

VI-2-10-2-10 逆止弁付ファンネルの耐震性についての計算書

目 次

VI-2-10-2-10-1 逆止弁付ファンネル（第2号機）の耐震性についての計算書

VI-2-10-2-10-2 逆止弁付ファンネル（第3号機）の耐震性についての計算書

VI-2-10-2-10-1 逆止弁付ファンネル（第2号機）の耐震性についての計算書

目 次

1.	概要	1
2.	一般事項	2
2.1	配置概要	2
2.2	構造計画	3
2.3	評価方針	4
2.4	適用規格・基準等	6
2.5	記号の説明	7
3.	評価対象部位	8
4.	固有値解析	9
4.1	固有振動数の計算方法	9
4.1.1	解析モデル	9
4.1.2	記号の説明	9
4.1.3	固有振動数の計算	10
4.2	固有振動数の計算条件	11
4.3	固有振動数の計算結果	11
5.	構造強度評価	12
5.1	構造強度評価方法	12
5.2	荷重及び荷重の組合せ	12
5.2.1	荷重の設定	12
5.2.2	荷重の組合せ	13
5.3	許容限界	13
5.4	設計用地震力	15
5.5	計算方法	16
5.5.1	弁本体	16
5.5.2	弁体	17
5.6	計算条件	18
6.	機能維持評価	19
6.1	機能維持評価方法	19
7.	評価結果	20
7.1	基準地震動 S_s に対する評価対象部位の応力評価	20
7.2	基準地震動 S_s に対する逆止弁ファンネルの機能維持評価	20
7.3	基準地震動 S_s に対する評価対象部位の構造健全性評価	21

1. 概要

本書類は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度に基づき、浸水防護施設のうち逆止弁付ファンネル（第2号機）（以下、逆止弁付ファンネルという。）が設計用地震力に対して、主要な構造部材が十分な構造健全性を有することを確認するものである。耐震評価は、逆止弁付ファンネルの固有値解析、応力評価、機能維持評価及び構造健全性評価により行う。

逆止弁付ファンネルは、浸水防護施設としてSクラス施設に分類される。以下、浸水防護施設としての構造強度評価を示す。

なお、逆止弁付ファンネルの耐震評価においては、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約1mの地盤沈下が発生したことを考慮する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

逆止弁付ファンネルは、第2号機海水ポンプ室の床面に設置する。逆止弁付ファンネルの設置位置図を図2-1に示す。

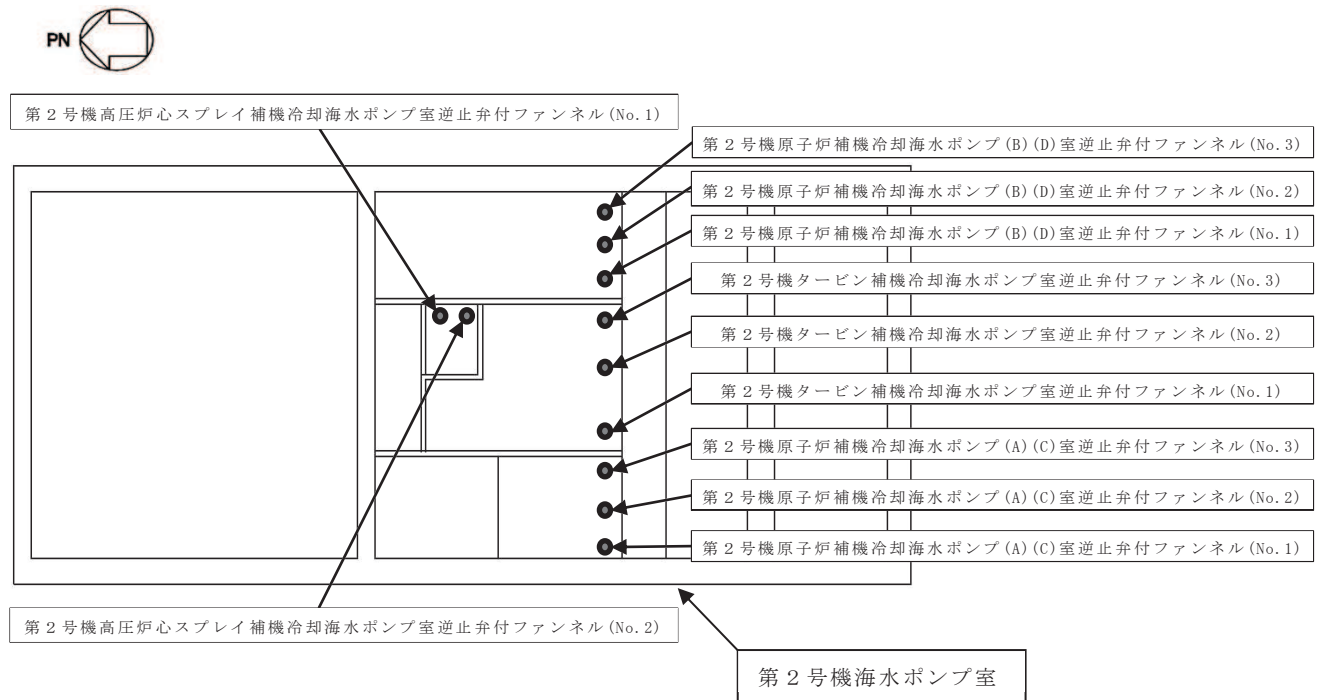



図2-1 逆止弁付ファンネルの設置位置図

2.2 構造計画

逆止弁付ファンネルは、圧縮スプリングのばね圧によりサポータを介して弁体を上側に引き上げていることから、常時弁体と弁座が密着している。弁体と弁座が密着している状態で津波が逆止弁付ファンネルの下側から流入してきた場合、弁体が更に押し上げられ、弁座により密着することで止水する。逆止弁付ファンネルの構造計画を表2-1に示す。

表 2-1 構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
第2号機海水ポンプ室床面の配管にねじ込み継手で固定する。	弁座を含む弁本体及び弁体で構成する。弁体は弁本体に取付金具、取付金具ピンで取付けられる。また、弁体はサポータ、ガイド、圧縮スプリングで保持される。	

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

2.3 評価方針

逆止弁付ファンネルの耐震評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.2 構造計画」にて示す逆止弁付ファンネルの構造を踏まえ、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位において、「4. 固有値解析」にて算出した固有振動数に基づく設計用地震力により算出した応力等が許容限界内に収まることを「5. 構造強度評価」にて示す方法にて確認する。また、逆止弁付ファンネルの機能維持評価は、逆止弁付ファンネルの固有振動数を考慮して機能維持評価用加速度を設定し、設定した機能維持評価用加速度が機能確認済加速度以下であることを「6. 機能維持評価」にて示す方法にて確認することで実施する。さらに、構造健全性評価により耐震評価を実施する評価対象部位については、逆止弁付ファンネルの機能維持評価結果に基づき構造健全性を確認することで実施する。応力評価、機能維持評価及び構造健全性評価の評価結果を「7. 評価結果」にて確認する。

なお、機能確認済加速度には、正弦波加振試験において、止水性の機能の健全性を確認した加振波の最大加速度を適用する。

耐震評価フローを図 2-2 に示す。

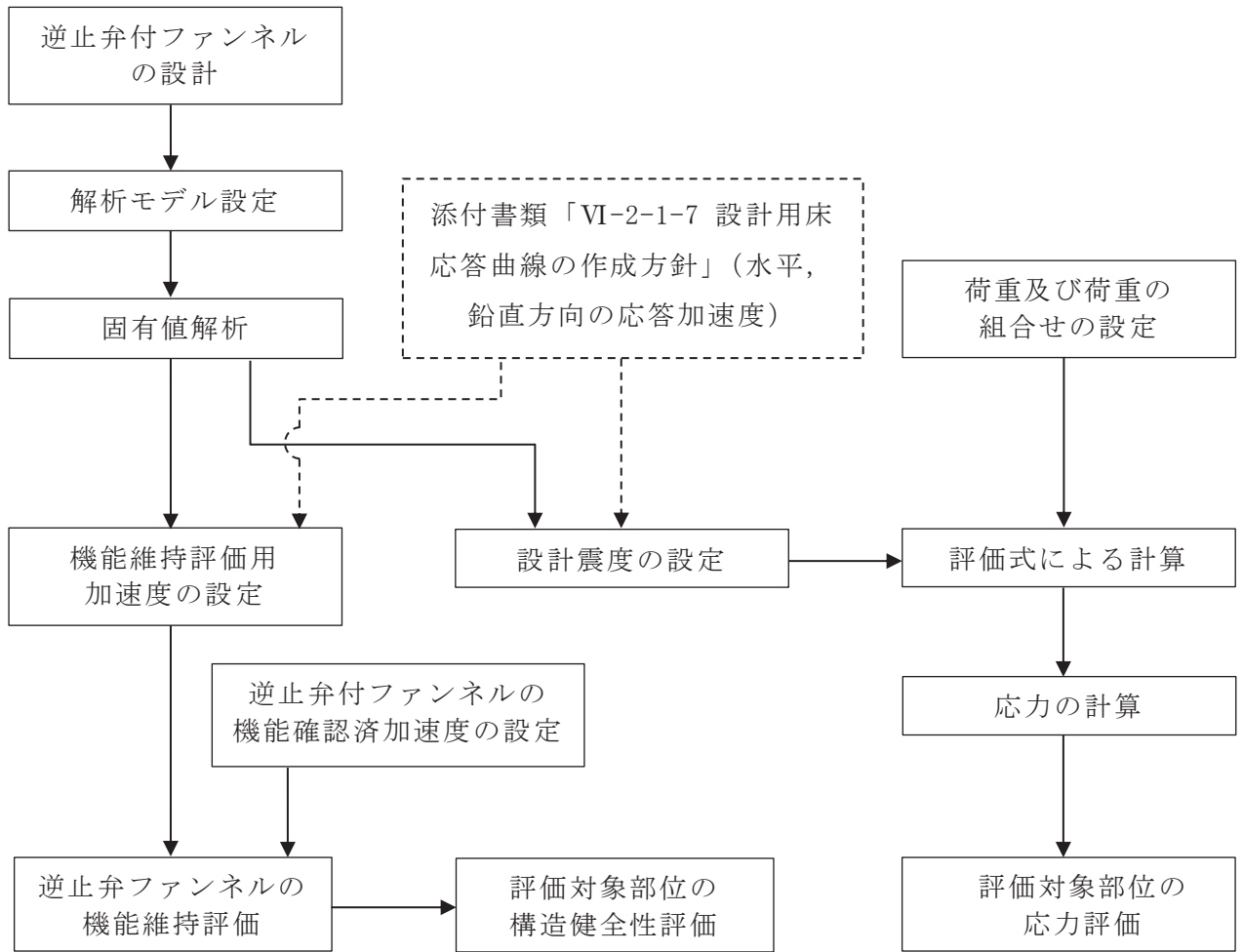


図 2-2 耐震評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) J S M E S N C 1 -2005/2007 発電用原子力設備規格 設計・建設規格
(以下，設計・建設規格という。)
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 0 1 -1987)
- (3) 原子力発電所耐震設計技術指針重要度分類・許容応力編 (J E A G 4 6 0 1 ・補
-1984)
- (4) 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)
(以下「 J E A G 4 6 0 1 」と記載しているものは上記 3 指針を指す。)
- (5) 機械工学便覧 (日本機械学会)

2.5 記号の説明

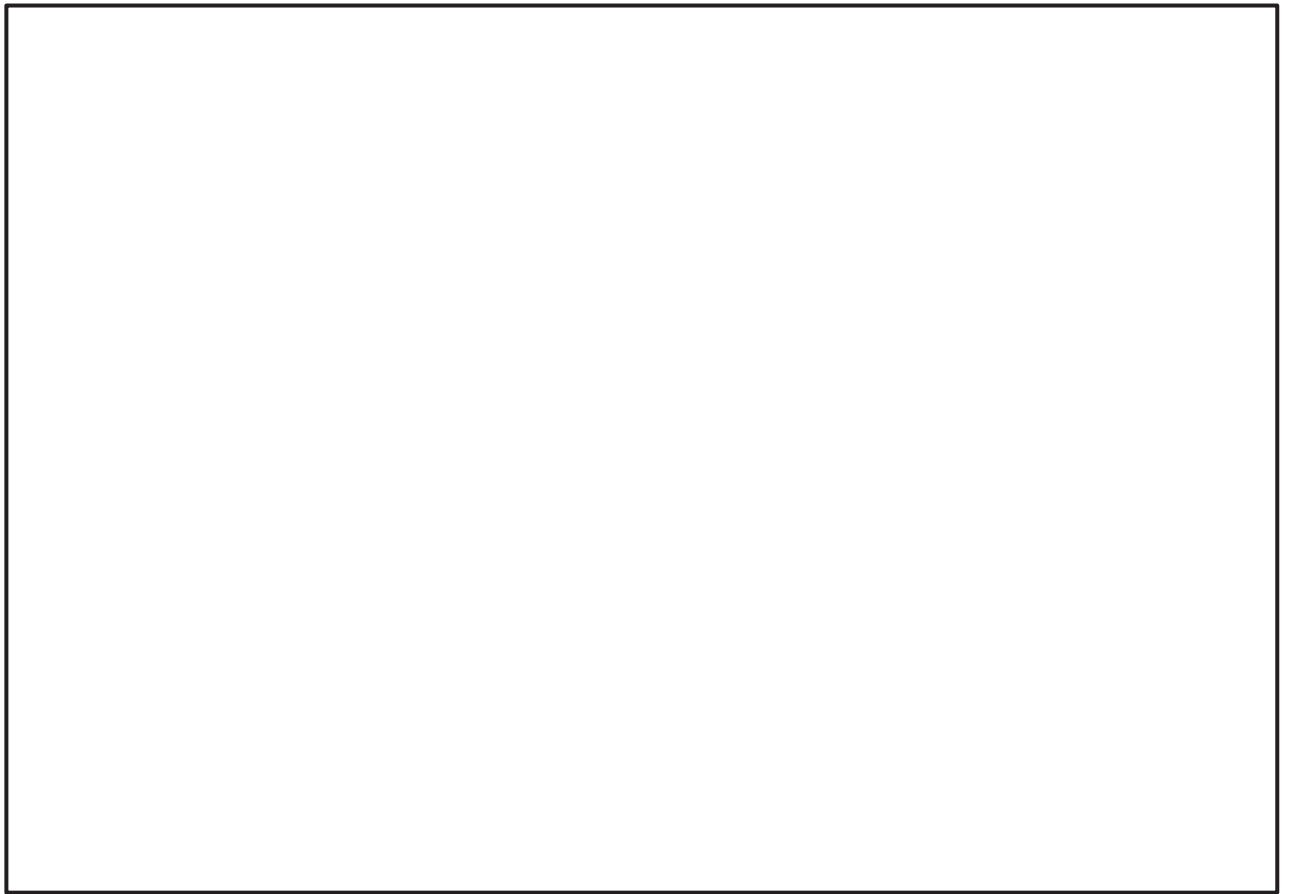
逆止弁付ファンネルの応力評価に用いる記号を表 2-2 に示す。

表 2-2 応力評価に用いる記号

記号	記号の説明	単位
C_H	基準地震動 S_s による水平方向の設計震度	—
C_V	基準地震動 S_s による鉛直方向の設計震度	—
A_1	弁本体の断面積	mm^2
A_2	弁体の断面積	mm^2
D_1	弁本体の外径	mm
D_2	弁体の外径	mm
d_1	弁本体の内径	mm
F_{H1}	弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重	N
F_{V1}	弁本体に加わる鉛直方向地震荷重	N
F_{V2}	弁体に加わる鉛直方向地震荷重	N
g	重力加速度	m/s^2
I_1	弁本体の断面二次モーメント	mm^4
L_1	弁全体の長さ	mm
m_1	逆止弁付ファンネルの全質量	kg
m_2	弁体の質量	kg
t	弁体の厚さ	mm
M_1	弁本体に発生する曲げモーメント	$\text{N} \cdot \text{mm}$
D	固定荷重	—
S	設計・建設規格の付録材料図表 Part5 表 5 鉄鋼材料の各温度における許容引張応力	MPa
W_{d1}	逆止弁付ファンネルの自重	N
W_{d2}	弁体の自重	N
σ_{H1}	弁本体に加わる曲げ応力	MPa
σ_{V1}	弁本体に加わる引張応力	MPa
σ_{V2}	弁体に加わる曲げ応力	MPa

3. 評価対象部位

逆止弁付ファンネルは、弁本体及び弁体等で構成されている。耐震評価においては、応力評価による評価対象部位として、弁本体及び弁体を選定し、構造健全性評価による評価対象部位として圧縮スプリング、ガイド、サポータ、取付金具（取付ねじ含む）、取付金具ピン及びねじ切り部を選定する。また、機能維持評価による評価対象部位として、逆止弁付ファンネルを選定する。逆止弁付ファンネルの評価対象部位について、図3-1に示す。



図中の①～②は応力評価による評価対象部位を、③～⑧は構造健全性評価による評価対象部位をそれぞれ示す。

図 3-1 逆止弁付ファンネルの評価対象部位

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4. 固有値解析

4.1 固有振動数の計算方法

逆止弁付ファンネルの構造に応じて、保守的に固有振動数が小さく算出されるよう、より柔となるようにモデル化し、固有振動数を算出する。また、その場合においても固有振動数が 20Hz 以上であることを確認する。

4.1.1 解析モデル

質量の不均一性を考慮し、一方の端を固定端、他方の端を自由端の 1 質点系モデルとして、自由端に全質量 m が集中したモデルを組む。モデル化は、円筒状の弁本体の断面をもつはりとして設定する。モデル化の概略を図 4-1 に示す。



図 4-1 モデル化の概略

4.1.2 記号の説明

逆止弁付ファンネルの固有振動数算出に用いる記号を表 4-1 に示す。

表 4-1 固有振動数算出に用いる記号

記号	記号の説明	単位
d_m	モデル化に用いる弁本体の内径	mm
D_m	モデル化に用いる弁本体の外径	mm
E	弁本体の縦弾性係数	MPa
f	弁本体の一次固有振動数	Hz
I_m	弁本体の断面二次モーメント	mm^4
k	ばね定数	N/m
ℓ_1	弁本体全体の長さ	mm
m	逆止弁付ファンネルの全質量	kg

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4.1.3 固有振動数の計算

固有振動数の計算に用いる寸法は，公称値を使用する。水平方向の固有振動数 f を以下の式より算出する。なお，鉛直方向の固有振動数については，逆止弁付ファンネルの構造上，水平方向よりも鉛直方向の方が剛構造となるため，水平方向の固有振動数のみを確認する。

$$f = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{k}{m}}$$

$$k = \frac{3 \cdot E \cdot I_m}{\ell_1^3} \times 10^3$$

弁本体の断面二次モーメント I_m の算出過程を以下に示す。モデル化に用いる弁本体の断面二次モーメント I_m は，以下の式より算出する。

$$I_m = (D_m^4 - d_m^4) \cdot \frac{\pi}{64}$$

4.2 固有振動数の計算条件

表 4-2 に固有振動数の計算条件を示す。

表 4-2 固有振動数の計算条件

弁本体の材質	逆止弁付ファンネル の全質量 m (kg)	モデル化に用いる 弁本体の外径 D _m (mm)	モデル化に用いる 弁本体の内径 d _m (mm)
SUS316L	1.5	73	70

弁本体の長さ ℓ ₁ (mm)	弁本体の 縦弾性係数* E (MPa)
140	1.94×10 ⁵

注記* : 「5.3 許容限界」における温度条件での縦弾性係数Eを用いる。

4.3 固有振動数の計算結果

表 4-3 に固有振動数の計算結果を示す。固有振動数は、20Hz 以上であることから、剛構造である。

表 4-3 固有振動数の計算結果

機器名称	固有振動数 (Hz)
逆止弁付ファンネル	878

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

逆止弁付ファンネルの耐震評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位に作用する応力等が「5.3 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

5.2 荷重及び荷重の組合せ

5.2.1 荷重の設定

(1) 固定荷重 (D)

常時作用する荷重として、逆止弁付ファンネルの自重 W_{d1} 及び弁体の自重 W_{d2} を考慮し、以下の式より算出する。

$$W_{d1} = m_1 \cdot g$$

$$W_{d2} = m_2 \cdot g$$

(2) 基準地震動 S_s による地震荷重 (S_s)

基準地震動 S_s による地震荷重 F_{H1} 、 F_{V1} 、 F_{V2} を考慮し、以下の式より算出する。

$$F_{H1} = m_1 \cdot C_H \cdot g$$

$$F_{V1} = m_1 \cdot C_V \cdot g$$

$$F_{V2} = m_2 \cdot C_V \cdot g$$

5.2.2 荷重の組合せ

逆止弁付ファンネルの耐震計算にて考慮する荷重の組合せを表 5-1 に示す。

表 5-1 荷重の組合せ及び許容応力状態

施設区分	機器名称	耐震重要度分類
浸水防護施設 (浸水防止設備)	逆止弁付ファンネル	S

荷重の組合せ ^{*1*2}	許容応力状態
D + S _s	Ⅲ _A S

注記 *1: Dは固定荷重, S_sは基準地震動 S_sによる地震荷重を示す。

*2: 固定荷重 (D) 及び基準地震動 (S_s) の組合せが荷重を緩和する方向に作用する場合, 保守的にこれを組合せない評価を実施する。

5.3 許容限界

逆止弁付ファンネルの弁本体及び弁体の許容限界を表 5-2 に, 許容応力評価条件を表 5-3 にそれぞれ示す。また, 弁本体及び弁体の許容応力算出結果を表 5-4 にそれぞれ示す。

表 5-2 弁本体及び弁体の許容限界

許容応力状態	許容限界 ^{*1}		
	一次応力		
Ⅲ _A S ^{*3}	引張	曲げ	組合せ ^{*2}
	1.2・S	1.2・S	1.2・S

注記 *1: 引張及び曲げは, J E A G 4 6 0 1 を準用し, 「管」の許容限界のうちクラス 2, 3 配管に対する許容限界に準じて設定する。

*2: 引張応力と曲げ応力の組合せ応力である。

*3: 地震後, 津波後の再使用性や津波の繰返し作用を想定し, 当該構造物全体の变形能力に対して浸水防護機能として十分な余裕を有するよう, 設備を構成する材料が弾性域内に収まることを基本とする。

表 5-3 弁本体及び弁体の許容応力評価条件

評価対象部位	材料	温度条件 (°C)	S * (MPa)
弁本体	SUS316L	40	111
弁体			

注記*：鉄鋼材料（ボルト材を除く）の許容引張応力を示す。

表 5-4 弁本体及び弁体の許容応力算出結果

許容応力状態	評価対象 部位	許容限界		
		一次応力		
		引張 1.2・S (MPa)	曲げ 1.2・S (MPa)	組合せ 1.2・S (MPa)
Ⅲ _A S	弁本体	133	133	133
	弁体	—	133	—

5.4 設計用地震力

「4. 固有値解析」に示したとおり，逆止弁付ファンネルの固有振動数が 20Hz 以上であることを確認したため，逆止弁付ファンネルの耐震計算に用いる設計震度は，添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す逆止弁付ファンネルにおける設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮して設定する。逆止弁付ファンネルの耐震計算に用いる設計震度を表 5-5 に示す。

表 5-5 逆止弁付ファンネルの設計震度

地震動	床面高さ* ¹ O. P. (mm)	場所	設計震度* ²	
基準地震動 S s	1250	海水ポンプ室 (補機ポンプエリア)	水平方向 C _H	1.83
			鉛直方向 C _V	1.94

注記 *1：基準床レベルを示す。

*2：「4. 固有値解析」より，逆止弁付ファンネルの固有振動数が 20Hz 以上であることを確認したため，海水ポンプ室（補機ポンプエリア）の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

5.5 計算方法

5.5.1 弁本体

弁本体の発生応力を算出する。弁本体の応力評価に用いる断面積 A_1 は、図 5-1 に示すとおり、弁本体のうち最も肉厚が薄い断面を適用する。

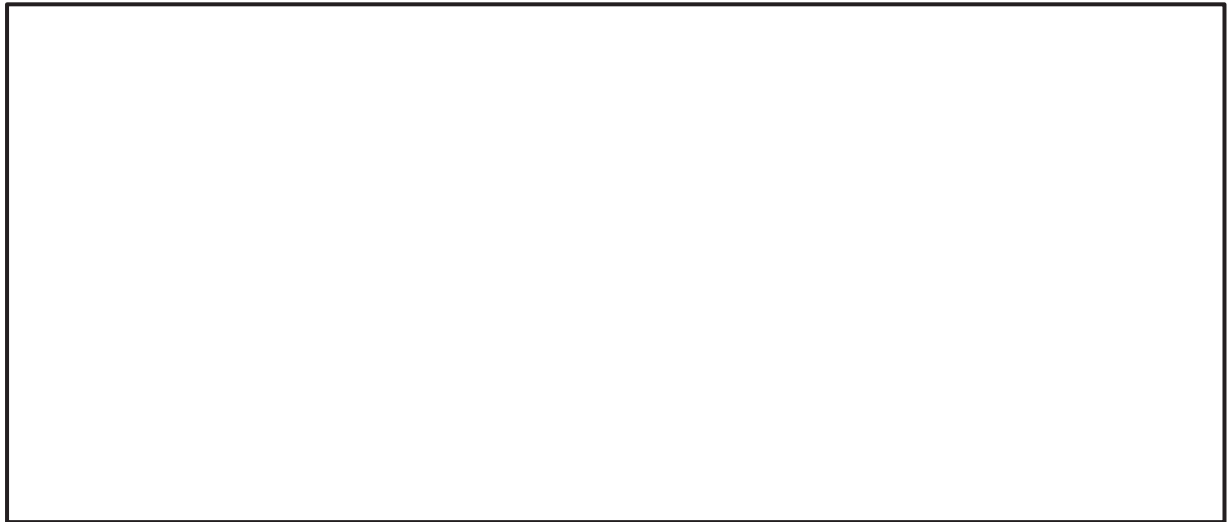


図 5-1 弁本体の構造図

(1) 鉛直応答加速度負荷時

鉛直応答加速度により、弁本体に加わる引張応力 σ_{v1} を以下の式より算出する。

$$\sigma_{v1} = \frac{W_{d1} + F_{v1}}{A_1}$$

(2) 水平応答加速度負荷時

弁全体の最下端に集中荷重が負荷された片持ちはりとして、水平応答加速度により、弁本体に加わる曲げ応力 σ_{H1} を以下の式より算出する。

$$M_1 = F_{H1} \cdot L_1$$

$$I_1 = (D_1^4 - d_1^4) \cdot \frac{\pi}{64}$$

$$\sigma_{H1} = \frac{M_1 \cdot \left(\frac{D_1}{2}\right)}{I_1}$$

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

5.5.2 弁体

(1) 鉛直応答加速度負荷時

鉛直応答加速度により弁体は弁座に押し付けられ、曲げ応力が発生する。曲げ応力 σ_{V2} を以下の式より算出する。ただし、弁体の自重による荷重 W_{d2} は曲げ応力 σ_{V2} を緩和する方向に作用するため考慮しない。なお、曲げ応力の算出については、機械工学便覧（日本機械学会）より、円板、周辺単純支持、等分布荷重の応力計算式を用いる。

$$\sigma_{V2} = 1.24 \cdot \frac{\left(\frac{W_{d2} + F_{V2}}{A_2} \right)}{t^2} \cdot \left(\frac{D_2}{2} \right)^2$$

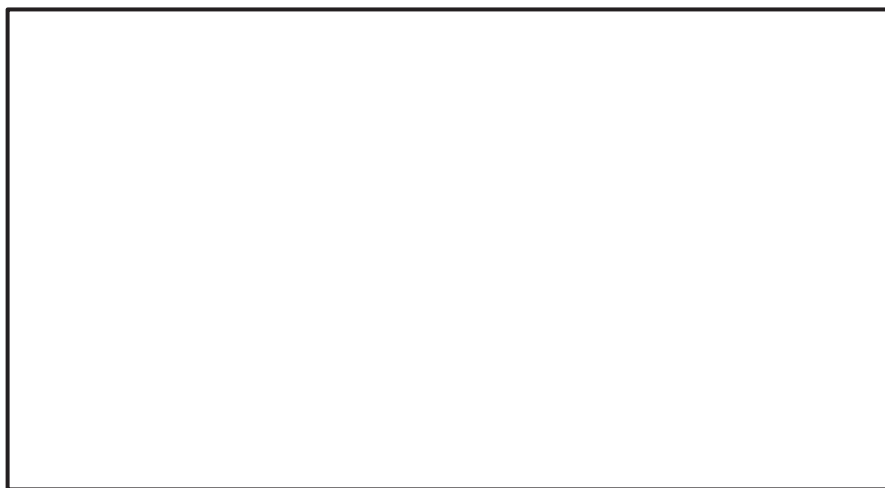


図 5-2 弁体に加わる荷重

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

5.6 計算条件

逆止弁付ファンネルの応力評価に用いる計算条件を表 5-6 に示す。

表 5-6 逆止弁付ファンネルの応力評価に用いる計算条件

弁本体の材質	逆止弁付ファンネル の全質量 m_1 (kg)	弁全体の長さ L_1 (mm)	弁本体の外径 D_1 (mm)
SUS316L	1.5	140	73

弁本体の内径 d_1 (mm)	弁本体の断面積 A_1 (mm ²)
70	336.9

弁体の材質	弁体の質量 m_2 (kg)	弁体の外径 D_2 (mm)	弁体の厚さ t (mm)
SUS316L	0.10	61	2

弁体の断面積 A_2 (mm ²)	重力加速度 g (m/s ²)
2.922×10^3	9.80665

6. 機能維持評価

「3. 評価対象部位」にて評価対象部位として設定した逆止弁付ファンネルの地震時及び地震後の機能維持を確認するため、「6.1 機能維持評価方法」に示すとおり、逆止弁付ファンネルの加振試験後に逆止弁付ファンネルの漏えい試験を実施することにより逆止弁付ファンネルの機能維持評価を実施した。

6.1 機能維持評価方法

逆止弁付ファンネルの固有振動数を考慮して、地震時における逆止弁付ファンネルの機能維持評価用加速度を設定し、設定した機能維持評価用加速度が機能確認済加速度以下であることを確認する。機能確認済加速度には、正弦波加振試験において、止水性の機能の健全性を確認した加振波の最大加速度を適用する。逆止弁付ファンネルの機能確認済加速度を表 6-1 に示す。

具体的な機能維持確認として、逆止弁付ファンネルに対して、正弦波により水平方向及び鉛直方向の加振試験を実施後、VI-1-1-2-2-5「津波防護に関する施設の設計方針」に示す地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波を想定し、0.18MPa の水圧にて漏えい試験を実施し、漏えい量が許容漏えい量以下であることを確認した。また、最大漏えい量となる水圧（0.01MPa）においても、漏えい量が許容漏えい量以下であることを確認した。本漏えい試験の結果により、逆止弁付ファンネルの地震時及び地震後の機能維持を確認した。

なお、固有値解析結果により、逆止弁付ファンネルの固有振動数 20Hz 以上であることを確認したため、機能維持評価用加速度には設置床の最大応答加速度を使用する。

表 6-1 逆止弁付ファンネルの機能確認済加速度

評価対象部位	機能確認済加速度 ($\times 9.8\text{m/s}^2$)	
	水平方向	鉛直方向
逆止弁付ファンネル	6.0	6.0

7. 評価結果

7.1 基準地震動 S s に対する評価対象部位の応力評価

基準地震動 S s に対する評価対象部位の応力評価結果を表 7-1 に示す。発生応力が許容応力以下であることから構造部材が構造健全性を有することを確認した。

表 7-1 基準地震動 S s に対する評価対象部位の応力評価

評価対象部位	発生応力 (MPa)		許容応力 (MPa)
	弁本体	引 張	1
曲 げ		1	133
組合せ*		2	133
弁体	曲 げ	1	133

注記 * : 引張 σ_{V1} + 曲げ σ_{H1} は, $\sigma_{V1} + \sigma_{V1} \leq 1.2S$ で評価

7.2 基準地震動 S s に対する逆止弁付ファンネルの機能維持評価

基準地震動 S s に対する逆止弁付ファンネルの機能維持評価結果を表 7-2 に示す。表 7-2 に示すとおり機能維持評価用加速度が機能確認済加速度以下であることから逆止弁付ファンネルの機能維持を確認した。

表 7-2 逆止弁付ファンネルの機能維持評価結果

評価対象 部位	床面高さ O.P. (mm)	場所	機能確認済加速度との比較			
			水平加速度 ($\times 9.8 \text{ m/s}^2$)		鉛直加速度 ($\times 9.8 \text{ m/s}^2$)	
			機能維持 評価用 加速度*	機能確認 済加速度	機能維持 評価用 加速度*	機能確認 済加速度
逆止弁付 ファンネル	1250	海水ポン プ室 (補 機ポン プエ リア)	1.53	6.0	1.61	6.0

注記 * : 「4. 固有値解析」より, 逆止弁付ファンネルの固有振動数が 20Hz 以上であることを確認したため, 機能維持評価用加速度には海水ポンプ室 (補機ポンプエリア) における最大応答加速度を使用した。

7.3 基準地震動 S_s に対する評価対象部位の構造健全性評価

「7.2 基準地震動 S_s に対する逆止弁付ファンネルの機能維持評価」に示したとおり、逆止弁付ファンネルの機能維持を確認したことにより、評価対象部位である圧縮スプリング、ガイド、サポータ、取付金具（取付ねじ含む）、取付金具ピン及びねじ切り部が構造健全性を有することを確認した。

VI-2-10-2-10-2 逆止弁付ファンネル（第3号機）の耐震性についての計算書

目 次

1.	概要	1
2.	一般事項	2
2.1	配置概要	2
2.2	構造計画	3
2.3	評価方針	4
2.4	適用規格・基準等	6
2.5	記号の説明	7
3.	評価対象部位	8
4.	固有値解析	9
4.1	固有振動数の計算方法	9
4.1.1	解析モデル	9
4.1.2	記号の説明	9
4.1.3	固有振動数の計算	10
4.2	固有振動数の計算条件	11
4.3	固有振動数の計算結果	11
5.	構造強度評価	12
5.1	構造強度評価方法	12
5.2	荷重及び荷重の組合せ	12
5.2.1	荷重の設定	12
5.2.2	荷重の組合せ	13
5.3	許容限界	13
5.4	設計用地震力	15
5.5	計算方法	16
5.5.1	弁本体	16
5.5.2	弁体	17
5.6	計算条件	18
6.	機能維持評価	19
6.1	機能維持評価方法	19
7.	評価結果	20
7.1	基準地震動 S_s に対する評価対象部位の応力評価	20
7.2	基準地震動 S_s に対する逆止弁ファンネルの機能維持評価	20
7.3	基準地震動 S_s に対する評価対象部位の構造健全性評価	21

1. 概要

本書類は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度に基づき、浸水防護施設のうち逆止弁付ファンネル（第3号機）（以下、逆止弁付ファンネルという。）が設計用地震力に対して、主要な構造部材が十分な構造健全性を有することを確認するものである。耐震評価は、逆止弁付ファンネルの固有値解析、応力評価、機能維持評価及び構造健全性評価により行う。

逆止弁付ファンネルは、浸水防護施設としてSクラス施設に分類される。以下、浸水防護施設としての構造強度評価を示す。

なお、逆止弁付ファンネルの耐震評価においては、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約1mの地盤沈下が発生したことを考慮する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

逆止弁付ファンネルは、第3号機海水熱交換器建屋の床面に設置する。逆止弁付ファンネルの設置位置図を図2-1に示す。

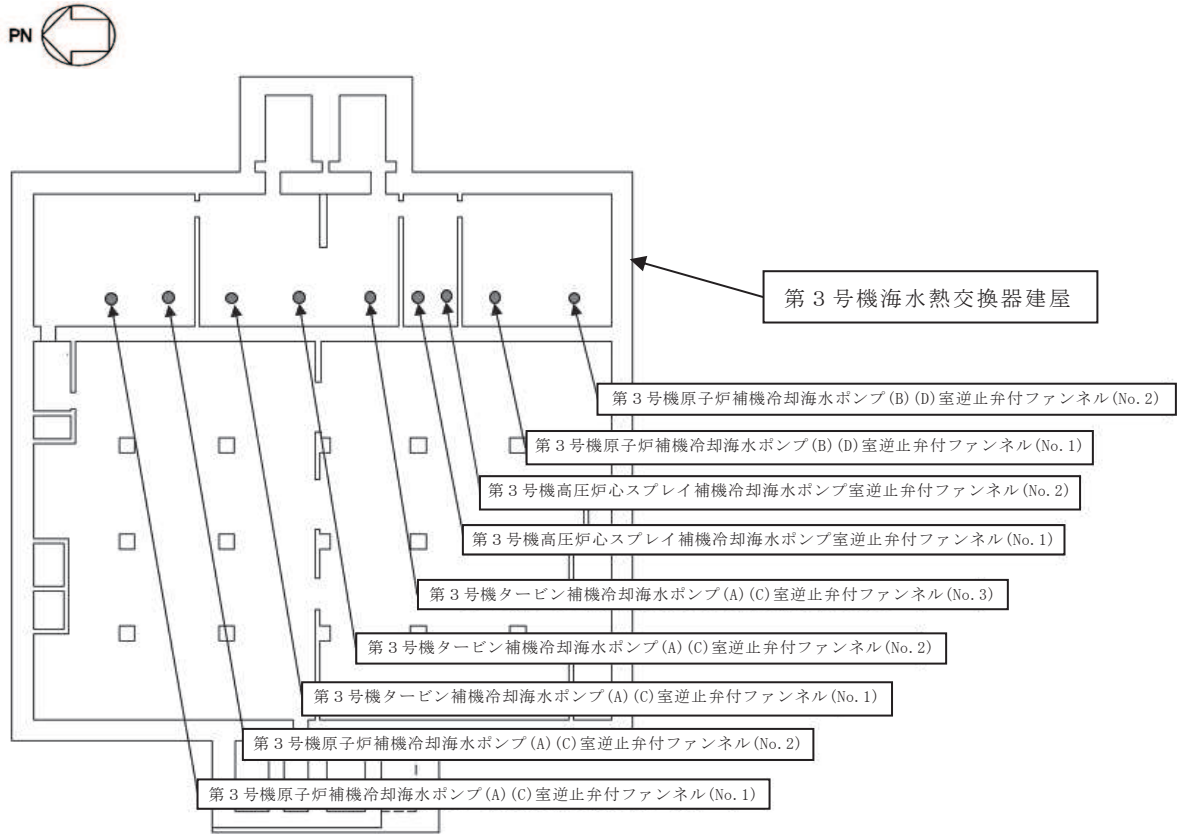
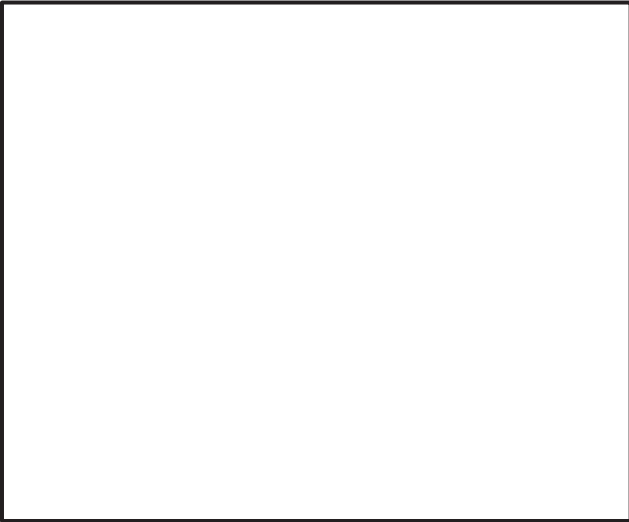


図2-1 逆止弁付ファンネルの設置位置図

2.2 構造計画

逆止弁付ファンネルは、圧縮スプリングのばね圧によりサポータを介して弁体を上側に引き上げていることから、常時弁体と弁座が密着している。弁体と弁座が密着している状態で津波が逆止弁付ファンネルの下側から流入してきた場合、弁体が更に押し上げられ、弁座により密着することで止水する。逆止弁付ファンネルの構造計画を表2-1に示す。

表 2-1 構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
第3号機海水熱交換器建屋床面の配管にねじ込み継手で固定する。	弁座を含む弁本体及び弁体で構成する。弁体は弁本体に取付金具、取付金具ピンで取付けられる。また、弁体はサポータ、ガイド、圧縮スプリングで保持される。	

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

2.3 評価方針

逆止弁付ファンネルの耐震評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.2 構造計画」にて示す逆止弁付ファンネルの構造を踏まえ、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位において、「4. 固有値解析」にて算出した固有振動数に基づく設計用地震力により算出した応力等が許容限界内に収まることを「5. 構造強度評価」にて示す方法にて確認する。また、逆止弁付ファンネルの機能維持評価は、逆止弁付ファンネルの固有振動数を考慮して機能維持評価用加速度を設定し、設定した機能維持評価用加速度が機能確認済加速度以下であることを「6. 機能維持評価」にて示す方法にて確認することで実施する。さらに、構造健全性評価により耐震評価を実施する評価対象部位については、逆止弁付ファンネルの機能維持評価結果に基づき構造健全性を確認することで実施する。応力評価、機能維持評価及び構造健全性評価の評価結果を「7. 評価結果」にて確認する。

なお、機能確認済加速度には、正弦波加振試験において、止水性の機能の健全性を確認した加振波の最大加速度を適用する。

耐震評価フローを図 2-2 に示す。

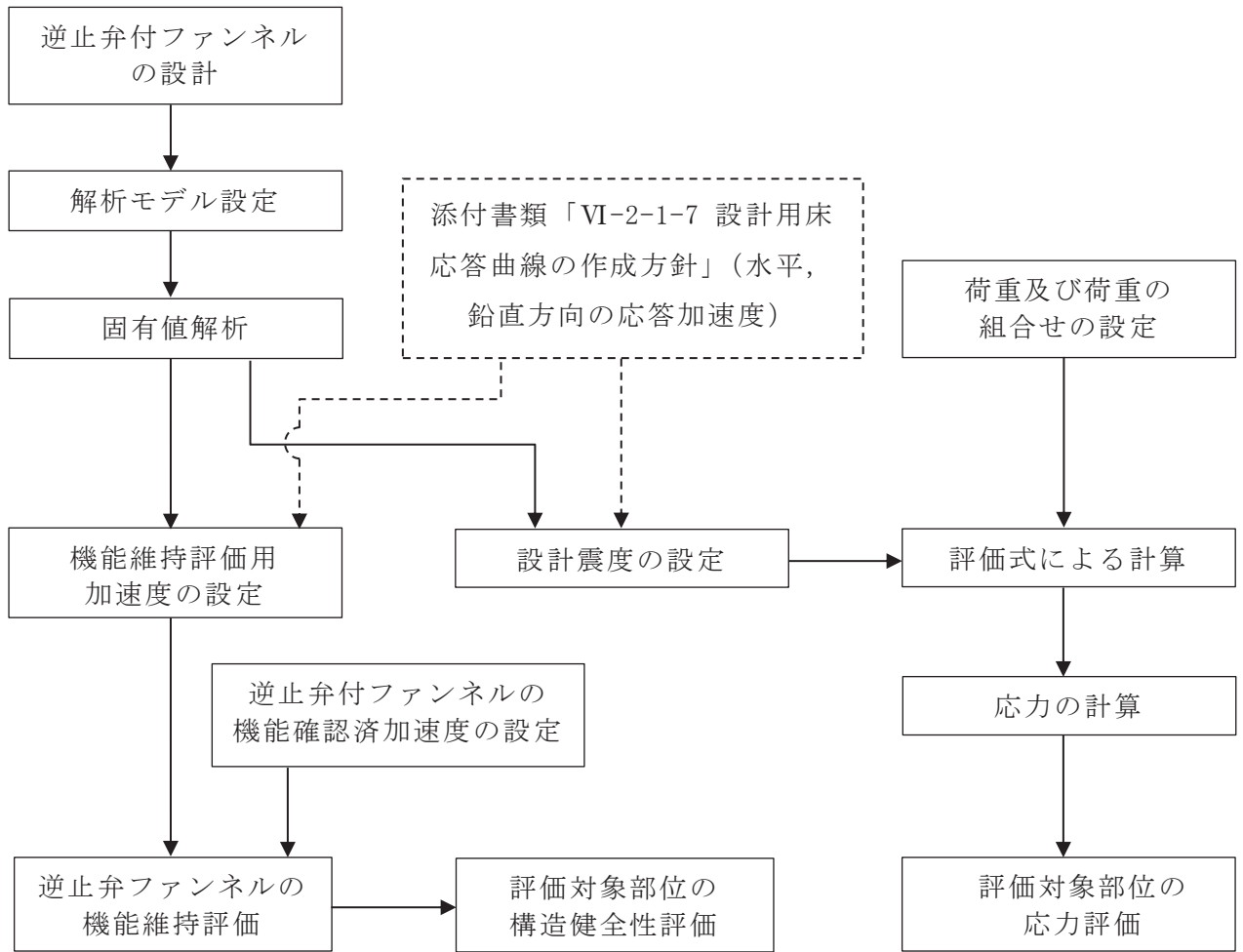


図 2-2 耐震評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) J S M E S N C 1 -2005/2007 発電用原子力設備規格 設計・建設規格
(以下，設計・建設規格という。)
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 0 1 -1987)
- (3) 原子力発電所耐震設計技術指針重要度分類・許容応力編 (J E A G 4 6 0 1 ・補
-1984)
- (4) 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)
(以下「 J E A G 4 6 0 1 」と記載しているものは上記 3 指針を指す。)
- (5) 機械工学便覧 (日本機械学会)

2.5 記号の説明

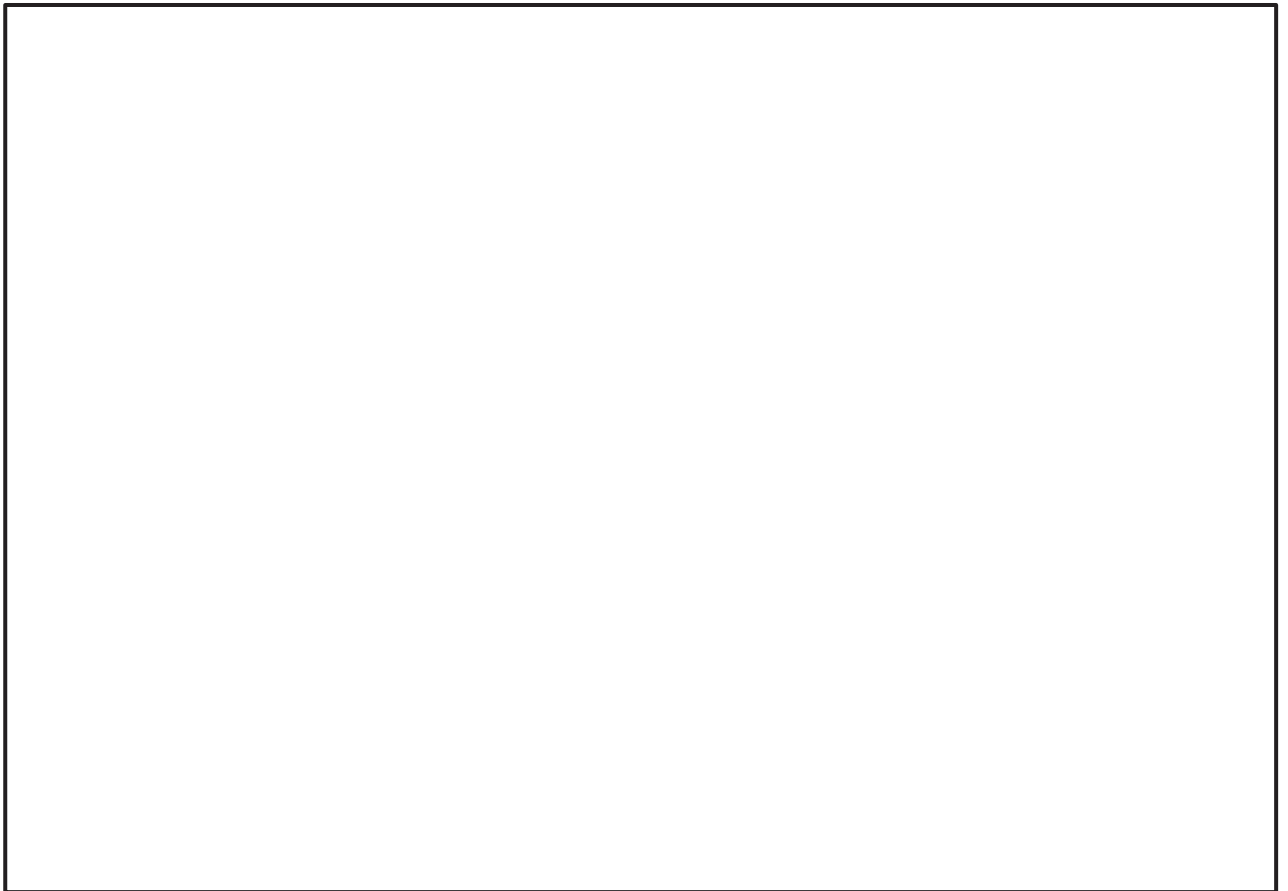
逆止弁付ファンネルの応力評価に用いる記号を表 2-2 に示す。

表 2-2 応力評価に用いる記号

記号	記号の説明	単位
C_H	基準地震動 S_s による水平方向の設計震度	—
C_V	基準地震動 S_s による鉛直方向の設計震度	—
A_1	弁本体の断面積	mm^2
A_2	弁体の断面積	mm^2
D_1	弁本体の外径	mm
D_2	弁体の外径	mm
d_1	弁本体の内径	mm
F_{H1}	弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重	N
F_{V1}	弁本体に加わる鉛直方向地震荷重	N
F_{V2}	弁体に加わる鉛直方向地震荷重	N
g	重力加速度	m/s^2
I_1	弁本体の断面二次モーメント	mm^4
L_1	弁全体の長さ	mm
m_1	逆止弁付ファンネルの全質量	kg
m_2	弁体の質量	kg
t	弁体の厚さ	mm
M_1	弁本体に発生する曲げモーメント	$\text{N} \cdot \text{mm}$
D	固定荷重	—
S	設計・建設規格の付録材料図表 Part5 表 5 鉄鋼材料の各温度における許容引張応力	MPa
W_{d1}	逆止弁付ファンネルの自重	N
W_{d2}	弁体の自重	N
σ_{H1}	弁本体に加わる曲げ応力	MPa
σ_{V1}	弁本体に加わる引張応力	MPa
σ_{V2}	弁体に加わる曲げ応力	MPa

3. 評価対象部位

逆止弁付ファンネルは、弁本体及び弁体等で構成されている。耐震評価においては、応力評価による評価対象部位として、弁本体及び弁体を選定し、構造健全性評価による評価対象部位として圧縮スプリング、ガイド、サポータ、取付金具（取付ねじ含む）、取付金具ピン及びねじ切り部を選定する。また、機能維持評価による評価対象部位として、逆止弁付ファンネルを選定する。逆止弁付ファンネルの評価対象部位について、図3-1に示す。



図中の①～②は応力評価による評価対象部位を、③～⑧は構造健全性評価による評価対象部位をそれぞれ示す。

図 3-1 逆止弁付ファンネルの評価対象部位

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4. 固有値解析

4.1 固有振動数の計算方法

逆止弁付ファンネルの構造に応じて、保守的に固有振動数が小さく算出されるよう、より柔となるようにモデル化し、固有振動数を算出する。また、その場合においても固有振動数が 20Hz 以上であることを確認する。

4.1.1 解析モデル

質量の不均一性を考慮し、一方の端を固定端、他方の端を自由端の 1 質点系モデルとして、自由端に全質量 m が集中したモデルを組む。モデル化は、円筒状の弁本体の断面をもつはりとして設定する。モデル化の概略を図 4-1 に示す。



図 4-1 モデル化の概略

4.1.2 記号の説明

逆止弁付ファンネルの固有振動数算出に用いる記号を表 4-1 に示す。

表 4-1 固有振動数算出に用いる記号

記号	記号の説明	単位
d_m	モデル化に用いる弁本体の内径	mm
D_m	モデル化に用いる弁本体の外径	mm
E	弁本体の縦弾性係数	MPa
f	弁本体の一次固有振動数	Hz
I_m	弁本体の断面二次モーメント	mm ⁴
k	ばね定数	N/m
ℓ_1	弁本体全体の長さ	mm
m	逆止弁付ファンネルの全質量	kg

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4.1.3 固有振動数の計算

固有振動数の計算に用いる寸法は、公称値を使用する。水平方向の固有振動数 f を以下の式より算出する。なお、鉛直方向の固有振動数については、逆止弁付ファンネルの構造上、水平方向よりも鉛直方向の方が剛構造となるため、水平方向の固有振動数のみを確認する。

$$f = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{k}{m}}$$

$$k = \frac{3 \cdot E \cdot I_m}{\ell_1^3} \times 10^3$$

弁本体の断面二次モーメント I_m の算出過程を以下に示す。モデル化に用いる弁本体の断面二次モーメント I_m は、以下の式より算出する。

$$I_m = (D_m^4 - d_m^4) \cdot \frac{\pi}{64}$$

4.2 固有振動数の計算条件

表 4-2 に固有振動数の計算条件を示す。

表 4-2 固有振動数の計算条件

弁本体の材質	逆止弁付ファンネル の全質量 m (kg)	モデル化に用いる 弁本体の外径 D _m (mm)	モデル化に用いる 弁本体の内径 d _m (mm)
SUS316L	1.5	73	70

弁本体全体の長さ ℓ ₁ (mm)	弁本体の 縦弾性係数* E (MPa)
140	1.94×10 ⁵

注記* : 「5.3 許容限界」における温度条件での縦弾性係数Eを用いる。

4.3 固有振動数の計算結果

表 4-3 に固有振動数の計算結果を示す。固有振動数は、20Hz 以上であることから、剛構造である。

表 4-3 固有振動数の計算結果

機器名称	固有振動数 (Hz)
逆止弁付ファンネル	878

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

逆止弁付ファンネルの耐震評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位に作用する応力等が「5.3 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

5.2 荷重及び荷重の組合せ

5.2.1 荷重の設定

(1) 固定荷重 (D)

常時作用する荷重として、逆止弁付ファンネルの自重 W_{d1} 及び弁体の自重 W_{d2} を考慮し、以下の式より算出する。

$$W_{d1} = m_1 \cdot g$$

$$W_{d2} = m_2 \cdot g$$

(2) 基準地震動 S_s による地震荷重 (S_s)

基準地震動 S_s による地震荷重 F_{H1} 、 F_{V1} 、 F_{V2} を考慮し、以下の式より算出する。

$$F_{H1} = m_1 \cdot C_H \cdot g$$

$$F_{V1} = m_1 \cdot C_V \cdot g$$

$$F_{V2} = m_2 \cdot C_V \cdot g$$

5.2.2 荷重の組合せ

逆止弁付ファンネルの耐震計算にて考慮する荷重の組合せを表 5-1 に示す。

表 5-1 荷重の組合せ及び許容応力状態

施設区分	機器名称	耐震重要度分類
浸水防護施設 (浸水防止設備)	逆止弁付ファンネル	S

荷重の組合せ ^{*1*2}	許容応力状態
D + S _s	Ⅲ _A S

注記 *1: Dは固定荷重, S_sは基準地震動 S_sによる地震荷重を示す。

*2: 固定荷重 (D) 及び基準地震動 (S_s) の組合せが荷重を緩和する方向に作用する場合, 保守的にこれを組合せない評価を実施する。

5.3 許容限界

逆止弁付ファンネルの弁本体及び弁体の許容限界を表 5-2 に, 許容応力評価条件を表 5-3 にそれぞれ示す。また, 弁本体及び弁体の許容応力算出結果を表 5-4 にそれぞれ示す。

表 5-2 弁本体及び弁体の許容限界

許容応力状態	許容限界 ^{*1}		
	一次応力		
Ⅲ _A S ^{*3}	引張	曲げ	組合せ ^{*2}
	1.2・S	1.2・S	1.2・S

注記 *1: 引張及び曲げは, J E A G 4 6 0 1 を準用し, 「管」の許容限界のうちクラス 2, 3 配管に対する許容限界に準じて設定する。

*2: 引張応力と曲げ応力の組合せ応力である。

*3: 地震後, 津波後の再使用性や津波の繰返し作用を想定し, 当該構造物全体の变形能力に対して浸水防護機能として十分な余裕を有するよう, 設備を構成する材料が弾性域内に収まることを基本とする。

表 5-3 弁本体及び弁体の許容応力評価条件

評価対象部位	材料	温度条件 (°C)	S * (MPa)
弁本体	SUS316L	40	111
弁体			

注記*：鉄鋼材料（ボルト材を除く）の許容引張応力を示す。

表 5-4 弁本体及び弁体の許容応力算出結果

許容応力状態	評価対象 部位	許容限界		
		一次応力		
		引張 1.2・S (MPa)	曲げ 1.2・S (MPa)	組合せ 1.2・S (MPa)
Ⅲ _A S	弁本体	133	133	133
	弁体	—	133	—

5.4 設計用地震力

「4. 固有値解析」に示したとおり逆止弁付ファンネルの固有振動数が 20Hz 以上であることを確認したため、逆止弁付ファンネルの耐震計算に用いる設計震度は、添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す逆止弁付ファンネルにおける設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮して設定する。逆止弁付ファンネルの耐震計算に用いる設計震度を表 5-5 に示す。

表 5-5 逆止弁付ファンネルの設計震度

地震動	床面高さ* ¹ O. P. (mm)	場所	設計震度* ²	
基準地震動 S s	7000	3号機海水熱交換器 建屋	水平方向 C _H	2.24
			鉛直方向 C _V	1.59

注記 *1：基準床レベルを示す。

*2：「4. 固有値解析」より、逆止弁付ファンネルの固有振動数が 20Hz 以上であることを確認したため、3号機海水熱交換器建屋の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

5.5 計算方法

5.5.1 弁本体

弁本体の発生応力を算出する。弁本体の応力評価に用いる断面積 A_1 は、図 5-1 に示すとおり、弁本体のうち最も肉厚が薄い断面を適用する。

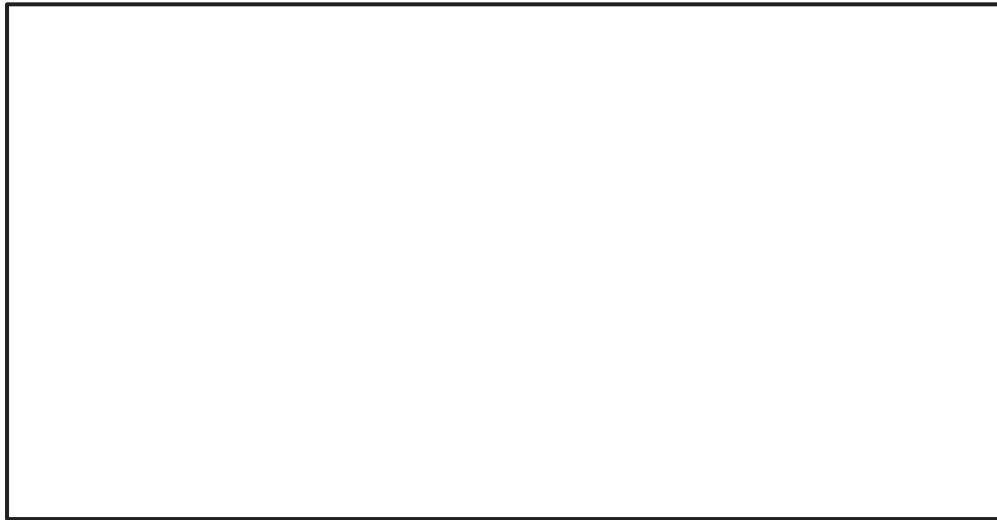


図 5-1 弁本体の構造図

(1) 鉛直応答加速度負荷時

鉛直応答加速度により、弁本体に加わる引張応力 σ_{v1} を以下の式より算出する。

$$\sigma_{v1} = \frac{W_{d1} + F_{v1}}{A_1}$$

(2) 水平応答加速度負荷時

弁全体の最下端に集中荷重が負荷された片持ちはりとして、水平応答加速度により、弁本体に加わる曲げ応力 σ_{H1} を以下の式より算出する。

$$M_1 = F_{H1} \cdot L_1$$

$$I_1 = (D_1^4 - d_1^4) \cdot \frac{\pi}{64}$$

$$\sigma_{H1} = \frac{M_1 \cdot \left(\frac{D_1}{2}\right)}{I_1}$$

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

5.5.2 弁体

(1) 鉛直応答加速度負荷時

鉛直応答加速度により弁体は弁座に押し付けられ、曲げ応力が発生する。曲げ応力 σ_{v2} を以下の式より算出する。ただし、弁体の自重による荷重 W_{d2} は曲げ応力 σ_{v2} を緩和する方向に作用するため考慮しない。なお、曲げ応力の算出については、機械工学便覧（日本機械学会）より、円板、周辺単純支持、等分布荷重の応力計算式を用いる。

$$\sigma_{v2} = 1.24 \cdot \frac{\left(\frac{W_{d2} + F_{v2}}{A_2} \right)}{t^2} \cdot \left(\frac{D_2}{2} \right)^2$$



図 5-2 弁体に加わる荷重

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

5.6 計算条件

逆止弁付ファンネルの応力評価に用いる計算条件を表 5-6 に示す。

表 5-6 逆止弁付ファンネルの応力評価に用いる計算条件

弁本体の材質	逆止弁付ファンネル の全質量 m_1 (kg)	弁全体の長さ L_1 (mm)	弁本体の外径 D_1 (mm)
SUS316L	1.5	140	73

弁本体の内径 d_1 (mm)	弁本体の断面積 A_1 (mm^2)
70	336.9

弁体の材質	弁体の質量 m_2 (kg)	弁体の外径 D_2 (mm)	弁体の厚さ t (mm)
SUS316L	0.10	61	2

弁体の断面積 A_2 (mm^2)	重力加速度 g (m/s^2)
2.922×10^3	9.80665

6. 機能維持評価

「3. 評価対象部位」にて評価対象部位として設定した逆止弁付ファンネルの地震時及び地震後の機能維持を確認するため、「6.1 機能維持評価方法」に示すとおり、逆止弁付ファンネルの加振試験後に逆止弁付ファンネルの漏えい試験を実施することにより逆止弁付ファンネルの機能維持評価を実施した。

6.1 機能維持評価方法

逆止弁付ファンネルの固有振動数を考慮して、地震時における逆止弁付ファンネルの機能維持評価用加速度を設定し、設定した機能維持評価用加速度が機能確認済加速度以下であることを確認する。機能確認済加速度には、正弦波加振試験において、止水性の機能の健全性を確認した加振波の最大加速度を適用する。逆止弁付ファンネルの機能確認済加速度を表 6-1 に示す。

具体的な機能維持確認として、逆止弁付ファンネルに対して、正弦波により水平方向及び鉛直方向の加振試験を実施後、VI-1-1-2-2-5「津波防護に関する施設の設計方針」に示す地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波を想定し、0.18MPa の水圧にて漏えい試験を実施し、漏えい量が許容漏えい量以下であることを確認した。また、最大漏えい量となる水圧（0.01MPa）においても、漏えい量が許容漏えい量以下であることを確認した。本漏えい試験の結果により、逆止弁付ファンネルの地震時及び地震後の機能維持を確認した。

なお、固有値解析結果により、逆止弁付ファンネルの固有振動数 20Hz 以上であることを確認したため、機能維持評価用加速度には設置床の最大応答加速度を使用する。

表 6-1 逆止弁付ファンネルの機能確認済加速度

評価対象部位	機能確認済加速度 ($\times 9.8\text{m/s}^2$)	
	水平方向	鉛直方向
逆止弁付ファンネル	6.0	6.0

7. 評価結果

7.1 基準地震動 S s に対する評価対象部位の応力評価

基準地震動 S s に対する評価対象部位の応力評価結果を表 7-1 に示す。発生応力が許容応力以下であることから構造部材が構造健全性を有することを確認した。

表 7-1 基準地震動 S s に対する評価対象部位の応力評価

評価対象部位	発生応力 (MPa)		許容応力 (MPa)
	弁本体	引 張	1
曲 げ		1	133
組合せ*		2	133
弁体	曲 げ	1	133

注記 * : 引張 σ_{V1} + 曲げ σ_{H1} は, $\sigma_{V1} + \sigma_{V1} \leq 1.2S$ で評価

7.2 基準地震動 S s に対する逆止弁付ファンネルの機能維持評価

基準地震動 S s に対する逆止弁付ファンネルの機能維持評価結果を表 7-2 に示す。表 7-2 に示すとおり機能維持評価用加速度が機能確認済加速度以下であることから逆止弁付ファンネルの機能維持を確認した。

表 7-2 逆止弁付ファンネルの機能維持評価結果

評価対象 部位	床面高さ O.P. (mm)	場所	機能確認済加速度との比較			
			水平加速度 ($\times 9.8 \text{ m/s}^2$)		鉛直加速度 ($\times 9.8 \text{ m/s}^2$)	
			機能維持 評価用 加速度*	機能確認 済加速度	機能維持 評価用 加速度*	機能確認 済加速度
逆止弁付 ファンネル	7000	3号機海 水熱交換 器建屋	1.87	6.0	1.33	6.0

注記 * : 「4. 固有値解析」より、逆止弁付ファンネルの固有振動数が 20Hz 以上であることを確認したため、機能維持評価用加速度には 3号機海水熱交換器建屋における最大応答加速度を使用した。

7.3 基準地震動 S_s に対する評価対象部位の構造健全性評価

「7.2 基準地震動 S_s に対する逆止弁付ファンネルの機能維持評価」に示したとおり、逆止弁付ファンネルの機能維持を確認したことにより、評価対象部位である圧縮スプリング、ガイド、サポータ、取付金具（取付ねじ含む）、取付金具ピン及びねじ切り部が構造健全性を有することを確認した。

VI-2-10-2-11 貫通部止水処置の耐震性についての計算書

目 次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	2
2.3 評価方針	5
2.4 適用規格・基準等	7
2.5 記号の説明	8
3. 評価対象部位	9
4. 構造強度評価	10
4.1 構造強度評価方法	10
4.2 荷重及び荷重の組合せ	10
4.2.1 荷重の設定	10
4.2.2 荷重の組合せ	11
4.3 許容限界	11
4.4 設計用地震力	13
4.5 計算方法	14
4.5.1 荷重計算	14
4.6 計算条件	15
5. 評価結果	16

(別紙1) 遮水鋼板におけるケーブルトレイ貫通部の耐震性について

1. 概要

本計算書は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度に基づき、浸水防護施設のうち、貫通部止水処置が設計用地震力に対して、主要な構造部材が地震後の繰返しの来襲を想定した経路からの津波の流入、地震による溢水に加えて津波の流入を考慮した浸水又は内部溢水の伝播を防止する機能を維持するための十分な構造健全性を有することを説明するものである。その耐震評価は貫通部止水処置の荷重又は応力評価により行う。

貫通部止水処置は、設計基準対象施設においては浸水防止設備としてSクラス及びCクラス施設に分類される。以下、設計基準対象施設としての構造強度評価を示す。

なお、耐津波設計による貫通部止水処置の耐震評価においては、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約1mの地盤沈下が発生したことを考慮する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

貫通部止水処置は原子炉建屋，タービン建屋，制御建屋，海水ポンプ室，軽油タンクエリア，第2号機海水ポンプ室防潮壁横断部，第2号機放水立坑防潮壁横断部，第3号機海水ポンプ室防潮壁横断部，第3号機放水立坑防潮壁横断部及び第3号機補機冷却海水系放水ピット浸水防止蓋貫通部の貫通口と貫通物とのすき間に施工する。

2.2 構造計画

貫通部止水処置は，貫通部の位置や条件に応じて，シール材，モルタル及びブーツを使用し，各貫通部止水処置の適用条件を考慮し施工する。シール材及びモルタルは壁，床面又は蓋の貫通口と貫通物のすき間に施工し，壁，床面又は蓋と貫通物を接合する構造とする。ブーツは，伸縮性ゴムを用い，壁又は床面の貫通口スリーブと配管を締付けバンドにて固定する構造とする。貫通部止水処置の構造計画を表2-1に示す。

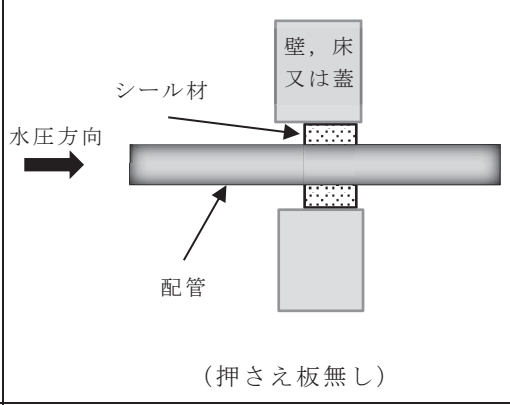
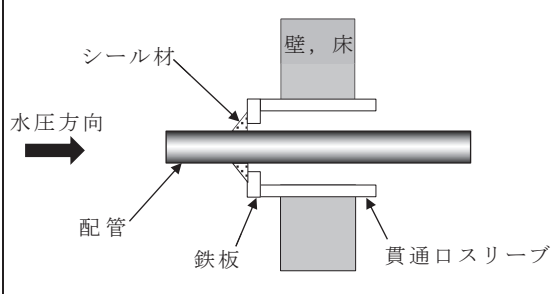
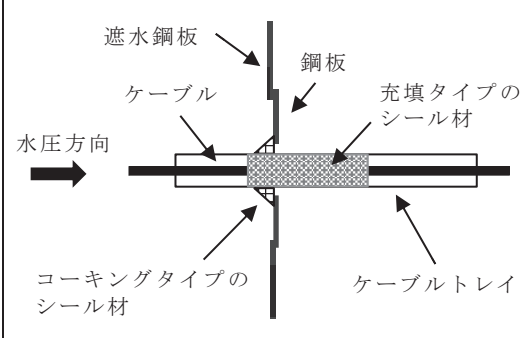
なお，表2-1に示すとおり，第2号機放水立坑防潮壁横断部に施工する遮水鋼板をケーブルトレイが貫通する部分については，遮水鋼板に取付けた鋼板及びシール材により，止水性を確保する構造とする。当該ケーブルトレイ貫通部止水処置の耐震性の評価結果については，本資料の別紙1に示す。

表 2-1 貫通部止水処置の構造計画 (1/2)

設備名称	計画の概要		説明図*
	主体構造	支持構造	
貫通部 止水処置	モルタルにて構成する。	貫通部の開口部にモルタルを充填し, 硬化後は貫通部内面及び貫通物外面と一定の付着力によって接合する。	
	ブーツと締付けバンドにて構成する。	高温配管の熱膨張変位及び地震時の変位を吸収できるように伸縮性ゴムを用い, 壁面又は床面の貫通ロスリーブと配管を締付けバンドにて締結する。	
	充填タイプの シーリング材にて 構成する。	貫通部の開口部にシーリング材を充填する。施工時は液状であり, 反応効果によって所定の強度を有する構造物が形成され貫通部内面及び貫通物外面と一定の付着力によって接合する。	
			<p>(押さえ板有り)</p>

注記*: 水圧方向は, 主たる作用方向を示す。

表 2-1 貫通部止水処置の構造計画 (2/2)

設備名称	計画の概要		説明図*
	主体構造	支持構造	
貫通部 止水処置	充填タイプのシール材にて構成する。	貫通部の開口部にシール材を充填する。施工時は液状であり、反応効果によって所定の強度を有する構造物が形成され貫通部内面及び貫通物外面と一定の付着力によって接合する。	 <p>(押さえ板無し)</p>
	コーキングタイプのシール材にて構成する。	貫通部の開口部と貫通部の隙間にコーキングする。施工時は液状であり、反応硬化によって所定の強度を有する構造物が形成され、鉄板及び貫通物外面と一定の付着力によって接合する。	
	鋼板, コーキングタイプのシール材, 充填タイプのシール材にて構成する。	遮水鋼板のケーブルトレイの貫通部は, 鋼板を遮水鋼板に溶接し, ケーブルトレイとの隙間にコーキングする。ケーブルトレイの内部はシール材を充填する。施工時は液状であり、反応硬化によって所定の強度を有する構造物が形成され, 鋼板及びケーブルトレイと一定の付着力によって接合する。	

注記*: 水圧方向は、主たる作用方向を示す。

2.3 評価方針

貫通部止水処置の耐震評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.2 構造計画」に示す貫通部止水処置の構造を踏まえ、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位において、発生する荷重が許容限界内に収まることを「4. 構造強度評価」に示す方法にて確認することで実施し、確認結果を「5. 評価結果」に示す。貫通部止水処置のうちモルタルの耐震評価フローを図 2-1 に示す。

ここで、シール材を施工する貫通部については、貫通部近傍に支持構造物を設置することで、地震時は建屋壁、防潮壁、第2号機海水ポンプ室壁面及び第3号機海水ポンプ室壁面と貫通物が一体で動く構造であることから、地震時の貫通部に対する配管変位の影響は十分小さい。また、第3号機補機冷却海水系放水ピット浸水防止蓋に設置する貫通部に対するシール材については、3号海水熱交換器建屋に設置している浸水防止蓋及び貫通物はいずれも剛構造のため発生する変位は軽微であり、地震時の貫通部における相対変位の影響は十分小さい。電線管、ケーブルトレイ内に使用する充填タイプのシール材は、柔軟性及び余長を有するケーブルすき間に充填することとしており、地震時にケーブルに発生する荷重は十分小さい。これらのことから、地震による相対変位や荷重によるシール材への影響は軽微であるため、耐震評価の対象としない。

ブーツについては、伸縮性ゴムを使用しており、地震による相対変位に対しても十分な伸縮性を有している。このため、地震による相対変位によるブーツへの影響は軽微であることから、耐震評価の対象としない。

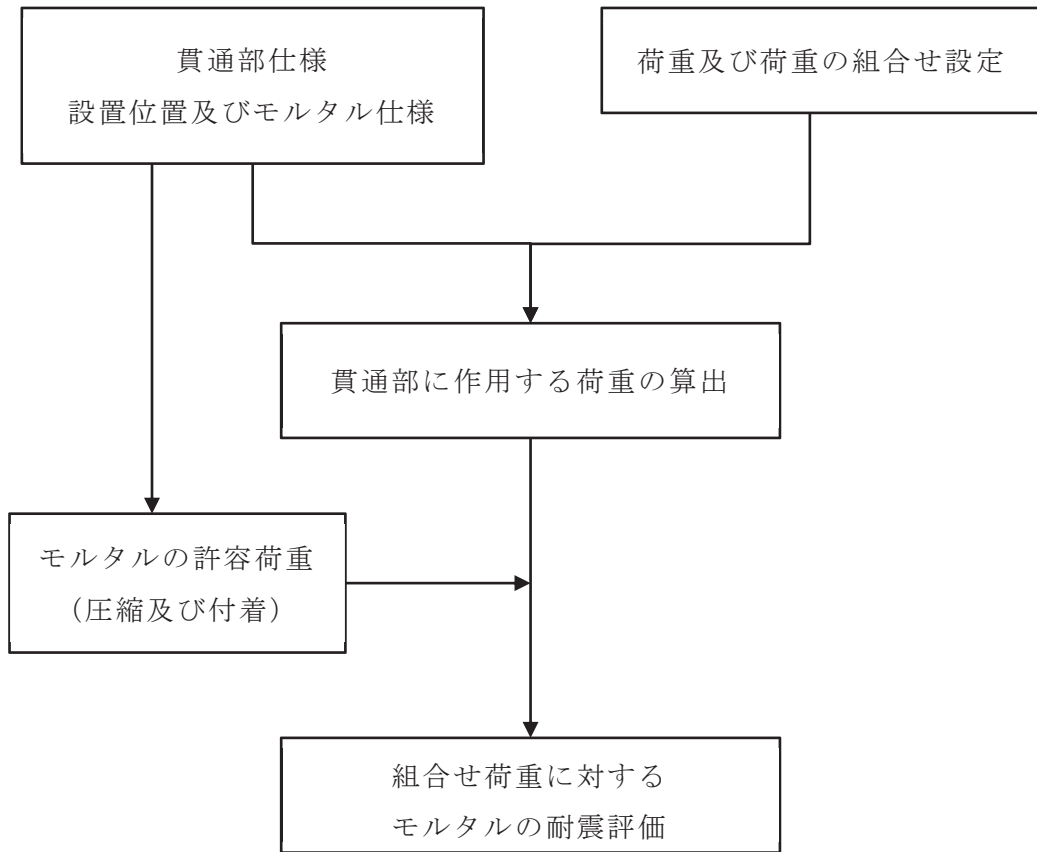


図 2-1 モルタルの耐震評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針重要度分類・許容応力編 (J E A G 4 6 0 1・補
-1984)
- (3) 原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 0 1-1987)
- (4) 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)
(以下「J E A G 4 6 0 1」と記載しているものは上記3指針を指す。)
- (5) 機械工学便覧 (日本機械学会)

2.5 記号の説明

モルタルの耐震評価に用いる記号を表 2-2 に示す。

表 2-2 モルタルの耐震評価に用いる記号

記号	定義	単位
A_P	貫通物の投影面積	mm^2
C_H	基準地震動 S_s により生じる貫通物の水平方向設計震度	-
C_V	基準地震動 S_s により生じる貫通物の鉛直方向設計震度	-
f_c	モルタルの許容圧縮荷重	kN
d	モルタル貫通物の直径	mm
f_s	モルタルの許容付着荷重	kN
f'_{bok}	モルタル付着強度	N/mm^2
f'_{ck}	モルタル圧縮強度	N/mm^2
F_c	貫通物反力によりモルタルに生じる圧縮荷重	kN
F_{H1}	壁貫通物の軸方向に作用する付着荷重	N
F_{H2}	床及び壁貫通物の軸直方向に作用する圧縮荷重	N
F_{V1}	床貫通物の軸方向に作用する付着荷重	N
F_{V2}	壁貫通物の軸直方向に作用する圧縮荷重	N
g	重力加速度	m/s^2
L	貫通物の支持間隔	mm
L_w	モルタルの充填深さ	mm
S	貫通物の周長	mm
w	貫通物の支持間隔の単位長さ当たりの質量	kg/m
γ_c	材料定数	-

3. 評価対象部位

貫通部止水処置の評価対象部位は、「2.2 構造計画」にて設定している構造に従って、地震荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し選定する。

モルタルについては、地震時に貫通物の反力が直接作用することが考えられるため、モルタルを評価対象部位とする。また、全ての建屋の中でモルタルに作用する荷重が最も大きい貫通部を代表として評価する。モルタルを用いた貫通部のうち、貫通物がないため埋め戻しを行っている貫通部は貫通物の追従により生じる荷重がないため、貫通物が通っている場合の評価に包絡される。

モルタルの評価対象部位を図 3-1 に示す。

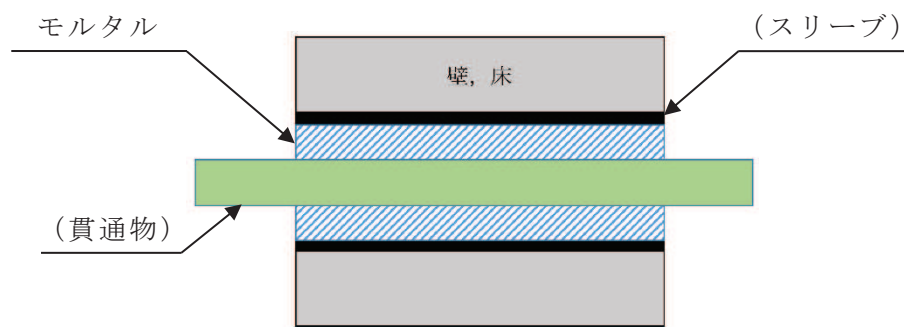


図 3-1 モルタルの評価対象部位

4. 構造強度評価

4.1 構造強度評価方法

- (1) 貫通部止水処置の評価対象部位の荷重評価を実施し，発生荷重を算出する。
- (2) 評価対象部位の発生荷重と許容荷重を比較し，発生荷重が許容荷重以下であることを確認する。

4.2 荷重及び荷重の組合せ

耐震評価に用いる荷重及び荷重の組合せに関して以下に示す。

4.2.1 荷重の設定

(1) モルタルに作用する地震荷重

強度評価に用いる荷重は，以下の荷重を用いる。

a. 固定荷重(D)

固定荷重として，貫通軸上の貫通物（配管等を示す。以下同じ。）及びその内容物の質量を考慮する。

b. 基準地震動 S_s による地震荷重(S_s)

地震荷重は，基準地震動 S_s に伴う地震力とする。

モルタルに作用する荷重は，付着荷重及び圧縮荷重を考慮する。地震動により貫通物に地震荷重が発生し，その荷重がモルタルに作用するものとして算出する。

(a) 貫通物からモルタルに作用する地震荷重

モルタルに作用する荷重はモルタル端部とモルタルから最も近い支持構造物までの間の貫通物の固定荷重と地震荷重が作用する。評価においては，安全側の評価となる様に貫通部の両側の支持構造物間の貫通物の固定荷重及び地震力がモルタルに作用し，モルタルに反力が発生するものとして荷重を算出する。貫通物からモルタルに作用する荷重作用図を図 4-1 に示す。

また，貫通部は柔構造となる場合もあることから，貫通物の設置場所における床応答スペクトル，当該スペクトルが無い場合は上層の床応答スペクトルの最大応答加速度を用いて算出する。

(b) 評価において考慮する貫通部

評価においては、それぞれの貫通部のうち、発生する荷重が最も大きいものを算出する。

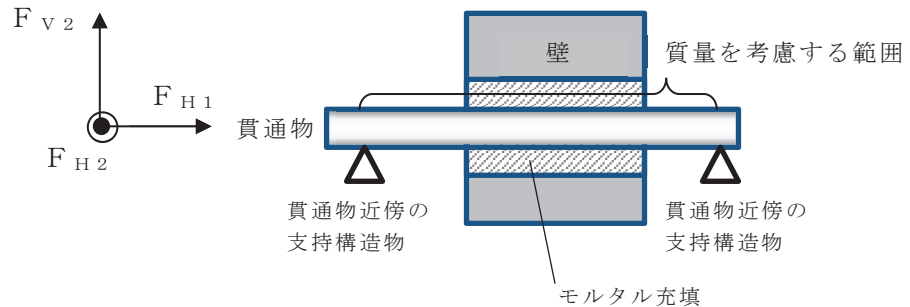


図 4-1 モルタルへの荷重作用図

4.2.2 荷重の組合せ

貫通部止水処置（モルタル）の荷重の組合せを表 4-1 に示す。

表 4-1 荷重の組合せ

施設区分	機器名称	荷重の組合せ*
浸水防護施設	貫通部止水処置 (モルタル)	D + S _s

注記 * : Dは固定荷重, S_sは基準地震動 S_sによる地震荷重を示す。

4.3 許容限界

貫通部止水処置の許容限界に関して以下に示す。

(1) モルタル

各評価対象部位の許容値は、土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]に規定される許容限界を用いる。

貫通部止水処置の許容限界を表 4-2, 貫通部止水処置の許容限界評価条件を表 4-3, 貫通部止水処置の許容限界算出結果を表 4-4 に示す。

表 4-2 貫通部止水処置の設計にて考慮する許容限界（許容荷重）

状態	許容限界*	
	付着荷重	圧縮荷重
短期	f_s	f_c

注記 *：モルタルの許容限界は，土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]により，モルタルの許容付着荷重 f_s ，モルタル付着強度 f'_{bok} 及びモルタルの許容圧縮荷重 f_c を算出する。モルタル圧縮強度 f'_{ck} は設計値を用いる。なお，同一貫通部に異なる口径の貫通物が設置されている場合，許容付着荷重の計算に使う周長 S は保守的に最も口径の小さい貫通物の周長を適用し，許容圧縮荷重の計算に使う直径 d も保守的に最も口径の小さい貫通物の直径を適用する。本計算書では，許容付着荷重の計算に適用する貫通物の口径 25A，許容圧縮荷重の計算に適用する貫通物の口径 25A，モルタルの充填深さ $L_w=300$ mm とする。

$$\begin{aligned} \text{許容付着荷重 } f_s &= f'_{bok} \cdot S \cdot L_w / \gamma_c \\ f'_{bok} &= 0.28 \cdot f'_{ck}{}^{2/3} \cdot 0.4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{許容圧縮荷重 } f_c &= f'_{ck} \cdot A_p / \gamma_c \\ A_p &= d \cdot L_w \end{aligned}$$

表 4-3 貫通部止水処置の許容限界評価条件

評価対象部位	$f'_{ck}{}^{*1}$ (N/mm ²)	$\gamma_c{}^{*2}$
モルタル	30	1.3

注記 *1：モルタル圧縮強度

*2：材料定数

表 4-4 貫通部止水処置の許容限界算出結果

状態	評価対象部位	許容限界	
		付着荷重 f_s (kN)	圧縮荷重 f_c (kN)
短期	モルタル	26	235

4.4 設計用地震力

モルタルの耐震計算に用いる設計震度は、添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方法」における設計用地震力に基づき設計する。モルタルの耐震計算に用いる設計震度を表 4-5 に示す。

表 4-5 モルタルの耐震計算に用いる設計震度

地震動	設置場所及び 床面高さ (mm)	地震による設計震度* ¹	
		基準地震動 S _s	海水ポンプ室 O.P. 14800 (O.P. 11025* ²)
鉛直方向 C _V	24.86		

注記 *1：モルタルは評価対象箇所が多いことから、設計震度の算出が建屋ごとに全ての対象箇所を包絡するように全周期帯の最大加速度を用いた。また、保守的な評価となるように設置場所の床応答曲線は減衰定数 0.5%を適用した。

*2：設置場所より上層の基準床レベルを示す。

4.5 計算方法

4.5.1 荷重計算

(1) モルタル

固定荷重及び基準地震動 S_s による貫通物の反力によりモルタルに生じる荷重を算出する。

a. 付着荷重

付着荷重は、貫通物の水平反力又は鉛直反力から次のとおり算出する。

(a) 床貫通部

$$F_{V1} = w (1 + C_V) \cdot L \cdot g$$

(b) 壁貫通部

$$F_{H1} = w \cdot C_H \cdot L \cdot g$$

b. 圧縮荷重

圧縮荷重は、貫通物の水平反力及び鉛直反力から次のとおり算出する。

(a) 床貫通部

床貫通部には、水平2方向から F_{H2} の荷重が作用するため、2方向の合成荷重を圧縮荷重 F_C とする。

$$F_{H2} = 5/8 \cdot w \cdot C_H \cdot L \cdot g$$

$$F_C = \sqrt{2 \cdot F_{H2}^2}$$

(b) 壁貫通部

壁貫通部には、水平方向と鉛直方向から各々 F_{H2} 、 F_{V2} のせん断力が圧縮荷重として作用するため、2方向の合成荷重を圧縮荷重 F_C とする。

$$F_{H2} = 5/8 \cdot w \cdot C_H \cdot L \cdot g$$

$$F_{V2} = 5/8 \cdot w (1 + C_V) \cdot L \cdot g$$

$$F_C = \sqrt{F_{H2}^2 + F_{V2}^2}$$

4.6 計算条件

(1) モルタル

貫通部止水処置（モルタル）の耐震評価に関する荷重評価条件を表 4-6 に示す。

表 4-6 モルタルの耐震評価に関する荷重評価条件

貫通部箇所 (貫通部仕様)	モルタルの充填深さ L_w (mm)	貫通部から近傍支持 点までの距離 L (mm)	貫通部から支持点ま での単位長さ当たり の質量 w (kg/m)
海水ポンプ室 壁貫通部 (モルタル)	300	2250	□

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

5. 評価結果

貫通部止水処置（モルタル）の耐震評価結果を表5-1に示す。貫通部止水処置の評価対象部位における発生荷重は許容荷重以下であり、構造部材が設計用地震力に対して溢水の伝播を防止する機能を維持するための十分な構造健全性を有することを確認した。

表5-1 モルタルの耐震評価結果

荷重	発生荷重 (kN)	許容荷重 (kN)
付着荷重	<input type="text"/>	26
圧縮荷重	<input type="text"/>	235

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(別紙1) 遮水鋼板におけるケーブルトレイ貫通部の耐震性について

目次

1. 評価方針	1
2. 一般事項	2
2.1 構造計画	2
2.2 適用規格・基準等	2
2.3 記号の説明	3
2.4 評価対象部位	4
2.5 固有周期	5
3. 構造強度評価	8
3.1 構造強度評価方法	8
3.2 荷重及び荷重の組合せ	8
3.3 許容限界	9
3.4 設計用地震力	9
3.5 計算方法	10
4. 評価結果	11

1. 評価方針

遮水鋼板におけるケーブルトレイ貫通部止水処置の耐震評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、本紙「2.1 構造計画」に示す貫通部止水処置の構造を踏まえ、「2.4 評価対象部位」にて設定する評価対象部位において、発生する荷重が許容限界内に収まることを「3. 構造強度評価」に示す方法にて確認することで実施し、確認結果を「4. 評価結果」に示す。ケーブルトレイ貫通部止水処置のうち鋼板部の耐震評価フローを図 1-1 に示す。

ここで、シール材を施工するケーブルトレイについては、貫通部近傍に支持構造物を設置することで、地震時は第 2 号機放水立坑壁面と貫通物が一体で動く構造であることから、地震時の貫通部に対する変位の影響は十分小さい。また、鋼板とケーブルトレイの間に施工するコーキングタイプのシール材については、遮水鋼板及び鋼板をいずれも剛構造と設計とし、地震時の貫通部における相対変位の影響が十分小さいことを確認する。ケーブルトレイ内に使用する充填タイプのシール材は、柔軟性及び余長を有するケーブルすき間に充填することとしており、地震時にケーブルに発生する荷重は十分小さい。これらのことから、コーキングタイプのシール材を施工する鋼板及び溶接部を耐震評価の対象とする。

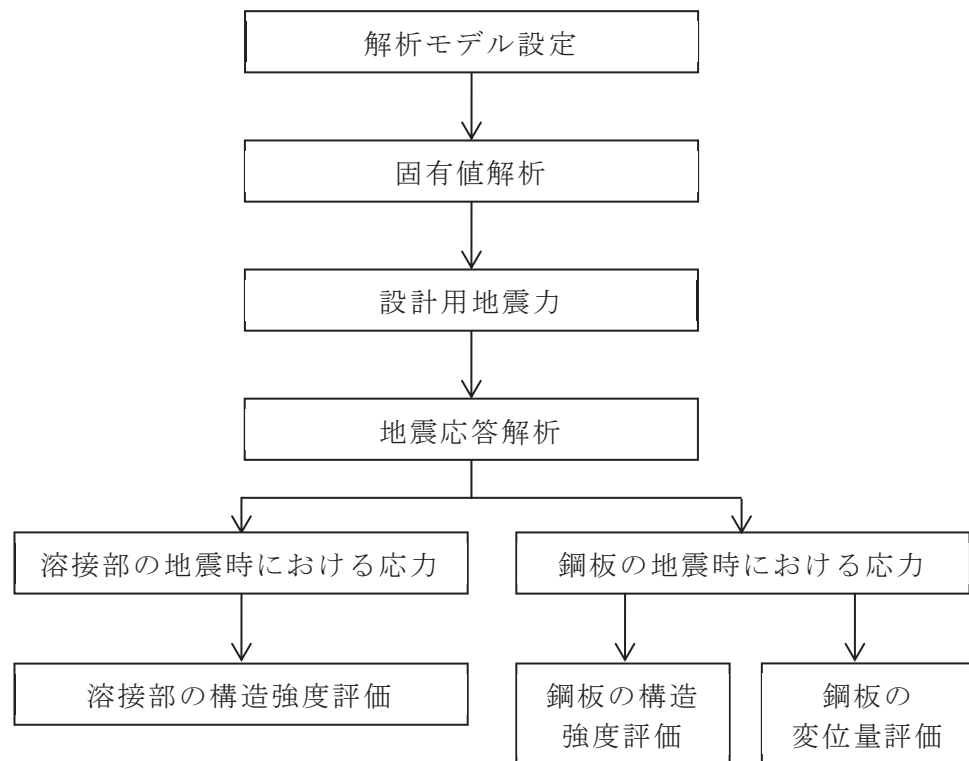


図 1-1 鋼板の耐震評価フロー

2. 一般事項

2.1 構造計画

概略構造を以下に示す。また、構造部材の諸元を表 2-1 に示す。

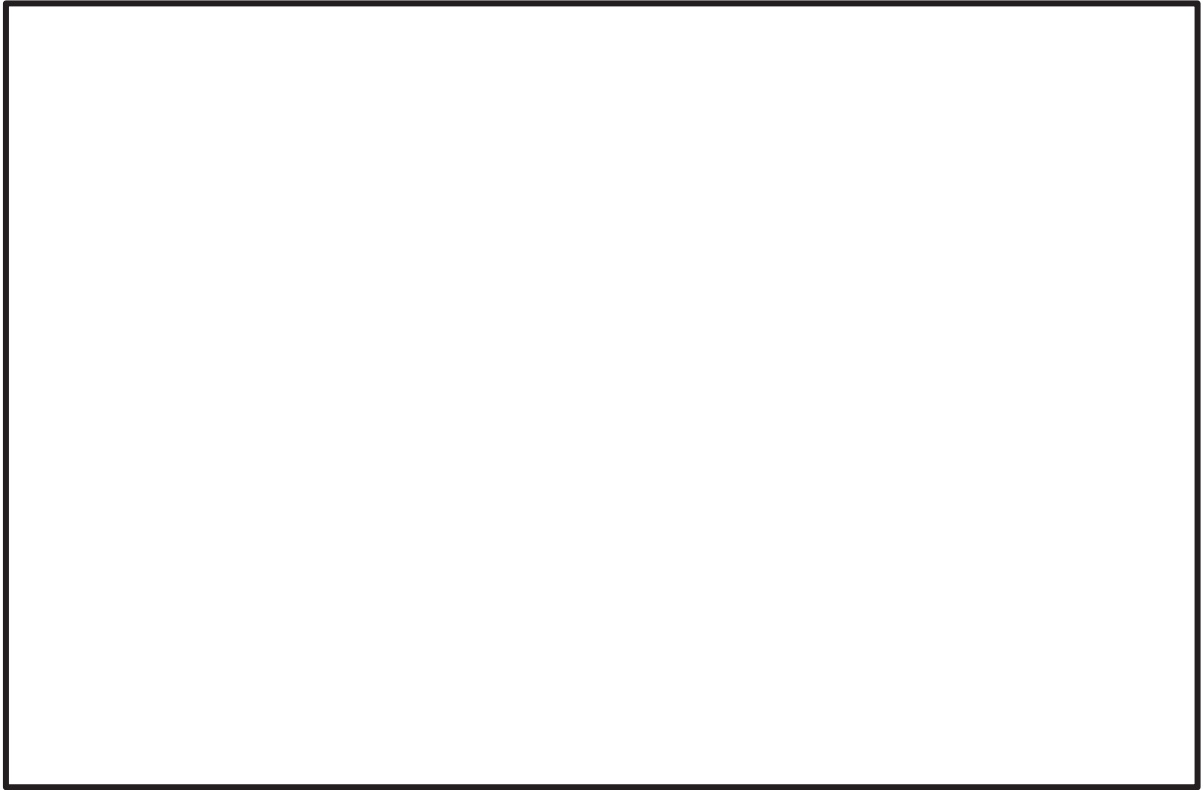


表 2-1 構造部材の諸元

部材	材料	高さ (mm)	幅 (mm)	板厚 (mm)
鋼板	SUS304			

部材	材料	高さ (mm)	幅 (mm)	厚さ (mm)
補強リブ	SUS304			

2.2 適用規格・基準等

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針重要度分類・許容応力編（J E A G 4 6 0 1・補-1984）
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1987）
- (3) 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）
（以下「J E A G 4 6 0 1」と記載しているものは上記 3 指針を指す。）

- (4) J S M E S N C 1 - 2005/2007 発電用原子力設備規格 設計・建設規格
(以下「設計・建設規格」という。)
- (5) 原子力発電所耐震設計技術規程 (J E A C 4 6 0 1 - 2008)

2.3 記号の説明

鋼板及び溶接部の耐震評価に用いる記号を表 2-2 に示す。

表 2-2 鋼板及び溶接部の耐震評価に用いる記号

記号	定義	単位
C_H	水平方向設計震度	-
C_V	鉛直方向設計震度	-
σ_x	鋼板の膜+曲げ応力	MPa
σ_y	鋼板の膜+曲げ応力	MPa
τ_{xy}	鋼板のせん断応力	MPa
σ_p	鋼板の組合せ応力	MPa
F_x	溶接部に x 方向に作用する引張, 圧縮荷重	kN
F_y	溶接部に y 方向に作用する引張, 圧縮荷重	kN
F_z	溶接部に z 方向に作用するせん断荷重	kN
M_y	溶接部に y 方向に作用する曲げモーメント	N・mm
M_z	溶接部に z 方向に作用する曲げモーメント	N・mm
M_x	溶接部に作用するねじりモーメント	N・mm
A	溶接部の断面積	mm ²
Z_y	溶接部の断面係数	mm ³
Z_z	溶接部の断面係数	mm ³
Z_p	溶接部のねじり断面係数	mm ³
σ_a	軸応力	MPa
σ_b	曲げ応力	MPa
τ	せん断応力	MPa
g	重力加速度 (=9.80665m/s ²)	m/s ²

2.4 評価対象部位

遮水鋼板のケーブルトレイ貫通部止水処置の評価対象部位は、本紙「2.1 構造計画」にて設定している構造に従って、地震荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し選定する。

基準地震動 S_s による地震力に対し、主要な構造部材が、ケーブルトレイ貫通部の止水性能を保持可能な構造強度を有する設計とする。

このことから、貫通部止水処置のうち、鋼板及び溶接部を評価対象部位として設定する。

また、地震時に荷重が鋼板に作用し、鋼板が変形することによりコーキングタイプのシール材がせん断や変形することが考えられるため、鋼板の変位量を評価し、シール材の許容変位内であることを確認する。なお、シール材の伸び長さは、シール材施工厚さ（隙間）と鋼板の変位量の和より小さくなるが、鋼板の変位量だけシール材が伸びるものとして評価する。

鋼板の評価対象部位を図 2-1 に示す。

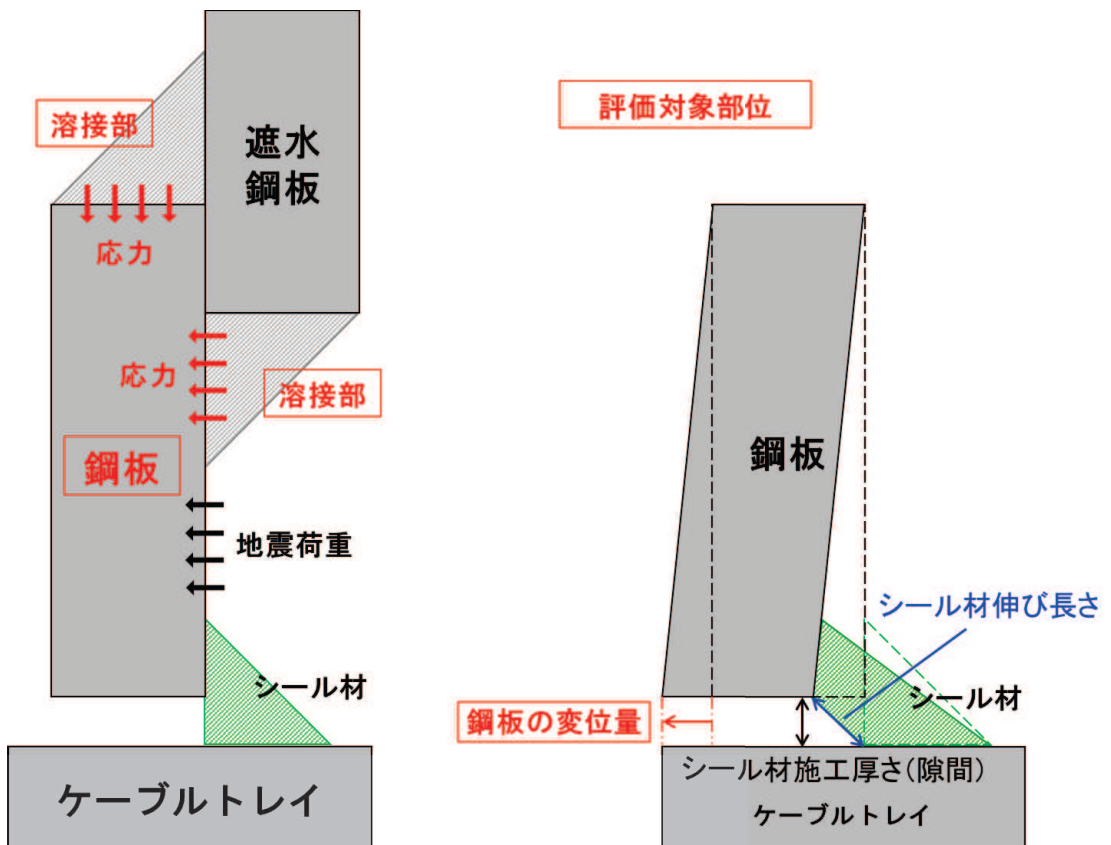


図 2-1 鋼板の評価対象部位

2.5 固有周期

2.5.1 固有値解析方法

鋼板の固有値解析方法を以下に示す。

2.5.2 解析モデル及び諸元

鋼板の解析モデルを図 2-2 に、解析モデルの概要を以下に示す。

- (1) 解析モデルは、
- (2) 拘束条件は、
- (3) 耐震計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

解析コードは、「MSC NASTRAN」を使用し、固有周期を求める。なお、評価に用いる解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5-40 計算機プログラム（解析コード）の概要・MSC NASTRAN」に示す。

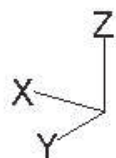


図 2-2 解析モデル図

2.5.3 固有値解析結果

固有値解析結果を表 2-3，固有振動モード図を図 2-3～5 に示す。

鋼板の 1 次モードは水平方向に卓越し，固有周期が 0.05 秒以下であり，剛であることを確認した。また，鉛直方向は 15 次モード以降で卓越し，固有周期は 0.05 秒以下であり，剛であることを確認した。

表 2-3 固有値解析結果

モード	卓越方向	固有周期 (s)	水平方向刺激係数		鉛直方向 刺激係数
			X 方向	Y 方向	
44 次	水平方向 (X 方向)	0.0004	—	—	—
1 次	水平方向 (Y 方向)	0.0040	—	—	—
15 次	鉛直方向 (Z 方向)	0.0010	—	—	—

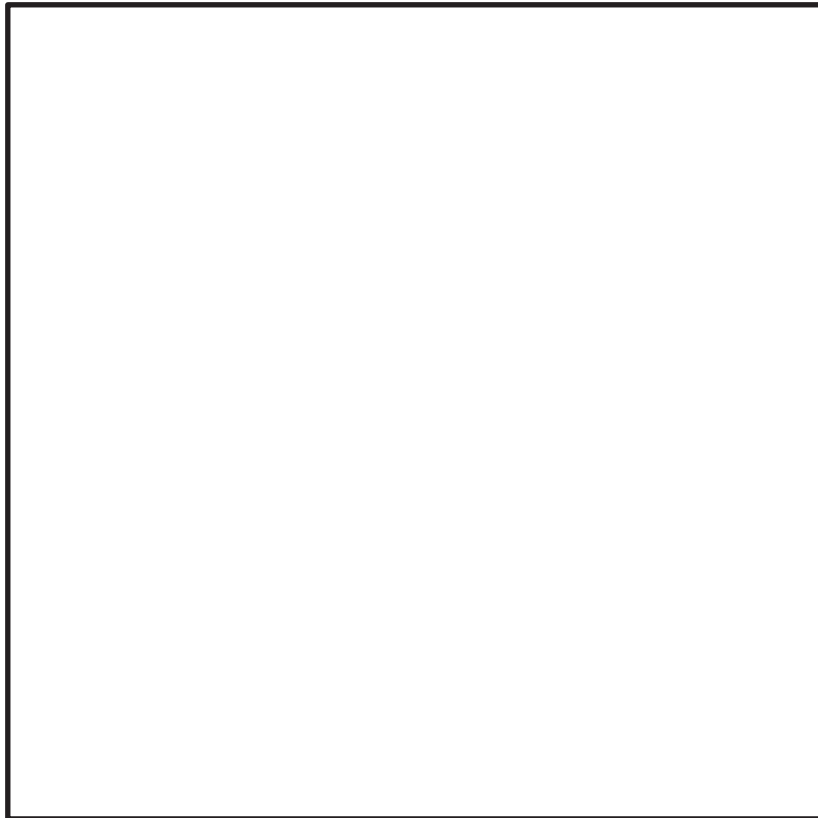


図 2-3 44 次固有振動モード図 (X 方向)

枠囲みの内容は商業機密の
観点から公開できません。

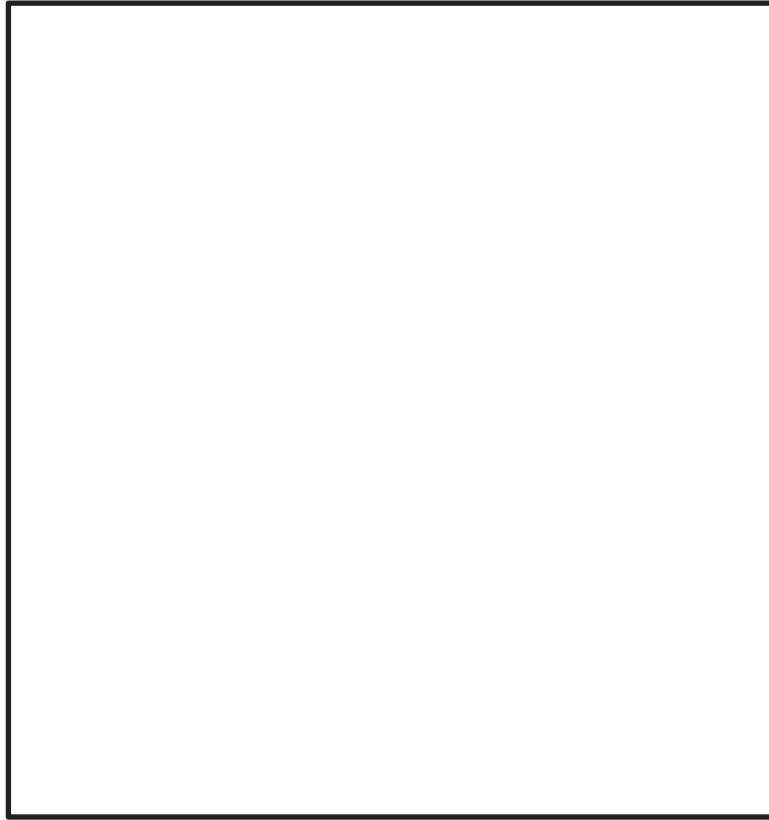


図 2-4 1次固有振動モード図 (Y方向)

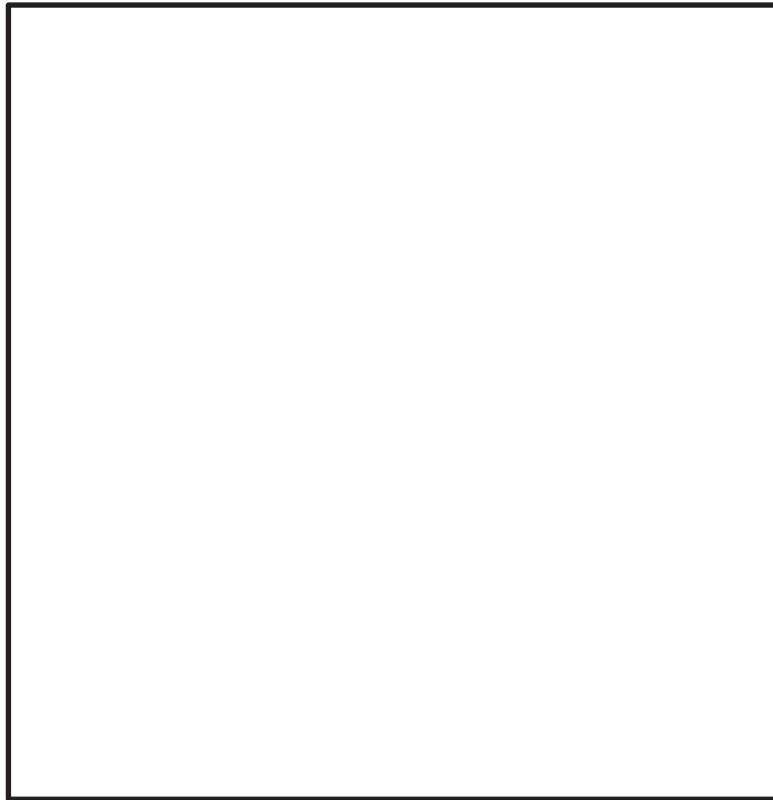


図 2-5 15次固有振動モード図 (Z方向)

枠囲みの内容は商業機密の
観点から公開できません。

3. 構造強度評価

3.1 構造強度評価方法

- (1) 貫通部止水処置の評価対象部位の応力評価を実施し、発生応力を算出する。
- (2) 評価対象部位の発生応力と許容応力を比較し、発生応力が許容応力以下であることを確認する。
- (3) 評価対象部位のうち鋼板については、変位量とシール材の許容変位を比較し、鋼板の変位量がシール材の許容変位以下であることを確認する。

3.2 荷重及び荷重の組合せ

耐震評価に用いる荷重及び荷重の組合せに関して以下に示す。

3.2.1 荷重の設定

強度評価に用いる荷重は、以下の荷重を用いる。

a. 固定荷重(D)

固定荷重として、鋼板の質量を考慮する。なお、ケーブルトレイについては、貫通部近傍に支持構造物を設置するため質量を考慮しない。

b. 基準地震動 S_s による地震荷重(S_s)

地震荷重は、基準地震動 S_s に伴う地震力とする。

3.2.2 荷重の組合せ

貫通部止水処置（鋼板）の荷重の組合せを表 3-1 に示す。

表 3-1 荷重の組合せ

施設区分	機器名称	荷重の組合せ*
浸水防護施設	貫通部止水処置 (鋼板)	$D + S_s$

注記* : Dは固定荷重, S_s は基準地震動 S_s による地震荷重を示す。

3.3 許容限界

3.3.1 貫通部止水処置（鋼板）の応力に対する許容限界

貫通部止水処置（鋼板）の応力に対する許容限界を表 3-2 に示す。

表 3-2 許容応力（その他の支持構造物）

許容応力状態	許容限界*	
	一次応力	
	引張	せん断
IV _A S	$1.5 \cdot f_t^*$	$1.5 \cdot f_s^*$

注記*：応力の組合せが考えられる場合には、組合せ応力に対しても評価を行う。

3.3.2 貫通部止水処置（鋼板）の変位に対する許容限界

貫通部止水処置（鋼板）の変位に対する許容限界を表 3-3 に示す。

表 3-3 鋼板の許容変位

評価部位	鋼板許容変位 (mm)	備考
鋼板		

注記*：コーキングタイプのシール材は引張試験により、シール材の許容引張破断伸びが であることが確認されていることから、シール材施工厚さ（隙間） を鋼板の許容変位とする。

3.4 設計用地震力

耐震計算に用いる設計震度は、添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方法」における設計用地震力に基づき設計する。

耐震計算に用いる設計震度を表 3-4 に示す。

表 3-4 耐震計算に用いる設計震度

設置場所	床面高さ* O.P. (m)	地震動	地震による 設計震度	
第 2 号機 放水立坑 防潮壁横断部	12.0 (フーチング中央部)	基準地震動 S _s -D3	水平方向 C _H	2.5
	13.8 (地表面)	基準地震動 S _s -D2	鉛直方向 C _V	1.0

注記 *：貫通部止水処置の設置場所より高い基準床レベルを設定している。

3.5 計算方法

各部の応力計算式を以下に示す。

(1) 鋼板（板要素）の応力評価

板要素でモデル化した鋼板は、表 3-5 に示す組合せ応力により評価を行う。

表 3-5 鋼板（板要素）の応力計算式

評価応力	応力計算式
組合せ応力	$\sigma_p = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3 \tau_{xy}^2}$

(2) 溶接部の応力評価

溶接部は表 3-6 に示す応力計算式により評価を行う。

表 3-6 溶接部の応力計算式

評価応力	応力計算式
組合せ応力	



枠囲みの内容は商業機密の
観点から公開できません。

4. 評価結果

(1) 貫通部止水処置（鋼板）の応力評価結果

貫通部止水処置（鋼板）の応力評価結果を表 4-1 及び図 4-1 に示す。
 鋼板及び溶接部の発生応力は、許容応力以下であることを確認した。

表 4-1 応力評価結果

評価対象部位	応力の種類	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
鋼板	組合せ	3	246
溶接部	組合せ	1	141

(2) 貫通部止水処置（鋼板）の変位評価結果

貫通部止水処置（鋼板）の変位評価結果を表 4-2 及び図 4-2 に示す。

鋼板変位は 0.02mm であり許容変位以内であるため、貫通部止水処置（鋼板）において、鋼板とシール材の接着面に隙間は生じず、シール材の構造健全性は維持できることを確認した。

また、本鋼板構造において、鋼板の有意な変形は生じないことから、添付書類「VI-3-別添 3-2-10 貫通部止水処置の強度計算書」に示すコーキングタイプのシール材の水圧試験結果を適用可能であることを確認した。

表 4-2 変位評価結果

評価対象部位	最大変位量 (mm)	許容変位量 (mm)
鋼板	0.02	

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



図 4-1 応力評価結果

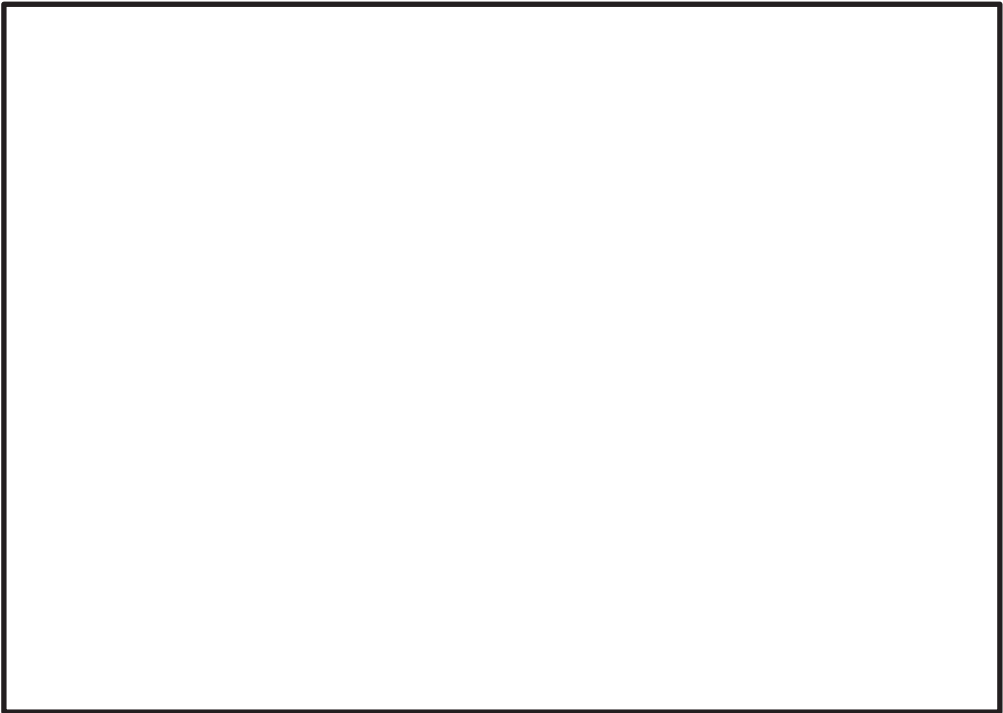


図 4-2 変位評価結果

枠囲みの内容は商業機密の
観点から公開できません。

VI-2-10-2-12 堰の耐震性についての計算書

目次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 検討対象堰一覧	2
2.2 配置概要	3
2.3 構造計画	12
2.4 評価方針	14
2.5 適用基準	14
2.6 記号の説明	15
3. 固有振動数及び設計用地震力	17
3.1 固有振動数の計算方法	17
3.2 固有振動数の計算条件	18
3.3 固有振動数の計算結果	18
3.4 設計用地震力	18
4. 構造強度評価	20
4.1 評価対象部位及び評価対象設備.....	20
4.2 荷重及び荷重の組合せ	22
4.3 許容限界	23
4.4 評価方法	24
4.5 評価条件	31
5. 評価結果	32

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-1-1-8-5 溢水防護施設の詳細設計」に示すとおり、浸水防止堰及び管理区域外伝播防止堰（以下「堰」という。）が、主要設備リストにおける耐震重要度分類にて要求される地震力に対して溢水伝播を防止する機能を維持するために、十分な構造強度を有することを説明するものである。その耐震評価は、応力評価により行う。

堰は設計基準対象施設においては耐震Bクラス施設、耐震Cクラス施設及び耐震C-2クラス施設に分類される。以下、設計基準対象施設としての構造強度評価を示す。

2. 一般事項

2.1 検討対象堰一覧

検討対象の堰の各建屋の対象堰数を表 2-1 に示す。

表 2-1 検討対象堰

設置建屋	対象堰数
原子炉建屋	33
制御建屋	5
タービン建屋	5
合計	43

2.2 配置概要

堰は、添付書類「VI-1-1-8-5 溢水防護施設の詳細設計」の「4.1.3 浸水防止堰の設計方針」及び「4.1.4 管理区域外伝播防止水密扉及び管理区域外伝播防止堰の設計方針」に示すとおり、原子炉建屋、制御建屋及びタービン建屋に設置する。堰の設置位置及び堰の名称を図 2-1 に示す。

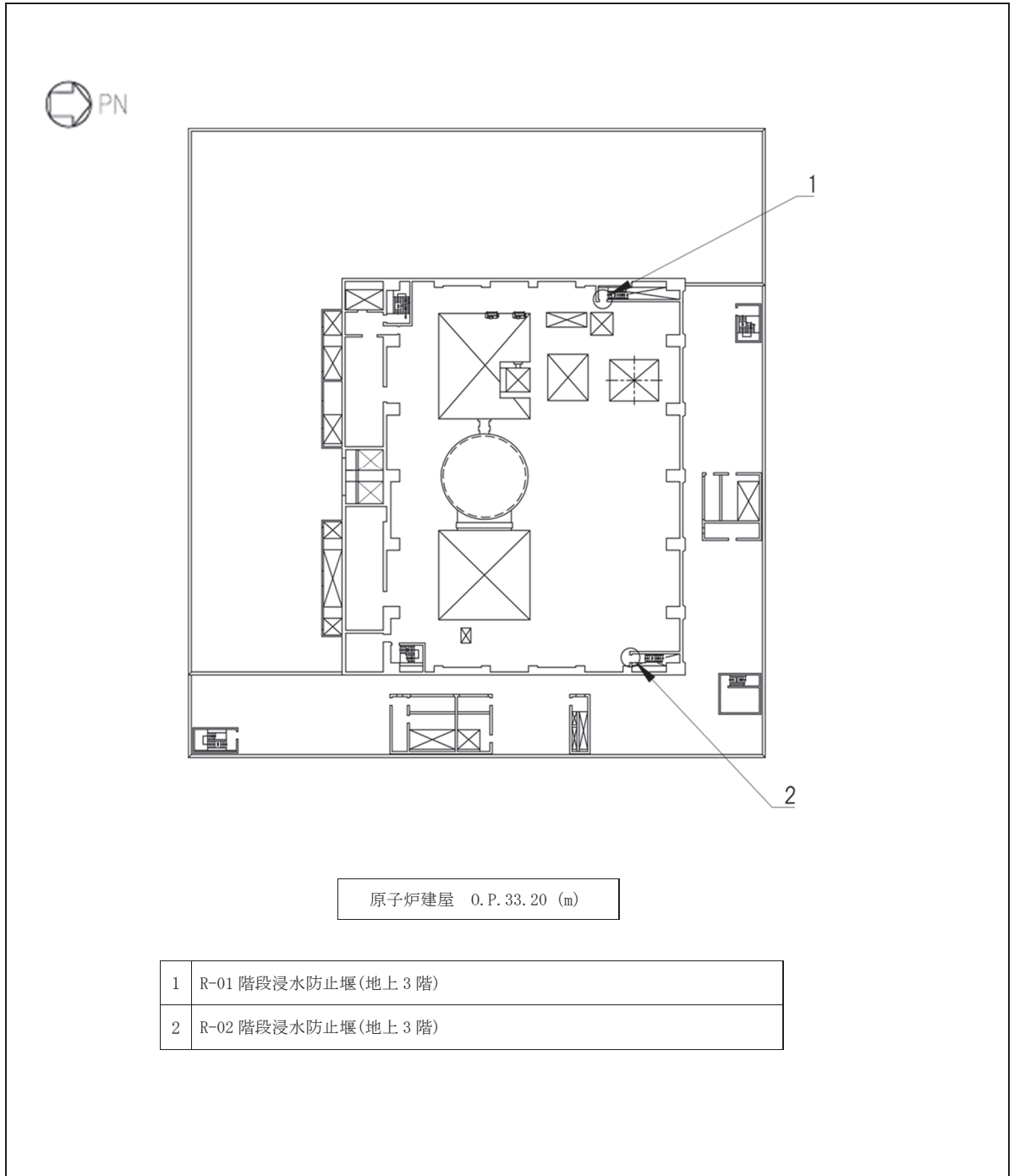


図 2-1 設置位置図 (1/9)

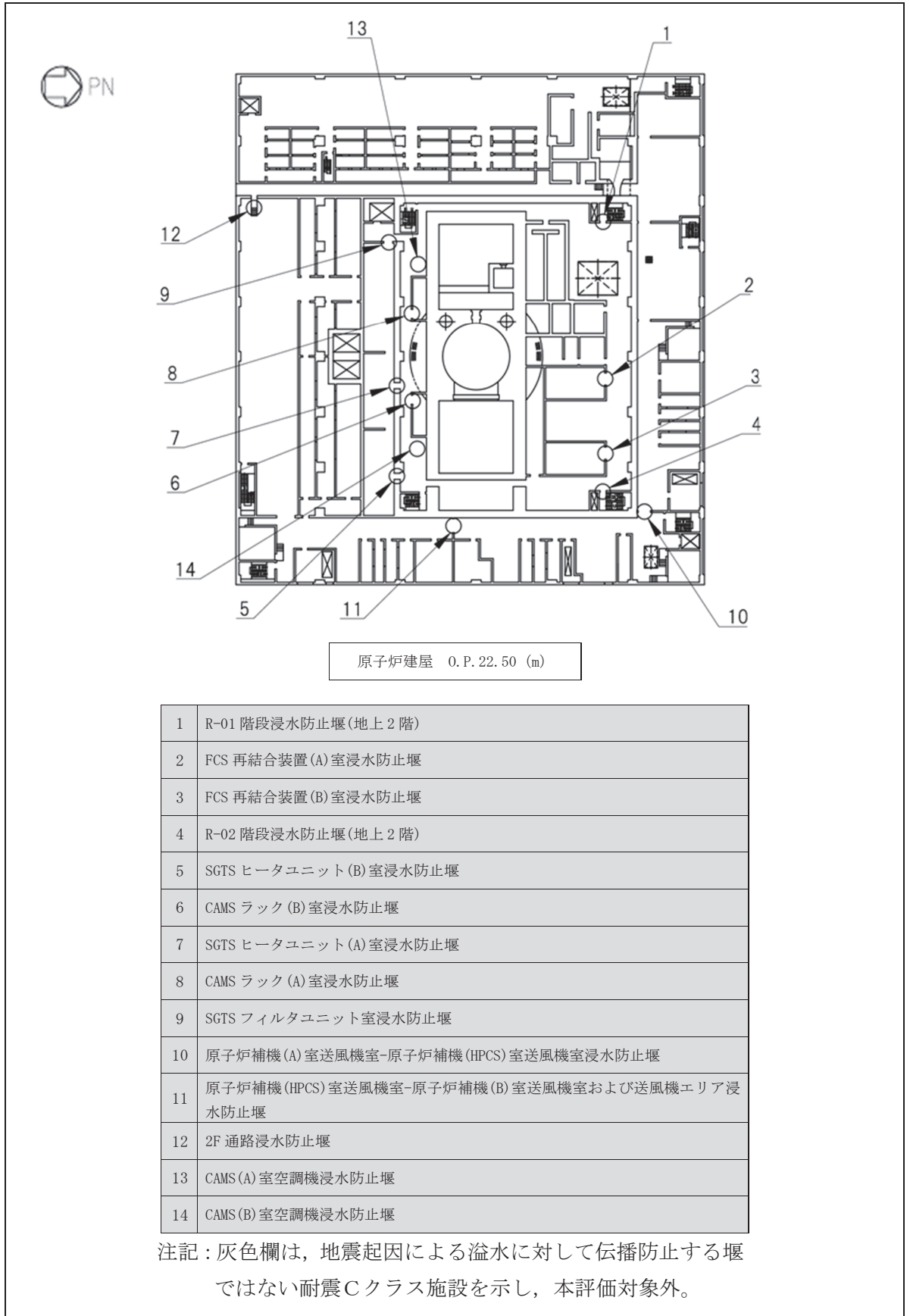
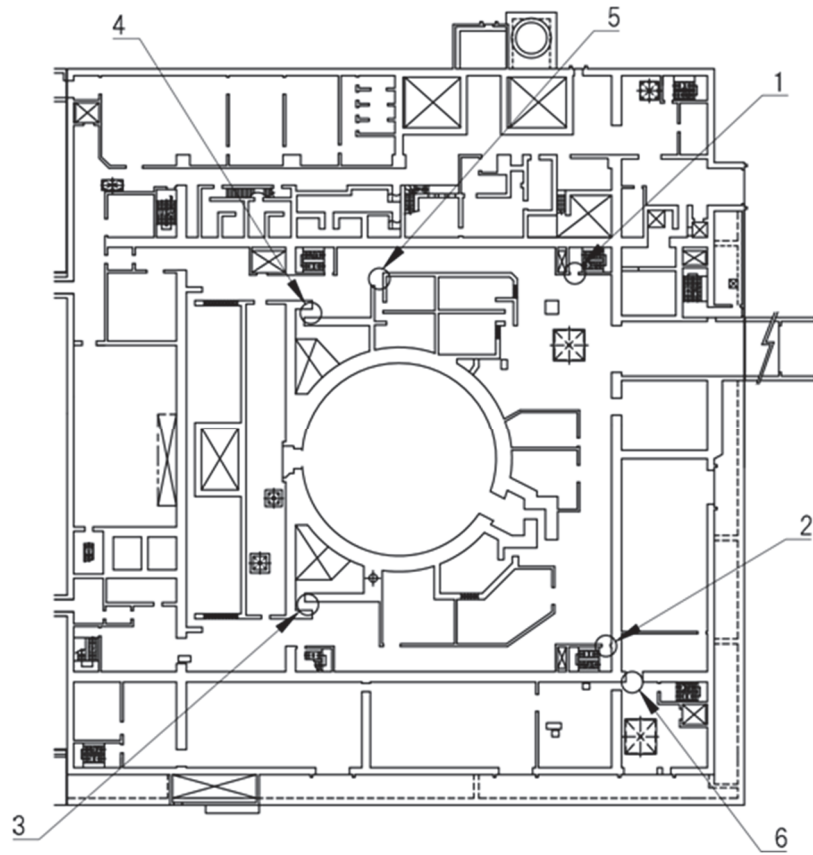


図 2-1 設置位置図 (2/9)



原子炉建屋 0. P. 15. 00 (m)

1	R-01 階段浸水防止堰(地上 1 階)
2	R-02 階段浸水防止堰(地上 1 階)
3	バルブ(B)室浸水防止堰
4	バルブ(A)室浸水防止堰
5	FPC ポンプ室浸水防止堰
6	区分Ⅰ・Ⅲ非常用 D/G 制御盤室浸水防止堰

注記：灰色欄は、地震起因による溢水に対して伝播防止する堰ではない耐震Cクラス施設を示し、本評価対象外。

図 2-1 設置位置図 (3/9)

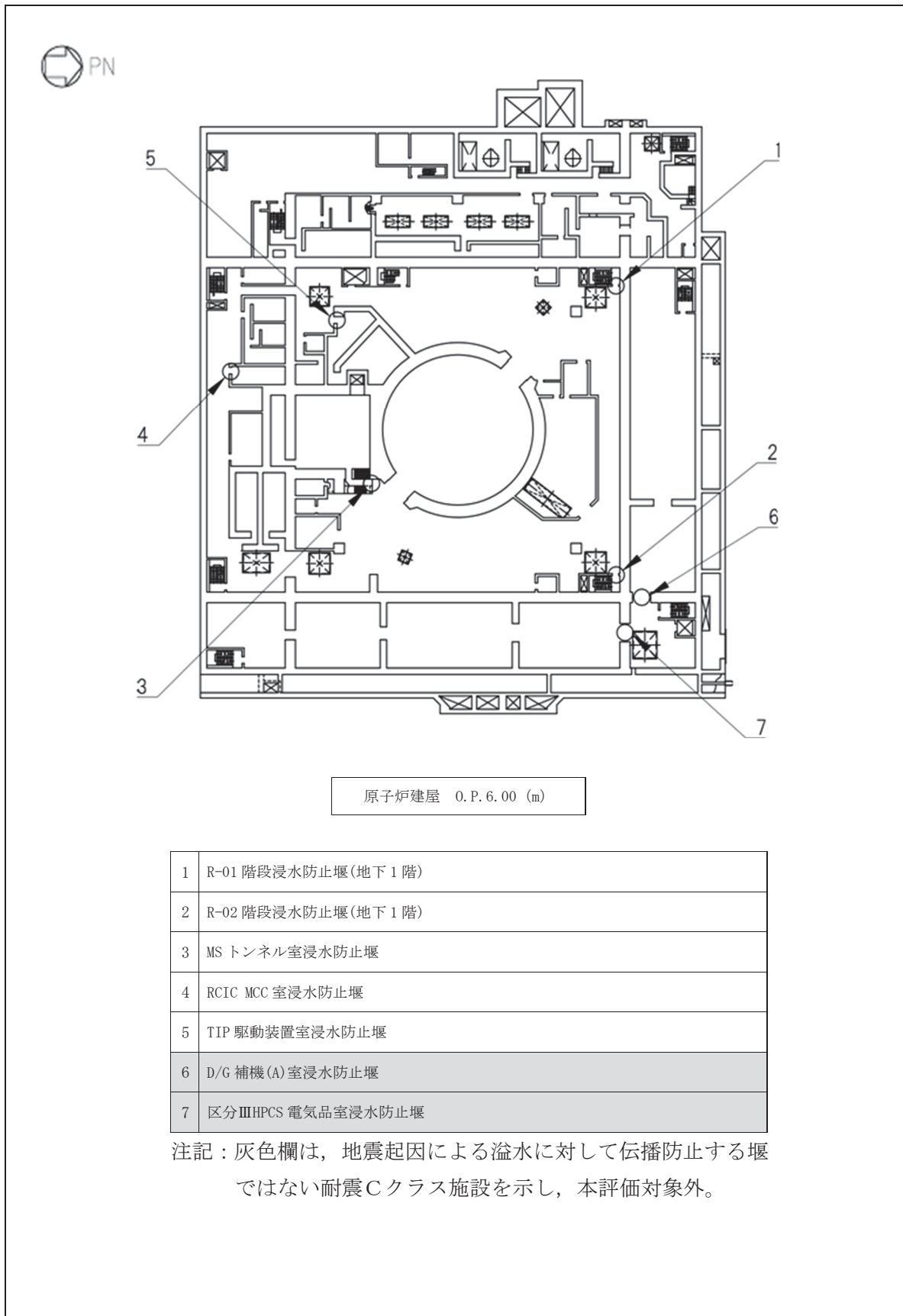


図 2-1 設置位置図 (4/9)

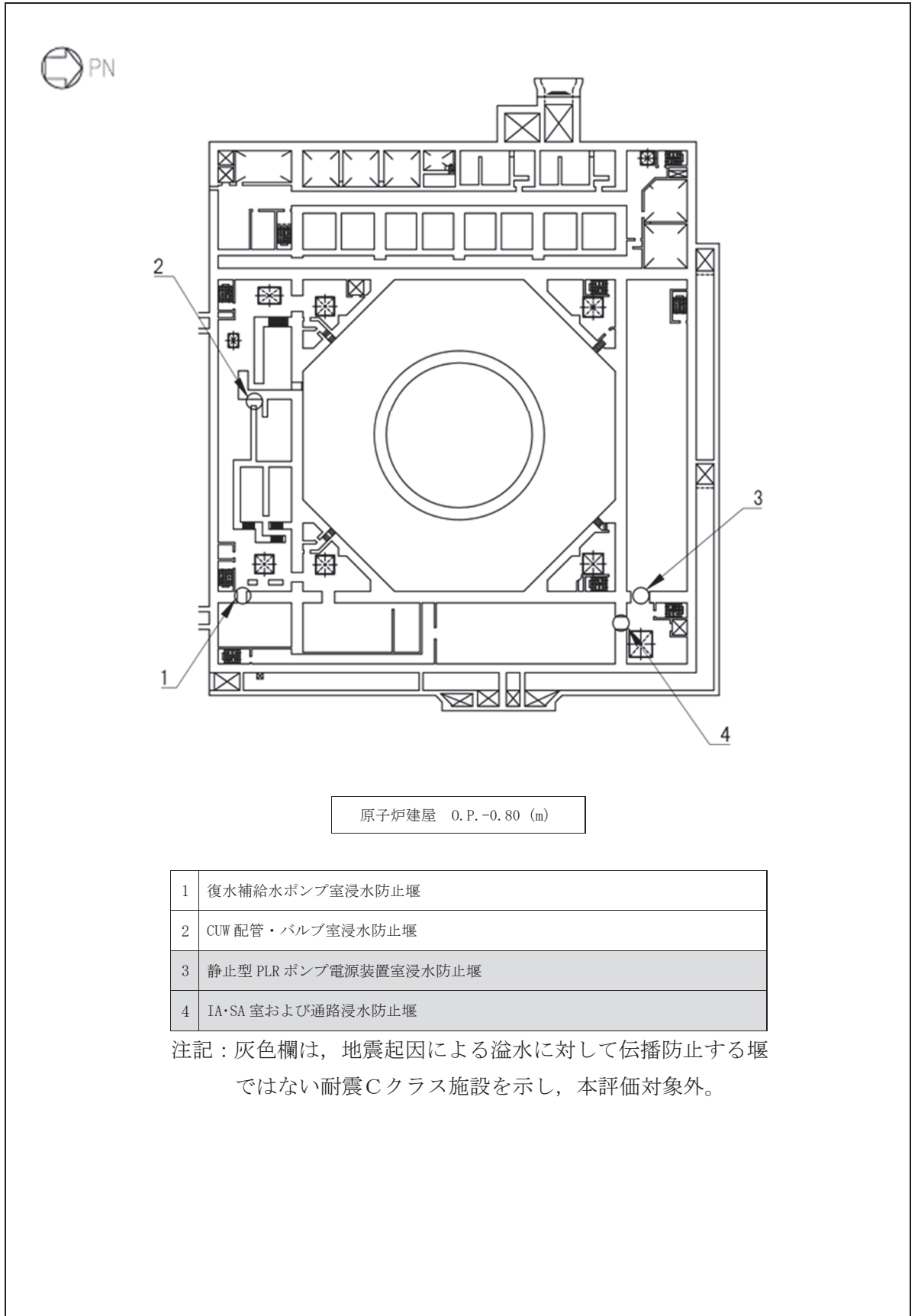
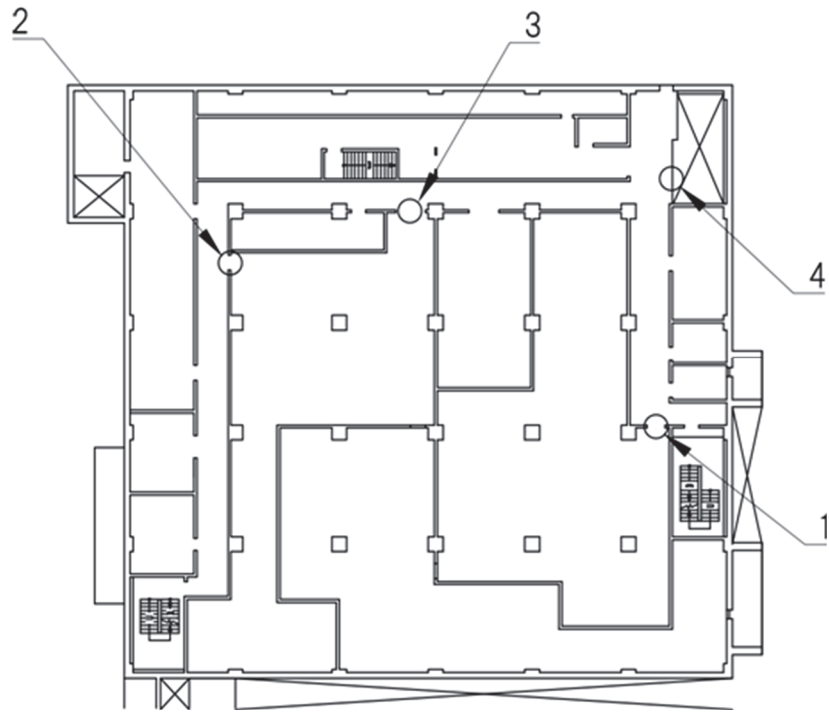


図 2-1 設置位置図 (5/9)

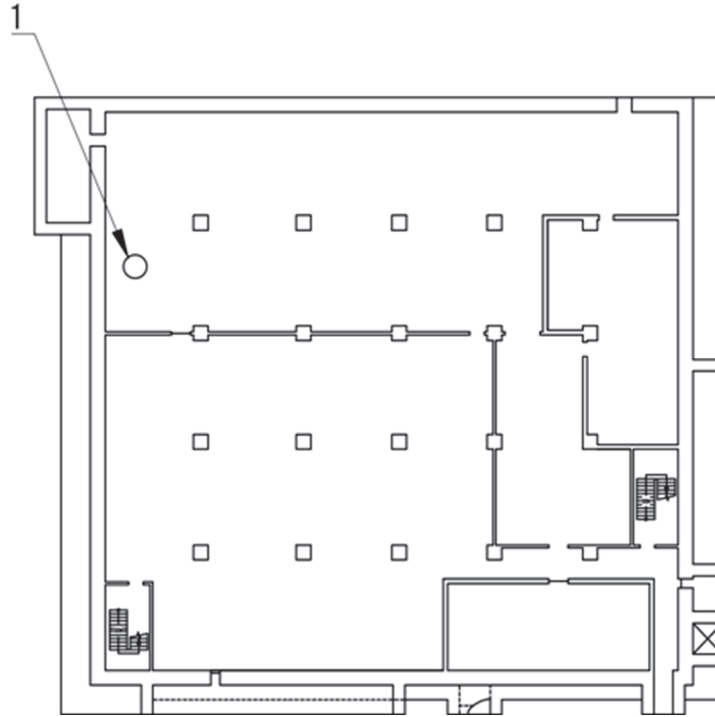


制御建屋 0.P.19.50 (m)

1	区分Ⅰケーブル処理室浸水防止堰
2	常用系ケーブル処理室浸水防止堰(No. 2)
3	常用系ケーブル処理室浸水防止堰(No. 1)
4	ハッチ上部スペース浸水防止堰

注記：灰色欄は、地震起因による溢水に対して伝播防止する堰ではない耐震Cクラス施設を示し、本評価対象外。

図 2-1 設置位置図 (6/9)

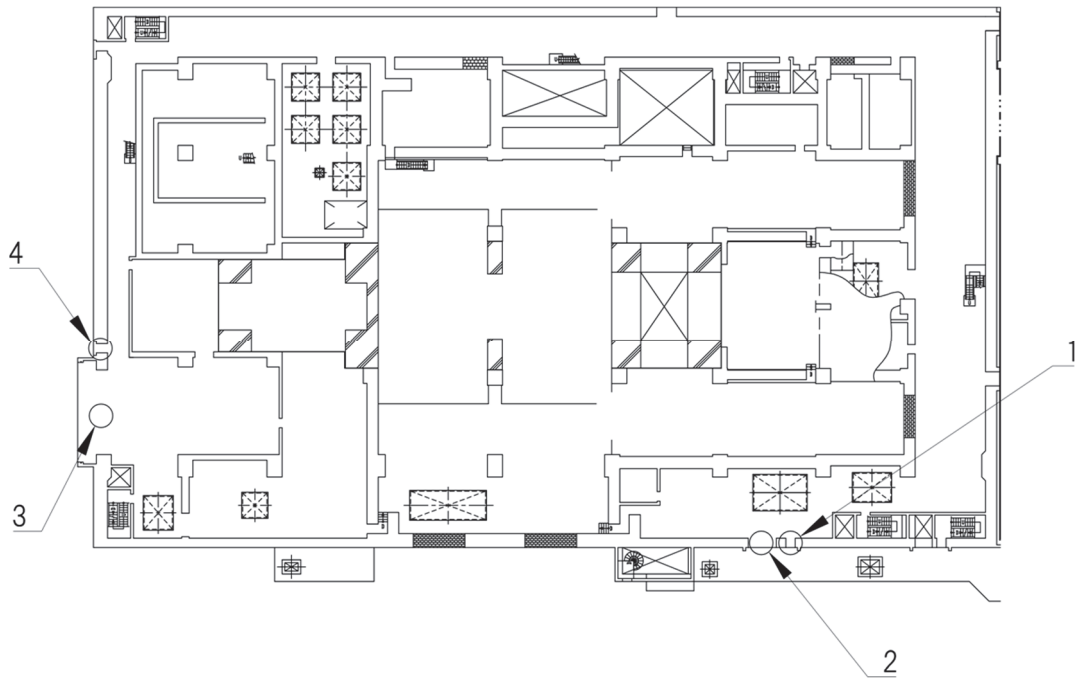


制御建屋 0.P.1.50 (m)

1	中央制御室再循環フィルタ装置浸水防止堰
---	---------------------

注記：灰色欄は、地震起因による溢水に対して伝播防止する堰ではない耐震Cクラス施設を示し、本評価対象外。

図2-1 設置位置図 (7/9)

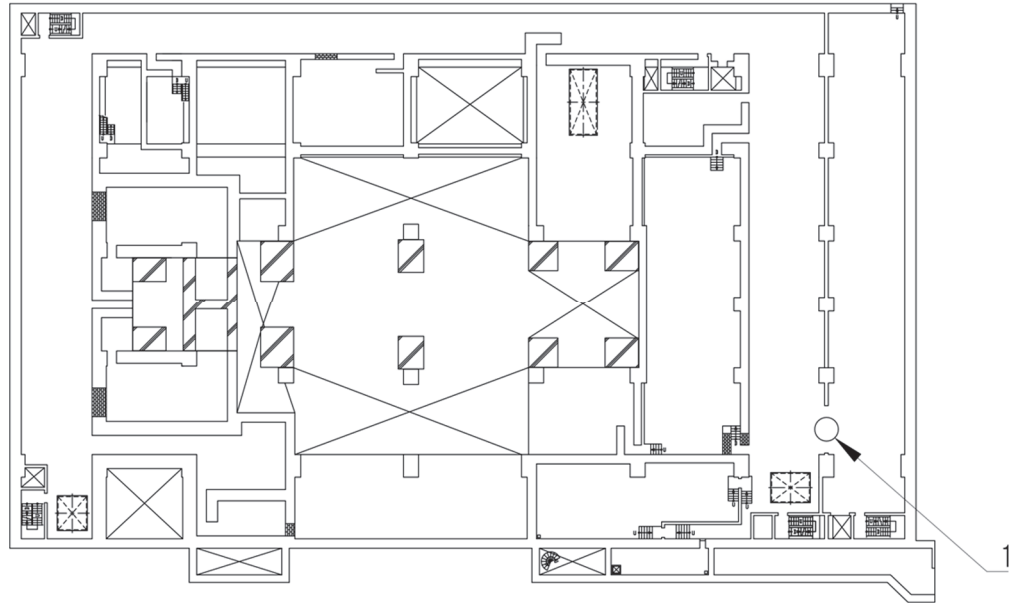


タービン建屋 0. P. 15. 00 (m)

1	タービン建屋管理区域外伝播防止堰 (No. 3) *
2	タービン建屋管理区域外伝播防止堰 (No. 4) *
3	タービン建屋管理区域外伝播防止堰 (No. 2) *
4	タービン建屋管理区域外伝播防止堰 (No. 1) *

注記* : 地震起因による溢水に対して伝播防止する堰ではない耐震Bクラス施設を示す。

図 2-1 設置位置図 (8/9)



タービン建屋 0.P.7.60 (m)

1 HNCW 冷凍機・ポンプ室管理区域外伝播防止堰*

注記*：地震起因による溢水に対して伝播防止する堰ではない耐震Bクラス施設を示す。

図2-1 設置位置図 (9/9)

2.3 構造計画

堰の構造は、添付書類「VI-1-1-8-5 溢水防護施設の詳細設計」の「3. 要求機能及び性能目標」に示す構造計画を踏まえて、詳細な構造を設定する。堰は、止水板、梁材及びアンカーボルトから構成され、アンカーボルトにより床面及び必要に応じ壁面と接合する構造とする。溢水経路となる開口部の形状によっては、柱材、斜材、接合ボルト及びベースプレートを用いる構造とする。

堰の構造計画を表 2-2 に、概略構造図を図 2-2 に示す。

表 2-2 堰の構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
鋼材で補強した止水板を床面及び必要に応じ壁面にアンカーボルトにて固定する。	止水板、梁材及びアンカーボルトから構成され、溢水経路となる開口部の形状によっては、柱材、斜材、接合ボルト及びベースプレートを用いて構成する。	図 2-2

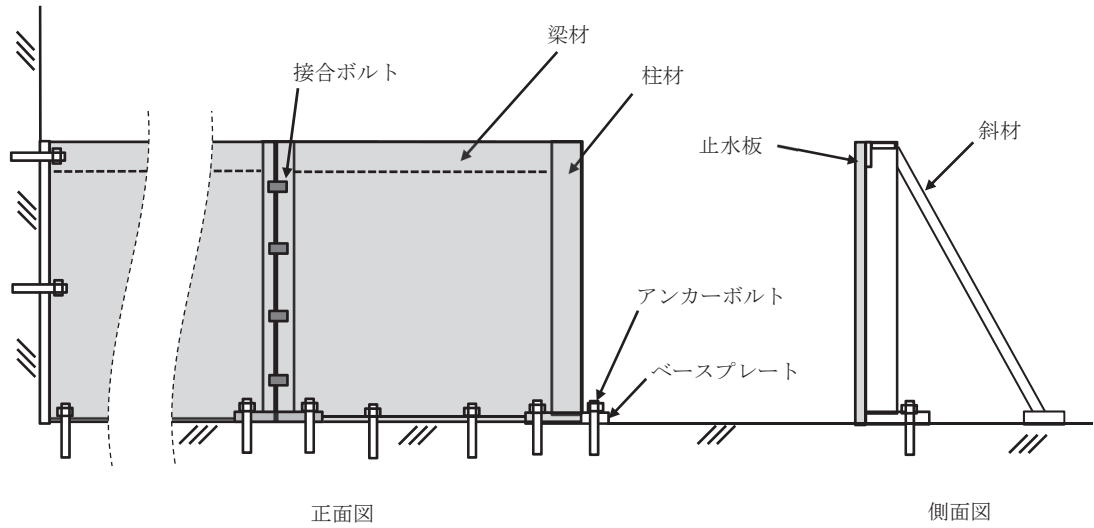


図 2-2 堰の概略構造図

2.4 評価方針

堰の耐震評価は、「3. 固有振動数及び設計用地震力」にて算出した固有振動数に基づく設計用地震力による応力等が許容限界内に収まることを「4. 構造強度評価」に示す方法にて確認することで実施する。

堰の耐震評価フローを図 2-3 に示す。

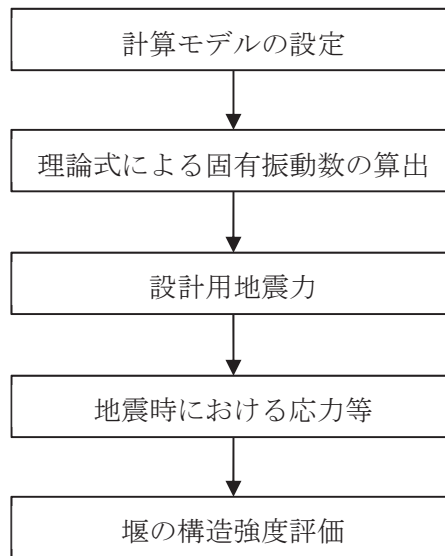


図 2-3 堰の耐震評価フロー

2.5 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法（昭和 25 年 5 月 24 日法律第 201 号）
- ・ 建築基準法施行令（昭和 25 年 11 月 16 日政令第 338 号）
- ・ 日本建築学会 2005 年 鋼構造設計規準 ―許容応力度設計法―
- ・ 日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説
- ・ 日本産業規格（J I S）
- ・ 日本機械学会 機械工学便覧

2.6 記号の説明

堰の耐震評価に用いる記号を表 2-3 に示す。

表 2-3 耐震評価に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
ρ_0	kg/m ³	止水板の密度
g	m/s ²	重力加速度
k_H	—	水平方向の設計震度
H	mm	堰の高さ
F_H	N	設計用水平地震力
P_w	N/mm ²	地震荷重による分布荷重
σ_ρ	N/mm ²	止水板の曲げ応力度
W_1	N	堰の重量
t	mm	止水板の板厚
a	mm	止水板の短辺方向の長さ
β	—	長方形板の応力係数
W_f'	N/mm	梁材の単位長さ当りの水平荷重
σ_f	N/mm ²	梁材の曲げ応力度
M_f	N・mm	M_{f1} と M_{f2} の大なる方
M_{f1}	N・mm	梁材の正側最大曲げモーメント
M_{f2}	N・mm	梁材の負側最大曲げモーメント
τ_f	N/mm ²	梁材のせん断応力度
Q_f	N	Q_{f1} と Q_{f2} の大なる方
Q_{f1}	N	梁材の正側最大せん断力
Q_{f2}	N	梁材の負側最大せん断力
σ_{ef}	N/mm ²	梁材の組合せ応力度
L_f'	mm	梁材の長さ
L'	mm	アンカーボルトの間隔
a'	mm	アンカーボルトから梁材端部までの長さ
Z_f	mm ³	梁材の断面係数
A_f	mm ²	梁材のせん断断面積
L_1'	mm	柱材 1 本当りが負担する止水板の幅
L_Y'	mm	柱材の長さ
W_Y'	N/mm	柱材の単位長さ当りの水平荷重
W_Y	N	柱材の重量
σ_Y	N/mm ²	柱材の曲げ応力度

表 2-3 耐震評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
M_Y	N・mm	柱材の曲げモーメント
τ_Y	N/mm ²	柱材のせん断応力度
Q_Y	N	柱材のせん断力
σ_{eY}	N/mm ²	柱材の組合せ応力度
L_1'	mm	柱材 1 本当たりが負担する止水板の幅
Z_Y	mm ³	柱材の断面係数
A_Y	mm ²	柱材のせん断断面積
M_h	N・mm	堰の脚部に作用する最大曲げモーメント
b	mm	鋼製板の折り曲げ部の幅
e	mm	アンカーボルトの穴縁端距離
N	本	アンカーボルトの本数
T	N	アンカーボルトに生じる最大引張力
q	N	アンカーボルトに生じる最大せん断力
T _a	N	アンカーボルトに生じる引張りに対する短期許容荷重
Q _a	N	アンカーボルトに生じるせん断に対する短期許容荷重

3. 固有振動数及び設計用地震力

3.1 固有振動数の計算方法

堰の構造に応じて解析モデルを設定し、固有振動数を求める。

3.1.1 解析モデルの設定

各部部位の寸法や形状を踏まえ両端支持梁に単純化したモデルとする。堰の評価モデル図を図3-1に示す。

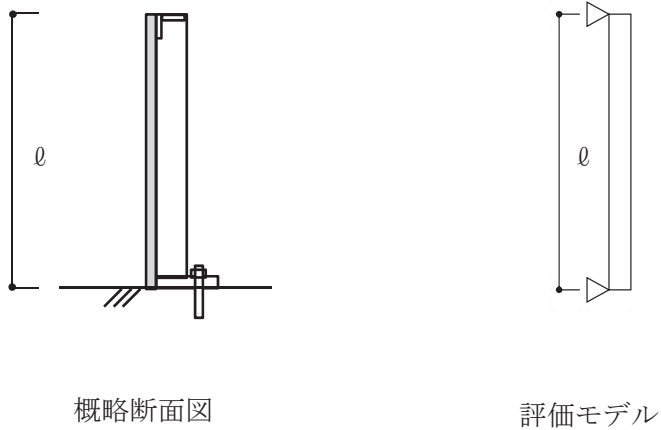


図3-1 堰の評価モデル図

3.1.2 記号の説明

堰の固有振動数算出に用いる記号を表3-1に示す。

表3-1 堰の固有振動数算出に用いる記号

記号	単位	定義
f	Hz	固有振動数
l	m	堰高さ
E	N/m ²	ヤング率
I	m ⁴	断面2次モーメント
m	kg/m	単位長さ当たりの質量 (質量分布)

3.1.3 固有振動数の算出方法

固有振動数 f を「機械工学便覧 基礎編 α3 材料力学（（社）日本機械学会，2005年改訂）」に基づき以下の式より算出する。

$$f = \frac{\pi^2}{2\pi \ell^2} \sqrt{\frac{E I}{m}}$$

3.2 固有振動数の計算条件

堰の固有振動数の計算条件を表 3-2 に示す。

表 3-2 堰の固有振動数の計算条件

堰高さ ℓ (m)	ヤング率 E (N/m ²)	断面 2 次 モーメント I (m ⁴)	質量分布 m (kg/m)
0.45*	2.05×10^{11}	8.91×10^{-9}	23.3

注記*：評価対象の堰の高さ

3.3 固有振動数の計算結果

堰の固有振動数の計算結果を表 3-3 に示す。計算結果より、剛であることを確認した。

表 3-3 堰の固有振動数の計算結果

固有振動数 (Hz)
68.66

3.4 設計用地震力

基準地震動 S_s による設計用地震力は，添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」及び添付書類「VI-2-11-2-3 タービン建屋の耐震性についての計算書」に基づく解析結果により設定する。

地震応答解析に基づいて算定された堰設置床の最大応答加速度から各堰の設計震度を設定する。また，堰は建物・構築物として評価する。

耐震 B クラスの施設に要求される地震荷重は地震荷重 (S_B) であるが，保守的な評価となるように地震荷重 (S_s) とする。

各堰の設置床の最大応答加速度から算出した設計震度を表 3-4 に示す。

表 3-4 堰の設計震度

建屋	階	床高さ (O. P.)	水平震度*	鉛直震度
原子炉建屋	地上 3 階	33.20m	2.21	1.47
原子炉建屋	地上 1 階	15.00m	1.65	1.15
原子炉建屋	地下 1 階	6.00m	1.31	0.91
原子炉建屋	地下 2 階	-0.80m	1.11	0.73
タービン建屋	地上 1 階	15.00m	1.77	0.95
タービン建屋	地下 1 階	7.60m	1.39	0.75

注記* : NS 方向及び EW 方向の最大値を用いる。

4. 構造強度評価

4.1 評価対象部位及び評価対象設備

堰の評価対象部位は、自重及び地震荷重の作用方向及び伝達過程を考慮して設定する。また、評価結果が厳しい評価対象部位を有する堰を代表して評価する。

堰の評価対象部位は、自重及び地震に伴う慣性力が、止水板、梁材及び柱材からアンカーボルトへ伝わり、アンカーボルトから躯体へ伝わることから、止水板、梁材、柱材及びアンカーボルトとする。

評価対象とする堰の選定結果を表 4-1 に示す。対象となる堰は高さがすべて同じであるため、柱スパンが最大でかつ震度が最大となるものを選定した。

表 4-1 評価対象とする堰の選定結果

設置建屋	設置床高さ (O.P.)	設備名称	評価対象 設備 (代表)
原子炉建屋 地上 3 階	33.20 m	R-01 階段浸水防止堰(地上 3 階)	
原子炉建屋 地上 3 階	33.20 m	R-02 階段浸水防止堰(地上 3 階)	○*
原子炉建屋 地上 1 階	15.00 m	R-01 階段浸水防止堰(地上 1 階)	
原子炉建屋 地上 1 階	15.00 m	R-02 階段浸水防止堰(地上 1 階)	
原子炉建屋 地上 1 階	15.00 m	バルブ(B)室浸水防止堰	
原子炉建屋 地上 1 階	15.00 m	バルブ(A)室浸水防止堰	
原子炉建屋 地上 1 階	15.00 m	FPC ポンプ室浸水防止堰	
原子炉建屋 地下 1 階	6.00 m	R-01 階段浸水防止堰(地下 1 階)	
原子炉建屋 地下 1 階	6.00 m	R-02 階段浸水防止堰(地下 1 階)	
原子炉建屋 地下 1 階	6.00 m	MS トンネル室浸水防止堰	
原子炉建屋 地下 1 階	6.00 m	RCIC MCC 室浸水防止堰	
原子炉建屋 地下 1 階	6.00 m	TIP 駆動装置室浸水防止堰	
原子炉建屋 地下 2 階	-0.80 m	復水補給水ポンプ室浸水防止堰	
原子炉建屋 地下 2 階	-0.80 m	CUW 配管・バルブ室浸水防止堰	
タービン建屋 地上 1 階	15.00 m	タービン建屋管理区域外伝播防止堰 (No. 3)	
タービン建屋 地上 1 階	15.00 m	タービン建屋管理区域外伝播防止堰 (No. 4)	
タービン建屋 地上 1 階	15.00 m	タービン建屋管理区域外伝播防止堰 (No. 2)	
タービン建屋 地上 1 階	15.00 m	タービン建屋管理区域外伝播防止堰 (No. 1)	
タービン建屋 地下 1 階	7.60 m	HNCW 冷凍機・ポンプ室管理区域外伝播 防止堰	

注記*：最も評価結果が厳しい評価対象部位を有する堰を選定。

4.2 荷重及び荷重の組合せ

4.2.1 荷重の組み合わせ

堰の評価に用いる荷重の組合せを以下に示す。

$$G + S_s$$

ここで、 G : 固定荷重 (kN)

S_s : 地震荷重 (kN)

4.2.2 荷重

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として堰の自重を考慮する。自重は「4.5 評価条件」に示す。

(2) 地震荷重 (S_s)

地震荷重は、基準地震動 S_s による荷重を考慮する。「3. 固有振動数及び設計用地震力」で設定した設計震度を用いて、次式により算定する。

$$S_s = G \cdot K$$

ここで、 S_s : 地震荷重 (kN)

G : 固定荷重 (kN)

K : 設計震度

4.3 許容限界

許容限界は、「4.1 評価対象部位及び評価対象設備」にて設定している評価対象部位ごとに機能損傷モードを考慮し、短期許容応力度又は短期許容荷重とする。代表として評価する堰の許容限界を以下に示す。

(1) 止水板，梁材，柱材

「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（社）日本建築学会，2005年改定」に基づき算定した短期許容応力度を表4-2に示す。

表4-2 止水板，梁材，柱材の短期許容応力度

材料	短期許容応力度		
	曲げ (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)	組合せ* (N/mm ²)
SS400	235	135	235

注記*：短期許容引張応力度の値を示す。

(2) アンカーボルト

「各種合成構造設計指針・同解説（社）日本建築学会，2010年改定」に基づき算出した短期許容荷重を表4-3に示す。

なお、引張力を受ける場合においては、アンカーボルトの降伏により決まる許容荷重及び定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる許容荷重を比較して、いずれか小さい値を採用する。また、せん断力を受ける場合においては、アンカーボルト母材のせん断強度により決まる許容荷重、定着したコンクリート躯体の支圧強度及びコーン状破壊により決まる許容荷重を比較して、いずれか小さい値を採用する。

表4-3 アンカーボルトの短期許容荷重

材料	短期許容荷重 (N)	
	引張	せん断
SS400	19800	13900

4.4 評価方法

添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき、堰の耐震評価は地震により生じる応力度及び荷重が、「4.3 許容限界」で設定した許容限界を超えないことを確認する。

(1) 応力算定

自重及び地震荷重（水平方向及び鉛直方向）を受ける止水板に生じる曲げ応力、梁材及び柱材に生じる曲げ応力及びせん断応力、アンカーボルトに生じる引張力及びせん断力に対する確認を行うに当たり、各荷重により生じる応力度及び応力を算定する。

堰に作用する力の概念図を図4-1～図4-4に示す。

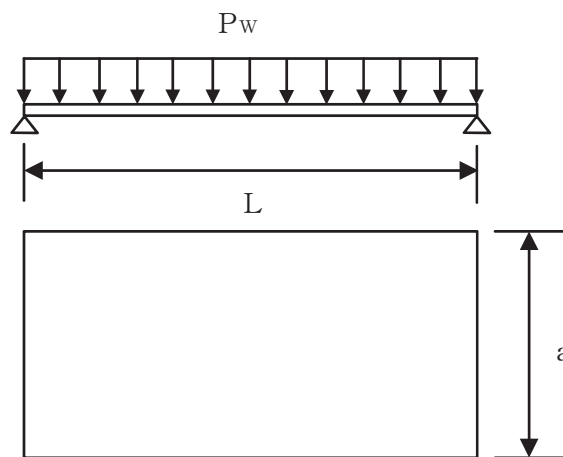


図4-1 止水板に作用する力の概念図

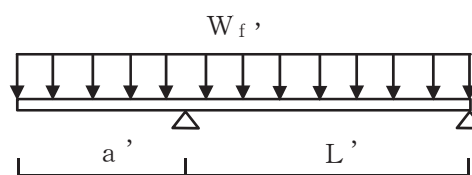


図4-2 梁材に作用する力の概念図

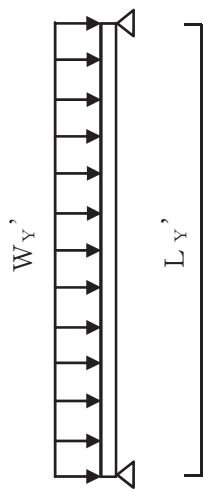


図 4-3 柱材に作用する力の概念図

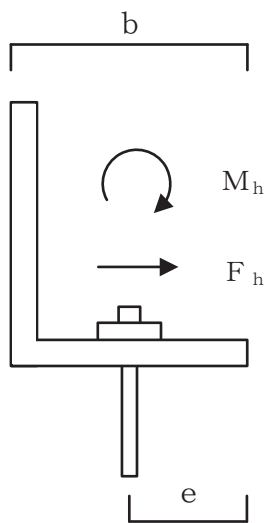


図 4-4 アンカーボルトに作用する力の概念図

(2) 断面検定

a. 止水板

(a) 地震荷重による分布荷重

単位面積当りの地震荷重による分布荷重は，次式より算出する。

$$P_w = \rho_0 \cdot g \cdot t \cdot k_H \cdot 10^{-9}$$

P_w : 地震荷重による分布荷重 (N/mm²)

ρ_0 : 止水板の密度 (kg/m³)

g : 重力加速度 (m/s²)

t : 止水板の板厚 (mm)

k_H : 水平方向の設計震度

(b) 曲げ応力度に対する検定

止水板に生じる曲げ応力度は「機械工学便覧 基礎編α3 材料力学 ((社) 日本機械学会, 2005 年改訂)」に基づき次式より算出し，止水板の短期許容曲げ応力度を下回ることを確認する。

$$\sigma_\rho = \beta \cdot P_w \cdot a^2 / t^2$$

σ_ρ : 止水板の曲げ応力度 (N/mm²)

β : 長方形板の応力係数 ($\beta = 0.4$)

P_w : 地震荷重による分布荷重 (N/mm²)

a : 止水板の短辺方向の長さ (mm)

t : 止水板の板厚 (mm)

b. 梁材

(a) 地震荷重による分布荷重

単位長さ当りの地震時水平荷重は止水板と梁材に作用する地震力を考慮して次式より算出する。

$$W_f' = (\rho_0 \cdot t \cdot H \cdot g \cdot 10^{-9} + W_Y / L_f') \cdot k_H$$

W_f' : 梁材の単位長さ当りの水平荷重 (N/mm)

ρ_0 : 止水板の密度 (kg/m³)

t : 止水板の板厚 (mm)

H : 堰の高さ (mm)

g : 重力加速度 (m/s²)

W_Y : 柱材の重量 (N)

L_f' : 梁材の長さ (mm)
 k_H : 水平方向の設計震度

(b) 曲げ応力度に対する検定

梁材に生じる曲げ応力度は「機械工学便覧 基礎編α3 材料力学 ((社) 日本機械学会, 2005 年改訂)」に基づき次式より算出し, 梁材の短期許容曲げ応力度を下回ることを確認する。

$$\begin{aligned}\sigma_f &= M_f / Z_f \\ M_{f1} &= W_f' \cdot (L'^2 - a'^2) / 8 / L'^2 \\ M_{f2} &= W_f' \cdot a'^2 / 2\end{aligned}$$

σ_f : 梁材の曲げ応力度 (N/mm²)
 M_{f1} : 梁材の正側最大曲げモーメント (N・mm)
 M_{f2} : 梁材の負側最大曲げモーメント (N・mm)
 M_f : M_{f1} と M_{f2} の大なる方 (N・mm)
 Z_f : 梁材の断面係数 (mm³)
 W_f' : 梁材の単位長さ当りの水平荷重 (N/mm)
 L' : アンカーボルトの間隔 (mm)
 a' : アンカーボルトから梁材端部までの長さ (mm)

(c) せん断応力度に対する検定

梁材に生じるせん断応力度は「機械工学便覧 基礎編α3 材料力学 ((社) 日本機械学会, 2005 年改訂)」に基づき次式より算出し, 梁材の短期許容せん断応力度を下回ることを確認する。

$$\begin{aligned}\tau_f &= Q_f / A_f \\ Q_{f1} &= W_f' \cdot (L'^2 - a'^2) / 2 / L' \\ Q_{f2} &= W_f' \cdot (L' + a')^2 / 2 / L'\end{aligned}$$

Q_f : Q_{f1} と Q_{f2} の大なる方 (N)
 τ_f : 梁材のせん断応力度 (N/mm²)
 Q_{f1} : 梁材の正側最大せん断力 (N)
 Q_{f2} : 梁材の負側最大せん断力 (N)
 A_f : 梁材のせん断断面積 (mm²)
 W_f' : 梁材の単位長さ当りの水平荷重 (N/mm)
 L' : アンカーボルトの間隔 (mm)
 a' : アンカーボルトから梁材端部までの長さ (mm)

(d) 曲げ応力度とせん断応力度の組合せに対する検定

梁材に生じる曲げ応力度とせん断応力度の組合せ応力度を「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（社）日本建築学会，2005年改定」に基づく次式により算定し，梁材の短期許容組合せ応力度を下回ることを確認する。

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_f^2 + 3 \cdot \tau_f^2}$$

σ_{ef} : 梁材の組合せ応力度 (N/mm²)

σ_f : 梁材の曲げ応力度 (N/mm²)

τ_f : 梁材のせん断応力度 (N/mm²)

c. 柱材

(a) 地震荷重による分布荷重

単位長さ当りの地震時水平荷重は止水板と柱材に作用する地震力を考慮して次式より算出する。

$$W_Y' = (W_Y / L_Y' + L_1' \cdot t \cdot \rho_0 \cdot g \cdot 10^{-9}) \cdot k_H$$

W_Y' : 柱材の単位長さ当りの水平荷重 (N/mm)

W_Y : 柱材の重量 (N)

L_Y' : 柱材の長さ (mm)

L_1' : 柱材 1 本当りが負担する止水板の幅 (mm)

t : 止水板の板厚 (mm)

ρ_0 : 止水板の密度 (kg/m³)

g : 重力加速度 (m/s²)

k_H : 水平方向の設計震度

(b) 曲げ応力度に対する検定

柱材に生じる曲げ応力度は「機械工学便覧 基礎編 α3 材料力学（社）日本機械学会，2005年改訂」に基づき次式より算出し，柱材の短期許容曲げ応力度を下回ることを確認する。

$$\sigma_Y = M_Y / Z_Y$$

$$M_Y = W_Y' \cdot L_Y'^2 / 2$$

σ_Y : 柱材の曲げ応力度 (N/mm²)

M_Y : 柱材の曲げモーメント (N・mm)

Z_Y : 柱材の断面係数 (mm³)

W_Y' : 柱材の単位長さ当りの水平荷重 (N/mm)

L_Y' : 柱材の長さ (mm)

(c) せん断応力度に対する検定

柱材に生じるせん断応力度は「機械工学便覧 基礎編α3 材料力学 ((社) 日本機械学会, 2005 年改訂)」に基づき次式より算出し, 柱材の短期許容せん断応力度を下回ることを確認する。

$$\tau_Y = Q_Y / A_Y$$

$$Q_Y = W_Y' \cdot L_Y'$$

τ_Y : 柱材のせん断応力度 (N/mm²)

Q_Y : 柱材のせん断力 (N)

A_Y : 柱材のせん断断面積 (mm²)

W_Y' : 柱材の単位長さ当りの水平荷重 (N/mm)

L_Y' : 柱材の長さ (mm)

(d) 曲げ応力度とせん断応力度の組合せに対する検定

柱材に生じる曲げ応力度とせん断応力度の組合せ応力度を「鋼構造設計規準—許容応力度設計法— ((社) 日本建築学会, 2005 年改定)」に基づく次式により算定し, 柱材の短期許容組合せ応力度を下回ることを確認する。

$$\sigma_{eY} = \sqrt{\sigma_Y^2 + 3 \cdot \tau_Y^2}$$

σ_{eY} : 柱材の組合せ応力度 (N/mm²)

σ_Y : 柱材の曲げ応力度 (N/mm²)

τ_Y : 柱材のせん断応力度 (N/mm²)

d. アンカーボルト

(a) 引張力に対する検定

アンカーボルトに作用する引張力を算出し, アンカーボルトの短期許容引張荷重を下回ることを確認する。

$$T = M_h / ((b - e) \cdot N)$$

$$M_h = W_1 \cdot k_H \cdot H / 2$$

T : アンカーボルトに作用する最大引張力 (N)

M_h : 堰の脚部に作用する最大曲げモーメント (N・mm)

b : 鋼製板の折り曲げ部の幅 (mm)

e : アンカーボルトの穴縁端距離 (mm)
N : アンカーボルトの本数 (本)
W₁ : 堰の重量 (N)
k_H : 水平方向の設計震度
H : 堰の高さ (mm)

(b) せん断力に対する検定

アンカーボルトに作用するせん断力は次式より算出し、アンカーボルトの短期許容せん断荷重を下回ることを確認する。

$$q = F_H / N$$

$$F_H = W_1 \cdot k_H$$

q : アンカーボルトに作用する最大せん断力 (N)

F_H : 設計用水平地震力 (N)

N : アンカーボルトの本数 (本)

W₁ : 堰の重量 (N)

k_H : 水平方向の設計震度

(c) 引張力とせん断力の組合せに対する検定

組合せによる評価を「各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会, 2010年改定)」に基づく次式により算出し、1以下であることを確認する。

$$(T / T_a)^2 + (q / Q_a)^2 \leq 1$$

T : アンカーボルトに作用する最大引張力 (N)

T_a : アンカーボルトの引張りに対する短期許容荷重 (N)

q : アンカーボルトに作用する最大せん断力 (N)

Q_a : アンカーボルトのせん断に対する短期許容荷重 (N)

4.5 評価条件

堰の耐震評価に用いる入力値を表 4-4 に示す。

表 4-4 堰の耐震評価に用いる入力値

堰名称		R-02 階段浸水防止堰(地上 3 階)	
記号	単位	定義	数値
ρ_0	kg/m ³	止水板の密度	7850
g	m/s ²	重力加速度	9.80665
k_H	—	水平方向の設計震度	2.21
H	mm	堰の高さ	450
t	mm	止水板の板厚	6
a	mm	止水板の短辺方向の長さ	450
β	—	長方形板の応力係数	0.4
L_f'	mm	梁材の長さ	495
L'	mm	アンカーボルトの間隔	268
a'	mm	アンカーボルトから梁材端部までの長さ	95
Z_f	mm ³	梁材の断面係数	3550
A_f	mm ²	梁材のせん断断面積	295.6
L_1'	mm	柱材 1 本当たりが負担する止水板の幅	495
L_Y'	mm	柱材の長さ	450
Z_Y	mm ³	柱材の断面係数	3550
A_Y	mm ²	柱材のせん断断面積	295.6
b	mm	鋼製板の折り曲げ部の幅	50
e	mm	アンカーボルトの穴縁端距離	25
N	本	アンカーボルトの本数	4

5. 評価結果

堰の耐震評価結果を表5-1に示す。発生値は許容限界値を満足しており、基準地震動 S_s による地震力に対して溢水伝播を防止する機能を維持するために、十分な構造強度を有することを確認した。

表5-1 堰の耐震評価結果

評価対象部位		発生値 (荷重又は発生応力度)		許容限界		検定値
止水板	曲げ	3	N/mm ²	235	N/mm ²	0.02 < 1.0
梁材	曲げ	2	N/mm ²	235	N/mm ²	0.01 < 1.0
	せん断	1	N/mm ²	135	N/mm ²	0.01 < 1.0
	組合せ	3	N/mm ²	235	N/mm ²	0.02 < 1.0
柱材	曲げ	18	N/mm ²	235	N/mm ²	0.08 < 1.0
	せん断	1	N/mm ²	135	N/mm ²	0.01 < 1.0
	組合せ	19	N/mm ²	235	N/mm ²	0.09 < 1.0
アンカーボルト	引張	1820	N	19800	N	0.10 < 1.0
	せん断	783	N	13900	N	0.02 < 1.0
	組合せ	0.01	-	1	-	0.01 < 1.0

VI-2-10-2-13 津波監視設備の耐震性についての計算書

目 次

VI-2-10-2-13-1 津波監視カメラの耐震性についての計算書

VI-2-10-2-13-2 取水ピット水位計の耐震性についての計算書

VI-2-10-2-13-1 津波監視カメラの耐震性についての計算書

目次

1. 概要	1
2. 津波監視カメラ	2
2.1 一般事項	2
2.1.1 配置概要	2
2.1.2 構造計画	3
2.1.3 評価方針	5
2.1.4 適用基準	6
2.1.5 記号の説明	7
2.1.6 計算精度と数値の丸め方	9
2.2 評価部位	10
2.3 固有周期	10
2.3.1 固有値解析方法	10
2.3.2 解析モデル及び諸元	10
2.3.3 固有値解析結果	13
2.4 構造強度評価	15
2.4.1 構造強度評価方法	15
2.4.2 荷重の組合せ及び許容応力	15
2.4.3 設計用地震力	18
2.4.4 計算方法	20
2.4.5 計算条件	27
2.4.6 応力の評価	29
2.5 機能維持評価	31
2.5.1 電氣的機能維持評価方法	31
2.6 評価結果	32
2.6.1 基準地震動 S_s に対する構造強度評価	32
2.6.2 基準地震動 S_s に対する機能維持評価	38
3. 津波監視設備制御盤	39
3.1 一般事項	39
3.1.1 構造計画	39
3.2 固有周期	40
3.3 構造強度評価	41
3.3.1 荷重の組合せ及び許容応力	41
3.3.2 計算条件	41

3.4 機能維持評価.....	44
3.4.1 電氣的機能維持評価方法.....	44
3.5 評価結果.....	45
3.5.1 設計基準対象施設としての評価結果.....	45

1. 概要

本計算書は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、津波監視カメラが設計用地震力に対して十分な構造強度及び電氣的機能を有していることを説明するものである。津波監視カメラは、カメラ本体、津波監視設備制御盤で構成される。本計算書は各構成機器それぞれの評価結果を示す。

津波監視カメラは、設計基準対象施設のうち浸水防護施設としてSクラス施設に分類される。以下、浸水防護施設としての構造強度評価及び電氣的機能維持評価を示す。津波監視設備制御盤は、添付書類「VI-2-1-13-7 盤の耐震性についての計算書作成の基本方針」に基づき評価を行う。

なお、津波監視カメラの耐震評価においては、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約1mの地盤沈下が発生したことを考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

2. 津波監視カメラ

2.1 一般事項

2.1.1 配置概要

津波監視カメラの配置図を図 2-1 に示す。

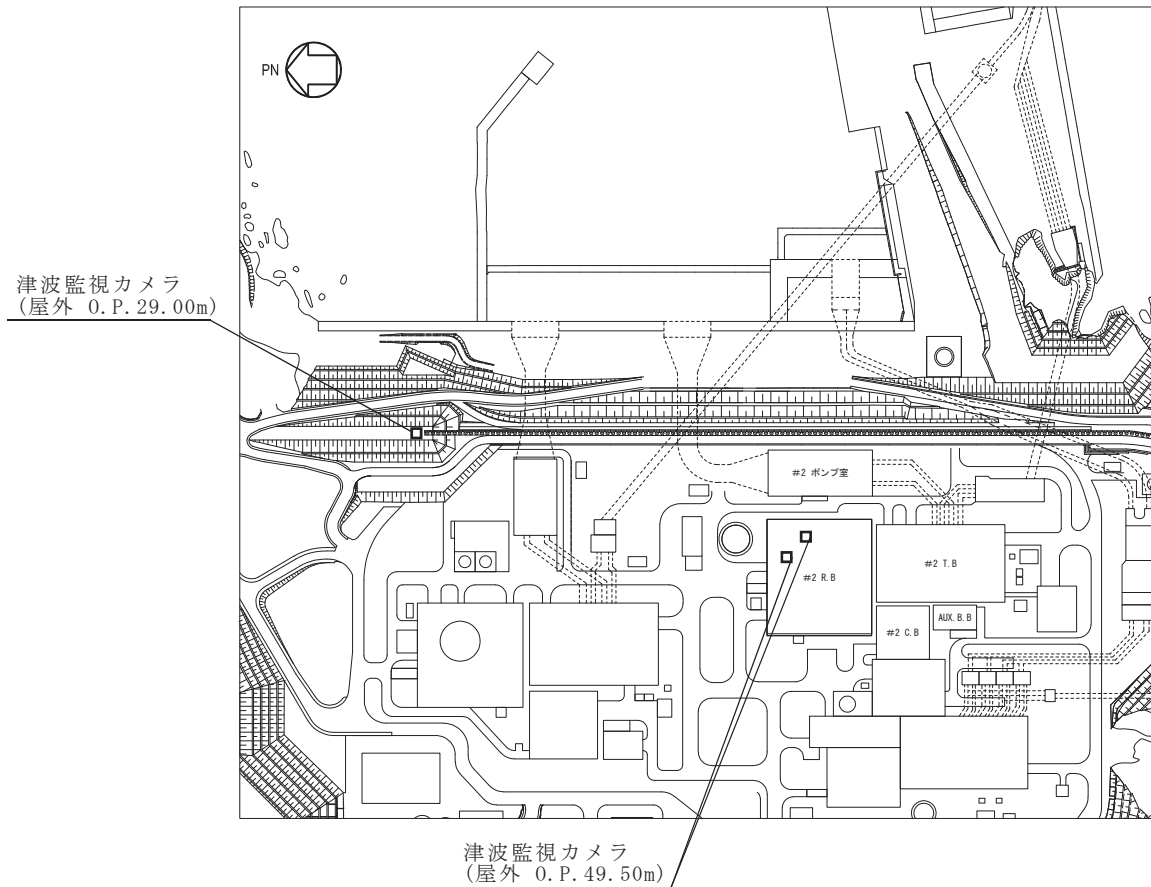


図 2-1 津波監視カメラ配置図

2.1.2 構造計画

(1) 原子炉建屋屋上に設置する津波監視カメラ

津波監視カメラの構造計画を表2-1に示す。

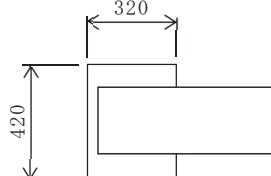
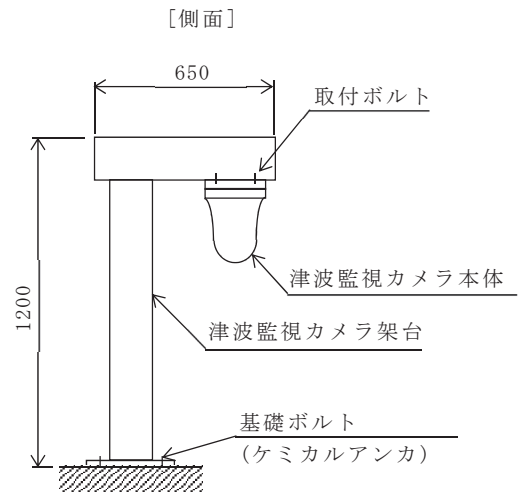
表2-1 構造計画 (原子炉建屋屋上 津波監視カメラ)

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>津波監視カメラは、取付ボルトにより津波監視カメラ架台に固定される。</p> <p>津波監視カメラ架台は、原子炉建屋屋上の外壁に基礎ボルトで設置する。</p>	<p>津波監視カメラ</p>	<p>【津波監視カメラ】</p> <p>[上面]</p> <p>[側面]</p> <p>[正面]</p> <p>[定着(基礎ボルト)部]</p> <p>原子炉建屋外壁</p> <p>取付ボルト</p> <p>津波監視カメラ本体</p> <p>津波監視カメラ架台</p> <p>基礎ボルト (ケミカルアンカ)</p> <p>(単位: mm)</p>

(2) 防潮堤に設置する津波監視カメラ

津波監視カメラの構造計画を表 2-2 に示す。

表 2-2 構造計画 (防潮堤 津波監視カメラ)

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
津波監視カメラは、取付ボルトにより津波監視カメラ架台に固定される。 津波監視カメラ架台は、基礎部に基礎ボルトで設置する。	津波監視カメラ	<p>【津波監視カメラ】</p> <p>[上面]</p>  <p>[側面]</p>  <p>(単位：mm)</p>

2.1.3 評価方針

津波監視カメラの応力評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針 3.1 構造強度上の制限」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.1.2 構造計画」にて示す津波監視カメラの部位を踏まえ「2.2 評価部位」にて設定する箇所において、「2.3 固有周期」にて算出した固有周期に基づく設計用地震力により算出した応力等が許容限界内に収まることを、「2.4 構造強度評価」に示す方法にて確認することで実施する。また、津波監視カメラの機能維持評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定した電氣的機能維持の方針に基づき、地震時の応答加速度が電氣的機能確認済加速度以下であることを、「2.5 機能維持評価」にて示す方法にて確認することで実施する。確認結果を「2.6 評価結果」に示す。

津波監視カメラの耐震評価フローを図 2-2 に示す。

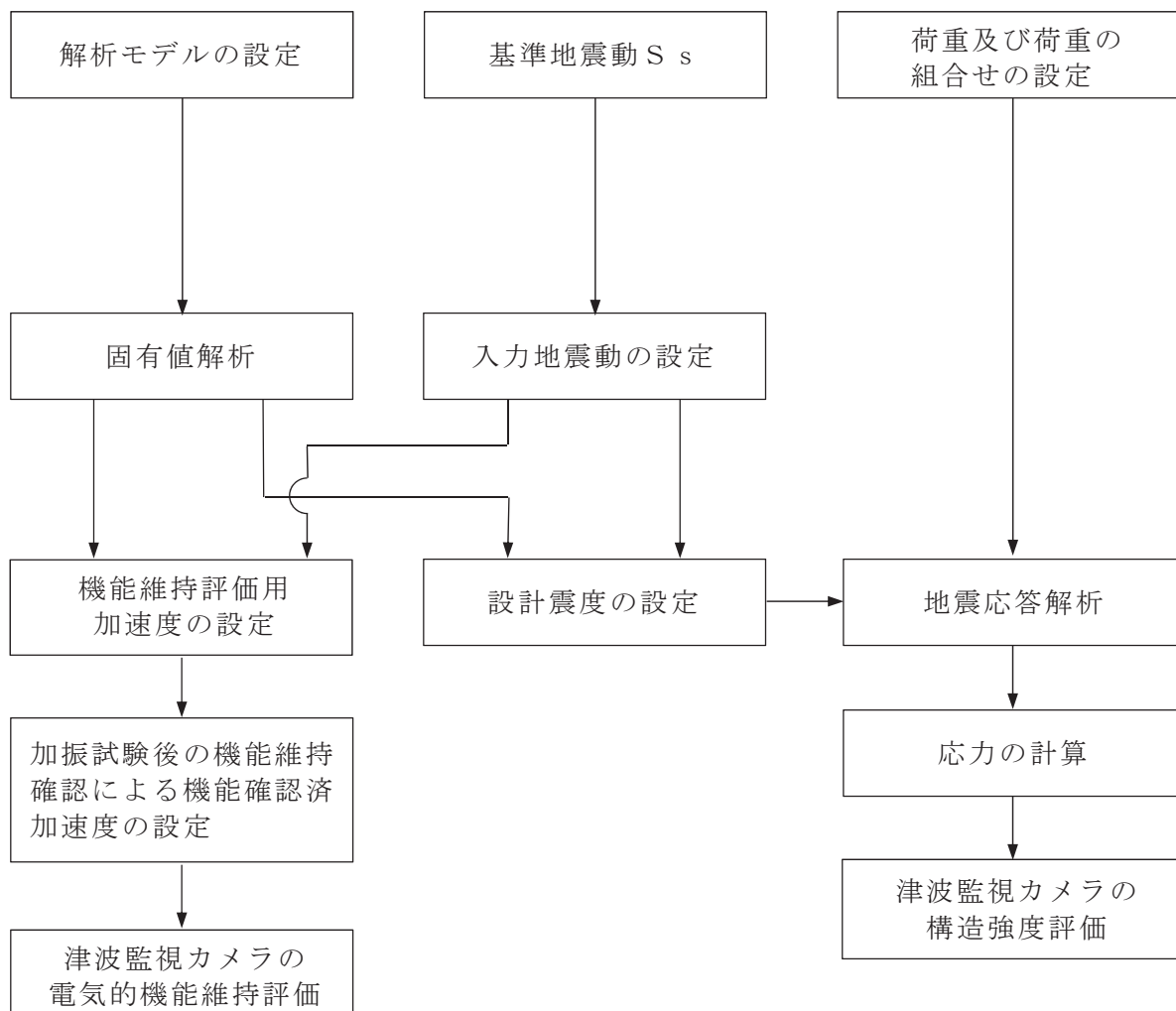


図 2-2 津波監視カメラの耐震評価フロー

2.1.4 適用基準

適用基準を以下に示す。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1 -1987）
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編
（J E A G 4 6 0 1 ・補-1984）
- (3) 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）
- (4) J S M E S N C 1 -2005/2007 発電用原子力設備規格 設計・建設規格
（以下「設計・建設規格」という。）
- (5) 日本建築学会 2005年 鋼構造設計規準—許容応力度設計法—
- (6) 日本建築学会 2004年 建築物荷重指針・同解説

2.1.5 記号の説明

記号	記号の説明	単位
A_b	基礎ボルトの軸断面積	mm^2
C_f	風力係数	—
C_H	水平方向設計震度	—
C_V	鉛直方向設計震度	—
d	基礎ボルトの呼び径	mm
d_s	積雪の垂直堆積量	cm
F	設計・建設規格 SSB-3121.1(1)に定める値	MPa
F_b	基礎ボルトに作用する引張力 (1本あたり)	N
f_{sb}	せん断力のみを受ける基礎ボルトの許容せん断応力	MPa
f_{to}	引張力のみを受ける基礎ボルトの許容引張応力	MPa
f_{ts}	引張力とせん断力を同時に受ける基礎ボルトの許容引張応力	MPa
g	重力加速度 (=9.80665)	m/s^2
L_{p1}	基礎ボルト中心間距離*	mm
L_{p2}	基礎ボルト中心間距離*	mm
N	基礎部または鋼材に作用する引張力	N
m	運転時質量	kg
M_X	基礎部又は鋼材に作用するX軸まわりのモーメント	$\text{N}\cdot\text{mm}$
M_Y	基礎部又は鋼材に作用するY軸まわりのモーメント	$\text{N}\cdot\text{mm}$
M_Z	基礎部又は鋼材に作用するZ軸まわりのモーメント	$\text{N}\cdot\text{mm}$
n	基礎ボルトの本数	—
q	風荷重の減速圧	N/m^2
r	基礎ボルト中心から基礎部中心までの距離	mm
Q_X	基礎部又は鋼材に作用するせん断力 (X方向)	N
Q_Y	基礎部又は鋼材に作用するせん断力 (Y方向)	N
Q_Z	基礎部又は鋼材に作用するせん断力 (Z方向)	N
Q_b	基礎ボルトに作用するせん断力	N
S_u	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表9に定める値	MPa
S_y	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表8に定める値	MPa
$S_y (RT)$	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表8に定める材料の40℃における値	MPa
π	円周率	—
σ_b	基礎ボルトに作用する引張応力	MPa
τ_b	基礎ボルトに作用するせん断応力	MPa
ρ_s	積雪の単位荷重	$\text{N/m}^2/\text{cm}$

注記* : $L_{p1} \leq L_{p2}$

記号	記号の説明	単位
σ_t	鋼材に作用する引張応力	MPa
σ_c	鋼材に作用する圧縮応力	MPa
σ_{b_x}	鋼材に作用する曲げ応力 (x 方向)	MPa
σ_{b_y}	鋼材に作用する曲げ応力 (y 方向)	MPa
τ_{s_x}	鋼材に作用するせん断応力 (x 方向)	MPa
τ_{s_y}	鋼材に作用するせん断応力 (y 方向)	MPa
τ_t	鋼材に作用するねじりせん断応力	MPa
τ_x	鋼材に作用する合成せん断応力 (x 方向)	MPa
τ_y	鋼材に作用する合成せん断応力 (y 方向)	MPa
A	鋼材の断面積	mm ²
A_{s_x}	鋼材のせん断面積 (x 方向)	mm ²
A_{s_y}	鋼材のせん断面積 (y 方向)	mm ²
I_x	鋼材の断面二次モーメント (x 軸回り)	mm ⁴
I_y	鋼材の断面二次モーメント (y 軸回り)	mm ⁴
Z_x	鋼材の断面係数 (x 軸回り)	mm ³
Z_y	鋼材の断面係数 (y 軸回り)	mm ³
J	鋼材のねじり定数	mm ⁴
α	鋼材のねじりモーメント用係数	mm ³
f_t	鋼材の許容引張応力度	MPa
f_s	鋼材の許容せん断応力度	MPa
f_c	鋼材の許容圧縮応力度	MPa
f_b	鋼材の許容曲げ応力度	MPa
W_{SNL}	積雪荷重	N/m ²
W_{WL}	風荷重	N/m ²

2.1.6 計算精度と数値の丸め方

計算精度は、有効数字 6 桁以上を確保する。

表示する数値の丸め方は表 2-3 に示すとおりである。

表 2-3 表示する数値の丸め方

数値の種類	単位	処理桁	処理方法	表示桁
固有周期	s	小数点以下第 4 位	四捨五入	小数点以下第 3 位
震度	—	小数点以下第 3 位	切上げ	小数点以下第 2 位
温度	°C	—	—	整数位
質量	kg	—	—	整数位
長さ	mm	—	—	整数位 ^{*1}
面積	mm ²	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁 ^{*2}
力	N	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁 ^{*2}
算出応力	MPa	小数点以下第 1 位	切上げ	整数位
許容応力	MPa	小数点以下第 1 位	切捨て	整数位

注記*1：設計上定める値が小数点以下の場合は、小数点以下表示とする。

*2：絶対値が 1000 以上のときは、べき数表示とする。

2.2 評価部位

津波監視カメラの耐震評価は「2.4.1 構造強度評価方法」に示す条件に基づき、耐震評価上厳しくなる基礎ボルト及び津波監視カメラ架台について実施する。津波監視カメラの耐震評価部位については、表 2-1 及び表 2-2 の構造計画に示す。

2.3 固有周期

2.3.1 固有値解析方法

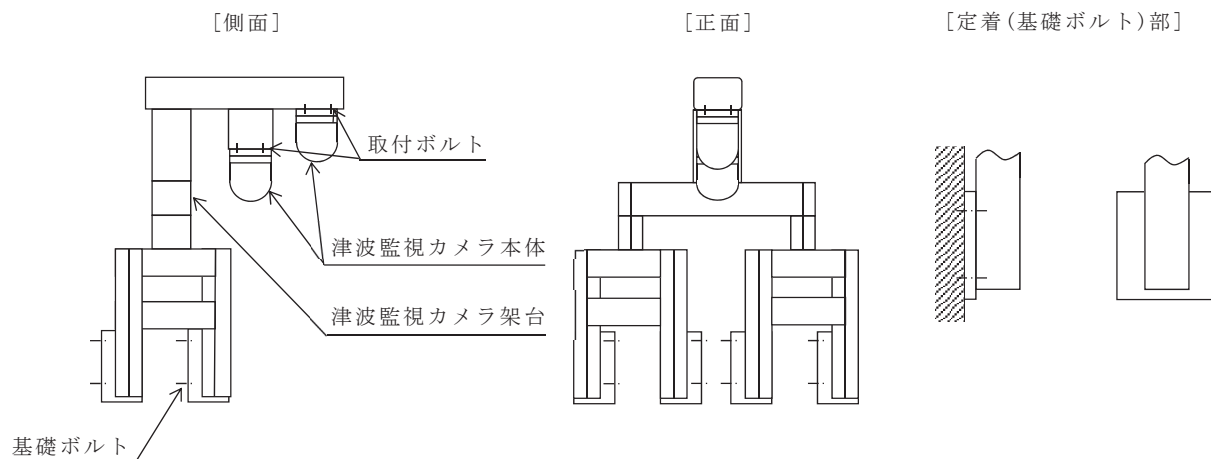
津波監視カメラの固有値解析方法を以下に示す。

- (1) 原子炉建屋屋上及び防潮堤の津波監視カメラは「2.3.2 解析モデル及び諸元」に示す三次元はりモデルを用いる。

2.3.2 解析モデル及び諸元

津波監視カメラの解析モデルを図 2-3 及び図 2-4 に、解析モデルの概要を以下に示す。また、機器の諸元を「2.6 評価結果」の部材の機器要目に示す。

- (1) 原子炉建屋屋上の津波監視カメラ
 - a. 津波監視カメラの質量は、カメラ先端位置に質点質量として考慮する。
 - b. 拘束条件として、津波監視カメラ架台と原子炉建屋外壁との接続位置の節点の並進方向及び図 2-3 に示す X Y Z 軸周りの回転方向を拘束する。なお、取付ボルトは剛体として評価する。
 - c. 耐震計算に用いる寸法は、公称値を使用する。
 - d. 解析コードは、「MSC NASTRAN」を使用し、評価に用いる解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5-40 計算機プログラム（解析コード）の概要・MSC NASTRAN」に示す。



節点数 : 103

要素数 : 111

- 【凡例】**
- : 津波監視カメラ荷重点
 - △ : 基礎ボルト

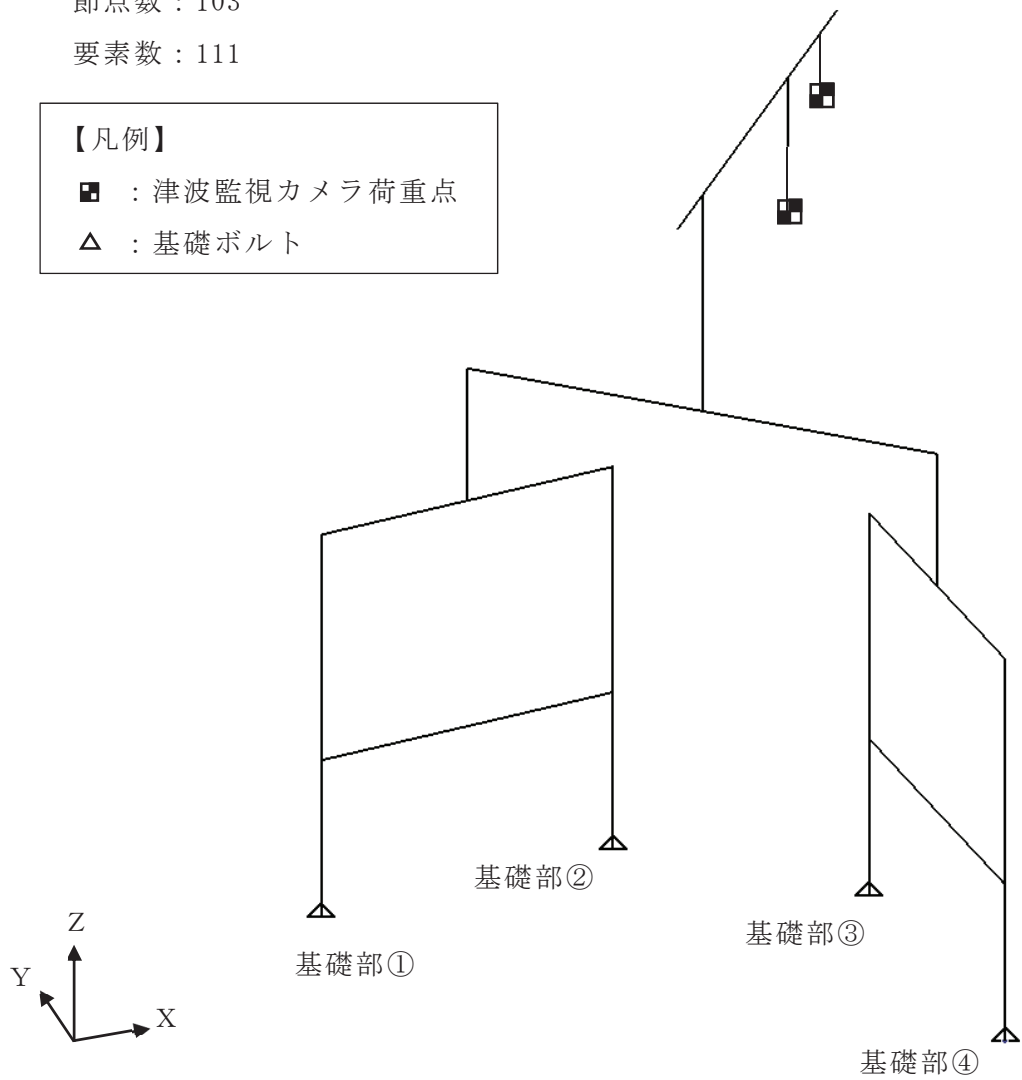


図 2-3 解析モデル (原子炉建屋屋上 津波監視カメラ)

(2) 防潮堤の津波監視カメラ

- a. 津波監視カメラの質量は、カメラ先端位置に質点質量として考慮する。
- b. 拘束条件として、津波監視カメラ架台と防潮堤基礎部との接続位置の節点の並進方向及び図 2-4 に示す X Y Z 軸周りの回転方向を拘束する。なお、取付ボルトは剛体として評価する。
- c. 耐震計算に用いる寸法は、公称値を使用する。
- d. 解析コードは、「MSC NASTRAN」を使用し、評価に用いる解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5-40 計算機プログラム（解析コード）の概要・MSC NASTRAN」に示す。

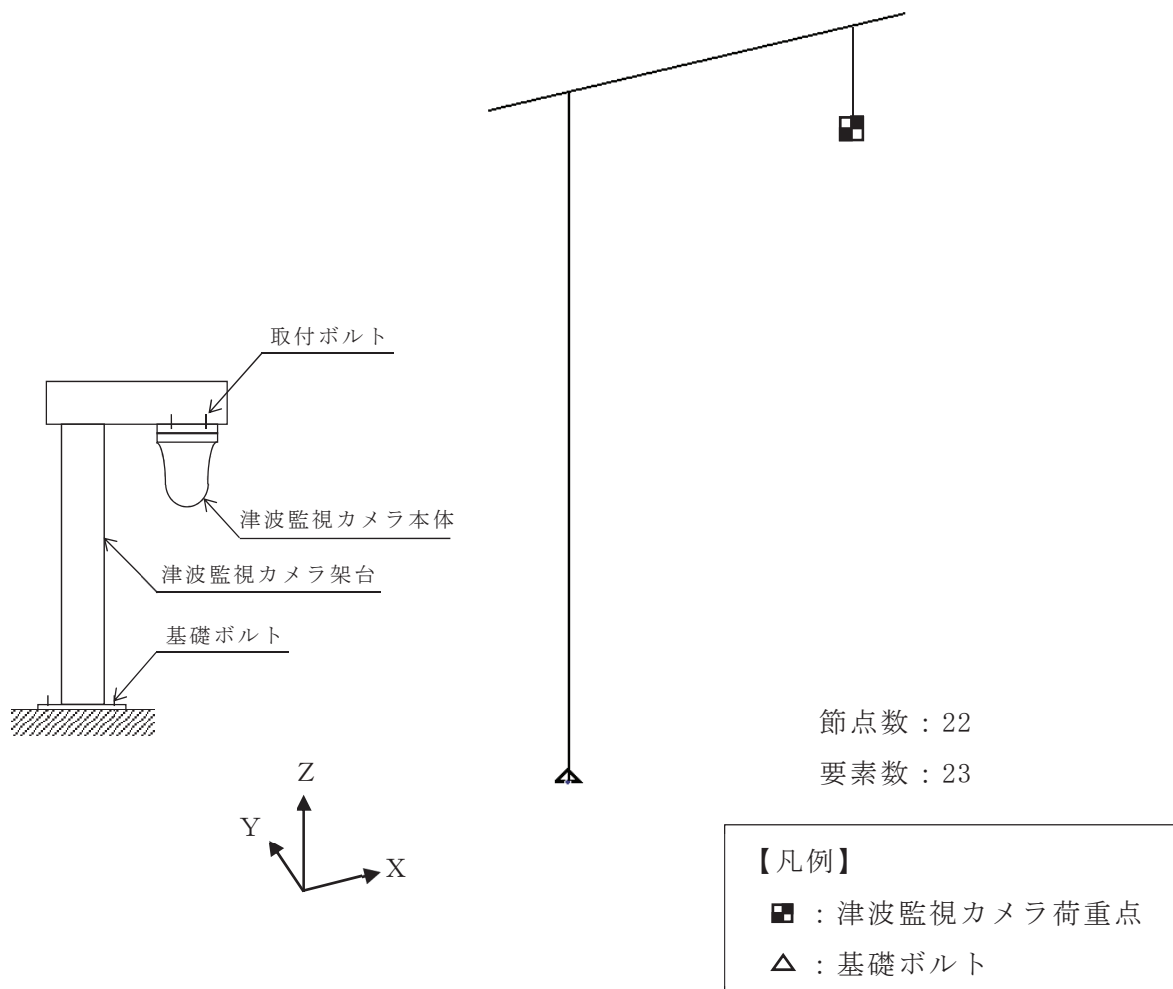


図 2-4 解析モデル（防潮堤 津波監視カメラ）

2.3.3 固有値解析結果

固有値解析結果を表 2-4 に示す。また、固有振動モード図を図 2-5 及び図 2-6 に示す。固有周期は、0.05 秒以下であり、剛であることを確認した。

表 2-4 固有値解析結果

機器名称	モード	卓越方向	固有周期 (s)	水平方向刺激係数		鉛直方向 刺激係数
				X 方向	Y 方向	
津波監視カメラ (原子炉建屋屋上)	1 次	水平	0.039	—	—	—
津波監視カメラ (防潮堤)	1 次	水平	0.017	—	—	—

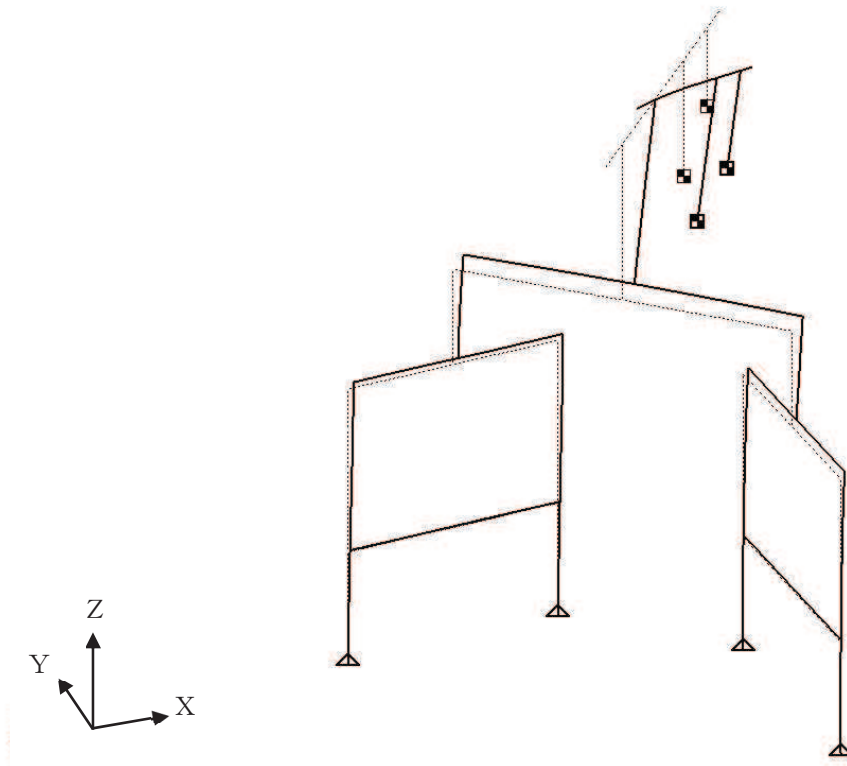


図 2-5 津波監視カメラ（原子炉建屋屋上） 固有振動モード図（1次モード）

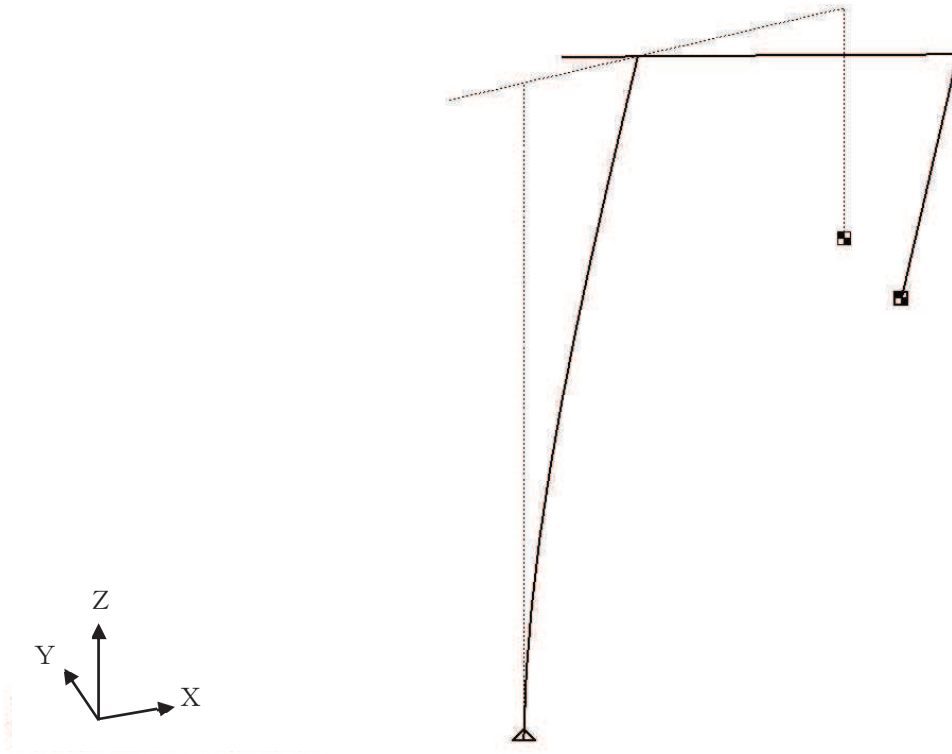


図 2-6 津波監視カメラ（防潮堤） 固有振動モード図（1次モード）

2.4 構造強度評価

2.4.1 構造強度評価方法

2.3.2(1)項 a.～d. 及び 2.3.2(2)項 a.～d. のほか、次の条件で計算する。

- (1) 地震力は津波監視カメラに対して、水平方向及び鉛直方向から作用するものとする。

2.4.2 荷重の組合せ及び許容応力

- (1) 荷重の組合せ及び許容応力状態

津波監視カメラの荷重及び荷重の組合せ及び許容応力状態のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表 2-5 に示す。

なお、津波監視カメラは、添付書類「VI-1-1-2-2-1 耐津波設計の基本方針」に基づき、自然条件として積雪荷重及び風荷重を考慮する。

- (2) 許容応力

津波監視カメラの許容応力は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき表 2-6 のとおりとする。

- (3) 使用材料の許容応力評価条件

津波監視カメラの使用材料の許容応力評価条件のうちの評価に用いるものを表 2-7 に示す。

表 2-5 荷重の組合せ及び許容応力状態（設計基準対象施設）

施設区分		機器名称	耐震重要度分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
その他発電用 原子炉の 附属施設	浸水防護 施設	津波監視カメラ	S	-*	$D + P_D + M_D + S_s$	Ⅲ _A S
計測制御 系統施設	その他の 計測制御 系統施設	津波監視カメラ	S	-*	$D + P_D + M_D + S_s$	Ⅲ _A S

注記*：その他の支持構造物の荷重の組合せ及び許容応力を適用する。

表 2-6 許容応力（その他の支持構造物）

許容応力状態	許容限界*1, *2 (ボルト等)		許容限界*1, *2 (ボルト等以外)			
	一次応力		一次応力			
	引張り	せん断	引張り	せん断	圧縮	曲げ
Ⅲ _{AS}	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_s$	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_s$	$1.5 \cdot f_c$	$1.5 \cdot f_b$

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

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

表 2-7 使用材料の許容応力評価条件（設計基準対象施設）

評価部材	材料	温度条件 (℃)		S _y (MPa)	S _u (MPa)	S _y (RT) (MPa)
		周囲環境 温度				
基礎ボルト (原子炉建屋屋上)	SNB7 (d≤63)	周囲環境 温度	40	725	860	—
基礎ボルト (防潮堤)	SNB7 (d≤63)	周囲環境 温度	40	725	860	—
津波監視カメラ架台 (原子炉建屋屋上)	STKR400	周囲環境 温度	40	245	400	—
津波監視カメラ架台 (防潮堤)	STKR400	周囲環境 温度	40	245	400	—

2.4.3 設計用地震力

評価に用いる設計震度を表 2-8 に示す。

「基準地震動 S_s 」による地震力は、添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」及び「VI-2-10-2-2-2 防潮堤（盛土堤防）の耐震性についての計算書」に基づき設定する。

表 2-8 設計用地震力

機器名称	据付場所 及び 床面高さ (m)	固有周期 (s)		弾性設計用地震動 S_d 又は静的震度		基準地震動 S_s	
		水平 方向	鉛直 方向	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度
津波監視カメラ	原子炉建屋 O.P. 50.50	0.039	0.039 以下	—	—	$C_H = 7.28$	$C_V = 2.09$
	防潮堤 O.P. 29.00	0.017	0.017 以下	—	—	$C_H = 1.69$	$C_V = 1.21$

2.4.4 計算方法

(1) 積雪荷重

津波監視カメラに作用する単位面積当たりの積雪荷重 W_{SNL} は次式より求める。

$$W_{SNL} = d_s \cdot \rho_s \cdot 0.35$$

(2) 風荷重

津波監視カメラに作用する単位面積当たりの風荷重 W_{WL} は次式より求める。

$$W_{WL} = C_f \cdot q$$

(3) 基礎ボルトの応力の計算方法

a. 原子炉建屋屋上の津波監視カメラ

基礎ボルトの応力は、三次元はりモデルによる解析から基礎ボルト部の内力を求めて、その結果を用いて以下式にて計算する。

基礎ボルトに作用する引張力 F_b は次式より求める。

$$F_b = \frac{N}{n} + \frac{M_x}{L_{p1} \cdot (n/2)} + \frac{M_z}{L_{p2} \cdot (n/2)} \dots\dots\dots (2. 1)$$

基礎ボルトに作用するせん断力 Q_b は次式より求める。

$$Q_b = \sqrt{Q_y^2 + Q_z^2} + \frac{M_x}{r} \dots\dots\dots (2. 2)$$

ここで、図 2-7 に示す N 、 Q_y 、 Q_z 、 M_x 及び M_z は基礎部に作用する力及びモーメントであり解析により求まる。

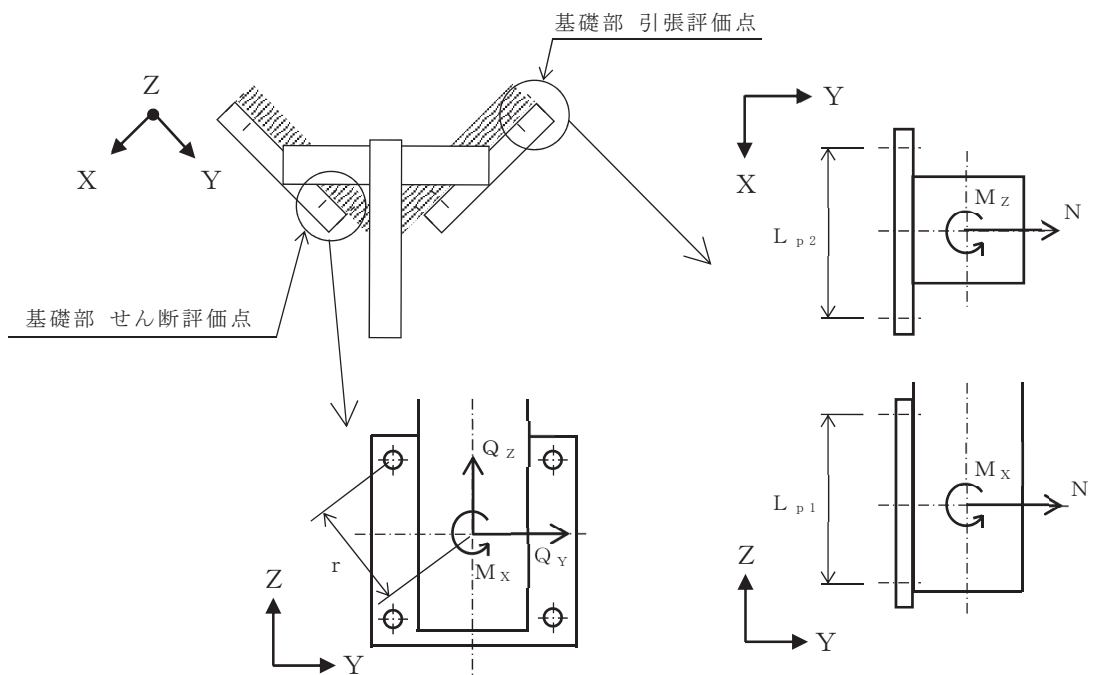


図 2-7 計算モデル (原子炉建屋屋上 基礎ボルト)

基礎ボルトに作用する引張応力 σ_b 及びせん断応力 τ_b は次式より求める。

$$\sigma_b = \frac{F_b}{A_b} \dots\dots\dots (2. 3)$$

$$\tau_b = \frac{Q_b}{n \cdot A_b} \dots\dots\dots (2. 4)$$

b. 防潮堤の津波監視カメラ

基礎ボルトの応力は、三次元はりモデルによる解析から基礎ボルト部の内力を求めて、その結果を用いて以下式にて計算する。

基礎ボルトに作用する引張力 F_b は次式より求める。

$$F_b = \frac{N}{n} + \frac{M_x}{L_{p2} \cdot (n/2)} + \frac{M_y}{L_{p1} \cdot (n/2)} \dots \dots \dots (2. 5)$$

基礎ボルトに作用するせん断力 Q_b は次式より求める。

$$Q_b = \sqrt{Q_x^2 + Q_y^2} + \frac{M_z}{r} \dots \dots \dots (2. 6)$$

ここで、図 2-8 に示す N 、 Q_x 、 Q_y 、 M_x 、 M_y 及び M_z は基礎部に作用する力及びモーメントであり解析により求まる。

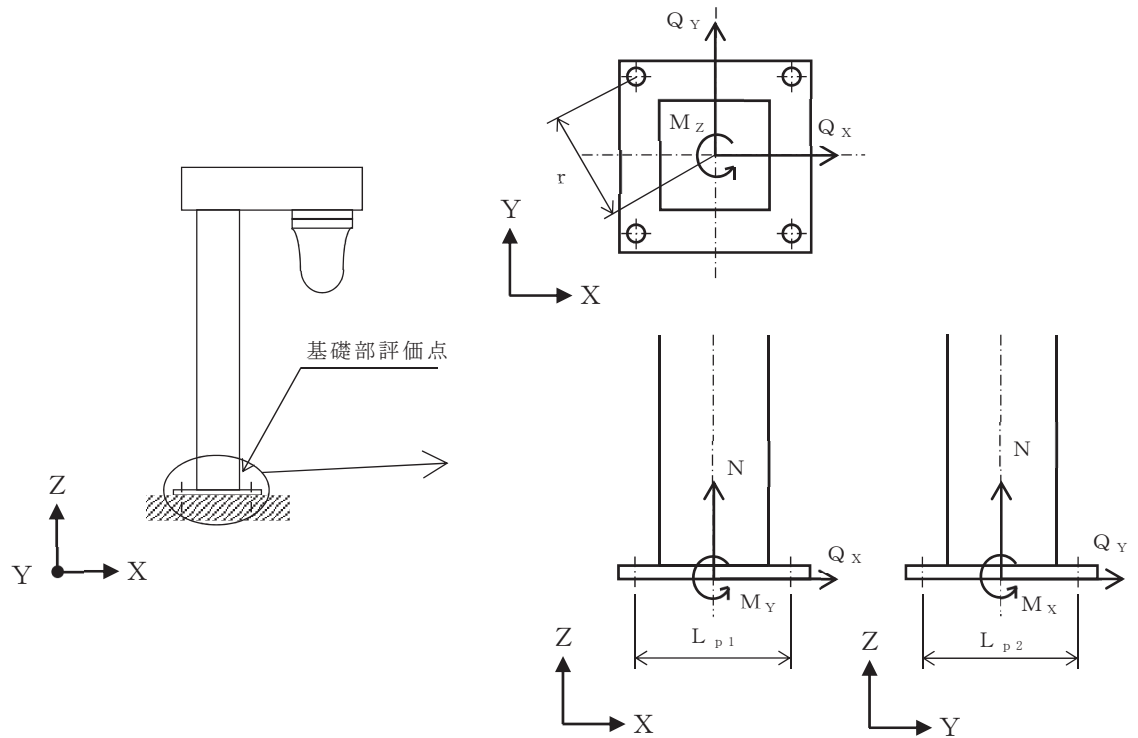


図 2-8 計算モデル（防潮堤 基礎ボルト）

基礎ボルトに作用する引張応力 σ_b 及びせん断応力 τ_b は次式より求める。

$$\sigma_b = \frac{F_b}{A_b} \dots \dots \dots (2. 7)$$

$$\tau_b = \frac{Q_b}{n \cdot A_b} \dots \dots \dots (2. 8)$$

(4) 津波監視カメラ架台の応力の計算方法

a. 原子炉建屋屋上の津波監視カメラ

津波監視カメラ架台は、三次元はりモデルによる解析から津波監視カメラ架台の内力を求めて、その結果を用いて以下式にて計算する。

津波監視カメラ架台に作用する力及びモーメントは、図 2-9 に示す通りである。

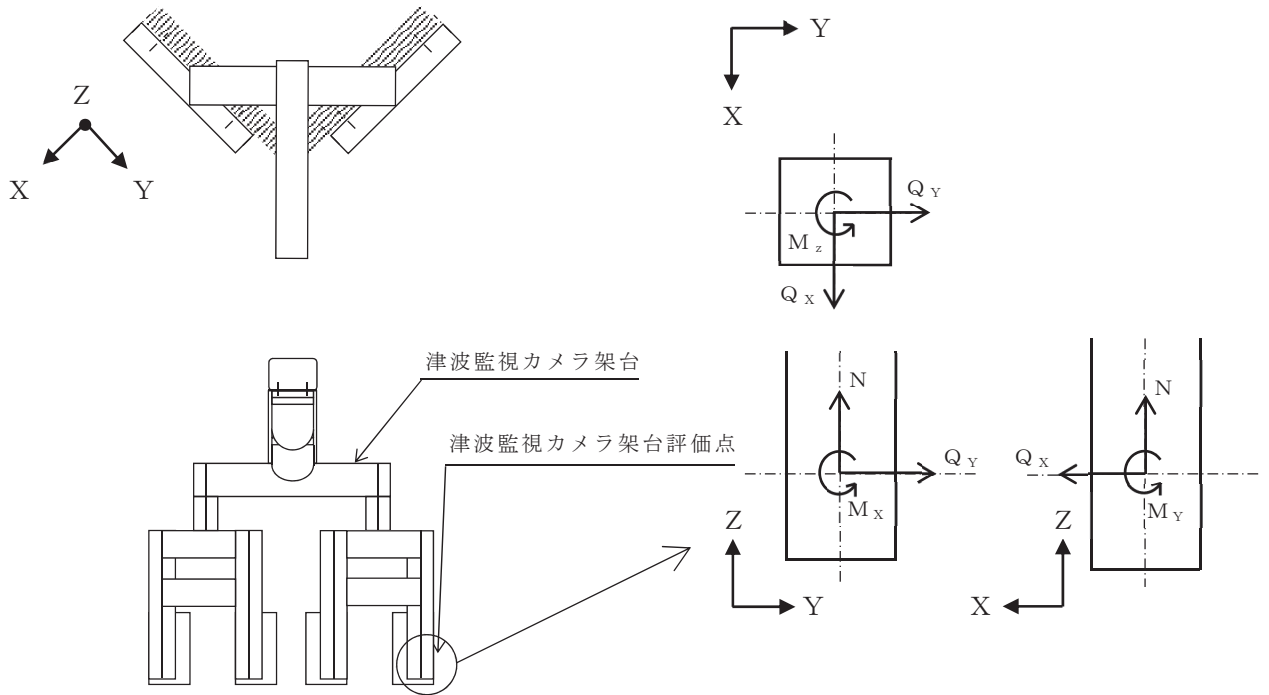


図 2-9 計算モデル (原子炉建屋屋上 津波監視カメラ架台)

津波監視カメラ架台に作用する圧縮応力 σ_c 、曲げ応力 σ_{bx} 、 σ_{by} 及びせん断応力 τ_x 、 τ_y は次式より求める。

$$\sigma_c = \frac{|N|}{A} \dots\dots\dots (2.9)$$

$$\sigma_{bx} = \frac{M_x}{Z_x} \dots\dots\dots (2.10)$$

$$\sigma_{by} = \frac{M_y}{Z_y} \dots\dots\dots (2.11)$$

$$\tau_{sx} = \frac{Q_x}{A_{sx}} \dots\dots\dots (2.12)$$

$$\tau_{sy} = \frac{Q_y}{A_{sy}} \dots\dots\dots (2.13)$$

$$\tau_t = \frac{M_z}{\alpha} \dots\dots\dots (2.14)$$

$$\tau_x = \tau_{s_x} + \tau_t \dots\dots\dots (2. 15)$$

$$\tau_y = \tau_{s_y} + \tau_t \dots\dots\dots (2. 16)$$

ここで、 N 、 M_x 、 M_y 、 M_z 、 Q_x 及び Q_y は津波監視カメラ架台に作用する力及びモーメントであり解析により求まる。

b. 防潮堤の津波監視カメラ

津波監視カメラ架台は，三次元はりモデルによる解析から津波監視カメラ架台の内力を求めて，その結果を用いて以下式にて計算する。

津波監視カメラ架台に作用する力及びモーメントは，図 2-10 に示す通りである。

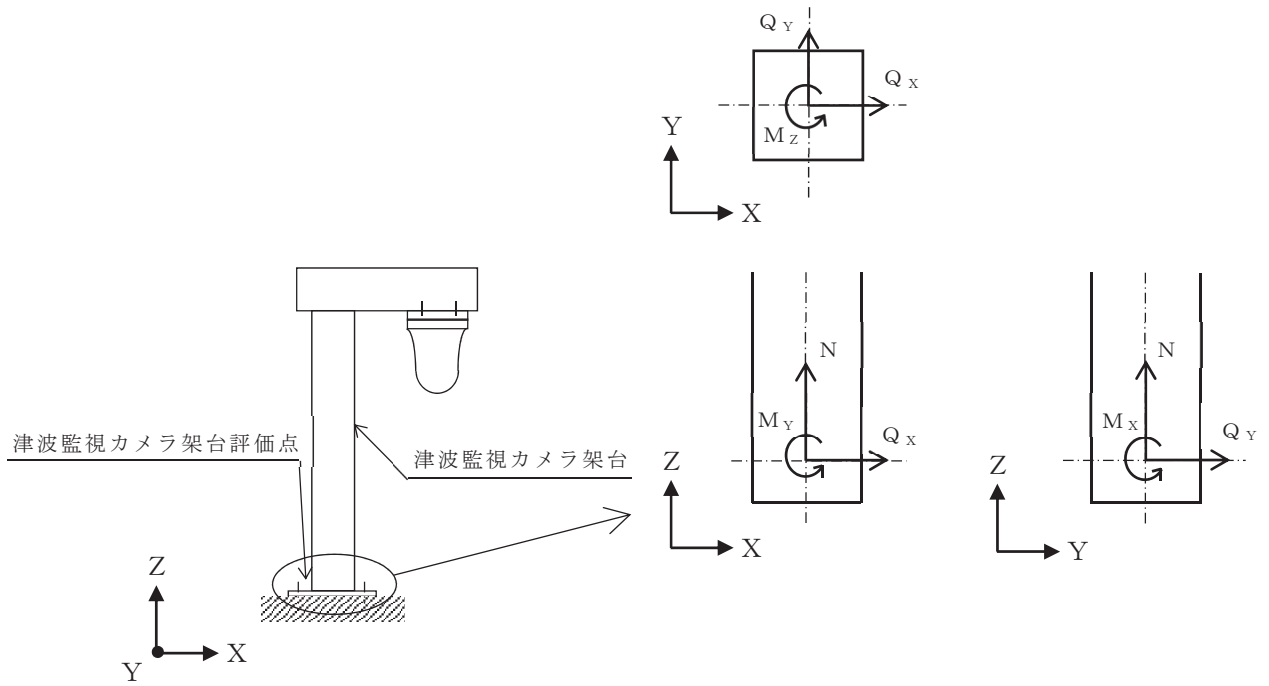


図 2-10 計算モデル（防潮堤 津波監視カメラ架台）

津波監視カメラ架台に作用する圧縮応力 σ_c ，曲げ応力 σ_{bx} ， σ_{by} ，及びせん断応力 τ_x ， τ_y は次式より求める。

$$\sigma_c = \frac{|N|}{A} \dots \dots \dots (2. 17)$$

$$\sigma_{bx} = \frac{M_x}{Z_x} \dots \dots \dots (2. 18)$$

$$\sigma_{by} = \frac{M_y}{Z_y} \dots \dots \dots (2. 19)$$

$$\tau_{sx} = \frac{Q_x}{A_{sx}} \dots \dots \dots (2. 20)$$

$$\tau_{sy} = \frac{Q_y}{A_{sy}} \dots \dots \dots (2. 21)$$

$$\tau_t = \frac{M_z}{\alpha} \dots \dots \dots (2. 22)$$

$$\tau_x = \tau_{s_x} + \tau_t \dots\dots\dots (2. 23)$$

$$\tau_y = \tau_{s_y} + \tau_t \dots\dots\dots (2. 24)$$

ここで、 N 、 M_x 、 M_y 、 M_z 、 Q_x 及び Q_y は津波監視カメラ架台に作用する力及びモーメントであり解析により求まる。

2.4.5 計算条件

(1) 原子炉建屋屋上の津波監視カメラ

応力計算に用いる計算条件を表 2-9 に示す。

表 2-9 計算条件

項目	記号	単位	数値等
運転時質量	m	kg	1834
水平方向設計震度	C_H	—	7.28
鉛直方向設計震度	C_V	—	2.09
風荷重の減速圧	q	N/m^2	1610
風力係数	C_f	—	2.4
風荷重	W_{WL}	N/m^2	3864
積雪の垂直堆積量	d_s	cm	43
積雪の単位荷重	ρ_s	$N/m^2/cm$	20
積雪荷重	W_{SNL}	N/m^2	301
基礎ボルトの呼び径	d	mm	22
基礎ボルトの軸断面積	A_b	mm^2	380.1
基礎ボルトの本数	n	—	4
せん断力のみを受ける基礎ボルトの許容せん断応力	f_{sb}	MPa	278
引張力のみを受ける基礎ボルトの許容引張応力	f_{to}	MPa	451
引張力とせん断力を同時に受ける基礎ボルトの許容引張応力	f_{ts}	MPa	360
基礎ボルト中心間距離	L_{p1}	mm	400
基礎ボルト中心間距離	L_{p2}	mm	400
基礎ボルト中心から基礎部中心までの距離	r	mm	283

(2) 防潮堤の津波監視カメラ

応力計算に用いる数値を表 2-10 に示す。

表 2-10 計算条件

項目	記号	単位	数値等
運転時質量	m	kg	121
水平方向設計震度	C_H	—	1.69
鉛直方向設計震度	C_V	—	1.21
風荷重の減速圧	q	N/m^2	1340
風力係数	C_f	—	2.4
風荷重	W_{WL}	N/m^2	3216
積雪の垂直堆積量	d_s	cm	43
積雪の単位荷重	ρ_s	$N/m^2/cm$	20
積雪荷重	W_{SNL}	N/m^2	301
基礎ボルトの呼び径	d	mm	16
基礎ボルトの軸断面積	A_b	mm^2	201.1
基礎ボルトの本数	n	—	4
せん断力のみを受ける基礎ボルトの許容せん断応力	f_{sb}	MPa	278
引張力のみを受ける基礎ボルトの許容引張応力	f_{to}	MPa	451
引張力とせん断力を同時に受ける基礎ボルトの許容引張応力	f_{ts}	MPa	360
基礎ボルト中心間距離	L_{p1}	mm	220
基礎ボルト中心間距離	L_{p2}	mm	320
基礎ボルト中心から基礎部中心までの距離	r	mm	194

2.4.6 応力の評価

(1) 基礎ボルト

基礎ボルトの引張応力 σ_b は次式より求めた許容引張応力 f_{ts} 以下であること。ただし、 f_{to} は下表による。

$$f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}] \dots\dots\dots (2.25)$$

せん断応力 τ_b は、せん断力のみを受けるボルトの許容せん断応力 f_{sb} 以下であること。ただし、 f_{sb} は下表による。

f_{to}	$\frac{F}{2} \cdot 1.5$
f_{sb}	$\frac{F}{1.5\sqrt{3}} \cdot 1.5$

(2) 津波監視カメラ架台

a. 圧縮

津波監視カメラ架台の圧縮応力 σ_c は下式を満足すること。

$$\frac{\sigma_c}{1.5 \cdot f_c} \leq 1 \dots\dots\dots (2. 26)$$

b. 曲げ

津波監視カメラ架台の曲げ応力 σ_{b_x} 及び σ_{b_y} は下式を満足すること。

$$\frac{\sigma_{b_x}}{1.5 \cdot f_{b_x}} \leq 1 \dots\dots\dots (2. 27)$$

$$\frac{\sigma_{b_y}}{1.5 \cdot f_{b_y}} \leq 1 \dots\dots\dots (2. 28)$$

c. せん断

津波監視カメラ架台のせん断応力 τ_x 及び τ_y は下式を満足すること。

$$\frac{\tau_x}{1.5 \cdot f_s} \leq 1 \dots\dots\dots (2. 29)$$

$$\frac{\tau_y}{1.5 \cdot f_s} \leq 1 \dots\dots\dots (2. 30)$$

d. 組合せ

垂直応力とせん断応力の組合せ応力

垂直応力とせん断応力を生じる構造部分の応力は、下式を満足すること。

$$\frac{\sqrt{(\sigma_c + \sigma_{b_x} + \sigma_{b_y})^2 + 3\tau^2}}{1.5 \cdot f_t} \leq 1 \dots\dots\dots (2. 31)$$

ここで、 $\tau = \text{Max}(\tau_x, \tau_y)$

2.5 機能維持評価

2.5.1 電氣的機能維持評価方法

津波監視カメラの電氣的機能維持評価について、以下に示す。

機能維持評価用加速度は、添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」及び「VI-2-10-2-2-2 防潮堤（盛土堤防）の耐震性についての計算書」に示す地震応答解析で評価した加速度とし、機能維持評価用加速度が機能確認済加速度以下であることを確認する。機能確認済加速度には、カメラ本体の加振試験において、電氣的機能の健全性を確認した評価部位の加速度を適用する。機能確認済加速度を表 2-11 に示す。

表 2-11 機能確認済加速度 ($\times 9.8 \text{ m/s}^2$)

評価部位	設置場所	方向	機能確認済加速度
津波監視 カメラ	原子炉建屋屋上	水平	□
		鉛直	
	防潮堤	水平	
		鉛直	

2.6 評価結果

津波監視カメラの設計基準対象施設としての耐震評価結果を以下に示す。発生値は許容限界を満足しており、設計用地震力に対して十分な構造強度及び電氣的機能を有していることを確認した。

2.6.1 基準地震動 S_s に対する構造強度評価

(1) 構造強度評価

a. 基礎ボルト

基礎ボルトの構造強度評価の結果を表 2-12 に示す。発生応力が許容応力以下であることから、基礎ボルトが構造健全性を有することを確認した。

表 2-12 基礎ボルトの構造強度評価結果

評価部位	設置場所	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
基礎ボルト	原子炉建屋	引張り	$\sigma_b = 69$	$f_{ts} = 360^*$
	屋上	せん断	$\tau_b = 83$	$f_{sb} = 278$
	防潮堤	引張り	$\sigma_b = 29$	$f_{ts} = 360^*$
		せん断	$\tau_b = 7$	$f_{sb} = 278$

注記* : $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}]$

b. 津波監視カメラ架台

津波監視カメラ架台の構造強度評価の結果を表 2-13 及び表 2-14 に示す。
発生応力が許容応力以下であることから、津波監視カメラ架台が構造健全性を有することを確認した。

表 2-13 原子炉建屋屋上 津波監視カメラ架台の構造強度評価結果

評価部位	設置場所	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	
津波監視カメラ架台	原子炉建屋屋上	圧縮	$\sigma_c = 8$	$1.5 \cdot f_c = 224$	
		曲げ	x 方向	$\sigma_{bx} = 25$	$1.5 \cdot f_{bx} = 245$
			y 方向	$\sigma_{by} = 40$	$1.5 \cdot f_{by} = 245$
		せん断	x 方向	$\tau_x = 9$	$1.5 \cdot f_s = 141$
			y 方向	$\tau_y = 10$	$1.5 \cdot f_s = 141$
		組合せ	垂直+せん断	$\sigma_m = 76$	$1.5 \cdot f_t = 245$

表 2-14 防潮堤 津波監視カメラ架台の構造強度評価結果

評価部位	設置場所	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	
津波監視カメラ架台	防潮堤	圧縮	$\sigma_c = 1$	$1.5 \cdot f_c = 223$	
		曲げ	x 方向	$\sigma_{bx} = 0$	$1.5 \cdot f_{bx} = 245$
			y 方向	$\sigma_{by} = 9$	$1.5 \cdot f_{by} = 245$
		せん断	x 方向	$\tau_x = 3$	$1.5 \cdot f_s = 141$
			y 方向	$\tau_y = 0$	$1.5 \cdot f_s = 141$
		組合せ	垂直+せん断	$\sigma_m = 12$	$1.5 \cdot f_t = 245$

(2) 解析モデルの諸元

解析モデルの諸元を表 2-15 及び表 2-16 に示す。

a. 原子炉建屋屋上の津波監視カメラ

表 2-15 解析モデルの諸元

項目	単位	入力値
材料	—	STKR400
縦弾性係数	MPa	2.02×10^5
ポアソン比	—	0.3
要素数	個	111
節点数	個	103

b. 防潮堤の津波監視カメラ

表 2-16 解析モデルの諸元

項目	単位	入力値
材料	—	STKR400
縦弾性係数	MPa	2.02×10^5
ポアソン比	—	0.3
要素数	個	23
節点数	個	22

(3) 部材の機器要目

部材の機器要目を表 2-17 及び表 2-18 に示す。

a. 原子炉建屋屋上の津波監視カメラ

表 2-17 (1) 部材の機器要目

機器名称		津波監視カメラ (原子炉建屋屋上)				
対象要素		柱 (下段)	梁 (下段)	柱 (中段)	梁 (中段)	
材料		STKR400	STKR400	STKR400	STKR400	
断面形状		角形鋼管	角形鋼管	角形鋼管	角形鋼管	
寸法		mm	200×200×9	200×200×9	200×200×9	250×250×9
断面積	A	mm ²	6.667×10 ³	6.667×10 ³	6.667×10 ³	8.467×10 ³
断面二次 モーメント	I _x	mm ⁴	3.99×10 ⁷	3.99×10 ⁷	3.99×10 ⁷	8.09×10 ⁷
	I _y	mm ⁴	3.99×10 ⁷	3.99×10 ⁷	3.99×10 ⁷	8.09×10 ⁷
ねじり定数	J	mm ⁴	6.271×10 ⁷	6.271×10 ⁷	6.271×10 ⁷	1.260×10 ⁸
せん断面積	A _{sx}	mm ²	2.628×10 ³	2.628×10 ³	2.628×10 ³	3.528×10 ³
	A _{sy}	mm ²	2.628×10 ³	2.628×10 ³	2.628×10 ³	3.528×10 ³
断面係数	Z _x	mm ³	3.99×10 ⁵	3.99×10 ⁵	3.99×10 ⁵	6.47×10 ⁵
	Z _y	mm ³	3.99×10 ⁵	3.99×10 ⁵	3.99×10 ⁵	6.47×10 ⁵

表 2-17 (2) 部材の機器要目

機器名称			津波監視カメラ (原子炉建屋屋上)			
対象要素			柱 (上段)	梁 (上段)	梁 (カメラ設置部)	カメラ台
材料			STKR400	STKR400	STKR400	STKR400
断面形状			角形鋼管	角形鋼管	角形鋼管	角形鋼管
寸法		mm	250×250×9	250×150×6	250×150×4.5	250×250×6
断面積	A	mm ²	8.467×10 ³	4.563×10 ³	3.432×10 ³	5.763×10 ³
断面二次 モーメント	I _x	mm ⁴	8.09×10 ⁷	3.89×10 ⁷	2.949×10 ⁷	5.67×10 ⁷
	I _y	mm ⁴	8.09×10 ⁷	1.77×10 ⁷	1.353×10 ⁷	5.67×10 ⁷
ねじり定数	J	mm ⁴	1.260×10 ⁸	3.818×10 ⁷	2.937×10 ⁷	8.716×10 ⁷
せん断面積	A _{sx}	mm ²	3.528×10 ³	1.368×10 ³	1.107×10 ³	2.568×10 ³
	A _{sy}	mm ²	3.528×10 ³	2.568×10 ³	2.007×10 ³	2.568×10 ³
断面係数	Z _x	mm ³	6.47×10 ⁵	3.11×10 ⁵	2.359×10 ⁵	4.54×10 ⁵
	Z _y	mm ³	6.47×10 ⁵	2.36×10 ⁵	1.804×10 ⁵	4.54×10 ⁵

b. 防潮堤の津波監視カメラ

表 2-18 部材の機器要目

機器名称		津波監視カメラ（防潮堤）			
対象要素		梁	梁 （カメラ設置部）	柱	
材料		STKR400	STKR400	STKR400	
断面形状		角形鋼管	角形鋼管	角形鋼管	
寸法		mm	250×150×6	250×150×4.5	250×150×9
断面積	A	mm ²	4.563×10 ³	3.432×10 ³	6.667×10 ³
断面二次 モーメント	I _x	mm ⁴	3.89×10 ⁷	2.949×10 ⁷	5.48×10 ⁷
	I _y	mm ⁴	1.77×10 ⁷	1.353×10 ⁷	2.47×10 ⁷
ねじり定数	J	mm ⁴	3.818×10 ⁷	2.937×10 ⁷	5.441×10 ⁷
せん断面積	A _{sx}	mm ²	1.368×10 ³	1.107×10 ³	1.728×10 ³
	A _{sy}	mm ²	2.568×10 ³	2.007×10 ³	3.528×10 ³
断面係数	Z _x	mm ³	3.11×10 ⁵	2.359×10 ⁵	4.38×10 ⁵
	Z _y	mm ³	2.36×10 ⁵	1.804×10 ⁵	3.30×10 ⁵

2.6.2 基準地震動 S_s に対する機能維持評価

津波監視カメラ(カメラ本体)の電氣的機能維持評価の結果を表 2-19 に示す。機能維持評価用加速度が機能維持確認済加速度以下であることから、津波監視カメラ(カメラ本体)の電氣的機能維持を確認した。

表 2-19 電氣的機能維持評価 ($\times 9.8 \text{ m/s}^2$)

評価部位	設置場所	方向	機能維持評価用 加速度*	機能確認済加速度
津波監視 カメラ	原子炉建屋 屋上	水平方向	6.07	□
		鉛直方向	1.74	
	防潮堤	水平方向	1.41	
		鉛直方向	1.01	

注記*：基準地震動 S_s により定まる応答加速度とする。

機能維持評価用加速度 ($1.0 \cdot ZPA$) はすべて機能確認済加速度以下である。

3. 津波監視設備制御盤

3.1 一般事項

3.1.1 構造計画

津波監視設備制御盤の構造計画を表 3-1 に示す。津波監視設備制御盤は中央制御室の床面に設置する。

表 3-1 構造計画（津波監視設備制御盤）

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
津波監視設備制御盤は、チャンネルベースに盤取付ボルトで固定され、チャンネルベースは架台にベース取付ボルトで固定され、架台は床に基礎ボルトで設置する。	直立形 (鋼材及び鋼板を組合せた自立閉鎖型の盤)	<p>【津波監視設備制御盤】</p> <p>[正面] 1000</p> <p>2450</p> <p>500</p> <p>[側面] 1000</p> <p>(単位：mm)</p>

3.2 固有周期

津波監視設備制御盤の固有周期は、振動試験装置により固有振動数を測定する。測定の結果、固有周期は0.05秒以下であり、剛であることを確認した。固有周期の確認結果を表3-2に示す。

表 3-2 固有周期（単位：s）

名称	方向	固有周期
津波監視設備制御盤	水平	0.05 以下
	鉛直	0.05 以下

3.3 構造強度評価

津波監視設備制御盤の構造は直立形であるため、構造強度評価は、添付書類「VI-2-1-13-7 盤の耐震性についての計算書作成の基本方針」に記載の耐震計算方法に基づき評価する。

3.3.1 荷重の組合せ及び許容応力

(1) 荷重の組合せ及び許容応力状態

津波監視設備制御盤の荷重の組合せ及び許容応力状態のうち設計基準対象施設として評価に用いるものを表 3-3 に示す。

(2) 許容応力

津波監視設備制御盤の許容応力は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき表 3-4 のとおりとする。

(3) 使用材料の許容応力評価条件

津波監視設備制御盤の使用材料の許容応力のうち、設計基準対象施設の評価に用いるものを表 3-5 に示す。

3.3.2 計算条件

応力計算に用いる計算条件は、本計算書の【津波監視設備制御盤の耐震性についての計算結果】の設計条件及び機器要目に示す。

表 3-3 荷重の組合せ及び許容応力状態（設計基準対象施設）

施設区分		機器名称	耐震重要度分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
その他発電用 原子炉の 附属施設	浸水防護 施設	津波監視設備 制御盤	S	- *	$D + P_D + M_D + S_s$	III _A S
計測制御 系統施設	その他の 計測制御 系統施設	津波監視設備 制御盤	S	- *	$D + P_D + M_D + S_s$	III _A S

注記*：その他の支持構造物の荷重の組合せ及び許容応力を適用する。

表 3-4 許容応力（その他の支持構造物）

許容応力状態	許容限界*1, *2 (ボルト等)	
	一次応力	
	引張り	せん断
Ⅲ _A S	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_s$

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

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

表 3-5 使用材料の許容応力評価条件（設計基準対象施設）

評価部材	材料	温度条件 (°C)		S _{y i} (MPa)	S _{u i} (MPa)	S _{y i} (R T) (MPa)
		周囲環境	温度			
盤取付ボルト (i = 1)	SS400 (d ≤ 16)	周囲環境	40	245	400	—
ベース取付ボルト (i = 2)	SS400 (16 < d ≤ 40)	周囲環境	40	235	400	—
基礎ボルト (i = 3)	SNB7 (d ≤ 63)	周囲環境	40	725	860	—

3.4 機能維持評価

3.4.1 電氣的機能維持評価方法

津波監視設備制御盤の電氣的機能維持評価は、添付書類「VI-2-1-13-7 盤の耐震性についての計算書作成の基本方針」に記載の評価方法に基づき行う。

津波監視設備制御盤の機能確認済加速度には、津波監視設備制御盤の加振試験において、電氣的機能の健全性を確認した評価部位の加速度を適用する。

機能確認済加速度を表 3-6 に示す。

表 3-6 機能確認済加速度 ($\times 9.8 \text{ m/s}^2$)

評価部位	方向	機能確認済加速度
津波監視設備制御盤	水平	
	鉛直	

3.5 評価結果

3.5.1 設計基準対象施設としての評価結果

津波監視設備制御盤の設計基準対象施設としての耐震評価結果を以下に示す。
発生値は許容限界を満足しており，設計用地震力に対して十分な構造強度及び電
氣的機能を有していることを確認した。

(1) 構造強度評価結果

構造強度評価の結果を次頁以降の表に示す。

(2) 機能維持評価結果

電氣的機能維持評価の結果を次頁以降の表に示す。

【津波監視設備制御盤の耐震性についての計算結果】

1. 設計基準対象施設

1.1 設計条件

機器名称	耐震重要度分類	据付場所及び 床面高さ(m)	固有周期(s)		弾性設計用地震動 S _d		基準地震動 S _s		周囲環境温度 (°C)
			水平方向	鉛直方向	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度	
津波監視設備 制御盤	S	制御建屋 O.P. 22.95*	0.05 以下	0.05 以下	—	—	C _H = 2.78	C _V = 2.00	40

注記* : 基準床レベルを示す。

1.2 機器要目

部材	m_i (kg)	h_i (mm)	ℓ_{1i}^{*1} (mm)	ℓ_{2i}^{*1} (mm)	d_i (mm)	A_{bi} (mm ²)	n_i	n_{fi}^{*1}
盤取付ボルト ($i=1$)	955	2300	0	920	16 (M16)	201.1	12	4
			0	920				4
ベース取付ボルト ($i=2$)	1145	2450	0	920	20 (M20)	314.2	16	4
			0	920				2
基礎ボルト ($i=3$)	1650	2950	62.5	1082.5	16 (M16)	201.1	16	4
			82.5	1062.5				4

部材	S_{yi} (MPa)	S_{ui} (MPa)	F_i (MPa)	F_i^* (MPa)	転倒方向	
					弾性設計用地震動 S_d 又は静的震度	基準地震動 S_s
盤取付ボルト ($i=1$)	245	400	245	280	—	前後方向
ベース取付ボルト ($i=2$)	235	400	235	280	—	前後方向
基礎ボルト ($i=3$)	725	860	602	602	—	前後方向

注記*1：各ボルトの機器要目における上段は左右方向転倒に対する評価時の要目を示し、下段は前後方向転倒に対する評価時の要目を示す。

1.3 計算数値

1.3.1 ボルトに作用する力

(単位 : N)

部材	F _{b i}		Q _{b i}	
	弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度	基準地震動 S _s	弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度	基準地震動 S _s
盤取付ボルト (i =1)	—	1.861 × 10 ⁴	—	2.604 × 10 ⁴
ベース取付ボルト (i =2)	—	4.718 × 10 ⁴	—	3.122 × 10 ⁴
基礎ボルト (i =3)	—	3.280 × 10 ⁴	—	4.498 × 10 ⁴

1.4 結論

1.4.1 ボルトの応力

(単位：MPa)

部材	材料	応力	弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度		基準地震動 S _s	
			算出応力	許容応力	算出応力	許容応力
盤取付ボルト (i=1)	SS400	引張り	—	—	$\sigma_{b1} = 93$	$f_{ts1} = 183^*$
		せん断	—	—	$\tau_{b1} = 11$	$f_{sb1} = 141$
ベース取付ボルト (i=2)	SS400	引張り	—	—	$\sigma_{b2} = 151$	$f_{ts2} = 176^*$
		せん断	—	—	$\tau_{b2} = 7$	$f_{sb2} = 135$
基礎ボルト (i=3)	SNB7	引張り	—	—	$\sigma_{b3} = 164$	$f_{ts3} = 360^*$
		せん断	—	—	$\tau_{b3} = 14$	$f_{sb3} = 278$

注記*： $f_{tsi} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{toi} - 1.6 \cdot \tau_{bi}, f_{toi}]$

すべて許容応力以下である。

49

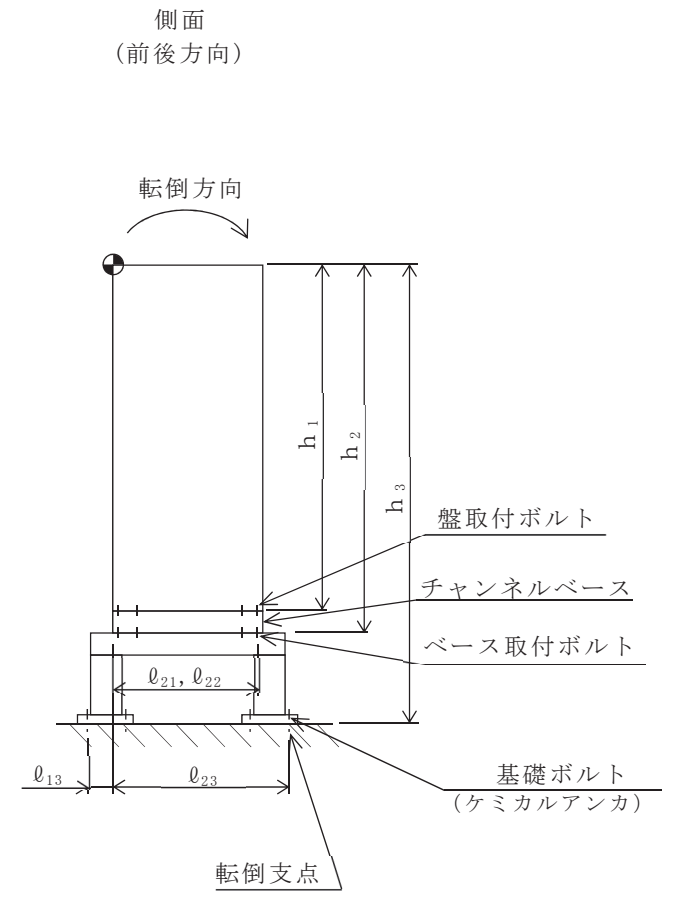
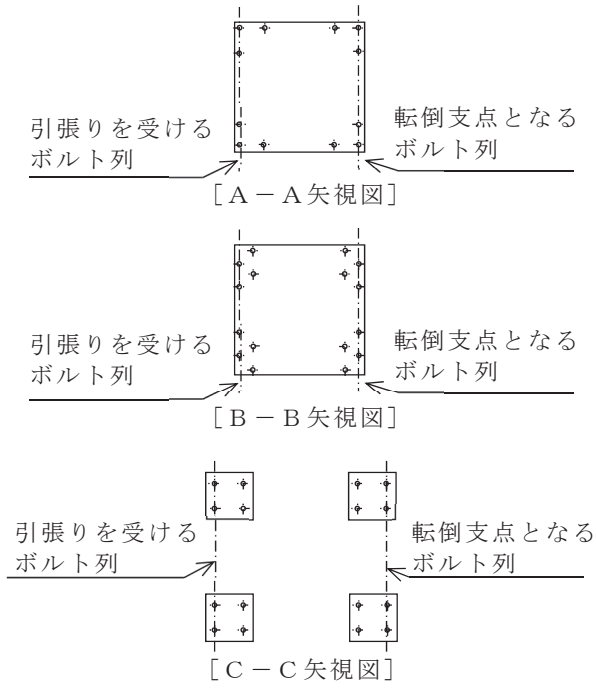
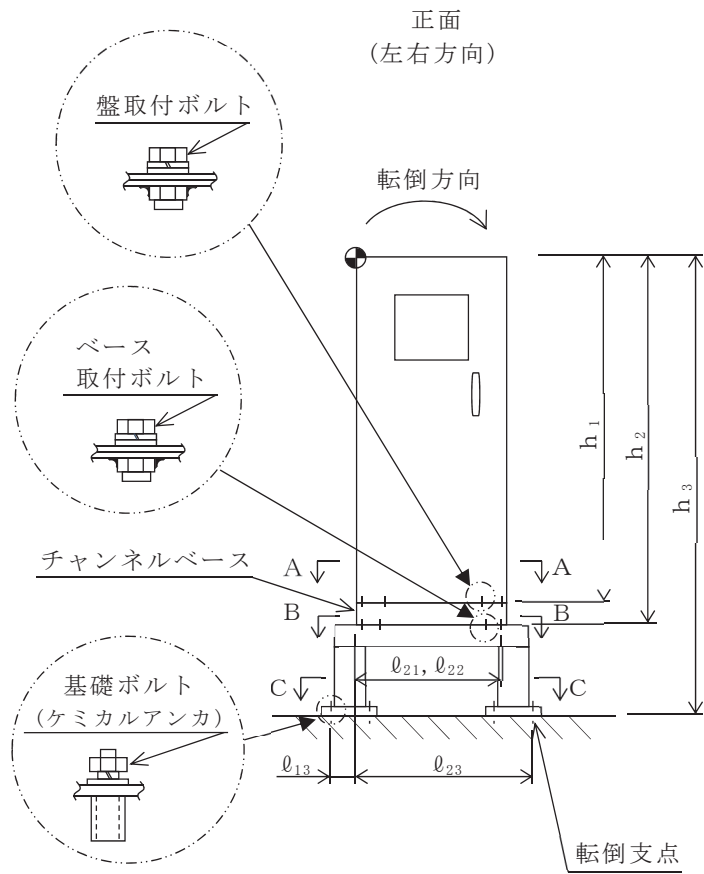
1.4.2 電氣的機能維持の評価結果

($\times 9.8\text{m/s}^2$)

		機能維持評価用加速度*	機能確認済加速度
津波監視設備 制御盤	水平方向	2.32	□
	鉛直方向	1.67	

注記*：基準地震動 S_sにより定まる応答加速度とする。

機能維持評価用加速度 (1.0・ZPA) はすべて機能確認済加速度以下である。



VI-2-10-2-13-2 取水ピット水位計の耐震性についての計算書

目次

1.	概要	1
2.	検出器	3
2.1	概要	3
2.2	一般事項	3
2.2.1	構造計画	3
2.2.2	評価方針	5
2.2.3	適用規格・基準等	5
2.2.4	記号の説明	6
2.2.5	計算精度と数値の丸め方	7
2.3	評価部位	8
2.4	固有周期	8
2.5	構造強度評価	8
2.5.1	構造強度評価方法	8
2.5.2	荷重の組合せ及び許容応力	8
2.6	機能維持評価	11
2.6.1	電氣的機能維持評価方法	11
2.7	評価結果	12
2.7.1	設計基準対象施設としての評価結果	12
3.	保護管サポート部	16
3.1	概要	16
3.1.1	概要	16
3.1.2	バブラー管と保護管の構造評価の考え方	16
3.2	一般事項	18
3.2.1	構造計画	18
3.2.2	評価方針	20
3.2.3	適用規格・基準等	21
3.2.4	記号の説明	22
3.2.5	計算精度と数値の丸め方	23
3.3	評価部位	23
3.4	固有周期	23
3.4.1	固有値解析方法	23
3.4.2	解析モデル及び諸元	24
3.4.3	固有値解析結果	26
3.5	構造強度評価	28

3.5.1	構造強度評価方法	28
3.5.2	荷重の組合せ及び許容応力	28
3.5.3	設計用地震力	31
3.5.4	計算方法	32
3.5.5	計算条件	36
3.5.6	応力の評価	36
3.6	評価結果	37
3.6.1	設計基準対象施設としての評価結果	37
4.	バブラー管	44
4.1	概要	44
4.2	一般事項	44
4.2.1	構造計画	44
4.2.2	評価方針	46
4.2.3	適用規格・基準等	47
4.2.4	記号の説明	48
4.2.5	計算精度と数値の丸め方	50
4.3	評価部位	51
4.4	固有周期	51
4.4.1	固有値解析方法	51
4.4.2	解析モデル及び諸元	51
4.4.3	固有値解析結果	53
4.5	構造強度評価	55
4.5.1	構造強度評価方法	55
4.5.2	荷重の組合せ及び許容応力	55
4.5.3	設計用地震力	58
4.5.4	計算方法	59
4.5.5	計算条件	63
4.5.6	応力の評価	63
4.6	評価結果	64
4.6.1	設計基準対象施設としての評価結果	64
5.	アキュムレータ	71
5.1	概要	71
5.2	一般事項	71
5.2.1	構造計画	71
5.2.2	評価方針	73
5.2.3	適用規格・基準等	73

5.2.4	記号の説明	74
5.2.5	計算精度と数値の丸め方	77
5.3	評価部位	78
5.4	固有周期	78
5.4.1	固有周期の計算	78
5.5	構造強度評価	78
5.5.1	構造強度評価方法	78
5.5.2	荷重の組合せ及び許容応力	78
5.5.3	設計用地震力	83
5.5.4	計算方法	83
5.5.5	計算条件	83
5.5.6	応力の評価	84
5.6	評価結果	86
5.6.1	設計基準対象施設としての評価結果	86
6.	ボンベラック	90
6.1	概要	90
6.2	一般事項	90
6.2.1	構造計画	90
6.2.2	評価方針	92
6.2.3	適用規格・基準等	93
6.2.4	記号の説明	94
6.2.5	計算精度と数値の丸め方	95
6.3	評価部位	96
6.4	地震応答解析及び構造強度評価	96
6.4.1	地震応答解析及び構造強度評価方法	96
6.4.2	荷重の組合せ及び許容応力	96
6.4.3	解析モデル及び諸元	99
6.4.4	固有周期	104
6.4.5	設計用地震力	108
6.4.6	計算方法	109
6.4.7	計算条件	111
6.4.8	応力の評価	111
6.5	評価結果	112
6.5.1	設計基準対象施設としての評価結果	112
7.	管	116
7.1	概要	116

7.2	概略系統図及び鳥瞰図	117
7.2.1	概略系統図	117
7.2.2	鳥瞰図	120
7.3	計算条件	129
7.3.1	計算方法	129
7.3.2	荷重の組合せ及び許容応力状態	130
7.3.3	設計条件	131
7.3.4	材料及び許容応力	141
7.3.5	設計用地震力	142
7.4	解析結果及び評価	144
7.4.1	固有周期及び設計震度	144
7.4.2	評価結果	146

1. 概要

取水ピット水位計は、設計基準対象施設のうち浸水防護施設としてSクラス施設に分類される。

以下、取水ピット水位計を構成する検出器が設計用地震力に対して十分な構造強度及び電気的機能を有していること、バブラー管、保護管サポート部、アキュムレータ、ボンベラック及び管が設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを説明するものである。

(1) 検出器

添付書類「VI-2-1-13-8 計装ラックの耐震性についての計算書作成の基本方針」に基づき、取水ピット水位計に用いる検出器の計算結果を本計算書に記載する。

(2) 保護管サポート部・バブラー管

添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している機能維持の設計方針に基づき、取水ピット水位計に使用する保護管サポート部・バブラー管の計算結果を本計算書に記載する。

(3) アキュムレータ

添付書類「VI-2-1-13-1 スカート支持たて置円筒形容器の耐震性についての計算書作成の基本方針」に基づき、取水ピット水位計に空気を供給するアキュムレータの計算結果を本計算書に記載する。

(4) ボンベラック

添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している機能維持の設計方針に基づき、検出器に空気を供給するボンベラックの計算結果を本計算書に記載する。

(5) 管

添付書類「VI-2-1-13-6 管の耐震性についての計算書作成の基本方針」に基づき、検出器に空気を供給する管の計算結果を本計算書に記載する。

取水ピット水位計構成図を図1-1に示す。

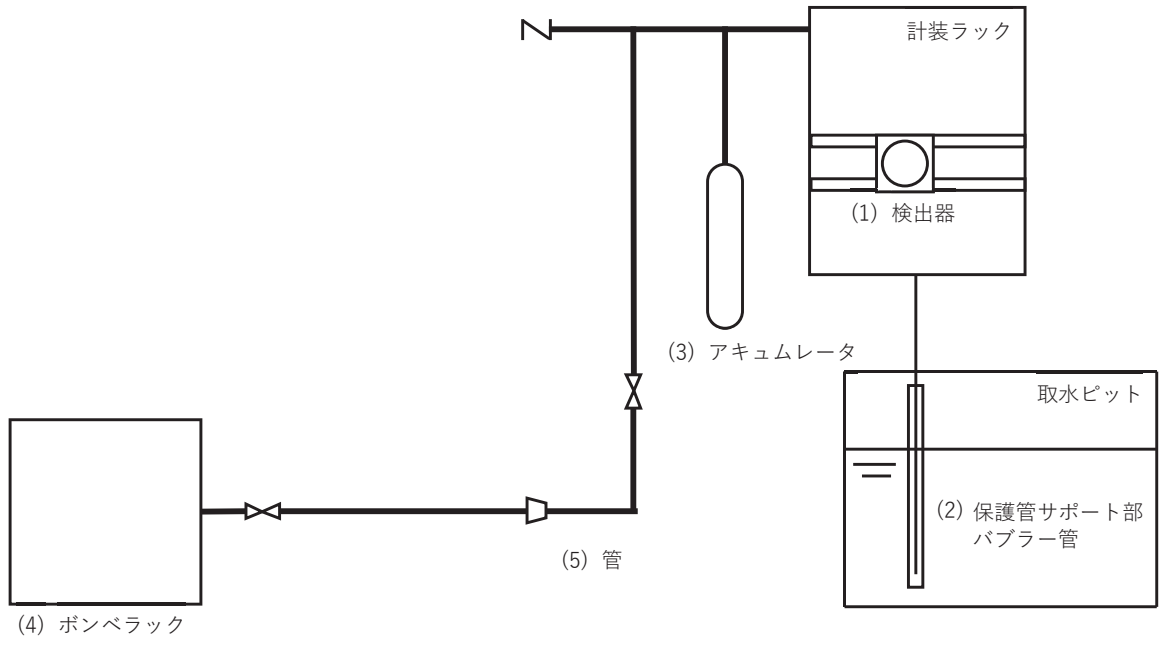


図 1-1 取水ピット水位計構成図

2. 検出器

2.1 概要

本計算書は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、検出器が設計用地震力に対して十分な構造強度及び電気的機能を有していることを説明するものである。

検出器は、設計基準対象施設のうち浸水防護施設としてSクラス施設に分類される。以下、浸水防護施設としての構造強度評価及び電気的機能維持評価を示す。

なお、検出器が設置される計装ラックは、添付書類「VI-2-1-13 機器・配管系の計算書作成の方法」に記載の壁掛形計装ラックであるため、添付書類「VI-2-1-13-8 計装ラックの耐震性についての計算書作成の基本方針」に基づき評価を実施する。

構造強度評価については、計装ラックの取付ボルトに作用する応力の裕度が厳しい条件（許容値／発生値の小さい方）となるものを代表として評価する。また、電気的機能維持評価については、評価用加速度が最大となる計器について代表として評価する。電気的機能維持評価に用いる評価用加速度は、設置床高さが同じで計装ラックが剛構造の場合は同じ加速度となることから、構造強度評価の代表として選定した検出器を代表として評価する。評価対象を表 2-1 に示す。

表 2-1 概略構造識別

評価部位	評価方法	構造計画
P45-LT023A P45-LT023B（代表）	VI-2-1-13-8 計装ラックの耐震性についての計算書作成の基本方針	表 2-2 構造計画

2.2 一般事項

2.2.1 構造計画

検出器の構造計画を表 2-2 に示す。

表 2-2 構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>検出器は、計器取付ボルトにより取付板に固定され、取付板は、取付板取付ボルトにより計装ラックに固定される。</p> <p>計装ラックは、チャンネルベースに取付ボルトで固定され、チャンネルベースは壁に基礎ボルトで設置する。</p>	<p>差圧式水位検出器</p>	<p>【検出器 P45-LT023B】</p> <p>(単位：mm)</p>

4

2.2.2 評価方針

検出器の応力評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.2.1 構造計画」にて示す検出器の部位を踏まえ「2.3 評価部位」にて設定する箇所において、「2.4 固有周期」で算出した固有周期に基づく設計用地震力による応力等が許容限界内に収まることを、「2.5 構造強度評価」にて示す方法にて確認することで実施する。また、検出器の機能維持評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定した電氣的機能維持の方針に基づき、地震時の応答加速度が電氣的機能確認済加速度以下であることを、「2.6 機能維持評価」にて示す方法にて確認することで実施する。確認結果を「2.7 評価結果」に示す。

検出器の耐震評価フローを図 2-1 に示す。

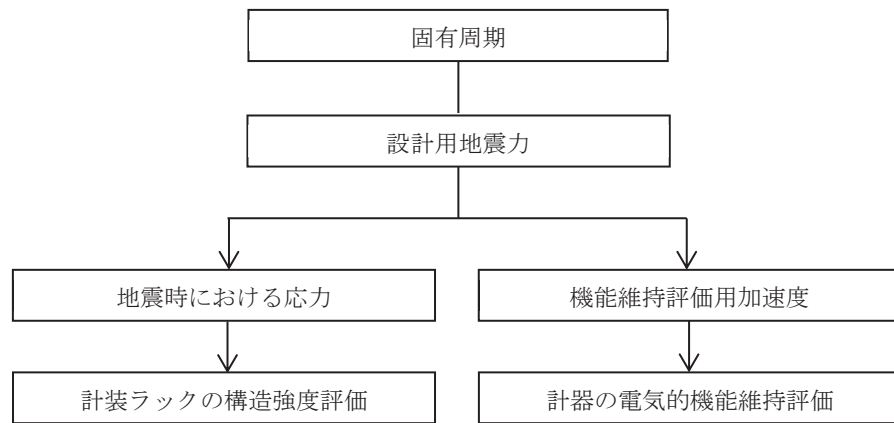


図 2-1 検出器の耐震評価フロー

2.2.3 適用規格・基準等

本評価において適用する規格・基準等を以下に示す。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 0 1 - 1987)
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 (J E A G 4 6 0 1 ・ 補 - 1984)
- (3) 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)
- (4) J S M E S N C 1 - 2005/2007 発電用原子力設備規格 設計・建設規格 (以下「設計・建設規格」という。)

2.2.4 記号の説明

記号	記号の説明	単位
A_{bi}	ボルトの軸断面積* ¹	mm ²
C_H	水平方向設計震度	—
C_V	鉛直方向設計震度	—
d_i	ボルトの呼び径* ¹	mm
F_i	設計・建設規格 SSB-3121.1(1)に定める値* ¹	MPa
F_i^*	設計・建設規格 SSB-3133 に定める値* ¹	MPa
F_{bi}	ボルトに作用する引張力(1本あたり)* ¹	N
F_{b1i}	鉛直方向地震及び壁掛取付面に対し左右方向の水平方向地震によりボルトに作用する引張力(1本あたり)(壁掛形)* ¹	N
F_{b2i}	鉛直方向地震及び壁掛取付面に対し前後方向の水平方向地震によりボルトに作用する引張力(1本あたり)(壁掛形)* ¹	N
f_{sbi}	せん断力のみを受けるボルトの許容せん断応力* ¹	MPa
f_{toi}	引張力のみを受けるボルトの許容引張応力* ¹	MPa
f_{tsi}	引張力とせん断力を同時に受けるボルトの許容引張応力* ¹	MPa
g	重力加速度(=9.80665)	m/s ²
h_i	取付面から重心までの距離* ²	mm
l_{1i}	重心と下側ボルト間の鉛直方向距離(壁掛形)* ¹	mm
l_{2i}	上側ボルトと下側ボルト間の鉛直方向距離(壁掛形)* ¹	mm
l_{3i}	左側ボルトと右側ボルト間の水平方向距離(壁掛形)* ¹	mm
m_i	計装ラックの質量* ²	kg
n_i	ボルトの本数* ¹	—
n_{fVi}	評価上引張力を受けるとして期待するボルトの本数(鉛直方向)(壁掛形)* ¹	—
n_{fHi}	評価上引張力を受けるとして期待するボルトの本数(水平方向)(壁掛形)* ¹	—
Q_{bi}	ボルトに作用するせん断力* ¹	N
Q_{b1i}	水平方向地震によりボルトに作用するせん断力(壁掛形)* ¹	N
Q_{b2i}	鉛直方向地震によりボルトに作用するせん断力(壁掛形)* ¹	N
S_{ui}	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表9に定める値* ¹	MPa
S_{yi}	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表8に定める値* ¹	MPa
$S_{yi}(RT)$	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表8に定める材料の40°Cにおける値* ¹	MPa
π	円周率	—
σ_{tbi}	ボルトに生じる引張応力* ¹	MPa
τ_{bi}	ボルトに生じるせん断応力* ¹	MPa

注記 *1: A_{bi} , d_i , F_i , F_i^* , F_{bi} , F_{b1i} , F_{b2i} , f_{sbi} , f_{toi} ,
 f_{tsi} , l_{1i} , l_{2i} , l_{3i} , n_i , n_{fVi} , n_{fHi} , Q_{bi} , Q_{b1i} ,
 Q_{b2i} , S_{ui} , S_{yi} , $S_{yi}(RT)$, σ_{tbi} 及び τ_{bi} の添字 i の意味は、以下のとおりとする。

$i = 1$: 基礎ボルト

$i = 2$: 取付ボルト

*2: h_i 及び m_i の添字 i の意味は、以下のとおりとする。

$i = 1$: 据付面

$i = 2$: 取付面

2.2.5 計算精度と数値の丸め方

計算精度は、有効数字 6 桁以上を確保する。

表示する数値の丸め方は、表 2-3 に示すとおりである。

表 2-3 表示する数値の丸め方

数値の種類	単位	処理桁	処理方法	表示桁
固有周期	s	小数点以下第 4 位	四捨五入	小数点以下第 3 位
震度	—	小数点以下第 3 位	切上げ	小数点以下第 2 位
温度	°C	—	—	整数位
質量	kg	—	—	整数位
長さ	mm	—	—	整数位*1
面積	mm ²	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁*2
力	N	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁*2
算出応力	MPa	小数点以下第 1 位	切上げ	整数位
許容応力	MPa	小数点以下第 1 位	切捨て	整数位*3

注記 *1: 設計上定める値が小数点以下の場合は、小数点以下表示とする。

*2: 絶対値が 1000 以上のときは、べき数表示とする。

*3: 設計・建設規格 付録材料図表に記載された温度の中間における引張強さ及び降伏点は、比例法により補間した値の小数点以下第 1 位を切り捨て、整数位までの値とする。

2.3 評価部位

検出器の耐震評価は「5.1 構造強度評価方法」に示す条件に基づき、耐震評価上厳しくなる基礎ボルト及び取付ボルトについて評価を実施する。

2.4 固有周期

検出器が設置される計装ラックの固有周期は、構造が同等であり、同様な振動特性を持つ計装ラックに対する振動試験（打振試験）の結果確認された固有周期を使用する。固有周期の確認結果を表 2-4 に示す。

表 2-4 固有周期 (単位：s)

水平方向	鉛直方向
0.05 以下	0.05 以下

2.5 構造強度評価

2.5.1 構造強度評価方法

検出器の構造強度評価は、添付書類「VI-2-1-13-8 計装ラックの耐震性についての計算書作成の基本方針」に記載の耐震計算方法に基づき行う。

2.5.2 荷重の組合せ及び許容応力

2.5.2.1 荷重の組合せ及び許容応力状態

検出器の荷重の組合せ及び許容応力状態のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表 2-5 に示す。

2.5.2.2 許容応力

検出器の許容応力は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき表 2-6 のとおりとする。

2.5.2.3 使用材料の許容応力評価条件

検出器の使用材料の許容応力評価条件のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表 2-7 に示す。

表 2-5 荷重の組合せ及び許容応力状態（設計基準対象施設）

施設区分		機器名称	耐震重要度分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
その他発電 用原子炉の 附属施設	浸水防護 施設	検出器 (P45-LT023B)	S	—*	$D + P_D + M_D + S_s$	III _A S

注記*：その他の支持構造物の荷重の組合せ及び許容応力状態を適用する。

表 2-6 許容応力（その他の支持構造物）

許容応力状態	許容限界*1, *2 (ボルト等)	
	一次応力	
	引張り	せん断
Ⅲ _A S	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_s$

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

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

表 2-7 使用材料の許容応力評価条件（設計基準対象施設）

評価部材	材料	温度条件 (°C)		S _{y i} (MPa)	S _{u i} (MPa)	S _{y i} (R T) (MPa)
		周囲環境温度				
基礎ボルト (i =1)	SUS304	周囲環境温度	40	205	520	—
取付ボルト (i =2)	SUS304	周囲環境温度	40	205	520	—

2.6 機能維持評価

2.6.1 電氣的機能維持評価方法

検出器の電氣的機能維持評価は、添付書類「VI-2-1-13-8 計装ラックの耐震性についての計算書作成の基本方針」に記載の評価方法に基づき行う。

計装ラックに設置される検出器の機能確認済加速度は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき、同形式の検出器単体の正弦波加振試験において、電氣的機能の健全性を確認した評価部位の最大加速度を適用する。

機能確認済加速度を表 2-8 に示す。

表 2-8 機能確認済加速度 (×9.8m/s²)

評価部位	方向	機能確認済加速度
検出器 (P45-LT023B)	水平	
	鉛直	

2.7 評価結果

2.7.1 設計基準対象施設としての評価結果

検出器の設計基準対象施設としての耐震評価結果を以下に示す。発生値は許容限界を満足しており，設計用地震力に対して十分な構造強度及び電氣的機能を有していることを確認した。

(1) 構造強度評価結果

構造強度評価の結果を次頁以降の表に示す。

(2) 機能維持評価結果

電氣的機能維持評価の結果を次頁以降の表に示す。

【検出器 (P45-LT023B) の耐震性についての計算結果】

1. 設計基準対象施設

1.1 設計条件

機器名称	耐震重要度分類	据付場所及び床面高さ (m)	固有周期 (s)		弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度		基準地震動 S _s		周囲環境 温度 (°C)
			水平方向	鉛直方向	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度	
検出器 (P45-LT023B)	S	海水ポンプ室 0. P. 7. 25* (0. P. 2. 00)	0. 05 以下	0. 05 以下	—	—	C _H =2. 76	C _V =2. 26	40

注記* : 基準床レベルを示す。

1.2 機器要目

部 材	m _i (kg)	h _i (mm)	ℓ _{1i} *1 (mm)	ℓ _{2i} *1 (mm)	ℓ _{3i} *1 (mm)	d _i (mm)	A _{bi} (mm ²)	n _i	n _{fvi} *1	n _{fhi} *1
基礎ボルト (i=1)								10	2	3
									2	3
取付ボルト (i=2)								8	2	2
									2	2

部 材	S _{y_i} (MPa)	S _{u_i} (MPa)	F _i (MPa)	F _i * (MPa)	転倒方向	
					弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度	基準地震動 S _s
基礎ボルト (i=1)	205	520	205	—	—	鉛直方向
取付ボルト (i=2)	205	520	205	—	—	鉛直方向

注記*1 : 各ボルトの機器要目における上段は水平方向転倒に対する評価時の要目を示し、

下段は鉛直方向転倒に対する評価時の要目を示す。

1.3 計算数値

1.3.1 ボルトに作用する力

(単位：N)

部 材	F _{bi}		Q _{bi}	
	弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度	基準地震動 S _s	弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度	基準地震動 S _s
基礎ボルト (i=1)	—	7.023×10 ³	—	1.340×10 ⁴
取付ボルト (i=2)	—	5.752×10 ³	—	1.173×10 ⁴

1.4 結論

1.4.1 ボルトの応力

(単位：MPa)

部 材	材 料	応 力	弾性設計用地震動 S _d 又は 静的震度		基準地震動 S _s	
			算出応力	許容応力	算出応力	許容応力
基礎ボルト (i=1)	SUS304	引張り	—	—	σ _{t b1} =62	f _{t s1} =123*
		せん断	—	—	τ _{b1} =12	f _{s b1} =94
取付ボルト (i=2)	SUS304	引張り	—	—	σ _{t b2} =51	f _{t s2} =153*
		せん断	—	—	τ _{b2} =13	f _{s b2} =118

注記* : f_{t si} = Min[1.4 · f_{t oi} - 1.6 · τ_{bi}, f_{t oi}]より算出

すべて許容応力以下である。

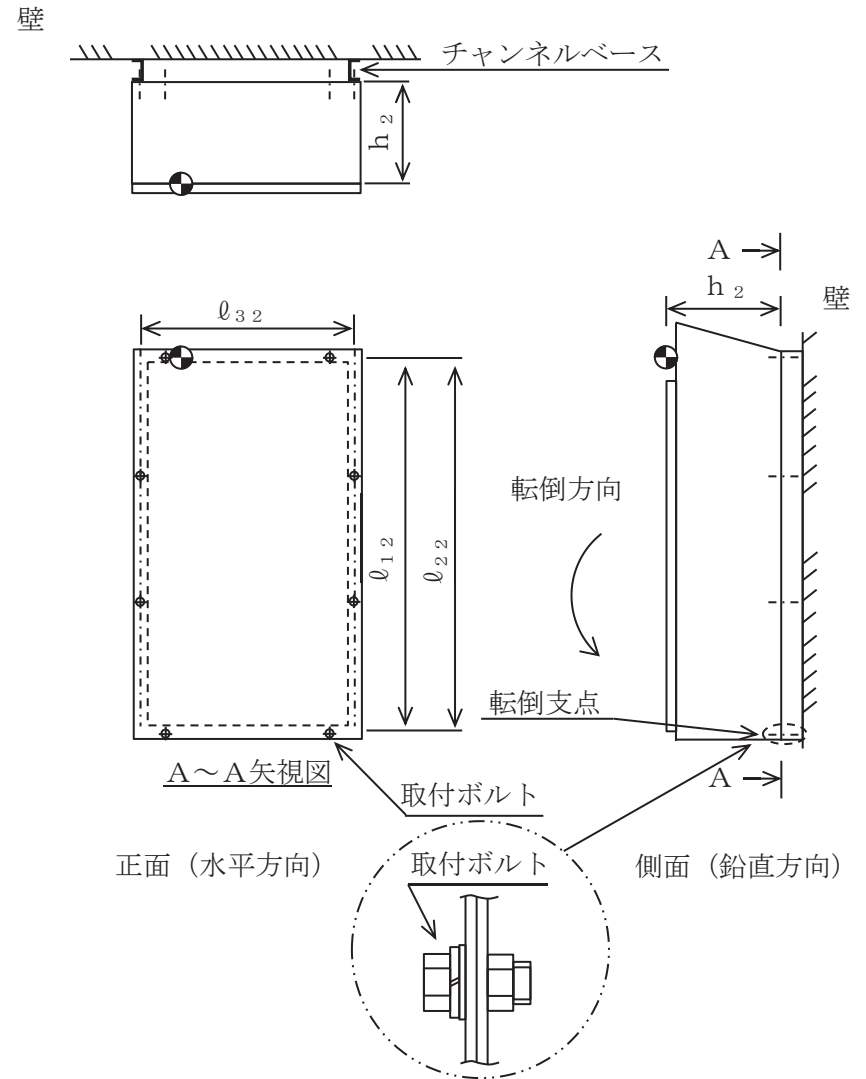
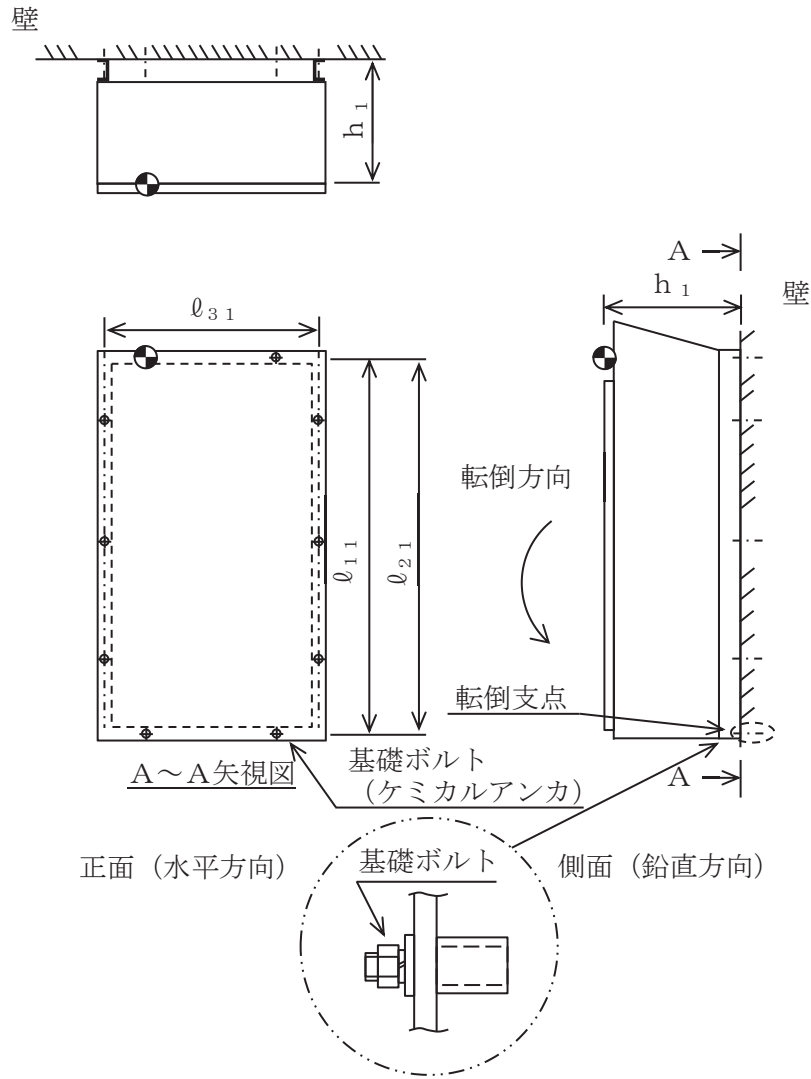
1.4.2 電氣的機能維持の評価結果

(×9.8m/s²)

		機能維持評価用加速度*	機能確認済加速度
検出器 (P45-LT023B)	水平方向	2.30	
	鉛直方向	1.89	

注記* : 基準地震動 S_s により定まる応答加速度とする。
機能維持評価用加速度 (1.0ZPA) は、すべて機能確認済加速度以下である。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



3. 保護管サポート部

3.1 概要

3.1.1 概要

本計算書は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、保護管サポート部が設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを説明するものである。

保護管サポート部は、設計基準対象施設のうち浸水防護施設としてSクラス施設に分類される。以下、浸水防護施設としての構造強度評価を示す。

なお、構造強度評価については、作用する応力の裕度が最も厳しくなるサポート鋼材の基礎ボルトを代表として評価する。

3.1.2 バブラー管と保護管の構造評価の考え方

バブラー管の構造及び固定方法は複雑であるため、サポートと壁面部を固定端とする保護管サポート部と、フランジ部を固定端とするバブラー管に分けて評価を行っている。評価範囲について図3-1に示す。

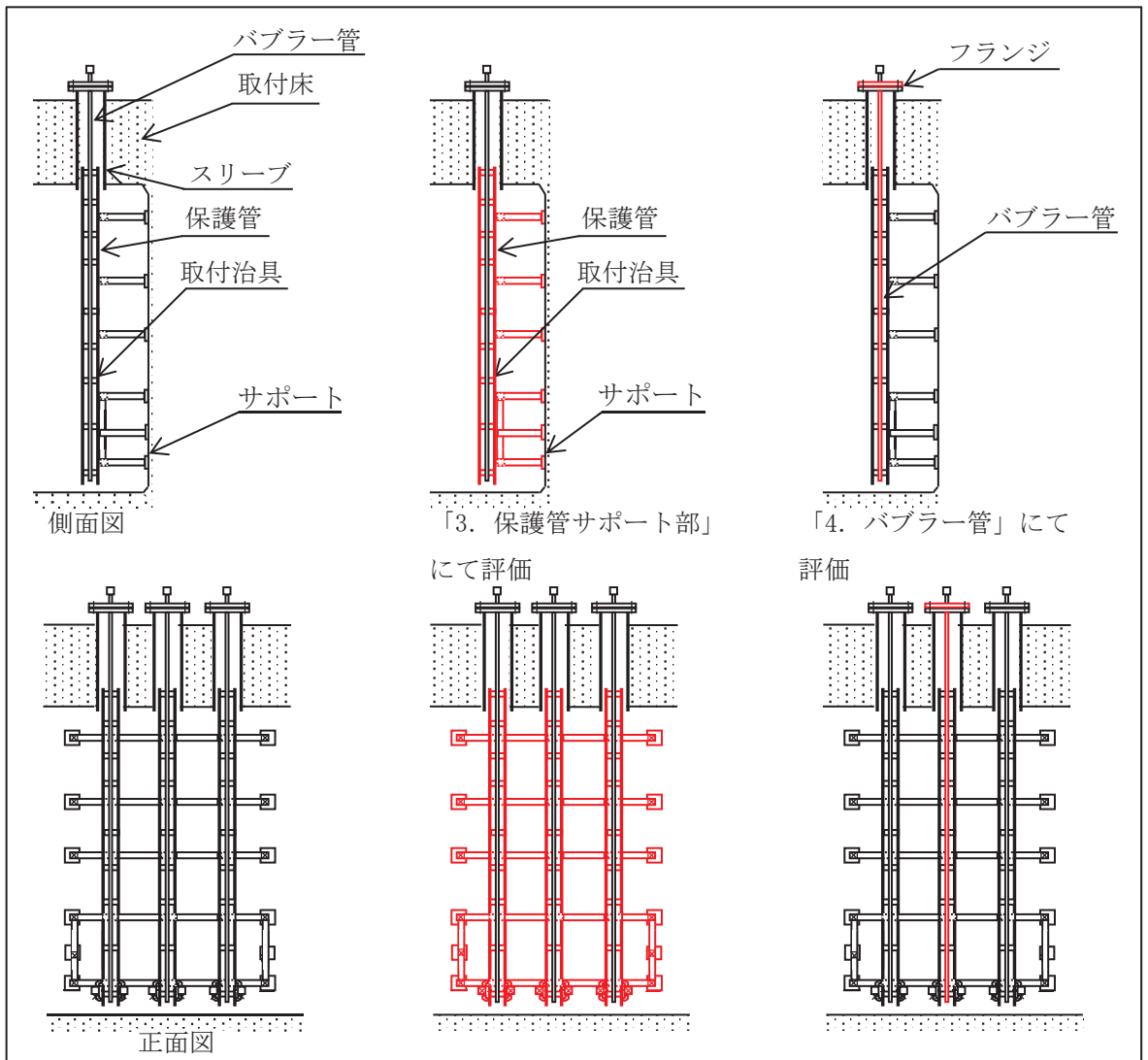


図 3-1 保護管サポート部及びバブラー管の評価範囲

各固定方法について図3-2に示す。

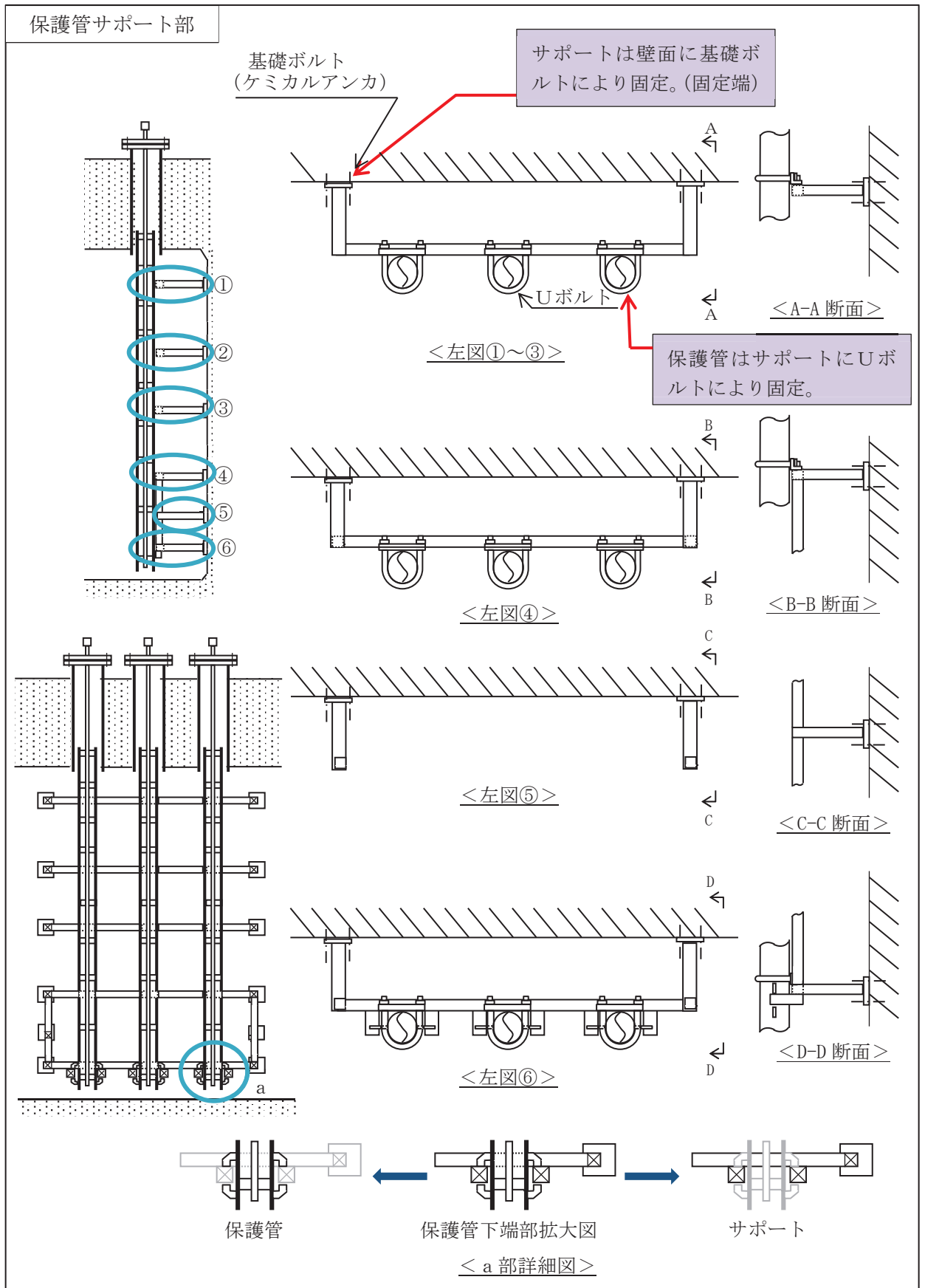


図 3-2(1) 固定方法

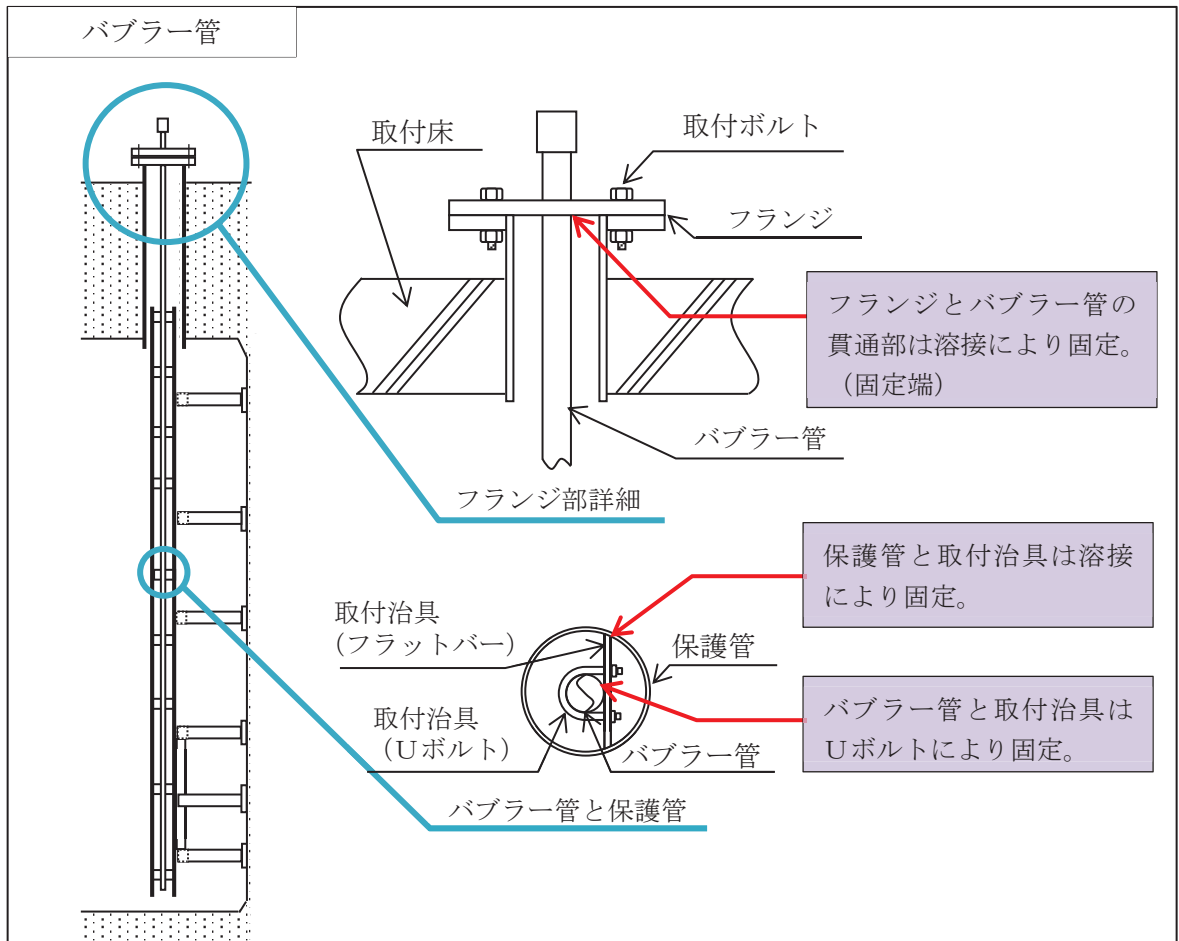


図 3-2(2) 固定方法

3.2 一般事項

3.2.1 構造計画

保護管サポート部の構造計画を表 3-1 に示す。

表 3-1 構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>バブラー管の上部は溶接によりフランジに固定され、フランジは取付ボルトで固定される。バブラー管の下部は取付治具で保護管に固定される。保護管を固定するサポートは取水ピット内壁面に基礎ボルトで固定される。</p>	<p>保護管サポート部</p> <ul style="list-style-type: none"> ・保護管 ・取付治具 ・サポート 	<p>【保護管サポート部】</p> <p>正面図</p> <p>側面図</p> <p>上面図 (A-A断面)</p> <p>上面図 (B-B断面)</p> <p>D部詳細</p> <p>拡大図 (フランジ部詳細)</p> <p>上面図 (C-C断面)</p> <p>(単位:mm)</p>

3.2.2 評価方針

保護管サポート部の応力評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、保護管サポート部の部位を踏まえ「3.2.1 構造計画」にて示す「3.3 評価部位」にて設定する箇所において、「3.4 固有周期」で算出した固有周期に基づく設計用地震力による応力等が許容限界内に収まることを、「3.5 構造強度評価」にて示す方法にて確認することで実施する。

確認結果を「3.6 評価結果」に示す。

保護管サポート部の耐震評価フローを図 3-3 に示す。

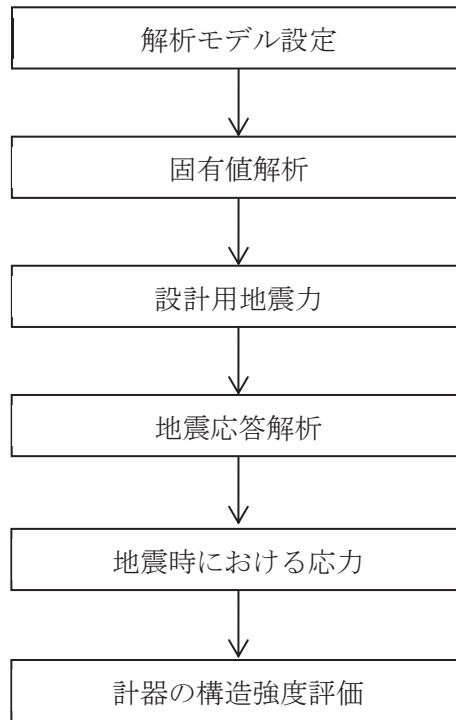


図 3-3 保護管サポート部の耐震評価フロー

3.2.3 適用規格・基準等

本評価において適用する規格・基準等を以下に示す。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1987）
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編（J E A G 4 6 0 1・補-1984）
- (3) 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）
- (4) J S M E S N C 1 -2005/2007 発電用原子力設備規格 設計・建設規格（以下「設計・建設規格」という。）

3.2.4 記号の説明

記号	記号の説明	単位
A_b	基礎ボルトの軸断面積	mm^2
C_H	水平方向設計震度	—
C_V	鉛直方向設計震度	—
d	基礎ボルトの呼び径	mm
F	設計・建設規格 SSB-3131 に定める値	MPa
F_b	基礎ボルトに作用する引張力（1本当たり）	N
F_X	サポート基礎部に作用する力（X方向）	N
F_Y	サポート基礎部に作用する力（Y方向）	N
F_Z	サポート基礎部に作用する力（Z方向）	N
$f_{s b}$	せん断力のみを受ける基礎ボルトの許容せん断応力	MPa
$f_{t o}$	引張力のみを受ける基礎ボルトの許容引張応力	MPa
$f_{t s}$	引張力とせん断力を同時に受ける基礎ボルトの許容引張応力	MPa
g	重力加速度（=9.80665）	m/s^2
l_1	ボルトの応力計算に用いる距離（水平方向）	mm
l_2	ボルトの応力計算に用いる距離（鉛直方向）	mm
M_X	サポート基礎部に作用するモーメント（X軸周り）	$\text{N}\cdot\text{mm}$
M_Y	サポート基礎部に作用するモーメント（Y軸周り）	$\text{N}\cdot\text{mm}$
M_Z	サポート基礎部に作用するモーメント（Z軸周り）	$\text{N}\cdot\text{mm}$
m	サポートの質量	kg
n	基礎ボルトの本数	—
n_X	M_X の引張力に耐えうる基礎ボルトの本数	—
n_Z	M_Z の引張力に耐えうる基礎ボルトの本数	—
Q_b	基礎ボルトに作用するせん断力	N
S_u	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表9に定める値	MPa
S_y	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表8に定める値	MPa
$S_y(RT)$	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表8に定める材料の40°Cにおける値	MPa
π	円周率	—
$\sigma_{t b}$	ボルトに生じる引張応力	MPa
τ_b	ボルトに生じるせん断応力	MPa

3.2.5 計算精度と数値の丸め方

計算精度は、有効数字 6 桁以上を確保する。

本資料で表示する数値の丸め方は、表 3-2 に示すとおりとする。

表 3-2 表示する数値の丸め方

数値の種類	単位	処理桁	処理方法	表示桁
固有周期	s	小数点以下第 4 位	四捨五入	小数点以下第 3 位
震度	—	小数点以下第 3 位	切上げ	小数点以下第 2 位
温度	°C	—	—	整数位
質量	kg	—	—	整数位
長さ	mm	—	—	整数位 ^{*1}
面積	mm ²	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁 ^{*2}
モーメント	N・mm	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁 ^{*2}
力	N	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁 ^{*2}
算出応力	MPa	小数点以下第 1 位	切上げ	整数位
許容応力	MPa	小数点以下第 1 位	切捨て	整数位 ^{*3}

注記*1：設計上定める値が小数点第 1 位の場合は、小数点第 1 位以下表示とする。

*2：絶対値が 1000 以上のときは、べき数表示とする。

*3：設計・建設規格 付録材料図表に記載された温度の中間における引張強さ及び降伏点は比例法により補間した値の小数点以下第 1 位を切り捨て、整数位までの値とする。

3.3 評価部位

保護管サポート部の耐震評価は、「3.5.1 構造強度評価方法」に示す条件に基づき、耐震評価上厳しくなる基礎ボルトについて実施する。保護管サポート部の耐震評価部位については、表 3-1 の概略構造図に示す。

3.4 固有周期

3.4.1 固有値解析方法






保護管の固有値解析方法を以下に示す。

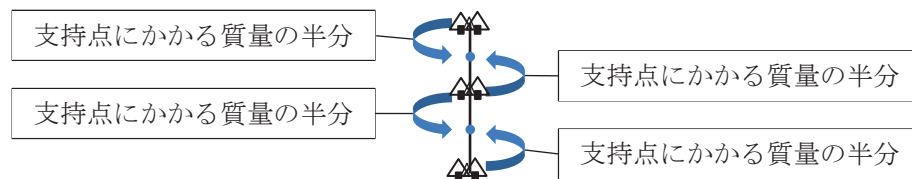
- (1) 保護管は、「3.4.2 解析モデル及び諸元」に示す三次元はりモデルを用いる。

3.4.2 解析モデル及び諸元

保護管の解析モデルを図 3-4 に、解析モデルの概要を以下に示す。

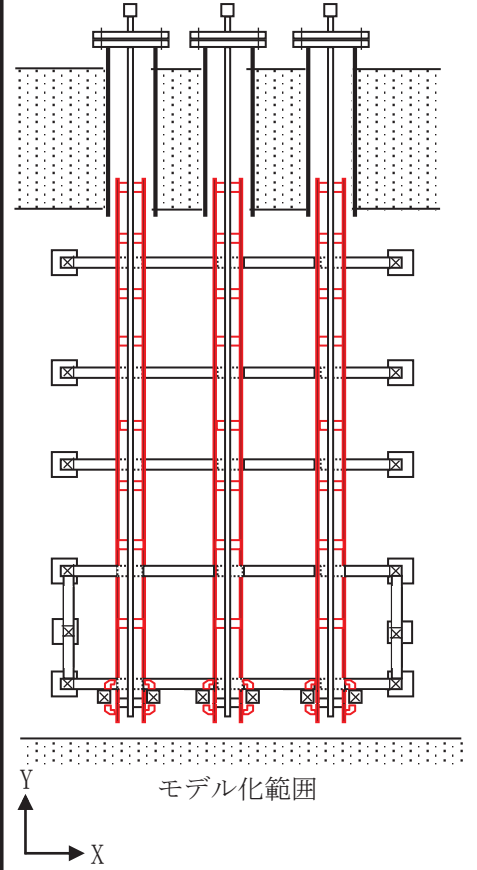
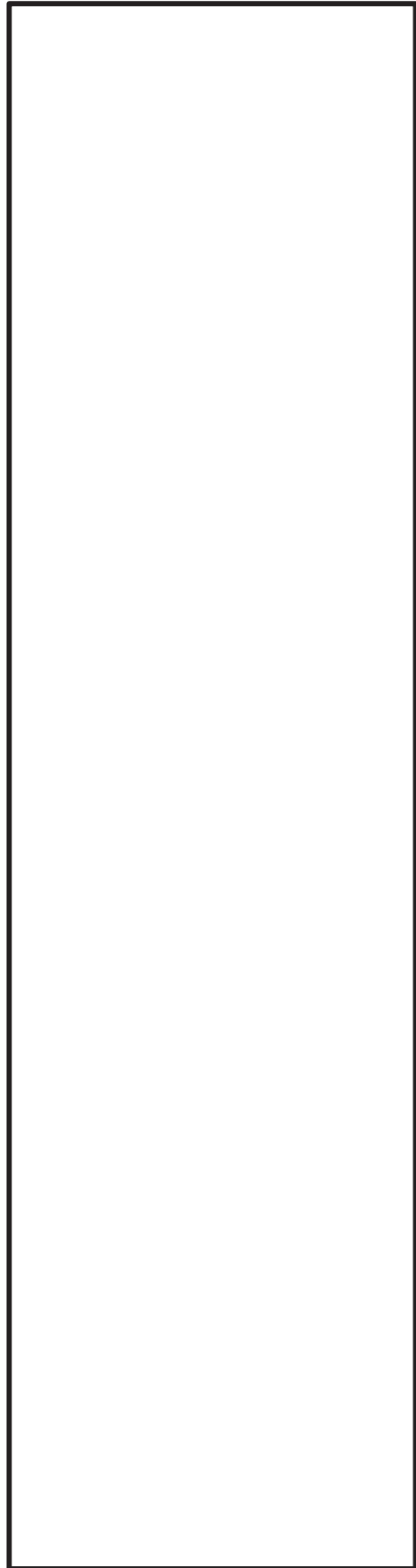
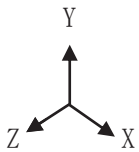
また、機器の諸元を本計算書の【保護管サポート部の耐震性についての計算結果】のその他の機器要目に示す。

- (1) 保護管の質量は、保護管自身の質量のほか保護管内に満水した内包水の質量及び水の付加質量*を考慮する。
- (2) 図 3-4 中の  と  は支持点（保護管の支持箇所）を示す。
- (3) 拘束条件として、支持点 （保護管の支持箇所）の X Z 方向を固定、Y 方向及び回転方向を自由とし、支持点 （保護管の支持箇所）X Y Z 方向を固定、回転方向を自由とする。
- (4) 保護管内のバブラー管の支持点（取付治具による保護管への支持箇所）は、X Z 方向を固定、Y 方向は自由とし、バブラー管の質量が付与する箇所は、保護管内のバブラー管の支持点（取付治具による保護管への支持箇所）となる図 3-4 中の  とする。
- (5) 保護管評価時のバブラー管の質量付与については、支持点と支持点の間地点に対して、上下それぞれの支持点にかかる質量の半分を足し合わせた質量を入力して評価する。
なお、鉛直にかかる質量は拘束点に、水平にかかる質量は支持点にかかるものとする。



- (6) 耐震計算に用いる寸法は、公称値を使用する。
解析コードは、「NX NASTRAN」を使用し、固有値を求める。なお、評価に用いる解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5-25 計算機プログラム（解析コード）の概要・NX NASTRAN」に示す。

注記*：機器が流体中で加速度を受けた場合に質量が増加したような効果を模擬した質量



注記* : 各部材の諸元については、本計算書の【保護管サポート部の耐震性についての計算結果】のその他の機器要目（部材の機器要目）に示す。

図 3-4 保護管サポート部解析モデル

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

3.4.3 固有値解析結果

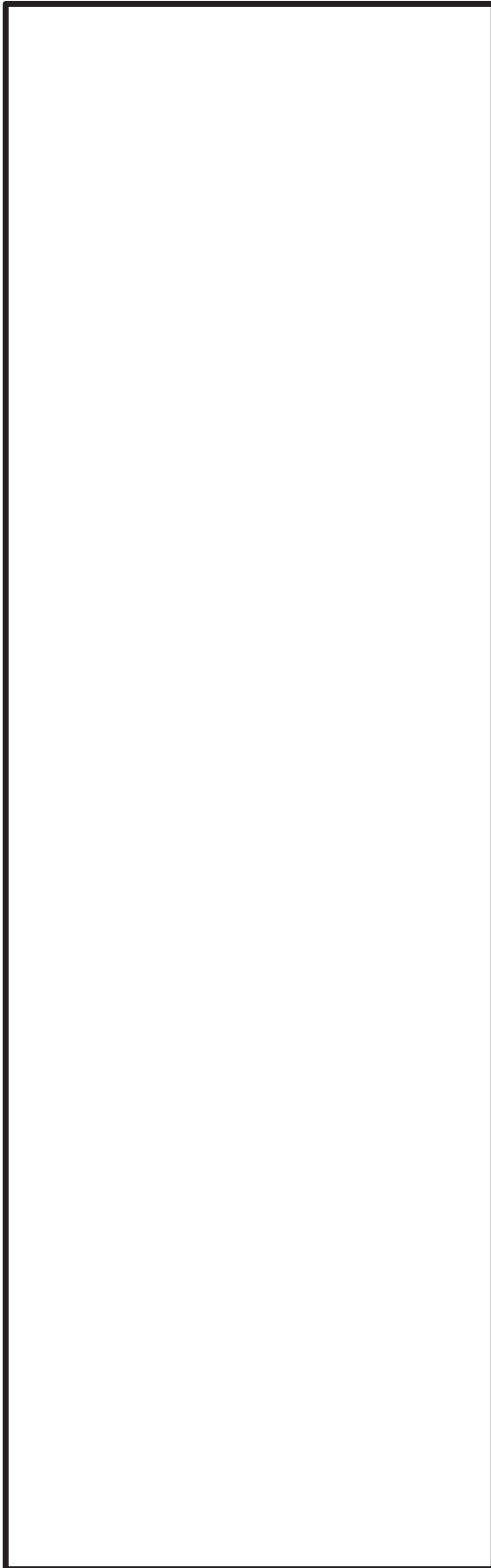
固有値解析結果を表 3-3 に、固有振動モード図を図 3-5 に示す。

保護管の 1 次モードは水平方向に卓越し、固有周期が 0.05 秒以下であり、剛であることを確認した。また、鉛直方向は 7 次モード以降で卓越し、固有周期は 0.05 秒以下であり、剛であることを確認した。

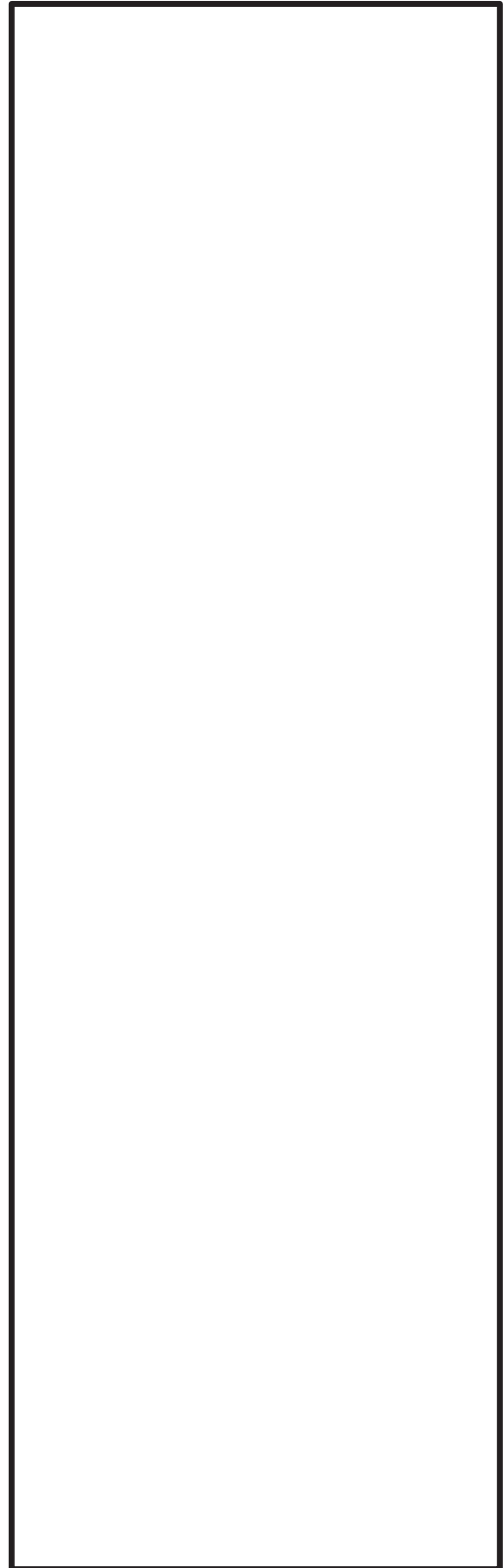
表 3-3 固有値解析結果

(単位：s)

モード	卓越方向	固有周期	水平方向刺激係数		鉛直方向刺激係数
			X 方向	Z 方向	
1 次	水平方向				
7 次	鉛直方向				



1次固有振動モード図（水平方向）



7次固有振動モード図（鉛直方向）

図 3-5 固有振動モード図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

3.5 構造強度評価

3.5.1 構造強度評価方法

3.4.2 項(1)～(6)のほか，次の条件で計算する。サポート番号については図 3-2 に示す。

- (1) 保護管サポート部の構造強度評価は，裕度が最も厳しくなるサポート④～⑥の基礎ボルトを行う。
- (2) 地震力は，サポート④～⑥に対して，水平方向及び鉛直方向から同時に作用するものとする。
- (3) サポート④～⑥の質量は，バブラー管，取付治具，保護管，サポート鋼材を考慮する。
- (4) サポートの保護管の支持部には，保護管の解析モデルで求めた支持点の反力が作用する。また，サポート基礎部の反力およびモーメントはサポートの解析による応力評価にて求める。
- (5) サポート④～⑥は，基礎ボルトにより壁面に固定されるものとする。
- (6) 耐震計算に用いる寸法は，公称値を使用する。

3.5.2 荷重の組合せ及び許容応力

3.5.2.1 荷重の組合せ及び許容応力状態

保護管サポート部の荷重の組合せ及び許容応力状態のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表 3-4 に示す。

3.5.2.2 許容応力

保護管サポート部の許容応力は，添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき表 3-5 に示す。

3.5.2.3 使用材料の許容応力評価条件

保護管サポート部の使用材料の許容応力評価条件のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表 3-6 に示す。

表 3-4 荷重の組合せ及び許容応力状態（設計基準対象施設）

施設区分		機器名称	耐震重要度分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
その他発電 用原子炉の 附属施設	浸水防護施設	保護管サポート部	S	—*	$D + P_D + M_D + S_s$	III _A S

注記 * : その他の支持構造物の荷重の組合せ及び許容応力状態を適用する。

表 3-5 許容応力（その他の支持構造物）

許容応力状態	許容限界*1, *2 (ボルト)	
	一次応力	
	引張り	せん断
Ⅲ _{AS}	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_s$

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

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

表 3-6 使用材料の許容応力評価条件（設計基準対象施設）

評価部位	材料	温度条件 (°C)		S _y (MPa)	S _u (MPa)	S _y (RT) (MPa)
		周囲環境温度				
基礎ボルト	SUS304	周囲環境温度	40	205	520	—

3.5.3 設計用地震力

評価に用いる設計用地震力を表 3-7 に示す。

「基準地震動 S_s 」による地震力は、添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に基づき設定する。

表 3-7 設計用地震力（設計基準対象施設）

据付場所及び 床面高さ (m)	固有周期 (s)		弾性設計用地震動 S_d 又は静的震度		基準地震動 S_s	
	水平方向	鉛直方向	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度
海水ポンプ室 O.P. 2.25* (O.P. 2.00)			—	—	$C_H=1.83$	$C_V=1.94$

注記*：基準床レベルを示す。

3.5.4 計算方法

3.5.4.1 応力の計算方法

3.5.4.1.1 基礎ボルトの計算方法

基礎ボルトの応力は、地震による震度により作用するモーメントによって生じる引張力とせん断力について計算する。計算モデルを図3-8、図3-9に示す。

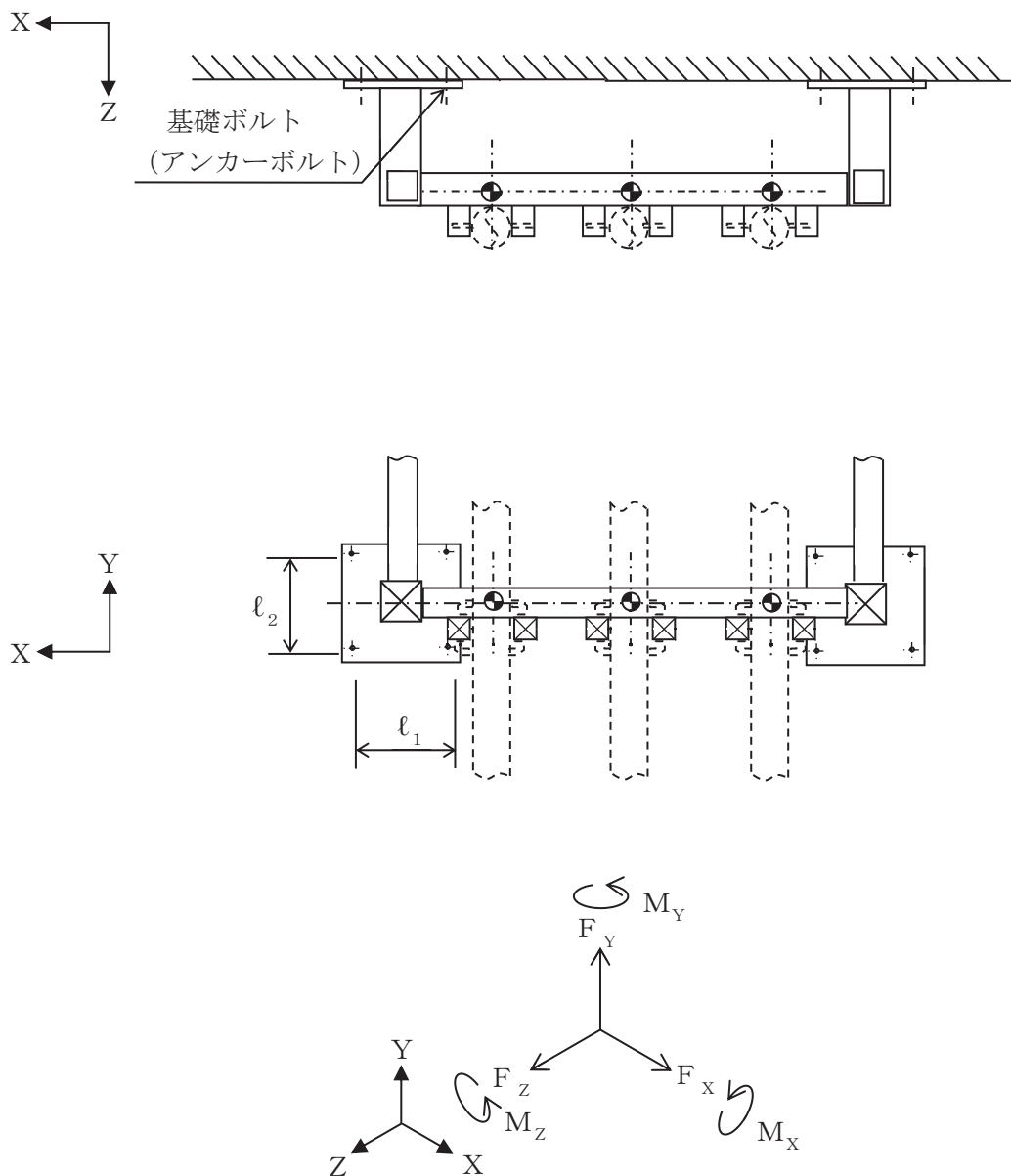


図3-8 計算モデル (水平方向転倒)

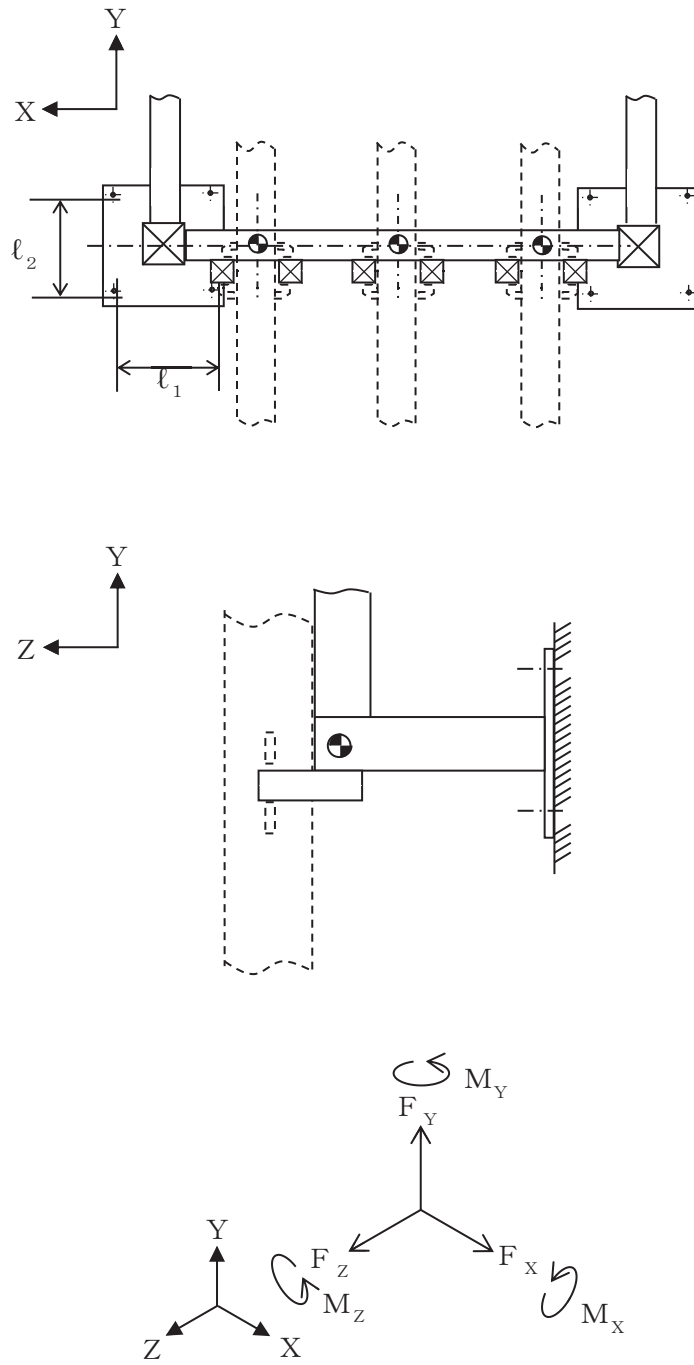


図 3-9 計算モデル (鉛直方向転倒)

地震応答解析によって得られた、最大反力とモーメントが発生するサポート④～⑥の基礎部（図 3-8，図 3-9）における反力とモーメントを表 3-8 に示す。

表 3-8 サポート発生反力，モーメント

評価部位	反力 (N)			モーメント (N・mm)		
	F _X	F _Y	F _Z	M _X	M _Y	M _Z
基礎ボルト						

(1) 引張応力

基礎ボルト（1本あたり）に対する引張応力は、下式により計算する。

引張力

$$F_b = \frac{F_Z}{n} + \frac{M_Y}{\ell_1 \cdot n_Y} + \frac{M_X}{\ell_2 \cdot n_X} \dots\dots\dots (3.5.4.1.1.1)$$

引張応力

$$\sigma_{tb} = \frac{F_b}{A_b} \dots\dots\dots (3.5.4.1.1.2)$$

ここで、基礎ボルトの軸断面積A_bは次式により求める。

$$A_b = \frac{\pi}{4} \cdot d^2 \dots\dots\dots (3.5.4.1.1.3)$$

O 2 © VI-2-10-2-13-2 R 9

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(2) せん断応力

基礎ボルト（1本あたり）に対するせん断応力は、下式により計算する。

せん断力

$$Q_b = \frac{\sqrt{F_Y^2 + F_X^2}}{n} + \frac{M_Z}{l_3 \cdot n} \dots\dots\dots (3.5.4.1.1.4)$$

ここで、ボルトの応力計算に用いる距離 l_3 は次式により求める。

$$l_3 = \text{Min}(l_1, l_2) \dots\dots\dots (3.5.4.1.1.5)$$

せん断応力

$$\tau_b = \frac{Q_b}{A_b} \dots\dots\dots (3.5.4.1.1.6)$$

3.5.5 計算条件

3.5.5.1 基礎ボルトの応力計算条件

応力計算に用いる計算条件は、本計算書の【保護管サポート部の耐震性についての計算結果】の設計条件及び機器要目に示す。

3.5.6 応力の評価

3.5.6.1 基礎ボルトの応力評価

計算式 3.5.4.1.1.2 で求めた基礎ボルトの引張応力 σ_{tb} は次式より求めた許容引張応力 f_{ts} 以下であること。ただし、 f_{to} は下表による。

$$f_{ts} = \text{Min} [1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}] \quad \dots\dots\dots (3.5.6.1.1)$$

せん断応力 τ_b はせん断力のみを受ける基礎ボルトの許容せん断応力 f_{sb} 以下であること。ただし、 f_{sb} は下表による。

	基準地震動 S_s による 荷重との組合せの場合
許容引張応力 f_{to}	$\frac{F}{2} \cdot 1.5$
許容せん断応力 f_{sb}	$\frac{F}{1.5 \cdot \sqrt{3}} \cdot 1.5$

3.6 評価結果

3.6.1 設計基準対象施設としての評価結果

保護管サポート部の設計基準対象施設としての耐震評価結果を以下に示す。発生値は許容限界を満足しており、設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを確認した。

(1) 構造強度評価結果

構造強度評価の結果を次頁以降の表に示す。

【保護管サポート部の耐震性についての計算結果】

1. 設計基準対象施設

1.1 設計条件

機器名称	耐震重要度分類	据付場所及び床面高さ (m)	固有周期 (s)		弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度		基準地震動 S _s		周囲環境 温度 (°C)
			水平方向	鉛直方向	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度	
保護管サポート部	S	海水ポンプ室 0. P. 2. 25* ¹ (0. P. 2. 00)			—	—	C _H =1.83	C _V =1.94	40

注記*1：基準床レベルを示す。

*2：固有値解析より 0.05 秒以下であり剛であることを確認した。

1.2 機器要目

評価部位	φ ₁ (mm)	φ ₂ (mm)	d (mm)	A _b (mm ²)	n	n _x	n _y
基礎ボルト					4	2	2

評価部位	S _y (MPa)	S _u (MPa)	F (MPa)	F* (MPa)	転倒方向	
					弾性設計用 地震動 S _d 又 は静的震度	基準地震動 S _s
基礎ボルト	205	520	205	—	—	—

1.3 計算数値

1.3.1 サポート基礎部に作用する力

(単位：N)

評価部位	F_x		F_y		F_z	
	弾性設計用地震動 S_d 又は静的震度	基準地震動 S_s	弾性設計用地震動 S_d 又は静的震度	基準地震動 S_s	弾性設計用地震動 S_d 又は静的震度	基準地震動 S_s
サポート基礎部	—		—		—	

1.3.2 サポート基礎部に作用するモーメント

(単位：N・mm)

評価部位	M_x		M_y		M_z	
	弾性設計用地震動 S_d 又は静的震度	基準地震動 S_s	弾性設計用地震動 S_d 又は静的震度	基準地震動 S_s	弾性設計用地震動 S_d 又は静的震度	基準地震動 S_s
サポート基礎部	—		—		—	

1.3.3 基礎ボルトに作用する力

(単位：N)

評価部位	F_b		Q_b	
	弾性設計用地震動 S_d 又は静的震度	基準地震動 S_s	弾性設計用地震動 S_d 又は静的震度	基準地震動 S_s
基礎ボルト	—		—	

1.4 結論

1.4.1 基礎ボルトの応力

(単位：MPa)

評価部位	材 料	応 力	弾性設計用地震動 S d 又は静的震度		基準地震動 S s	
			算出応力	許容応力	算出応力	許容応力
基礎ボルト	SUS304	引張り	—	—	$\sigma_{tb} = 49$	$f_{ts} = 96^*$
		せん断	—	—	$\tau_b = 59$	$f_{sb} = 94$

注記*： $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}]$ より算出。

すべて許容応力以下である。

1.5 その他の機器要目

(1) 機器諸元

項目	記号	単位	入力値
材質	—	—	
質量	m	kg	
温度条件 (雰囲気温度)	T	℃	40
縦弾性係数	E	MPa	
ポアソン比	ν	—	
要素数	—	個	
節点数	—	個	

(2) 機器諸元 (サポート①～③)

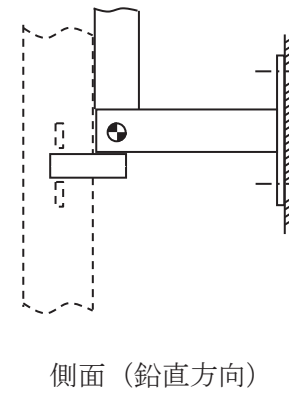
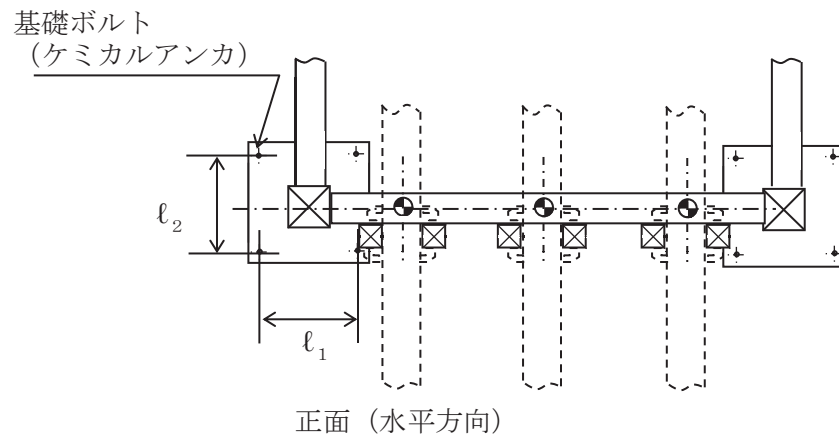
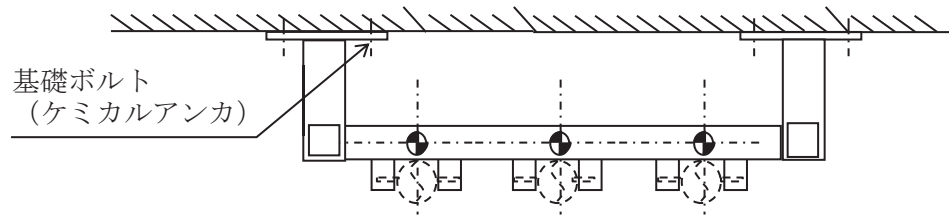
項目	記号	単位	入力値
材質	—	—	
温度条件 (雰囲気温度)	T	℃	40
縦弾性係数	E	MPa	
ポアソン比	ν	—	
要素数	—	個	
節点数	—	個	

(3) 機器諸元 (サポート④～⑥)

項目	記号	単位	入力値
材質	—	—	
温度条件 (雰囲気温度)	T	℃	40
縦弾性係数	E	MPa	
ポアソン比	ν	—	
要素数	—	個	
節点数	—	個	

(4) 部材の機器要目

番号	⑦
材料	
A (mm ²)	
I _X (mm ⁴)	
I _Y (mm ⁴)	
I _Z (mm ⁴)	
I _P (mm ⁴)	
断面形状 (mm)	



4. バブラー管

4.1 概要

本計算書は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、バブラー管が設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを説明するものである。

バブラー管は、設計基準対象施設のうち浸水防護施設としてSクラス施設に分類される。以下、浸水防護施設としての構造強度評価を示す。

4.2 一般事項

4.2.1 構造計画

バブラー管の構造計画を表 4-1 に示す。

表 4-1 構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>バブラー管はフランジに固定されフランジは取付床に固定されたスリーブに取付ボルトで固定される。</p>	<p>バブラー管</p>	<p>【バブラー管】</p> <p>スリーブ 取付床 バブラー管 保護管 取付治具 サポート</p> <p>300 上面図 (A-A 断面)</p> <p>取付治具 (フラットバー) 保護管 取付治具 (Uボルト) バブラー管 上面図 (B-B 断面)</p> <p>取付ボルト 取付床 フランジ スリーブ バブラー管 拡大図 (フランジ部詳細) (単位: mm)</p>

4.2.2 評価方針

バブラー管の応力評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、バブラー管の部位を踏まえ「4.2.1 構造計画」にて示す「4.3 評価部位」にて設定する箇所において、「4.4 固有周期」で算出した固有周期に基づく設計用地震力による応力等が許容限界内に収まることを、「4.5 構造強度評価」にて示す方法にて確認することで実施する。

確認結果を「4.6 評価結果」に示す。

バブラー管の耐震評価フローを図 4-1 に示す。

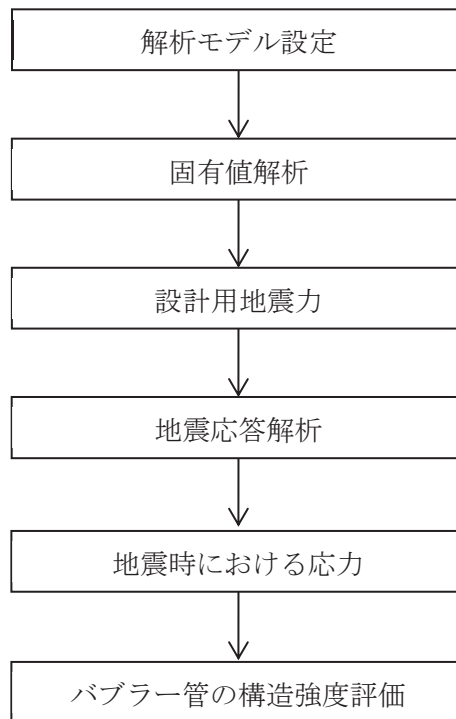


図 4-1 バブラー管の耐震評価フロー

4.2.3 適用規格・基準等

本評価において適用する規格・基準等を以下に示す。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1987）
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編（J E A G 4 6 0 1・補-1984）
- (3) 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）
- (4) J S M E S N C 1-2005/2007 発電用原子力設備規格 設計・建設規格（以下「設計・建設規格」という。）

4.2.4 記号の説明

記号	記号の説明	単位
A_b	取付ボルトの軸断面積	mm^2
A_f	隣接する取付ボルト間の断面積	mm^2
C_H	水平方向設計震度	—
C_V	鉛直方向設計震度	—
d	取付ボルトの呼び径	mm
F	設計・建設規格 SSB-3131 に定める値	MPa
F_b	取付ボルトに作用する引張力（1本当たり）	N
F_X	フランジに作用する力（X方向）	N
F_Y	フランジに作用する力（Y方向）	N
F_Z	フランジに作用する力（Z方向）	N
f_{sb}	せん断力のみを受ける取付ボルトの許容せん断応力	MPa
f_{sf}	フランジの許容せん断応力	MPa
f_{to}	引張力のみを受ける取付ボルトの許容引張応力	MPa
f_{ts}	引張力とせん断力を同時に受ける取付ボルトの許容引張応力	MPa
f_{bf}	フランジの許容曲げ応力	MPa
g	重力加速度（=9.80665）	m/s^2
l_1	M_X によって取付ボルトにせん断力が発生する場合の取付ボルトとフランジ中心との距離	mm
l_2	M_Z によって取付ボルトにせん断力が発生する場合の取付ボルトとフランジ中心との距離	mm
l_{f1}	取付ボルトと対角の取付ボルトとの距離	mm
l_{f2}	隣接する取付ボルト間の距離	mm
M_X	フランジに作用するモーメント（X軸周り）	$\text{N}\cdot\text{mm}$
M_Y	フランジに作用するモーメント（Y軸周り）	$\text{N}\cdot\text{mm}$
M_Z	フランジに作用するモーメント（Z軸周り）	$\text{N}\cdot\text{mm}$
M_f	フランジに作用する曲げモーメント	$\text{N}\cdot\text{mm}$
m	バブラー管の質量	kg
n	取付ボルトの本数	—
n_X	M_X の引張力に耐える取付ボルトの本数	—
n_Z	M_Z の引張力に耐える取付ボルトの本数	—
Q_b	取付ボルトに作用するせん断力	N
Q_f	フランジに作用するせん断力	N
S_u	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表9に定める値	MPa
S_y	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表8に定める値	MPa
$S_y(RT)$	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表8に定める材料の40°Cにおける値	MPa

記号	記号の説明	単位
π	円周率	—
σ_{tb}	ボルトに生じる引張応力	MPa
σ_{bf}	フランジに生じる曲げ応力	MPa
τ_b	ボルトに生じるせん断応力	MPa
τ_f	フランジに生じるせん断応力	MPa
t	フランジの厚さ	mm
Z_f	フランジの断面係数	mm ³

4.2.5 計算精度と数値の丸め方

計算精度は、有効数字 6 桁以上を確保する。

本資料で表示する数値の丸め方は、表 4-2 に示すとおりとする。

表 4-2 表示する数値の丸め方

数値の種類	単位	処理桁	処理方法	表示桁
固有周期	s	小数点以下第 4 位	四捨五入	小数点以下第 3 位
震度	—	小数点以下第 3 位	切上げ	小数点以下第 2 位
温度	°C	—	—	整数位
質量	kg	—	—	整数位
長さ	mm	—	—	整数位* ¹
面積	mm ²	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁* ²
モーメント	N・mm	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁* ²
力	N	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁* ²
算出応力	MPa	小数点以下第 1 位	切上げ	整数位
許容応力	MPa	小数点以下第 1 位	切捨て	整数位* ³

注記*1：設計上定める値が小数点第 1 位以下の場合は、小数点以下第 1 位表示とする。

*2：絶対値が 1000 以上のときは、べき数表示とする。

*3：設計・建設規格 付録材料図表に記載された温度の間における引張強さ及び降伏点は比例法により補間した値の小数点以下第 1 位を切り捨て、整数位までの値とする。

4.3 評価部位

バブラー管の耐震評価は、「4.5.1 構造強度評価方法」に示す条件に基づき、耐震評価上厳しくなるフランジと、フランジを固定する取付ボルトについて実施する。バブラー管の耐震評価部位については、表 4-1 の概略構造図に示す。

4.4 固有周期

4.4.1 固有値解析方法

バブラー管の固有値解析方法を以下に示す。

- (1) バブラー管は、「4.4.2 解析モデル及び諸元」に示す三次元はりモデルを用いる。

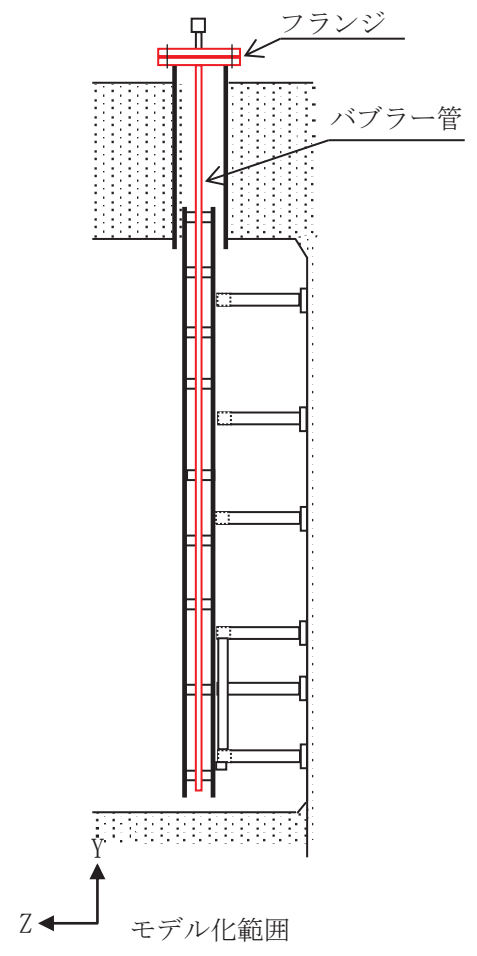
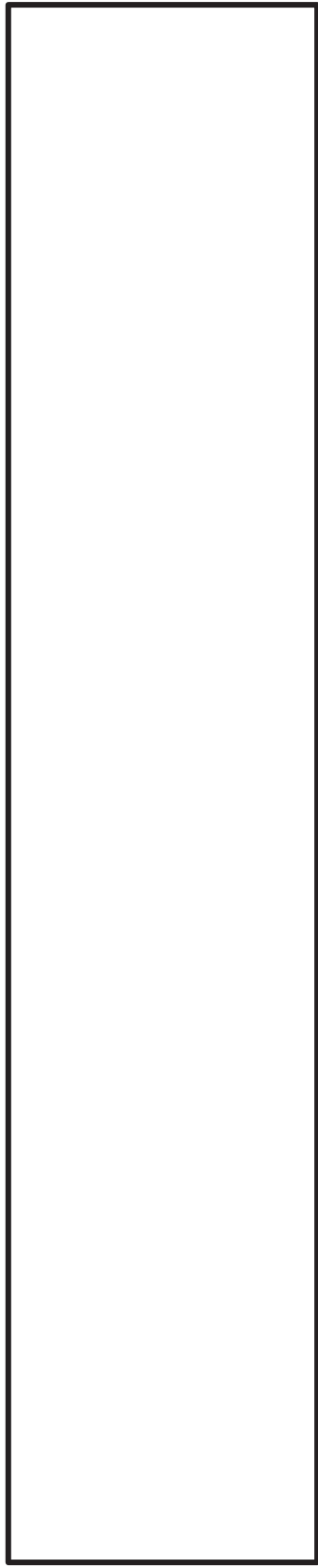
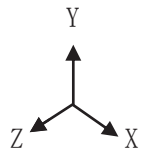
4.4.2 解析モデル及び諸元

バブラー管の解析モデルを図 4-2 に、解析モデルの概要を以下に示す。

また、機器の諸元を本計算書の【バブラー管の耐震性についての計算結果】のその他の機器要目に示す。

- (1) バブラー管を支持する保護管サポート部は、「3.4.3 固有値解析結果」にて剛であることを確認している。
- (2) 図 4-2 中の■は質点を示し、継手の質量とする。
- (3) 図 4-2 中の▲は拘束点（フランジ部との溶接部）、▲▲は支持点（取付治具による保護管への支持箇所）を示す。
- (4) バブラー管の質量は、密度にて与えるものとする。
- (5) 拘束条件として、拘束点（フランジ部との溶接部）の X Y Z 方向及び回転方向を固定とし、支持点（取付治具による保護管への支持箇所）の X Z 方向を固定、Y 方向及び回転方向を自由とする。
- (6) 耐震計算に用いる寸法は、公称値を使用する。
- (7) 解析コードは、「NX NASTRAN」を使用し、固有値を求める。なお、評価に用いる解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5-25 計算機プログラム（解析コード）の概要・NX NASTRAN」に示す。

- ▲ : 拘束点
- △ : 支持点
- : 質点 (継手)
- × : 質点 (バブラー管)



注記* : 部材の諸元については、本計算書の【バブラー管の耐震性についての計算結果】のその他の機器要目（部材の機器要目）に示す。

図 4-2 バブラー管解析モデル

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4.4.3 固有値解析結果

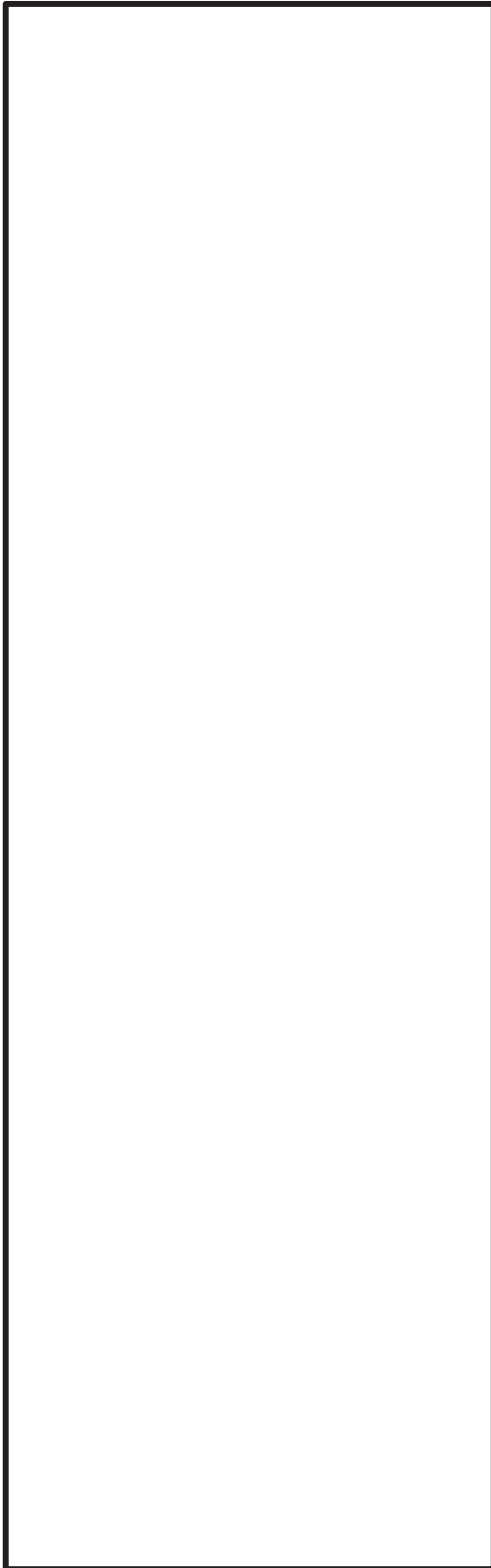
固有値解析結果を表 4-3 に、固有振動モード図を図 4-3 に示す。

固有周期は 0.05 秒以下であり、剛であることを確認した。

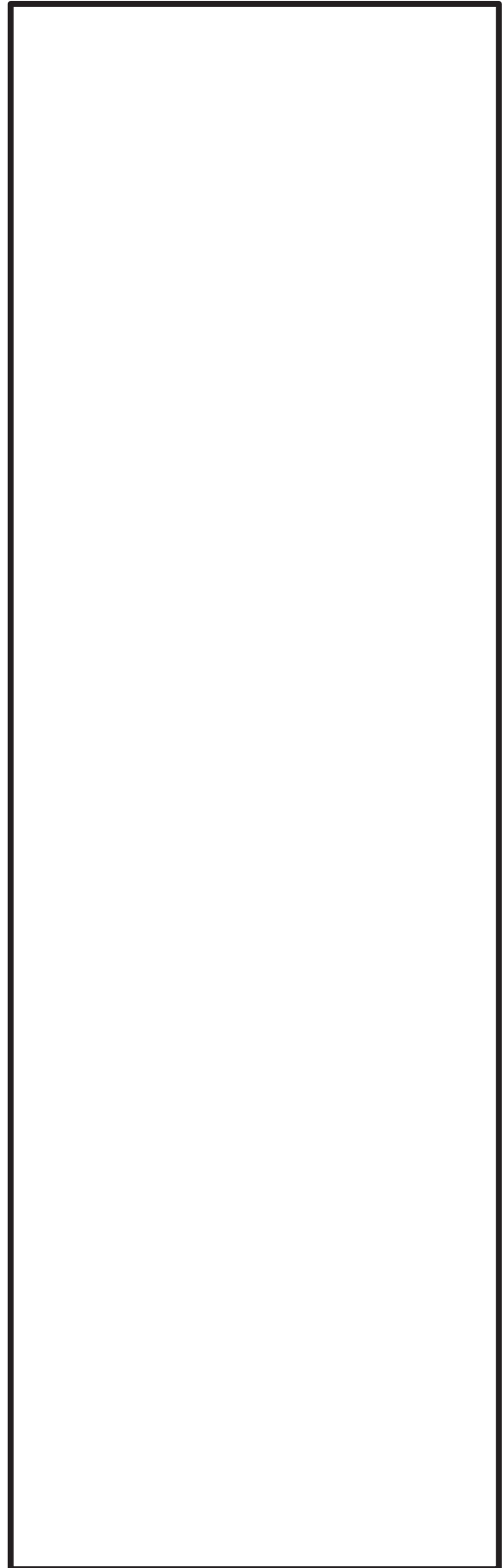
表 4-3 固有値解析結果

(単位：s)

モード	卓越方向	固有周期	水平方向刺激係数		鉛直方向 刺激係数
			X 方向	Z 方向	



1次固有振動モード図（水平方向）



16次固有振動モード図（鉛直方向）

図 4-3 固有振動モード図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4.5 構造強度評価

4.5.1 構造強度評価方法

4.4.2項(1)～(7)のほか、次の条件で計算する。

- (1) 地震力は、バブラー管に対して、水平方向及び鉛直方向から作用するものとする。
- (2) バブラー管は、フランジ貫通部にて溶接し、スリーブと一体となったフランジ部にて取付ボルトにより固定する。スリーブ一体のフランジ部は、スリーブが取付床に固定していることから設備分類としては配管フランジではなく支持構造物となる。取付ボルトの評価にあたっては基礎ボルトと同様の評価方法となる。

4.5.2 荷重の組合せ及び許容応力

4.5.2.1 荷重の組合せ及び許容応力状態

バブラー管の荷重の組合せ及び許容応力状態のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表4-4に示す。

4.5.2.2 許容応力

バブラー管の許容応力は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき表4-5に示す。

4.5.2.3 使用材料の許容応力評価条件

バブラー管の使用材料の許容応力評価条件のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表4-6に示す。

表 4-4 荷重の組合せ及び許容応力状態（設計基準対象施設）

施設区分		機器名称	耐震重要度分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
その他発電 用原子炉の 附属施設	浸水防護施設	バブラー管	S	—*	$D + P_D + M_D + S_s$	III _A S

注記 * : その他の支持構造物の荷重の組合せ及び許容応力を適用する。

表 4-5 許容応力（その他の支持構造物）

許容応力状態	許容限界*1, *2 (ボルト)		許容限界*1, *2 (ボルト以外)	
	一次応力		一次応力	
	引張り	せん断	曲げ	せん断
Ⅲ _{AS}	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_s$	$1.5 \cdot f_b$	$1.5 \cdot f_s$

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

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

表 4-6 使用材料の許容応力評価条件（設計基準対象施設）

評価部位	材料	温度条件 (°C)		S _y (MPa)	S _u (MPa)	S _y (RT) (MPa)
		取付ボルト	周囲環境温度	40	520	690
フランジ		周囲環境温度	40	175	450	—

4.5.3 設計用地震力

評価に用いる設計用地震力を表 4-7 に示す。

「基準地震動 S_s 」による地震力は、添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に基づき設定する。

表 4-7 設計用地震力（設計基準対象設備）

据付場所及び 床面高さ (m)	固有周期 (s)		弾性設計用地震動 S_d 又は静的震度		基準地震動 S_s	
	水平方向	鉛直方向	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度
海水ポンプ室 O.P. 2.25* (O.P. 2.00)			—	—	$C_H=1.83$	$C_V=1.94$

注記*：基準床レベルを示す。

4.5.4 計算方法

4.5.4.1 応力の計算方法

4.5.4.1.1 取付ボルトの計算方法

取付ボルトの応力は、地震による震度により作用するモーメントによって生じる引張力とせん断力について計算する。計算モデルを図 4-4 に示す。

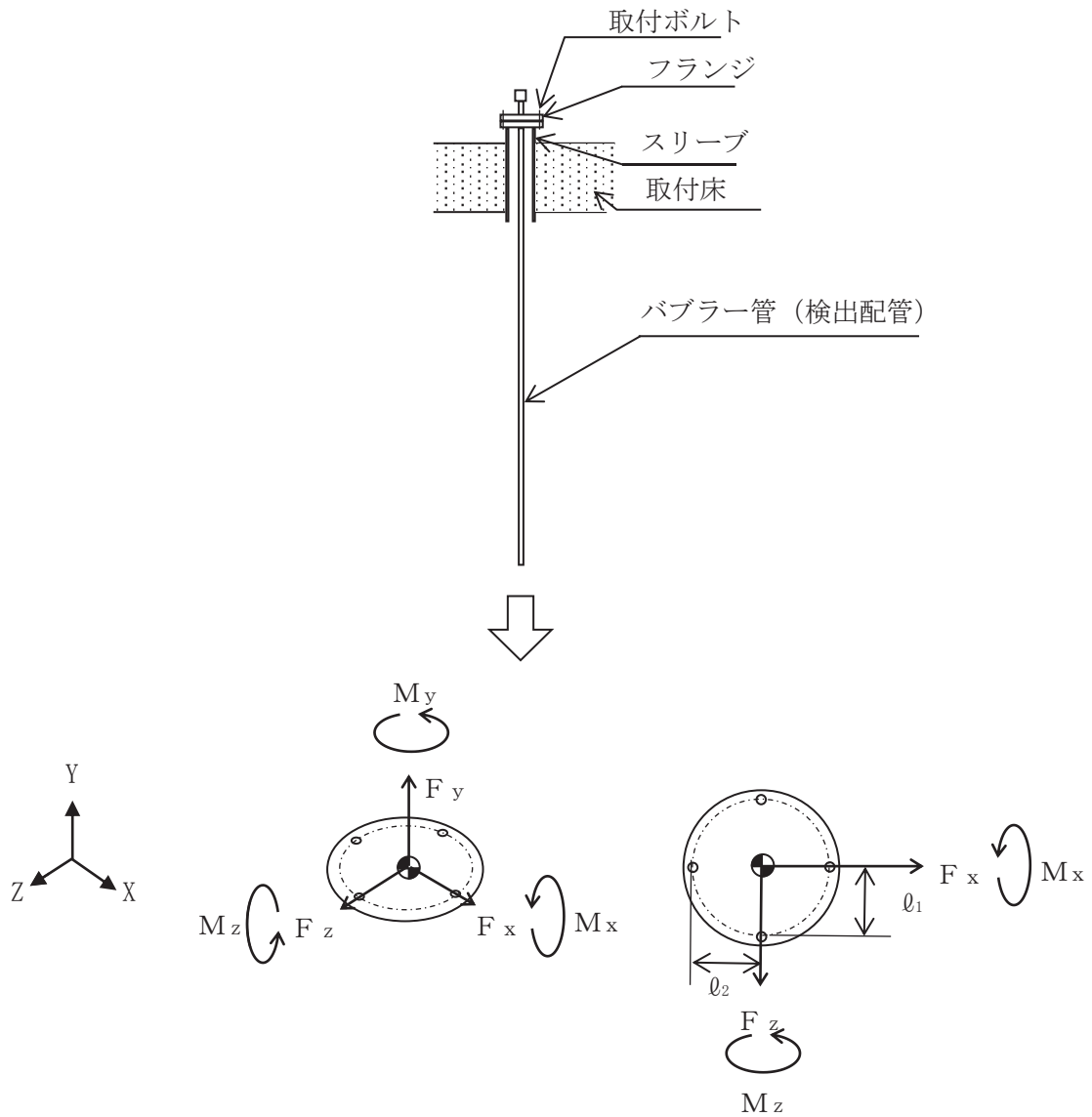


図 4-4 計算モデル (バブラー管)

地震応答解析によって得られたフランジ部の評価点の最大反力とモーメントを表 4-8 に示す。

表 4-8 フランジ部発生反力, モーメント

評価部位	反力 (N)			モーメント (N・mm)		
	F _X	F _Y	F _Z	M _X	M _Y	M _Z
バブラー管						

(1) 引張応力

取付ボルト (1 本当たり) に対する引張応力は, 下式により計算する。

引張力

$$F_b = \frac{F_Y}{n} + \frac{M_X}{\ell_1 \cdot n_X} + \frac{M_Z}{\ell_2 \cdot n_Z} \dots\dots\dots (4.5.4.1.1.1)$$

引張応力

$$\sigma_{tb} = \frac{F_b}{A_b} \dots\dots\dots (4.5.4.1.1.2)$$

ここで, 取付ボルトの軸断面積 A_b は次式により求める。

$$A_b = \frac{\pi}{4} \cdot d^2 \dots\dots\dots (4.5.4.1.1.3)$$

(2) せん断応力

取付ボルト（1本当たり）に対するせん断応力は、下式により計算する。

せん断力

$$Q_b = \frac{\sqrt{F_x^2 + F_z^2}}{n} \dots\dots\dots (4.5.4.1.1.4)$$

せん断応力

$$\tau_b = \frac{Q_b}{A_b} \dots\dots\dots (4.5.4.1.1.5)$$

4.5.4.1.2 フランジの計算方法

フランジの応力は、地震による震度により作用するモーメントによって生じる曲げ応力とせん断力について計算する。計算モデルを図4-5に示す。

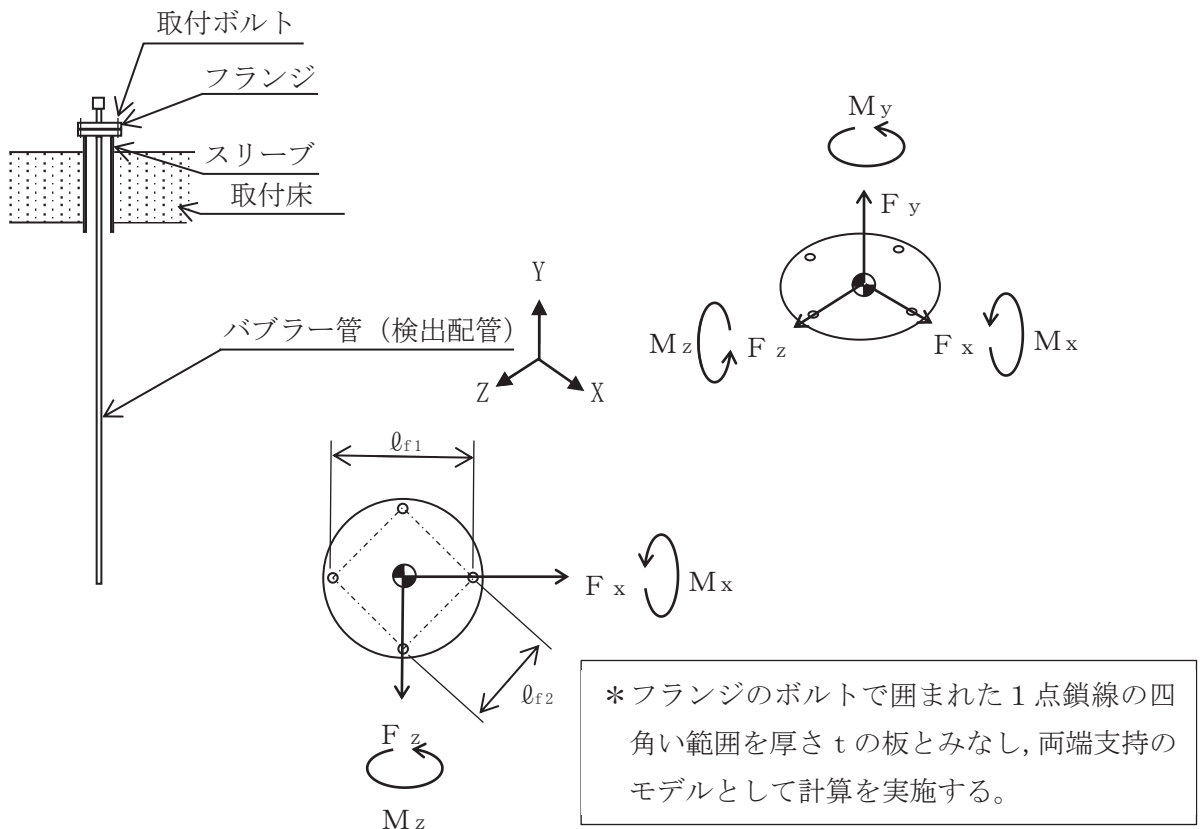


図4-5 計算モデル

(1) 曲げ応力

フランジに対する曲げ応力は、下式により計算する。

曲げモーメント

$$M_f = \frac{F_Y \cdot \ell_{f1}}{4} + \frac{M_X}{2} \dots\dots\dots (4.5.4.1.2.1)$$

ここで、フランジの断面係数 Z_f は次式により求める。

$$Z_f = \frac{1}{6} \cdot \ell_{f2} \cdot t^2 \dots\dots\dots (4.5.4.1.2.2)$$

曲げ応力

$$\sigma_{bf} = \frac{M_f}{Z_f} \dots\dots\dots (4.5.4.1.2.3)$$

(2) せん断応力

フランジに対するせん断応力は、下式により計算する。

せん断力

$$Q_f = \sqrt{F_Y^2 + F_z^2} \dots\dots\dots (4.5.4.1.2.4)$$

ここで、フランジの取付ボルト間の断面積 A_f は次式により求める。

$$A_f = \ell_{f2} \cdot t \dots\dots\dots (4.5.4.1.2.5)$$

せん断応力

$$\tau_f = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_f}{A_f} \dots\dots\dots (4.5.4.1.2.6)$$

4.5.5 計算条件

4.5.5.1 取付ボルト及びフランジの応力計算条件

応力計算に用いる計算条件は、本計算書の【バブラー管の耐震性についての計算結果】の設計条件及び機器要目に示す。

4.5.6 応力の評価

4.5.6.1 取付ボルトの応力評価

4.5.4.1.1 項で求めた取付ボルトの引張応力 σ_{tb} は次式より求めた許容引張応力 f_{ts} 以下であること。ただし、 f_{to} は下表による。

$$f_{ts} = \text{Min} [1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}] \quad \dots\dots\dots (4.5.6.1.1)$$

せん断応力 τ_b はせん断力のみを受ける取付ボルトの許容せん断応力 f_{sb} 以下であること。ただし、 f_{sb} は下表による。

	基準地震動 S_s による荷重との組合せの場合
許容引張応力 f_{to}	$\frac{F}{2} \cdot 1.5$
許容せん断応力 f_{sb}	$\frac{F}{1.5 \cdot \sqrt{3}} \cdot 1.5$

4.5.6.2 フランジの応力評価

曲げ応力 σ_{bf} はフランジの許容曲げ応力 f_{bf} 以下であること。ただし、 f_{bf} は下表による。

せん断応力 τ_f はフランジの許容せん断応力 f_{sf} 以下であること。ただし、 f_{sf} は下表による。

	基準地震動 S_s による荷重との組合せの場合
許容曲げ応力 f_{bf}	$\frac{F}{1.3} \cdot 1.5$
許容せん断応力 f_{sf}	$\frac{F}{1.5 \cdot \sqrt{3}} \cdot 1.5$

4.6 評価結果

4.6.1 設計基準対象施設としての評価結果

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

(1) 構造強度評価結果

構造強度評価の結果を次頁以降の表に示す。

【バブラー管の耐震性についての計算結果】

1. 設計基準対象施設

1.1 設計条件

機器名称	耐震重要度分類	据付場所及び床面高さ (m)	固有周期 (s)		弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度		基準地震動 S _s		周囲環境 温度 (°C)
			水平方向	鉛直方向	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度	
バブラー管	S	海水ポンプ室 0. P. 2. 25* ¹ (0. P. 2. 00)			—	—	C _H =1.83	C _V =1.94	40

注記*1：基準床レベルを示す。

*2：固有値解析より 0.05 秒以下であり剛であることを確認した。

1.2 機器要目

評価部位	ℓ ₁ (mm)	ℓ ₂ (mm)	d (mm)	A _b (mm ²)	n	n _x	n _z
取付ボルト					4	1	1

評価部位	t (mm)	ℓ _{f1} (mm)	ℓ _{f2} (mm)	A _f (mm ²)	Z _f (mm ³)
フランジ					

評価部位	S _y (MPa)	S _u (MPa)	F (MPa)	F* (MPa)	転倒方向	
					弾性設計用 地震動 S _d 又 は静的震度	基準地震動 S _s
取付ボルト	520	690	483	—	—	—
フランジ	175	450	175	—	—	—

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

1.3 計算数値

1.3.1 取付ボルト及びフランジに作用する力

(単位：N)

評価部位	F_x		F_y		F_z	
	弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度	基準地震動 S _s	弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度	基準地震動 S _s	弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度	基準地震動 S _s
取付ボルト 及びフランジ	—		—		—	

1.3.2 取付ボルト及びフランジに作用するモーメント

(単位：N・mm)

評価部位	M_x		M_y		M_z	
	弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度	基準地震動 S _s	弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度	基準地震動 S _s	弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度	基準地震動 S _s
取付ボルト 及びフランジ	—		—		—	

1.3.3 取付ボルトに作用する力

(単位：N)

評価部位	F_b		Q_b	
	弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度	基準地震動 S _s	弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度	基準地震動 S _s
取付ボルト	—		—	

1.3.4 フランジに作用する力

評価部位	M_f		Q_f	
	弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度 (N・mm)	基準地震動 S _s (N・mm)	弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度 (N)	基準地震動 S _s (N)
フランジ	—		—	

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

1.4 結論

1.4.1 取付ボルトの応力

(単位：MPa)

評価部位	材 料	応 力	弾性設計用地震動 S d 又は静的震度		基準地震動 S s	
			算出応力	許容応力	算出応力	許容応力
取付ボルト		引張り	—	—	$\sigma_{tb}=2$	$f_{ts}=362^*$
		せん断	—	—	$\tau_b=0$	$f_{sb}=278$

注記*： $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}]$ より算出。

すべて許容応力以下である。

1.4.2 フランジの応力

(単位：MPa)

評価部位	材 料	応 力	弾性設計用地震動 S d 又は静的震度		基準地震動 S s	
			算出応力	許容応力	算出応力	許容応力
フランジ		曲げ	—	—	$\sigma_{bf}=7$	$f_{bf}=201$
		せん断	—	—	$\tau_f=1$	$f_{sf}=101$

すべて許容応力以下である。

1.5 その他の機器要目

(1) 機器諸元

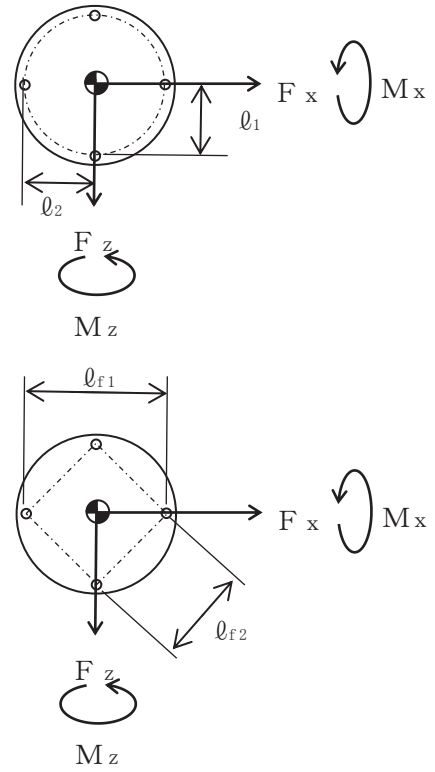
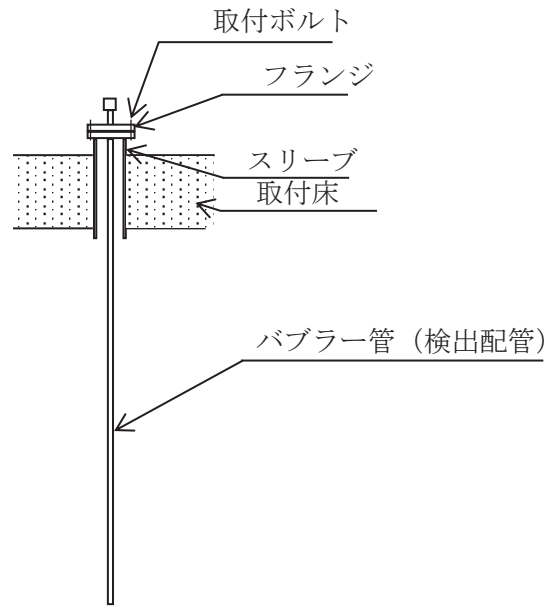
項目	記号	単位	入力値
材質	—	—	
質量	m_a	kg	
温度条件 (雰囲気温度)	T	°C	40
縦弾性係数	E	MPa	
ポアソン比	ν	—	
要素数	—	個	
節点数	—	個	

(2) 部材の機器要目

番号	⑦
材料	
A (mm ²)	
I _X (mm ⁴)	
I _Y (mm ⁴)	
I _Z (mm ⁴)	
I _P (mm ⁴)	
断面形状 (mm)	

69

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



5. アキュムレータ

5.1 概要

本計算書は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度の設計方針に基づき、アキュムレータが設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを説明するものである。

アキュムレータは、設計基準対象施設のうち浸水防護施設としてSクラス施設に分類される。以下、浸水防護施設としての構造強度評価を示す。

なお、アキュムレータは、添付書類「VI-2-1-13 機器・配管系の計算書作成の方法」に記載のスカート支持たて置円筒形容器であるため、添付書類「VI-2-1-13-1 スカート支持たて置円筒形容器の耐震性についての計算書作成の基本方針」に基づき評価を実施する。

5.2 一般事項

5.2.1 構造計画

アキュムレータの構造計画を表 5-1 に示す。

表 5-1 構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>胴をスカートで支持し、 スカートを基礎ボルトで 床面に据え付ける。</p>	<p>たて置円筒形 (上下面に鏡板を有 するスカート支持た て置円筒形容器)</p>	<p>(単位 : mm)</p>

5.2.2 評価方針

アキュムレータの応力評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「5.3 評価部位」にて設定する箇所において、「5.4 固有周期」で算出した固有周期に基づく設計用地震力による応力等が許容限界内に収まることを、「5.5 構造強度評価」にて示す方法にて確認することで実施する。確認結果を「5.6 評価結果」にて示す。

アキュムレータの耐震評価フローを図 5-1 に示す。

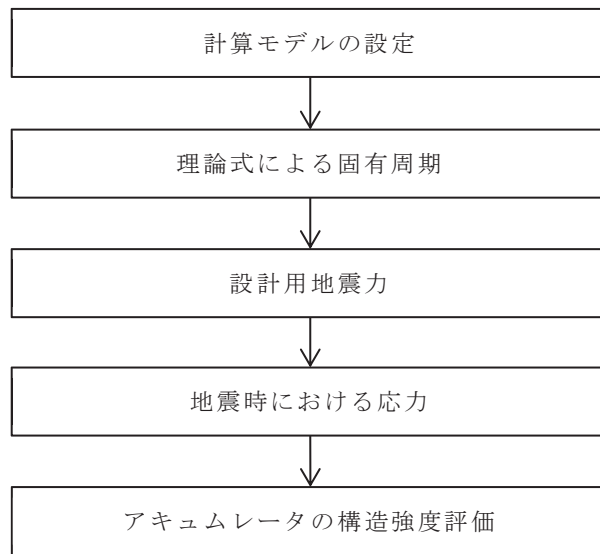


図 5-1 アキュムレータの耐震評価フロー

5.2.3 適用規格・基準等

本評価において適用する規格・基準等を以下に示す。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 (J E A G 4 6 0 1・補-1984)
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 0 1-1987)
- (3) 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)
- (4) J S M E S N C 1 -2005/2007 発電用原子力設備規格 設計・建設規格 (以下「設計・建設規格」という。)

5.2.4 記号の説明

記号	記号の説明	単位
A	胴の軸断面積	mm ²
A _b	基礎ボルトの軸断面積	mm ²
A _e	胴の有効せん断断面積	mm ²
A _s	スカートの軸断面積	mm ²
A _{s e}	スカートの有効せん断断面積	mm ²
C _c	基礎ボルト計算における係数	—
C _H	水平方向設計震度	—
C _t	基礎ボルト計算における係数	—
C _V	鉛直方向設計震度	—
D _{b i}	ベースプレートの内径	mm
D _{b o}	ベースプレートの外径	mm
D _c	基礎ボルトのピッチ円直径	mm
D _i	胴の内径	mm
D _j	スカートに設けられた各開口部の穴径 (j = 1, 2, 3… j ₁)	mm
D _s	スカートの内径	mm
d	ボルトの呼び径	mm
E	胴の縦弾性係数	MPa
E _s	スカートの縦弾性係数	MPa
e	基礎ボルト計算における係数	—
F	設計・建設規格 SSB-3121.1(1)に定める値	MPa
F*	設計・建設規格 SSB-3121.3又はSSB-3133に定める値	MPa
F _c	基礎に作用する圧縮力	N
F _t	基礎ボルトに作用する引張力	N
f _b	曲げモーメントに対する許容座屈応力	MPa
f _c	軸圧縮荷重に対する許容座屈応力	MPa
f _{s b}	せん断力のみを受ける基礎ボルトの許容せん断応力	MPa
f _t	スカートの許容引張応力	MPa
f _{t o}	引張力のみを受ける基礎ボルトの許容引張応力	MPa
f _{t s}	引張力とせん断力を同時に受ける基礎ボルトの許容引張応力	MPa
G	胴のせん断弾性係数	MPa
G _s	スカートのせん断弾性係数	MPa
g	重力加速度 (=9.80665)	m/s ²
H	水頭	mm
I	胴の断面二次モーメント	mm ⁴

記号	記号の説明	単位
I_s	スカート断面二次モーメント	mm^4
j_1	スカートに設けられた開口部の穴の個数	—
K_H	水平方向ばね定数	N/m
K_V	鉛直方向ばね定数	N/m
k	基礎ボルト計算における中立軸の荷重係数	—
l	胴のスカート接合点から重心までの距離	mm
l_1, l_2	基礎ボルト計算における中立軸から荷重作用点までの距離 (図5-2に示す距離)	mm
l_r	容器の重心から上端支持部までの距離	mm
l_s	スカートの長さ	mm
M_s	スカートに作用する転倒モーメント	N・mm
M_{s1}	スカートの上端部に作用する転倒モーメント	N・mm
M_{s2}	スカートの下端部に作用する転倒モーメント	N・mm
m_0	容器の運転時質量	kg
m_e	容器のスカート接合部から上部の空質量	kg
n	基礎ボルトの本数	—
P_r	最高使用圧力	MPa
Q	重心に作用する任意の水平力	N
Q'	Qにより上端の支持部に作用する反力	N
S	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表5に定める値	MPa
S_a	胴の許容応力	MPa
S_u	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表9に定める値	MPa
S_y	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表8に定める値	MPa
$S_{y(RT)}$	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表8に定める材料の 40℃における値	MPa
s	基礎ボルトと基礎の縦弾性係数比	—
T_H	水平方向固有周期	s
T_V	鉛直方向固有周期	s
t	胴板の厚さ	mm
t_1	基礎ボルト面積相当板幅	mm
t_2	圧縮側基礎相当幅	mm
t_s	スカートの厚さ	mm
Y	スカート開口部の水平断面における最大円周長さ	mm
z	基礎ボルト計算における係数	—
α	基礎ボルト計算における中立軸を定める角度	rad

記号	記号の説明	単位
δ	荷重Qによる容器の上端での変位量	mm
δ'	荷重Q'による容器の上端での変位量	mm
δ_0	荷重Q, Q'による容器の重心での変位量	mm
η	座屈応力に対する安全率	—
π	円周率	—
ρ'	液体の密度 (=比重 $\times 10^{-6}$)	kg/mm ³
σ_0	胴の一次一般膜応力の最大値	MPa
σ_{0c}	胴の組合せ圧縮応力	MPa
σ_{0t}	胴の組合せ引張応力	MPa
σ_2	地震動のみによる胴の一次応力と二次応力の和の変動値の最大値	MPa
$\sigma_{2\phi}$	地震動のみによる胴の周方向一次応力と二次応力の和	MPa
σ_{2c}	地震動のみによる胴の一次応力と二次応力の和の変動値 (圧縮側)	MPa
σ_{2t}	地震動のみによる胴の一次応力と二次応力の和の変動値 (引張側)	MPa
σ_{2xc}	地震動のみによる胴の軸方向一次応力と二次応力の和 (圧縮側)	MPa
σ_{2xt}	地震動のみによる胴の軸方向一次応力と二次応力の和 (引張側)	MPa
σ_{tb}	基礎ボルトに生じる引張応力	MPa
σ_c	基礎に生じる圧縮応力	MPa
σ_s	スカートの組合せ応力	MPa
σ_{s1}	スカートの運転時質量による軸方向応力	MPa
σ_{s2}	水平方向地震によりスカートに生じる曲げモーメントによる 軸方向応力	MPa
σ_{s3}	スカートの鉛直方向地震による軸方向応力	MPa
$\sigma_{x1}, \sigma_{\phi 1}$	静水頭又は内圧により胴に生じる軸方向及び周方向応力	MPa
σ_{x2}	胴の運転時質量による軸方向引張応力	MPa
σ_{x3}	胴の空質量による軸方向圧縮応力	MPa
σ_{x4}	水平方向地震により胴に生じる曲げモーメントによる軸方向応力	MPa
σ_{x5}	胴の鉛直方向地震による軸方向引張応力	MPa
σ_{x6}	胴の鉛直方向地震による軸方向圧縮応力	MPa
σ_{xc}	胴の軸方向応力の和 (圧縮側)	MPa
σ_{xt}	胴の軸方向応力の和 (引張側)	MPa
σ_{ϕ}	胴の周方向応力の和	MPa
$\sigma_{\phi 2}$	静水頭に鉛直方向地震が加わり胴に生じる周方向応力	MPa
τ	地震により胴に生じるせん断応力	MPa
τ_b	基礎ボルトに生じるせん断応力	MPa

記号	記号の説明	単位
τ_s	地震によりスカートに生じるせん断応力	MPa
$\phi_1(x)$	圧縮荷重に対する許容座屈応力の関数	MPa
$\phi_2(x)$	曲げモーメントに対する許容座屈応力の関数	MPa

5.2.5 計算精度と数値の丸め方

計算精度は、有効数字 6 桁以上を確保する。

表示する数値の丸め方は、表 5-2 に示すとおりである。

表 5-2 表示する数値の丸め方

数値の種類	単位	処理桁	処理方法	表示桁
固有周期	s	小数点以下第4位	四捨五入	小数点以下第3位
震度	—	小数点以下第3位	切上げ	小数点以下第2位
最高使用圧力	MPa	—	—	小数点以下第2位
温度	℃	—	—	整数位
比重	—	小数点以下第3位	四捨五入	小数点以下第2位
質量	kg	—	—	整数位
長さ	下記以外の長さ	mm	—	整数位 ^{*1}
	胴板の厚さ	mm	—	小数点以下第1位
	スカートの厚さ	mm	—	小数点以下第1位
面積	mm ²	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁 ^{*2}
モーメント	N・mm	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁 ^{*2}
算出応力	MPa	小数点以下第1位	切上げ	整数位
許容応力	MPa	小数点以下第1位	切捨て	整数位 ^{*3}

注記 *1：設計上定める値が小数点以下の場合は、小数点以下表示とする。

*2：絶対値が1000以上のときは、べき数表示とする。

*3：設計・建設規格 付録材料図表に記載された温度の中間における引張強さ及び降伏点は、比例法により補間した値の小数点以下第1位を切り捨て、整数位までの値とする。

5.3 評価部位

アキュムレータの耐震評価は「5.5.1 構造強度評価方法」に示す条件に基づき、耐震評価上厳しくなる胴板、スカート及び基礎ボルトについて評価を実施する。

5.4 固有周期

5.4.1 固有周期の計算

アキュムレータ固有周期は、添付書類「VI-2-1-13-1 スカート支持たて置円筒形容器の耐震性についての計算書作成の基本方針」に記載の固有周期の計算方法に基づき算出する。固有周期の計算に用いる計算条件は、本計算書の【アキュムレータの耐震性についての計算結果】の機器要目に示す。

計算の結果、固有周期は 0.05 秒以下であり、剛であることを確認した。固有周期の計算結果を表 5-3 に示す。

表 5-3 固有周期(s)

水平方向	鉛直方向

5.5 構造強度評価

5.5.1 構造強度評価方法

アキュムレータの構造強度評価は、添付書類「VI-2-1-13-1 スカート支持たて置円筒形容器の耐震性についての計算書作成の基本方針」に記載の耐震計算方法に基づき評価する。

5.5.2 荷重の組合せ及び許容応力

5.5.2.1 荷重の組合せ及び許容応力状態

アキュムレータの荷重の組合せ及び許容応力状態のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表 5-4 に示す。

5.5.2.2 許容応力

アキュムレータの許容応力は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき表 5-5 及び表 5-6 のとおりとする。

5.5.2.3 使用材料の許容応力評価条件

アキュムレータの使用材料の許容応力評価条件のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表 5-7 に示す。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 5-4 荷重の組合せ及び許容応力状態（設計基準対象施設）

施設区分		機器名称	耐震重要度分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
その他発電 用原子炉の 附属施設	浸水防護 施設	アキュムレータ	S	—*	$D + P_D + M_D + S_s$	III _A S

注記*：クラス 3 容器の荷重の組合せ及び許容応力状態を適用する。また、クラス 3 容器の支持構造物を含む。

表 5-5 許容応力 (クラス 2, 3 容器)

許容応力状態	許容限界* ¹			
	一次一般膜応力	一次膜応力+ 一次曲げ応力	一次+二次応力	一次+二次+ ピーク応力
Ⅲ _A S	S _y と 0.6・S _u の小さい方。 ただし、ASS及びHNAについては上記の値と 1.2・Sのうち大きい方とする。	左欄の 1.5 倍の値	^{*2} S _d 又はS _s 地震動のみによる疲労解析を行い、疲労累積係数が 1.0 以下であること。ただし、地震動のみによる一次+二次応力の変動値が 2・S _y 以下であれば疲労解析は不要。	

注記*1：座屈に対する評価が必要な場合には、クラスMC容器の座屈に対する評価式による。

*2：2・S_yを超える場合は弾塑性解析若しくは設計・建設規格 PVB-3300 (PVB-3313 を除く。S_mは 2/3・S_yと読み替える。)の簡易弾塑性解析を用いる。

表 5-6 許容応力 (クラス 2, 3 支持構造物)

許容応力状態	許容限界 ^{*1, *2} (ボルト等以外)	許容限界 ^{*1, *2} (ボルト等)	
	一次応力	一次応力	
	引張	引張	せん断
III _{AS}	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_s$

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

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

表 5-7 使用材料の許容応力評価条件（設計基準対象施設）

評価部材	材料	温度条件 (°C)		S (MPa)	S _y (MPa)	S _u (MPa)	S _y (RT) (MPa)
胴板	SUS304TP	最高使用温度	66	126	188	479	—
スカート	SUS304TP	周囲環境温度	50	—	198	504	205
基礎ボルト	SS400 (径 ≤ 16mm)	周囲環境温度	50	—	241	394	—

5.5.3 設計用地震力

評価に用いる設計用地震力を表 5-8 に示す。

「弾性設計用地震動 S_d 又は静的震度」及び「基準地震動 S_s」による地震力は、添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に基づき設定する。

表 5-8 設計用地震力（設計基準対象施設）

据付場所 及び 床面高さ (m)	固有周期 (s)		弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度		基準地震動 S _s	
	水平方向	鉛直方向	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度
海水ポンプ室 O.P. 7.25* (O.P. 2.0*)			—	—	C _H =2.76	C _V =2.26

注記 *：基準床レベルを示す。

5.5.4 計算方法

アキュムレータの応力計算は、添付書類「VI-2-1-13-1 スカート支持たて置円筒形容器の耐震性についての計算書作成の基本方針」に記載の応力の計算方法に基づき計算する。

5.5.5 計算条件

応力計算に用いる計算条件は、本計算書の【アキュムレータの耐震性についての計算結果】の設計条件及び機器要目に示す。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

5.5.6 応力の評価

5.5.6.1 胴の応力評価

5.5.4項で求めた組合せ応力が胴の最高使用温度における許容応力 S_a 以下であること。ただし、 S_a は下表による。

応力の種類	許容応力 S_a
	基準地震動 S_s による荷重との組合せの場合
一次一般膜応力	設計降伏点 S_y と設計引張強さ S_u の0.6倍のいずれか小さい方の値。 ただし、オーステナイト系ステンレス鋼及び高ニッケル合金にあつては許容引張応力 S の1.2倍の方が大きい場合は、この大きい方の値とする。
一次応力と二次応力の和	地震動のみによる一次応力と二次応力の和の変動値が設計降伏点 S_y の2倍以下であれば、疲労解析は不要とする。

一次応力の評価は算出応力が一次一般膜応力と同じ値であるので省略する。

5.5.6.2 スカートの応力評価

(1) 5.5.4 項で求めたスカートの組合せ応力が許容引張応力 f_t 以下であること。ただし、 f_t は下表による。

	基準地震動 S_s による荷重との組合せの場合
許容引張応力 f_t	$\frac{F}{1.5} \cdot 1.5$

(2) 圧縮膜応力（圧縮応力と曲げによる圧縮側応力の組合せ）は次式を満足すること。

（座屈の評価）

$$\frac{\eta \cdot (\sigma_{s1} + \sigma_{s3})}{f_c} + \frac{\eta \cdot \sigma_{s2}}{f_b} \leq 1$$

5.5.6.3 基礎ボルトの応力評価

5.5.4 項で求めた基礎ボルトの引張応力 σ_{tb} は次式より求めた許容引張応力 f_{ts} 以下であること。ただし f_{to} は下表による。

$$f_{ts} = \text{Min} [1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}]$$

せん断応力 τ_b はせん断力のみを受ける基礎ボルトの許容せん断応力 f_{sb} 以下であること。ただし、 f_{sb} は下表による。

	基準地震動 S_s による荷重との組合せの場合
許容引張応力 f_{to}	$\frac{F}{2} \cdot 1.5$
許容せん断応力 f_{sb}	$\frac{F}{1.5 \cdot \sqrt{3}} \cdot 1.5$

5.6 評価結果

5.6.1 設計基準対象施設としての評価結果

アキュムレータの設計基準対象施設としての耐震評価結果を以下に示す。発生値は許容限界を満足しており，設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを確認した。

(1) 構造強度評価結果

構造強度評価の結果を次頁以降の表に示す。

【アキュムレータの耐震性についての計算結果】

1. 設計基準対象施設

1.1 設計条件

機器名称	耐震重要度分類	据付場所及び床面高さ (m)	固有周期(s)		弾性設計用地震動 S d 又は静的震度		基準地震動 S s		最高使用圧力 (MPa)	最高使用温度 (°C)	周囲環境温度 (°C)
			水平方向	鉛直方向	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度			
アキュムレータ	S	海水ポンプ室 O.P. 7.25* (O.P. 2.00)			—	—	C _H =2.76	C _V =2.26	0.86	66	50

注記*：基準床レベルを示す。

1.2 機器要目

m ₀ (kg)	m _e (kg)	D _i (mm)	t (mm)	D _s (mm)	t _s (mm)	E (MPa)	E _s (MPa)	G (MPa)	G _s (MPa)
		305.5	6.5	305.5	6.5	192000*1	193000*2	73800*1	74200*2

ℓ (mm)	ℓ _s (mm)	D ₁ (mm)	D ₂ (mm)	D ₃ (mm)	s	n	D _c (mm)	D _{b0} (mm)
291.5	408.5	102.3	102.3	25	15	4	400	460

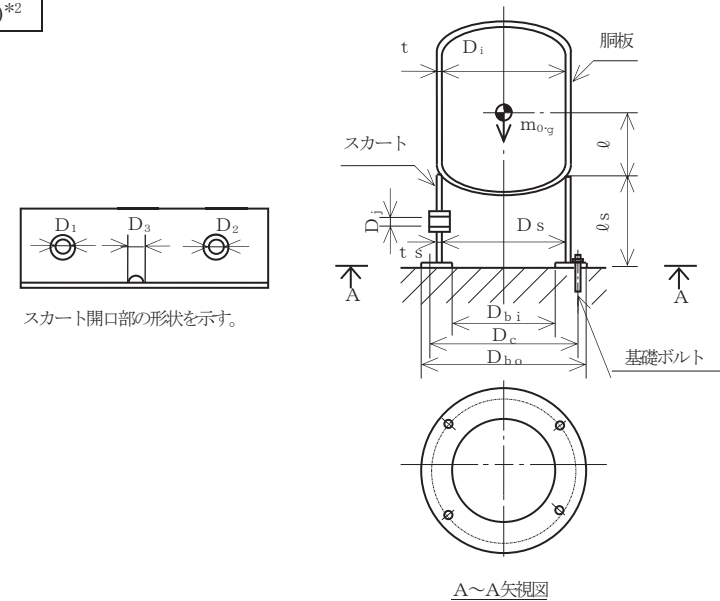
D _{b i} (mm)	d (mm)	A _b (mm ²)	Y (mm)	M _s (N・mm)	
				弾性設計用地震動 S d 又は静的震度	基準地震動 S s
220	16(M16)	201.1	233	—	2.463×10 ⁶

S _y (胴板) (MPa)	S _u (胴板) (MPa)	S (胴板) (MPa)	S _y (スカート) (MPa)	S _u (スカート) (MPa)	F (スカート) (MPa)	F* (スカート) (MPa)
188*1	479*1	126*1	198*2	504*2	205*1	—

S _y (基礎ボルト) (MPa)	S _u (基礎ボルト) (MPa)	F (基礎ボルト) (MPa)	F* (基礎ボルト) (MPa)
241*2 (径≦16mm)	394*2	241*2	—

注記 *1：最高使用温度で算出

*2：周囲環境温度で算出



スカート開口部の形状を示す。

A~A矢視図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

1.3 計算数値

1.3.1 胴に生じる応力

(1) 一次一般膜応力

(単位：MPa)

		弾性設計用地震動S d又は静的震度			基準地震動S s		
		周方向応力	軸方向応力	せん断応力	周方向応力	軸方向応力	せん断応力
静水頭又は内圧による応力		—	—	—	$\sigma_{\phi 1}=21$	$\sigma_{x1}=11$	—
運転時質量による引張応力		—	—	—	—	$\sigma_{x2}=0$	—
鉛直方向地震による引張応力		—	—	—	$\sigma_{\phi 2}=0$	$\sigma_{x5}=1$	—
空質量による圧縮応力		—	—	—	—	$\sigma_{x3}=1$	—
鉛直方向地震による圧縮応力		—	—	—	—	$\sigma_{x6}=1$	—
水平方向地震による応力		—	—	—	—	$\sigma_{x4}=2$	$\tau=2$
応力の和	引張側	—	—	—	$\sigma_{\phi}=21$	$\sigma_{xt}=13$	—
	圧縮側	—	—	—	$\sigma_{\phi}=-20$	$\sigma_{xc}=-7$	—
組合せ応力	引張り	—			$\sigma_{0t}=21$		
	圧縮	—			—		

(2) 地震動のみによる一次応力と二次応力の和の変動値

(単位：MPa)

		弾性設計用地震動S d又は静的震度			基準地震動S s		
		周方向応力	軸方向応力	せん断応力	周方向応力	軸方向応力	せん断応力
鉛直方向地震による引張応力		—	—	—	$\sigma_{\phi 2}=0$	$\sigma_{x5}=1$	—
鉛直方向地震による圧縮応力		—	—	—	—	$\sigma_{x6}=1$	—
水平方向地震による応力		—	—	—	—	$\sigma_{x4}=2$	$\tau=2$
応力の和	引張側	—	—	—	$\sigma_{2\phi}=0$	$\sigma_{2xt}=3$	—
	圧縮側	—	—	—	$\sigma_{2\phi}=0$	$\sigma_{2xc}=3$	—
組合せ応力	引張り	—			$\sigma_{2t}=6$		
(変動値)	圧縮	—			$\sigma_{2c}=6$		

1.3.2 スカートの生じる応力

(単位：MPa)

		弾性設計用地震動S d又は静的震度		基準地震動S s	
		応力	組合せ応力	応力	組合せ応力
運転時質量による応力		—	—	$\sigma_{s1}=1$	$\sigma_s=11$
鉛直方向地震による応力		—		$\sigma_{s3}=1$	
水平方向地震による応力	曲げ	—		$\sigma_{s2}=10$	
	せん断	—		$\tau_s=2$	

1.3.3 基礎ボルトに生じる応力

(単位：MPa)

	弾性設計用地震動S d 又は静的震度	基準地震動S s
引張応力	—	$\sigma_{tb}=26$
せん断応力	—	$\tau_b=5$

1.4 結論

1.4.1 固有周期 (単位: s)

方 向	固有周期
水平方向	
鉛直方向	

1.4.2 応力 (単位: MPa)

部 材	材 料	応 力	弾性設計用地震動 S d 又は静的震度		基準地震動 S s	
			算出応力	許容応力	算出応力	許容応力
胴板	SUS304TP	一次一般膜	—	—	$\sigma_0=21$	$S_a=188$
		一次+二次	—	—	$\sigma_2=6$	$S_a=377$
スカート	SUS304TP	組合せ	—	—	$\sigma_s=11$	$f_t=205$
		圧縮と曲げの組合せ	—		$\frac{\eta \cdot (\sigma_{s1} + \sigma_{s3})}{f_c} + \frac{\eta \cdot \sigma_{s2}}{f_b} \leq 1$	
		(座屈の評価)	—		0.05 (無次元)	
基礎ボルト	SS400	引張り	—	—	$\sigma_{tb}=26$	$f_{ts}=144^*$
		せん断	—	—	$\tau_b=5$	$f_{sb}=111$

注記 * : $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{td}]$

すべて許容応力以下である。

6. ボンベラック

6.1 概要

本計算書は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度の設計方針に基づき、取水ピット水位計空気ボンベラック（以下「ボンベラック」という。）が設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを説明するものである。

ボンベラックは、設計基準対象施設のうち浸水防護施設としてSクラス施設に分類される。以下、浸水防護施設としての構造強度評価を示す。

6.2 一般事項

6.2.1 構造計画

ボンベラックの構造計画を表 6-1 に示す。

表 6-1 構造計画

計画の概要		概略構造図
主体構造	支持構造	
<p>空気ポンベ及びポンベの支持構造物であるボンベラックにより構成する。</p>	<p>空気ポンベは、容器として十分な強度を有する構造とし、固定ボルトによりボンベラックに固定し、ボンベラックを躯体床及び壁に施工された後打金物に溶接し据え付ける。</p>	

6.2.2 評価方針

ボンベラックの応力評価は、添付書類「V-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「6.2.1 構造計画」にて示すボンベラックの部位を踏まえ「6.3. 評価部位」にて設定する箇所において、「6.4.4 固有周期」で算出した固有周期に基づく設計用地震力による応力が許容限界内に収まることを、「6.4 地震応答解析及び構造強度評価」にて示す方法にて確認することで実施する。確認結果を「6.5 評価結果」に示す。

ボンベラックの耐震評価フローを図 6-1 に示す。

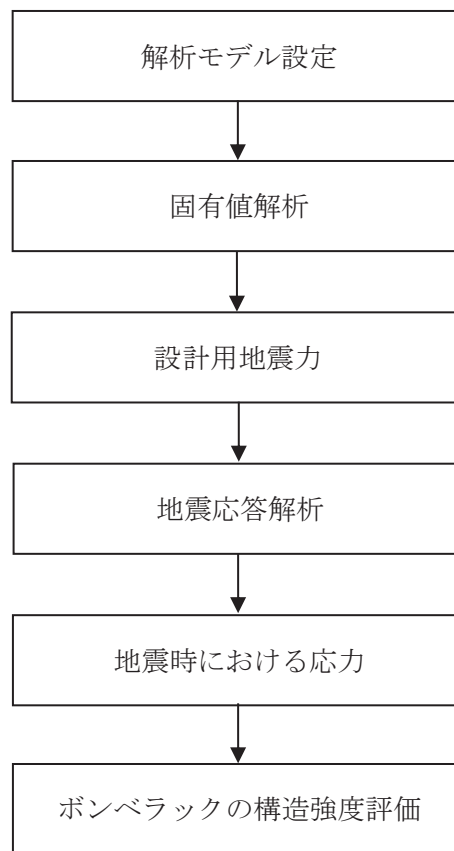


図 6-1 ボンベラックの耐震評価フロー

6.2.3 適用規格・基準等

本評価において適用する規格・基準等を以下に示す。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1－1987）
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編（J E A G 4 6 0 1・補－1984）
- (3) 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）
- (4) J S M E S N C 1－2005/2007 発電用原子力設備規格 設計・建設規格
（以下「設計・建設規格」という。）
- (5) 日本産業規格
- (6) 日本建築学会 2005 年 鋼構造設計規準 -許容応力度設計法-

6.2.4 記号の説明

記号	記号の説明	単位
σ_t	フレームに生じる引張応力	MPa
σ_b	フレームに生じる曲げ応力	MPa
τ_s	フレームに生じるせん断応力	MPa
σ_a	フレームに生じる組合せ応力	MPa
σ_{tb}	基礎ボルトに生じる引張応力	MPa
τ_{bs}	基礎ボルトに生じるせん断応力	MPa
A_b	基礎ボルトの軸断面積	mm ²
F_b	基礎ボルトに作用する引張力(1本あたり)	N
Q_b	基礎ボルトに作用するせん断力	N
n	ボルトの本数	—
τ_w	溶接部に生じるせん断応力	MPa
Z_{pw}	溶接部のねじり断面係数	mm ³
A_w	溶接部の断面積	mm ²
F_w	溶接部に作用するせん断力	N
M_1	フレームに生じる軸方向廻りのねじりモーメント	N・mm

6.2.5 計算精度と数値の丸め方

計算精度は、有効数字 6 桁以上を確保する。

表示する数値の丸め方は、表 6-2 に示すとおりとする。

表 6-2 表示する数値の丸め方

数値の種類	単位	処理桁	処理方法	表示桁
固有周期	s	小数点以下第 4 位	四捨五入	小数点以下第 3 位
震度	—	小数点以下第 3 位	切上げ	小数点以下第 2 位
温度	°C	—	—	整数位
質量	kg	—	—	整数位
長さ	mm	小数点以下第 3 位	四捨五入	小数点以下第 2 位
面積	mm ²	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁 ^{*1}
力	N	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁 ^{*1}
算出応力	MPa	小数点以下第 1 位	切上げ	整数位
許容応力 ^{*2}	MPa	小数点以下第 1 位	切捨て	整数位

注記*1：絶対値が 1000 以上のときは、べき数表示とする。

*2：設計・建設規格 付録材料図表に記載された温度の間における引張強さ及び降伏点は比例法により補間した値の小数点以下第 1 位を切り捨て、整数位までの値とする。

6.3 評価部位

ボンベラックの耐震評価は、「6.4.1 地震応答解析及び構造強度評価方法」に示す条件に基づき、フレーム、溶接部、基礎ボルトについて実施する。

ボンベラックの耐震評価部位については、表 6-1 の概略構造図に示す。

6.4 地震応答解析及び構造強度評価

6.4.1 地震応答解析及び構造強度評価方法

- (1) ボンベラックを構成する各部材をはり要素としてモデル化した多質点モデルによる地震応答解析を実施する。
- (2) ボンベラックに収納・固定されるボンベ及び配管・弁等の機器重量は、各々組込む位置に相当する各質点に付加する。
- (3) 耐震計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

6.4.2 荷重の組合せ及び許容応力

6.4.2.1 荷重の組合せ及び許容応力状態

ボンベラックの荷重の組合せ及び許容応力状態のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表 6-3 に示す。

6.4.2.2 許容応力

ボンベラックの許容応力は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき表 6-4 に示す。

6.4.2.3 使用材料の許容応力評価条件

ボンベラックの使用材料の許容応力評価条件のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表 6-5 に示す。

表6-3 荷重の組合せ及び許容応力状態（設計基準対象施設）

施設区分		機器名称	耐震重要度分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
その他の発電用原子炉の附属施設	浸水防護施設	取水ピット水位計空気ボンベラック	S	—*	$D + P_D + M_D + S_S$	Ⅲ _A S

注記*：その他の支持構造物の荷重の組合せ及び許容応力状態を適用する。

表6-4 許容応力（その他の支持構造物）

許容応力状態	許容限界*1, *2 (フレーム)	許容限界*1, *2 (溶接部)	許容限界*1, *2 (基礎ボルト)	
	一次応力	一次応力	一次応力	
	組合せ	せん断	引張り	せん断
Ⅲ _A S	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_s$	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_s$

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

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

表6-5 使用材料の許容応力評価条件（設計基準対象施設）

評価部位	材料	温度条件 (°C)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	S_y (R T) (MPa)
フレーム	SS400 ($t \leq 16$)	40 (周囲環境温度)	245	400	—
溶接部	STKR400	40 (周囲環境温度)	245	400	—
基礎ボルト	SS400 (径 ≤ 16)	40 (周囲環境温度)	245	400	—

6.4.3 解析モデル及び諸元

ボンベラックの解析モデルを図 6-2～図 6-5 に、解析モデルの諸元を表 6-6 に、解析モデルの概要を以下に示す。また、機器の諸元を本計算書の【ボンベラックの耐震性についての計算結果】の機器要目に示す。

- (1) ボンベラックは構成する各部材をはり要素でモデル化する。
- (2) 拘束条件として、建屋躯体との取合い点を完全拘束として設定する。
- (3) ボンベラックの評価に用いる解析コードは、「NX NASTRAN」とする。なお、評価に用いる解析コード「NX NASTRAN」の検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5-25 計算機プログラム（解析コード）の概要・NX NASTRAN」に示す。

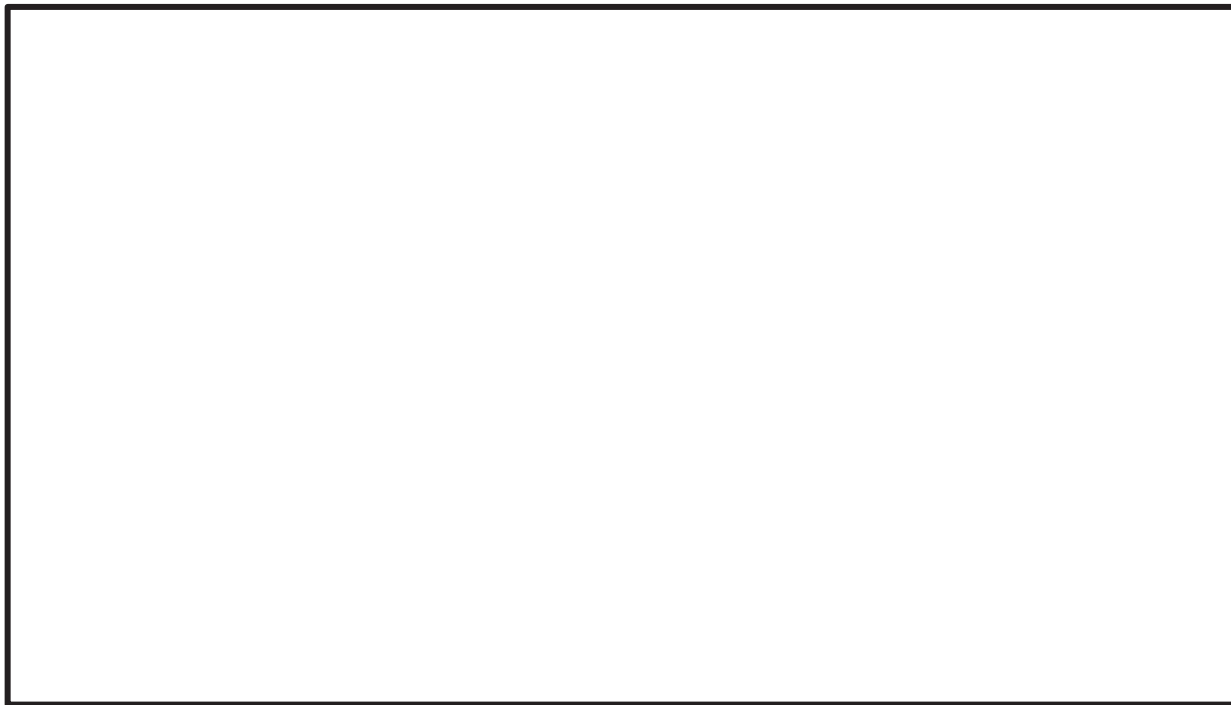


図 6-2 解析モデル(ボンベラック (A) (要素番号記載))

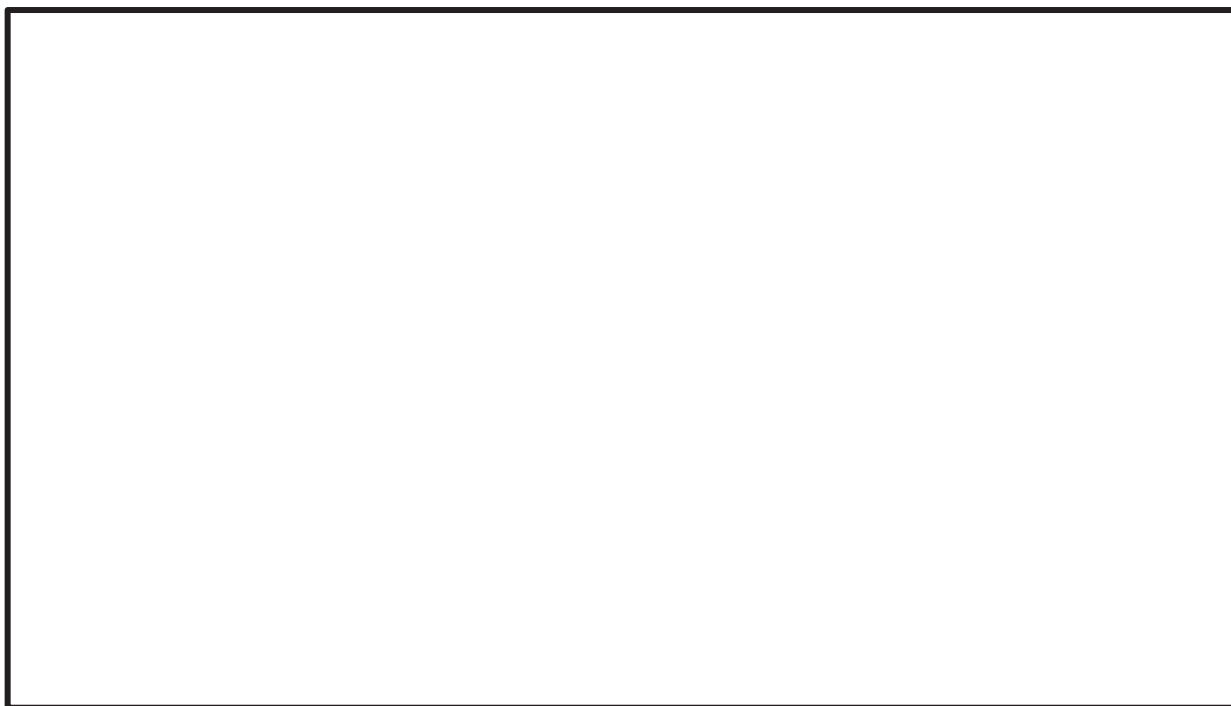


図 6-3 解析モデル(ボンベラック (A) (節点番号記載))

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

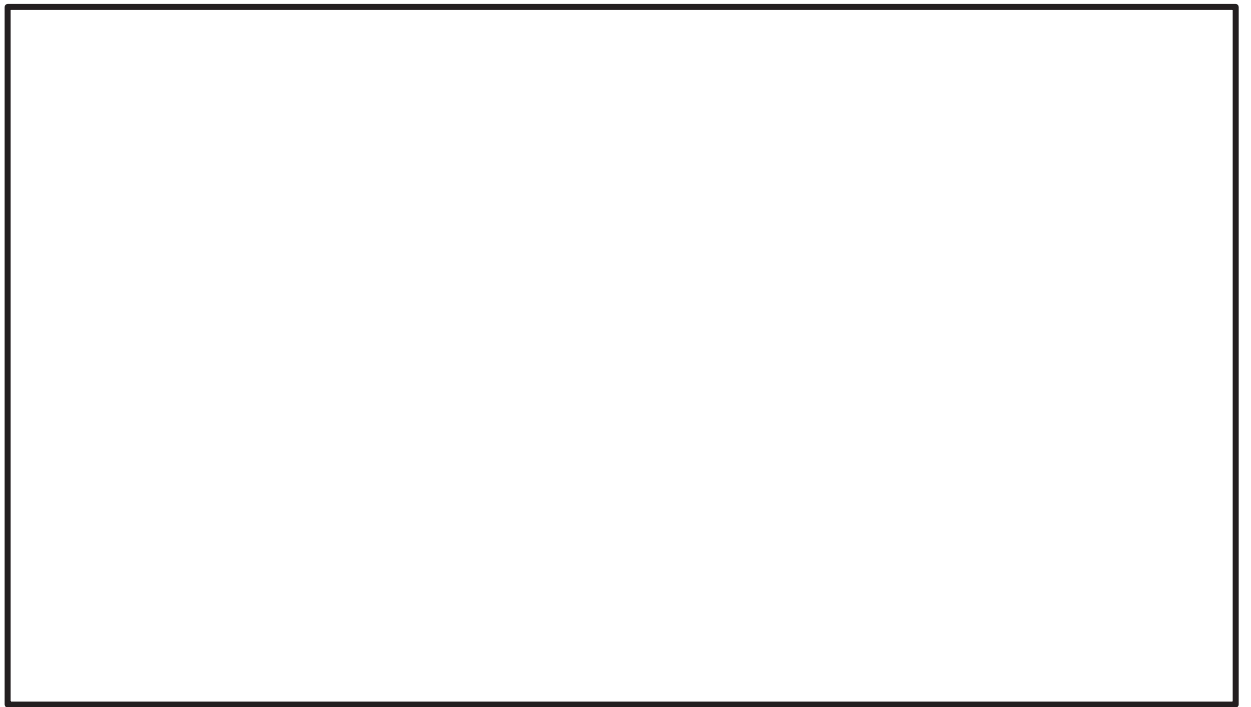


図 6-4 解析モデル(ボンベラック (B) (要素番号記載))



図 6-5 解析モデル(ボンベラック (B) (節点番号記載))

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 6-6 解析モデルの諸元(1/2)

項目	記号	単位	入力値
材質	—	—	SS400/STKR400
温度条件(雰囲気温度)	T	°C	40
縦弾性係数	E	MPa	2.02×10^5
ポアソン比	ν	—	0.3
質量(ボンベ)	W	kg	
質量(フレーム)	m	kg	
ボンベ数	—	本/基	2
寸法	—	—	概略構造図
要素数	—	個	
節点数	—	個	

表 6-6 解析モデルの諸元(2/2)

部材	番号	要素 番号	材料	諸元 (数値) (mm)	縦弾性係数 (MPa)	断面積 (mm ²)	断面二次モーメント		密度 (kg/mm ³)
							I ₁ (mm ⁴)	I ₂ (mm ⁴)	
フレーム	1		STKR400		2.02×10 ⁵				7.85×10 ⁻⁶
	2		SS400		2.02×10 ⁵				7.85×10 ⁻⁶
	3		SS400		2.02×10 ⁵				7.85×10 ⁻⁶

6.4.4 固有周期

固有値解析の結果を表 6-7 に、固有振動モード図を図 6-6～図 6-9 に示す。固有周期は、0.05 秒以下であり、剛であることを確認した。

表 6-7 固有周期

設備名称	モード	卓越方向	固有周期 (s)
ボンベラック (A)			
ボンベラック (B)			

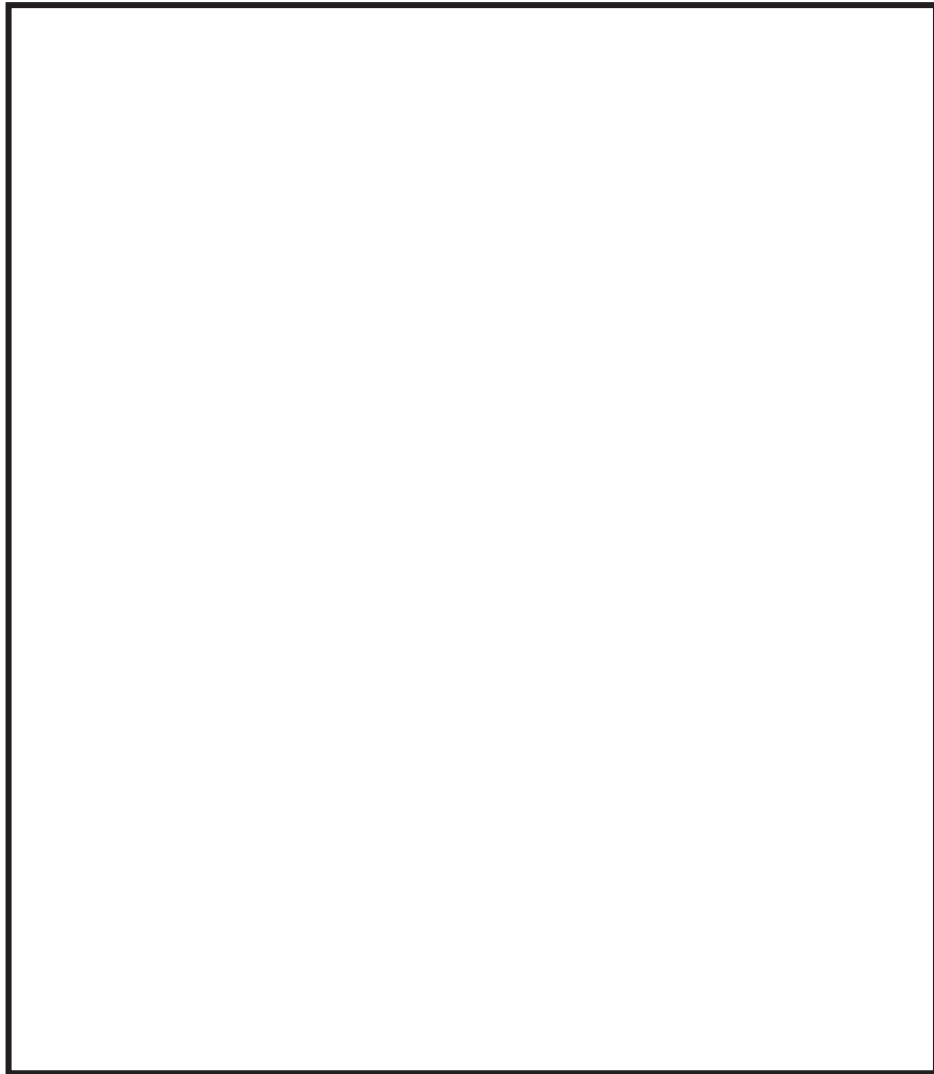


図 6-6 ボンベラック (A) 固有振動モード図 (1 次：水平方向)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

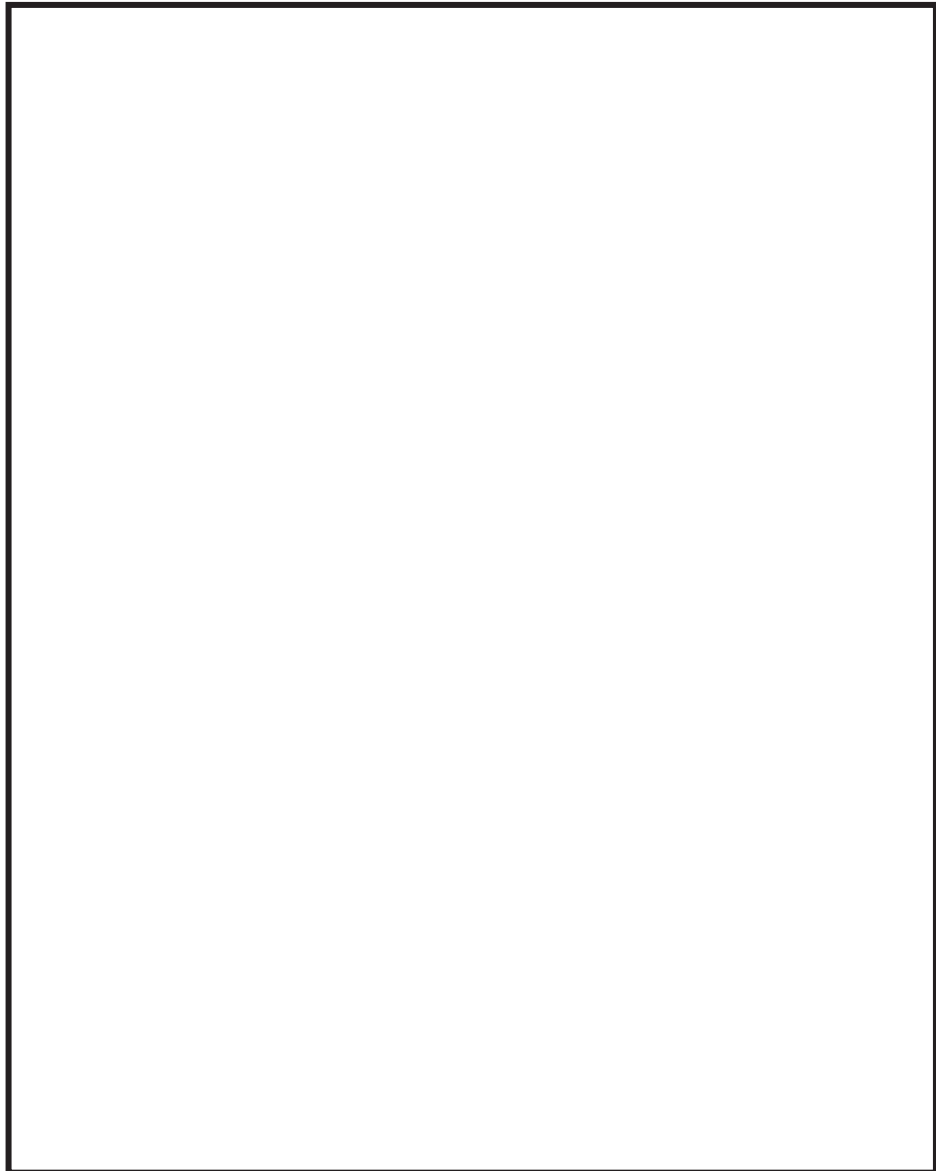


図 6-7 ボンベラック (A) 固有振動モード図 (4 次 : 鉛直方向)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

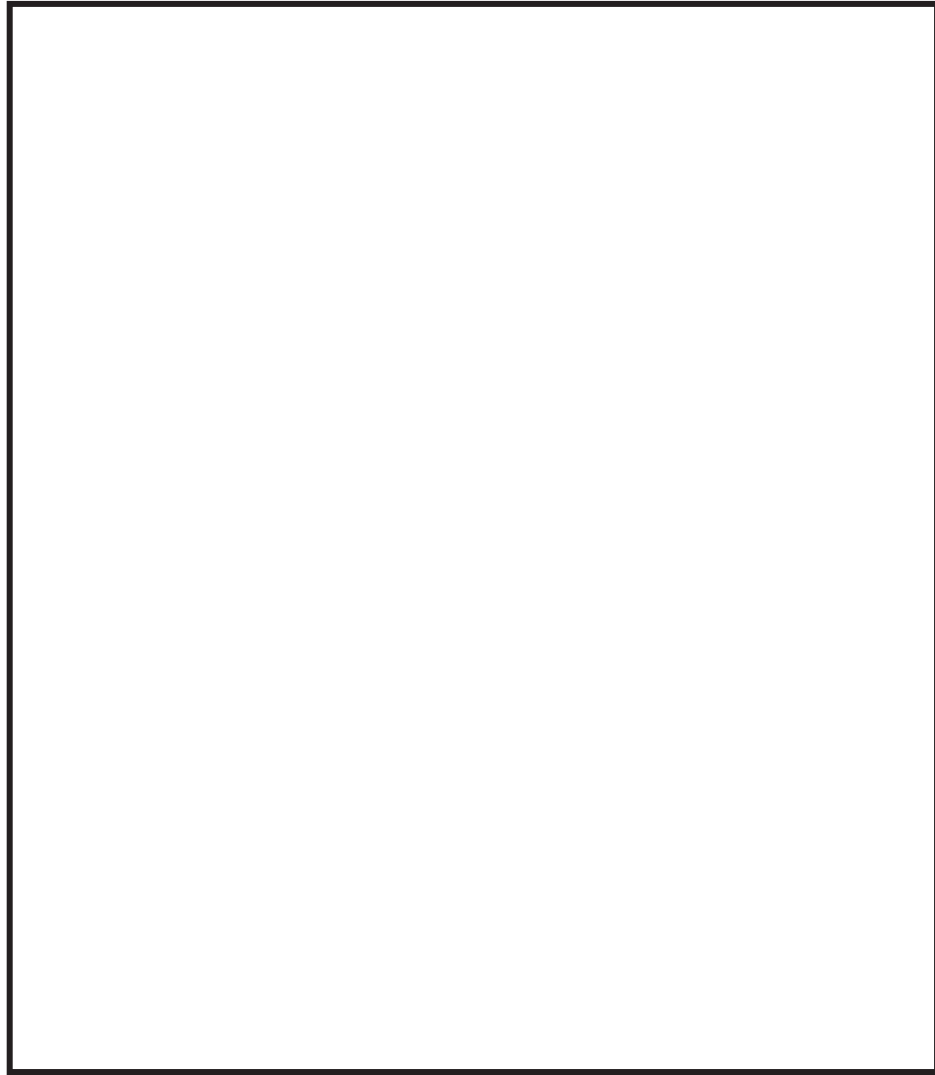


図 6-8 ボンベラック (B) 固有振動モード図 (1 次 : 水平方向)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

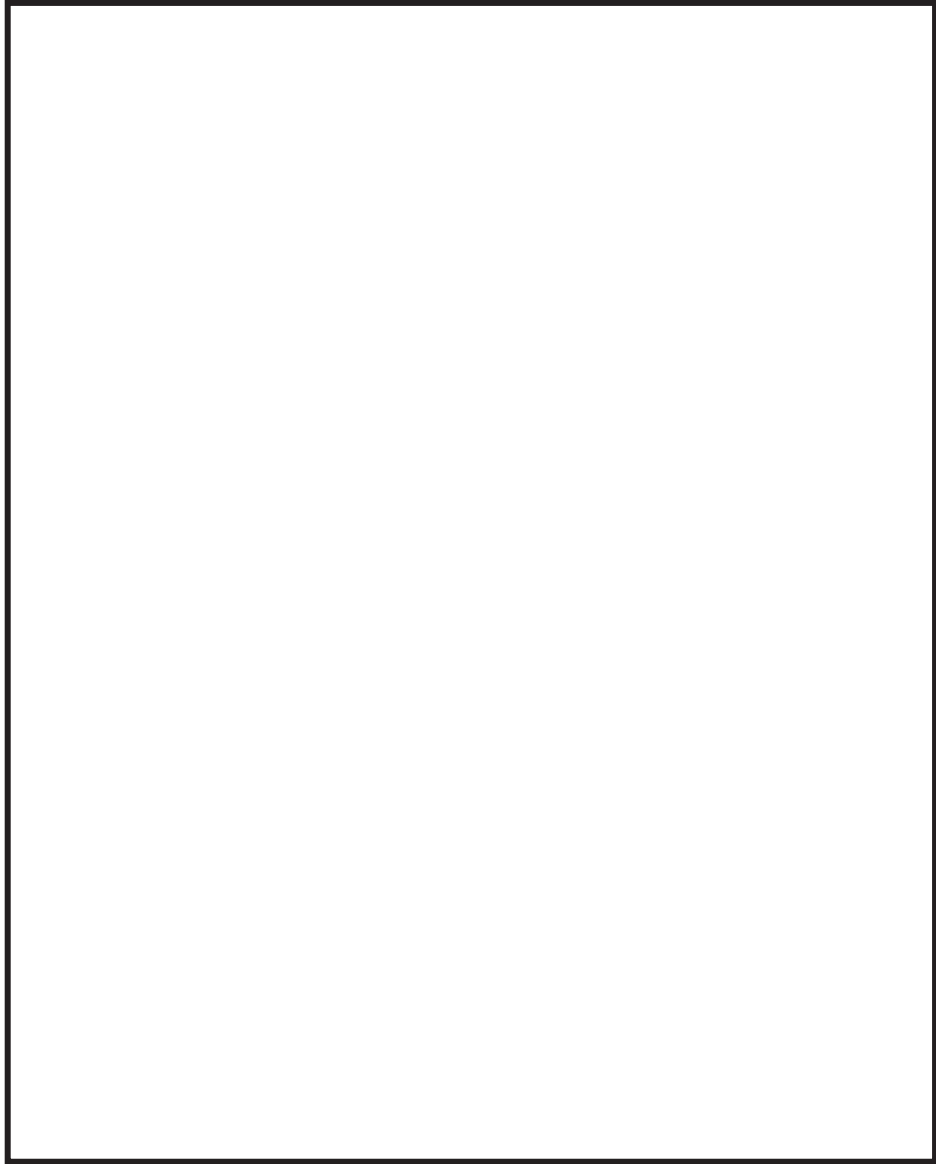


図 6-9 ボンベラック (B) 固有振動モード図 (4 次 : 鉛直方向)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

6.4.5 設計用地震力

評価に用いる設計用地震力を表 6-8 に示す。

基準地震動 S_s による地震力は、添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に基づき設定する。

表 6-8 設計用地震力（設計基準対象施設）

据付場所 及び 床面高さ (m)	設備名称	固有周期 (s)		基準地震動	
		水平方向	鉛直方向	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度
海水ポンプ室 O.P. 7.25* (O.P. 2.00)	ボンベラック (A)			$C_H=2.76$	$C_V=2.26$
	ボンベラック (B)				

注記 * : 基準床レベルを示す。

6.4.6 計算方法

(1) フレーム

フレームの組合せ応力を以下のとおり計算する。フレームの計算モデル例を図 6-10 に示す。

$$\sigma_a = \sqrt{(\sigma_t + \sigma_b)^2 + 3 \cdot \tau_s^2} \dots \dots \dots (6.4.6.1)$$

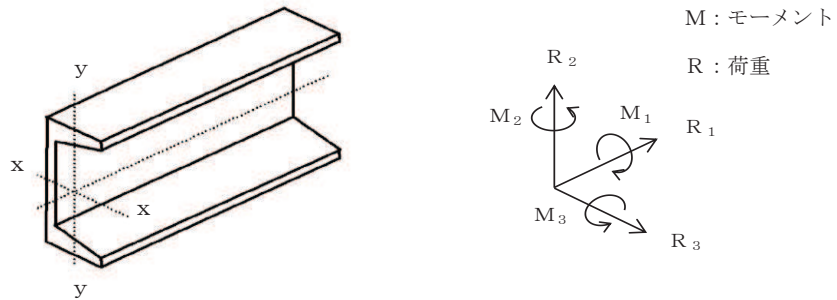


図 6-10 フレームの計算モデル例

(2) 溶接部

溶接部のせん断応力を以下のとおり計算する。溶接部の計算モデル例を図 6-11 に示す。

$$\tau_w = \frac{F_w}{A_w} + \frac{M_1}{Z_{pw}} \dots \dots \dots (6.4.6.2)$$

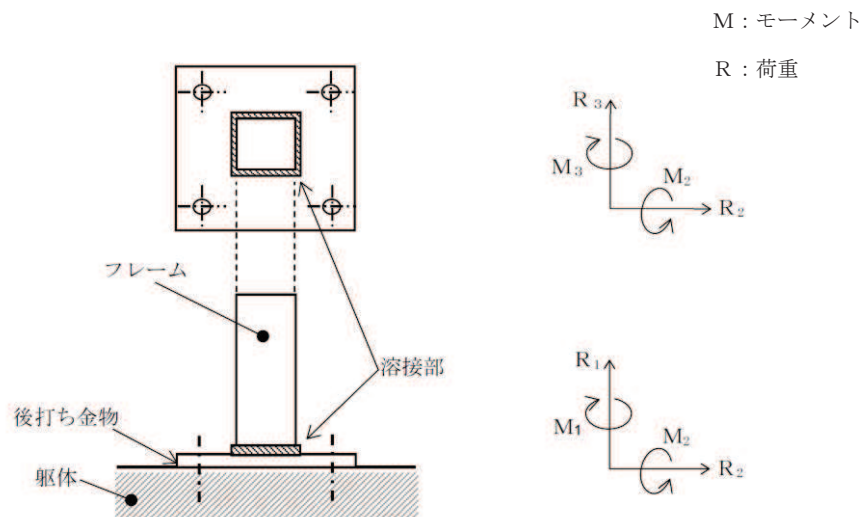


図 6-11 溶接部の計算モデル例

(3) 基礎ボルト

基礎ボルトの応力を以下のとおり計算する。基礎ボルトの計算モデル例を図 6-12 に示す。

- ・引張応力

$$\sigma_{bt} = \frac{F_b}{A_b} \dots \dots \dots (6.4.6.3)$$

- ・せん断応力

$$\tau_{bs} = \frac{Q_b}{n A_b} \dots \dots \dots (6.4.6.4)$$

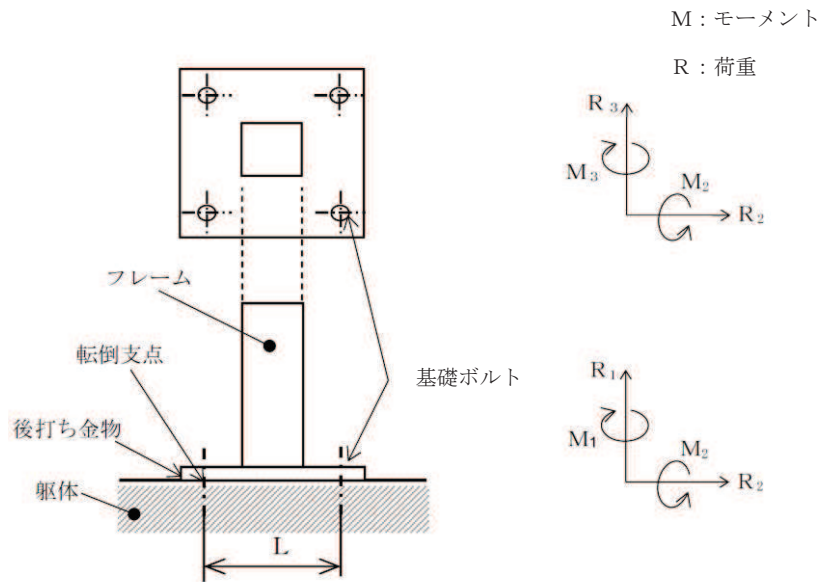


図 6-12 基礎ボルトの計算モデル例

6.4.7 計算条件

応力解析に用いる自重（ボンベラック）及び荷重（地震荷重）は、本計算書の【ボンベラックの耐震性についての計算結果】の設計条件及び機器要目に示す。

6.4.8 応力の評価

6.4.8.1 ボンベラックの応力評価

6.4.6(1)項で求めたボンベラックの組合せ応力が許容引張応力 f_t 以下であること。ただし、 f_t は下表による。

	基準地震動 S_s による荷重との組合せの場合
許容引張応力 f_t	$\frac{F}{1.5} \cdot 1.5$

6.4.8.2 溶接部の応力評価

6.4.6(2)項で求めた溶接部のせん断応力が許容せん断応力 f_s 以下であること。ただし、 f_s は下表による。

	基準地震動 S_s による荷重との組合せの場合
許容せん断応力 f_s	$\frac{F}{1.5 \cdot \sqrt{3}} \cdot 1.5$

6.4.8.3 基礎ボルトの応力評価

6.4.6(3)項で求めた基礎ボルトの引張応力及びせん断応力が許容引張応力 f_{t0} 及び許容せん断応力 f_{sb} 以下であること。ただし、 f_{t0} 及び f_{sb} は下表による。

	基準地震動 S_s による荷重との組合せの場合
許容引張応力 f_{t0}	$\frac{F}{2} \cdot 1.5$
許容せん断応力 f_{sb}	$\frac{F}{1.5 \cdot \sqrt{3}} \cdot 1.5$

6.5 評価結果

6.5.1 設計基準対象施設としての評価結果

ボンベラックの設計基準対象施設としての耐震評価結果を以下に示す。発生値は許容限界を満足しており，設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを確認した。

(1) 構造強度評価結果

構造強度評価の結果を次頁以降の表に示す。

【ボンベラックの耐震性についての計算結果】

1. 設計基準対象施設

1.1 設計条件

機器名称	耐震重要度 分類	設置場所及び床面高 さ(m)	固有周期(s)		基準地震動 S _s		周囲環境温度 (°C)
			水平方向	鉛直方向	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度	
ボンベラック (A)	S	海水ポンプ室 0.P. 7.25* (0.P. 2.00)			C _H =2.76	C _V =2.26	40
ボンベラック (B)							

注記* : 基準床レベルを示す。

1.2 機器要目

機器名称	フレーム質量(kg)	縦弾性係数(MPa)	ポアソン比	ボルト本数
ボンベラック (A)	225	2.02×10 ⁵	0.3	4
ボンベラック (B)	240			

評価対象部位	材料	S _y (MPa)	S _u (MPa)	F (MPa)
フレーム	SS400 (t ≤ 16)	245	400	245
溶接部	STKR400	245	400	110
基礎ボルト	SS400 (径 ≤ 16)	245	400	245

1.3 計算数値

1.3.1 溶接部に作用するせん断力

機器名称	部材	F_w (N)
ボンベラック (A)	溶接部	4.159×10^3
ボンベラック (B)		2.875×10^3

1.3.2 基礎ボルトに作用する力

機器名称	部材	F_b (N)	Q_b (N)	A_b (mm ²)
ボンベラック (A)	基礎ボルト	4.581×10^3	4.255×10^3	201.1
ボンベラック (B)		5.928×10^3	3.371×10^3	

1.4 結論

1.4.1 固有周期

(単位：s)

機器名称	モード	固有周期	卓越方向
ボンベラック (A)	1次		水平
ボンベラック (B)	1次		水平

1.4.2 応力及び許容荷重

(単位：MPa)

設備名称	評価部位	材料	応力	算出応力	許容応力
ボンベラック (A)	フレーム	SS400	組合せ	$\sigma_a=37$	$f_t=245$
	溶接部	STKR400	せん断	$\tau_w=3$	$f_s=63$
	基礎ボルト	SS400	引張り	$\sigma_{tb}=23$	$f_{ts}=147^*$
			せん断	$\tau_{bs}=6$	$f_{sb}=113$
ボンベラック (B)	フレーム	SS400	組合せ	$\sigma_a=37$	$f_t=245$
	溶接部	STKR400	せん断	$\tau_w=3$	$f_s=63$
	基礎ボルト	SS400	引張り	$\sigma_{tb}=30$	$f_{ts}=147^*$
			せん断	$\tau_{bs}=5$	$f_{sb}=113$

注記 * : $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_{bs}, f_{to}]$ より算出

すべて許容応力以下である。

7. 管

7.1 概要

本計算書は、添付書類「VI-2-1-13-6 管の耐震性についての計算書作成の基本方針」（以下「基本方針」という。）に基づき、管、支持構造物及び弁が設計用地震力に対して十分な構造強度及び動的機能を有していることを説明するものである。

評価結果の記載方法は、以下に示すとおりである。

(1) 管

工事計画記載範囲の管のうち、各応力区分における最大応力評価点の評価結果を解析モデル単位に記載する。また、全2モデルのうち、各応力区分における最大応力評価点の許容値／発生値（以下「裕度」という。）が最小となる解析モデルを代表として鳥瞰図、計算条件及び評価結果を記載する。各応力区分における代表モデルの選定結果及び全モデルの評価結果を7.4.2.4に記載する。

(2) 支持構造物

工事計画記載範囲の支持点のうち、種類及び型式単位に反力が最大となる支持点の評価結果を代表として記載する。






(3) 弁

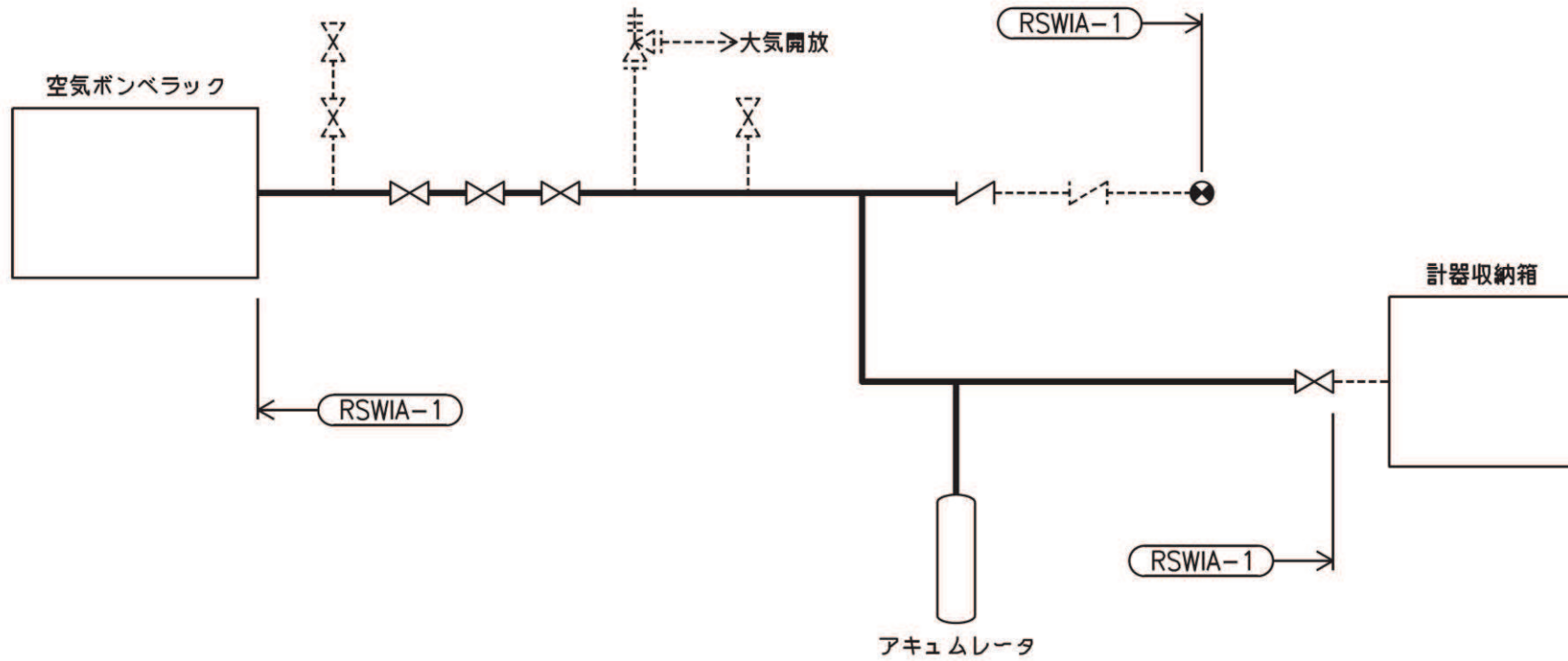
機能確認済加速度の機能維持評価用加速度に対する裕度が最小となる動的機能維持要求弁を代表として、評価結果を記載する。

7.2 概略系統図及び鳥瞰図

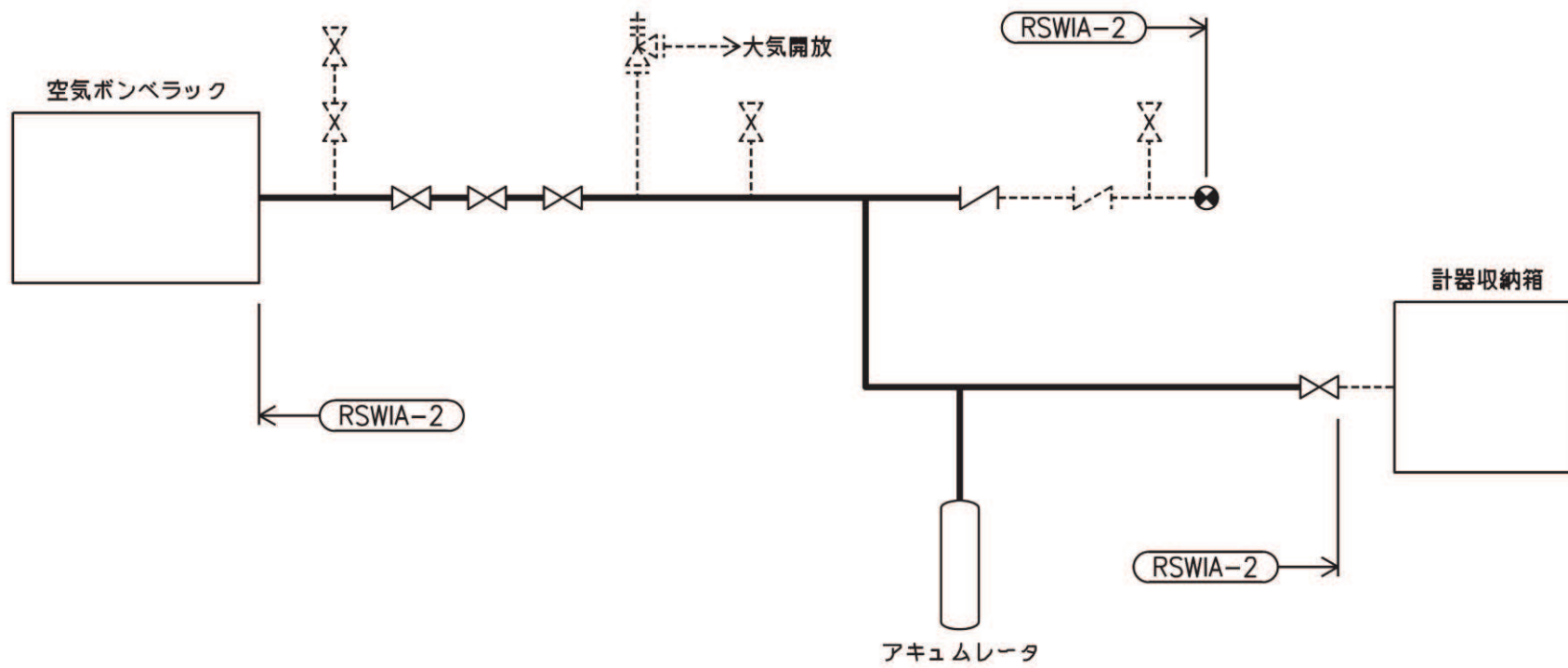
7.2.1 概略系統図

概略系統図記号凡例

記号	内容
 (太線)	工事計画記載範囲の管のうち、本計算書記載範囲の管
 (細線)	工事計画記載範囲の管のうち、本系統の管であって他計算書記載範囲の管
 (破線)	工事計画記載範囲外の管又は工事計画記載範囲の管のうち、他系統の管であって系統の概略を示すために表記する管
	鳥瞰図番号
	アンカ


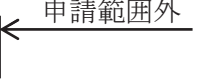
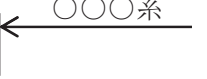


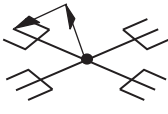
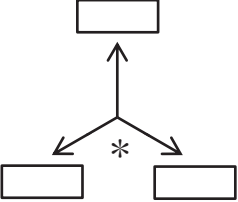


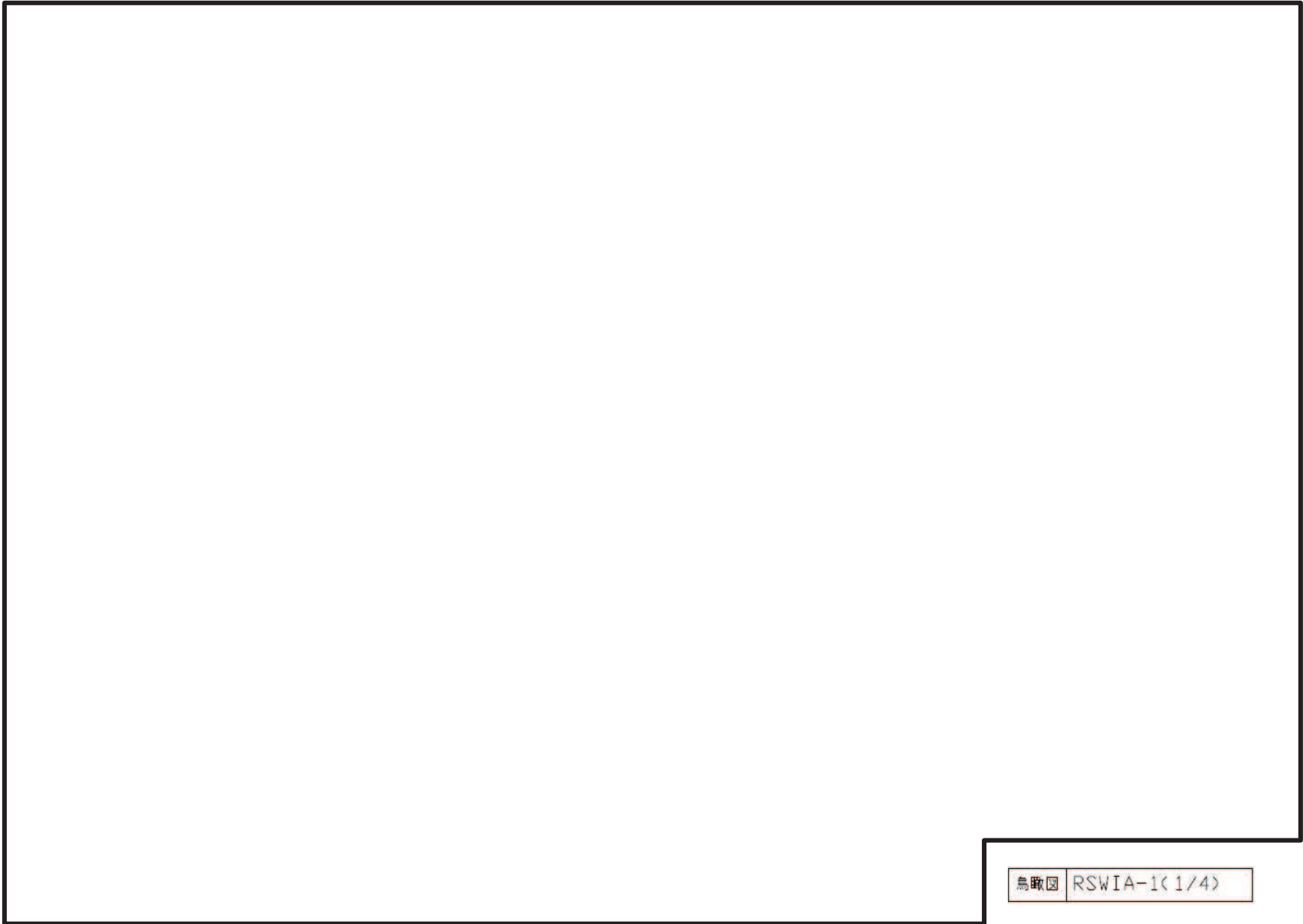
原子炉補機冷却海水系(取水位計測廻り)概略系統図(その1)



7.2.2 鳥瞰図

鳥瞰図記号凡例

記号	内容
	<p>工事計画記載範囲の管のうち、本計算書記載範囲の管</p>
	<p>工事計画記載範囲外の管</p>
	<p>工事計画記載範囲の管のうち、他系統の管であって解析モデルとして本系統に記載する管</p>
	<p>質点</p>
	<p>アンカ</p>
	<p>レストレイント (矢印は斜め拘束の場合の全体座標系における拘束方向成分を示す。)</p>
	<p>拘束点の地震による相対変位量(mm) (*は評価点番号, 矢印は拘束方向を示す。また, 内に 変位量を記載する。)</p>



鳥瞰図 RSWIA-1<1/4>

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



鳥瞰図 RSWIA-1(2/4)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



鳥瞰図 RSWIA-1<3/4>

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



急取図 RSWIA-1(4/4)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



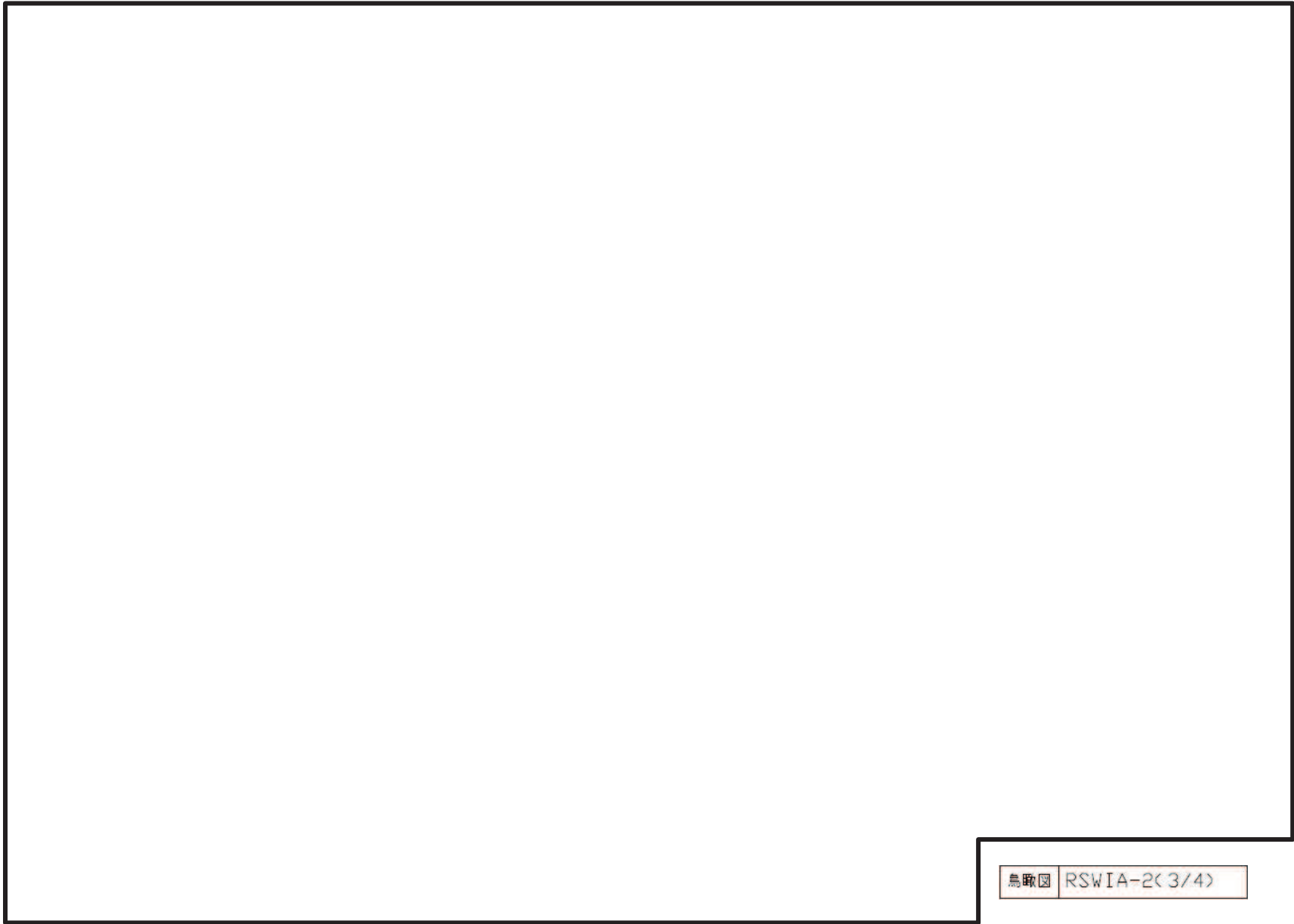
鳥瞰図 RSWIA-2<1/4>

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



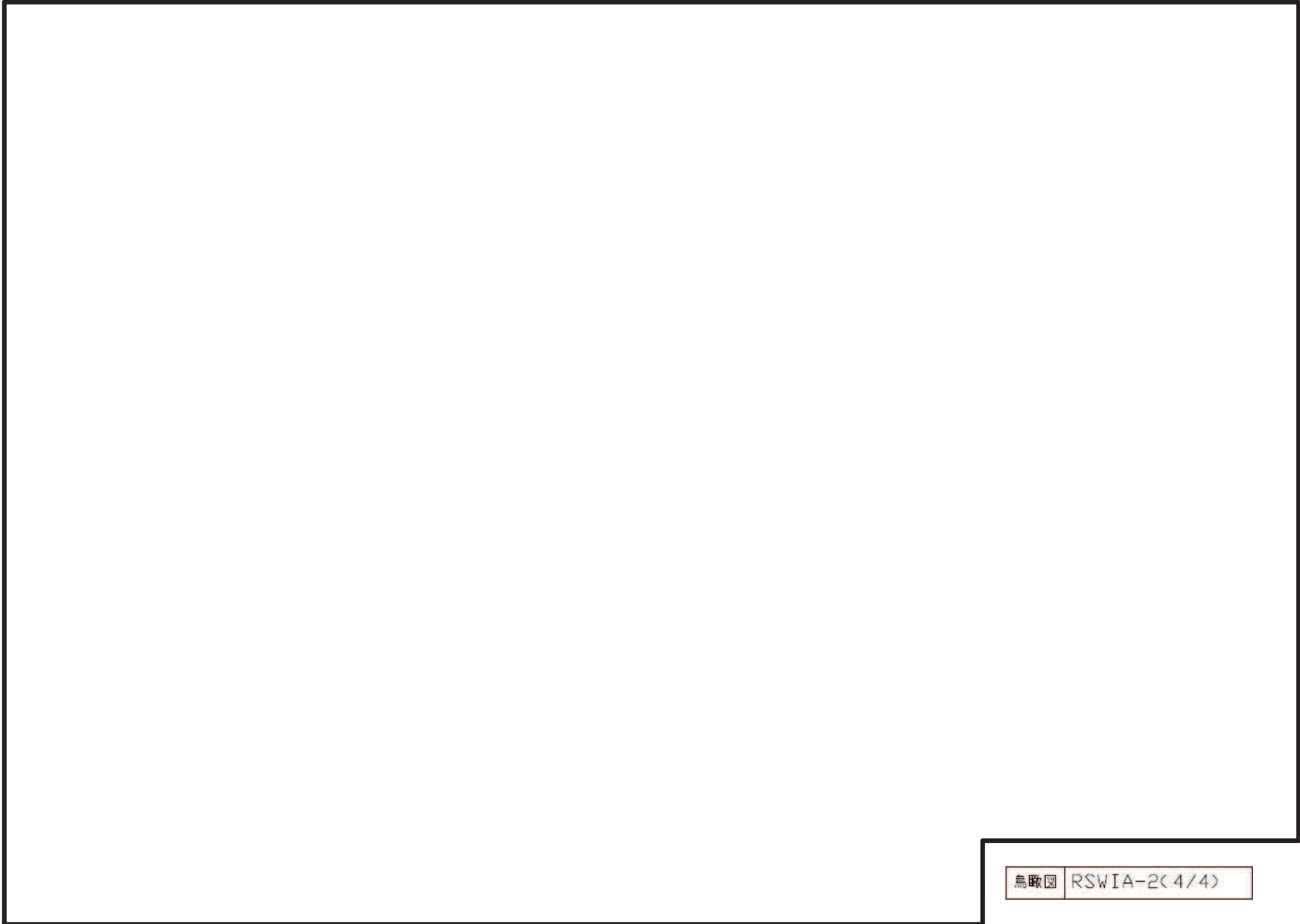
鳥取図 RSWIA-2(2/4)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



鳥瞰図 RSWIA-2(3/4)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



鳥瞰図 RSWIA-2(4/4)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

7.3 計算条件

7.3.1 計算方法

管の構造強度評価は、「基本方針」に記載の評価方法に基づき行う。解析コードは、「SOLVER」を使用し、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。

7.3.2 荷重の組合せ及び許容応力状態

本計算書において考慮する荷重の組合せ及び許容応力状態を下表に示す。

施設名称	設備名称	系統名称	施設 分類*1	設備分類	機器等 の区分	耐震重要度 分類	荷重の組合せ*2, *3	許容応力 状態
浸水防護施設	取水ピット水位計	原子炉補機冷却海水系	DB	—	クラス3管	S	I _L +S _s	Ⅲ _A S
							Ⅱ _L +S _s	

注記*1：DBは設計基準対象施設，SAは重大事故等対処設備を示す。

*2：運転状態の添字Lは荷重を示す。

*3：許容応力状態ごとに最も厳しい条件又は包絡条件を用いて評価を実施する。

7.3.3 設計条件

鳥瞰図番号ごとに設計条件に対応した管名称で区分し，管名称と対応する評価点番号を示す。

鳥 瞰 図 R S W I A - 1

管名称	最高使用圧力 (MPa)	最高使用温度 (°C)	外径 (mm)	厚さ (mm)	材料	耐震 重要度分類	縦弾性係数 (MPa)
1	20.00	66	34.0	6.4	SUS304TP	S	191720
2	0.86	66	34.0	3.4	SUS304TP	S	191720

管名称と対応する評価点
 評価点の位置は鳥瞰図に示す。

鳥 瞰 図 R S W I A - 1

管名称	対応する評価点												
1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
	14	16	17	18	20	21	22						
2	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36
	37	38	39	47	48	49	50	51	52	53	54	57	58
	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68			

配管の質量（付加質量含む）
 評価点の質量を下表に示す。

鳥 瞰 図 R S W I A - 1

評価点	質量(kg)	評価点	質量(kg)	評価点	質量(kg)	評価点	質量(kg)	評価点	質量(kg)
1		11		30		48		61	
2		12		31		49		62	
3		13		32		50		63	
4		17		33		51		64	
5		21		34		52		65	
6		25		35		53		66	
7		26		36		57		67	
8		27		37		58		68	
9		28		38		59			
10		29		47		60			

弁部の質量を下表に示す。

弁 1

評価点	質量(kg)
18	
19	
20	
89	
91	

弁 2

弁 3

弁 4

弁 5

評価点	質量(kg)	評価点	質量(kg)	評価点	質量(kg)	評価点	質量(kg)
14		22		39		54	
15		23		40		55	
16		24		41		56	

弁部の寸法を下表に示す。

弁NO.	評価点	外径(mm)	厚さ(mm)	長さ(mm)
弁 1	19			
弁 2	15			
弁 3	23			
弁 4	40			
弁 5	55			

支持点及び貫通部ばね定数
支持点部のばね定数を下表に示す。

鳥 瞰 図 R S W I A - 1

支持点番号	各軸方向ばね定数 (N/mm)			各軸回り回転ばね定数 (N・mm/rad)		
	X	Y	Z	X	Y	Z
6						
11						
13						
17						
21						
30						
38						
50						
59						
61						
63						
65						
90						
92						

○ 2 ⑥ VI-2-10-2-13-2 R 9

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

設計条件

鳥瞰図番号ごとに設計条件に対応した管名称で区分し, 管名称と対応する評価点番号を示す。

鳥 瞰 図 R S W I A - 2

管名称	最高使用圧力 (MPa)	最高使用温度 (°C)	外径 (mm)	厚さ (mm)	材料	耐震 重要度分類	縦弾性係数 (MPa)
1	20.00	66	34.0	6.4	SUS304TP	S	191720
2	0.86	66	34.0	3.4	SUS304TP	S	191720

管名称と対応する評価点
 評価点の位置は鳥瞰図に示す。

鳥 瞰 図 R S W I A - 2

管名称	対応する評価点												
1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
	14	16	17	18	20	21	22						
2	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36
	37	38	39	53	54	55	56	57	58	61	62	63	64
	65	66	67	68									

配管の質量（付加質量含む）
 評価点の質量を下表に示す。

鳥 瞰 図 R S W I A - 2

評価点	質量(kg)	評価点	質量(kg)	評価点	質量(kg)	評価点	質量(kg)	評価点	質量(kg)
1		10		28		37		63	
2		11		29		38		64	
3		12		30		53		65	
4		13		31		54		66	
5		17		32		55		67	
6		21		33		56		68	
7		25		34		57			
8		26		35		61			
9		27		36		62			

弁部の質量を下表に示す。

弁 1

評価点	質量(kg)
18	
19	
20	
82	
84	

弁 2

弁 3

弁 4

弁 5

評価点	質量(kg)	評価点	質量(kg)	評価点	質量(kg)	評価点	質量(kg)
14		22		39		58	
15		23		40		59	
16		24		41		60	

弁部の寸法を下表に示す。

弁NO.	評価点	外径(mm)	厚さ(mm)	長さ(mm)
弁 1	19			
弁 2	15			
弁 3	23			
弁 4	40			
弁 5	59			

支持点及び貫通部ばね定数
支持点部のばね定数を下表に示す。

鳥 瞰 図 R S W I A - 2

支持点番号	各軸方向ばね定数 (N/mm)			各軸回り回転ばね定数 (N・mm/rad)		
	X	Y	Z	X	Y	Z
6						
11						
13						
17						
21						
28						
30						
32						
57						
62						
64						
80						
83						
85						

○ 2 ⑥ VI-2-10-2-13-2 R 9

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

7.3.4 材料及び許容応力

使用する材料の最高使用温度での許容応力を下表に示す。

材 料	最 高 使 用 温 度 (° C)	許 容 応 力 (MPa)		
		S y	S u	S h
SUS304TP	66	188	479	126

7.3.5 設計用地震力

本計算書において考慮する設計用地震力の算出に用いる設計用床応答曲線を下表に示す。

なお、設計用床応答曲線は、添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に基づき策定したものをを用いる。また、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」に記載の減衰定数は評価対象が剛構造であるため適用しない。

鳥瞰図	建物・構築物	標高 (O. P. (m))	減衰定数 (%)
RSWIA-1	海水ポンプ室		

設計用地震力

本計算書において考慮する設計用地震力の算出に用いる設計用床応答曲線を下表に示す。

なお、設計用床応答曲線は、添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に基づき策定したものをを用いる。また、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」に記載の減衰定数は評価対象が剛構造であるため適用しない。

鳥瞰図	建物・構築物	標高 (O. P. (m))	減衰定数 (%)
RSWIA-2	海水ポンプ室		

7.4 解析結果及び評価

7.4.1 固有周期及び設計震度

鳥 瞰 図 R S W I A - 1

適用する地震動等		S d 及び静的震度			S s		
モード	固有周期 (s)	応答水平震度*1		応答鉛直震度*1	応答水平震度*1		応答鉛直震度*1
		X 方向	Z 方向	Y 方向	X 方向	Z 方向	Y 方向
1 次*2							
動的震度*3							
静的震度*4							

注記*1：各モードが固有周期に対し、設計用床応答曲線より得られる震度を示す。

*2：固有周期が 0.050 s 以下であることを示す。

*3：S d 又は S s 地震動に基づく設計用最大床応答加速度より定めた震度を示す。

*4： $3.6C_I$ 及び $1.2C_V$ より定めた震度を示す。

144

解析結果及び評価
固有周期及び設計震度

鳥 瞰 図 R S W I A - 2

適用する地震動等		S d 及び静的震度			S s		
モード	固有周期 (s)	応答水平震度*1		応答鉛直震度*1	応答水平震度*1		応答鉛直震度*1
		X 方向	Z 方向	Y 方向	X 方向	Z 方向	Y 方向
1 次*2							
動的震度*3							
静的震度*4							

注記*1：各モードが固有周期に対し、設計用床応答曲線より得られる震度を示す。

*2：固有周期が 0.050 s 以下であることを示す。

*3：S d 又は S s 地震動に基づく設計用最大床応答加速度より定めた震度を示す。

*4： $3.6C_I$ 及び $1.2C_V$ より定めた震度を示す。

145

7.4.2 評価結果

7.4.2.1 管の応力評価結果

下表に示すとおり最大応力及び疲労累積係数はそれぞれの許容値以下である。

クラス 2 以下の管

鳥瞰図	許容応力 状態	最大応力 評価点	最大応力 区分	一次応力評価 (MPa)		一次+二次応力評価 (MPa)		疲労評価
				計算応力 S p r m (S s)	許容応力 S y *	計算応力 S n (S s)	許容応力 2 S y	疲労累積係数 U S s
R S W I A - 1	Ⅲ _A S	18	S p r m (S s)	127	188	—	—	—
	Ⅲ _A S	20	S n (S s)	—	—	241	376	—

注記 * : オーステナイト系ステンレス鋼 及び 高ニッケル合金については S y と 1.2・S h のうち大きいほうの値とする。

評価結果

管の応力評価結果

下表に示すとおり最大応力及び疲労累積係数はそれぞれの許容値以下である。

クラス 2 以下の管

鳥瞰図	許容応力 状態	最大応力 評価点	最大応力 区分	一次応力評価 (MPa)		一次+二次応力評価 (MPa)		疲労評価
				計算応力 S p r m (S s)	許容応力 S y *	計算応力 S n (S s)	許容応力 2 S y	疲労累積係数 U S s
R S W I A - 2	Ⅲ _A S	9	S p r m (S s)	124	188	—	—	—
	Ⅲ _A S	20	S n (S s)	—	—	241	376	—

注記 * : オーステナイト系ステンレス鋼 及び 高ニッケル合金については S y と 1.2・S h のうち大きいほうの値とする。

7.4.2.2 支持構造物評価結果

下表に示すとおり計算応力及び計算荷重はそれぞれの許容値以下である。

支持構造物評価結果（荷重評価）

支持構造物 番号	種類	型式	材質	温度 (°C)	評価結果	
					計算 荷重 (kN)	許容 荷重 (kN)
—	—	—	—	—	—	—

支持構造物評価結果（応力評価）

支持構造物 番号	種類	型式	材質	温度 (°C)	支持点荷重						評価結果		
					反力 (kN)			モーメント (kN・m)			応力 分類	計算 応力 (MPa)	許容 応力 (MPa)
					F _x	F _y	F _z	M _x	M _y	M _z			
KA-20-518-01	レストレイント	ラグ	SUS304	50	3	6	5	—	—	—	組合せ	74	118

7.4.2.3 弁の動的機能維持評価結果

下表に示すとおり機能維持評価用加速度が機能確認済加速度以下又は計算応力が許容応力以下である。

弁番号	型式	要求機能	機能維持評価用加速度 ($\times 9.8 \text{ m/s}^2$)		機能確認済加速度 ($\times 9.8 \text{ m/s}^2$)		構造強度評価結果 (MPa)	
			水平	鉛直	水平	鉛直	計算応力	許容応力
—	—	—	—	—	—	—	—	—

7.4.2.4 代表モデルの選定結果及び全モデルの評価結果

代表モデルは各モデルの最大応力点の応力と裕度を算出し、応力分類ごとに裕度が最小のモデルを選定して鳥瞰図、計算条件及び評価結果を記載している。下表に、代表モデルの選定結果及び全モデルの評価結果を示す。

クラス 2 以下の管

No.	配管モデル	許容応力状態Ⅲ _A S												
		一次応力					一次+二次応力					疲労評価		
		評価点	計算応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	裕度	代表	評価点	計算応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	裕度	代表	評価点	疲労累積係数	代表
1	RSWIA-1	18	127	188	1.48	○	20	241	376	1.56	—*	—	—	—
2	RSWIA-2	9	124	188	1.51	—	20	241	376	1.56	○*	—	—	—

注記* : RSWIA-1 と RSWIA-2 は裕度が同じであるが、端数処理前の数値を比較し、RSWIA-2 を代表としている。

VI-2-10-3 補機駆動用燃料設備の耐震性についての計算書

目 次

- VI-2-10-3-1 補機駆動用燃料設備の耐震性についての計算結果
- VI-2-10-3-2 補機駆動用燃料設備 管の耐震性についての計算書

VI-2-10-3-1 補機駆動用燃料設備の耐震性についての計算結果

目 次

1. 概要	1
2. 耐震評価条件整理	1

1. 概要

本資料は、補機駆動用燃料設備の耐震計算の手法及び条件の整理について説明するものである。

2. 耐震評価条件整理

補機駆動用燃料設備に対して、設計基準対象施設の耐震重要度分類、重大事故等対処設備の設備分類を整理した。結果を表 2-1 に示す。

補機駆動用燃料設備の耐震計算は表 2-1 に示す計算書に記載することとする。

表 2-1 耐震評価条件整理一覧表

評価対象設備				設計基準対象施設			重大事故等対処設備		
				耐震重要度分類	新規制基準施行前に認可された実績との差異	耐震計算の記載箇所	設備分類*	設計基準対象施設との評価条件の差異	耐震計算の記載箇所
その他発電用原子炉の附属施設	補機駆動用燃料設備	燃料設備	主配管	—	—	—	常設耐震／防止 常設／緩和	—	VI-2-10-3-2

注記* : 「常設耐震／防止」は常設耐震重要重大事故防止設備, 「常設／緩和」は常設重大事故緩和設備を示す。

VI-2-10-3-2 補機駆動用燃料設備 管の耐震性についての計算書

重大事故等対処設備

目次

1. 概要	1
2. 概略系統図	2
3. 計算条件	7
3.1 荷重の組合せ及び許容応力状態	7
4. 解析結果及び評価	8

1. 概要

本計算書は、添付書類「VI-2-1-13-6 管の耐震性についての計算書作成の基本方針」（以下「基本方針」という。）に基づき、補機駆動用燃料設備の管、支持構造物及び弁が設計用地震力に対して十分な構造強度及び動的機能を有していることを説明するものである。

評価結果の記載方法は、以下に示すとおりである。

(1) 管

工事計画記載範囲の管のうち、各応力区分における最大応力評価点の評価結果を解析モデル単位に記載する。

(2) 支持構造物



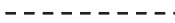
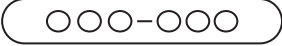

工事計画記載範囲の支持点のうち、種類及び型式単位に反力が最大となる支持点の評価結果を代表として記載する。

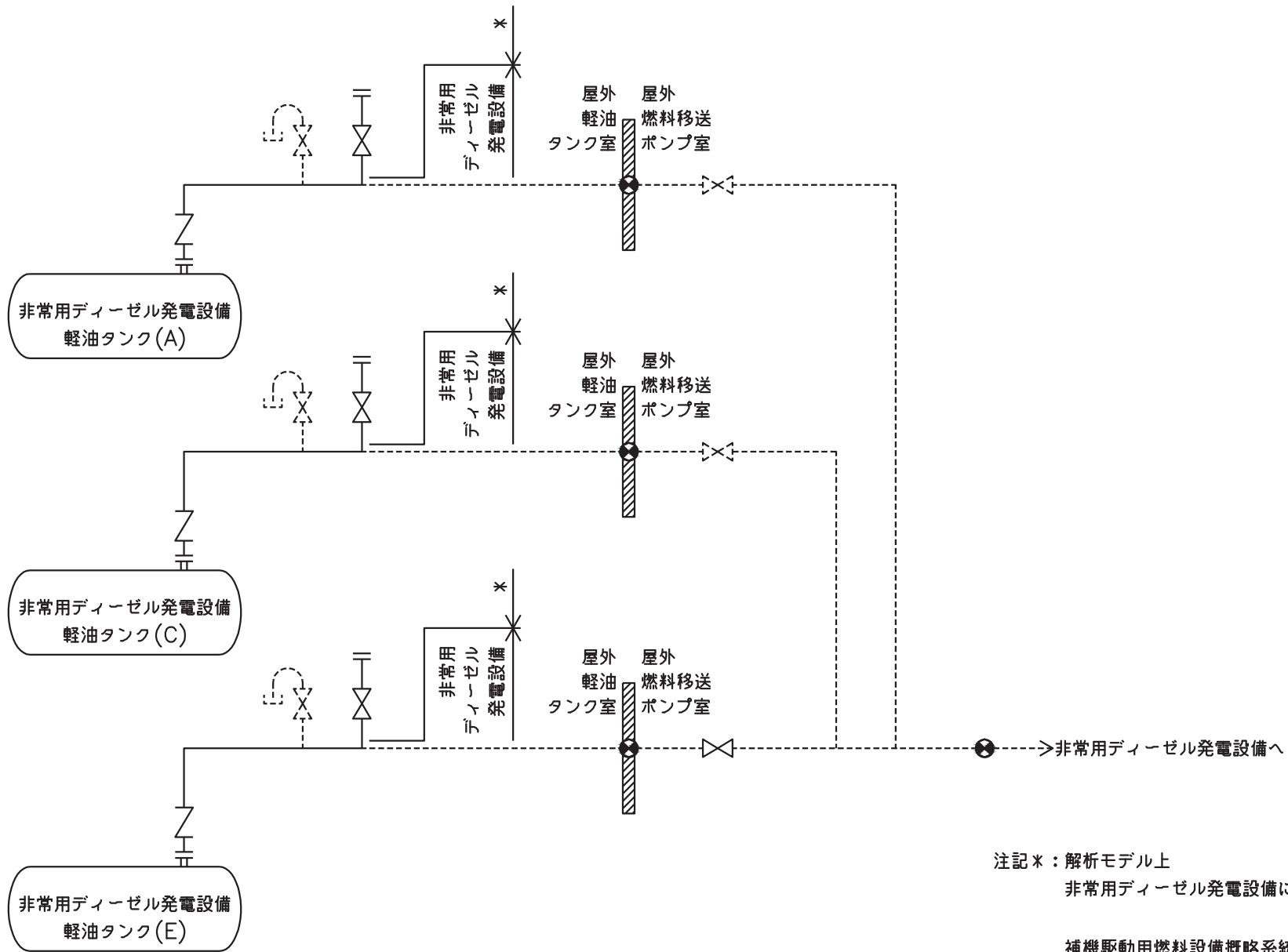
(3) 弁

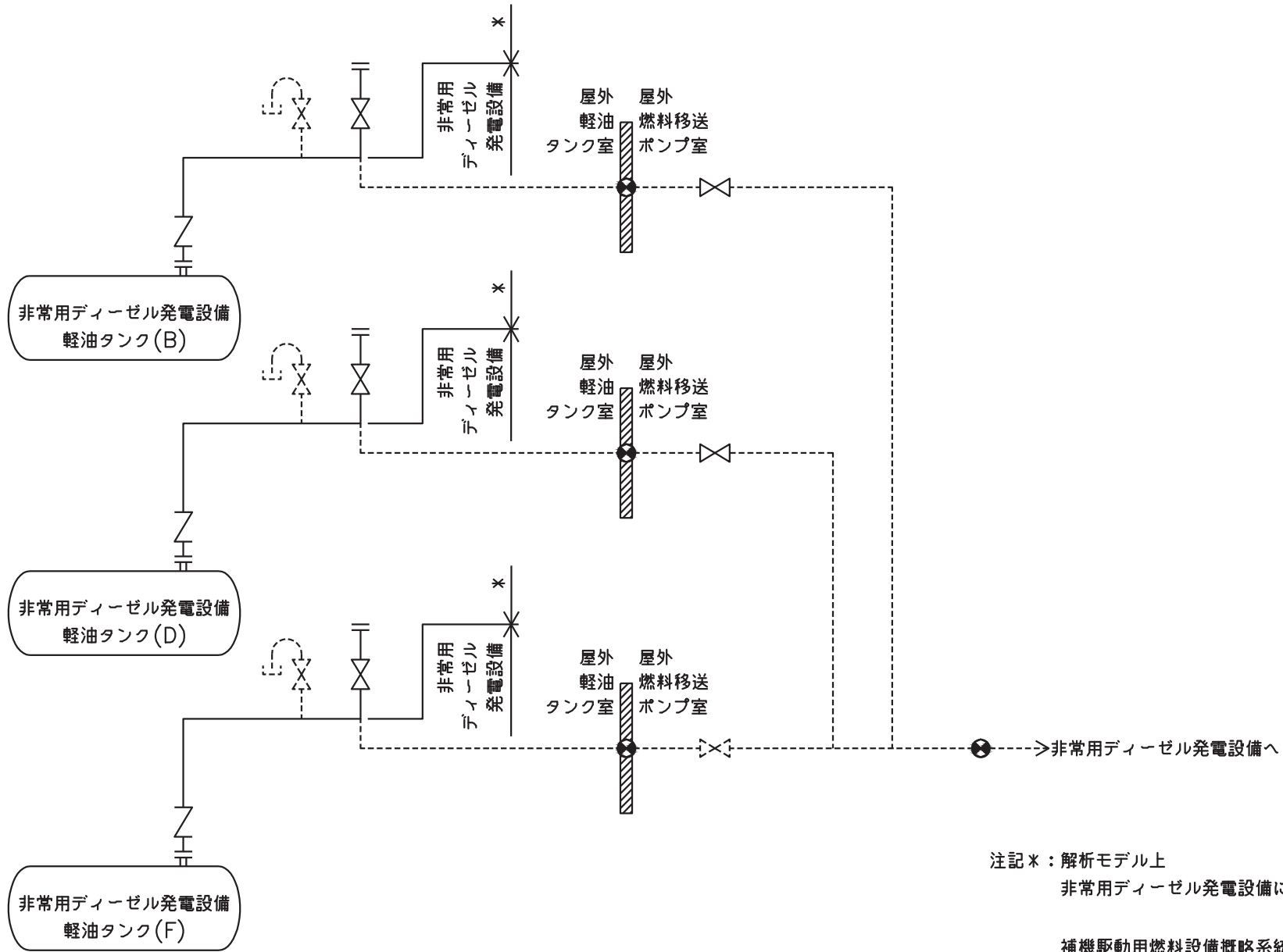
機能確認済加速度の機能維持評価用加速度に対する裕度が最小となる動的機能維持要求弁を代表として、評価結果を記載する。

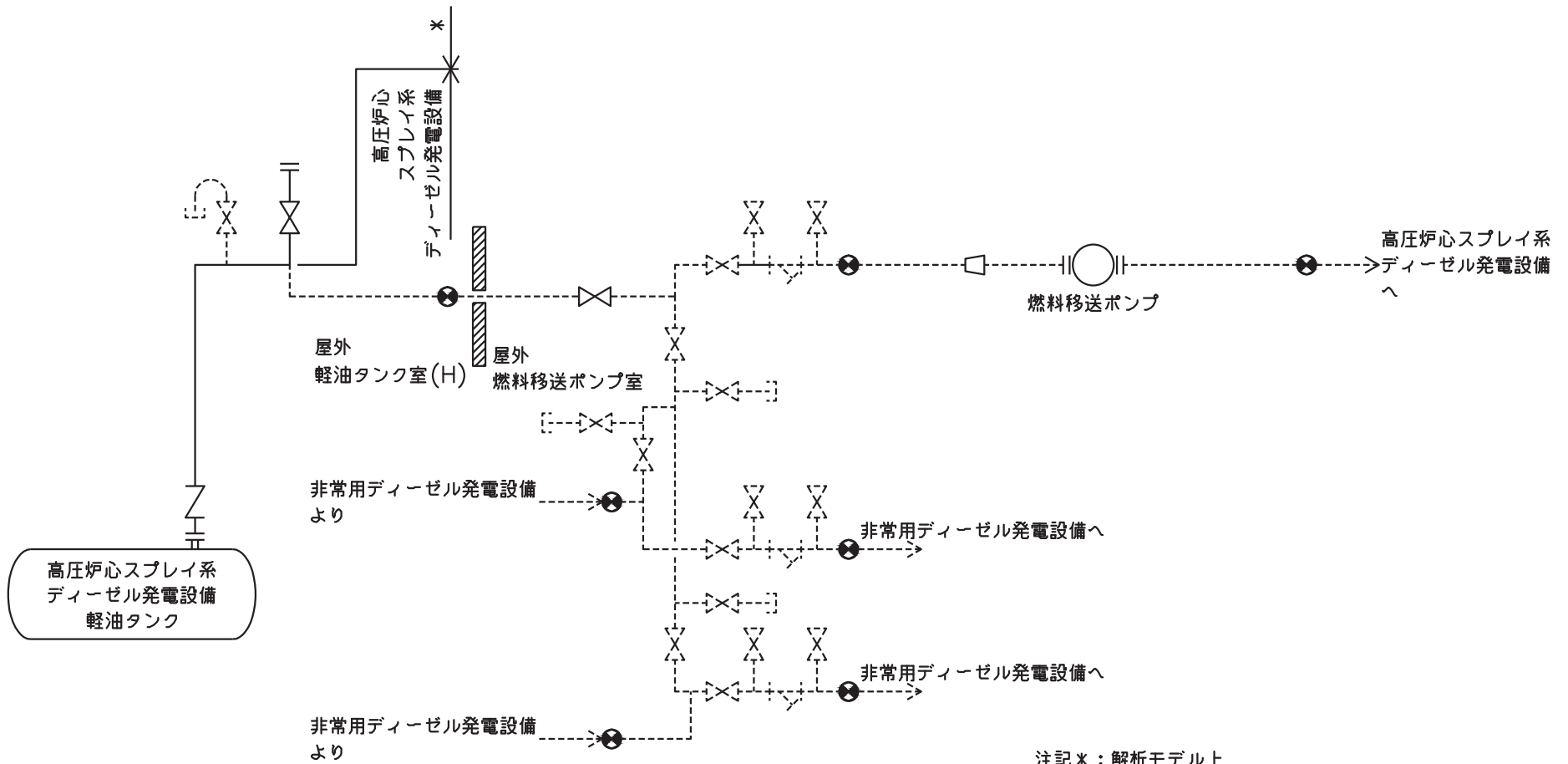
2. 概略系統図

概略系統図記号凡例

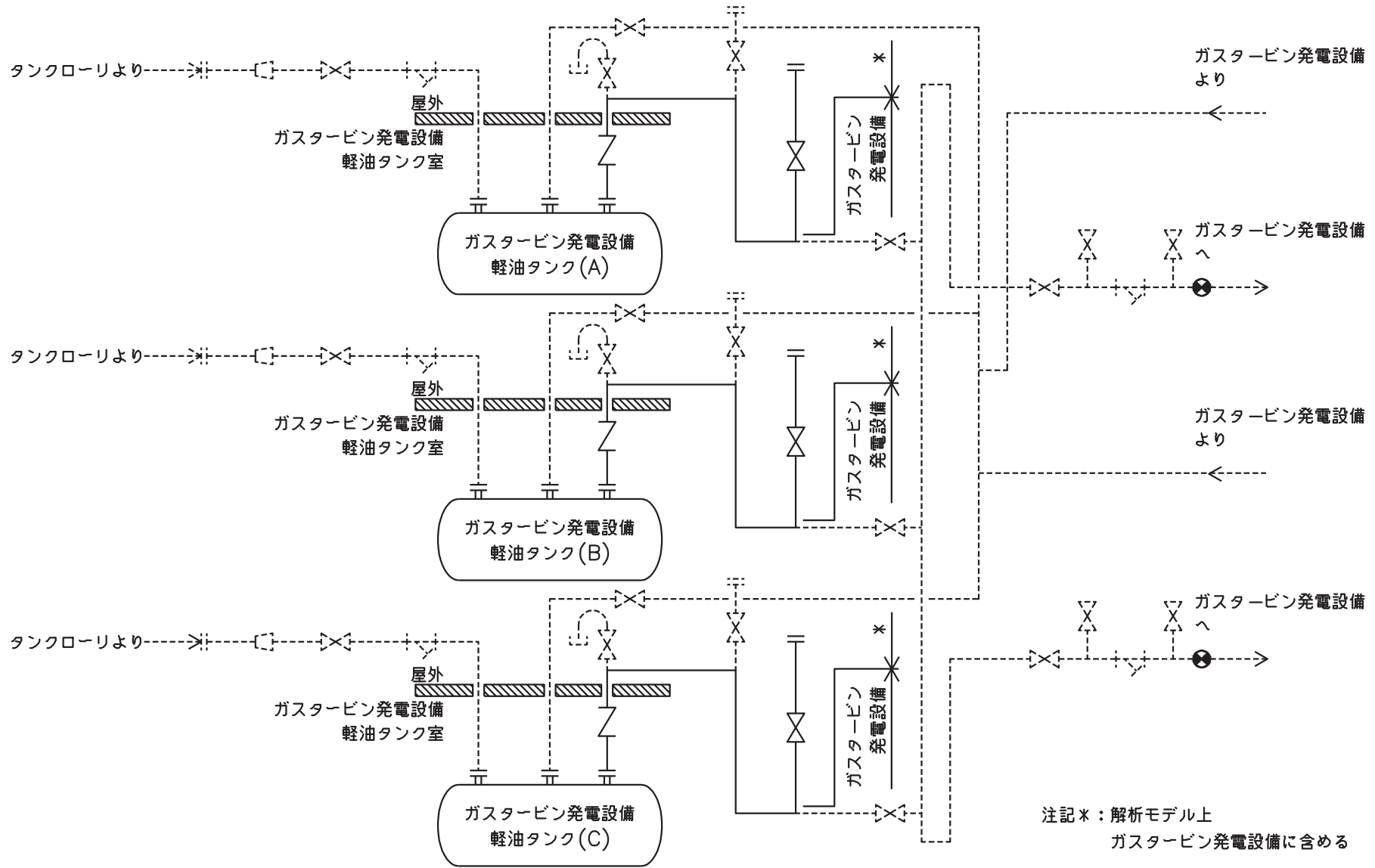
記 号	内 容
 (太線)	工事計画記載範囲の管のうち、本計算書記載範囲の管
 (細線)	工事計画記載範囲の管のうち、本系統の管であって他計算書記載範囲の管
 (破線)	工事計画記載範囲外の管又は工事計画記載範囲の管のうち、他系統の管であって系統の概略を示すために表記する管
	鳥瞰図番号
	アンカ







補機駆動用燃料設備概略系統図(その3)



注記*：解析モデル上
ガスタービン発電設備に含める

補機駆動用燃料設備概略系統図(その4)

3. 計算条件

3.1 荷重の組合せ及び許容応力状態

本計算書において考慮する荷重の組合せ及び許容応力状態を下表に示す。

施設名称	設備名称	系統名称	施設分類*1	設備分類*2	機器等の区分	耐震重要度分類	荷重の組合せ*4, *5	許容応力状態*6
補機駆動用燃料設備	燃料設備	—	SA	常設耐震／防止 常設／緩和	—*3	—	V _L +S _s	V _A S

注記*1：DB は設計基準対象施設，SA は重大事故等対処設備を示す。

*2：「常設耐震／防止」は常設耐震重要重大事故防止設備，「常設／緩和」は常設重大事故緩和設備を示す。

*3：重大事故等クラス2管の荷重の組合せ及び許容応力状態を適用する。

*4：運転状態の添字Lは荷重を示す。

*5：許容応力状態ごとに最も厳しい条件又は包絡条件を用いて評価を実施する。

*6：許容応力状態V_ASは許容応力状態IV_ASの許容限界を使用し，許容応力状態IV_ASとして評価を実施する。

7

4. 解析結果及び評価

以下の計算書の重大事故等対処設備に含まれる。

「VI-2-10-1-2-1-6 非常用ディーゼル発電設備 管の耐震性についての計算書」

「VI-2-10-1-2-2-6 高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備 管の耐震性についての計算書」

「VI-2-10-1-2-3-5 ガスタービン発電設備 管の耐震性についての計算書」

VI-2-10-4 非常用取水設備の耐震性についての計算書

目 次

- VI-2-10-4-1 非常用取水設備の耐震性についての計算結果
- VI-2-10-4-2 貯留堰の耐震性についての計算書
- VI-2-10-4-3 取水口の耐震性についての計算書
- VI-2-10-4-4 取水路の耐震性についての計算書
- VI-2-10-4-5 海水ポンプ室の耐震性についての計算書

VI-2-10-4-1 非常用取水設備の耐震性についての計算結果

目 次

1. 概要 1
2. 耐震評価条件整理 1

1. 概要

本説明書は、非常用取水設備の耐震計算の手法及び条件の整理について説明するものである。

2. 耐震評価条件整理

非常用取水設備に対して、設計基準対象施設の耐震重要度分類、重大事故等対処施設の設備分類を整理した。既設の設計基準対象施設については、耐震評価における手法及び条件について、既に許可を受けた実績と差異の有無を整理した。また、重大事故等対処施設のうち、設計基準対象施設であるものについては、重大事故等対処施設の評価条件と設計基準対象施設の評価条件の差異の有無を整理した。結果を表 2-1 に示す。

非常用取水設備の耐震計算は表 2-1 に示す計算書に記載することとする。

表 2-1 耐震評価条件整理一覧表

評価対象設備		設計基準対象施設			重大事故等対処施設			
		耐震重要度 分類	新規制基準 施行前に認 可された実 績との差異	耐震計算の 記載箇所	設備分類*1	設計基準対 象施設との 設計条件の 差異	耐震計算の 記載箇所	
非常用取水設備	取水設備	貯留堰	C	—*2	VI-2-10-4-2	常設/耐震 常設/緩和	—	VI-2-10-4-2
		取水口	C	有*3	VI-2-10-4-3	常設/防止 常設/緩和	—	VI-2-10-4-3
		取水路	C	有*3	VI-2-10-4-4	常設/防止 常設/緩和	—	VI-2-10-4-4
		海水ポンプ室	C	有*3	VI-2-10-4-5	常設/防止 常設/緩和	—	VI-2-10-4-5

注記*1: 「常設/耐震」は常設耐震重要重大事故防止設備, 「常設/防止」は常設耐震重要重大事故防止設備以外の常設重大事故防止設備, 「常設/緩和」は常設重大事故緩和設備を示す。

*2: 本工事計画で新規に申請する設備であることから, 差異比較の対象外。

*3: 地震応答解析は時刻歴応答解析にて実施し, 構造解析は三次元静的材料非線形解析にて実施。

VI-2-10-4-2 貯留堰の耐震性についての計算書

貯留堰の耐震性については，添付書類「VI-2-10-4-3 取水口の耐震性についての計算書」で説明する。

VI-2-10-4-3 取水口の耐震性についての計算書

目次

1.	概要	1
2.	基本方針	2
2.1	位置	2
2.2	構造及び補強の概要	3
2.3	評価方針	10
2.4	適用基準	13
3.	地震応答解析	14
3.1	地震時荷重算出断面	14
3.2	解析方法	16
3.2.1	構造部材	16
3.2.2	地盤物性及び材料物性のばらつき	16
3.2.3	減衰定数	18
3.2.4	地震応答解析の解析ケースの選定	19
3.3	荷重及び荷重の組合せ	22
3.3.1	耐震評価上考慮する状態	22
3.3.2	荷重	22
3.3.3	荷重の組合せ	23
3.4	入力地震動	24
3.5	解析モデル及び諸元	39
3.5.1	解析モデル	39
3.5.2	使用材料及び材料の物性値	42
3.5.3	地盤の物性値	42
3.6	地震応答解析結果	43
3.6.1	全応力解析による地震時荷重	43
3.6.2	有効応力解析による地震時荷重	47
3.6.3	過剰間隙水圧比分布	51
4.	三次元構造解析	53
4.1	評価対象部材	53
4.2	解析方法	54
4.3	解析モデルの諸元	54
4.3.1	解析モデル	54
4.3.2	使用材料及び材料の物性値	57
4.4	照査時刻及び入力荷重	58
4.4.1	照査時刻	58
4.4.2	入力荷重	59
4.5	三次元構造解析結果	60

4.5.1	全応力解析による荷重に対する断面力分布.....	60
4.5.2	有効応力解析による荷重に対する断面力分布.....	70
5.	耐震評価	80
5.1	許容限界	80
5.1.1	構造部材の健全性に対する許容限界.....	80
5.1.2	基礎地盤の支持性能に対する許容限界.....	86
5.2	評価方法	87
6.	耐震評価結果	88
6.1	全応力解析による荷重に対する耐震評価結果.....	88
6.1.1	構造部材の健全性に対する評価結果.....	88
6.1.2	各要求機能に対する評価結果.....	92
6.1.3	Sクラスの施設を支持する機能に対する評価結果	97
6.1.4	基礎地盤の支持性能に対する評価結果.....	98
6.2	有効応力解析による荷重に対する耐震評価結果.....	100
6.2.1	構造部材の健全性に対する評価結果.....	100
6.2.2	各要求機能に対する評価結果.....	103
6.2.3	Sクラスの施設を支持する機能に対する評価結果	108
6.2.4	基礎地盤の支持性能に対する評価結果.....	109

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、取水口が基準地震動 S_s に対して十分な構造強度及び支持機能を有していることを確認するものである。また、取水口と一体構造となっている貯留堰が、基準地震動 S_s に対して十分な構造強度を有していることを確認するものである。

取水口及び貯留堰の構造部材の健全性評価にあたっては、地震応答解析により算出した荷重を三次元構造解析モデルに作用させて確認する。基礎地盤の支持性能評価にあたっては、地震応答解析により基礎地盤に発生した接地圧を確認する。

なお、取水口と貯留堰は一体構造となっていることから、評価にあたっては、貯留堰は取水口に含むものとして扱う。

2. 基本方針

2.1 位置

取水口及び貯留堰の位置を図 2-1 に示す。

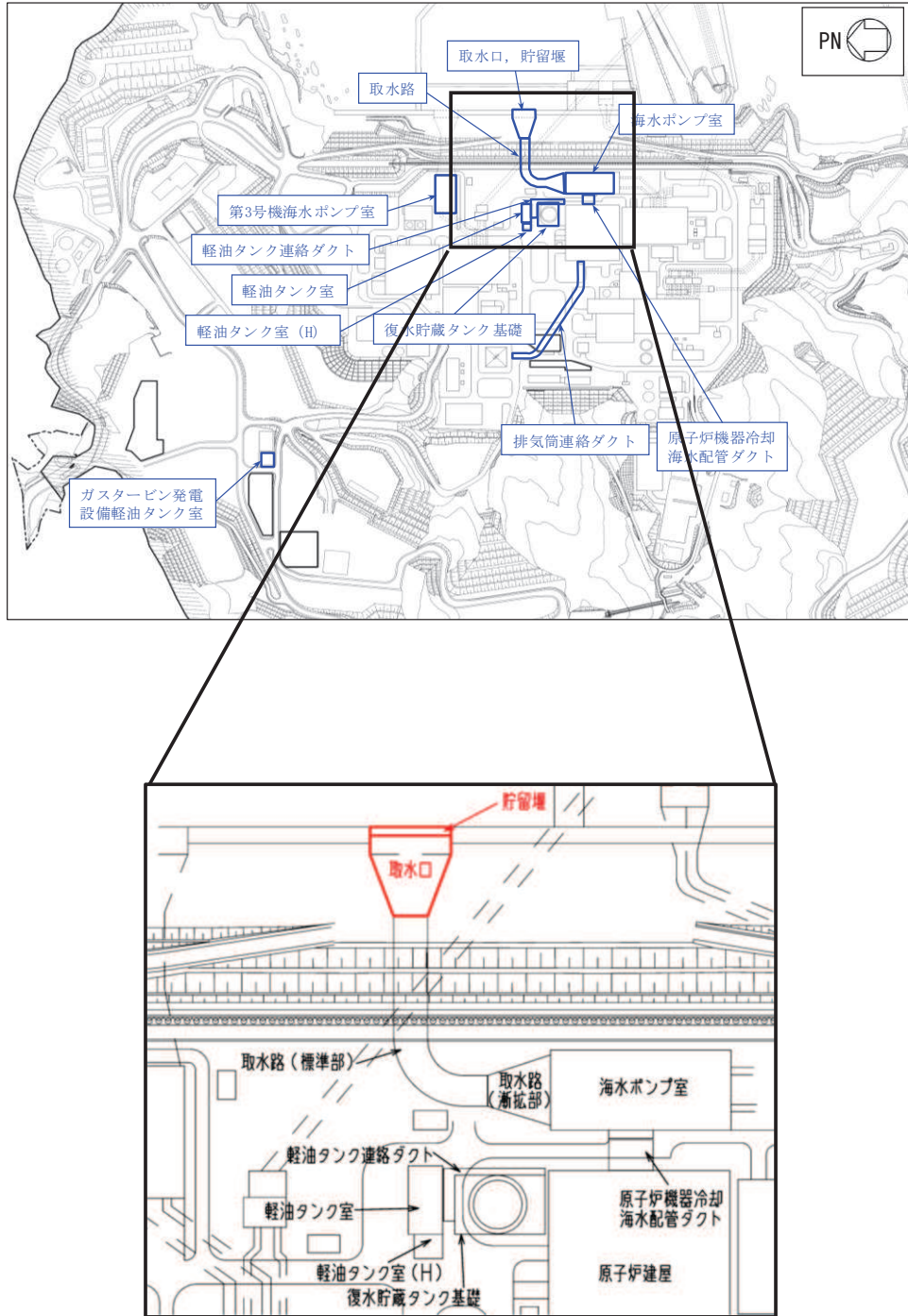


図 2-1 取水口，貯留堰の位置図

2.2 構造及び補強の概要

取水口，貯留堰の平面図を図 2-2 に，断面図を図 2-3～図 2-6 に，縦断面図を図 2-7 に，補強図を図 2-8 に，概略配筋図を図 2-9～図 2-13 に示す。

取水口は，非常時における海水の通水機能及び貯水機能，貯留堰を間接支持する支持機能が要求される。また，貯留堰は取水口上流側に配置され，取水口底版と一体構造となっており，非常時における海水の通水機能及び貯水機能が要求される。

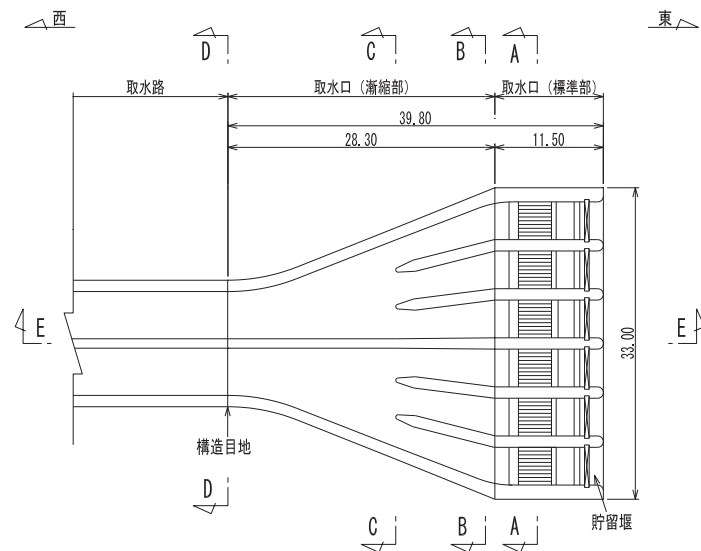
取水口は鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，延長 11.50m，内空幅 [] 内空高さ [] の六連のボックスカルバート構造の標準部と，延長 28.30m，内空幅 [] 内空高さ [] の六連のボックスカルバートから内空幅 [] 内空高さ [] の二連のボックスカルバートに断面が縮小する漸縮部より構成され，マンメイドロック（以下「MMR」という。）を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置されている。

取水口は，断面が延長方向で異なり，面部材として加振方向に平行に配置される妻壁や導流壁を有する箱形構造物である。

貯留堰は，取水口と一体の鉄筋コンクリート構造物であり，津波による水位低下に対して非常用海水ポンプの機能が保持でき，かつ，原子炉冷却に必要な海水を確保できるよう，取水口底版より 1.2m の堰高を有している。

取水口の耐震性を確保するために耐震補強を実施する。

せん断破壊に対する補強として，後施工せん断補強工法（セラミックキャップバー工法）（以下「CCb 工法」という。）によるせん断補強を実施する。



(単位：m)

図 2-2 取水口，貯留堰平面図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

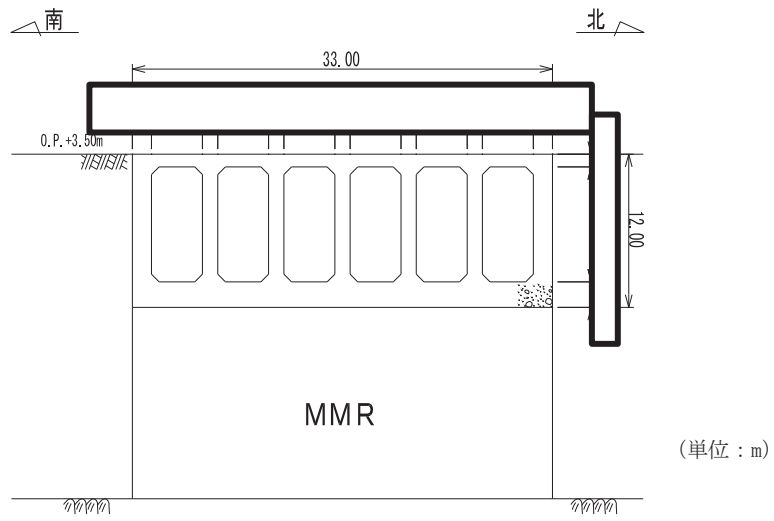


図 2-3 取水口断面図 (A-A 断面, 南北 (標準部))

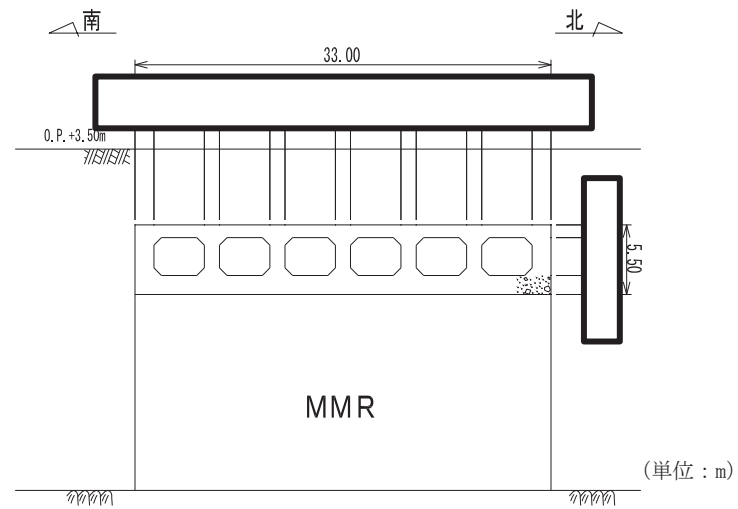


図 2-4 取水口断面図 (B-B 断面, 南北 (漸縮部))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

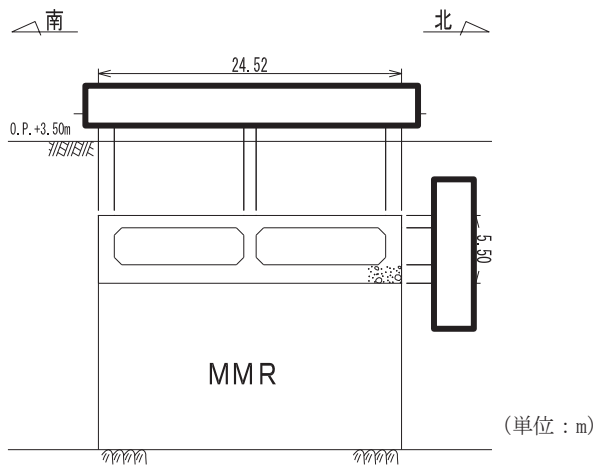


図 2-5 取水口断面図 (C-C 断面, 南北 (漸縮部))

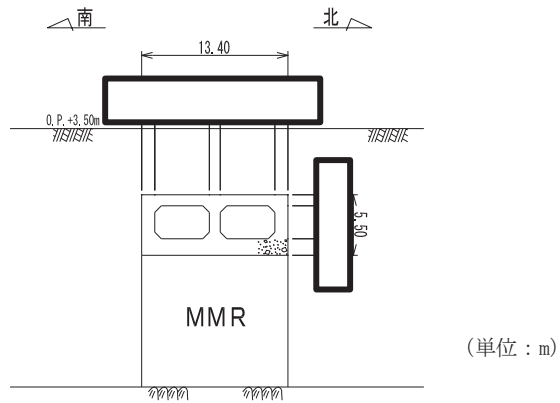


図 2-6 取水口断面図 (D-D 断面, 南北 (漸縮部))

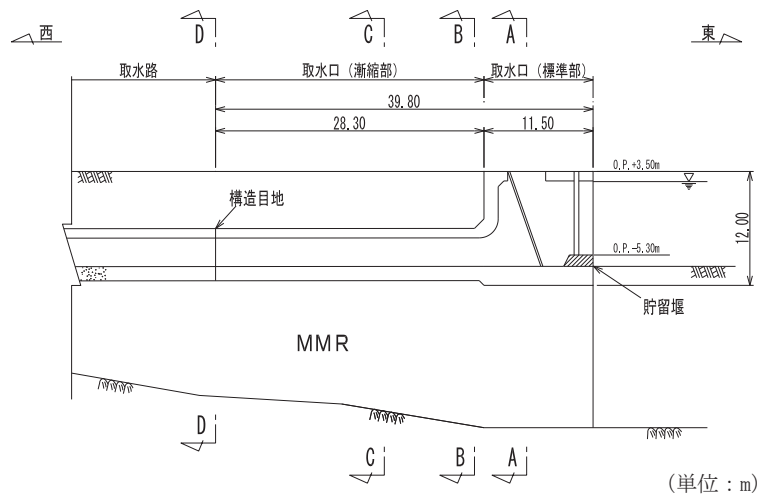
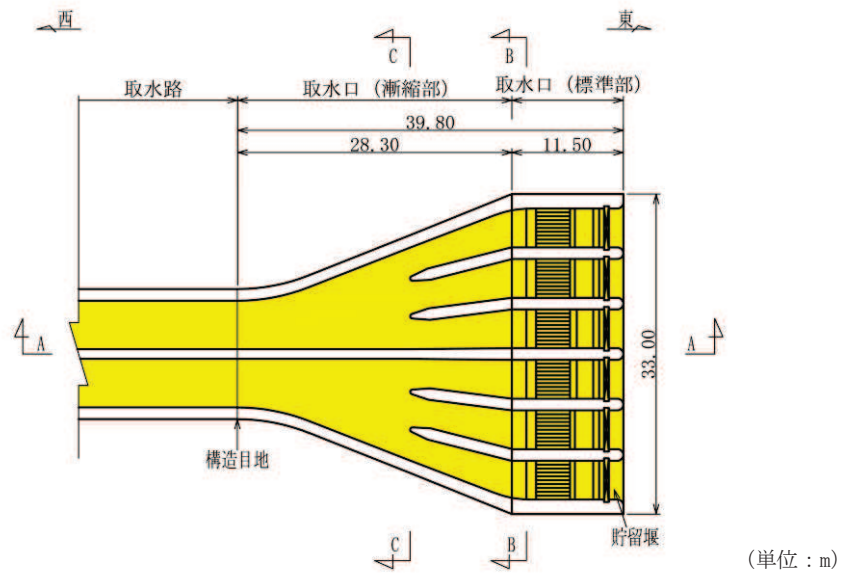


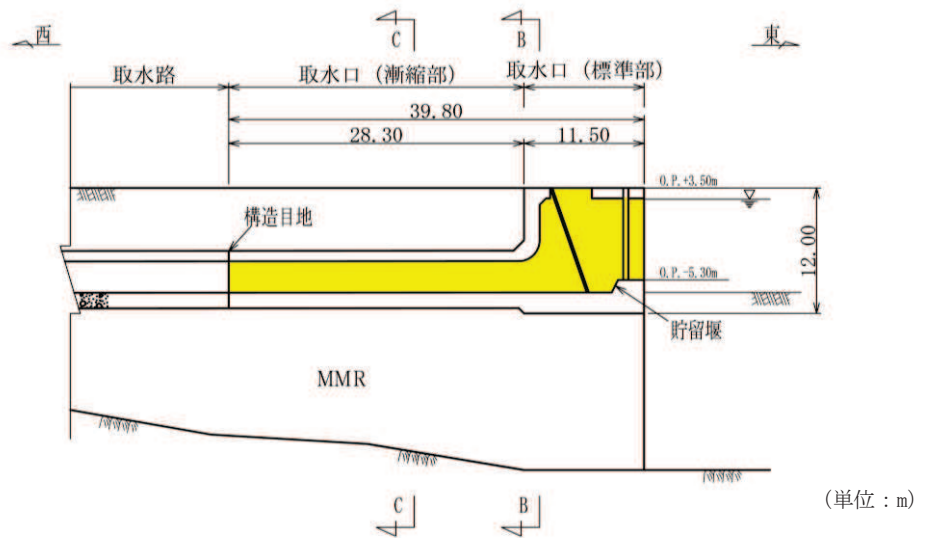
図 2-7 取水口縦断面図 (E-E 断面, 東西)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



■ : CCb による耐震補強箇所

図 2-8(1) CCb による耐震補強箇所 (平面図)



■ : CCb による耐震補強箇所

図 2-8(2) CCb による耐震補強箇所 (A-A 断面)

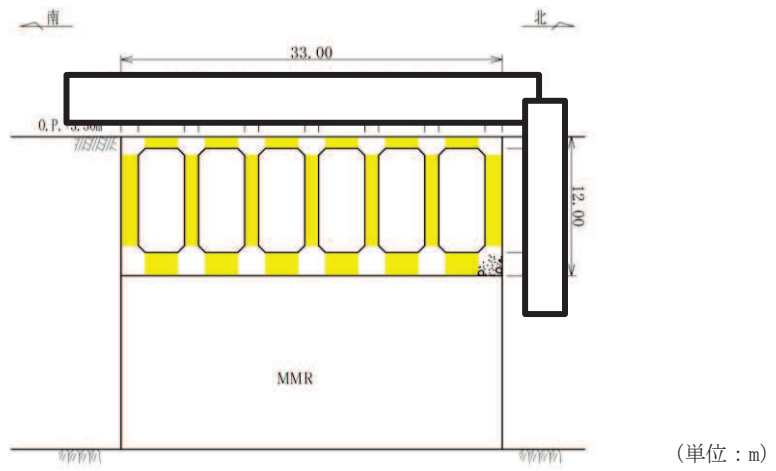


図 2-8(3) CCbによる耐震補強箇所 (B-B 断面)

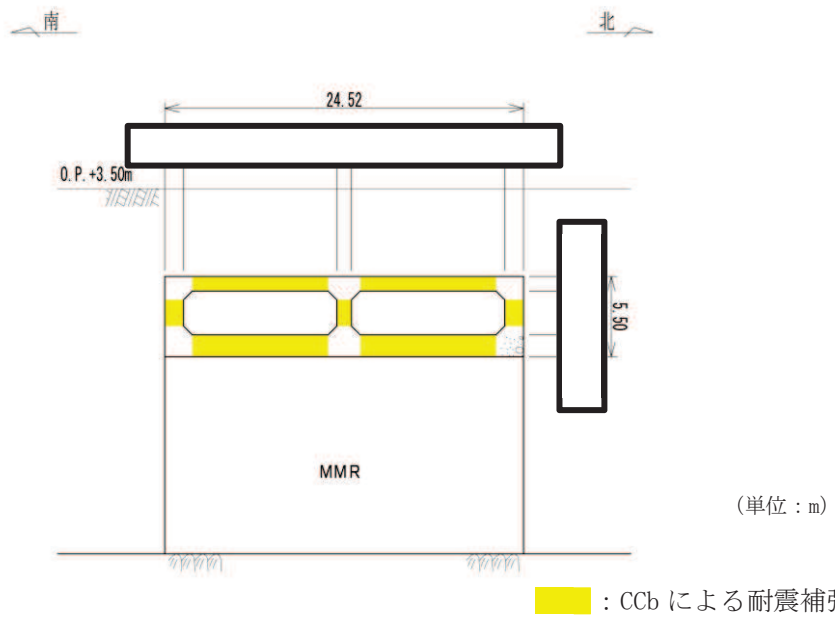


図 2-8(4) CCbによる耐震補強箇所 (C-C 断面)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

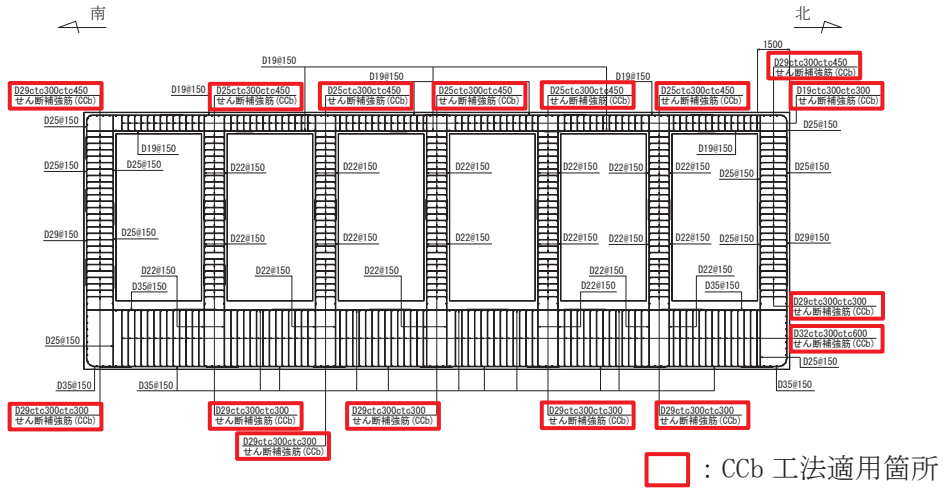


図 2-9 取水口概略配筋図 (A-A 断面, 標準部)

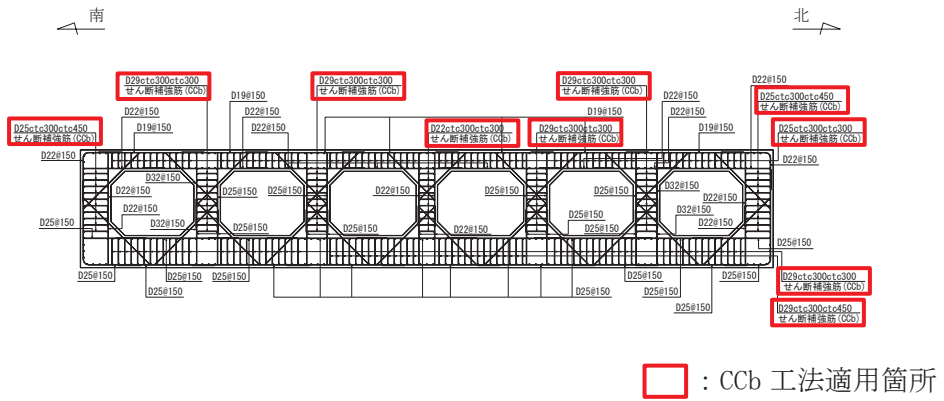


図 2-10 取水口概略配筋図 (B-B 断面, 漸縮部)

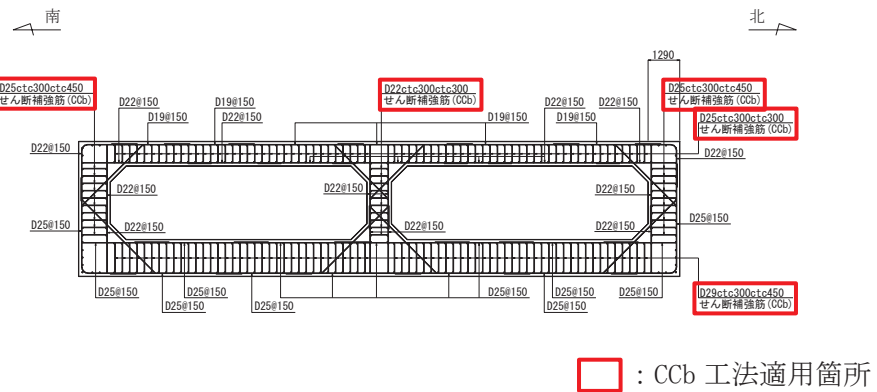


図 2-11 取水口概略配筋図 (C-C 断面, 南北 (漸縮部))

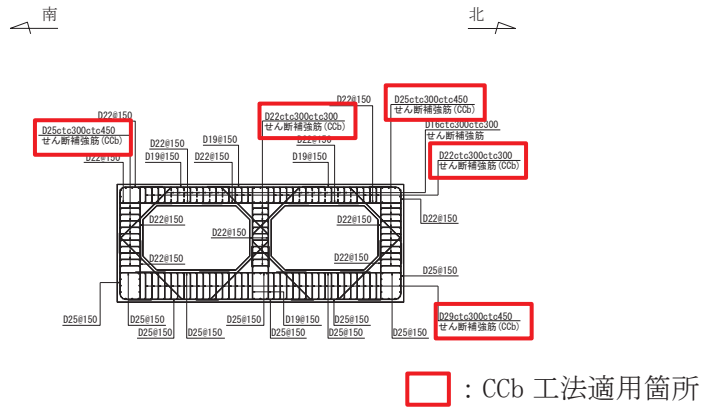


図 2-12 取水口概略配筋図 (C-C 断面, 漸縮部)

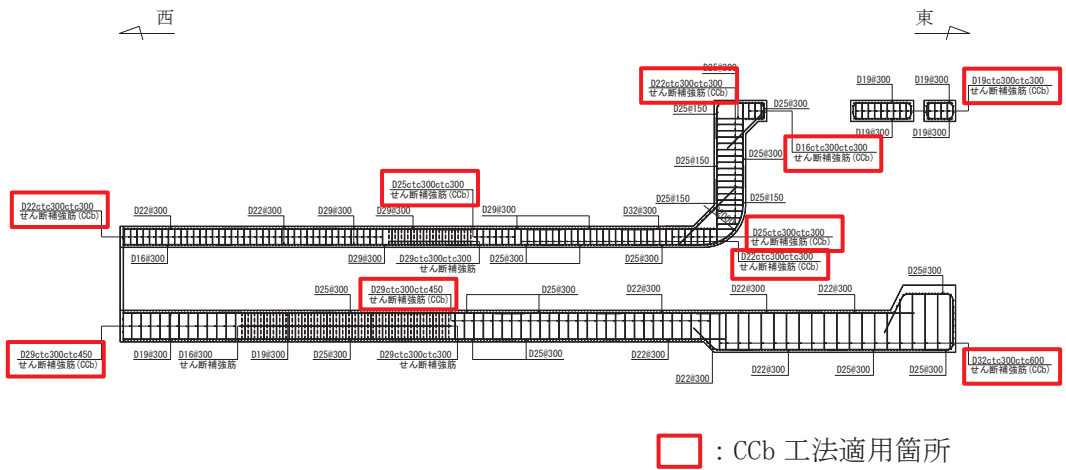


図 2-13 取水口概略配筋図 (E-E 断面, 東西)

2.3 評価方針

取水口は、設計基準対象施設においては、非常用取水設備及びSクラス施設の間接支持構造物である屋外重要土木構造物に分類される。重大事故等対処施設においては、常設耐震重要重大事故防止設備以外の常設重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備と常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備が設置される重大事故等対処施設に分類される。

また、貯留堰は、設計基準対象施設においては、非常用取水設備である屋外重要土木構造物に分類され、重大事故等対処施設においては、常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備に分類される。

取水口及び貯留堰の耐震評価は、地震応答解析の結果に基づき、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設の評価として、表2-1に示すとおり、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

取水口及び貯留堰の耐震評価フローを図2-14に示す。

構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することで、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する。

構造部材の健全性評価については、地震応答解析より得られた水平方向及び鉛直方向の荷重を用い、非線形ソリッド要素による三次元静的材料非線形解析（以下「三次元構造解析」という。）により応答値を算定し、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき、曲げ・軸力系の破壊については構造部材の照査用ひずみが許容限界を下回ることを、せん断破壊に対しては、照査用せん断力及び照査用面内せん断ひずみが許容限界を下回ることを確認する。なお、せん断破壊に対する補強としてCCb工法を用いる場合には、構造部材に対してCCb工法の適用条件を満たしていることを確認し、CCb工法を採用する。

基礎地盤の支持性能評価においては、地震応答解析より得られた基礎地盤の接地圧が、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づく許容限界を下回ることを確認する。

ここで、取水口及び貯留堰の運転時、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。

表 2-1 取水口及び貯留堰の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界		
構造強度を有すること	構造部材の健全性	鉄筋コンクリート部材	照査用ひずみ, 照査用せん断力及び照査用面内せん断ひずみが許容限界を下回ることを確認	曲げ・軸力		
				せん断力	面外	せん断耐力*2
					面内	限界せん断ひずみ*2
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する接地圧が許容限界を下回ることを確認	岩盤の極限支持力*2		
MMR		MMR の支圧強度				
Sクラスの施設を支持する機能を損なわないこと*1	構造部材の健全性	鉄筋コンクリート部材	照査用ひずみ及び照査用せん断力が許容限界を下回ることを確認	曲げ・軸力	限界ひずみ*2	
				せん断力	せん断耐力*2	

注記*1：取水口（標準部）には、貯留堰を間接支持する支持機能が要求される。

*2：妥当な安全余裕を考慮する。

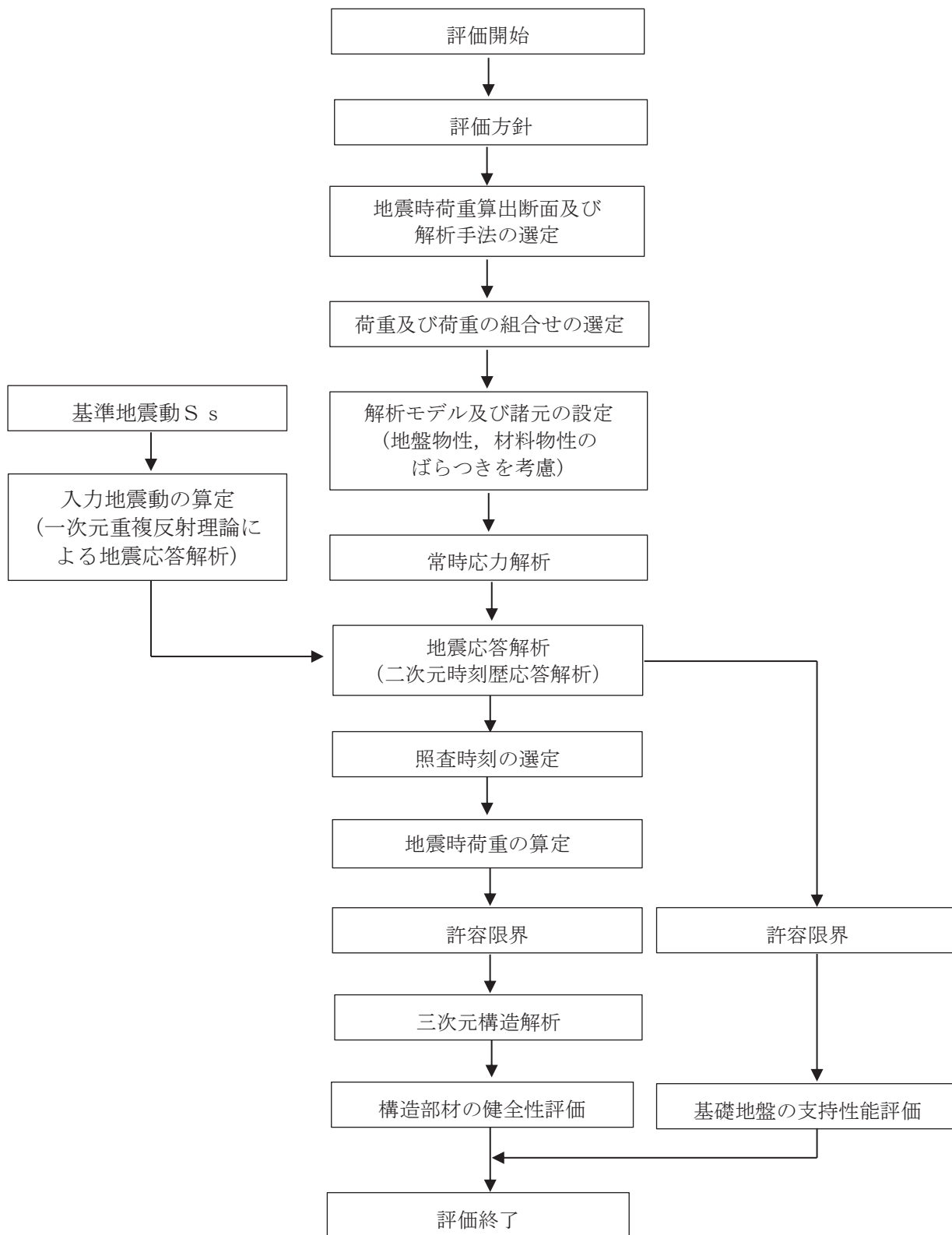


図 2-14 取水口、貯留堰の耐震評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- 土木学会 2002年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]
- 土木学会 2012年 コンクリート標準示方書[設計編]
- 土木学会 2017年 コンクリート標準示方書[設計編]
- 土木学会 2005年 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル
- 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1 -1987）
- 日本道路協会 平成14年3月 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 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編
- 一般財団法人土木研究センター 建設技術審査証明報告書後施工セラミック定着型せん断補強鉄筋「セラミックキャップバー(CCb)」

3. 地震応答解析

3.1 地震時荷重算出断面

取水口、貯留堰の地震時荷重算出断面位置を図 3-1 に示す。地震時荷重算出断面は、構造的な特徴や周辺地質状況を踏まえ、南北方向では妻壁や隔壁の配置が異なることによる剛性差を考慮し、標準部 (A-A 断面) 及び漸縮部 (B-B 断面) の各エリアの構造モデルを使用して地震時応答解析を行う。

また、東西方向については、軸心を中心とする対称性を有し、周辺状況の差異もないことから、構造物中心を通る断面 (C-C 断面) を地震時荷重算出断面とする。

地震時荷重算出用地質断面図を図 3-2～図 3-4 に示す。

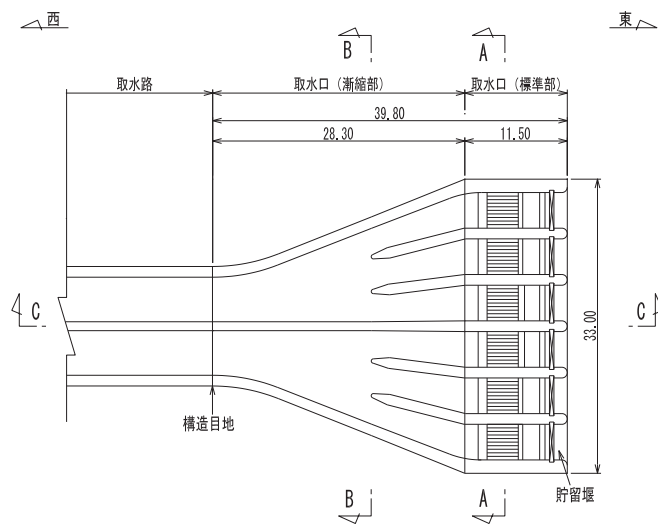


図 3-1 取水口の地震時荷重算出断面位置図

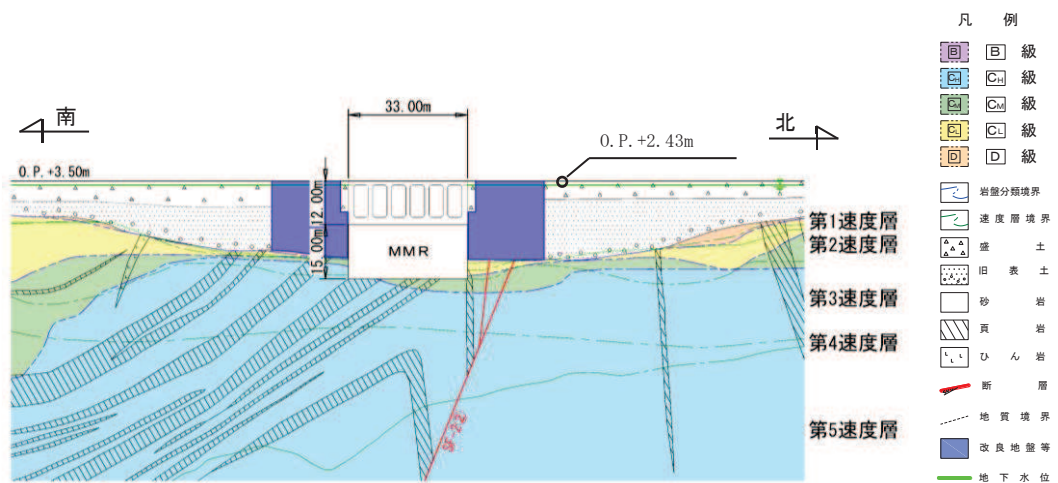


図 3-2 取水口、貯留堰 地震時荷重算出用地質断面図 (A-A 断面, 標準部)

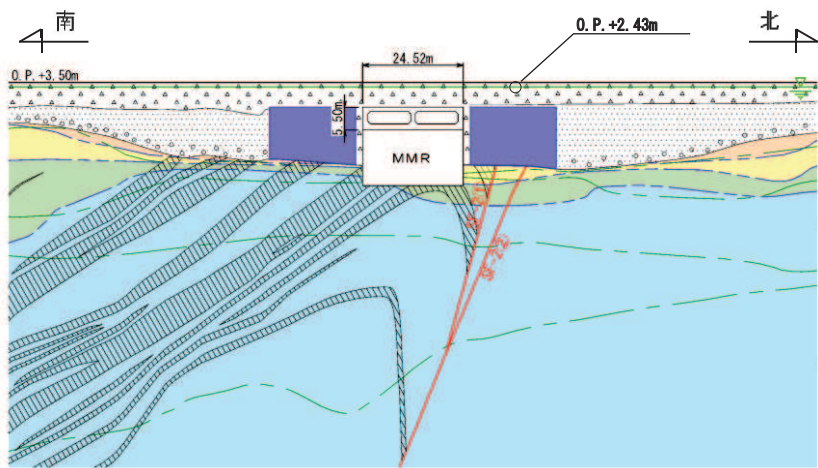


图 3-3 取水口，貯留堰 地震時荷重算出用地質断面図 (B-B 断面，漸縮部)

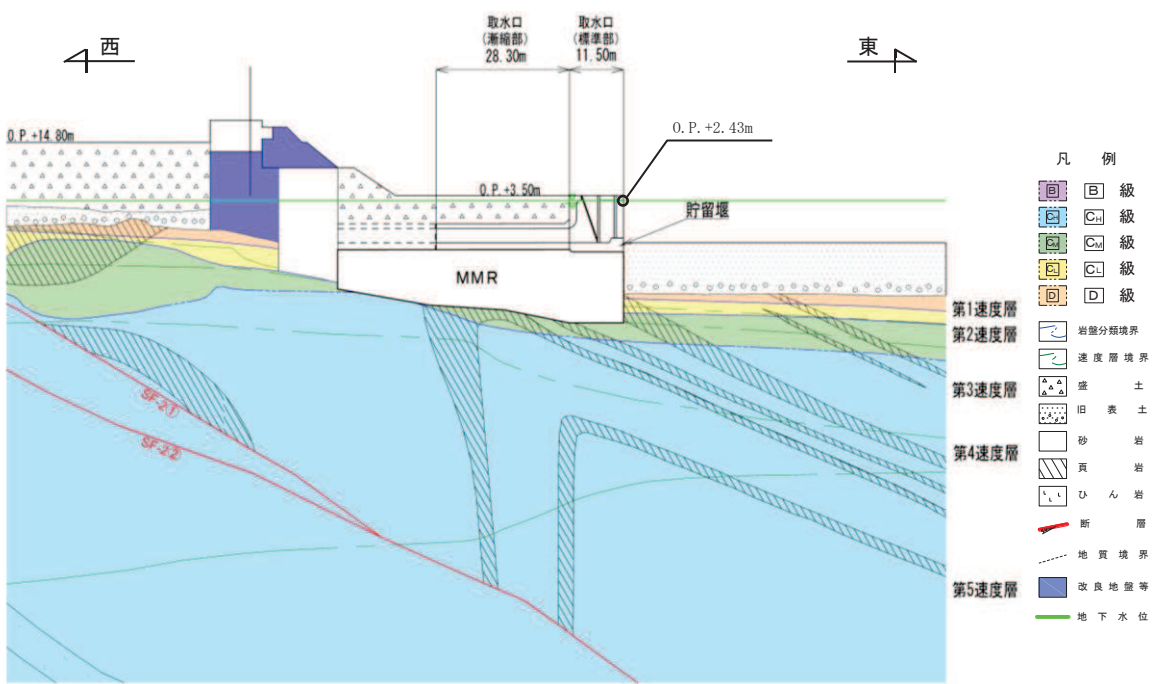


图 3-4 取水口，貯留堰 地震時荷重算出用地質断面図 (C-C 断面，東西)

3.2 解析方法

取水口、貯留堰の地震応答解析は、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」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて設定する。

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる二次元有限要素法により、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行うこととする。取水口の南北方向は、構造物の両脇を一樣な幅で地盤改良がなされており、外側に地下水以深の旧表土が分布していることから、解析手法は、全応力解析及び有効応力解析とする。

東西方向は、取水口（漸縮部）の頂版上には、盛土が分布する。また、O.P. 14.8m 盤との法面が、O.P. 3.5m 盤に分布する盛土・旧表土の液状化の影響で流動し、標準部へ作用する土圧が増大する可能性が否定できないことから、解析手法は、有効応力解析とする。

取水口の西側には取水路及びMMRが隣接しているが、荷重伝達は発生しない構造となっていることから、取水路及びMMRは保守的な評価になるよう盛土としてモデル化する。

構造部材については、頂版、底版及び地震時荷重算出断面に垂直な壁部材は線形はり要素、断面に平行な壁部材は平面応力要素とし、構造物の奥行方向の長さ各部材の奥行方向の長さの比率や三次元構造物モデルとの変位を整合させるためのヤング係数の調整を行い、実構造物と等価な剛性となるようモデル化する。また、地盤については、地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようモデル化する。

地震応答解析については、解析コード「Soil Plus Ver.2015 Build3」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。

3.2.1 構造部材

鉄筋コンクリート部材は、線形はり要素及び平面応力要素でモデル化する。

3.2.2 地盤物性及び材料物性のばらつき

地盤物性及び材料物性のばらつきの影響を考慮するため、表3-1に示す解析ケースを設定する。

取水口、貯留堰は、MMRを介して岩盤上に設置され、両脇を地盤改良されており、主たる荷重は改良地盤等の土圧となることから、盛土、旧表土、 D 級岩盤及び改良地盤の初期せん断弾性係数のばらつきを考慮する。

初期せん断弾性係数の標準偏差 σ を用いて設定した解析ケース②、③、⑦及び⑧を実施することにより地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

また、材料物性のばらつきとして構造物の実強度に基づいて設定した解析ケース④又はケース⑨を実施することにより、材料物性のばらつきの影響を考慮する。

詳細な解析ケースの考え方は、「3.2.4 地震応答解析の解析ケースの選定」に示す。

表 3-1(1) 解析ケース（南北方向における A-A 断面及び B-B 断面）

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, セメント改良土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係 数)	C _L 級岩盤, C _M 級岩盤, C _H 級岩盤 (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* ¹	全応力解析	実強度に基づく 圧縮強度* ²	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* ¹	有効応力解析	実強度に基づく 圧縮強度* ²	平均値	平均値

注記*1: 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。

*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 3-1(2) 耐震評価における解析ケース（東西方向における C-C 断面）

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, セメント改良土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係 数)	C _L 級岩盤, C _M 級岩盤, C _H 級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
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	有効応力解析	実強度に基づく 圧縮強度*	平均値	平均値

注記*: 既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

3.2.3 減衰定数

構造部材の減衰定数は、全応力解析では粘性減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる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。固有値解析結果に基づき設定した α 、 β を表 3-2 に示す。

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。

$$[c] = \alpha [m] + \beta [k]$$

[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

表 3-2 Rayleigh 減衰における係数 α 、 β の設定結果

地震時荷重算出断面	解析手法	α	β
A-A 断面	全応力解析	5.968×10^{-1}	5.027×10^{-4}
	有効応力解析	0.000	2.000×10^{-3}
B-B 断面	全応力解析	5.458×10^{-1}	5.497×10^{-4}
	有効応力解析	0.000	2.000×10^{-3}

3.2.4 地震応答解析の解析ケースの選定

耐震評価においては、すべての基準地震動 S_s に対し、基本ケース（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。基本ケースにおいて、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び地盤の支持力照査の照査項目ごとに照査値が 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、表 3-1 に示す解析ケース②及び③を、有効応力解析の場合は表 3-1 に示す解析ケース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。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。

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。耐震評価における解析ケースを表 3-3 に示す。

表 3-3(1) 耐震評価における解析ケース (全応力解析)

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	○	【追加解析ケースについて】 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。 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、③、⑦及び⑧を実施する。また、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の照査値が最大となる解析手法において、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。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。	
		-+*1	○		
	S _s -D 2	++*1	○		
		-+*1	○		
	S _s -D 3	++*1	○		
		-+*1	○		
	S _s -F 1	++*1	○		
		-+*1	○		
	S _s -F 2	++*1	○		
		-+*1	○		
	S _s -F 3	++*1	○		
		-+*1	○		
	S _s -N 1	++*1	○		
		-+*1	○		

注記*1: 耐震評価にあたっては、「土木学会 2005 年 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル」(以下「土木学会マニュアル」という。)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 3-3(2) 耐震評価における解析ケース (有効応力解析)

解析ケース		ケース⑥	ケース⑦	ケース⑧	ケース⑨
		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	○	表 3-3(1)の【追加解析ケースについて】による	
		-+*1	○		
	S _s -D 2	++*1	○		
		-+*1	○		
	S _s -D 3	++*1	○		
		-+*1	○		
	S _s -F 1	++*1	○		
		-+*1	○		
	S _s -F 2	++*1	○		
		-+*1	○		
	S _s -F 3	++*1	○		
		-+*1	○		
	S _s -N 1	++*1	○		
		-+*1	○		

注記*1: 耐震評価にあたっては、土木学会マニュアルに従い、水平方向の位相反転を考慮する。地震動の位相について、++の左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。

*2: 既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.3.1 耐震評価上考慮する状態

取水口、貯留堰の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉施設が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪を考慮する。埋設構造物であるため風の影響は考慮しない。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

取水口、貯留堰の地震応答解析において、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_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-4 に示す。

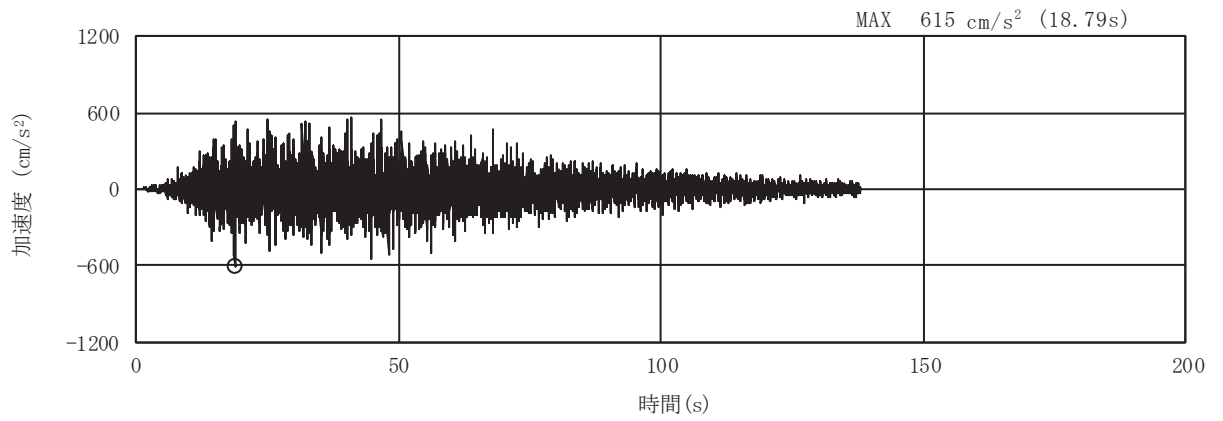
表 3-4 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	$G + P + S_s$

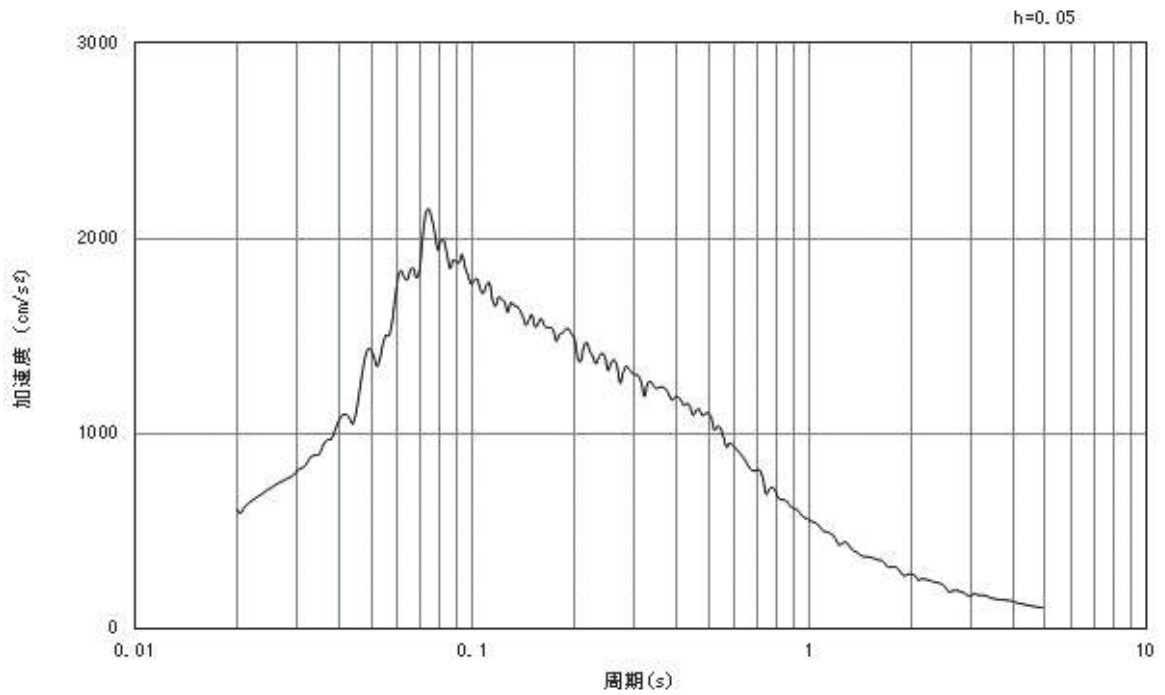
G : 固定荷重

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_s : 地震荷重 (基準地震動 S_s)

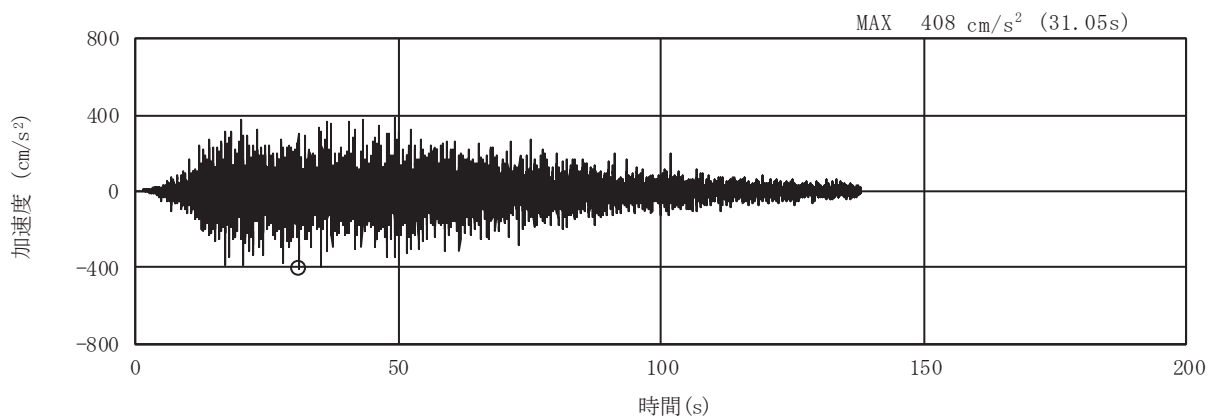


(a) 加速度時刻歴波形

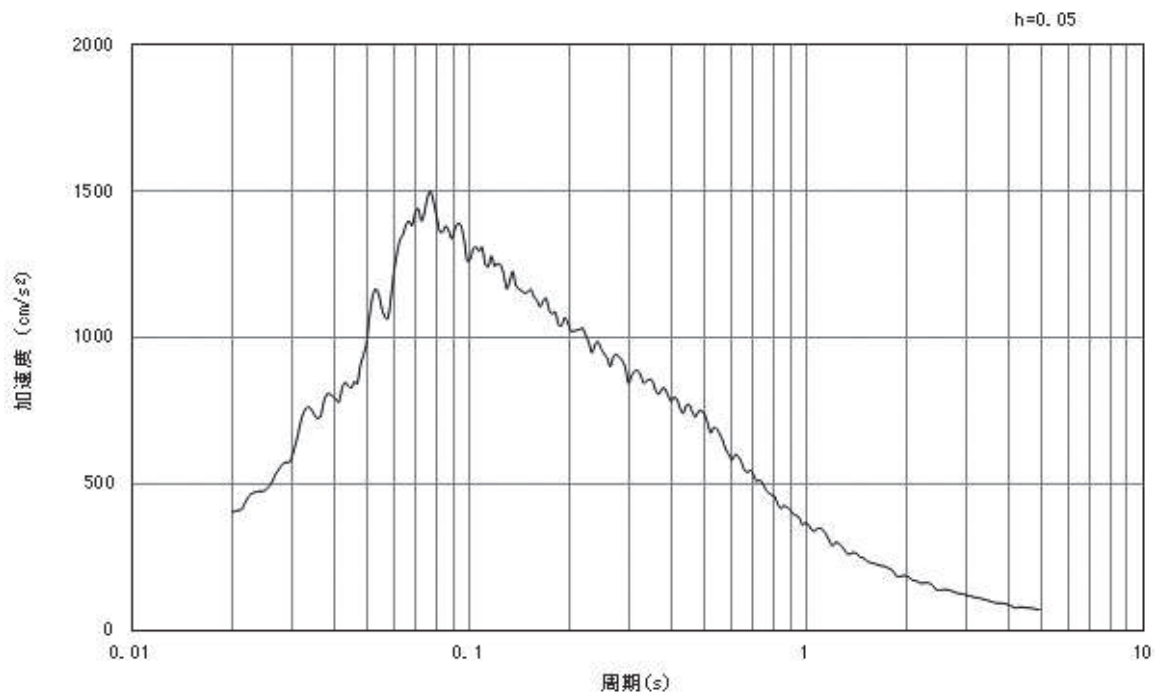


(b) 加速度応答スペクトル

図3-6 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - D 1)

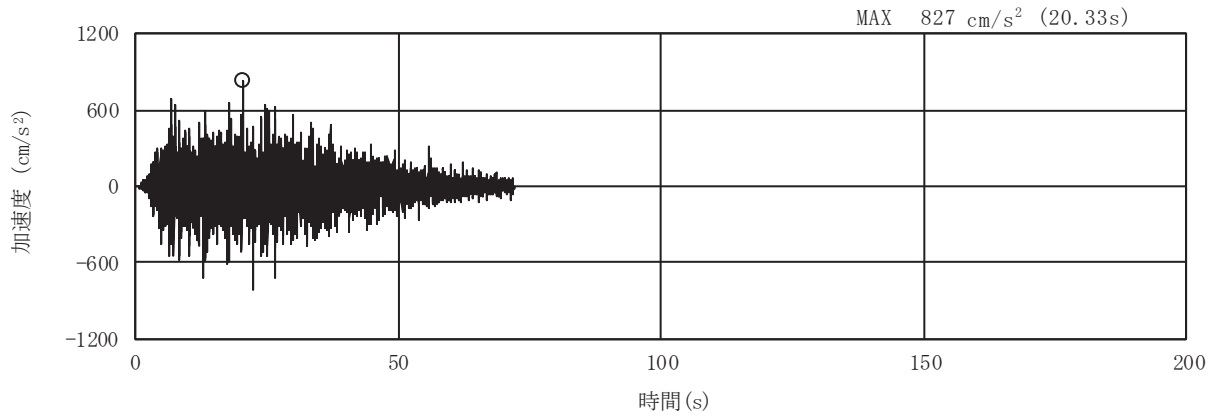


(a) 加速度時刻歴波形

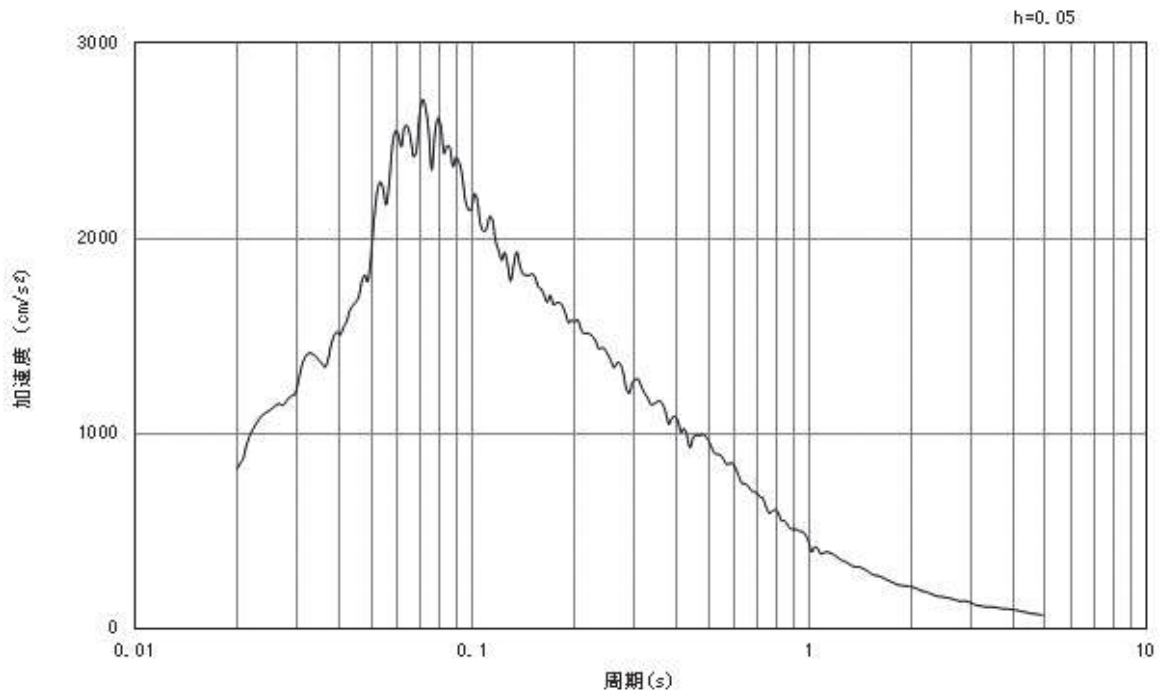


(b) 加速度応答スペクトル

図3-7 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - D 1)

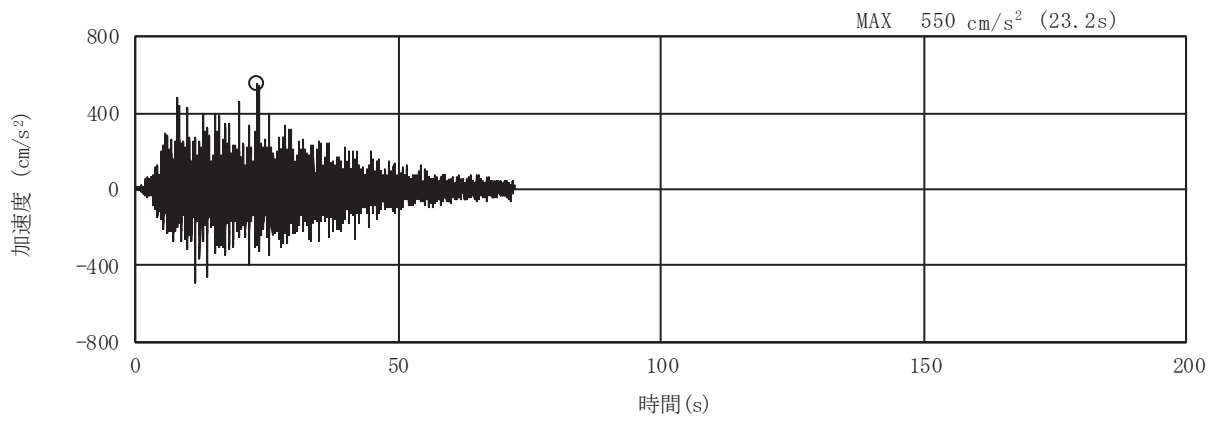


(a) 加速度時刻歴波形

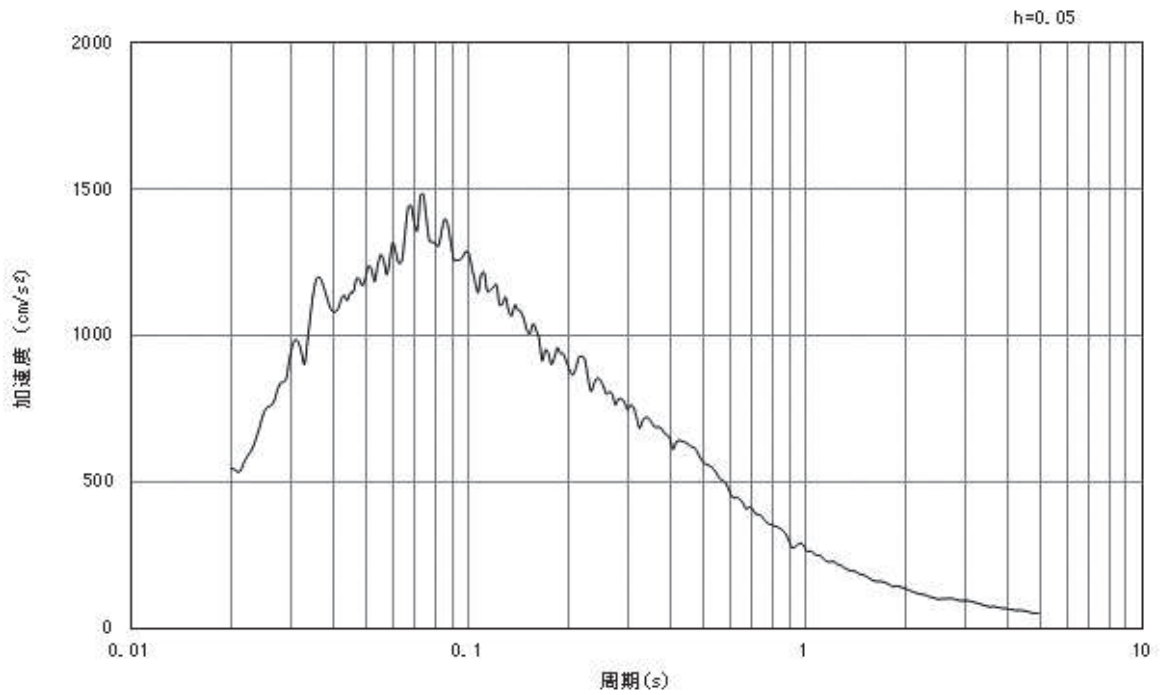


(b) 加速度応答スペクトル

図3-8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - D 2)

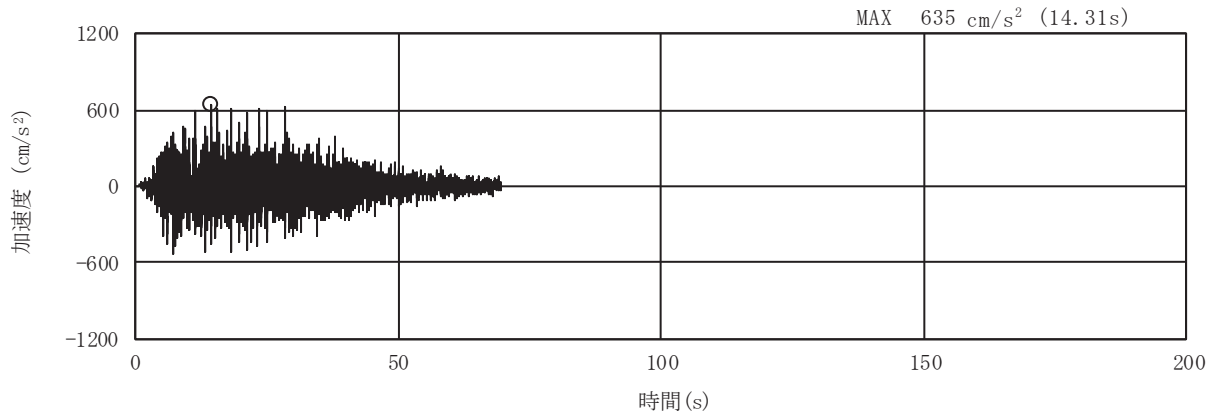


(a) 加速度時刻歴波形

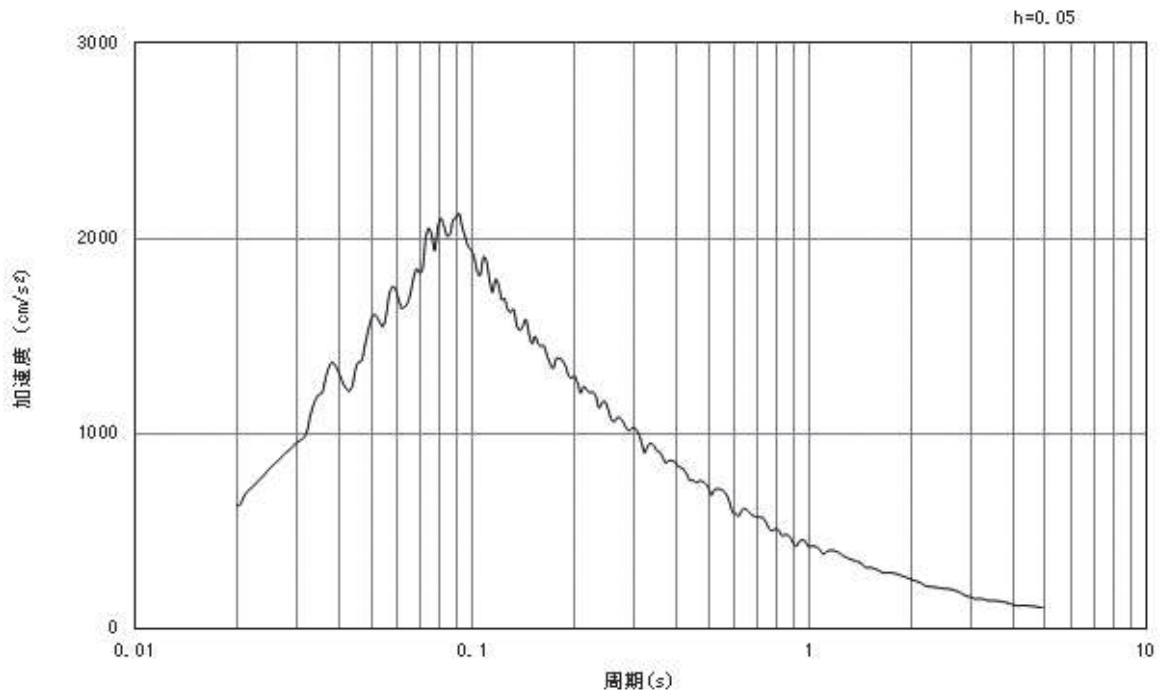


(b) 加速度応答スペクトル

図3-9 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - D 2)

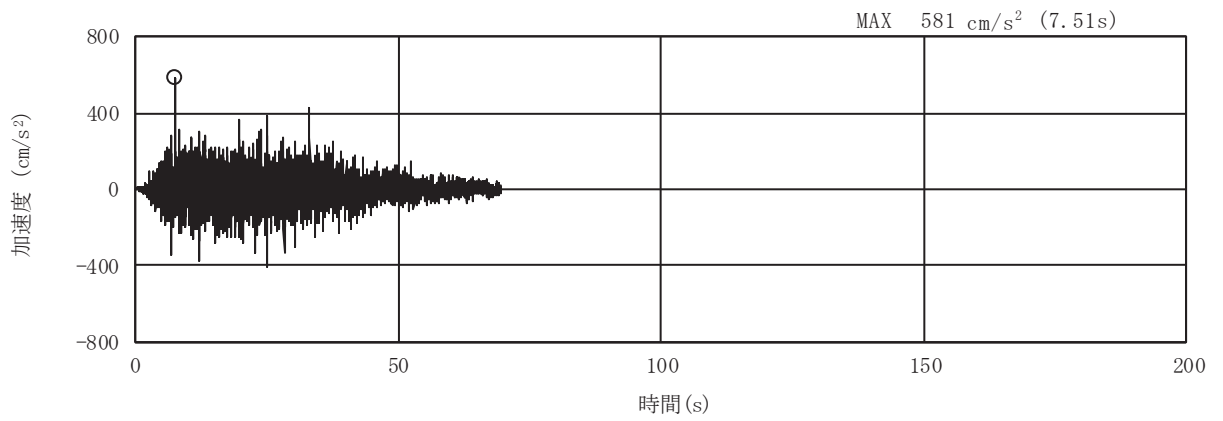


(a) 加速度時刻歴波形

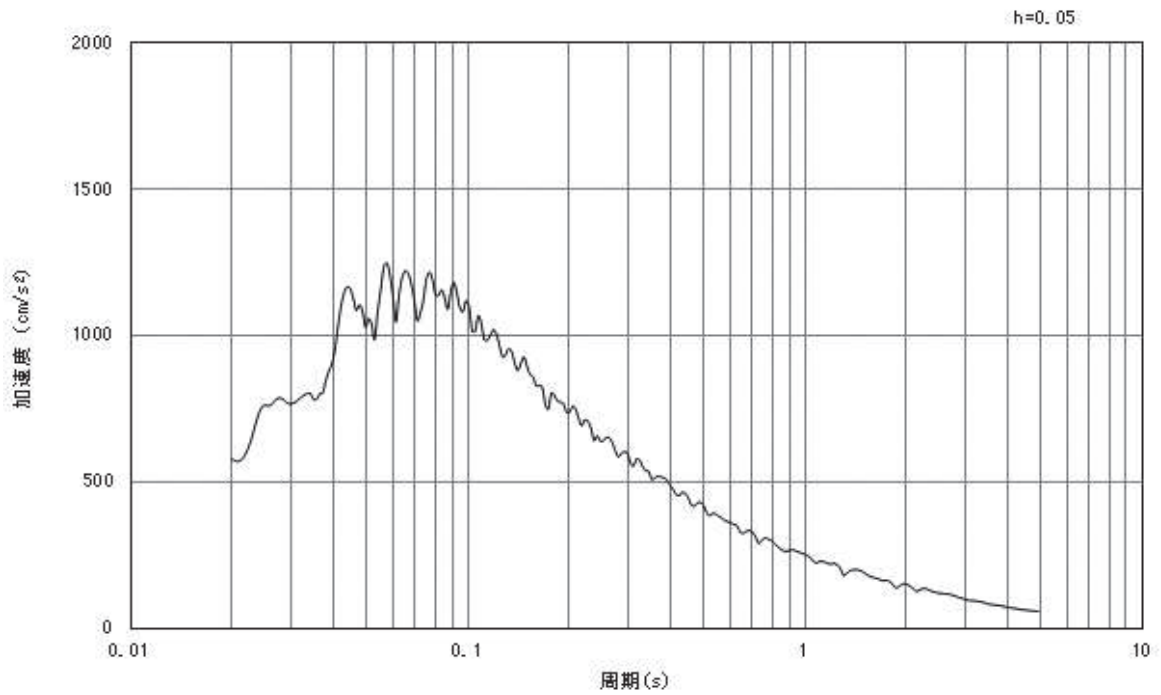


(b) 加速度応答スペクトル

図3-10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - D 3)

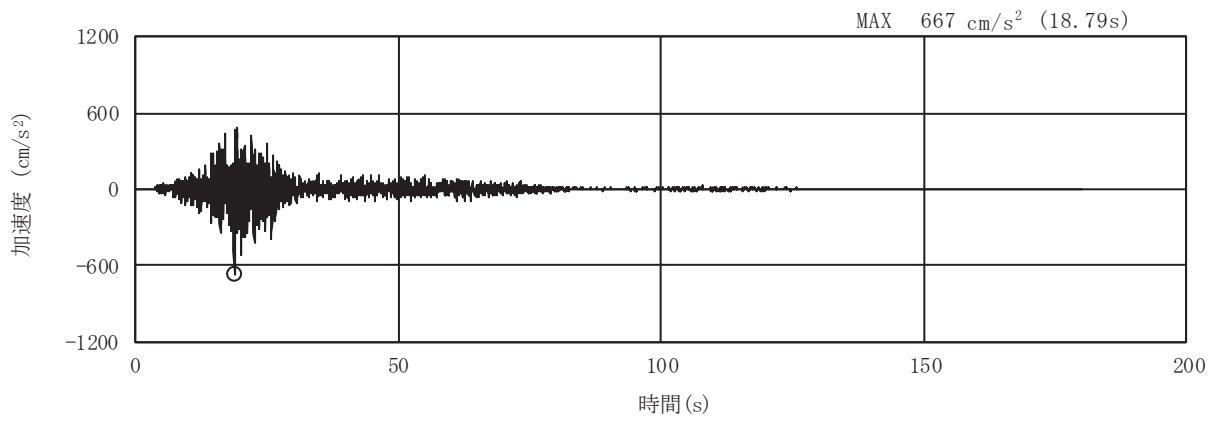


(a) 加速度時刻歴波形

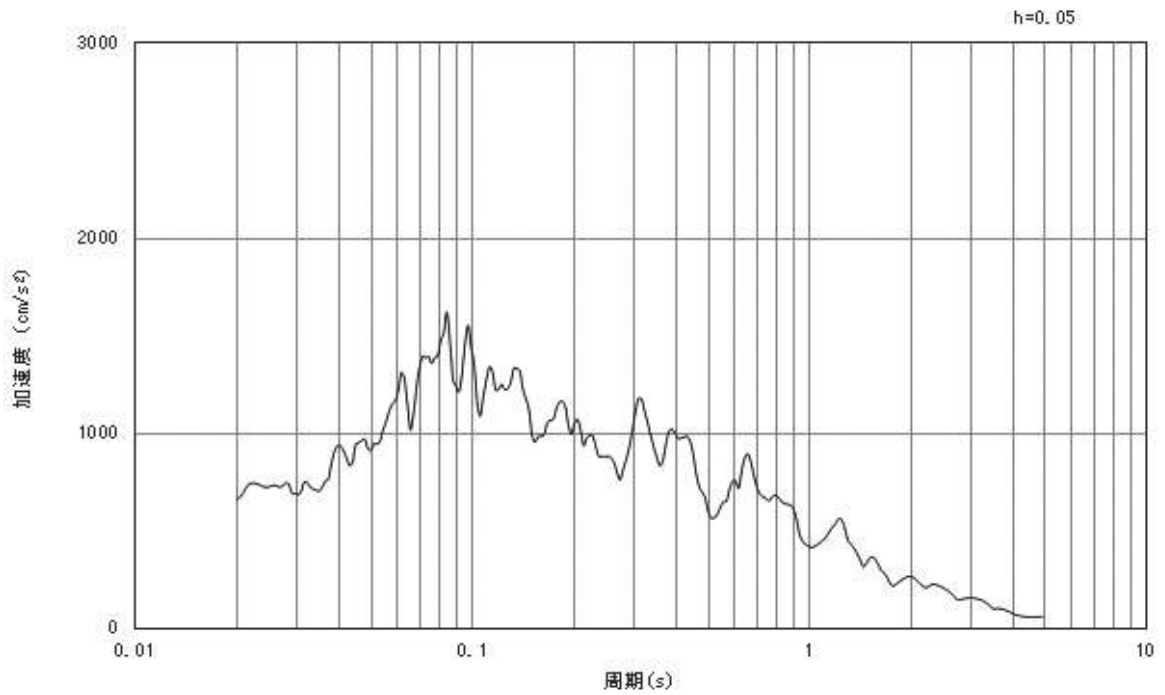


(b) 加速度応答スペクトル

図3-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - D 3)

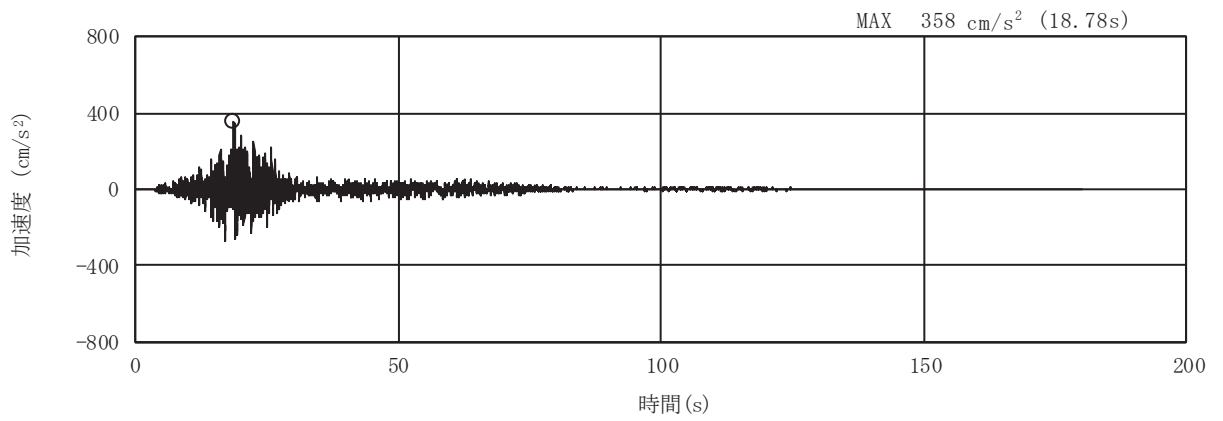


(a) 加速度時刻歴波形

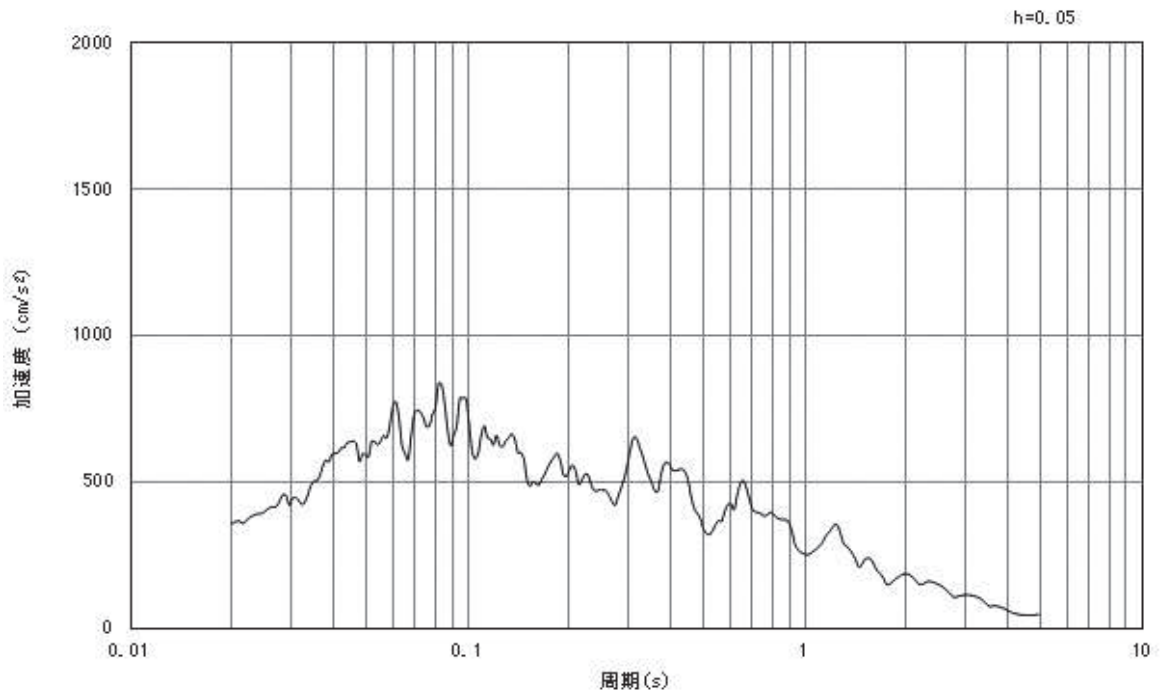


(b) 加速度応答スペクトル

図3-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 1)

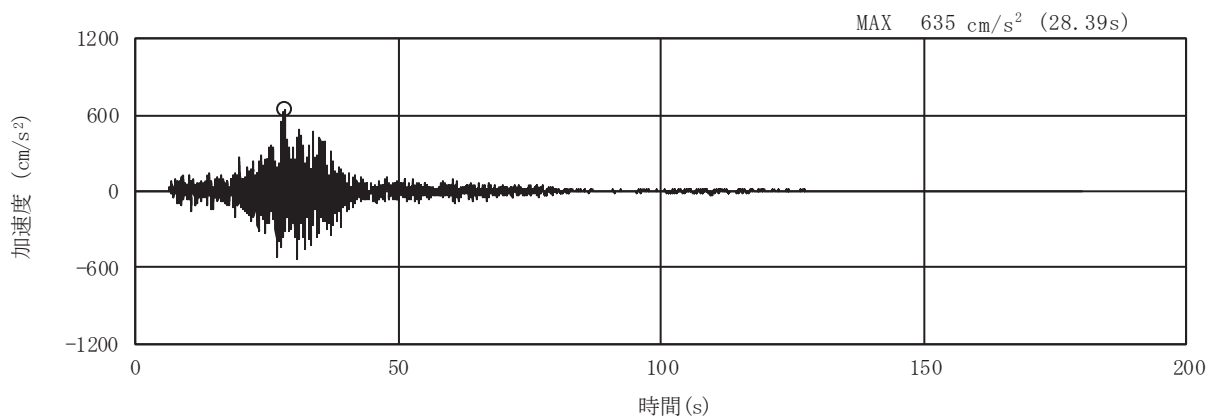


(a) 加速度時刻歴波形

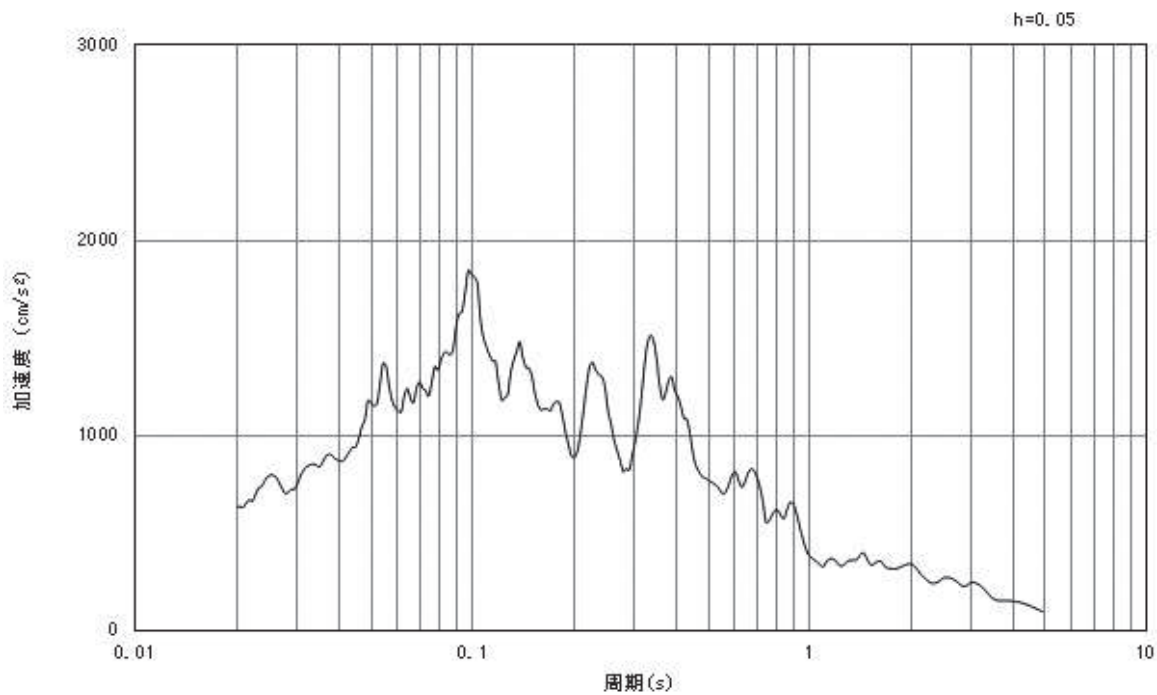


(b) 加速度応答スペクトル

図3-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 1)

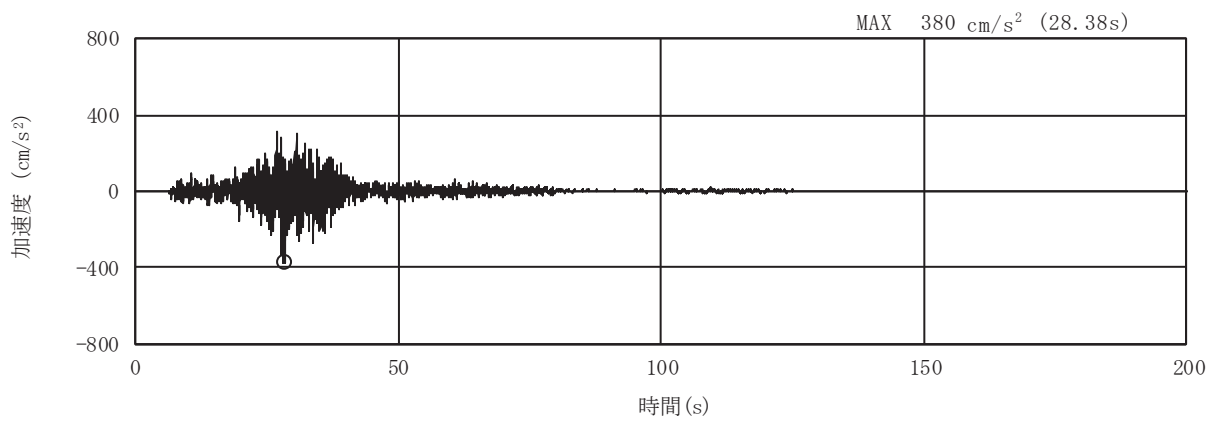


(a) 加速度時刻歴波形

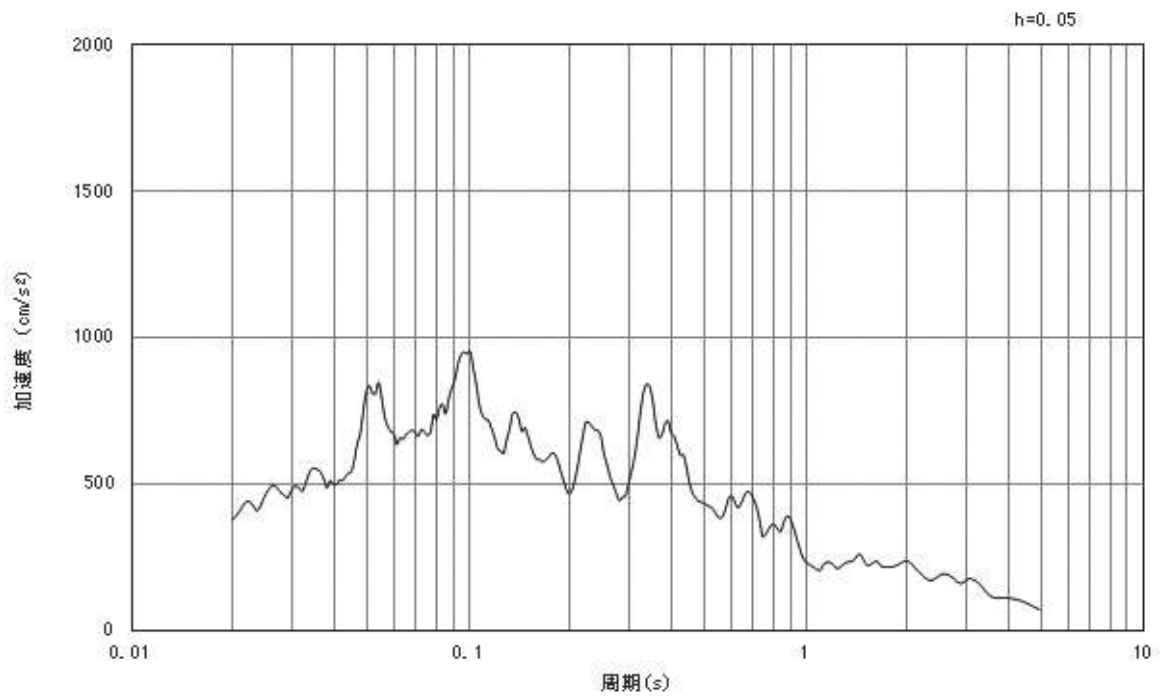


(b) 加速度応答スペクトル

図3-14 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 2)

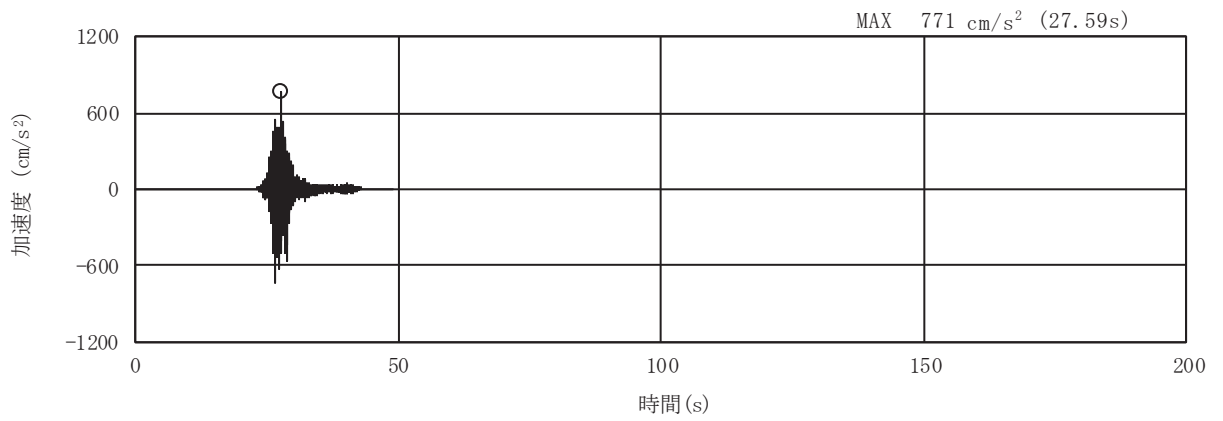


(a) 加速度時刻歴波形

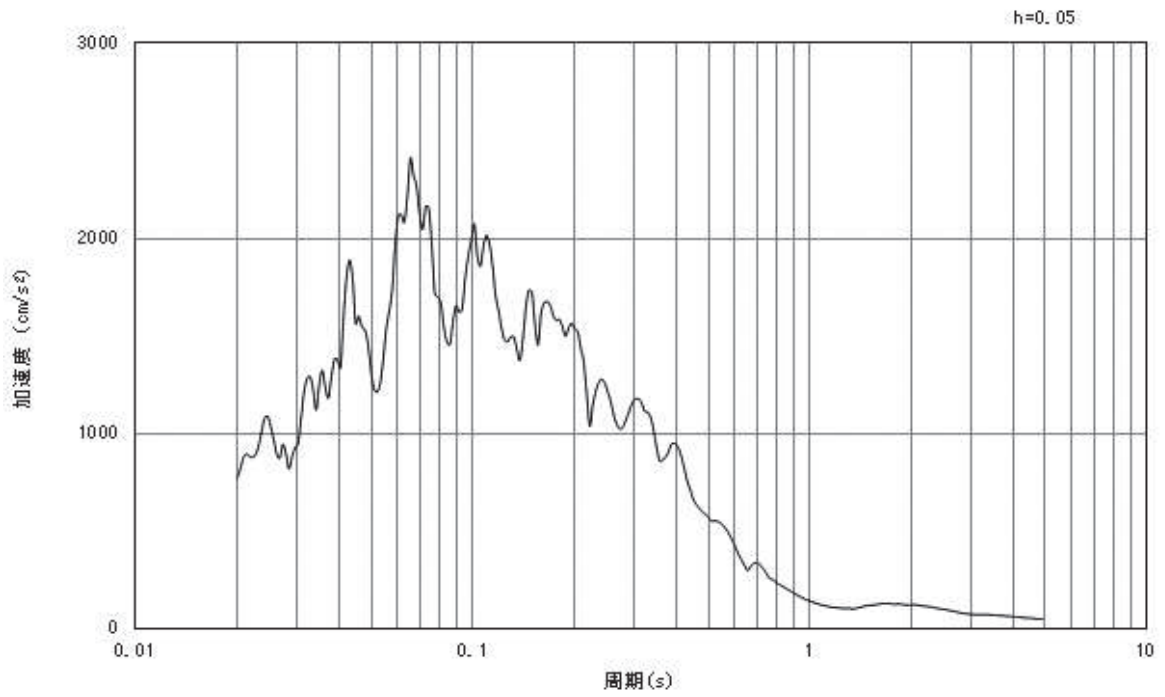


(b) 加速度応答スペクトル

図3-15 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 2)

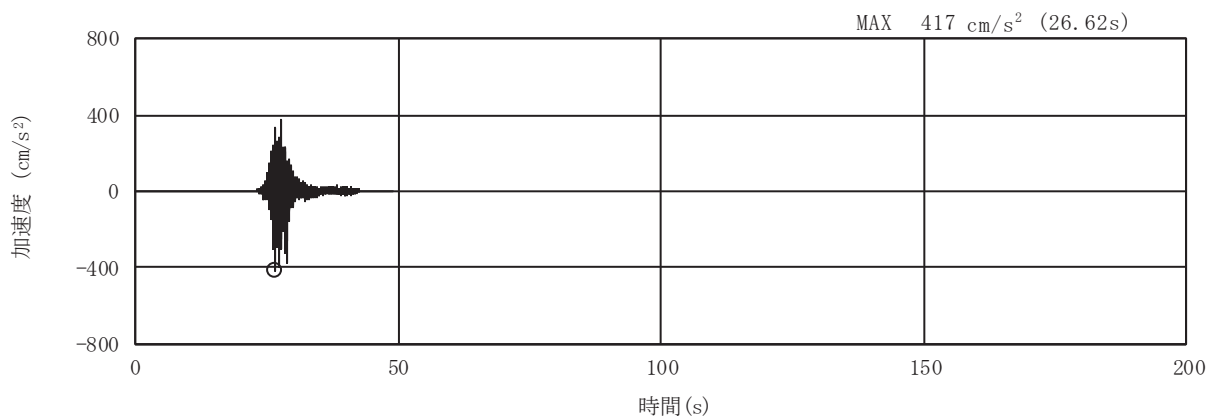


(a) 加速度時刻歴波形

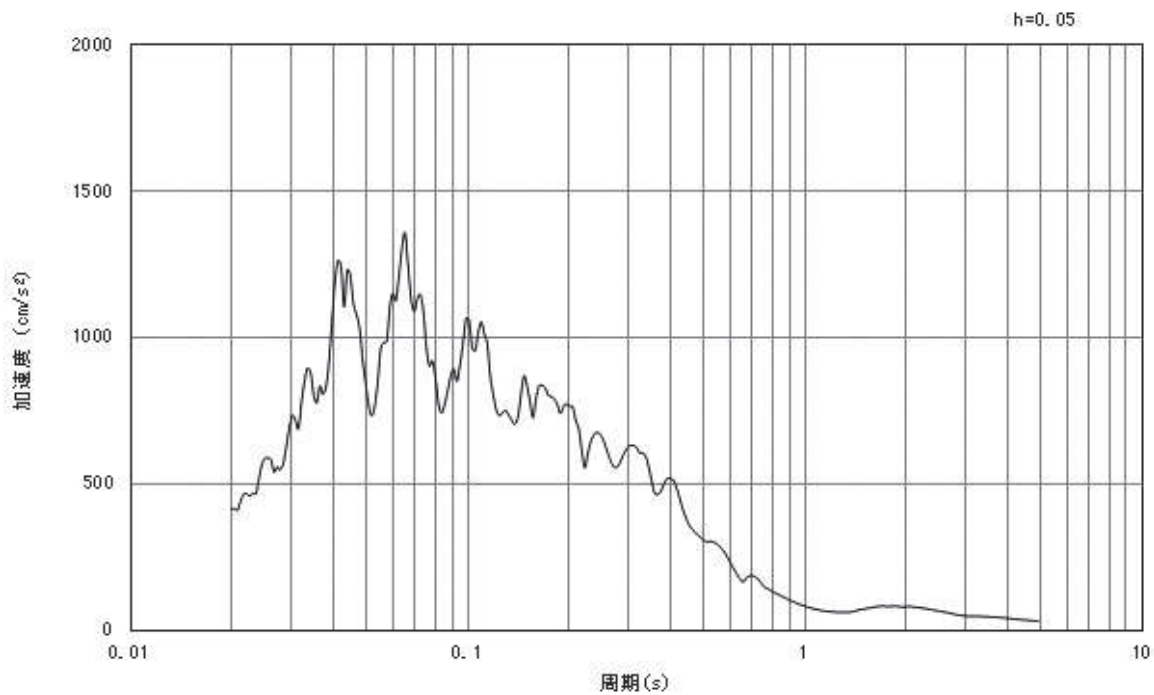


(b) 加速度応答スペクトル

図3-16 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 3)

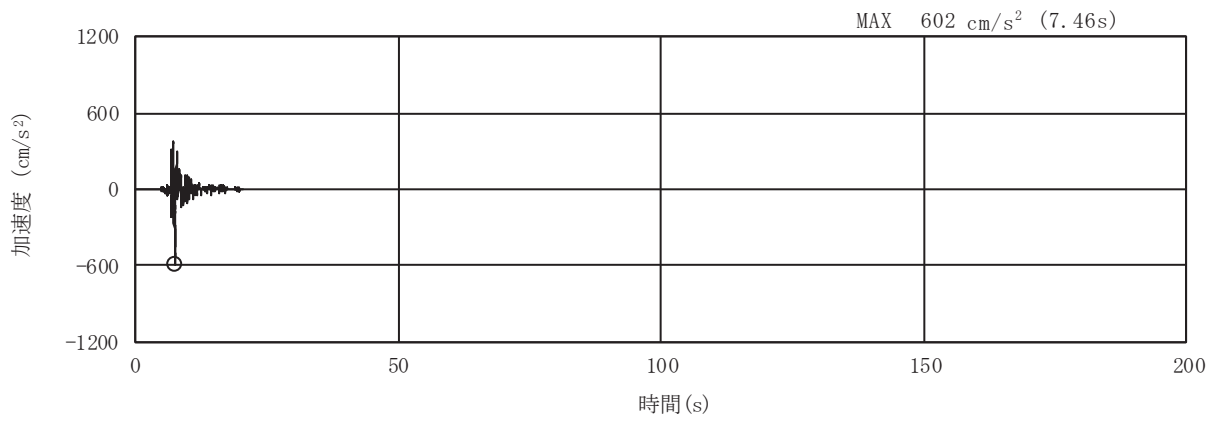


(a) 加速度時刻歴波形

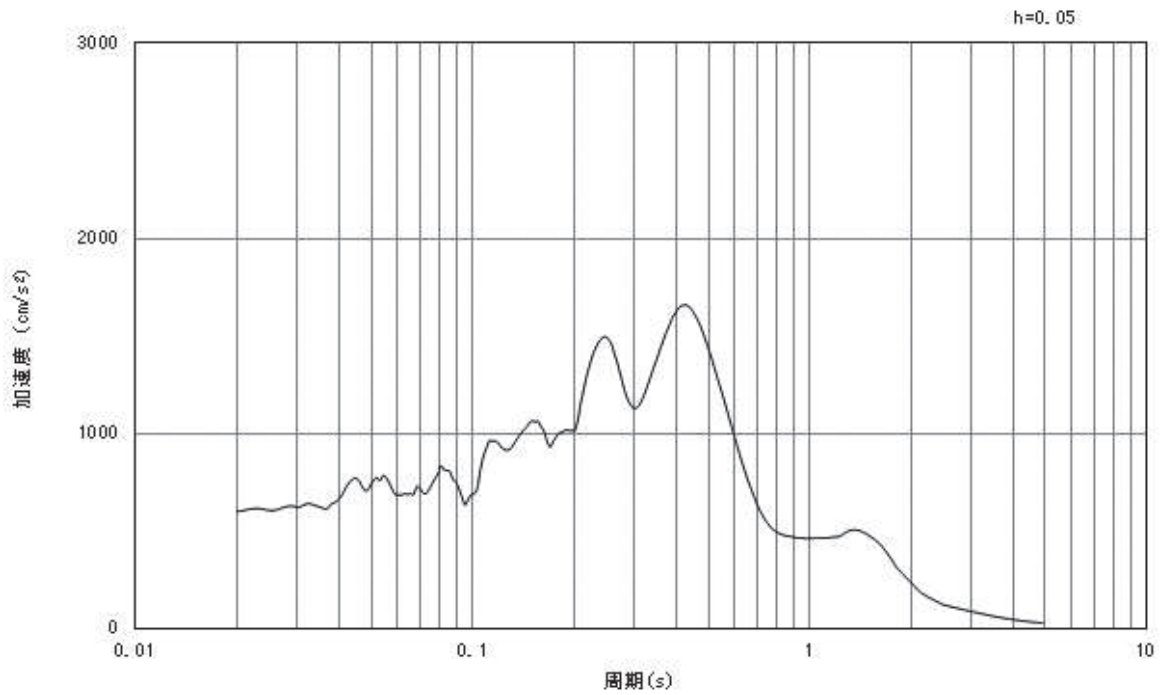


(b) 加速度応答スペクトル

図3-17 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 3)

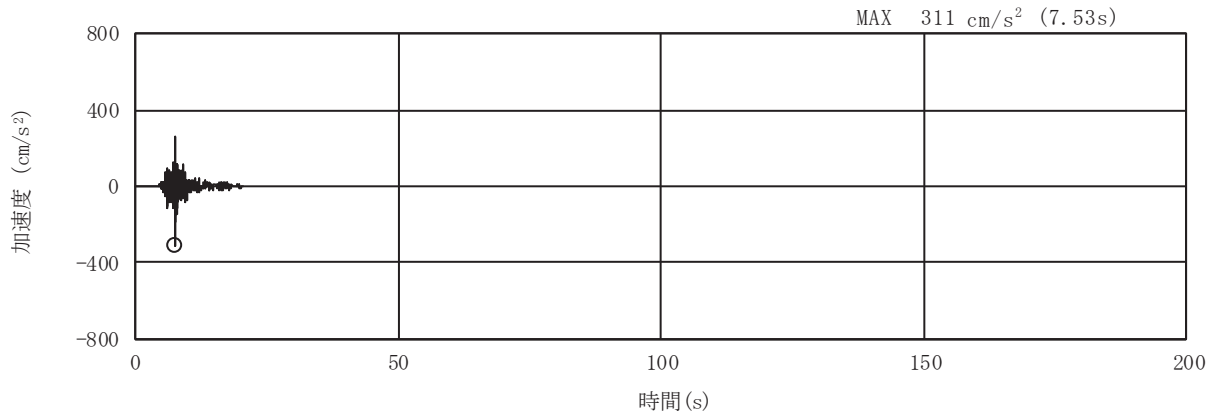


(a) 加速度時刻歴波形

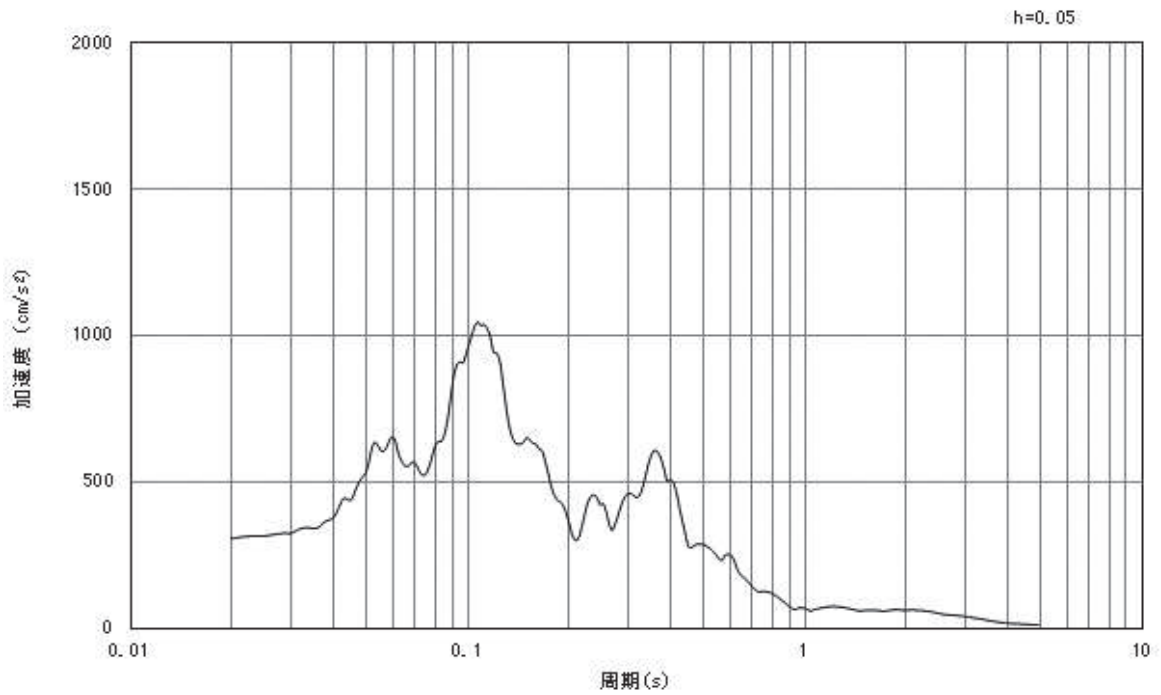


(b) 加速度応答スペクトル

図3-18 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図3-19 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
(鉛直成分：S s - N 1)

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 解析モデル

取水口、貯留堰の地震応答解析モデルを図 3-20 及び図 3-21 に示す。

(1) 解析領域

二次元有限要素法による時刻歴応答解析の解析モデルの解析領域は、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に及ばないように、十分に広い領域とする。

(2) 境界条件

二次元有限要素法による時刻歴応答解析の解析モデル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。

(3) 構造物のモデル化

取水口の標準部と漸縮部の剛性の違いが地震時荷重に影響を及ぼすことから、地震応答解析は、それぞれのエリアで構造物と等価な剛性を有する二次元等価剛性モデルを作成して実施することとし、構造部材については、線形はり要素及び平面応力要素によりモデル化する。

(4) 地盤のモデル化

D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、盛土・旧表土、D級岩盤及び改良地盤は、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。

(5) ジョイント要素の設定

地震時の「MMR と構造物」、「盛土及び岩盤と MMR」、「盛土及び岩盤と改良地盤」及び「盛土と構造物」との接合面における剥離及びすべりを考慮するため、これらの接合面にジョイント要素を設定する。

(6) 水位条件

内水位は、朔望平均満潮位 (O.P. +2.43m) とする。

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 3-5 に、設計用地下水位を図 3-22 及び図 3-23 に示す。

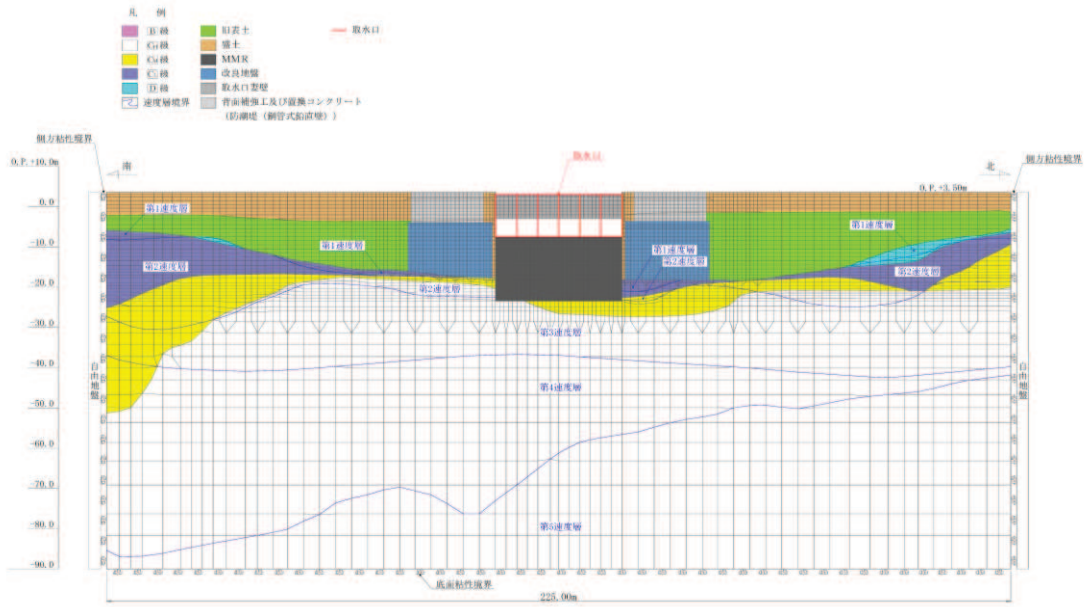


図 3-20 取水口，貯留堰の地震応答解析モデル（標準部）

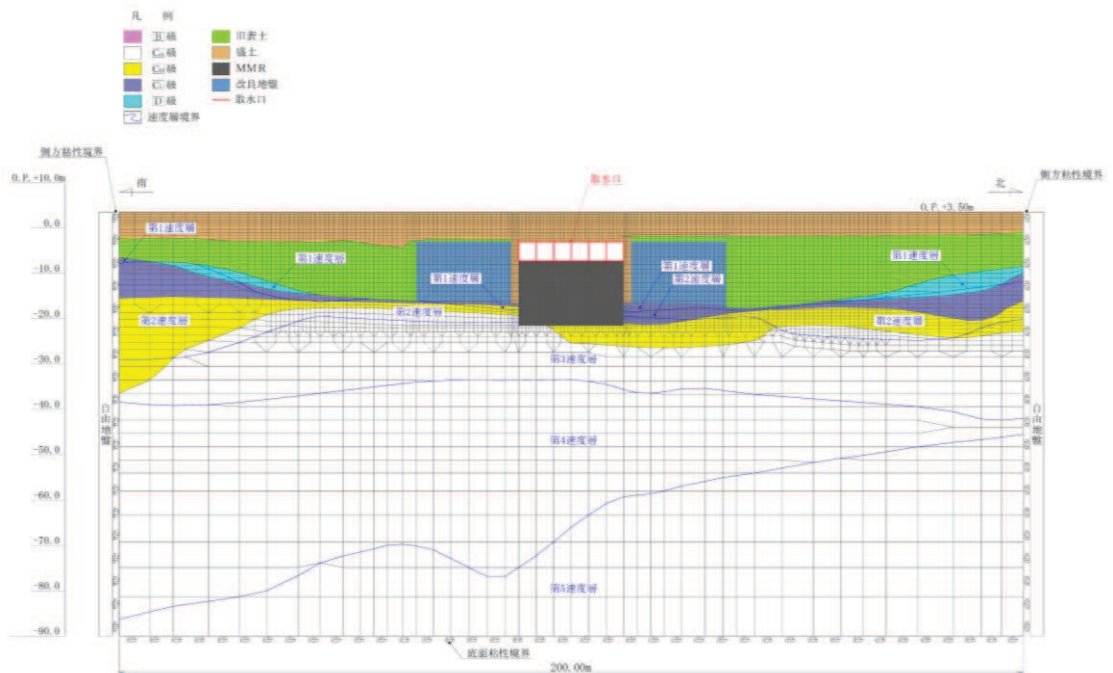


図 3-21 取水口，貯留堰の地震応答解析モデル（漸縮部）

表 3-5 設計用地下水位の一覧

施設名称	地震時荷重算出断面	設計用地下水位
取水口, 貯留堰	A-A断面 (標準部)	O. P. +2. 43m ^{*1, 2}
	B-B断面 (漸縮部)	O. P. +2. 43m ^{*1, 2}

注記*1: 朔望平均満潮位。

*2: 東北地方太平洋沖地震による約 1mの沈降を, 朔望平均満潮位を O. P. +1. 43 から O. P. +2. 43m とすることにより考慮する。

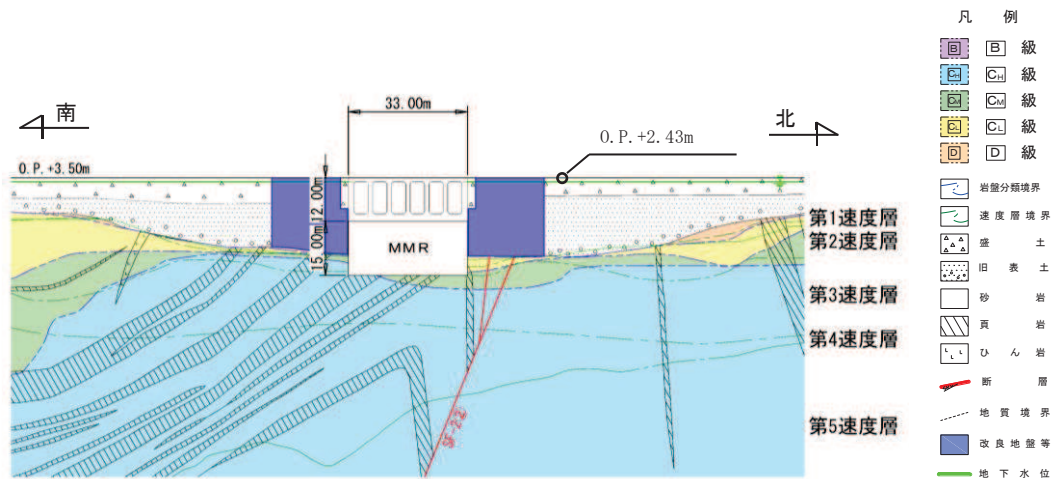


図 3-22 設計用地下水位 (A-A 断面, 標準部)

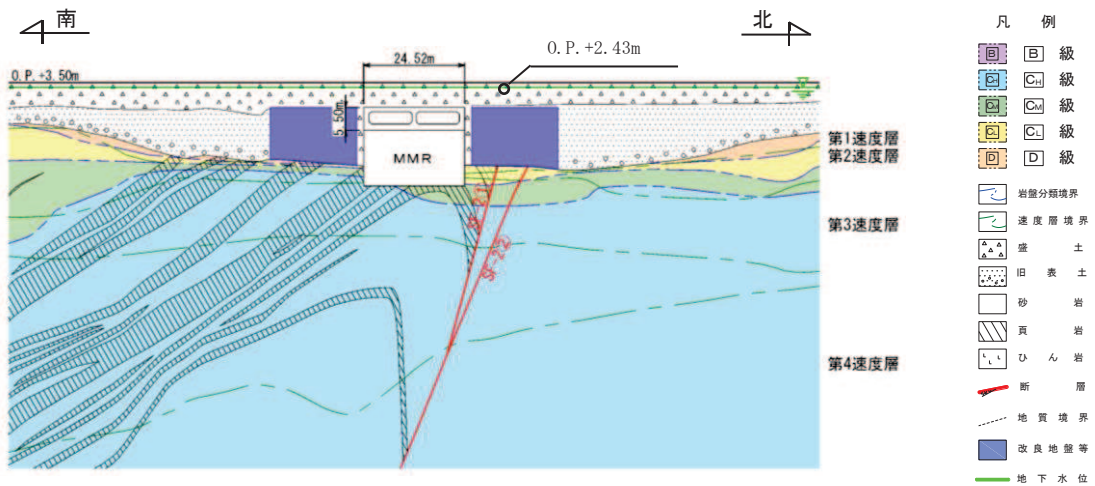


図 3-23 設計用地下水位 (B-B 断面, 漸縮部)

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 3-6 に、材料の物性値を表 3-7 に示す。

表 3-6 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 3-7 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)	実強度*	3.06×10 ⁴ 解析ケース④, ⑨
		設計基準強度	2.33×10 ⁴ 解析ケース①, ②, ③, ⑥, ⑦, ⑧
	ポアソン比	0.2	

注記* : 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。

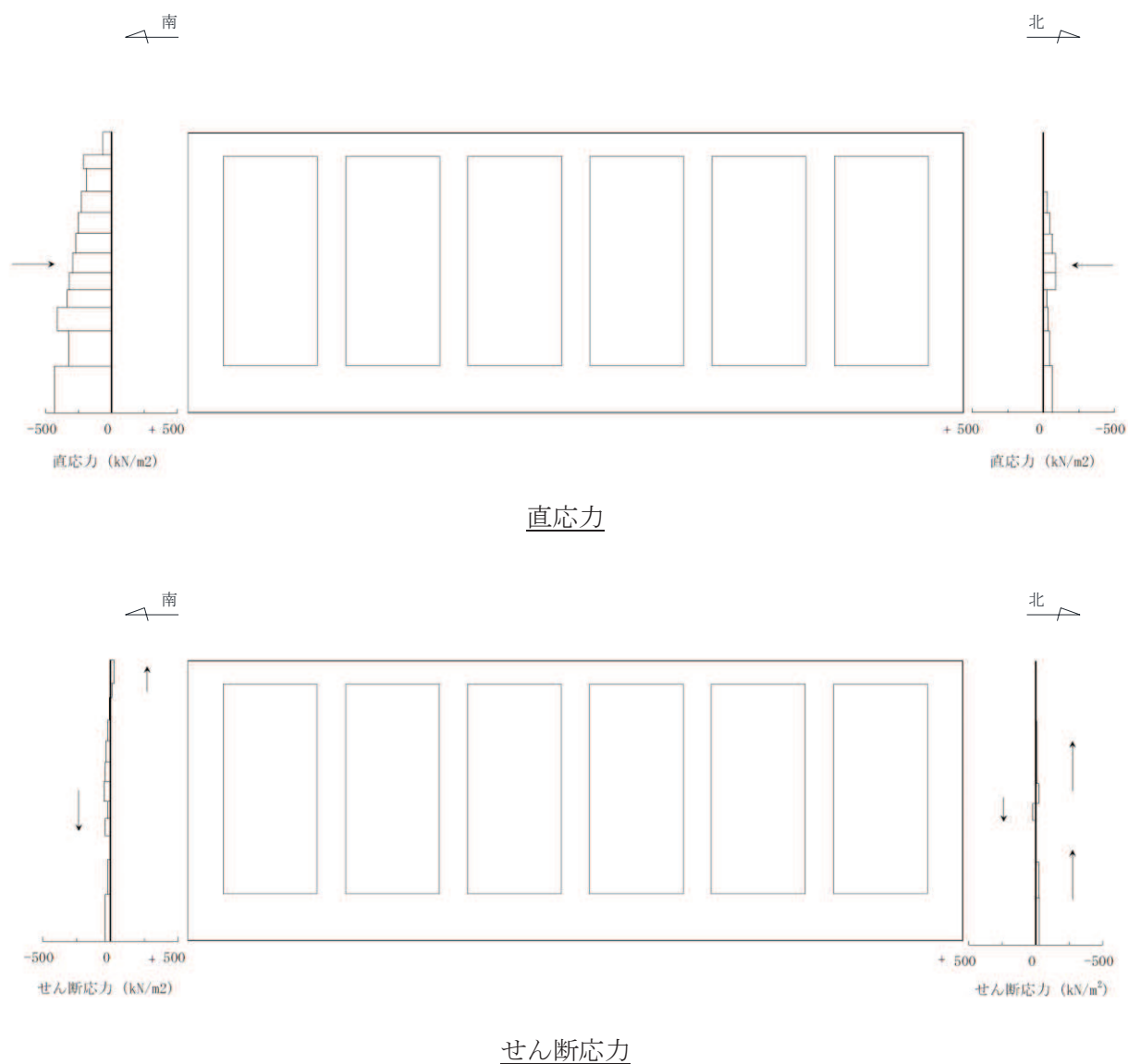
3.5.3 地盤の物性値

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。

3.6 地震応答解析結果

3.6.1 全応力解析による地震時荷重

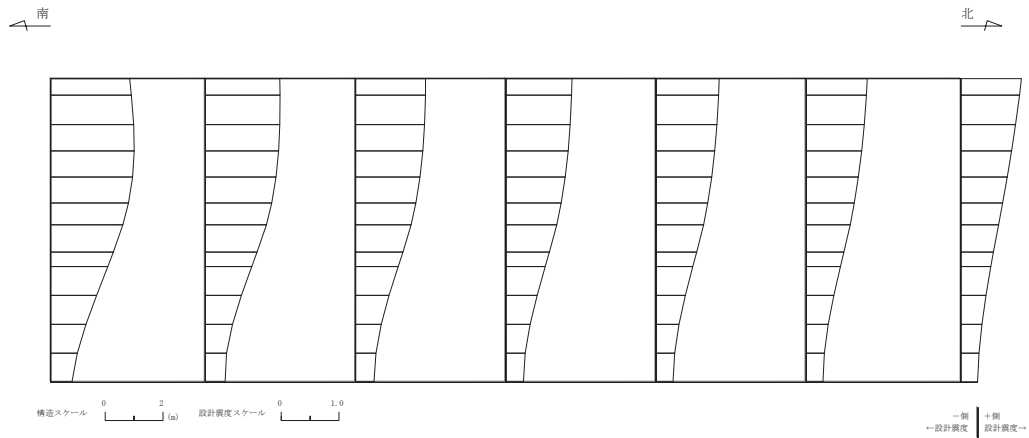
曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査のうち、全応力解析における地震時荷重を用いた三次元構造解析の結果において照査値が最大となる作用荷重分布図を図3-24及び図3-25に示す。



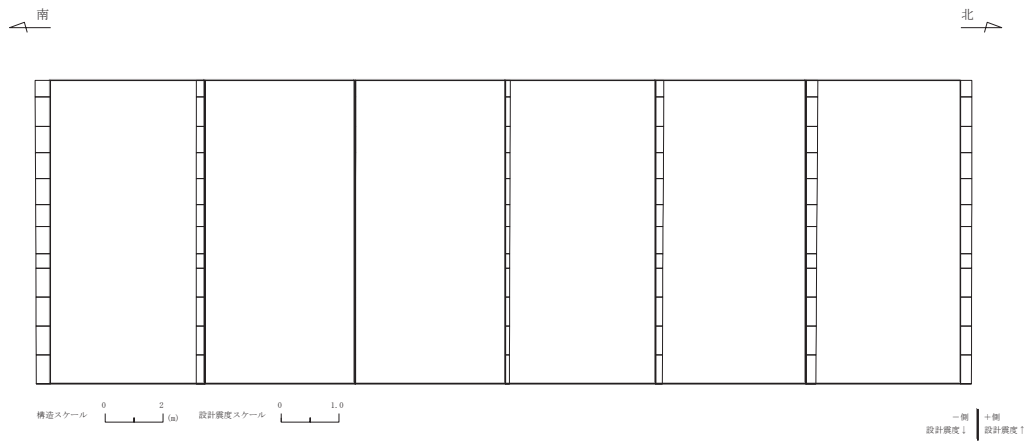
図中の矢印は荷重の作用方向を示す

図3-24(1) 作用荷重分布図（直応力及びせん断応力）
 (A-A断面（標準部），解析ケース③，S s - D 2（++））

○ 2 ⑥ VI-2-10-4-3 R 2

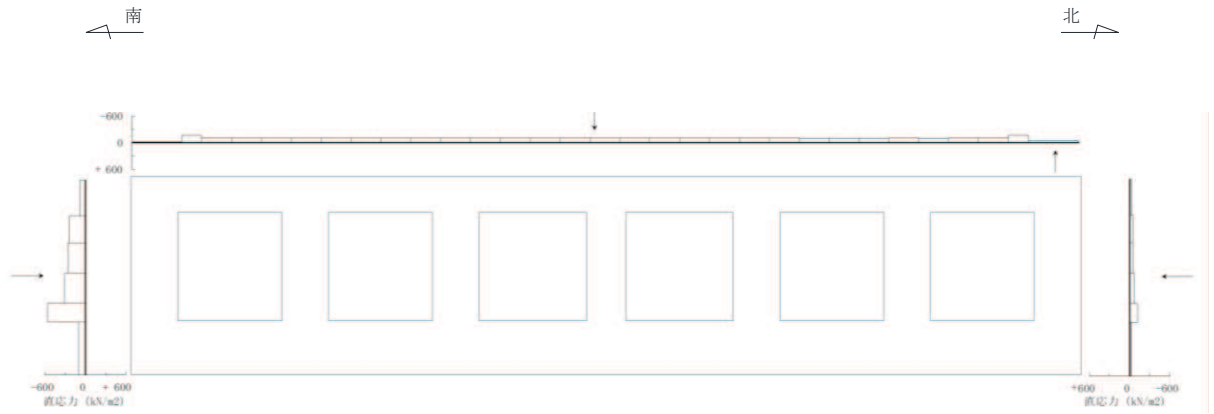


水平震度

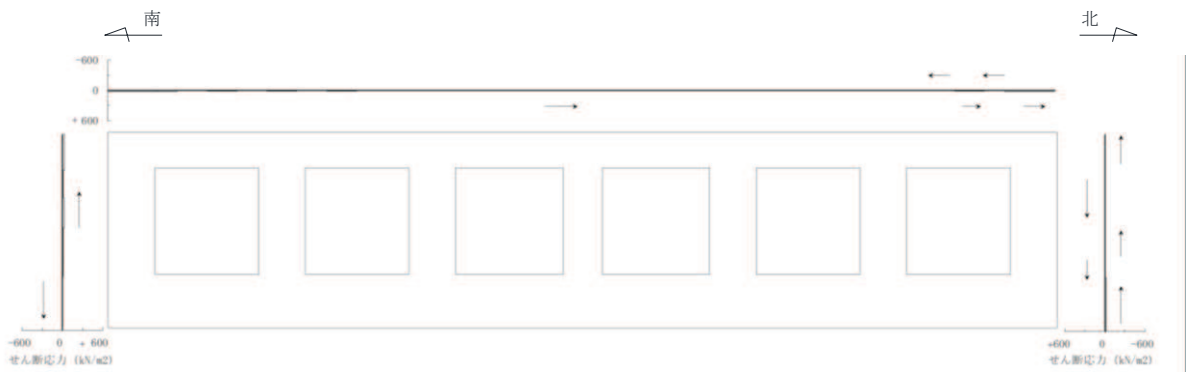


鉛直震度

図 3-24(2) 作用荷重分布図 (設計震度分布)
(A-A 断面 (標準部), 解析ケース③, S s - D 2 (++))



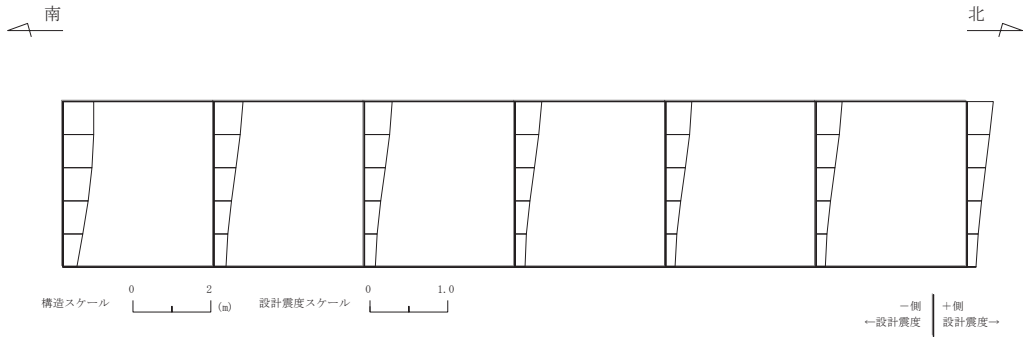
直応力



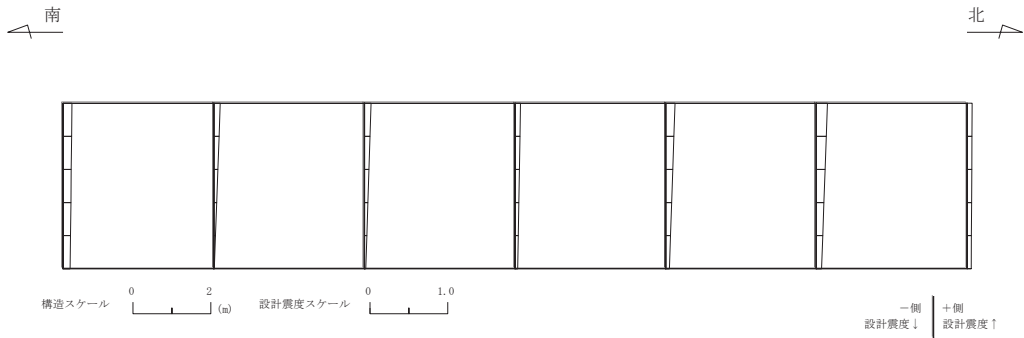
せん断応力

図中の矢印は荷重の作用方向を示す

図 3-25(1) 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
 (B-B 断面 (漸縮部), 解析ケース③, S s - D 2 (++))



水平震度



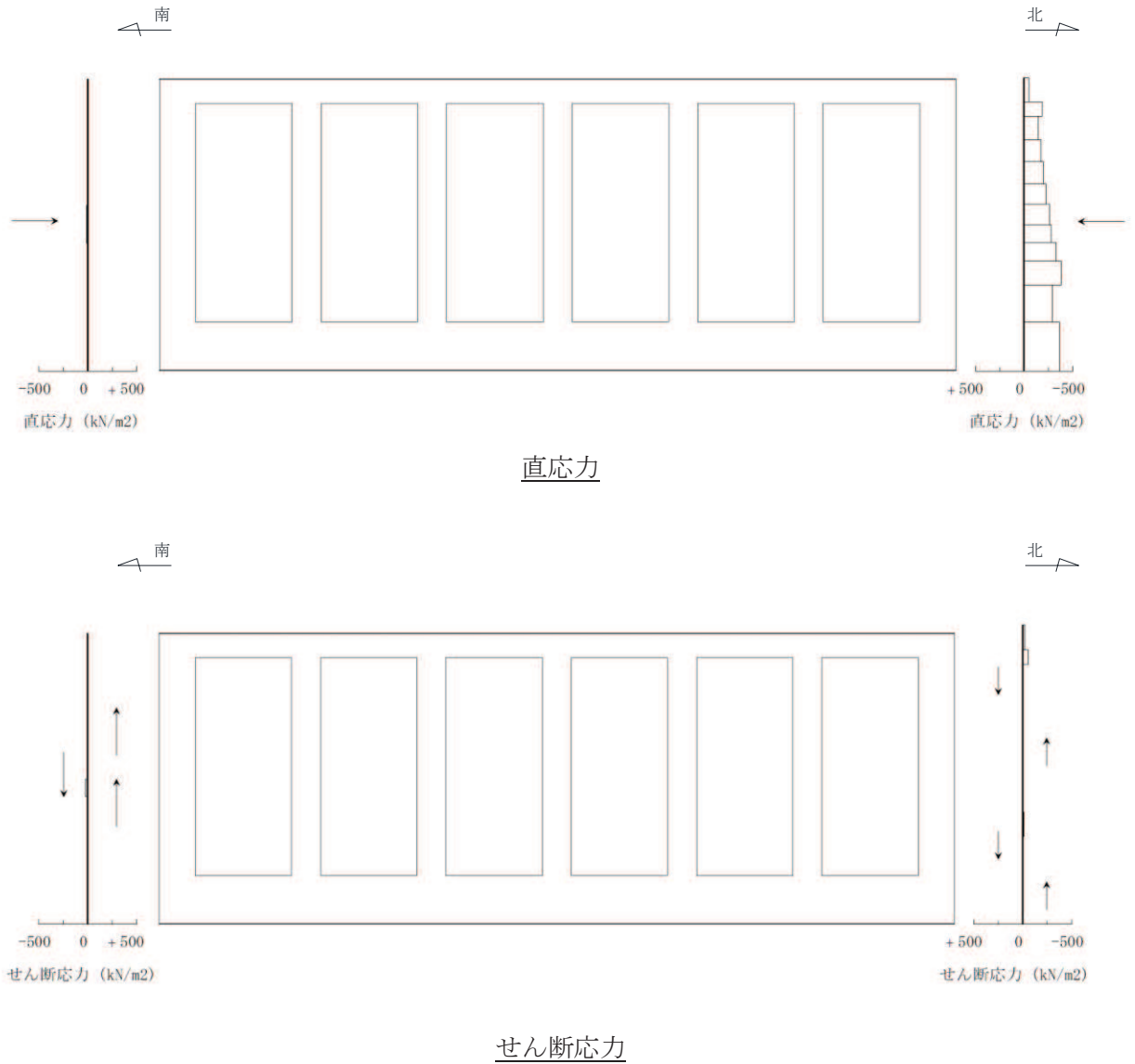
鉛直震度

図 3-25(2) 作用荷重分布図 (設計震度分布)
(B-B 断面 (漸縮部), 解析ケース③, S s - D 2 (++))

VI-2-10-4-3 R 2
⑥
O 2

3.6.2 有効応力解析による地震時荷重

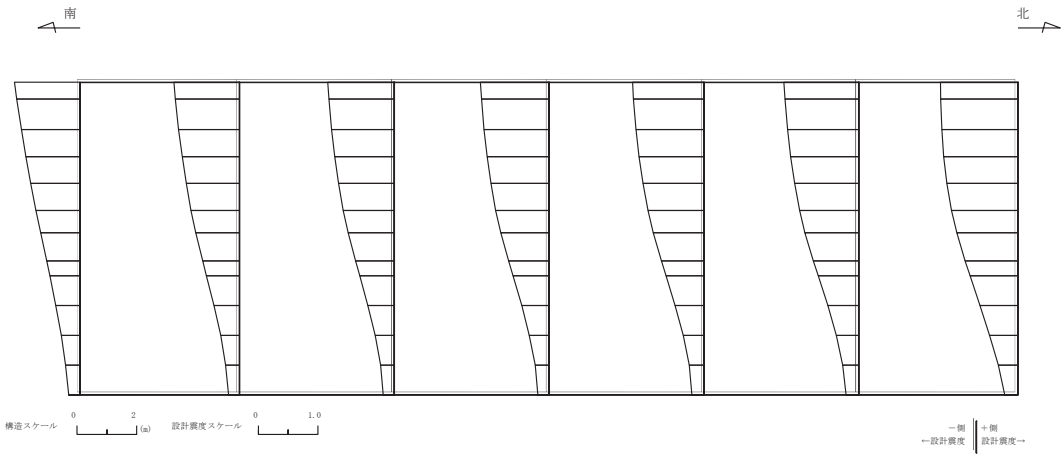
構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査のうち、有効応力解析による地震時荷重を用いた三次元構造解析の結果において照査値が最大となる作用荷重分布図を図3-26及び図3-27に示す。



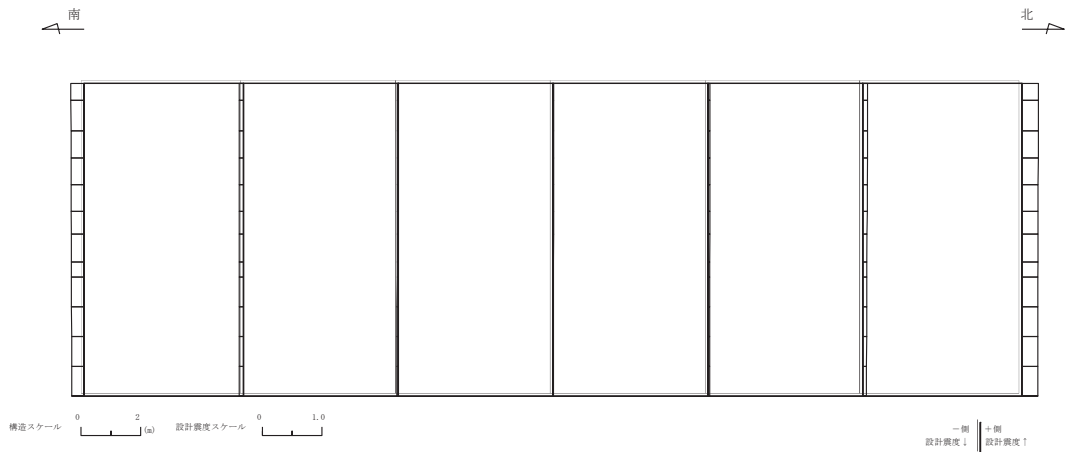
図中の矢印は荷重の作用方向を示す

図3-26(1) 作用荷重分布図（直応力及びせん断応力）
 (A-A断面（標準部）、解析ケース⑨、S s-D 2（++））

○ 2 ⑥ VI-2-10-4-3 R 2



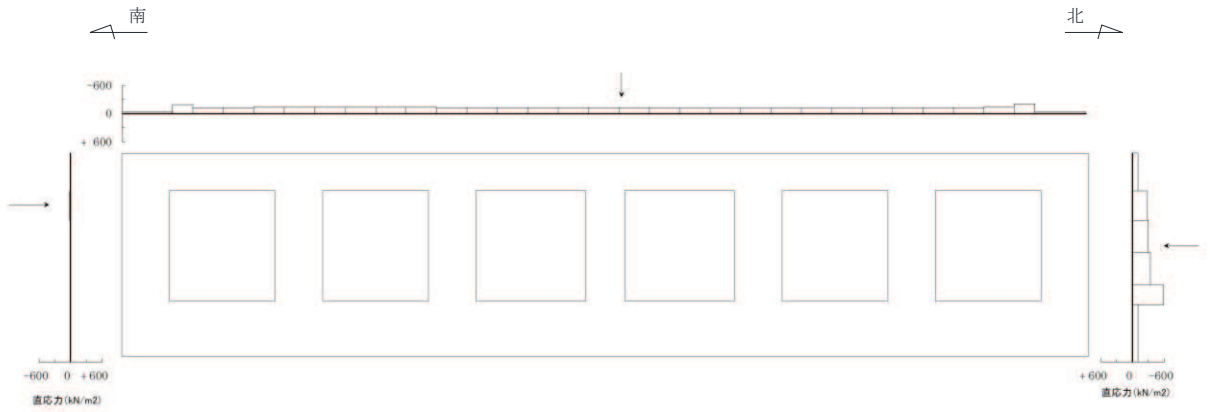
水平震度



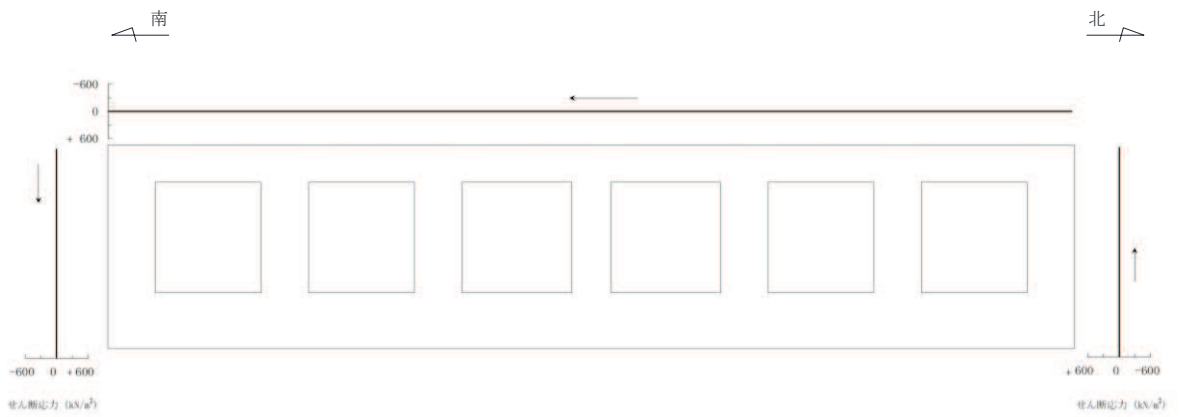
鉛直震度

図 3-26(2) 作用荷重分布図 (設計震度分布)
(A-A 断面 (標準部), 解析ケース⑨, S s - D 2 (++))

○ 2 ⑥ VI-2-10-4-3 R 2



直応力

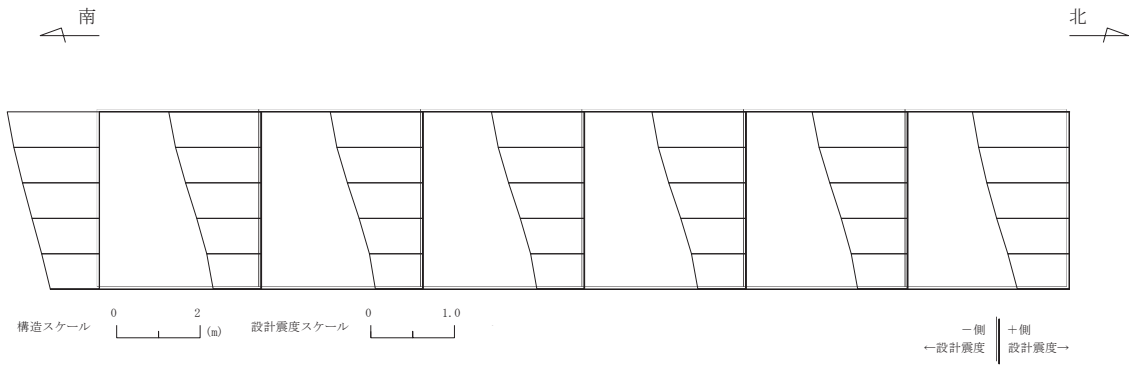


せん断応力

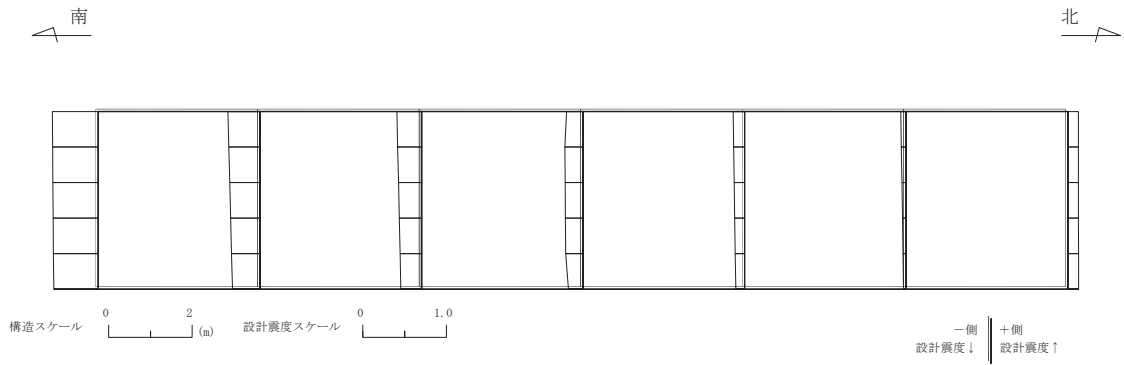
図中の矢印は荷重の作用方向を示す

図 3-27(1) 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
(B-B 断面 (漸縮部), 解析ケース⑨, S s - D 2 (++))

R 2
VI-2-10-4-3
⑥
O 2



水平震度



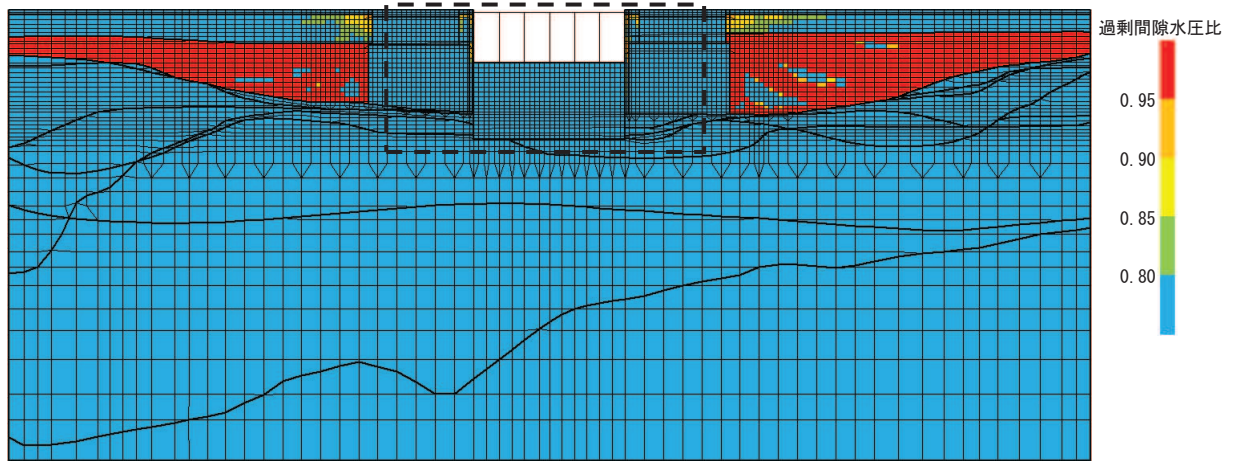
鉛直震度

図 3-27(2) 作用荷重分布図 (設計震度分布)
(B-B 断面 (漸縮部), 解析ケース⑥, S s - D 2 (++))

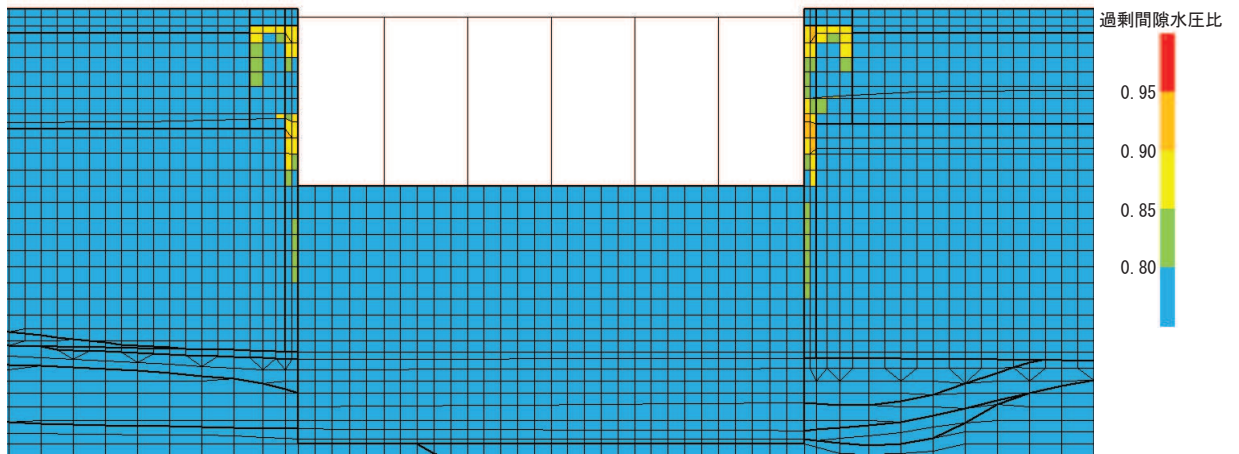
3.6.3 過剰間隙水圧比分布

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。

過剰間隙水圧比分布図を図 3-28 及び図 3-29 に示す。

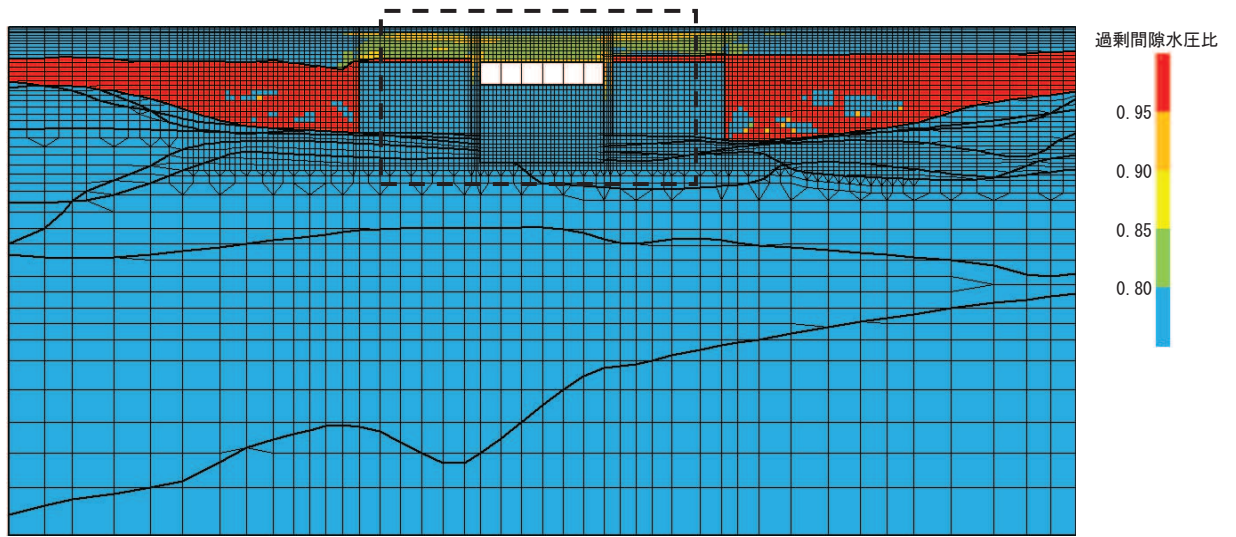


(a) 全体図

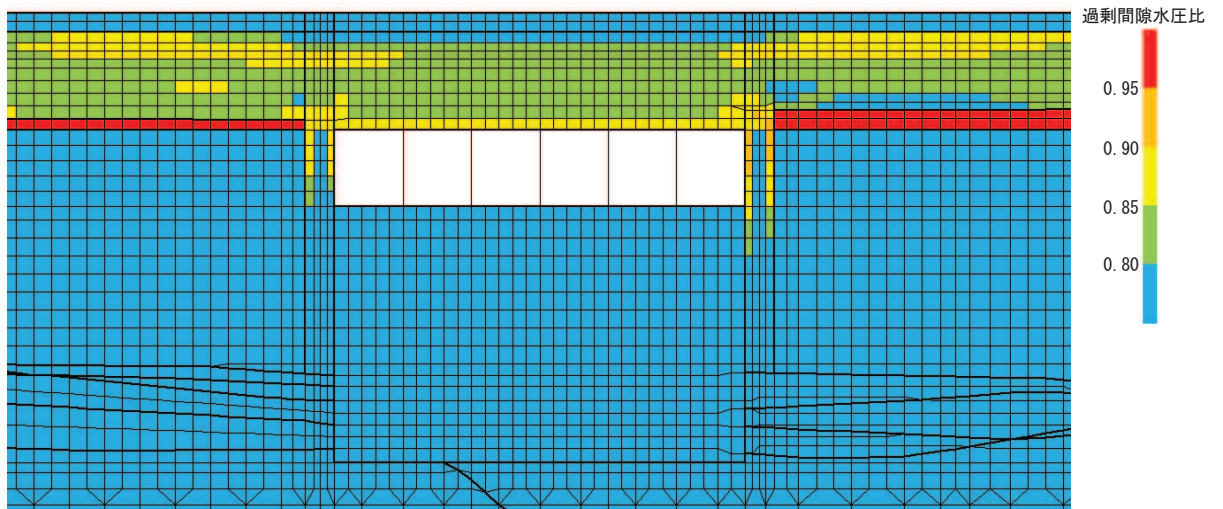


(b) 構造物周辺拡大図

図 3-28 最大過剰間隙水圧比分布図 (標準部)
(解析ケース⑨, S_s-D2 (++))



(a) 全体図



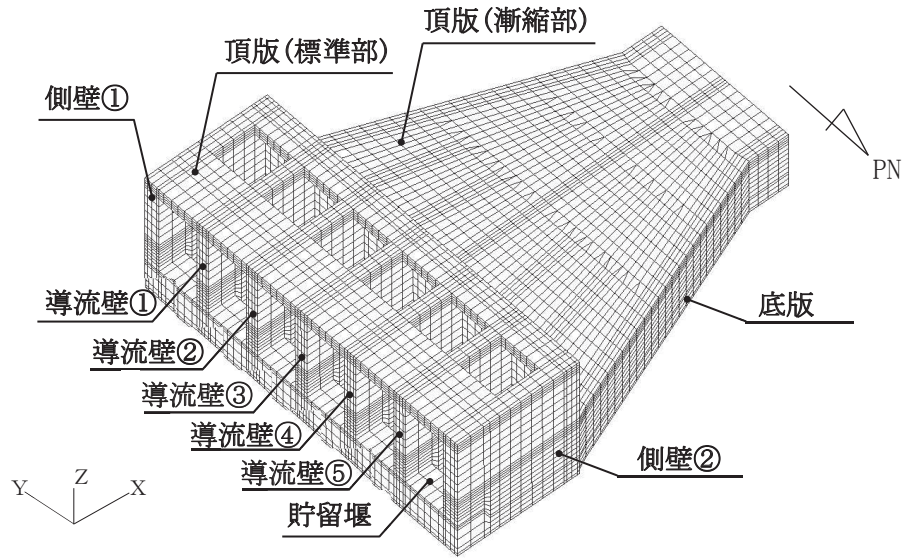
(b) 構造物周辺拡大図

図 3-29 最大過剰間隙水圧比分布図 (漸縮部)
(解析ケース⑥, S s - D 2 (++))

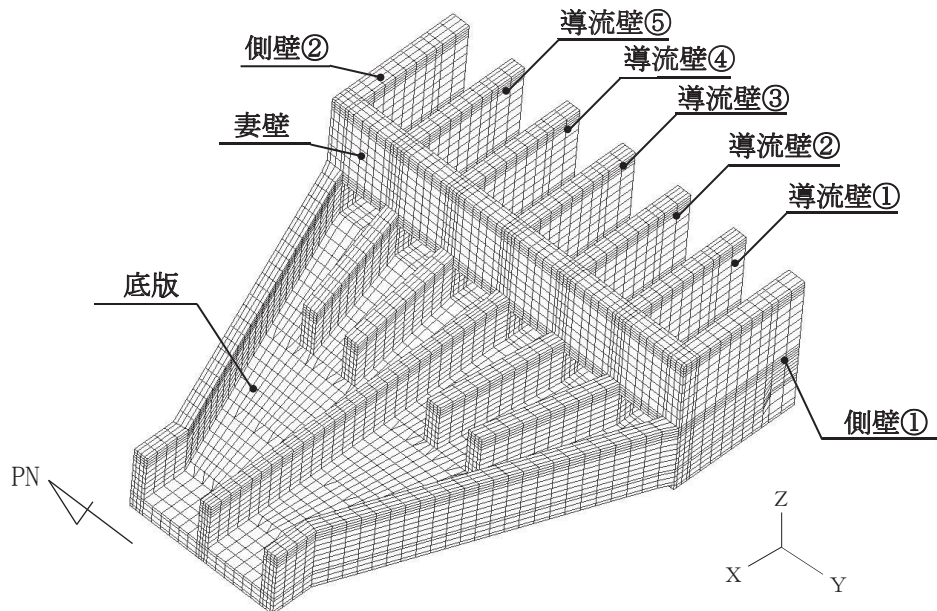
4. 三次元構造解析

4.1 評価対象部材

三次元構造解析の評価対象部材は、取水口を構成する構造部材である頂版（標準部）、頂版（漸縮部）、側壁、導流壁、底版、妻壁、及び取水口と一体構造となっている貯留堰とする。評価対象部材を図4-1に示す。



(a) 鳥瞰図（東側視点）



(b) 鳥瞰図（西側視点：頂板非表示）

図4-1 三次元構造解析の評価対象部材

4.2 解析方法

取水口，貯留堰の三次元構造解析は，「3. 地震応答解析」より得られた応答値に基づき，水平方向及び鉛直方向の荷重を入力し，各構造部材について，曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を実施する。

三次元構造解析には，解析コード「COM3 ver. 9.15」を用いる。なお，解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

4.3 解析モデルの諸元

4.3.1 解析モデル

三次元構造解析モデルの要素座標系を図4-2に，ソリッド要素における各要素の断面力の方向を図4-3に示す。

圧縮縁ひずみの算出には解析コード「StrainCom3 Ver. 2021.01.26」を，主筋ひずみの算定には解析コード「Com3FldModRun Ver. 2021.01.06」を，断面力の算出には解析コード「Com3EvalSh Ver. 2021.01.27」を用いる。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。

(1) 構造物のモデル化

構造物は，コンクリート及び鉄筋の非線形特性を考慮した非線形ソリッド要素でモデル化する。構造部材のモデル化にあたっては，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。構造部材（鉄筋コンクリート）の非線形特性を図4-4及び図4-5に示す。

(2) 境界条件

三次元構造解析モデルの底面には，地盤ばね要素を配置する。

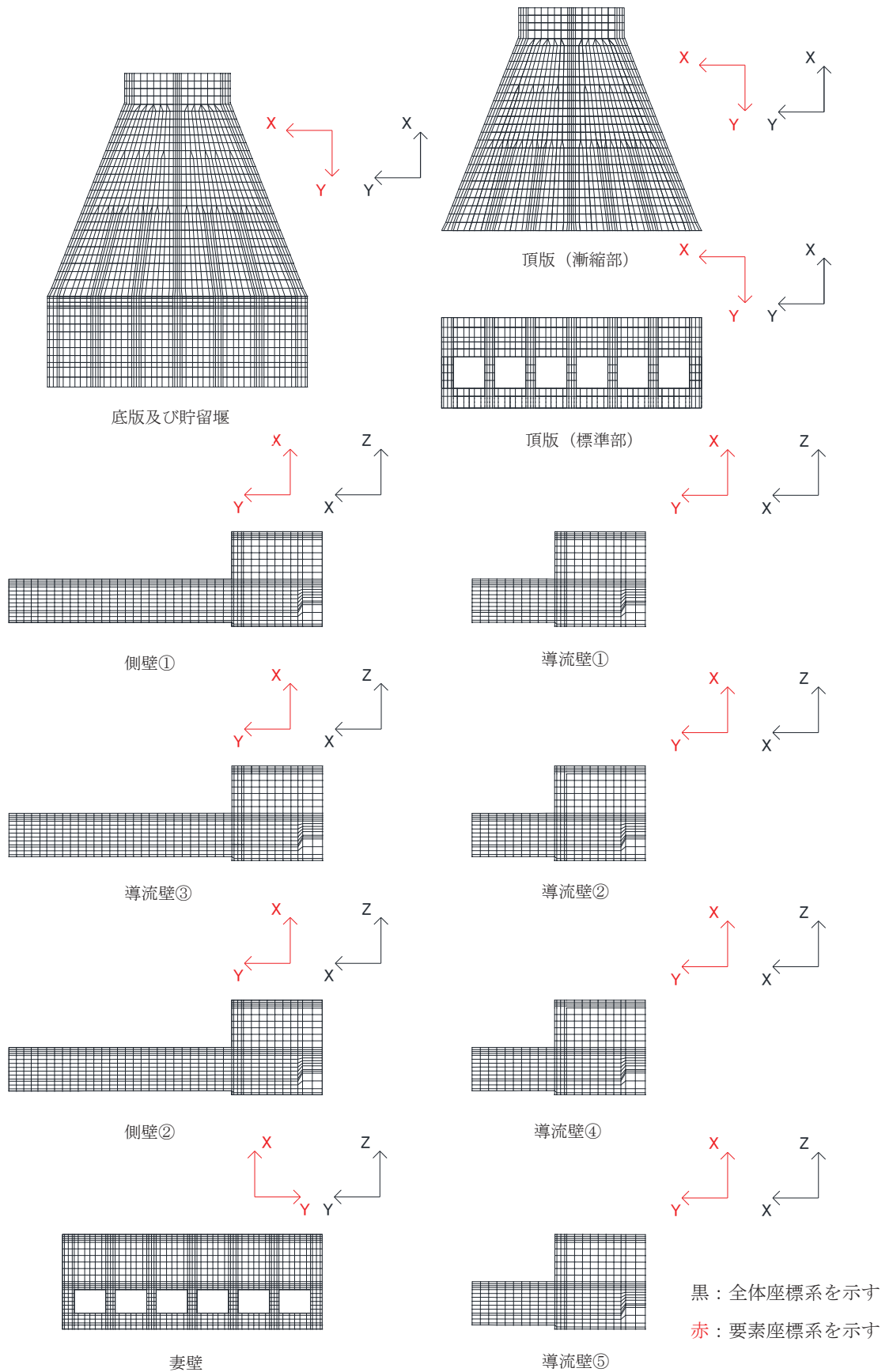


図 4-2 要素座標系

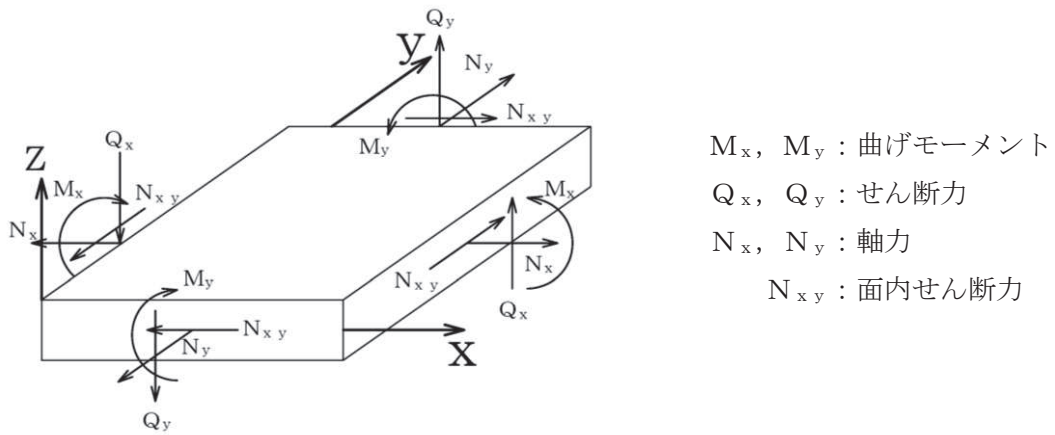


図4-3 ソリッド要素における断面力の方

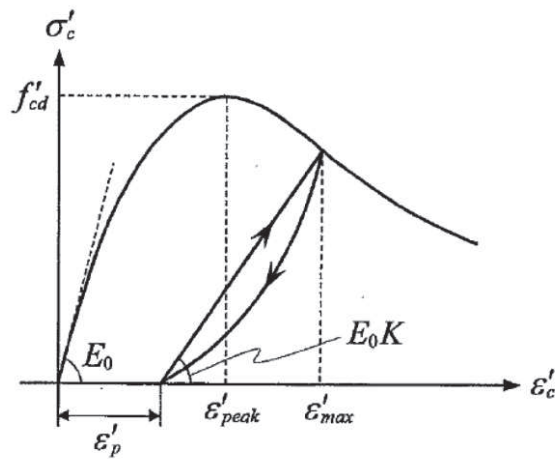


図4-4 構造部材の非線形特性（コンクリートの応力-ひずみ関係）
 （「土木学会 2017年 コンクリート標準示方書[設計編]」より引用）

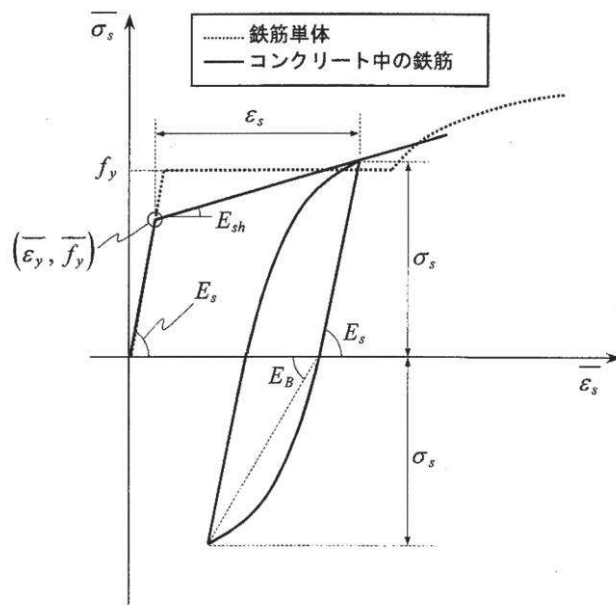


図 4-5 構造部材の非線形特性（鉄筋の応力-ひずみ関係）
 （「土木学会 2012 年 コンクリート標準示方書[設計編]」より引用）

4.3.2 使用材料及び材料の物性値

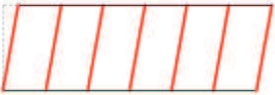

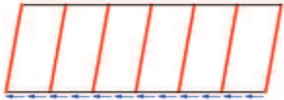

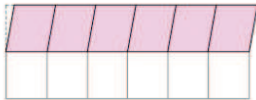
取水口，貯留堰の使用材料及び材料の物性値は，「3.5.2 使用材料及び材料の物性値」に基づき設定する。

4.4 照査時刻及び入力荷重

4.4.1 照査時刻

構造部材の健全性評価において、照査時刻は構造的特徴を踏まえ、損傷モードごと及び部材ごとに評価が厳しくなる時刻を地震応答解析の結果から複数選定する。表4-1に照査時刻の選定の考え方を示す。

表4-1 照査時刻の考え方

照査時刻	損傷モード	着目部位		荷重抽出時刻
時刻1	曲げ・軸力系の破壊	壁 (面外)		標準部における頂底板間の層間変位が最大となる時刻
時刻2		壁 (面外)		漸縮部における頂底板間の層間変位が最大となる時刻
時刻3	せん断破壊 (面外)	壁 (面外)		標準部の総水平荷重が最大となる時刻
時刻4		壁 (面外)		漸縮部の総水平荷重が最大となる時刻
時刻5	せん断破壊 (面内)	壁 (面内)		妻壁の層間変位が最大となる時刻

4.4.2 入力荷重

三次元構造解析の入力荷重は、地震応答解析に基づく「4.4.1 照査時刻」で選定した照査時刻における応答値を用いて算定する。入力荷重の一覧を表4-2及び表4-3に示す。

表4-2 三次元構造解析における入力荷重（標準部）

区分	種別	考慮する荷重
常時荷重	固定荷重	躯体自重
	常時土圧	躯体に作用する常時土圧
	常時水圧（内水）	躯体に作用する常時水圧
	常時水圧（外水）	躯体に作用する常時水圧
地震時荷重	慣性力	躯体に作用する慣性力
	地震時土圧	躯体に作用する地震時土圧
	地震時水圧（内水）	躯体に作用する地震時水圧*
	地震時水圧（外水）	躯体に作用する地震時水圧

注記*：地震応答解析から抽出した側壁及び導流壁の応答加速度に基づき算定する。

表4-3 三次元構造解析における入力荷重（漸縮部）

区分	種別	考慮する荷重
常時荷重	固定荷重	躯体自重
	常時土圧	躯体に作用する常時土圧
	常時水圧（内水）	躯体に作用する常時水圧
	常時水圧（外水）	躯体に作用する常時水圧
地震時荷重	慣性力	躯体に作用する慣性力
	地震時土圧	躯体に作用する地震時土圧
	地震時水圧（内水）	躯体に作用する地震時水圧*
	地震時水圧（外水）	躯体に作用する地震時水圧

注記*：地震応答解析から抽出した側壁及び導流壁の応答加速度に基づき算定する。

4.5 三次元構造解析結果

4.5.1 全応力解析による荷重に対する断面力分布

全応力解析による地震時荷重を用いた三次元構造解析における曲げ・軸力系の破壊に対する照査のうち、各部材のコンクリートの圧縮縁ひずみ、コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋のひずみに対して最大照査値となる評価時刻でのひずみ分布を図 4-6～図 4-8 に、せん断破壊に対して最大照査値となる評価時刻での断面力分布を図 4-9～図 4-14 に示す。

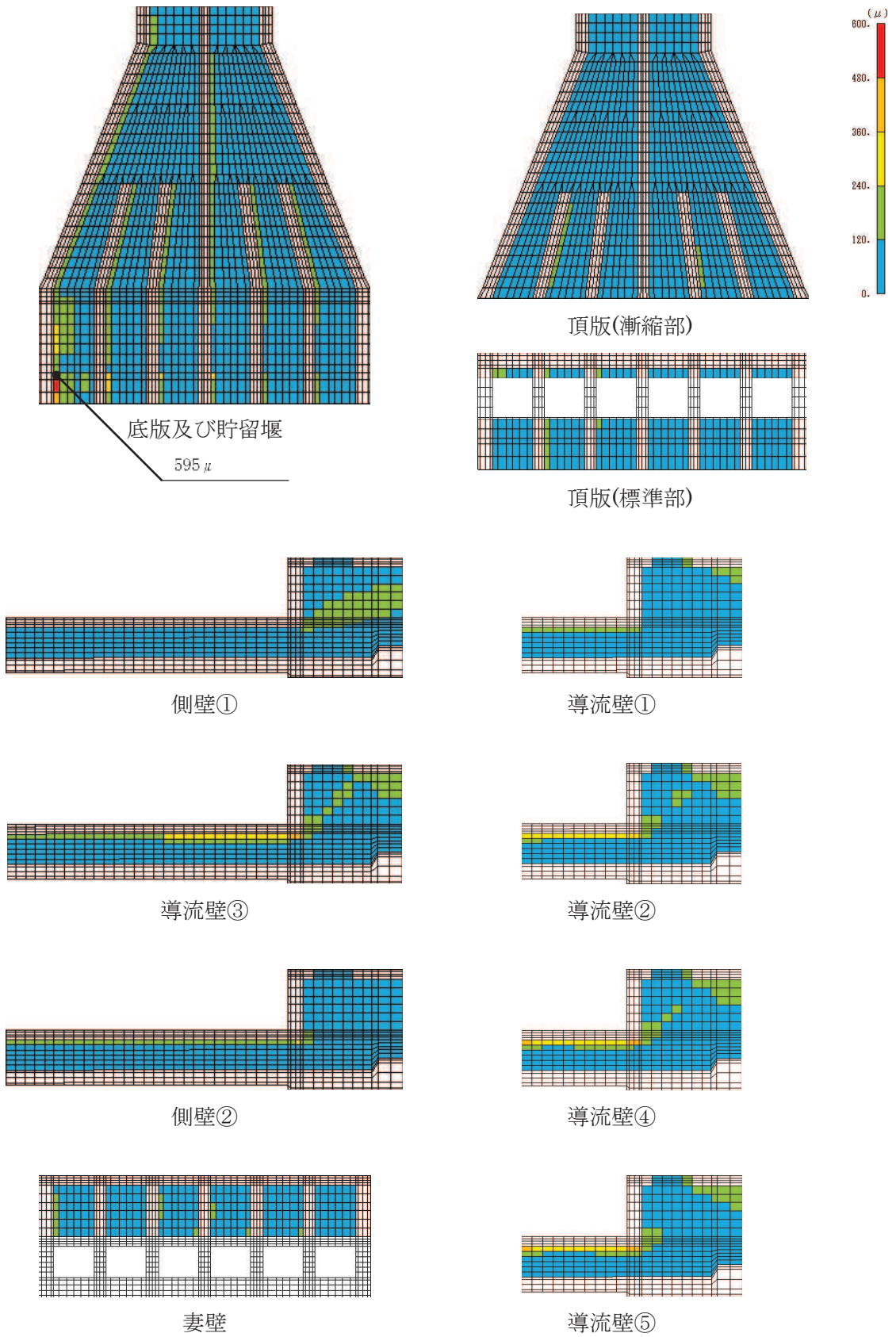


図 4-6 曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査値最大時のひずみ分布図
 (コンクリートの圧縮縁ひずみ)
 (貯留堰, 解析ケース③, S s - D 2 (-+))

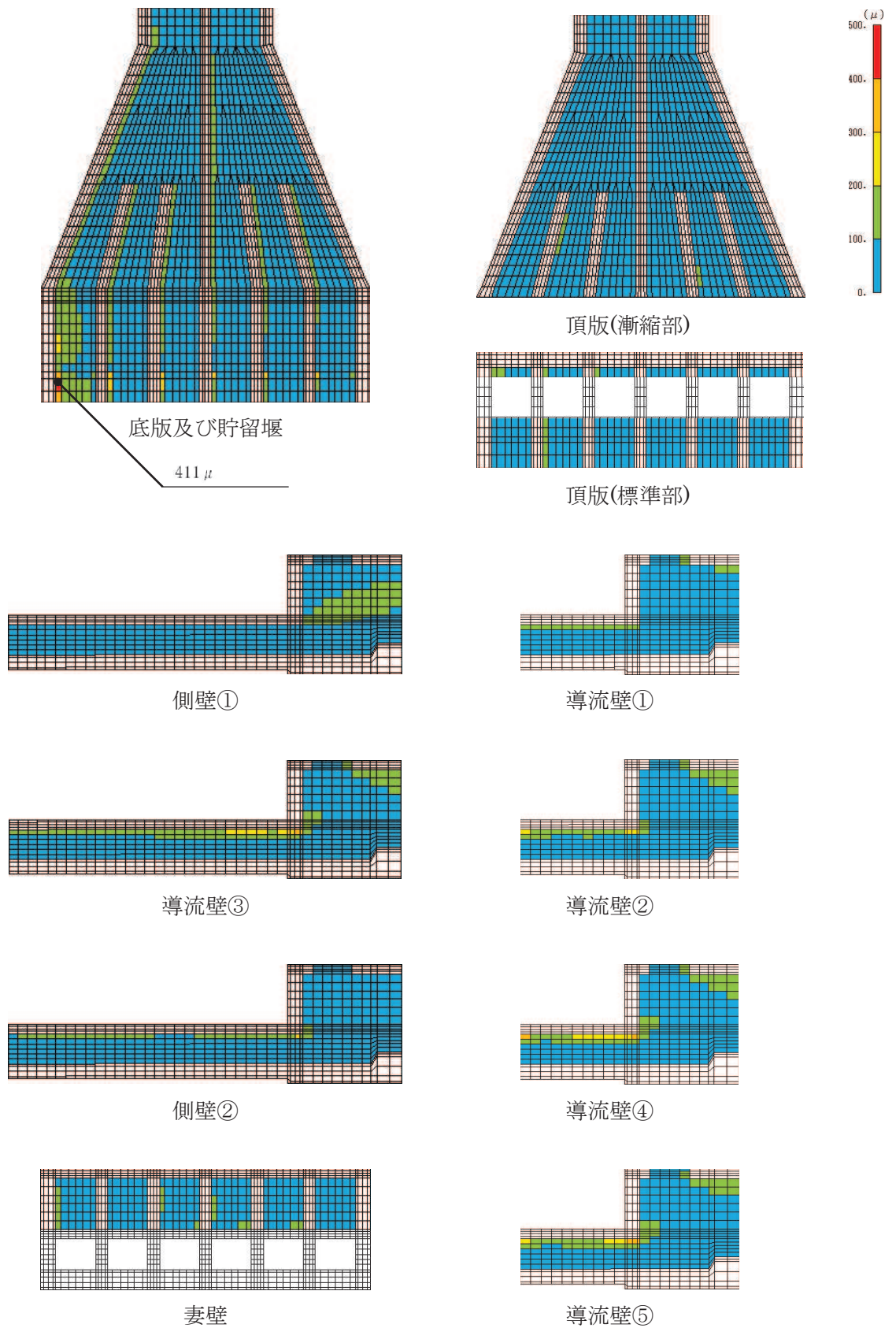


図 4-7 曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査値最大時のひずみ分布図
 (コンクリートの圧縮ひずみ)
 (貯留堰, 解析ケース③, S s - D 2 (-+))

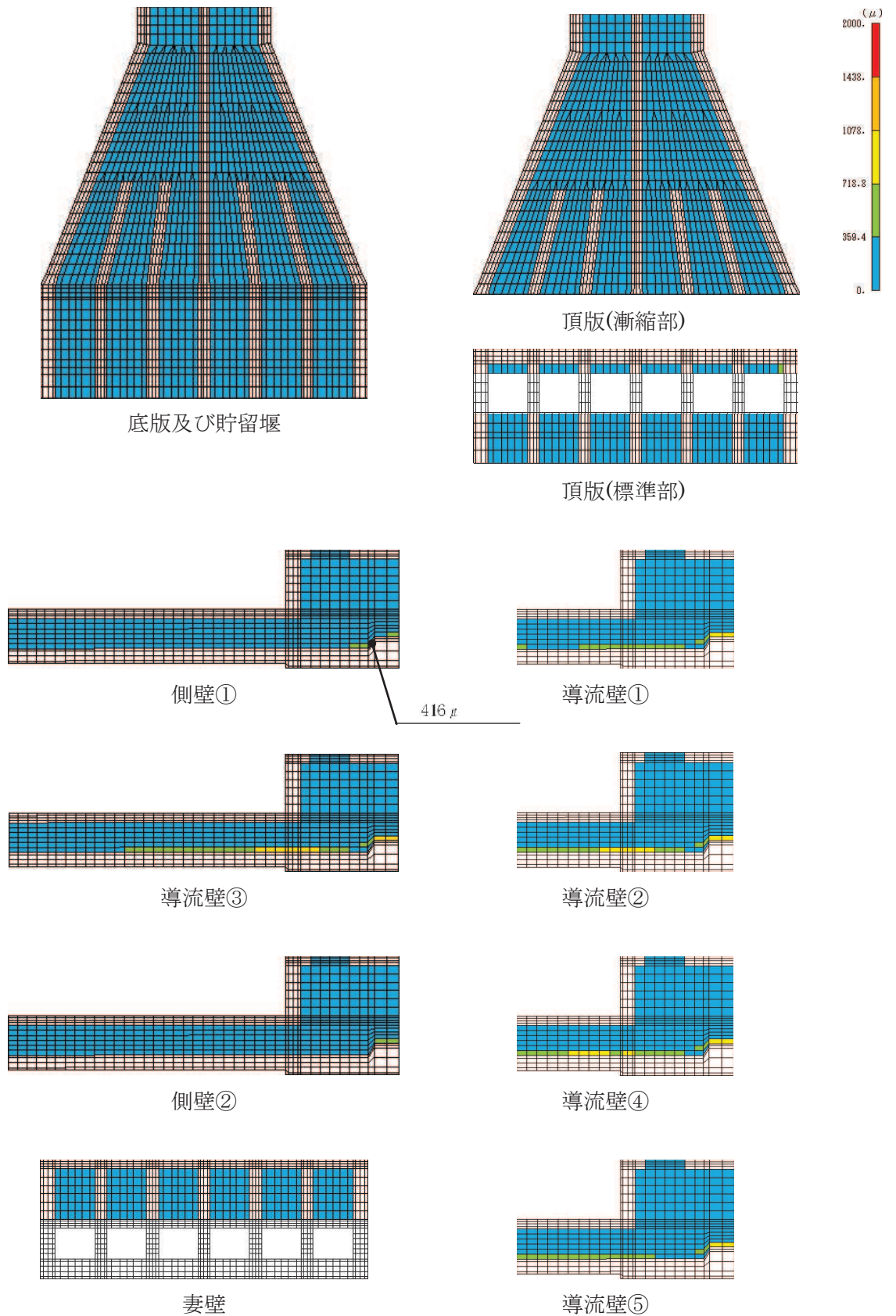


図 4-8 曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査値最大時のひずみ分布図 (鉄筋)
(側壁, 解析ケース③, S s - D 2 (-+))

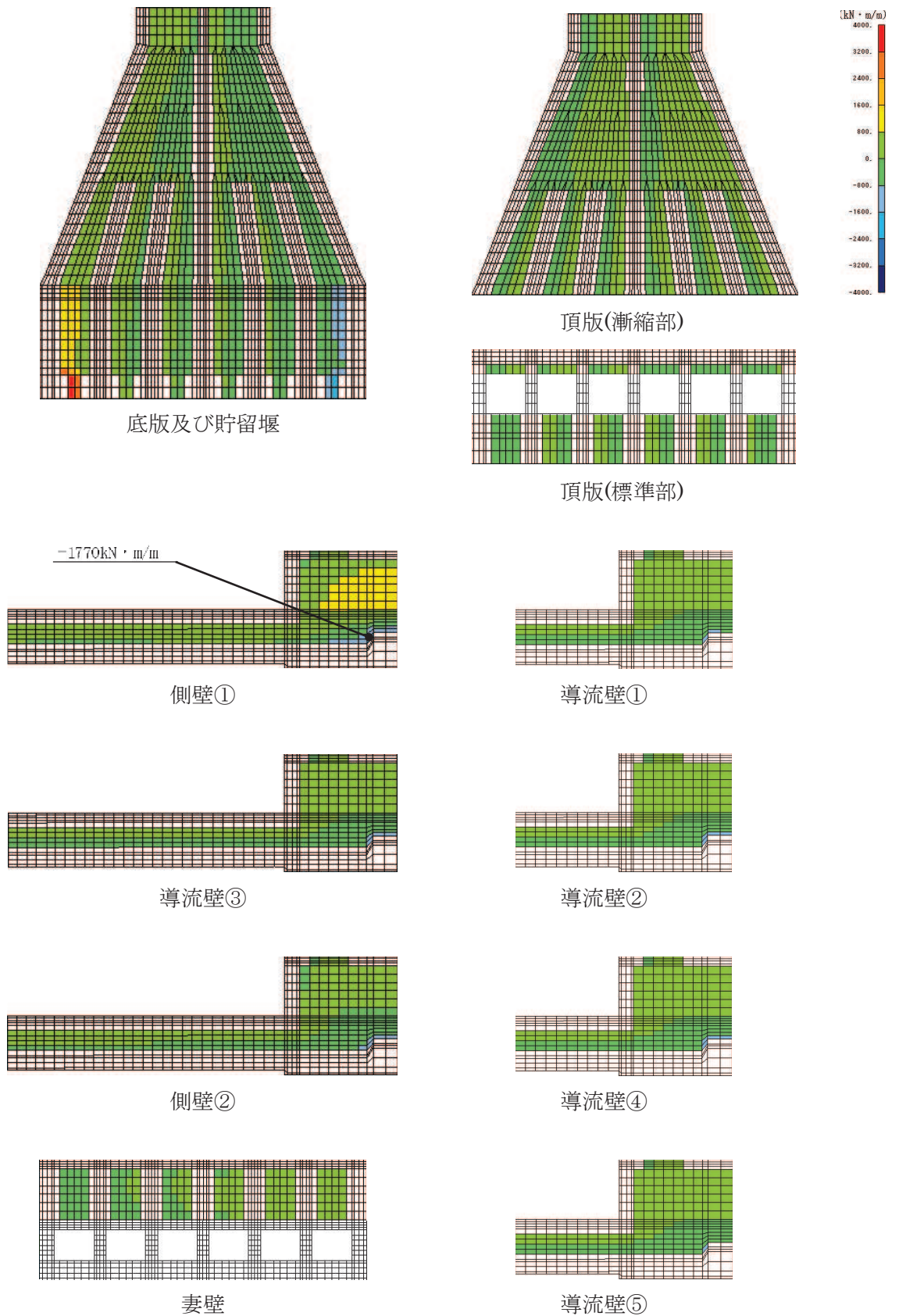


図 4-9 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント (kN · m/m) : Mx)
 (側壁, 解析ケース③, S s - D 2 (++))

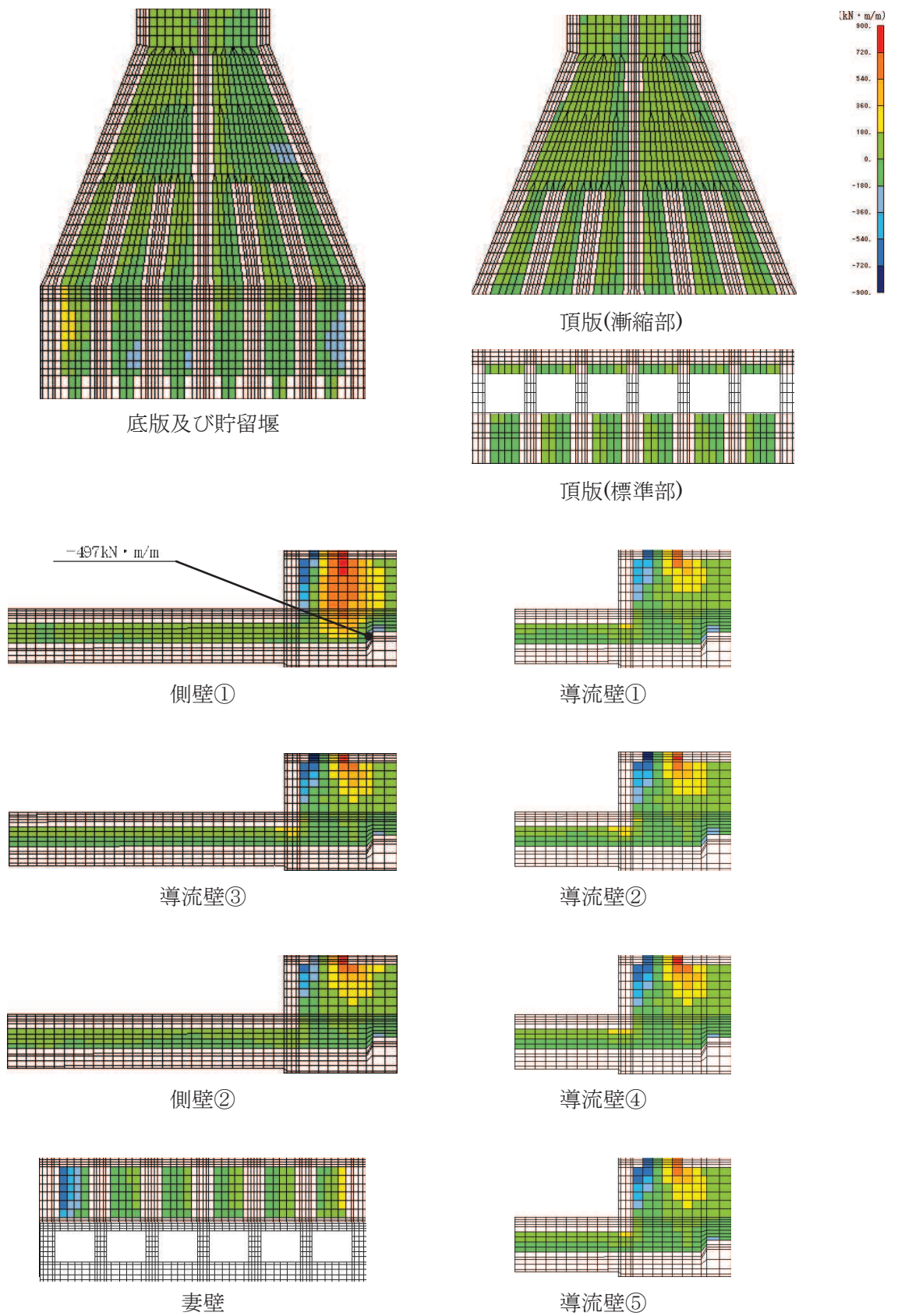


図 4-10 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント (kN・m/m) : My)
 (側壁, 解析ケース③, S s - D 2 (++))

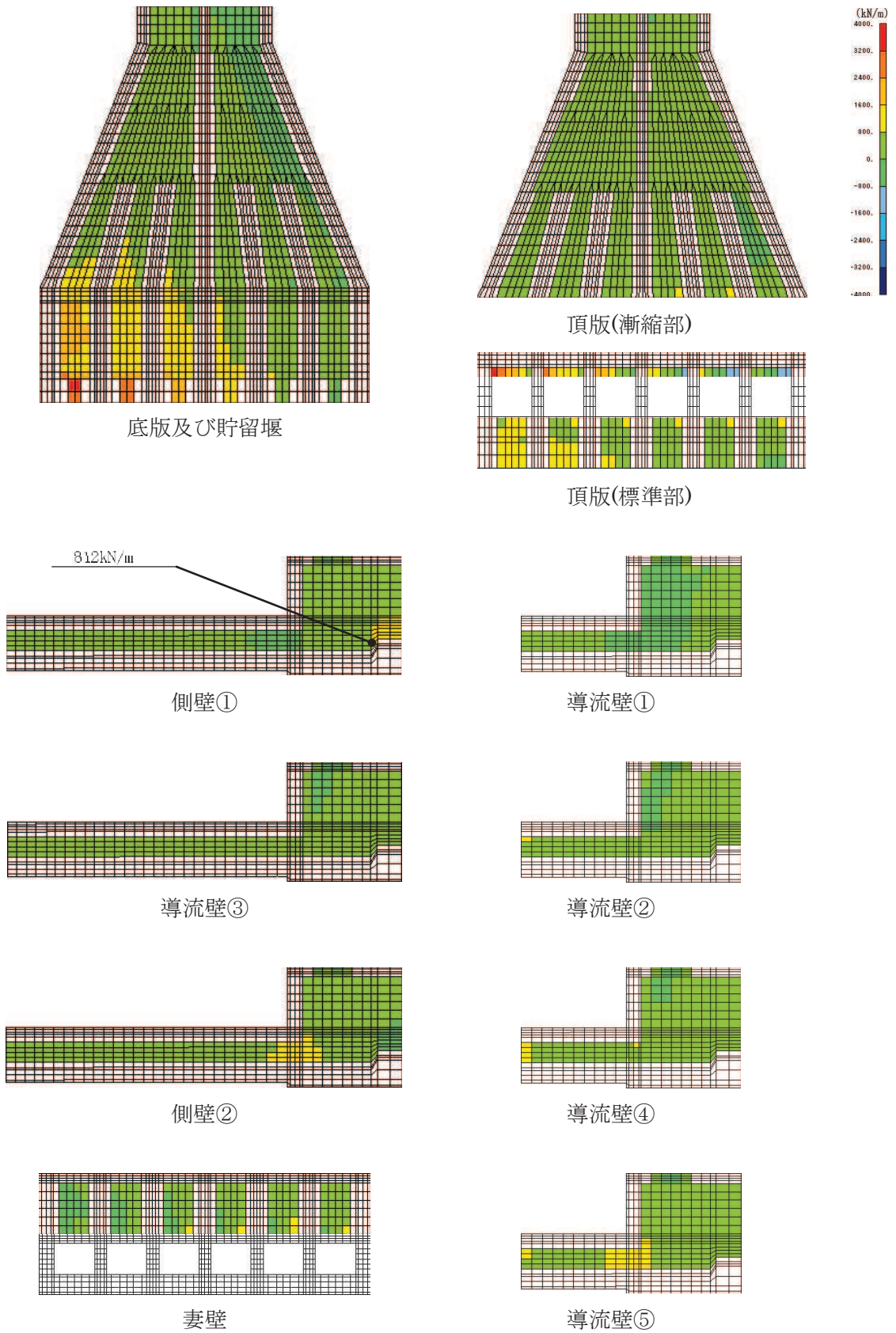


図 4-11 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : Nx)
 (側壁, 解析ケース③, S s - D 2 (++))

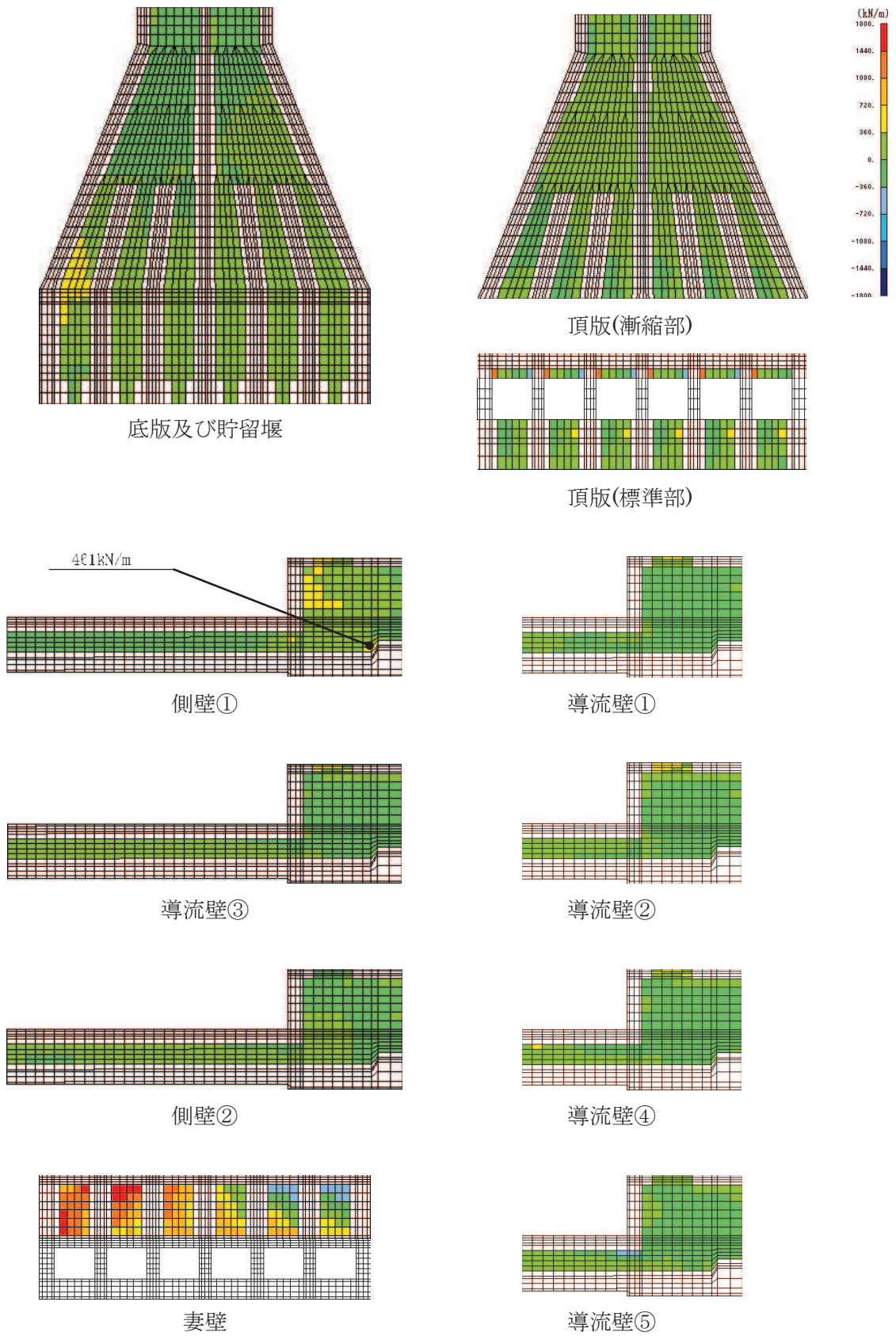


図 4-12 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_y)
 (側壁, 解析ケース③, $S_s - D 2$ (++))

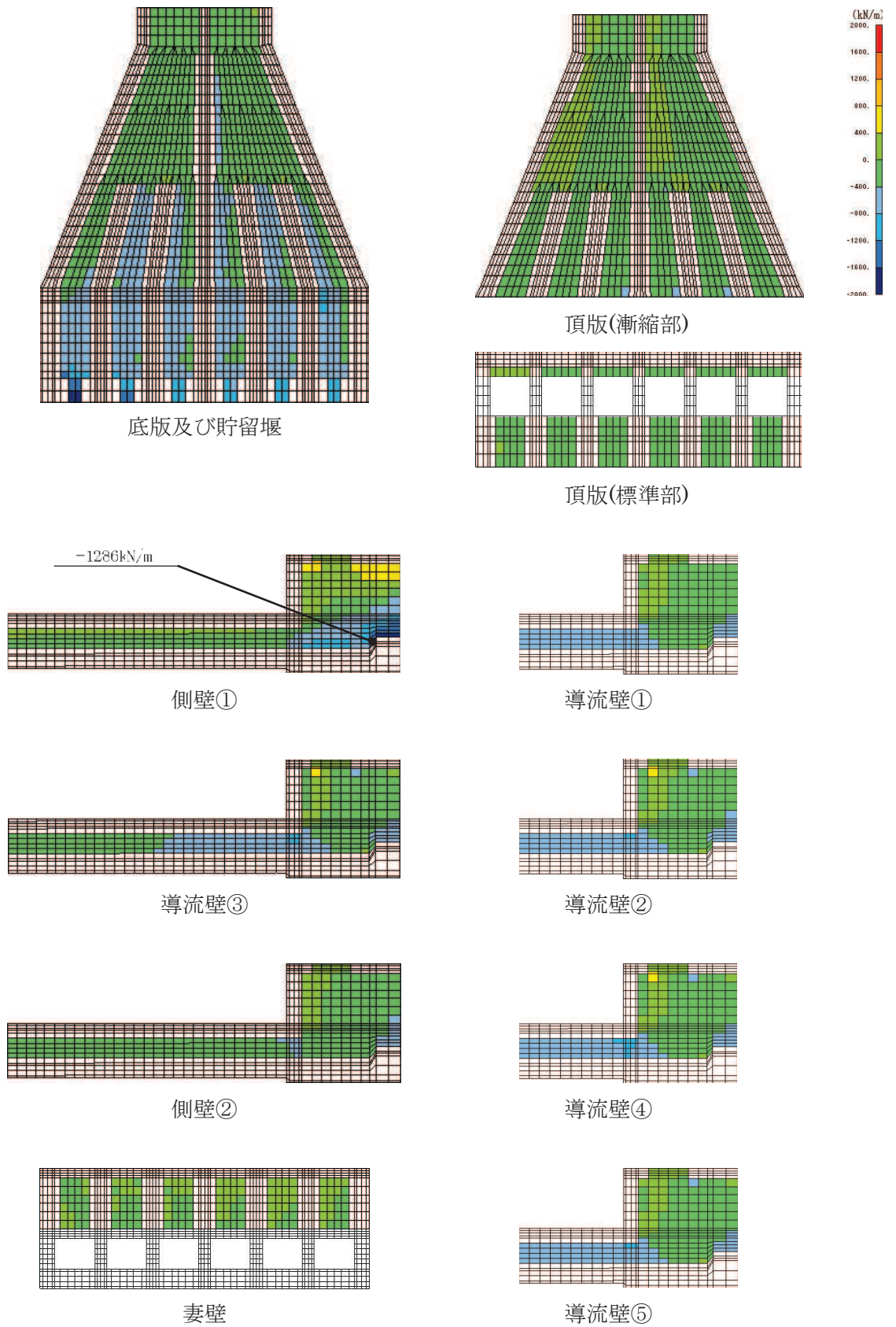


図 4-13 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_x)
 (側壁, 解析ケース③, $S_s - D 2 (+ +)$)

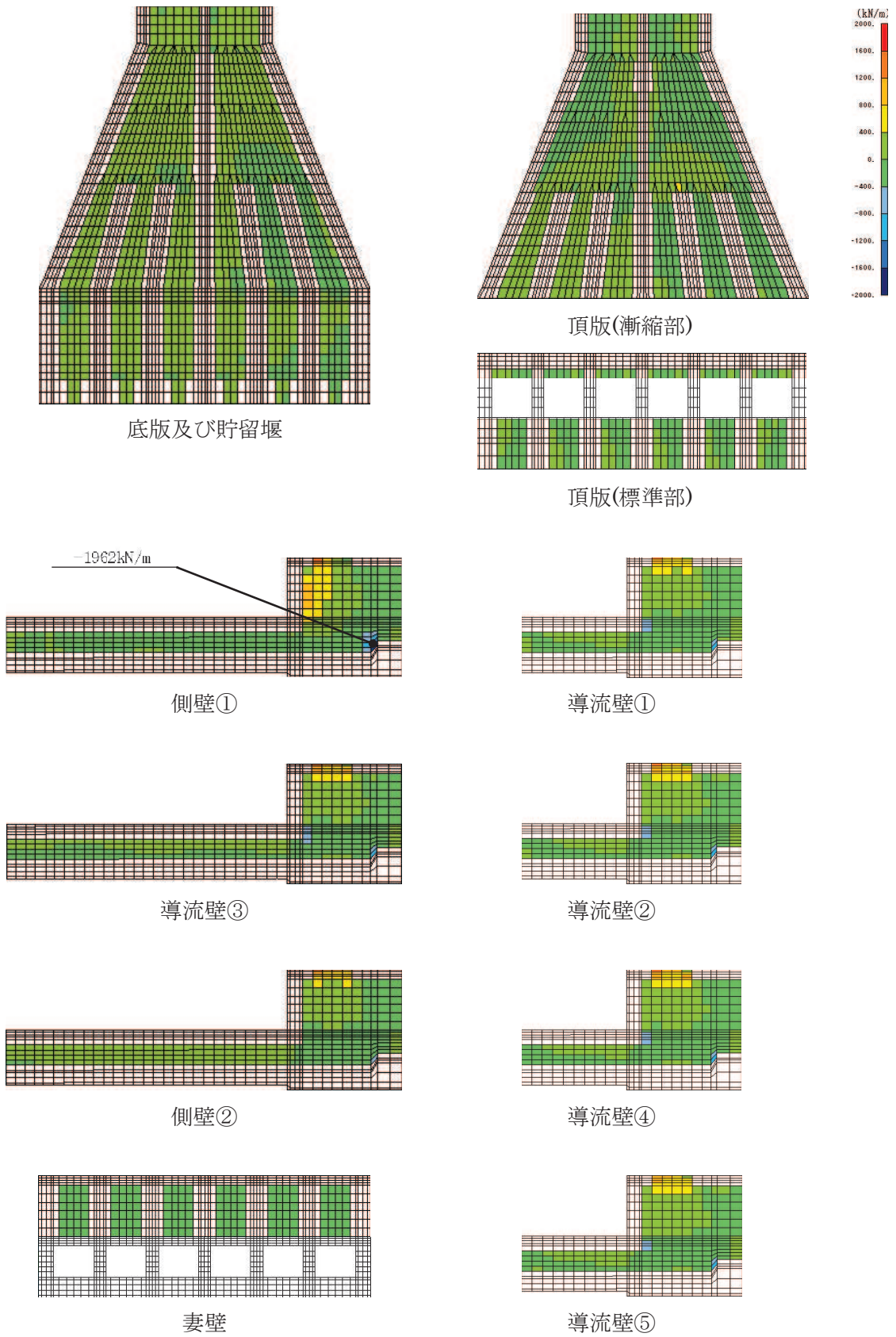


図 4-14 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_y)
 (側壁, 解析ケース③, $S_s - D 2 (+ +)$)

4.5.2 有効応力解析による荷重に対する断面力分布

有効応力解析による地震時荷重を用いた三次元構造解析結果における曲げ・軸力系の破壊に対する照査のうち，各部材のコンクリートの圧縮縁ひずみ，コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋のひずみに対して最大照査値となる評価時刻でのひずみ分布を図 4-15～図 4-17 に，せん断破壊に対して最大照査値となる評価時刻での断面力分布を図 4-18～図 4-23 に示す。

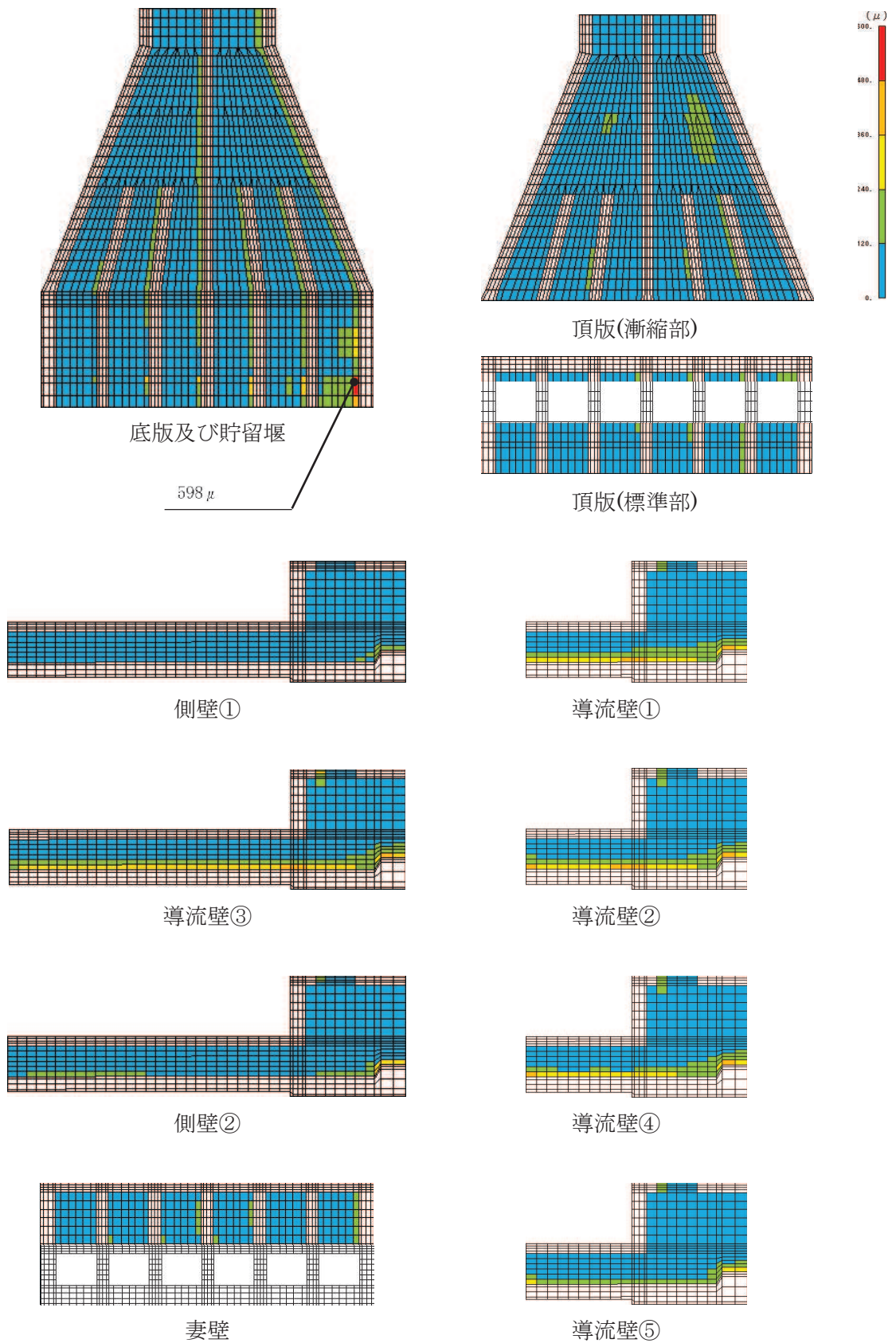


図 4-15 曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査値最大時のひずみ分布図
 (コンクリートの圧縮縁ひずみ)
 (貯留堰, 解析ケース⑧, S s - D 2 (++))

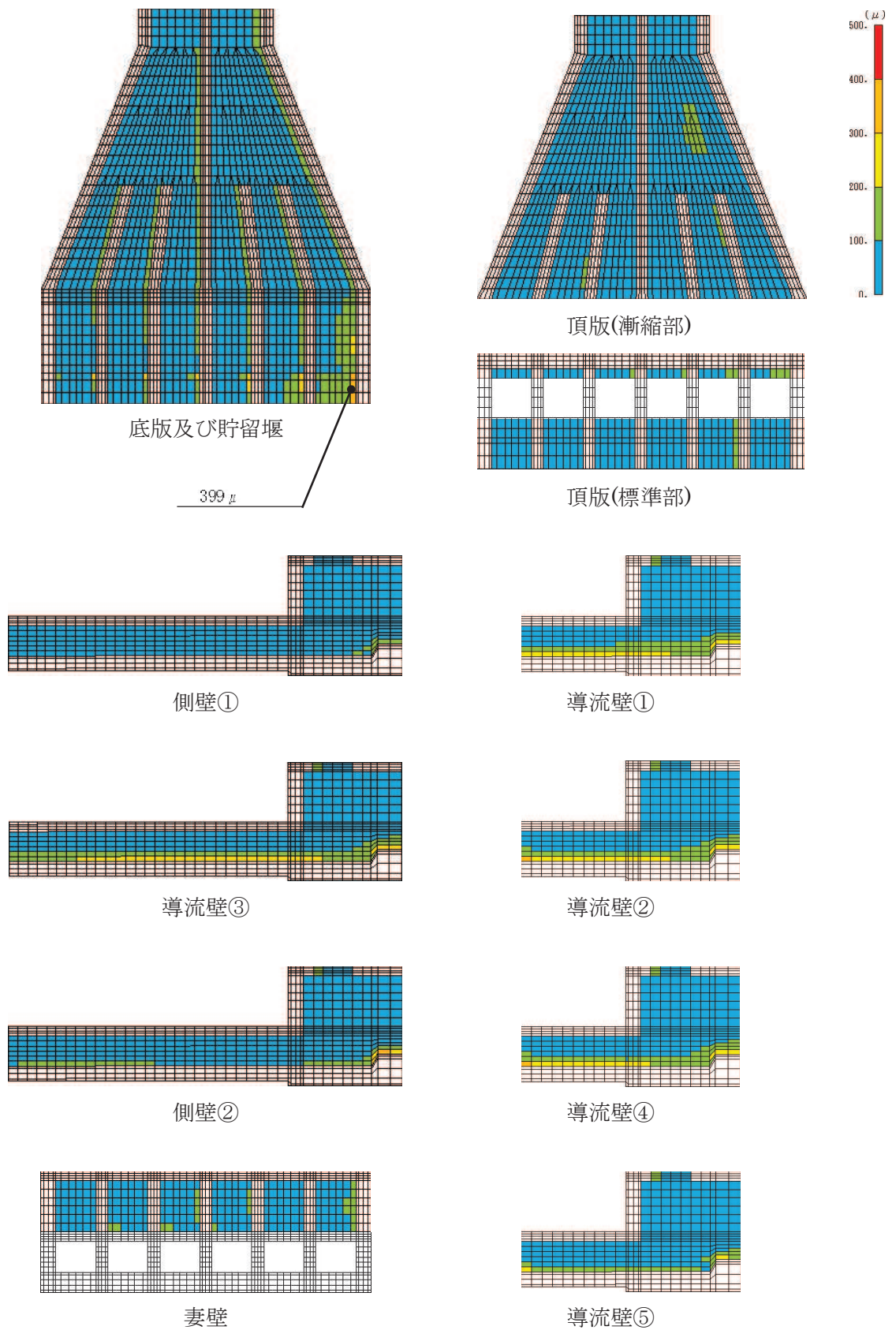


図 4-16 曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査値最大時のひずみ分布図
 (コンクリートの圧縮ひずみ)
 (貯留堰, 解析ケース⑧, S s - D 2 (++))

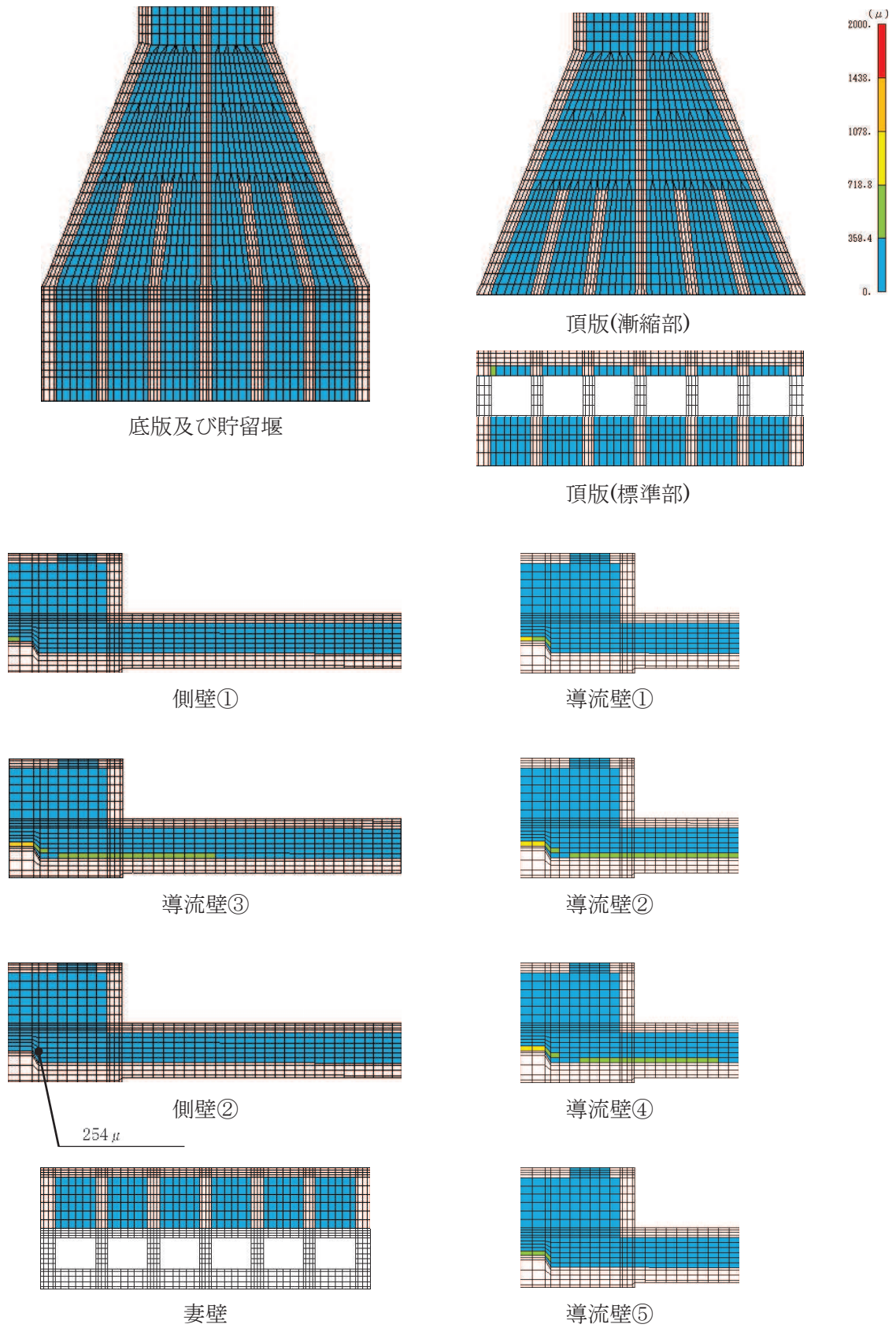


図 4-17 曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査値最大時のひずみ分布図 (鉄筋)
 (側壁, 解析ケース⑧, S s - D 2 (++))

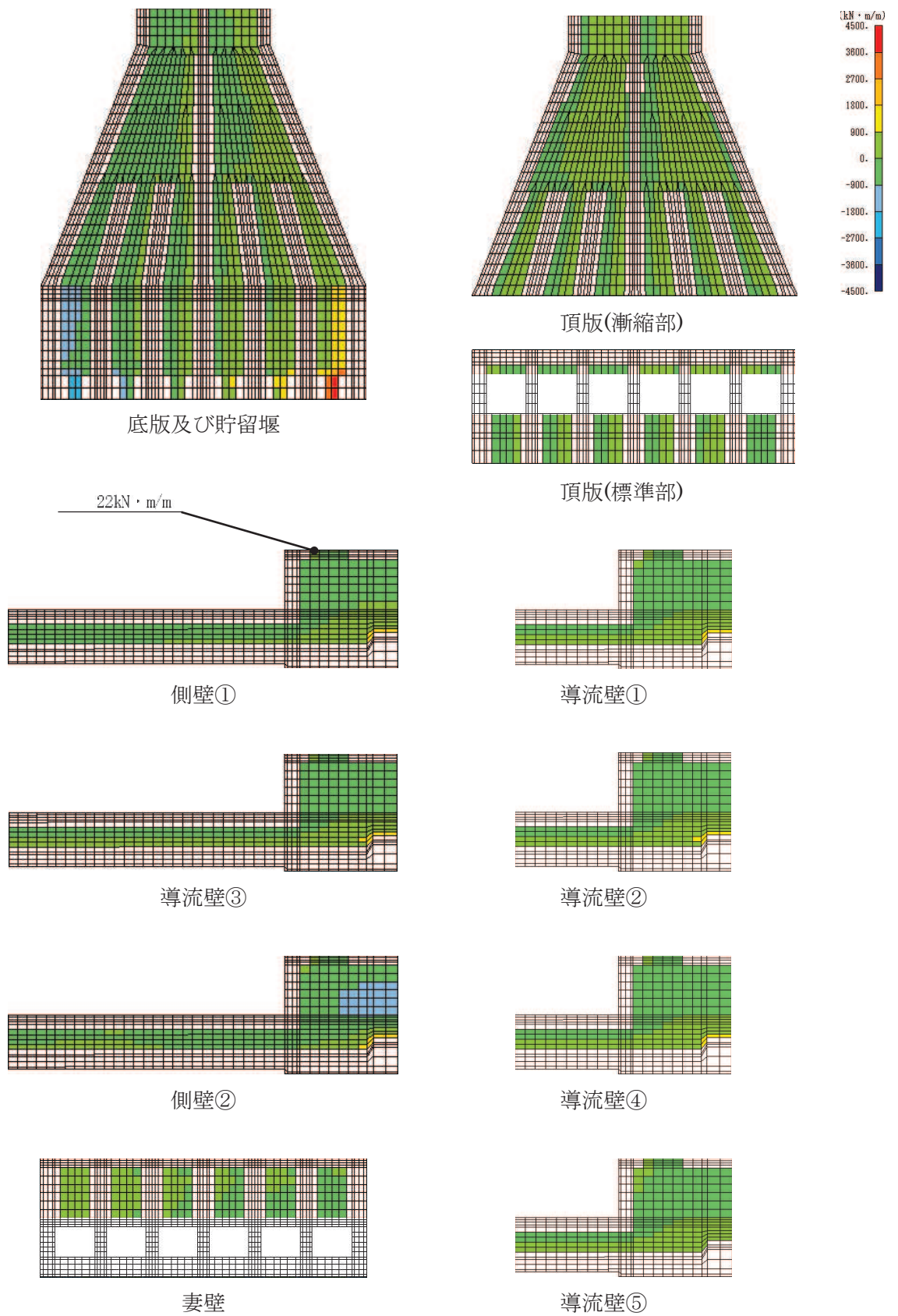


図 4-18 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント (kN · m/m) : Mx)
 (側壁, 解析ケース⑨, S s - D 2 (++))

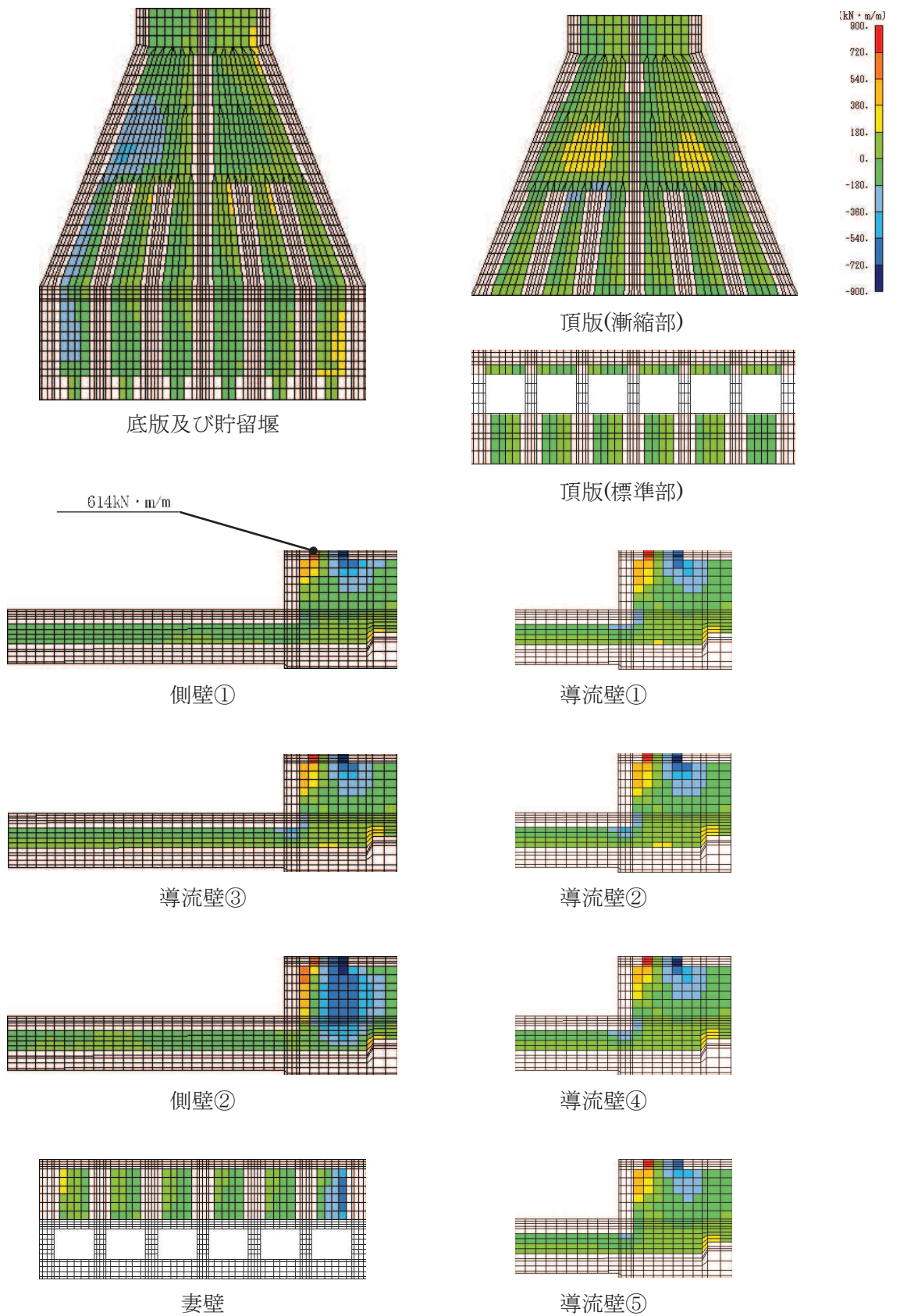


図 4-19 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$) : My)
 (側壁, 解析ケース⑨, S s - D 2 (++))

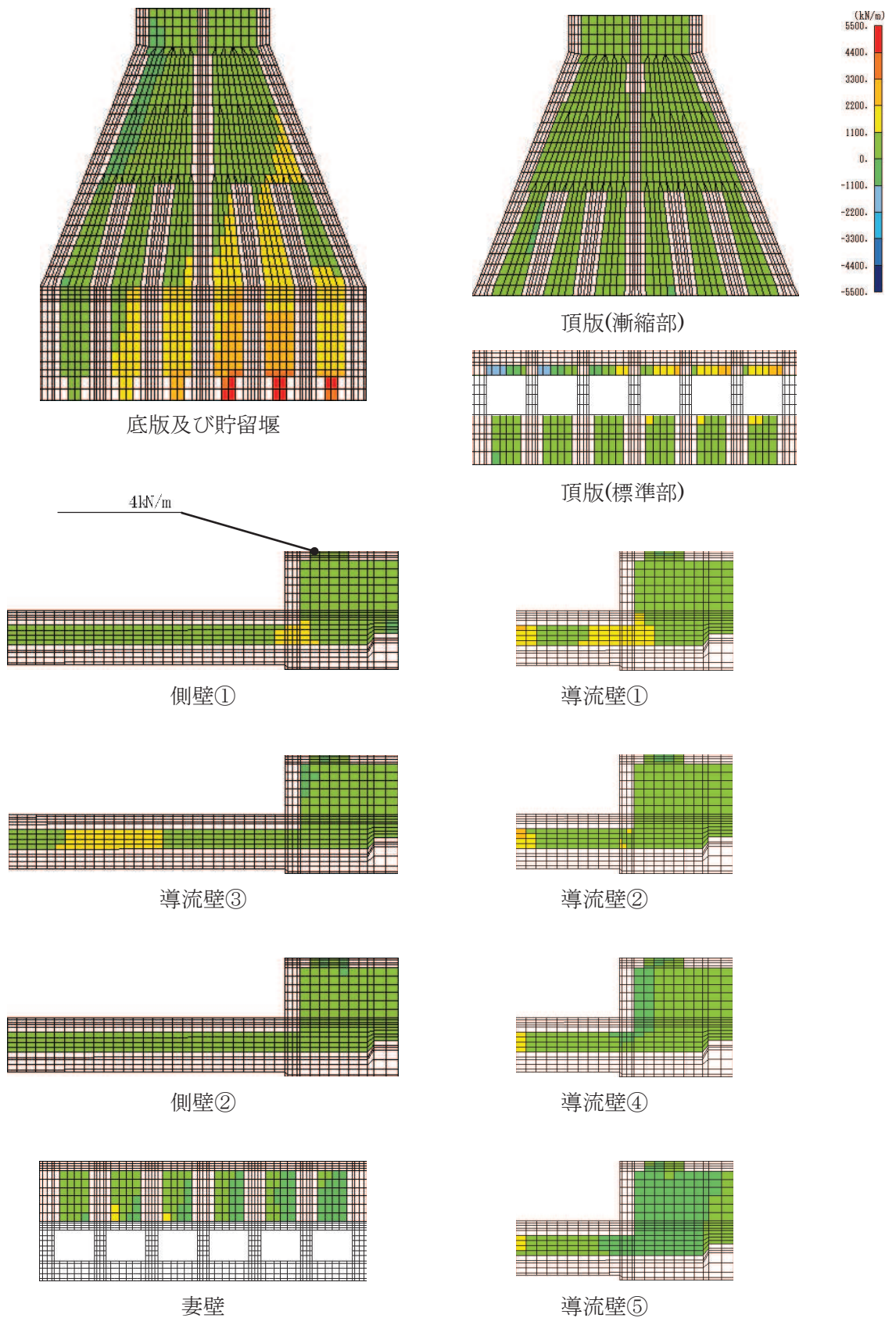


図 4-20 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図

(軸力 (kN/m) : N_x)

(側壁, 解析ケース⑨, $S_s - D 2 (+ +)$)

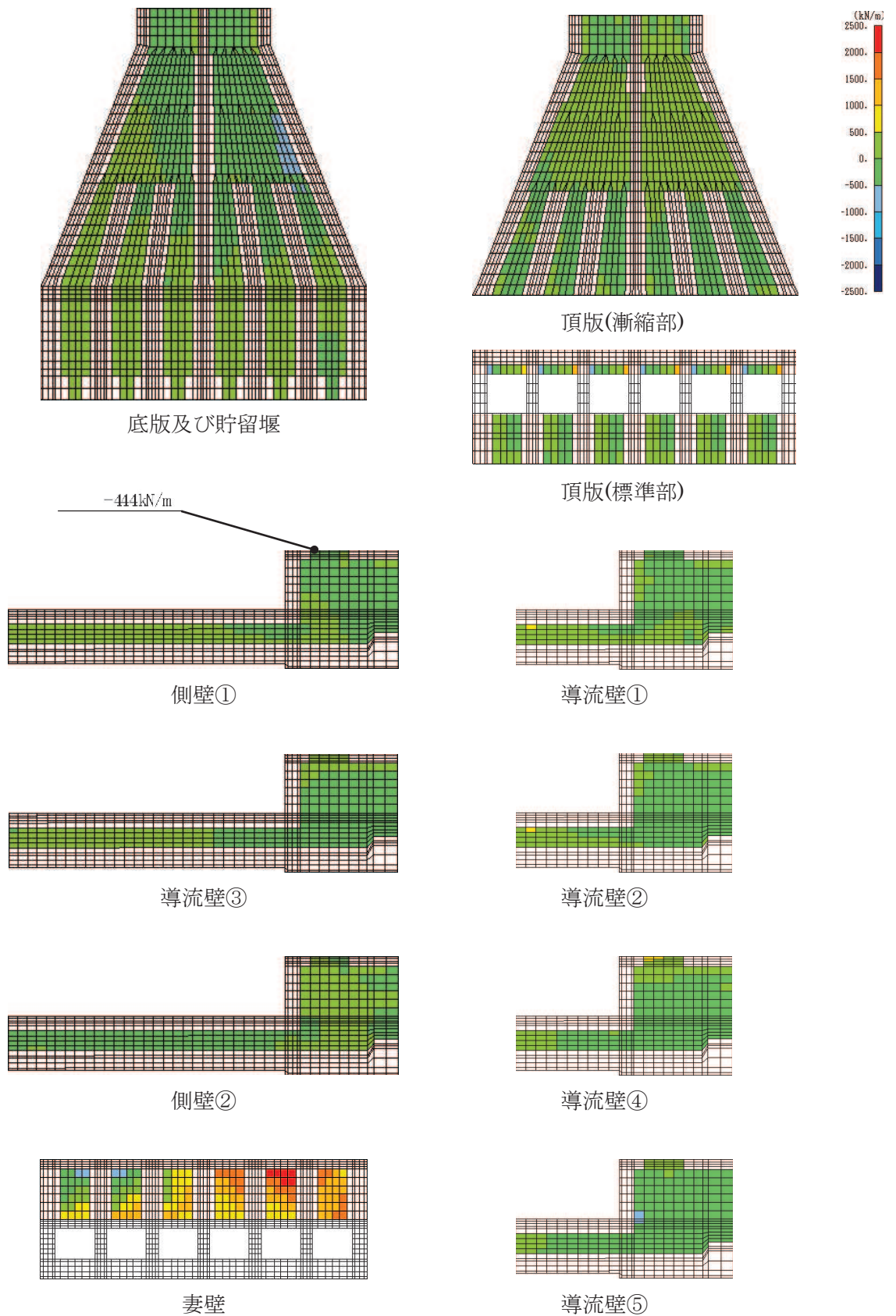


図 4-21 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_y)
 (側壁, 解析ケース⑨, $S_s - D 2 (+ +)$)

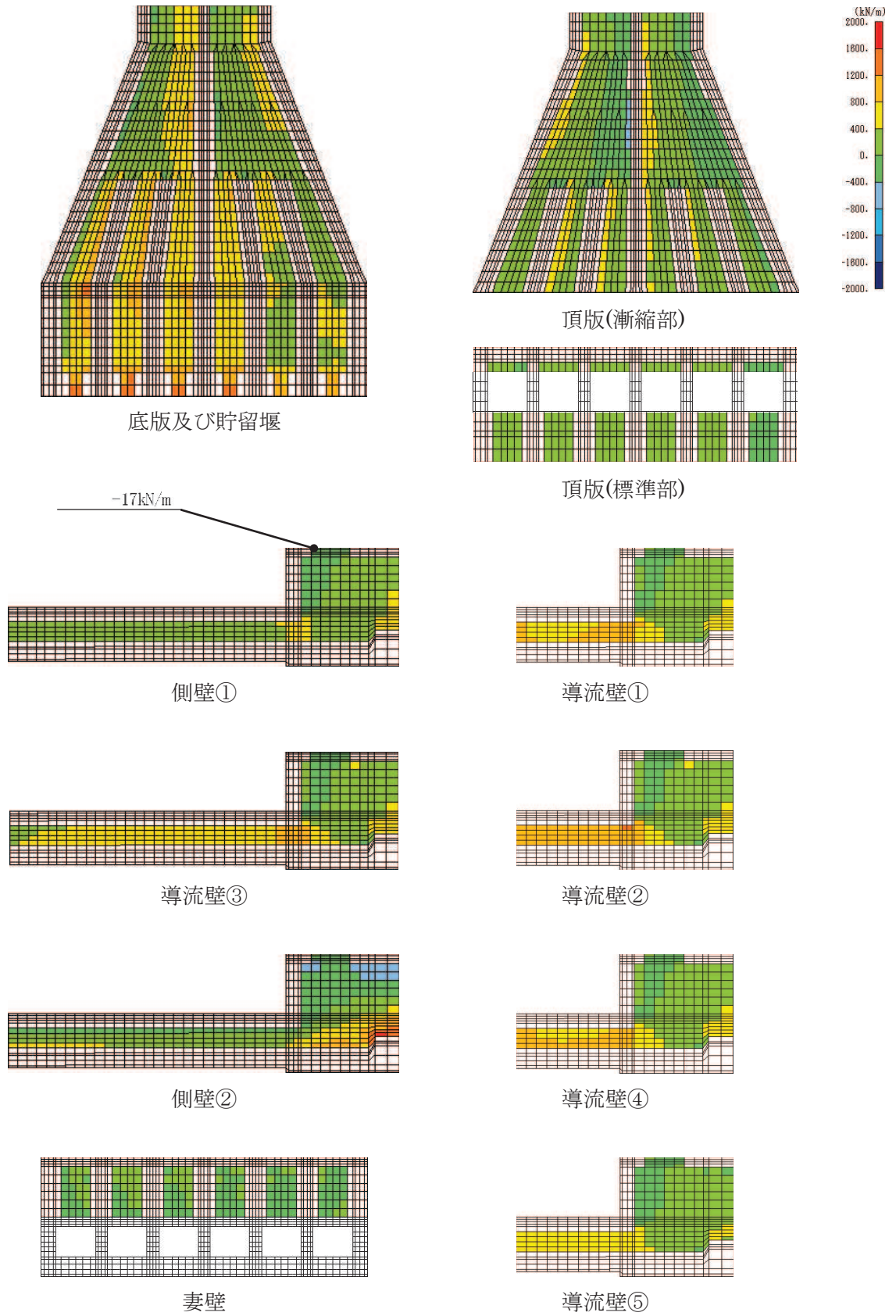


図 4-22 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_x)
 (側壁, 解析ケース⑨, $S_s - D 2 (+ +)$)

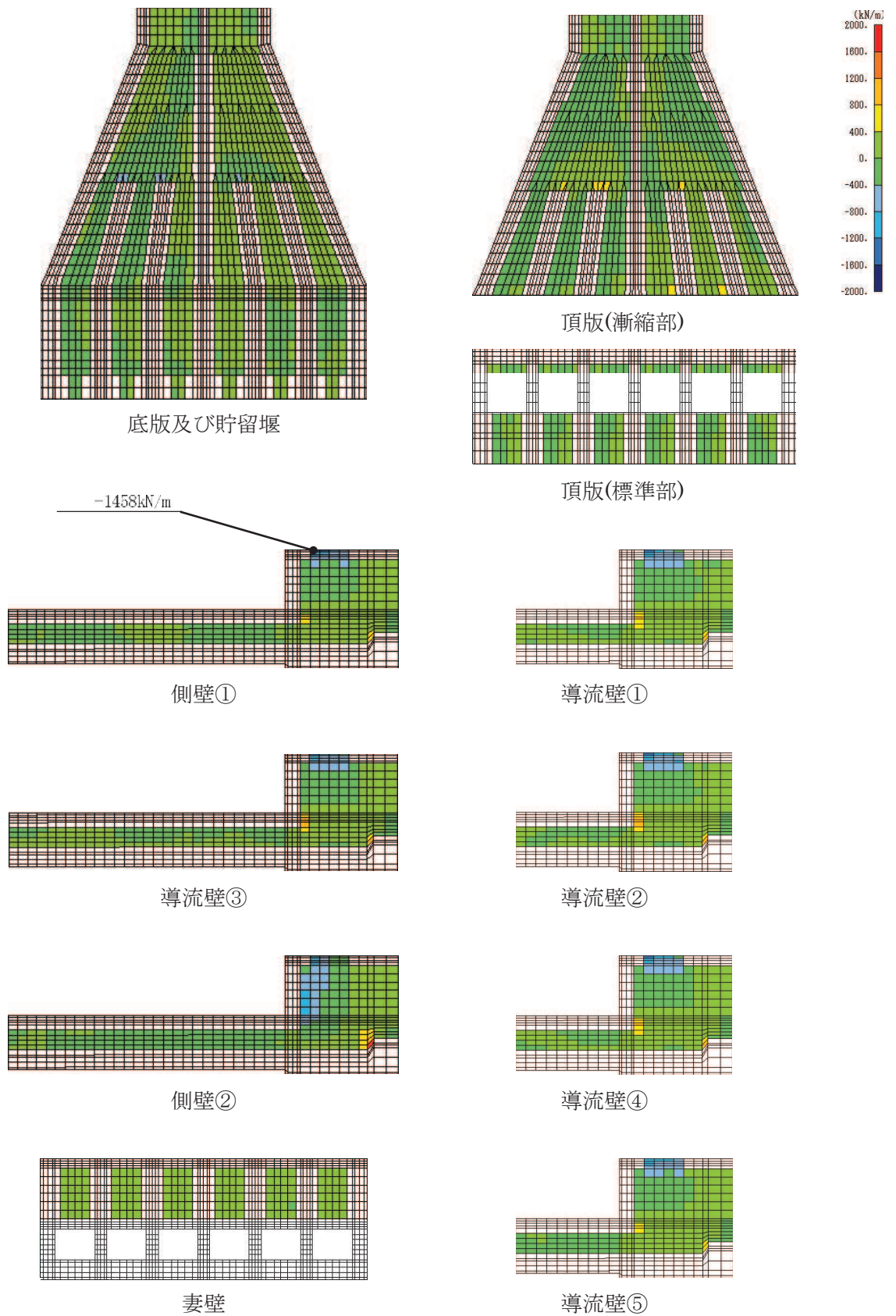


図 4-23 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_y)
 (側壁, 解析ケース⑨, $S_s - D 2 (+ +)$)

5. 耐震評価

5.1 許容限界

許容限界は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

5.1.1 構造部材の健全性に対する許容限界

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、土木学会マニュアルに基づき、限界ひずみ（圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%）とする。

曲げ・軸力系の破壊に対する限界状態については、土木学会マニュアルではコンクリートの圧縮縁のかぶりが剥落しないこととされており、圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%の状態は、かぶりコンクリートが剥落する前の状態であることが、屋外重要土木構造物を模したラーメン構造の破壊実験及び数値シミュレーション等の結果より確認されている。この状態を限界値とすることで構造全体としての安定性等が確保できるとして設定されたものである。

各要求機能について、通水機能を有することの確認においては、部材が終局状態に至らないことを目標性能とすることから、限界ひずみ（圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%）を許容限界とする。貯水機能を損なわないこと及び S クラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認においては、コンクリート標準示方書に基づき、主筋ひずみ及びコンクリートの圧縮ひずみについて、部材降伏に相当する限界ひずみ（主筋ひずみ 1725μ 、コンクリート圧縮ひずみ 2000μ ）とする。

鉄筋コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界を表 5-1 に示す。

表 5-1 取水口の曲げ・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	限界ひずみ	通水機能：圧縮縁コンクリート ひずみ：1.0% (10000μ) 貯水機能：主筋(SD345)： 1725μ コンクリート： 2000μ
S クラスの施設を支持する機能を損なわないこと		支持機能：主筋(SD345)： 1725μ コンクリート： 2000μ

(2) せん断破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認における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きせん断耐力とする。

せん断耐力は、土木学会マニュアルに基づき「a. 棒部材式」を適用することとし、デュープビームとなる部材についても、「a. 棒部材式」を用いることで安全側の評価とする。

CCb 工法を用いる構造部材については「b. CCb によりせん断補強された部材のせん断耐力式」を用いる。せん断破壊に対する耐力評価フローを図 5-1 に示す。

各要求機能に対する確認について、通水機能、貯水機能、支持機能のいずれも、せん断破壊に対しては、終局状態に至らないことを目標性能とすることからせん断耐力を許容限界とする。

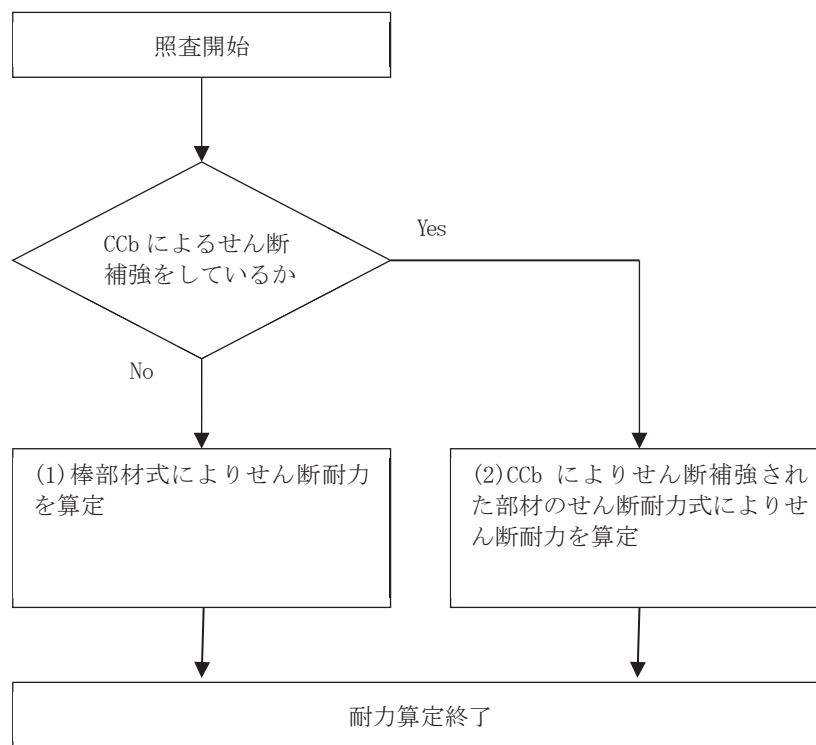


図 5-1 せん断破壊に対する耐力評価フロー

a. 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

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

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

$$f_{vcd} = 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

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

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

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

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

$$\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d} \quad \text{ただし, 三次元構造解析は安全側の設定となるよう}$$

$$\beta_a = 1.0 \text{ とする。}$$

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

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

ここで、 A_w : 区間 s におけるせん断補強筋の総断面積

f_{wyd} : せん断補強筋の降伏強度を材料係数 γ_{ms} で除したもので、
400N/mm²以下とする。ただし、コンクリートの圧縮強度の特性値
 f'_{ck} が60N/mm²以上の時は、800N/mm²以下としてよい。

α : せん断補強筋と部材軸のなす角度

s : せん断補強筋の配置間隔

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

γ_{bs} : 部材係数

γ_{ms} : 材料係数

b. CCbによりせん断補強された部材のせん断耐力式（棒部材式）

取水口において後施工せん断補強（セラミックキャップバー（CCb））を配置した構造部材のせん断耐力については、「一般財団法人土木研究センター建設技術審査証明報告書後施工セラミック定着型せん断補強鉄筋「セラミックキャップバー（CCb）」」（以下、建設技術証明書という）に示されている以下の設計式により求める。

$$V_{pyd} = V_{cd} + V_{sd} + V_{CCbd} \quad (1)$$

$$V_{CCbd} = \beta_{aw} \cdot V_{awd}$$

$$= \beta_{aw} \left\{ A_{aw} \cdot f_{awy d} (\sin \alpha_{aw} + \cos \alpha_{aw}) / S_{aw} \right\} z / \gamma_b \quad (2)$$

$$\beta_{aw} = \eta = 1 - \frac{l_y}{2S_{rb}} \quad (3)$$

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

ここに、

V_{cd} : せん断補強鋼材を用いない壁部材の単位幅あたりのせん断耐力

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

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

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

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

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

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

α_{aw} : セラミックキャップバー (CCb) が部材軸となす角度

S_{aw} : セラミックキャップバー (CCb) の配置間隔

z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で一般に $d/1.15$ としてよい。

γ_b : 部材係数 (一般に 1.10 としてよい)

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

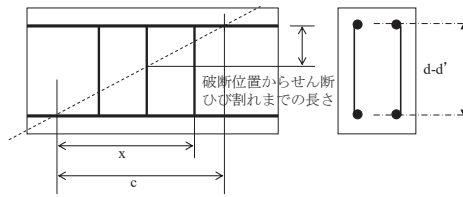
D : CCb の鉄筋径

S_{rb} : 補強対象部材の圧縮鉄筋と引張鉄筋の間隔

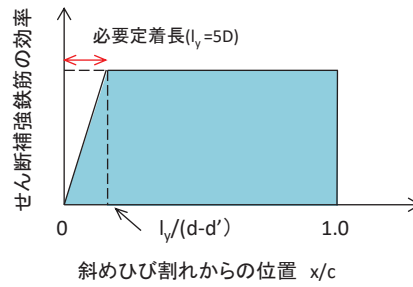
d : 補強対象部材の有効高さ

d' : 差し込み側の部材表面から圧縮鋼材図心までの距離

セラミックキャップバー (CCb) が負担するせん断耐力は、先端型定着体の定着長が 5D であることから、通常のせん断鉄筋に比べ補強効率が低下するため、セラミックキャップバー (CCb) が負担するせん断耐力は同定着長と補強対象部材の主鉄筋間隔から算出される有効率 β_{aw} を通常のせん断補強鉄筋の負担分に乗じることにより考慮されている。図 5-2 に有効率算定における概念図を示す。



(a) 斜めひび割れ内に定着不良が生じたせん断補強鉄筋



(b) 標準型

図 5-2 セラミックキャップバー (CCb) の有効率算定の概念図

(3) 壁部材の面内せん断に対する許容限界

壁部材の面内せん断に対する許容限界は、限界せん断ひずみ 2000μ ($2/1000$) とする。限界せん断ひずみ 2000μ ($2/1000$) は、「原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 0 1-1987)」において、耐震壁の終局耐力に相当する面内せん断ひずみ 4000μ ($4/1000$) に余裕を見込んだ許容限界かつ耐震壁の支持機能に対する許容限界として規定されている。

5.1.2 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）の許容限界を表 5-2 に示す。

表 5-2 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）

MMR（既設）に発生する接地圧に対する許容限界は、「土木学会 2002年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」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 5-3 に示す。

表 5-3 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 ($f'_{ck}=15.6\text{N/mm}^2$)	$f'_a=15.6$

5.2 評価方法

構造部材の健全性評価については、全応力解析及び有効応力解析を用いた地震応答解析により得られた応答値から三次元構造モデルへ入力する荷重を算定し、三次元解析により算定した照査用ひずみ、照査用せん断力、照査用面内せん断ひずみが「5.1 許容限界」に示す許容限界を下回ることを確認する。基礎地盤の支持性能については、地震応答解析から算定した最大接地圧が「5.1 許容限界」に示す許容限界を下回ることを確認する。

表 6-2 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/m)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	照査値 $V_d / V_{y d}$
頂版 (標準部)	14	①	$S_s - D 2 (-+)$	358	950	0.38
頂版 (漸縮部)	27	②	$S_s - N 1 (++)$	705	1019	0.70
側壁	31	③	$S_s - D 2 (++)$	2061	2651	0.78
導流壁	53	①	$S_s - D 2 (-+)$	1509	2021	0.75
底版	88	①	$S_s - N 1 (++)$	774	1155	0.68
妻壁	106	②	$S_s - D 2 (-+)$	425	1511	0.29
貯留堰*3	96	①	$S_s - D 2 (++)$	1840	4383	0.42

注記*1：評価位置は図 6-1 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：貯留堰直下の底版の評価を含む。

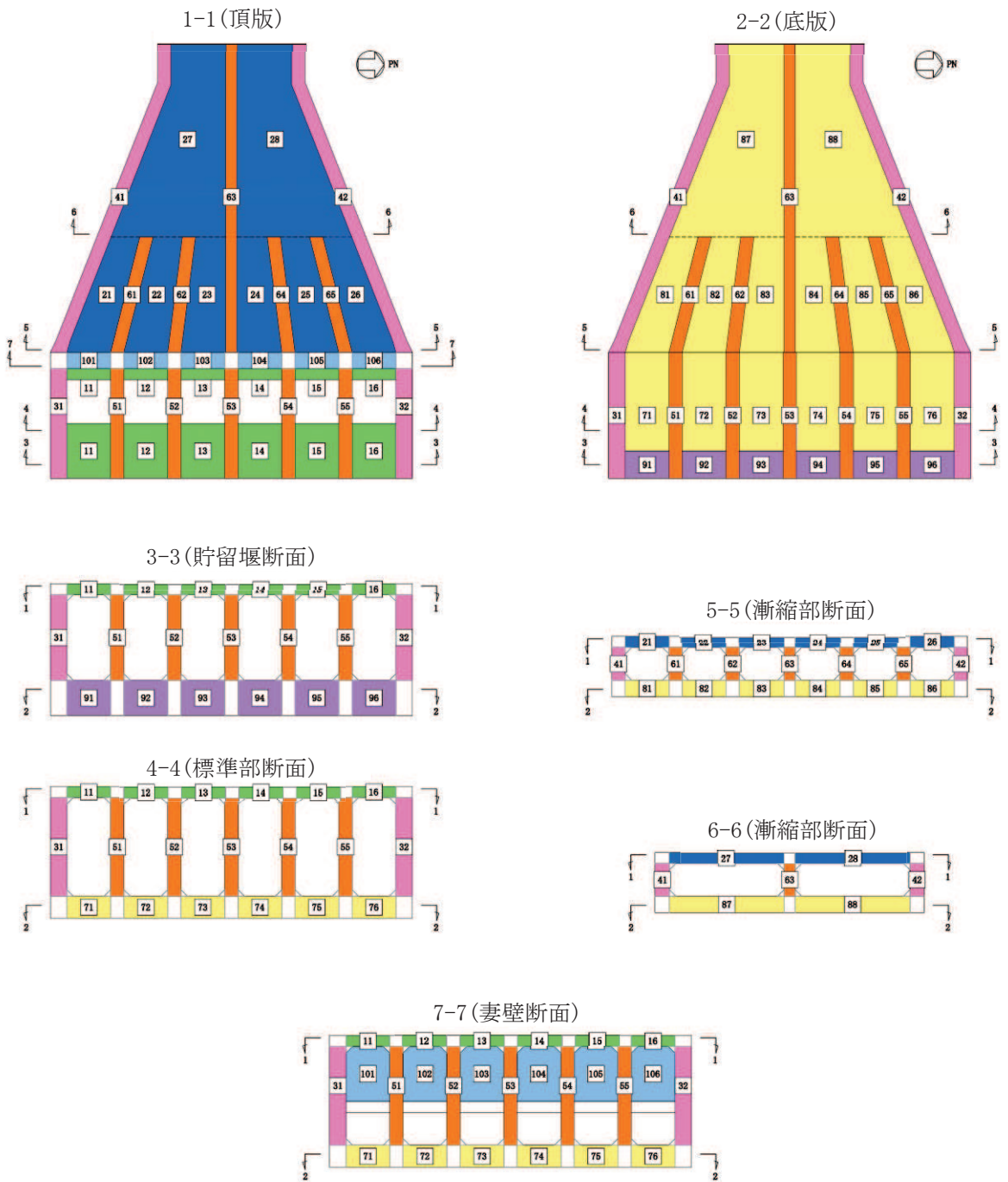


図 6-1 評価位置図 (曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊)

表 6-3 妻壁の面内せん断に対する照査

評価位置 ^{*1}		解析 ケース	地震動	照査用 面内せん断ひずみ ^{*2} ϵ_d	限界せん断 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
妻壁	100	①	S _s -D2 (-+)	124 μ	2000 μ	0.07

注記*1：評価位置は図 6-2 に示す。

*2：照査用面内せん断ひずみ=発生面内せん断ひずみ×構造解析係数 γ_a

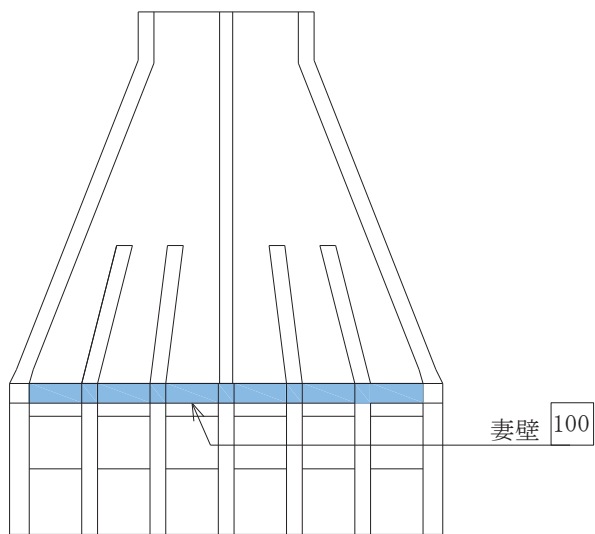


図 6-2 評価位置図（妻壁の面内せん断）

6.1.2 各要求機能に対する評価結果

(1) 通水機能

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 6-4 に、せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 6-5 に、妻壁の面内せん断に対する最大照査値を表 6-6 に示す。

取水口、貯留堰の照査用ひずみ、照査用せん断力及び照査用面内せん断ひずみが、通水機能に対する許容限界を下回ることを確認した。

表 6-4 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリートの圧縮縁ひずみ）（再掲）

評価位置*1, 2		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*3 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
頂版 (標準部)	11	③	S s - D 2 (-+)	357 μ	10000 μ	0.04
頂版 (漸縮部)	25	①	S s - D 2 (-+)	358 μ	10000 μ	0.04
側壁	31	③	S s - D 2 (-+)	476 μ	10000 μ	0.05
導流壁	64	①	S s - F 2 (-+)	597 μ	10000 μ	0.06
底版	71	③	S s - D 2 (-+)	310 μ	10000 μ	0.04
妻壁	106	①	S s - F 3 (-+)	220 μ	10000 μ	0.03
貯留堰	91	③	S s - D 2 (-+)	714 μ	10000 μ	0.08

注記*1：評価位置は図 6-1 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 6-3 に示す。

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-5 せん断破壊に対する最大照査値（再掲）

評価位置*1, 2		解析 ケース	地震動	照査用 せん断力*3 V_d (kN/m)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	照査値 $V_d / V_{y d}$
頂版 (標準部)	14	①	$S_s - D 2 (-+)$	358	950	0.38
頂版 (漸縮部)	27	②	$S_s - N 1 (++)$	705	1019	0.70
側壁	31	③	$S_s - D 2 (++)$	2061	2651	0.78
導流壁	53	①	$S_s - D 2 (-+)$	1509	2021	0.75
底版	88	①	$S_s - N 1 (++)$	774	1155	0.68
妻壁	106	②	$S_s - D 2 (-+)$	425	1511	0.29
貯留堰*4	96	①	$S_s - D 2 (++)$	1840	4383	0.42

注記*1：評価位置は図 6-1 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 6-3 に示す。

*3：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

*4：貯留堰直下の底版の評価を含む。

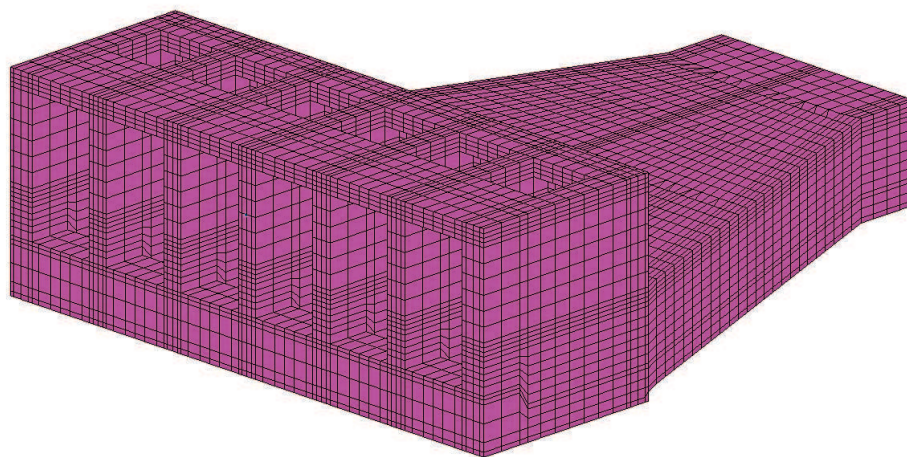


図 6-3 通水機能が要求される部材の範囲

表 6-6 妻壁の面内せん断に対する照査（再掲）

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 面内せん断ひずみ*2 ϵ_d	限界せん断 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
妻壁	100	①	S s - D 2 (-+)	124 μ	2000 μ	0.07

注記*1：評価位置は図 6-2 に示す。

*2：照査用面内せん断ひずみ＝発生面内せん断ひずみ×構造解析係数 γ_a

(2) 貯水機能

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 6-7 及び表 6-8 に、せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 6-9 に示す。

取水口、貯留堰の照査用ひずみ及び照査用せん断力が、貯水機能に対する許容限界を下回ることを確認した。

表 6-7 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリートの圧縮ひずみ）

評価位置*1, 2		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*3 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
頂版 (標準部)	—	—	—	—	—	—
頂版 (漸縮部)	—	—	—	—	—	—
側壁	31	③	S s - D 2 (-+)	357 μ	2000 μ	0.18
導流壁	—	—	—	—	—	—
底版	71	③	S s - D 2 (-+)	248 μ	2000 μ	0.13
妻壁	—	—	—	—	—	—
貯留堰	91	③	S s - D 2 (-+)	494 μ	2000 μ	0.25

注記*1：評価位置は図 6-1 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-4 に示す。

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-8 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（主筋ひずみ）

評価位置*1, 2		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*3 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
頂版 (標準部)	—	—	—	—	—	—
頂版 (漸縮部)	—	—	—	—	—	—
側壁	31	③	S s - D 2 (-+)	500 μ	1725 μ	0.29
導流壁	—	—	—	—	—	—
底版	76	①	S s - D 2 (-+)	358 μ	1725 μ	0.21
妻壁	—	—	—	—	—	—
貯留堰	96	①	S s - D 2 (-+)	387 μ	1725 μ	0.23

注記*1：評価位置は図 6-1 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-4 に示す。

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-9 せん断破壊に対する最大照査値

評価位置*1, 2		解析 ケース	地震動	照査用 せん断力*3 V_d (kN/m)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	照査値 $V_d / V_{y d}$
頂版 (標準部)	—	—	—	—	—	—
頂版 (漸縮部)	—	—	—	—	—	—
側壁	31	③	S s - D 2 (++)	2061	2651	0.78
導流壁	—	—	—	—	—	—
底版	88	①	S s - N 1 (++)	774	1155	0.68
妻壁	—	—	—	—	—	—
貯留堰*4	96	①	S s - D 2 (++)	1840	4383	0.42

注記*1：評価位置は図 6-1 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-4 に示す。

*3：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

*4：貯留堰直下の底版の評価を含む。

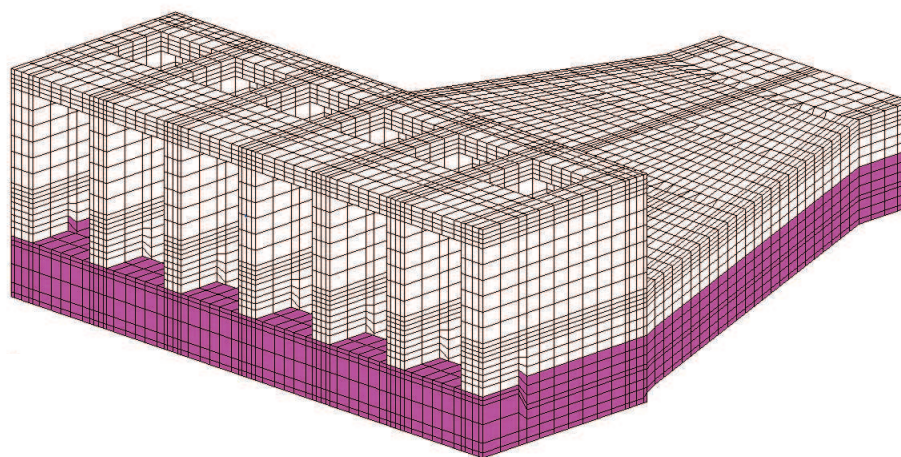


図 6-4 貯水機能が要求される部材の範囲

6.1.3 Sクラスの施設を支持する機能に対する評価結果

取水口（標準部）の底版は、貯留堰を間接支持する支持機能が要求されるが、支持機能が要求される部材の範囲は、貯水機能が要求される部材の範囲に包含される。また、支持機能と貯水機能の許容限界は同じであるため、「6.1.2(2) 貯水機能」の評価結果により、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。

6.1.4 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

(1) 基礎地盤（狐崎部層）

基礎地盤の支持性能の照査結果を表 6-10 に示す。また、最大接地圧分布図を図 6-5 に示す。

取水口、貯留堰の基礎地盤に発生する最大接地圧が、極限支持力を下回ることを確認した。

表 6-10 基礎地盤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)	極限支持力 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
①	S _s -D1 (++)	3.3	13.7	0.25

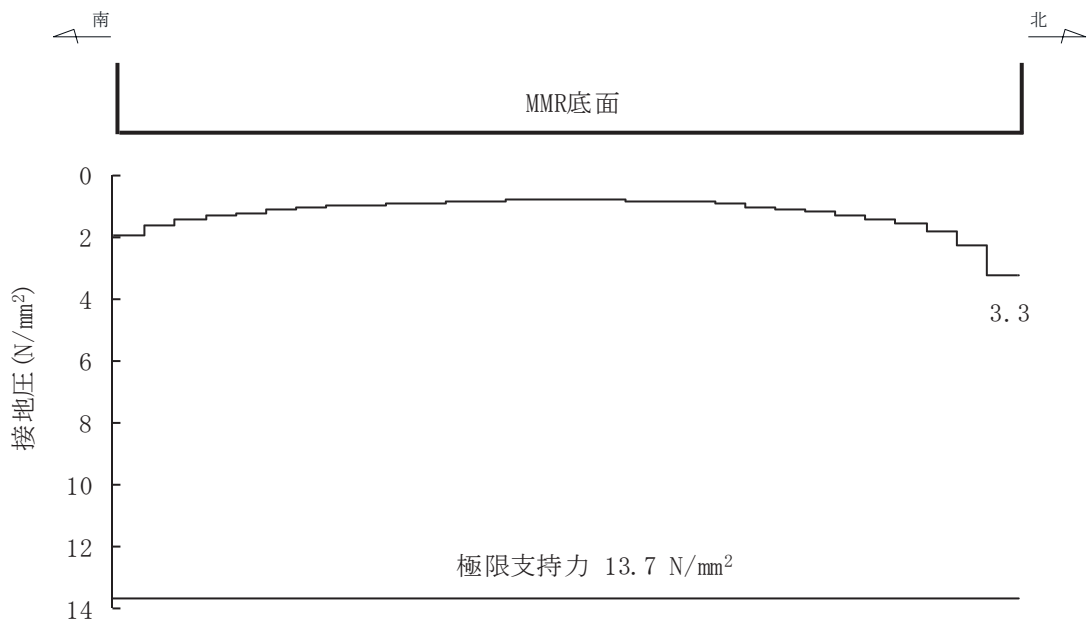


図 6-5 基礎地盤の最大接地圧分布図
(解析ケース①, S_s-D1 (++) , 標準部)

(2) MMR (既設)

MMR (既設) の支持性能に対する照査結果を表 6-11 に示す。また、最大接地圧分布図を図 6-6 に示す。

取水口、貯留堰の MMR (既設) に発生する最大接地圧が、支圧強度を下回ることを確認した。

表 6-11 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
②	S _s -D 2 (-+)	1.5	15.6	0.10

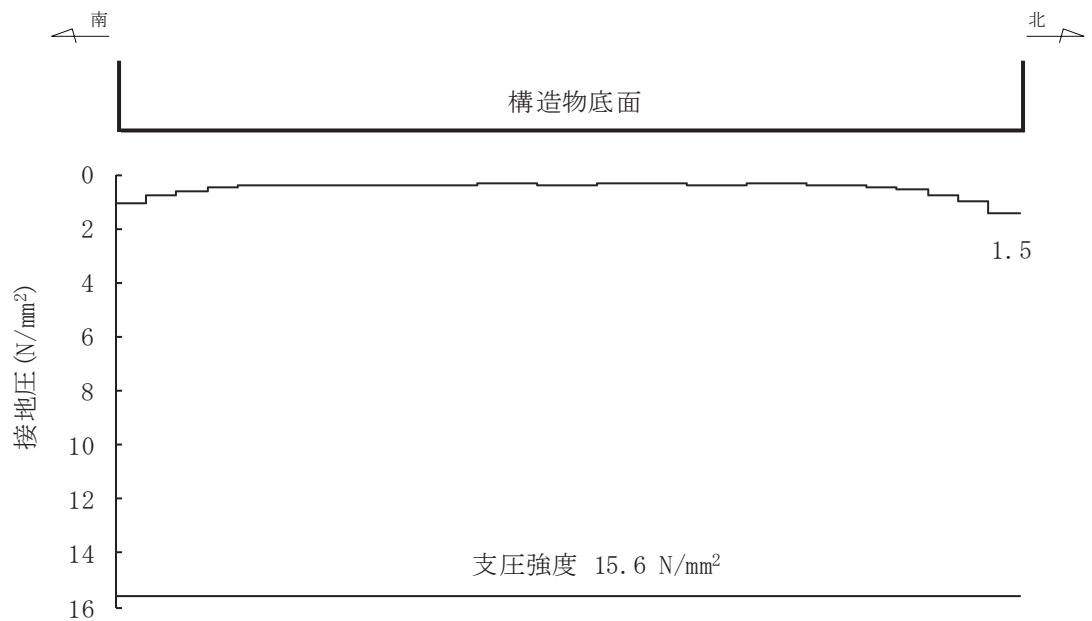


図 6-6 MMR (既設) の最大接地圧分布図
(解析ケース②, S_s-D 2 (-+), 標準部)

6.2 有効応力解析による荷重に対する耐震評価結果

6.2.1 構造部材の健全性に対する評価結果

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 6-12 に、せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 6-13 に、妻壁の面内せん断に対する最大照査値を表 6-14 に示す。

取水口、貯留堰の照査用ひずみ、照査用せん断力及び照査用面内せん断ひずみが、許容限界を下回ることを確認した。

表 6-12 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリートの圧縮縁ひずみ）

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
頂版 (標準部)	16	⑧	S s - D 2 (++)	401 μ	10000 μ	0.05
頂版 (漸縮部)	28	⑧	S s - D 2 (++)	350 μ	10000 μ	0.04
側壁	32	⑧	S s - D 2 (++)	423 μ	10000 μ	0.05
導流壁	62	⑧	S s - D 2 (++)	528 μ	10000 μ	0.06
底版	76	⑧	S s - D 2 (++)	305 μ	10000 μ	0.04
妻壁	106	⑧	S s - D 2 (++)	257 μ	10000 μ	0.03
貯留堰	96	⑧	S s - D 2 (++)	718 μ	10000 μ	0.08

注記*1：評価位置は図 6-1 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-13 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/m)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	照査値 $V_d / V_{y d}$
頂版 (標準部)	16	⑨	S s - D 2 (++)	359	878	0.41
頂版 (漸縮部)	27	⑨	S s - D 2 (++)	870	1399	0.63
側壁	31	⑨	S s - D 2 (++)	1531	2041	0.76
導流壁	53	⑨	S s - D 2 (++)	1495	2010	0.75
底版	87	⑨	S s - D 2 (++)	862	1216	0.71
妻壁	101	⑧	S s - D 2 (++)	348	1485	0.24
貯留堰*3	92	⑨	S s - D 2 (++)	1583	4161	0.39

注記*1：評価位置は図 6-1 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：貯留堰直下の底版の評価を含む。

表 6-14 妻壁の面内せん断に対する照査

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 面内せん断ひずみ*2 ϵ_d	限界せん断 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
妻壁	100	⑧	S _s -D2(++)	110 μ	2000 μ	0.06

注記*1：評価位置は図 6-2 に示す。

*2：照査用面内せん断ひずみ＝発生面内せん断ひずみ×構造解析係数 γ_a

6.2.2 各要求機能に対する評価結果

(1) 通水機能

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 6-15 に、せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 6-16 に、妻壁の面内せん断に対する最大照査値を表 6-17 に示す。

取水口、貯留堰の照査用ひずみ、照査用せん断力及び照査用面内せん断ひずみが、通水機能に対する許容限界を下回ることを確認した。

表 6-15 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリートの圧縮縁ひずみ）（再掲）

評価位置*1, 2		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*3 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
頂版 (標準部)	16	⑧	S s - D 2 (++)	401 μ	10000 μ	0.05
頂版 (漸縮部)	28	⑧	S s - D 2 (++)	350 μ	10000 μ	0.04
側壁	32	⑧	S s - D 2 (++)	423 μ	10000 μ	0.05
導流壁	62	⑧	S s - D 2 (++)	528 μ	10000 μ	0.06
底版	76	⑧	S s - D 2 (++)	305 μ	10000 μ	0.04
妻壁	106	⑧	S s - D 2 (++)	257 μ	10000 μ	0.03
貯留堰	96	⑧	S s - D 2 (++)	718 μ	10000 μ	0.08

注記*1：評価位置は図 6-1 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 6-3 に示す。

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-16 せん断破壊に対する最大照査値（再掲）

評価位置*1, 2		解析 ケース	地震動	照査用 せん断力*3 V_d (kN/m)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	照査値 $V_d / V_{y d}$
頂版 (標準部)	16	⑨	S s - D 2 (++)	359	878	0.41
頂版 (漸縮部)	27	⑨	S s - D 2 (++)	870	1399	0.63
側壁	31	⑨	S s - D 2 (++)	1531	2041	0.76
導流壁	53	⑨	S s - D 2 (++)	1495	2010	0.75
底版	87	⑨	S s - D 2 (++)	862	1216	0.71
妻壁	101	⑧	S s - D 2 (++)	348	1485	0.24
貯留堰*4	92	⑨	S s - D 2 (++)	1583	4161	0.39

注記*1：評価位置は図 6-1 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 6-3 に示す。

*3：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

*4：貯留堰直下の底版の評価を含む。

表 6-17 妻壁の面内せん断に対する照査（再掲）

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 面内せん断ひずみ*2 ϵ_d	限界せん断 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
妻壁	100	⑧	S s - D 2 (++)	110 μ	2000 μ	0.06

注記*1：評価位置は図 6-2 に示す。

*2：照査用面内せん断ひずみ＝発生面内せん断ひずみ×構造解析係数 γ_a

(2) 貯水機能

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 6-18 及び表 6-19 に、せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 6-20 に示す。

取水口、貯留堰の照査用ひずみ及び照査用せん断力が、貯水機能に対する許容限界を下回ることを確認した。

表 6-18 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリートの圧縮ひずみ）

評価位置*1, 2		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*3 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
頂版 (標準部)	—	—	—	—	—	—
頂版 (漸縮部)	—	—	—	—	—	—
側壁	32	⑧	S s - D 2 (++)	328 μ	2000 μ	0.17
導流壁	—	—	—	—	—	—
底版	76	⑧	S s - D 2 (++)	245 μ	2000 μ	0.13
妻壁	—	—	—	—	—	—
貯留堰	96	⑧	S s - D 2 (++)	479 μ	2000 μ	0.24

注記*1：評価位置は図 6-1 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-4 に示す。

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-19 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（主筋ひずみ）

評価位置*1, 2		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*3 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
頂版 (標準部)	—	—	—	—	—	—
頂版 (漸縮部)	—	—	—	—	—	—
側壁	32	⑧	S s - D 2 (++)	305 μ	1725 μ	0.18
導流壁	—	—	—	—	—	—
底版	71	⑧	S s - D 2 (++)	214 μ	1725 μ	0.13
妻壁	—	—	—	—	—	—
貯留堰	91	⑧	S s - D 2 (++)	231 μ	1725 μ	0.14

注記*1：評価位置は図 6-1 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-4 に示す。

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-20 せん断破壊に対する最大照査値

評価位置*1, 2		解析 ケース	地震動	照査用 せん断力*3 V_d (kN/m)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	照査値 $V_d / V_{y d}$
頂版 (標準部)	—	—	—	—	—	—
頂版 (漸縮部)	—	—	—	—	—	—
側壁	32	⑧	S s - D 2 (++)	1902	2654	0.72
導流壁	—	—	—	—	—	—
底版	87	⑨	S s - D 2 (++)	862	1216	0.71
妻壁	—	—	—	—	—	—
貯留堰*4	92	⑨	S s - D 2 (++)	1583	4161	0.39

注記*1：評価位置は図 6-1 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-4 に示す。

*3：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

*4：貯留堰直下の底版の評価を含む。

6.2.3 Sクラスの施設を支持する機能に対する評価結果

取水口（標準部）の底版は、貯留堰を間接支持する支持機能が要求されるが、支持機能が要求される部材の範囲は、貯水機能が要求される部材の範囲に包含される。また、支持機能と貯水機能の許容限界は同じであるため、「6.2.2(2) 貯水機能」の評価結果により、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。

6.2.4 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

(1) 基礎地盤（狐崎部層）

基礎地盤の支持性能の照査結果を表 6-21 に示す。また，最大接地圧分布図を図 6-7 に示す。

取水口，貯留堰の基礎地盤に発生する最大接地圧が，極限支持力を下回ることを確認した。

表 6-21 基礎地盤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)	極限支持力 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
⑧	$S_s - D 2$ (++)	4.0	13.7	0.30

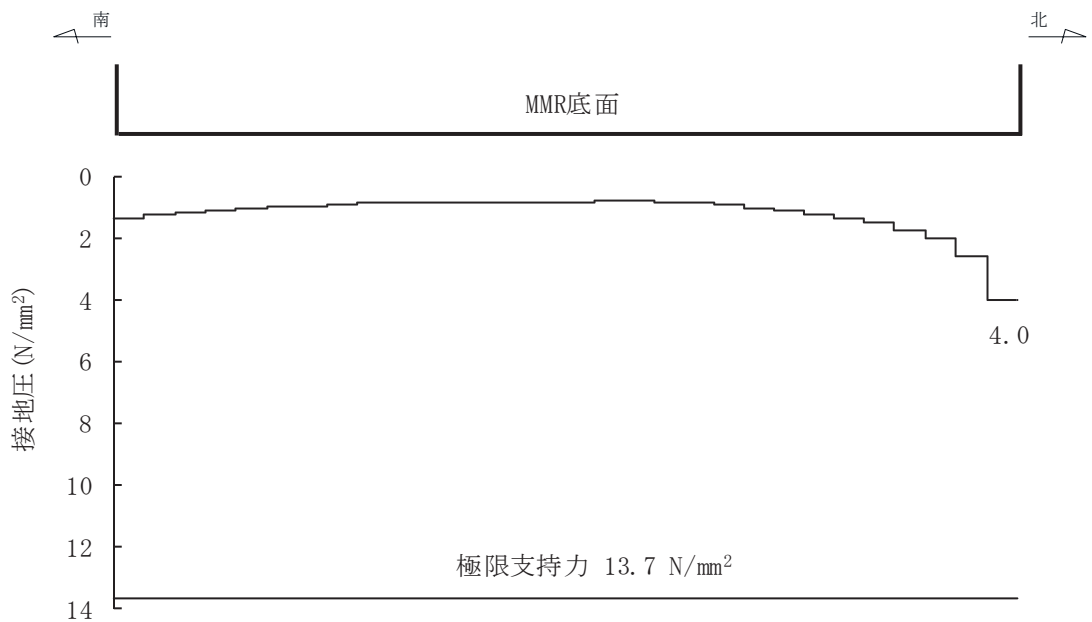


図 6-7 基礎地盤の最大接地圧分布図
(解析ケース⑧， $S_s - D 2$ (++)，標準部)

(2) MMR (既設)

MMR (既設) の支持性能に対する照査結果を表 6-22 に示す。また、最大接地圧分布図を図 6-8 に示す。

取水口、貯留堰の MMR (既設) に発生する最大接地圧が、支圧強度を下回ることを確認した。

表 6-22 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
⑧	S _s -D2 (++)	1.3	15.6	0.09

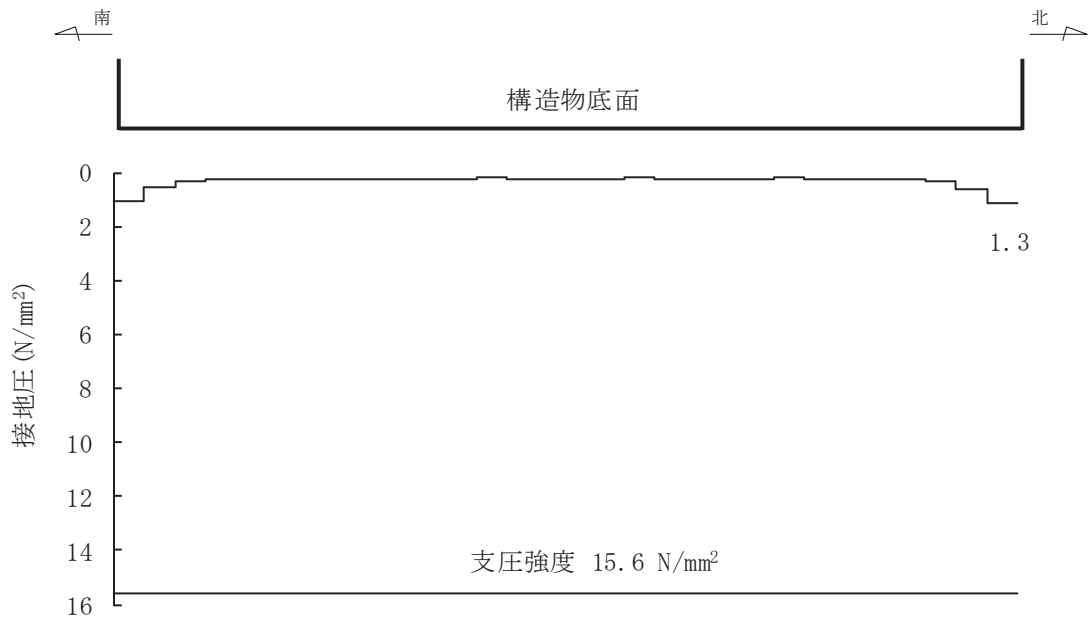


図 6-8 MMR (既設) の最大接地圧分布図
(解析ケース⑧, S_s-D2 (++) , 標準部)

VI-2-10-4-4 取水路の耐震性についての計算書

目 次

VI-2-10-4-4-1 取水路（漸拡部）の耐震性についての計算書

VI-2-10-4-4-2 取水路（標準部）の耐震性についての計算書

VI-2-10-4-4-1 取水路（漸拡部）の耐震性についての計算書

目次

1.	概要	1
2.	基本方針	2
2.1	位置	2
2.2	構造及び補強の概要	3
2.3	評価方針	6
2.4	適用基準	9
3.	耐震評価	10
3.1	評価対象断面	10
3.2	解析方法	11
3.2.1	構造部材	11
3.2.2	地盤物性及び材料物性のばらつき	13
3.2.3	減衰定数	14
3.2.4	地震応答解析の解析ケースの選定	15
3.3	荷重及び荷重の組合せ	16
3.3.1	耐震評価上考慮する状態	16
3.3.2	荷重	16
3.3.3	荷重の組合せ	17
3.4	入力地震動	18
3.5	解析モデル及び諸元	33
3.5.1	解析モデル	33
3.5.2	使用材料及び材料の物性値	35
3.5.3	地盤の物性値	35
3.6	許容限界	36
3.6.1	構造部材の健全性に対する許容限界	36
3.6.2	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	42
3.7	評価方法	43
3.7.1	構造部材の健全性評価	43
3.7.2	基礎地盤の支持性能評価	45
4.	耐震評価結果	46
4.1	構造部材の健全性に対する評価結果	46
4.2	各要求機能に対する評価結果	47
4.2.1	通水機能	47
4.2.2	貯水機能	48
4.3	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	50
4.3.1	基礎地盤（狐崎部層）	50
4.3.2	MMR（既設）	51

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、取水路（漸拡部）が基準地震動 S_s に対して十分な構造強度を有していることを確認するものである。

取水路（漸拡部）に要求される機能の維持を確認するにあたっては、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価により行う。

2. 基本方針

2.1 位置

取水路（漸拡部）の位置を図 2-1 に示す。

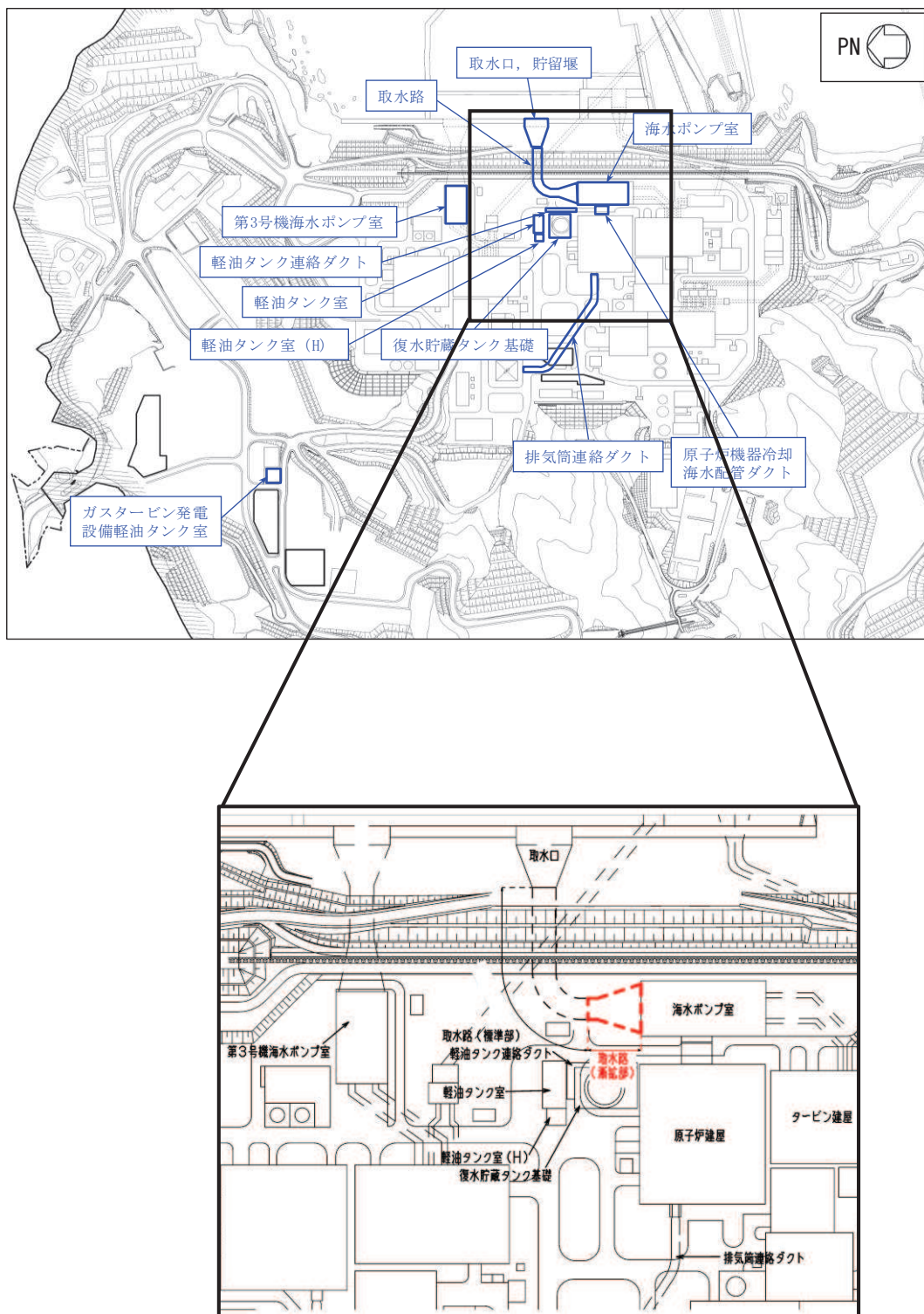


図 2-1 取水路（漸拡部）の位置図

2.2 構造及び補強の概要

取水路（漸拡部）の平面図を図 2-2 に、断面図を図 2-3 に、補強図を図 2-4 に、概略配筋図を図 2-5 に示す。

取水路（漸拡部）は、非常時における海水の通水機能及び貯水機能が要求される。

取水路（漸拡部）は、取水路（標準部）との接続部である内空幅 内空高さ の二連ボックスカルバート構造から、海水ポンプ室との接続部である内空幅 内空高さ の四連ボックスカルバート構造に変化し、縦断方向（延長方向）に断面が拡幅する地中構造物であり、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いる。

取水路（漸拡部）は、取水路（標準部）及び海水ポンプ室との接合部に構造目地が設置されており、断面が延長方向に異なる線状構造物である。

取水路（漸拡部）の耐震性を確保するために耐震補強を実施する。

せん断破壊に対する補強として、後施工せん断補強工法（セラミックキャップバー工法）（以下「CCb 工法」という。）によるせん断補強を実施する。

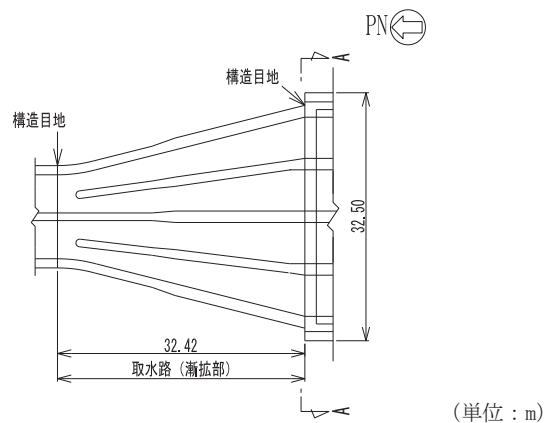


図 2-2 取水路（漸拡部）平面図

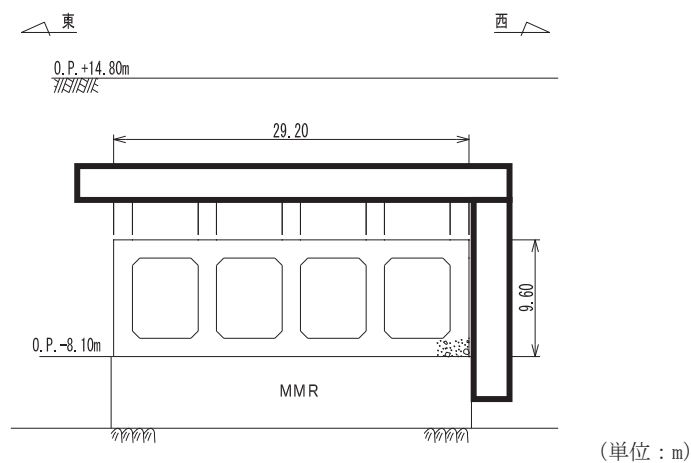
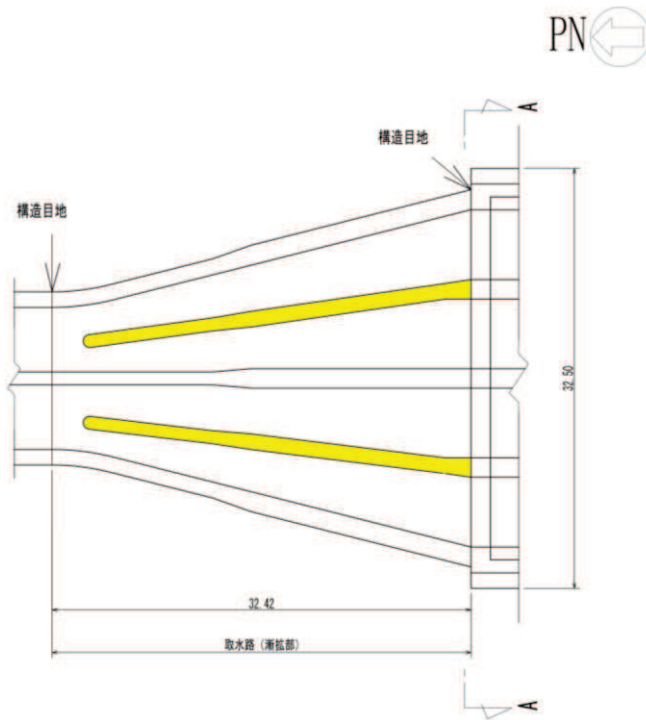


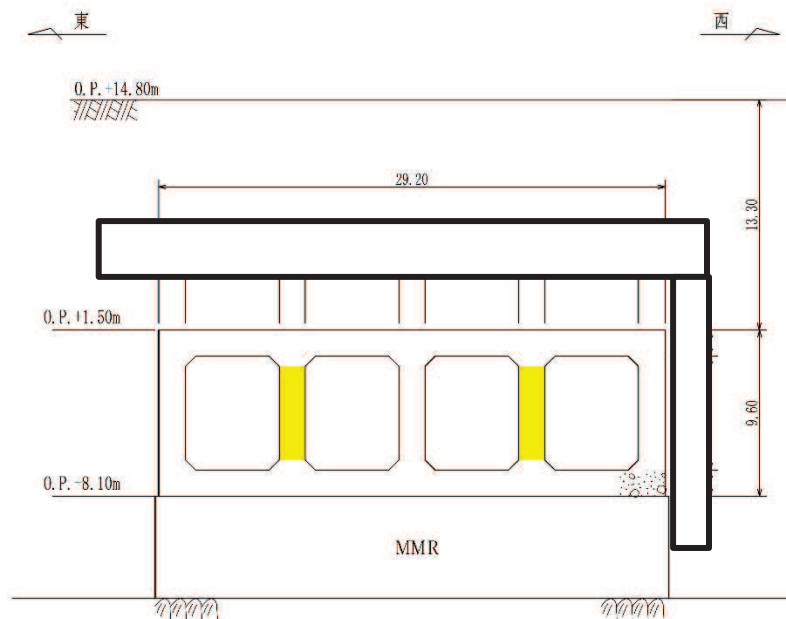
図 2-3 取水路（漸拡部）断面図（A-A 断面）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



■ : Ccbによる耐震補強箇所

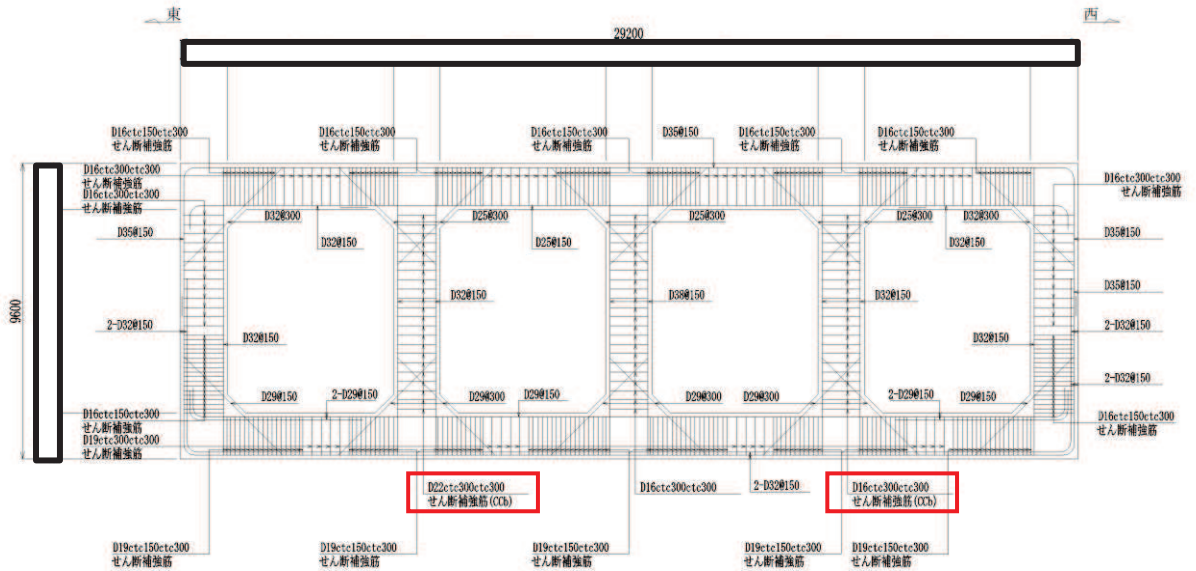
図 2-4(1) Ccbによる耐震補強箇所 (平面図)



■ : Ccbによる耐震補強箇所

図 2-4(2) Ccbによる耐震補強箇所 (A-A 断面)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



: CCb 工法適用箇所

図 2-5 取水路（漸拡部）概略配筋図（A-A 断面）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

2.3 評価方針

取水路（漸拡部）は、設計基準対象施設においては、非常用取水設備である屋外重要土木構造物に分類され、重大事故等対処施設においては、常設重大事故緩和設備及び常設耐震重要重大事故防止設備以外の常設重大事故防止設備に分類される。

取水路（漸拡部）の耐震評価は、地震応答解析の結果に基づき、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設の評価として、表 2-1 に示すとおり、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

取水路（漸拡部）の耐震評価フローを図 2-6 に示す。

構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することで、構造強度を有することを確認する。

構造部材の健全性評価については、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき、曲げ・軸力系の破壊については構造部材の照査用層間変形角が許容限界を下回ることを確認する。せん断破壊に対しては照査用せん断力が許容限界を下回ることを確認する。加えて、貯水機能が要求される部材については、照査用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する。なお、せん断破壊に対する補強として Ccb 工法を用いる場合には、構造部材に対して Ccb 工法の適用条件を満たしていることを確認し、Ccb 工法を採用する。

基礎地盤の支持性能評価については、地震応答解析より得られた基礎地盤の接地圧が、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づく許容限界を下回ることを確認する。

ここで、取水路（漸拡部）の運転時、設計基準事故時及び重大事故時の状態における荷重条件は変わらないため、評価は設計基準対象施設の評価結果に包括されることから、設計基準対象施設の評価結果を用いた重大事故等対処施設の評価を行う。

表 2-1 取水路（漸拡部）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界	
構造強度を有すること	構造部材の健全性	鉄筋コンクリート部材	照査用層間変形角，照査用曲げモーメント及び照査用せん断力が許容限界を下回ることを確認	曲げ・軸力	限界層間変形角* 降伏曲げモーメント*
				せん断力	せん断耐力*
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する接地圧が許容限界を下回ることを確認	岩盤の極限支持力*	
		MMR		MMR の支圧強度	

注記*：妥当な安全余裕を考慮する。

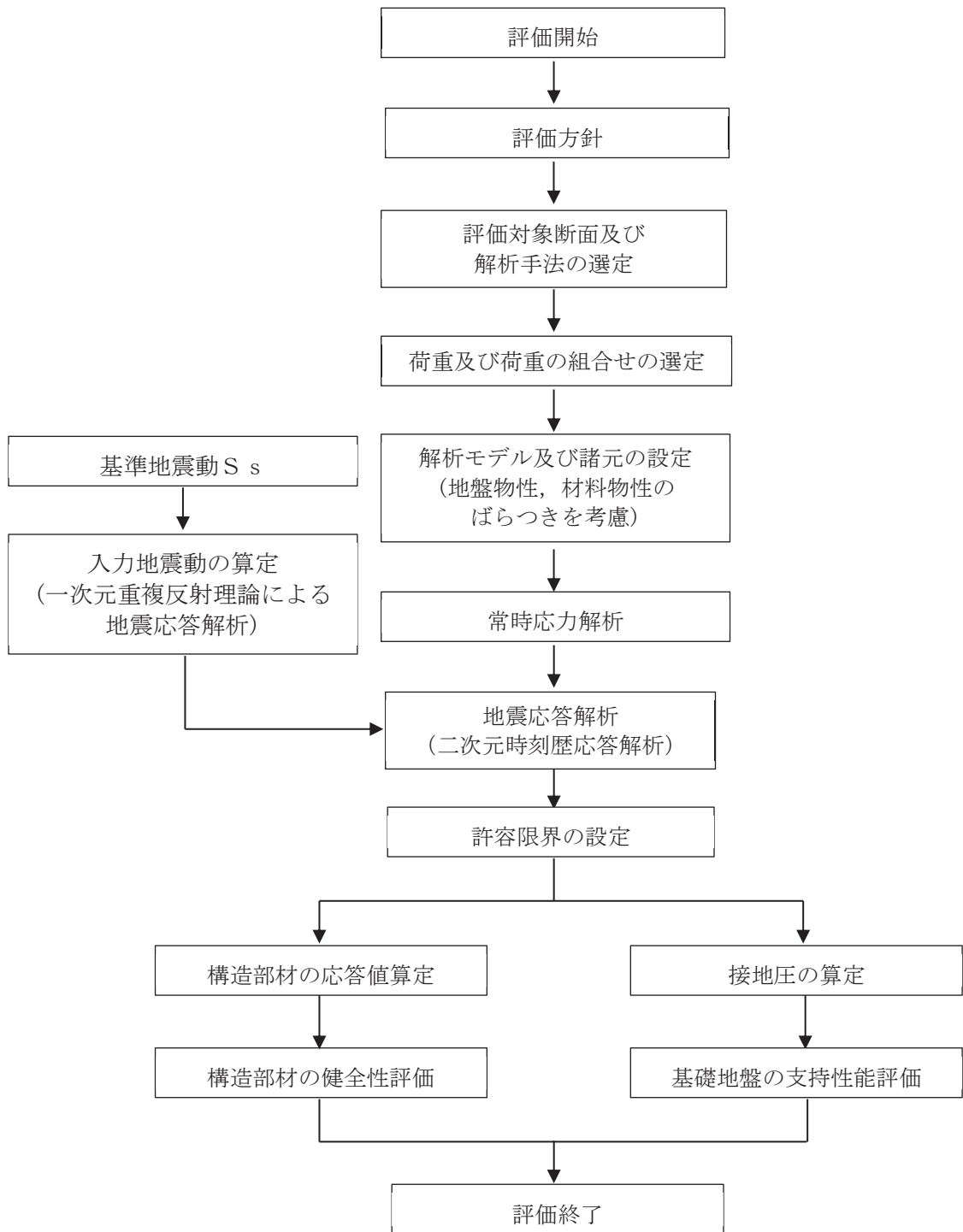


図 2-6 取水路（漸拡部）の耐震評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- 土木学会 2002年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]
- 土木学会 2005年 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル
- 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1 -1987）
- 日本道路協会 平成14年3月 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 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編
- 一般財団法人土木研究センター 建設技術審査証明報告書 後施工セラミック定着型せん断補強鉄筋「セラミックキャップバー（CCb）」

3. 耐震評価

3.1 評価対象断面

取水路（漸拡部）の評価対象断面位置を図3-1に示す。

評価対象断面は、構造的特徴や周辺地質状況を踏まえ、図3-1に示すA-A断面とする。評価対象地質断面図を図3-2に示す。

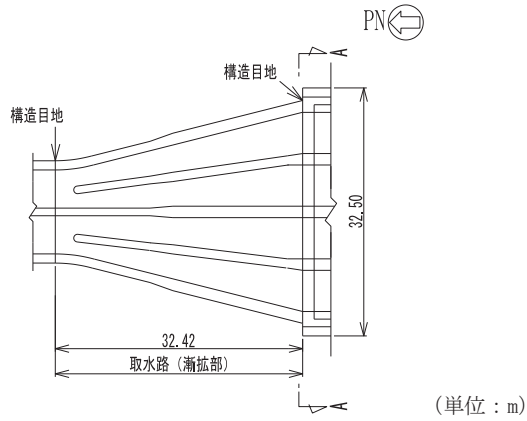


図3-1 取水路（漸拡部）の評価対象断面位置図

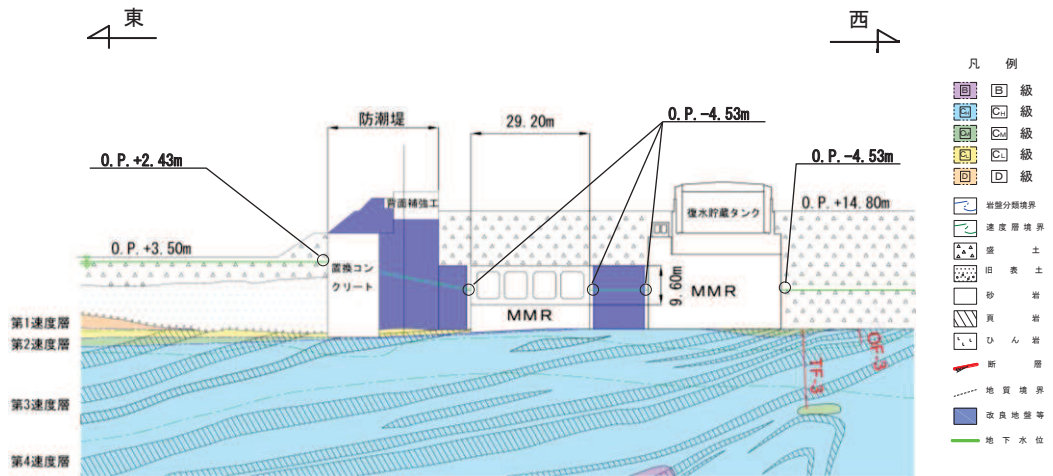


図3-2 取水路（漸拡部）評価対象地質断面図（A-A断面）

3.2 解析方法

取水路（漸拡部）の地震応答解析は、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」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる二次元有限要素法により、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行うこととする。取水路（漸拡部）は、耐震性の確認された復水貯蔵タンク基礎の MMR と防潮堤に挟まれ、これら隣接構造物との間には地盤改良されていることから、解析手法は全応力解析とする。

隣接構造物となる復水貯蔵タンク基礎下の MMR は、改良地盤を介して接しており、お互いの振動の影響を受けることから、復水貯蔵タンク基礎下の MMR をモデル化する。また、防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、添付書類「VI-2-10-2-2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書」に基づき、鋼管杭は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。

構造部材については、非線形はり要素を用いることとし、構造部材の非線形性については、鉄筋コンクリートの $M-\phi$ 関係を適切にモデル化する。

また、地盤については、地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようモデル化する。地震応答解析については、解析コード「Soil Plus Ver. 2015 Build3」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、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。

3.2.1 構造部材

鉄筋コンクリート部材は、非線形はり要素でモデル化することとし、図 3-3 に示す $M-\phi$ 関係のトリリニアモデルとする。また、履歴特性は、図 3-4 に示すとおり修正武田モデルを適用する。また、コンクリートの応力-ひずみ関係及び鉄筋の応力-ひずみ関係には、それぞれ図 3-5 及び図 3-6 に示す非線形特性を考慮する。

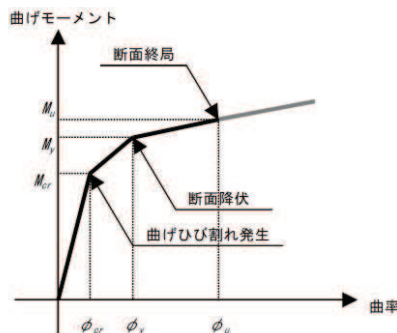


図 3-3 鉄筋コンクリート部材の $M-\phi$ 関係
 （「土木学会 2005 年 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル」より引用）

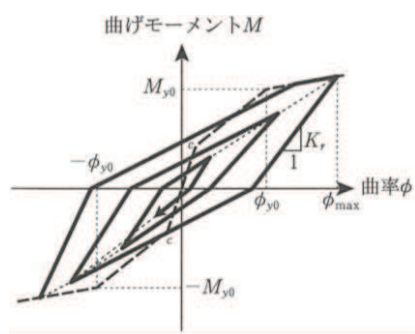


図 3-4 鉄筋コンクリート部材の履歴特性（修正武田モデル）
 （「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」より引用）

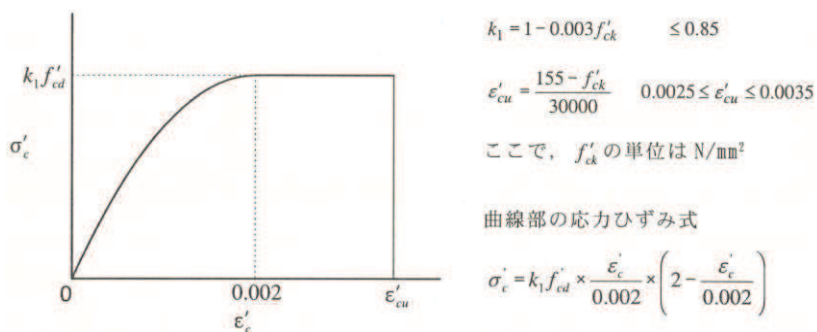


図 3-5 構造部材の非線形特性（コンクリートの応力-ひずみ関係）
 （「土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」より引用）

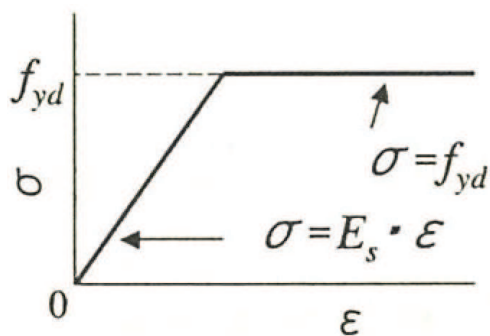


図 3-6 構造部材の非線形特性（鉄筋の応力-ひずみ関係）
 （「土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」より引用）

3.2.2 地盤物性及び材料物性のばらつき

地盤物性及び材料物性のばらつきの影響を考慮するため、表 3-1 に示す解析ケースを設定する。

取水路（漸拡部）は、直接又は MMR を介して岩盤上に設置され、側面に改良地盤が分布し、主たる荷重は改良地盤等の土圧となることから、盛土、旧表土、**D** 級岩盤及び改良地盤の初期せん断弾性係数のばらつきを考慮する。

初期せん断弾性係数の標準偏差 σ を用いて設定した解析ケース②及び③を実施することにより地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

また、材料物性のばらつきとして構造物の実強度に基づいて設定した解析ケース④を実施することにより、材料物性のばらつきの影響を考慮する。

詳細な解析ケースの考え方は、「3.2.4 地震応答解析の解析ケースの選定」に示す。

表 3-1 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, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C_L 級岩盤, C_M 級岩盤, C_H 級岩盤, B 級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値+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*	平均値	平均値

注記*: 既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

3.2.3 減衰定数

構造部材の減衰定数は、粘性減衰及び履歴減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与える。固有値解析結果に基づき設定した α 、 β を表 3-2 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

表 3-2 Rayleigh 減衰における係数 α 、 β の設定結果

評価対象断面	α	β
A-A 断面	5.67×10^{-1}	5.29×10^{-4}

3.2.4 地震応答解析の解析ケースの選定

耐震評価においては、すべての基準地震動 S_s に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び地盤の支持力照査の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、最も厳しい地震動を用いて、表 3-1 に示す解析ケース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。耐震評価における解析ケースを表 3-3 に示す。

表 3-3 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 (+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	○		
		-+*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	○		

【追加解析ケースについて】
 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。
 すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合には、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。
 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。

注記*1：耐震評価にあたっては、「土木学会 2005 年 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル」（以下「土木学会マニュアル」という。）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。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.3.1 耐震評価上考慮する状態

取水路（漸拡部）の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉施設が運転状態にあり、通常の下条件におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪を考慮する。埋設構造物であるため風の影響は考慮しない。なお、取水路（漸拡部）の隣接構造物としてモデル化される防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、添付書類「VI-2-10-2-2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書」に基づき、風の影響を考慮する。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

取水路（漸拡部）の地震応答解析において、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_s ）

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-4 に示す。

表 3-4 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	$G + P + S_s$

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_s : 地震荷重 (基準地震動 S_s)

3.4 入力地震動

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

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

図3-7に入力地震動算定の概念図を、図3-8～図3-21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「Ark Quake Ver. 3.10」を使用する。

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

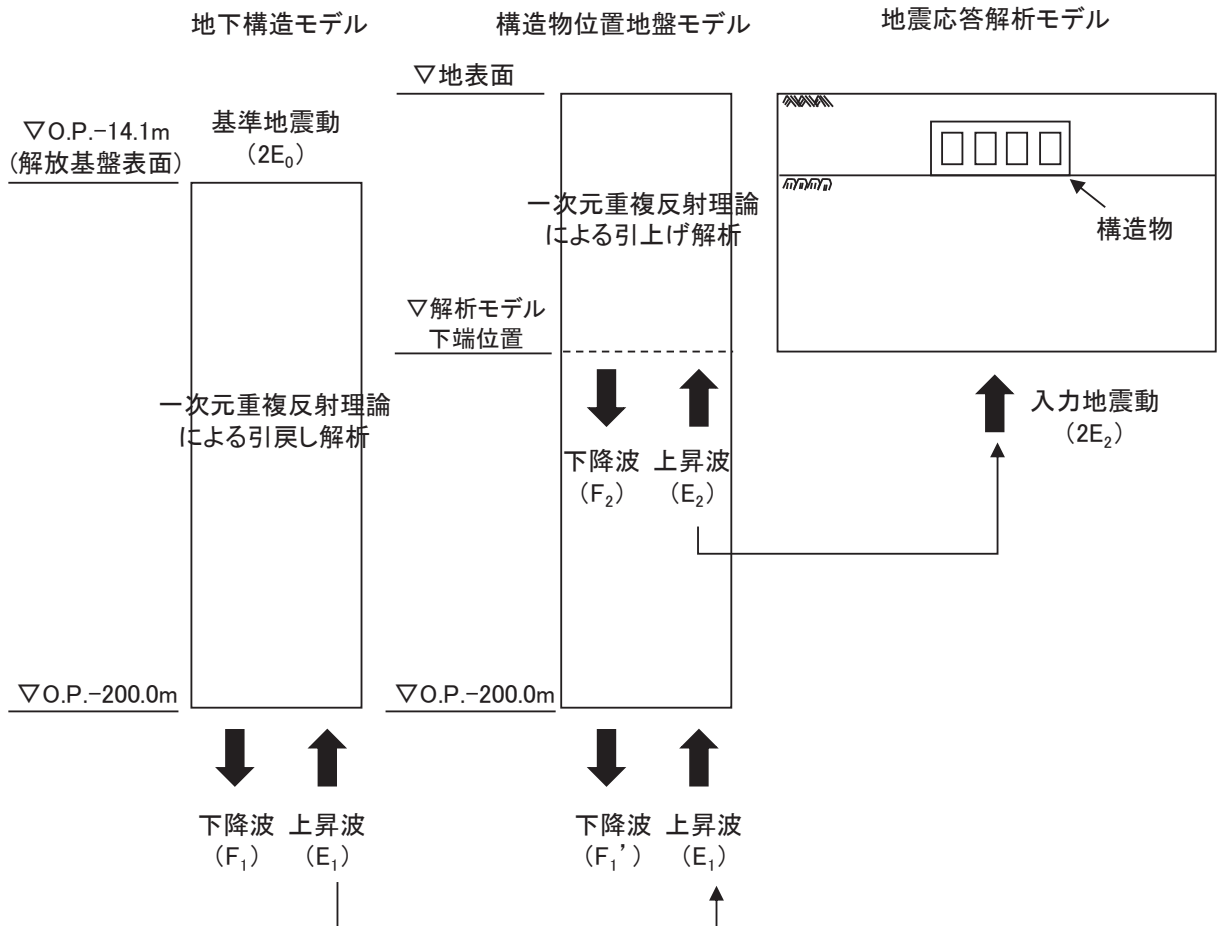
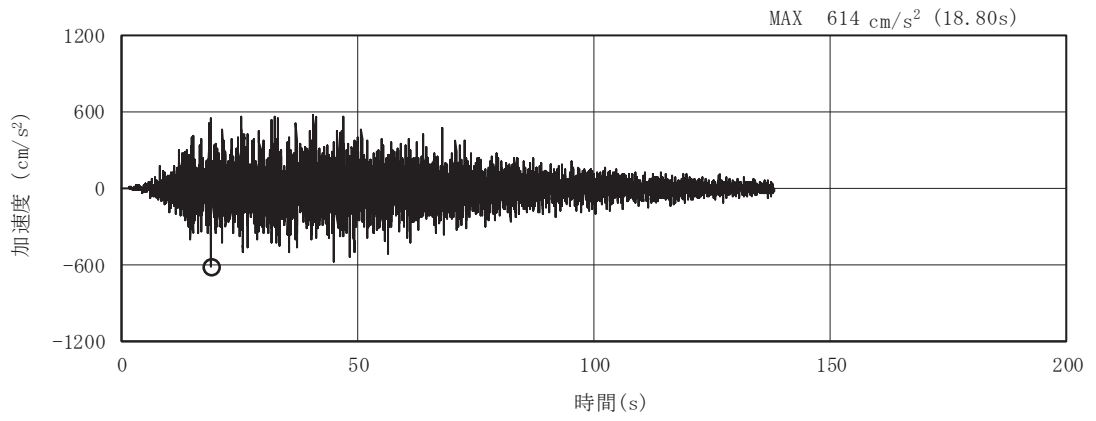
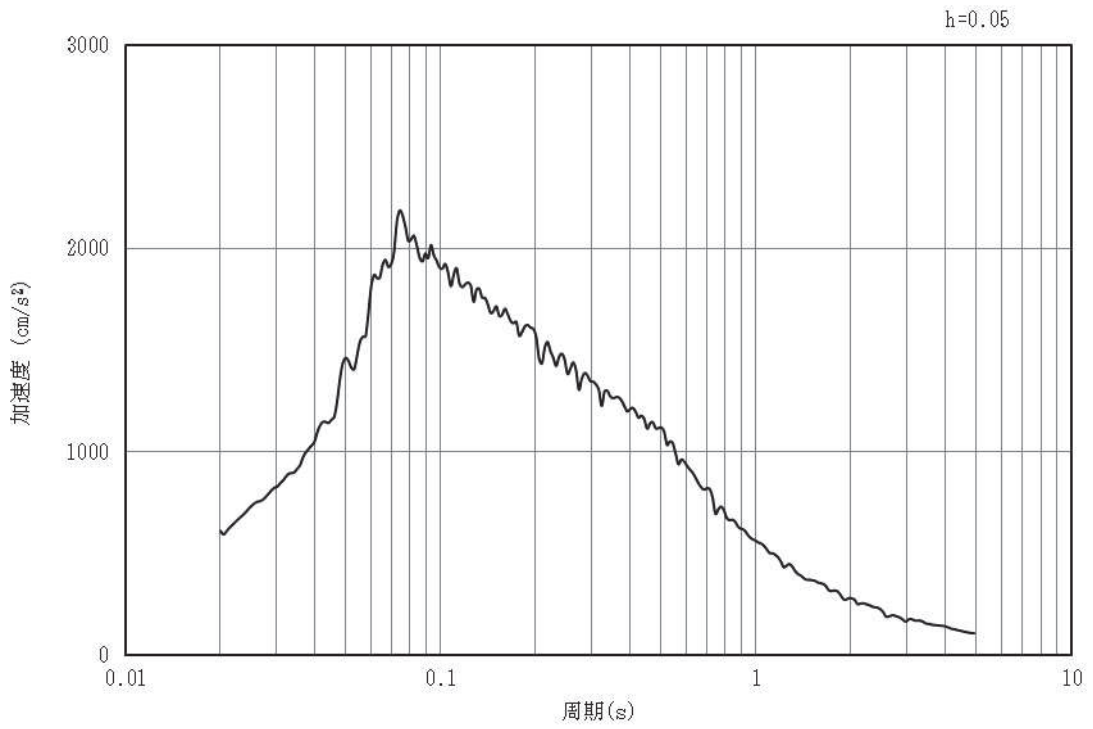


図 3-7 入力地震動算定の概念図 (基準地震動 S_s)

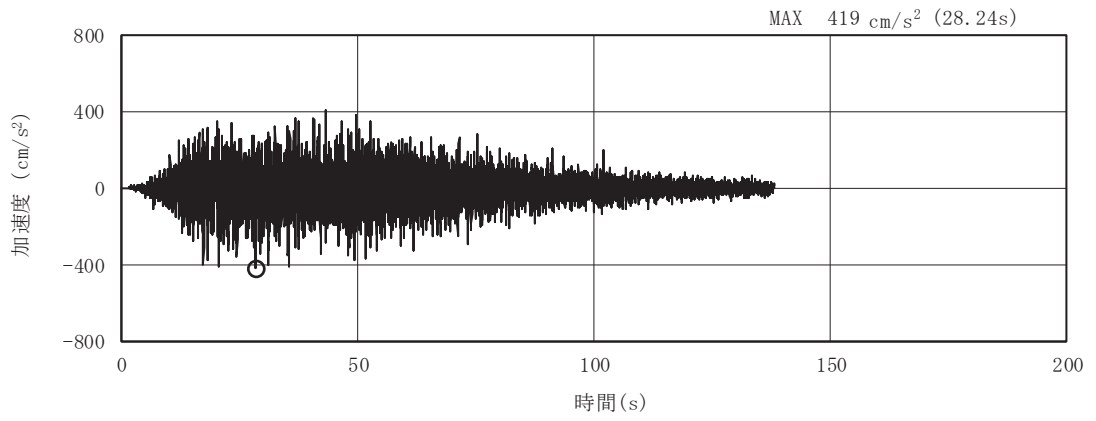


(a) 加速度時刻歴波形

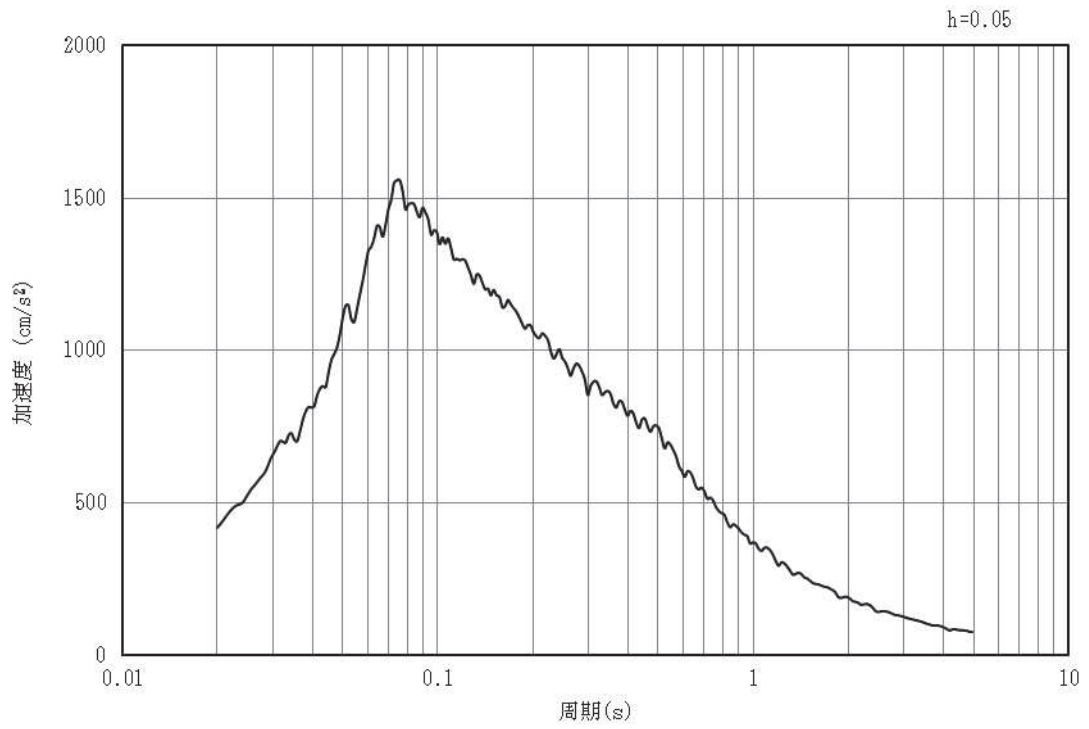


(b) 加速度応答スペクトル

図3-8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s -D 1)

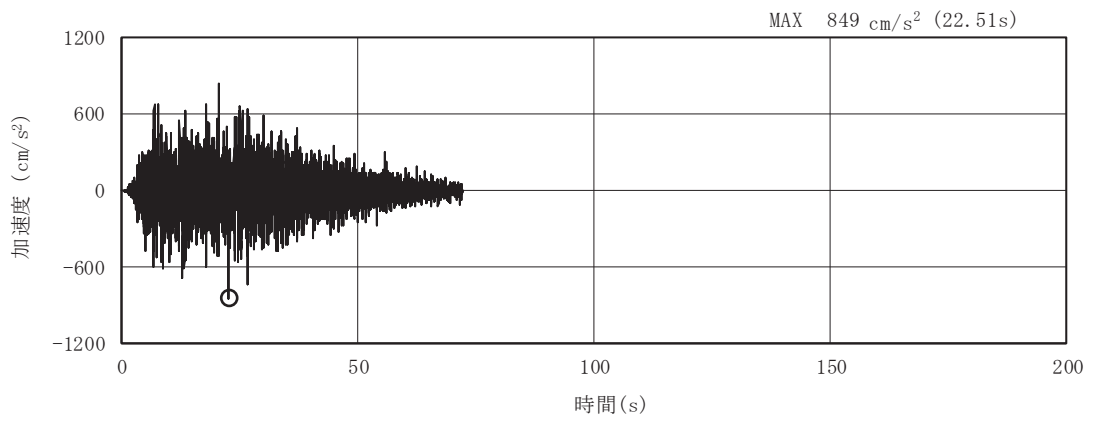


(a) 加速度時刻歴波形

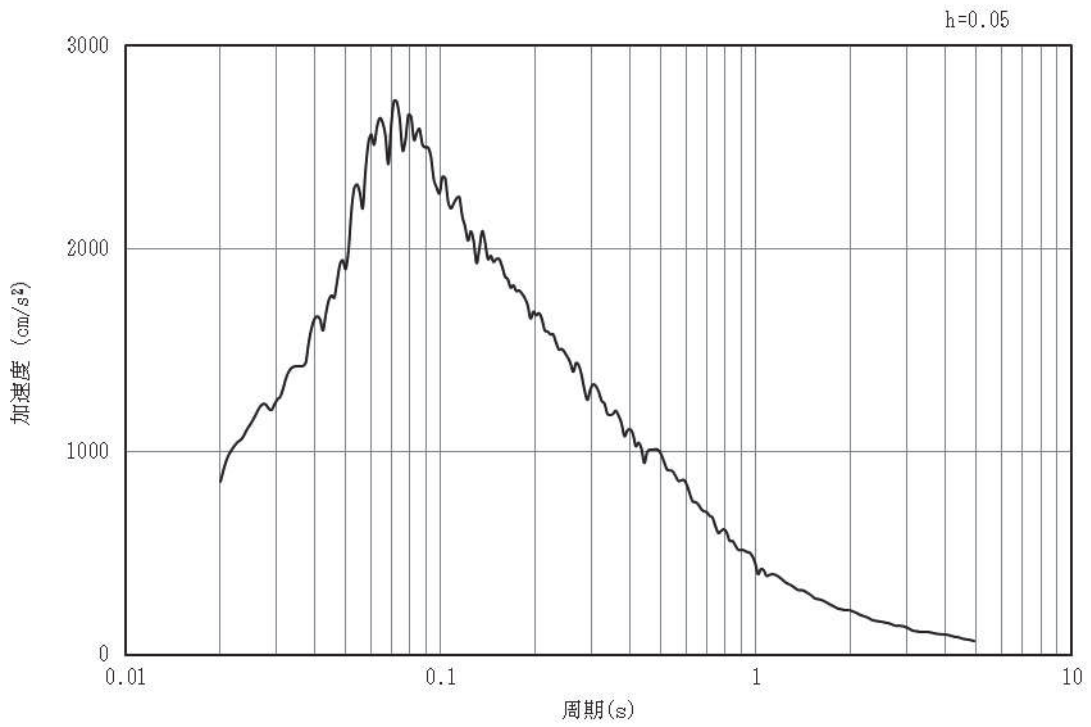


(b) 加速度応答スペクトル

図3-9 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - D 1)

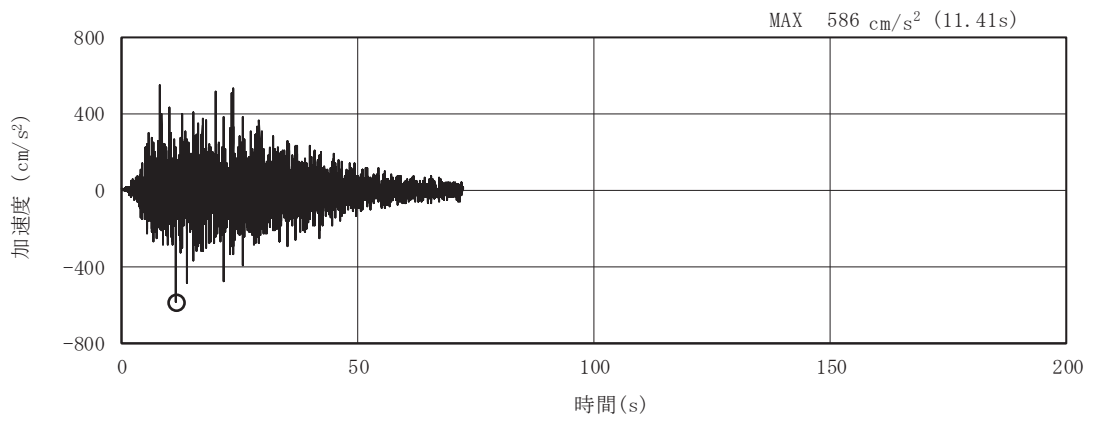


(a) 加速度時刻歴波形

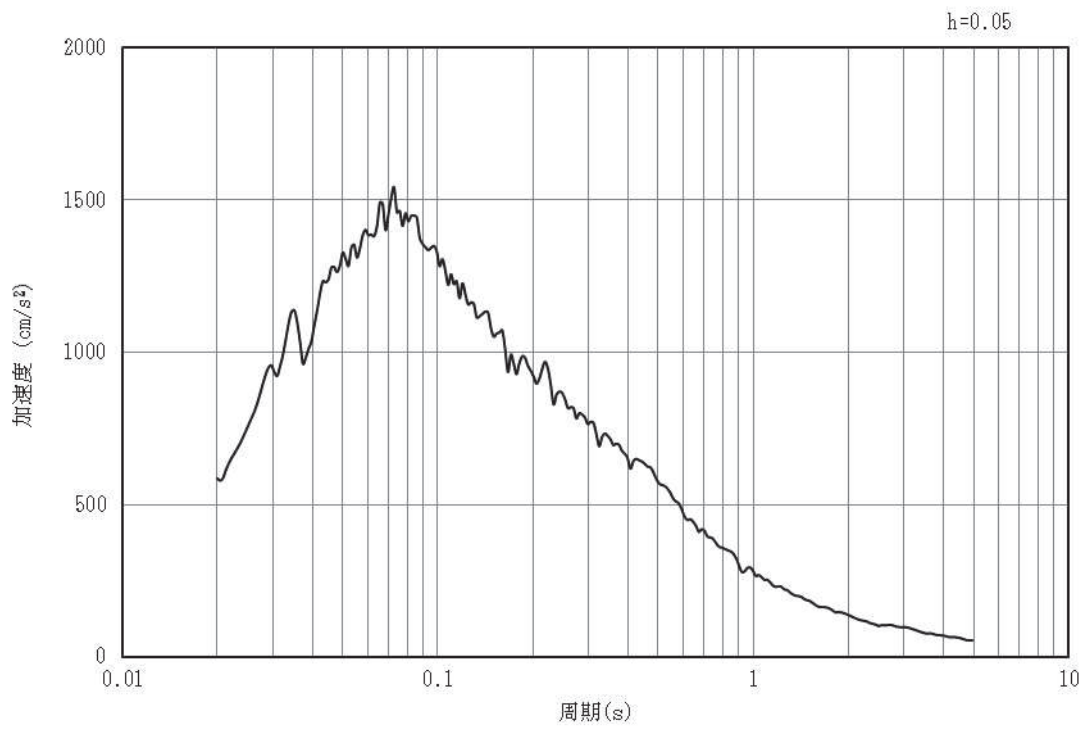


(b) 加速度応答スペクトル

図3-10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - D 2)

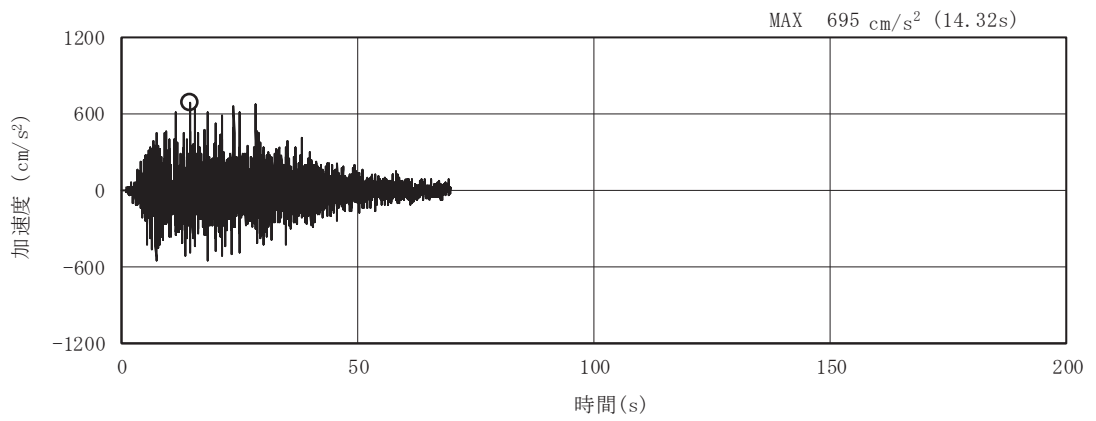


(a) 加速度時刻歴波形

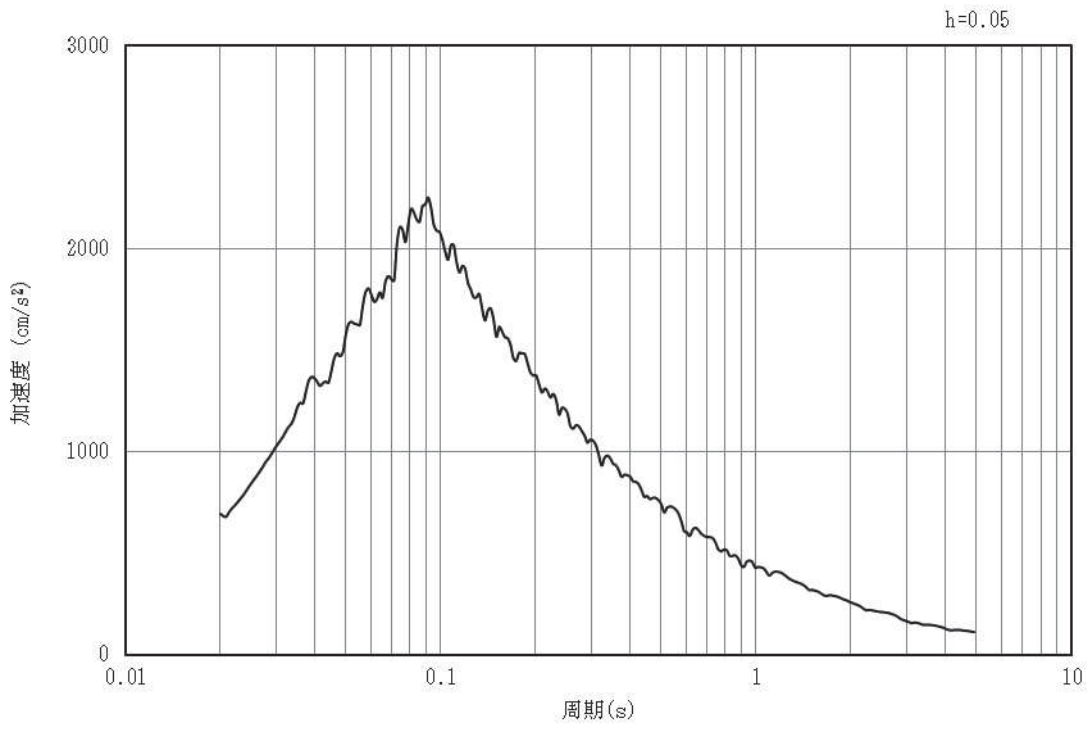


(b) 加速度応答スペクトル

図3-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - D 2)

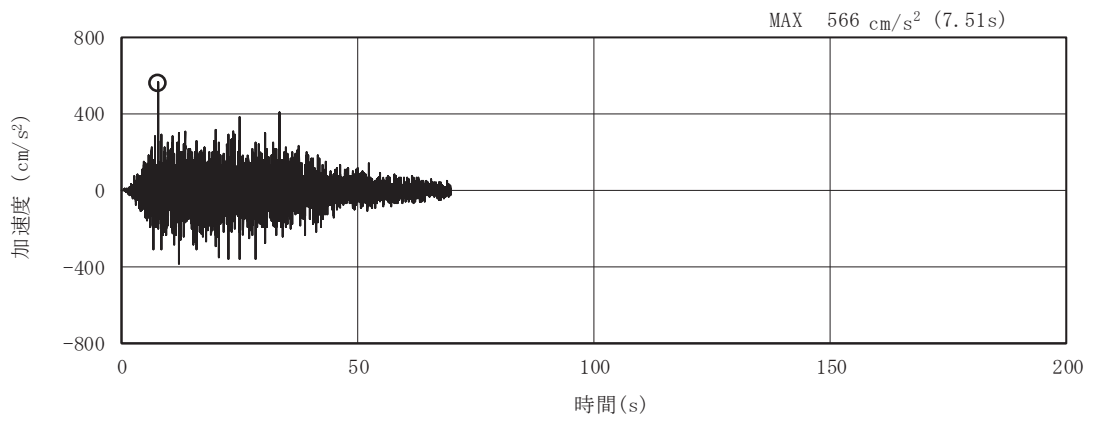


(a) 加速度時刻歴波形

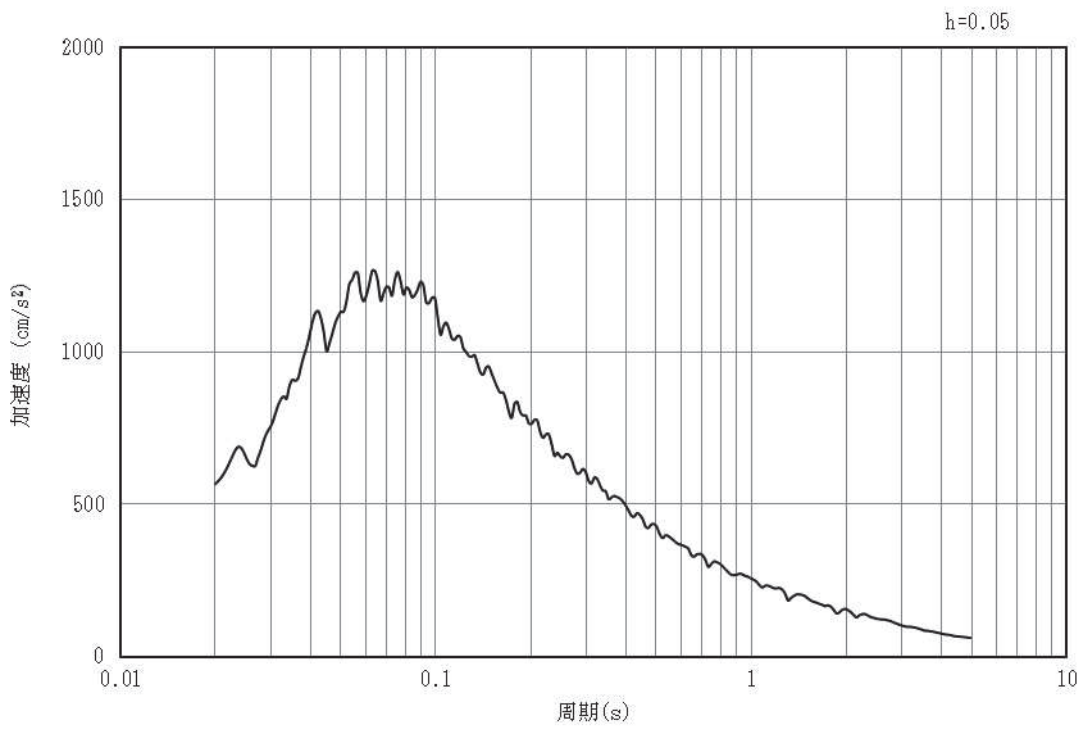


(b) 加速度応答スペクトル

図3-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - D 3)

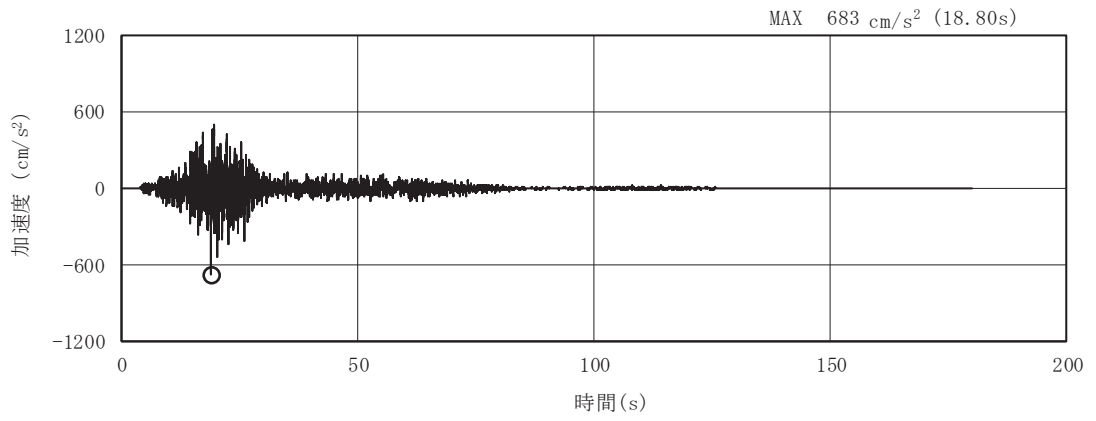


(a) 加速度時刻歴波形

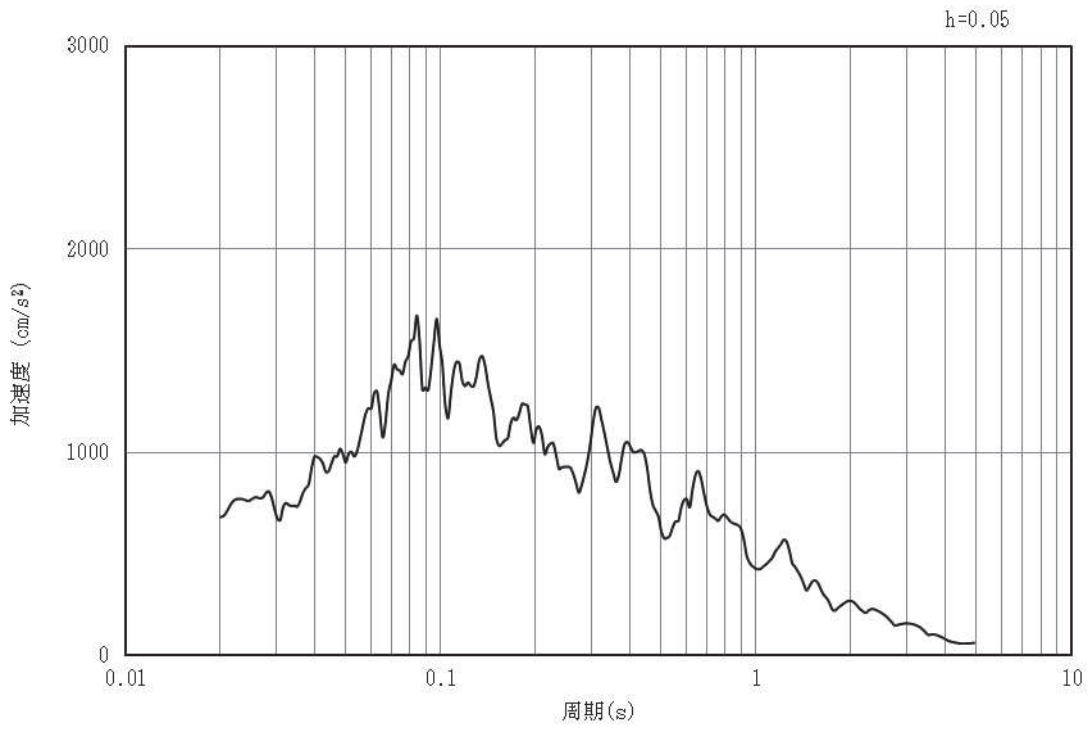


(b) 加速度応答スペクトル

図3-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - D 3)

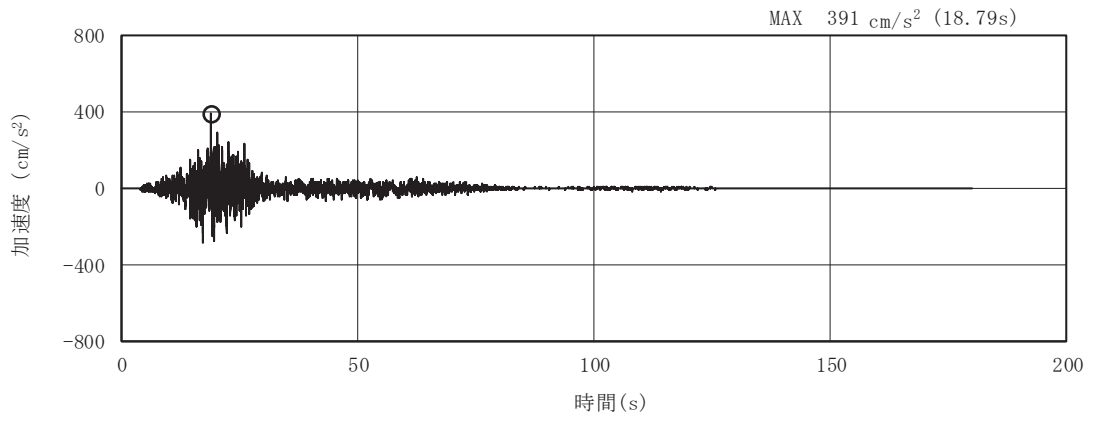


(a) 加速度時刻歴波形

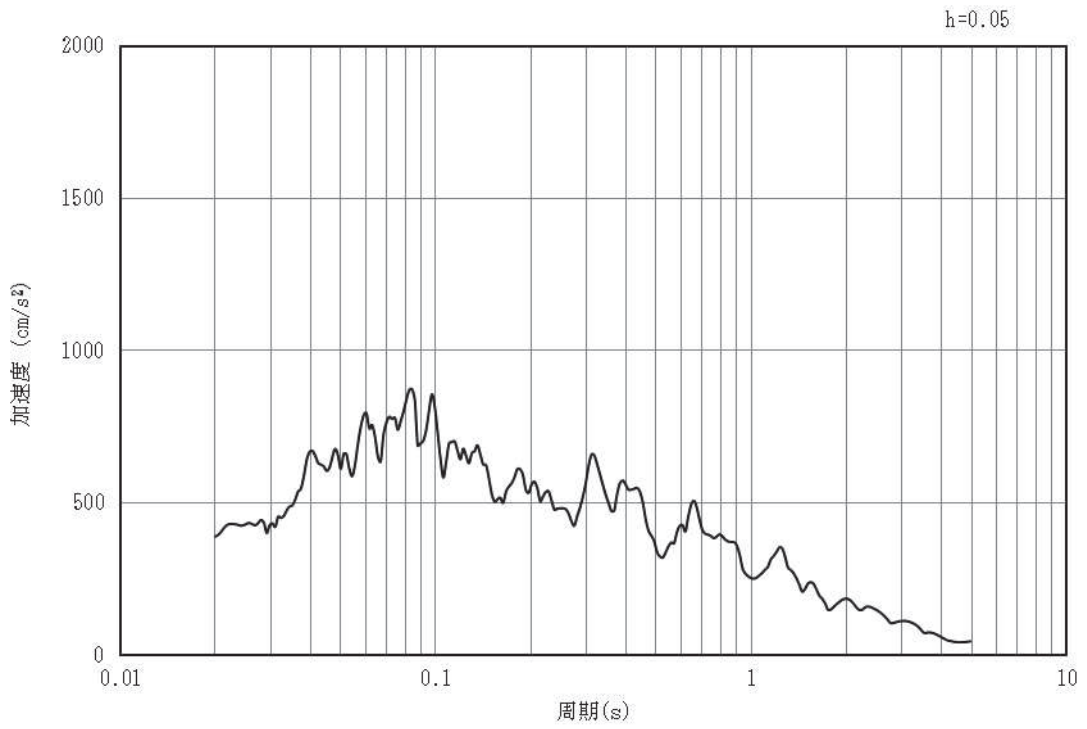


(b) 加速度応答スペクトル

図3-14 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 1)

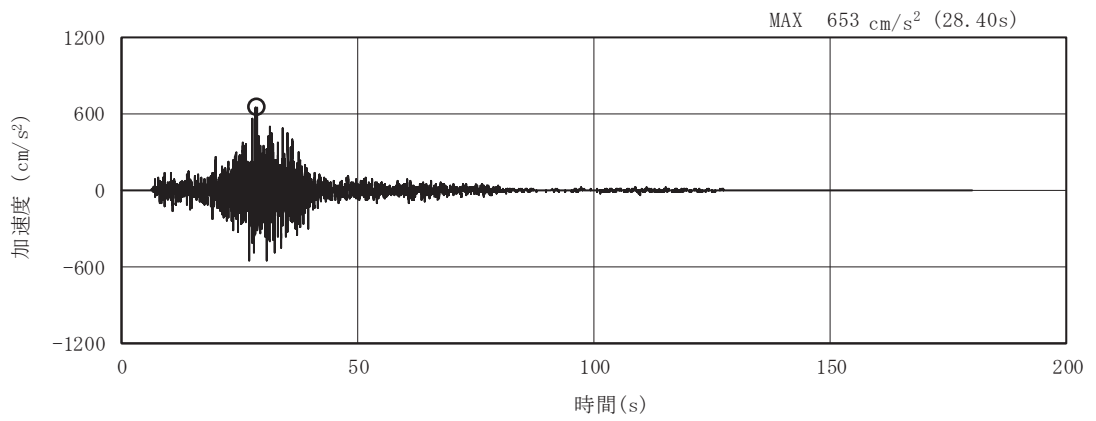


(a) 加速度時刻歴波形

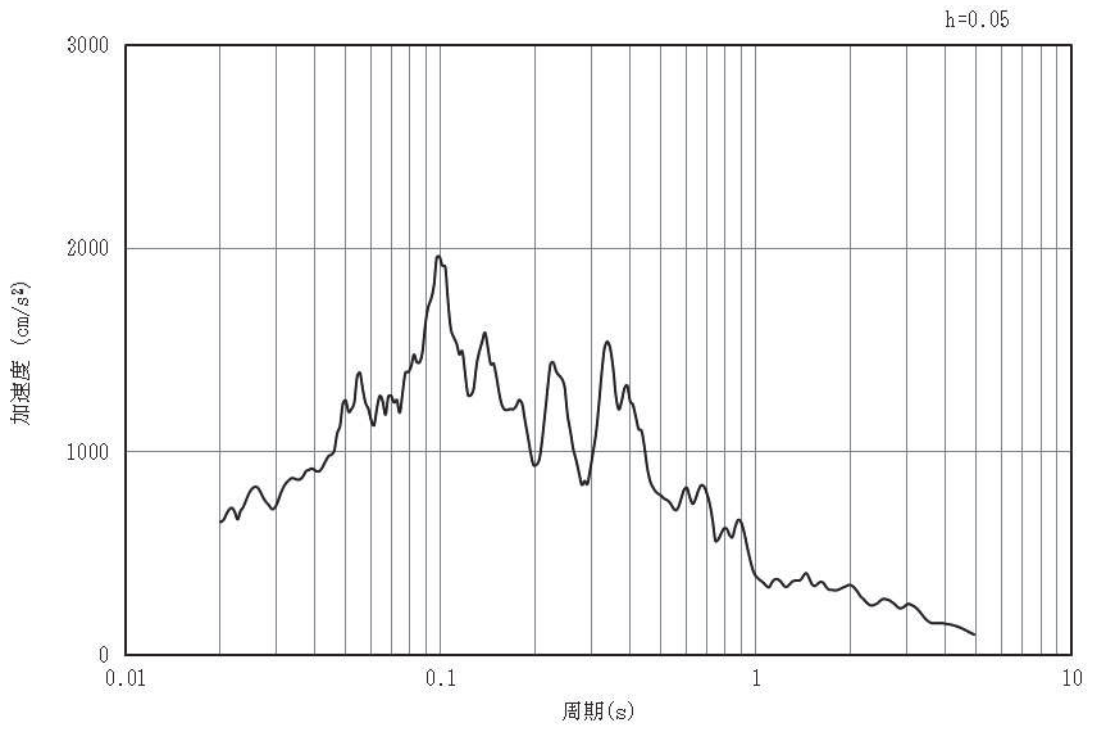


(b) 加速度応答スペクトル

図3-15 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 1)

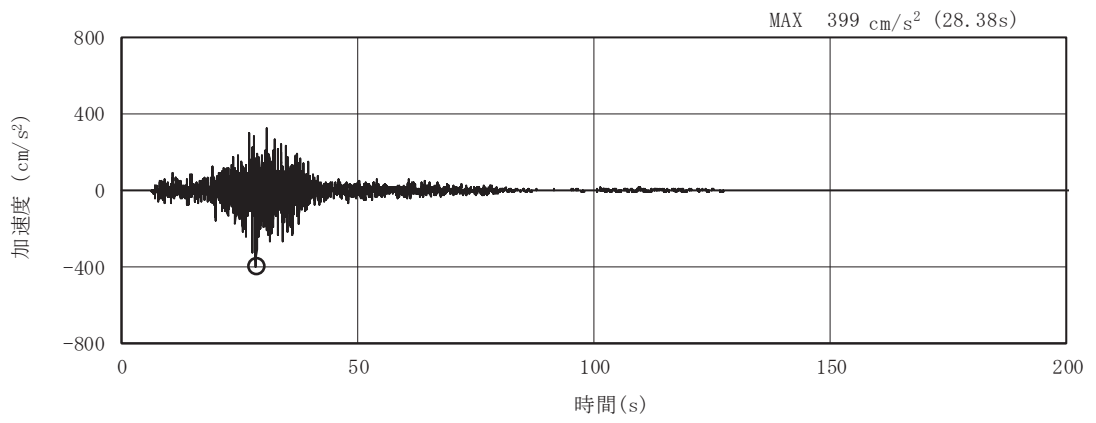


(a) 加速度時刻歴波形

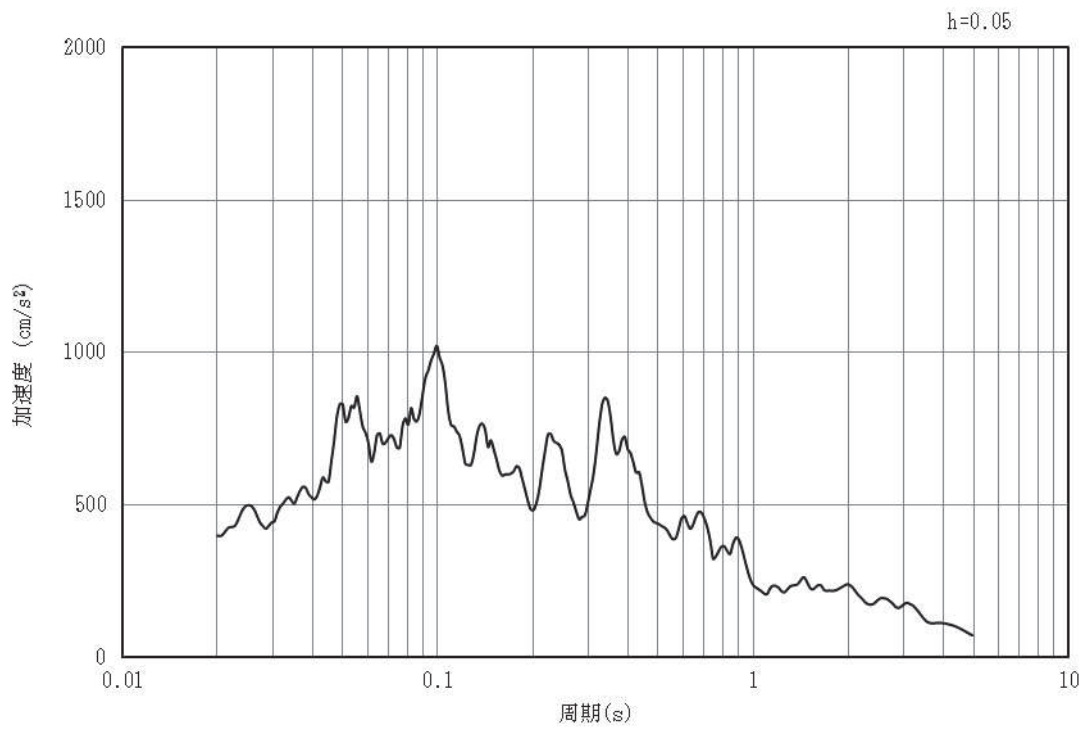


(b) 加速度応答スペクトル

図3-16 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 2)

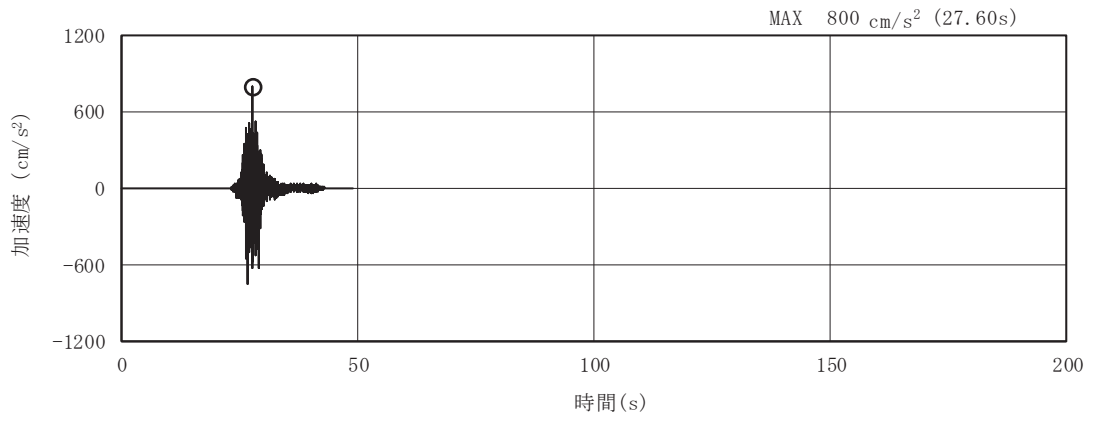


(a) 加速度時刻歴波形

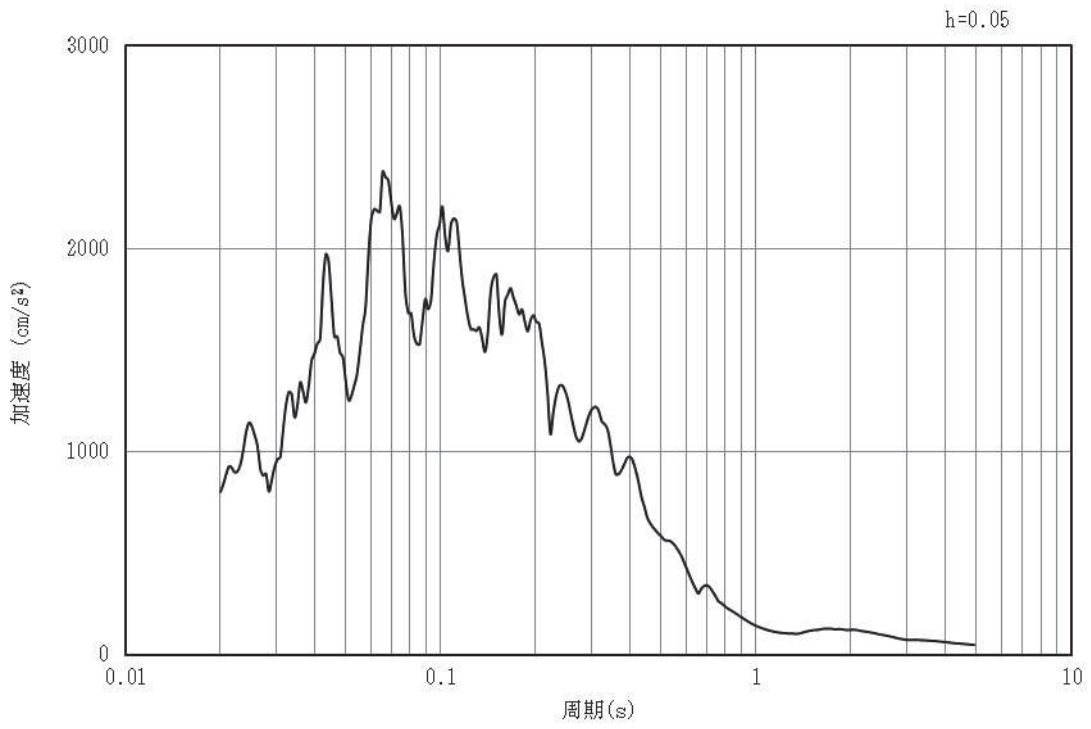


(b) 加速度応答スペクトル

図3-17 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
(鉛直成分：S s - F 2)

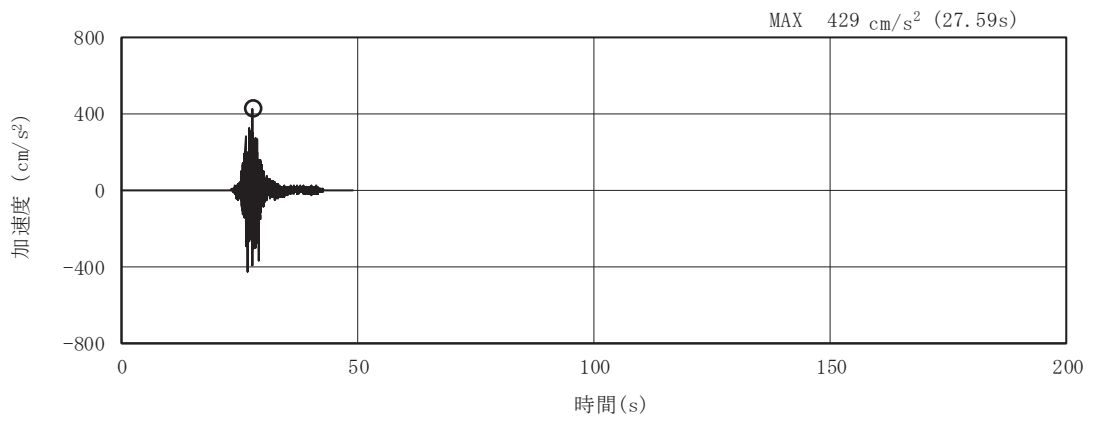


(a) 加速度時刻歴波形

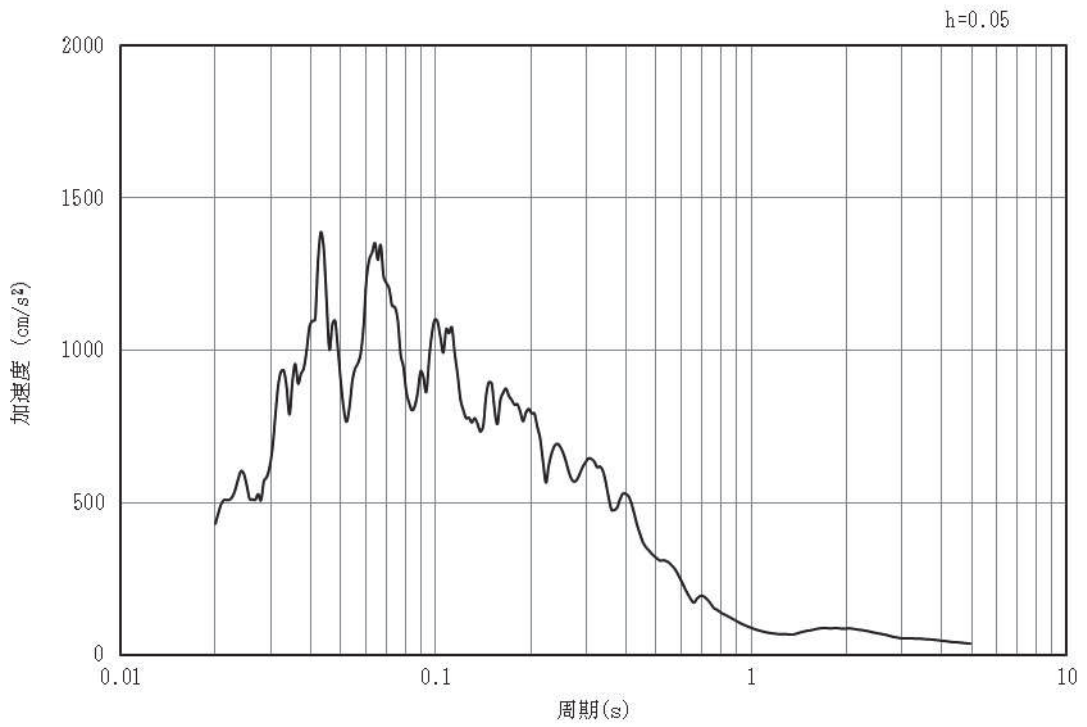


(b) 加速度応答スペクトル

図3-18 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
(水平成分：S s - F 3)

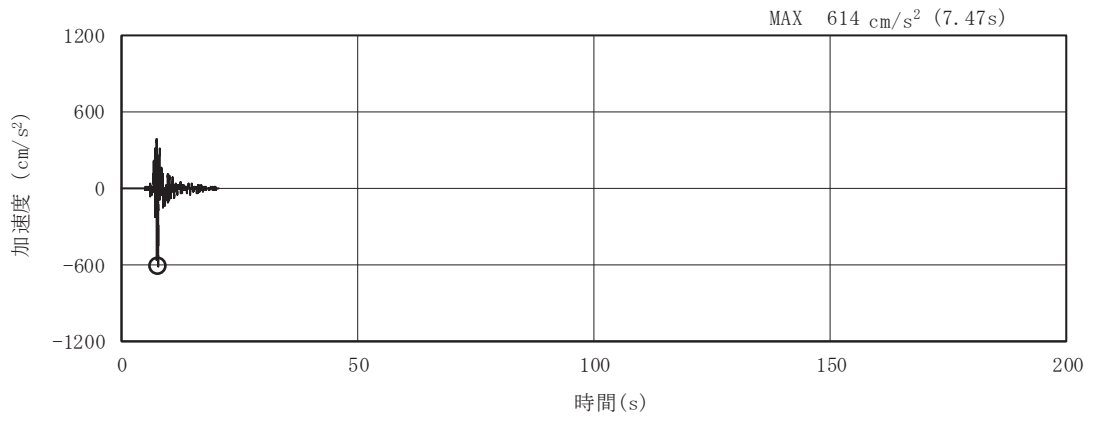


(a) 加速度時刻歴波形

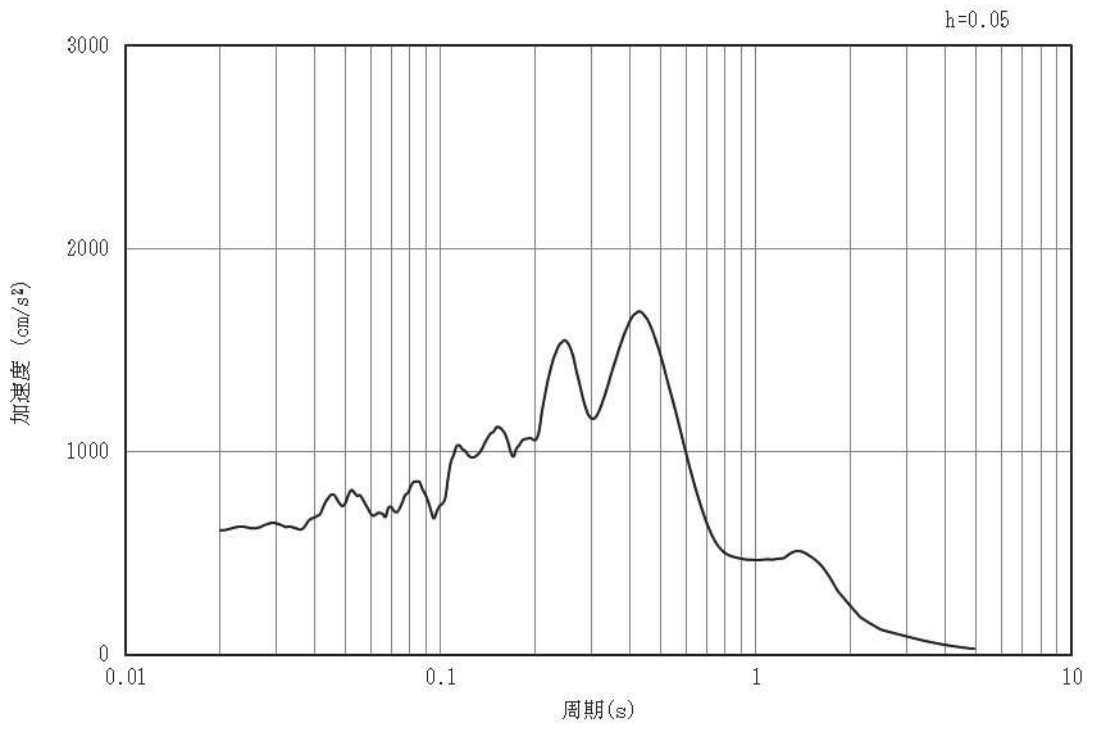


(b) 加速度応答スペクトル

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

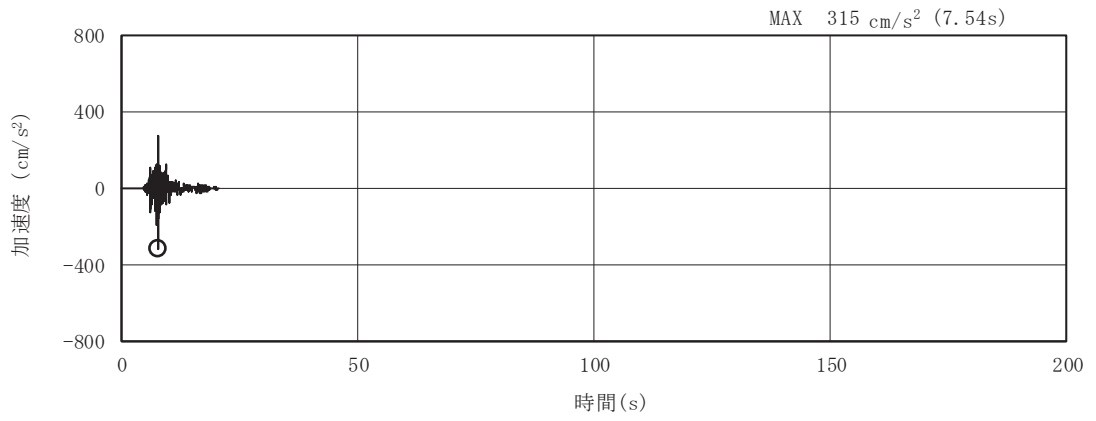


(a) 加速度時刻歴波形

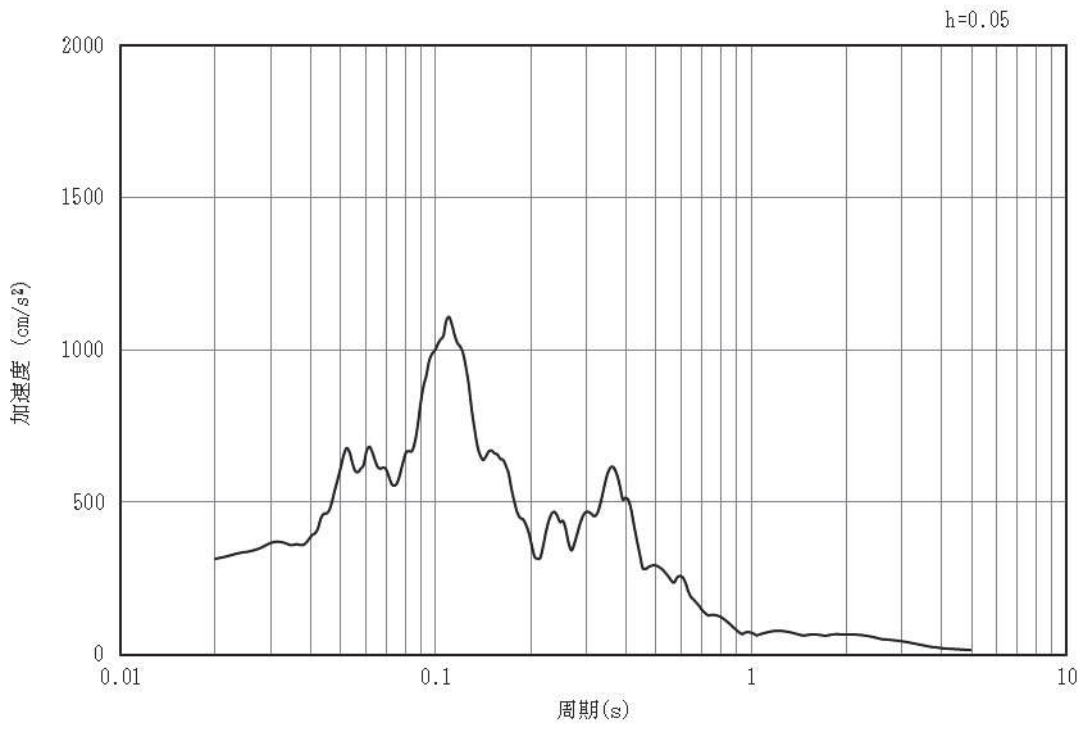


(b) 加速度応答スペクトル

図3-20 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図3-21 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
(鉛直成分：S s - N 1)

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 解析モデル

取水路（漸拡部）の地震応答解析モデルを図 3-22 に示す。

(1) 解析領域

二次元有限要素法による時刻歴応答解析の解析モデルの解析領域は、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に及ばないように、十分に広い領域とする。

(2) 境界条件

二次元有限要素法による時刻歴応答解析の解析モデル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。

(3) 構造物のモデル化

鉄筋コンクリート部材は、非線形はり要素によりモデル化する。

(4) 地盤のモデル化

D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、盛土、旧表土、D級岩盤及び改良地盤は、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。

(5) 隣接構造物のモデル化

隣接構造物となる復水貯蔵タンク基礎下の MMR は、改良地盤を介して接しており、お互いの振動の影響を受けることから、復水貯蔵タンク基礎下の MMR をモデル化する。また、防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、添付書類「VI-2-10-2-2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書」に基づき、鋼管杭は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。

(6) ジョイント要素の設定

地震時の「MMR と構造物」、「盛土及び岩盤と MMR」、「盛土及び岩盤と改良地盤」及び「盛土と構造物」との接合面における剥離及びすべりを考慮するため、これらの接合面にジョイント要素を設定する。なお、防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、添付書類「VI-2-10-2-2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書」に基づき、ジョイント要素を設定する。

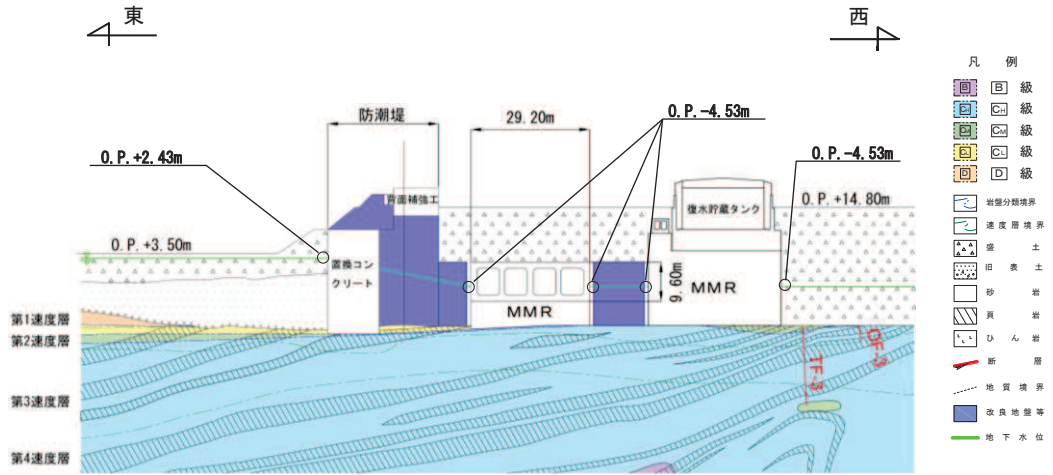


図 3-23 設計用地下水位

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 3-6 に、材料の物性値を表 3-7 に示す。

表 3-6 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 3-7 材料の物性値 (構造部材)

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)	実強度*	3.18×10 ⁴ 解析ケース④
		設計基準強度	2.33×10 ⁴ 解析ケース①, ②, ③
	ポアソン比	0.2	

注記* : 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。

3.5.3 地盤の物性値

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。

3.6 許容限界

許容限界は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.6.1 構造部材の健全性に対する許容限界

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、「土木学会マニュアル」に基づき、限界層間変形角（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。

貯水機能を損なわないことの確認における許容限界は、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。

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 3-8 に示す。

表 3-8 取水路（漸拡部）の曲げ・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	通水機能を有すること	限界層間変形角	1/100
	貯水機能を損なわないこと	曲げモーメント	降伏曲げモーメント

(2) せん断破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認，通水機能を有することの確認及び貯水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。

せん断耐力は，「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，いずれか大きい方を用いる。

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

また，CCb 工法を用いる構造部材については「c. CCb によりせん断補強された部材のせん断耐力式」を用いる。せん断破壊に対する耐力評価フローを図 3-24 に示す。

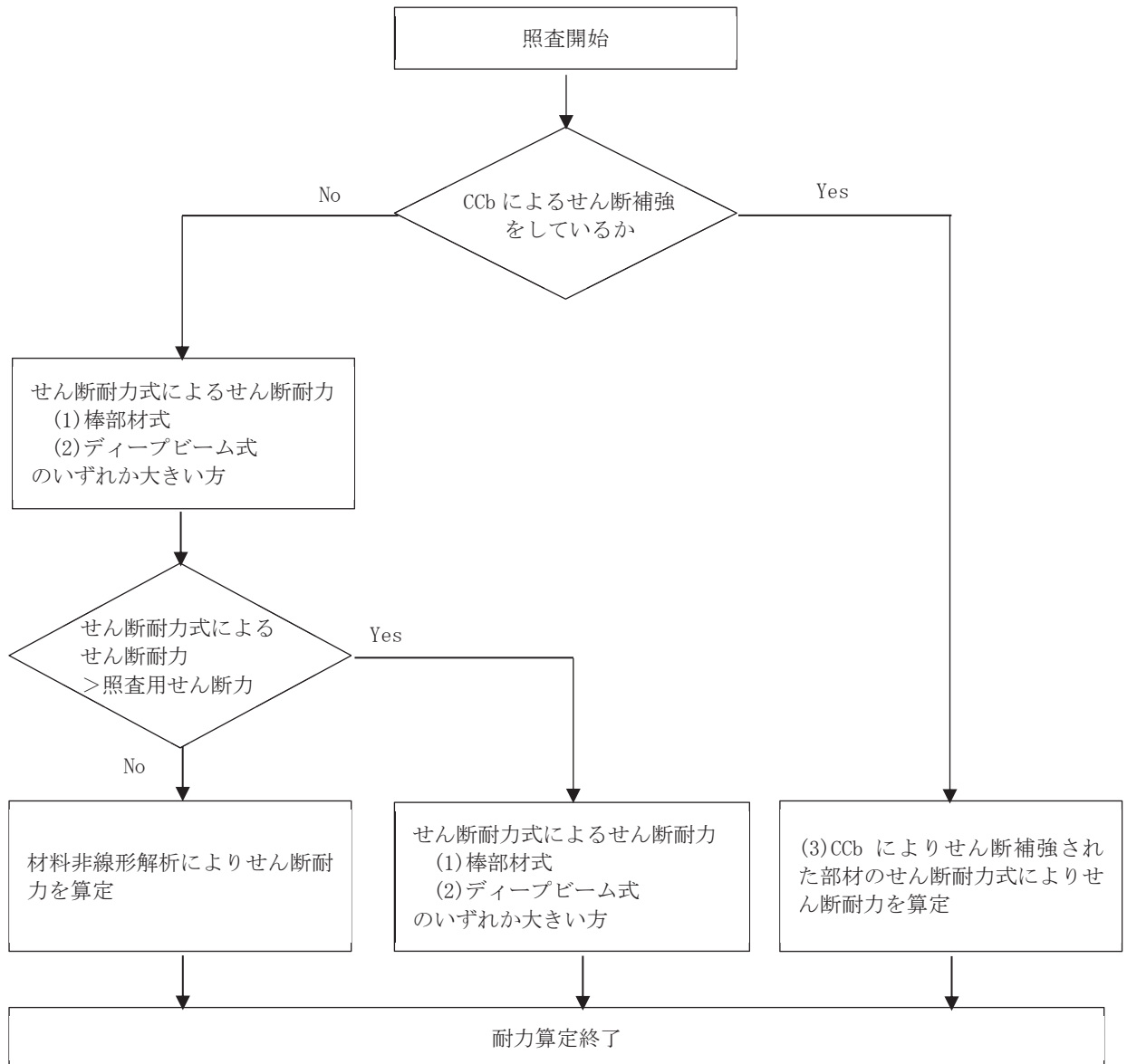


図 3-24 せん断破壊に対する耐力評価フロー

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

- ここで、 A_w : 区間 s におけるせん断補強鉄筋の総断面積
 f_{wyd} : せん断補強鉄筋の降伏強度を γ_{ms} で除したもので、
 400N/mm² 以下とする。ただし、コンクリート圧縮強度の特性値 f'_{ck} が 60N/mm² 以上のときは 800N/mm² 以下とする。
 α : せん断補強鉄筋と部材軸のなす角度
 s : せん断補強鉄筋の配置間隔
 z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で $d/1.15$ とする。
 γ_{bs} : 部材係数
 γ_{ms} : 材料係数

b. ディープビーム式

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

- 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

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

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

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

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

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

- ここで、 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(%)

c. Ccbによりせん断補強された部材のせん断耐力式

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

$$V_{pyd} = V_{cd} + V_{sd} + V_{CCbd} \quad \dots \text{式(1)}$$

$$V_{CCbd} = \beta_{aw} \cdot V_{awd}$$

$$= \beta_{aw} \cdot \{A_{aw} \cdot f_{awyd} (\sin \alpha_{aw} + \cos \alpha_{aw}) / S_{aw}\} z / \gamma_b \quad \dots \text{式(2)}$$

$$\beta_{aw} = \eta = 1 - \frac{\ell_y}{2S_{rb}} \quad \dots \text{式(3)}$$

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

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

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

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

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

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

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

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

α_{aw} : セラミックキャップバー（CCb）が部材軸となす角度

S_{aw} : セラミックキャップバー（CCb）の配置間隔

z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で一般に $d/1.15$ としてよい。

γ_b : 部材係数（一般に 1.10 としてよい）

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

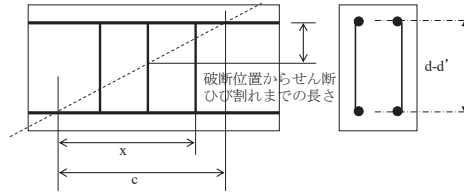
D : CCbの鉄筋径

S_{rb} : 補強対象部材の圧縮鉄筋と引張鉄筋の間隔

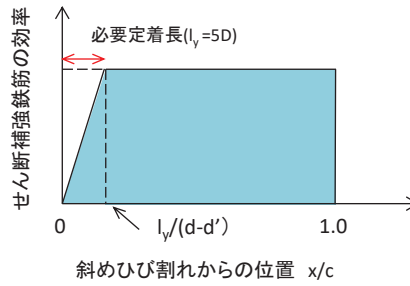
d : 補強対象部材の有効高さ

d' : 差し込み側の部材表面から圧縮鋼材図心までの距離

セラミックキャップバー (CCb) が負担するせん断耐力は、先端型定着体の定着長が $5D$ であることから、通常のせん断鉄筋に比べ補強効率が低下するため、セラミックキャップバー (CCb) が負担するせん断耐力は同定着長と補強対象部材の主鉄筋間隔から算出される有効率 β_{aw} を通常のせん断補強鉄筋の負担分に乗じるにより考慮されている。図 3-25 に有効率算定における概念図を示す。



(a) 斜めひび割れ内に定着不良が生じたせん断補強鉄筋



(b) 標準型

図 3-25 セラミックキャップバー (CCb) の有効率算定の概念図

3.6.2 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）の許容限界を表3-9に示す。

表3-9 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）

MMR（既設）に発生する接地圧に対する許容限界は、「土木学会 2002年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」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3-10に示す。

表3-10 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 ($f'_{ck} = 15.6 \text{ N/mm}^2$)	$f'_a = 15.6$

3.7 評価方法

取水路（漸拡部）の耐震評価は、地震応答解析により算定した照査用応答値が「3.6 許容限界」において設定した許容限界を下回ることを確認する。

3.7.1 構造部材の健全性評価

構造部材の健全性評価については、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照査において、地震応答解析により算定した照査用層間変形角、照査用曲げモーメント及び照査用せん断力が許容限界を下回ることを確認する。

構造部材（鉄筋コンクリート）の曲げ・軸力系の破壊に対して最大照査値となる解析ケース及び地震動での層間変形角の時刻歴波形を図3-26に、せん断破壊に対する最大照査値の評価時刻での断面力図を図3-27に示す。

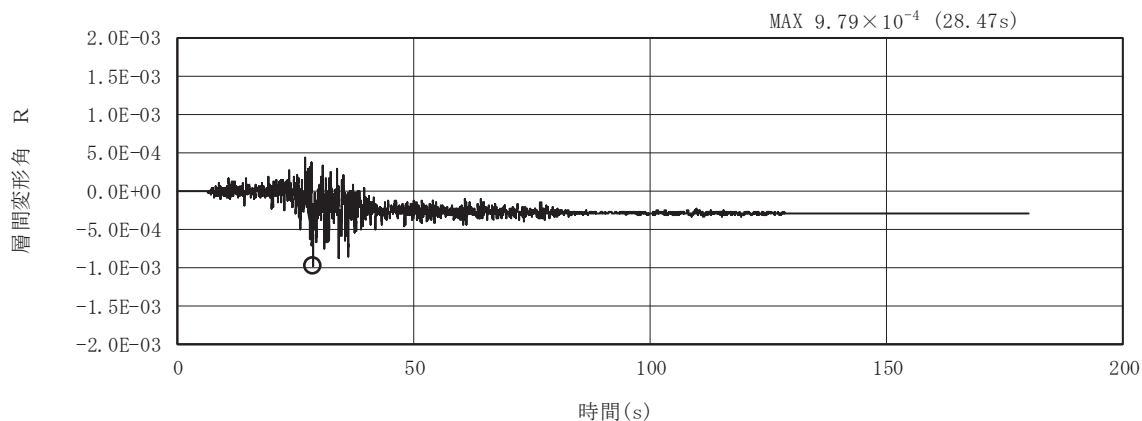
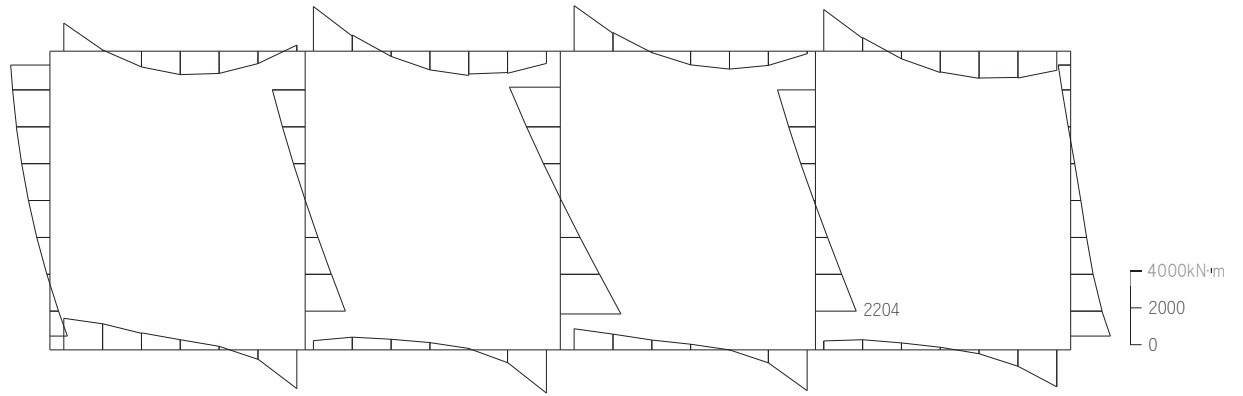
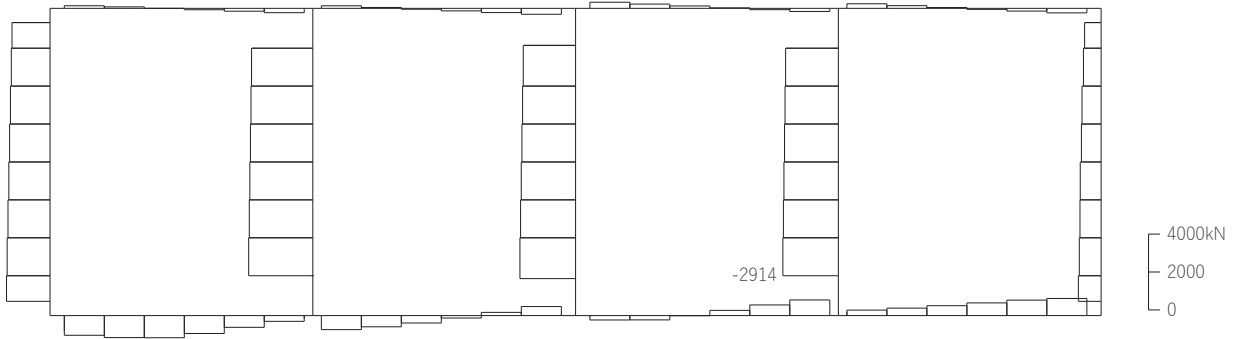


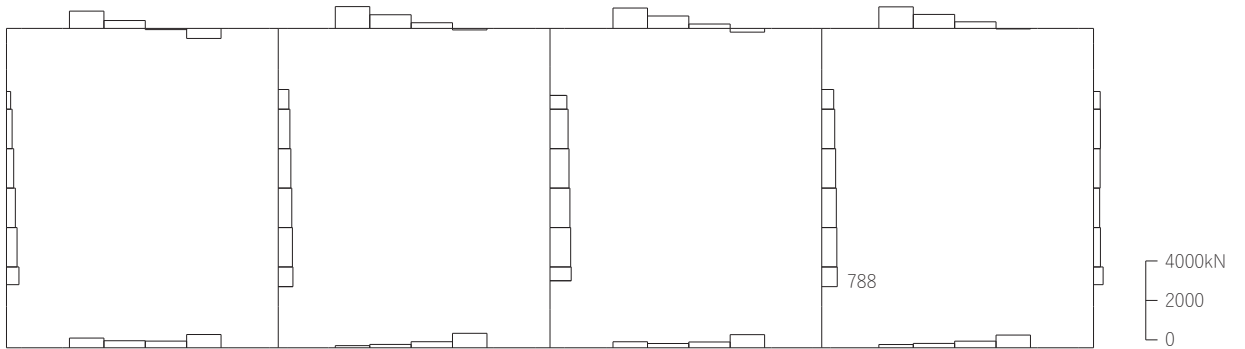
図3-26 曲げ・軸力系の破壊に対する照査における層間変形角の時刻歴波形
(解析ケース③, S s - F 2 (-+))



曲げモーメント (kN・m)



軸力 (kN) (-圧縮, +引張)



せん断力 (kN)

図 3-27 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図
 (隔壁, 解析ケース④, S s - F 2 (-+))

3.7.2 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価においては、構造部材を支持する基礎地盤に発生する接地圧が許容限界を下回ることを確認する。

4. 耐震評価結果

4.1 構造部材の健全性に対する評価結果

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 4-1 に、せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 4-2 に示す。

取水路（漸拡部）の照査用層間変形角及び照査用せん断力が、構造部材の健全性に対する許容限界を下回ることを確認した。

表 4-1 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値

解析 ケース	地震動	照査用層間変形角* R_d	限界層間変形角 R_u	照査値 R_d/R_u
③	$S_s - F 2$ (-+)	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 $R \times$ 構造解析係数 γ_a

表 4-2 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*3 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d/V_{y d}$
頂版	21	④	$S_s - D 2$ (-+)	1195	1648	0.73
側壁	60	③	$S_s - F 2$ (++)	1048	1428	0.74
隔壁	90	④	$S_s - F 2$ (-+)	828	1011	0.82
底版	11	④	$S_s - F 2$ (-+)	1013	2519	0.41

注記*1：評価位置は図 4-1 に示す。

*2：照査用せん断力 = 発生せん断力 \times 構造解析係数 γ_a

*3：せん断耐力式によるせん断耐力

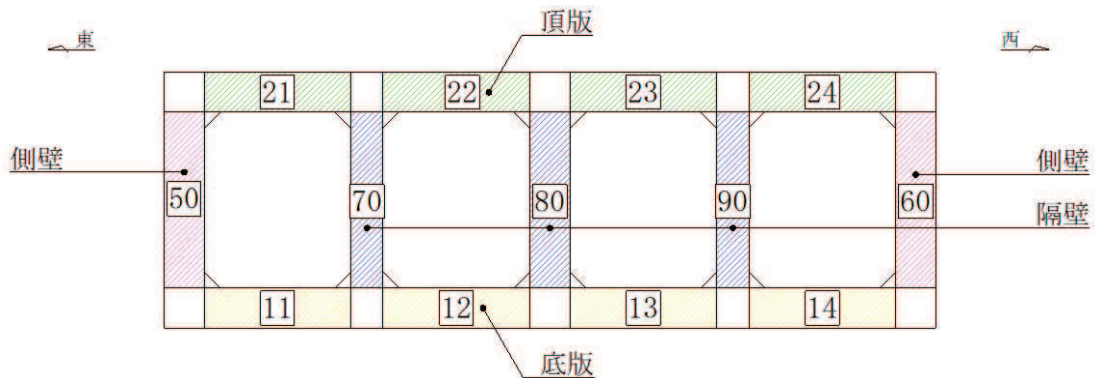


図 4-1 評価位置図

4.2 各要求機能に対する評価結果

4.2.1 通水機能

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 4-3 に、せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 4-4 に示す。

取水路（漸拡部）の照査用層間変形角及び照査用せん断力が、通水機能に対する許容限界を下回ることを確認した。

表 4-3 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（再掲）

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
③	$S_s - F 2$ (-+)	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 $R \times$ 構造解析係数 γ_a

表 4-4 せん断破壊に対する最大照査値（再掲）

評価位置*1, 2		解析 ケース	地震動	照査用せん断力*3 V_d (kN)	せん断耐力*4 V_{yd} (kN)	照査値 V_d/V_{yd}
頂版	21	④	$S_s - D 2$ (-+)	1195	1648	0.73
側壁	60	③	$S_s - F 2$ (++)	1048	1428	0.74
隔壁	90	④	$S_s - F 2$ (-+)	828	1011	0.82
底版	11	④	$S_s - F 2$ (-+)	1013	2519	0.41

注記*1：評価位置は図 4-1 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 4-2 に示す。

*3：照査用せん断力 = 発生せん断力 \times 構造解析係数 γ_a

*4：せん断耐力式によるせん断耐力

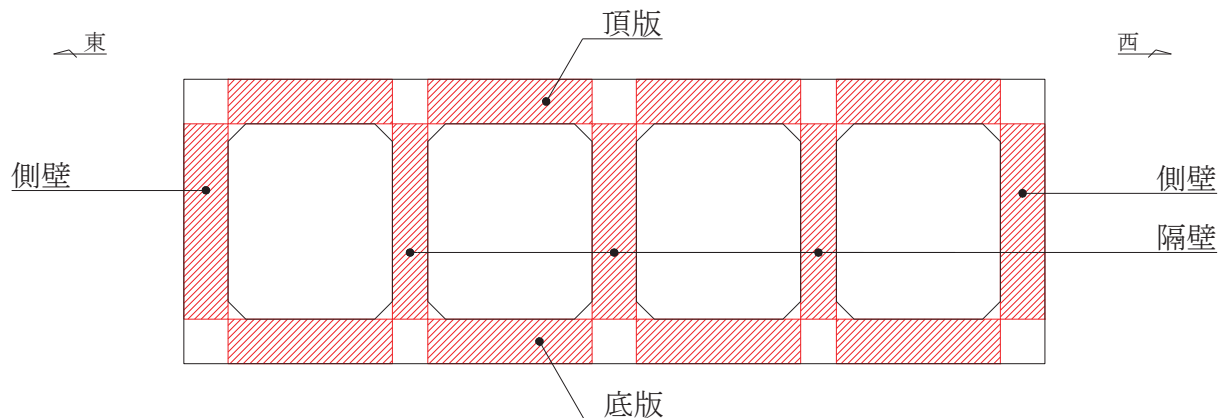


図 4-2 通水機能が要求される部材の範囲

4.2.2 貯水機能

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 4-5 に、せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 4-6 に示す。

取水路（漸拡部）の照査用曲げモーメント及び照査用せん断力が、貯水機能に対する許容限界を下回ることを確認した。

表 4-5 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値

評価位置*1, 2		解析 ケース	地震動	照査用曲げ モーメント M_d *3 (kN・m)	降伏曲げ モーメント M_y (kN・m)	照査値 M_d/M_y
頂版	—	—	—	—	—	—
側壁	50	①	S s - D 2 (-+)	1022	2621	0.39
隔壁	—	—	—	—	—	—
底版	13	④	S s - F 2 (-+)	1026	1702	0.61

注記*1：評価位置は図 4-1 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 4-3 に示す。

*3：照査用曲げモーメント M_d = 最大曲げモーメント M × 構造解析係数 γ_a

表 4-6 せん断破壊に対する最大照査値

評価位置*1, 2		解析 ケース	地震動	照査用 せん断力*3 V_d (kN)	せん断 耐力*4 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d/V_{y d}$
頂版	—	—	—	—	—	—
側壁	50	①	S s - N 1 (-+)	1074	2391	0.45
隔壁	—	—	—	—	—	—
底版	11	④	S s - F 2 (-+)	1013	2519	0.41

注記*1：評価位置は図 4-1 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 4-3 に示す。

*3：照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a

*4：せん断耐力式によるせん断耐力

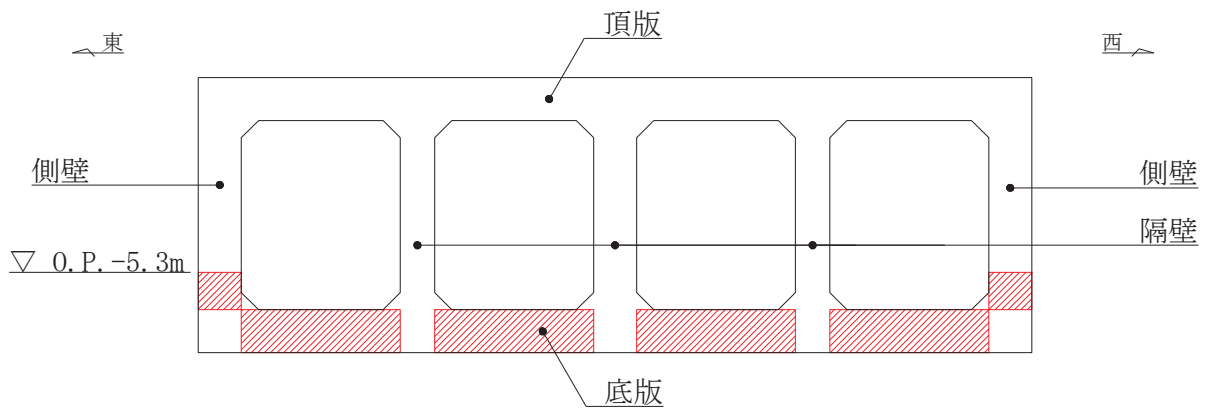


図 4-3 貯水機能が要求される部材の範囲

4.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

4.3.1 基礎地盤（狐崎部層）

基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表 4-7 に示す。また，最大接地圧分布図を図 4-4 に示す。

取水路（漸拡部）の基礎地盤に発生する最大接地圧が，極限支持力を下回ることを確認した。

表 4-7 基礎地盤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)	極限支持力 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
④	S s - F 2 (-+)	1.3	13.7	0.10

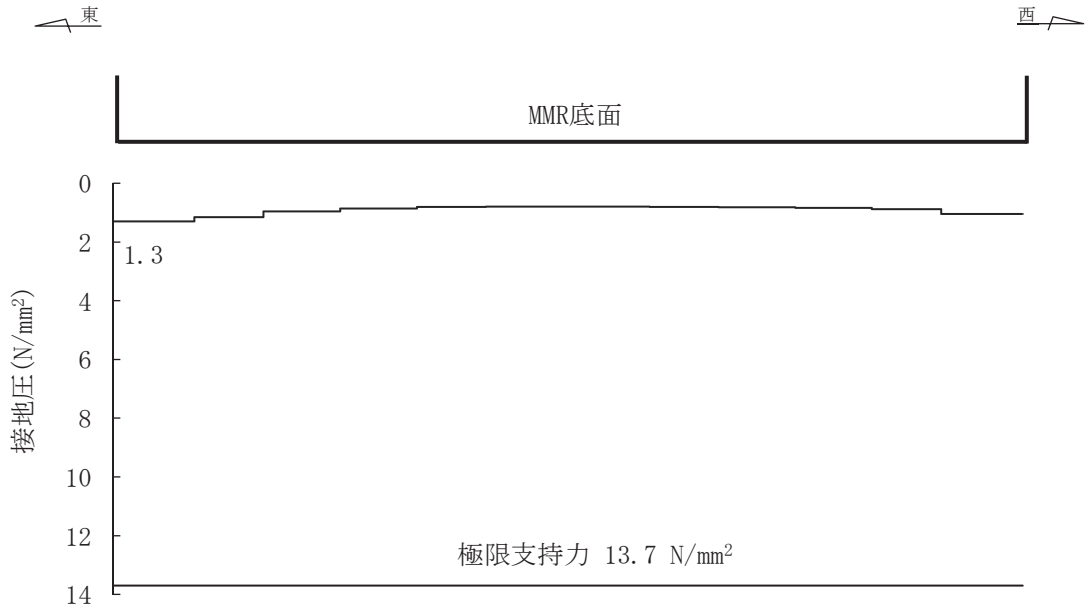


図 4-4 基礎地盤の最大接地圧分布図
(解析ケース④, S s - F 2 (-+))

4.3.2 MMR（既設）

MMR（既設）の支持性能に対する照査結果を表4-8に示す。また、最大接地圧分布図を図4-5に示す。

取水路（漸拡部）のMMR（既設）に発生する最大接地圧が、支圧強度を下回ることを確認した。

表4-8 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
③	S _s -F2 (-+)	4.6	15.6	0.30

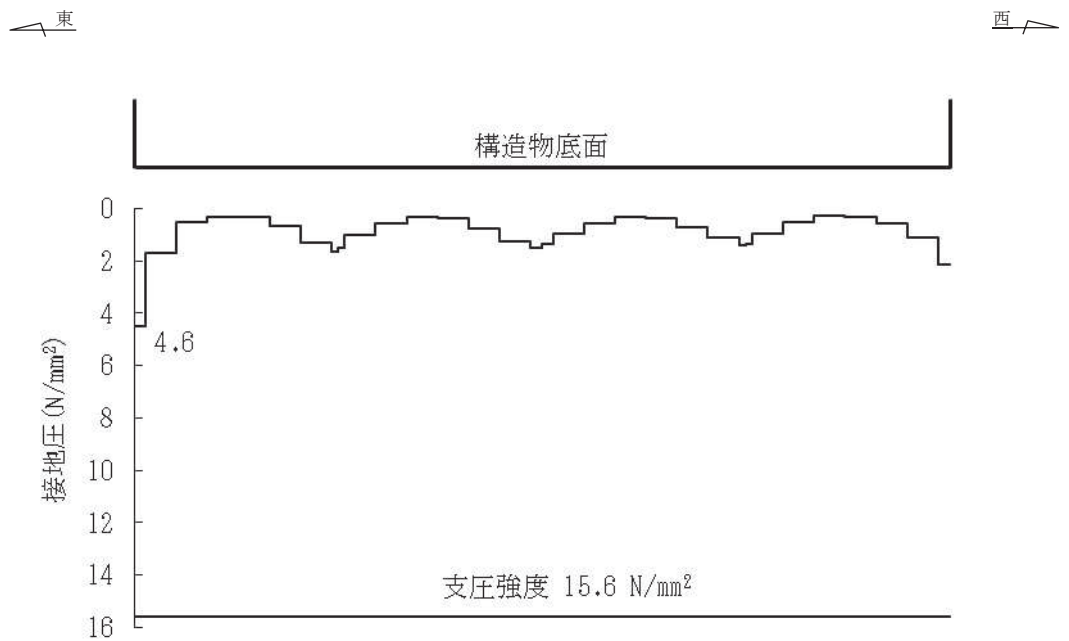


図4-5 MMR（既設）の最大接地圧分布図
(解析ケース③, S_s-F2 (-+))

VI-2-10-4-4-2 取水路（標準部）の耐震性についての計算書

目 次

1.	概要	1
2.	基本方針	2
2.1	位置	2
2.2	構造及び補強の概要	3
2.3	評価方針	8
2.4	適用基準	10
3.	地震応答解析	11
3.1	地震時荷重算出断面	11
3.2	解析方法	16
3.2.1	構造部材	16
3.2.2	地盤物性及び材料物性のばらつき	18
3.2.3	減衰定数	20
3.2.4	地震応答解析の解析ケースの選定	21
3.3	荷重及び荷重の組合せ	24
3.3.1	耐震評価上考慮する状態	24
3.3.2	荷重	24
3.3.3	荷重の組合せ	25
3.4	入力地震動	26
3.5	解析モデル及び諸元	111
3.5.1	解析モデル	111
3.5.2	使用材料及び材料の物性値	119
3.5.3	地盤の物性値	120
3.6	地震応答解析結果	121
4.	三次元構造解析	157
4.1	評価対象部材	157
4.2	解析方法	159
4.3	解析モデルの諸元	159
4.3.1	解析モデル	159
4.3.2	使用材料及び材料の物性値	163
4.4	照査時刻及び入力荷重	164
4.4.1	照査時刻	164
4.4.2	入力荷重	169
4.5	三次元構造解析結果	170
5.	耐震評価	207
5.1	許容限界	207
5.1.1	構造部材の健全性に対する許容限界	207

5.1.2	基礎地盤の支持性能に対する許容限界.....	213
5.2	評価方法	214
6.	耐震評価結果	215
6.1	構造部材の健全性に対する評価結果.....	215
6.2	各要求機能に対する評価結果.....	220
6.2.1	通水機能	220
6.2.2	貯水機能	225
6.3	基礎地盤の支持性能に対する評価結果.....	232
6.3.1	基礎地盤（狐崎部層）	232
6.3.2	MMR（既設）	234

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、取水路（標準部）が基準地震動 S_s に対して十分な構造強度を有していることを確認するものである。

取水路（標準部）の構造部材の健全性評価にあたっては、地震応答解析により算定した荷重を三次元構造解析モデルに作用させて確認する。基礎地盤の支持性能評価にあたっては、地震応答解析により基礎地盤に発生した接地圧を確認する。

2. 基本方針

2.1 位置

取水路（標準部）の位置を図2-1に示す。

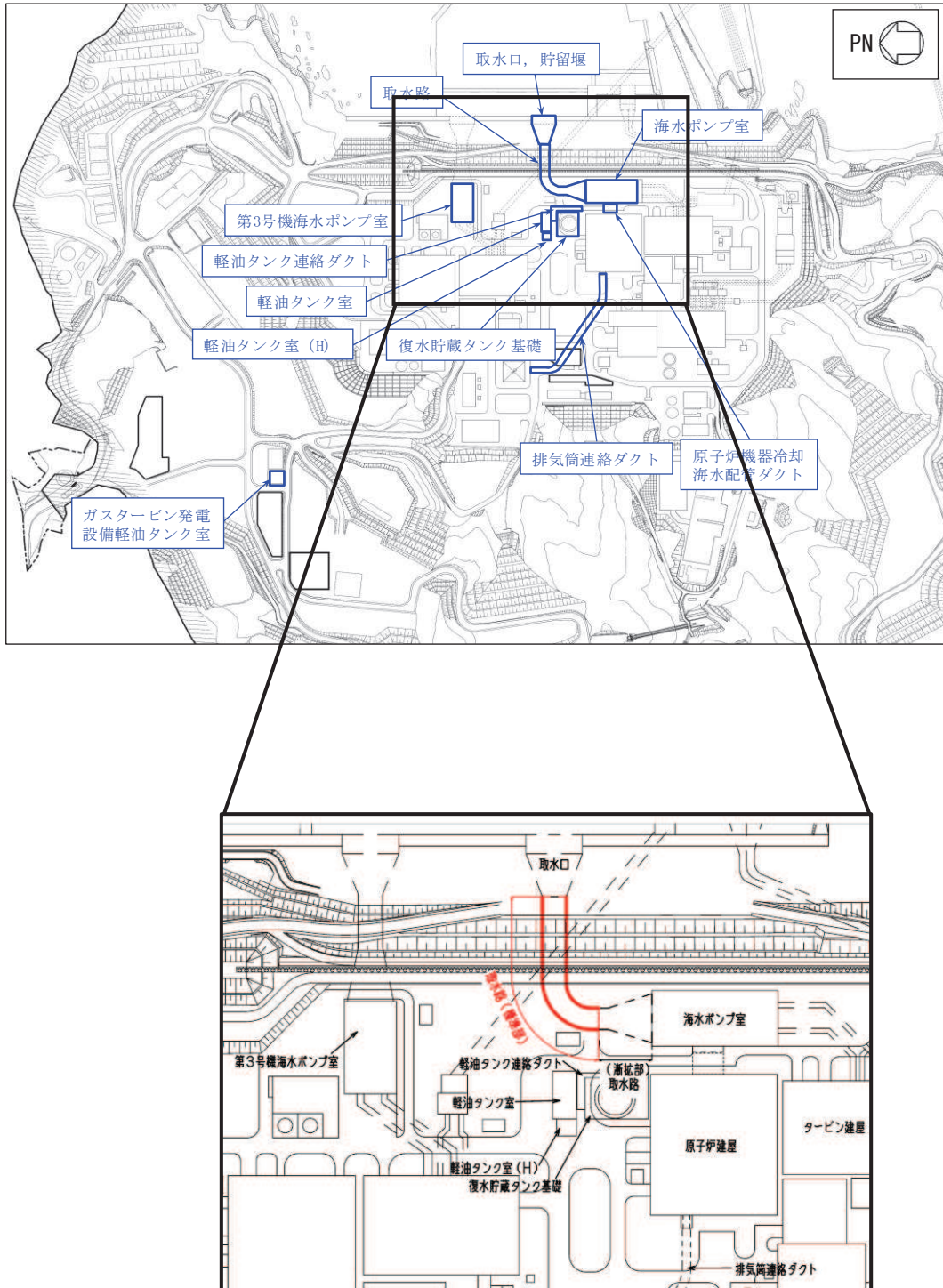


図2-1 取水路（標準部）の位置図

2.2 構造及び補強の概要

取水路（標準部）の平面図を図 2-2 に、断面図を図 2-3 に、補強図を図 2-4 に、概略配筋図を図 2-5 に示す。

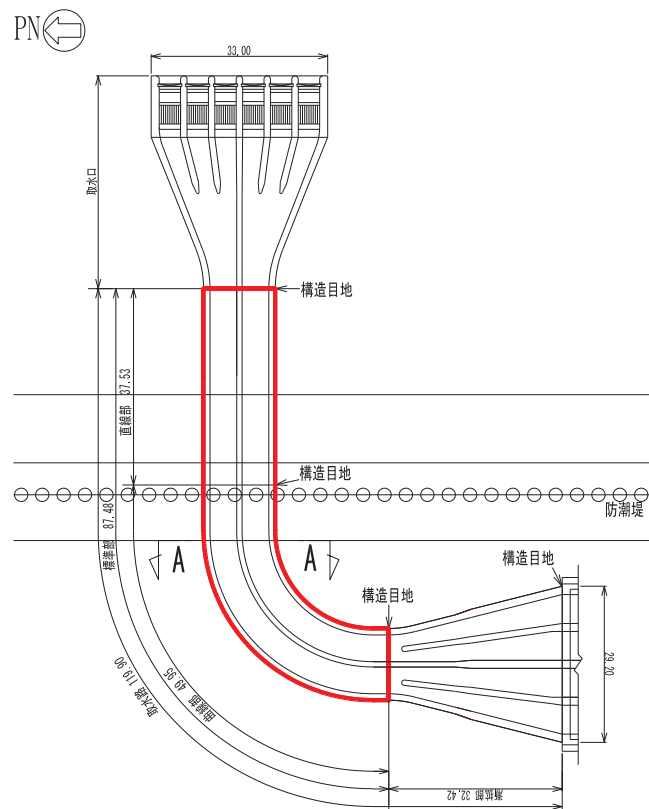
取水路（標準部）は、非常時における海水の通水機能及び貯水機能が要求される。

取水路（標準部）は、取水口と取水路（漸拡部）を結ぶ延長 87.48m、内空幅 内空高さ の下り勾配の二連ボックスカルバート構造で延長方向に断面が一様な地中構造物であり、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いる。

取水路（標準部）は、取水口から防潮堤までの直線部と、防潮堤から取水路（漸拡部）までの曲線部に大別される。また、取水口及び取水路（漸拡部）との接合部及び直線部と曲線部の境界に構造目地が設置されている線状構造物である。

取水路（標準部）の耐震性を確保するために耐震補強を実施する。

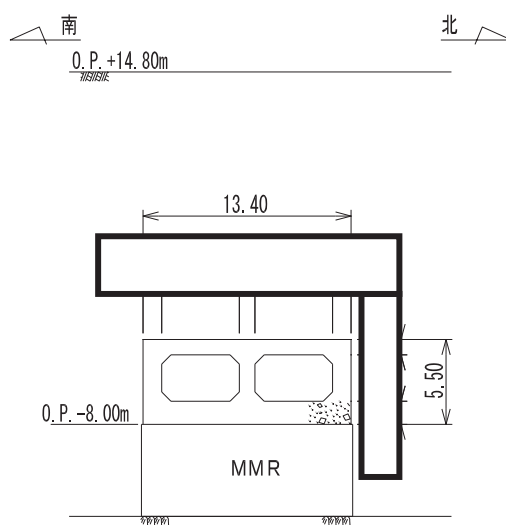
せん断破壊に対する補強として、後施工せん断補強工法（セラミックキャップバー工法）（以下「CCb 工法」という。）によるせん断補強を実施する。CCb は、取水路（標準部）の延長方向に対して一部の区間（直線部と曲線部の境界付近、及び海水ポンプ室との境界付近）にのみ設置する。なお、配筋は、CCb 補強箇所を除き、全断面で同一配筋である。



(単位：m)

図 2-2 取水路（標準部）平面図

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 取水路（標準部）断面図（A-A 断面）

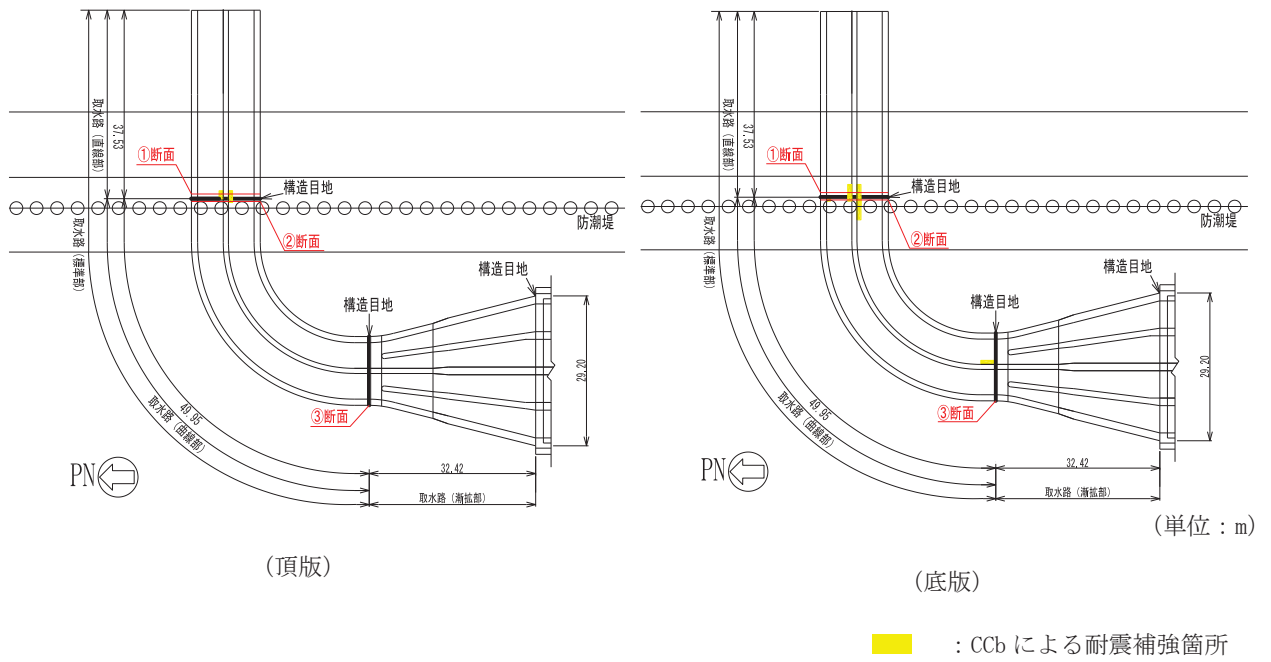


図 2-4(1) Ccb による耐震補強箇所 (平面図)

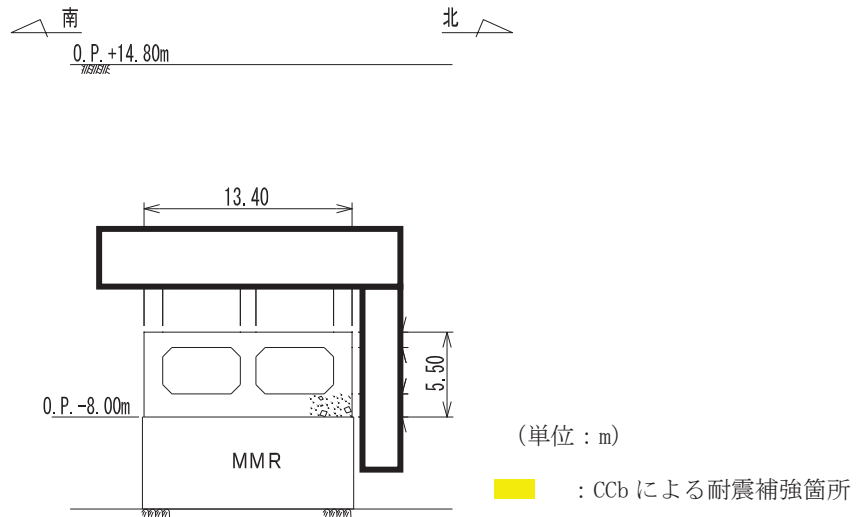


図 2-4(2) Ccb による耐震補強箇所 (①断面, 直線部)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

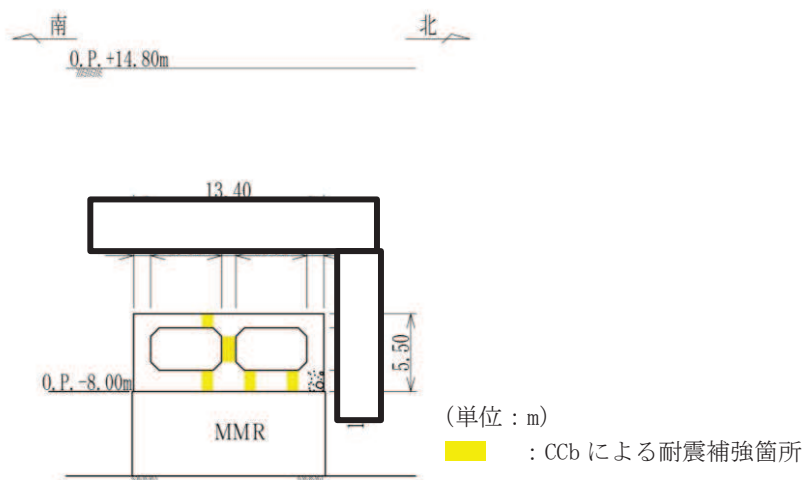


図 2-4(3) CCbによる耐震補強箇所 (②断面, 曲線部; 取水口側)

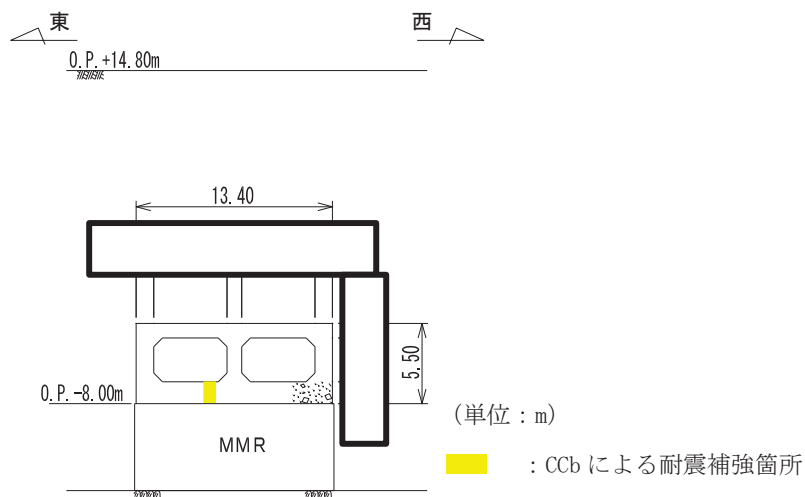


図 2-4(4) CCbによる耐震補強箇所 (③断面, 曲線部; 海水ポンプ室側)

O 2 ⑥ VI-2-10-4-4-2 R 3

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

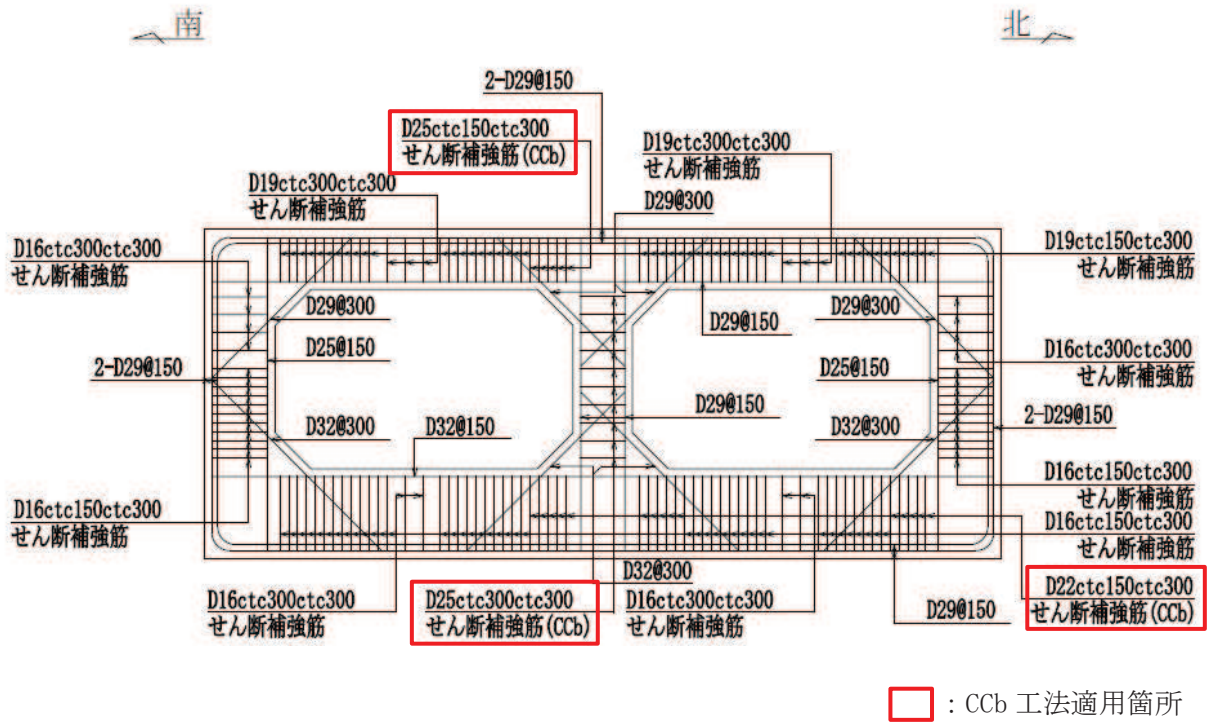


図 2-5 取水路 (標準部) 概略配筋図 (A-A 断面)

2.3 評価方針

取水路（標準部）は、設計基準対象施設においては、非常用取水設備である屋外重要土木構造物に分類され、重大事故等対処施設においては、常設耐震重要重大事故防止設備以外の常設重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備に分類される。

取水路（標準部）の耐震評価は、地震応答解析の結果に基づき、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設の評価として、表2-1に示すとおり、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

取水路（標準部）の耐震評価フローを図2-6に示す。

構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することで、構造強度を有することを確認する。

構造部材の健全性評価については、取水路（標準部）は線状構造物であるものの、防潮堤を横断し周辺地盤の剛性が急変する箇所が存在すること、防潮堤の西側に曲線箇所を有し躯体のねじれ等の影響を評価する必要があることから、直線部、曲線部のそれぞれ三次元モデルを用いて耐震評価を行う。また、地震応答解析より得られた水平方向及び鉛直方向の荷重を用い、非線形ソリッド要素による三次元静的材料非線形解析（以下「三次元構造解析」という。）により応答値を算定し、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき、曲げ・軸力系の破壊については構造部材の照査用ひずみが許容限界を下回ることを、せん断破壊に対しては、照査用せん断力が許容限界を下回ることを確認する。なお、せん断破壊に対する補強としてCCb工法を用いる場合には、構造部材に対してCCb工法の適用条件を満たしていることを確認し、CCb工法を採用する。

基礎地盤の支持性能評価においては、地震応答解析より得られた基礎地盤の接地圧が、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づく許容限界を下回ることを確認する。

ここで、取水路（標準部）の運転時、設計基準事故時及び重大事故時の状態における荷重条件は変わらないため、評価は設計基準対象施設の評価結果に包括されることから、設計基準対象施設の評価結果を用いた重大事故等対処施設の評価を行う。

表 2-1 取水路（標準部）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界	
構造強度を有すること	構造部材の健全性	鉄筋コンクリート部材	照査用ひずみ及び照査用せん断力が許容限界を下回ることを確認	曲げ・軸力	限界ひずみ*
				せん断力	せん断耐力*
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する接地圧が許容限界を下回ることを確認	岩盤の極限支持力*	
		MMR		MMRの支圧強度	

注記*：妥当な安全余裕を考慮する。

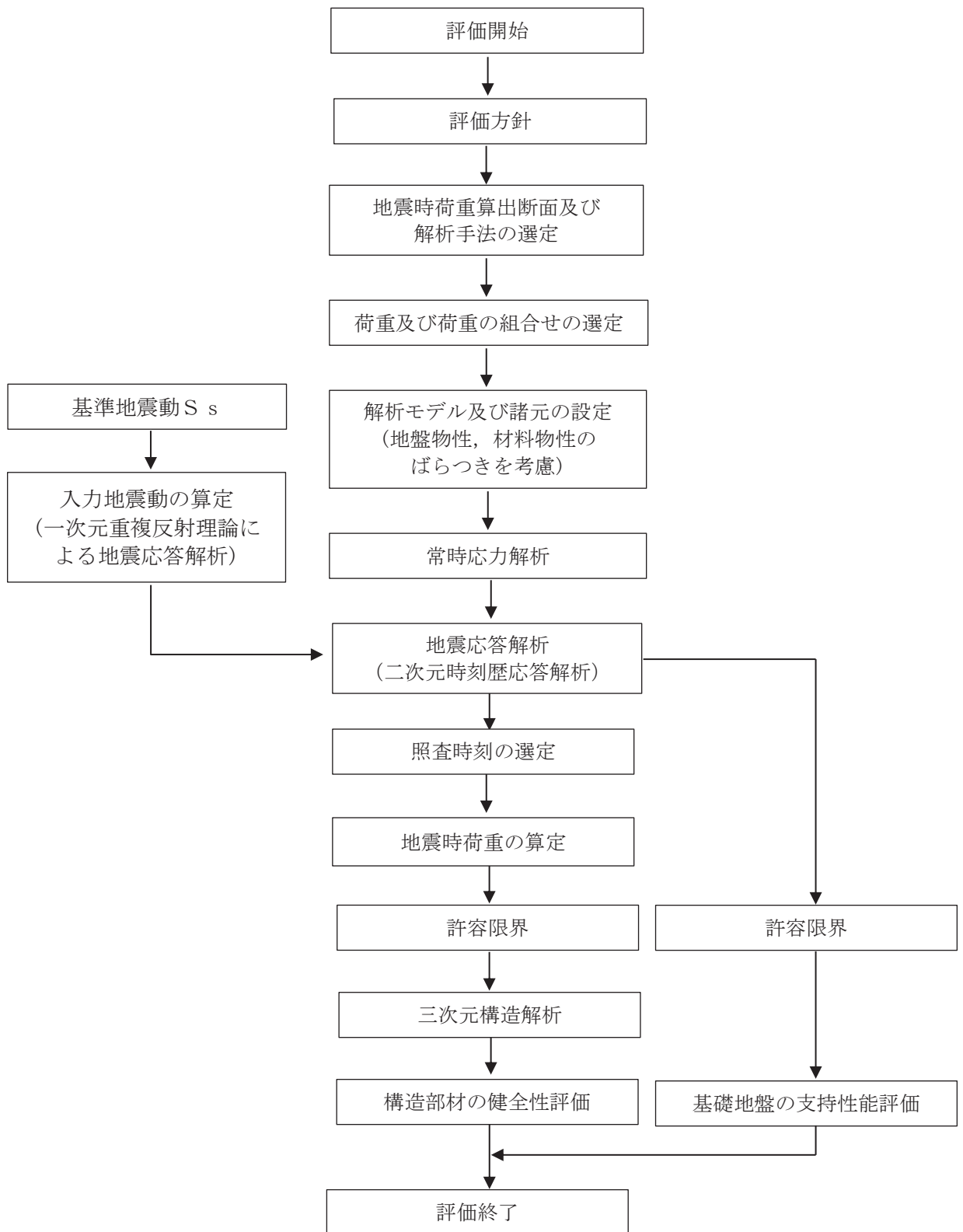


図 2-6 取水路 (標準部) の耐震評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- 土木学会 2002年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]
- 土木学会 2012年 コンクリート標準示方書[設計編]
- 土木学会 2017年 コンクリート標準示方書[設計編]
- 土木学会 2005年 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル
- 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1 -1987）
- 日本道路協会 平成14年3月 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 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編
- 一般財団法人土木研究センター 建設技術審査証明報告書 後施工セラミック定着型せん断補強鉄筋「セラミックキャップバー(CCb)」

3. 地震応答解析

3.1 地震時荷重算出断面

取水路（標準部）の地震時荷重算出断面は、構造的特徴や周辺地質状況を踏まえ、図 3-1 に示す断面②～断面⑦とする。各地震時荷重算出断面において算出した地震時荷重は三次元構造解析モデルにおいて、表 3-1 に示す区間にそれぞれ載荷する。地震時荷重算出断面位置図を図 3-2 に、地震時荷重算出用地質断面図を図 3-3～図 3-8 に示す。

なお、取水路は線状構造物であり、横断方向（延長方向に直交する方向）が弱軸方向となることから、耐震評価に用いる応答値の抽出は、弱軸方向に対して実施する。

表 3-1 地震時荷重算出断面に対する代表区間の関係

名称	代表区間*	地震時荷重算出断面
直線部	a	②
	b	③
	c	④
	d	⑤
e		
曲線部	f	⑥
		⑦

注記*：代表区間の位置は図 3-1 に示す。

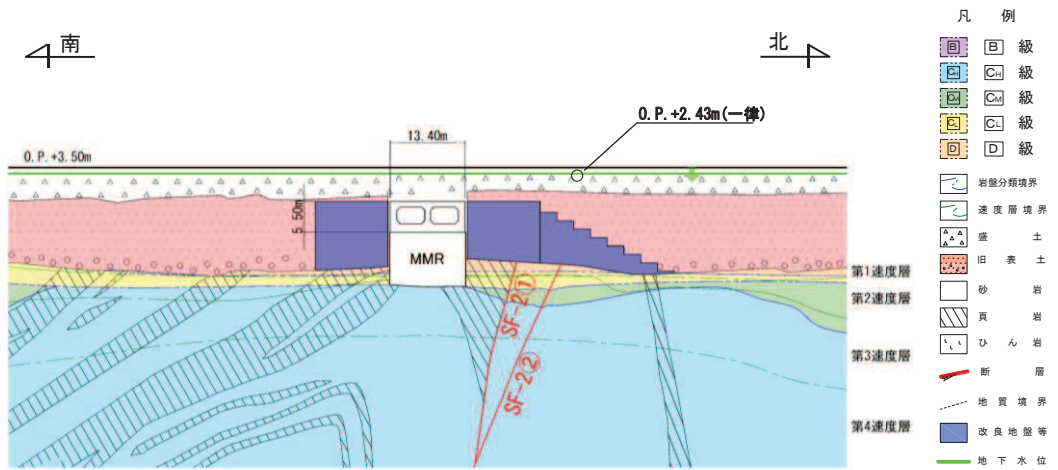


图 3-3 取水路（標準部） 地震時荷重算出用地質断面図（断面②）

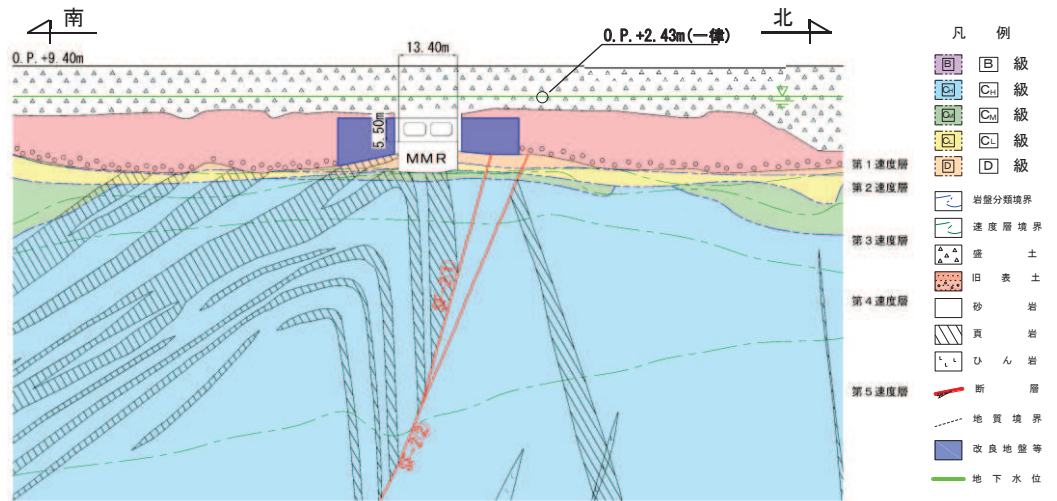


图 3-4 取水路（標準部） 地震時荷重算出用地質断面図（断面③）

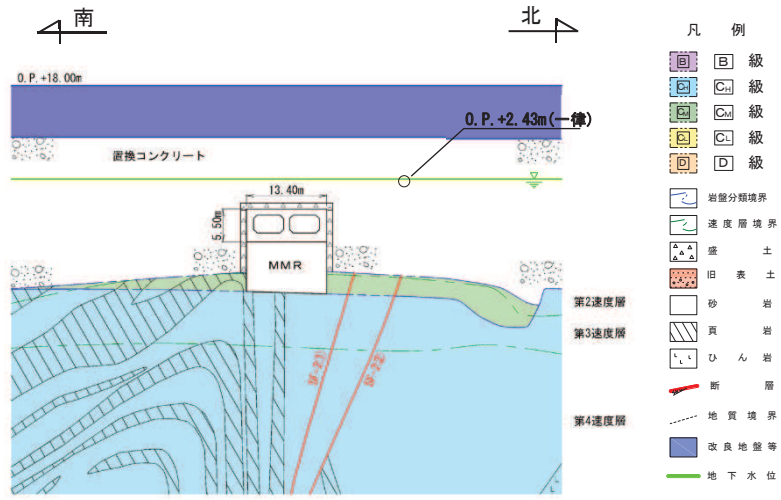


図 3-5 取水路（標準部） 地震時荷重算出用地質断面図（断面④）

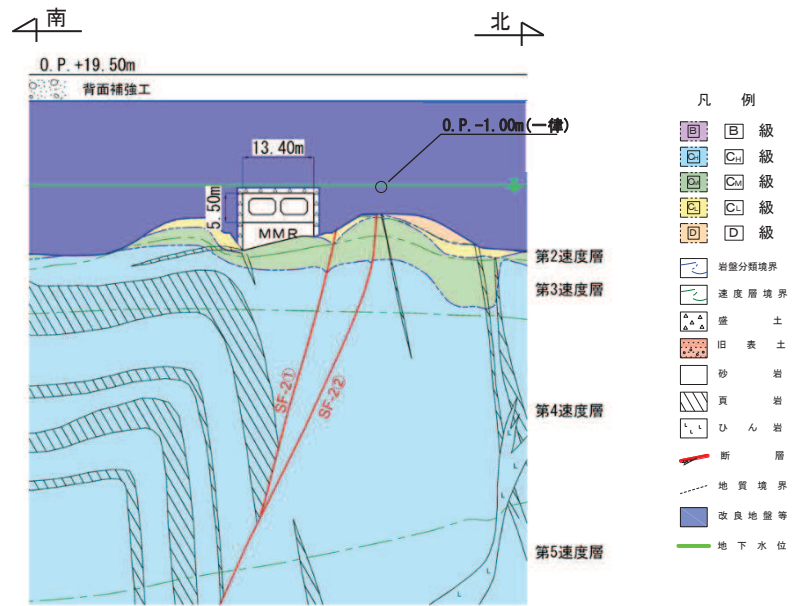


図 3-6 取水路（標準部） 地震時荷重算出用地質断面図（断面⑤）

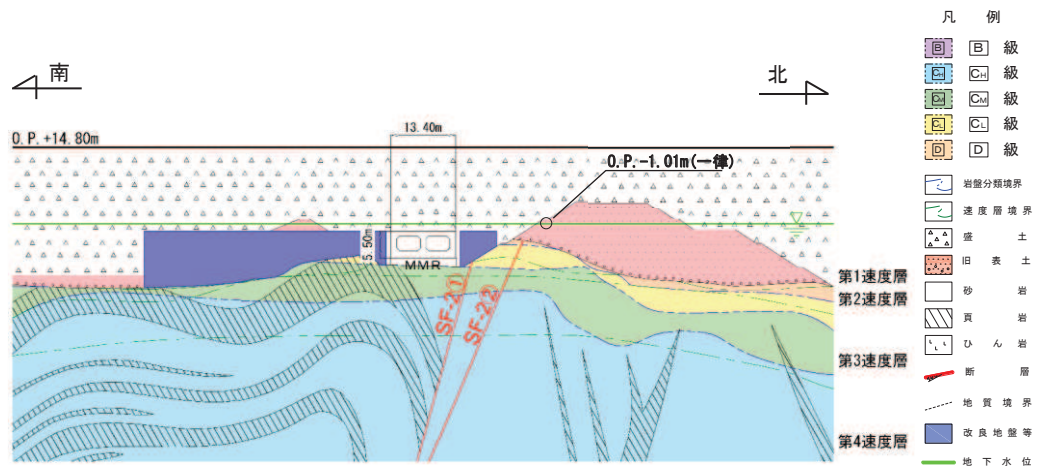


図 3-7 取水路（標準部） 地震時荷重算出用地質断面図（断面⑥）

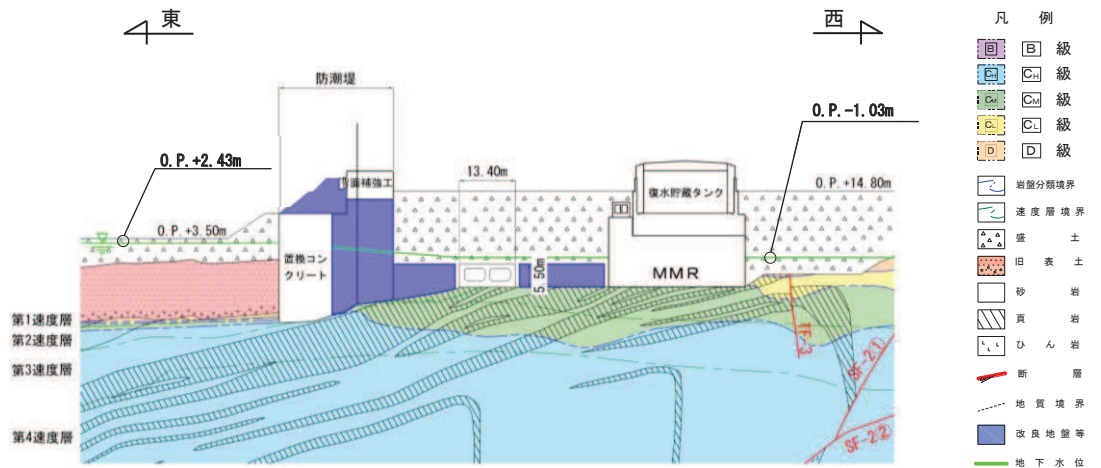


図 3-8 取水路（標準部） 地震時荷重算出用地質断面図（断面⑦）

3.2 解析方法

取水路（標準部）の地震応答解析は、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」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる二次元有限要素法により、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行う。解析手法については、断面②，断面③，断面⑥及び断面⑦については、構造物の周囲は地盤改良をしており、その外側には地下水位以深の盛土・旧表土が存在することから、全応力解析及び有効応力解析とする。断面④，断面⑤については、構造物が防潮堤の置換コンクリート又は改良地盤に囲まれ、液状化の影響はないことから、全応力解析とする。

構造部材については、非線形はり要素を用いることとし、構造部材の非線形性については、鉄筋コンクリートの $M-\phi$ 関係を適切にモデル化する。また、地盤については、地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようにモデル化する。

地震応答解析については、解析コード「Soil Plus Ver.2015 Build3」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。

3.2.1 構造部材

鉄筋コンクリート部材は、非線形はり要素でモデル化することとし、図 3-9 に示す $M-\phi$ 関係のトリリニアモデルとする。また、履歴特性は、図 3-10 に示すとおり修正武田モデルを適用する。また、コンクリートの応力-ひずみ関係及び鉄筋の応力-ひずみ関係には、それぞれ図 3-11 及び図 3-12 に示す非線形特性を考慮する。

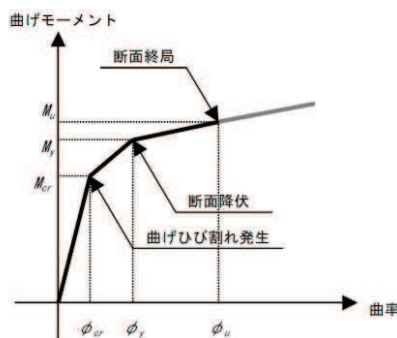


図 3-9 鉄筋コンクリート部材の $M-\phi$ 関係
 (「土木学会 2005 年 原子力発電所屋外重要土木構造物の
 耐震性能照査指針・マニュアル」より引用)

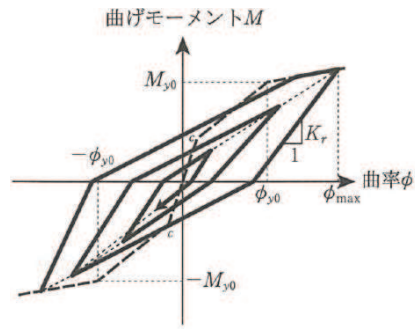


図3-10 鉄筋コンクリート部材の履歴特性（修正武田モデル）
 （「日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」より引用）

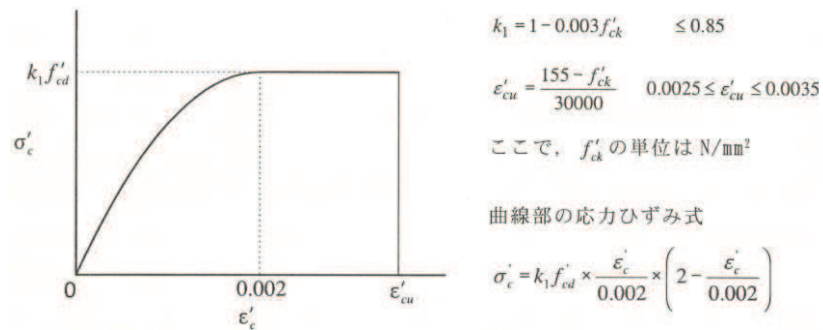


図3-11 構造部材の非線形特性（コンクリートの応力-ひずみ関係）
 （「土木学会 2002年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」より引用）

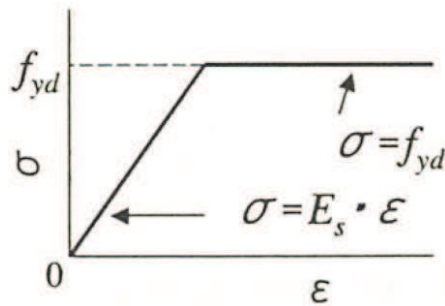


図3-12 構造部材の非線形特性（鉄筋の応力-ひずみ関係）
 （「土木学会 2002年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」より引用）

3.2.2 地盤物性及び材料物性のばらつき

地盤物性及び材料物性のばらつきの影響を考慮するため、表 3-2 に示す解析ケースを設定する。

取水路（標準部）は、直接又は MMR を介して岩盤上に設置され、側面に改良地盤が分布し、主たる荷重は改良地盤等の土圧となることから、盛土、旧表土、D 級岩盤、セメント改良土及び改良地盤の初期せん断弾性係数のばらつきを考慮する。

初期せん断弾性係数の標準偏差 σ を用いて設定した解析ケース②、③、⑦' 及び⑧' を実施することにより地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

また、材料物性のばらつきとして構造物の実強度に基づいて設定した解析ケース④又は⑨' を実施することにより、材料物性のばらつきの影響を考慮する。

詳細な解析ケースの考え方は、「3.2.4 地震応答解析の解析ケースの選定」に示す。

表 3-2 解析ケース

解析ケース	解析手法*1	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
			盛土, 旧表土, D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C ₁ 級岩盤, C ₂ 級岩盤, C ₃ 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*3	全応力解析	実強度に基づく 圧縮強度*2	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' *3	有効応力解析	実強度に基づく 圧縮強度*2	平均値	平均値

注記*1: 断面②, 断面③, 断面⑥, 断面⑦は, 全応力解析及び有効応力解析を実施する。断面④, 断面⑤は全応力解析を実施する。

*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: 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。

3.2.3 減衰定数

構造部材の減衰定数は、断面②～断面⑦における全応力解析では、粘性減衰及び履歴減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与える。

また、断面②，断面③，断面⑥及び断面⑦の有効応力解析では、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。

固有値解析結果に基づき設定した α , β を表 3-3 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

表 3-3 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

地震時荷重算出断面	解析手法	α	β
断面②	全応力解析	5.32×10^{-1}	5.64×10^{-4}
	有効応力解析	0.00	2.00×10^{-3}
断面③	全応力解析	4.37×10^{-1}	6.87×10^{-4}
	有効応力解析	0.00	2.00×10^{-3}
断面④	全応力解析	1.37	2.19×10^{-4}
断面⑤	全応力解析	9.76×10^{-1}	3.07×10^{-4}
断面⑥	全応力解析	4.35×10^{-1}	6.90×10^{-4}
	有効応力解析	0.00	2.00×10^{-3}
断面⑦	全応力解析	5.16×10^{-1}	5.82×10^{-4}
	有効応力解析	0.00	2.00×10^{-3}

3.2.4 地震応答解析の解析ケースの選定

耐震評価においては、すべての基準地震動 S_s に対し、基本ケース（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。基本ケースにおいて、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び地盤の支持力照査の照査項目ごとに照査値が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、表3-2に示す解析ケース②及び③を、有効応力解析の場合は、表3-2に示す解析ケース⑦'及び⑧'を実施する。また、上記解析ケース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。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。

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。耐震評価における解析ケースを表3-4に示す。

表 3-4(1) 耐震評価における解析ケース (全応力解析)

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>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, ③, ⑦' 及び⑧' を実施する。また、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の照査値が最大となる解析手法において、ケース④又はケース⑨' 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及びケース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>	
		-+*1	○		
	S _s -D 2	++*1	○		
		-+*1	○		
	S _s -D 3	++*1	○		
		-+*1	○		
	S _s -F 1	++*1	○		
		-+*1	○		
	S _s -F 2	++*1	○		
		-+*1	○		
	S _s -F 3	++*1	○		
		-+*1	○		
	S _s -N 1	++*1	○		
		-+*1	○		

注記*1: 耐震評価にあたっては、「土木学会 2005 年 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル」(以下「土木学会マニュアル」という。)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 3-4(2) 耐震評価における解析ケース (有効応力解析)

解析ケース		ケース⑥'	ケース⑦'	ケース⑧'	ケース⑨'
		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	○		
		-+*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	○		

表 3-4(1)の【追加解析ケースについて】による

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。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.3.1 耐震評価上考慮する状態

取水路（標準部）の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉施設が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪を考慮する。埋設構造物であるため風の影響は考慮しない。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

取水路（標準部）の地震応答解析において、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_s ）

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-5 に示す。

表 3-5 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	$G + P + S_s$

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_s : 地震荷重 (基準地震動 S_s)

3.4 入力地震動

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

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

入力地震動算定の概念図を図3-13に、入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図3-14～図3-97に示す。入力地震動の算定には、解析コード「Ark Quake ver. 3.10」を使用する。

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

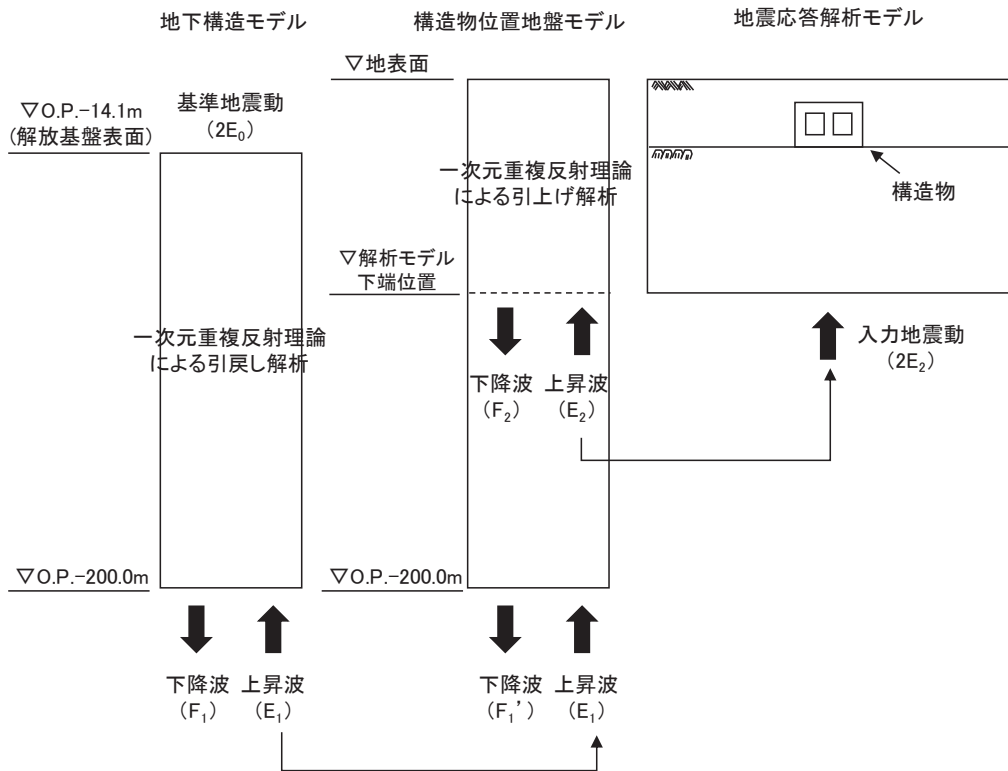
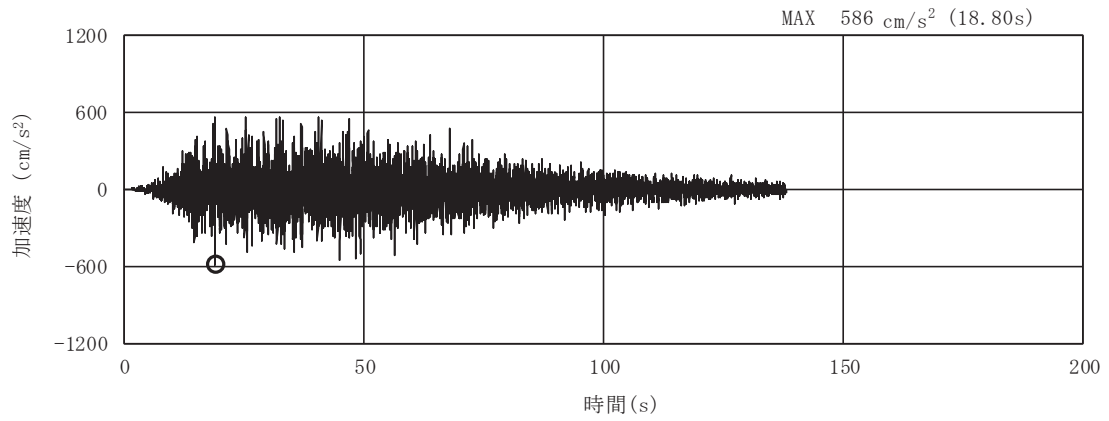
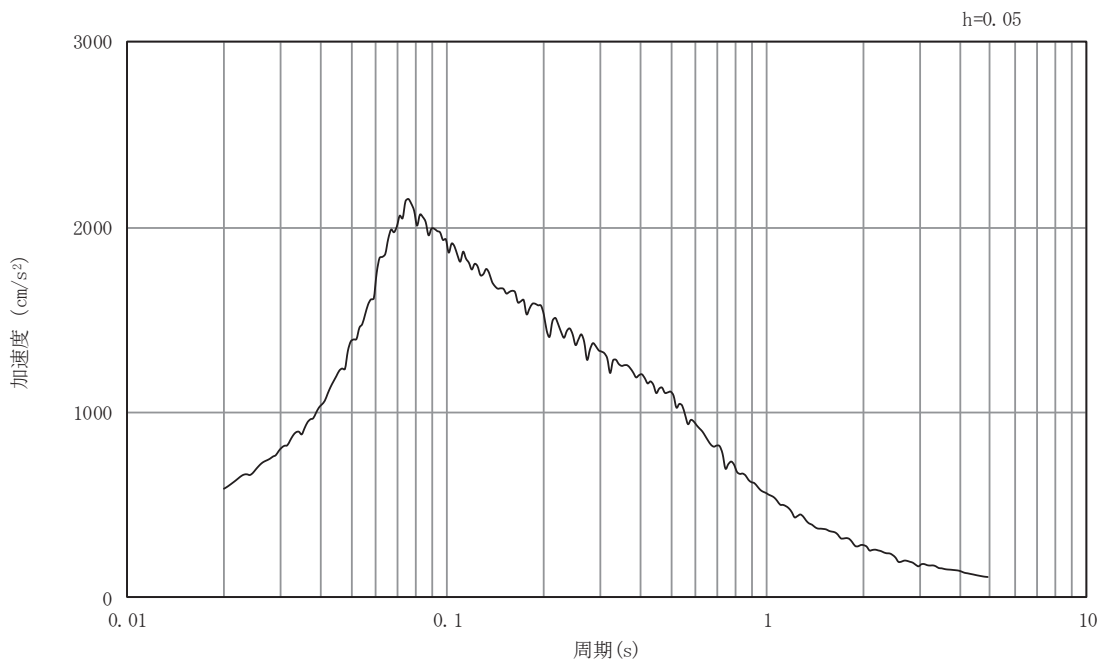


図3-13 入力地震動算定の概念図 (基準地震動 S_s)

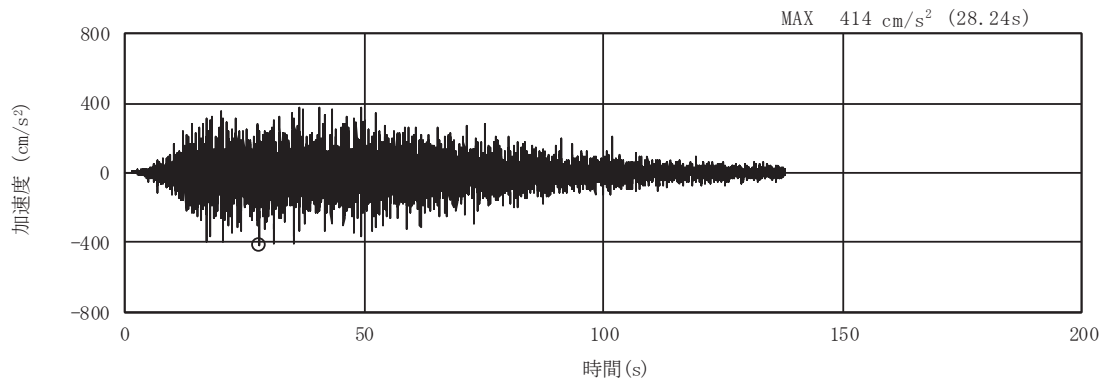


(a) 加速度時刻歴波形

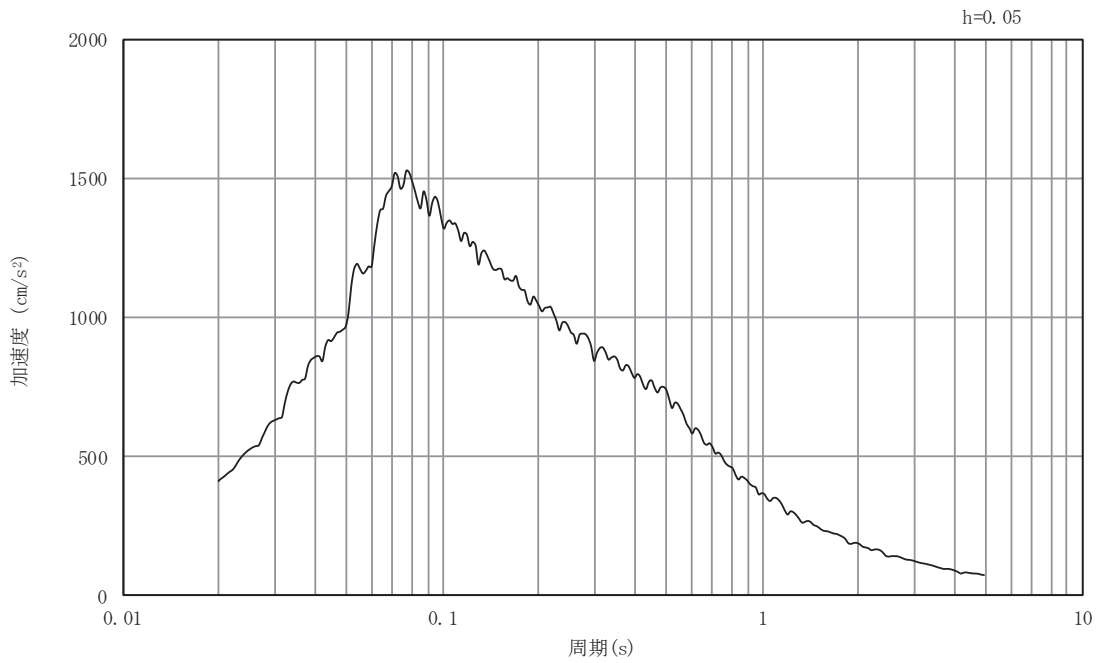


(b) 加速度応答スペクトル

図3-14 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
断面②
(水平成分：S s - D 1)

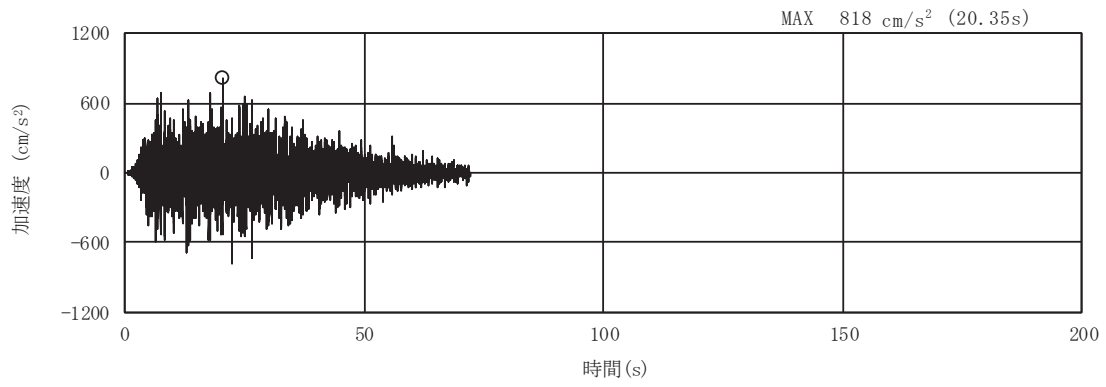


(a) 加速度時刻歴波形

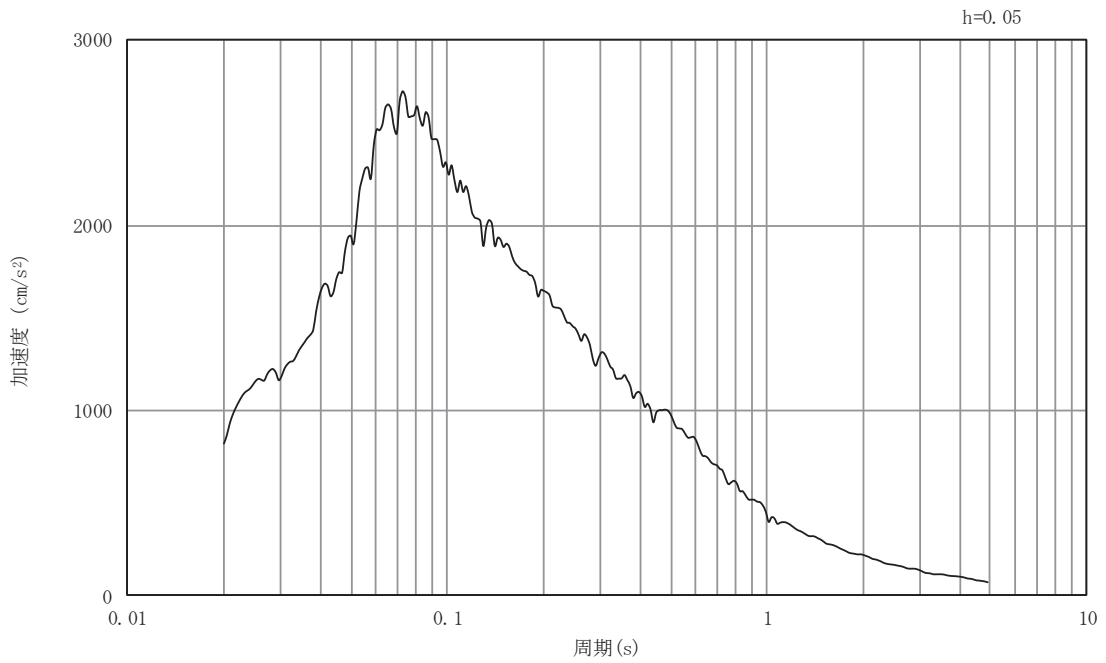


(b) 加速度応答スペクトル

図3-15 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
断面②
(鉛直成分：S s - D 1)

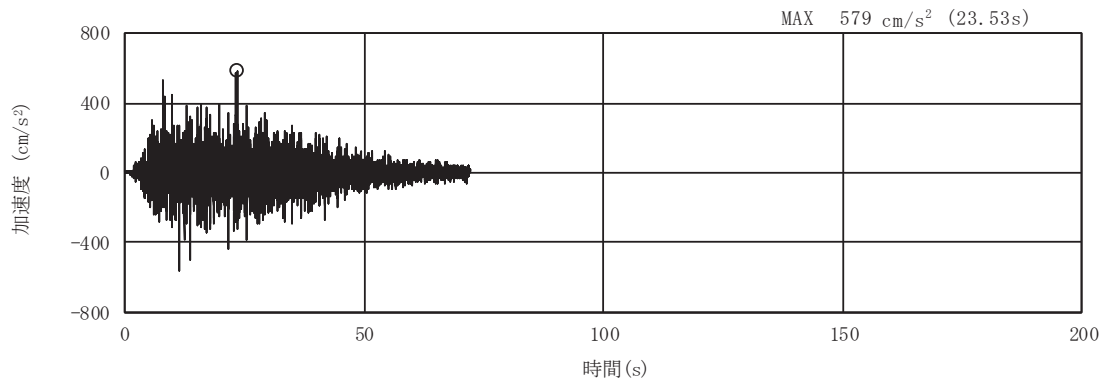


(a) 加速度時刻歴波形

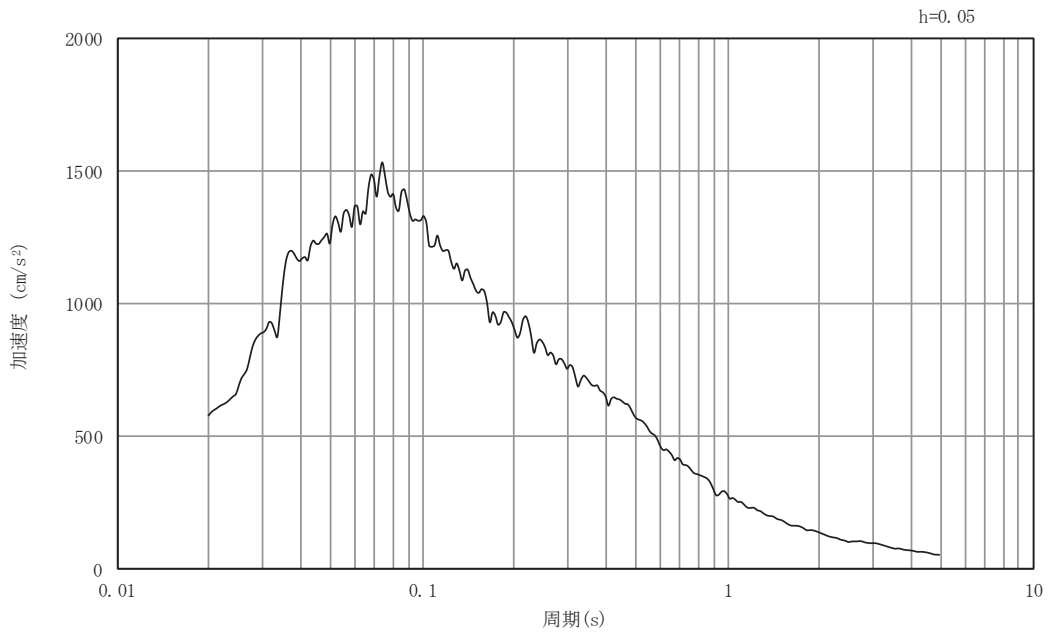


(b) 加速度応答スペクトル

図3-16 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
断面②
(水平成分：S s - D 2)

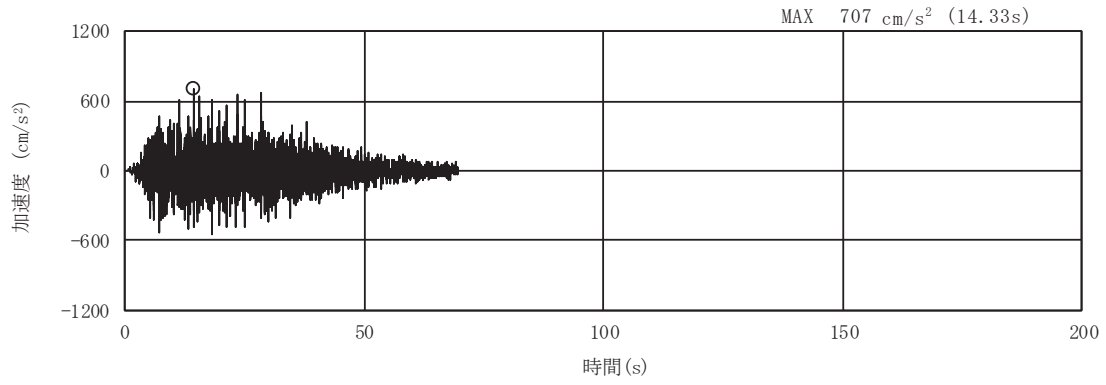


(a) 加速度時刻歴波形

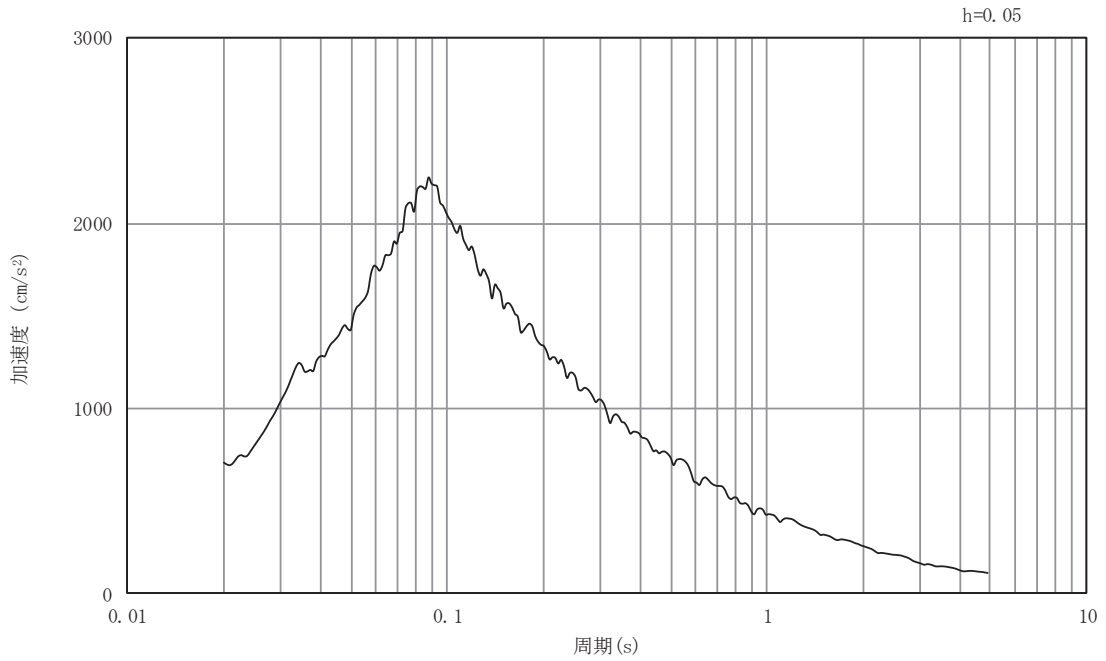


(b) 加速度応答スペクトル

図3-17 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
断面②
(鉛直成分：S s - D 2)

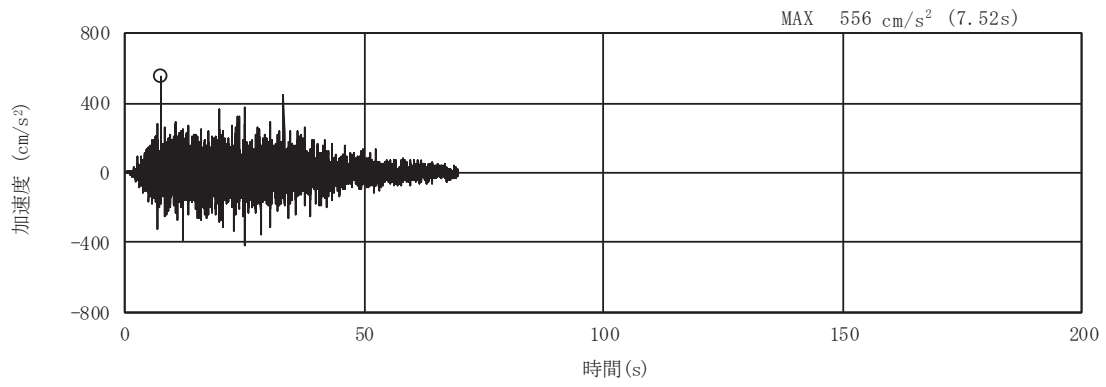


(a) 加速度時刻歴波形

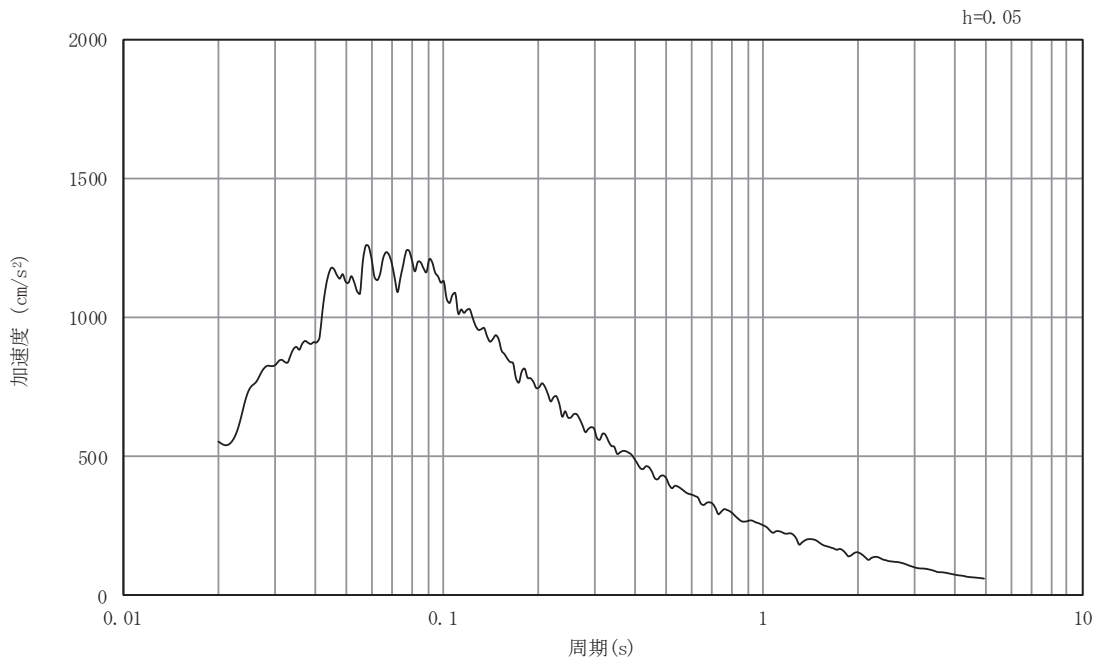


(b) 加速度応答スペクトル

図3-18 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
断面②
(水平成分：S s - D 3)

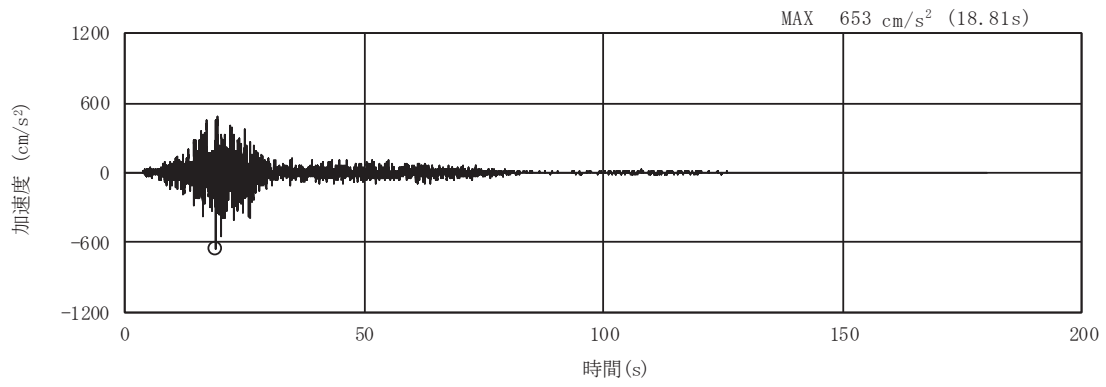


(a) 加速度時刻歴波形

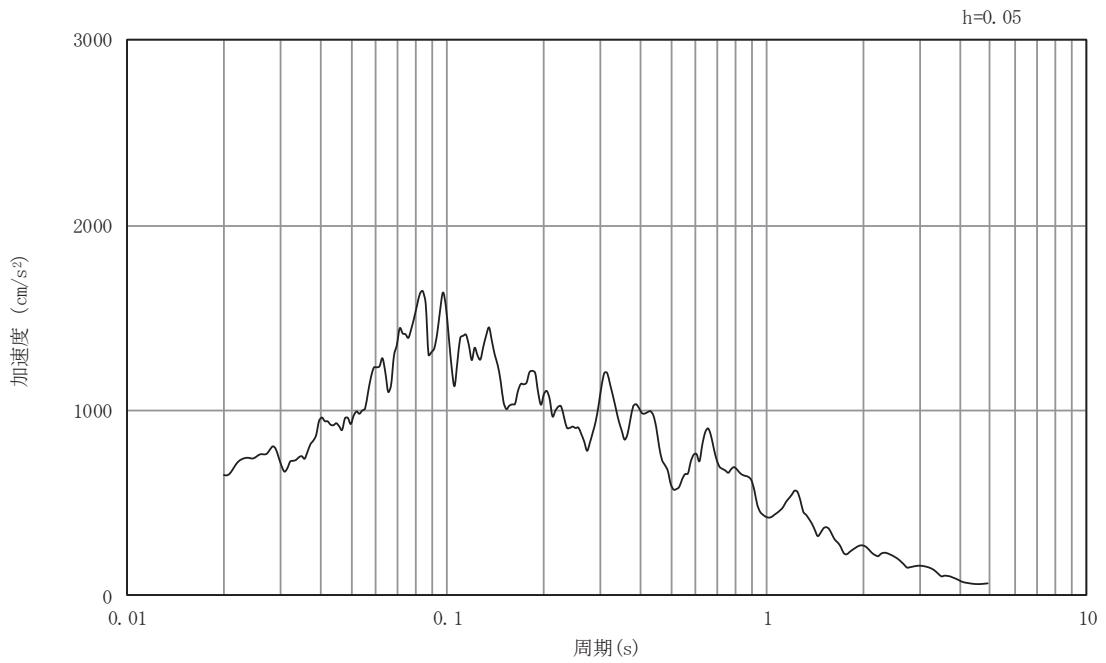


(b) 加速度応答スペクトル

図3-19 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
断面②
(鉛直成分：S s - D 3)

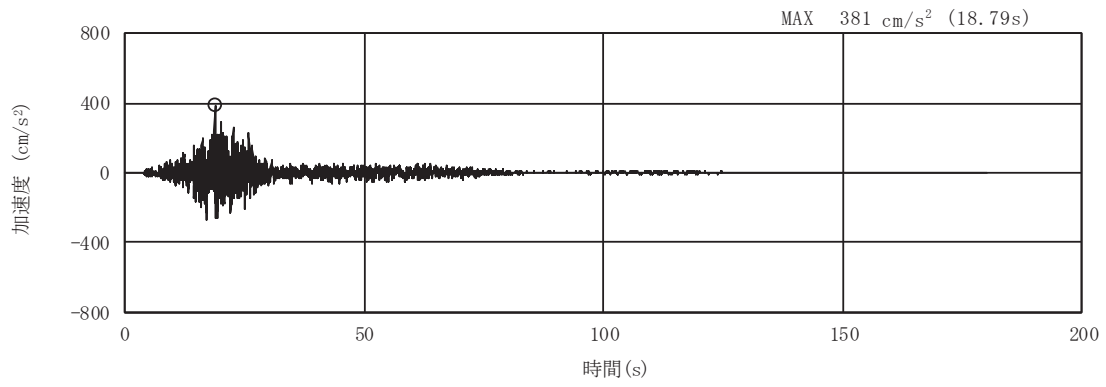


(a) 加速度時刻歴波形

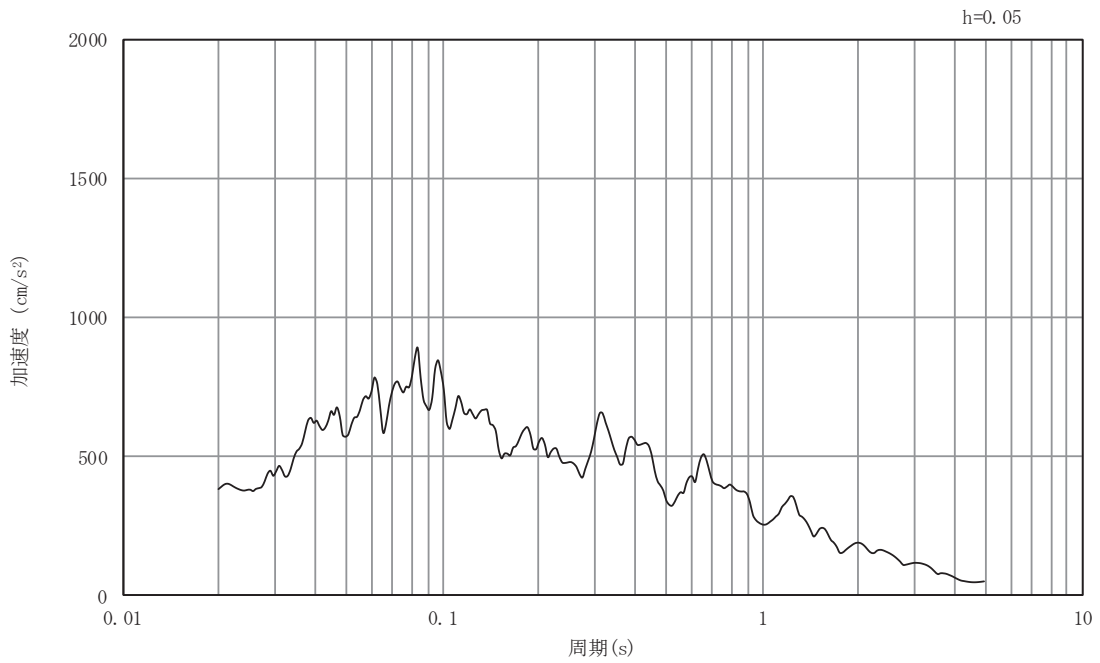


(b) 加速度応答スペクトル

図3-20 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
断面②
(水平成分：S s - F 1)

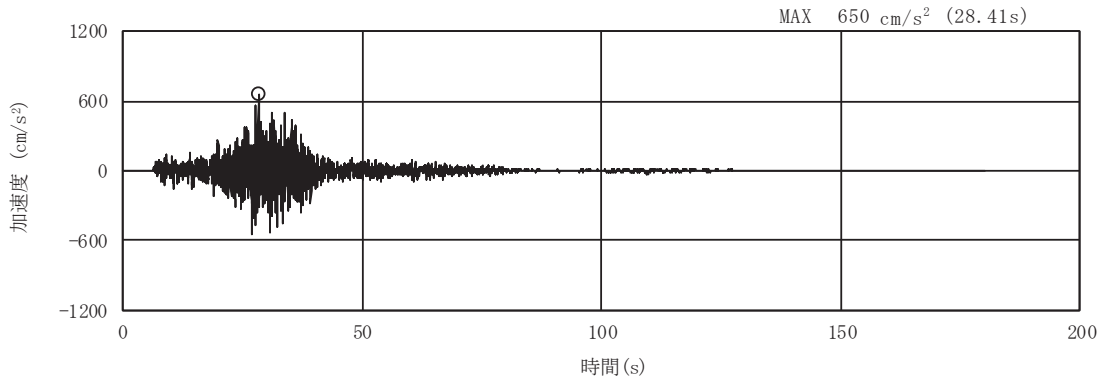


(a) 加速度時刻歴波形

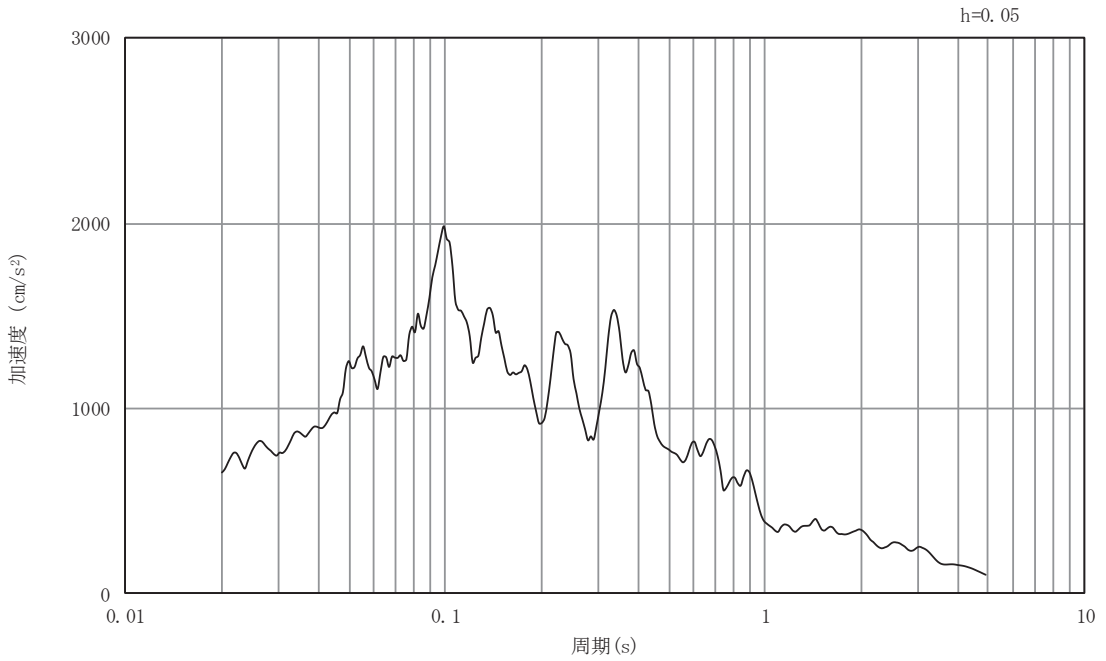


(b) 加速度応答スペクトル

図3-21 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
断面②
(鉛直成分：S s - F 1)

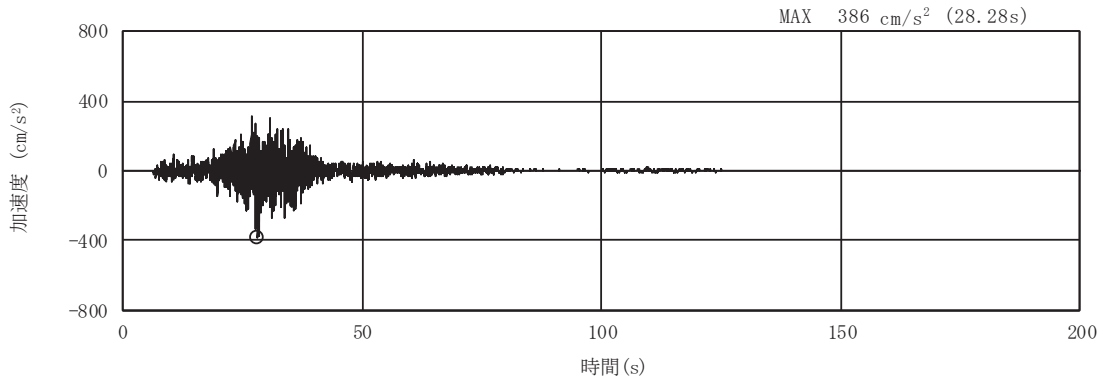


(a) 加速度時刻歴波形

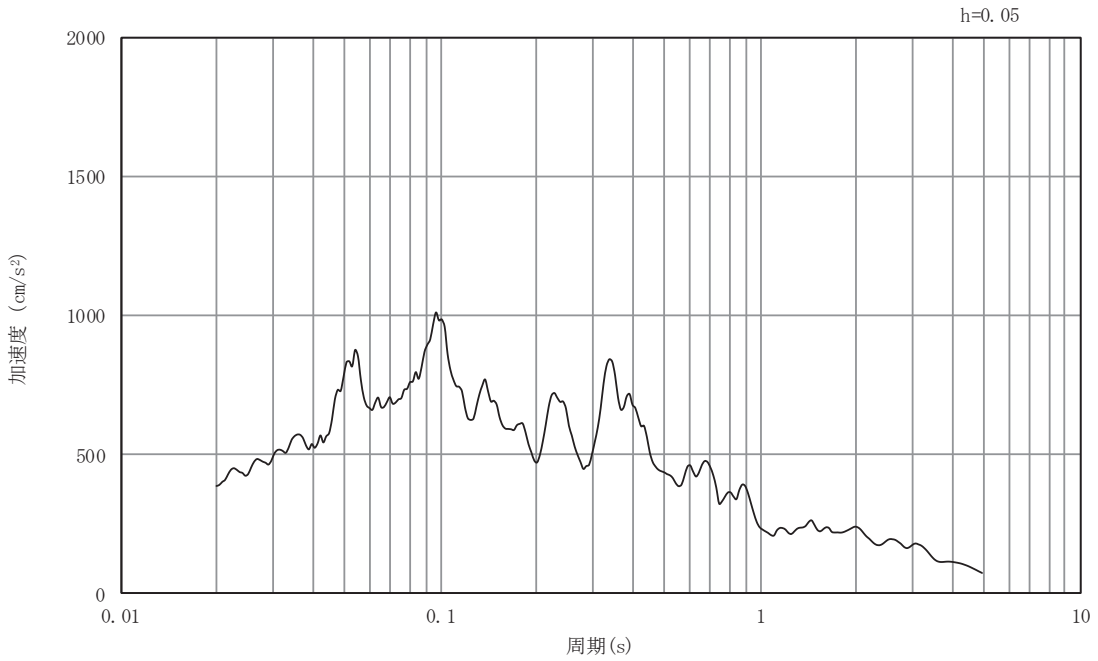


(b) 加速度応答スペクトル

図3-22 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
断面②
(水平成分：S s - F 2)

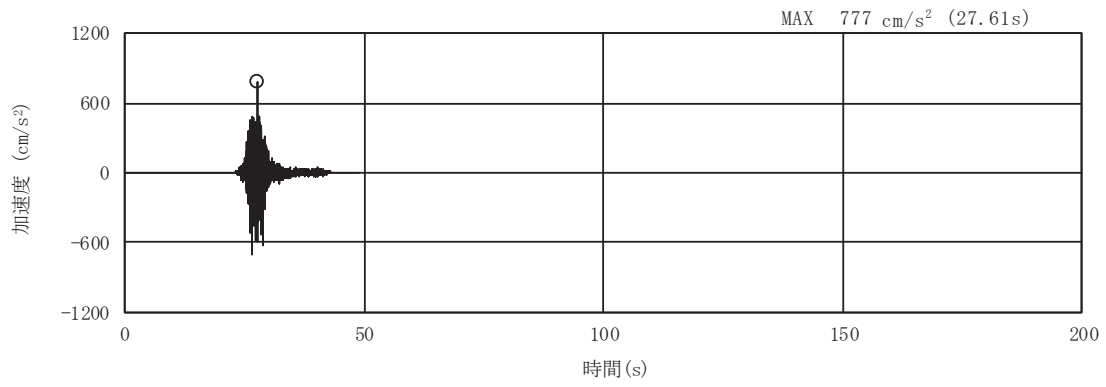


(a) 加速度時刻歴波形

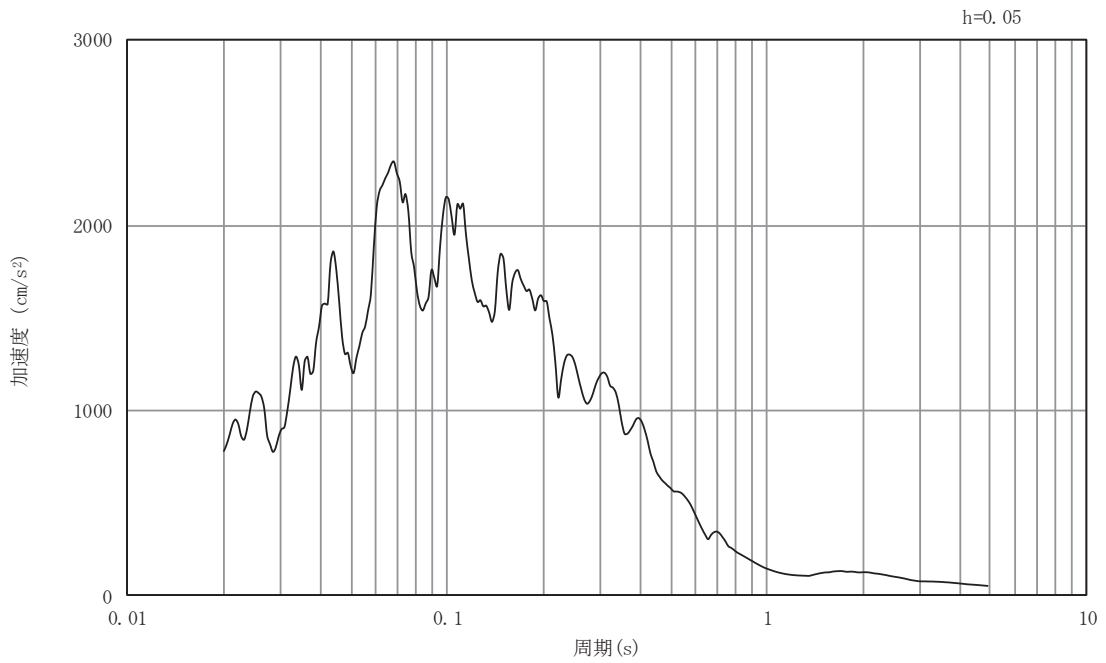


(b) 加速度応答スペクトル

図3-23 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
断面②
(鉛直成分：S s - F 2)

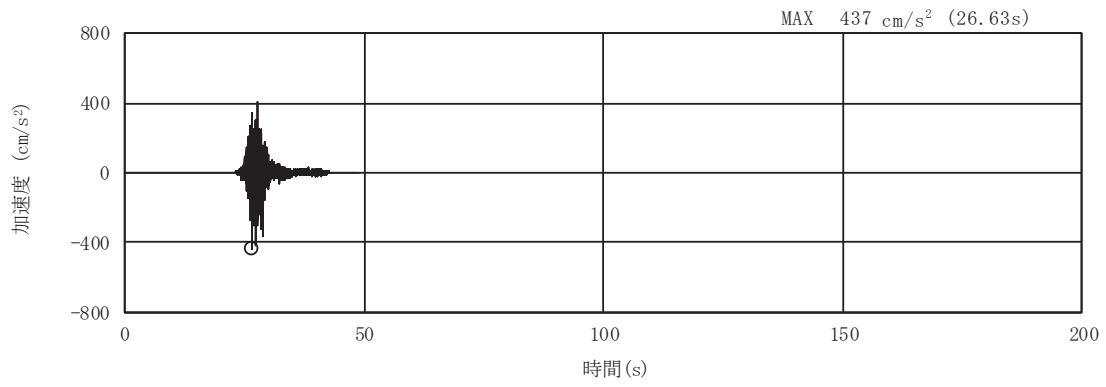


(a) 加速度時刻歴波形

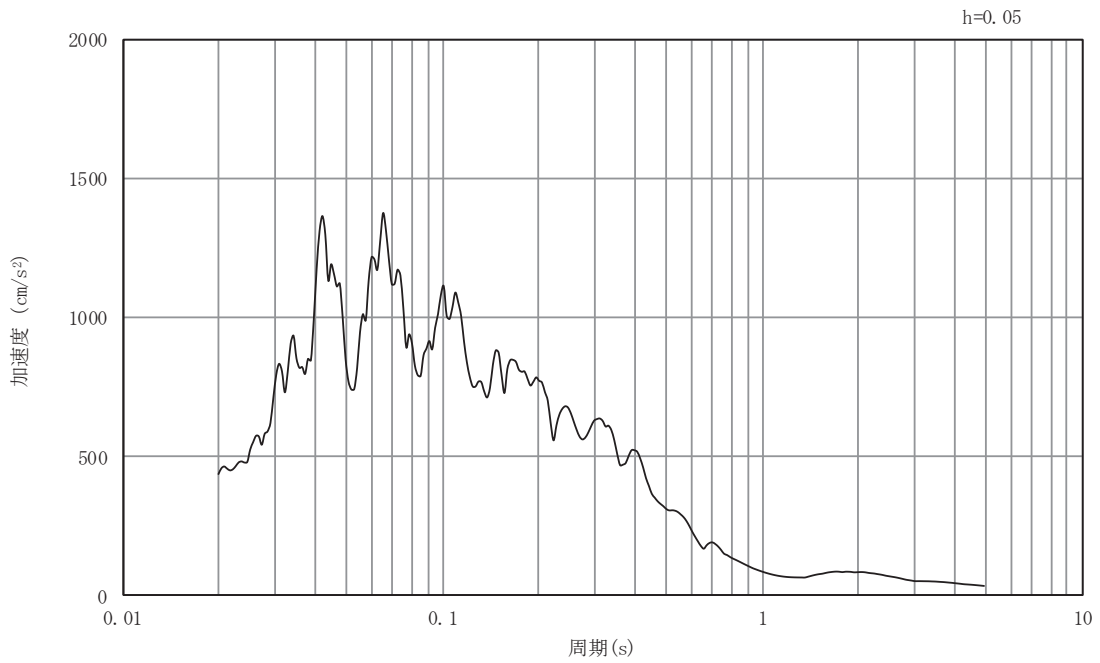


(b) 加速度応答スペクトル

図3-24 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
断面②
(水平成分：S s - F 3)

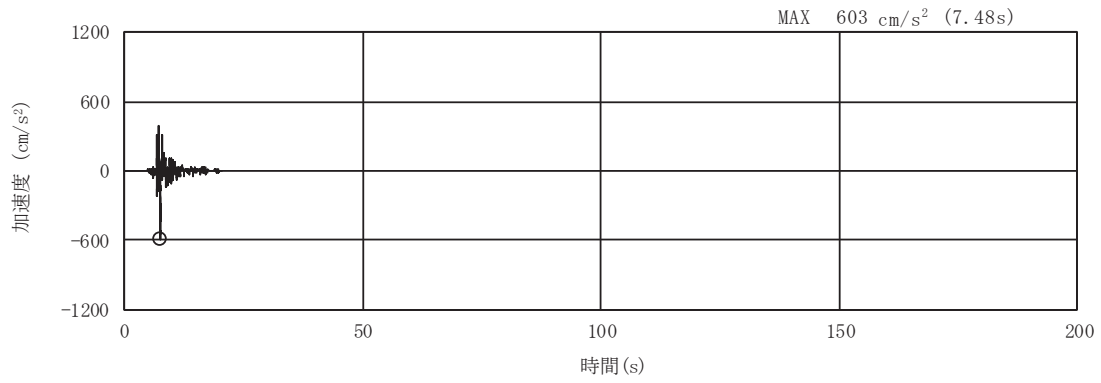


(a) 加速度時刻歴波形

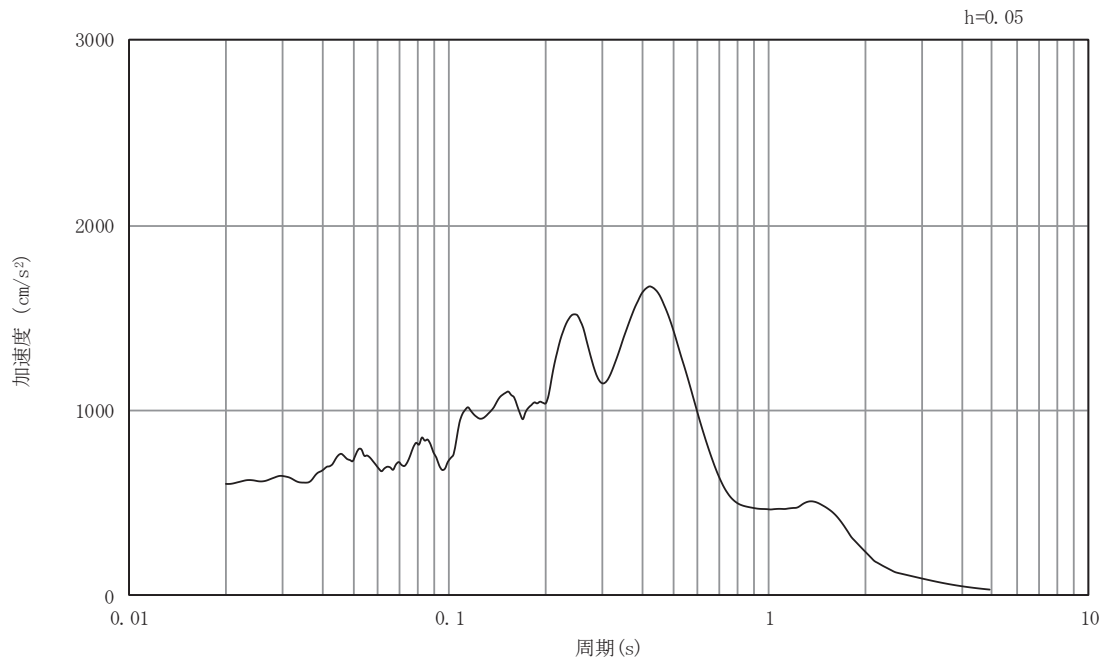


(b) 加速度応答スペクトル

図3-25 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
断面②
(鉛直成分：S s - F 3)

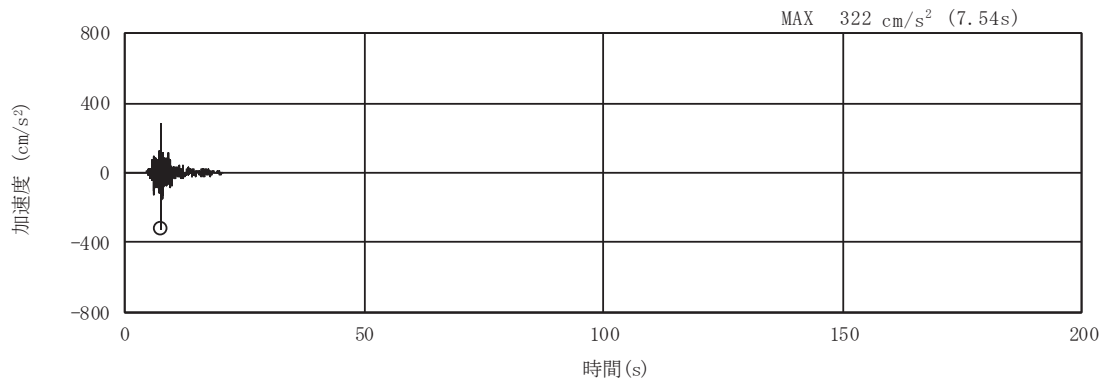


(a) 加速度時刻歴波形

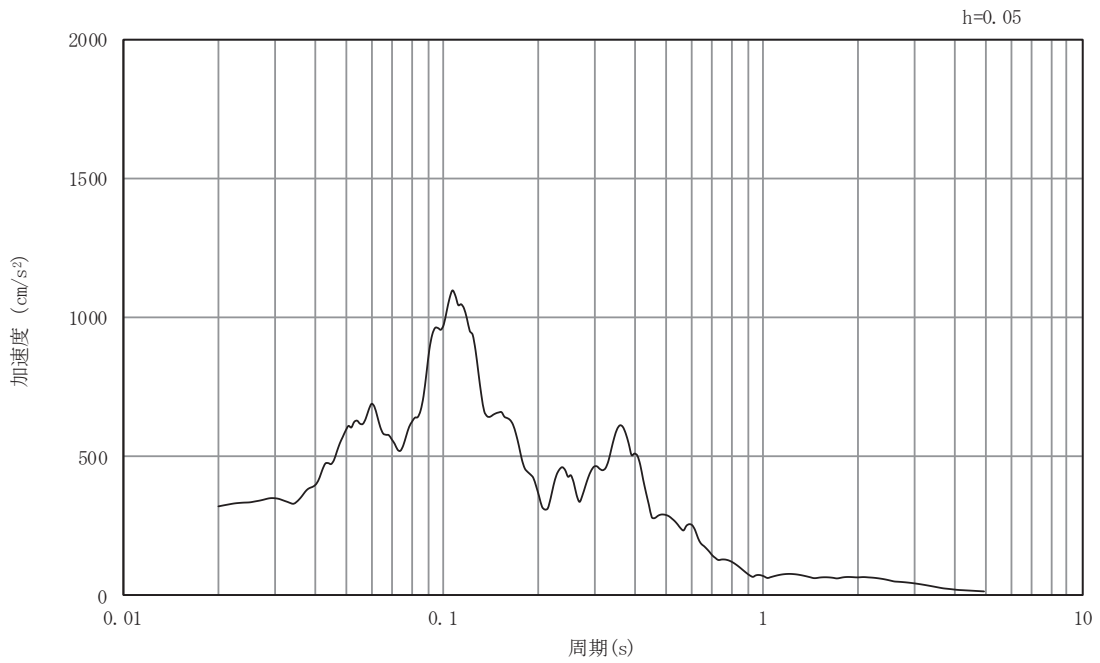


(b) 加速度応答スペクトル

図3-26 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
断面②
(水平成分：S s - N 1)

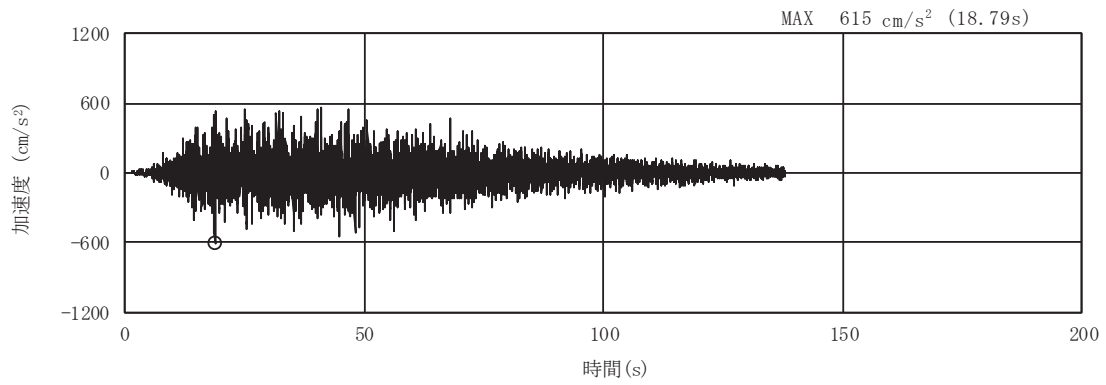


(a) 加速度時刻歴波形

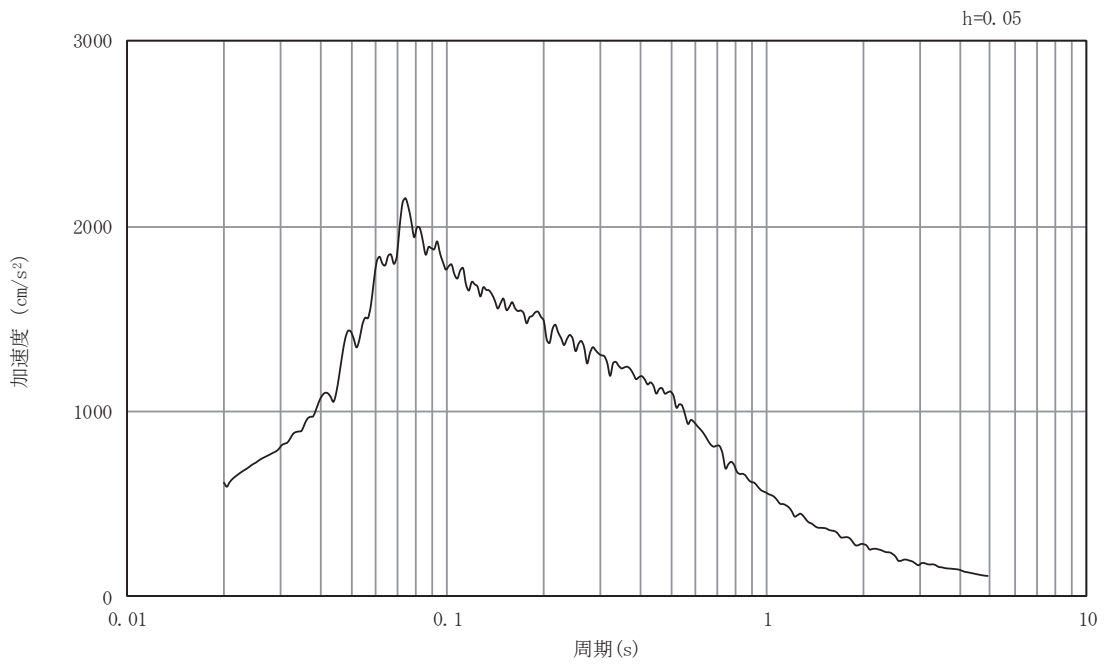


(b) 加速度応答スペクトル

図3-27 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
断面②
(鉛直成分：S s - N 1)

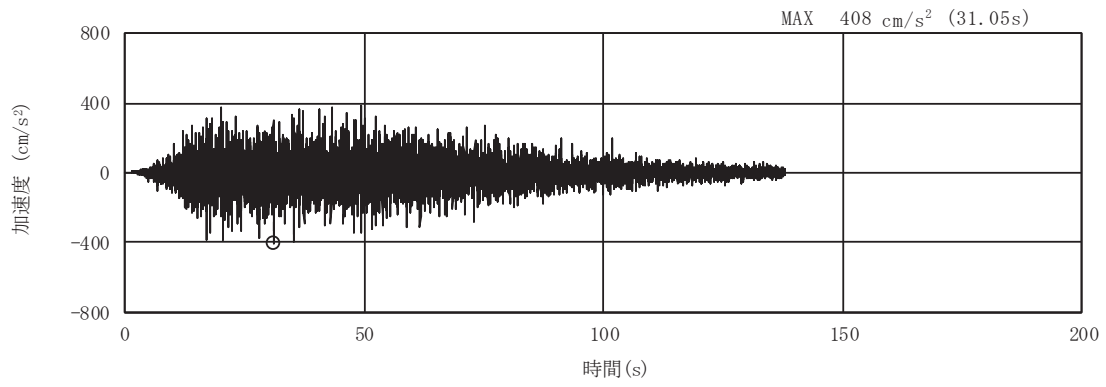


(a) 加速度時刻歴波形

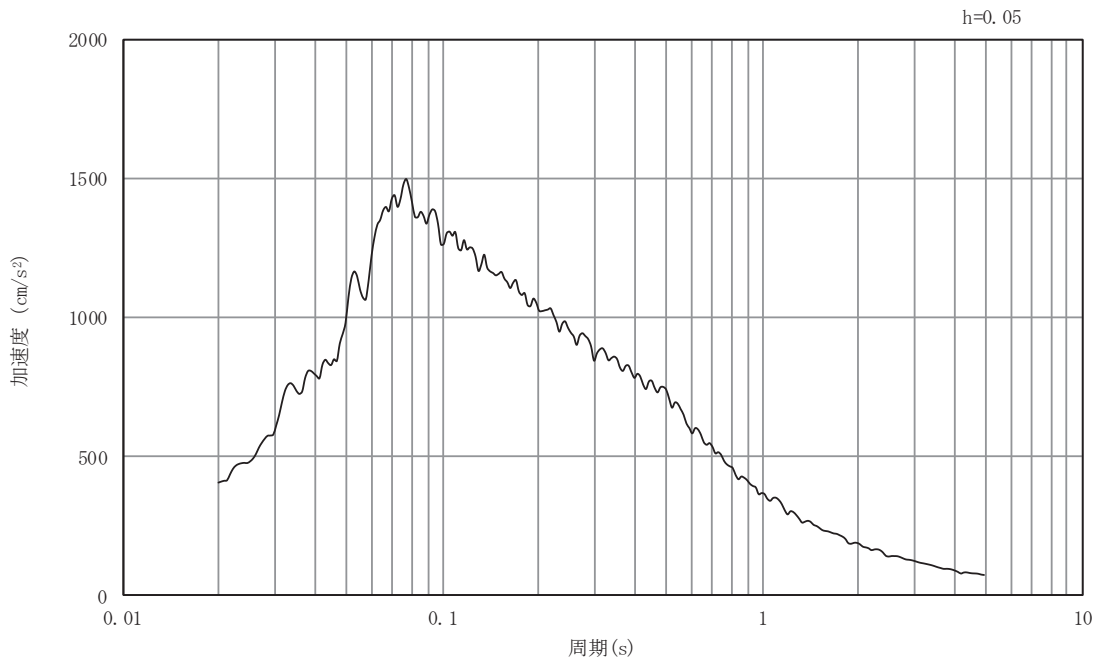


(b) 加速度応答スペクトル

図3-28 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
断面③
(水平成分：S s -D 1)

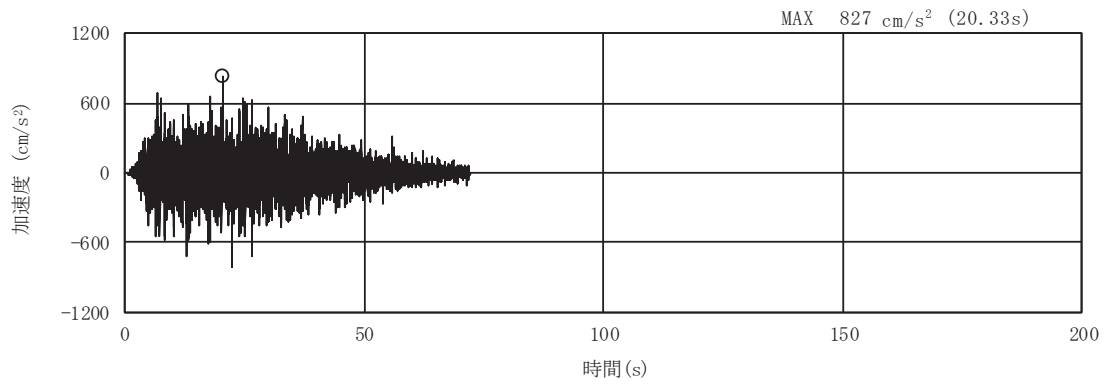


(a) 加速度時刻歴波形

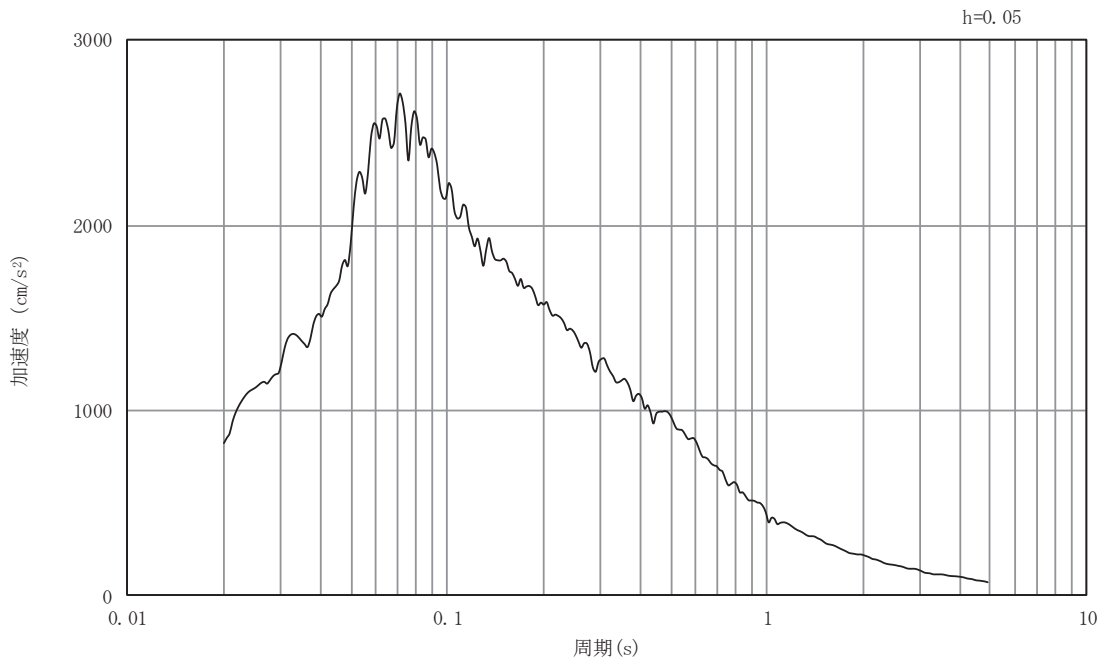


(b) 加速度応答スペクトル

図3-29 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
断面③
(鉛直成分：S s - D 1)

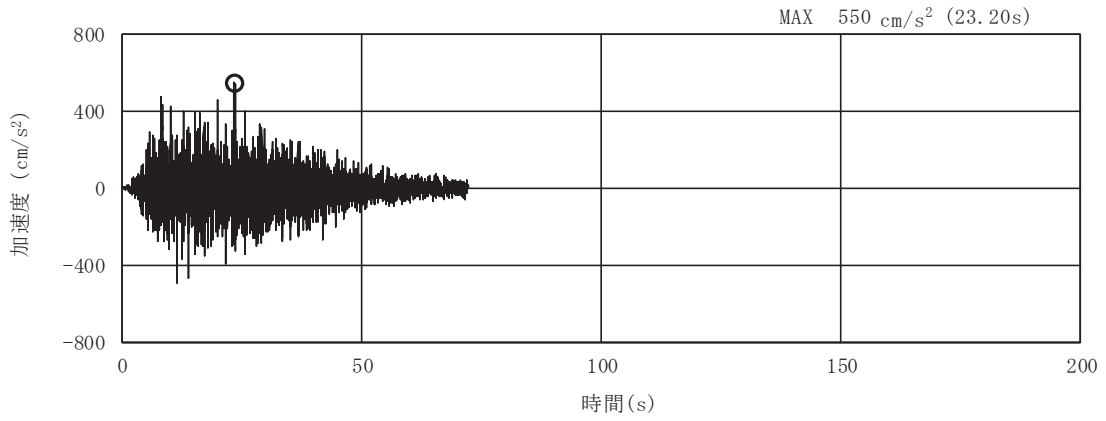


(a) 加速度時刻歴波形

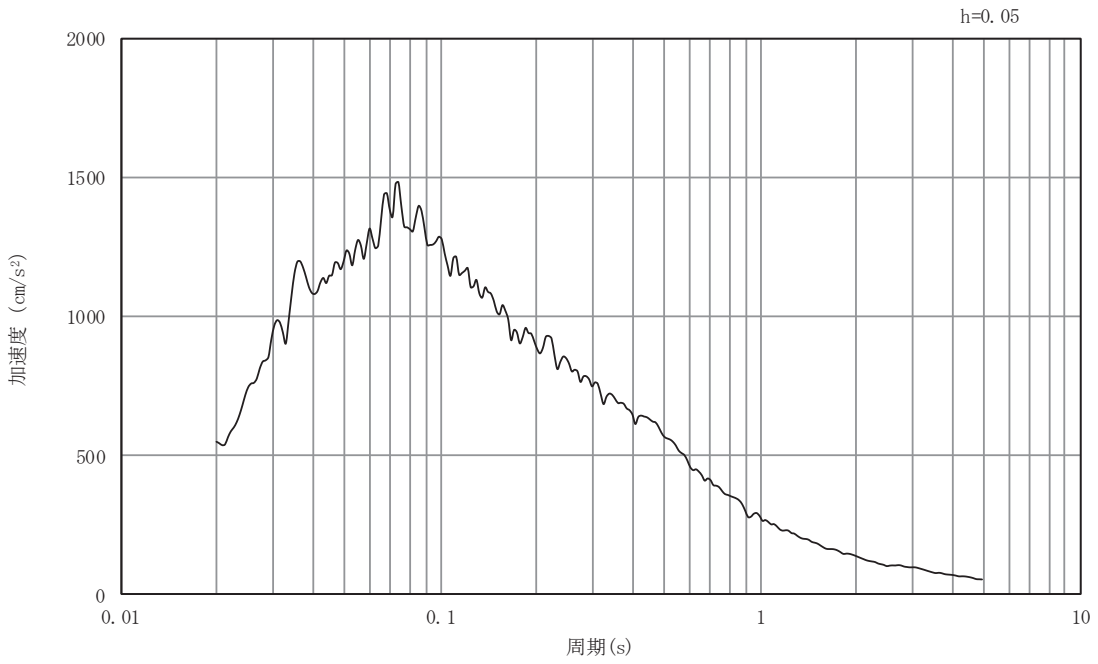


(b) 加速度応答スペクトル

図3-30 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
断面③
(水平成分：S s - D 2)

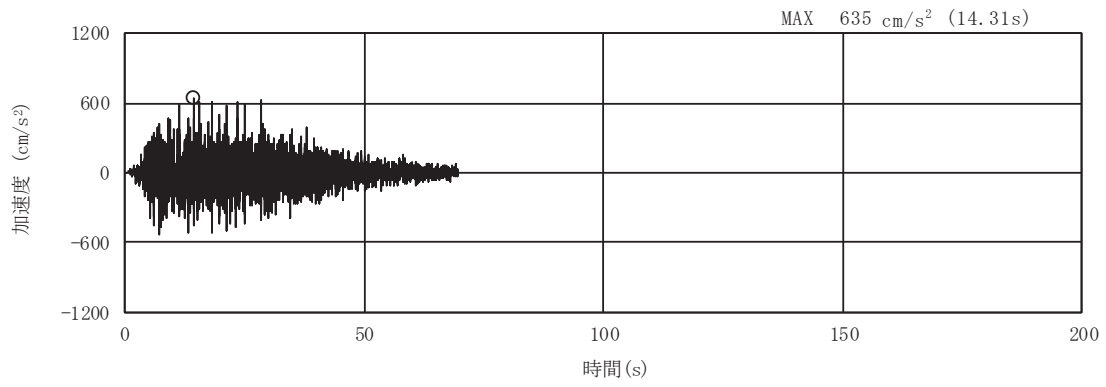


(a) 加速度時刻歴波形

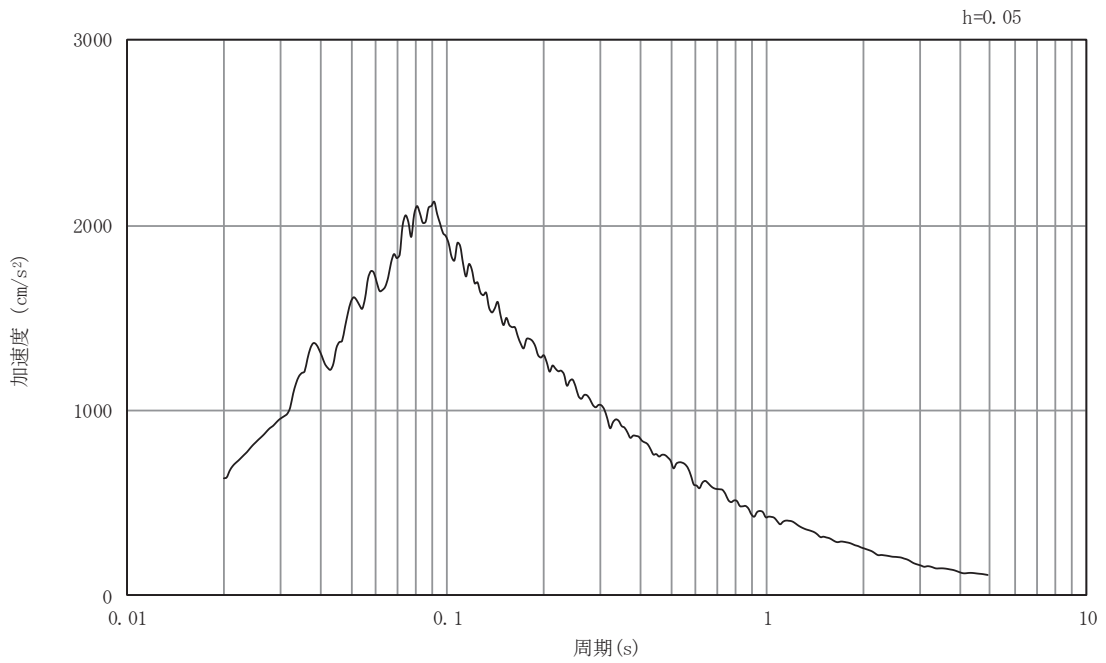


(b) 加速度応答スペクトル

図3-31 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
断面③
(鉛直成分：S s - D 2)

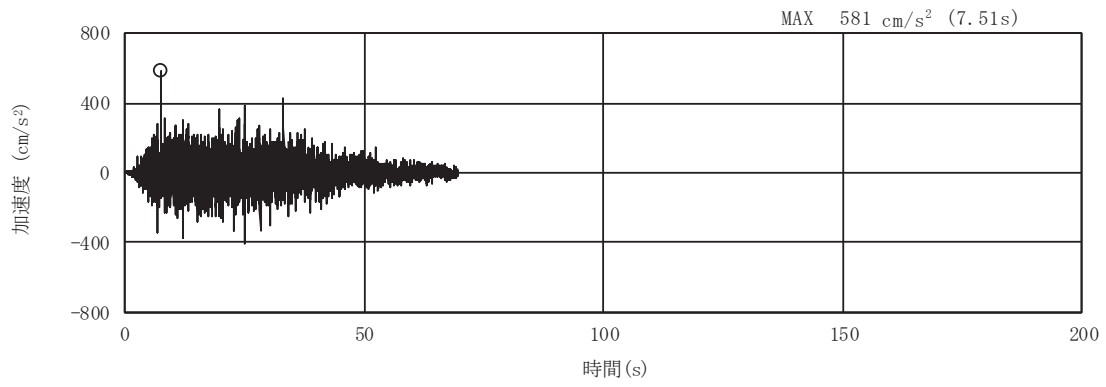


(a) 加速度時刻歴波形

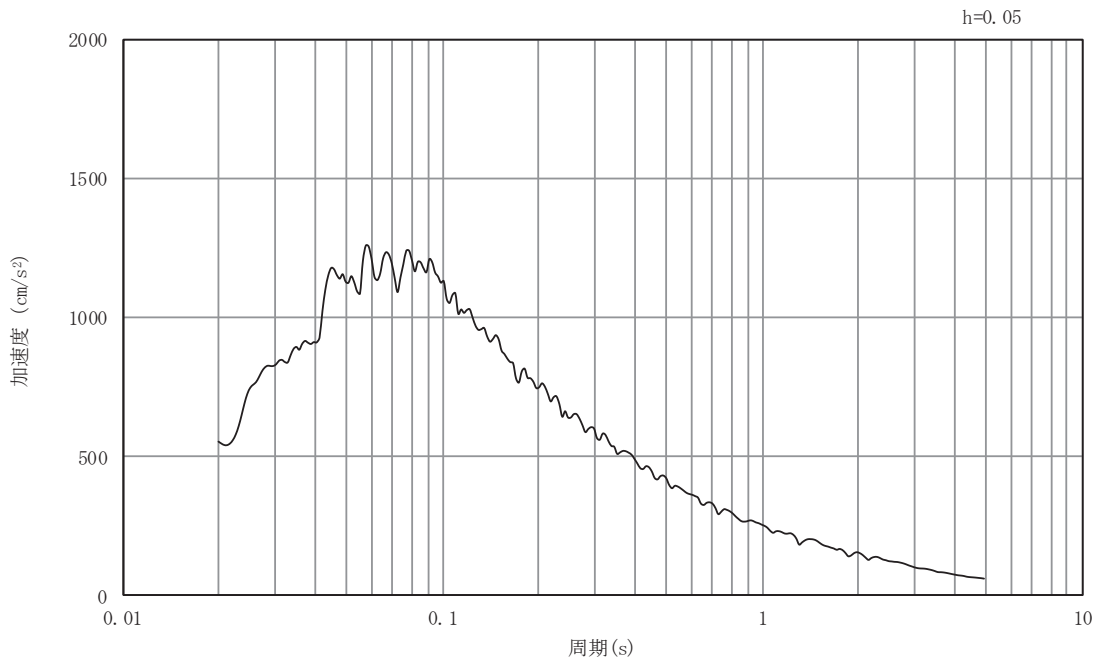


(b) 加速度応答スペクトル

図3-32 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
断面③
(水平成分：S s - D 3)

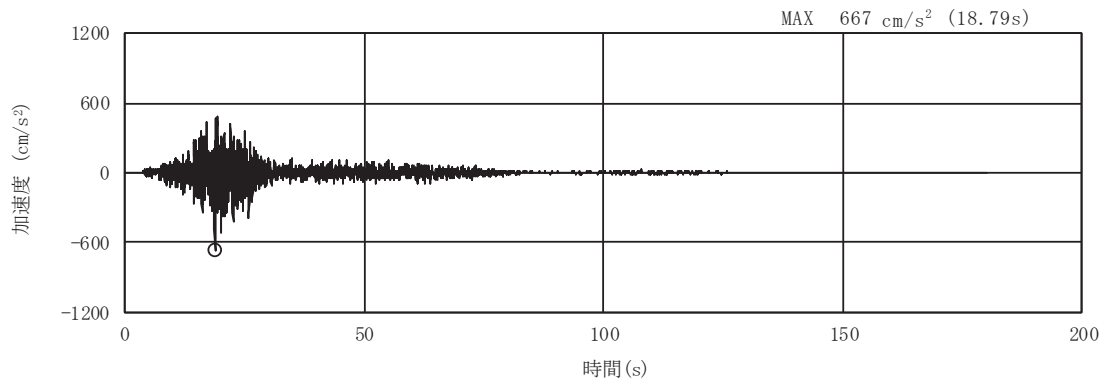


(a) 加速度時刻歴波形

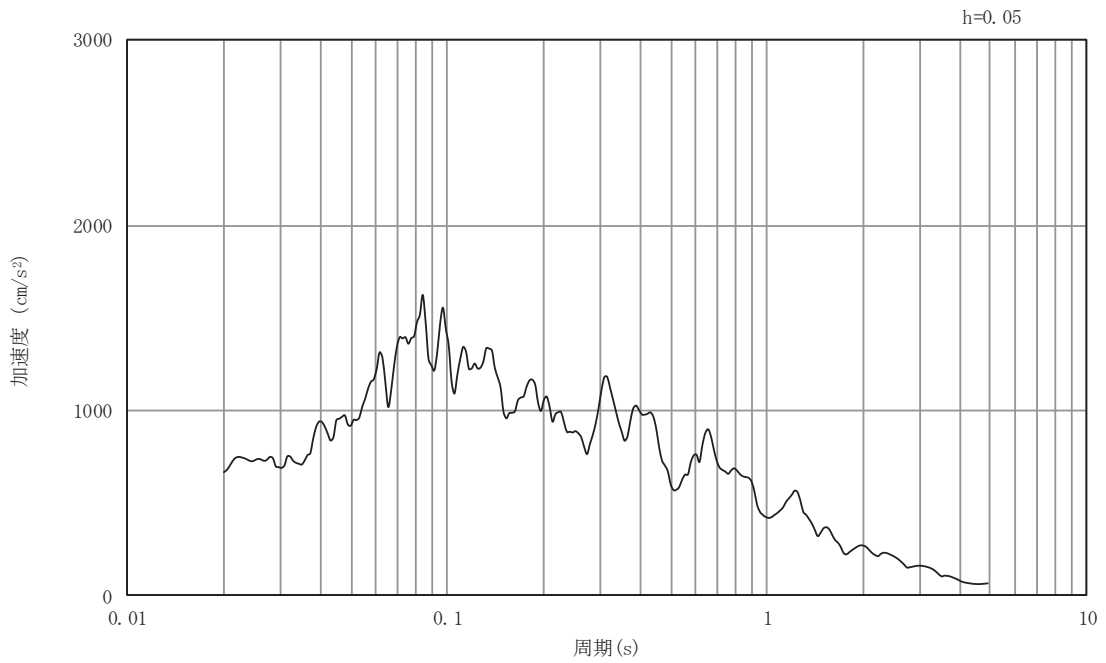


(b) 加速度応答スペクトル

図3-33 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
断面③
(鉛直成分：S s - D 3)



(a) 加速度時刻歴波形

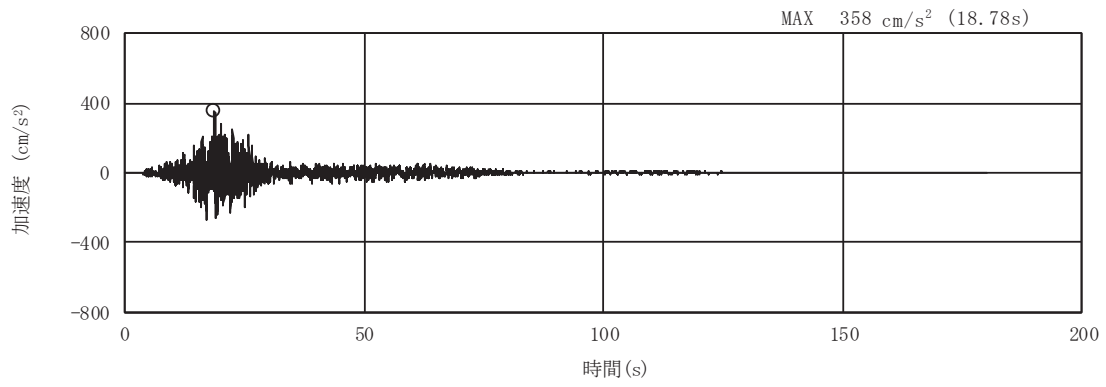


(b) 加速度応答スペクトル

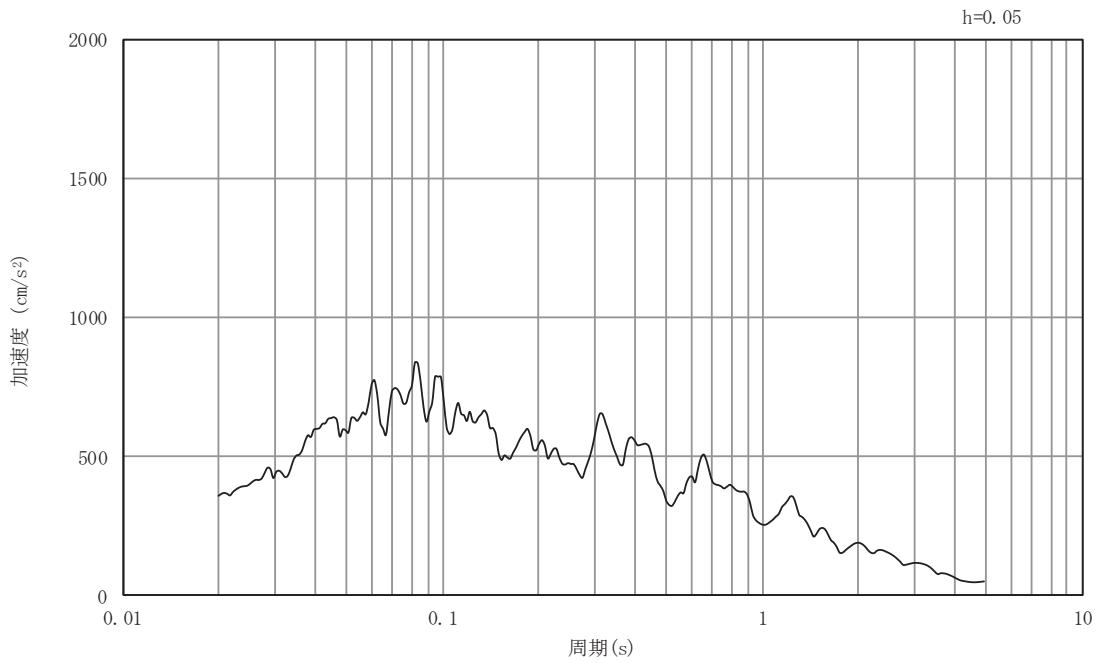
図3-34 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

断面③

(水平成分 : S s - F 1)

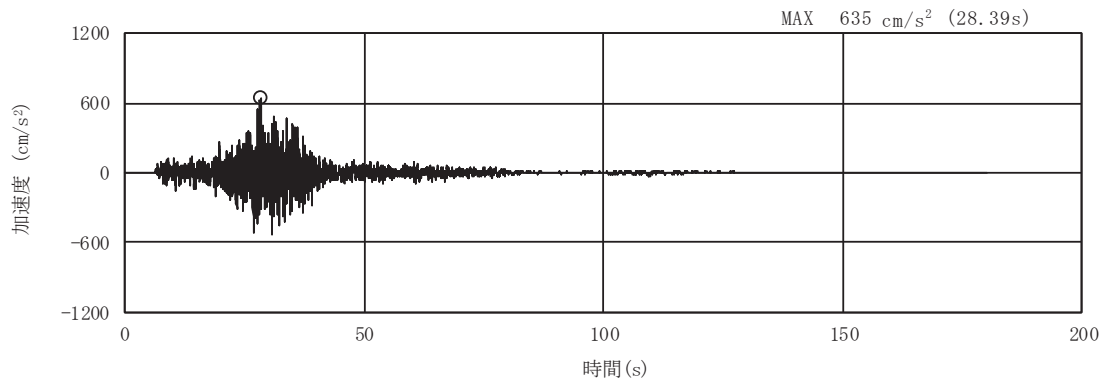


(a) 加速度時刻歴波形

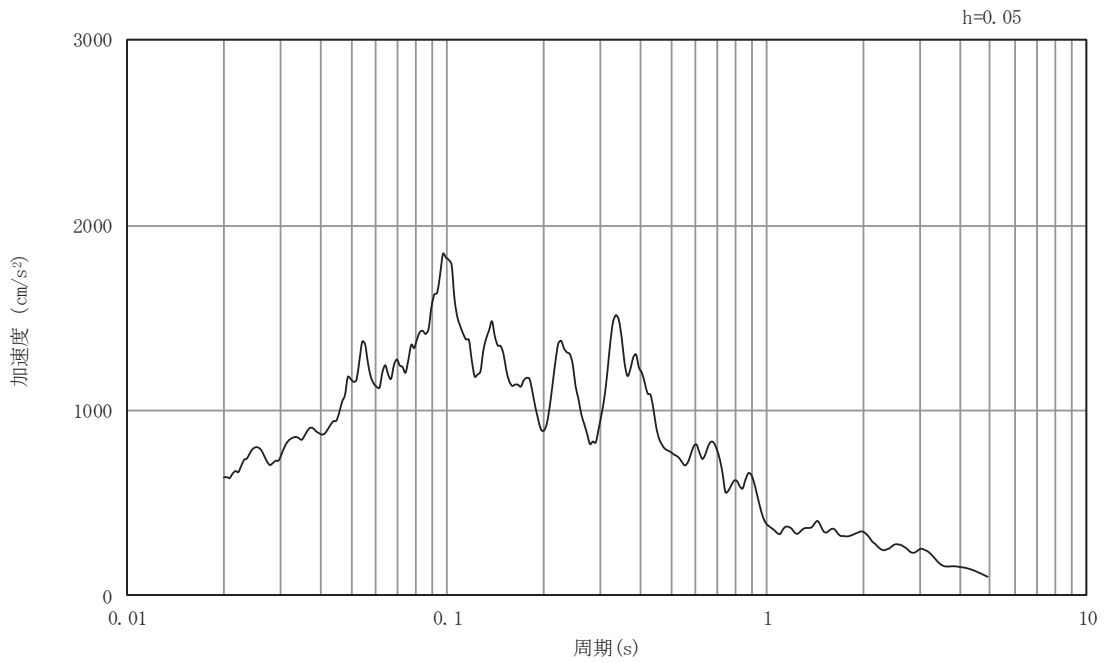


(b) 加速度応答スペクトル

図3-35 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
断面③
(鉛直成分：S s - F 1)

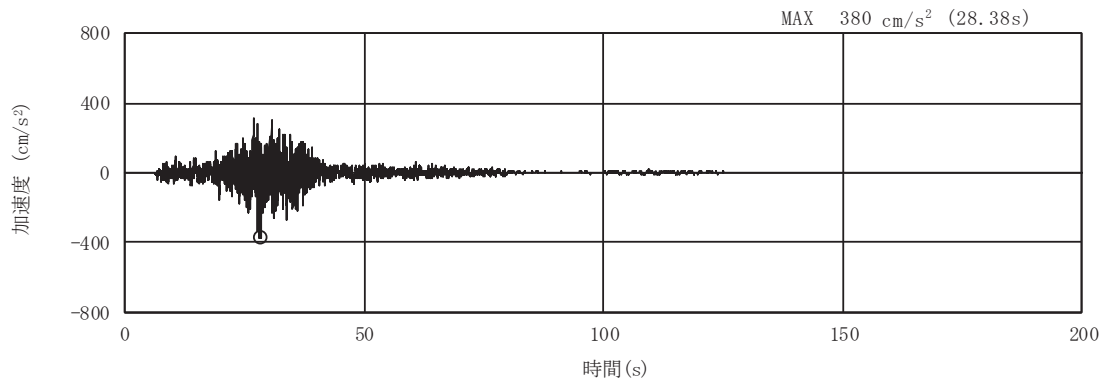


(a) 加速度時刻歴波形

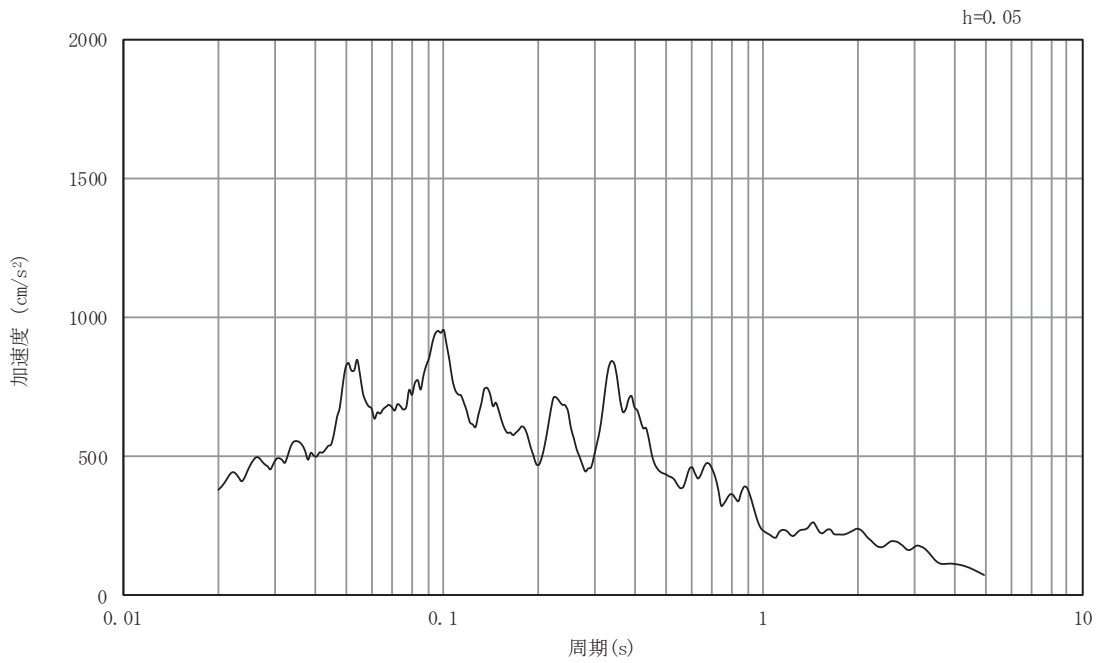


(b) 加速度応答スペクトル

図3-36 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
断面③
(水平成分：S s - F 2)



(a) 加速度時刻歴波形

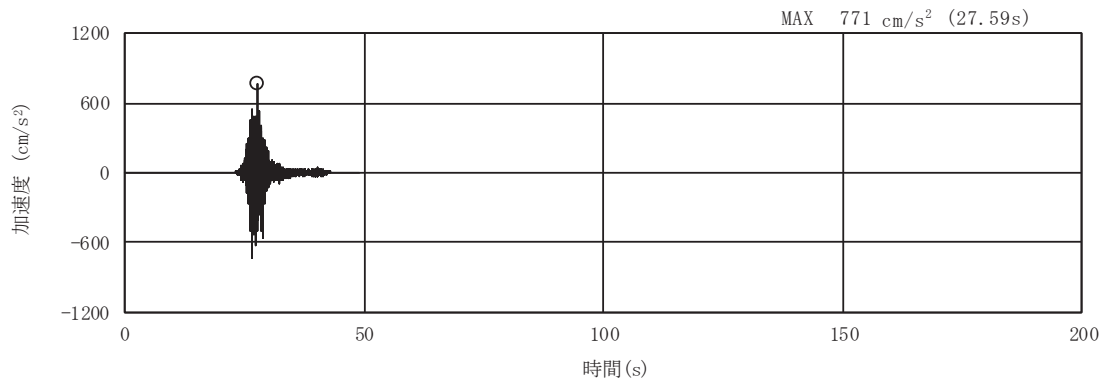


(b) 加速度応答スペクトル

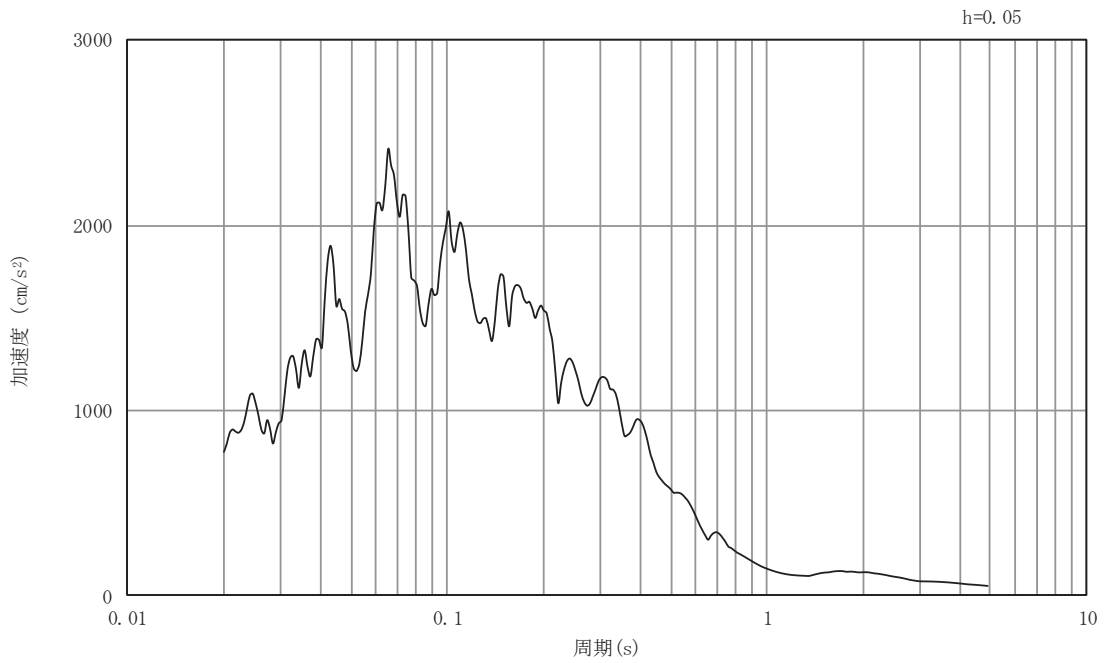
図3-37 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

断面③

(鉛直成分：S s - F 2)

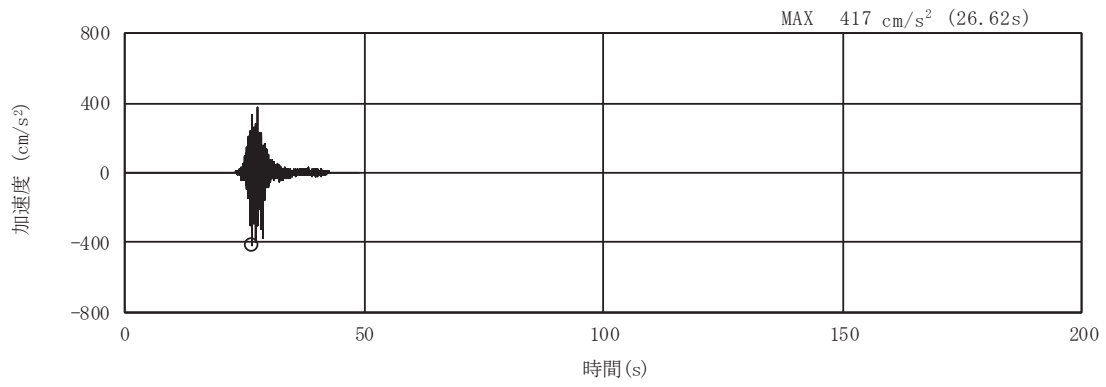


(a) 加速度時刻歴波形

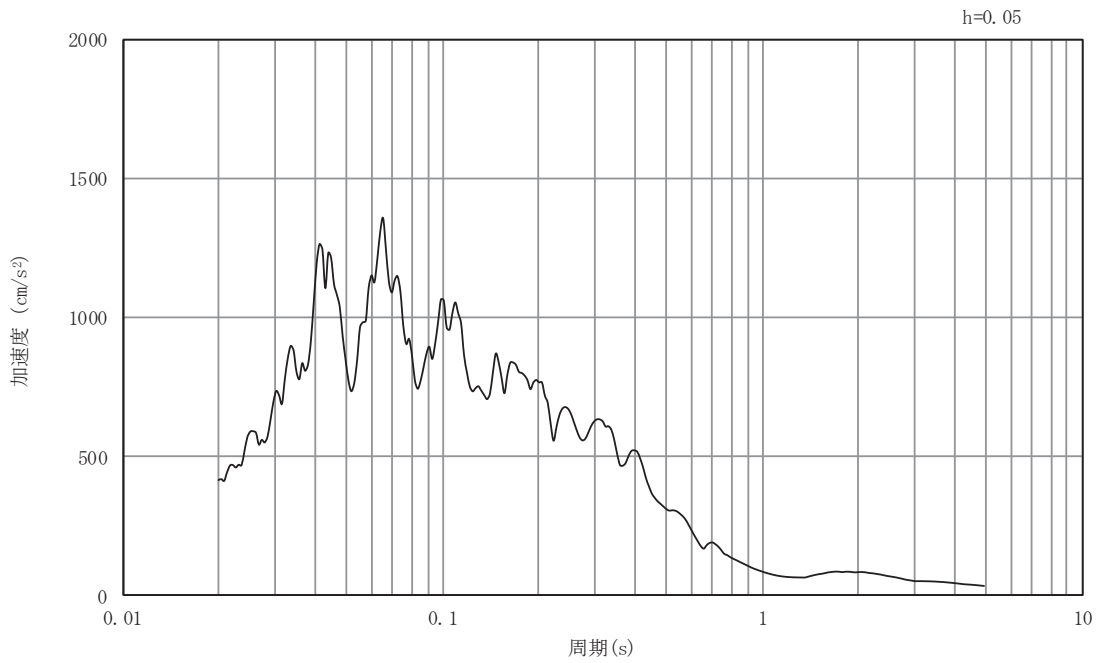


(b) 加速度応答スペクトル

図3-38 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
断面③
(水平成分：S s - F 3)

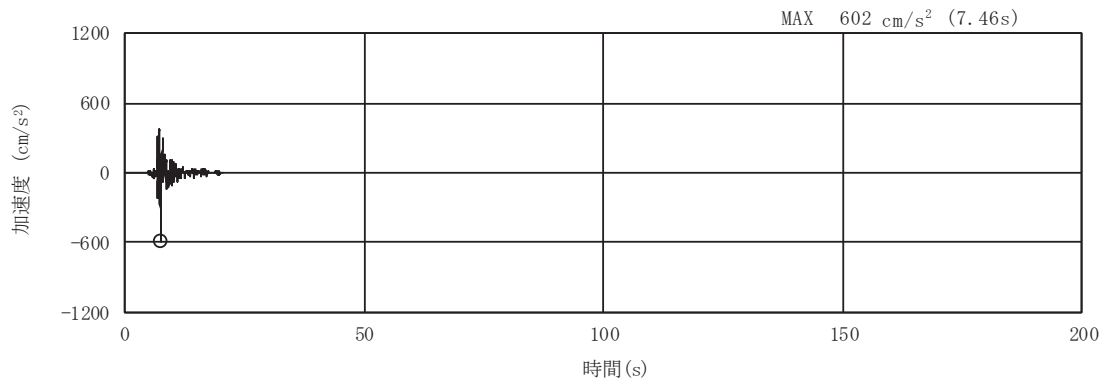


(a) 加速度時刻歴波形

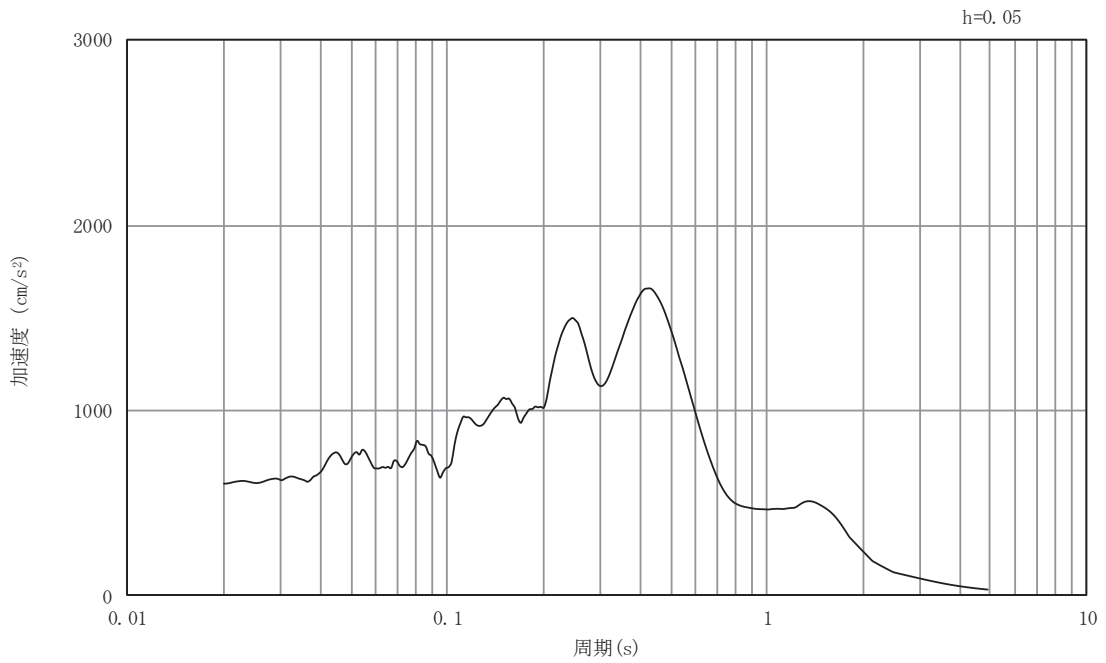


(b) 加速度応答スペクトル

図3-39 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
断面③
(鉛直成分：S s - F 3)

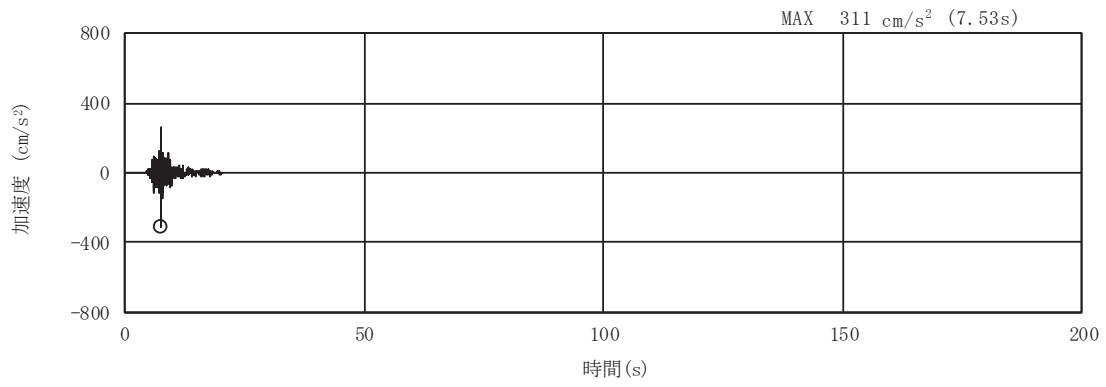


(a) 加速度時刻歴波形

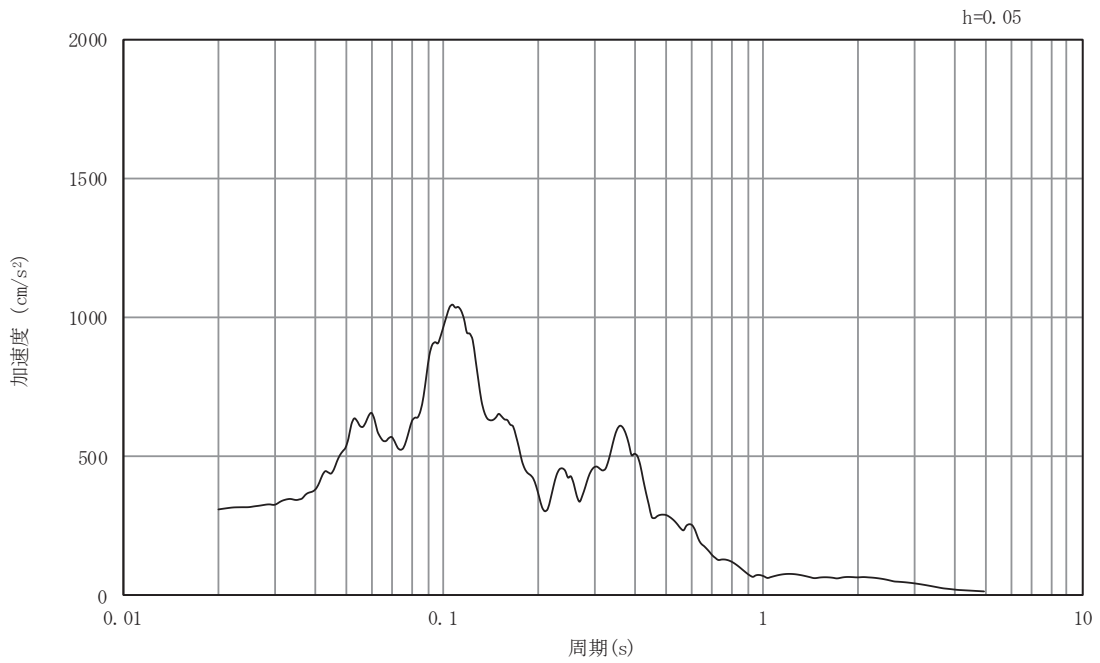


(b) 加速度応答スペクトル

図3-40 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
断面③
(水平成分：S s - N 1)

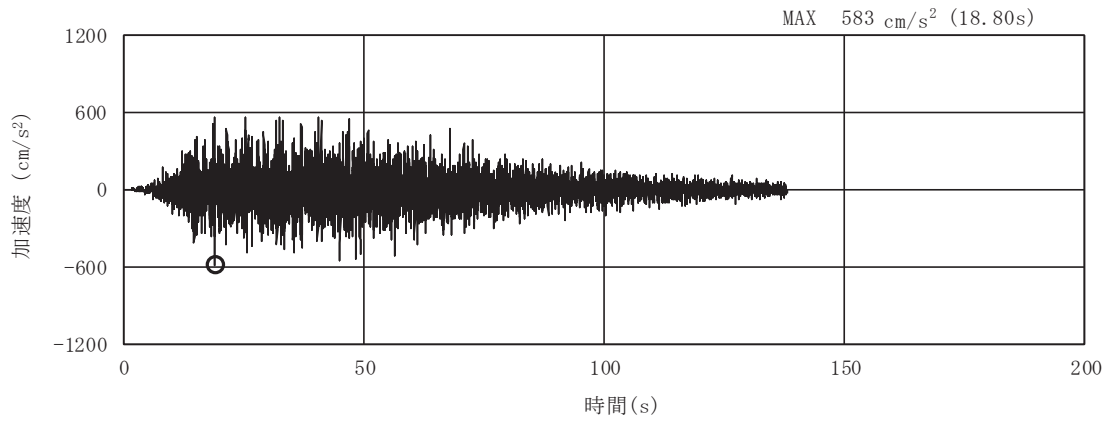


(a) 加速度時刻歴波形

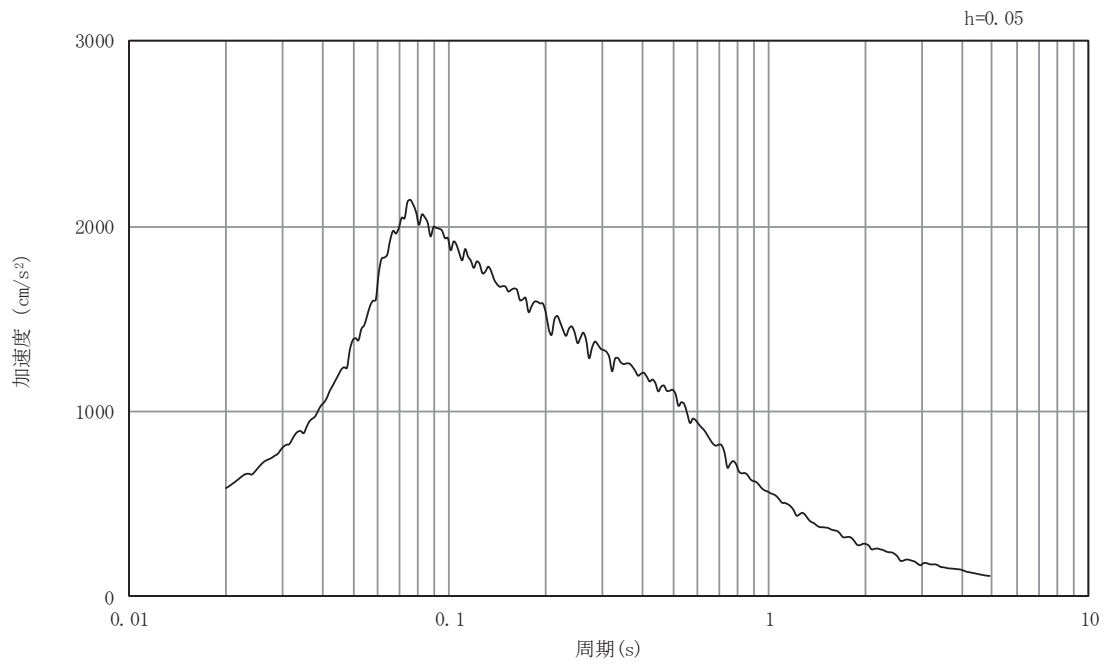


(b) 加速度応答スペクトル

図3-41 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
断面③
(鉛直成分：S s - N 1)

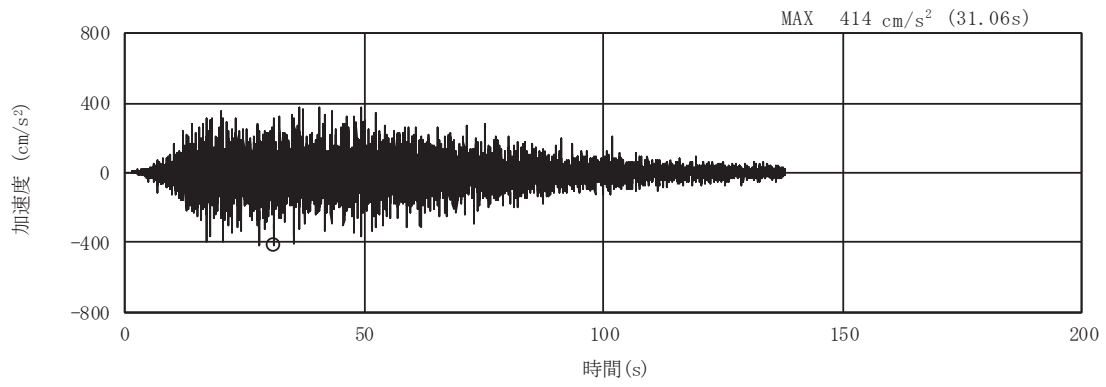


(a) 加速度時刻歴波形

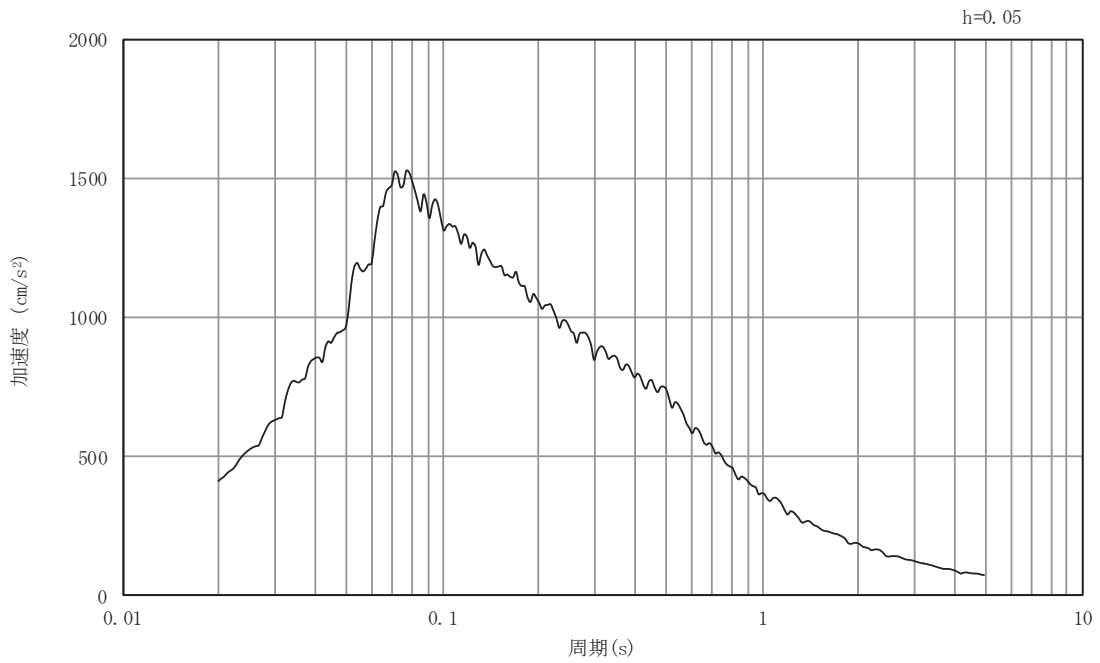


(b) 加速度応答スペクトル

図3-42 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
断面④
(水平成分：S s - D1)

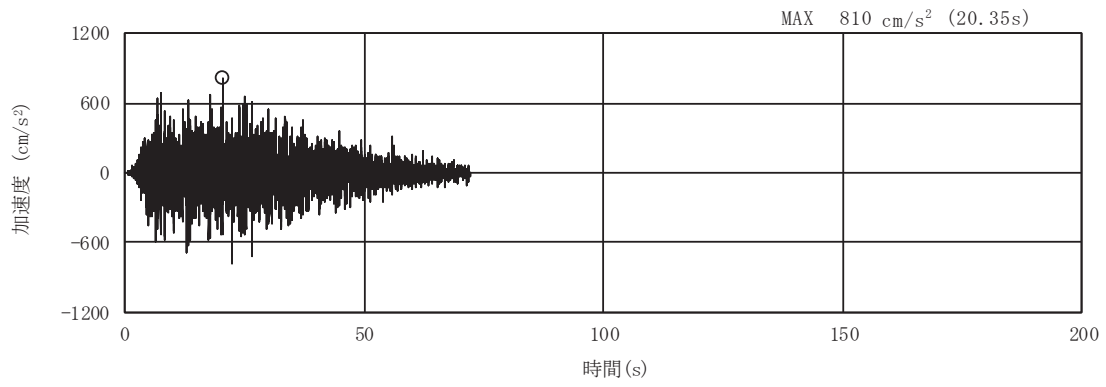


(a) 加速度時刻歴波形

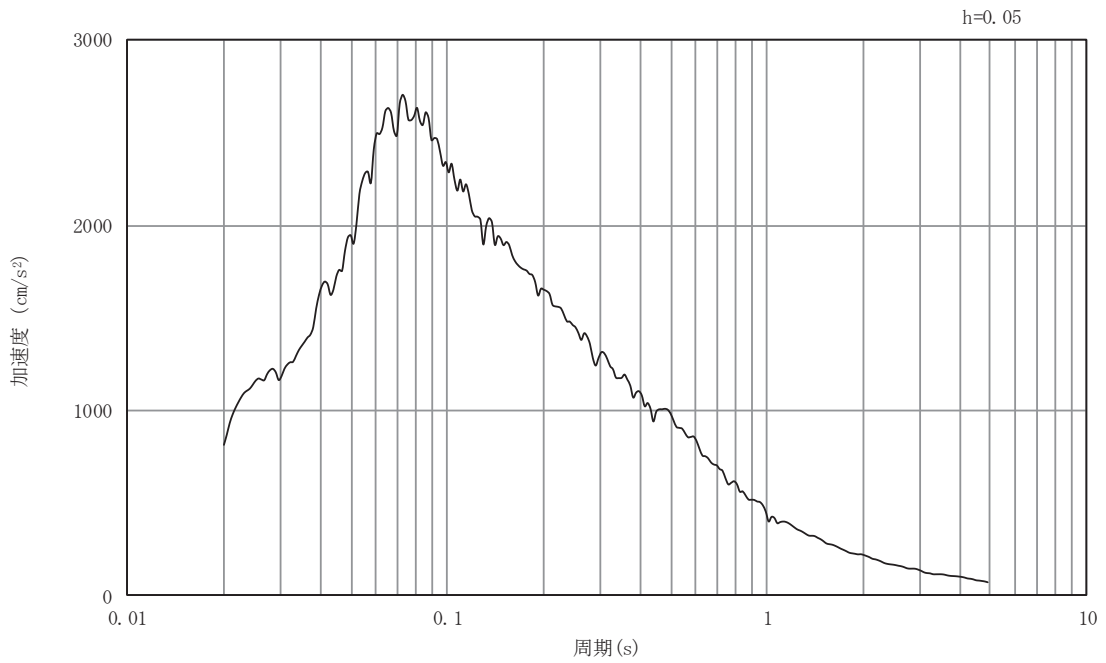


(b) 加速度応答スペクトル

図3-43 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
断面④
(鉛直成分：S s - D 1)

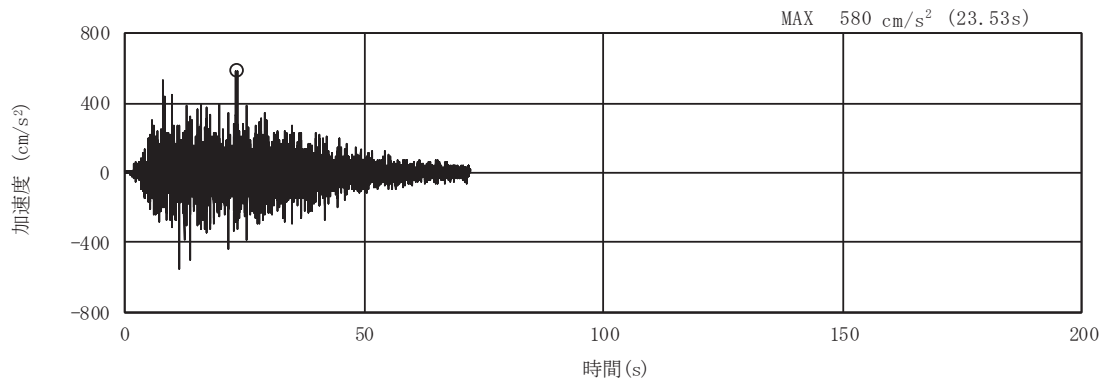


(a) 加速度時刻歴波形

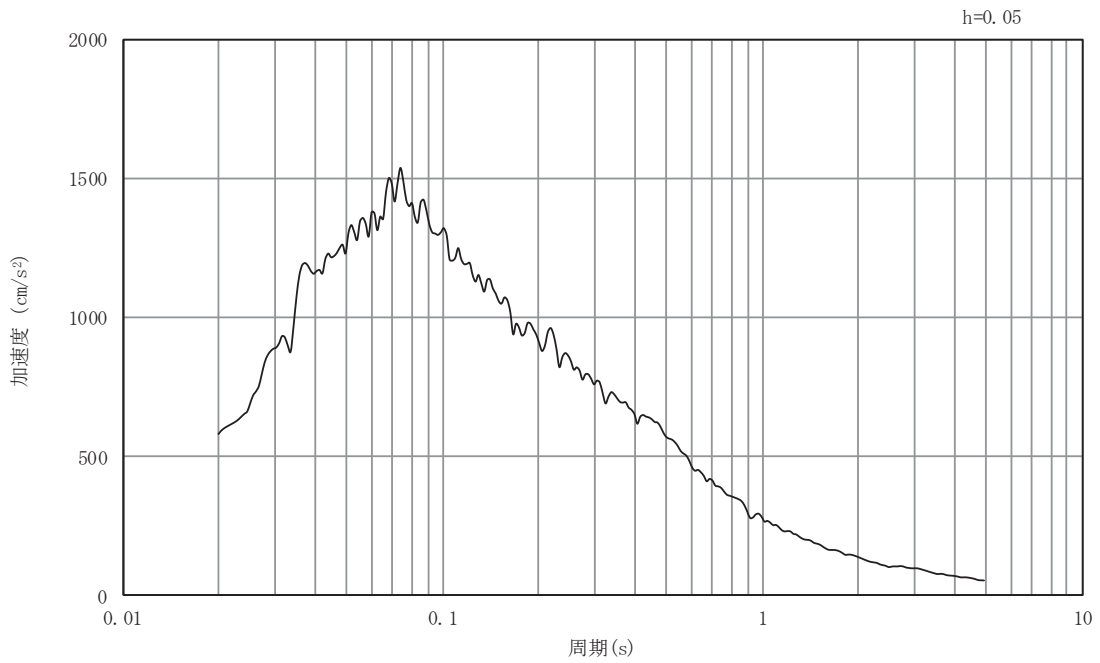


(b) 加速度応答スペクトル

図3-44 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
断面④
(水平成分：S s - D 2)

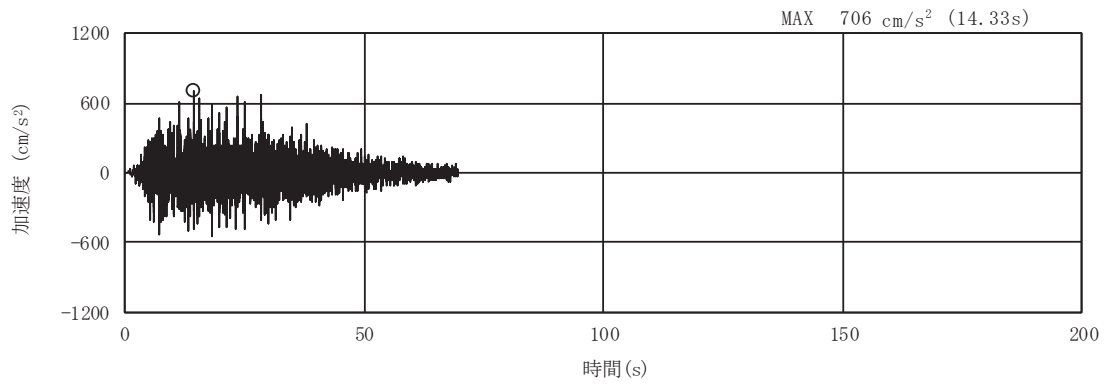


(a) 加速度時刻歴波形

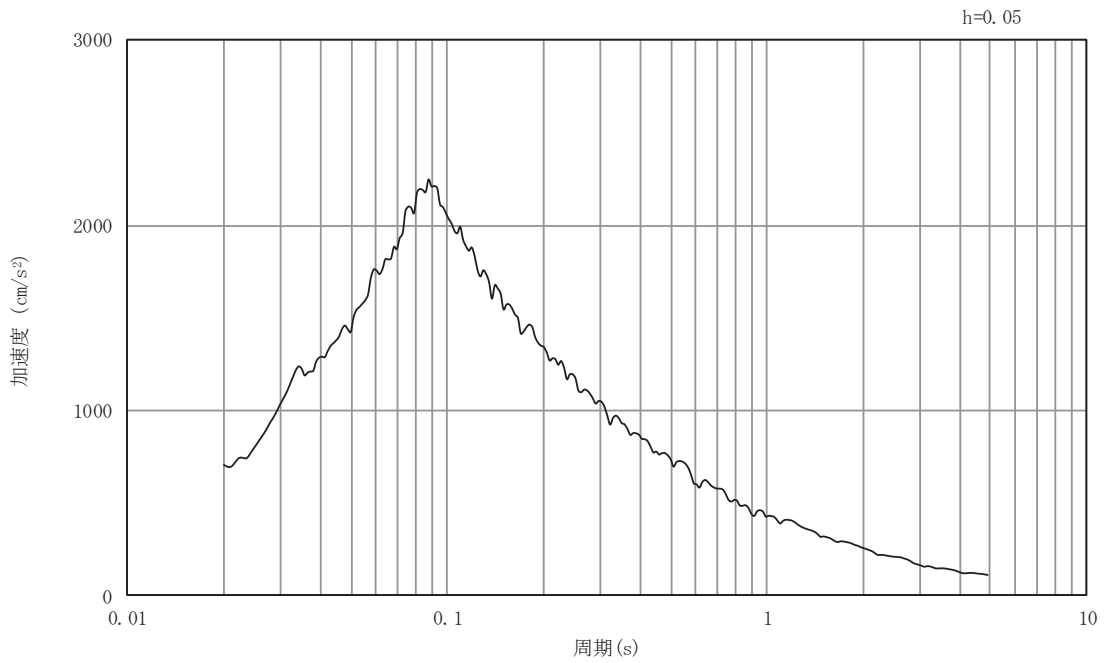


(b) 加速度応答スペクトル

図3-45 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
断面④
(鉛直成分：S s - D 2)

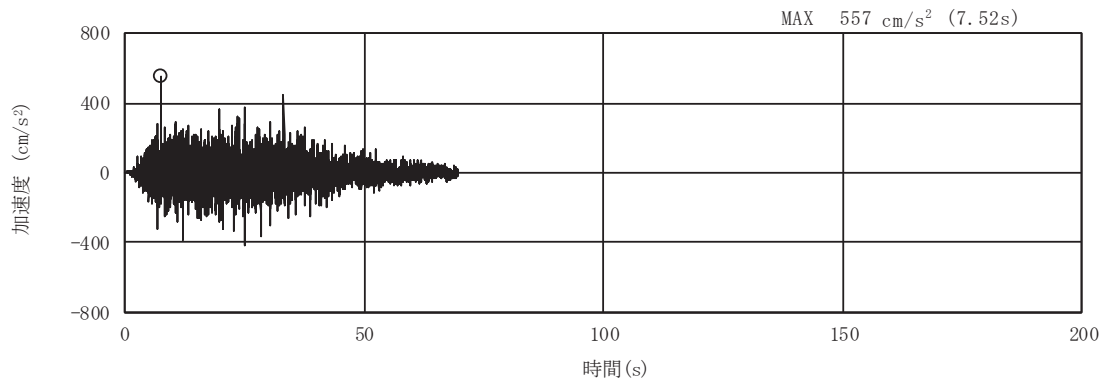


(a) 加速度時刻歴波形

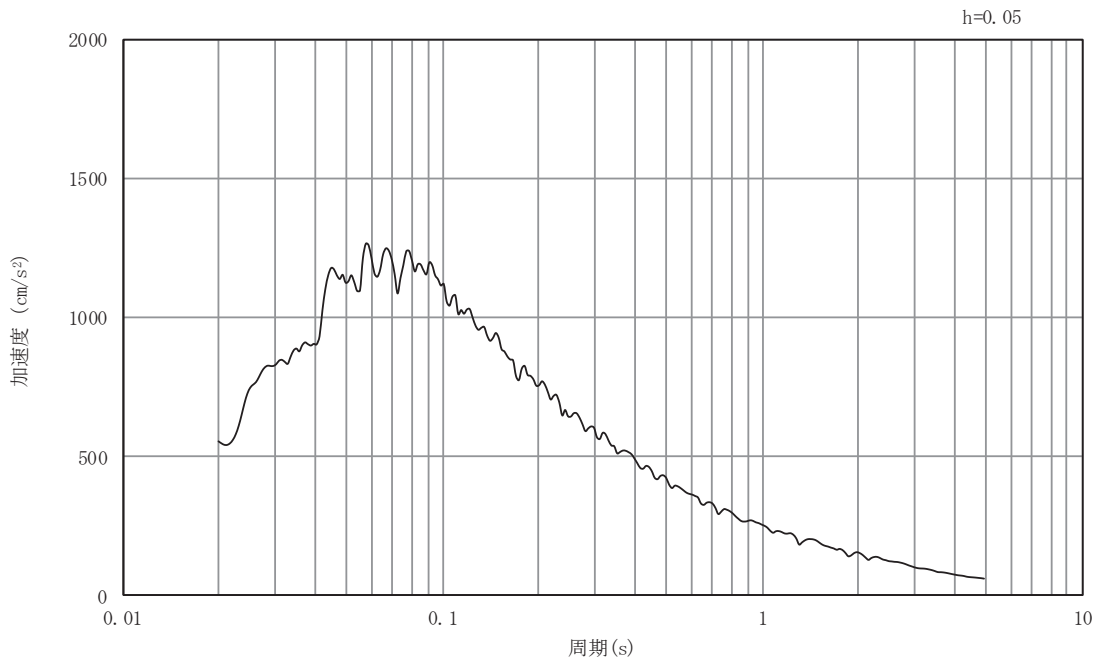


(b) 加速度応答スペクトル

図3-46 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
断面④
(水平成分：S s - D 3)



(a) 加速度時刻歴波形

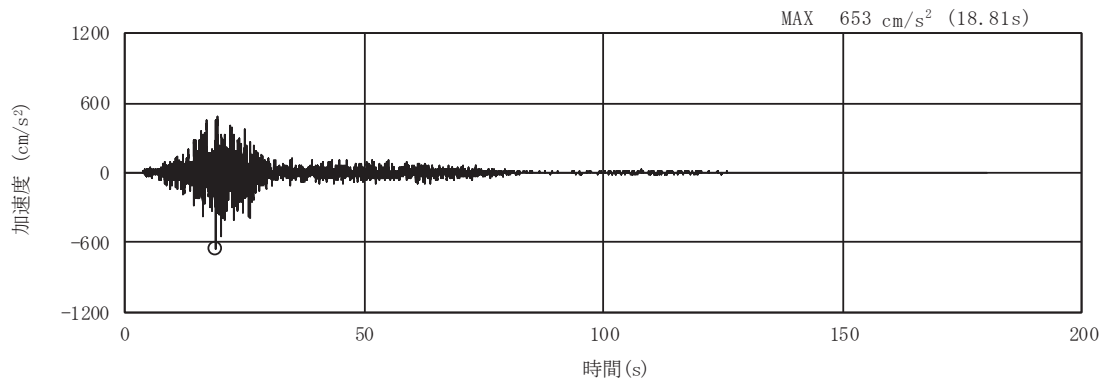


(b) 加速度応答スペクトル

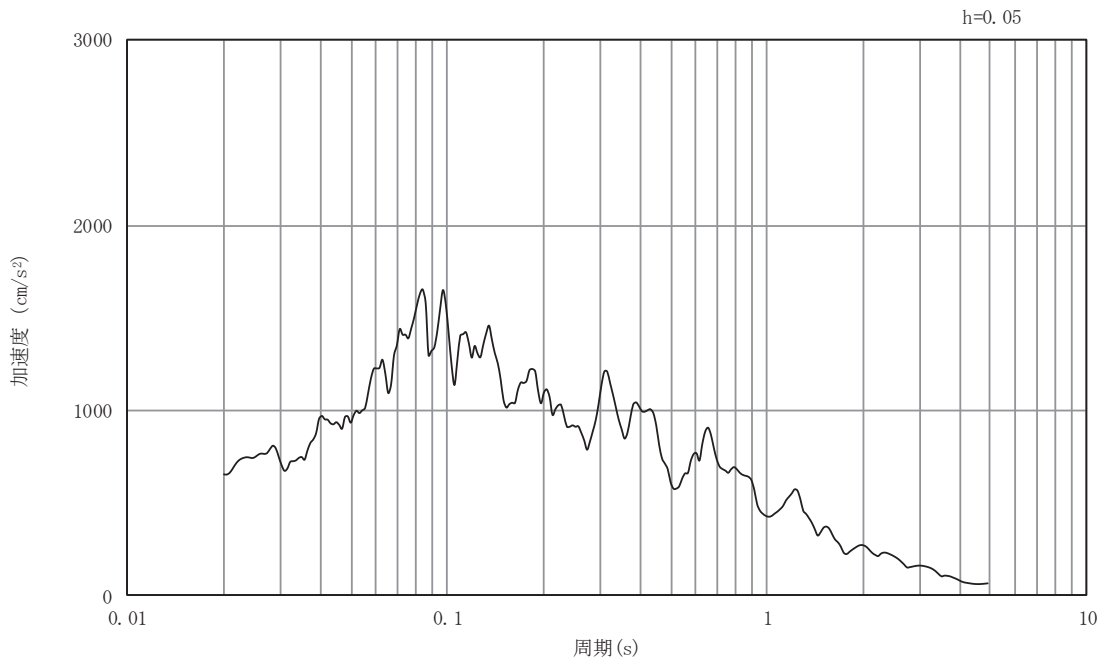
図3-47 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

断面④

(鉛直成分：S s - D 3)



(a) 加速度時刻歴波形

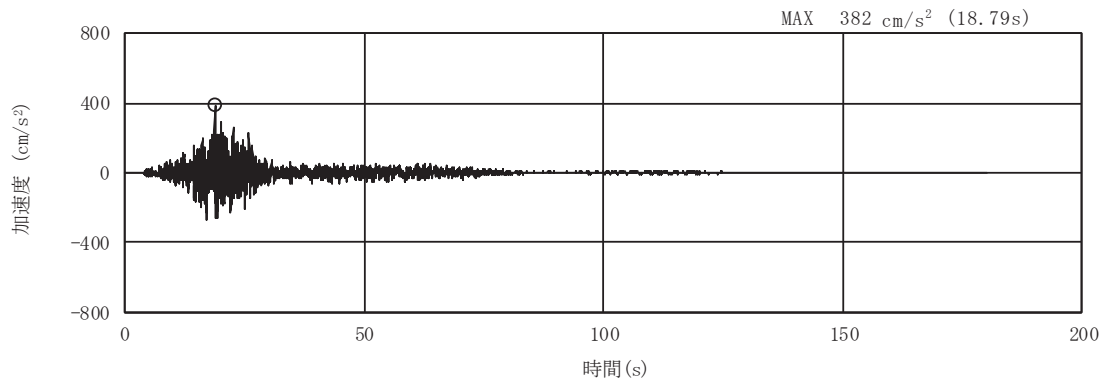


(b) 加速度応答スペクトル

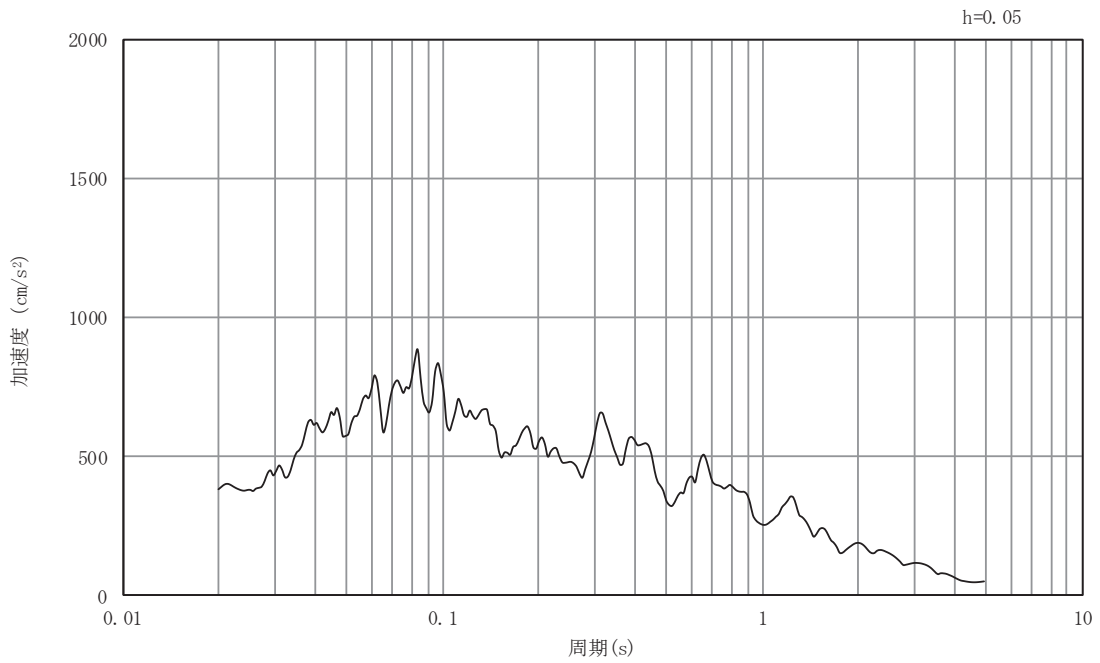
図3-48 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

断面④

(水平成分 : S s - F 1)



(a) 加速度時刻歴波形

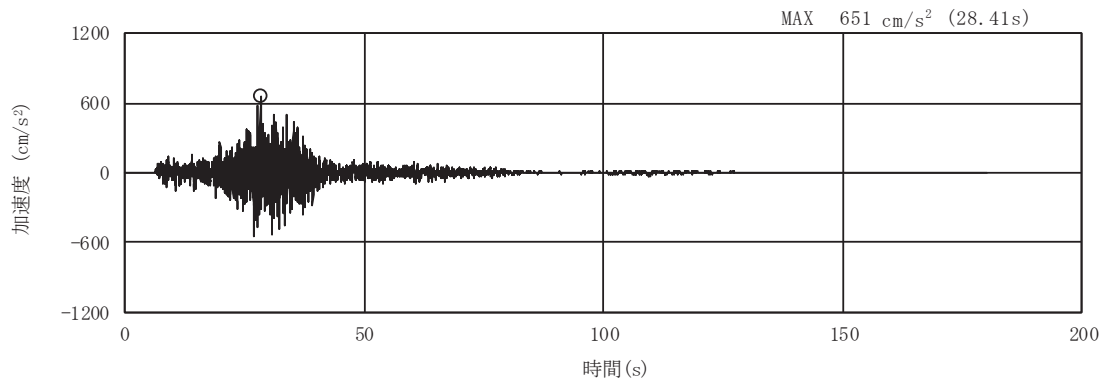


(b) 加速度応答スペクトル

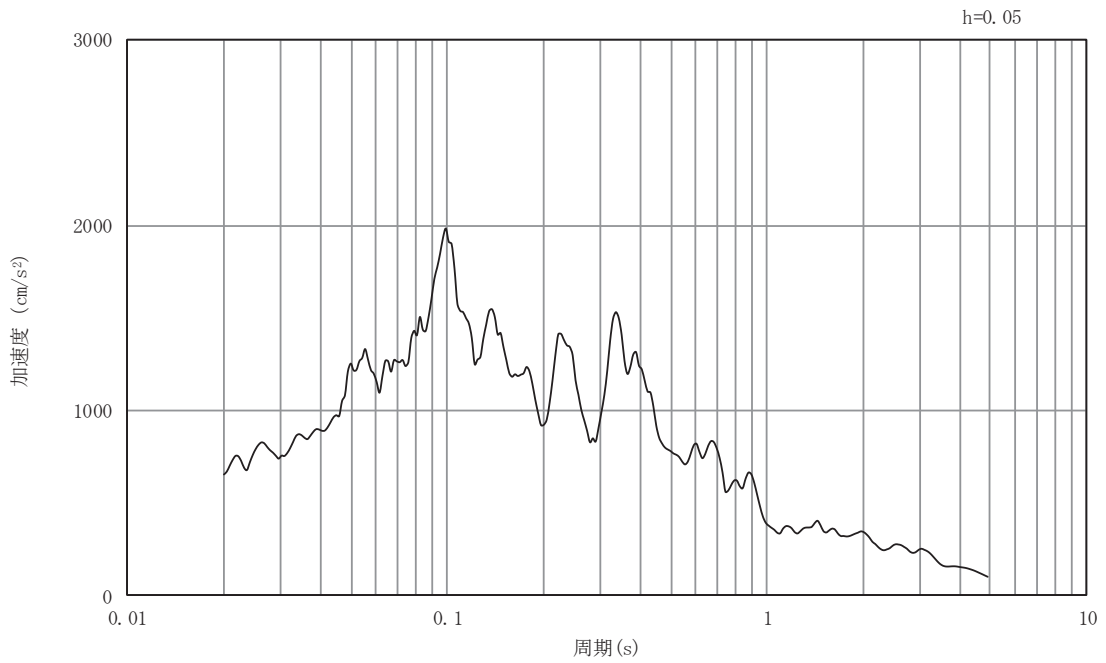
図3-49 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

断面④

(鉛直成分：S s - F 1)



(a) 加速度時刻歴波形

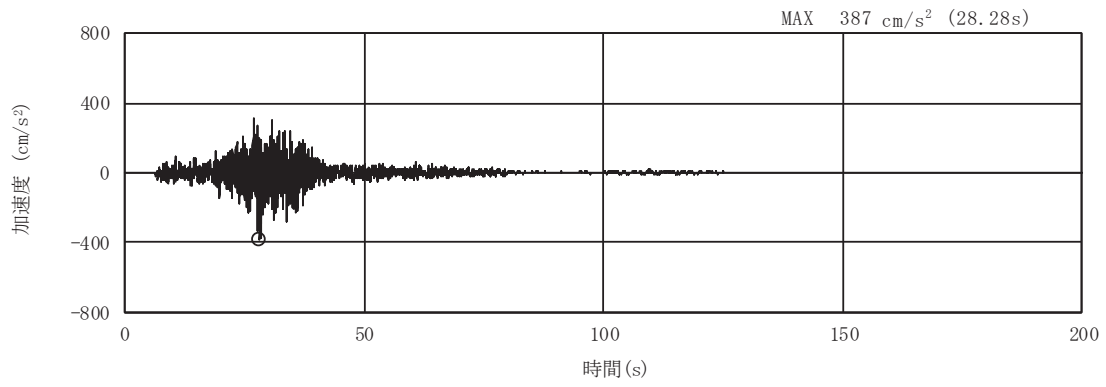


(b) 加速度応答スペクトル

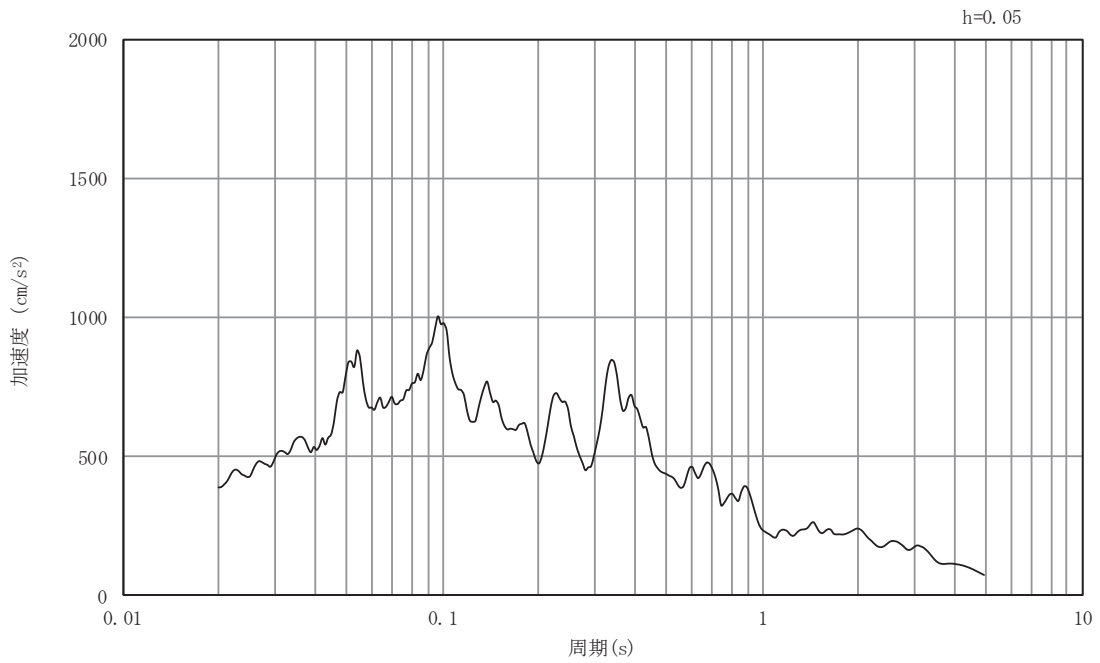
図3-50 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

断面④

(水平成分 : S s - F 2)



(a) 加速度時刻歴波形

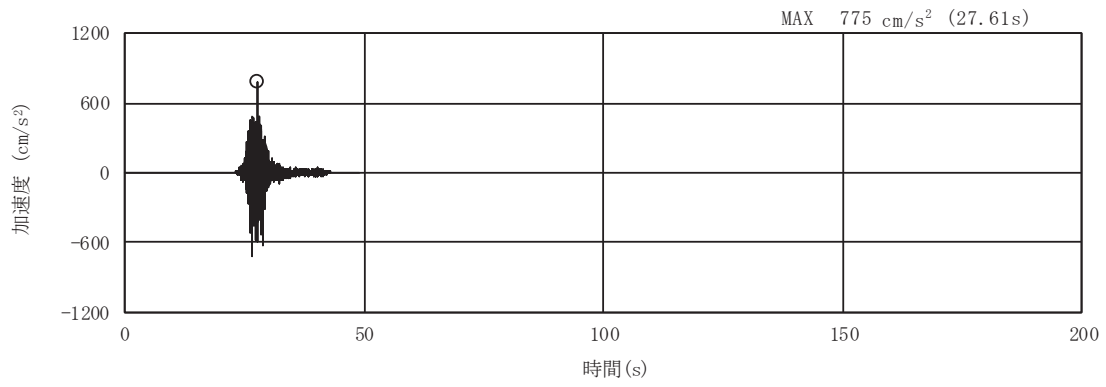


(b) 加速度応答スペクトル

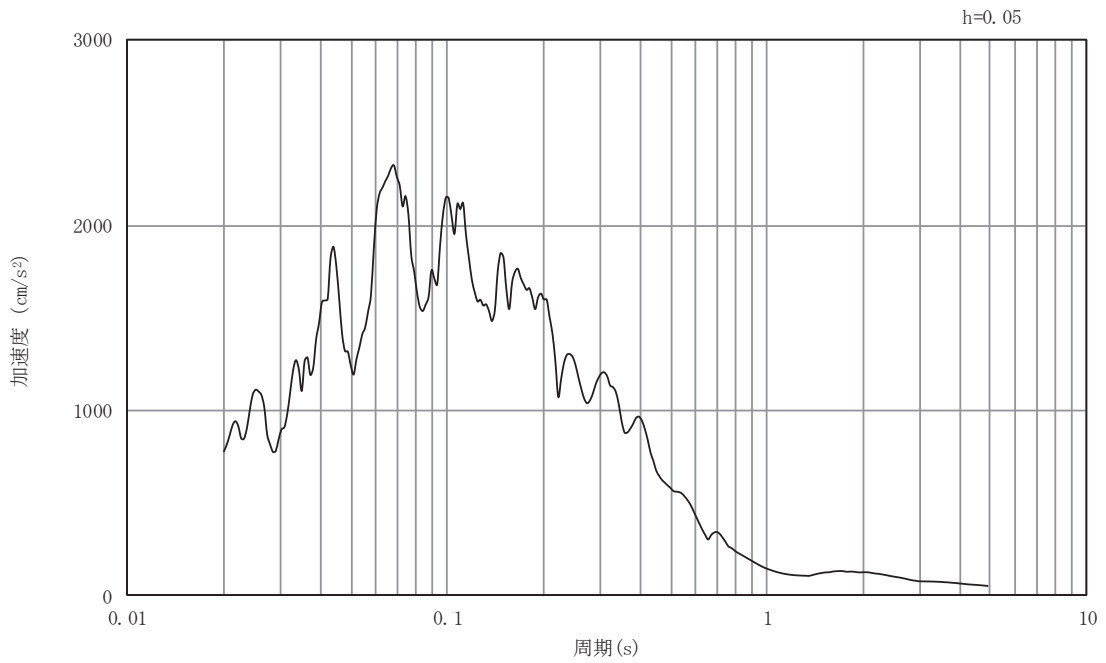
図3-51 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

断面④

(鉛直成分：S s - F 2)



(a) 加速度時刻歴波形

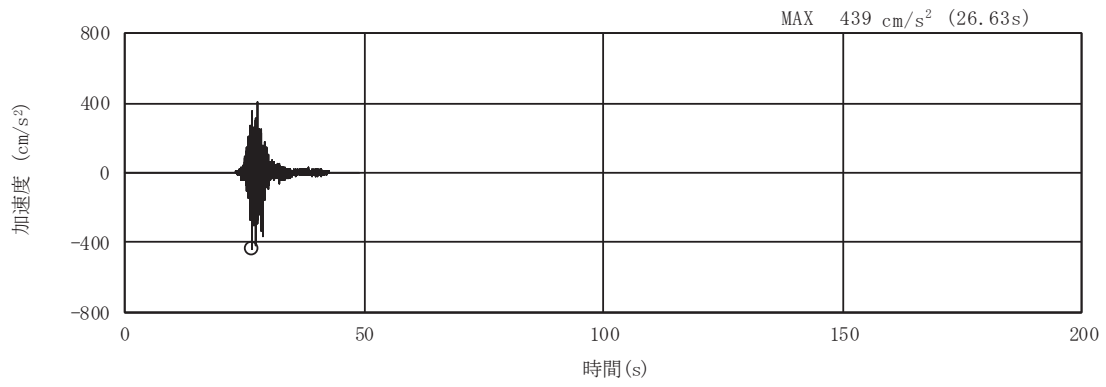


(b) 加速度応答スペクトル

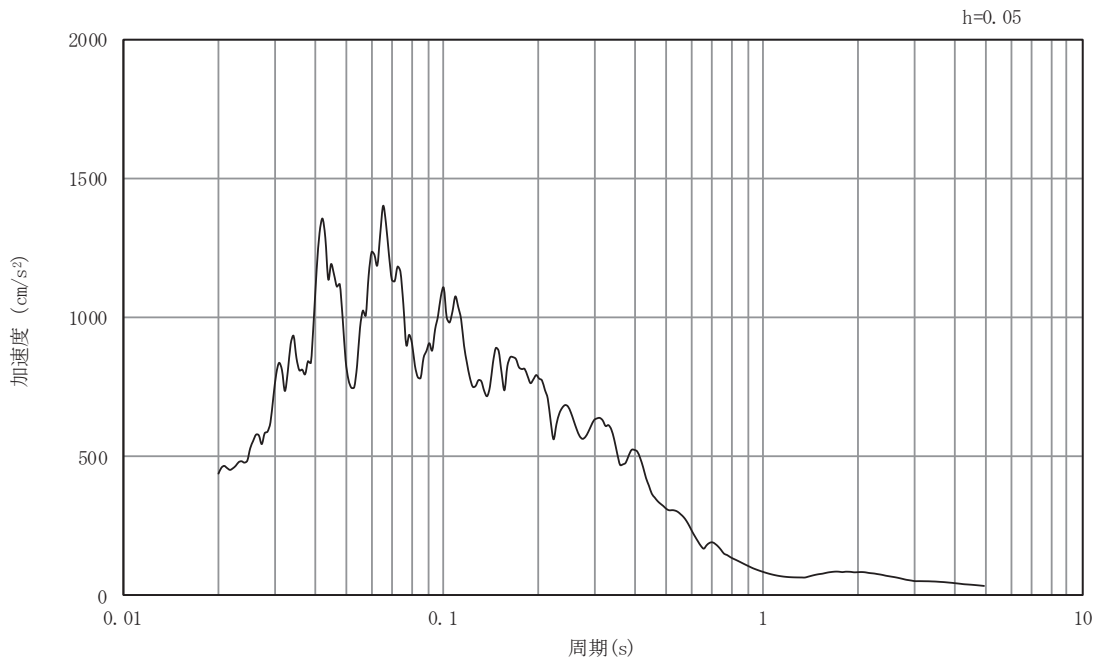
図3-52 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

断面④

(鉛直成分：S s - F 3)



(a) 加速度時刻歴波形

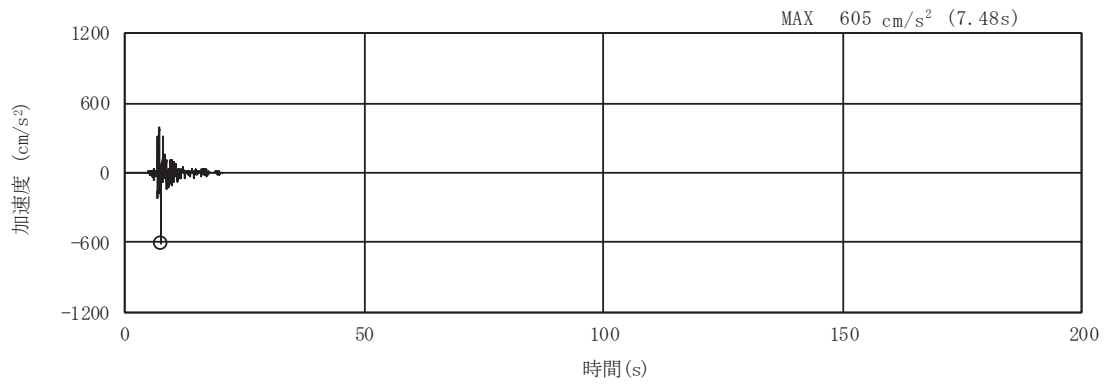


(b) 加速度応答スペクトル

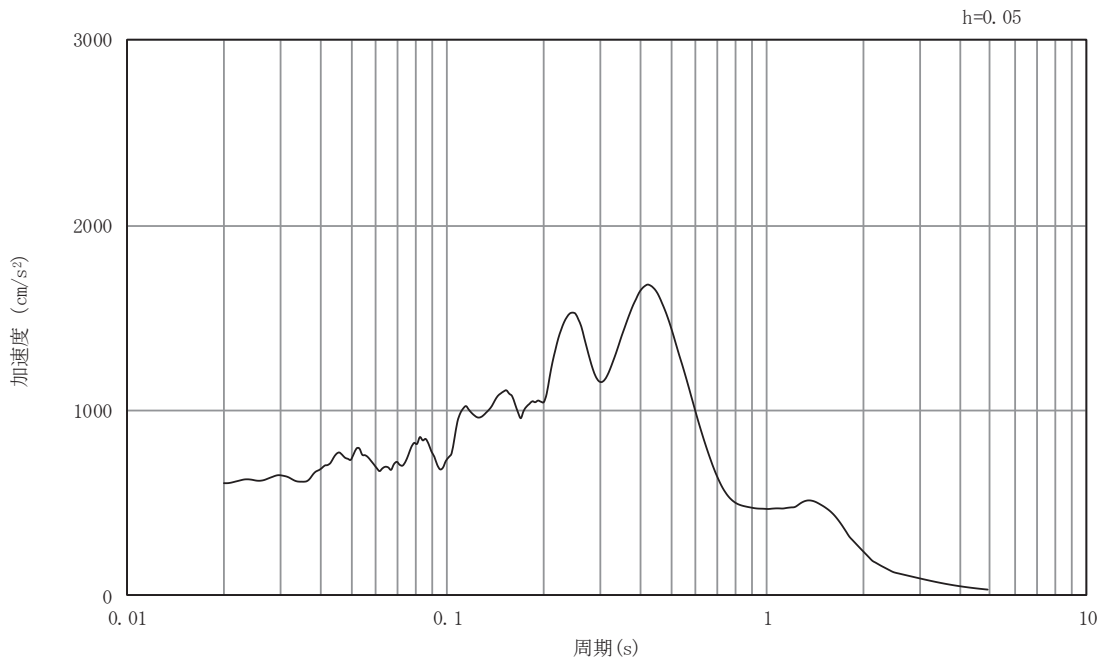
図3-53 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

断面④

(鉛直成分：S s - F 3)

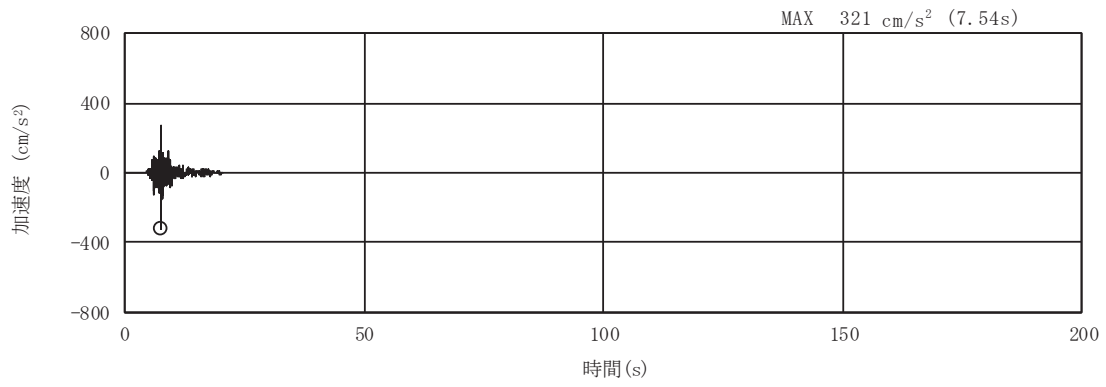


(a) 加速度時刻歴波形

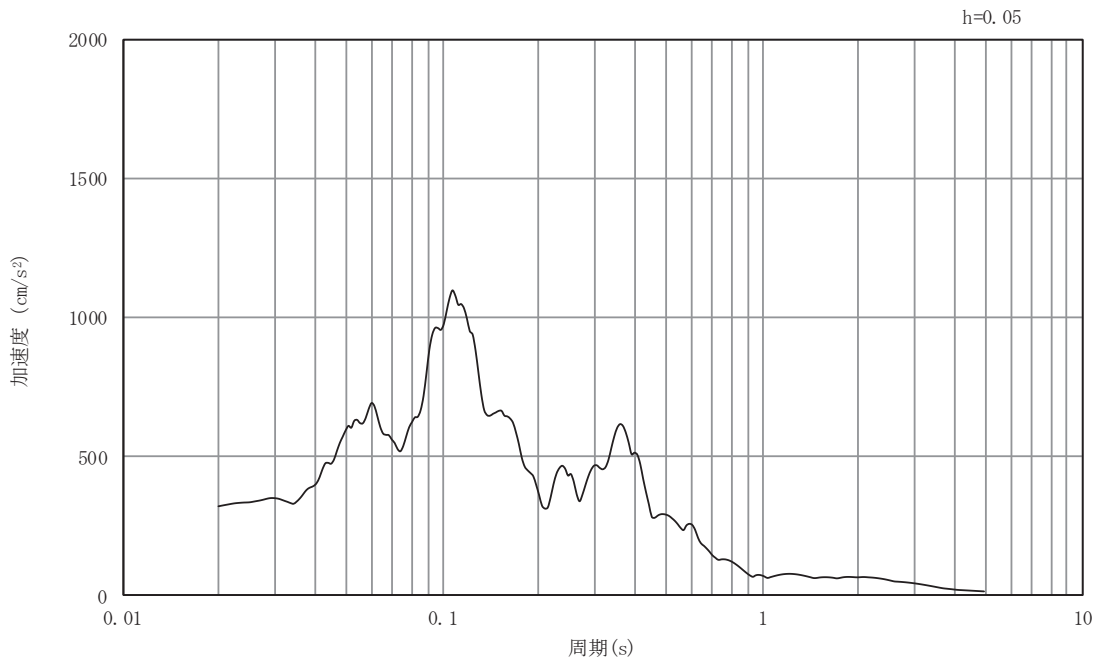


(b) 加速度応答スペクトル

図3-54 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
断面④
(水平成分：S s - N 1)



(a) 加速度時刻歴波形

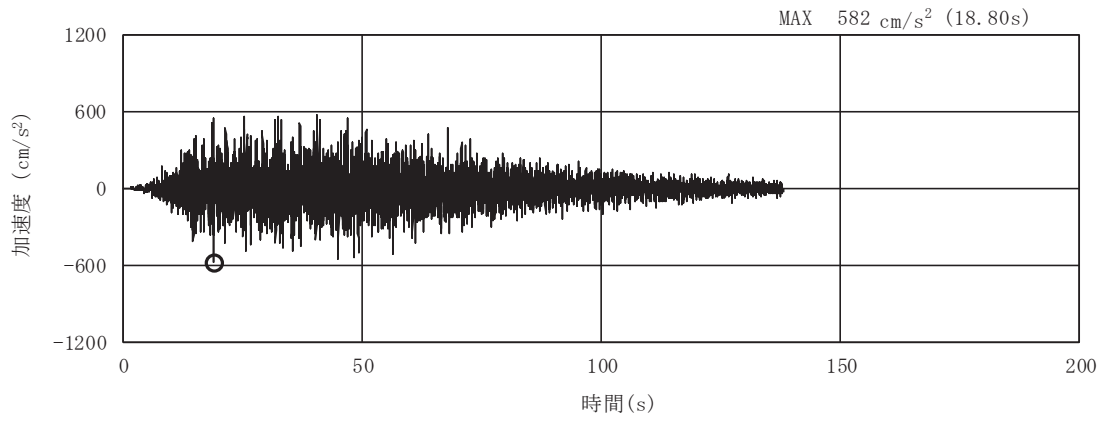


(b) 加速度応答スペクトル

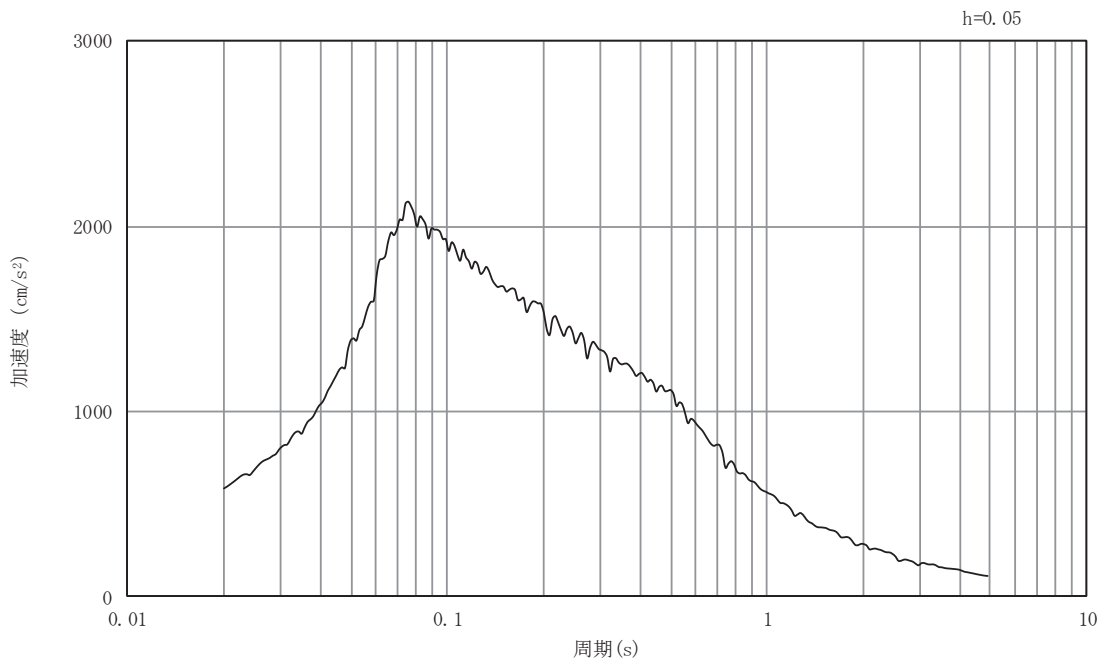
図3-55 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

断面④

(鉛直成分：S s - N 1)

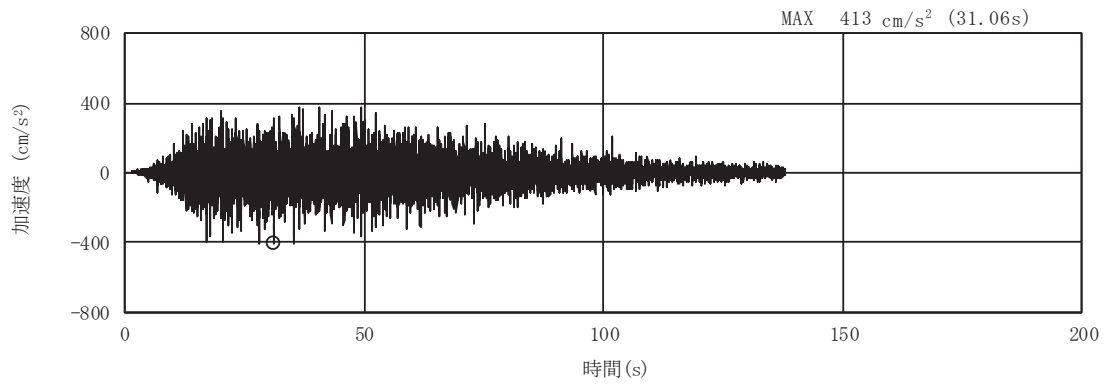


(a) 加速度時刻歴波形

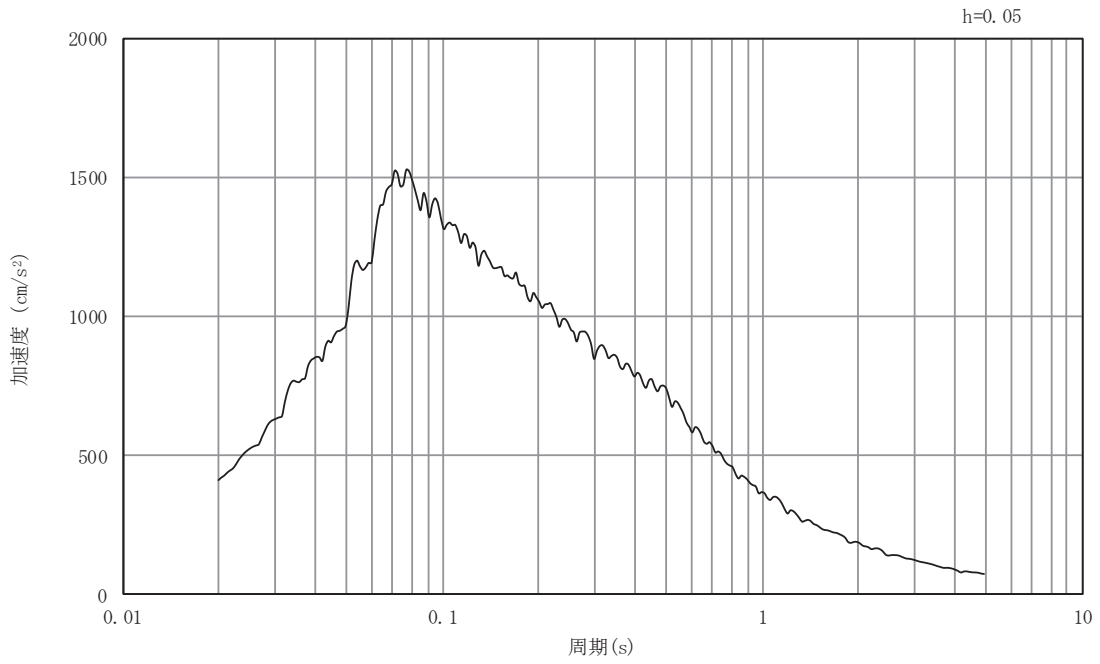


(b) 加速度応答スペクトル

図3-56 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
断面⑤
(水平成分：S s -D 1)

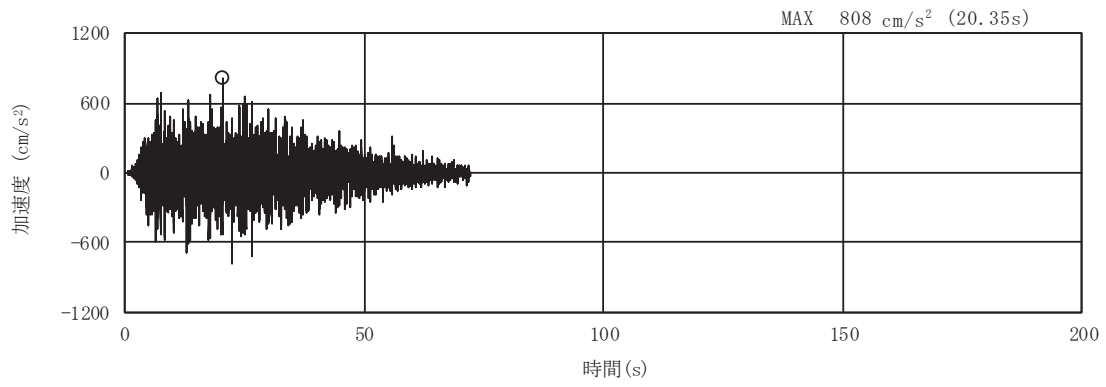


(a) 加速度時刻歴波形

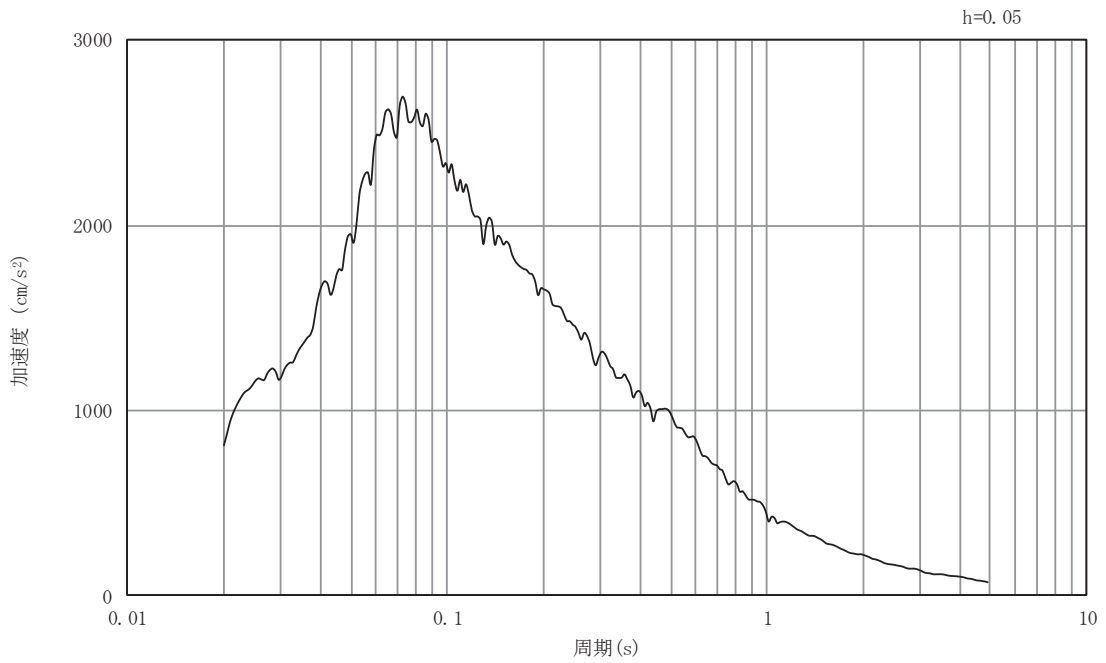


(b) 加速度応答スペクトル

図3-57 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
断面⑤
(鉛直成分：S s - D 1)

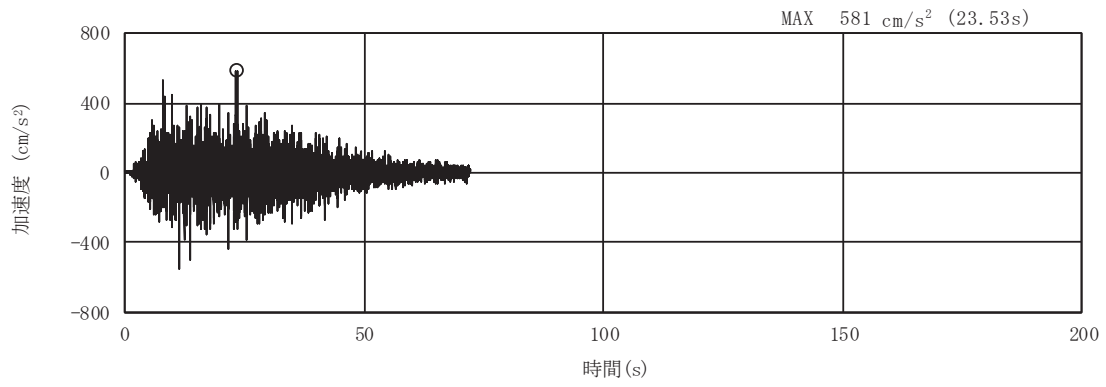


(a) 加速度時刻歴波形

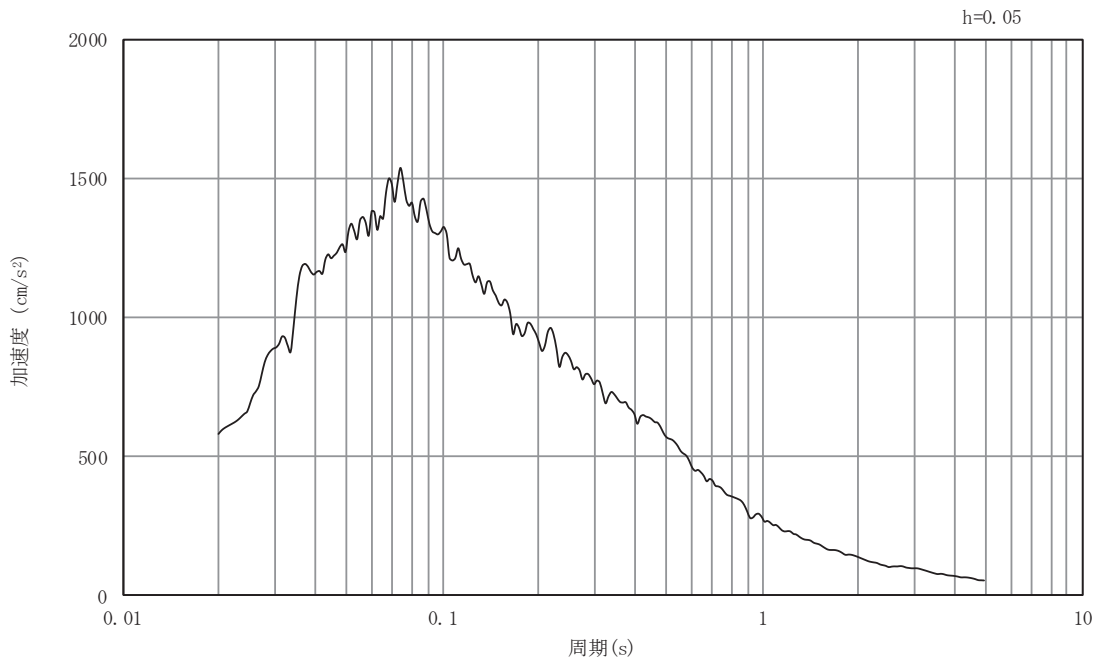


(b) 加速度応答スペクトル

図3-58 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
断面⑤
(水平成分：S s - D 2)

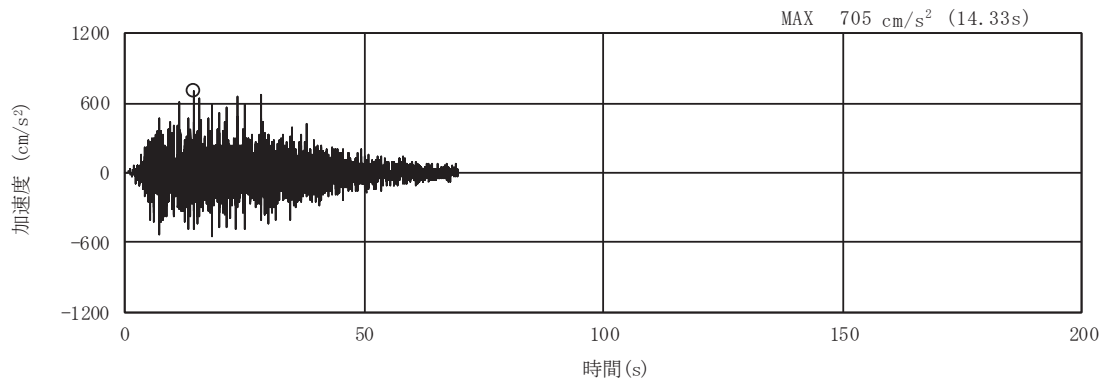


(a) 加速度時刻歴波形

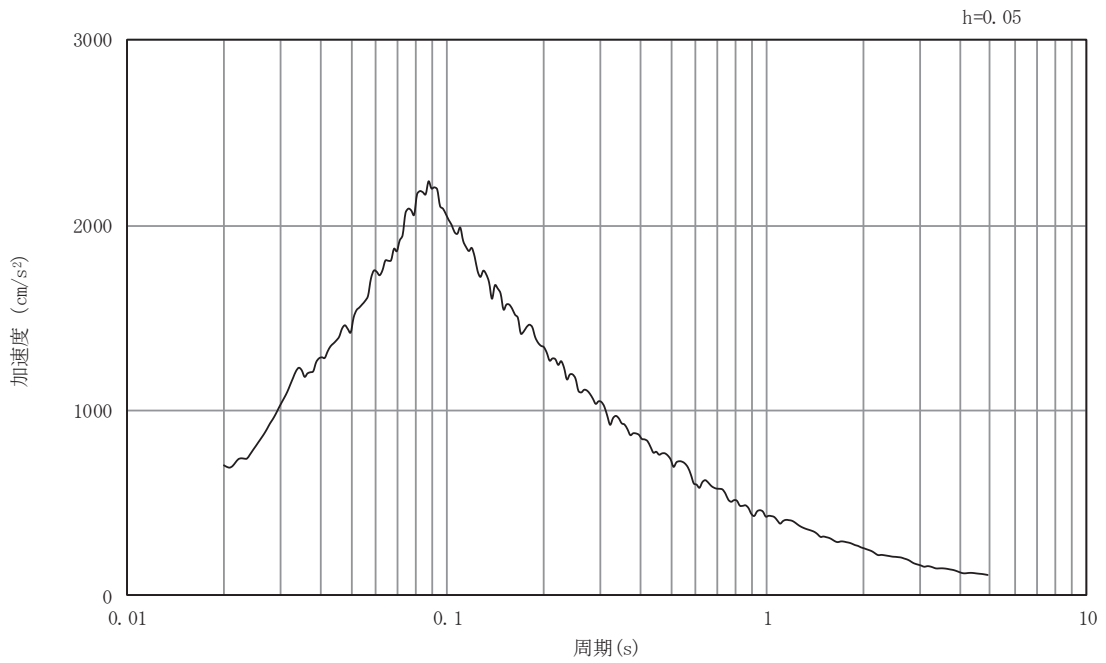


(b) 加速度応答スペクトル

図3-59 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
断面⑤
(鉛直成分：S s - D 2)

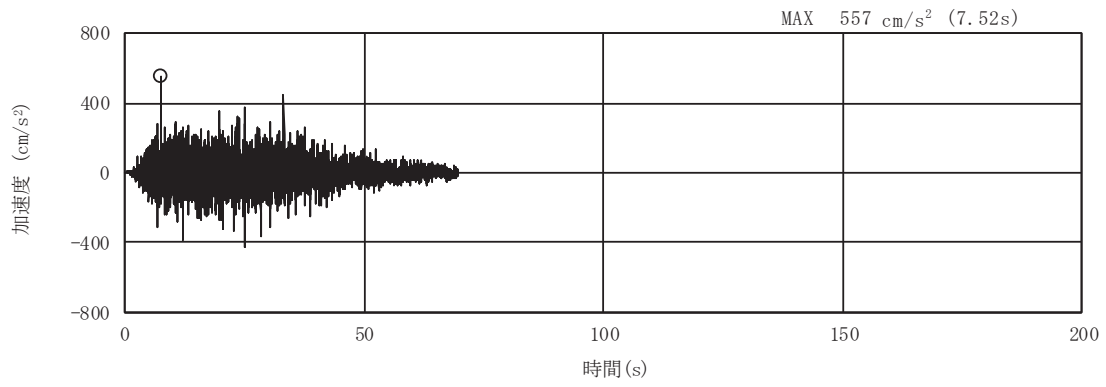


(a) 加速度時刻歴波形

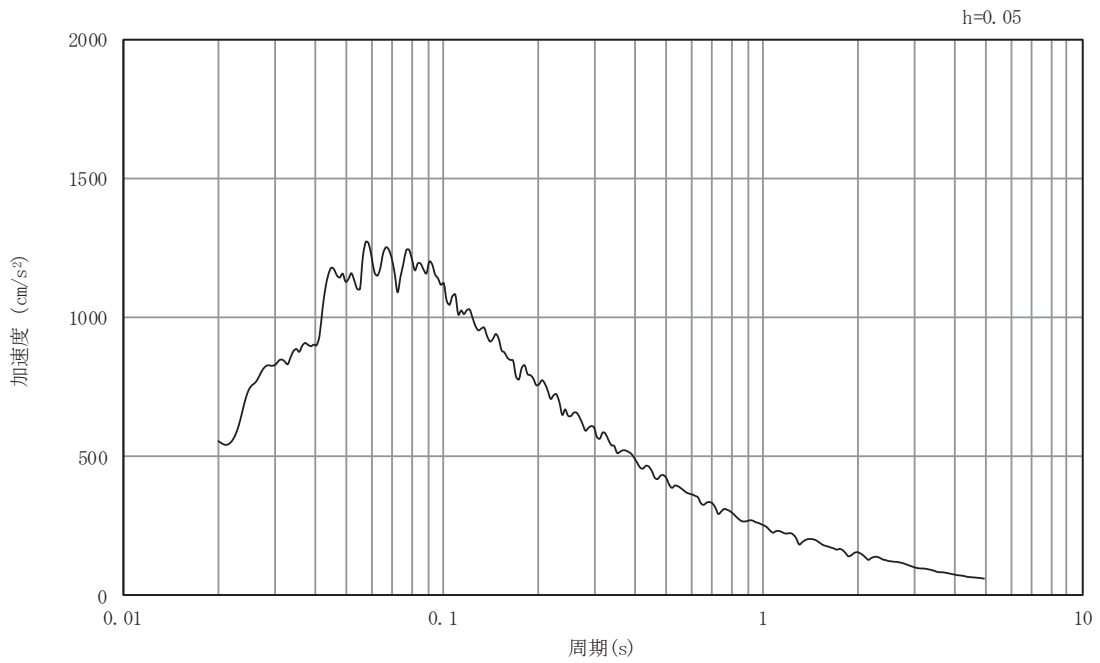


(b) 加速度応答スペクトル

図3-60 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
断面⑤
(水平成分：S s - D 3)

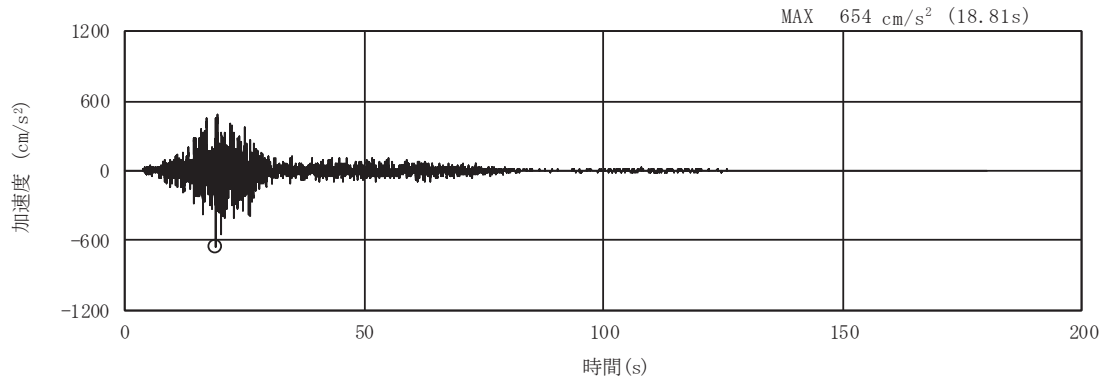


(a) 加速度時刻歴波形

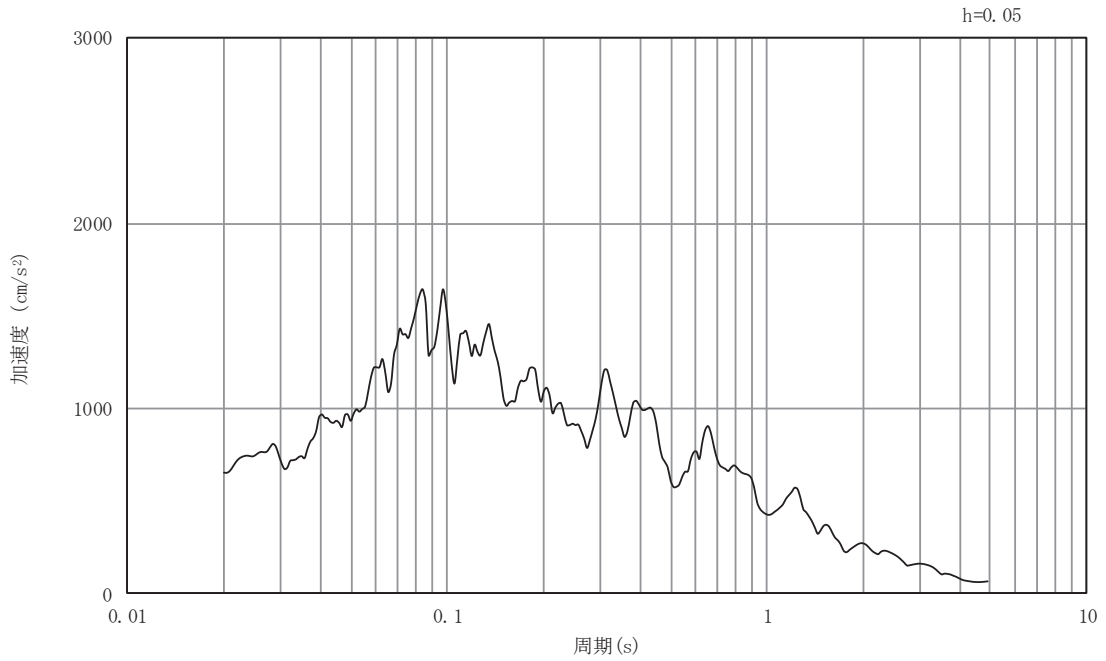


(b) 加速度応答スペクトル

図3-61 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
断面⑤
(鉛直成分：S s - D 3)

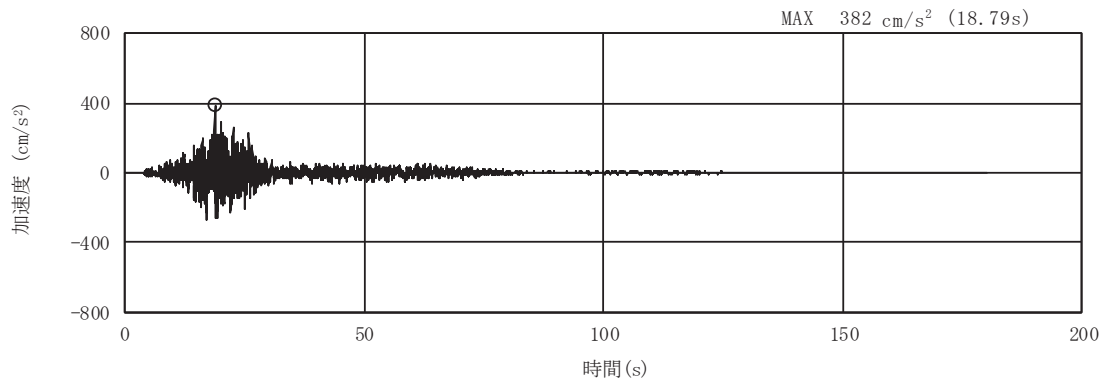


(a) 加速度時刻歴波形

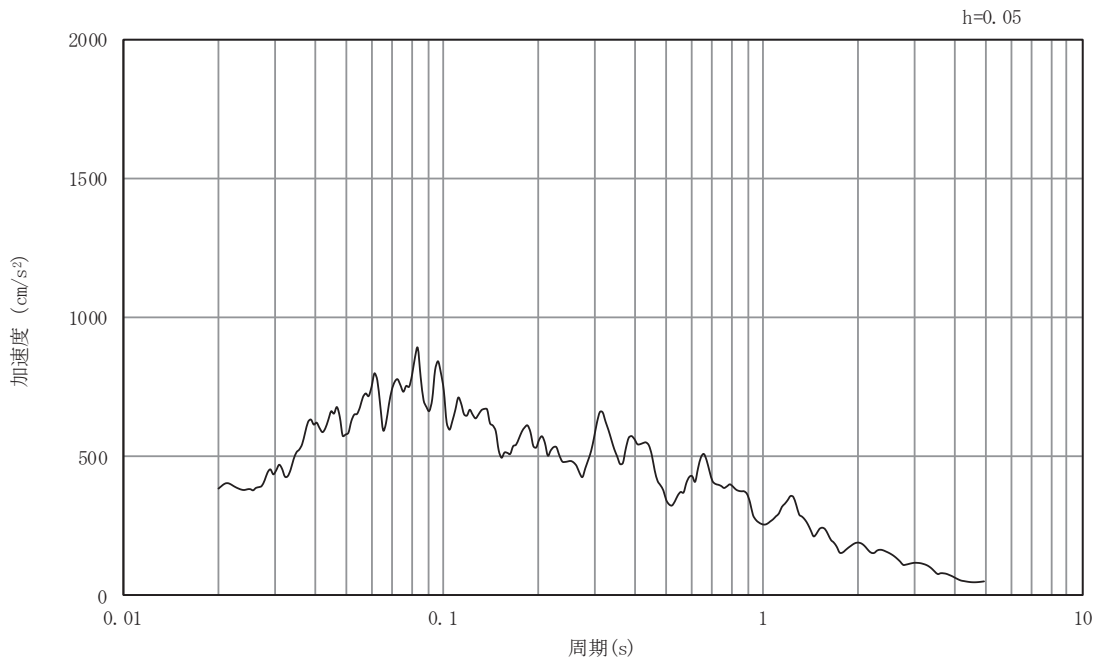


(b) 加速度応答スペクトル

図3-62 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
断面⑤
(水平成分：S s - F 1)

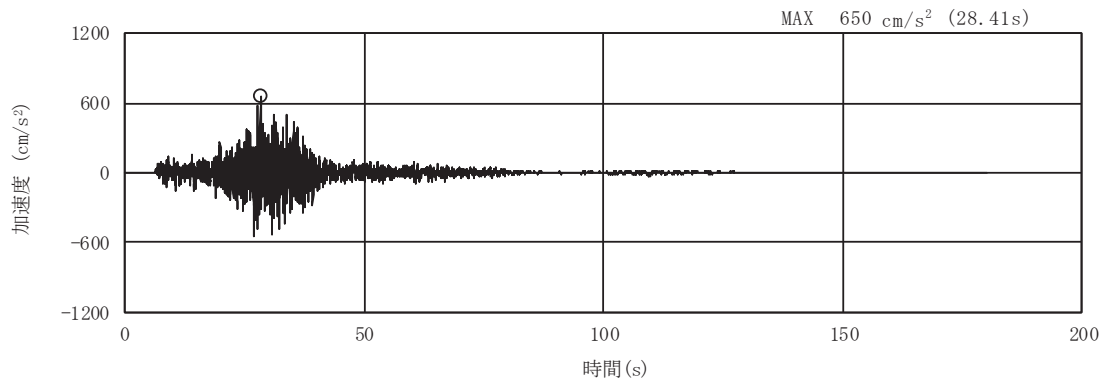


(a) 加速度時刻歴波形

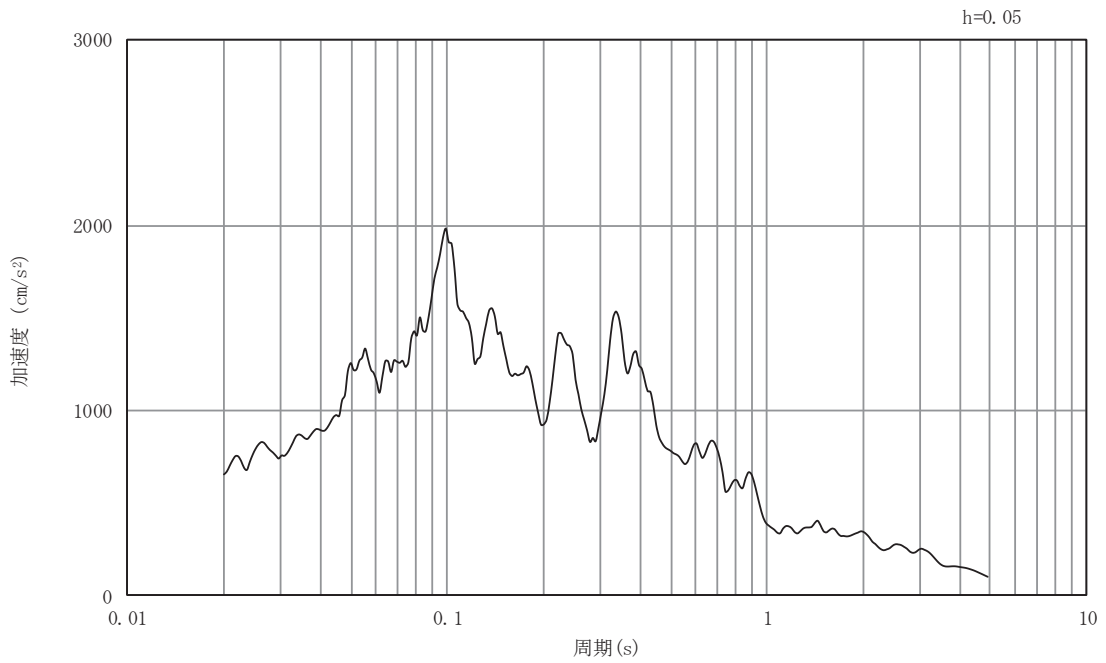


(b) 加速度応答スペクトル

図3-63 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
断面⑤
(鉛直成分：S s - F 1)

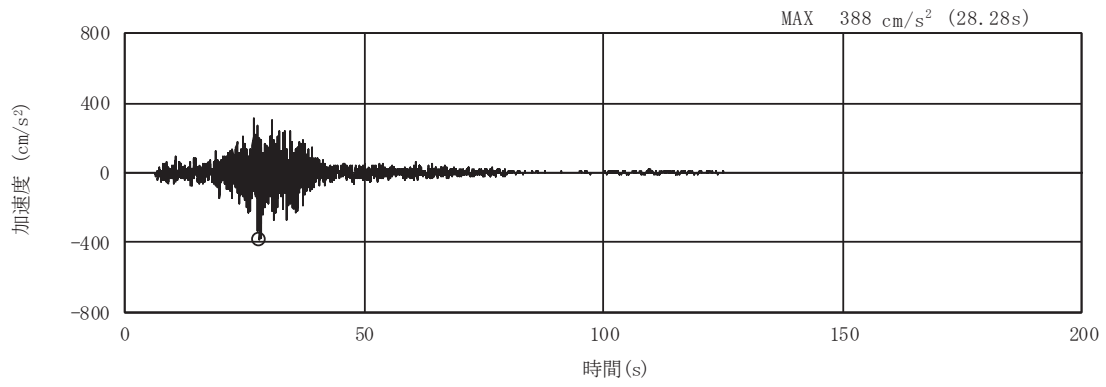


(a) 加速度時刻歴波形

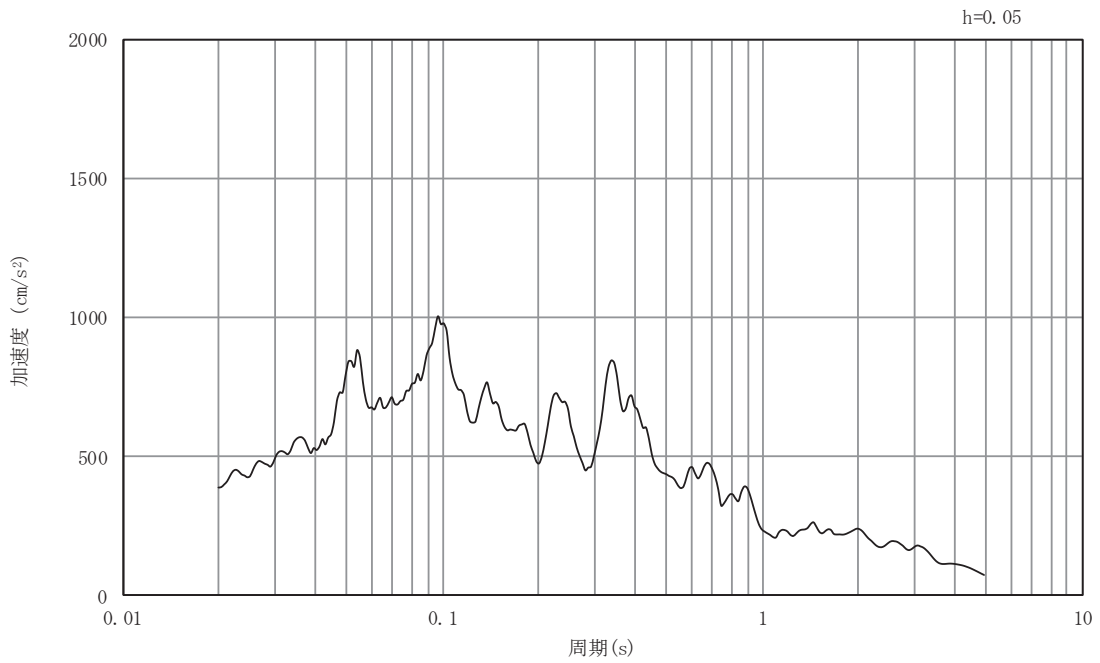


(b) 加速度応答スペクトル

図3-64 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
断面⑤
(水平成分：S s - F 2)



(a) 加速度時刻歴波形

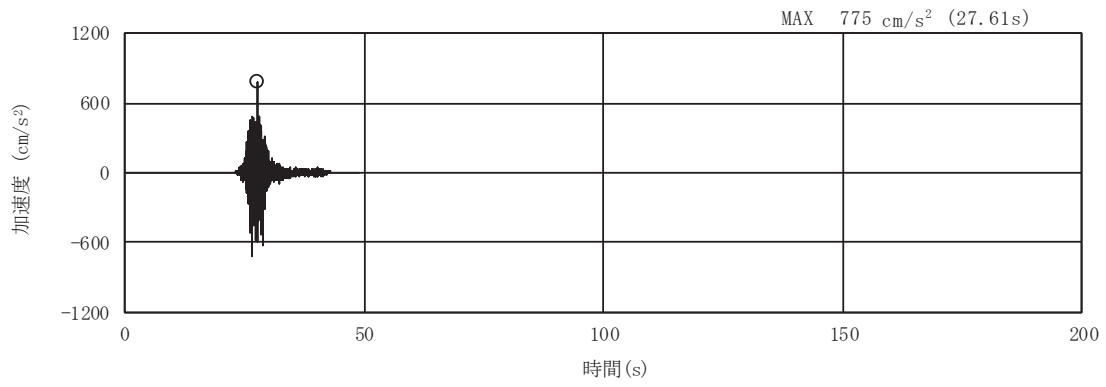


(b) 加速度応答スペクトル

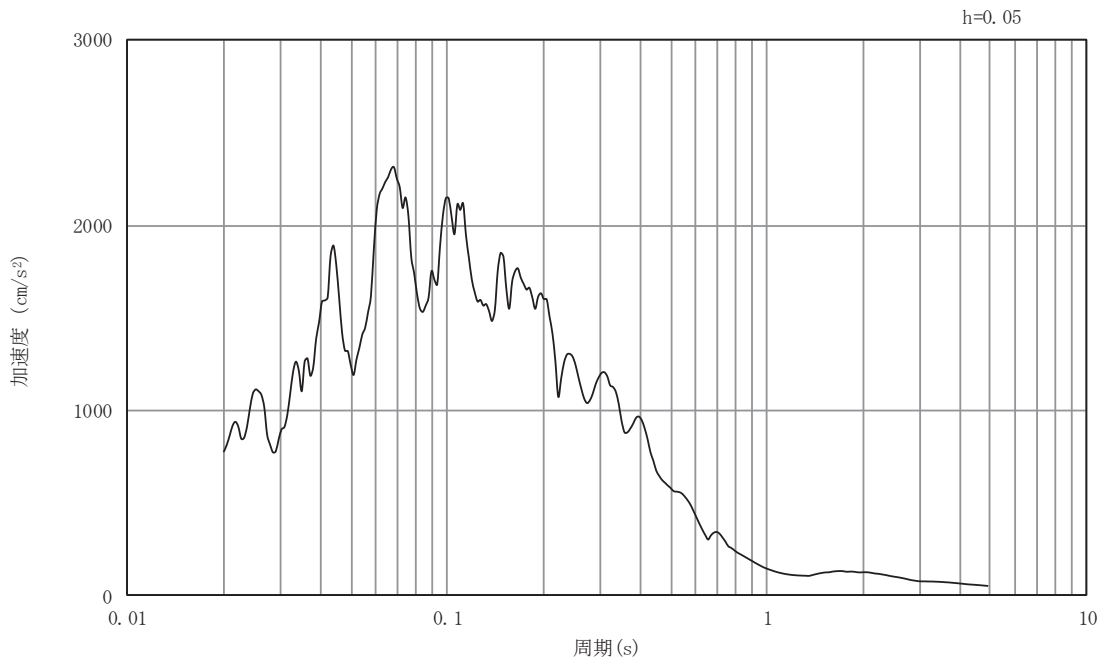
図3-65 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

断面⑤

(鉛直成分：S s - F 2)

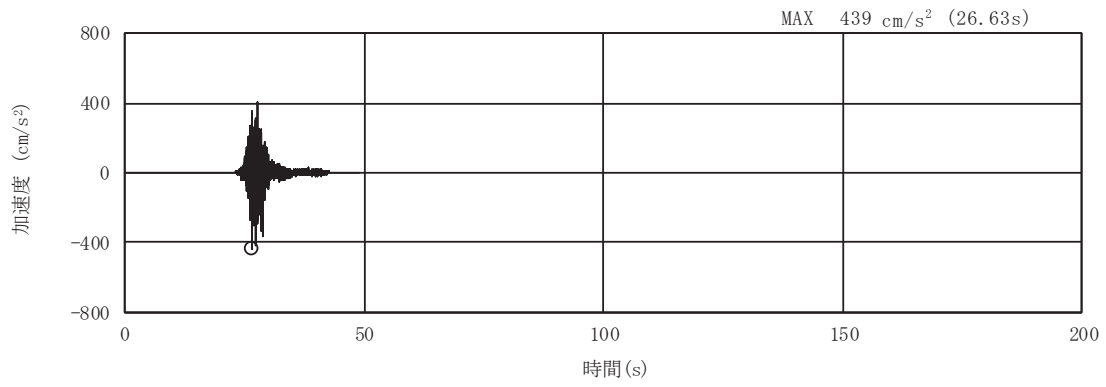


(a) 加速度時刻歴波形

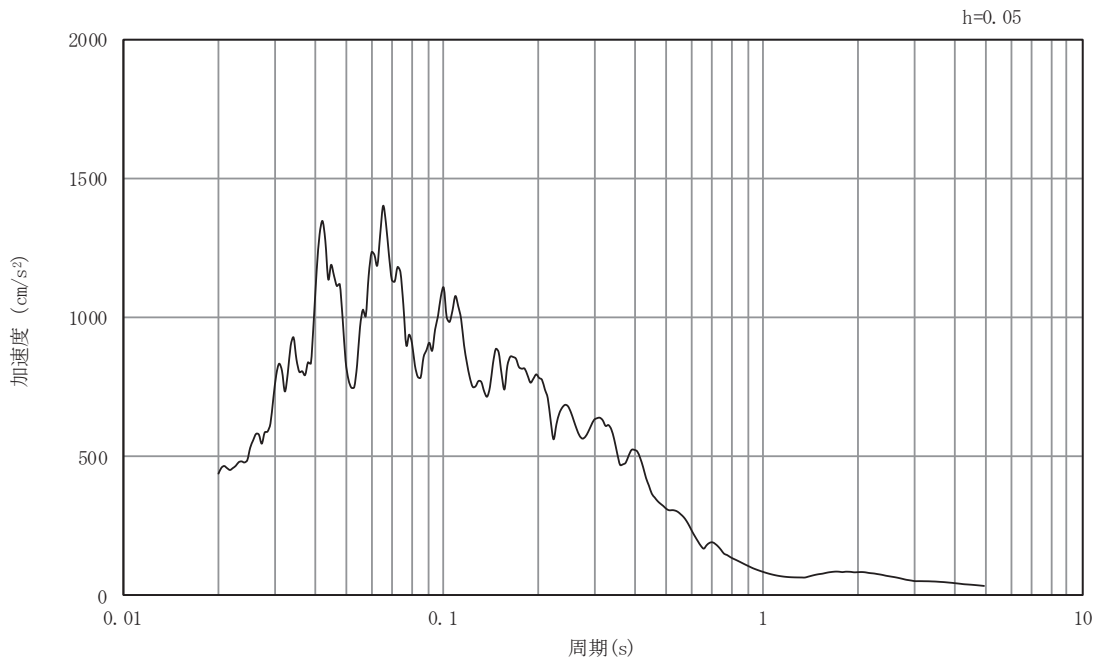


(b) 加速度応答スペクトル

図3-66 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
断面⑤
(水平成分：S s - F 3)



(a) 加速度時刻歴波形

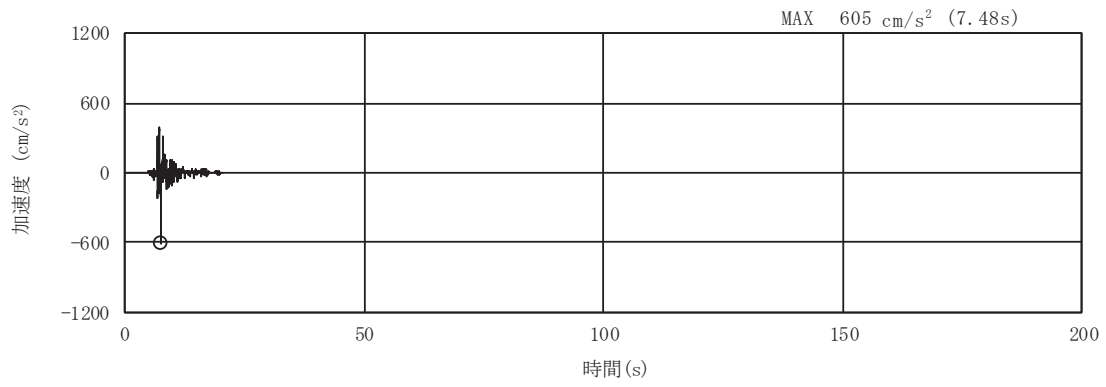


(b) 加速度応答スペクトル

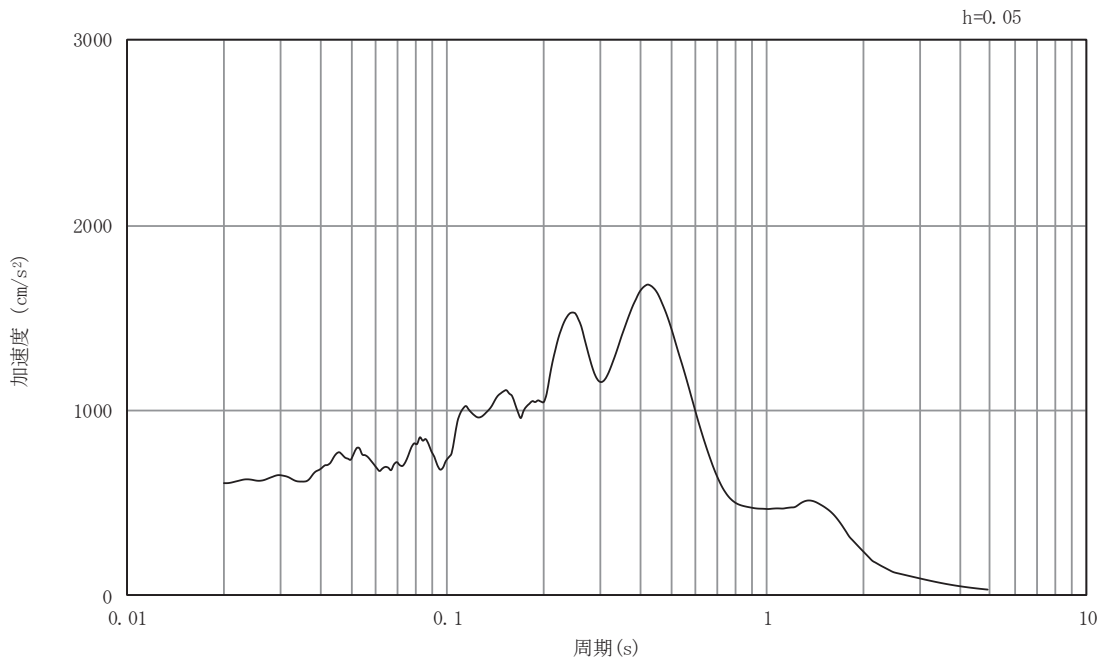
図3-67 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

断面⑤

(鉛直成分：S s - F 3)

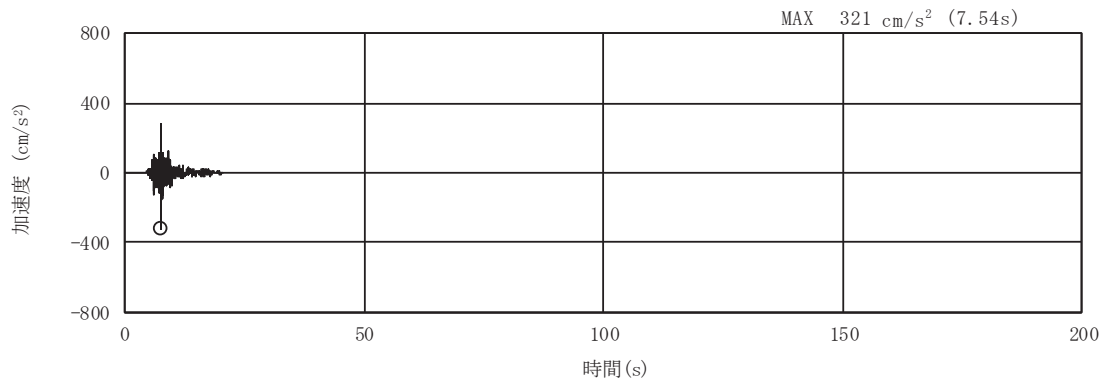


(a) 加速度時刻歴波形

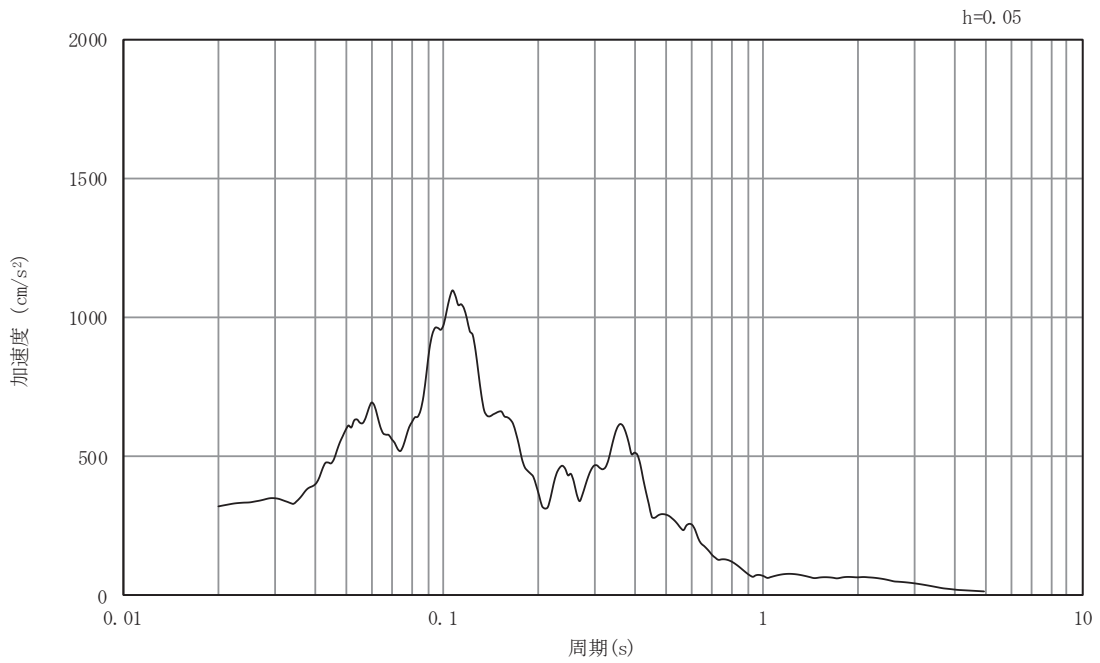


(b) 加速度応答スペクトル

図3-68 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
断面⑤
(水平成分：S s - N 1)

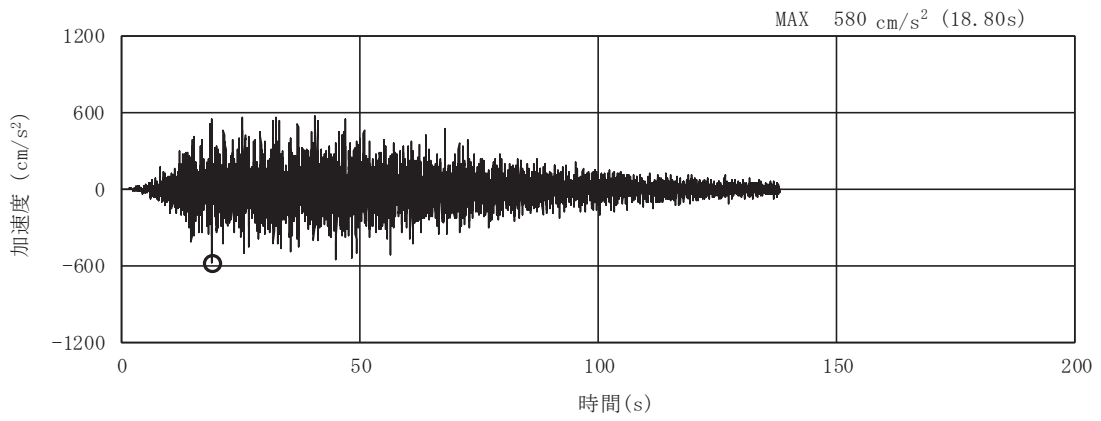


(a) 加速度時刻歴波形

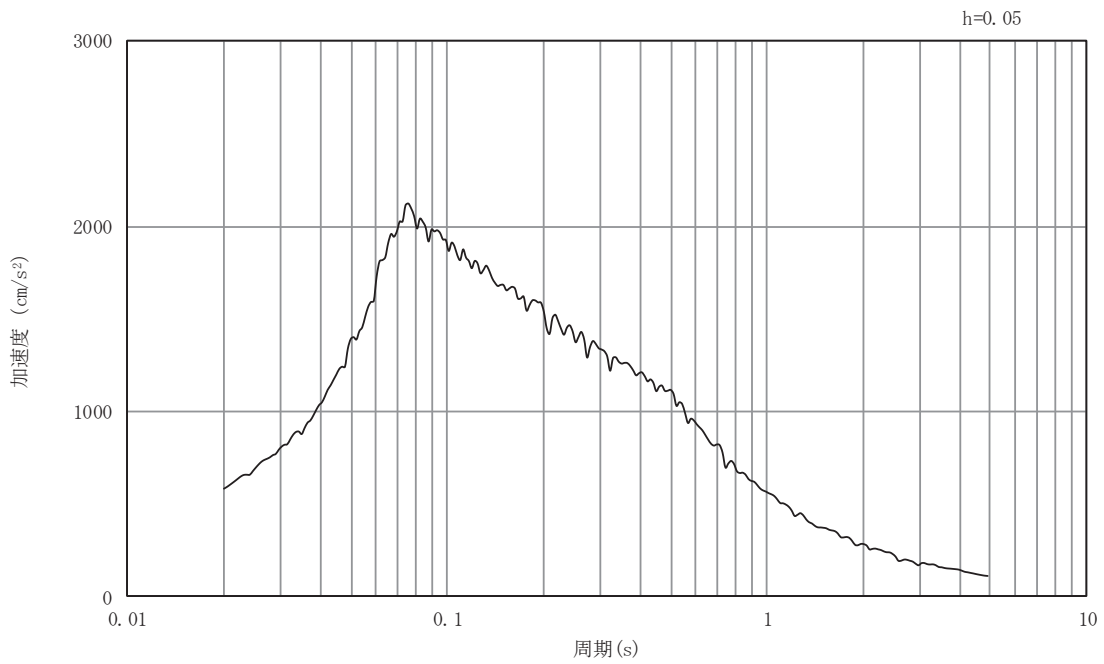


(b) 加速度応答スペクトル

図3-69 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
断面⑤
(鉛直成分：S s - N 1)

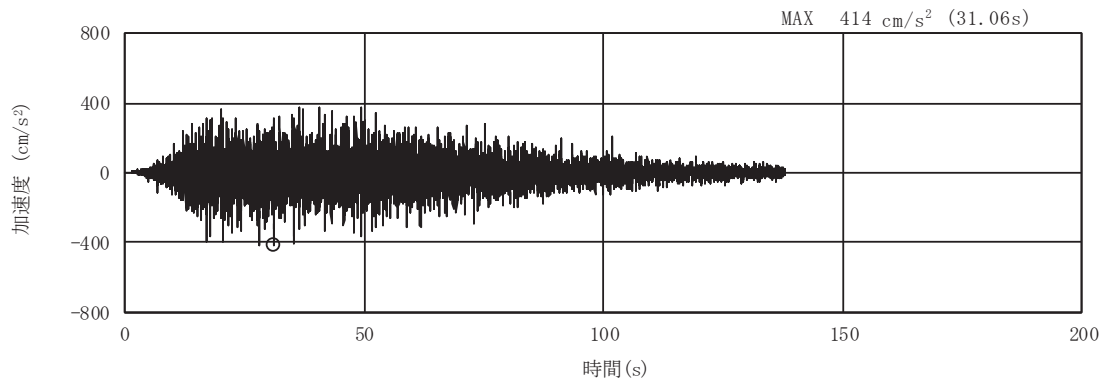


(a) 加速度時刻歴波形

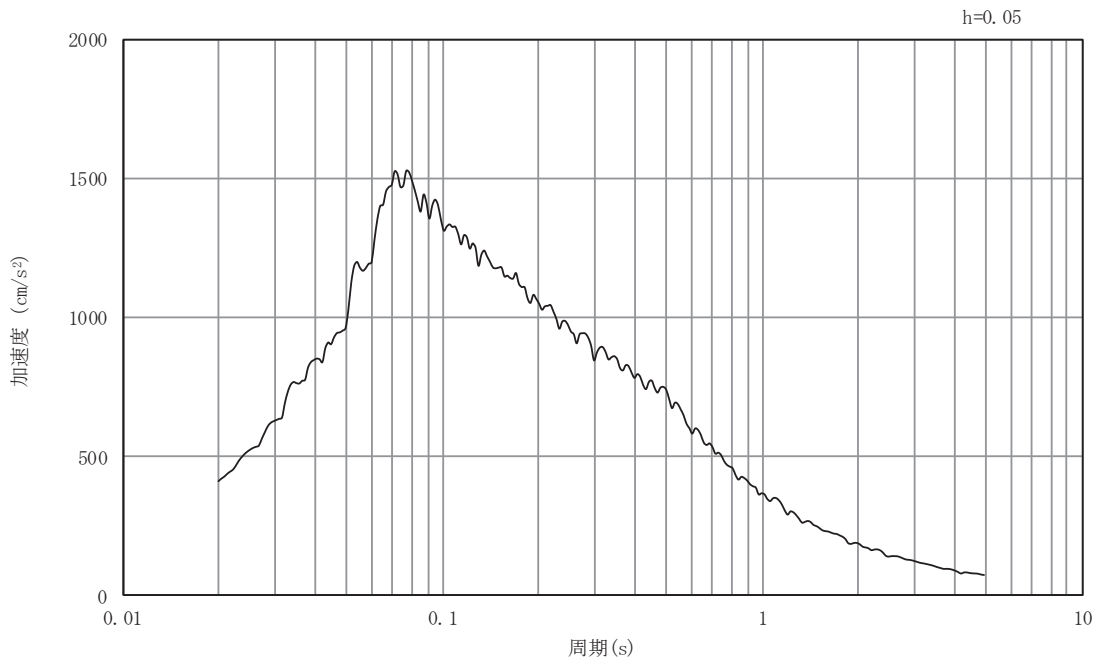


(b) 加速度応答スペクトル

図3-70 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
断面⑥
(水平成分：S s - D 1)

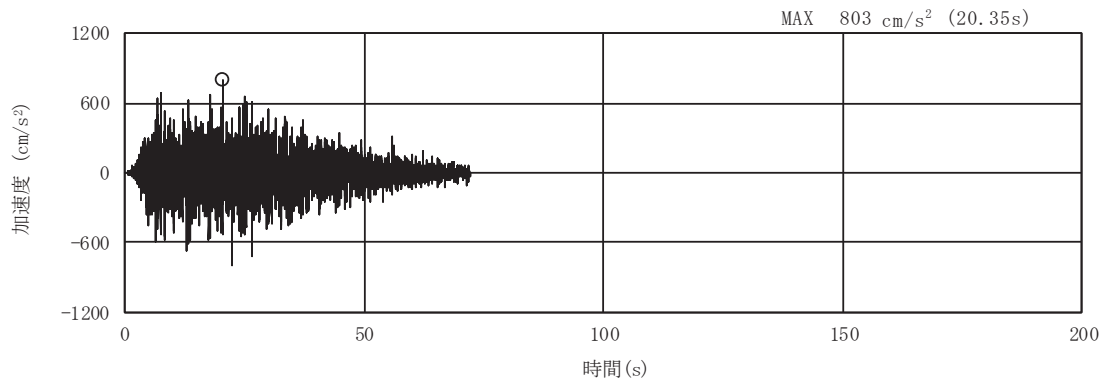


(a) 加速度時刻歴波形

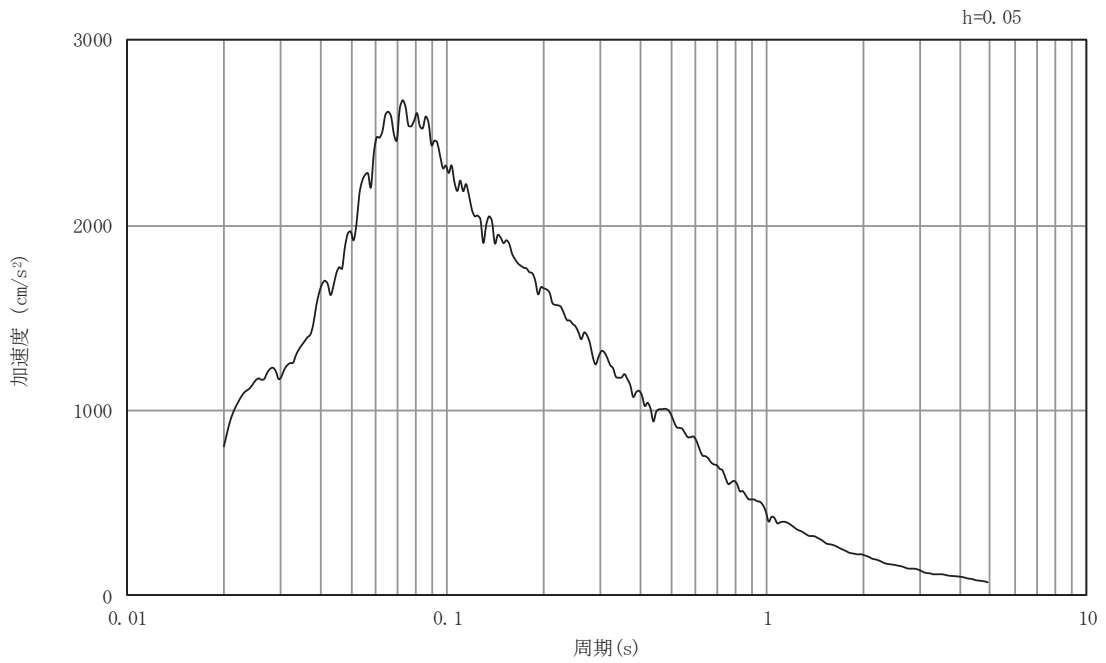


(b) 加速度応答スペクトル

図3-71 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
断面⑥
(鉛直成分：S s - D 1)

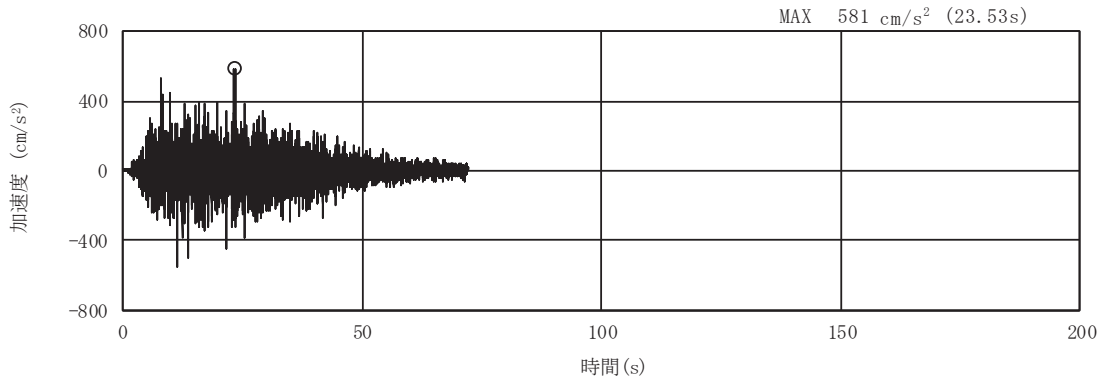


(a) 加速度時刻歴波形

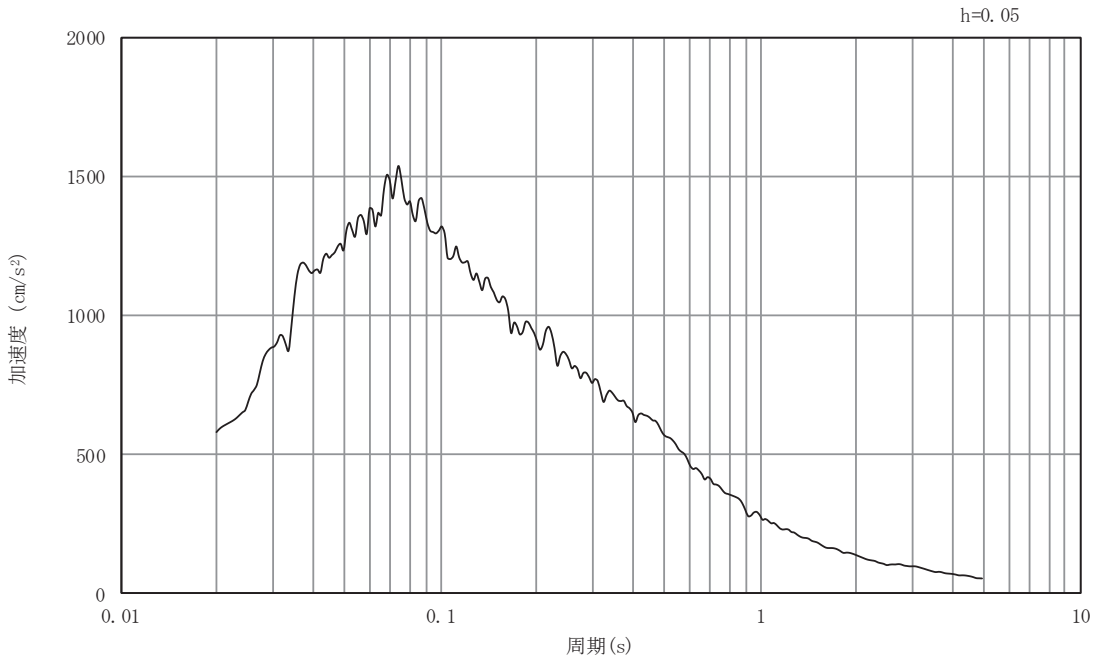


(b) 加速度応答スペクトル

図3-72 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
断面⑥
(水平成分：S s - D 2)

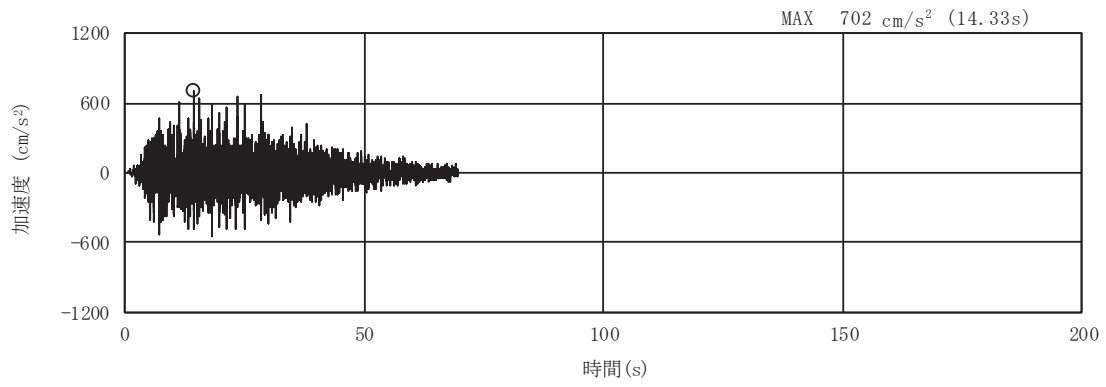


(a) 加速度時刻歴波形

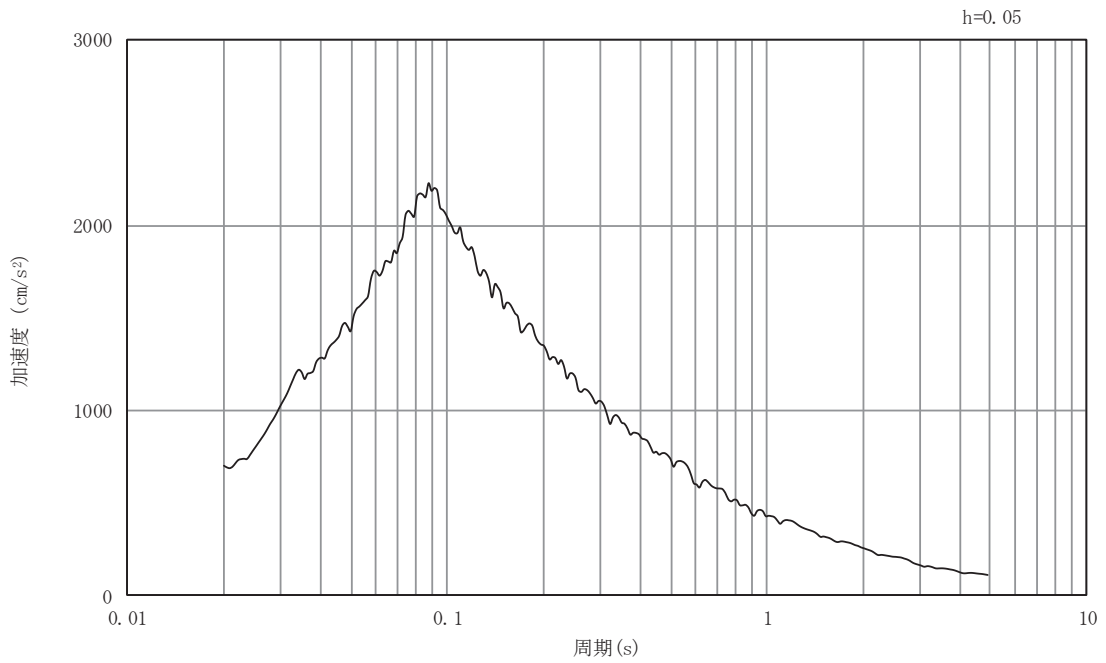


(b) 加速度応答スペクトル

図3-73 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
断面⑥
(鉛直成分：S s - D 2)

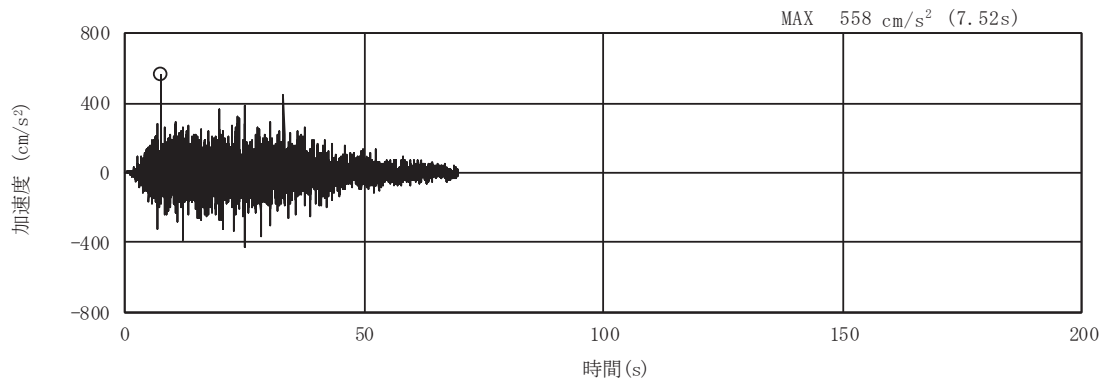


(a) 加速度時刻歴波形

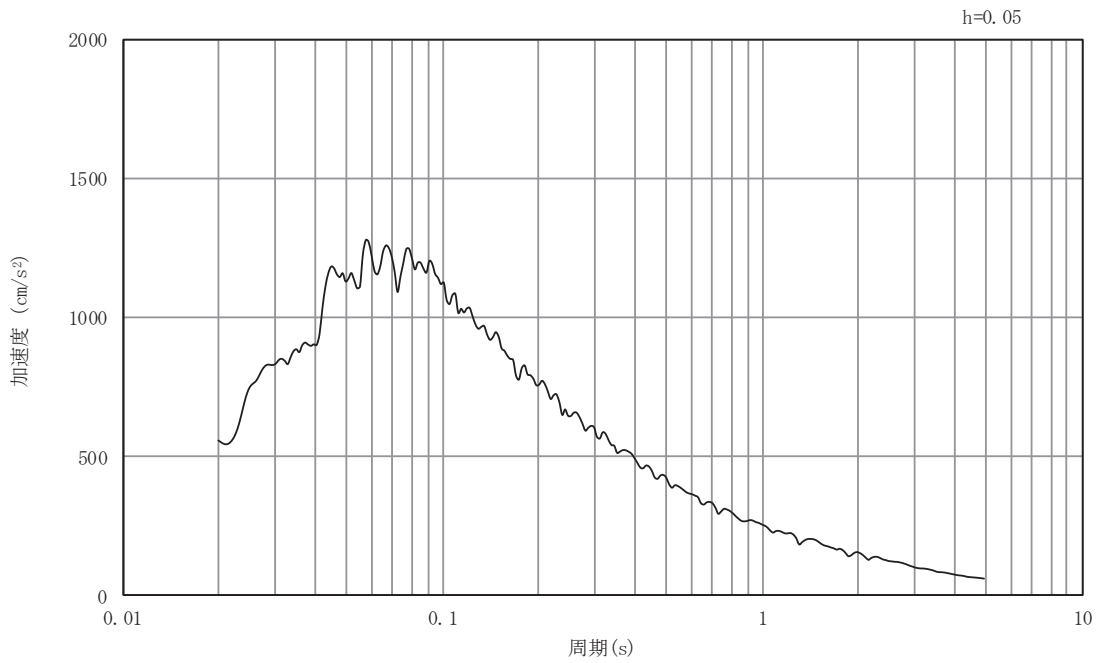


(b) 加速度応答スペクトル

図3-74 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
断面⑥
(水平成分：S s - D 3)

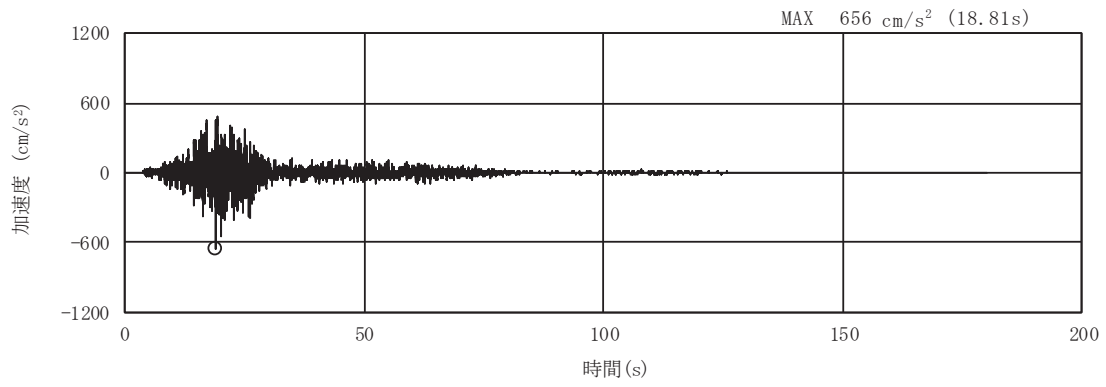


(a) 加速度時刻歴波形

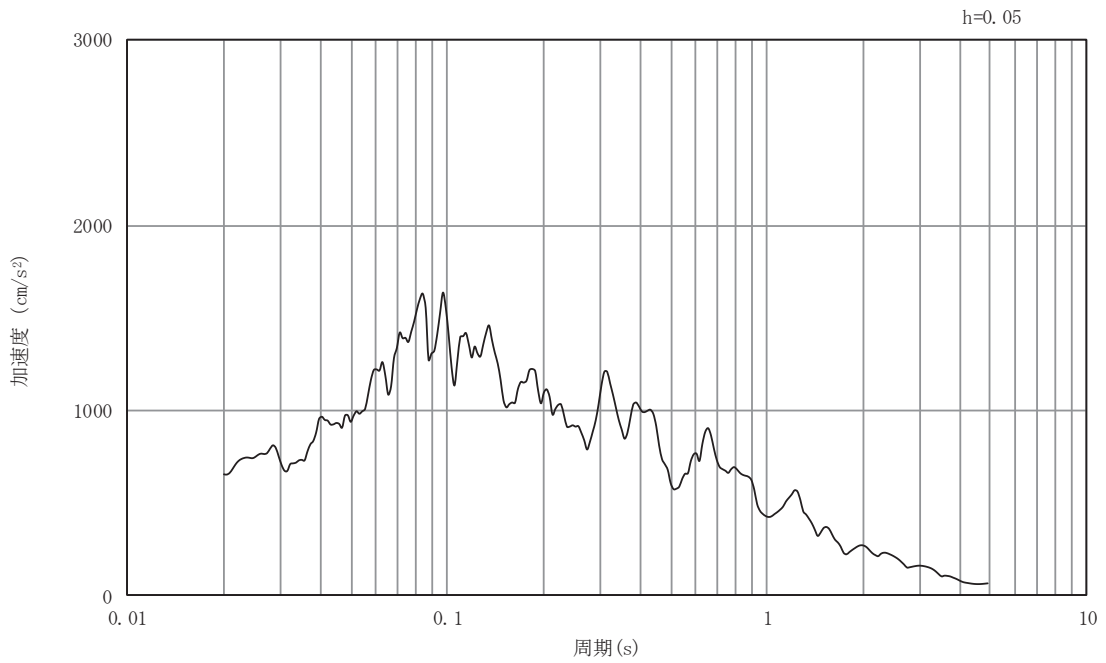


(b) 加速度応答スペクトル

図3-75 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
断面⑥
(鉛直成分：S s - D 3)

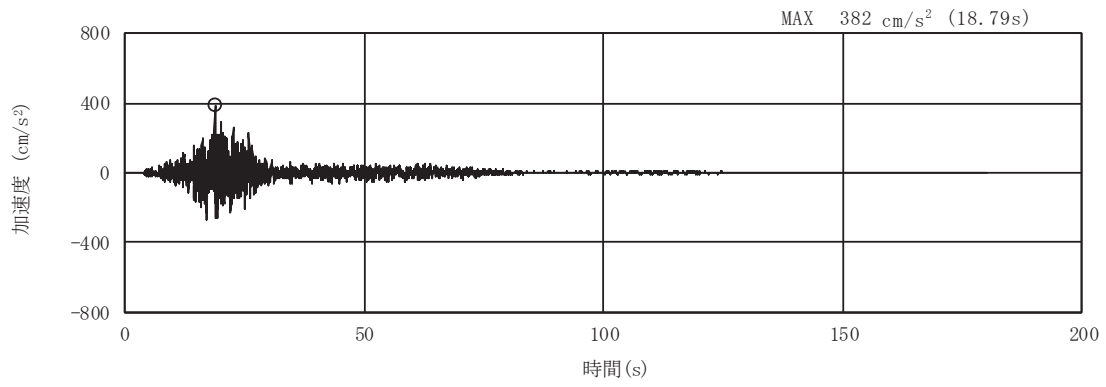


(a) 加速度時刻歴波形

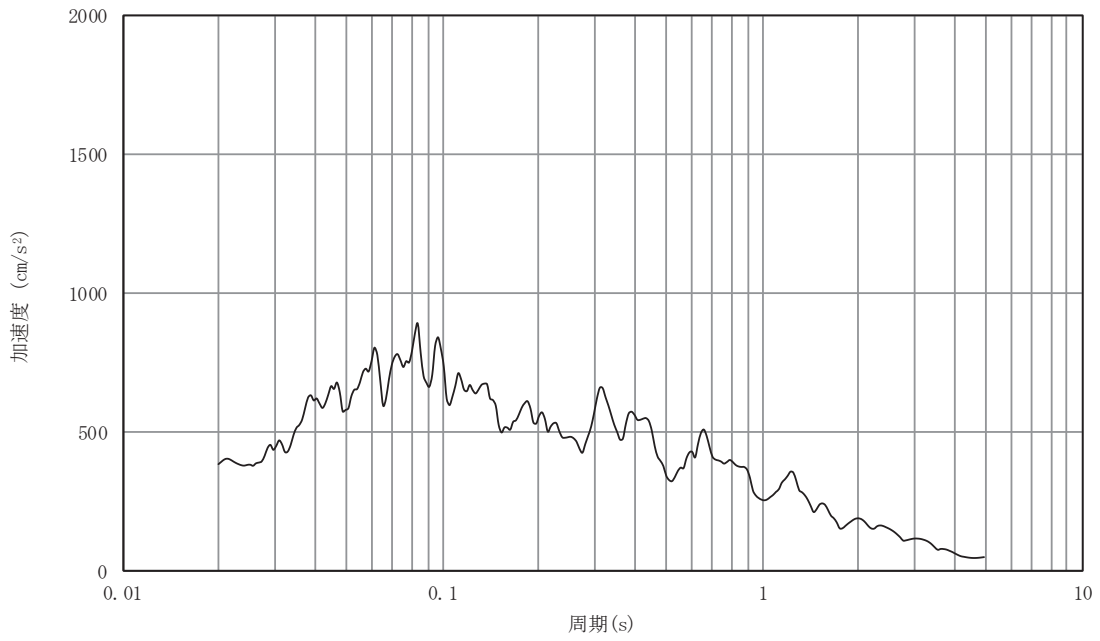


(b) 加速度応答スペクトル

図3-76 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
断面⑥
(水平成分：S s - F 1)

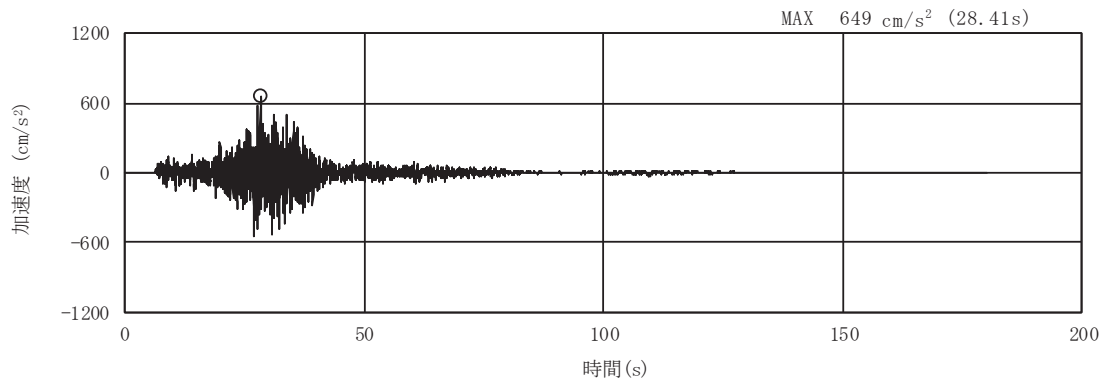


(a) 加速度時刻歴波形

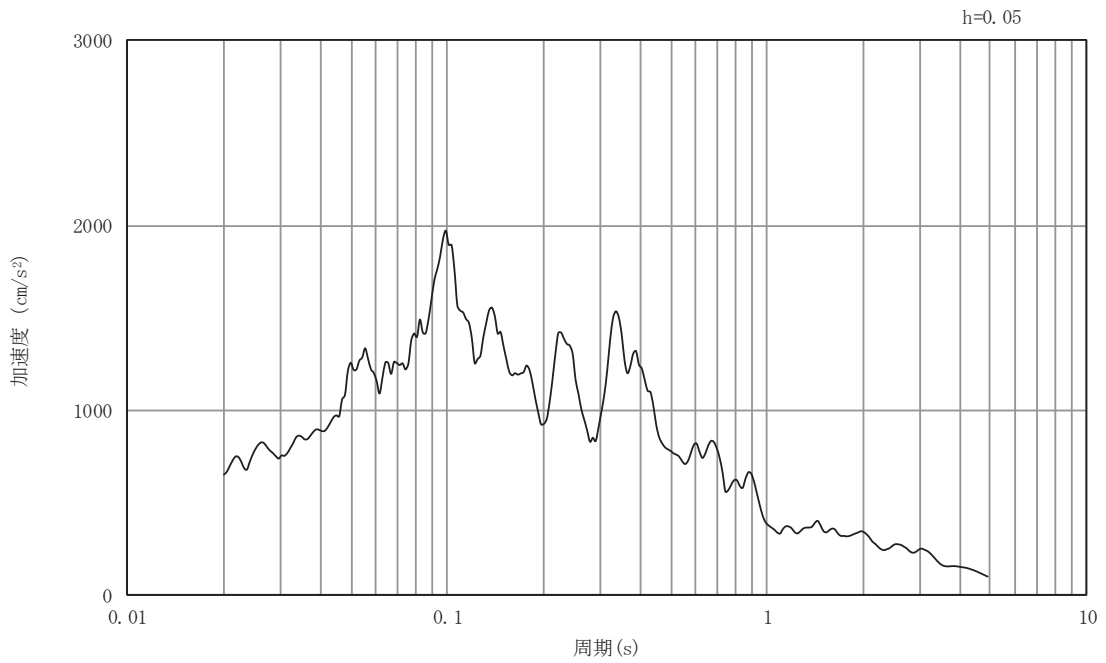


(b) 加速度応答スペクトル

図3-77 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
断面⑥
(鉛直成分：S s - F 1)

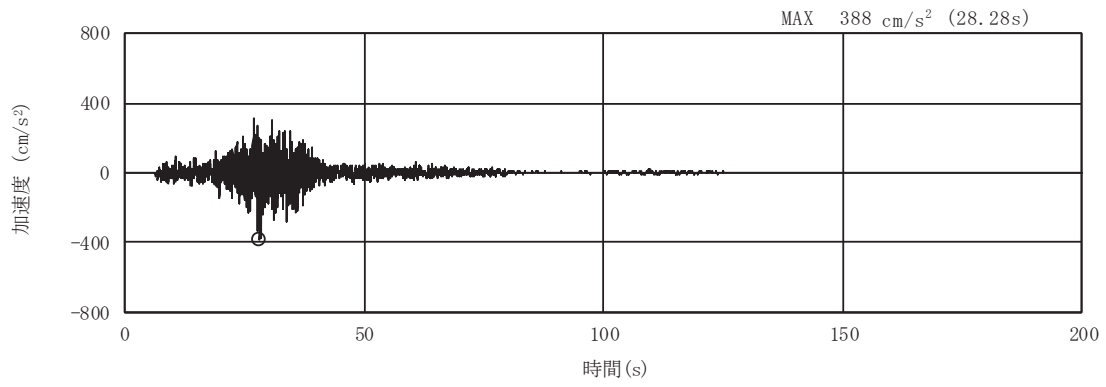


(a) 加速度時刻歴波形

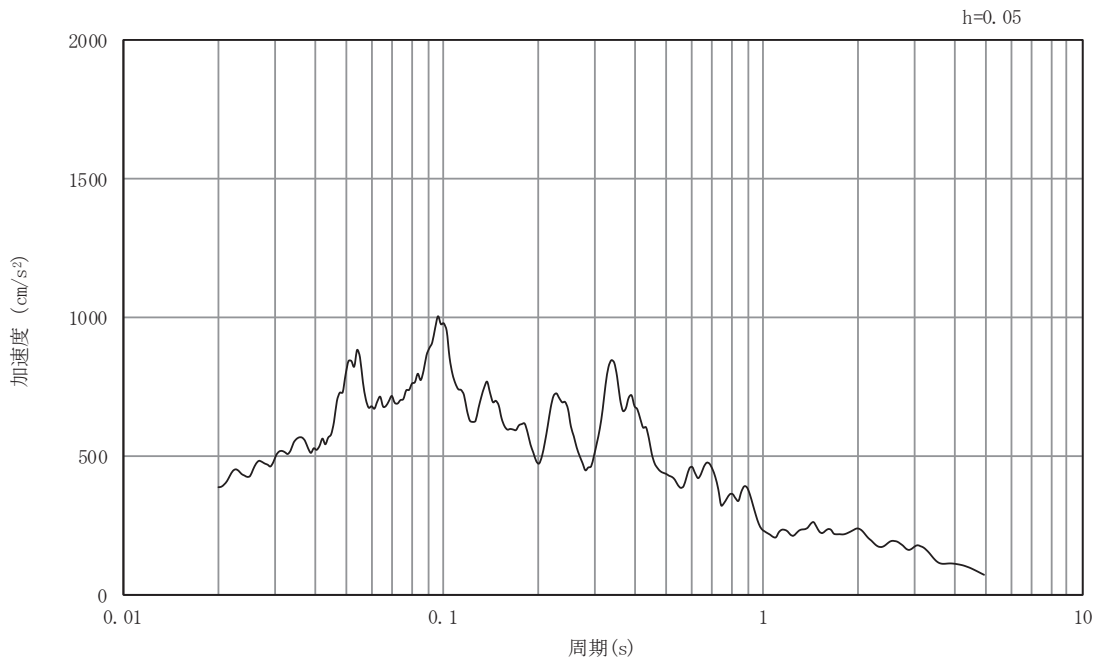


(b) 加速度応答スペクトル

図3-78 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
断面⑥
(水平成分：S s - F 2)

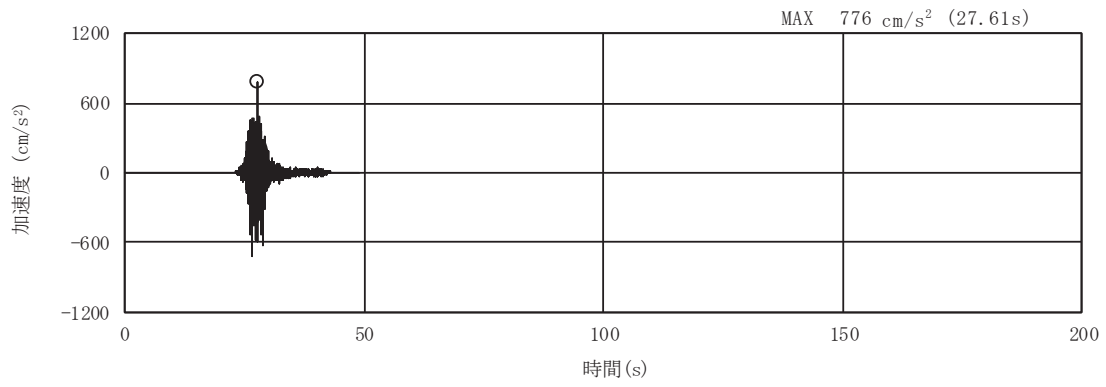


(a) 加速度時刻歴波形

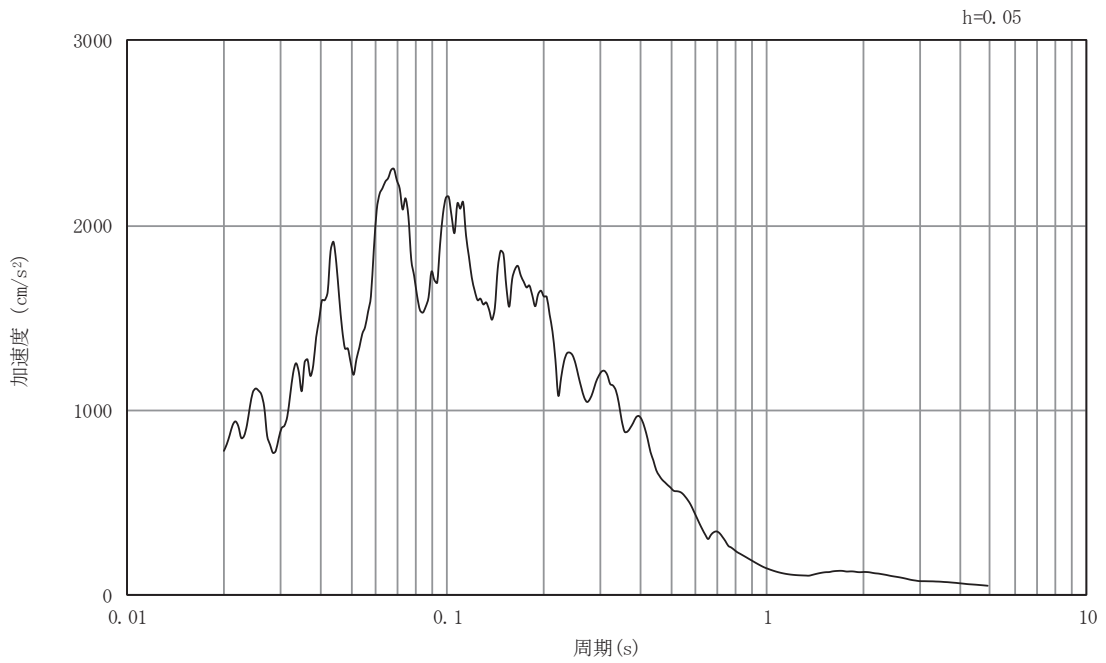


(b) 加速度応答スペクトル

図3-79 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
断面⑥
(鉛直成分：S s - F 2)

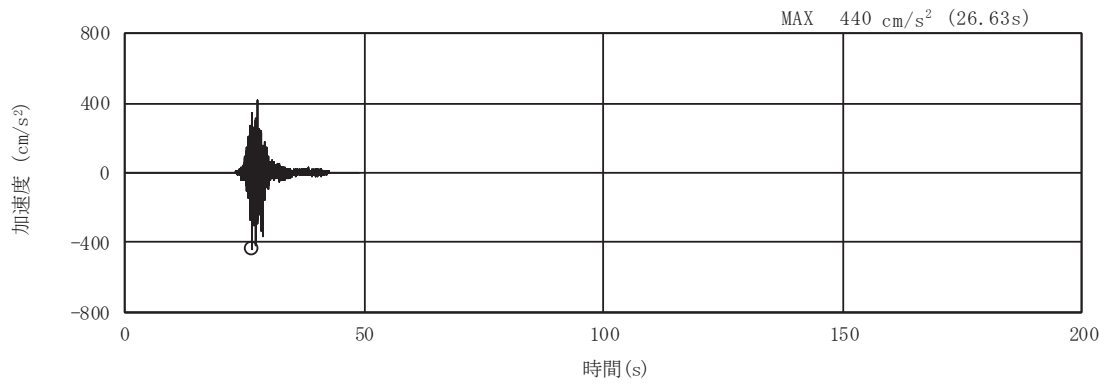


(a) 加速度時刻歴波形

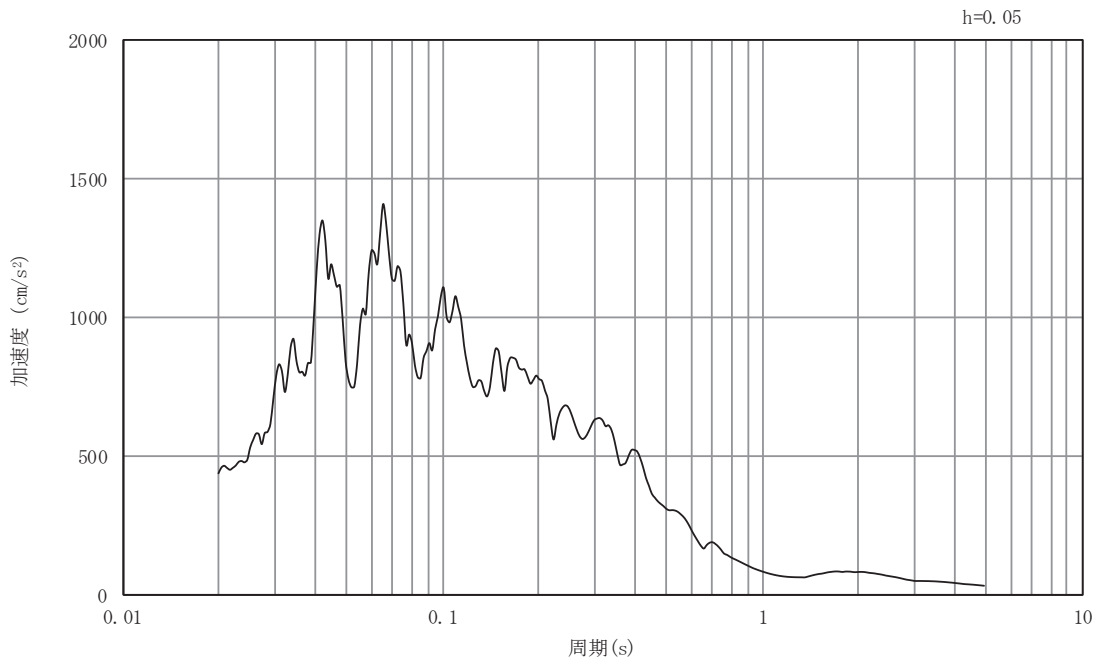


(b) 加速度応答スペクトル

図3-80 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
断面⑥
(水平成分：S s - F 3)

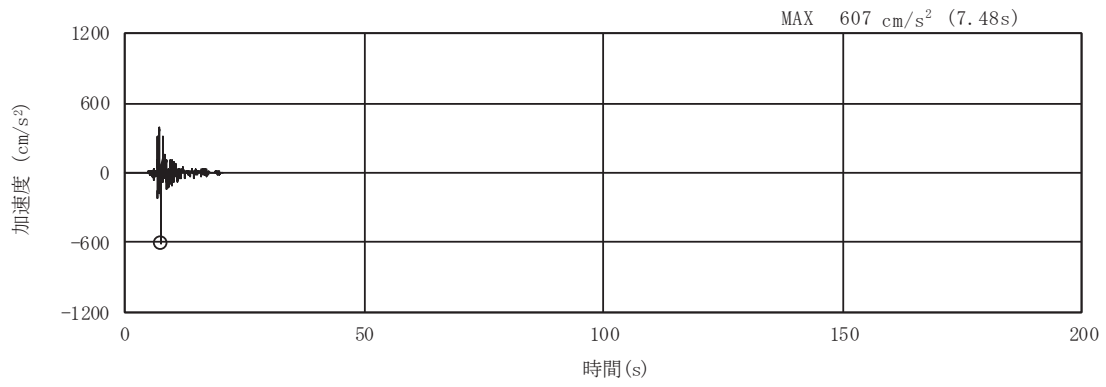


(a) 加速度時刻歴波形

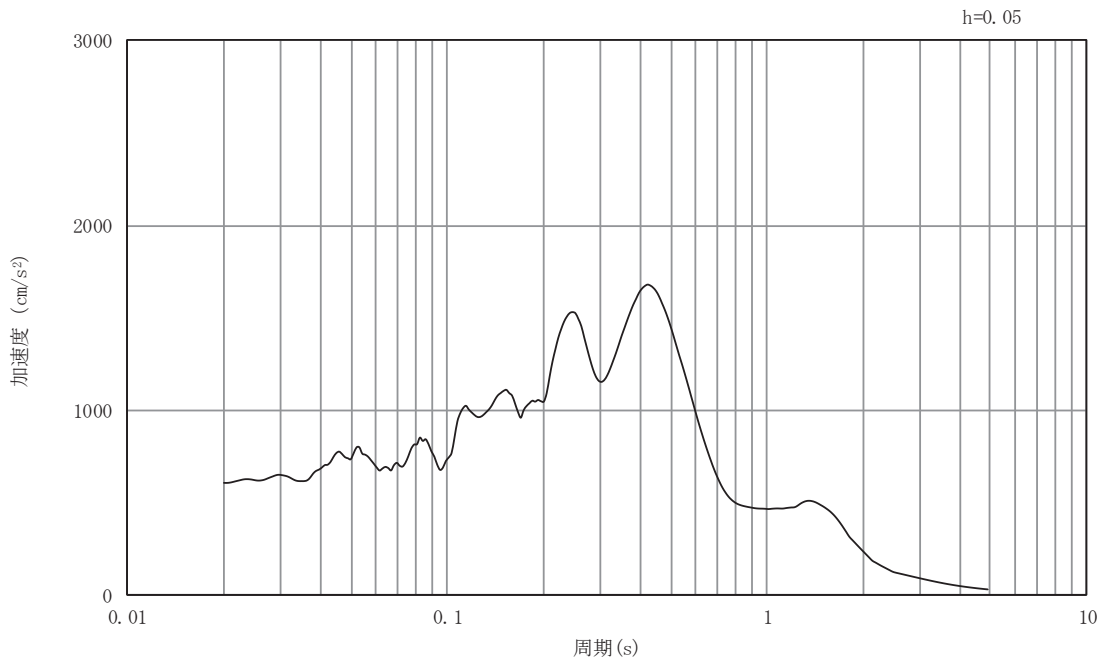


(b) 加速度応答スペクトル

図3-81 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
断面⑥
(鉛直成分：S s - F 3)

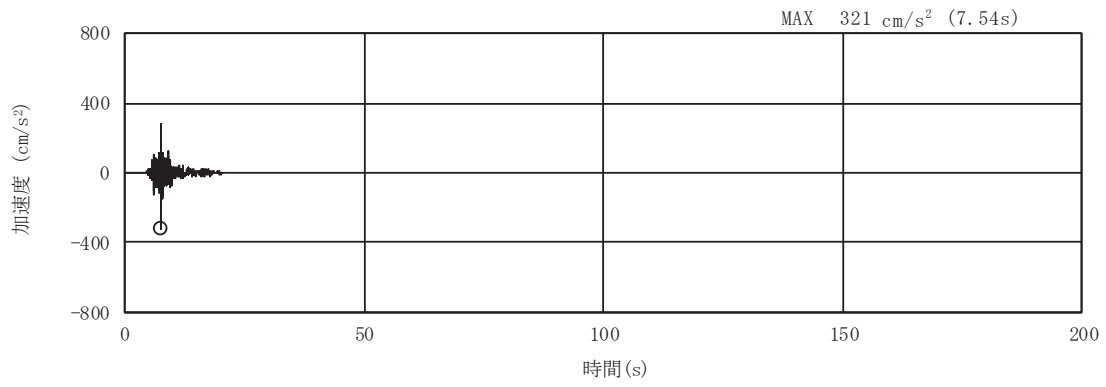


(a) 加速度時刻歴波形

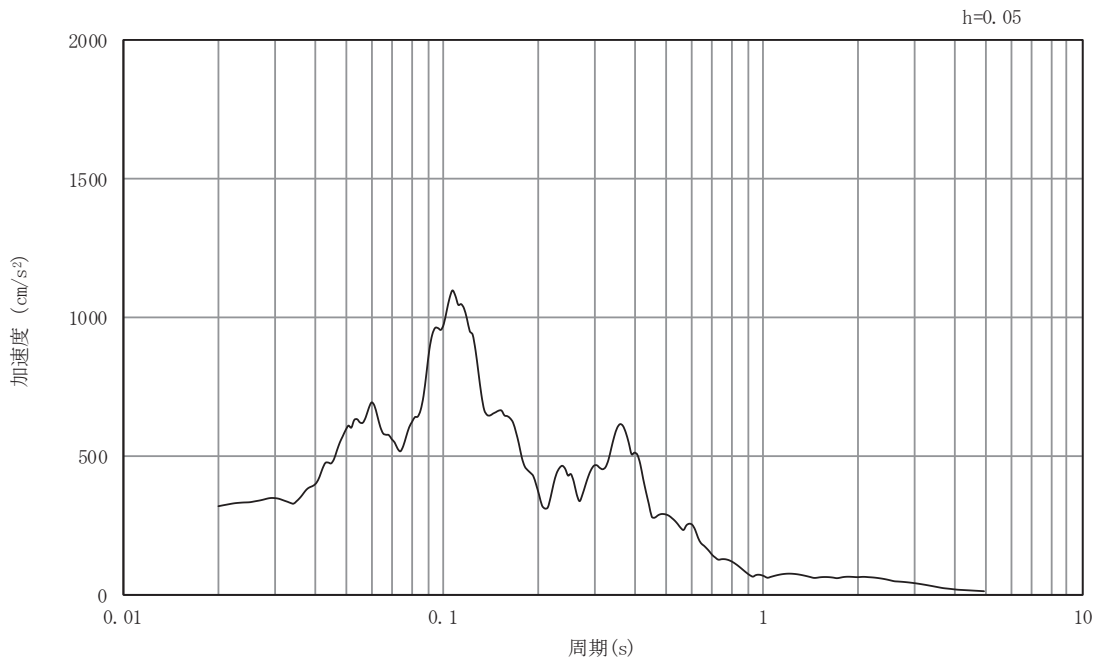


(b) 加速度応答スペクトル

図3-82 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
断面⑥
(水平成分：S s - N 1)

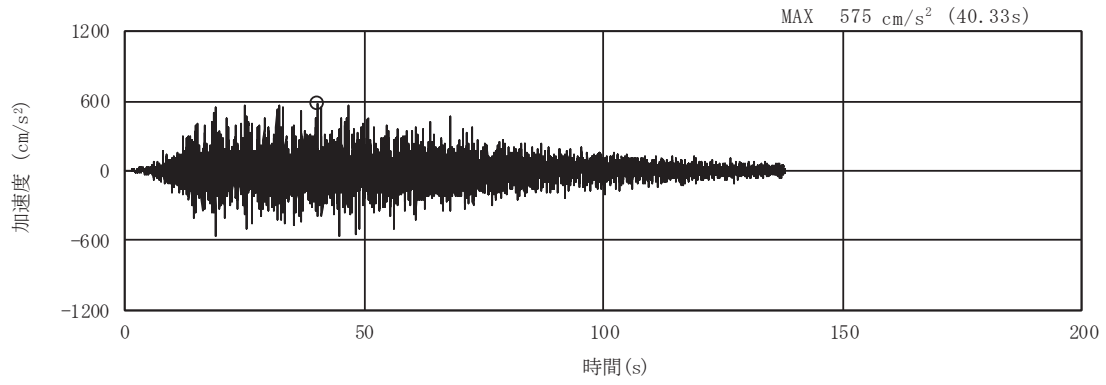


(a) 加速度時刻歴波形

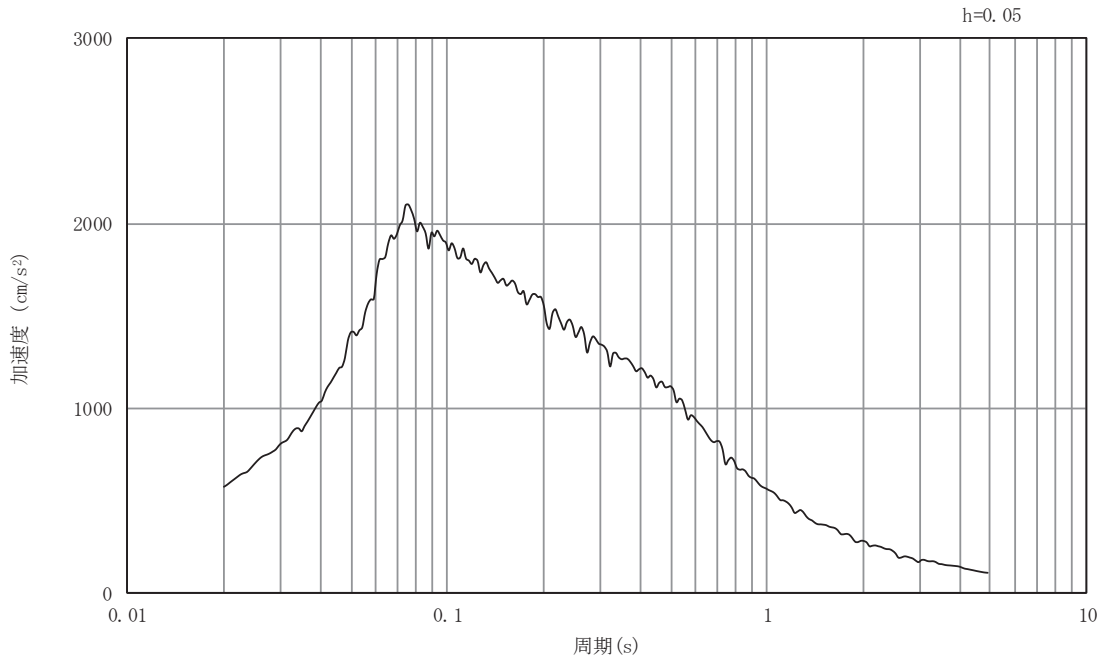


(b) 加速度応答スペクトル

図3-83 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
断面⑥
(鉛直成分：S s - N 1)

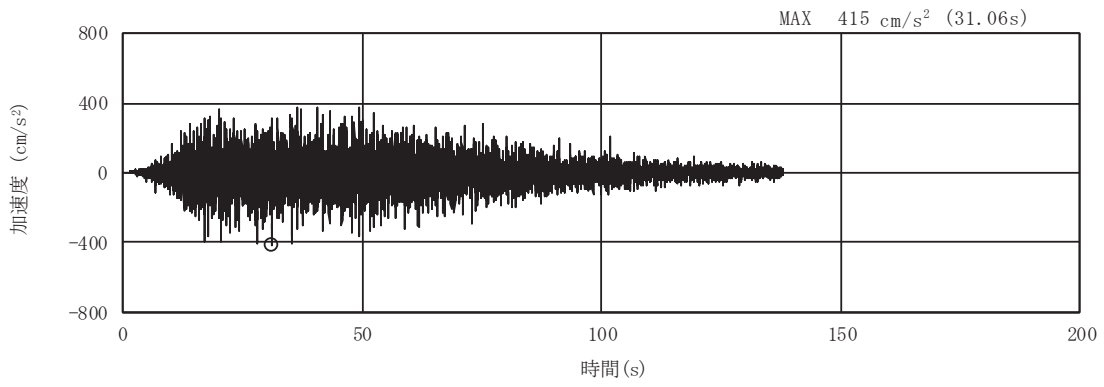


(a) 加速度時刻歴波形

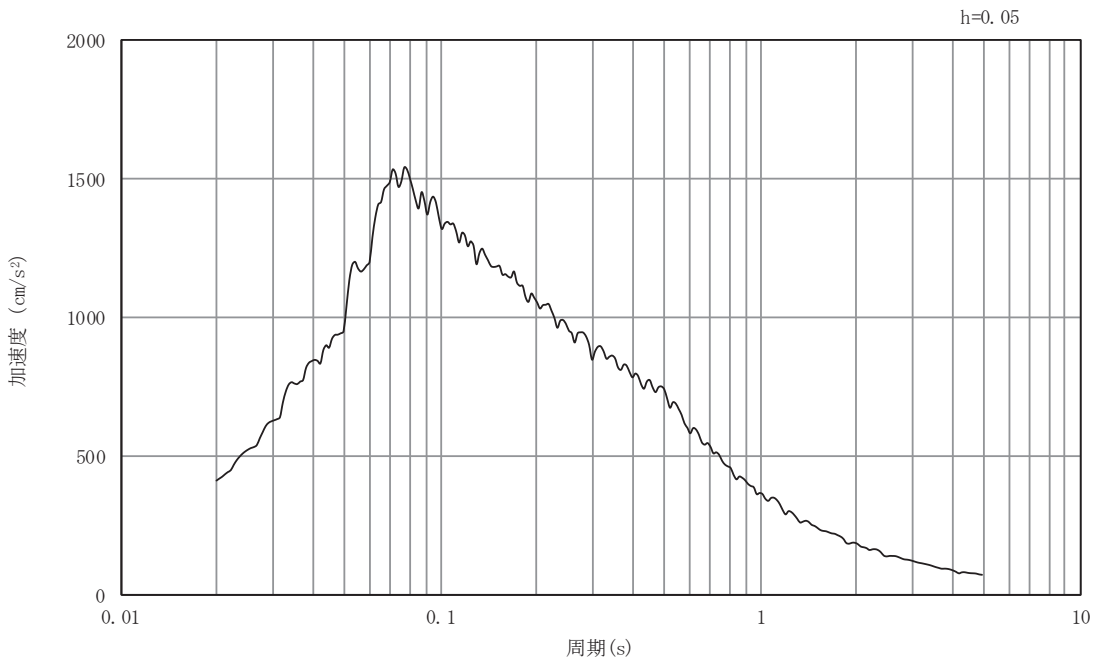


(b) 加速度応答スペクトル

図3-84 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
断面⑦
(水平成分：S s - D 1)

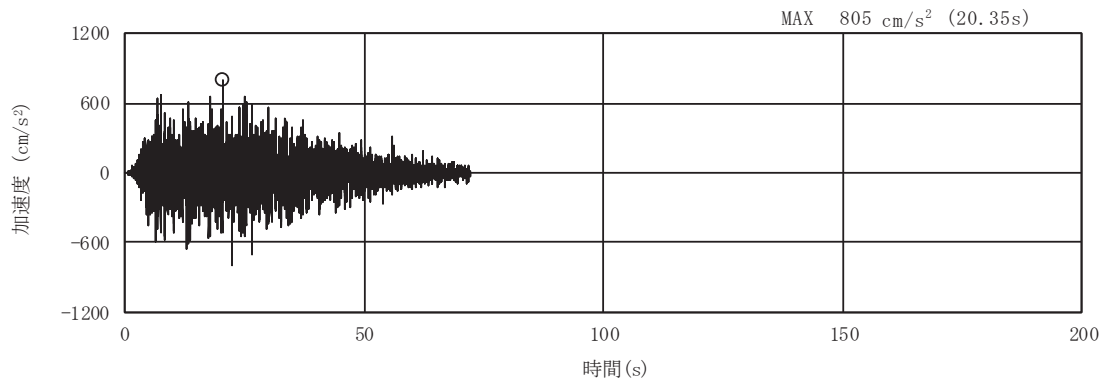


(a) 加速度時刻歴波形

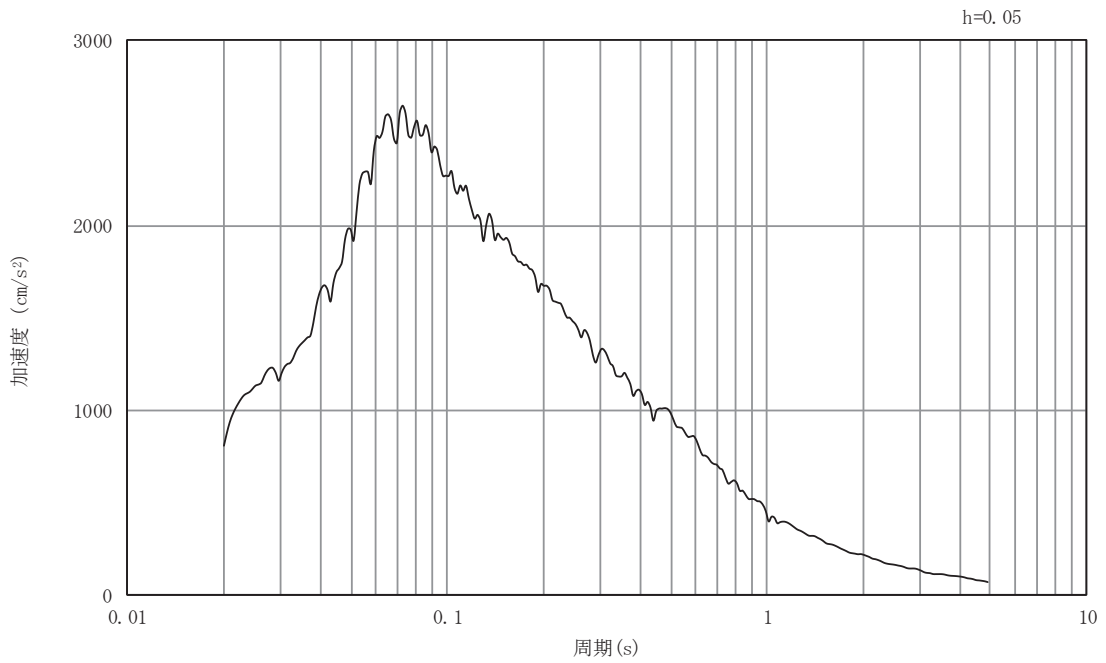


(b) 加速度応答スペクトル

図3-85 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
断面⑦
(鉛直成分：S s - D 1)

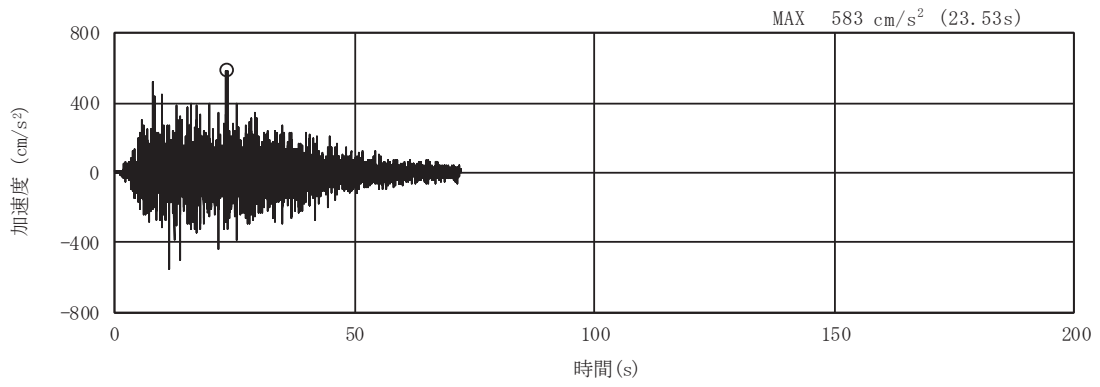


(a) 加速度時刻歴波形

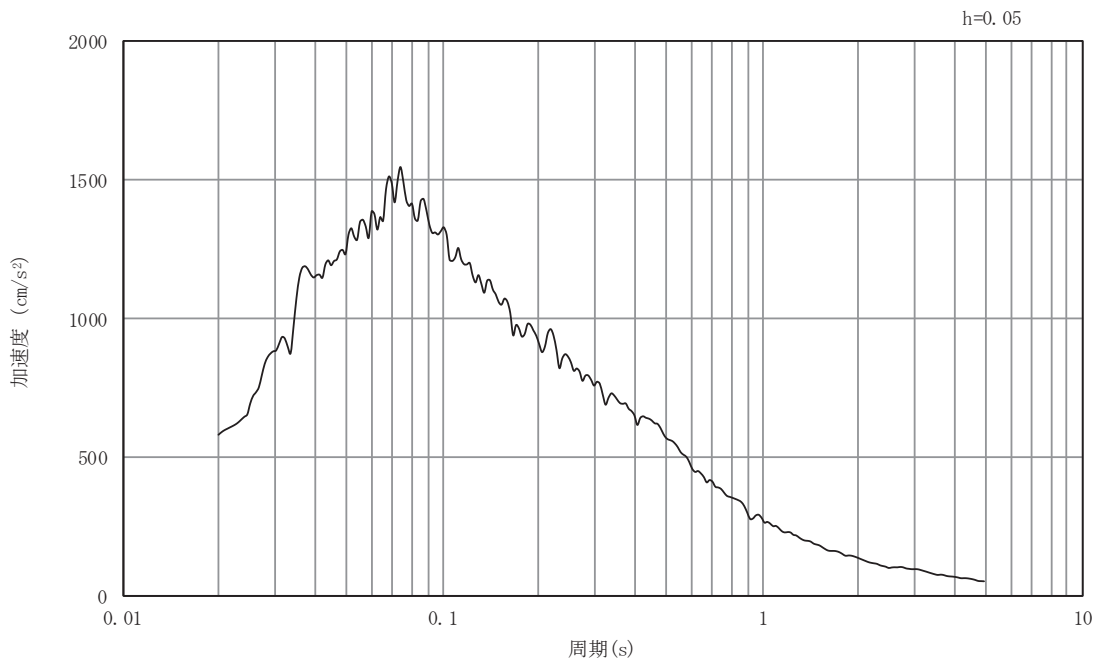


(b) 加速度応答スペクトル

図3-86 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
断面⑦
(水平成分：S s - D 2)

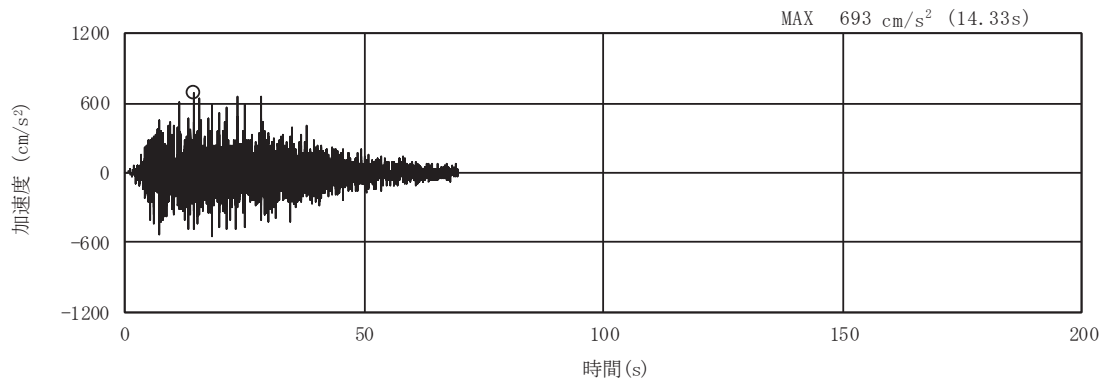


(a) 加速度時刻歴波形

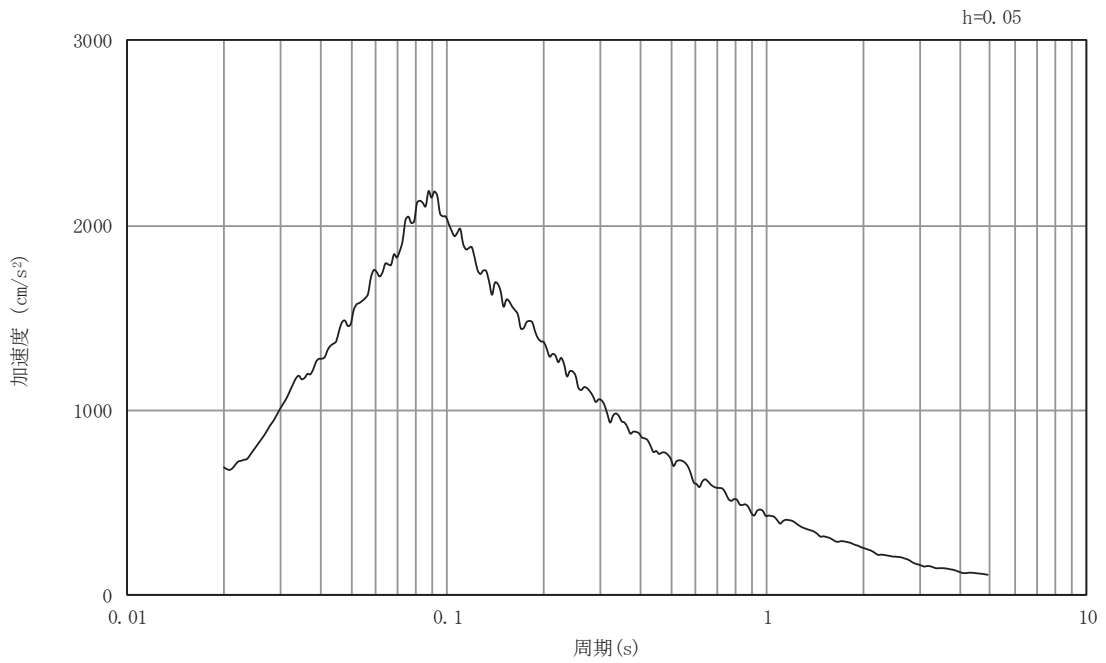


(b) 加速度応答スペクトル

図3-87 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
断面⑦
(鉛直成分：S s - D 2)

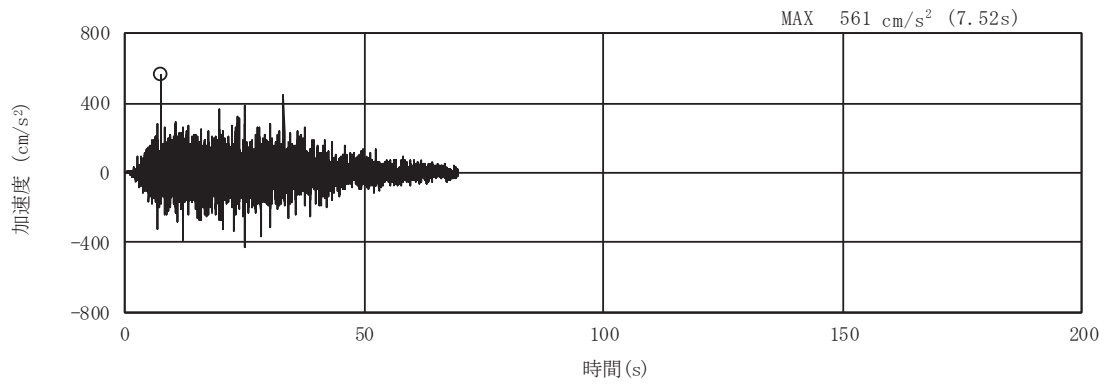


(a) 加速度時刻歴波形

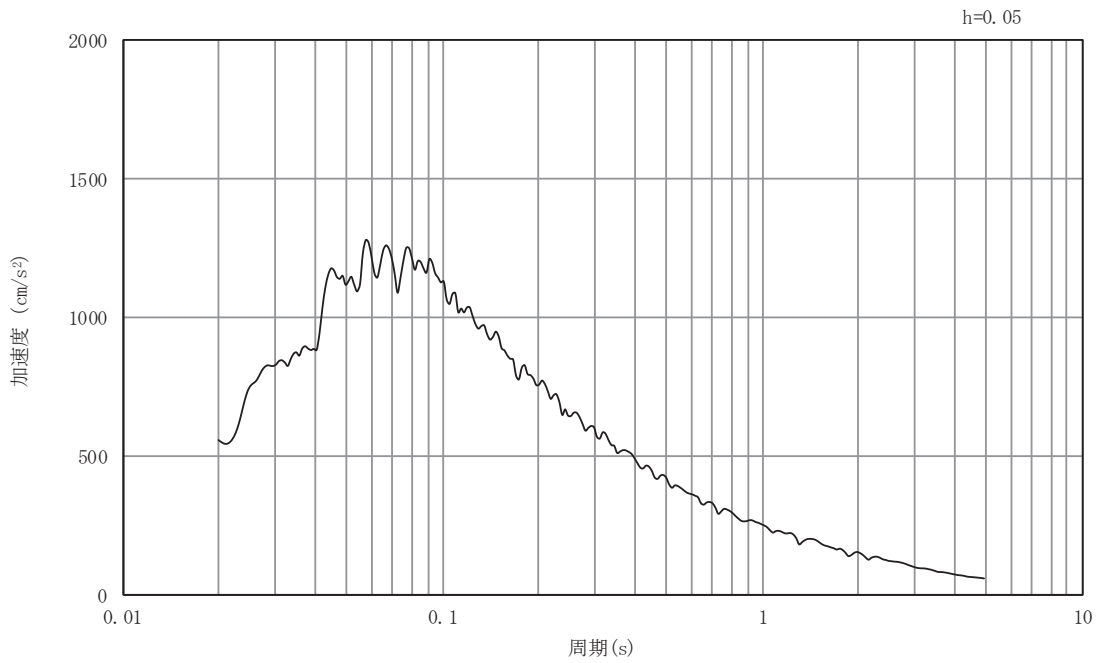


(b) 加速度応答スペクトル

図3-88 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
断面⑦
(水平成分：S s - D 3)

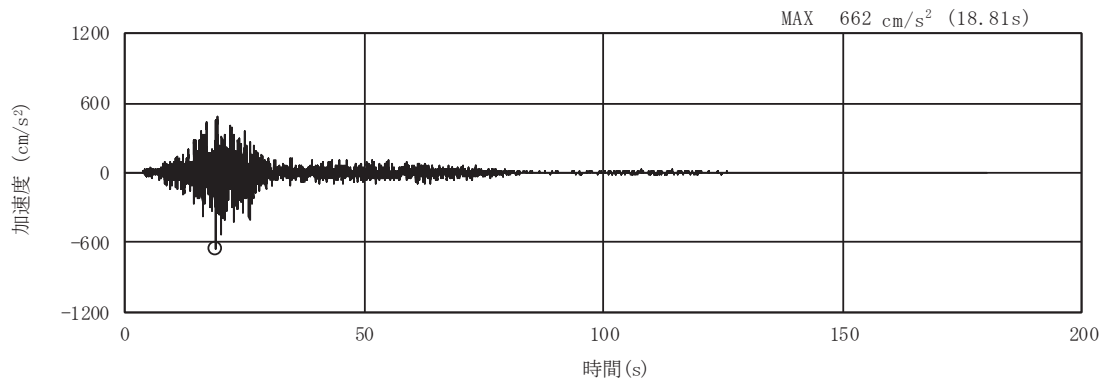


(a) 加速度時刻歴波形

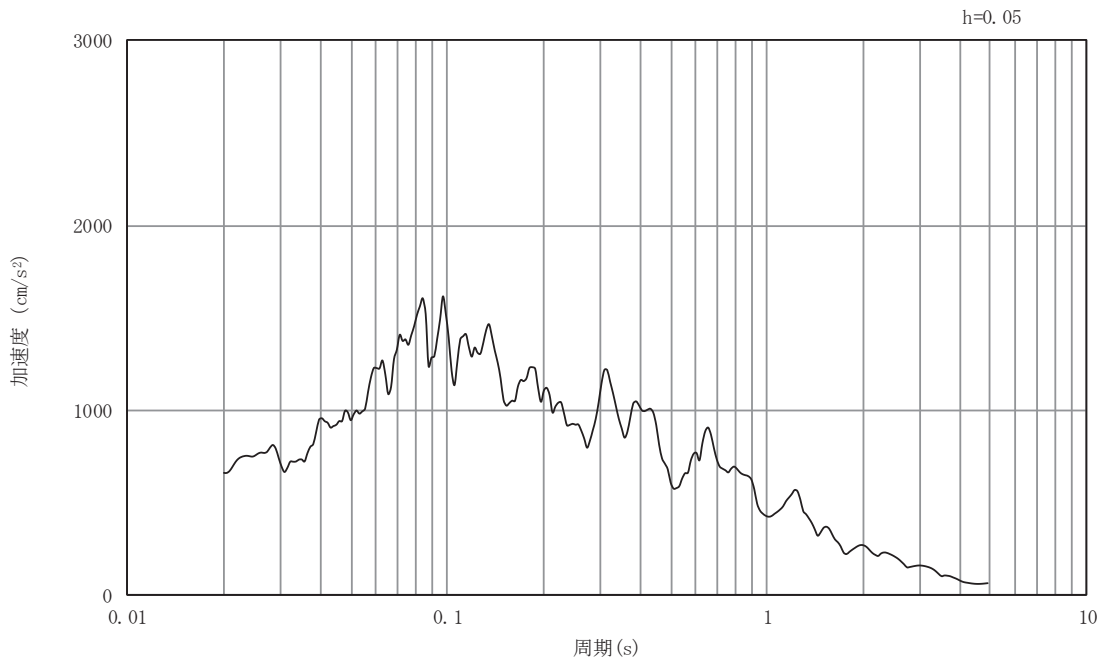


(b) 加速度応答スペクトル

図3-89 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
断面⑦
(鉛直成分：S s - D 3)



(a) 加速度時刻歴波形

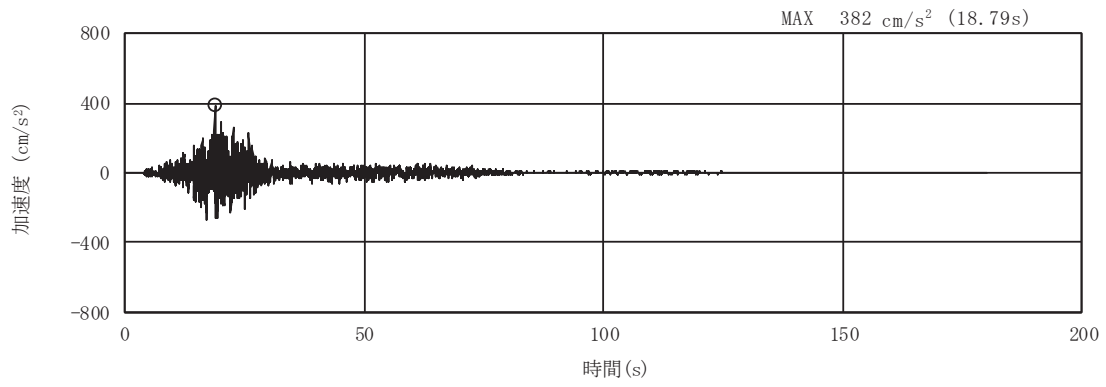


(b) 加速度応答スペクトル

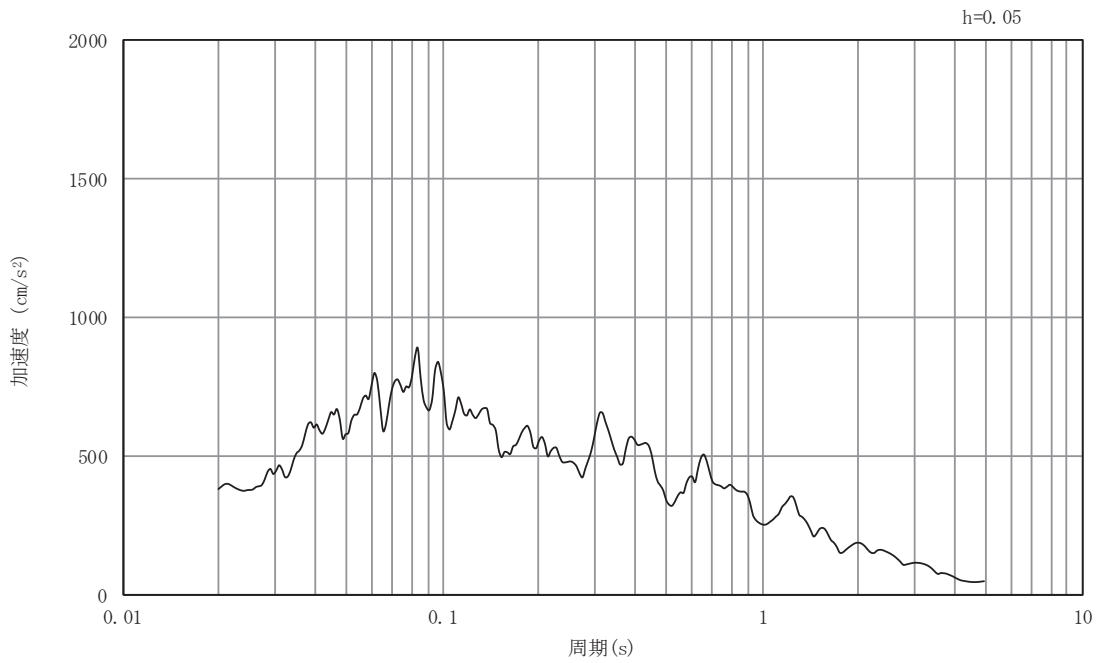
図3-90 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

断面⑦

(水平成分：S s - F 1)



(a) 加速度時刻歴波形

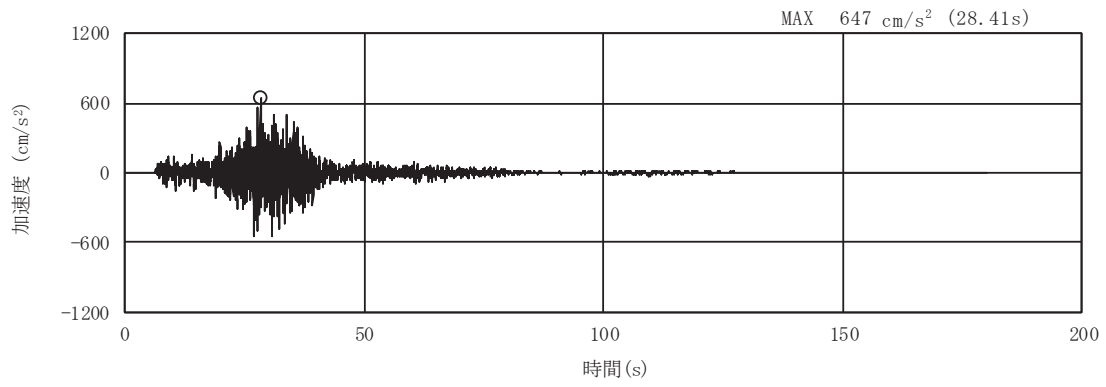


(b) 加速度応答スペクトル

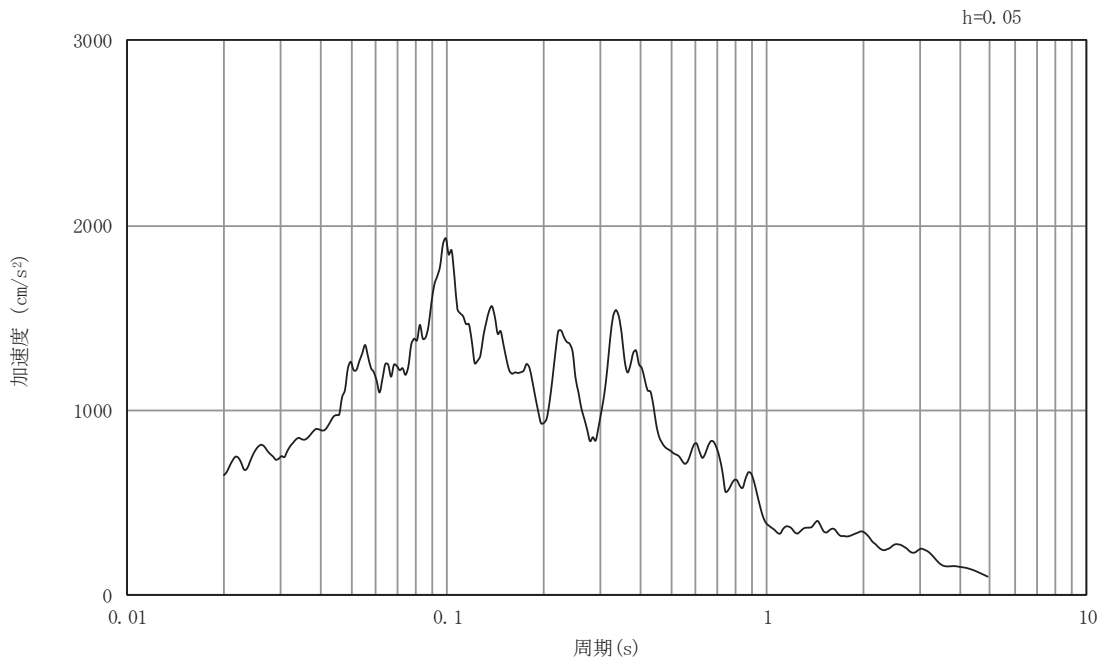
図3-91 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

断面⑦

(鉛直成分：S s - F 1)

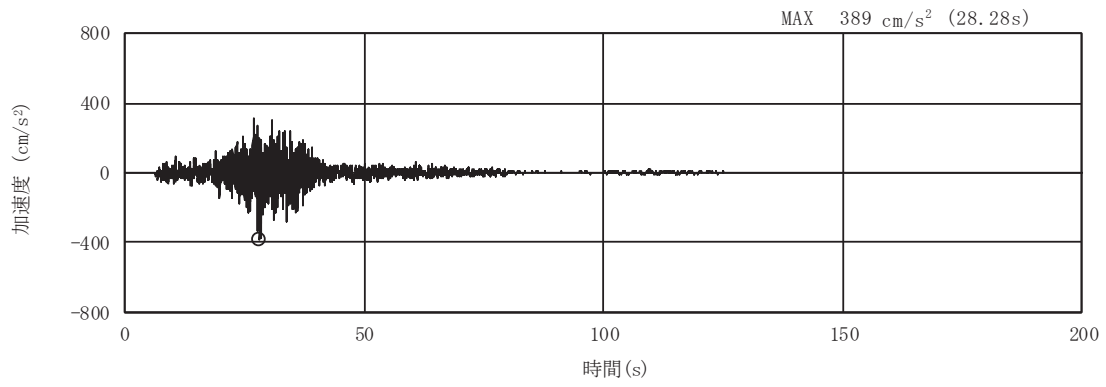


(a) 加速度時刻歴波形

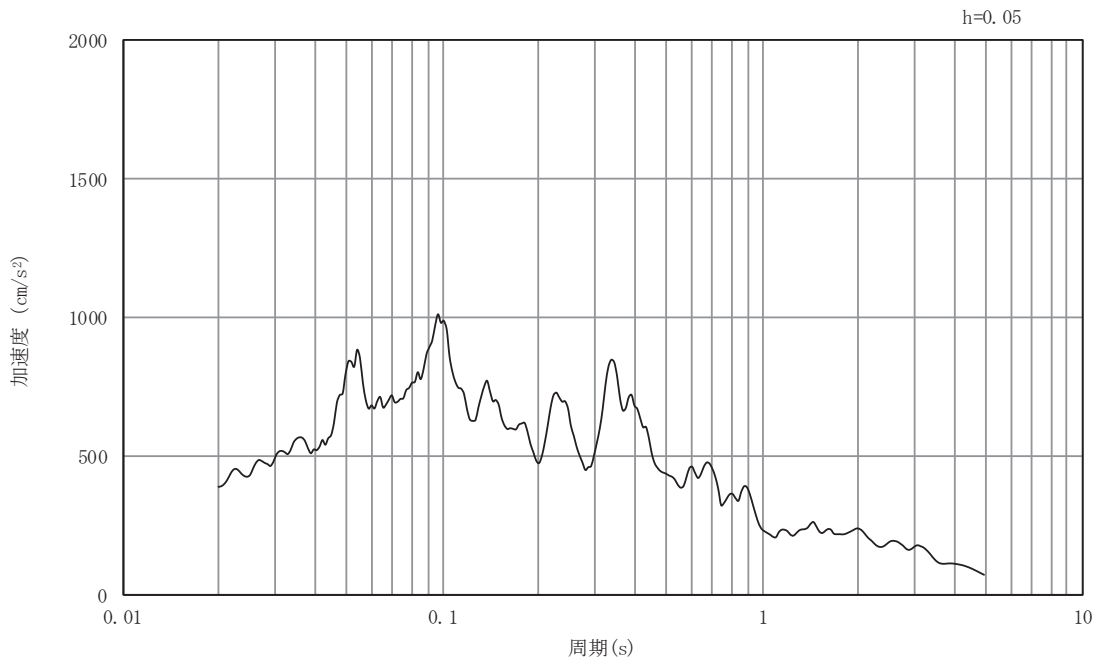


(b) 加速度応答スペクトル

図3-92 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
断面⑦
(水平成分：S s - F 2)



(a) 加速度時刻歴波形

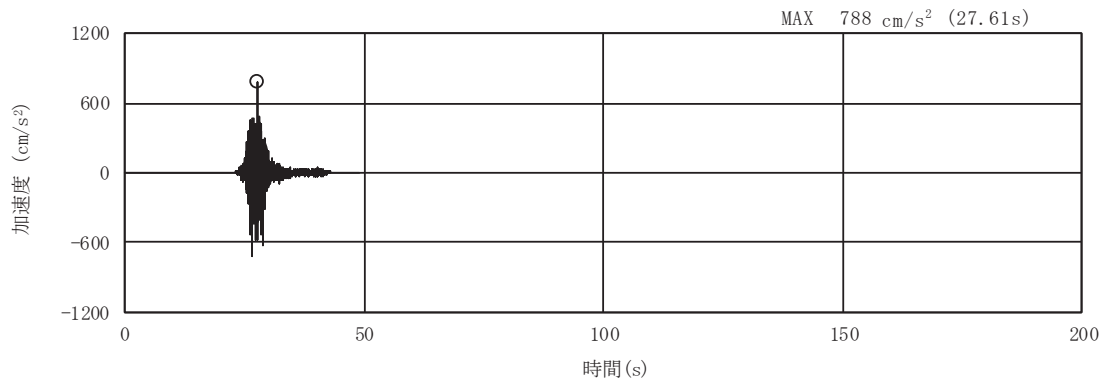


(b) 加速度応答スペクトル

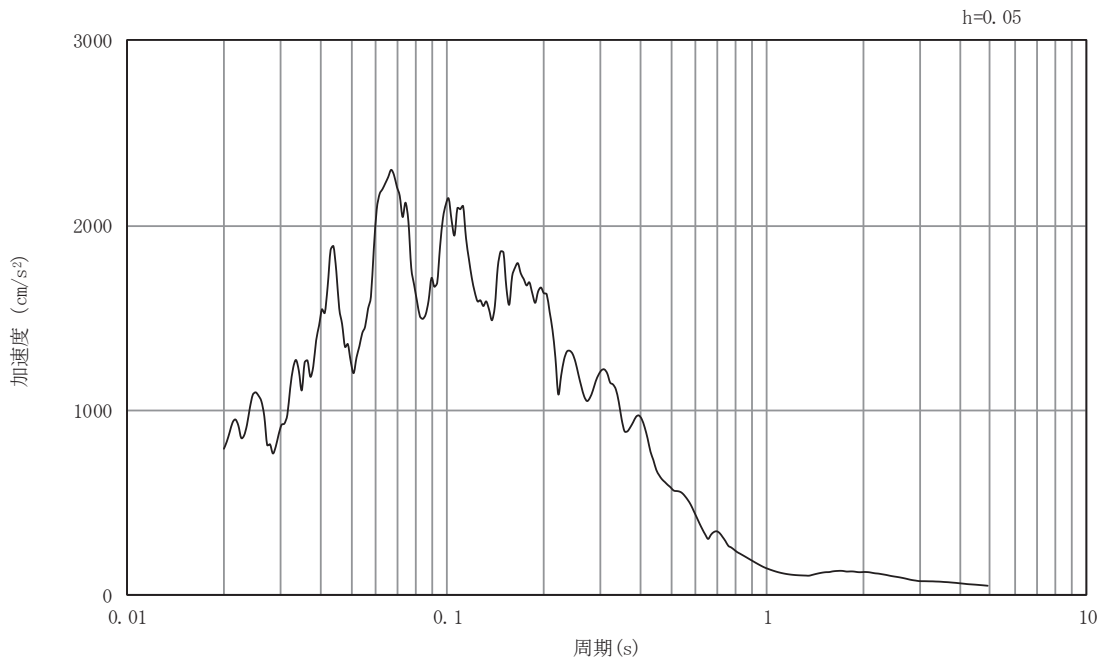
図3-93 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

断面⑦

(鉛直成分：S s - F 2)

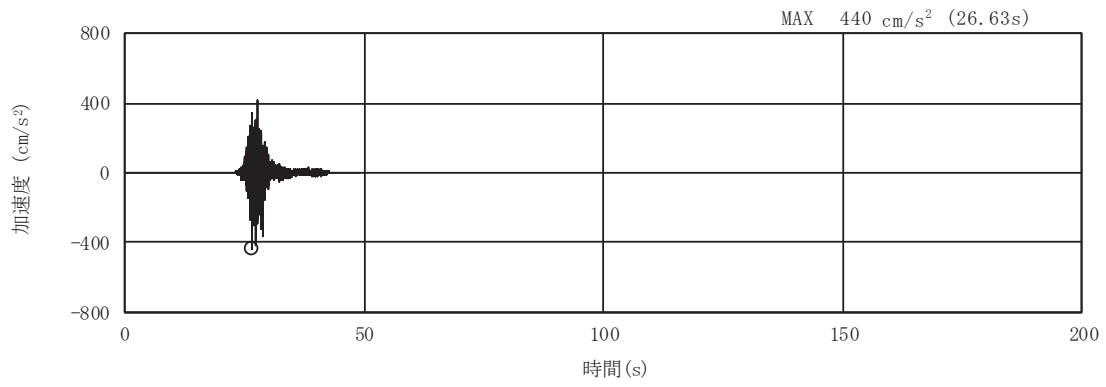


(a) 加速度時刻歴波形

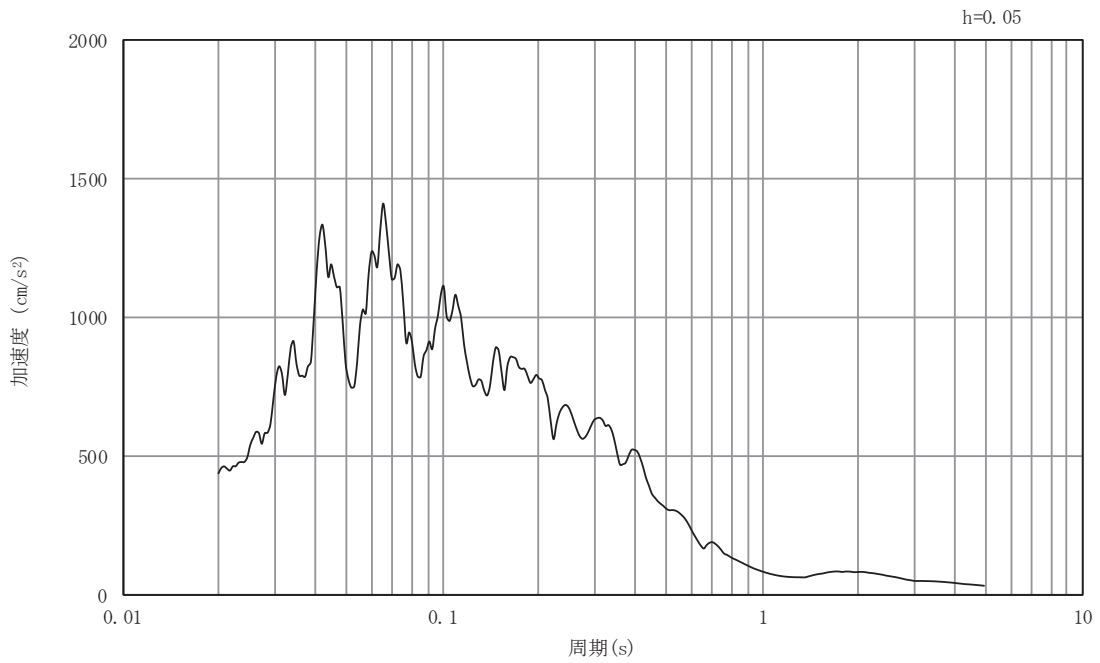


(b) 加速度応答スペクトル

図3-94 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
断面⑦
(水平成分：S s - F 3)



(a) 加速度時刻歴波形

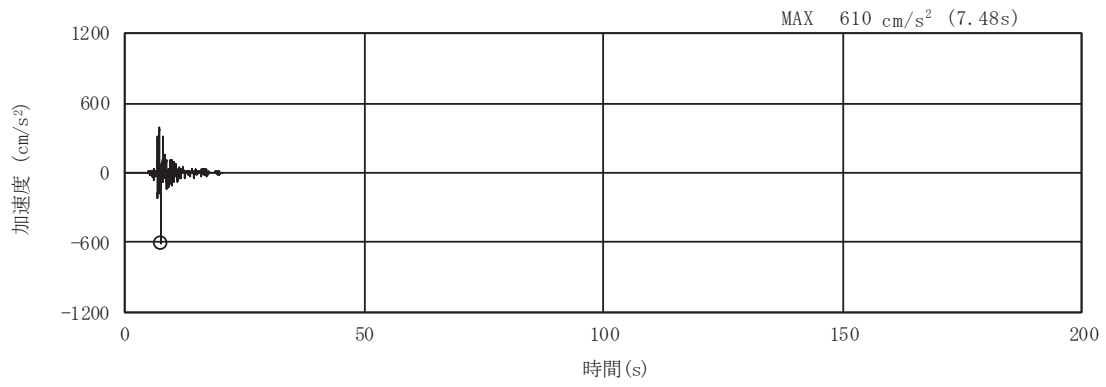


(b) 加速度応答スペクトル

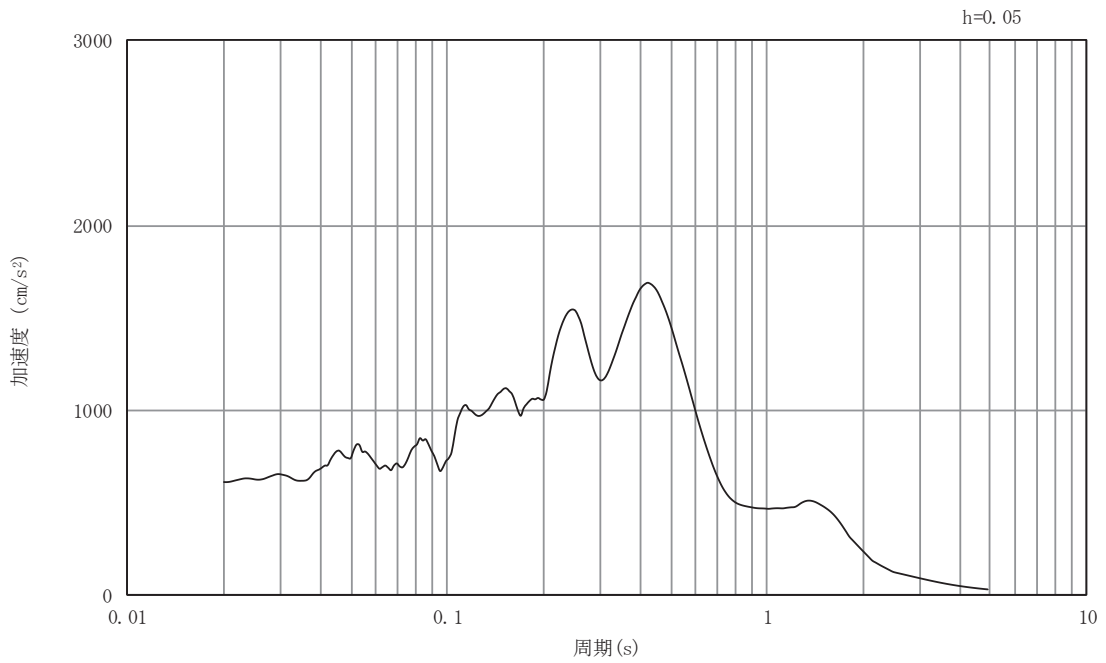
図3-95 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

断面⑦

(鉛直成分：S s - F 3)

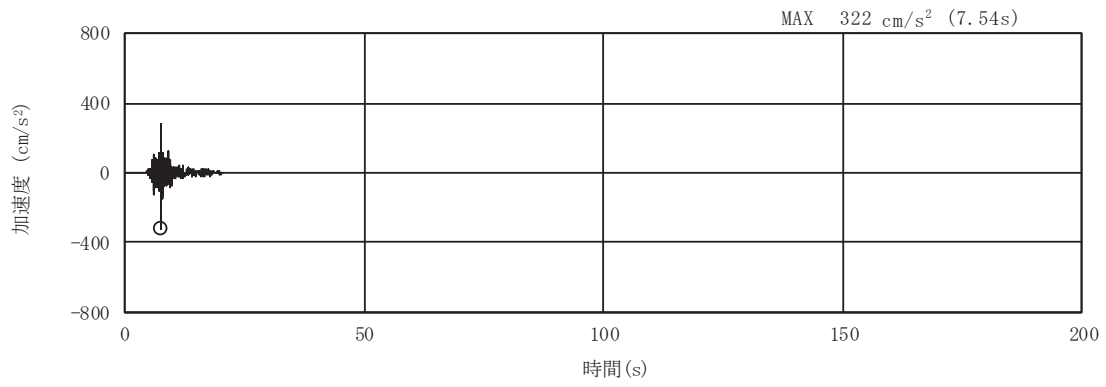


(a) 加速度時刻歴波形

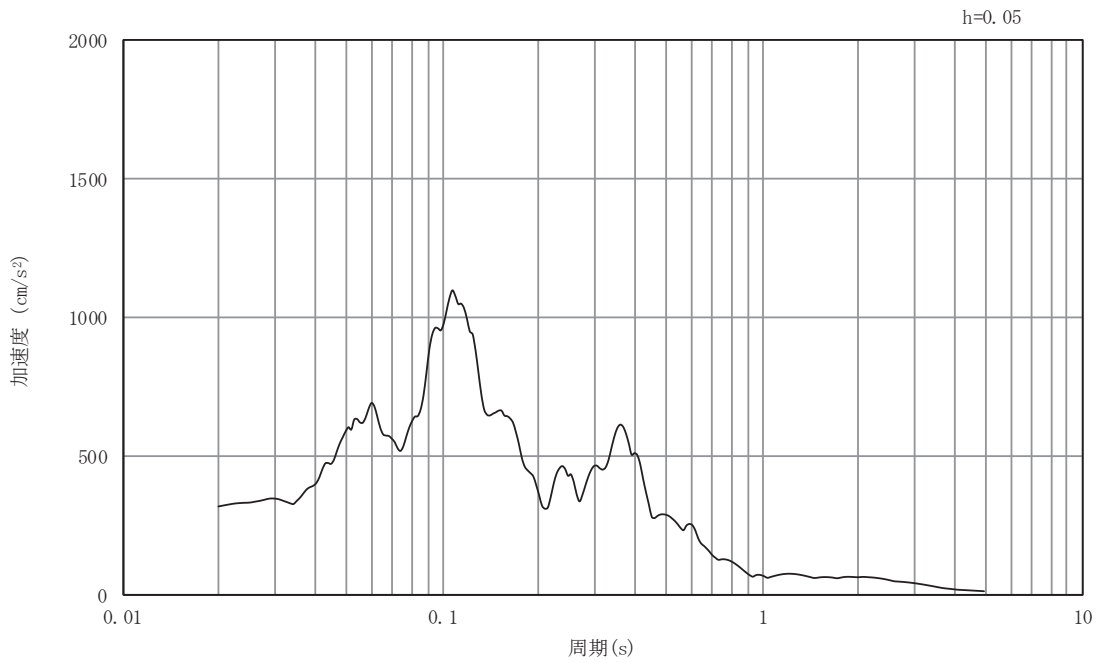


(b) 加速度応答スペクトル

図3-96 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
断面⑦
(水平成分：S s - N 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図3-97 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
断面⑦
(鉛直成分：S s - N 1)

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 解析モデル

取水路（標準部）の地震応答解析モデルを図 3-98～図 3-103 に示す。

(1) 解析領域

二次元有限要素法による時刻歴応答解析の解析モデルの解析領域は、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に及ばないように、十分に広い領域とする。

(2) 境界条件

二次元有限要素法による時刻歴応答解析の解析モデル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。

(3) 構造物のモデル化

鉄筋コンクリート部材は、非線形はり要素によりモデル化する。

(4) 地盤のモデル化

D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、盛土・旧表土、D級岩盤、セメント改良土及び改良地盤は、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。

(5) 隣接構造物のモデル化

断面⑦において隣接構造物となる防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、添付書類「VI-2-10-2-2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性について」に基づき、鋼管杭は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。復水貯蔵タンクの基礎と直下の MMR は盛土でモデル化する。

(6) ジョイント要素の設定

地震時の「MMR と構造物」、「盛土及び岩盤と MMR」、「盛土・旧表土及び岩盤と改良地盤」及び「盛土と構造物」との接合面における剥離及びすべりを考慮するため、これらの接合面にジョイント要素を設定する。なお、防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、添付書類「VI-2-10-2-2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性について」に基づき、ジョイント要素を設定する。

(7) 水位条件

内水位は、朔望平均満潮位（O.P. +2.43m）とする。

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。設計用地下水位を表 3-6 及び図 3-104～図 3-109 に示す。

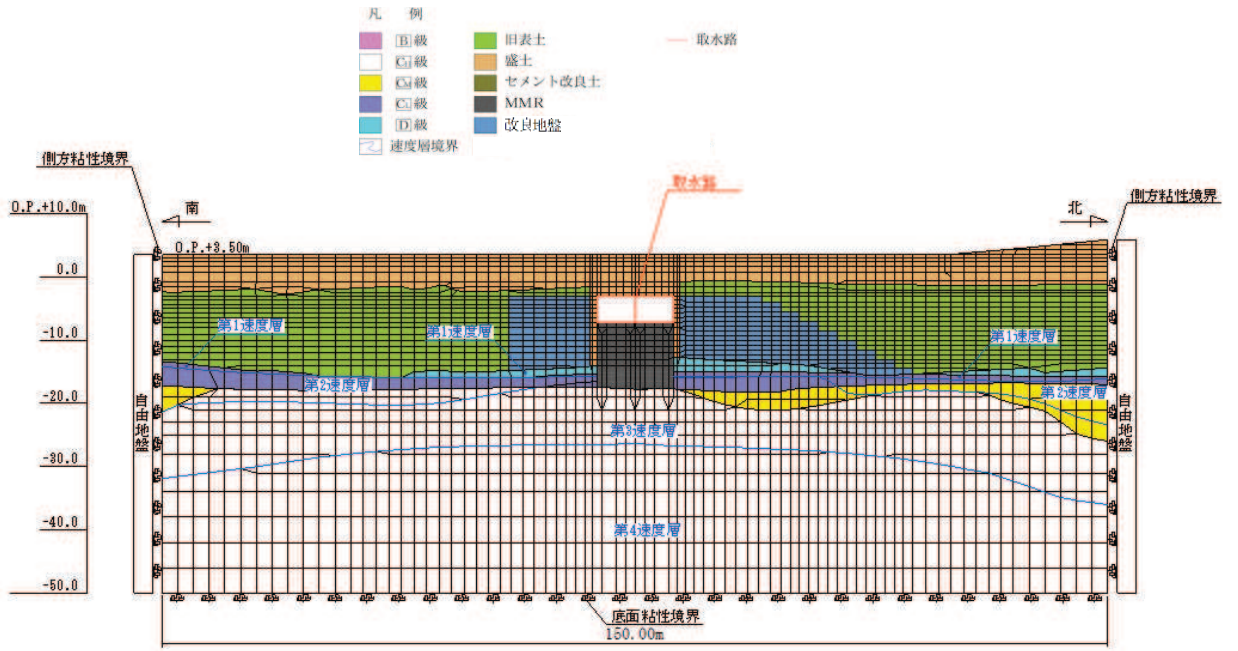


図 3-98 取水路（標準部）の地震応答解析モデル（断面②）

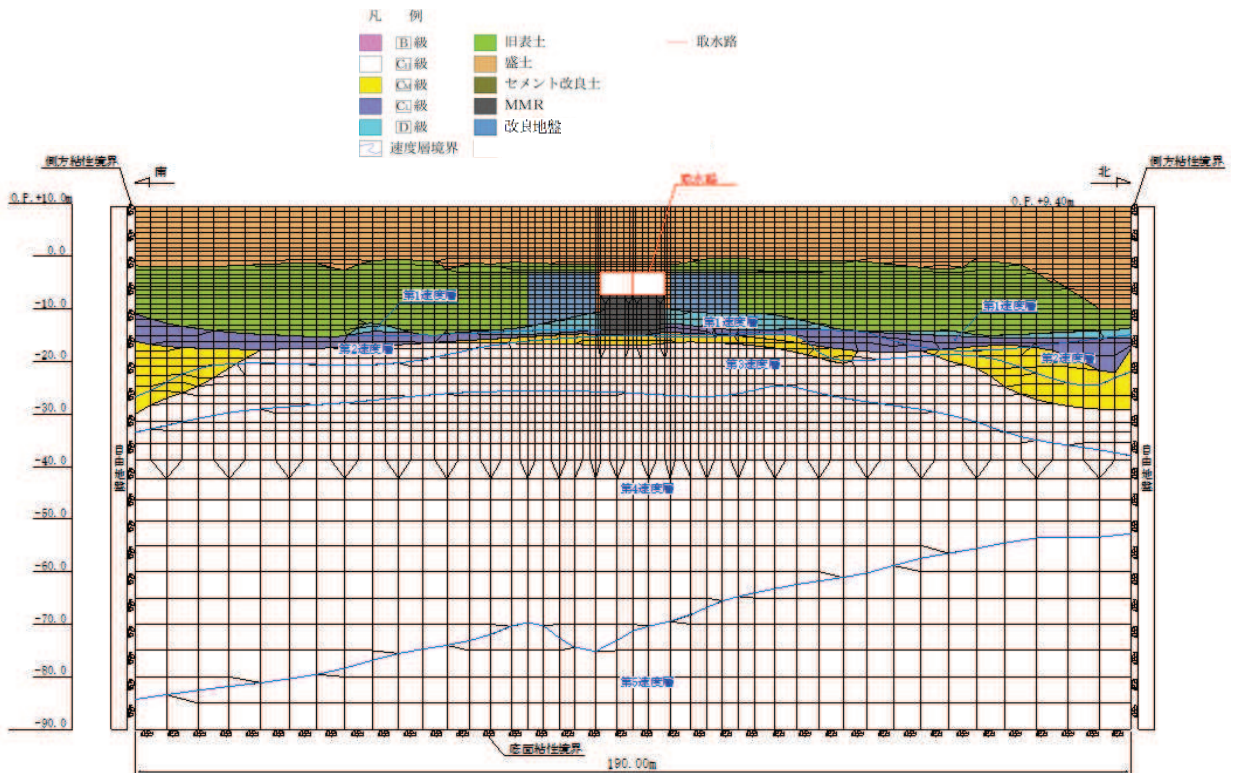


図 3-99 取水路（標準部）の地震応答解析モデル（断面③）

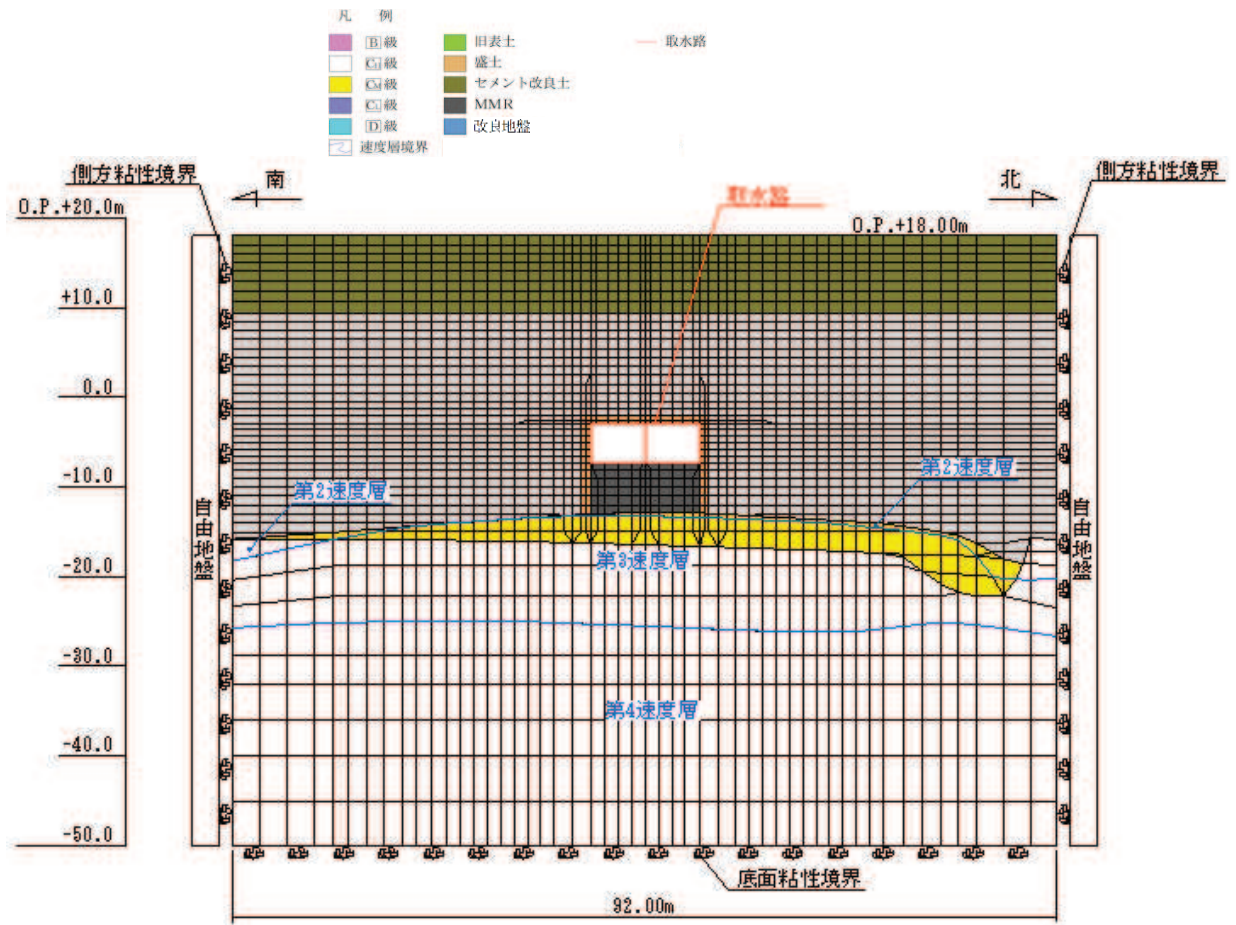


図 3-100 取水路（標準部）の地震応答解析モデル（断面④）

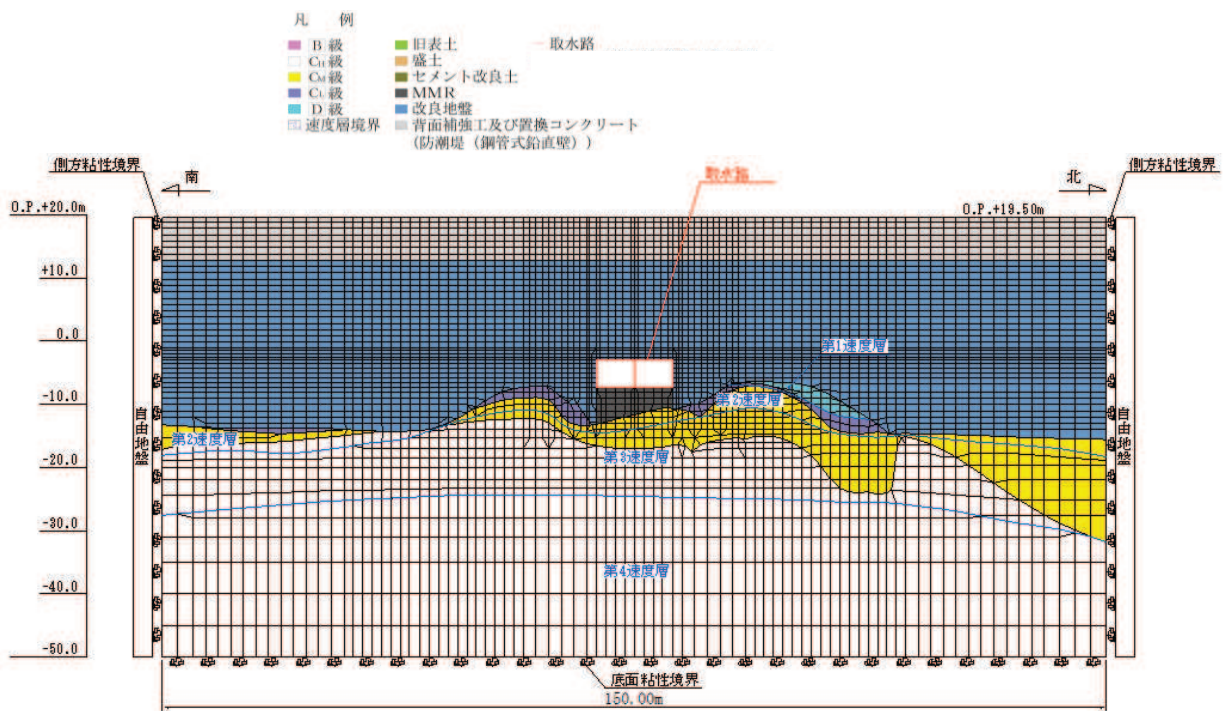


図 3-101 取水路（標準部）の地震応答解析モデル（断面⑤）

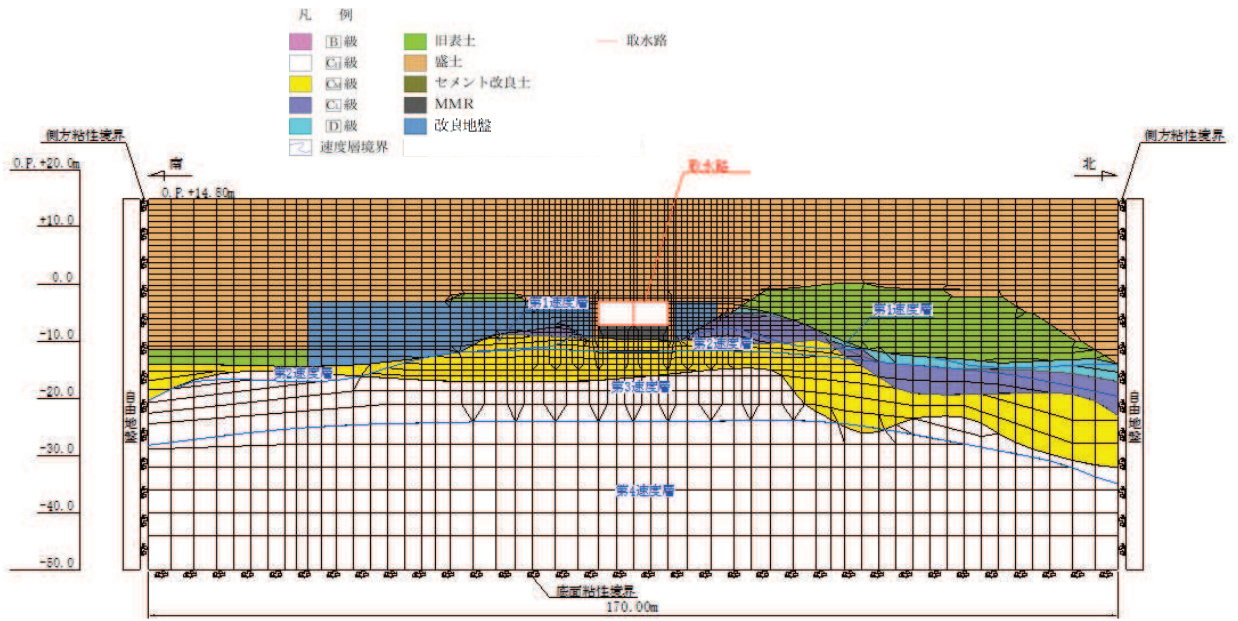


図 3-102 取水路（標準部）の地震応答解析モデル（断面⑥）

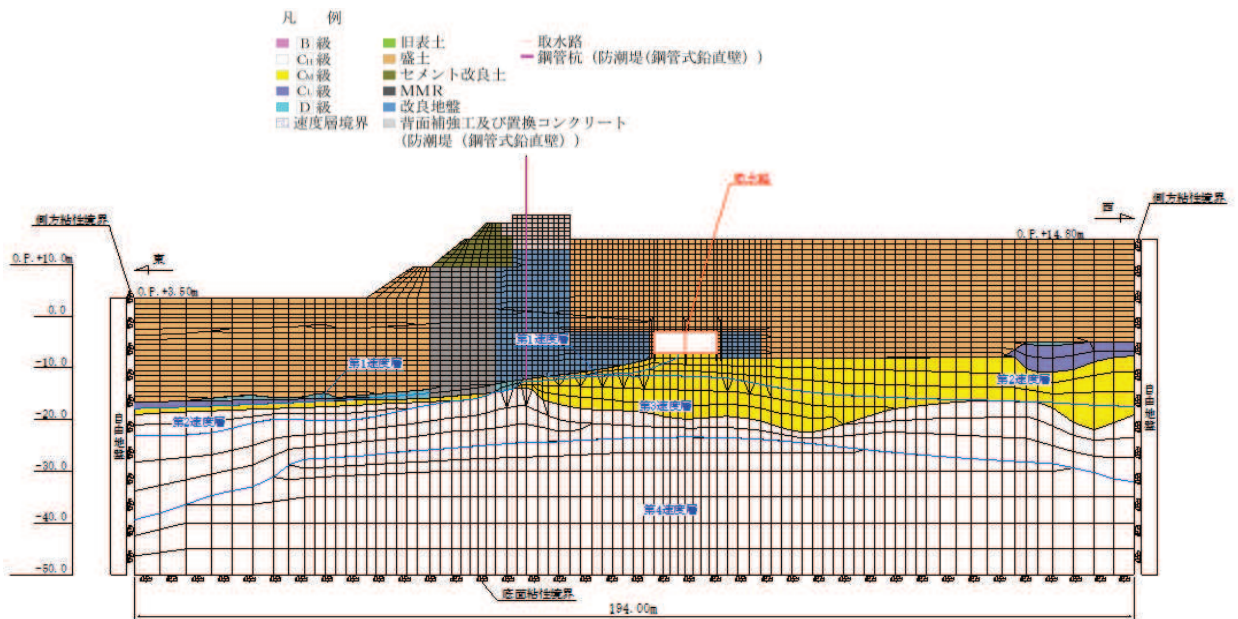


図 3-103 取水路（標準部）の地震応答解析モデル（断面⑦）

表 3-6 設計用地下水位

施設名称	対象エリア	設計用地下水位
取水路 (標準部)	断面②	0. P. +2. 43m ^{*1, 2}
	断面③	0. P. +2. 43m ^{*1, 2}
	断面④	0. P. +2. 43m ^{*1, 2}
	断面⑤	0. P. -1. 00m
	断面⑥	0. P. -1. 01m
	断面⑦	0. P. -1. 03m~0. P. +2. 43m ^{*1, 2}

注記*1：朔望平均満潮位。

*2：東北地方太平洋沖地震による約 1m の沈降を，敷地高さ（0. P. +14. 8m）を固定とし朔望平均満潮位を 0. P. +1. 43 から 0. P. +2. 43m とすることにより考慮する。

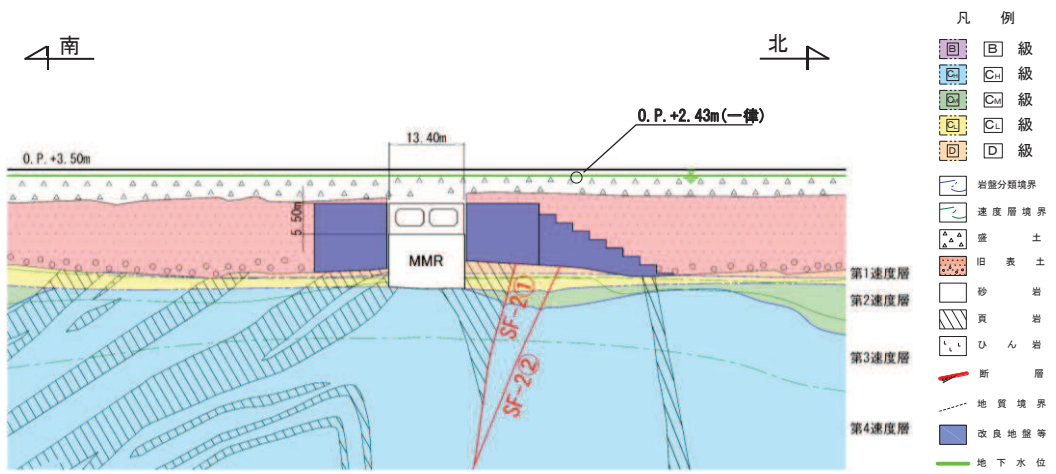


図 3-104 設計用地下水位 (断面②)

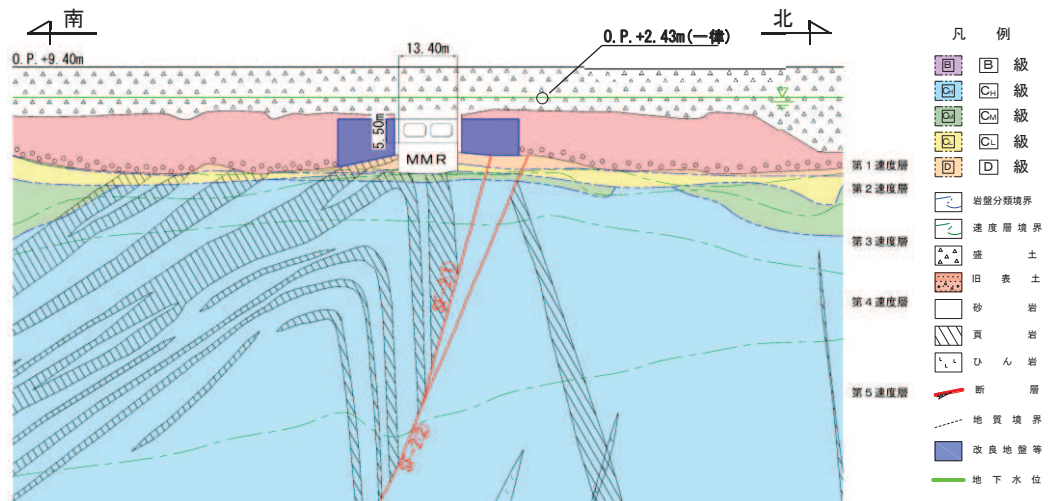


図 3-105 設計用地下水位 (断面③)

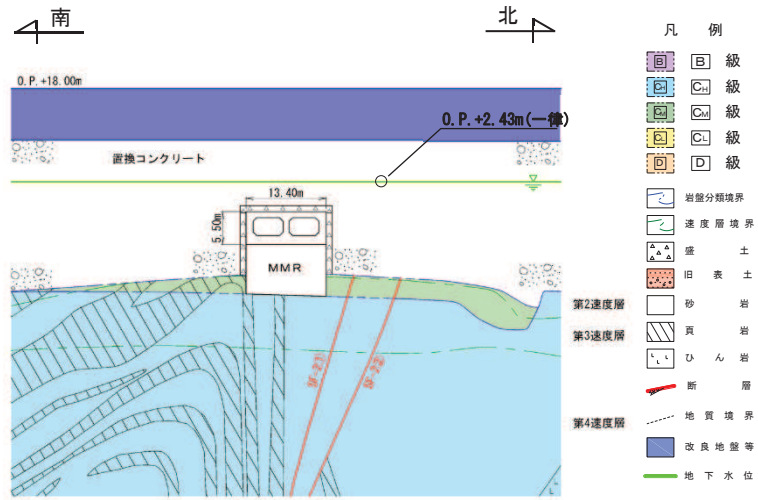


図 3-106 設計用地下水位 (断面④)

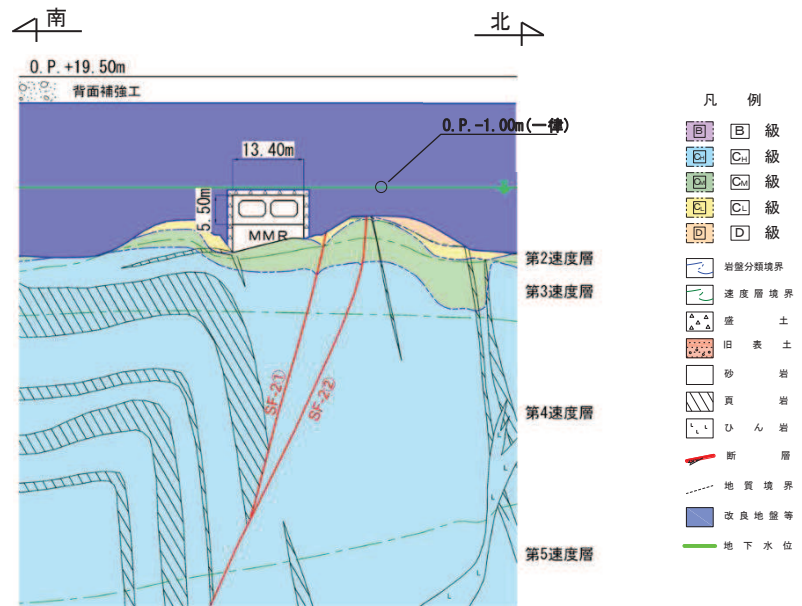


図 3-107 設計用地下水位 (断面⑤)

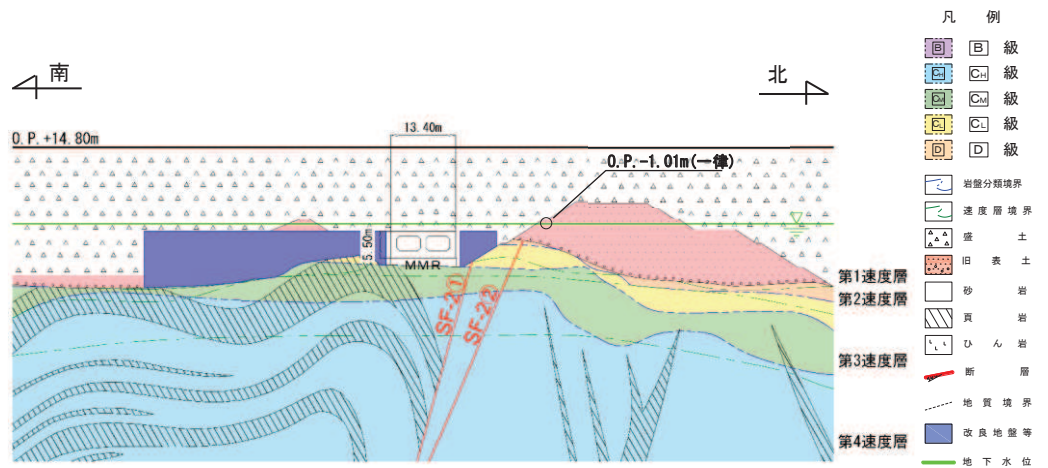


図 3-108 設計用地下水位 (断面⑥)

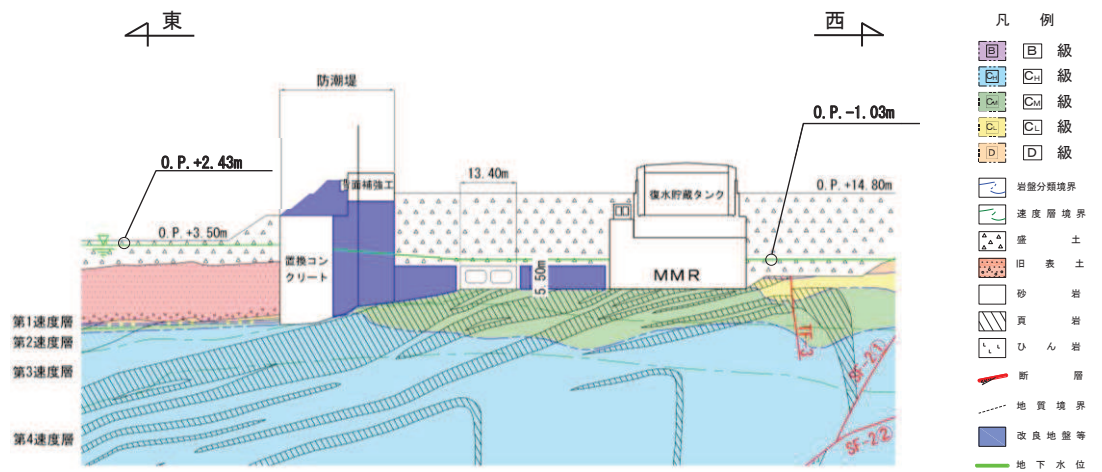


図 3-109 設計用地下水位 (断面⑦)

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 3-7 に、材料の物性値を表 3-8 に示す。

表 3-7 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 3-8 材料の物性値 (構造部材)

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)	実強度*	3.18×10 ⁴ 解析ケース④, ⑨'
		設計基準強度	2.33×10 ⁴ 解析ケース①, ②, ③, ⑥', ⑦', ⑧'
	ポアソン比	0.2	

注記* : 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。

3.5.3 地盤の物性値

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。

3.6 地震応答解析結果

取水路（標準部）における耐震評価については、断面④及び断面⑤は全応力解析のみ実施していることから、全応力解析と有効応力解析によりそれぞれ評価した荷重を組み合わせ、直線部及び曲線部の三次元構造解析モデルへ作用させている。そのため、取水路（標準部）の耐震評価における解析ケースと作用させる断面の地震応答解析手法の関係は、表 3-9 に示すとおりとする。

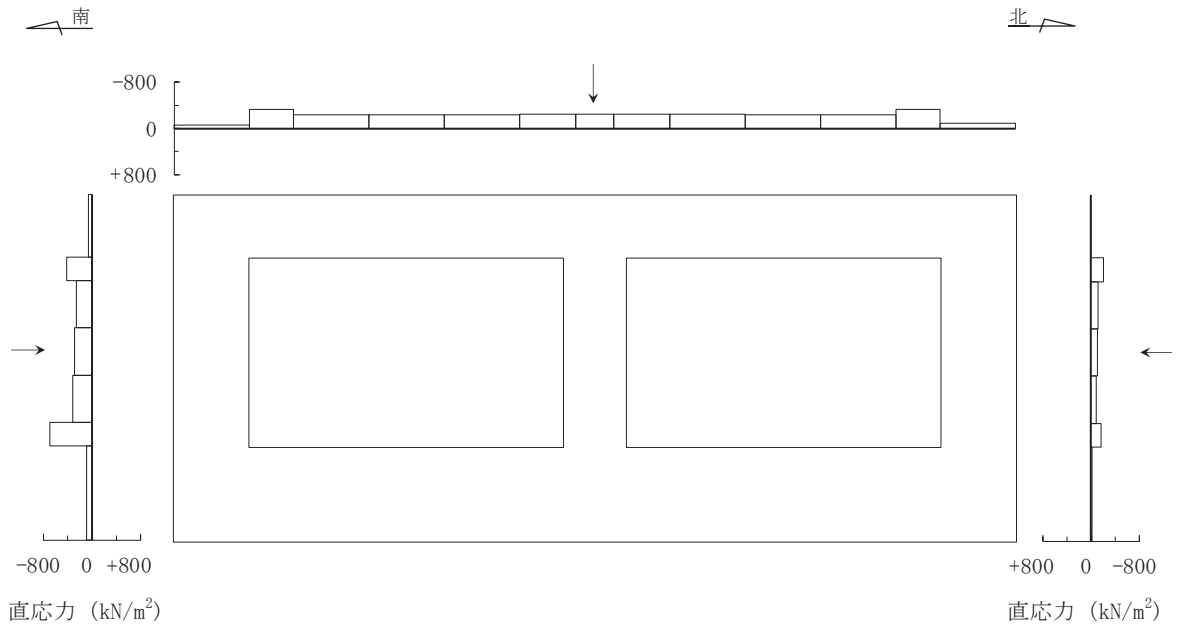
構造部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査のうち、地震応答解析による地震時荷重を用いた三次元構造解析の結果において、照査値が最大となるせん断力照査の地震動及び解析ケースにおける作用荷重分布図を図 3-110～図 3-137 に示す。

なお、断面⑤は曲線部に位置するが、周辺地盤の状況等を考慮し直線部の地震時荷重算出断面として選定しており、直線部と曲線部の両方の三次元モデルに作用させる荷重となる。このため、断面⑤については、それぞれのモデル（直線部・曲線部）で照査値が最大となる 2 ケースを示す。

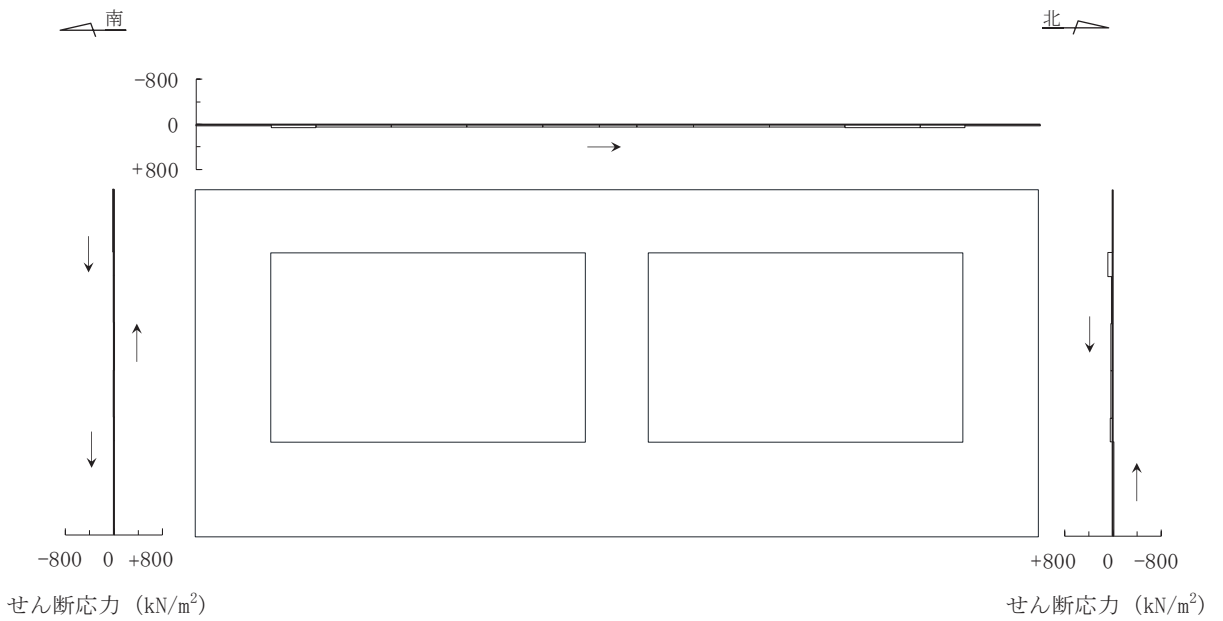
また、曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査で最大照査値を示すケースについて、地盤に発生した過剰間隙水圧比分布を確認する。過剰間隙水圧比分布図を図 3-138～図 3-141 に示す。

表 3-9 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	ケース⑥'	ケース⑦'	ケース⑧'	ケース⑨'
		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	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	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	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
直線部	断面②	全応力解析	全応力解析	全応力解析	全応力解析	有効応力解析	有効応力解析	有効応力解析	有効応力解析
	断面③	全応力解析	全応力解析	全応力解析	全応力解析	有効応力解析	有効応力解析	有効応力解析	有効応力解析
	断面④	全応力解析	全応力解析	全応力解析	全応力解析	全応力解析	全応力解析	全応力解析	全応力解析
	断面⑤	全応力解析	全応力解析	全応力解析	全応力解析	全応力解析	全応力解析	全応力解析	全応力解析
曲線部	断面⑥	全応力解析	全応力解析	全応力解析	全応力解析	有効応力解析	有効応力解析	有効応力解析	有効応力解析
	断面⑦	全応力解析	全応力解析	全応力解析	全応力解析	有効応力解析	有効応力解析	有効応力解析	有効応力解析



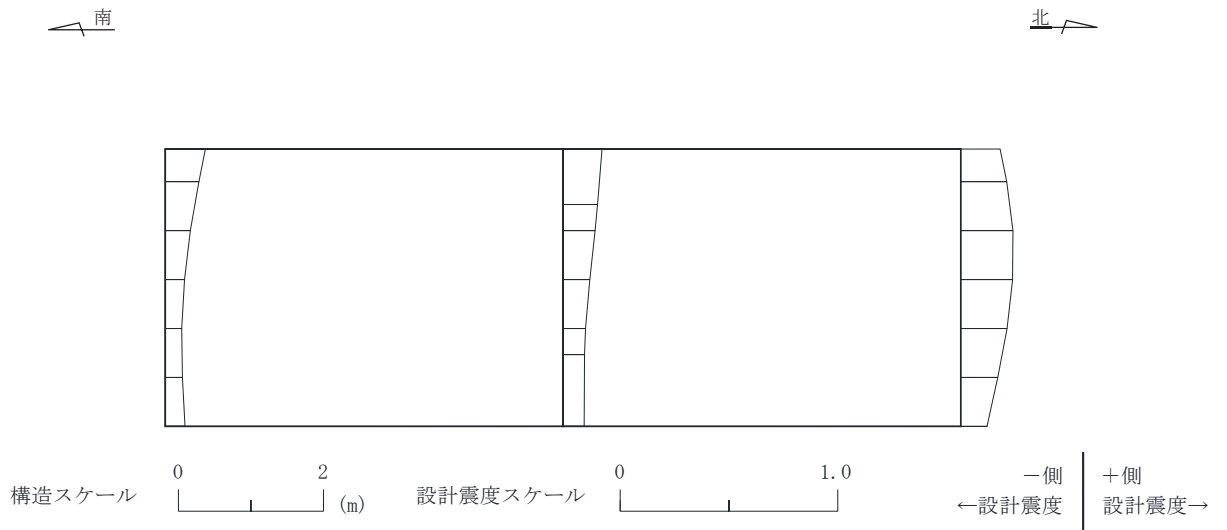
直応力



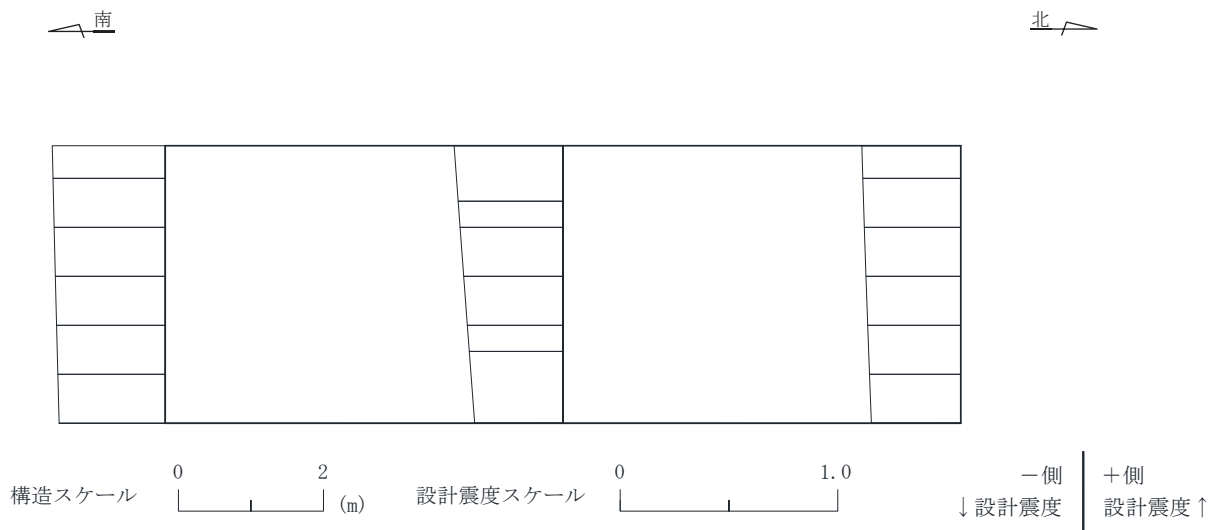
せん断応力

図中の矢印は荷重の作用方向を示す

図 3-110 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
(断面② : 直線部, 解析ケース③, S s - N 1 (++))

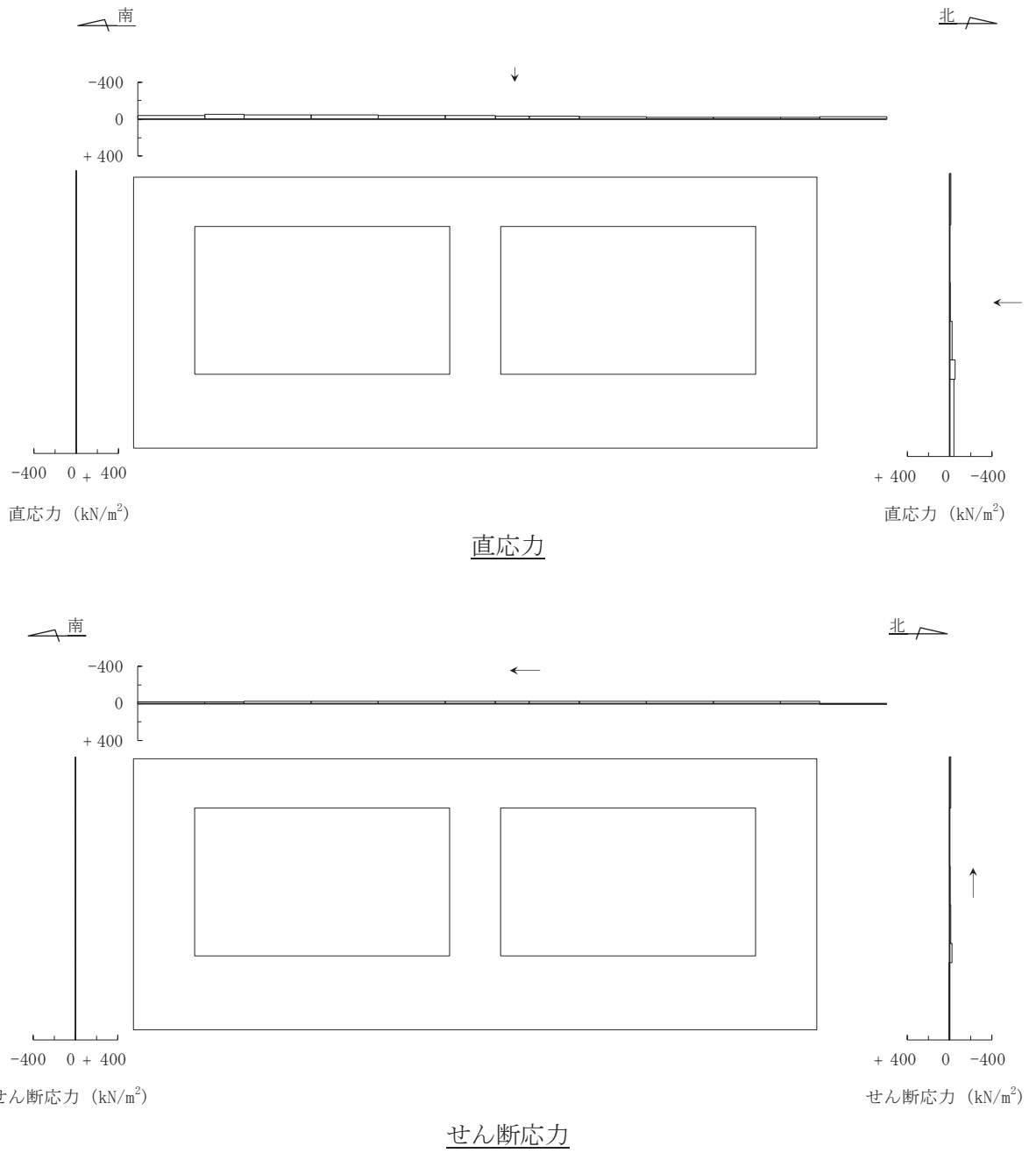


水平震度



鉛直震度

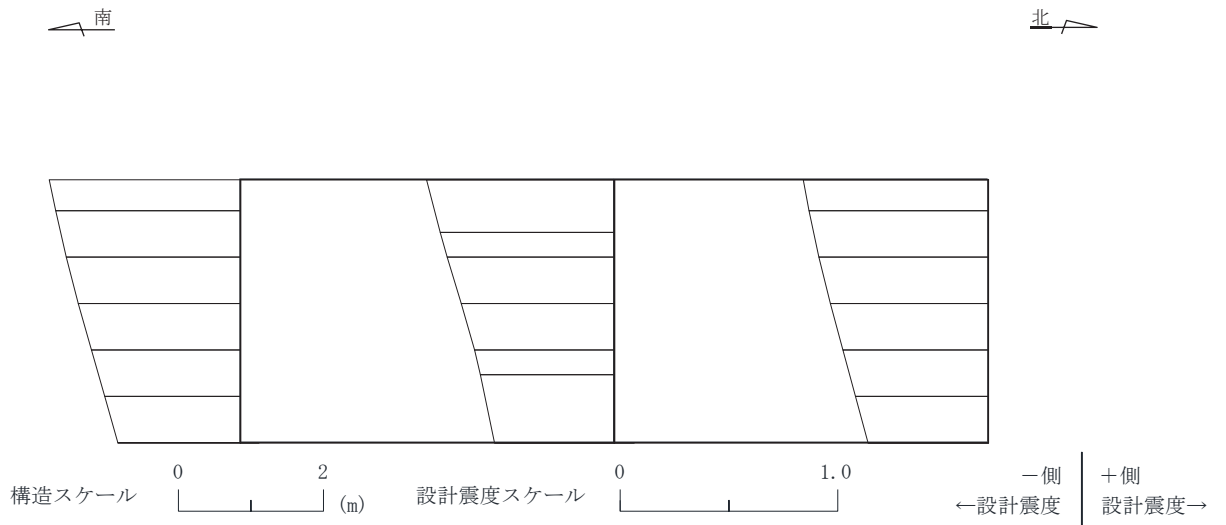
図 3-111 作用荷重分布図 (設計震度分布)
(断面② : 直線部, 解析ケース③, S s - N 1 (++))



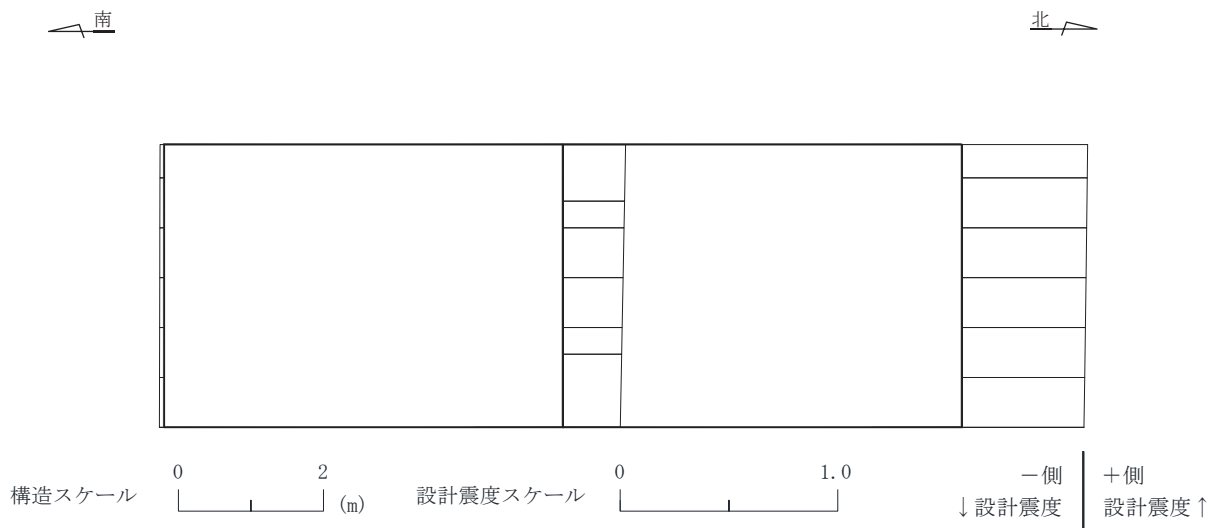
図中の矢印は荷重の作用方向を示す

図 3-112 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
 (断面② : 直線部, 解析ケース⑨', S s - F 3 (++))

O 2 ⑥ VI-2-10-4-4-2 R 3

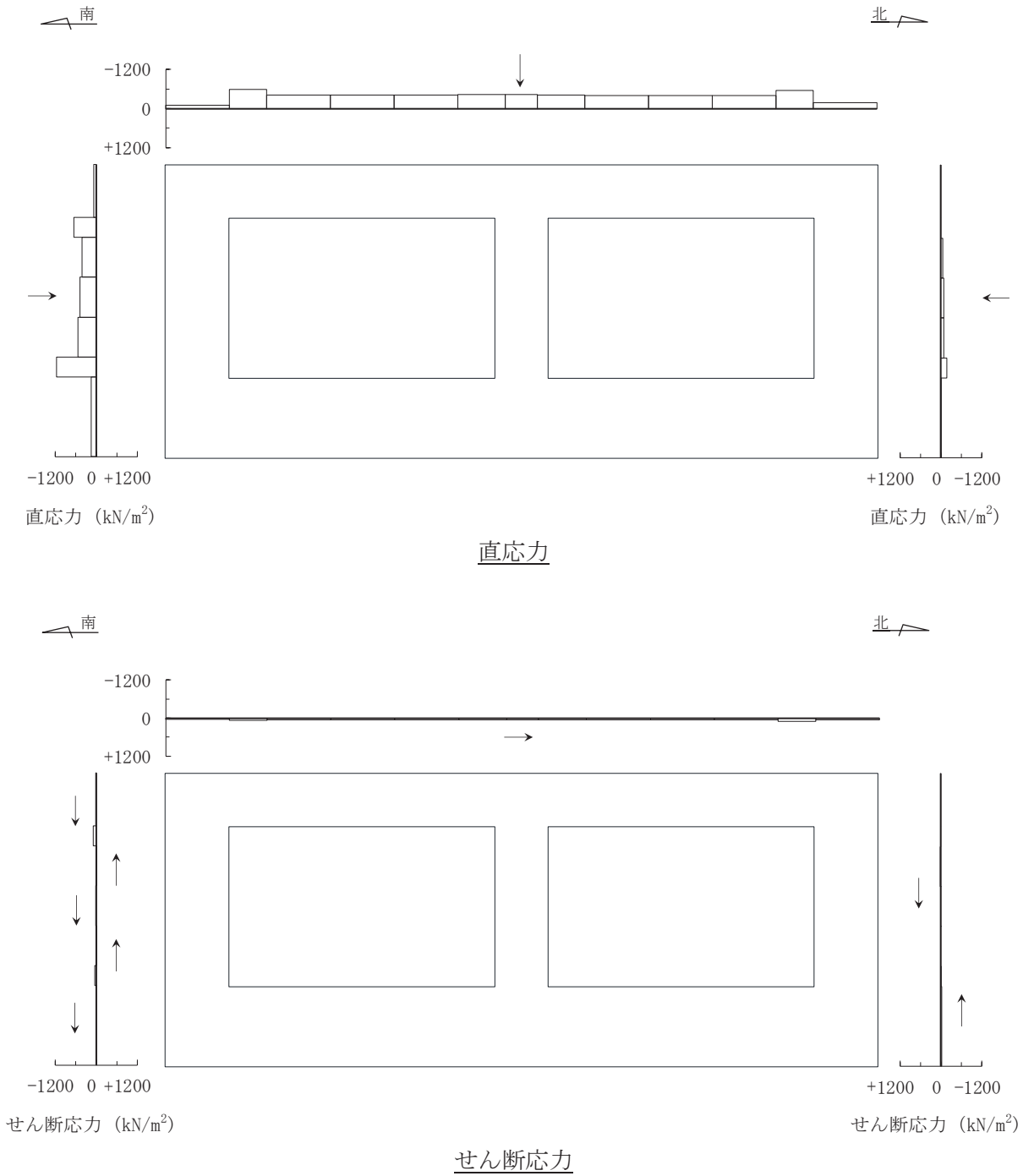


水平震度



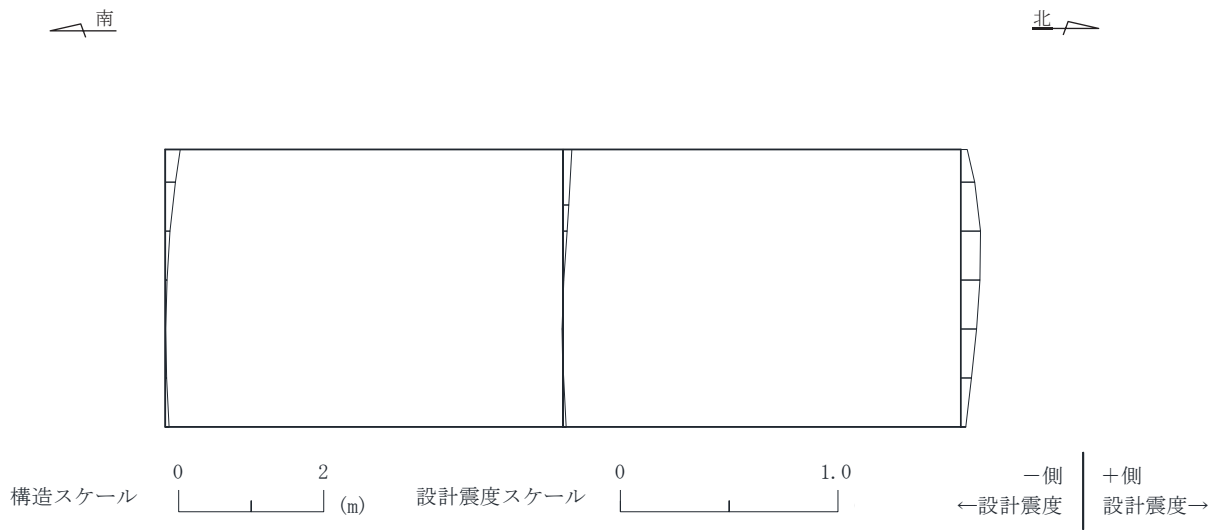
鉛直震度

図 3-113 作用荷重分布図 (設計震度分布)
 (断面② : 直線部, 解析ケース⑨', S s - F 3 (++)

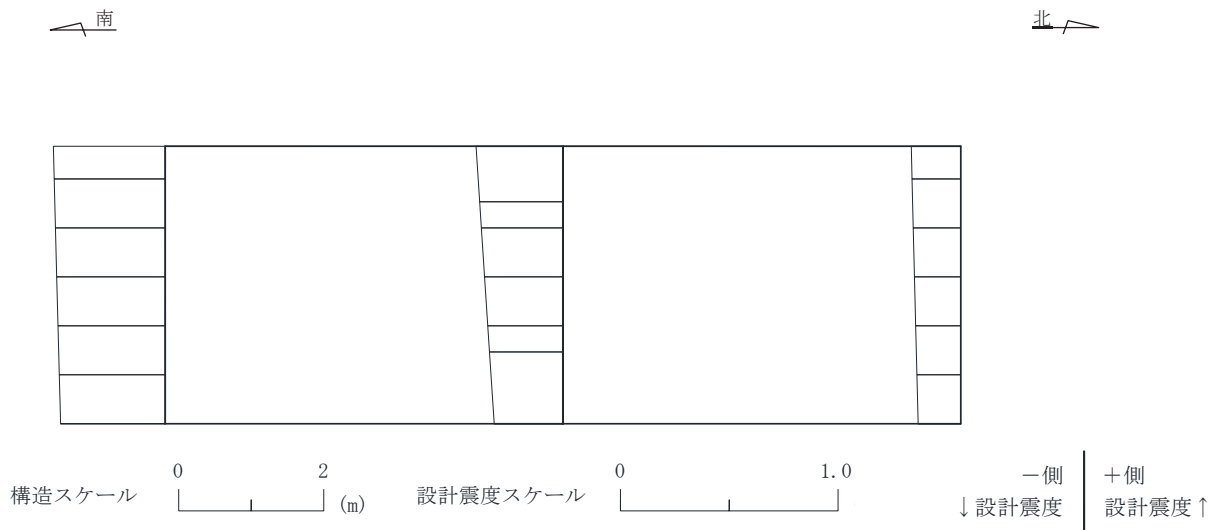


図中の矢印は荷重の作用方向を示す

図 3-114 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
 (断面③ : 直線部, 解析ケース③, S s - N 1 (++))

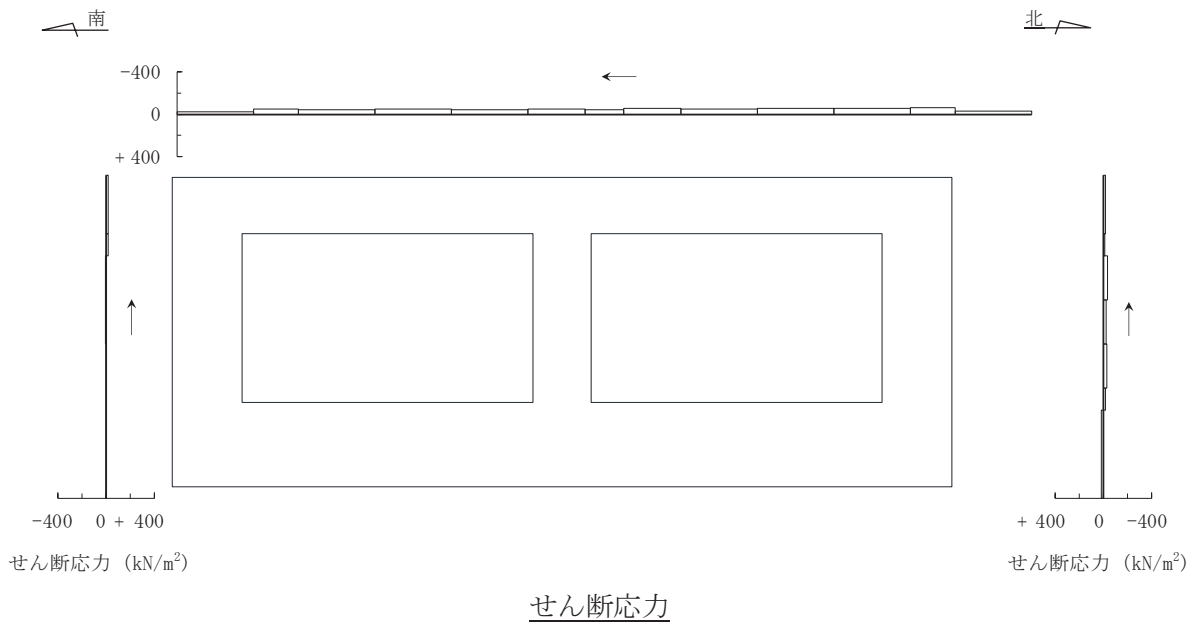
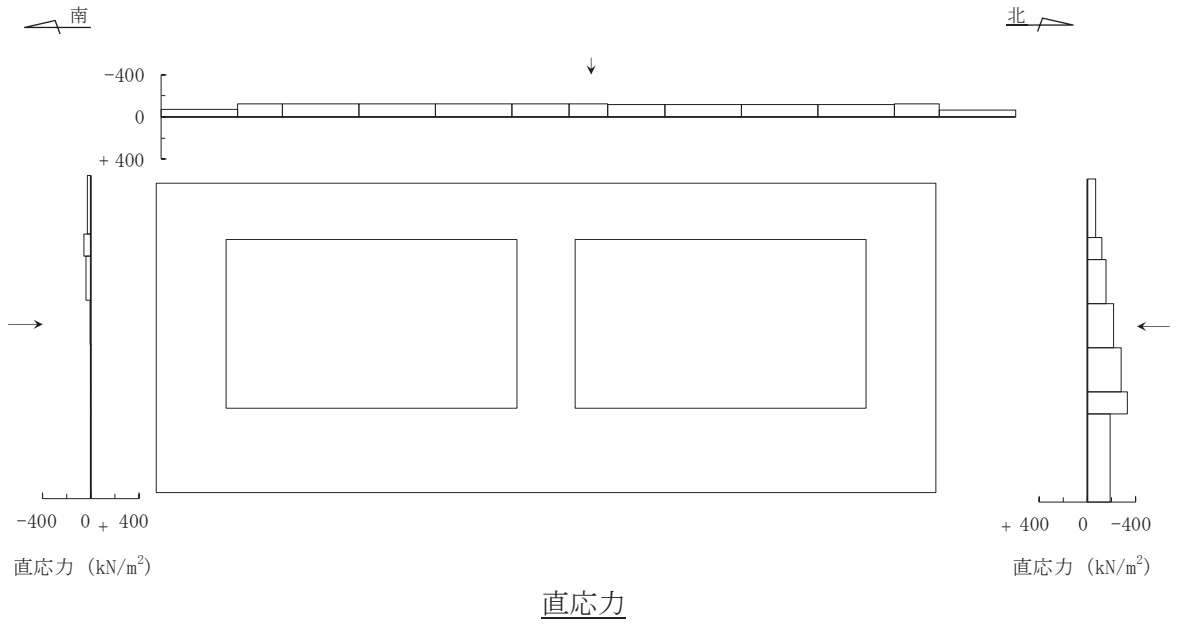


水平震度



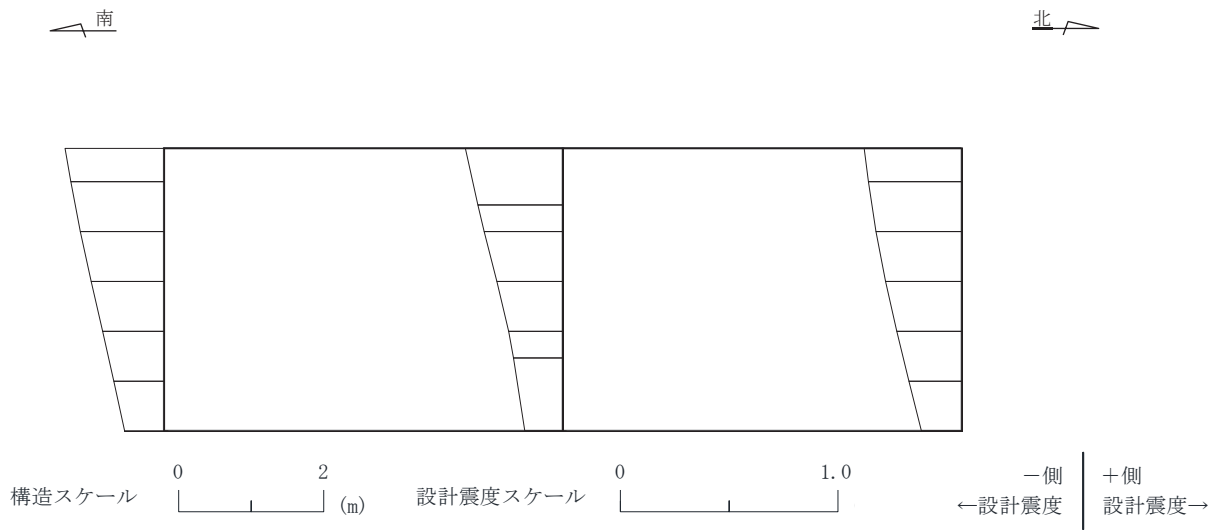
鉛直震度

図 3-115 作用荷重分布図 (設計震度分布)
(断面③ : 直線部, 解析ケース③, S_s-N1 (++))

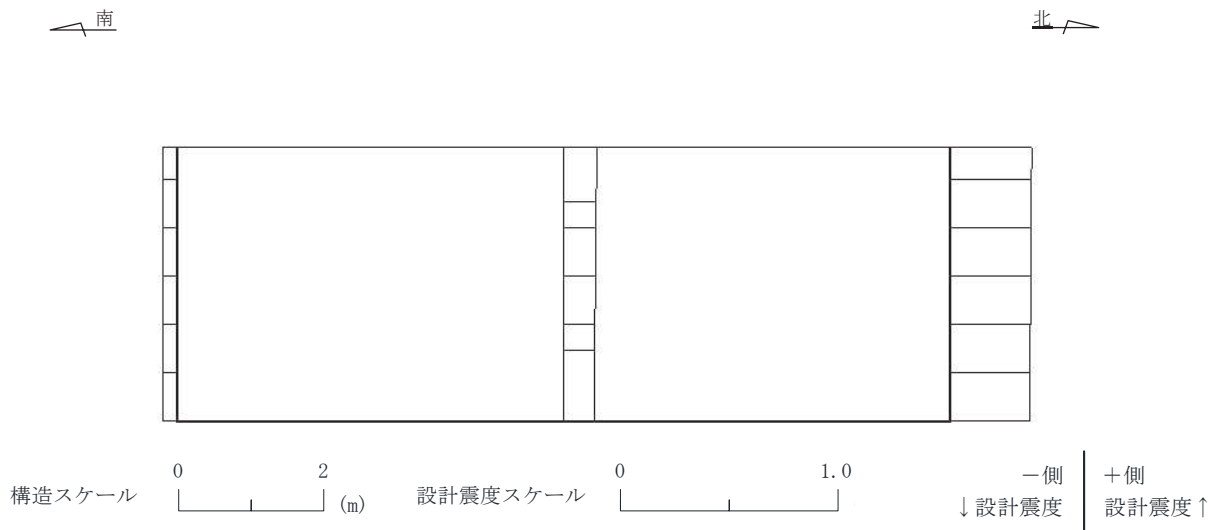


図中の矢印は荷重の作用方向を示す

図 3-116 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
 (断面③ : 直線部, 解析ケース⑨', S s - F 3 (++))

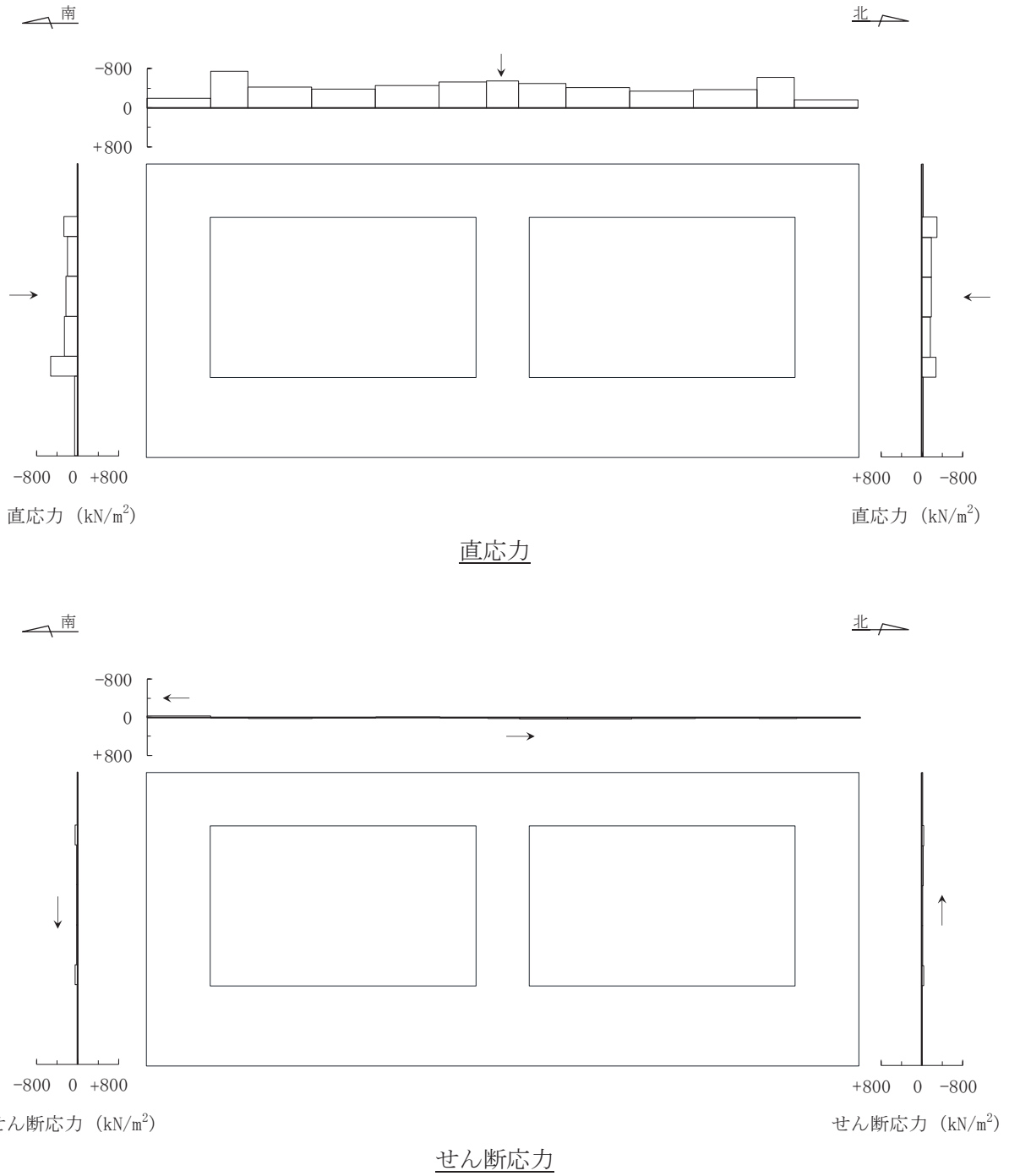


水平震度



鉛直震度

図 3-117 作用荷重分布図 (設計震度分布)
(断面③ : 直線部, 解析ケース⑨', S s - F 3 (++))

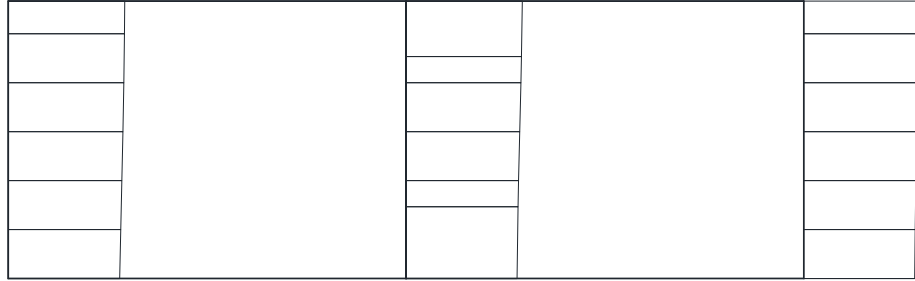


図中の矢印は荷重の作用方向を示す

図 3-118 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
 (断面④ : 直線部, 解析ケース③, S s - N 1 (++))

南

北



構造スケール



設計震度スケール

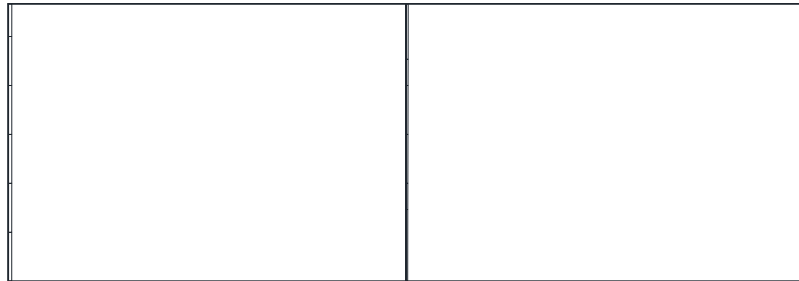


← 設計震度 | 一側 | +側
設計震度 →

水平震度

南

北



構造スケール



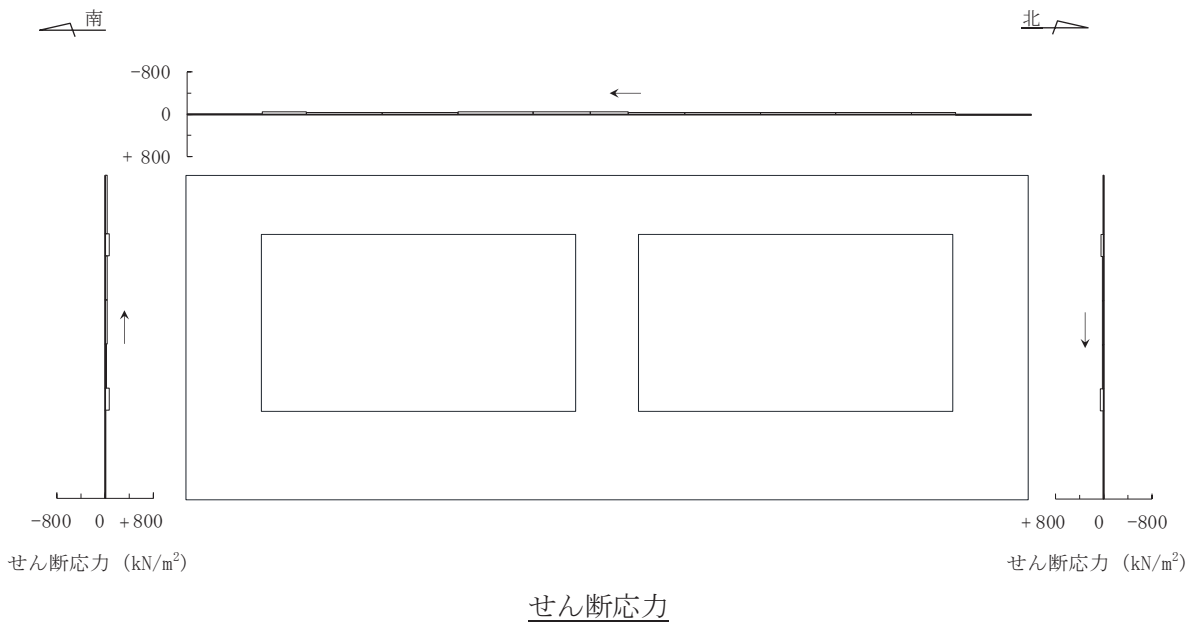
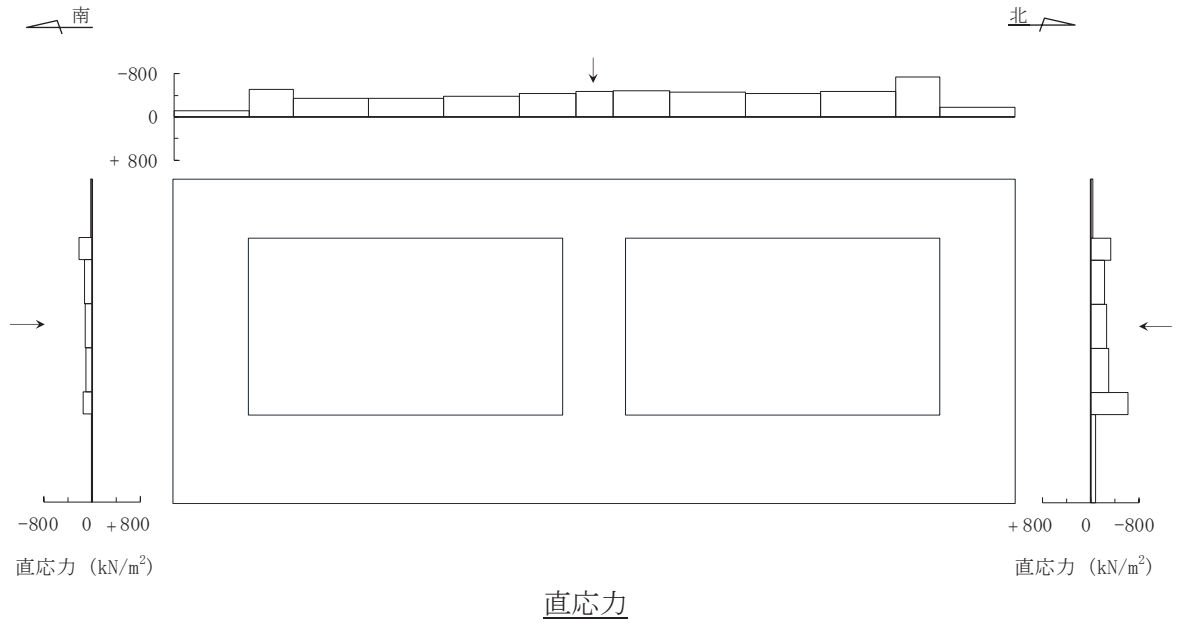
設計震度スケール



↓ 設計震度 | 一側 | +側
設計震度 ↑

鉛直震度

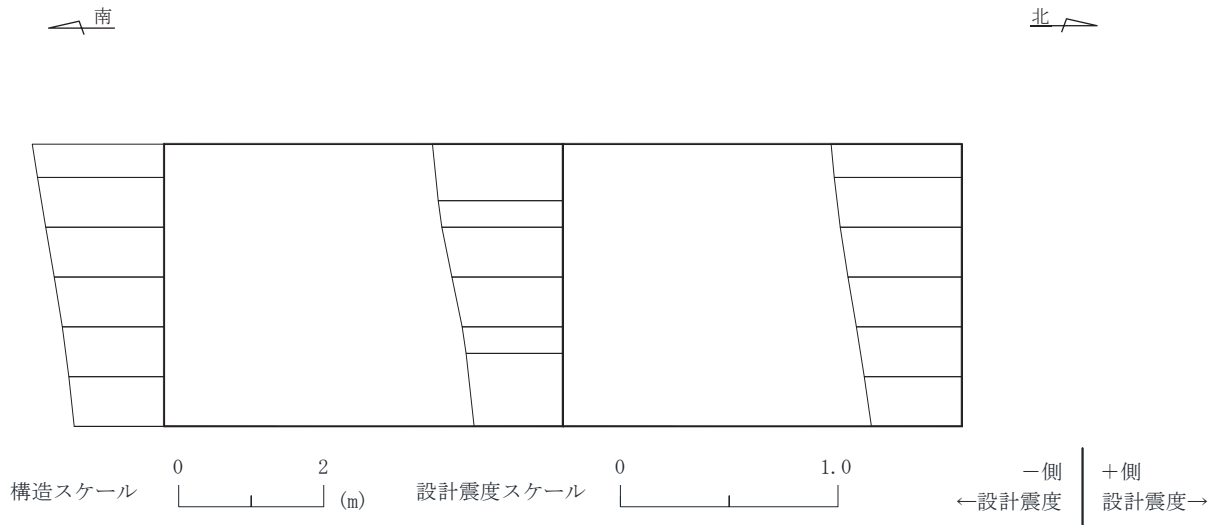
図 3-119 作用荷重分布図 (設計震度分布)
(断面④ : 直線部, 解析ケース③, S s - N 1 (++))



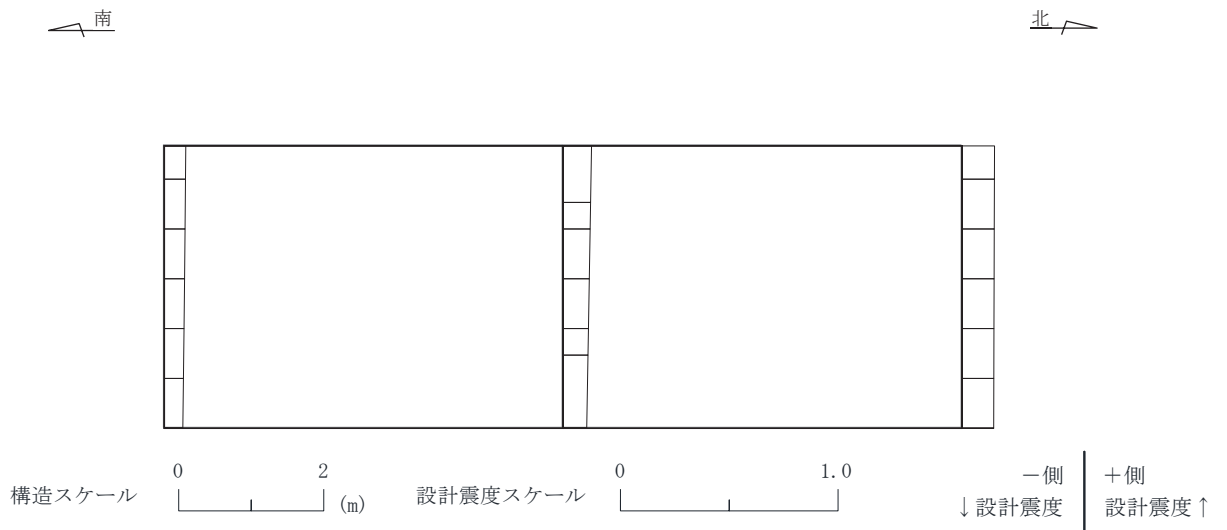
図中の矢印は荷重の作用方向を示す

図 3-120 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
 (断面④ : 直線部, 解析ケース⑨', S s - F 3 (++))

R 3
VI-2-10-4-4-2
⑥
O 2

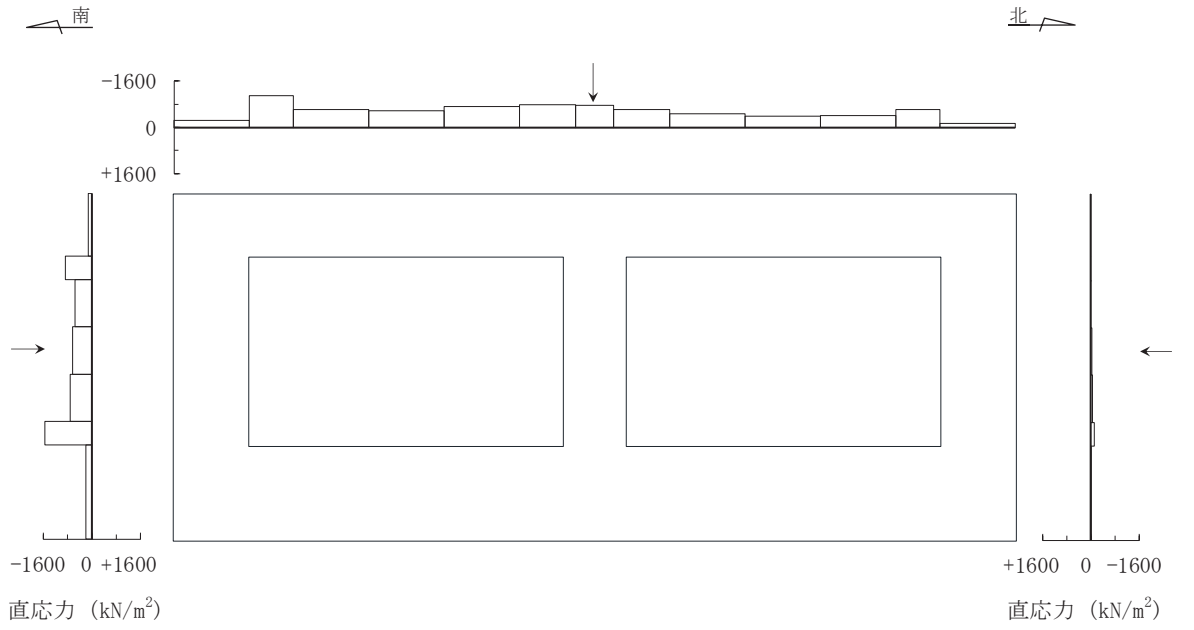


水平震度

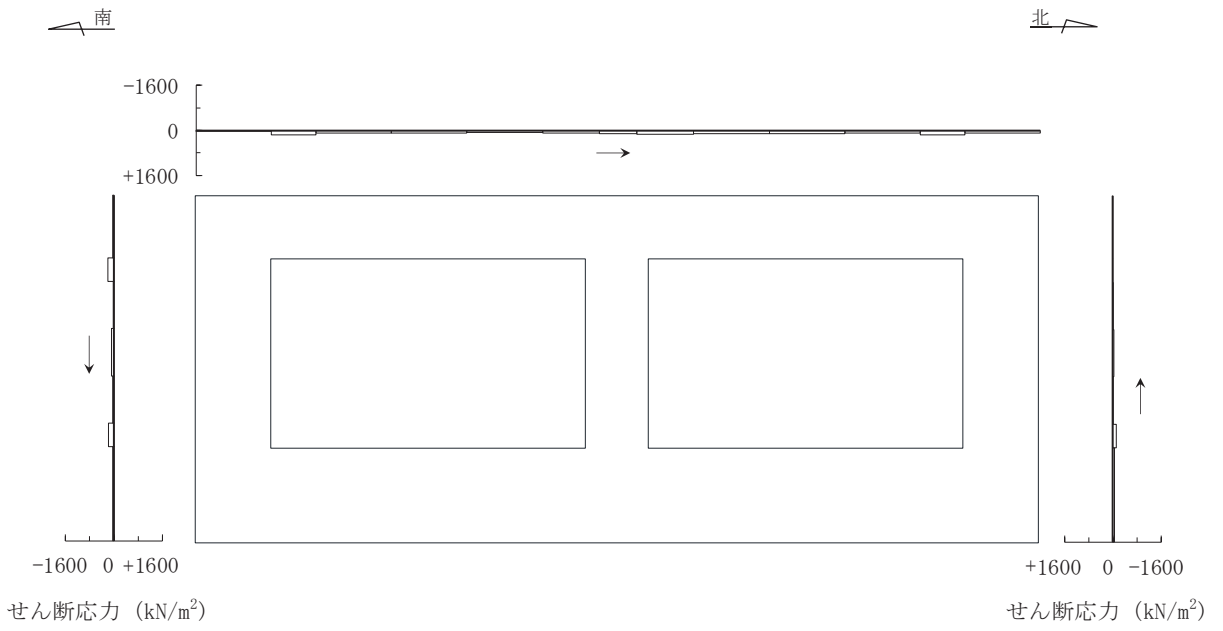


鉛直震度

図 3-121 作用荷重分布図 (設計震度分布)
(断面④ : 直線部, 解析ケース⑨', S s - F 3 (++))



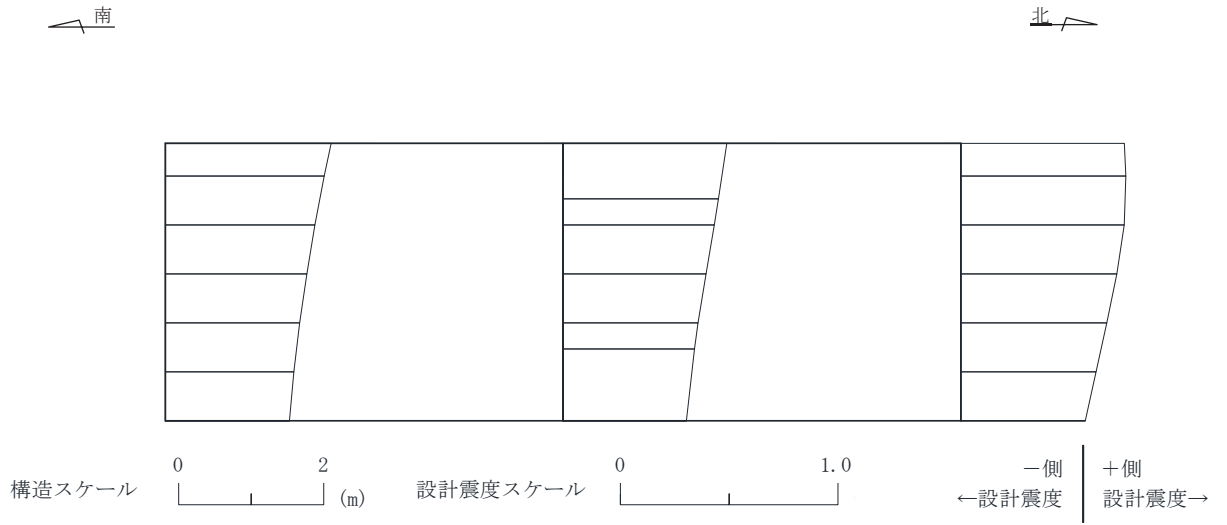
直応力



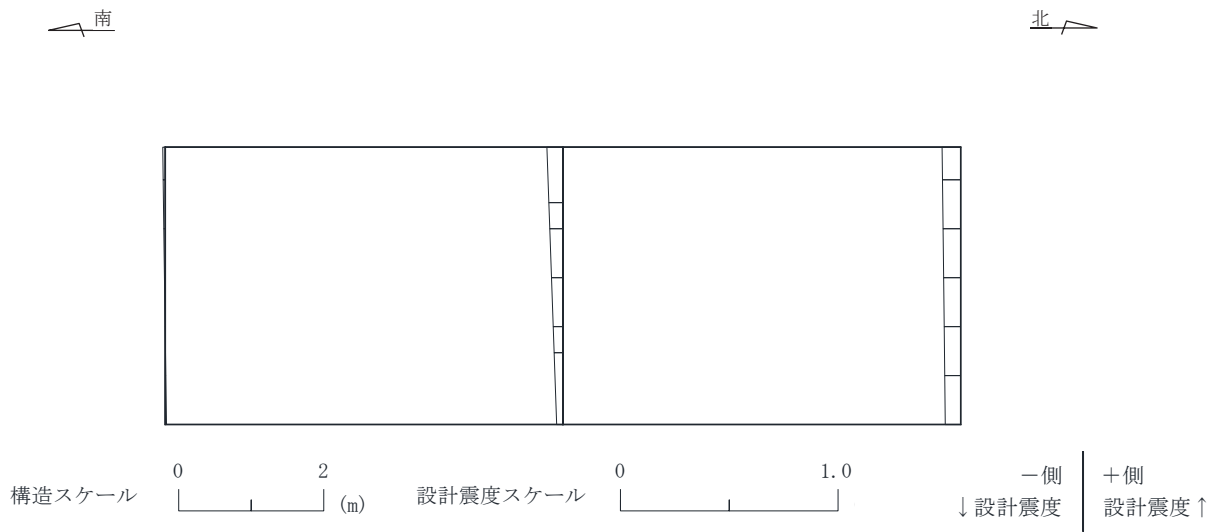
せん断応力

図中の矢印は荷重の作用方向を示す

図 3-122 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
(断面⑤ : 直線部, 解析ケース③, S s - N 1 (++)

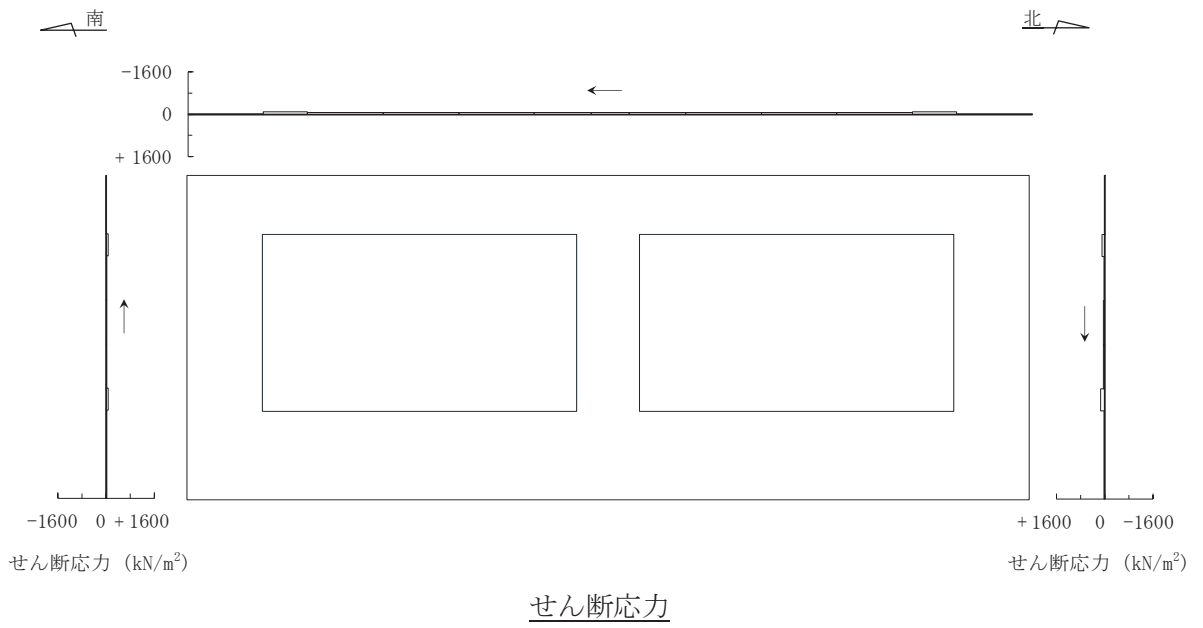
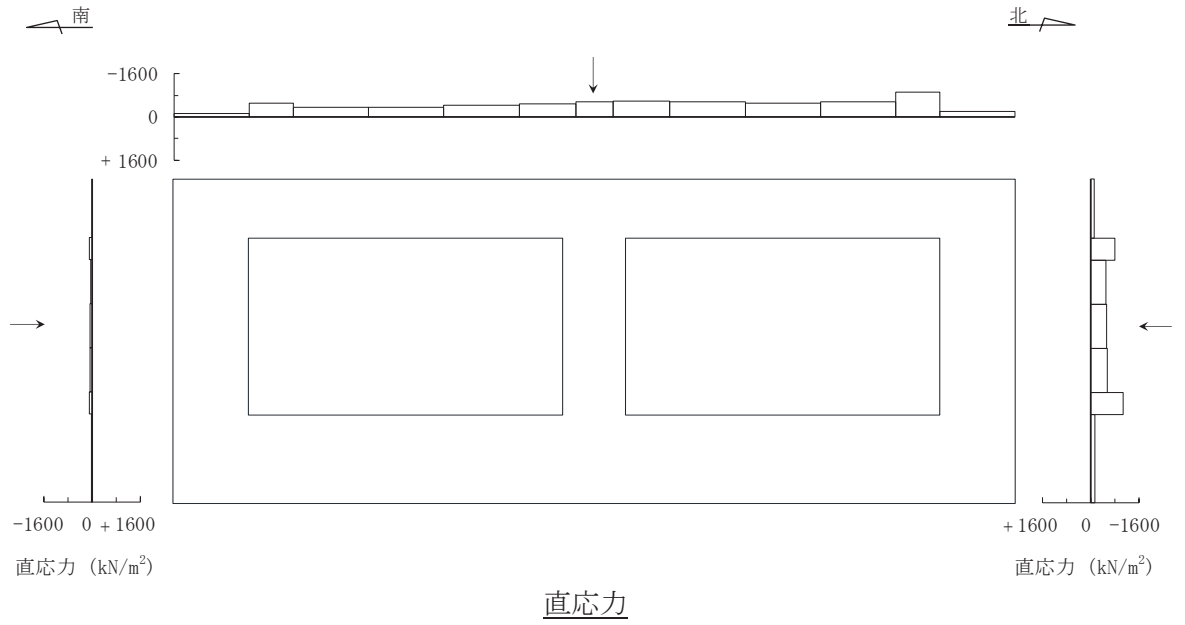


水平震度



鉛直震度

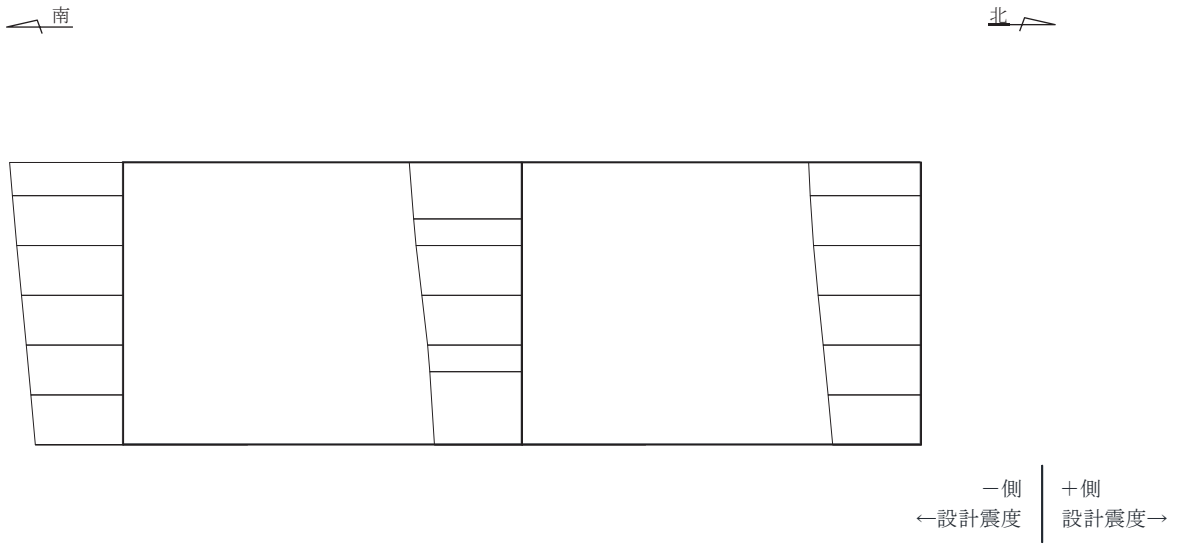
図 3-123 作用荷重分布図 (設計震度分布)
(断面⑤ : 直線部, 解析ケース③, S s - N 1 (++))



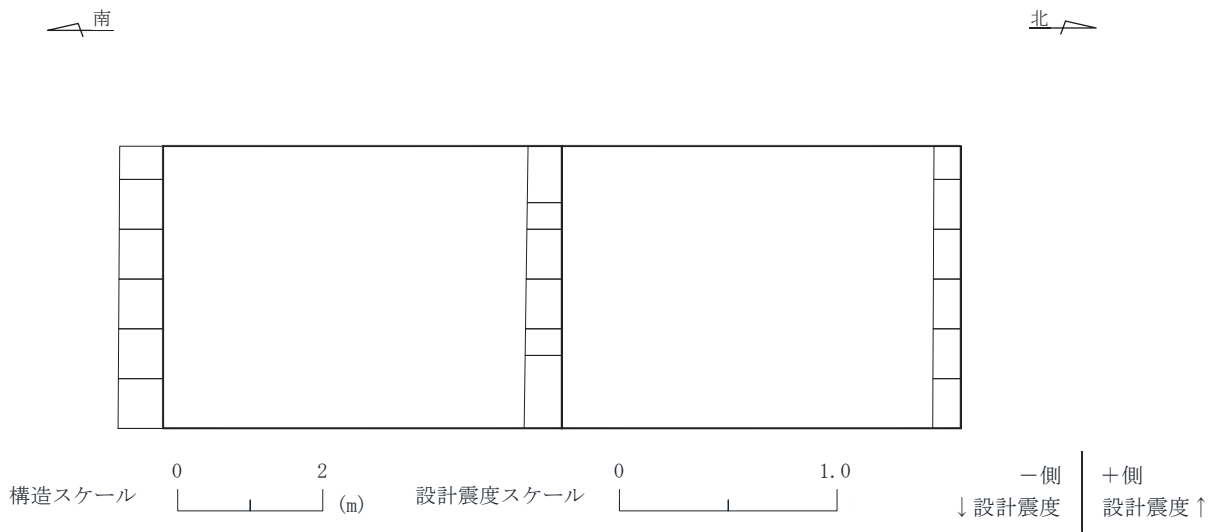
図中の矢印は荷重の作用方向を示す

図 3-124 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
 (断面⑤ : 直線部, 解析ケース⑨', S s - F 3 (++))

O 2 ⑥ VI-2-10-4-4-2 R 3

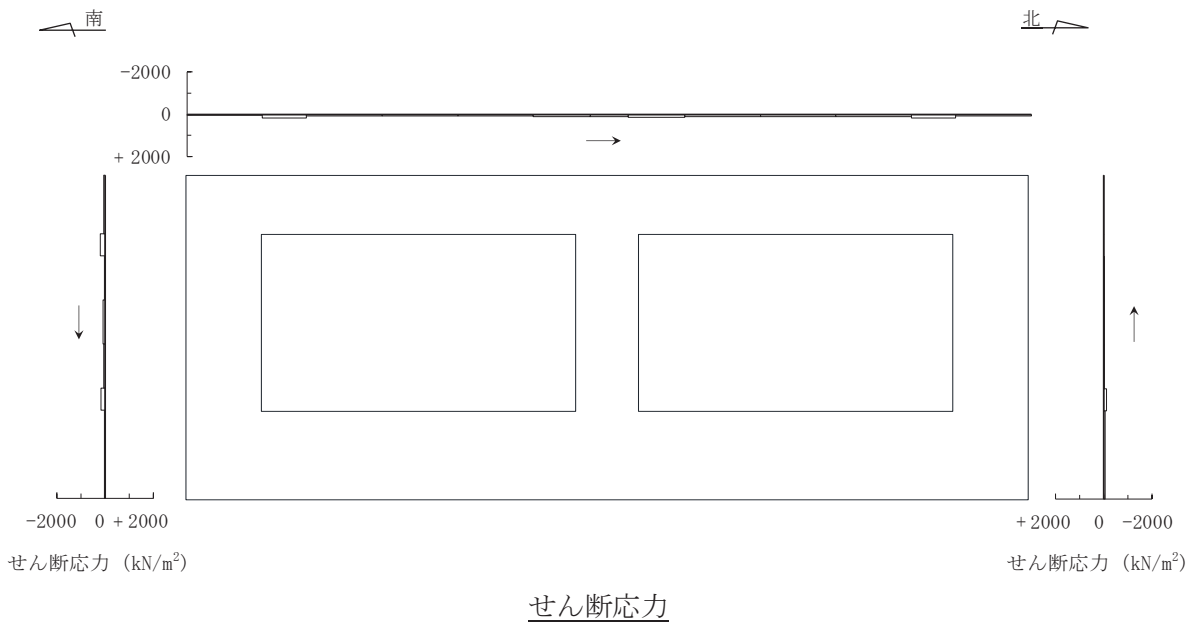
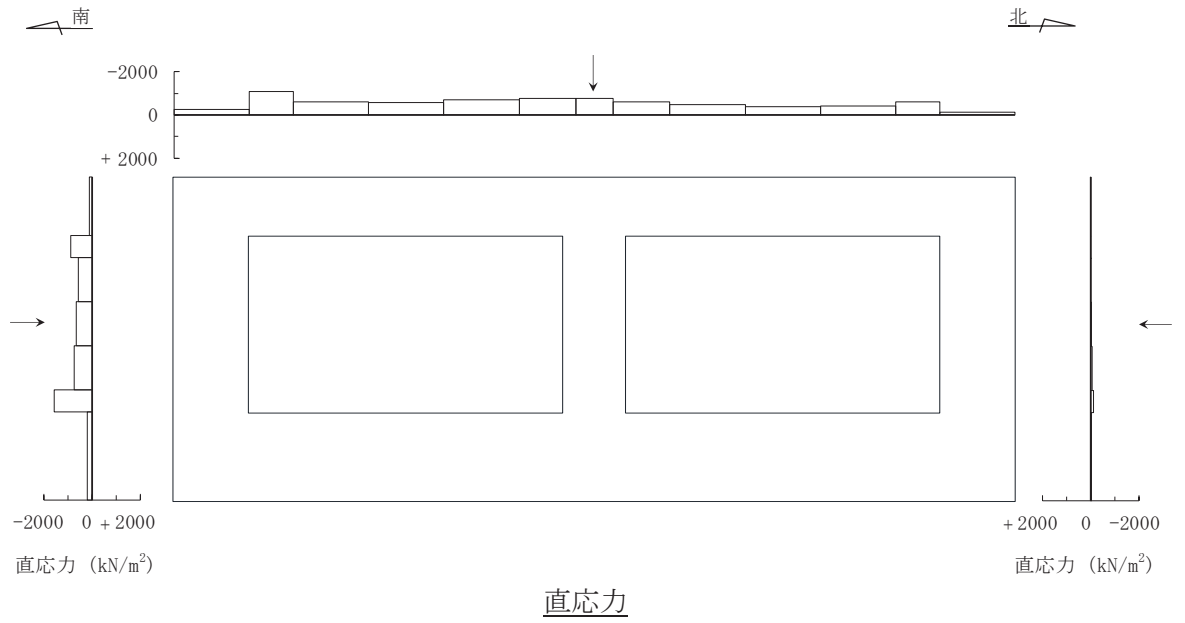


水平震度



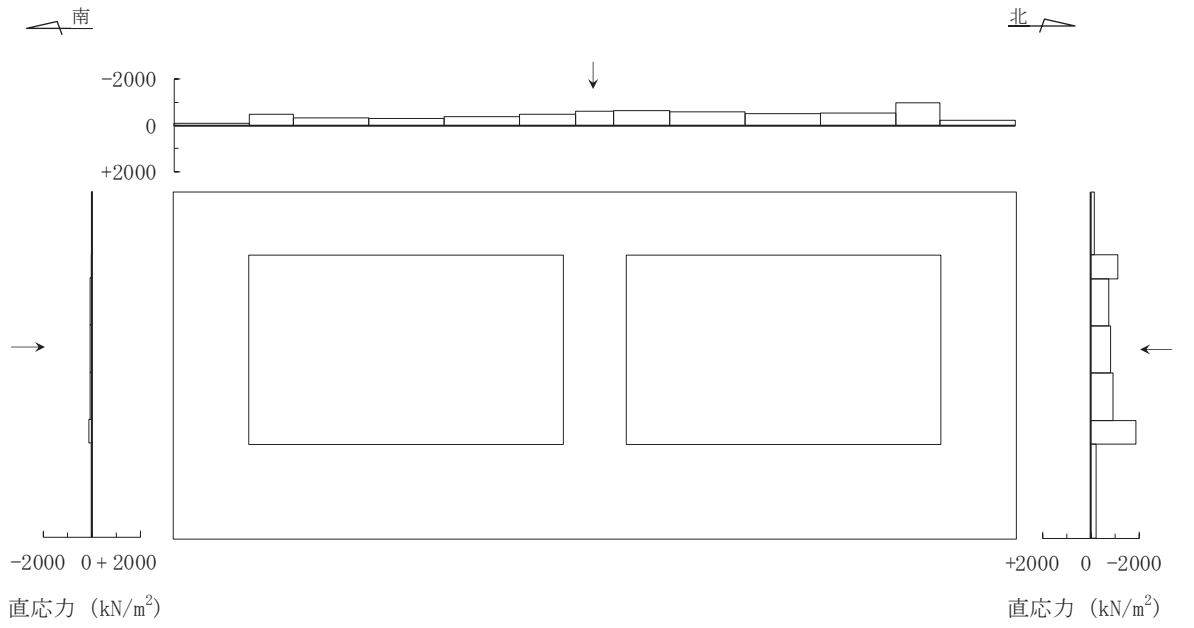
鉛直震度

図 3-125 作用荷重分布図 (設計震度分布)
 (断面⑤ : 直線部, 解析ケース⑨', S s - F 3 (++))

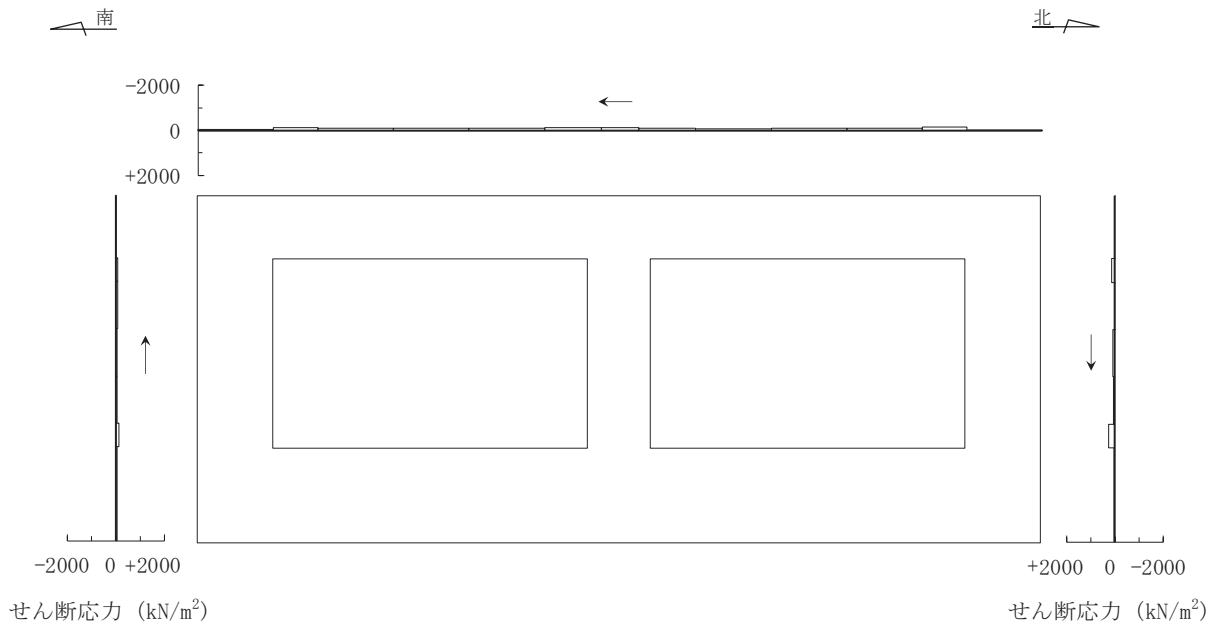


図中の矢印は荷重の作用方向を示す

図 3-126 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
 (断面⑤ : 曲線部, 解析ケース③, S s - N 1 (++))



直応力

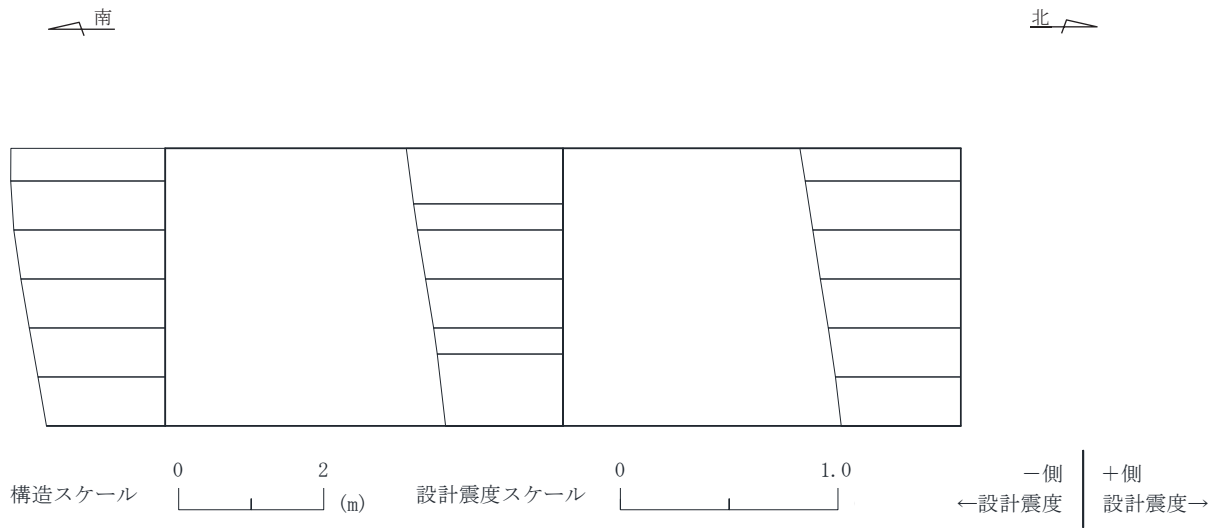


せん断応力

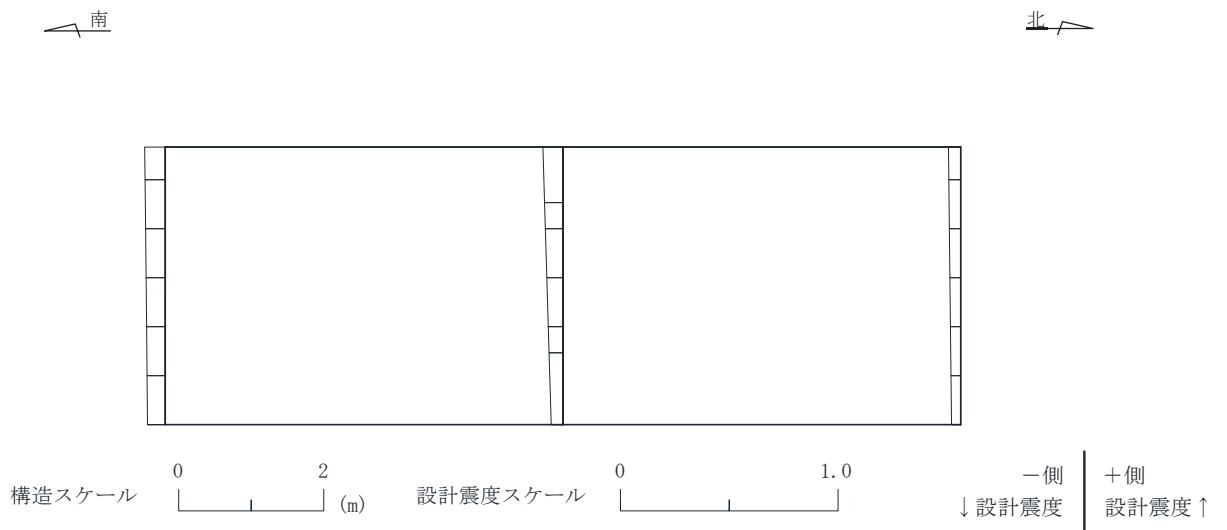
図中の矢印は荷重の作用方向を示す

図 3-128 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
(断面⑤ : 曲線部, 解析ケース⑧', S s - N 1 (-+))

R 3
VI-2-10-4-4-2
⑥
O 2

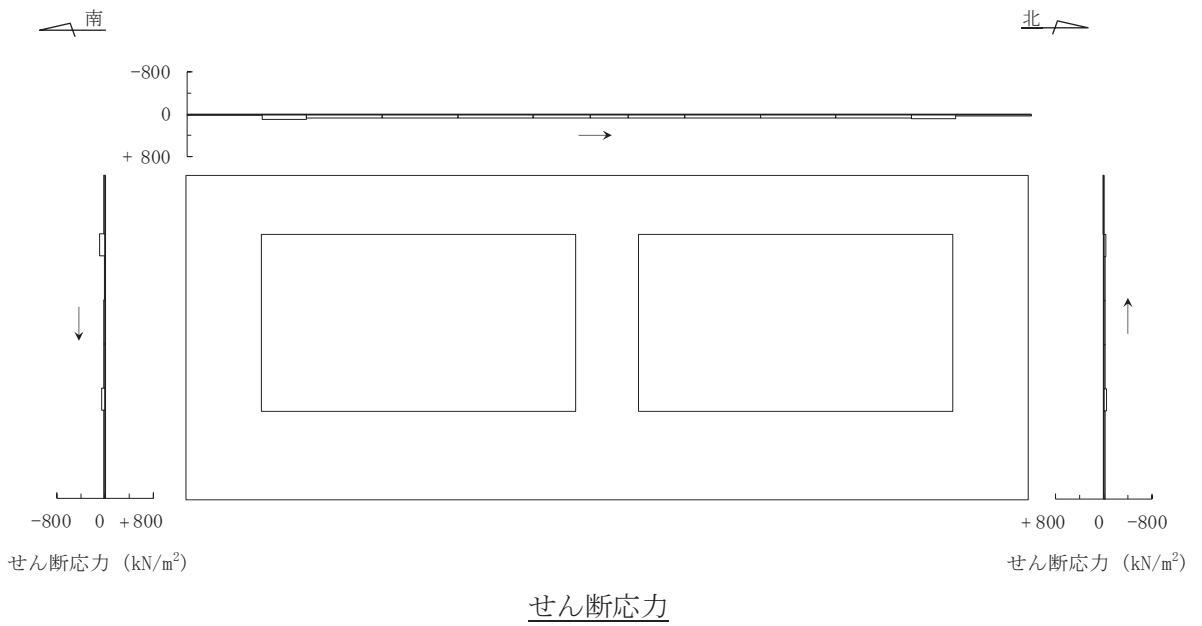
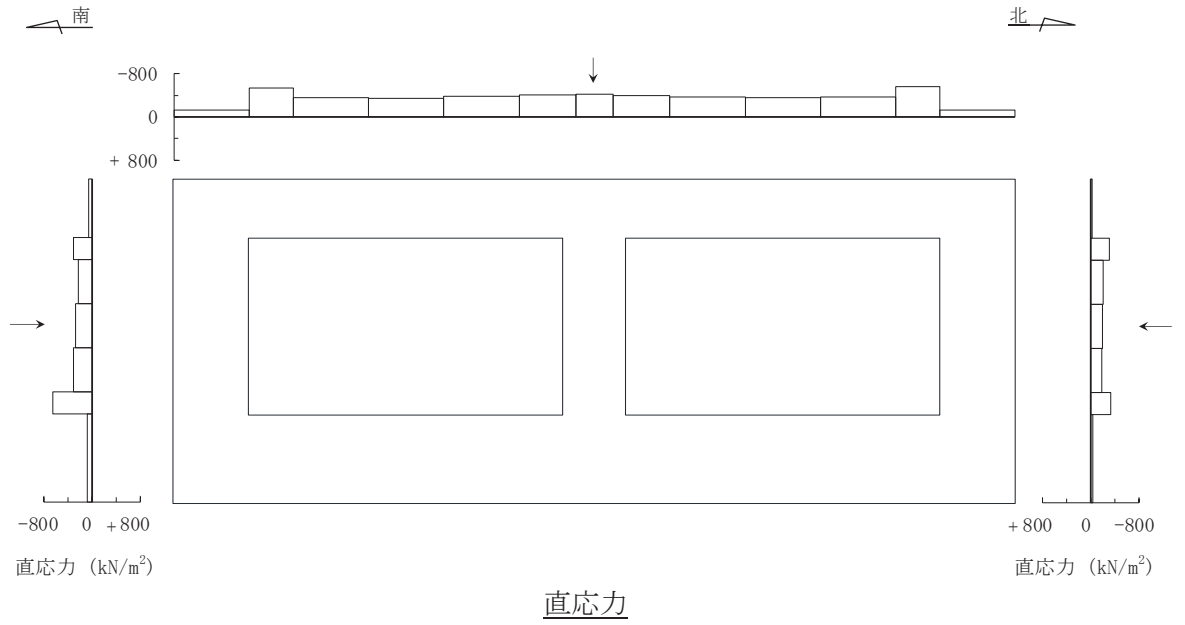


水平震度



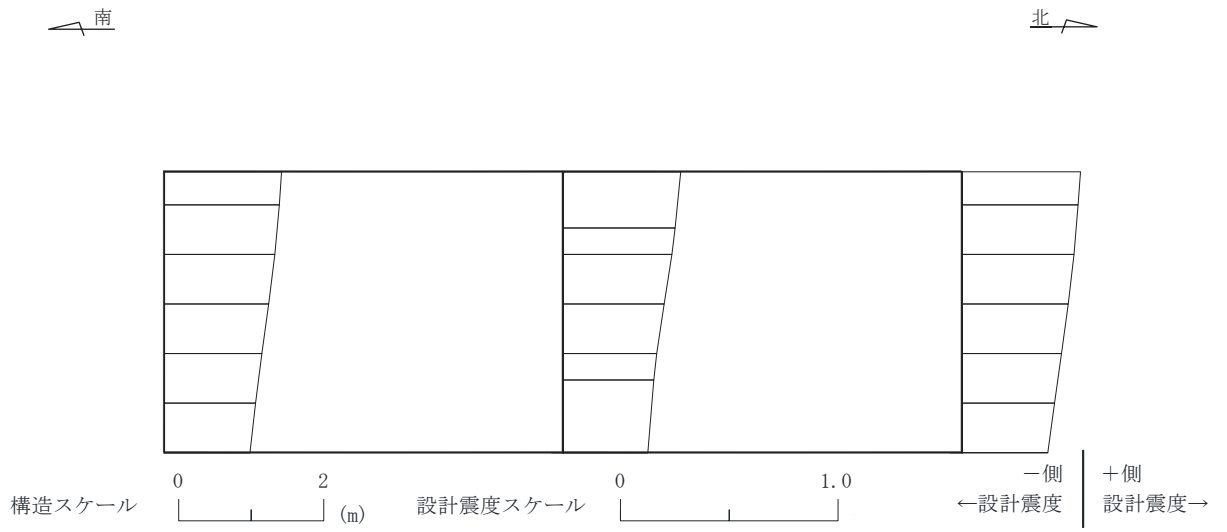
鉛直震度

図 3-129 作用荷重分布図 (設計震度分布)
(断面⑤ : 曲線部, 解析ケース⑧', S s - N 1 (-+))

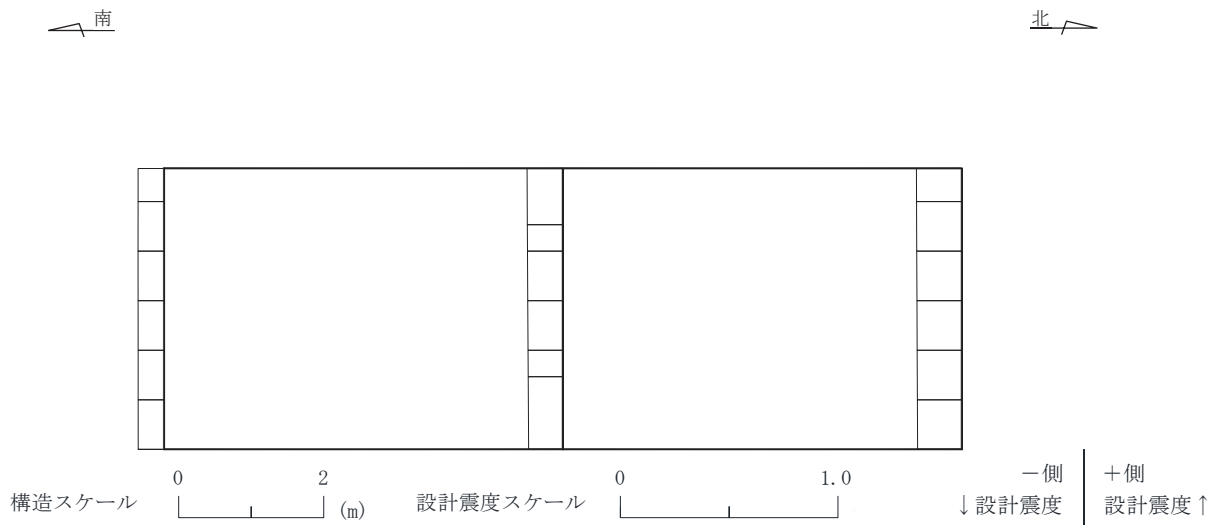


図中の矢印は荷重の作用方向を示す

図 3-130 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
 (断面⑥ : 曲線部, 解析ケース③, S s - N 1 (++))

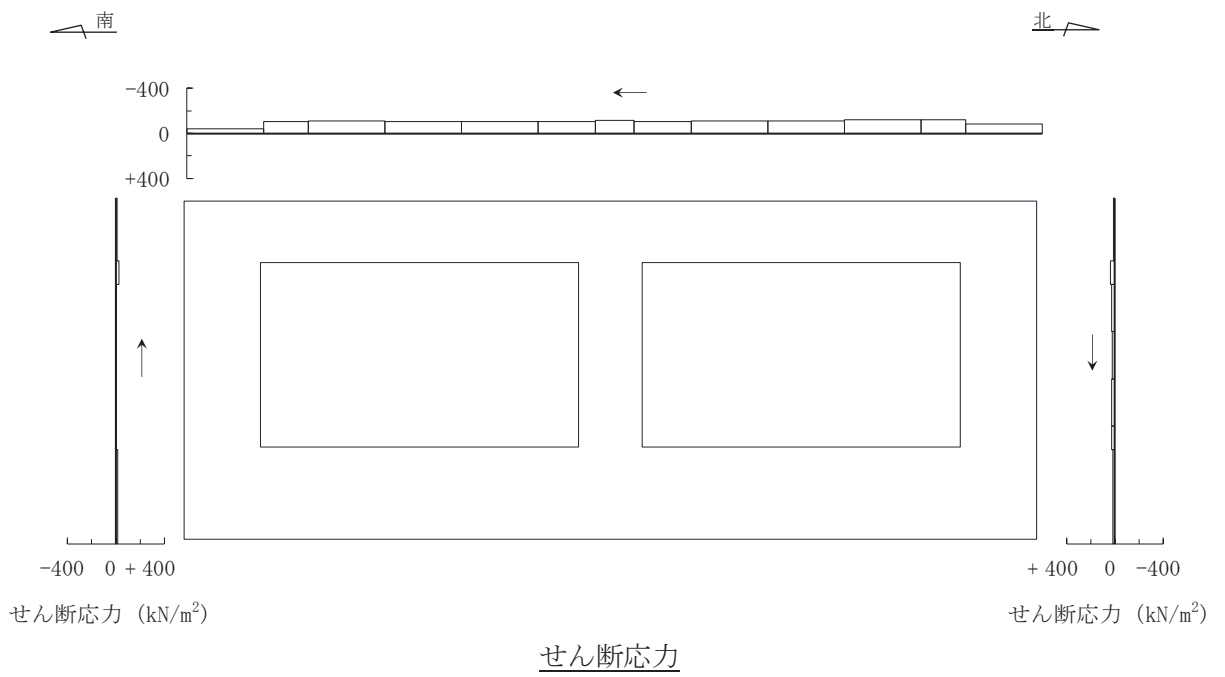
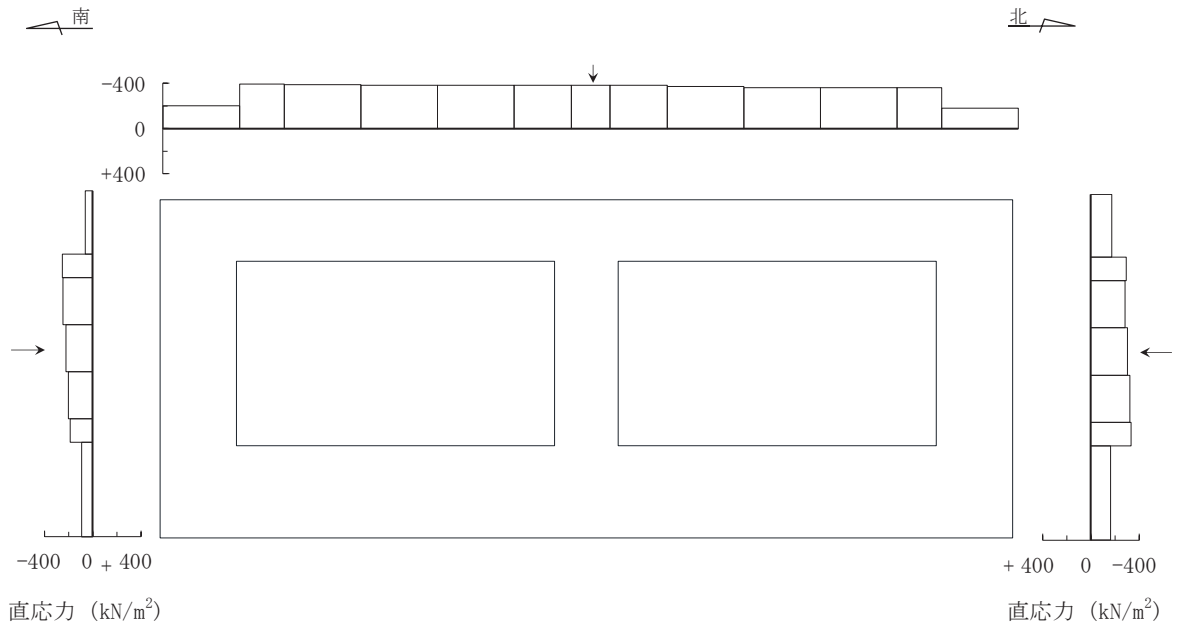


水平震度



鉛直震度

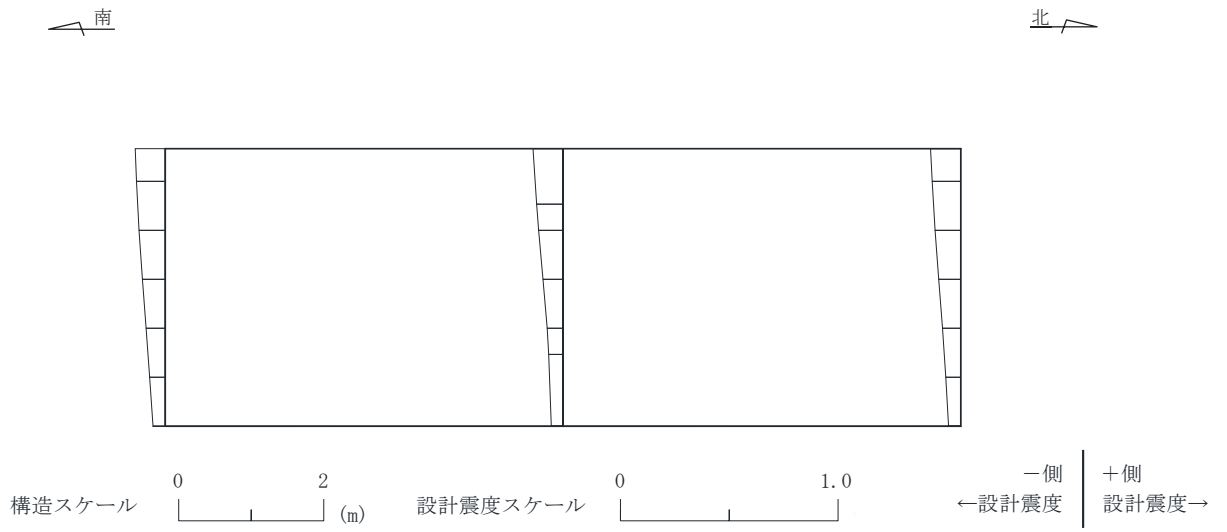
図 3-131 作用荷重分布図 (設計震度分布)
(断面⑥ : 曲線部, 解析ケース③, S s - N 1 (++))



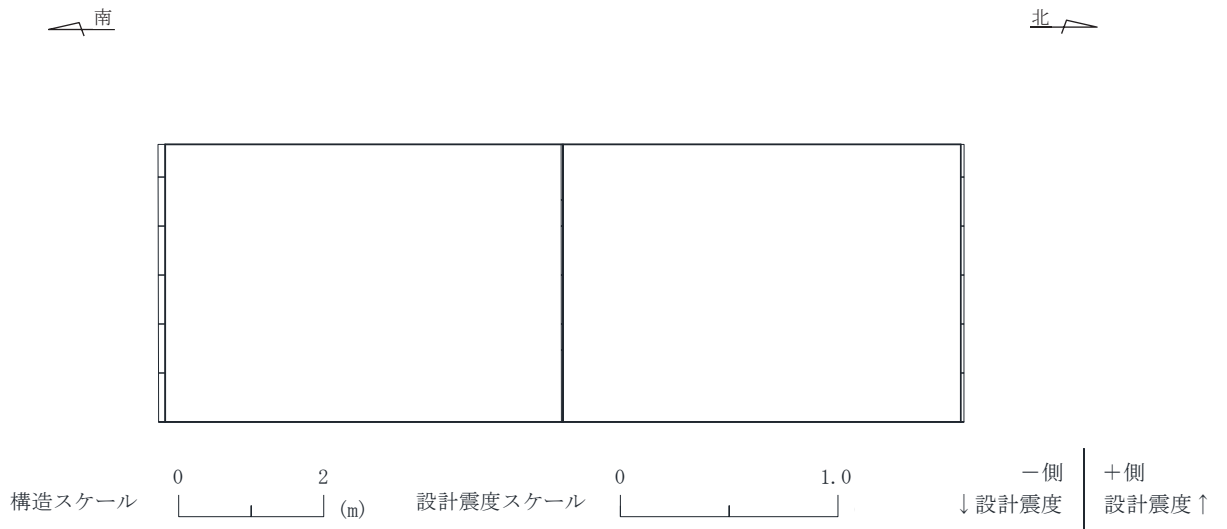
図中の矢印は荷重の作用方向を示す

図 3-132 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
(断面⑥ : 曲線部, 解析ケース⑧', S s - N 1 (-+))

O 2 ⑥ VI-2-10-4-4-2 R 3



水平震度



鉛直震度

図 3-133 作用荷重分布図 (設計震度分布)
(断面⑥ : 曲線部, 解析ケース⑧', S s - N 1 (-+))

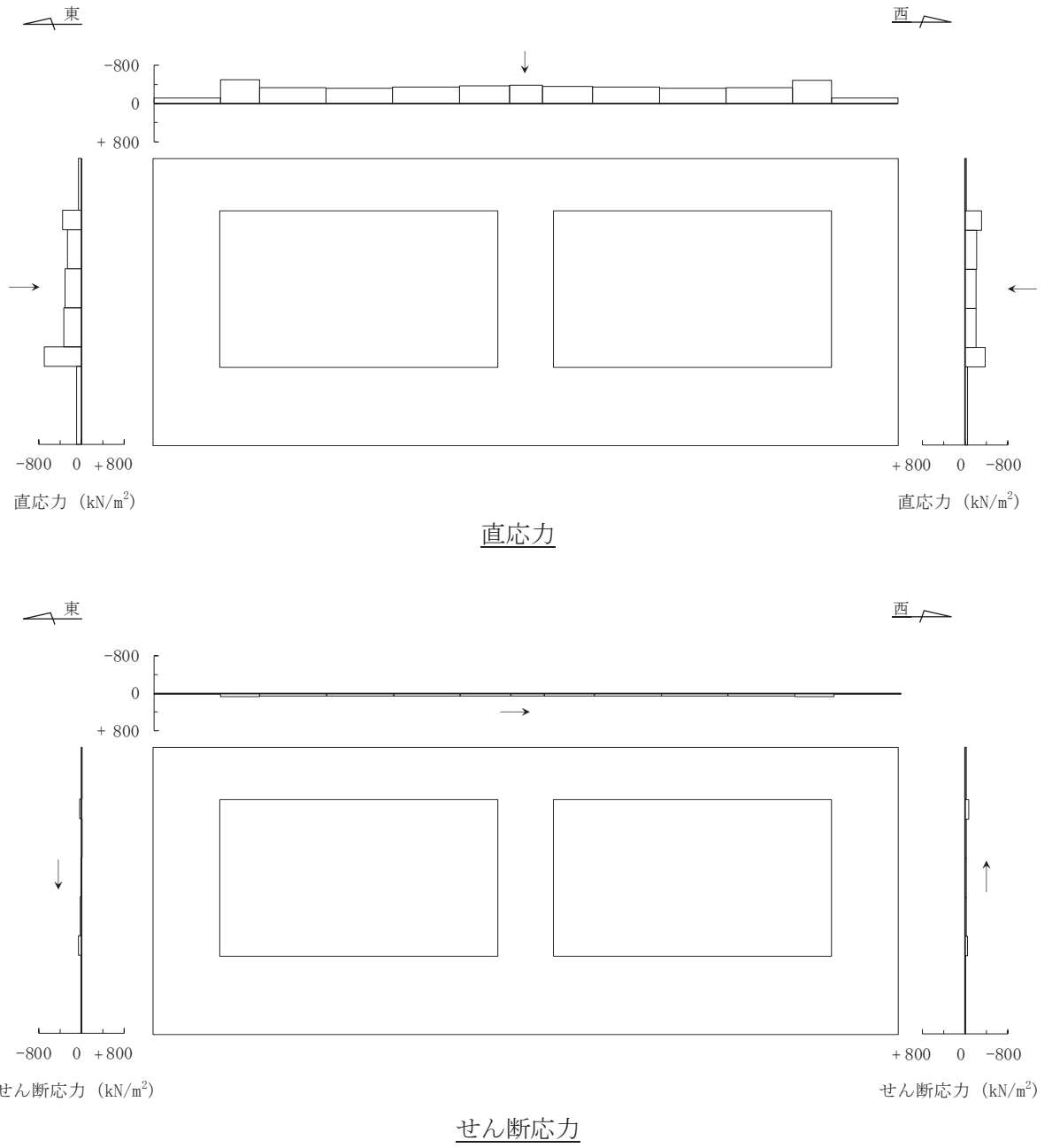


図 3-134 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
 (断面⑦ : 曲線部, 解析ケース③, S s - N 1 (++))

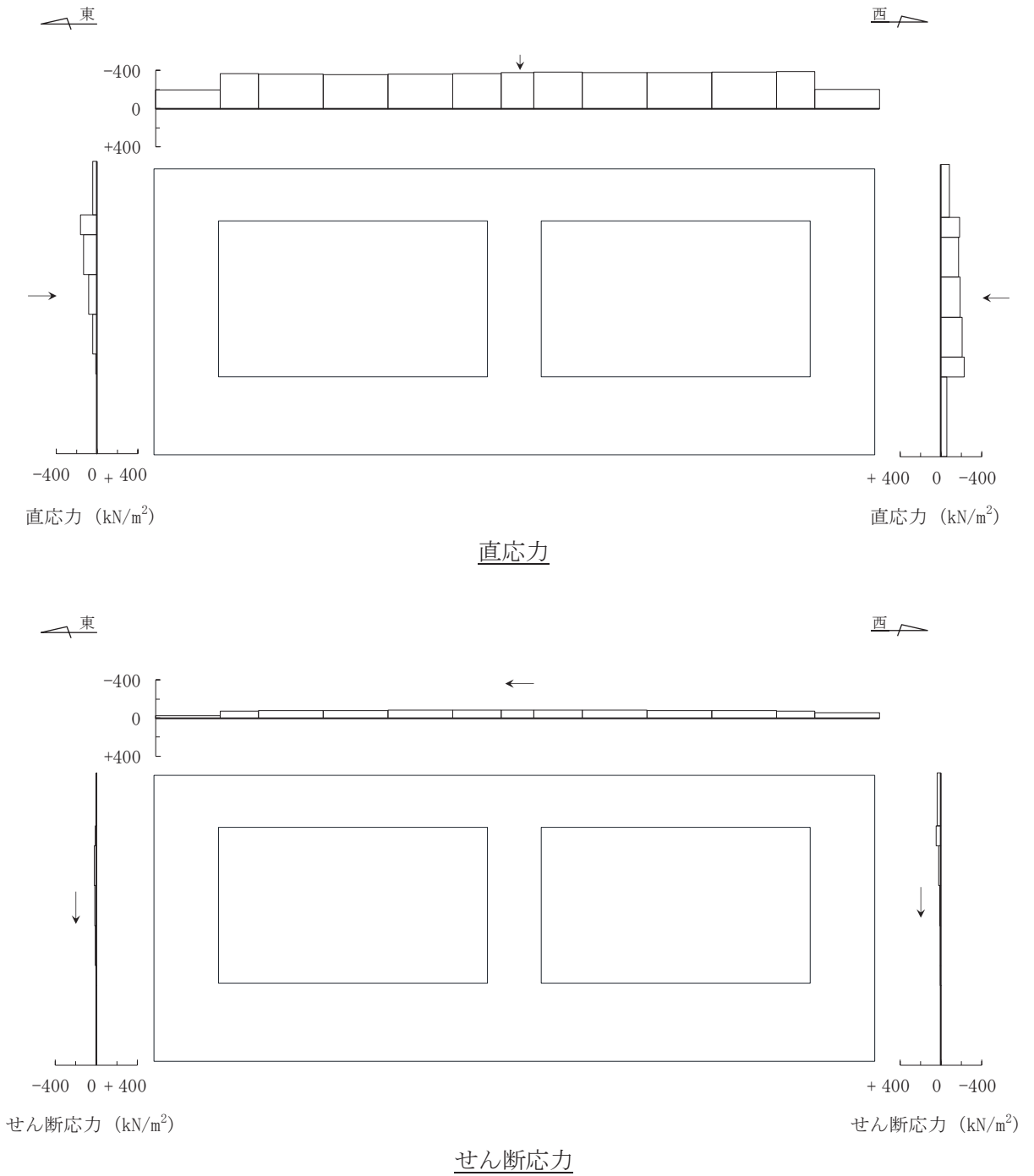
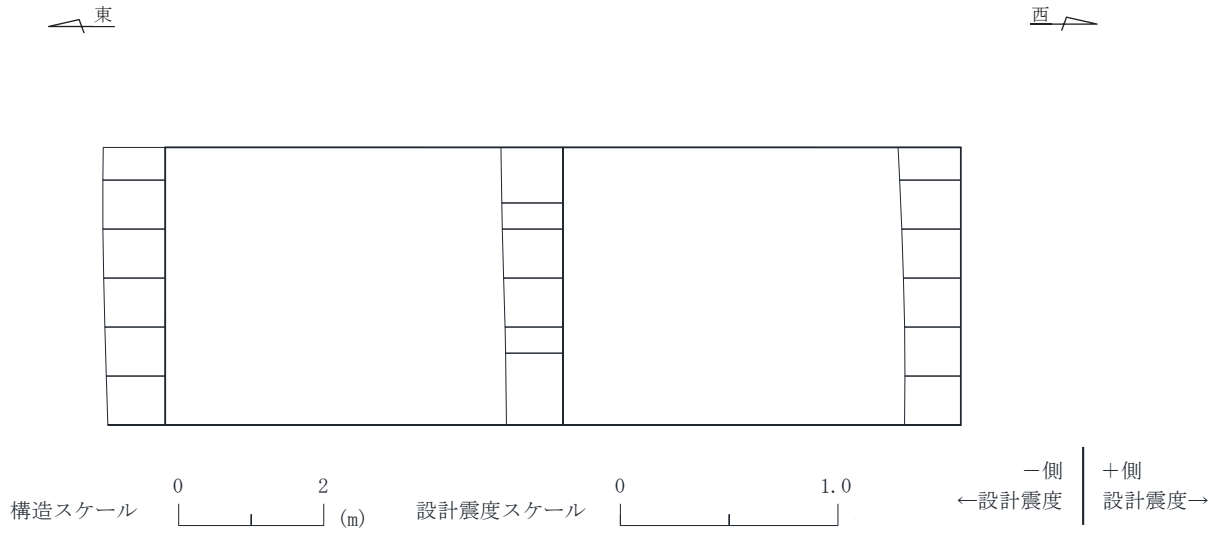
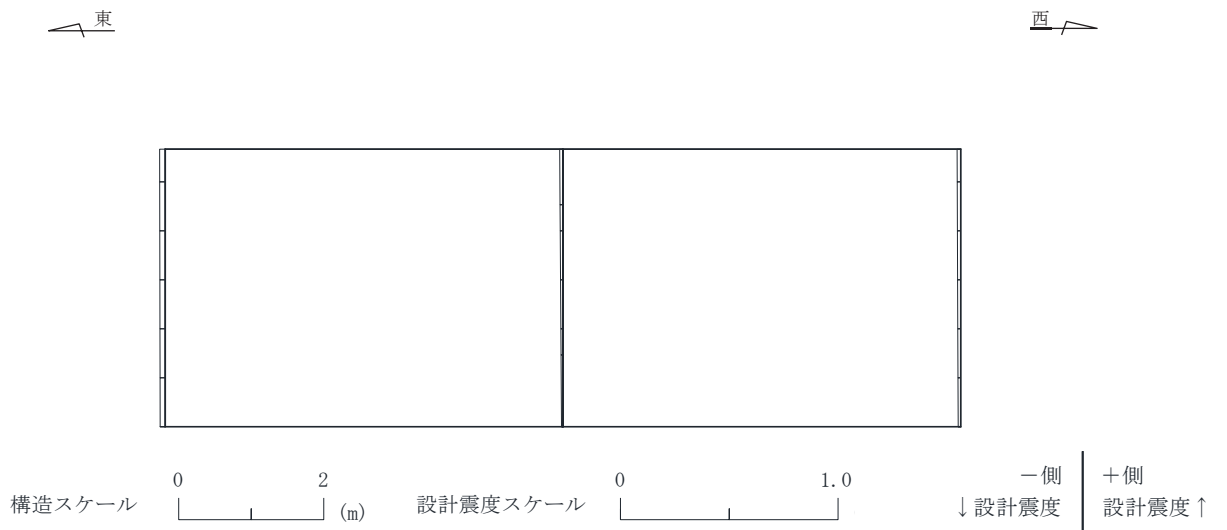


図 3-136 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
 (断面⑦ : 曲線部, 解析ケース⑧', S s - N 1 (-+))

O 2 ⑥ VI-2-10-4-4-2 R 3

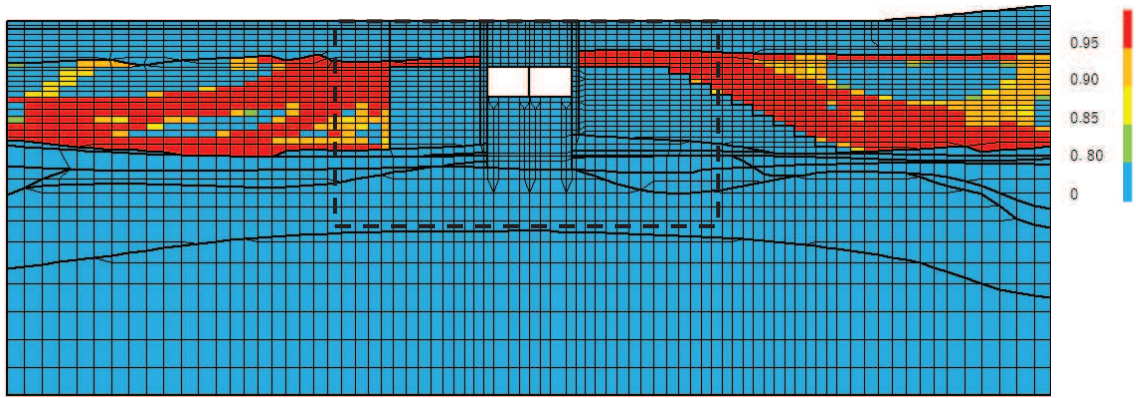


水平震度

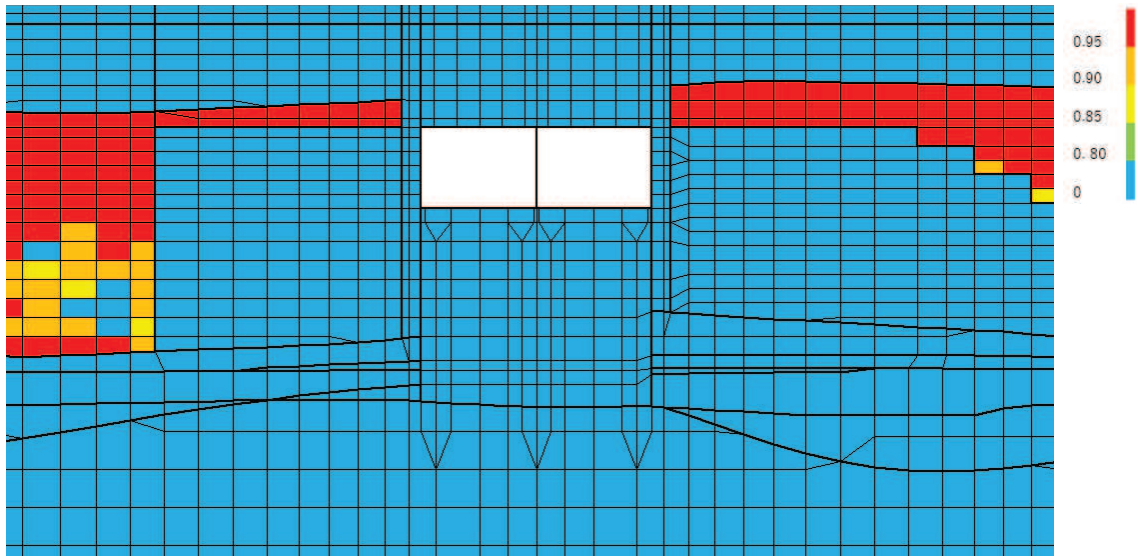


鉛直震度

図 3-137 作用荷重分布図 (設計震度分布)
(断面⑦ : 曲線部, 解析ケース⑧', S s - N 1 (-+))

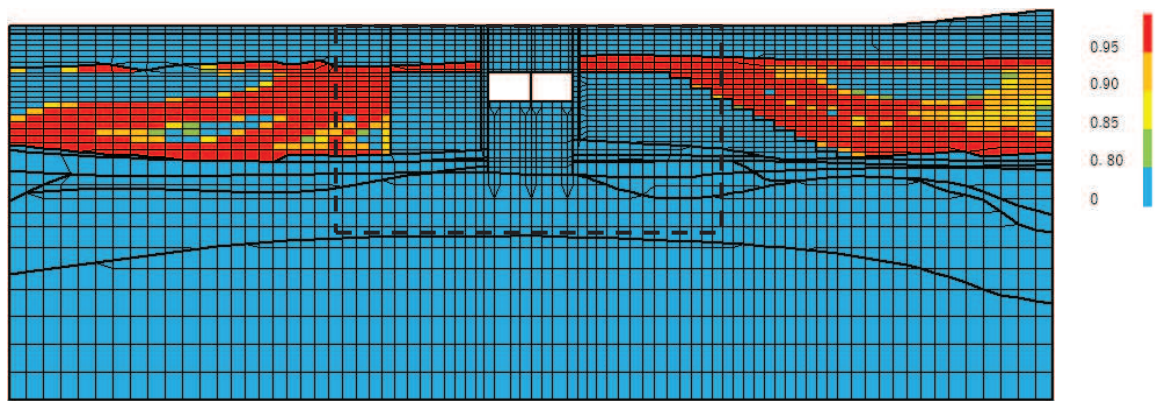


(a) 全体図

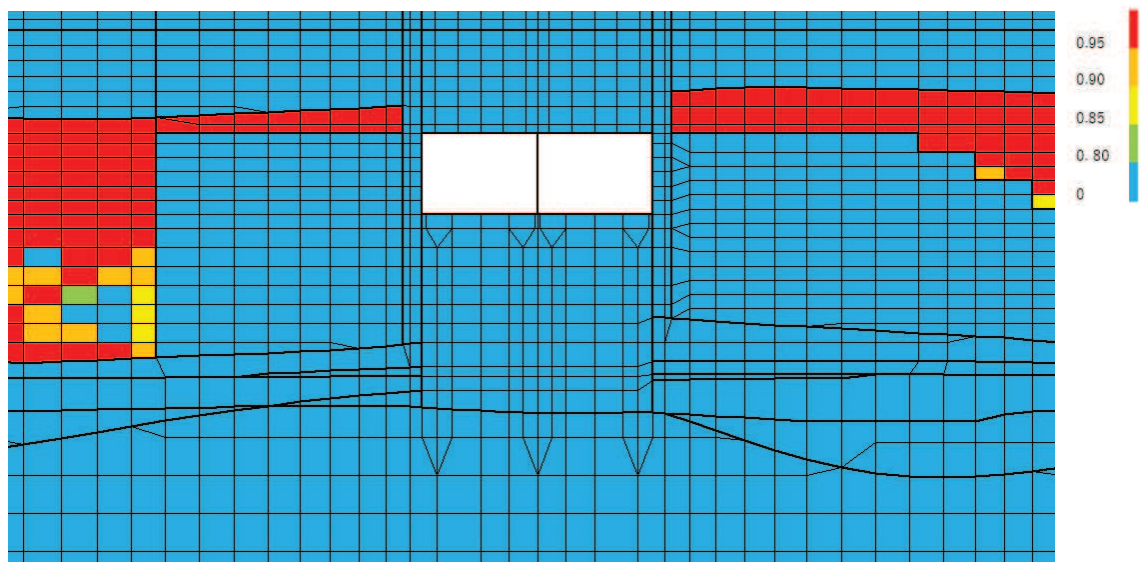


(b) 構造物周辺拡大図

図 3-138(1) 過剰間隙水圧比分布図 (曲げ・軸力系の破壊)
 (断面②: 直線部, 解析ケース⑧', S_s-F 3 (++)



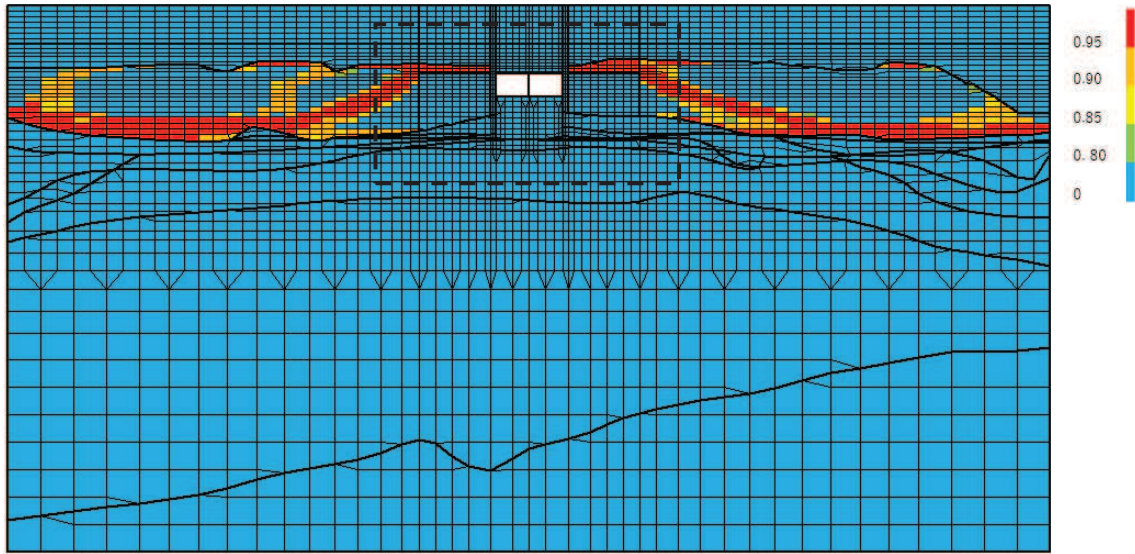
(a) 全体図



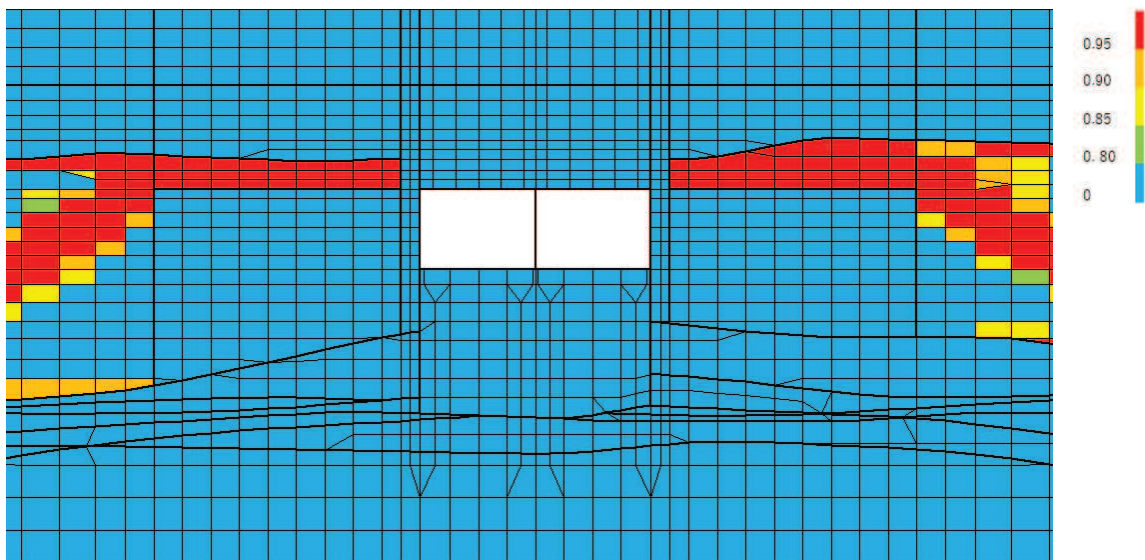
(b) 構造物周辺拡大図

図3-138(2) 過剰間隙水圧比分布図 (せん断破壊)
 (断面②: 直線部, 解析ケース⑨', S_s-F3 (++)

O 2 ⑥ VI-2-10-4-4-2 R 3

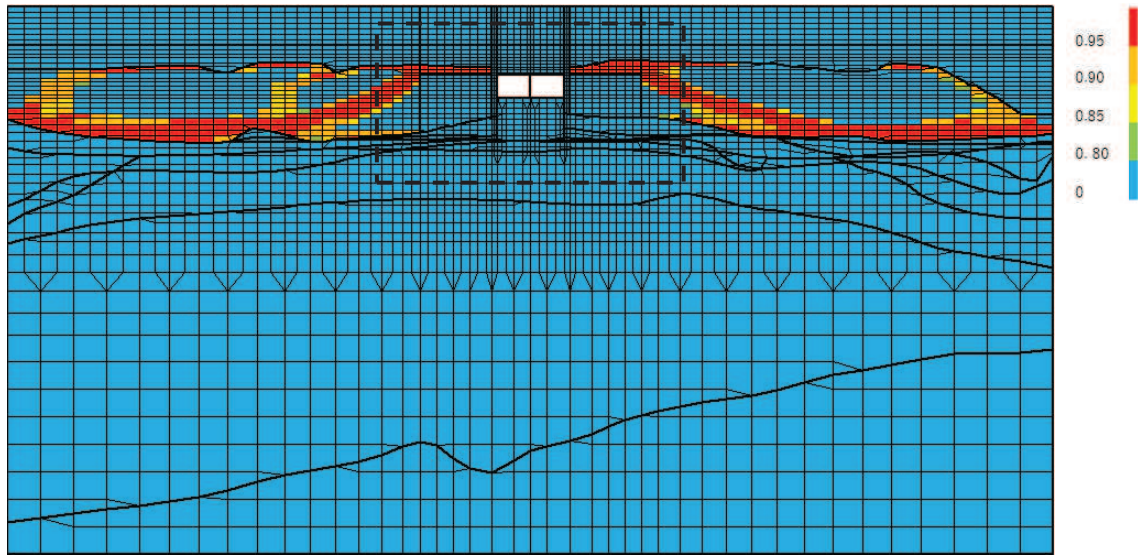


(a) 全体図

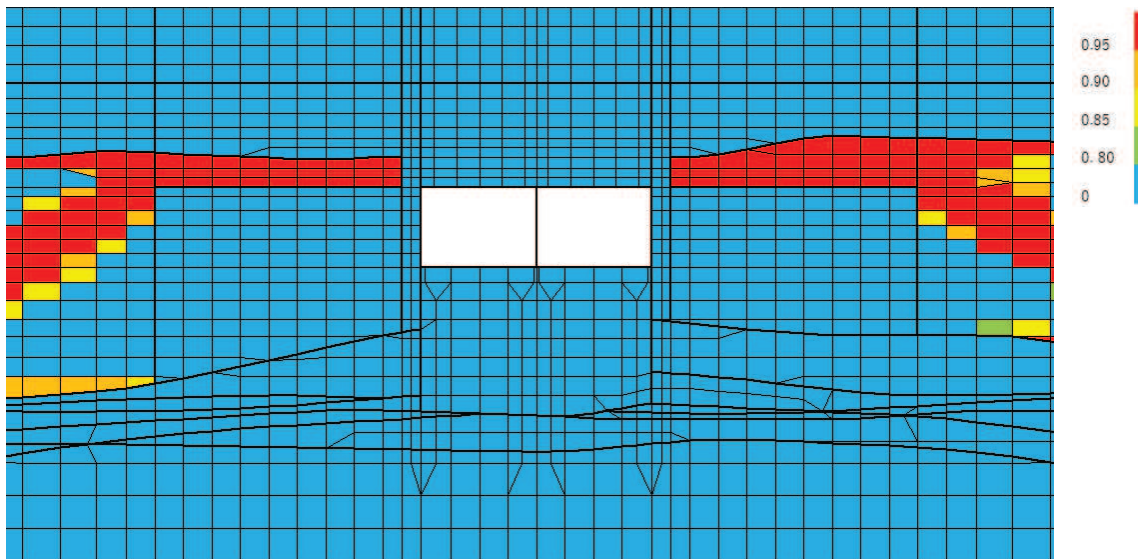


(b) 構造物周辺拡大図

図 3-139(1) 過剰間隙水圧比分布図 (曲げ・軸力系の破壊)
 (断面③: 直線部, 解析ケース⑧', $S_s - F_3$ (++)

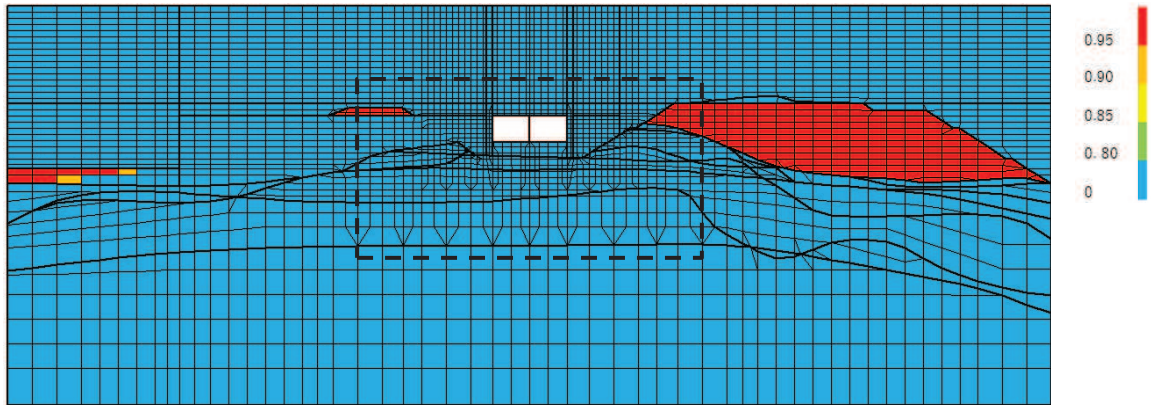


(a) 全体図

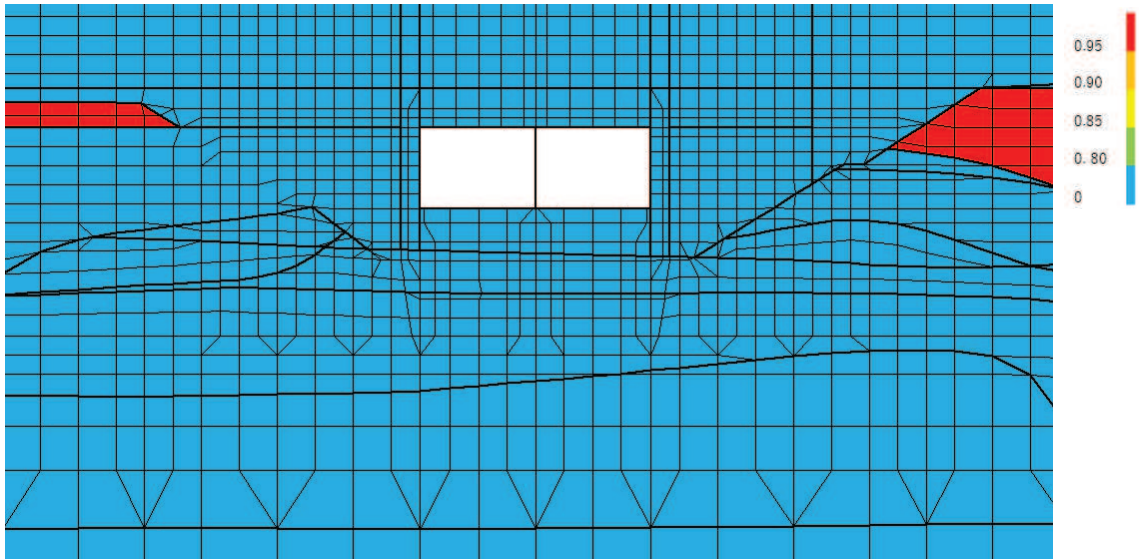


(b) 構造物周辺拡大図

図 3-139(2) 過剰間隙水圧比分布図 (せん断破壊)
 (断面③: 直線部, 解析ケース⑨', $S_s - F_3$ (++)

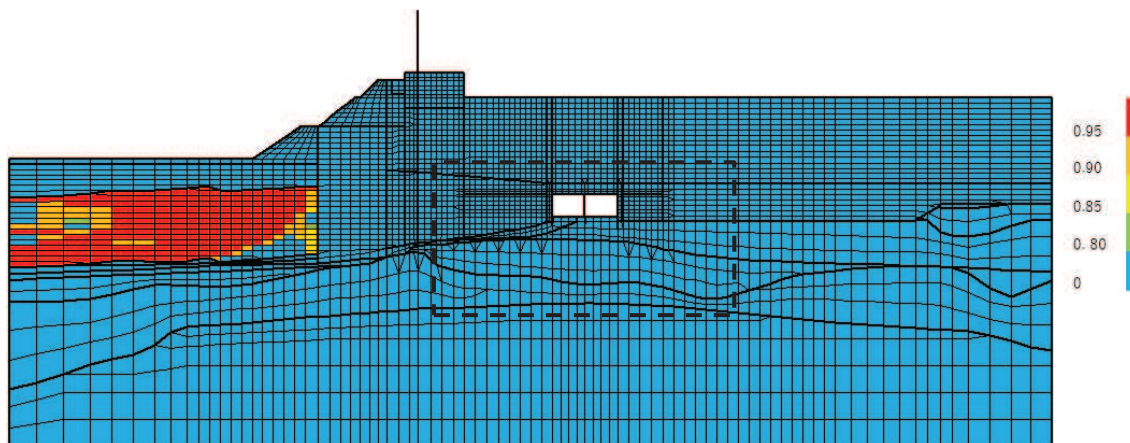


(a) 全体図

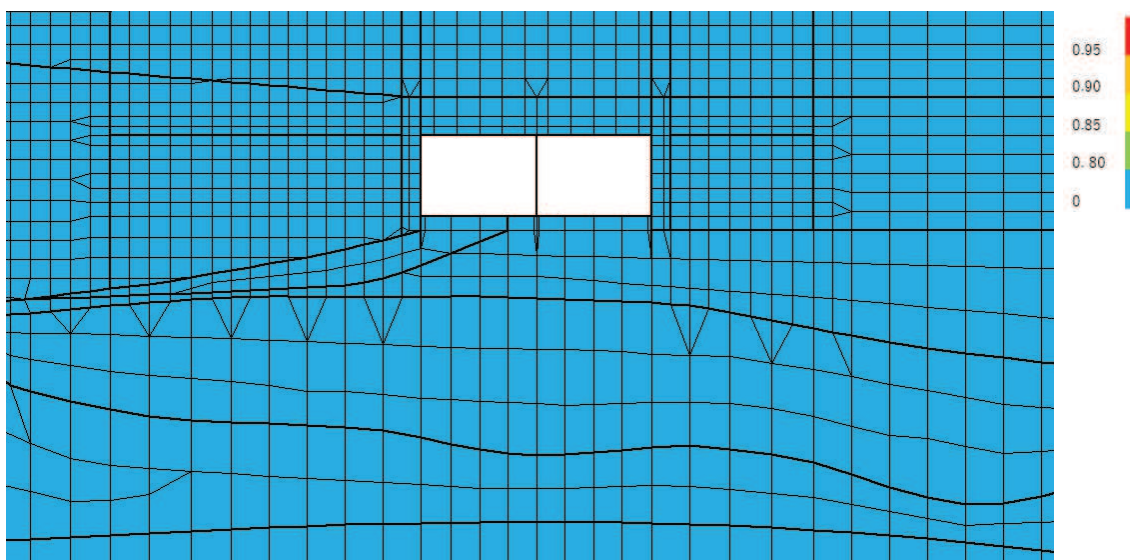


(b) 構造物周辺拡大図

図 3-140 過剰間隙水圧比分布図（曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊）
 （断面⑥：曲線部，解析ケース⑧'， $S_s - N1$ （-+））



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

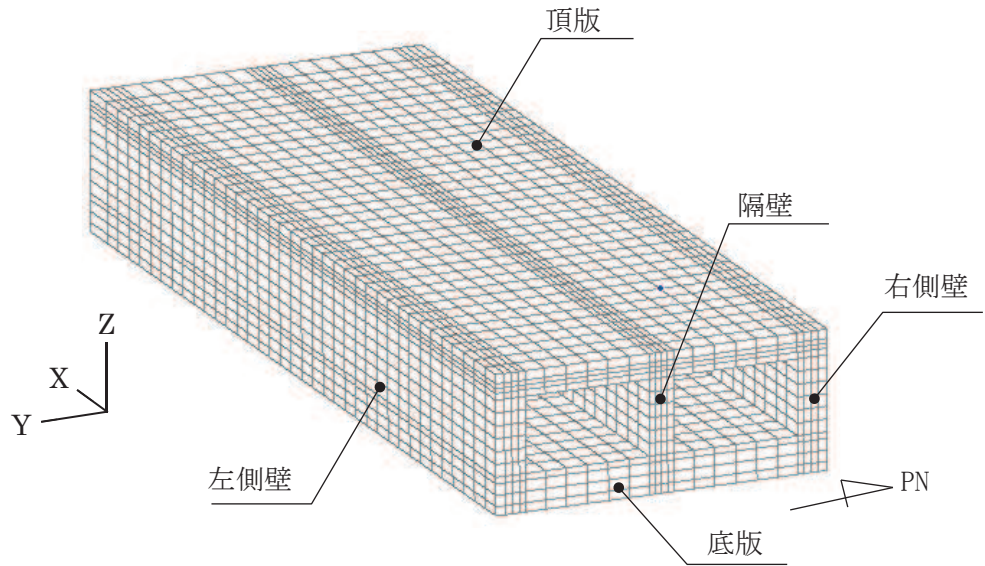
図 3-141 過剰間隙水圧比分布図（曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊）
 （断面⑦：曲線部，解析ケース⑧'， $S_s - N1$ （-+））

O 2 ⑥ VI-2-10-4-4-2 R 3

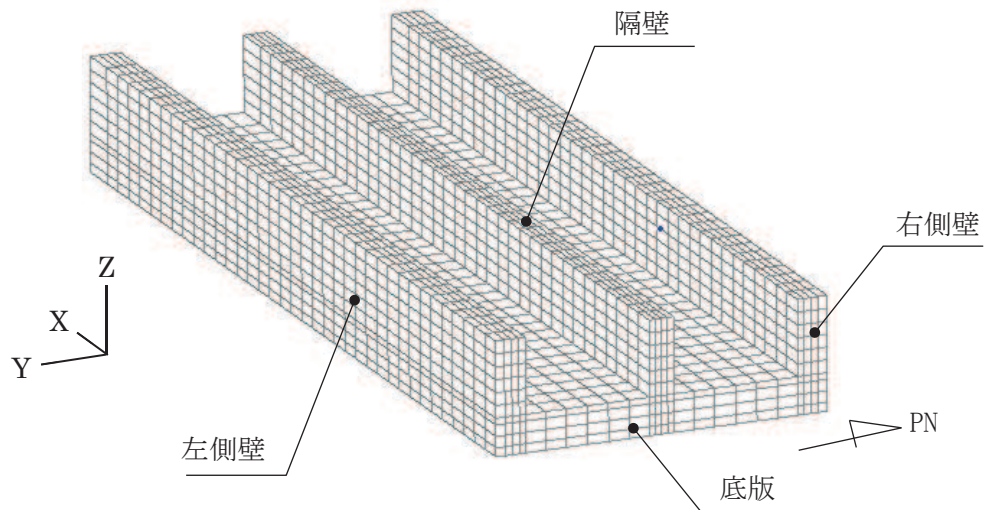
4. 三次元構造解析

4.1 評価対象部材

三次元構造解析の評価対象部材は、取水路（標準部）を構成する構造部材である頂版，側壁，隔壁，底版とする。直線部及び曲線部の評価対象部材を図 4-1 及び図 4-2 に示す。

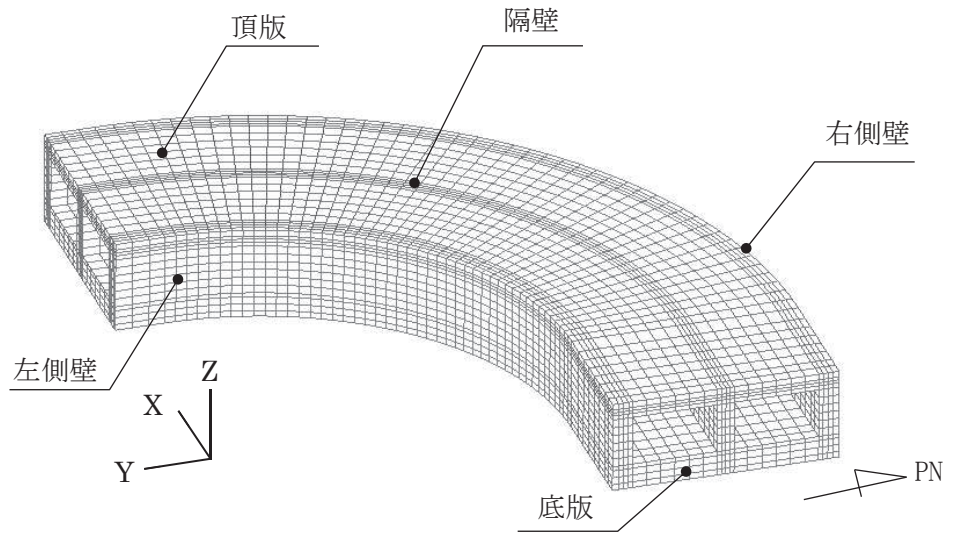


(a) 鳥瞰図

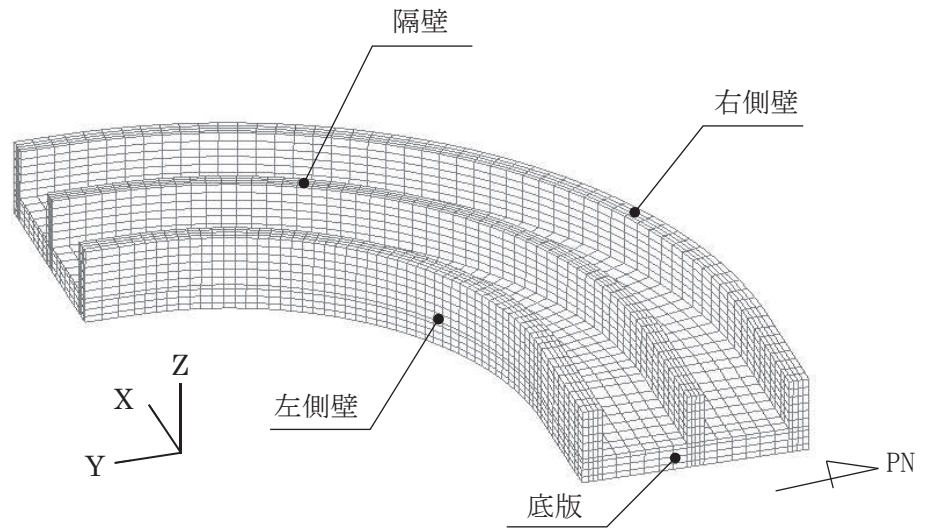


(b) 鳥瞰図（頂版非表示）

図 4-1 三次元構造解析の評価対象部材（直線部）



(a) 鳥瞰図



(b) 鳥瞰図 (頂版非表示)

図 4-2 三次元構造解析の評価対象部材 (曲線部)

4.2 解析方法

取水路（標準部）の三次元構造解析は、「3. 地震応答解析」より得られた応答値に基づき、水平方向及び鉛直方向の荷重を入力し、各構造部材について、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を実施する。

三次元構造解析には、解析コード「COM3 ver. 9.15」を用いる。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

4.3 解析モデルの諸元

4.3.1 解析モデル

三次元構造解析モデルの要素座標系を図4-3及び図4-4に、ソリッド要素における各要素の断面力の方向を図4-5に示す。

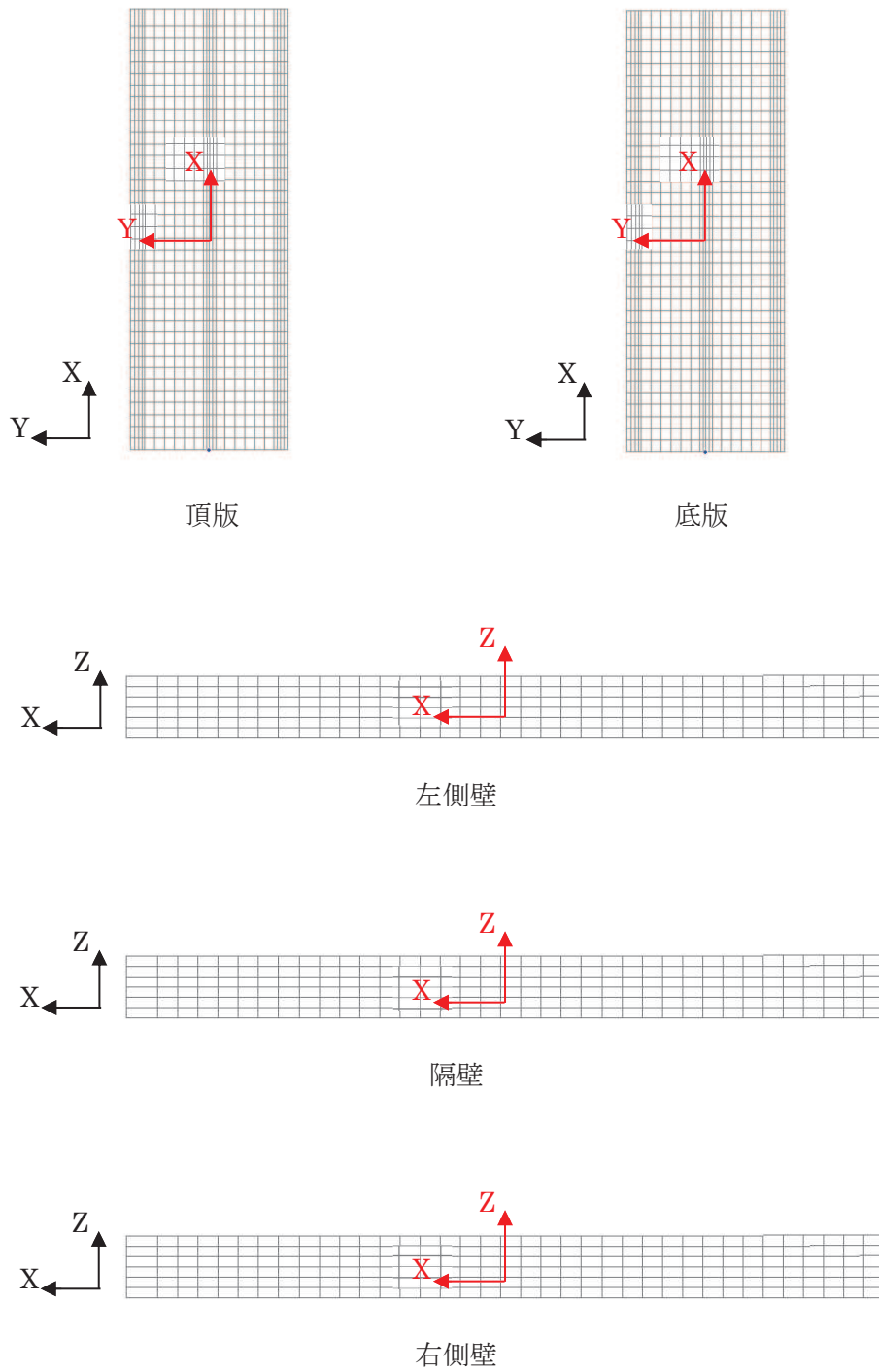
圧縮縁ひずみの算出には解析コード「StrainCom3 Ver. 2021.01.26」を、主筋ひずみの算定には解析コード「Com3FldModRun Ver. 2021.01.06」を、断面力の算出には解析コード「Com3EvalSh Ver. 2021.01.27」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

(1) 構造物のモデル化

構造物は、コンクリート及び鉄筋の非線形特性を考慮した非線形ソリッド要素でモデル化する。構造部材のモデル化にあたっては、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。構造部材（鉄筋コンクリート）の非線形特性を図4-6及び図4-7に示す。

(2) 境界条件

三次元構造解析モデルの底面には、地盤ばね要素を配置する。



黒：全体座標系を示す
赤：要素座標系を示す

図 4-3 要素座標系 (直線部)

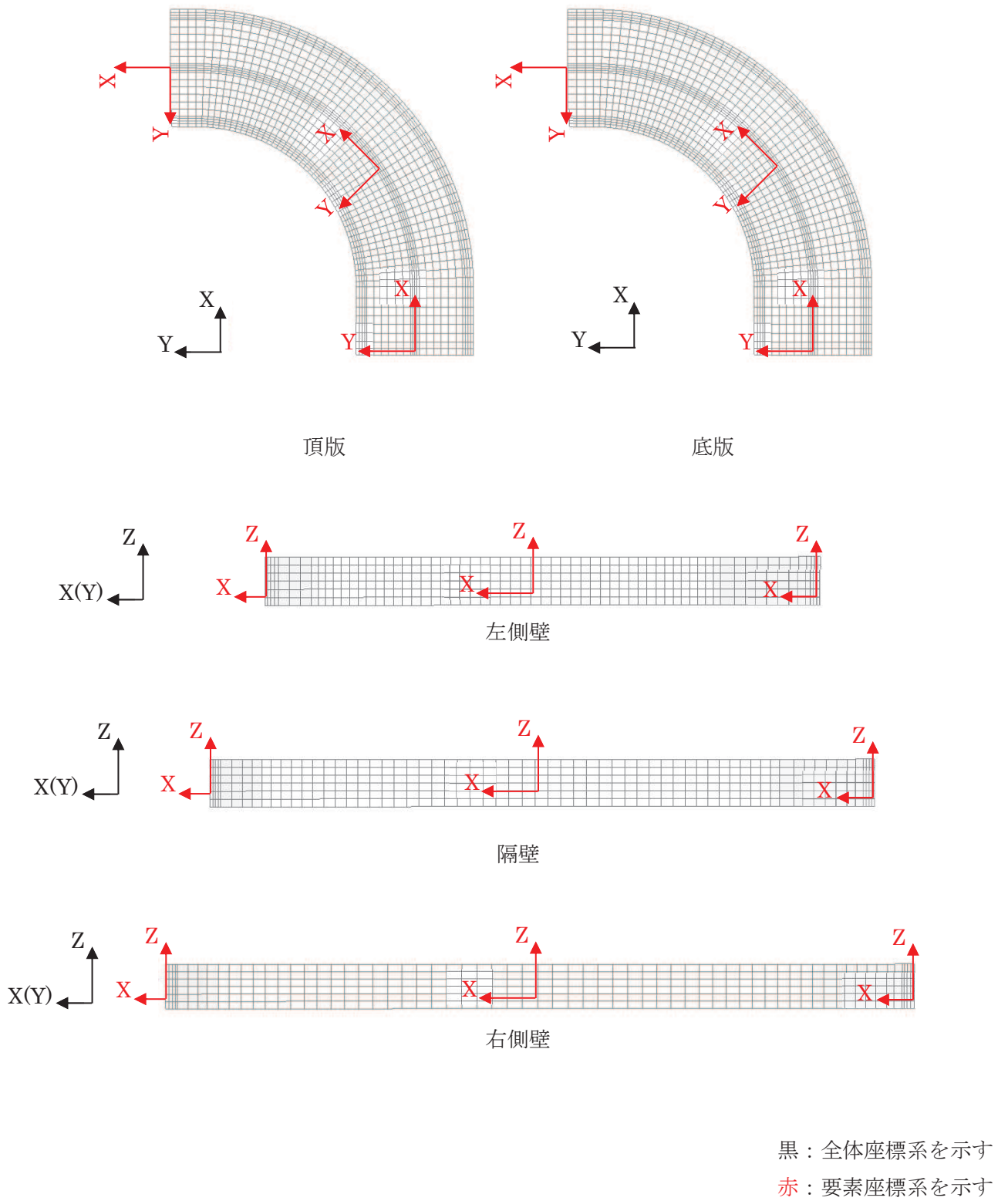


図 4-4 要素座標系（曲線部）

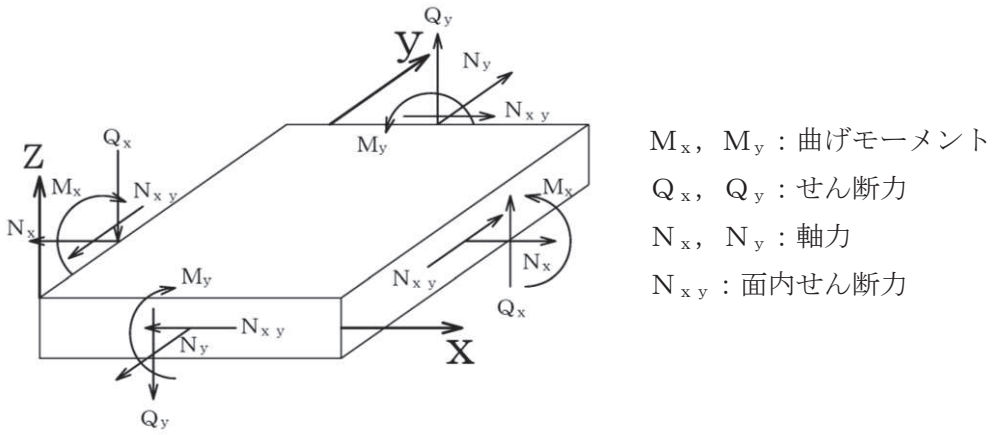


図 4-5 ソリッド要素における断面力の方

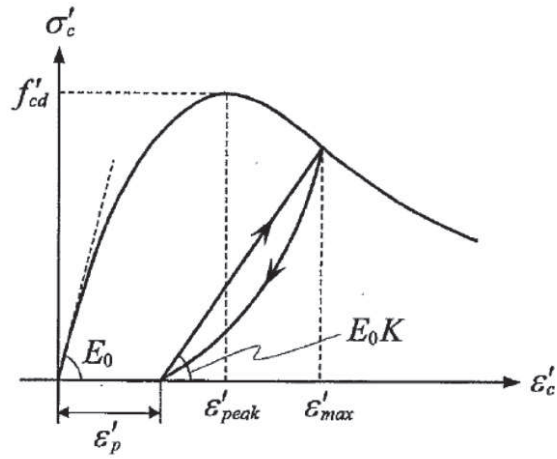


図 4-6 構造部材の非線形特性（コンクリートの応力-ひずみ関係）
 （「土木学会 2017 年 コンクリート標準示方書[設計編]」より引用）

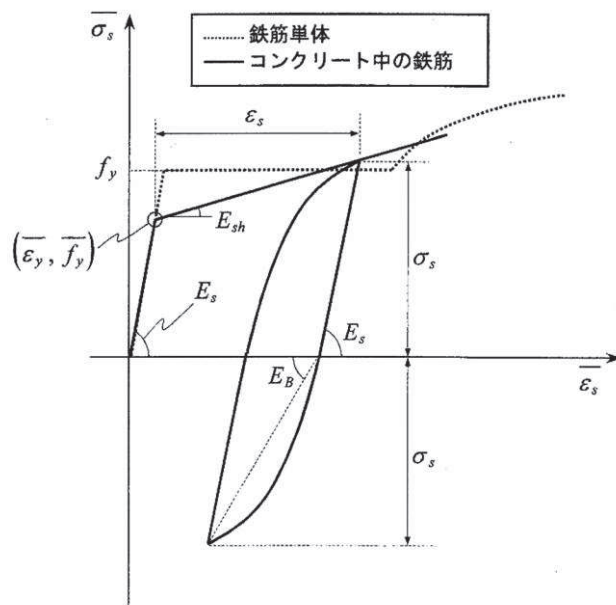


図 4-7 構造部材の非線形特性（鉄筋の応力-ひずみ関係）
 （「土木学会 2012 年 コンクリート標準示方書[設計編]」より引用）

4.3.2 使用材料及び材料の物性値

取水路（標準部）の使用材料及び材料の物性値は、「3.5.2 使用材料及び材料の物性値」に基づき設定する。

4.4 照査時刻及び入力荷重

4.4.1 照査時刻

構造部材の健全性評価において、照査時刻は構造的特徴を踏まえ、損傷モードごと及び部材ごとに評価が厳しくなる時刻を、地震時荷重算出断面ごとに地震応答解析の結果から複数選定する。表4-1に照査時刻の選定の考え方を示す。

直線部における地震時荷重の載荷方法の考え方を表4-2に示す。ケース1については、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊の破壊モードを想定する。曲げ・軸力系の破壊については表4-1において抽出される各断面の「時刻1」の荷重を、せん断破壊については各断面の「時刻2」の荷重を算出し三次元構造解析モデルに同時に作用させる。また、ケース2については、剛性急変部における荷重載荷による曲げ・軸力系の破壊の破壊モードを想定し、表4-1において抽出される「時刻3」の荷重を各断面で算出し、三次元構造解析モデルに同時に作用させる。

曲線部における地震時荷重の載荷方法の考え方を表4-3に示す。ケース1及びケース2については、曲げ・軸力系破壊及びせん断破壊の破壊モードを想定する。曲げ・軸力系の破壊については表4-1において抽出される「時刻1」の荷重を、せん断破壊については「時刻2」の荷重を、各断面で算出し三次元構造解析モデルに同時に作用させる。また、ケース3-1, 3-2及びケース4については、曲線部のねじれ変形や剛性急変部における荷重載荷による曲げ・軸力系の破壊を想定し、表4-1において抽出される「時刻1」または「時刻3」の荷重を各断面で算出し、三次元構造解析モデルに同時に作用させる。

表4-1 照査時刻の考え方




照査時刻	損傷モード	着目部位		荷重抽出時刻
時刻 1	曲げ・軸力系の破壊	壁 (面外)		各断面において 頂底板間の層間変位が 最大となる時刻
時刻 2	せん断破壊 (面外)	壁 (面外)		各断面において 総水平荷重が 最大となる時刻
時刻 3	曲げ・軸力系の破壊	壁 (面外)		地震時荷重算出断面間 (剛性変化部)の相対変位 が最大となる時刻

表 4-2 地震時荷重の載荷方法の考え方 (直線部)

載荷 ケース	載荷方向の考え方	載荷方向のイメージ図	損傷モード	荷重の載荷方法*
ケース 1	(同変形方向へ載荷) ・各断面の荷重を同方向に 載荷		曲げ・軸力系の 破壊	各地震時荷重算出断面 (断面②～断面⑤) における「時刻 1」の荷重を組み合わせる。 それぞれの断面で層間変位が最大となる 時刻における荷重を載荷。
ケース 2	(剛性急変部の影響考慮) ・剛性急変部となる断面間 での相対変位が最大と なる時刻における荷重 を各断面に載荷		曲げ・軸力系の 破壊	各地震時荷重算出断面 (断面②～断面⑤) における「時刻 3」の荷重を組み合わせる。 剛性急変部となる断面③と断面④の相対 変位が最大となる「時刻 3」を選定し、全 断面「時刻 3」における荷重を載荷。

注記* : 断面②及び断面③の地震応答解析手法が全応力解析の場合は、断面②～断面⑤の全てについて全応力解析による荷重を組み合わせる。断面②及び断面③の地震応答解析手法が有効応力解析の場合は、断面②・断面③の有効応力解析による荷重と断面④及び断面⑤の全応力解析による荷重を組み合わせる。

表 4-3(1) 地震時荷重の荷重方法の考え方 (曲線部)

荷重 ケース	荷重方向の考え方	荷重方向のイメージ図	損傷モード	荷重の荷重方法*
ケース 1	(同変形方向へ荷重 : 曲線部が開く変形) ・断面⑤及び断面⑥の地震 時荷重は北方向に、断面⑦ の地震時荷重は、西方向に 荷重		曲げ・軸力 系の破壊	各地震時荷重算出断面 (断面⑤～断面⑦) における「時刻 1」の荷重を組み合わせる。 それぞれの断面で層間変位が最大となる 時刻における荷重を荷重。
			せん断破壊 (面外)	各地震時荷重算出断面 (断面⑤～断面⑦) における「時刻 2」の荷重を組み合わせる。 それぞれの断面で総水平荷重が最大とな る時刻における荷重を荷重。
ケース 2	(同変形方向へ荷重 : 曲線部が閉じる変形) ・断面⑤及び断面⑥の地震 時荷重は南方向に、断面⑦ の地震時荷重は、東方向に 荷重		曲げ・軸力系 の破壊	各地震時荷重算出断面 (断面⑤～断面⑦) における「時刻 1」の荷重を組み合わせる。 それぞれの断面で層間変位が最大となる 時刻における荷重を荷重。
			せん断破壊 (面外)	各地震時荷重算出断面 (断面⑤～断面⑦) における「時刻 2」の荷重を組み合わせる。 それぞれの断面で総水平荷重が最大とな る時刻における荷重を荷重。

注記* : 断面⑥及び断面⑦の地震応答解析手法が全応力解析の場合は、断面⑤～断面⑦のすべてについて全応力解析による荷重を組み合わせる。断面⑥及び断面⑦の地震応答解析手法が有効応力解析の場合は、断面⑤の全応力解析による荷重と断面⑥及び断面⑦の有効応力解析の荷重を組み合わせる。

表 4-3(2) 地震時荷重の載荷方法の考え方 (曲線部)

載荷 ケース	載荷方向の考え方	載荷方向のイメージ図	損傷モード	荷重の載荷方法*
ケース 3-1	(逆変形方向へ載荷 : 曲線部がねじれる変形) ・断面⑤及び断面⑥の地震時荷重は北方向に、断面⑦の地震時荷重は、東方向に載荷		曲げ・軸力系の破壊	各地震時荷重算出断面 (断面⑤～断面⑦) における「時刻 1」の荷重を組み合わせる。それぞれの断面で層間変位が最大となる時刻における荷重を載荷。
ケース 3-2	(逆変形方向へ載荷 : 曲線部がねじれる変形) ・断面⑤及び断面⑥の地震時荷重は南方向に、断面⑦の地震時荷重は、西方向に載荷		曲げ・軸力系の破壊	各地震時荷重算出断面 (断面⑤～断面⑦) における「時刻 1」の荷重を組み合わせる。それぞれの断面で層間変位が最大となる時刻における荷重を載荷。
ケース 4	(剛性急変部の影響考慮) ・剛性急変部となる断面間での相対変位が最大となる時刻における荷重を各断面に載荷		曲げ・軸力系の破壊	各地震時荷重算出断面 (断面⑤～断面⑦) における「時刻 3」の荷重を組み合わせる。剛性急変部となる断面⑤と断面⑥の相対変位が最大となる「時刻 3」を選定し、全断面「時刻 3」における荷重を載荷。

注記* : 断面⑥及び断面⑦の地震応答解析手法が全応力解析の場合は、断面⑤～断面⑦のすべてについて全応力解析による荷重を組み合わせる。断面⑥及び断面⑦の地震応答解析手法が有効応力解析の場合は、断面⑤の全応力解析による荷重と断面⑥及び断面⑦の有効応力解析の荷重を組み合わせる。

4.4.2 入力荷重

三次元構造解析の入力荷重は，地震応答解析に基づく「4.4.1 照査時刻」で選定した照査時刻における応答値を用いて算定する。入力荷重の一覧を表 4-4 に示す。

表 4-4 三次元構造解析における入力荷重

区分	種別	考慮する荷重
常時 荷重	固定荷重	躯体自重
	常時土圧	躯体に作用する常時土圧
	常時水圧（内水）	躯体に作用する常時水圧
	常時水圧（外水）	躯体側面に作用する常時水圧
地震時 荷重	慣性力	躯体に作用する慣性力
	地震時土圧	躯体側面に作用する地震時土圧
	地震時水圧（内水）	躯体に作用する地震時水圧*
	地震時水圧（外水）	躯体側面に作用する地震時水圧

注記*：地震応答解析から抽出した側壁及び隔壁の応答加速度に基づき算定する。

4.5 三次元構造解析結果

地震応答解析による地震時荷重を用いた三次元構造解析結果における構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻でのひずみ分布を図 4-8～図 4-19 に、せん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力分布を図 4-20～図 4-43 に示す。

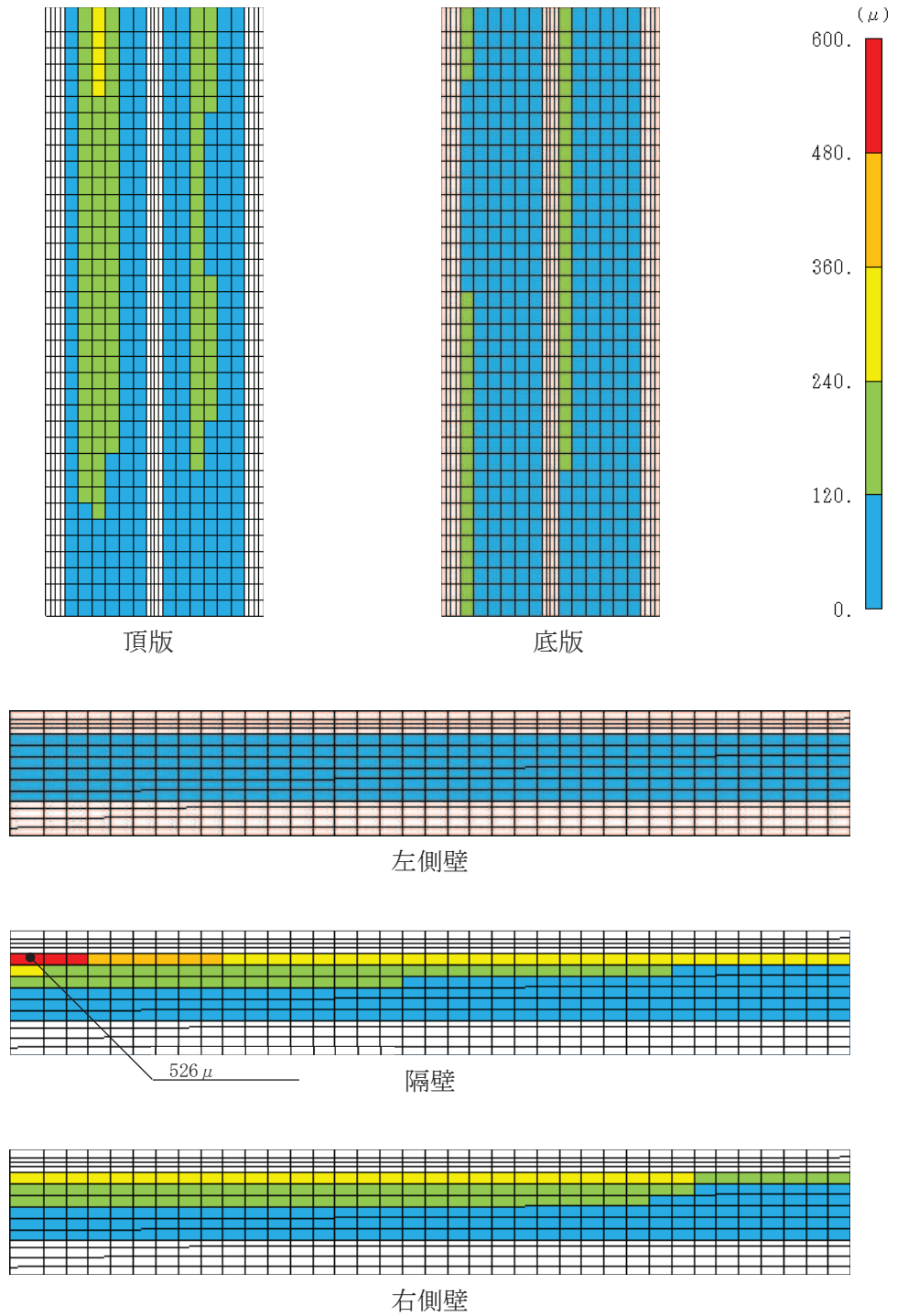


図 4-8 曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 照査値最大時のひずみ分布図 (コンクリートの圧縮縁ひずみ)
 (直線部, 隔壁, 解析ケース③, S s - N 1 (++))

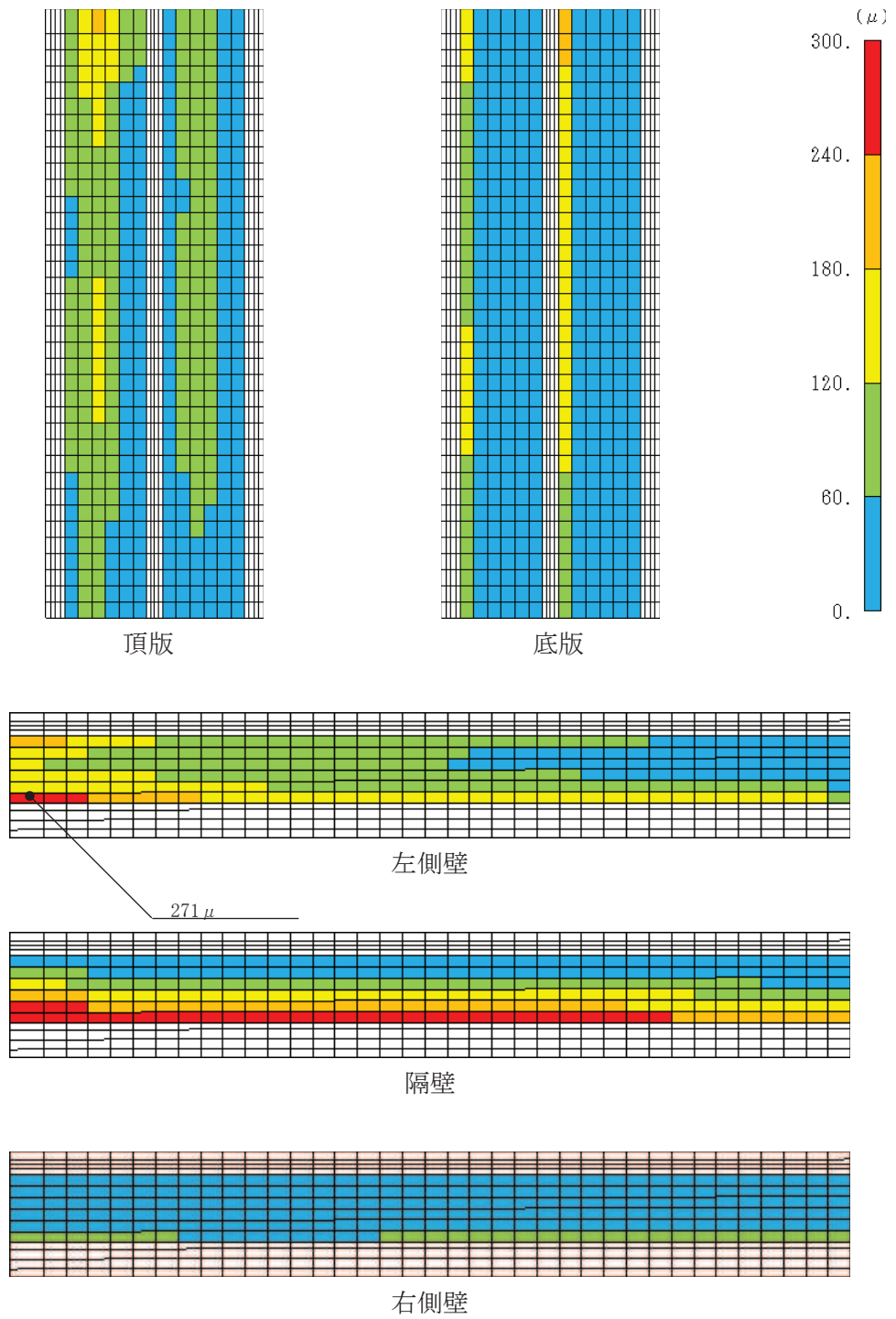


図4-9 曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
照査値最大時のひずみ分布図 (コンクリートの圧縮ひずみ)
(直線部, 左側壁, 解析ケース③, $S_s - N1 (+ +)$)

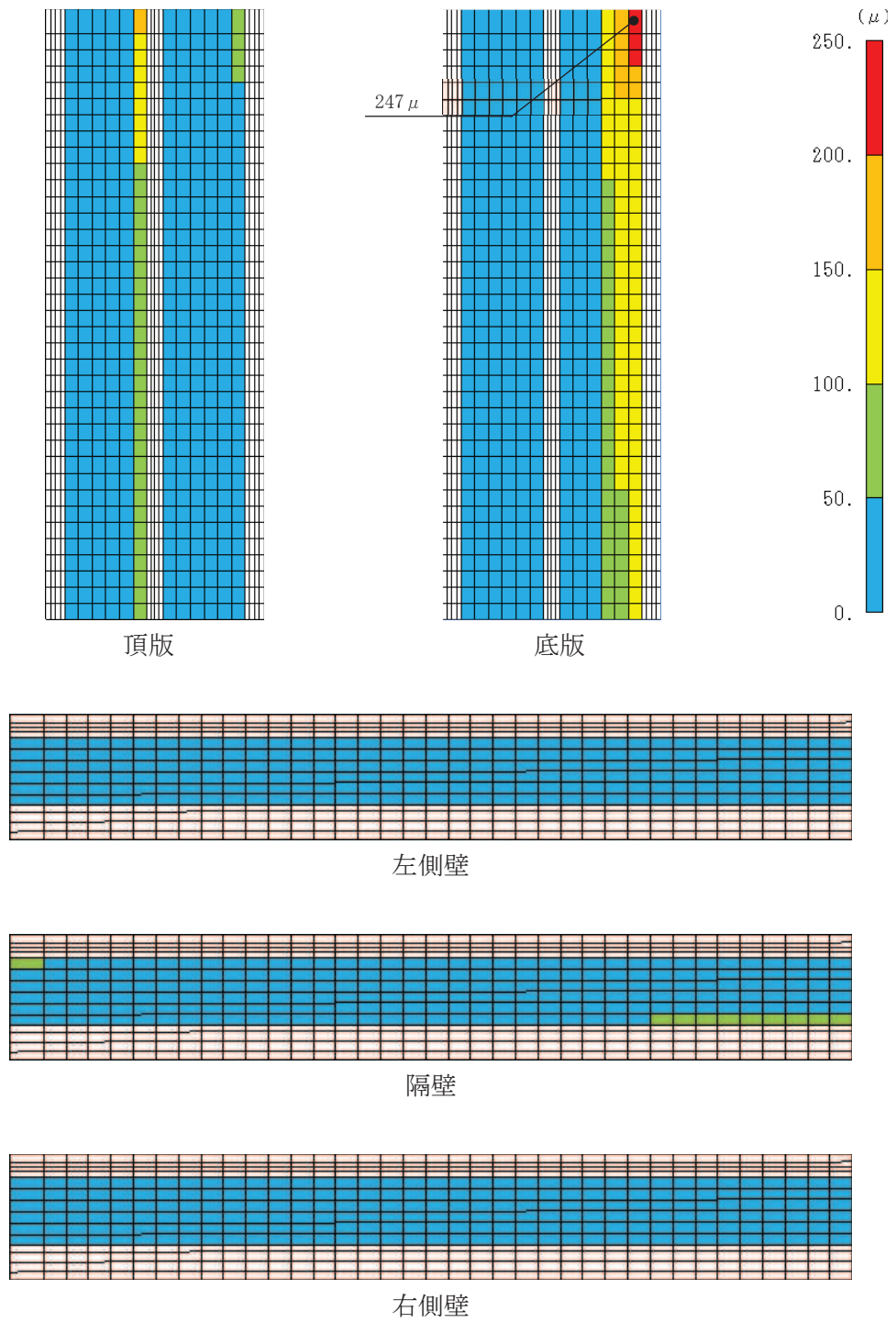


図 4-10 曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 照査値最大時のひずみ分布図 (鉄筋)
 (直線部, 底版, 解析ケース③, S s - N 1 (++))

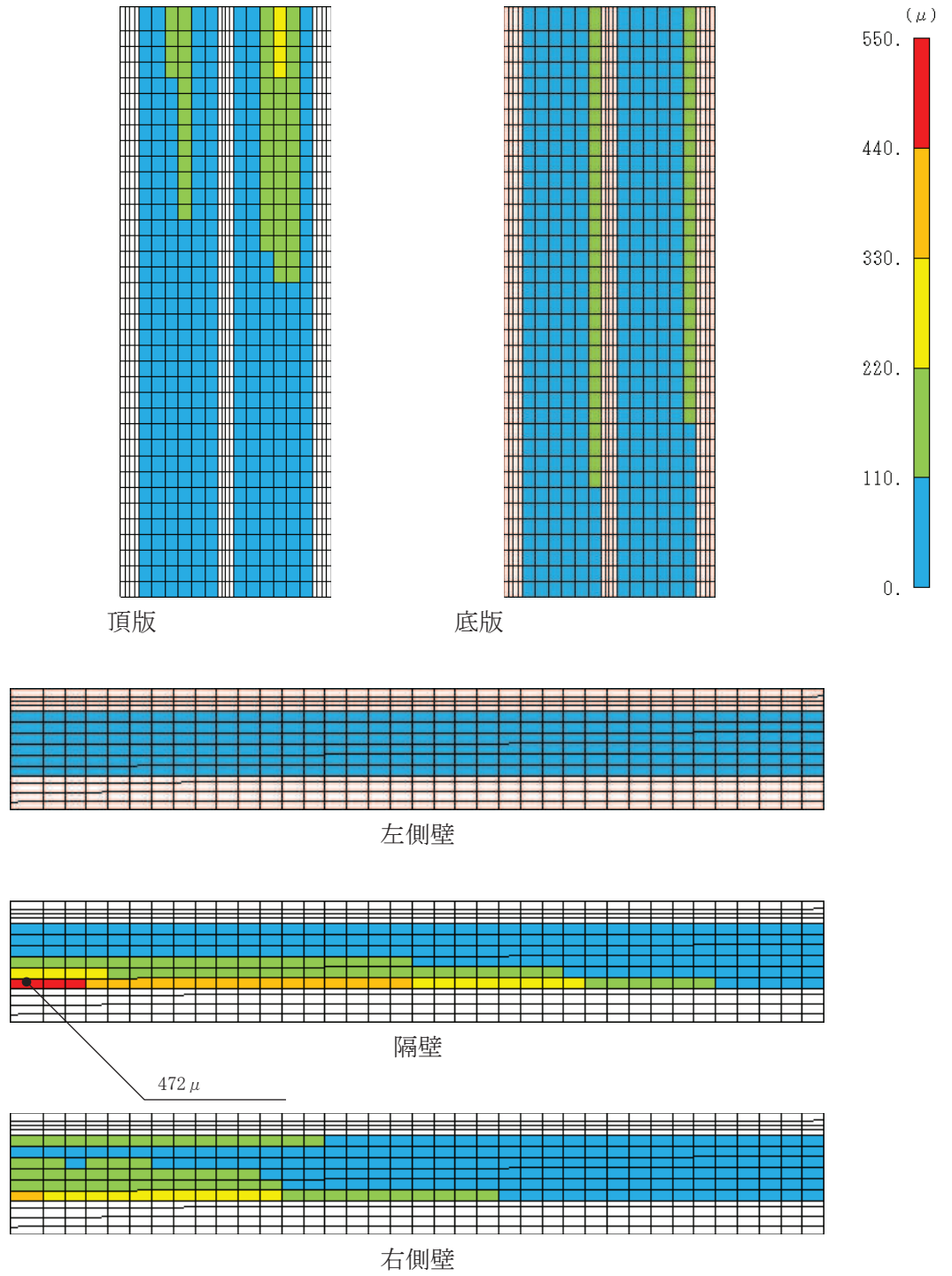


図 4-11 曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 照査値最大時のひずみ分布図（コンクリートの圧縮縁ひずみ）
 （直線部，隔壁，解析ケース⑧'，S_s-F3（++））

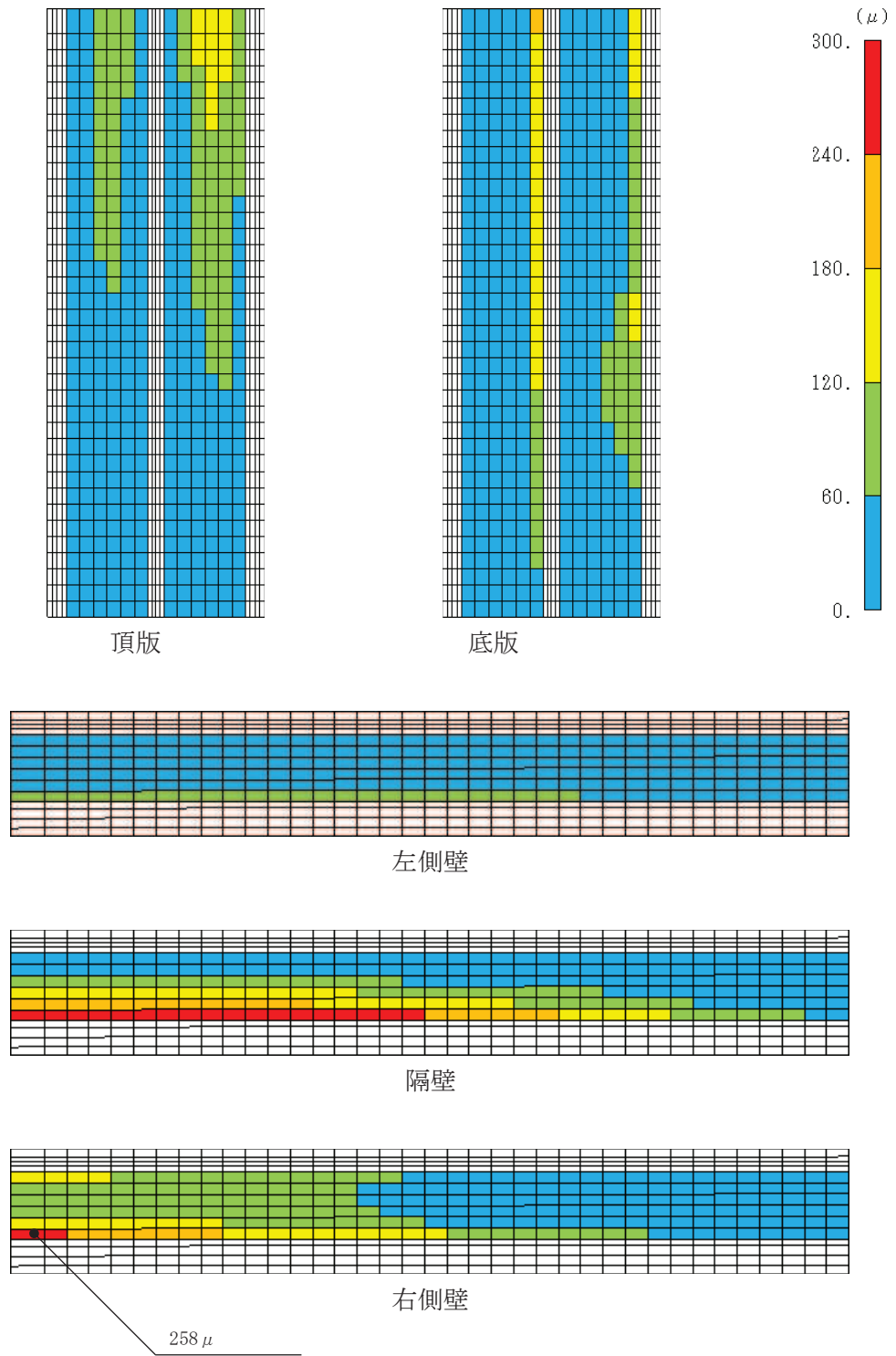


図 4-12 曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
照査値最大時のひずみ分布図 (コンクリートの圧縮ひずみ)
(直線部, 右側壁, 解析ケース⑧', S s - F 3 (++))

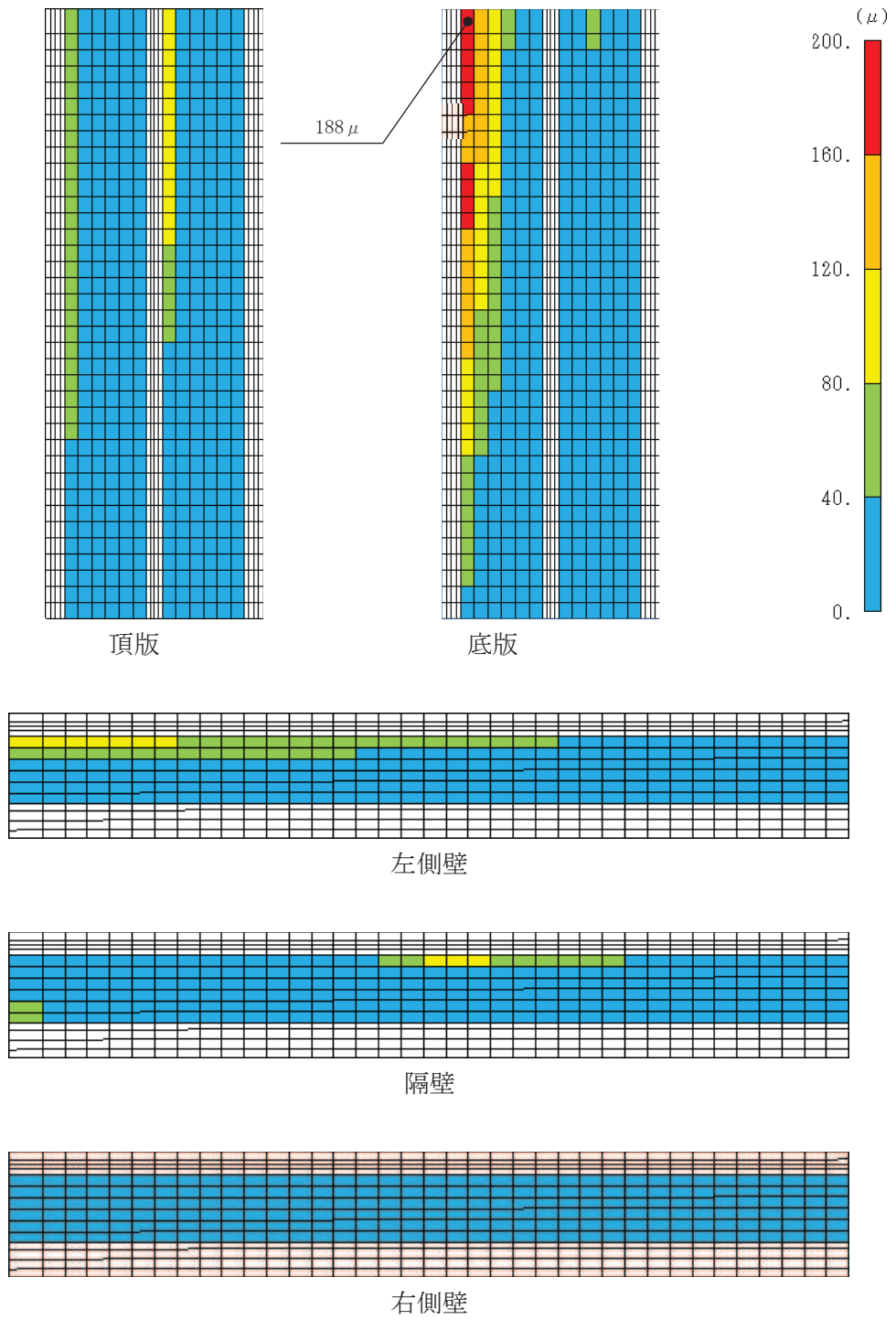


図 4-13 曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
照査値最大時のひずみ分布図 (鉄筋)
(直線部, 底版, 解析ケース⑧', $S_s - F 3$ (++)

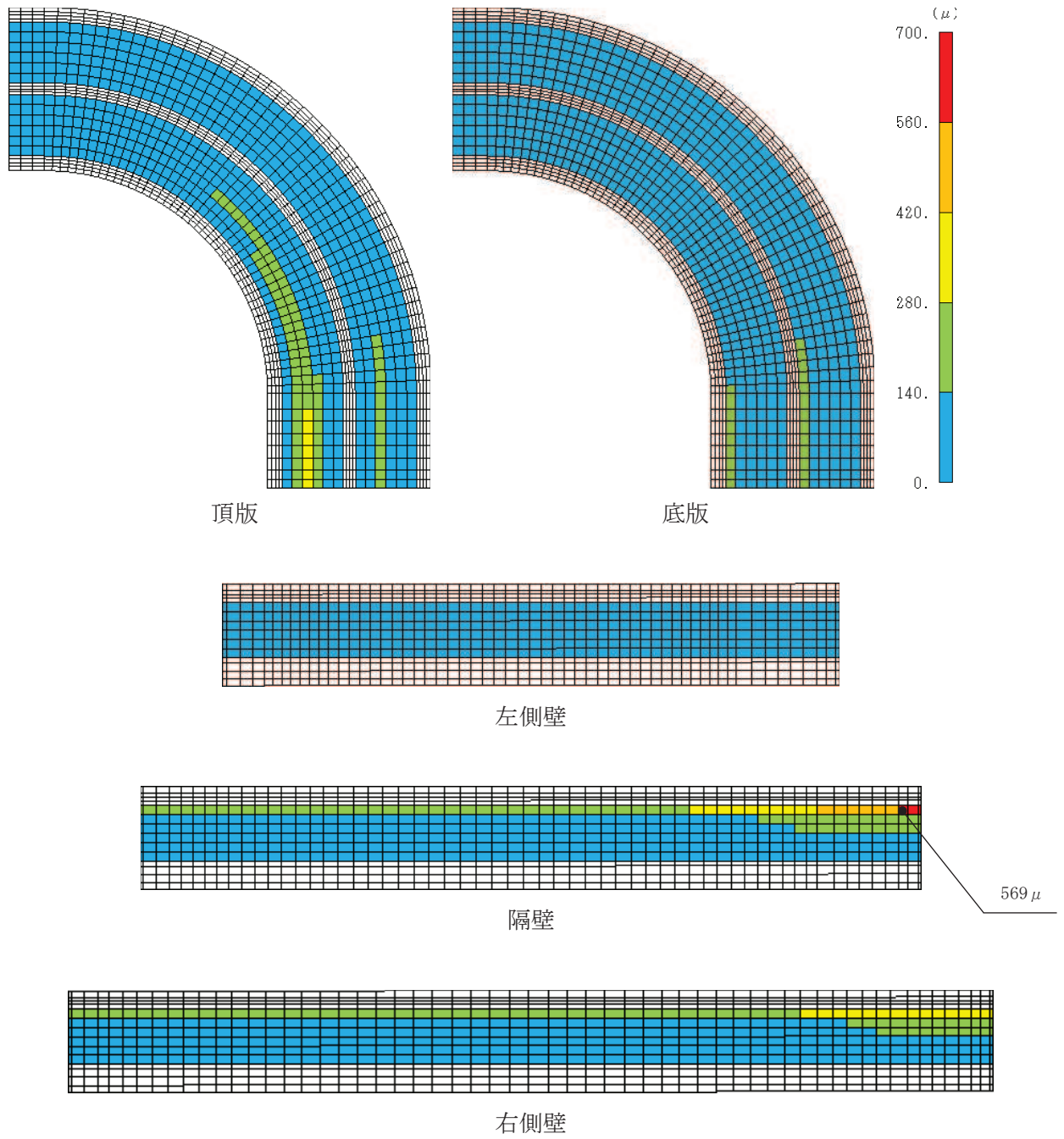


図 4-14 曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 照査値最大時のひずみ分布図（コンクリートの圧縮縁ひずみ）
 （曲線部，隔壁，解析ケース③，S s - N 1 (++)）

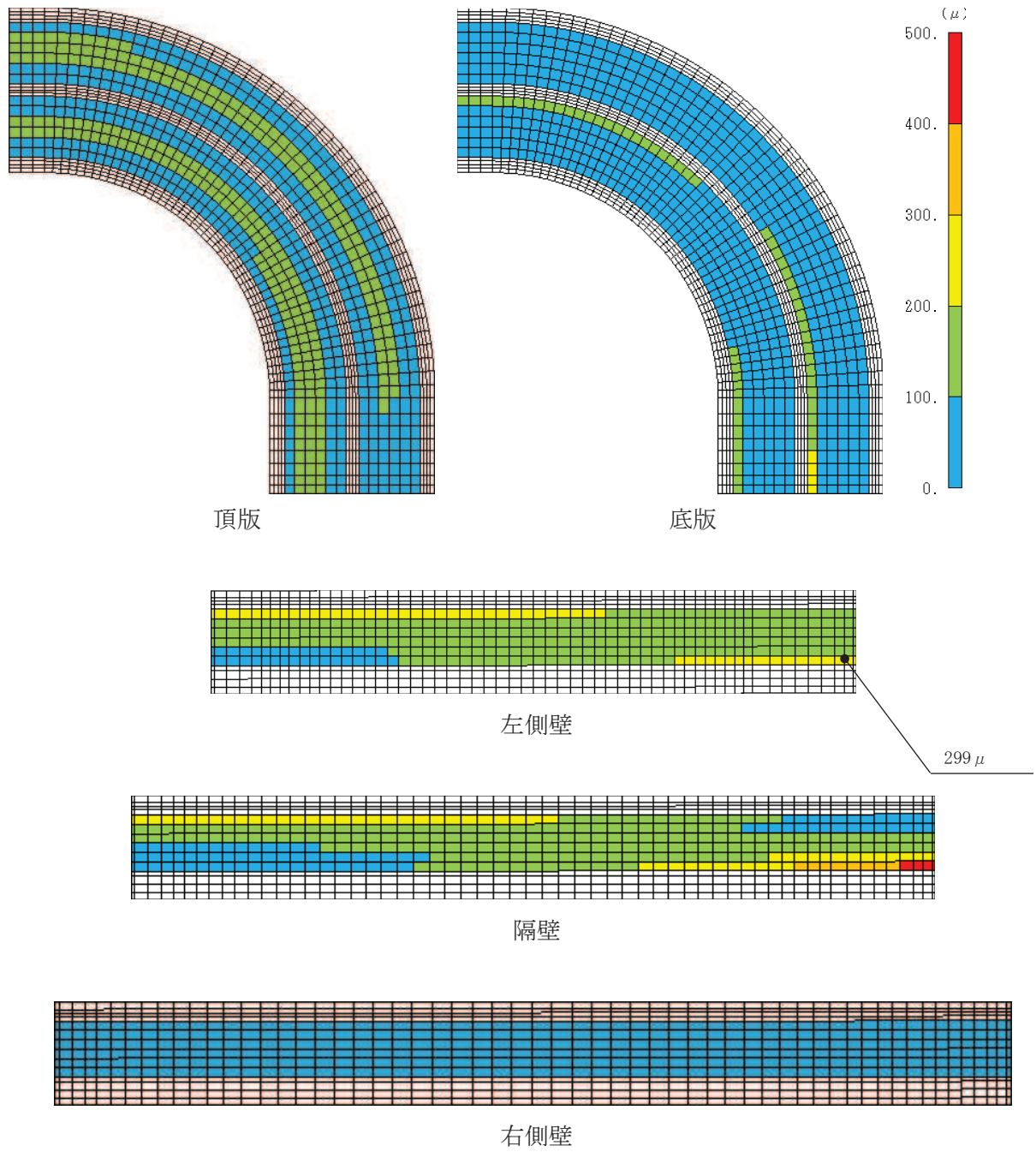


図 4-15 曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 照査値最大時のひずみ分布図（コンクリートの圧縮ひずみ）
 （曲線部，左側壁，解析ケース③，S s - N 1（++））

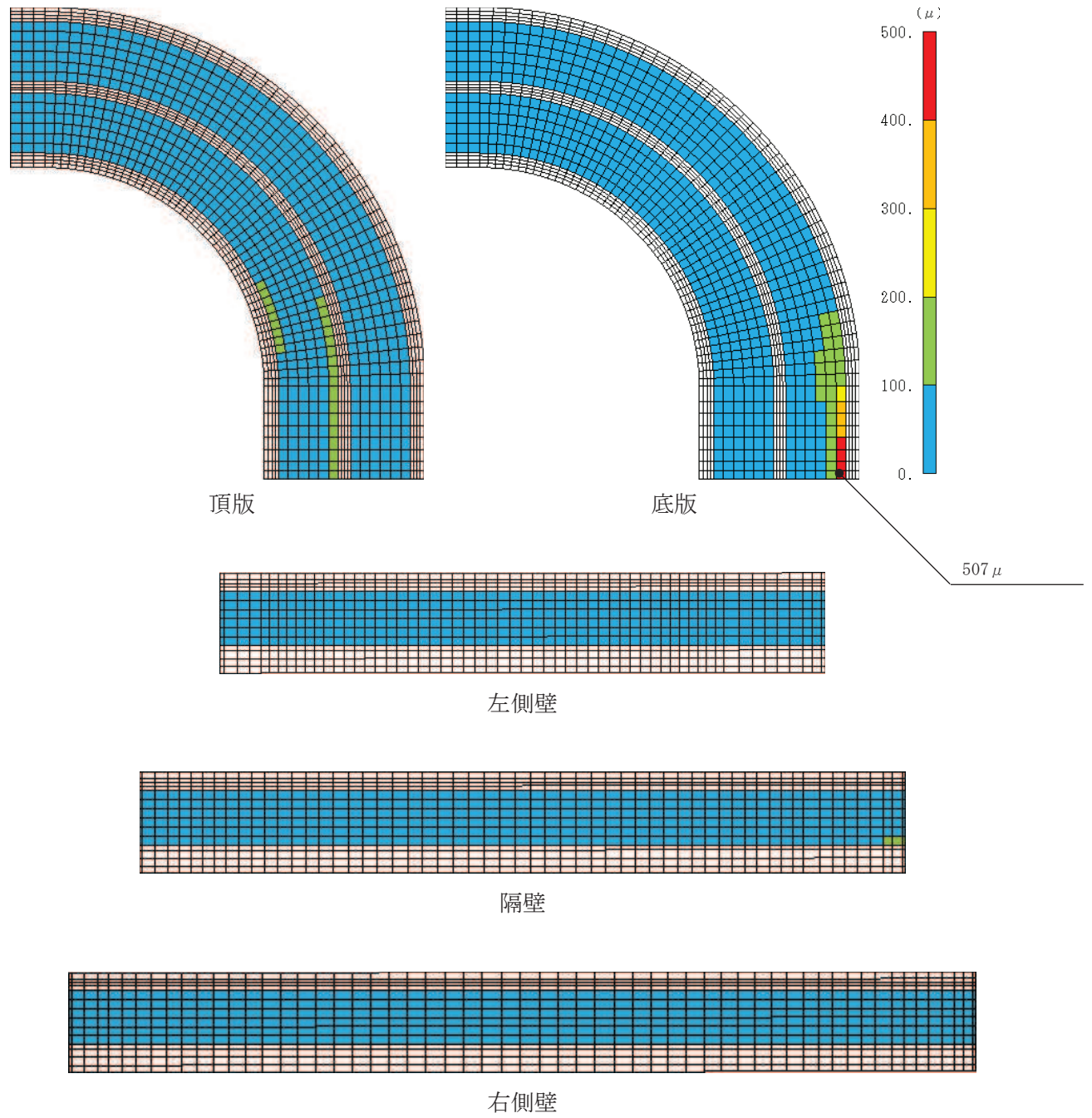


図 4-16 曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
照査値最大時のひずみ分布図（鉄筋）
（曲線部，底版，解析ケース③，S s - N 1 (++)）

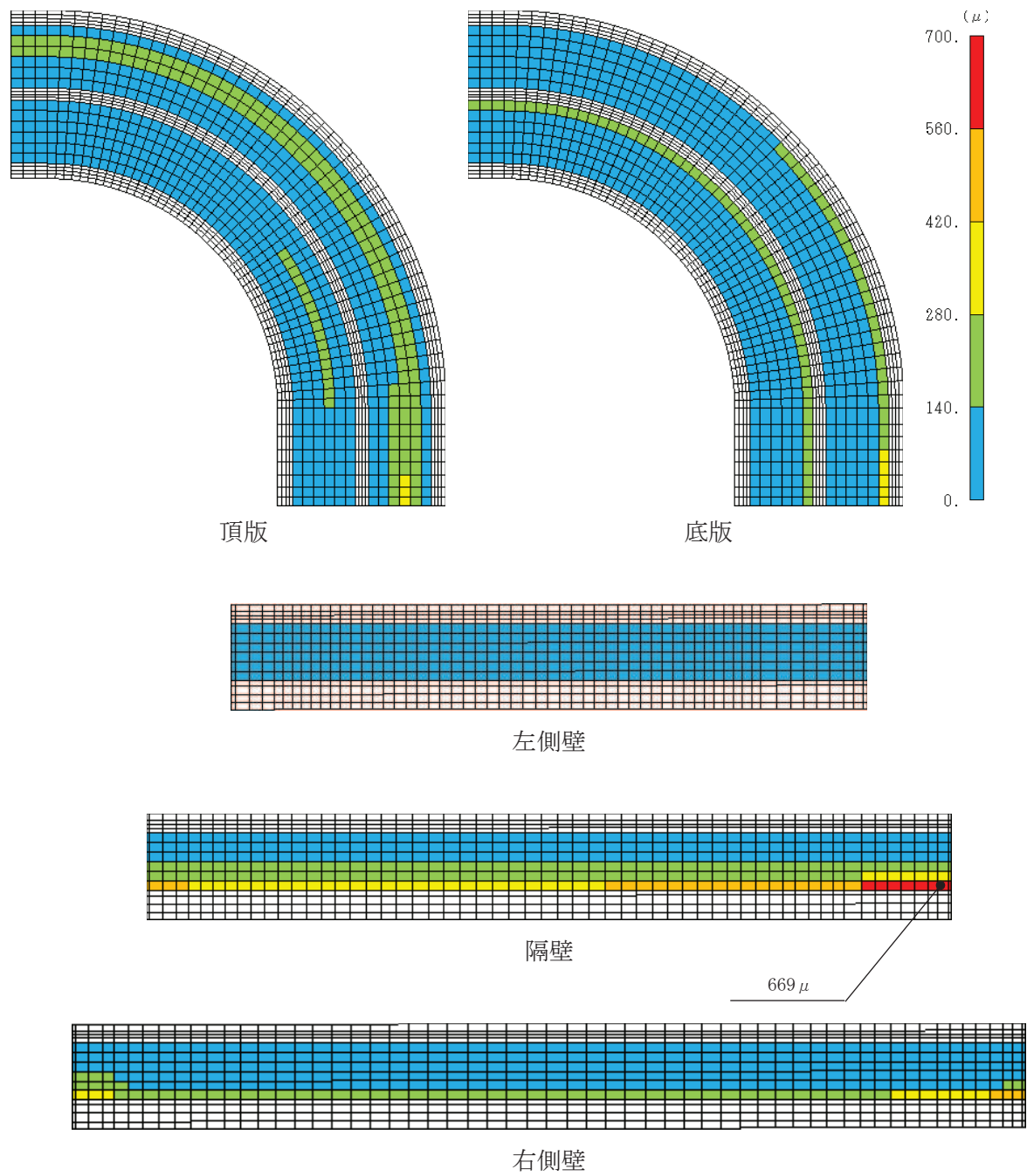


図 4-17 曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 照査値最大時のひずみ分布図（コンクリートの圧縮縁ひずみ）
 （曲線部，隔壁，解析ケース⑧'， $S_s - N1$ （-+））

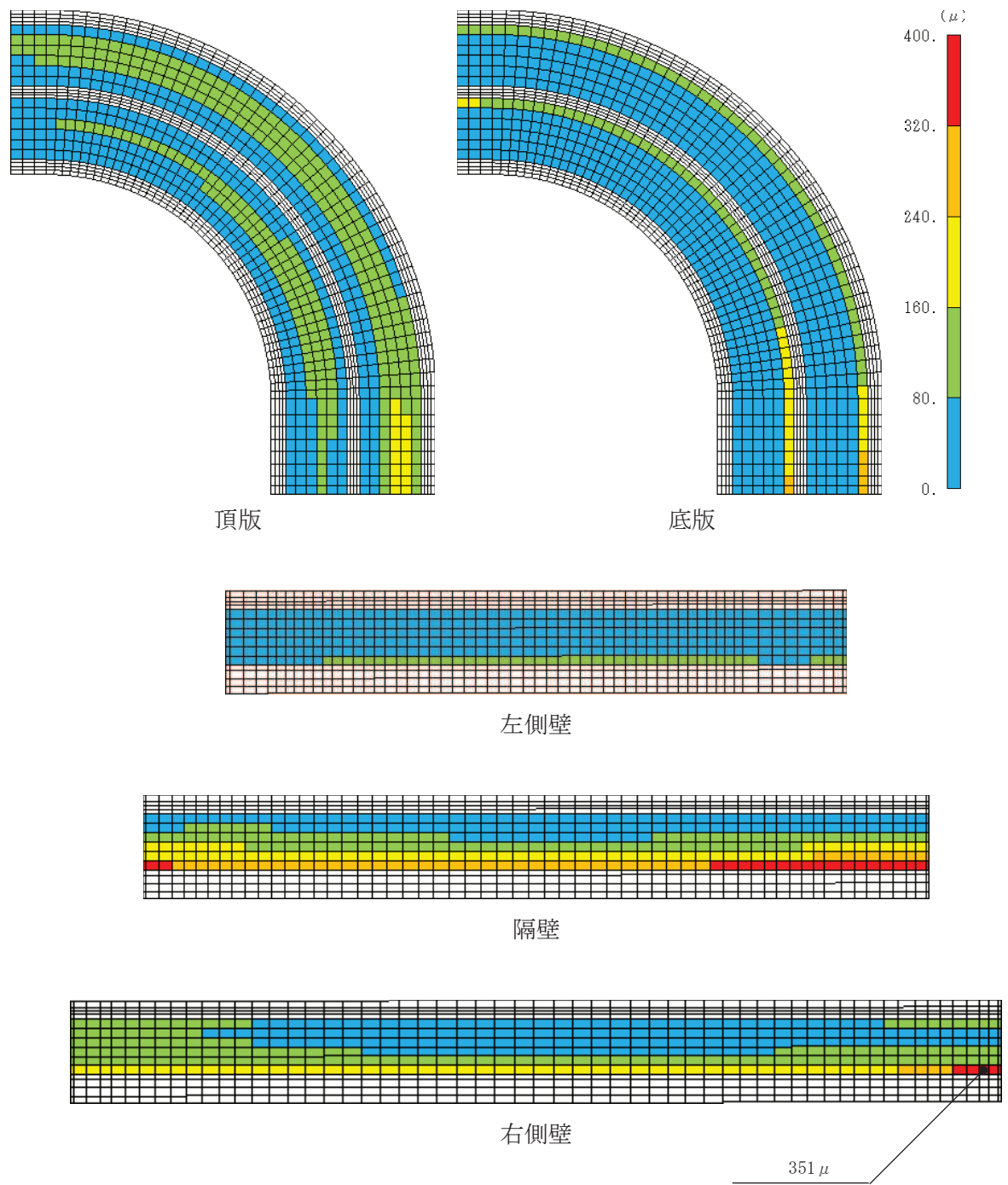


図 4-18 曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 照査値最大時のひずみ分布図 (コンクリートの圧縮ひずみ)
 (曲線部, 右側壁, 解析ケース⑧', S s - N 1 (-+))

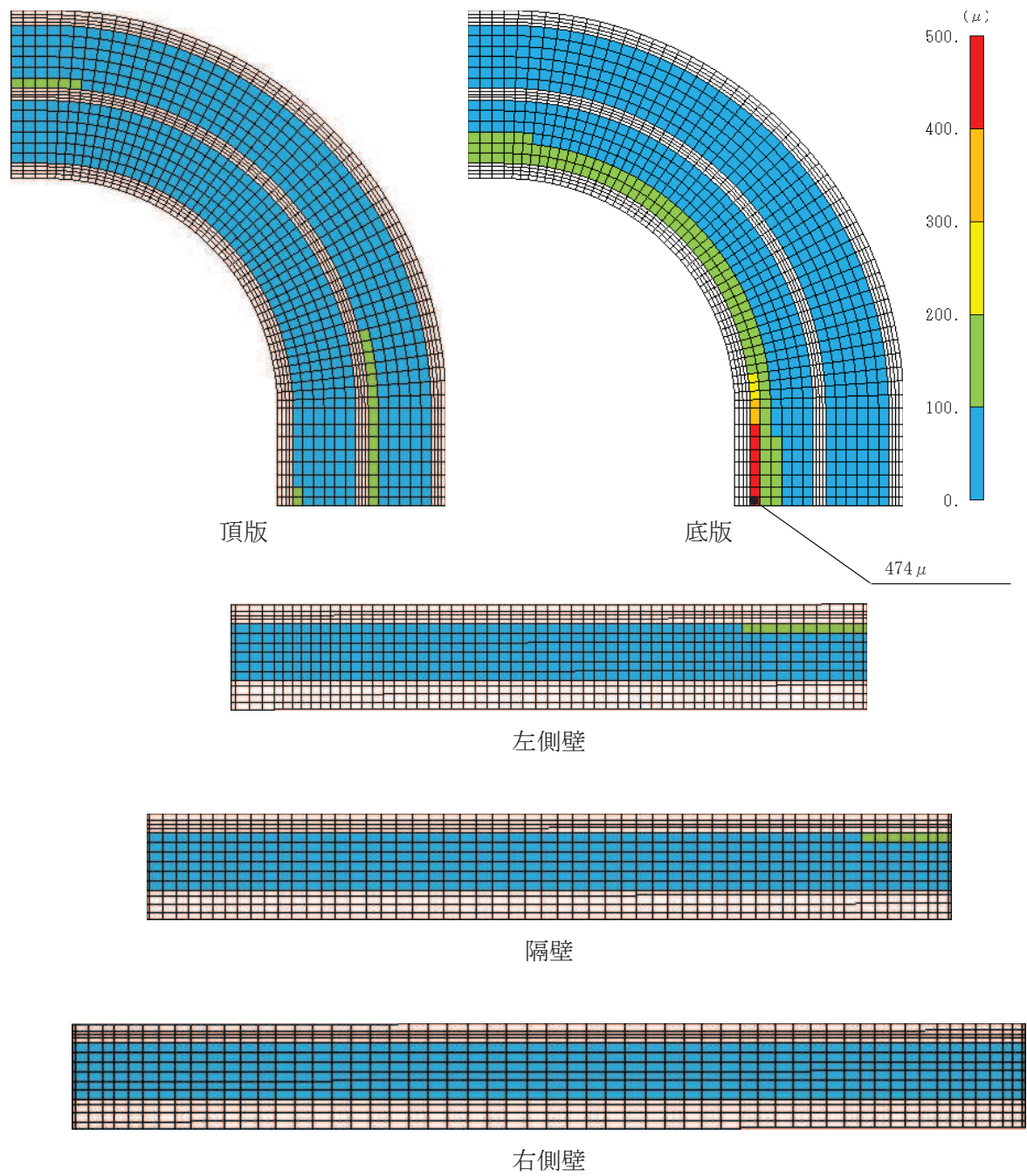


図 4-19 曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 照査値最大時のひずみ分布図 (鉄筋)
 (曲線部, 底版, 解析ケース⑧', $S_s - N1 (-+)$)

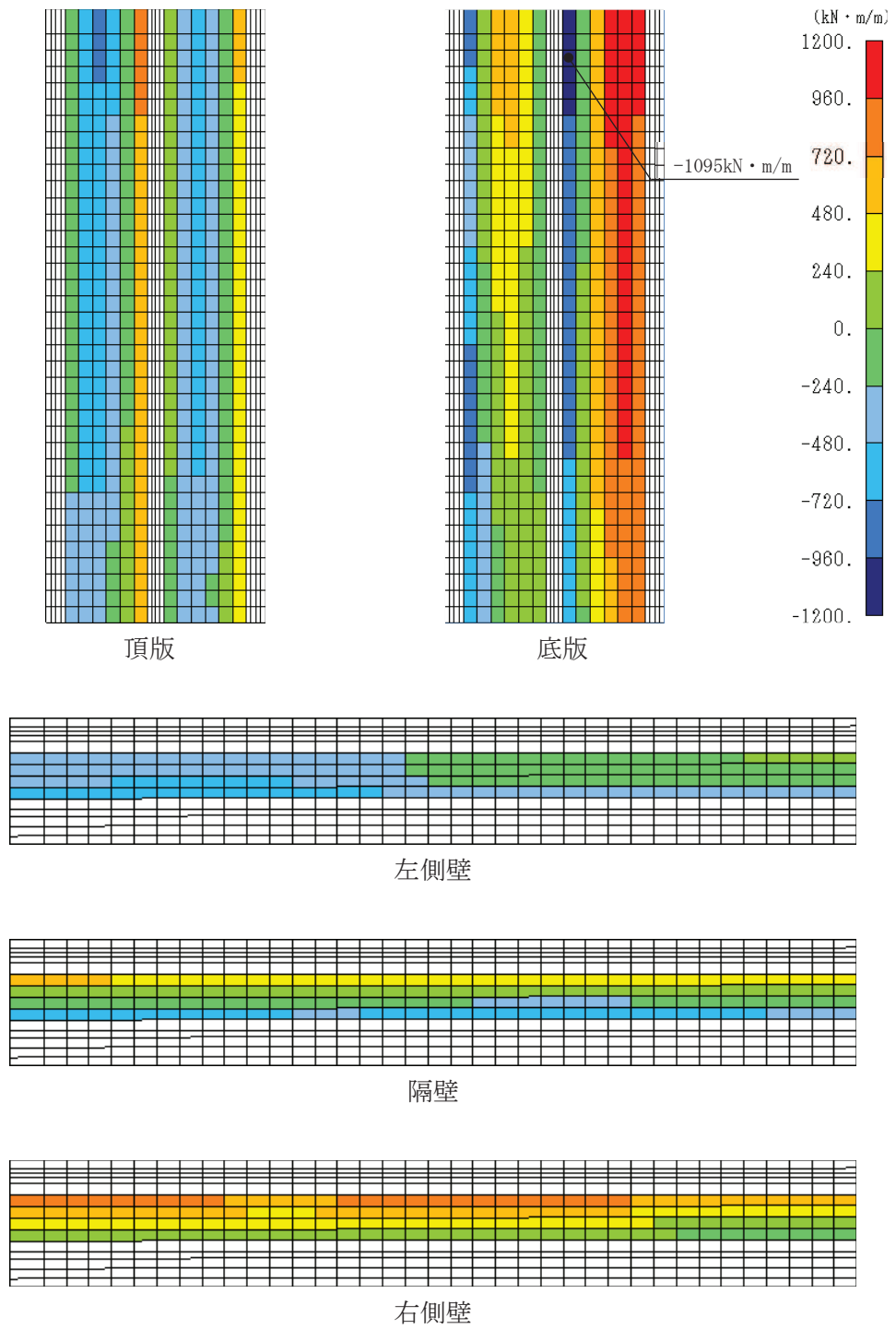


図 4-20 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント (kN · m/m) : Mx)
 (直線部, 底板, 解析ケース③, S s - N 1 (++))

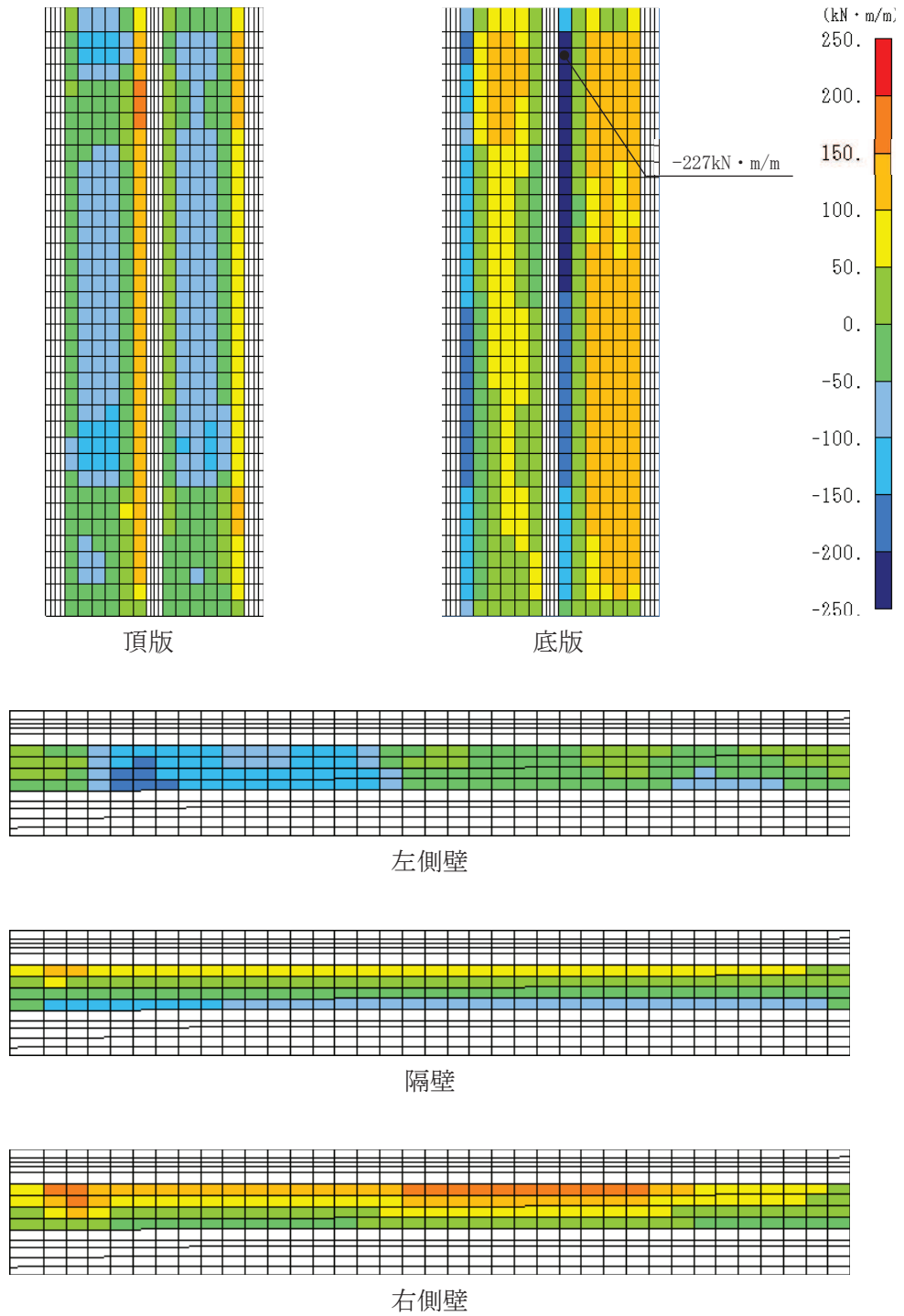


図 4-21 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント (kN・m/m) : My)
 (直線部, 底板, 解析ケース③, S s - N 1 (++))

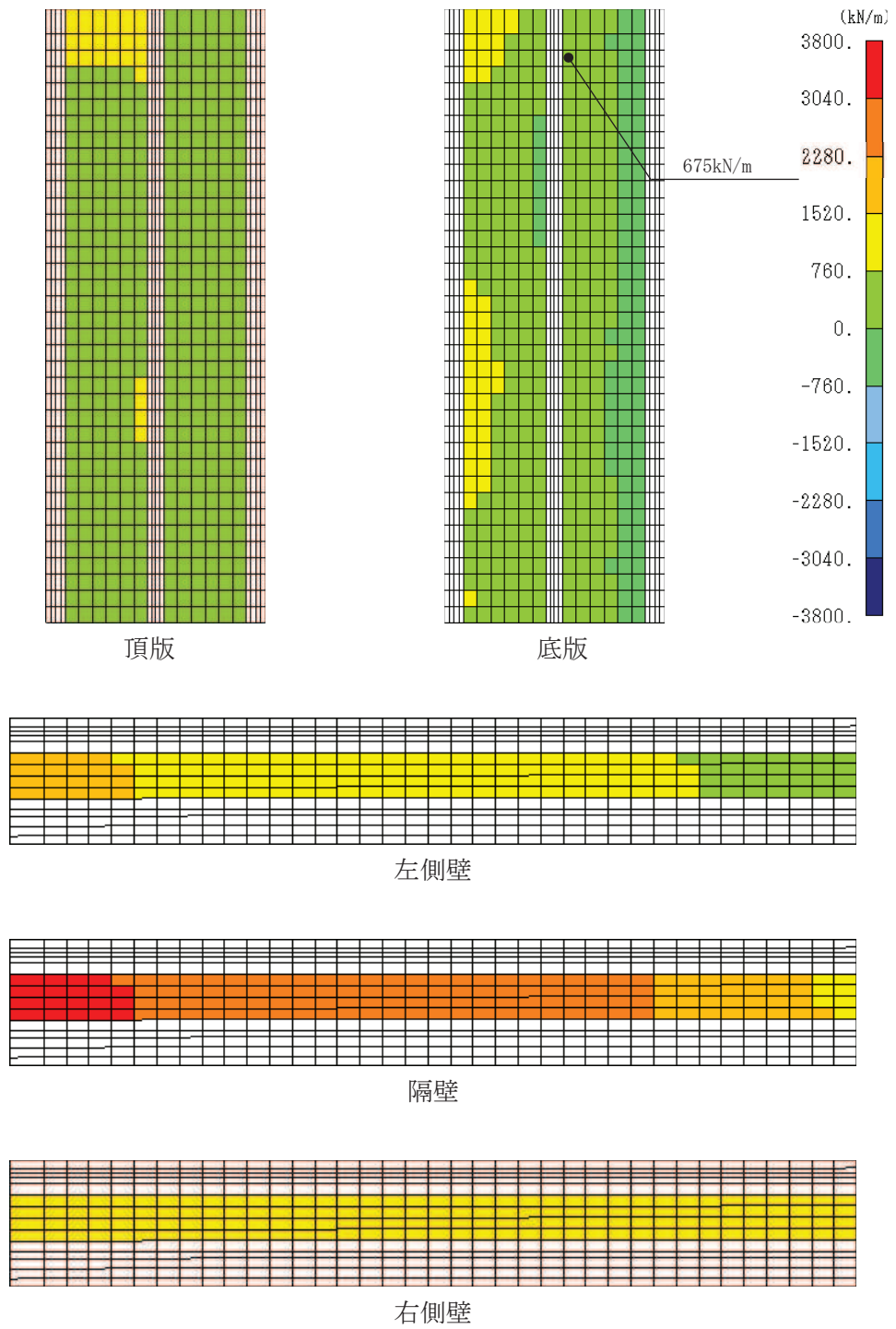


図 4-22 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : Nx)
 (直線部, 底板, 解析ケース③, S s - N 1 (++))

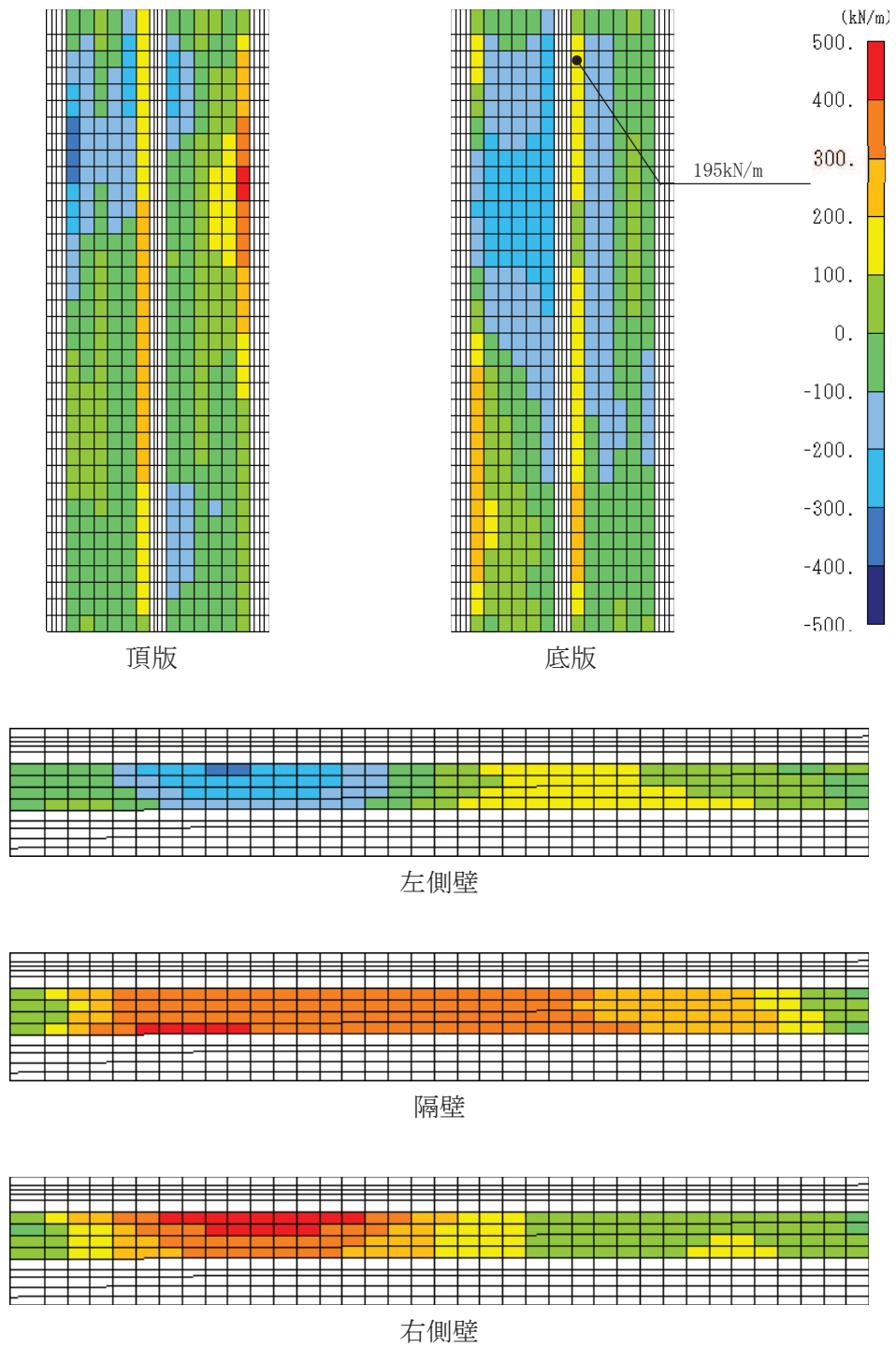


図 4-23 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : Ny)
 (直線部, 底板, 解析ケース③, S s - N 1 (++))

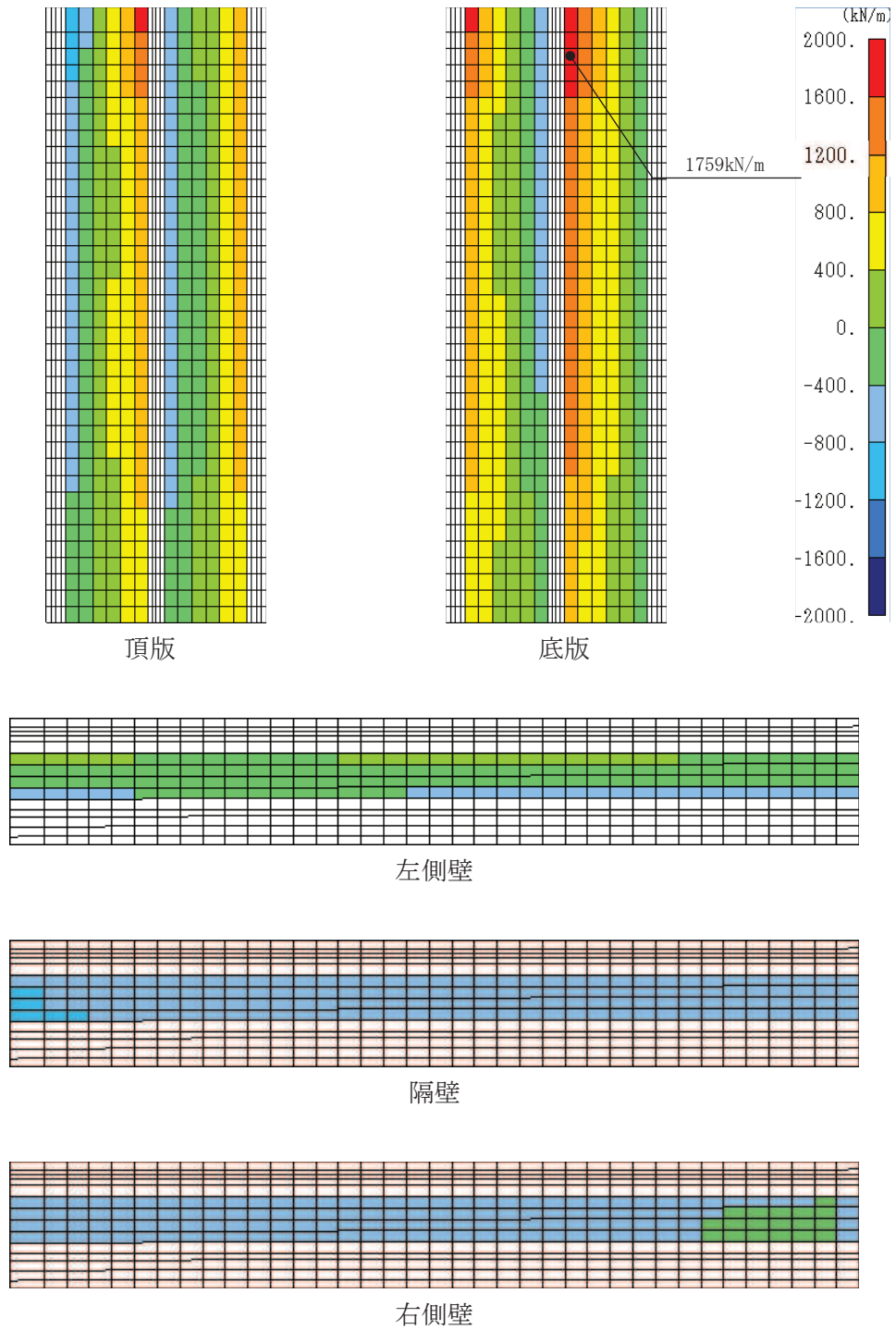


図 4-24 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_x)
 (直線部, 底板, 解析ケース③, $S_s - N1$ (++))

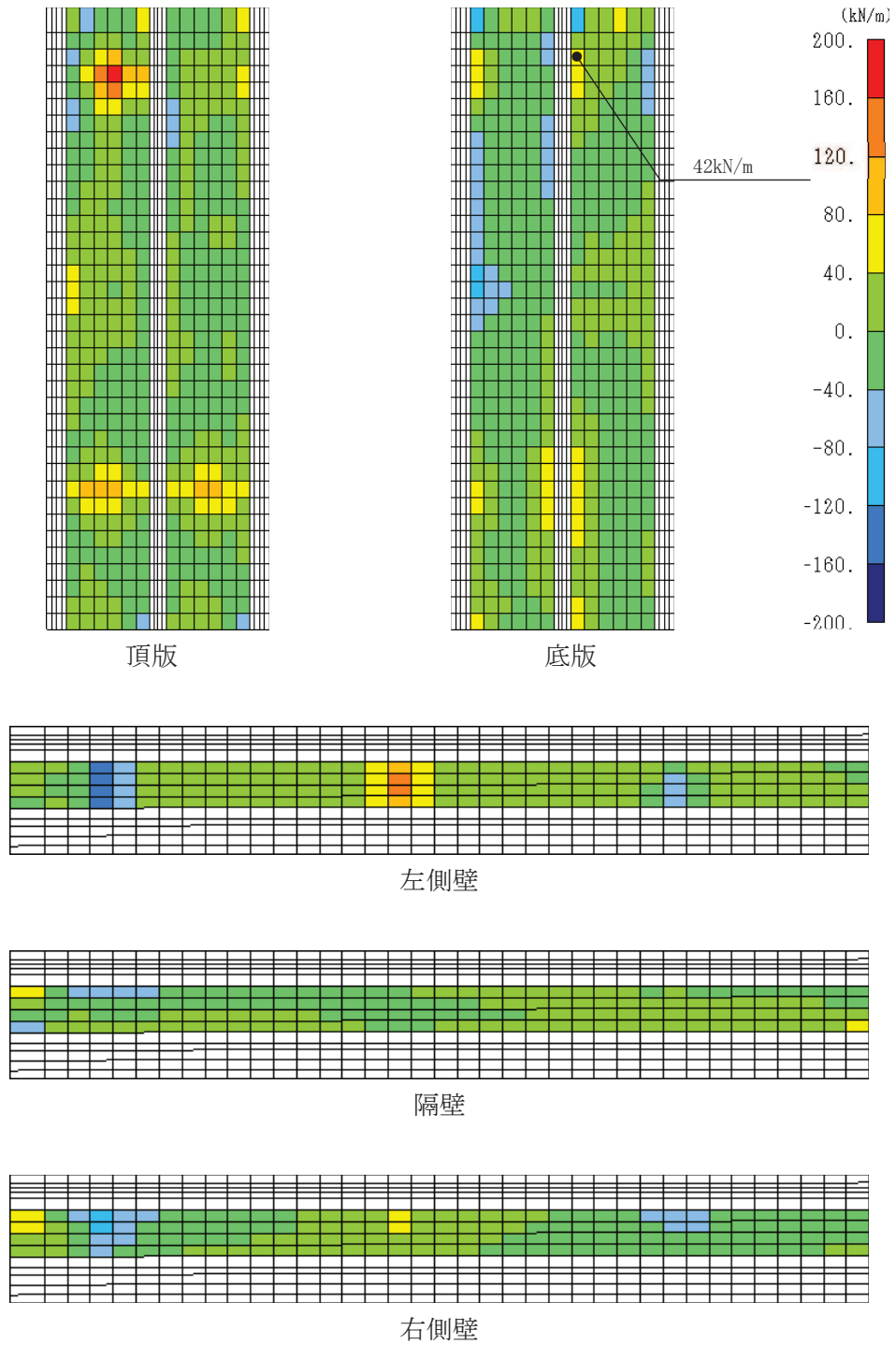


図 4-25 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_y)
 (直線部, 底板, 解析ケース③, $S_s - N1$ (++))

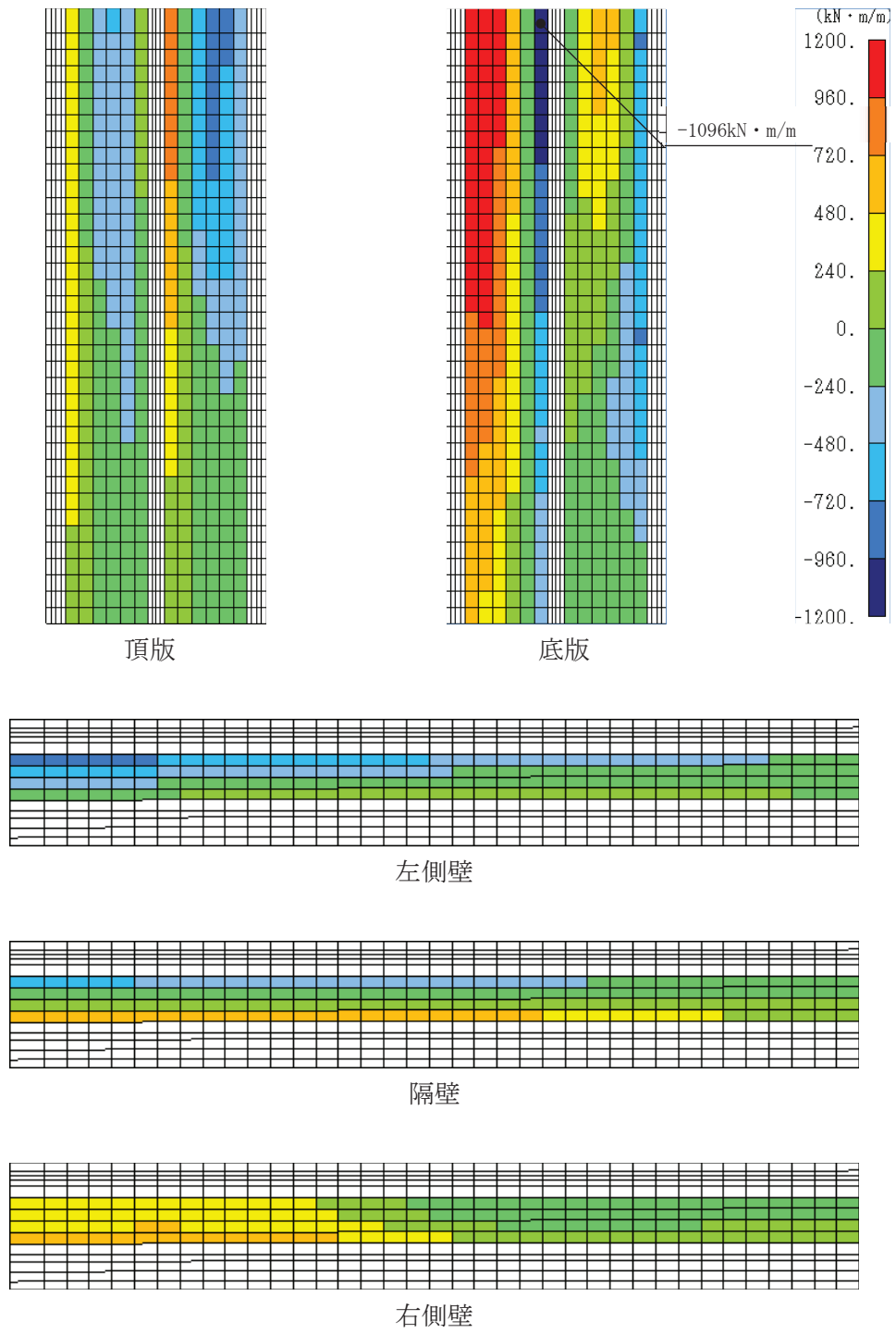


図 4-26 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント (kN・m/m) : Mx)
 (直線部, 底板, 解析ケース⑨', S s - F 3 (++))

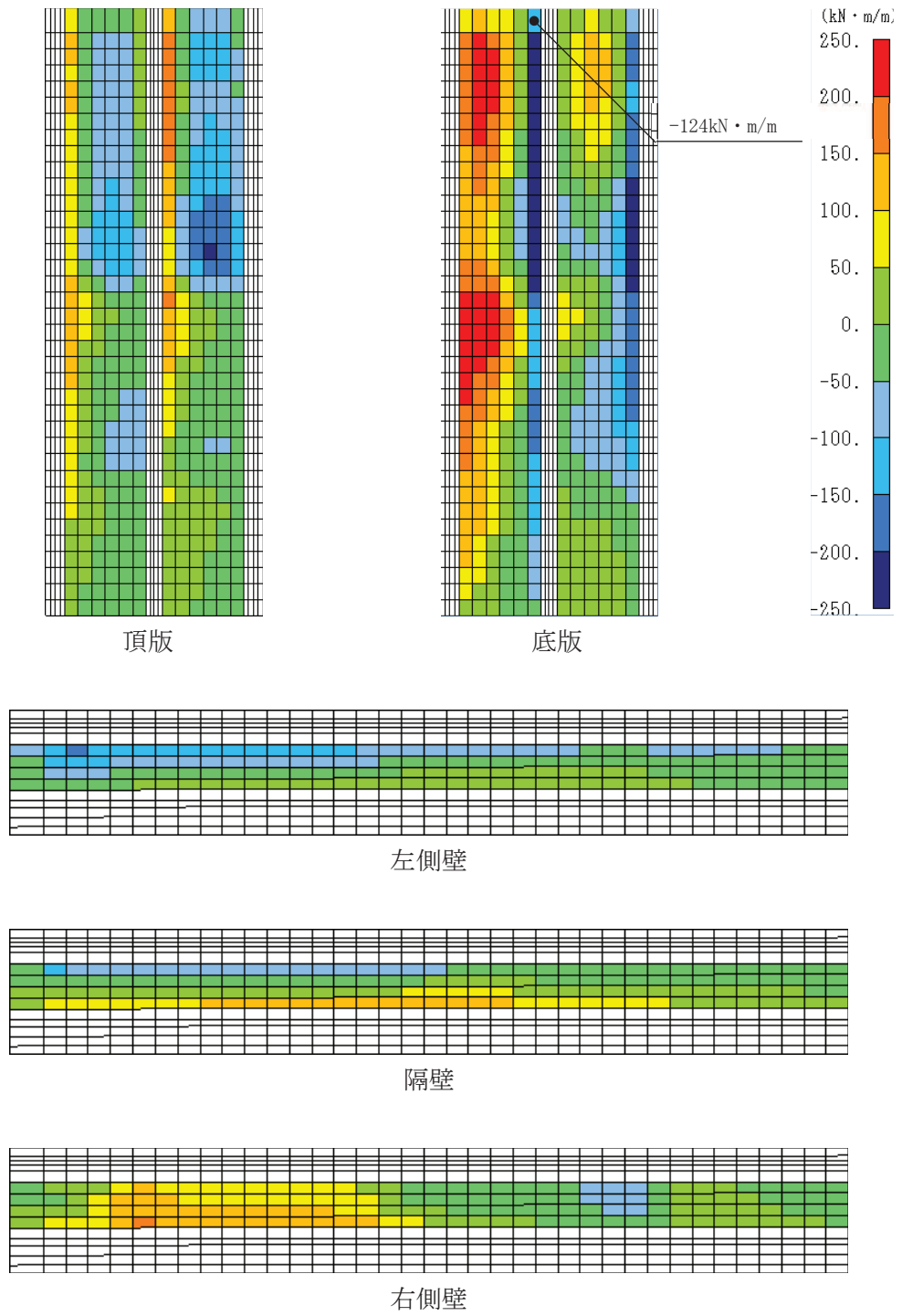


図 4-27 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント (kN・m/m) : My)
 (直線部, 底板, 解析ケース⑨', S s - F 3 (++))

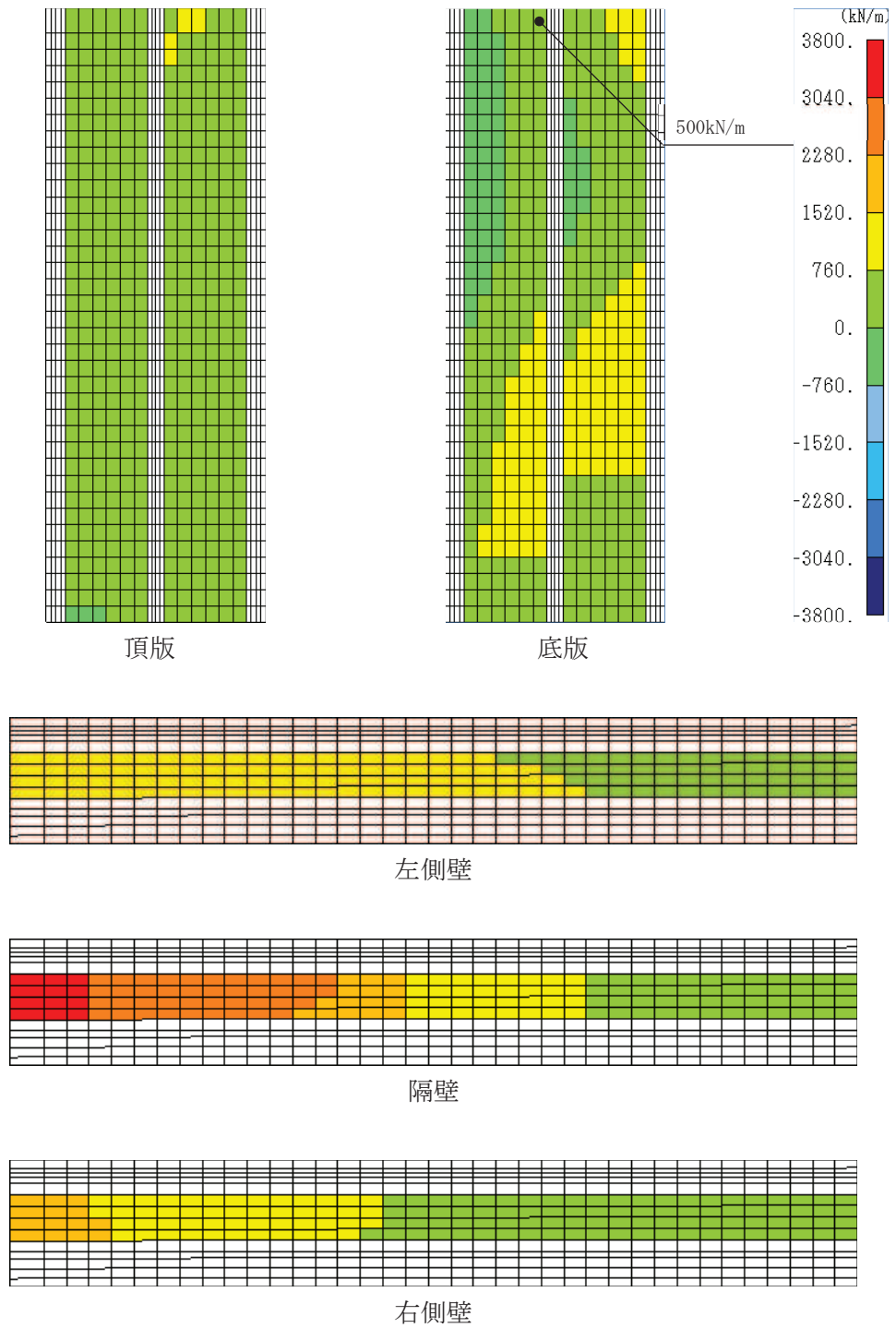


図 4-28 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_x)
 (直線部, 底板, 解析ケース⑨', $S_s - F_3$ (++))

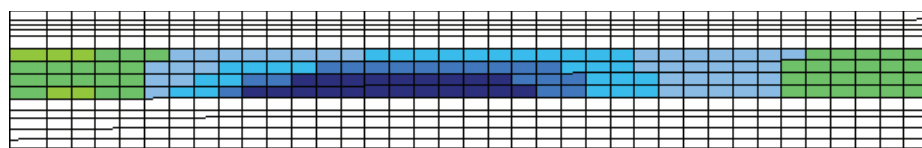
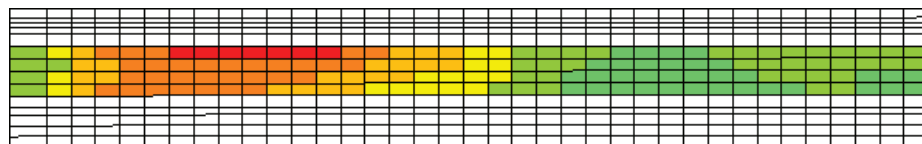
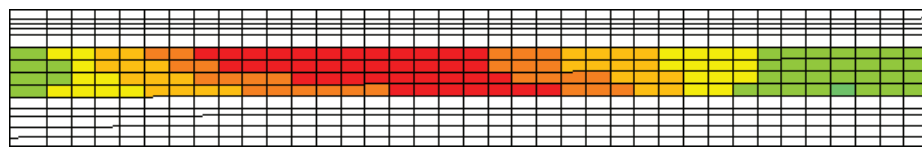
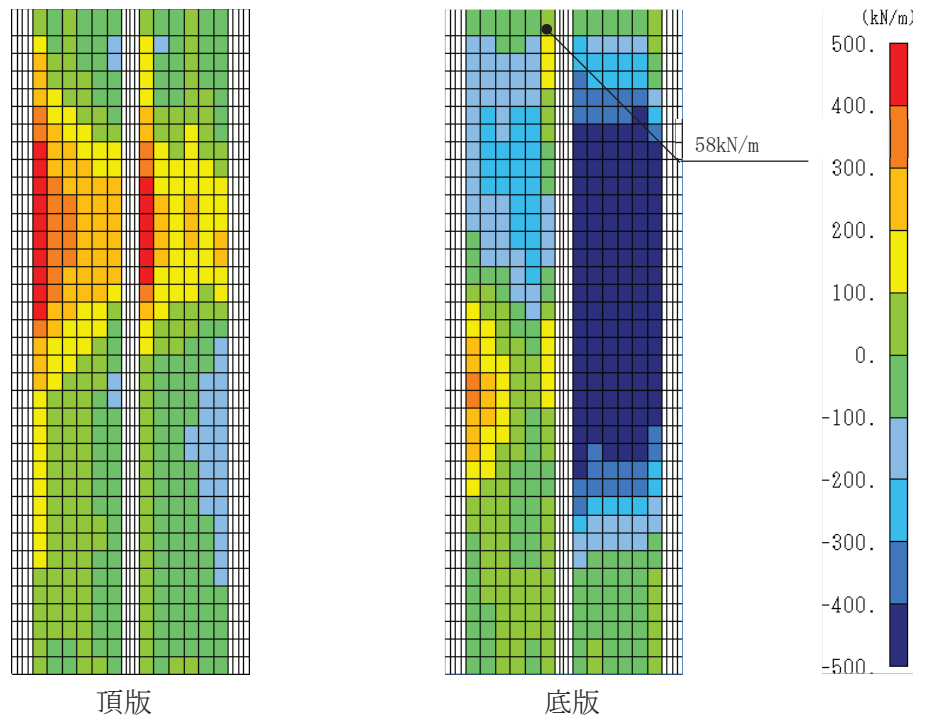


図 4-29 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_y)
 (直線部, 底版, 解析ケース⑨', $S_s - F 3$ (++))

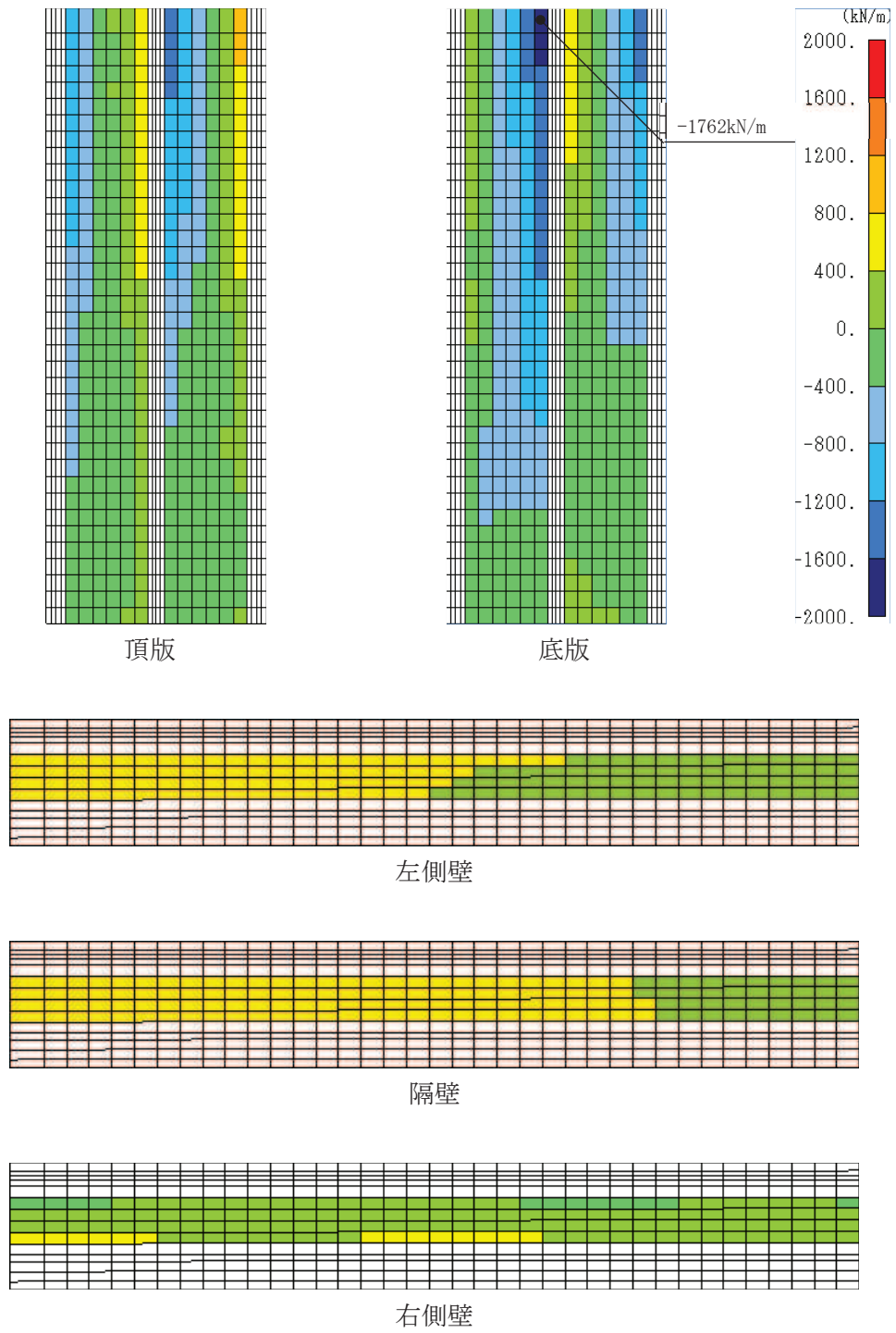


図 4-30 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_x)
 (直線部, 底版, 解析ケース⑨', $S_s - F 3$ (++))

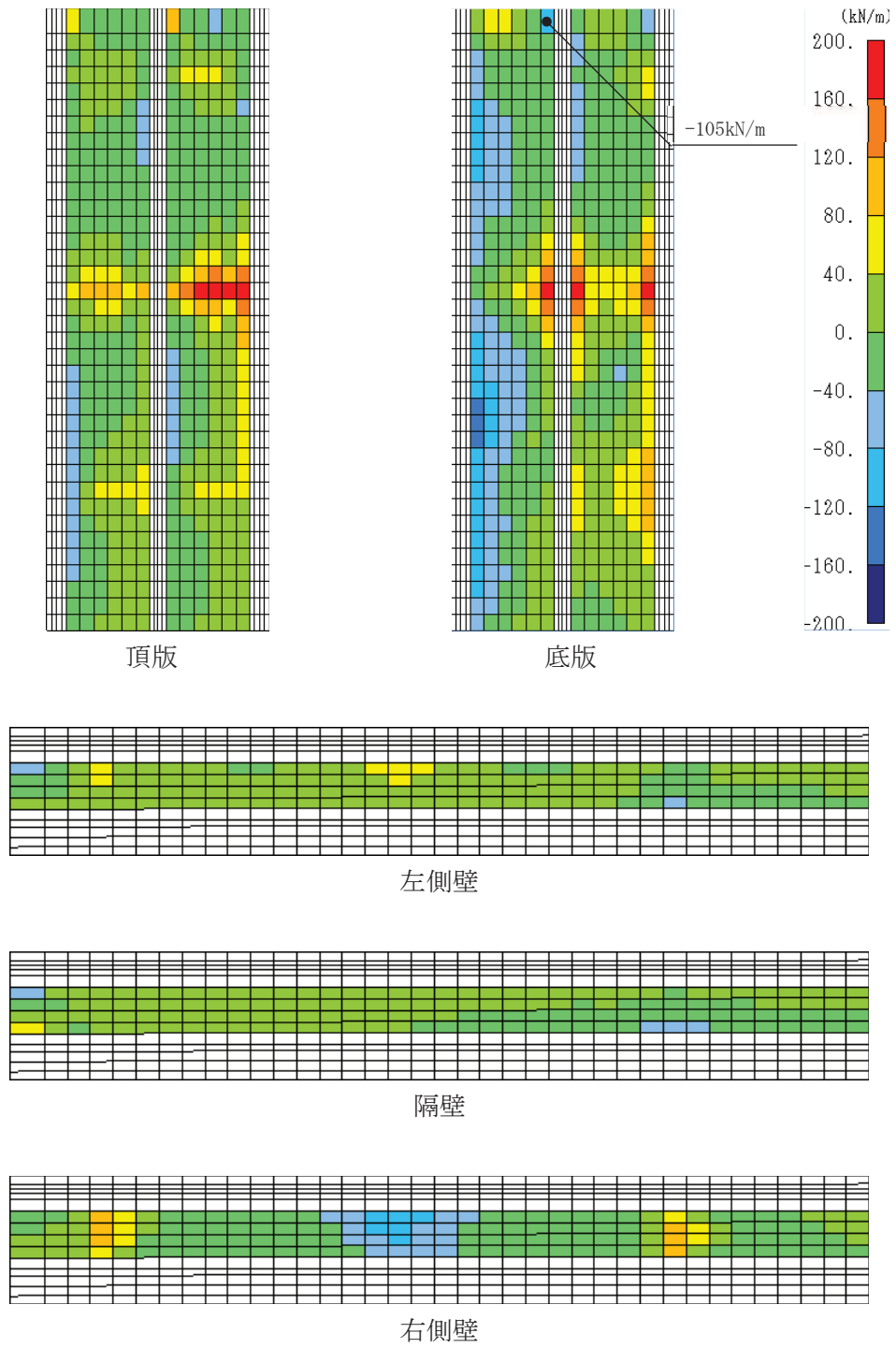


図 4-31 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Qy)
 (直線部, 底板, 解析ケース⑨', S s - F 3 (++))

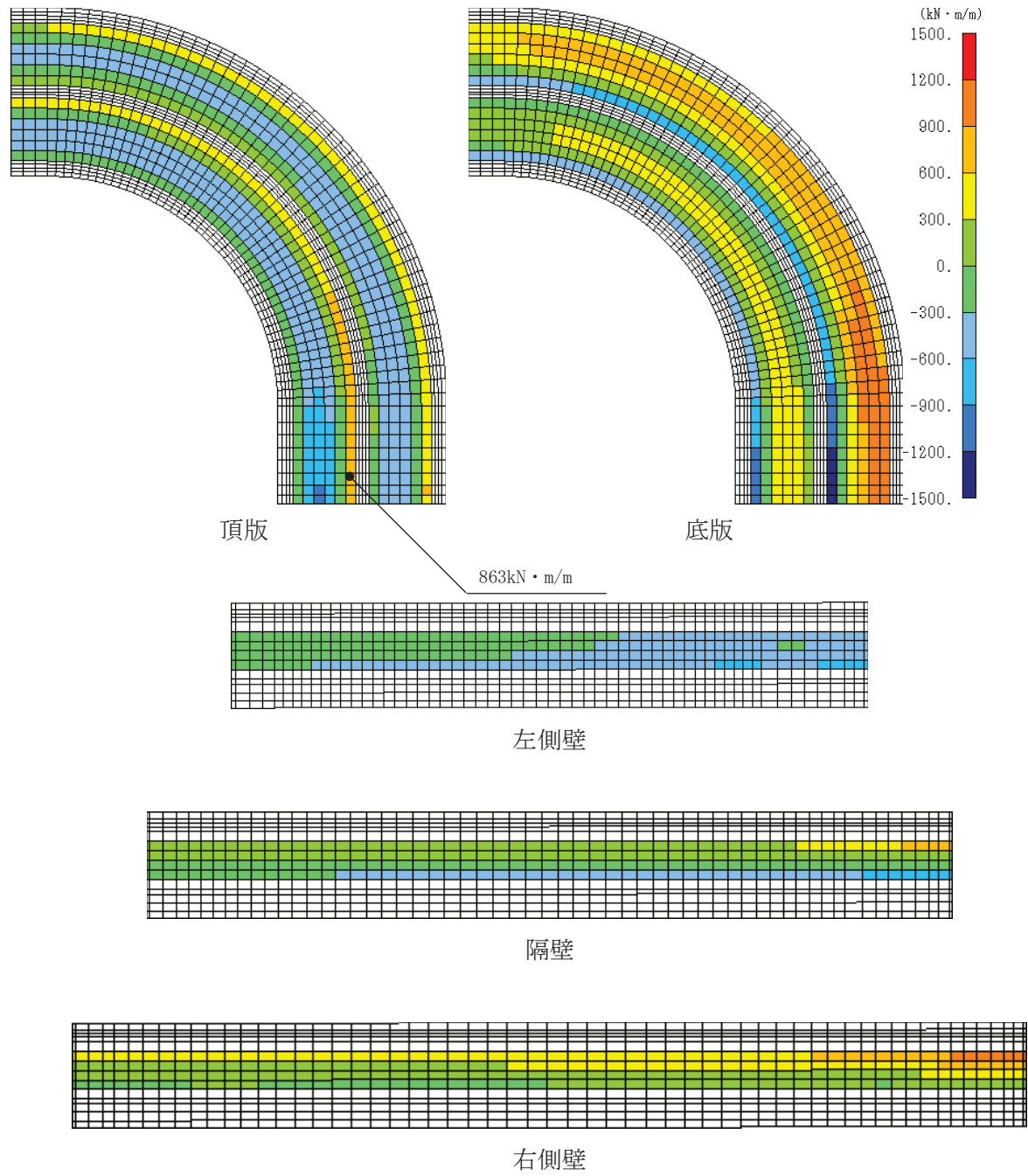


図 4-32 セン断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント (kN · m/m) : Mx)
 (曲線部, 頂版, 解析ケース③, S s - N 1 (++))

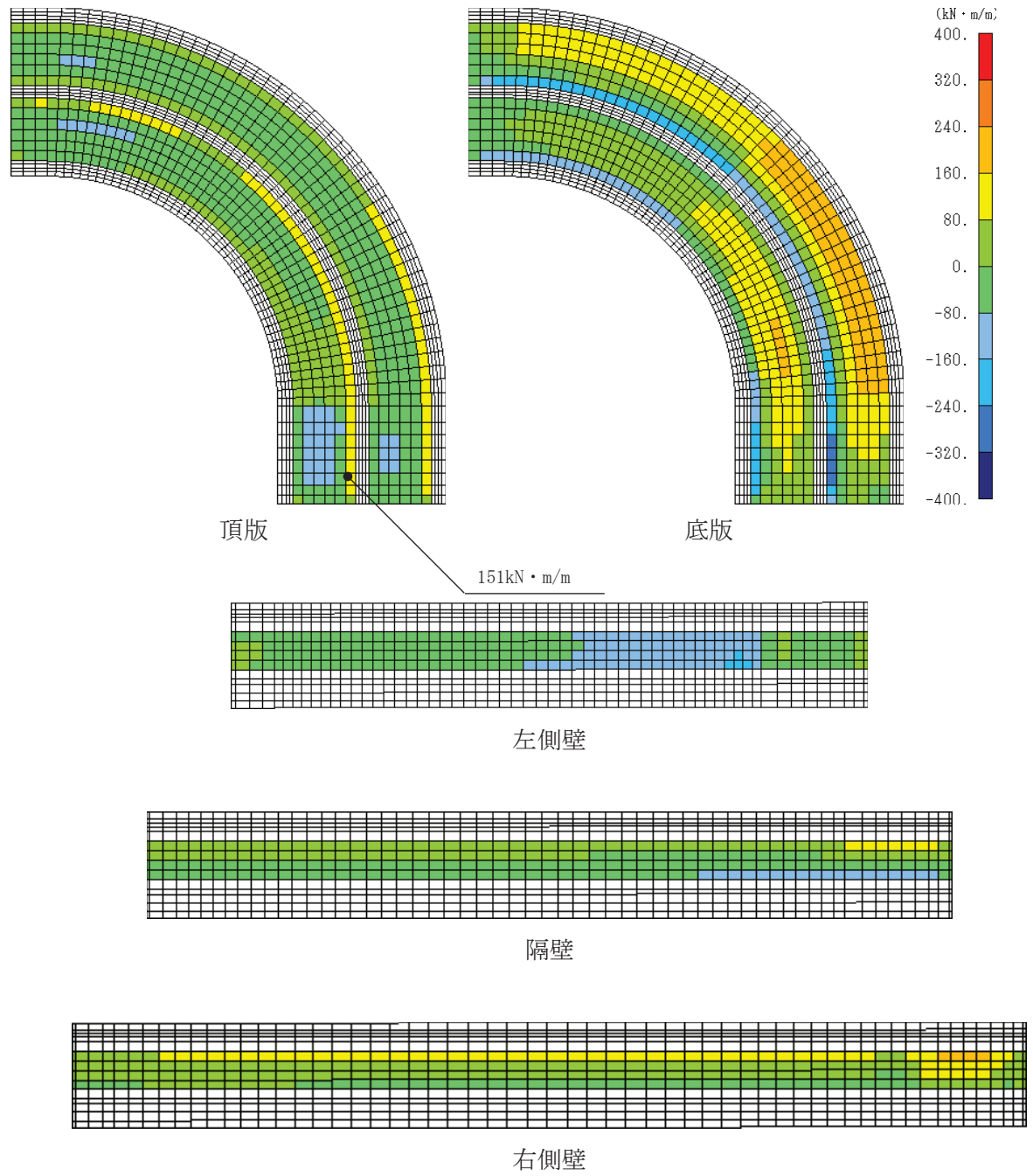


図 4-33 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$) : My)
 (曲線部, 頂版, 解析ケース③, S s - N 1 (++))

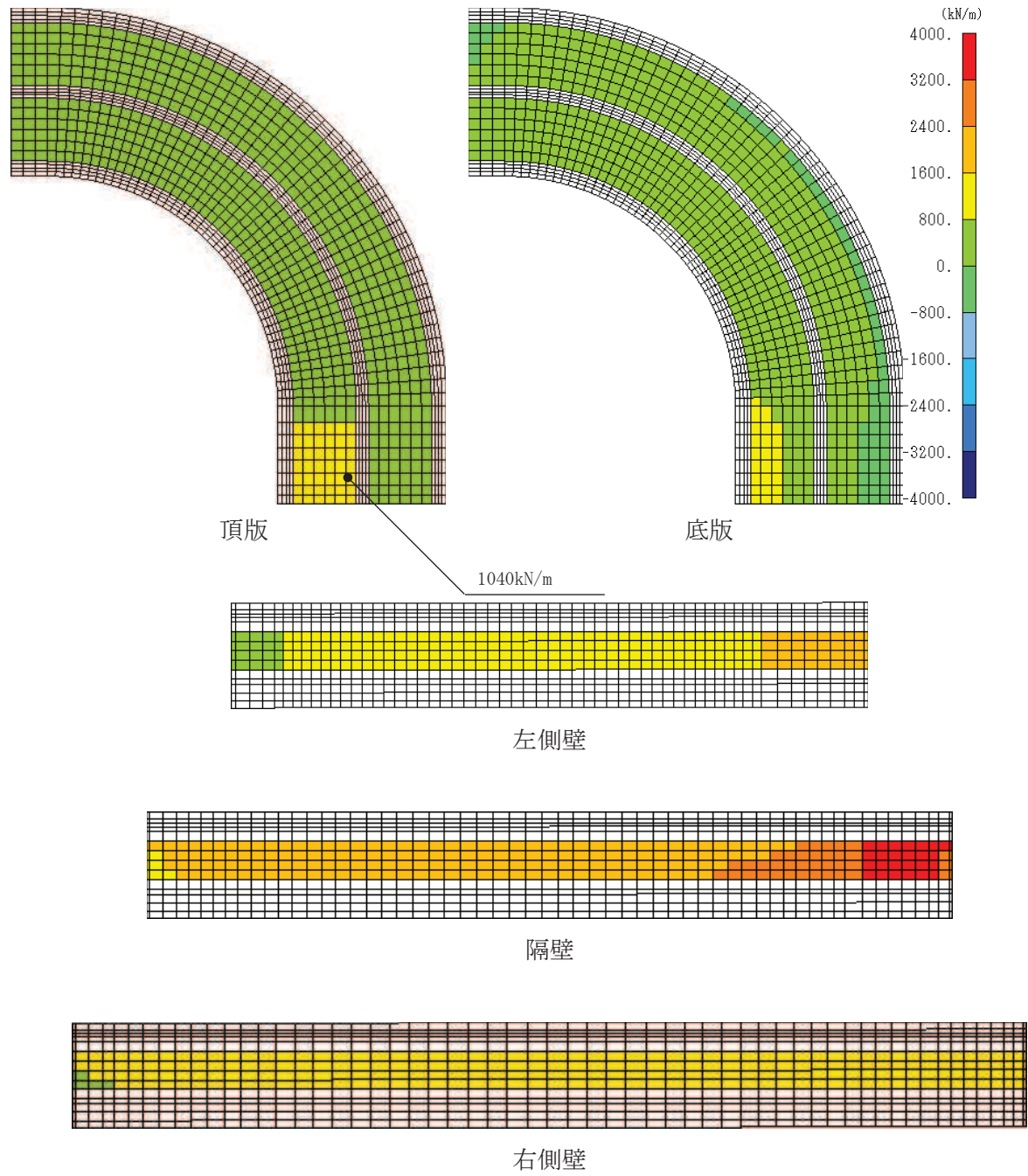


図 4-34 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : Nx)
 (曲線部, 頂版, 解析ケース③, S s - N 1 (++))

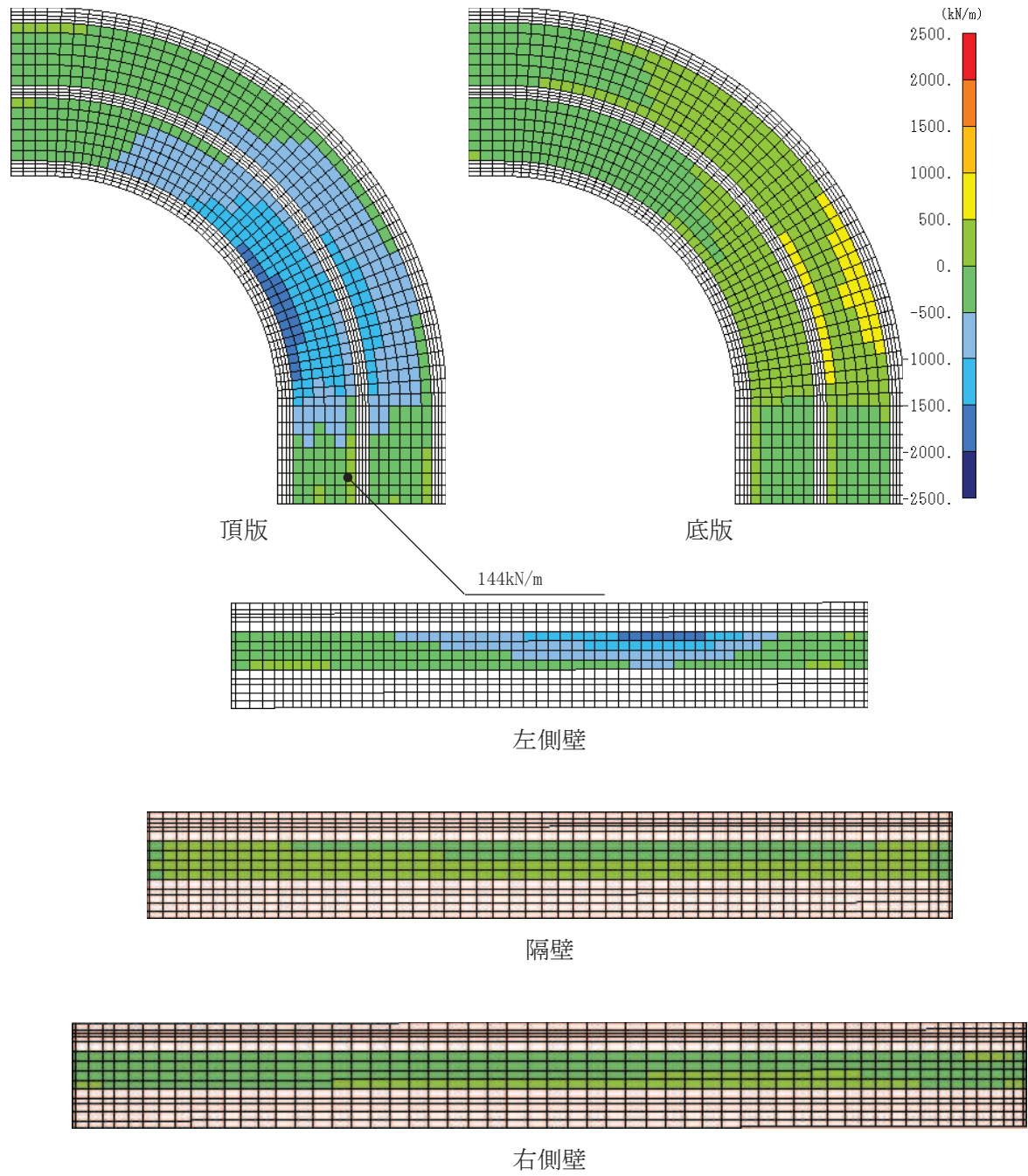


図 4-35 セン断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_y)
 (曲線部, 頂版, 解析ケース③, $S_s - N1$ (++))

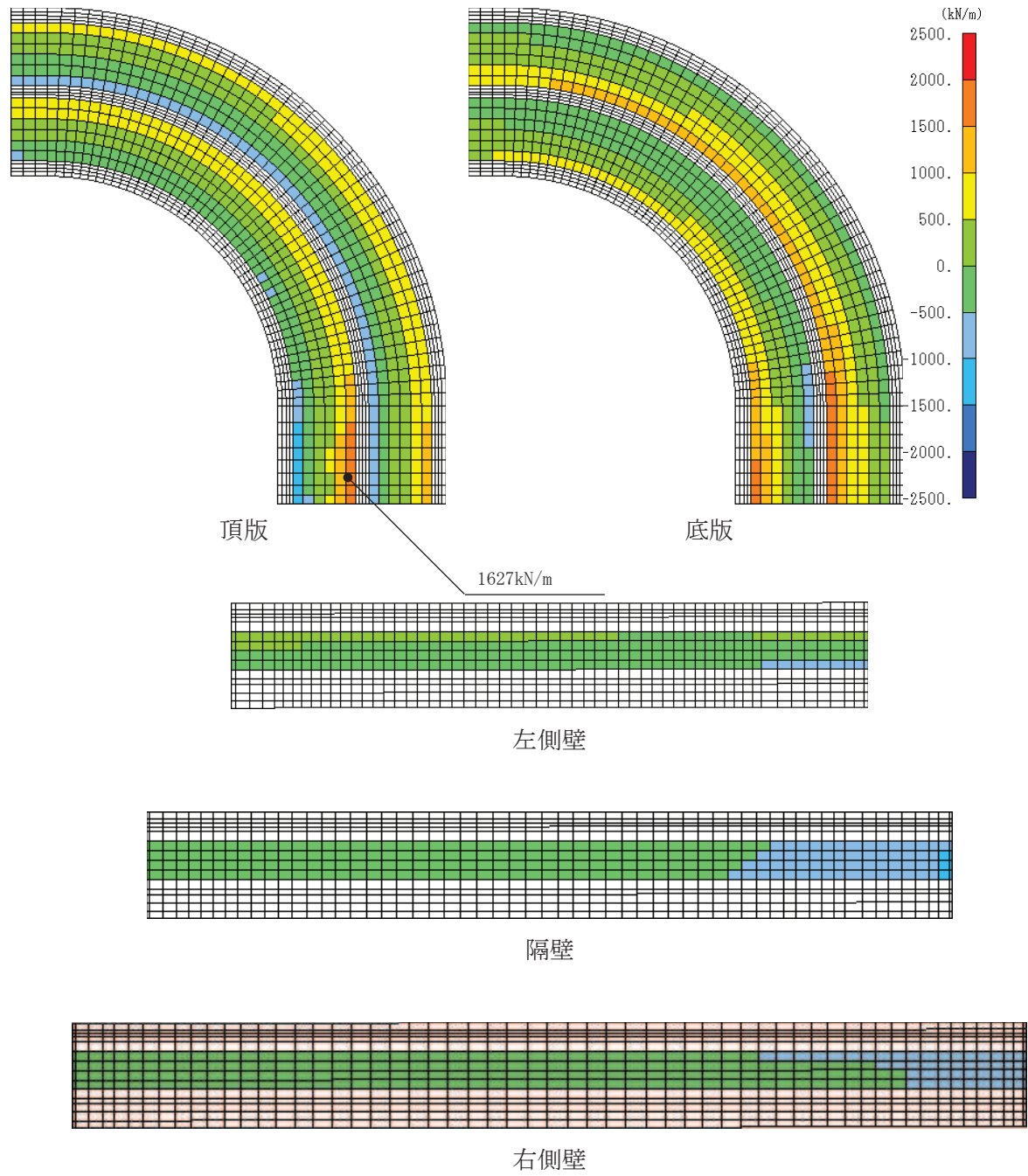


図 4-36 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_x)
 (曲線部, 頂版, 解析ケース③, $S_s - N1$ (++))

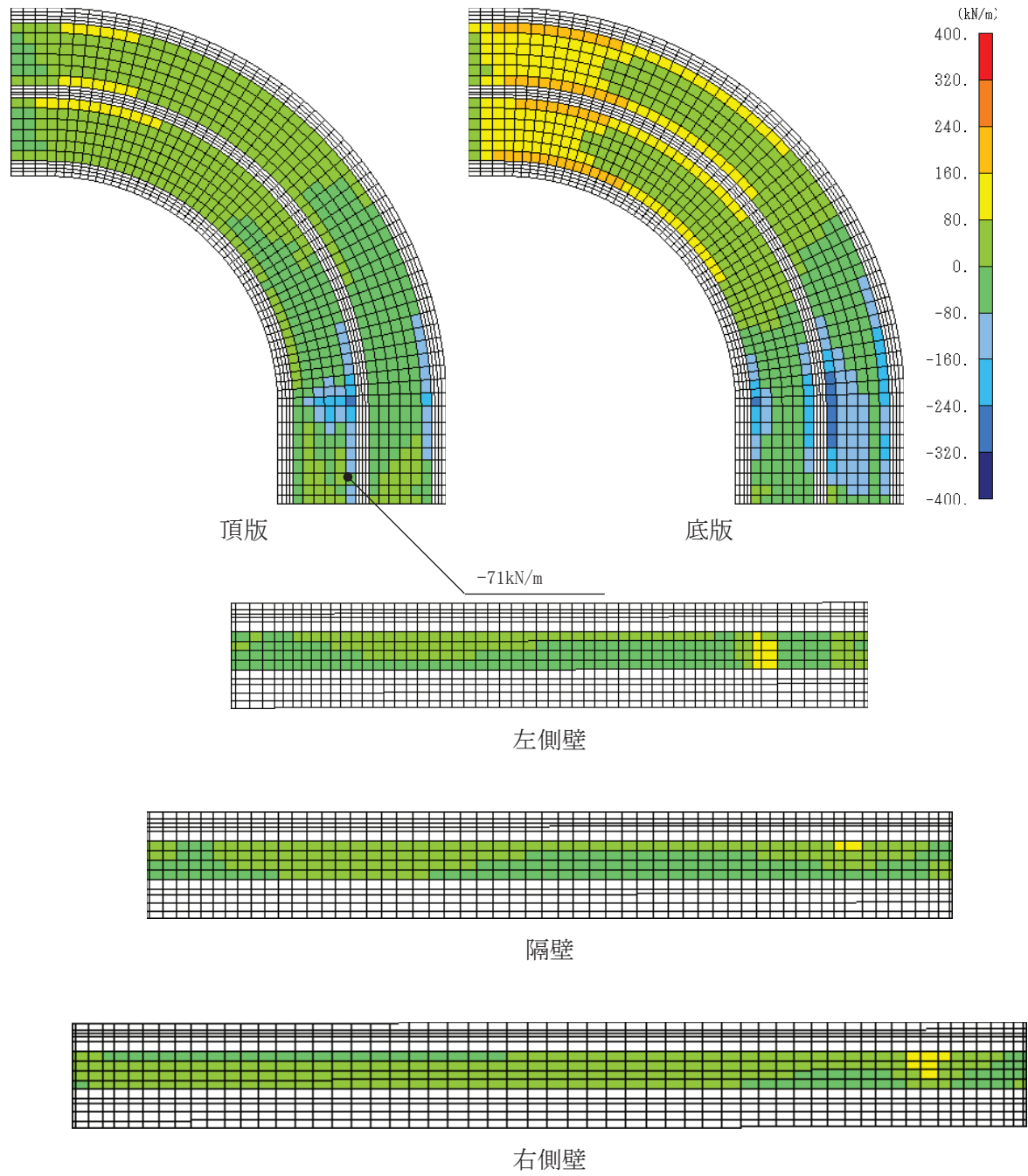


図 4-37 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Qy)
 (曲線部, 頂版, 解析ケース③, S s - N 1 (++))

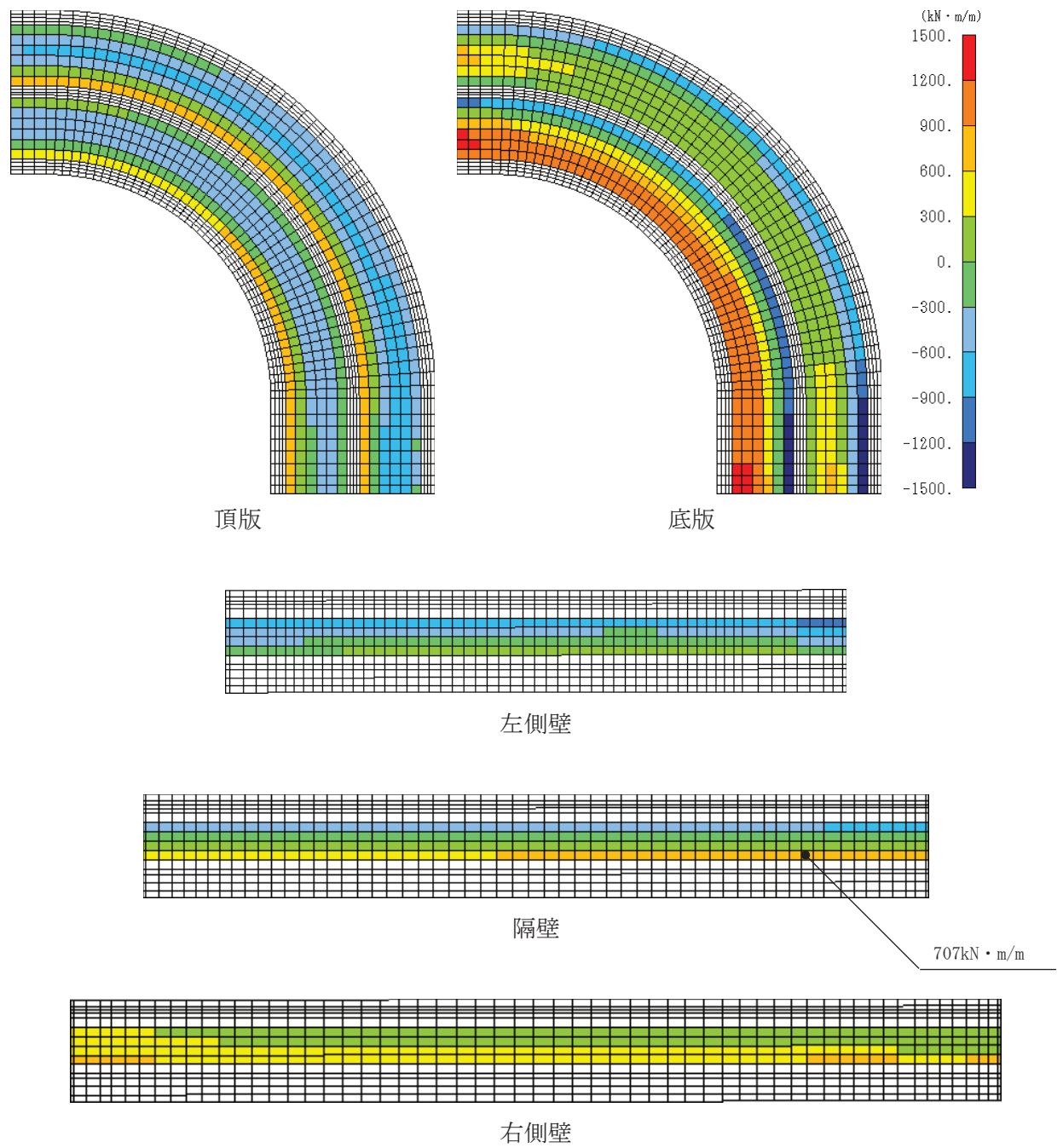


図 4-38 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント (kN · m/m) : Mx)
 (曲線部, 隔壁, 解析ケース⑧', S_s - N 1 (-+))

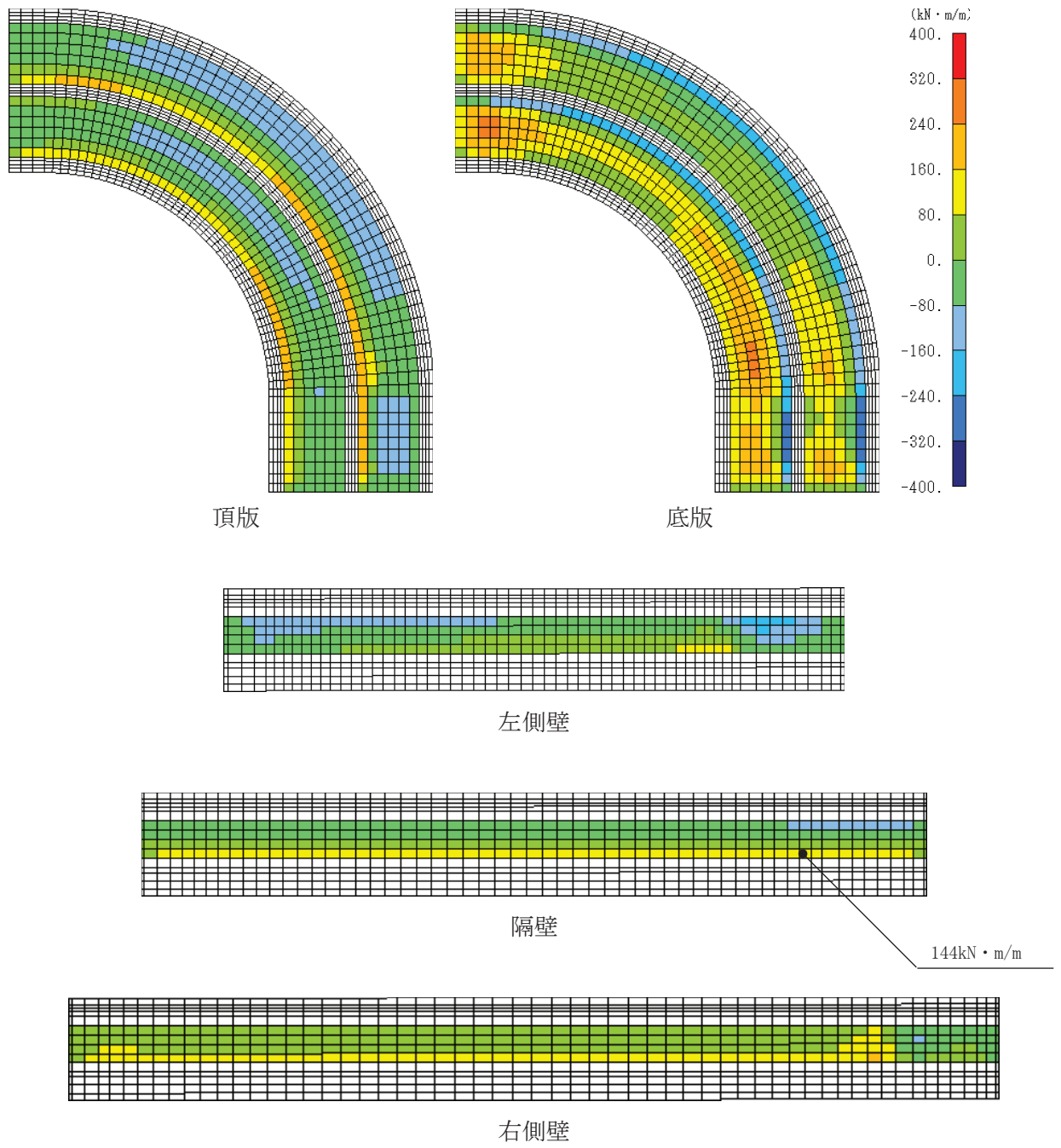


図 4-39 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント (kN・m/m) : My)
 (曲線部, 隔壁, 解析ケース⑧', S_s-N1 (-+))

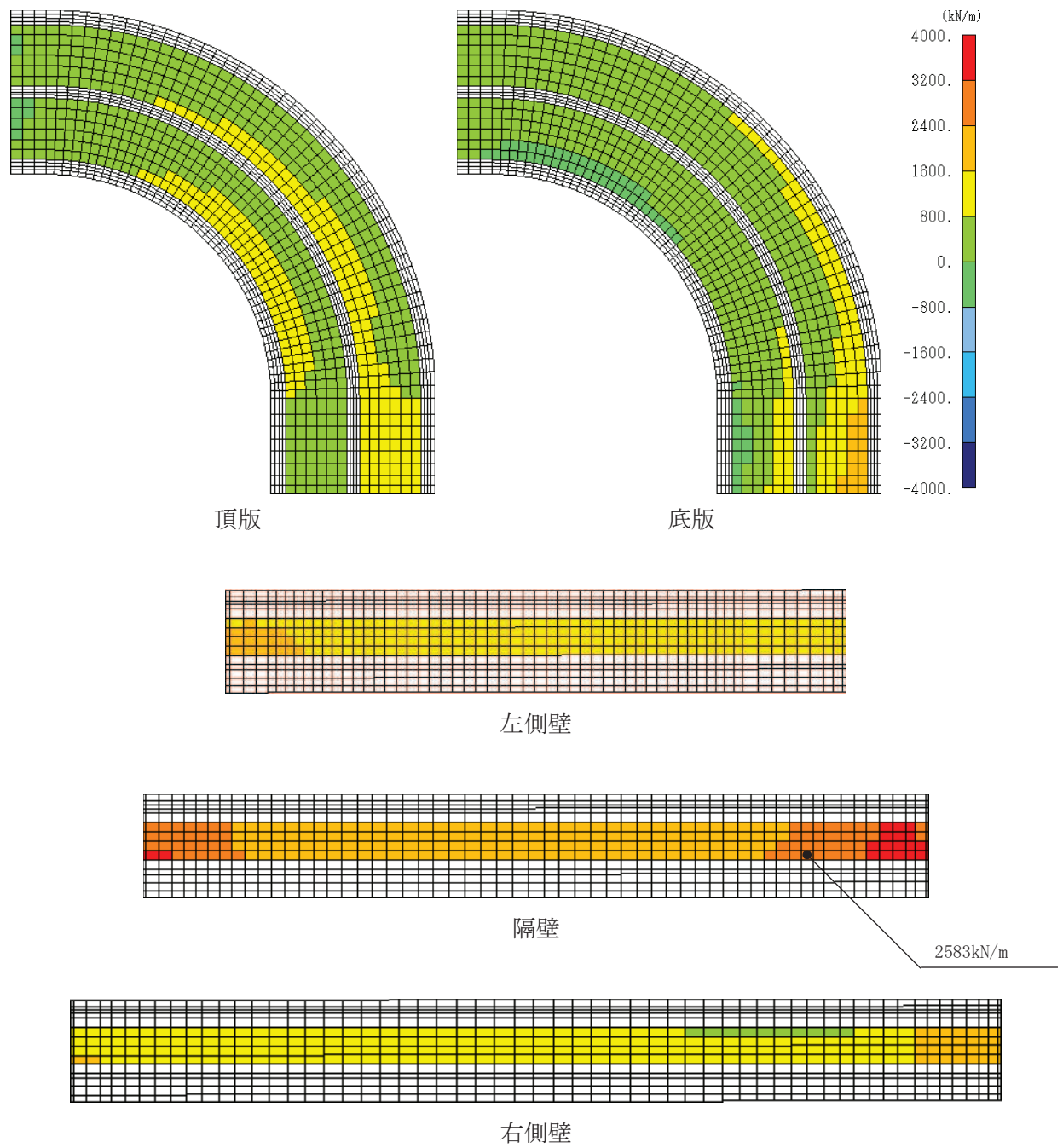


図 4-40 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_x)
 (曲線部, 隔壁, 解析ケース⑧', $S_s - N1$ (-+))

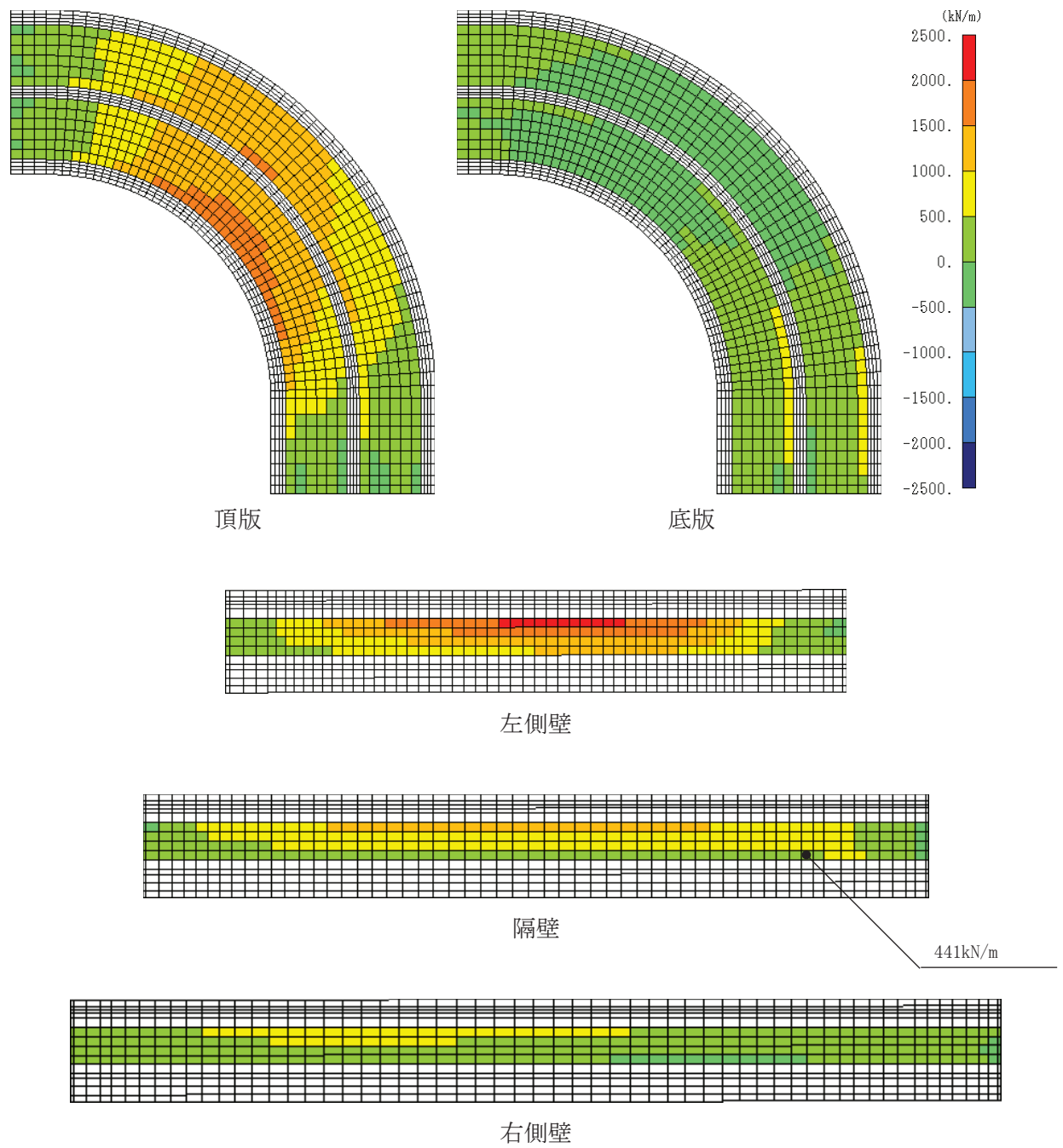


図 4-41 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_y)
 (曲線部, 隔壁, 解析ケース⑧', $S_s - N1$ (-+))

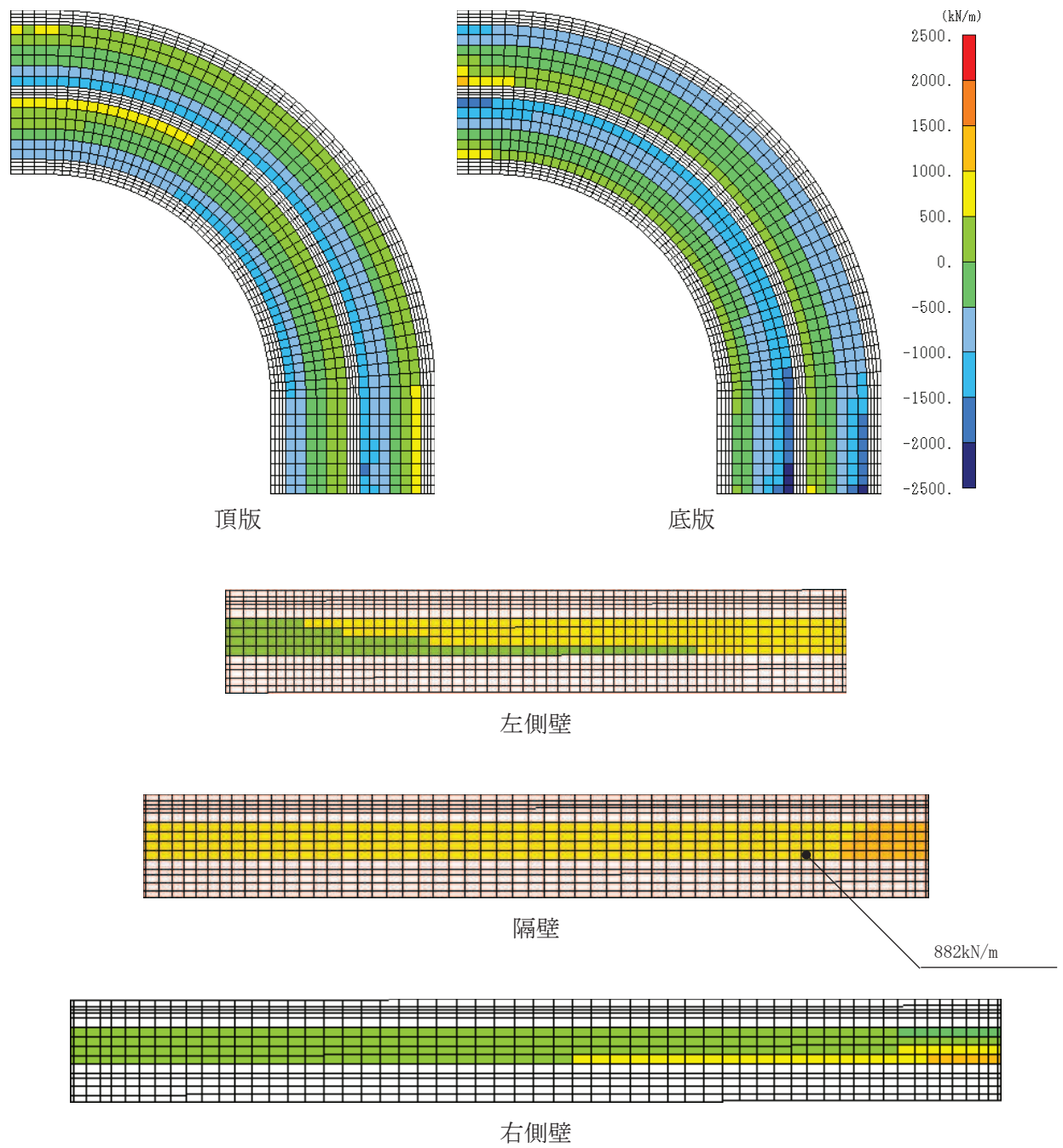


図 4-42 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_x)
 (曲線部, 隔壁, 解析ケース⑧', $S_s - N1$ (-+))

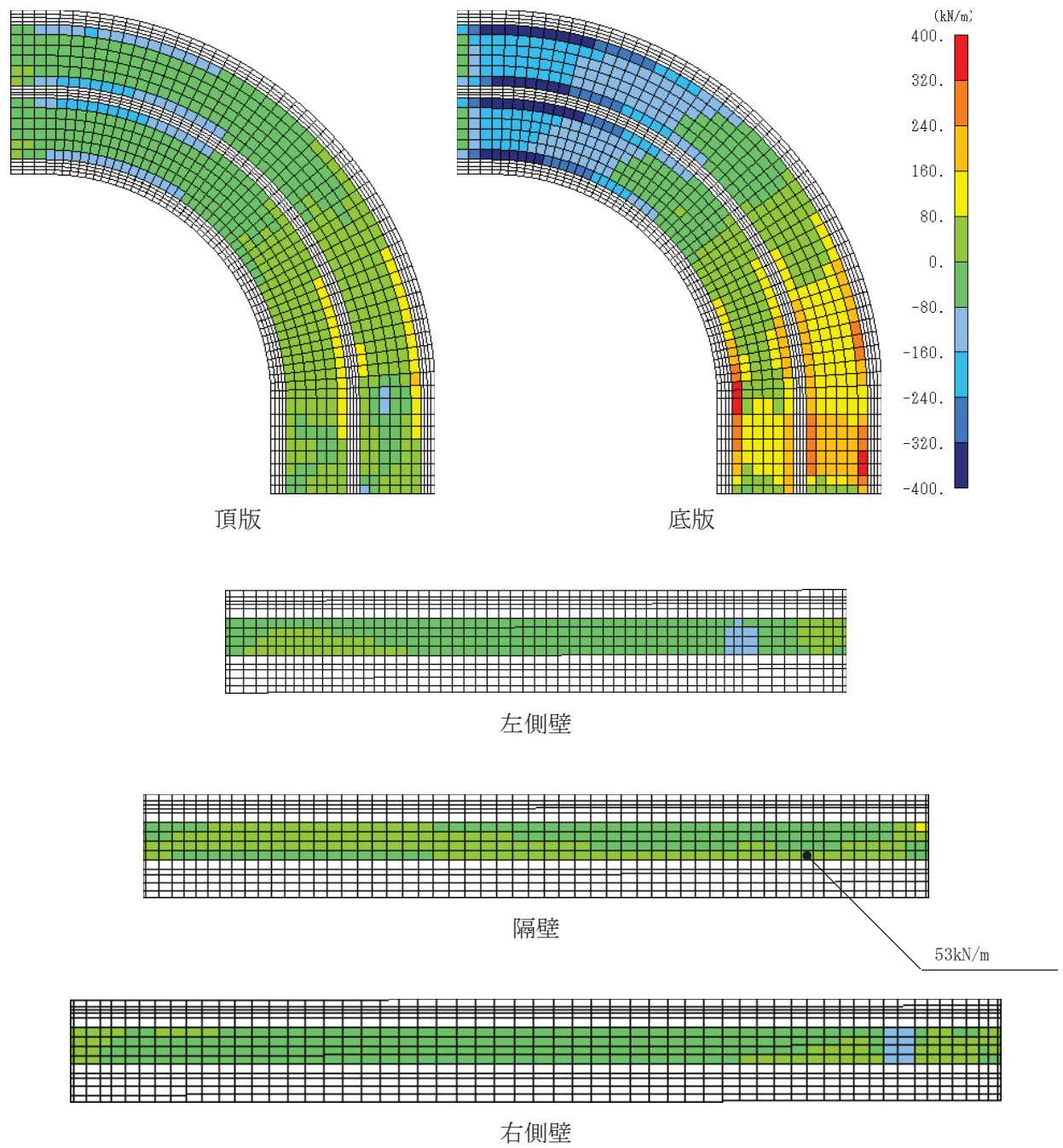


図 4-43 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_y)
 (曲線部, 隔壁, 解析ケース⑧', $S_s - N 1 (-+)$)

5. 耐震評価

5.1 許容限界

許容限界は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

5.1.1 構造部材の健全性に対する許容限界

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、「土木学会マニュアル」に基づき、限界ひずみ（圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%）とする。

曲げ・軸力系の破壊に対する限界状態については、「土木学会マニュアル」ではコンクリートの圧縮縁のかぶりが剥落しないこととされており、圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%の状態は、かぶりコンクリートが剥落する前の状態であることが、屋外重要土木構造物を模したラーメン構造の破壊実験及び数値シミュレーション等の結果より確認されている。この状態を限界値とすることで構造全体としての安定性等が確保できるとして設定されたものである。

各要求機能について、通水機能を有することの確認においては、部材が終局状態に至らないことを目標性能とすることから、限界ひずみ（圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%）を許容限界とする。貯水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、主筋ひずみ及びコンクリートの圧縮ひずみについて、部材降伏に相当するひずみ（主筋ひずみ 1725μ 、コンクリート圧縮ひずみ 2000μ ）とする。

鉄筋コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界を表 5-1 に示す。

表 5-1 取水路（標準部）の曲げ・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	限界ひずみ	通水機能：圧縮縁コンクリート ひずみ：1.0% (10000μ) 貯水機能：主筋(SD345)： 1725μ コンクリート ： 2000μ

(2) せん断破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認における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。

せん断耐力は、「土木学会マニュアル」に基づき「a. 棒部材式」を適用することとし、ディープビームとなる部材についても、「a. 棒部材式」を用いることで安全側の評価とする。

CCb 工法を用いる構造部材については「b. CCb によりせん断補強された部材のせん断耐力式」を用いる。せん断破壊に対する耐力評価のフローを図 5-1 に示す。

各要求機能に対する確認について、通水機能、貯水機能のいずれも、せん断破壊に対しては、終局状態に至らないことを目標性能とすることから、せん断耐力を許容限界とする。

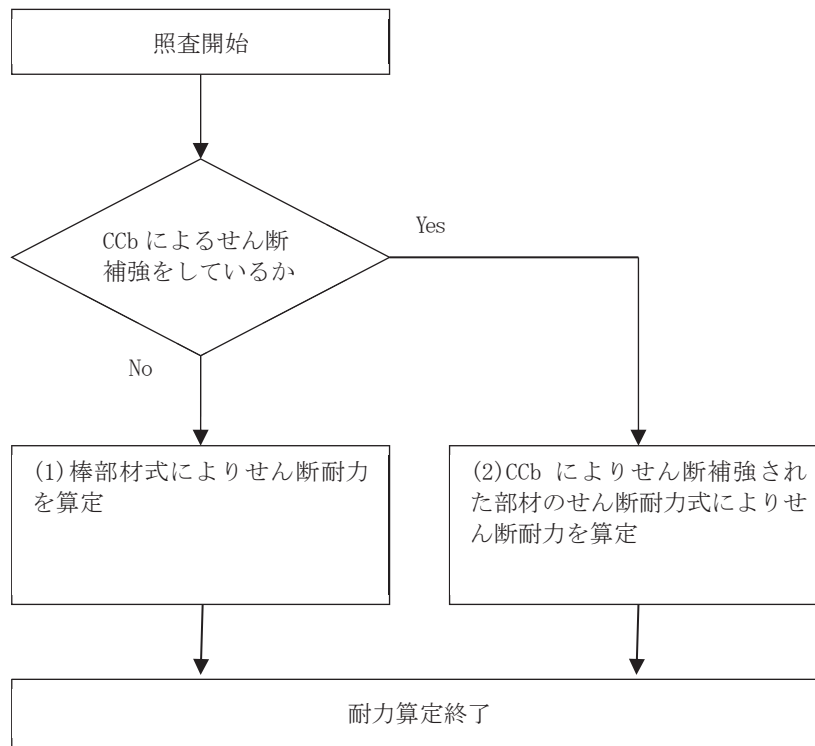


図 5-1 せん断破壊に対する耐力評価フロー

a. 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

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

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

$$f_{vcd} = 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

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

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

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

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

$$\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d} \quad \text{ただし, 三次元構造解析は安全側の設定となるよう}$$

$$\beta_a = 1.0 \text{ とする。}$$

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

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

ここで、 A_w : 区間 s におけるせん断補強筋の総断面積

f_{wyd} : せん断補強筋の降伏強度を材料係数 γ_{ms} で除したもので、
400N/mm²以下とする。ただし、コンクリートの圧縮強度の特性値
 f'_{ck} が60N/mm²以上の時は、800N/mm²以下としてよい。

α : せん断補強筋と部材軸のなす角度

s : せん断補強筋の配置間隔

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

γ_{bs} : 部材係数

γ_{ms} : 材料係数

b. CCbによりせん断補強された部材のせん断耐力式（棒部材式）

取水路（標準部）において後施工せん断補強（セラミックキャップバー（CCb））を配置した構造部材のせん断耐力については、「一般財団法人土木研究センター 建設技術審査証明報告書 後施工セラミック定着型せん断補強鉄筋「セラミックキャップバー（CCb）」」（以下、建設技術証明書という）に示されている以下の設計式により求める。

$$V_{pyd} = V_{cd} + V_{sd} + V_{CCbd} \quad (1)$$

$$V_{CCbd} = \beta_{aw} \cdot V_{awd}$$

$$= \beta_{aw} \left\{ A_{aw} \cdot f_{awy d} (\sin \alpha_{aw} + \cos \alpha_{aw}) / S_{aw} \right\} z / \gamma_b \quad (2)$$

$$\beta_{aw} = \eta = 1 - \frac{l_y}{2S_{rb}} \quad (3)$$

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

ここに、

V_{cd} : せん断補強鋼材を用いない壁部材の単位幅あたりのせん断耐力

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

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

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

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

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

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

α_{aw} : セラミックキャップバー (CCb) が部材軸となす角度

S_{aw} : セラミックキャップバー (CCb) の配置間隔

z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で一般に $d/1.15$ としてよい。

γ_b : 部材係数 (一般に 1.10 としてよい)

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

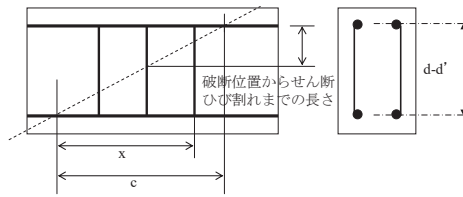
D : CCb の鉄筋径

S_{rb} : 補強対象部材の圧縮鉄筋と引張鉄筋の間隔

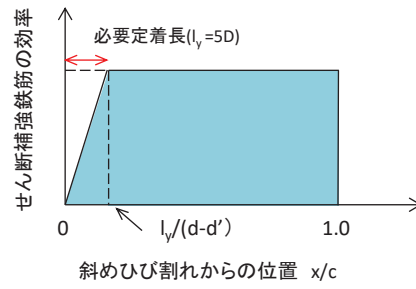
d : 補強対象部材の有効高さ

d' : 差し込み側の部材表面から圧縮鋼材図心までの距離

セラミックキャップバー (CCb) が負担するせん断耐力は、先端型定着体の定着長が 5D であることから、通常のせん断鉄筋に比べ補強効率が低下するため、セラミックキャップバー (CCb) が負担するせん断耐力は同定着長と補強対象部材の主筋間隔から算出される有効率 β_{aw} を通常のせん断補強鉄筋の負担分に乗じることにより考慮されている。図 5-2 に有効率算定における概念図を示す。



(a) 斜めひび割れ内に定着不良が生じたせん断補強鉄筋



(b) 標準型

図 5-2 セラミックキャップバー (CCb) の有効率算定の概念図

5.1.2 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）の許容限界を表 5-2 に示す。

表 5-2 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）

MMR（既設）に発生する接地圧に対する許容限界は、「土木学会 2002年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」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 5-3 に示す。

表 5-3 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 ($f'_{ck} = 15.6 \text{ N/mm}^2$)	$f'_a = 15.6$

5.2 評価方法

構造部材の健全性評価については、地震応答解析により得られた応答値から三次元構造モデルへ入力する荷重を算定し、三次元解析により算定した照査用ひずみ、照査用せん断力が「5.1 許容限界」に示す許容限界を下回ることを確認する。基礎地盤の支持性能については、地震応答解析から算定した最大接地圧が「5.1 許容限界」に示す許容限界を下回ることを確認する。

6. 耐震評価結果

6.1 構造部材の健全性に対する評価結果

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 6-1 及び表 6-2 に、せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 6-3 及び表 6-4 に示す。

取水路（標準部）の照査用ひずみ及び照査用せん断力が許容限界を下回ることを確認した。

表 6-1(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリートの圧縮縁ひずみ）（直線部）

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
頂版	21	③	S s - N 1 (++)	411 μ	10000 μ	0.05
側壁	71	③	S s - N 1 (++)	430 μ	10000 μ	0.05
隔壁	81	③	S s - N 1 (++)	632 μ	10000 μ	0.07
底版	12	③	S s - N 1 (++)	254 μ	10000 μ	0.03

注記*1：評価位置は図 6-1 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-1(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリートの圧縮縁ひずみ）（直線部）

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
頂版	22	⑧'	S s - F 3 (++)	371 μ	10000 μ	0.04
側壁	71	⑧'	S s - F 3 (++)	404 μ	10000 μ	0.05
隔壁	81	⑧'	S s - F 3 (++)	567 μ	10000 μ	0.06
底版	11	⑧'	S s - F 3 (++)	233 μ	10000 μ	0.03

注記*1：評価位置は図 6-1 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-2(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリートの圧縮縁ひずみ）（曲線部）

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
頂版	21	③	S s - N 1 (++)	453 μ	10000 μ	0.05
側壁	61	③	S s - N 1 (++)	479 μ	10000 μ	0.05
隔壁	81	③	S s - N 1 (++)	683 μ	10000 μ	0.07
底版	12	③	S s - N 1 (++)	284 μ	10000 μ	0.03

注記*1：評価位置は図 6-1 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-2(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリートの圧縮縁ひずみ）（曲線部）

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
頂版	22	⑧'	S s - N 1 (-+)	448 μ	10000 μ	0.05
側壁	71	⑧'	S s - N 1 (-+)	527 μ	10000 μ	0.06
隔壁	81	⑧'	S s - N 1 (-+)	803 μ	10000 μ	0.09
底版	12	⑧'	S s - N 1 (-+)	363 μ	10000 μ	0.04

注記*1：評価位置は図 6-1 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-3(1) せん断破壊に対する最大照査値 (直線部)

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 せん断力*2 V_d (kN/m)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	照査値 $V_d / V_{y d}$
頂版	21	③	S s - N 1 (++)	1634	1823	0.90
側壁	71	③	S s - N 1 (++)	637	1129	0.57
隔壁	81	③	S s - N 1 (++)	918	1054	0.88
底版	12	③	S s - N 1 (++)	1847	2060	0.90

注記*1：評価位置は図 6-1 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

表 6-3(2) せん断破壊に対する最大照査値 (直線部)

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 せん断力*2 V_d (kN/m)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	照査値 $V_d / V_{y d}$
頂版	21	⑧'	S s - N 1 (++)	1612	1824	0.89
側壁	61	⑨'	S s - F 3 (++)	585	1102	0.54
隔壁	81	⑨'	S s - F 3 (++)	749	969	0.78
底版	11	⑨'	S s - F 3 (++)	1851	2043	0.91

注記*1：評価位置は図 6-1 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

表 6-4(1) せん断破壊に対する最大照査値（曲線部）

評価位置 *1		解析 ケース	地震動	照査用 せん断力*2 V_d (kN/m)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	照査値 $V_d / V_{y d}$
頂版	21	③	S s - N 1 (++)	1709	1827	0.94
側壁	71	③	S s - N 1 (++)	738	1109	0.67
隔壁	81	①	S s - F 2 (++)	710	977	0.73
底版	12	④	S s - N 1 (++)	1915	2052	0.94

注記*1：評価位置は図 6-1 に示す。

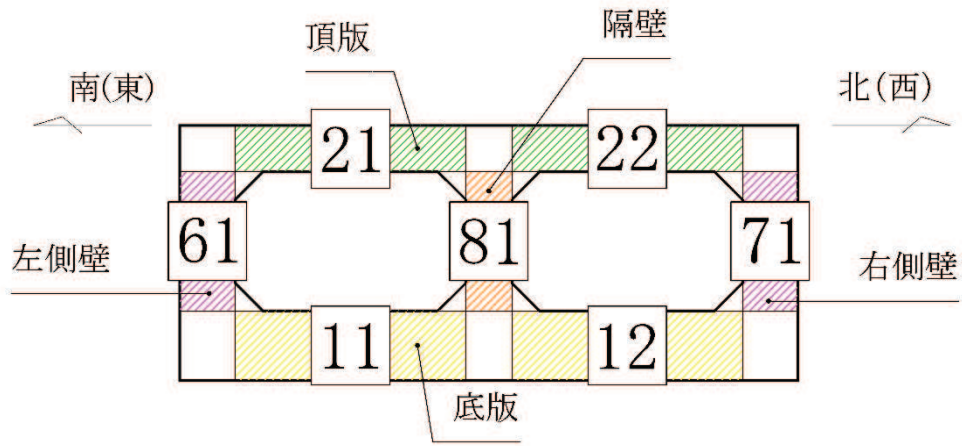
*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-4(2) せん断破壊に対する最大照査値（曲線部）

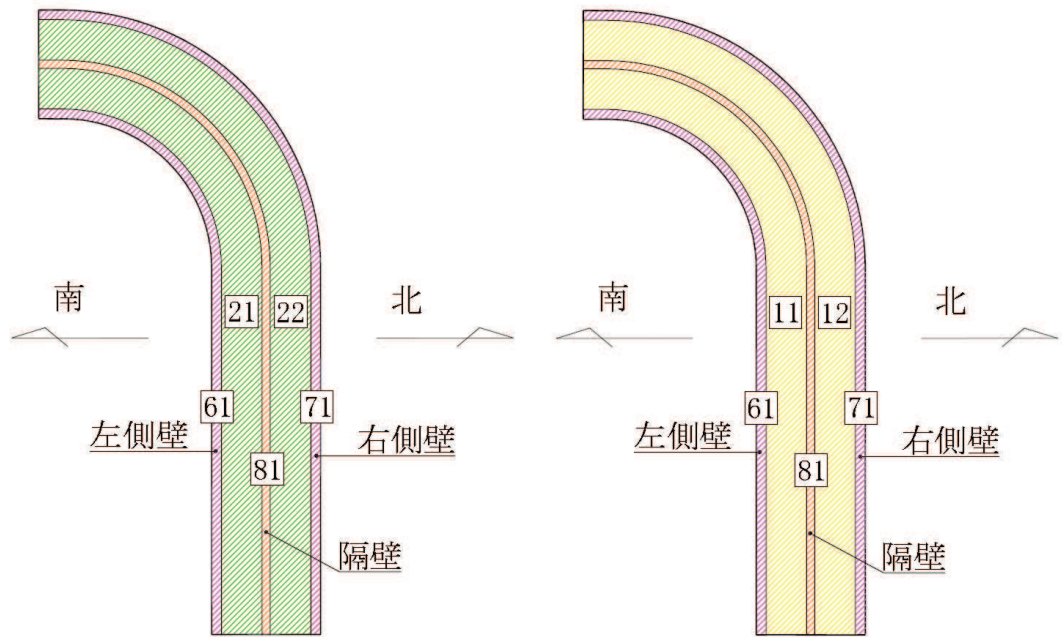
評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 せん断力*2 V_d (kN/m)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	照査値 $V_d / V_{y d}$
頂版	21	⑨'	S s - N 1 (++)	1661	1817	0.92
側壁	61	⑧'	S s - N 1 (-+)	897	1145	0.79
隔壁	81	⑧'	S s - N 1 (-+)	927	964	0.97
底版	12	⑧'	S s - N 1 (-+)	2048	2152	0.96

注記*1：評価位置は図 6-1 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



断面図



側壁，隔壁及び頂版

側壁，隔壁及び底版

図 6-1 評価位置図（曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊）

6.2 各要求機能に対する評価結果

6.2.1 通水機能

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 6-5 及び表 6-6 に、せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 6-7 及び表 6-8 に示す。

取水路（標準部）の構造部材の照査用ひずみ及び照査用せん断力が通水機能に対する許容限界を下回ることを確認した。

表 6-5(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値
(コンクリートの圧縮縁ひずみ) (直線部) (再掲)

評価位置*1, 2		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*3 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
頂版	21	③	S s - N 1 (++)	411 μ	10000 μ	0.05
側壁	71	③	S s - N 1 (++)	430 μ	10000 μ	0.05
隔壁	81	③	S s - N 1 (++)	632 μ	10000 μ	0.07
底版	12	③	S s - N 1 (++)	254 μ	10000 μ	0.03

注記*1：評価位置は図 6-1 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 6-2 に示す。

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-5(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値
(コンクリートの圧縮縁ひずみ) (直線部) (再掲)

評価位置*1, 2		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*3 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
頂版	22	⑧'	S s - F 3 (++)	371 μ	10000 μ	0.04
側壁	71	⑧'	S s - F 3 (++)	404 μ	10000 μ	0.05
隔壁	81	⑧'	S s - F 3 (++)	567 μ	10000 μ	0.06
底版	11	⑧'	S s - F 3 (++)	233 μ	10000 μ	0.03

注記*1：評価位置は図 6-1 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 6-2 に示す。

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-6(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値
(コンクリートの圧縮縁ひずみ) (曲線部) (再掲)

評価位置 ^{*1, 2}		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ ^{*3} ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
頂版	21	③	S s - N 1 (++)	453 μ	10000 μ	0.05
側壁	61	③	S s - N 1 (++)	479 μ	10000 μ	0.05
隔壁	81	③	S s - N 1 (++)	683 μ	10000 μ	0.07
底版	12	③	S s - N 1 (++)	284 μ	10000 μ	0.03

注記*1：評価位置は図 6-1 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 6-2 に示す。

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-6(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値
(コンクリートの圧縮縁ひずみ) (曲線部) (再掲)

評価位置 ^{*1, 2}		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ ^{*3} ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
頂版	22	⑧'	S s - N 1 (-+)	448 μ	10000 μ	0.05
側壁	71	⑧'	S s - N 1 (-+)	527 μ	10000 μ	0.06
隔壁	81	⑧'	S s - N 1 (-+)	803 μ	10000 μ	0.09
底版	12	⑧'	S s - N 1 (-+)	363 μ	10000 μ	0.04

注記*1：評価位置は図 6-1 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 6-2 に示す。

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-7(1) せん断破壊に対する最大照査値 (直線部) (再掲)

評価位置*1, 2		解析 ケース	地震動	照査用 せん断力*3 V_d (kN/m)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	照査値 $V_d / V_{y d}$
頂版	21	③	S s - N 1 (++)	1634	1823	0.90
側壁	71	③	S s - N 1 (++)	637	1129	0.57
隔壁	81	③	S s - N 1 (++)	918	1054	0.88
底版	12	③	S s - N 1 (++)	1847	2060	0.90

注記*1: 評価位置は図 6-1 に示す。

*2: 通水機能が要求される部材の範囲は図 6-2 に示す。

*3: 照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-7(2) せん断破壊に対する最大照査値 (直線部) (再掲)

評価位置*1, 2		解析 ケース	地震動	照査用 せん断力*3 V_d (kN/m)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	照査値 $V_d / V_{y d}$
頂版	21	⑧'	S s - N 1 (++)	1612	1824	0.89
側壁	61	⑨'	S s - F 3 (++)	585	1102	0.54
隔壁	81	⑨'	S s - F 3 (++)	749	969	0.78
底版	11	⑨'	S s - F 3 (++)	1851	2043	0.91

注記*1: 評価位置は図 6-1 に示す。

*2: 通水機能が要求される部材の範囲は図 6-2 に示す。

*3: 照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-8(1) せん断破壊に対する最大照査値（曲線部）（再掲）

評価位置 ^{*1, 2}		解析 ケース	地震動	照査用 せん断力 ^{*3} V_d (kN/m)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	照査値 $V_d / V_{y d}$
頂版	21	③	S s - N 1 (++)	1709	1827	0.94
側壁	71	③	S s - N 1 (++)	738	1109	0.67
隔壁	81	①	S s - F 2 (++)	710	977	0.73
底版	12	④	S s - N 1 (++)	1915	2052	0.94

注記*1：評価位置は図 6-1 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 6-2 に示す。

*3：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-8(2) せん断破壊に対する最大照査値（曲線部）（再掲）

評価位置 ^{*1, 2}		解析 ケース	地震動	照査用 せん断力 ^{*3} V_d (kN/m)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	照査値 $V_d / V_{y d}$
頂版	21	⑨'	S s - N 1 (++)	1661	1817	0.92
側壁	61	⑧'	S s - N 1 (-+)	897	1145	0.79
隔壁	81	⑧'	S s - N 1 (-+)	927	964	0.97
底版	12	⑧'	S s - N 1 (-+)	2048	2152	0.96

注記*1：評価位置は図 6-1 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 6-2 に示す。

*3：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

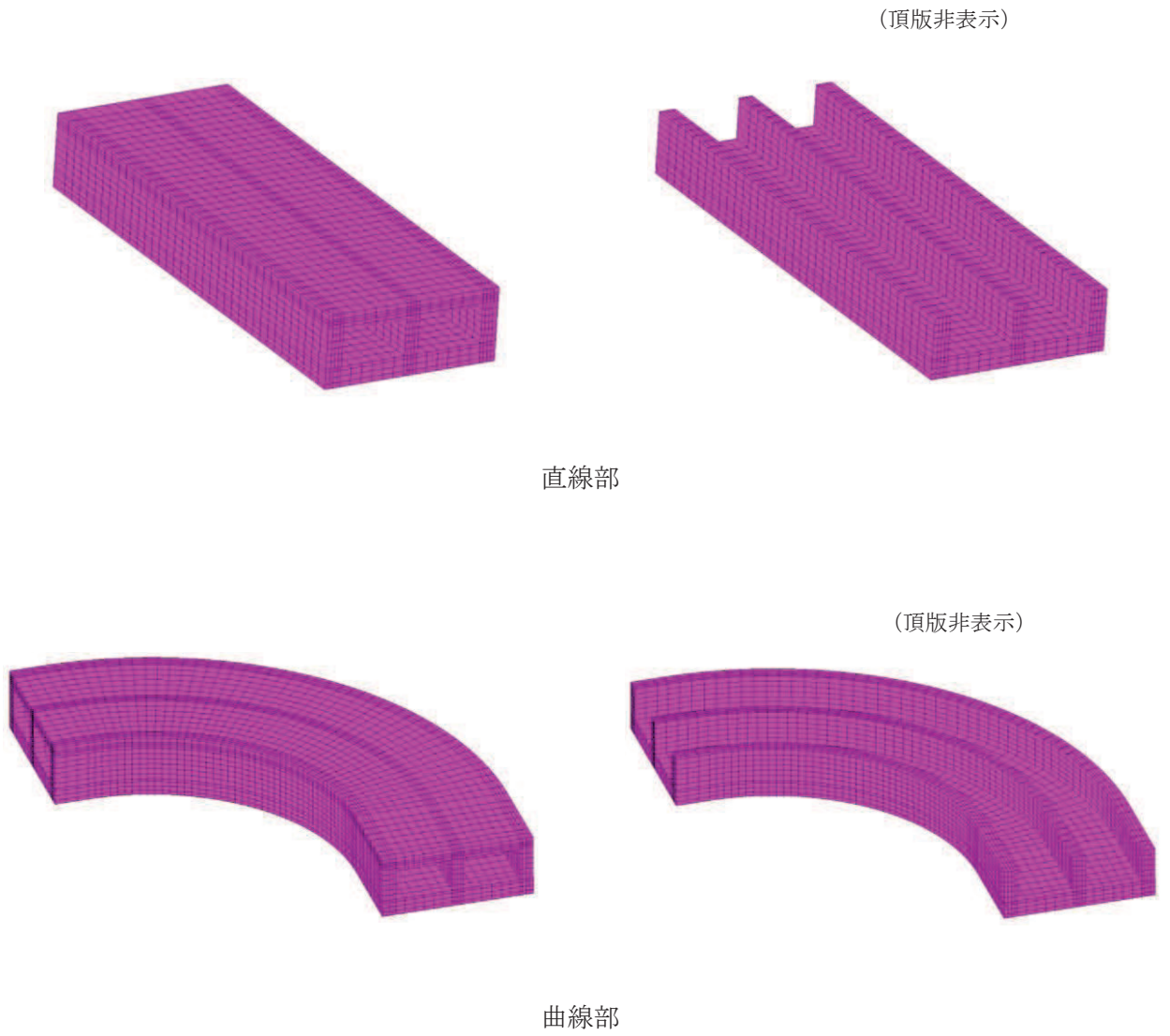


図 6-2 通水機能が要求される部材の範囲

6.2.2 貯水機能

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 6-9～表 6-12 に、せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 6-13 及び表 6-14 に示す。

取水路（標準部）の照査用ひずみ及び照査用せん断力が、貯水機能に対する許容限界を下回ることを確認した。

表 6-9(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリートの圧縮ひずみ）（直線部）

評価位置*1, 2		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*3 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
頂版	—	—	—	—	—	—
側壁	61	③	S s - N 1 (++)	326 μ	2000 μ	0.17
隔壁	—	—	—	—	—	—
底版	12	③	S s - N 1 (++)	237 μ	2000 μ	0.12

注記*1：評価位置は図 6-1 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-3 に示す。

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-9(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリートの圧縮ひずみ）（直線部）

評価位置*1, 2		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*3 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
頂版	—	—	—	—	—	—
側壁	71	⑧'	S s - F 3 (++)	310 μ	2000 μ	0.16
隔壁	—	—	—	—	—	—
底版	12	⑧'	S s - F 3 (++)	218 μ	2000 μ	0.11

注記*1：評価位置は図 6-1 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-3 に示す。

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-10(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（主筋ひずみ）（直線部）

評価位置 ^{*1, 2}		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ ^{*3} ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
頂版	—	—	—	—	—	—
側壁	61	①	S _s -F 2 (++)	69 μ	1725 μ	0.04
隔壁	—	—	—	—	—	—
底版	12	③	S _s -N 1 (++)	297 μ	1725 μ	0.18

注記*1：評価位置は図 6-1 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-3 に示す。

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-10(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（主筋ひずみ）（直線部）

評価位置 ^{*1, 2}		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ ^{*3} ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
頂版	—	—	—	—	—	—
側壁	71	⑧'	S _s -F 3 (++)	57 μ	1725 μ	0.04
隔壁	—	—	—	—	—	—
底版	11	⑧'	S _s -F 3 (++)	226 μ	1725 μ	0.14

注記*1：評価位置は図 6-1 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-3 に示す。

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-11(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリートの圧縮ひずみ）（曲線部）

評価位置*1, 2		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*3 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
頂版	—	—	—	—	—	—
側壁	61	③	S s - N 1 (++)	359 μ	2000 μ	0.18
隔壁	—	—	—	—	—	—
底版	12	③	S s - N 1 (++)	256 μ	2000 μ	0.13

注記*1：評価位置は図 6-1 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-3 に示す。

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-11(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリートの圧縮ひずみ）（曲線部）

評価位置*1, 2		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*3 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
頂版	—	—	—	—	—	—
側壁	71	⑧'	S s - N 1 (-+)	422 μ	2000 μ	0.22
隔壁	—	—	—	—	—	—
底版	12	⑧'	S s - N 1 (-+)	308 μ	2000 μ	0.16

注記*1：評価位置は図 6-1 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-3 に示す。

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-12(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（主筋ひずみ）（曲線部）

評価位置*1, 2		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*3 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
頂版	—	—	—	—	—	—
側壁	61	③	S s - N 1 (++)	66 μ	1725 μ	0.04
隔壁	—	—	—	—	—	—
底版	12	③	S s - N 1 (++)	609 μ	1725 μ	0.36

注記*1：評価位置は図 6-1 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-3 に示す。

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-12(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（主筋ひずみ）（曲線部）

評価位置*1, 2		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*3 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
頂版	—	—	—	—	—	—
側壁	71	⑧'	S s - N 1 (-+)	111 μ	1725 μ	0.07
隔壁	—	—	—	—	—	—
底版	11	⑧'	S s - N 1 (-+)	569 μ	1725 μ	0.33

注記*1：評価位置は図 6-1 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-3 に示す。

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-13(1) せん断破壊に対する最大照査値 (直線部)

評価位置 ^{*1, 2}		解析 ケース	地震動	照査用 せん断力 ^{*3} V_d (kN/m)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	照査値 $V_d / V_{y d}$
頂版	—	—	—	—	—	—
側壁	71	③	S _s - N 1 (++)	692	1839	0.38
隔壁	—	—	—	—	—	—
底版	12	③	S _s - N 1 (++)	1847	2060	0.90

注記*1：評価位置は図 6-1 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-3 に示す。

*3：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-13(2) せん断破壊に対する最大照査値 (直線部)

評価位置 ^{*1, 2}		解析 ケース	地震動	照査用 せん断力 ^{*3} V_d (kN/m)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	照査値 $V_d / V_{y d}$
頂版	—	—	—	—	—	—
側壁	71	⑧'	S _s - F 3 (++)	698	1834	0.39
隔壁	—	—	—	—	—	—
底版	11	⑨'	S _s - F 3 (++)	1851	2043	0.91

注記*1：評価位置は図 6-1 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-3 に示す。

*3：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-14(1) せん断破壊に対する最大照査値 (曲線部)

評価位置*1, 2		解析 ケース	地震動	照査用 せん断力*3 V_d (kN/m)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	照査値 $V_d / V_{y d}$
頂版	—	—	—	—	—	—
側壁	71	③	$S_s - N 1 (+ +)$	809	1810	0.45
隔壁	—	—	—	—	—	—
底版	12	④	$S_s - N 1 (+ +)$	1915	2052	0.94

注記*1：評価位置は図 6-1 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-3 に示す。

*3：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-14(2) せん断破壊に対する最大照査値 (曲線部)

評価位置*1, 2		解析 ケース	地震動	照査用 せん断力*3 V_d (kN/m)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	照査値 $V_d / V_{y d}$
頂版	—	—	—	—	—	—
側壁	71	⑧'	$S_s - N 1 (- +)$	1149	1823	0.64
隔壁	—	—	—	—	—	—
底版	12	⑧'	$S_s - N 1 (- +)$	2048	2152	0.96

注記*1：評価位置は図 6-1 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-3 に示す。

*3：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

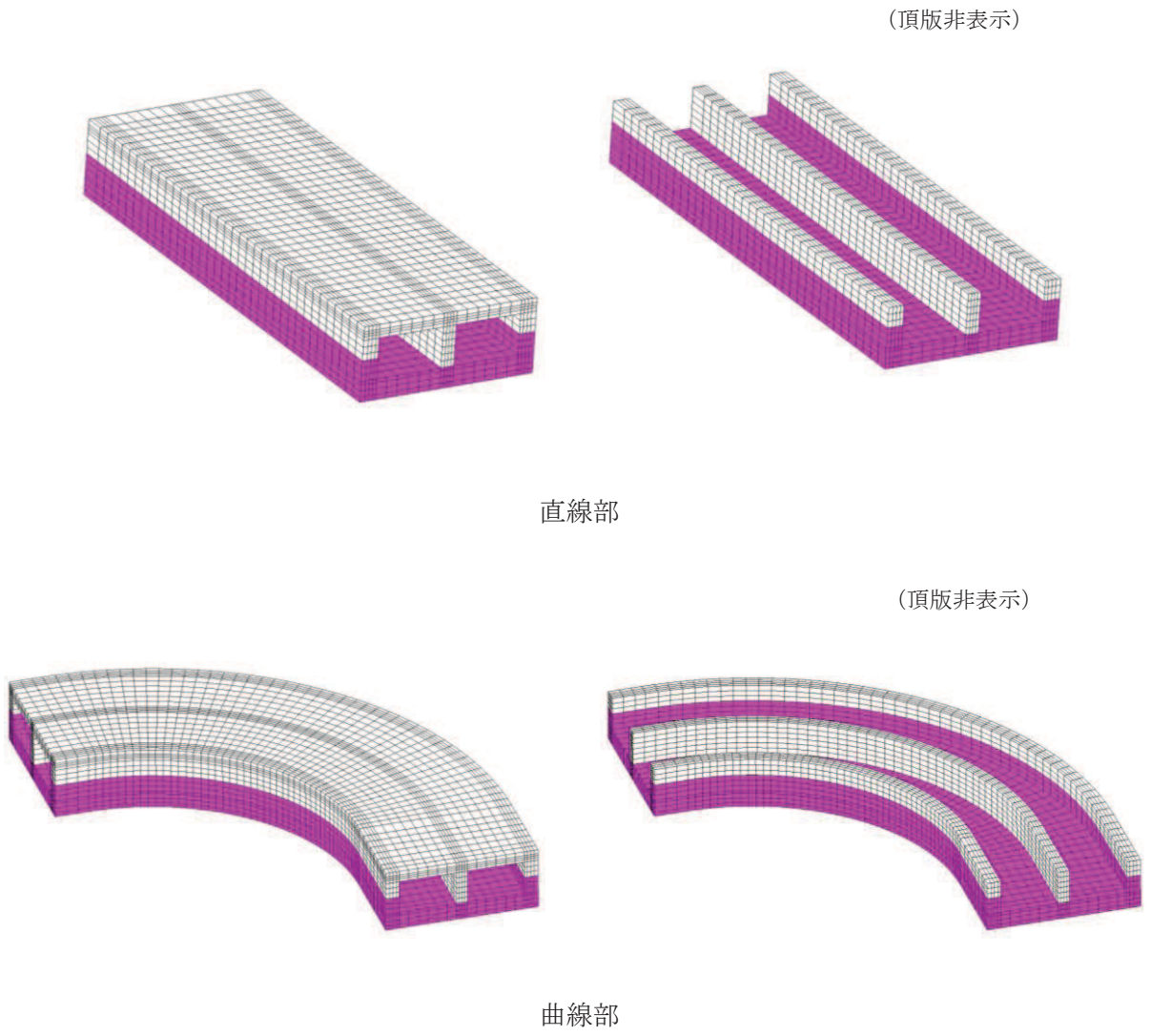


図 6-3 貯水機能が要求される部材の範囲

6.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

6.3.1 基礎地盤（狐崎部層）

基礎地盤の支持性能の照査結果を表 6-15 及び表 6-16 に示す。また、最大接地圧分布図を図 6-4 及び図 6-5 に示す。

取水路（標準部）の基礎地盤に発生する最大接地圧が、極限支持力を下回ることを確認した。

表 6-15 基礎地盤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)	極限支持力 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
①	S s - F 1 (-+)	3.3	13.7	0.25

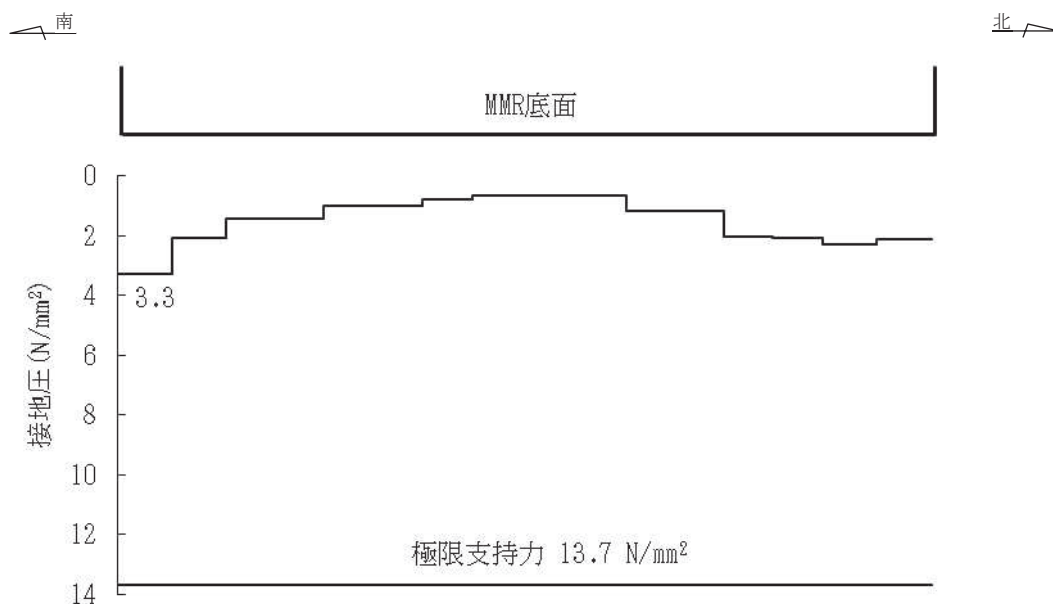


図 6-4 基礎地盤の最大接地圧分布図
(解析ケース①, S s - F 1 (-+), 断面③)

表 6-16 基礎地盤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)	極限支持力 R_u (N/mm^2)	照査値 R_d/R_u
⑥'	S s - D 1 (-+)	3.0	13.7	0.22

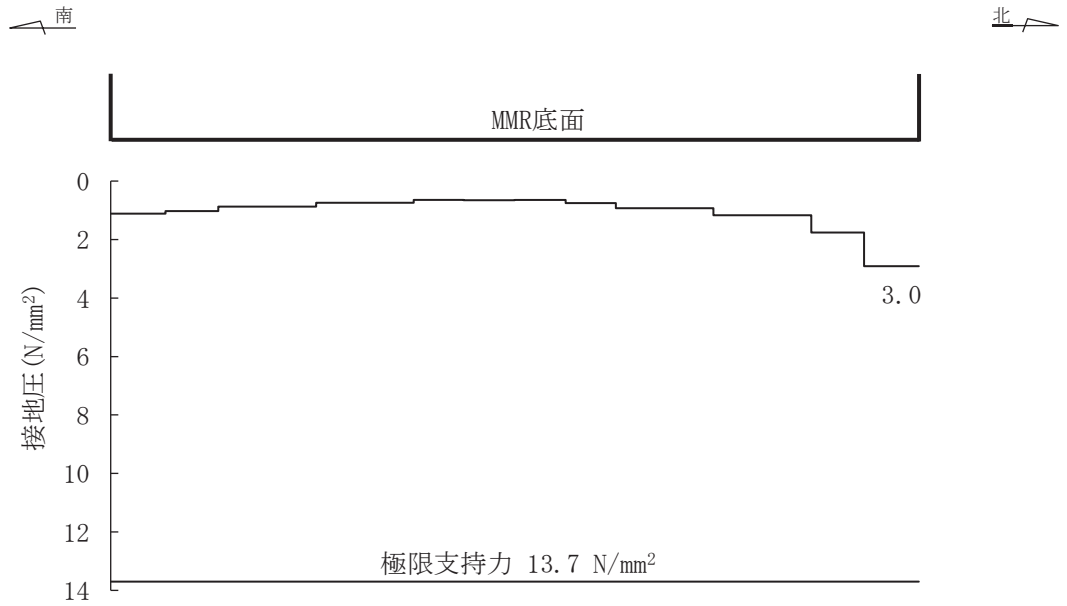


図 6-5 基礎地盤の最大接地圧分布図
(解析ケース⑥', S s - D 1 (-+), 断面②)

6.3.2 MMR（既設）

MMR（既設）の支持性能に対する照査結果を表6-17及び表6-18に示す。また、最大接地圧分布図を図6-6及び図6-7に示す。

取水路（標準部）のMMR（既設）に発生する最大接地圧が、支圧強度を下回ることを確認した。

表6-17 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
③	S _s -N1 (++)	3.3	15.6	0.22

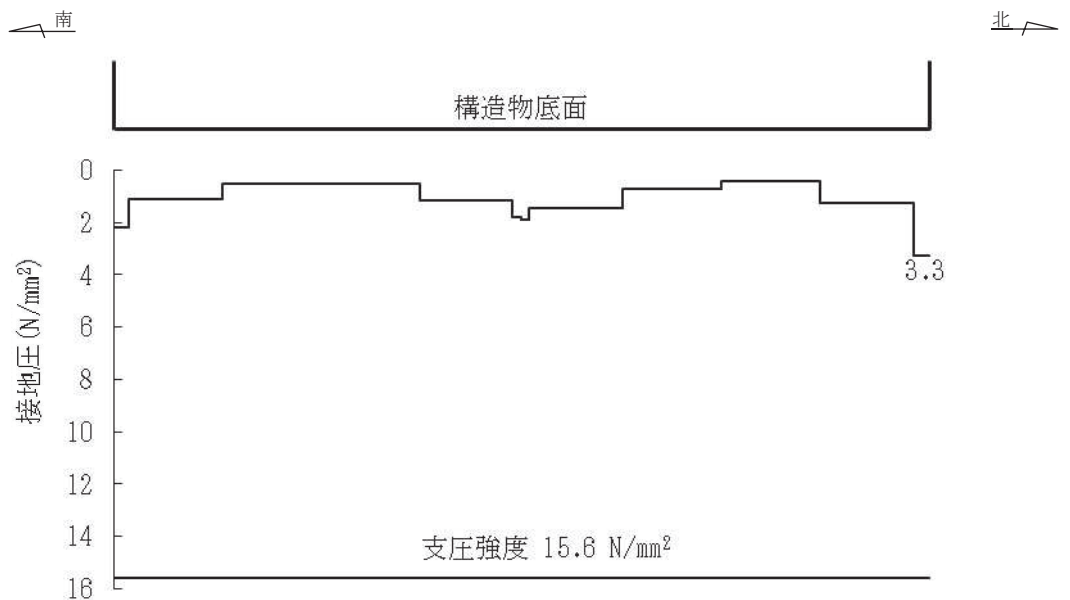


図6-6 MMR（既設）の最大接地圧分布図
(解析ケース③, S_s-N1 (++) , 断面⑤)

表 6-18 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
⑧'	$S_s - N1$ (-+)	2.8	15.6	0.18

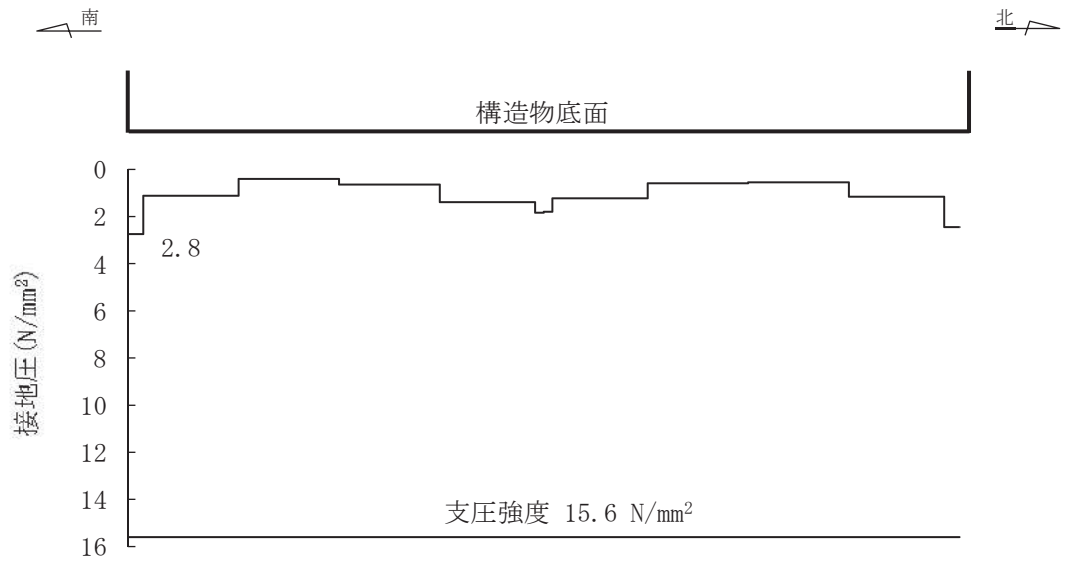


図 6-7 MMR (既設) の最大接地圧分布図
(解析ケース⑧', $S_s - N1$ (-+), 断面⑤)

VI-2-10-4-5 海水ポンプ室の耐震性についての計算書

海水ポンプ室の耐震性については、添付書類「VI-2-2-8 海水ポンプ室の耐震性についての計算書」で説明する。

○ 2 ⑥ VI-2-10-4-5 R 1 E