13.7	0.22
		S s - N 1	++	3.2	13.7	0.24
③	S s - D 2	++	3.0	13.7	0.22	
	S s - N 1	++	3.3	13.7	0.25	
④	S s - D 2	++	2.9	13.7	0.22	
	S s - N 1	++	3.2	13.7	0.24	

表 5-23(2) 基礎地盤（狐崎部層）の支持性能に対する評価結果（有効応力解析）

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
⑥	S _s -D1	++	2.8	13.7	0.21
		-+	2.8	13.7	0.21
	S _s -D2	++	3.0	13.7	0.22
		-+	3.0	13.7	0.22
	S _s -D3	++	3.1	13.7	0.23
		-+	3.1	13.7	0.23
	S _s -F1	++	2.8	13.7	0.21
		-+	2.8	13.7	0.21
	S _s -F2	++	2.7	13.7	0.20
		-+	2.7	13.7	0.20
	S _s -F3	++	2.7	13.7	0.20
		-+	2.6	13.7	0.19
	S _s -N1	++	2.9	13.7	0.22
		-+	2.8	13.7	0.21
⑦	S _s -D3	-+	3.1	13.7	0.23
⑧	S _s -D3	-+	3.0	13.7	0.22

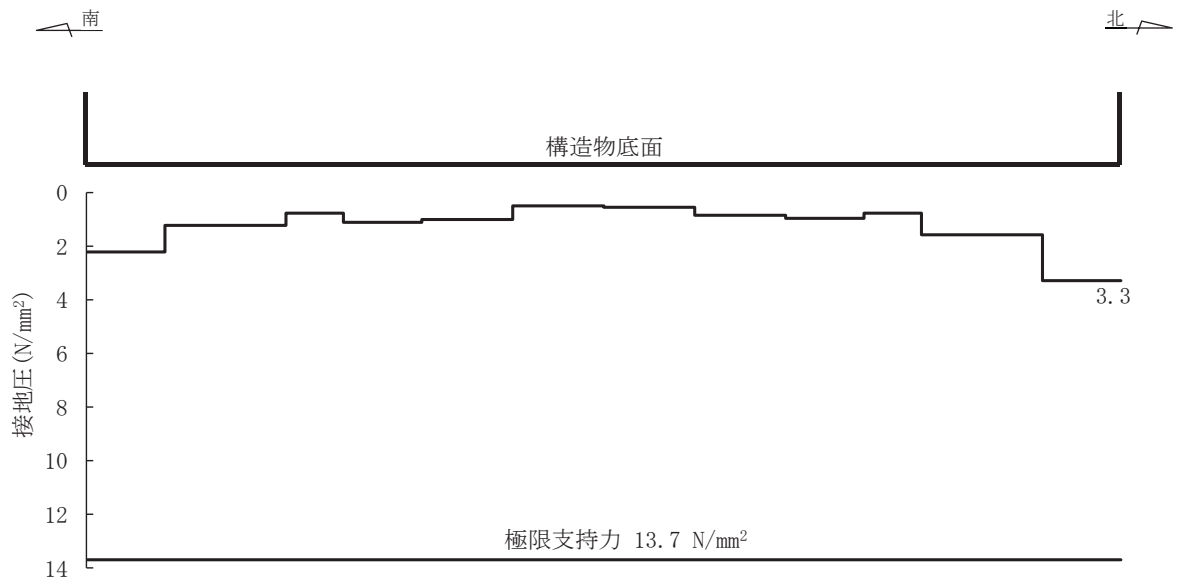


図 5-33(1) 基礎地盤の最大接地圧分布図 (土砂部 (断面①))
 (全応力解析) (解析ケース①, S_s-F 2 (-+))

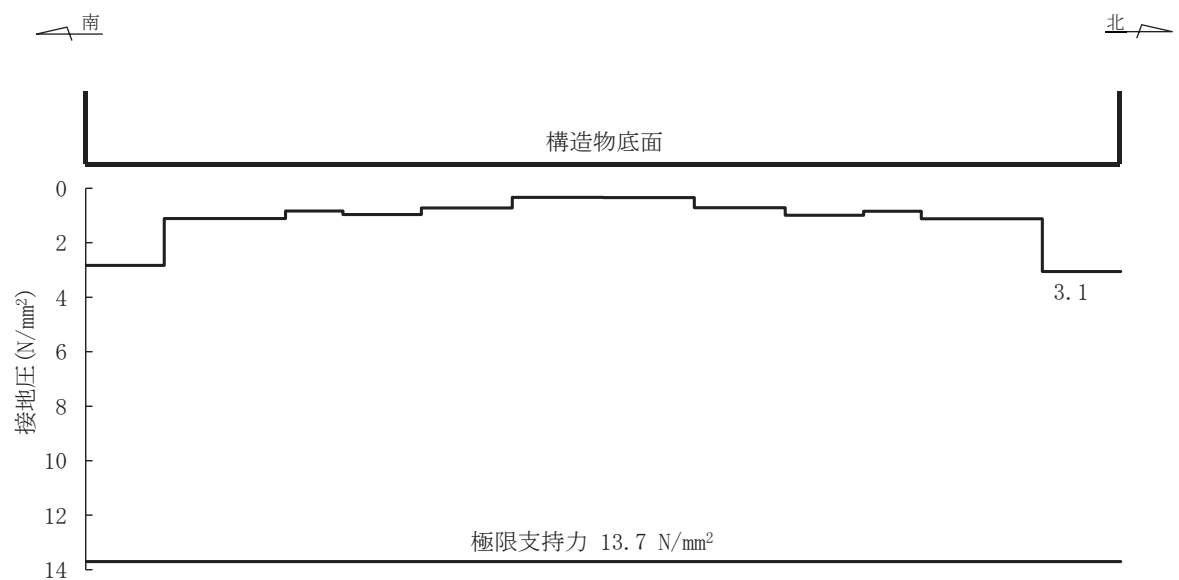


図 5-33(2) 基礎地盤の最大接地圧分布図 (土砂部 (断面①))
 (有効応力解析) (解析ケース⑥, S_s-D 3 (++)

5.3.2 岩盤部（断面⑤）

岩盤部（断面⑤）における基礎地盤（狐崎部層）の支持性能に対する評価結果を表 5-24 に示す。また、最大接地圧分布図を図 5-34 に示す。照査値は、接地圧を許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

同表より、基礎地盤（狐崎部層）に発生する接地圧が極限支持力を下回ることを確認した。

表 5-24 基礎地盤（狐崎部層）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 R_d (N/mm ²)	極限支持力 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u	
①	S s - D 1	++	0.5	13.7	0.04	
		-+	0.4	13.7	0.03	
	S s - D 2	++	0.5	13.7	0.04	
		-+	0.5	13.7	0.04	
	S s - D 3	++	0.4	13.7	0.03	
		-+	0.4	13.7	0.03	
	S s - F 1	++	0.4	13.7	0.03	
		-+	0.4	13.7	0.03	
	S s - F 2	++	0.4	13.7	0.03	
		-+	0.4	13.7	0.03	
	S s - F 3	++	0.4	13.7	0.03	
		-+	0.4	13.7	0.03	
	S s - N 1	++	0.4	13.7	0.03	
		-+	0.4	13.7	0.03	
	②	S s - D 2	-+	0.5	13.7	0.04
	③	S s - D 2	-+	0.5	13.7	0.04
④	S s - D 2	-+	0.5	13.7	0.04	

南

北

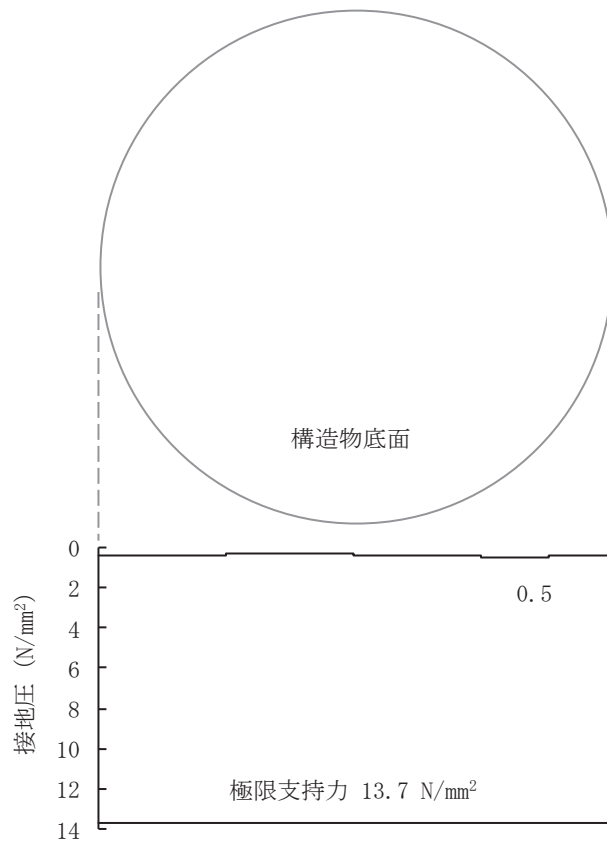


図 5-34 基礎地盤の最大接地圧分布図 (岩盤部 (断面⑤))
(解析ケース③, S s - D 2 (-+))

6. まとめ

排気筒連絡ダクトについては、基準地震動 S_s による耐震評価として、土砂部（断面①）では全応力解析及び有効応力解析、岩盤部（断面⑤）では全応力解析により、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊、及び基礎地盤の支持性能に対する評価を実施した。

構造部材の健全性については、構造部材の応力度、層間変形角、ひずみ、曲げモーメント及びせん断力が要求性能に応じた許容限界を下回ることを確認した。

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応力（接地圧）が極限支持力に基づく許容限界を下回ることを確認した。

排気筒連絡ダクト土砂部（断面①）においては、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊、及び基礎地盤の支持性能のいずれにおいても、全応力解析の最大照査値が大きい値となった。過剰間隙水圧比は、排気筒連絡ダクト土砂部（断面①）の頂部において0.8程度を示しているが、液状化には至っていない。この排気筒連絡ダクト土砂部（断面①）における頂部の最大せん断ひずみは、有効応力解析では全応力解析に比べ2%を超える範囲が広範囲に広がっており、せん断ひずみの最大値についても全応力解析では3%に対し9%程度と大きな値となっている。一方、排気筒連絡ダクト土砂部（断面①）の側壁付近のせん断ひずみは同等である。以上より、有効応力解析の方が、頂部付近で剛性低下して水平方向の摩擦力が小さくなった結果、全応力解析の方が厳しくなった。

以上から、排気筒連絡ダクトは、基準地震動 S_s による地震力に対して、構造強度を有すること、及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないことを確認した。

参考資料 4 地下水位の設定による影響

1. はじめに

女川原子力発電所においては、液状化検討対象施設を幅広く抽出するために、水位が高めに評価されるような解析条件にて浸透流解析を実施し、これを包絡するよう設計用地下水位を設定している。

これに対し、地下水位低下設備の信頼性向上（多重化等）により、平常時の地下水位は設計用地下水位より低くなる可能性がある。

排気筒連絡ダクト土砂部は、設計用地下水位と平常時水位の差が大きく、かつアーチ構造を有していることから、地下水位が低い場合の耐震評価への影響が大きいと考えられる。また、盛土内に設置された線状構造物であることから、地下水の移動をせき止めることで偏圧の影響が想定される。ここでは、排気筒連絡ダクト土砂部のうち、設計用地下水位と平常時水位の差が最も大きく、かつ耐震評価結果が最も厳しい断面①を対象に影響検討を行う。

影響検討は、「補足-600-1【地盤の支持性能について】3.3.2 耐震評価における設計用地下水位設定方針」に記載した以下のパターンに対し実施する。

- ・地下水位が低いことによる構造物周辺の地盤応答の影響に対する検討（パターンB）
- ・構造物の両側面に発生する水位差による偏圧の影響に対する検討（パターンC）

2. 評価方針

地盤応答への影響検討及び偏圧の影響検討は、設計用地下水位と平常時水位の差が大きく、耐震評価結果が最も厳しい土砂部（断面①）を評価対象断面とする。排気筒連絡ダクトにおける設計用地下水位及び平常時水位を図2-1及び図2-2に示す。

耐震評価は「資料3 排気筒連絡ダクトの耐震安全性評価について」における土砂部（断面①）の評価条件に基づき実施するものとし、設計用地下水位及び影響検討用地下水位を表2-1、地震応答解析モデル図を図2-3に示す。排気筒連絡ダクト土砂部（断面①）は「資料3 排気筒連絡ダクトの耐震安全性評価について」に記載のとおり、地盤が液状化に至っておらず、全応力解析の方が厳しい解析手法となることから、全応力解析にて検討を行う。地盤応答への影響検討に用いる検討用地下水位は、設計用地下水位と水位差が最も大きくなる岩盤上面に設定し、偏圧の影響検討に用いる検討用地下水位は、排気筒連絡ダクトが地下水の移動をせき止めた場合に最も偏圧が作用するよう、排気筒連絡ダクトより山側の水位を頂版上面、海側を岩盤上面に設定する。

影響検討に用いる地震動は、「資料3 排気筒連絡ダクトの耐震安全性評価について」の解析ケース①（基本ケース）の結果において、鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する評価で最も照査値が厳しい $S_s - D2$ （++）及びせん断破壊に対する評価で最も照査値が厳しい $S_s - N1$ （++）を用いる。

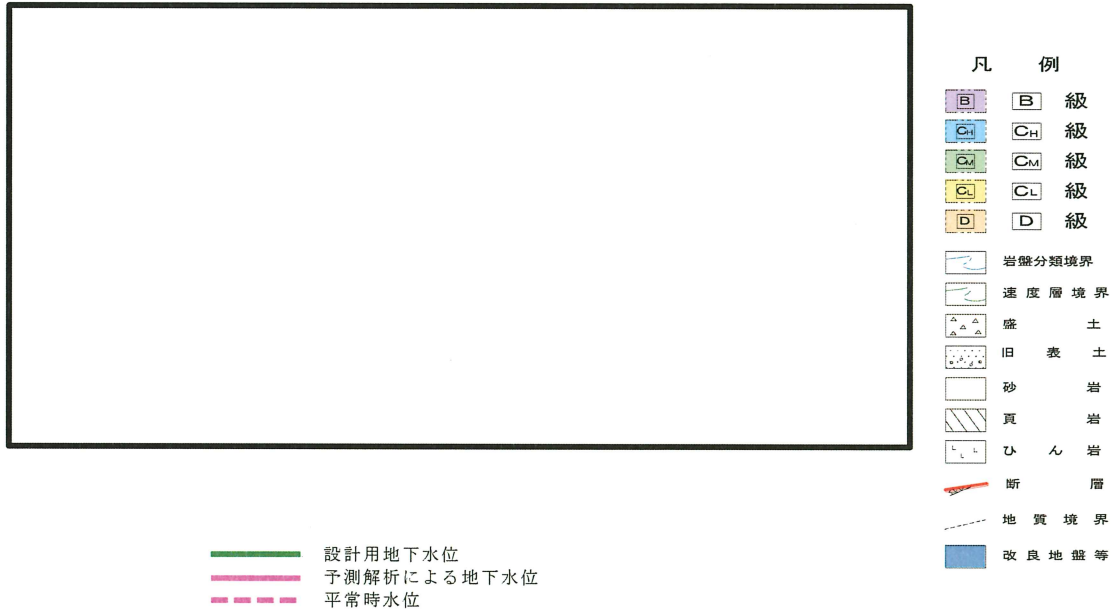


図 2-1 排気筒連絡ダクトにおける設計用地下水位と平常時水位の比較 (縦断)

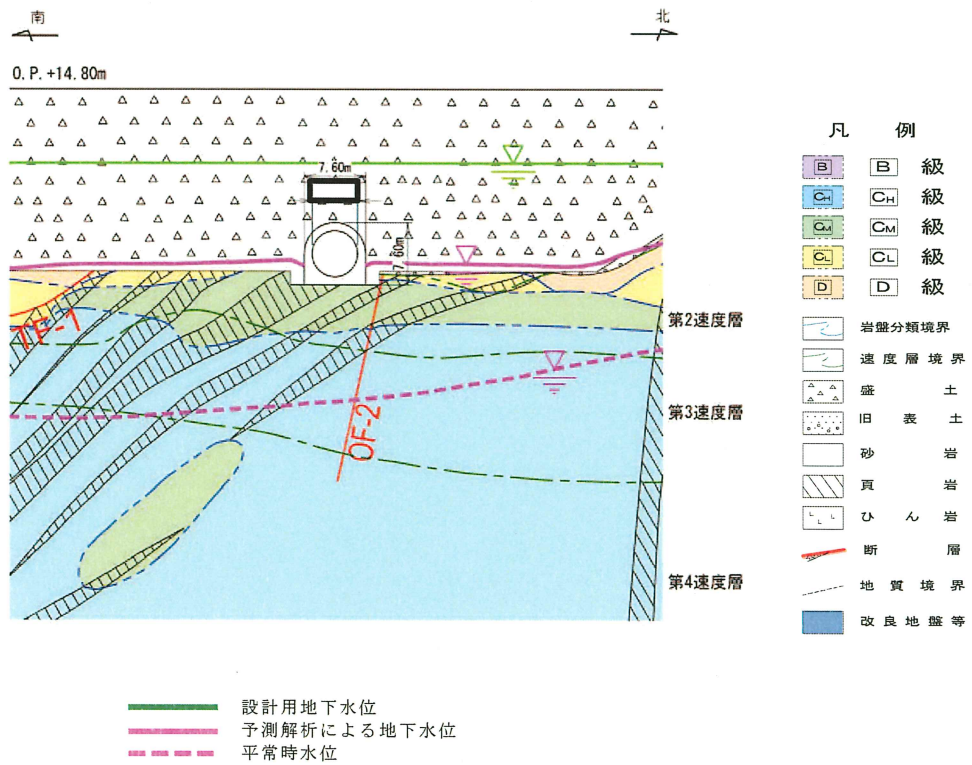


図 2-2 排気筒連絡ダクトにおける設計用地下水位と平常時水位の比較
(横断 (土砂部, 断面①))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

表 2-1 設計用地下水位及び影響検討用地下水位

検討ケース	地下水位
標準 (設計用地下水位)	O. P. +5.73m
地盤応答への影響 (地盤応答への影響検討用地下水位)	O. P. -9.10m
偏圧への影響 (偏圧の影響検討用地下水位)	O. P. -1.50m
	O. P. -9.10m

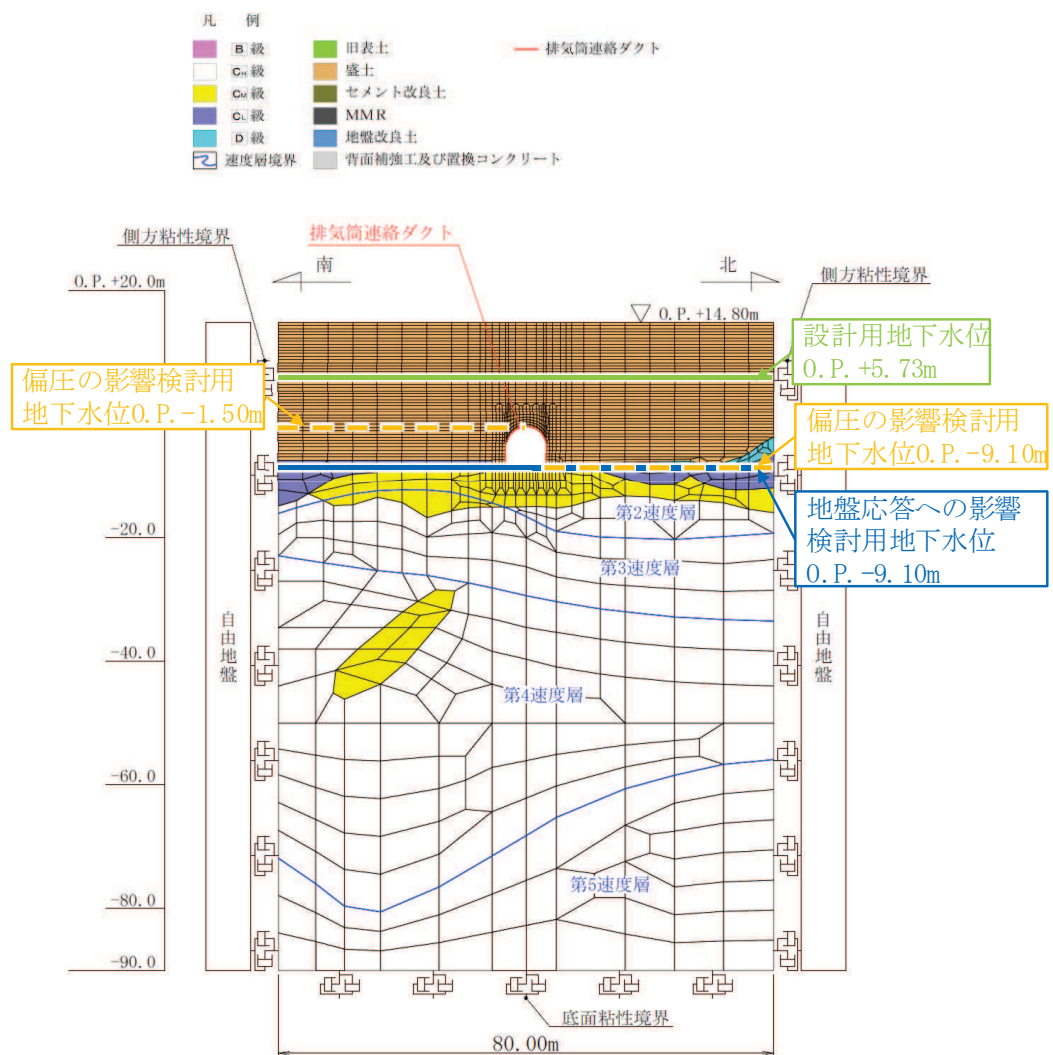


図 2-3 地震応答解析モデル図 (土砂部 (断面①))

3. 評価結果

排気筒連絡ダクトはSクラス施設の間接支持構造物であることから、構造強度を有することの確認及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認についての影響を確認する。

構造強度を有することの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表3-1に、Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表3-2に、せん断耐力式によるせん断破壊に対する評価結果を表3-3に、基礎地盤（狐崎部層）の支持性能に対する評価結果を表3-4に示す。

影響検討の結果、地下水位が低い場合の地盤応答への影響と構造物の両側面に発生する水位差による偏圧への影響は軽微であることを確認した。

表3-1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）

【S s - D 2 (++)】

検討ケース	照査用層間変形角* R_d	限界層間変形角 R_u	照査値 R_d/R_u
標準	1.41×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.15
地盤応答への影響	1.39×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.14
偏圧への影響	1.43×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.15

注記*：照査用層間変形角 R_d = 最大層間変形角 R × 構造解析係数 γ_a

表3-2(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（コンクリートの圧縮ひずみ，底版）

（Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認）【S s - D 2 (++)】

検討ケース	照査用ひずみ* ϵ_d	限界ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d/ϵ_R
標準	860 μ	2000 μ	0.43
地盤応答への影響	806 μ	2000 μ	0.41
偏圧への影響	806 μ	2000 μ	0.41

注記*：照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 3-2(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（主筋ひずみ，底版）
 (Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認)【S s - D 2 (++)】

検討ケース	照査用ひずみ*	限界ひずみ	照査値
	ϵ_d	ϵ_R	ϵ_d / ϵ_R
標準	1349 μ	1725 μ	0.79
地盤応答への影響	1201 μ	1725 μ	0.70
偏圧への影響	1204 μ	1725 μ	0.70

注記*：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 3-3 セン断破壊に対する評価結果【S s - N 1 (++)】

検討 ケース	評価位置*1		照査用 せん断力*2 V_d (kN)	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 (部材非線形 解析) $V_d / V_{y d}$	照査値 (材料非線形 解析) $V_d / V_{y d}$
	標準	アーチ	1	892	1110	0.81
側壁		2	1867	1074	1.74	0.72
底版		4	2239	1640	1.37	0.87
地盤応答 への影響	アーチ	1	827	1110	0.75	—
	側壁	2	1729	1075	1.61	*3
	底版	4	2062	1641	1.26	*3
偏圧 への影響	アーチ	1	856	1110	0.78	—
	側壁	2	1794	1074	1.68	*3
	底版	4	2159	1640	1.32	*3

注記*1：評価位置は図 3-1 に示す。

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

*3：標準ケースよりせん断耐力式の照査値が小さいので，材料非線形解析を用いれば照査値 1.0 未満となる見込み。

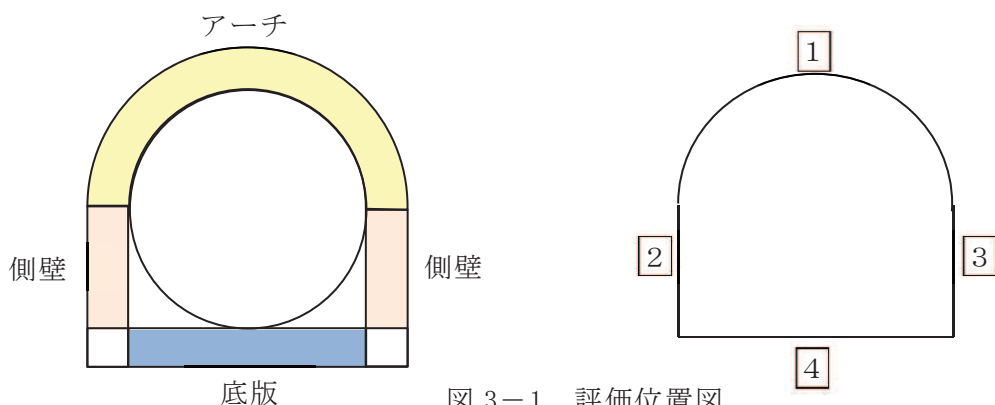


図 3-1 評価位置図

表 3-4 基礎地盤（狐崎部層）の支持性能に対する評価結果【 $S_s - N1 (+ +)$ 】

検討ケース	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
標準	3.2	13.7	0.24
地盤応答への影響	3.0	13.7	0.22
偏圧への影響	3.0	13.7	0.22

4. まとめ

排気筒連絡ダクトは、地下水位が低いことで非保守的になる可能性のあるアーチ構造で、耐震設計への影響が考えられることから、地下水位が低い場合の地盤応答への影響と構造物の両側面に発生する水位差による偏圧への影響検討を行った。

評価の結果、標準ケースに比べて地下水位が低い場合と構造物の両側面に発生する水位差による偏圧が作用した場合の照査値はほとんど変わらないことから、平常時の地下水位が設計用地下水位より低くなること及び偏圧力が作用することの影響は軽微であることを確認した。

地下水位が高い方が盛土の単位体積重量が増加するため、盛土の慣性力が大きくなり排気筒連絡ダクトへの作用土圧は大きくなる傾向となる。また、静水圧（揚圧力）も大きくなる。一方で、地下水位が高い方が、有効上載圧が小さくなることで盛土の初期せん断弾性係数 G_0 及びせん断強度 τ_f が小さくなり、発生せん断応力は小さくなる傾向となる。これらのことから、全応力解析において盛土の地下水位が構造物の耐震性に及ぼす影響が軽微であるという結果になったと考えられる。

参考資料 6 軸力の変動が部材の非線形特性に与える影響について

排気筒連絡ダクト土砂部（断面①）の地震応答解析では、全応力解析及び有効応力解析を実施しており、鉄筋コンクリート部材を非線形はり要素にてモデル化している。有効応力解析においては、非線形特性（ $M-\phi$ 関係）にはトリリニアモデルを適用しており、コンクリートの履歴特性は修正武田モデルを適用している。解析コードは「FLIP Ver. 7.3.0_2」となり、地震時における鉄筋コンクリート部材の軸力は一定として扱われる。

排気筒連絡ダクト土砂部（断面①）において、降伏曲げモーメント M_y に対する評価を行う部材はSクラス施設を支持する機能を有する底版となっているが、軸力の変動が底版の評価に与える影響は軽微であることから、耐震評価において軸力が一定となる解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」の当該非線形特性を用いても支持機能評価に影響は無い。

資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の耐震安全性評価

追而

- ・ 参考資料 2 については，別途示す。
- ・ 参考資料 3 については，別途示す。
- ・ 断面⑥の評価結果については，別途示す。

目 次

1. 評価方法	資料 5-1
2. 評価条件	資料 5-1
2.1 適用規格	資料 5-1
2.2 構造及び補強の概要	資料 5-4
2.3 耐震評価フロー	資料 5-16
2.4 地震時荷重算出断面の選定	資料 5-19
2.5 使用材料及び材料の物性値	資料 5-24
2.6 地盤物性値	資料 5-24
2.7 評価構造物諸元	資料 5-29
2.8 地下水位	資料 5-32
3. 地震応答解析	資料 5-34
3.1 地震応答解析手法	資料 5-34
3.2 地震応答解析モデルの設定	資料 5-37
3.2.1 解析モデル領域	資料 5-37
3.2.2 境界条件	資料 5-39
3.2.3 構造物のモデル化	資料 5-44
3.2.4 隣接構造物のモデル化	資料 5-45
3.2.5 地盤及び MMR のモデル化	資料 5-45
3.2.6 ジョイント要素の設定	資料 5-45
3.3 減衰定数	資料 5-51
3.4 荷重の組合せ	資料 5-59
3.4.1 機器・配管荷重	資料 5-60
3.4.2 外水圧	資料 5-64
3.4.3 積載荷重	資料 5-64
3.5 地震応答解析の解析ケース	資料 5-65
3.5.1 耐震評価における解析ケース	資料 5-65
4. 二次元構造解析	資料 5-71
4.1 評価対象部材	資料 5-71
4.2 解析方法	資料 5-73
4.3 解析モデルの諸元	資料 5-73
4.3.1 解析モデル	資料 5-73
4.3.2 使用材料及び材料の物性値	資料 5-76
4.4 入力荷重	資料 5-76
4.4.1 常時荷重	資料 5-77
4.4.2 慣性力	資料 5-83
4.4.3 地震時土圧及び周面せん断力	資料 5-86
5. 評価内容	資料 5-89

5.1	入力地震動の設定	資料 5-89
5.2	許容限界の設定	資料 5-118
5.2.1	鉄筋コンクリート部材の健全性に対する許容限界	資料 5-118
5.2.2	鋼材の健全性に対する許容限界	資料 5-143
5.2.3	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	資料 5-145
6	評価結果	資料 5-146
6.1	地震応答解析結果	資料 5-146
6.1.1	解析ケースと照査値	資料 5-146
6.1.2	作用荷重分布図	資料 5-163
6.1.3	最大せん断ひずみ分布	資料 5-165
6.2	二次元構造解析結果	資料 5-170
6.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する照査	資料 5-170
6.2.2	せん断破壊に対する照査	資料 5-184
6.3	構造部材の健全性に対する評価結果	資料 5-190
6.3.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	資料 5-190
6.3.2	せん断破壊に対する評価結果	資料 5-247
6.4	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	資料 5-296
7.	まとめ	資料 5-297

参考資料

- 参考資料 1 津波に対する止水機能を有する施設の評価について・・・・・・・・資料 5- (参考) 1-1
- 参考資料 2 静的地震力に対する評価結果・・・・・・・・資料 5- (参考) 2-1
- 参考資料 3 側壁新設部の既設部との接合方法について・・・・・・・・資料 5- (参考) 3-1
- 参考資料 4 地震応答解析モデルの検証について・・・・・・・・資料 5- (参考) 4-1
- 参考資料 5 頂版及び底版への側壁モーメントの影響について・・・・・・・・資料 5- (参考) 5-1
- 参考資料 6 鋼材端部を固定境界とした場合の照査結果・・・・・・・・資料 5- (参考) 6-1
- 参考資料 7 防潮壁と海水配管ダクト（鉛直部）の相互影響・・・・・・・・資料 5- (参考) 7-1
- 参考資料 8 耐震評価における地震時荷重の設定の考え方・・・・・・・・資料 5- (参考) 8-1

: 本日の説明範囲

1. 評価方法

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）（以下「海水配管ダクト（鉛直部）」という。）は、耐震重要施設及び常設重大事故等対処設備である原子炉補機冷却海水系配管、高圧炉心スプレイ補機冷却海水系配管等を側壁及び隔壁で間接支持しており、支持機能が要求される。頂版には浸水防止設備である浸水防止蓋を間接支持する支持機能及び浸水防止のための止水機能が要求される。

海水配管ダクト（鉛直部）については、基準地震動 S_s による耐震評価として、構造部材の曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持性能に対する評価を実施する。

構造部材の健全性評価については、鉄筋コンクリート部材の応力度、ひずみ及びせん断力が要求性能に応じた許容限界を下回ることを確認する。また鋼材については、応力度が許容限界を下回ること及び座屈に対する安定性を確認する。

基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が極限支持力に基づく許容限界を下回ること、マンメイドロック（以下「MMR」という。）に発生する応力（接地圧）が支圧強度を下回ること及び MMR の健全性を確認する。

2. 評価条件

2.1 適用規格

海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価にあたっては、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会 2002 年制定）（以下「コンクリート標準示方書」という。）、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 電気技術基準調査委員会）を適用するが、鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊の許容限界の一部については、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（2005 年 6 月 土木学会 原子力土木委員会）（以下「土木学会マニュアル」という。）を、鋼材の曲げの許容限界については、道路橋示方書・同解説（Ⅰ 共通編・Ⅱ 鋼橋編）（社団法人 日本道路協会、平成 14 年 3 月）を適用する。基礎地盤の支持性能の許容限界については、道路橋示方書・同解説（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）（社団法人 日本道路協会、平成 14 年 3 月）を適用する。

また、材料非線形解析によりせん断耐力を求める場合の材料定数については、コンクリート標準示方書〔設計編〕（土木学会 2017 年制定）（以下「コンクリート標準示方書 2017」という。）を適用する。

表 2-1 に適用する規格、基準類を示す。

表 2-1(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	・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会 2002 年制定)	・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] (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] (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	・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (2005 年 6 月 土木学会 原子力土木委員会)	・曲げ・軸力系の破壊に対する照査において, 圧縮縁コンクリートひずみが 1.0% (10000 μ) を下回ることを確認*	・構造強度を有すること
		・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*	・構造強度を有すること ・S クラスの施設を支持する機能を損なわないこと
	・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会 2002 年制定)	・曲げ・軸力系の破壊に対する照査において, 発生応力度が短期許容応力度を下回ることを確認及びおおむね弾性範囲として発生ひずみが限界ひずみ (コンクリート圧縮 2000 μ , 主筋ひずみ 1725 μ) を下回ることを確認*	・構造強度を有すること ・S クラスの施設を支持する機能を損なわないこと
		・せん断破壊に対する照査は, 発生応力度が短期許容応力度を下回ることを確認	・止水機能を損なわないこと
	・道路橋示方書・同解説 (I 共通編・II 鋼橋編) (日本道路協会 平成 14 年 3 月)	・鋼材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査において, 発生応力度が短期許容応力度を下回ることを確認	—
	・道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV 下部構造編) (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*	—

注記* : 妥当な安全余裕を考慮する。

表 2-1(2) 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
地震応答解析	<ul style="list-style-type: none"> ・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 電気技術基準調査委員会) 	<ul style="list-style-type: none"> ・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 構造及び補強の概要

海水配管ダクト（鉛直部）の位置図を図 2-1 に、平面図を図 2-2 に、鉛直縦断図を図 2-3 及び図 2-4 に、水平断面図を図 2-5～図 2-10 に、概略配筋図を図 2-11～図 2-16 に示す。

海水配管ダクト（鉛直部）は、海水ポンプ室と原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）「以下「海水配管ダクト（水平部）」という。」を結ぶ、鉄筋コンクリート及び鋼材から構成される地中構造物であり、幅（横断方向）34.55m、延長（鉛直方向）24.00m、高さ 4.70～5.90m の 9 連の構造である。

図 2-2 の平面図に示すとおり、海水配管ダクト（鉛直部）は、海水ポンプ室の西側側壁と一体となる 5 連カルバートの南北に揚水井戸及び側壁が設置された構造であり、中央の 5 連のうち南側の 4 連部が海水配管ダクト（水平部）に連続しており、原子炉補機冷却海水系配管及び高圧炉心スプレイ補機冷却海水系配管等が設置されている。北側のカルバート部はアクセス用の空間である。西側の構造境界である海水配管ダクト（水平部）との接合部には耐震ジョイントが設置されており、東側は、海水配管ダクト（鉛直部）と比較して規模・重量が十分に大きい海水ポンプ室に懸架され一体構造となっている。

中央の 5 連カルバート部と揚水井戸の計 7 連部分が既設の構造である。鉛直部は、図 2-3 の鉛直縦断図に示すとおり深度方向に隔壁の配置が変化し、図 2-4 に示すとおり断面②～⑤の 4 つの内空断面と頂版（断面①）及び底版（断面⑥）を有する構造物である。

新規制基準への適合を目的とした耐震補強として、既設の 7 連構造に対し、北端及び南端の側壁の追加、鋼材の設置、後施工せん断補強工法（CCb 工法）の適用、地盤改良を施工しており、補強工事の概要と目的を以下に示す。

北端及び南端の側壁は、既設部材が南北方向にせん断変形するのを抑えるために新たに設置した鉄筋コンクリート壁（設計基準強度 50.0N/mm²）である。補強部材は、既設部と海水ポンプ室側壁に鉄筋の定着を取り一体化しており、一体化の方法については、参考資料 3 に詳細を示す。

断面②、③、④に設置した鋼材（SM490）及び断面②、⑤に施工した後施工せん断補強工法（CCb 工法）は共に、東西方向に作用する面直土圧への抵抗であり、鋼材は軸力により、後施工せん断補強工法はせん断耐力の向上により抵抗する。鋼材（新設）の構造を図 2-17 に、CCb 工法を適用した箇所を図 2-18 及び図 2-19 に示す。

海水配管ダクト（鉛直部）の周囲は、海水ポンプ室への土圧低減を主目的に広範囲に地盤改良されている。ただし、高圧攪拌噴射に伴う既設躯体への損傷を防止するため既設躯体の近傍 1m については、原地盤である盛土が分布している。地盤改良範囲の平面図を図 2-20 に示す。また、図 2-20 に断面位置を示した、改良地盤部の南北断面図を図 2-21 に、躯体と改良地盤の間の盛土部の南北断面を図 2-22 に、海水配管ダクト（鉛直部）の南北断面を図 2-23 に、東西断面図を図 2-24 にそれぞれ示す。海水配管ダクト（水平部）を通る南北断面では、改良地盤は門型の形状をしており、海水配管ダクト（鉛直部）の周囲では、改良地盤は北側と南側に分布している。また、地盤改良部の南北断面には防潮壁のフーチング及び基礎杭が近接して設置されている。海水配管ダクト（鉛直部）と防潮壁との相互作用については、参考資料 7 に示す。

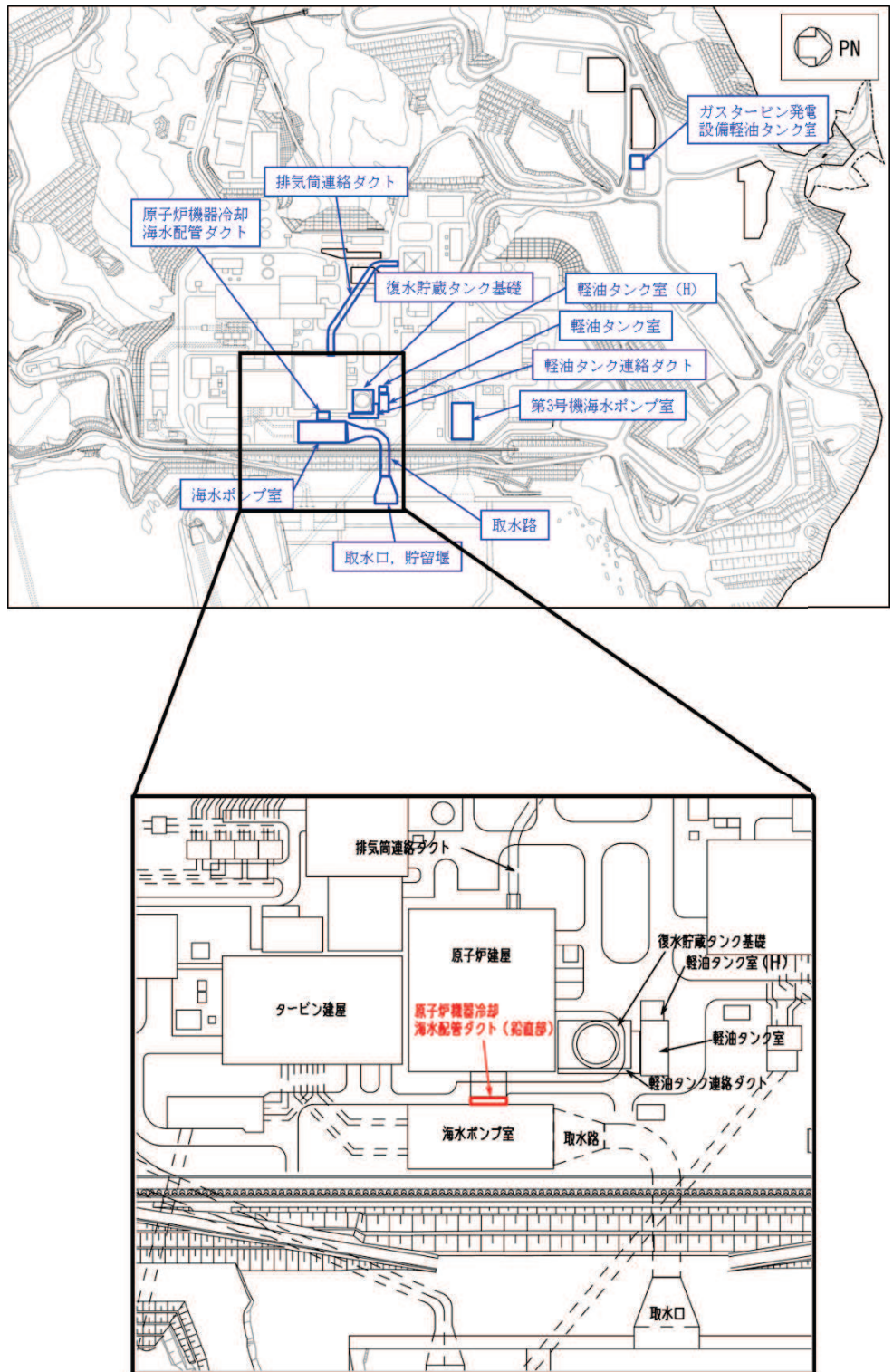
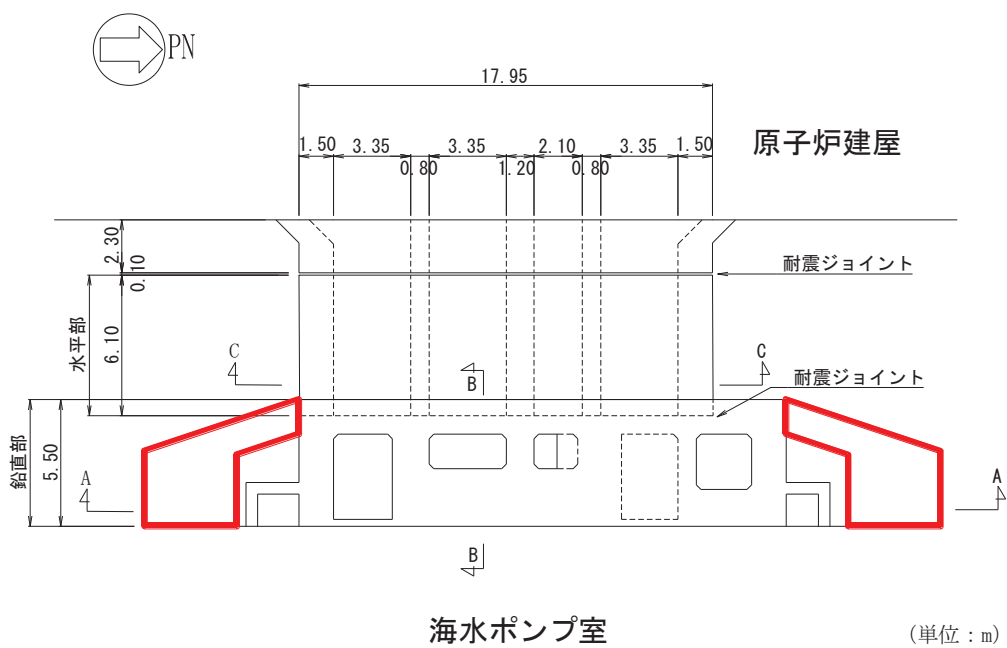
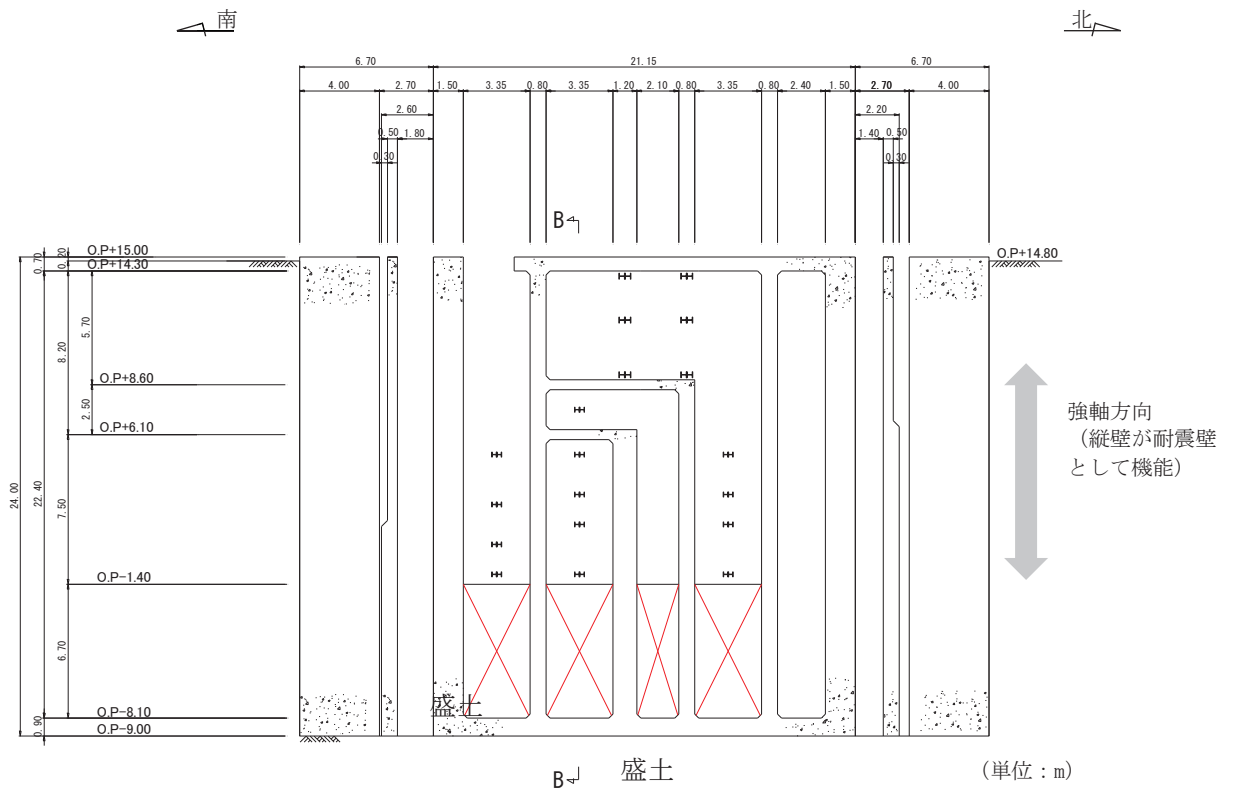


図 2-1 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の位置図



: 側壁 (新設部, $f'_{ck} = 50\text{N/mm}^2$)

図 2-2 原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) 平面図



*注記：図中の H-H は鋼材を示し，X-X は海水配管ダクト（水平部）との接続部を示す。

図 2-3 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）南北縦断図（A-A 断面）

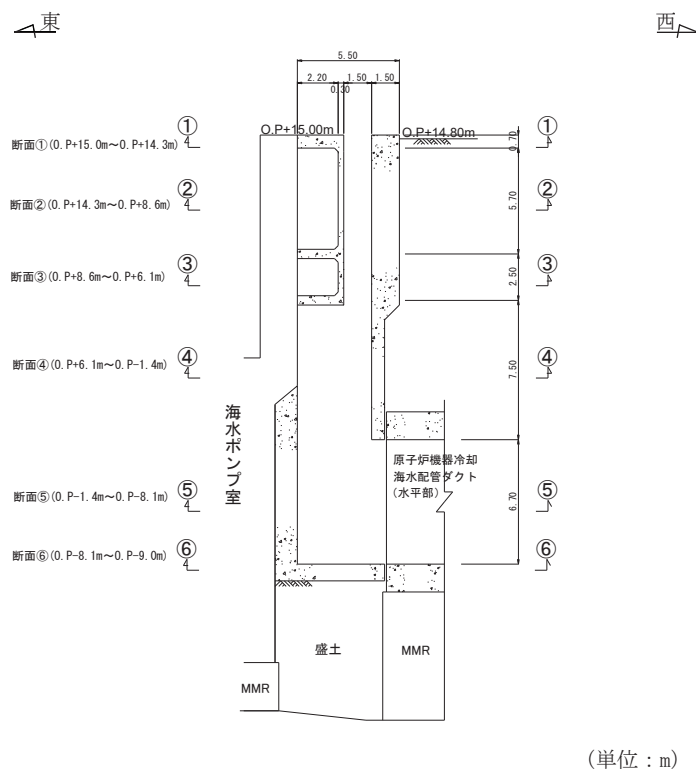


図 2-4 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）東西縦断図（B-B 断面）

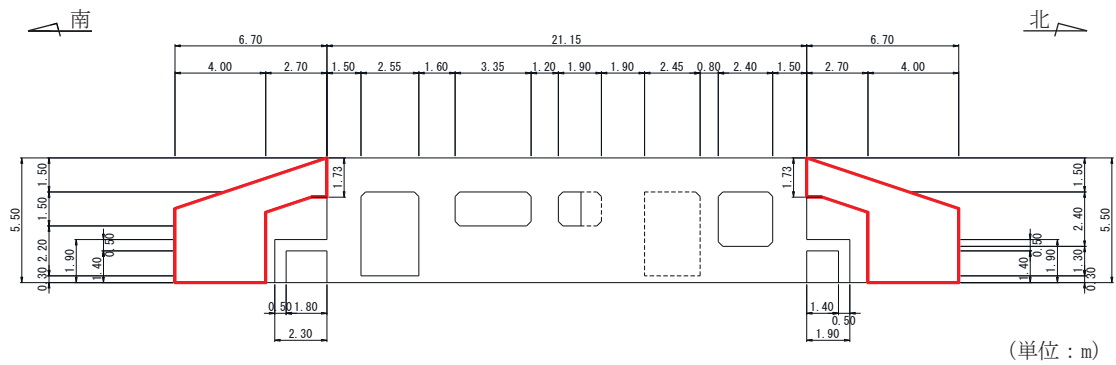


図 2-5 原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) 水平断面図 (断面①)

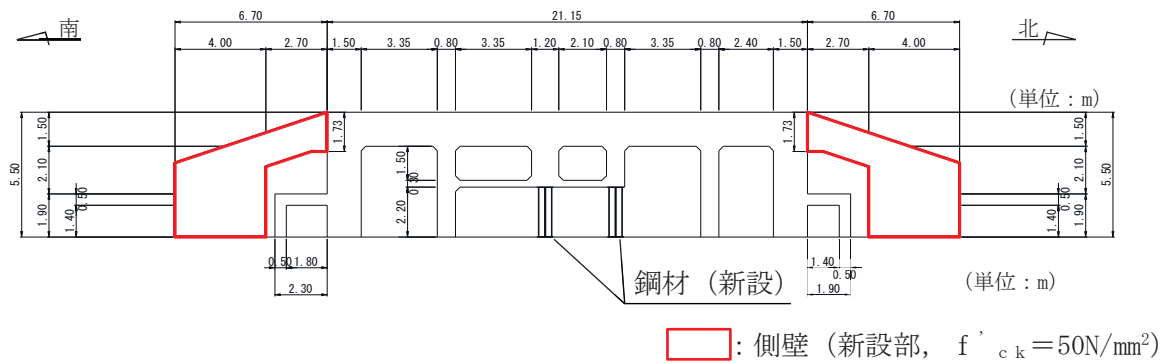


図 2-6 原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) 水平断面図 (断面②)

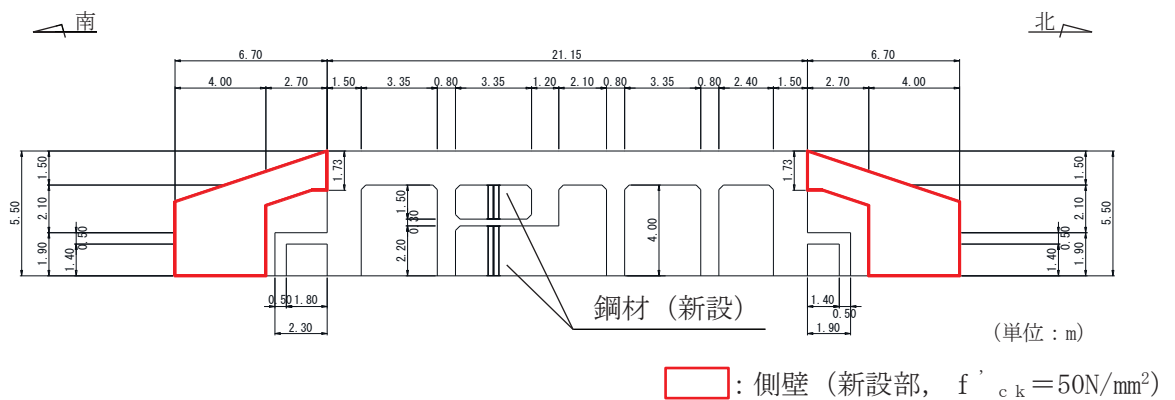
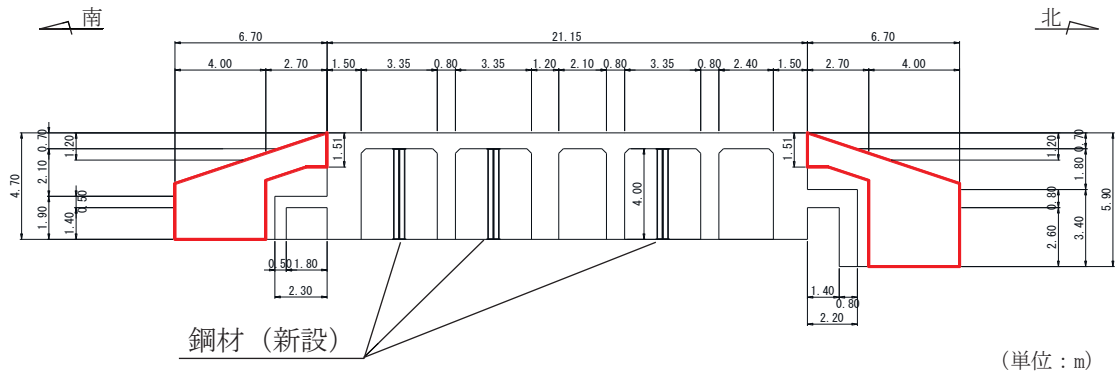
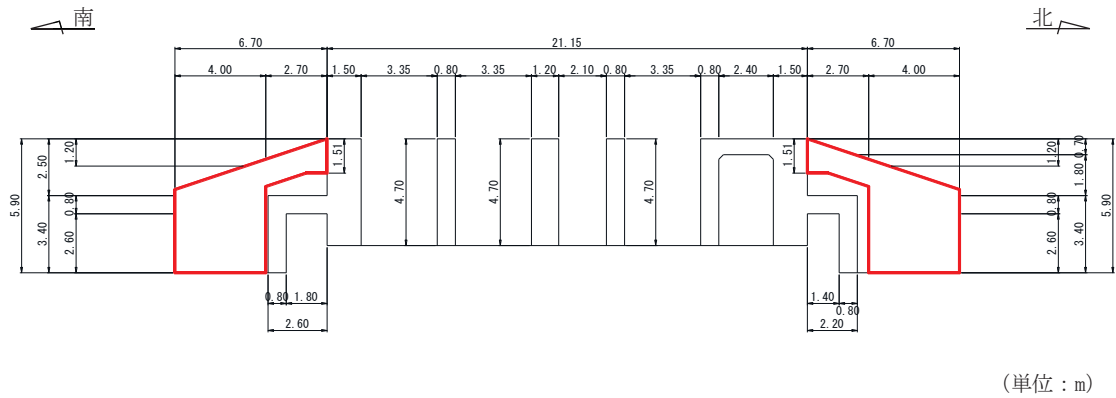


図 2-7 原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) 水平断面図 (断面③)



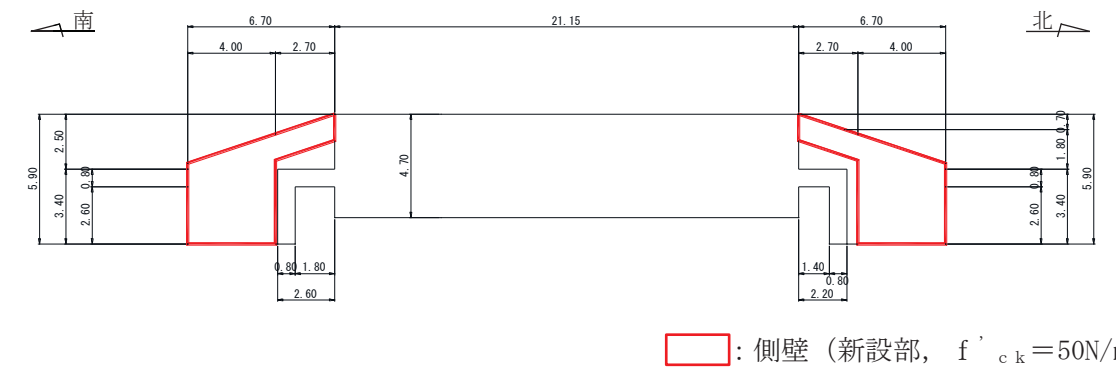
□: 側壁 (新設部, $f'_{ck} = 50\text{N/mm}^2$)

図 2-8 原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) 水平断面図 (断面④)



□: 側壁 (新設部, $f'_{ck} = 50\text{N/mm}^2$)

図 2-9 原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) 水平断面図 (断面⑤)



□: 側壁 (新設部, $f'_{ck} = 50\text{N/mm}^2$)

図 2-10 原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) 水平断面図 (断面⑥)

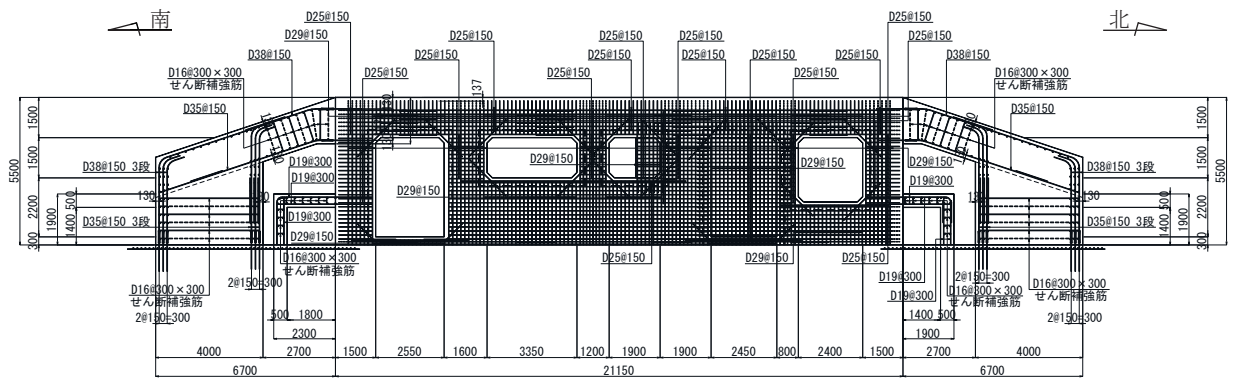
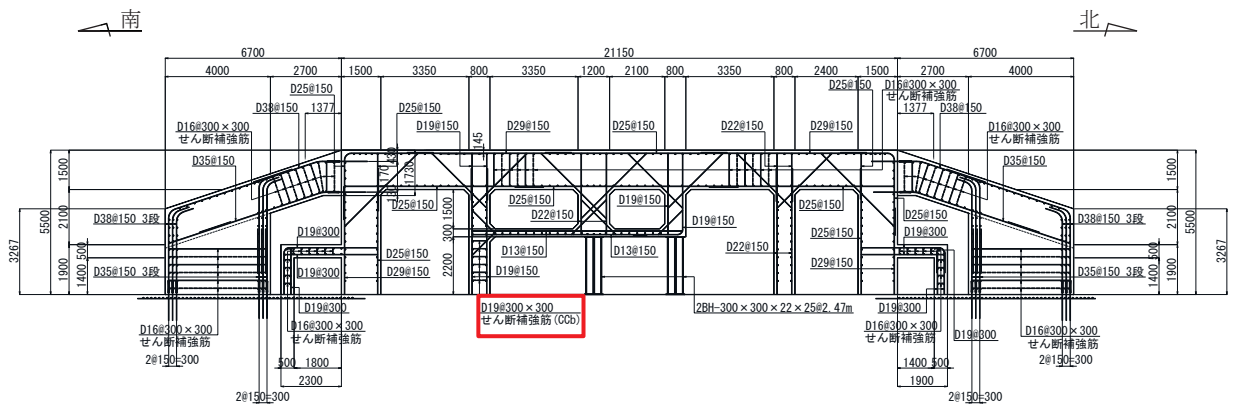


図 2-11 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）概略配筋図（断面①）



□ : CCb 工法適用箇所

図 2-12 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）概略配筋図（断面②）

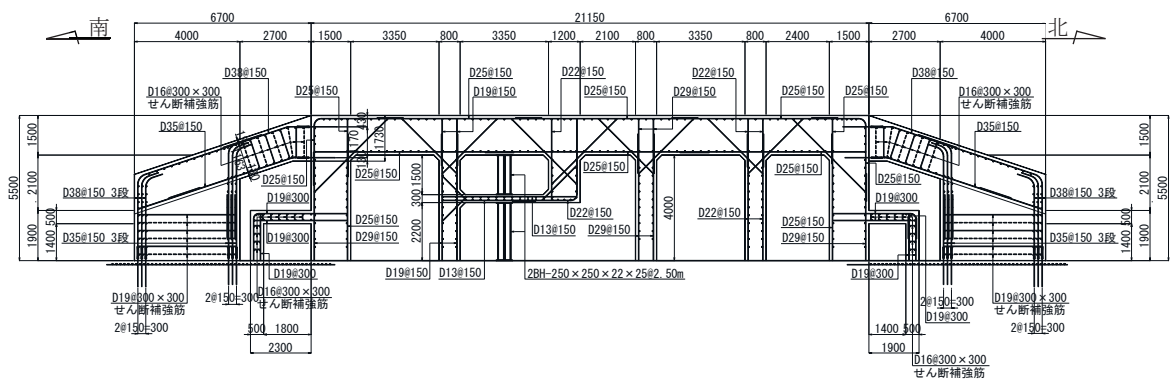


図 2-13 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）概略配筋図（断面③）

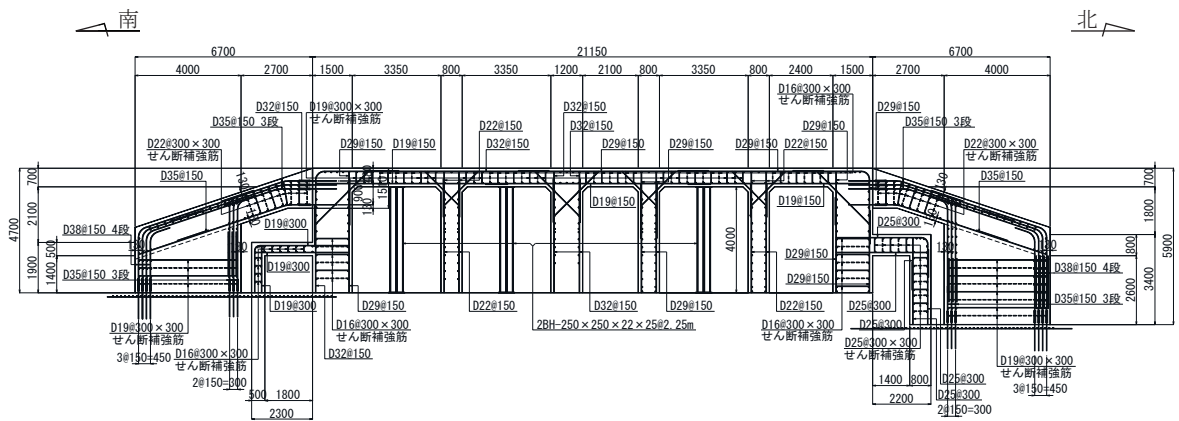
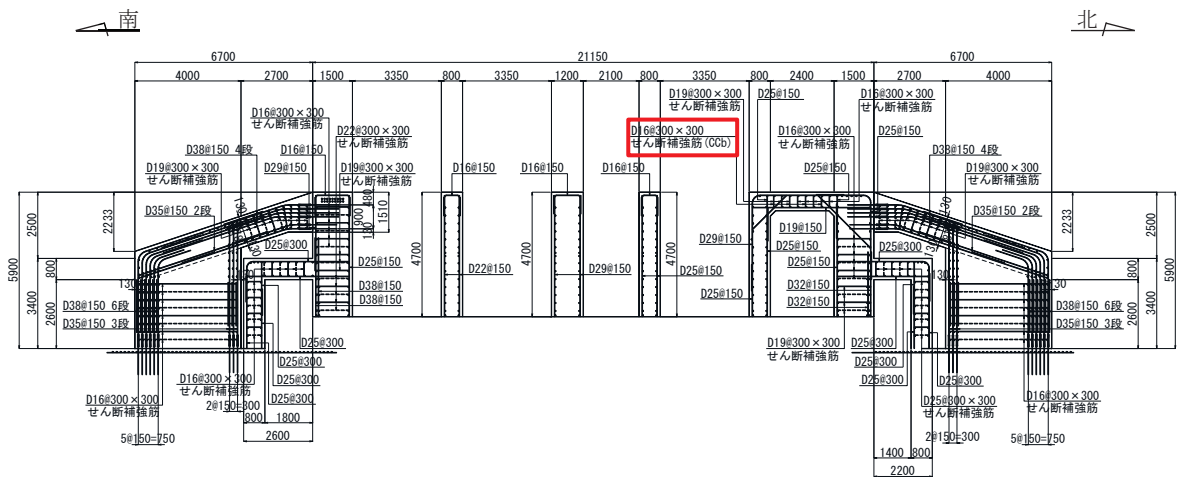


図 2-14 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）概略配筋図（断面④）



□ : CCb 工法適用箇所

図 2-15 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）概略配筋図（断面⑤）

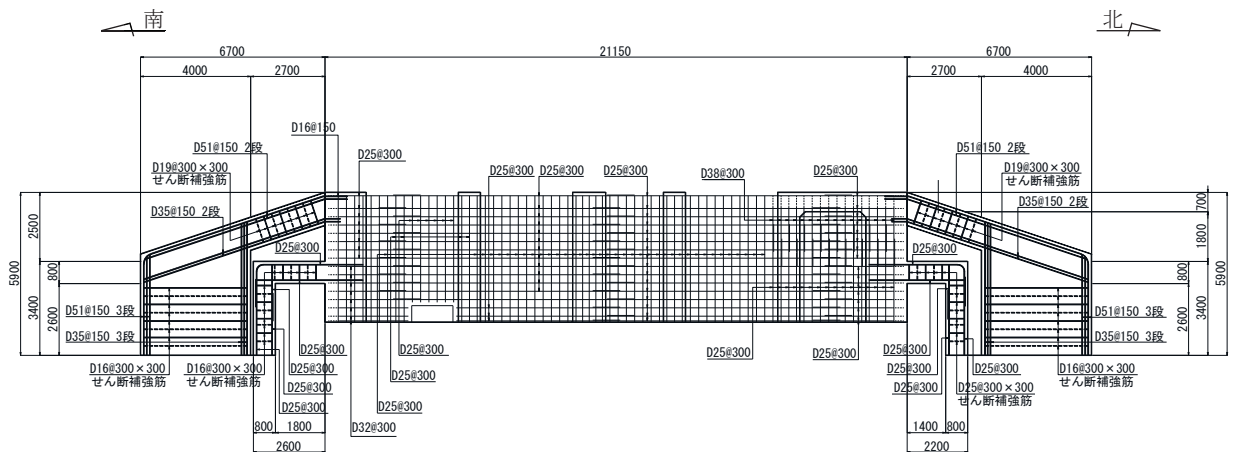


図 2-16 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）概略配筋図（断面⑥）

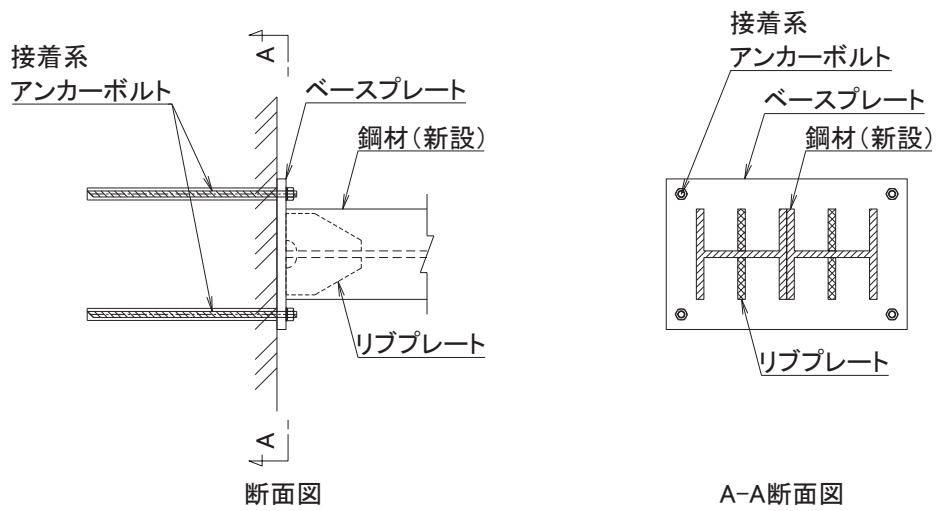


図 2-17 鋼材 (新設) の構造

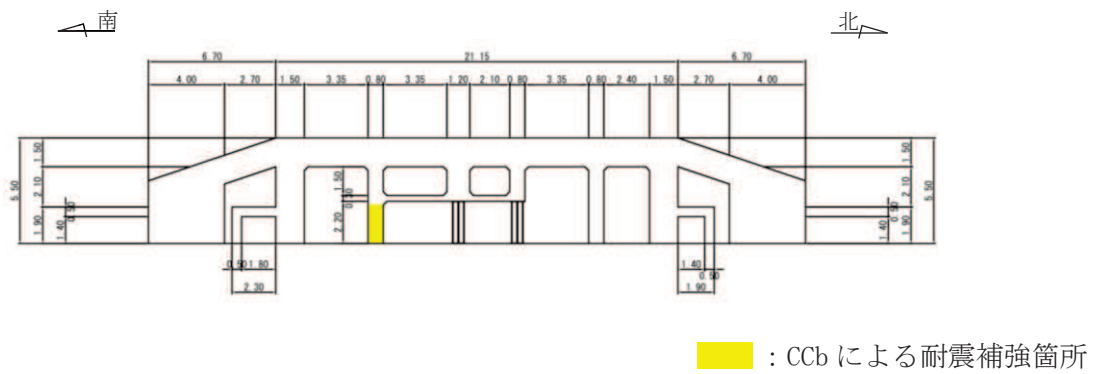


図 2-18 CCbによる耐震補強箇所 (断面②)

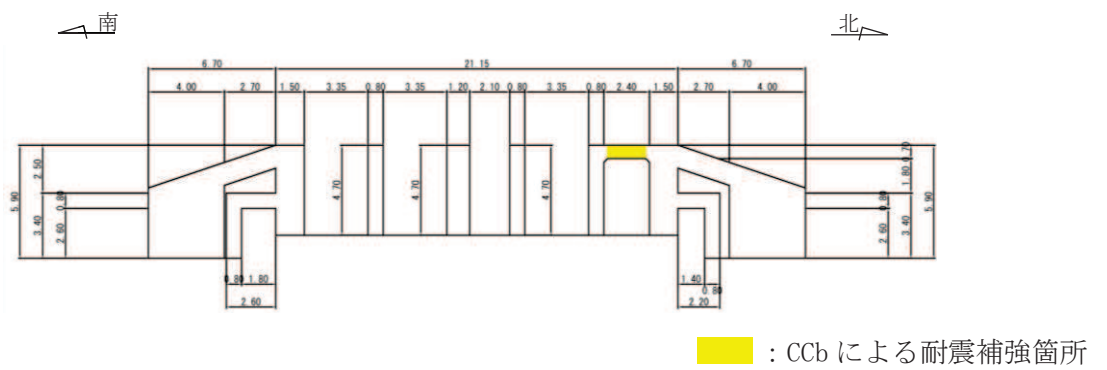


図 2-19 CCbによる耐震補強箇所 (断面⑤)

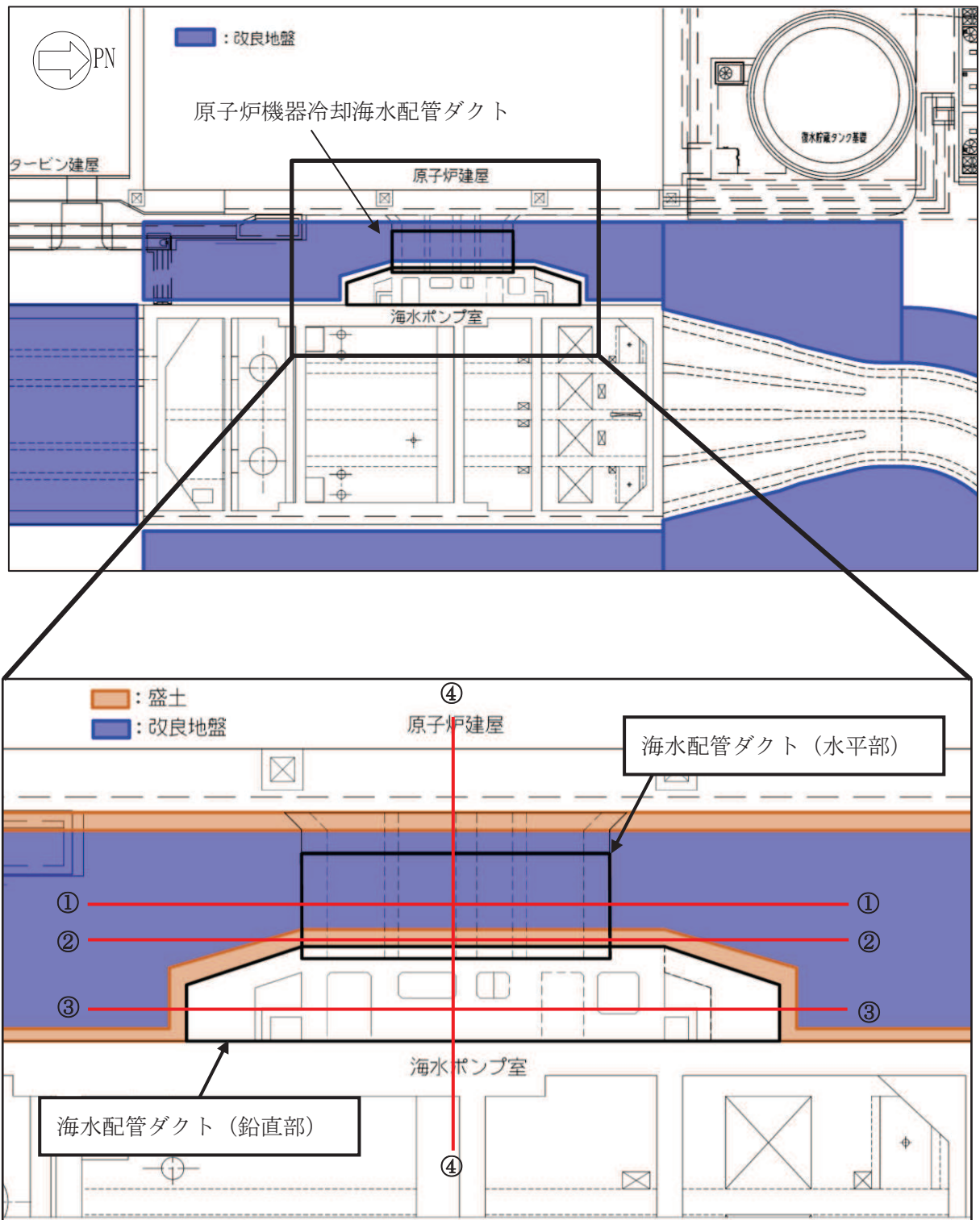
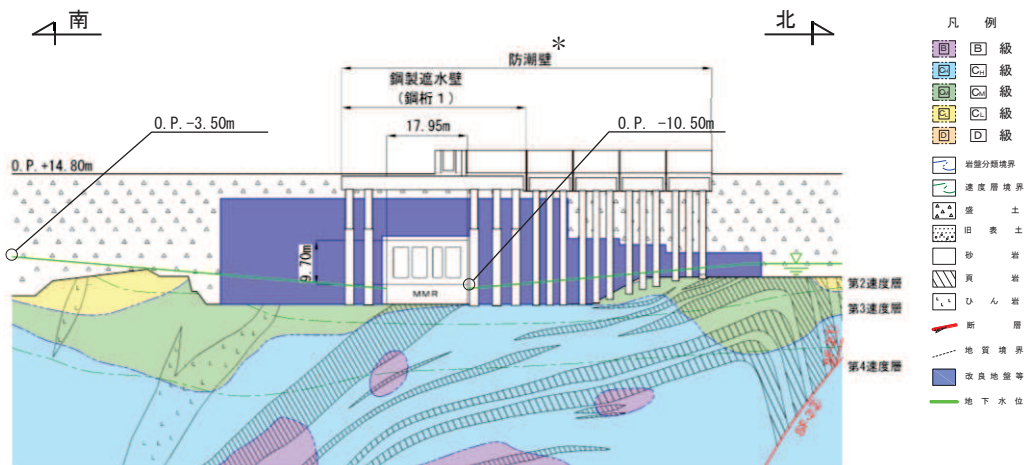


図 2-20 地盤改良範囲 (平面図)



注記*：防潮壁を投影して表示

図 2-21 地盤改良範囲（地盤改良部縦断図，① - ①断面）

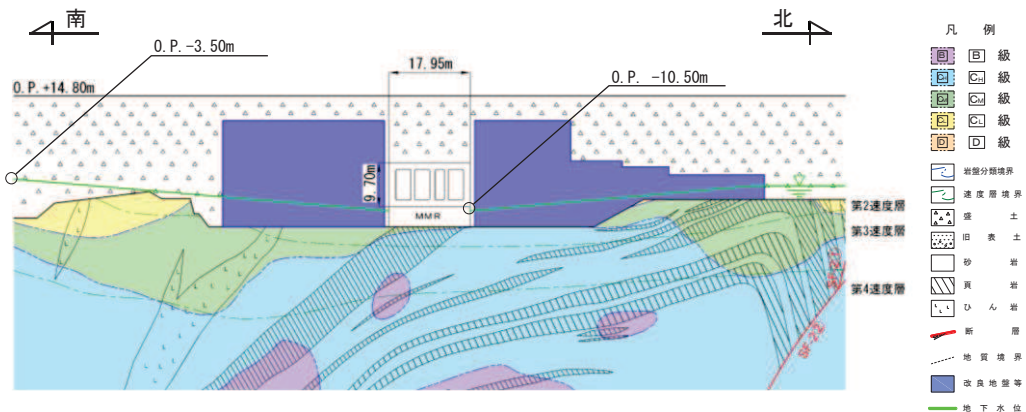
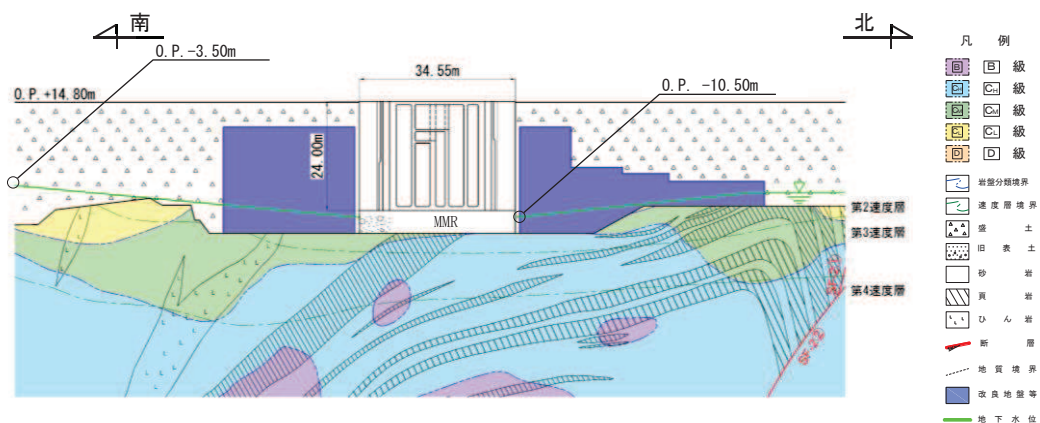


図 2-22 地盤改良範囲（盛土部縦断図，② - ②断面）



注記*：海水配管ダクト（鉛直部）底版下部は盛土であるが、海水ポンプ室と一体構造であることを考慮し MMR と標記している

図 2-23 地盤改良範囲（鉛直部縦断図，③ - ③断面）

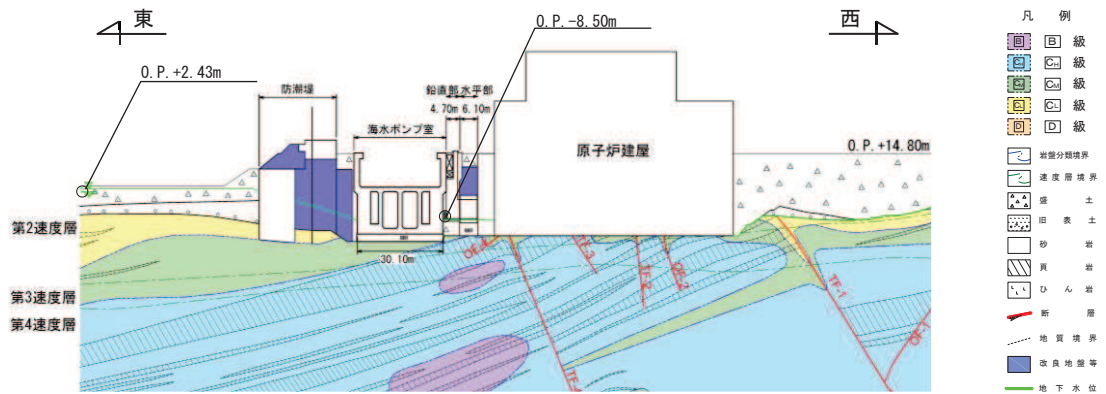


図 2-24 地盤改良範囲 (鉛直部横断面図, ④ - ④断面)

2.3 耐震評価フロー

海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価フローを図 2-25 に示す。

海水配管ダクト（鉛直部）の東側は海水ポンプ室の側壁（厚さ 2m）に固定されており、質量は海水ポンプ室の約 8%と小さいことから、地震時の挙動は、海水ポンプ室に支配され、一体となって挙動する。

海水配管ダクト（鉛直部）は、図 2-3 の南北縦断面図で示したとおり、鉛直方向の荷重には多数の縦壁が面内変形で抵抗することから、鉛直方向が強軸となる。一方、水平方向は、図 2-6～図 2-9 の平面図のとおり、縦壁が面外変形で抵抗するため、相対的に剛性が小さく、弱軸となる。従って、耐震評価は、水平輪切り断面に対して実施する。

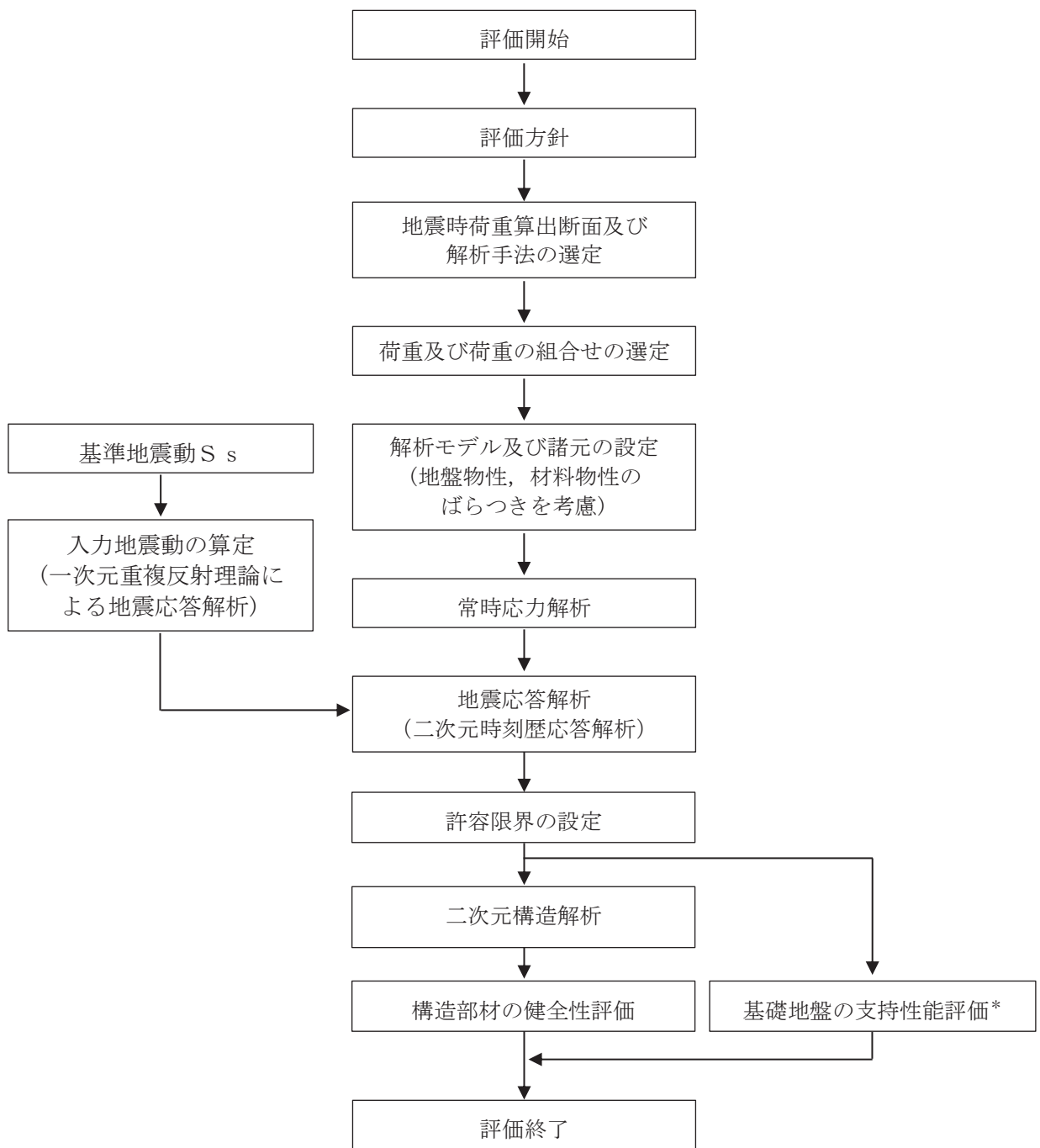
図 2-5～図 2-10 に示す水平輪切り断面を南北方向加震した場合、海水配管ダクト（鉛直部）に作用する地震荷重は、図 2-26 及び表 2-2 に示すとおり、慣性力（ I_{NS} 、 I_{UD} ）に加え、東西方向の側壁に対し、面直力としての土圧（ $N2_{NS}$ ）及び鉛直方向の周面摩擦力（ $S2_{NS}$ ）が作用する。また、南北方向の側壁に対し、周囲の地盤から水平方向の周面摩擦力（ $S1_{NS}$ ）が作用する。

東西方向加震に対しては、図 2-27 及び表 2-2 に示すとおり、慣性力（ I_{EW} 、 I_{UD} ）に加え、南北方向の側壁に対し、面直力としての土圧（ $N1_{EW}$ ）及び鉛直方向の周面摩擦力（ $S1_{EW}$ ）が作用する。また、東西方向の側壁に対し、東西方向の周面摩擦力（ $S2_{EW}$ ）が作用する。

海水配管ダクト（鉛直部）の構造及び地震時に作用する荷重を考慮し、耐震評価は、図 2-5～図 2-10 に示す水平断面 6 断面に対して実施することとする。作用させる地震時荷重は、基準地震動による東西方向加震と南北方向加震の地震時荷重を、保守的な評価となるよう両方向へ同時に作用させる。また、頂版（断面①）及び底版（断面⑥）については、鉛直方向の慣性力も作用させる。

地震応答解析により抽出する応答値は、二次元構造解析モデルに作用させる地震時土圧、慣性力及び基礎地盤に発生する接地圧である。

なお、基礎地盤の支持性能については、海水配管ダクト（鉛直部）は海水ポンプ室に懸架され一体構造になっていることから、添付資料「VI-2-2-8 海水ポンプ室の耐震性についての計算書」により確認する。



注記*：添付書類「VI-2-2-8 海水ポンプ室の耐震性についての計算書」にて、基礎地盤の支持性能を確認する。

図 2-25 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価フロー

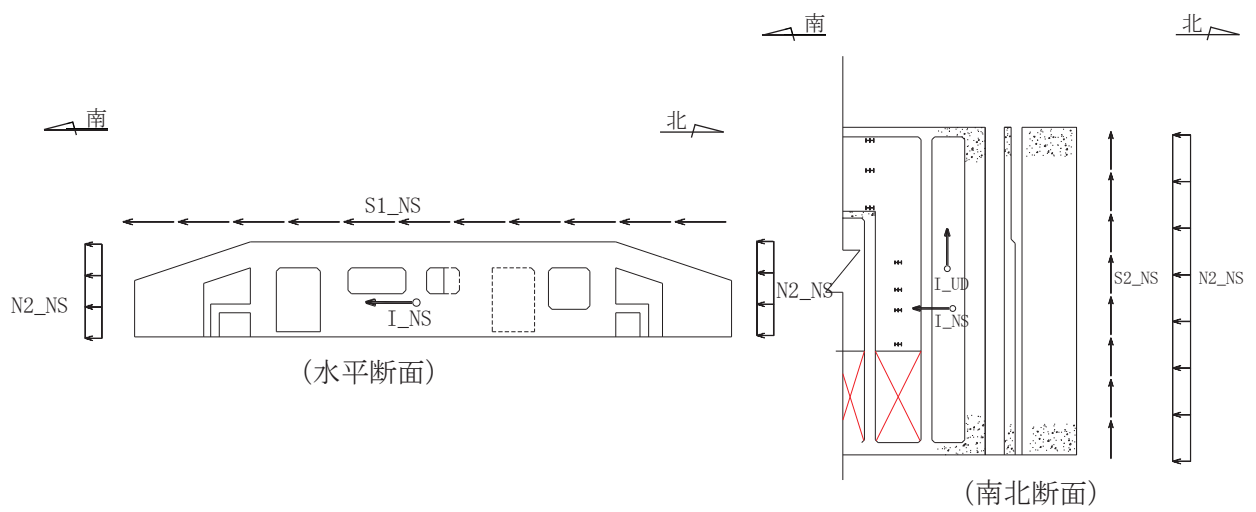


図 2-26 南北方向加震時に作用する地震時荷重

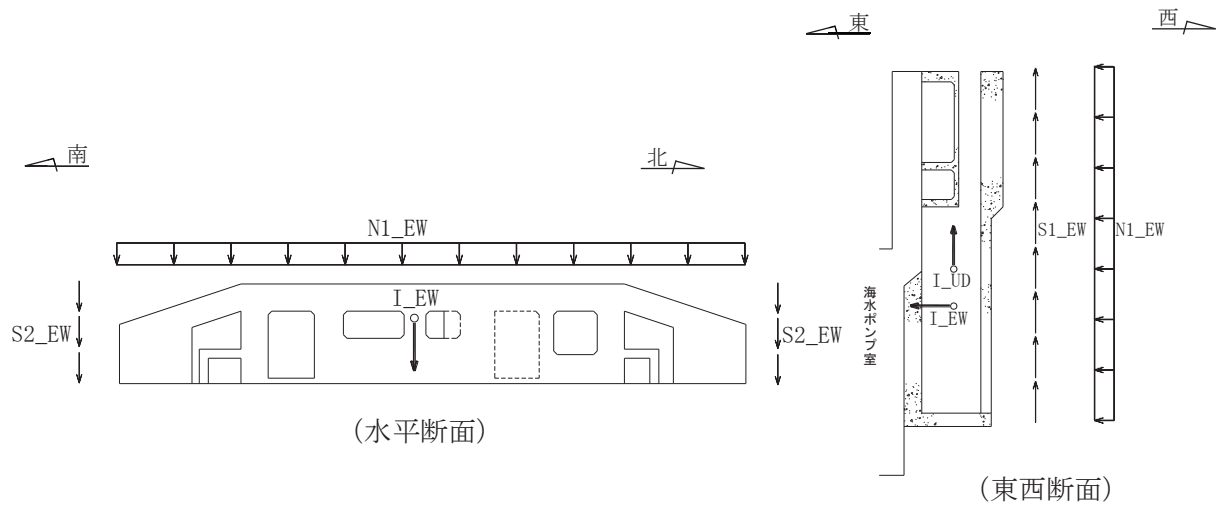


図 2-27 東西方向加震時に作用する地震時荷重

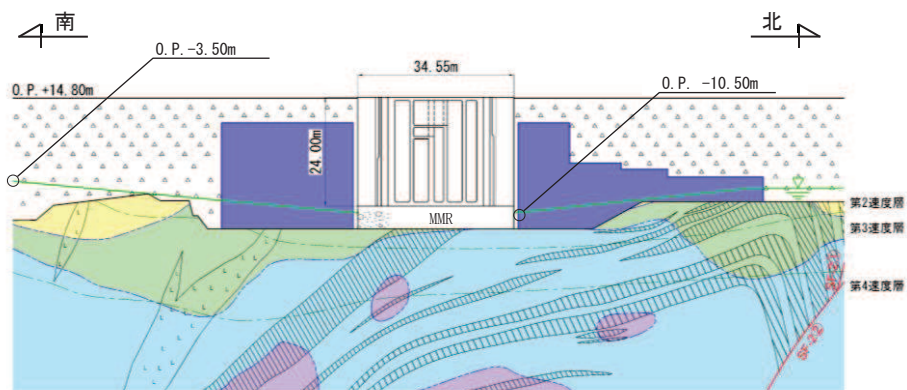
表 2-2 地震時荷重の説明

加震方向	記号	荷重の説明	動解断面
南北	S1_NS	南北壁に作用する水平周面摩擦力	C-C 断面
	N2_NS	東西壁に作用する面直土圧	A-A 断面
	S2_NS	東西壁に作用する鉛直周面摩擦力	A-A 断面
	I_NS	南北方向慣性力	A-A 断面
	I_UD	鉛直方向慣性力	A-A 断面
東西	N1_EW	南北壁に作用する面直土圧	B-B 断面
	S1_EW	南北壁に作用する鉛直周面摩擦力	B-B 断面
	S2_EW	東西壁に作用する水平周面摩擦力	S1_NS と同じ荷重とする
	I_EW	東西方向慣性力	B-B 断面
	I_UD	鉛直方向慣性力	B-B 断面

2.4 地震時荷重算出断面の選定

地震時荷重算出断面は、構造的特徴や周辺地質状況を踏まえ、「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「4.6 原子炉機器冷却海水配管ダクト」に示すとおり、図 2-28～図 2-30 に示す構造物のほぼ中心を通る南北方向（A-A 断面）及び東西方向（B-B 断面）に加え、南北壁に作用する水平周面摩擦力を算出する南北方向（C-C 断面）の 3 断面（断面位置は図 2-3 参照）とする。なお、東西方向（B-B 断面）の地震時荷重は添付書類「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」の応答とする。

2.3 耐震評価フローで記載した南北方向加震時及び東西方向加震時に作用する地震時荷重のうち、水平周面摩擦力を除く縦断面の地震応答解析により評価可能な地震荷重と算出断面の関係を図 2-31 に示す。



注記*：海水配管ダクト（鉛直部）底版下部は盛土であるが、海水ポンプ室と一体構造であることを考慮し MMR と表記している

図 2-28 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部） 地震時荷重算出用地質断面図(A-A 断面:南北)

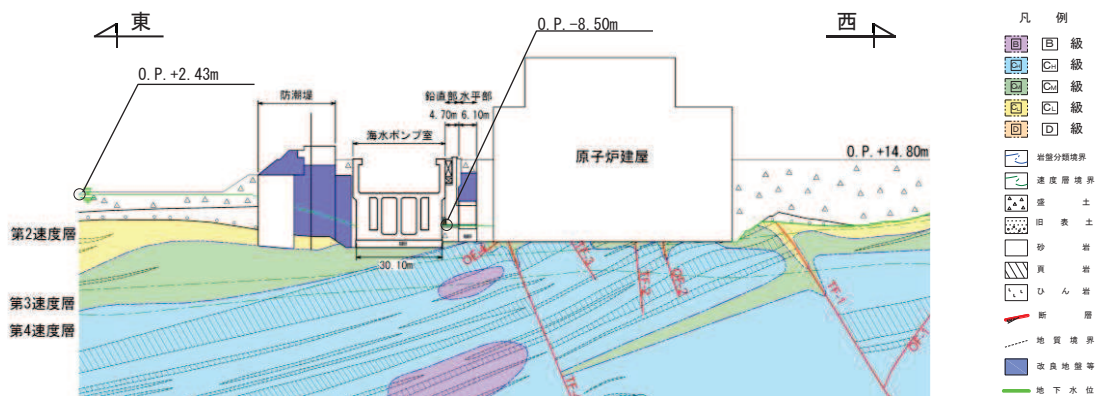


図 2-29 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部） 地震時荷重算出用地質断面図(B-B 断面:東西)

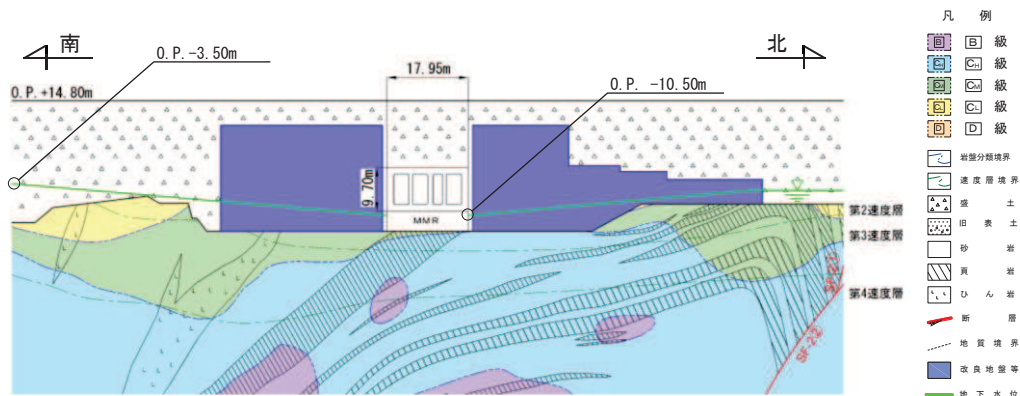


図 2-30 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部） 地震時荷重算出用地質断面図(C-C 断面:南北)

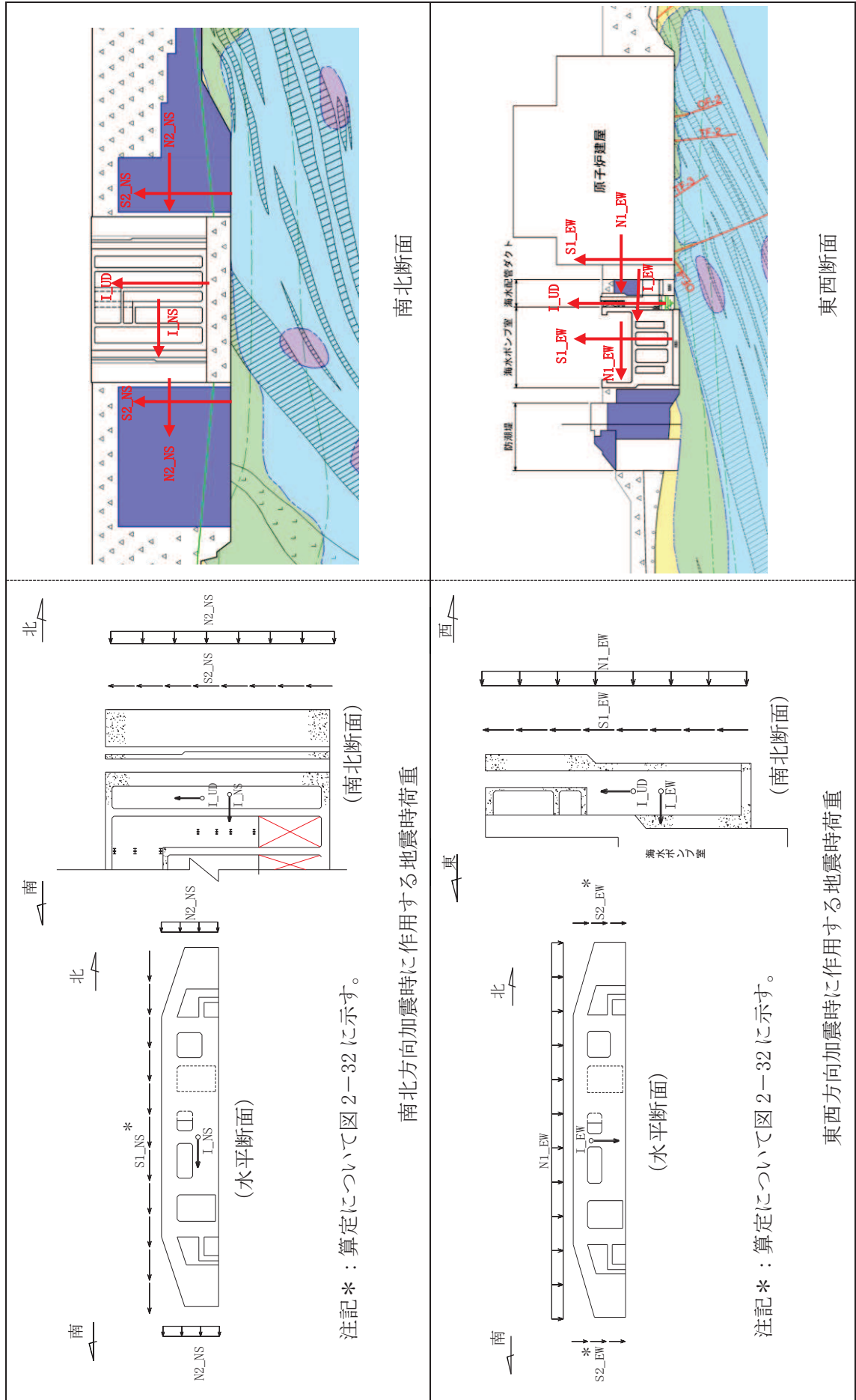


図2-31 地震時荷重と地震時荷重算出用材質断面図

南北壁に作用する水平周面摩擦力（S1_NS）は、以下により算定する。なお、東西壁に作用する水平周面摩擦力（S2_EW）は、作用面積が小さいため南北壁に作用する周面摩擦力を用いることとした。

周面摩擦力は、図 2-32 に示した平面図中の C-C 断面位置において、南北加振時に海水配管ダクト（鉛直部）とそれに接する盛土の位相差により生じる摩擦力である。

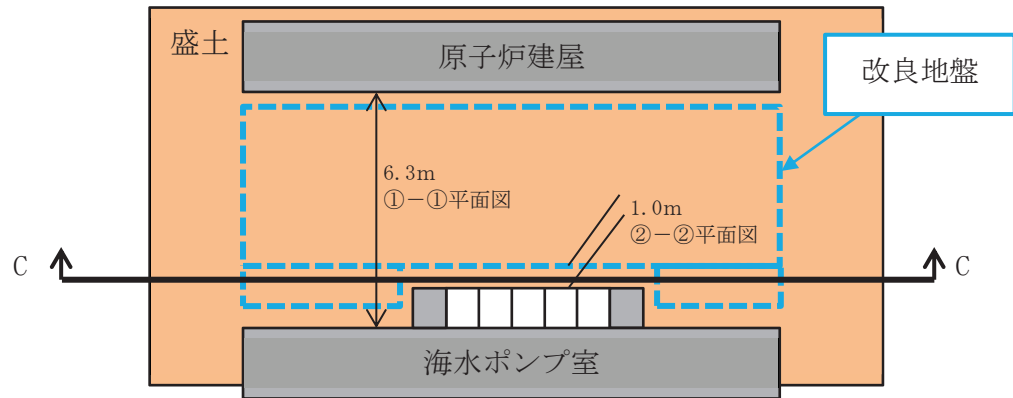


図 2-32 海水ポンプ室～原子炉建屋間の模式平面図

水平周面摩擦力の算定手順を図 2-33 に示す。

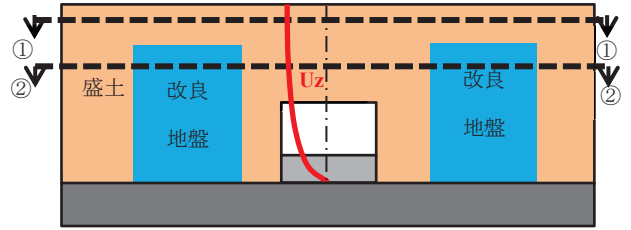
南北加振に対して盛土は、改良地盤及び海水ポンプ室に変形を拘束されるため大きな変形は生じないと考えられるものの、保守的な評価として、盛土層が南北方向に最大水平変位を示した場合の摩擦力として評価する。盛土層の最大水平変位算出断面は、図 2-32 の C-C 断面とする。

海水配管ダクト（鉛直部）と原子炉建屋または改良地盤の間の水平面において、盛土の最大変位は盛土層の中央部で発生するものとし、盛土内の地盤変位分布を、応答変位法で用いられる算定式（共同溝指針）で評価し、海水配管ダクト（鉛直部）との接合面（変位ゼロ）におけるせん断ひずみ γ を算定する。地盤変位分布の評価式は、固定端と最大変位間の地盤の 1 次モードの変位分布を評価する式である。

盛土層の層厚は、地盤の浅部（パターン①）では、海水配管ダクト（鉛直部）と原子炉建屋の離隔であり、地盤の深部（パターン②）では、海水配管ダクト（鉛直部）と改良地盤の離隔とする。

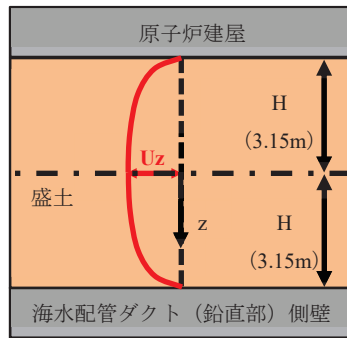
周面摩擦力は、表 2-6 に示す盛土の動せん断弾性係数（ $G/G_0-\gamma$ 関係）に基づき、せん断ひずみ γ に対応するせん断剛性を算定し、せん断ひずみとせん断剛性の積により算定される。

①C-C断面の地震応答解析により盛土の最大水平変位 U_z の鉛直分布を算定する。

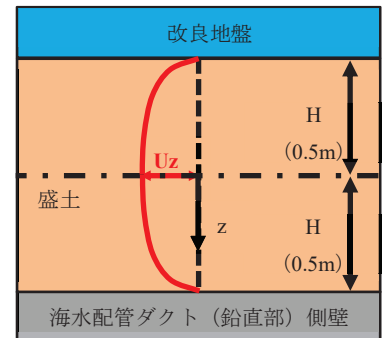


地震応答解析 (C-C断面) により盛土の水平変位算定

②海水配管ダクト (鉛直部) と盛土が接する面の盛土の水平変位をゼロ、盛土層中央の水平変位を①の変位量 U_z として水平面内での盛土の変位分布を算定する。



①-①平面図 (改良地盤の無い浅部)



②-②平面図 (改良地盤のある深部)

盛土の変位分布算定式 (出典：共同溝指針)

$$U_z = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_s \cdot \cos\left(\frac{\pi z}{2H}\right)$$

ここに、

- U_z : 動解断面において地表面から深さ Z (m) における水平方向の変位振幅 (m)
- S_v : 設計応答加速度 (m/s)
- T_s : 表層地盤の固有周期 (s)
- H : 表層地盤の厚さ (m)

③海水配管ダクト (鉛直部) と接する位置における盛土のせん断ひずみ γ を算定する。

$$\gamma = U_z \cdot \frac{\pi}{2H}$$

④盛土の動的変形特性 ($G_d/G-\gamma$) を用いて、周面摩擦力 τ を算定する。

$$G_d/G = 1 / (1 + \gamma / 0.00036)$$

$$\tau = G_d \cdot \gamma$$

ここに、

- G_d : 盛土のせん断剛性
- G : 盛土の初期剛性

図 2-33 水平周面摩擦力の算定手順

2.5 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 使用材料

材料		仕様
コンクリート	側壁, 隔壁, 頂版	設計基準強度 20.5N/mm ²
	側壁 (新設部)	設計基準強度 50.0N/mm ²
鉄筋		SD345
鋼材		SM490

表 2-4 材料の物性値

材料	項目		材料諸元	備考	
鉄筋コンクリート	単位体積重量 (kN/m ³)		24.0		
コンクリート	ヤング係数 (N/mm ²)	設計基準強度	20.5N/mm ²	2.33×10 ⁴	解析ケース* ³ ①, ②, ③
			50.0N/mm ²	3.30×10 ⁴	
		実強度	37.2N/mm ² * ¹	3.02×10 ⁴	解析ケース* ³ ④
			70.0N/mm ² * ²	3.70×10 ⁴	
	ポアソン比		0.2		
鋼材	単位体積重量 (kN/m ³)		77.0		
	ヤング係数 (N/mm ²)		2.00×10 ⁵		
	ポアソン比		0.3		

注記*1：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

*2：「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「参考資料 5 新設する構造物のコンクリートの圧縮強度の設定」に基づき設定した圧縮強度とする。

*3：解析ケースについては、「3.5 地震応答解析の解析ケース」に示す。

2.6 地盤物性値

地盤については、添付書類「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～表 2-7 に示す。

表 2-5(1) 地盤の解析用物性値 (狐崎部層)

岩種・岩級	物理特性		強度特性				変形特性			
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	静的・動的的特性			静的特性		動的特性		減衰定数 h	
		せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d		
B級	26.4	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.25	表 2-5(2) 参照	0.03		
C _H 級	26.2	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.24		0.03		
C _M 級	25.2	0.49	47.0	$1.16 \sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03		
C _L 級	24.1	0.46	44.0	$0.73 \sigma^{0.76}$	400	0.31		0.03		
D級	20.2	0.10	24.0	$0.41 \sigma^{0.49}$	78	0.38	$G_0 = 255.4 \sigma^{0.26}$ $G_d / G_0 =$ $1 / (1 + 119 \gamma^{0.63})$	$h =$ $0.085 \gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$		

表 2-5(2) 地盤の解析用物性値 (狐崎部層)

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d
B級 及び C _H 級	砂岩	第 2 速度層	1.5×10^3	0.44
		第 3 速度層	5.9×10^3	0.40
		第 4 速度層	13.2×10^3	0.36
		第 5 速度層	16.5×10^3	0.35
		第 1 速度層	0.2×10^3	0.48
C _M 級	砂岩	第 2 速度層	1.5×10^3	0.44
		第 3 速度層	5.7×10^3	0.40
		第 4 速度層	12.7×10^3	0.36
		第 5 速度層	15.8×10^3	0.35
		第 1 速度層	0.2×10^3	0.48
C _L 級	砂岩	第 2 速度層	1.4×10^3	0.44
		第 3 速度層	5.5×10^3	0.40
		第 1 速度層	0.2×10^3	0.48
D級	砂岩	第 1 速度層	表 2-5(1)参照	0.48
		第 2 速度層		0.44

表 2-6 地盤の解析用物性値 (盛土他)

岩種・岩級	物理特性		強度特性					変形特性			
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	静的・動的特性			静的特性		動的特性		減衰定数 h	
			内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	残留強度 τ (N/mm ²)	せん断係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d		
盛土	20.6	0.06	30.0	—	$0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$	$198 \sigma^{0.60}$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \gamma / 0.00036)^{*1}$	0.48	$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$	
旧表土	19.0	0.08	26.2	—	$0.08 + \sigma \tan 26.2^\circ$	$302 \sigma^{0.80}$	0.40	$G_0 = 211 \sigma^{0.42}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \gamma / 0.00087)$	0.46	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.020 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.091 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$	
断層 及びシーム ^{*2}	18.6	0.067	22.2	—	$0.067 + \sigma \tan 22.2^\circ$	圧縮方向 $124.5 \sigma^{0.50}$ せん断方向 $44.43 \sigma^{0.50}$	0.40	$G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \gamma / 0.0012)^{*1}$	0.46	$\gamma < 1 \times 10^{-4}$ $h = 0.024$ $1 \times 10^{-4} \leq \gamma < 1.6 \times 10^{-2}$ $h = 0.024 + 0.089 (\log \gamma + 4)$ $1.6 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$	
セメント改良土	21.6	0.65	44.3	0.46	$0.21 + \sigma \tan 40.9^\circ$	690	0.26	$G_0 = 1670$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \gamma / 0.00085)$	0.36	$\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$ $h = 0.014$ $3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$ $h = 0.151 + 0.031 \log \gamma$	
改良地盤	20.6	1.39	22.1	0.65	$0.51 + \sigma \tan 34.6^\circ$	4,480	0.19	$G_0 = 1940$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \gamma / 0.00136)$	0.35	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.050 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$	

*1: 残存剛性率 (G_d/G_0) が小さい領域は次式で補間

$$G_0 = E_s / 2 (1 + \nu_s), \quad G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / \gamma_m), \quad \gamma_m = \tau / G_0$$

*2: 断層及びびシームの存在物は、「粘土状」, 「砂状」, 「鱗片上」等の性状が確認されているが, そのうち最も強度の小さい粘土状物質にて試験を行い解析用物性値を設定している

表 2-7 地盤の解析用物性値 (MMR)

	物理特性	強度特性				変形特性			
	単体積重量 γ (kN/m ³)	せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	残留強度 τ (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	せん断剛性 (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数 (%)
MMR (既設) ($f'_{ck} = 15.6$ N/mm ²)	22.6	3.12	-*	1.43	-*	20590	8579	0.2	3

* : 内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

2.7 評価構造物諸元

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の諸元を表 2-8 及び表 2-9 に、評価部位を図 2-34 に示す。

表 2-8 評価部位とその仕様（鉄筋コンクリート部材）

評価部位		仕様		材料		要求機能
		部材幅 (mm)	部材高 (mm)	コンクリート 設計基準強度 f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋	
頂版		16350	700	20.5	SD345	止水機能 支持機能
側壁	南北	2100～ 3350	700～ 1500	20.5	SD345	支持機能
	南北 (新設部)	5671	1138～ 1423	50.0	SD345	支持機能
	東西 (新設部)	2532～ 3734	4000	50.0	SD345	支持機能
隔壁	南北	1400～ 3350	300～ 800	20.5	SD345	支持機能
	東西	1400～ 4700	500～ 1500	20.5	SD345	支持機能

表 2-9 評価部位とその仕様（鋼材）

評価部位		仕様	材料	要求機能
		部材寸法 (mm)		
鋼材	断面②	BH-300×300×22×25	SM490	—
	断面③, 断面④	BH-250×250×22×25	SM490	—

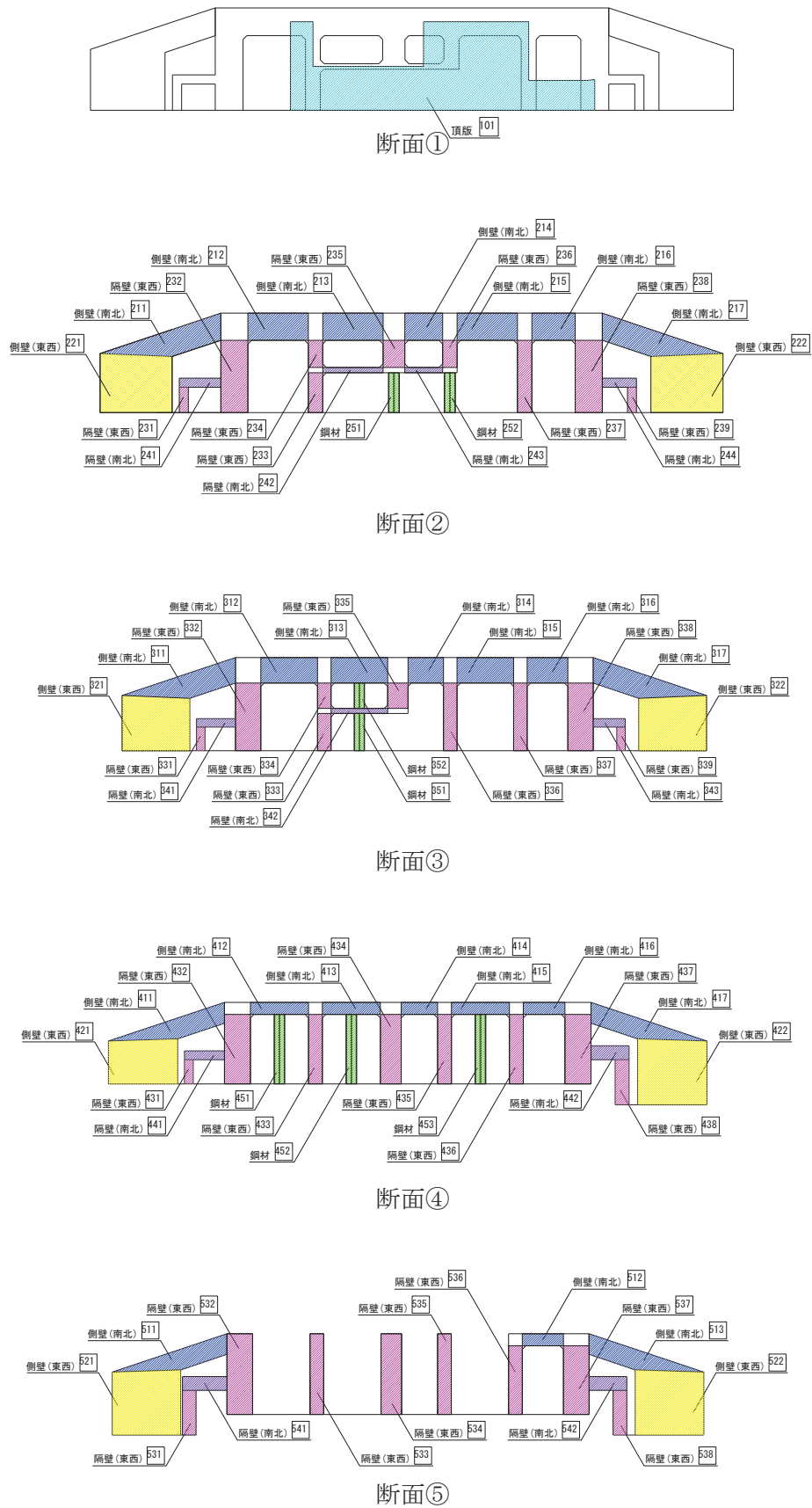
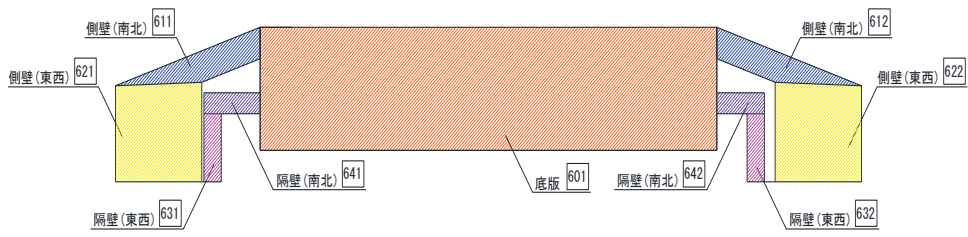


図 2-34 (1) 評価部位



断面⑥

図 2-34 (2) 評価部位

2.8 地下水位

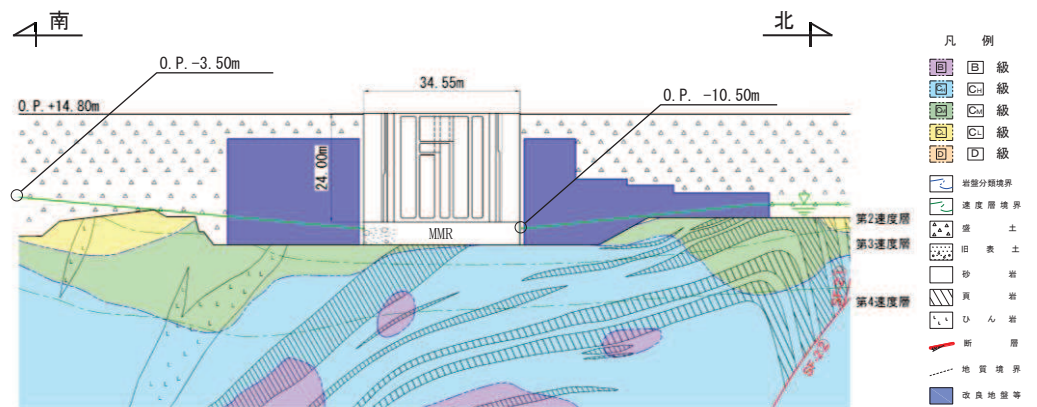
設計用地下水位は、添付資料「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計用地下水位の一覧を表 2-10 に、設計用地下水位を図 2-35～図 2-37 に示す。

表 2-10 設計用地下水位の一覧

施設名称	地震時荷重算出断面	設計用地下水位
原子炉機冷却 海水配管ダクト (鉛直部)	A-A断面	O. P. -3. 50m～O. P. -10. 50m
	B-B断面	O. P. -8. 50m～O. P.+2. 43m ^{*1,2}
	C-C断面	O. P. -3. 50m～O. P. -10. 50m

注記*1：朔望平均満潮位

*2：東北地方太平洋沖地震による約 1m の沈降を、敷地高さ (O. P. +14. 8m) を固定とし朔望平均満潮位を O. P. +1. 43m から O. P. +2. 43m とすることにより考慮する。



注記*：海水配管ダクト(鉛直部)底版下部は盛土であるが、海水ポンプ室と一体構造であることを考慮し MMR と標記している

図 2-35 設計用地下水位 (A-A 断面)

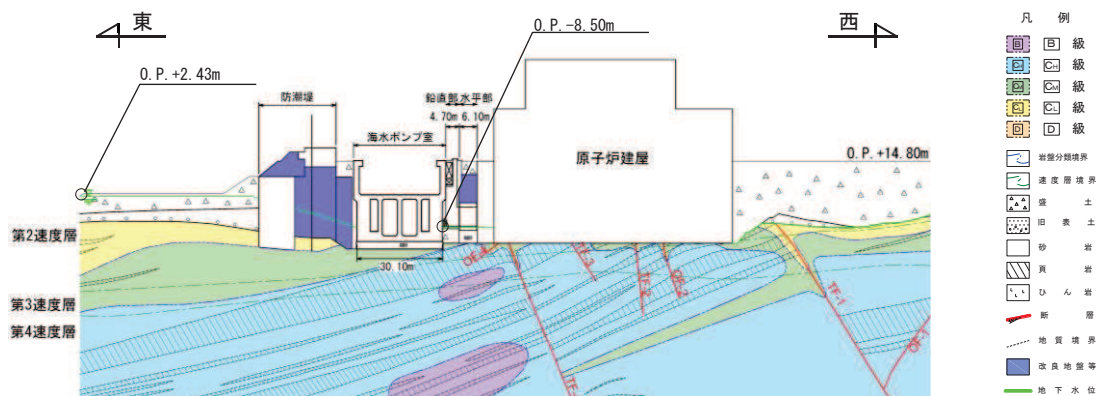


図 2-36 設計用地下水位 (B-B 断面)

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二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し、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設定する。解析手法は、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「4.6 原子炉機器冷却海水配管ダクト」に示すとおり、全応力解析とする。

構造部材のうち南北方向断面については、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）が規模及び重量共に大きい海水ポンプ室に懸架されており、海水ポンプ室と一体となって挙動することから海水ポンプ室の重量及び剛性となる平面応力要素を用いることとし、東西方向断面については添付書類「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」に示す補機ポンプエリアの断面のモデルとする。

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（D級岩盤以外）は線形でモデル化する。盛土、旧表土、改良地盤及びD級岩盤については、地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようマルチスプリングモデルを用いることとし、ばね特性は双曲線モデル（修正GHEモデル又はH-D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「Soil Plus Ver.2015 Build3」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3-2に示す。

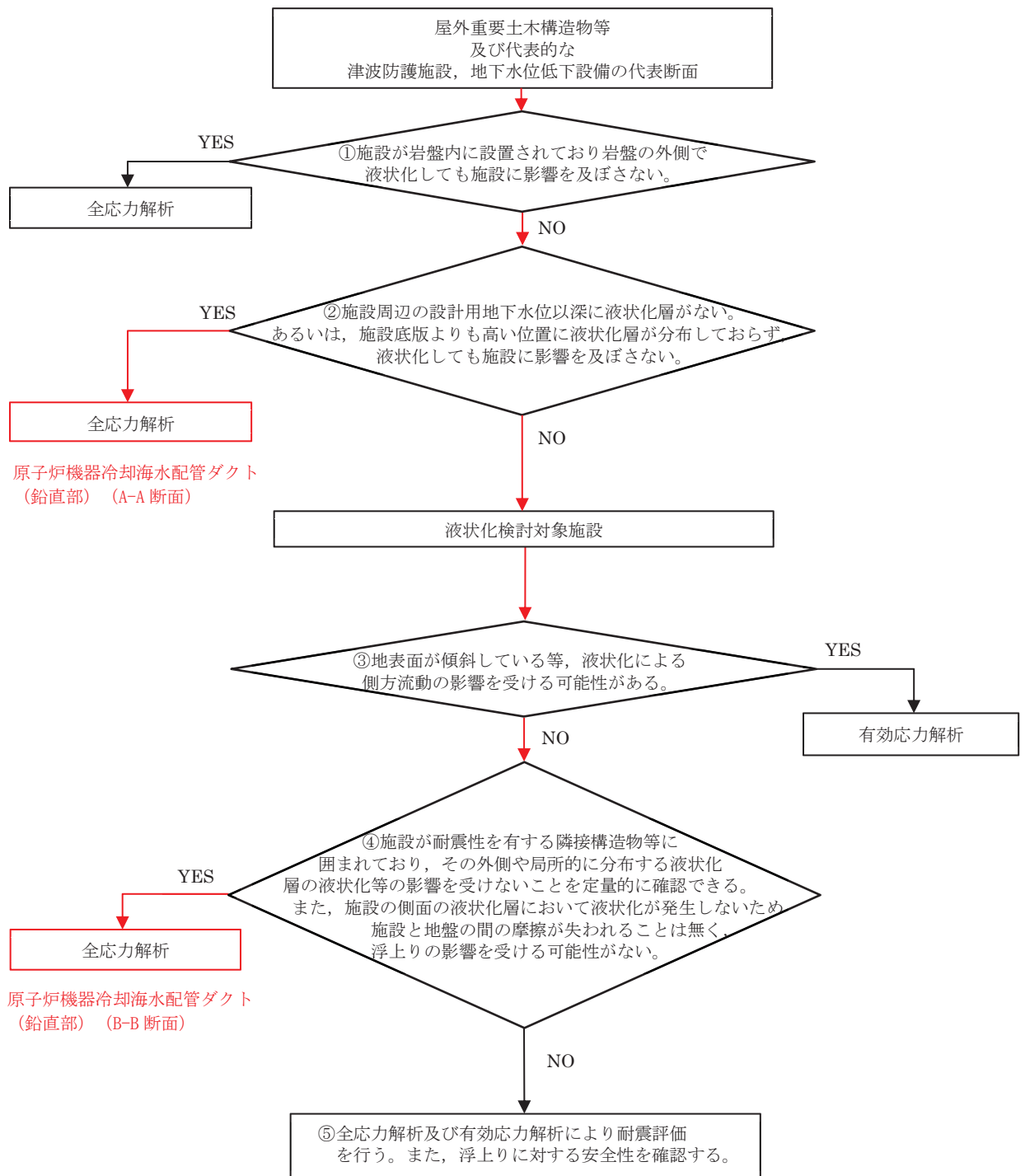


図 3-1 解析手法の選定フロー

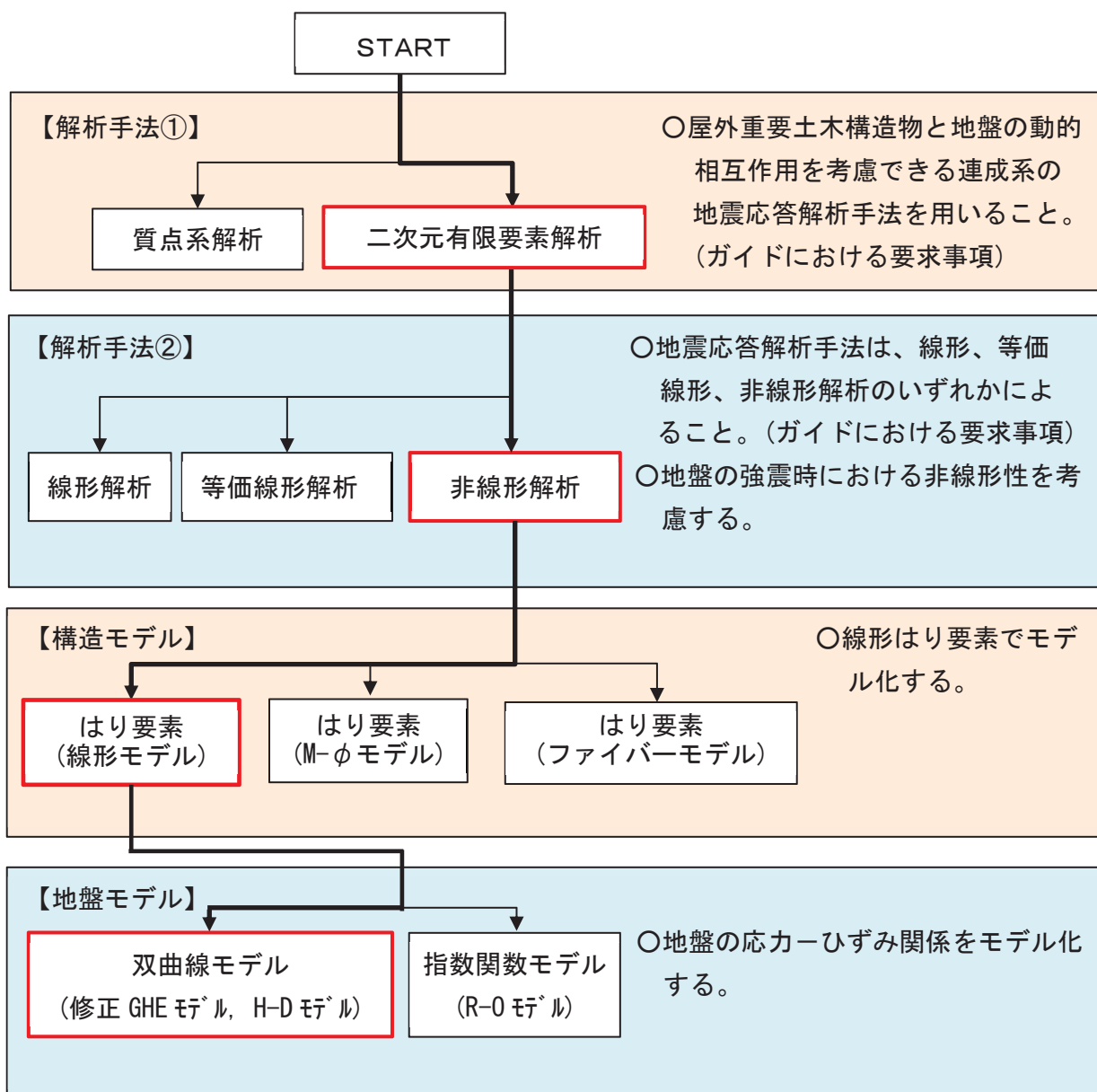


図 3-2 地震応答解析手法の選定フロー

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。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 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) を参考に、図 3-3 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 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、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、土木学会マニュアルに従い、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 倍程度まで細分して設定する。

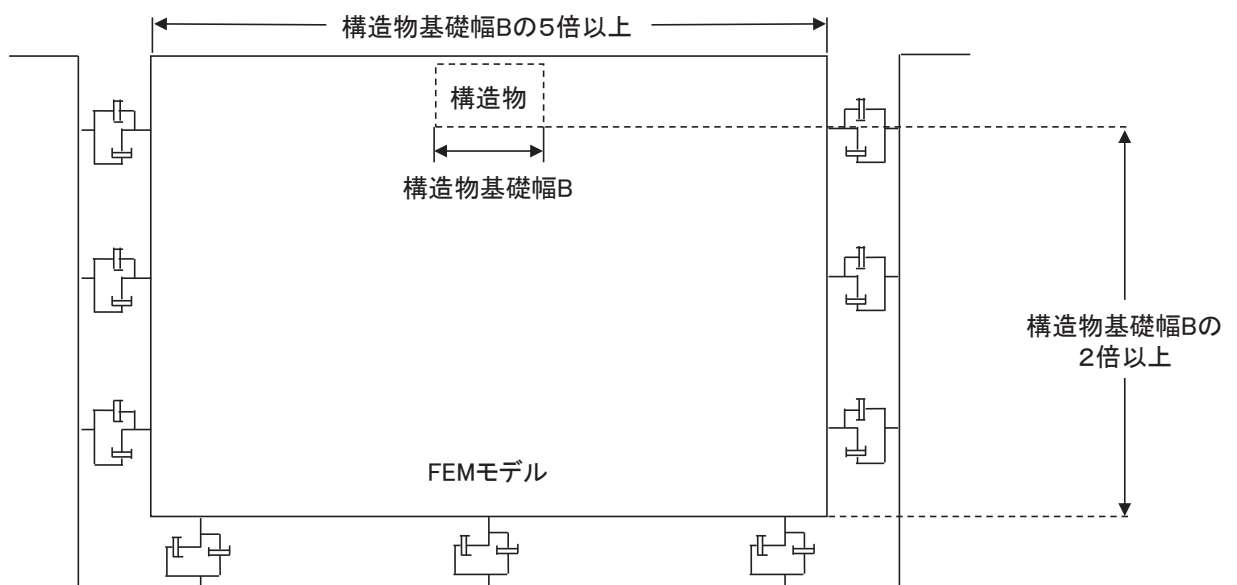


図 3-3 モデル化範囲の考え方

二次元地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する一次元地盤モデルである。二次元全応力解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図3-4に示す。

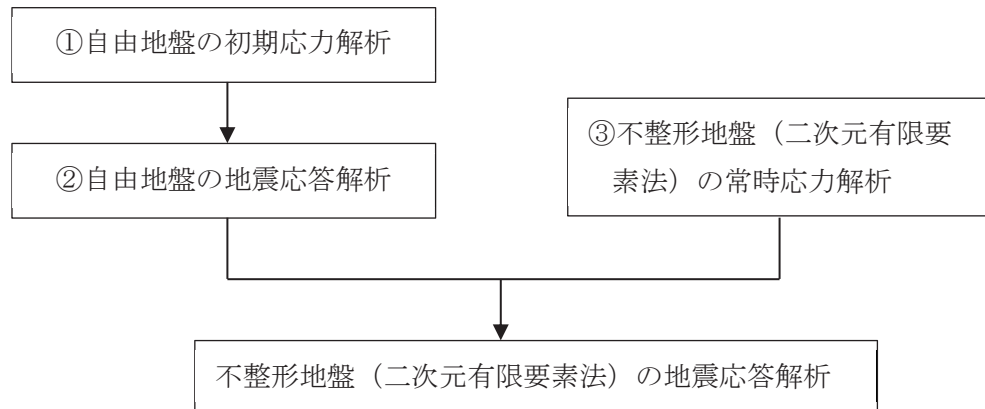


図3-4 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤（二次元有限要素法）の地震応答解析までのフロー

3.2.2 境界条件

(1) 固有値解析時

Rayleigh 減衰の設定に用いる固有周期を求めるための固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図3-5に示す。

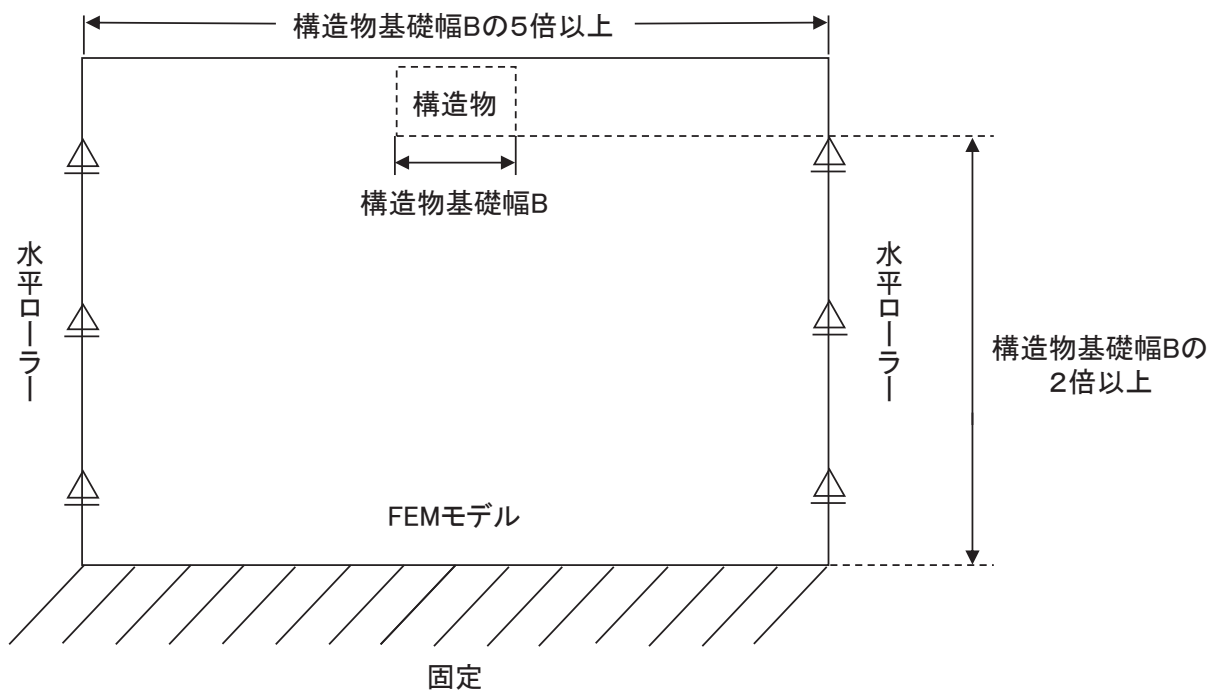


図3-5 固有値解析における境界条件の概念図

(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3-6に示す。

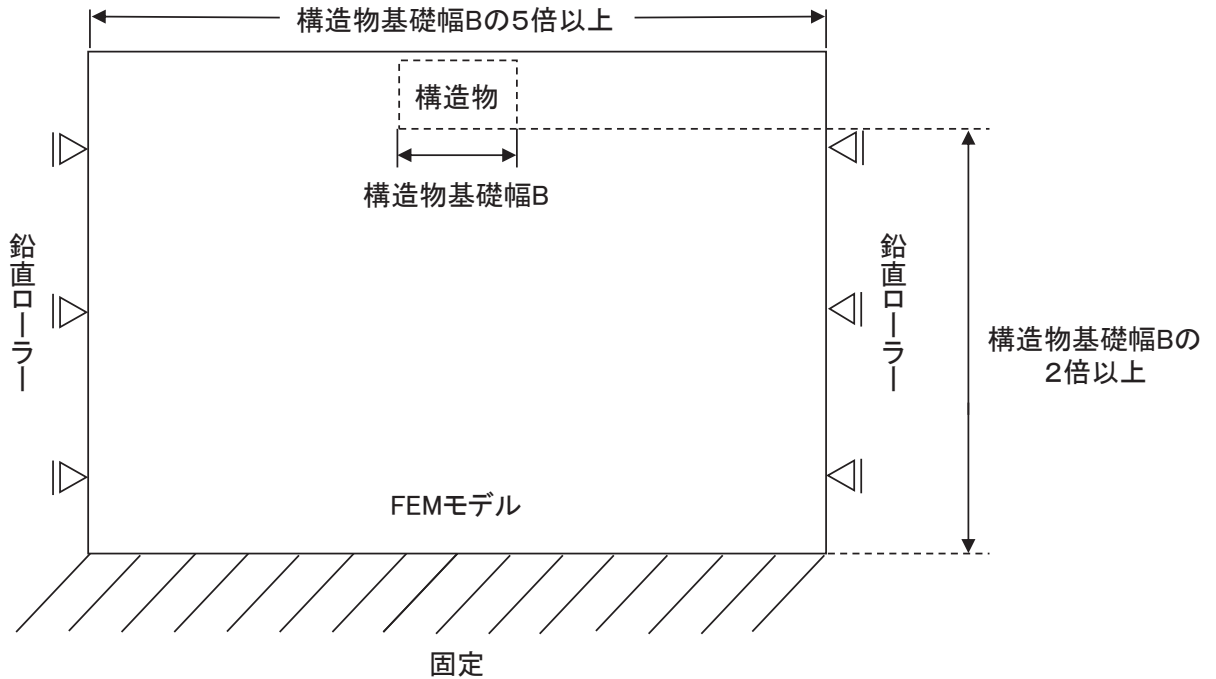
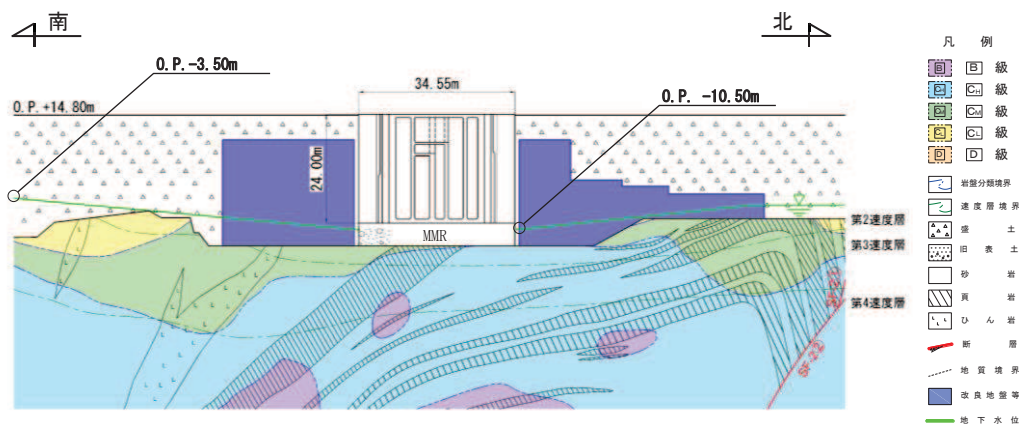


図3-6 常時応力解析における境界条件の概念図

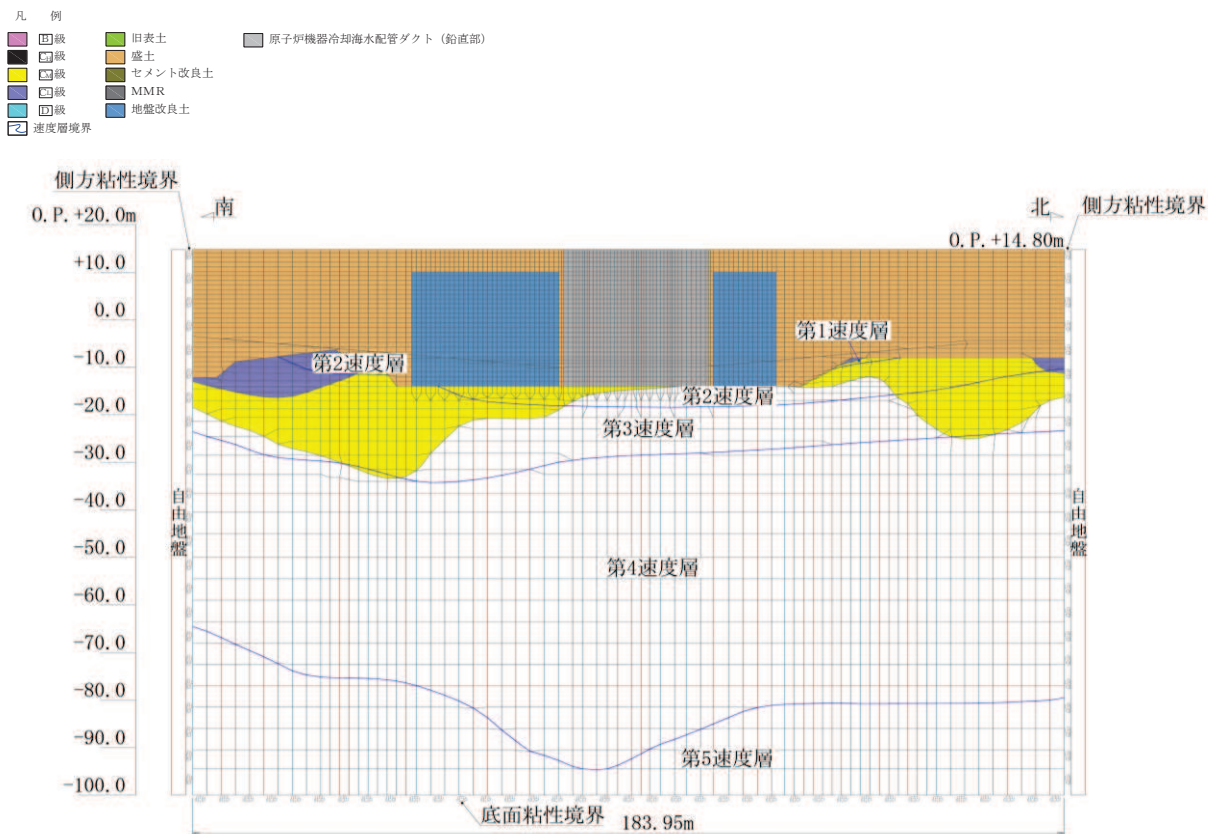
(3) 地震応答解析時

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。地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデル図を図3-7～図3-9に示す。なお、北側に設置される階段状の改良地盤は、耐震評価において保守的な評価となるよう盛土としてモデル化する。周面摩擦力を算出するC-C断面(図3-9)の改良地盤は、図2-20に示すとおり、海水配管ダクト(鉛直部)に作用する全体の荷重を評価するため、保守的な盛土の変位を算出するよう、躯体脇の盛土を含む幅を解析モデル上、盛土としている。



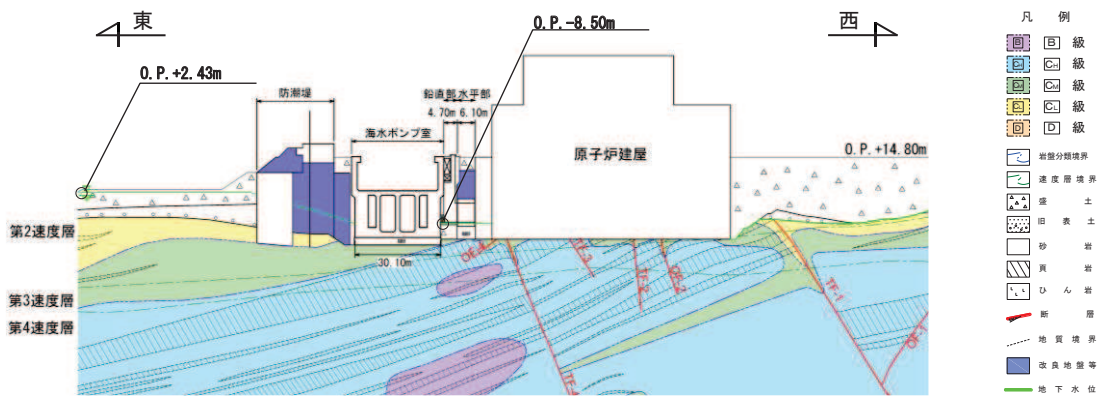
注記*：海水配管ダクト（鉛直部）底版下部は盛土であるが、海水ポンプ室と一体構造であることを考慮し MMR と標記している

(a) 地震時荷重算出用地質断面図

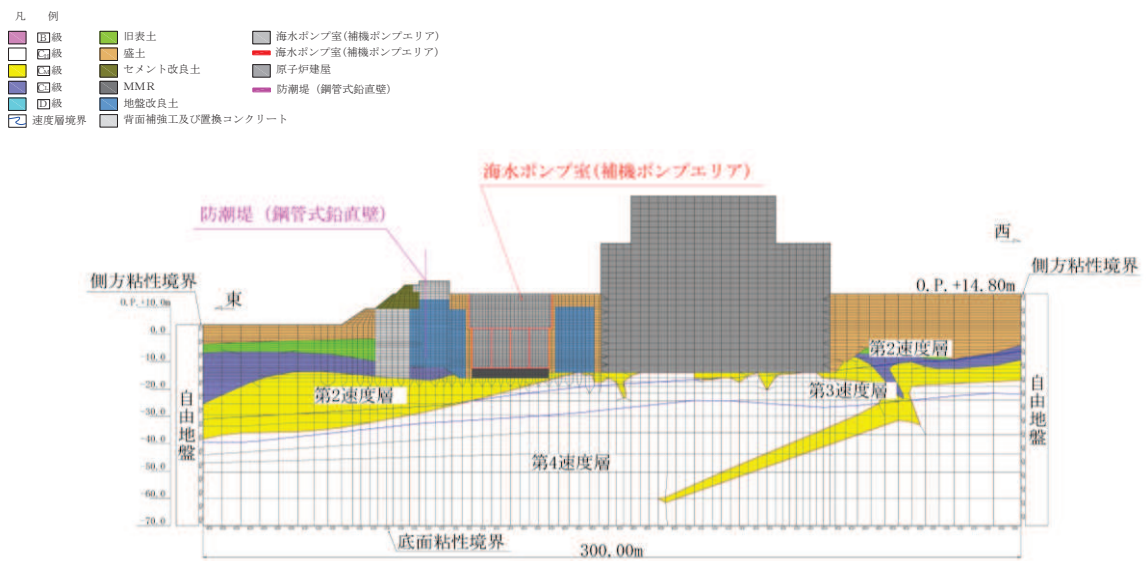


(b) 地震応答解析モデル図 (A-A 断面)

図 3-7 地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデル図 (A-A 断面)

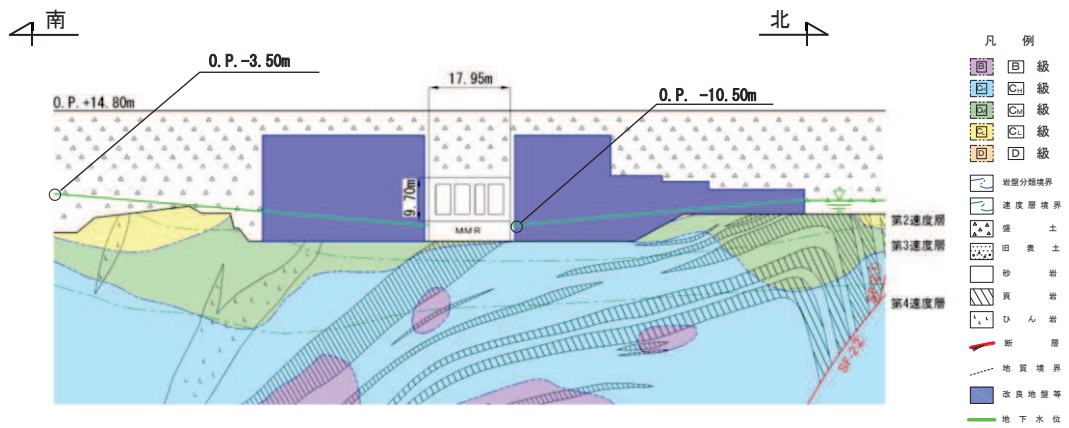


(a) 地震時荷重算出用地質断面図

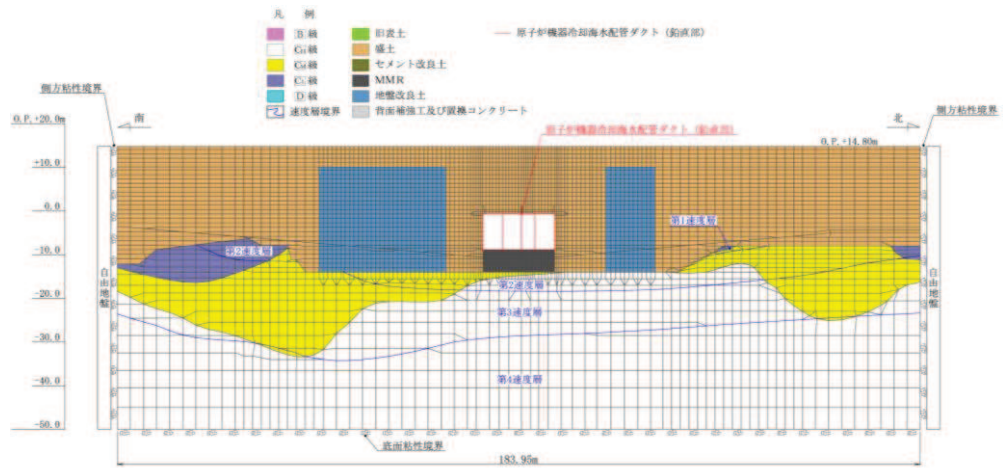


(b) 地震応答解析モデル図 (B-B 断面)

図 3-8 地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデル図 (B-B 断面)



(a) 地震時荷重算出用地質断面図



(b) 地震応答解析モデル図 (C-C断面)

図 3-9 地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデル図 (C-C断面)

3.2.3 構造物のモデル化

地震応答解析における構造物のモデル化は、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）が規模及び重量共に大きい海水ポンプ室に懸架されており、海水ポンプ室と一体となって挙動することから、海水ポンプ室の重量及び剛性を有する平面応力要素でモデル化する。

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の地震応答解析モデルにおける構造物部分の拡大図を図3-10に示す。A-A断面の海水配管ダクト（鉛直部）のモデル化の詳細及び検証内容については、参考資料4に示す。

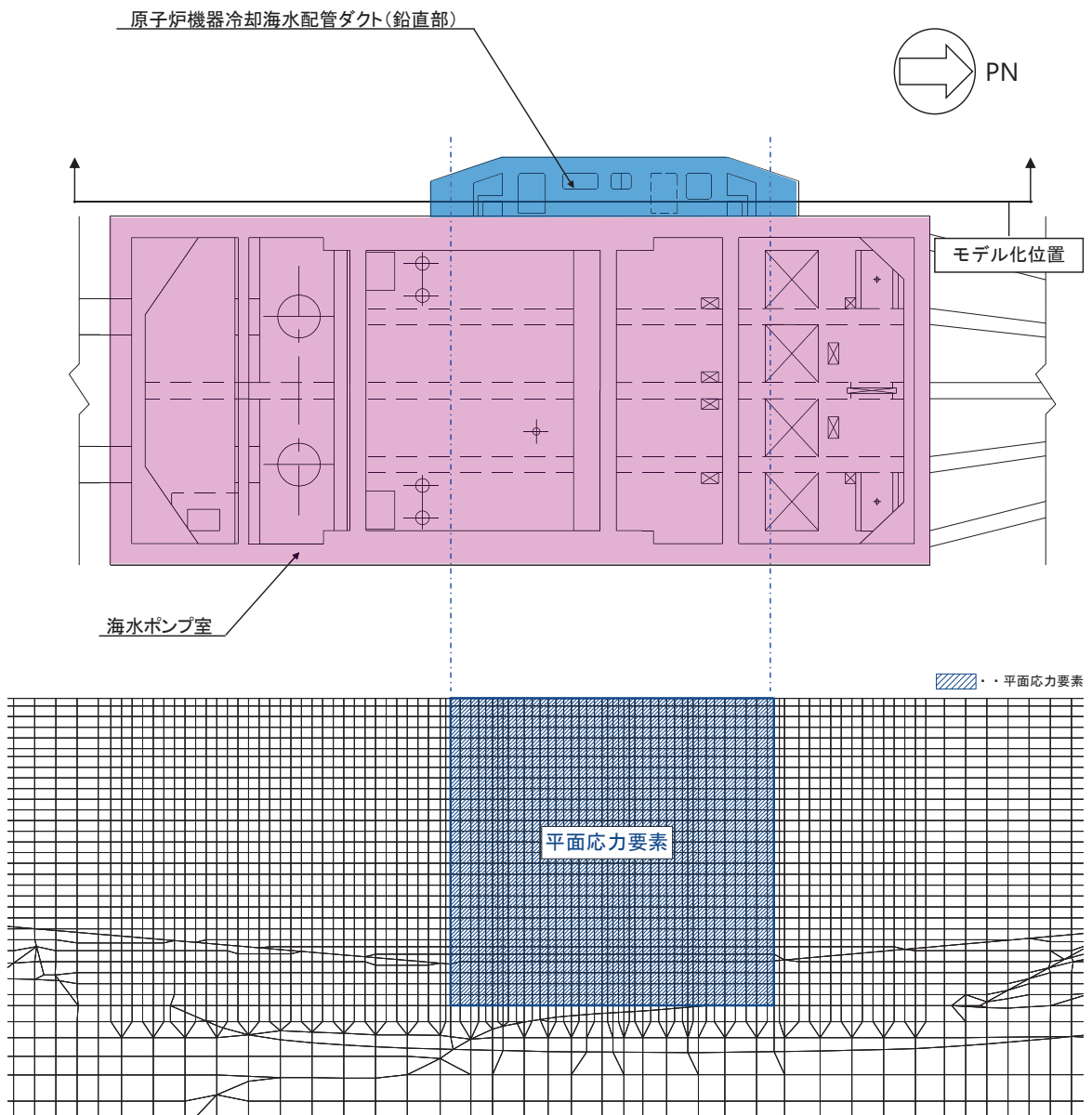


図3-10 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の地震応答解析モデル
（構造物部分拡大，A-A断面）

3.2.4 隣接構造物のモデル化

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）は、規模・重量が十分に大きい海水ポンプ室に懸架され一体構造となっていることから、「3.1 地震応答解析手法」に示すとおり、東西方向断面については、添付書類「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」に示す補機ポンプエリアの断面のモデルとする。

上記の断面において、原子炉建屋及び防潮堤が隣接構造物となり、改良地盤を介して隣接構造物の地震応答が伝達することが考えられるため、原子炉建屋及び防潮堤をモデル化する。なお、B-B断面の原子炉建屋と海水ポンプ室間の改良地盤の下部は、海水配管ダクト（水平部）があるが、奥行き77mの改良地盤に対して17.95mと短いため、改良地盤としてモデル化している。海水配管ダクト（水平部）を無視した改良地盤のモデル化による土圧の検証について、参考資料4に示す。

3.2.5 地盤及びMMRのモデル化

D₁級を除く岩盤及びMMRは線形の平面ひずみ要素でモデル化する。また、盛土、旧表土、改良地盤及びD₂級岩盤は、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。

3.2.6 ジョイント要素の設定

地盤と構造物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 は周辺地盤の c 、 ϕ とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」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 は強度の小さい側の要素の物性値とし、表3-2のとおり設定する。

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

ここで、 σ' : 面直圧
 τ_f : せん断強度
 c : 粘着力
 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（狐崎部層）

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
盛土* ¹	0.10	33.9
盛土* ²	0.06	30.0
C _M 級	0.49	47.0
MMR	3.10	40.0

注記*1：地下水位以浅

*2：地下水位以深

表 3-2 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
盛土・旧表土－改良地盤	盛土・旧表土の c	盛土・旧表土の ϕ
盛土・旧表土－MMR	盛土・旧表土の c	盛土・旧表土の ϕ
盛土・旧表土－構造物	盛土・旧表土 c	盛土・旧表土の ϕ
改良地盤－岩盤 (D級, C _L 級, C _M 級)	岩盤の c	岩盤の ϕ
改良地盤－岩盤 (C _H 級)	改良地盤の c	改良地盤の ϕ
改良地盤－セメント改良土	セメント改良土の c	セメント改良土の ϕ
岩盤－構造物	岩盤の c	岩盤の ϕ
岩盤－MMR	岩盤の c	岩盤の ϕ
構造物－MMR	MMR の c	MMR の ϕ
背面補強工－盛土・旧表土	盛土・旧表土 c	盛土・旧表土 ϕ
背面補強工－セメント改良土	セメント改良土の c	セメント改良土の ϕ
置換コンクリート－盛土・旧表土	盛土・旧表土の c	盛土・旧表土の ϕ
置換コンクリート－岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ
置換コンクリート－改良地盤	改良地盤の c	改良地盤の ϕ

また、ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12 pp1061-1070，2009）に従い、表 3-3 のとおり設定する。

ジョイント要素の力学特性を図 3-11 に、ジョイント要素の配置を図 3-12～図 3-14 に示す。

表 3-3 ジョイント要素のばね定数

地盤	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)	せん断剛性 k_s (kN/m^3)
盛土	1.0×10^6	1.0×10^6
岩盤	1.0×10^7	1.0×10^7

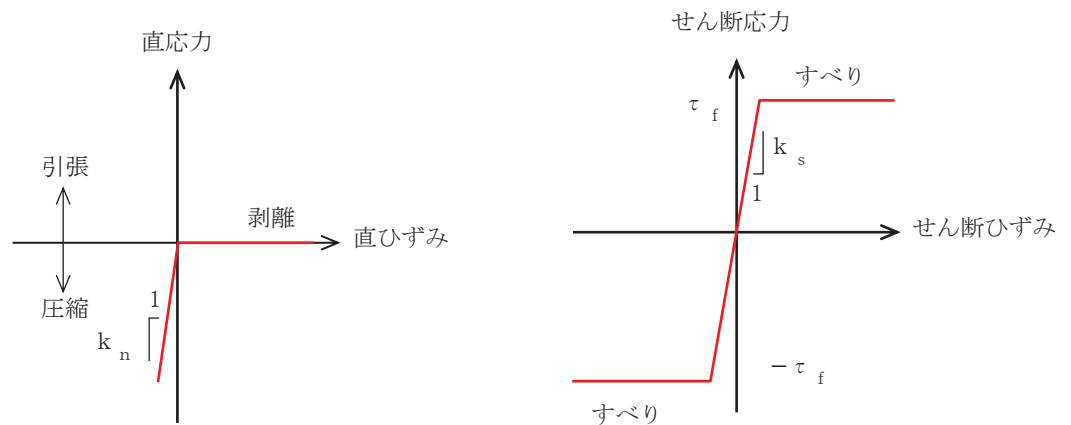


図 3-11 ジョイント要素の力学特性

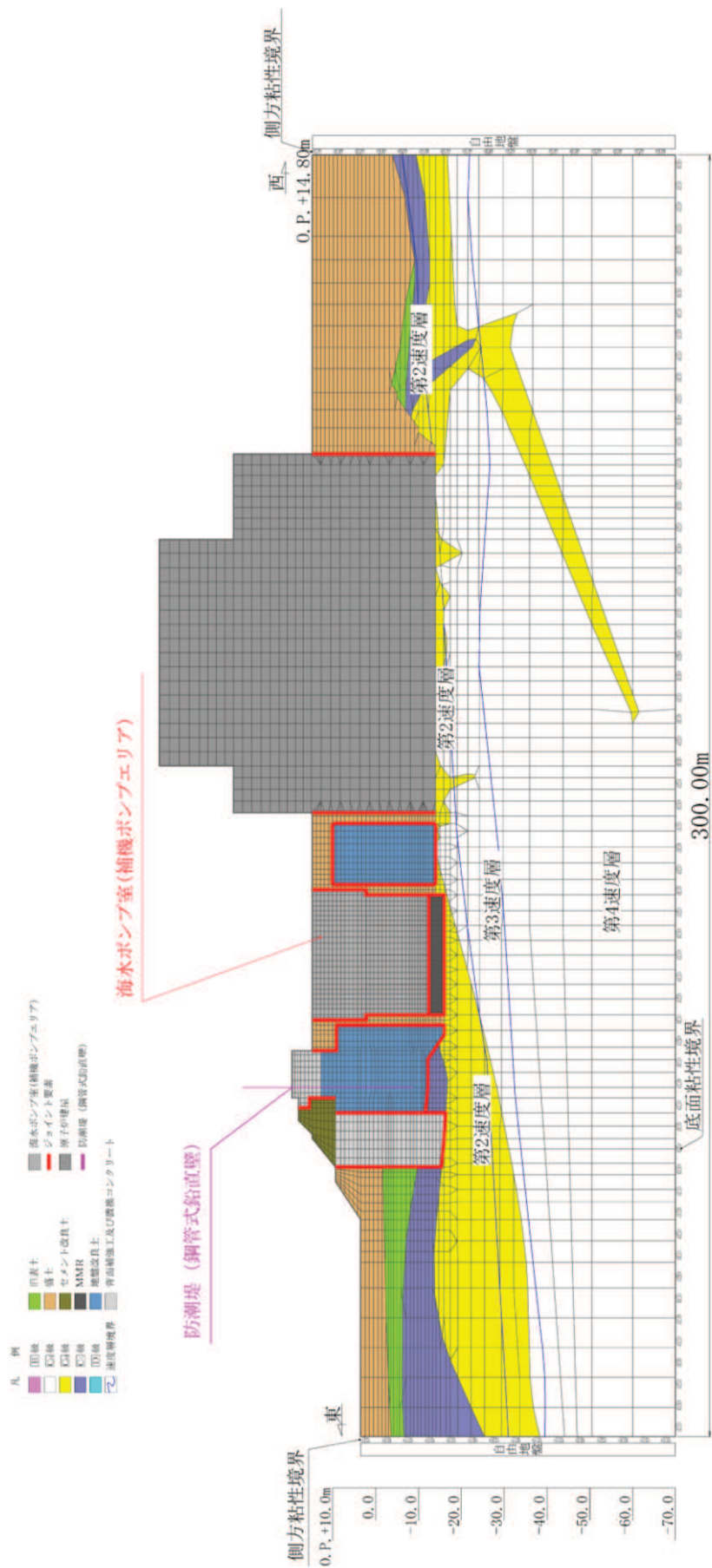


図 3-13 ジョイント要素の配置 (B-B 断面：東西)

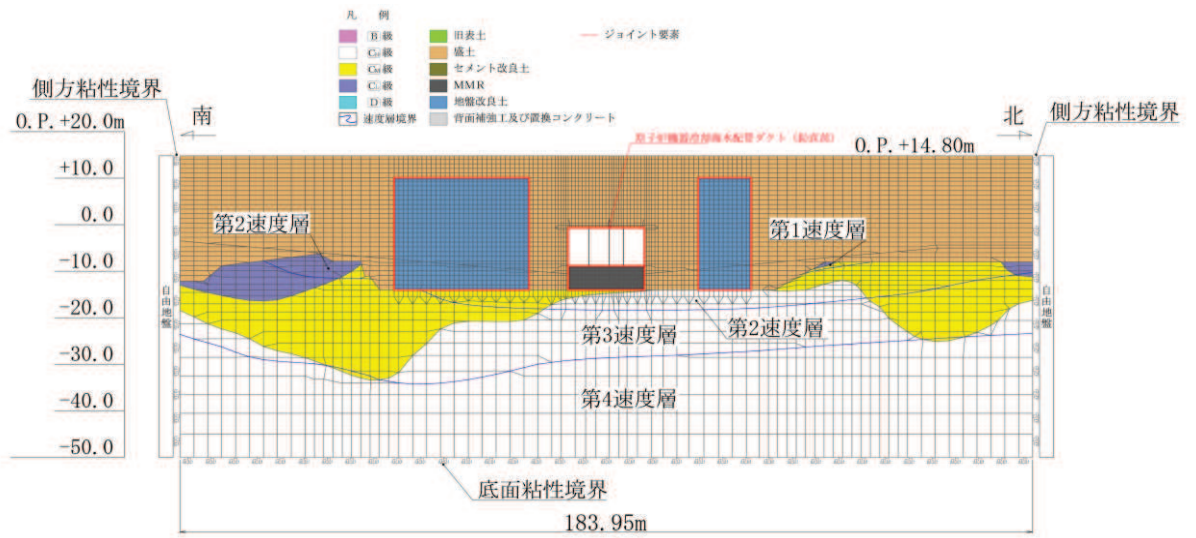


図 3-14 ジョイント要素の配置 (C-C 断面：南北)

3.3 減衰定数

減衰定数は、「資料1 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、粘性減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる解析モデル全体の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3-15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

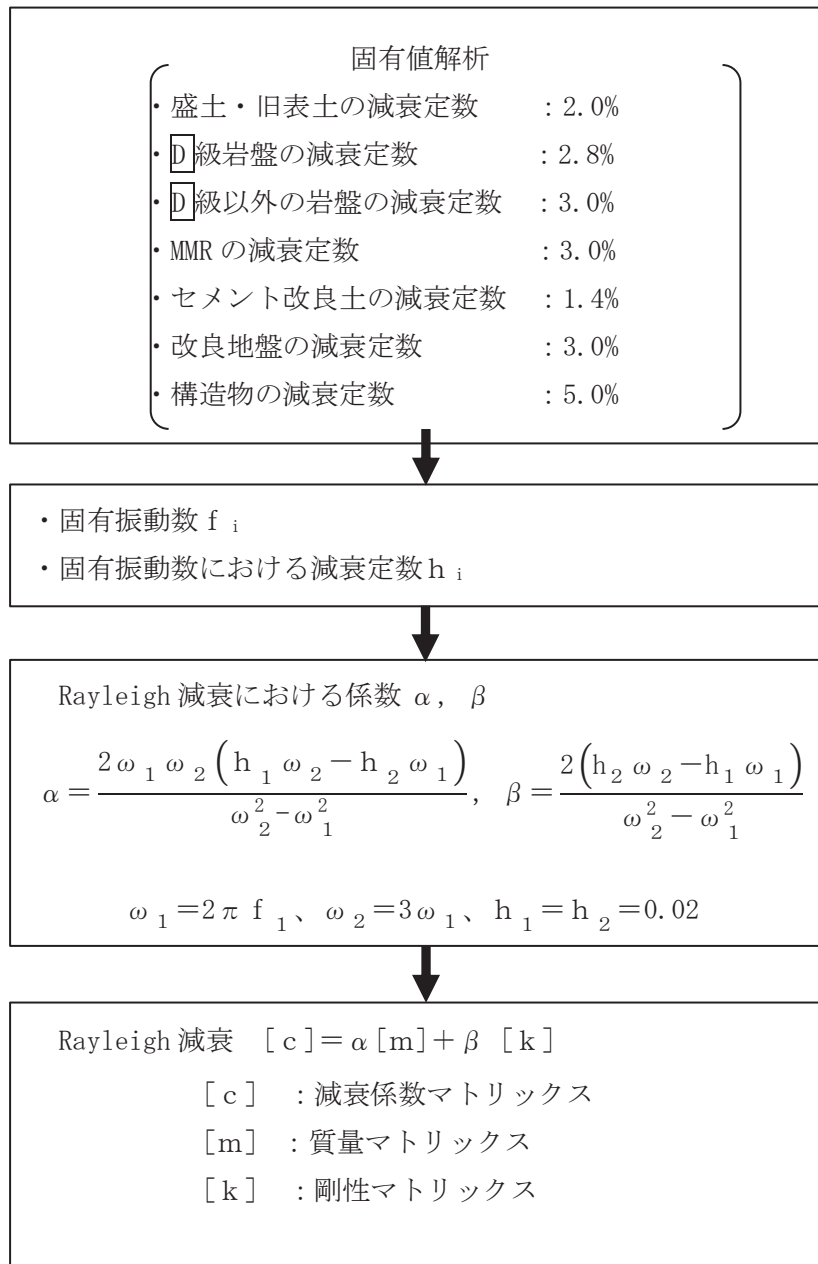


図 3-15 Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数 α 、 β の設定にあたっては、低次のモードの変形が支配的な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、1 次及び 2 次モードの固有振動数において、過大な減衰とならないように定めている。

1 次固有振動数 (f_1) は、地震応答解析の解析モデルの固有値解析結果から算定する。2 次固有振動数 (f_2) は固有値解析から算定した 1 次固有振動数 (f_1) の 3 倍とする。減衰定数は、解析モデルに占める割合が多く、かつ減衰定数の小さい盛土・旧表土の 2% とする。

固有値解析結果の一覧を表 3-4～表 3-5 に、固有値解析におけるモード図を図 3-16～図 3-17 に、係数 α 、 β を表 3-6 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 3-18～図 3-19 に示す。

表 3-4 固有値解析結果 (A-A 断面：南北)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T x	T y	β x	β y	
1	2.873	10	0	71.06	-4.33	1 次として採用
2	3.084	4	0	-46.50	-8.37	—
3	4.532	6	0	-54.61	-6.82	—
4	5.043	14	0	-83.84	12.79	—
5	5.499	24	0	110.97	6.51	—
6	5.813	6	0	55.84	4.37	—
7	6.260	1	0	-21.43	10.82	—
8	6.292	2	1	-27.64	23.36	—
9	6.337	0	0	-11.63	-7.16	—
10	6.462	3	0	-37.70	-13.38	—

表 3-5 固有値解析結果 (B-B 断面：東西)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T x	T y	β x	β y	
1	2.928	7	0	60.36	-4.82	1 次として採用
2	3.934	15	0	-92.29	-7.33	—
3	4.182	6	0	-58.70	-2.76	—
4	4.721	2	0	-33.46	4.15	—
5	5.124	4	0	49.00	-0.02	—
6	5.841	2	0	-34.64	0.92	—
7	5.976	0	0	-5.88	0.68	—
8	6.401	0	0	-14.65	4.03	—
9	6.578	6	0	56.25	0.69	—
10	6.765	1	1	17.12	-16.52	—

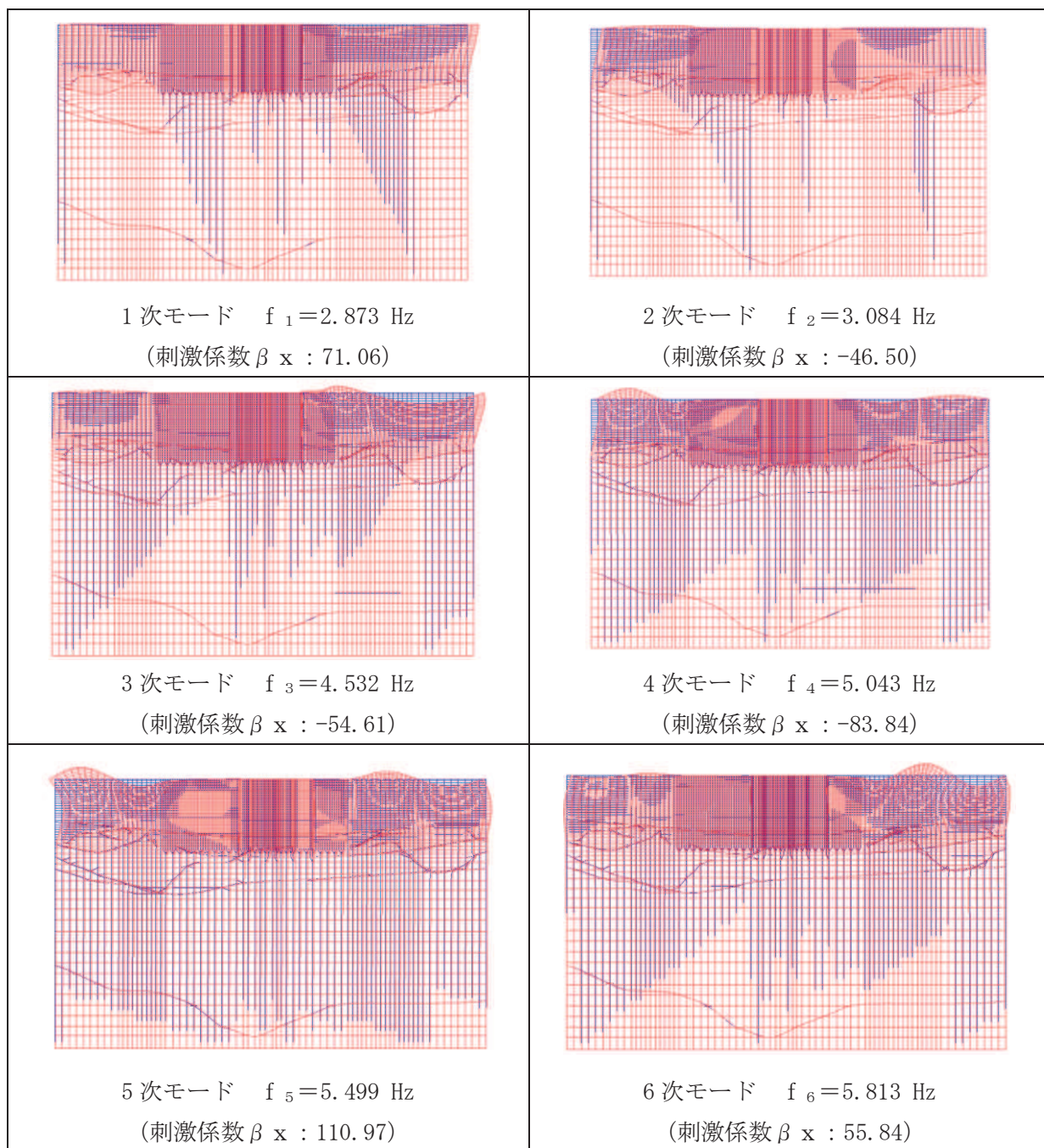


図 3-16(1) 固有値解析結果 (モード図) (A-A 断面 : 南北)

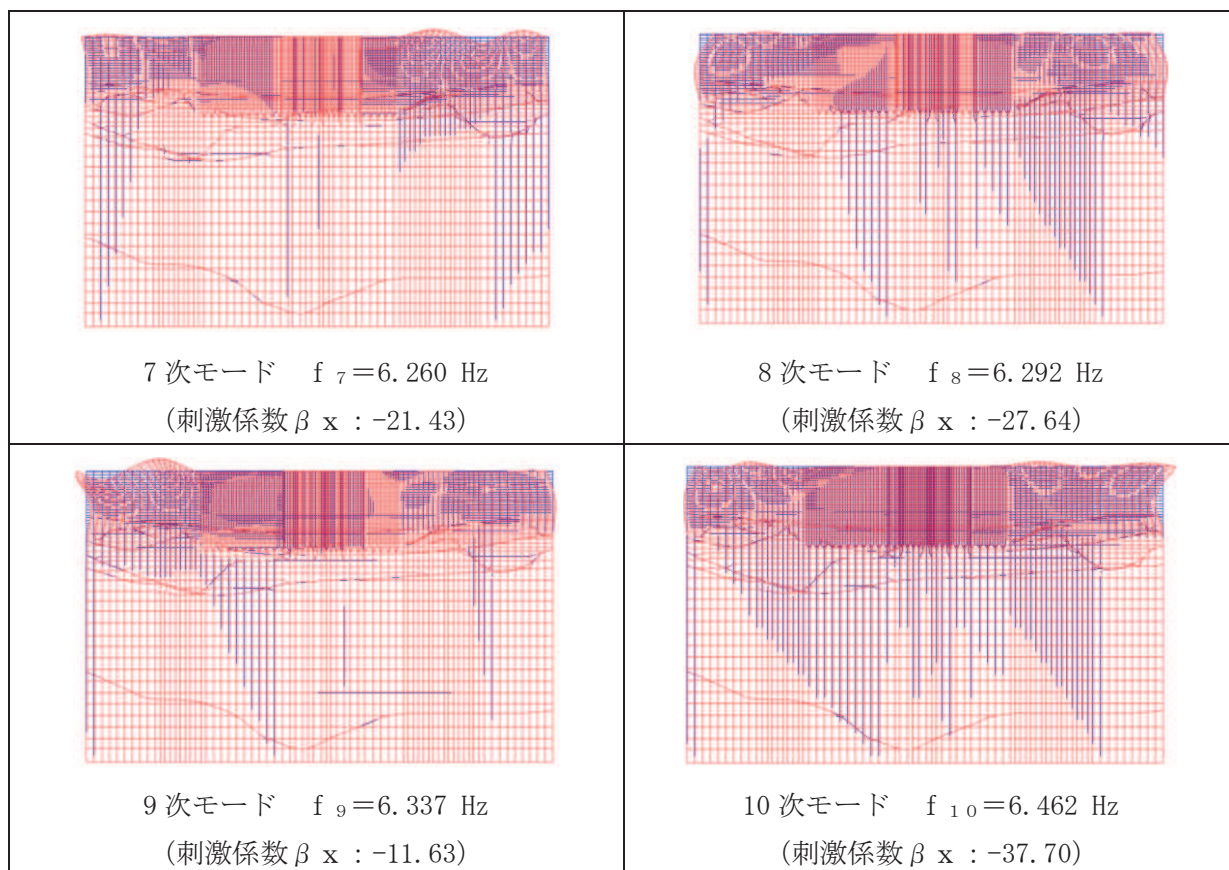


図 3-16(2) 固有値解析結果 (モード図) (A-A 断面 : 南北)

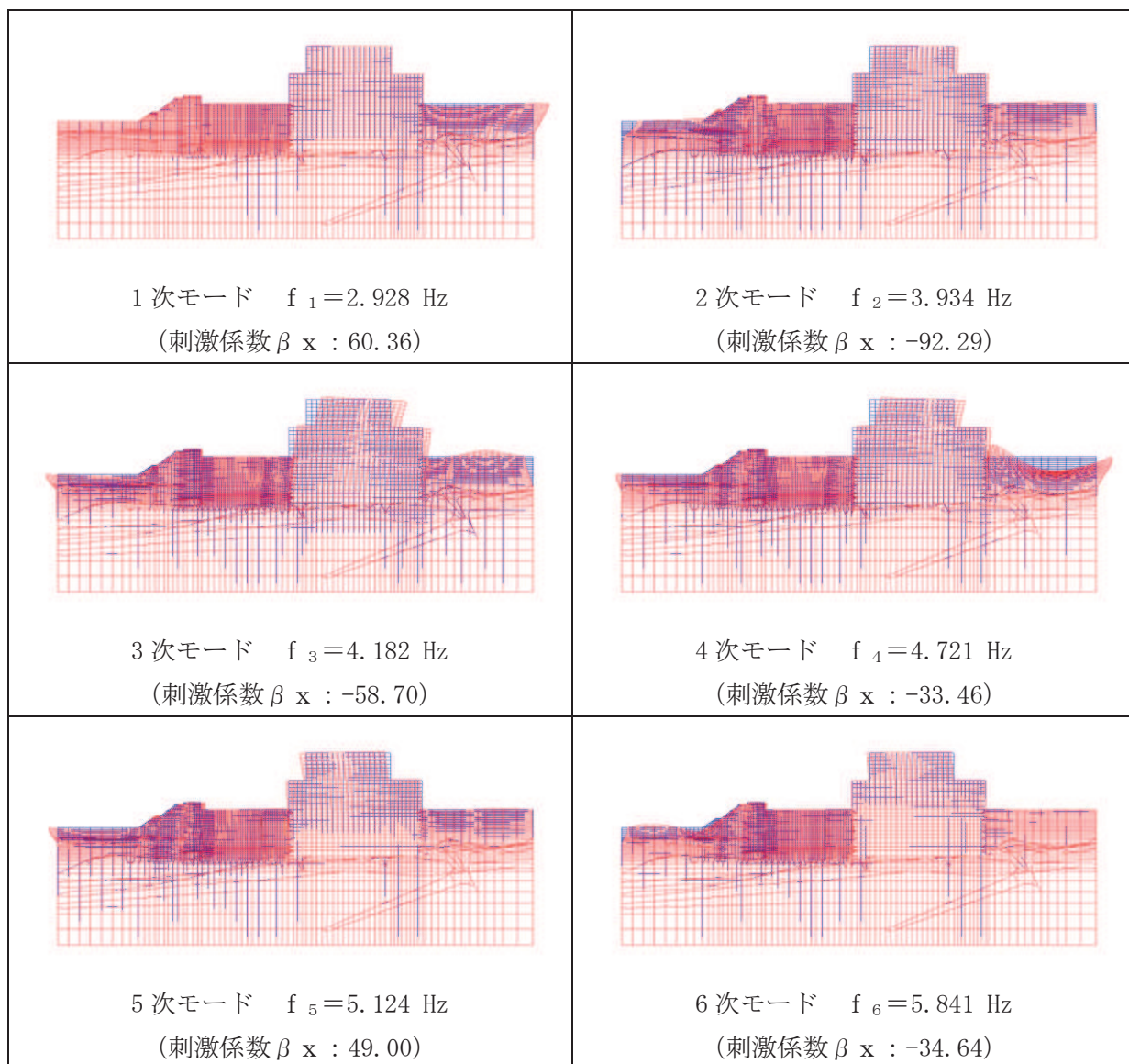


図 3-17(1) 固有値解析結果 (モード図) (B-B 断面 : 東西)

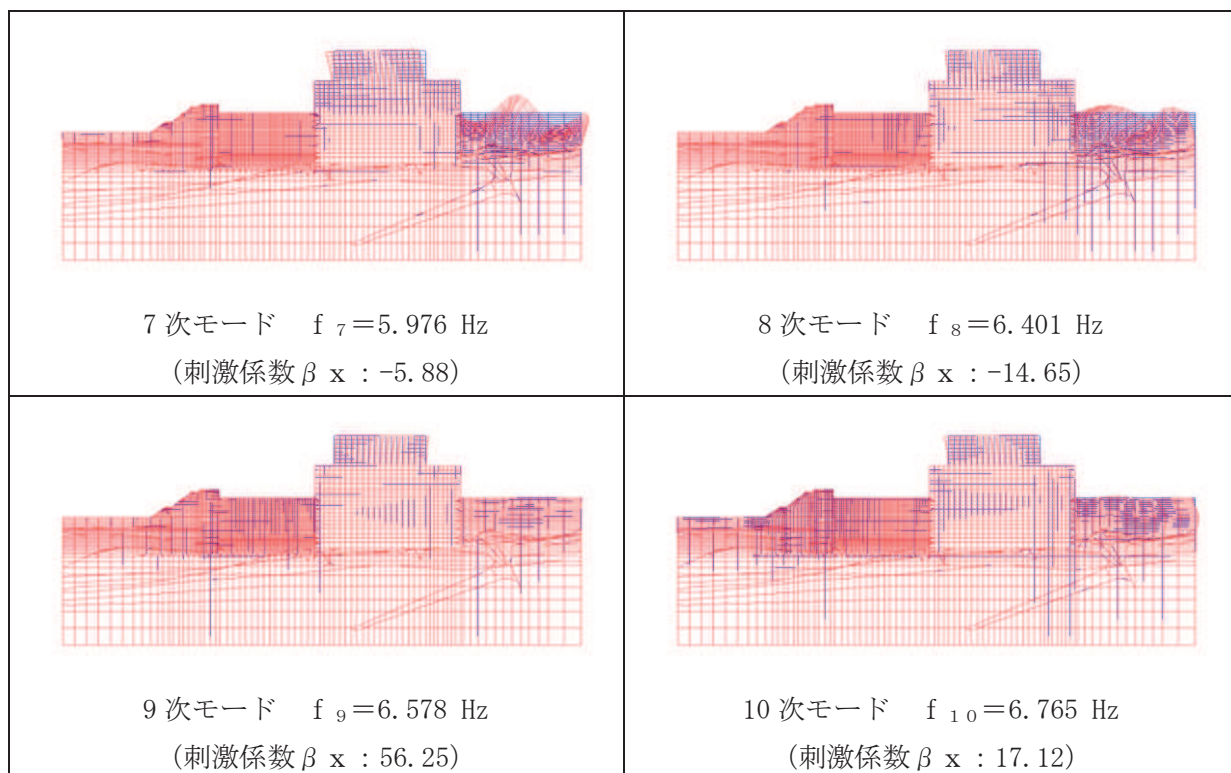


図 3-17(2) 固有値解析結果 (モード図) (B-B 断面 : 東西)

表 3-6 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

地震時荷重算出断面	α	β
A-A 断面 (南北)	5.416×10^{-1}	5.540×10^{-4}
B-B 断面 (東西)	5.519×10^{-1}	5.440×10^{-4}

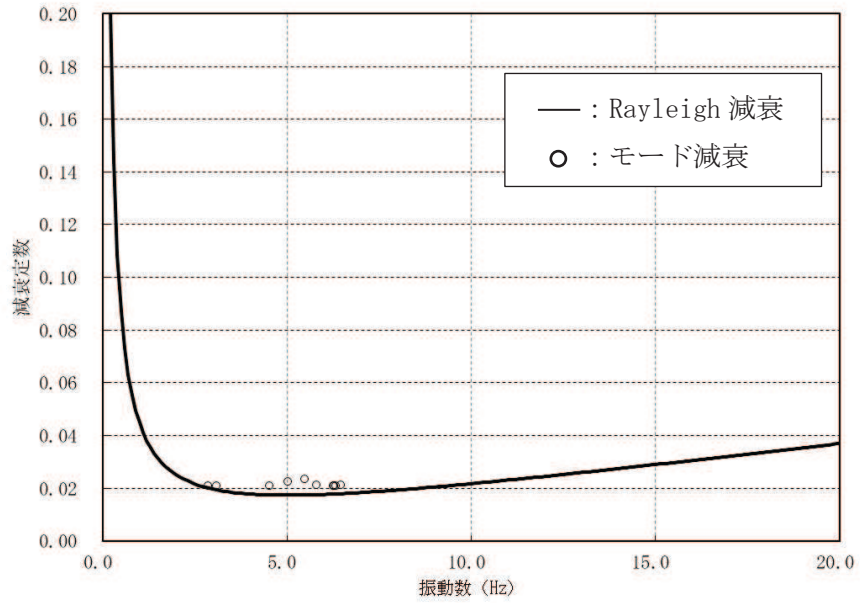


図 3-18 設定した Rayleigh 減衰 (A-A 断面 : 南北)

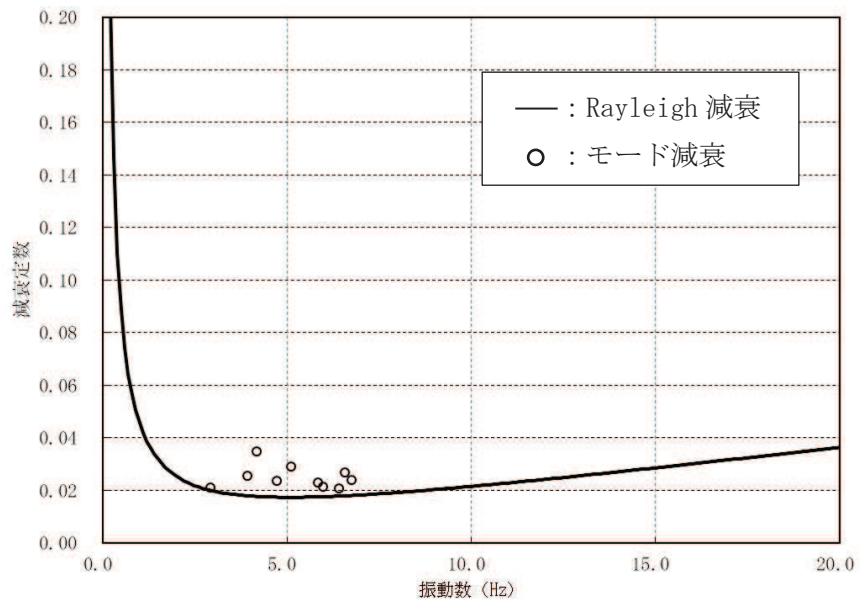


図 3-19 設定した Rayleigh 減衰 (B-B 断面 : 東西)

3.4 荷重の組合せ

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、それぞれを組み合わせて設定する。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。

地震時に原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）に作用する機器・配管系からの反力については、機器・配管系を解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

なお、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の運転時、設計基準事故時及び重大事故時の状態における荷重条件は変わらないため、評価は設計基準対象施設の評価結果に包括されることから、設計基準対象施設の評価結果を用いた重大事故等対処施設の評価を行う。

荷重の組合せを表 3-7 に示す。

表 3-7 荷重の組合せ

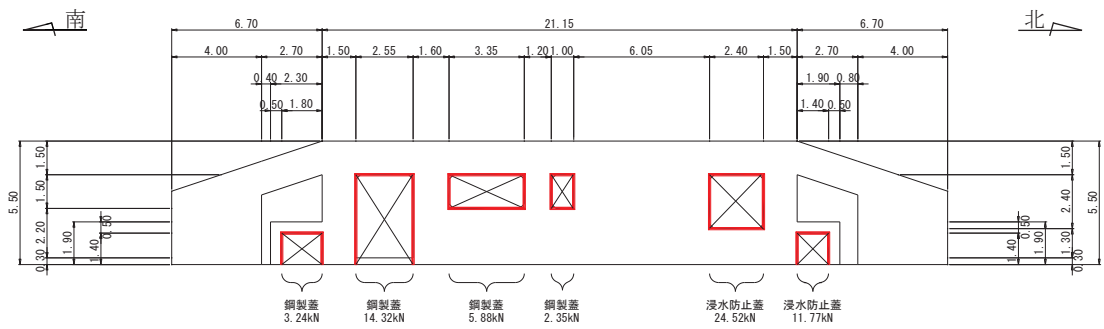
種別	荷重		算定方法の概要
永久荷重 (常時荷重)	固定荷重	躯体自重	○ ・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する
		機器・配管荷重	○ ・機器・配管系の重量に基づいて設定する。
		土被り荷重	○ ・常時応力解析により設定する。
		永久上載荷重	— ・地盤表面に恒常的に置かれる設備等はないことから考慮しない。
	静止土圧		○ ・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○ ・地下水位に応じた静水圧として考慮する。 ・地下水の密度を考慮する。
	積載荷重		○ ・地表面に考慮する。
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動		○ ・基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動		

3.4.1 機器・配管荷重

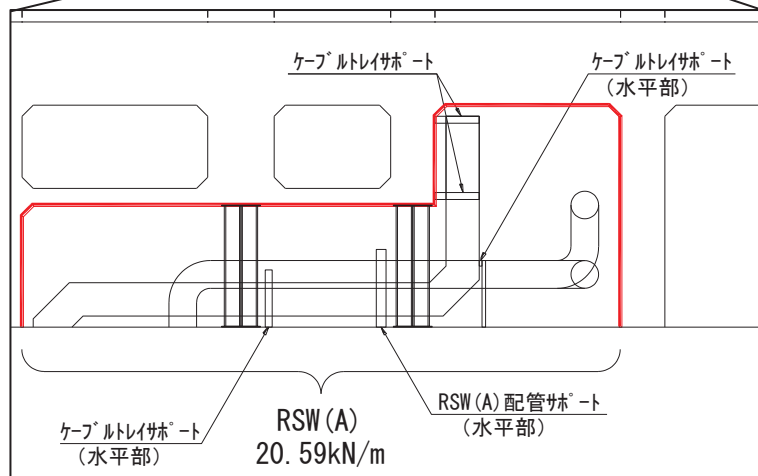
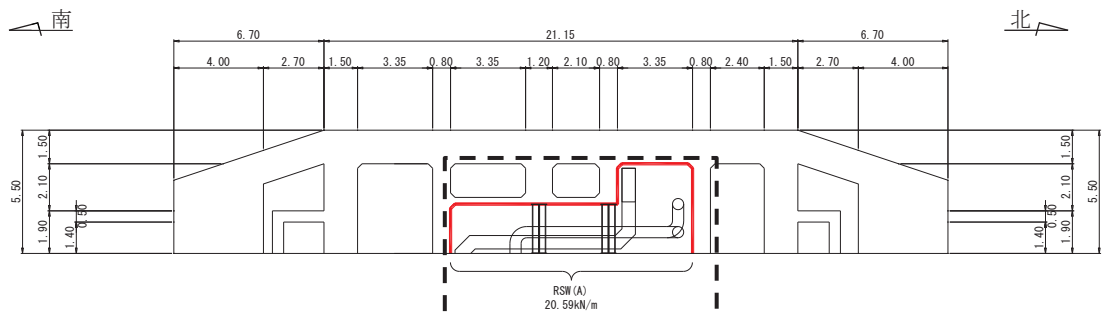
地震時に原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）に作用する機器・配管系の荷重と固定位置を図3-20に、荷重値の一覧を表3-8に示す。機器・配管系の荷重は解析モデルに単位奥行き（1m）あたりの付加質量として与えることで考慮する。

表3-8 荷重を考慮する主な機器・配管の一覧

位置	重量	考慮する荷重
頂版	11.77 kN	・浸水防止蓋（揚水井戸（第2号機海水ポンプ室防潮壁区画内））
	24.52 kN	・浸水防止蓋（原子炉機器冷却海水配管ダクト）
	2.35 kN	・鋼製蓋
	5.88 kN	
	14.32 kN	
	3.24 kN	
側壁，隔壁	20.59 kN/m	・原子炉補機冷却海水系配管（RSW配管） ・配管サポート
	7.75 kN/m	・高圧炉心スプレイ補機冷却海水系配管（HPSW配管） ・配管サポート
	24.52 kN/m	・タービン補機冷却海水系配管（TSW配管） ・配管サポート

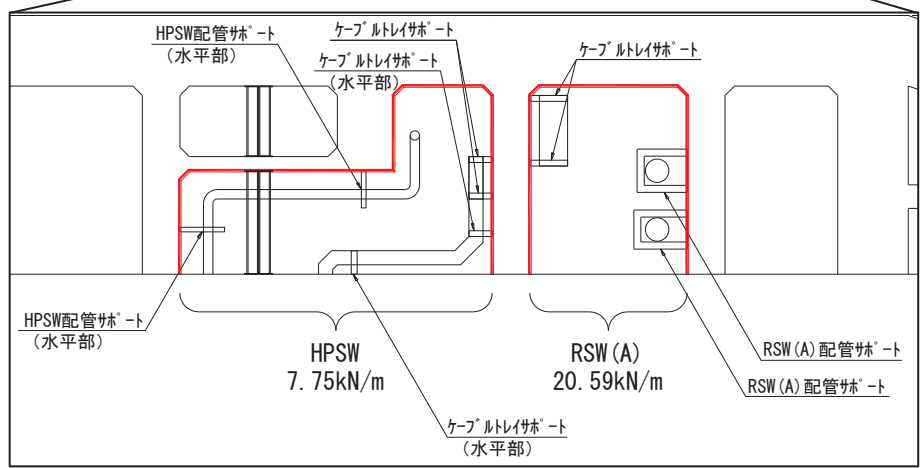
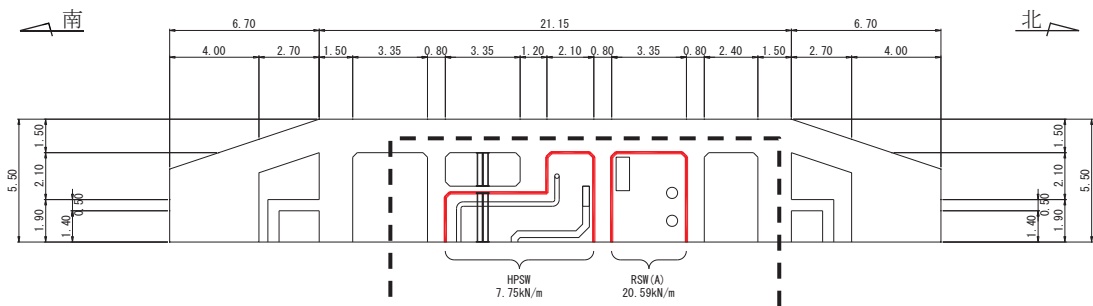


断面①

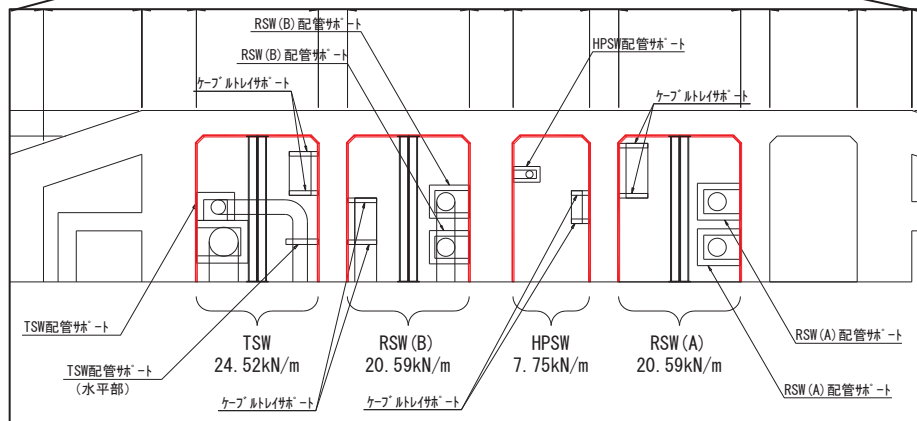
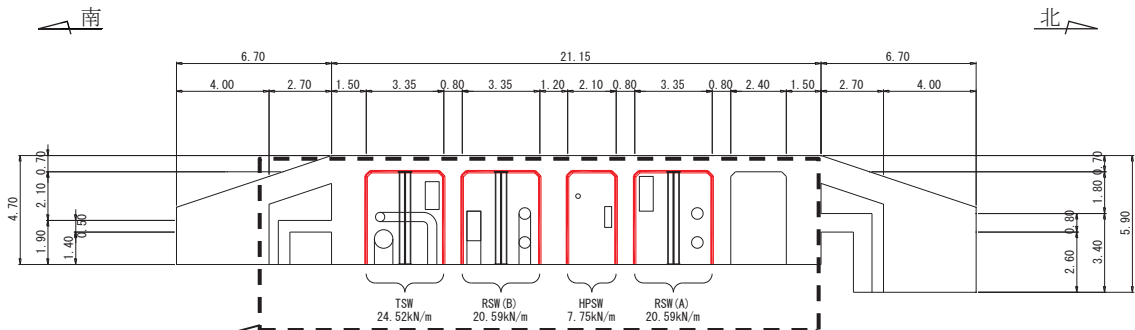


断面②

図 3-20(1) 機器・配管系の荷重図

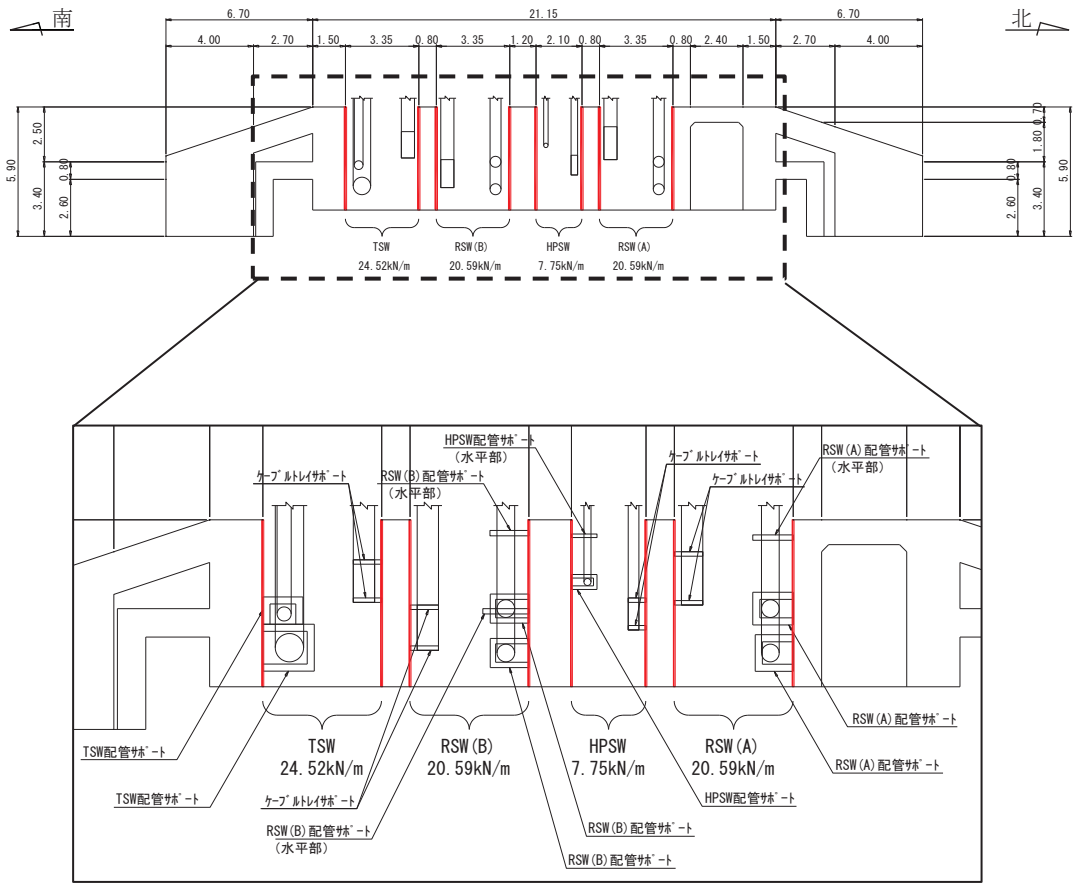


断面③



断面④

図 3-20 (2) 機器・配管系の荷重図



断面⑤

図 3-20(3) 機器・配管系の荷重図

3.4.2 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「2.6 地下水位」のとおりとし、地下水の密度として 1.00g/cm^3 を考慮する。

3.4.3 積載荷重

地震時に原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）に作用する積載荷重は、積雪荷重以外は想定されないが、保守的な配慮として、単位奥行き（1m）あたりの付加重量として地表面に 4.9kN/m^2 を考慮する。

なお、積雪荷重は、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、積雪量 1cm ごとに 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮し、 0.301kN/m^2 とする。

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

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）は、構造物の大部分が地中に埋設された鉄筋コンクリート構造物であり、構造物の耐震性に支配的な損傷モードは地盤のせん断変形を伴う構造部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊となる。そのため、ばらつきを考慮する物性値は、評価対象構造物周辺に主として盛土、旧表土、**D**級岩盤、セメント改良土及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ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。ばらつきを考慮する物性は、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 3-11 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 3-11 に示すケース②、③）について確認を行う。

地盤のばらつきの設定方法の詳細は、「補足-600-1 地盤の支持性能について」に示す。

(2) 材料物性のばらつきを考慮した解析ケース

材料物性のばらつきについては、剛性を定義するコンクリートのヤング係数が、コンクリートの設計基準強度に対応して定まることを踏まえ、コンクリートの設計基準強度を基本ケースとし、ヤング係数をコンクリートの実強度に対応して定めたケースについて確認を行う（表 3-11 に示すケース④）。

屋外重要土木構造物等の耐震性に支配的な要因である土圧は、構造物と周囲の地盤の剛性差により生じることから、構造物の剛性が低下し、地盤との剛性差が小さくなることは、耐震裕度が向上することとなる。したがって、屋外重要土木構造物等のコンクリートは設計基準強度に対応する剛性を基本とし、ばらつきの考慮としては、土圧が大きく評価されるようコンクリートの実強度に対応する剛性について確認を行う。なお、屋外重要土木構造物等は、屋外かつ湿潤した地盤に接して地中に埋設されていることから、建物と異なり乾燥する環境にはなく、点検においても乾燥収縮による有害なひび割れは確認されておらず、コンクリートの剛性低下は顕在化していない。

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）における実強度は、構造物ごとのコア抜き強度 f'_{ck} の平均値とし、ヤング係数は実強度の平均値からコンクリート標準示方書に基づき算出する。

なお、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）のコンクリートの実強度は、施工時期及び周辺環境が同じ原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）のコア抜き強度とする。

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の実強度及びヤング係数を表 3-9 及び表 3-10 に示す。

また、耐震評価における解析ケースの一覧を表 3-11 に示す。

表 3-9 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の実強度及びヤング係数

実強度	ヤング係数
37.2N/mm ² *1	30.2kN/mm ²
70.0N/mm ² *2, 3	37.0kN/mm ²

注記*1：コア採取による圧縮強度試験結果を表 3-10 に示す。

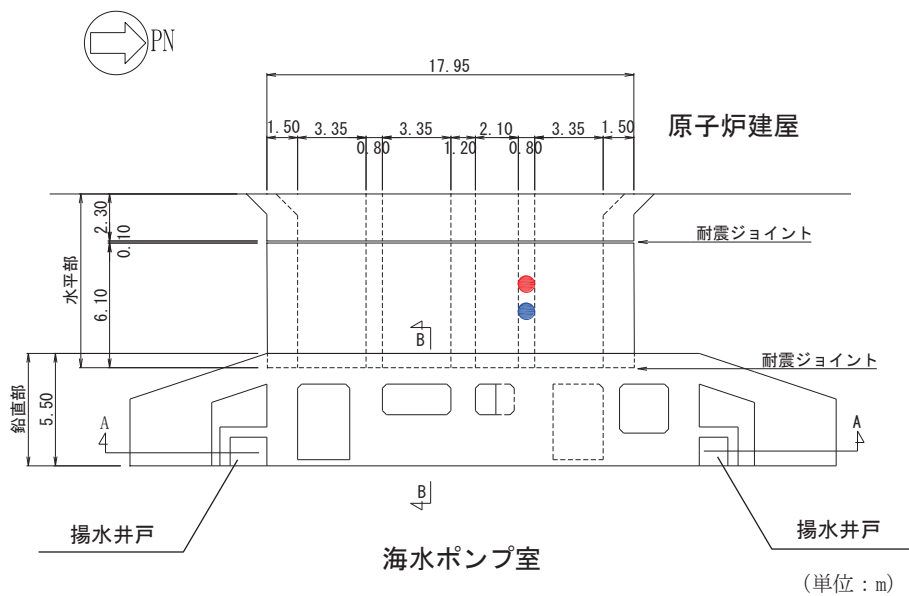
*2：補強として設置した新設の鉄筋コンクリート部材に適用する。

*3：「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「参考資料 5 新設する構造物のコンクリートの圧縮強度の設定」に基づき設定した圧縮強度

表 3-10 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）のコア採取による圧縮強度試験結果

採取位置*	採取年	供試体数 (本)	実強度 (N/mm ²)		ヤング係数 (kN/mm ²)	
			最大	最小	最大	最小
隔壁	2012	3	41.9	33.9	31.4	29.2
隔壁	2018	3	39.8	36.3	30.9	29.9

注記*：コア採取位置は図 3-21 に示す。



●：コア採取位置（隔壁，2012年）

●：コア採取位置（隔壁，2018年）

図 3-21 コア採取位置

表 3-11 耐震評価における解析ケースの一覧

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		盛土, 旧表土, D 級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係 数)	C_L 級岩盤, C_M 級岩盤, C_H 級岩盤, B 級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係 数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + 1σ	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1σ	平均値
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度*	平均値	平均値

注記* : 既設構造物のコア採取による圧縮強度試験に基づき表 3-10 に示すとおりとする。

(3) 耐震評価における解析ケースの組合せ

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価においては、基準地震動 S_s （7波）及びこれらに水平動の位相反転を考慮した地震動（7波）を加えた全14波を用いてケース①（基本ケース）を実施する。

上記のケース①において、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において照査値が0.5を超えるすべての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて、図3-22に示すケース②～④を実施する。また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

耐震評価に対する解析ケースの組合せを表3-12に示す。また、追加解析ケースを実施する地震動の選定フローを図3-23に示す。

なお、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「参考資料7 地中構造物への鉛直地震動の位相が与える影響」において、海水配管ダクト（鉛直部）のような、地中に埋設された鉄筋コンクリート構造物は、鉛直地震動の影響をほぼ受けないことを確認しているため、鉛直地震動については、位相の反転を考慮しない。

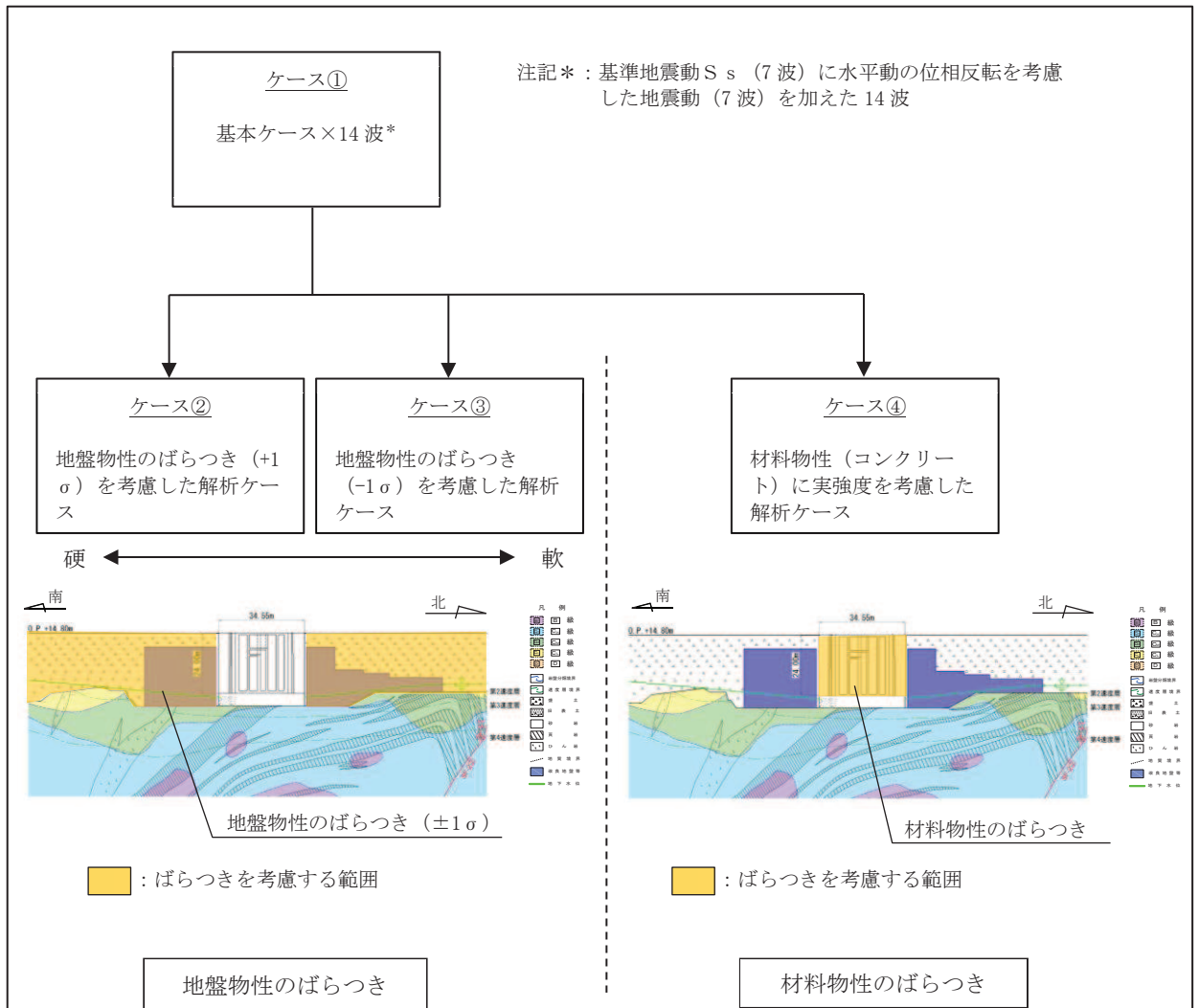


図3-22 耐震評価における解析ケース

表 3-12 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価における解析ケース

解析ケース			全応力解析			
			ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
基本ケース				地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値-1σ	平均値-1σ	平均値
材料物性			設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2
地震動（位相）	S _s -D 1	++*1	○	<p>【追加解析ケースについて】</p> <p>基準地震動 S_s（7 波）に水平動の位相反転を考慮した地震動（7 波）を加えた全 14 波に対し、全応力解析による基本ケース①を実施し、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊、基礎地盤の支持力照査の各照査項目に照査値が 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②～④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②～④を実施する。また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析ケースを実施する。</p>		
		-+*1	○			
	S _s -D 2	++*1	○			
		-+*1	○			
	S _s -D 3	++*1	○			
		-+*1	○			
	S _s -F 1	++*1	○			
		-+*1	○			
	S _s -F 2	++*1	○			
		-+*1	○			
	S _s -F 3	++*1	○			
		-+*1	○			
	S _s -N 1	++*1	○			
		-+*1	○			

注記*1：耐震評価にあたっては、土木学会マニュアルに従い、水平方向の位相反転を考慮する。

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。

*2：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

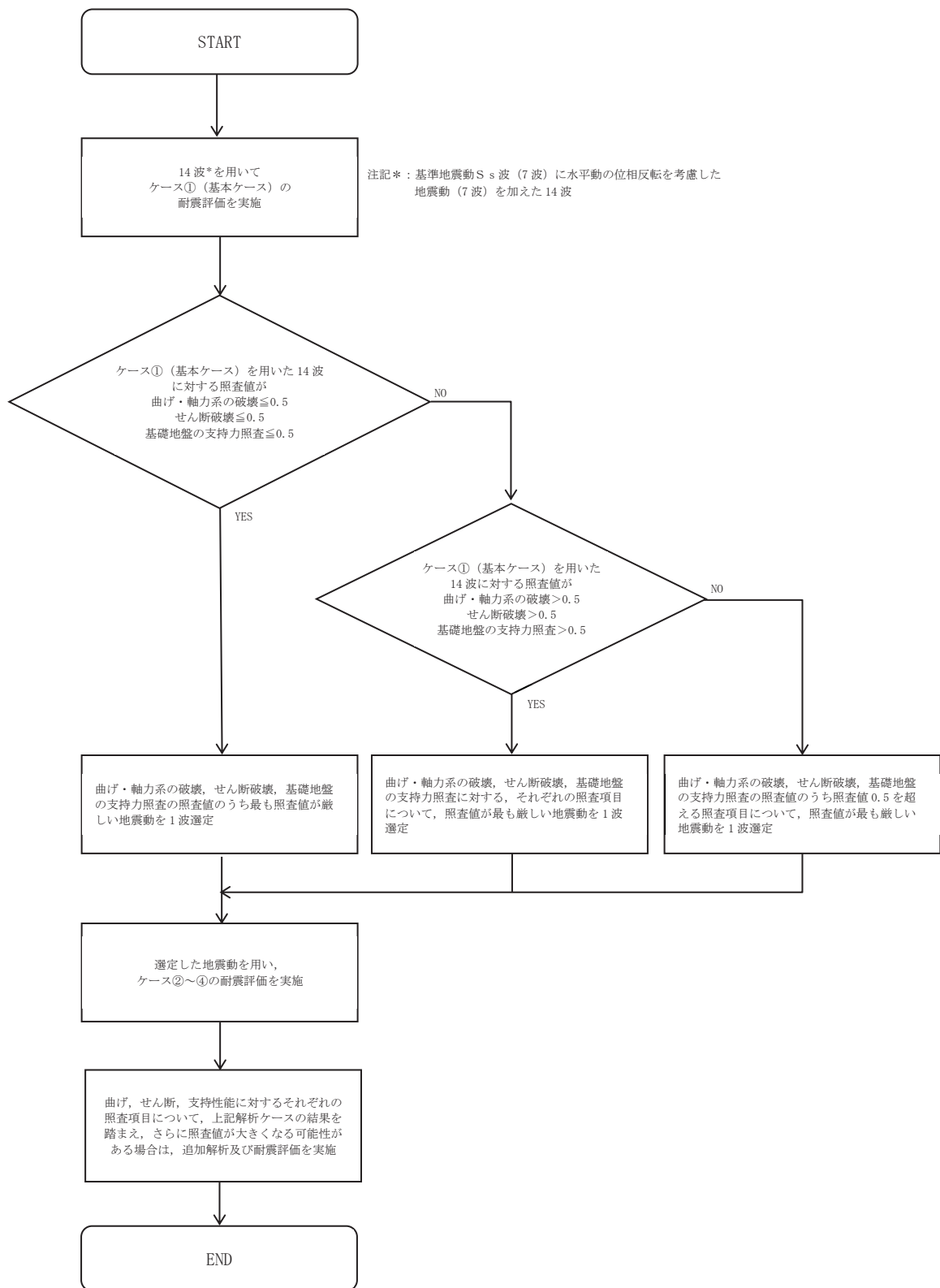


図 3-23 追加解析を実施する地震動の選定フロー

4. 二次元構造解析

4.1 評価対象部材

二次元構造解析の評価対象部材は、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）を構成する構造部材である頂版、側壁、隔壁及び鋼材とする。頂版はシェル要素でモデル化し、側壁、隔壁及び鋼材は、はり要素でモデル化する。

断面①～⑥の解析モデル図及び評価対象部材を図4-1～図4-6に示す。

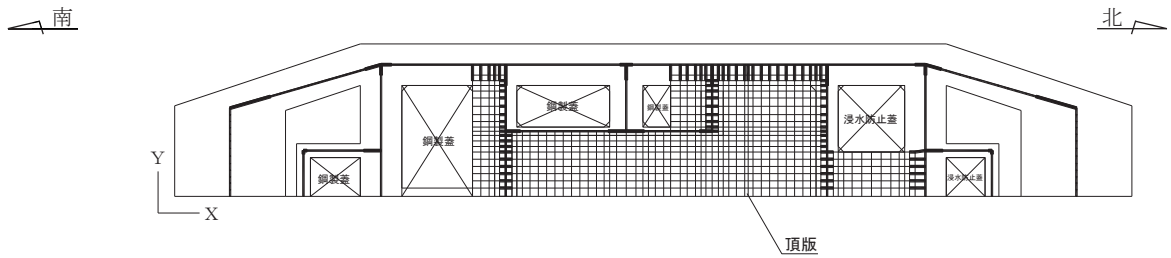


図4-1 二次元構造解析の解析モデル図及び評価対象部材（断面①）

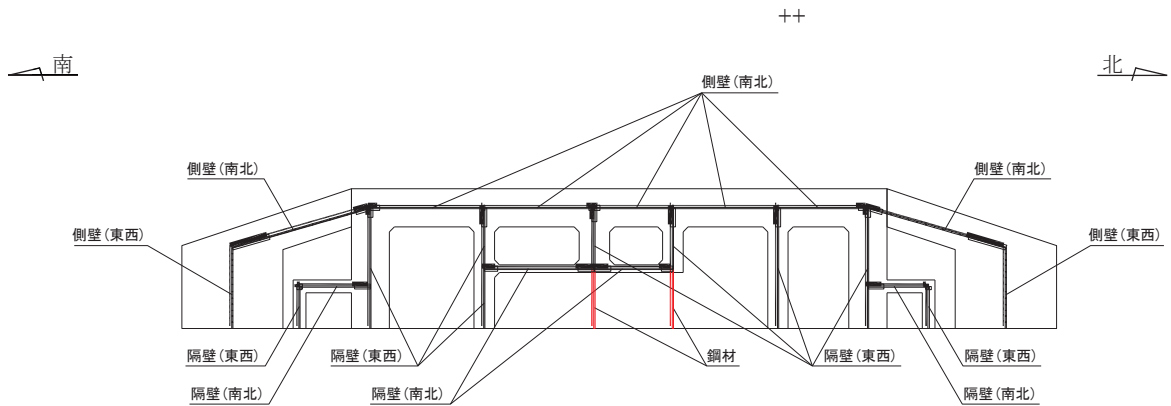


図4-2 二次元構造解析の解析モデル図及び評価対象部材（断面②）

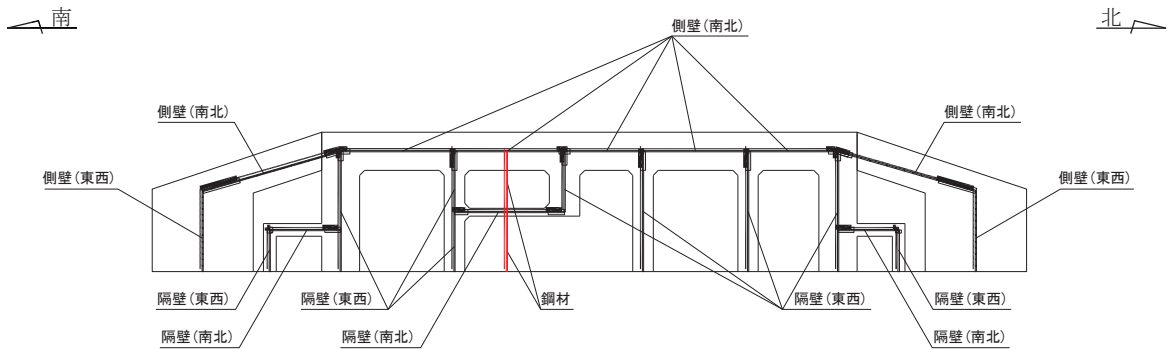


図4-3 二次元構造解析の解析モデル図及び評価対象部材（断面③）

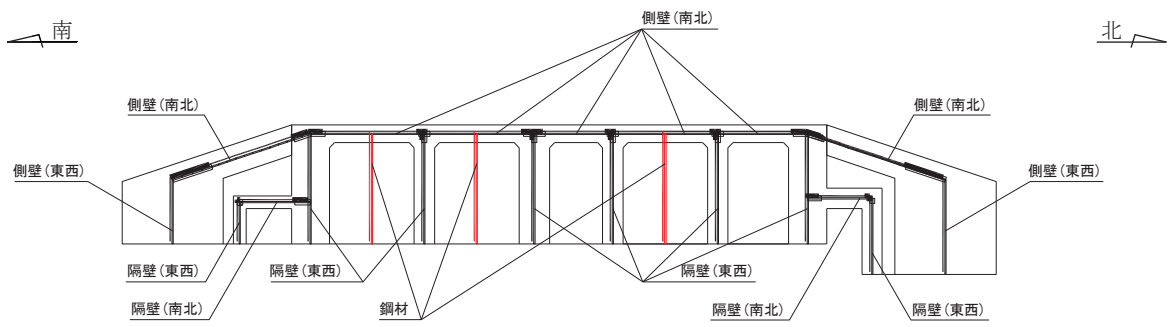


図 4-4 二次元構造解析の解析モデル図及び評価対象部材 (断面④)

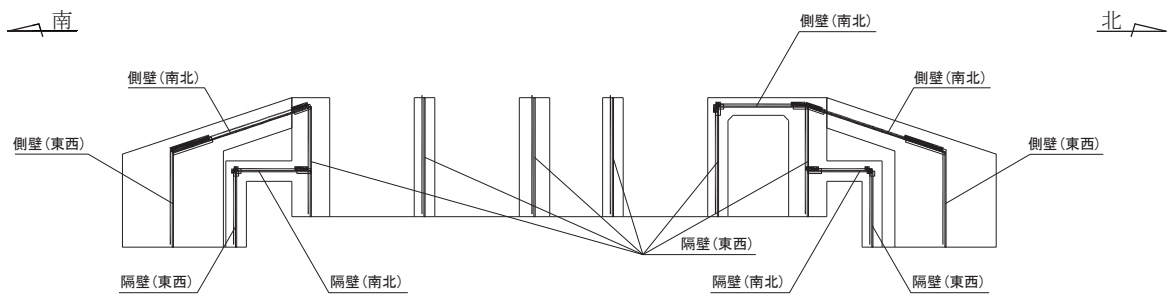


図 4-5 二次元構造解析の解析モデル図及び評価対象部材 (断面⑤)

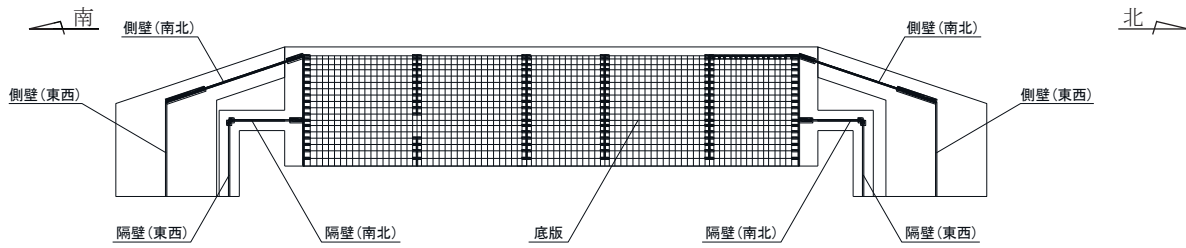


図 4-6 二次元構造解析の解析モデル図及び評価対象部材 (断面⑥)

4.2 解析方法

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の二次元構造解析は、「3. 地震応答解析」より得られた応答値に基づき、断面ごとに各基準地震動 S_s の包絡荷重を作成し、東西方向及び南北方向から同時に入力し、各構造部材について、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を実施する。なお、断面①の頂版及び断面⑥の底版は、鉛直方向に面外変形することから、水平方向及び鉛直方向の荷重を入力し、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を実施する。また、側壁の曲げモーメントと頂版及び底版の曲げモーメント間で発生するモーメント分配の影響について、参考資料5で確認している。

二次元構造解析には、解析コード「TDAPⅢ Ver. 3.10.01」を用いる。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、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

4.3 解析モデルの諸元

4.3.1 解析モデル

(1) 構造物のモデル化

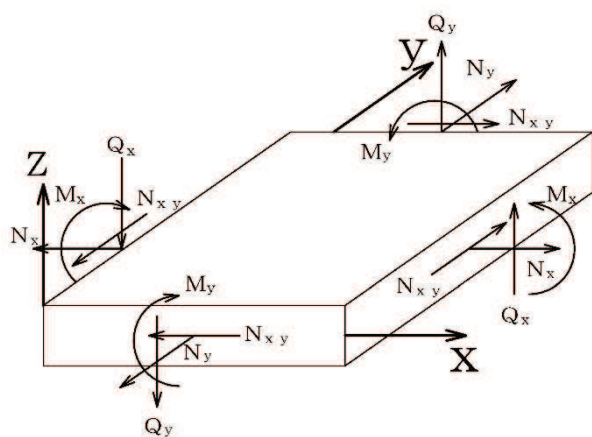
面部材と壁部材から構成される断面①及び⑥は、面部材を線形シェル要素、壁部材をファイバーモデルによる非線形はり要素でモデル化する（図4-1及び図4-6参照）。シェル要素における各要素の断面力の方向を図4-7に示す。

壁部材のみから構成される断面②～⑤の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し、鉄筋コンクリート躯体のせん断変形が保守的に評価されるよう、鋼材は両端をピン支持とした軸力のみを負担する線形はり要素でモデル化する（図4-2～図4-5参照）。なお、鋼材にとって保守的な評価となる両端を固定支持とした評価結果を参考資料6に示す。

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性を考慮する材料非線形モデルであり（図4-8参照）、図4-9に示すコンクリートの応力-ひずみ関係及び図4-10に示す鉄筋の応力-ひずみ関係を考慮する。

(2) 境界条件

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）は海水ポンプ室に懸架され一体構造となっていることから、二次元構造解析モデルにおける海水ポンプ室との取合部は固定境界としている。



M_x, M_y : 曲げモーメント
 Q_x, Q_y : せん断力
 N_x, N_y : 軸力
 N_{xy} : 面内せん断力

図4-7 シェル要素の各要素における断面力の方向

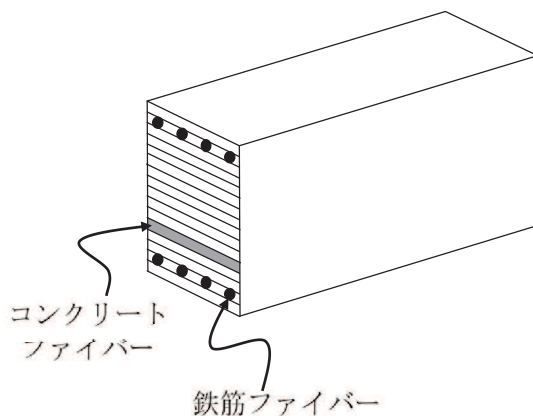


図 4-8 ファイバーモデルの概念図

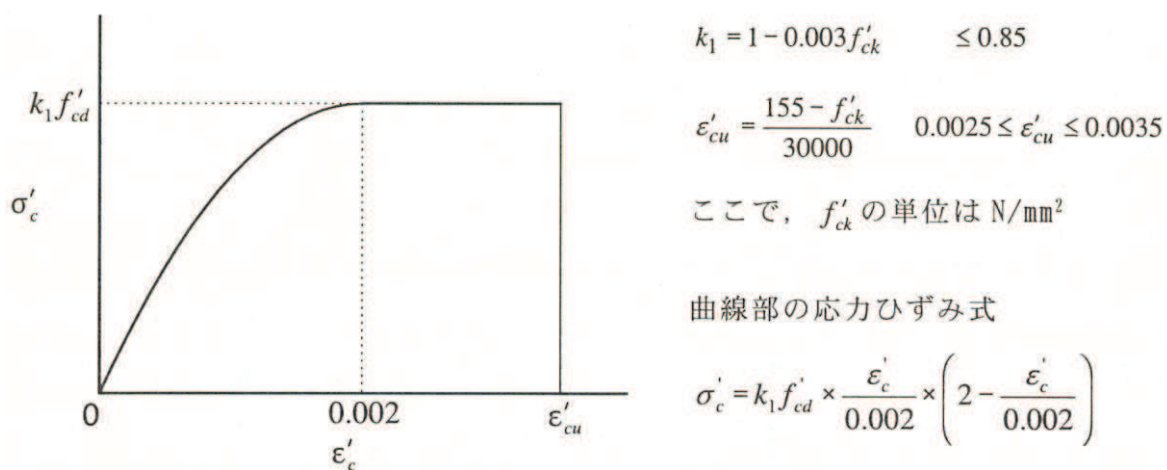


図 4-9 コンクリートの応力-ひずみ関係
(コンクリート標準示方書より引用)

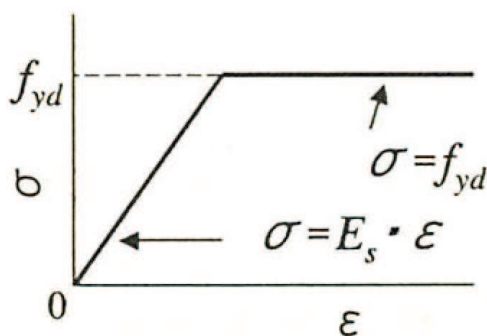


図 4-10 鉄筋の応力-ひずみ関係
(コンクリート標準示方書より引用)

4.3.2 使用材料及び材料の物性値

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の使用材料及び材料の物性値は、「2.4 使用材料及び材料の物性値」に基づき設定する。

4.4 入力荷重

二次元構造解析の入力荷重は，地震応答解析に基づく応答値を用いて算定する。入力荷重の一覧を表4-1に，各入力荷重の算定フローを図4-11に示す。常時荷重は，表3-7に示す荷重を考慮する。

表4-1 入力荷重一覧

入力荷重		地震応答解析から抽出する応答値	載荷位置
慣性力	機器・配管の慣性力	応答加速度	設置位置
	躯体の慣性力	応答加速度	躯体全体
	積載荷重の慣性力	応答加速度	作用位置
地震時土圧*		土圧	作用位置
周面せん断力*		土圧	作用位置

注記*：各基準地震動 S_s による各断面の荷重は，鉛直方向の各断面区間の最大値とする。

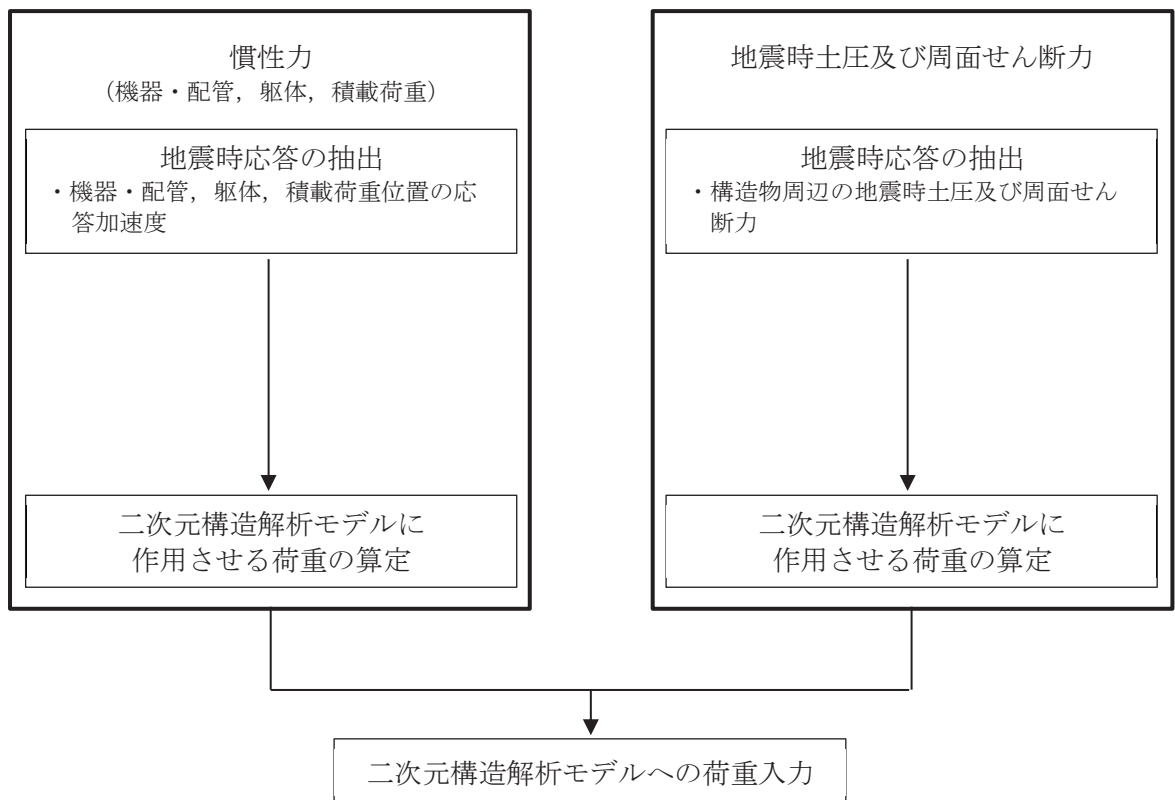


図4-11 各入力荷重の算定フロー

4.4.1 常時荷重

(1) 躯体自重

躯体の体積に鉄筋コンクリートの密度を乗じて設定する。

(2) 機器・配管荷重

機器・配管系の重量に基づいて設定する。機器・配管荷重図を図 4-12 に示す。

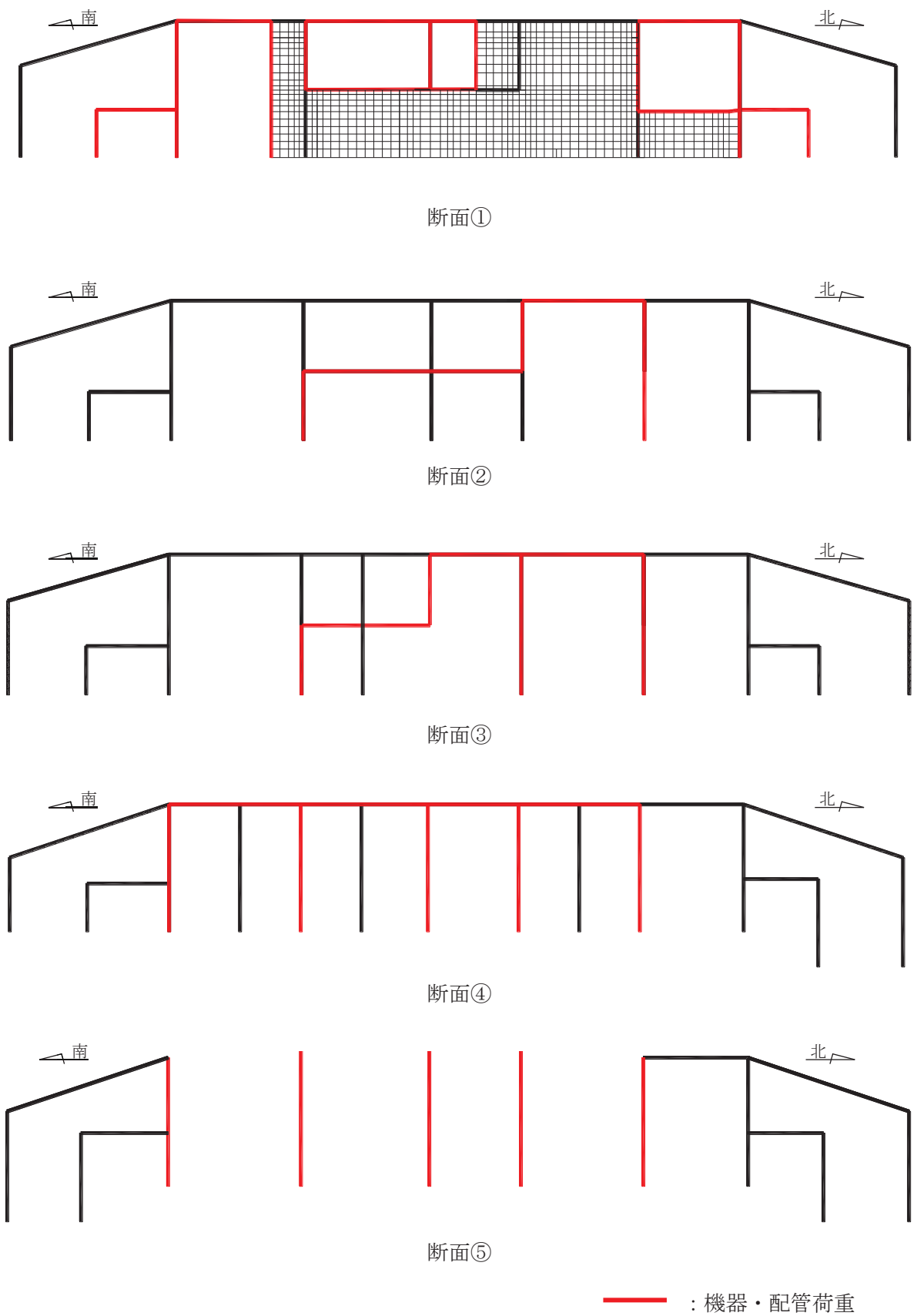


图 4-12 機器・配管荷重图

(3) 常時土圧

地震応答解析の常時応力解析から求まる静止土圧を躯体に作用させる。なお、各断面の静止土圧は、鉛直方向の各断面区間の最大値とする。常時土圧の载荷概念図を図4-13に示す。

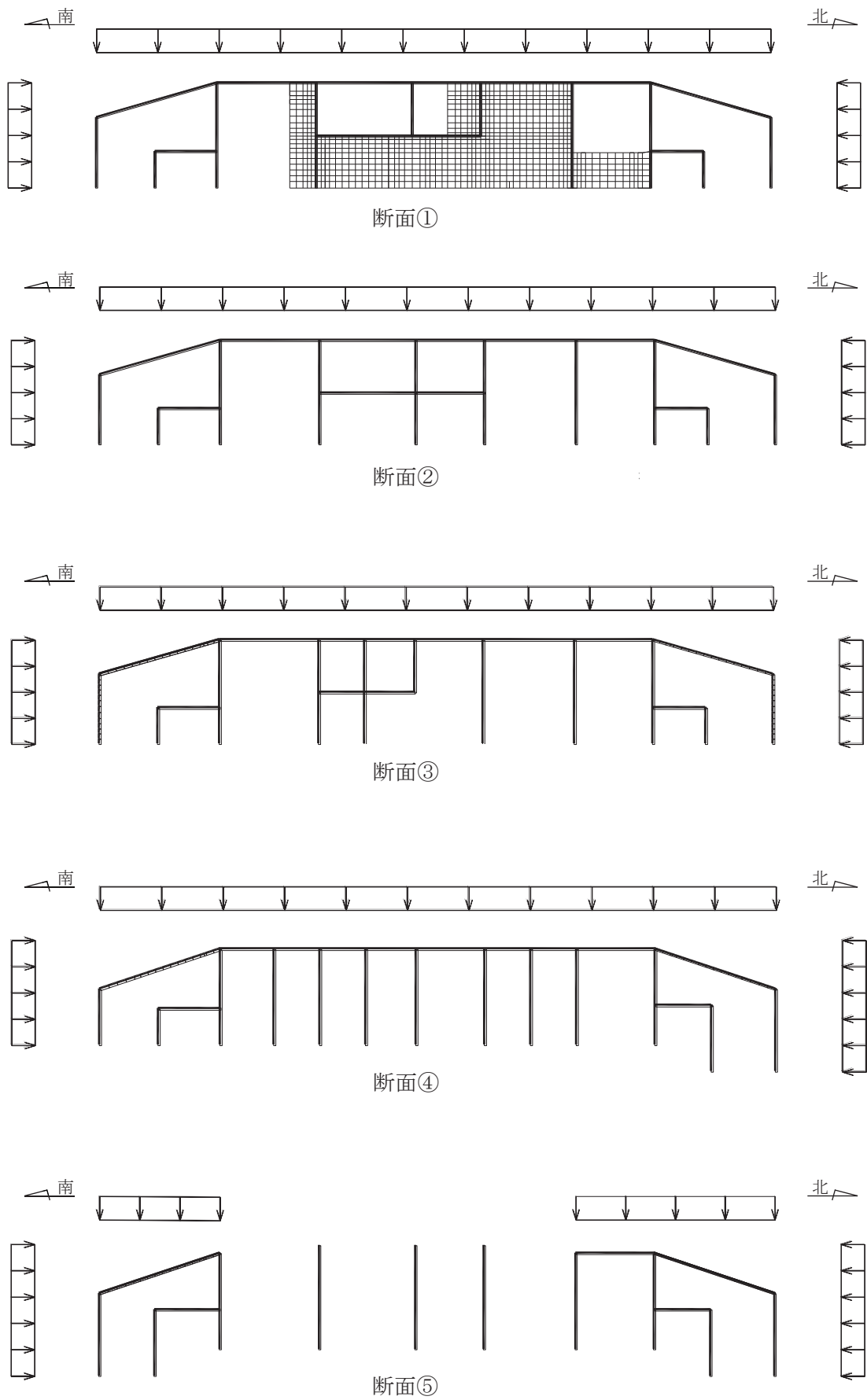


図 4-13 (1) 常時土圧の載荷概念図

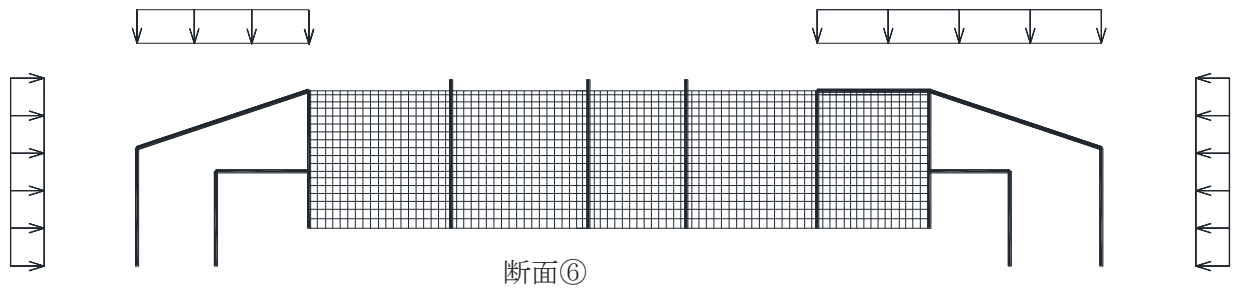


図 4-13 (2) 常時土圧の载荷概念図

(4) 積載荷重

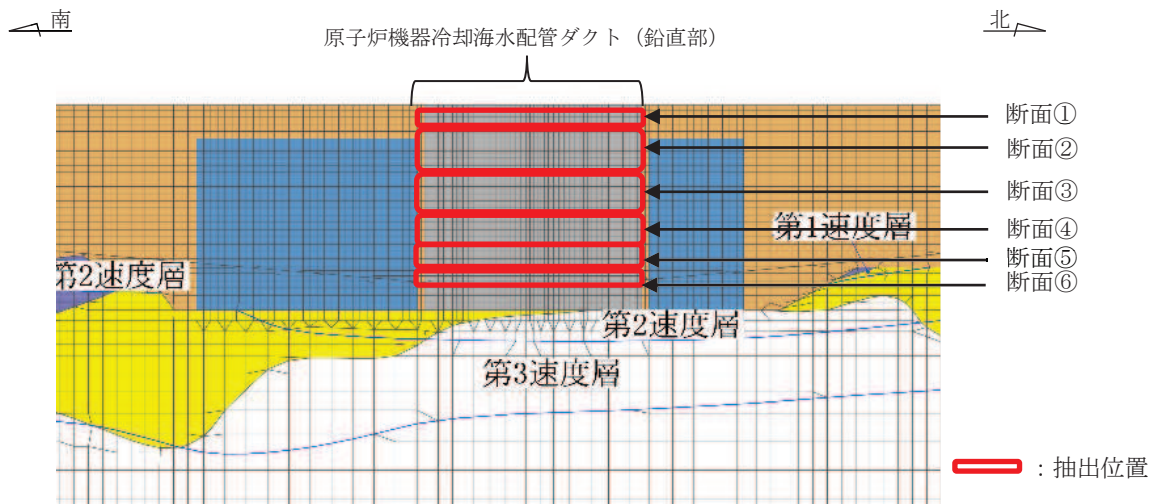
原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）に作用する積載荷重は，積雪荷重以外は想定されないが，保守的な配慮として頂版上に 4.9kN/m^2 を考慮する。

4.4.2 慣性力

躯体及び機器・配管系の慣性力は、地震応答解析モデルにおける鉄筋コンクリート部材の各節点の最大応答加速度から算定する。応答加速度の抽出位置は、鉄筋コンクリート部材の全節点とし、各断面区間の最大値を断面ごとに作用させる。

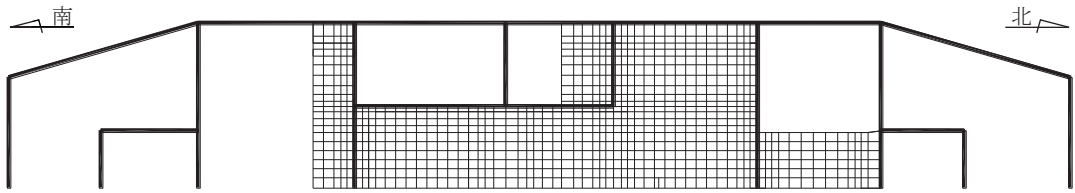
A-A断面（南北方向）の応答加速度の抽出位置を図4-14に示す。B-B断面（東西方向）については、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）は海水ポンプ室に懸架され一体構造となっていることから、添付書類「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」の応答とする。各断面における慣性力の载荷概念図を図4-15に示す。

断面①と断面⑥は水平面部材をモデル化することから、鉛直方向の加速度も評価し、区間の最大加速度を設計用加速度として作用させる。



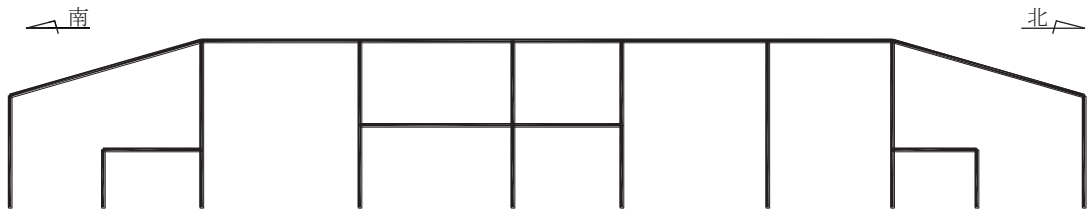
*注記：各断面の最大値を設計用加速度とする。

図4-14 応答加速度の抽出位置（A-A断面：南北）

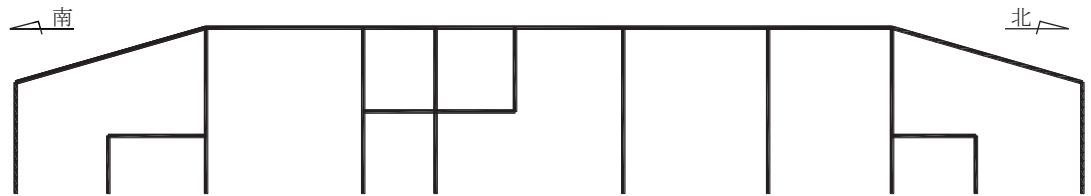


断面①*

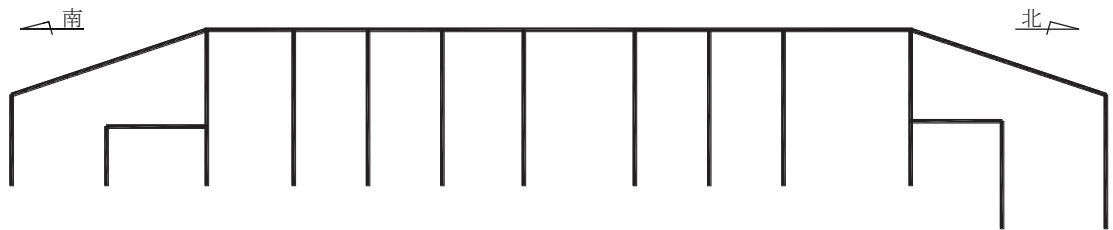
注記*：頂板については、鉛直方向の慣性力も載荷する。



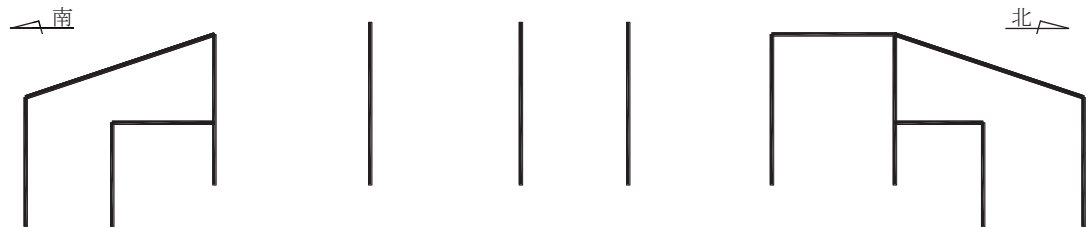
断面②



断面③



断面④

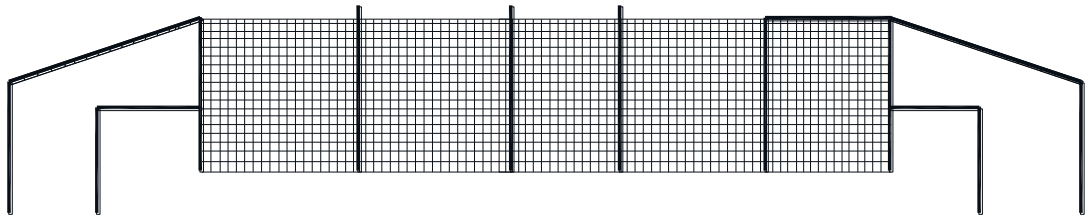


断面⑤

— : 慣性力載荷位置

● → : 慣性力作用方向

図 4-15 (1) 慣性力の載荷概念図



断面⑥

注記*：底版については、鉛直方向の慣性力も載荷する。

———：慣性力載荷位置

● → ↓：慣性力作用方向

図 4-15 (2) 慣性力の載荷概念図

4.4.3 地震時土圧及び周面せん断力

躯体に作用する地震時土圧について、A-A 断面（南北方向）は地震応答解析モデルにおいて各部位に接するジョイント要素の要素応力から算定し、B-B 断面（東西方向）の地震時土圧については「(1) 慣性力」と同様に、添付書類「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」の応答により算定し、各断面区間の最大値を断面ごとに作用させる。

躯体に作用する周面せん断力は、A-A 断面（南北方向）の地震応答解析モデルを用いて、各要素のせん断応力を算定し、各断面区間の最大値を断面ごとに作用させる。

A-A 断面（南北方向）の地震時土圧及び周面せん断力の抽出位置を図 4-16 に示す。また、各断面における地震時土圧及び周面せん断力の载荷概念図を図 4-17 に示す。

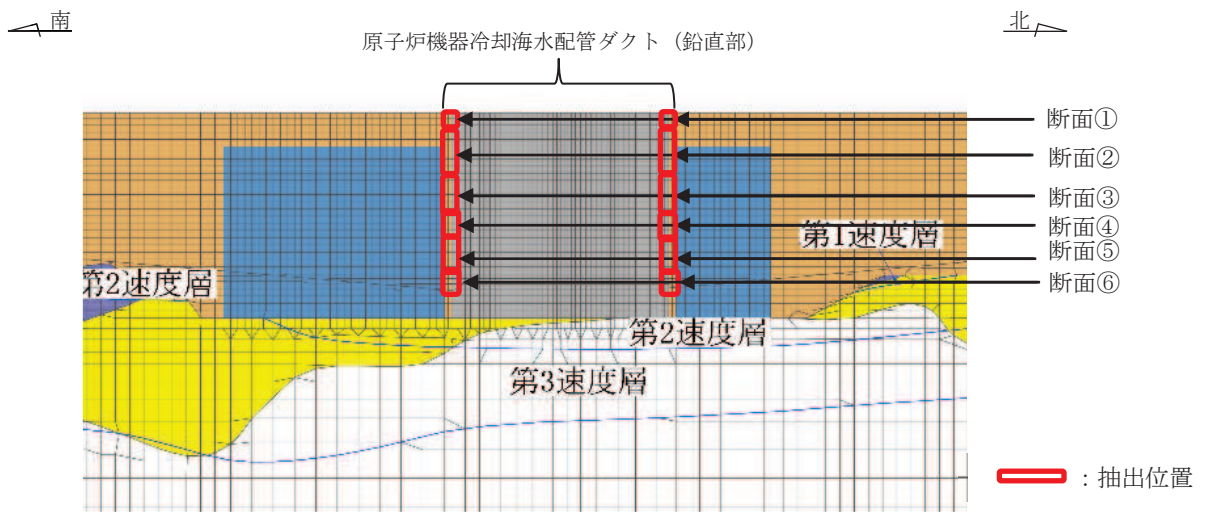


図 4-16 地震時土圧の抽出位置 (A-A 断面：南北)

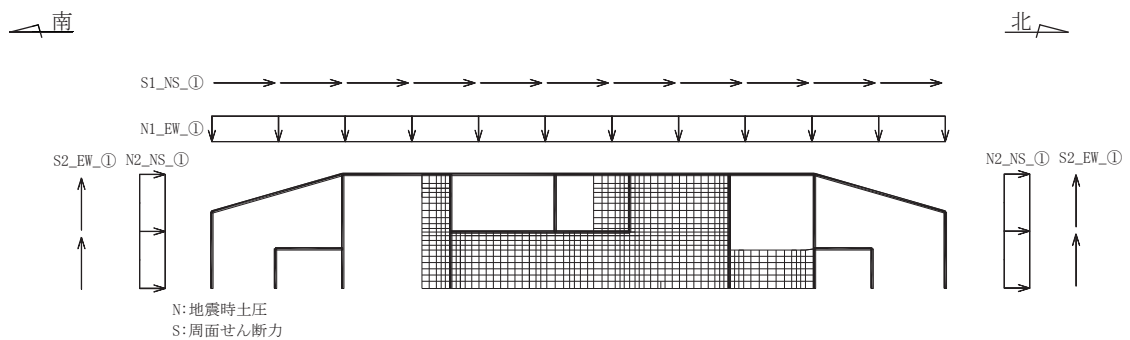


図 4-17(1) 土圧及び周面せん断力の载荷概念図 (断面①)

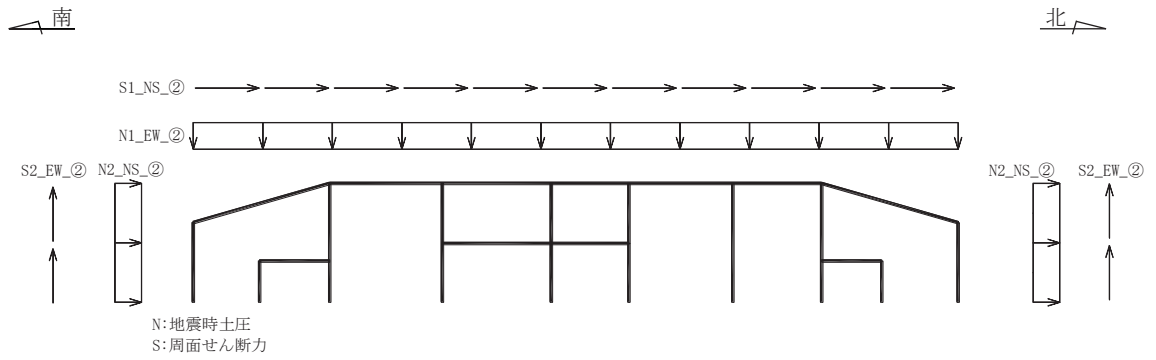


図 4-17(2) 土圧及び周面せん断力の载荷概念図 (断面②)

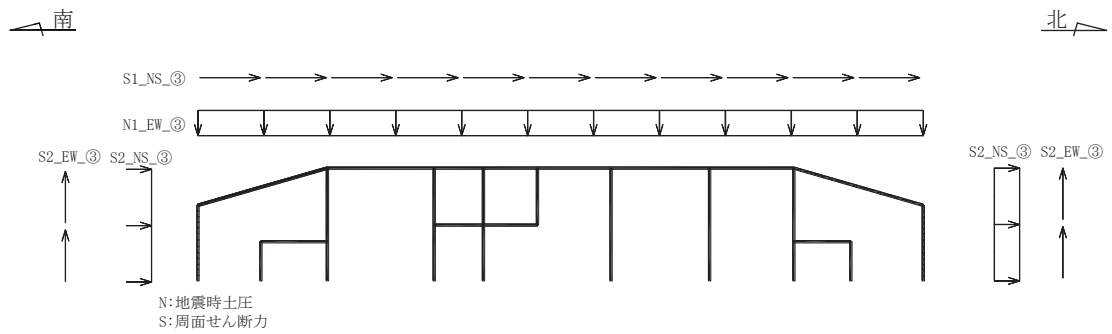


図 4-17(3) 土圧及び周面せん断力の载荷概念図 (断面③)

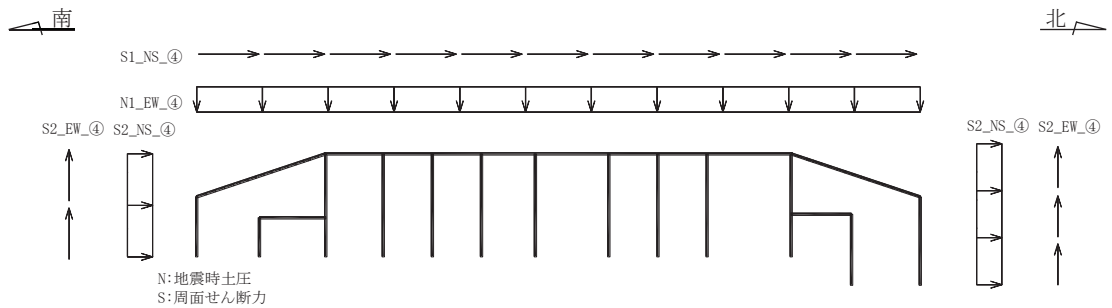


図 4-17(4) 土圧及び周面せん断力の载荷概念図 (断面④)

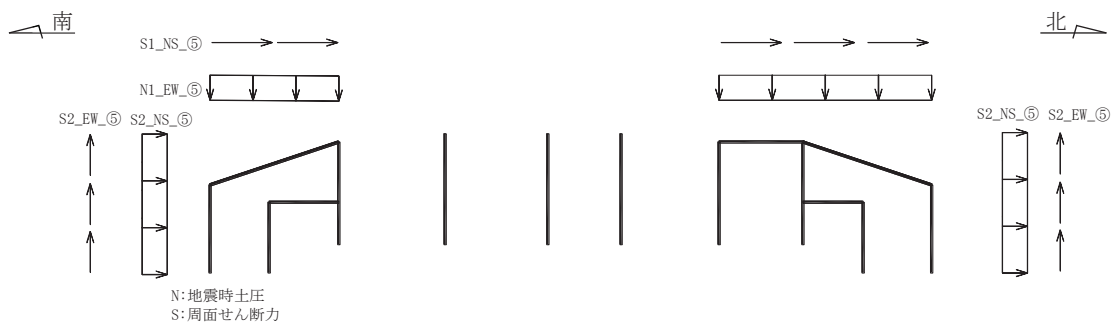


図 4-17(5) 土圧及び周面せん断力の载荷概念図 (断面⑤)

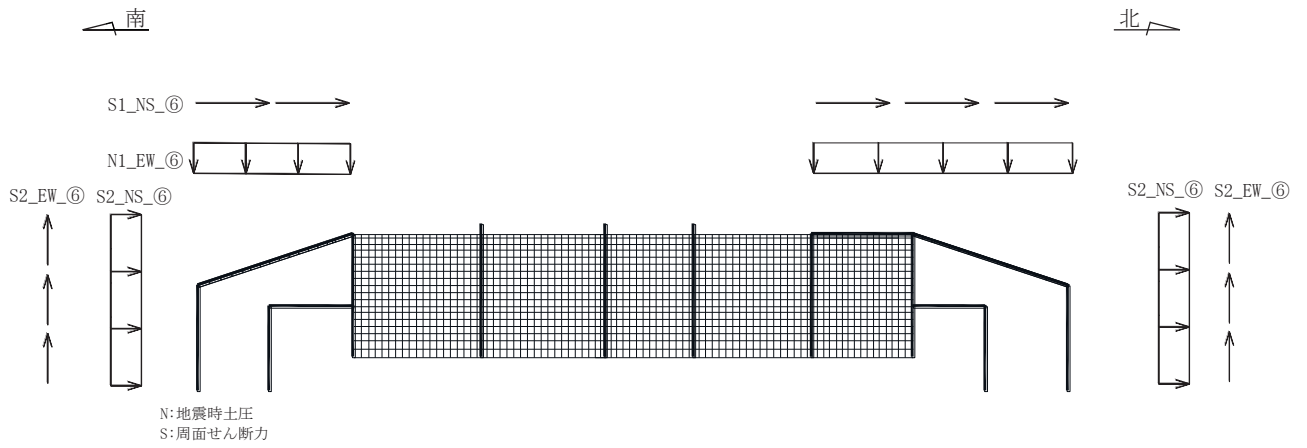


図 4-17(6) 土圧及び周面せん断力の载荷概念図 (断面⑥)

5. 評価内容

5.1 入力地震動の設定

入力地震動は、添付書類「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 を一次元重複反射理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、添付書類「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5-1に入力地震動算定の概念図を、図5-2～図5-15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、図5-16～図5-29にB-B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。入力地震動の算定には、解析コード「Ark Quake Ver3.10」を使用する。

解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

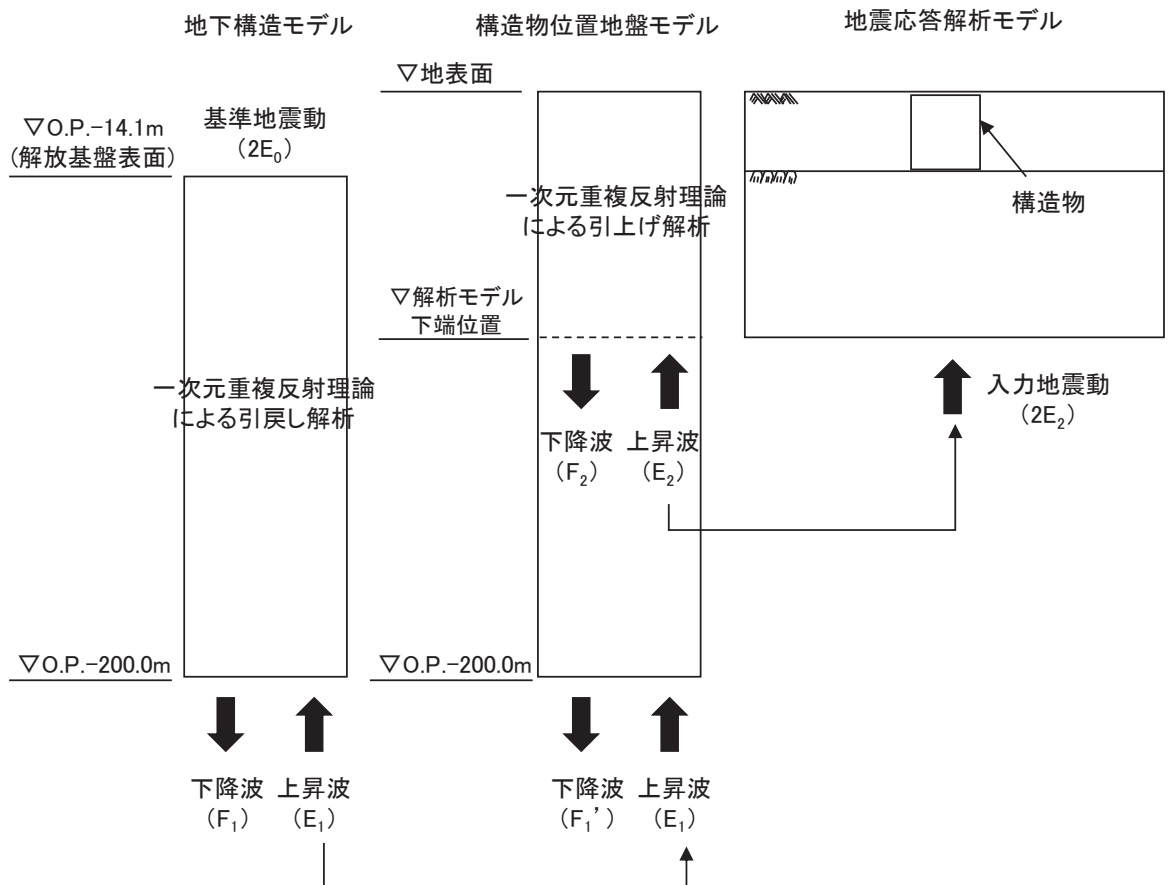
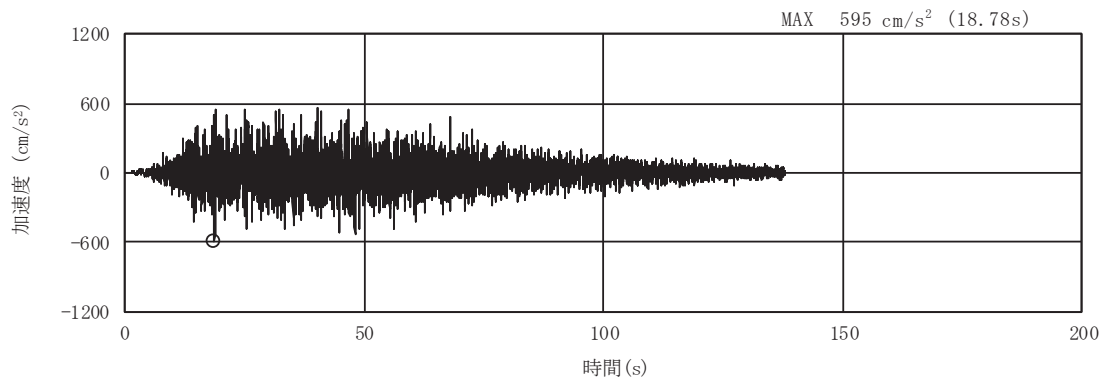
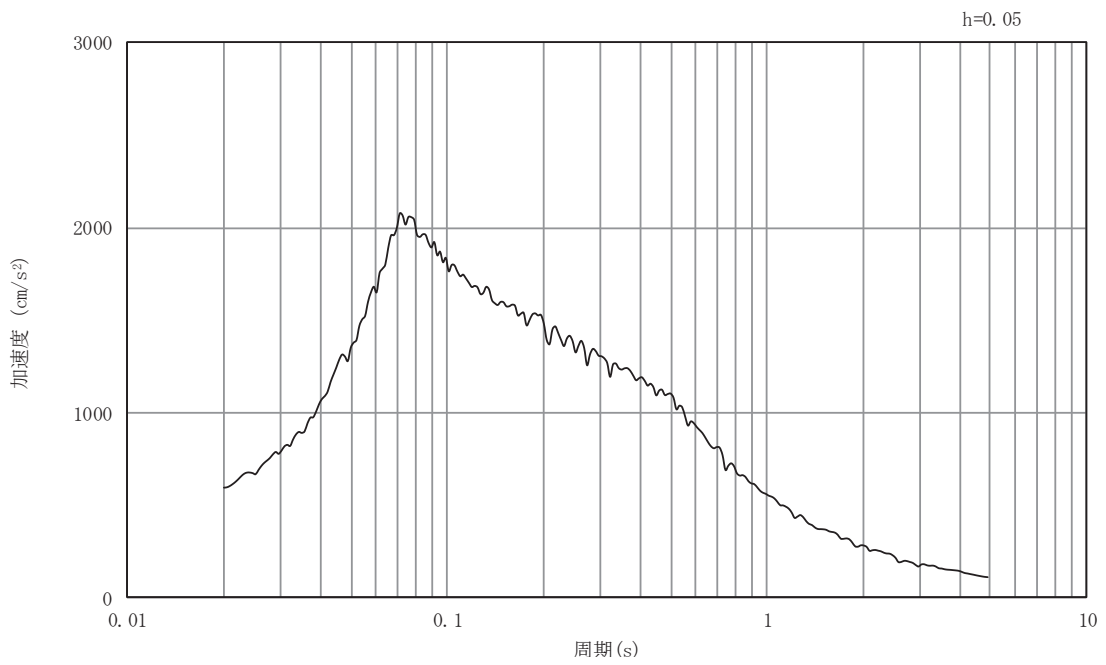


図5-1 入力地震動算定の概念図

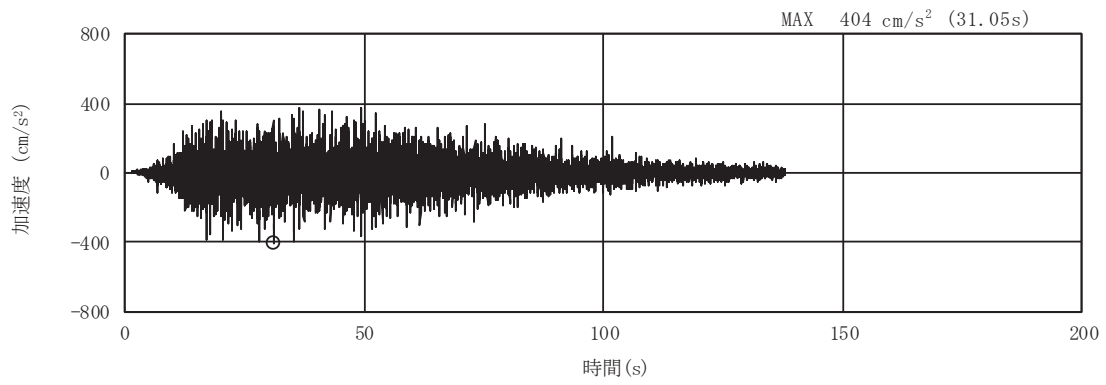


(a) 加速度時刻歴波形

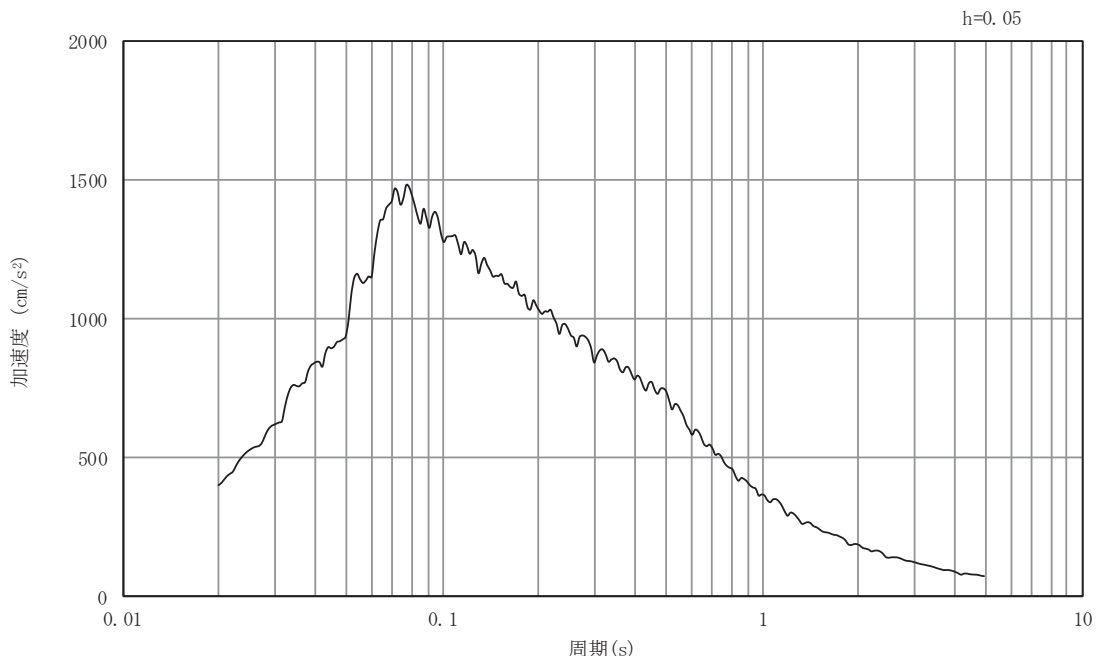


(b) 加速度応答スペクトル

図5-2 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
(A-A断面, 水平成分: S s - D 1)

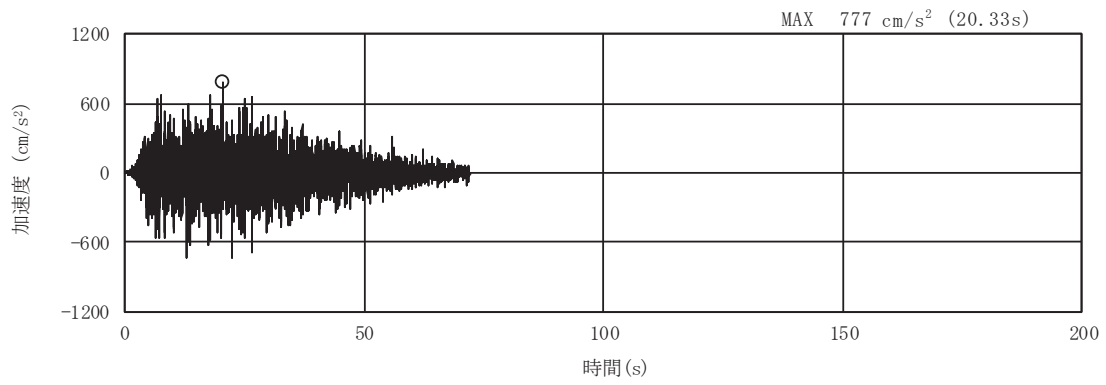


(a) 加速度時刻歴波形

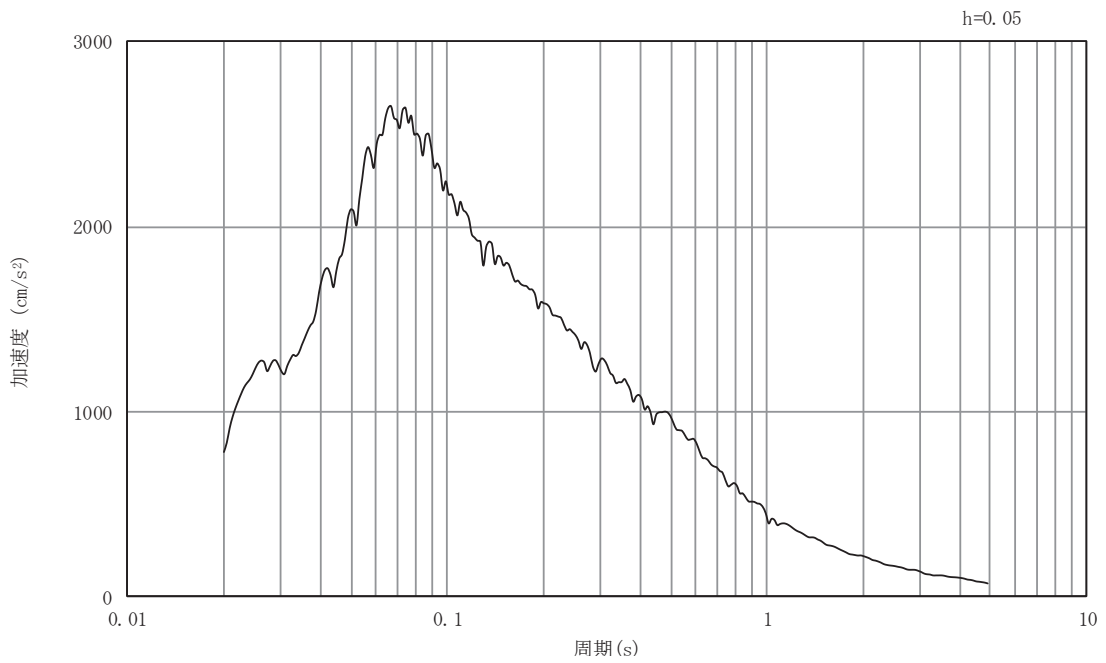


(b) 加速度応答スペクトル

図5-3 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
(A-A断面, 鉛直成分: S s - D 1)

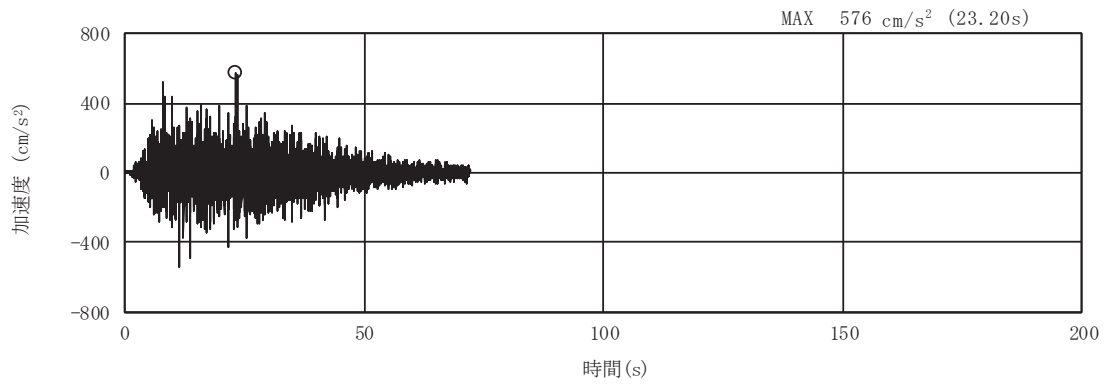


(a) 加速度時刻歴波形

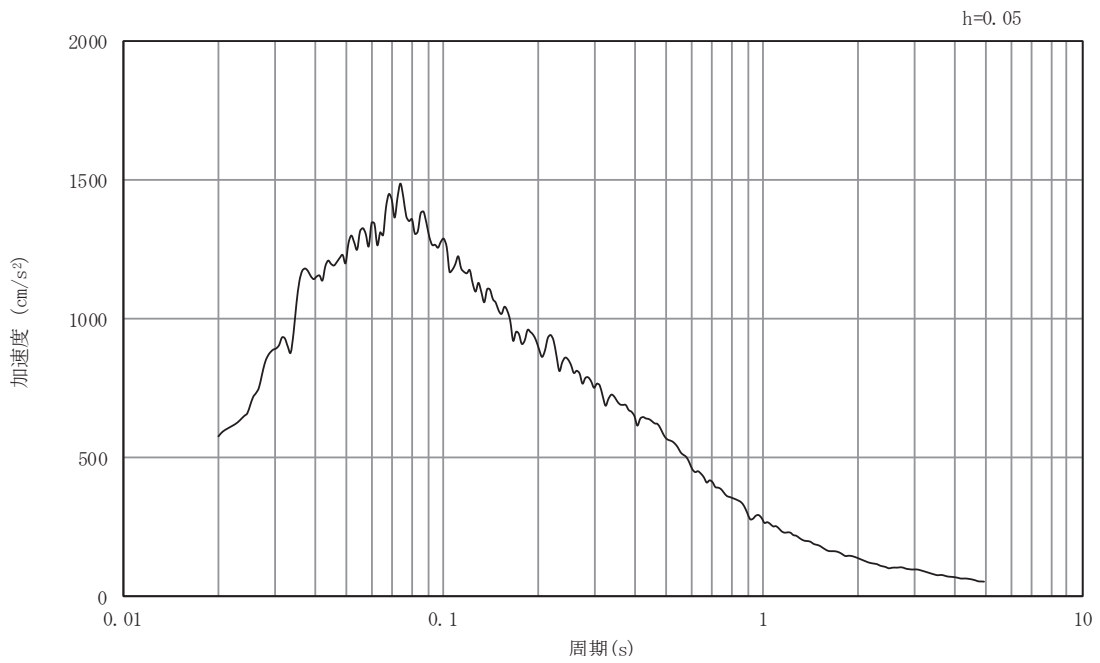


(b) 加速度応答スペクトル

図5-4 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
(A-A断面, 水平成分: S s - D 2)

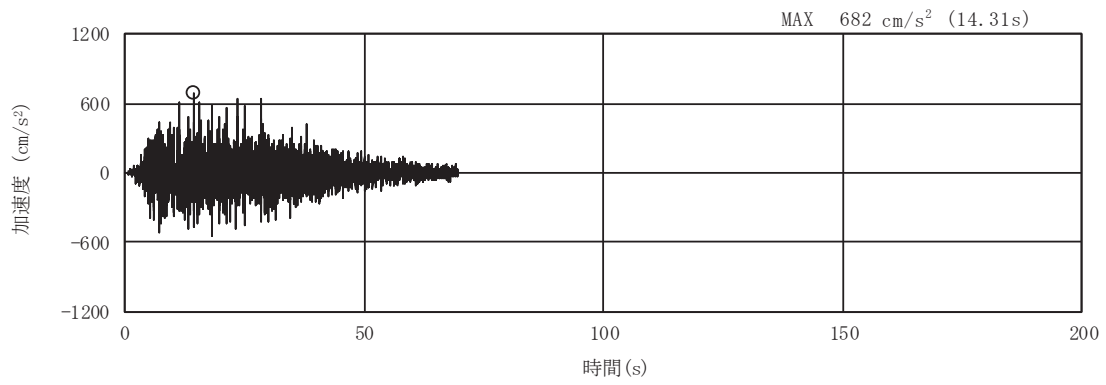


(a) 加速度時刻歴波形

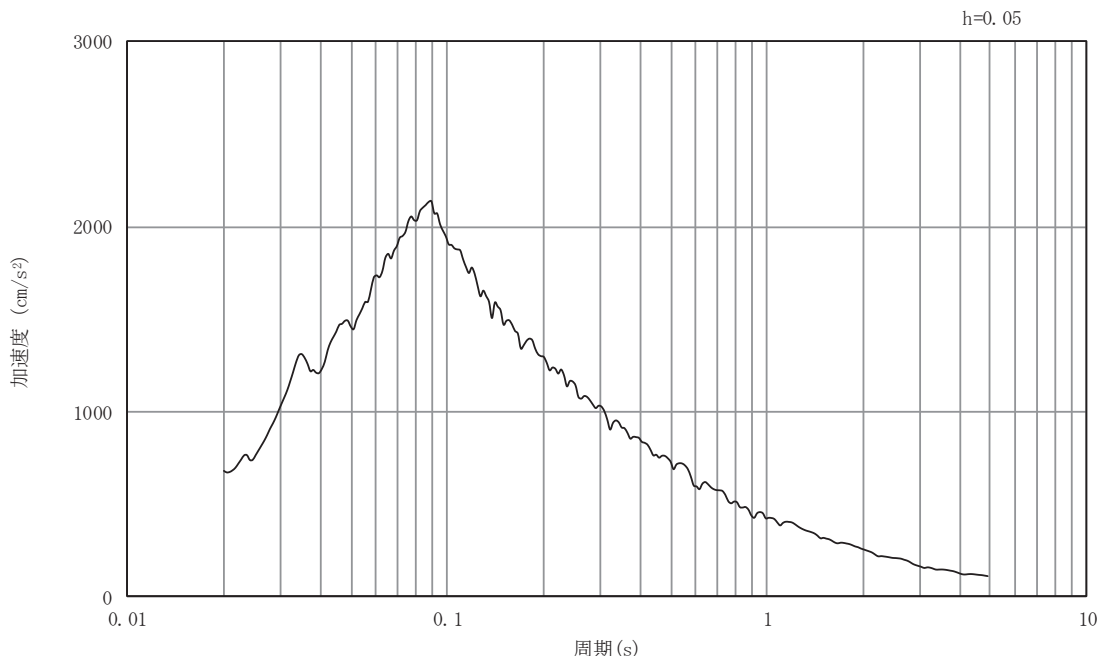


(b) 加速度応答スペクトル

図5-5 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
(A-A断面, 鉛直成分: S s - D 2)

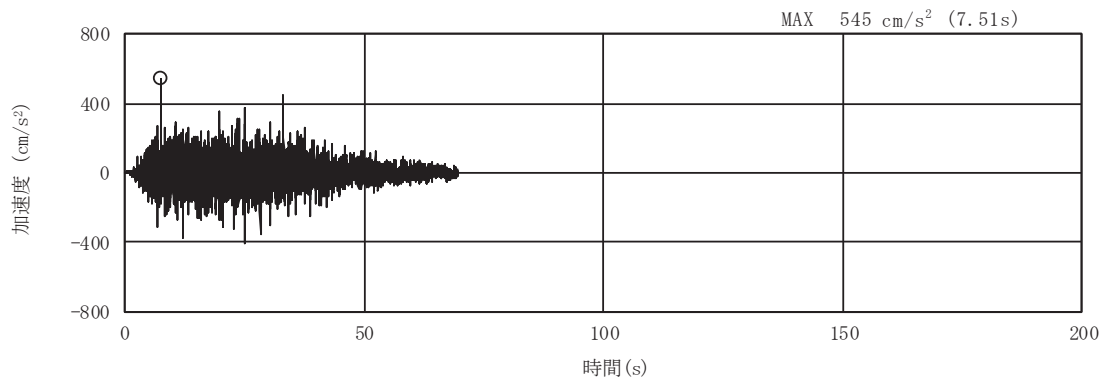


(a) 加速度時刻歴波形

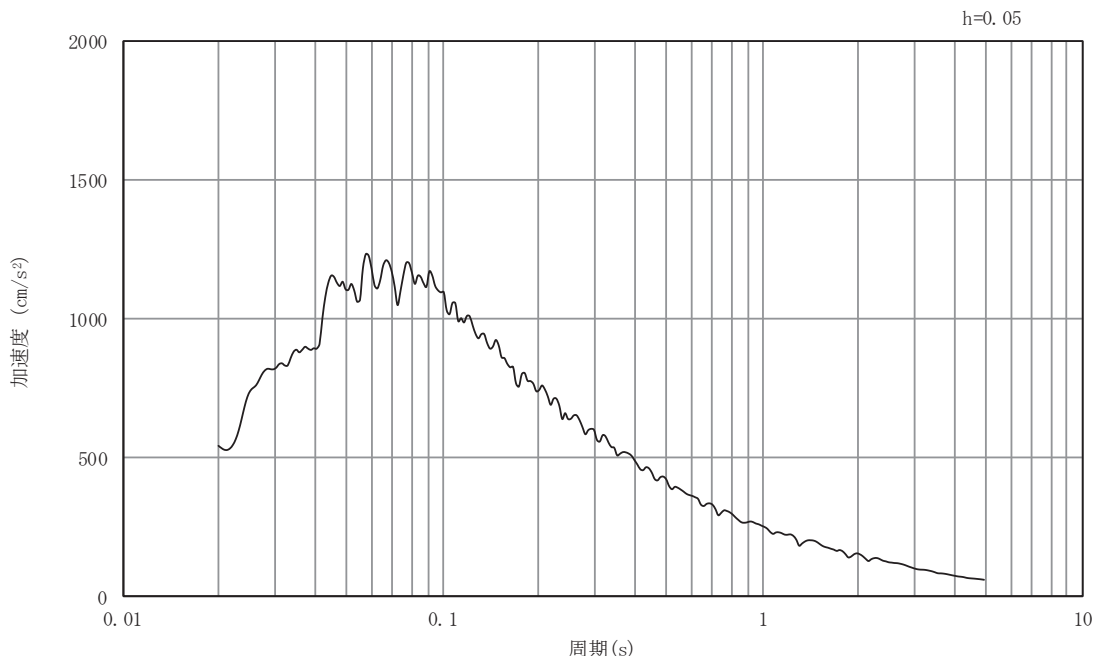


(b) 加速度応答スペクトル

図5-6 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
(A-A断面, 水平成分: S s - D 3)

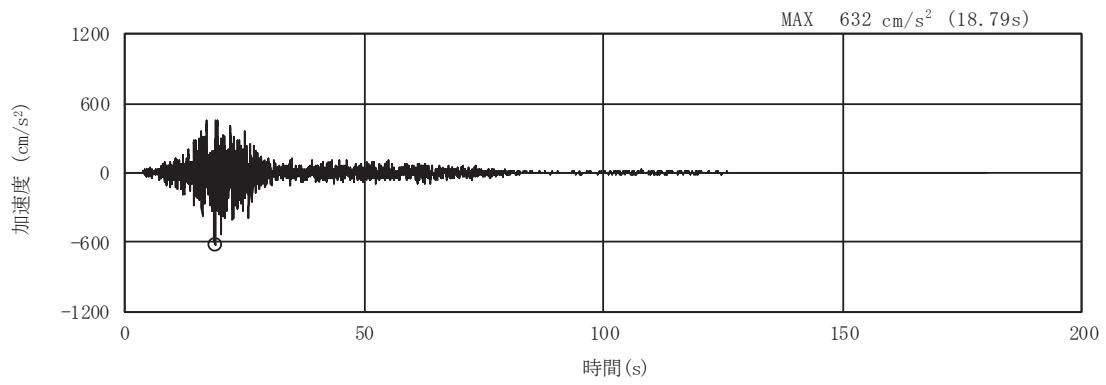


(a) 加速度時刻歴波形

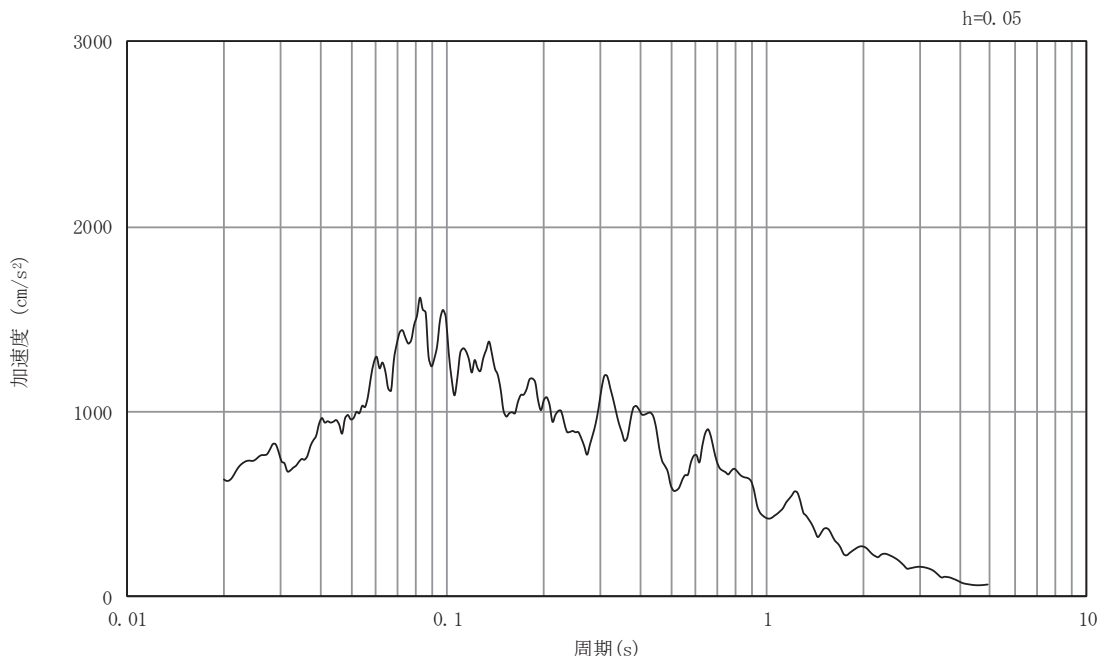


(b) 加速度応答スペクトル

図5-7 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
(A-A断面, 鉛直成分: S s - D 3)

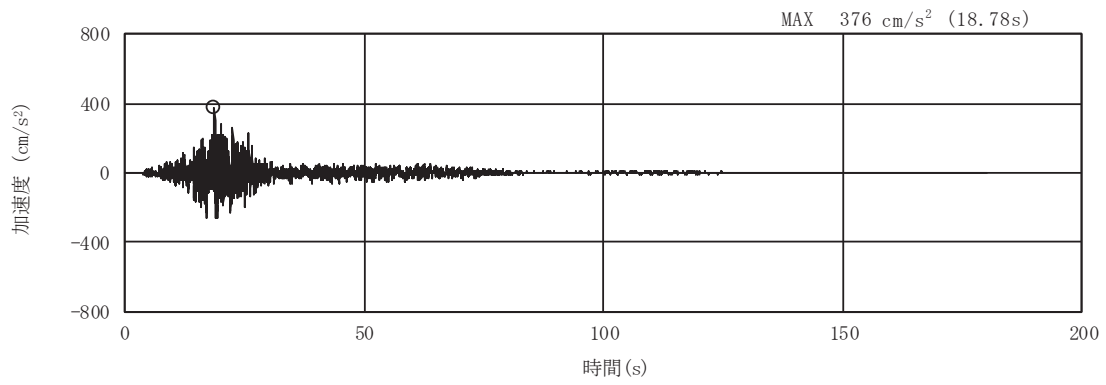


(a) 加速度時刻歴波形

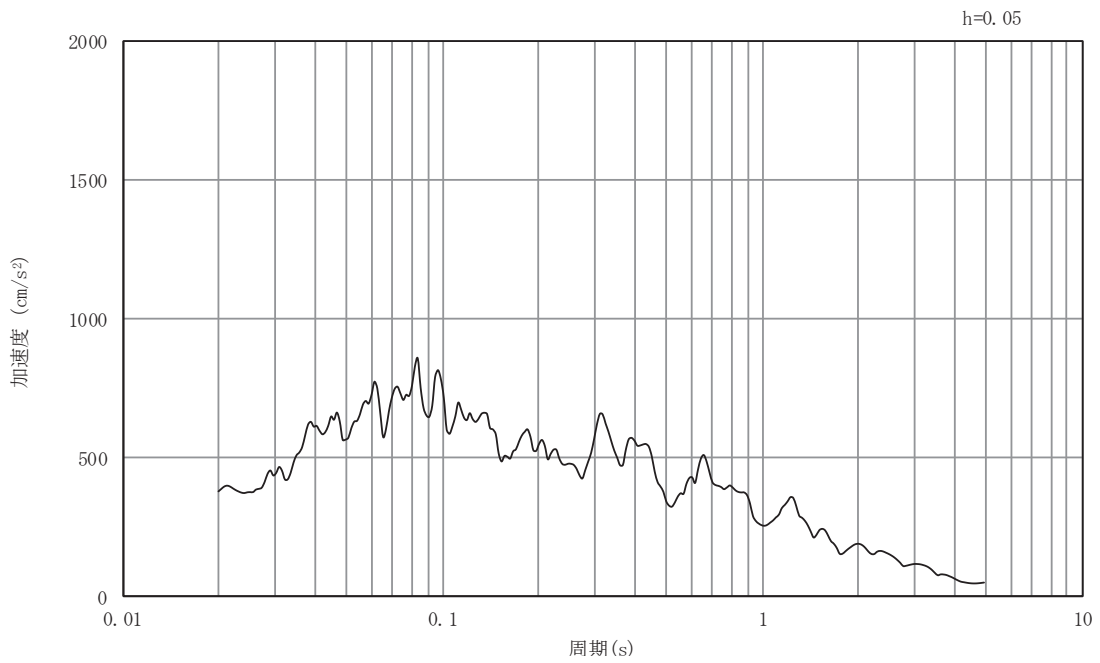


(b) 加速度応答スペクトル

図5-8 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
(A-A断面, 水平成分: S s - F 1)

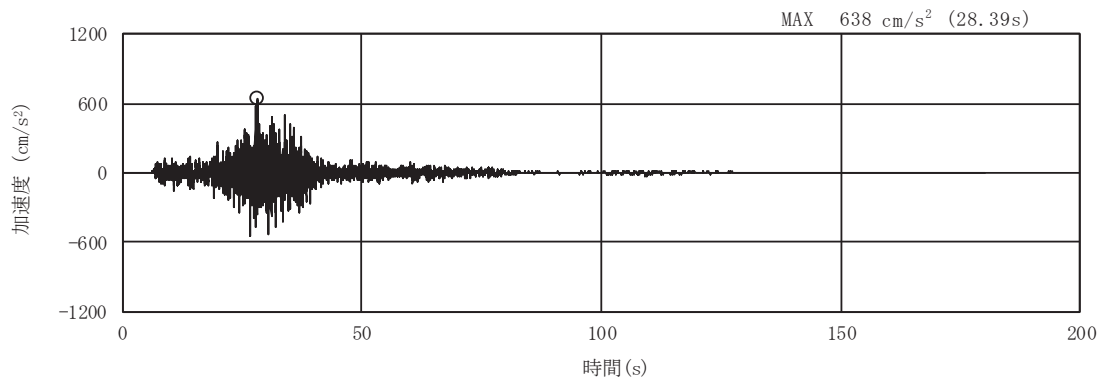


(a) 加速度時刻歴波形

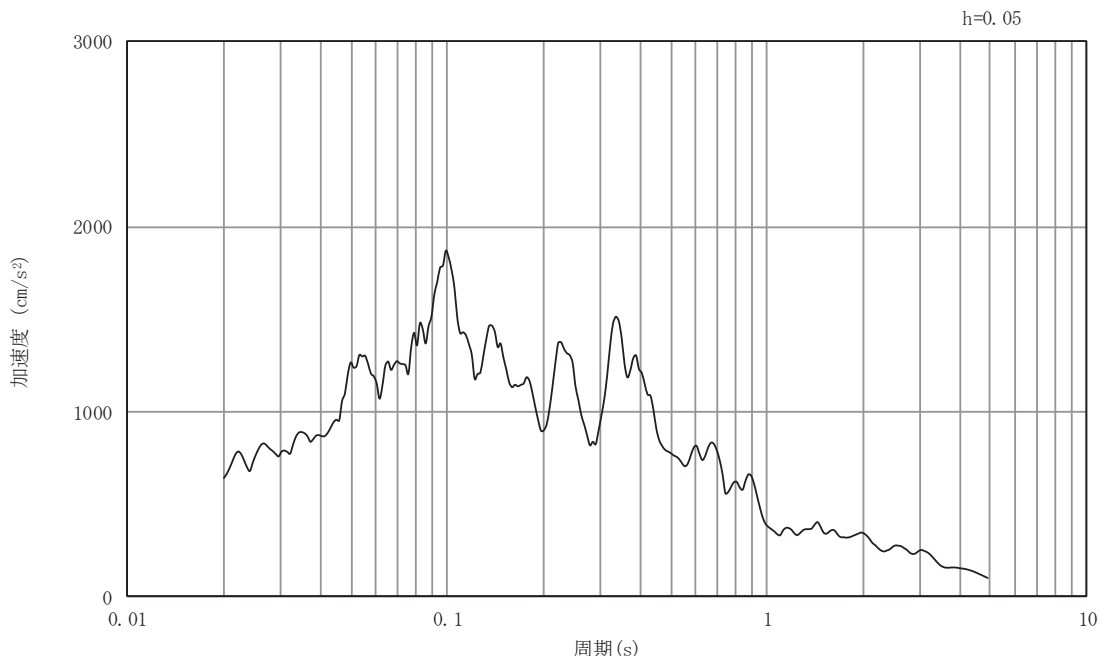


(b) 加速度応答スペクトル

図5-9 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
(A-A断面, 鉛直成分: S s - F 1)

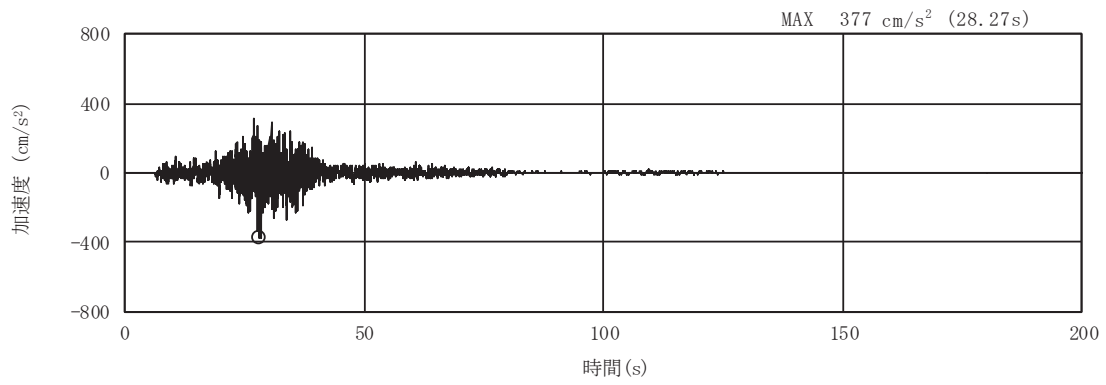


(a) 加速度時刻歴波形

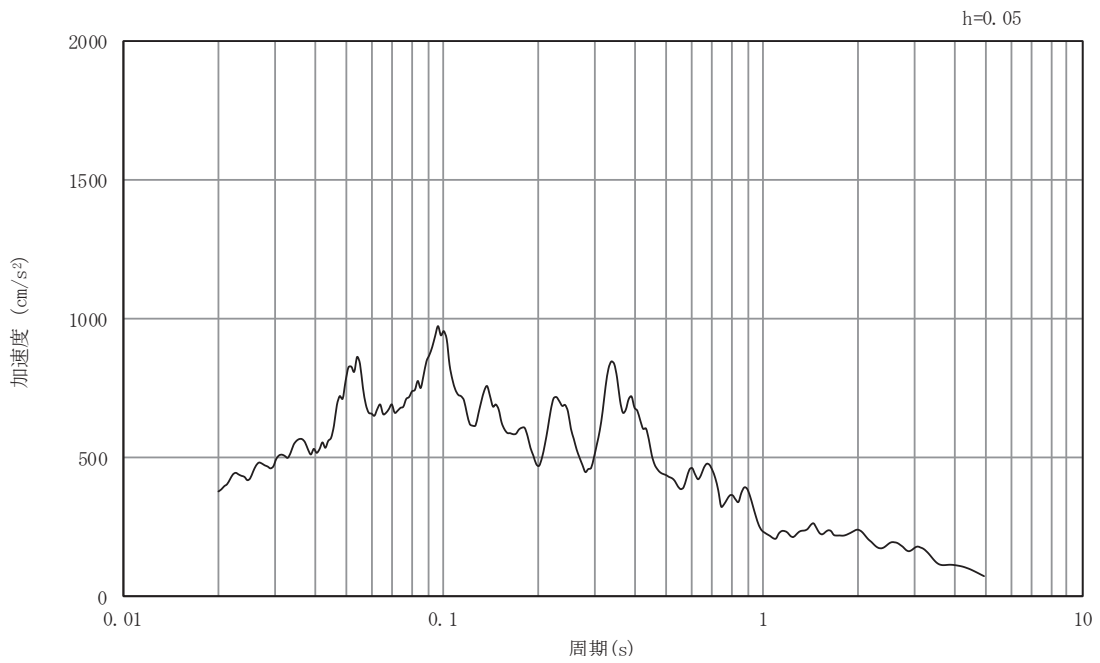


(b) 加速度応答スペクトル

図5-10 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
(A-A断面, 水平成分: S s - F 2)

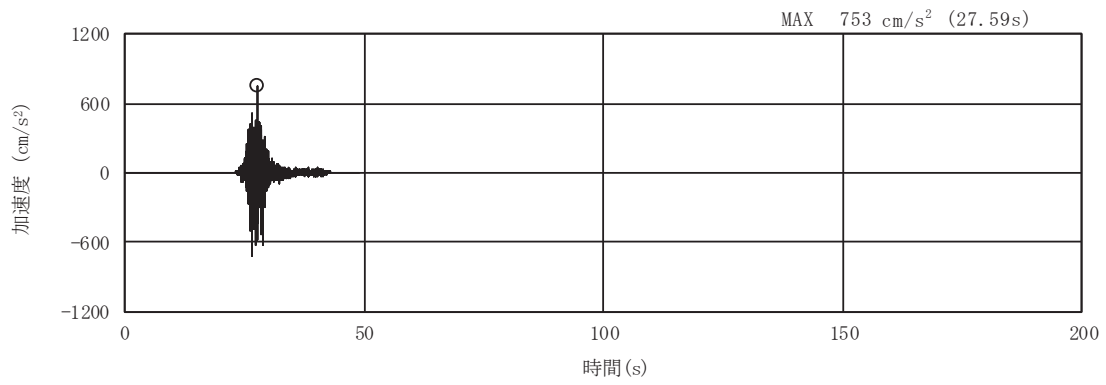


(a) 加速度時刻歴波形

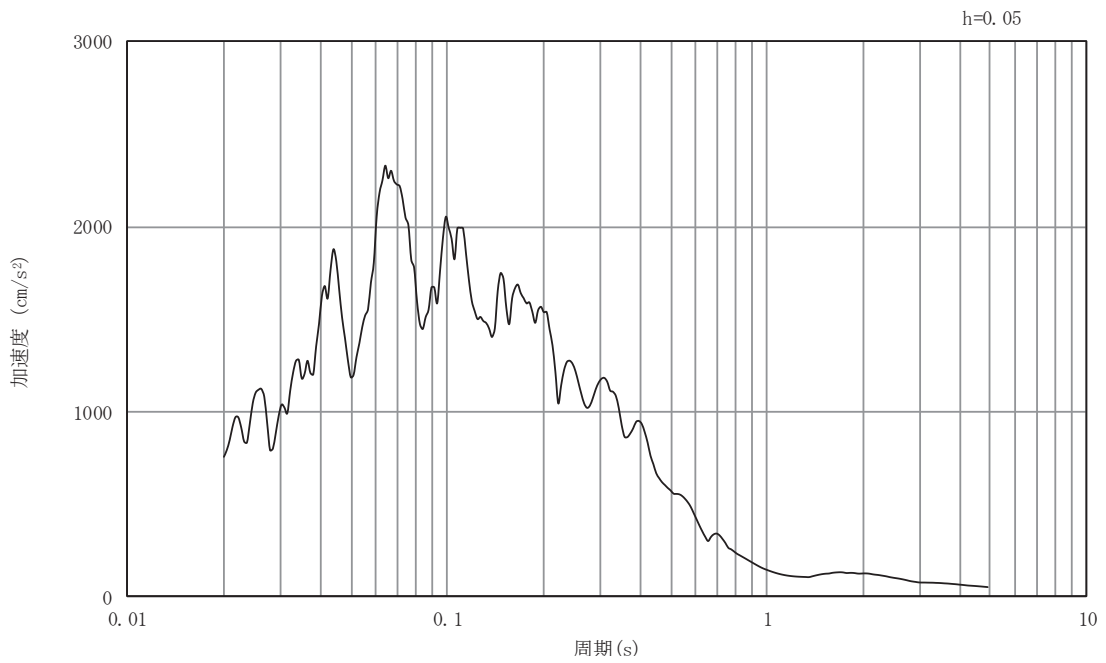


(b) 加速度応答スペクトル

図5-11 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
(A-A断面, 鉛直成分: S s - F 2)

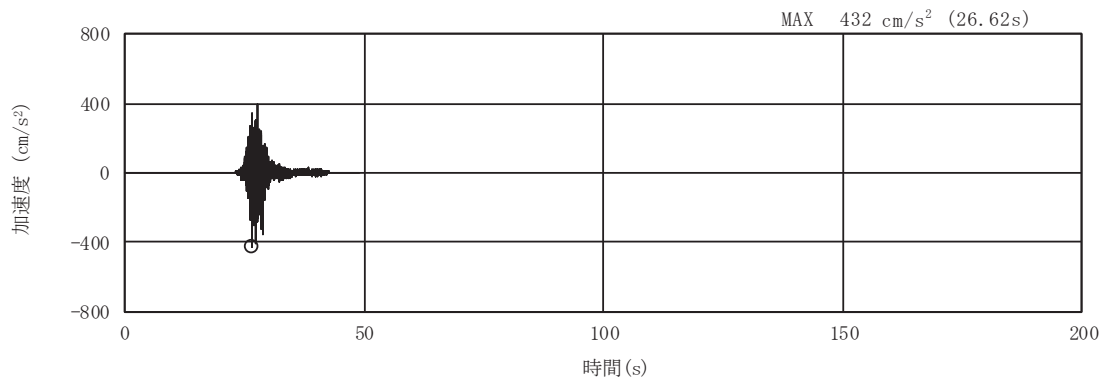


(a) 加速度時刻歴波形

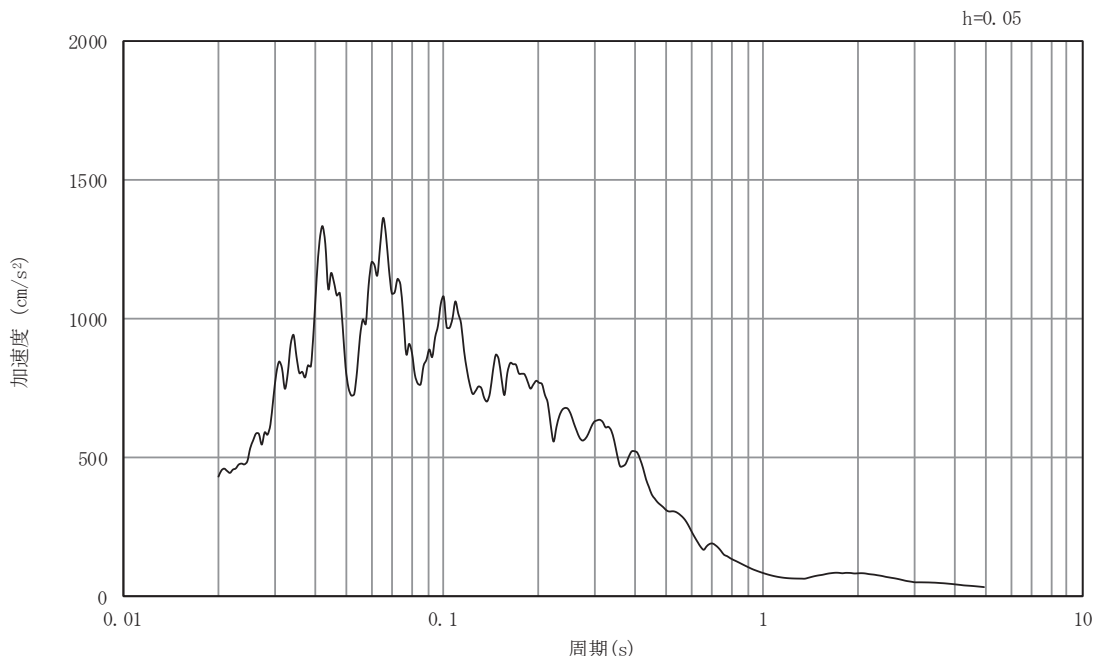


(b) 加速度応答スペクトル

図5-12 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
(A-A断面, 水平成分: S s - F 3)

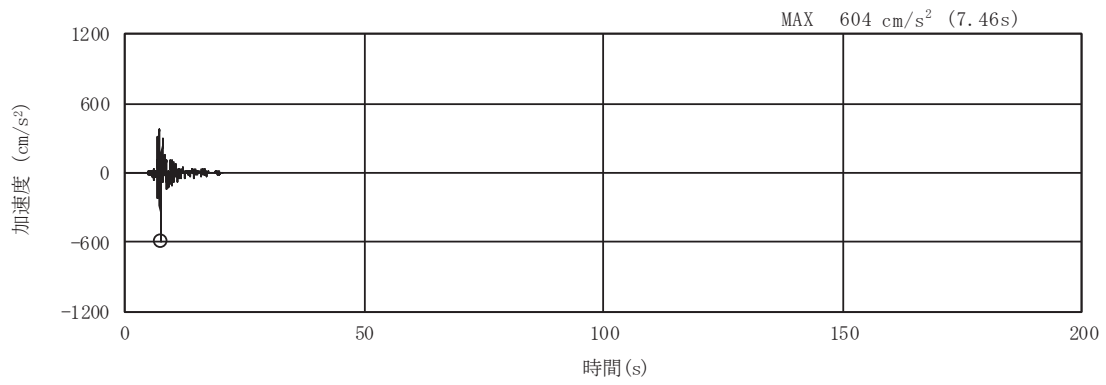


(a) 加速度時刻歴波形

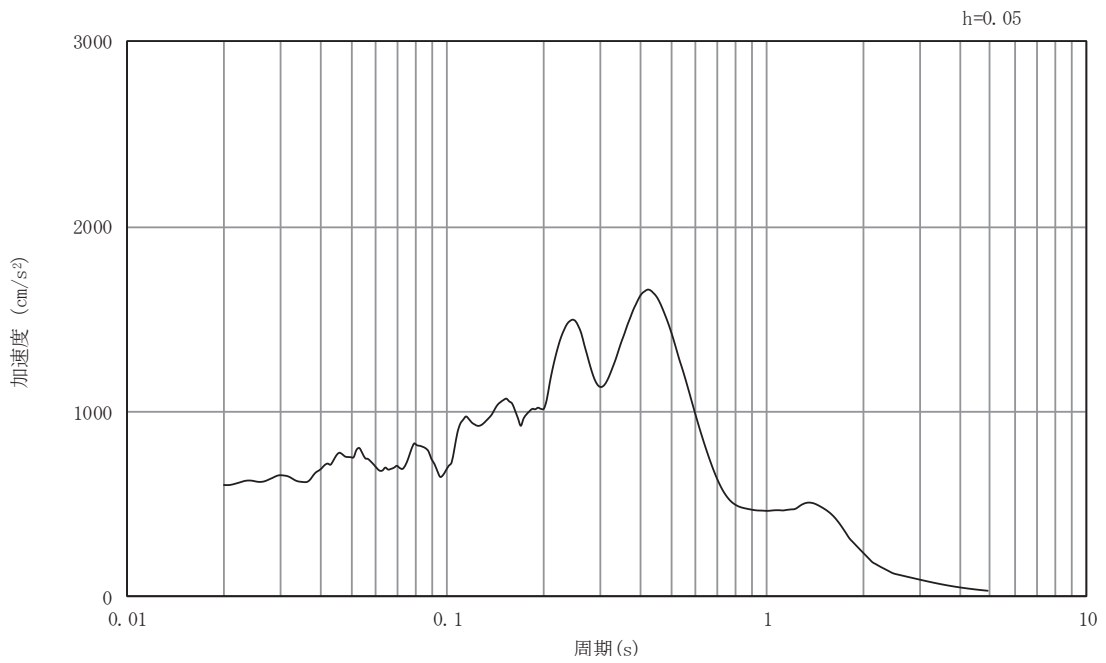


(b) 加速度応答スペクトル

図5-13 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
(A-A断面, 鉛直成分: S s - F 3)

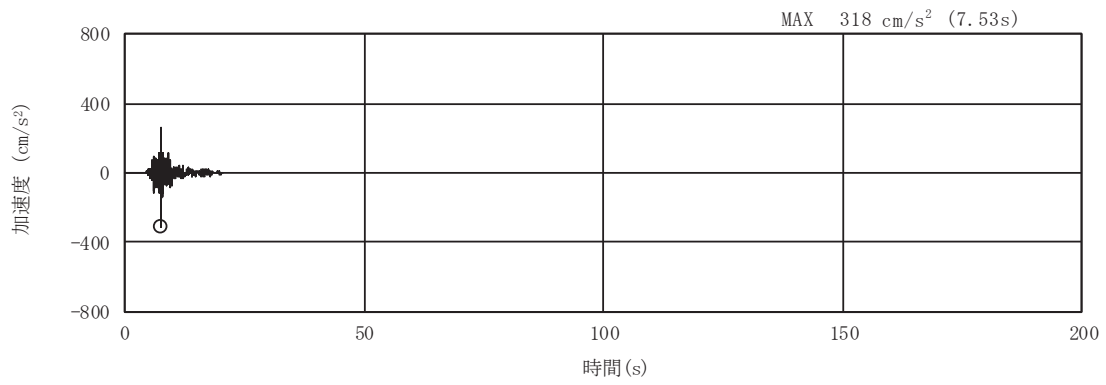


(a) 加速度時刻歴波形

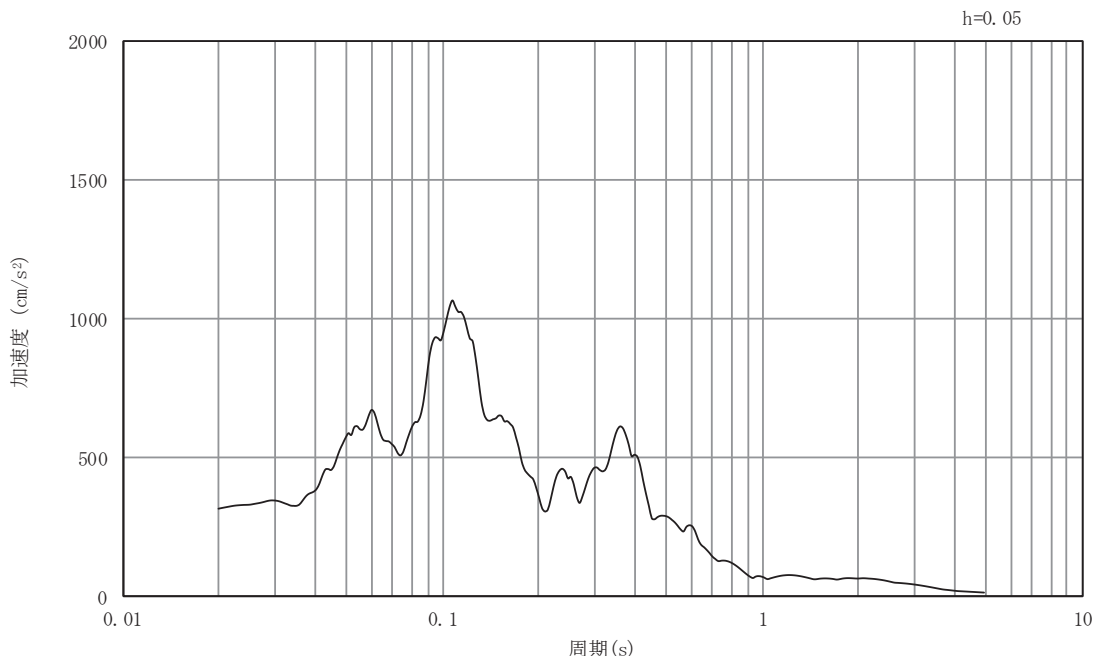


(b) 加速度応答スペクトル

図5-14 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
(A-A断面, 水平成分: S s - N 1)

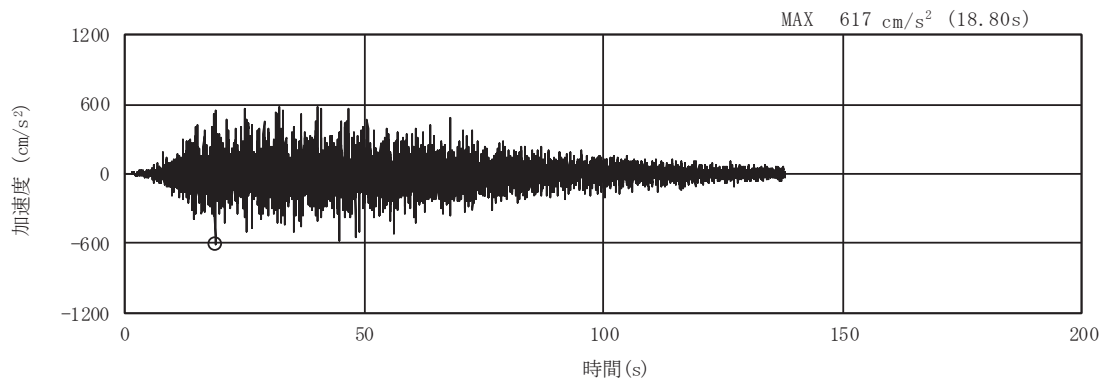


(a) 加速度時刻歴波形

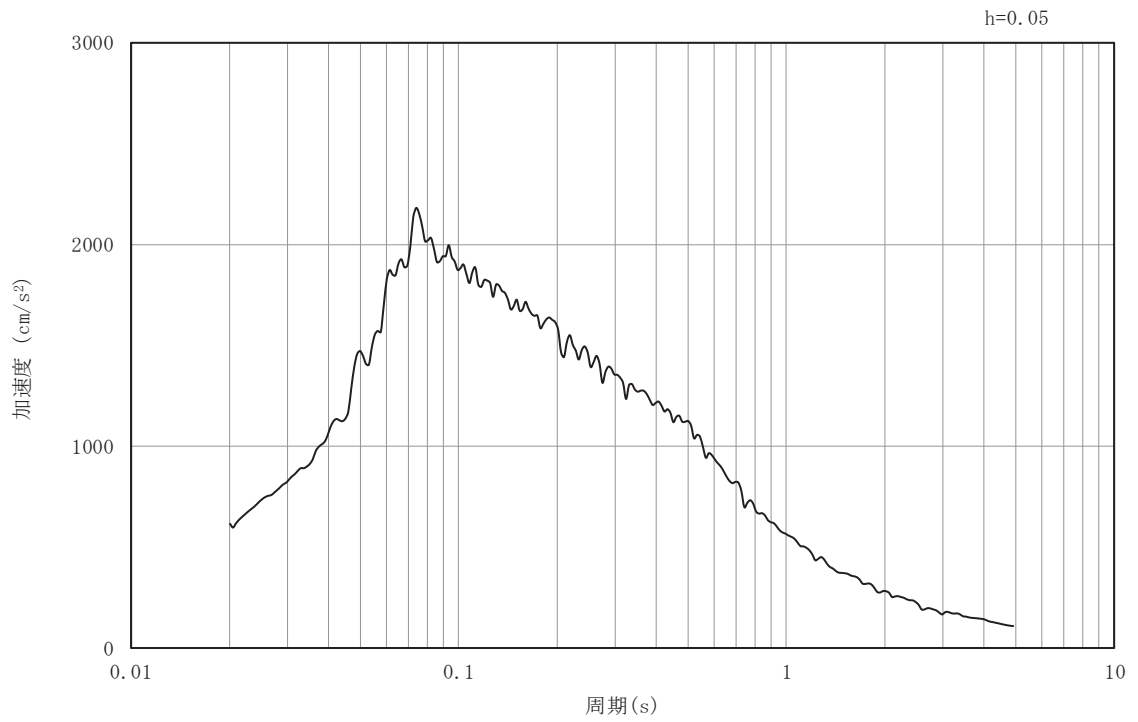


(b) 加速度応答スペクトル

図5-15 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
(A-A断面, 鉛直成分: S s - N 1)

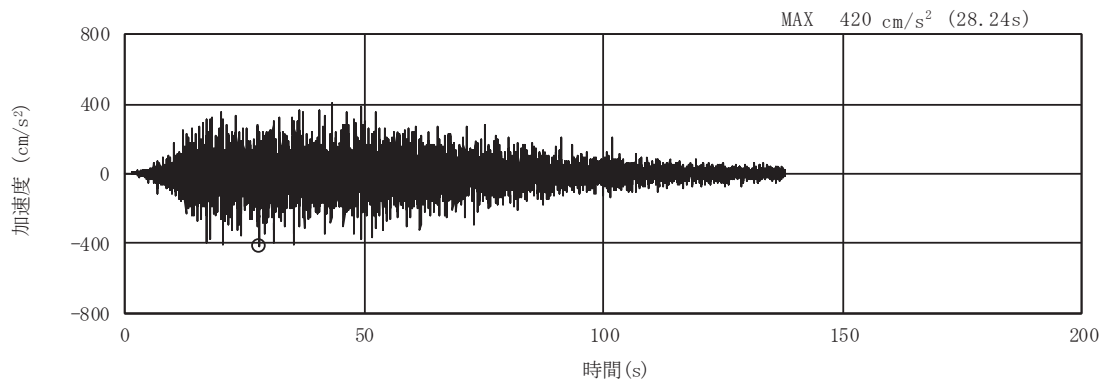


(a) 加速度時刻歴波形

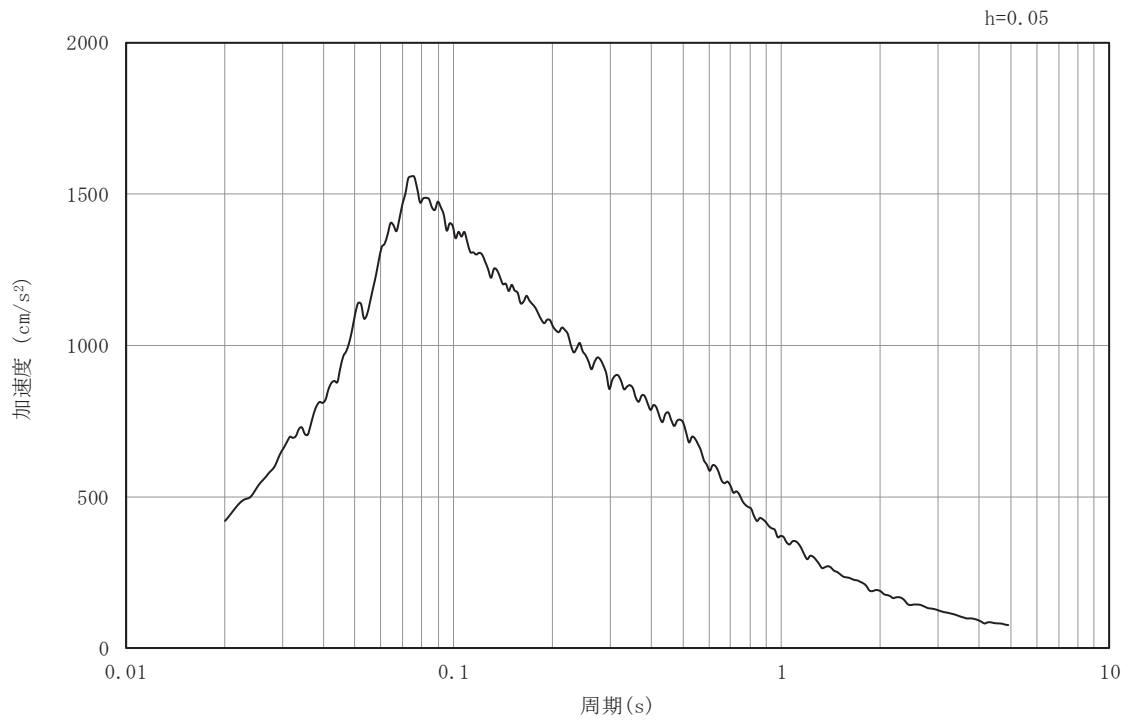


(b) 加速度応答スペクトル

図5-16 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(B-B断面, 水平成分: S s - D 1)

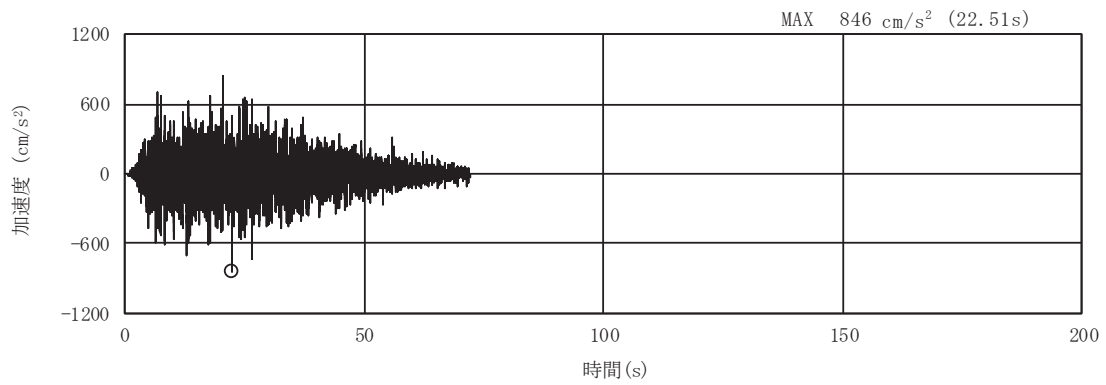


(a) 加速度時刻歴波形

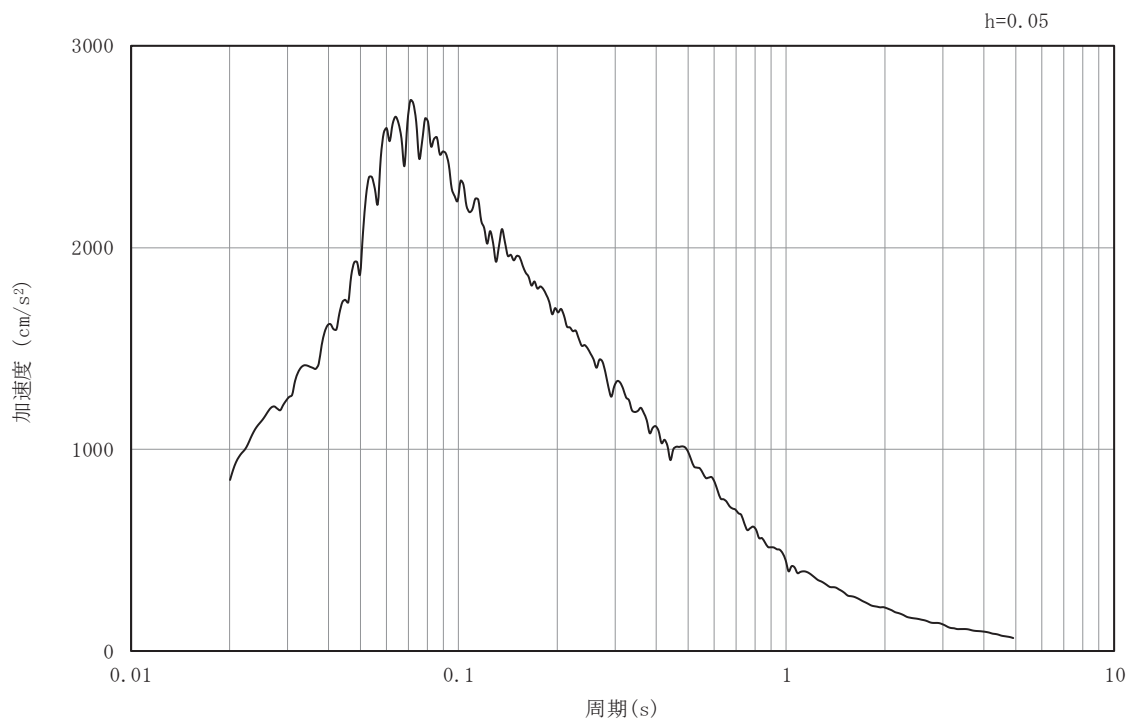


(b) 加速度応答スペクトル

図5-17 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(B-B断面, 鉛直成分: S s-D 1)

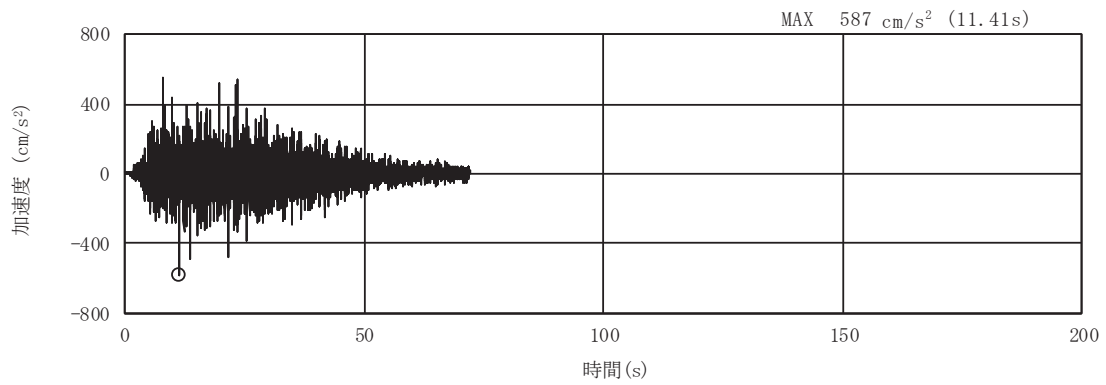


(a) 加速度時刻歴波形

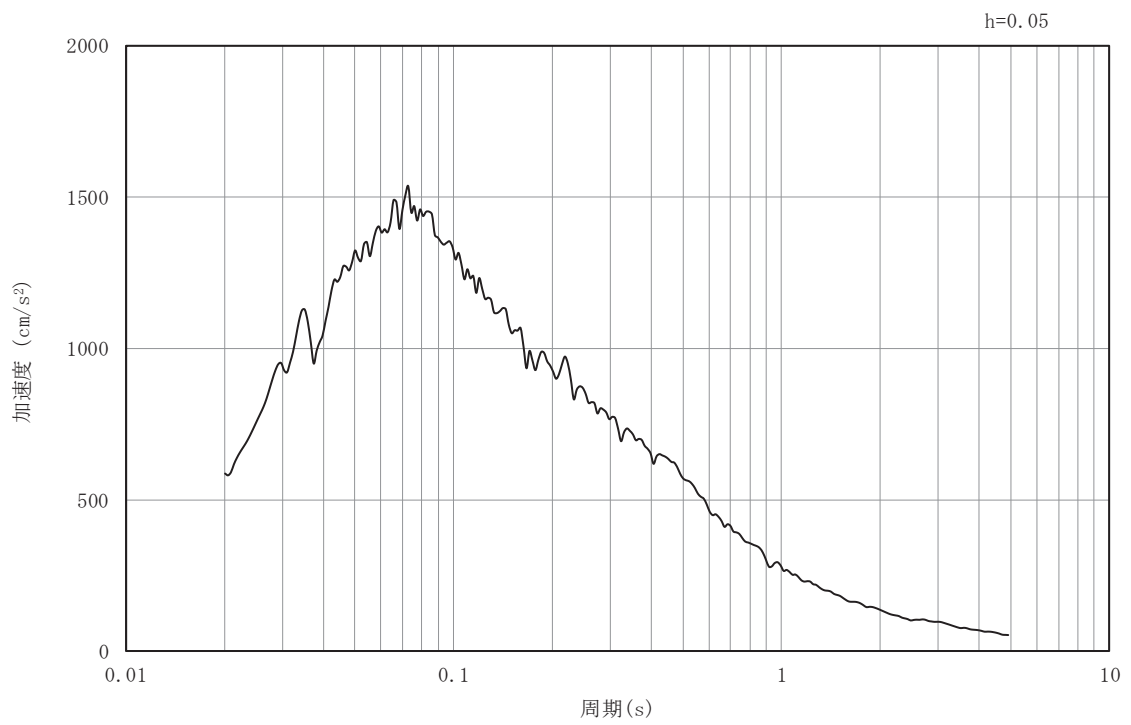


(b) 加速度応答スペクトル

図5-18 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(B-B断面, 水平成分: S s - D 2)

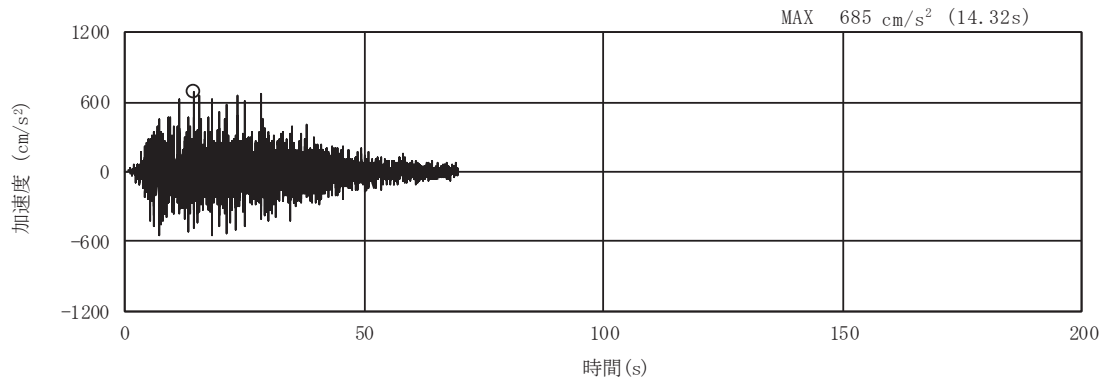


(a) 加速度時刻歴波形

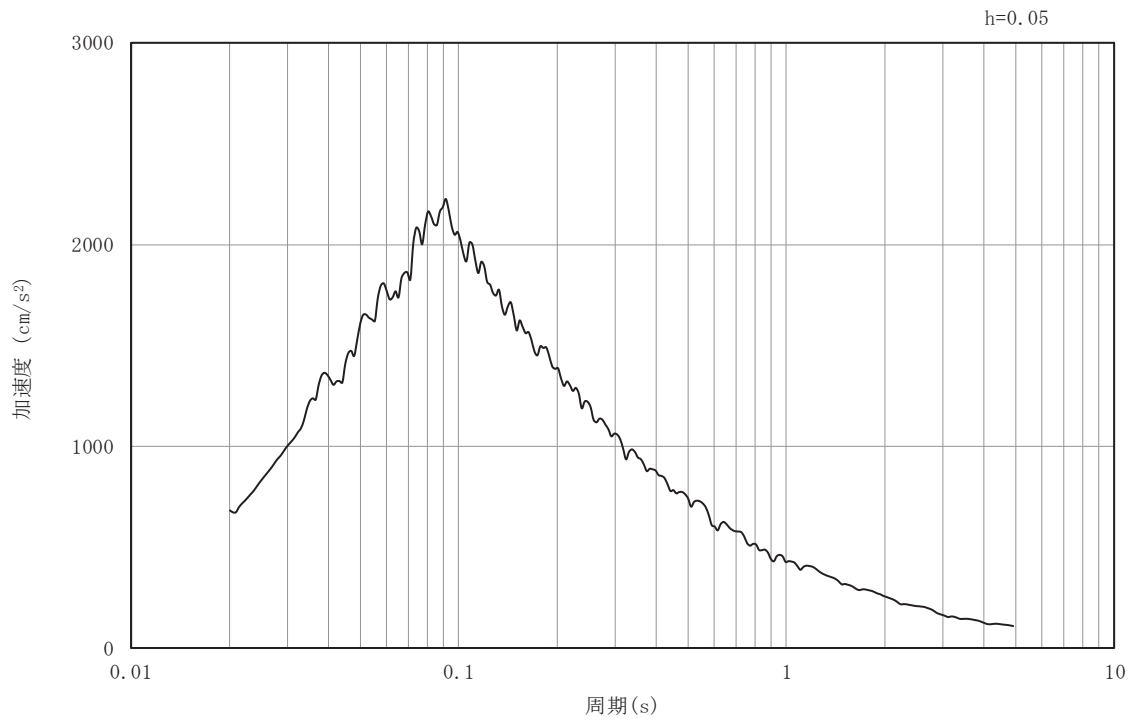


(b) 加速度応答スペクトル

図5-19 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
(B-B断面, 鉛直成分: S s-D 2)

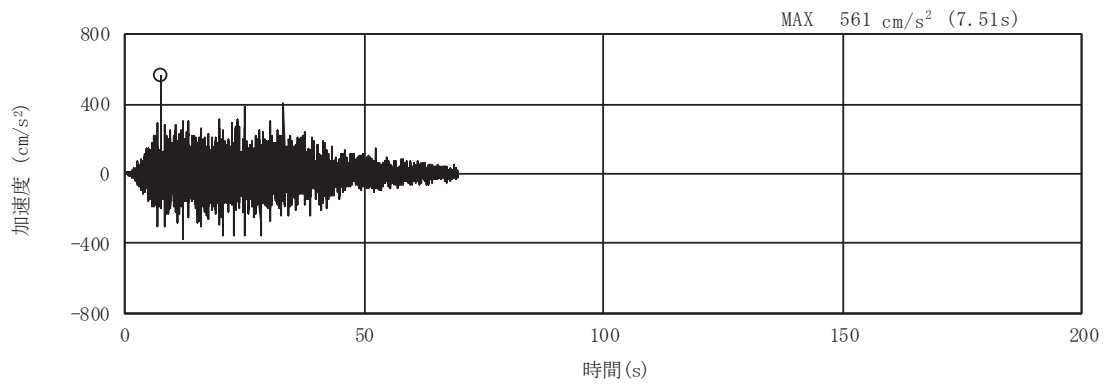


(a) 加速度時刻歴波形

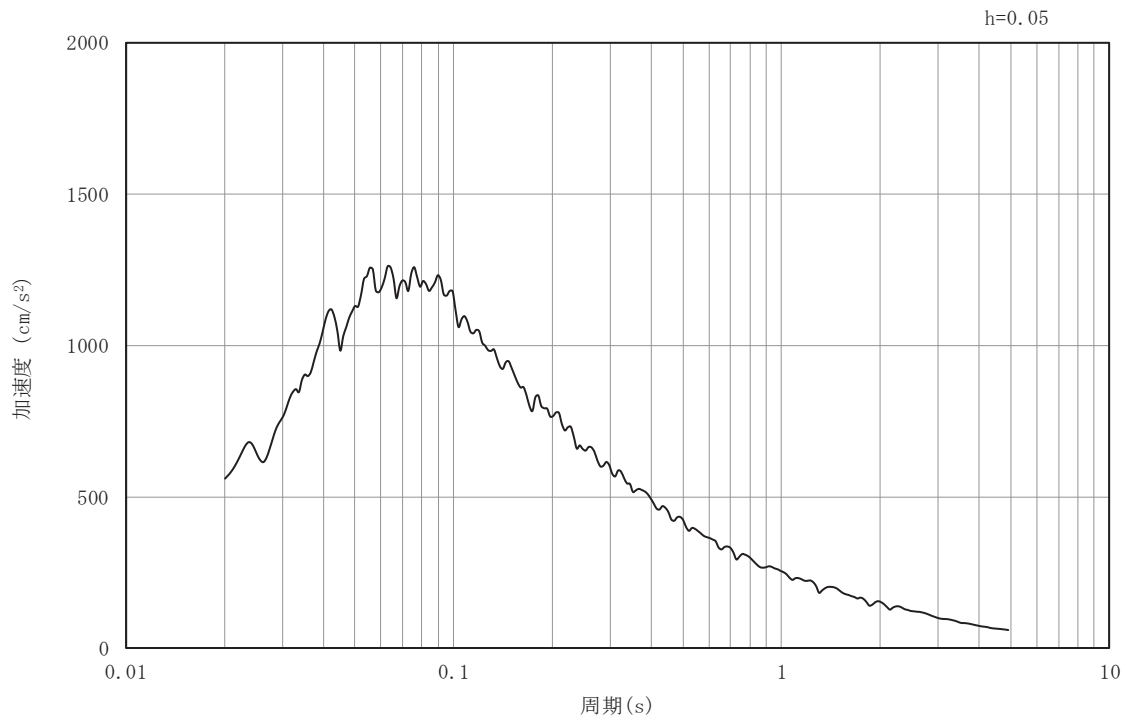


(b) 加速度応答スペクトル

図5-20 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
(B-B断面, 水平成分: S s - D 3)

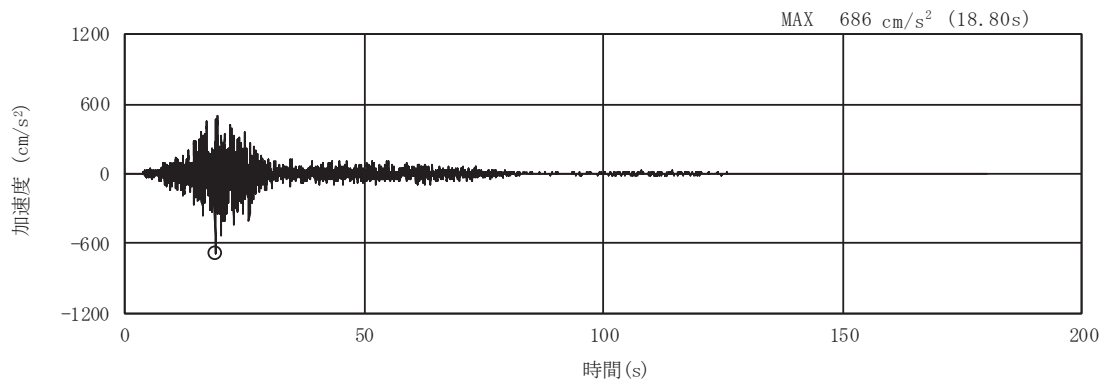


(a) 加速度時刻歴波形

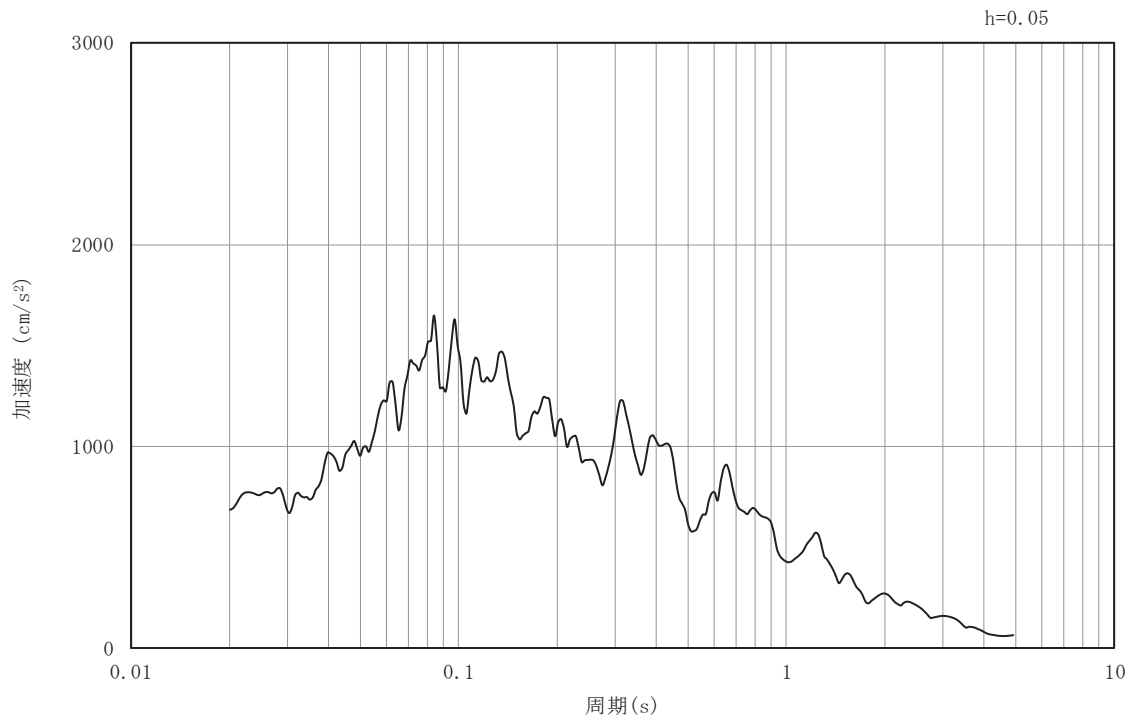


(b) 加速度応答スペクトル

図5-21 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
(B-B断面, 鉛直成分: S s-D 3)

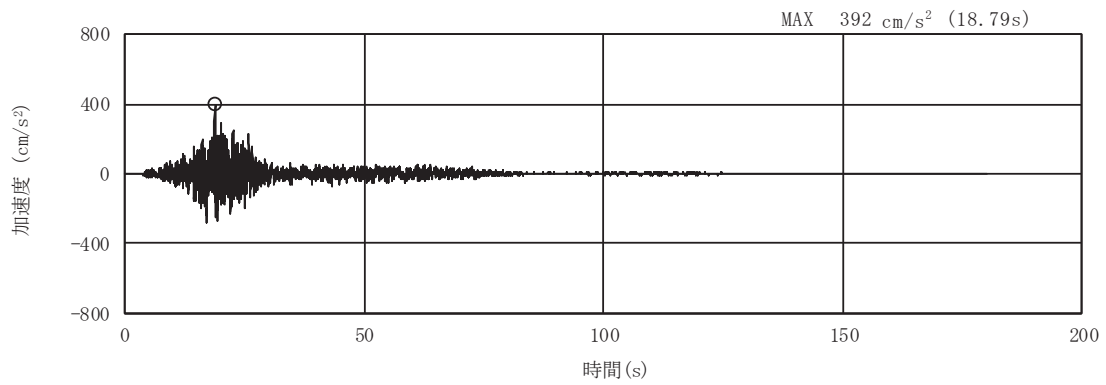


(a) 加速度時刻歴波形

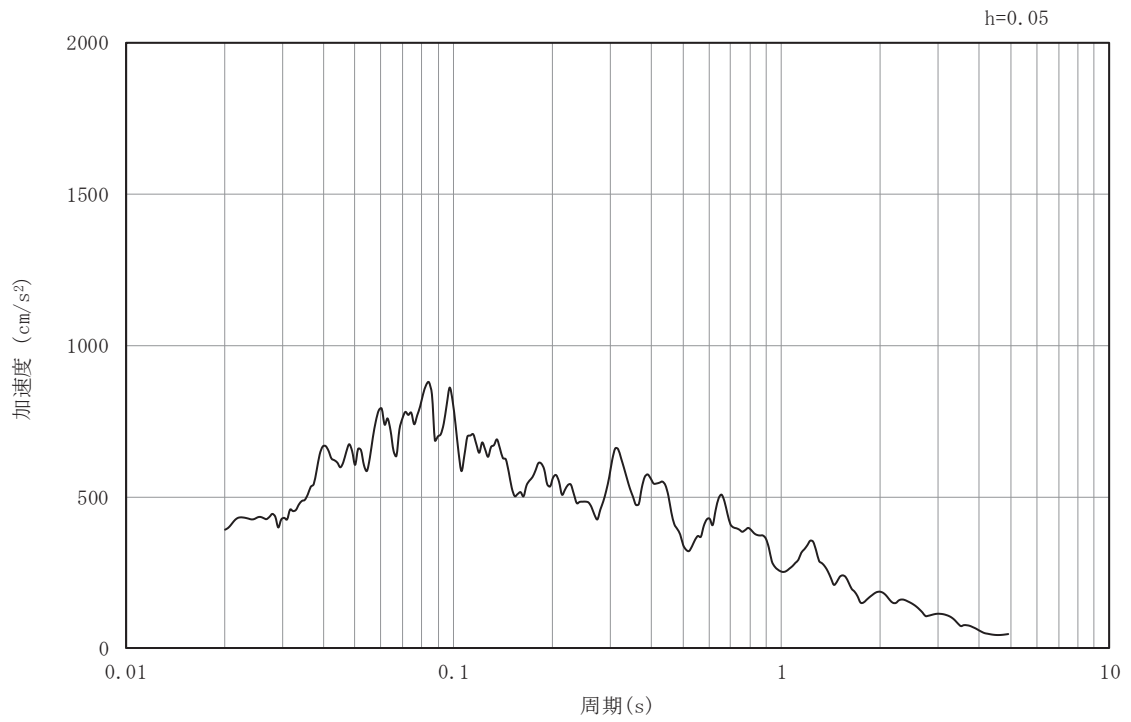


(b) 加速度応答スペクトル

図5-22 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
(B-B断面, 水平成分: S s - F 1)

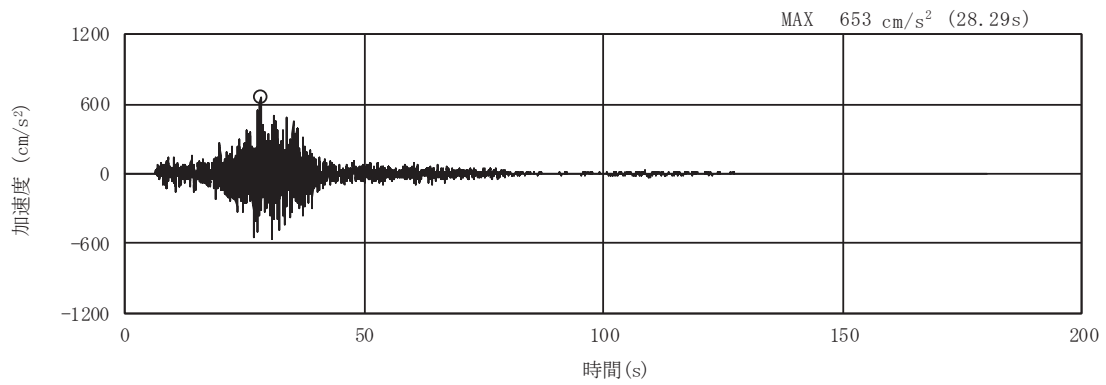


(a) 加速度時刻歴波形

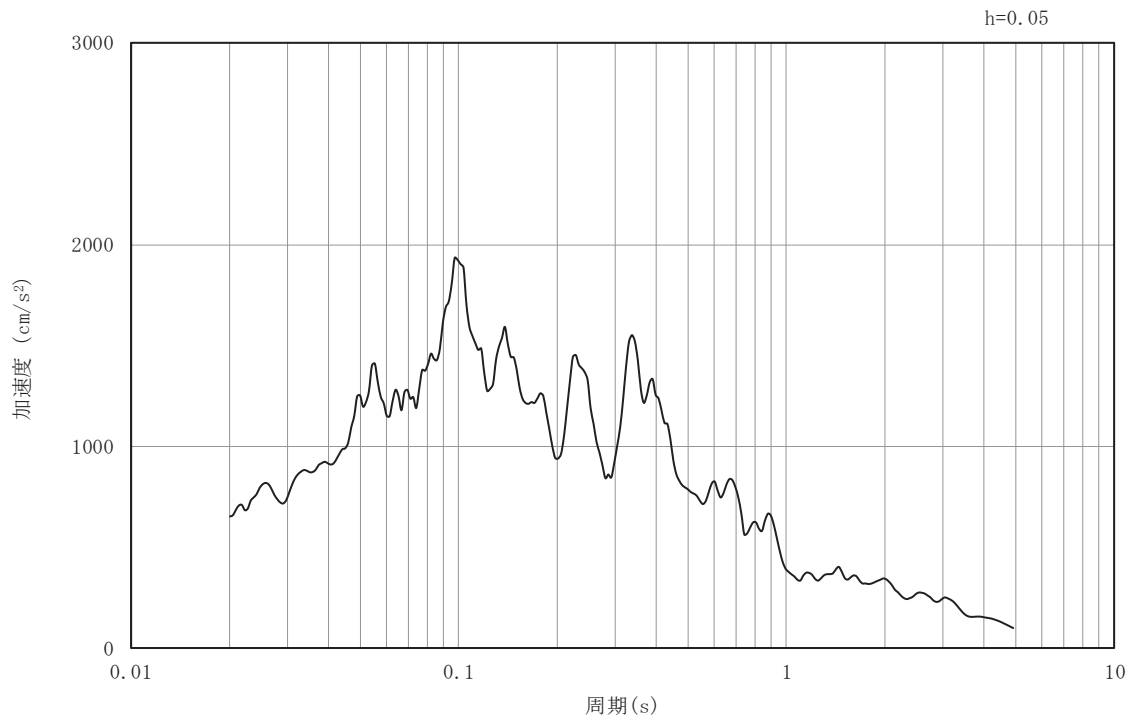


(b) 加速度応答スペクトル

図5-23 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
(B-B断面, 鉛直成分: S s - F 1)

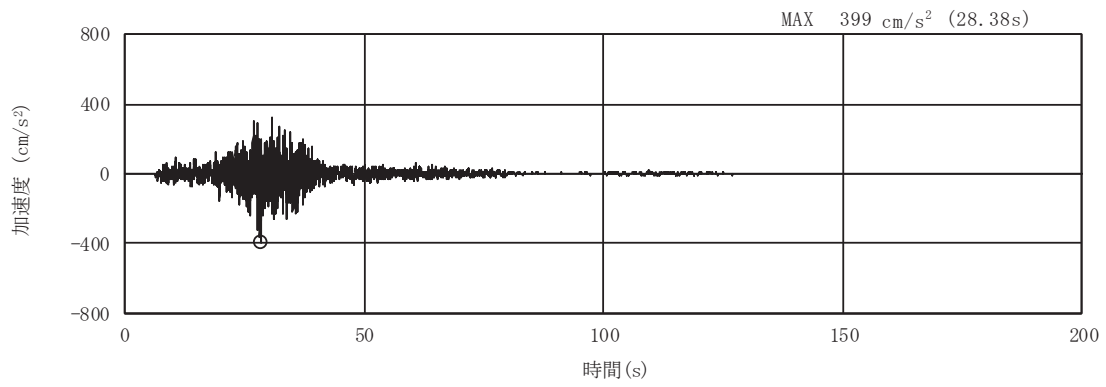


(a) 加速度時刻歴波形

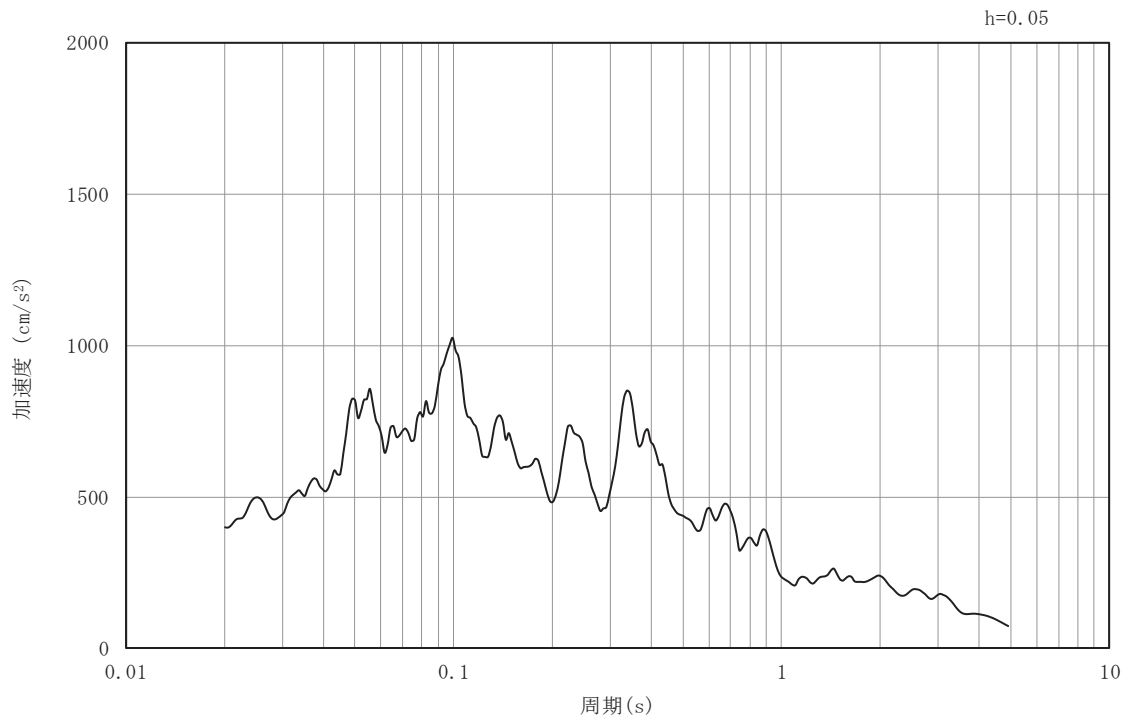


(b) 加速度応答スペクトル

図5-24 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
(B-B断面, 水平成分: S s - F 2)

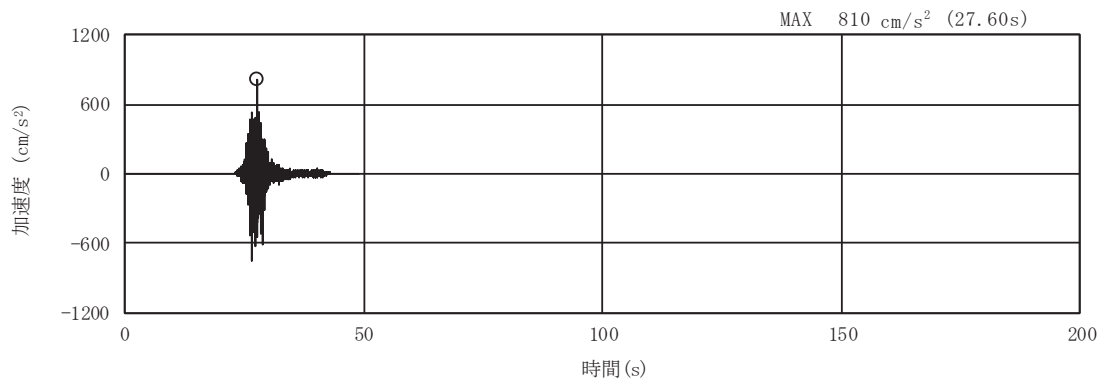


(a) 加速度時刻歴波形

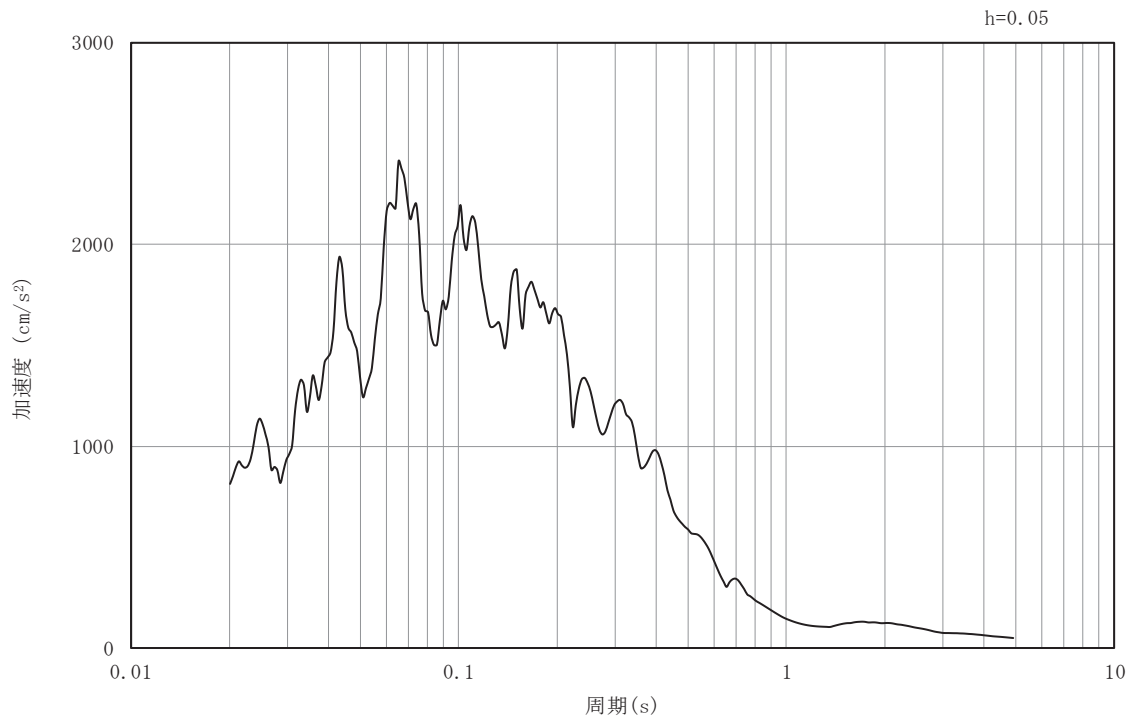


(b) 加速度応答スペクトル

図5-25 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
(B-B断面, 鉛直成分: S s - F 2)

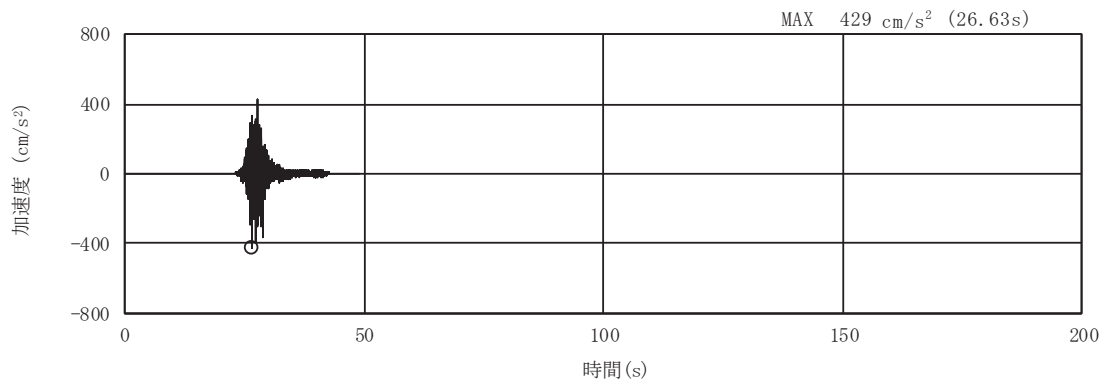


(a) 加速度時刻歴波形

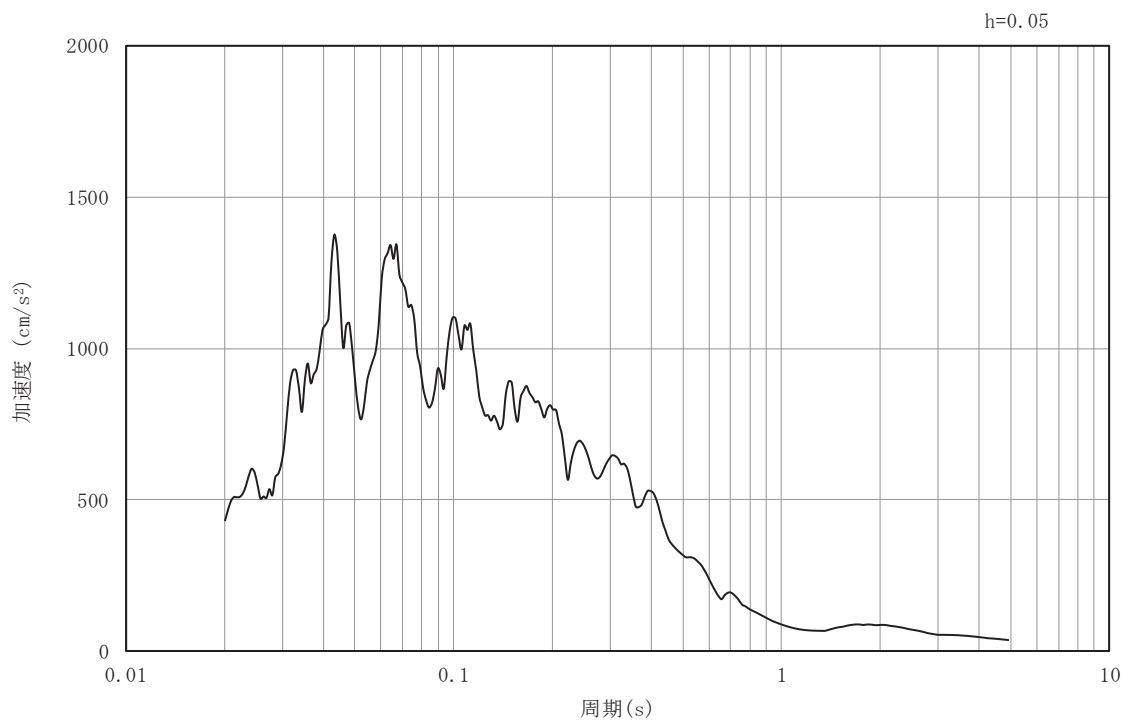


(b) 加速度応答スペクトル

図5-26 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
(B-B断面, 水平成分: S s - F 3)

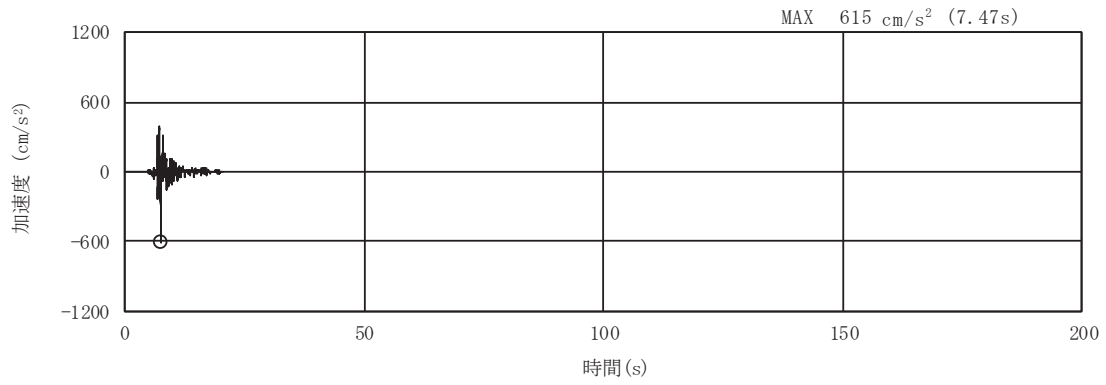


(a) 加速度時刻歴波形

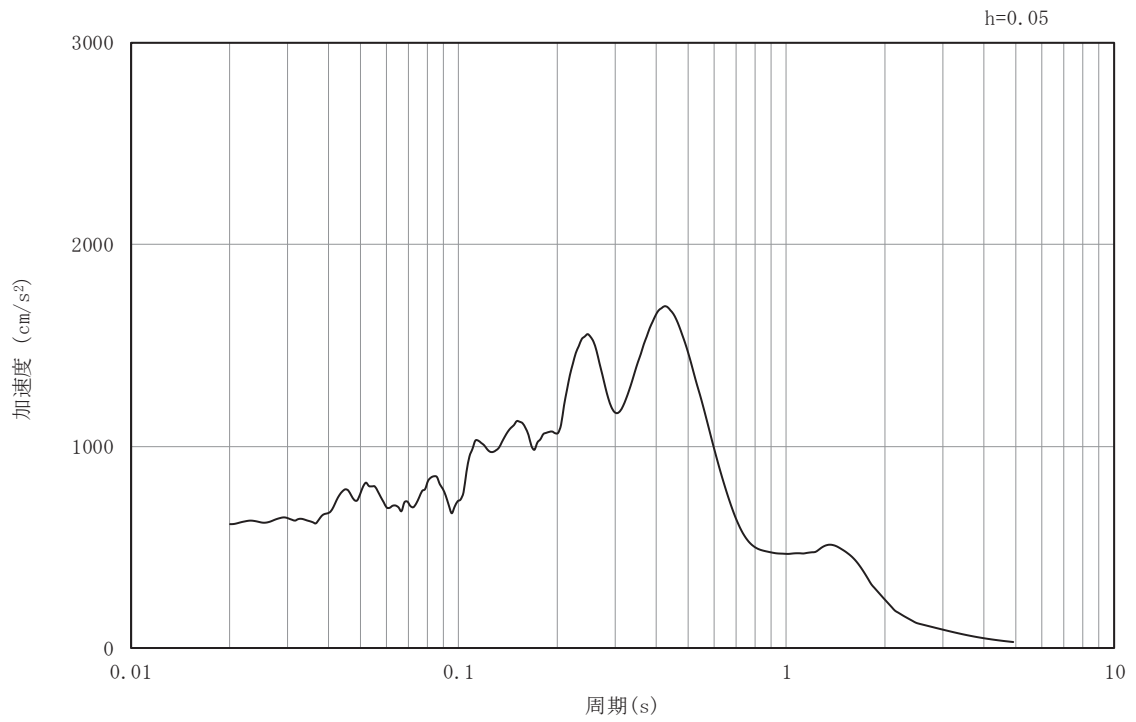


(b) 加速度応答スペクトル

図5-27 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
(B-B断面, 鉛直成分: S s - F 3)

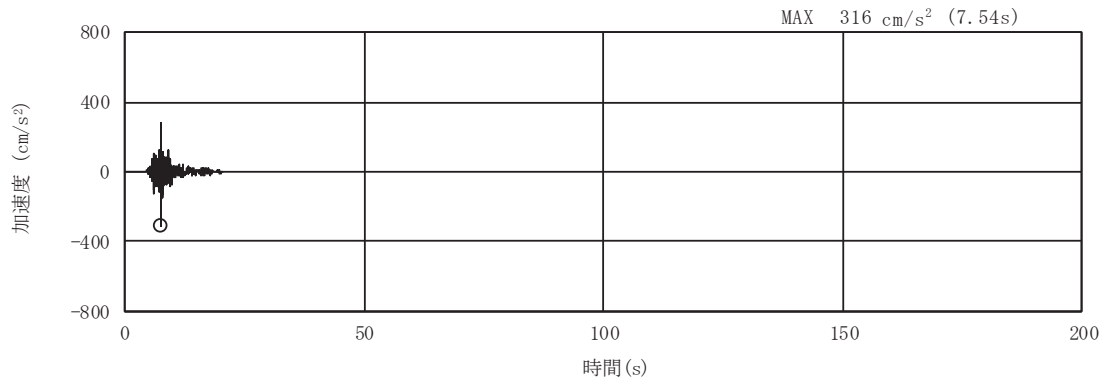


(a) 加速度時刻歴波形

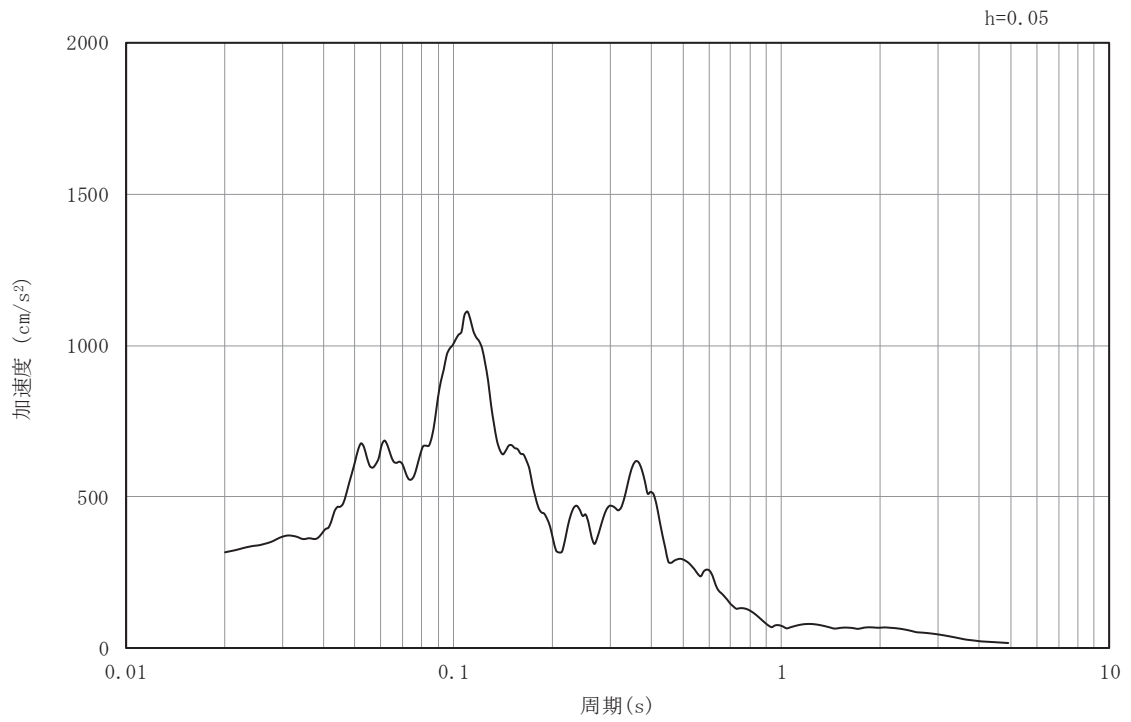


(b) 加速度応答スペクトル

図5-28 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
(B-B断面, 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5-29 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
(B-B断面, 鉛直成分: S s - N 1)

5.2 許容限界の設定

5.2.1 鉄筋コンクリート部材の健全性に対する許容限界

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

a. 断面①

鉄筋コンクリート部材を線形シェル要素によりモデル化を行う断面①の構造強度を有することの確認、止水機能を損なわないこと及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（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は、短期許容応力度とする。コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表5-1及び表5-2に示す。

なお、頂版に止水機能及びSクラスの施設を支持する機能を要求されるが、短期許容応力度により照査を行うため、構造強度を有することの確認と許容限界が同一となることから、全部材に対して構造強度を有することを確認することで、止水機能及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認も同時に行う。

表5-1 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度（断面①）

設計基準強度	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
$f'_{ck} = 20.5 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	許容曲げ圧縮応力度 σ'_{ca}	7.8	11.7
	許容せん断応力度 τ_{a1}	0.42	0.63

注記*：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年制定）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

表5-2 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度（断面①）

鉄筋の種類	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
SD345	許容引張応力度 σ_{sa}	196	294

注記*：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年制定）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

b. 断面②～⑤

鉄筋コンクリート部材を非線形はり要素によりモデル化を行う断面②～⑤の構造強度を有することの確認における構造部材（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は、土木学会マニュアルに基づき、限界ひずみ（圧縮縁コンクリートひずみ1.0%）とする。

曲げ・軸力系の破壊に対する限界状態については、土木学会マニュアルで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等が確保できるとして設定されたものである。

また、側壁及び隔壁のアンカー一定着部に要求されるSクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認においては、コンクリート標準示方書に基づき、コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみについて、部材降伏に相当する限界ひずみ（コンクリート：2000 μ ，主鉄筋：1725 μ ）とする。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5-3に示す。

なお、後施工せん断補強工法（セラミックキャップバー工法）（以下「CCb工法」という。）を適用する部材について、CCb工法はおおむね弾性範囲となる状況下で使用することから、コンクリート及び鉄筋のひずみが、部材降伏に相当する限界ひずみ（コンクリートの圧縮ひずみ：2000 μ ，主筋ひずみ：1725 μ ）を下回ることを併せて確認する。

表5-3 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界（断面②～⑤）

確認項目	許容限界	
構造強度を有すること	限界ひずみ	圧縮縁コンクリートひずみ：1.0% (10000 μ)
Sクラスの施設を支持する機能を損なわないこと		コンクリート：2000 μ 主鉄筋(SD345)：1725 μ

(2) せん断破壊に対する許容限界（許容応力度）

鉄筋コンクリート部材を線形シェル要素によりモデル化を行う断面①の構造強度を有することの確認、止水機能を損なわないこと及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないことにおける構造部材（鉄筋コンクリート）のせん断破壊に対する許容限界は、表5-1に示す短期許容応力度とする。

(3) せん断破壊に対する許容限界（せん断耐力式によるせん断耐力）

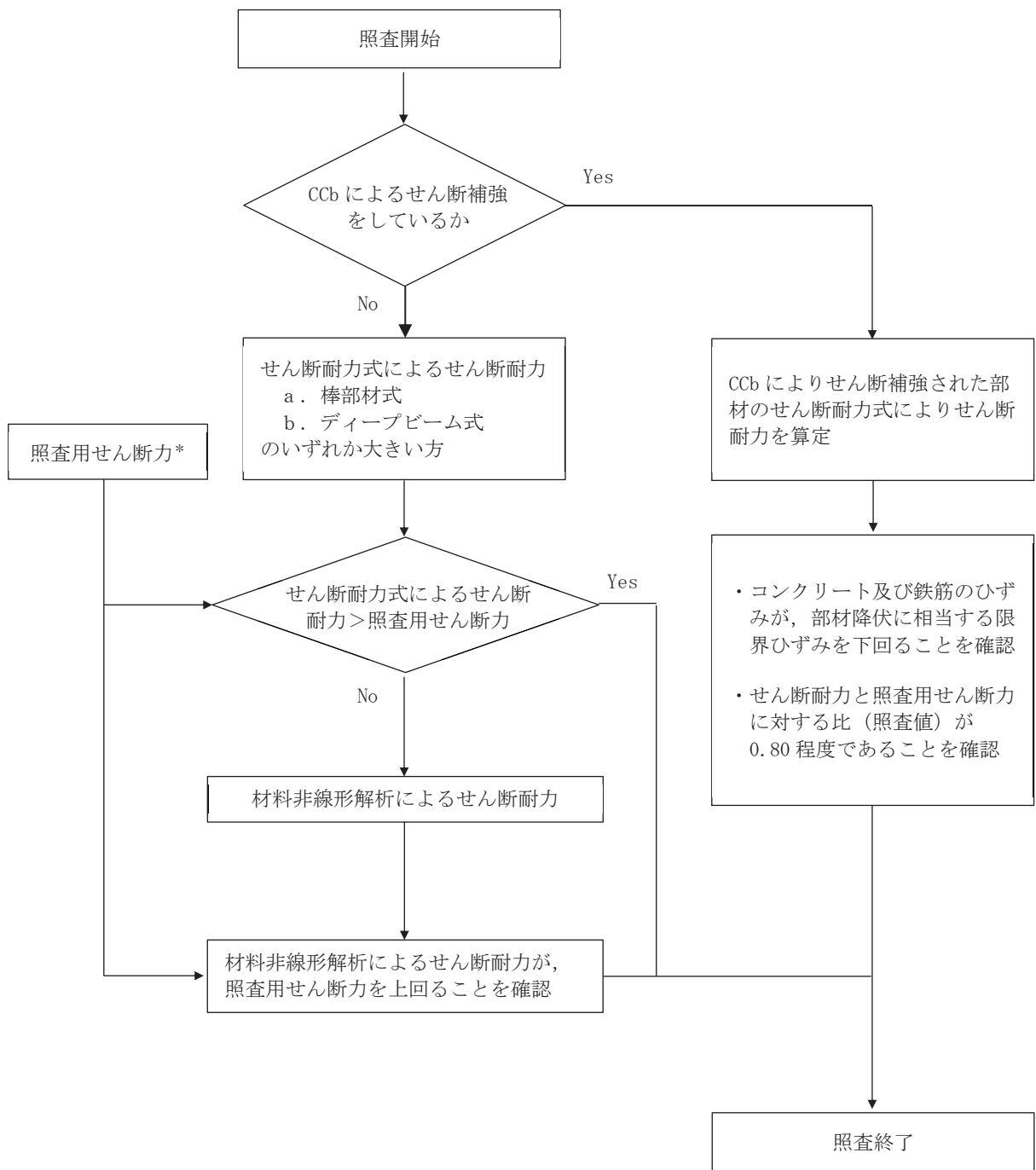
鉄筋コンクリート部材を非線形はり要素によりモデル化を行う断面②～⑤の構造強度を有することの確認及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないことにおけるせん断破壊に対する許容限界は、土木学会マニュアルに基づくせん断耐力とする。せん断耐力の評価式は部材の種類に応じて4種類を用いる。

せん断耐力を、土木学会マニュアルに基づき「a. 棒部材式」、「b. ディープビーム式」のせん断耐力式で求まるせん断耐力のうち、いずれか大きい方とする。

せん断耐力式による照査において照査用せん断力が上記のせん断耐力を上回る場合、材料非線形解析により部材のせん断耐力を求め許容限界とする。

また、CCb工法を用いる構造部材については「(4) CCbによりせん断補強された部材のせん断耐力式」によることとする。

各せん断耐力の評価式は、後述する。せん断破壊に対する照査のフローを図5-30に示す。



注記*：照査用せん断力 $V_d = \text{発生せん断力} V \times \text{構造解析係数} \gamma_a$

図 5-30 せん断破壊に対する照査フロー

a. 棒部材式

$$V_{y d} = V_{c d} + V_{s d}$$

ここで, $V_{y d}$: せん断耐力

$V_{c d}$: コンクリートが分担するせん断耐力

$V_{s d}$: せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{c d} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{v c d} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{b c}$$

$$f_{v c d} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{c d}} \quad \text{ただし, } f_{v c d} > 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{) となる場合は}$$

$$f_{v c d} = 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1 / d} \quad (d \text{ [m]}) \quad \text{ただし, } \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_v} \quad \text{ただし, } \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_p = 1.5$$

$$\beta_n = 1 + M_0 / M_d \quad (N'_d \geq 0) \quad \text{ただし, } \beta_n > 2.0 \text{ となる場合は } \beta_n = 2.0$$

$$= 1 + 2M_0 / M_d \quad (N'_d < 0) \quad \text{ただし, } \beta_n < 0 \text{ となる場合は } \beta_n = 0$$

$$\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a / d} \quad \text{ただし, } \beta_a < 1.0 \text{ となる場合は } \beta_a = 1.0$$

ここで, $f'_{c d}$: コンクリート圧縮強度の設計用値(N/mm²)で設計基準強度 $f'_{c k}$ を

材料係数 $\gamma_{m c}$ で除したもの

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

A_s : 引張側鋼材の断面積

b_w : 部材の有効幅

d : 部材の有効高さ

N'_d : 設計軸圧縮力

M_d : 設計曲げモーメント

M_0 : 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

γ_{mc} : 材料係数

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

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を γ_{ms} で除したもので、400N/mm² 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/mm² 以上

のときは 800N/mm² 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

γ_{ms} : 材料係数

b. デイープビーム式

$$V_{y d d} = V_{c d d} + V_{s d d}$$

ここで、 $V_{y d d}$: せん断耐力

$V_{c d d}$: コンクリートが分担するせん断耐力

$V_{s d d}$: せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{c d d} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{d d} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{b c}$$

$$f_{d d} = 0.19 \sqrt{f'_{c d}}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad \text{ただし, } \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_v} \quad \text{ただし, } \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_p = 1.5$$

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

ここで、 $\gamma_{b c}$: 部材係数

$$V_{s d d} = \phi \cdot V_{s d}$$

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

ここで、 $p_{w b}$: せん断補強鉄筋比(%)

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

また、土木学会マニュアルにおけるせん断耐力式による評価においては、表 5-4 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 5-4 セン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	コンクリートが負担するせん断力を低減
	鉄筋	γ_s	1.0	1.0	—
部材係数*	コンクリート	γ_{bc}	—	1.3	コンクリートが負担するせん断力を低減
	鉄筋	γ_{bs}	—	1.1	せん断補強筋が負担するせん断力を低減
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では、部材係数 $\gamma_b = \gamma_{b1} \times \gamma_{b2}$

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

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

ここで、R：応答層間変形角
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。解析結果から原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の鉄筋コンクリート部材については降伏が認められなかったため、 $\gamma_{b2} = 1.0$ とする。

(4) Ccbによりせん断補強された部材のせん断耐力式

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）において後施工せん断補強（セラミックキャップバー（CCb））を配置した構造部材については、「建設技術審査証明報告書 技術名称 後施工セラミック定着型せん断補強鉄筋「セラミックキャップバー（CCb）一般財団法人土木研究センター」」（以下「建設技術証明書」という。）に示されている以下の設計式により求める。

$$V_{p y d} = V_{c d} + V_{s d} + V_{C C b d} \quad \dots \text{式(1)}$$

$$V_{C C b d} = \beta_{a w} \cdot V_{a w d} \\ = \beta_{a w} \cdot \left\{ A_{a w} \cdot f_{a w y d} (\sin \alpha_{a w} + \cos \alpha_{a w}) / S_{a w} \right\} z / \gamma_b \quad \dots \text{式(2)}$$

$$\beta_{a w} = \eta = 1 - \frac{\ell_y}{2S_{r b}} \quad \dots \text{式(3)}$$

ただし、 $\ell_y - d' \leq 0$ となる場合は $\ell_y - d' = 0$ とする。

ここに、 $V_{c d}$: せん断補強鋼材を用いない壁部材の単位幅あたりのせん断耐力

$V_{s d}$: 既存のせん断補強鋼材により受け持たれる壁部材の単位幅あたりのせん断耐力

$V_{C C b d}$: セラミックキャップバー（CCb）により受け持たれる壁部材の単位幅あたりのせん断耐力

$V_{a w d}$: セラミックキャップバー（CCb）を通常のスターラップと見なして求められる壁部材の単位幅あたりのせん断耐力

$\beta_{a w}$: セラミックキャップバー（CCb）のせん断耐力の向上への有効性を示す係数

$A_{a w}$: 単位長さ当たりの区間 $S_{a w}$ におけるセラミックキャップバー（CCb）の総断面積

$f_{a w y d}$: セラミックキャップバー（CCb）の設計降伏強度で $400\text{N}/\text{mm}^2$ 以下とする。

$\alpha_{a w}$: セラミックキャップバー（CCb）が部材軸となす角度

$S_{a w}$: セラミックキャップバー（CCb）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一般に $d/1.15$ としてよい。

γ_b : 部材係数（一般に 1.10 としてよい）

ℓ_y : セラミックキャップバー（CCb）の先端型定着体の定着長（ $5D$ としてよい）

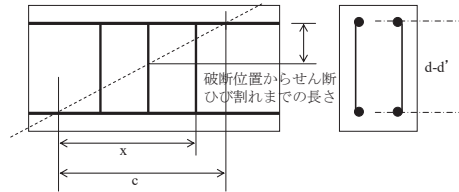
D : Ccbの鉄筋径

$S_{r b}$: 補強対象部材の圧縮鉄筋と引張鉄筋の間隔

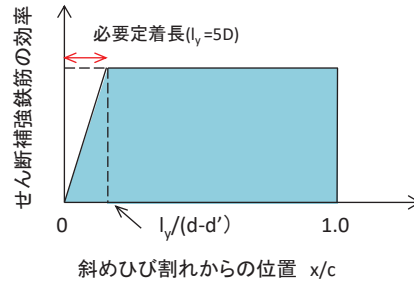
d : 補強対象部材の有効高さ

d' : 差し込み側の部材表面から圧縮鋼材図心までの距離

セラミックキャップバー (CCb) が負担するせん断耐力は、先端型定着体の定着長が $5D$ であることから、通常のせん断鉄筋に比べ補強効率が低下する。セラミックキャップバー (CCb) が負担するせん断耐力は同定着長と補強対象部材の主筋間隔から算出される有効率 β_{aw} を通常のせん断補強鉄筋の負担分に乗じることにより考慮されている。図 5-31 に有効率算定における概念図を示す。



(a) 斜めひび割れ内に定着不良が生じたせん断補強鉄筋



(b) 標準型

図 5-31 セラミックキャップバー (CCb) の有効率算定の概念図

なお、設計上の保守的な配慮として、セラミックキャップバー (CCb) によるせん断補強を配置する場合は、対象とする構造部材の主筋の降伏以下の場合に適用することとし、せん断破壊に対する照査値は 0.80 程度とする。

(5) せん断破壊に対する許容限界（材料非線形解析によるせん断耐力）

a. 評価条件

図 5-30 のせん断破壊に対する照査フローに示すとおり、照査用せん断力が、せん断耐力式によるせん断耐力を上回る場合は、材料非線形解析によりせん断耐力を算定し、せん断耐力が照査用せん断力を上回ることを確認する。

「(3) せん断破壊に対する許容限界（せん断耐力式によるせん断耐力）」で示したせん断耐力式は、既往の実験等から一般化されたものであることから、構造部材の形状、作用荷重及び鉄筋コンクリートの非線形特性を踏まえた材料非線形解析を実施することにより、より高い精度でせん断耐力を求め、構造部材のせん断照査を行う。

表 5-5 及び表 5-6 に材料非線形解析の概要を示す。

材料非線形解析は、90 年代までに、ひび割れの進展モデルや破壊エネルギーの概念等、基本となるモデルが提示され、様々な問題に適用されながら有効性と信頼性を高めており、コンクリート標準示方書 2017 や土木学会マニュアル等で取り扱われている。

材料非線形解析にて用いる鉄筋コンクリートの構成則については種々あるが、ここでは、現在までに実務でも使用され、適用性と信頼性が確認されており、コンクリート標準示方書 2017 において標準とされる以下の手法とする。

- ①鉄筋とコンクリートとの一体性を前提とする分散ひび割れモデルにてモデル化する。
- ②鉄筋との複合作用が支配的な鉄筋周辺のコンクリートについては、平均化構成則を用いる。
- ③鉄筋との複合作用が及ばない領域では、コンクリートの破壊力学の概念を導入する。

なお、材料非線形解析の適用にあたっては、当該構造物の構造的な特徴や荷重条件が類似する既往の実験等から得られたせん断耐力と、材料非線形解析によるせん断耐力を比較し、その適用性を判断した上で、モデル化や各種パラメータの設定に係る解析者の差を考慮した安全係数を設定する。

材料非線形解析においては、解析コード「WCOMD Studio Ver. 1.00.02」を使用する。

表 5-5 材料非線形解析の位置付け (土木学会マニュアル)

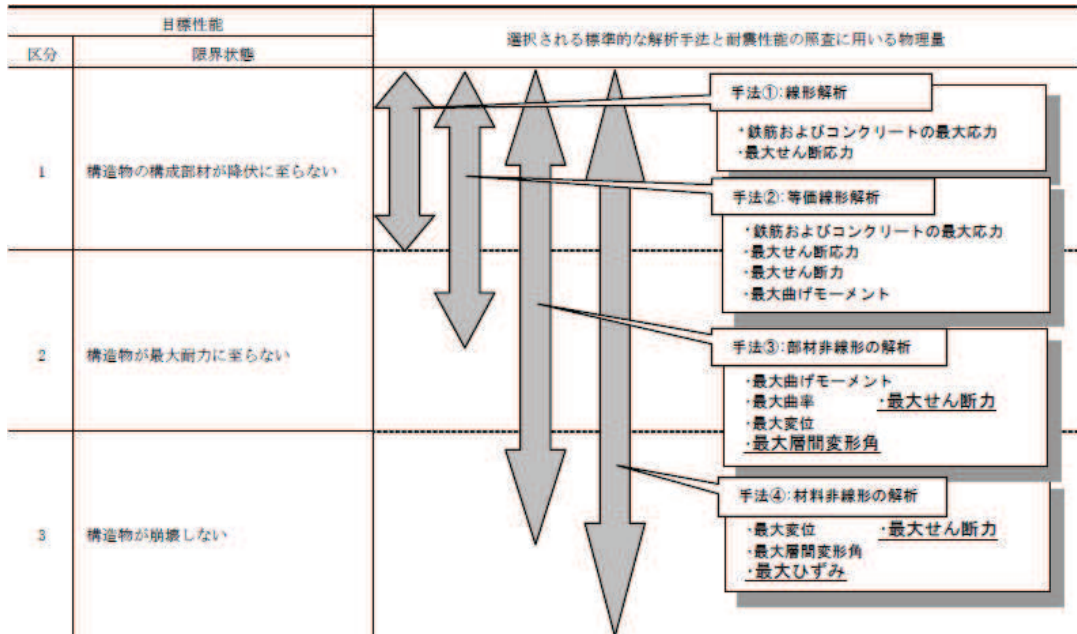


表 5-6 部材非線形解析と材料非線形解析の特徴

	部材非線形解析	材料非線形解析		
モデル化	骨組モデル	有限要素		
解析次元	一次元	二次元	三次元	
構成則	M- Φ , M- θ 等	応力-ひずみ関係		
要素	はり要素	ファイバー要素	平面ひずみ要素	立体要素
特徴	(汎用性) (解析時間)	狭い ← → 広い 短い ← → 長い		

(a) 適用基準

材料非線形解析については、土木学会マニュアル、コンクリート標準示方書 2017 等に基づき実施する。

表 5-7 に参考とする主な基準等を示す。

表 5-7 参考とする主な基準等

項目	参考とする主な基準等	備考
材料定数 材料特性	・コンクリート標準示方書2017 ・土木学会マニュアル	—
許容限界	—	・せん断力-相対変位関係より設定した許容限界（破壊基準）が、部材係数の設定における材料非線形解析にて、実験結果とおおむね整合的であることを確認。

(b) 材料定数

耐震評価に用いる材料定数は、文献等を基に設定する。コンクリート及び鉄筋の材料定数を表 5-8 及び表 5-9 に示す。

表 5-8 コンクリートの材料定数

	設定値	諸元
単位体積重量	0.0 kN/m ³	材料非線形解析による荷重に含まれることから考慮しない
圧縮強度	15.8 N/mm ²	設計基準強度 (20.5N/mm ²) ／材料係数*
引張強度	1.33 N/mm ²	引張強度／材料係数*
圧縮ピークひずみ	2000 μ	コンクリート標準示方書2017
ひび割れ-せん断 伝達係数	1.0	コンクリート標準示方書2017
破壊エネルギー	0.0681 N/mm	コンクリート標準示方書2017

注記*：材料係数を 1.3 として算出

表 5-9 鉄筋の材料定数

	設定値	諸元	
単位体積重量	0.0 kN/m ³	材料非線形解析による荷重に含まれることから考慮しない	
ヤング係数	200 kN/mm ²	コンクリート標準示方書2017	
降伏 強度	主鉄筋	2000 N/mm ²	せん断破壊先行型の破壊形態となるよう曲げ耐力が増大するように設定
	せん断 補強筋	345 N/mm ²	SD345

(c) 解析モデルの要素分割

材料非線形解析の対象とする構造部材を平面ひずみ要素でモデル化する。構造部材のモデル化にあたっては、図 5-32 に示すとおり、鉄筋の付着が有効な領域を鉄筋コンクリート要素としてモデル化し、付着の影響が及ばない領域を無筋コンクリート要素としてモデル化する。

部材厚方向の要素分割数については、鉄筋を含む要素と無筋要素を明確に指定できる分割数が望ましいこと、及び3層以上の分割数をとる場合、解析結果に大きな差異が生じないことから3層以上に設定することとする。

具体的には、鉄筋を含む要素は、鉄筋を中心としてかぶり厚さの2倍とし、無筋領域については、要素形状が極端に扁平とならないように分割する。

なお、対象とする構造部材に接合する部材は、弾性要素でモデル化し、モデル下端を固定境界とする。

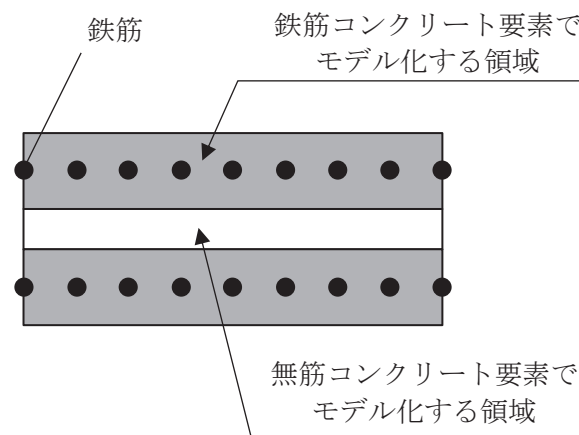


図 5-32 鉄筋付着有効領域と無筋領域の分割の概要

(d) コンクリートの非線形特性

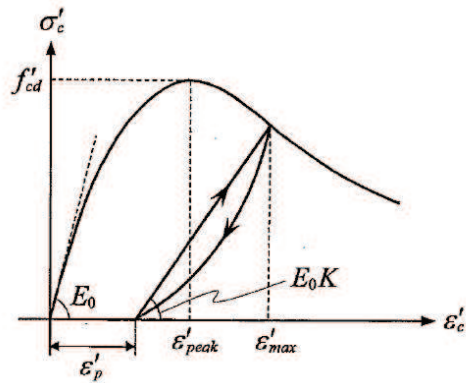
耐震評価に用いる要素は鉄筋コンクリート要素及び無筋コンクリート要素に分類されるが、それぞれの非線形特性は同一の考え方で表される。

イ. 圧縮応力下における応力-ひずみ関係

図 5-33 に一軸圧縮応力下における応力-ひずみ関係を示す。

圧縮応力下の応力-ひずみの骨格曲線は、最大応力点までの硬化域と、最大応力点を越えた軟化域で表され、残留塑性ひずみと除荷再載荷時の剛性低下を考慮している。

また、ひび割れ発生後のコンクリートの圧縮強度については、図 5-34 に示す、低減係数を破壊パラメータに乗じることで、ひび割れ発生後の圧縮強度の低下を考慮する。



$$\sigma'_c = E_0 K (\epsilon'_c - \epsilon'_p) \geq 0$$

$$E_0 = \frac{2 \cdot f'_{cd}}{\epsilon'_{peak}}$$

$$K = \exp \left\{ -0.73 \frac{\epsilon'_{max}}{\epsilon'_{peak}} \left(1 - \exp \left(-1.25 \frac{\epsilon'_{max}}{\epsilon'_{peak}} \right) \right) \right\}$$

$$\epsilon'_p = \epsilon'_{max} - 2.86 \cdot \epsilon'_{peak} \left\{ 1 - \exp \left(-0.35 \frac{\epsilon'_{max}}{\epsilon'_{peak}} \right) \right\}$$

$$f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_c$$

ここに,

ϵ'_{peak} : 圧縮強度に対応するひずみ (一般に, 0.002 としてもよい)

ϵ'_{max} : 過去に受けた圧縮ひずみの最大値

ϵ'_p : 塑性ひずみ

K : 弾性剛性残存率

図 5-33 圧縮応力下におけるコンクリートの非線形特性
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

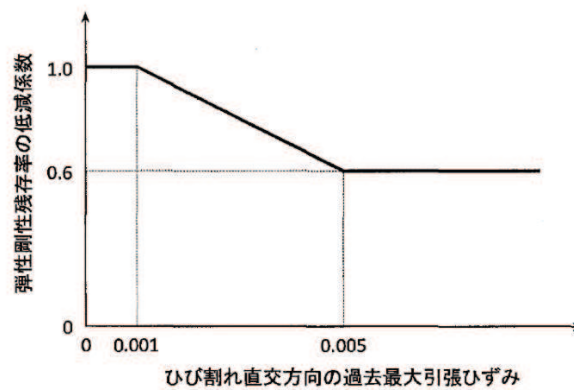
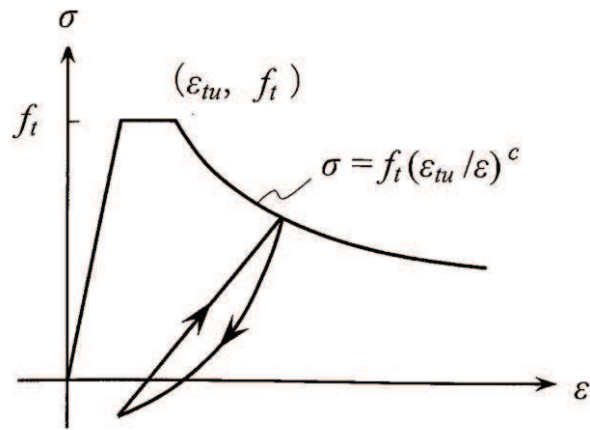


図 5-34 弾性剛性残存率の低減係数
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

ロ. 引張応力下における応力-ひずみ関係

引張応力下における応力-ひずみ関係は、ひび割れ発生までは線形弾性とし、ひび割れ強度以降は、鉄筋とコンクリートの付着の影響等を考慮し、図 5-35 に示す骨格曲線を用いて、ひび割れ間のコンクリートに引張応力分担を考慮する。

引張力を受ける無筋コンクリート要素では、引張軟化挙動は、破壊エネルギー (G_f) によって定義する。引張軟化挙動の考慮にあたっては、図 5-36 に示すひび割れ発生後の軟化曲線とひび割れ発生点からの除荷曲線とで囲まれる面積が G_f / L_e (要素寸法) に一致するように、軟化特性を表す係数 C を用いる。



ここに,

- f_t : 引張強度
- ε_{tu} : 引張軟化開始ひずみ
- c : 引張軟化特性を表す係数

図 5-35 引張応力下における鉄筋とコンクリートの
付着効果を考慮した応力-ひずみ関係
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

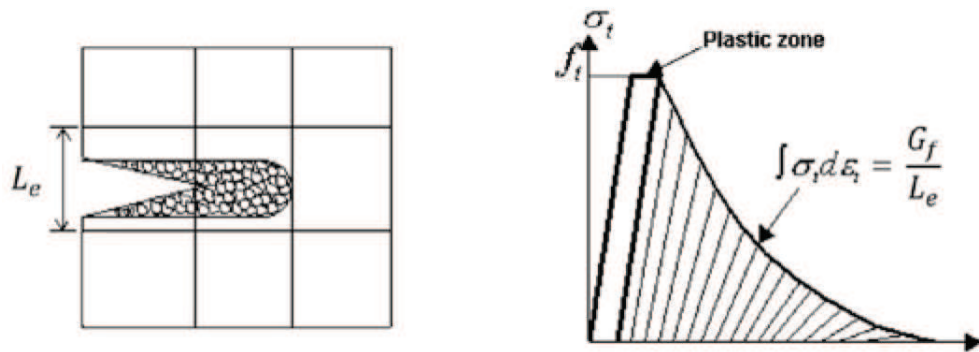
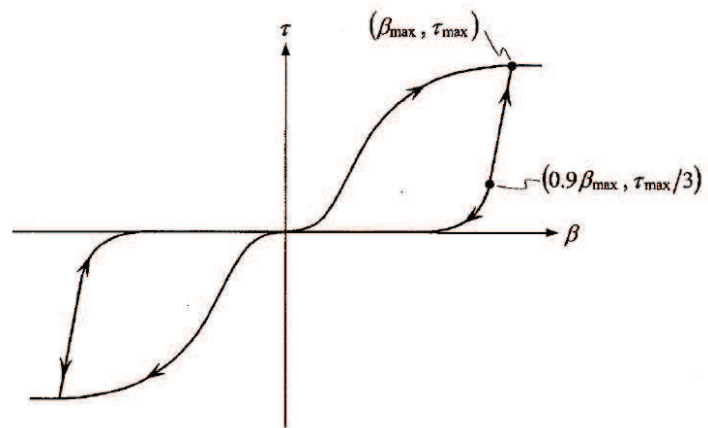


図 5-36 応力-ひずみ曲線と破壊エネルギー G_f の関係

ハ. ひび割れ面でのせん断伝達関係

コンクリートのひび割れ発生後にひび割れ角度を固定する固定ひび割れモデルでは、ひび割れ面のずれによるせん断応力伝達特性を考慮する必要がある。

ひび割れ面でのせん断伝達挙動は、斜めひび割れの発生に伴う剛性低下や破壊を評価するため、図 5-37 に示すとおり、ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比をパラメータとし、コンクリートの剛性低下を考慮するモデルを用いる。



ここに,

β : ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比 (γ / ε)

τ : ひび割れ面でのせん断応力

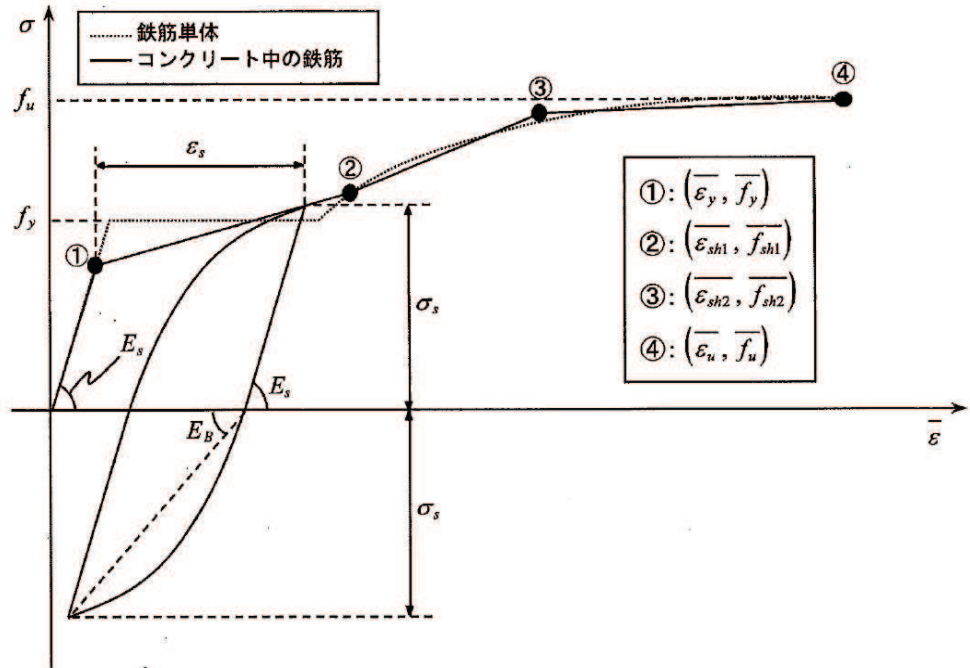
τ_{\max} : 除荷開始時せん断応力

β_{\max} : 除荷開始時せん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比

図 5-37 ひび割れ面でのせん断伝達モデル
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

(e) 鉄筋の非線形特性

ひび割れを複数含む領域におけるコンクリート中の鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係は、単体鉄筋の応力-ひずみ関係と異なり、図 5-38 に示すひずみ硬化特性を考慮する。



- f_y : 鉄筋単体の降伏強度 (N/mm²)
- f_u : 鉄筋単体の引張強度 (N/mm²)
- E_s : 鉄筋単体のヤング率 (N/mm²)
- ϵ_y : 鉄筋単体の降伏ひずみ
- ϵ_{sh} : 鉄筋単体のひずみ硬化開始ひずみ
- p : 鉄筋比
- f_1 : コンクリートの引張強度 (N/mm²)

図 5-38 ひずみ硬化域までモデル化した鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

(f) 鉄筋コンクリートとしてのモデル化

コンクリートと鉄筋の界面の付着特性をテンションスティフニング効果（引張特性が硬化する現象）として、鉄筋コンクリート要素の中に取り込むことにより、鉄筋コンクリートの構成則を直接与える。

鉄筋コンクリートの引張応力下の平均応力は、以下の式で表される。

$$\bar{\sigma}_{RC} = \frac{A_S}{A_{RC}} \bar{\sigma}_S + \frac{A_C}{A_{RC}} \bar{\sigma}_C$$

ここに、 $\bar{\sigma}_S$ 、 $\bar{\sigma}_C$: それぞれ鉄筋とコンクリートの平均応力

A_S 、 A_C : それぞれ鉄筋とコンクリートの断面積、

$$A_{RC} = A_S + A_C$$

(g) 荷重の組合せ

材料非線形解析においては、地震応答解析（二次元時刻歴応答解析（全応力解析））により得られた荷重を用いることから、荷重の組み合わせは、地震応答解析と同様である。

b. 評価内容

(a) 耐震評価フロー

材料非線形解析を用いたせん断耐力の評価フローを図 5-39 に示す。

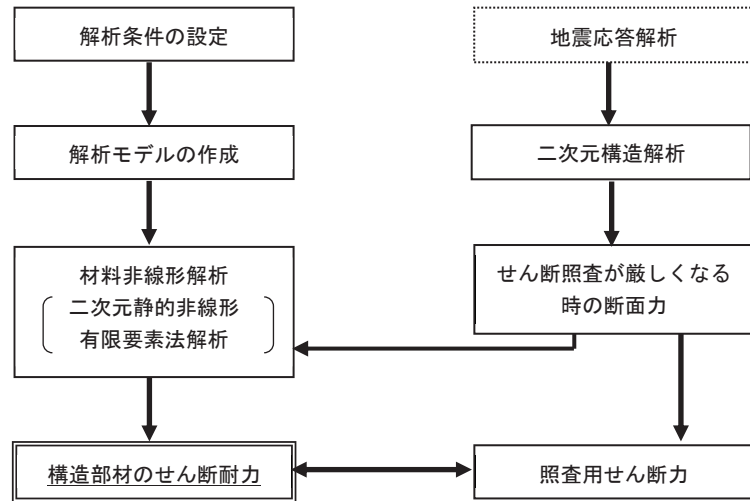


図 5-39 材料非線形解析の耐震評価フロー

(b) 荷重の設定

材料非線形解析にて考慮する荷重は、地震応答解析（二次元時刻歴応答解析（全応力解析））から得られる荷重を考慮する。具体的には、地震応答解析で得られた荷重より二次元構造解析を行い、評価対象部材のせん断照査結果が厳しくなる時の断面力（曲げモーメント、軸力、せん断力）を材料非線形解析モデルに図 5-40 に示すとおり作用させる。

材料非線形解析では、二次元構造解析で得られた断面力分布を再現できる荷重分布を算出し、この荷重比率を維持しながら漸増載荷する。

作用荷重は、常時荷重及び地震時荷重を、図 5-41 に示すとおり載荷し材料非線形解析を実施する。

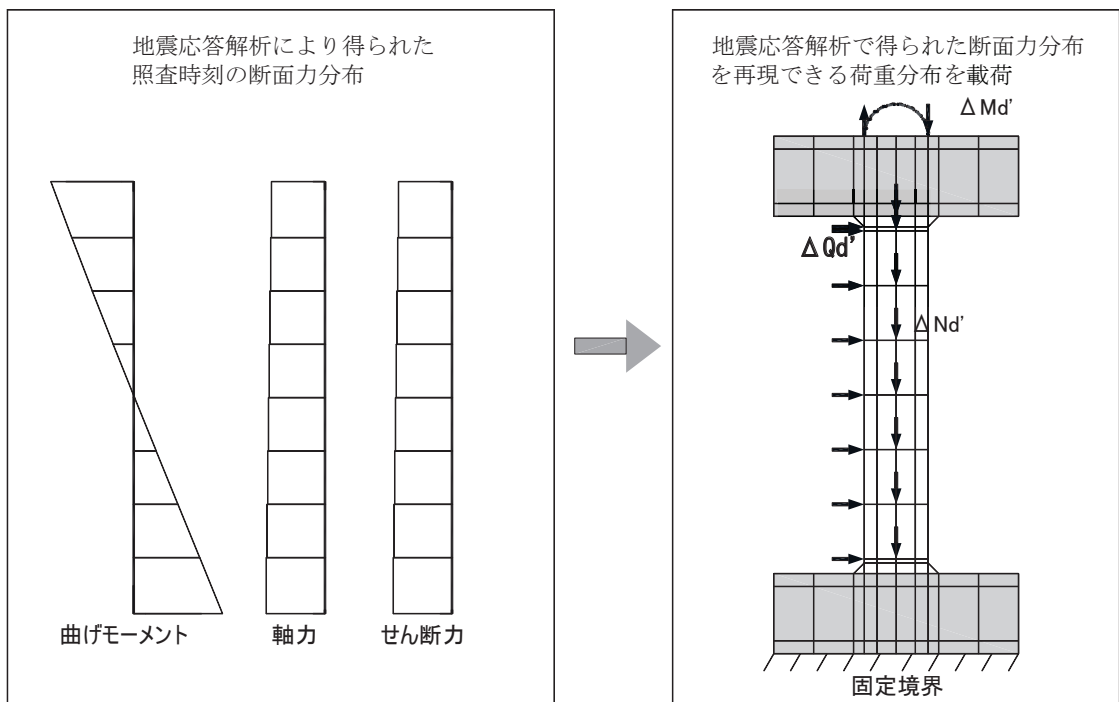


図 5-40 材料非線形解析における荷重状況

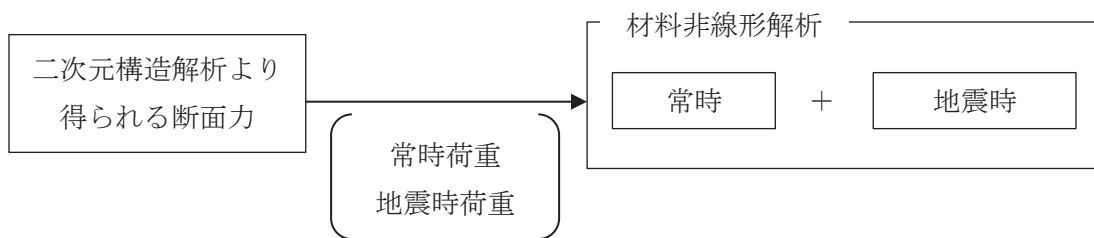


図 5-41 荷重の作用手順

(c) せん断耐力

材料非線形解析を用いたせん断耐力は、材料非線形解析におけるせん断力-相対変位関係から設定する。具体的には、図 5-42 に示す例のとおり、せん断力 Q - 相対変位 δ 関係においてせん断力の増分に対して相対変位が急増する直前の点を部材のせん断耐力と判断する。

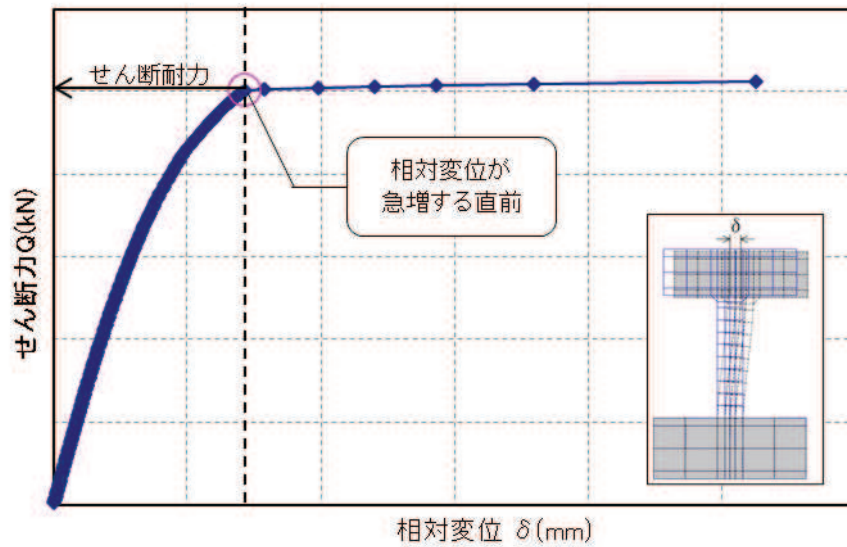


図 5-42 材料非線形解析を用いたせん断耐力の設定例

(d) 安全係数の設定

材料非線形解析では、二次元構造解析で得られる断面力（曲げモーメント、軸力、せん断力）を材料非線形解析に作用させた時のせん断力 V と材料非線形解析で得られるせん断耐力 V_y に、以下のとおり部材係数 γ_{b1} 、 γ_{b2} 、構造解析係数 γ_a 、構造物係数 γ_i を考慮し、照査用せん断力 V_d 、設計せん断耐力 V_{yd} を算定する。

$$V_d = \gamma_i \cdot \gamma_a \cdot V$$

$$V_{yd} = V_y / (\gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2})$$

考慮する安全係数の設定結果を表 5-10 に示す。ここで、部材係数 γ_{b1} については、実験又はせん断耐力式により得られるせん断耐力と材料非線形解析により得られるせん断耐力との比率により設定することとし、解析における構成則の相違や、要素の種類、要素分割、材料物性の設定、入力増分等、多岐にわたる解析者間の差を考慮する。

具体的には、土木学会マニュアルに示される 17 ケースの材料非線形解析を実施し、実験又はせん断耐力との差が最も大きい Case No. 7 の部材係数 1.13 を設定する（表 5-11）。

表 5-10 考慮する安全係数の設定結果

安全係数		値	設定根拠
部材係数	γ_{b1}	1.13	別途実施する材料非線形解析により設定
	γ_{b2}	1.0	地震応答解析による層間変形角等より設定
構造物係数	γ_i	1.0	構造物の重要度は、基準地震動 S_s により評価することで包絡されていると判断
構造解析係数	γ_a	1.05	各種文献より保守的に設定
材料係数	γ_m	1.3	文献に基づく標準的な値を設定

表 5-11 部材係数 γ_{b1} の設定結果

Case No.	試験結果	解析結果	部材係数 (解析結果/ 実験結果) (②/①)	備考
	せん断耐力 (kN) ①	せん断耐力 (kN) ②		
1	475	422.8	0.89	
2	1087	1258.2	1.06	
3	324	356.4	1.10	
4	294	308.7	1.05	
5	581	510.3	0.88	
6	329	335.6	1.02	
7	1587	1793.3	1.13	最大値
8	350	392.0	1.12	
9	855	880.7	1.03	
10	165	102.3	0.62	
10	333	316.4	0.95	
12	127	100.3	0.79	
13	188	108.4	0.63	
14	163	107.4	0.72	
15	273	177.5	0.65	
16	356	291.9	0.82	
17	432	246.2	0.57	

5.2.2 鋼材の健全性に対する許容限界

鋼材を線形はり要素によりモデル化している部材の構造強度を有することの確認は、「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，表5-12に示す短期許容応力度とする。

表5-12 鋼材の許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	局部座屈に対する許容応力度 σ_{ca1}		
SM490		185	277

注記*：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）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

鋼材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査は、「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，軸方向力と曲げの組合せに対して，(5.1)及び(5.2)に示す応力の照査及び座屈に対する安定の照査を行う。

$$\text{応力の照査：} \sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{\left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}}\right)} + \frac{\sigma_{bcz}}{\left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eaz}}\right)} \leq \sigma_{ca1} \quad \dots \dots \dots (5.1)$$

$$\text{座屈に対する照査：} \frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy} \left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}}\right)} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bao} \left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eaz}}\right)} \leq 1 \quad \dots \dots \dots (5.2)$$

ここに，

σ_c : 照査する断面に作用する軸方向力による圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{bcy} ， σ_{bcz} : 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_{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_{ca1} : 局部座屈に対する許容応力度 (N/mm²)

$\sigma_{e a y}, \sigma_{e a z}$: 強軸及び弱軸まわりの許容オイラー座屈応力度 (N/mm²)

$$\sigma_{e a y} = 1,200,000 / \left(1 / r_y\right)^2$$

$$\sigma_{e a z} = 1,200,000 / \left(1 / r_z\right)^2$$

L : 有効座屈長 (mm)

r_y, r_z : 強軸及び弱軸まわりの断面二次半径 (mm)

5.2.3 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤の支持性能に対する耐震評価は、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）が海水ポンプ室に懸架され一体構造になっていることから、添付資料「VI-2-2-8 海水ポンプ室の耐震性についての計算書」により確認する。そのため、基礎地盤の支持性能に対する許容限界は、添付資料「VI-2-2-8 海水ポンプ室の耐震性についての計算書」に基づき設定する。

6 評価結果

6.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として、曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査のうち最大照査値となる地震動・解析ケースの「作用荷重分布図」、曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査で最大照査値となる地震動・解析ケースの「最大せん断ひずみ」を記載する。

6.1.1 解析ケースと照査値

耐震評価においては、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」のうち「10. 屋外重要土木構造物等の耐震評価における追加解析ケースの選定」に基づき、すべての基準地震動 S_s に対して実施するケース①において、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊の照査において、照査値が0.5を超えるすべての照査項目に対して、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②～④を実施する。

また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

断面⑥の評価結果については、別途示す。

(1) 断面①

以下に断面①の曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査結果を示す。なお、部材の評価位置を図6-1に示す。

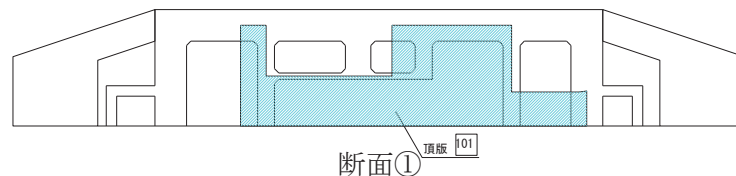


図6-1 評価位置図

a. 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 6-1 に曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査は、短期許容応力度を許容限界とする。なお、詳細については、「6.3.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果」のうち「(1) 断面①」に示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査値は、ばらつきを考慮しても、保守的な許容限界である短期許容応力度に対して 0.5 未満であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 6-1 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値
(断面①：頂版) *1

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.28			
	-+	0.27			
S s - D 2	++	0.31	0.32	0.27	0.35
	-+	0.29			
S s - D 3	++	0.23			
	-+	0.22			
S s - F 1	++	0.24			
	-+	0.24			
S s - F 2	++	0.28			
	-+	0.28			
S s - F 3	++	0.25			
	-+	0.24			
S s - N 1	++	0.26			
	-+	0.31			

注記*1：部材位置を図 6-1 に示す。

*2：赤枠は、前述図 3-23 のフローに基づき、解析ケース②～④を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

b. せん断破壊に対する照査

表 6-2 にせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

せん断破壊に対する照査は、短期許容応力度を許容限界とする。なお、詳細については、「6.3.2 せん断破壊に対する評価結果」のうち「(1) 断面①」に示す。

せん断破壊に対する照査値は、ばらつきを考慮しても、保守的な許容限界である短期許容応力度に対して 0.5 未満であり、要求機能を満足していると評価できる。

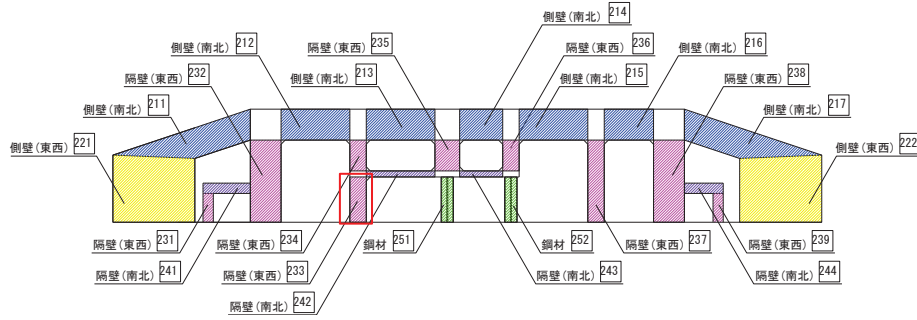
表 6-2 せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（断面①：頂版）*1

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.18			
	-+	0.18			
S s - D 2	++	0.21	0.23	0.21	0.20
	-+	0.20			
S s - D 3	++	0.18			
	-+	0.20			
S s - F 1	++	0.16			
	-+	0.16			
S s - F 2	++	0.15			
	-+	0.18			
S s - F 3	++	0.21			
	-+	0.18			
S s - N 1	++	0.20			
	-+	0.15			

注記*1：部材位置を図 6-1 に示す。

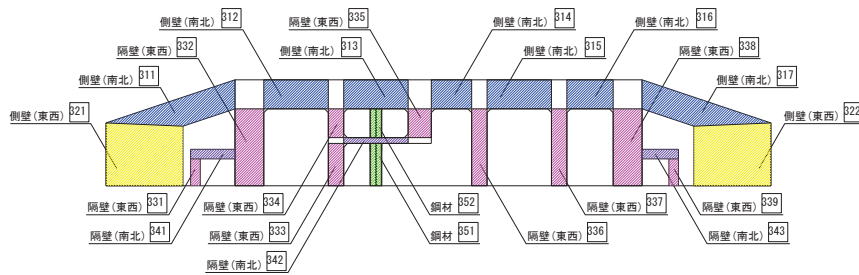
(2) 断面②～⑤

断面②～⑤の曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査結果を示す。なお、部材の評価位置を図6-2に示す。

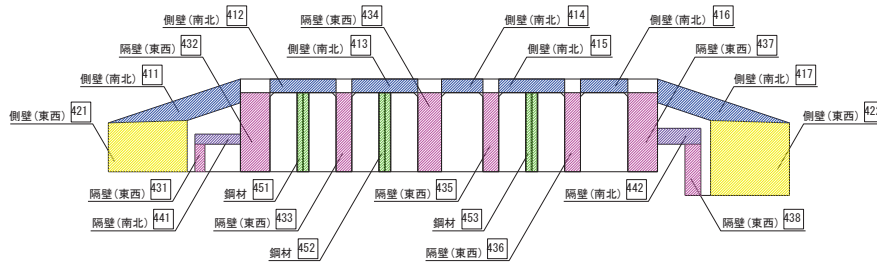


注記*：赤枠はCCb工法を適用している部材を示す。

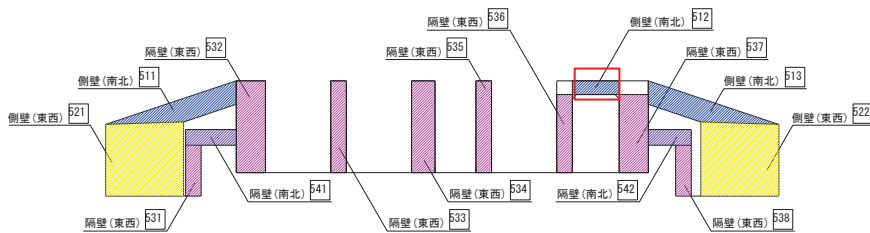
断面②



断面③



断面④



断面⑤

注記*：赤枠はCCb工法を適用している部材を示す。

図6-2 評価部位

a. 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（鉄筋コンクリート部材）

表 6-3 に曲げ・軸力系の破壊に対する照査（鉄筋コンクリート部材）の実施ケースと照査値を示す。曲げ・軸力系の破壊に対する照査（鉄筋コンクリート部材）は、限界ひずみを許容限界とする。

表 6-4 に曲げ・軸力系の破壊に対する照査（鋼材）の実施ケースと照査値を示す。曲げ・軸力系の破壊に対する照査（鋼材）は、短期許容応力度を許容限界とする。

なお、これらの詳細については、「6.3.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果」のうち「(2)断面②～⑤」に示す。

鉄筋コンクリート部材の照査値は、ばらつきを考慮しても 0.93 であり、要求機能を満足していると評価できる。

鋼材の照査においては、ばらつきの考慮により照査値が基本ケースから最大 0.02 程度増加することを考慮しても、最大照査値が基本ケースの 0.63 であることは、すべての地震動に対して要求機能を満足していると評価できる。

表 6-3(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値（鉄筋コンクリート部材）
 （断面②～⑤：側壁（南北））*1

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2, 3 （鉄筋コンクリート部材）			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.76			
	-+	0.73			
S s - D 2	++	0.75	0.77	0.72	0.73
	-+	0.81		0.78	
S s - D 3	++	0.69			
	-+	0.71			
S s - F 1	++	0.62			
	-+	0.65			
S s - F 2	++	0.72			
	-+	0.73			
S s - F 3	++	0.68			
	-+	0.69			
S s - N 1	++	0.70			
	-+	0.86	0.80	0.93	0.81

注記*1：部材位置を図 6-2 に示す。

*2：照査値は、構造強度を有することに対する評価結果と S クラスの施設を支持する機能に対する評価結果の厳しい方を記載。

*3：赤枠は、前述図 3-23 のフローに基づき、解析ケース②～④を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

表 6-3(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値（鉄筋コンクリート部材）
 （断面②～⑤：側壁（東西））*1

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2 （鉄筋コンクリート部材）			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.63			
	-+	0.63			
S s - D 2	++	0.61	0.62	0.58	0.55
	-+	0.60			
S s - D 3	++	0.55			
	-+	0.54			
S s - F 1	++	0.49			
	-+	0.45			
S s - F 2	++	0.54			
	-+	0.53			
S s - F 3	++	0.55			
	-+	0.57			
S s - N 1	++	0.50			
	-+	0.54	0.54	0.57	0.49

注記*1：部材位置を図 6-2 に示す。

*2：照査値は、構造強度を有することに対する評価結果と S クラスの施設を支持する機能に対する評価結果の厳しい方を記載。