

図 3-14(1) 固有値解析結果 (モード図)

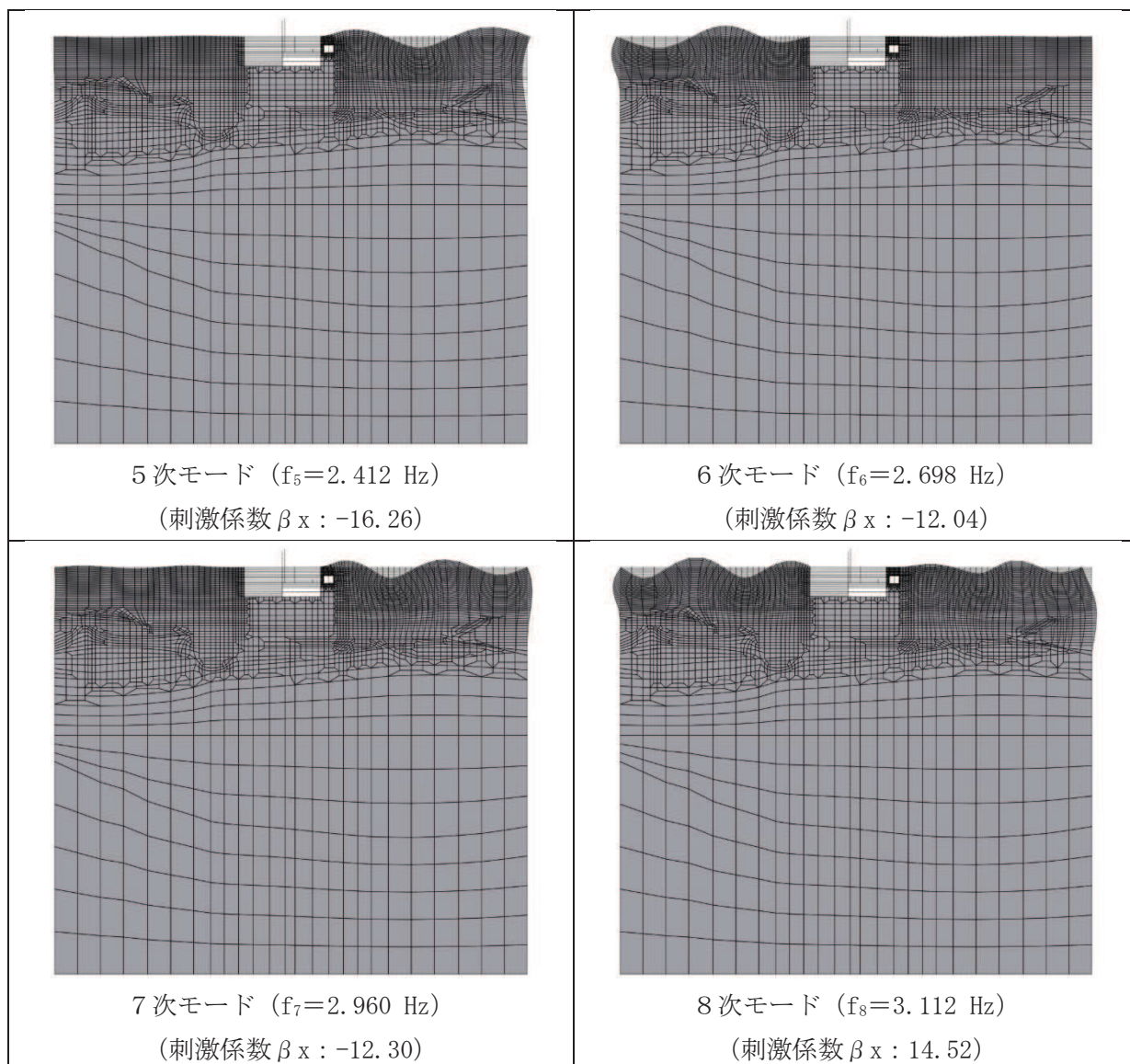


図 3-14(2) 固有値解析結果 (モード図)

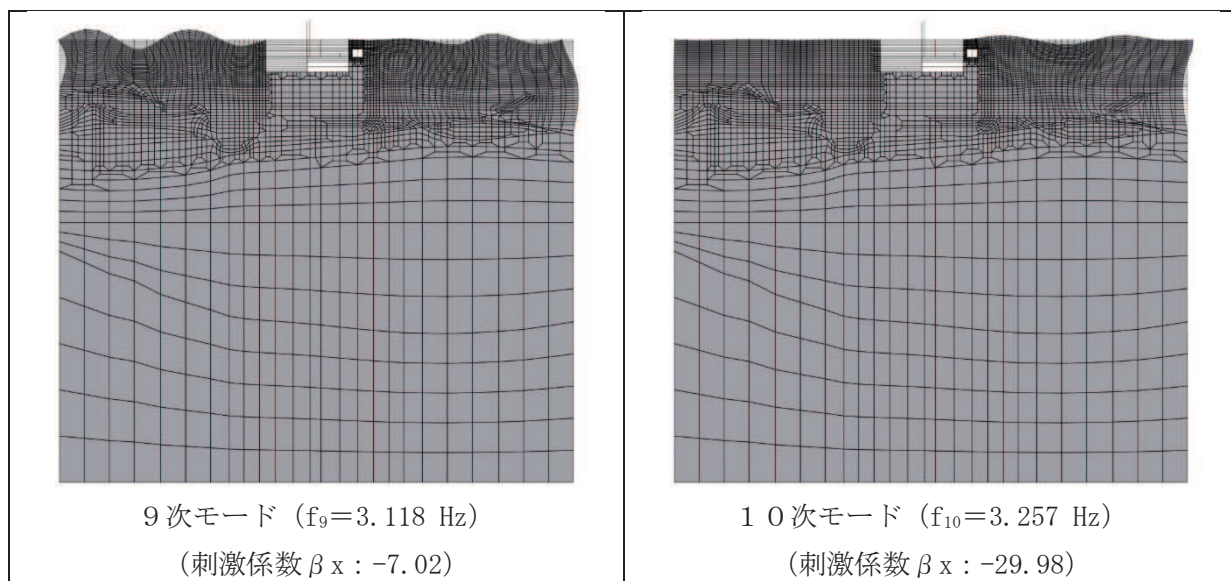


図 3-14(3) 固有値解析結果 (モード図)

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	α	β
標準部	2.667×10^{-1}	1.125×10^{-3}

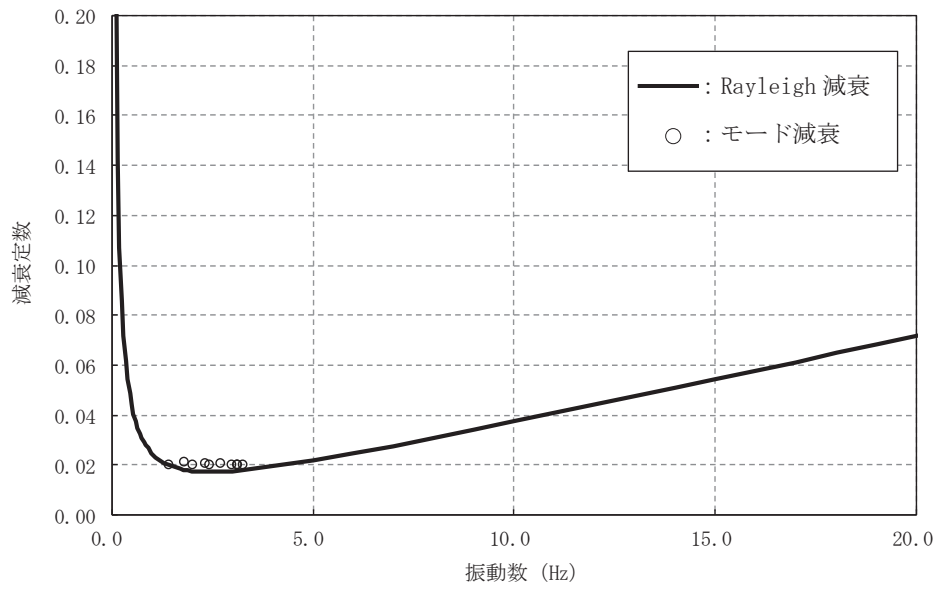


図 3-15 設定した Rayleigh 減衰

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で設定する。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。

地震時に軽油タンク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、軽油タンク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

地震時に軽油タンク連絡ダクトに作用する機器・配管系の荷重図を図3-16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。

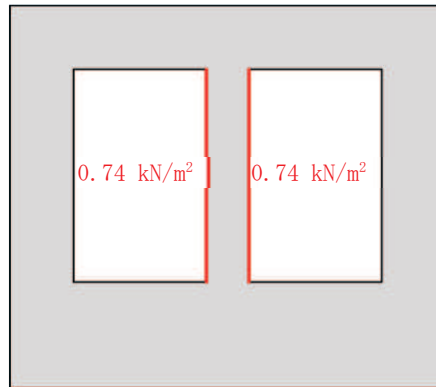


図3-16 機器・配管系の荷重図

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

地震時に軽油タンク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

軽油タンク連絡ダクトは、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（表 3-9 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 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）。

軽油タンク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。

なお、コンクリートの実強度は、軽油タンク連絡ダクトの関連施設であり、コンクリートの実強度が大きい値となる軽油タンク室の実強度を用いる。

軽油タンク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 軽油タンク連絡ダクトの実強度及びヤング係数

実強度*	ヤング係数
50.9N/mm ²	33.2kN/mm ²

注記*：軽油タンク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 軽油タンク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
底版	2018	3	51.3	43.0	33.3	31.6
側壁	2018	3	59.3	51.5	34.9	33.3

注記*：コア採取位置は図 3-17 に示す。

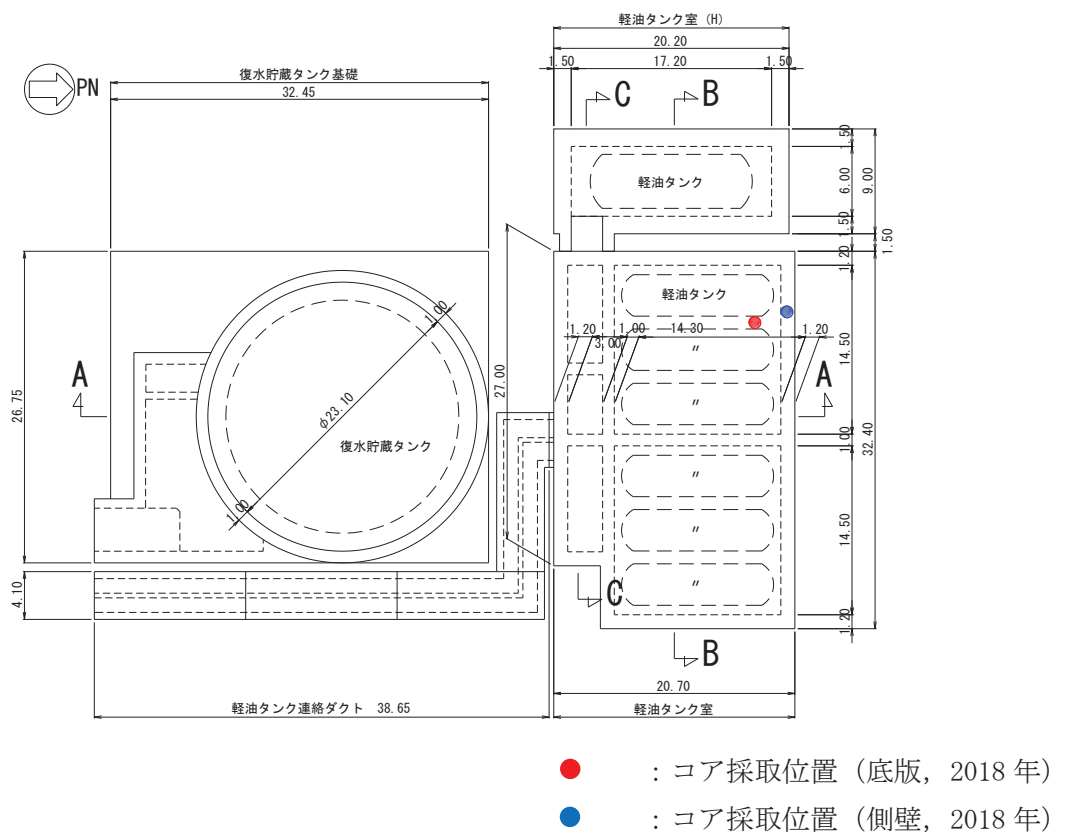


図 3-17 コア採取位置図

表 3-9 耐震評価における解析ケース

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 (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 + 1 σ	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度*1	平均値	平均値
ケース⑤*2	初期剛性低下考慮	平均値	平均値

注記*1: 既設建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

軽油タンク連絡ダクト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、全応力解析の場合は図3-18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3-19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、軽油タンク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。

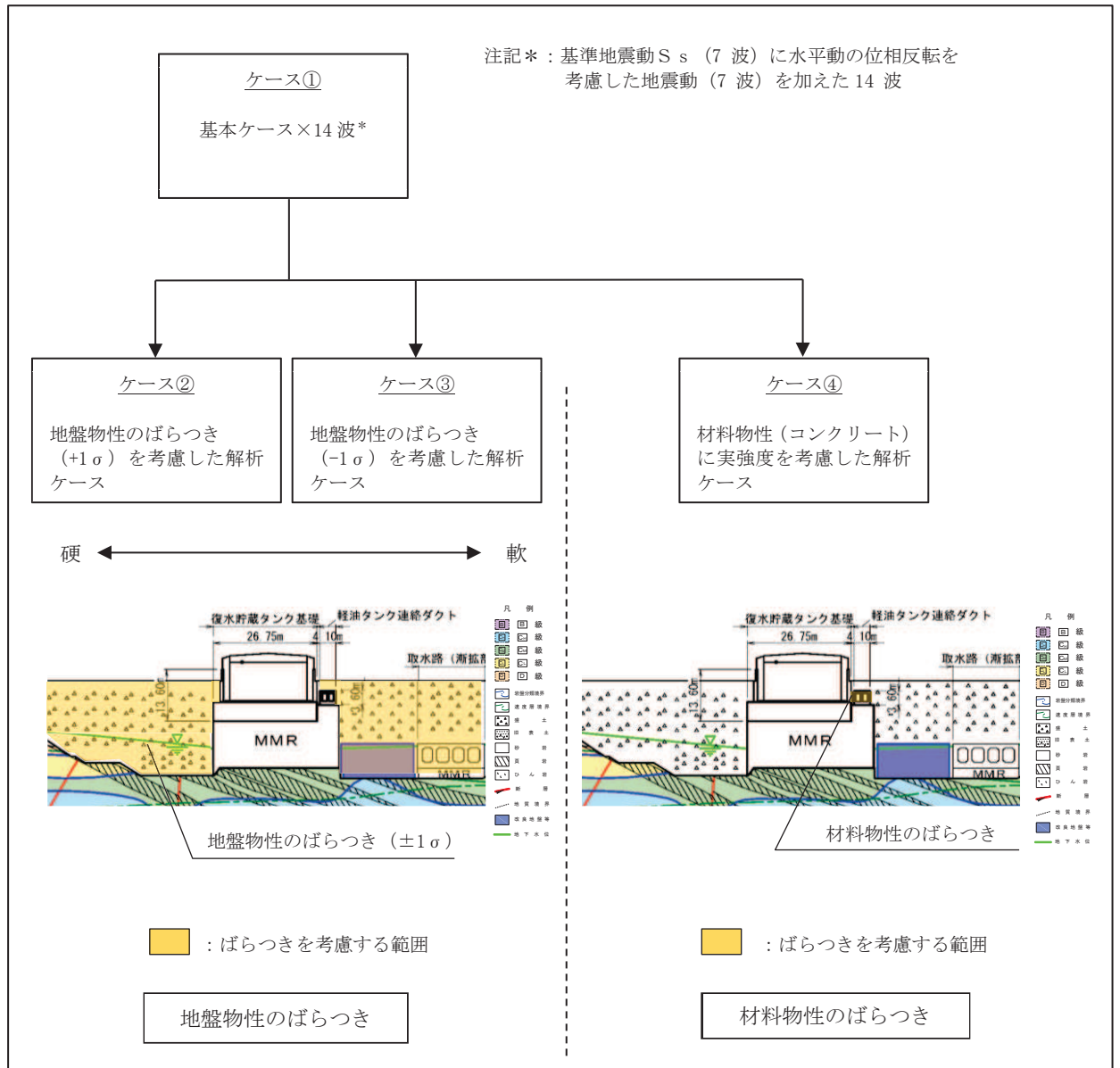


図 3-18 耐震評価における解析ケース

表 3-10 軽油タンク連絡ダクト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 - 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 以下の場合は、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。</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>		
		-+*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：耐震評価に当たっては、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。

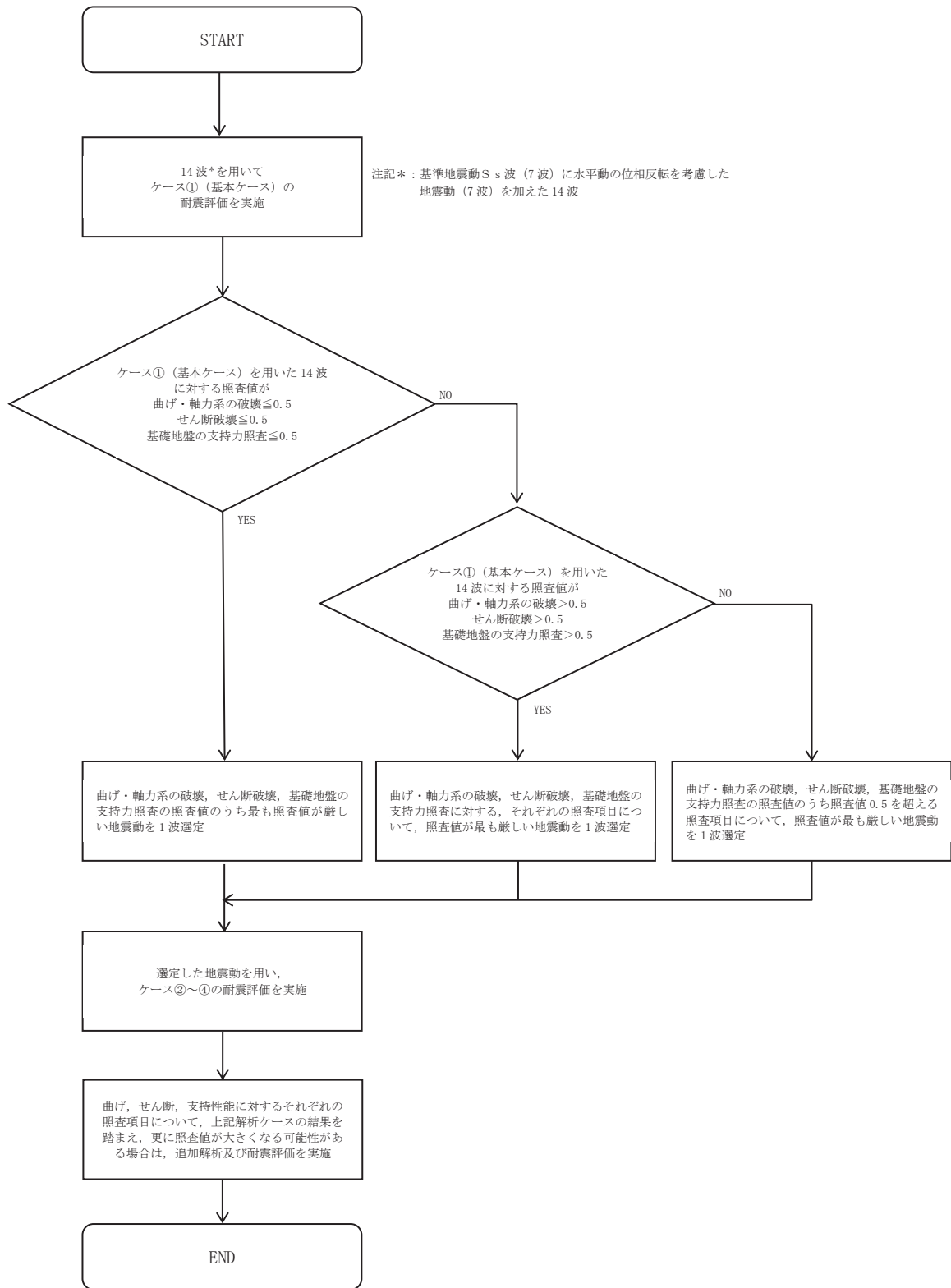


図 3-19 追加解析を実施する地震動の選定フロー

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

軽油タンク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3-20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）については、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⑤について影響を確認する。

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、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3-20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。

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 ）

解析ケース*3		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	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	材料物性 (コ ンクリート) に初期剛性低 下を考慮した 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	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)	$S_s - D1$	++*1	○	○	○	○	△
		–+*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：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 3-11(2) 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）

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 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。

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。

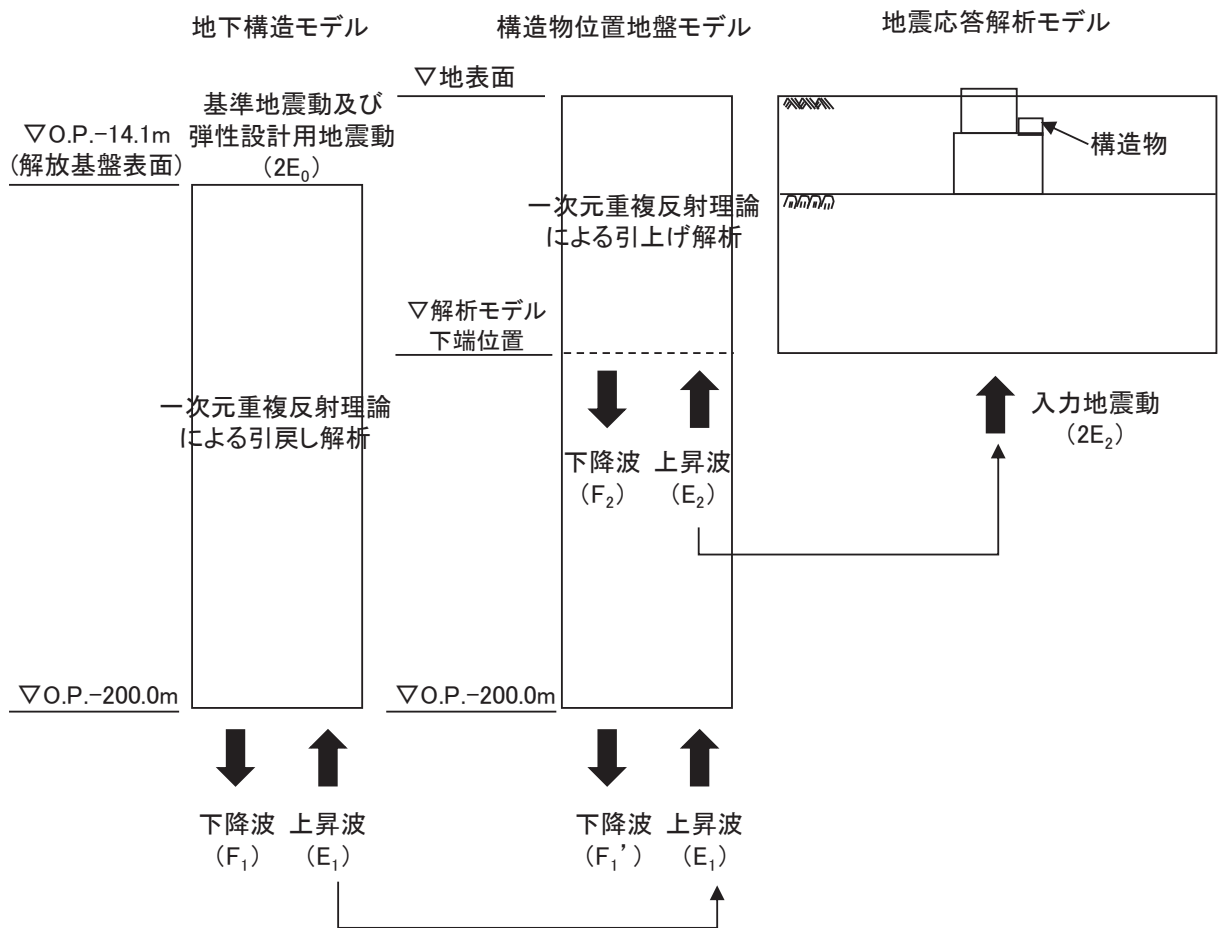
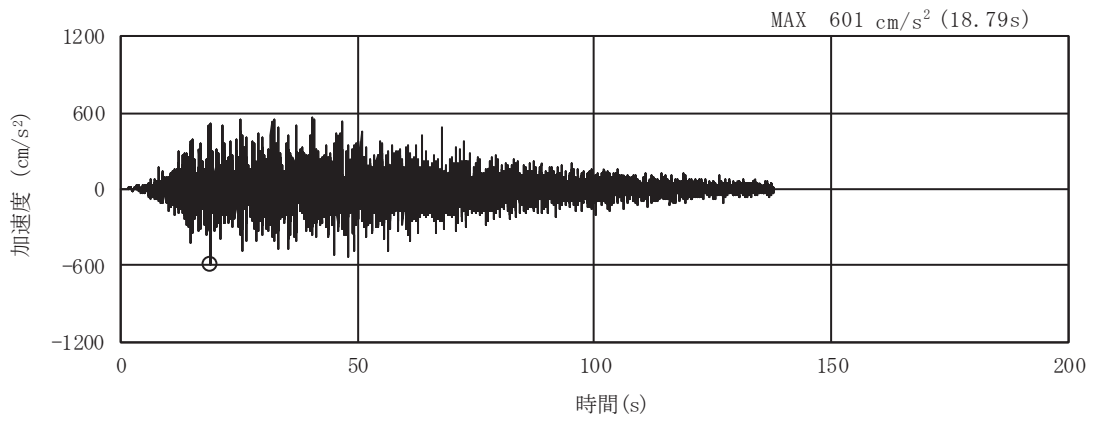
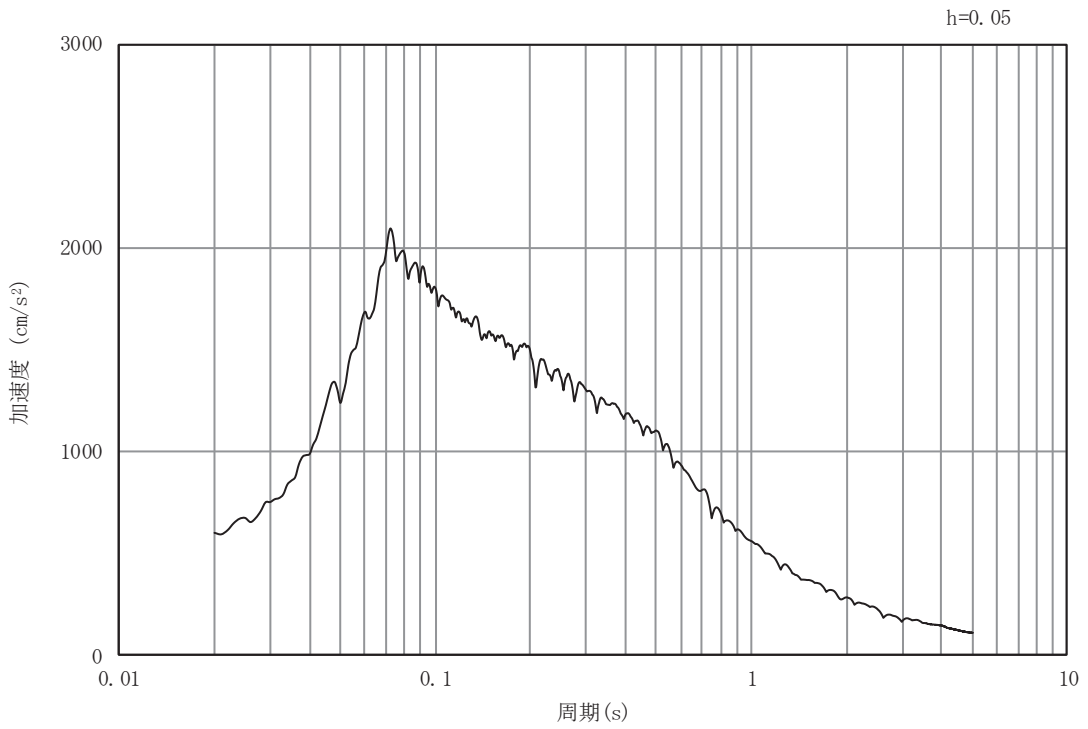


図 4-1 入力地震動算定の概念図（基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d ）

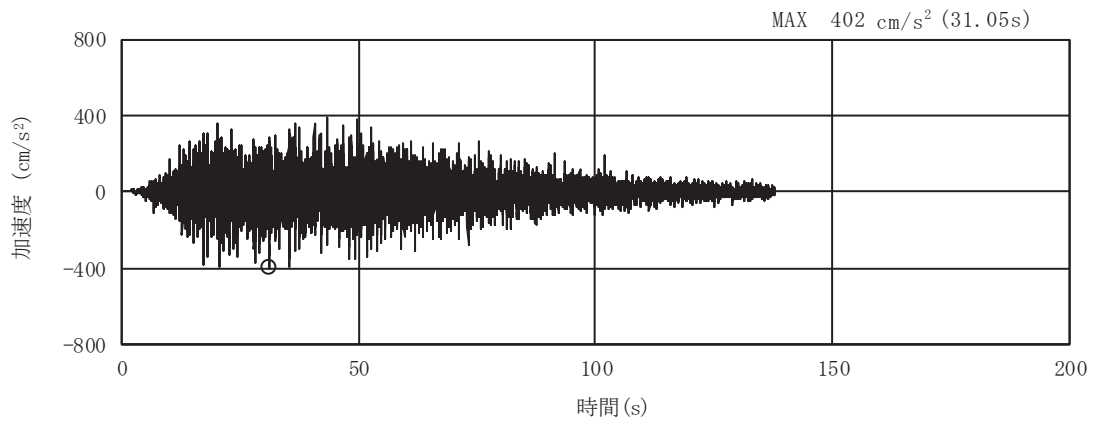


(a) 加速度時刻歴波形

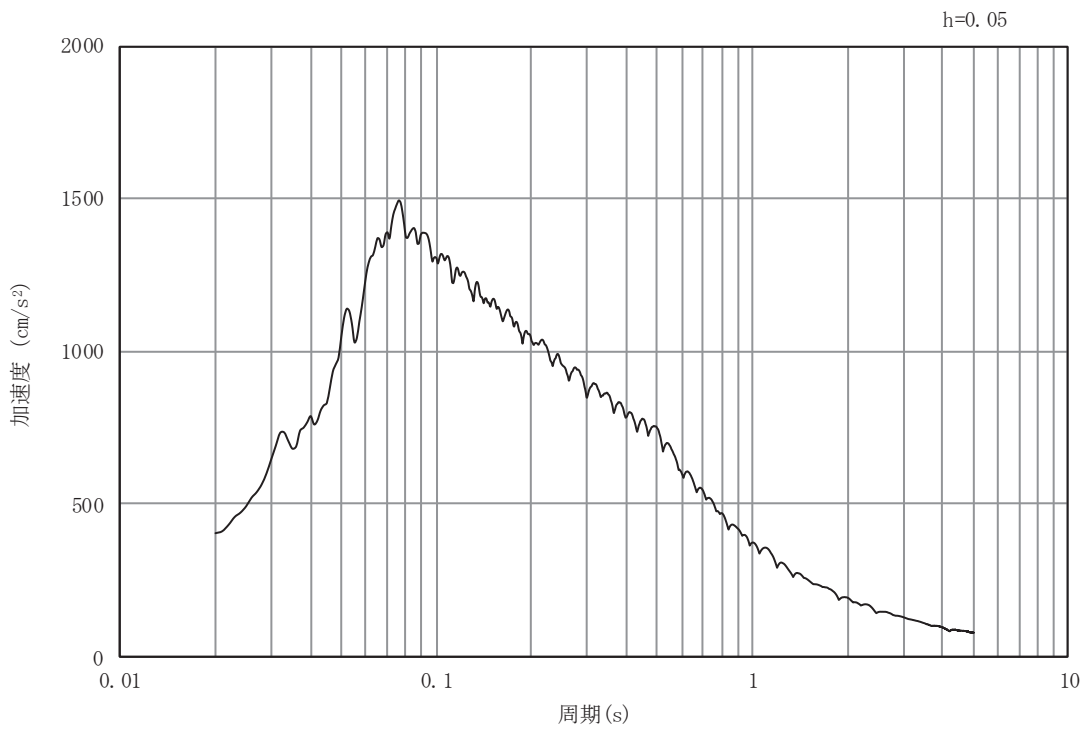


(b) 加速度応答スペクトル

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
(水平成分：S s - D 1)

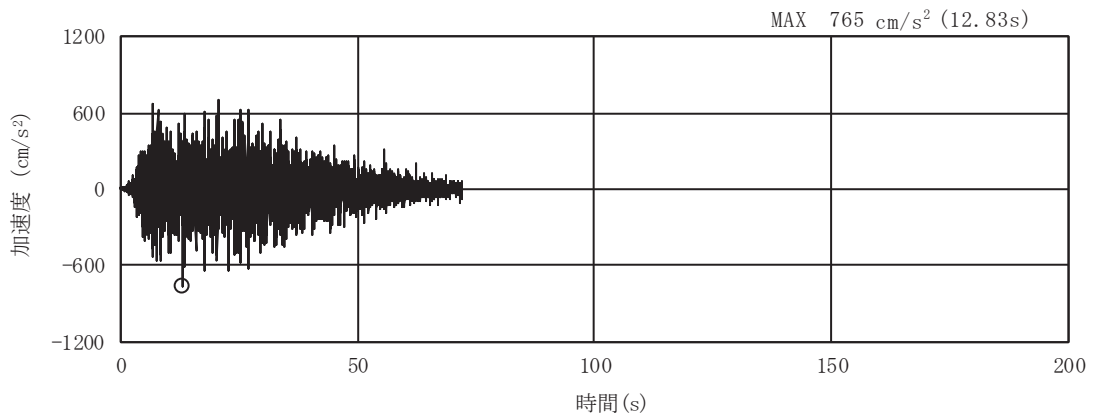


(a) 加速度時刻歴波形

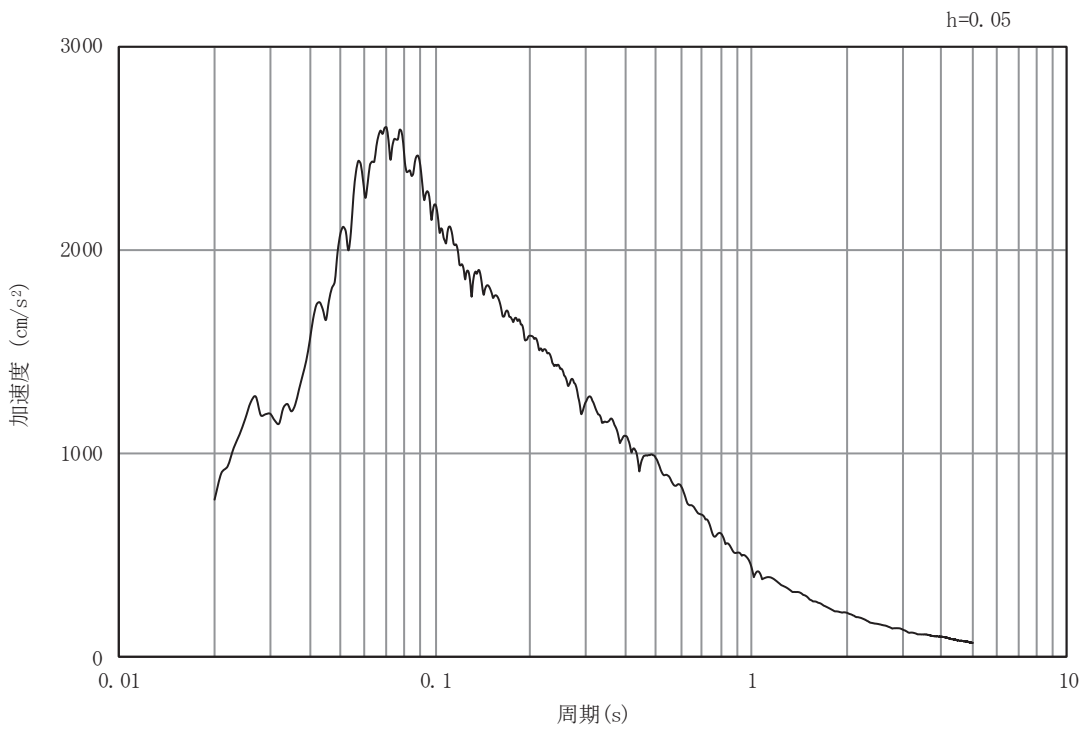


(b) 加速度応答スペクトル

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
(鉛直成分：S s - D 1)

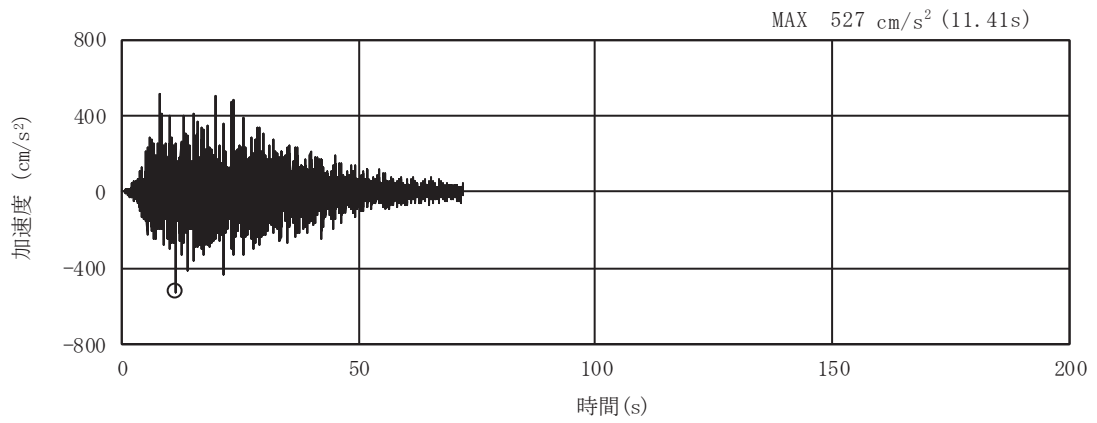


(a) 加速度時刻歴波形

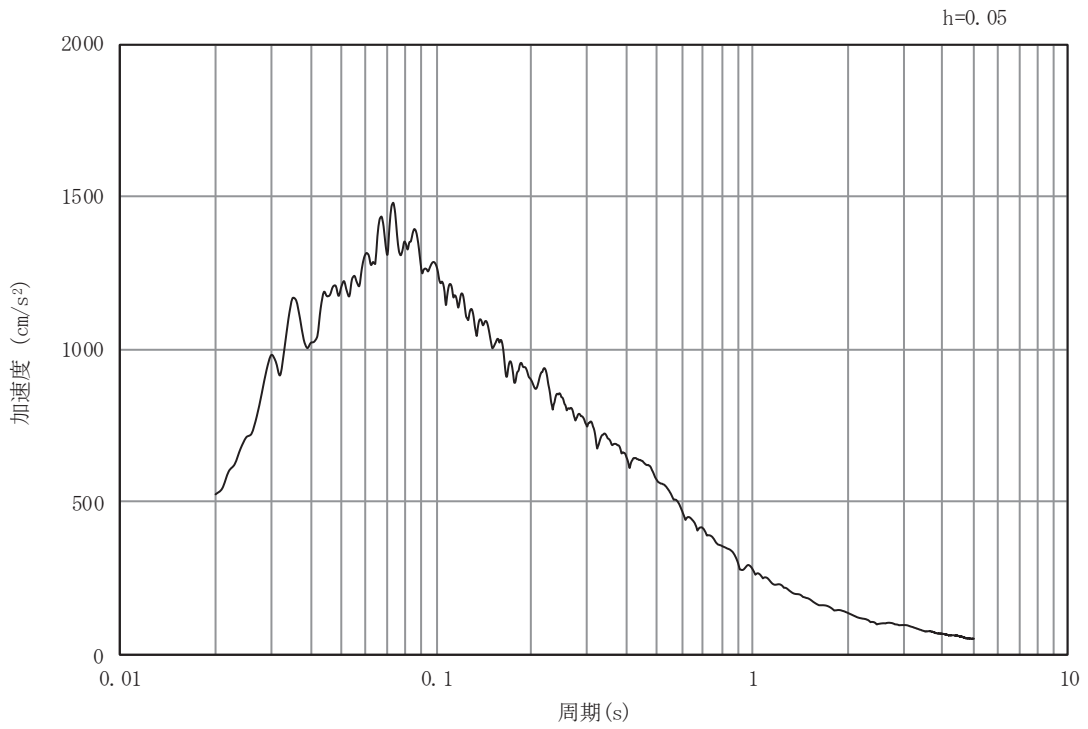


(b) 加速度応答スペクトル

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
(水平成分：S s - D 2)

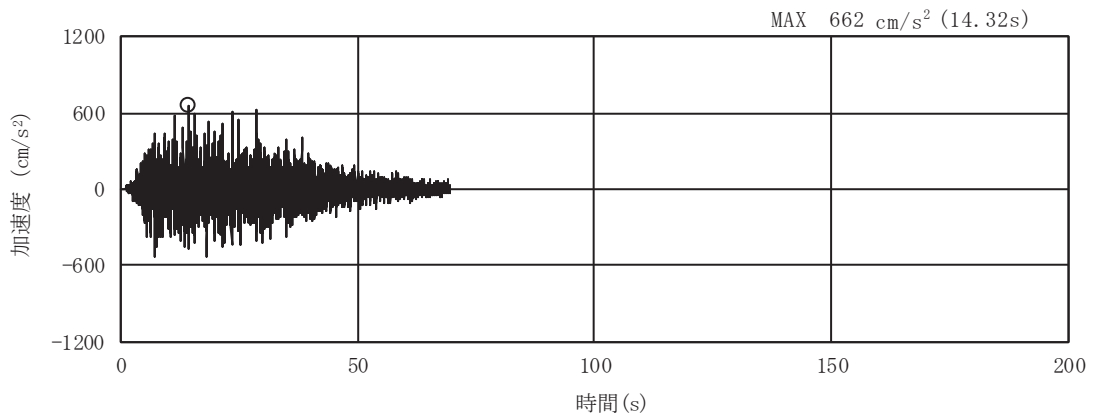


(a) 加速度時刻歴波形

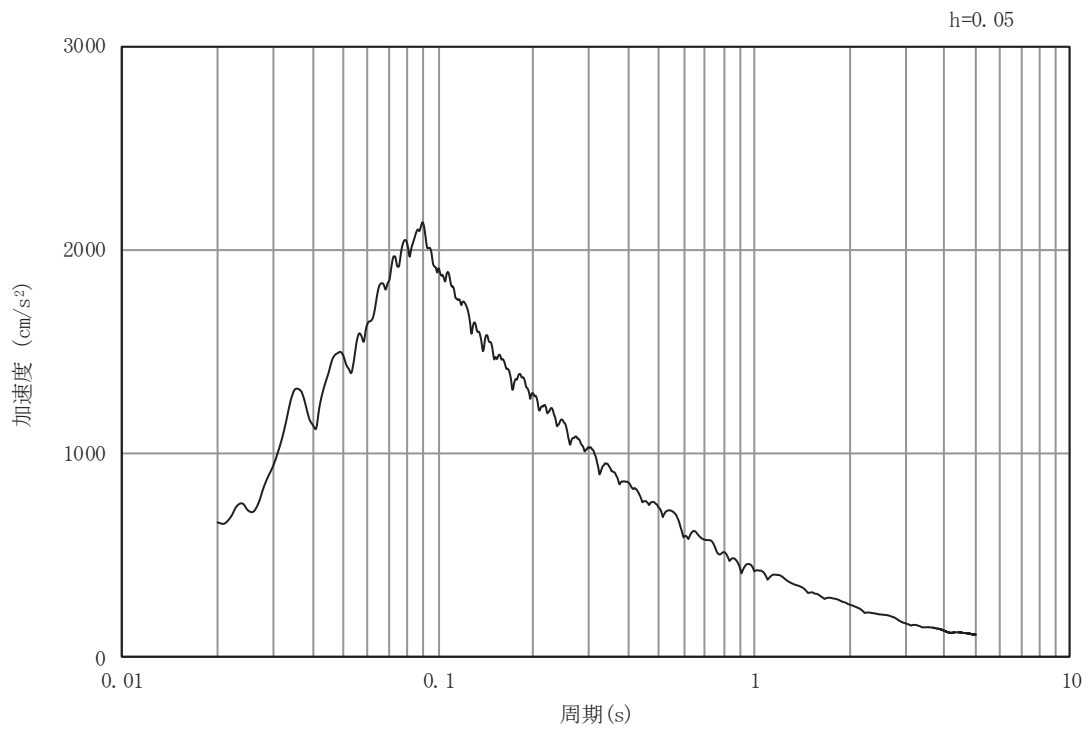


(b) 加速度応答スペクトル

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
(鉛直成分：S s - D 2)

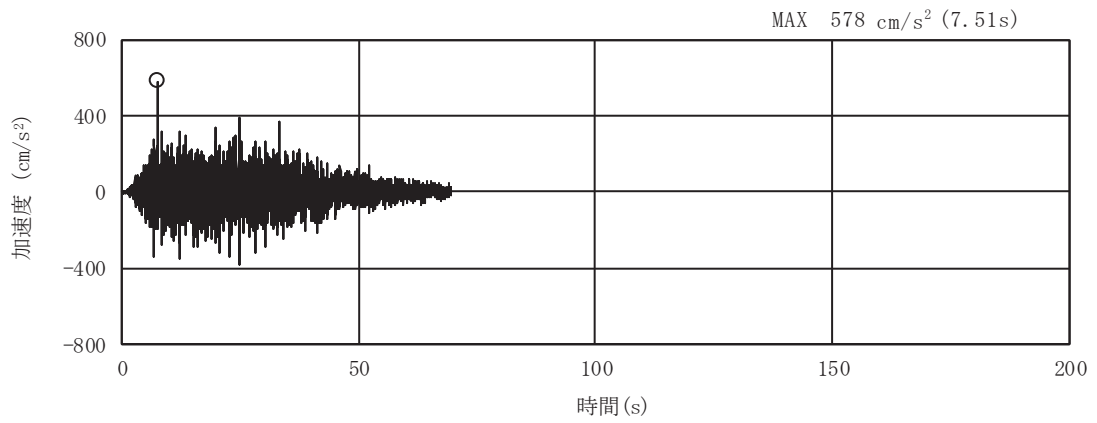


(a) 加速度時刻歴波形

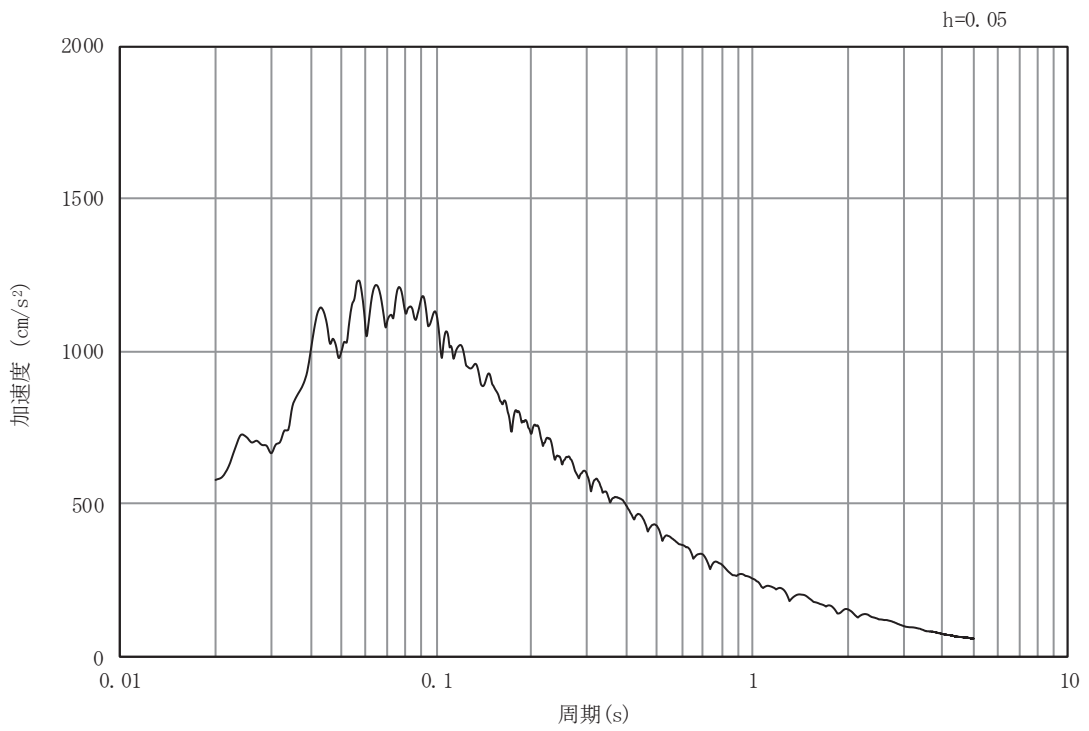


(b) 加速度応答スペクトル

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
(水平成分：S s - D 3)

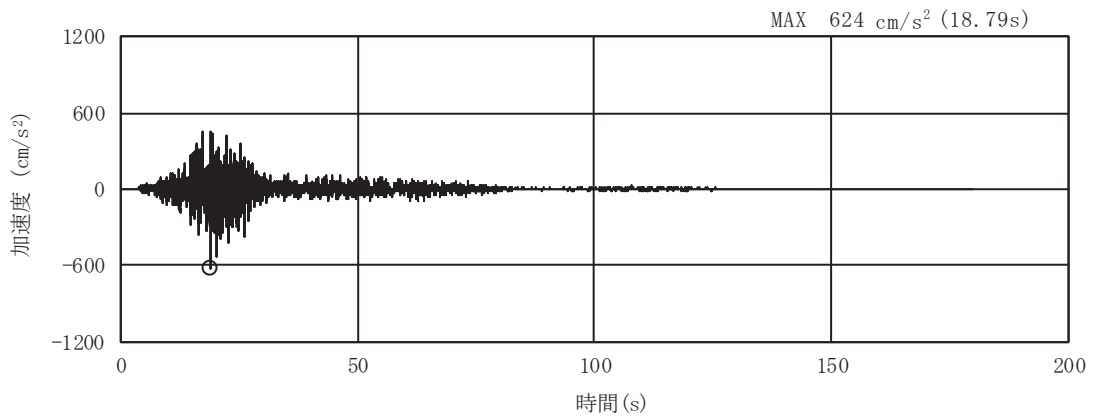


(a) 加速度時刻歴波形

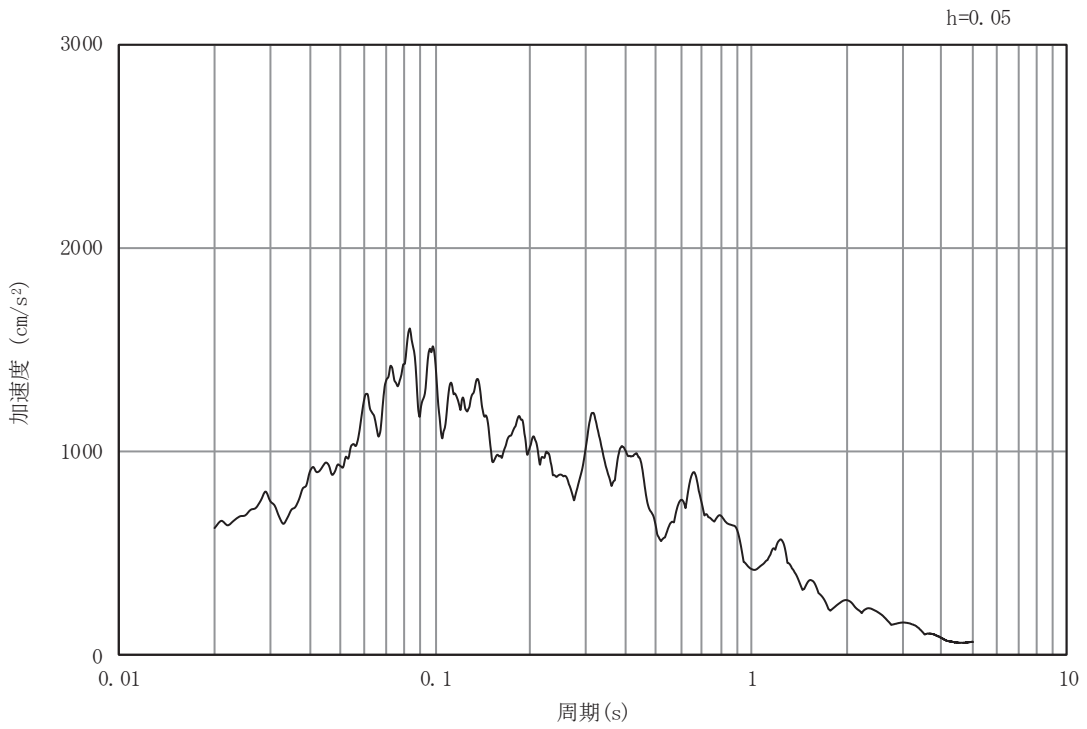


(b) 加速度応答スペクトル

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
(鉛直成分：S s - D 3)

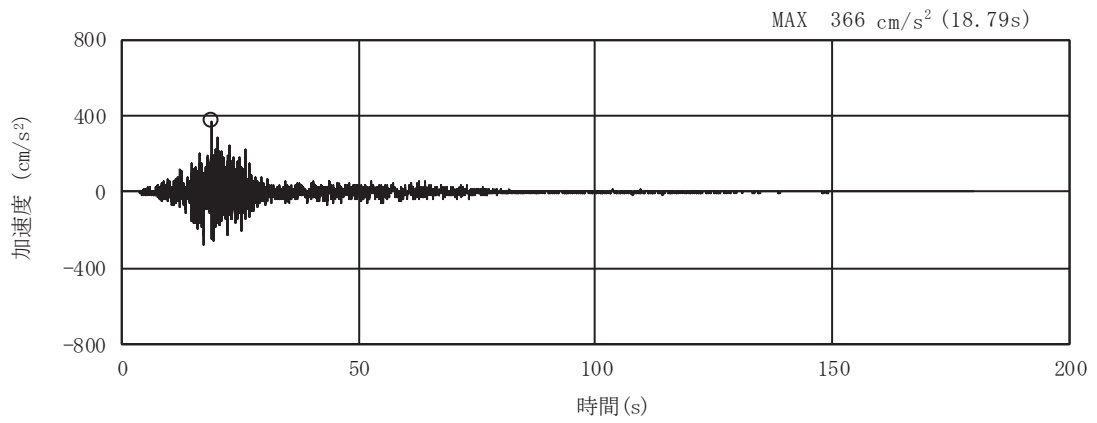


(a) 加速度時刻歴波形

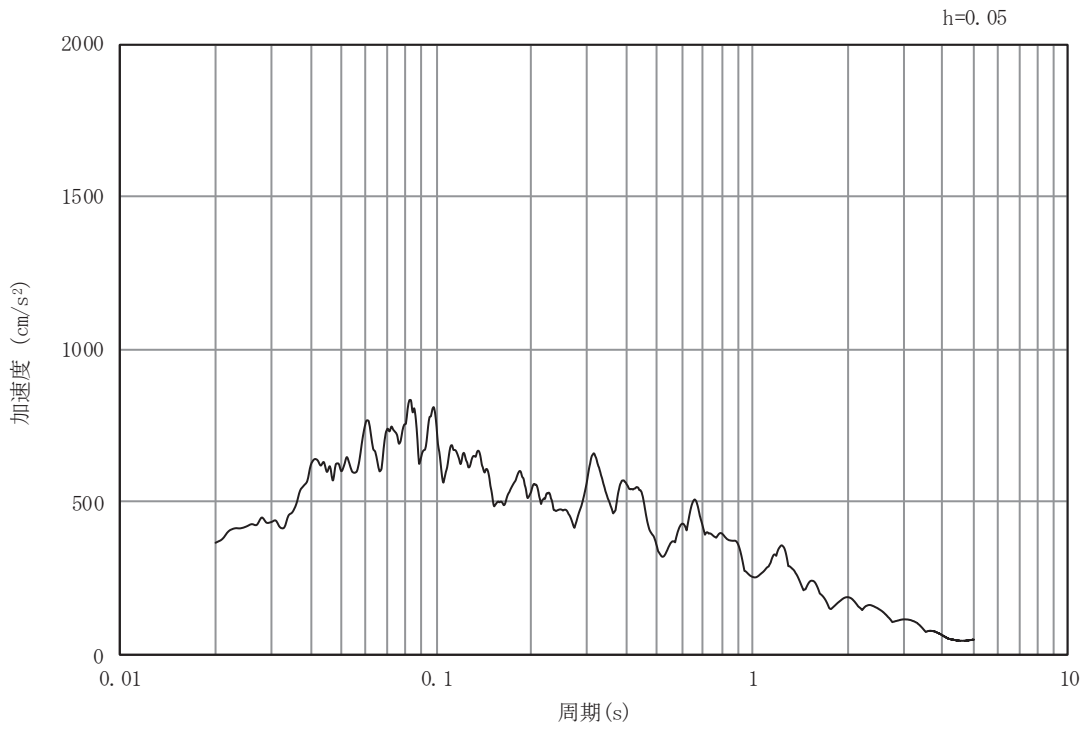


(b) 加速度応答スペクトル

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
(水平成分：S s - F 1)

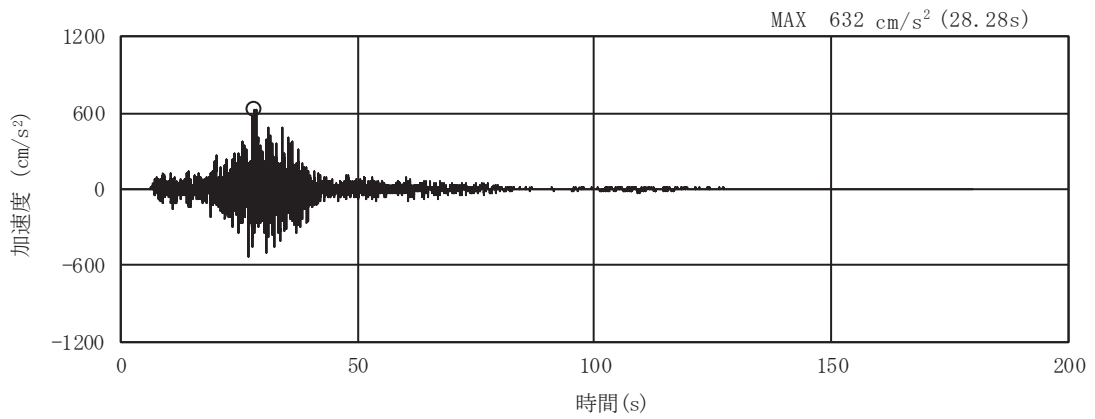


(a) 加速度時刻歴波形

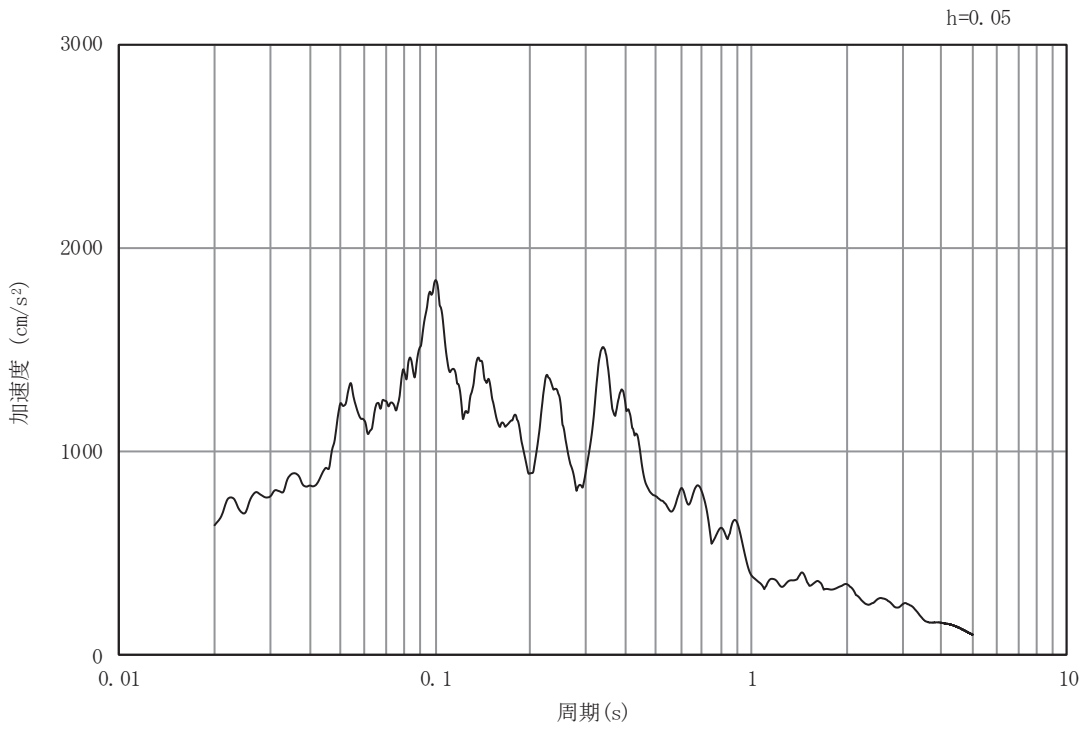


(b) 加速度応答スペクトル

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
(鉛直成分：S s - F 1)

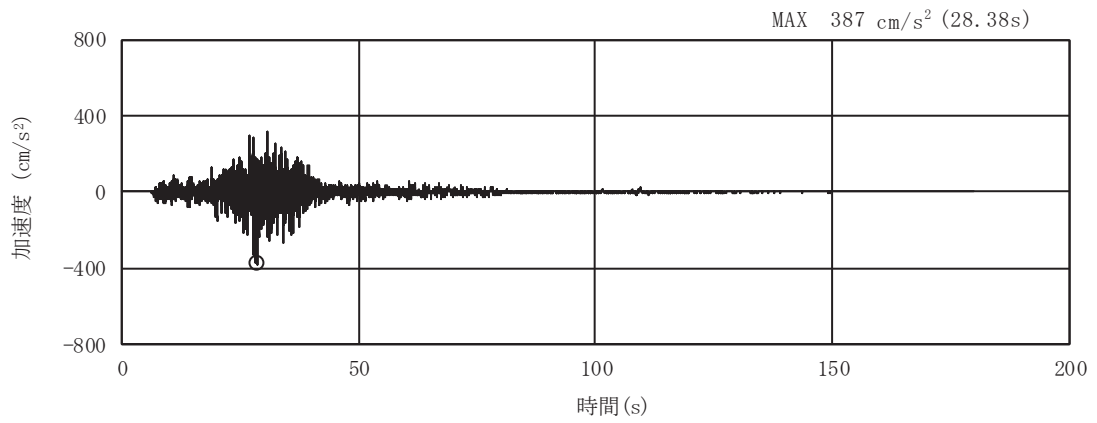


(a) 加速度時刻歴波形

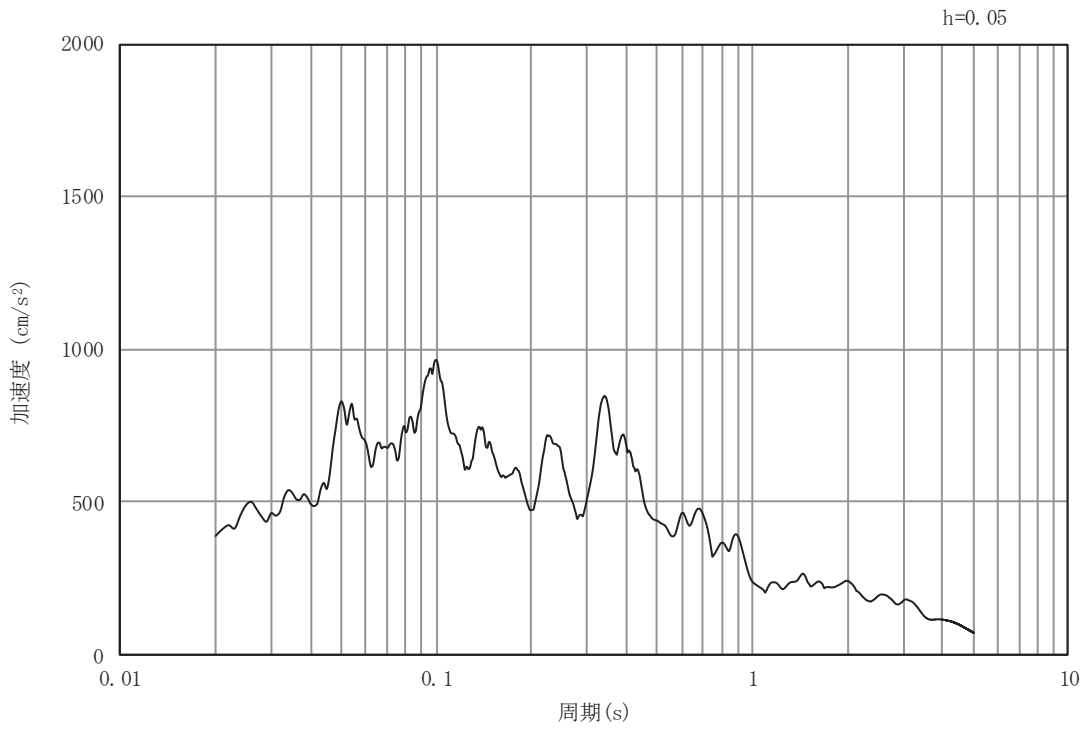


(b) 加速度応答スペクトル

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
(水平成分：S s - F 2)

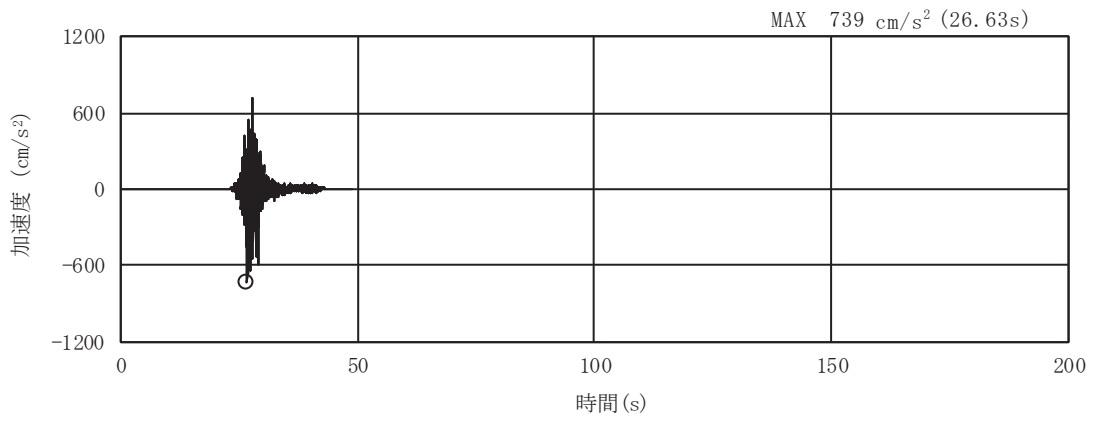


(a) 加速度時刻歴波形

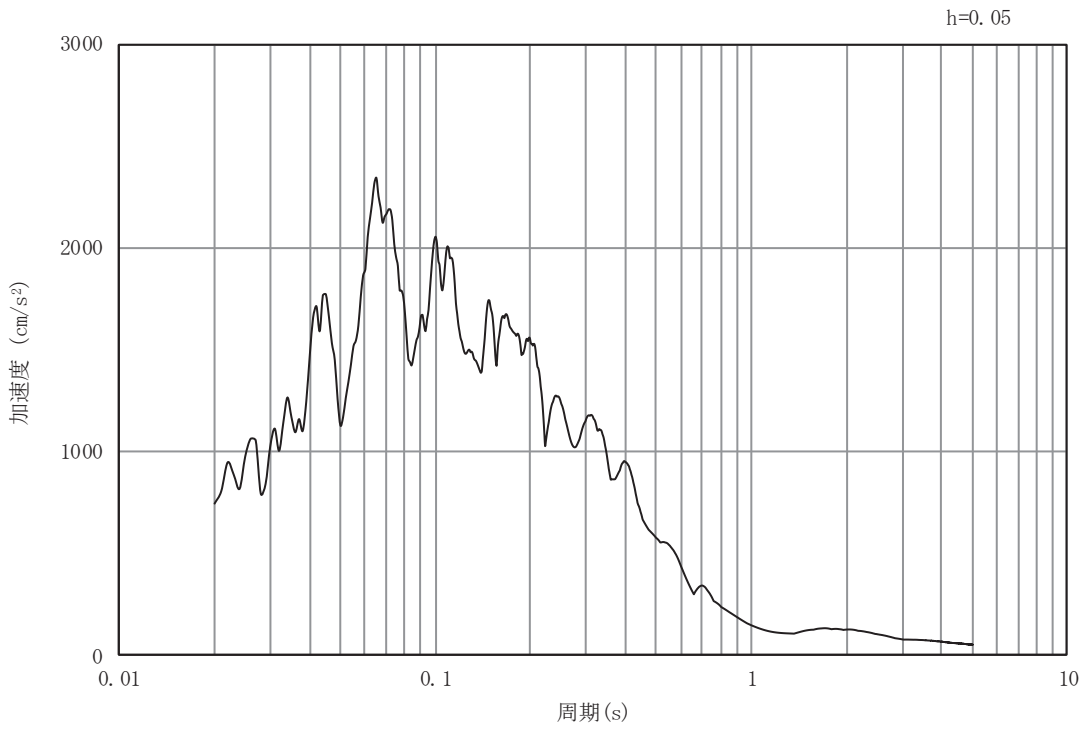


(b) 加速度応答スペクトル

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
(鉛直成分：S s - F 2)

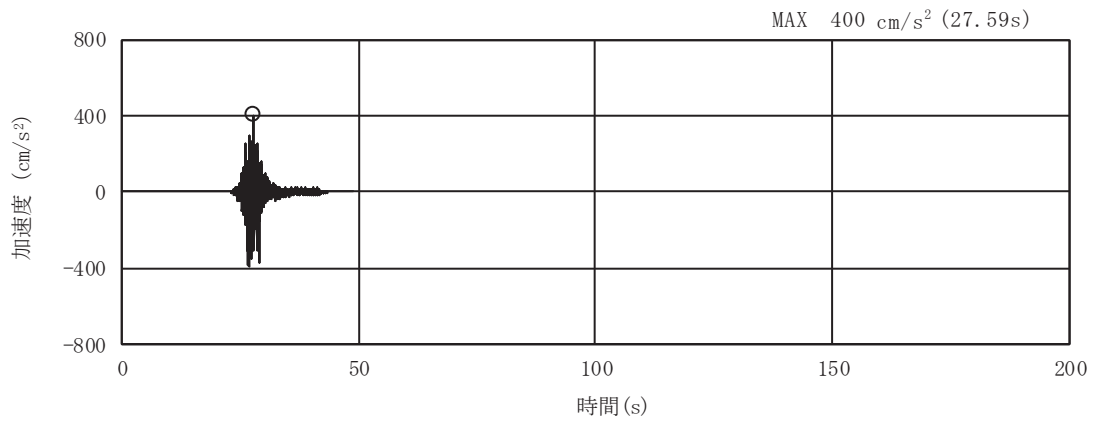


(a) 加速度時刻歴波形

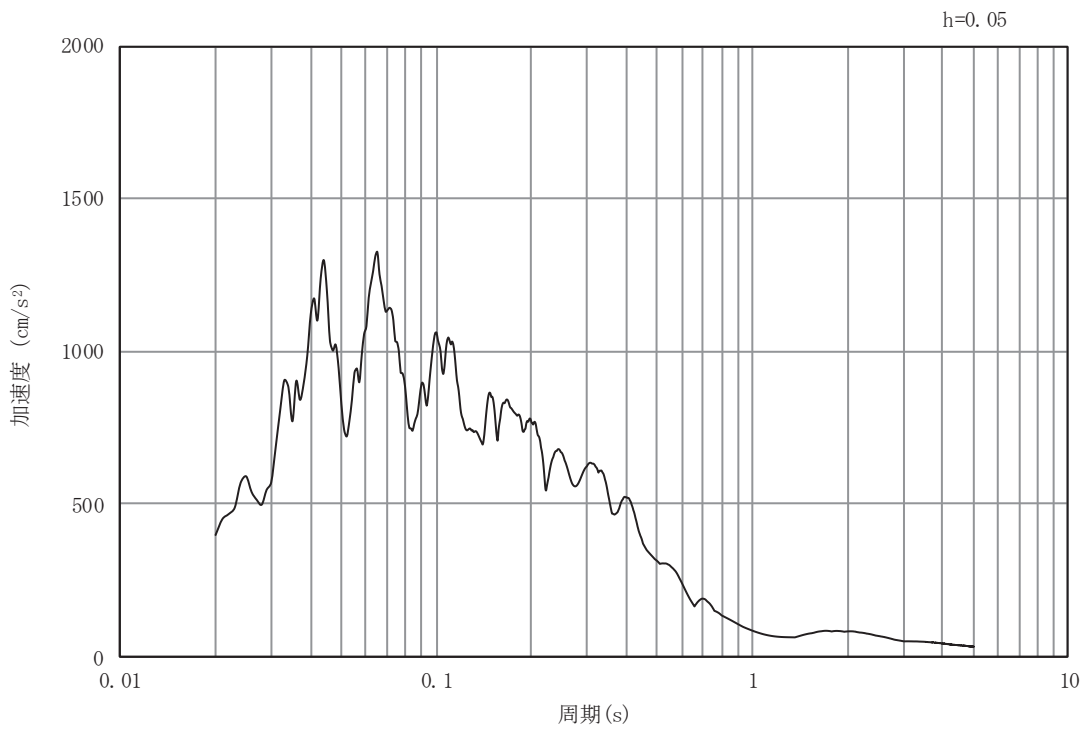


(b) 加速度応答スペクトル

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
(水平成分：S s - F 3)

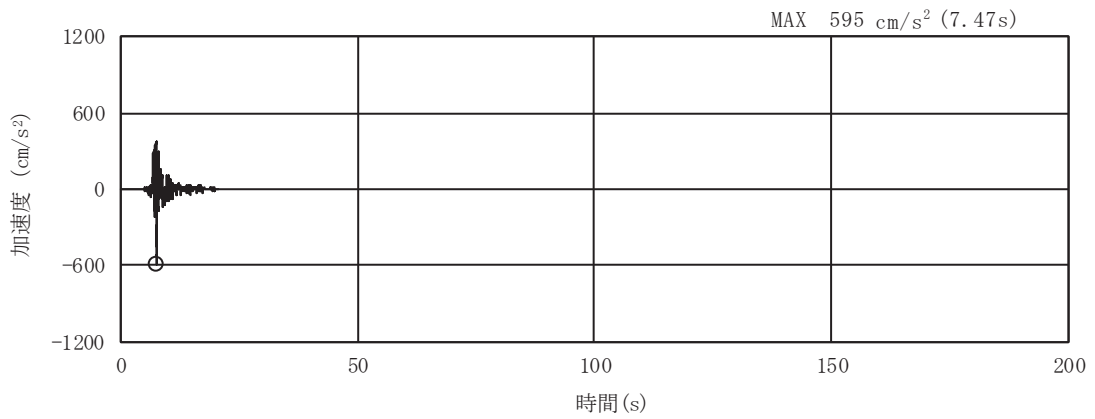


(a) 加速度時刻歴波形

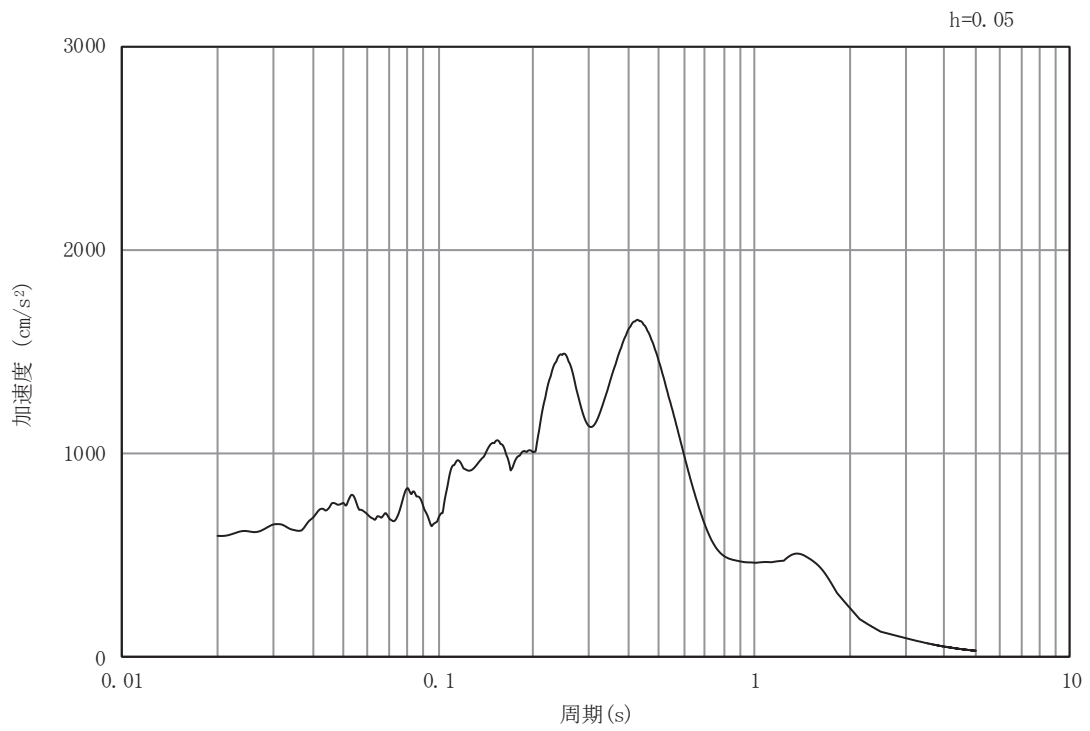


(b) 加速度応答スペクトル

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
(鉛直成分：S s - F 3)

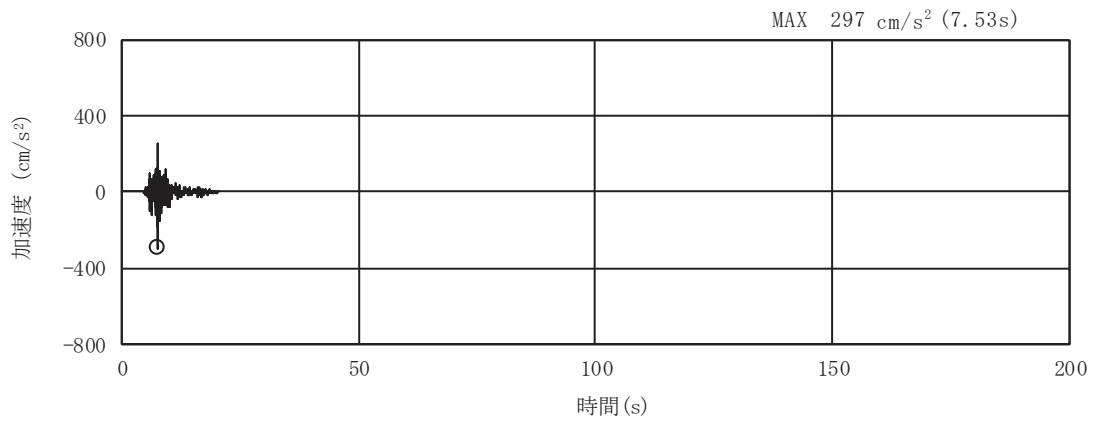


(a) 加速度時刻歴波形

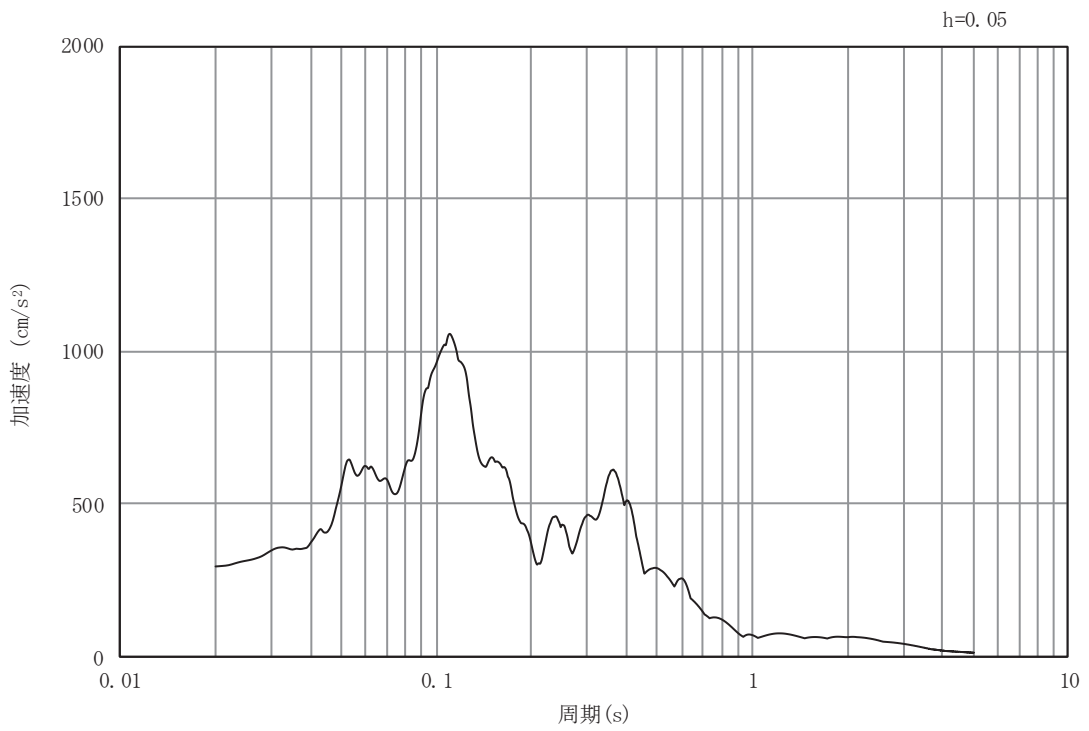


(b) 加速度応答スペクトル

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
(水平成分：S s - N 1)

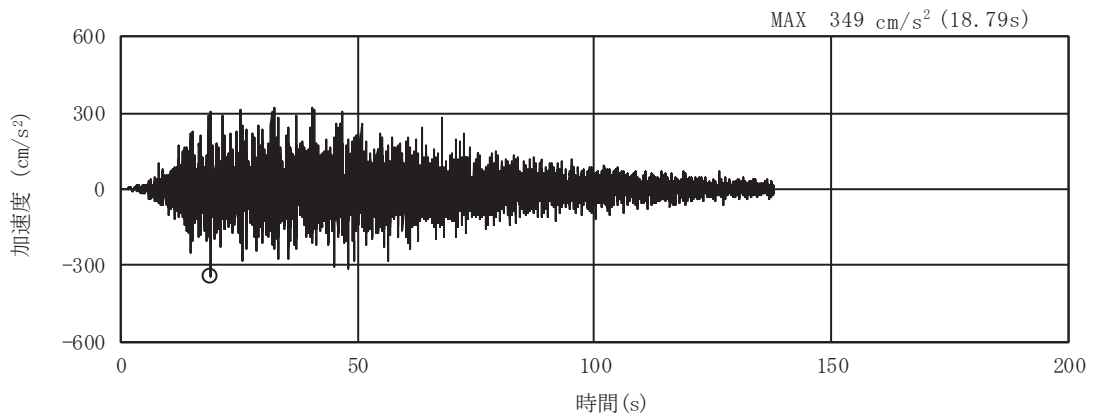


(a) 加速度時刻歴波形

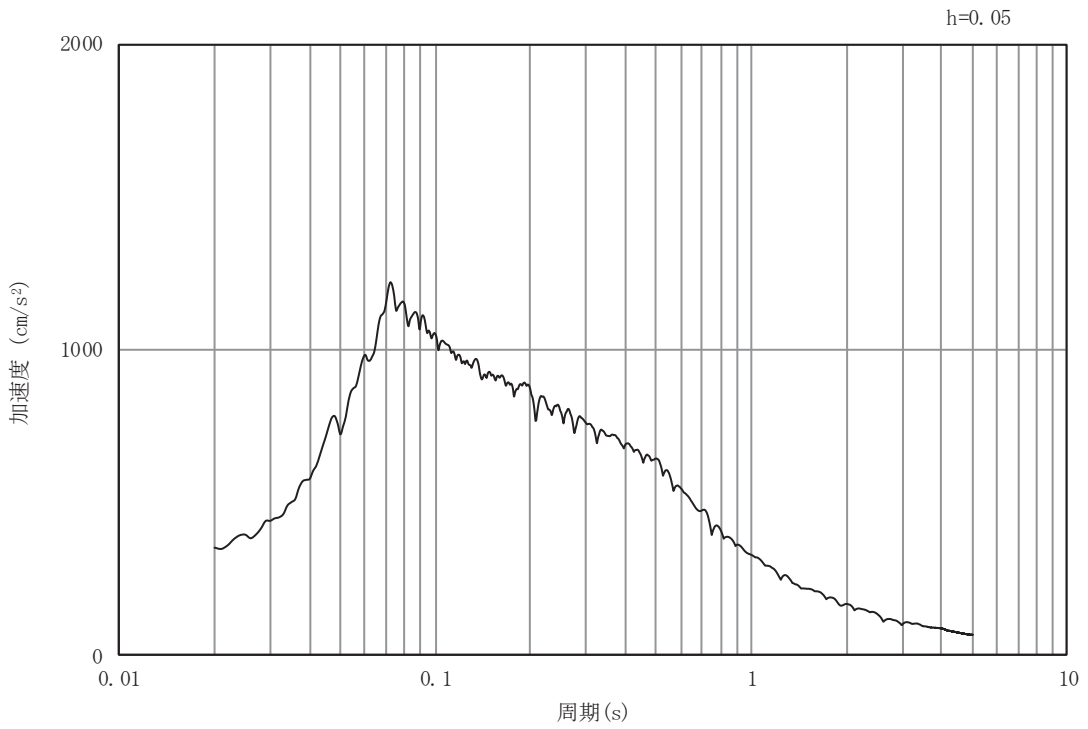


(b) 加速度応答スペクトル

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
(鉛直成分：S s - N 1)

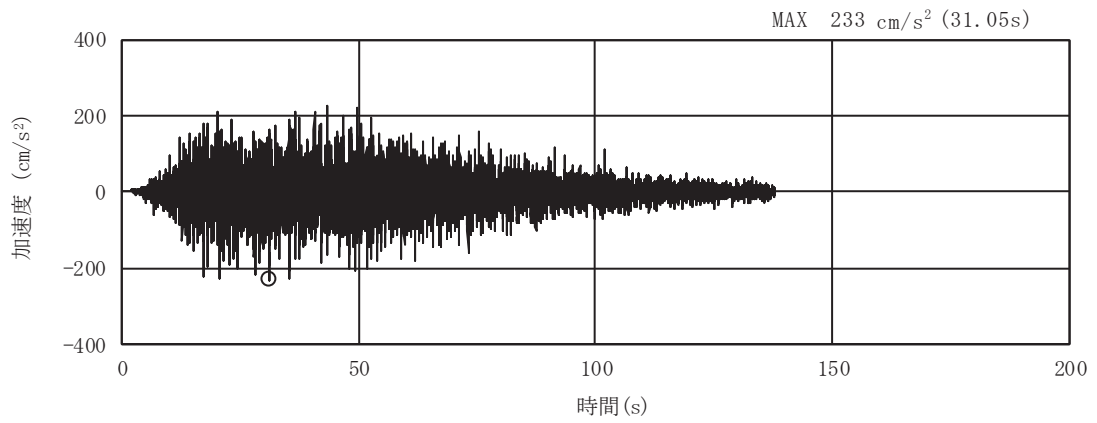


(a) 加速度時刻歴波形

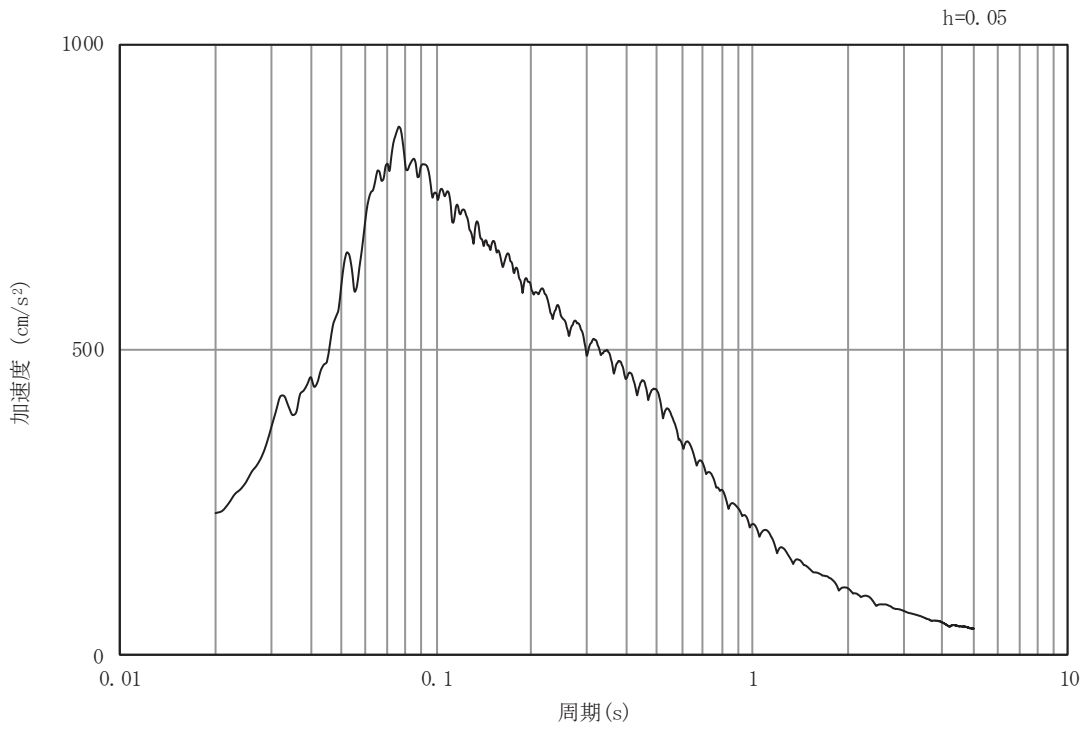


(b) 加速度応答スペクトル

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
(水平成分：S d - D 1)

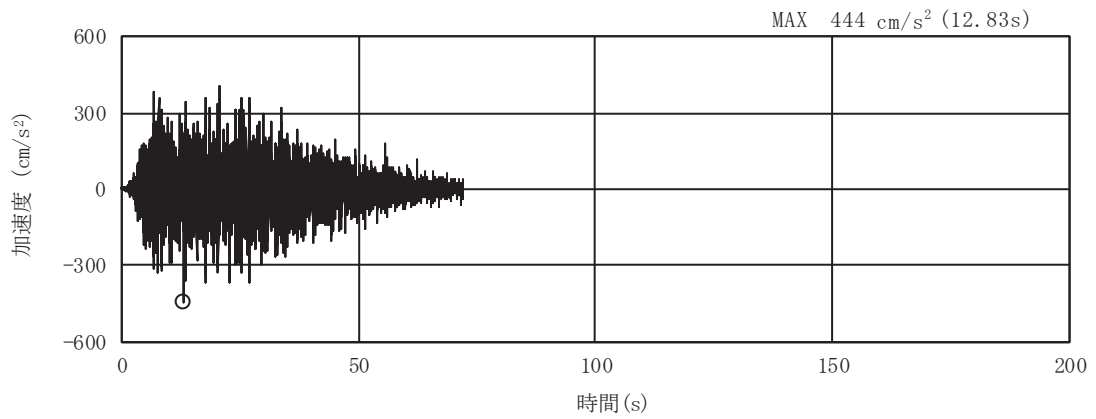


(a) 加速度時刻歴波形

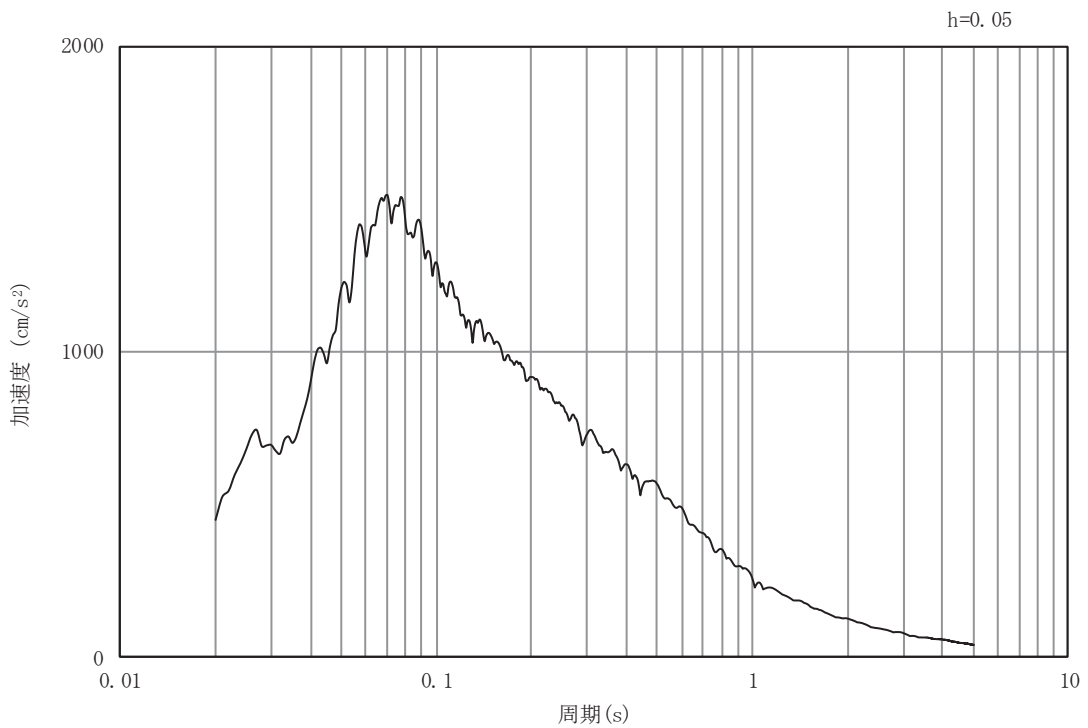


(b) 加速度応答スペクトル

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
(鉛直成分：S d - D 1)

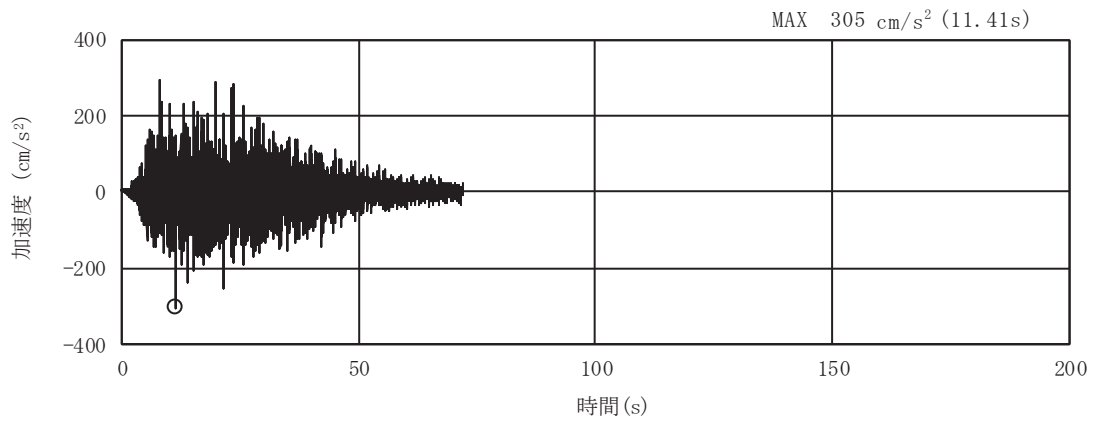


(a) 加速度時刻歴波形

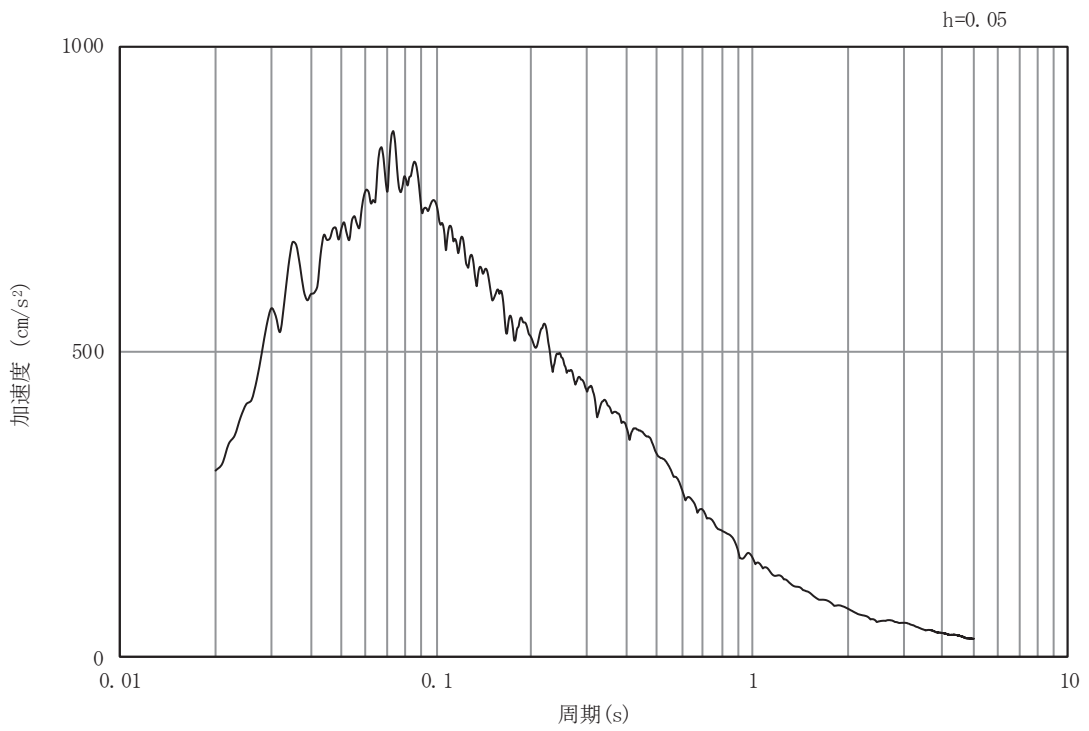


(b) 加速度応答スペクトル

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
(水平成分：S d - D 2)

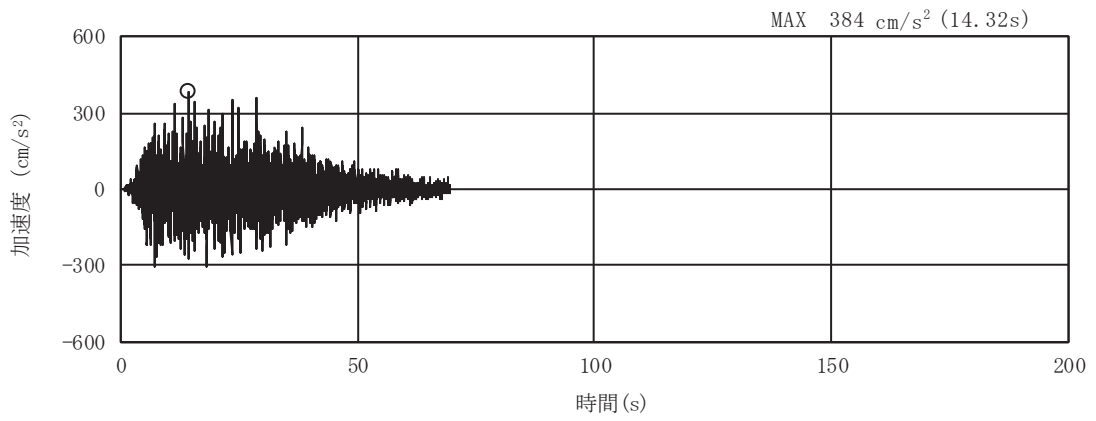


(a) 加速度時刻歴波形

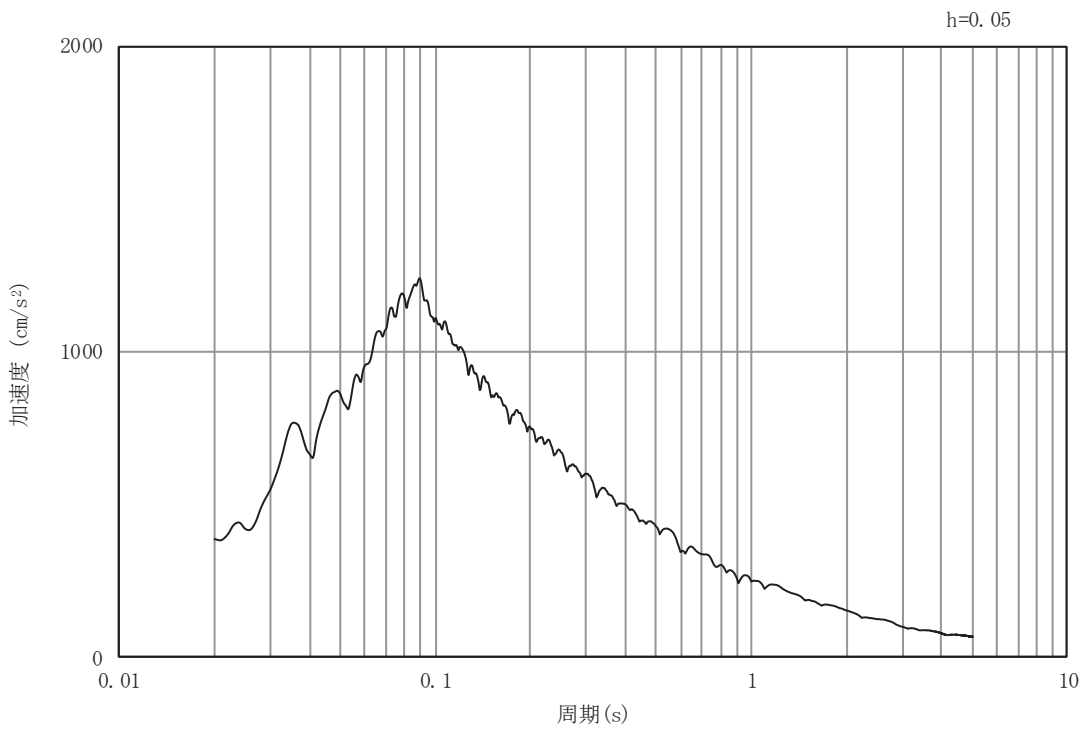


(b) 加速度応答スペクトル

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
(鉛直成分：S d - D 2)

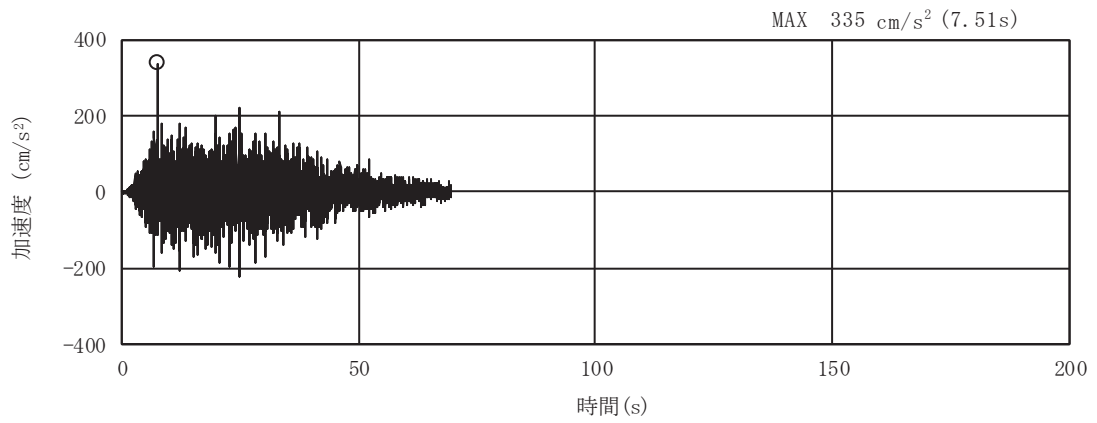


(a) 加速度時刻歴波形

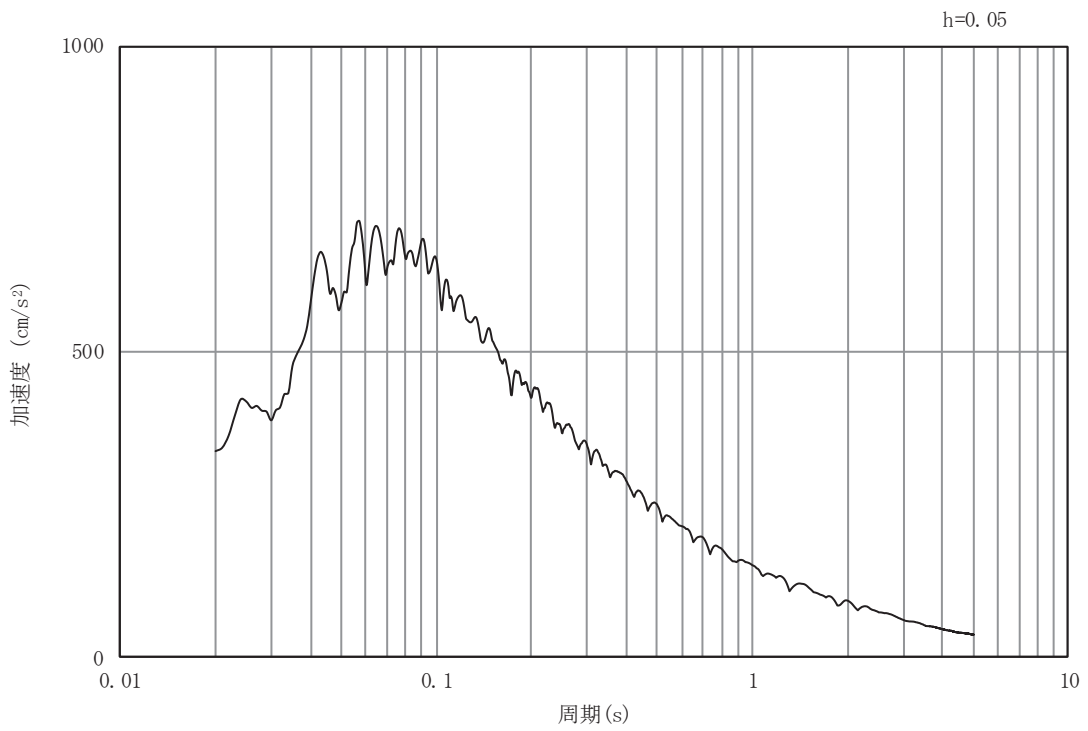


(b) 加速度応答スペクトル

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
(水平成分：S d - D 3)

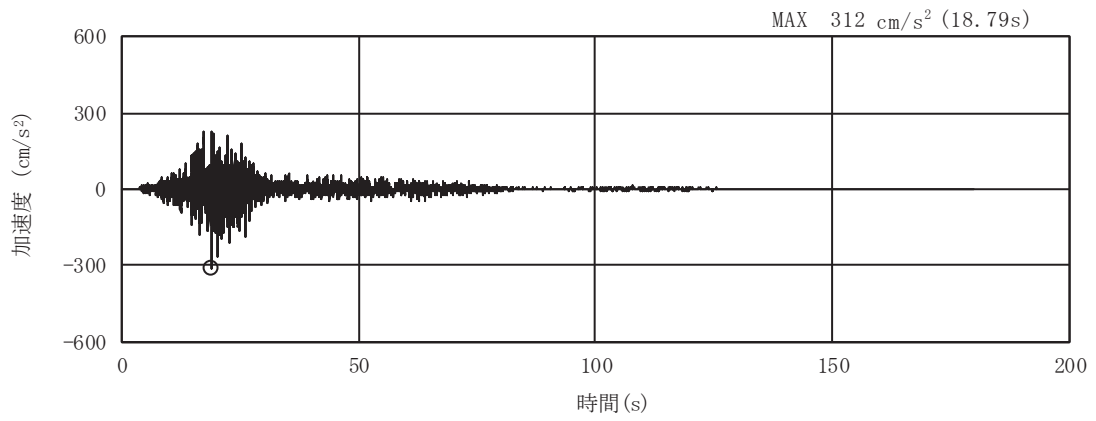


(a) 加速度時刻歴波形

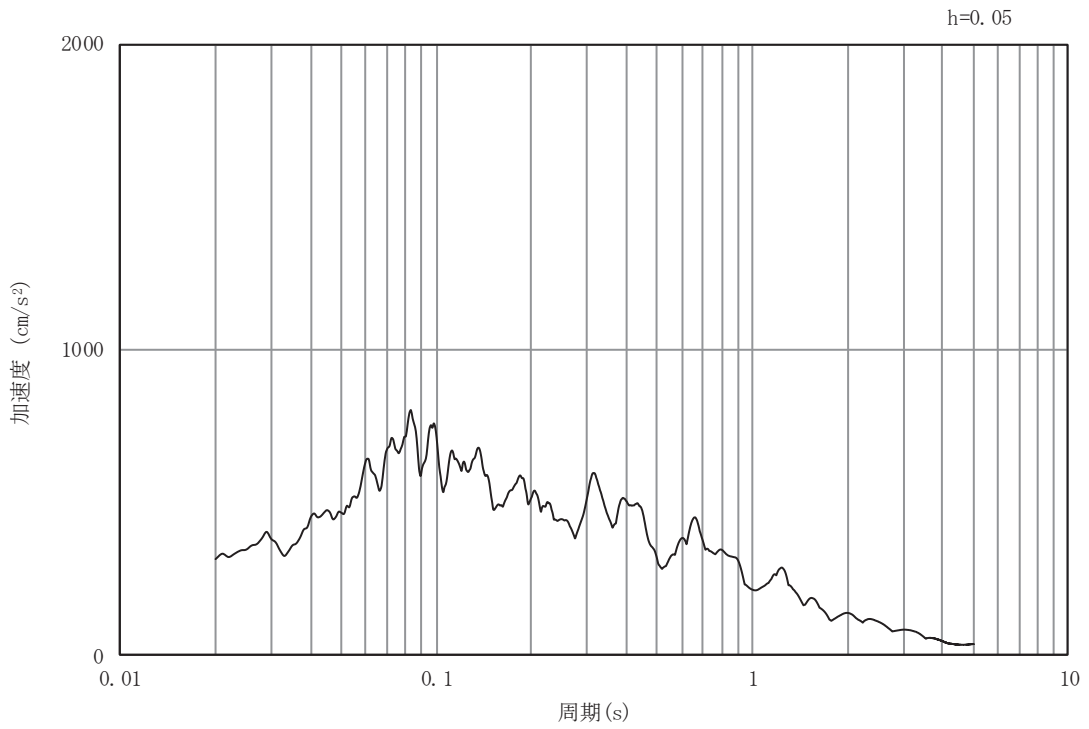


(b) 加速度応答スペクトル

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
(鉛直成分：S d - D 3)

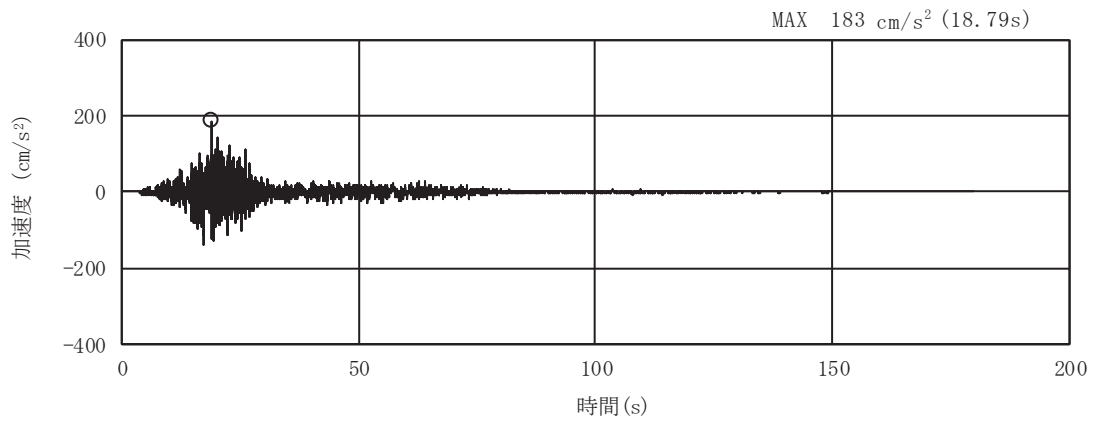


(a) 加速度時刻歴波形

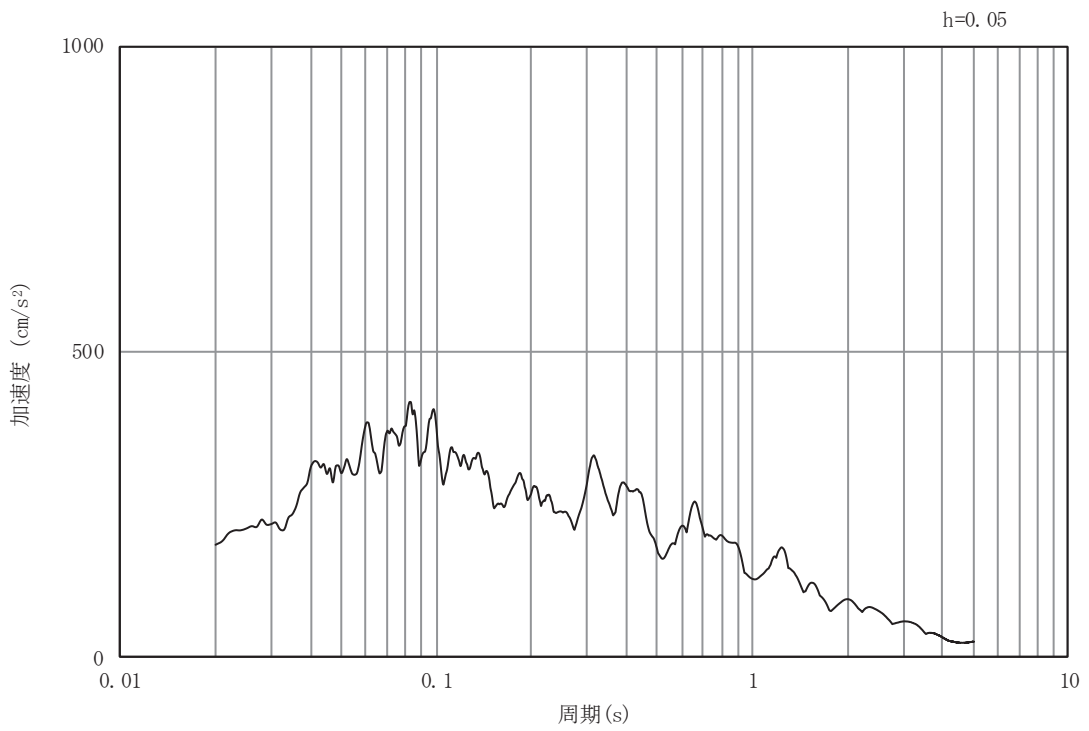


(b) 加速度応答スペクトル

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
(水平成分：S d - F 1)

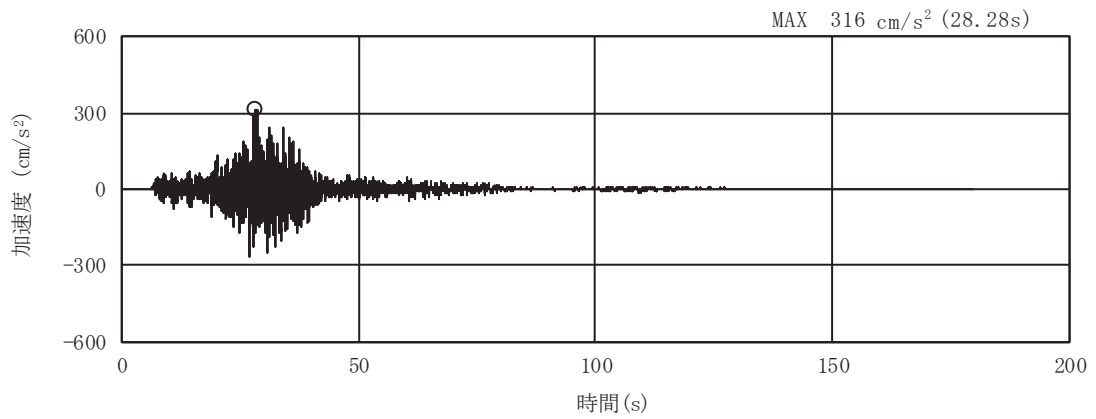


(a) 加速度時刻歴波形

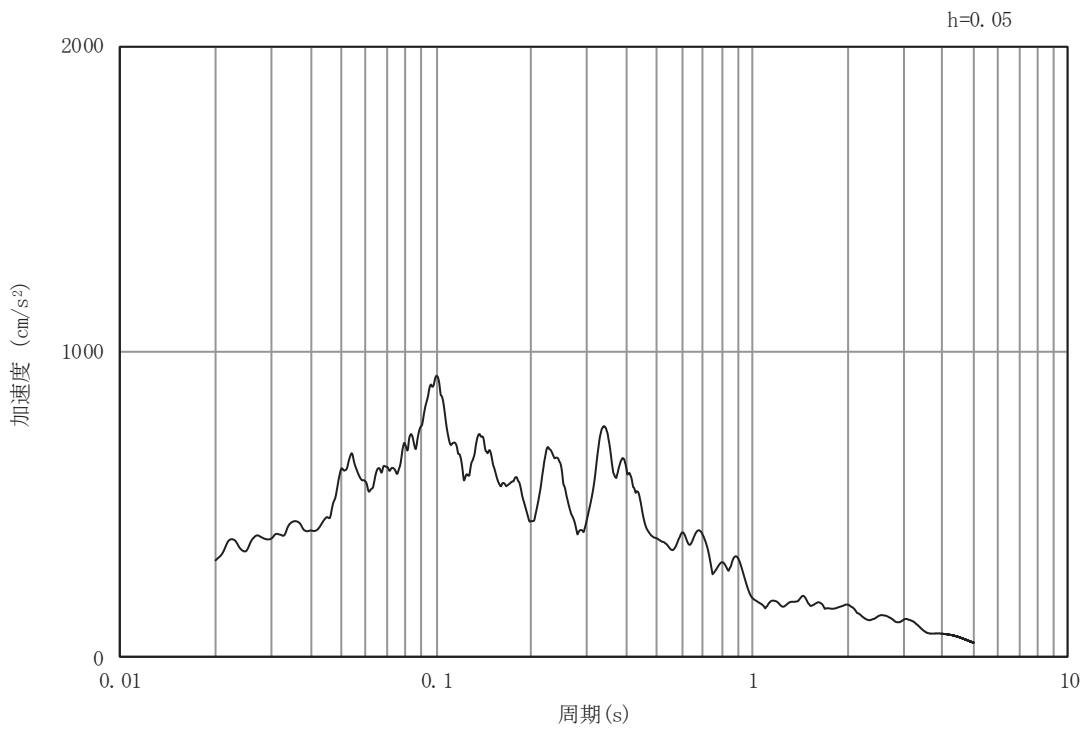


(b) 加速度応答スペクトル

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
(鉛直成分：S d - F 1)

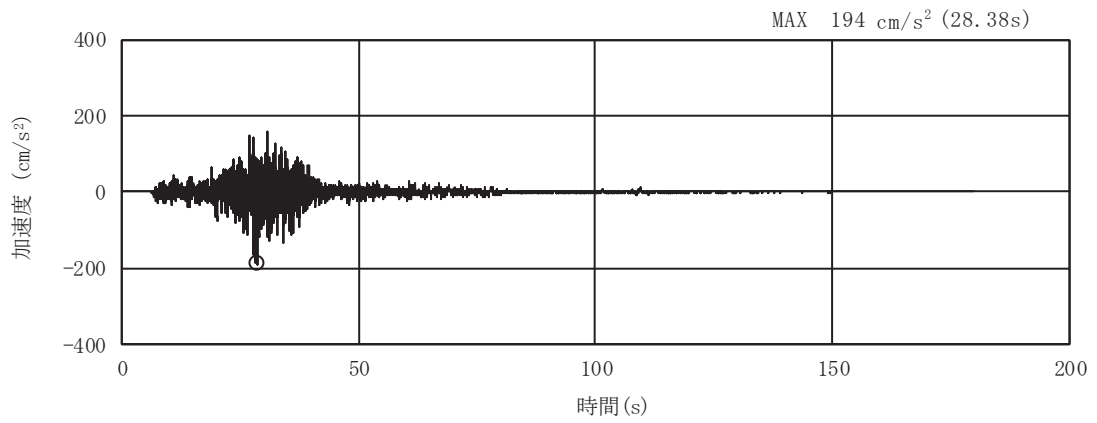


(a) 加速度時刻歴波形

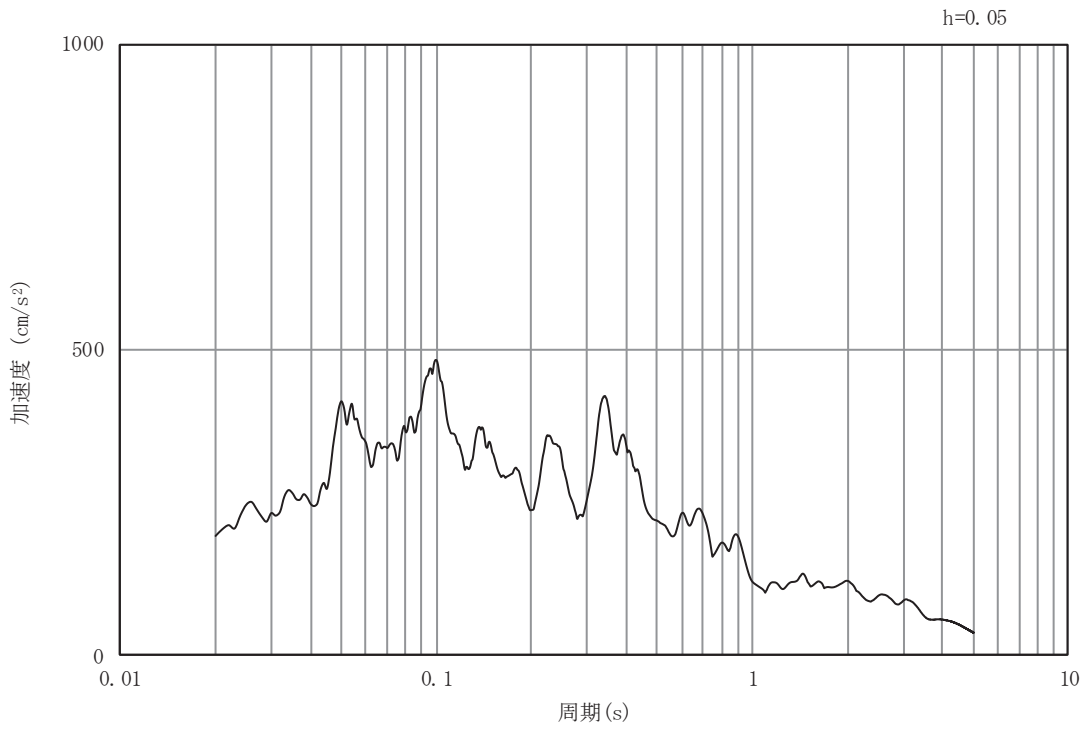


(b) 加速度応答スペクトル

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
(水平成分：S d - F 2)

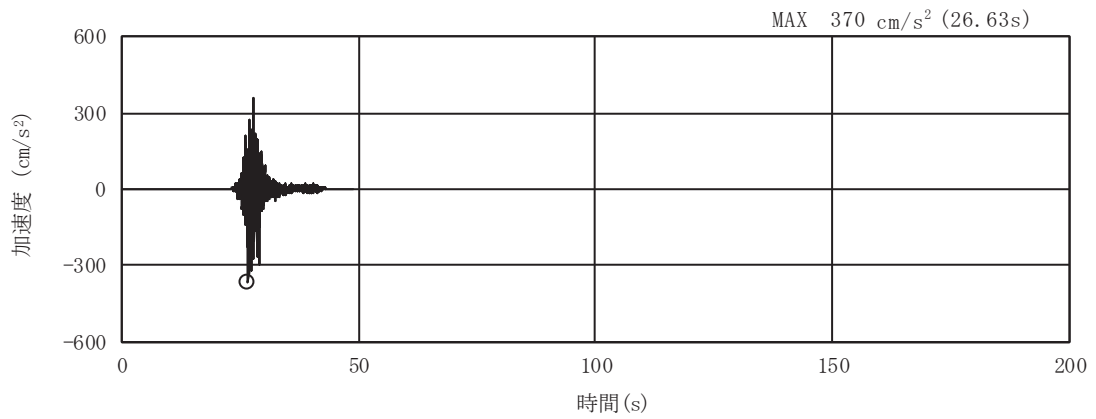


(a) 加速度時刻歴波形

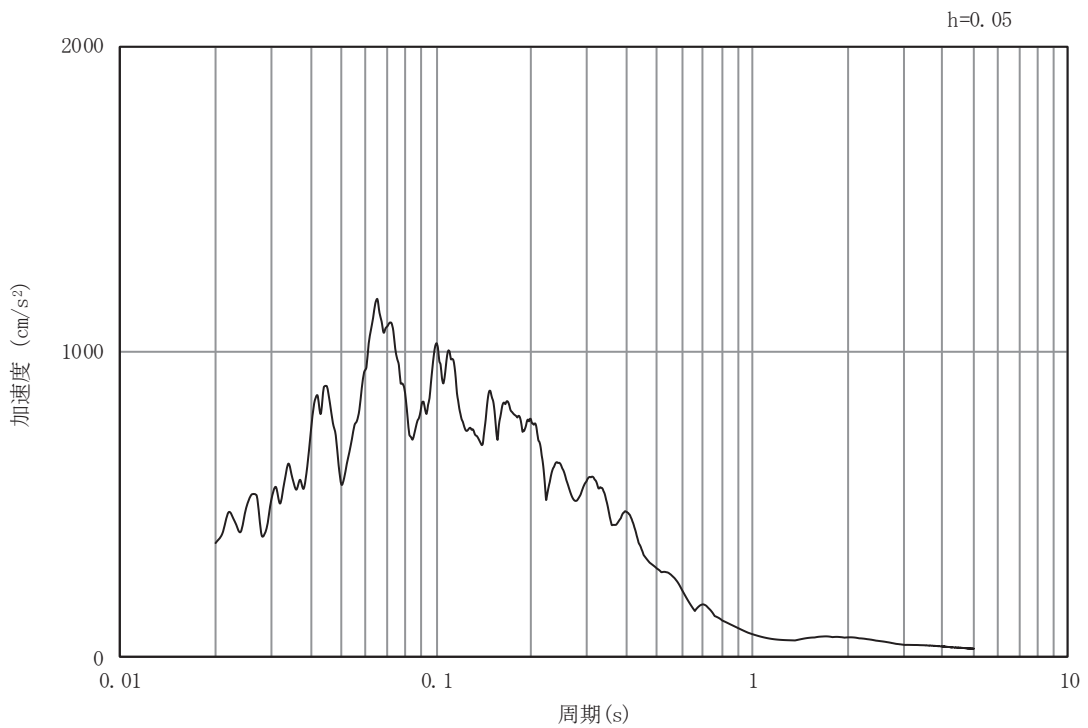


(b) 加速度応答スペクトル

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
(鉛直成分：S d - F 2)

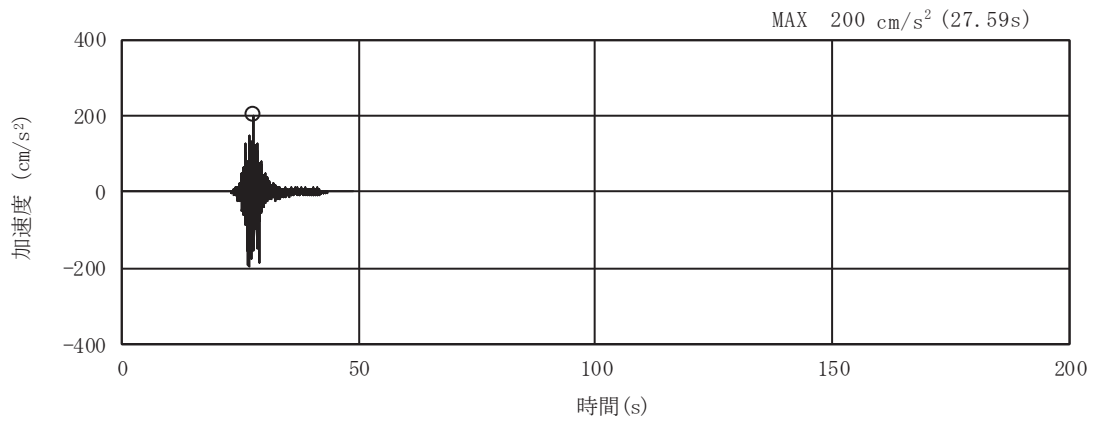


(a) 加速度時刻歴波形

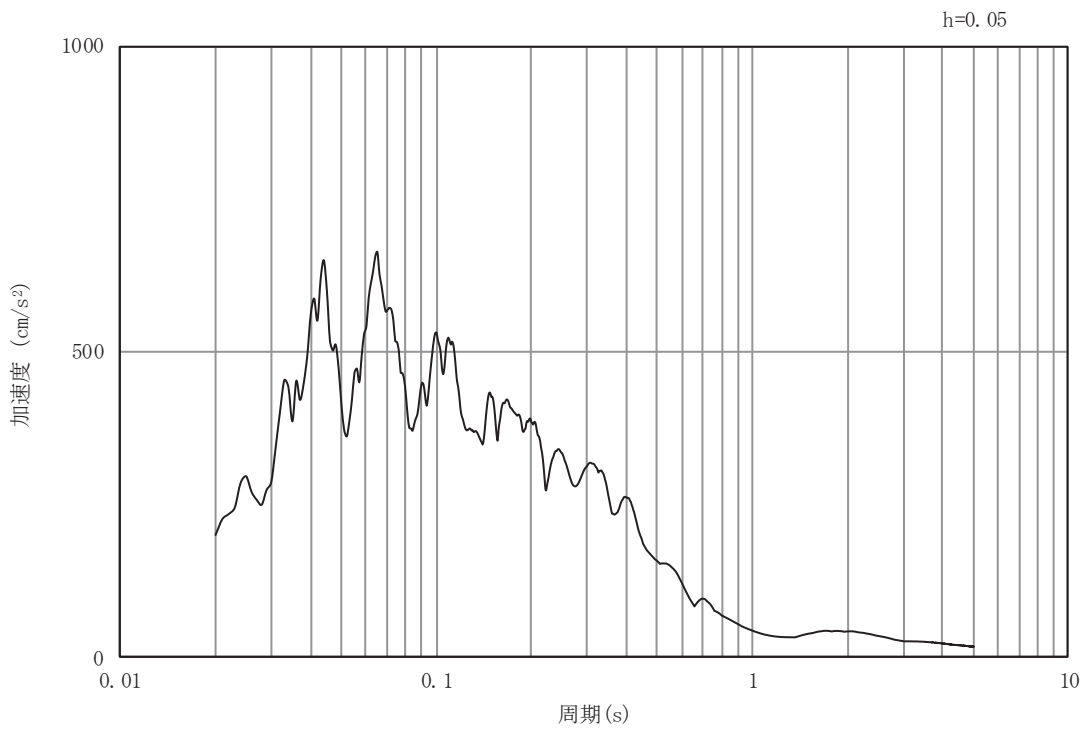


(b) 加速度応答スペクトル

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
(水平成分：S d - F 3)

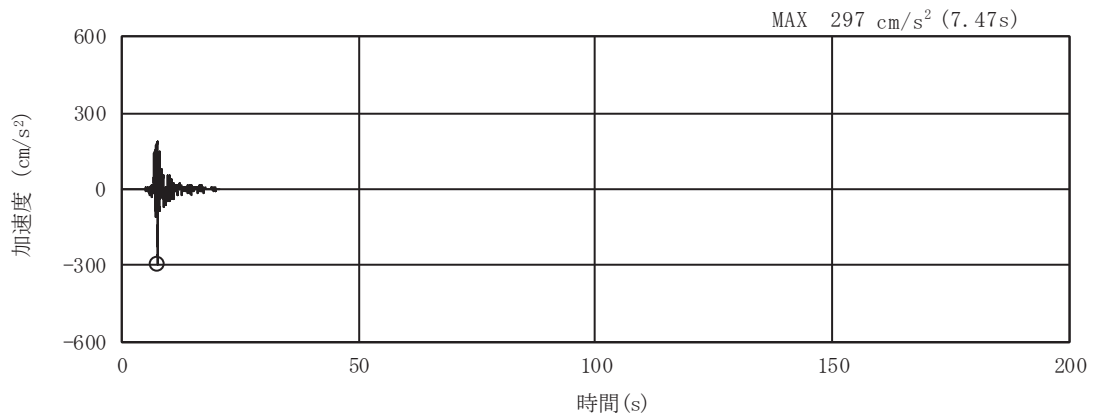


(a) 加速度時刻歴波形

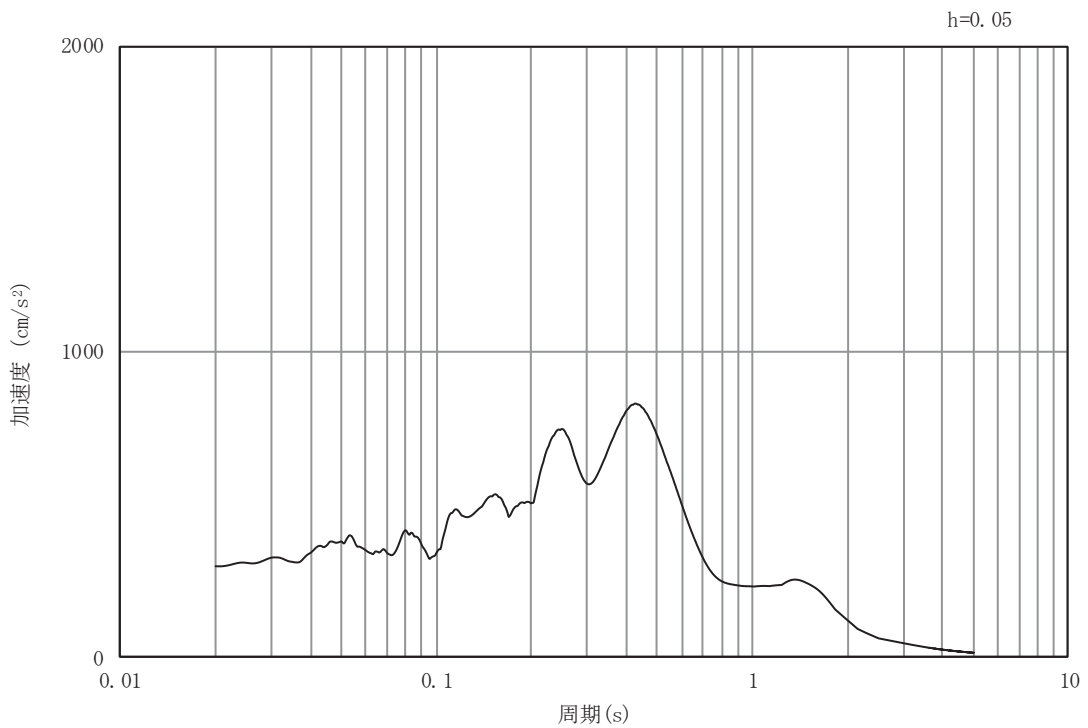


(b) 加速度応答スペクトル

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
(鉛直成分：S d - F 3)

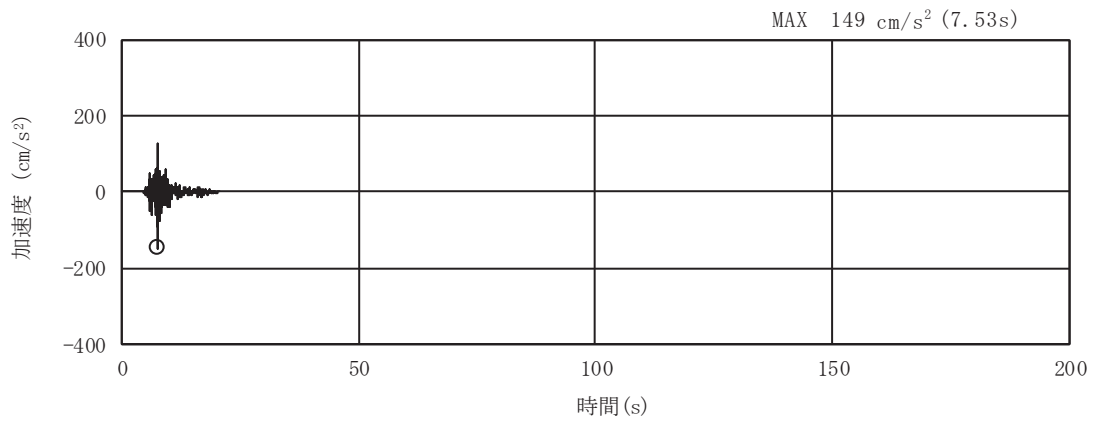


(a) 加速度時刻歴波形

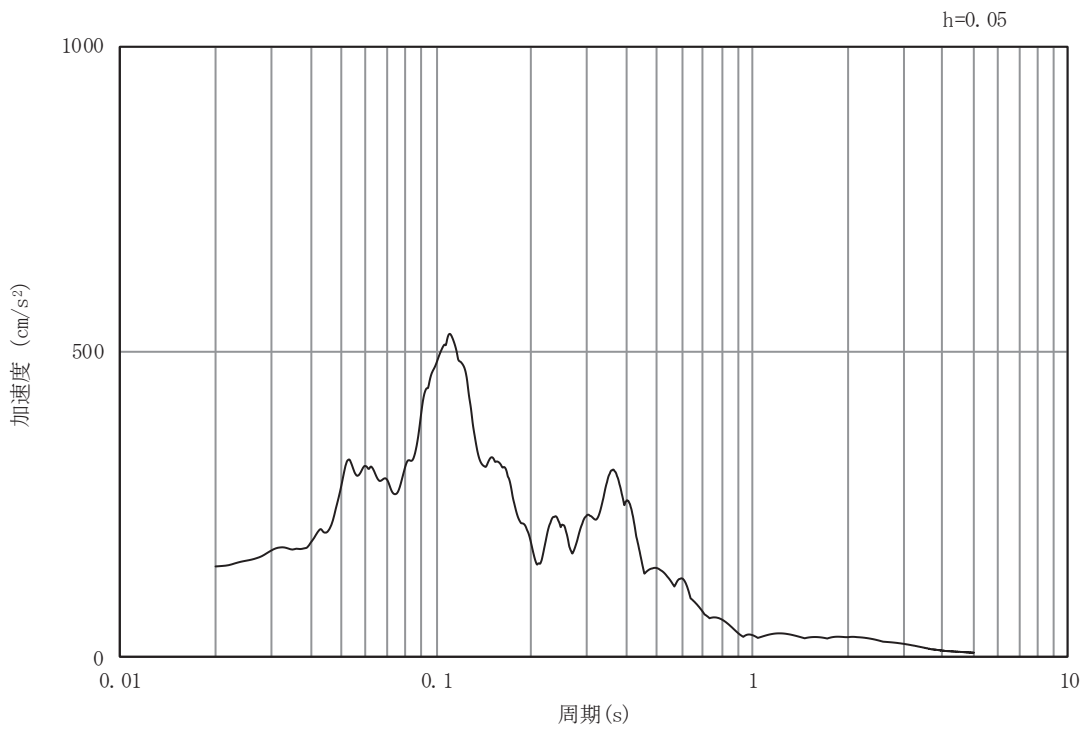


(b) 加速度応答スペクトル

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
(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
(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

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、隔壁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、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 ，主筋：1725 μ ）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 主筋（SD345）：1725 μ *2

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

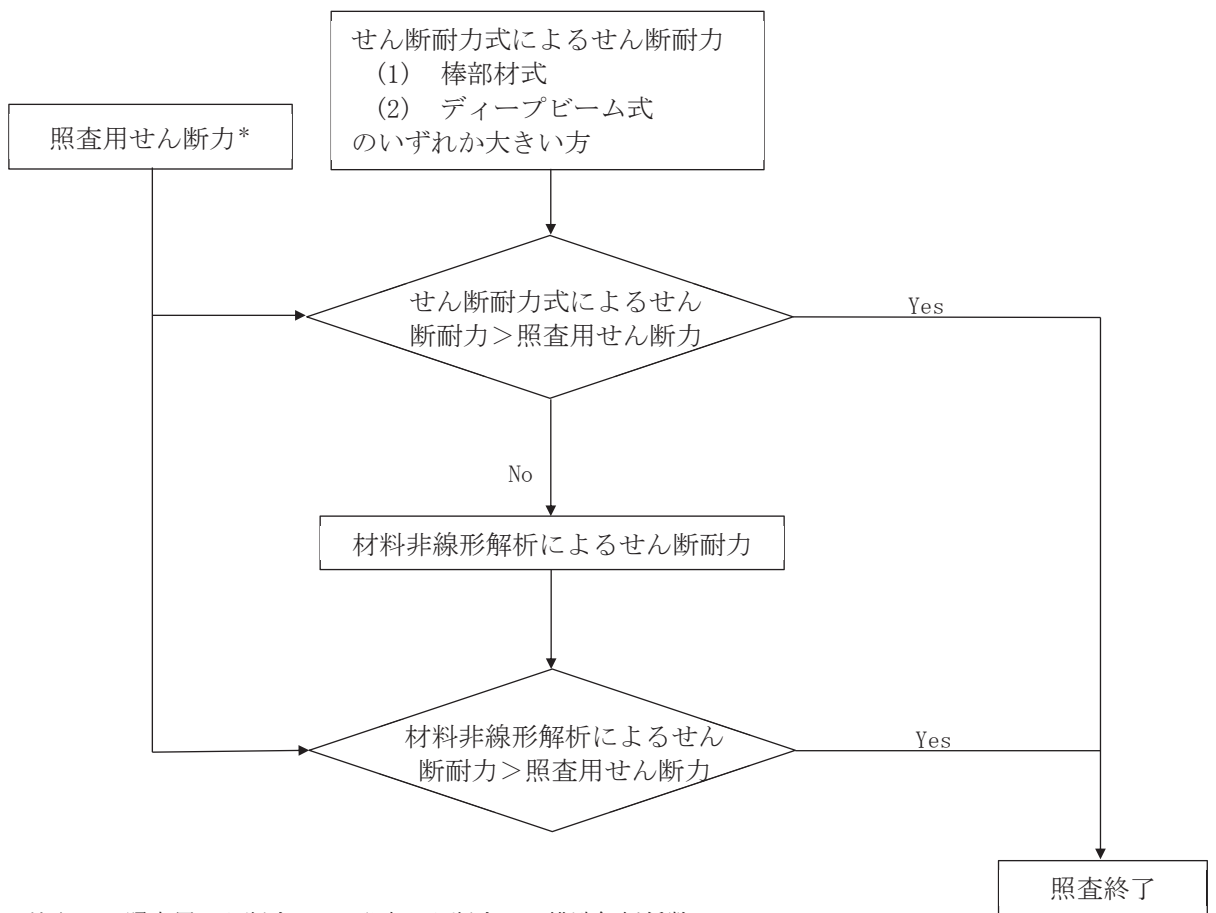
ここで、 γ_i ：構造物係数($\gamma_i=1.0$)
 ε_R ：限界ひずみ
 ε_d ：照査用ひずみ($\varepsilon_d=\gamma_a \cdot \varepsilon$)
 γ_a ：構造解析係数($\gamma_a=1.2$)
 ε ：発生ひずみ

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）

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「(1) 棒部材式」、「(2) 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

(1) 棒部材式

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

ここで, V_{yd} : せん断耐力
 V_{cd} : コンクリートが分担するせん断耐力
 V_{sd} : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

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

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

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

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

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

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

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

ここで, f'_{cd} : 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'_{ck} を材料係数 γ_{mc} 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

γ_{bc} : 部材係数

γ_{mc} : 材料係数

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

A_w : 区間 s におけるせん断補強鉄筋の総断面積

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/mm^2 以下とする。ただし、コンクリート圧縮強度の特性値 f'_{ck} が 60N/mm^2 以上のときは 800N/mm^2 以下とする。

α : せん断補強鉄筋と部材軸のなす角度

s : せん断補強鉄筋の配置間隔

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

γ_{bs} : 部材係数

γ_{ms} : 材料係数

(2) ディープビーム式

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

ここで、 V_{ydd} : せん断耐力

V_{cdd} : コンクリートが分担するせん断耐力

V_{sdd} : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

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

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

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

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

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

ここで、 γ_{bc} : 部材係数

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

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

ここで、 p_{wb} : 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4-2に示すとおり、複数の安全係数が見込まれていることから、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施することが可能である。

表4-2 せん断耐力式による評価において考慮している安全係数

安全係数			せん断照査		内容
			応答値算定	限界値算定	
材料係数	コンクリート	γ_{mc}	1.0	1.3	コンクリートの特性値（圧縮強度）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。

軽油タンク連絡ダクトは、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。

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4-3及び表4-4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 4-3 材料非線形解析の位置付け (土木学会マニュアル)

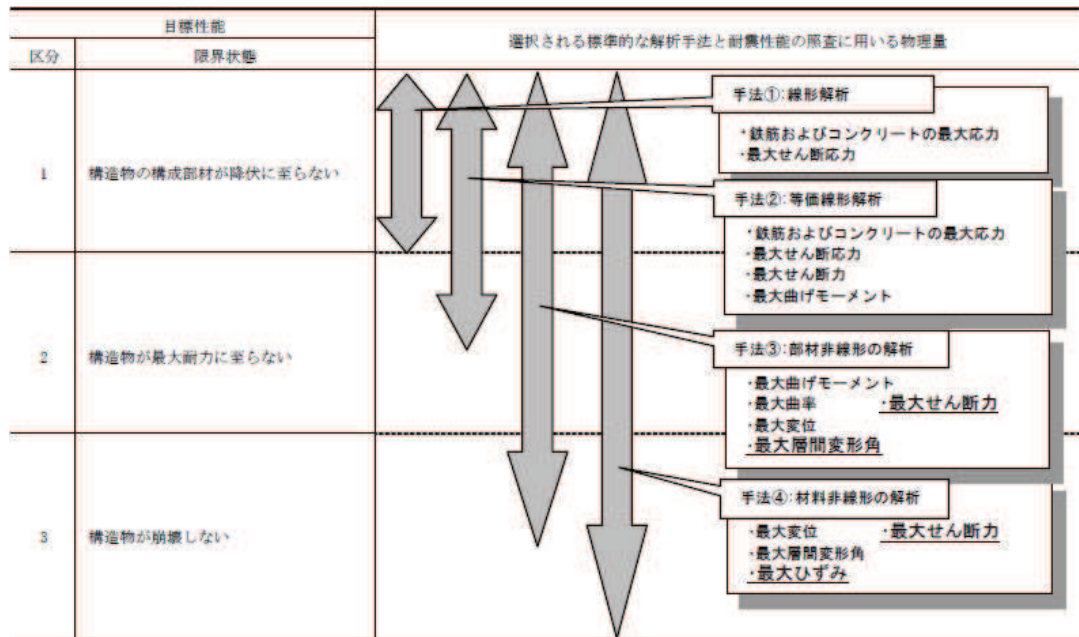


表 4-4 部材非線形解析と材料非線形解析の特徴

	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 4-5 に参考とする主な基準等を示す。

表 4-5 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 4-6 及び表 4-7 に示す。

表 4-6 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 4-7 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。

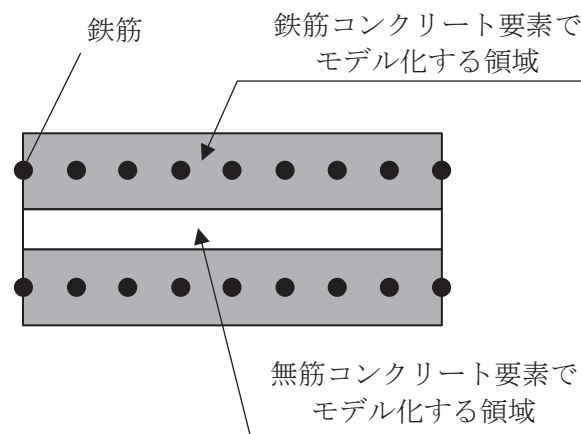


図4-4 鉄筋付着有効領域と無筋領域の分割の概要

d. コンクリートの非線形特性

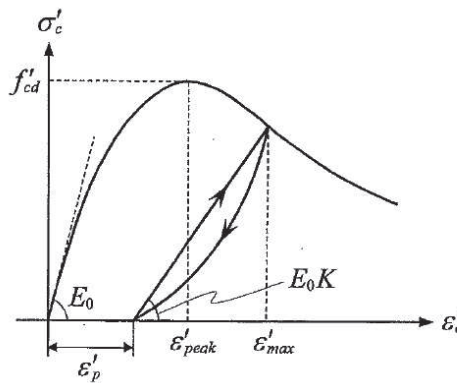
耐震評価に用いる要素は鉄筋コンクリート要素及び無筋コンクリート要素に分類されるが、それぞれの非線形特性は同一の考え方で表される。

(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。



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

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

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

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

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

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 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)

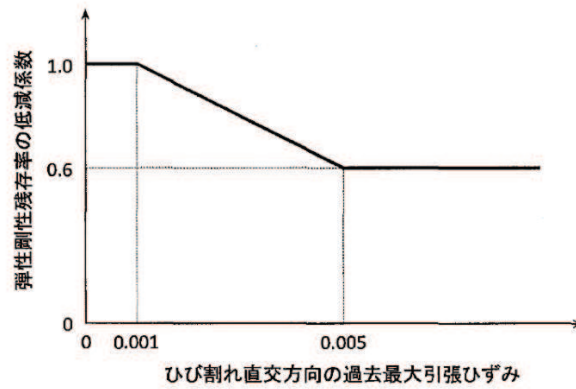
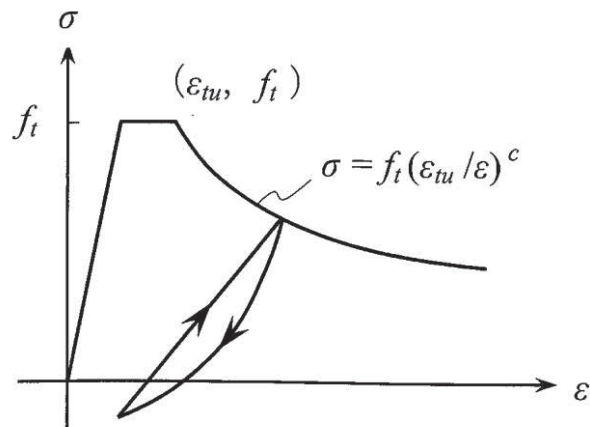


図 4-6 弾性剛性残存率の低減係数
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

(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)

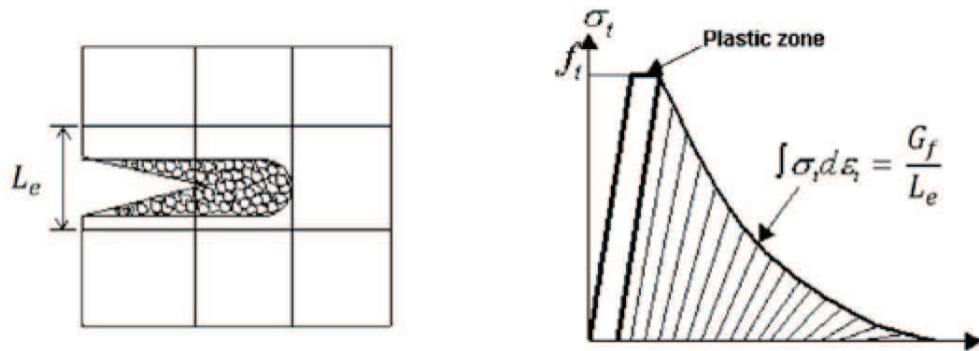
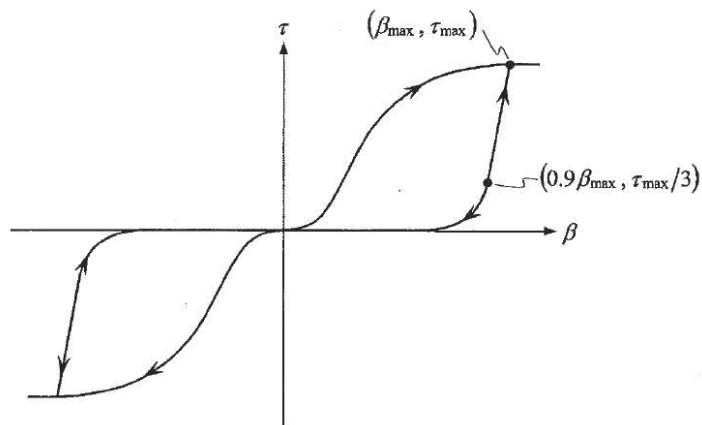


図 4-8 応力—ひずみ曲線と破壊エネルギー G_f の関係

(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

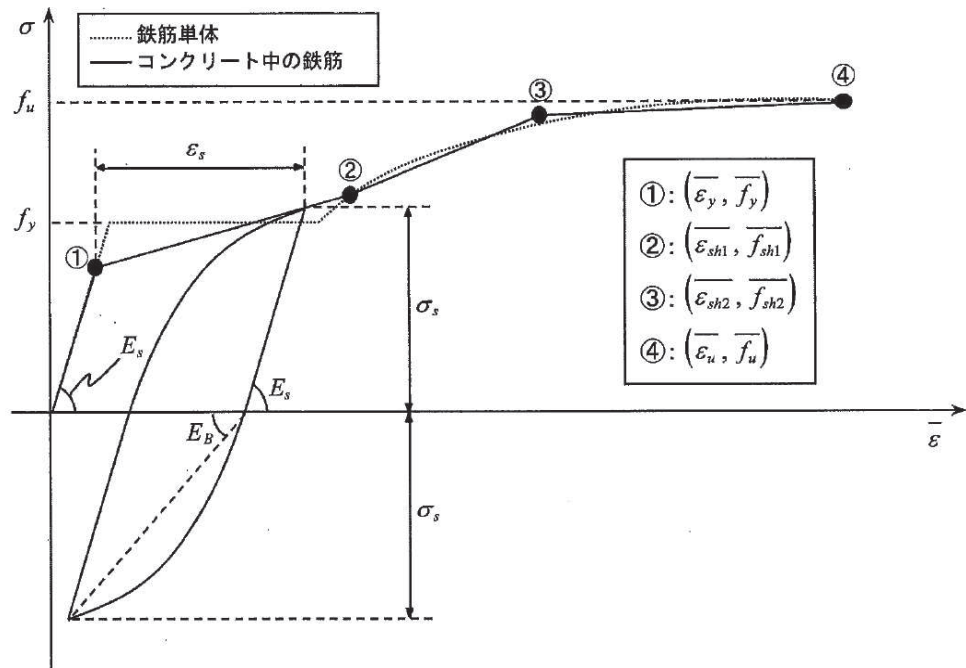
τ_{\max} : 除荷開始時せん断応力

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_1 : 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。

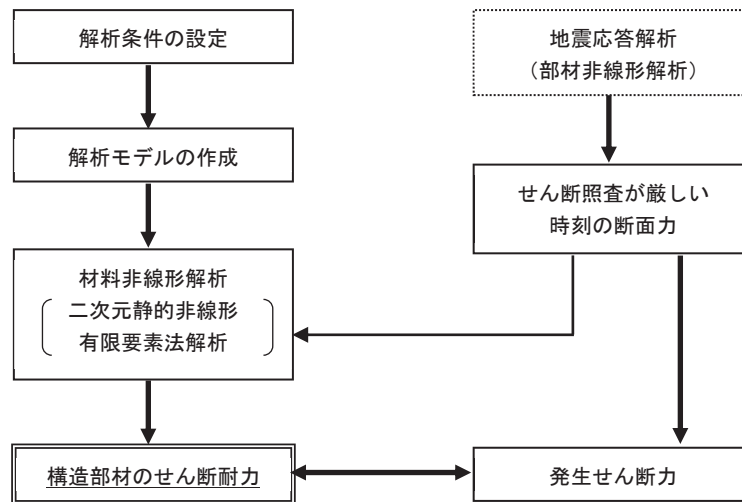


図 4-11 材料非線形解析の耐震評価フロー

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））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。

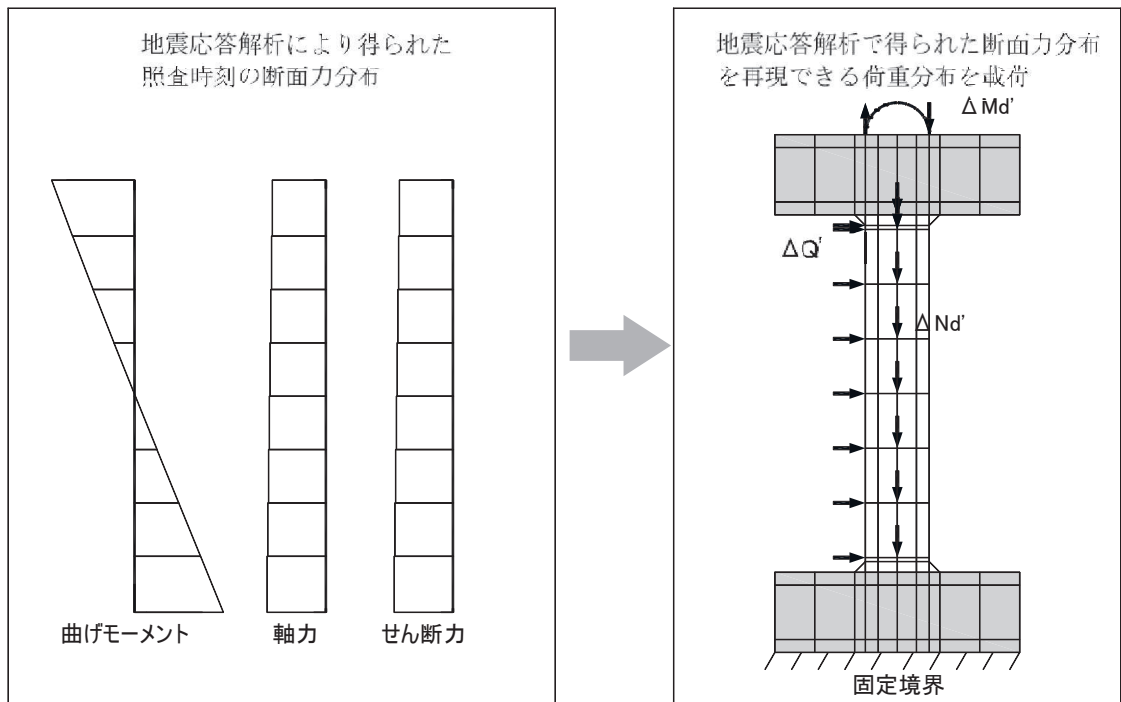


図 4-12 材料非線形解析における荷重状況

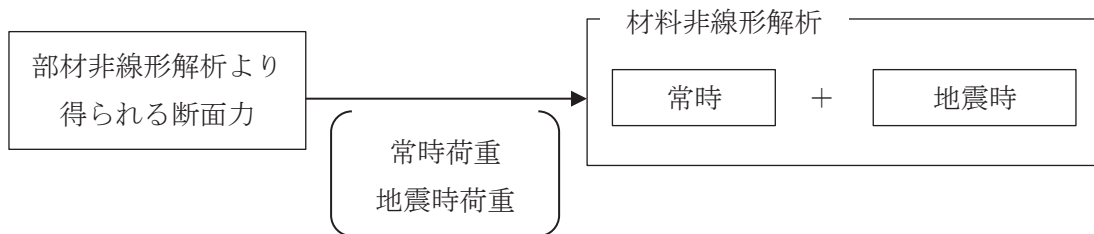


図 4-13 荷重の作用手順

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固定端反力 P - 相対変位 δ 関係から設定する。具体的には、図 4-14 に示す例のとおり、固定端反力 P - 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 δ が急増する直前の点を部材のせん断耐力と判断する。

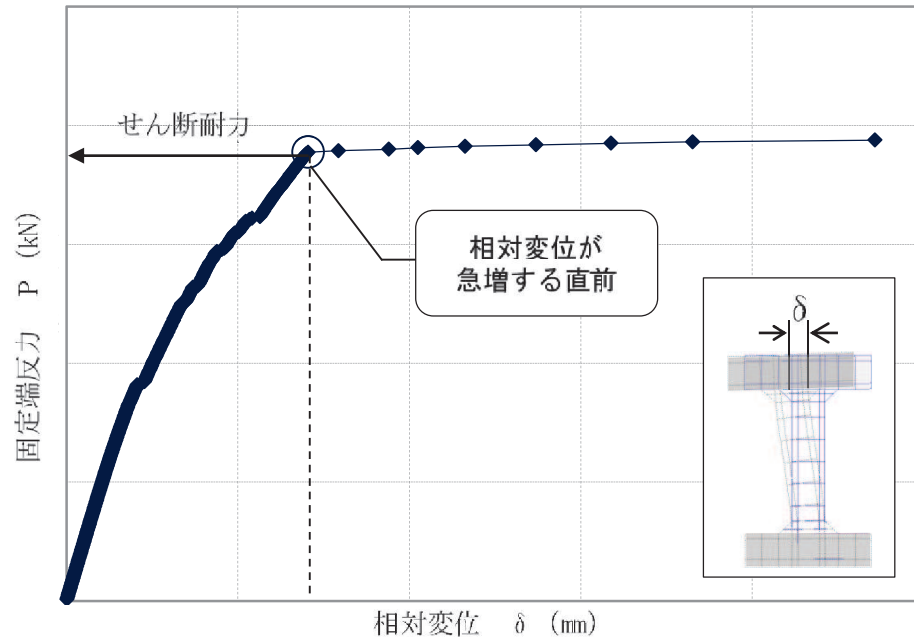


図 4-14 材料非線形解析を用いたせん断耐力の設定例

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））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 4-8 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 4-9）。

表 4-8 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 4-9 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

(1) 基礎地盤（狐崎部層）

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）許容限界を表 4-10 に示す。

表 4-10 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

(2) MMR（既設）

a. 接地圧に対する許容限界

MMR（既設）に発生する接地圧に対する許容限界は、コンクリート標準示方書に基づき、コンクリートの支圧強度とする。

MMR（既設）の許容限界を表 4-11 に示す。

表 4-11 MMR（既設）の支持性能に対する許容限界

評価項目	MMR（既設）	許容限界 (N/mm ²)
支圧強度	コンクリート ($f'_{ck} = 15.6 \text{ N/mm}^2$)	$f'_a = 15.6$

b. 健全性に対する許容限界

MMR（既設）に発生するせん断応力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、MMR（既設）のせん断強度 $\tau_f = \tau_0 = f'_{ck} / 5$ とする。

また、せん断破壊に対する健全性の確認において参照する引張破壊については、コンクリート標準示方書に基づく引張強度を超える引張応力が発生した場合に引張破壊と判定する。

MMR（既設）のせん断破壊及び引張強度を表 4-12 に示す。

表 4-12 MMR（既設）のせん断強度及び引張強度

せん断強度*1 (N/mm ²)	引張強度*2 (N/mm ²)
3.12	1.43

注記*1：せん断強度 τ_f は、粘着力 $\tau_0 = f'_{ck} / 5$ のみ見込むこととし、 $\sigma \tan \phi$ は考慮しないことで安全側に配慮する。

*2：コンクリート標準示方書に基づき設定

5. 評価結果

5.1 地震応答解析結果

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に示すケースの地盤の「最大せん断ひずみ分布」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

耐震評価においては、「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震評価について」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，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，軽油タンク連絡ダクトの曲げ・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。

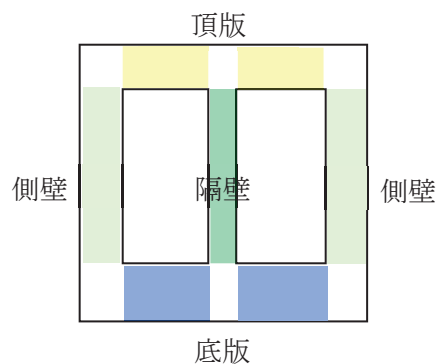


図 5-1 評価位置

(1) 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、限界層間変形角又は限界ひずみを許容限界とする。
 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」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0.50以下であり、要求機能を満足していると評価できる。

表5-1 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	③	④
S s - D 1	++	0.36			
	-+	0.32			
S s - D 2	++	0.35			
	-+	0.38	0.40	0.38	0.32
S s - D 3	++	0.27			
	-+	0.32			
S s - F 1	++	0.44			
	-+	0.50			
S s - F 2	++	0.30			
	-+	0.30			
S s - F 3	++	0.35			
	-+	0.33			
S s - N 1	++	0.47			
	-+	0.30			

注記*：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) 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。そのため、材料非線形解析により算定したせん断耐力による照査が精緻かつ最も裕度が無い状態となることから、材料非線形解析による照査のうち最も厳しい地震動を用いて、地盤物性及び材料物性のばらつきケースを実施する。

参考として、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照査値を併記する。

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」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 0.95 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（頂版）*1

地震動		せん断破壊に対する照査*2			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.38*3 (1.08)			
	-+	0.36*3 (1.04)			
S s - D 2	++	0.37*3 (1.08)			
	-+	0.46*3 (1.32)	0.45*3 (1.30)	0.46*3 (1.33)	0.43*3 (1.23)
S s - D 3	++	0.46*3 (1.34)		0.47*3 (1.38)	
	-+	0.95			
S s - F 1	++	0.89			
	-+	0.87			
S s - F 2	++	0.80			
	-+	0.65			
S s - F 3	++	0.88			
	-+	0.40*3 (1.11)			
S s - N 1	++	0.73			
	-+	0.67			

注記*1：評価位置を図 5-1 に示す。

*2：赤枠は、前述図 3-20 のフローに基づき、解析ケース②及び③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(2) 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		せん断破壊に対する照査			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.29* ² (-)			
	-+	0.32* ² (-)			
S s - D 2	++	0.32* ² (-)			
	-+	0.31* ² (-)	0.38* ² (-)	0.32* ² (-)	0.36* ² (-)
S s - D 3	++	0.30* ² (-)			
	-+	0.23* ² (-)			
S s - F 1	++	0.37* ² (-)			
	-+	0.35* ² (-)			
S s - F 2	++	0.35* ² (-)			
	-+	0.25* ² (-)			
S s - F 3	++	0.23* ² (-)			
	-+	0.31* ² (-)			
S s - N 1	++	0.29* ² (-)			
	-+	0.37* ² (-)			

注記*1：評価位置を図 5-1 に示す。

*2：材料非線形解析によるせん断耐力を用いた照査を示す。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。「-」は、せん断補強筋が無い部材における引張軸力の発生を示す。

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（隔壁）*1

地震動		せん断破壊に対する照査			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.21* ² (-)			
	-+	0.24* ² (-)			
S s - D 2	++	0.27* ² (-)			
	-+	0.23* ² (-)	0.22* ² (-)	0.21* ² (-)	0.25* ² (-)
S s - D 3	++	0.18* ² (-)			
	-+	0.15* ² (-)			
S s - F 1	++	0.18* ² (-)			
	-+	0.16* ² (-)			
S s - F 2	++	0.20* ² (-)			
	-+	0.17* ² (-)			
S s - F 3	++	0.15* ² (-)			
	-+	0.20* ² (-)			
S s - N 1	++	0.16* ² (-)			
	-+	0.14* ² (-)			

注記*1：評価位置を図 5-1 に示す。

*2：材料非線形解析によるせん断耐力を用いた照査を示す。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。「-」は、せん断補強筋が無い部材における引張軸力の発生を示す。

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（底版）*

地震動		せん断破壊に対する照査			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.49			
	-+	0.48			
S s - D 2	++	0.55			
	-+	0.53	0.53	0.54	0.60
S s - D 3	++	0.57			
	-+	0.48			
S s - F 1	++	0.58			
	-+	0.60			
S s - F 2	++	0.43			
	-+	0.41			
S s - F 3	++	0.49			
	-+	0.53			
S s - N 1	++	0.53			
	-+	0.38			

注：せん断耐力式による照査値を示す。

注記*：評価位置を図 5-1 に示す。

(3) 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、極限支持力及び支圧強度を許容限界とする。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」に示す。

基礎地盤の支持性能に対する照査値は、ばらつきを考慮しても許容限界に対して 0.50 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 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*			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.49			
	-+	0.35			
S s - D 2	++	0.44			
	-+	0.37	0.36	0.37	0.37
S s - D 3	++	0.37			
	-+	0.28			
S s - F 1	++	0.36			
	-+	0.21			
S s - F 2	++	0.38			
	-+	0.22			
S s - F 3	++	0.29			
	-+	0.37			
S s - N 1	++	0.35			
	-+	0.21			

注記*：基礎地盤（狐崎部層）に対する評価結果と MMR（既設）に対する評価結果（接地圧）の厳しい方を記載

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）

軽油タンク連絡ダクトの曲げ・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5-4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5-4 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)

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
①	S s - F 1 (-+)	9.84×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.10

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

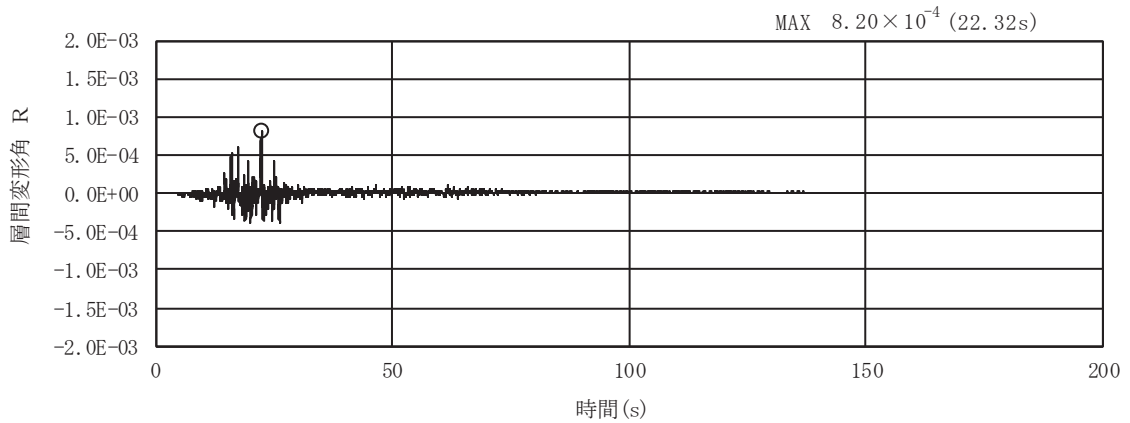


図5-2 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの層間変形角時刻歴波形（解析ケース①，S s - F 1 (-+)）

5.1.3 断面力分布（せん断破壊に対する照査）

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5-5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5-4に示す。

表 5-5 せん断破壊に対する最大照査値

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_{yd} (kN)	照査値 V_d/V_{yd}
頂版	3	③	S _s -D 3 (++)	248	537*4	0.47
側壁	7	②	S _s -D 2 (-+)	318	848*4	0.38
隔壁	6	①	S _s -D 2 (++)	60	227*4	0.27
底版	2	①	S _s -F 1 (-+)	308	515*3	0.60

注記*1：評価位置を図5-3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

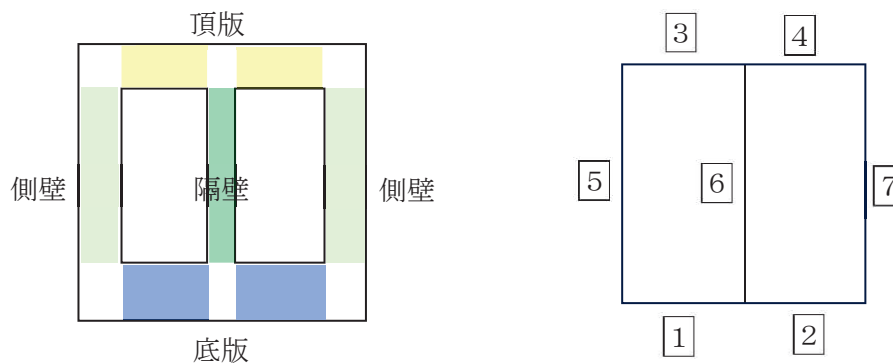
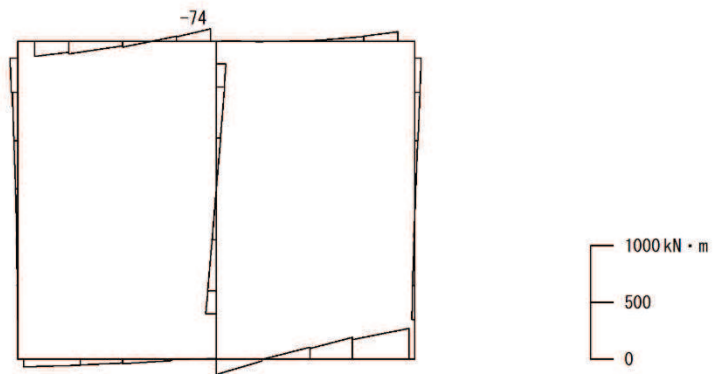
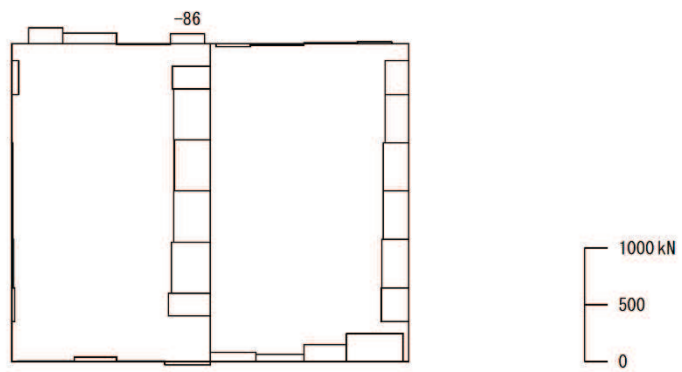


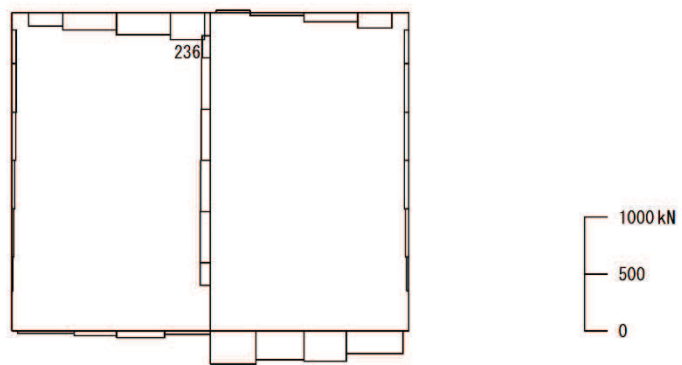
図 5-3 評価位置図



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 5-4 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 3 (++))

注記*：材料非線形解析による評価結果

5.1.4 最大せん断ひずみ分布

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。

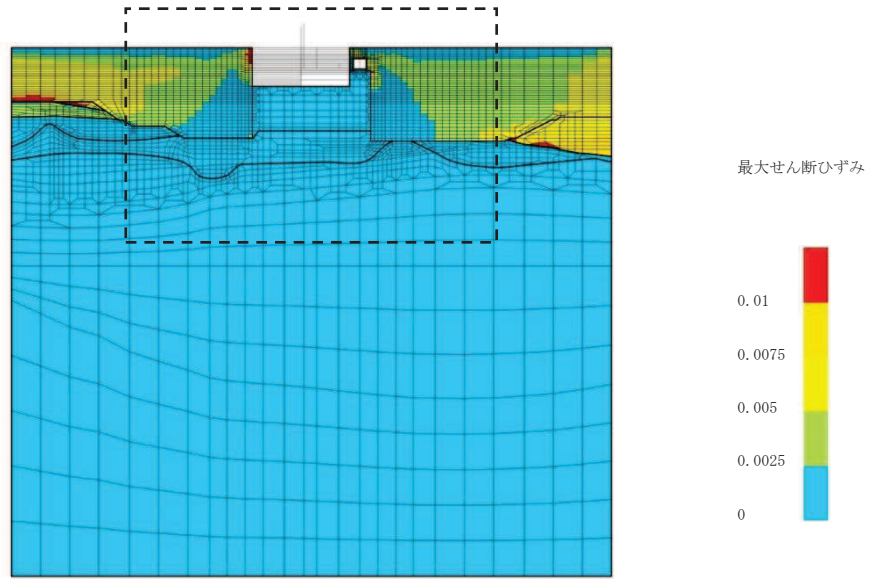
最大照査値を示す解析ケースの一覧を表 5-6 に、最大せん断ひずみ分布図を図 5-5 及び図 5-6 に示す。

表 5-6 最大照査値を示すケースの一覧

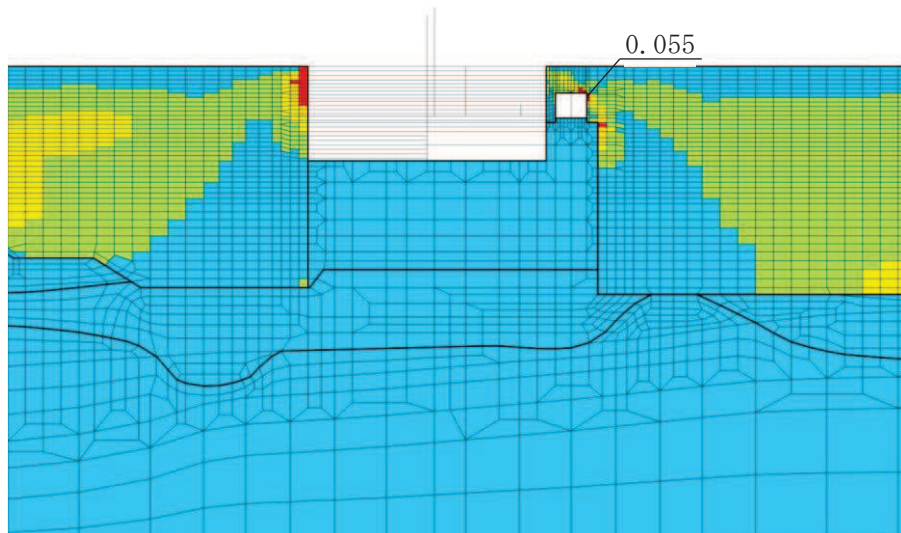
評価項目	
曲げ・軸力系の破壊に対する照査	せん断破壊に対する照査
ケース① S s - F 1 (-+)	ケース③ S s - D 3 (++)

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 (+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

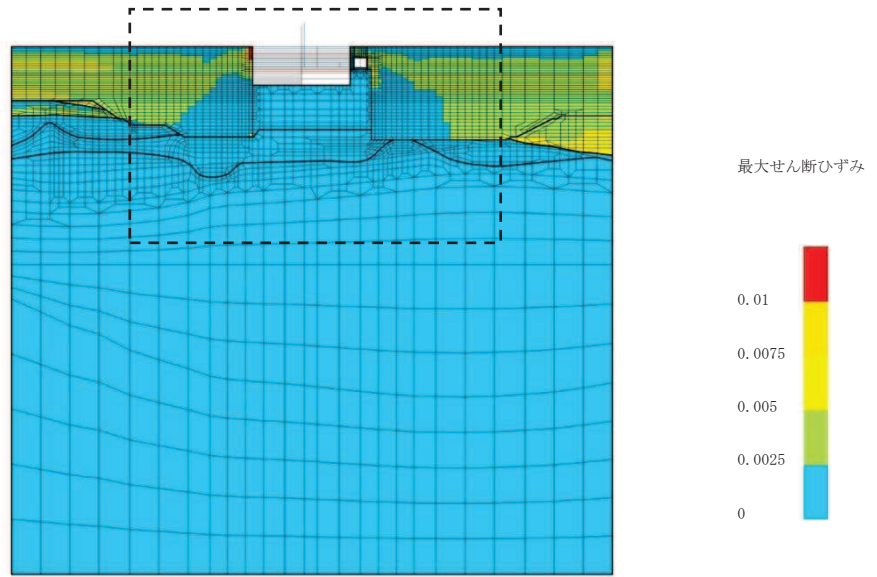


(a) 全体図

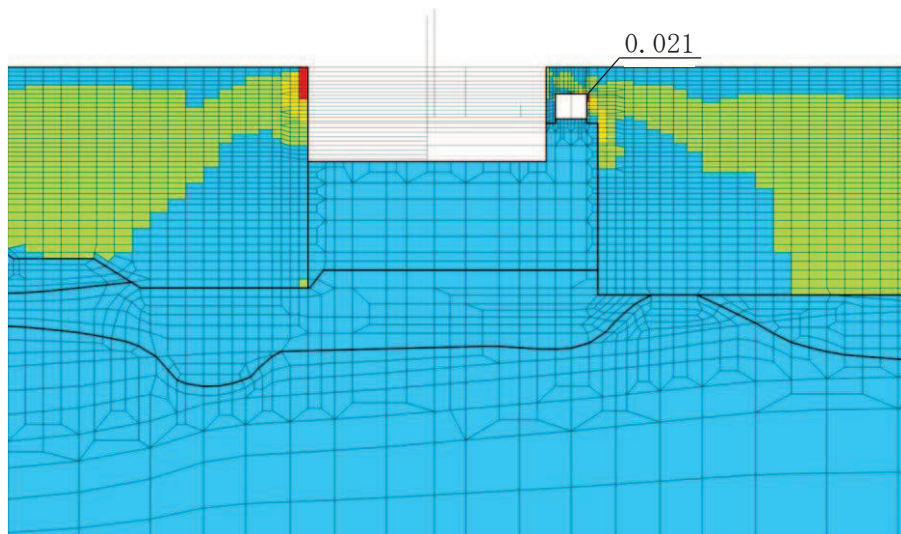


(b) 構造物周辺拡大図

図 5-5 最大せん断ひずみ分布図
(解析ケース①, 地震動 $S_s - F1 (-+)$)



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 5-6 最大せん断ひずみ分布図
(解析ケース③, 地震動 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

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 5-7 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 5-8 に示す。照査値は、層間変形角及びひずみ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 5-7 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 5-8 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及び主筋ひずみが、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 ）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 5-7 に示す。

表 5-7 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）

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	++	7.09×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.08	
		-+	6.07×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.07	
	S s - D 2	++	6.51×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.07	
		-+	7.52×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.08	
	S s - D 3	++	5.15×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.06	
		-+	6.39×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.07	
	S s - F 1	++	8.68×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.09	
		-+	9.84×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.10	
	S s - F 2	++	5.68×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.06	
		-+	6.07×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.07	
	S s - F 3	++	6.65×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.07	
		-+	6.07×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.07	
	S s - N 1	++	9.43×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.10	
		-+	6.02×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.07	
	②	S s - D 2	-+	7.86×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.08
	③	S s - D 2	-+	7.29×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.08
	④	S s - D 2	-+	5.42×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.06

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 5-8(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, 隔壁)
(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)

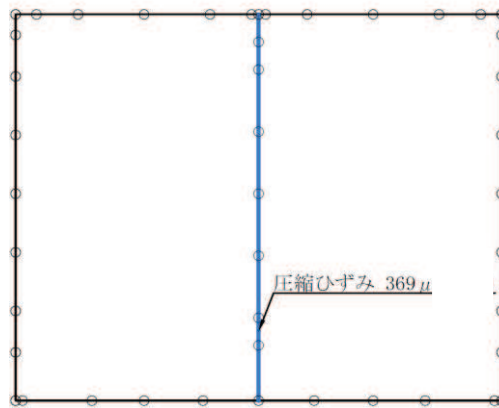
解析ケース	地震動		照査用ひずみ*	限界ひずみ	照査値	
			ϵ_d	ϵ_R	ϵ_d / ϵ_R	
①	S s - D 1	++	356 μ	2000 μ	0.18	
		-+	337 μ	2000 μ	0.17	
	S s - D 2	++	330 μ	2000 μ	0.17	
		-+	362 μ	2000 μ	0.19	
	S s - D 3	++	338 μ	2000 μ	0.17	
		-+	324 μ	2000 μ	0.17	
	S s - F 1	++	409 μ	2000 μ	0.21	
		-+	443 μ	2000 μ	0.23	
	S s - F 2	++	318 μ	2000 μ	0.16	
		-+	287 μ	2000 μ	0.15	
	S s - F 3	++	338 μ	2000 μ	0.17	
		-+	343 μ	2000 μ	0.18	
	S s - N 1	++	386 μ	2000 μ	0.20	
		-+	293 μ	2000 μ	0.15	
	②	S s - D 2	-+	373 μ	2000 μ	0.19
	③	S s - D 2	-+	370 μ	2000 μ	0.19
	④	S s - D 2	-+	195 μ	2000 μ	0.10

注記* : 照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 5-8(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (主筋ひずみ, 隔壁)
 (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)

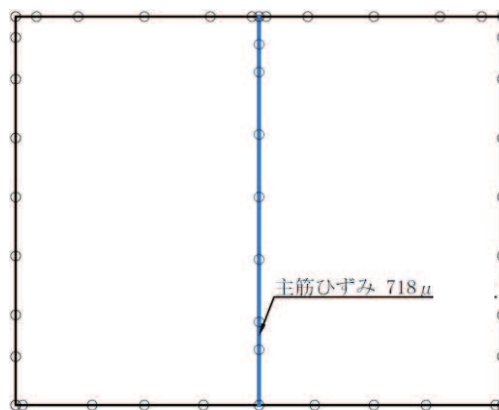
解析ケース	地震動		照査用ひずみ*	限界ひずみ	照査値	
			ϵ_d	ϵ_R	ϵ_d / ϵ_R	
①	S s - D 1	++	606 μ	1725 μ	0.36	
		-+	548 μ	1725 μ	0.32	
	S s - D 2	++	592 μ	1725 μ	0.35	
		-+	654 μ	1725 μ	0.38	
	S s - D 3	++	458 μ	1725 μ	0.27	
		-+	551 μ	1725 μ	0.32	
	S s - F 1	++	750 μ	1725 μ	0.44	
		-+	862 μ	1725 μ	0.50	
	S s - F 2	++	506 μ	1725 μ	0.30	
		-+	513 μ	1725 μ	0.30	
	S s - F 3	++	590 μ	1725 μ	0.35	
		-+	553 μ	1725 μ	0.33	
	S s - N 1	++	799 μ	1725 μ	0.47	
		-+	507 μ	1725 μ	0.30	
	②	S s - D 2	-+	687 μ	1725 μ	0.40
	③	S s - D 2	-+	648 μ	1725 μ	0.38
	④	S s - D 2	-+	550 μ	1725 μ	0.32

注記* : 照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 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（隔壁）を示す

図5-7(1) 最大圧縮ひずみ発生位置
(隔壁, 解析ケース①, S_s-F1 (-+))



注記* : — はSクラスの施設を支持する部材（隔壁）を示す

図5-7(2) 最大主筋ひずみ発生位置
(隔壁, 解析ケース①, S_s-F1 (-+))

5.2.2 せん断破壊に対する評価結果

(1) 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 5-9 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 5-9(1) せん断破壊に対する評価結果 (せん断耐力式)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断耐力*3	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	++	頂版	3	162	150	1.08
			側壁	7	197	0	—
			隔壁	6	37	0	—
			底版	2	250	515	0.49
		-+	頂版	3	156	150	1.04
			側壁	7	205	0	—
			隔壁	6	42	0	—
			底版	2	244	515	0.48
	S s - D 2	++	頂版	3	162	150	1.08
			側壁	7	192	0	—
			隔壁	6	50	0	—
			底版	2	281	515	0.55
		-+	頂版	3	197	150	1.32
			側壁	7	204	0	—
			隔壁	6	44	0	—
			底版	2	269	515	0.53
	S s - D 3	++	頂版	3	200	150	1.34
			側壁	7	179	0	—
			隔壁	6	33	0	—
			底版	2	289	515	0.57
		-+	頂版	3	142	150	0.95
			側壁	7	158	0	—
			隔壁	6	31	0	—
			底版	2	244	515	0.48

注記*1 : 評価位置を図 5-8 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 : せん断補強筋の無い部材については、引張軸力が発生する場合にせん断耐力が 0 となる。
そのため、照査用せん断力は引張軸力が発生する部材のうち最大となる値と評価位置を示し、照査値は「—」と記載する。

表 5-9(2) せん断破壊に対する評価結果 (せん断耐力式)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断耐力*3	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 - F 1	++	頂版	3	167	188	0.89
			側壁	7	222	0	—
			隔壁	6	35	0	—
			底版	2	295	515	0.58
		-+	頂版	3	163	188	0.87
			側壁	7	211	0	—
			隔壁	6	32	0	—
			底版	2	308	515	0.60
	S s - F 2	++	頂版	3	222	278	0.80
			側壁	7	213	0	—
			隔壁	6	37	0	—
			底版	2	217	515	0.43
		-+	頂版	3	97	150	0.65
			側壁	7	166	0	—
			隔壁	6	29	0	—
			底版	2	211	515	0.41
	S s - F 3	++	頂版	3	164	188	0.88
			側壁	7	157	0	—
			隔壁	6	31	0	—
			底版	2	250	515	0.49
		-+	頂版	3	166	150	1.11
			側壁	7	193	0	—
			隔壁	6	40	0	—
			底版	2	271	515	0.53

注記*1：評価位置を図 5-8 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：せん断補強筋の無い部材については、引張軸力が発生する場合にせん断耐力が 0 となる。
そのため、照査用せん断力は引張軸力が発生する部材のうち最大となる値と評価位置を示し、照査値は「—」と記載する。

表 5-9(3) せん断破壊に対する評価結果 (せん断耐力式)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断耐力*3	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 - N 1	++	頂版	3	137	188	0.73
			側壁	7	176	0	-
			隔壁	6	31	0	-
			底版	2	268	515	0.53
		-+	頂版	3	206	309	0.67
			側壁	7	220	0	-
			隔壁	6	27	0	-
			底版	2	192	515	0.38
②	S s - D 2	-+	頂版	3	195	150	1.30
			側壁	7	219	0	-
			隔壁	6	42	0	-
			底版	2	272	515	0.53
③	S s - D 2	-+	頂版	3	199	150	1.33
			側壁	7	211	0	-
			隔壁	6	41	0	-
			底版	2	274	515	0.54
	S s - D 3	++	頂版	3	207	150	1.38
④	S s - D 2	-+	頂版	3	184	150	1.23
			側壁	7	212	0	-
			隔壁	6	45	0	-
			底版	2	304	515	0.60

注記*1 : 評価位置を図 5-8 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 : せん断補強筋の無い部材については、引張軸力が発生する場合にせん断耐力が 0 となる。
そのため、照査用せん断力は引張軸力が発生する部材のうち最大となる値と評価位置を示し、照査値は「-」と記載する。

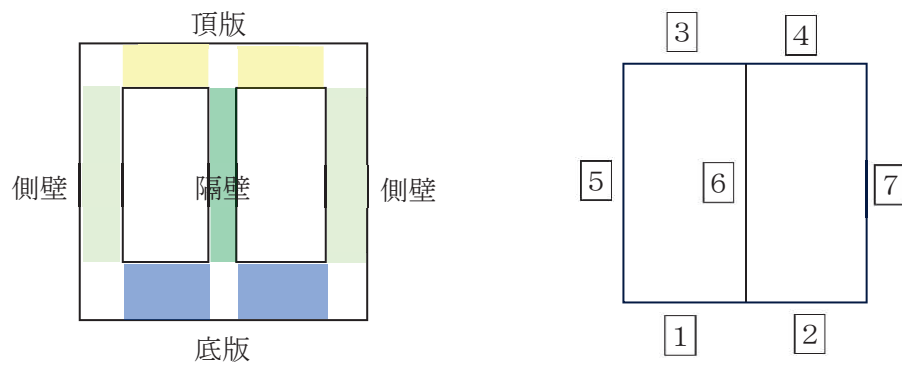


図 5-8 評価位置図

(2) 材料非線形解析による評価結果

a. 評価条件

前項「(1) せん断耐力式による評価結果」では、軽油タンク連絡ダクトの頂版、側壁、隔壁において、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 5-9 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 5-10 に、要素プロパティ番号図を図 5-11 及び図 5-12、図 5-13 に、要素プロパティ条件を表 5-10 及び表 5-11、表 5-12 に示す。

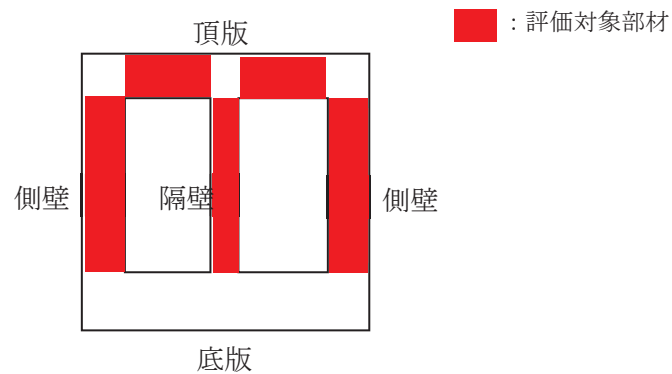
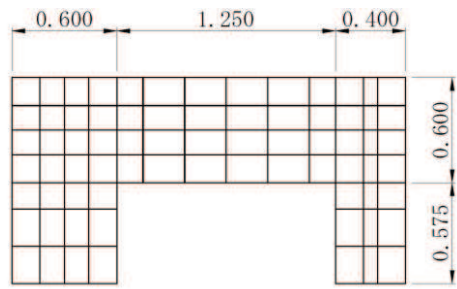
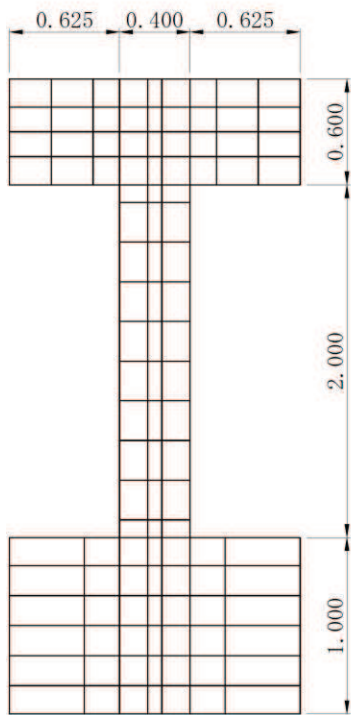


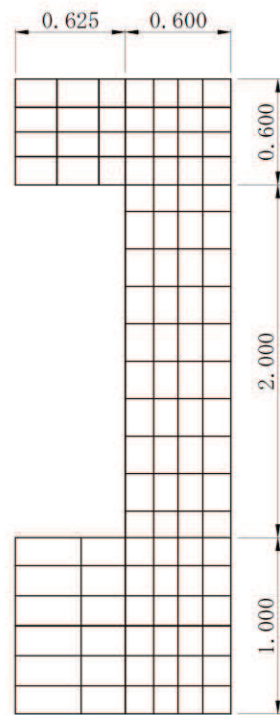
図 5-9 材料非線形解析における評価対象部材



(a) 頂版



(b) 隔壁



(c) 側壁

图 5-10 要素分割图

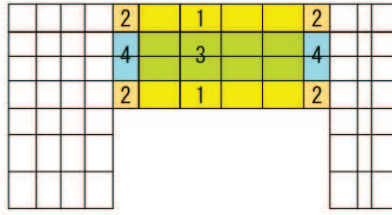


図 5-11 要素プロパティ番号図 (頂版)

表 5-10 要素プロパティ条件 (頂版)

番号	材料	引張硬化軟化係数	
		C x	C y
1	R C	0.4	1.5
2	R C	0.4	1.5
3	無筋	1.9	1.5
4	無筋	1.5	1.5

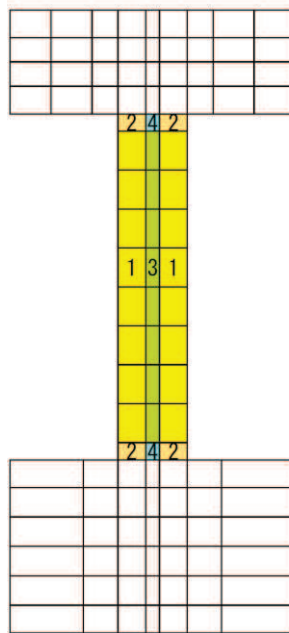


図 5-12 要素プロパティ番号図 (隔壁)

表 5-11 要素プロパティ条件 (隔壁)

番号	材料	引張硬化軟化係数	
		C x	C y
1	R C	1.5	0.4
2	R C	1.5	0.4
3	無筋	1.1	1.9
4	無筋	1.1	1.2

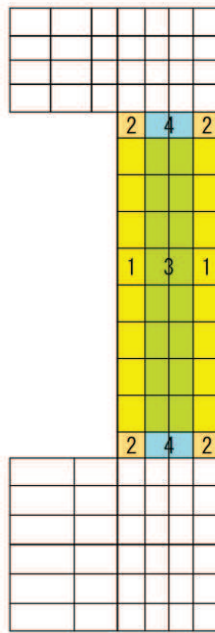


図 5-13 要素プロパティ番号図 (側壁)

表 5-12 要素プロパティ条件 (側壁)

番号	材料	引張硬化軟化係数	
		C x	C y
1	R C	1.5	0.4
2	R C	1.5	0.4
3	無筋	1.5	1.8
4	無筋	1.5	1.5

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 5-14 及び図 5-15，図 5-16 のように作用させる。

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載荷する。

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 5-17 に作用手順を示す。表 5-13 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。

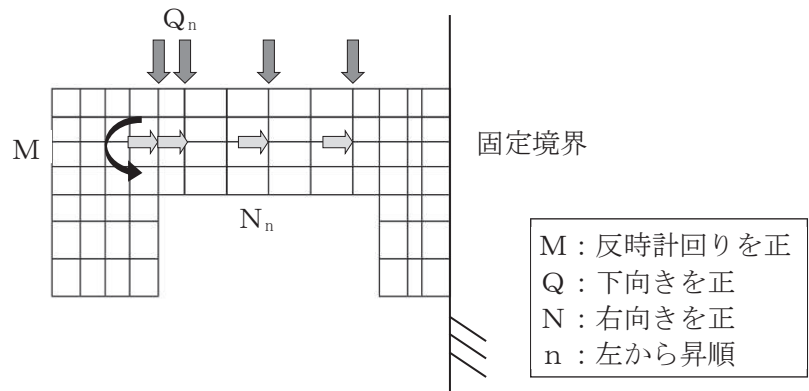


図 5-14 材料非線形解析における荷荷状況 (頂版)

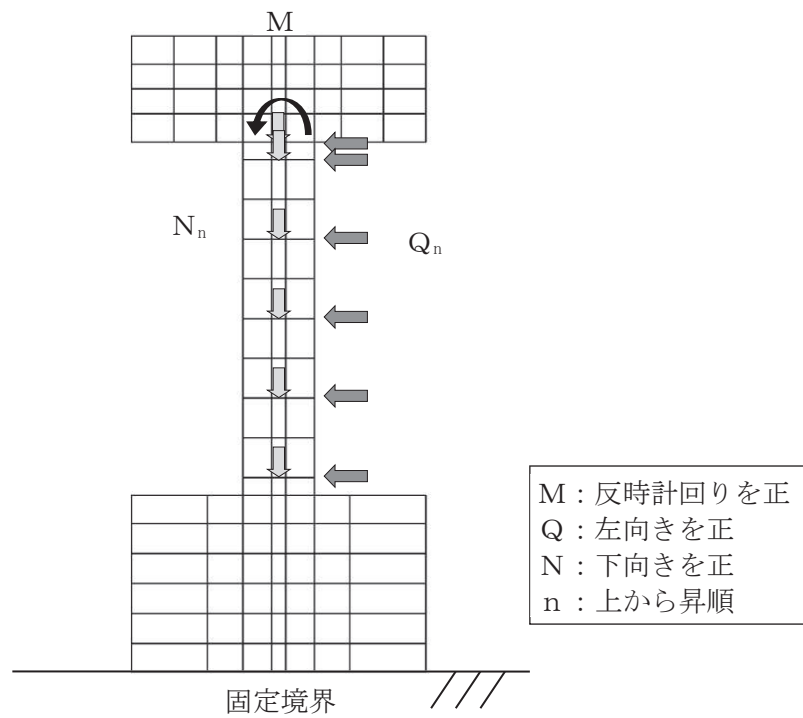


図 5-15 材料非線形解析における荷荷状況 (隔壁)

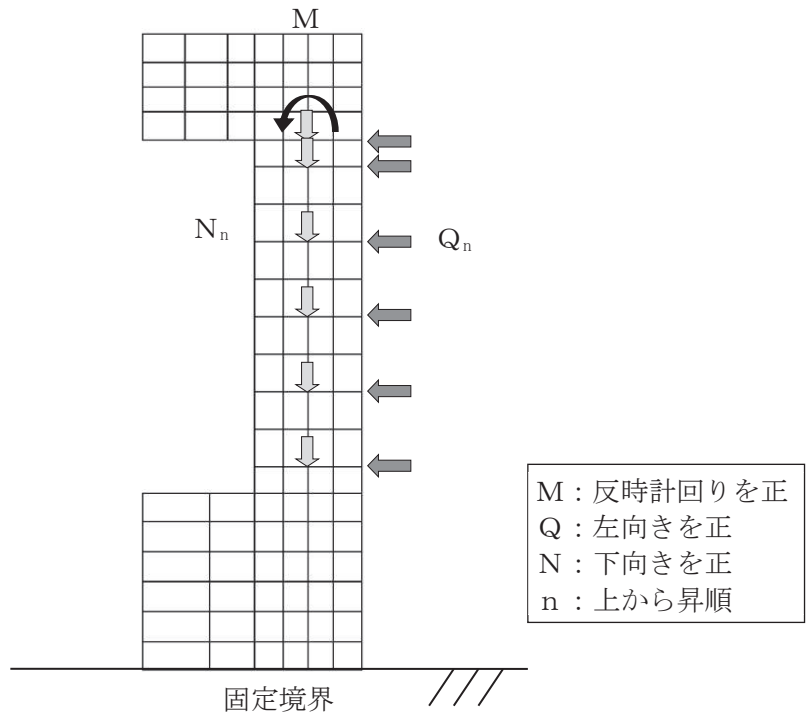


図 5-16 材料非線形解析における荷重状況（側壁）

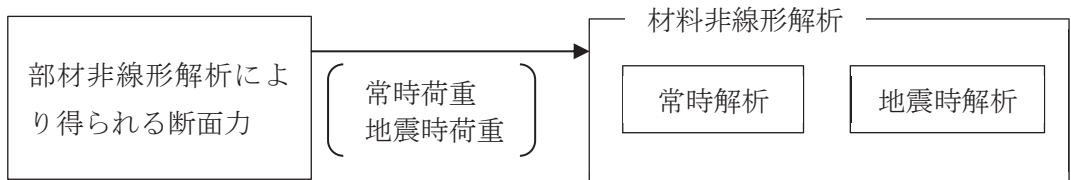


図 5-17 荷重の作用手順

表 5-13 材料非線形解析における作用荷重

部材		頂版	側壁	隔壁	
地震動		S _s -D3 (++)	S _s -D2 (-+)	S _s -D2 (++)	
解析ケース		解析ケース③	解析ケース②	解析ケース①	
常時荷重	曲げモーメント (kN・m)	Δ M	0.1552	0.1609	-0.0092
	せん断力 (kN)	Δ Q ₁	-0.6338	-0.6046	0.0095
		Δ Q ₂	0.3042	0.1876	0.0000
		Δ Q ₃	0.3715	0.2479	0.0000
		Δ Q ₄	0.3031	0.2781	0.0000
		Δ Q ₅		0.3092	0.0000
		Δ Q ₆		0.2861	0.0000
	軸力 (kN)	Δ N ₁	0.7467	0.9084	1.0630
		Δ N ₂	-0.0008	0.0548	0.0435
		Δ N ₃	-0.0004	0.0643	0.0602
		Δ N ₄	-0.0012	0.0643	0.0602
		Δ N ₅		0.0643	0.0602
Δ N ₆			0.0548	0.0435	
地震時荷重	曲げモーメント (kN・m)	Δ M	-1.3602	-0.0970	-0.3549
	せん断力 (kN)	Δ Q ₁	1.8702	-1.4961	0.2976
		Δ Q ₂	0.0613	0.7577	0.0528
		Δ Q ₃	0.0913	0.8522	0.0698
		Δ Q ₄	0.1106	0.8285	0.0644
		Δ Q ₅		0.8208	0.0588
		Δ Q ₆		0.7036	0.0396
	軸力 (kN)	Δ N ₁	0.6881	-0.4929	-0.8311
		Δ N ₂	-0.4753	0.0352	-0.1037
		Δ N ₃	-1.0422	-0.2280	-0.1956
		Δ N ₄	0.9882	-0.1515	-0.1217
		Δ N ₅		-0.3238	0.2265
Δ N ₆			0.1011	0.1432	

b. 評価結果

(a) 頂版の評価結果

評価対象部材（頂版）における荷重－変位曲線を図 5-18 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 - D 3（++））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。247 ステップ以降、変位の急増が認められる。

図 5-19 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、247 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、247 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、247 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（頂版）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、247 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。

材料非線形解析による設計せん断耐力は、247 ステップにおけるせん断耐力 612.2kN を表 4-8 に示す部材係数（ γ_{b1} 及び γ_{b2} ）で除した 537kN とする。

また、図 5-20 に、各ステップにおける変形図を示す。

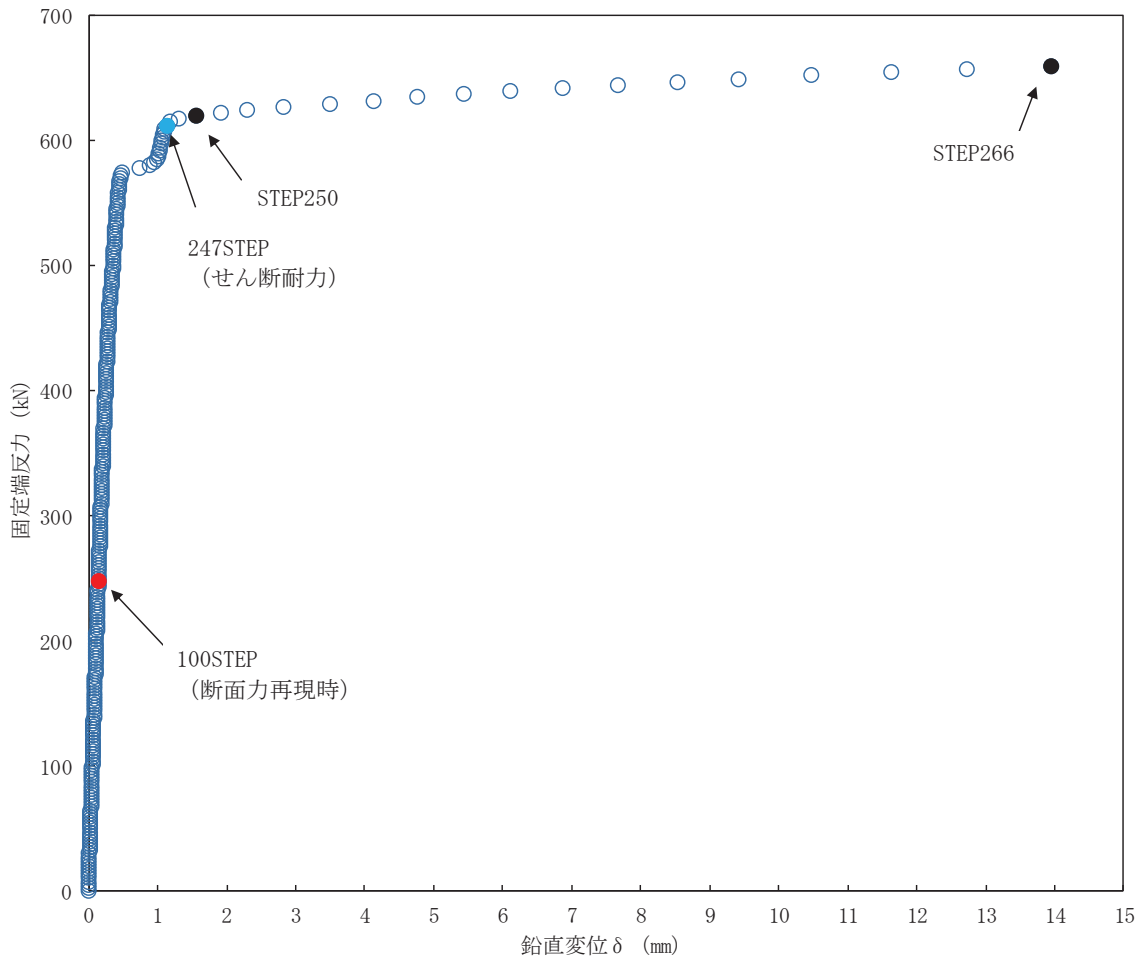
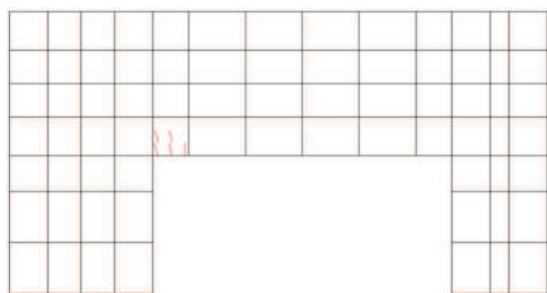
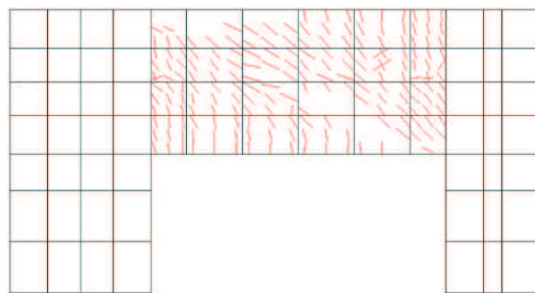


図 5-18 荷重-変位曲線
 (頂版, 解析ケース③, S_s-D3 (++))



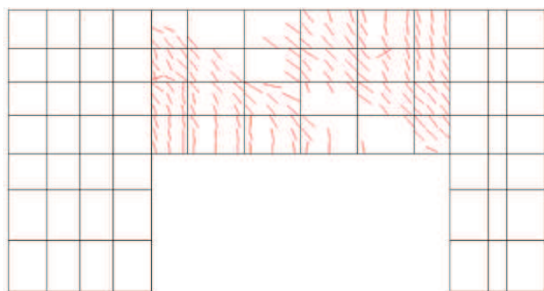
100STEP

断面力再現時



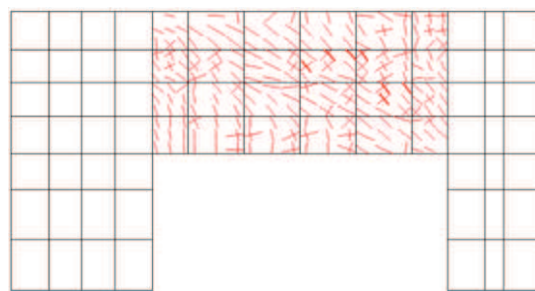
250STEP

斜めひび割れ進行



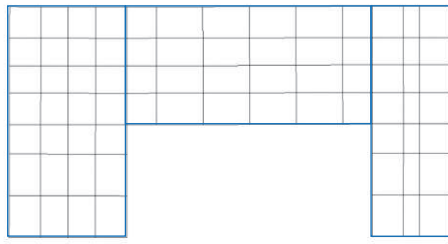
247STEP

せん断耐力

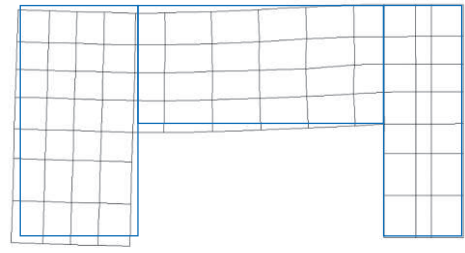


266STEP

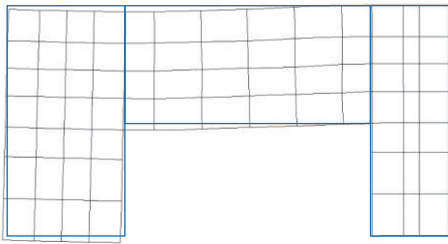
図 5-19 各ステップにおけるひび割れ図
(頂版, 解析ケース③, $S_s - D3$ (++))



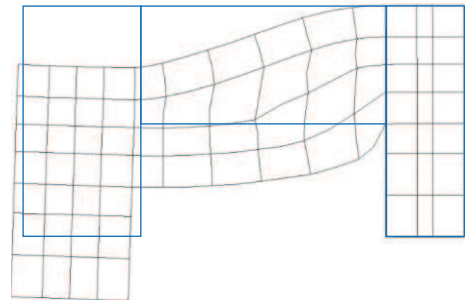
100STEP
断面力再現時



250STEP
斜めひび割れ進行



247STEP
せん断耐力



266STEP

変形倍率 (×20)

図 5-20 各ステップにおける変形図
(頂版, 解析ケース③, S s - D 3 (++))

(b) 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 5-21 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②，地震動 S s - D 2（-+））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。305 ステップ以降、変位の急増が認められる。

図 5-22 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、305 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、305 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、305 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、305 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。

材料非線形解析による設計せん断耐力は、305 ステップにおけるせん断耐力 967.2kN を表 4-8 に示す部材係数（ γ_{b1} 及び γ_{b2} ）で除した 848kN とする。

また、図 5-23 に、各ステップにおける変形図を示す。

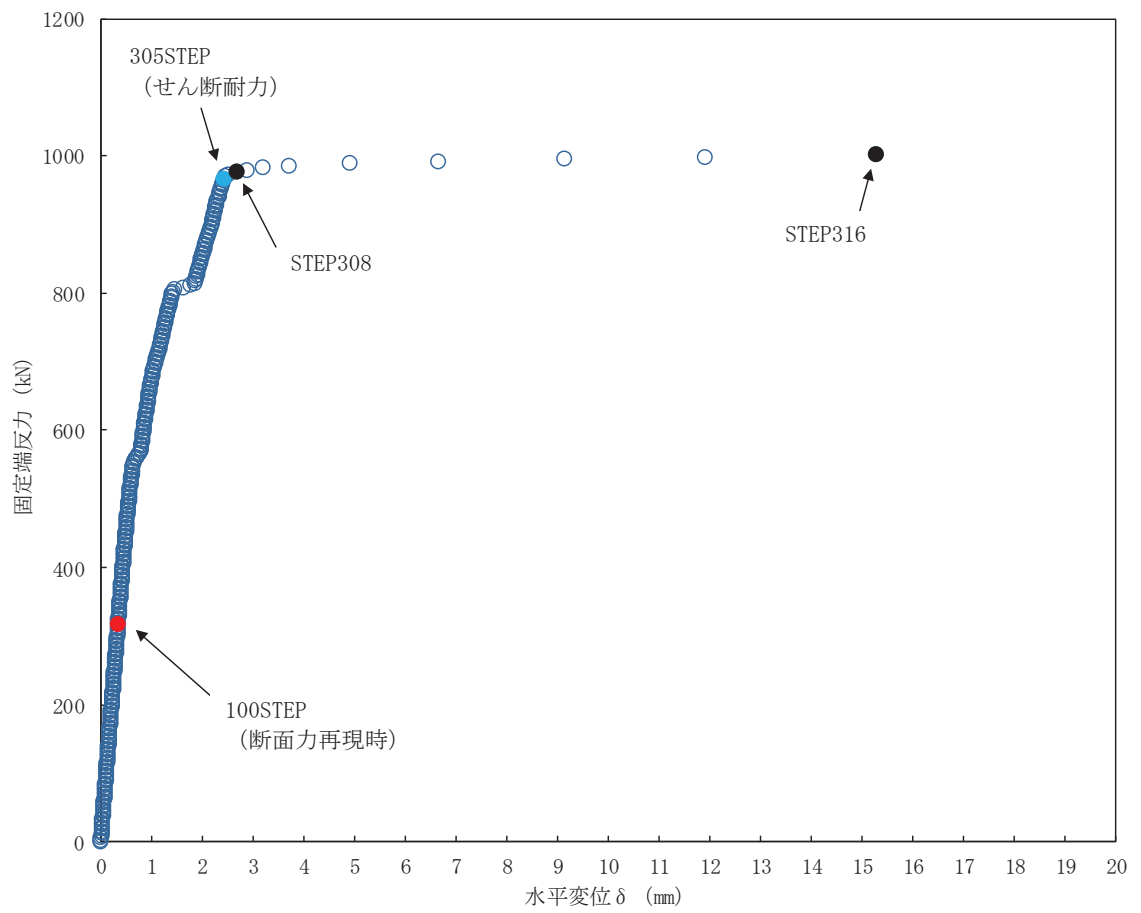
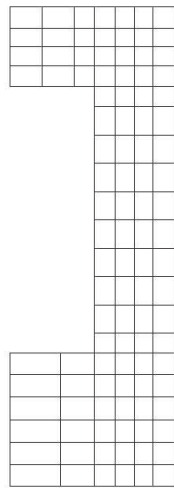
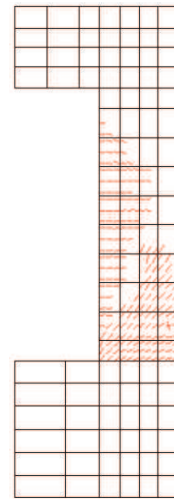


図 5-21 荷重-変位曲線
 (側壁, 解析ケース②, $S_s - D_2 (-+)$)



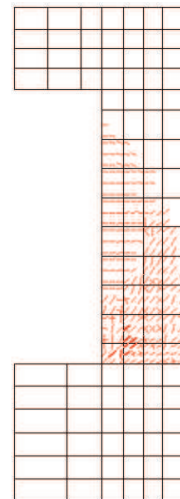
100STEP
断面力再現時



308STEP
斜めひび割れ進行

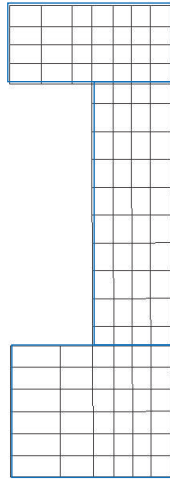


305STEP
せん断耐力

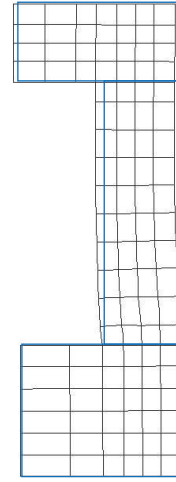


316STEP

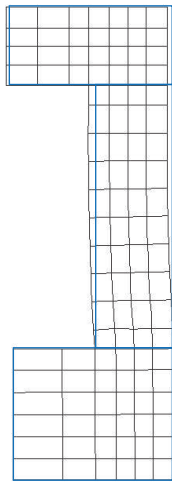
図 5-22 各ステップにおけるひび割れ図
(側壁, 解析ケース②, $S_s - D2$ (-+))



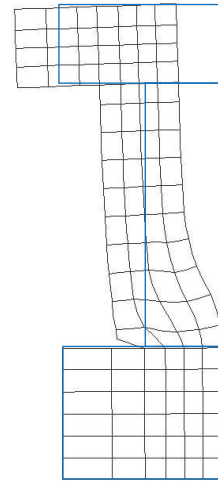
100STEP
断面力再現時



308STEP
斜めひび割れ進行



305 STEP
せん断耐力



316 STEP

変形倍率 (×20)

図5-23 各ステップにおける変形図
(側壁, 解析ケース②, $S_s - D_2 (-+)$)

(c) 隔壁の評価結果

評価対象部材（隔壁）における荷重－変位曲線を図 5-24 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①，地震動 S s - D 2（++））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。437 ステップ以降、変位の急増が認められる。

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、437 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、437 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、437 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（隔壁）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、437 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。

材料非線形解析による設計せん断耐力は、437 ステップにおけるせん断耐力 258.9kN を表 4-8 に示す部材係数（ γ_{b1} 及び γ_{b2} ）で除した 227kN とする。

また、図 5-26 に、各ステップにおける変形図を示す。

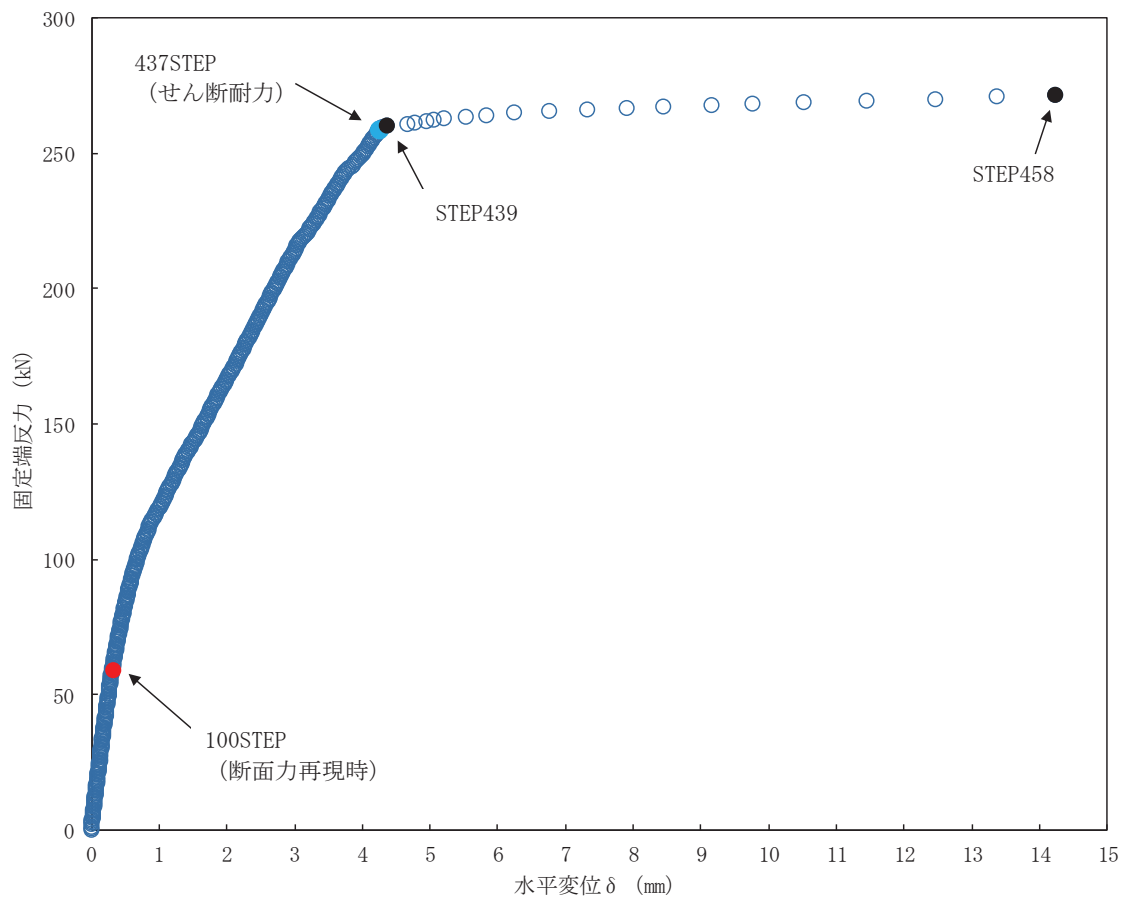
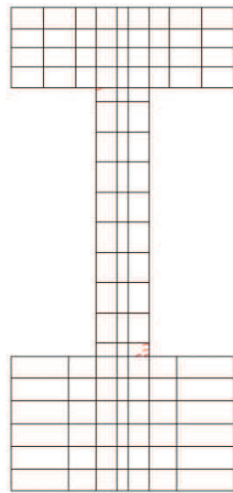
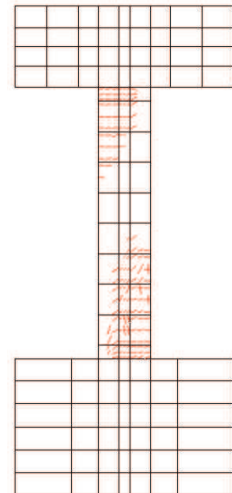


図 5-24 荷重-変位曲線
 (隔壁, 解析ケース①, $S_s - D_2$ (++))



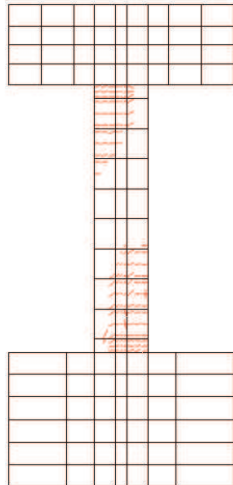
100STEP

断面力再現時



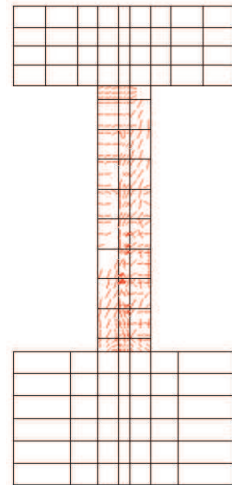
439STEP

斜めひび割れ進行



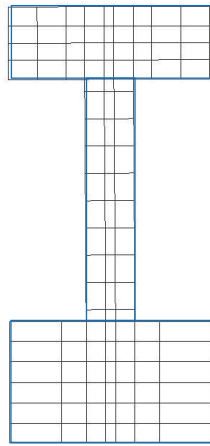
437STEP

せん断耐力

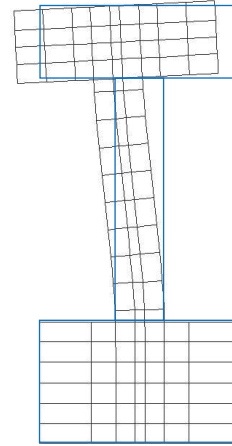


458STEP

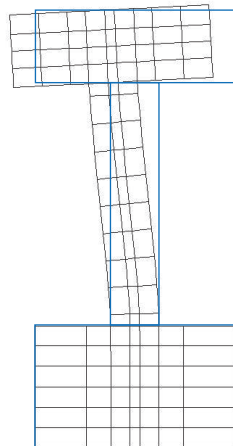
図 5-25 各ステップにおけるひび割れ図
(隔壁, 解析ケース①, $S_s - D2 (+ +)$)



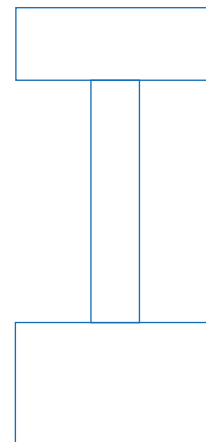
100STEP
断面力再現時



439STEP
斜めひび割れ進行



437STEP
せん断耐力



458STEP

変形倍率 (×20)

図 5-26 各ステップにおける変形図
(隔壁, 解析ケース①, $S_s - D 2 (+ +)$)

(d) 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 5-14 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 5-14(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）

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	++	頂版	3	208	554*3	0.38
			側壁	7	262	918*3	0.29
			隔壁	6	46	226*3	0.21
			底版	2	250	515	0.49
		-+	頂版	3	195	547*3	0.36
			側壁	7	277	872*3	0.32
			隔壁	6	52	224*3	0.24
			底版	2	244	515	0.48
	S s - D 2	++	頂版	3	208	575*3	0.37
			側壁	7	255	813*3	0.32
			隔壁	6	60	227*3	0.27
			底版	2	281	515	0.55
		-+	頂版	3	244	538*3	0.46
			側壁	7	277	903*3	0.31
			隔壁	6	46	202*3	0.23
			底版	2	269	515	0.53
	S s - D 3	++	頂版	3	240	532*3	0.46
			側壁	7	246	829*3	0.30
			隔壁	6	39	229*3	0.18
			底版	2	289	515	0.57
-+		頂版	3	142	150	0.95	
		側壁	7	218	952*3	0.23	
		隔壁	6	33	226*3	0.15	
		底版	2	244	515	0.48	

注記*1：評価位置を図 5-27 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 5-14(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)

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 - F 1	++	頂版	3	167	188	0.89
			側壁	7	301	827*3	0.37
			隔壁	6	36	203*3	0.18
			底版	2	295	515	0.58
		-+	頂版	3	163	188	0.87
			側壁	7	286	822*3	0.35
			隔壁	6	33	209*3	0.16
			底版	2	308	515	0.60
	S s - F 2	++	頂版	3	222	278	0.80
			側壁	7	282	808*3	0.35
			隔壁	6	40	208*3	0.20
			底版	2	217	515	0.43
		-+	頂版	3	97	150	0.65
			側壁	7	226	916*3	0.25
			隔壁	6	37	218*3	0.17
			底版	2	211	515	0.41
	S s - F 3	++	頂版	3	164	188	0.88
			側壁	7	211	950*3	0.23
			隔壁	6	33	221*3	0.15
			底版	2	250	515	0.49
-+		頂版	3	201	505*3	0.40	
		側壁	7	253	829*3	0.31	
		隔壁	6	42	211*3	0.20	
		底版	2	271	515	0.53	

注記*1 : 評価位置を図 5-27 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 5-14(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）

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 - N 1	++	頂版	3	137	188	0.73
			側壁	7	236	831*3	0.29
			隔壁	6	33	216*3	0.16
			底版	2	268	515	0.53
		-+	頂版	3	206	309	0.67
			側壁	7	293	805*3	0.37
			隔壁	6	29	215*3	0.14
			底版	2	192	515	0.38
②	S s - D 2	-+	頂版	3	242	539*3	0.45
			側壁	7	318	848*3	0.38
			隔壁	6	44	206*3	0.22
			底版	2	272	515	0.53
③	S s - D 2	-+	頂版	3	247	539*3	0.46
			側壁	7	286	909*3	0.32
			隔壁	6	47	226*3	0.21
			底版	2	274	515	0.54
	S s - D 3	++	頂版	3	248	537*3	0.47
			側壁	7	285	805*3	0.36
④	S s - D 2	-+	頂版	3	236	561*3	0.43
			側壁	7	285	805*3	0.36
			隔壁	6	53	217*3	0.25
			底版	2	304	515	0.60

注記*1：評価位置を図 5-27 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

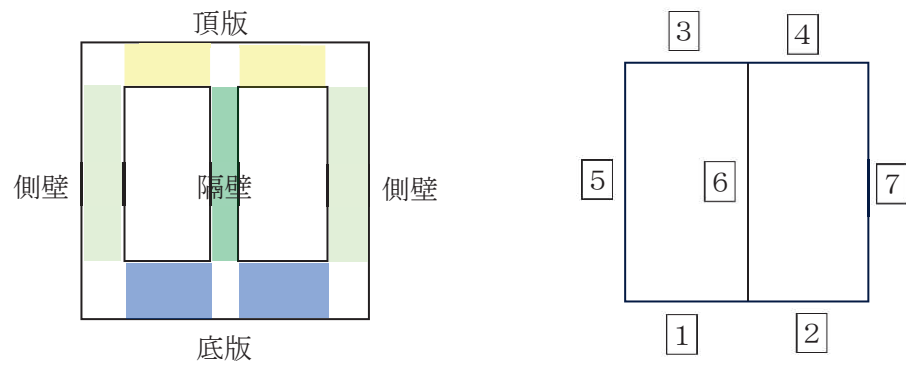


图 5-27 評価位置図

5.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

5.3.1 基礎地盤（狐崎部層）

基礎地盤（狐崎部層）の支持性能に対する照査結果を表5-15に示す。また、最大接地圧分布図を図5-28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5-15 基礎地盤（狐崎部層）の支持性能照査結果

解析 ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力	照査値	
			R_d (N/mm ²)	R_u (N/mm ²)	R_d/R_u	
①	S _s -D1	++	6.6	13.7	0.49	
		-+	4.7	13.7	0.35	
	S _s -D2	++	6.0	13.7	0.44	
		-+	5.0	13.7	0.37	
	S _s -D3	++	5.0	13.7	0.37	
		-+	3.7	13.7	0.28	
	S _s -F1	++	4.9	13.7	0.36	
		-+	2.8	13.7	0.21	
	S _s -F2	++	5.2	13.7	0.38	
		-+	3.0	13.7	0.22	
	S _s -F3	++	3.9	13.7	0.29	
		-+	5.0	13.7	0.37	
	S _s -N1	++	4.7	13.7	0.35	
		-+	2.8	13.7	0.21	
	②	S _s -D2	-+	4.9	13.7	0.36
	③	S _s -D2	-+	5.0	13.7	0.37
④	S _s -D2	-+	5.0	13.7	0.37	

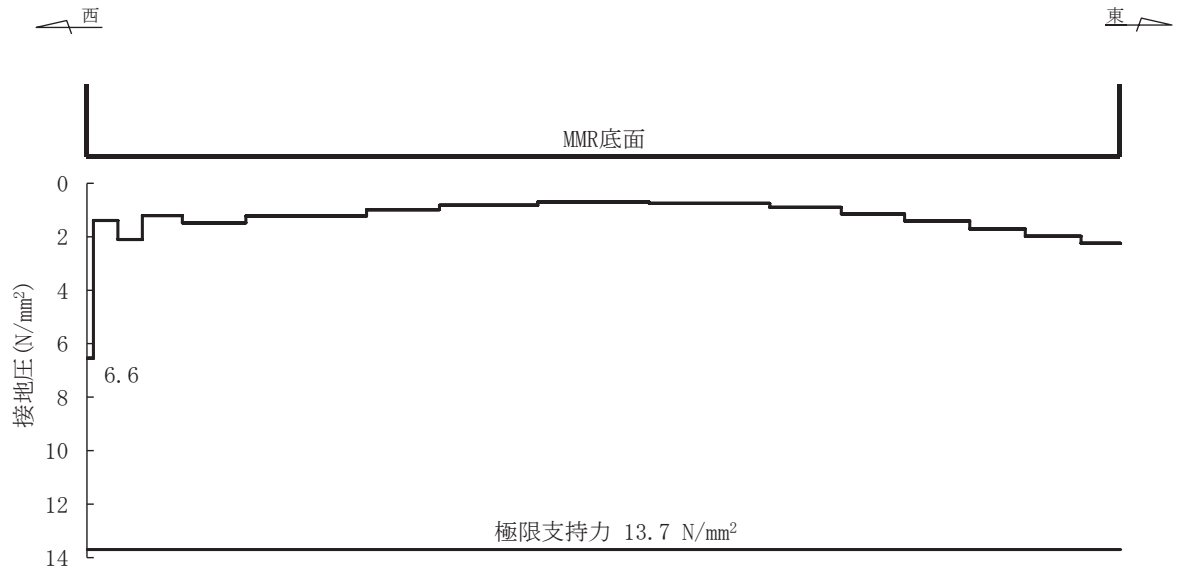


図 5-28 基礎地盤の最大接地圧分布図
 (解析ケース①, S s - D 1 (++))

5.3.2 MMR（既設）

(1) 接地圧に対する評価

MMR（既設）の支持性能に対する照査結果を表5-16に示す。また、最大接地圧分布図を図5-29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、MMR（既設）に発生する接地圧が支圧強度を下回ることを確認した。

表5-16 MMR（既設）の支持性能照査結果

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R_d (N/mm ²)	支圧強度 f'_a (N/mm ²)	照査値 R_d/f'_a	
①	S _s -D1	++	1.7	15.6	0.11	
		-+	1.7	15.6	0.11	
	S _s -D2	++	1.6	15.6	0.11	
		-+	1.7	15.6	0.11	
	S _s -D3	++	1.6	15.6	0.11	
		-+	1.6	15.6	0.11	
	S _s -F1	++	1.9	15.6	0.13	
		-+	2.0	15.6	0.13	
	S _s -F2	++	1.5	15.6	0.10	
		-+	1.4	15.6	0.09	
	S _s -F3	++	1.6	15.6	0.11	
		-+	1.8	15.6	0.12	
	S _s -N1	++	1.7	15.6	0.11	
		-+	1.4	15.6	0.09	
	②	S _s -D2	-+	1.8	15.6	0.12
	③	S _s -D2	-+	1.7	15.6	0.11
④	S _s -D2	-+	1.6	15.6	0.11	

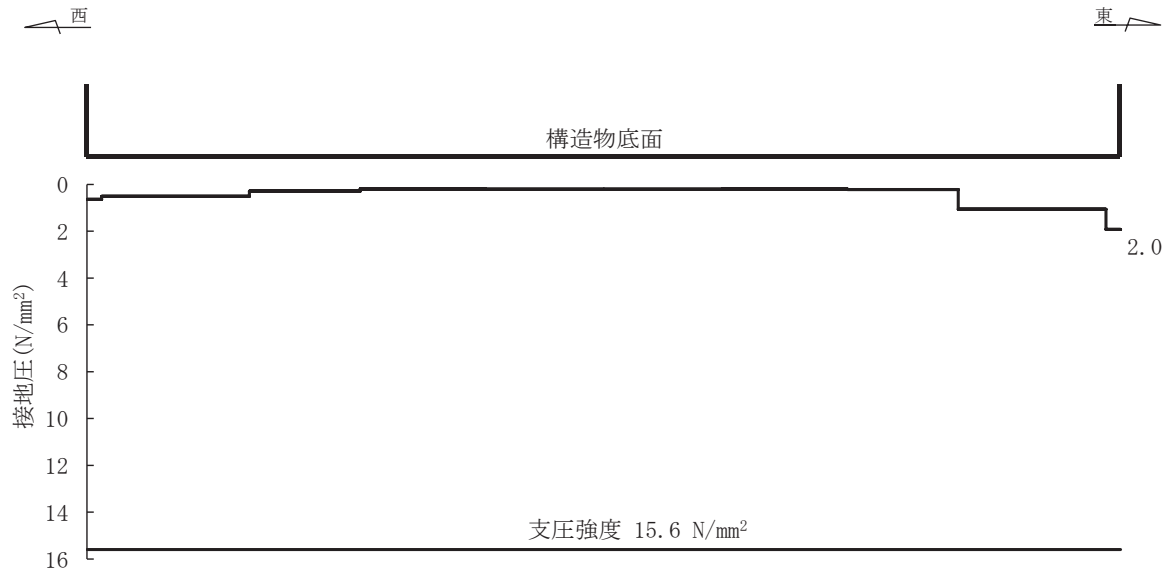


図 5-29 基礎地盤の最大接地圧分布図
 (解析ケース①, S s - F 1 (-+))

(2) 健全性評価

MMR（既設）のせん断破壊に対する局所安全係数を表 5-17 に、引張破壊に対する局所安全係数を表 5-18 に示す。

局所安全係数は、せん断強度をせん断応力で除した値として時々刻々求め、全時刻において最小となる局所安全係数を記載する。

また、引張破壊に対する局所安全係数が 1.0 を下回るケースについて、最大せん断応力発生時刻及び最大引張応力発生時刻の局所安全係数分布を図 5-30 及び図 5-31 に示す。

$$f_s = R / S$$

ここに、 f_s : 局所安全係数

R : せん断強度又は引張強度

S : 発生せん断応力又は発生引張応力

表 5-17 及び表 5-18、図 5-30、図 5-31 より、せん断破壊及び引張破壊している要素の分布が極めて局所的で MMR（既設）の安定性に影響を及ぼすことはない。

以上から、MMR（既設）の健全性を確認した。

表 5-17 MMR（既設）のせん断破壊に対する局所安全係数

解析 ケース	地震動		せん断応力 S (N/mm ²)	せん断強度 R (N/mm ²)	局所安全係数 f_s
①	S _s -D 1	++	2.27	3.12	1.37
		-+	1.82	3.12	1.71
	S _s -D 2	++	2.19	3.12	1.42
		-+	1.76	3.12	1.77
	S _s -D 3	++	1.84	3.12	1.69
		-+	1.50	3.12	2.08
	S _s -F 1	++	1.79	3.12	1.74
		-+	1.28	3.12	2.43
	S _s -F 2	++	1.75	3.12	1.78
		-+	1.40	3.12	2.22
	S _s -F 3	++	1.58	3.12	1.97
		-+	2.01	3.12	1.55
	S _s -N 1	++	1.69	3.12	1.84
		-+	1.22	3.12	2.55
②	S _s -D 2	-+	1.74	3.12	1.79
③	S _s -D 2	-+	1.78	3.12	1.75
④	S _s -D 2	-+	1.76	3.12	1.77

表 5-18 MMR (既設) の引張破壊に対する局所安全係数

解析 ケース	地震動		引張応力 S (N/mm ²)	引張強度 R (N/mm ²)	局所安全係数 f _s	
①	S _s -D 1	++	0.92	1.43	1.55	
		-+	1.86	1.43	0.76	
	S _s -D 2	++	1.29	1.43	1.10	
		-+	1.09	1.43	1.31	
	S _s -D 3	++	1.14	1.43	1.25	
		-+	1.22	1.43	1.17	
	S _s -F 1	++	0.83	1.43	1.72	
		-+	1.38	1.43	1.03	
	S _s -F 2	++	0.91	1.43	1.57	
		-+	1.16	1.43	1.23	
	S _s -F 3	++	1.53	1.43	0.93	
		-+	1.20	1.43	1.19	
	S _s -N 1	++	0.81	1.43	1.76	
		-+	1.54	1.43	0.92	
	②	S _s -D 2	-+	1.09	1.43	1.31
	③	S _s -D 2	-+	1.10	1.43	1.30
④	S _s -D 2	-+	1.10	1.43	1.30	

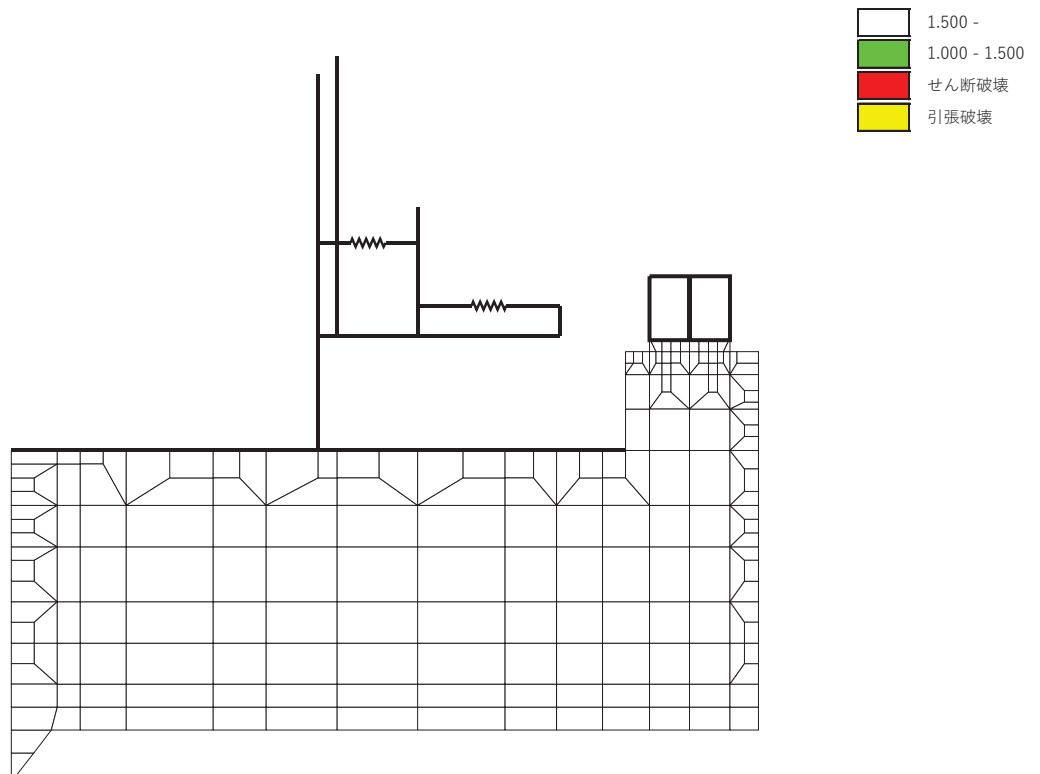


図 5-30(1) MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
 (解析ケース①: 基本ケース, $S_s - D 1 (-+)$, $t=37.19s$)

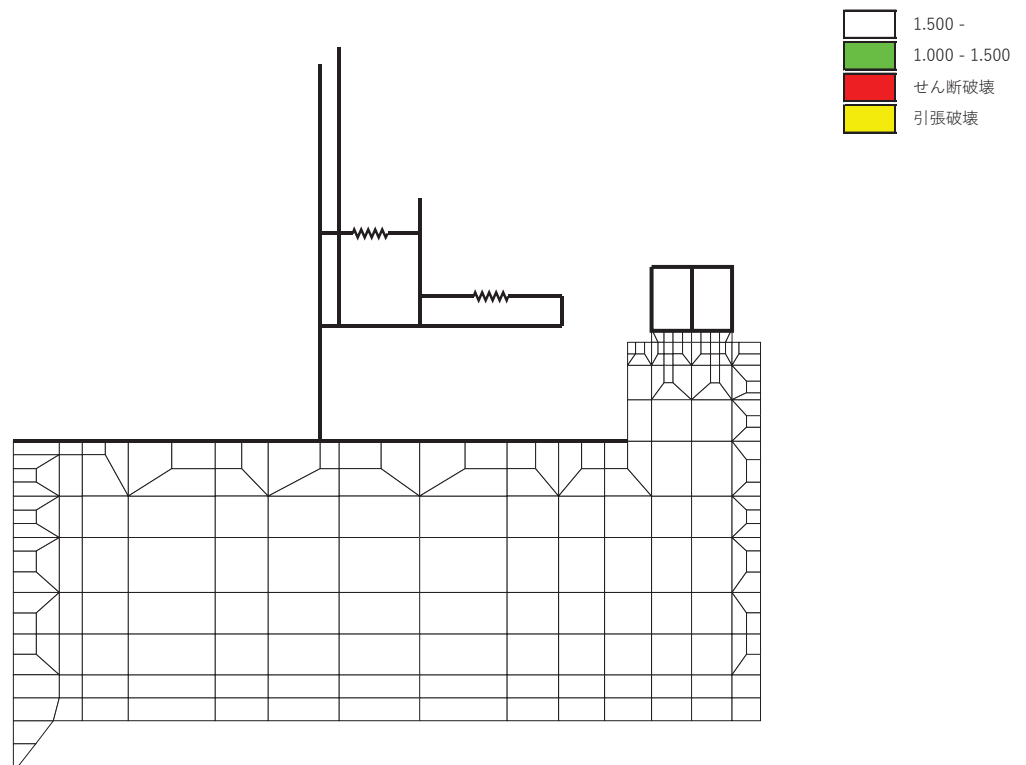


図 5-30(2) MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
 (解析ケース①: 基本ケース, $S_s - F 3 (++)$, $t=28.52s$)

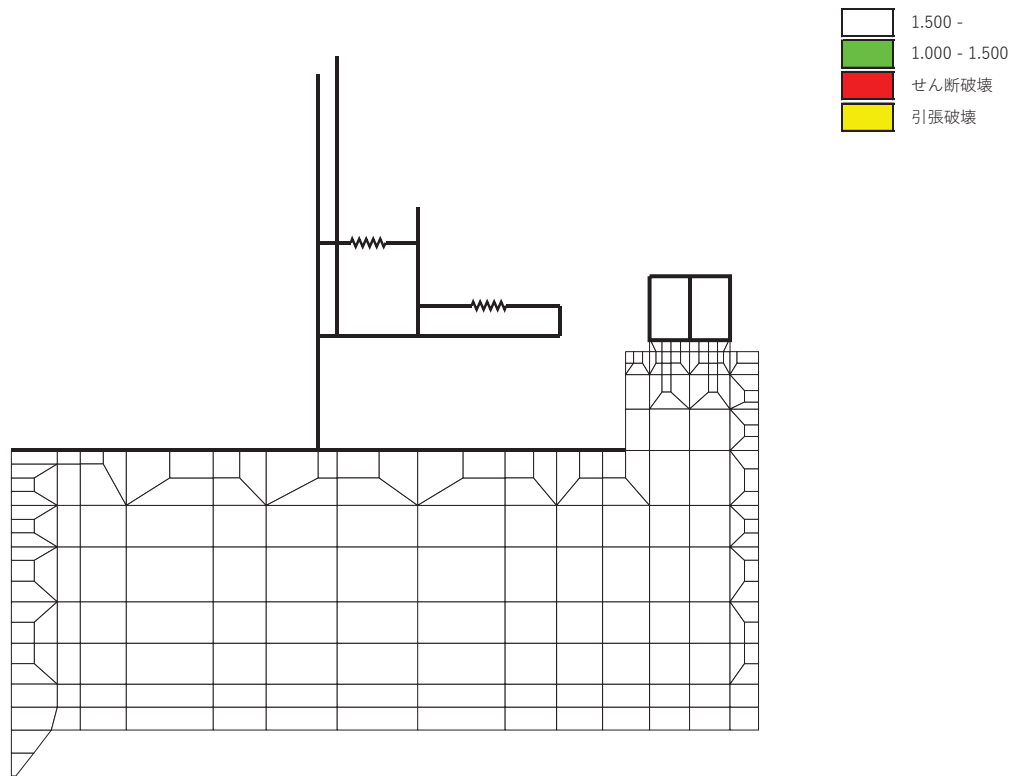


図 5-30(3) MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
 (解析ケース①: 基本ケース, $S_s - N_1 (-+)$, $t=7.55s$)

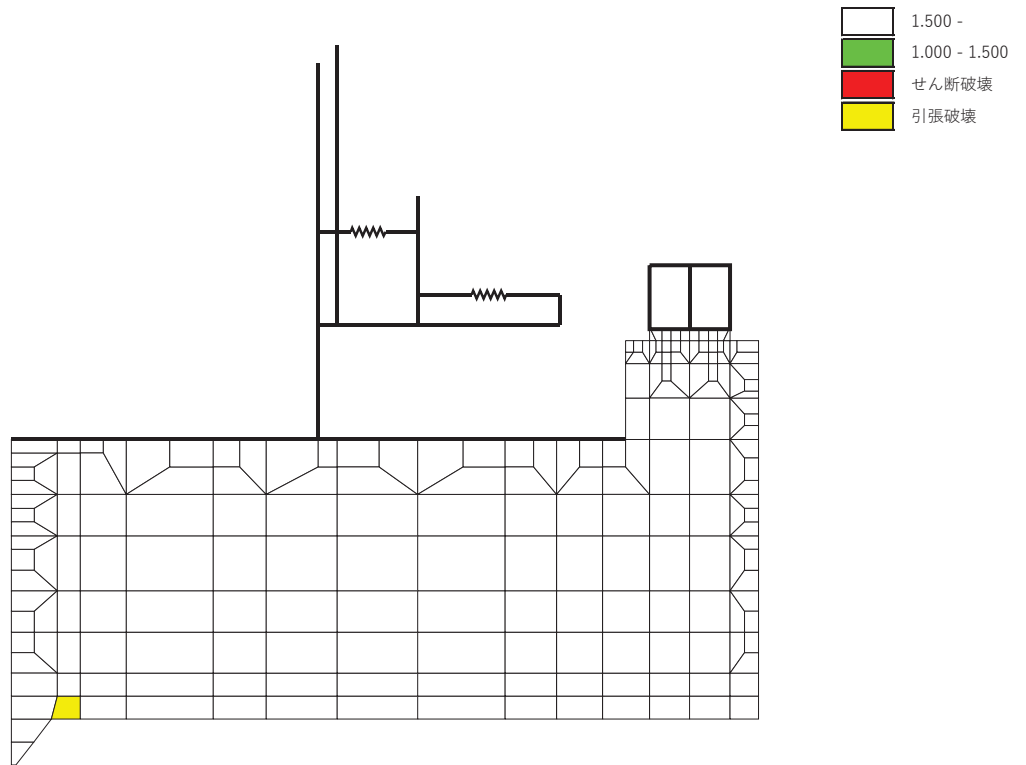


図 5-31(1) MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース① : 基本ケース, $S_s - D 1 (-+)$, $t=25.22s$)

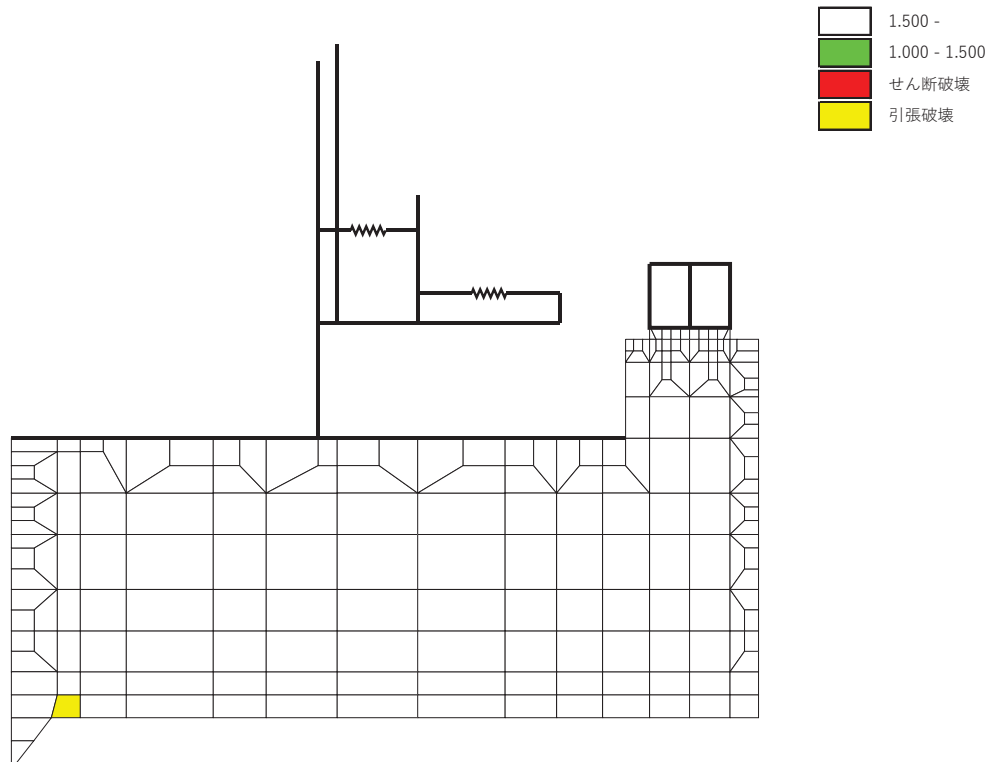


図 5-31(2) MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース① : 基本ケース, $S_s - F 3 (++)$, $t=28.61s$)

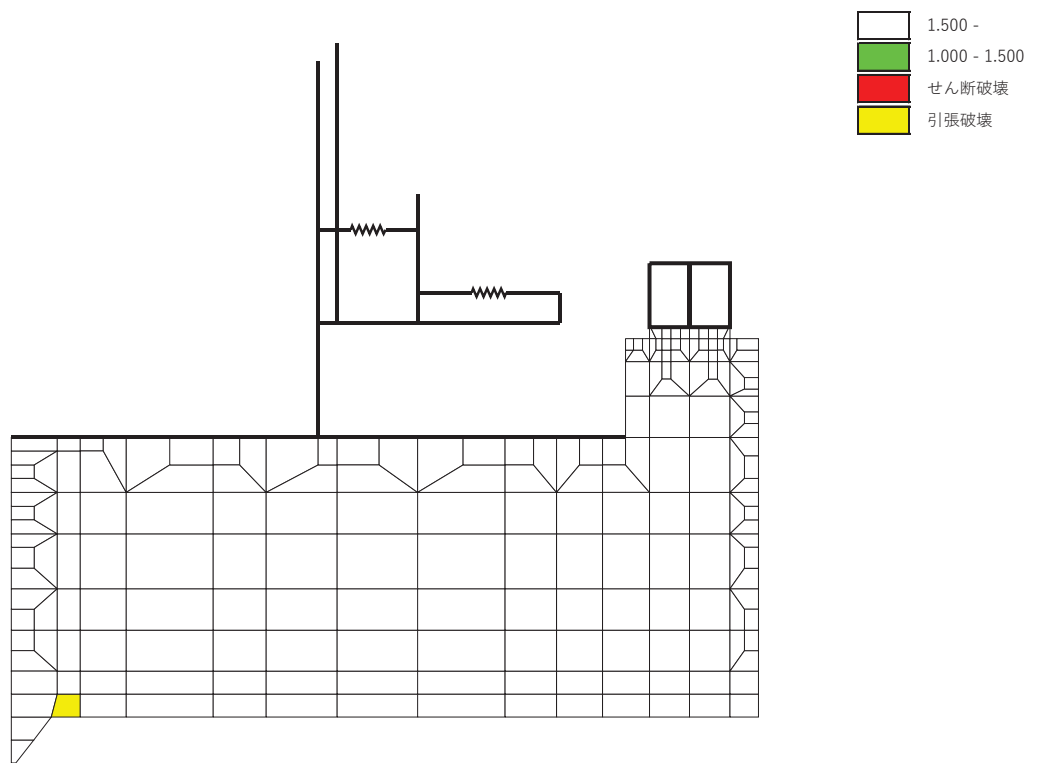


図 5-31(3) MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
 (解析ケース①: 基本ケース, $S_s - N_1 (-+)$, $t=7.36s$)

6. まとめ

軽油タンク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、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。

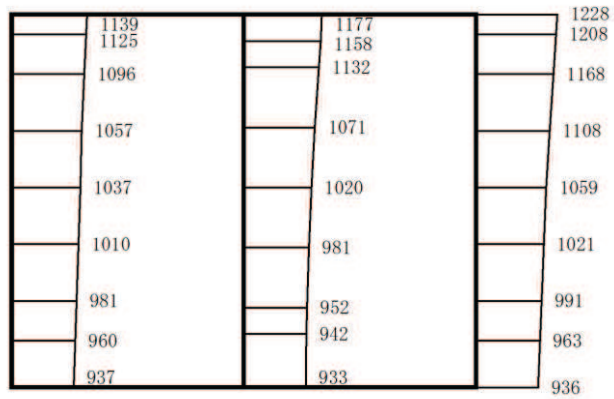
基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が極限支持力に基づく許容限界を下回ること、MMR（既設）に発生する応力（接地圧）が支圧強度を下回ること及び MMR（既設）の健全性を確認した。

以上から、軽油タンク連絡ダクトは、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。

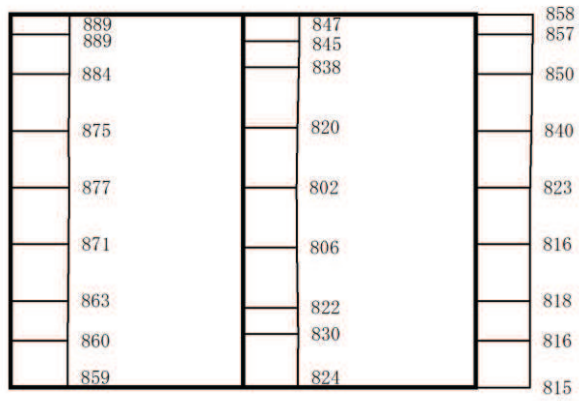
参考資料 1 機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケース

軽油タンク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) 及び弾性設計用地震動 S_d を用いて、ケース①に加え、「資料 2 軽油タンク連絡ダクトの耐震安全性評価」の「3. 地震応答解析」に基づきケース②～④の解析を実施している。

鉄筋コンクリート部材の初期剛性低下の影響として、鉄筋コンクリート部材の剛性を 0.75 倍したケースに係る地震応答解析結果として、基準地震動 S_s に対する最大加速度分布図を図 1-1～図 1-7 に示す。



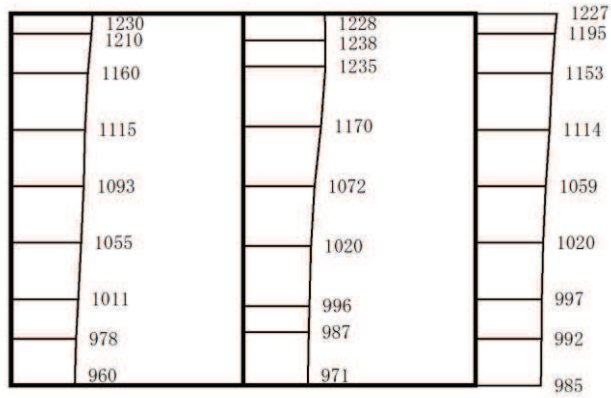
(a) S s - D 1 (++) 水平



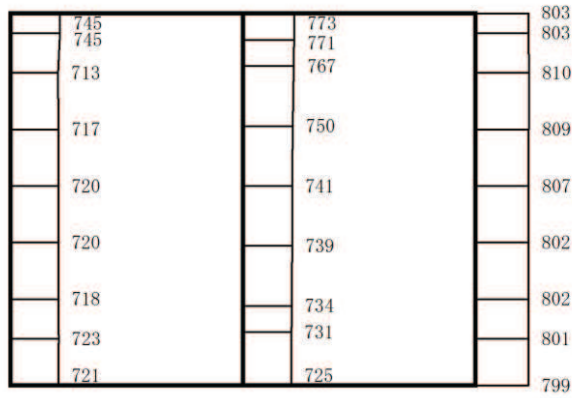
(b) S s - D 1 (++) 鉛直

構造スケール 0 1 (m) 応答値スケール 0 2000 (cm/s²)

図 1-1 最大加速度分布図 (解析ケース⑤)



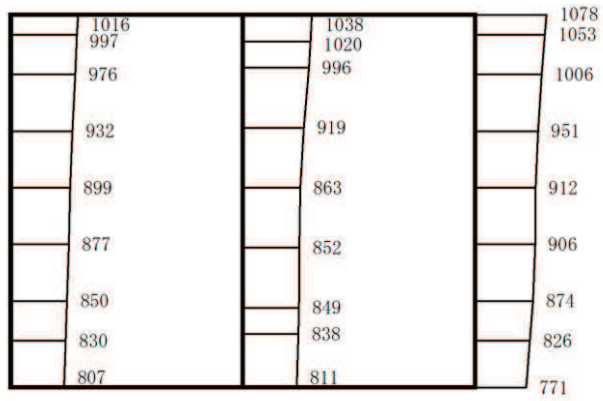
(a) $S_s - D_2 (++)$ 水平



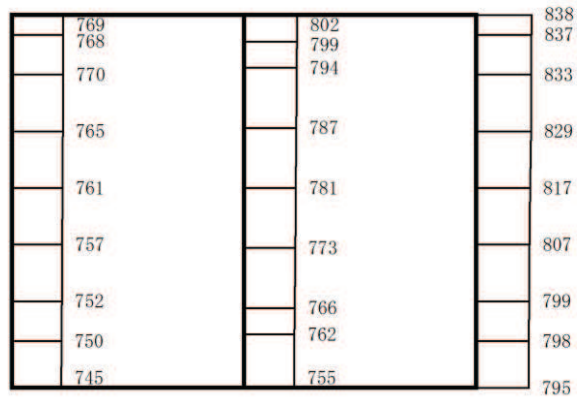
(b) $S_s - D_2 (++)$ 鉛直

構造スケール 0 1 (m) 応答値スケール 0 2000 (cm/s²)

図 1-2 最大加速度分布図 (解析ケース⑤)



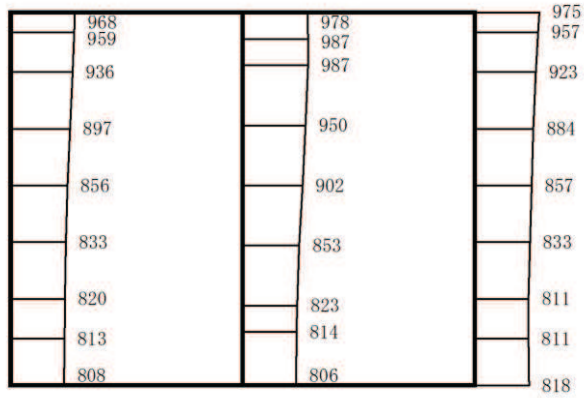
(a) S s - D 3 (++) 水平



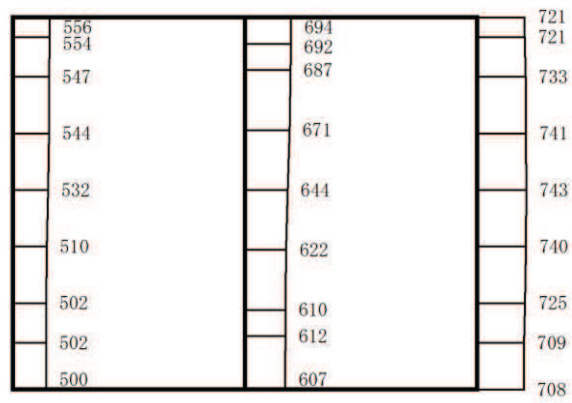
(b) S s - D 3 (++) 鉛直

構造スケール 0 1 (m) 応答値スケール 0 2000 (cm/s²)

図 1-3 最大加速度分布図 (解析ケース⑤)



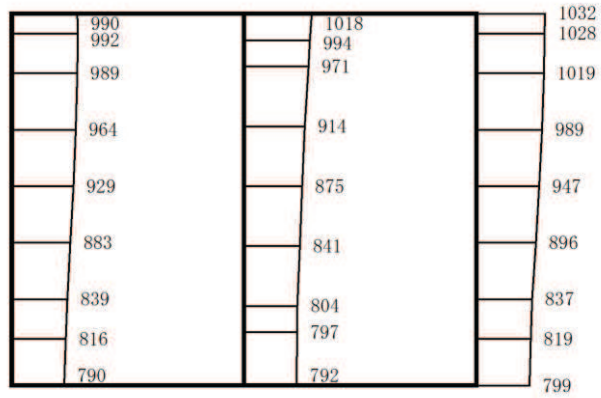
(a) S s - F 1 (++) 水平



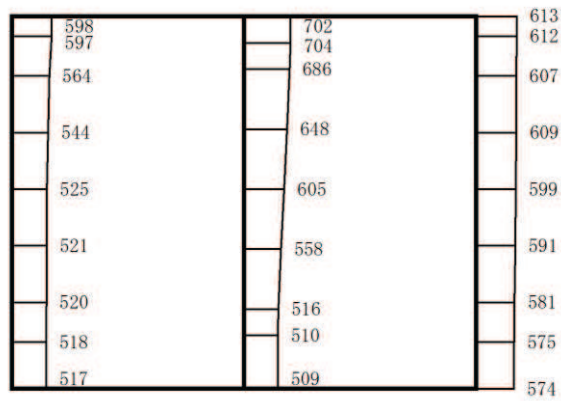
(b) S s - F 1 (++) 鉛直

構造スケール 0 1 (m) 応答値スケール 0 2000 (cm/s²)

図 1-4 最大加速度分布図 (解析ケース⑤)



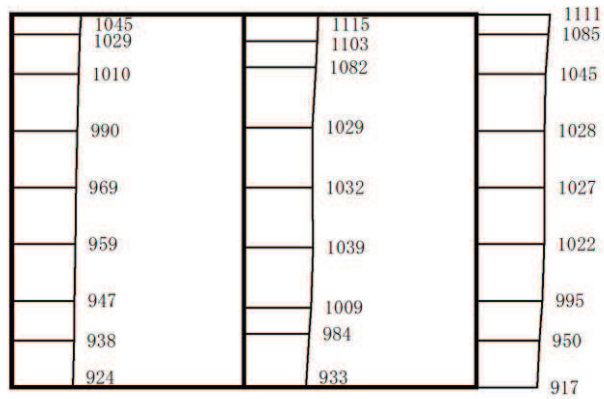
(a) $S_s - F_2$ (++) 水平



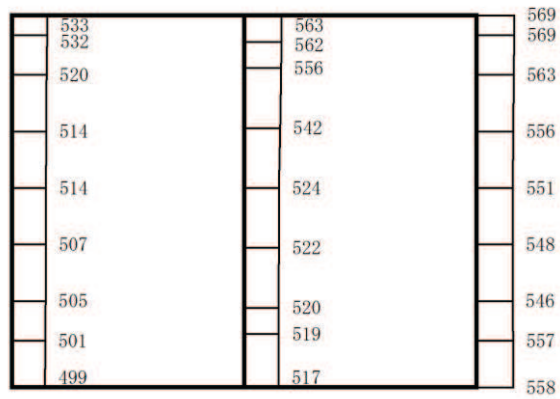
(b) $S_s - F_2$ (++) 鉛直

構造スケール 0 1 (m) 応答値スケール 0 2000 (cm/s²)

図 1-5 最大加速度分布図 (解析ケース⑤)



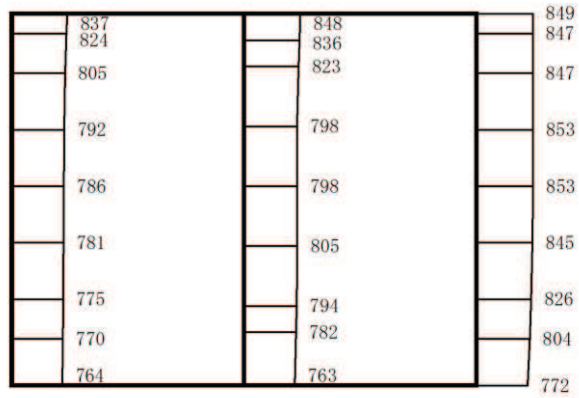
(a) $S_s - F_3 (++)$ 水平



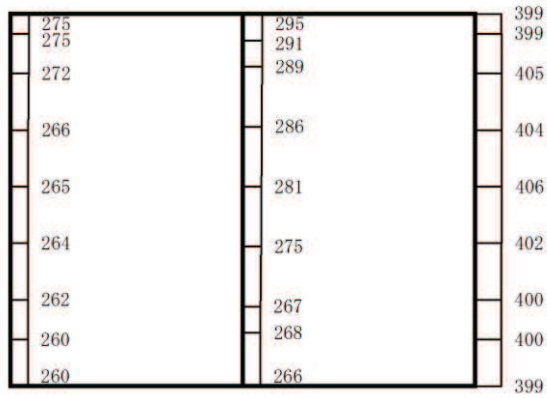
(b) $S_s - F_3 (++)$ 鉛直

構造スケール 0  1 (m) 応答値スケール 0  2000 (cm/s²)

図 1-6 最大加速度分布図 (解析ケース⑤)



(a) S s - N 1 (++) 水平



(b) S s - N 1 (++) 鉛直

構造スケール 0 1 (m) 応答値スケール 0 2000 (cm/s²)

図 1-7 最大加速度分布図 (解析ケース⑤)

参考資料 2 静的地震力に対する耐震評価

1. 評価方針

Cクラス施設に求められる静的地震力に対して、軽油タンク連絡ダクトが耐震性を有することの確認を行う。

軽油タンク連絡ダクトの静的地震力に対する耐震評価は、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、構造部材の発生応力度が短期許容応力度を下回ることを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が短期許容支持力度を下回ることを、MMR に発生する応力（接地圧）が支圧強度を下回ることを確認する。

耐震評価フローを図 1-1 に示す。

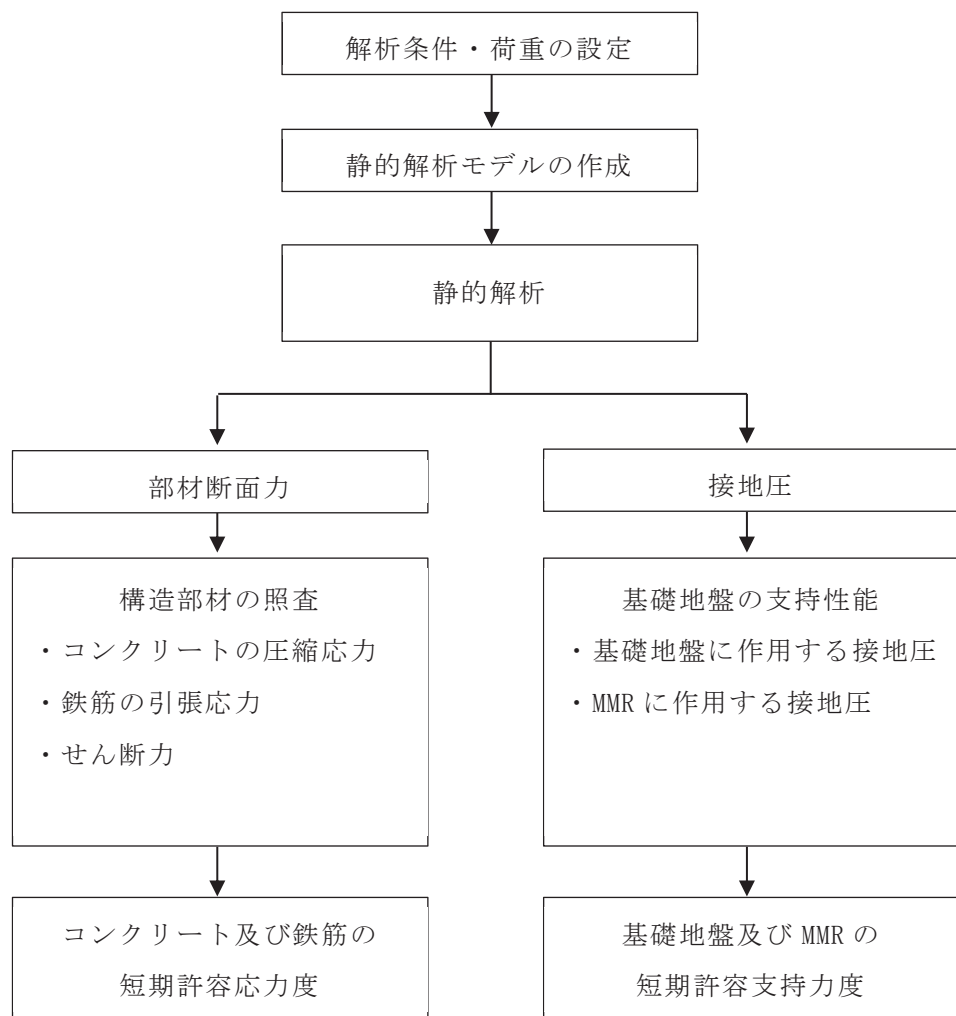


図 1-1 軽油タンク連絡ダクトの静的地震力に対する耐震評価フロー

2. 適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・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）
- ・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）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版（（一般社団法人）日本電気協会 電気技術基準調査委員会）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -2015（（一般社団法人）日本電気協会 原子力規格委員会）

3. 評価対象断面

「資料 2 軽油タンク連絡ダクトの耐震安全性評価」のうち「2. 評価条件」と同様とする。

4. 荷重及び荷重の組合せ

4.1 荷重

静的地震力に対する耐震評価において考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として，躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

積載荷重として，積雪荷重 P_s を含めて地表面に 4.9kN/m^2 を考慮する。

(3) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重として，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する。

(4) 地震荷重 (S_c)

地震荷重は静的地震力 ($kh=0.16$) を考慮する。

静的地震力算定用の基準面は地表面 ($0.P.+14.8\text{m}$) とし，地震層せん断力係数を用いて，次式により算出する。

$$Q_i = n \cdot Z \cdot C_i \cdot W_i$$

$$C_i = R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

ここで、

Q_i : 第 i 層に生じる水平地震力

n : 施設の重要度分類に応じた係数

Z : 地震地域係数 (1.0)

C_i : 第 i 層の地震層せん断力係数

W_i : 第 i 層が支える重量

R_t : 振動特性係数 (0.8)

A_i : 第 i 層の地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数

C_0 : 標準せん断力係数 (0.2)

4.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4-1 に示す。

表 4-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_c)	$G + P + S_c$

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (積雪荷重 P_s を含めて 4.9kN/m^2 を地表面に考慮)

S_c : 耐震 C クラスの施設に適用される静的地震力 ($kh=0.16$)

5. 使用材料及び材料の物性値

「資料 2 軽油タンク連絡ダクトの耐震安全性評価」のうち「2.3 使用材料及び材料の物性値」と同様とする。

6. 静的解析

静的解析は、「資料 2 軽油タンク連絡ダクトの耐震安全性評価」のうち「3. 地震応答解析」の解析モデルを用い、軽油タンク連絡ダクトを線形はり要素でモデル化した静的非線形解析により応答値を算定する。

7. 解析モデル

図 7-1 に解析モデルを示す。

静的解析は底面固定とし、側方は水平震度による地盤の水平方向の変形を拘束しないよう水平ローラーとする。

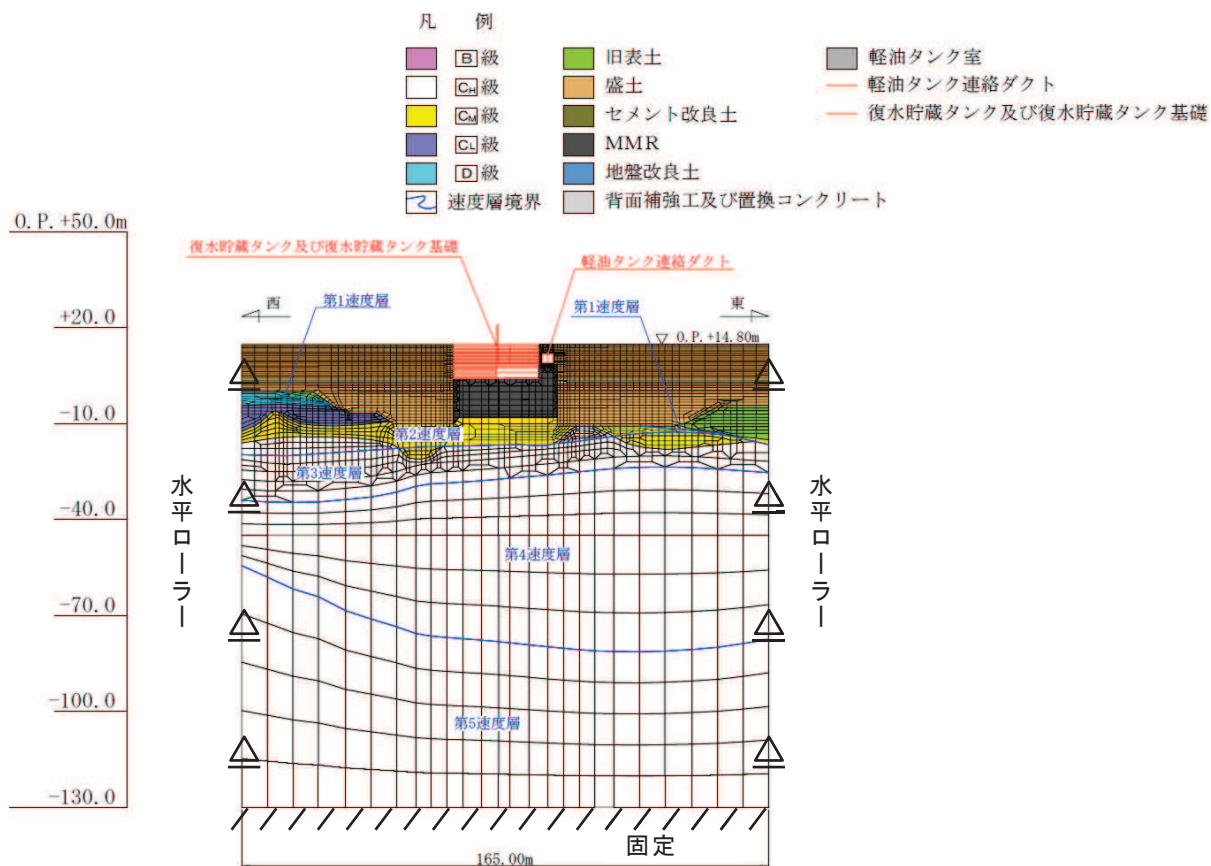


図 7-1 軽油タンク連絡ダクトの静的解析モデル図

8. ジョイント要素の設定

ジョイント要素の設定は「資料 2 軽油タンク連絡ダクトの耐震安全性評価」のうち「3.2.6 ジョイント要素の設定」と同様とする。

9. 許容限界

9.1 曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する許容限界

構造部材（鉄筋コンクリート）の曲げ・軸力系の破壊及びせん断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 9-1 及び表 9-2 に示す。

表 9-1 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_{al}		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 9-2 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。

9.2 基礎地盤の支持力に対する許容限界

9.2.1 基礎地盤（狐崎部層）

基礎地盤に作用する接地圧に対する許容限界は、短期許容支持力度とし、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -2008（（一般社団法人）日本電気協会 原子力規格委員会）に基づき極限支持力度の 2/3 とする。

基礎地盤（狐崎部層）の許容限界を表 9-3 に示す。

表 4-10 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)
短期許容支持 力度	狐崎部層	9.1

9.2.1 MMR（既設）

MMR（既設）に作用する接地圧に対する許容限界は、コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会 2002年制定）に基づき、コンクリートの支圧強度とする。

MMR（既設）の許容限界を表 9-4 に示す。

表 9-4 MMR（既設）の支持性能に対する許容限界

評価項目	MMR（既設）	許容限界 (N/mm ²)
支圧強度	コンクリート ($f'_{ck} = 15.6 \text{N/mm}^2$)	$f'_a = 15.6$

10. 評価結果

静的地震力に対する評価結果を表 10-1～表 10-3 に示す。また、最も厳しい照査値の地震時断面力を図 10-1 に示す。

表 10-1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（コンクリート）

地震荷重	評価位置		曲げ モーメント	軸力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値 σ'_c / σ'_{ca}
			(kN・m)		(kN)	σ'_c (N/mm ²)	
静的地震力 (kh=0.16)	頂版	3	-72	-195	2.0	11.7	0.18
	側壁	5	-68	-54	1.9	11.7	0.17
	隔壁	6	-43	-190	2.8	11.7	0.24
	底版	2	148	-249	1.6	11.7	0.14

注記*：評価位置は図 10-2 に示す。

表 10-2 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

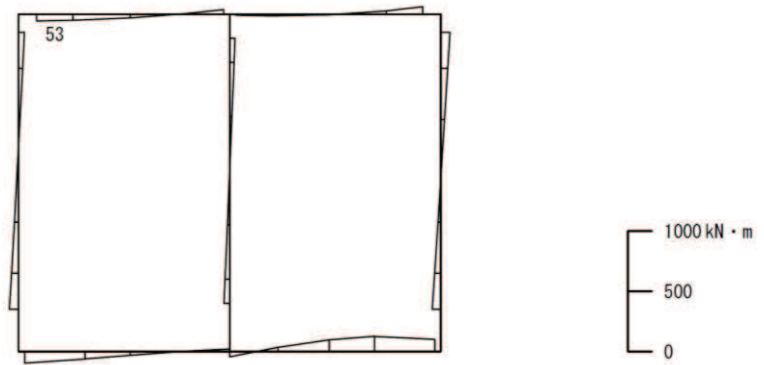
地震荷重	評価位置		曲げ モーメント	軸力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値 σ_s / σ_{sa}
			(kN・m)		(kN)	σ_s (N/mm ²)	
静的地震力 (kh=0.16)	頂版	3	53	43	134	294	0.46
	側壁	5	-68	-54	61	294	0.21
	隔壁	6	30	-57	54	294	0.19
	底版	2	-114	38	106	294	0.37

注記*：評価位置は図 10-2 に示す。

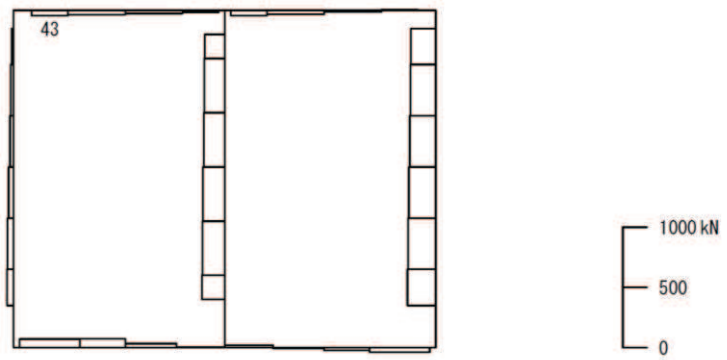
表 10-3 せん断破壊に対する評価結果

地震荷重	評価位置		発生 せん断力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値 τ_d / τ_{a1}
			(kN)	τ_d (N/mm ²)	τ_{a1} (N/mm ²)	
静的地震力 (kh=0.16)	頂版	3	108	0.24	0.63	0.39
	側壁	7	136	0.31	0.63	0.50
	隔壁	6	43	0.16	0.63	0.26
	底版	2	130	0.17	0.63	0.27

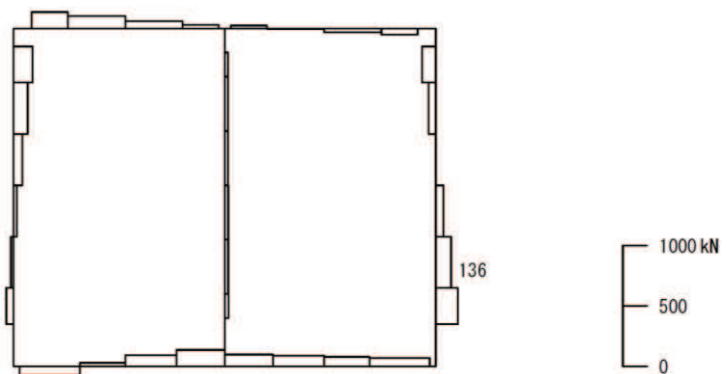
注記*：評価位置は図 10-2 に示す。



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 10-1 最も厳しい照査値の地震時断面力

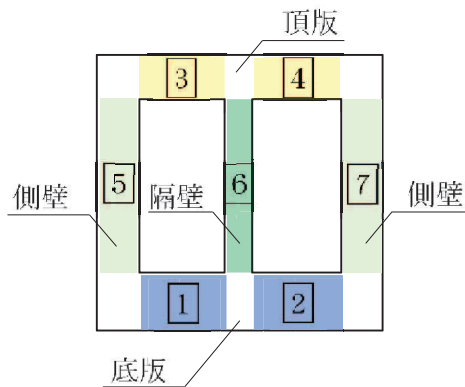


図 10-2 評価位置図

11. 基礎地盤の支持性能

基礎地盤及び MMR の支持性能に対する評価結果を表 11-1 及び表 11-2 に示す。また、最大接地圧分布図を図 11-1 及び図 11-2 に示す。

基礎地盤作用する接地圧が短期許容支持力度を下回ること及び MMR (既設) に作用する接地圧が支圧強度を下回ることを確認した。

表 11-1 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

地震荷重	最大接地圧 R_d (N/mm^2)	短期許容 支持力度 R_a (N/mm^2)	照査値 R_d/R_a
静的地震力 ($kh=0.16$)	1.3	9.1	0.15

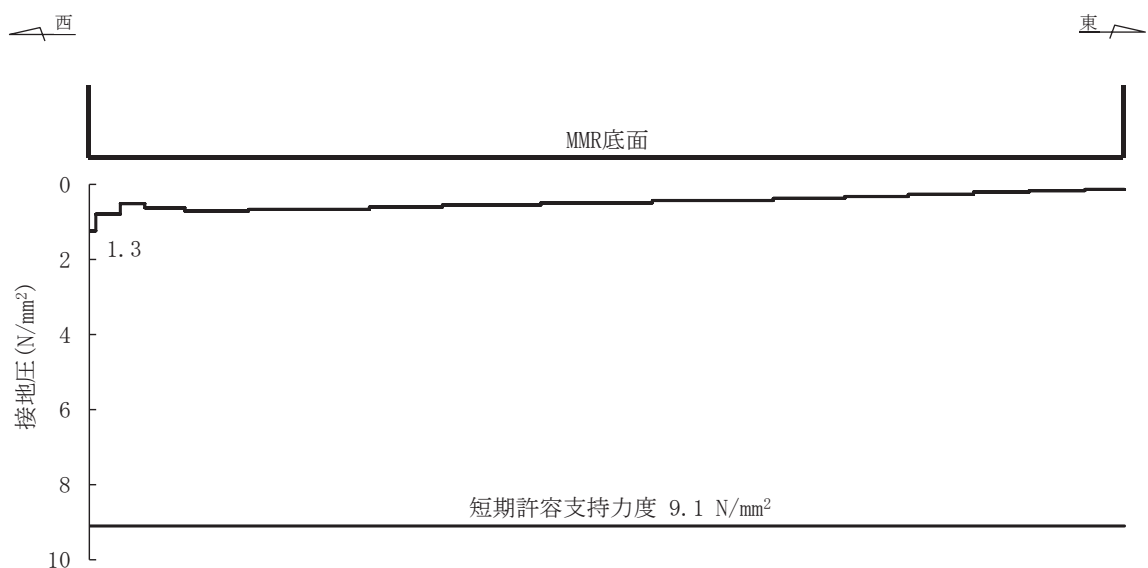


図 11-1 基礎地盤の最大接地圧分布図

表 11-2 MMR（既設）の支持性能に対する評価結果

地震荷重	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	支圧強度 f'_a (N/mm ²)	照査値 R_d/f'_a
静的地震力 ($kh=0.16$)	0.7	15.6	0.05

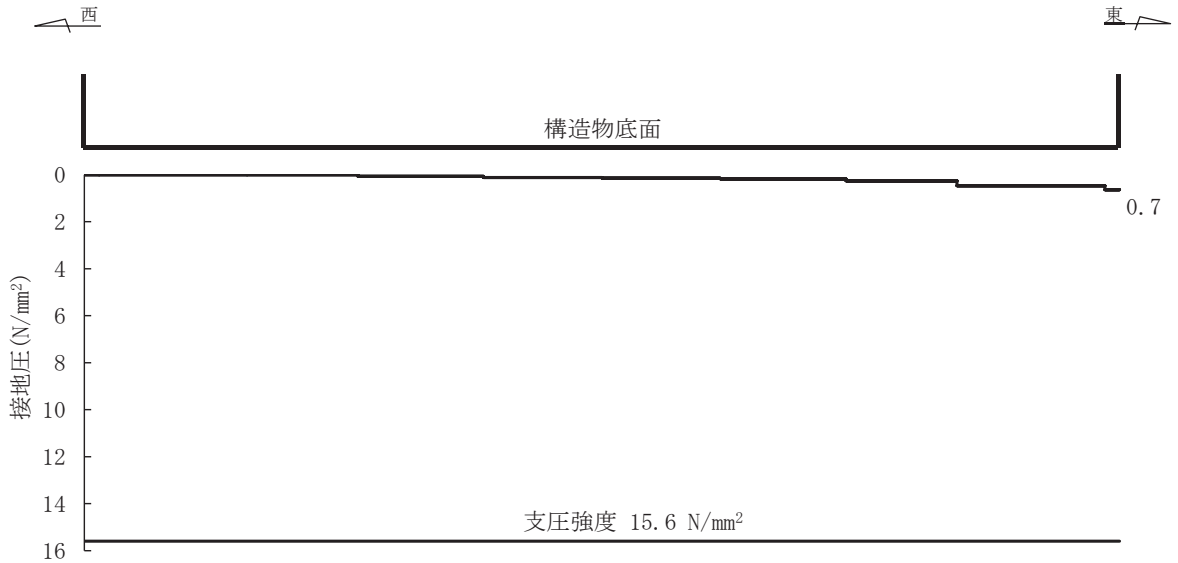


図 11-2 MMR（既設）の最大接地圧分布図

12. まとめ

軽油タンク連絡ダクトについて、Cクラス施設に求められる静的地震力 ($kh=0.16$) に対して耐震性を有することの確認を行った。

その結果、構造部材（コンクリート及び鉄筋）の発生応力度が短期許容応力度を下回ることを確認した。また、基礎地盤作用する接地圧が短期許容支持力度を下回ること及び MMR（既設）に作用する接地圧が支圧強度を下回ることを確認した。

以上のことから、軽油タンク連絡ダクトは設計上求められる静的地震力に対して十分な耐震性を有することを確認した。

資料3 排気筒連絡ダクトの耐震安全性評価

目 次

1. 評価方法	資料 3-1
2. 評価条件	資料 3-1
2.1 構造概要	資料 3-1
2.2 評価対象断面の方向	資料 3-6
2.3 評価対象断面の選定	資料 3-7
2.4 使用材料及び材料の物性値	資料 3-10
2.5 地盤物性値	資料 3-10
2.6 評価構造物諸元	資料 3-16
2.6.1 土砂部 (断面①及び③)	資料 3-16
2.6.2 岩盤部 (断面⑤)	資料 3-17
2.7 地下水位	資料 3-18
2.8 耐震評価フロー	資料 3-20
2.9 適用規格	資料 3-22
3. 地震応答解析	資料 3-25
3.1 地震応答解析手法	資料 3-25
3.2 地震応答解析モデルの設定	資料 3-28
3.2.1 解析モデル領域	資料 3-28
3.2.2 境界条件	資料 3-30
3.2.3 構造物のモデル化	資料 3-36
3.2.4 地盤のモデル化	資料 3-38
3.2.5 ジョイント要素の設定	資料 3-38
3.2.6 材料特性の設定	資料 3-42
3.3 減衰定数	資料 3-45
3.4 荷重の組合せ	資料 3-59
3.4.1 機器・配管荷重	資料 3-60
3.4.2 外水圧	資料 3-60
3.4.3 積載荷重	資料 3-61
3.5 地震応答解析の解析ケース	資料 3-62
3.5.1 耐震評価における解析ケース	資料 3-62
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	資料 3-74
4. 評価内容	資料 3-81
4.1 入力地震動の設定	資料 3-81
4.2 許容限界の設定	資料 3-166
4.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界	資料 3-166
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)	資料 3-169
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)	資料 3-173

4.2.4 基礎地盤の支持性能に対する許容限界.....	資料 3-186
5. 評価結果	資料 3-187
5.1 地震応答解析結果	資料 3-187
5.1.1 解析ケースと照査値	資料 3-188
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）	資料 3-202
5.1.3 断面力分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）	資料 3-204
5.1.4 断面力分布（せん断破壊に対する照査）	資料 3-206
5.1.5 最大せん断ひずみ分布	資料 3-212
5.1.6 過剰間隙水圧比分布	資料 3-219
5.2 構造部材の健全性に対する評価結果.....	資料 3-221
5.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果.....	資料 3-221
5.2.2 せん断破壊に対する評価結果.....	資料 3-231
5.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果.....	資料 3-264
5.3.1 土砂部（断面①）	資料 3-264
5.3.2 岩盤部（断面⑤）	資料 3-267
6. まとめ	資料 3-269

参考資料

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	資料 3- (参考) 1-1
参考資料 2	静的地震力に対する耐震評価	資料 3- (参考) 2-1
参考資料 3	断層交差部の影響評価	資料 3- (参考) 3-1
参考資料 4	地下水位の設定による影響	資料 3- (参考) 4-1
参考資料 5	非線形はり要素のモデル化方法に関する補足	資料 3- (参考) 5-1
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	資料 3- (参考) 6-1

1. 評価方法

排気筒連絡ダクトは、耐震重要施設及び常設重大事故等対処設備である非常用ガス処理系配管を底版で間接支持しており、支持機能が要求される。

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、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、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を確認する。

2. 評価条件

2.1 構造概要

排気筒連絡ダクトの位置図を図2-1に示す。

排気筒連絡ダクトは、鉄筋コンクリート造のトンネル構造物である。

排気筒連絡ダクトの平面図を図2-2に、断面図及び縦断図を図2-3に、概略配筋図を図2-4に示す。

排気筒連絡ダクトは、原子炉建屋と排気筒を結ぶ、延長187.49m、内空 mの鉄筋コンクリート造のトンネル構造物であり、幌形の土砂部と円形の岩盤部にて構成され、土砂部は直接又はマンメイドロック（以下「MMR」という。）を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置されており、岩盤部は岩盤に囲まれている。

排気筒連絡ダクトは、延長方向に3.0m～9.0m間隔に構造目地を介して分割され、原子炉建屋及び排気筒との接合部には耐震ジョイントが設置されており、土砂部と岩盤部のそれぞれの区間で延長方向に断面の変化がない線状構造物である。

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

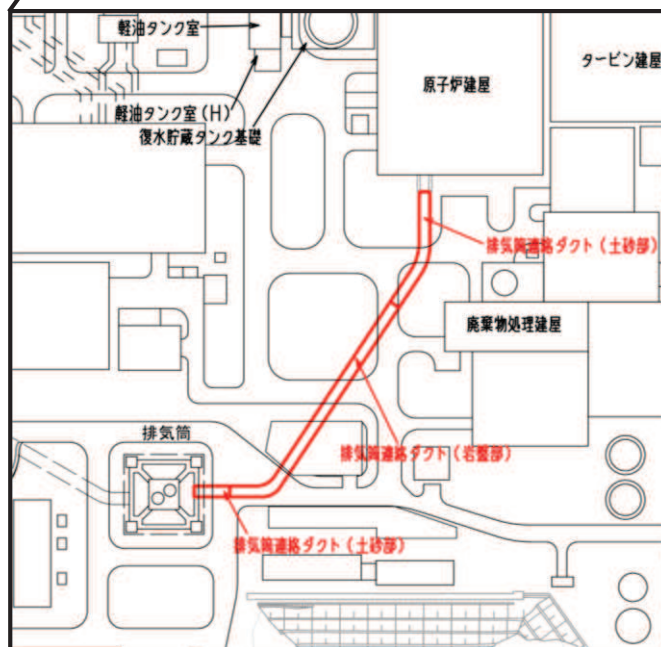
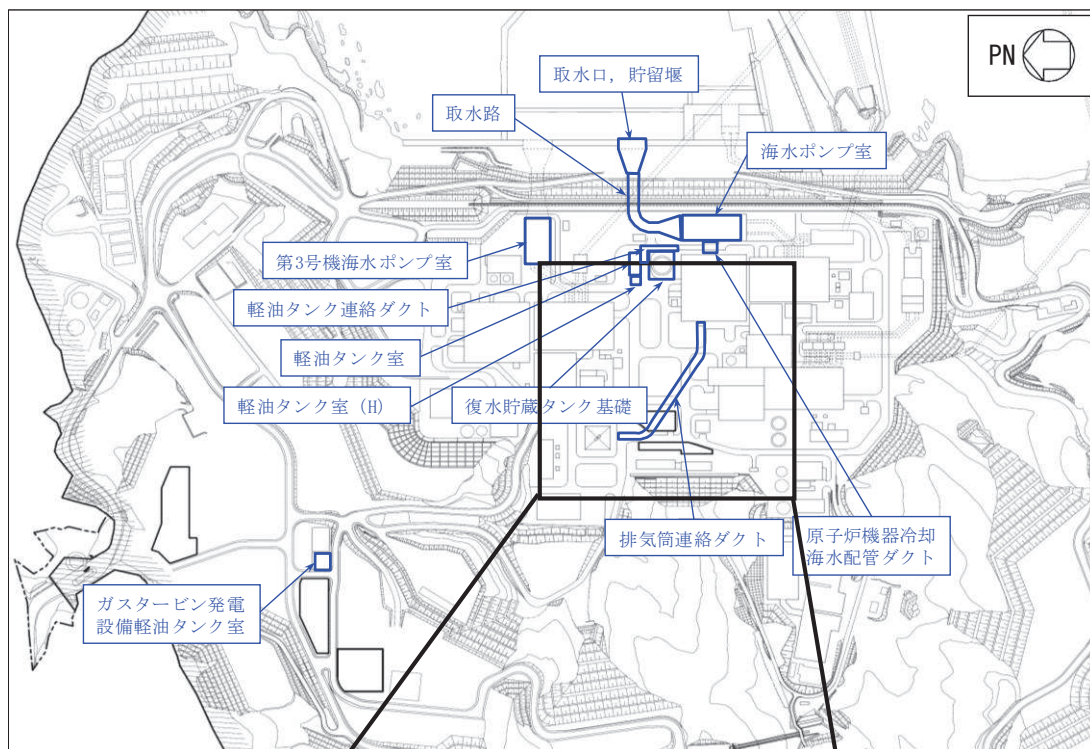


図 2-1 排気筒連絡ダクトの位置図

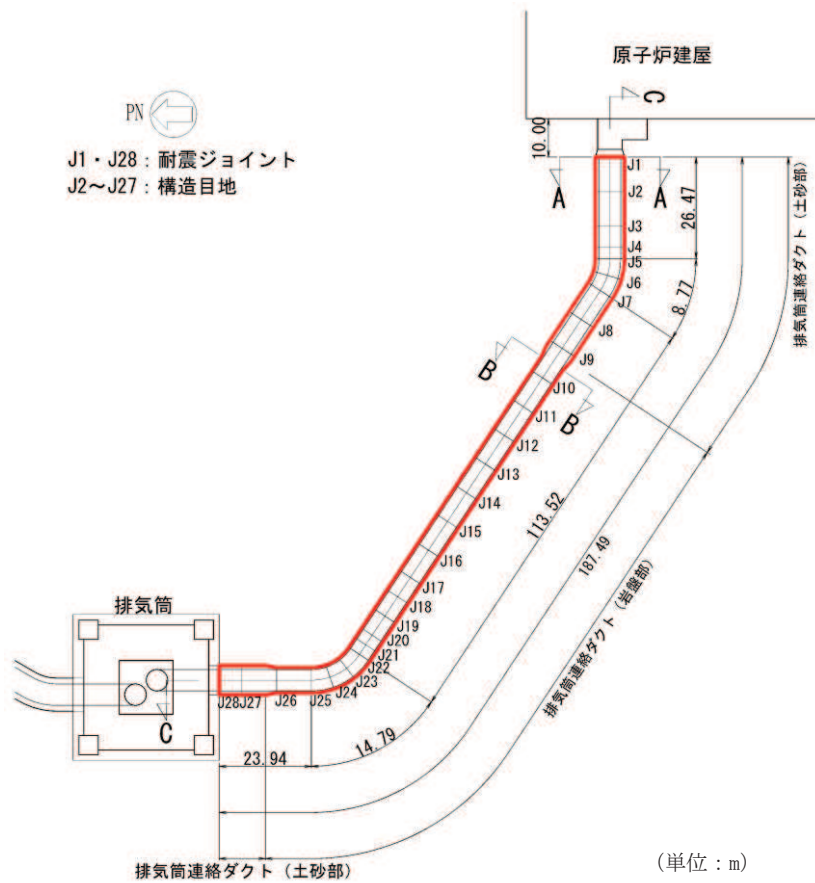


図 2-2 排気筒連絡ダクト平面図

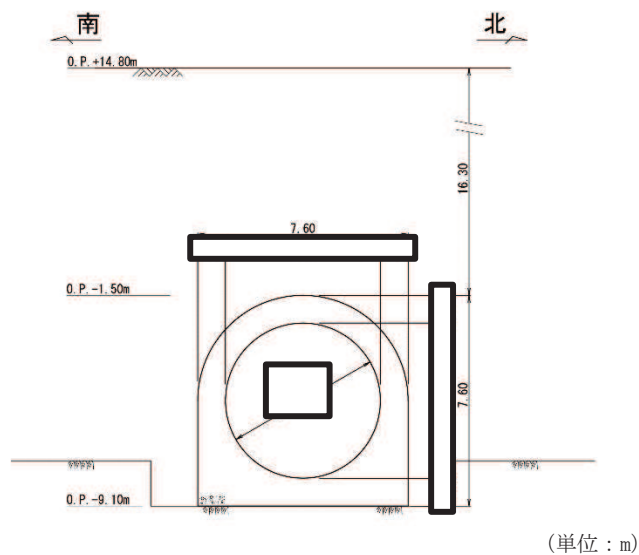
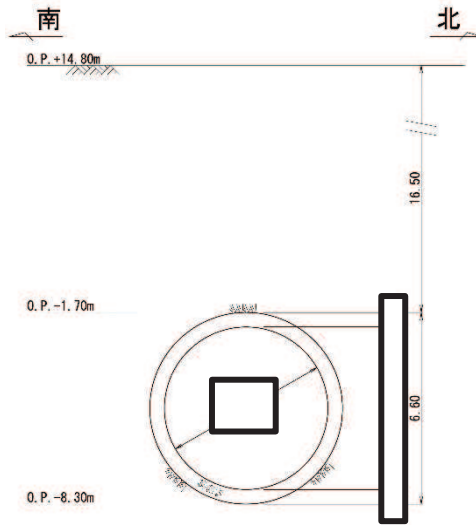


図 2-3(1) 排気筒連絡ダクト断面図 (A-A 断面, 土砂部)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



(単位 : m)

図 2-3(2) 排気筒連絡ダクト断面図 (B-B 断面, 岩盤部)

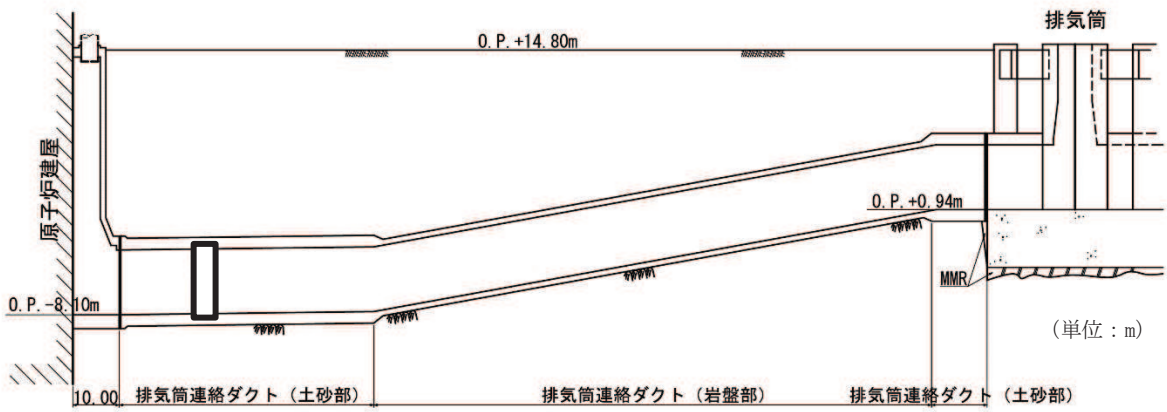


図 2-3(3) 排気筒連絡ダクト縦断面図 (C-C 断面)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

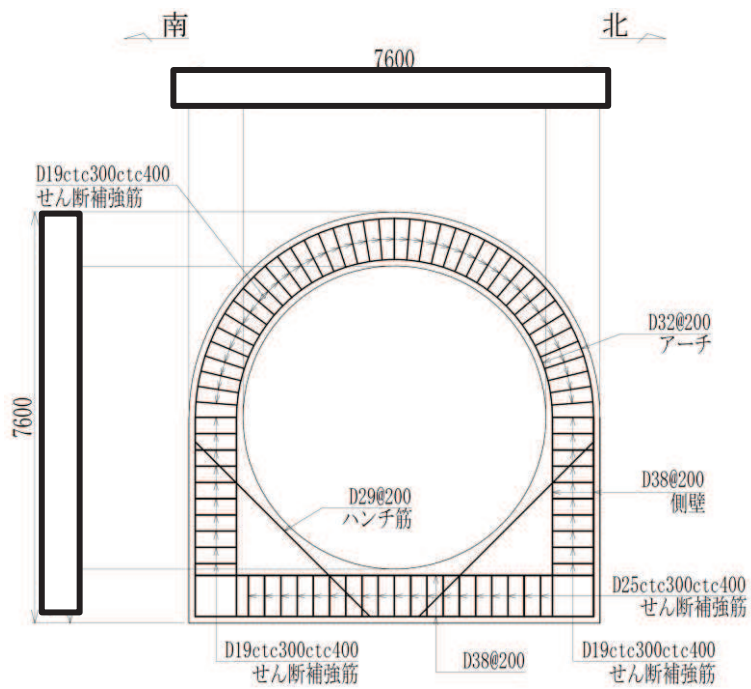


図 2-4(1) 排気筒連絡ダクト概略配筋図 (A-A 断面, 土砂部)

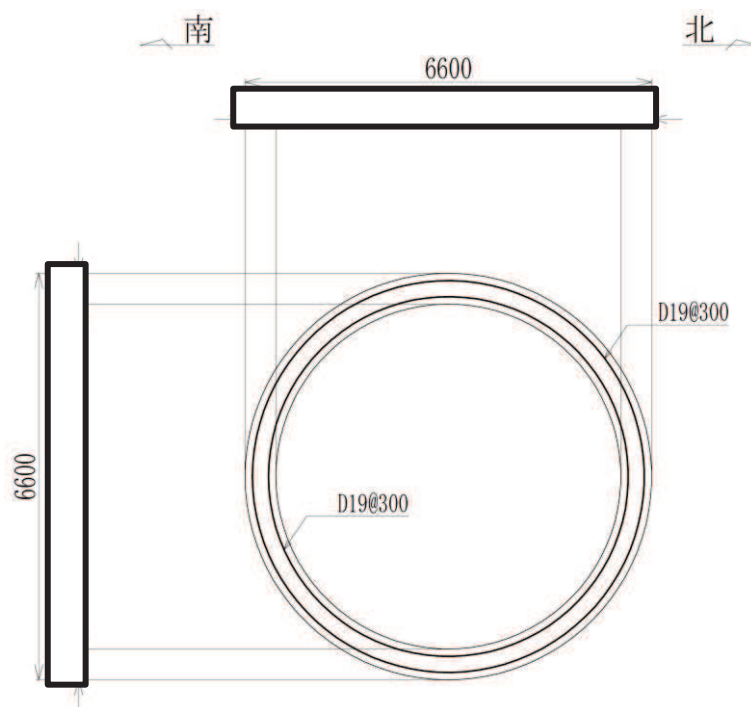


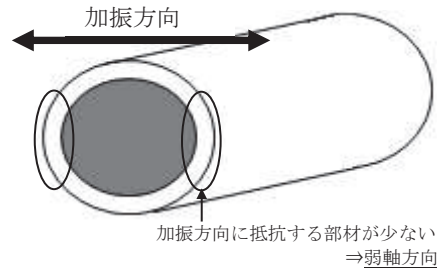
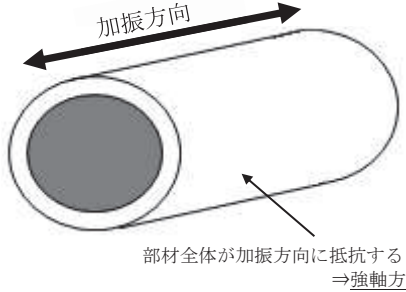
図 2-4(2) 排気筒連絡ダクト概略配筋図 (B-B 断面, 岩盤部)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

2.2 評価対象断面の方向

評価対象断面の方向の選定に係る考え方を表2-1に示す。排気筒連絡ダクトは、横断方向（延長方向に直交する方向）に構造部材がない線状構造物であり、横断方向が明確な弱軸になるとともに全線にわたりブロック割されており、延長方向の応力は区画ごとに解放されることから、横断方向の断面を評価対象断面とする。

表 2-1 排気筒連絡ダクトの評価対象断面の方向の選定

	横断方向の加振	縦断方向の加振
排気筒連絡ダクト	 <p>加振方向に抵抗する部材が少ない =>弱軸方向</p>	 <p>部材全体が加振方向に抵抗する =>強軸方向</p>
	<ul style="list-style-type: none"> ・横断方向は、加振方向に平行な壁部材がなく、弱軸方向にあたる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・縦断方向は、加振方向に平行な部材全体を耐震設計上見込むことができ、強軸方向にあたる。
弱軸方向を評価対象断面とする。		

2.3 評価対象断面の選定

評価対象断面は、「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「4.5 排気筒連絡ダクト」に示すとおり、構造的特徴や周辺状況等を踏まえ、土砂部については断面①、岩盤部については断面⑤を選定する。また機器・配管系の床応答の観点から、断面①及び断面⑤に加えて断面③を選定する。

排気筒連絡ダクトの評価対象断面位置図及び評価対象地質断面図を図2-5に示す。



- 凡 例
- B 級
 - C1 級
 - C2 級
 - C3 級
 - D 級
 - 岩盤分類境界
 - 速度層境界
 - 盛 土
 - 旧 表 土
 - 砂 岩
 - 頁 岩
 - ひ ん 岩
 - 断 層
 - 地 質 境 界
 - 改良地盤等
 - 地下水位

図 2-5(1) 排気筒連絡ダクト 評価対象断面位置図

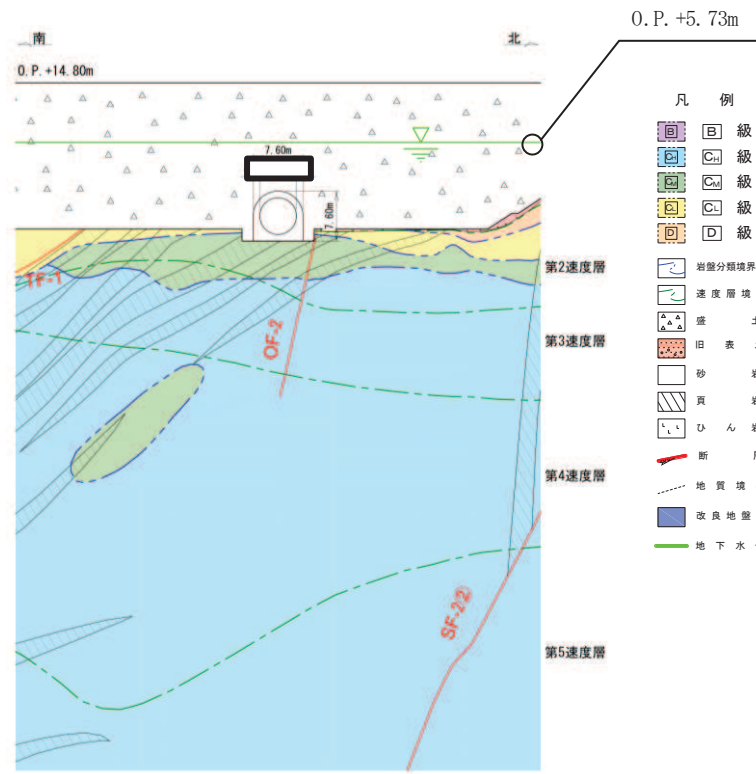


図 2-5(2) 排気筒連絡ダクト 評価対象地質断面図 (土砂部 (断面①))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

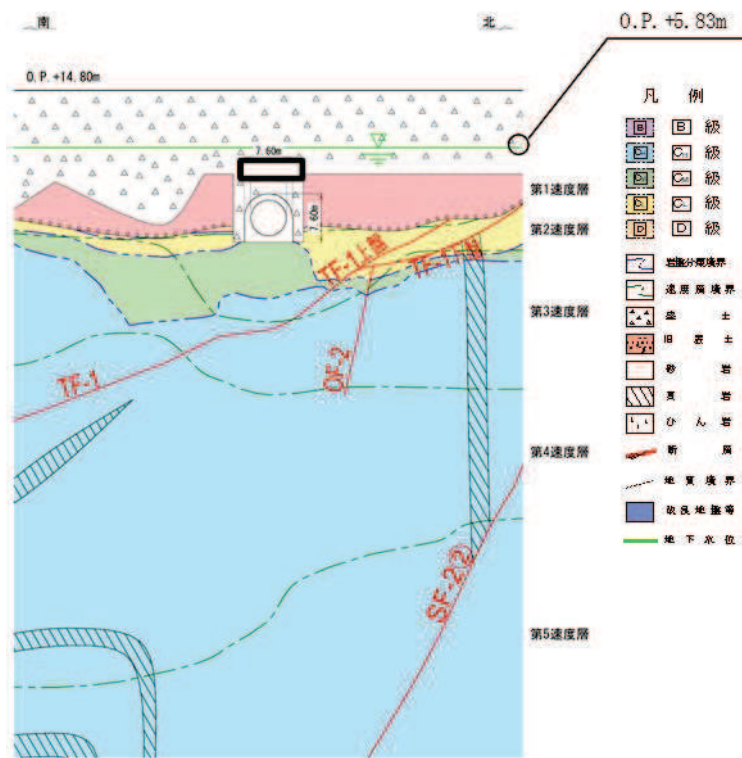


図 2-5(3) 排気筒連絡ダクト 評価対象地質断面図 (土砂部 (断面③))

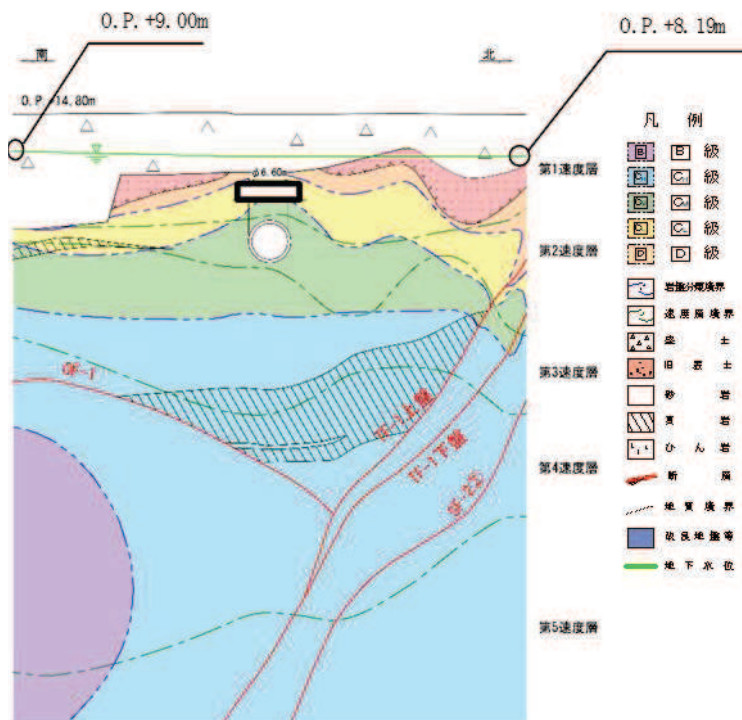


図 2-5(4) 排気筒連絡ダクト 評価対象地質断面図 (岩盤部 (断面⑤))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

2.4 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表2-2に、材料の物性値を表2-3に示す。

表 2-2 使用材料

材料	仕様
コンクリート	設計基準強度 20.5N/mm ²
鉄筋	SD345

表 2-3 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	2.33×10 ⁴	解析ケース* ² ①, ②, ③, ⑥, ⑦, ⑧
		実強度* ¹	2.54×10 ⁴	解析ケース* ² ④
	ポアソン比		0.2	

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：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。

2.5 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。

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

表 2-4(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・動的特性			静的特性		動的特性		
			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	減衰定数 h
B級	砂岩	26.4	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.25	表 2-4(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 2-4(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 2-4(1) 参照	0.48
		第 2 速度層		0.44

表 2-5 地盤の解析用物性値 (盛土他)

岩種・岩級	物理特性 単位体積重量 γ (kN/m ³)	強度特性				変形特性				
		静的・動的特性				静的特性		動的特性		
		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)	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	減衰定数 h
盛土* ¹	20.6	0.06	30.0	—	$0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$	$198 \sigma^{0.60}$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 =$ $1 / (1 + \gamma / 0.00036)^{*2}$	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	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.0201 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.0911 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
断層 及びシーム* ³	18.6	0.067	22.2	—	$0.067 + \sigma \tan 22.2^\circ$	圧縮方向 $124.5 \sigma^{0.90}$ せん断方向 $44.43 \sigma^{0.90}$	0.40	$G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$ $G_d/G_0 =$ $1 / (1 + \gamma / 0.0012)^{*2}$	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	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.0501 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$
背面補強工	24.0	—				28,000	0.2	11,667	0.2	0.05
置換コンクリート	22.5									

*1: セメント系埋戻土は盛土の物性値を使用

*2: 残存剛性率 (G_d/G_0) が小さい領域は次式で補間

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

*3: 断層及びシームの狭在物は、「粘土状」、「砂状」、「鱗片状」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 2-6 地盤の解析用物性値（有効応力解析，液状化検討対象層）

		旧表土	盛土	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	1.94 (1.88) *	2.10 (1.90) *	
	間隙率 n	0.437	0.363	
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	2.110×10^5	7.071×10^4	
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	1.0×10^3	1.0×10^3	
	ポアソン比 ν	0.40	0.40	
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.220	0.183	
強度特性	粘着力 c (N/mm ²)	0.08 (0.00) *	0.06 (0.10) *	
	内部摩擦角 ϕ (°)	26.2 (38.7) *	30.0 (33.9) *	
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)	28.0	28.0	
	液状化パラメータ	S_1	0.005	0.005
		w_1	1.0	14.0
		p_1	1.4	1.0
		p_2	1.5	0.6
		c_1	2.0	2.8

注記*：括弧内の数値は，地下水位以浅の値を表す。

表 2-7 地盤の解析用物性値（有効応力解析，非液状化検討対象層）

		D 級岩盤		改良地盤	セメント改良土	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.06 (1.95)*		2.10 (2.00)*	2.20	
	間隙率 n	0.349		0.00	0.00	
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	2.000×10 ⁵		1.94×10 ⁶ (1.84×10 ⁶)	1.67×10 ⁶	
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	1.0×10 ³		1.0×10 ³	1.0×10 ³	
	ポアソン比 ν	第1速度層	0.48		0.35	0.36
		第2速度層	0.44(狐崎部層)			
減衰定数の上限値 h_{max}	0.113		0.113	0.080		
強度特性	粘着力 c (N/mm ²)	0.10		1.39	0.65	
	内部摩擦角 ϕ (°)	24.0		22.1	44.3	

注記*：括弧内の数値は，地下水位以浅の値を表す。

2.6 評価構造物諸元

2.6.1 土砂部（断面①及び③）

排気筒連絡ダクト（土砂部（断面①及び③））の諸元を表 2-8 に、評価部位を図 2-6 に示す。

表 2-8 評価部位とその仕様（土砂部（断面①及び③））

部位		仕様		材料		要求機能
		部材幅 (mm)	部材厚 (mm)	コンクリート 設計基準強度 f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋	
アーチ	①	1000	1000	20.5	SD345	—
側壁	② ③	1000	1000	20.5	SD345	—
底版	④	1000	1000	20.5	SD345	支持機能

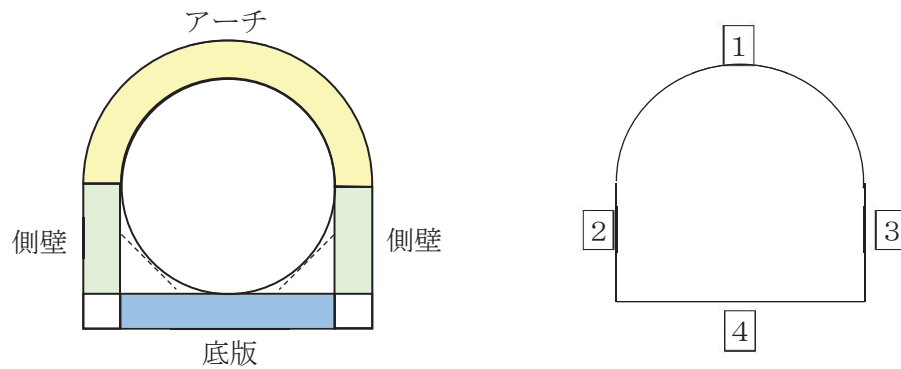


図 2-6 評価部位（土砂部（断面①及び③））

2.6.2 岩盤部（断面⑤）

排気筒連絡ダクト（岩盤部（断面⑤））の諸元を表 2-9 に、評価部位を図 2-7 に示す。

表 2-9 評価部位とその仕様（岩盤部（断面⑤））

部位		仕様		材料		要求機能
		部材幅 (mm)	部材厚 (mm)	コンクリート 設計基準強度 f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋	
覆工部	1	1000	500	20.5	SD345	支持機能

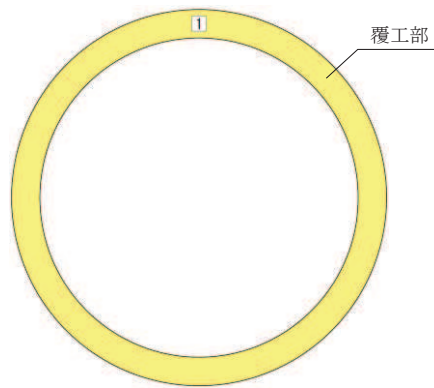


図 2-7 評価部位（岩盤部（断面⑤））

2.7 地下水位

設計用地下水位は、添付書類「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2-8～図2-10に示す。

表 2-10 設計用地下水位

評価対象断面	設計用地下水位
土砂部 (断面①)	O. P. +5. 73m
土砂部 (断面③)	O. P. +5. 83m
岩盤部 (断面⑤)	O. P. +8. 19m～O. P. +9. 00m

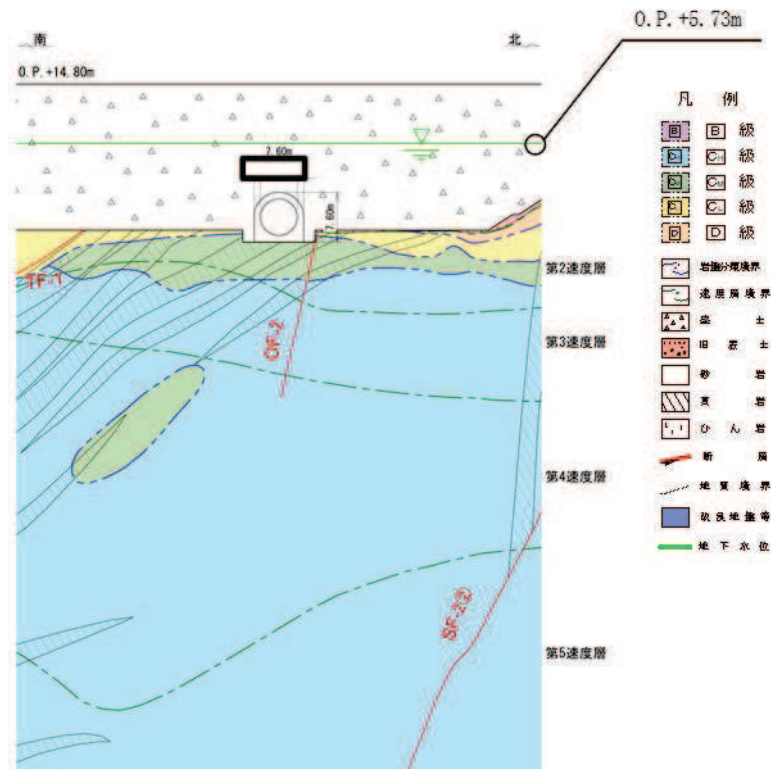


図 2-8 排気筒連絡ダクトの設計用地下水位 (土砂部 (断面①))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

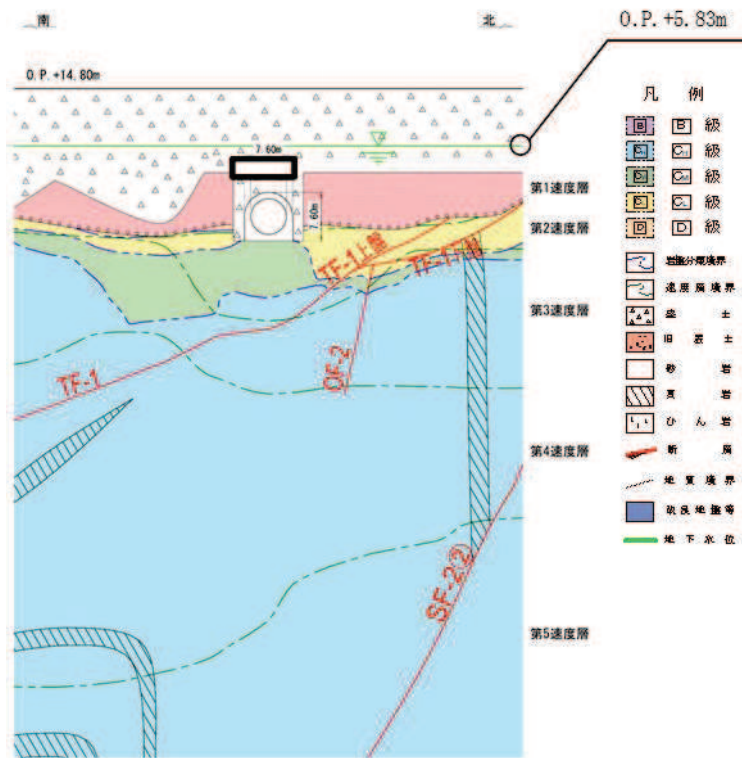


図 2-9 排気筒連絡ダクトの設計用地下水位（土砂部（断面③））

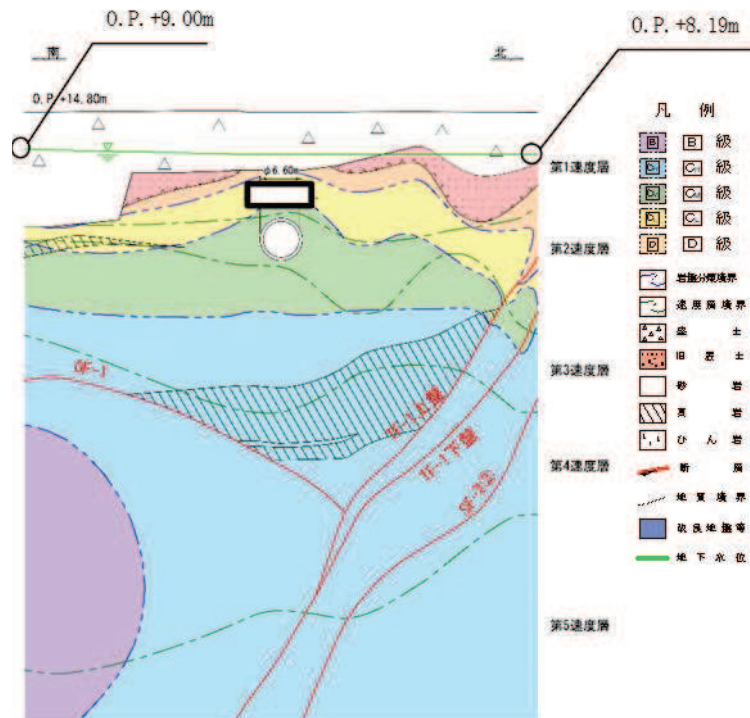


図 2-10 排気筒連絡ダクトの設計用地下水位（岩盤部（断面⑤））

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

2.8 耐震評価フロー

排気筒連絡ダクトの地震応答解析フロー及び耐震評価フローを図2-11及び図2-12に示す。

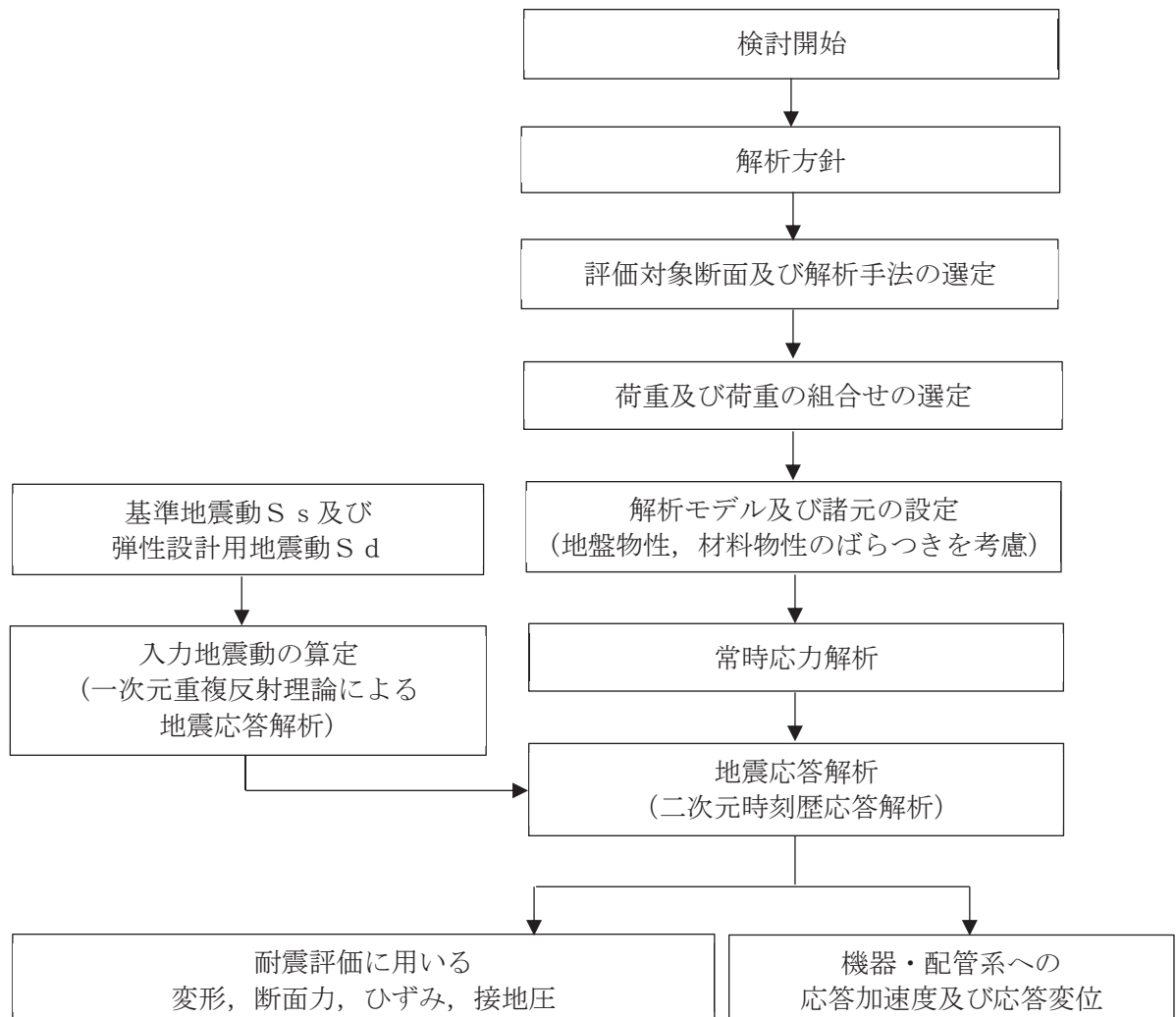


図 2-11 排気筒連絡ダクトの地震応答解析フロー

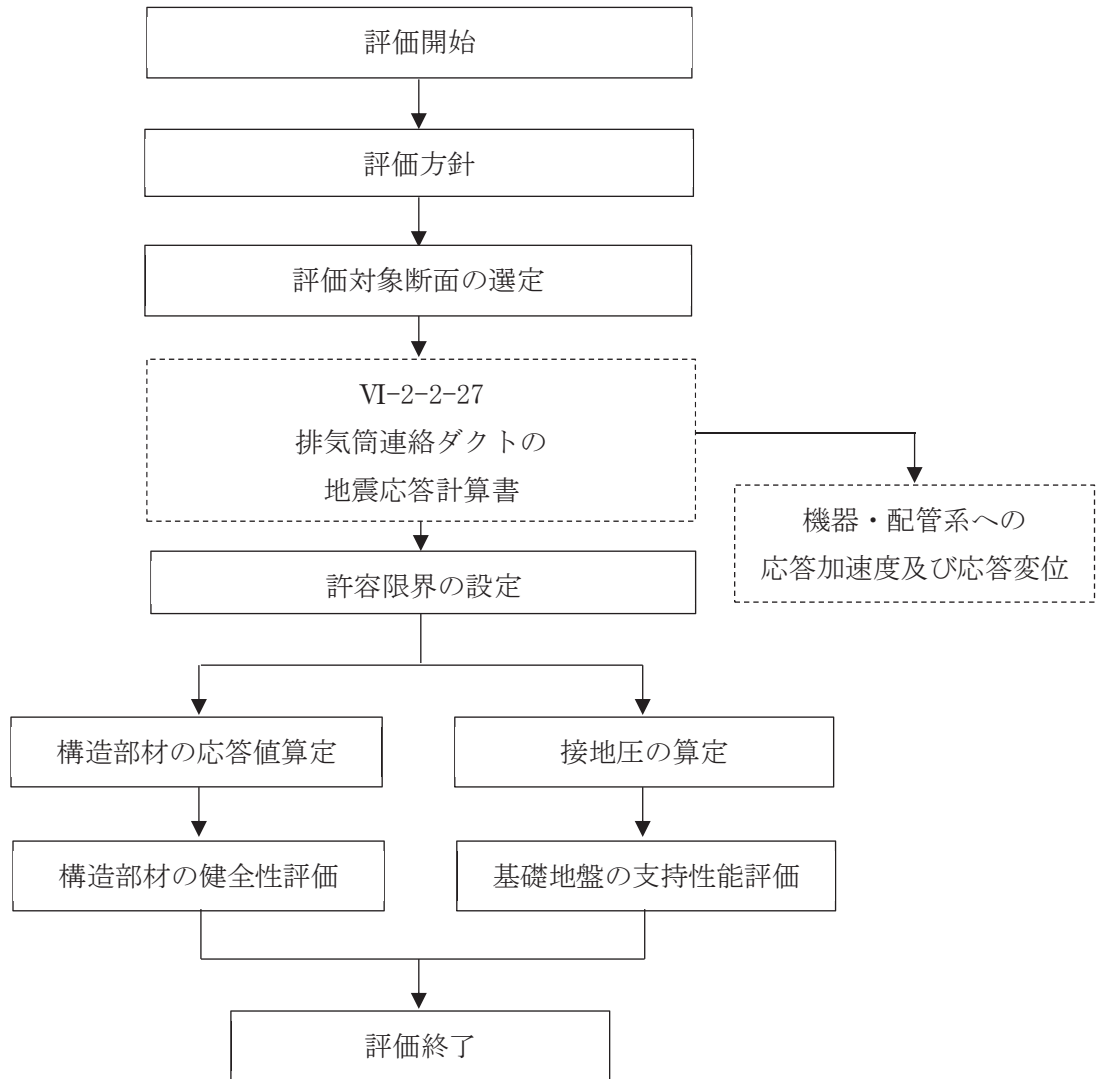


図 2-12 排気筒連絡ダクトの耐震評価フロー

2.9 適用規格

排気筒連絡ダクトの耐震評価に当たっては、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）及び道路橋示方書・同解説（V耐震設計編）（日本道路協会，平成14年3月）を適用するが、鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系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。）及びコンクリート標準示方書を適用する。また、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2-11に適用する規格，基準類を示す。

表 2-11 適用する規格, 基準類(1/2)

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*1	・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)	【土砂部 (全応力解析及び有効応力解析)】 ・曲げ・軸力系の破壊に対する照査は, 限界層間変形角を設定した上で, 発生層間変形角が限界層間変形角を下回ることを確認*2	・構造強度を有すること
		【土砂部 (全応力解析及び有効応力解析)】 ・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*2	・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)	【土砂部 (全応力解析)】 ・曲げ・軸力系の破壊に対する照査において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 2000μ , 主筋ひずみ 1725μ) を下回ることを確認*2,*3 【土砂部 (有効応力解析)】 ・曲げ・軸力系の破壊に対する照査においておおむね弾性範囲として, 発生曲げモーメントが降伏曲げモーメントを下回ることを確認*2,*3	・Sクラスの施設を支持する機能を損なわないこと

注記*1: 排気筒連絡ダクトは, 設計用地下水位がダクトの頂版以上であるが, 盛土の透水係数が低く, 構造強度が確保されていれば, ダクトの安全機能への影響が無いことから, 地下水に対する止水性能の評価を省略する。

*2: 妥当な安全余裕を考慮する。

*3: 土砂部の構造モデルは, 有効応力解析では $M-\phi$ モデルを用いてモデル化していることから降伏曲げモーメントを許容限界に, 全応力解析ではファイバーモデルを用いてモデル化していることから限界ひずみを許容限界に設定する。

表 2-11 適用する規格，基準類(2/2)

項目	適用する規格，基準類	備考	確認項目
許容限界*1	<ul style="list-style-type: none"> ・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) 	【岩盤部】 <ul style="list-style-type: none"> ・ 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*2 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 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わないこと
	<ul style="list-style-type: none"> ・ 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) 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 基礎地盤の支持性能に対する照査は，基礎地盤に発生する応力が極限支持力を下回ることを確認 	
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 	—
	<ul style="list-style-type: none"> ・ 道路橋示方書・同解説・(V 耐震設計編) (日本道路協会 平成 14 年 3 月) 		

注記*1：排気筒連絡ダクトは，設計用地下水位がダクトの頂版以上であるが，盛土の透水係数が低く，構造強度が確保されていれば，ダクトの安全機能への影響が無いことから，地下水に対する止水性能の評価を省略する。

*2：妥当な安全余裕を考慮する。

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 及び弾性設計用地震動 S_d 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選定する。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「4.5 排気筒連絡ダクト」に示すとおり、土砂部（断面①及び③）については全応力解析及び有効応力解析、岩盤部（断面⑤）については全応力解析とする。

構造部材については、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）は線形はり要素を用いる。

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（全応力解析では修正GHEモデル又はH-Dモデル、有効応力解析ではH-Dモデル）を用いて非線形性を考慮する。

なお、有効応力解析では、盛土・旧表土は液状化パラメータを設定することで、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。

地震応答解析については、解析コード「SLAP Ver. 6.64」、 「SLAP Ver. 6.65」及び「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、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。

地震応答解析手法の選定フローを図3-2に示す。

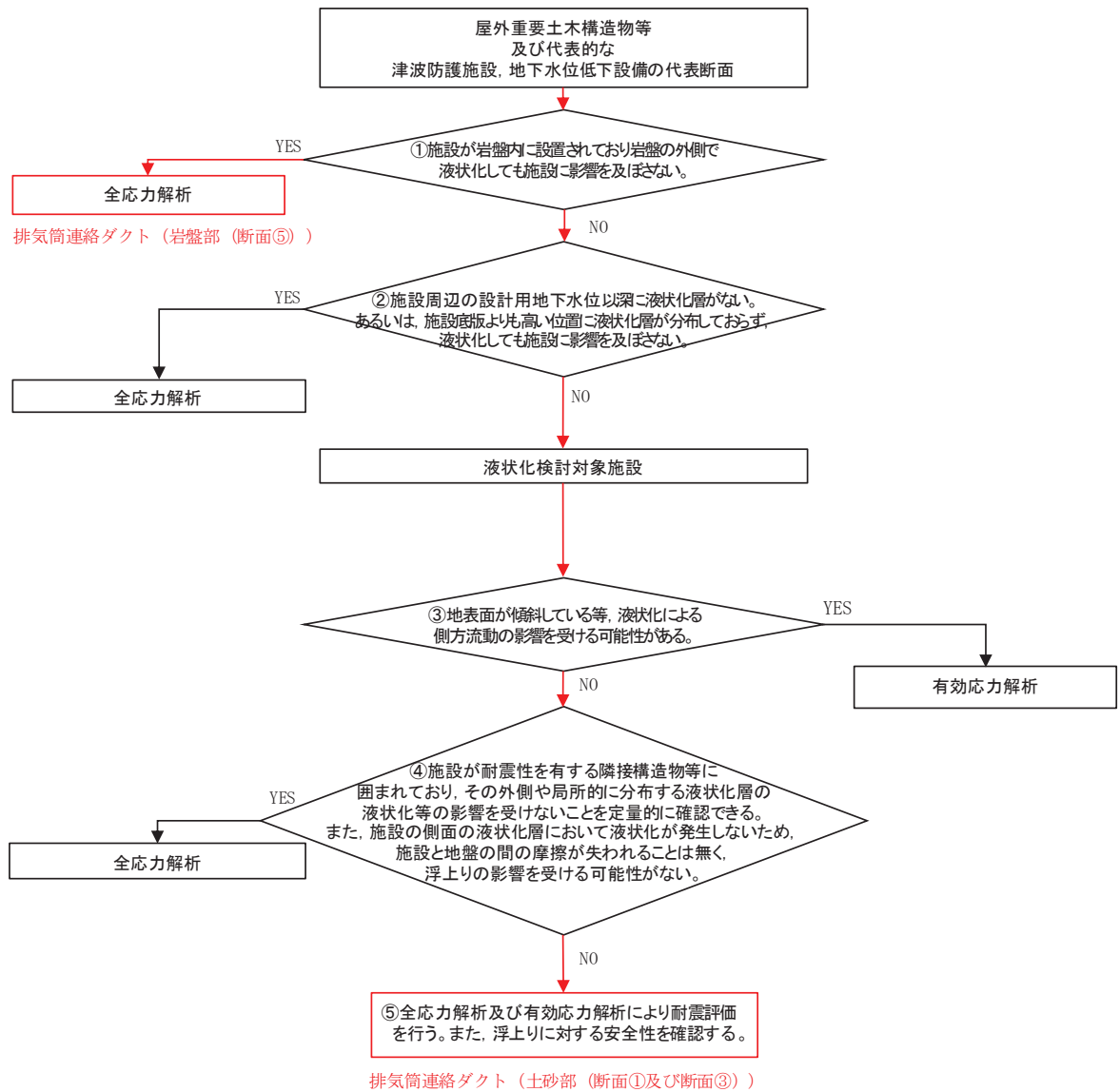
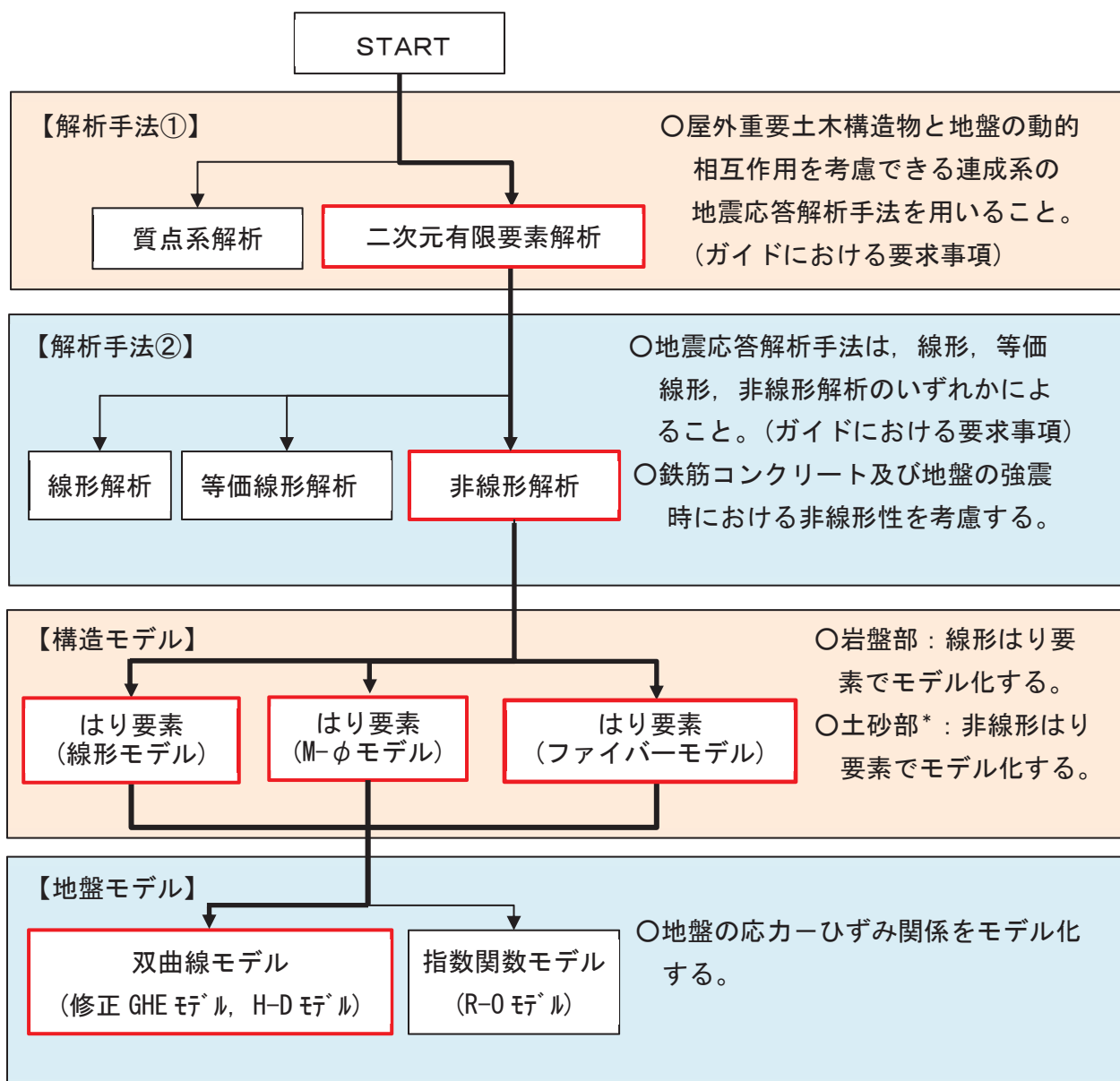


図 3-1 解析手法の選定フロー



注記*：土砂部の構造モデルは、有効応力解析ではM-φモデルを用いてモデル化し、全応力解析ではファイバーモデルを用いてモデル化する。

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。

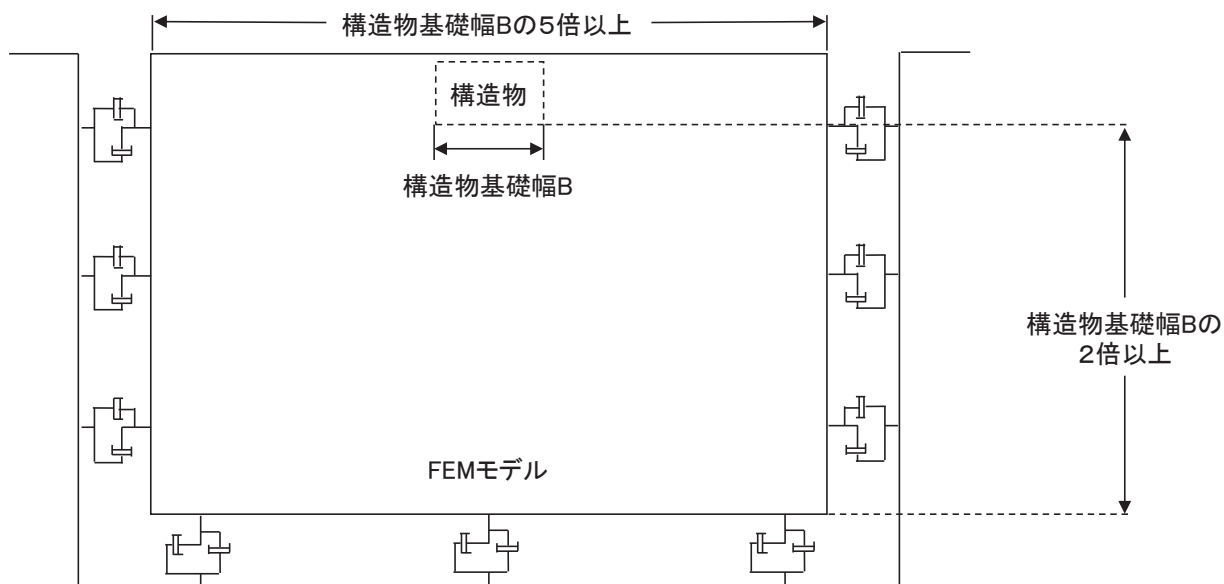


図 3-3 モデル化範囲の考え方

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。二次元地震応答解析における自由地盤の常時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。

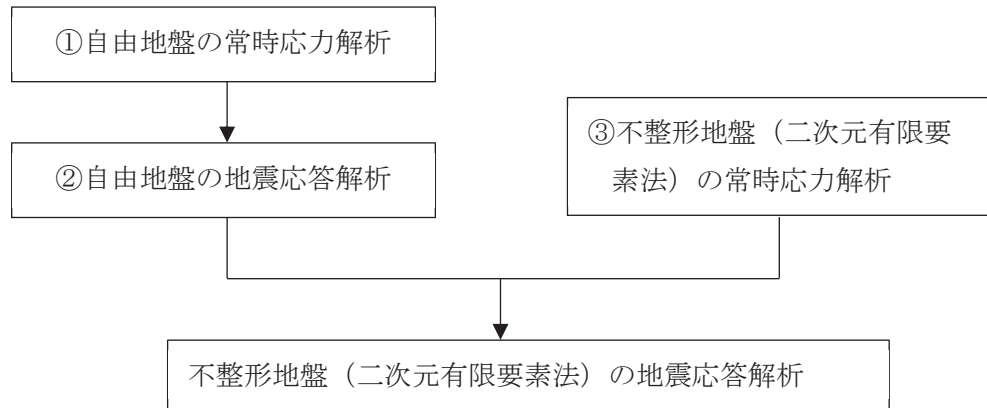


図3-4 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤（二次元有限要素法）の地震応答解析までのフロー

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。

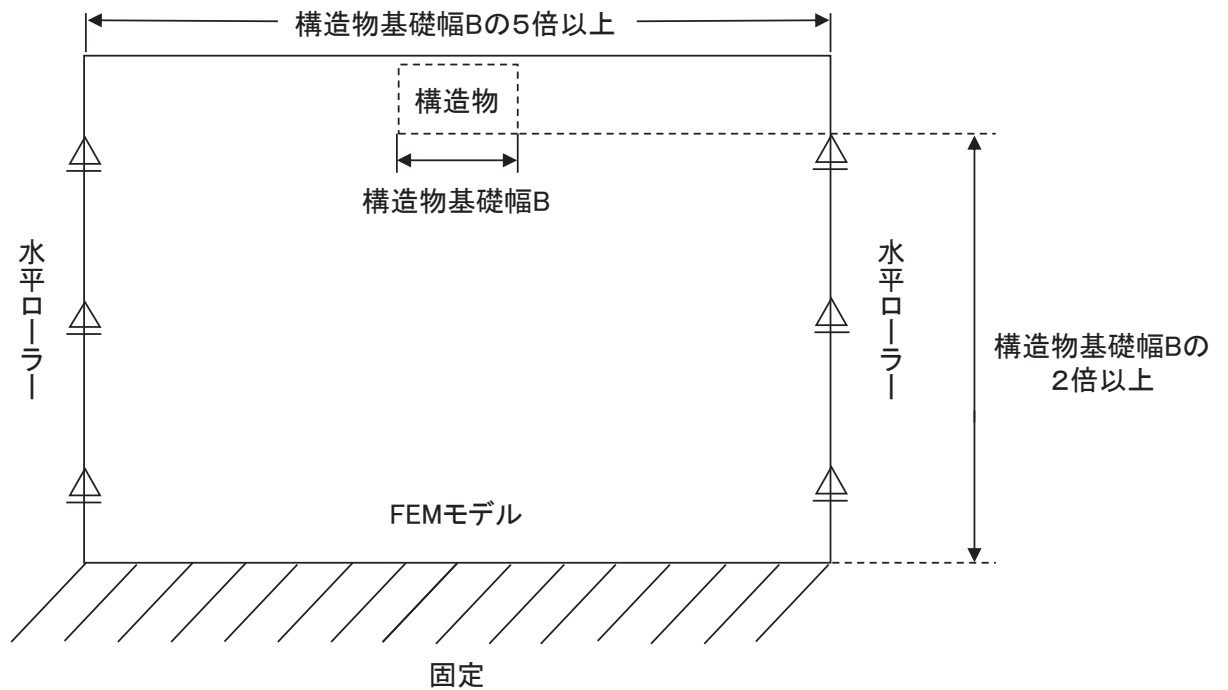


図3-5 固有値解析における境界条件の概念図

(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。

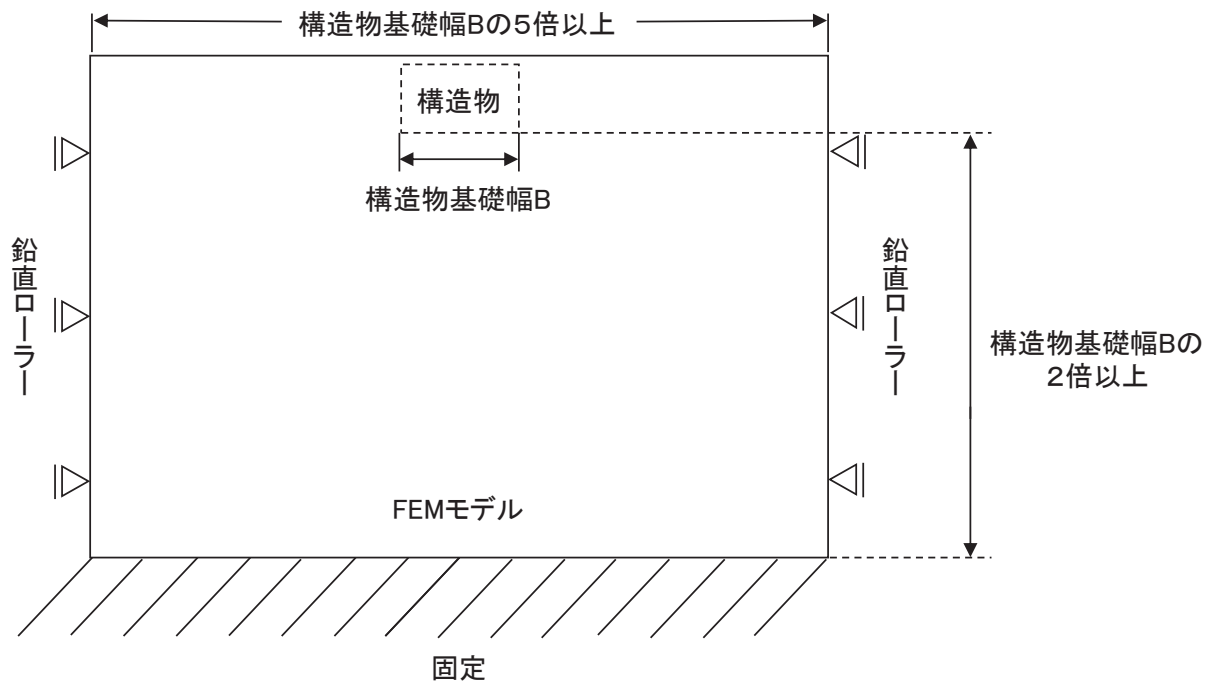
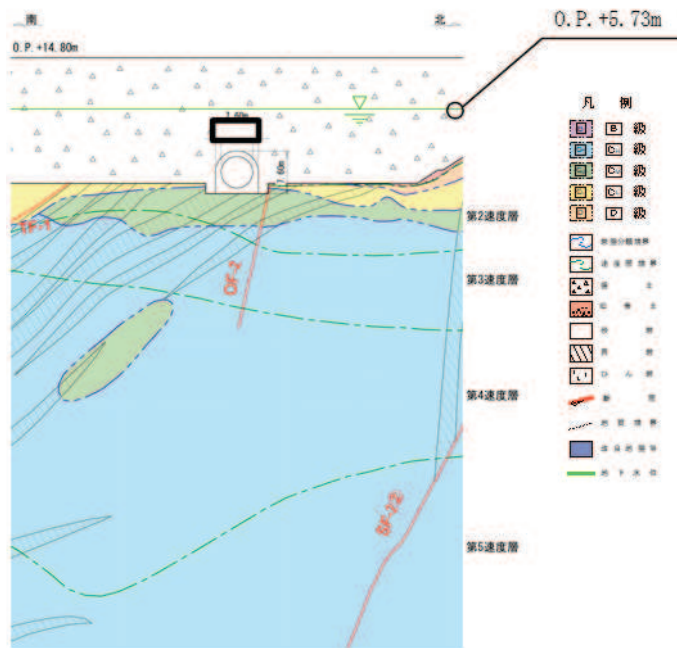


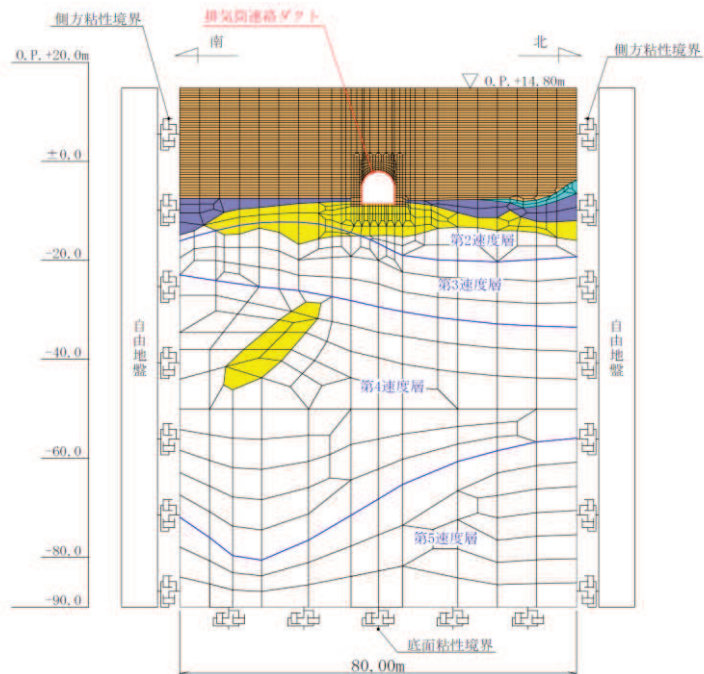
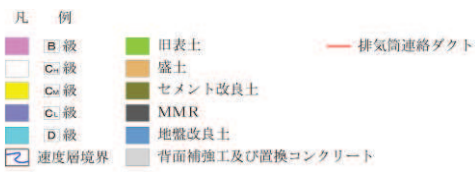
図3-6 常時応力解析における境界条件の概念図

(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。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。



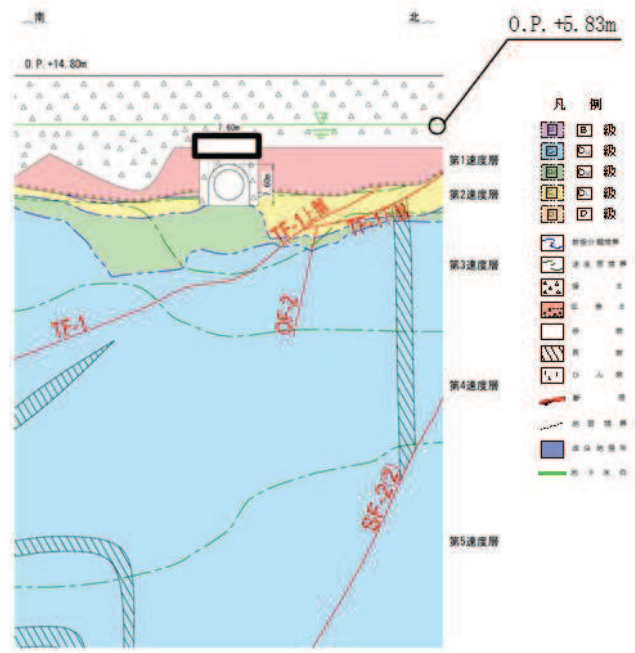
(a) 評価対象地質断面図



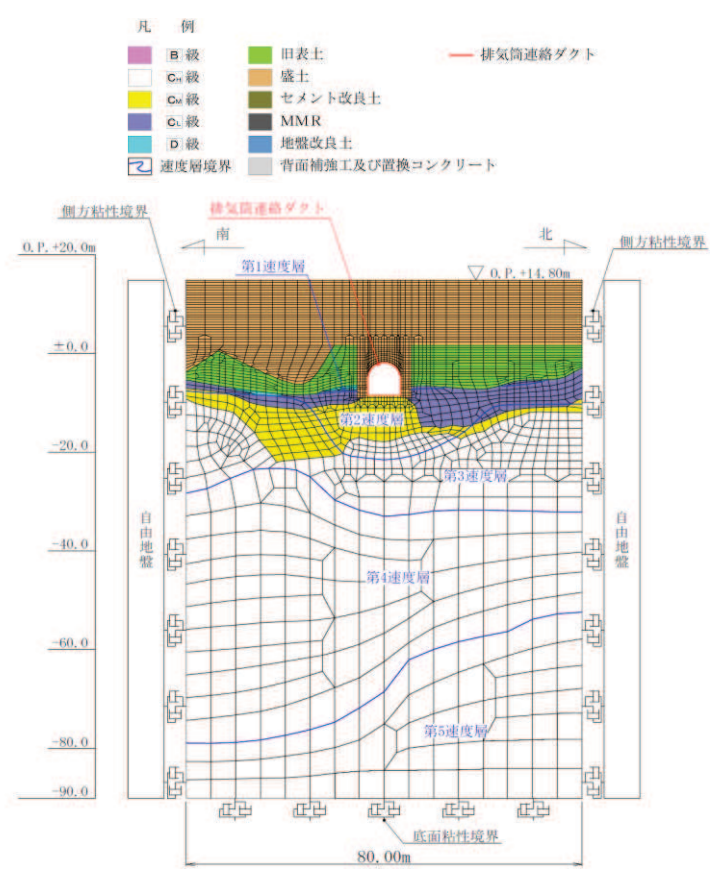
(b) 地震応答解析モデル図

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。



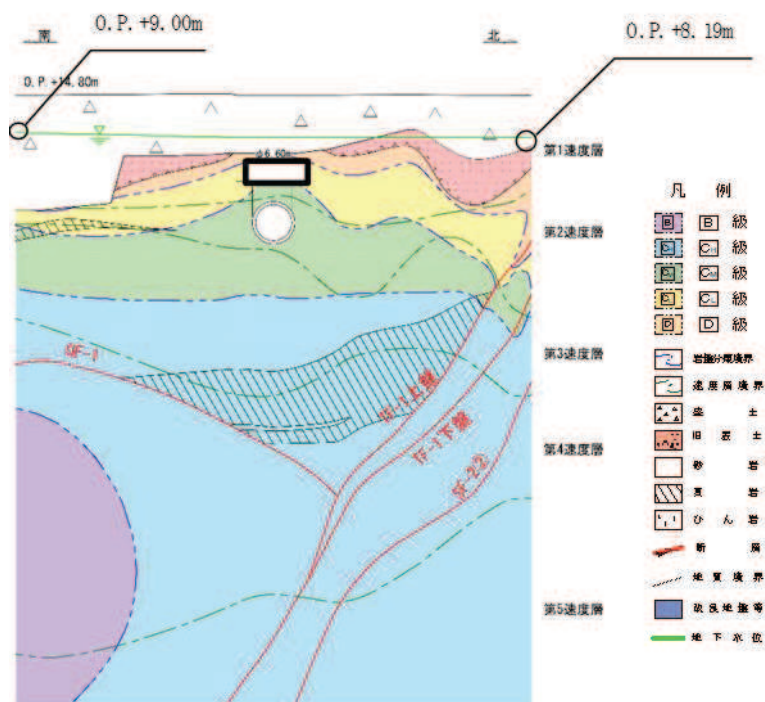
(a) 評価対象地質断面図



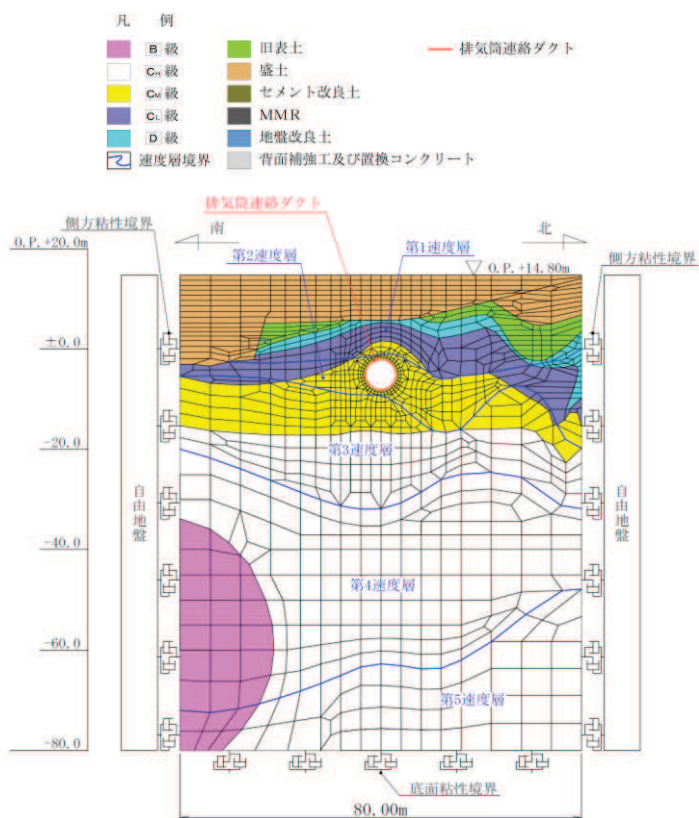
(b) 地震応答解析モデル図

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。



(a) 評価対象地質断面図



(b) 地震応答解析モデル図

図 3-7(3) 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
(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。

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。

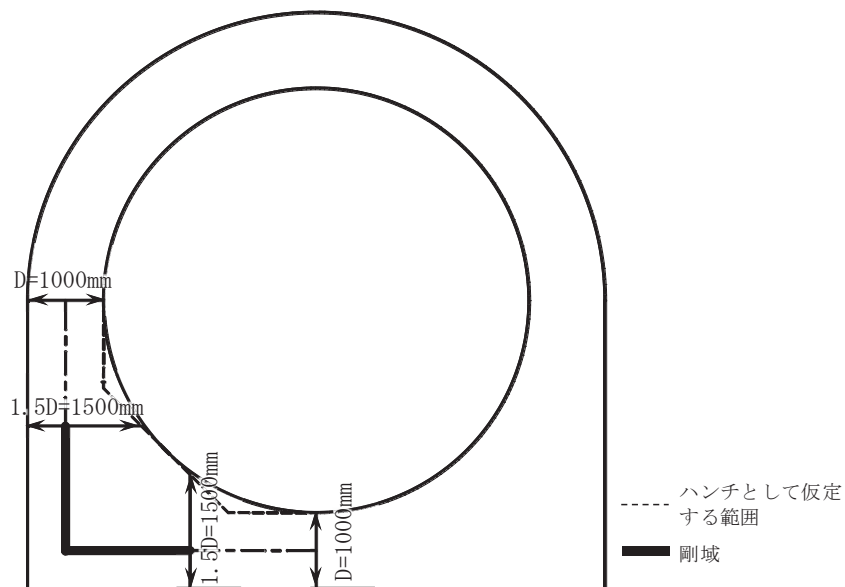


図 3-8 排気筒連絡ダクト土砂部（断面①及び断面③）の剛域設定

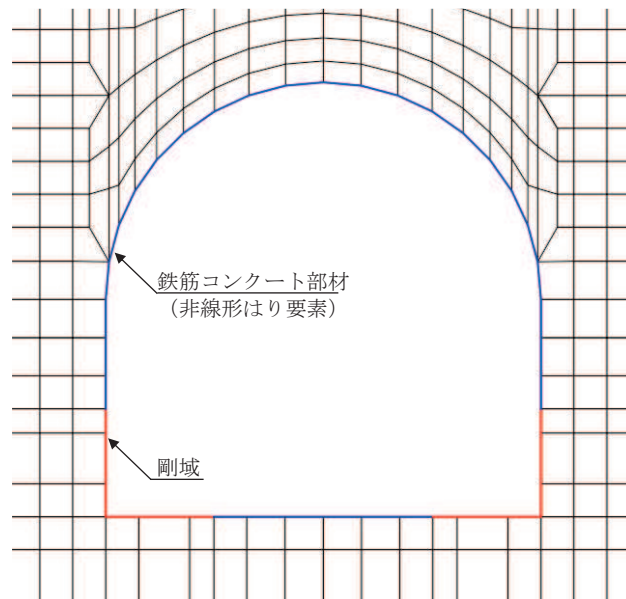


図 3-9(1) 排気筒連絡ダクトの地震応答解析モデル
(構造物部分拡大, 土砂部 (断面①及び③))

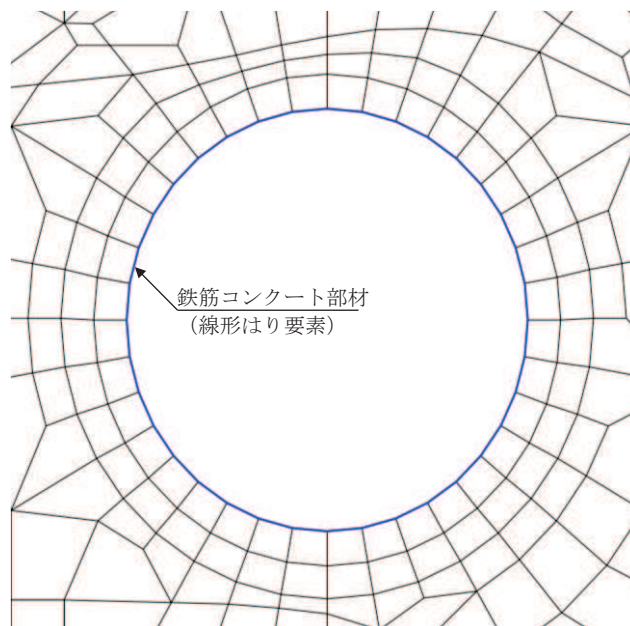


図 3-9(2) 排気筒連絡ダクトの地震応答解析モデル
(構造物部分拡大, 岩盤部 (断面⑤))

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

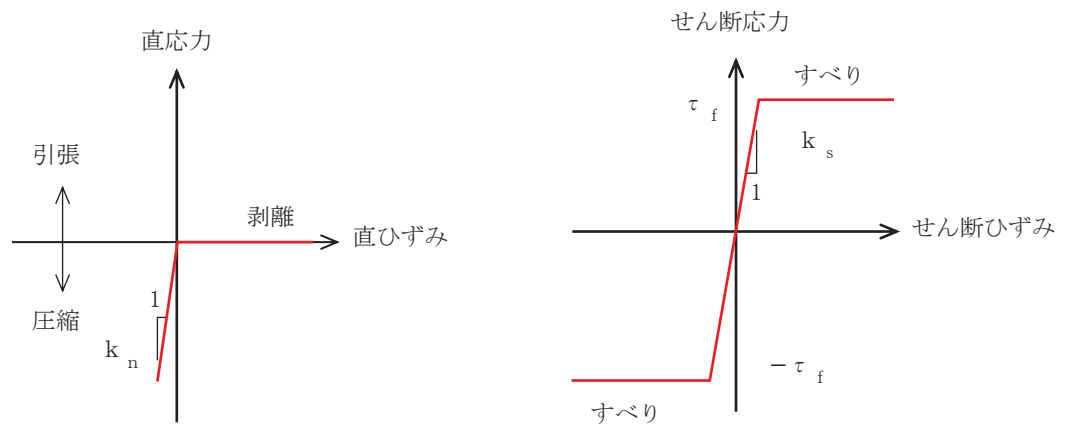


図 3-10 ジョイント要素の力学特性

- | | | | |
|------------------|-----------------|---------|--|
| 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 | | |

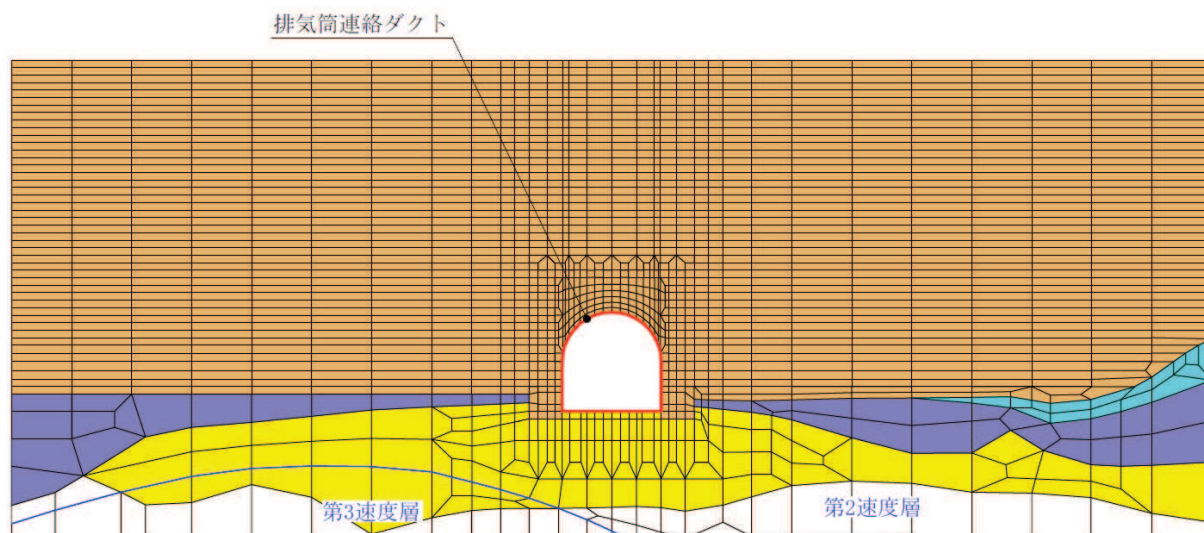


図 3-11(1) ジョイント要素の配置 (土砂部 (断面①))

- | | | |
|------------------|-----------------|---------|
| 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 | |

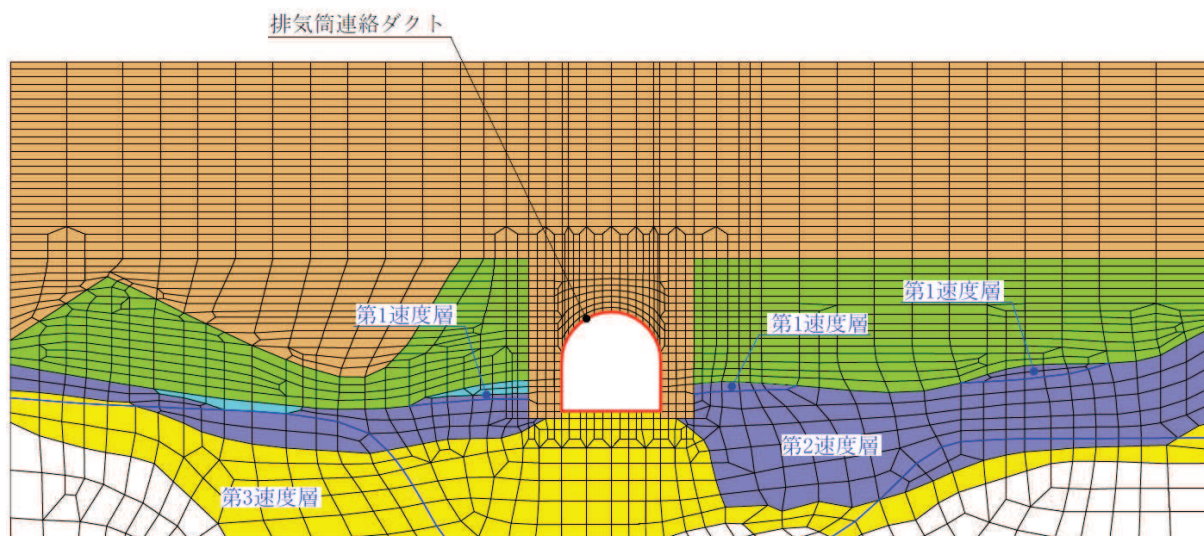


図 3-11(2) ジョイント要素の配置 (土砂部 (断面③))

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		

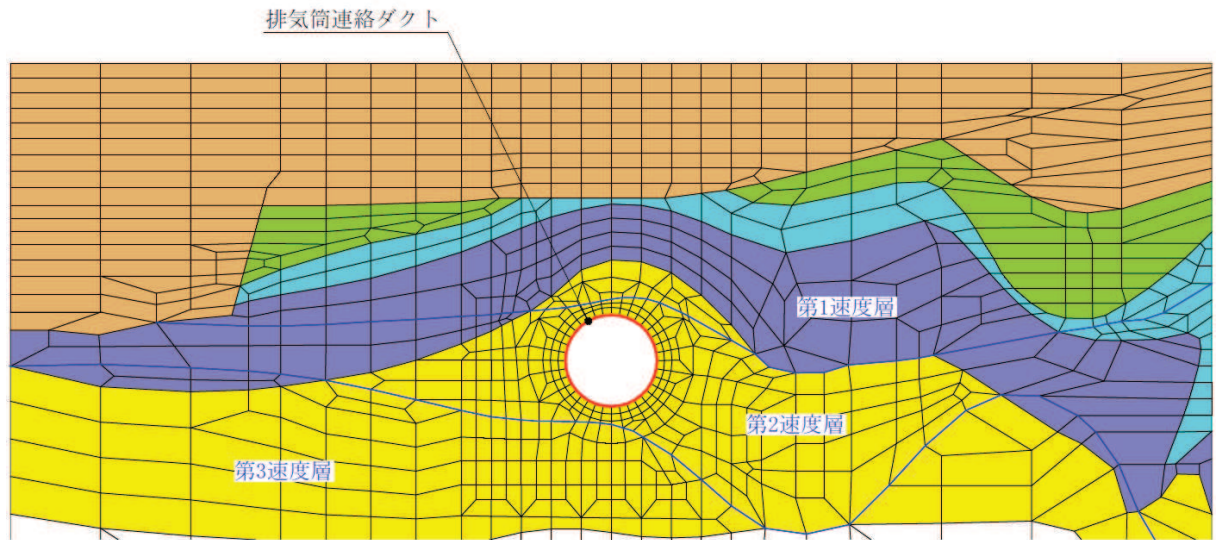


図 3-11(3) ジョイント要素の配置 (岩盤部 (断面⑤))

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。

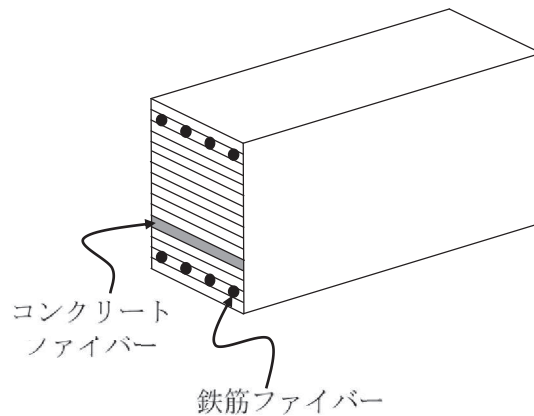


図 3-12 ファイバーモデルの概念図

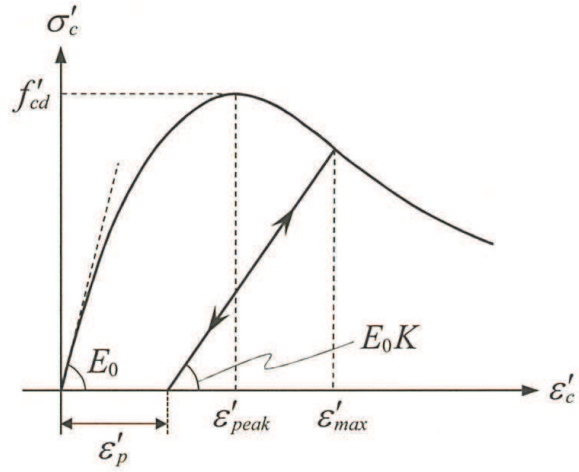


図 3-13 ファイバーモデルに用いるコンクリートの応力-ひずみ関係
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

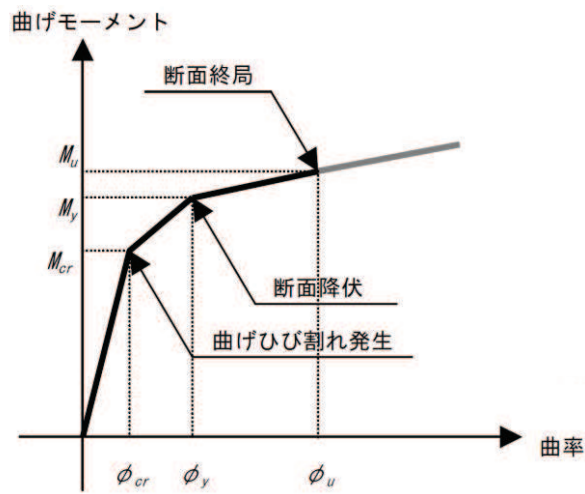


図 3-14 鉄筋コンクリート部材のM-φ関係
(土木学会マニュアルより引用)

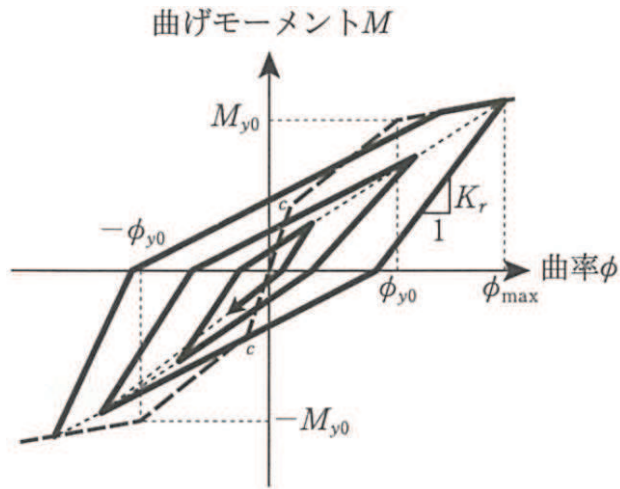


図 3-15 M-φ モデルに用いる鉄筋コンクリート部材の履歴特性（修正武田モデル）
 （道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（平成 14 年 3 月）より引用）

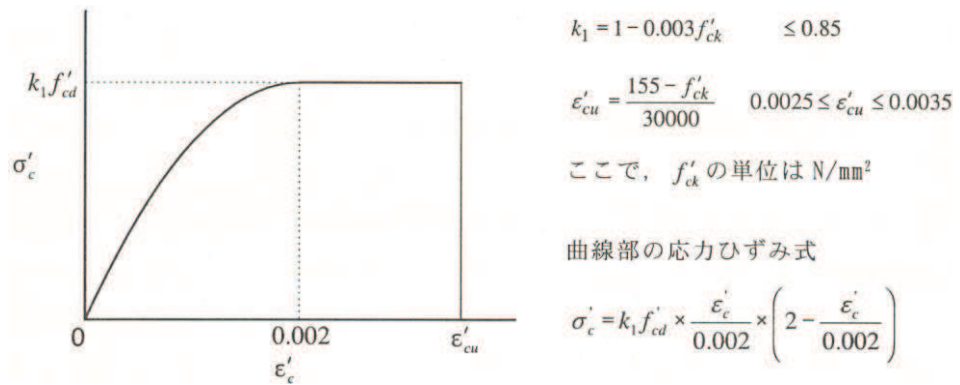


図 3-16 構造部材の非線形特性（M-φ モデルに用いるコンクリートの応力-ひずみ関係）
 （コンクリート標準示方書より引用）

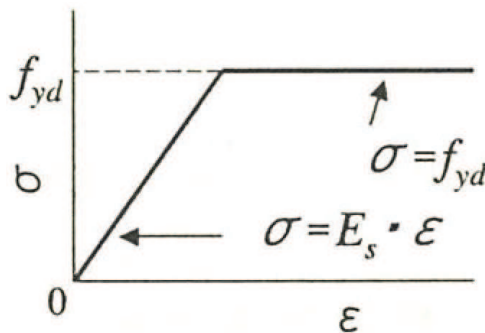


図 3-17 鉄筋の応力-ひずみ関係
 （コンクリート標準示方書より引用）

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

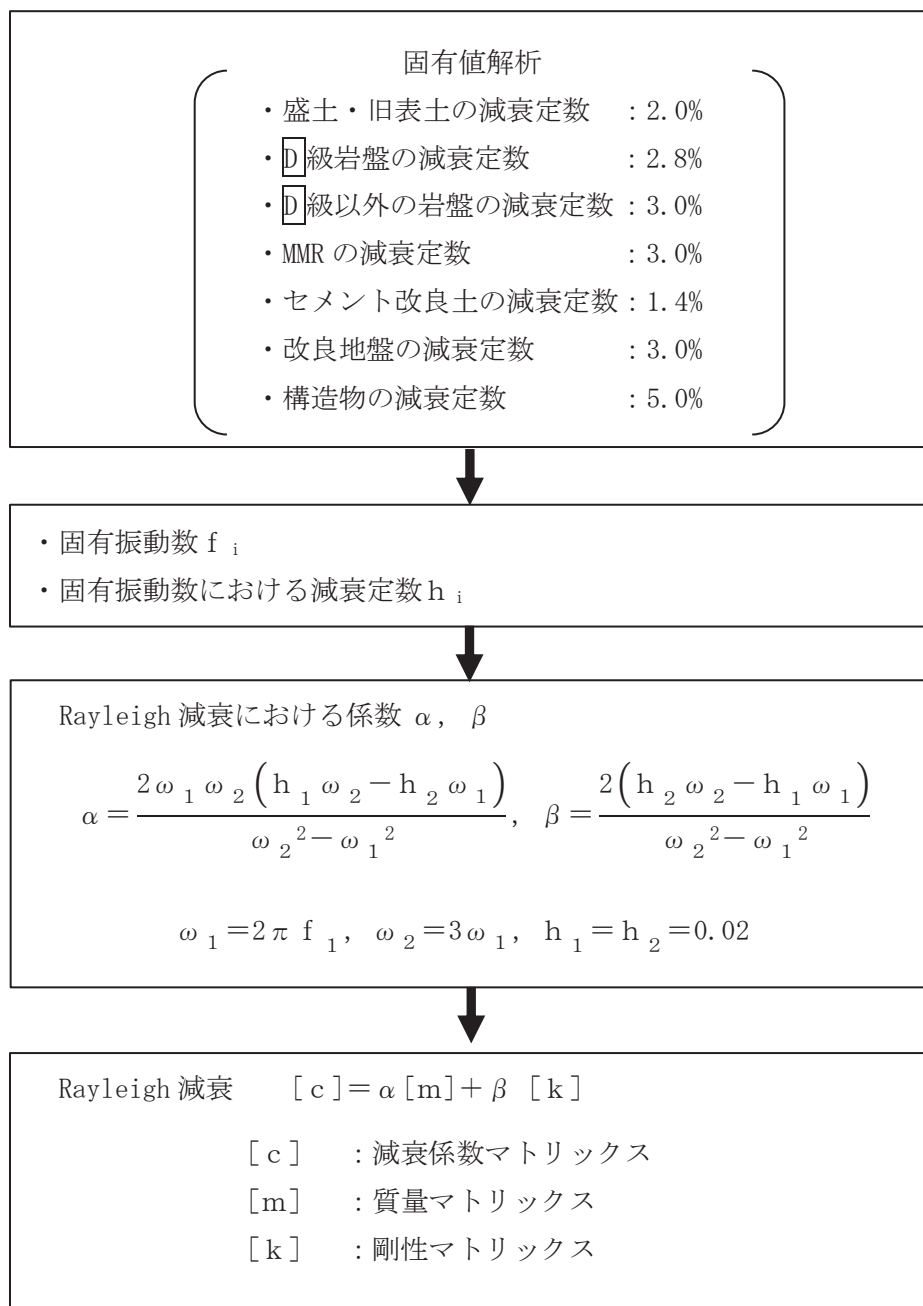


図 3-18 Rayleigh 減衰の設定フロー

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	—

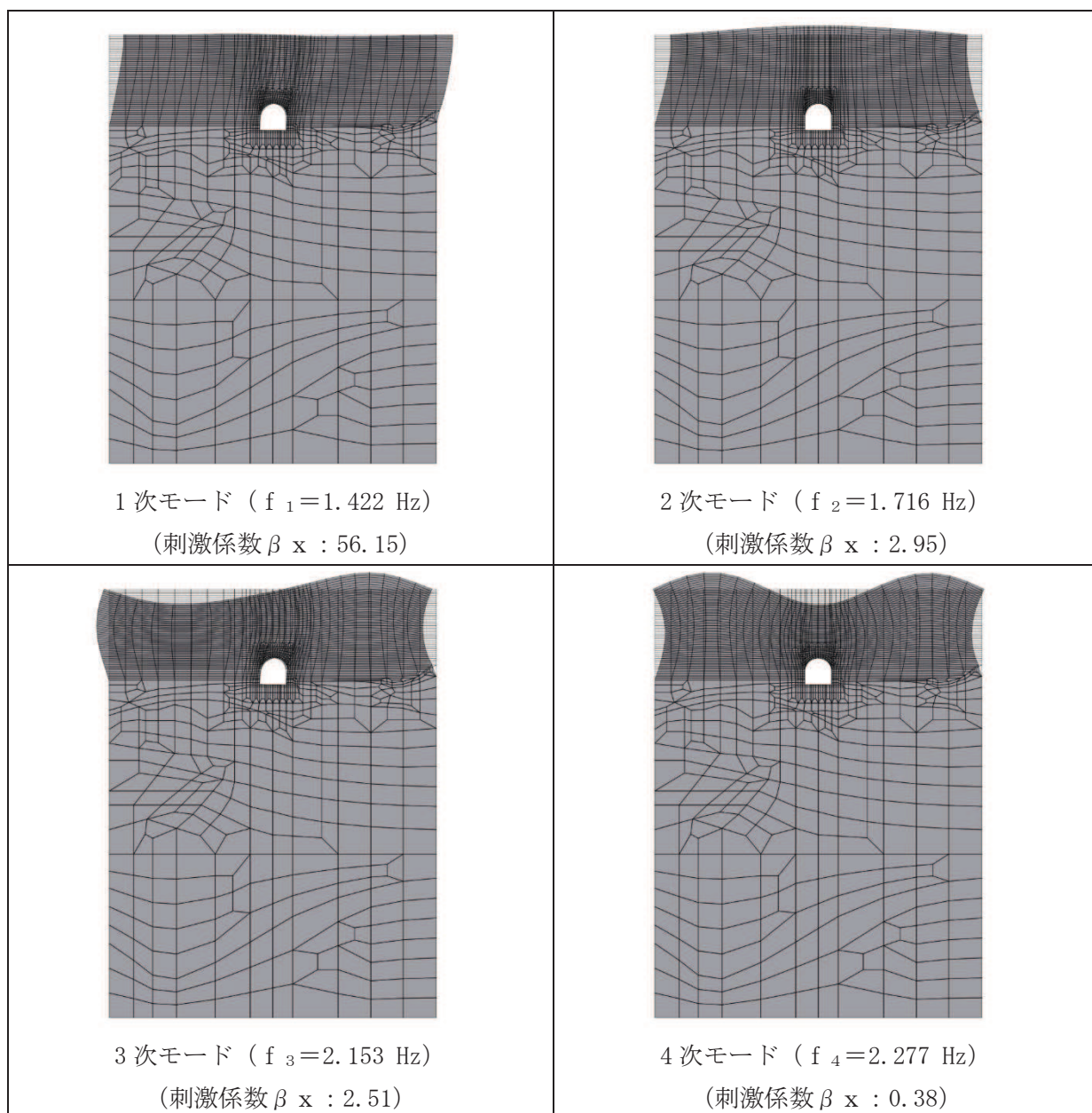


図 3-19(1) 固有値解析結果 (モード図) (土砂部 (断面①))

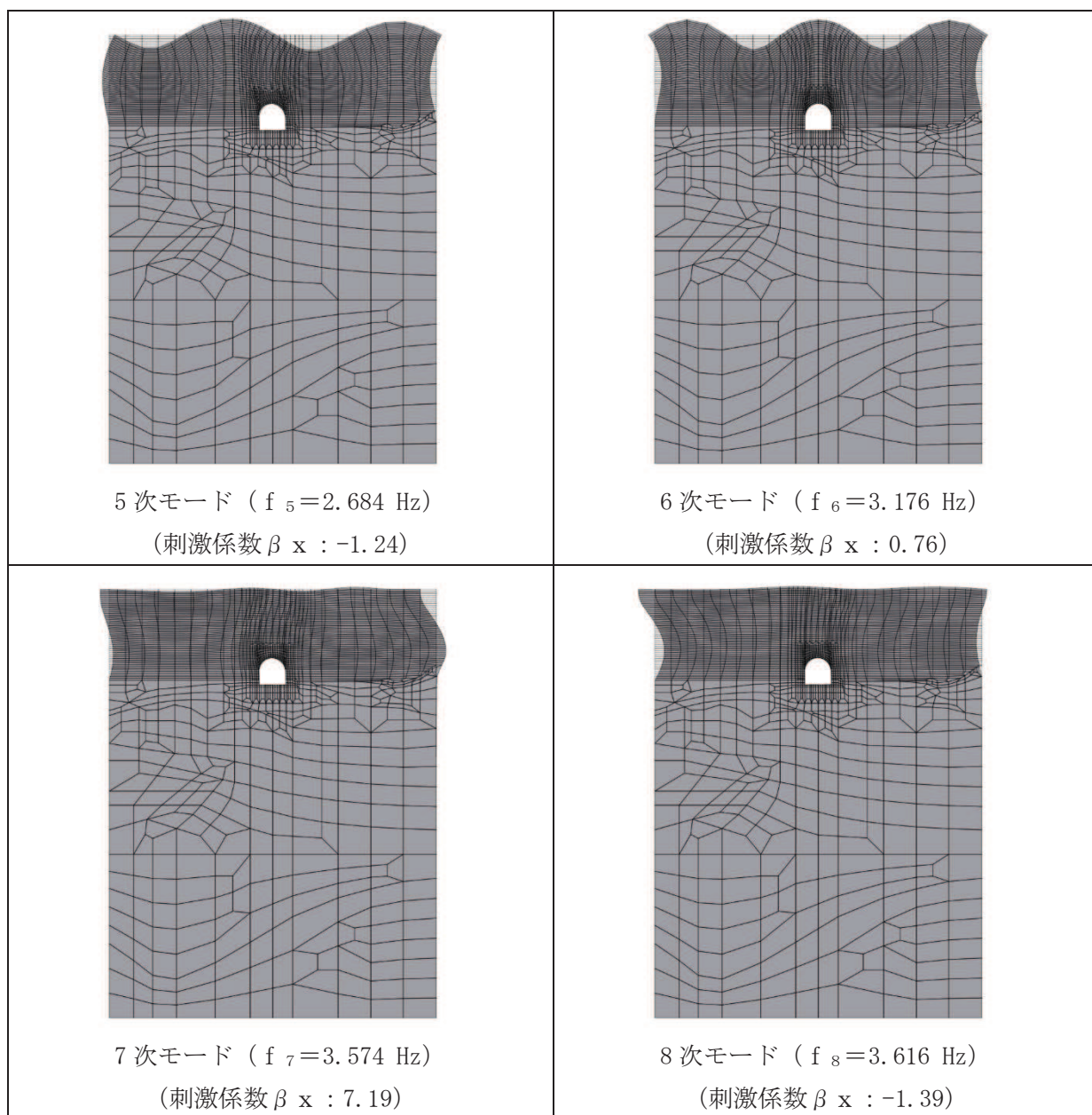


図 3-19(2) 固有値解析結果 (モード図) (土砂部 (断面①))

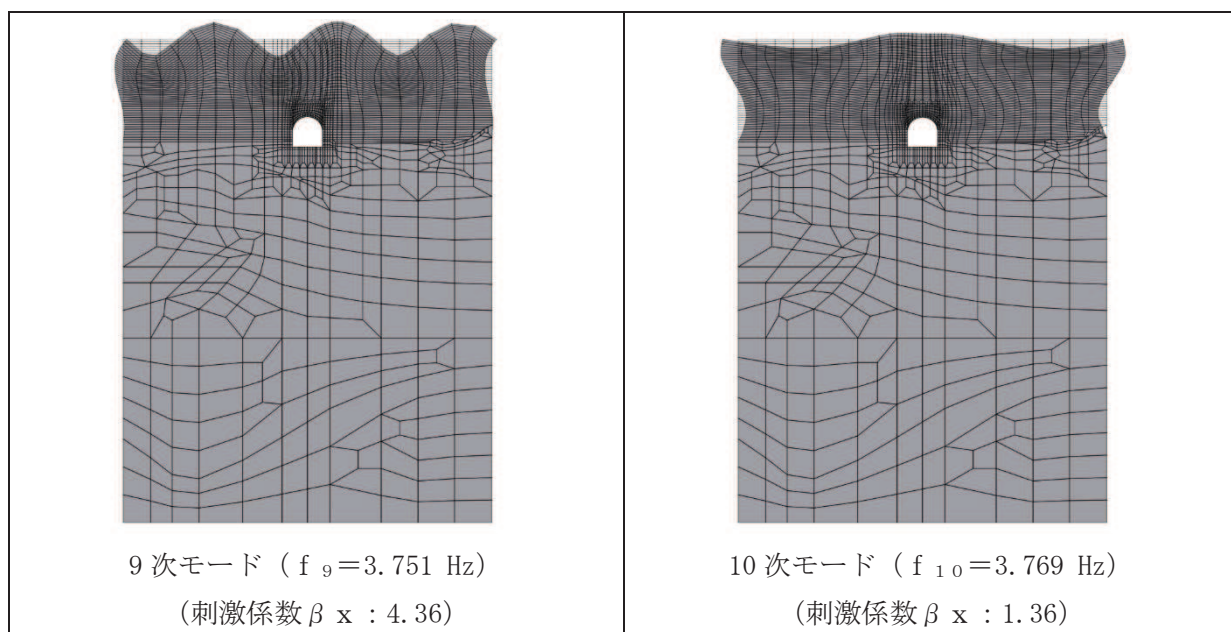


図 3-19(3) 固有値解析結果 (モード図) (土砂部 (断面①))

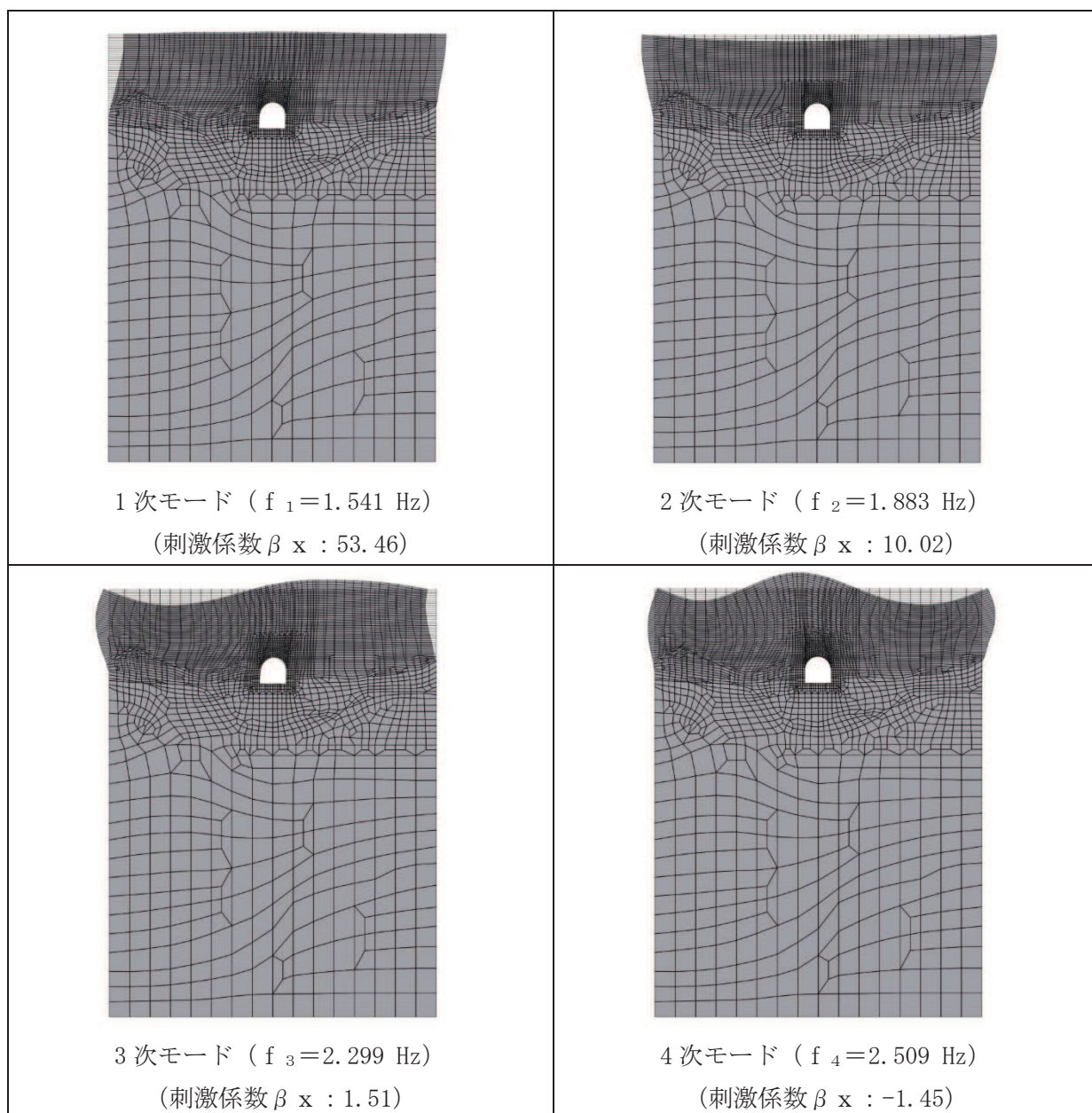


図 3-19(4) 固有値解析結果 (モード図) (土砂部 (断面③))

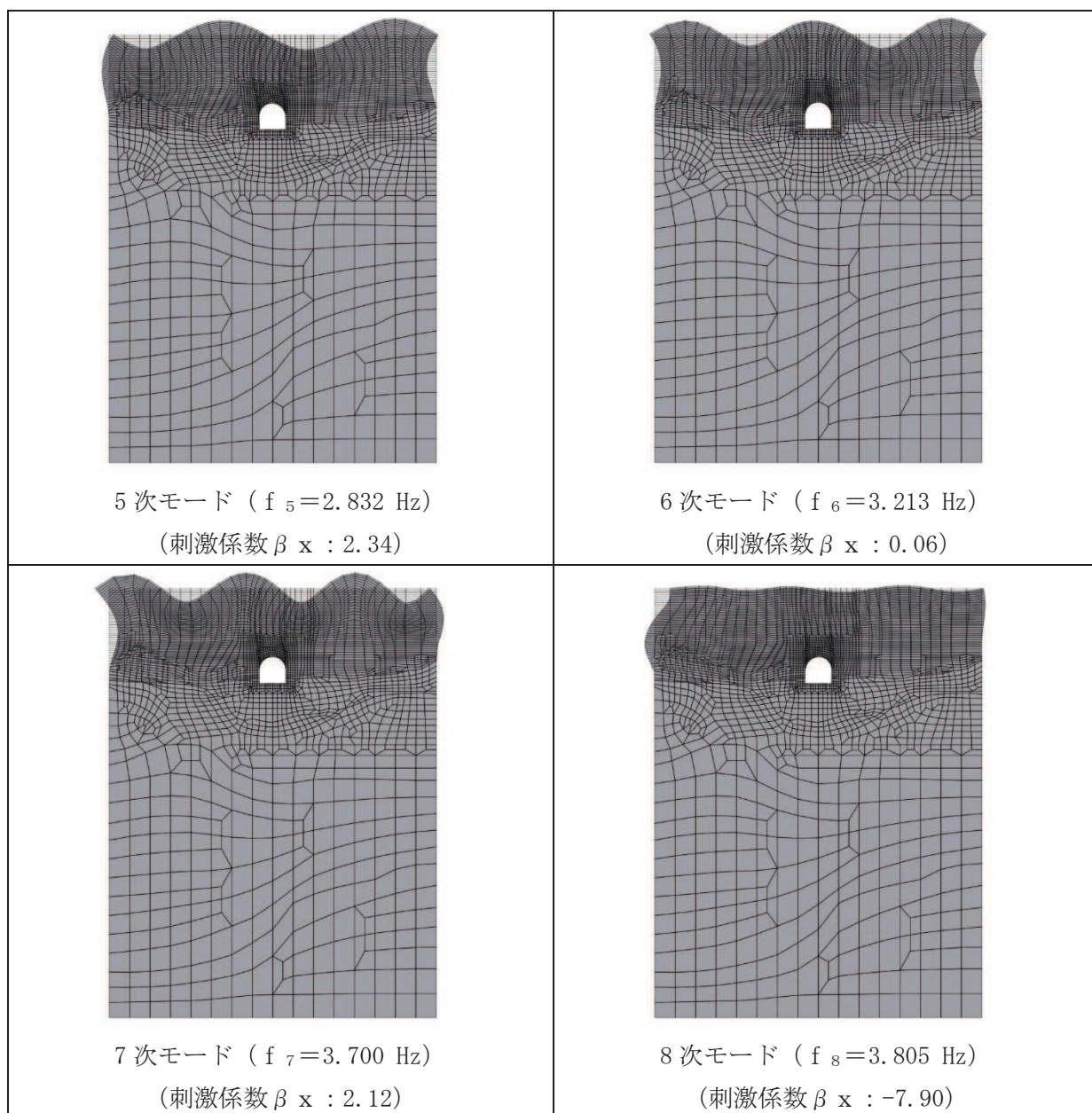


図 3-19(5) 固有値解析結果 (モード図) (土砂部 (断面③))

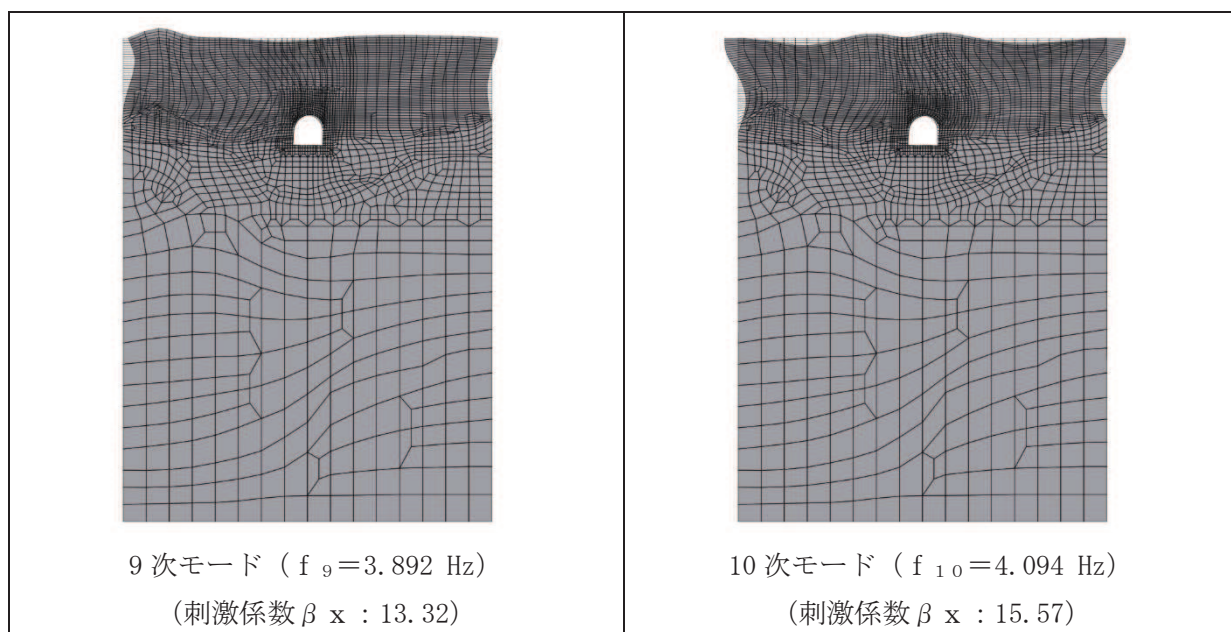


図 3-19(6) 固有値解析結果 (モード図) (土砂部 (断面③))

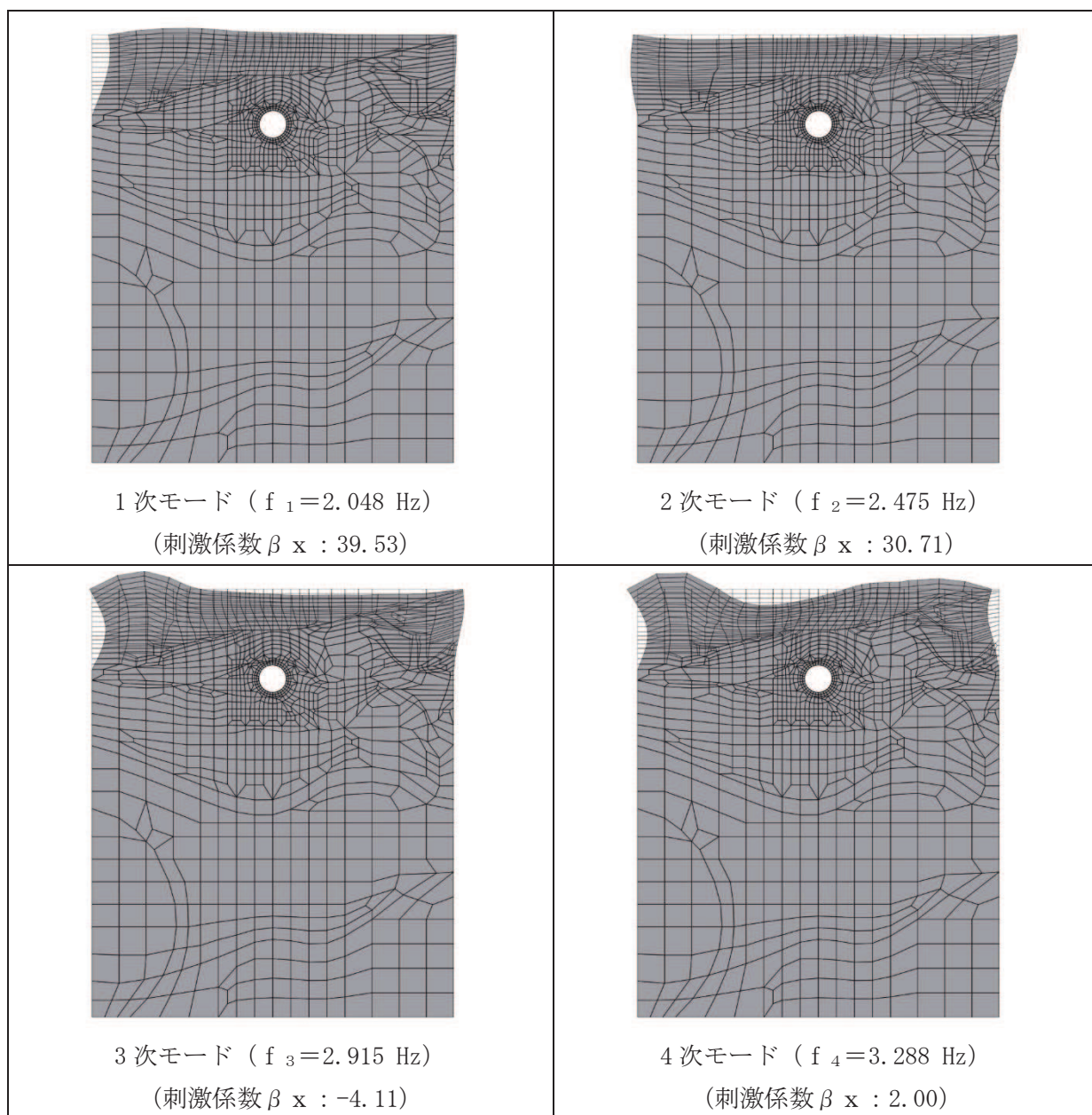


図 3-19(7) 固有値解析結果 (モード図) (岩盤部 (断面⑤))

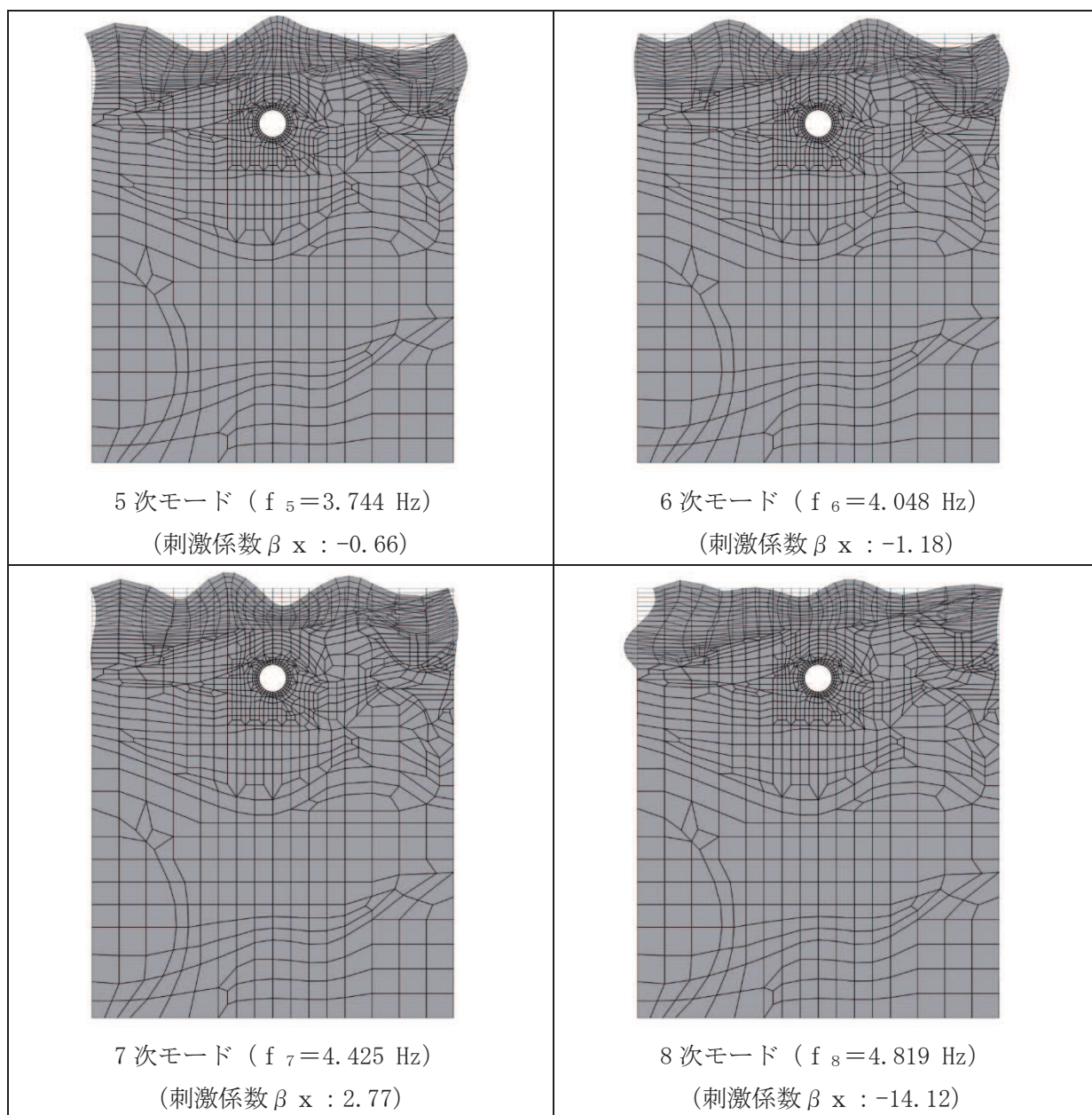


図 3-19(8) 固有値解析結果 (モード図) (岩盤部 (断面⑤))

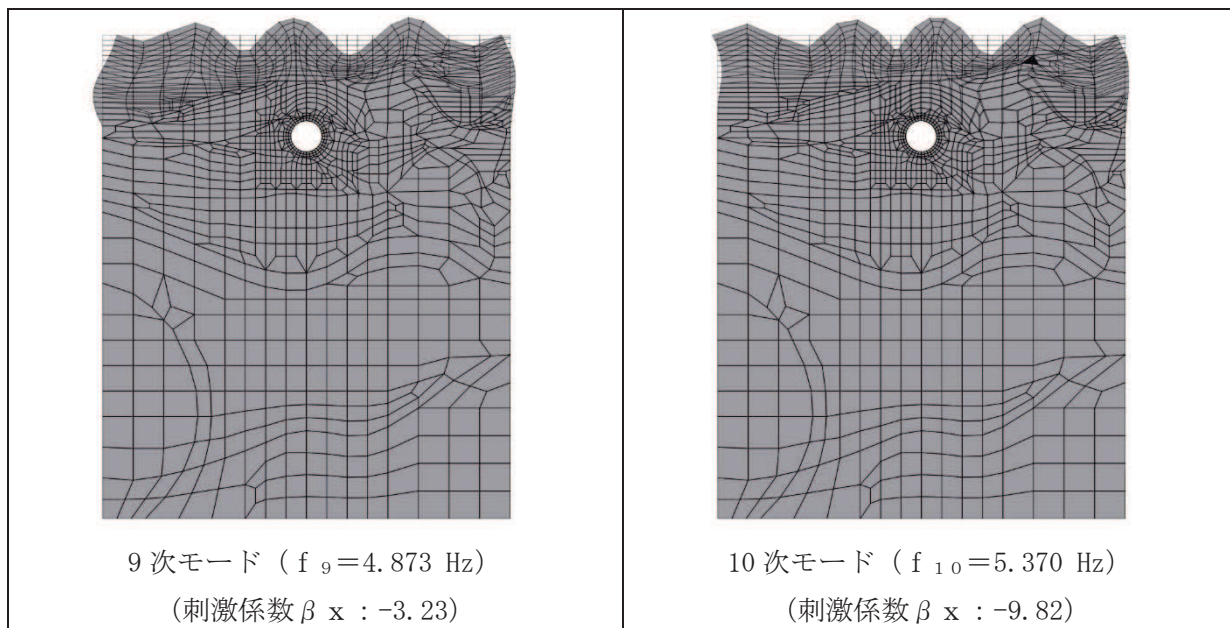


図 3-19(9) 固有値解析結果 (モード図) (岩盤部 (断面⑤))

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}

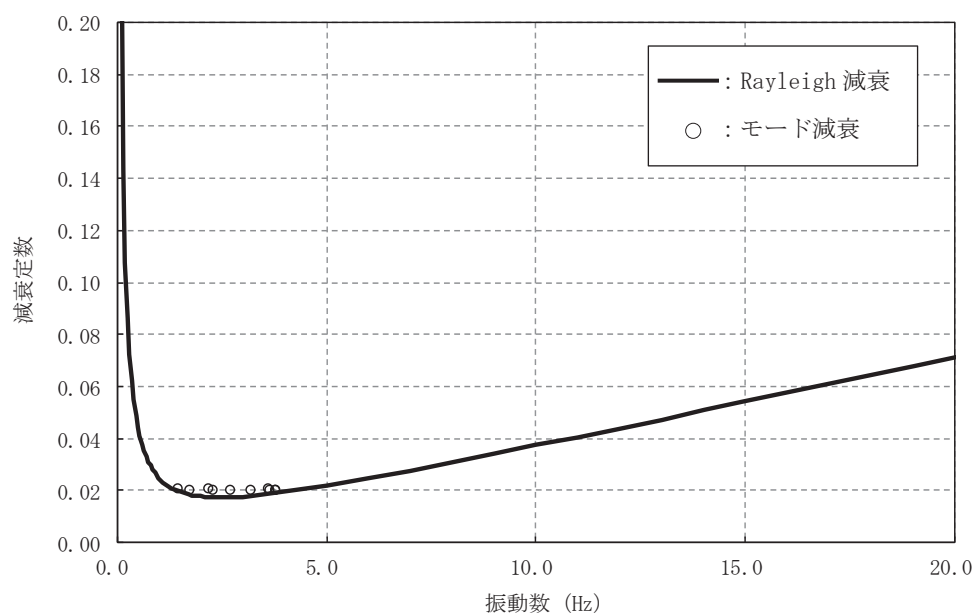


図 3-20(1) 設定した Rayleigh 減衰 (土砂部 (断面①))

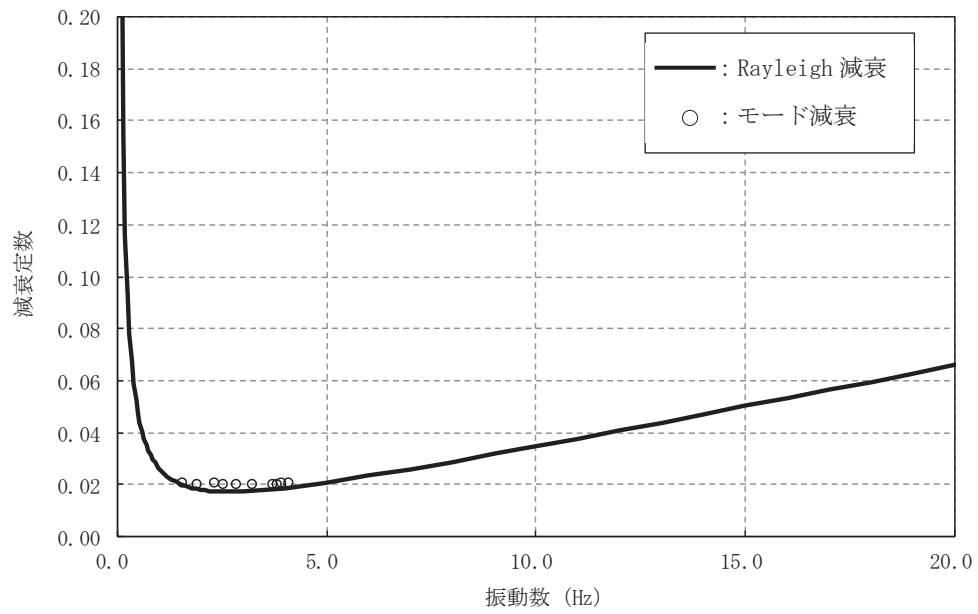


図 3-20(2) 設定した Rayleigh 減衰 (土砂部 (断面③))

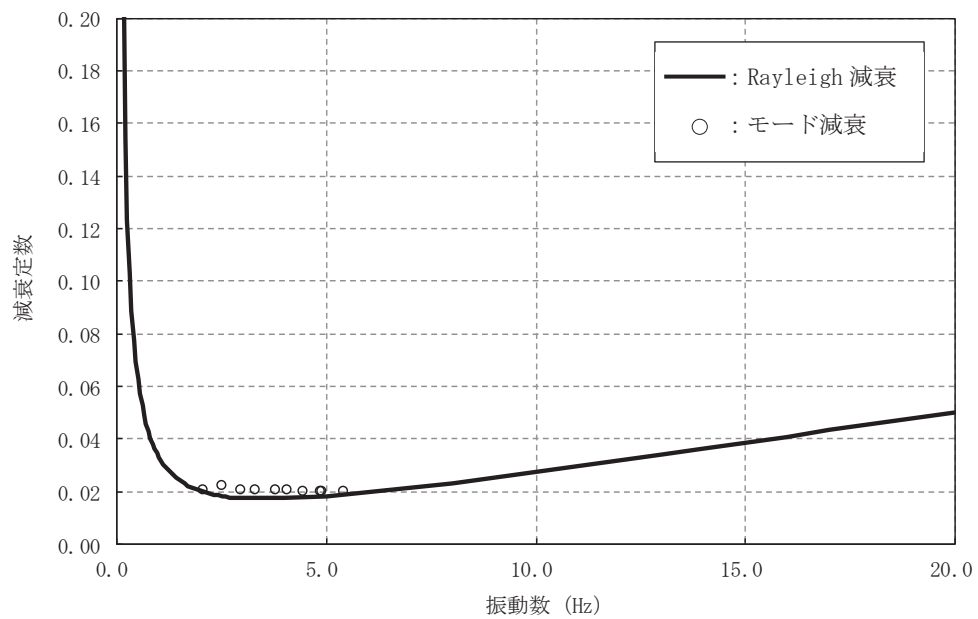


図 3-20(3) 設定した Rayleigh 減衰 (岩盤部 (断面⑤))

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。

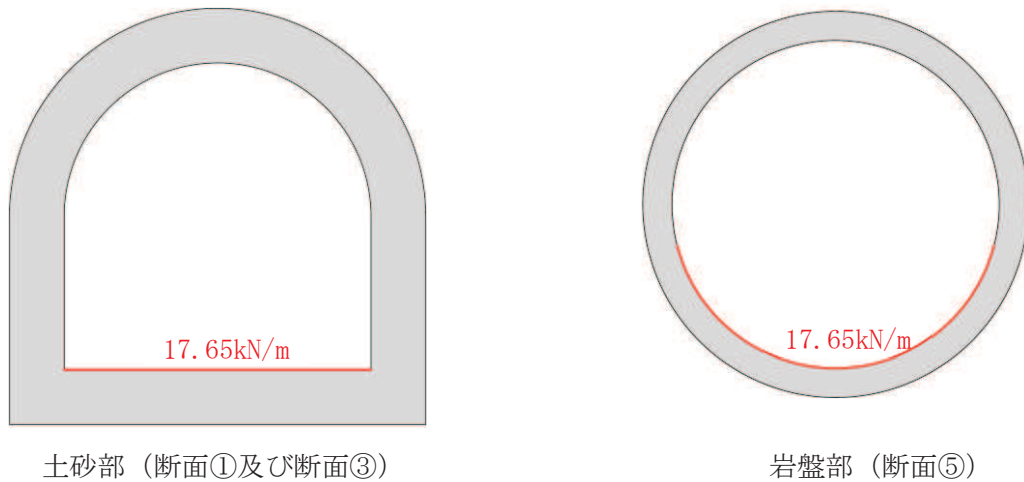


図3-21 機器・配管系の荷重図

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。

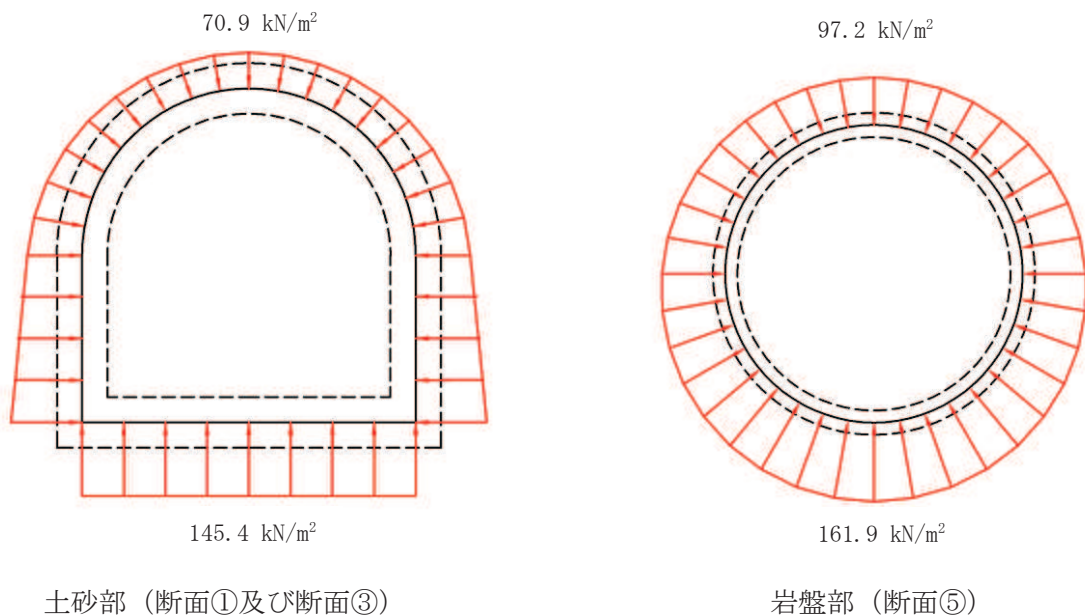


図3-22 外水圧図

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

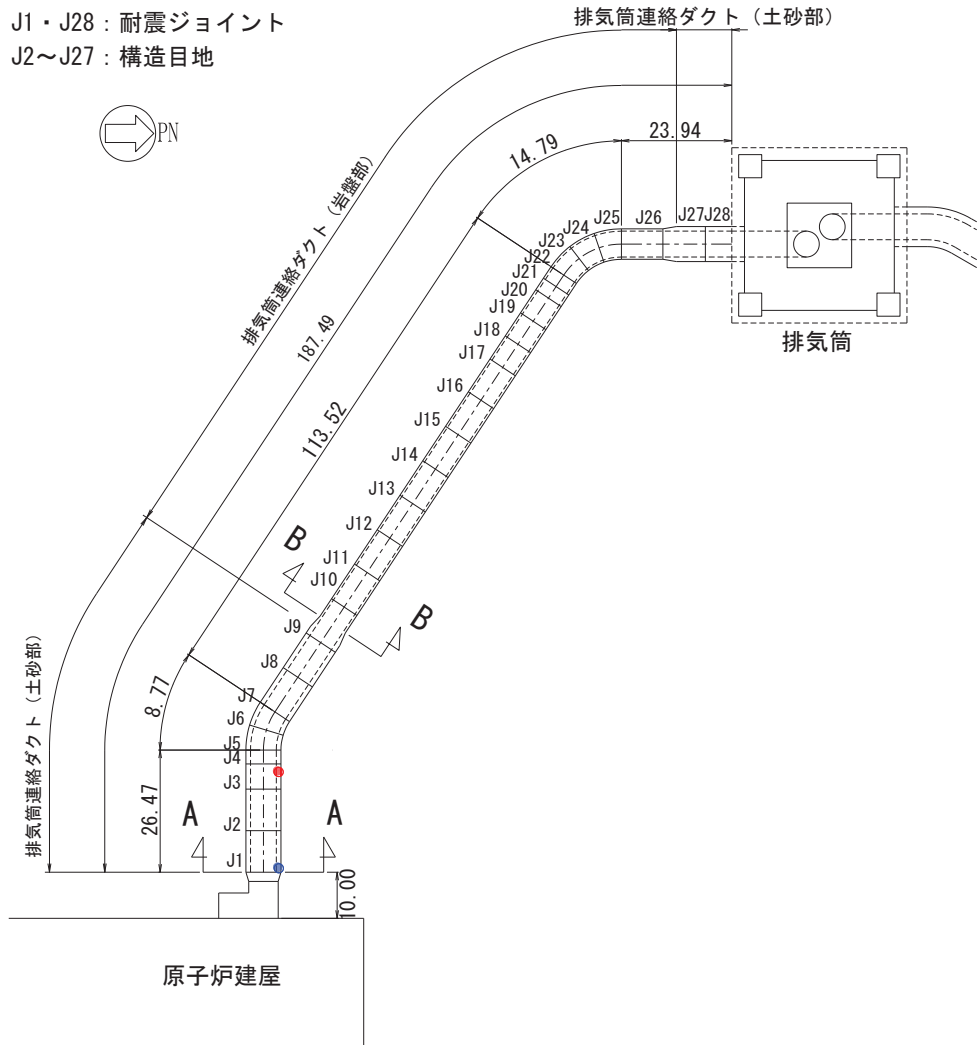
実強度*	ヤング係数
24.8N/mm ²	25.4kN/mm ²

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: 既設建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。なお、ケース①とケース⑥の曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査における照査値の最大値の差が 0.05 未満の場合は、両解析ケースで実強度を考慮した解析ケース（ケース④及びケース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。

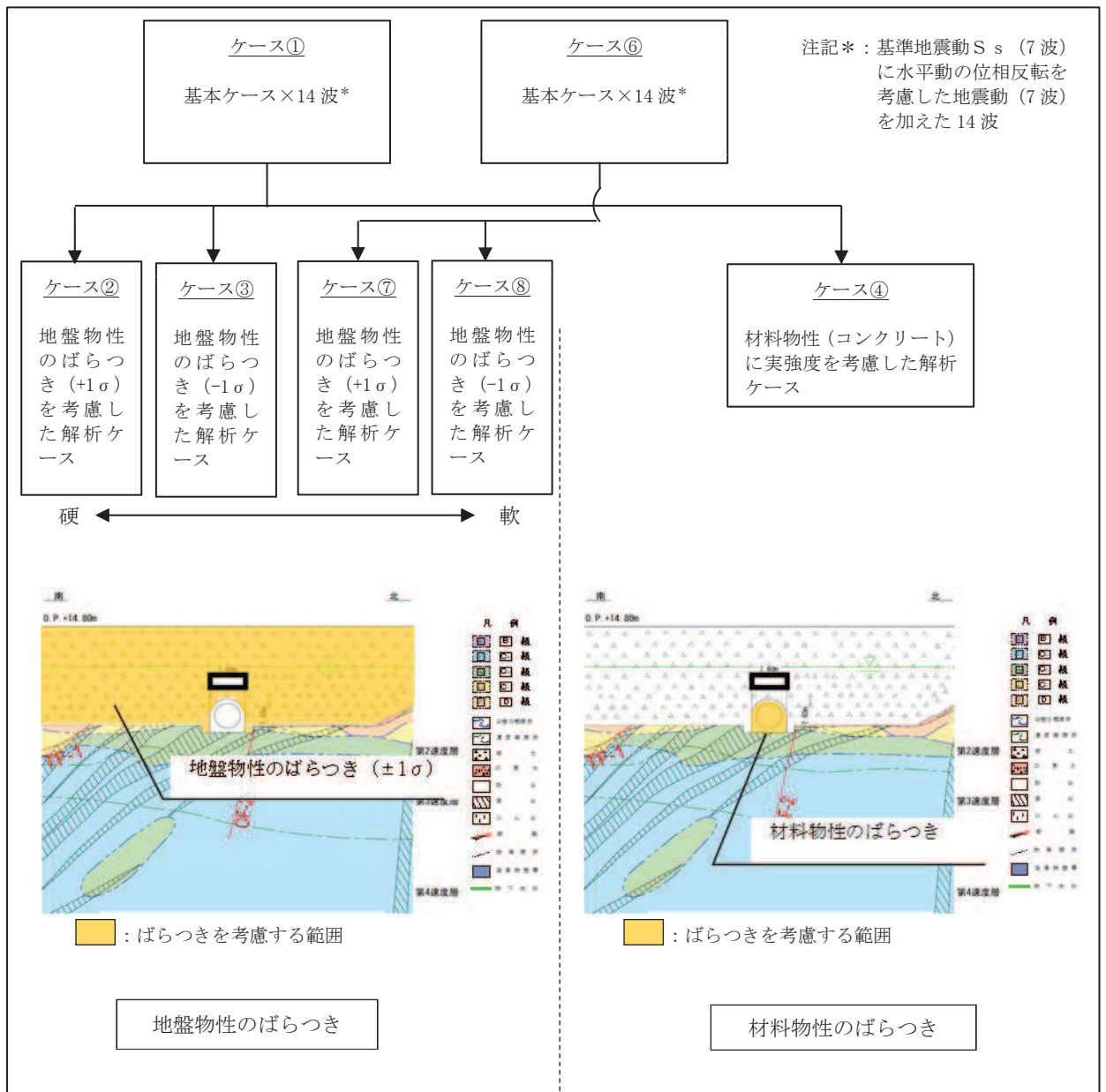


図3-24(1) 耐震評価における解析ケース（土砂部（断面①））

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

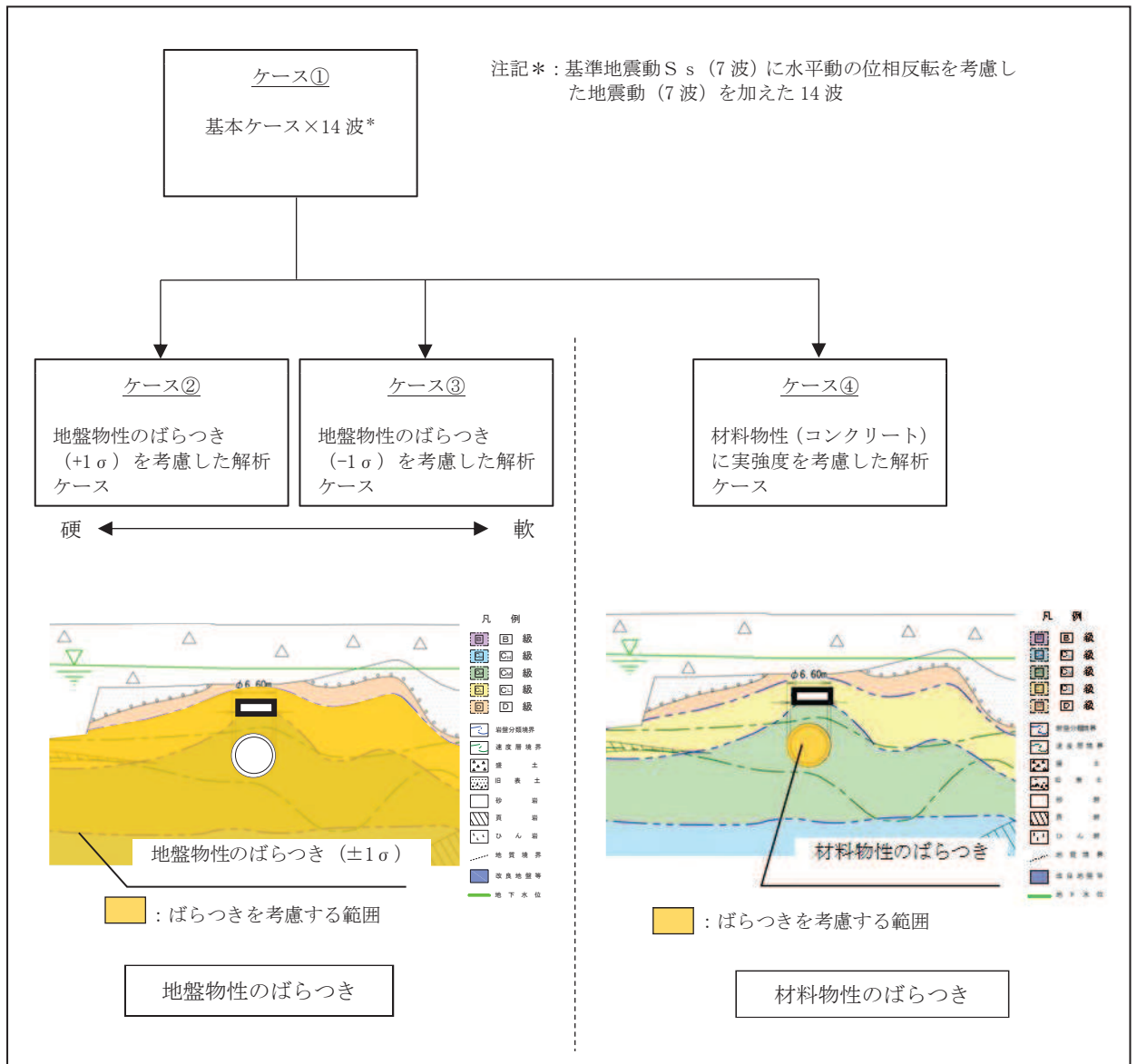


図 3-24 (2) 耐震評価における解析ケース (岩盤部 (断面⑤))

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	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）	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、③、⑦及び⑧を実施する。</p> <p>なお、ケース①とケース⑥の曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査における照査値の最大値の差が 0.05 未満の場合は、両解析ケースで実強度を考慮した解析ケース（ケース④及び⑨）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>	○	<p>左記の【追加解析ケースについて】による</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	○		○			

資料 3-70

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。

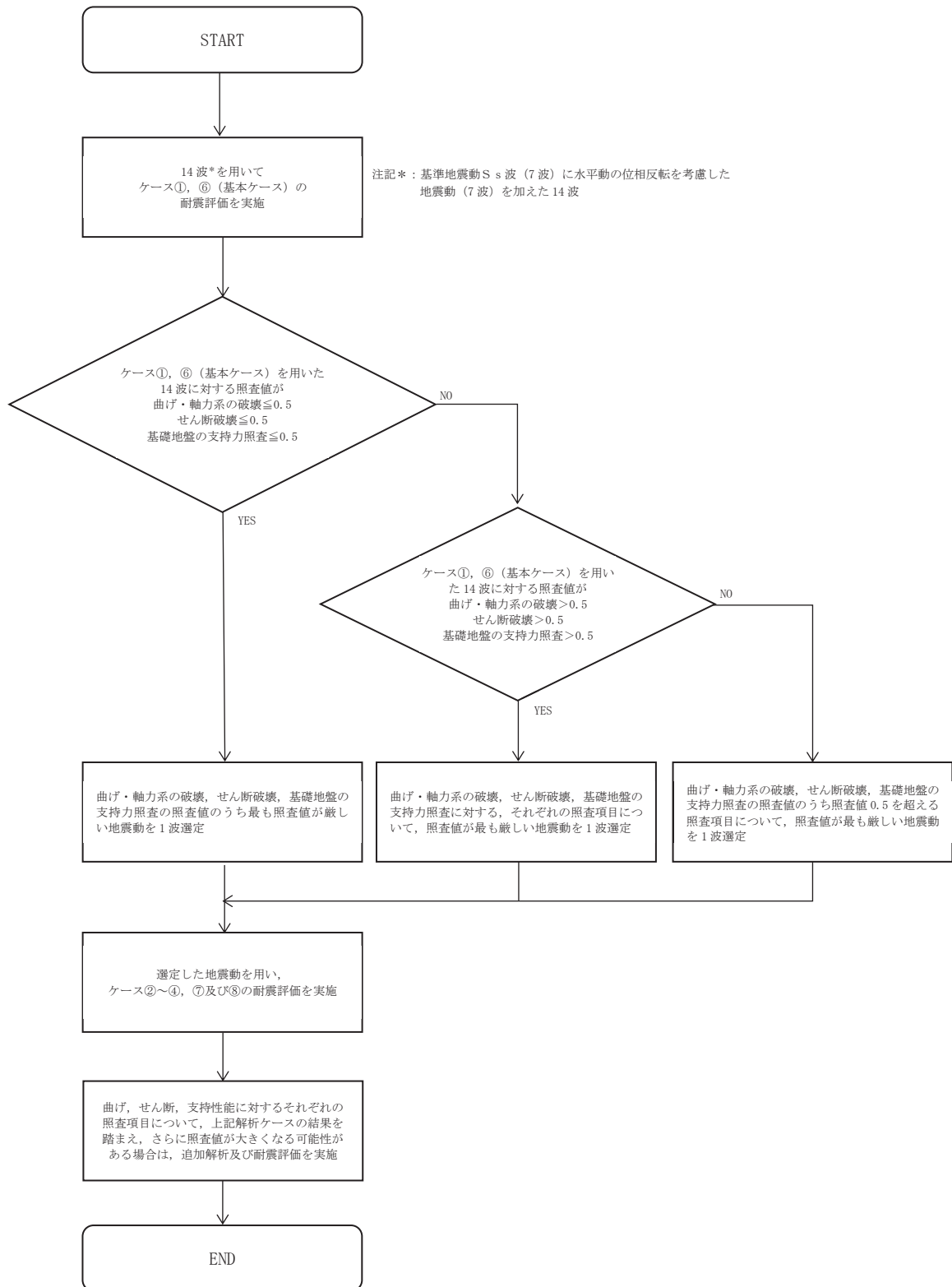


図 3-25(1) 追加解析を実施する地震動の選定フロー（土砂部（断面①））

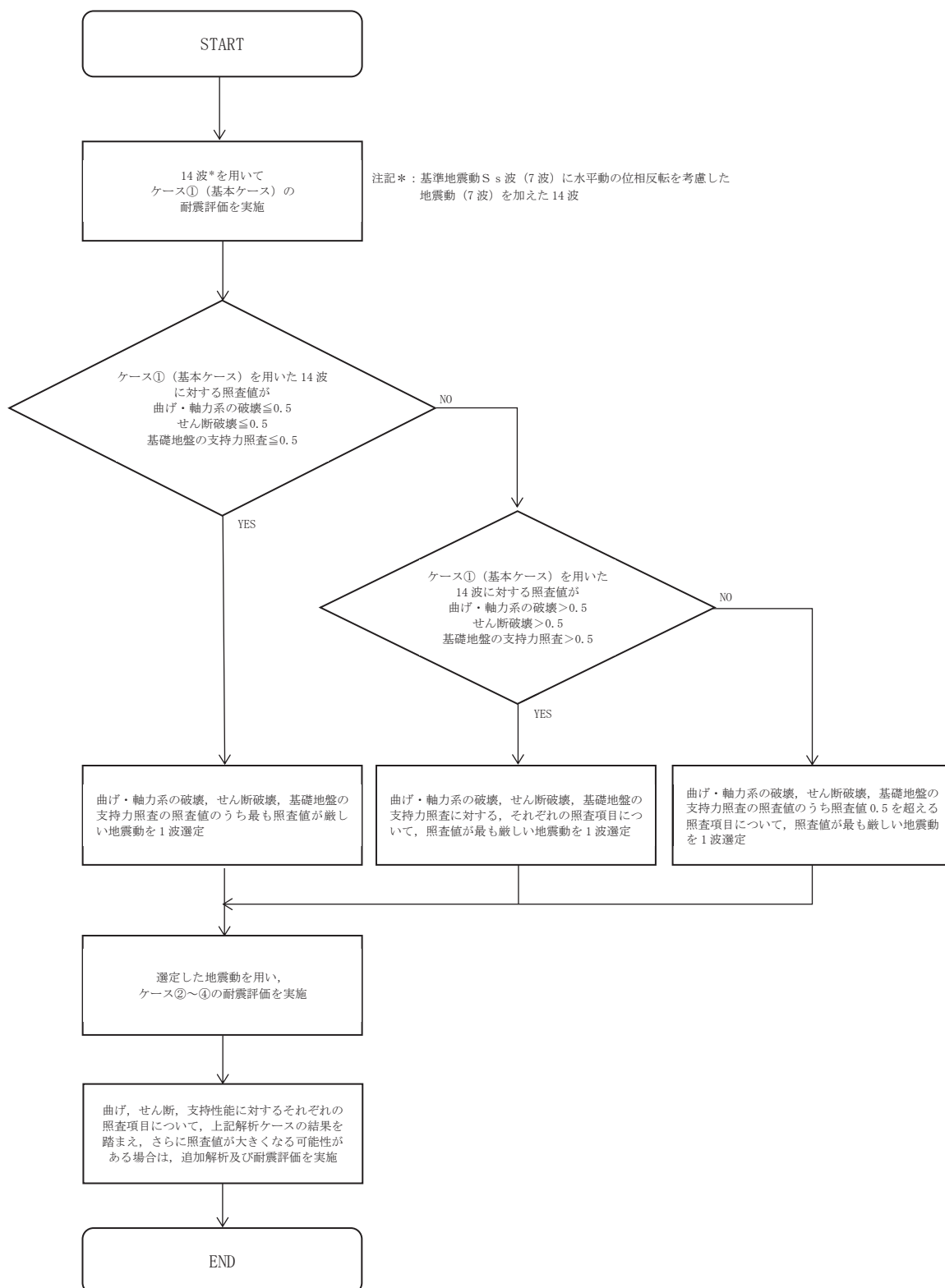


図 3-25(2) 追加解析を実施する地震動の選定フロー（岩盤部（断面⑤））

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。

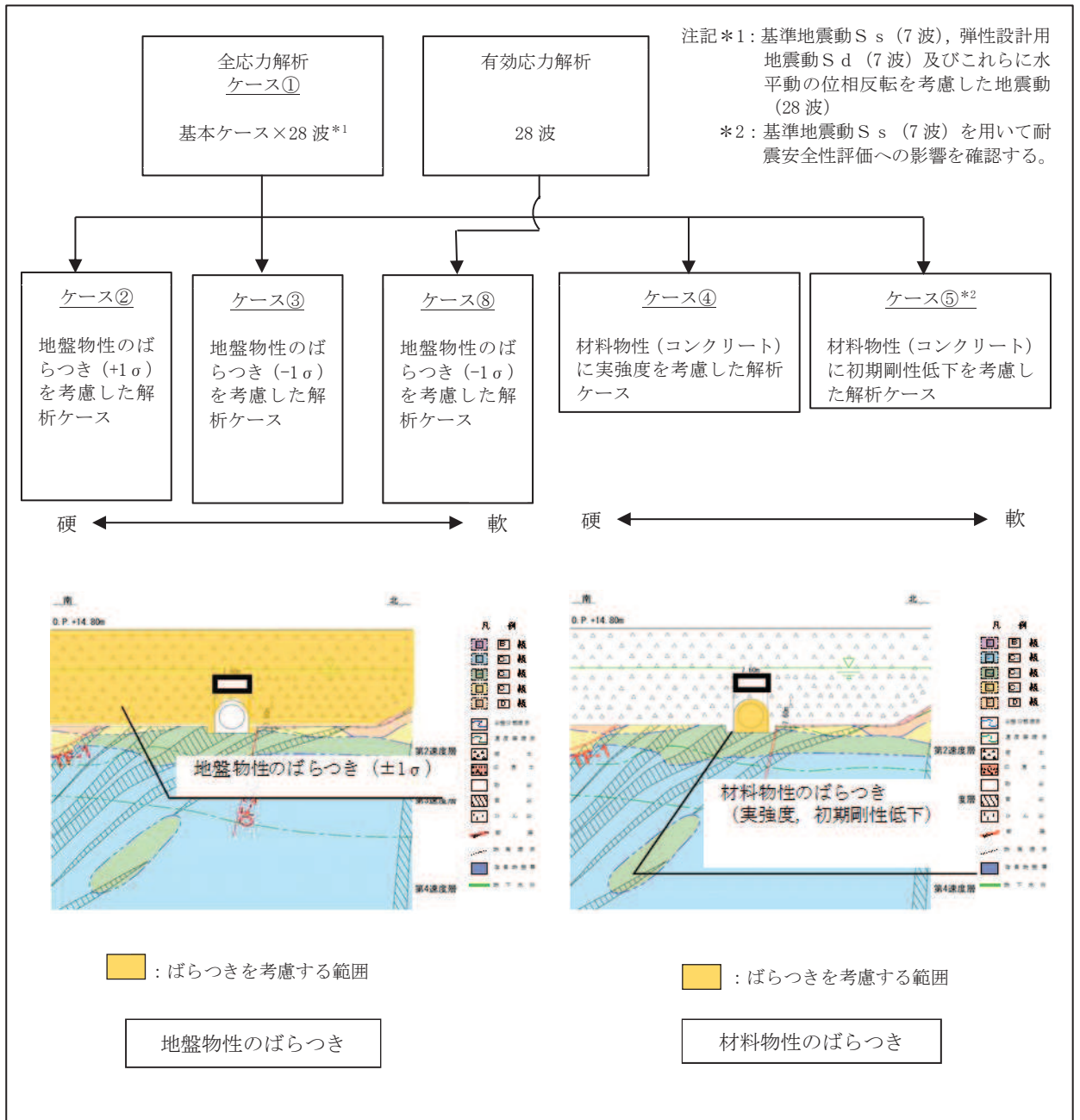


図 3-26(1) 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース (土砂部 (断面①及び断面③))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

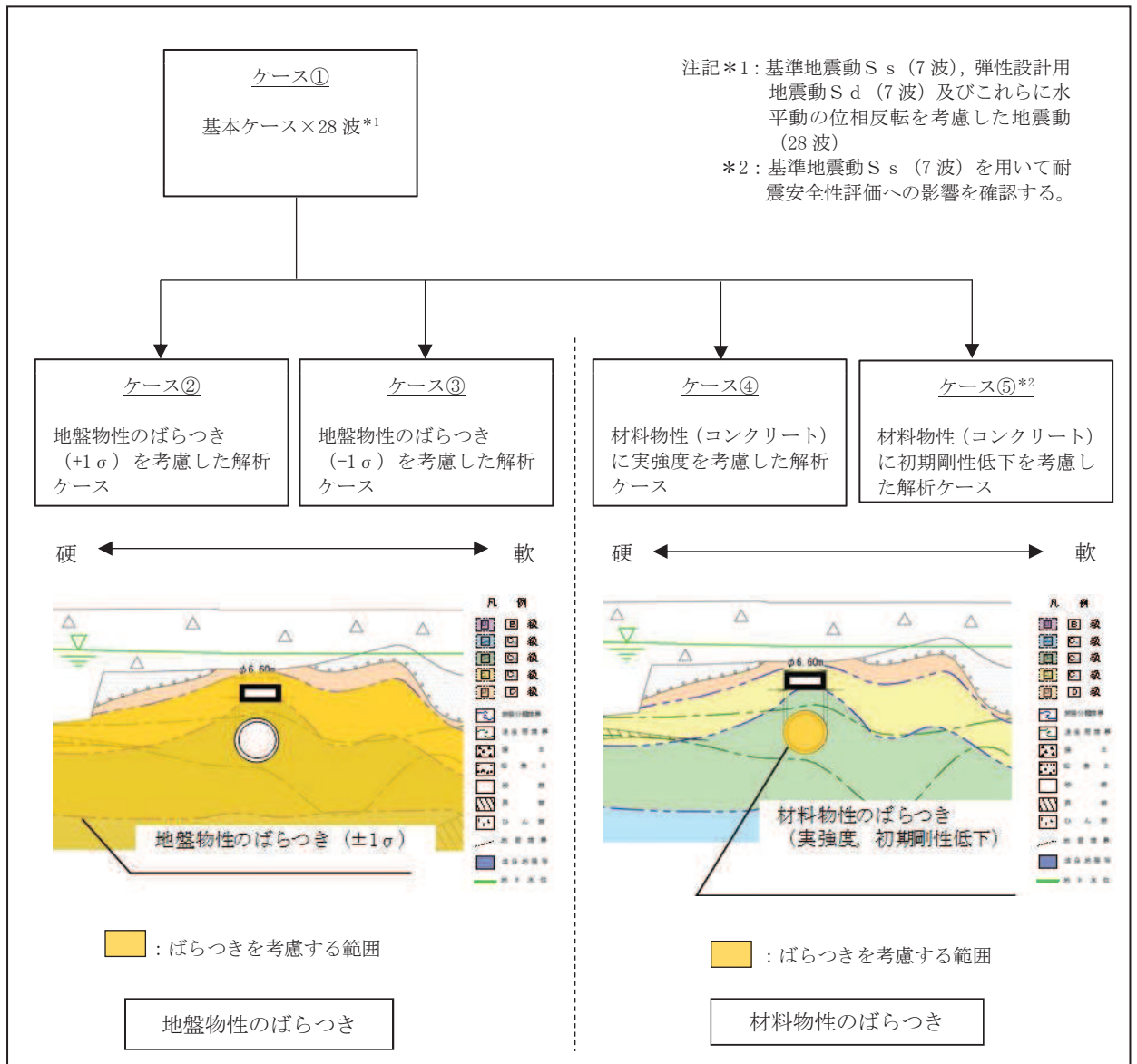


図 3-26(2) 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース (岩盤部 (断面⑤))

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⑧	
		基本ケース*2	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	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	平均値	平均値	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	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	
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 3-11(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	
地盤物性		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	
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		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
		基本ケース*2	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	平均値	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	実強度に基づく圧縮強度*2	設計基準強度
地震動 (位相)	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。

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。

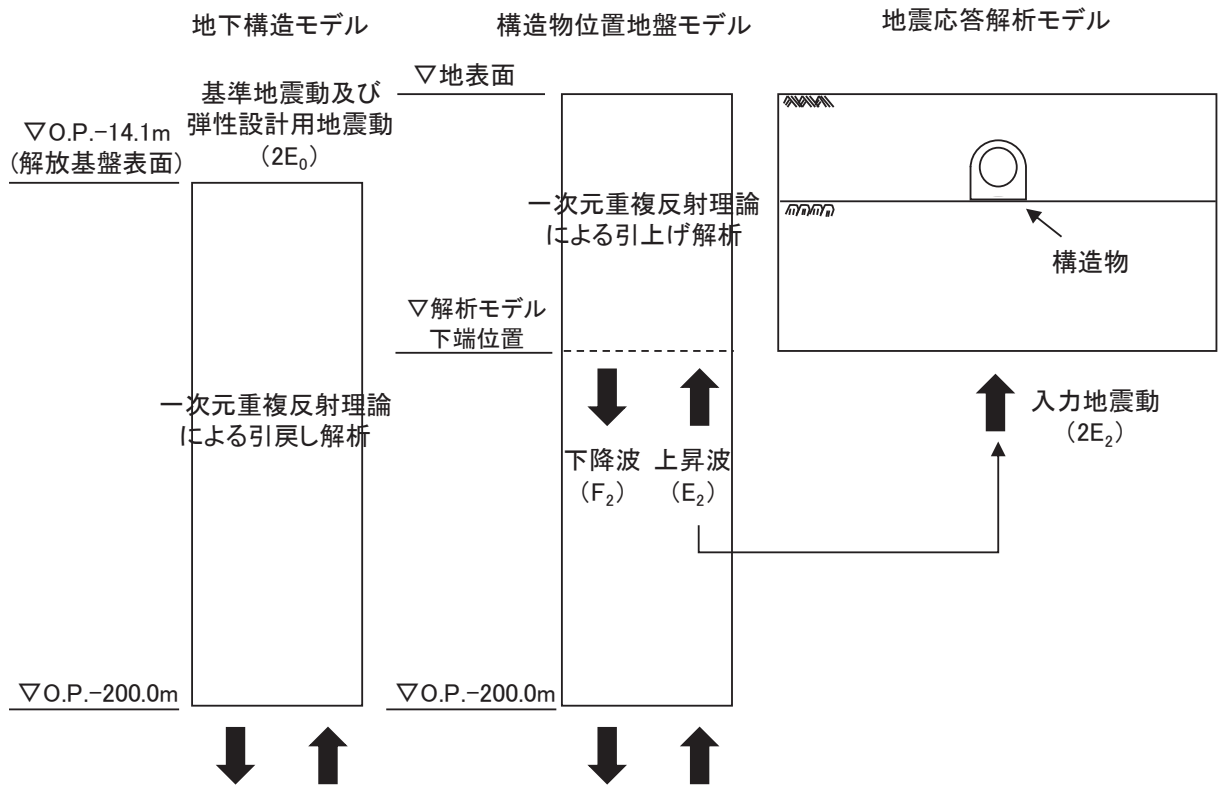
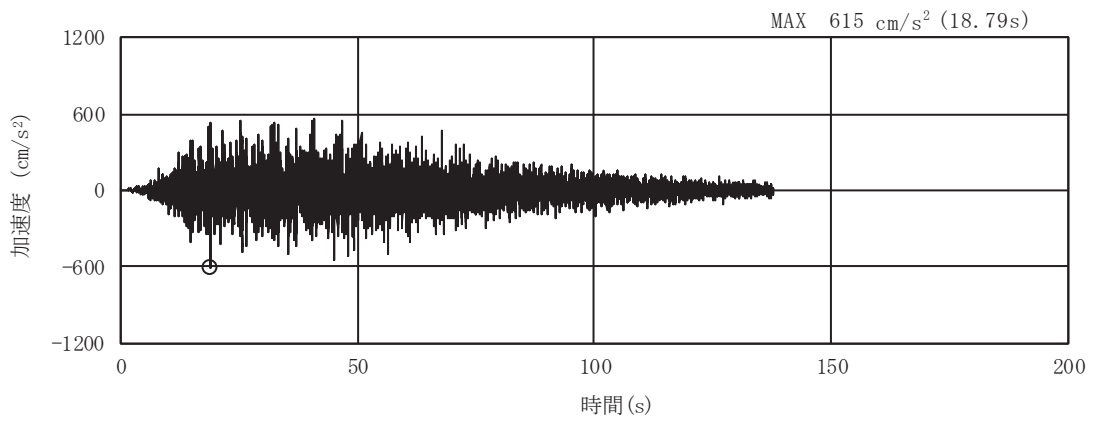
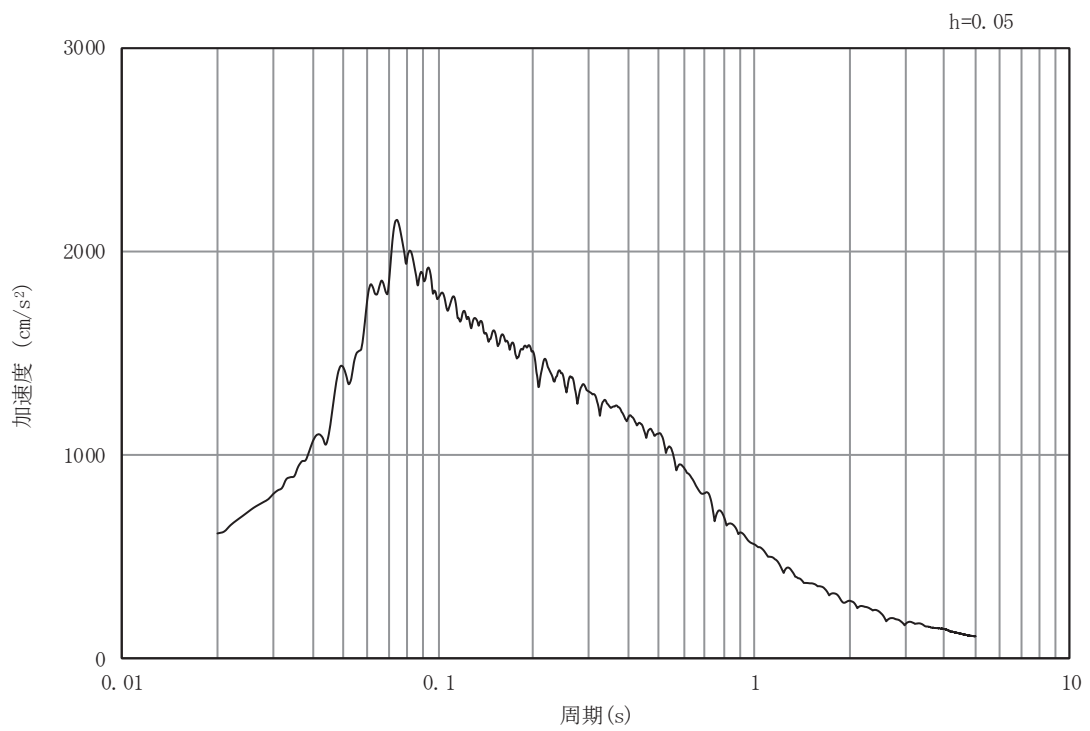


図 4-1 入力地震動算定の概念図（基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d ）

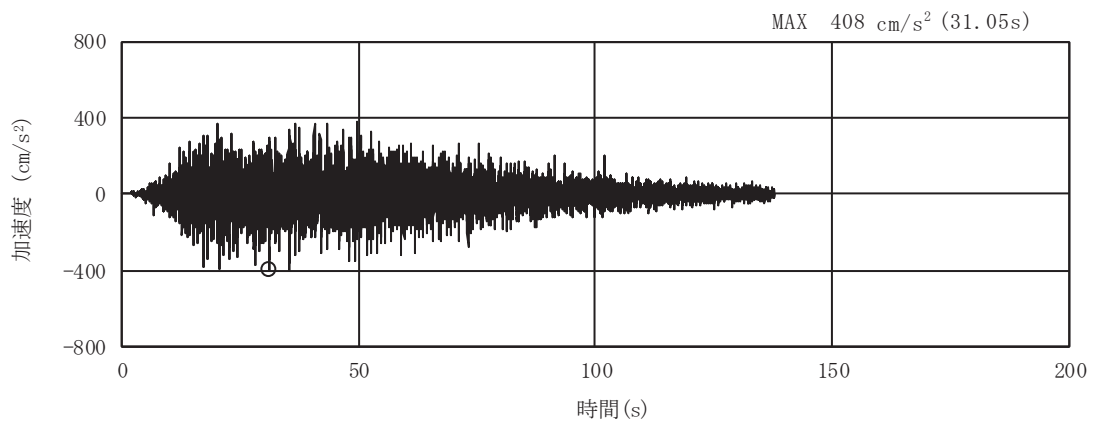


(a) 加速度時刻歴波形

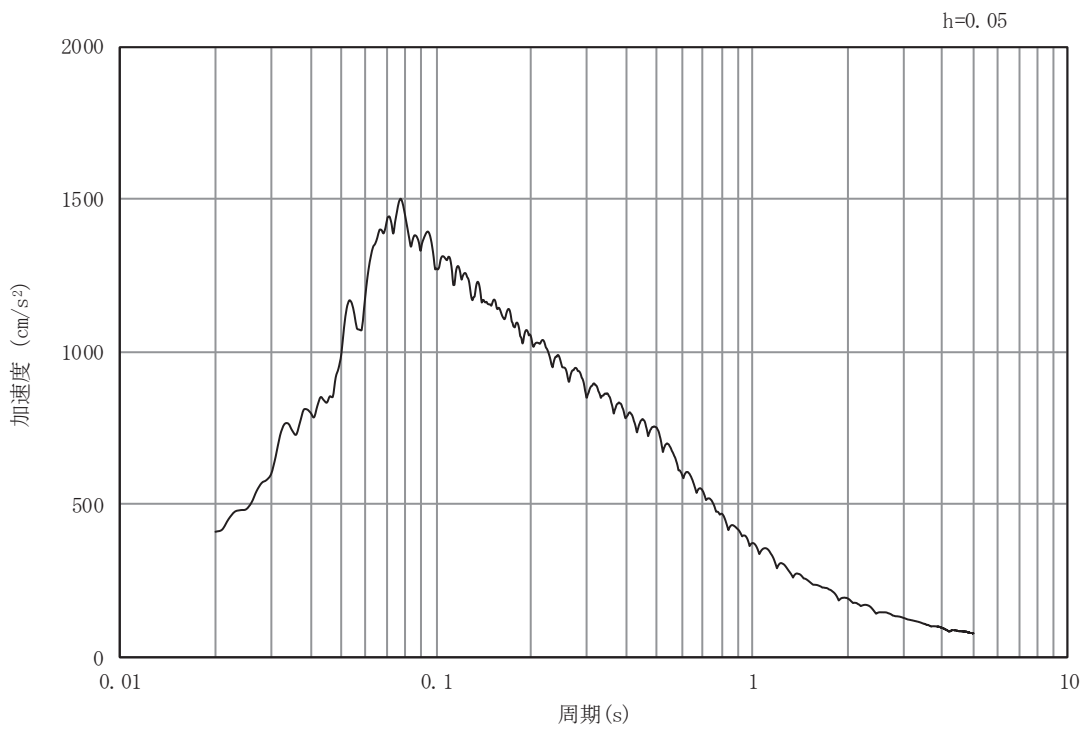


(b) 加速度応答スペクトル

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)

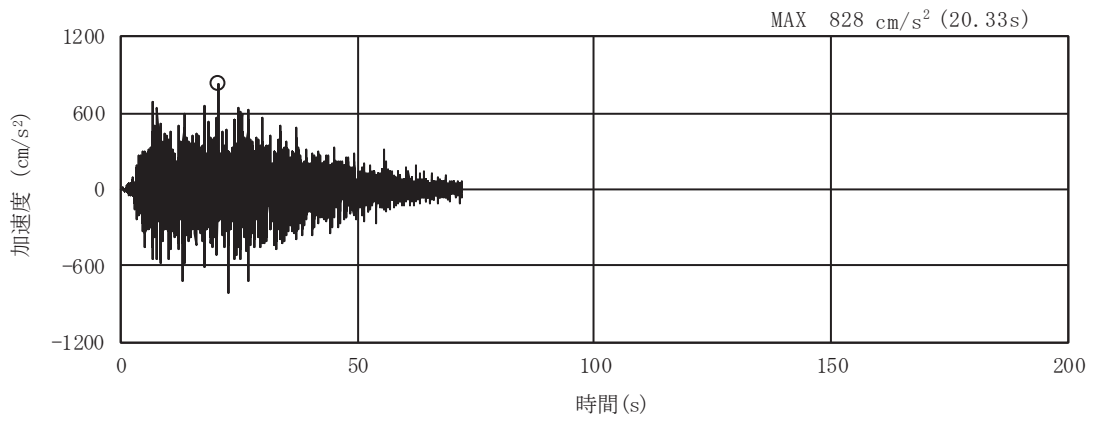


(a) 加速度時刻歴波形

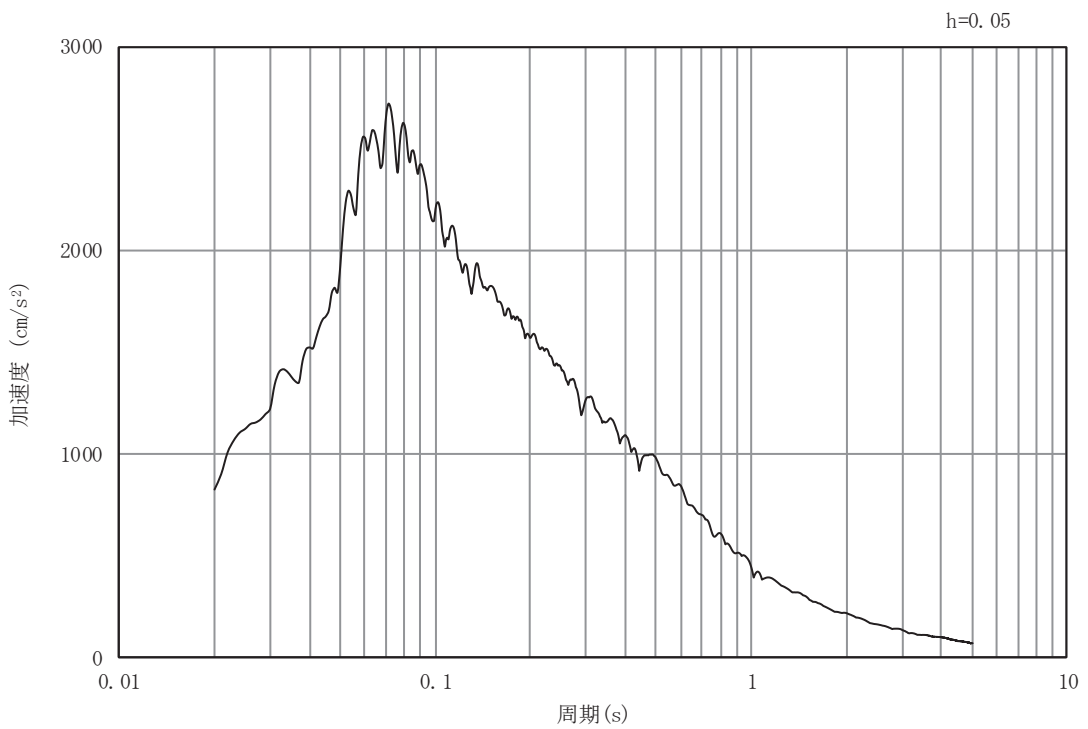


(b) 加速度応答スペクトル

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)

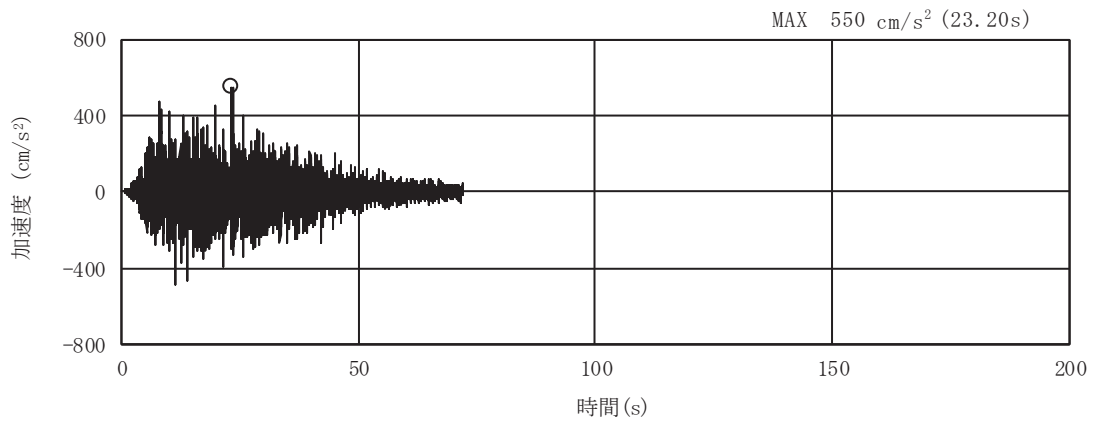


(a) 加速度時刻歴波形

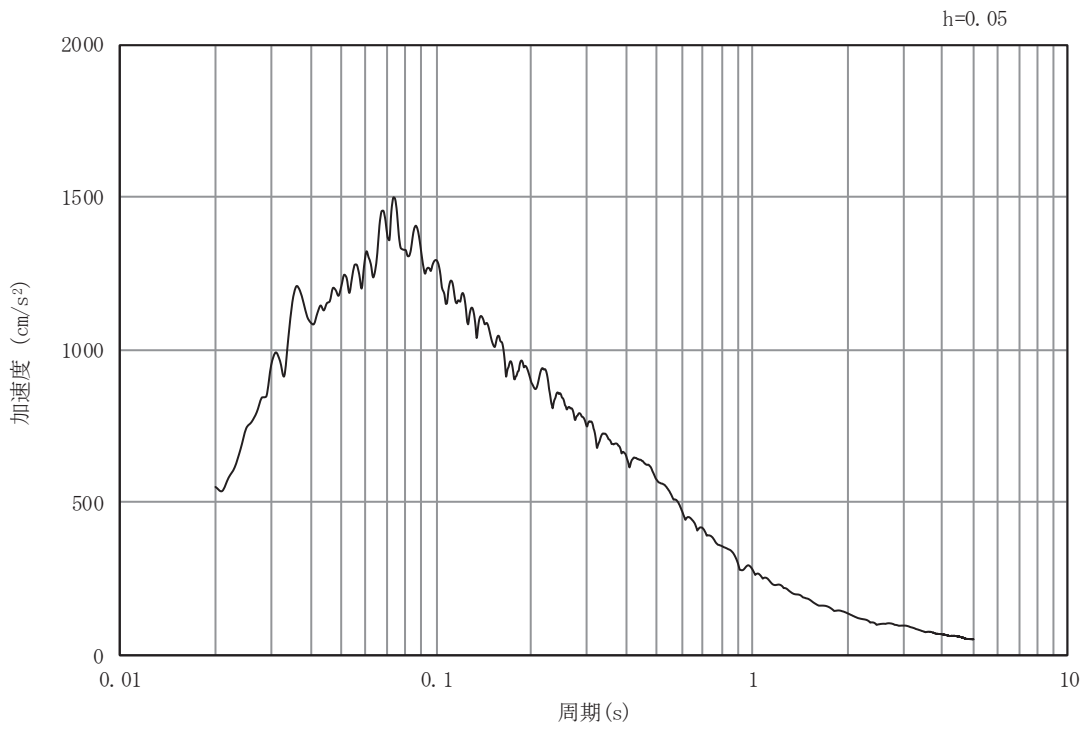


(b) 加速度応答スペクトル

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）

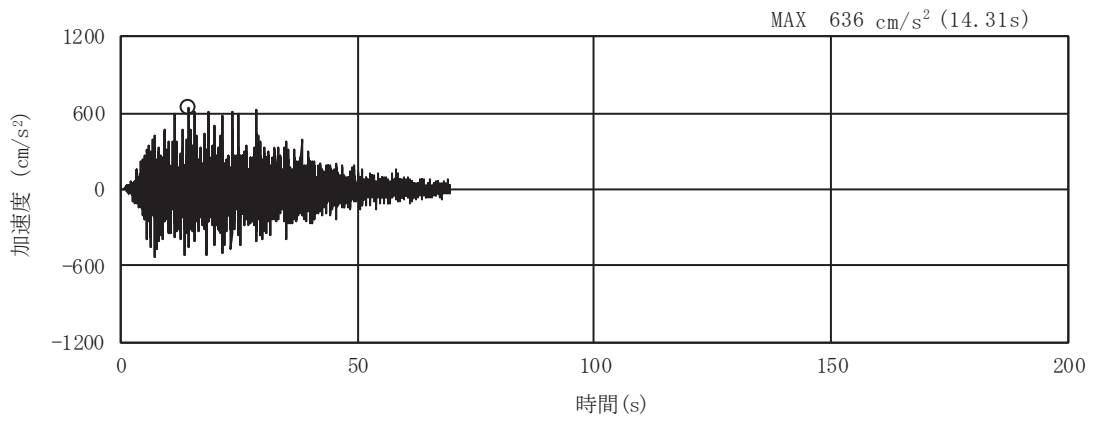


(a) 加速度時刻歴波形

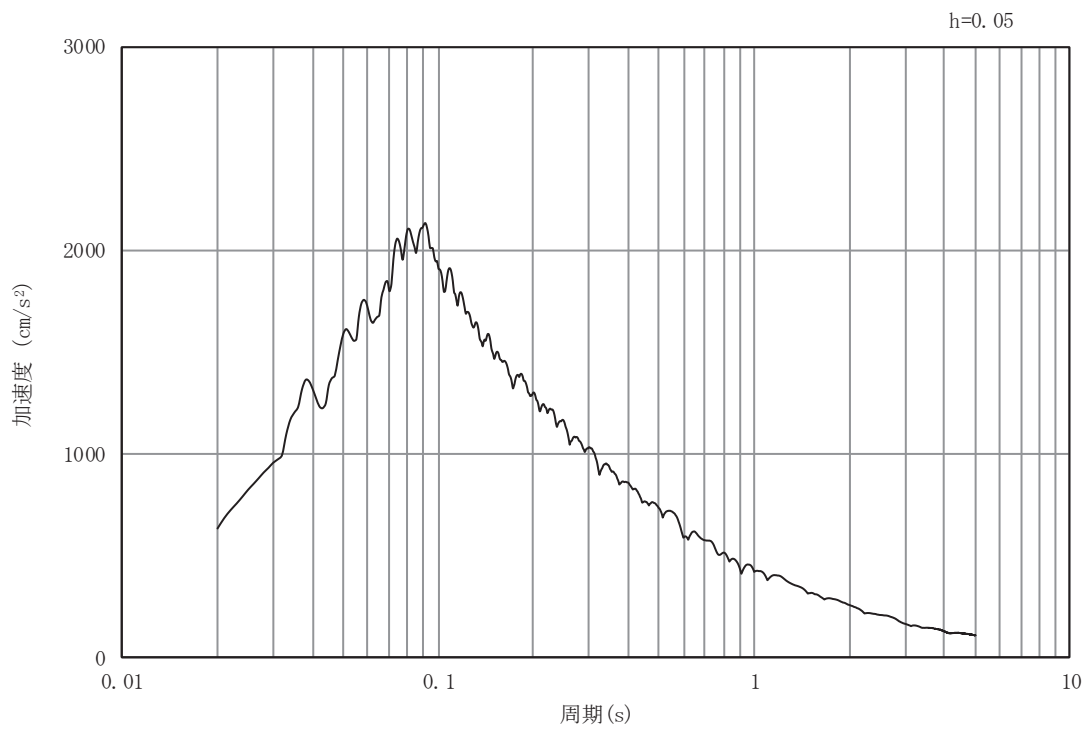


(b) 加速度応答スペクトル

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）

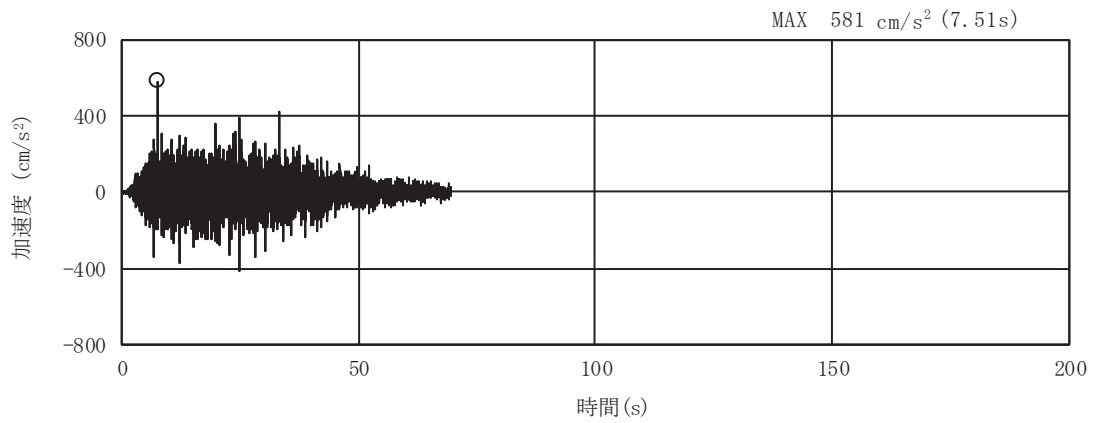


(a) 加速度時刻歴波形

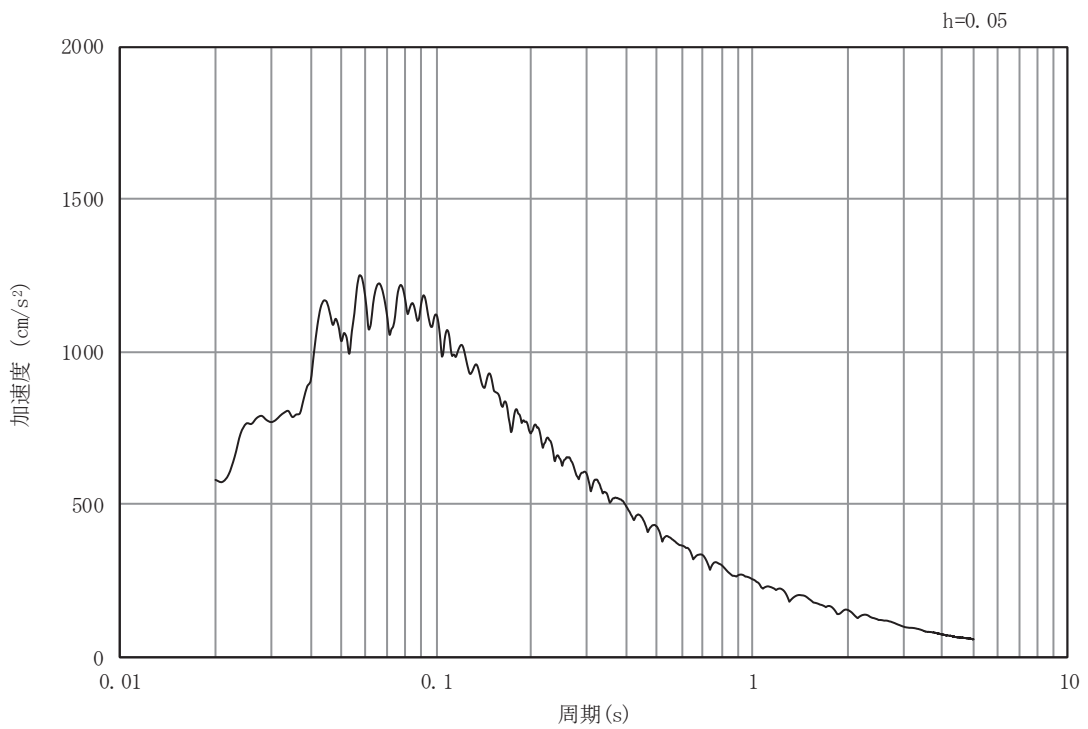


(b) 加速度応答スペクトル

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）

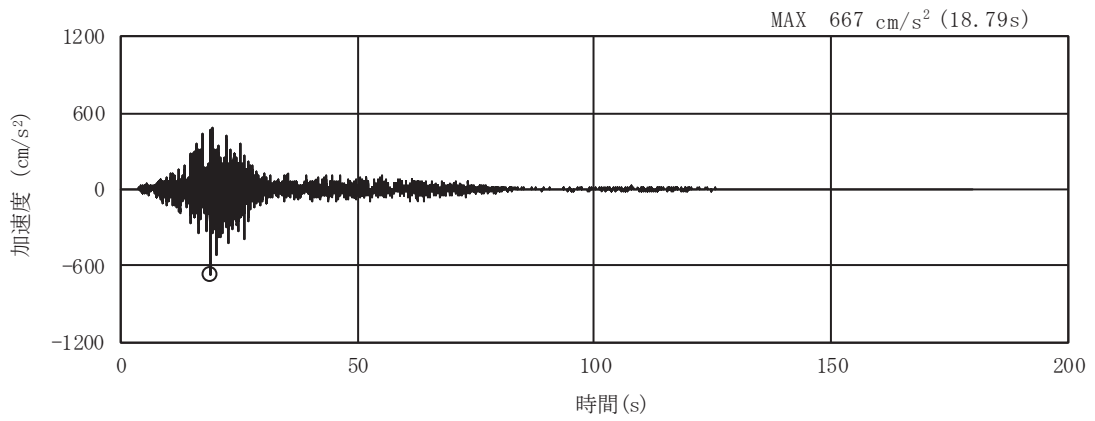


(a) 加速度時刻歴波形

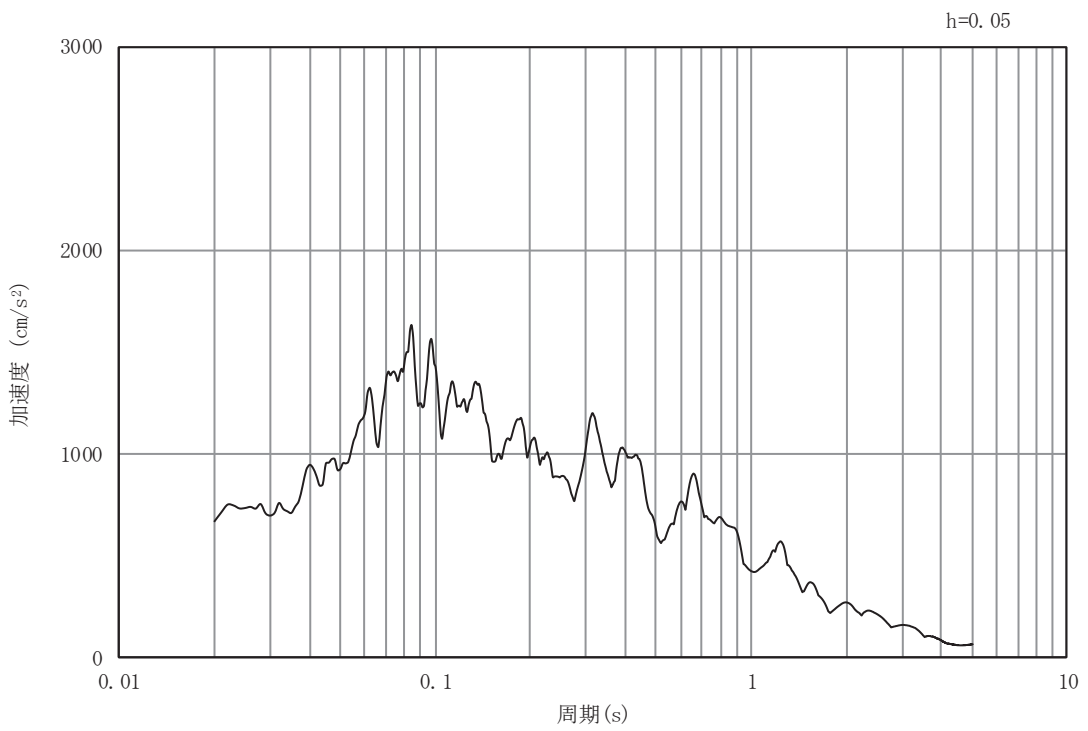


(b) 加速度応答スペクトル

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)

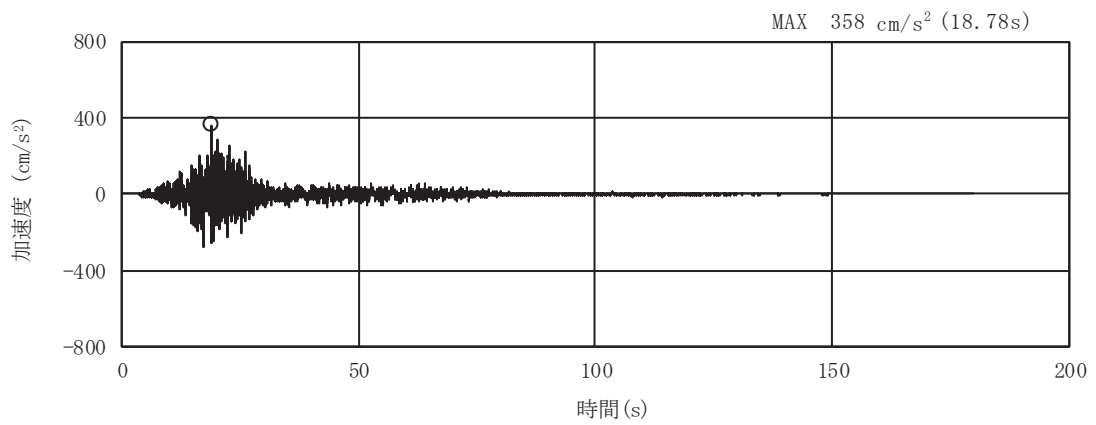


(a) 加速度時刻歴波形

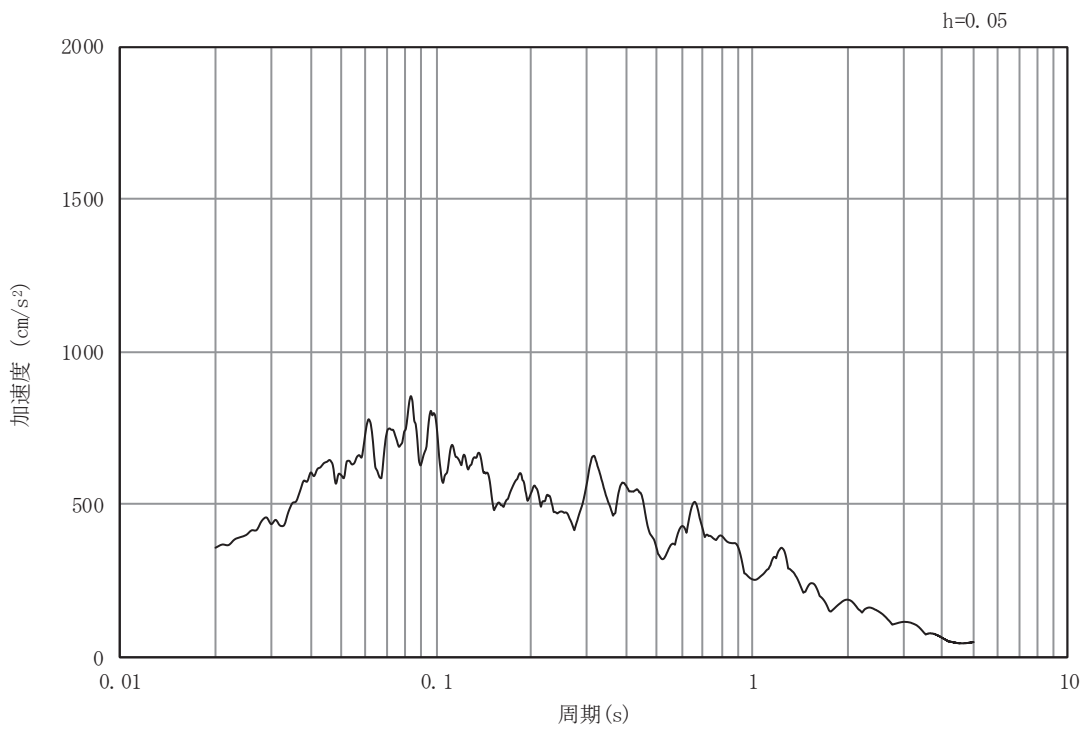


(b) 加速度応答スペクトル

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)

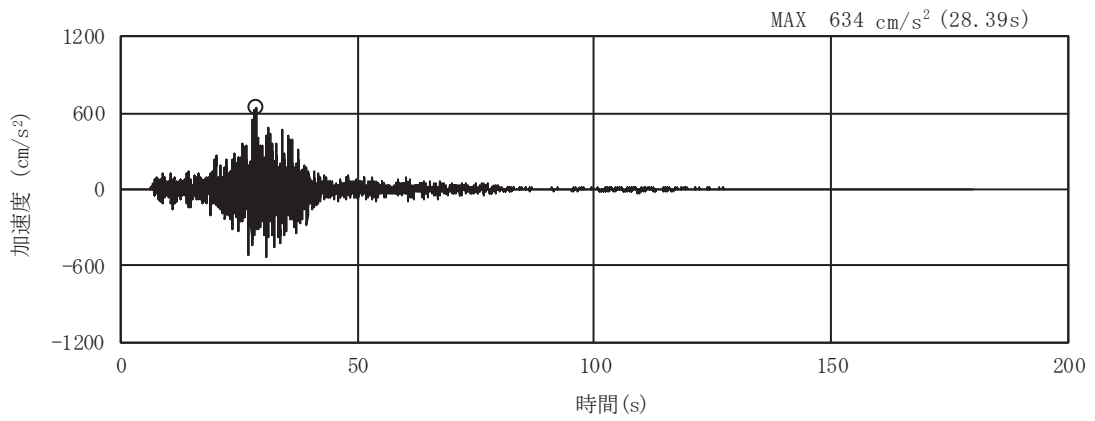


(a) 加速度時刻歴波形

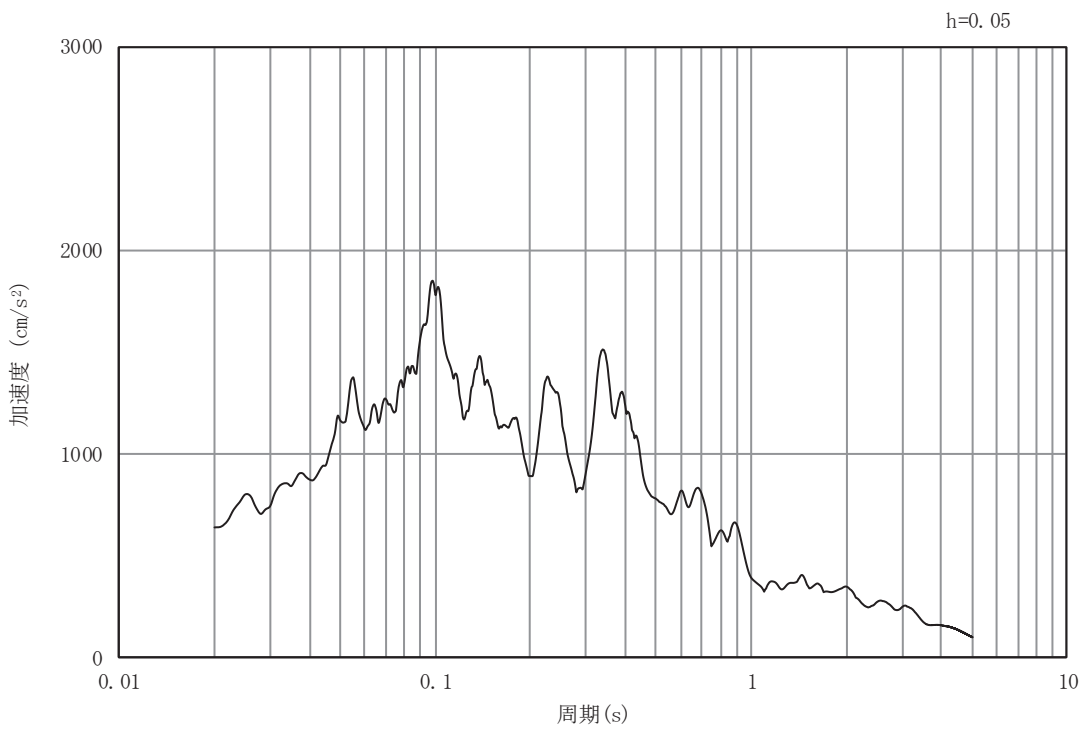


(b) 加速度応答スペクトル

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)

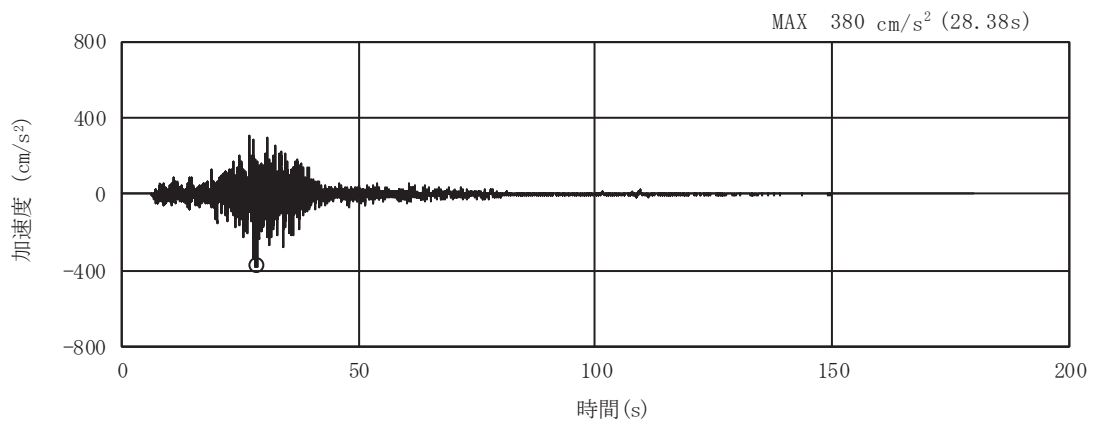


(a) 加速度時刻歴波形

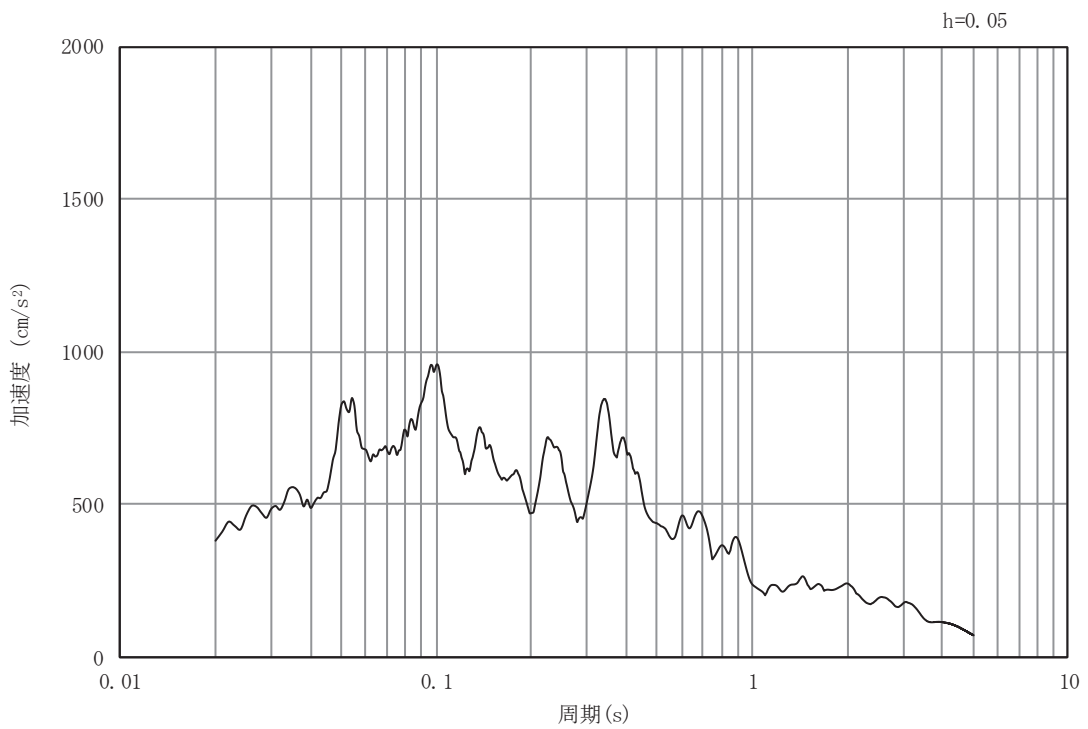


(b) 加速度応答スペクトル

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）

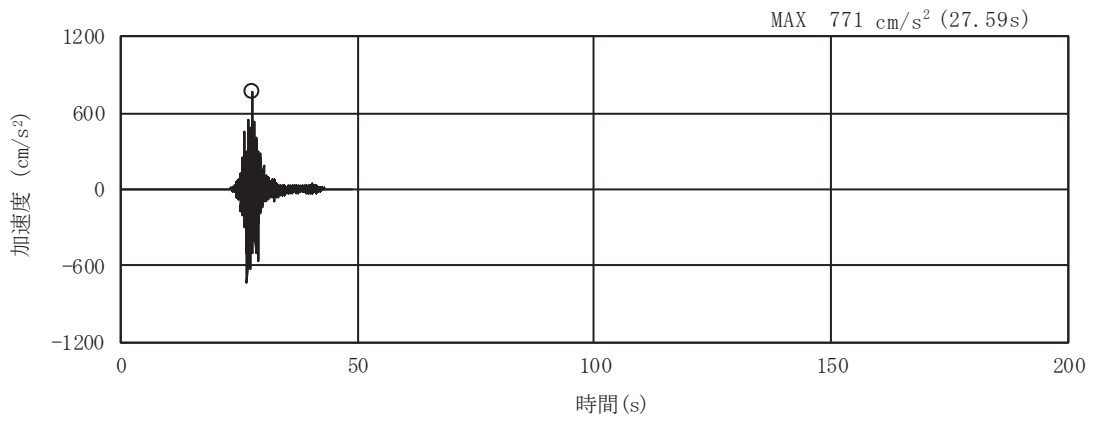


(a) 加速度時刻歴波形

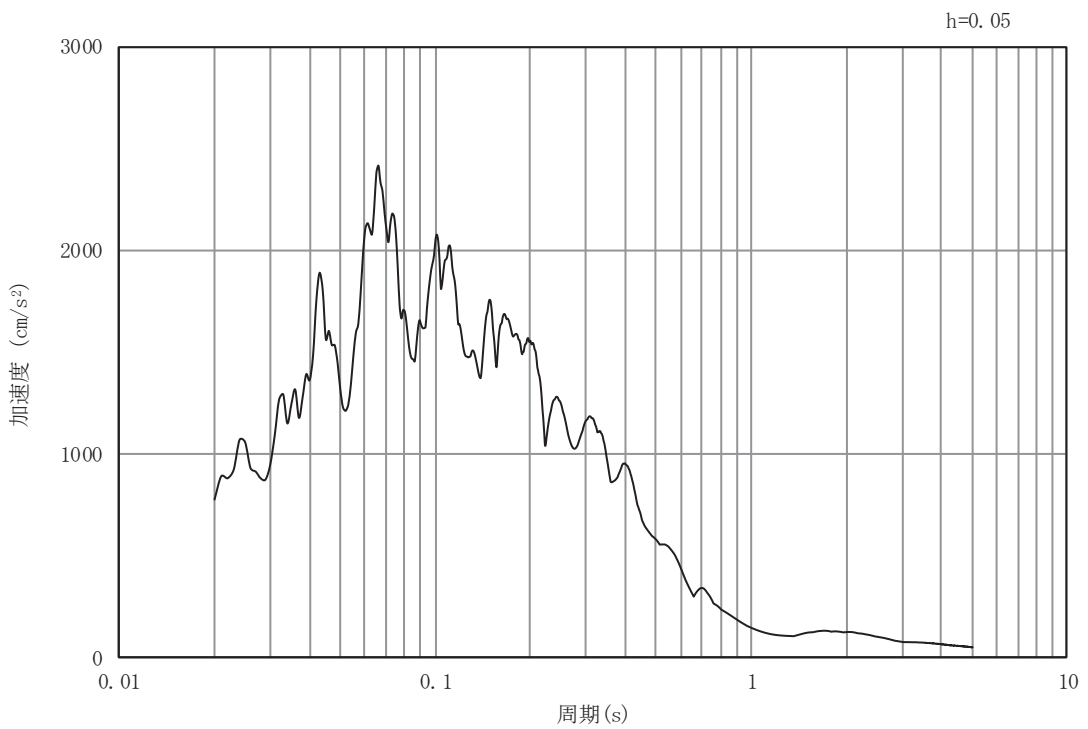


(b) 加速度応答スペクトル

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）

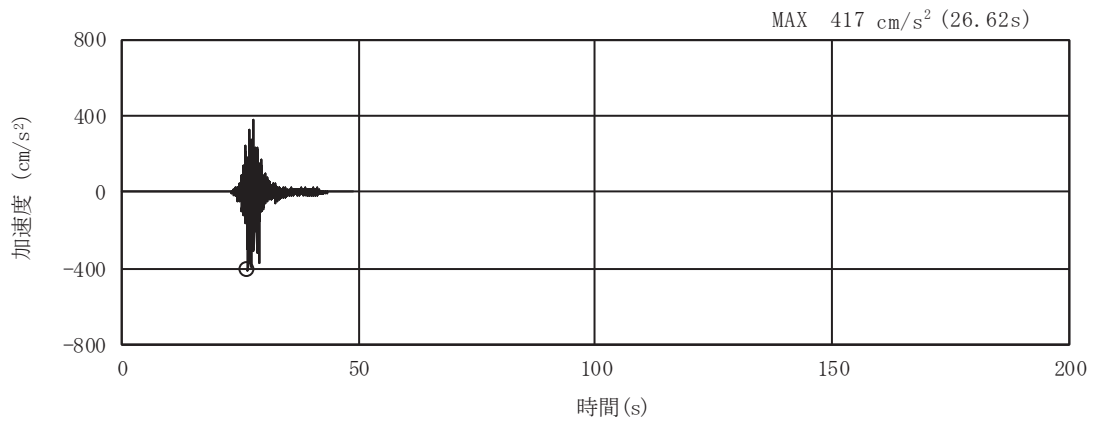


(a) 加速度時刻歴波形

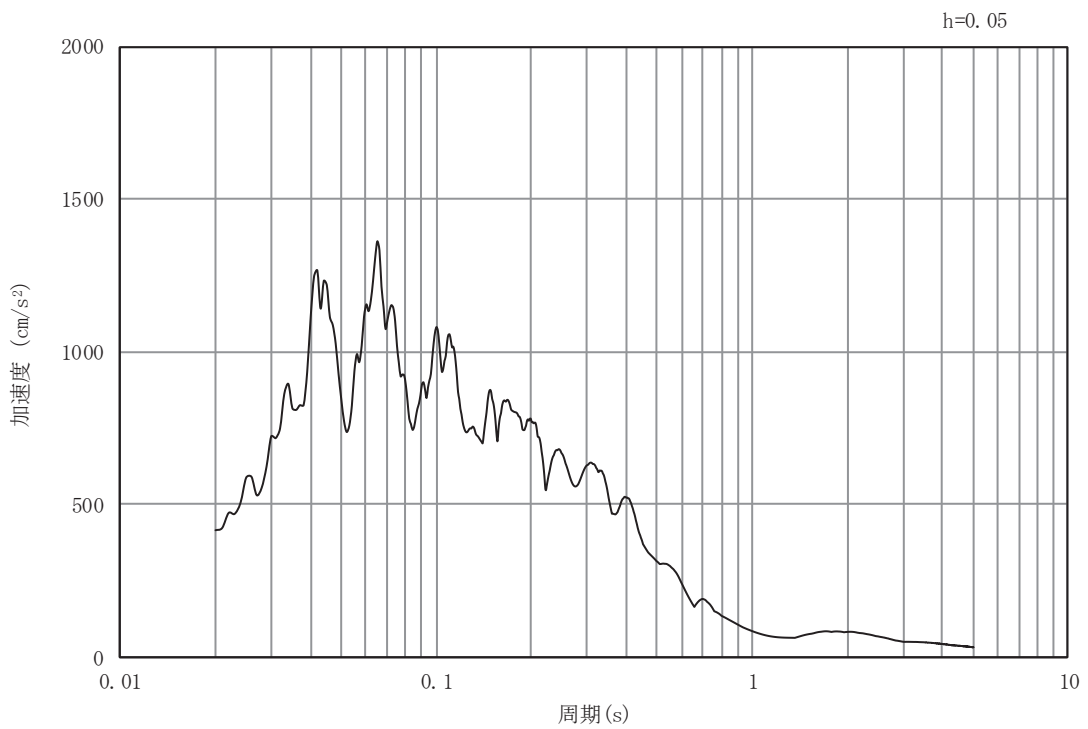


(b) 加速度応答スペクトル

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）

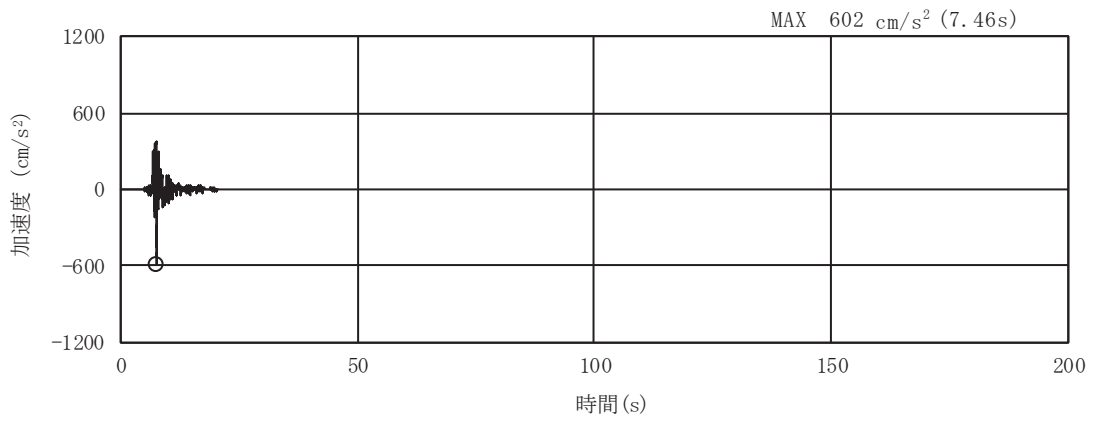


(a) 加速度時刻歴波形

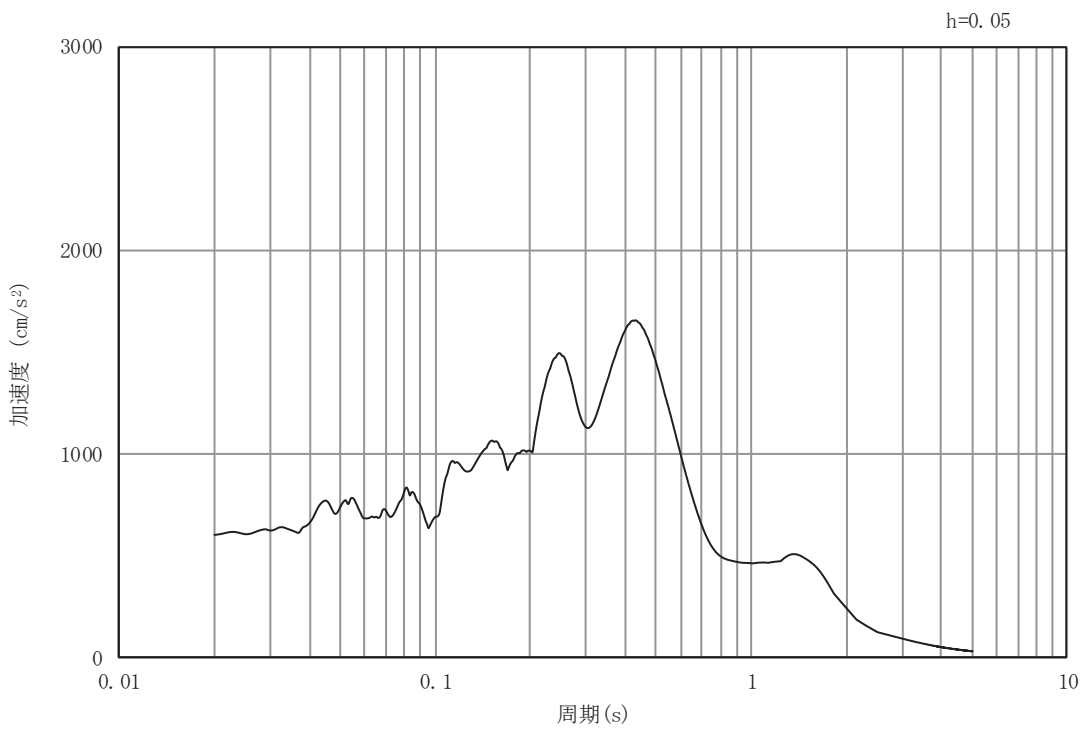


(b) 加速度応答スペクトル

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）

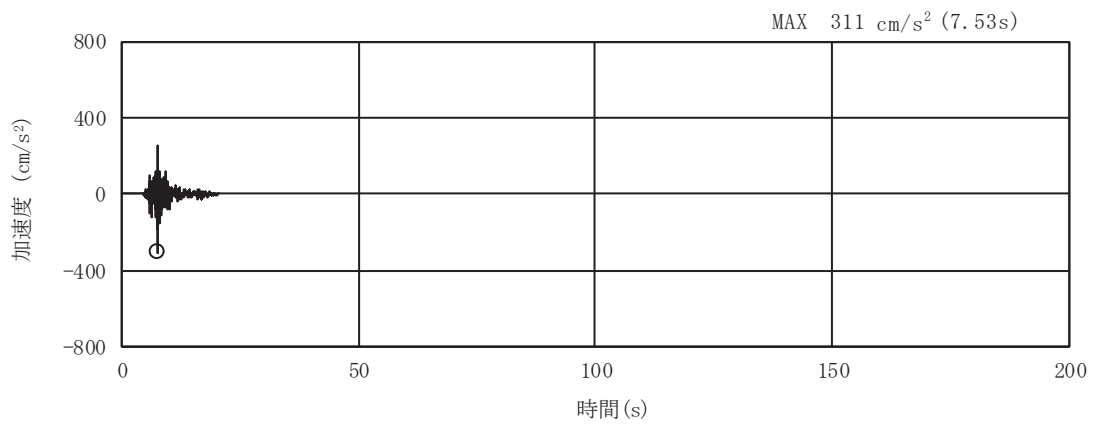


(a) 加速度時刻歴波形

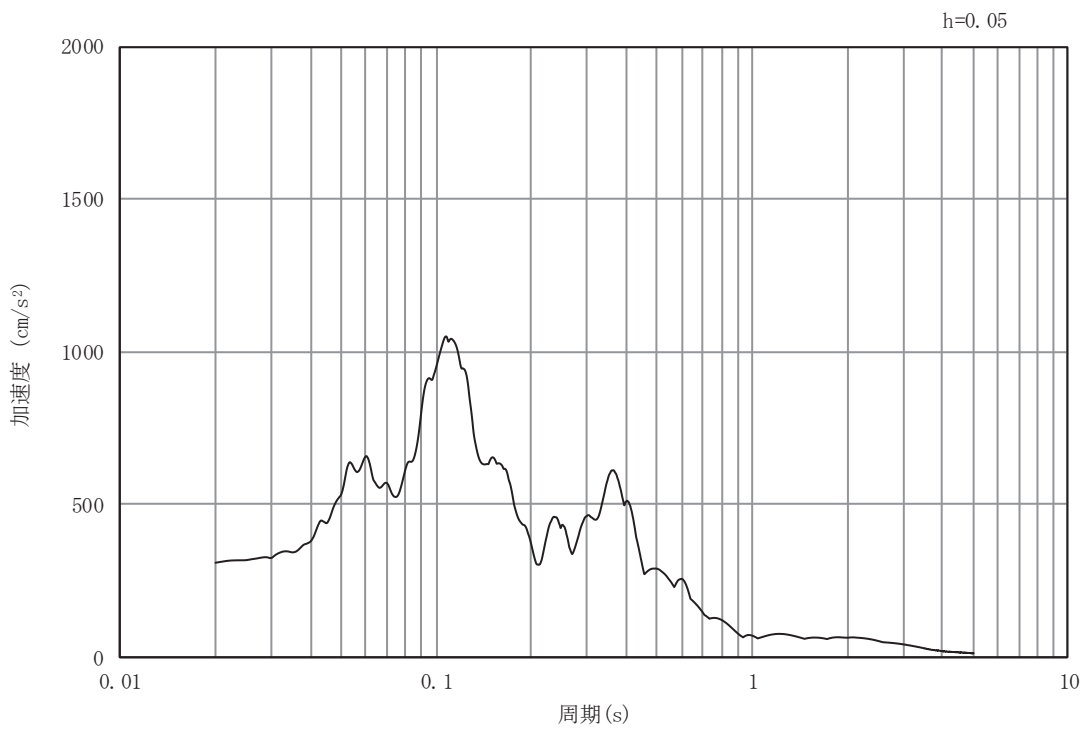


(b) 加速度応答スペクトル

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）

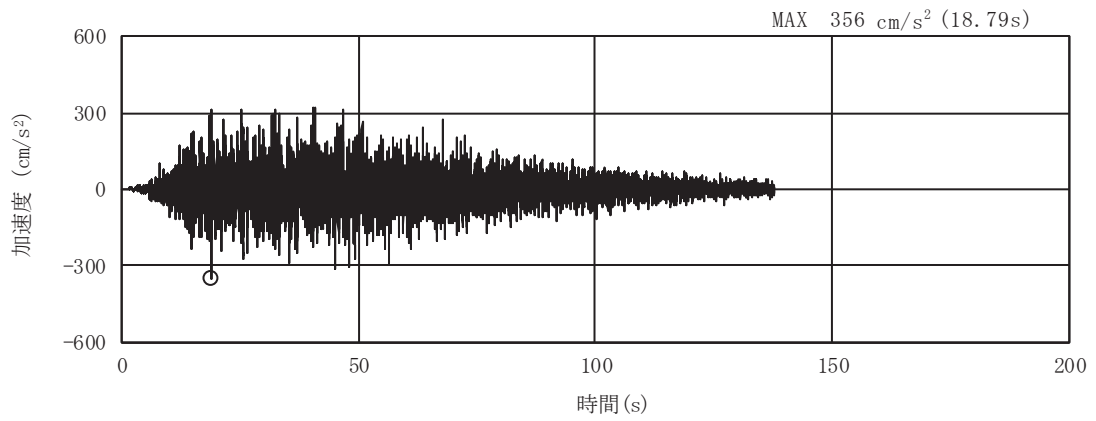


(a) 加速度時刻歴波形

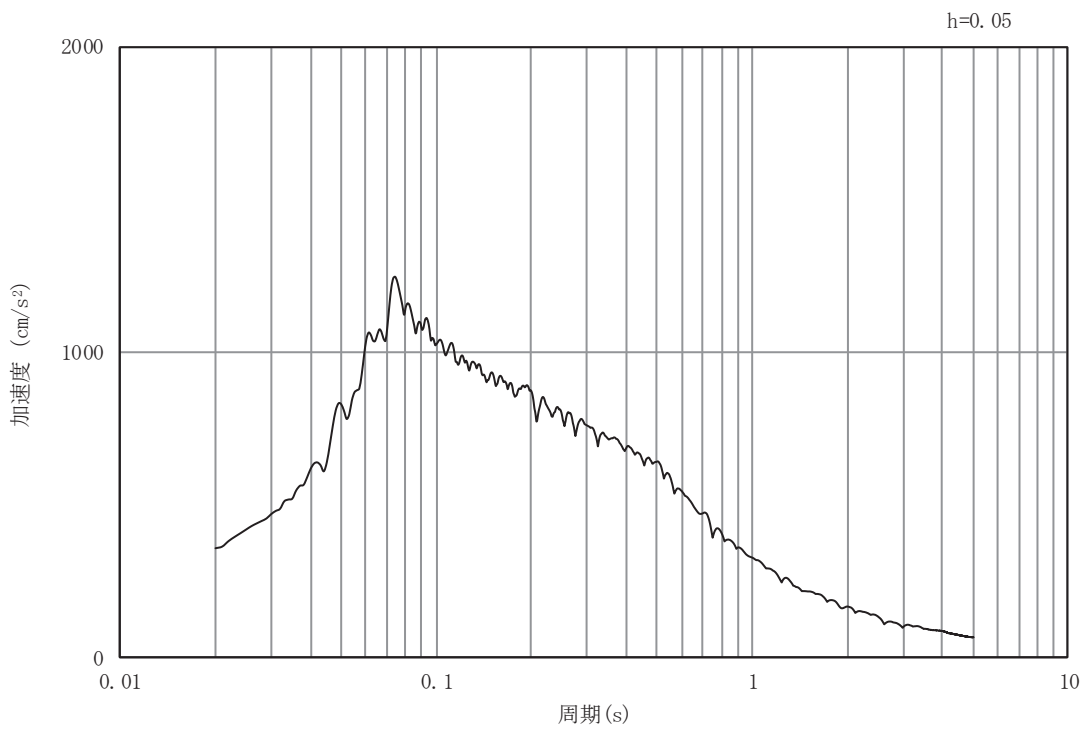


(b) 加速度応答スペクトル

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）

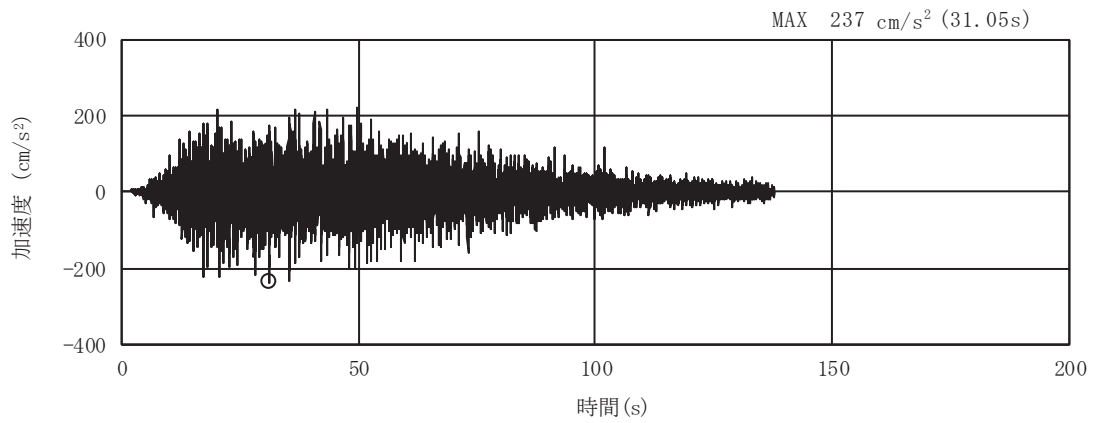


(a) 加速度時刻歴波形

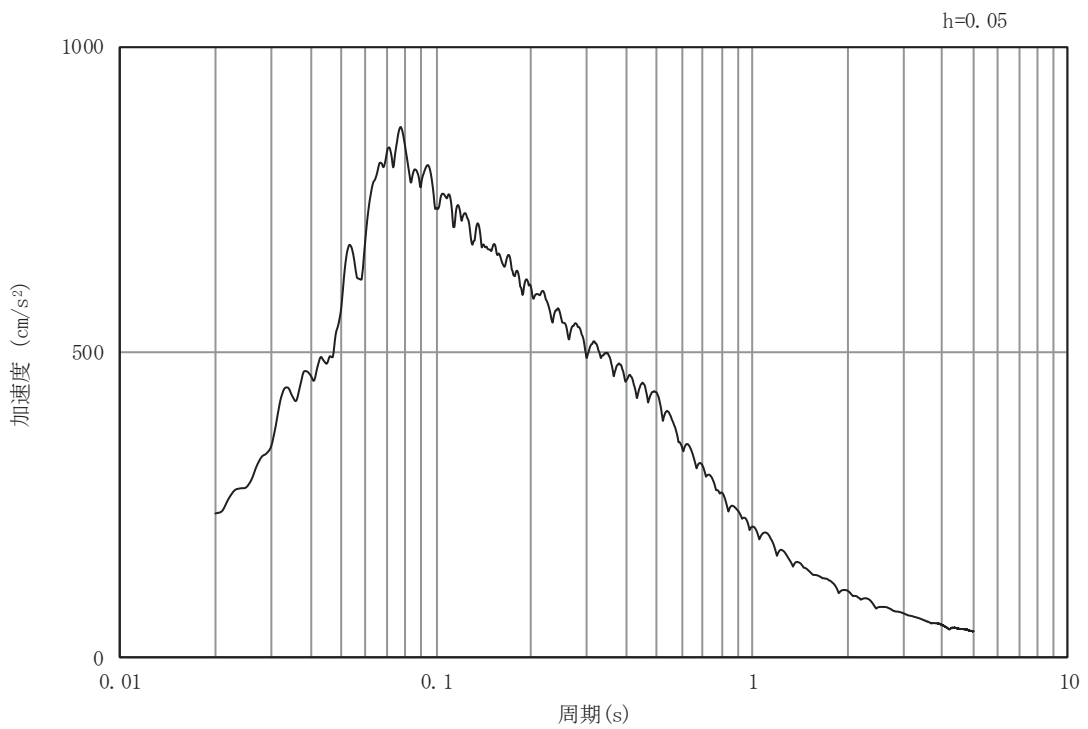


(b) 加速度応答スペクトル

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）

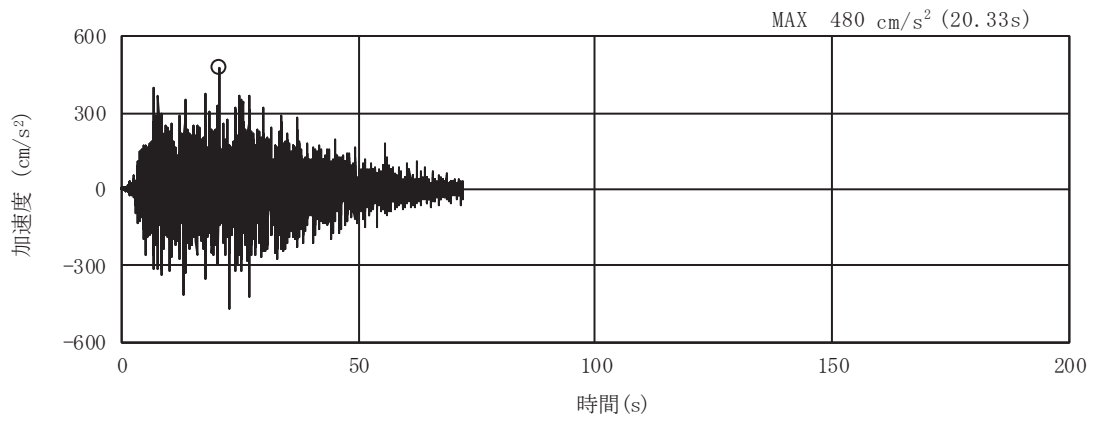


(a) 加速度時刻歴波形

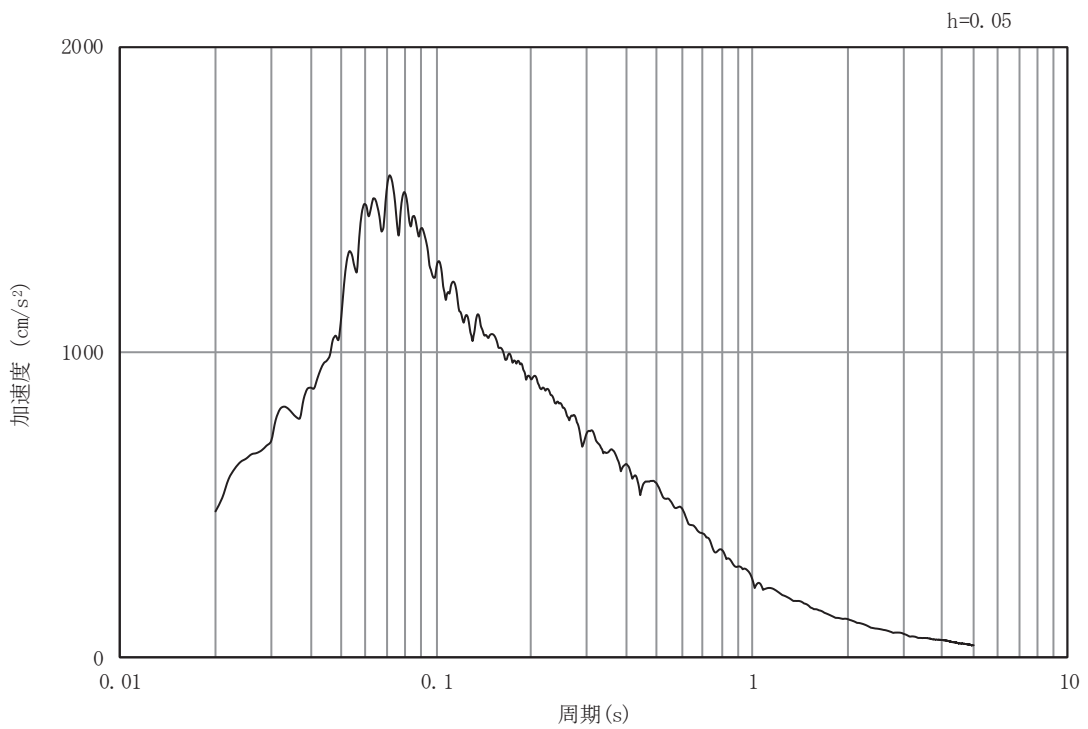


(b) 加速度応答スペクトル

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）

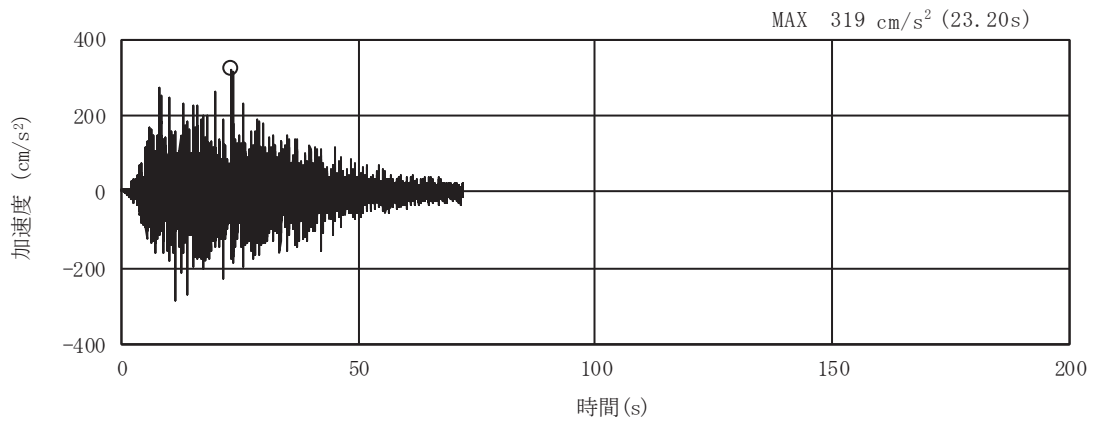


(a) 加速度時刻歴波形

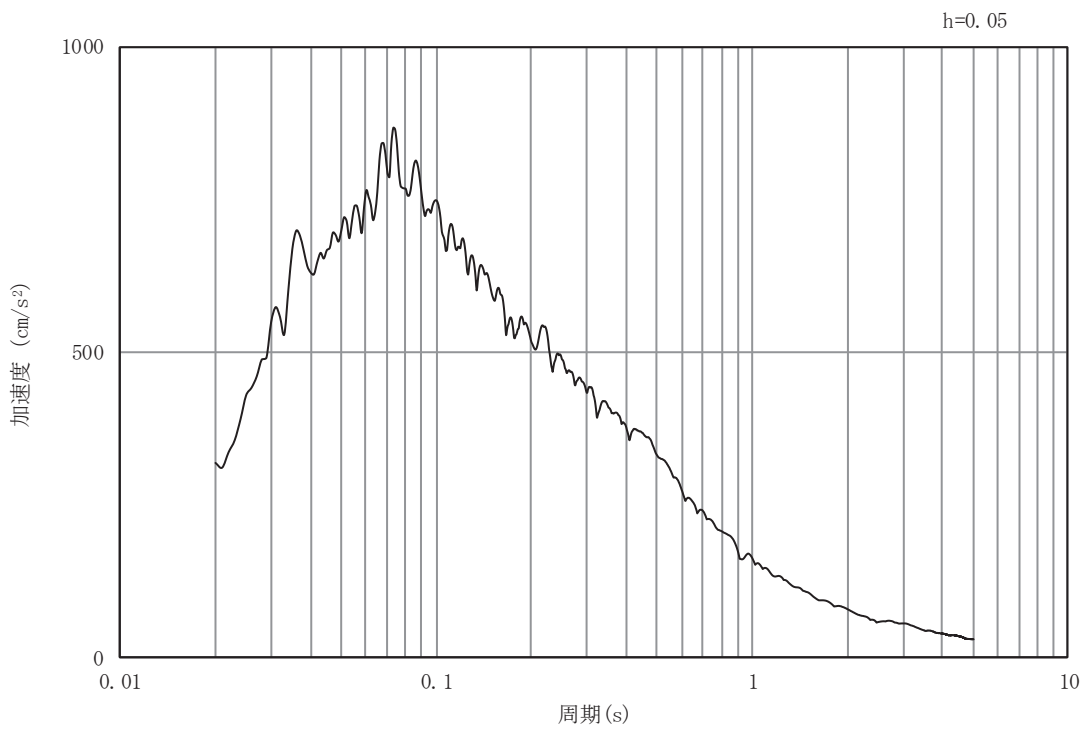


(b) 加速度応答スペクトル

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）

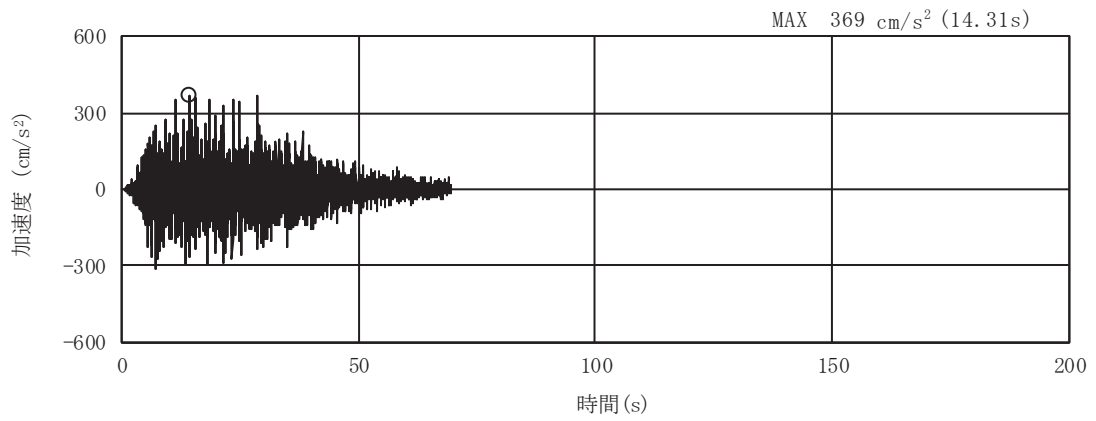


(a) 加速度時刻歴波形

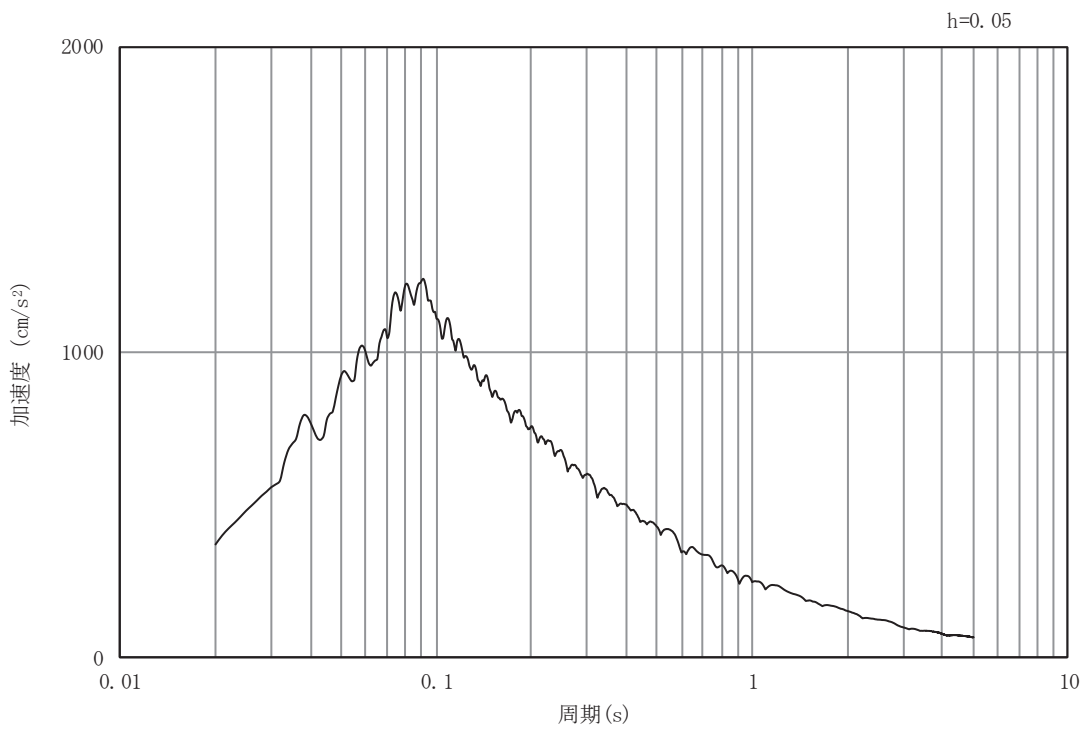


(b) 加速度応答スペクトル

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）

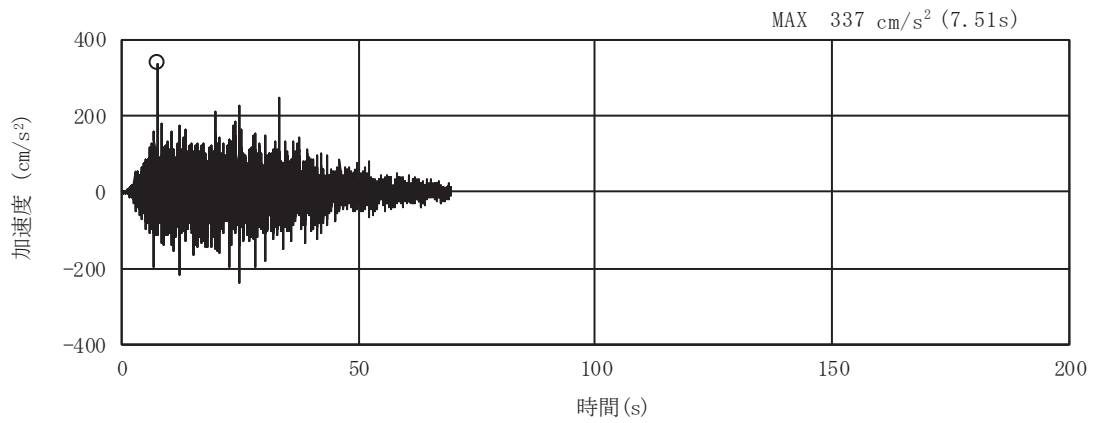


(a) 加速度時刻歴波形

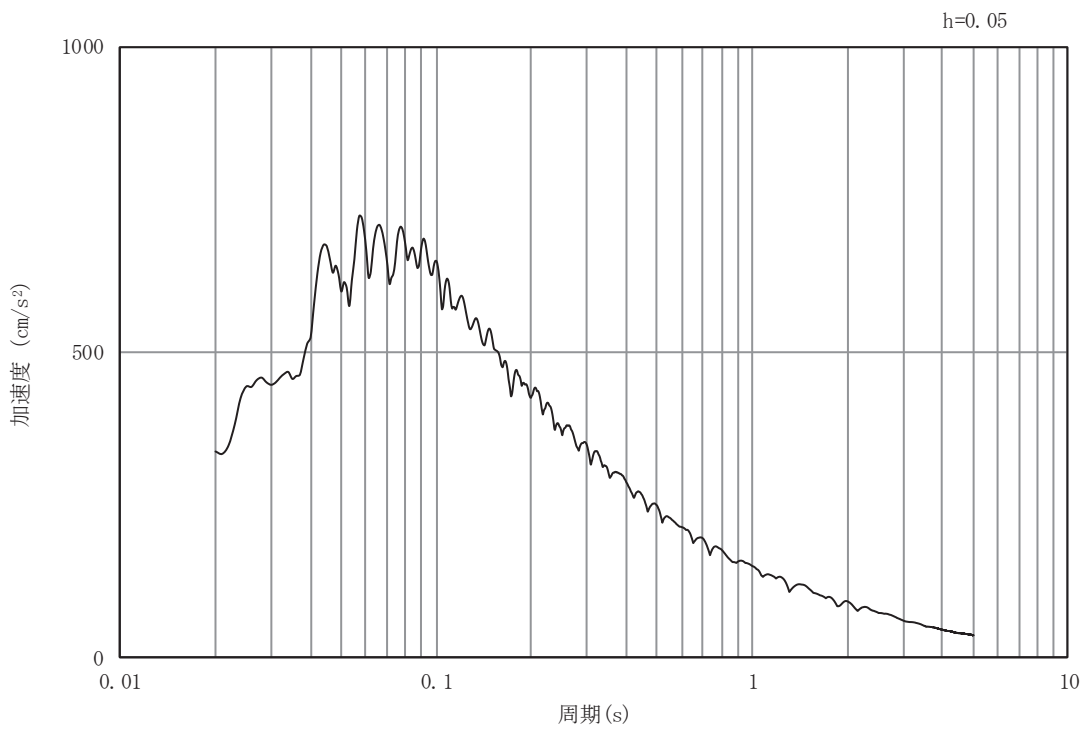


(b) 加速度応答スペクトル

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）

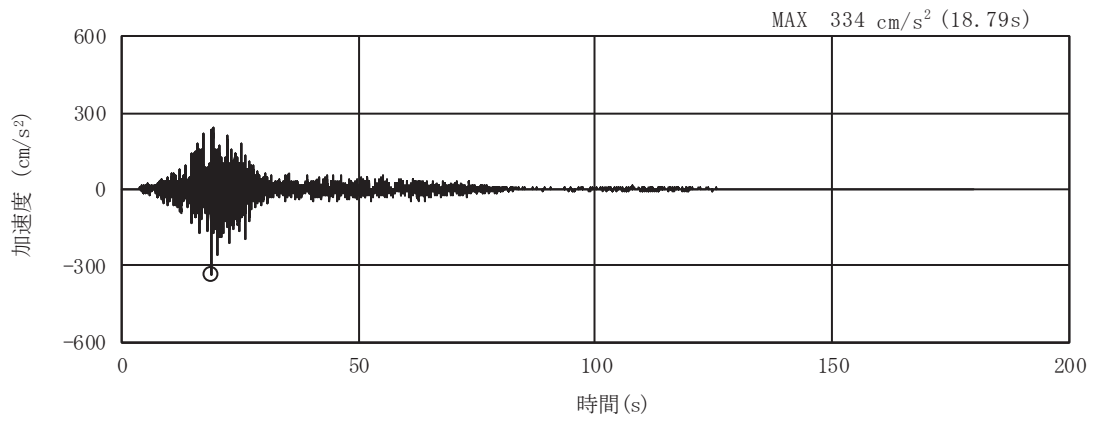


(a) 加速度時刻歴波形

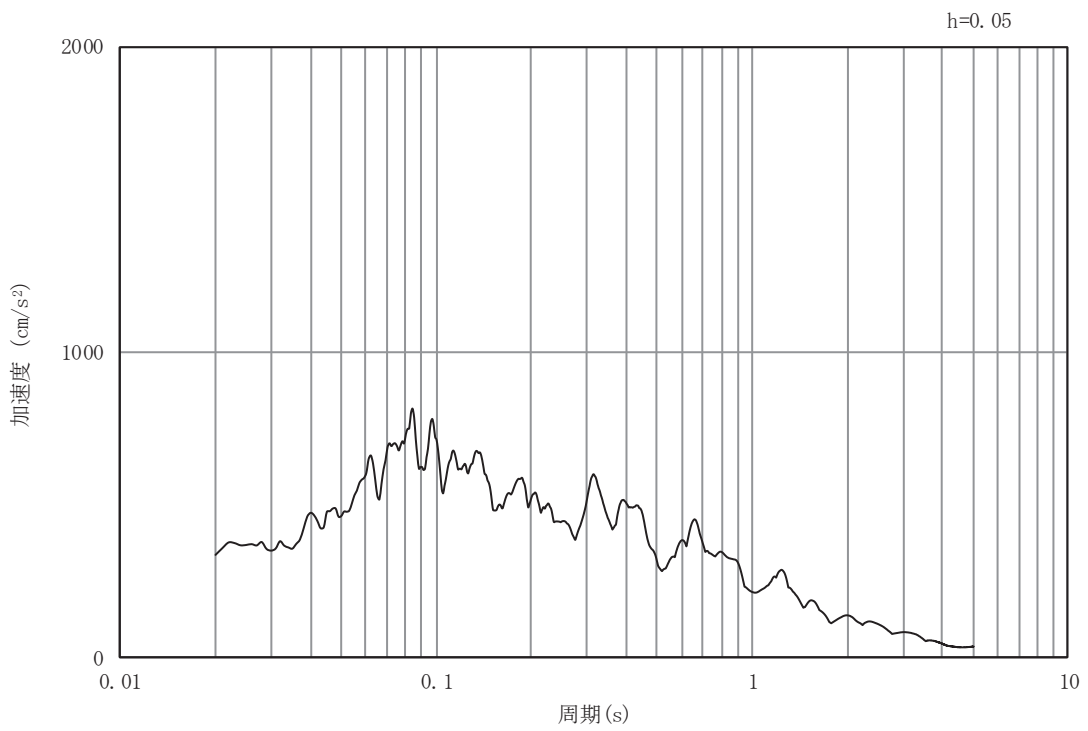


(b) 加速度応答スペクトル

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）

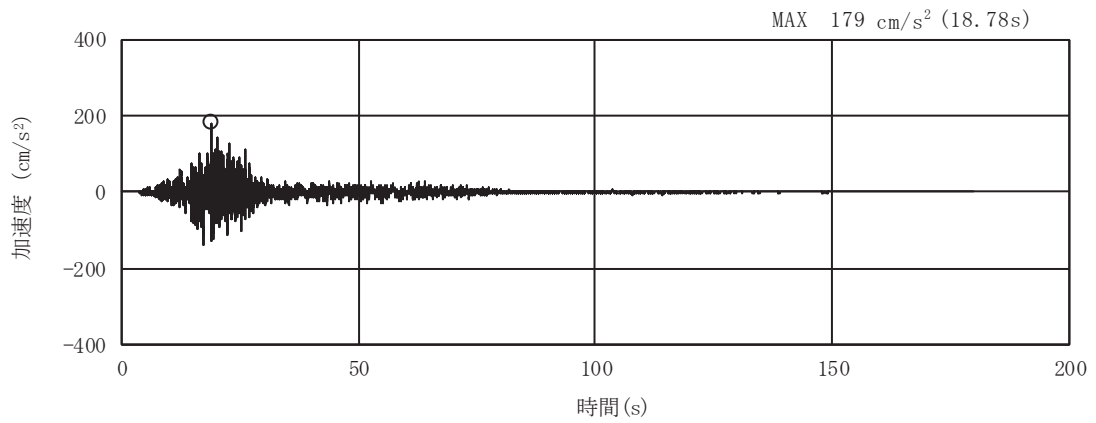


(a) 加速度時刻歴波形

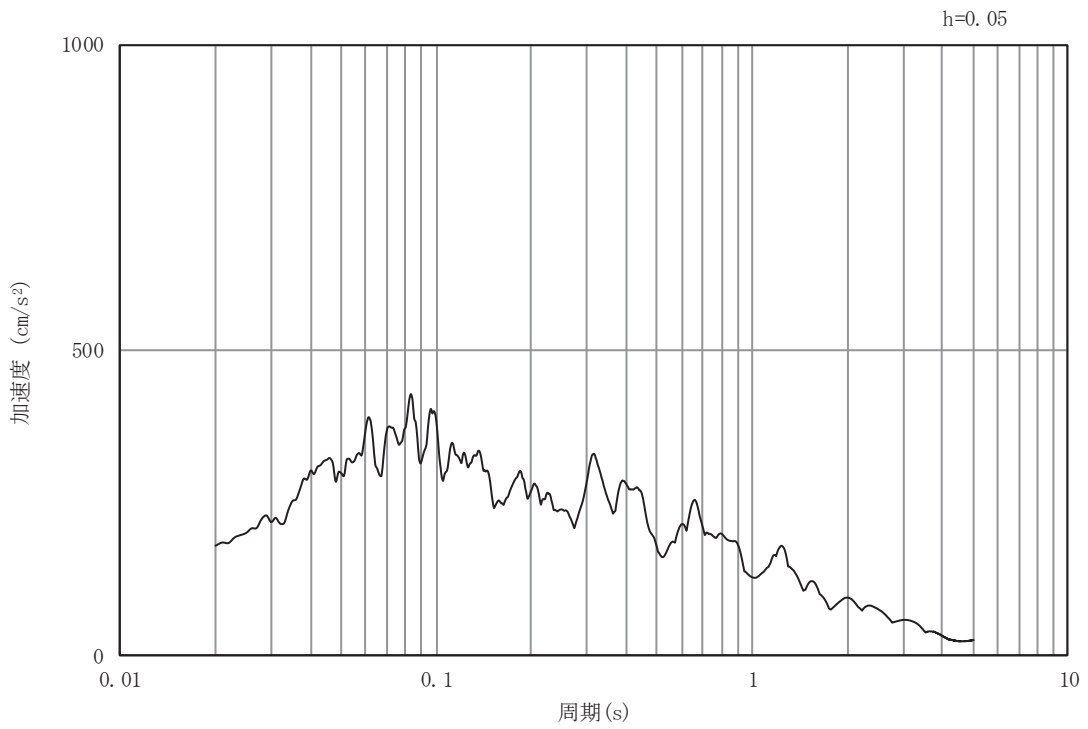


(b) 加速度応答スペクトル

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）

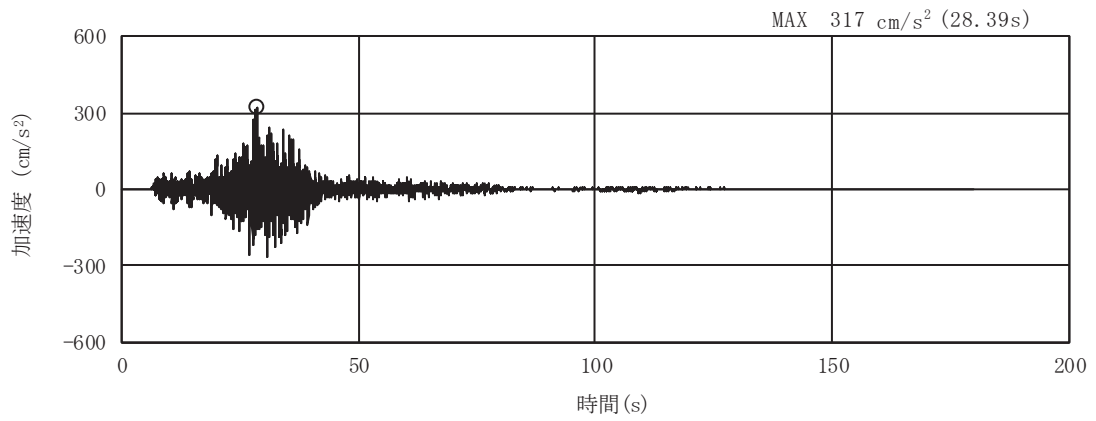


(a) 加速度時刻歴波形

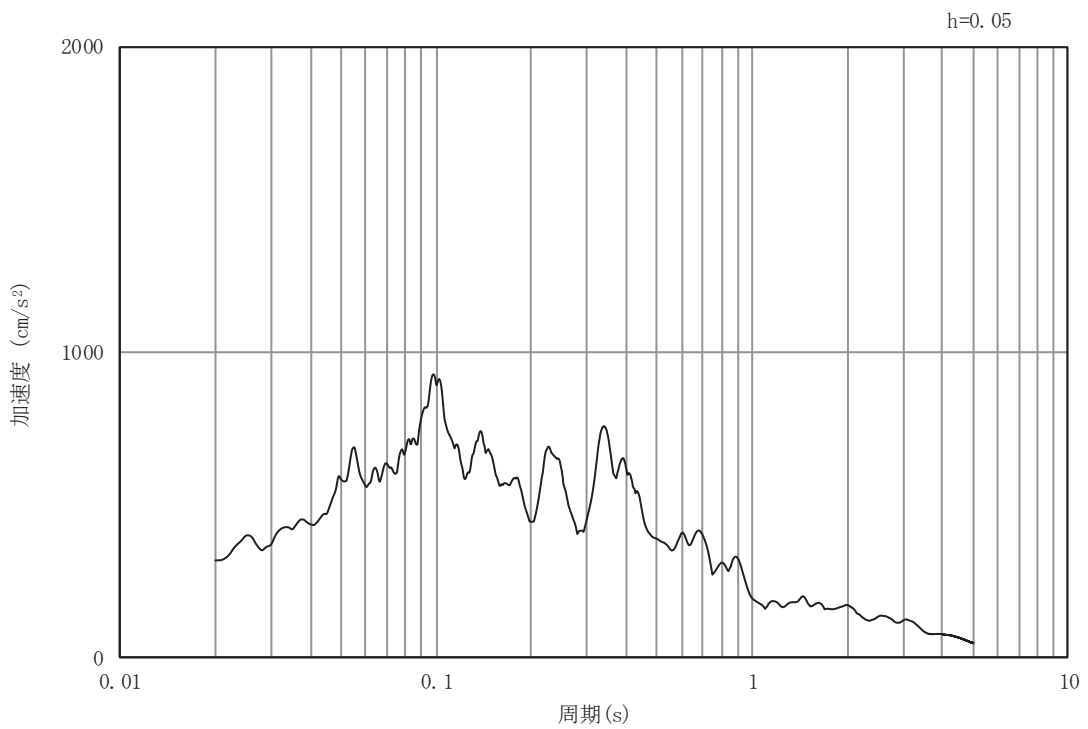


(b) 加速度応答スペクトル

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）

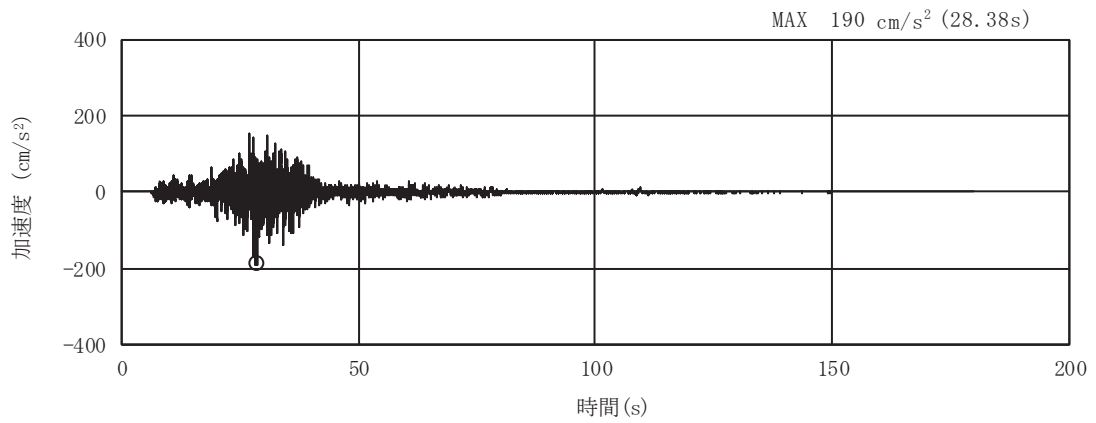


(a) 加速度時刻歴波形

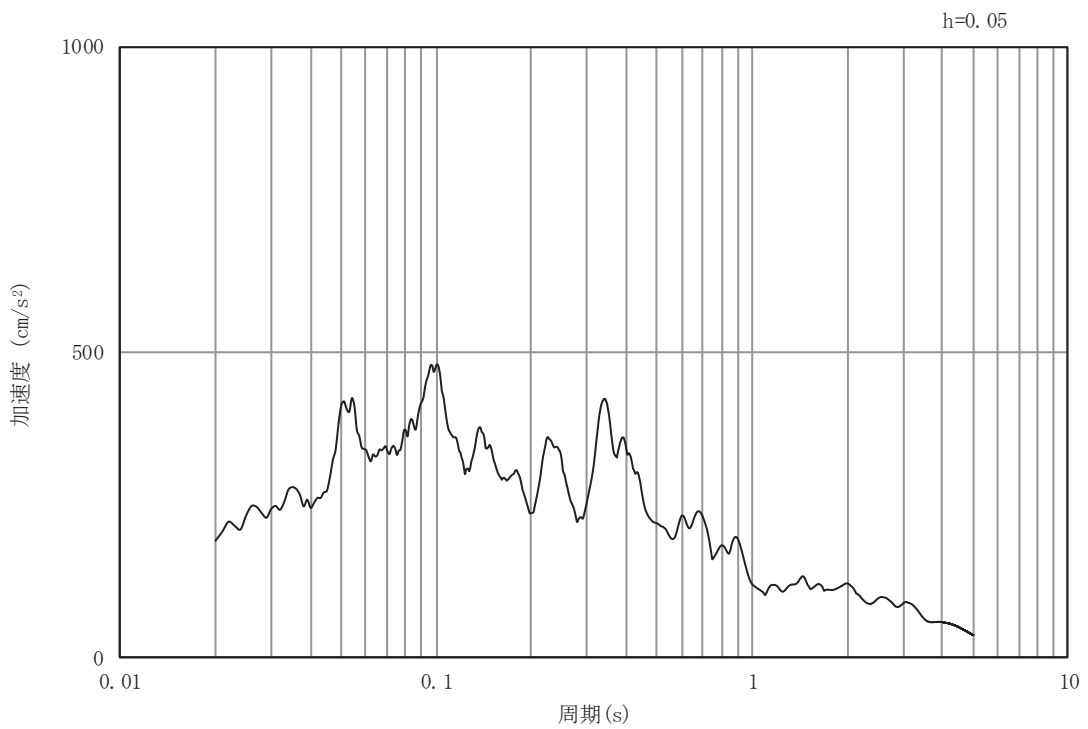


(b) 加速度応答スペクトル

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）

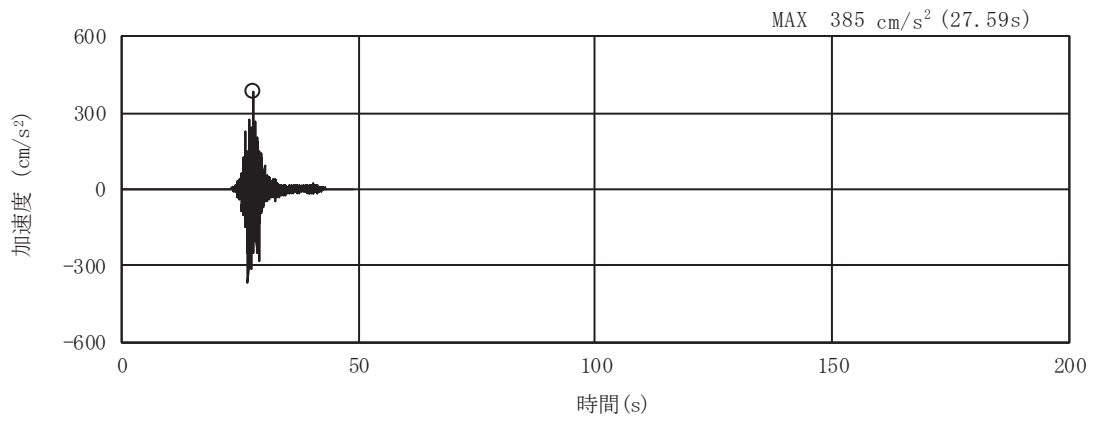


(a) 加速度時刻歴波形

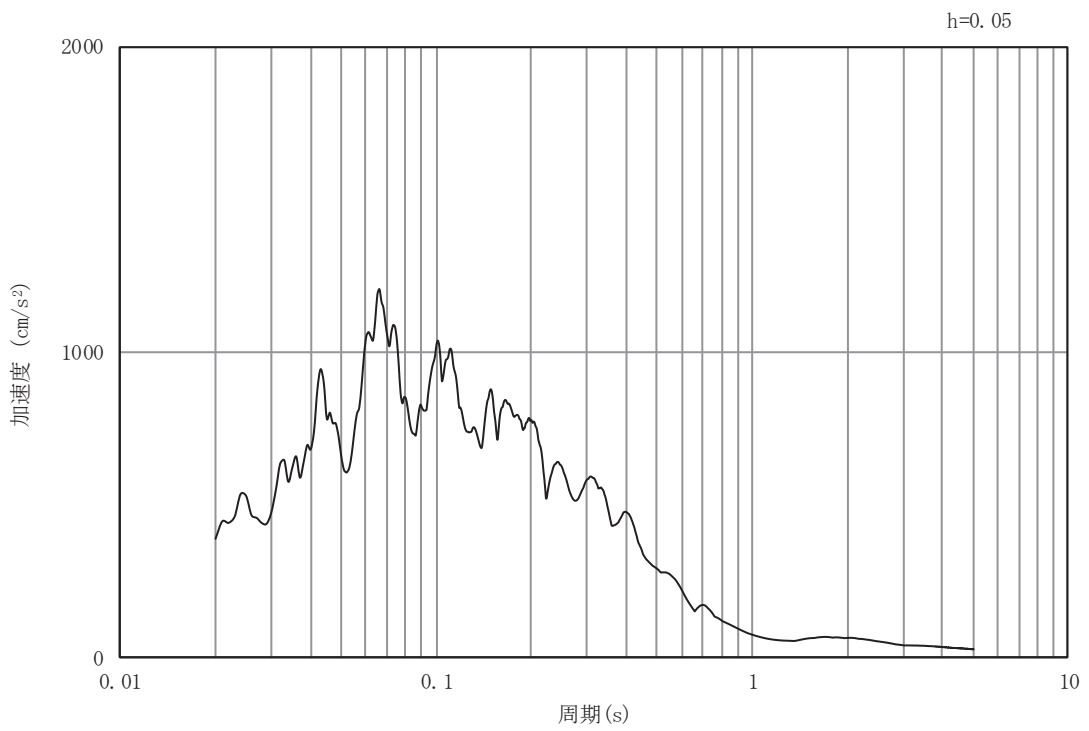


(b) 加速度応答スペクトル

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）

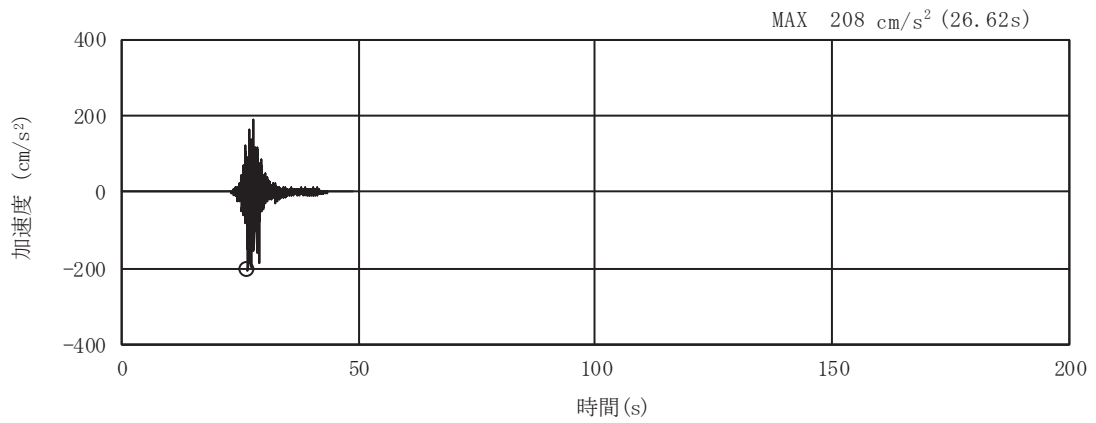


(a) 加速度時刻歴波形

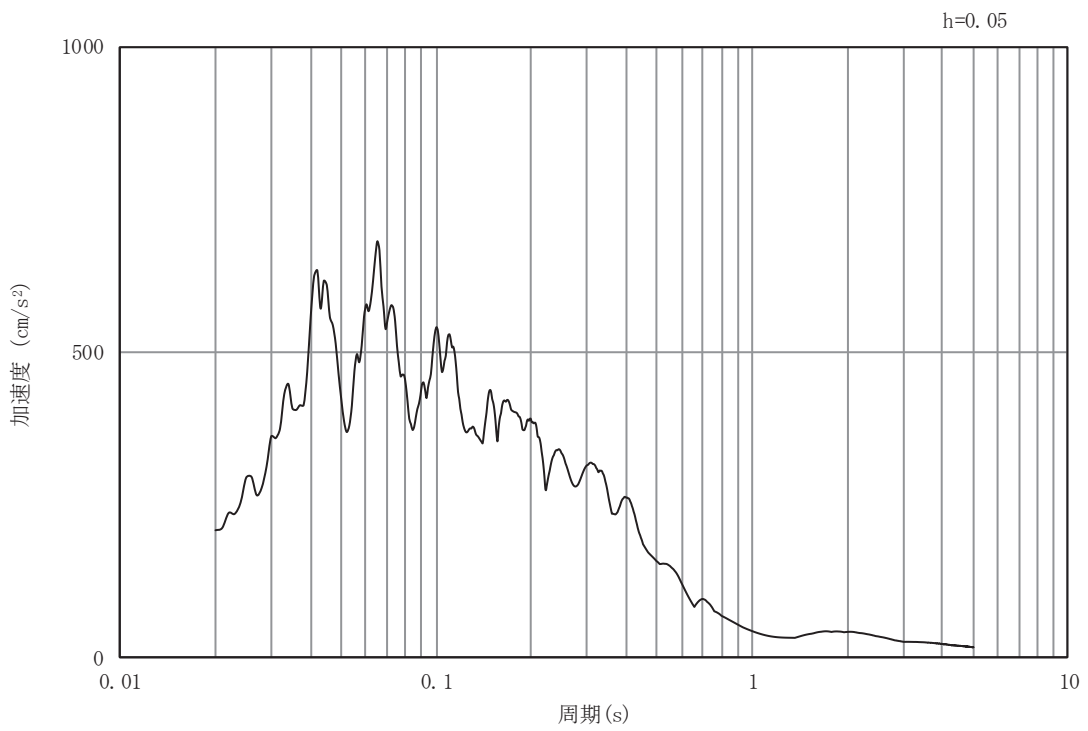


(b) 加速度応答スペクトル

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）

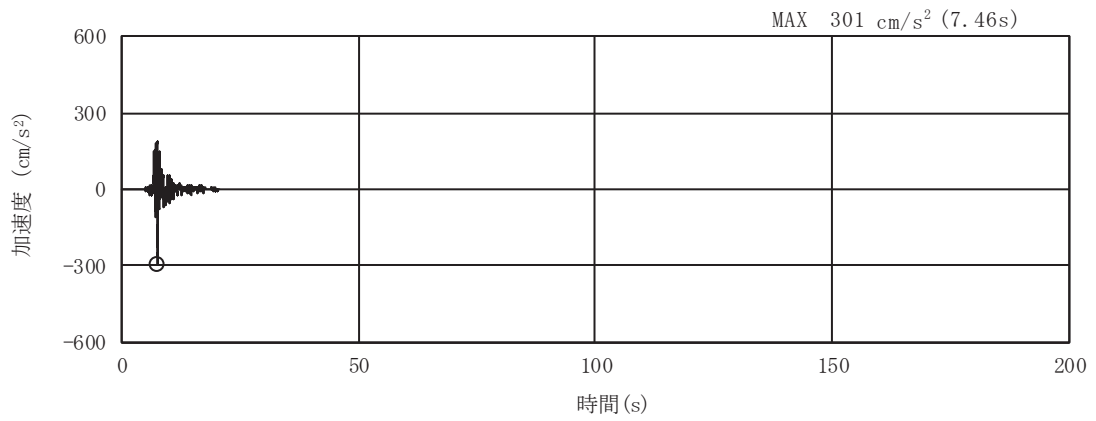


(a) 加速度時刻歴波形

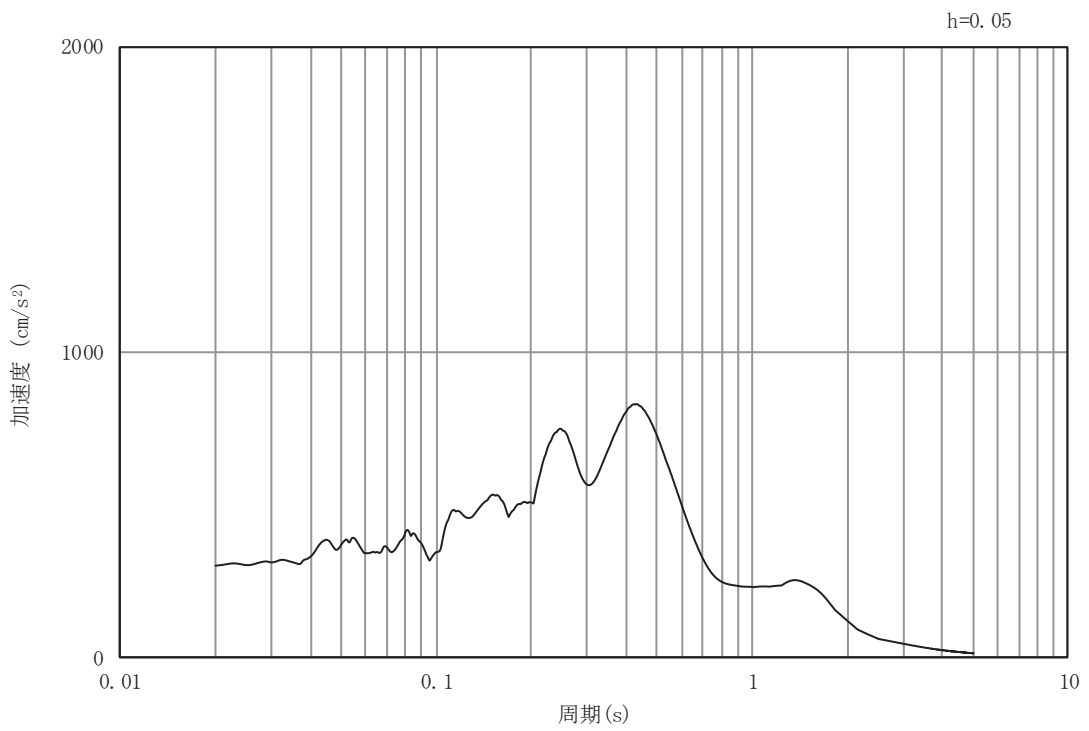


(b) 加速度応答スペクトル

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）

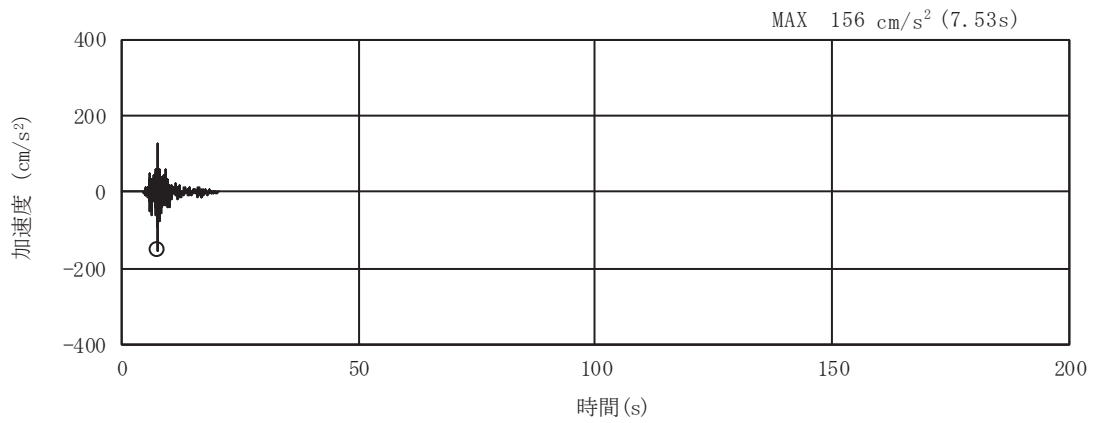


(a) 加速度時刻歴波形

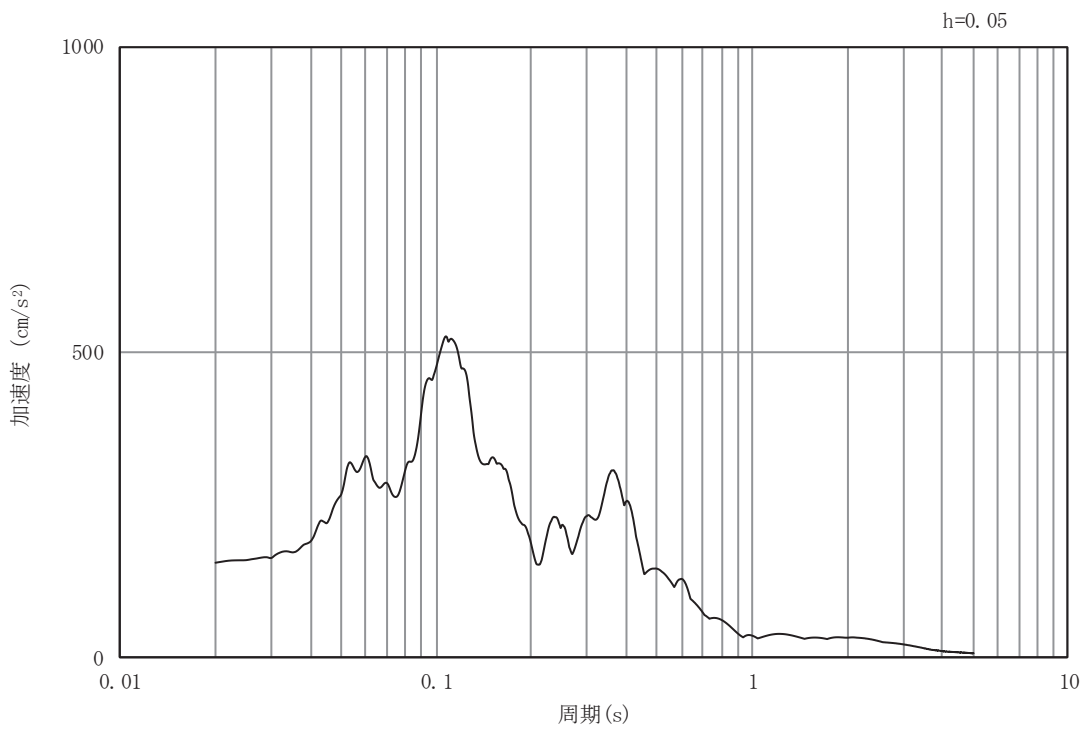


(b) 加速度応答スペクトル

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）

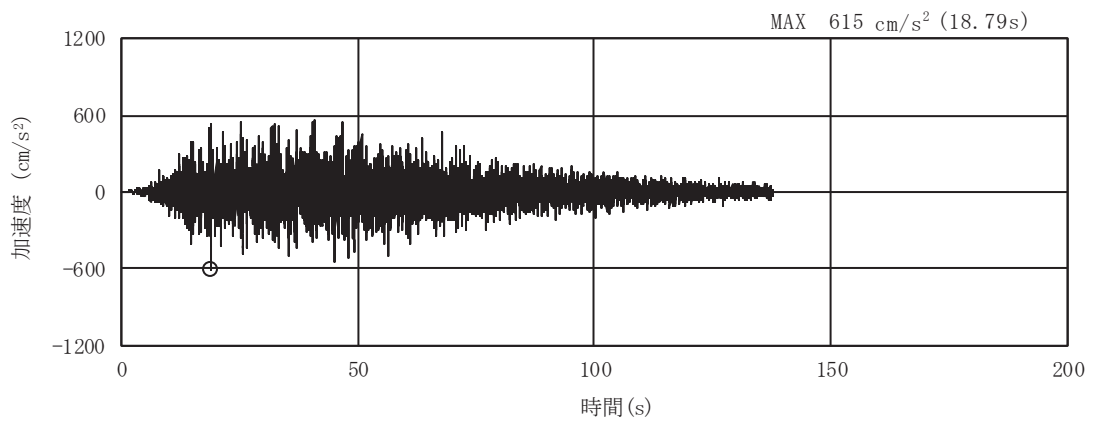


(a) 加速度時刻歴波形

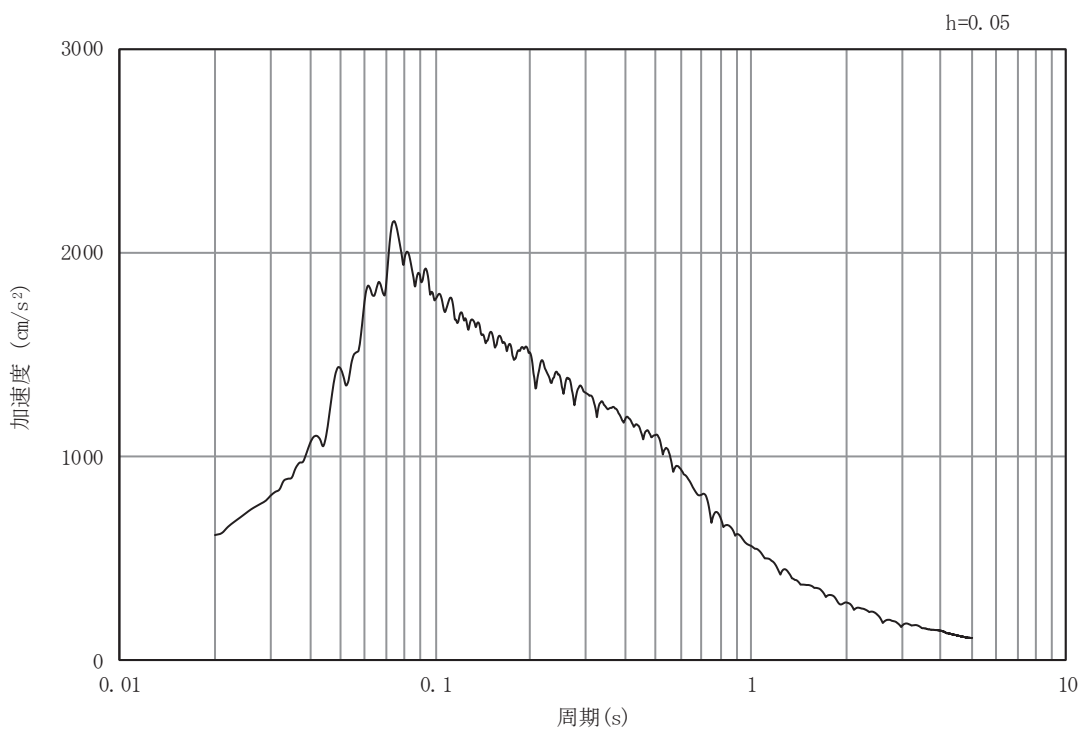


(b) 加速度応答スペクトル

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）

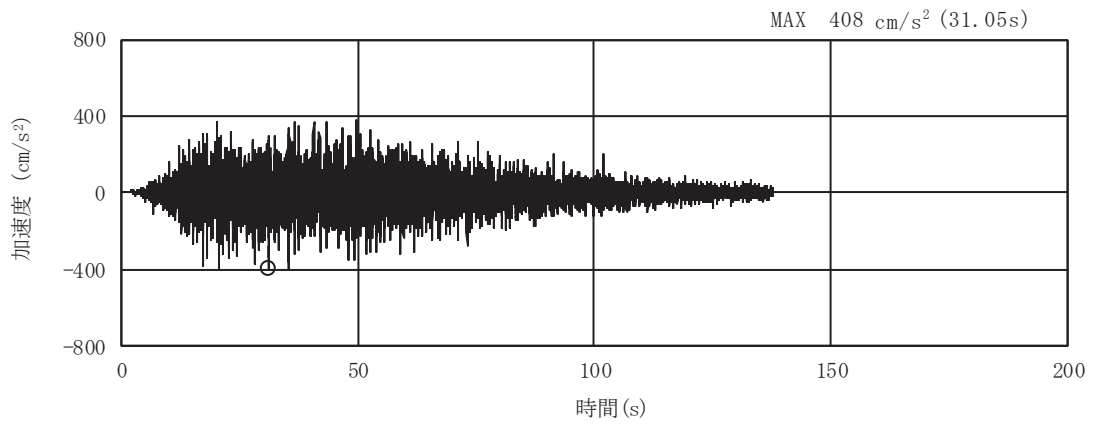


(a) 加速度時刻歴波形

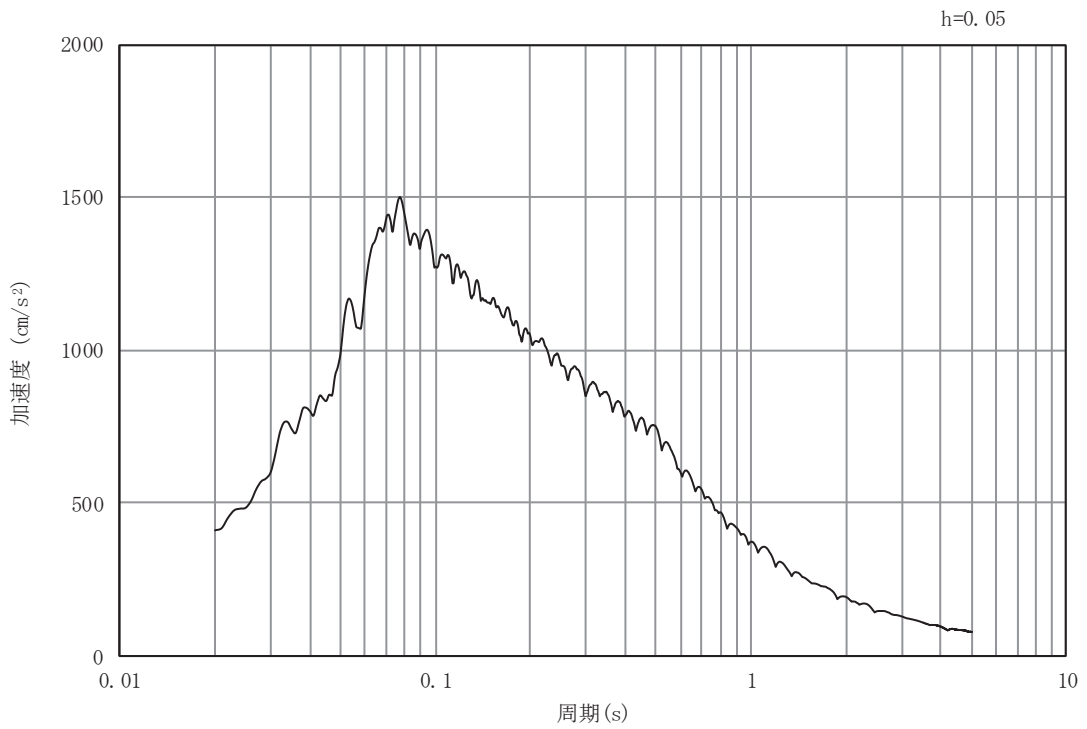


(b) 加速度応答スペクトル

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)

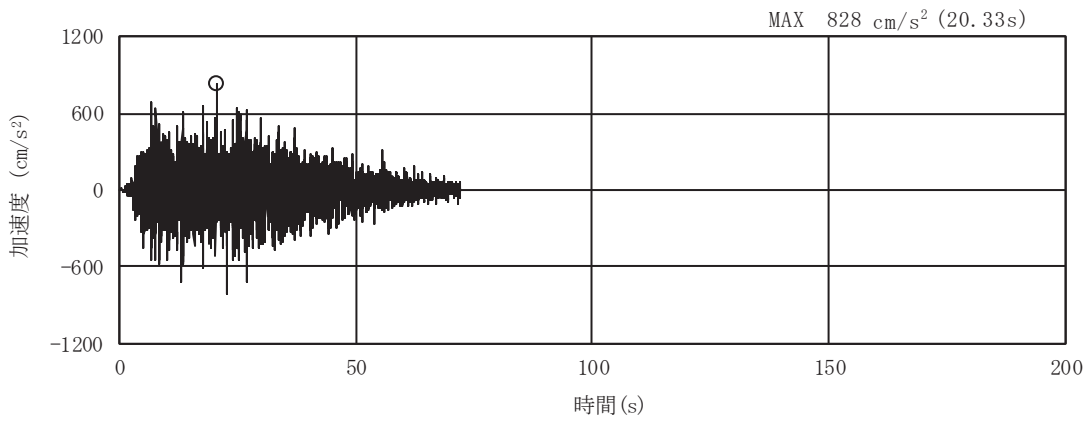


(a) 加速度時刻歴波形

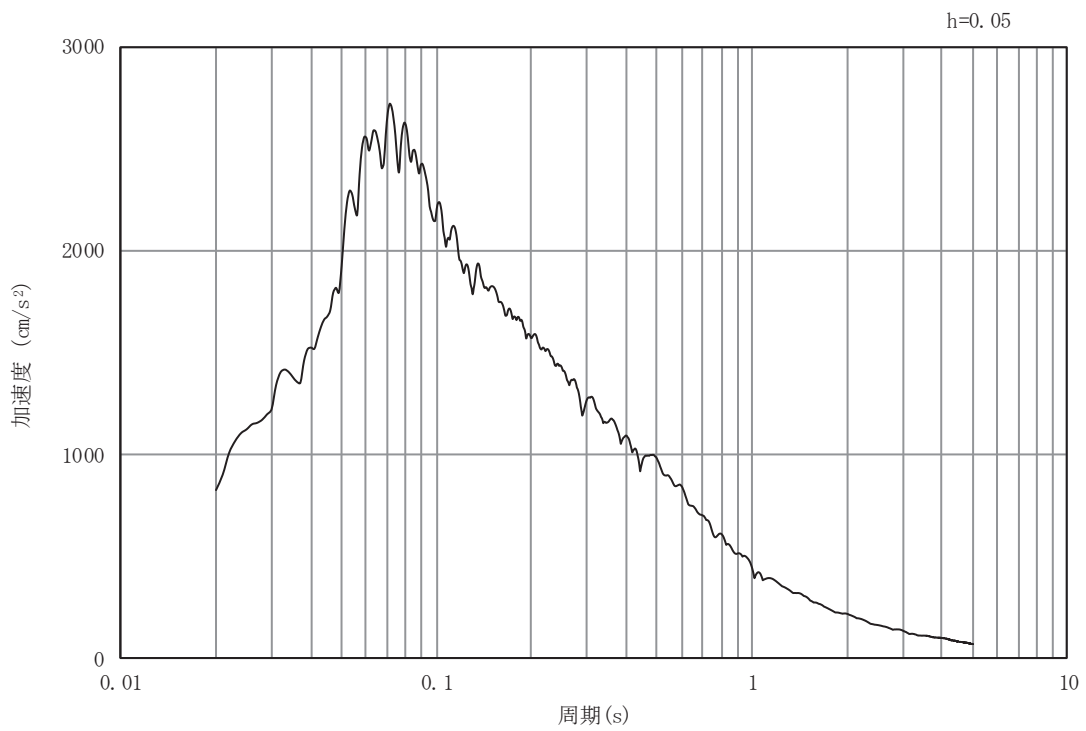


(b) 加速度応答スペクトル

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)

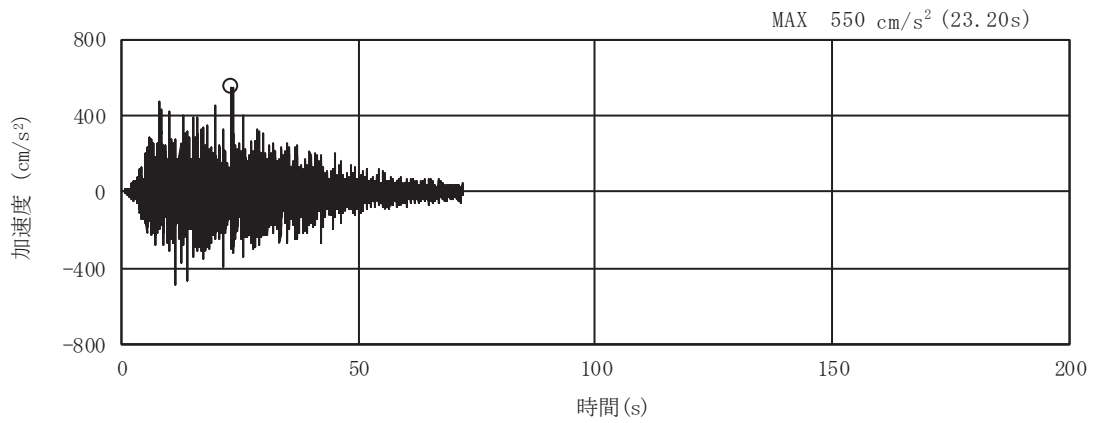


(a) 加速度時刻歴波形

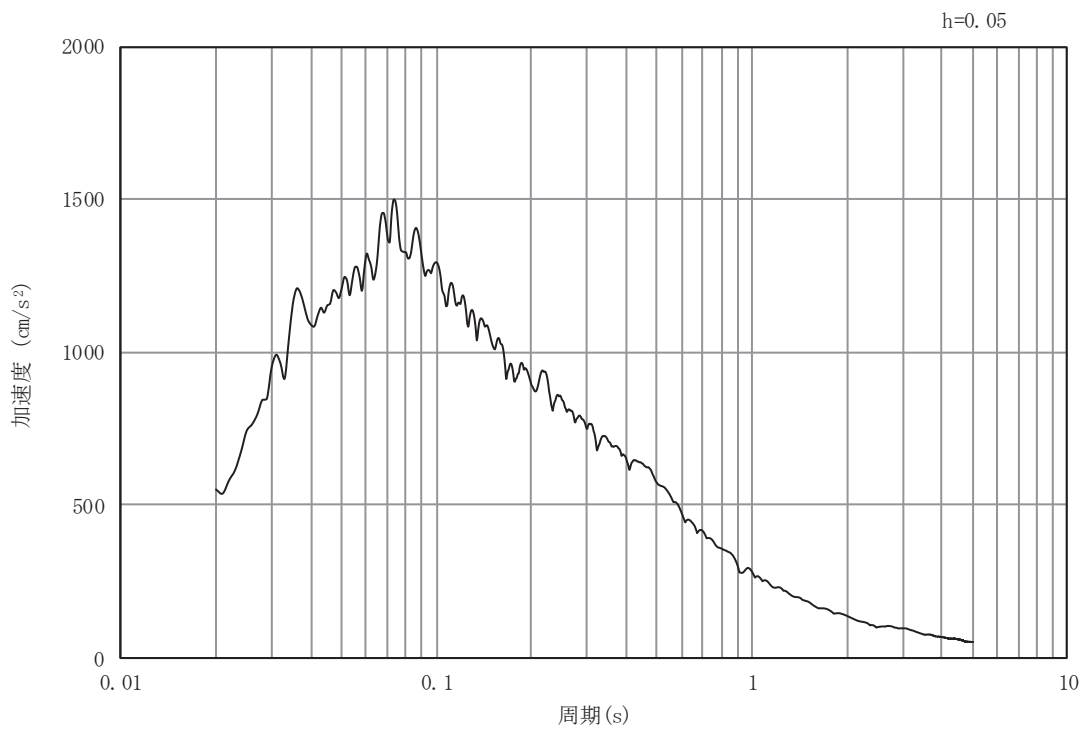


(b) 加速度応答スペクトル

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)

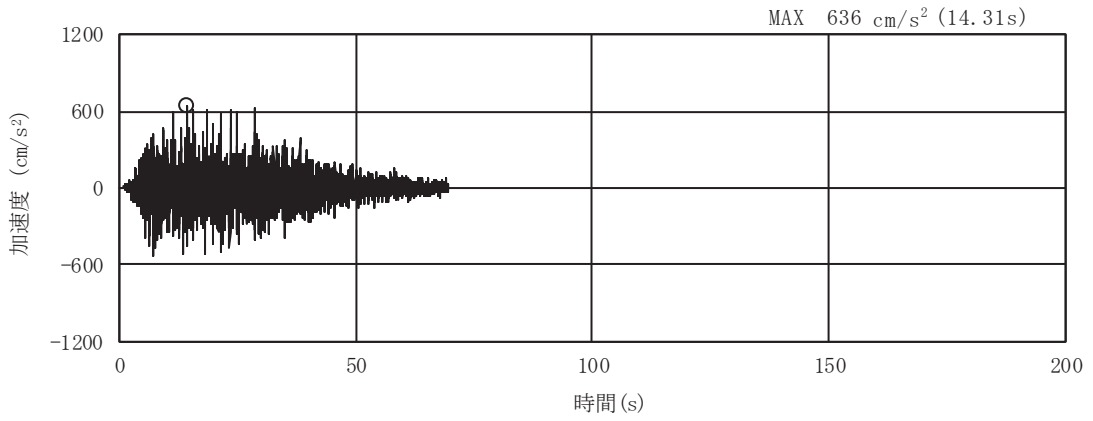


(a) 加速度時刻歴波形

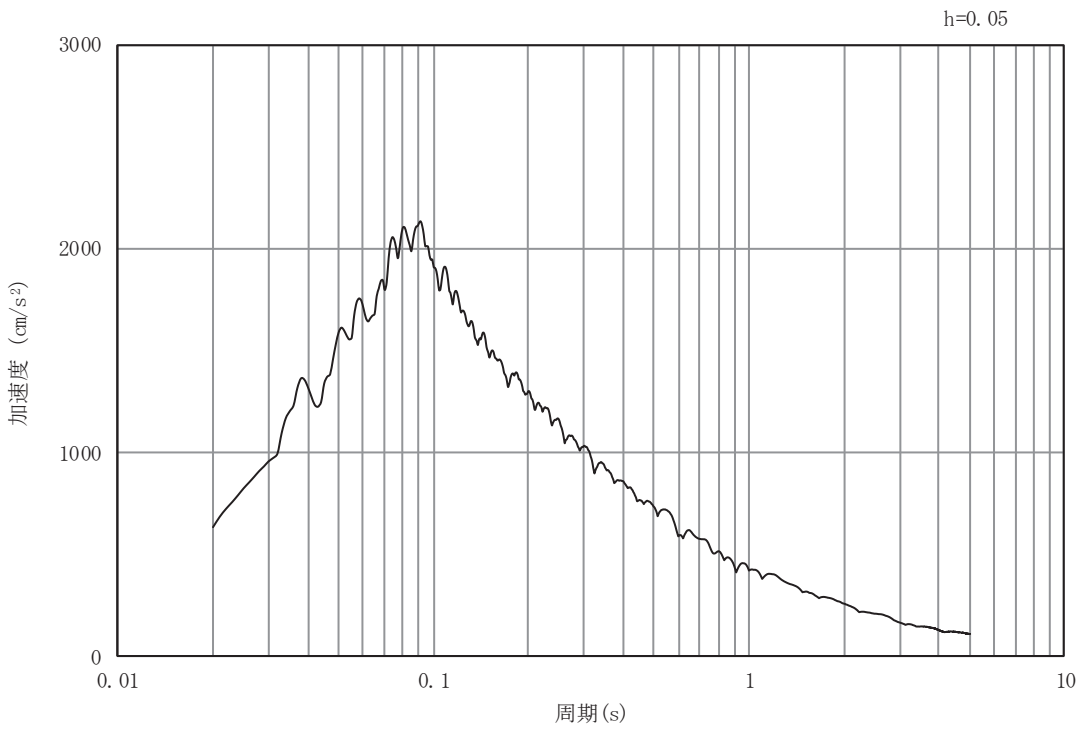


(b) 加速度応答スペクトル

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)

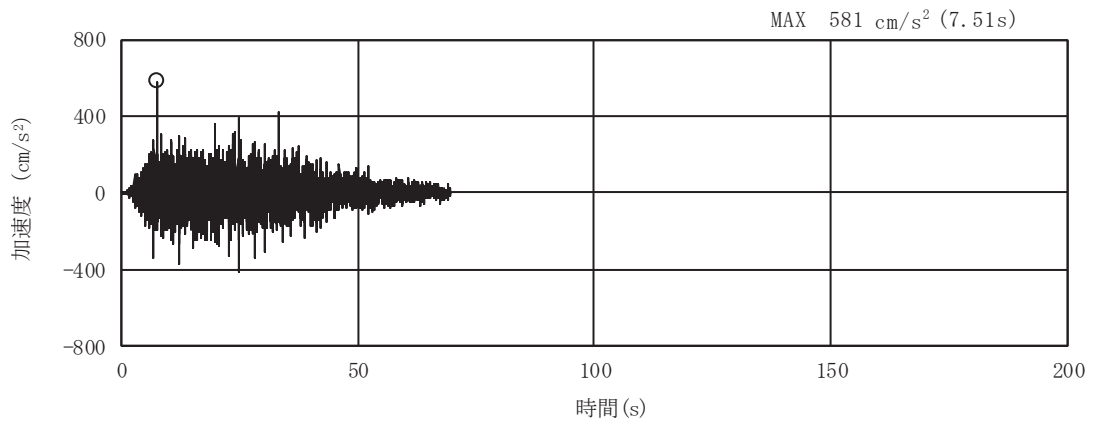


(a) 加速度時刻歴波形

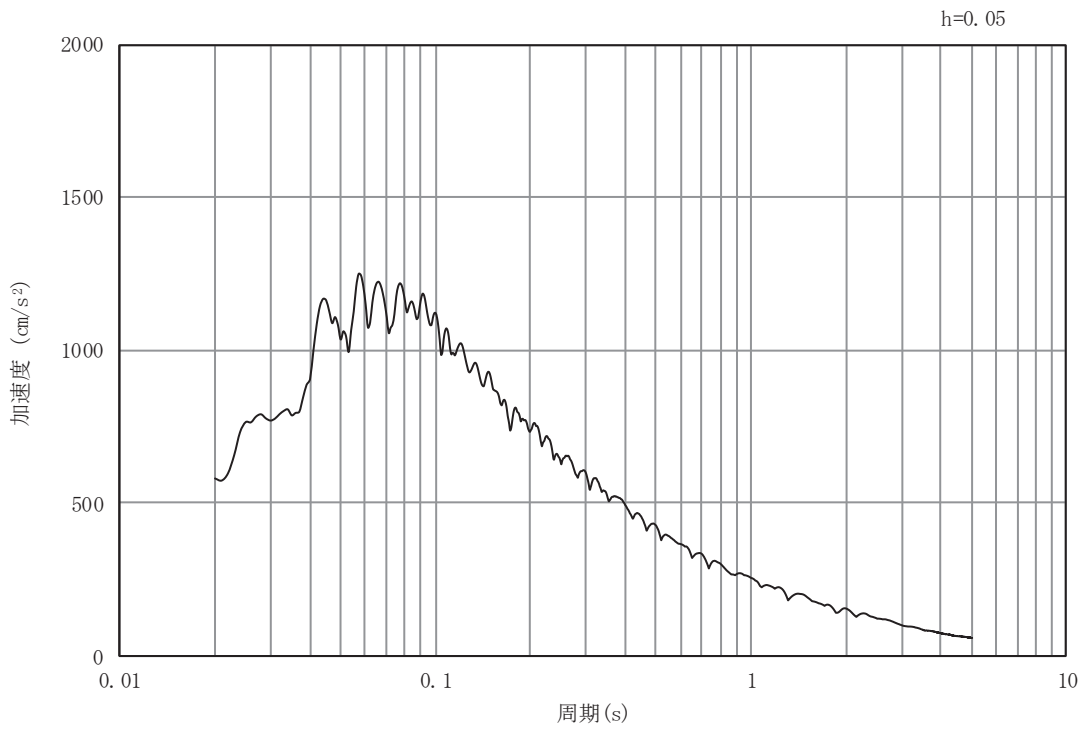


(b) 加速度応答スペクトル

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)

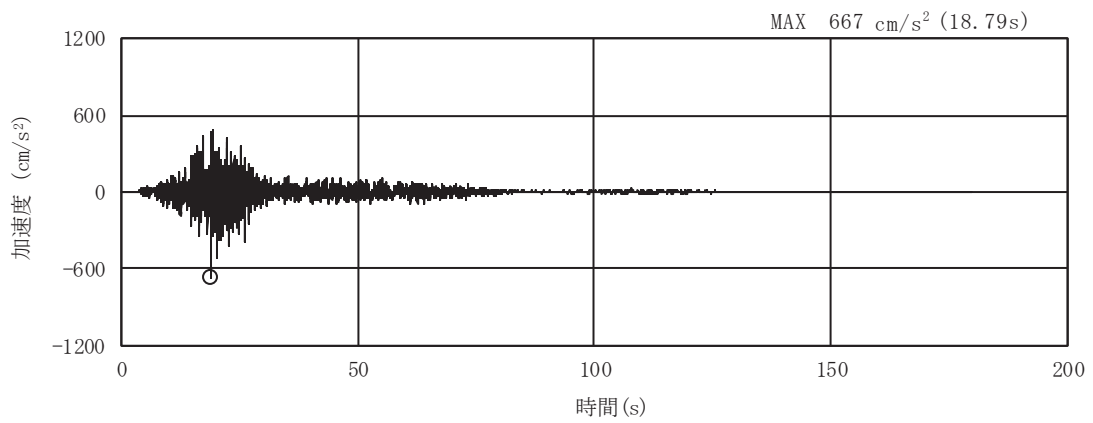


(a) 加速度時刻歴波形

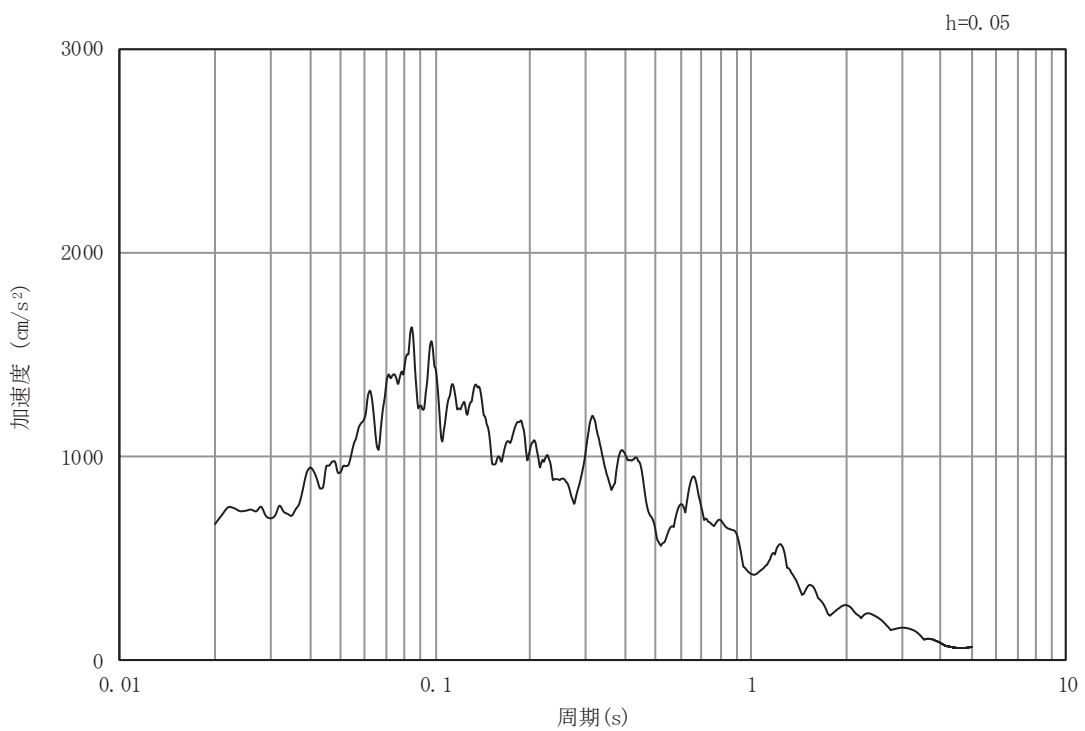


(b) 加速度応答スペクトル

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)

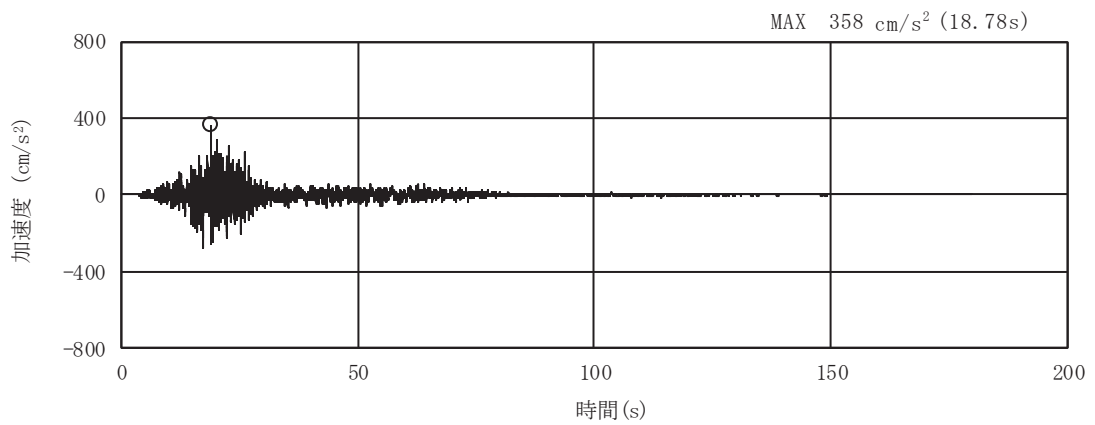


(a) 加速度時刻歴波形

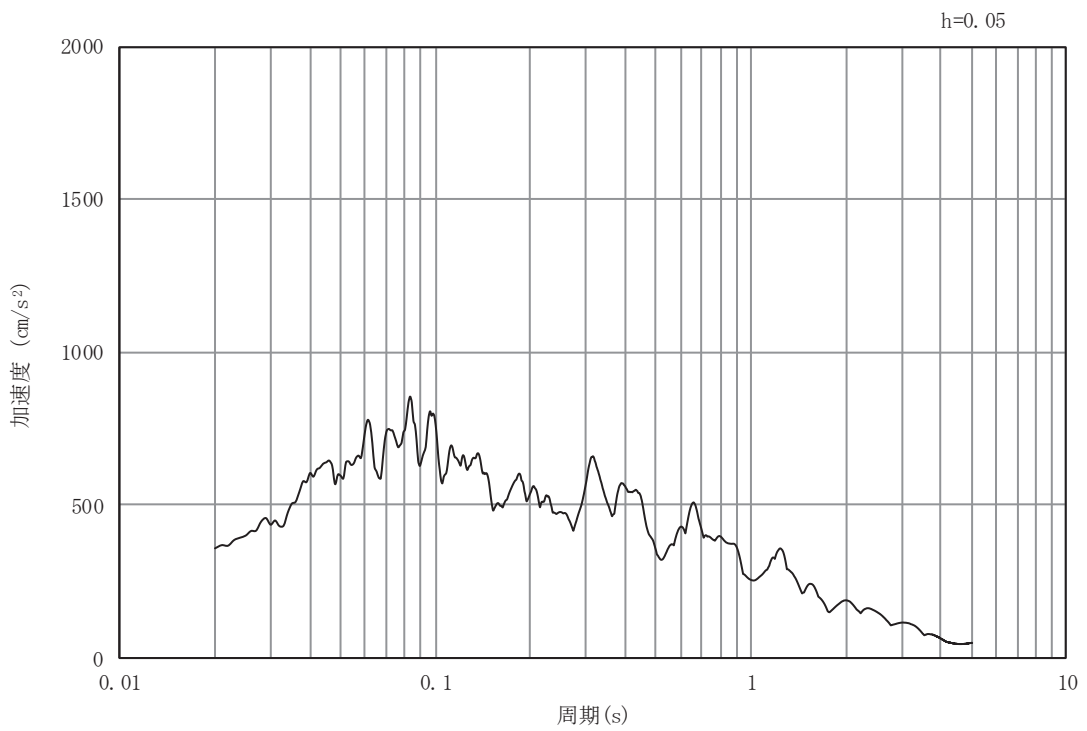


(b) 加速度応答スペクトル

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)

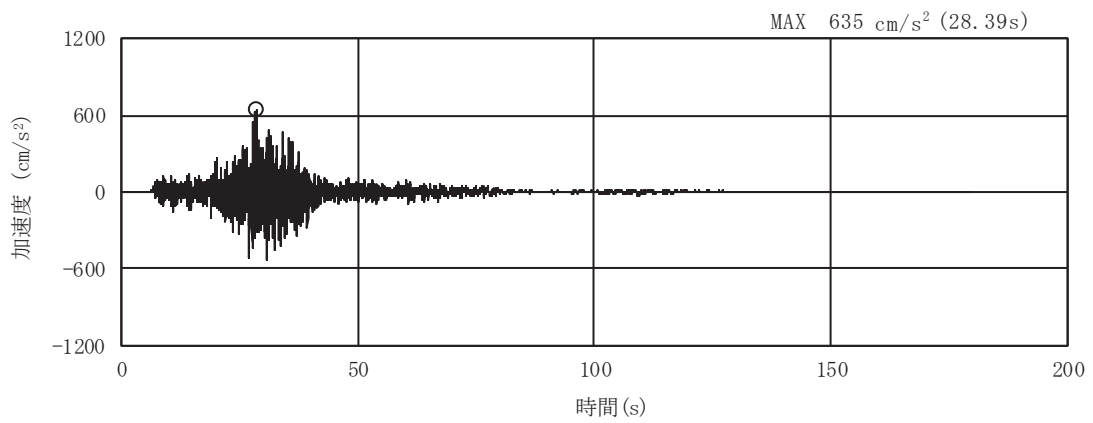


(a) 加速度時刻歴波形

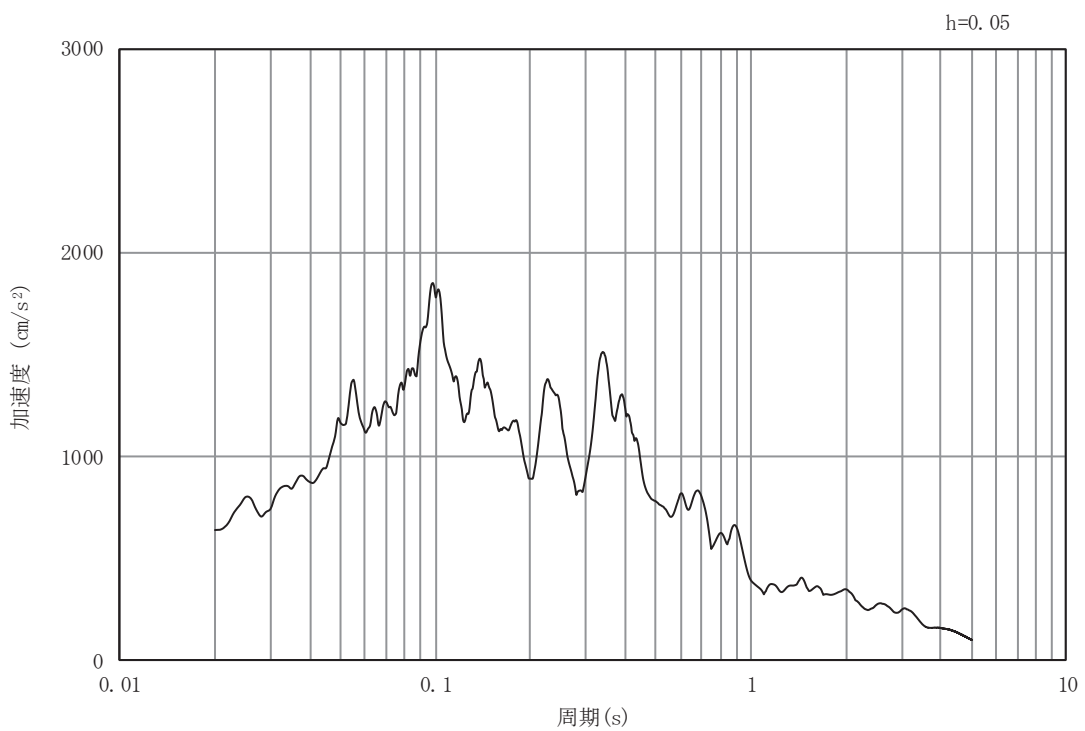


(b) 加速度応答スペクトル

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)

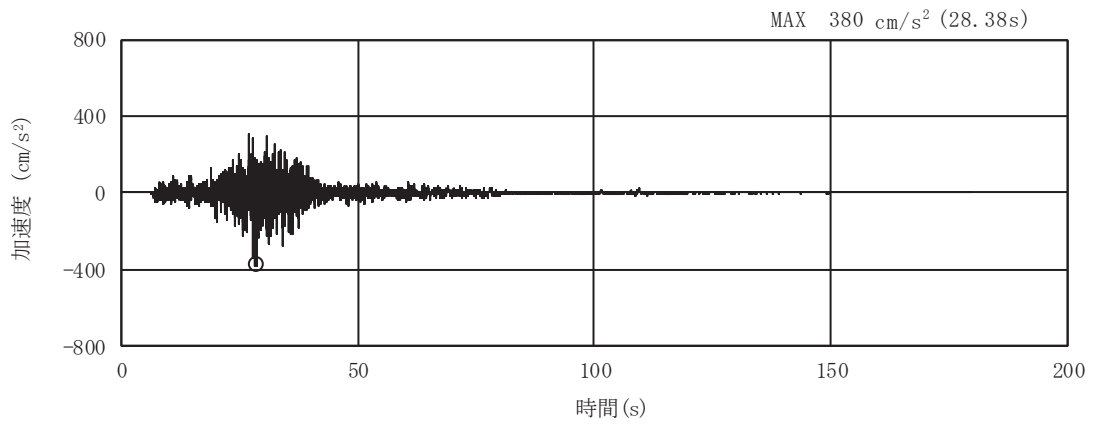


(a) 加速度時刻歴波形

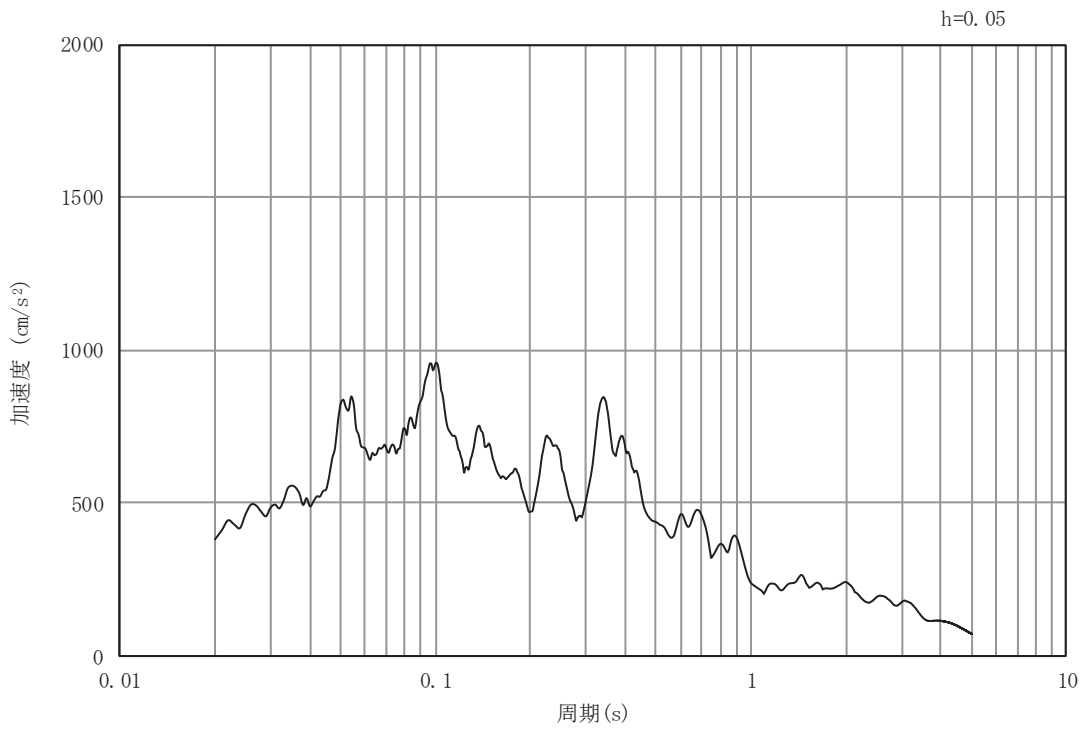


(b) 加速度応答スペクトル

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)

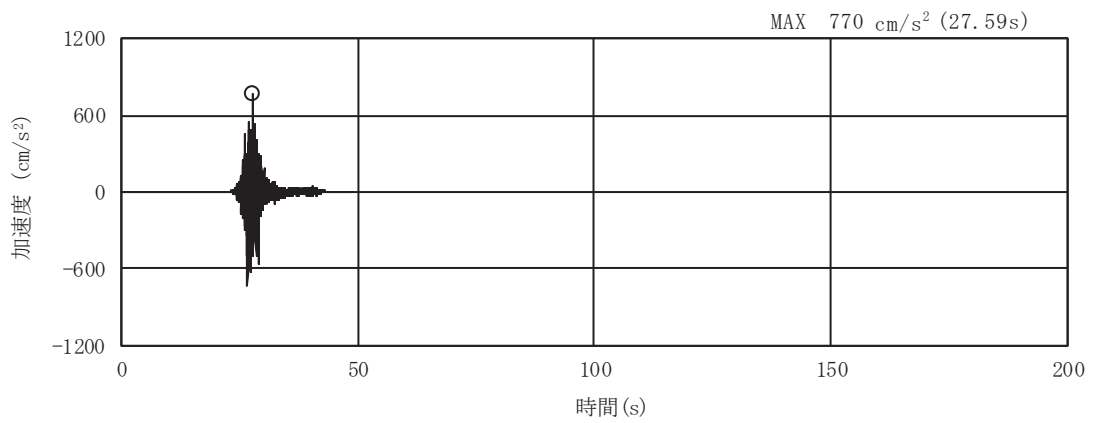


(a) 加速度時刻歴波形

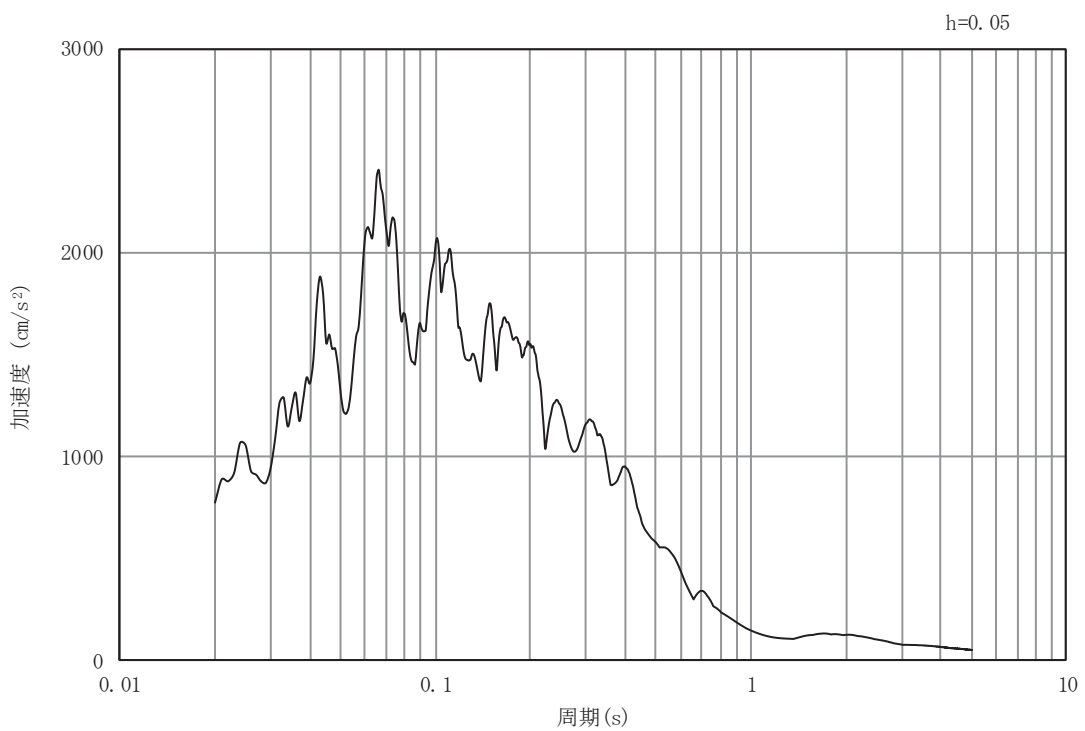


(b) 加速度応答スペクトル

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)

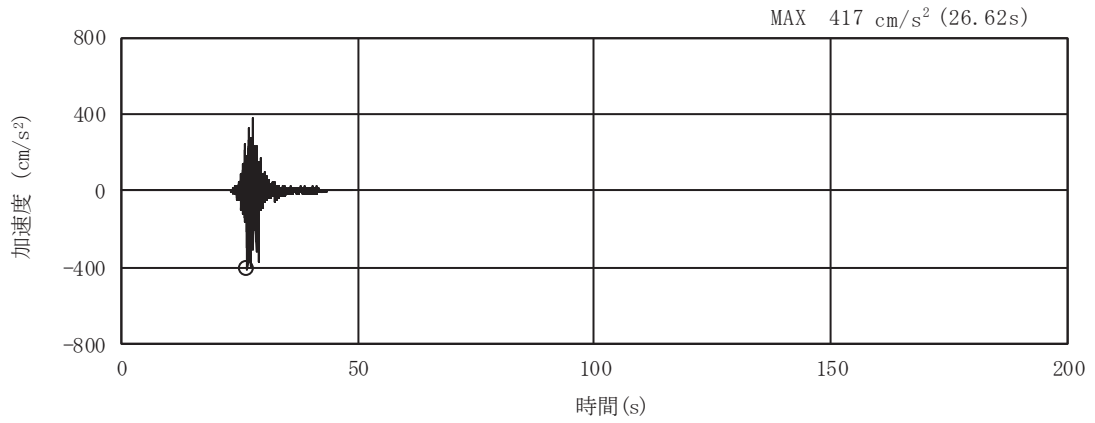


(a) 加速度時刻歴波形

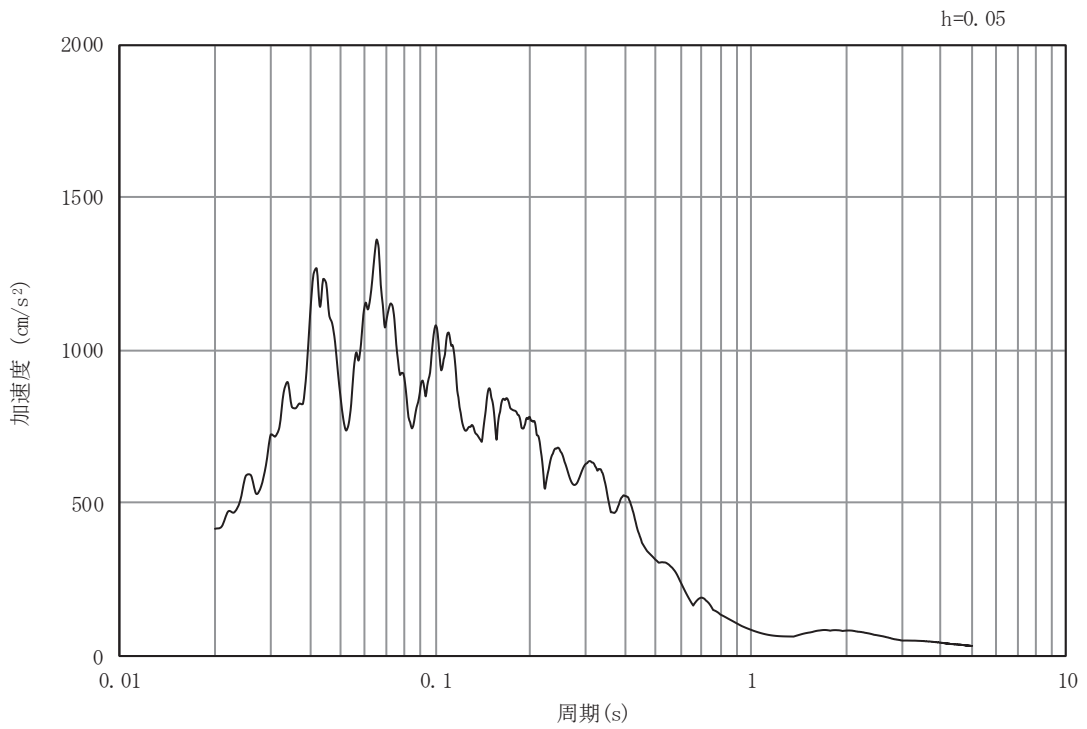


(b) 加速度応答スペクトル

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)

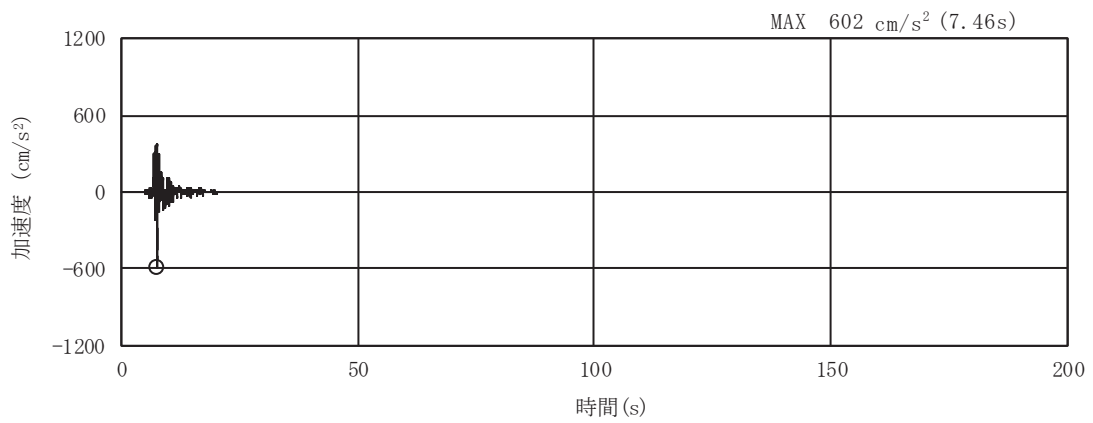


(a) 加速度時刻歴波形

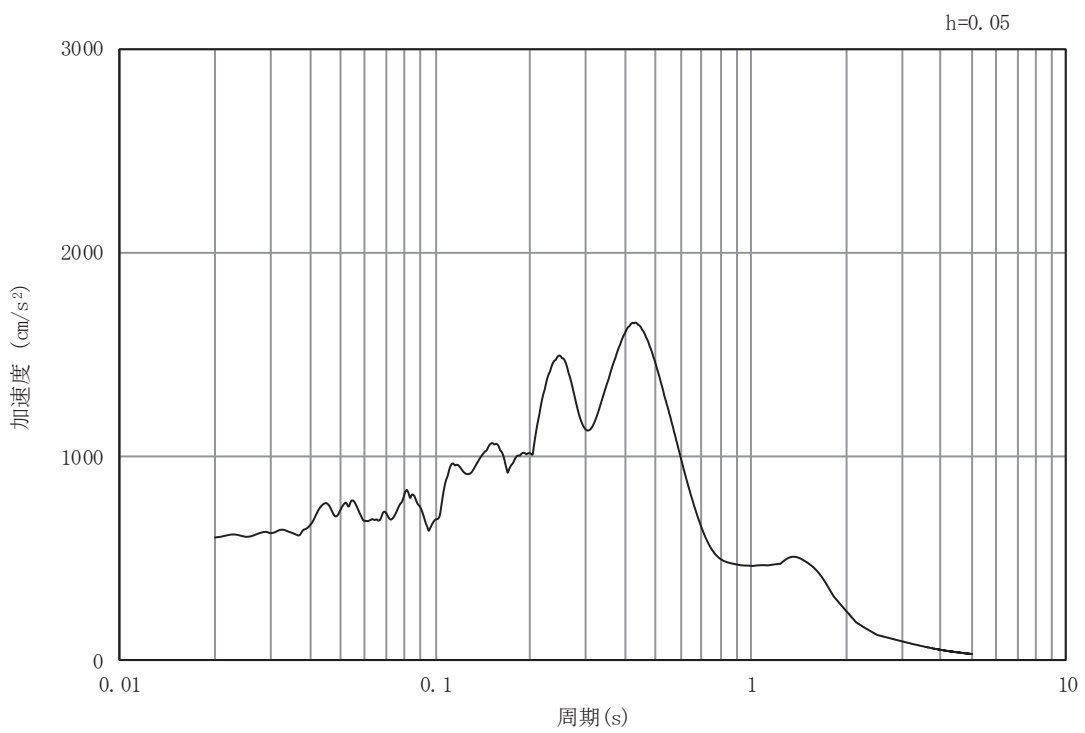


(b) 加速度応答スペクトル

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)

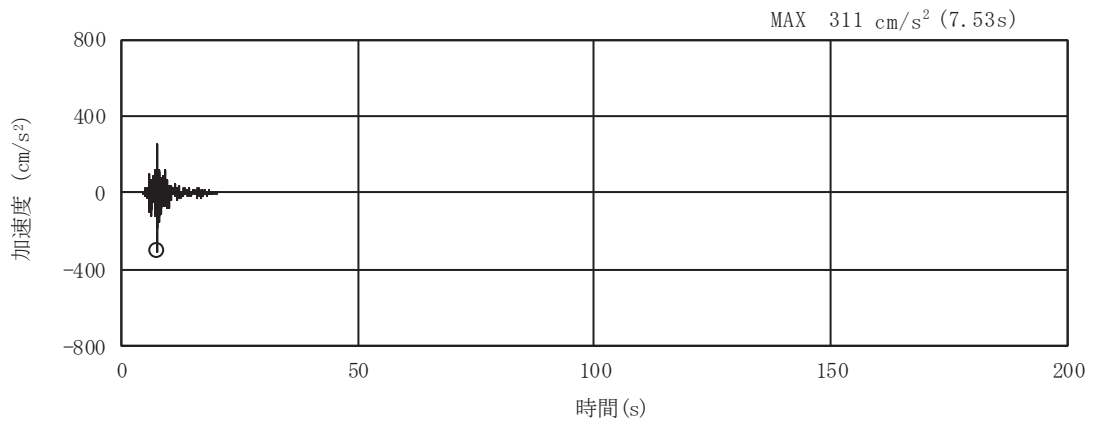


(a) 加速度時刻歴波形

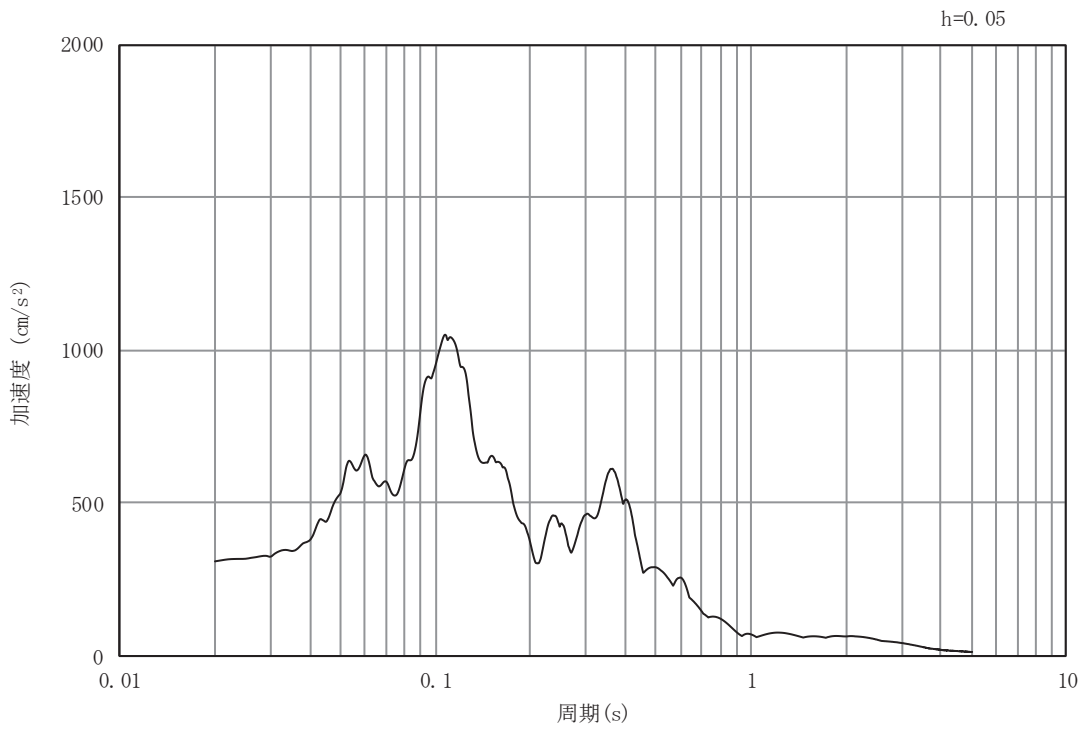


(b) 加速度応答スペクトル

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)

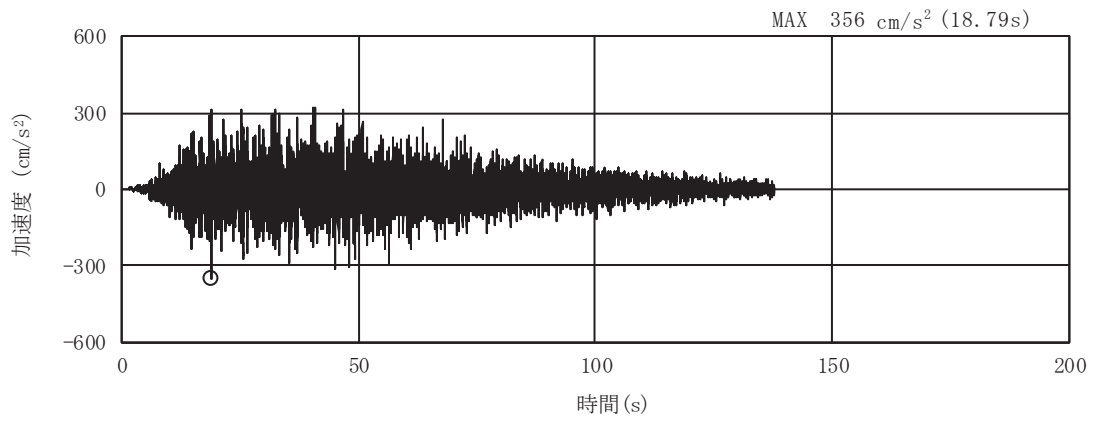


(a) 加速度時刻歴波形

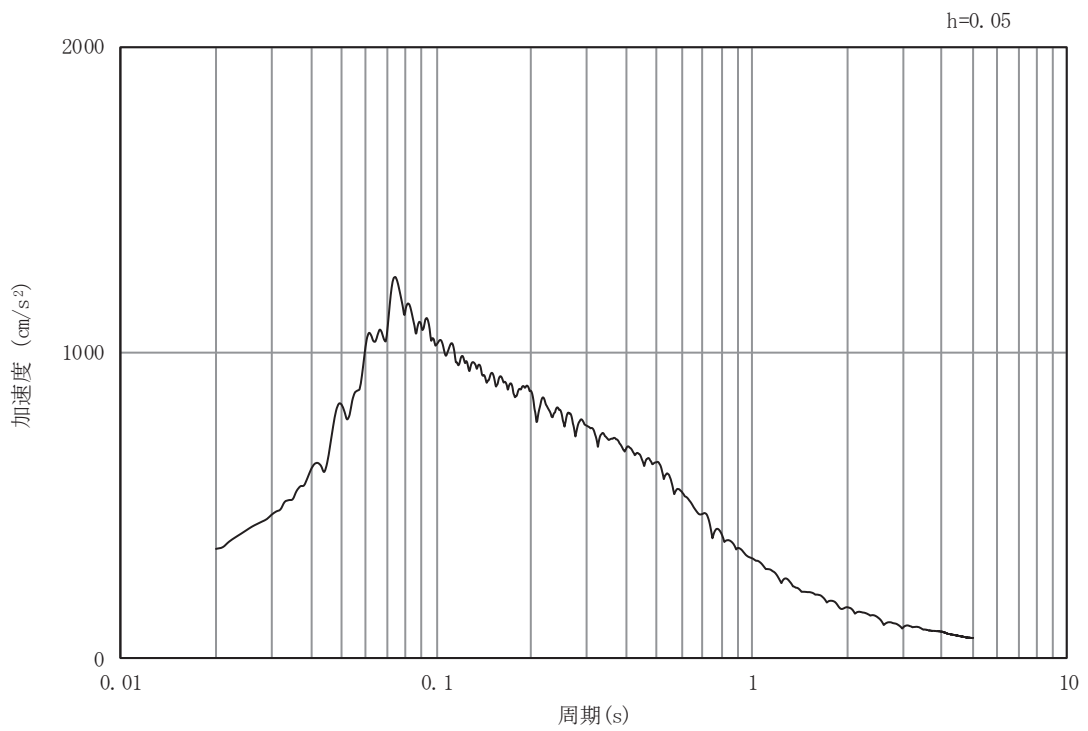


(b) 加速度応答スペクトル

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)

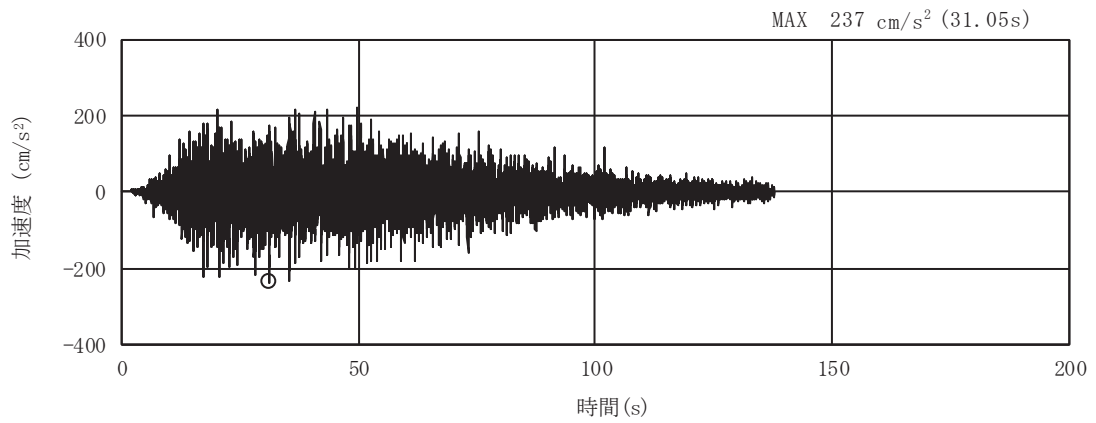


(a) 加速度時刻歴波形

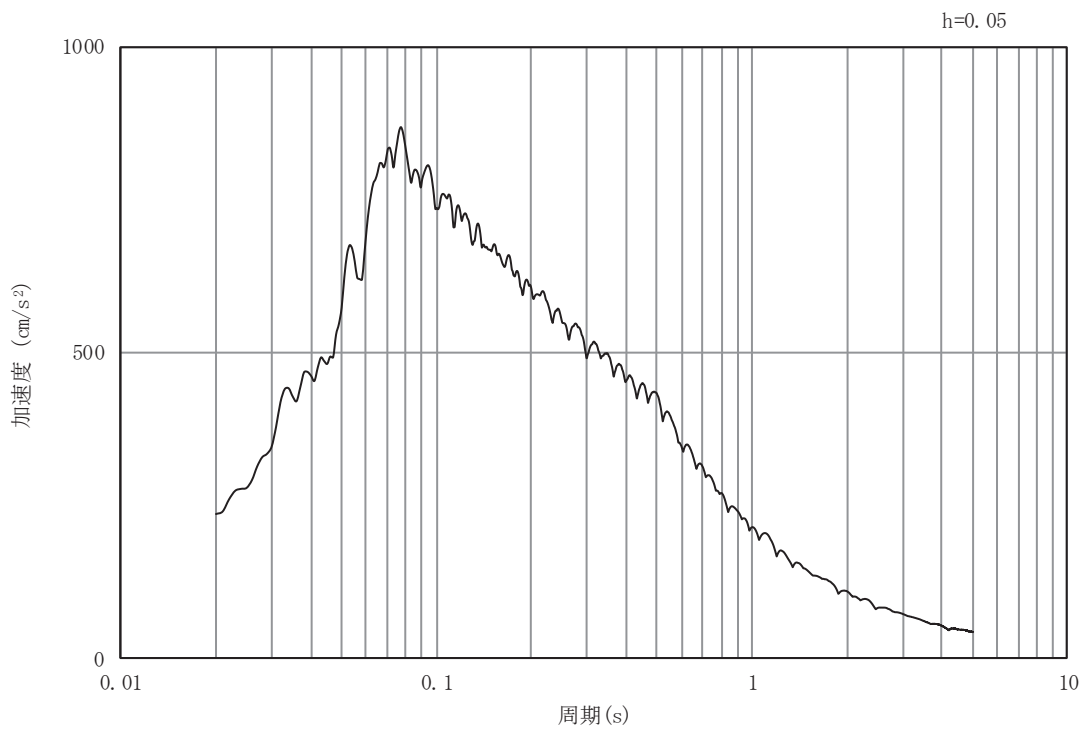


(b) 加速度応答スペクトル

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)

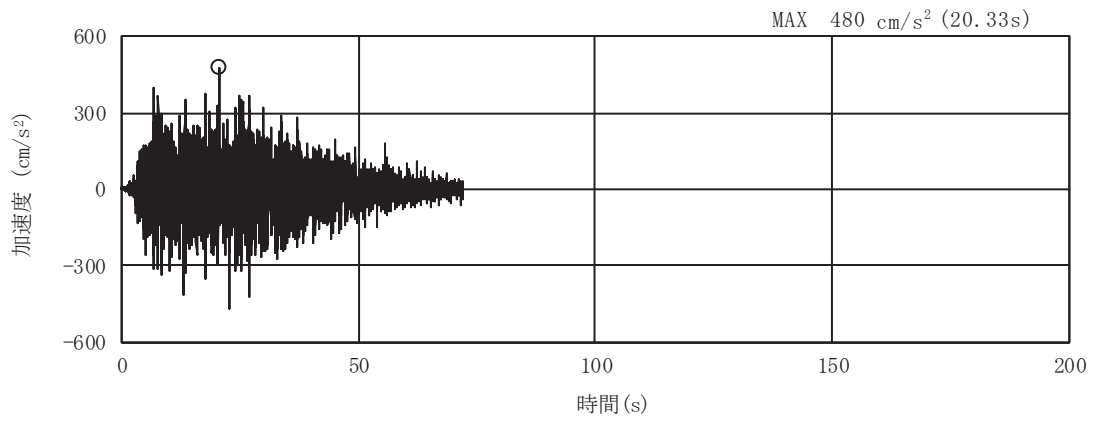


(a) 加速度時刻歴波形

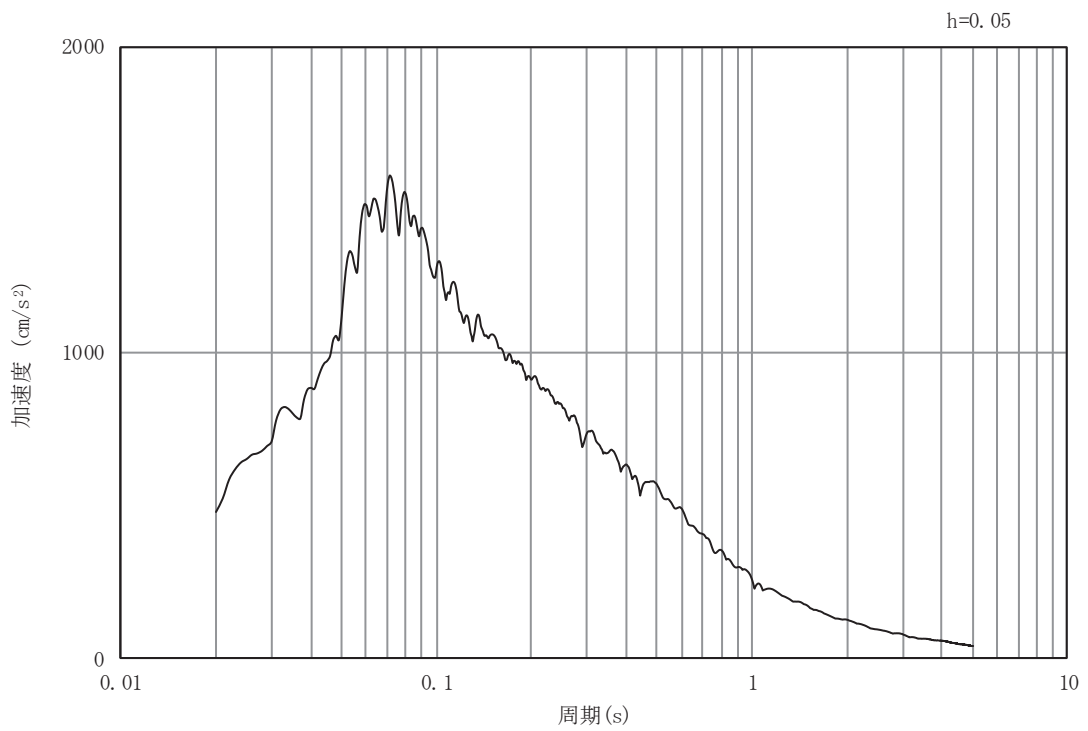


(b) 加速度応答スペクトル

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)

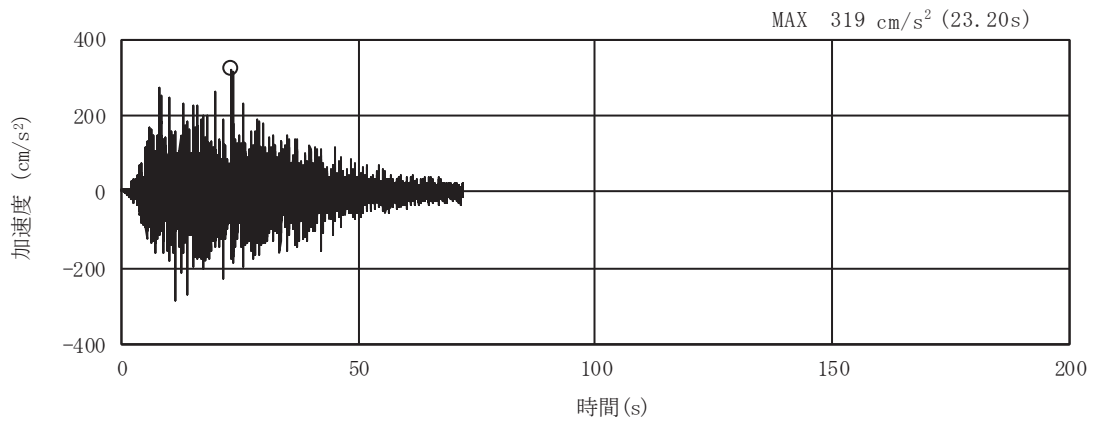


(a) 加速度時刻歴波形

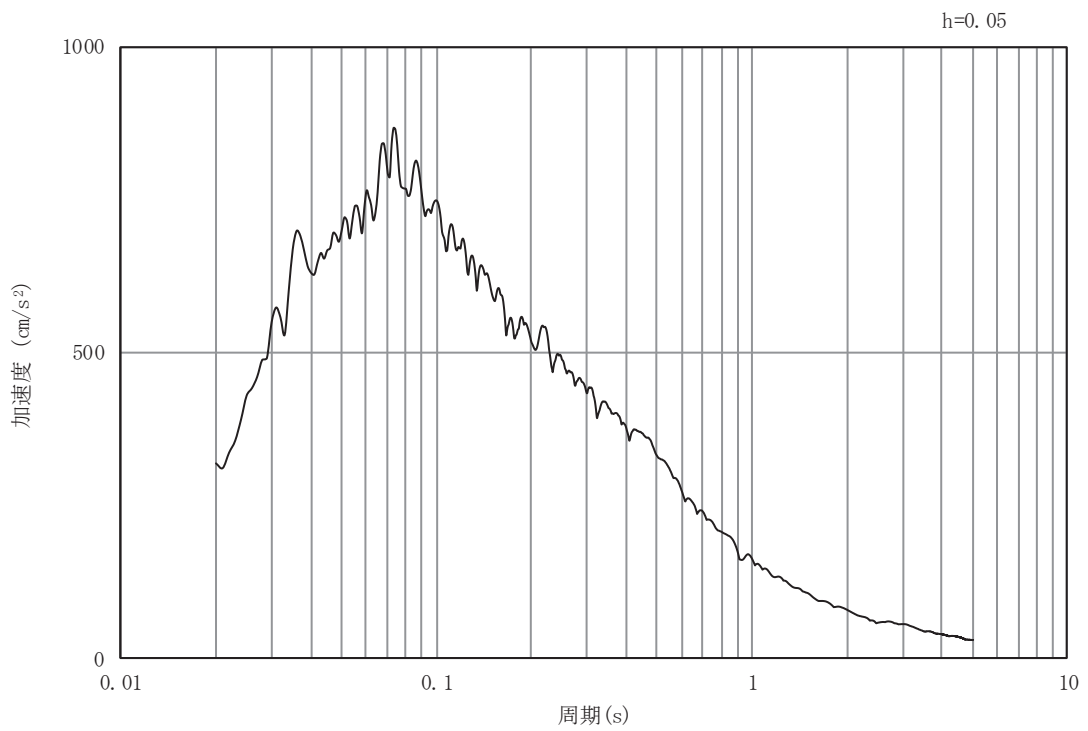


(b) 加速度応答スペクトル

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)

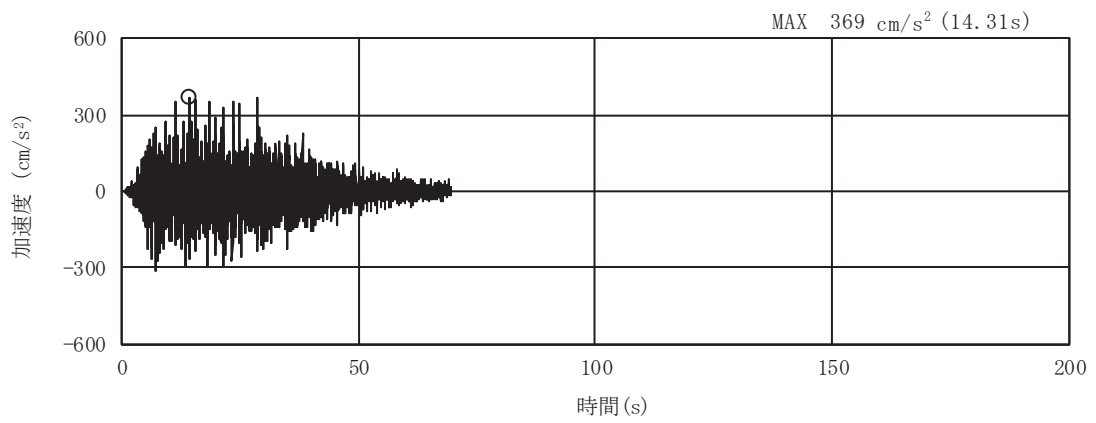


(a) 加速度時刻歴波形

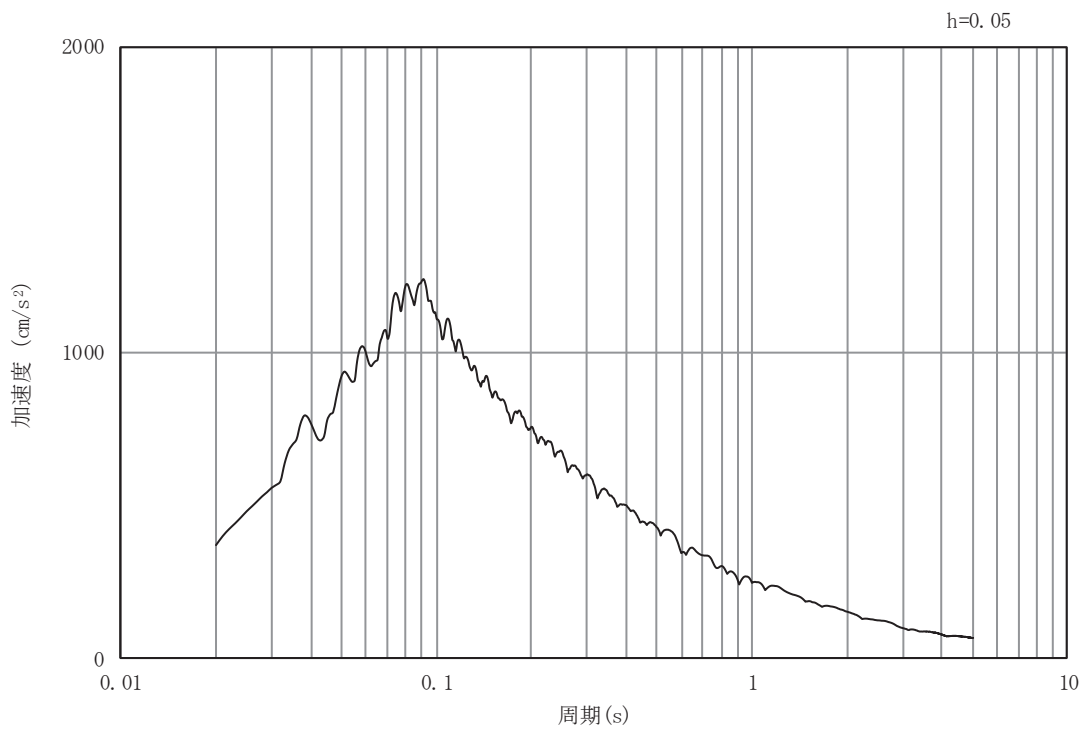


(b) 加速度応答スペクトル

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)

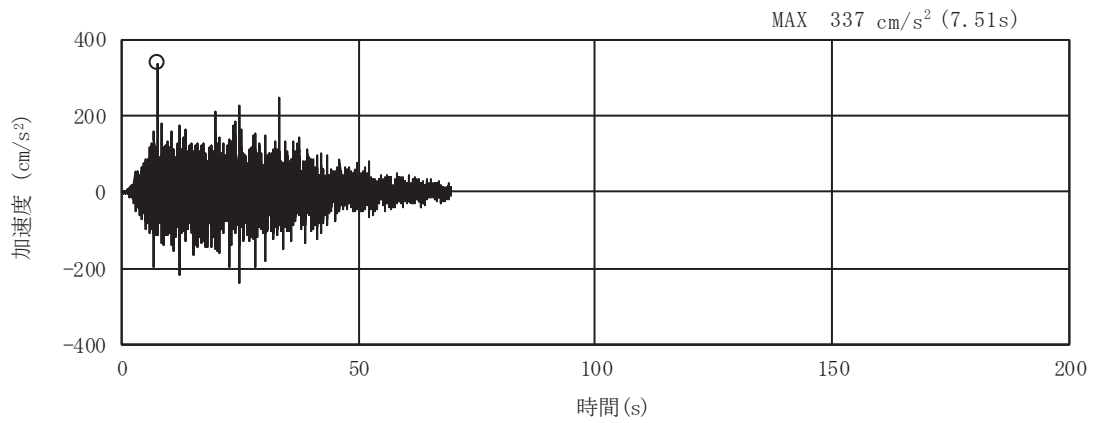


(a) 加速度時刻歴波形

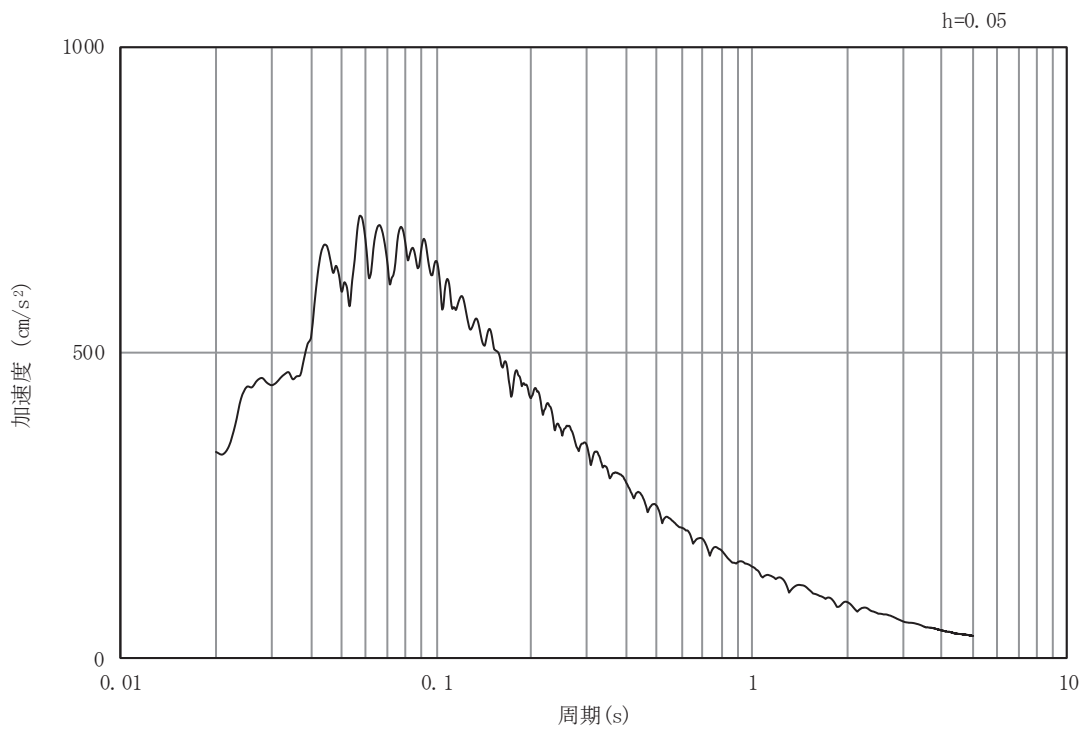


(b) 加速度応答スペクトル

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)

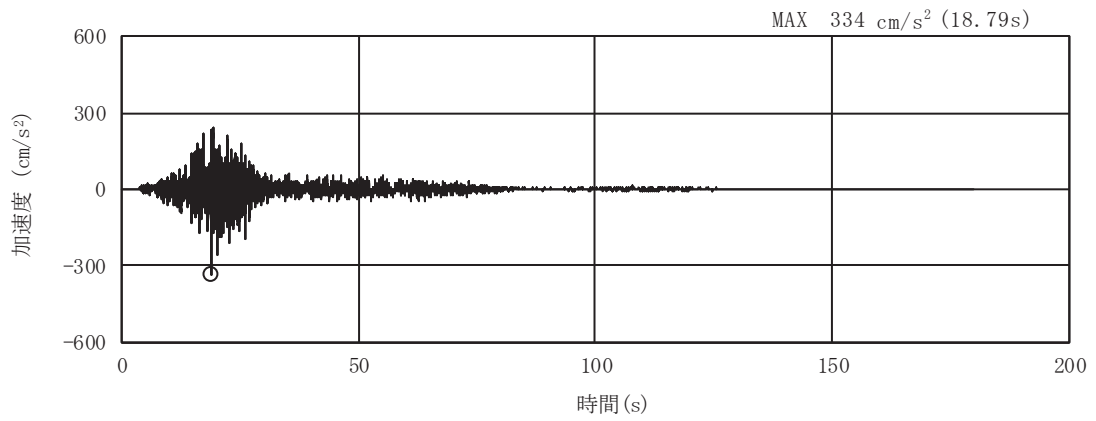


(a) 加速度時刻歴波形

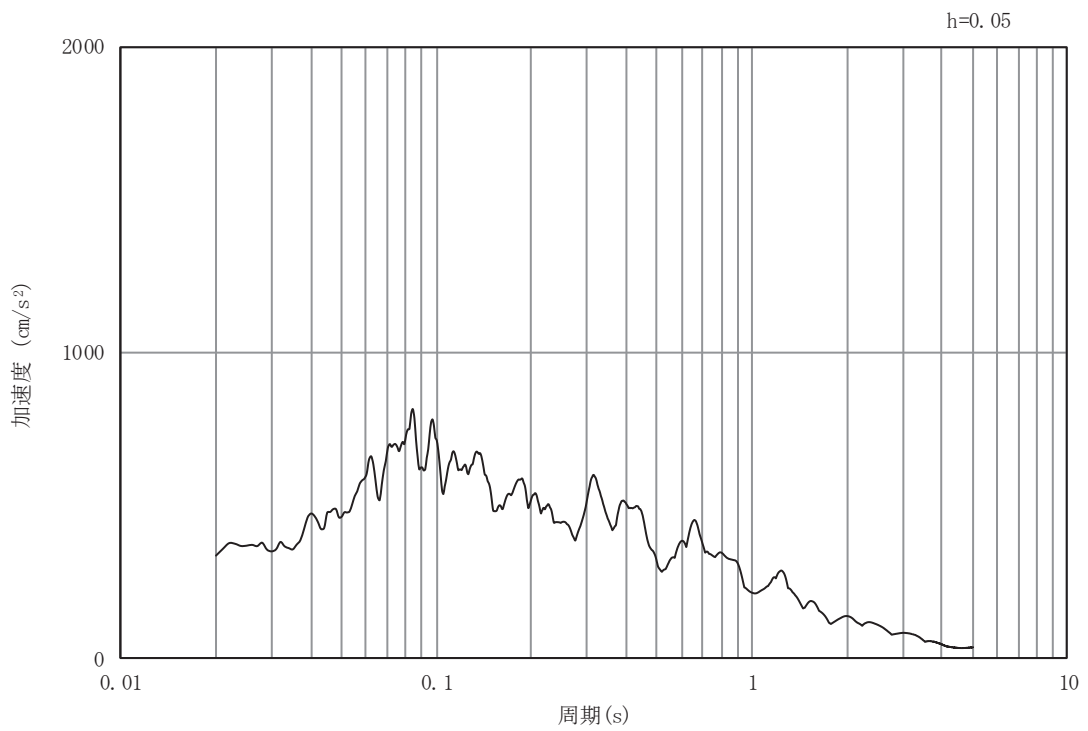


(b) 加速度応答スペクトル

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)

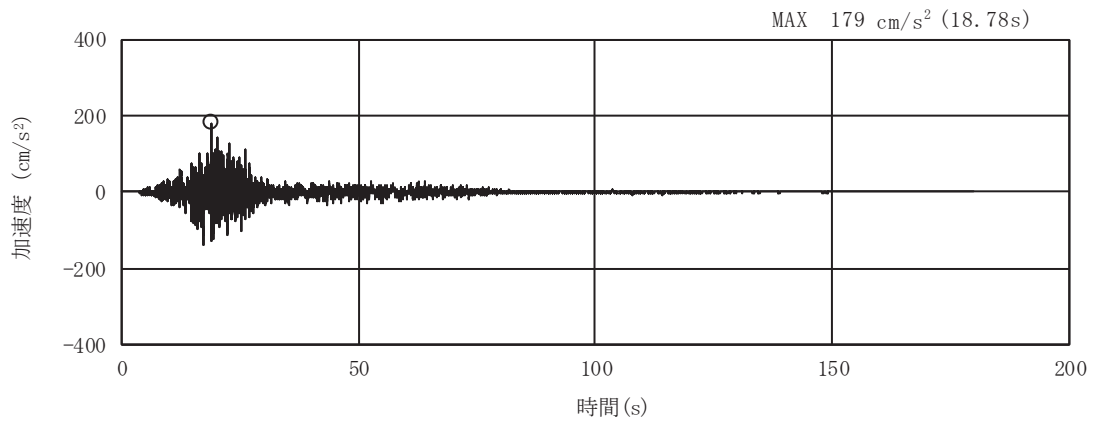


(a) 加速度時刻歴波形

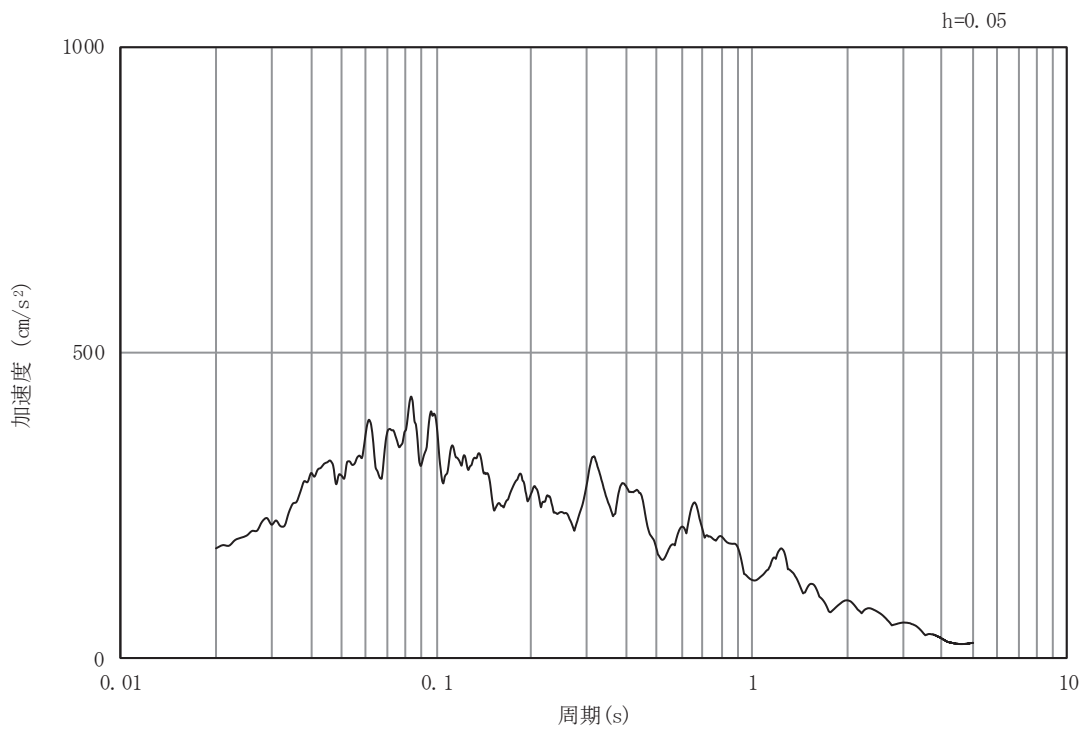


(b) 加速度応答スペクトル

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)

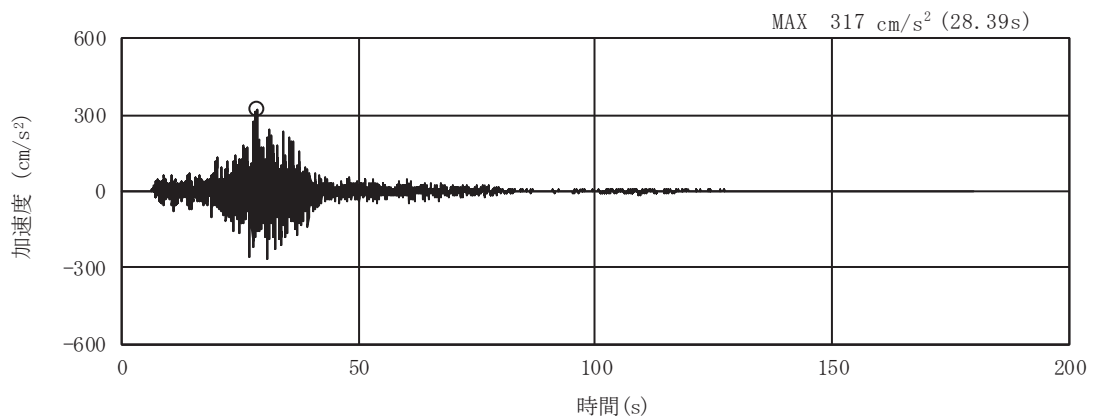


(a) 加速度時刻歴波形

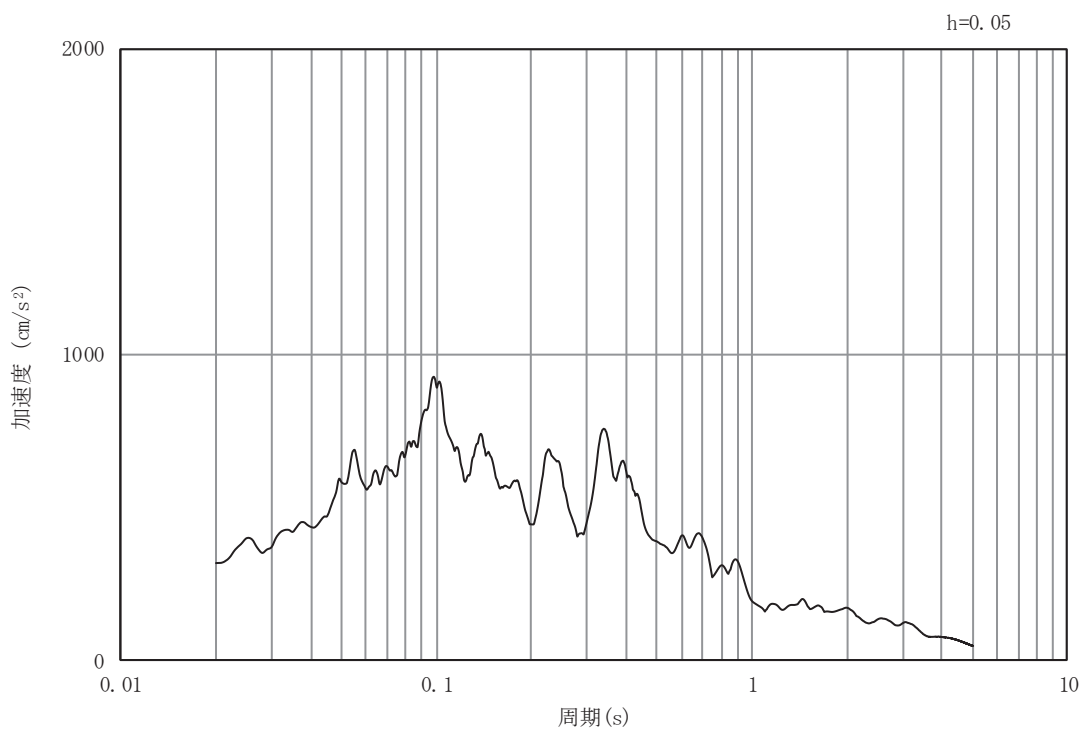


(b) 加速度応答スペクトル

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)

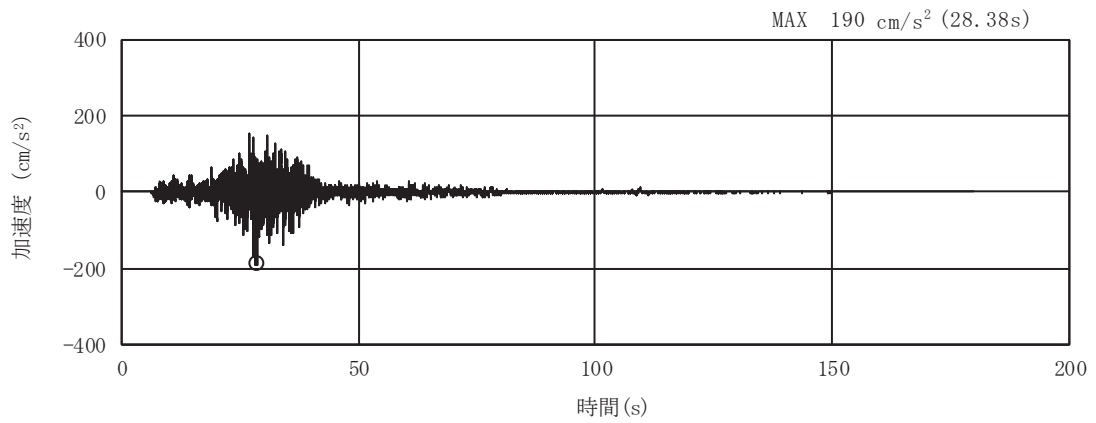


(a) 加速度時刻歴波形

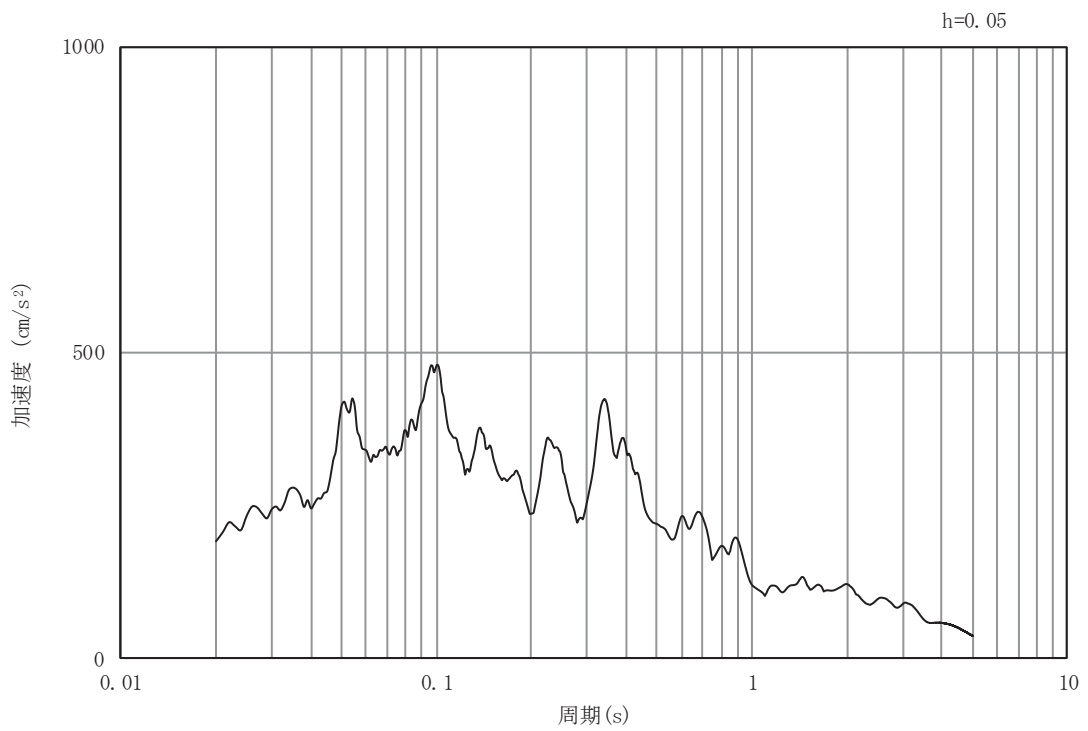


(b) 加速度応答スペクトル

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)

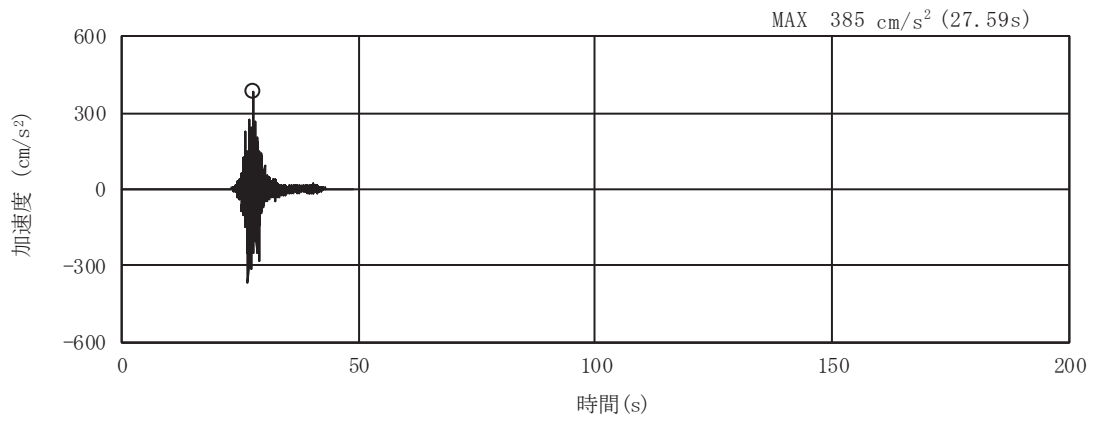


(a) 加速度時刻歴波形

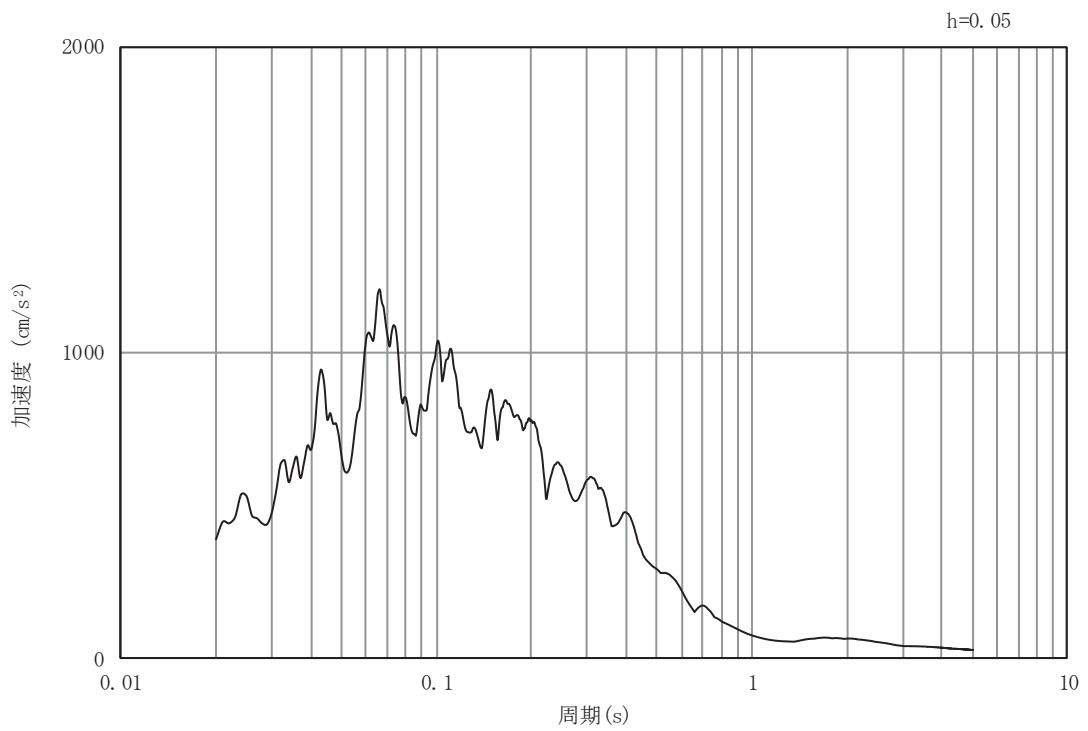


(b) 加速度応答スペクトル

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)

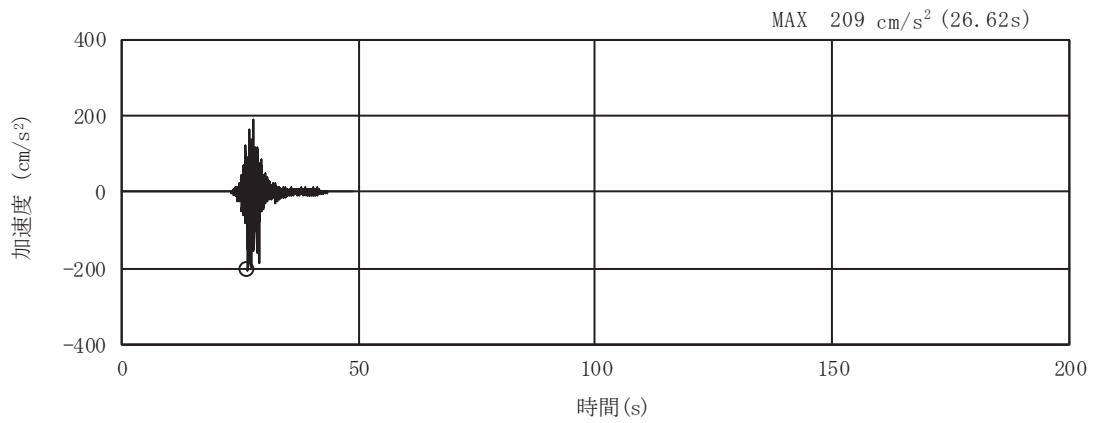


(a) 加速度時刻歴波形

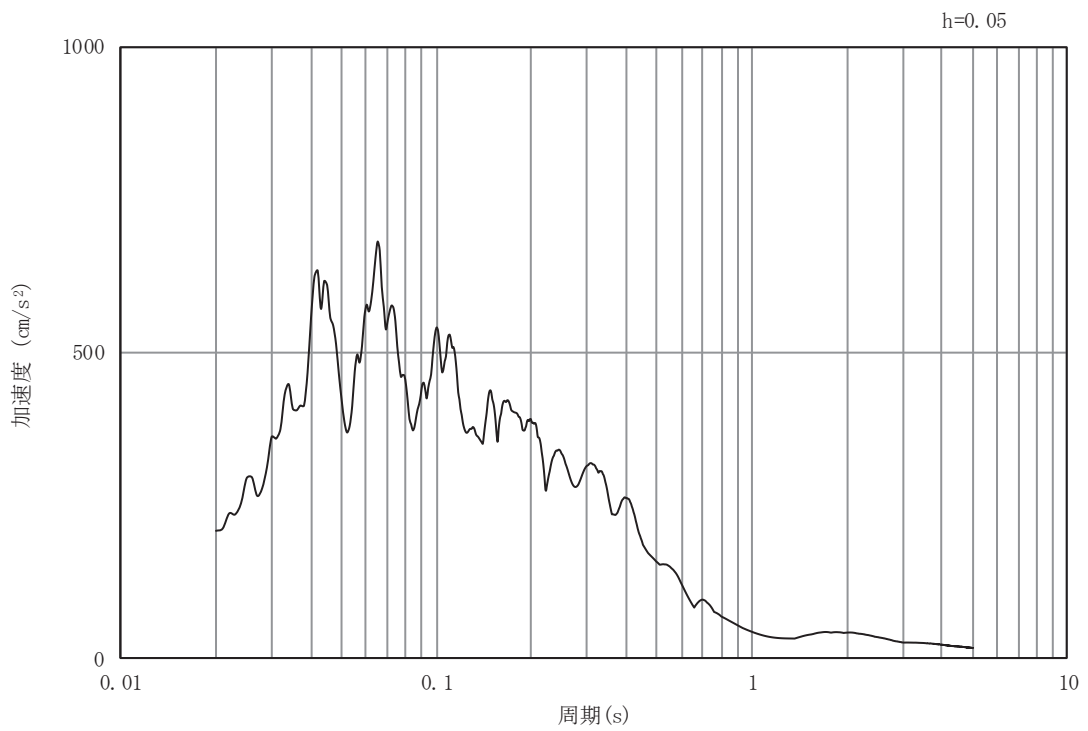


(b) 加速度応答スペクトル

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)

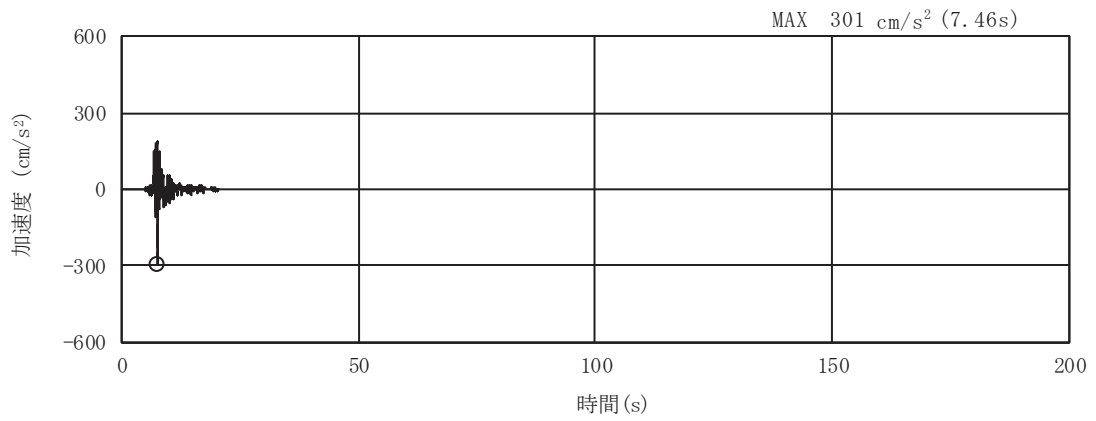


(a) 加速度時刻歴波形

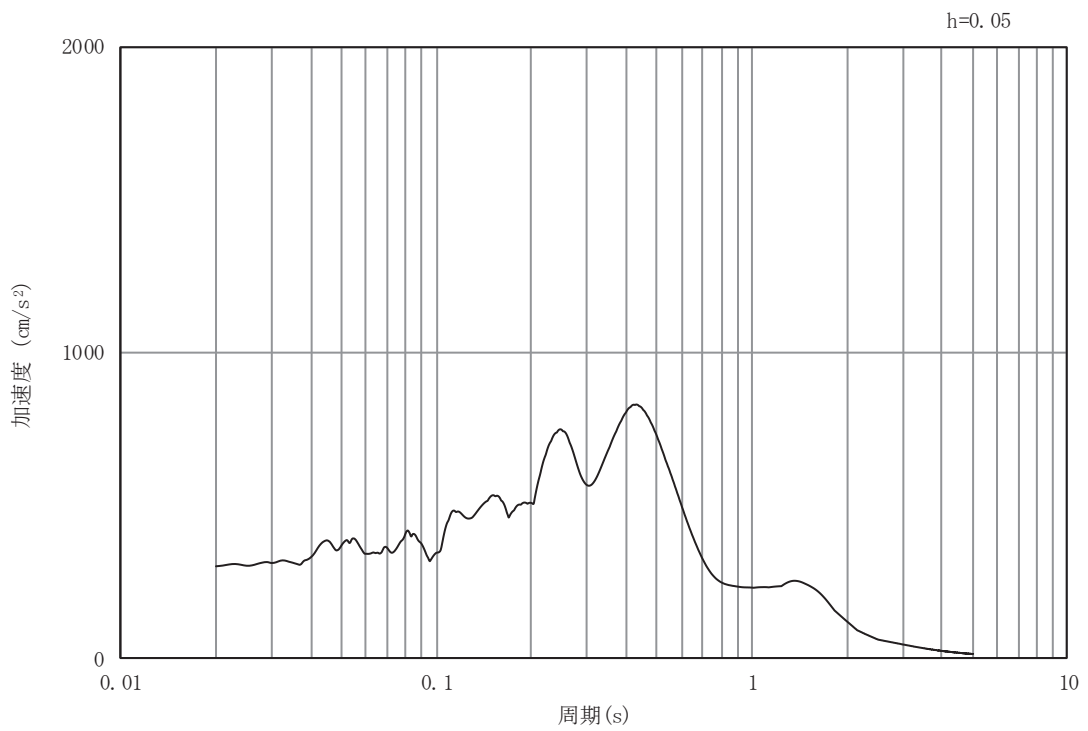


(b) 加速度応答スペクトル

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)

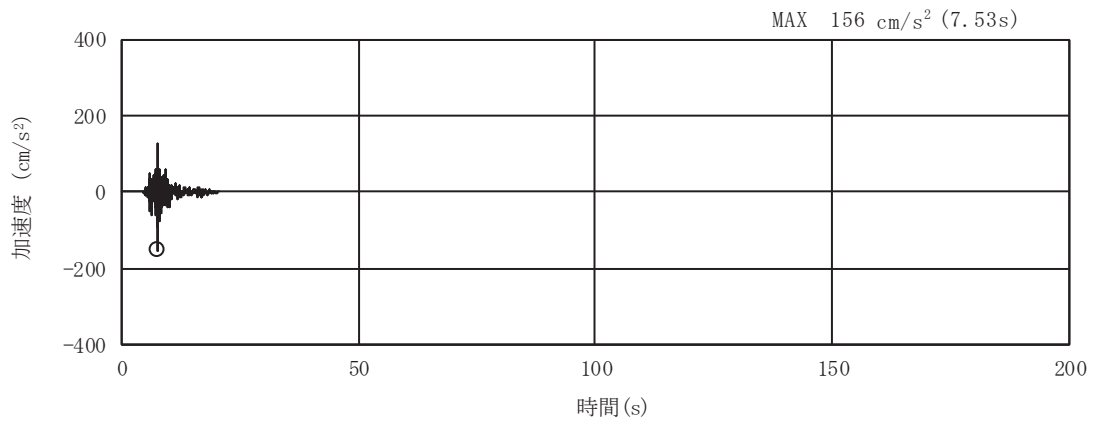


(a) 加速度時刻歴波形

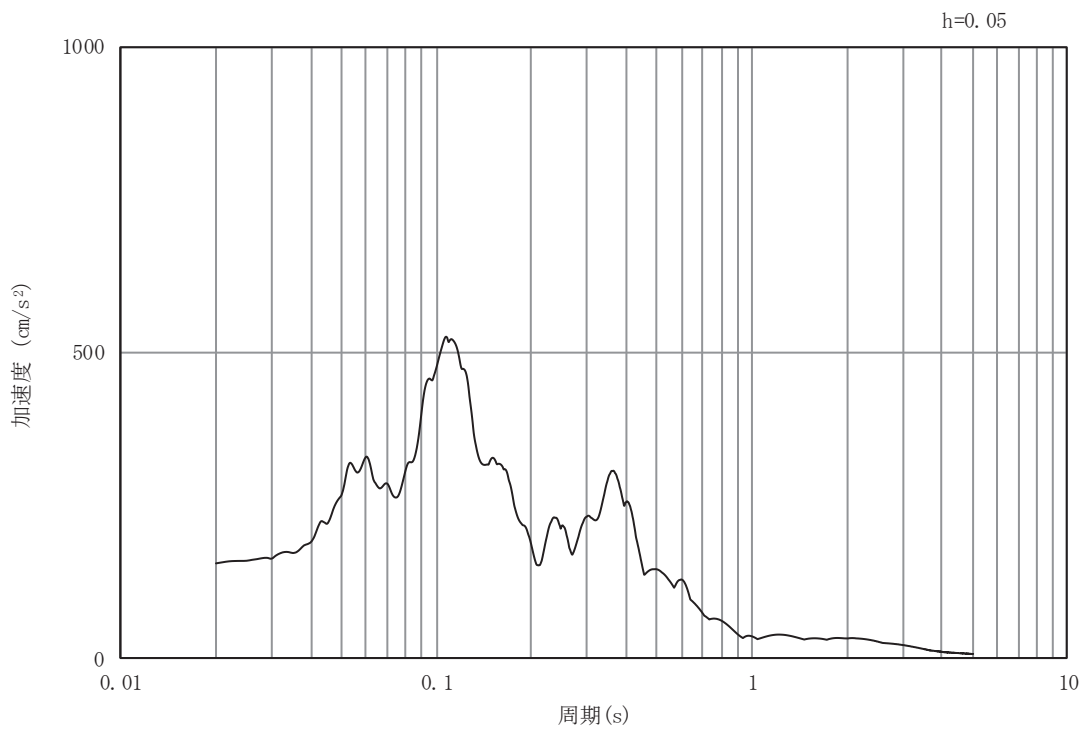


(b) 加速度応答スペクトル

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)

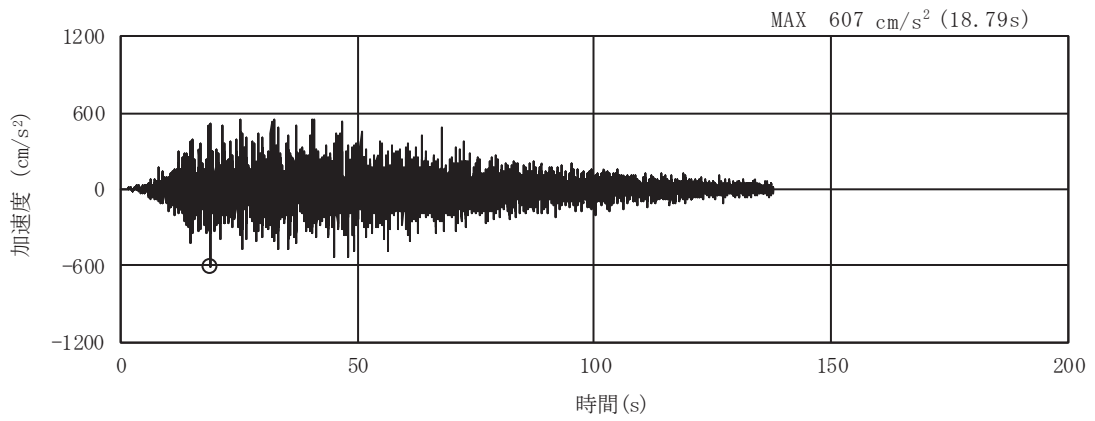


(a) 加速度時刻歴波形

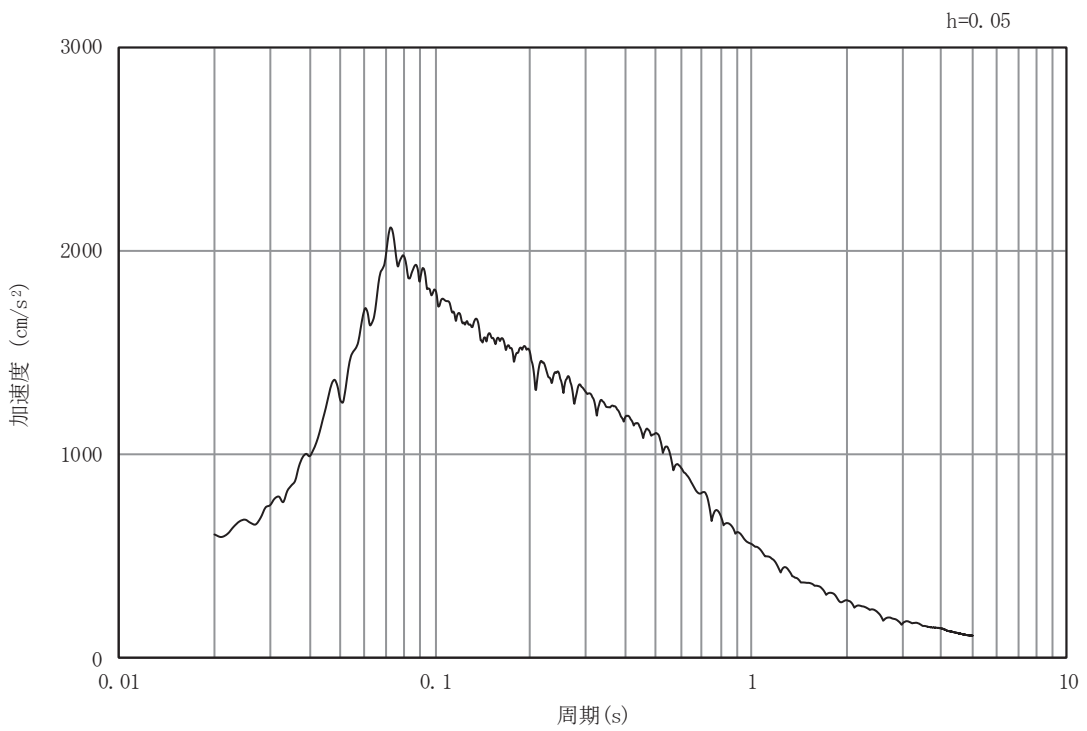


(b) 加速度応答スペクトル

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)

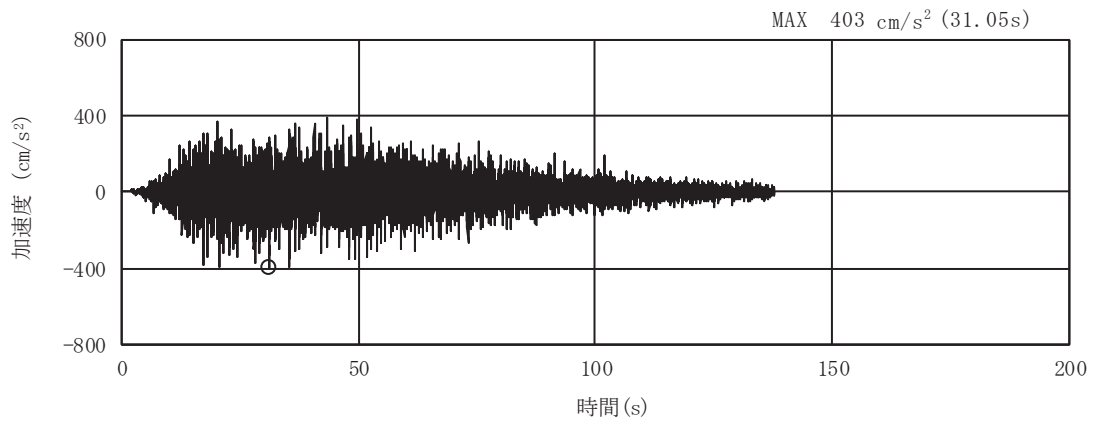


(a) 加速度時刻歴波形

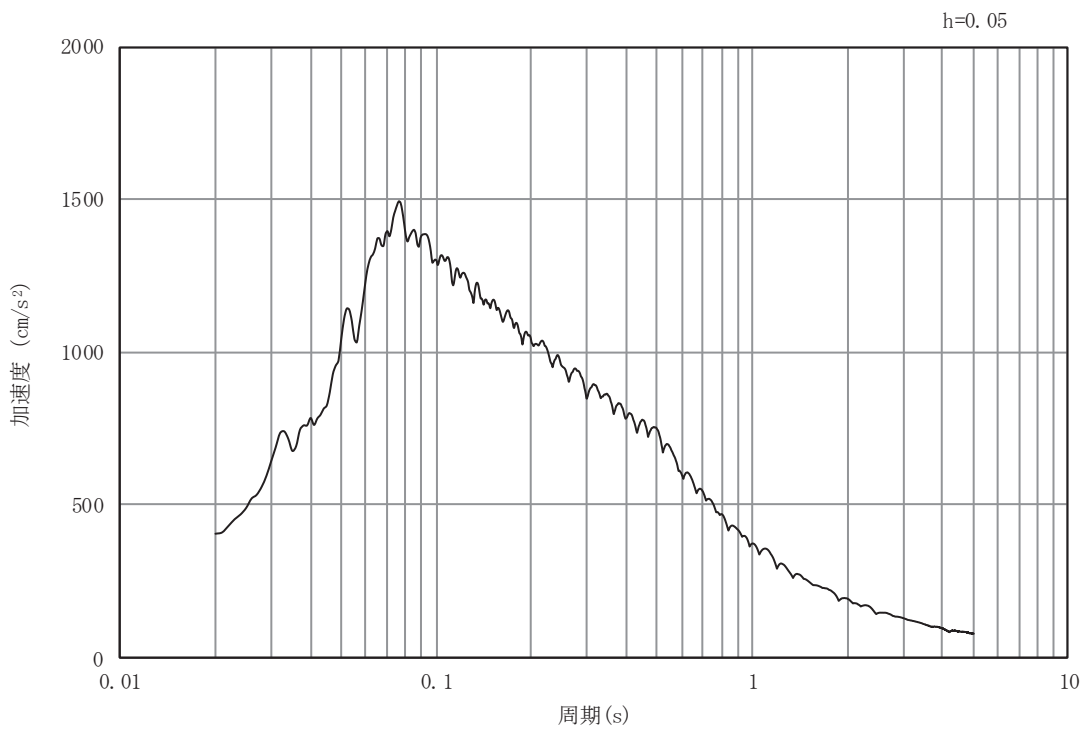


(b) 加速度応答スペクトル

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)

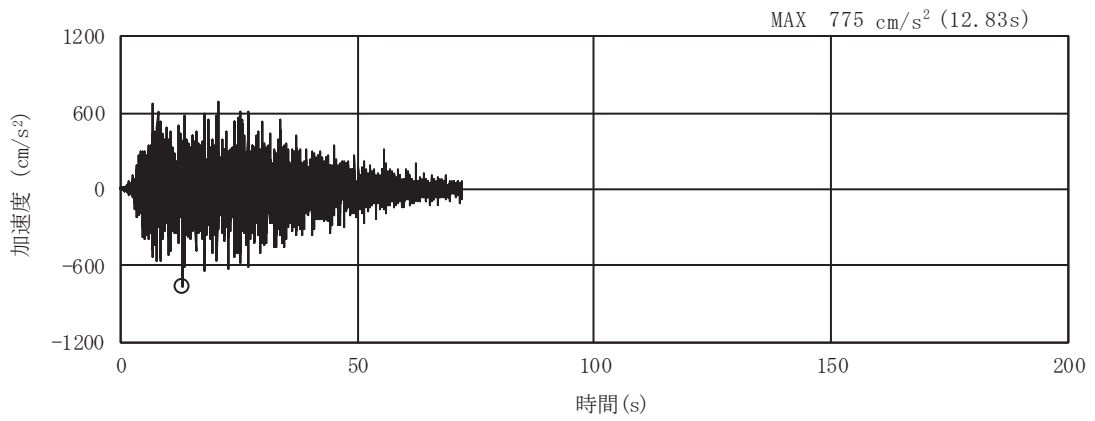


(a) 加速度時刻歴波形

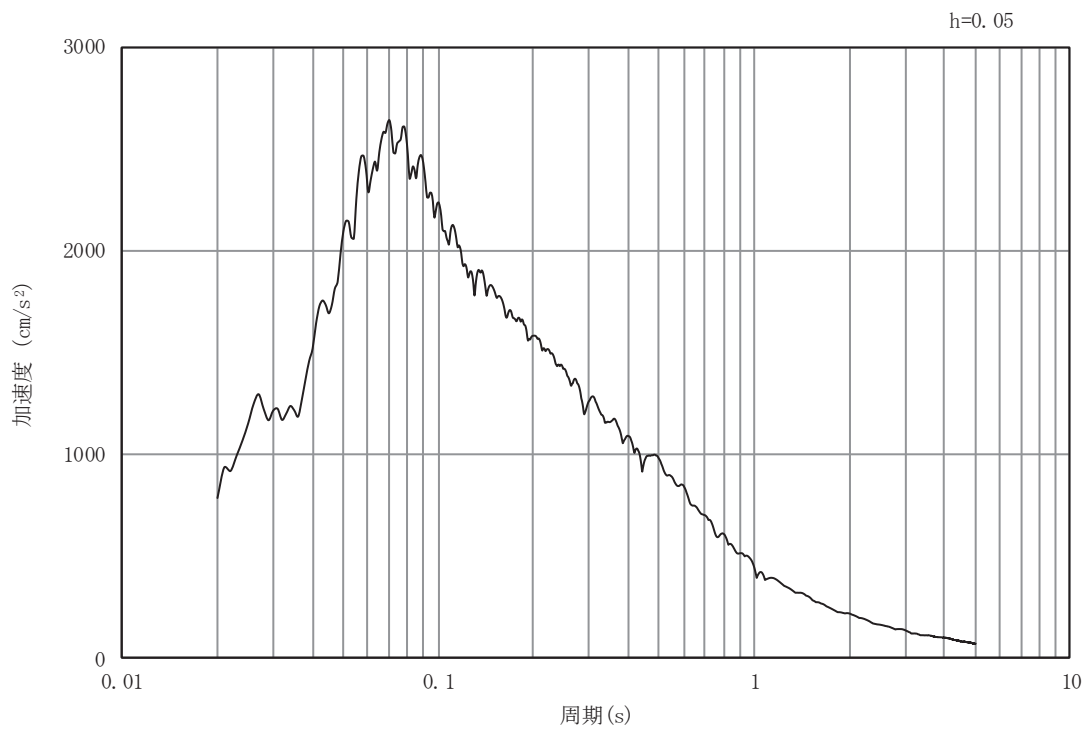


(b) 加速度応答スペクトル

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)

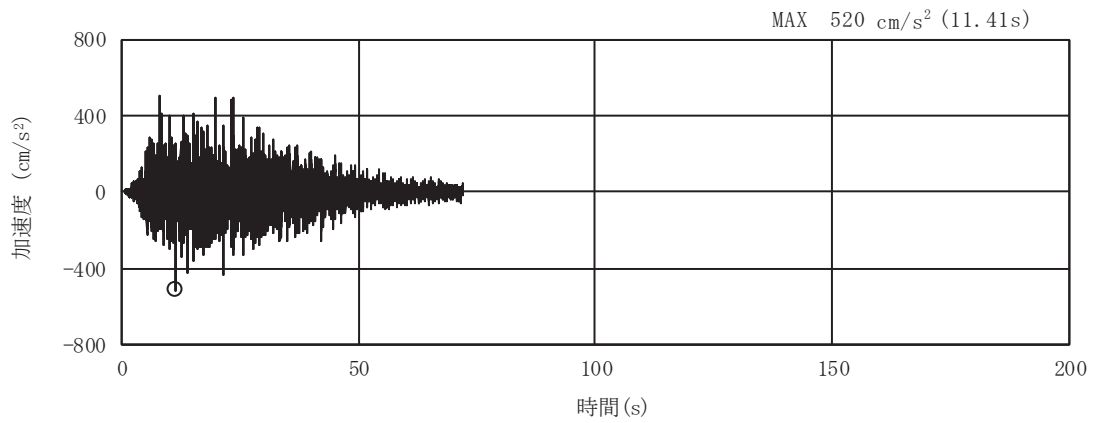


(a) 加速度時刻歴波形

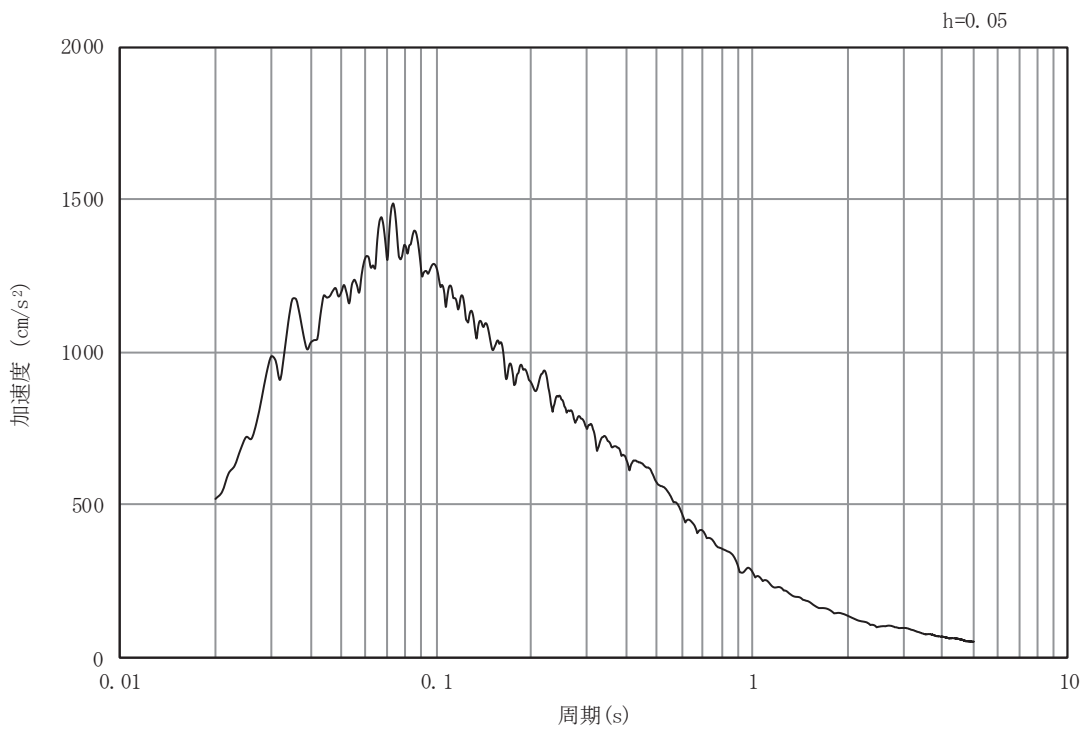


(b) 加速度応答スペクトル

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)

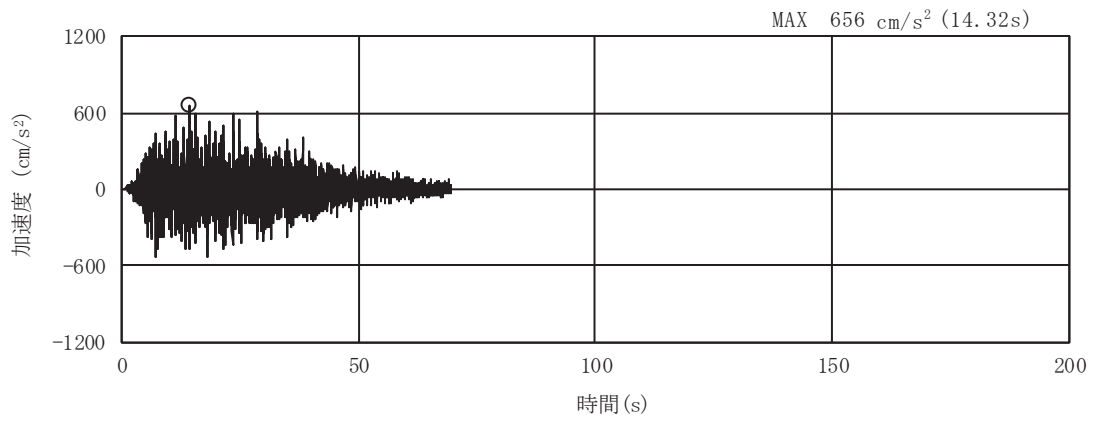


(a) 加速度時刻歴波形

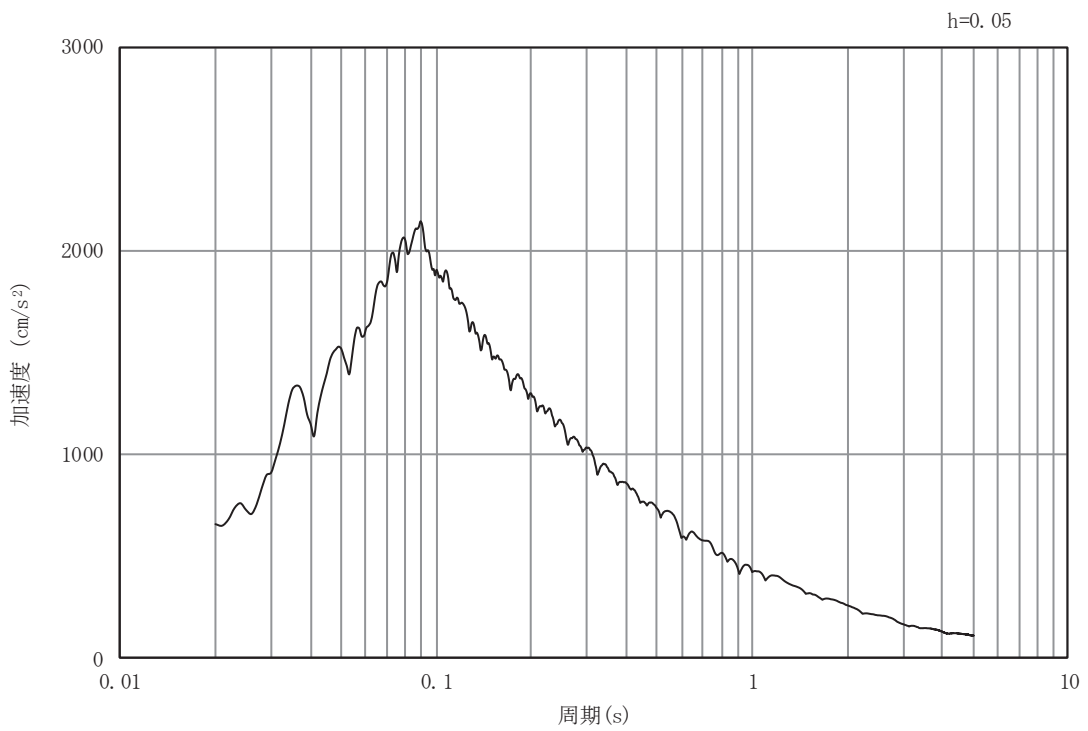


(b) 加速度応答スペクトル

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)

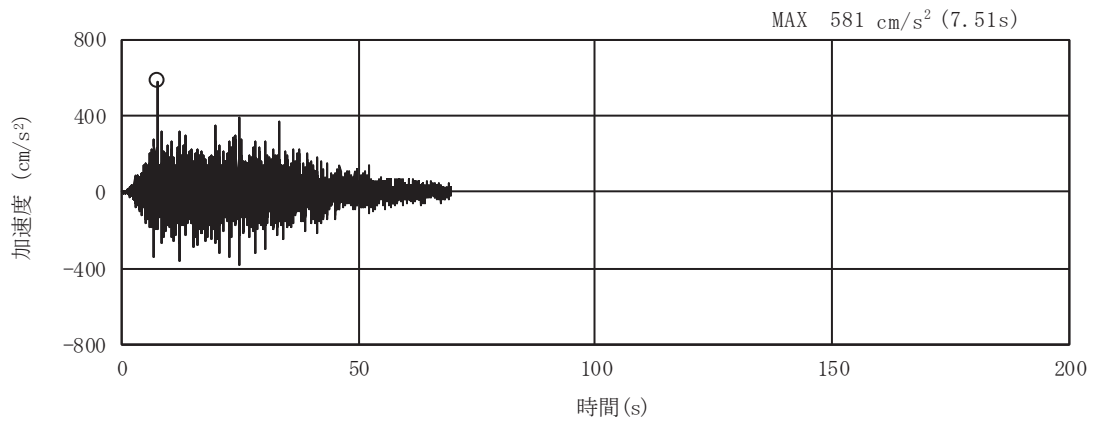


(a) 加速度時刻歴波形

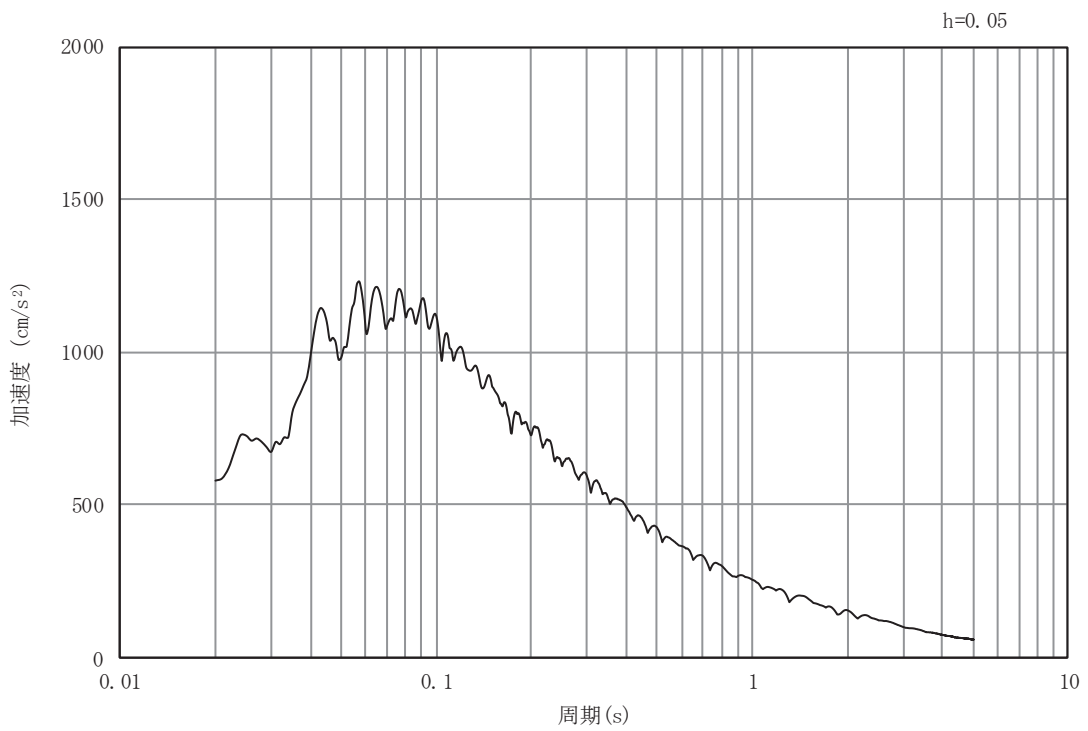


(b) 加速度応答スペクトル

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)

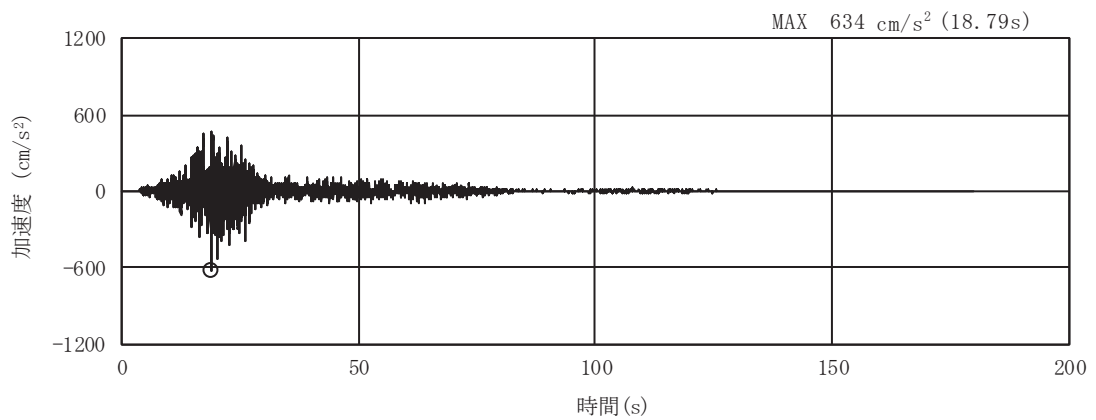


(a) 加速度時刻歴波形

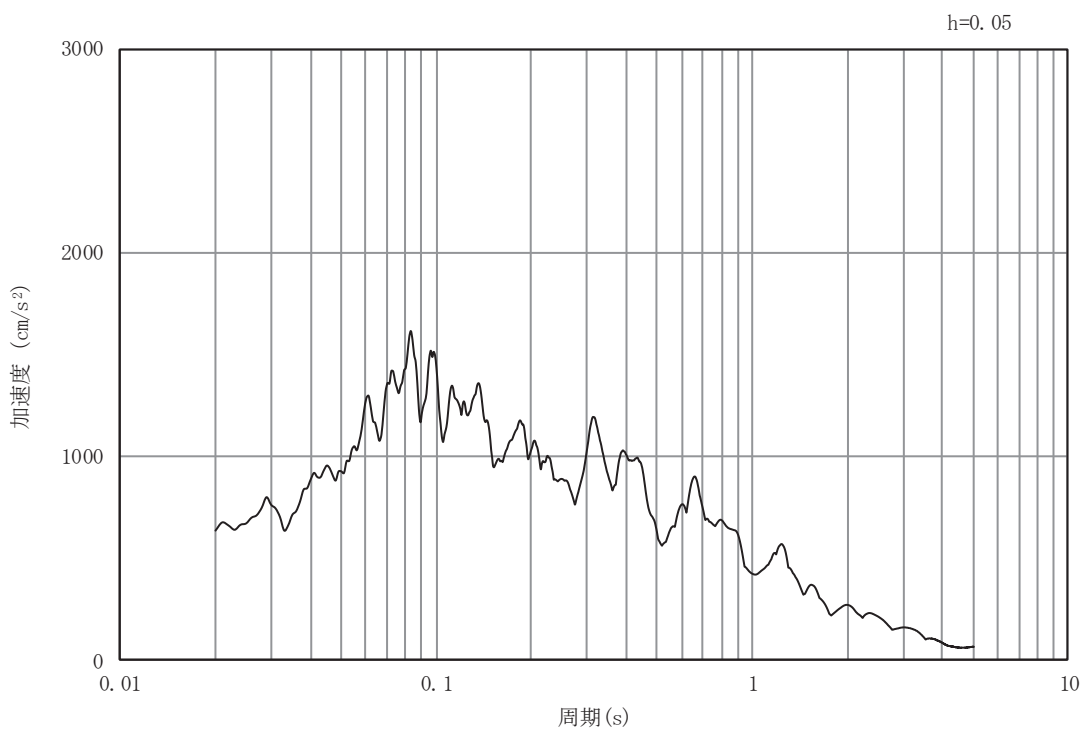


(b) 加速度応答スペクトル

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)

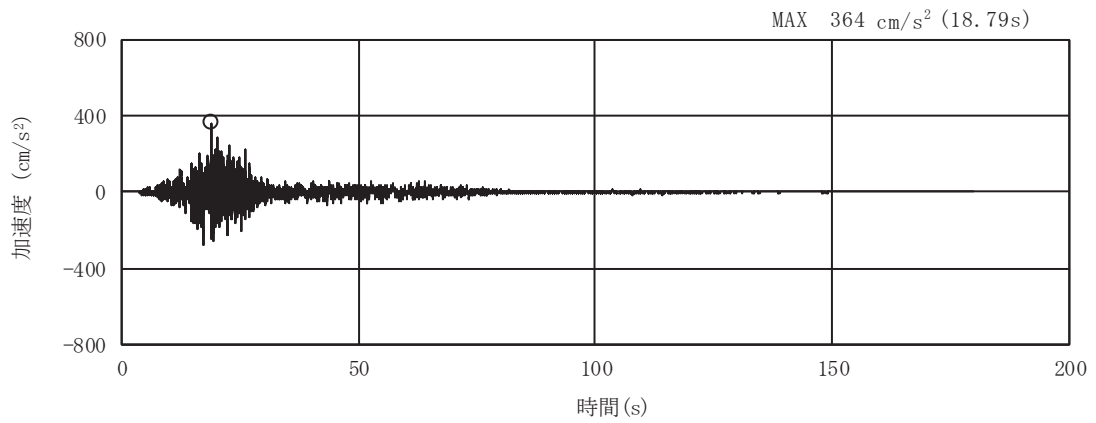


(a) 加速度時刻歴波形

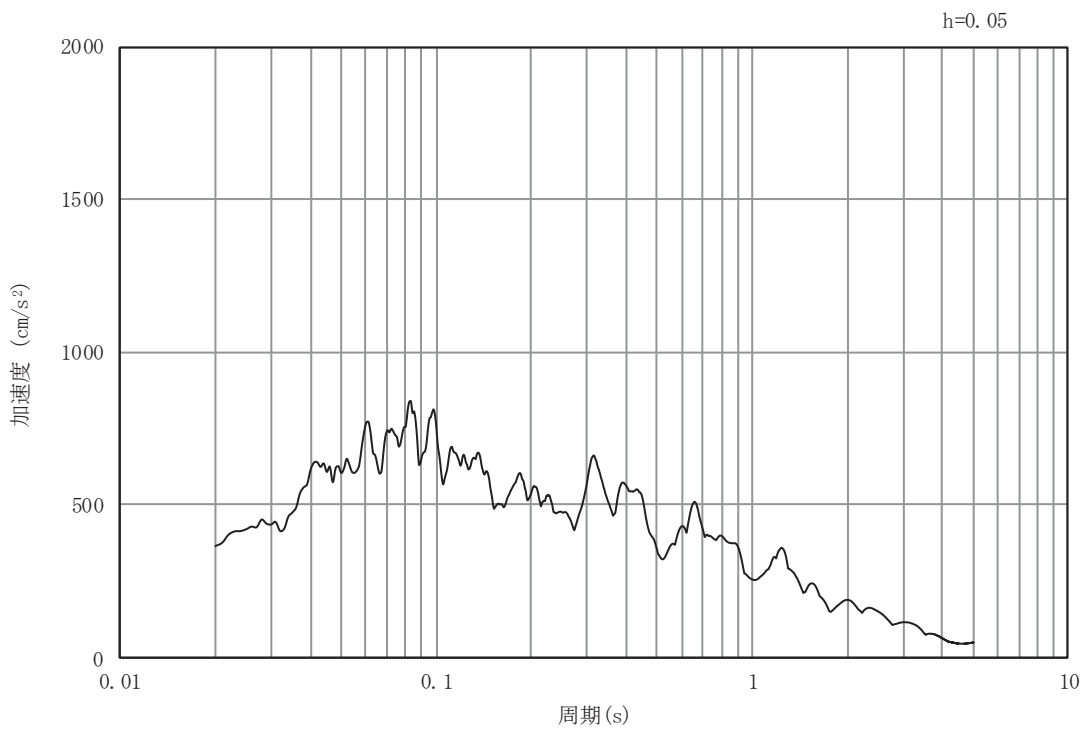


(b) 加速度応答スペクトル

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)

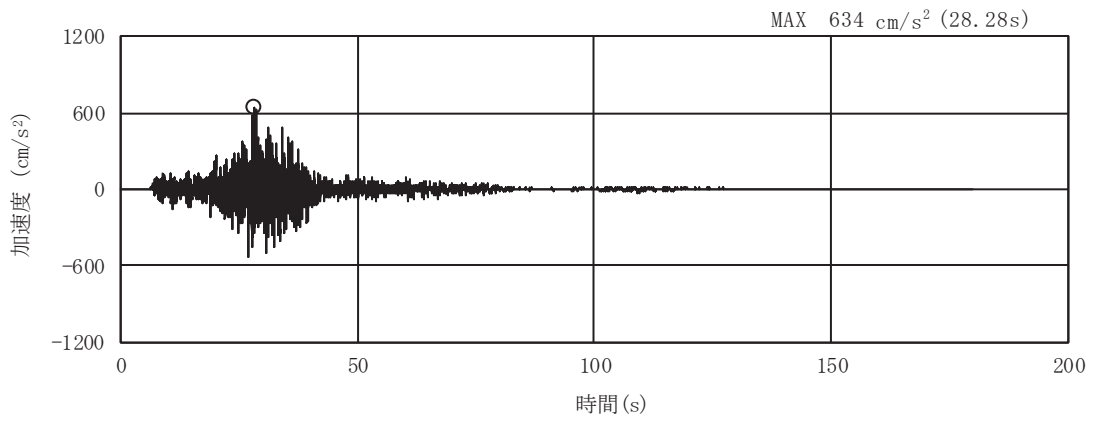


(a) 加速度時刻歴波形

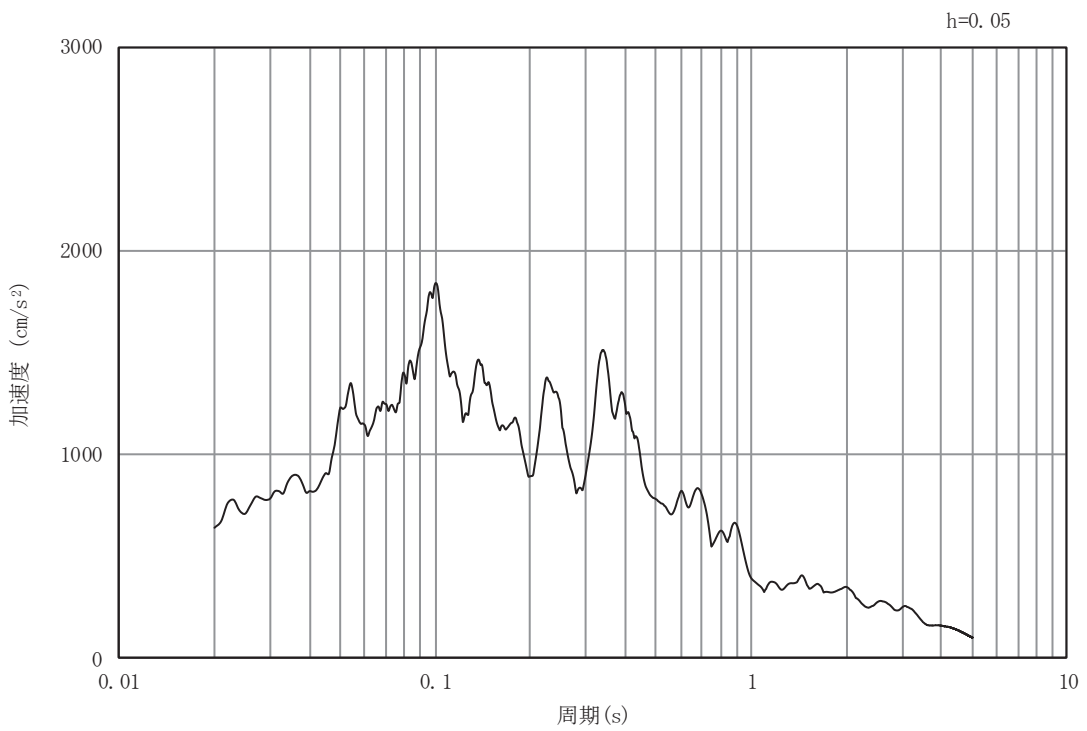


(b) 加速度応答スペクトル

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)

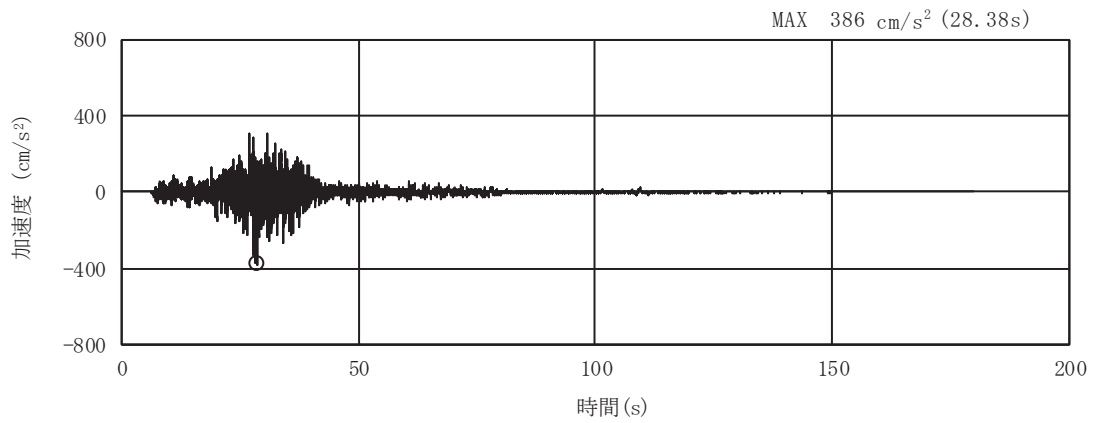


(a) 加速度時刻歴波形

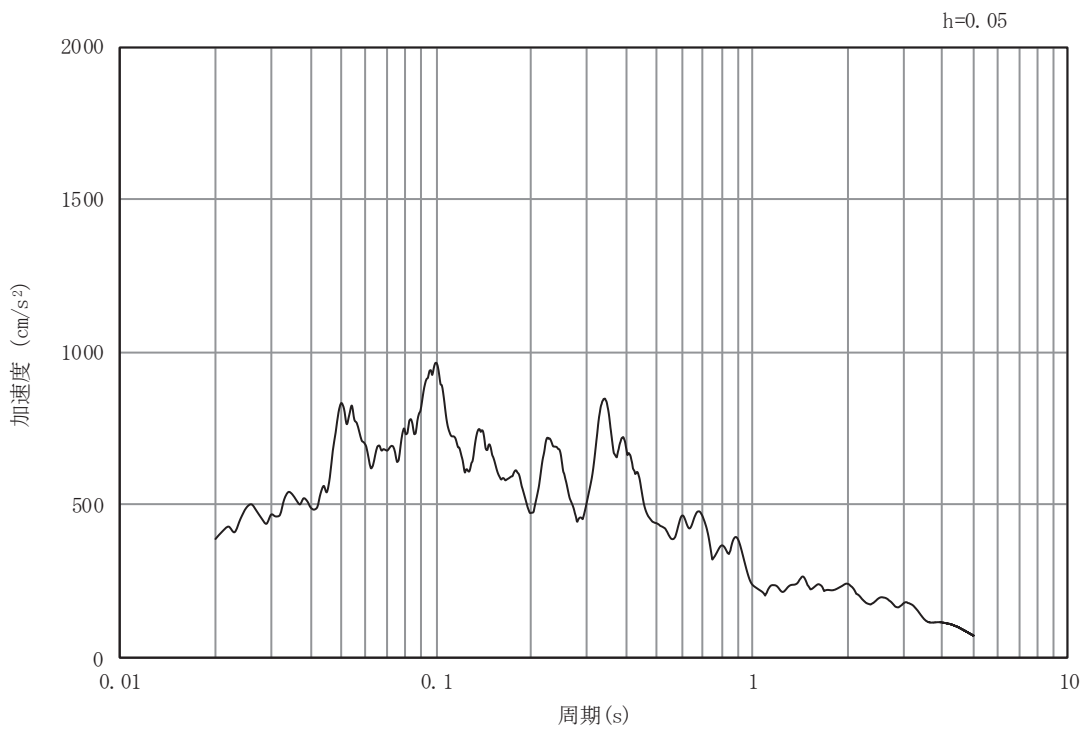


(b) 加速度応答スペクトル

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)

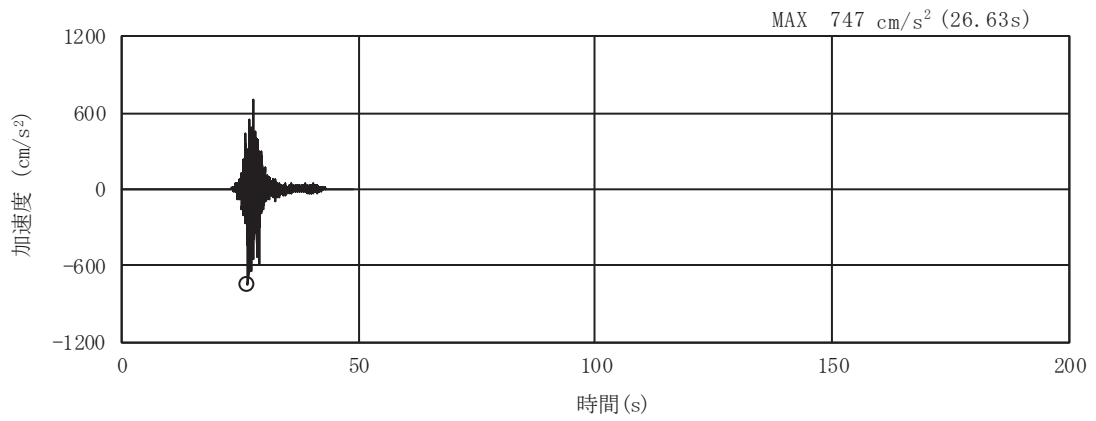


(a) 加速度時刻歴波形

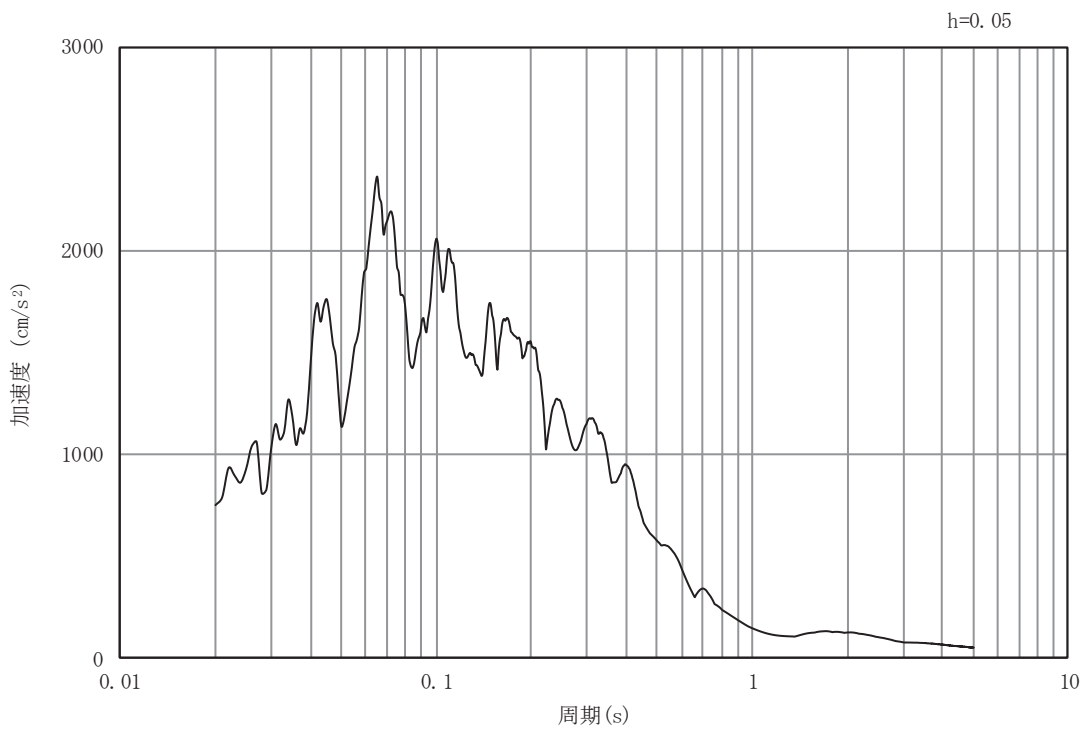


(b) 加速度応答スペクトル

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)

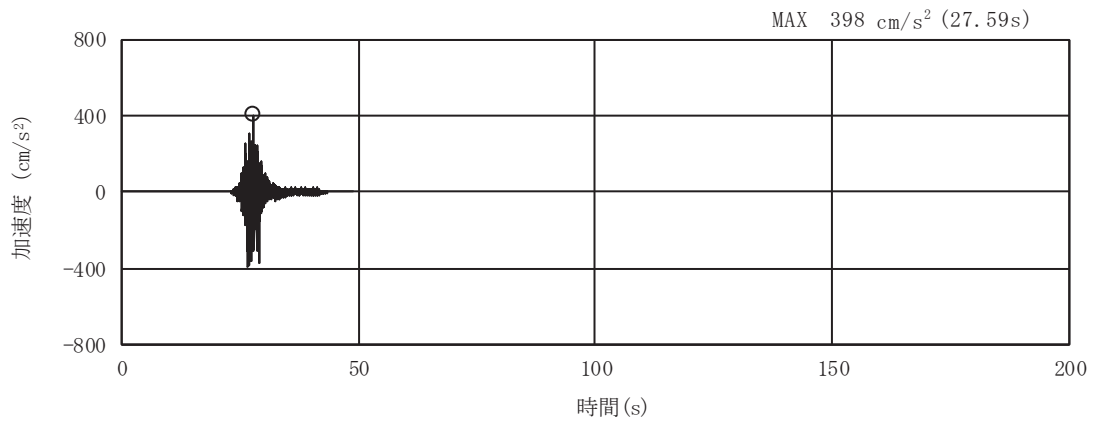


(a) 加速度時刻歴波形

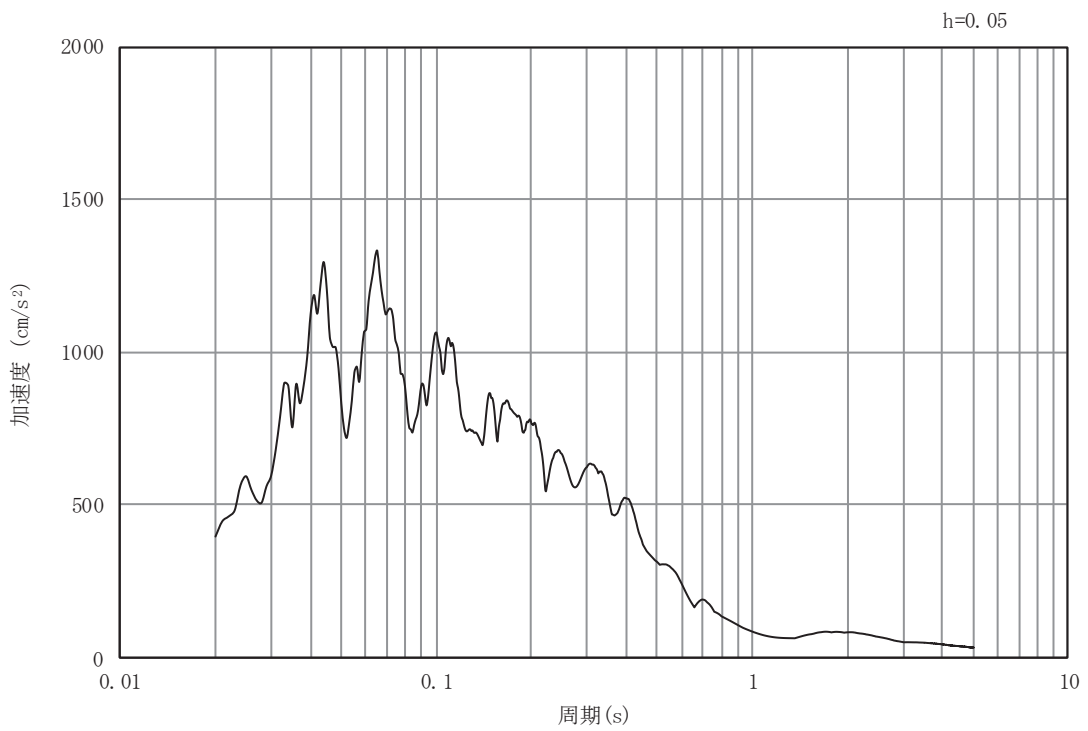


(b) 加速度応答スペクトル

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)

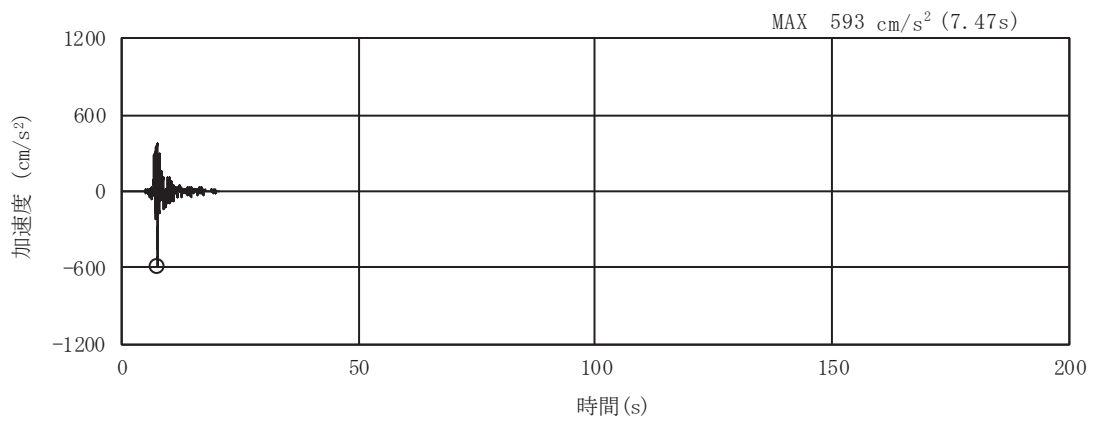


(a) 加速度時刻歴波形

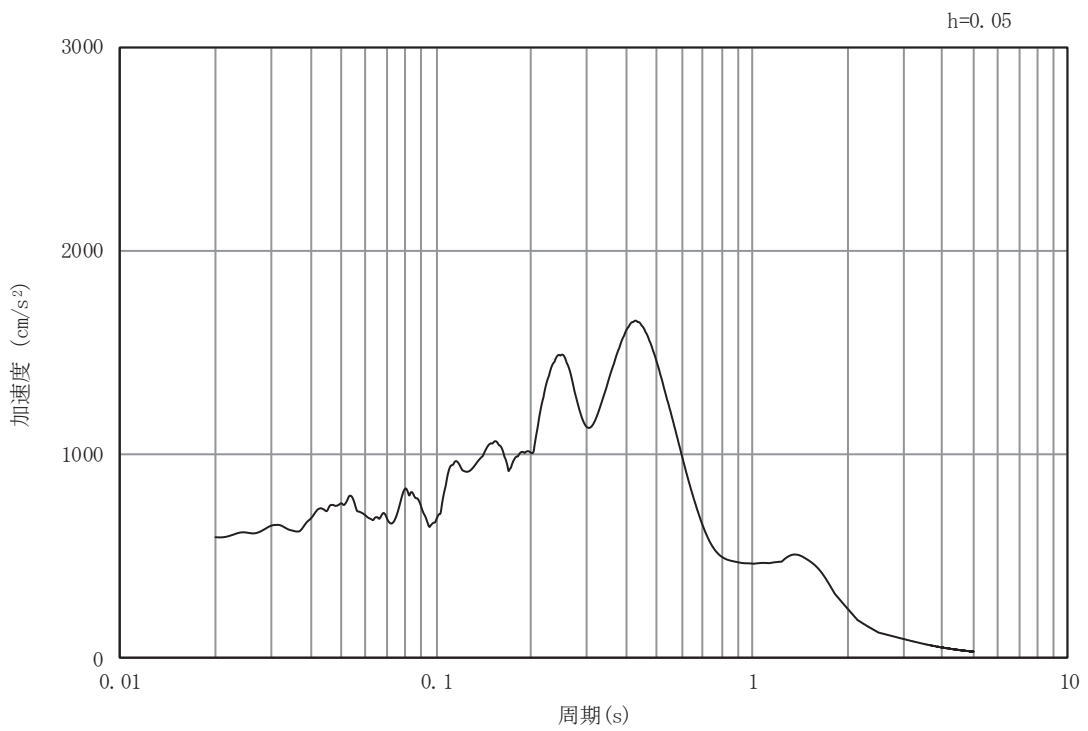


(b) 加速度応答スペクトル

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)

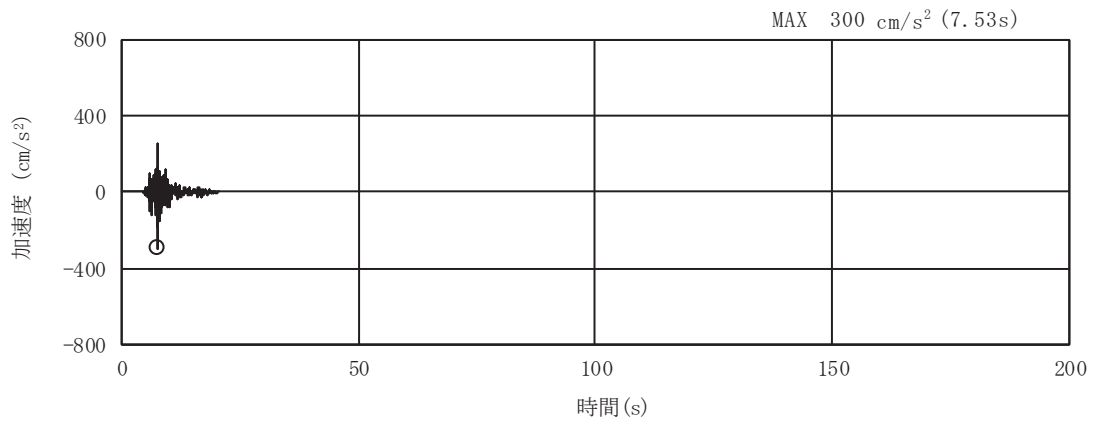


(a) 加速度時刻歴波形

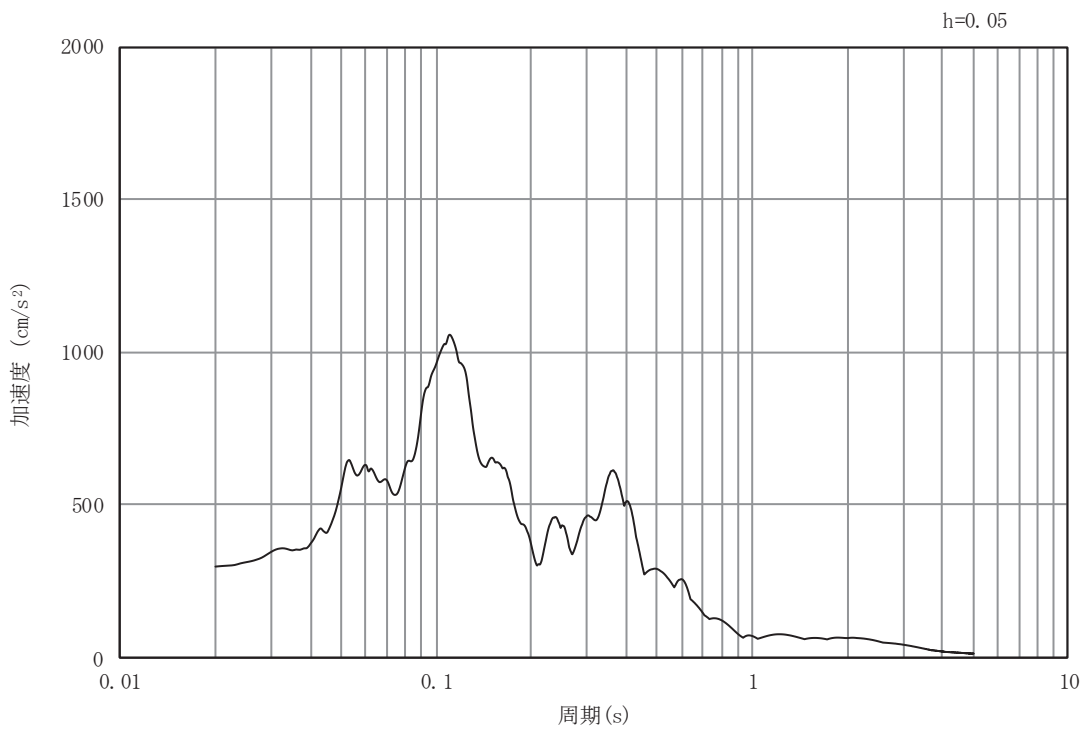


(b) 加速度応答スペクトル

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)

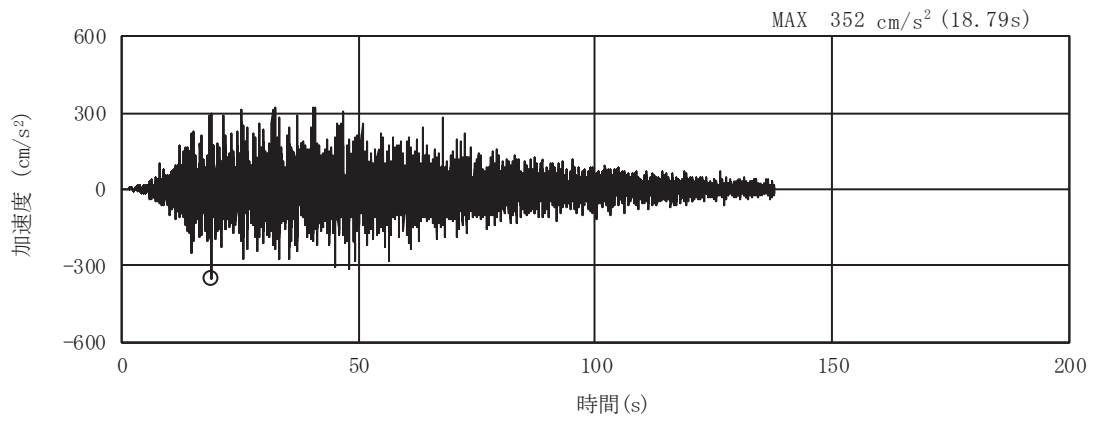


(a) 加速度時刻歴波形

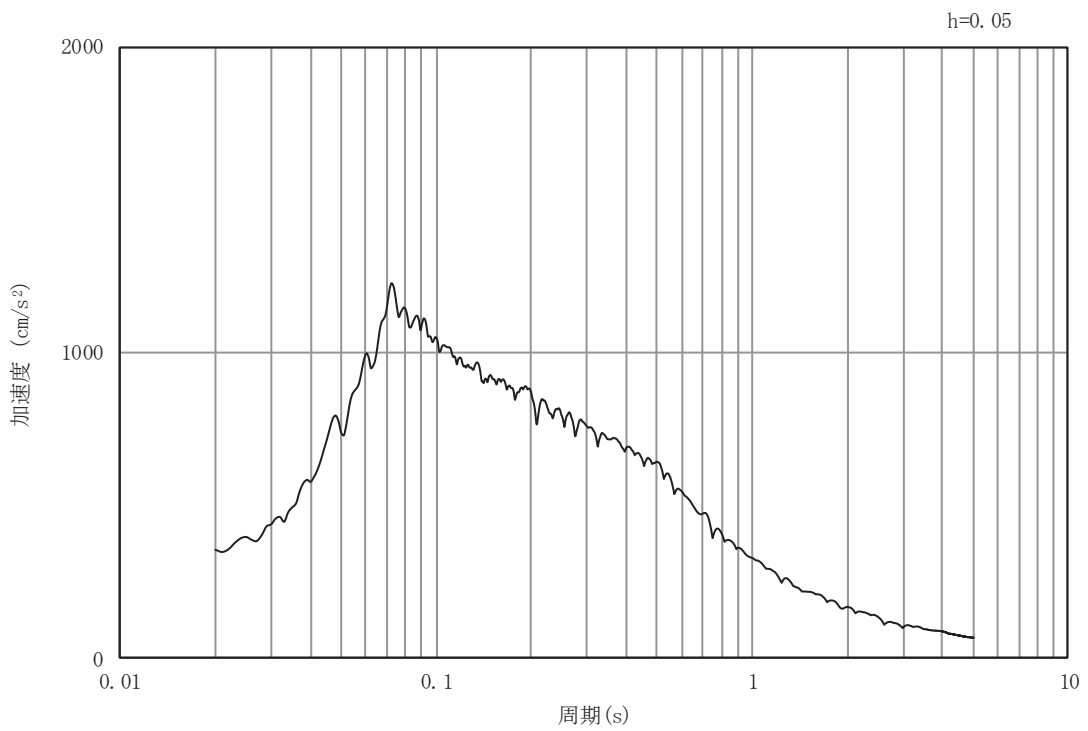


(b) 加速度応答スペクトル

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)

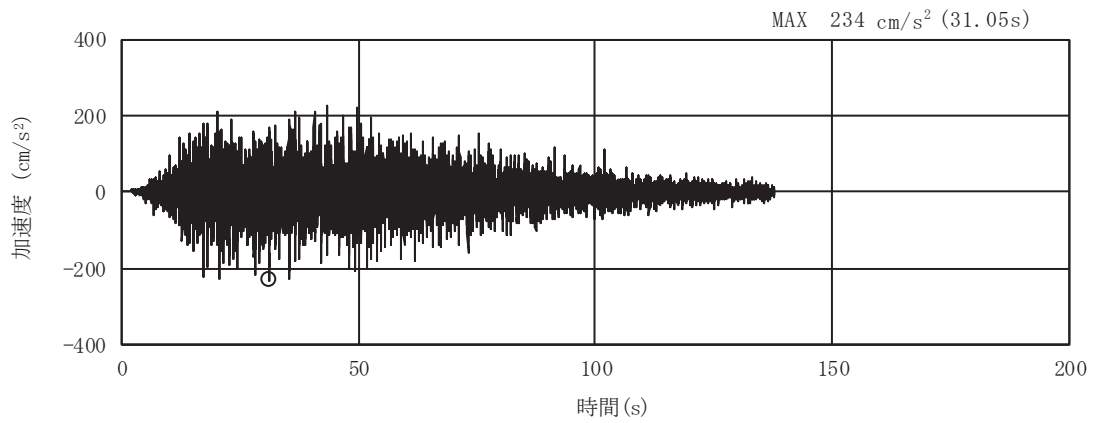


(a) 加速度時刻歴波形

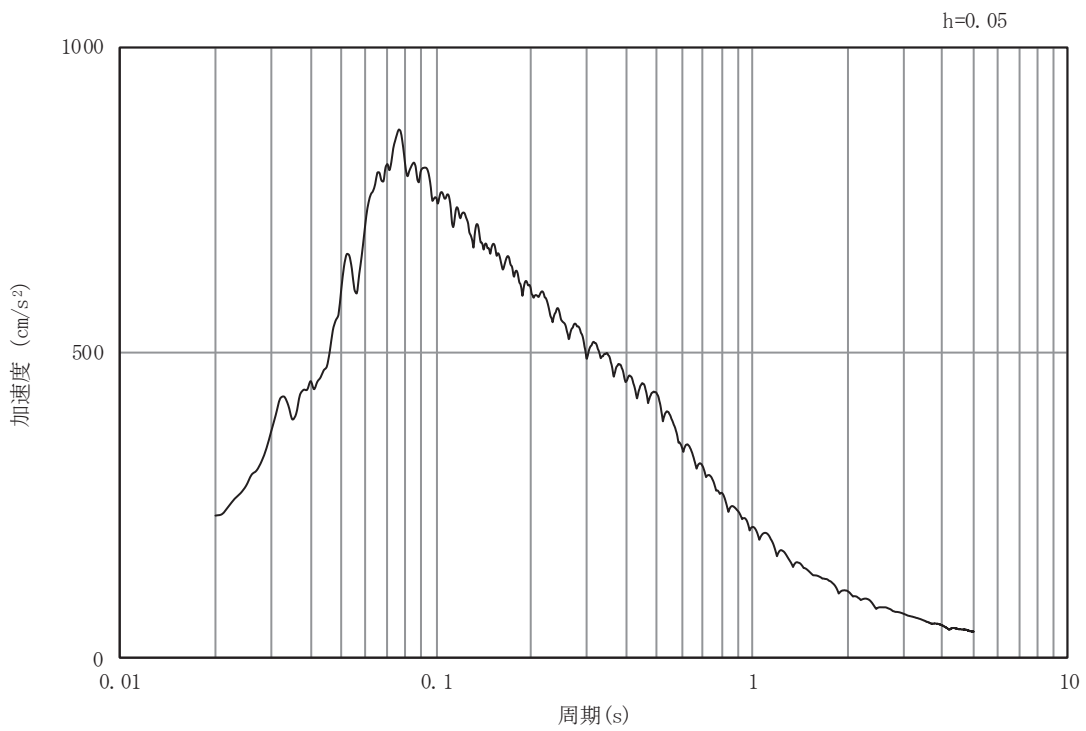


(b) 加速度応答スペクトル

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)

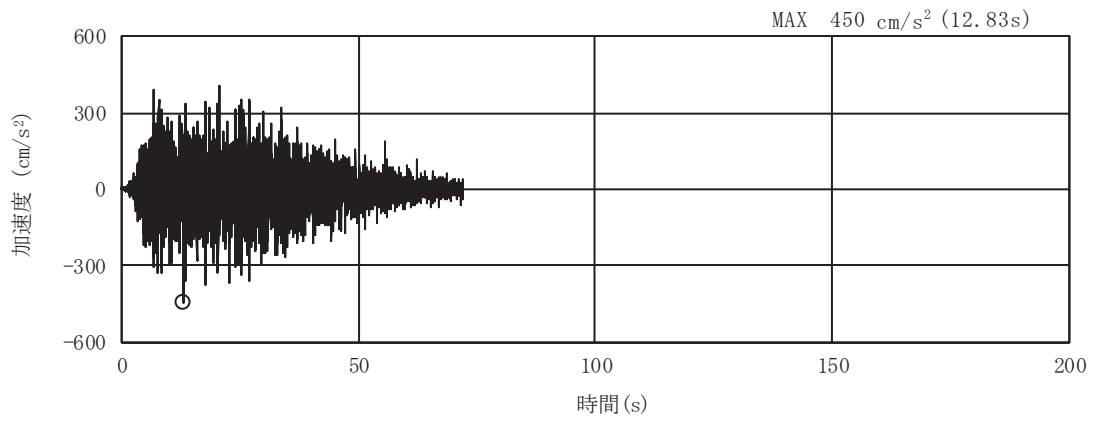


(a) 加速度時刻歴波形

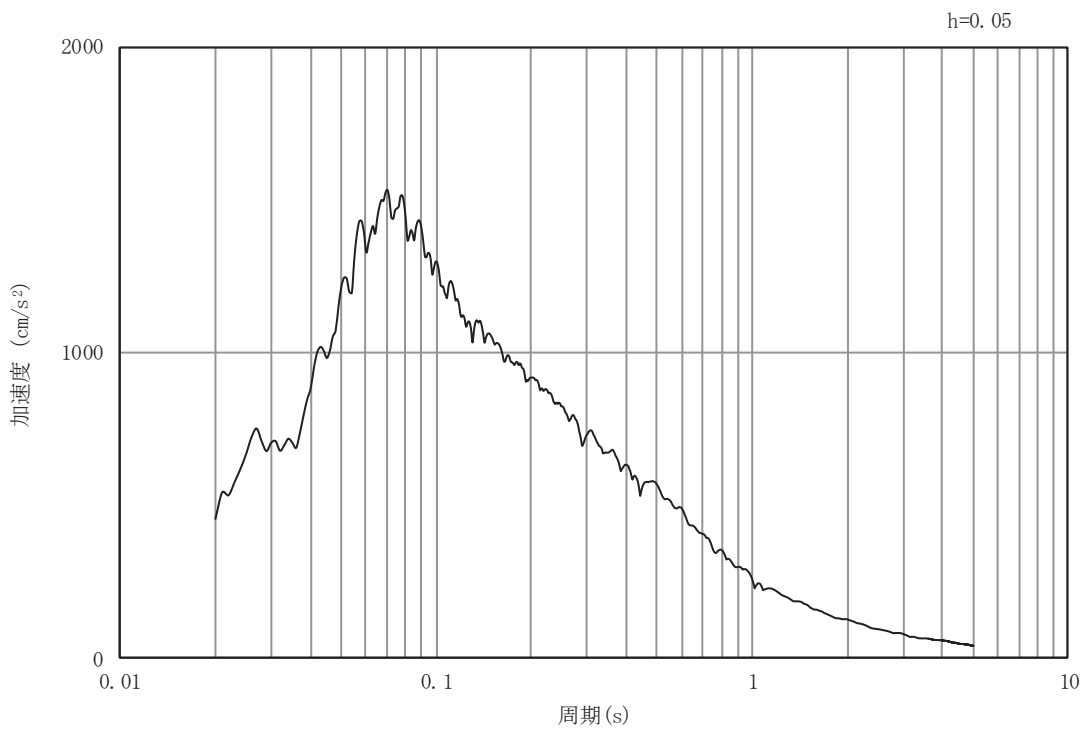


(b) 加速度応答スペクトル

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)

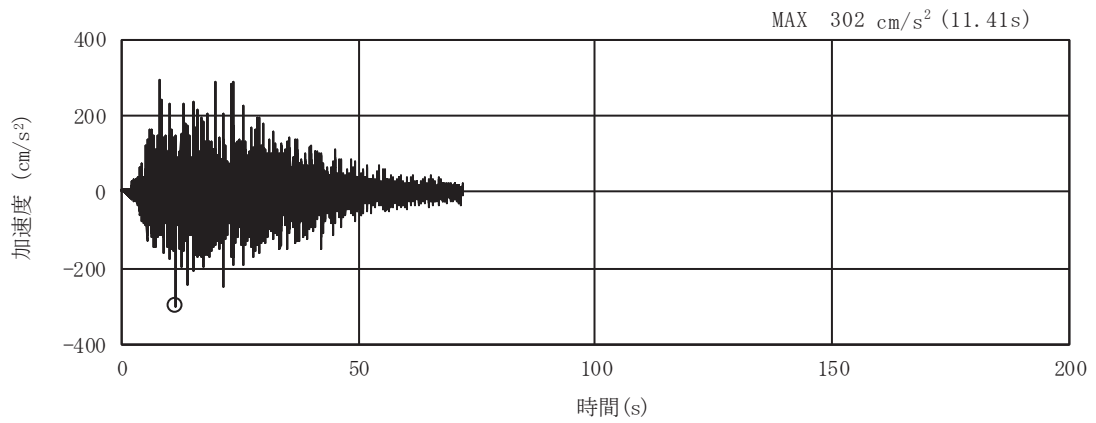


(a) 加速度時刻歴波形

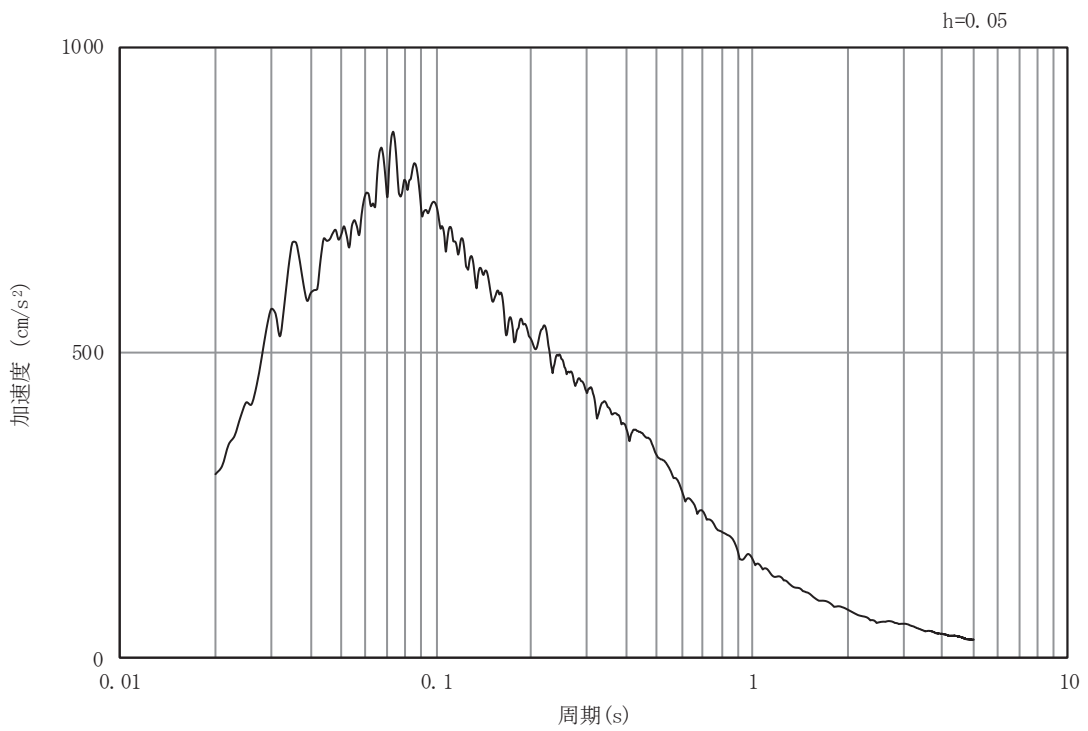


(b) 加速度応答スペクトル

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)

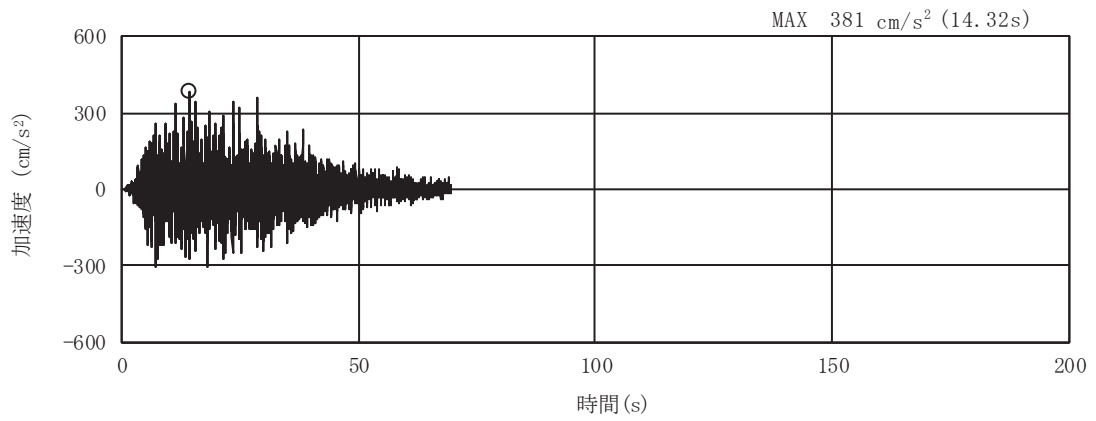


(a) 加速度時刻歴波形

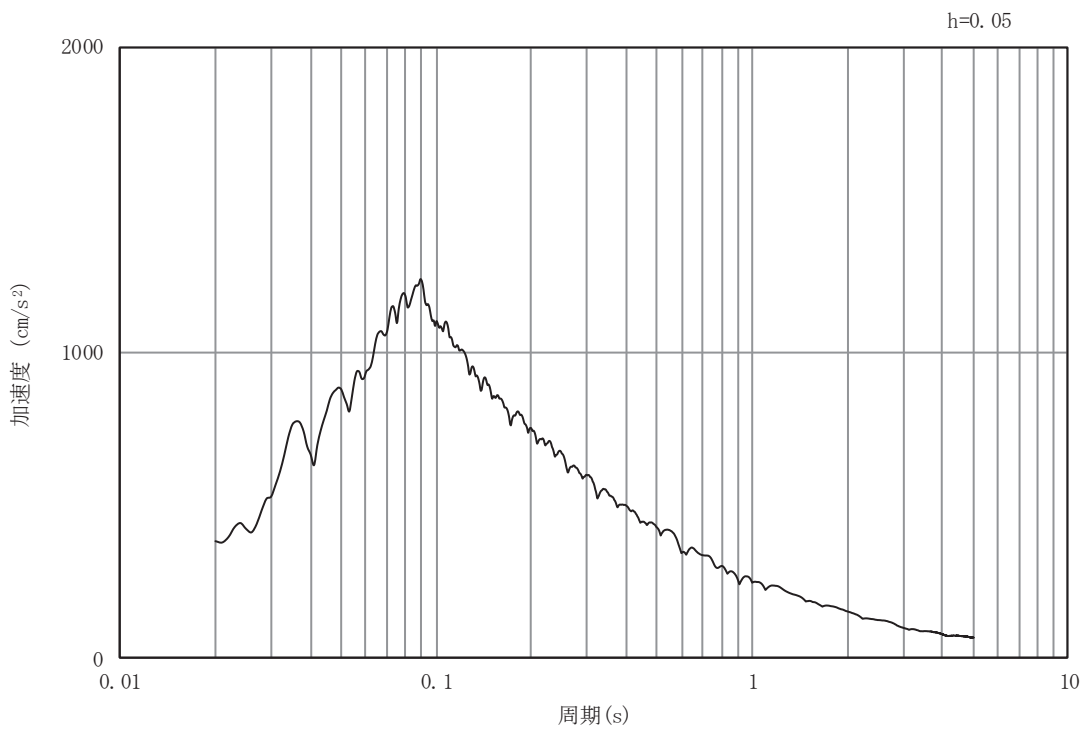


(b) 加速度応答スペクトル

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)

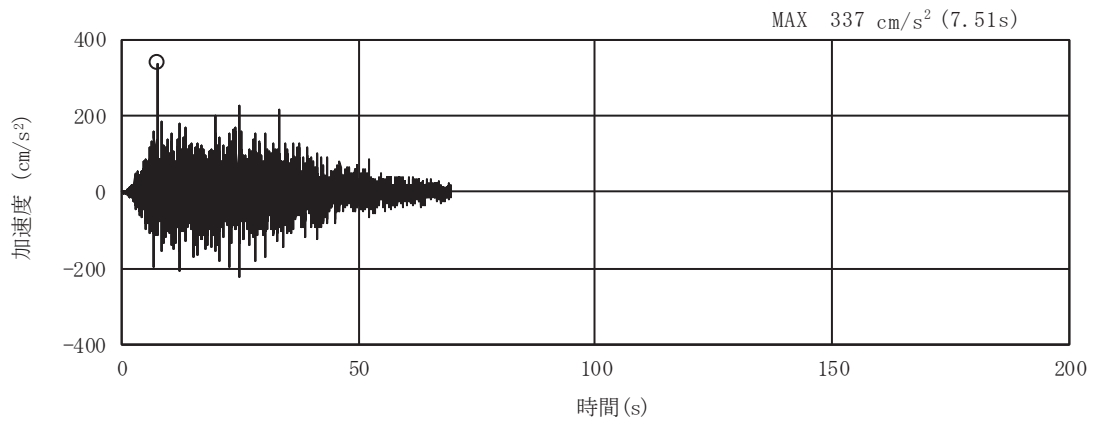


(a) 加速度時刻歴波形

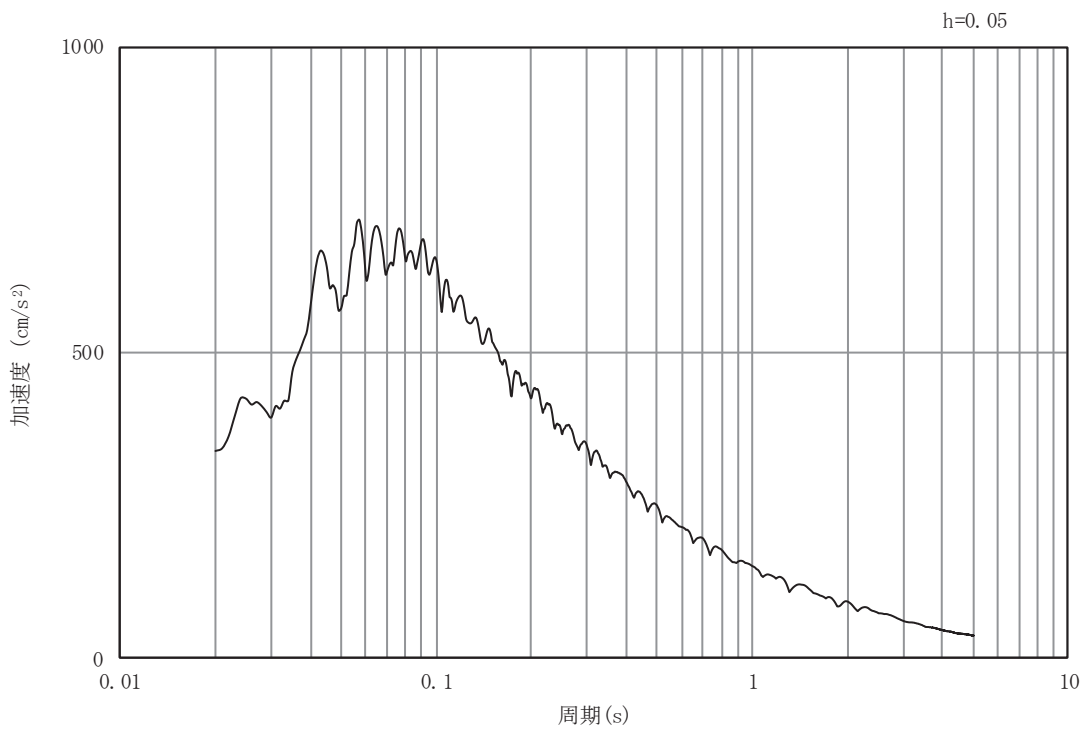


(b) 加速度応答スペクトル

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)

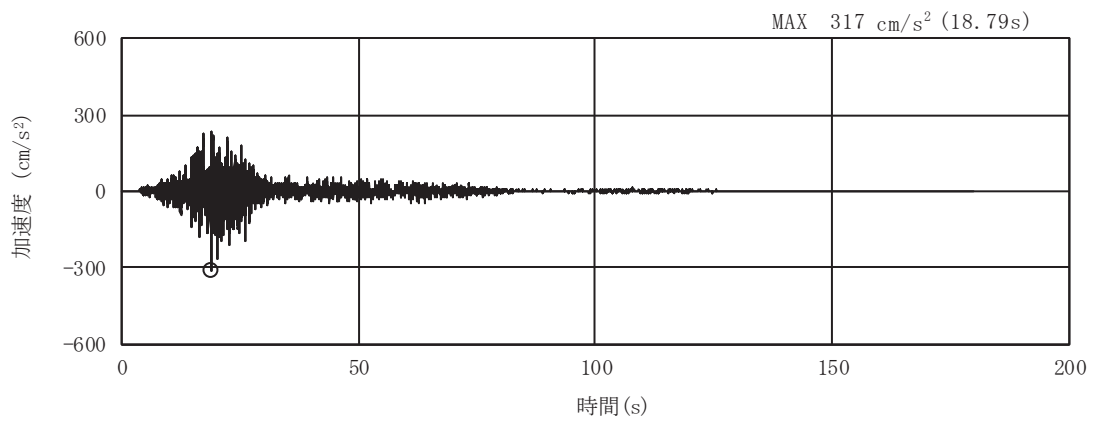


(a) 加速度時刻歴波形

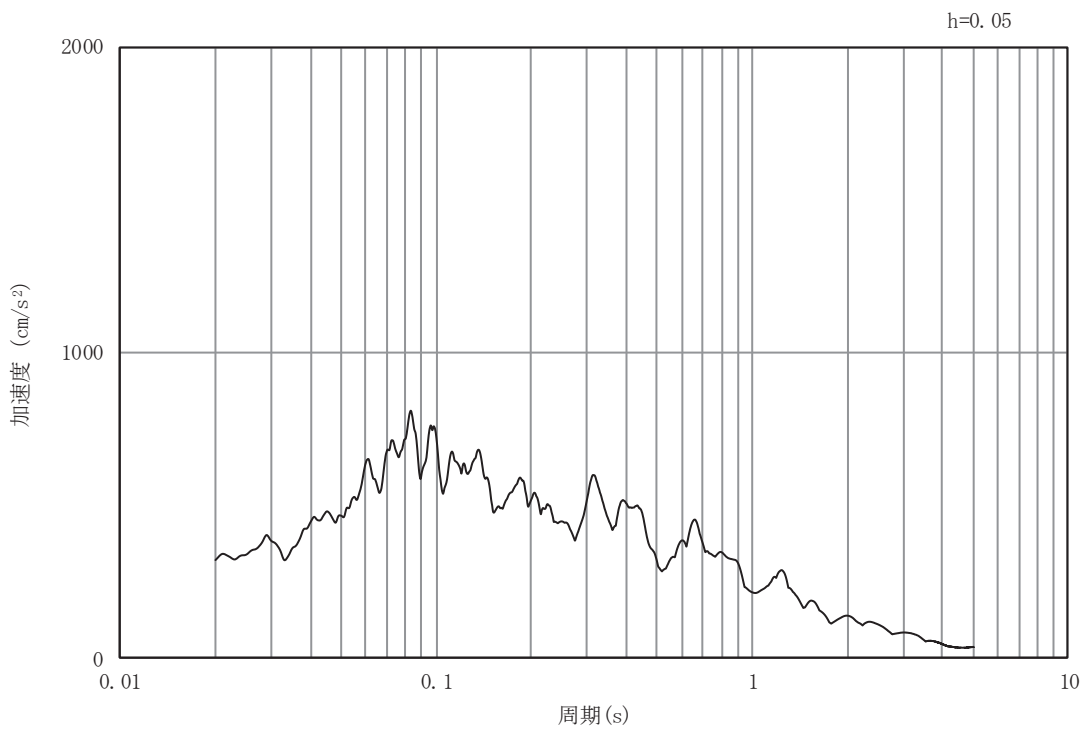


(b) 加速度応答スペクトル

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)

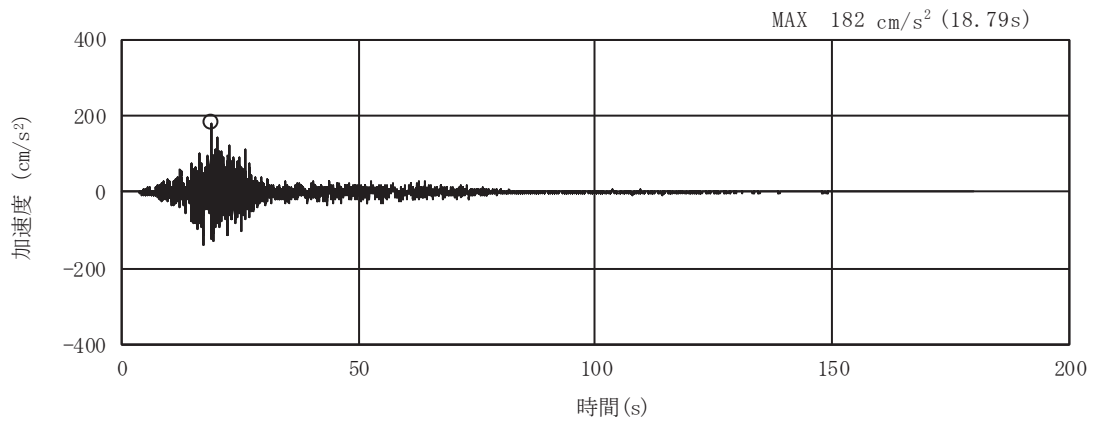


(a) 加速度時刻歴波形

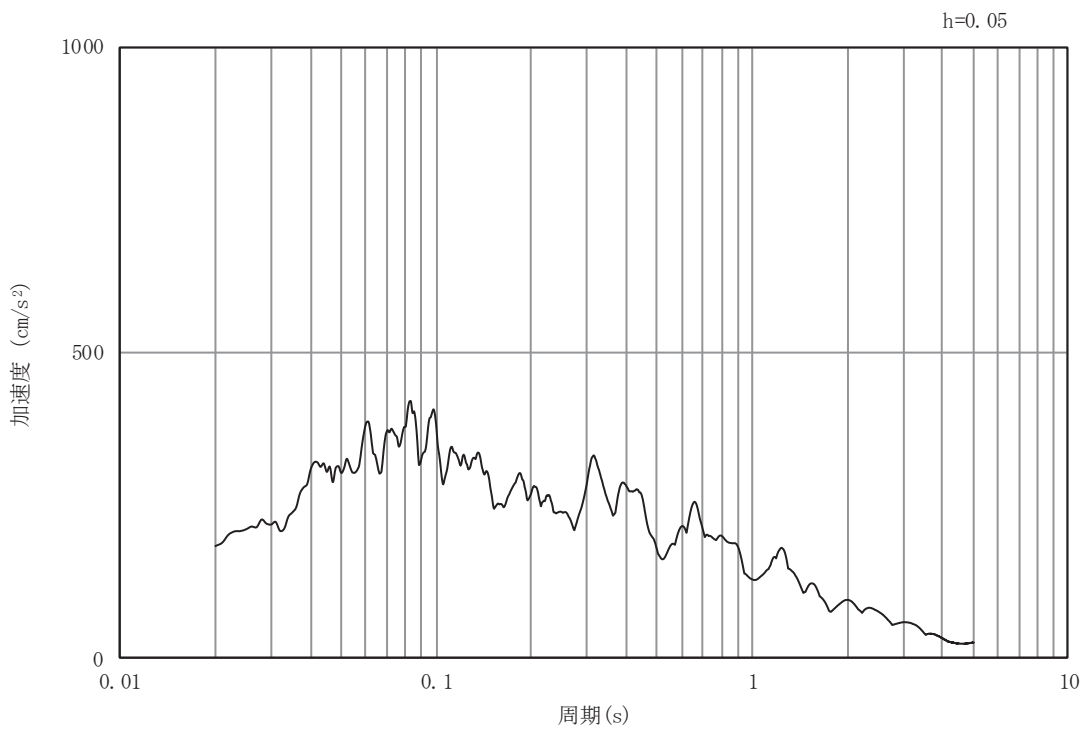


(b) 加速度応答スペクトル

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）

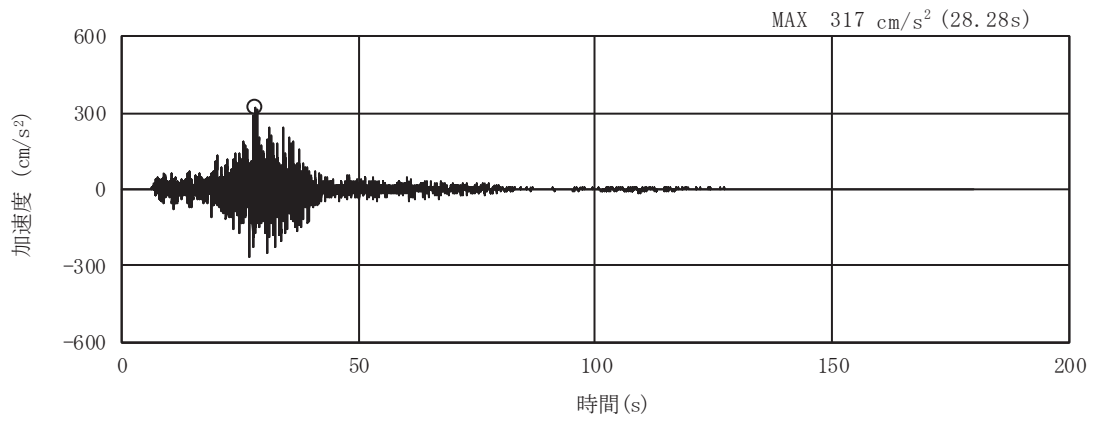


(a) 加速度時刻歴波形

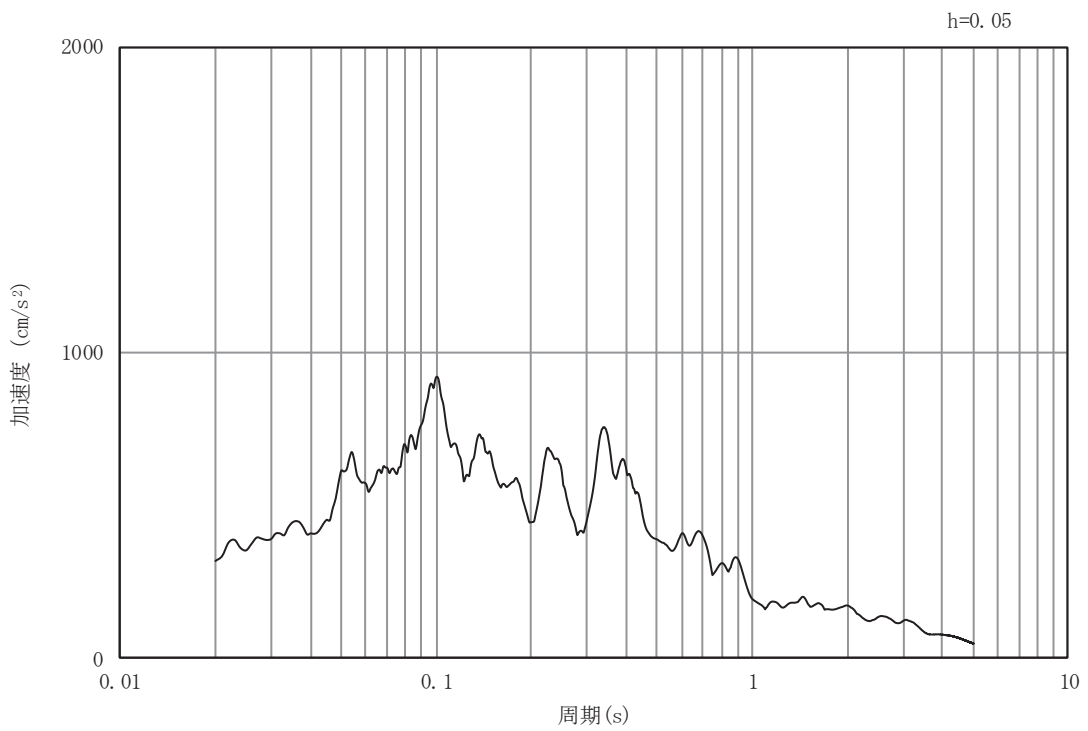


(b) 加速度応答スペクトル

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)

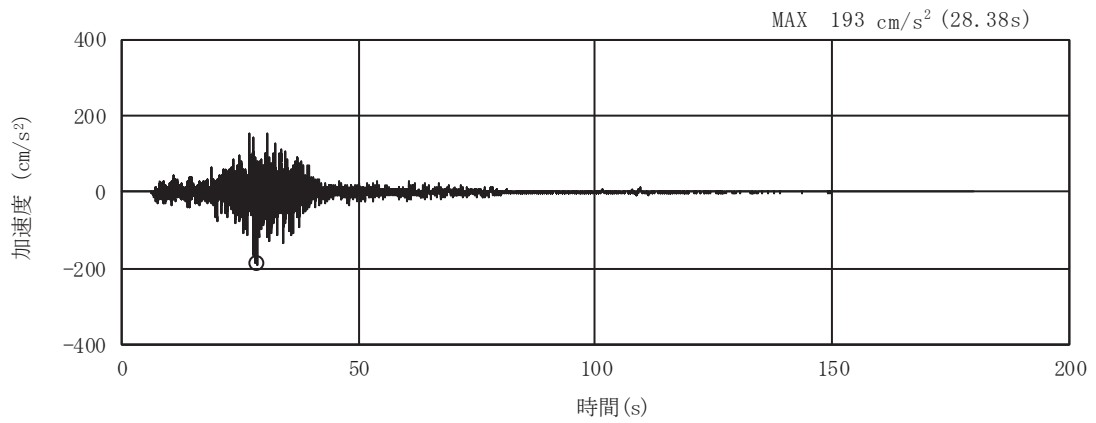


(a) 加速度時刻歴波形

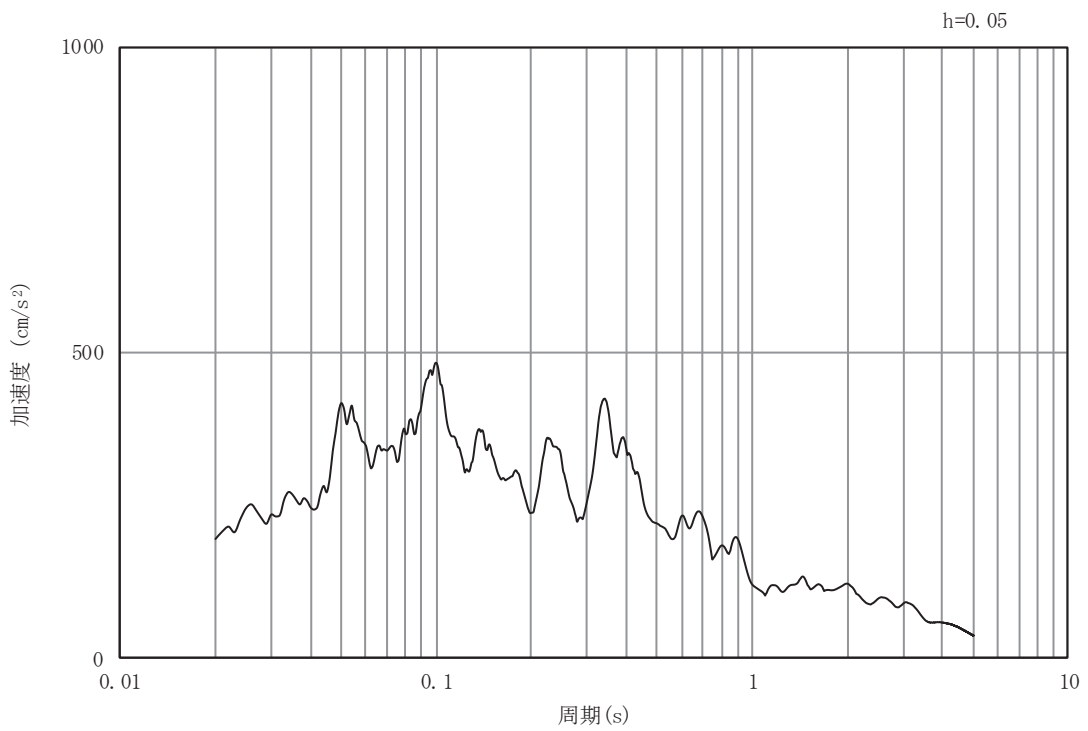


(b) 加速度応答スペクトル

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)

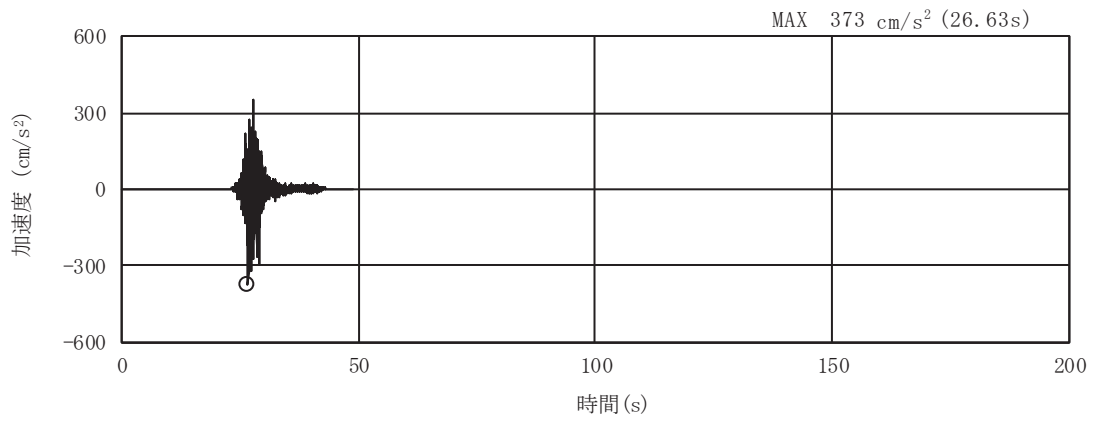


(a) 加速度時刻歴波形

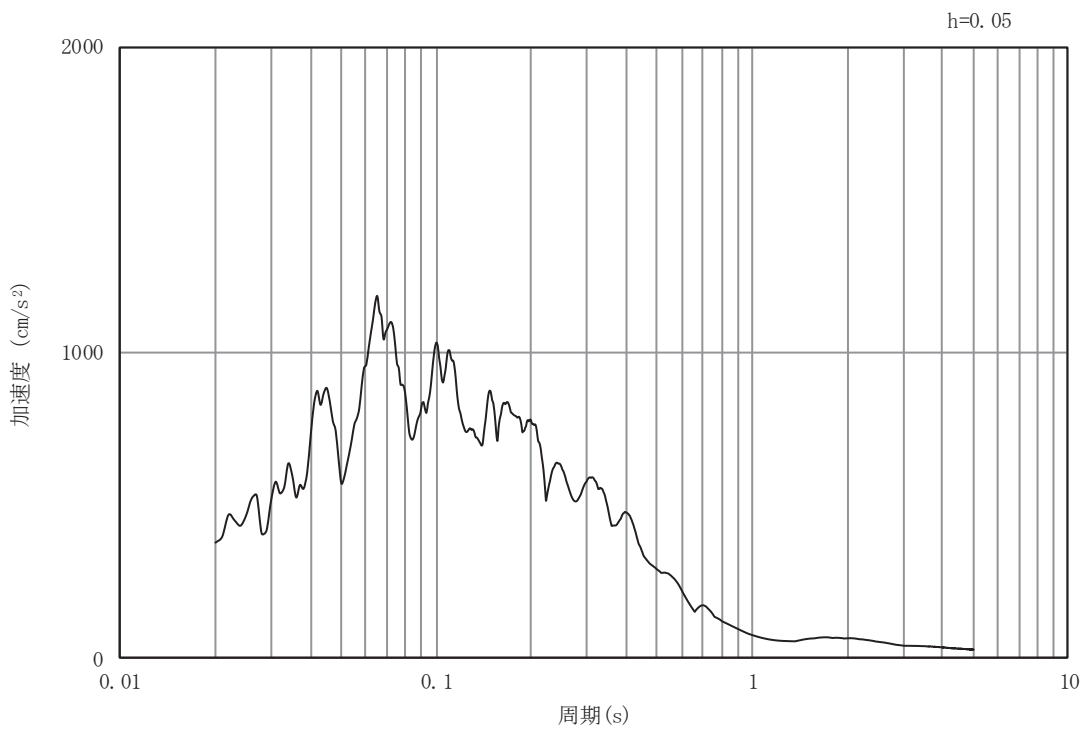


(b) 加速度応答スペクトル

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)

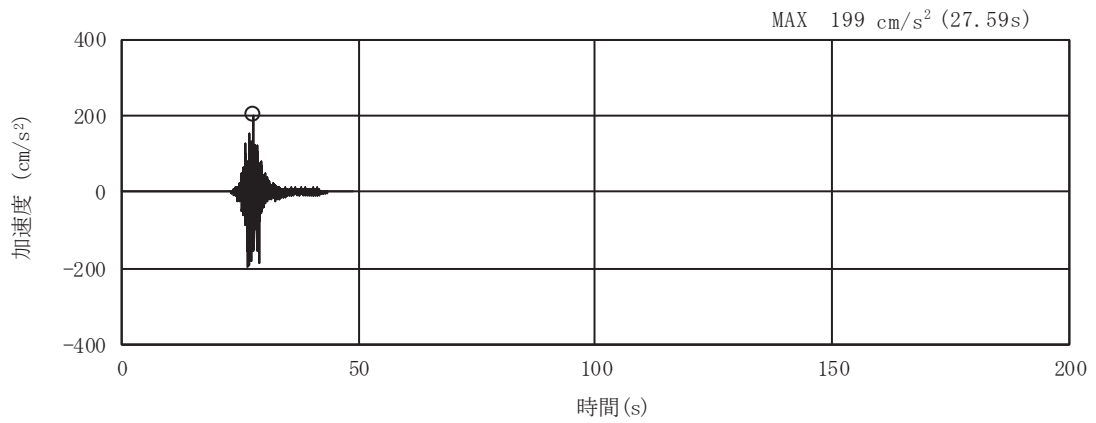


(a) 加速度時刻歴波形

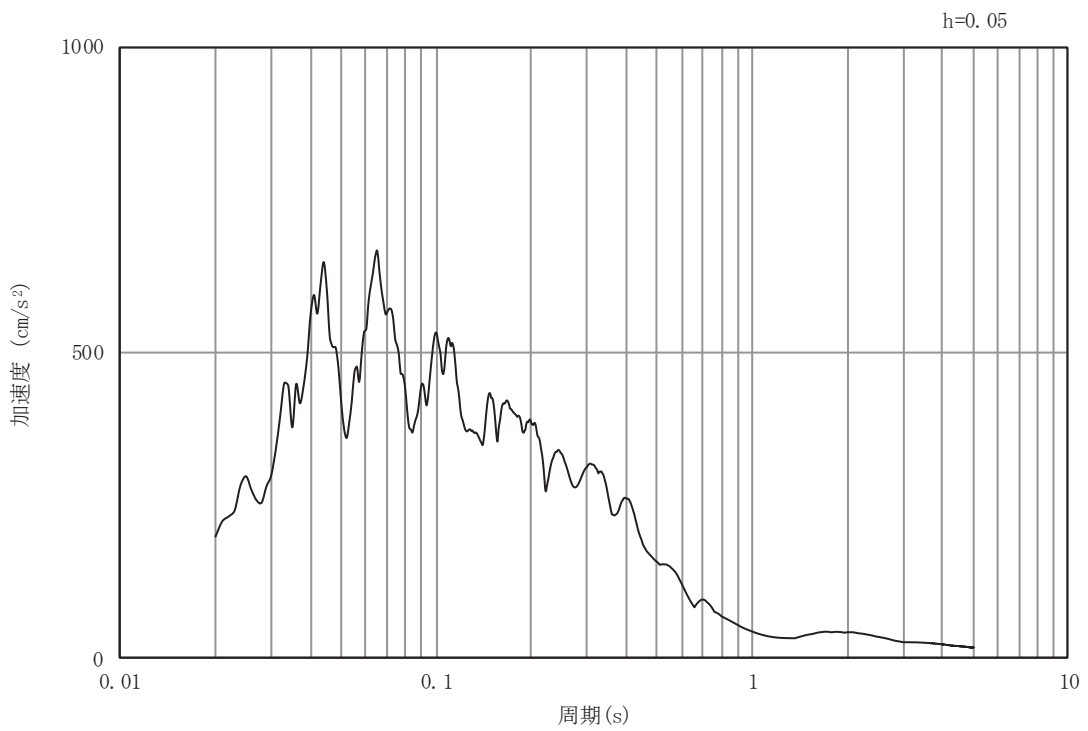


(b) 加速度応答スペクトル

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)

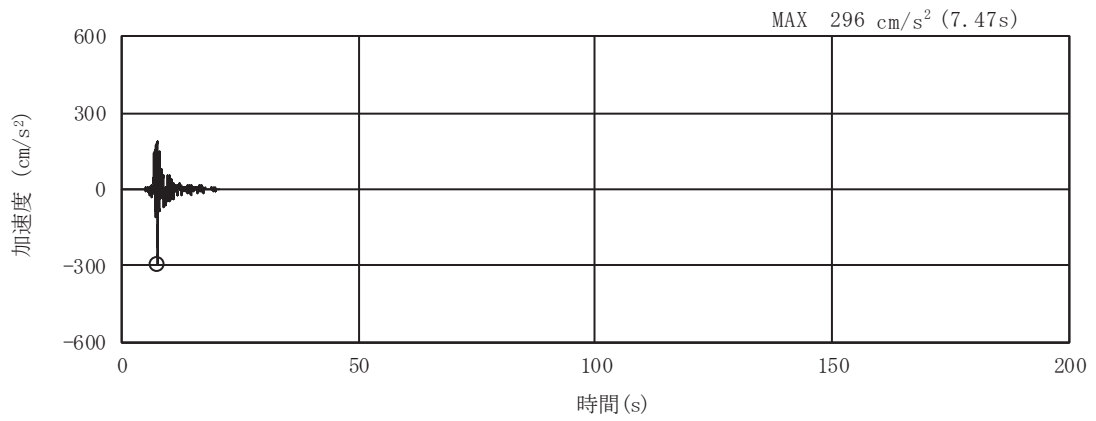


(a) 加速度時刻歴波形

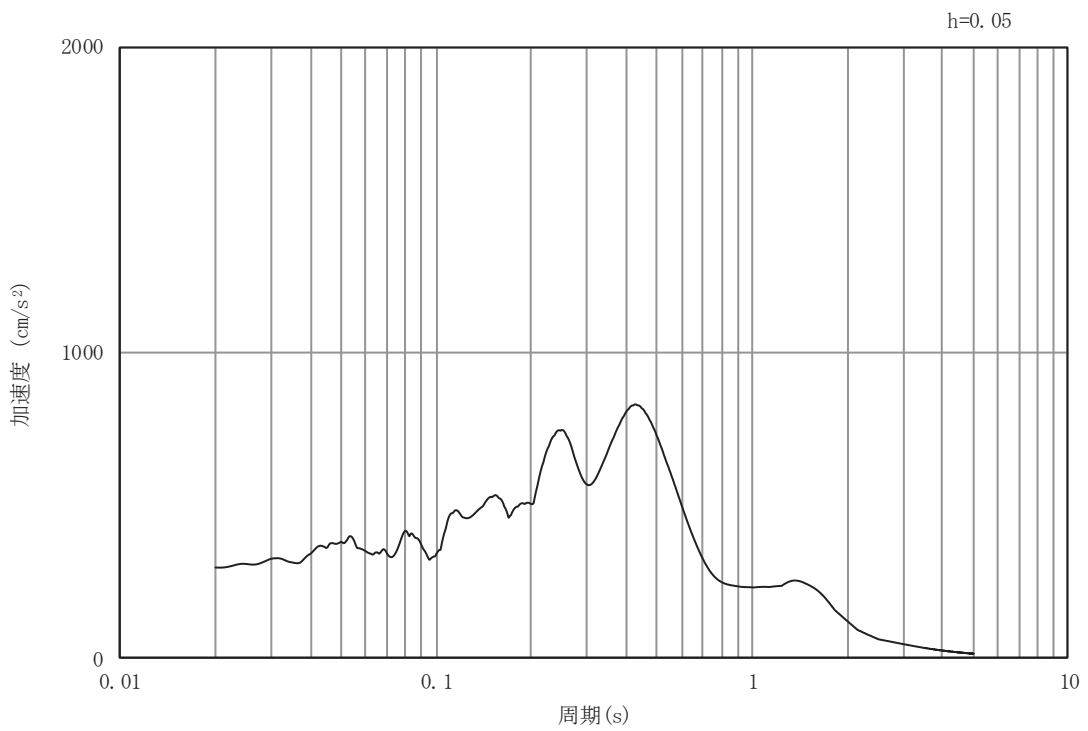


(b) 加速度応答スペクトル

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)

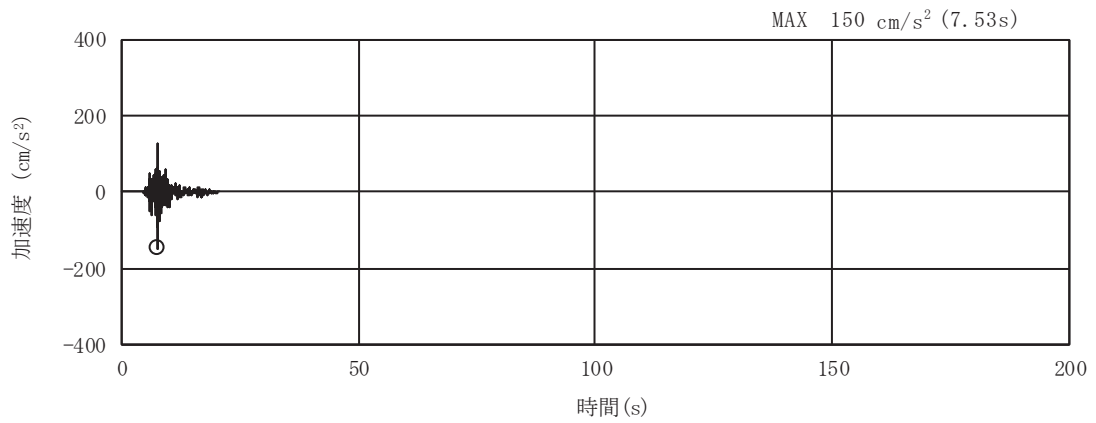


(a) 加速度時刻歴波形

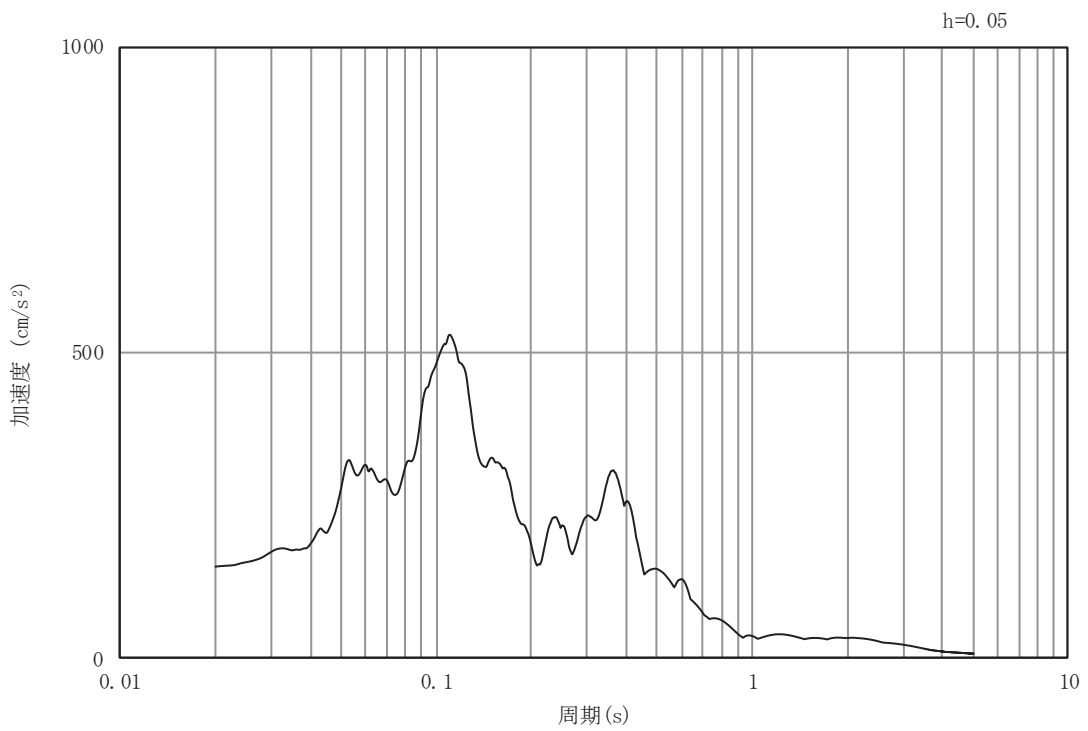


(b) 加速度応答スペクトル

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。部材端の断面検討に用いる曲げモーメントは、コンクリート標準示方書に基づき、図 3-8 の剛域を除いた点とする。なお、ハンチ部の部材厚は、ハンチの 1：3 より緩やかな部分を有効とする。

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）

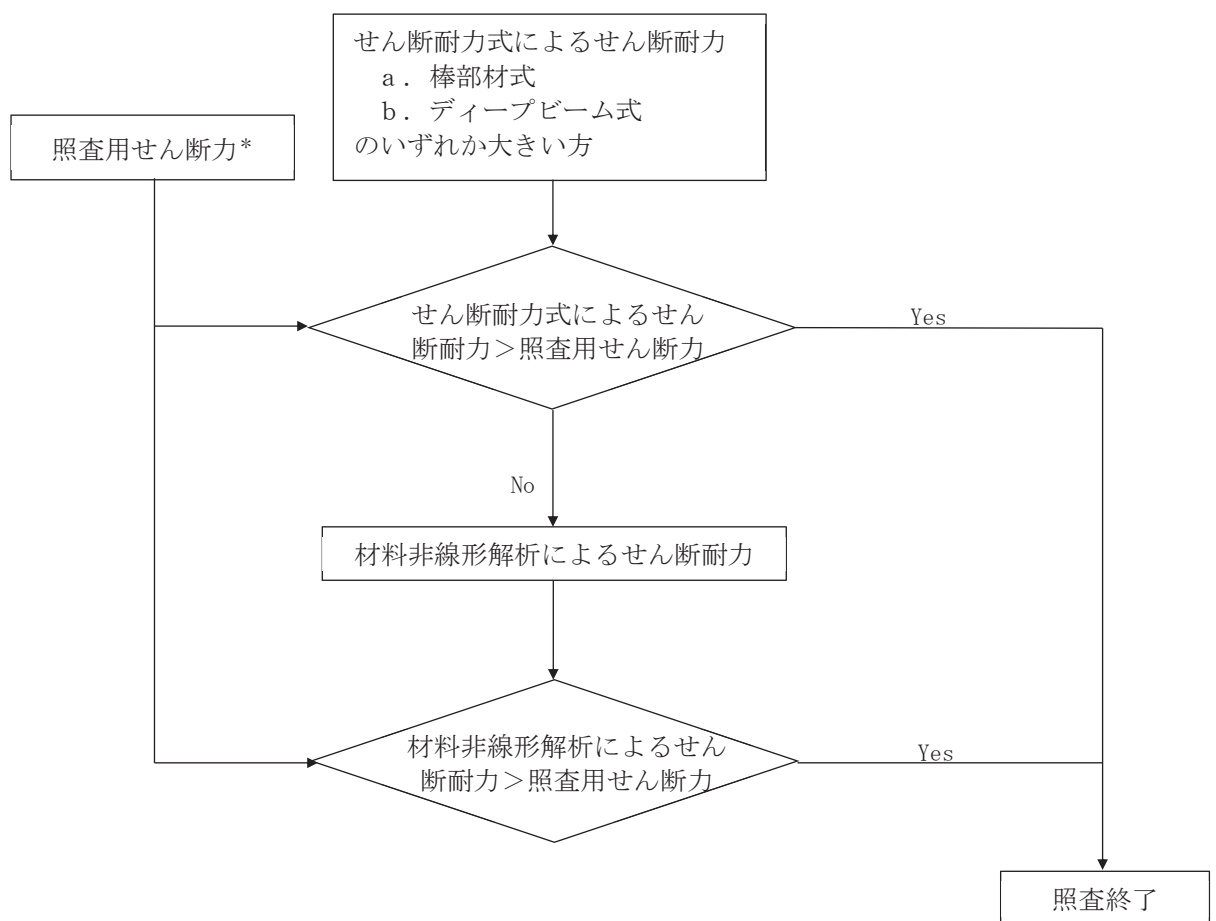
土砂部（断面①）の構造強度を有することの確認及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）のせん断破壊に対する許容限界は、土木学会マニュアルに基づくせん断耐力とする。

部材端の断面検討に用いるせん断力は、コンクリート標準示方書に基づき、壁面から部材高さの1/2だけ離れた位置のせん断力とする。なお、ハンチ部の部材厚は、ハンチの1:3より緩やかな部分を有効とする。

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

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

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

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

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

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

- 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)

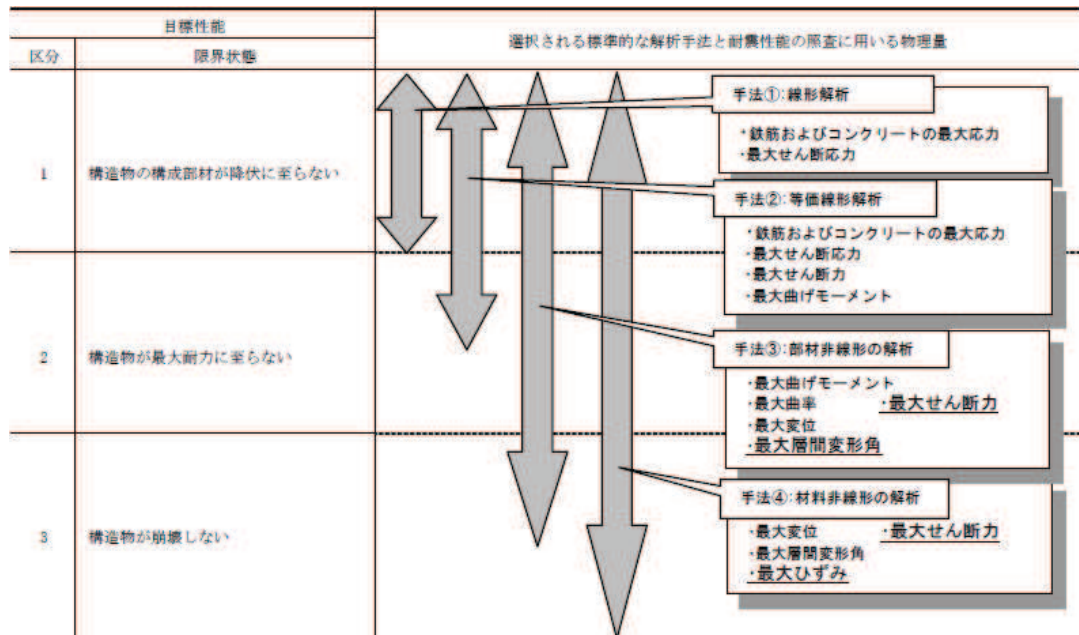


表 4-6 部材非線形解析と材料非線形解析の特徴

	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。

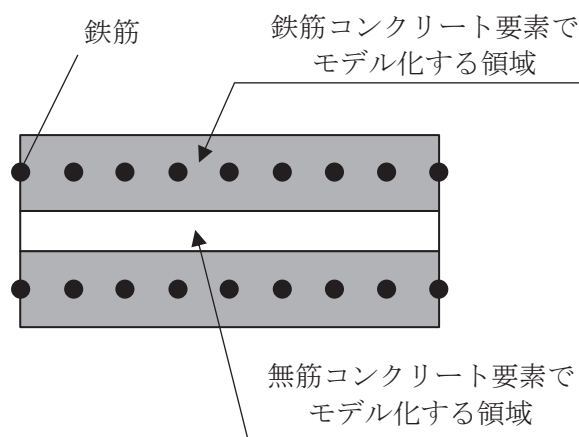


図4-4 鉄筋付着有効領域と無筋領域の分割の概要

d. コンクリートの非線形特性

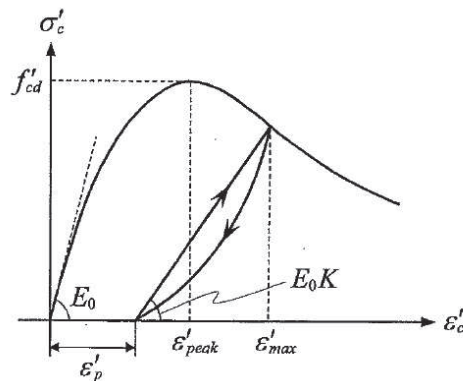
耐震評価に用いる要素は鉄筋コンクリート要素及び無筋コンクリート要素に分類されるが、それぞれの非線形特性は同一の考え方で表される。

(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)

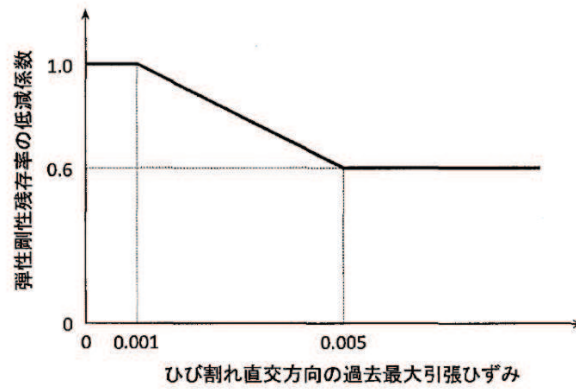
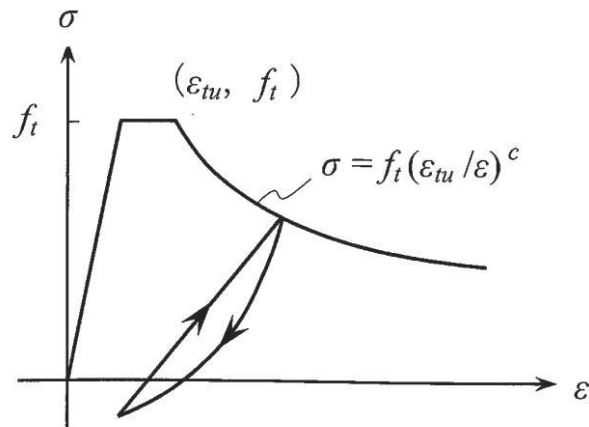


図 4-6 弾性剛性残存率の低減係数
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

(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)

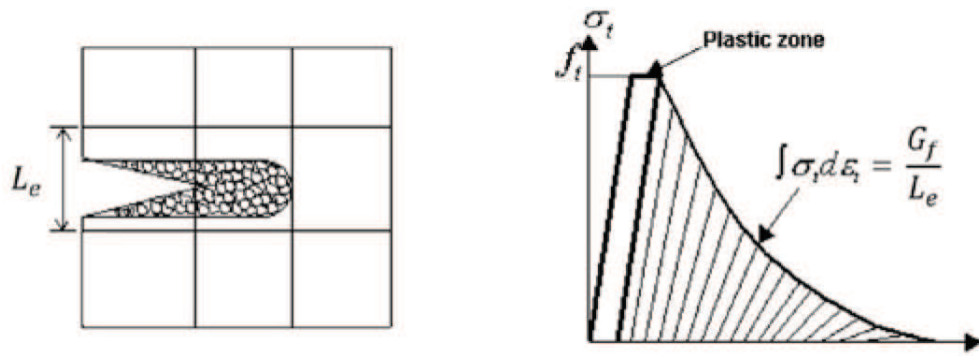
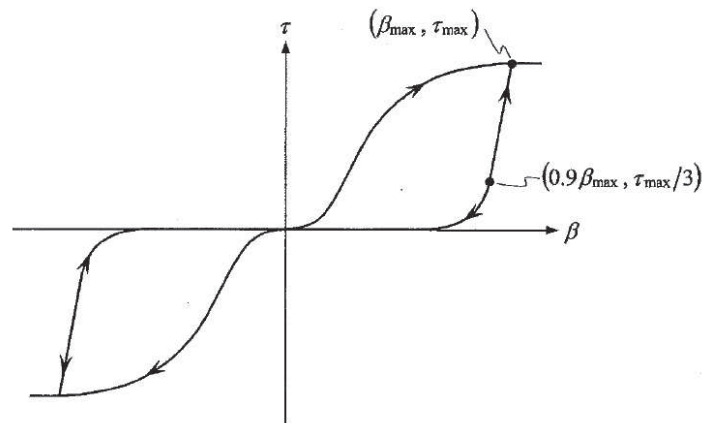


図 4-8 応力—ひずみ曲線と破壊エネルギー G_f の関係

(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

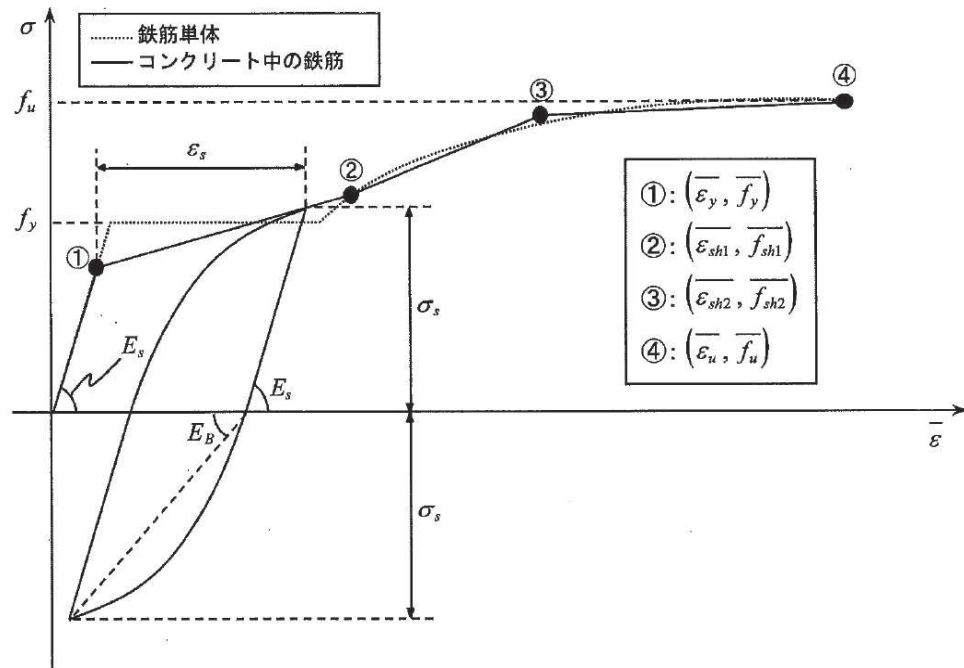
β_{max} : 除荷開始時せん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比

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。

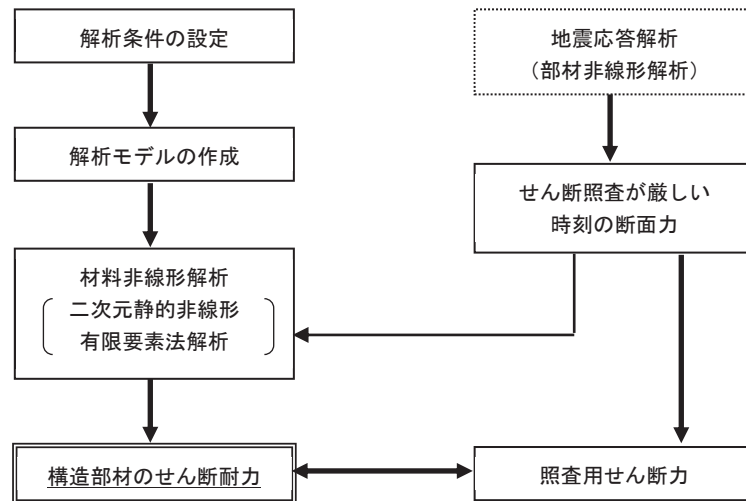


図 4-11 材料非線形解析の耐震評価フロー

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。

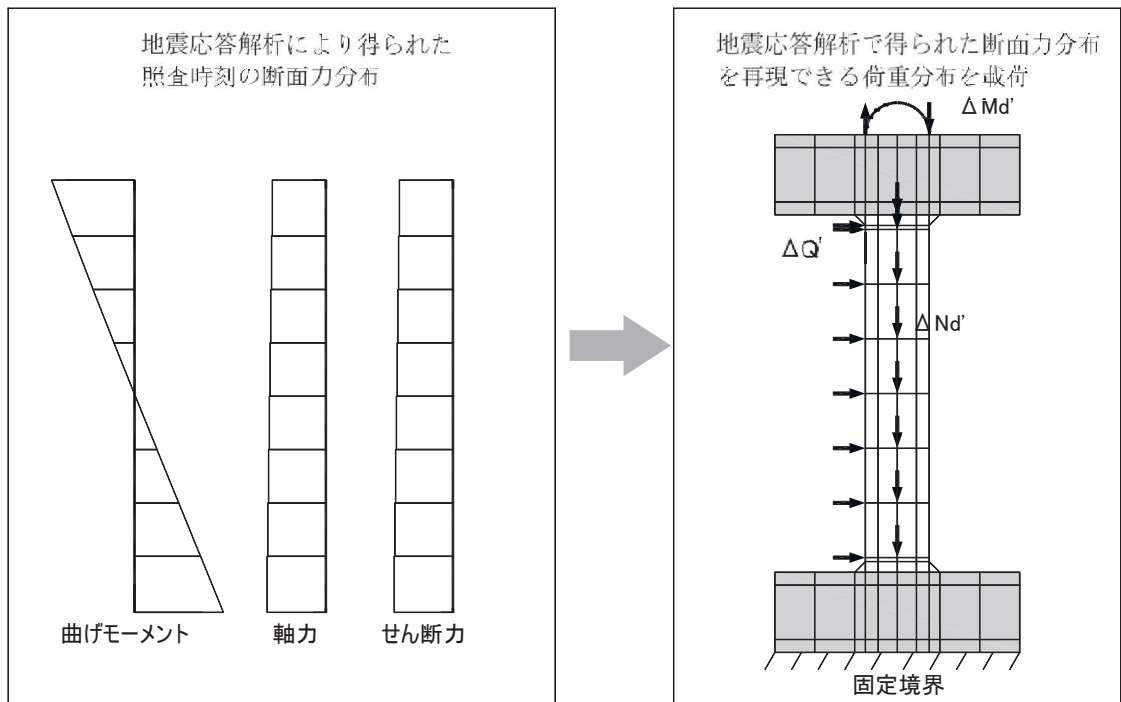


図 4-12 材料非線形解析における荷重状況

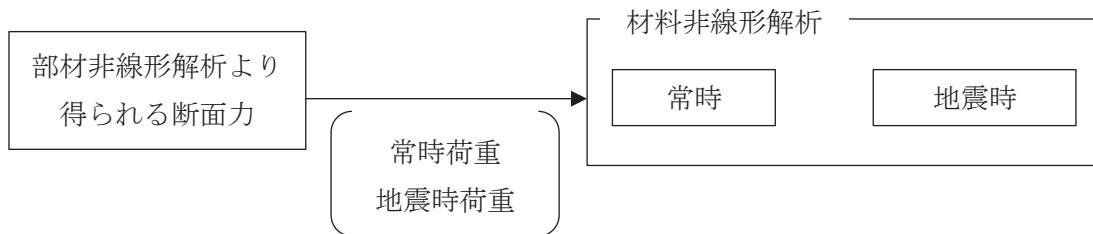


図 4-13 荷重の作用手順

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固定端反力 P - 相対変位 δ 関係から設定する。具体的には、図 4-14 に示す例のとおり、固定端反力 P - 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 δ が急増する直前の点を部材のせん断耐力と判断する。

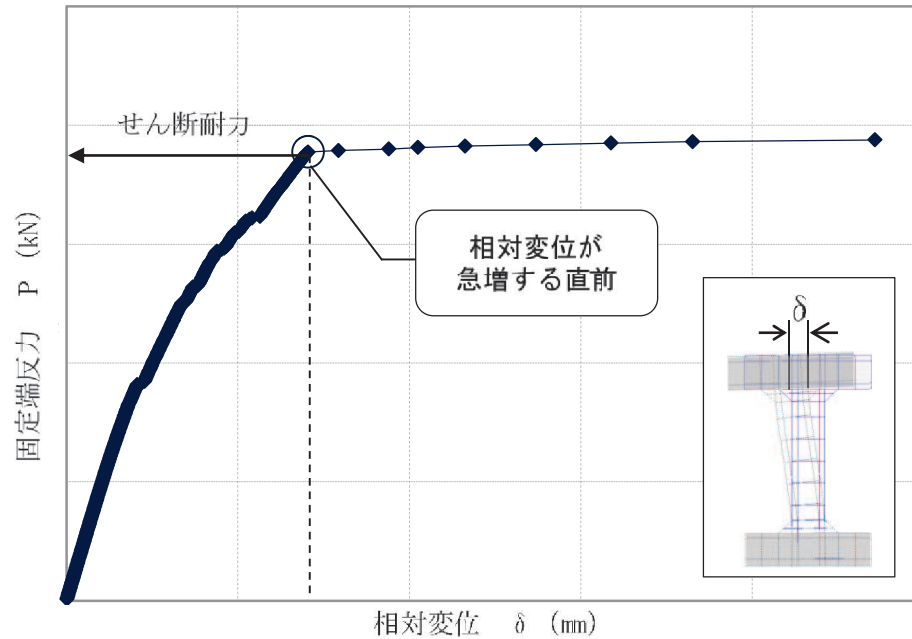


図 4-14 材料非線形解析を用いたせん断耐力の設定例

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。

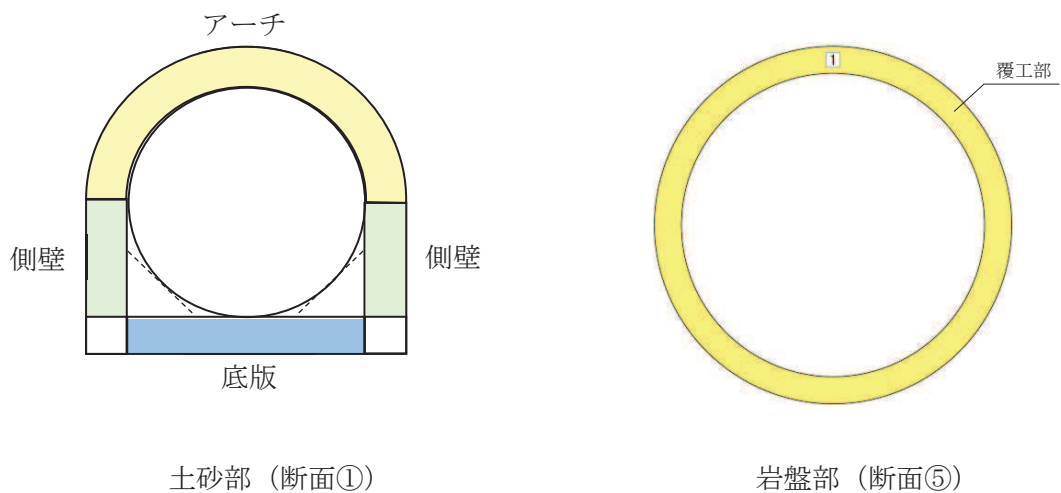


図 5-1 評価位置図

(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。そのため、材料非線形解析により算定したせん断耐力による照査が精緻かつ最も裕度が無い状態となることから、材料非線形解析による照査のうち最も厳しい地震動を用いて、地盤物性及び材料物性のばらつきケースを実施する。参考として、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⑥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

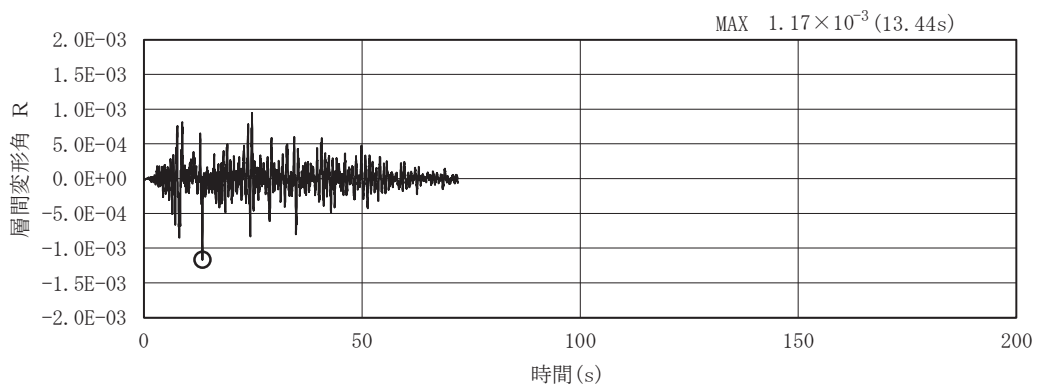


図5-2(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなる
ケースの層間変形角時刻歴波形（全応力解析）（解析ケース②，S s - D 2 (++)）

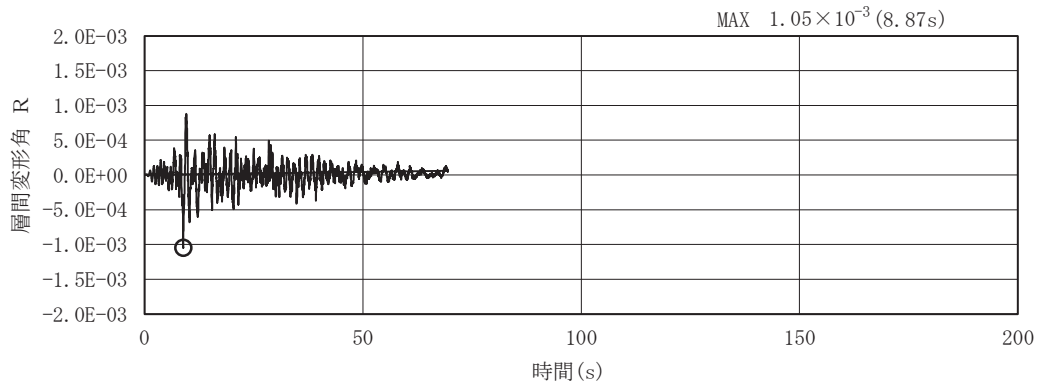


図 5-2(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなる
 ケースの層間変形角時刻歴波形（有効応力解析）（解析ケース⑦，S s - D 3（-+））

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。

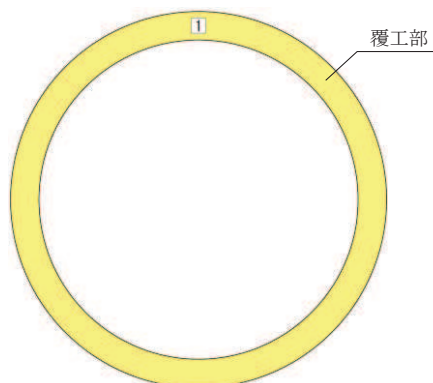
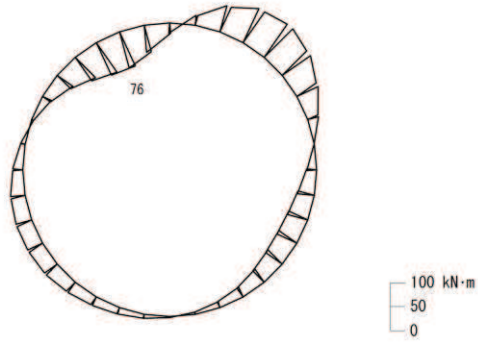
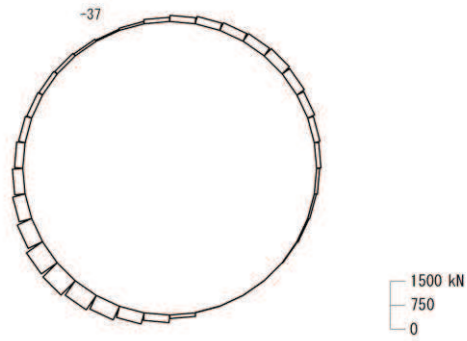


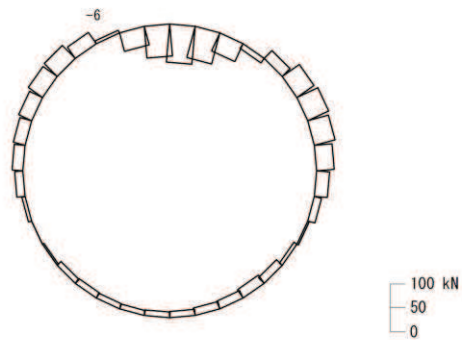
図5-3 評価位置図（岩盤部（断面⑤））



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*3	0.77
側壁	3	⑥	S s - D 3 (-+)	1394	2129*4	0.66
底版	4	⑦	S s - D 3 (-+)	1653	2275*4	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

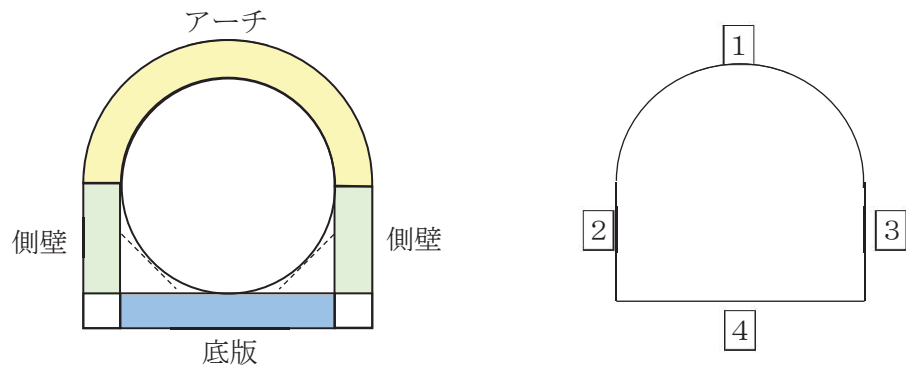
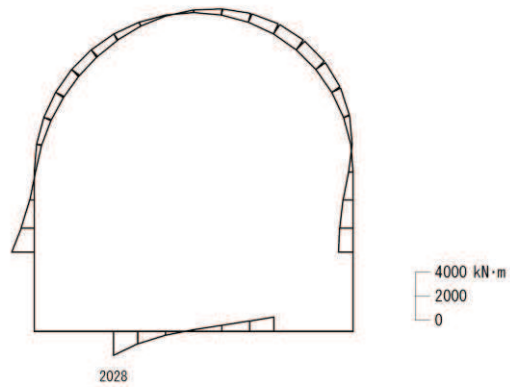
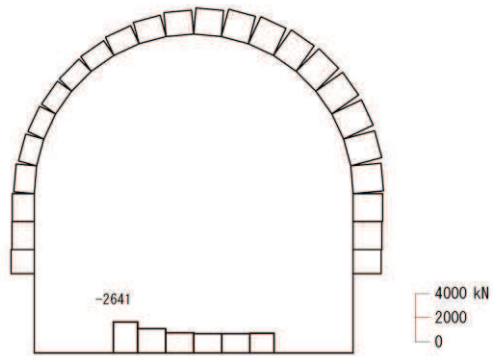


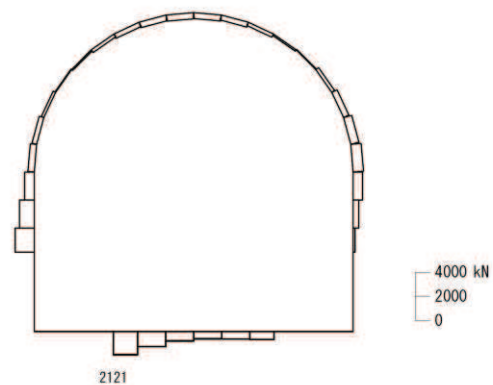
図 5-5 評価位置図 (土砂部 (断面①))



数値：評価位置における断面力
 (a) 曲げモーメント (kN・m)



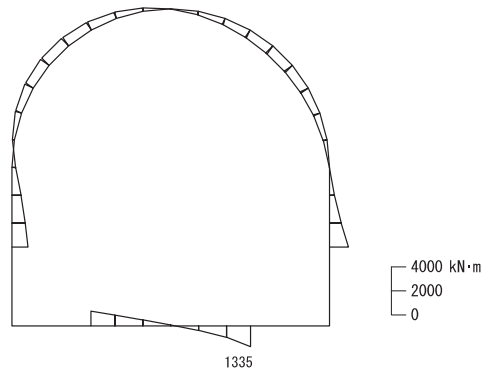
数値：評価位置における断面力
 (b) 軸力 (kN) (+: 引張, -: 圧縮)



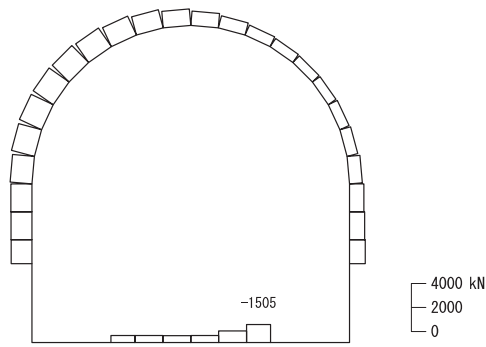
数値：評価位置における断面力
 (c) せん断力 (kN)

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 (++))

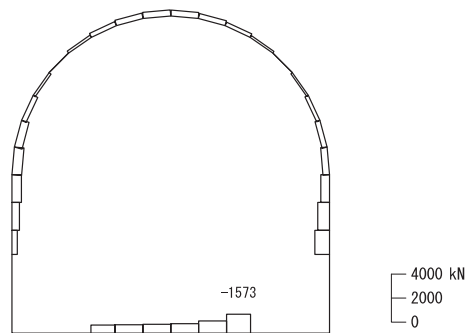
注記*：材料非線形解析による評価結果



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

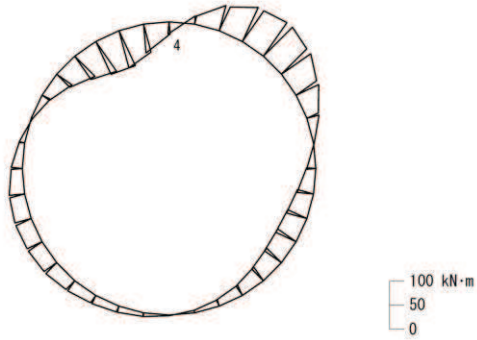
(2) 岩盤部 (断面⑤)

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。

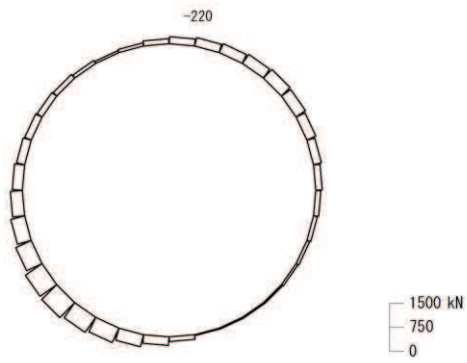
表 5-10 せん断破壊に対する最大照査値

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

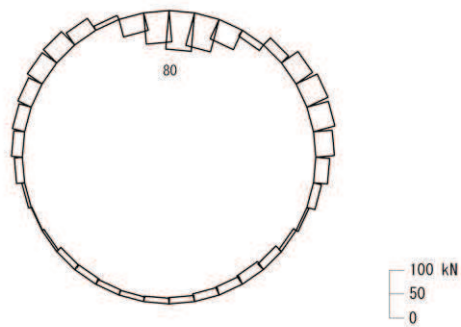
注記* : 評価位置は図5-3に示す。



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 (-+)

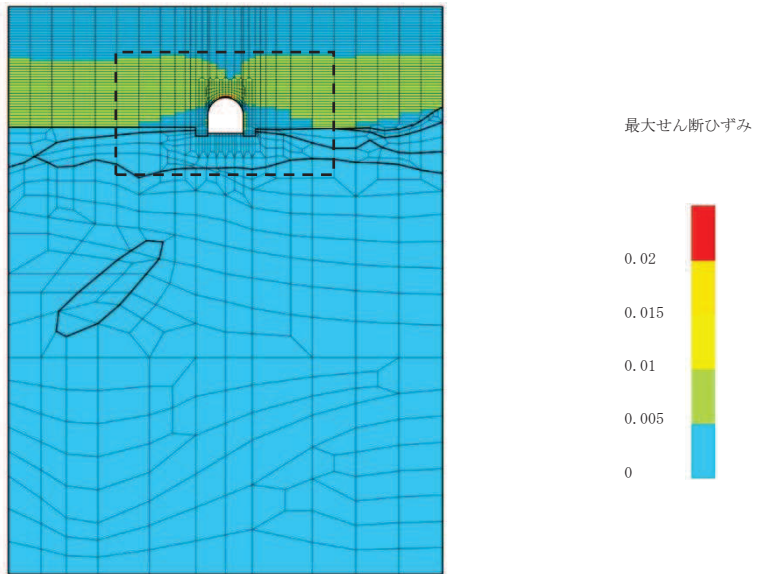
注：耐震評価における解析ケース一覧

【全応力解析】

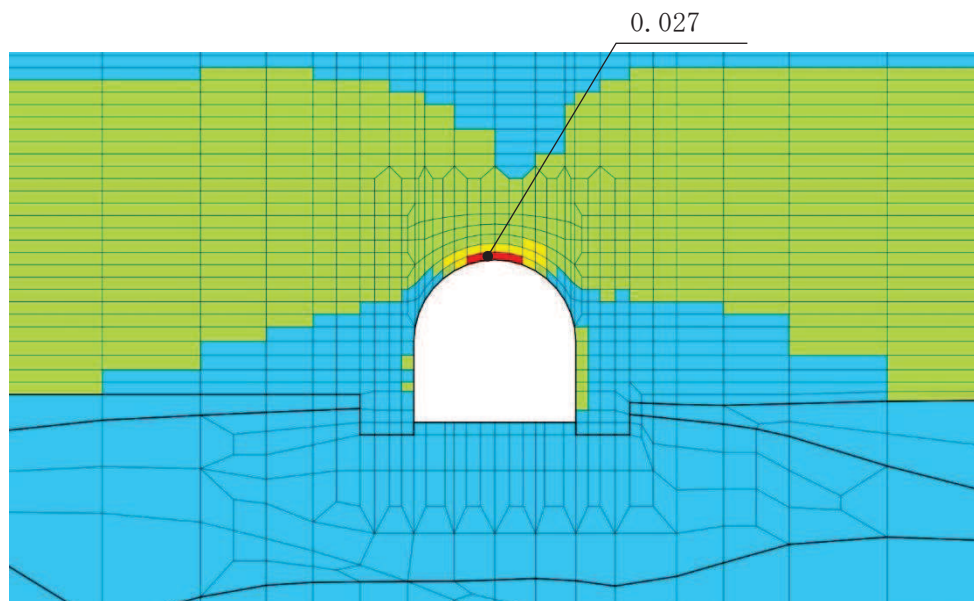
	ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
解析ケース	基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性	平均値	平均値+1σ	平均値-1σ	平均値
材料物性	設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度

【有効応力解析】

	ケース⑥	ケース⑦	ケース⑧	ケース⑨
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

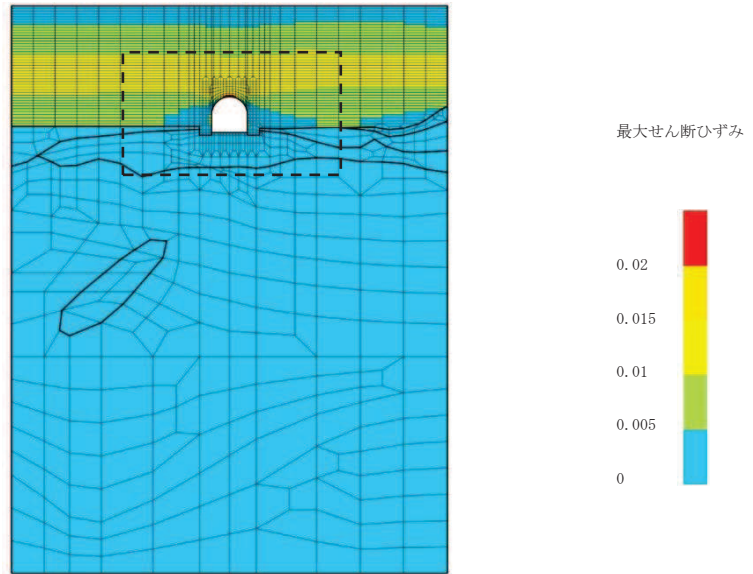


(a) 全体図

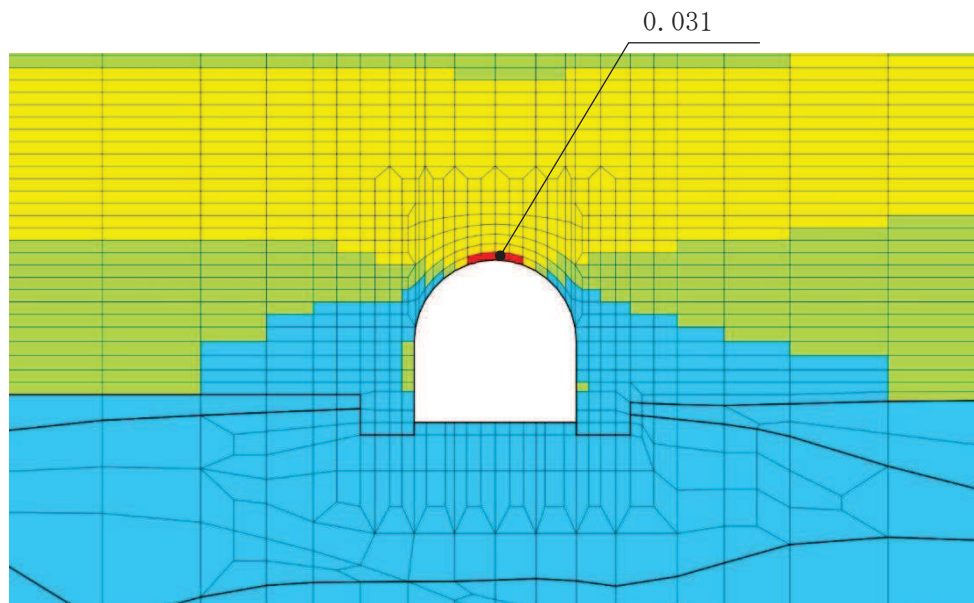


(b) 構造物周辺拡大図

図 5-8(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, $S_s - D2$ (++))

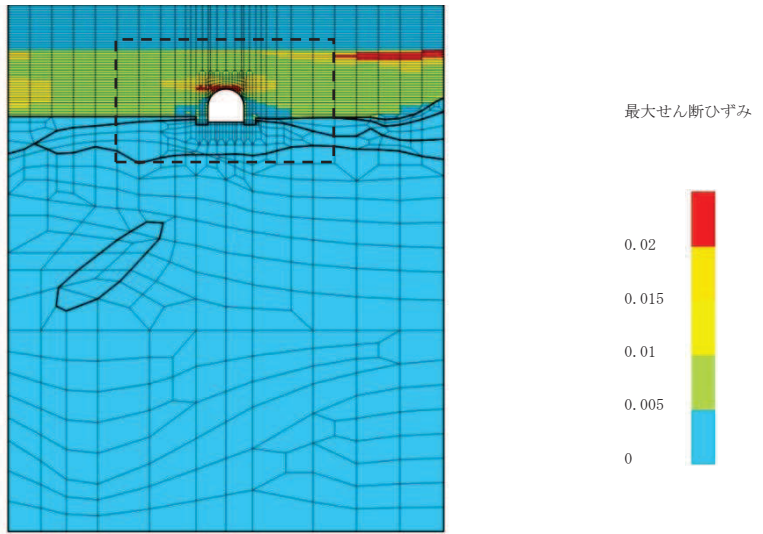


(a) 全体図

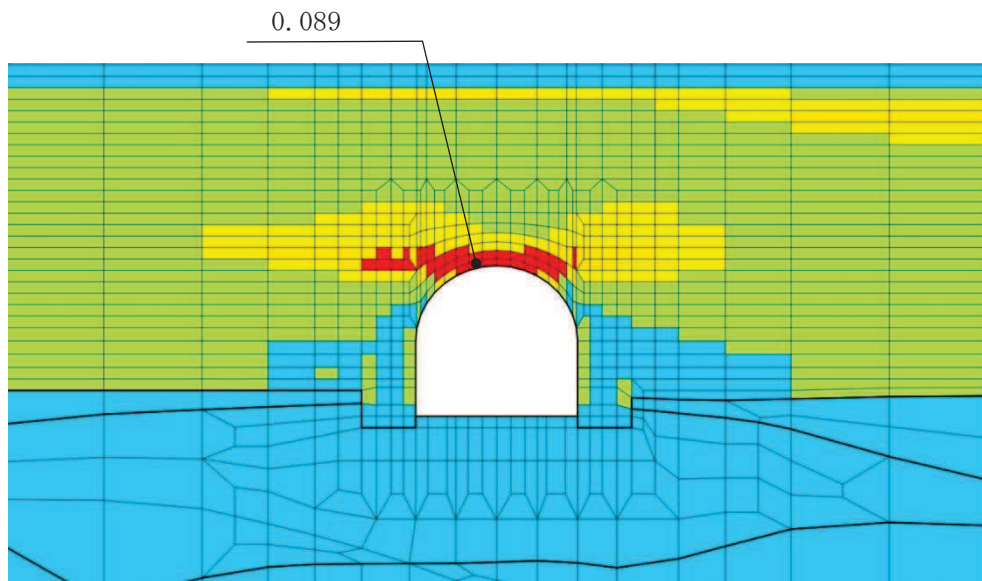


(b) 構造物周辺拡大図

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。

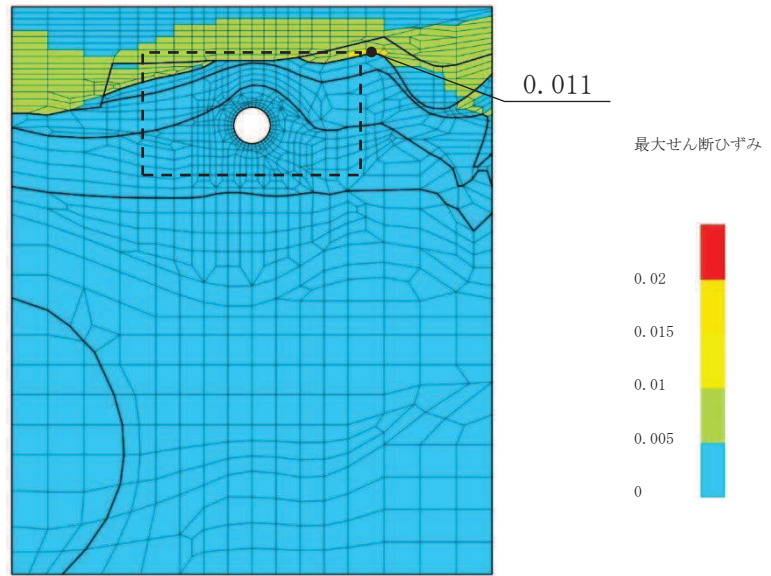
最大照査値を示す解析ケースの一覧を表 5-12 に、最大せん断ひずみ分布図を図 5-9 に示す。

表 5-12 最大照査値を示す解析ケースの一覧

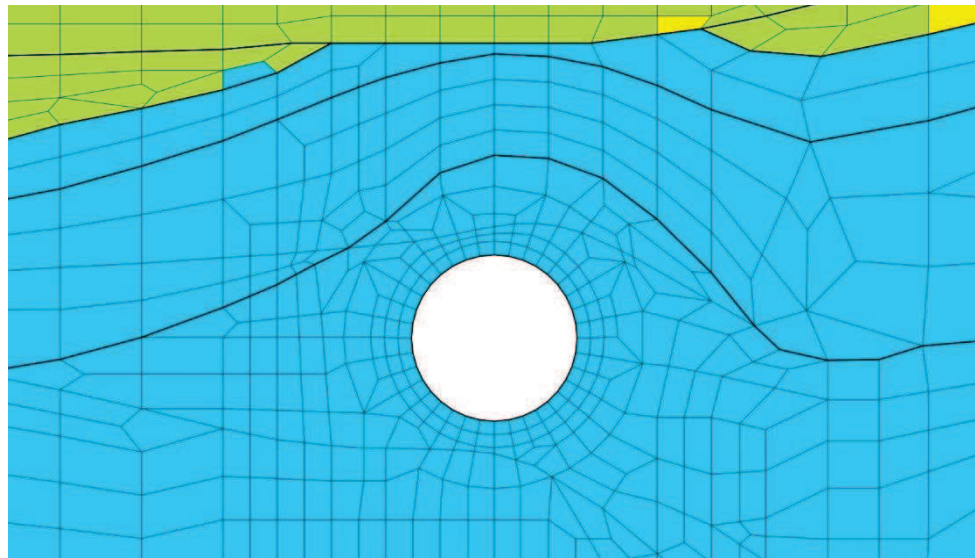
評価項目	
曲げ・軸力系の破壊に対する照査	せん断破壊に対する照査
ケース④ S _s -D2 (-+)	ケース③ S _s -D2 (-+)

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

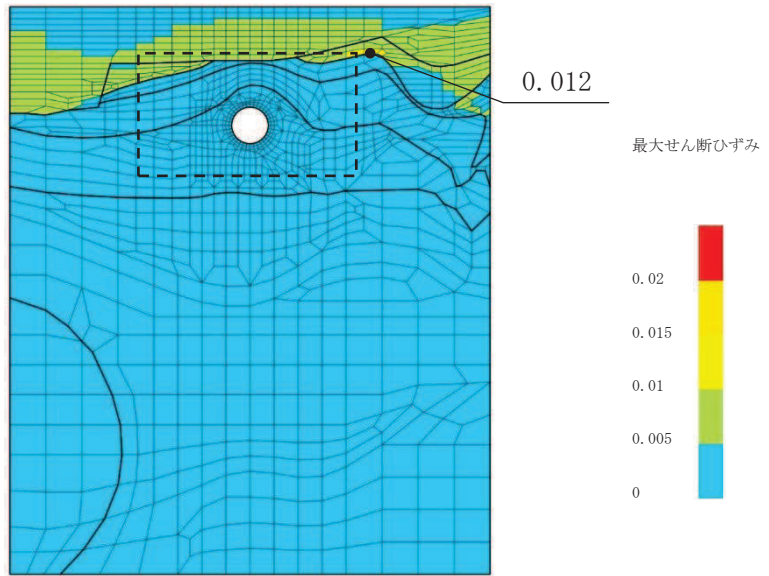


(a) 全体図

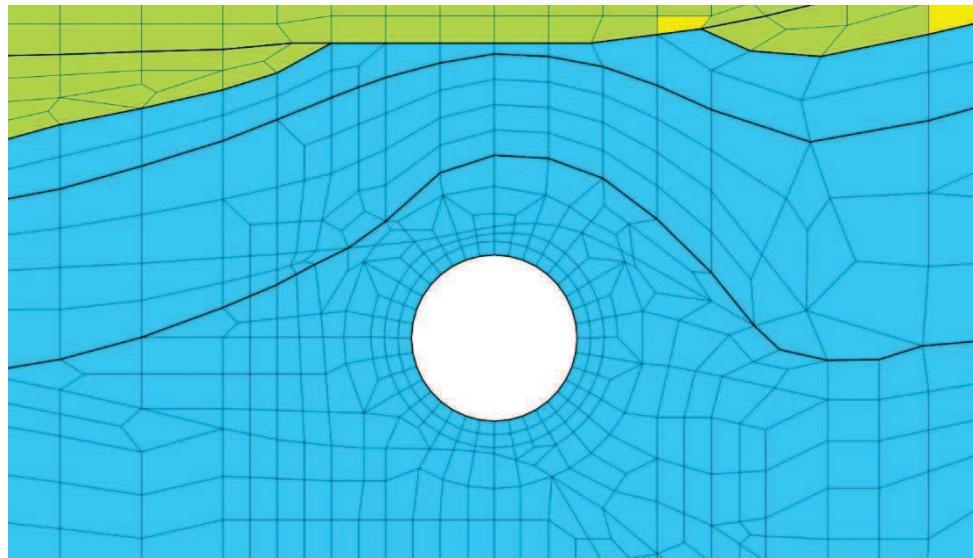


(b) 構造物周辺拡大図

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。

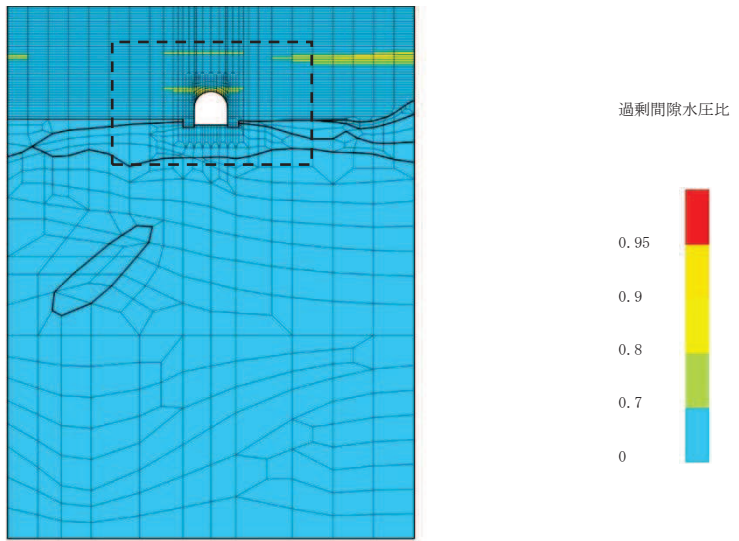
最大照査値を示す解析ケースの一覧を表 5-13 に、過剰間隙水圧比分布図を図 5-10 に示す。

表 5-13 最大照査値を示すケースの一覧

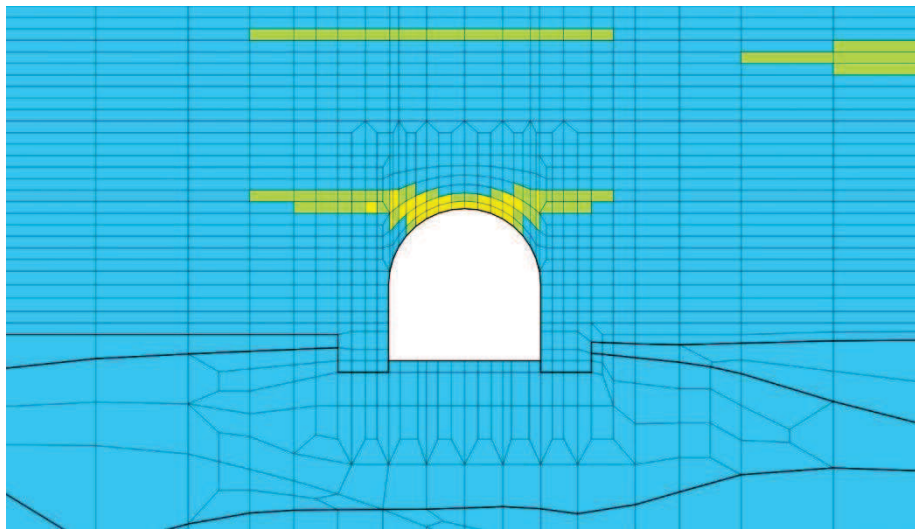
評価項目	
曲げ・軸力系の破壊に対する照査	せん断破壊に対する照査
ケース⑦ S s - D 3 (-+)	ケース⑦ S s - D 3 (-+)

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	ケース⑨
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



(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

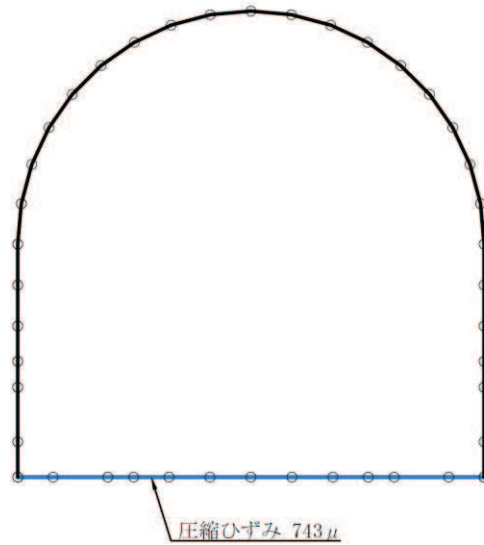
注記*: 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

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)

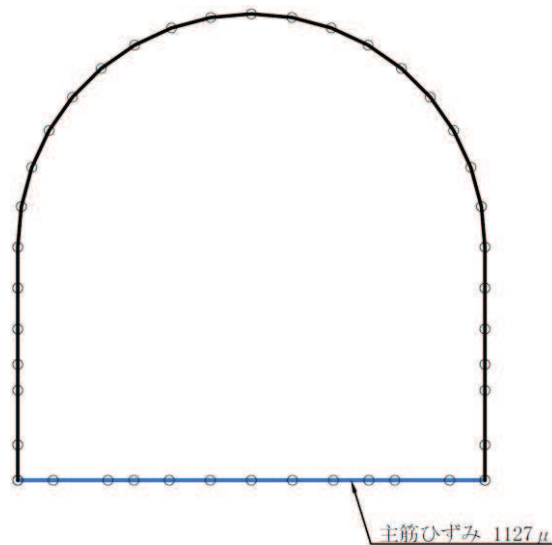
解析ケース	地震動		照査用	降伏曲げ	照査値 M_d/M_y	
			曲げモーメント*	モーメント		
			M_d (kN・m)	M_y (kN・m)		
⑥	S s - D 1	++	1025	1893	0.55	
		-+	1050	1913	0.55	
	S s - D 2	++	1254	2060	0.61	
		-+	1279	2063	0.62	
	S s - D 3	++	1319	2019	0.66	
		-+	1341	2005	0.67	
	S s - F 1	++	1094	1657	0.67	
		-+	1112	1672	0.67	
	S s - F 2	++	1048	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, $S_s - D_2$ (-+))



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, $S_s - D_2$ (++))

(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)		σ_s / σ_{sa}
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。

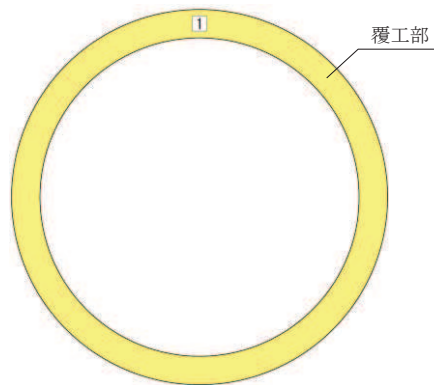


図 5-12 評価位置図 (岩盤部 (断面⑤))

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)	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
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 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 γ_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)	$V_{y d}$ (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 $V \times$ 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 × 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)		
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 $V_d = \text{発生せん断力} V \times \text{構造解析係数} \gamma_a$

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 せん断力*2	せん断耐力	照査値
					V_d (kN)	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
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 $V_d = \text{発生せん断力} V \times \text{構造解析係数} \gamma_a$

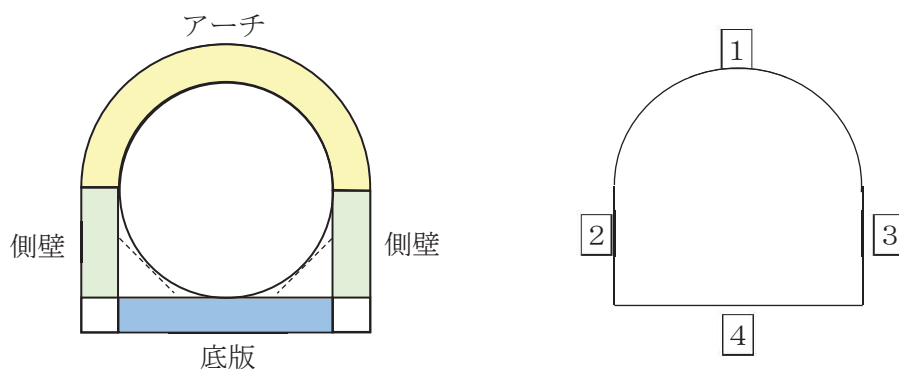


図 5-13 評価位置図 (土砂部 (断面①))

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。

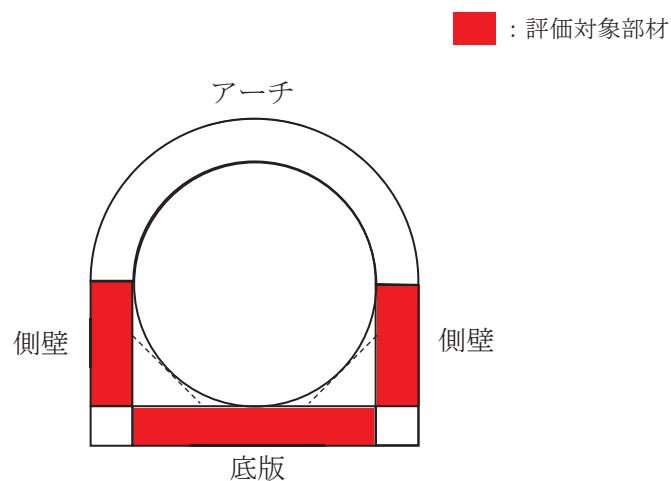
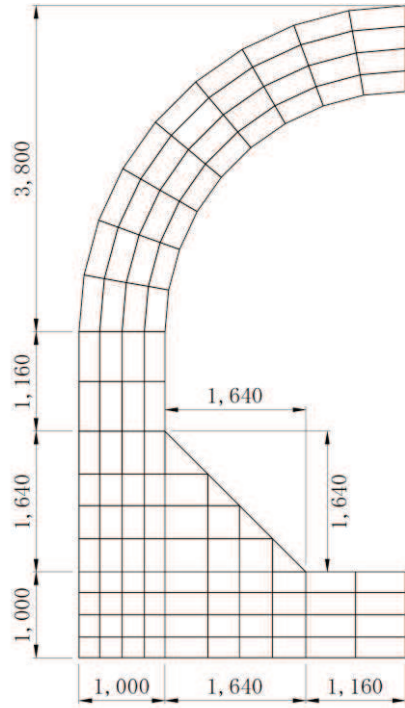
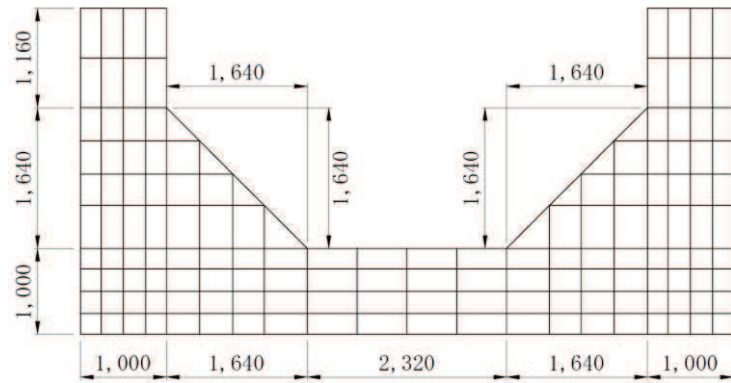


図 5-14 材料非線形解析における評価対象部材



(a) 側壁



(b) 底版

图 5-15 要素分割图

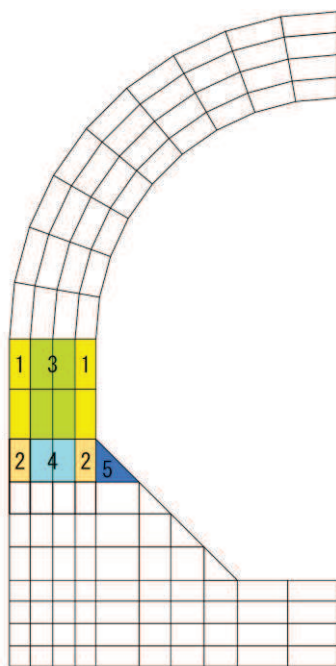


図 5-16 要素プロパティ番号図 (側壁)

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	—	—	—

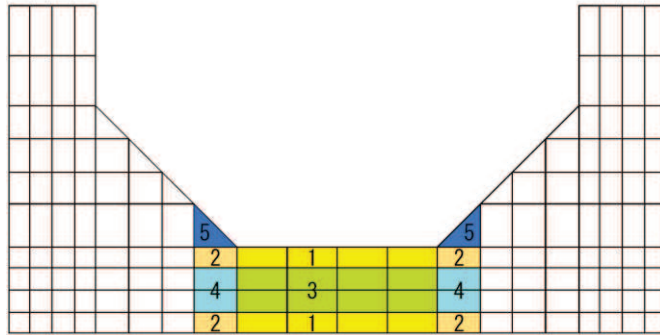


図 5-17 要素プロパティ番号図 (底版)

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。

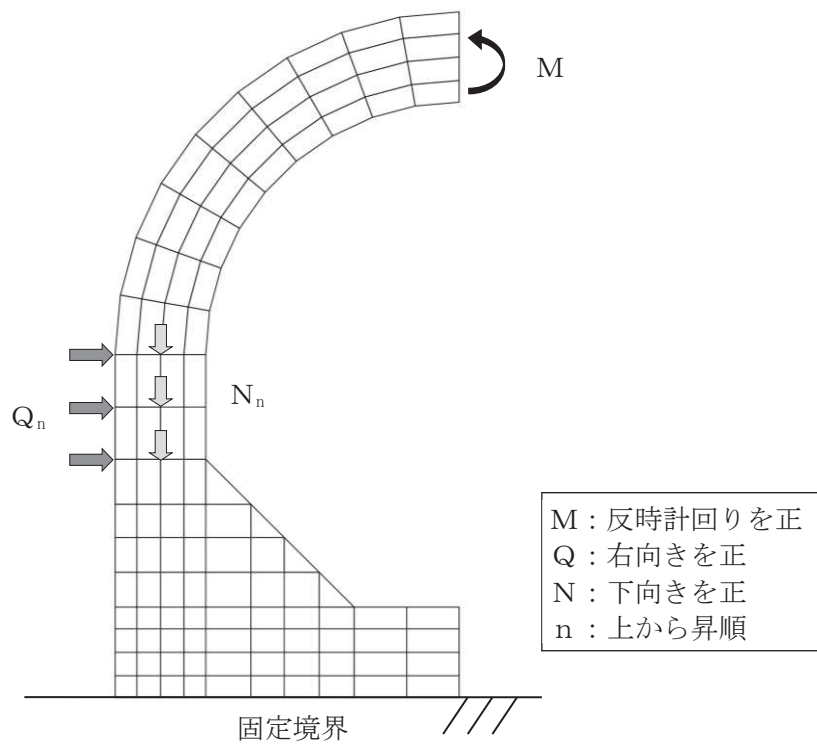


図 5-18 材料非線形解析における荷荷状況 (側壁)

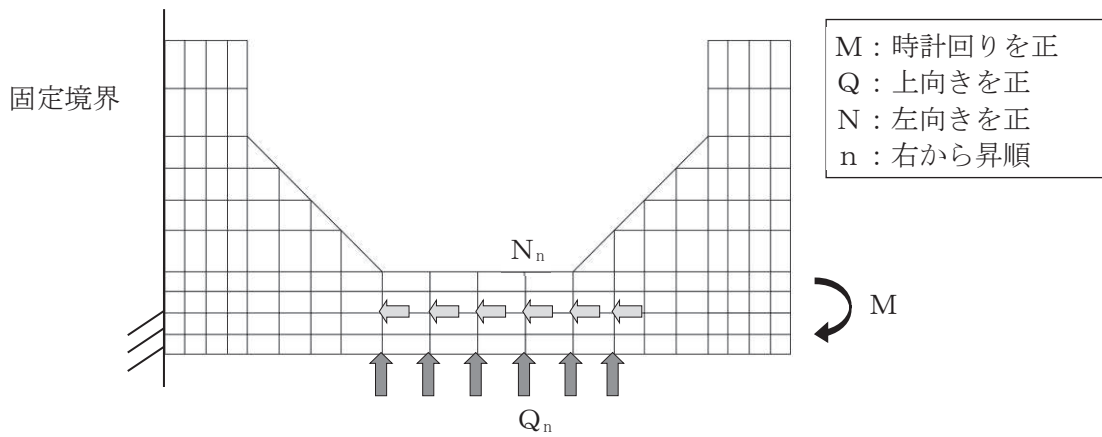
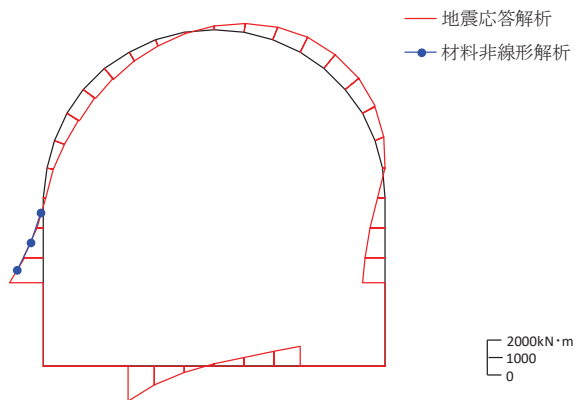
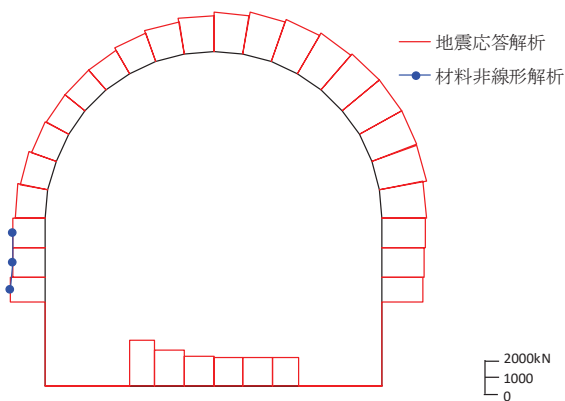


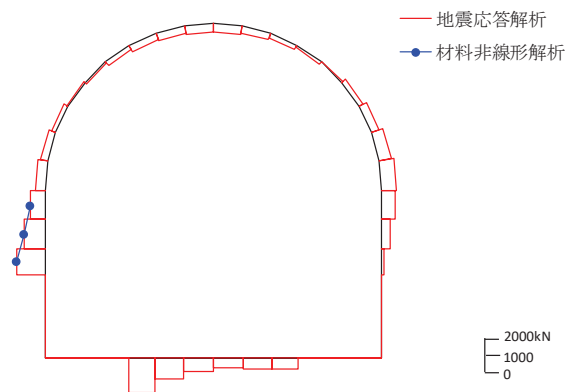
図 5-19 材料非線形解析における荷荷状況 (底版)



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)

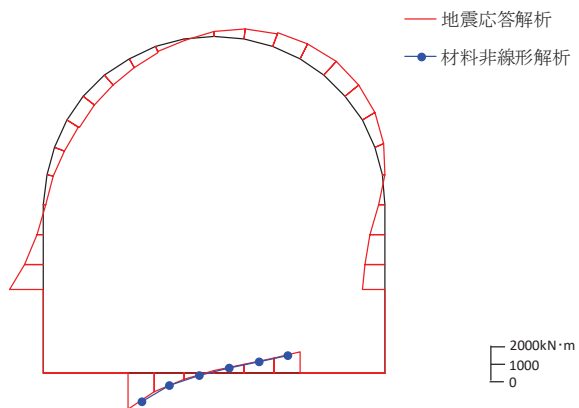


数値：材料非線形解析における評価対象部材の断面力
(b) 軸力 (kN) (+ : 引張, - : 圧縮)

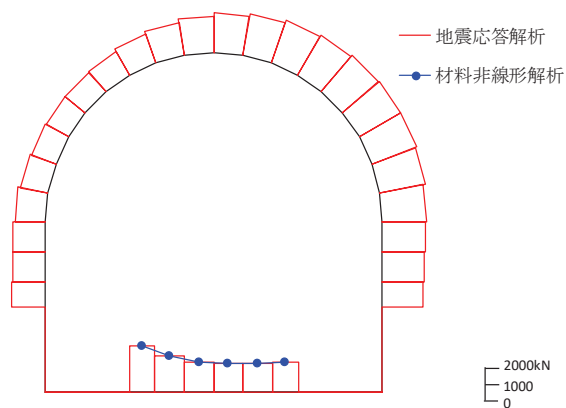


数値：材料非線形解析における評価対象部材の断面力
(c) せん断力 (kN)

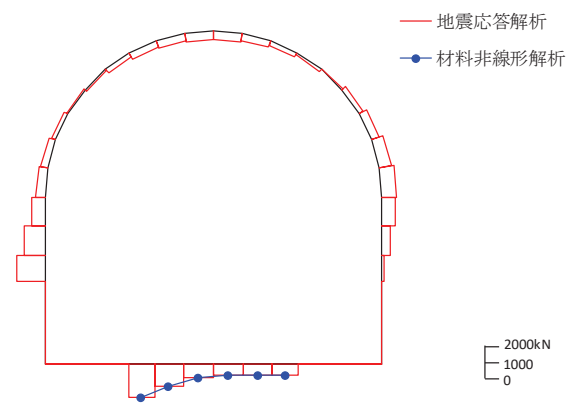
図 5-20 地震応答解析による断面力と材料非線形解析モデルにおける断面力の比較
(側壁, 解析ケース③, $S_s - N1 (+ +)$)



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, $S_s - N1$ (++))

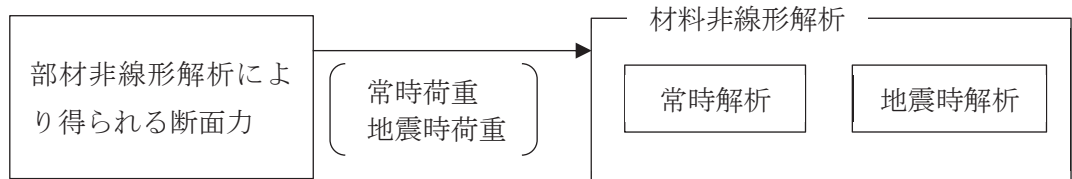


図 5-22 荷重の作用手順

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。

材料非線形解析による設計せん断耐力は、169 ステップにおけるせん断耐力 2835.8kN を表 4-8 に示す部材係数（ γ_{b1} 及び γ_{b2} ）で除した 2487kN とする。

また、図 5-26 に、各ステップにおける変形図を示す。

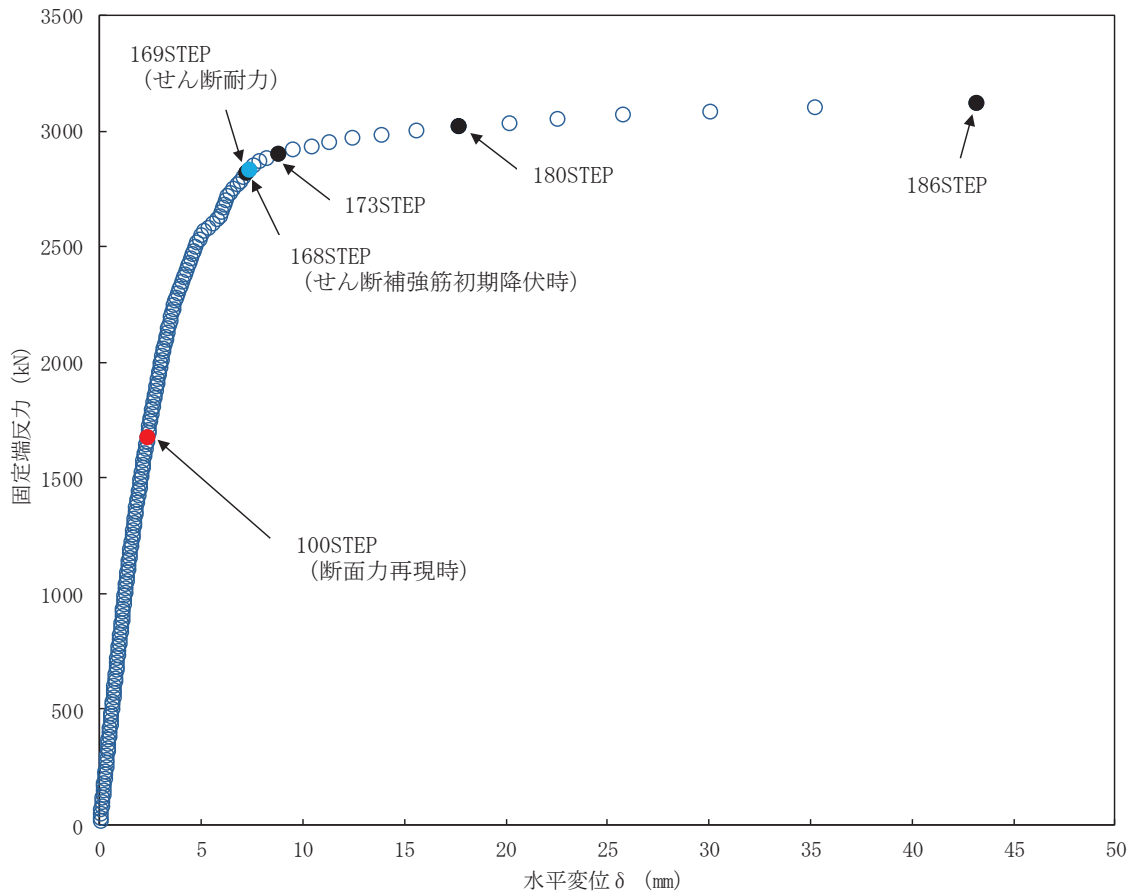


図 5-23 荷重-変位曲線
(側壁, 解析ケース③, $S_s - N1$ (++))

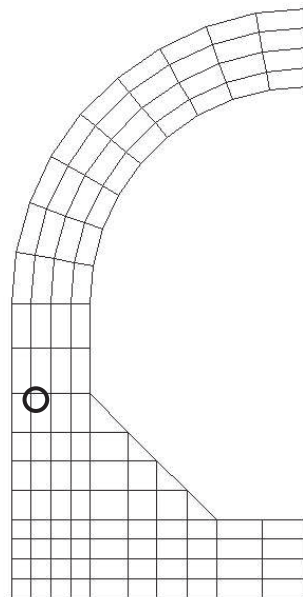
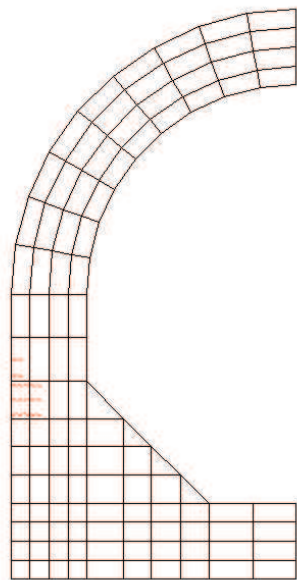
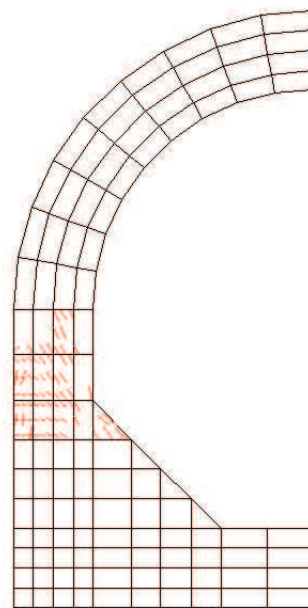


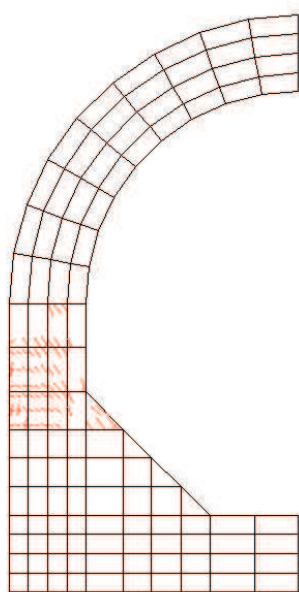
図 5-24 せん断補強筋の初期降伏箇所
(側壁, 解析ケース③, $S_s - N1$ (++) 168STEP)



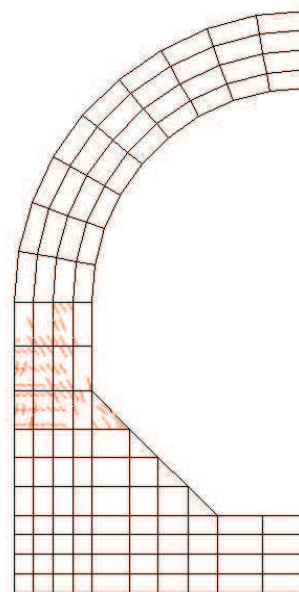
100STEP
断面力再現時



169STEP
せん断耐力

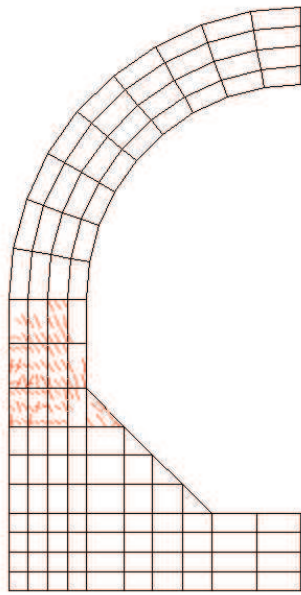


168STEP
せん断補強筋初期降伏時

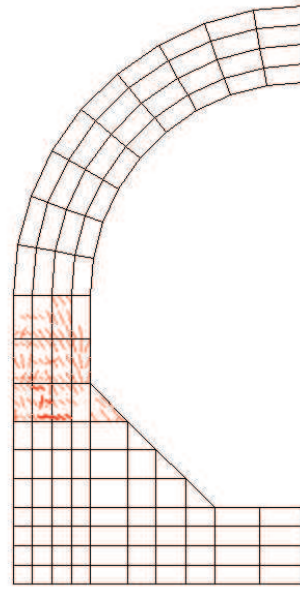


173STEP

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, $S_s - N1$ (++))

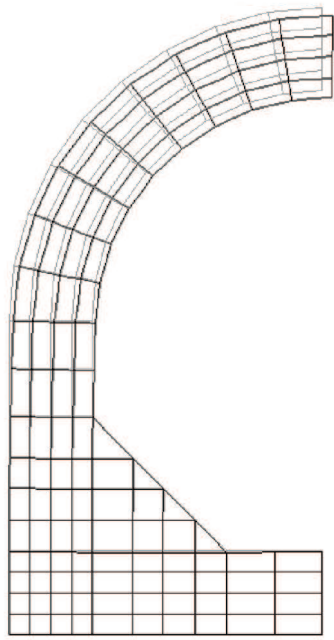


180STEP

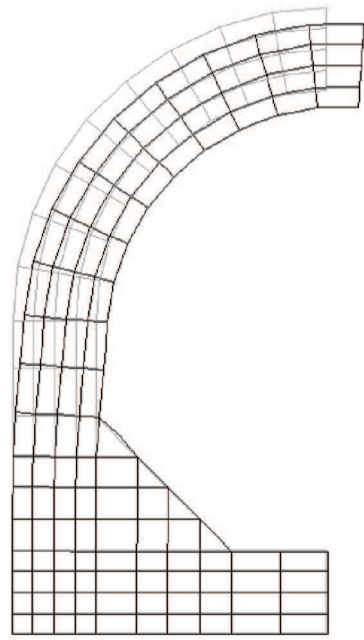


186STEP

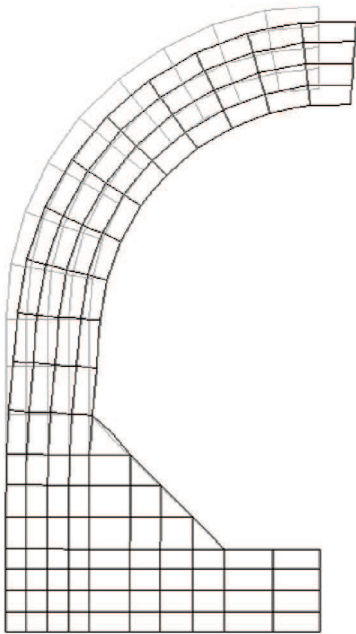
図 5-25(2) 各ステップにおけるひび割れ図
(側壁, 解析ケース③, $S_s - N1$ (++))



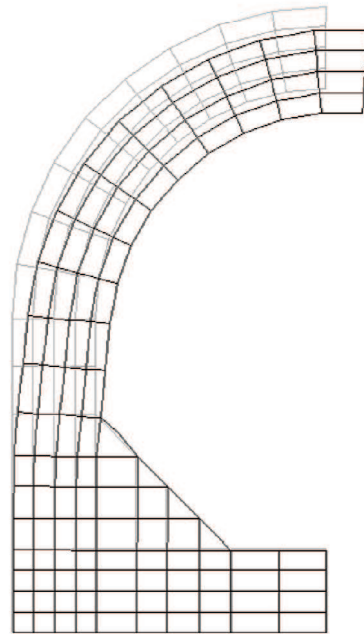
100STEP
断面力再現時



169STEP
せん断耐力



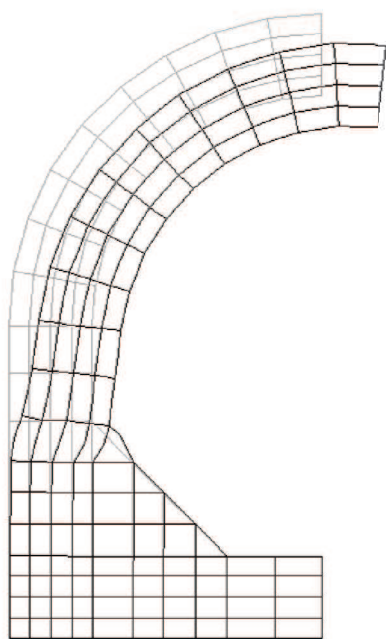
168STEP
せん断補強筋初期降伏時



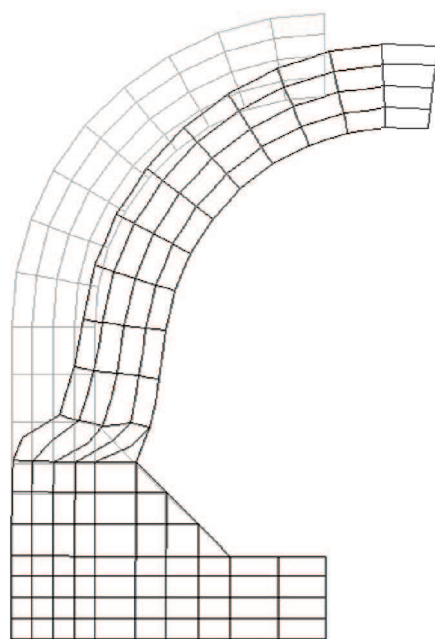
173STEP

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, $S_s - N1$ (++))