

補足-027-10-94 溢水源としないB, Cクラス施設のうち土木構造物の
耐震性についての計算書に関する補足説明資料

目 次

1. 非常用ろ過水タンク	1
1.1 非常用ろ過水タンクの溢水防護に関する方針	1
1.2 評価方法	1
1.3 評価条件	1
1.3.1 適用規格	1
1.3.2 構造概要	3
1.3.3 評価対象断面の選定	9
1.3.4 使用材料及び材料の物性値	10
1.3.5 地盤物性値	11
1.3.6 評価構造物諸元	12
1.3.7 地下水位	14
1.3.8 耐震評価フロー	15
1.4 地震応答解析（質点系モデル）	17
1.4.1 地震応答解析手法	17
1.4.2 地震応答解析モデルの設定	19
1.4.3 固有値解析結果	29
1.4.4 荷重及び荷重の組合せ	36
1.4.5 地震応答解析の解析ケース	38
1.4.6 入力地震動の設定	41
1.4.7 地震応答解析結果	59
1.5 地震応答解析方法（屋根モデル）	65
1.5.1 地震応答解析手法	65
1.5.2 地震応答解析モデルの設定	67
1.5.3 荷重及び荷重の組合せ	68
1.5.4 地震応答解析の解析ケース	70
1.5.5 地震応答解析結果（屋根モデル）	70
1.6 応力解析	71
1.6.1 応力解析手法	71
1.6.2 解析モデルの設定	71
1.6.3 荷重及び荷重の組み合わせ	74
1.6.4 地震時荷重の作用方向	81
1.7 耐震評価	82
1.7.1 許容限界	82
1.7.2 評価方法	84
1.8 耐震評価結果	85
1.8.1 構造部材の健全性に対する評価結果（屋根、側壁及び底版）	85
1.8.2 構造部材の健全性に対する評価結果（グラウンドアンカ）	101

1.8.3	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	102
2.	輪谷貯水槽（西側）	103
2.1	輪谷貯水槽（西側）の溢水防護に関する方針及び防護対策	103
2.2	評価方法	103
2.3	評価条件	103
2.3.1	適用規格	103
2.3.2	構造概要	105
2.3.3	評価対象断面の方向	108
2.3.4	評価対象断面の選定	108
2.3.5	使用材料及び材料の物性値	109
2.3.6	地盤物性値	110
2.3.7	評価構造物諸元	111
2.3.8	地下水位	113
2.3.9	耐震評価フロー	114
2.4	地震応答解析	116
2.4.1	地震応答解析手法	116
2.4.2	地震応答解析モデルの設定	118
2.4.3	減衰定数	131
2.4.4	荷重及び荷重の組合せ	138
2.4.5	地震応答解析の解析ケース	140
2.4.6	入力地震動の設定	142
2.5	耐震評価	167
2.5.1	許容限界	167
2.6	耐震評価結果	173
2.6.1	構造部材の健全性に対する評価結果	173
2.6.2	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	186
2.7	土石流堆積荷重の影響検討	188
2.7.1	評価方針	188
2.7.2	荷重及び荷重の組合せ	189
2.7.3	評価結果	193
3.	輪谷貯水槽（東側）	196
3.1	輪谷貯水槽（東側）の溢水防護に関する方針及び防護対策	196
3.2	評価方法	196
3.3	評価条件	196
3.3.1	適用規格	196
3.3.2	構造概要	198
3.3.3	評価対象断面の方向	201
3.3.4	評価対象断面の選定	201
3.3.5	使用材料及び材料の物性値	202

3.3.6	地盤物性値	203
3.3.7	評価構造物諸元	204
3.3.8	地下水位	206
3.3.9	耐震評価フロー	207
3.4	地震応答解析	209
3.4.1	地震応答解析手法	209
3.4.2	地震応答解析モデルの設定	211
3.4.3	減衰定数	224
3.4.4	荷重及び荷重の組合せ	231
3.4.5	地震応答解析の解析ケース	233
3.4.6	入力地震動の設定	235
3.5	耐震評価	260
3.5.1	許容限界	260
3.6	評価結果	271
3.6.1	構造部材の健全性に対する評価結果	271
3.6.2	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	284

参考資料1 非常用ろ過水タンクの屋根に対するスロッシング影響評価について

1. 非常用ろ過水タンク

1.1 非常用ろ過水タンクの溢水防護に関する方針

VI-1-1-9-4「溢水影響に関する評価」のうち屋外タンク等からの溢水に対する評価において、非常用ろ過水タンクは基準地震動 S_s による地震力に対し、タンクのバウンダリ機能を保持するため溢水源としない。

1.2 評価方法

非常用ろ過水タンクは、水槽内部の水の溢水を屋根、側壁及び底版により防ぐ構造となっており、基準地震動 S_s に対して、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。構造部材の健全性評価として、構造物全体としての安定性確保を評価した上で、溢水影響の確認を実施する。なお、スロッシングによる溢水は、屋根により防ぐものとする。

本章では非常用ろ過水タンクの構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施する。

1.3 評価条件

1.3.1 適用規格

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・水道用プレストレストコンクリートタンク設計施工指針・解説（（社）日本水道協会，1998年）
- ・水道施設耐震工法指針・解説（（社）日本水道協会，1997年）
- ・グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説（（社）地盤工学会，2012年）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）
- ・道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）
- ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）

表 1.3-1 適用する規格, 基準類

項目	適用する規格, 基準類	備考
使用材料及び 材料定数	コンクリート標準示方書〔構造的 性能照査編〕（（社）土木学会, 2002年制定）	鉄筋コンクリートの材料諸元 （単位体積重量, ヤング係数, ポアソ ン比）
荷重及び荷重の 組合せ	コンクリート標準示方書〔構造的 性能照査編〕（（社）土木学会, 2002年制定）	永久荷重, 偶発荷重等の適切な組合せ を検討
	水道用プレストレストコンクリー トタンク設計施工指針・解説 （（社）日本水道協会, 1998年）	プレストレス力
許容限界	コンクリート標準示方書〔構造的 性能照査編〕（（社）土木学会, 2002年制定）	曲げ軸力照査は, 発生応力度が終局曲げ モーメント, 短期許容応力度又は降伏曲 げモーメントであることを確認。せん断 力照査は, 短期許容応力度以下であるこ とを確認
	道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部 構造編）・同解説（（社）日本道 路協会, 平成14年3月）	基礎地盤の支持性能に対する照査は, 基礎に発生する応力が極限支持力を下 回ることを確認
	グラウンドアンカー設計・施工基 準, 同解説（（社）地盤工学会, 2012年）	発生アンカー力が, テンダンの許容引 張力, 許容拘束力及び許容引抜力以下 であることを確認
地震応答解析	原子力発電所耐震設計技術指針 J EAG4601-1987（（社）日 本電気協会）	有限要素法による二次元モデルを用い た時刻歴非線形解析
構造解析	道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部 構造編）・同解説（（社）日本道 路協会, 平成14年3月）	地盤反力係数（3次元構造解析に用いる 係数）

1.3.2 構造概要

非常用ろ過水タンクの位置図を図 1.3-1 に示す。

非常用ろ過水タンクの平面図を図 1.3-2 に、断面図を図 1.3-3 に、概略配筋図を図 1.3-4 に、PC 鋼材配置図を図 1.3-5～図 1.3-7 に示す。

非常用ろ過水タンクは、外径 20.4m、高さ 10.4m の円筒状の構造物であり、屋根及び底版は鉄筋コンクリート造、側壁はプレストレストコンクリート造であり、十分な支持性能を有する岩盤に直接設置している。また、底版外周部-地盤間にグラウンドアンカを設置している。

底版については、地震時のせん断抵抗力の保守性向上の自主対策として、岩盤に突起させる構造を設けている（以下「せん断キー」という。）。これについては、「1.4 地震応答解析（質点系モデル）」において底版-地盤間の水平方向の最大反力のうちせん断キー負担分の荷重を算定し、「1.6 応力解析」の 3次元静定 FEMモデルにおいて、荷重として考慮する。

側壁円周方向 PC 鋼材については、180° 両引きとし、1 段ごとに 90° 方向をずらす。鉛直方向 PC 鋼材は、下端を固定し、上端を緊張する片引きとする。なお、PC 鋼材は、アンボンドタイプであることから、地震時に側壁との間の摩擦により緊張力が増大する構造ではないため、「1.6 応力解析」の 3次元静的 FEMモデルにおいて緊張作業直後のプレストレス力を荷重として考慮する。

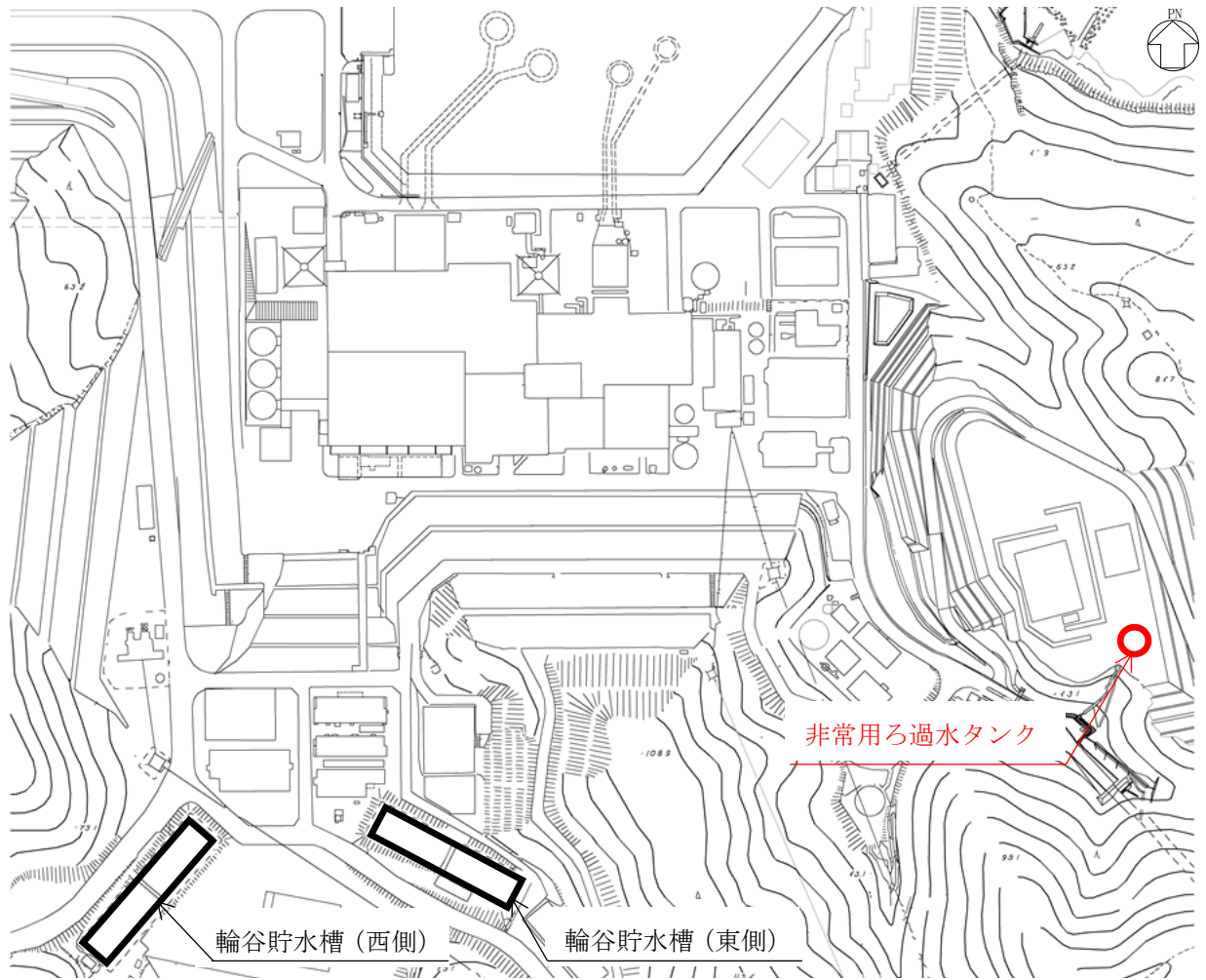


図 1.3-1 非常用ろ過水タンクの位置図

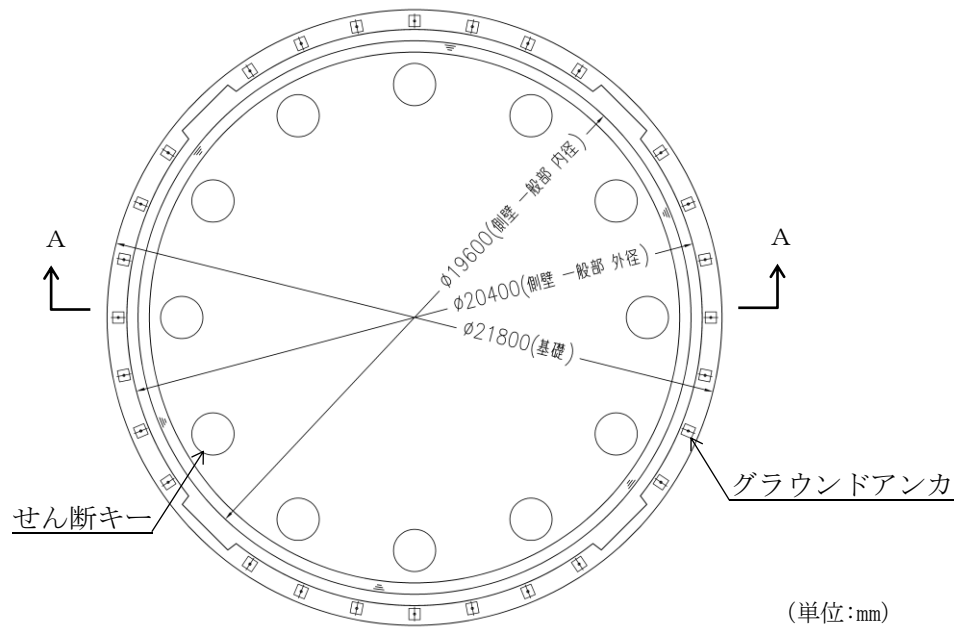


図 1.3-2 非常用ろ過水タンクの平面図

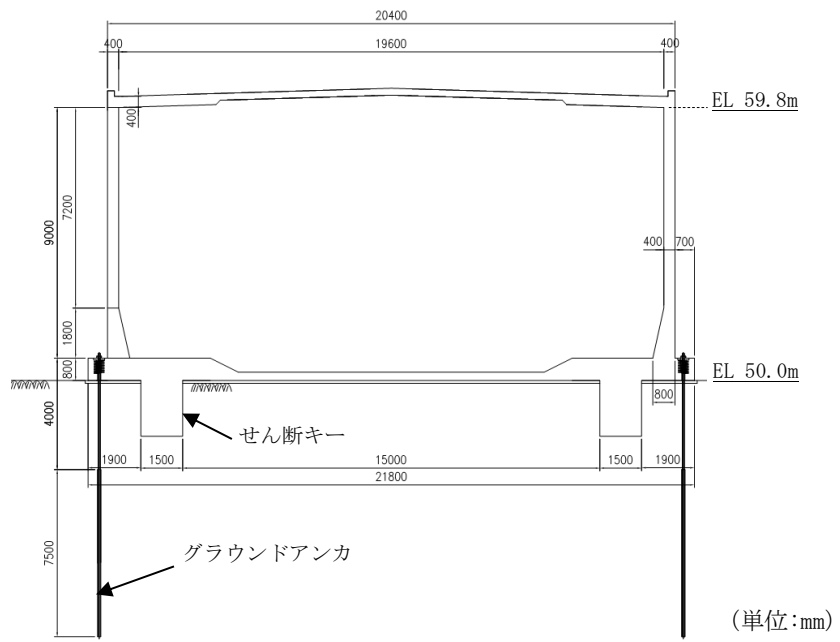
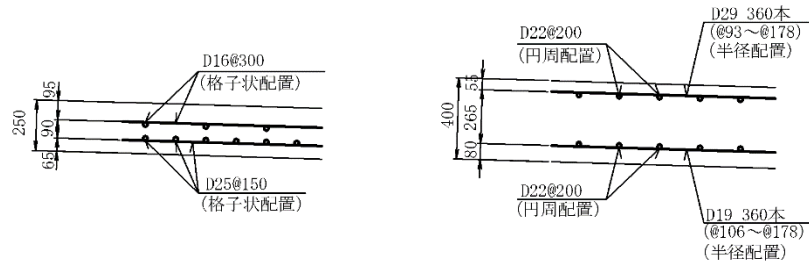
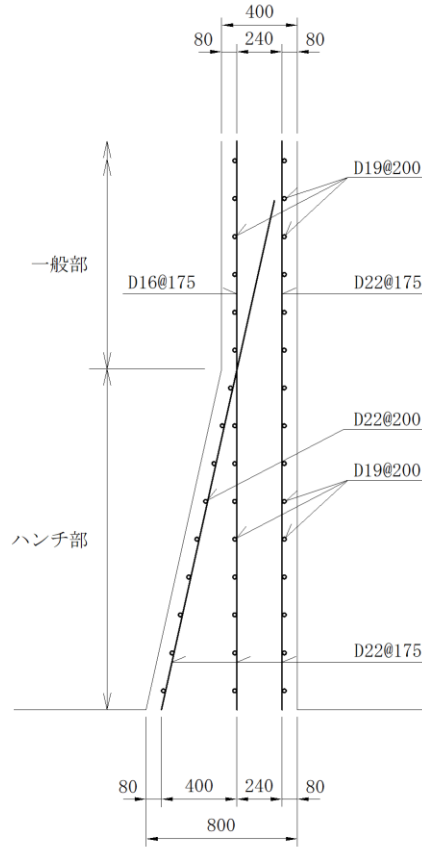


図 1.3-3 非常用ろ過水タンクの断面図

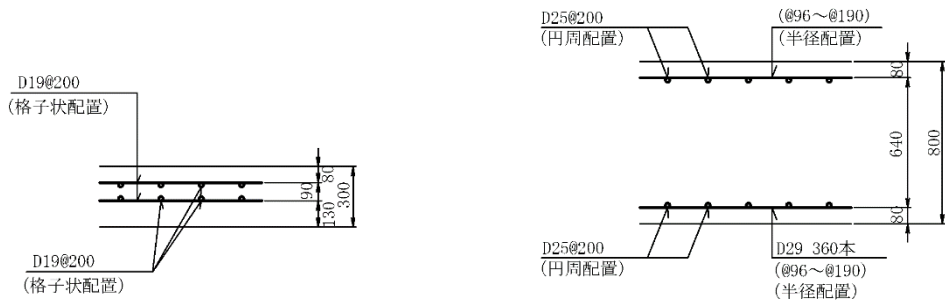


屋根中央部

屋根端部



側壁一般部 / 側壁ハンチ部

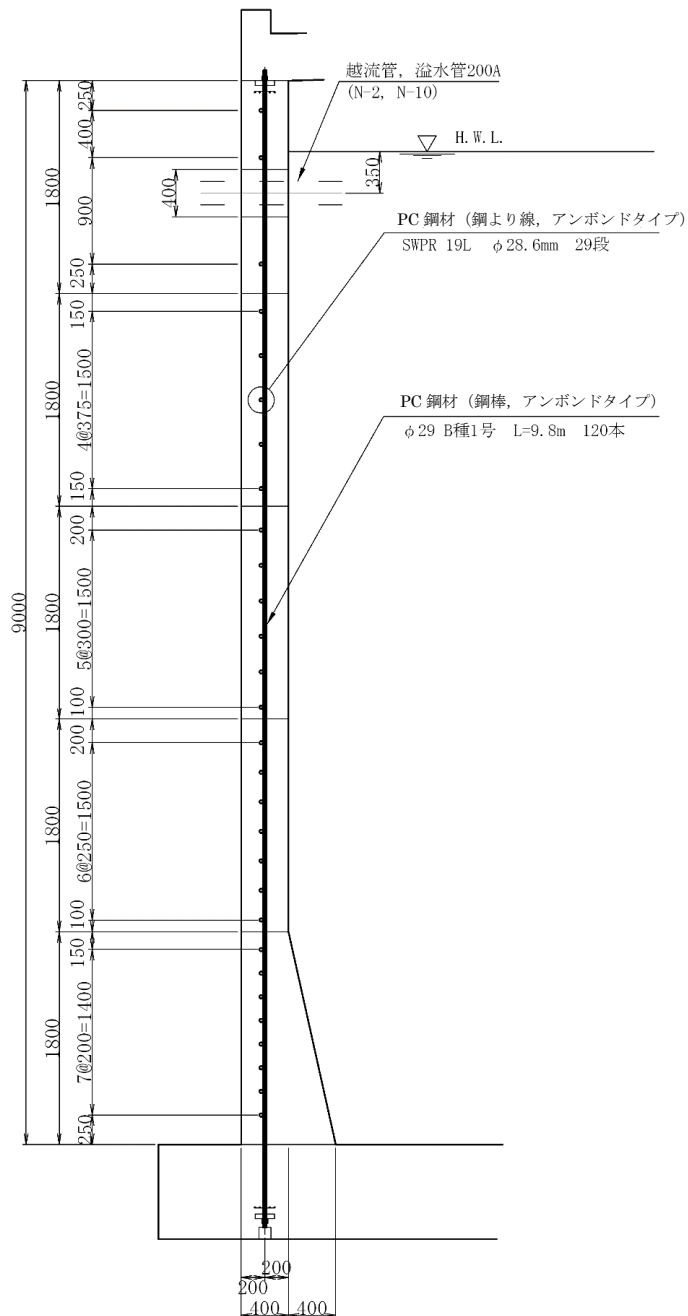


底版中央部

底版端部

(単位:mm)

図 1.3-4 非常用ろ過水タンクの概略配筋図



(単位:mm)

図 1.3-5 非常用ろ過水タンクのPC鋼材配置図

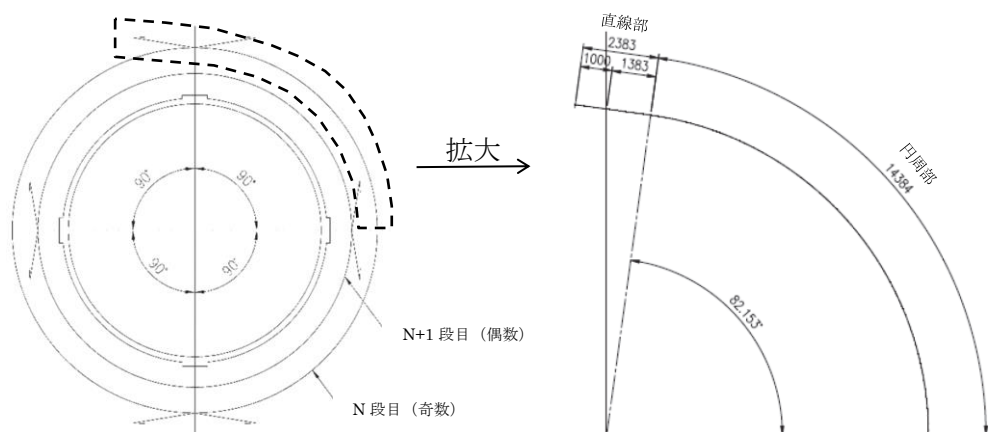


図 1.3-6 非常用ろ過水タンクのC鋼材配置概念図 (円周方向) (単位:mm)

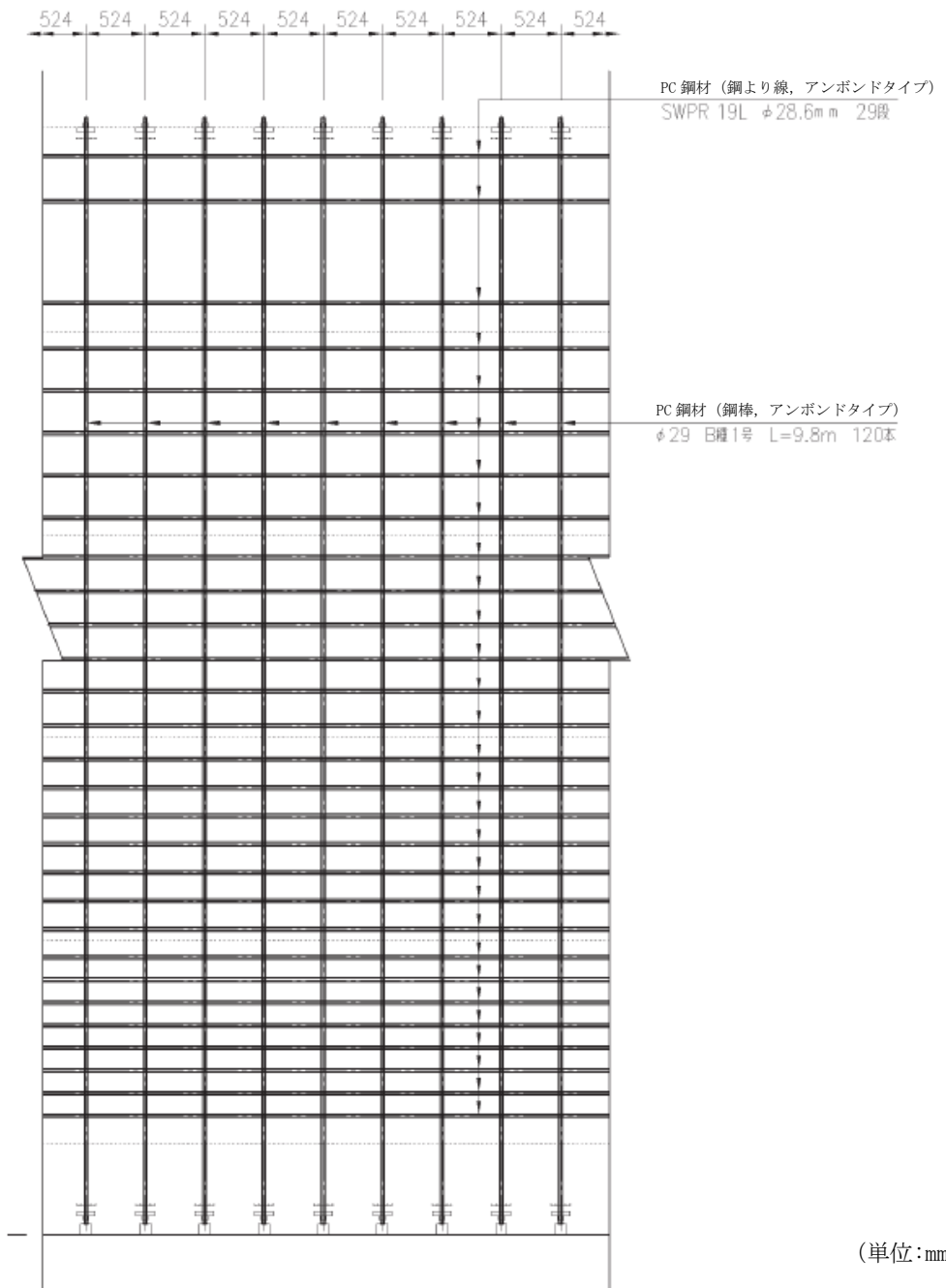


図 1.3-7 非常用ろ過水タンクの PC 鋼材配置図 (鉛直方向)

1.3.3 評価対象断面の選定

非常用ろ過水タンクは、タンク中心を基準に対称構造となっていることから、耐震設計に対する応答加速度抽出における評価対象断面は、タンク中心を通る断面とする。

なお、非常用ろ過水タンクは、地上構造物であり、耐震設計上、慣性力が支配的な外力となることから、構造物周辺の地盤状況が及ぼす影響は軽微である。

1.3.4 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 1.3-2 に、材料の物性値を表 1.3-3 に示す。

表 1.3-2 使用材料

材料		仕様
屋根及び底版	コンクリート	設計基準強度 30.0N/mm ²
	鉄筋	SD345
側壁	コンクリート	設計基準強度 36.0N/mm ²
	鉄筋	SD345
PC 鋼材	円周方向	鋼より線 1-SWPR19L φ28.6mm
	鉛直方向	鋼棒 SBPR 930/1080 φ29mm (B種1号)
グラウンドアンカ		アンカー長 : 11.5m

表 1.3-3 材料の物性値

材料	ヤング係数 (N/mm ²)	単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比
屋根及び底版	2.80×10 ⁴	24.5	0.2
側壁	2.98×10 ⁴	24.5	0.2

1.3.5 地盤物性値

地盤については、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 1.3-4 に示す。

表 1.3-4 地盤の物性値

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

1.3.6 評価構造物諸元

非常用過水タンクの3次元構造解析の評価対象部材は、屋根、側壁、底版及びグラウンドアンカとする。評価対象部材を図1.3-8に、評価部位とその仕様を表1.3-5及び表1.3-6に示す。

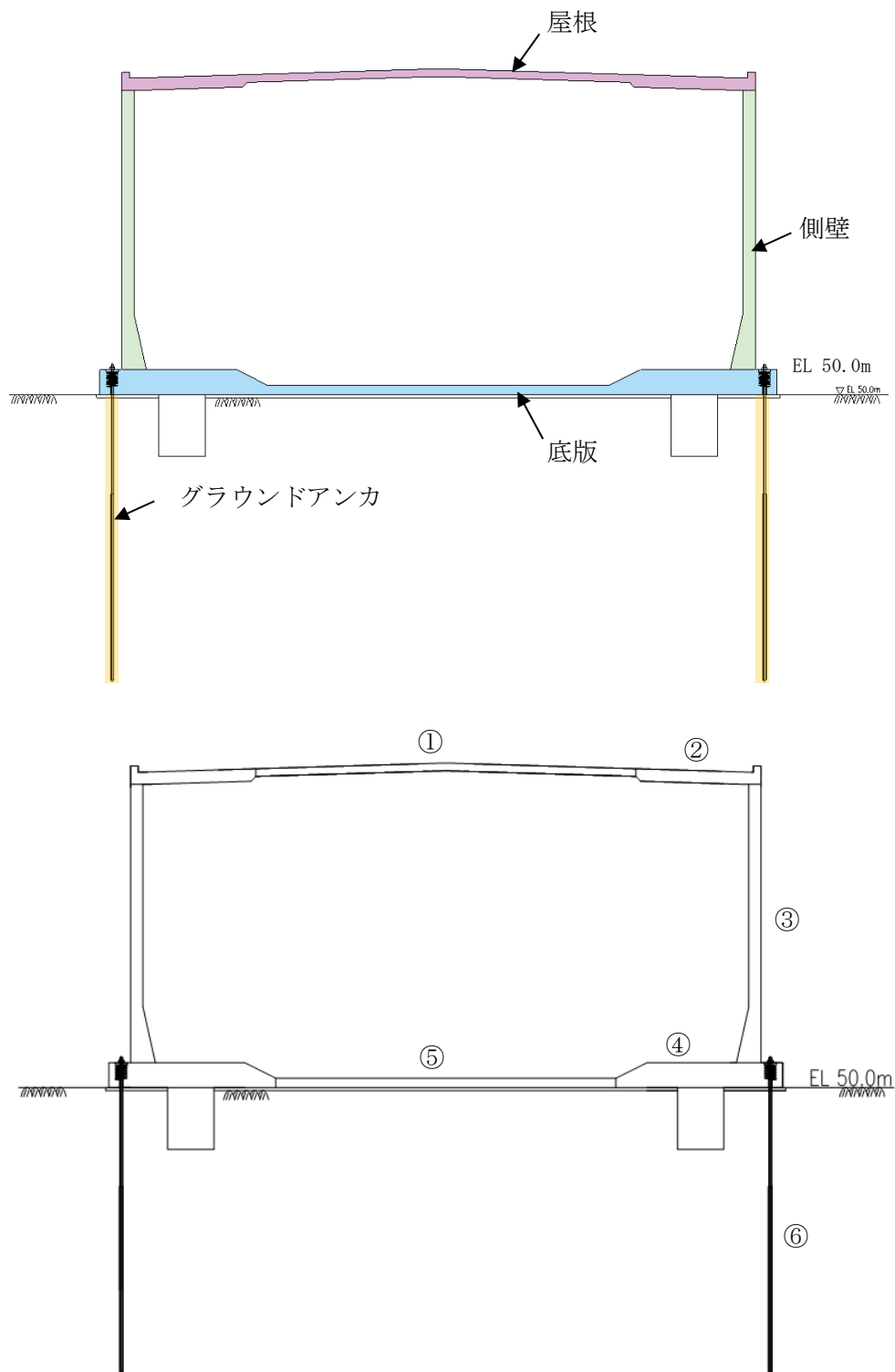


図 1.3-8 評価対象部材

表 1.3-5 評価部位とその仕様（鉄筋コンクリート部材）

部位		仕様		材料	
		部材の 大きさ (mm)	部材厚 (mm)	コンクリート 設計基準強度 (N/mm ²)	鉄筋
屋根	①	—	250	30.0	SD345
屋根	②	—	400	30.0	SD345
側壁	③	—	400	36.0	SD345
底版	④	—	800	30.0	SD345
底版	⑤	—	300	30.0	SD345

表 1.3-6 評価部位とその仕様（グラウンドアンカ）

部位		仕様
グラウンドアンカ	⑥	アンカー長：11.5m

1.3.7 地下水位

設計地下水位は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計地下水位の一覧を表 1.3-7 に示す。

なお、非常用ろ過水タンクについては、地下水位が構造物下端より十分低いため、地下水を考慮しない。

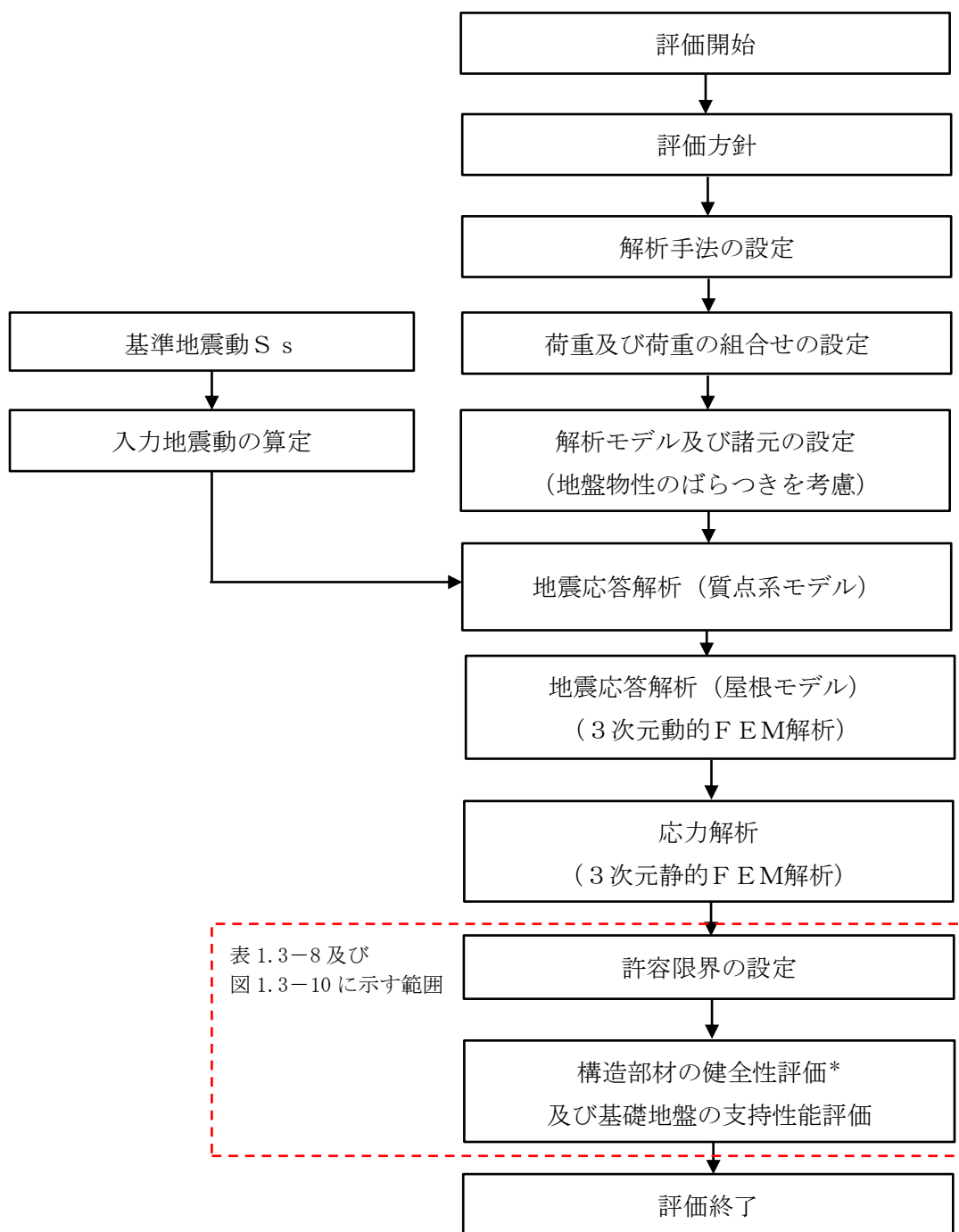
表 1.3-7 設計地下水位の一覧

施設名称	設計地下水位(EL m)	備考
非常用ろ過水タンク	地下水位が構造物下端より十分低いため考慮しない。	3次元浸透流解析による

1.3.8 耐震評価フロー

非常用ろ過水タンクの評価フローを図 1.3-9 に示す。

非常用ろ過水タンクの耐震評価として、3次元静的FEM解析により応力解析を行う。応力解析に入力する慣性力には、側壁及び底版については地震応答解析（質点系モデル）の結果を、屋根については屋根及び側壁をモデル化した3次元動的FEM解析の結果を用いる。また、基礎地盤の支持性能照査には、3次元静的FEM解析による応答解析の結果を用いる。



注記*：構造物全体としての安定性確保を評価した上で、溢水影響の確認を実施する。

図 1.3-9 非常用ろ過水タンク 耐震評価フロー

非常用ろ過水タンクの屋根、側壁及び底版は、構造物全体としての安定性確保の評価をした上で、溢水影響の確認を行う。非常用ろ過水タンクの許容限界を表 1.3-8 に、評価対象部位を図 1.3-10 に示す。構造物全体としての安定性確保の評価範囲は、屋根、側壁及び底版の全ての範囲を対象とする。溢水影響の確認は、その部材のひび割れからの漏水が溢水量検討に影響を及ぼし得る範囲を対象とする。

表 1.3-8 許容限界

評価対象部位	評価項目	許容限界	
		構造物全体としての安定性確保	溢水影響の確認
屋根 底版	曲げ・軸力系の破壊に対する評価	終局曲げモーメント	短期許容応力度
	せん断破壊に対する評価	短期許容応力度	—*
側壁	曲げ・軸力系の破壊に対する評価	終局曲げモーメント	降伏曲げモーメント
	せん断破壊に対する評価	短期許容応力度	—*
グラウンドアンカ	引張力	許容アンカー力	
	支圧応力度	許容支圧応力度	
基礎地盤	基礎地盤の支持性能に対する評価	極限支持力度	

注記*：構造物全体としての安定性確保の評価が溢水影響の確認を包絡しているため評価不要

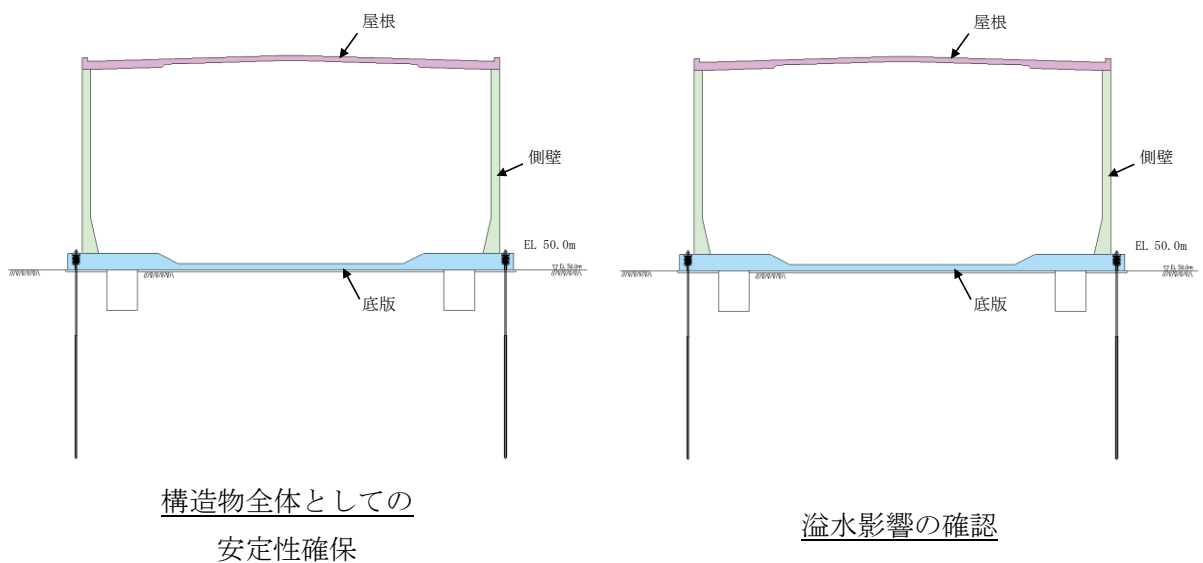


図 1.3-10 評価対象部位

1.4 地震応答解析（質点系モデル）

1.4.1 地震応答解析手法

非常用ろ過水タンクは、地表面の岩盤に設置している直接基礎であることを踏まえ、地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる質点系モデルにより、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、図 1.4-1 に示す解析手法の選定フローに基づき選定する。

非常用ろ過水タンクの施設周辺の地下水位は底版より低いため、解析手法の選定フローに基づき「①全応力解析」を選定する。

地震応答解析については、解析コード「TDA P III」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

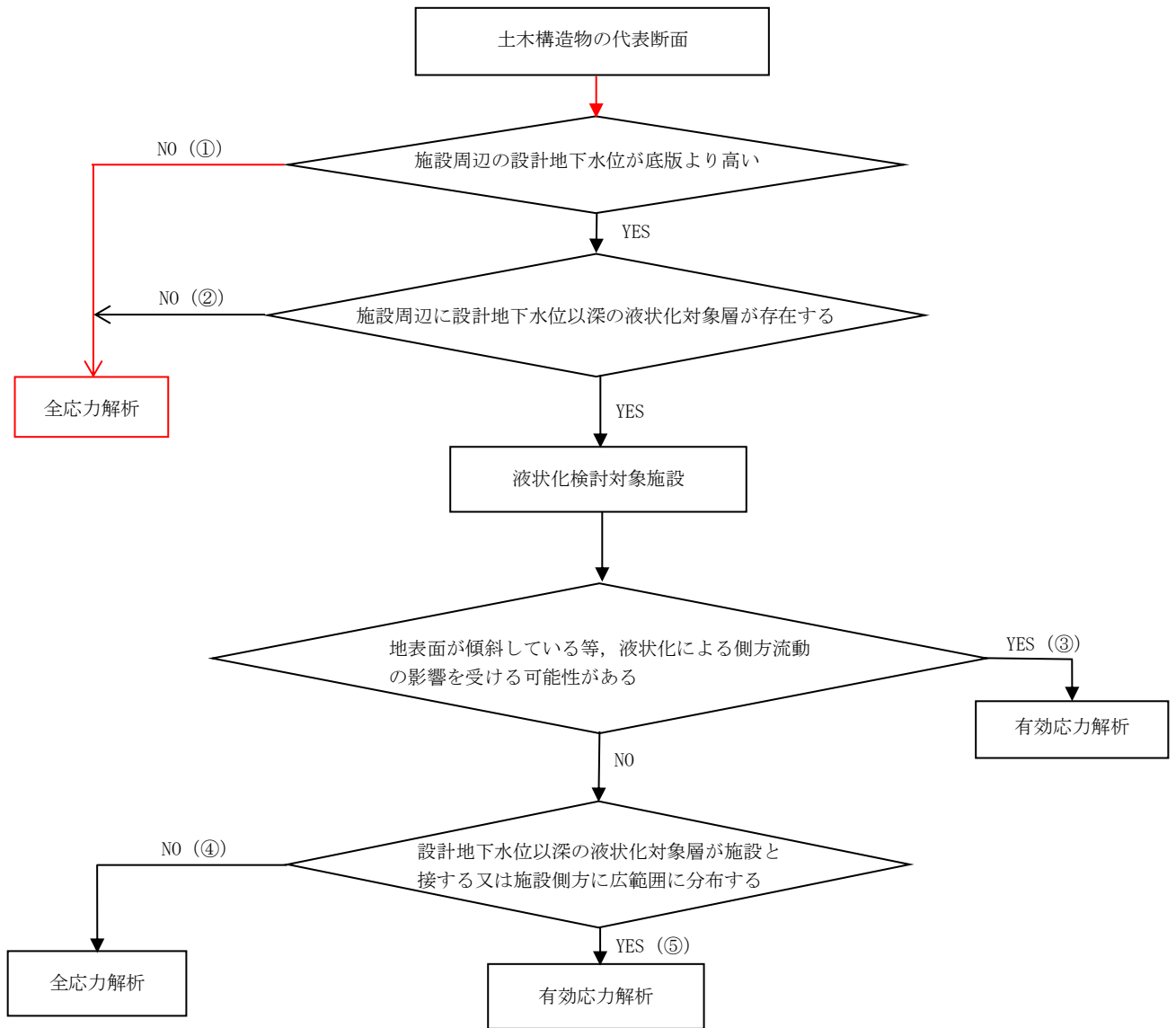


図 1.4-1 解析手法の選定フロー

1.4.2 地震応答解析モデルの設定

(1) 構造物のモデル化

地震応答解析モデル図を図 1.4-2 及び図 1.4-3 に示す。水平方向については屋根，側壁，底版を集中質点と曲げせん断棒要素でモデル化し，底版と地盤の相互作用を水平ばねと回転ばねで考慮する。また，タンク内の貯留水のスロッシングを考慮するための質点・ばね要素を付与する。

鉛直方向については，屋根，側壁，底版を集中質点と軸ばねでモデル化し，底版と地盤の相互作用を鉛直ばねで考慮する。

質点①～⑤，⑧，⑨については，非常用ろ過水タンクのうち屋根，側壁，底版を，質点⑥については，スロッシングによる影響を考慮した等価質量のうち衝撃成分を，質点⑦，⑩については，スロッシングによる影響を考慮した等価質量のうち振動成分を模擬している。

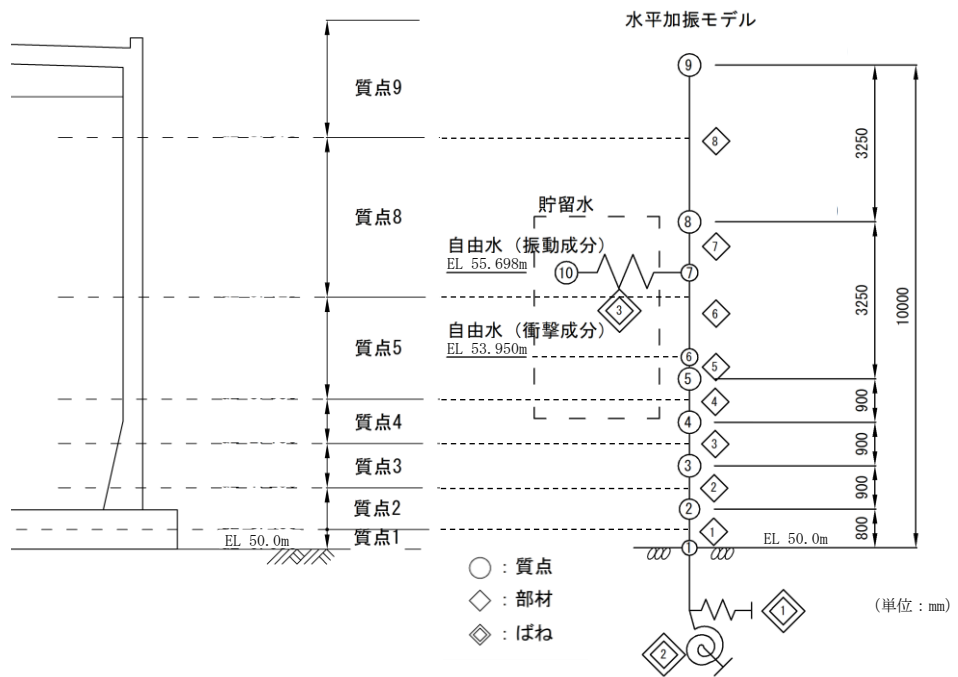


図 1.4-2 非常用ろ過水タンクの地震応答解析モデル図 (水平モデル)

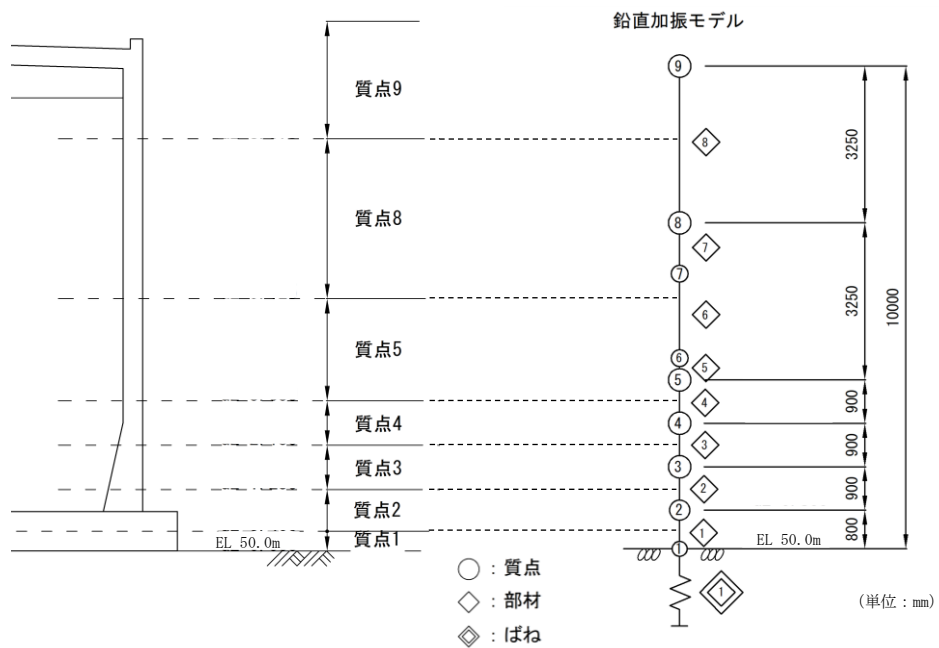
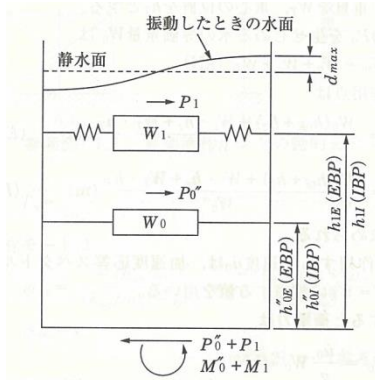


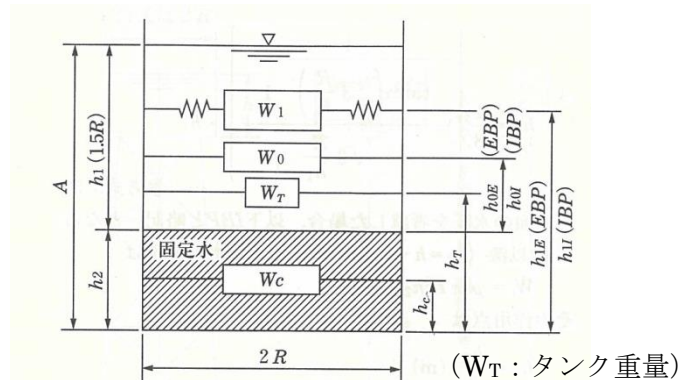
図 1.4-3 非常用ろ過水タンクの地震応答解析モデル図 (鉛直モデル)

タンク内の貯留水のモデル化は、「水道施設耐震工法指針・解説（（社）日本水道協会，1987年）」を基に行う。図1.4-4に示すとおり，タンク内の貯留水は応答特性の違いから，固定水と自由水の2種類に分けられる。

1. 自由水 (W_0, W_1) : 衝撃力，振動力（スロッシング）を考慮する。
(水深/タンク径比 ≤ 1.5 の範囲)
2. 固定水 (W_2) : 固定荷重として重量・慣性力のみを考慮する。
(水深/タンク径比 > 1.5 の範囲)



水深/タンク径比 ≤ 1.5 の範囲



水深/タンク径比 > 1.5 の範囲

図1.4-4 貯留水の質点系モデルへのモデル化概念図

タンクの水深は8.4m，タンク内半径は9.8mであることから，水深/タンク径比=0.86となり1.5以下となることから，貯留水のすべてが自由水となる。水平モデル及び鉛直モデルそれぞれにおける貯留水のモデル化方法を以下に示す。

a. タンク内の貯留水のモデル化（水平モデル）

水平モデルにおける貯留水は、衝撃力を生じる水の等価重量 W_0 、振動力を生じる水の等価重量 W_1 及び W_0 と W_1 の作用位置を算定し、それぞれの作用位置に質点重量でモデル化する。衝撃力を生じる水の等価重量については、モデルの軸線上に設置し、振動力を生じる水の等価重量については、タンク本体とは異なる固有周期を有するため、スロッシングばねを介してモデルに接続する。水の等価重量、その作用位置及びスロッシングばね定数の算定式を以下に示す。なお、貯留水全体の重量は、タンク容量が2,500kLであることから、 $2,500\text{kL} \times 9.81\text{kN/m}^3 = 2.453 \times 10^4\text{kN}$ である。

(衝撃力を与える水の等価重量及びその作用位置)

$$\frac{W_0}{W} = \frac{\tanh\left(\sqrt{3} \frac{R}{h}\right)}{\sqrt{3} \frac{R}{h}}$$

$$h_0 = \frac{3}{8}h$$

ここで、

R : タンク内半径 (=9.800m)

h : 水深 (=8.400m)

W : 貯留水重量 (=2.453 × 10⁴kN)

W₀ : 衝撃を与える重量 (kN)

h₀ : 衝撃力の作用高さ (m)

以上より、

$$W_0 = \tanh\left(\sqrt{3} \times 9.800 / 8.400\right) / \left(\sqrt{3} \times 9.800 / 8.400\right) \times (2.453 \times 10^4) \text{ kN}$$

$$= 1.172 \times 10^4 \text{ (kN)}$$

$$h_0 = 3 / 8 \times 8.400 = 3.150 \text{ (m)}$$

(振動力を与える水の等価重量及びその作用位置)

$$\frac{W_1}{W} = 0.318 \frac{R}{h} \tanh\left(1.84 \frac{h}{R}\right)$$

$$\frac{h_1}{h} = 1 - \frac{\cosh\left(1.84 \frac{h}{R}\right) - 1}{1.84 \frac{h}{R} \sinh\left(1.84 \frac{h}{R}\right)}$$

ここで、

R : タンク内半径 (=9.800m)

h : 水深 (=8.400m)

W : 貯留水重量 (=2.453 × 10⁴kN)

W₁ : 振動を与える重量 (kN)

h₁ : 振動力の作用高さ (m)

以上より、

$$W_1 = \{0.318 \times (9.800 / 8.400) \times \tanh(1.84 \times (8.400 / 9.800))\} \times (2.453 \times 10^4)$$

$$= 8.356 \times 10^3 \text{ (kN)}$$

$$h_1 = [1 - \{\cosh(1.84 \times 8.400 / 9.800) - 1\} / \{1.84 \times 8.400 / 9.800 \times \sinh(1.84 \times 8.400 / 9.800)\}] \times 8.400$$

$$= 4.898 \text{ (m)}$$

(スロッシングばね定数)

$$k_1 = \frac{\omega^2 W_1}{g}$$

$$\omega^2 = \frac{1.84g}{R} \tanh\left(1.84 \frac{h}{R}\right)$$

ここで,

R : タンク内半径 (=9.800m)

h : 水深 (=8.400m)

g : 重力加速度 (= 9.80665m/s²)

W₁ : 振動力を与える重量 (= 8.356 × 10³ kN)

ω : 固有角振動数 (rad/s)

k₁ : スロッシングばね定数 (kN/m)

以上より,

$$\omega = \{1.84 \times 9.80665 / 9.800 \times \tanh(1.84 \times 8.400 / 9.800)\}^{0.5} = 1.300 \text{ (rad/s)}$$

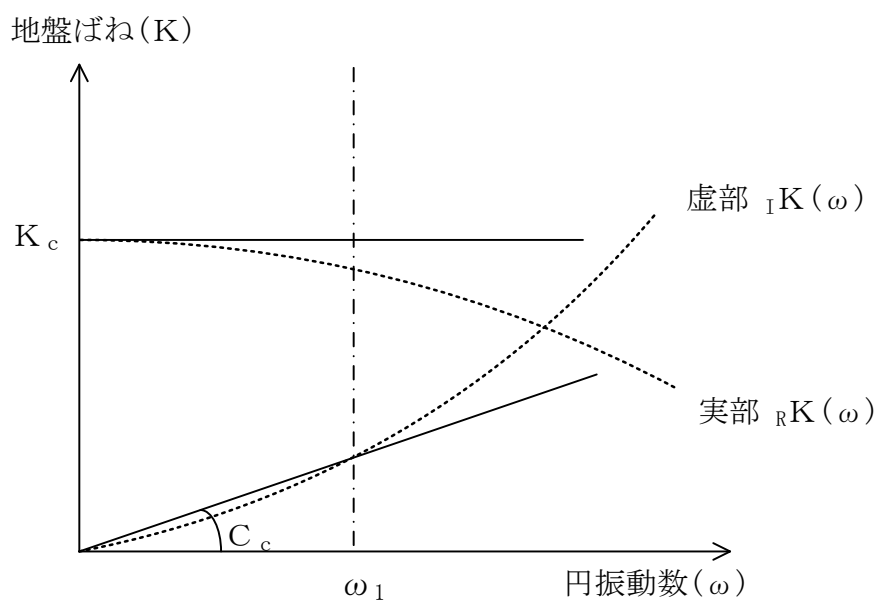
$$k_1 = 1.300^2 \times (8.356 \times 10^3) / 9.80665 = 1.440 \times 10^3 \text{ (kN/m)}$$

b. タンク内の貯留水のモデル化 (鉛直モデル)

鉛直モデルにおける貯留水は, 底版上部の質点 (質点②) に貯留水の全重量を加えることで考慮する。

(2) 地盤のモデル化

基礎底面の地盤ばねについては、「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987 ((社) 日本電気協会) 」 (以下「J E A G 4 6 0 1 - 1987」という。) により, 成層補正を行ったのち, 振動アドミタンス理論に基づき求めたスウェイ及びロッキングの地盤ばねを, 近似法により定数化して用いる。地盤ばねの定数化の概要を図 1.4-5 に示す。基礎底面ばねの評価には解析コード「VA」を用いる。評価に用いる解析コードの検証, 妥当性確認等の概要については, VI-5「計算機プログラム (解析コード) の概要」に示す。



ばね定数: 0Hz のばね定数 K_c で定数化

減衰係数: 地盤-建物連成系の 1 次固有円振動数 ω_1 に対応する虚部の値と原点とを結ぶ直線の傾き C_c で定数化

図 1.4-5 地盤ばねの定数化の概要

水平方向時の地盤ばね定数及び減衰係数を表 1.4-1 に、鉛直方向時の地盤ばね定数及び減衰係数を表 1.4-2 に示す。

表 1.4-1 地盤ばね定数と減衰係数（水平方向）

解析 ケース*	ばね 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 K c	減衰係数 C c
①	K_H, C_H	底面・水平	1.063×10^8 (kN/m)	8.035×10^5 (kN・s/m)
	K_θ, C_θ	底面・回転	1.264×10^{10} (kN・m/rad)	3.190×10^7 (kN・m・s/rad)
②	K_H, C_H	底面・水平	1.532×10^8 (kN/m)	9.530×10^5 (kN・s/m)
	K_θ, C_θ	底面・回転	1.820×10^{10} (kN・m/rad)	3.510×10^7 (kN・m・s/rad)
③	K_H, C_H	底面・水平	6.806×10^7 (kN/m)	6.516×10^5 (kN・s/m)
	K_θ, C_θ	底面・回転	8.090×10^9 (kN・m/rad)	2.756×10^7 (kN・m・s/rad)

注記*：解析ケースの詳細については「1.4.5 地震応答解析の解析ケース」参照

表 1.4-2 地盤ばね定数と減衰係数（鉛直方向）

解析 ケース*	ばね 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 K c	減衰係数 C c
①	K_V, C_V	底面・鉛直	1.400×10^8 (kN/m)	1.651×10^6 (kN・s/m)
②	K_V, C_V	底面・鉛直	2.017×10^8 (kN/m)	1.968×10^6 (kN・s/m)
③	K_V, C_V	底面・鉛直	8.964×10^7 (kN/m)	1.328×10^6 (kN・s/m)

注記*：解析ケースの詳細については「1.4.5 地震応答解析の解析ケース」参照

(3) 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルの各質点並びに曲げせん断棒要素における分担エリアの考え方の概念図は図 1.4-6 及び図 1.4-7 に示すとおりであり，各質点の分担エリアは質点間中央で分割している。各質点並びに，はり要素に与える物性値一覧を表 1.4-3 及び表 1.4-4 に示す。

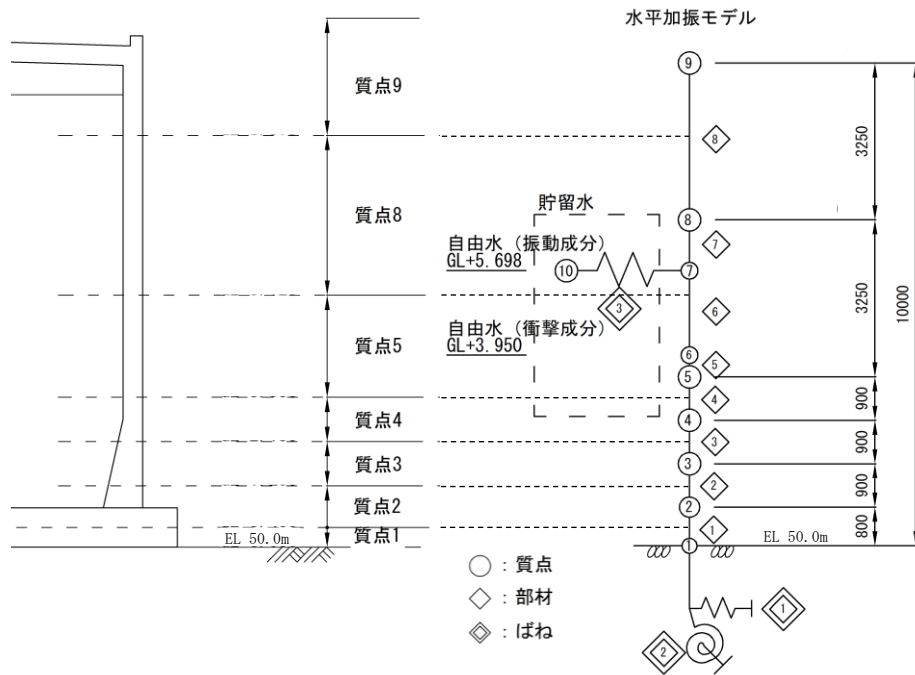


図 1.4-6 分担エリアの考え方の概念図 (水平モデル) (図 1.4-2 を再掲)

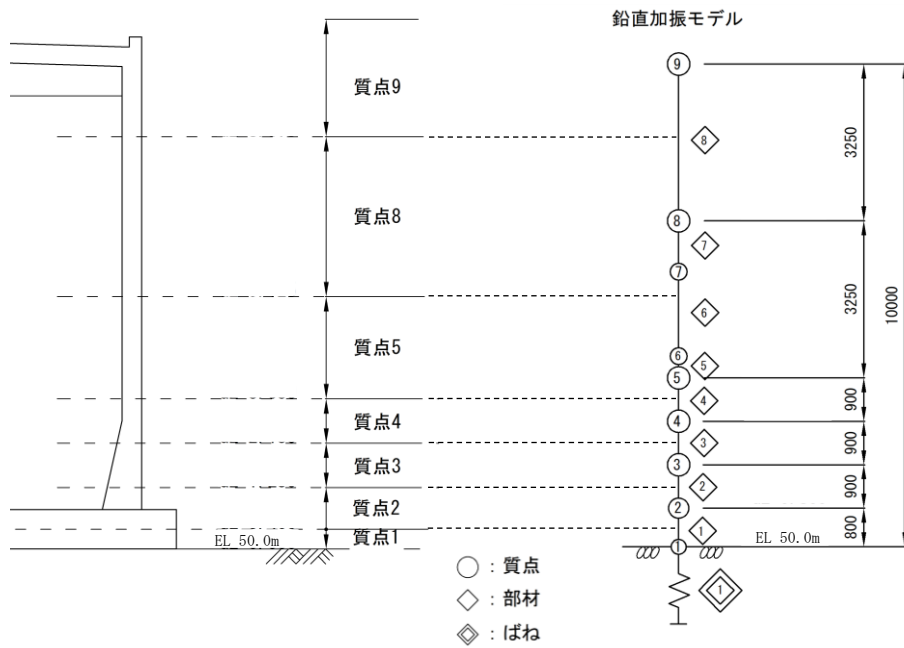


図 1.4-7 分担エリアの考え方の概念図 (鉛直モデル) (図 1.4-3 を再掲)

表 1.4-3 各質点並びにはり要素に与える物性値一覧（水平方向）

質点番号	高さ (EL m)	質点重量 (kN)	回転慣性 (kN・m ²)	要素番号	断面積 (m ²)	せん断有効断面積 (m ²)	断面 2 次モーメント (m ⁴)	ばね定数 (kN/m)
1	50.0	3.513×10 ³	1.069×10 ⁵					
2	50.8	3.516×10 ³	1.289×10 ⁶	1	3.733×10 ²	3.394×10 ²	1.109×10 ⁴	—
3	51.7	8.893×10 ²	4.050×10 ⁴	2	4.633×10 ¹	2.317×10 ¹	2.104×10 ³	—
4	52.6	6.543×10 ²	2.937×10 ⁴	3	3.426×10 ¹	1.713×10 ¹	1.548×10 ³	—
5	53.5	1.433×10 ³	6.490×10 ⁴	4	2.814×10 ¹	1.407×10 ¹	1.257×10 ³	—
6	53.95	1.172×10 ⁴	—	5	2.814×10 ¹	1.407×10 ¹	1.257×10 ³	—
7	55.698	—	—	6	2.814×10 ¹	1.407×10 ¹	1.257×10 ³	—
8	56.75	2.239×10 ³	1.018×10 ⁵	7	2.814×10 ¹	1.407×10 ¹	1.257×10 ³	—
9	60.0	4.238×10 ³	1.340×10 ⁵	8	2.814×10 ¹	1.407×10 ¹	1.257×10 ³	—
7	55.698	—	—					
10	55.698	8.356×10 ³	—	—	—	—	—	1.440×10 ³

表 1.4-4 各質点並びにはり要素に与える物性値一覧（鉛直方向）

質点番号	高さ (EL m)	質点重量 (kN/m)	要素番号	断面積 (m ²)	せん断有効断面積 (m ²)	断面 2 次モーメント (m ⁴)
1	50.0	3.513×10 ³				
2	50.8	2.805×10 ⁴	1	3.733×10 ²	3.394×10 ²	1.109×10 ⁴
3	51.7	8.893×10 ²	2	4.633×10 ¹	2.317×10 ¹	2.104×10 ³
4	52.6	6.543×10 ²	3	3.426×10 ¹	1.713×10 ¹	1.548×10 ³
5	53.5	1.433×10 ³	4	2.814×10 ¹	1.407×10 ¹	1.257×10 ³
6	53.95	—	5	2.814×10 ¹	1.407×10 ¹	1.257×10 ³
7	55.698	—	6	2.814×10 ¹	1.407×10 ¹	1.257×10 ³
8	56.75	2.239×10 ³	7	2.814×10 ¹	1.407×10 ¹	1.257×10 ³
9	60.0	4.238×10 ³	8	2.814×10 ¹	1.407×10 ¹	1.257×10 ³

1.4.3 固有値解析結果

基本ケースの地震応答解析モデルの固有値解析結果（固有周期，固有振動数及び刺激係数）を表 1.4-5 に示す。刺激関数図を図 1.4-8 及び図 1.4-9 に示す。

なお，刺激係数は，モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に規準化して得られる値を示す。

表 1.4-5 固有値解析結果（解析ケース①）

(a) 水平方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	4.833	0.21	1.000	タンク 1 次
2	0.052	19.17	1.410	
3	0.026	39.21	-0.336	
4	0.020	50.24	-0.136	
5	0.013	79.05	0.448	
6	0.011	88.99	0.013	

注記*：モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に規準化して得られる刺激係数を示す。

(b) 鉛直方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.035	28.42	1.197	タンク 1 次
2	0.013	75.49	-0.202	
3	0.005	219.89	-0.011	
4	0.003	333.85	-0.005	
5	0.001	696.71	-0.002	
6	0.001	1023.80	0.008	

注記*：モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に規準化して得られる刺激係数を示す。

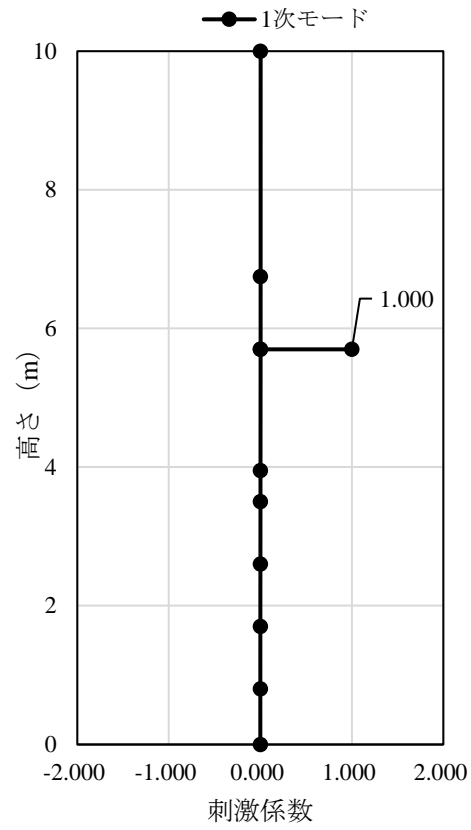


図 1.4-8(1) 刺激関数図 (解析ケース①, 水平方向, 1次モード)

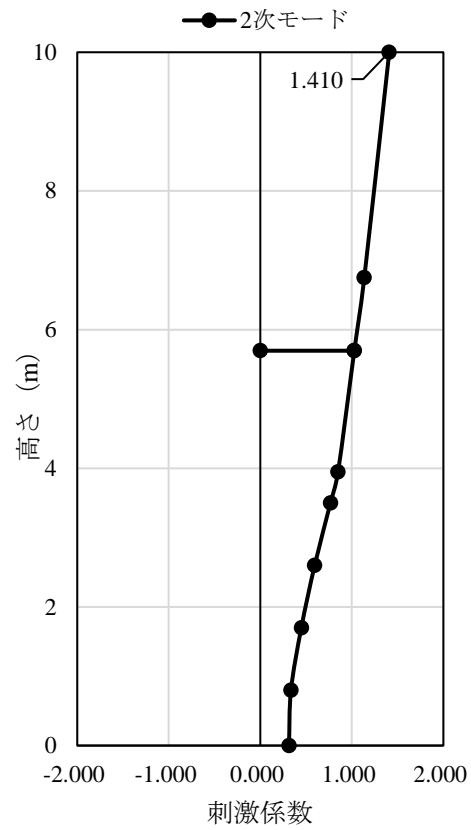


図 1.4-8(2) 刺激関数図 (解析ケース①, 水平方向, 2次モード)

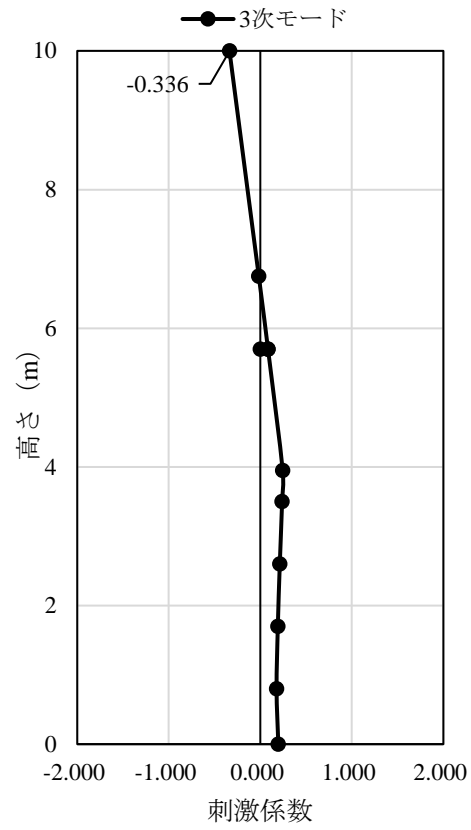


図 1.4-8(3) 刺激関数図 (解析ケース①, 水平方向, 3次モード)

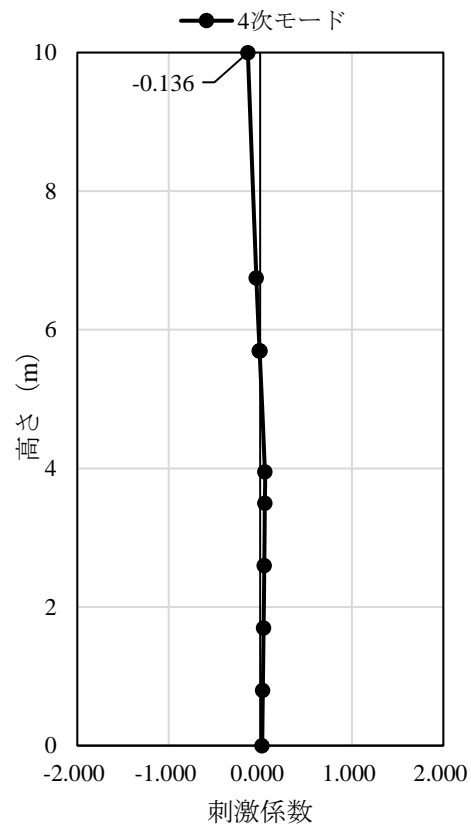


図 1.4-8(4) 刺激関数図 (解析ケース①, 水平方向, 4次モード)

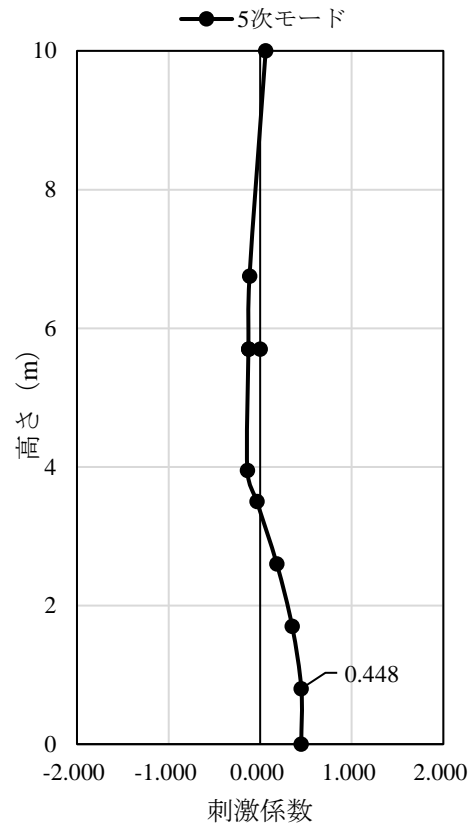


図 1.4-8(5) 刺激関数図 (解析ケース①, 水平方向, 5次モード)

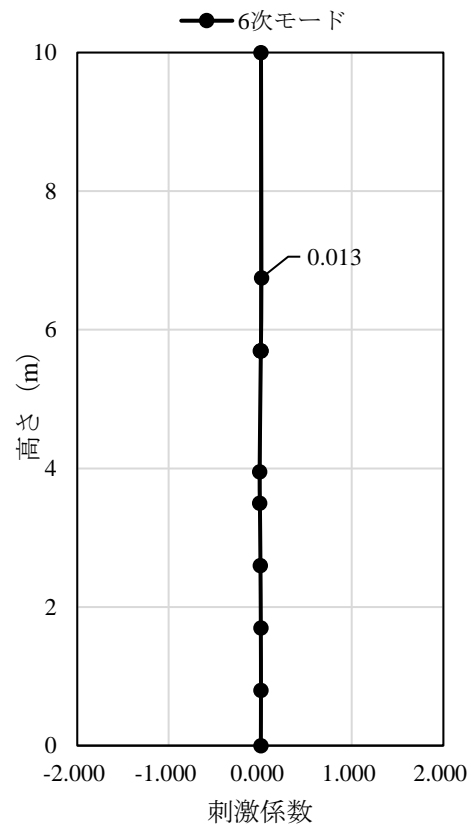


図 1.4-8(6) 刺激関数図 (解析ケース①, 水平方向, 6次モード)

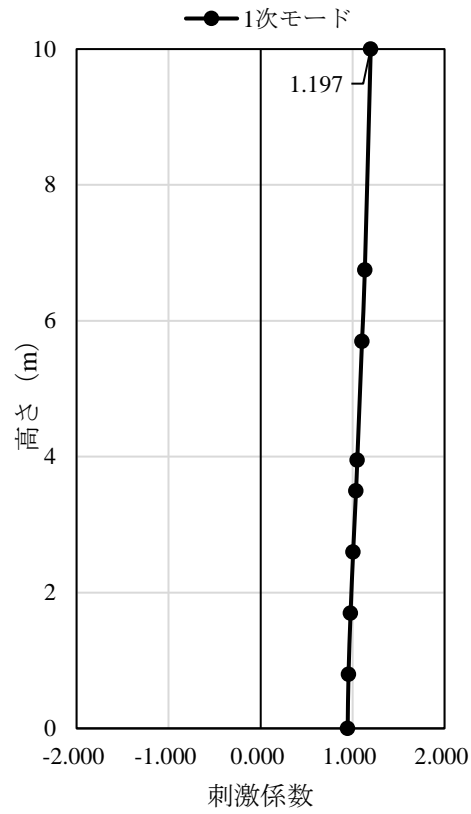


図 1.4-9(1) 刺激関数図 (解析ケース①, 鉛直方向, 1次モード)

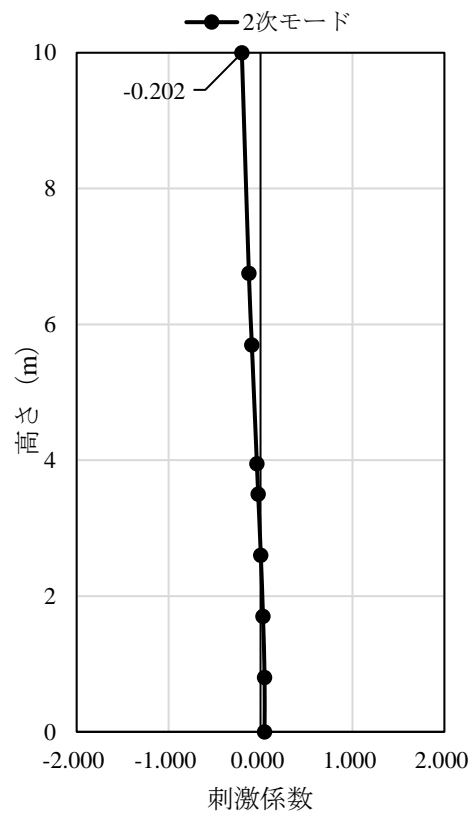


図 1.4-9(2) 刺激関数図 (解析ケース①, 鉛直方向, 2次モード)

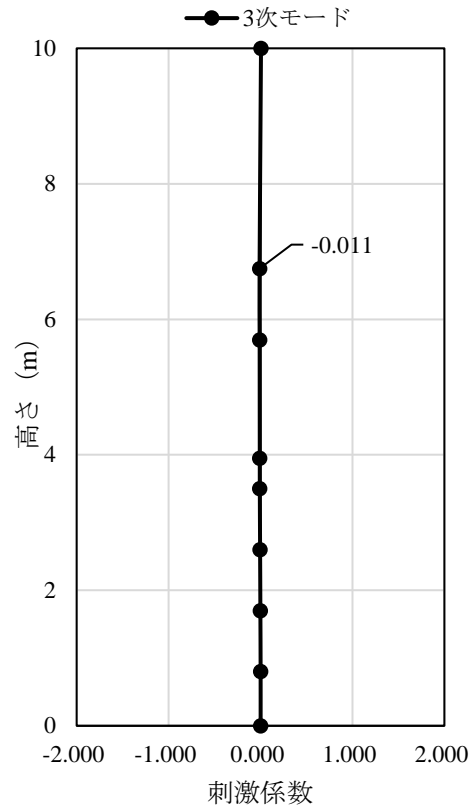


図 1.4-9(3) 刺激関数図 (解析ケース①, 鉛直方向, 3 次モード)

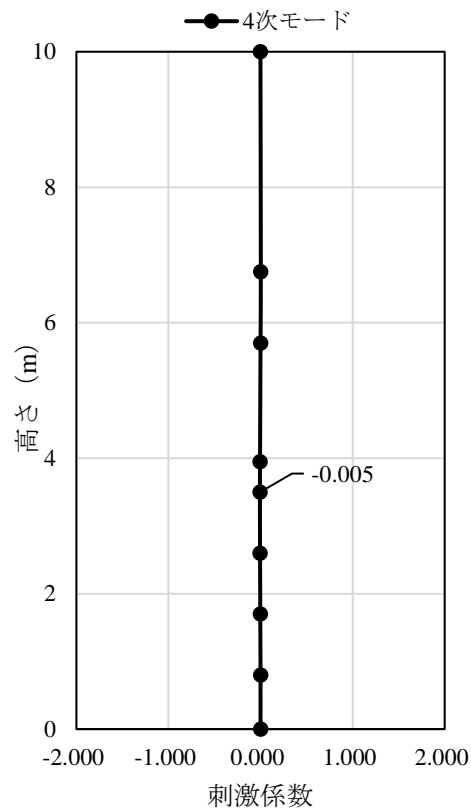


図 1.4-9(4) 刺激関数図 (解析ケース①, 鉛直方向, 4 次モード)

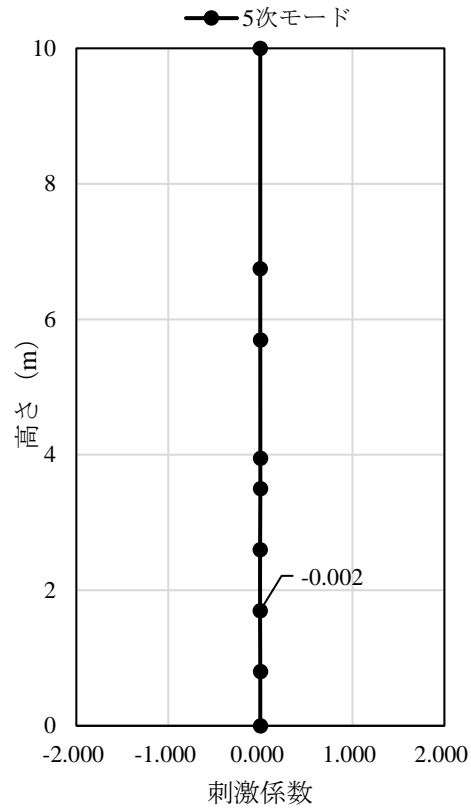


図 1.4-9(5) 刺激関数図 (解析ケース①, 鉛直方向, 5 次モード)

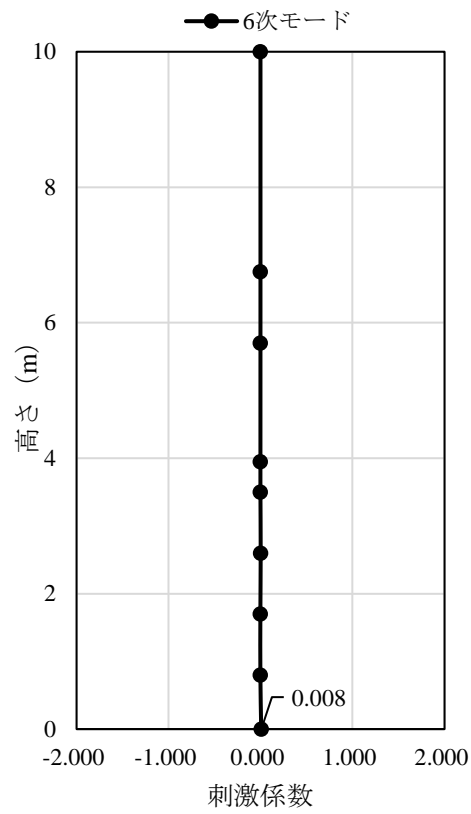


図 1.4-9(6) 刺激関数図 (解析ケース①, 鉛直方向, 6 次モード)

1.4.4 荷重及び荷重の組合せ

非常用ろ過水タンクの地震応答解析において考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し、それぞれを組み合わせて設定する。

荷重の組合せを表 1.4-6 に示す。

表 1.4-6 荷重の組合せ

種別	荷重		算定方法の概要	
永久荷重 (常時荷重)	固定荷重	躯体重量	○ 設計図書に基づいて、設定する。	
		機器・配管荷重	— 機器・配管系荷重を考慮しない。	
	積載荷重	静止土圧	—	—
		積雪荷重	○	屋根に考慮する。
		風荷重	—	3次元静的FEM解析において考慮するため地震応答解析では考慮しない。
		貯留水荷重	○	貯留水荷重を考慮する。
		土被り荷重	—	土被りの影響を受けないため考慮しない。
	永久上載荷重	○	上載荷重を考慮する。	
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動		○ 基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振を考慮する。	
	鉛直地震動			
	動水圧		○ 地震時動水圧を付加質量により考慮する。	

(1) 荷重

非常用ろ過水タンクの地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

a. 積雪荷重 (P_s)

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

b. 貯留水荷重 (W_L)

貯留水荷重については、水の単位体積重量を 9.81kN/m^3 として考慮する。

c. 永久上載荷重

「水道用プレストレストコンクリートタンク設計施工指針・解説（（社）日本水道協会、1998年）」における上載荷重 0.5kN/m^2 を考慮する。

d. 地震荷重 (S_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

e. 動水圧荷重

「1.4.2 地震応答解析モデルの設定」に示すとおり「水道施設耐震工法指針・解説（（社）日本水道協会，1997年）」に従って動水圧荷重を考慮する。

(2) 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 1.4-7 に示す。

表 1.4-7 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

S_s : 地震荷重

1.4.5 地震応答解析の解析ケース

(1) 耐震評価における解析ケース

a. 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

非常用ろ過水タンクは岩盤上に設置された構造物であり、周辺には岩盤が分布していることから、岩盤の動せん断弾性係数のばらつきを考慮する。

ばらつきを考慮する物性値は地盤のせん断変形を定義するせん断弾性係数とし、平均値を基本ケース（表 1.4-8 に示すケース①）とした場合に加えて、平均値 $\pm 1.0 \times$ 標準偏差（ σ ）のケース（表 1.4-8 に示すケース②及び③）について確認を行う。

地盤のばらつきの設定方法の詳細は、「補足-023-01 地盤の支持性能について」に示す。

表 1.4-8 非常用ろ過水タンクの耐震評価における解析ケース

解析ケース	解析手法	地盤物性
		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	平均値
ケース②	全応力解析	平均値 + 1σ
ケース③	全応力解析	平均値 - 1σ

b. 耐震評価における解析ケースの組合せ

耐震評価においては、すべての基準地震動 S_s に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、水平地震動と鉛直地震動それぞれで、最大応答加速度が全時刻で最も大きくなる地震動を用いて、表 1.4-8 に示す解析ケース②及び③を実施する。

耐震評価における解析ケースを表 1.4-9 に示す。応力解析を行う地震動の選定フローを図 1.4-10 に示す。

表 1.4-9 地震応答解析における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+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
対象地震動	方向	平均値	平均値+1σ	平均値-1σ
S s - D	++	○		
S s - F 1 (NS)	++	○		
S s - F 2 (EW)	++	○		
S s - N 1	++	○		
S s - N 2 (NS)	++	○		
S s - N 2 (EW)	++	○		

基準地震動 Ss 全波 (6 波) に Ss-F1 及び Ss-F2 の直交方向の成分 (2 波) を加えた全 8 波に対し、, ケース① (基本ケース) を実施し、水平地震動と鉛直地震動それぞれで、最大応答加速度が全時刻で最も大きくなる地震動を用いてケース②及び③を実施する。

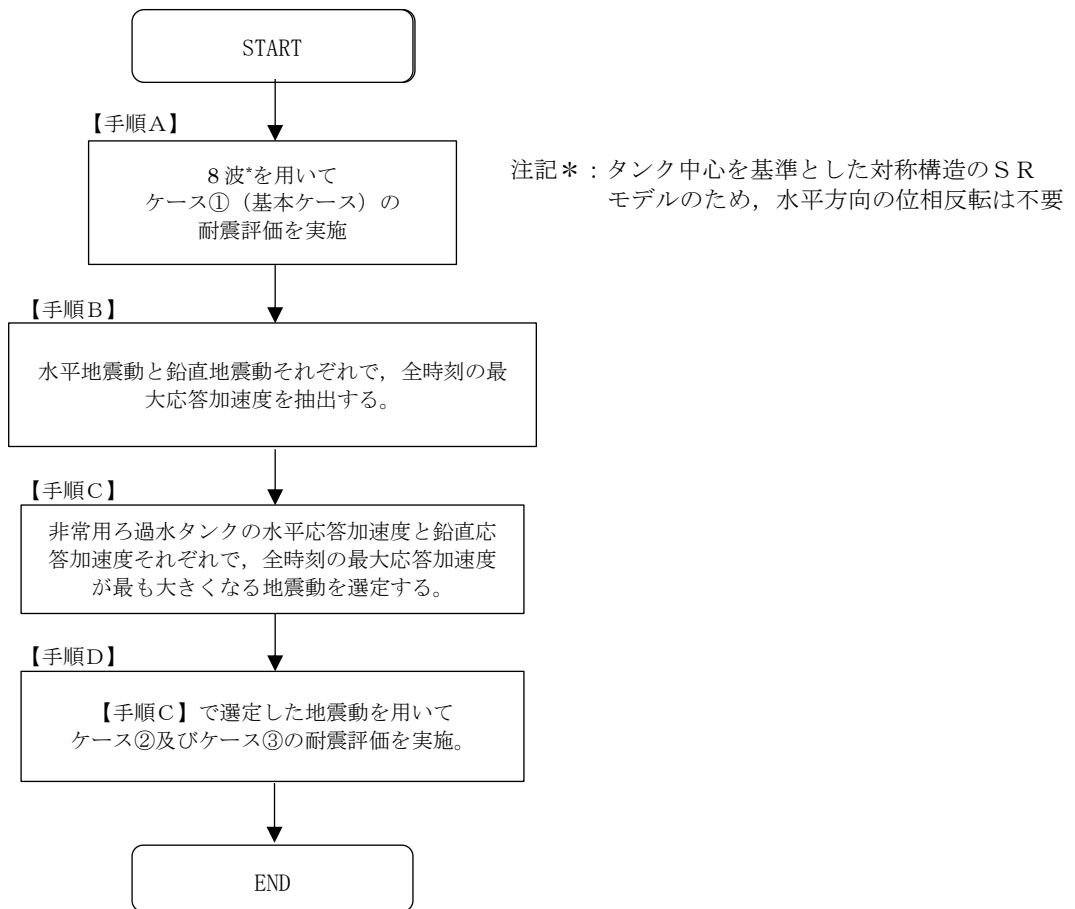


図 1.4-10 応力解析を行う地震動の選定フロー

1.4.6 入力地震動の設定

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

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

図 1.4-11 に入力地震動算定の概念図を示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」及び「microSHAKE/3D」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

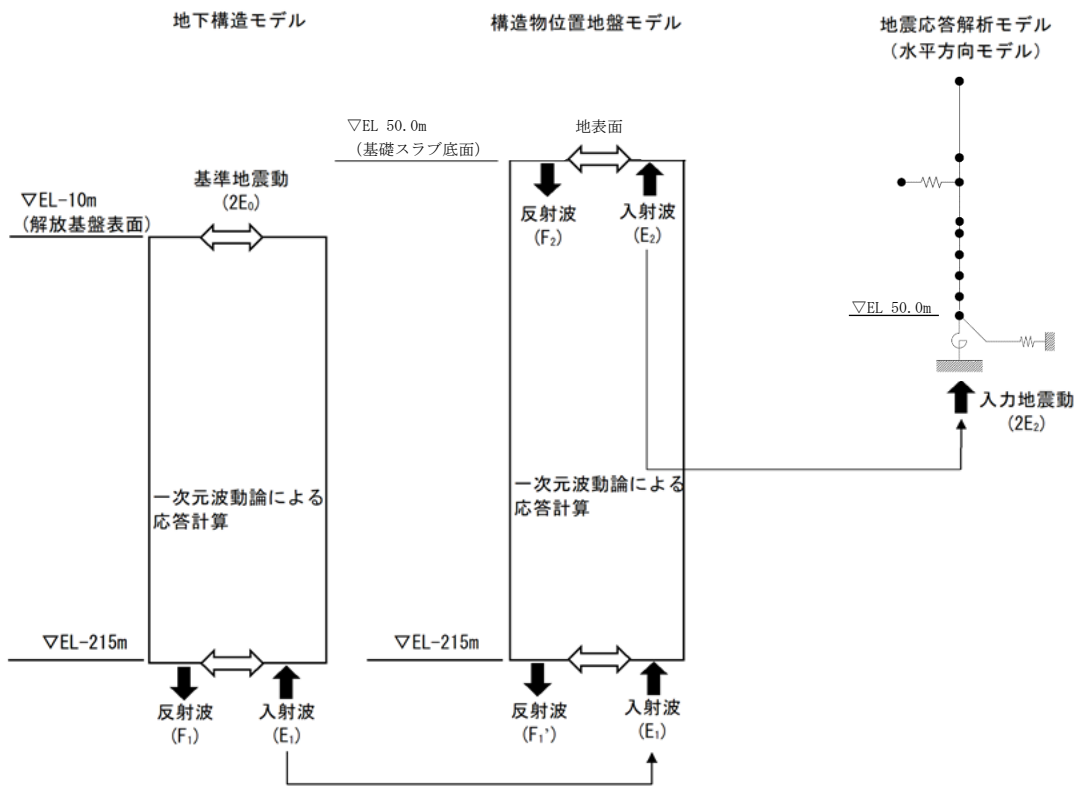
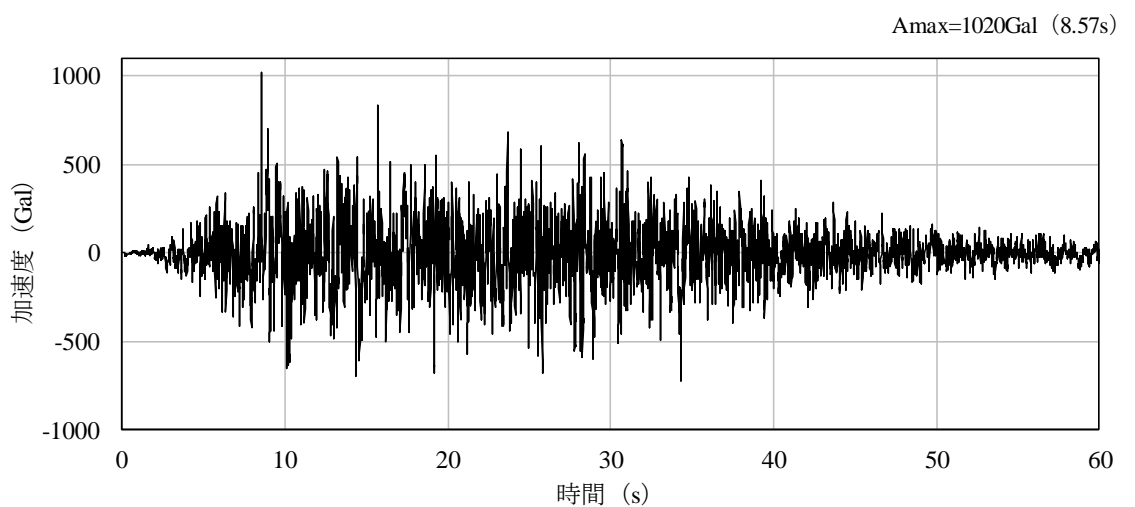


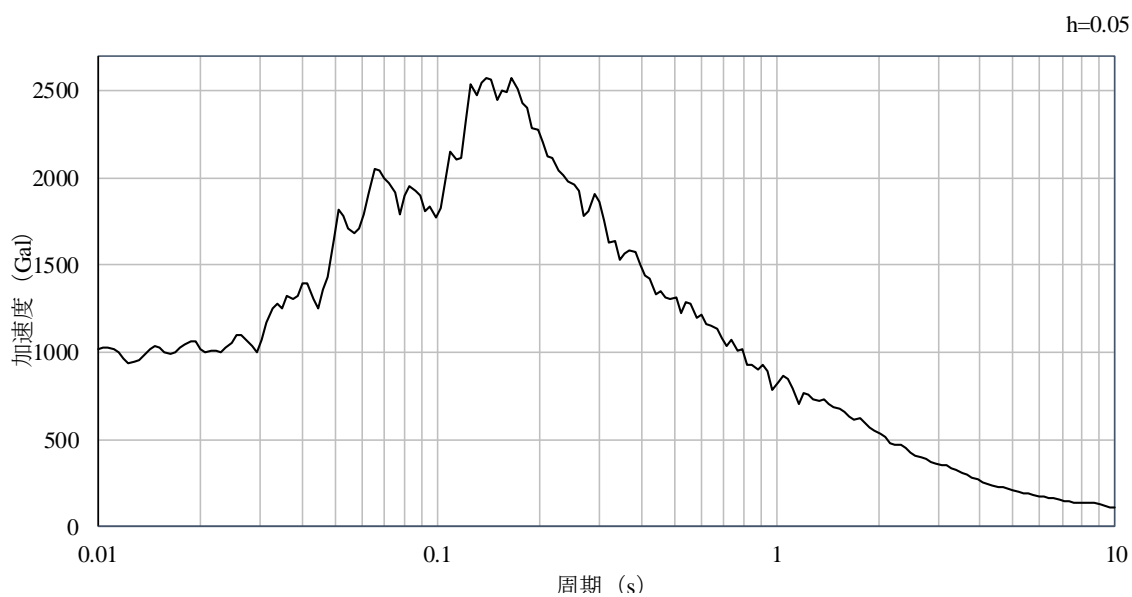
図 1.4-11 入力地震動算定の概念図

(1) 入力地震動

図 1.4-12～図 1.4-28 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。

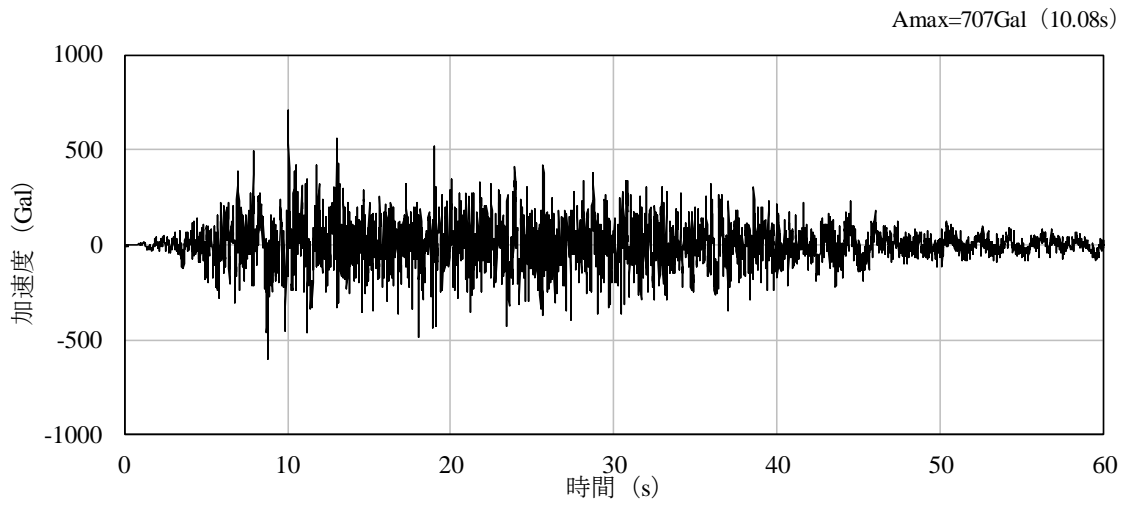


(a) 加速度時刻歴波形

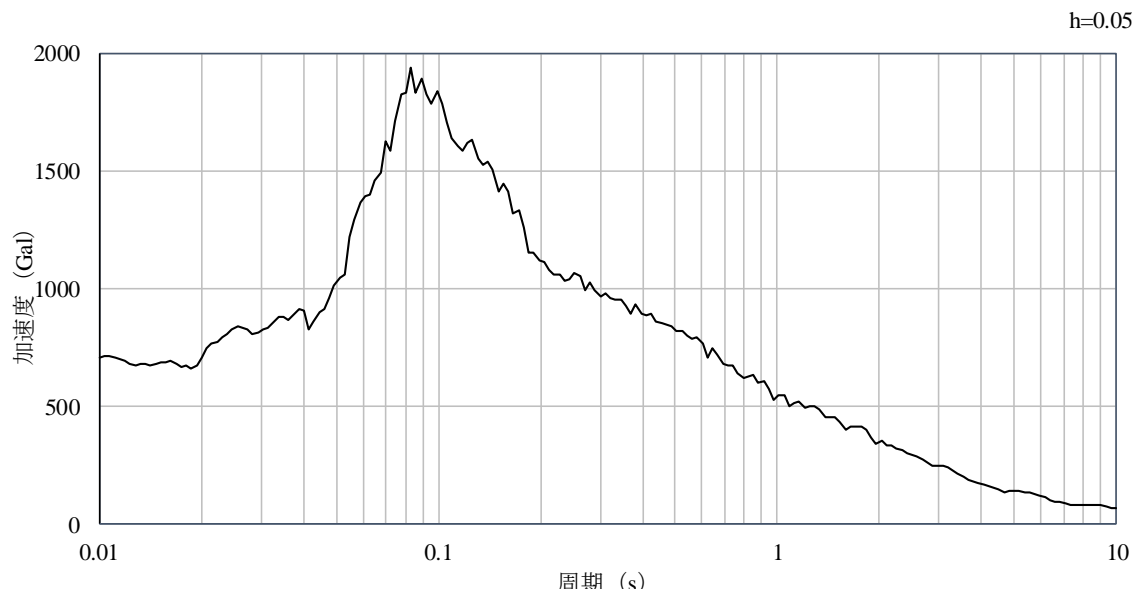


(b) 加速度応答スペクトル

図 1.4-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S_s-D，ケース①)

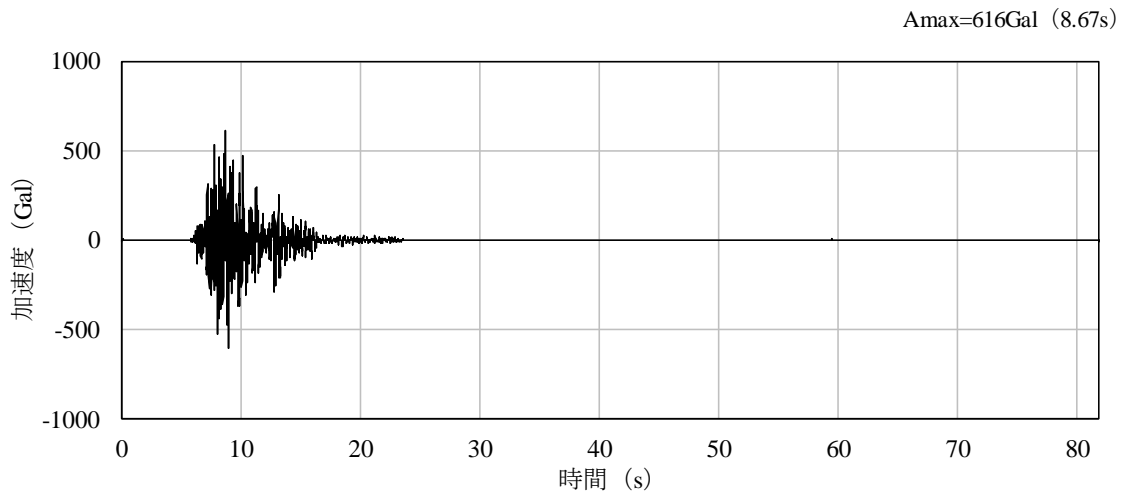


(a) 加速度時刻歴波形

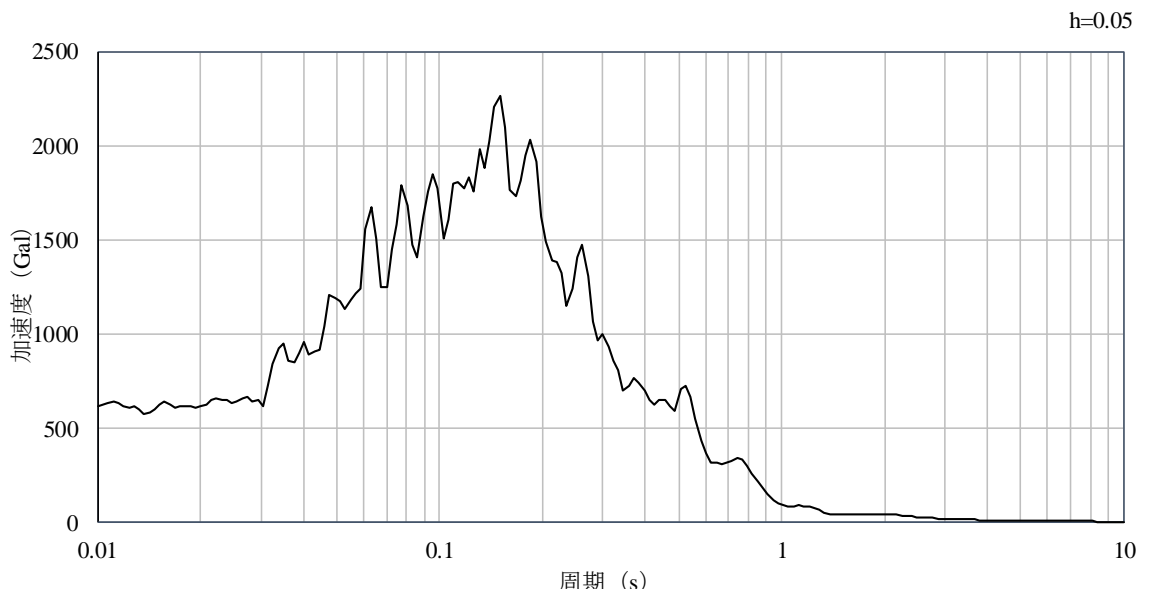


(b) 加速度応答スペクトル

図 1.4-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-D，ケース①)

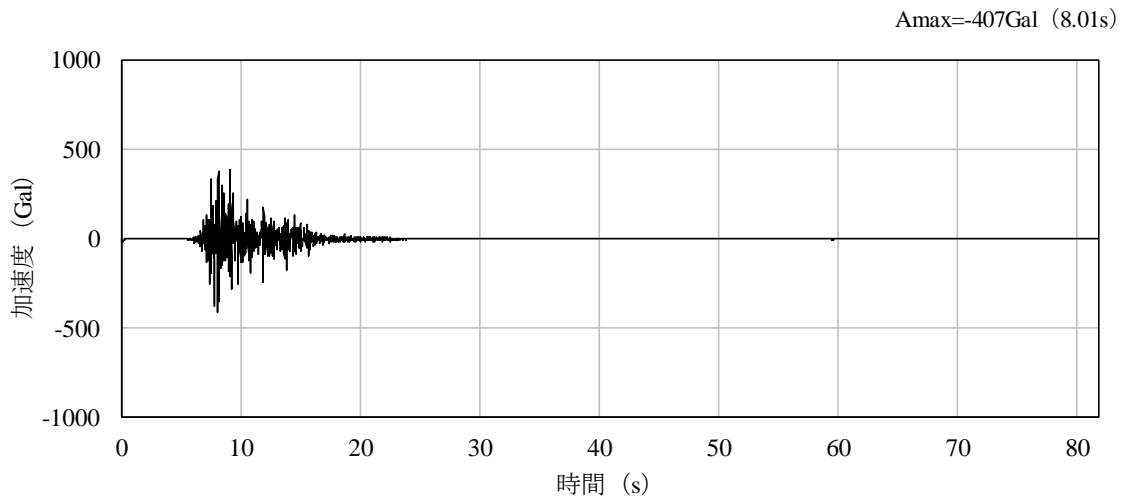


(a) 加速度時刻歴波形

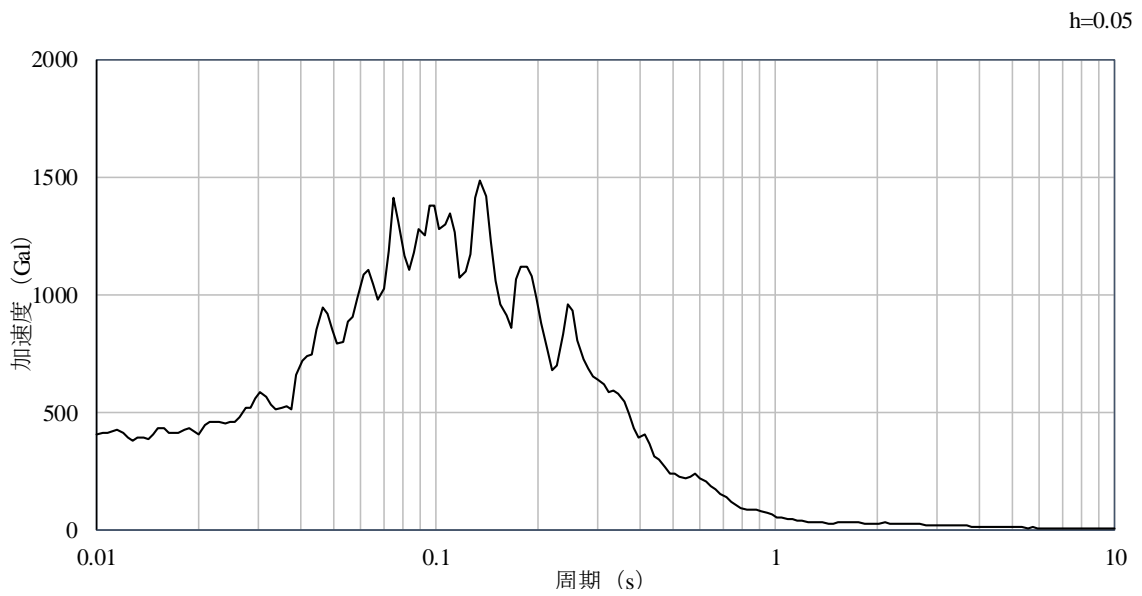


(b) 加速度応答スペクトル

図 1.4-14 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 1，NS方向，ケース①)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 1.4-15 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 1，ケース①)

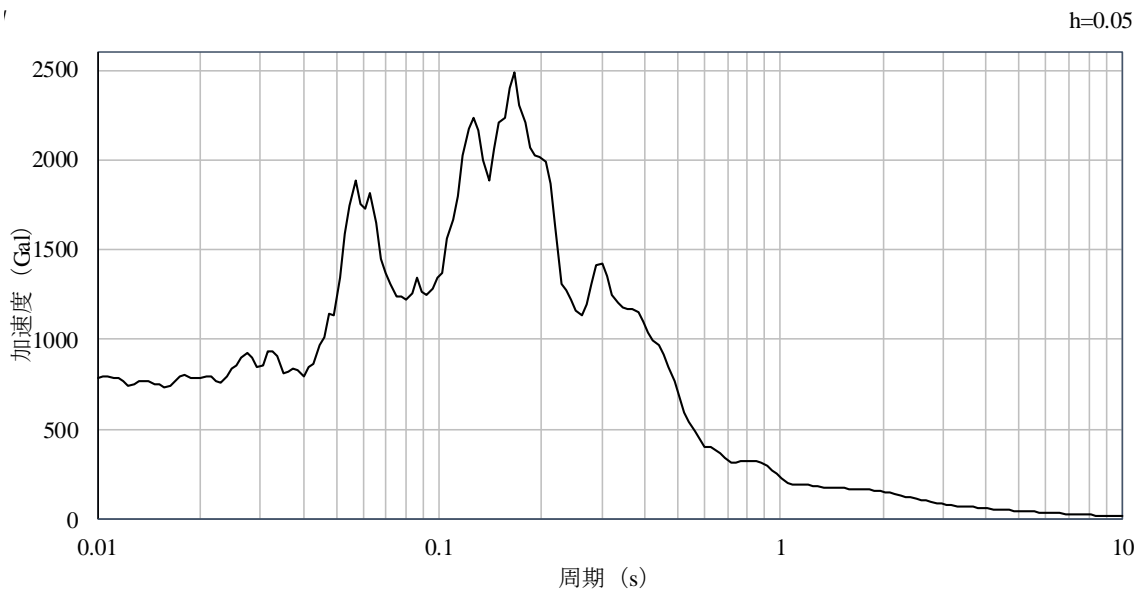
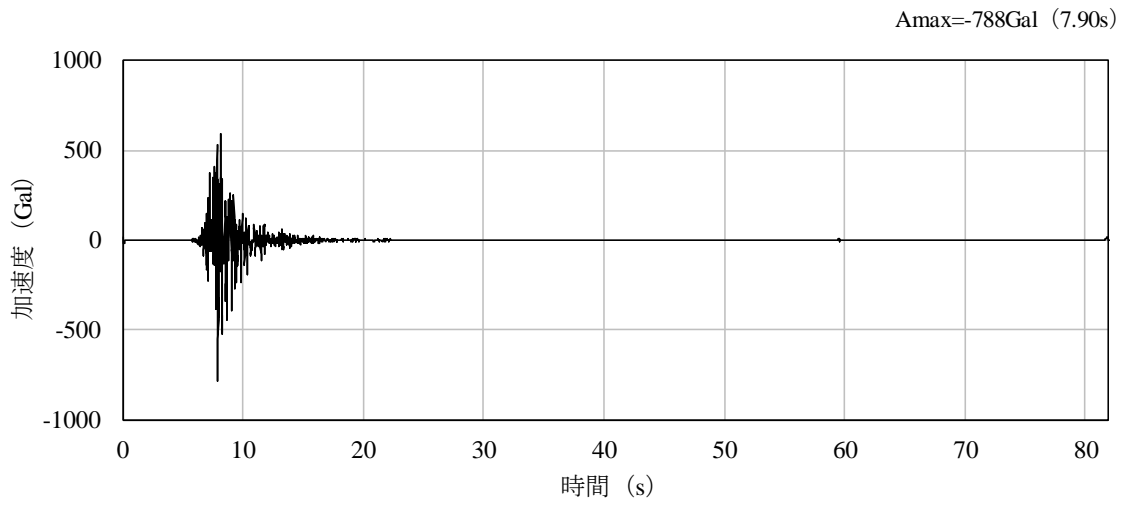


図 1.4-16 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 1, EW方向, ケース①)

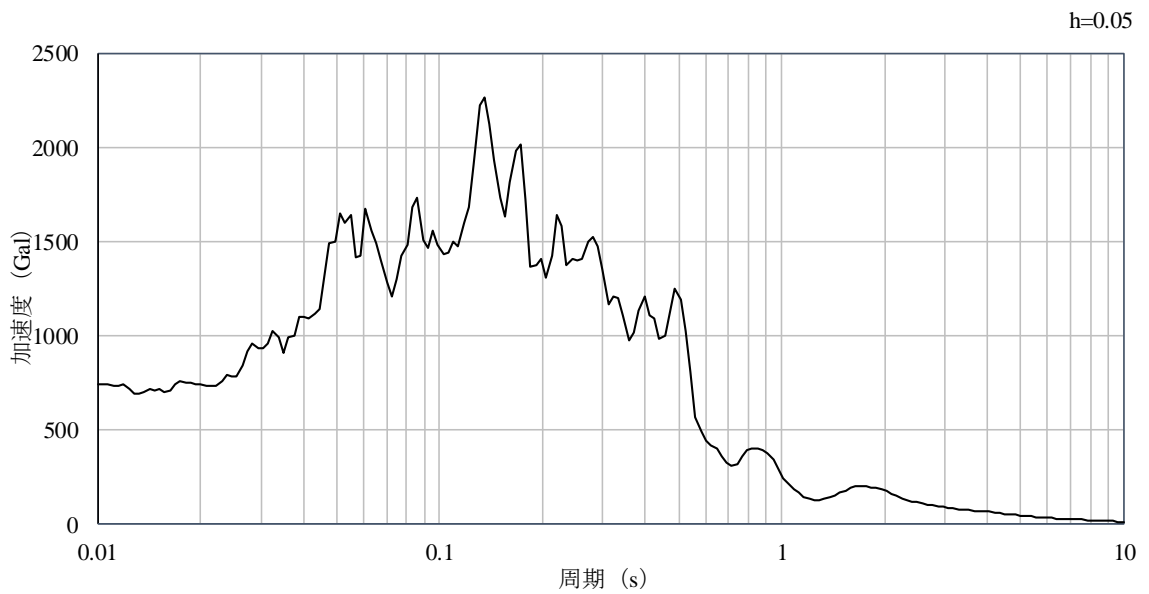
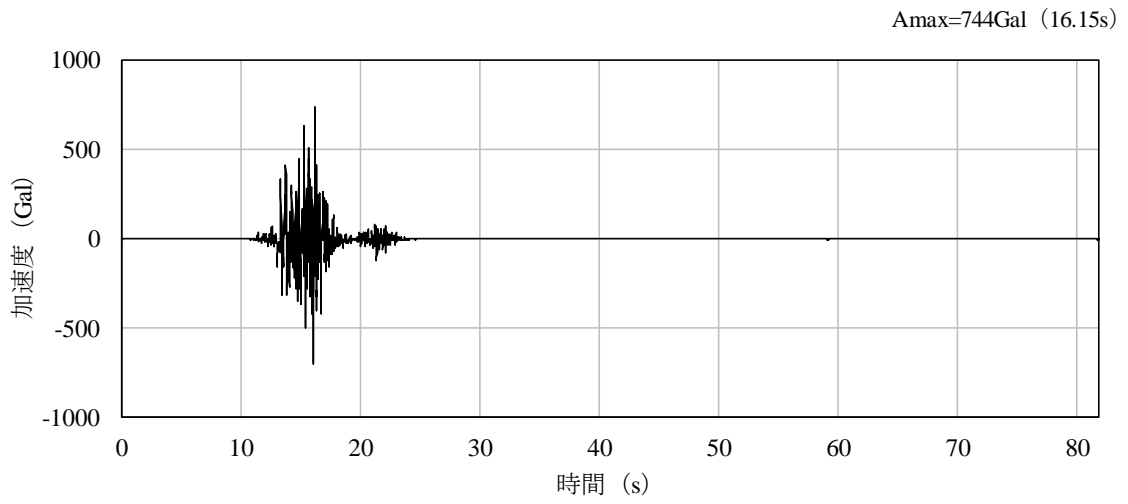
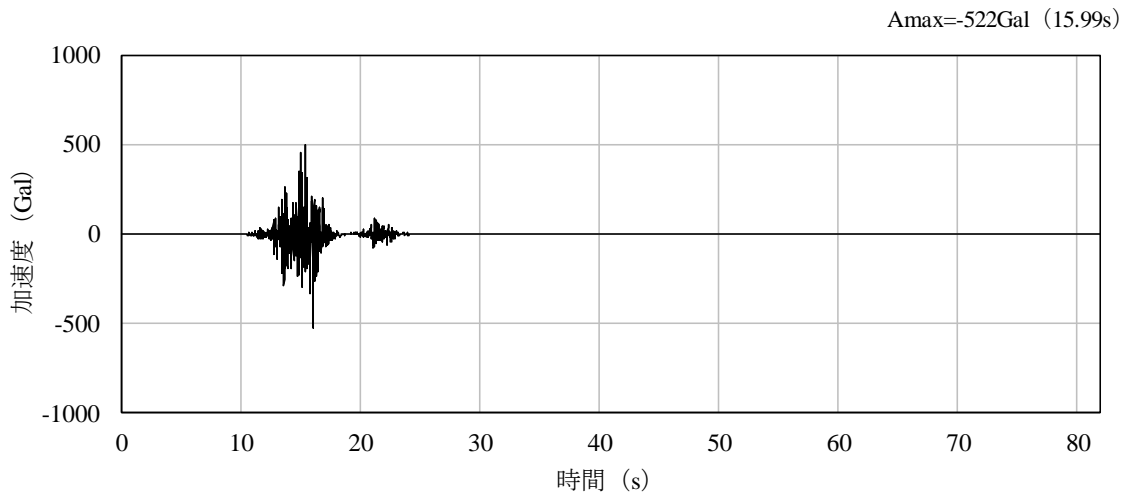
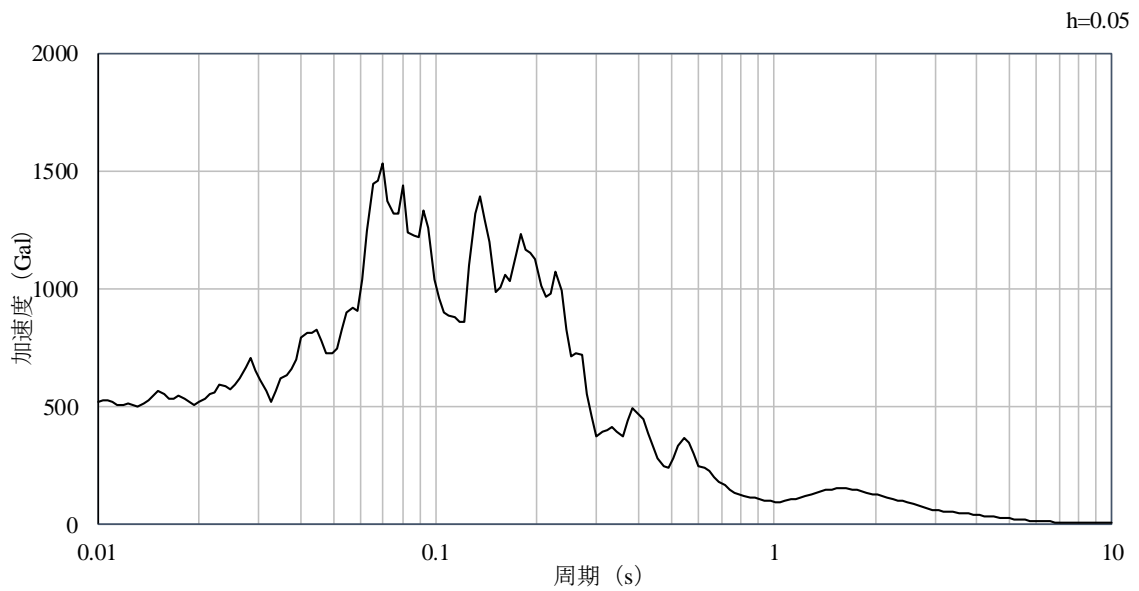


図 1.4-17 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 2, NS方向, ケース①)

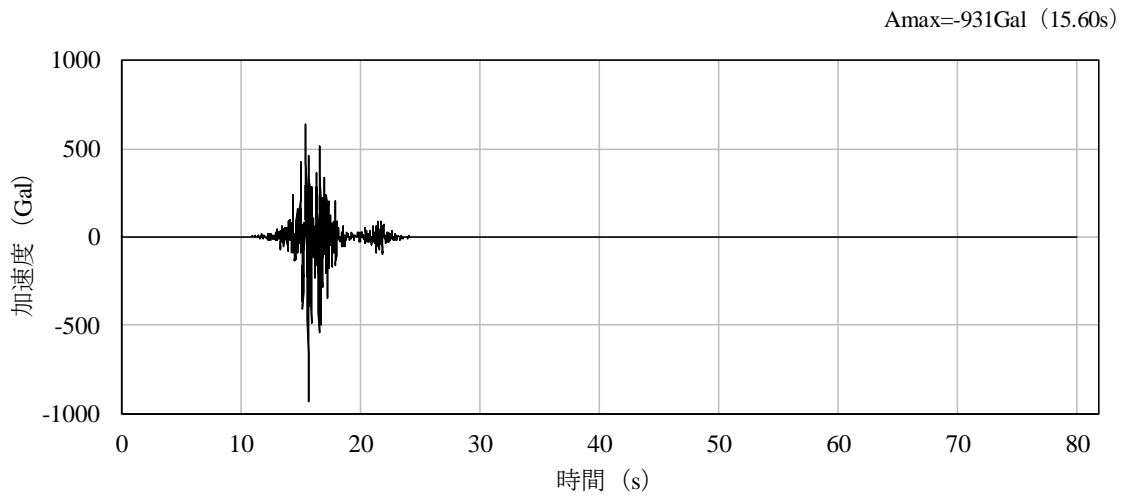


(a) 加速度時刻歴波形

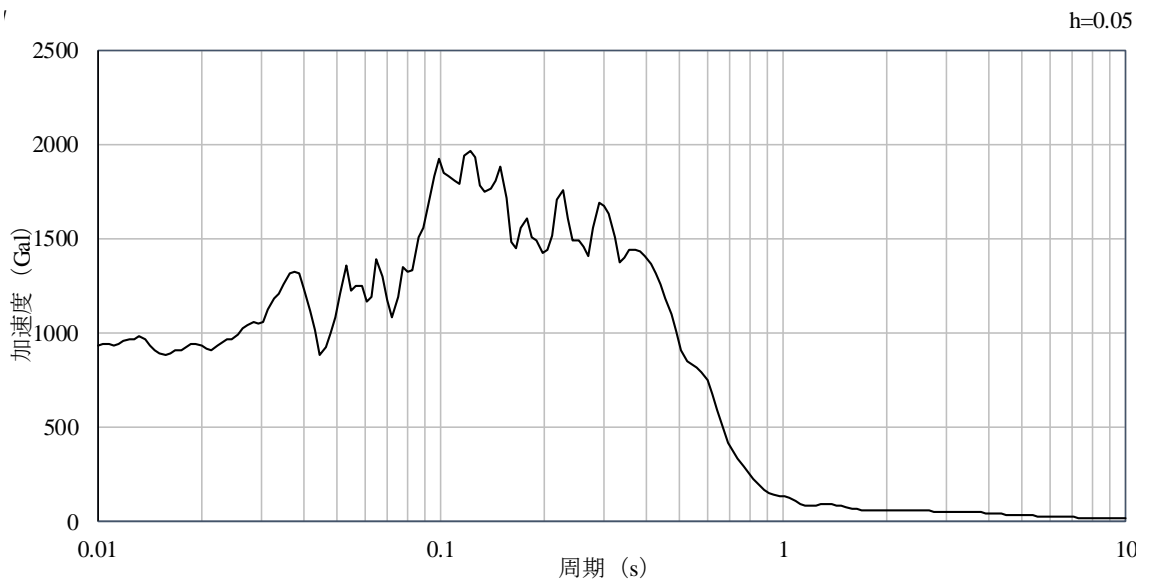


(b) 加速度応答スペクトル

図 1.4-18 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-F2，ケース①)

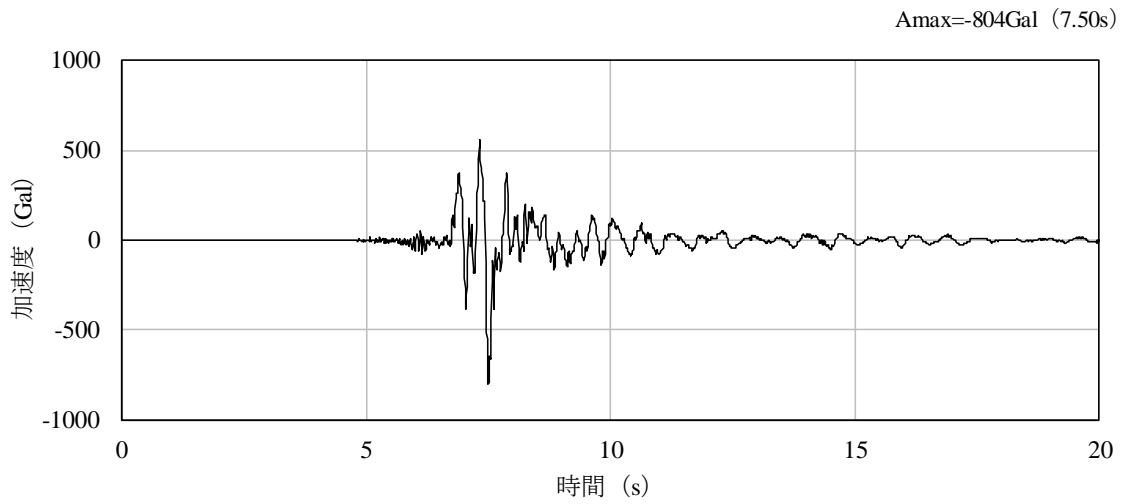


(a) 加速度時刻歴波形

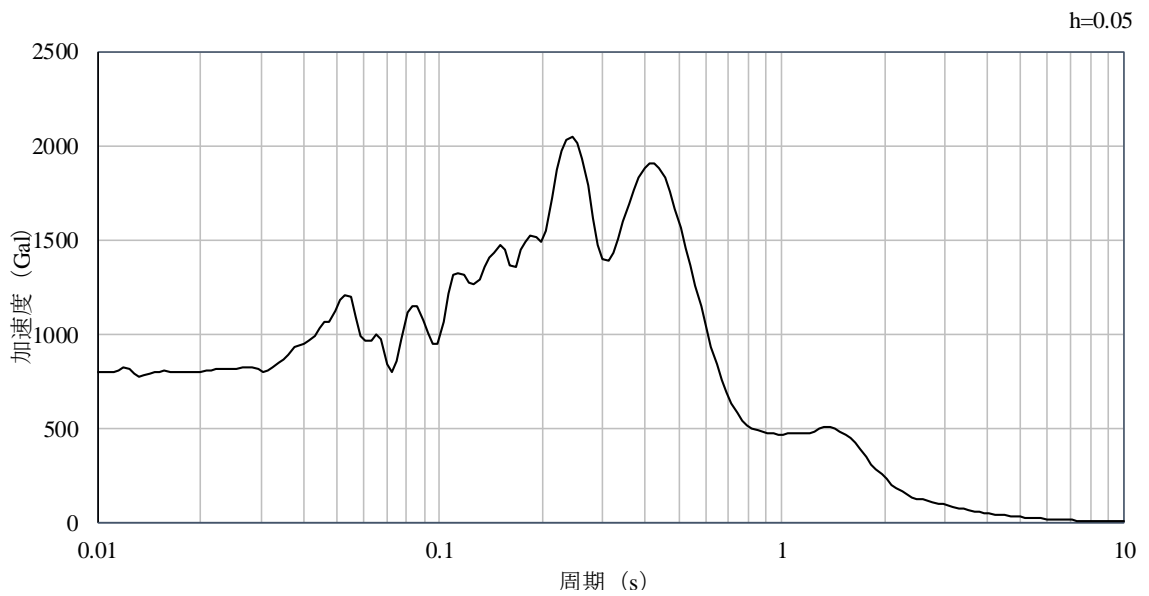


(b) 加速度応答スペクトル

図 1.4-19 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 2, EW方向, ケース①)

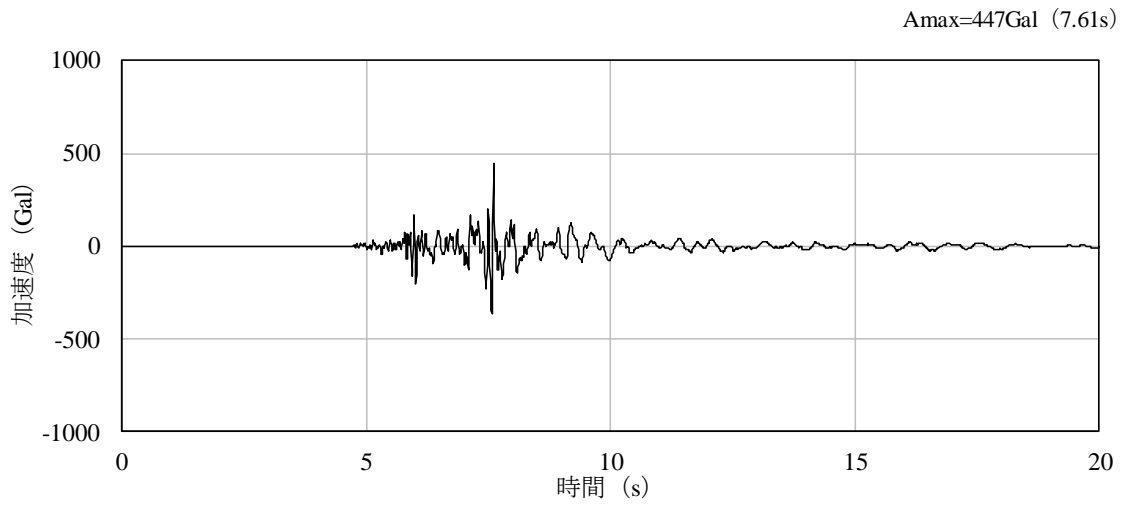


(a) 加速度時刻歴波形

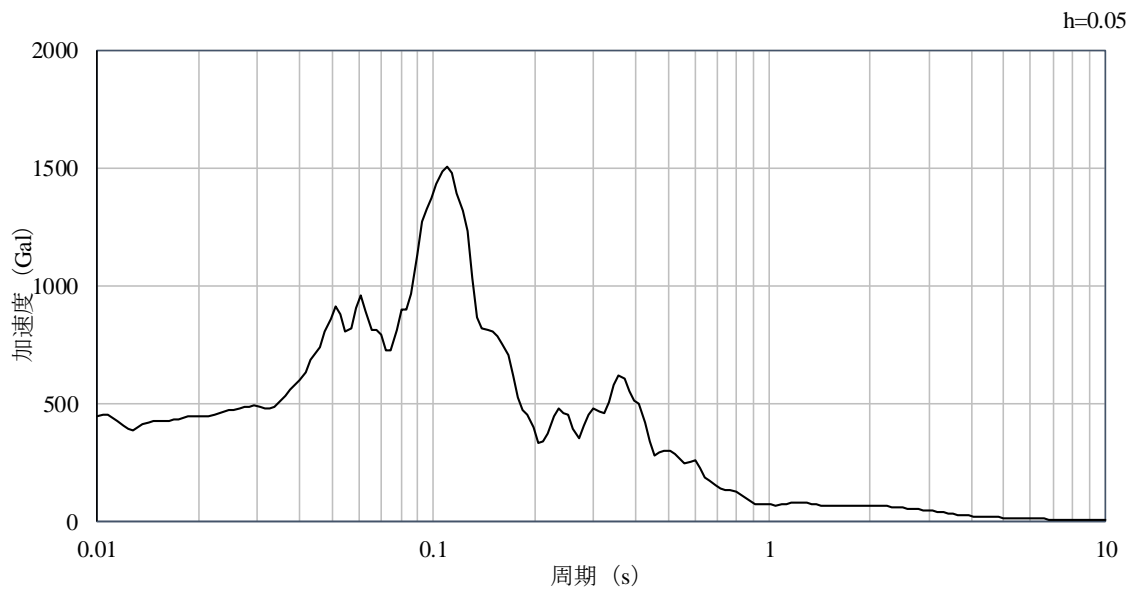


(b) 加速度応答スペクトル

図 1.4-20 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-N1，ケース①)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 1.4-21 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，ケース①)

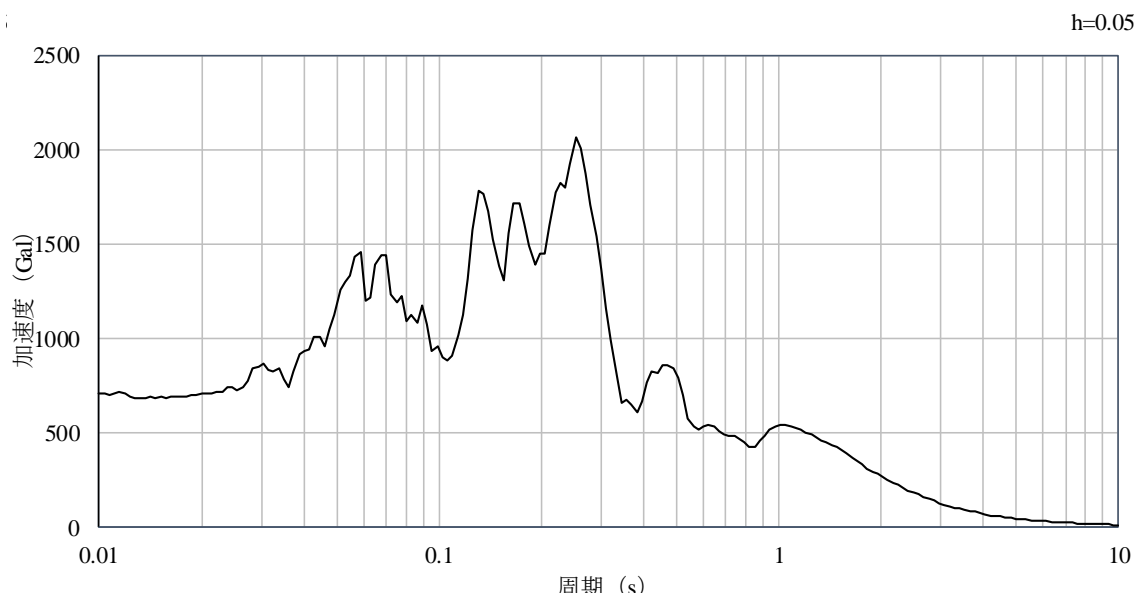
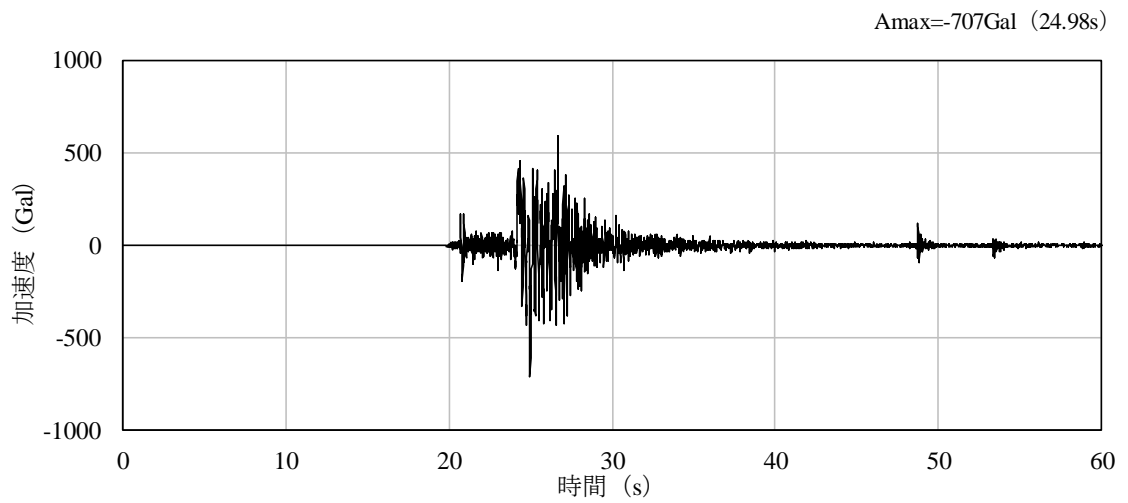
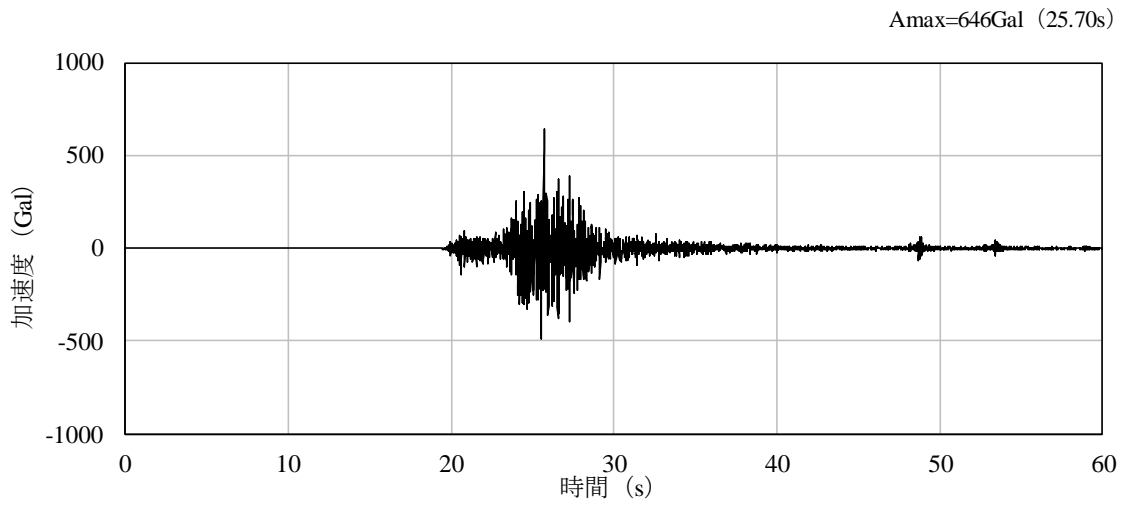
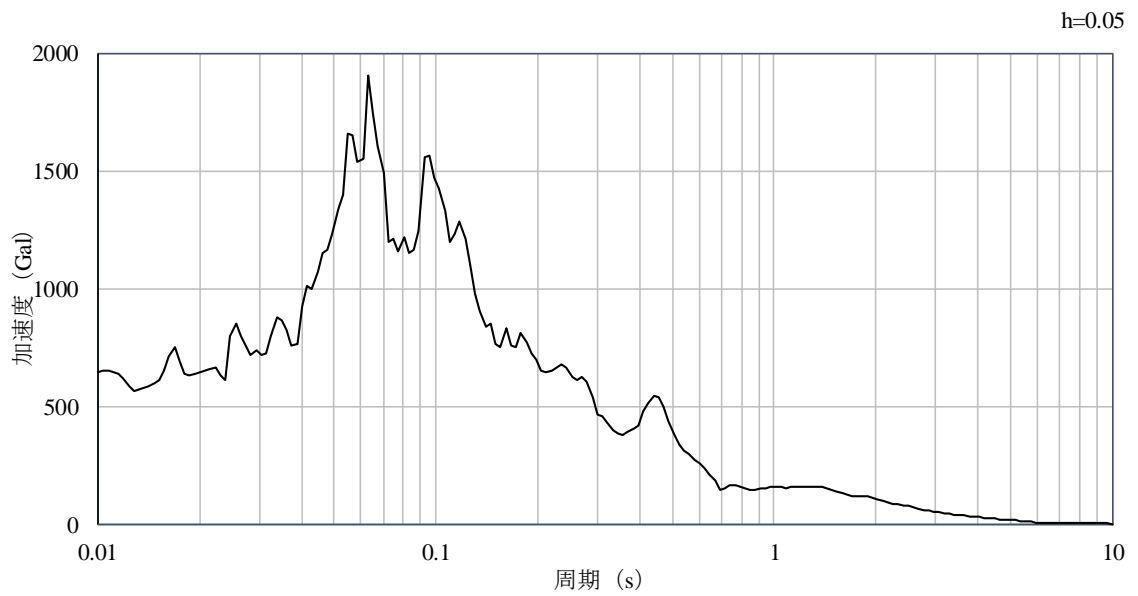


図 1.4-22 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
 (水平成分：S_s-N2 (NS), ケース①)

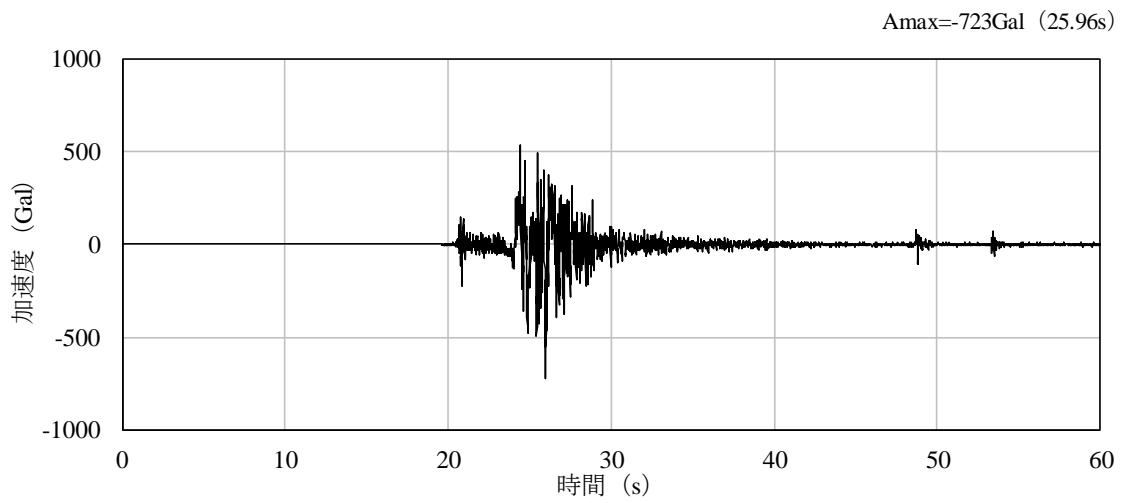


(a) 加速度時刻歴波形

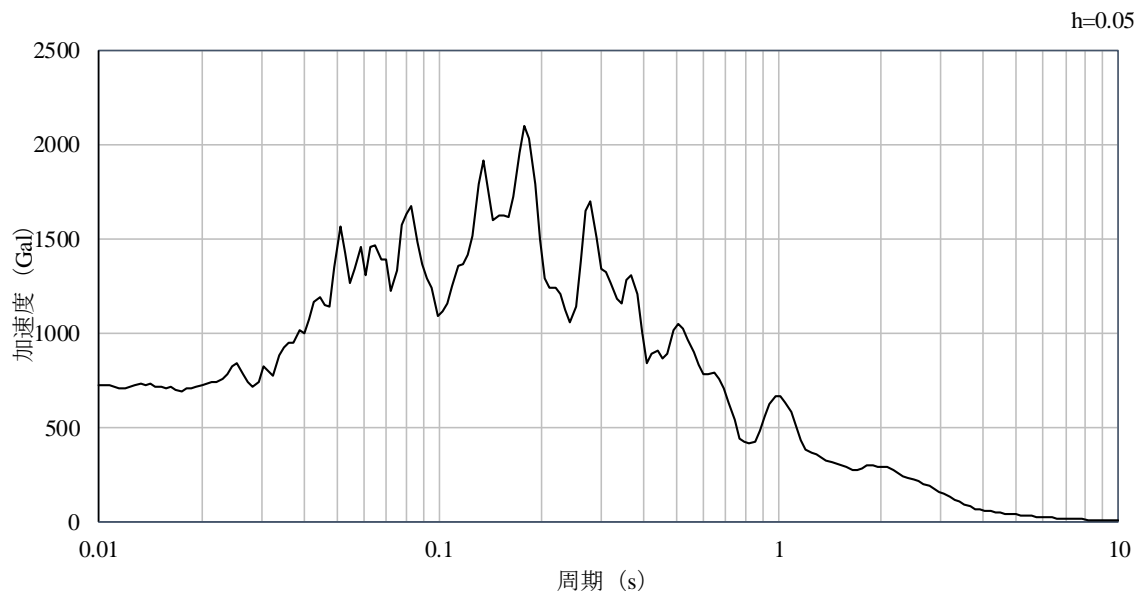


(b) 加速度応答スペクトル

図 1.4-23 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
(鉛直成分：S s - N 2，ケース①)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 1.4-24 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
(水平成分：S_s-N2 (EW), ケース①)

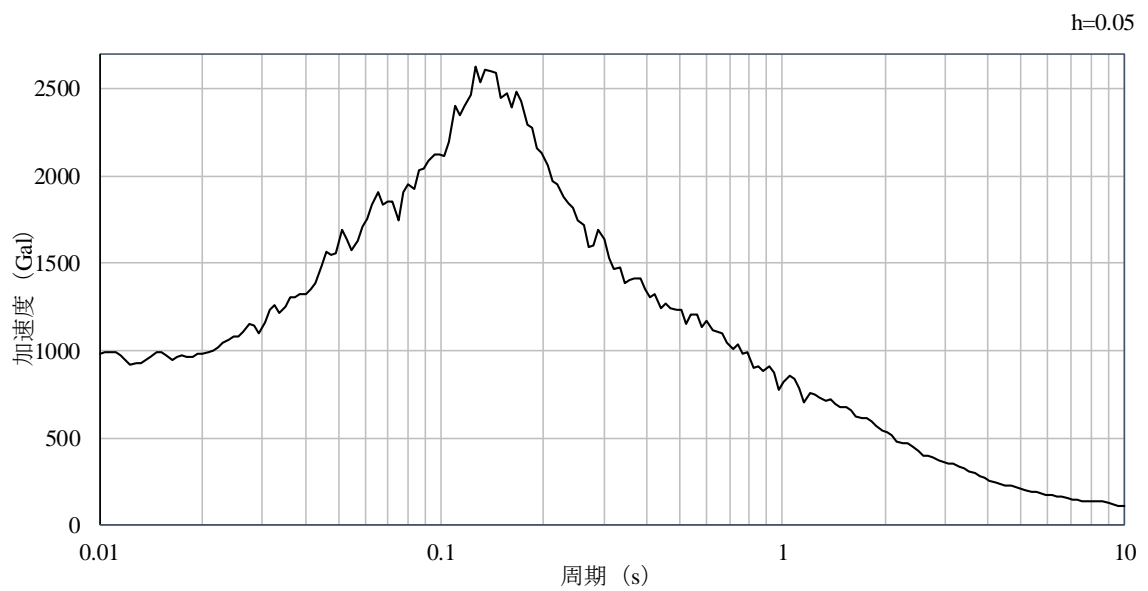
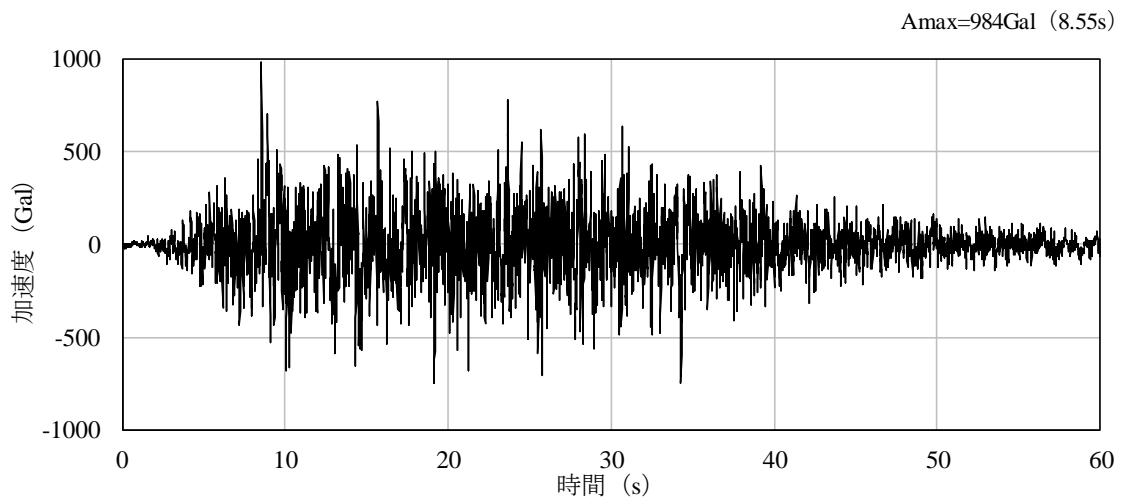


図 1.4-25 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s -D, ケース②)

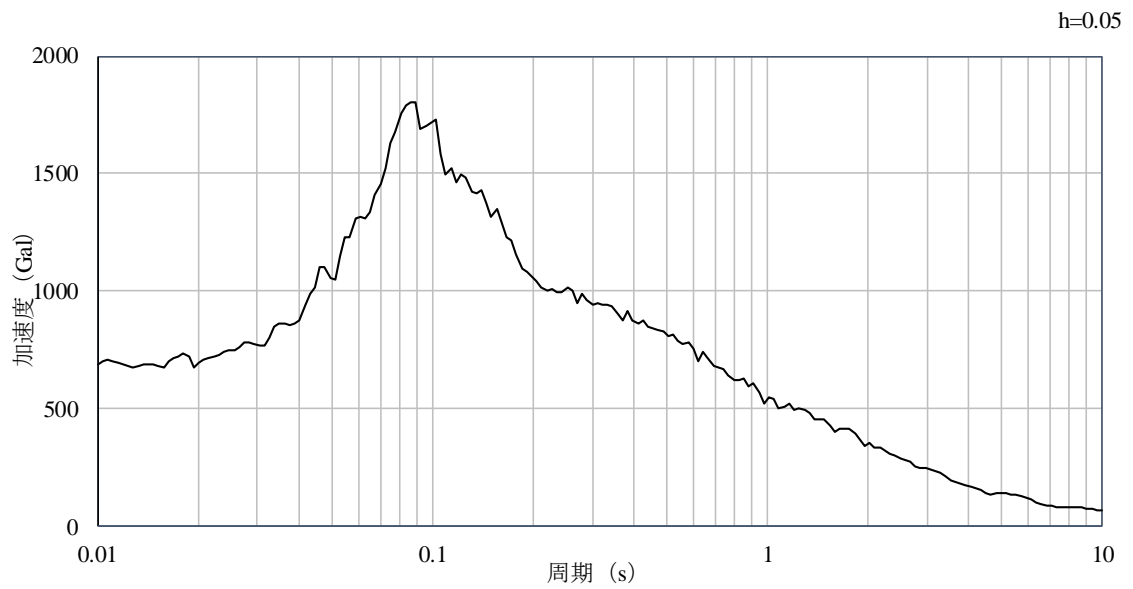
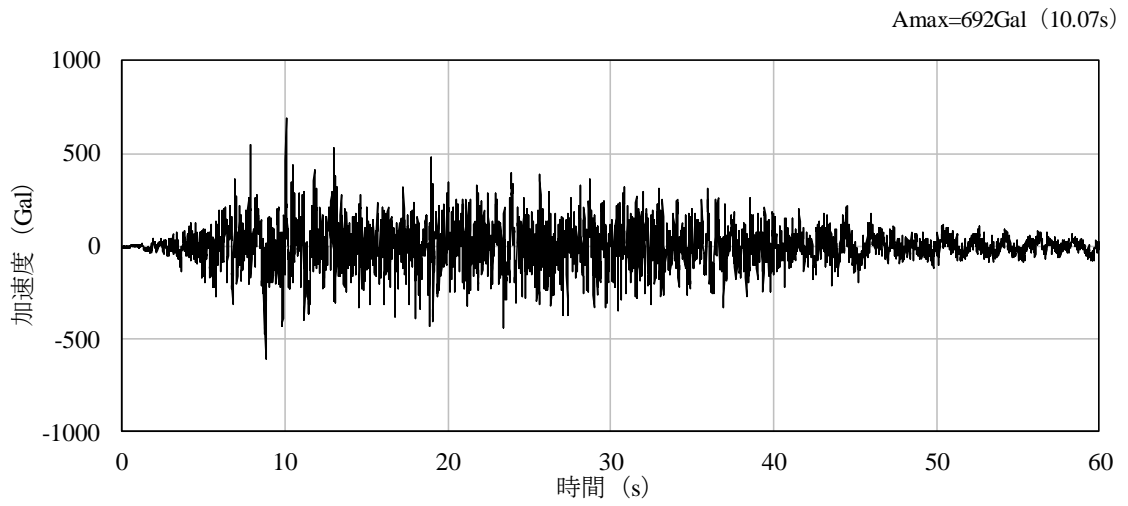
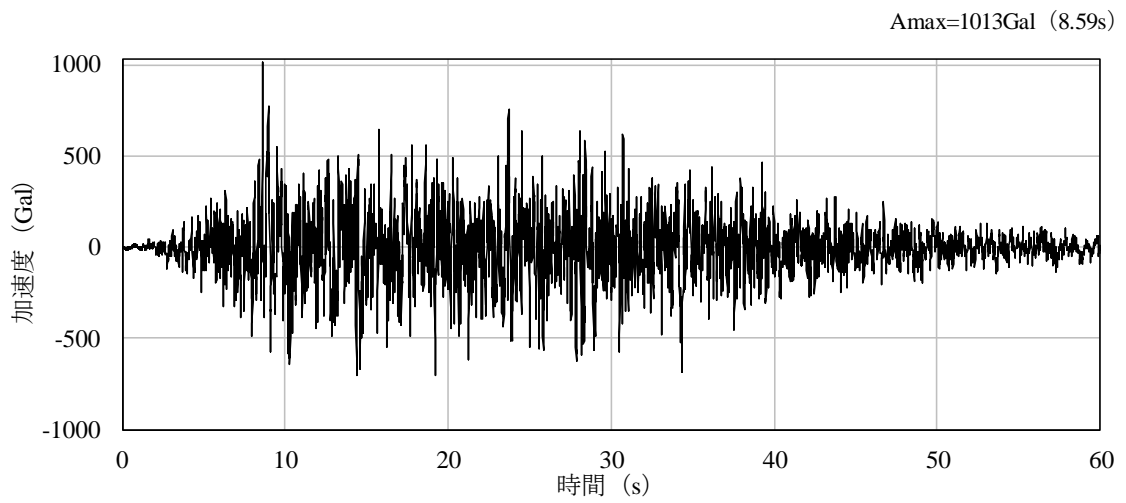
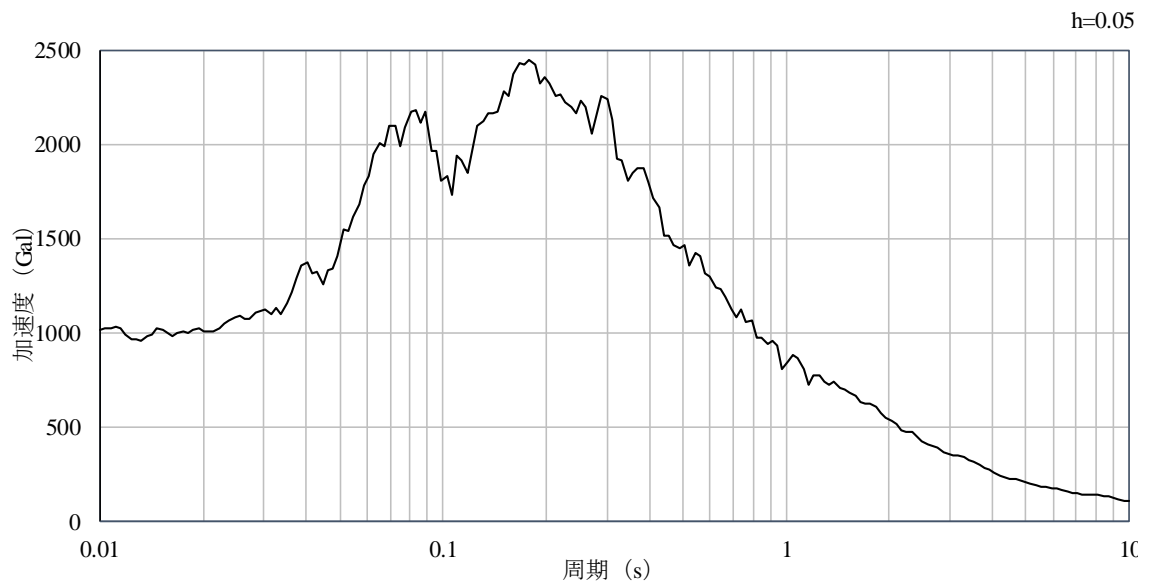


図 1.4-26 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-D，ケース②)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 1.4-27 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S_s-D, ケース③)

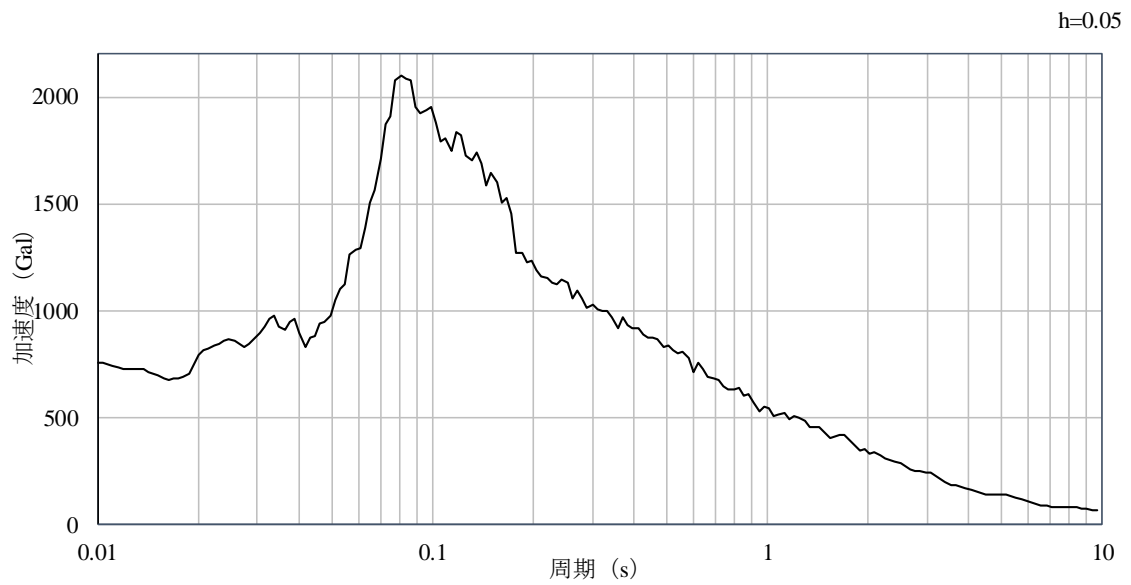
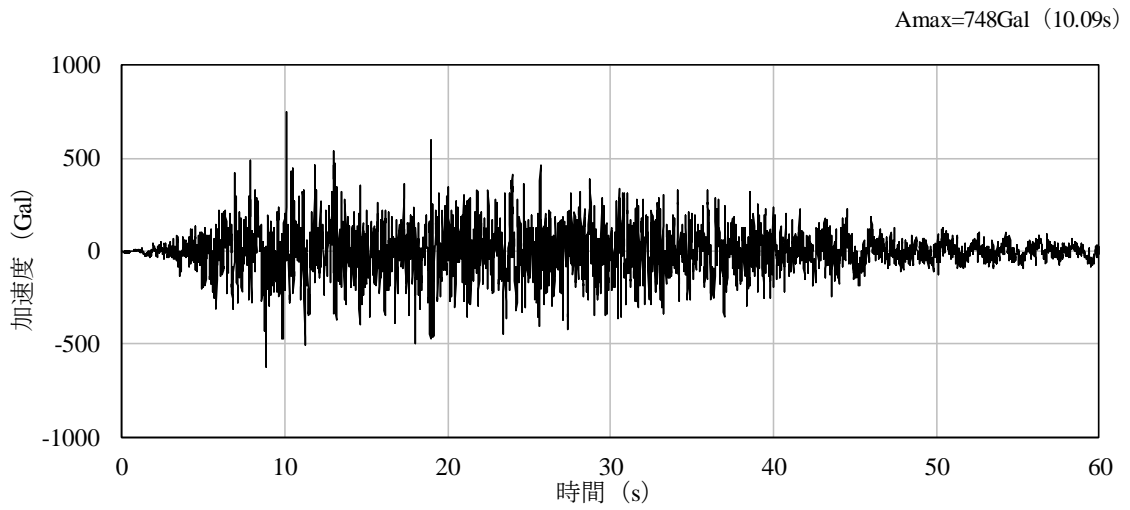


図 1.4-28 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-D，ケース③)

1.4.7 地震応答解析結果

(1) 解析ケース①

全時刻における最大応答加速度を図 1.4-29 及び図 1.4-30 に、最大応答加速度一覧を表 1.4-10 及び表 1.4-11 に示す。非常用ろ過水タンクの全質点において、応答加速度が最大となるのは、Ss-Dである。

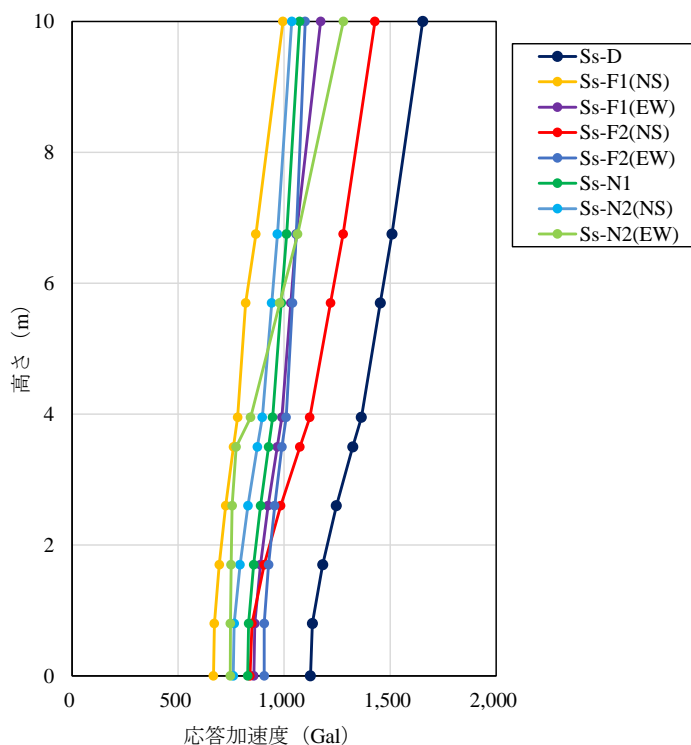


図 1.4-29 最大応答加速度

(水平方向, 解析ケース① (地盤物性のばらつき: 平均ケース))

表 1.4-10 最大応答加速度一覧

(水平方向, 解析ケース① (地盤物性のばらつき: 平均ケース))

EL m	質点番号	最大応答加速度 (Gal) *								最大値
		Ss-D	Ss-F1 (NS)	Ss-F1 (EW)	Ss-F2 (NS)	Ss-F2 (EW)	Ss-N1	Ss-N2 (NS)	Ss-N2 (EW)	
60.000	9	1654	995	1173	1428	1100	1073	1036	1280	1654
56.750	8	1509	867	1057	1279	1058	1012	968	1064	1509
55.698	7	1454	819	1032	1219	1040	987	941	979	1454
53.950	6	1364	781	990	1121	1010	946	897	842	1364
53.500	5	1324	761	968	1075	990	927	874	774	1324
52.600	4	1247	724	924	983	956	889	829	755	1247
51.700	3	1182	694	888	906	927	857	792	750	1182
50.800	2	1134	671	862	849	906	833	764	747	1134
50.000	1	1124	667	857	839	906	829	760	746	1124

注記*: ハッチングはSs-D～Ss-N2(EW)の最大応答値のうち最も大きい値を示す。

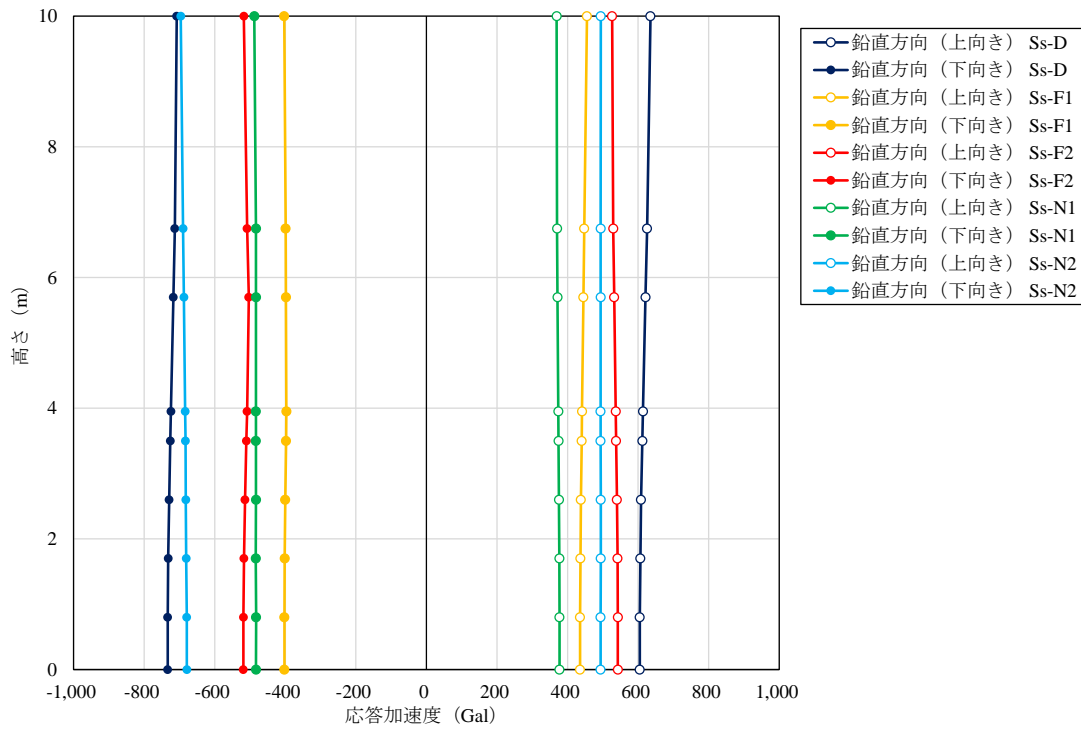


図 1.4-30 最大応答加速度

(鉛直方向, 解析ケース① (地盤物性のばらつき: 平均ケース))

表 1.4-11 最大応答加速度一覧

(鉛直方向, 解析ケース① (地盤物性のばらつき: 平均ケース))

EL m	質点番号	最大応答加速度 (Gal) *											
		下向き						上向き					
		Ss-D	Ss-F1	Ss-F2	Ss-N1	Ss-N2	最大値	Ss-D	Ss-F1	Ss-F2	Ss-N1	Ss-N2	最大値
60.000	9	-708	-403	-517	-488	-696	-708	635	455	526	369	494	635
56.750	8	-713	-399	-508	-483	-690	-713	625	447	530	370	494	625
55.698	7	-717	-398	-503	-483	-687	-717	621	445	532	372	494	621
53.950	6	-724	-397	-508	-483	-684	-724	614	441	537	374	494	614
53.500	5	-726	-398	-510	-483	-683	-726	612	440	538	375	494	612
52.600	4	-729	-400	-514	-483	-682	-729	608	438	540	376	494	608
51.700	3	-732	-402	-517	-484	-681	-732	607	437	542	377	494	607
50.800	2	-733	-402	-519	-483	-679	-733	605	435	543	377	494	605
50.000	1	-733	-403	-519	-483	-679	-733	605	435	543	377	494	605

注記*: ハッチングはSs-D~Ss-N2の最大応答値のうち最も大きい値を示す。

(2) 解析ケース②及び解析ケース③

「(1) 解析ケース①」で水平方向の応答加速度が最大となる S s - D の解析ケース②及び解析ケース③に対する全時刻最大の応答加速度を図 1.4-31～図 1.4-34 に、最大応答加速度一覧を表 1.4-12～表 1.4-15 に示す。この結果より、解析ケース②において、最上部の質点（質点 9）の水平方向応答加速度（=1,715Gal）が、僅かに解析ケース①の結果（=1,654Gal）を上回ったものの、その他の質点（質点 1～8）では、解析ケース①の水平方向応答加速度が最大となる。そのため次章以降の地震応答解析（屋根モデル）及び応力解析については、解析ケース①、地震動 S s - D について実施する。

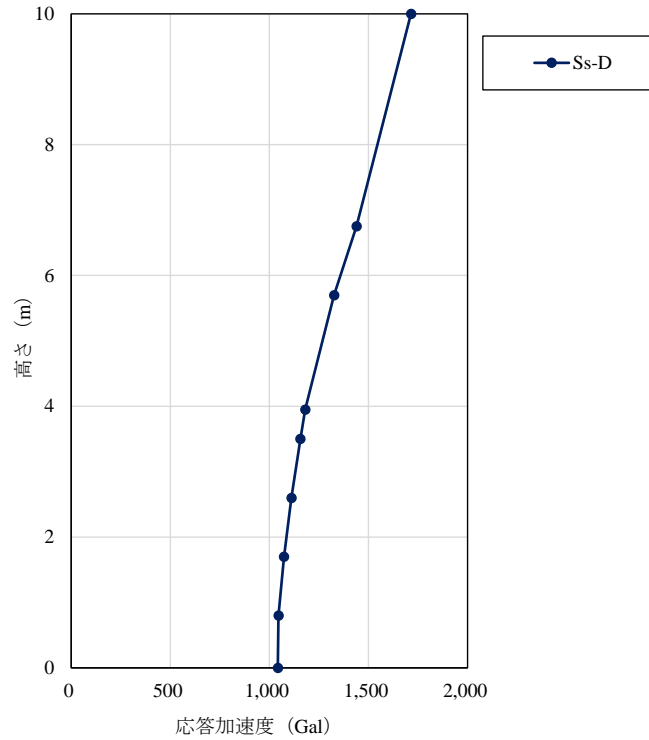


図 1.4-31 最大応答加速度

(水平方向, 解析ケース② (地盤物性のばらつき : +1σ))

表 1.4-12 最大応答加速度一覧

(水平方向, 解析ケース② (地盤物性のばらつき : +1σ))

EL m	質点番号	最大応答加速度 (Gal)
		Ss-D
60.000	9	1715
56.750	8	1440
55.698	7	1327
53.950	6	1181
53.500	5	1157
52.600	4	1111
51.700	3	1074
50.800	2	1046
50.000	1	1043

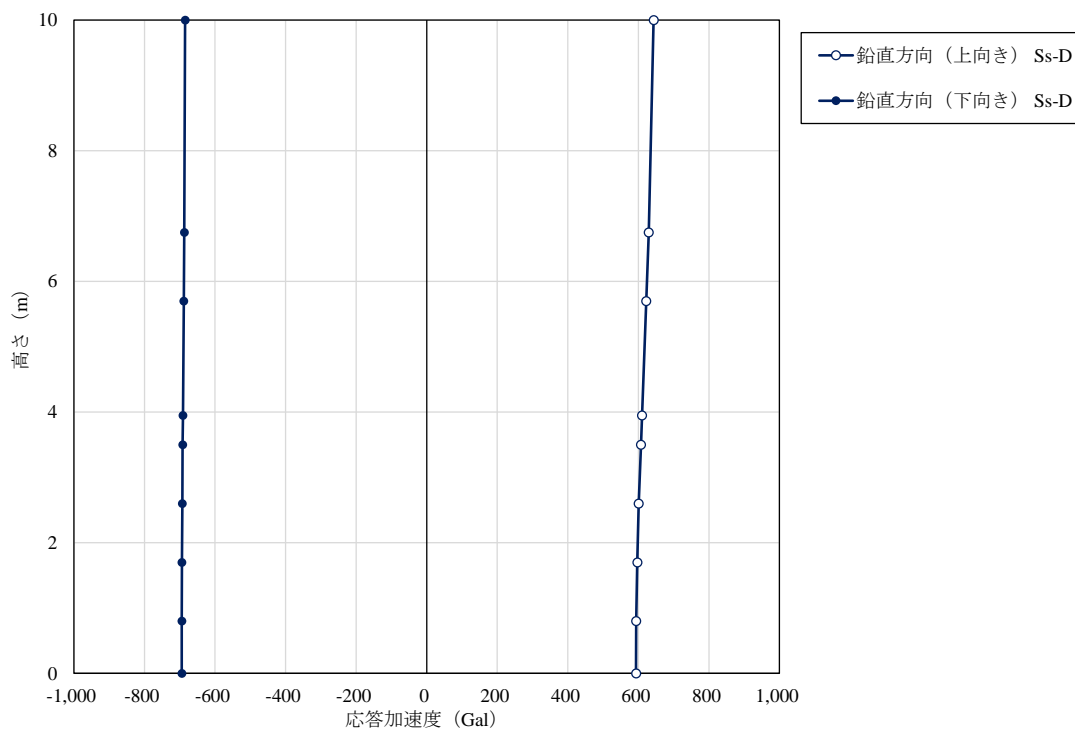


図 1.4-32 最大応答加速度
(鉛直方向, 解析ケース② (地盤物性のばらつき : $+1\sigma$))

表 1.4-13 最大応答加速度一覧
(鉛直方向, 解析ケース② (地盤物性のばらつき : $+1\sigma$))

EL m	質点番号	最大応答加速度 (Gal)	
		下向き	上向き
		Ss-D	
60.000	9	-685	643
56.750	8	-687	629
55.698	7	-689	622
53.950	6	-691	610
53.500	5	-692	607
52.600	4	-693	601
51.700	3	-694	597
50.800	2	-694	594
50.000	1	-694	593

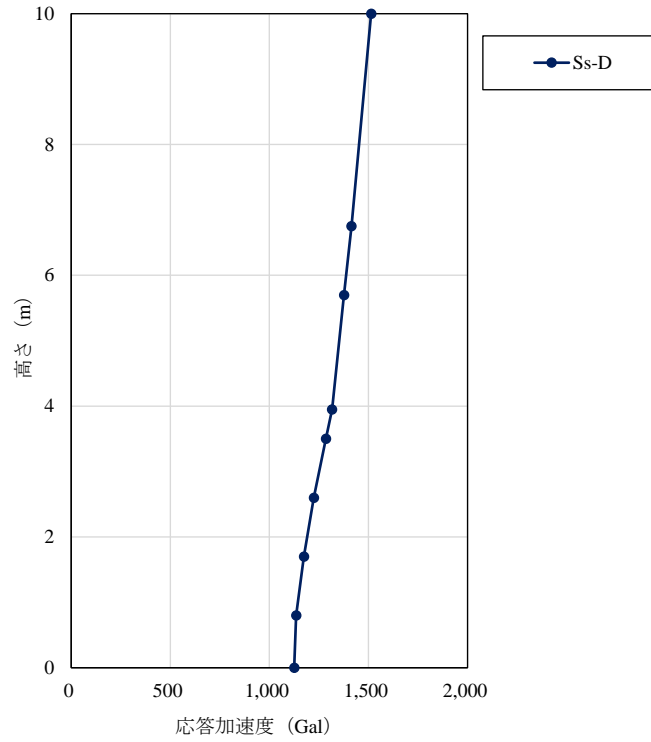


図 1.4-33 最大応答加速度

(水平方向, 解析ケース③ (地盤物性のばらつき: -1σ))

表 1.4-14 最大応答加速度一覧

(水平方向, 解析ケース③ (地盤物性のばらつき: -1σ))

EL m	質点番号	最大応答加速度 (Gal)
		Ss-D
60.000	9	1514
56.750	8	1414
55.698	7	1377
53.950	6	1316
53.500	5	1285
52.600	4	1224
51.700	3	1174
50.800	2	1135
50.000	1	1126

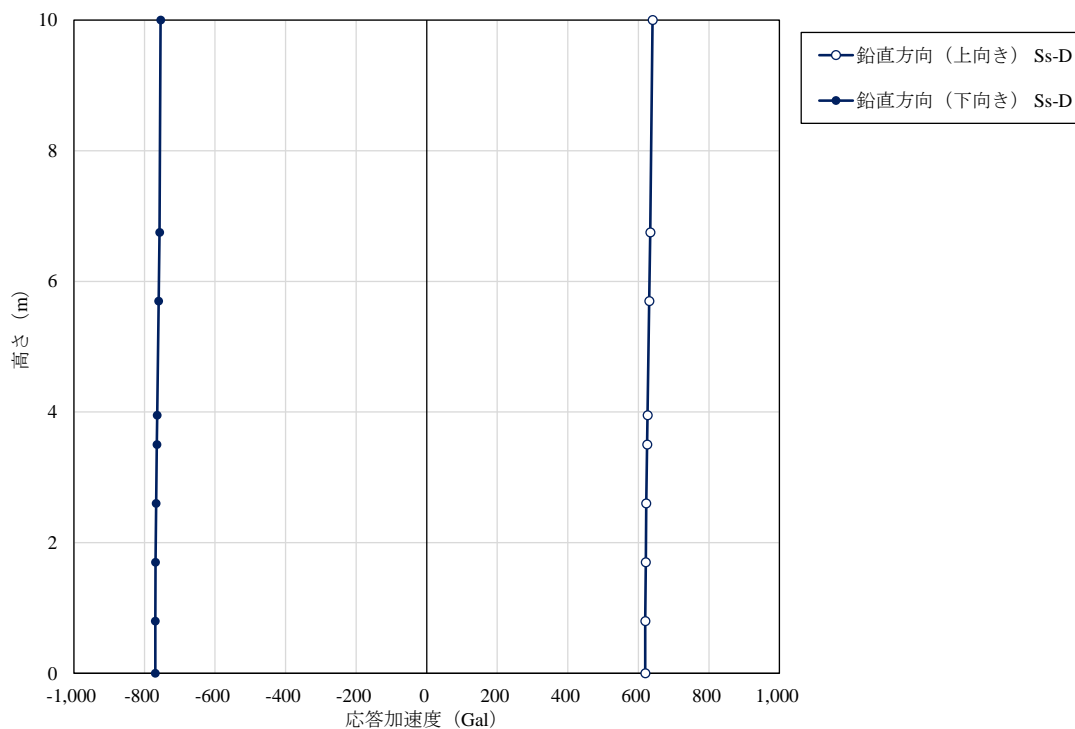


図 1.4-34 最大応答加速度

(鉛直方向, 解析ケース③ (地盤物性のばらつき: -1σ))

表 1.4-15 最大応答加速度一覧

(鉛直方向, 解析ケース③ (地盤物性のばらつき: -1σ))

EL m	質点番号	最大応答加速度 (Gal)	
		下向き	上向き
		Ss-D	
60.000	9	-754	640
56.750	8	-757	634
55.698	7	-760	631
53.950	6	-764	626
53.500	5	-765	625
52.600	4	-767	622
51.700	3	-769	621
50.800	2	-769	619
50.000	1	-769	619

1.5 地震応答解析方法（屋根モデル）

1.5.1 地震応答解析手法

非常用過水タンクの屋根部については、質点系モデルでは、屋根端部に対し中央での加速度応答が大きくなるといった2次元的な応答分布を考慮出来ないことから、3次元有限要素法解析を用いて、基準地震動 S_s に基づき設定した鉛直地震動に対して逐次時間積分の時刻歴応答解析を行う。

なお、モデル化の対象は、側壁が屋根に及ぼす影響を考慮するため、屋根及び側壁とする。屋根及び側壁については、線形シェル要素でモデル化する。3次元地震応答解析モデル図を図1.5-1に、モデル化範囲を図1.5-2に示す。

地震応答解析については、解析コード「TDAPⅢ」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

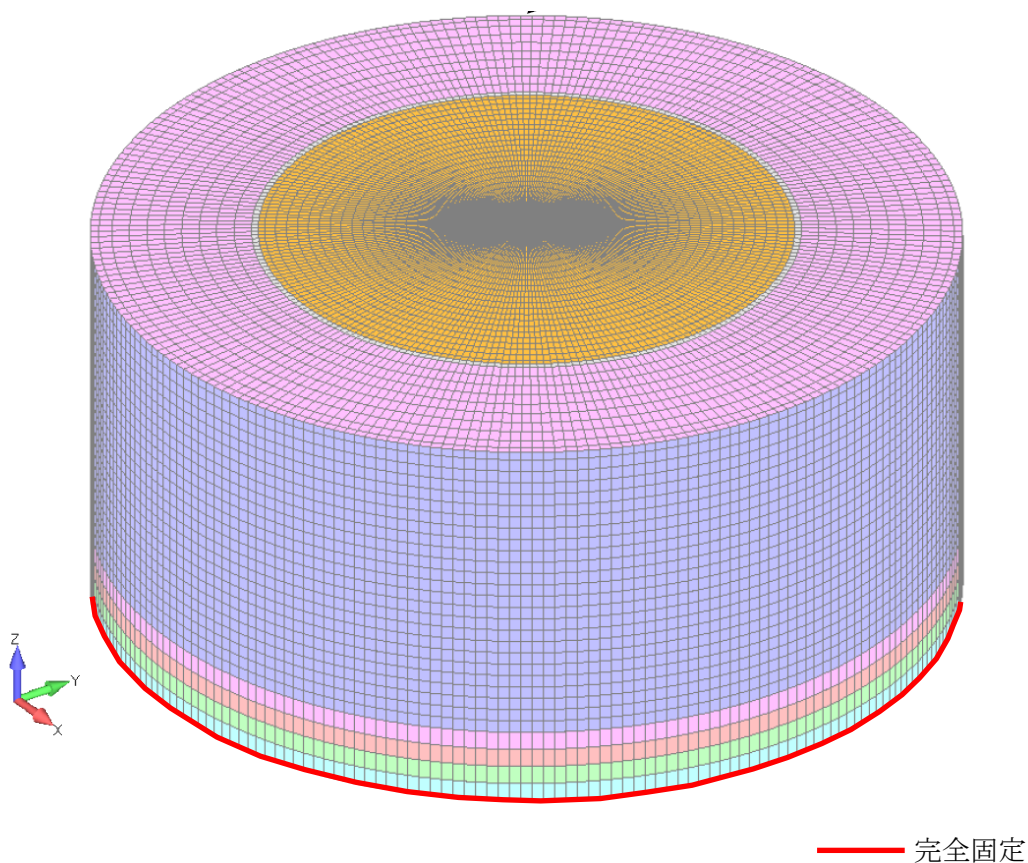


図 1.5-1 3次元地震応答解析モデル図

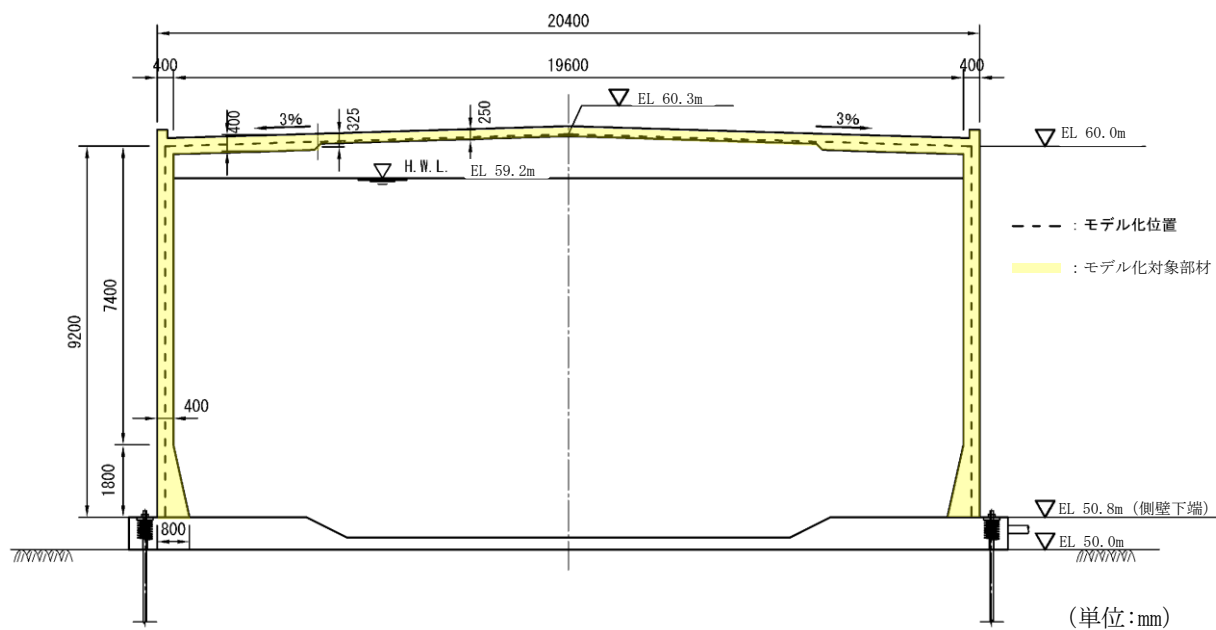


図 1.5-2 モデル化範囲

1.5.2 地震応答解析モデルの設定

(1) 構造物のモデル化

屋根及び側壁については，線形シェル要素でモデル化する。

(2) 境界条件

側壁下端については，完全固定とする。

(3) 減衰定数

鉄筋コンクリート部材である屋根については5%，プレストレストコンクリート部材である側壁については3%とする。

1.5.3 荷重及び荷重の組合せ

非常用ろ過水タンクの地震応答解析において考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し、それぞれを組み合わせて設定する。

荷重の組合せを表 1.5-1 に示す。

表 1.5-1 荷重の組合せ

種別	荷重			算定方法の概要
永久荷重 (常時荷重)	固定 荷重	躯体重量	○	設計図書に基づいて、設定する。
		機器・配管荷重	—	機器・配管荷重を考慮しない。
	積載 荷重	静止土圧	—	静止土圧を考慮しない。
		積雪荷重	○	屋根に考慮する。
		風荷重	—	3次元静的FEM解析において考慮するため地震応答解析では考慮しない。
		貯留水荷重	—	貯留水荷重の影響を受けないため考慮しない。
		土被り荷重	—	土被りの影響を受けないため考慮しない。
永久上載荷重	○	上載荷重を考慮する。		
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動		—	基準地震動 S_s による鉛直方向加振を考慮する。
	鉛直地震動		○	
	動水圧		—	動水圧の影響を受けないため考慮しない。

(1) 荷重

非常用ろ過水タンクの地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

a. 積雪荷重 (P_s)

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

b. 永久上載荷重 (P)

「水道用プレストレストコンクリートタンク設計施工指針・解説（（社）日本水道協会，1998年）」における上載荷重 0.5kN/m^2 を考慮する。

c. 地震荷重 (S_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。本荷重は、「1.4.3 固有値解析結果」により得られる、側壁下端部に位置する質点系モデル（鉛直）の質点②の応答加速度とする。

図 1.5-3 に、屋根モデルの入力地震動の概念図を示す。

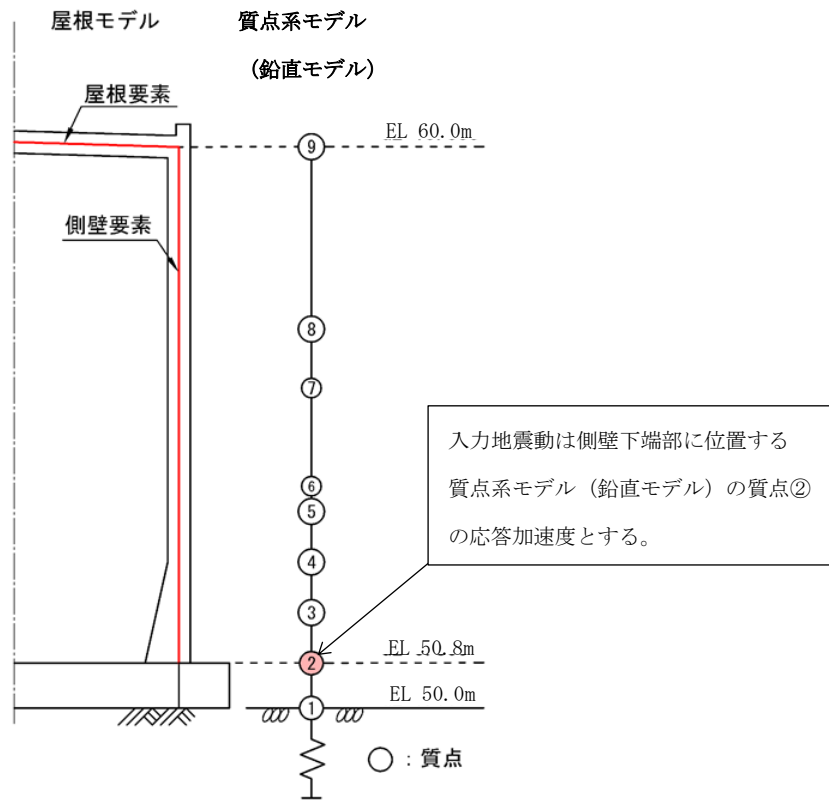


図 1.5-3 屋根モデルの入力地震動の概念図

(2) 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 1.5-2 に示す。

表 1.5-2 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

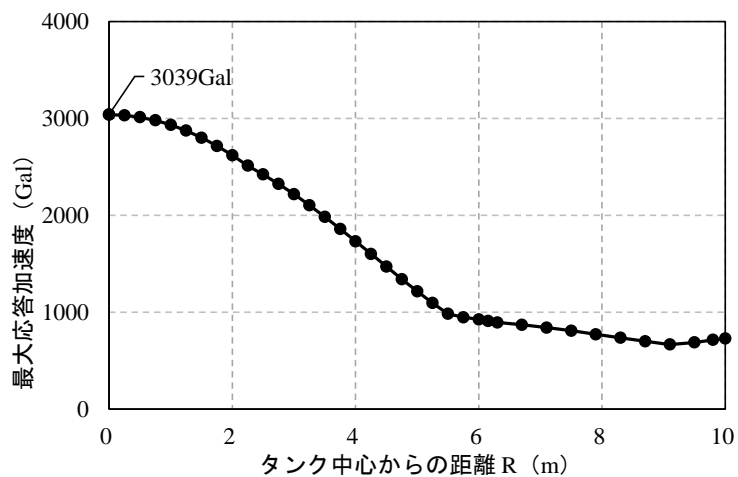
S_s : 地震荷重 (基準地震動 S_s)

1.5.4 地震応答解析の解析ケース

非常用ろ過水タンクの屋根モデルの解析ケースは、「1.4.7 地震応答解析結果」において選定したS s -D（解析ケース①）とする。

1.5.5 地震応答解析結果（屋根モデル）

「1.5.4 地震応答解析の解析ケース」において選定したS s -D（解析ケース①）における、地震応答解析結果から最大応答加速度分布図を図1.5-4に示す。



(a) S s -D 鉛直

図 1.5-4 最大応答加速度分布図

1.6 応力解析

1.6.1 応力解析手法

非常用ろ過水タンクの応力解析は、非常用ろ過水タンクをシェル要素でモデル化した3次元静的FEM解析を行う。

非常用ろ過水タンクの応力解析は、「1.4.7 地震応答解析結果」及び「1.5.5 地震応答解析結果（屋根モデル）」より、非常用ろ過水タンクの耐震性に最も影響を及ぼす地震動（ S_s-D ）から求めた震度（水平・鉛直）を躯体重量に掛け合わせ、3次元静的FEM解析の解析モデルに作用させる慣性力を算定する。慣性力については、水平2方向及び鉛直方向地震力を組み合わせて検討する。

1.6.2 解析モデルの設定

(1) 構造物のモデル化

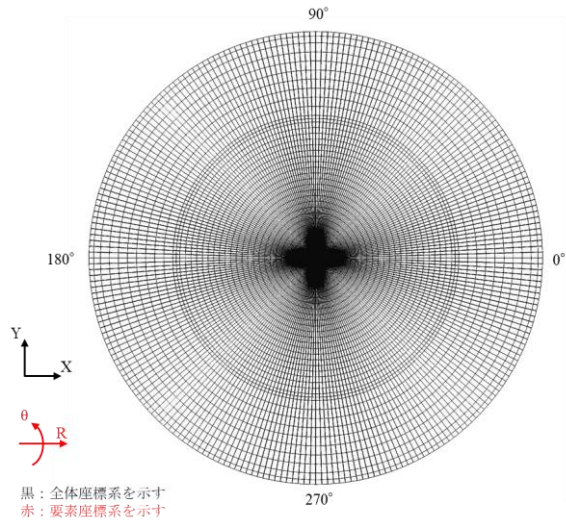
屋根、側壁及び底版については、線形シェル要素でモデル化する。各部材の要素座標系を図1.6-1に示す。

(2) 境界条件及び地盤ばね要素

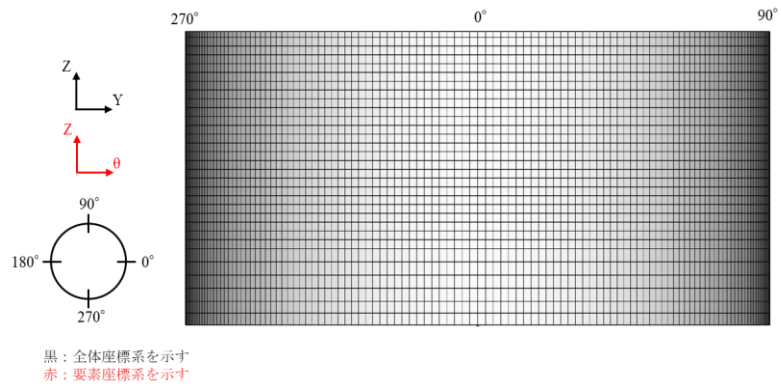
底版構成接点には、水平方向及び鉛直方向の地盤ばねを設定する。構造物の底面には、「1.4.2 (2) 地盤のモデル化」にて振動アドミタンス理論に基づき算定した地盤ばねを節点ばねに置き換えてモデル化する。3次元静的FEM解析のモデル図を図1.6-2に、節点ばねの物性値を表1.6-1に示す。

水平方向の地盤ばねは、地震応答解析における地盤ばね(水平方向)を基礎の面積で除することにより求める。

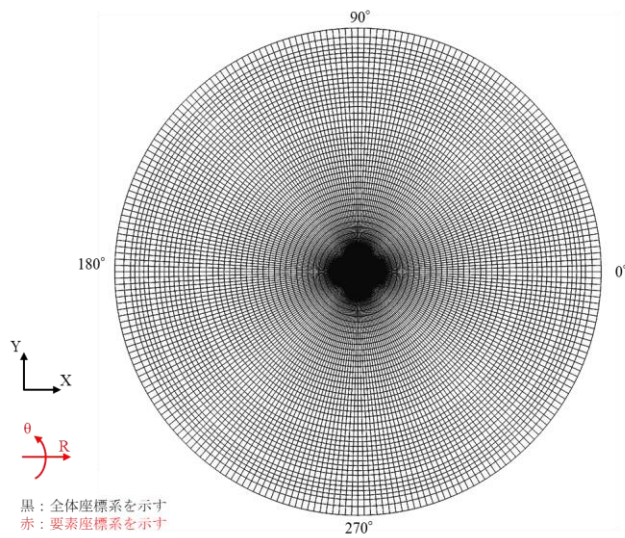
鉛直方向の地盤ばねは、水平力によるロッキングに伴う鉛直荷重が卓越することから地震応答解析における回転ばねを断面2次モーメントで除することにより求める。



(屋根)

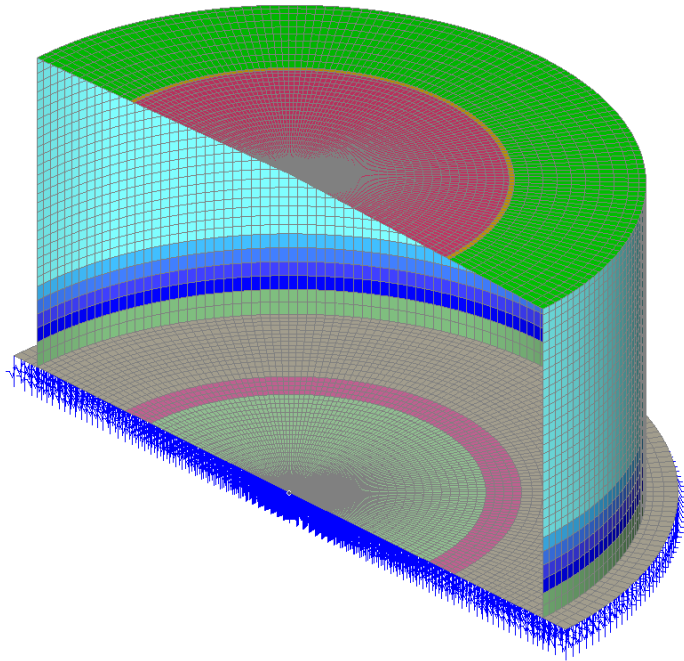


(側壁)



(底版)

図 1.6-1 各部材の要素座標系



注：解析モデルの内， $0^{\circ} \sim 180^{\circ}$ 範囲のみ表示している．

図 1.6-2 3次元静的FEM解析のモデル図

表 1.6-1 節点ばねの物性値（地盤ばね値， kN/m^3 ）

荷重ケース		鉛直方向	水平方向
常時荷重		1.299×10^5	3.897×10^4
地震荷重	水平重力	1.140×10^6	2.848×10^5
	鉛直重力	3.750×10^5	2.848×10^5

1.6.3 荷重及び荷重の組み合わせ

(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、静水圧、積雪荷重 P_s 及び「水道用プレストレストコンクリートタンク設計施工指針・解説（日本水道協会，1998年）」における上載荷重 0.5kN/m^2 を考慮する。

(3) 積雪荷重 (P_s)

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

(4) 風荷重 (P_k)

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

(5) 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。

(6) プレストレス力 (PS)

プレストレス力は「水道用プレストレストコンクリートタンク設計施工指針・解説（（社）日本水道協会，1998年）」に基づき、鉛直方向プレストレスは軸方向力として、円周方向プレストレスは腹圧（タンク中心へ向かう方向の荷重）として入力する。プレストレスは腹圧（タンク中心へ向かう方向の荷重）として入力する。表 1.6-2 及び図 1.6-3 に解析モデルへ入力するプレストレス力の算定結果及び荷重図を示す。なお、プレストレスの導入は、屋根を打設する前に行うため、プレストレス力を載荷する際の解析モデルは、屋根をモデル化しないものとする。

表 1.6-2 円周方向のプレストレス力の算定結果

ロット	1段あたりの PC 導入力 (kN/段)	円周 PC 段数 (段/ロット)	ロット高さ (m)	半径 (m)	プレストレス力 (kN/m ²)
#5	320	3	1.800	10.000	53.3
#4	320	5	1.800	10.000	88.9
#3	320	6	1.800	10.000	106.7
#2	320	7	1.800	10.000	124.4
#1	320	8	1.800	10.000	142.2

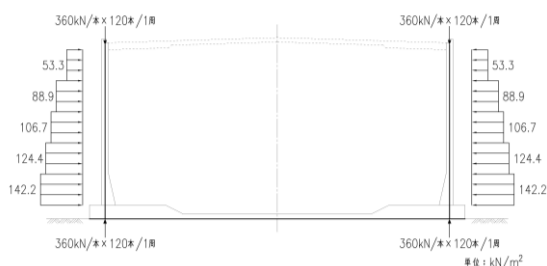


図 1.6-3 プレストレス力荷重図

プレストレス力は、PC 鋼材のリラクセーション、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響、緊張材－シース間の摩擦、緊張定着具におけるセット及びコンクリートの弾性変形の影響を考慮して算出する。

その結果、円周方向プレストレスは円周 PC 鋼材 1 段当たり 320kN、鉛直方向プレストレスは鉛直 PC 鋼材 1 段当たり 360kN となる。以下に、影響の設定方法を示す。

a. PC 鋼材のリラクセーション

PC 鋼材のリラクセーションによる緊張材引張応力度の減少量は、下式により算定する。

$$\Delta \sigma_{p\gamma} = \gamma \cdot \sigma_{pt}$$

ここに、

$\Delta \sigma_{p\gamma}$: PC 鋼材のリラクセーションによる緊張材引張応力度の減少量 (kN/mm²)

γ : PC 鋼材のリラクセーション率

σ_{pt} : 緊張作業直後の緊張材の引張応力度 (kN/mm²)

b. コンクリートのクリープ及び乾燥収縮

コンクリートのクリープ及び乾燥収縮による緊張材引張応力度の減少量は、下式により算定する。

$$\Delta \sigma_{p\phi} = \frac{n \cdot \phi \cdot \sigma'_{cp} + E_p \cdot \varepsilon'_s}{1 + n \cdot \frac{\sigma'_{cpt}}{\sigma_{pt}} \left(1 + \frac{\phi}{2} \right)}$$

ここに、

$\Delta \sigma_{p\phi}$: クリープ及び乾燥収縮による緊張材引張応力度の減少量 (kN/mm²)

n : ヤング係数比

ϕ : クリープ係数

ε'_s : コンクリートの乾燥収縮度

σ'_{cp} : 緊張材の位置におけるコンクリート断面の持続荷重による応力度 (kN/mm²) (側壁の場合、 $\sigma'_{cp} = \sigma'_{cpt}$ とする。)

σ_{pt} : 緊張作業直後の緊張材の引張応力度 (kN/mm²)

σ'_{cpt} : 緊張材の位置における緊張作業直後のプレストレス (kN/mm²)

c. 緊張材－シース間の摩擦

緊張材－シース間の摩擦の影響を考慮した緊張材の引張力は、下式で算定する。なお、アンボンド鋼材の摩擦係数は、「水道用プレストレストコンクリートタンク設計施工指針・解説（（社）日本水道協会，1998年）」及びPC鋼材のメーカーカタログ値より、表1.6-3に示す値とする。

$$P(x) = P_1 \cdot e^{-(\mu \alpha + \lambda x)}$$

ここに、

$P(x)$: 緊張端から距離 x (m) の位置における引張力 (kN)

P_1 : 緊張材のジャッキの位置における引張力 (kN)

μ : 角変化 1rad あたりの摩擦係数

α : 角変化 (rad)

λ : 緊張材の単位長さあたりの摩擦係数

l : 緊張材の引張端から設計断面までの長さ (m)

表 1.6-3 緊張材－シース間の摩擦係数

PC 鋼材の種類	μ (1/rad)	λ (1/m)
アンボンド PC 鋼線, PC 鋼より線	0.06	0.002
アンボンド PC 鋼棒	—	0.003

d. 緊張定着具におけるセット

緊張定着具におけるセットによる緊張材の引張力の減少量は、各 PC 工法により異なる。設計に用いるセット量を表 1.6-4 に示す。表 1.6-4 のセット量を用いて、引張応力度の減少量を算定する。緊張材－シース間の摩擦がある場合のセット量及び引張力の減少量は、下式及び図 1.6-4 に示す図解法により算定する。

$$\Delta l = A_{EP} / (A_P \cdot E_P)$$

ここに、

Δl : セット量 (mm)

A_{EP} : 三角形 Δabc の面積 (kN・mm)

A_P : 緊張材の断面積 (mm²)

E_P : PC 鋼材のヤング係数

P_i : 緊張力 (kN)

P_t : セット後の導入力 (kN)

表 1.6-4 緊張定着具におけるセット量

PC 鋼材の種類	セット量 (mm)	備考
アンボンド PC 鋼線, PC 鋼より線	5	SWPR19L-φ28.6mm
アンボンド PC 鋼棒	0	ねじ式

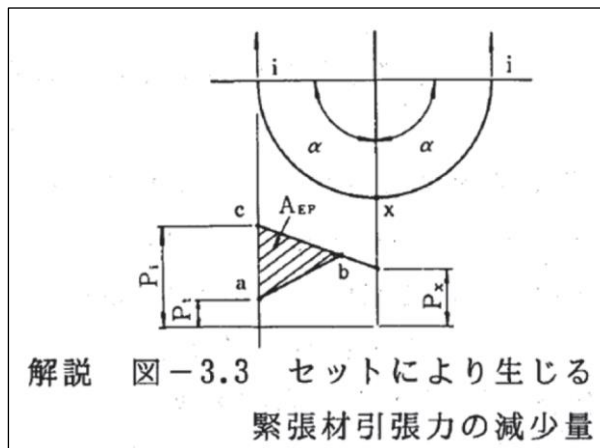


図 1.6-4 図解法 (抜粋)

e. コンクリートの弾性変形

コンクリートの弾性変形による緊張材引張応力度の減少量は、次式により算定する。

$$\Delta \sigma_p = 1/2 \cdot n \cdot \sigma'_{cpG}$$

ここに,

$\Delta \sigma_p$: コンクリートの弾性変形による緊張材引張応力度減少量(N/mm²)

n : ヤング係数比

σ'_{cpG} : 緊張作業による緊張材の図心位置でのコンクリート応力度(N/mm²)

なお、側壁円周方向断面について考える場合、 σ'_{cpG} は、下式により算定する。

$$\sigma'_{cpG} = (2H \cdot \rho \cdot R/3t + \sigma') \cdot 1/\eta$$

ここに,

H : 全水深 (m)

ρ : 水の単位体積重量 (= 9.81 kN/m³)

R : 側壁の半径 (m)

t : 側壁厚さ (m)

σ' : 余裕圧縮力(N/mm²)

η : 有効係数

(7) せん断キー荷重 (SK)

せん断キーによる非常用ろ過水タンクとの接続部に生じる反力として、せん断力及び曲げモーメントを考慮することとする。「道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」によると、図 1.6-5 の赤枠に示すとおり突起を設けた場合のせん断抵抗力を算定できる。その抵抗力はせん断キー負担分と底版のせん断抵抗力負担分の和からなる。

図 1.6-4 の赤枠の式は、以下のとおり整理でき、右辺の第 1～3 項がせん断キー負担分、第 4 項が底版のせん断キー負担分となる。

$$\begin{aligned}
 H_u &= (cA_1 + V_1 \tan \phi) + (V_2 + V_3) \tan \phi_B \\
 &= (cA_1 + V_1 \tan \phi + V_2 \tan \phi_B) + V_3 \tan \phi_B
 \end{aligned}$$

(3) 基礎底面におけるせん断抵抗力が不足する場合、突起を設けてせん断抵抗力の増加を図ることがある。突起を設けた場合、せん断抵抗力は基礎底面ではなく、突起の先端を通る基礎底面と平行な面に沿うせん断抵抗力から算出するものとする。このせん断断面を仮定の基礎底面とみなす。

1) 突起を設けた場合のせん断抵抗力の計算法
突起を設けた場合のせん断抵抗力の計算は式 (解 10.3.7) による。

$$H_u = (cA_1 + V_1 \tan \phi) + (V_2 + V_3) \tan \phi_B \dots \dots \dots \text{(解 10.3.7)}$$

ここに、

- H_u : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力 (kN)
- A_e : 有効載荷面積 (m²)。ただし、荷重の偏心量は実際の基礎底面位置で算出する。
- A_1 : 有効載荷面積中の突起前面 (仮想基礎底面) の面積 (m²)
- A_2 : 有効載荷面積中の突起の底面積 (m²)
- A_3 : 有効載荷面積中の突起後方の面積 (m²)
- V_1 : A_1 に作用する鉛直荷重 (kN)。ただし、 $V_1 = \frac{A_1}{A_e} V$ で求める。
- V_2 : A_2 に作用する鉛直荷重 (kN)。ただし、 $V_2 = \frac{A_2}{A_e} V$ で求める。
- V_3 : A_3 に作用する鉛直荷重 (kN)。ただし、 $V_3 = \frac{A_3}{A_e} V$ で求める。
- V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)。ただし、浮力を差し引いた値とする。
- ϕ_B : 基礎底面と地盤との間の摩擦角 (°)
- ϕ : 支持地盤のせん断抵抗角 (仮想基礎底面の摩擦角) (°)
- c : 支持地盤の粘着力 (kN/m²)

図 1.6-5 せん断キーを設けた場合のせん断抵抗力の計算法 (抜粋)

せん断キー負担分が最も大きくなる地震応答解析の結果を用いてせん断キー荷重を求めると以下の表 1.6-5 のようになる。

表 1.6-5 せん断キー荷重

		合計	第 1 項	第 2 項	第 3 項	第 4 項
		Hu	cA_1	$V_1 \tan \phi$	$V_2 \tan \phi_B$	$V_3 \tan \phi_B$
比率	抵抗力 (kN)	69,195	30,352	12,837	2,033	23,973
	比率	100%	43.9%	18.6%	2.9%	34.6%
	比率計	100%	65.4%			34.6%
荷重	水平力 (kN)	33,572	21,941		11,631	

せん断キーは 12 本あることから、せん断キー荷重のうちせん断力は $21,941\text{kN}/12\text{本} = 1,828\text{kN/本}$ となる。せん断キー荷重のうち曲げモーメントについては、せん断キーを、底板との接続部を固定端とした単純梁と仮定し、せん断力が等分布荷重として作用するものとして下式によって算出すると、 $1,828\text{kN} \cdot \text{m/本}$ となる。

$$M = 0.5 \cdot W \cdot L^2$$

ここに、

M：せん断キー荷重のうち曲げモーメント (kN・m)

W：せん断キーに作用する等分布荷重 (kN/m)

L：せん断キー全長 (m)

(8) グラウンドアンカ力 (GA)

グラウンドアンカによる荷重は、1 本あたり $1,300\text{ kN}$ とする。図 1.6-6 に示すように配置する。

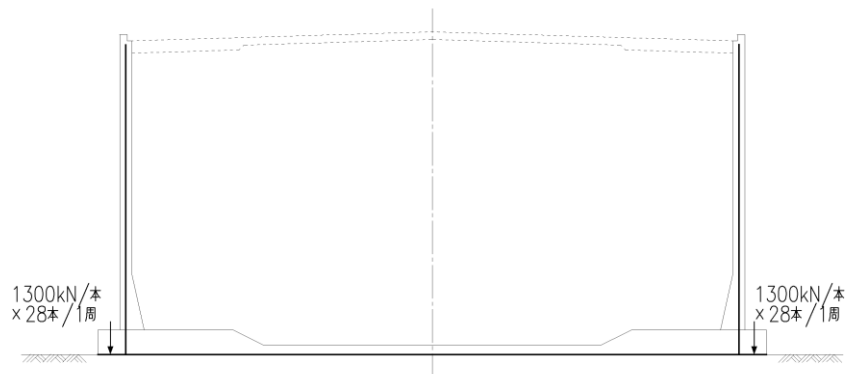


図 1.6-6 グラウンドアンカ力荷重図

(9) 動水圧 (W)

側壁及び底版に対しては、地震時の動水圧は、水平動による動水圧及び鉛直動による動水圧を考慮する。なお、屋根に対するスロッシングによる動水圧の影響評価については、参考資料 1 に示す。

水平動による動水圧の算定は、「水道施設耐震工法指針・解説（（社）日本水道協会，1997 年）」及び「水道用プレストレストコンクリートタンク設計施工指針・解説（（社）日本水道協会，1998 年）」に基づき、Housner 式を用いることとする。動水圧の作用対象は側壁及び底版とし、動水圧算定に用いる加速度は、「1.4 地震応答解析（質点系モデル）」のうち、タンク内の自由水の衝撃成分を表した質点⑥及び自由水の振動成分を表した質点⑩の応答加速度を用いることとする。選定時刻は、衝撃成分による慣性力と振動成分による慣性力の和が最大となる時刻（ $t=8.57s$ ）とする。

1.6.4 地震時荷重の作用方向

非常用ろ過水タンクは円筒状構造物であり、明確に強軸及び弱軸の区別ができないため、応力解析を行う地震時荷重は、水平2方向及び鉛直方向地震力を組み合わせる。なお、組み合わせる方法として、時刻性を考慮した直交する水平方向及び鉛直方向の地震力よりも保守的な地震力の設定とするよう、組合せ係数法を適用する。

表 1.6-6 に水平2方向及び鉛直方向同時加振の応力解析における解析ケースを示す。

表 1.6-6 水平2方向及び鉛直方向同時加振の応力解析における解析ケース

地震荷重の組合せ*	解析ケース番号
H+1.0, H+0.4, V+0.4	①-1
H+1.0, H+0.4, V-0.4	①-2
H+0.4, H+0.4, V+1.0	①-3
H+0.4, H+0.4, V-1.0	①-4

注記* : Hは水平地震動による荷重, Vは鉛直動による荷重を示す。

鉛直方向の符号は, +が上向きの荷重, -が下向きの荷重を示す。

1.7 耐震評価

1.7.1 許容限界

(1) 非常用ろ過水タンクの健全性に対する許容限界

a. 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

非常用ろ過水タンクの曲げ・軸力系の破壊に対する評価のうち構造物全体としての安定性確保の評価としては、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）」に基づき，終局曲げモーメントを許容限界とする。また，溢水影響評価の観点から，「補足-026-01 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に示す貯水機能を有することの確認として，「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）」に基づき，屋根及び底版については短期許容応力度，側壁については降伏曲げモーメントを許容限界とした確認を併せて実施する。

b. せん断破壊に対する許容限界

非常用ろ過水タンクのせん断破壊に対する許容限界を表 1.7-1 に示す。

せん断破壊に対する許容限界は，「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）」に基づき，短期許容応力度とする。

表 1.7-1 せん断破壊に対する許容限界

確認項目	部位	許容限界 (N/mm ²)	
構造強度を有すること	屋根及び底版	短期許容せん断 応力度	0.75
	側壁		0.76

(2) 基礎地盤の健全性に対する許容限界

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」及び設備近傍の地質調査結果に基づき、C_L級岩盤の極限支持力度とする。

基礎地盤の支持性能に対する許容限界を表 1.7-2 に示す。

表 1.7-2 非常用ろ過水タンクの許容限界

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

(3) グラウンドアンカに対する許容限界

グラウンドアンカに対する許容限界は、「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説（（社）地盤工学会，2012年）」及びコンクリート標準示方書に基づき、許容アンカー力と許容支圧応力度を設定する。

許容アンカー力は、以下の3項目について検討を行い、最も小さい値を採用する。

- 1) テンドンの許容引張り力 (1,684kN)
- 2) テンドンの許容拘束力 (2,089kN)
- 3) アンカーの許容引抜き力 (1,590kN)

グラウンドアンカに対する許容限界を表 1.7-3 に示す。

表 1.7-3 グラウンドアンカに対する許容限界

評価項目	許容限界
グラウンドアンカ	許容アンカー力: 1,590 kN 許容支圧応力度: 22.5 N/mm ²

1.7.2 評価方法

(1) 屋根、側壁及び底版

3次元静的FEM解析に基づいて算定した発生応力が許容限界を満足することを確認する。

(2) グラウンドアンカ（引張力）

グラウンドアンカの引張力については、地震時緊張力を基に照査する。地震時緊張力は、緊張直後の引張力に地震による引張力増分を加えて算定する。緊張直後の引張力は、1,330kNである。地震による引張力増分は、地震時のグラウンドアンカの伸びにより算定する。なお、伸びの量については、グラウンドアンカが伸びに対して抵抗しないものとして、グラウンドアンカ緊張直後と地震時の、グラウンドアンカ設置部の相対変位を3次元静的FEM解析により算定したものと同値とする。

緊張直後の引張力と地震による増分引張力の和が許容アンカー力以下であることを確認する。

$$T = T_1 + \Delta T \\ = T_1 + E_p \cdot (u/l_{st}) \cdot A_p$$

ここで、

T : グラウンドアンカの引張力 (kN)

T₁ : 緊張直後の引張力 (kN)

E_p : 鋼材の縦弾性係数 (kN/mm²)

u : テンドン自由長の伸び (m)

l_{st} : テンドン自由長 (m)

A_p : 鋼材の断面積 (mm²)

(3) グラウンドアンカ（支圧）

グラウンドアンカによる支圧については、発生アンカー力を用いて下式により算定される支圧応力度が許容支圧応力度以下であることを確認する。

$$\sigma_b = T/S$$

ここで、

σ_b : グラウンドアンカにより発生する支圧応力度 (N/mm²)

T : 発生アンカー力 (引張) (N)

S : 支圧を受ける面積 (mm²) (=94,599mm²)

1.8 耐震評価結果

1.8.1 構造部材の健全性に対する評価結果（屋根、側壁及び底版）

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価（構造物全体としての安定性確保の評価）

「1.4.5 地震応答解析の解析ケース」で記した解析ケース毎の非常用ろ過水タンクの曲げ・軸力系の破壊に対する評価のうち構造物全体としての安定性確保の確認結果として各評価位置での最大照査値を表 1.8-1 に、評価位置図を図 1.8-1 に、屋根、側壁及び底版の曲げ・軸力系の破壊の最大照査値発生時の断面力図を図 1.8-2～図 1.8-4 に、最大照査値発生箇所位置図を図 1.8-5～図 1.8-7 に示す。表 1.8-1 より、すべての評価対象部材に対して発生する応力が許容限界以下であることを確認した。

表 1.8-1 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（構造物全体としての安定性確保）

評価位置*1		解析 ケース	地震動	方向*2	曲げ モーメント (kN・m/m)	軸力 N _d (kN/m)	終局曲げ モーメン ト (kN・m/m)	照査値
屋根	②	①-4	S s - D (++)	θ 方向	88	-213	139	0.64
側壁	③	①-1	S s - D (++)	Z 方向	636	217	884	0.72
底版	④	①-2	S s - D (++)	θ 方向	227	-535	316	0.72

注記*1：評価位置は図 1.8-1 に示す。

注記*2：方向は図 1.6-1 の要素座標系に示す。

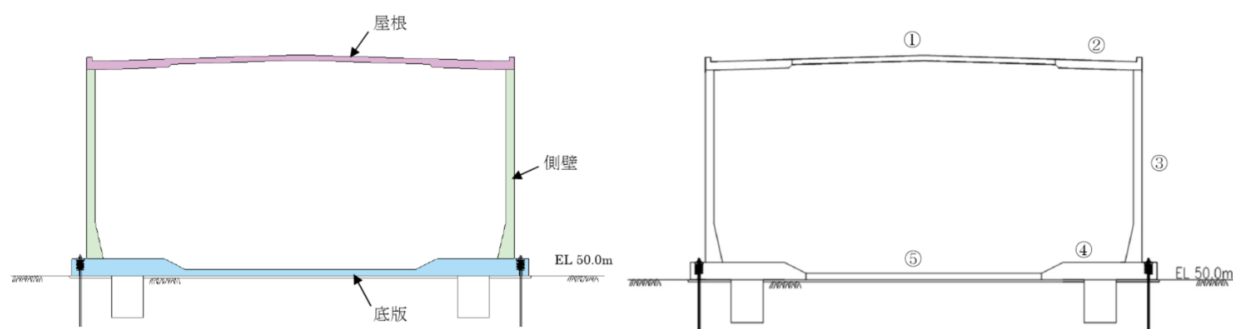
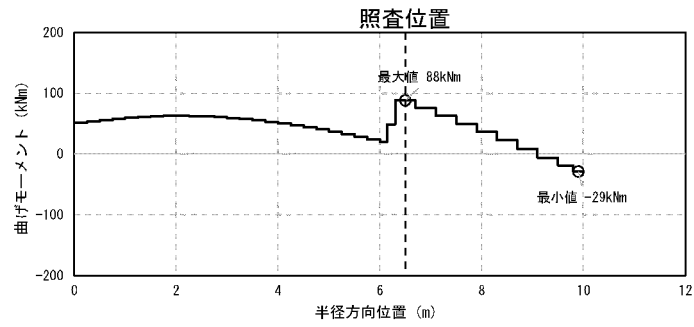
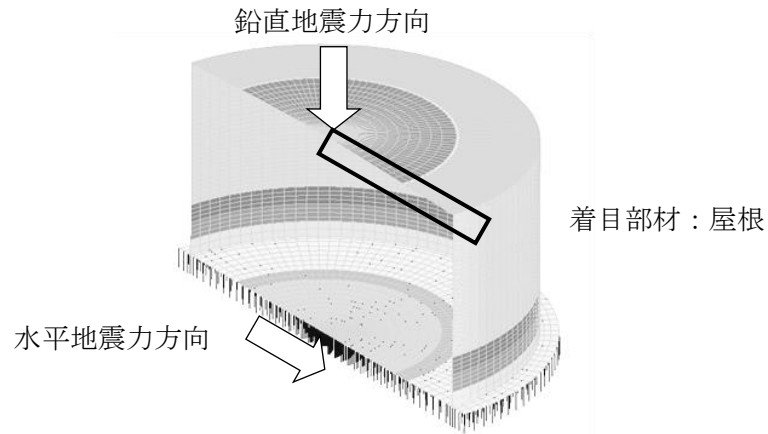
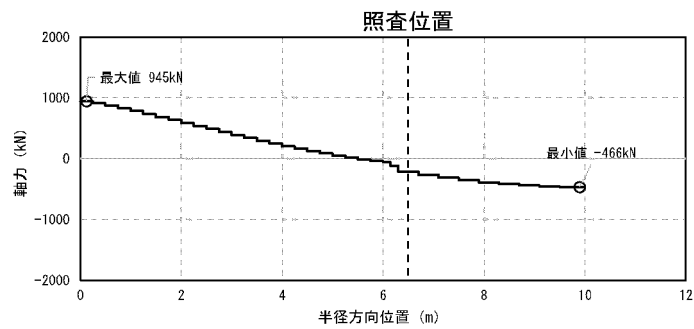


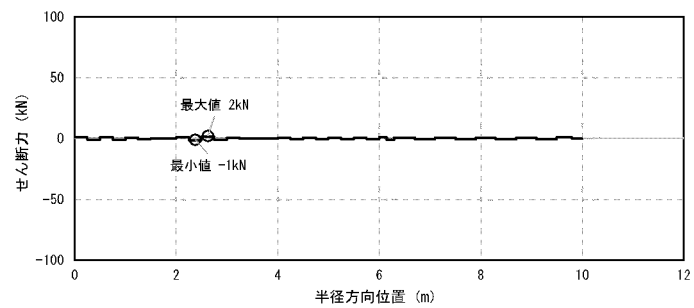
図 1.8-1 評価位置図



曲げモーメント分布図

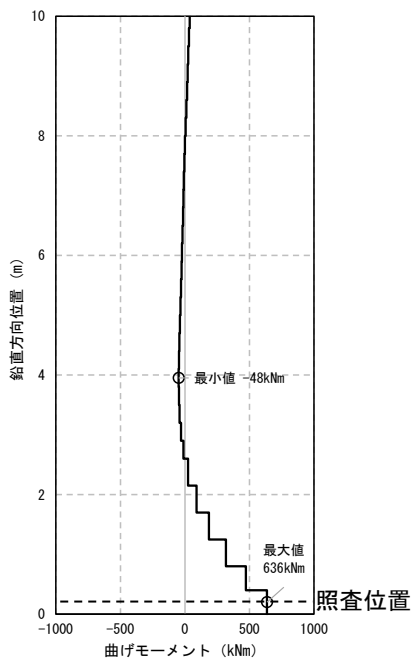
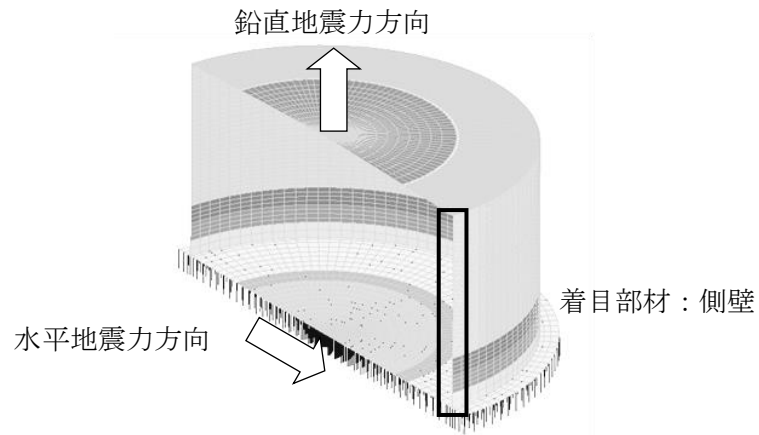


軸力分布図

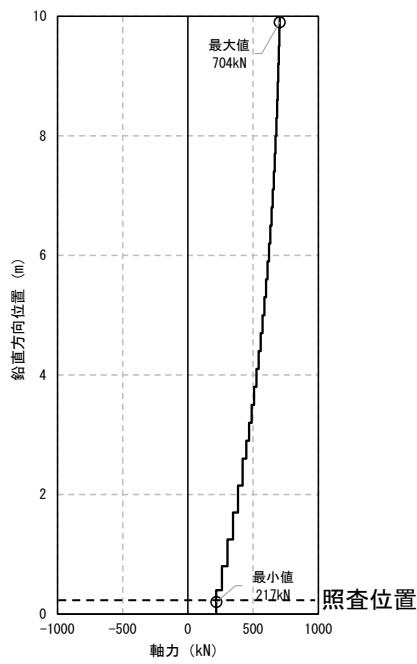


せん断力分布図

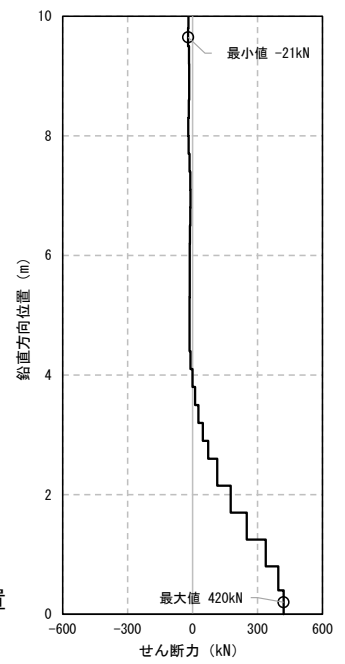
図 1.8-2 非常用ろ過水タンクの断面力図
(屋根照査値最大時, θ 方向, 解析ケース①-4)



曲げモーメント分布図

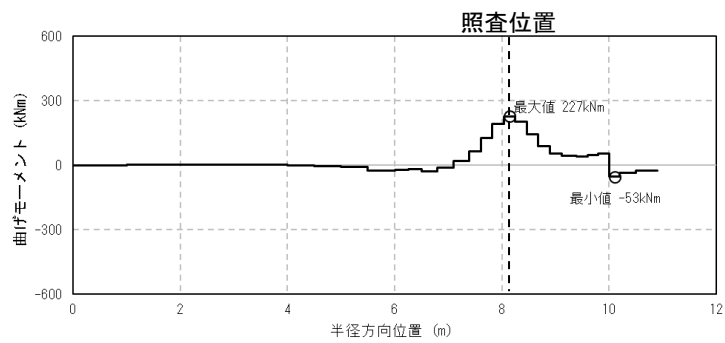
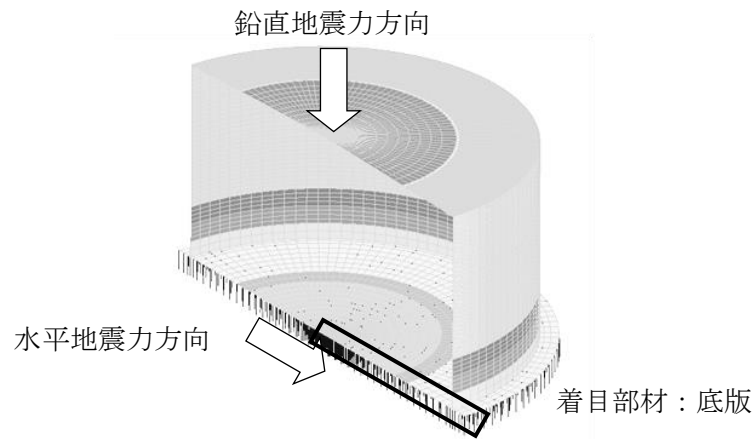


軸力分布図

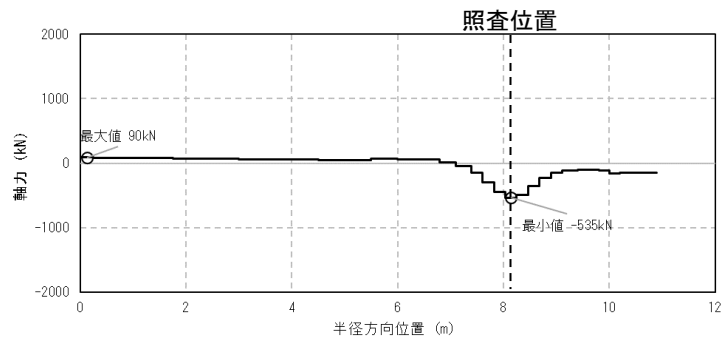


せん断力分布図

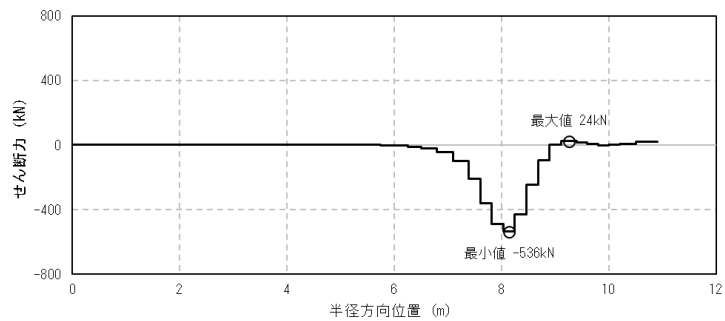
図 1.8-3 非常用ろ過水タンクの断面力図
(側壁照査値最大時, Z 方向, 解析ケース①-1)



曲げモーメント分布図



軸力分布図



せん断力分布図

図 1.8-4 非常用ろ過水タンクの断面力図
(底版照査値最大時, θ 方向, 解析ケース①-2)

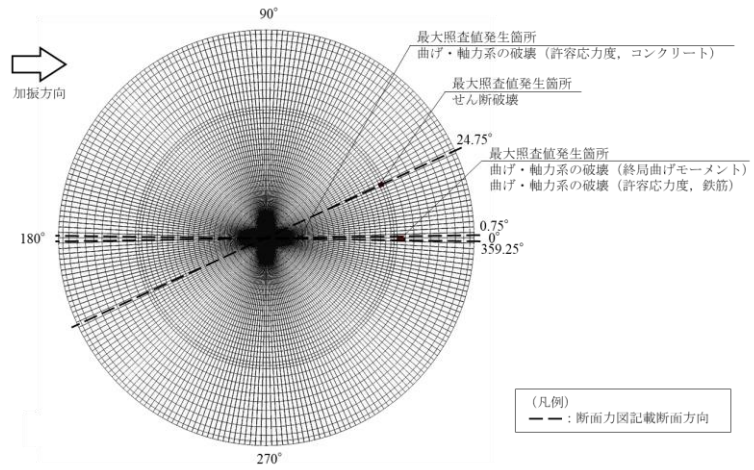


図 1.8-5 最大照査値発生箇所位置図 (屋根)

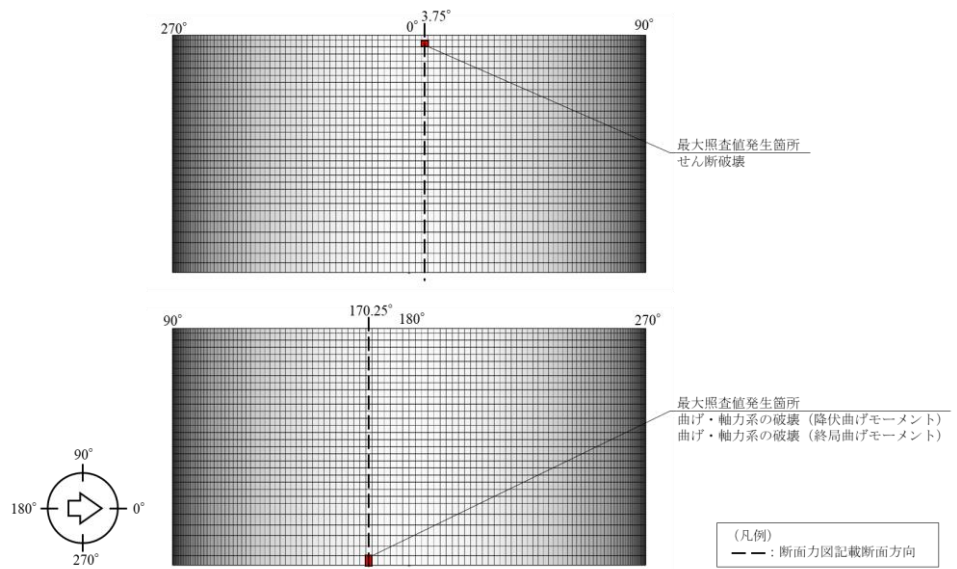


図 1.8-6 最大照査値発生箇所位置図 (側壁)

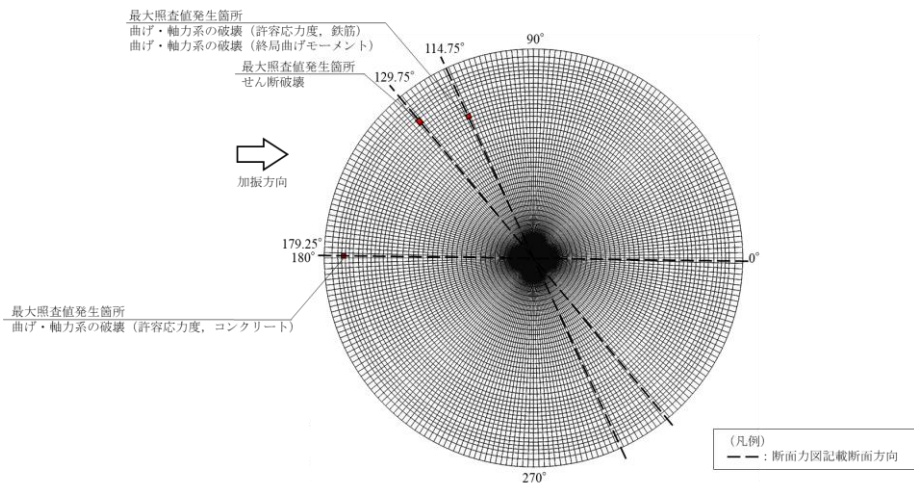


図 1.8-7 最大照査値発生箇所位置図 (底版)

(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価（溢水影響の確認）

「1.4.5 地震応答解析の解析ケース」で記した解析ケース毎の非常用ろ過水タンクの曲げ・軸力系の破壊に対する評価のうち溢水影響の確認結果として各評価位置での最大照査値を表 1.8-2 に、評価位置図を図 1.8-1 に、屋根及び底版の曲げ・軸力系の破壊のコンクリートの最大照査値発生時の断面力図を図 1.8-8 及び図 1.8-9 に、鉄筋の最大照査値発生時の断面力図を図 1.8-10 及び図 1.8-11 に、側壁の曲げ・軸力系の破壊の最大照査値発生時の断面力図を図 1.8-12 に示す。最大照査値発生箇所位置図を図 1.8-5～図 1.8-7 に示す。表 1.8-2 より、すべての評価対象部材に対して発生する応力が許容限界以下であることを確認した。

表 1.8-2(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（溢水影響の確認）
（屋根及び底版（コンクリート））

評価位置*1		解析 ケース	地震動	方向*2	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 N _d (kN/m)	発生 応力度 (N/mm ²)	許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
屋根	①	①-4	S s - D (++)	R 方向	66	848	11.4	16.5	0.70
底版	④	①-2	S s - D (++)	R 方向	461	584	6.0	16.5	0.37

注記*1：評価位置は図 1.8-1 に示す。

注記*2：方向は図 1.6-1 の要素座標系に示す。

表 1.8-2(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（溢水影響の確認）
（屋根及び底版（鉄筋））

評価位置*1		解析 ケース	地震動	方向*2	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 N _d (kN/m)	発生 応力度 (N/mm ²)	許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
屋根	②	①-4	S s - D (++)	θ 方向	88	-213	238	294	0.81
底版	④	①-2	S s - D (++)	θ 方向	227	-535	252	294	0.86

注記*1：評価位置は図 1.8-1 に示す。

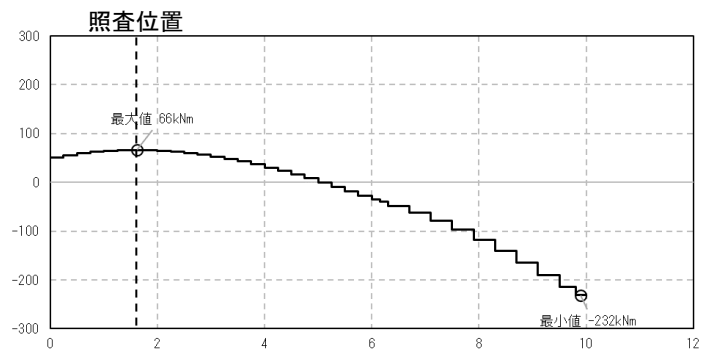
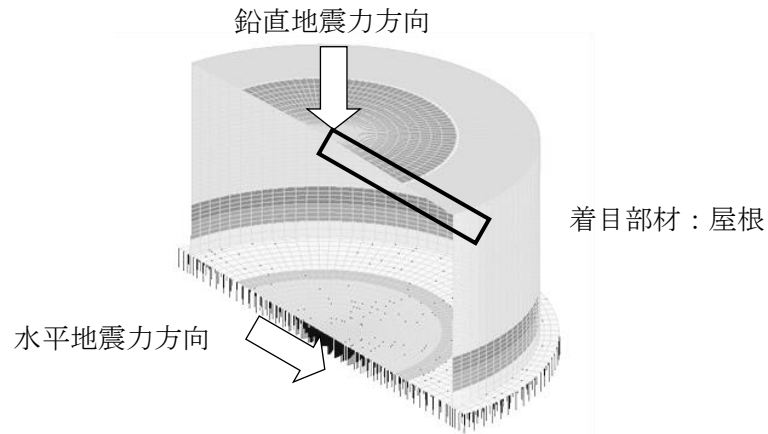
注記*2：方向は図 1.6-1 の要素座標系に示す。

表 1.8-2(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（溢水影響の確認）（側壁）

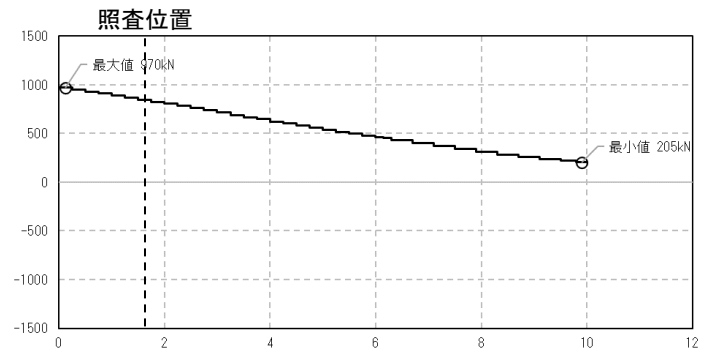
評価位置*1		解析 ケース	地震動	方向*2	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 N _d (kN/m)	降伏曲げモーメ ント (kN・m/m)	照査 値
側壁	③	①-1	S s - D (++)	Z 方向	636	217	757	0.85

注記*1：評価位置は図 1.8-1 に示す。

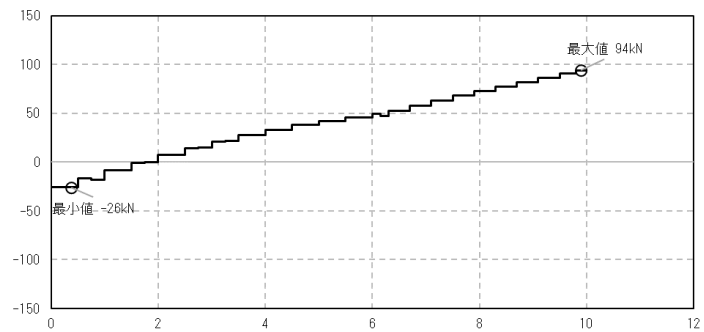
注記*2：方向は図 1.6-1 の要素座標系に示す。



曲げモーメント分布図

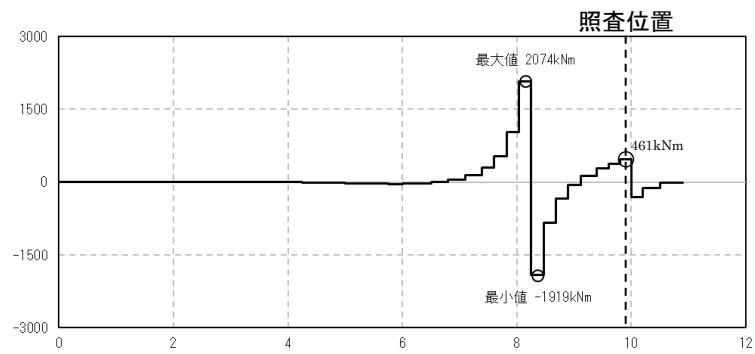
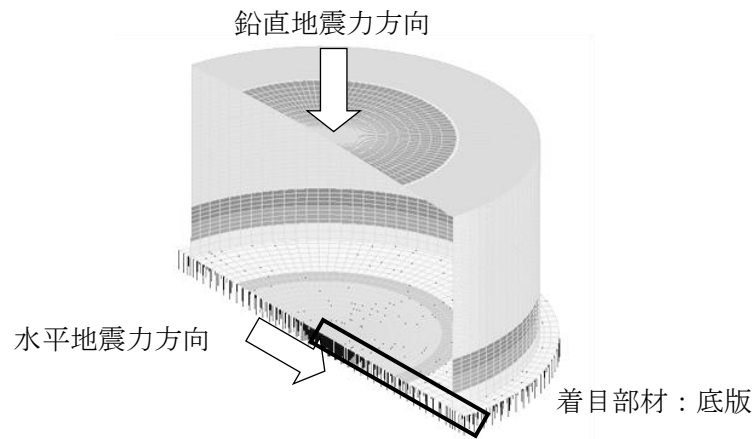


軸力分布図

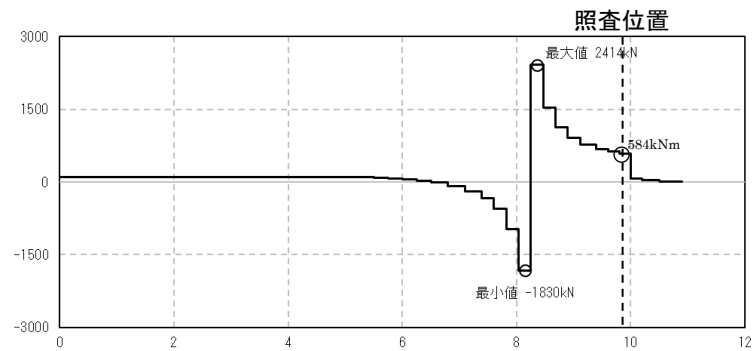


せん断力分布図

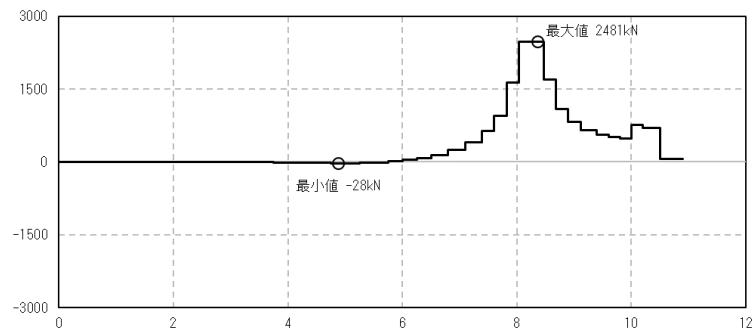
図 1.8-8 非常用ろ過水タンクの断面力図
(屋根 (コンクリート) 照査値最大時, R 方向, 解析ケース①-4)



曲げモーメント分布図

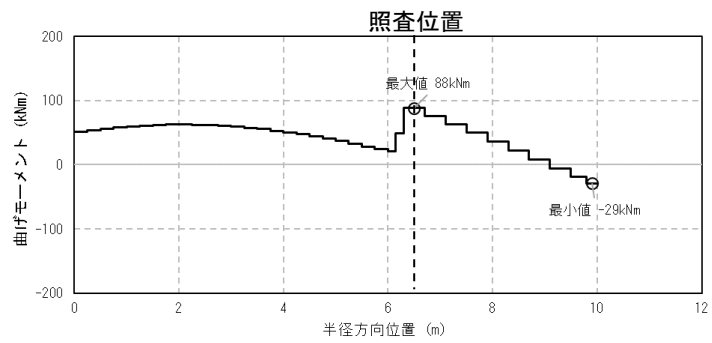
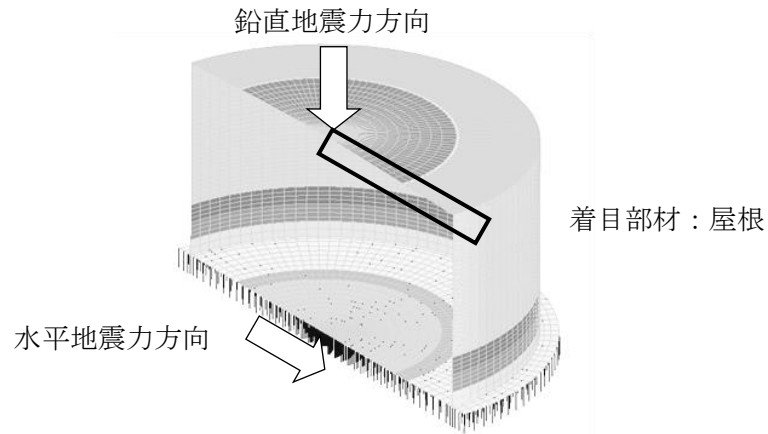


軸力分布図

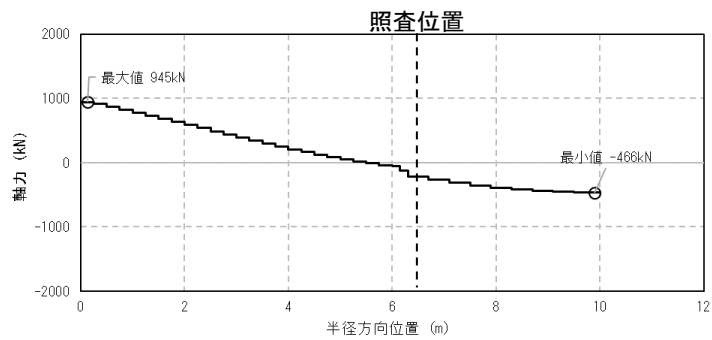


せん断力分布図

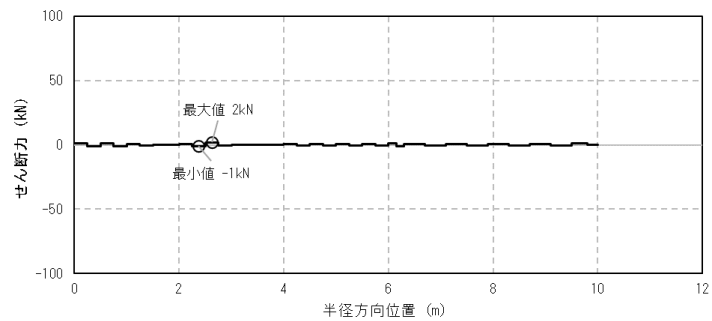
図 1.8-9 非常用ろ過水タンクの断面力図
(底版 (コンクリート) 照査値最大時, R 方向, 解析ケース①-2)



曲げモーメント分布図

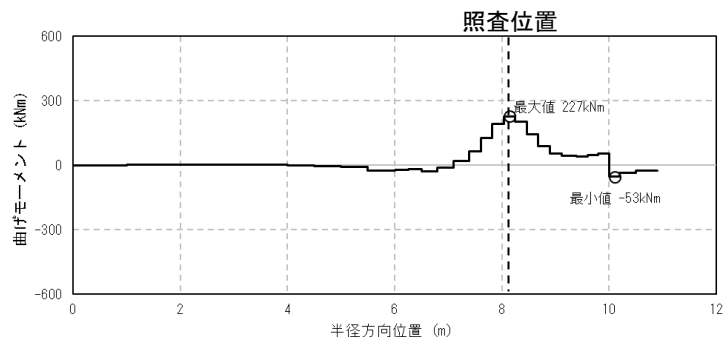
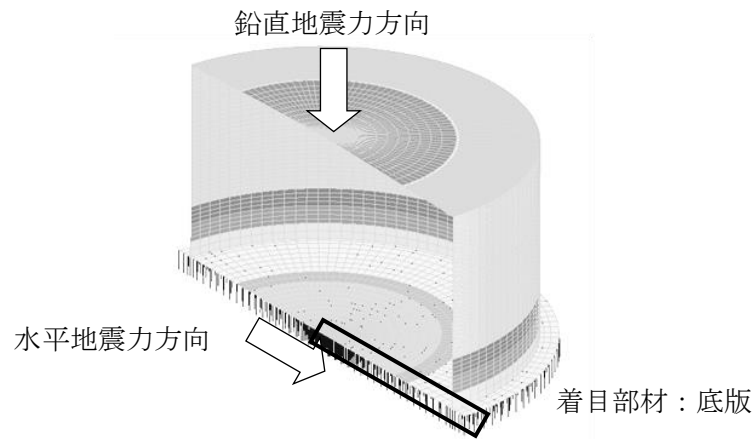


軸力分布図

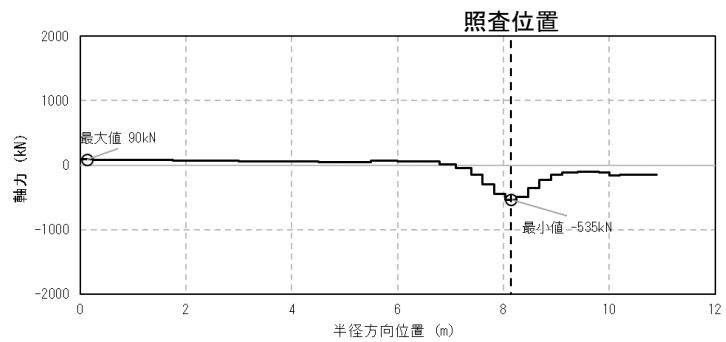


せん断力分布図

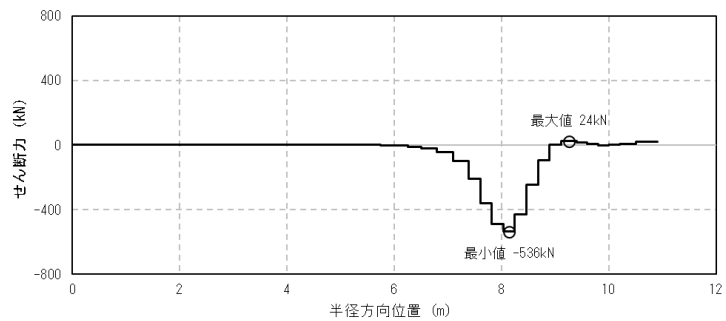
図 1.8-10 非常用ろ過水タンクの断面力図
(屋根(鉄筋)照査値最大時, θ 方向, 解析ケース①-4)



曲げモーメント分布図

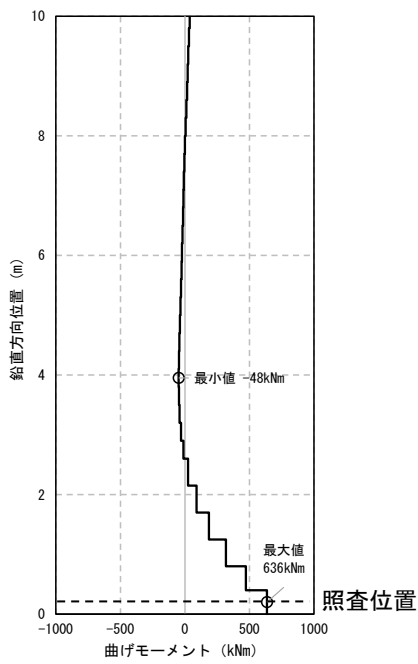
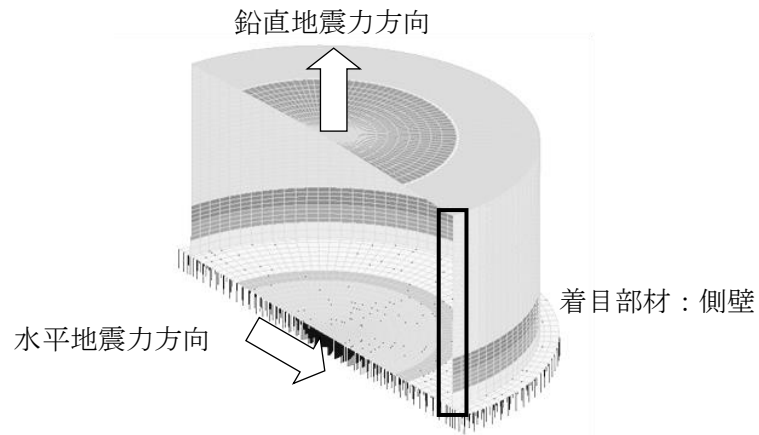


軸力分布図

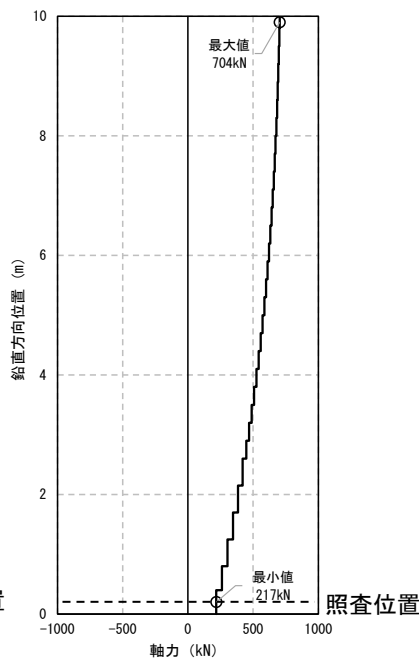


せん断力分布図

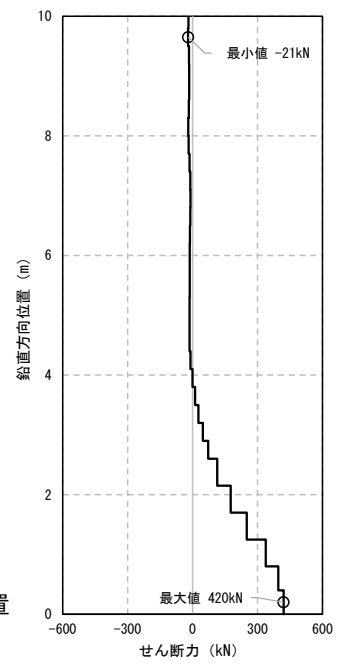
図 1.8-11 非常用ろ過水タンクの断面力図
(底版(鉄筋)照査値最大時, θ 方向, 解析ケース①-2)



曲げモーメント分布図



軸力分布図



せん断力分布図

図 1.8-12 非常用ろ過水タンクの断面力図
(側壁照査値最大時, Z 方向, 解析ケース①-1)

(3) せん断破壊に対する評価

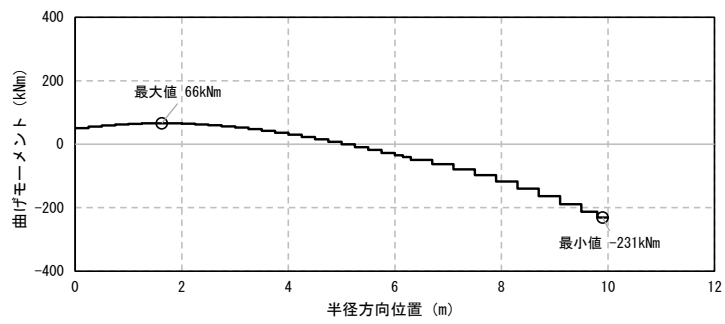
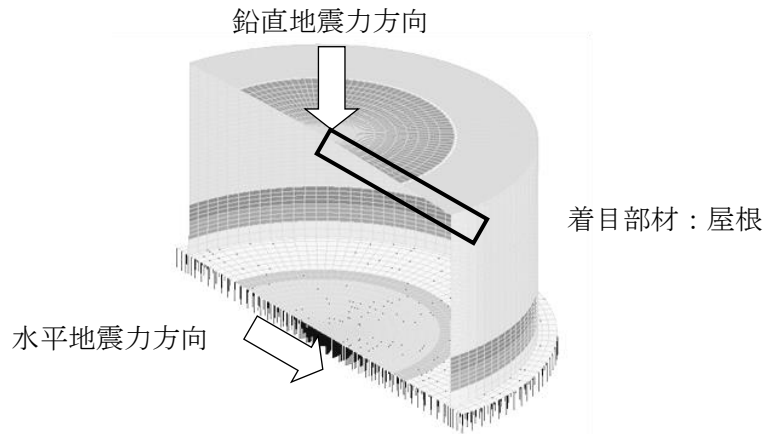
「1.4.5 地震応答解析の解析ケース」で記した解析ケース毎の非常用ろ過水タンクのせん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 1.8-3 に、評価位置図を図 1.8-1 に、屋根、側壁及び底版のせん断破壊の最大照査値発生時の断面力図を図 1.8-13～図 1.8-15 に、最大照査値発生箇所位置図を図 1.8-5～図 1.8-7 に示す。表 1.8-3 より、すべての評価対象部材に対して発生する応力が許容限界以下であることを確認した。

表 1.8-3 せん断破壊に対する最大照査値

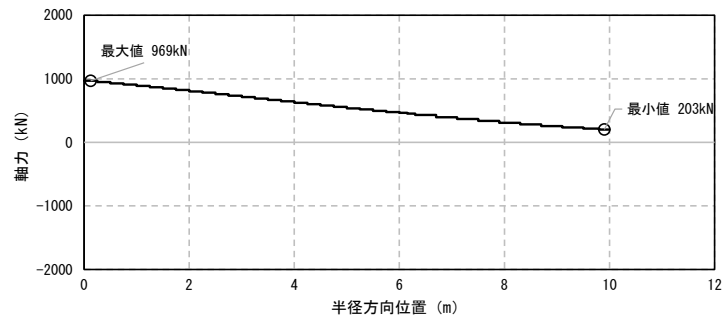
評価位置*1		解析 ケース	地震動	方向*2	発生応力度 (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	照査値
屋根	①	①-4	S s - D (++)	R 方向	0.40	0.75	0.54
側壁	③	①-4	S s - D (++)	Z 方向	0.64	0.76	0.85
底版	④	①-2	S s - D (++)	R 方向	0.55	0.75	0.74

注記*1：評価位置は図 1.8-1 に示す。

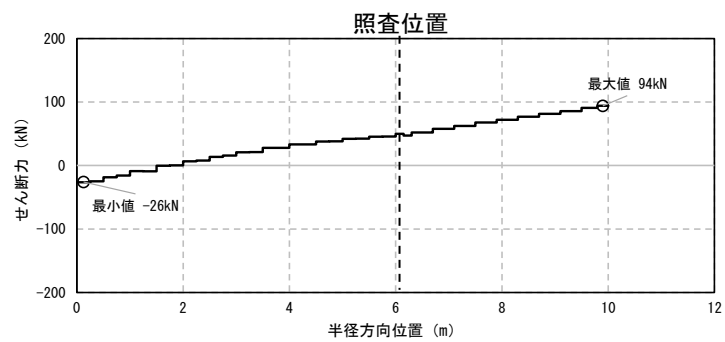
注記*2：方向は図 1.6-1 の要素座標系に示す。



曲げモーメント分布図

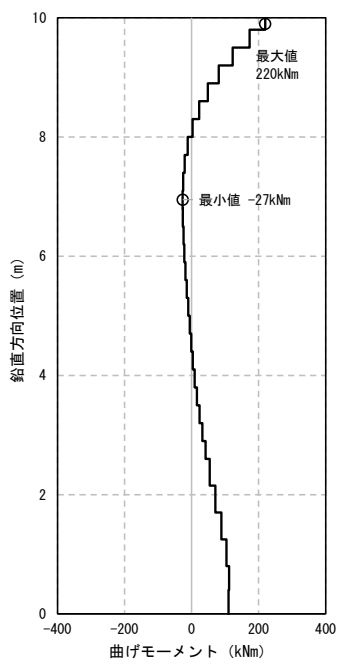
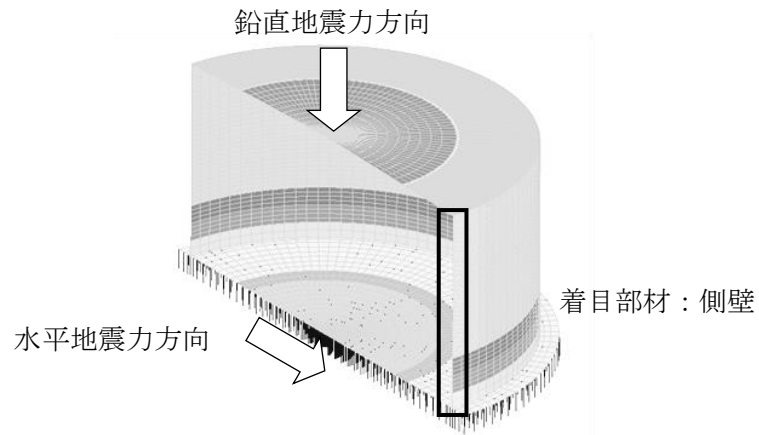


軸力分布図

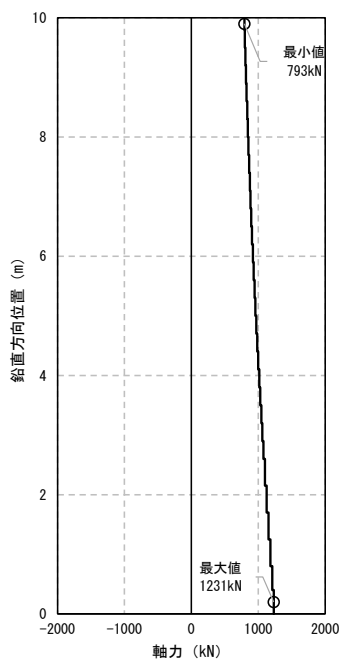


せん断力分布図

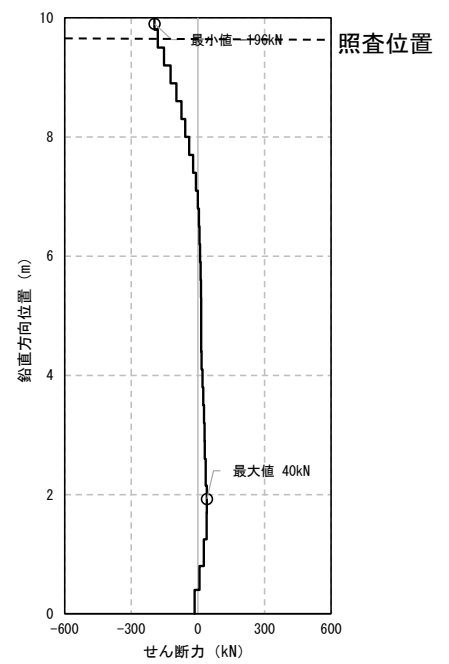
図 1.8-13 非常用ろ過水タンクの断面力図
(屋根照査値最大時, R 方向, 解析ケース①-4)



曲げモーメント分布図

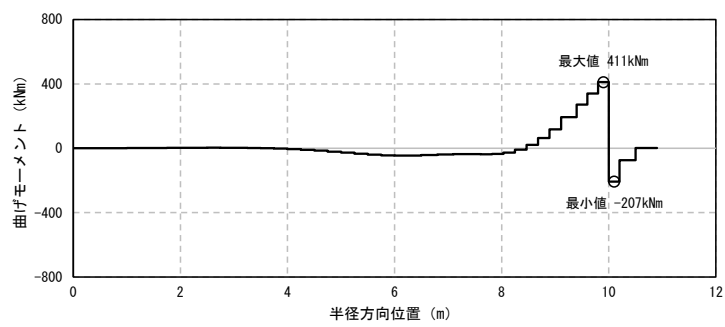
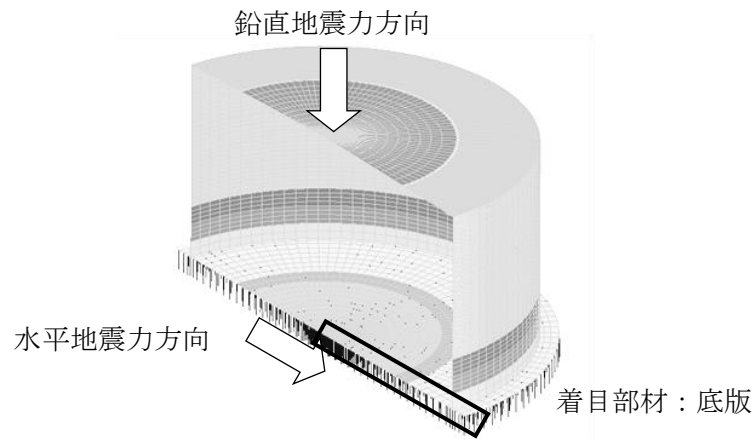


軸力分布図

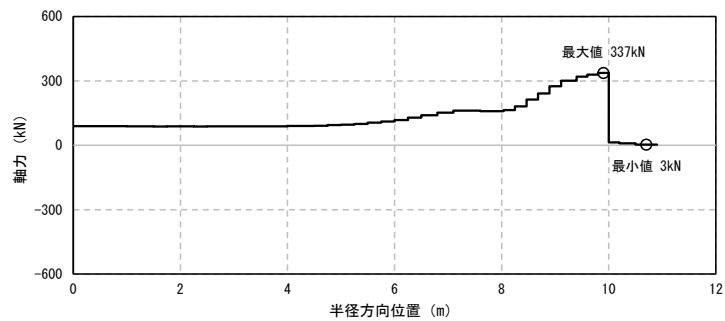


せん断力分布図

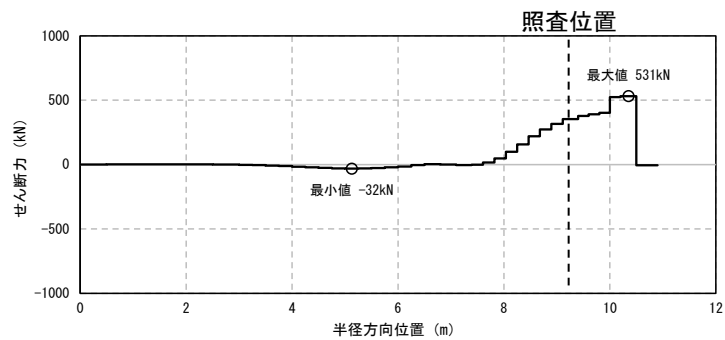
図 1.8-14 非常用ろ過水タンクの断面力図
(側壁照査値最大時, Z 方向, 解析ケース①-4)



曲げモーメント分布図



軸力分布図



せん断力分布図

図 1.8-15 非常用ろ過水タンクの断面力図
(底版照査値最大時, R 方向, 解析ケース①-2)

1.8.2 構造部材の健全性に対する評価結果（グラウンドアンカ）

「1.4.5 地震応答解析の解析ケース」で記した解析ケース毎のグラウンドアンカに対する最大照査値を表 1.8-4 に示す。表 1.8-4 より、グラウンドアンカに対して発生する応力が許容限界以下であることを確認した。

表 1.8-4 (1/2) グラウンドアンカに対する最大照査値（許容アンカー力）

解析 ケース	地震動	設計アンカー力 (kN)	許容アンカー力 (kN)	照査値
①-1	S s - D (++)	1,351	1,590	0.85

相対変位が 0.355mm であることから、地震による引張力増分は 21kN である。緊張直後の引張力は、1,330kN であることから、設計アンカー力は 1,351kN となる。

表 1.8-4 (2/2) グラウンドアンカに対する最大照査値（許容支圧応力度）

解析 ケース	地震動	支圧応力度 (N/mm ²)	許容支圧応力度 (N/mm ²)	照査値
①-1	S s - D (++)	14.3	22.5	0.64

1.8.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する評価結果の最大照査値を表 1.8-5 に示す。また、照査値最大を示す、地震動 $S_s - D$ (++) (解析ケース①-2) における最大接地圧分布図を図 1.8-16 に示す。その際の、最大照査値発生箇所位置図を図 1.8-17 に示す。

非常用ろ過水タンクの基礎地盤に発生する最大接地圧が、許容限界を下回ることを確認した。

表 1.8-5 基礎地盤の支持性能に対する照査結果の最大照査値

解析 ケース	地震動	最大接地圧 (N/mm^2)	極限支持力度 (N/mm^2)	照査値
①-2	$S_s - D$ (++)	1.1	3.9	0.29

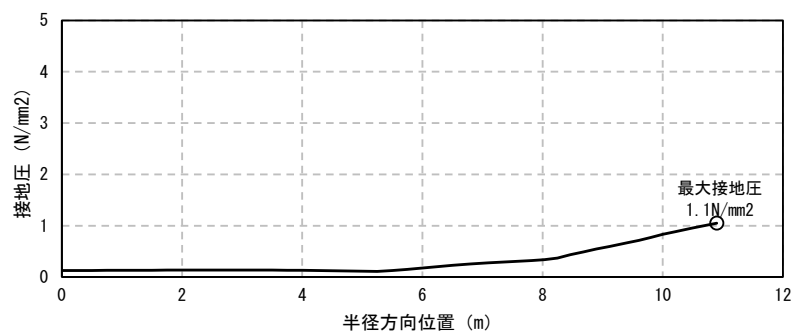


図 1.8-16 非常用ろ過水タンクの接地圧分布図 (照査値最大時, 解析ケース①-2, 半径方向)

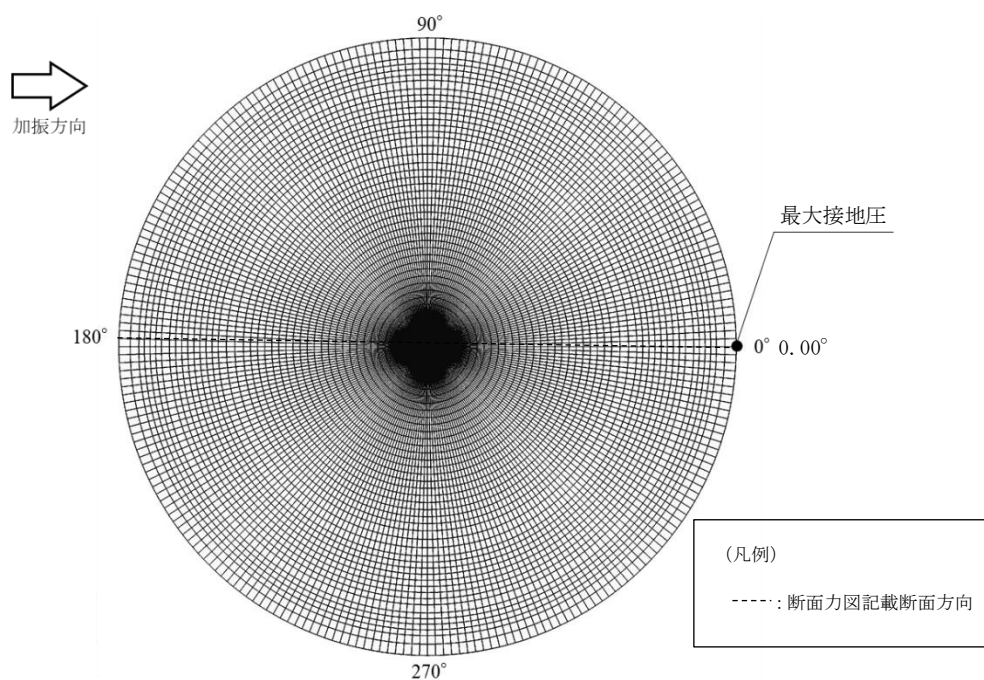


図 1.8-17 最大照査値発生箇所位置図 (底版, 接地圧)

2. 輪谷貯水槽（西側）

2.1 輪谷貯水槽（西側）の溢水防護に関する方針及び防護対策

VI-1-1-9-4「溢水影響に関する評価」のうち屋外タンク等からの溢水に対する評価において、輪谷貯水槽（西側）は基準地震動 S_s による地震力に対し、貯水槽のバウンダリ機能を保持するため溢水源としない。

2.2 評価方法

輪谷貯水槽（西側）は、水槽内部の水の溢水を頂版、側壁、隔壁及び底版により防ぐ構造としており、基準地震動 S_s に対して、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。構造部材の健全性評価として、構造物全体としての安定性確保を評価した上で、溢水影響の確認を実施する。また、輪谷貯水槽（西側）周辺は、「国土数値情報 土砂災害危険箇所データ（国土交通省国土政策局）」によると土石流危険区域にあることから、土石流堆積荷重を組み合わせた、耐震評価を併せて実施する。

2.3 評価条件

2.3.1 適用規格

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）
- ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（（社）土木学会，2005年）
- ・道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）
- ・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]（（社）土木学会，2002年制定）
- ・コンクリート標準示方書 [設計編]（（社）土木学会，2007年制定）

表 2.3-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）	鉄筋コンクリートの材料諸元（単位体積重量，ヤング係数，ポアソン比）
荷重及び荷重の組合せ	コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）	永久荷重，偶発荷重等の適切な組合せを検討
許容限界	原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（（社）土木学会，2005年）	曲げ・軸力系の破壊に対する照査は，発生ひずみが限界ひずみ（圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%）以下であることを確認
	コンクリート標準示方書〔設計編〕（（社）土木学会，2007年制定）	せん断破壊に対する照査は，発生せん断力がせん断耐力を下回ることを確認
	コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）	曲げ・軸力系の破壊に対する照査においておおむね弾性範囲として，発生ひずみが限界ひずみ（コンクリート圧縮 2000 μ ，主筋ひずみ 1750 μ ）以下であることを確認
	道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）	基礎地盤の支持性能に対する照査は，基礎に発生する応力が極限支持力を下回ることを確認
地震応答解析	原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）	有限要素法による二次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

2.3.2 構造概要

輪谷貯水槽（西側）の位置図を図 2.3-1 に示す。

輪谷貯水槽（西側）の平面図を図 2.3-2 に、断面図を図 2.3-3 に、概略配筋図を図 2.3-4 に示す。

輪谷貯水槽（西側）は、既設輪谷貯水槽内に新設された鉄筋コンクリート造の箱型構造物であり、輪谷貯水槽（西側）のうち北側と南側の貯水槽間の隙間には、間詰コンクリートがある。

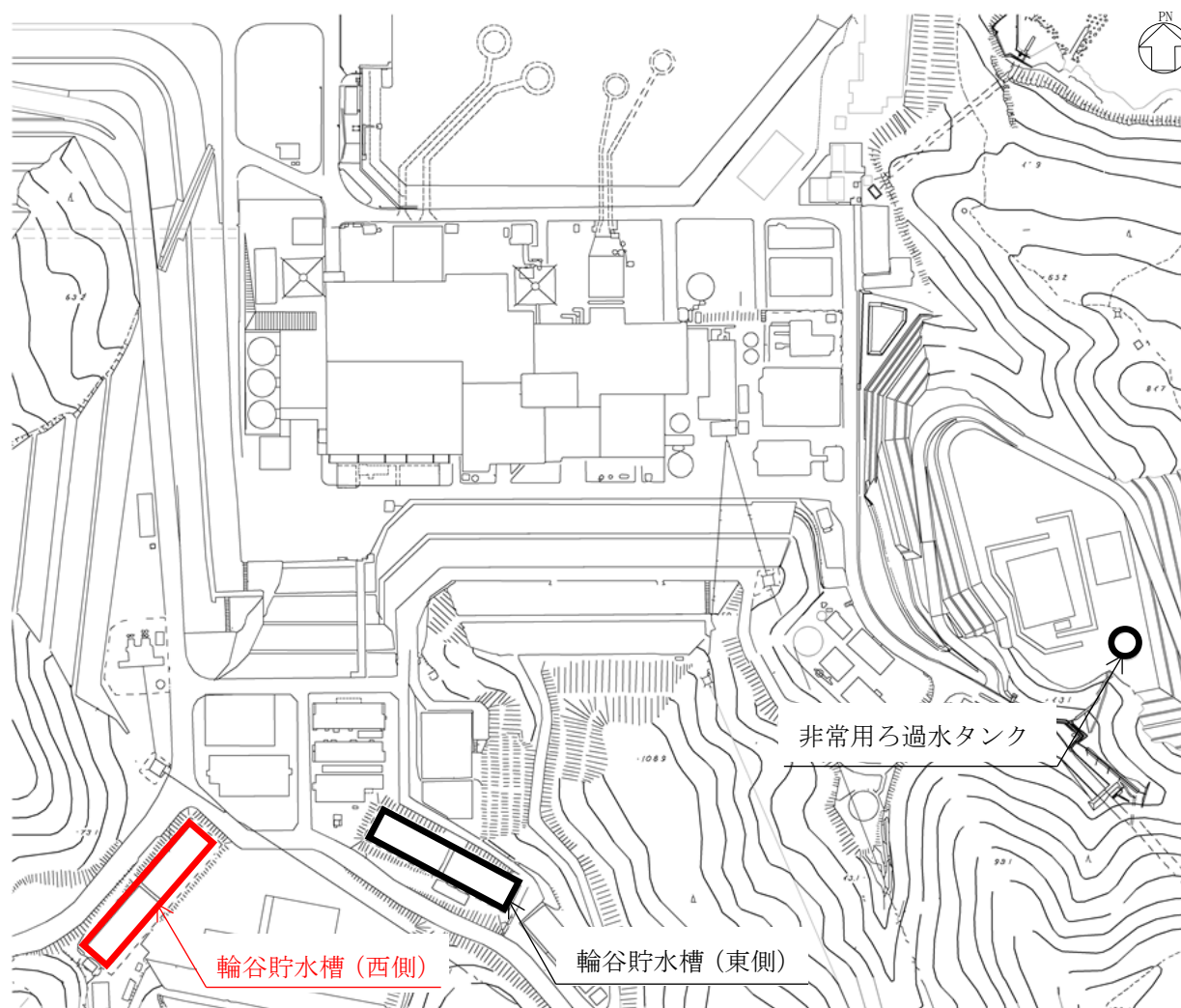


図 2.3-1 輪谷貯水槽（西側）の位置図

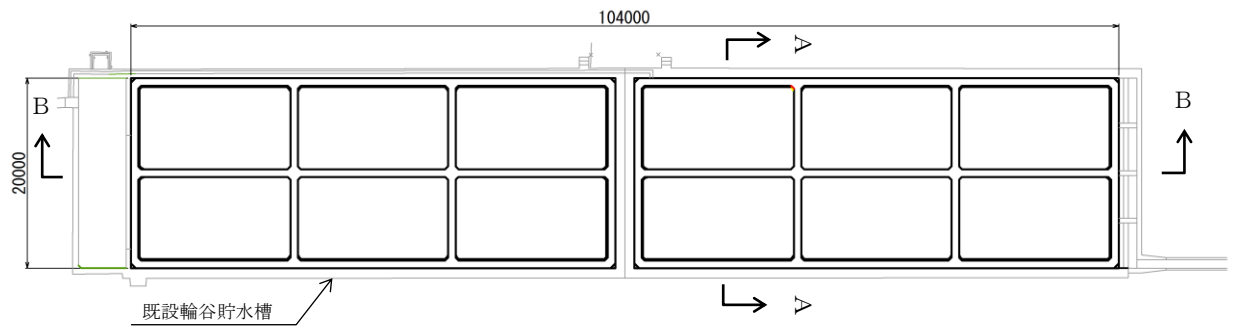


図 2.3-2 輪谷貯水槽（西側）の平面図 (単位: mm)

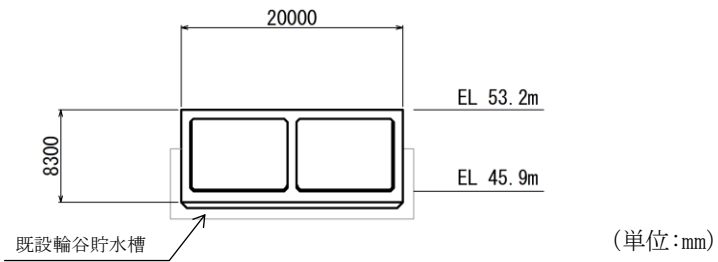


図 2.3-3(1) 輪谷貯水槽（西側）の断面図（A-A断面）

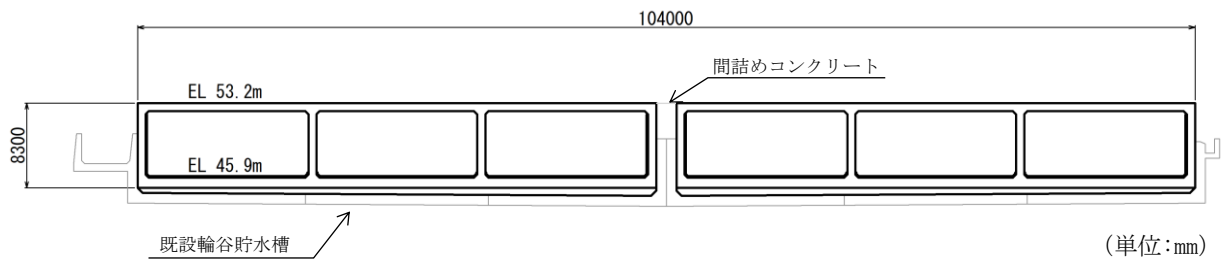
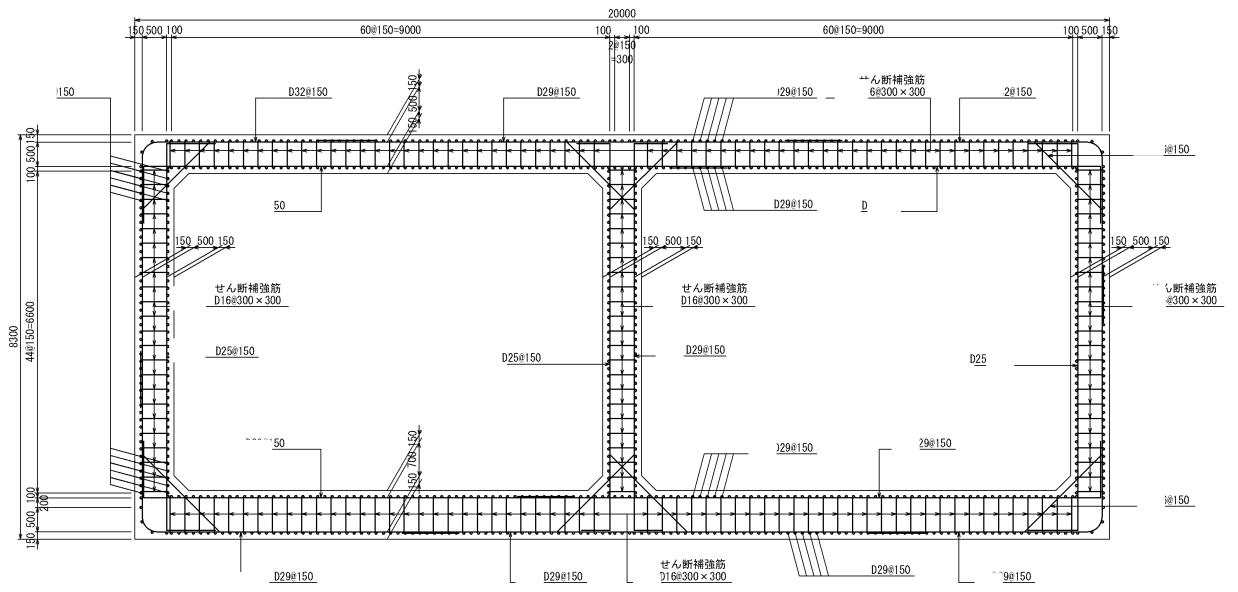


図 2.3-3(2) 輪谷貯水槽（西側）の断面図（B-B断面）



(単位:mm)

図 2.3-4 輪谷貯水槽 (西側) の概略配筋図

2.3.3 評価対象断面の方向

長辺方向に加振した場合は、加振方向と平行に設置される壁同士の間隔が小さく、妻壁が耐震要素として機能する。

一方、短辺方向は、耐震要素として機能する妻壁同士の離隔が大きいため、弱軸断面となる。なお、保守的に短辺方向、長辺方向共に評価対象断面の選定対象とする。

2.3.4 評価対象断面の選定

「2.3.3 評価対象断面の方向」に示すとおり、評価対象断面は、短辺方向、長辺方向両方から選定する。短辺方向の評価対象断面は第2水槽の中心を通るA-A断面とする。長辺方向の評価対象断面は水槽の中心を通るB-B断面とする。輪谷貯水槽（西側）の評価対象断面位置図を図2.3-5に示す。

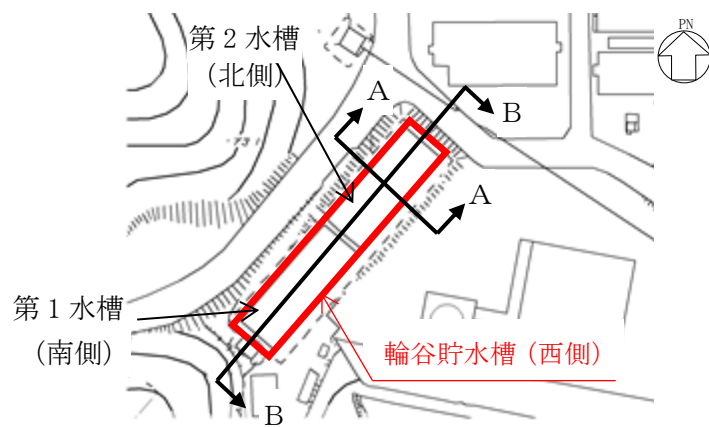


図 2.3-5 輪谷貯水槽（西側）の評価対象断面位置図

2.3.5 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 2.3-2 に、材料の物性値を表 2.3-3 に示す。

表 2.3-2 使用材料

材料		仕様
輪谷貯水槽（西側）	コンクリート	設計基準強度 24.0N/mm ²
	鉄筋	SD345

表 2.3-3 材料の物性値

材料	ヤング係数 (N/mm ²)	単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比
輪谷貯水槽（西側）	2.5×10 ⁴	24.0*	0.2

注記*：鉄筋コンクリートの単位体積重量を示す。

2.3.6 地盤物性値

地盤については、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の解析用物性値を表2.3-4及び表2.3-5に示す。

表 2.3-4 地盤の解析用物性値（岩盤）

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

表 2.3-5 地盤の解析用物性値（埋戻土，D級岩盤，旧表土）

			解析用物性値		
			埋戻土	D級岩盤	旧表土
物理特性	密度	ρ (g/cm ³)	2.11	2.28	2.00
強度特性	初期せん断強度	τ_0 (N/mm ²)	0.22	0.11	0.03
	内部摩擦角	ϕ (°)	22	6	21
動的変形特性	初期せん断弾性係数	G_0 (N/mm ²)	$G_0=749 \sigma^{0.66}$ (N/mm ²) $G/G_0=1/(1+\gamma/0.00027)$	$G_0=148 \sigma^{0.49}$ (N/mm ²) $G/G_0=1/(1+\gamma/0.00062)$	$G_0=240 \sigma^{0.61}$ (N/mm ²) $G/G_0=1/(1+\gamma/0.0011)$
	動ポアソン比	ν_d	0.45	0.45	0.45
減衰特性	減衰定数	h	$h=0.0958 \times (1-G/G_0)^{0.85}$	$\gamma \leq 1 \times 10^{-4}$: $h=0.023$ $\gamma > 1 \times 10^{-4}$: $h=0.023$ $+0.071 \cdot \log(\gamma/0.0001)$	$h=0.20 \gamma / (\gamma + 0.000413)$

2.3.7 評価構造物諸元

輪谷貯水槽（西側）の評価部位の諸元を表 2.3-6 及び表 2.3-7 に、評価部位位置図を図 2.3-6 及び図 2.3-7 に示す。

表 2.3-6 評価部位の諸元（A-A断面）

部位		仕様		材料	
		部材幅 (mm)	部材厚 (mm)	コンクリート 設計基準強度 f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋
頂版	1	8800	800	24.0	SD345
頂版	2	8800	800	24.0	SD345
側壁	3	6500	800	24.0	SD345
側壁	4	6500	800	24.0	SD345
隔壁	5	6500	800	24.0	SD345
底版	6	8800	1000	24.0	SD345
底版	7	8800	1000	24.0	SD345

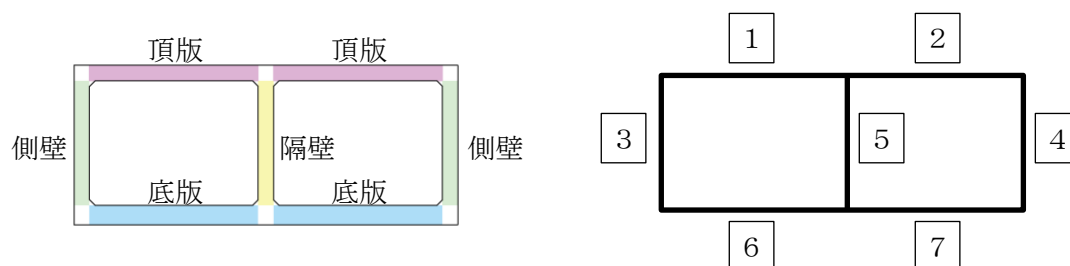


図 2.3-6 評価部位位置図

表 2.3-7 評価部位の諸元(B-B断面)

部位			仕様		材料	
			部材幅 (mm)	部材厚 (mm)	コンクリート 設計基準強度 f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋
北側	頂版	1	16000	800	24.0	SD345
	頂版	2	15800	800	24.0	SD345
	頂版	3	16000	800	24.0	SD345
	側壁	4	6500	800	24.0	SD345
	側壁	5	6500	800	24.0	SD345
	隔壁	6	6500	800	24.0	SD345
	隔壁	7	6500	800	24.0	SD345
	底版	8	16000	1000	24.0	SD345
	底版	9	15800	1000	24.0	SD345
	底版	10	16000	1000	24.0	SD345
南側	頂版	1	16000	800	24.0	SD345
	頂版	2	15800	800	24.0	SD345
	頂版	3	16000	800	24.0	SD345
	側壁	4	6500	800	24.0	SD345
	側壁	5	6500	800	24.0	SD345
	隔壁	6	6500	800	24.0	SD345
	隔壁	7	6500	800	24.0	SD345
	底版	8	16000	1000	24.0	SD345
	底版	9	15800	1000	24.0	SD345
	底版	10	16000	1000	24.0	SD345

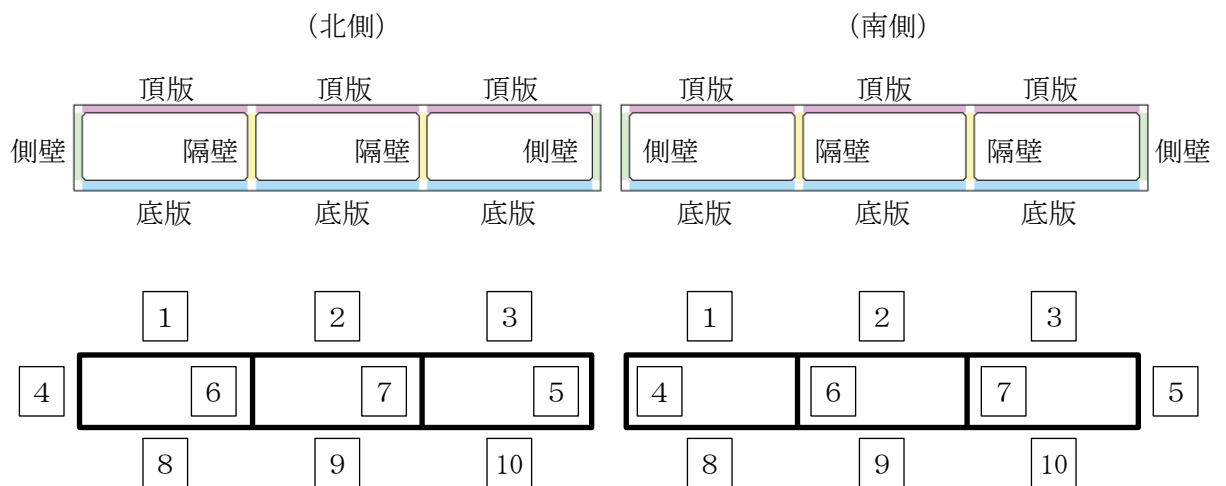


図 2.3-7 評価部位位置図

2.3.8 地下水位

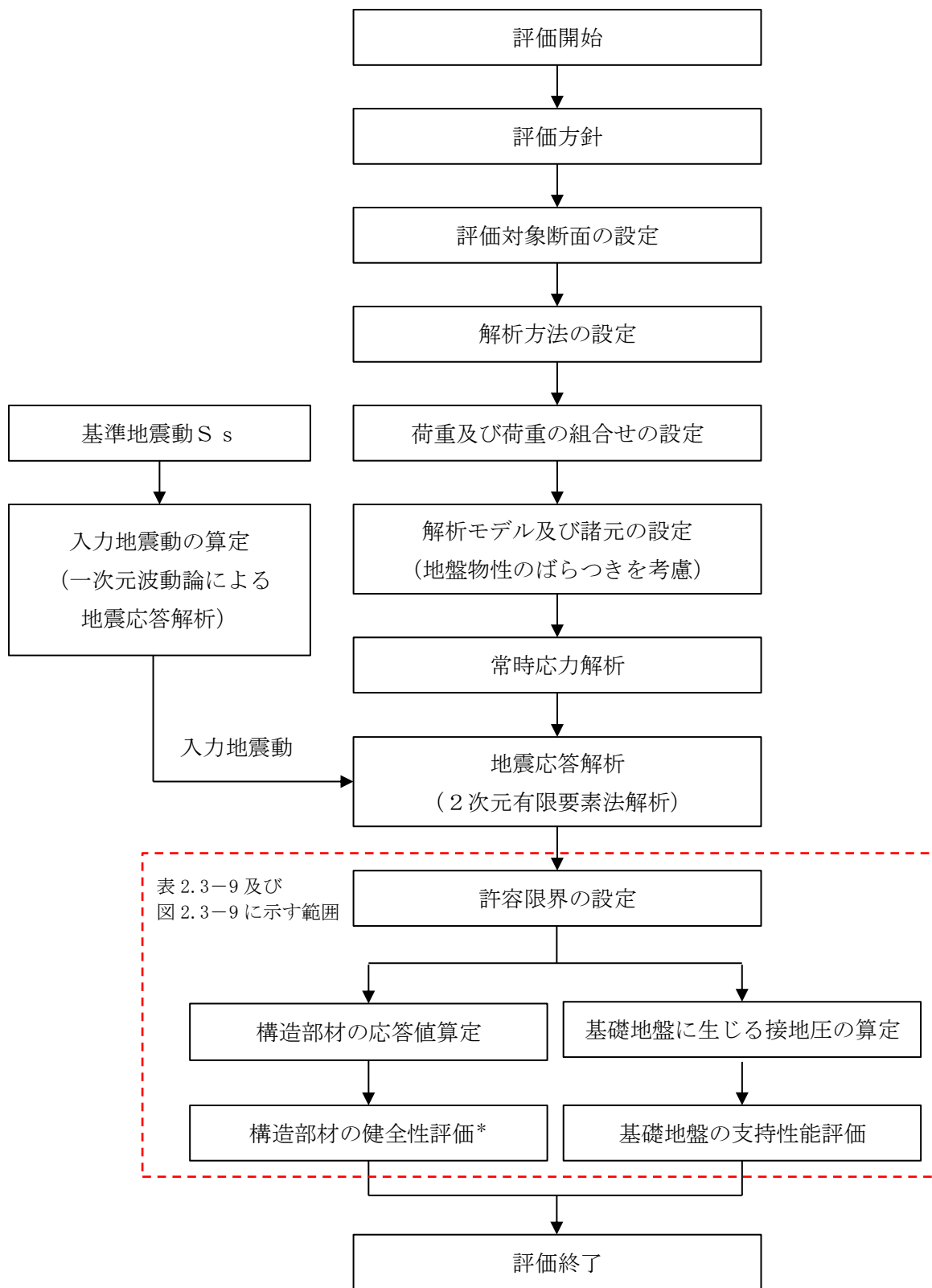
設計地下水位は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計地下水位の一覧を表 2.3-8 に示す。なお、輪谷貯水槽（西側）の直下に位置する沢筋には、暗渠排水管を設置しており、地下水位の上昇を抑制している。

表 2.3-8 設計地下水位の一覧

施設名称	設計地下水位 (ELm)	備考
輪谷貯水槽（西側）	地下水位が構造物下端より十分低いため考慮しない。	3次元浸透流解析による

2.3.9 耐震評価フロー

輪谷貯水槽（西側）の耐震評価フローを図 2.3-8 に示す。



注記*：構造物全体としての安定性確保を評価した上で、溢水影響の確認を実施する。

図 2.3-8 輪谷貯水槽（西側）の耐震評価フロー

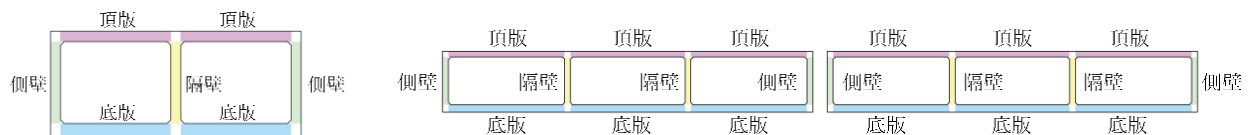
輪谷貯水槽（西側）の頂版、側壁、隔壁及び底版は、構造物全体としての安定性確保の評価をした上で、溢水影響の確認を行う。輪谷貯水槽（西側）の許容限界を表 2.3-9 に、評価対象部位を図 2.3-9 に示す。構造物全体としての安定性確保の評価範囲は、頂版、側壁、隔壁及び底版の全ての範囲を対象とする。溢水影響の確認は、その部材のひび割れからの漏水が溢水量検討に影響を及ぼし得る範囲を対象とする。

表 2.3-9 許容限界

評価対象部位	評価項目	許容限界	
		構造物全体としての安定性確保	溢水影響の確認
頂版 側壁	曲げ・軸力系の破壊に対する評価	圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%	部材降伏に相当するひずみ
	せん断破壊に対する評価	せん断耐力	—*1
隔壁 底版	曲げ・軸力系の破壊に対する評価	圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%	—*2
	せん断破壊に対する評価	せん断耐力	—*1, *2
基礎地盤	基礎地盤の支持性能に対する評価	極限支持力度	

注記*1：構造物全体としての安定性確保の評価が溢水影響の確認を包絡しているため評価不要

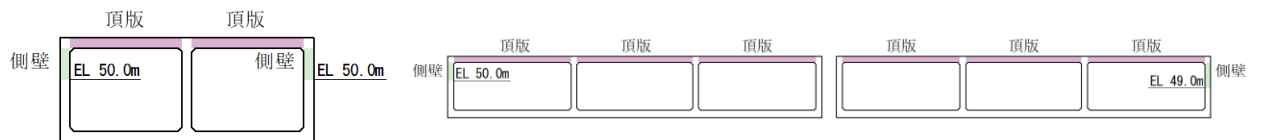
*2：溢水量検討に影響を及ぼさない範囲であるため評価不要



(A-A断面)

(B-B断面)

構造物全体としての安定性確保



(A-A断面)

(B-B断面)

溢水影響の確認

図 2.3-9 評価対象部位

2.4 地震応答解析

2.4.1 地震応答解析手法

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる2次元有限要素法解析を用いて、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、図2.4-1に示す解析手法の選定フローに基づき選定する。

輪谷貯水槽（西側）は、施設周辺の地下水位が底版より低いことから、解析手法は「①全応力解析」とする。

構造部材については、ファイバーモデルで考慮する。また、地盤については、平面ひずみ要素でモデル化することとし、岩盤は線形でモデル化する。埋戻土、旧表土及びD級岩盤については、地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようマルチスプリングモデルを用いることとし、ばね特性は双曲線モデル（修正GHEモデル）を用いて非線形性を考慮する。

地震応答解析については、解析コード「TDA P III」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

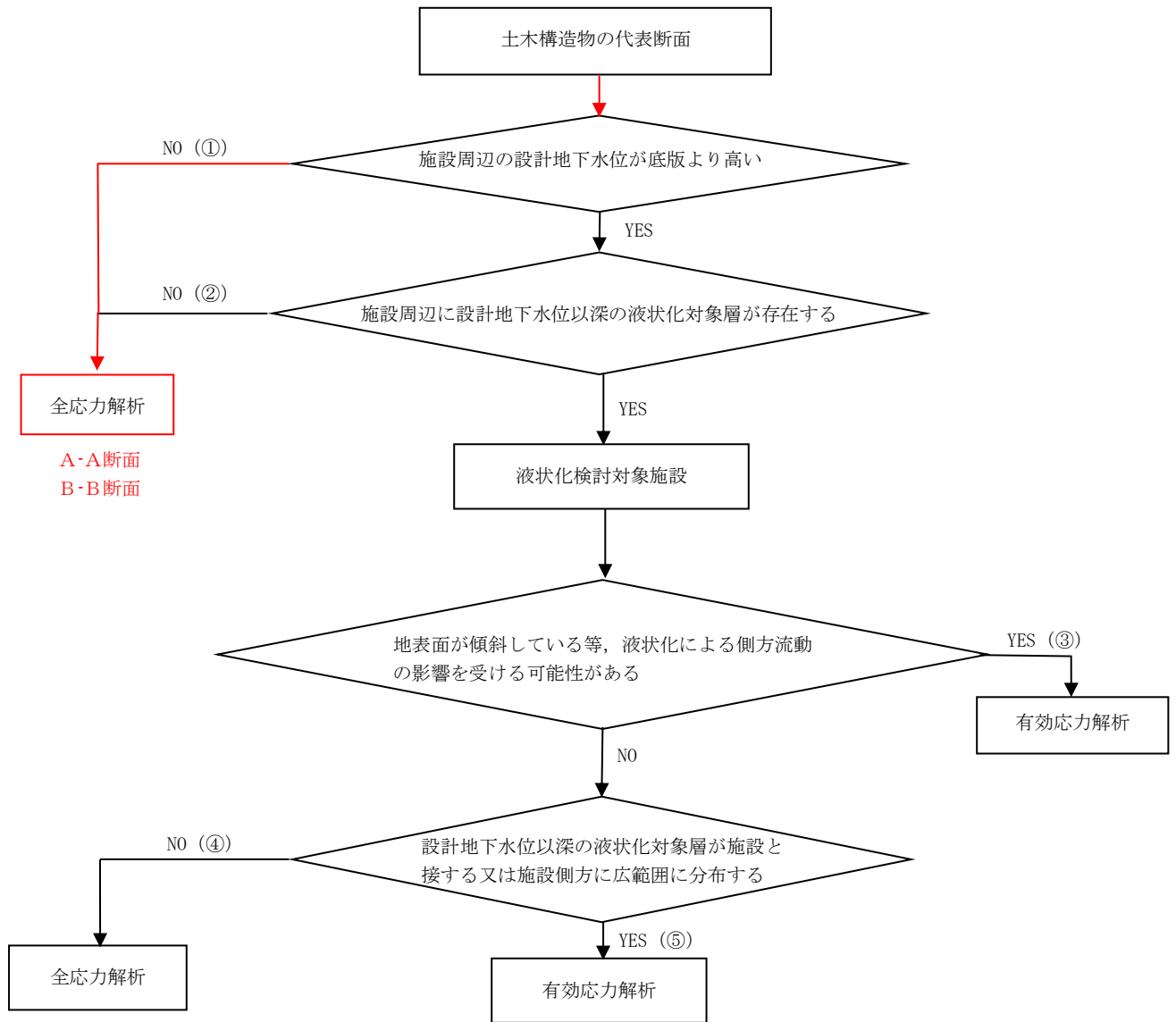


図 2.4-1 解析手法の選定フロー

2.4.2 地震応答解析モデルの設定

(1) 解析モデル領域

地震応答解析モデルのモデル化範囲の考え方を図 2.4-2 に示す。

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう十分広い領域とする。具体的には、「J E A G 4 6 0 1 -1987」を参考に、モデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、モデル高さを構造物基礎幅の 1.5 倍～2 倍確保している。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長の 5 分の 1 程度を考慮し、要素高さを 1m 程度まで細分割して設定する。

構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（（社）土木学会，2005 年）」に従い、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度まで細分して設定する。

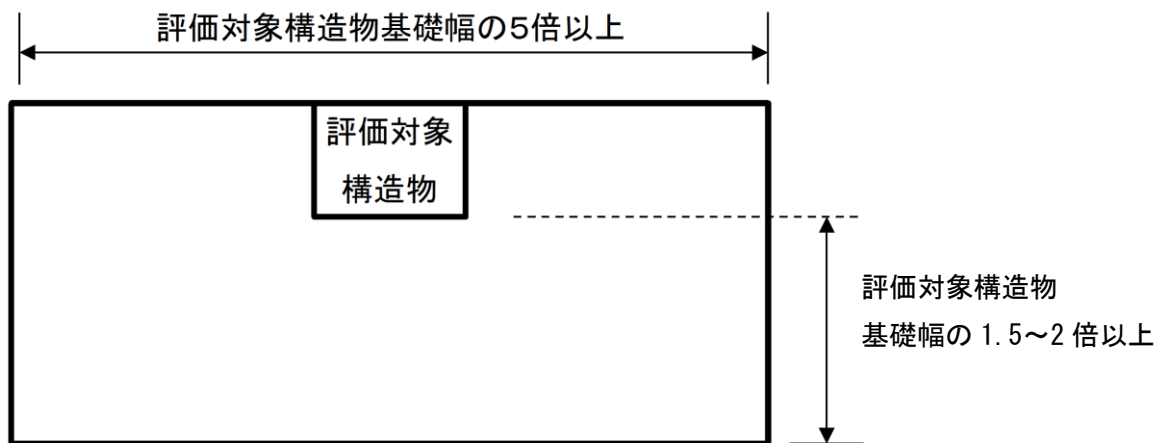


図 2.4-2 モデル化範囲の考え方

(2) 境界条件

a. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側方境界はフリーとする。

固有値解析における境界条件の概念図を図 2.4-3 に示す。

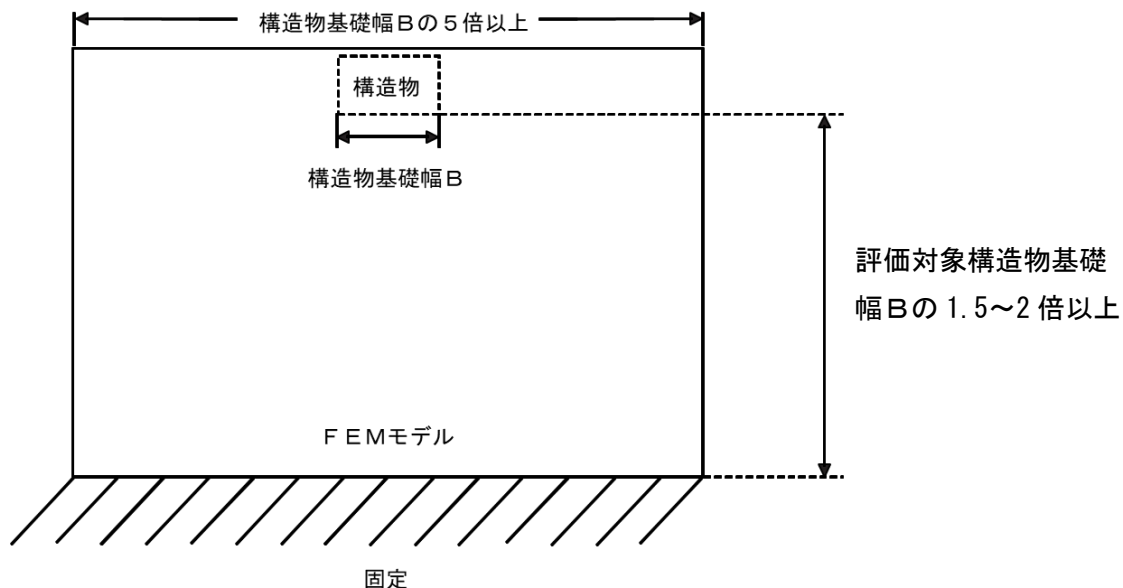


図 2.4-3 固有値解析における境界条件の概念図

b. 常時応力解析時

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

常時応力解析における境界条件の概念図を図 2.4-4 に示す。

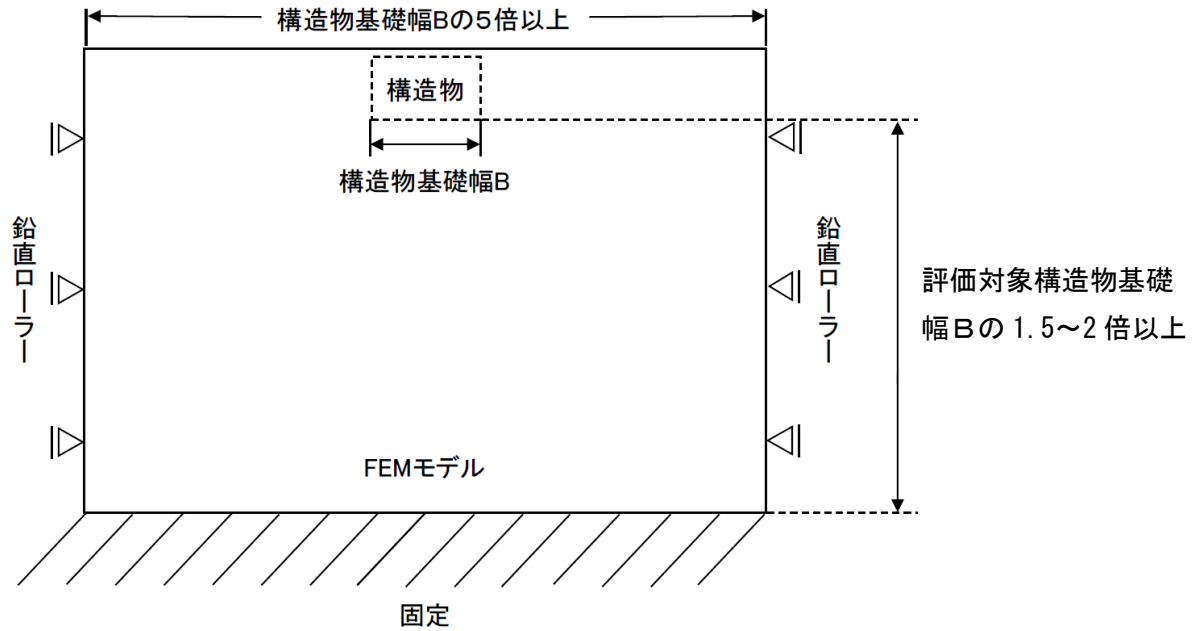


図 2.4-4 常時応力解析における境界条件の概念図

c. 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

地震応答解析における境界条件の概念図を図 2.4-5 に示す。

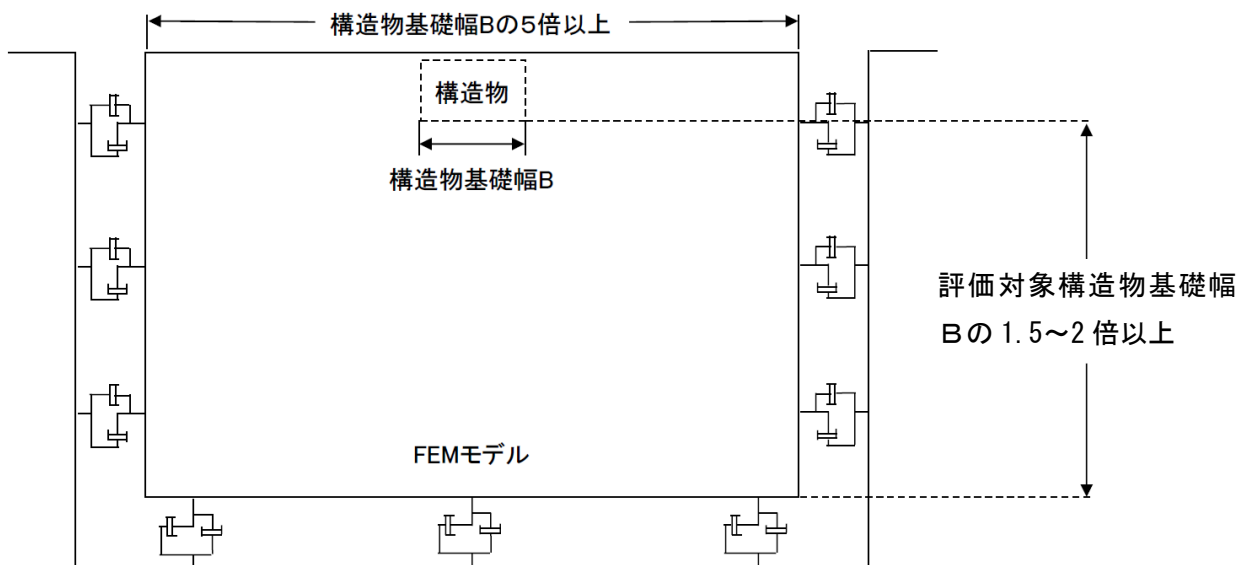


図 2.4-5 地震応答解析における境界条件の概念図

(3) 構造物のモデル化

輪谷貯水槽（西側）は、非線形はり要素でモデル化する。また、輪谷貯水槽（西側）は、既設輪谷貯水槽内に設置されており、土圧は既設輪谷貯水槽を介して間接的に作用するが、保守的に既設貯水槽はモデル化せず、輪谷貯水槽（西側）に直接土圧を作用させる。長辺方向断面の北側水槽と南側水槽の間詰めコンクリートは、線形の平面ひずみ要素でモデル化する。

(4) 地盤のモデル化

岩盤は、線形の平面ひずみ要素でモデル化する。埋戻土、旧表土及びD級岩盤は、地盤の非線形性をマルチスプリング要素で考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。

地質構造及び速度層標高は、近傍の地質調査結果及びガスタービン発電機建物周辺の地質断面図からの投影標高とし、解析用地盤断面図を図 2.4-6 及び図 2.4-7 に示す。

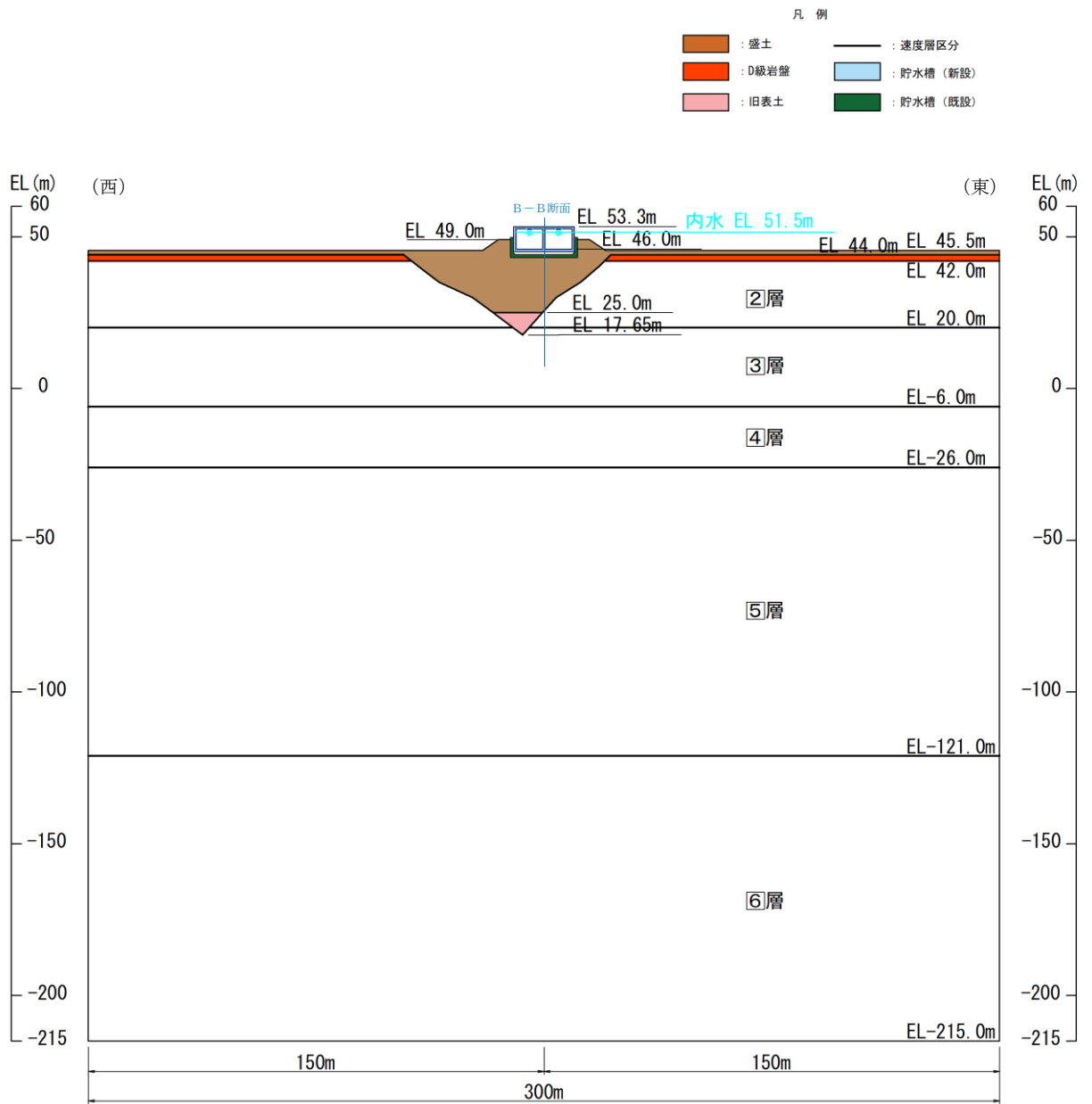


图 2.4-6 解析用地盤断面图 (A-A 断面)

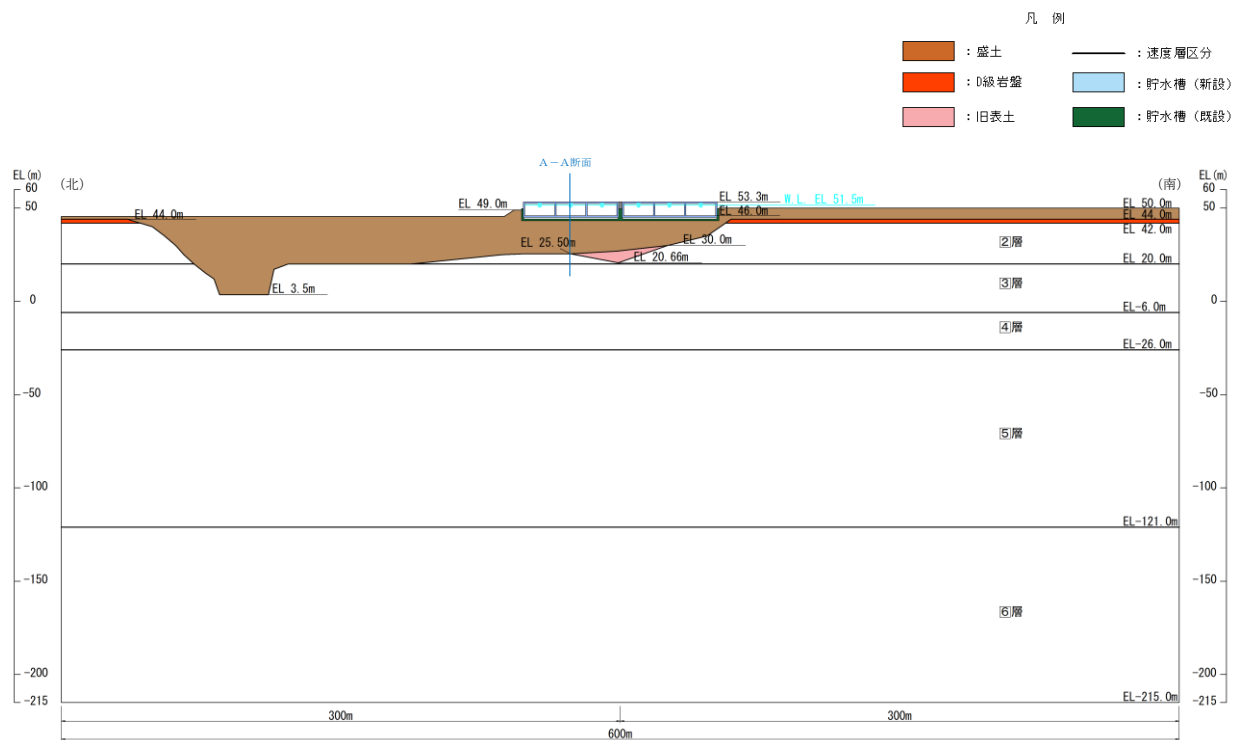


図 2.4-7 解析用地盤断面図 (B-B 断面)

(5) 地震応答解析モデル

解析用地盤断面図を踏まえて設定した地震応答解析モデル図を図 2.4-8 及び図 2.4-9 に示す。

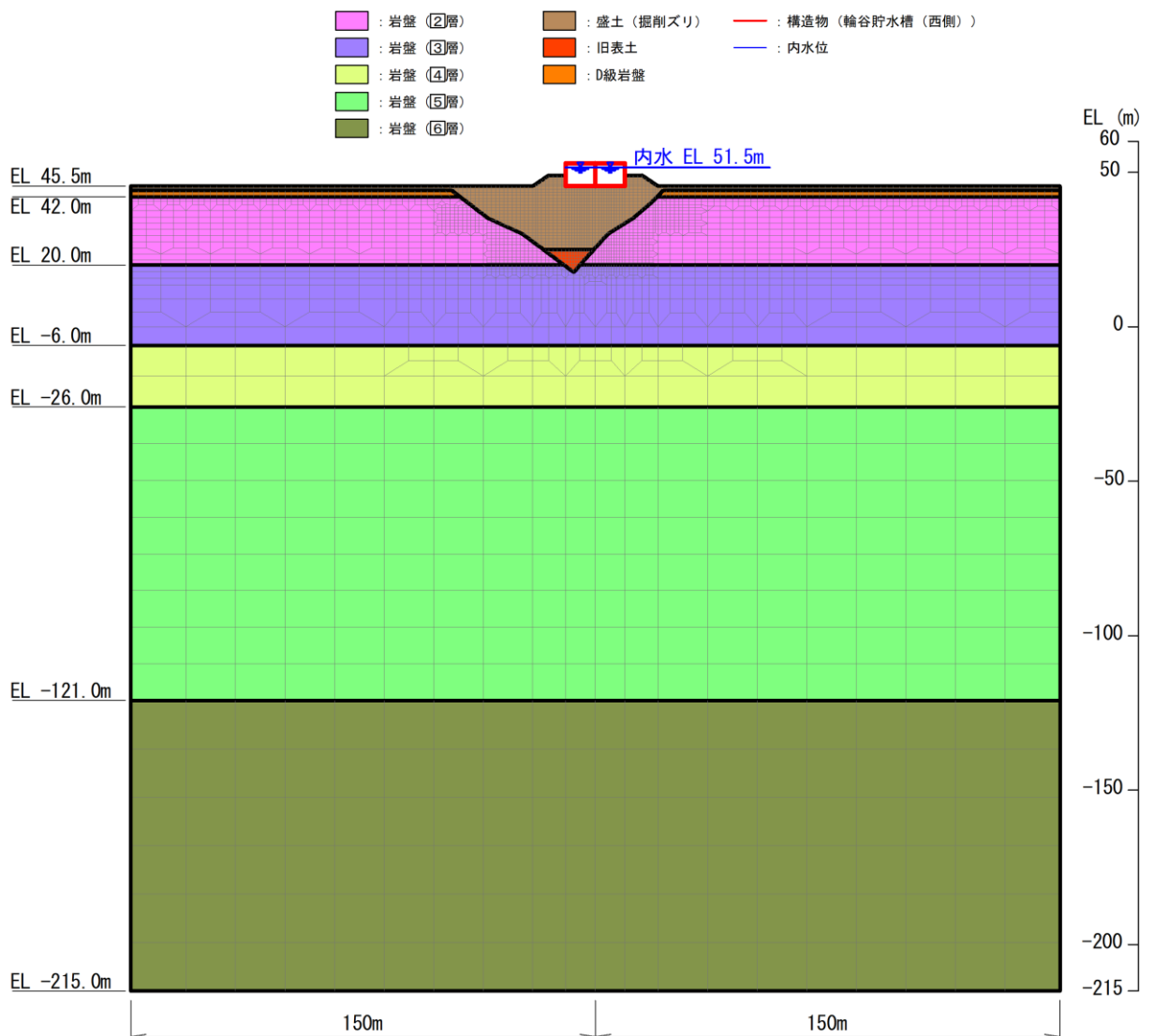


図 2.4-8 輪谷貯水槽 (西側) の地震応答解析モデル図 (A-A断面)

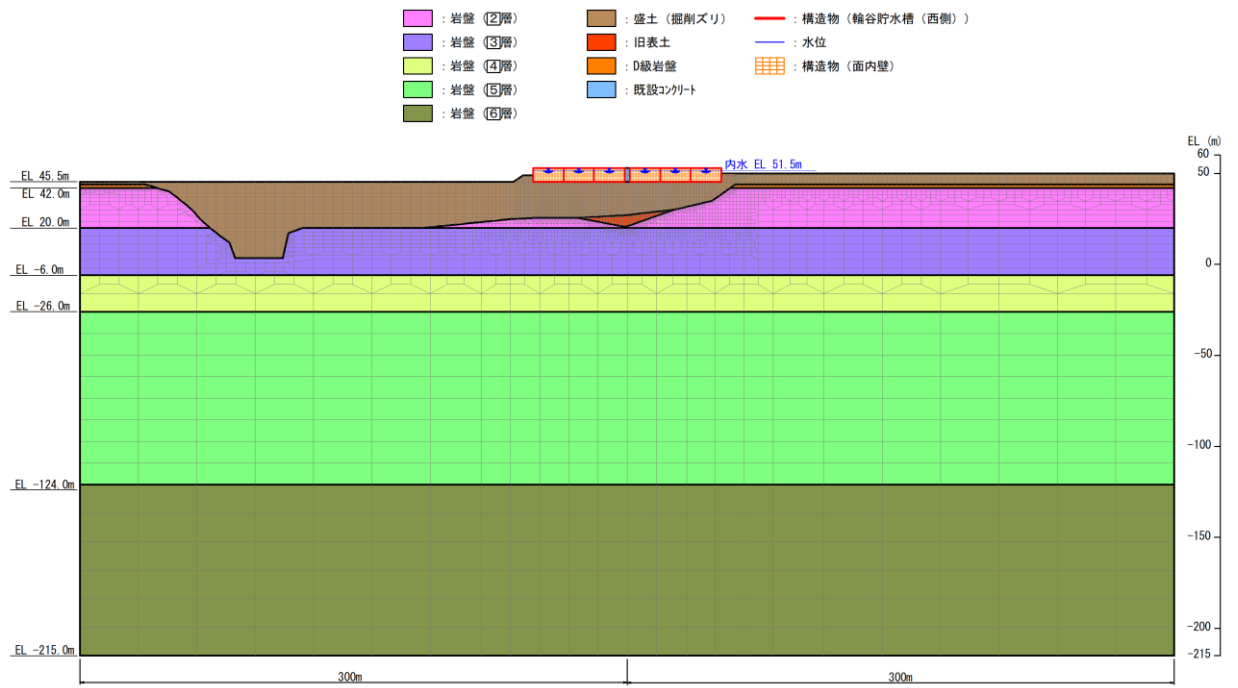


図 2.4-9 輪谷貯水槽 (西側) の地震応答解析モデル図 (B-B断面)

(6) ジョイント要素

地盤と構造物との接合面にジョイント要素を設けることにより、地震時の地盤と構造物の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は、地盤と構造物の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造物の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は埋戻土の c 、 ϕ とする。側壁側方及び底版下部の埋戻土の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、「道路土工・擁壁工指針（日本道路協会，1999年）」に基づき表 2.4-1 のとおりとする。また、要素間の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は表 2.4-2 のとおり設定する。

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

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

表 2.4-1 周辺地盤との境界に用いる強度特性

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	$\tan \phi$ (ϕ : 内部摩擦角 (°))
埋戻土 (側壁側方)	0	0.26
埋戻土 (底版下部)	0	0.6

表 2.4-2 要素間の粘着力と内部摩擦角

接合条件		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
材料 1	材料 2		
輪谷貯水槽 (西側)	埋戻土	材料 2 の c	材料 2 の ϕ

ジョイント要素のばね定数は、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（(社)土木学会，2005年）」を参考に，数値計算上，不安定な挙動を起こさない程度に周囲材料の剛性よりも十分に大きな値を設定する。表 2.4-3 にジョイント要素のばね定数を示す。

また，ジョイント要素の力学特性を図 2.4-10 に，ジョイント要素の配置概念図を図 2.4-11 に示す。

表 2.4-3 ジョイント要素のばね定数

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

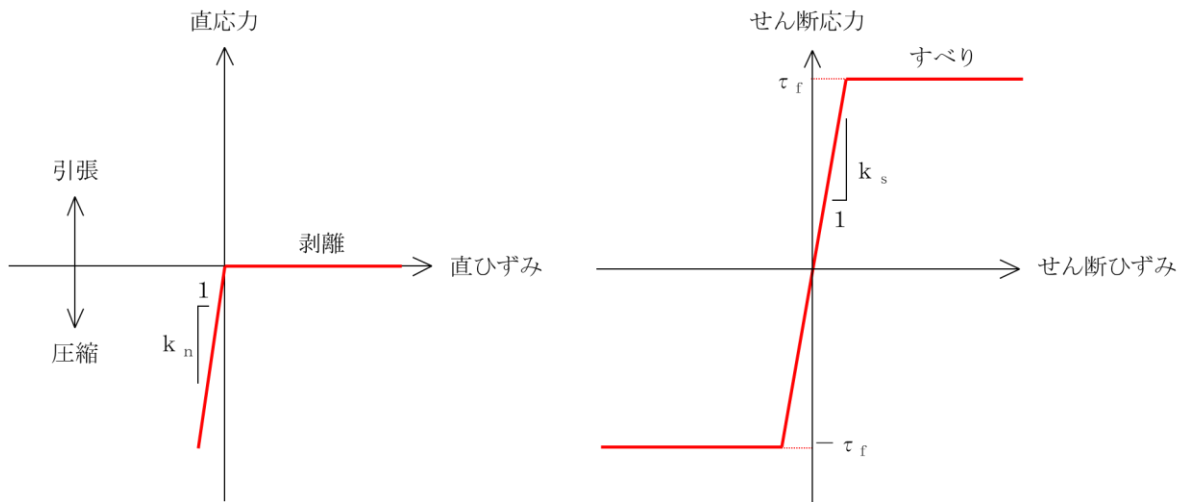


図 2.4-10 ジョイント要素の力学特性

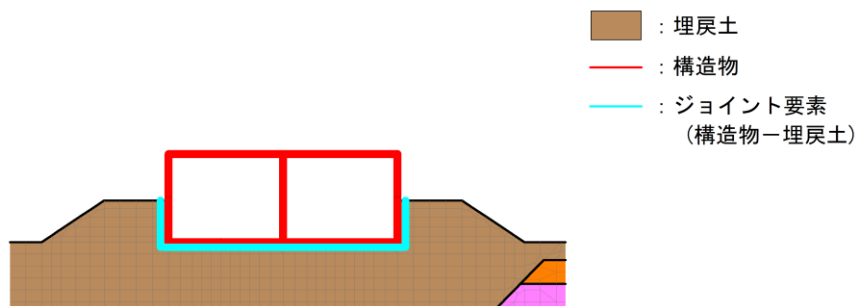


図 2.4-11 ジョイント要素の配置概念図

(7) 材料特性の設定

鉄筋コンクリート部材は、ファイバーモデルによる非線形はり要素でモデル化する。ファイバーモデルは、はり要素の断面を層状に分割し各層に材料の非線形特性を考慮する材料非線形モデルであり（図 2.4-12 参照），図 2.4-13 に示すコンクリートの応力-ひずみ関係を考慮する。

また，図 2.4-14 に鉄筋の応力-ひずみ関係を示す。

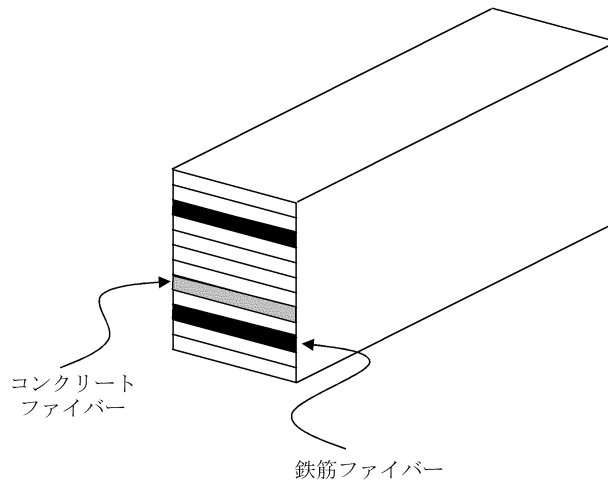
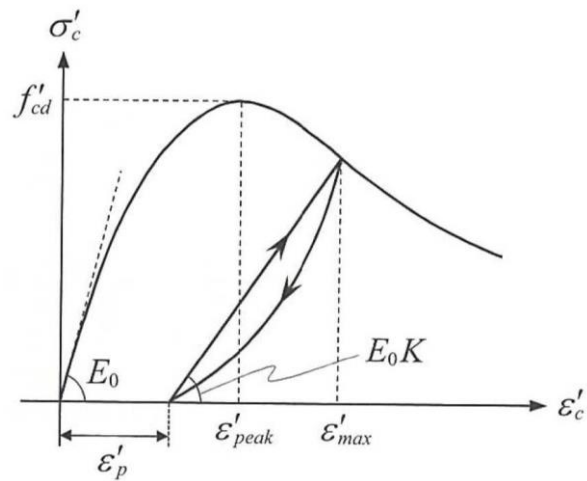
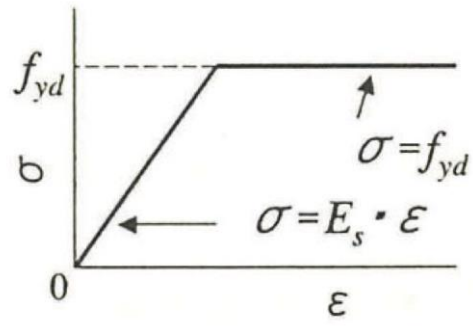


図 2.4-12 ファイバーモデルの概念図



（コンクリート標準示方書[設計編]（土木学会，2017年制定）より引用）

図 2.4-13 構造部材の非線形特性（コンクリートの応力-ひずみ関係）



(コンクリート標準示方書 2002 より引用)

図 2.4-14 構造部材の非線形特性 (鉄筋の応力-ひずみ関係)

2.4.3 減衰定数

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

粘性減衰は、固有値解析にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与える。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 2.4-15 に示す。

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

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α, β : 係数

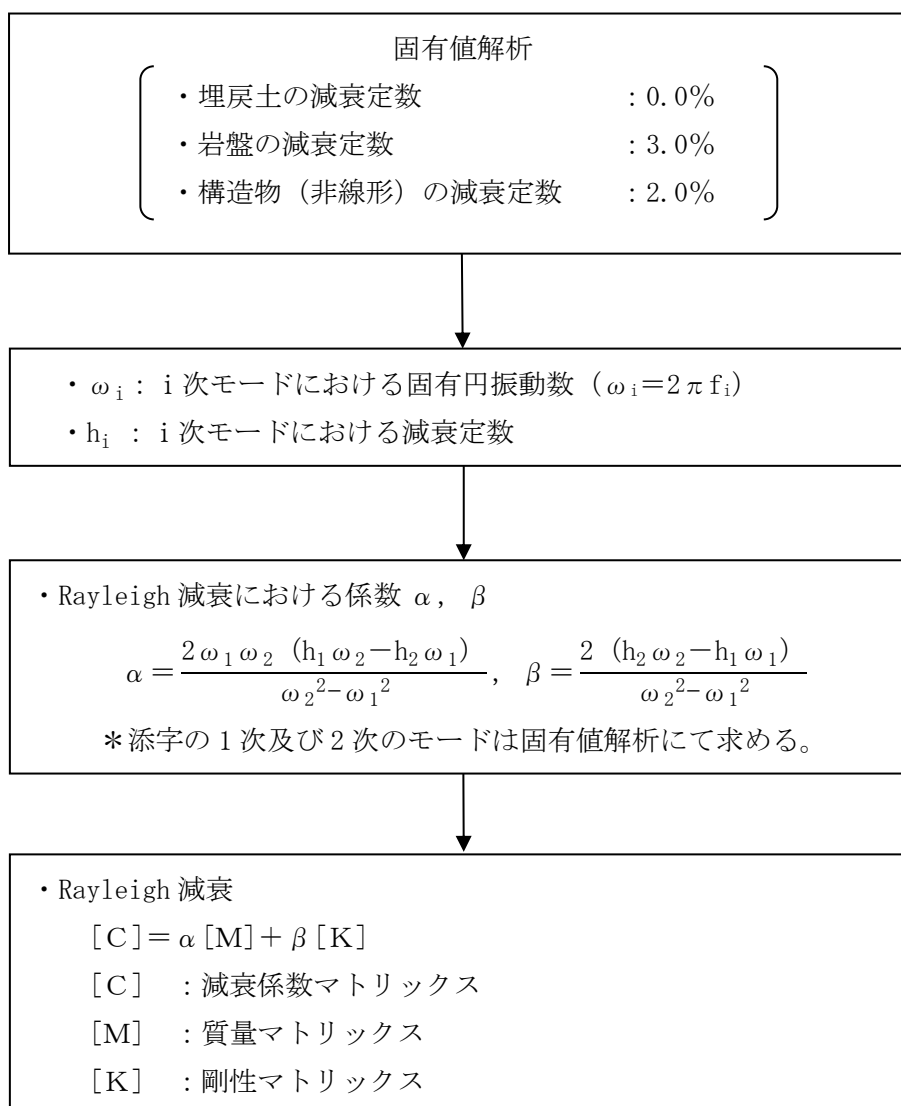


図 2.4-15 Rayleigh 減衰の設定フロー

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

A-A断面及びB-B断面の固有値解析結果の一覧を表 2.4-4 及び表 2.4-5 に、固有値解析におけるモード図を図 2.4-16～図 2.4-19 に、係数 α , β の設定結果を表 2.4-6 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 2.4-20 及び図 2.4-21 に示す。

表 2.4-4 固有値解析結果の一覧 (A-A断面)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比(%)		刺激係数		備考
		Tx	Ty	β_x	β_y	
1	1.665	67	0	364.6	0.03702	1次として採用
2	3.671	0	45	1.314	-299.3	—
3	4.050	17	0	-187.6	-1.549	2次として採用
4	4.192	0	22	2.62	209.5	—
5	4.457	1	0	-33.44	12.68	—
6	5.453	1	0	47.19	0.2306	—
7	6.044	0	0	18.54	13.11	—
8	6.306	0	8	-6.509	128.9	—
9	6.864	2	0	51.2	-3.841	—
10	6.942	2	1	70.85	21.71	—

表 2.4-5 固有値解析結果の一覧 (B-B断面)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比(%)		刺激係数		備考
		Tx	Ty	β_x	β_y	
1	1.879	69	0	525.4	-1.482	1次として採用
2	2.646	0	6	-12.66	149.8	—
3	3.485	1	0	-75.28	-24.94	—
4	3.696	3	7	-93.68	-173.6	—
5	3.893	8	1	187.2	-68.34	2次として採用
6	3.957	0	22	-1.882	-292.1	—
7	4.148	1	0	45.86	-4.683	—
8	4.336	0	0	-30.8	3.492	—
9	4.546	0	25	0.4435	-315.4	—
10	4.675	1	2	72.46	-100.8	—

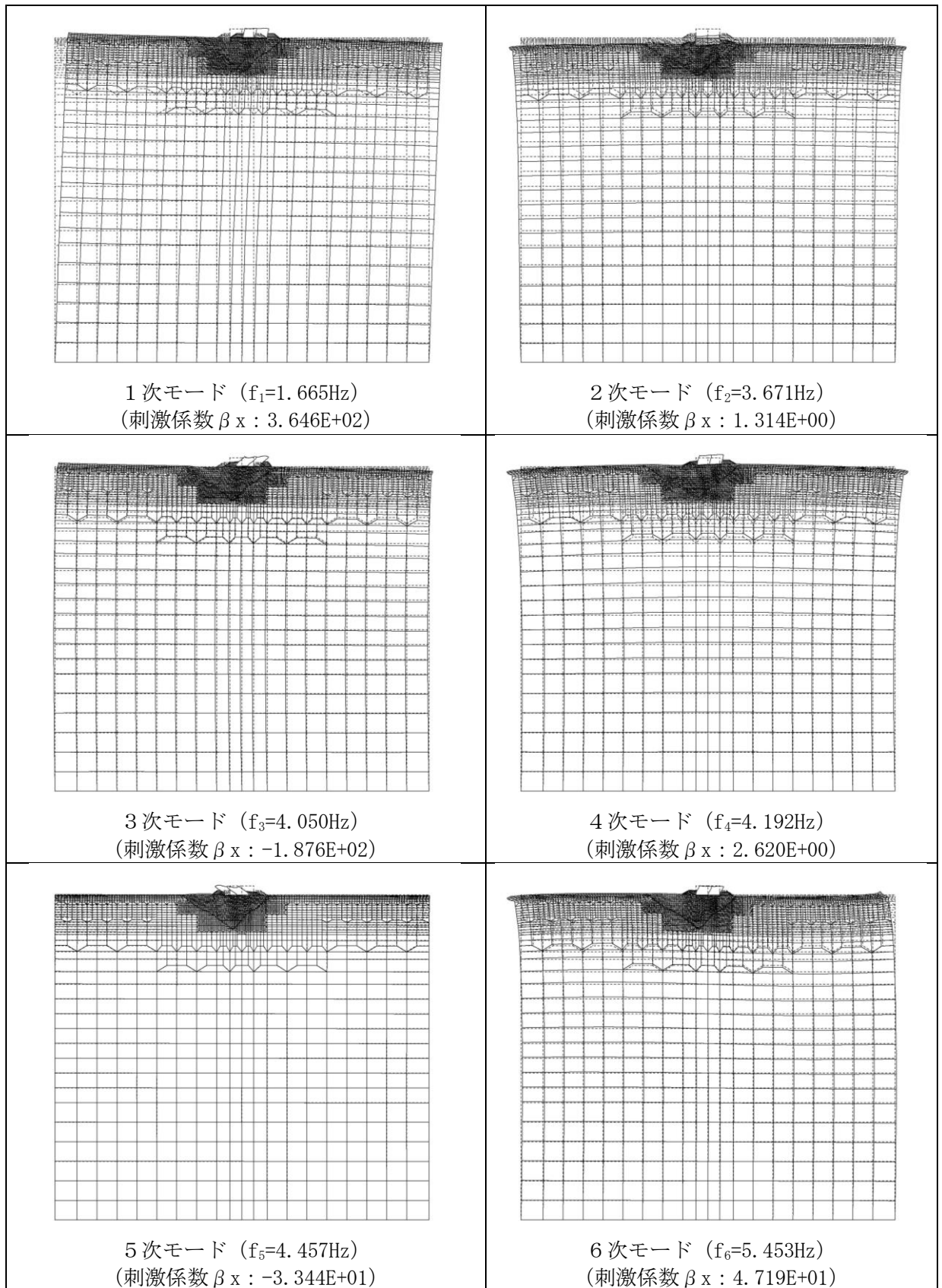


図 2.4-16 固有値解析におけるモード図 (A-A断面)

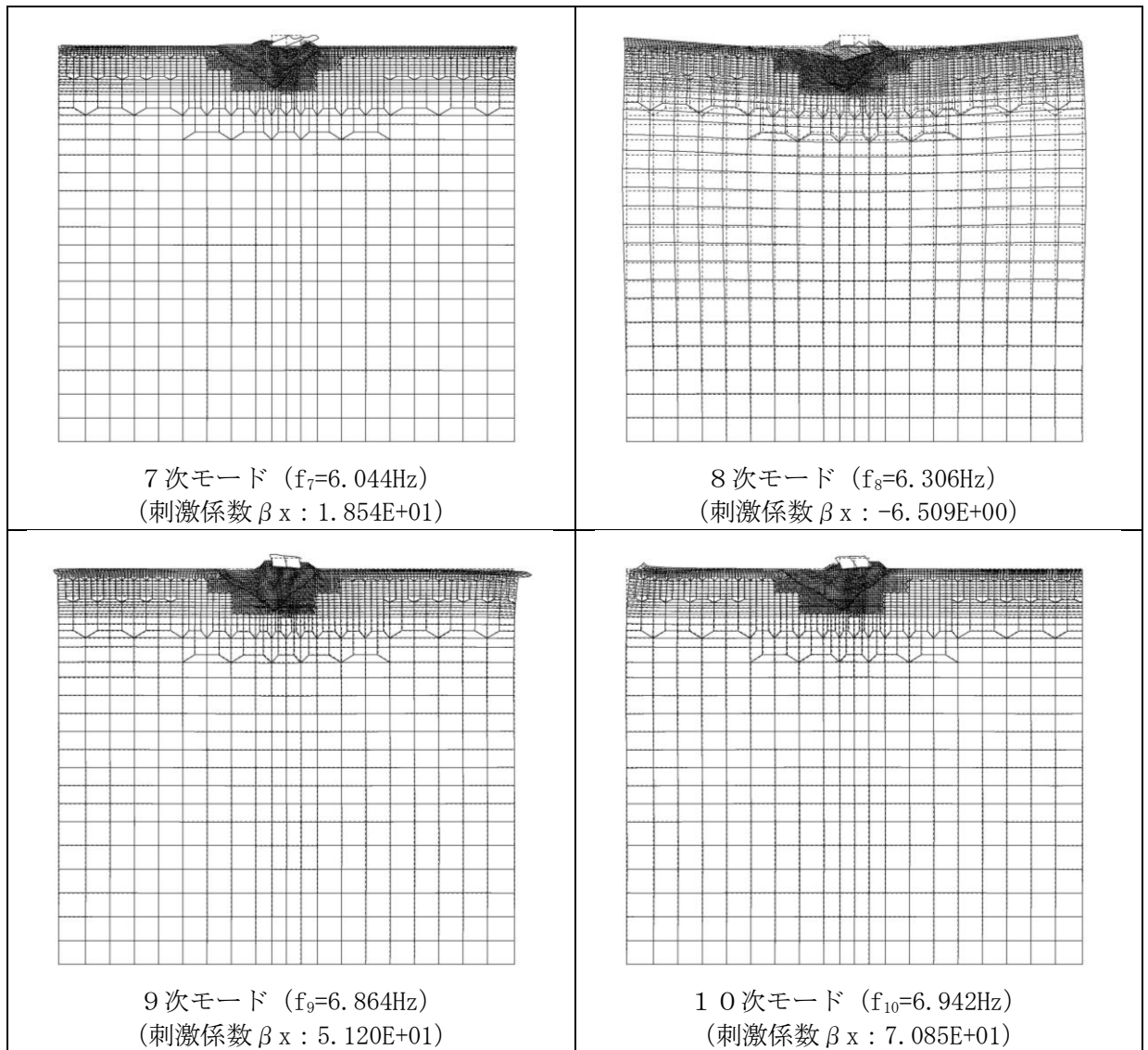


図 2.4-17 固有値解析におけるモード図 (A-A断面)

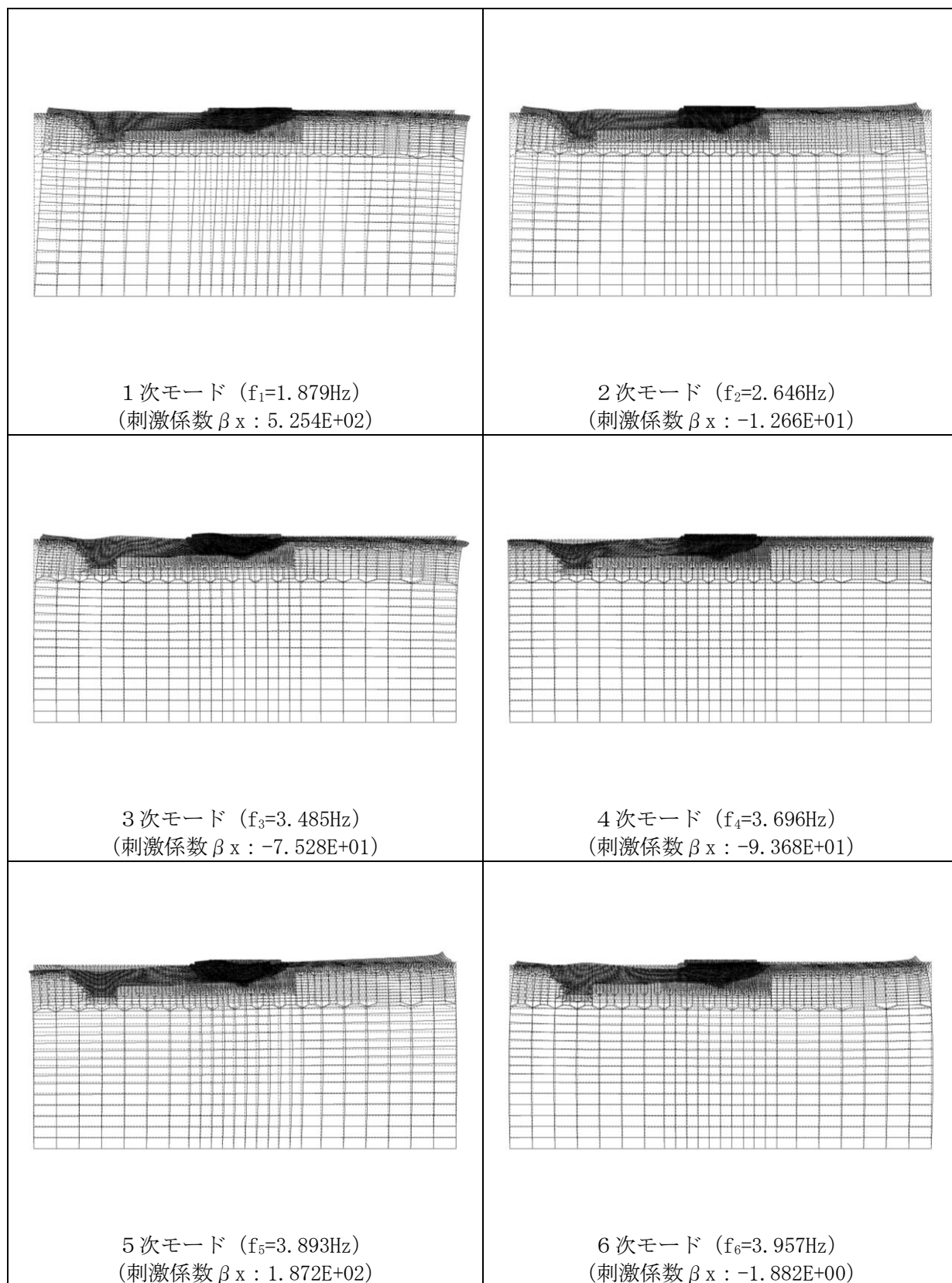


図 2.4-18 固有値解析におけるモード図 (B-B断面)

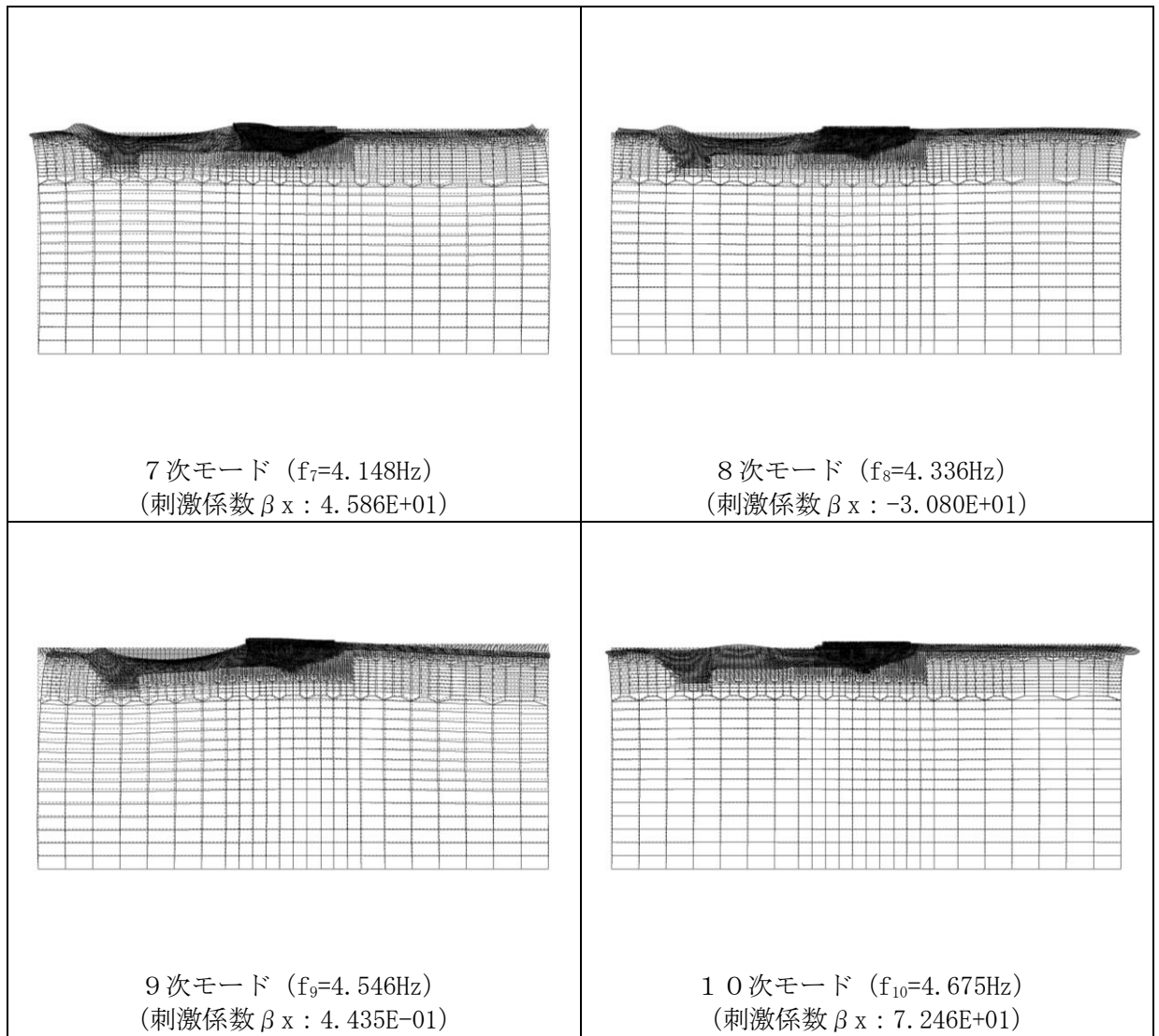


図 2.4-19 固有値解析におけるモード図 (B-B断面)

表 2.4-6 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	0.460	1.506×10^{-3}
B-B断面	0.541	1.026×10^{-3}

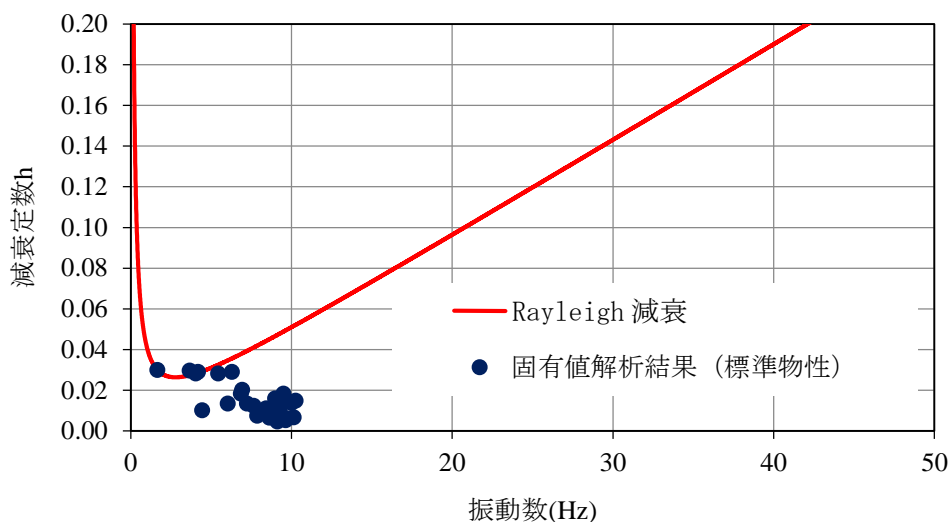


図 2.4-20 設定した Rayleigh 減衰 (A-A断面)

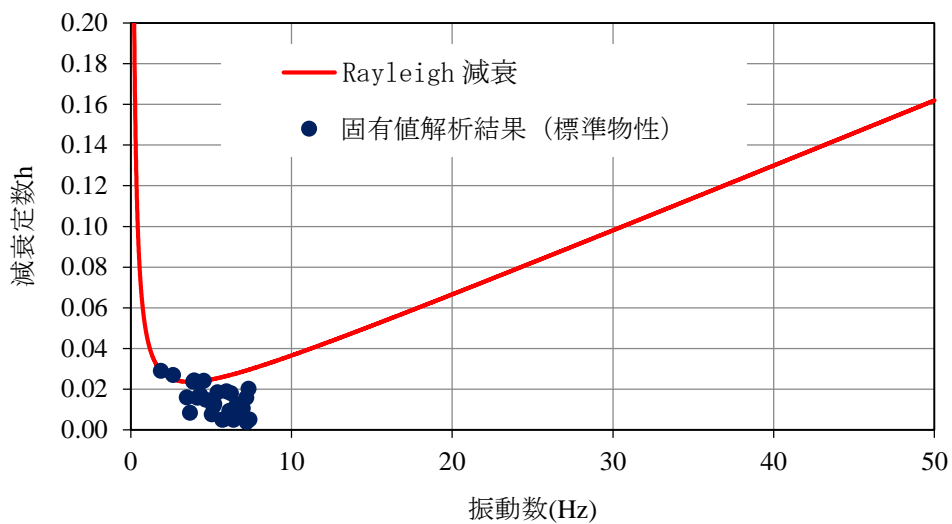


図 2.4-21 設定した Rayleigh 減衰 (B-B断面)

2.4.4 荷重及び荷重の組合せ

輪谷貯水槽（西側）の地震応答解析において考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し、それぞれを組み合わせて設定する。

荷重の組合せを表 2.4-7 に示す。

表 2.4-7 荷重の組合せ

種別	荷重		算定方法の概要
永久荷重 (常時荷重)	固定荷重	躯体重量	○ 設計図書に基づいて、設定する。
		機器・配管荷重	— 機器・配管等は考慮しない。
	積載荷重	静止土圧	○ 常時応力解析により設定する。
		外水圧	— 地下水位が底版底面より低い位置にあるため考慮しない。
		内水圧	○ 輪谷貯水槽（西側）水槽内の容液による静水として考慮する。
		積雪荷重	○ 地表面及び構造物天端に考慮する。
		風荷重	— 風荷重を受ける部材の受圧面積が小さいため考慮しない。
		土被り荷重	— 土被りの影響を受けないため考慮しない。
	永久上載荷重	○ 構造物天端に置かれる設備を考慮する。	
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動		○ 基準地震動 S_s による水平・鉛直
	鉛直地震動		○ 同時加振を考慮する。
	動水圧		○ 地震時動水圧を付加質量により考慮する。

(1) 内水圧

貯水槽の内水位を EL 52.0m（水深 6.0m，クリアランス 50cm），内水の単位体積重量 γ_w を 9.81kN/m^3 とし、内水圧を考慮する。

(2) 積雪荷重

積雪荷重として、発電所敷地に最も近い気象官署である松江地方気象台で観測された観測史上 1 位の月最深積雪 100cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮し 35.0 cm とする。積雪荷重については、松江市建築基準法施行細則により、積雪量 1 cm ごとに 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。積雪荷重概念図を図 2.4-22 に示す。

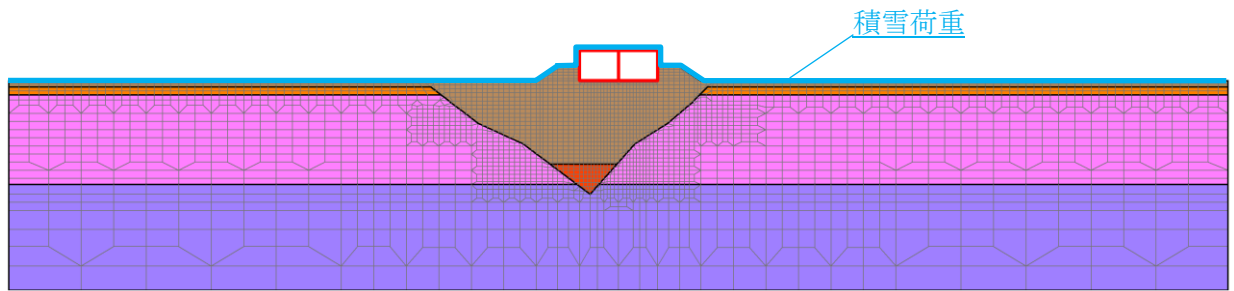


図 2.4-22 積雪荷重概念図

(3) 永久上載荷重

貯水槽頂版に設置される可搬型設備及び付帯設備による荷重を考慮する。荷重のモデル化方法は、荷重の合計値を頂版面積で除した分布荷重にて考慮する。

(4) 地震荷重

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

(5) 動水圧

水平動に対しては Westergaard 式による動水圧を貯水槽の側壁，隔壁へ作用させる。鉛直動に対しては内水重量による慣性力を底版に作用させる。

2.4.5 地震応答解析の解析ケース

(1) 耐震評価における解析ケース

a. 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

輪谷貯水槽（西側）の周辺には埋戻土が分布していることから、埋戻土の初期せん断弾性係数のばらつきを考慮する。

ばらつきを考慮する物性値は地盤のせん断変形を定義するせん断弾性係数とし、平均値を基本ケース（表 2.4-8 に示すケース①）とした場合に加えて、平均値 $\pm 1.0 \times$ 標準偏差（ σ ）のケース（表 2.4-8 に示すケース②及び③）について確認を行う。

地盤のばらつきの設定方法の詳細は、「補足-023-01 地盤の支持性能について」に示す。

表 2.4-8 輪谷貯水槽（西側）の耐震評価における解析ケース

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

b. 耐震評価における解析ケースの組合せ

耐震評価においては、すべての基準地震動 S_s に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査の各照査項目ごとに照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい（許容限界に対する裕度が最も小さい）地震動を用いてケース②及び③を実施する。

すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合には、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②及び③を実施する。

耐震評価における解析ケースを表 2.4-9 に示す。

表 2.4-9 耐震評価における解析ケース

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値 + 1 σ	平均値 - 1 σ
地震動 (位相)	$S_s - D$	++*	○	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> 基準地震動 S_s (6 波) に対し、ケース①（基本ケース）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の各照査項目ごとに照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい（許容限界に対する裕度が最も小さい）地震動を用いてケース②及び③を実施する。 すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合には、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②及び③を実施する。 </div>	
	$S_s - F1$	++*	○		
	$S_s - F2$	++*	○		
	$S_s - N1$	++*	○		
	$S_s - N2$ (NS)	++*	○		
	$S_s - N2$ (EW)	++*	○		

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

2.4.6 入力地震動の設定

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

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

図 2.4-23 に入力地震動算定の概念図を示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

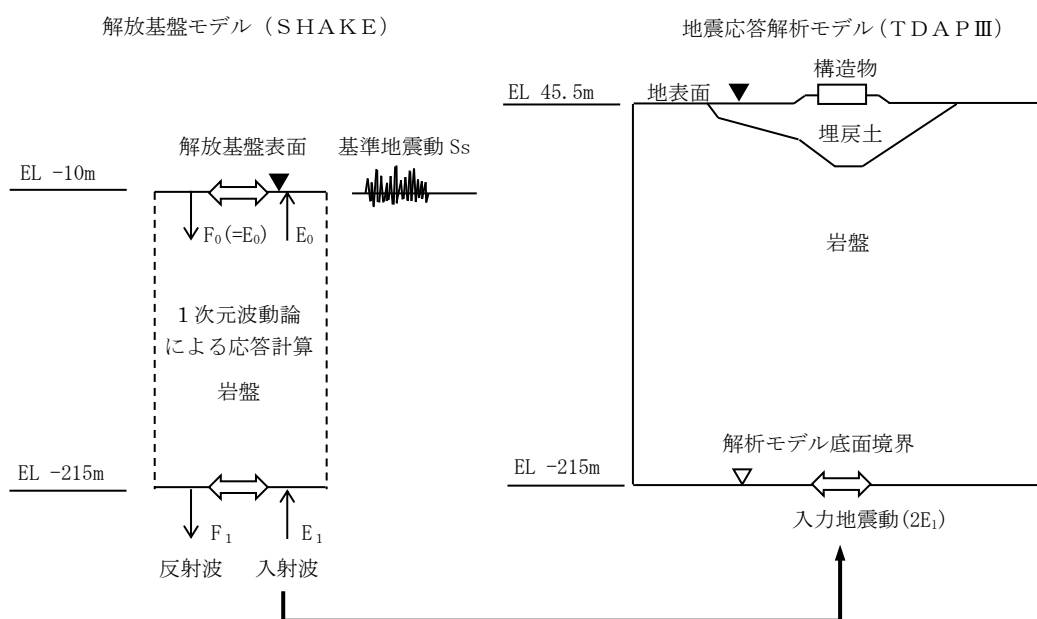
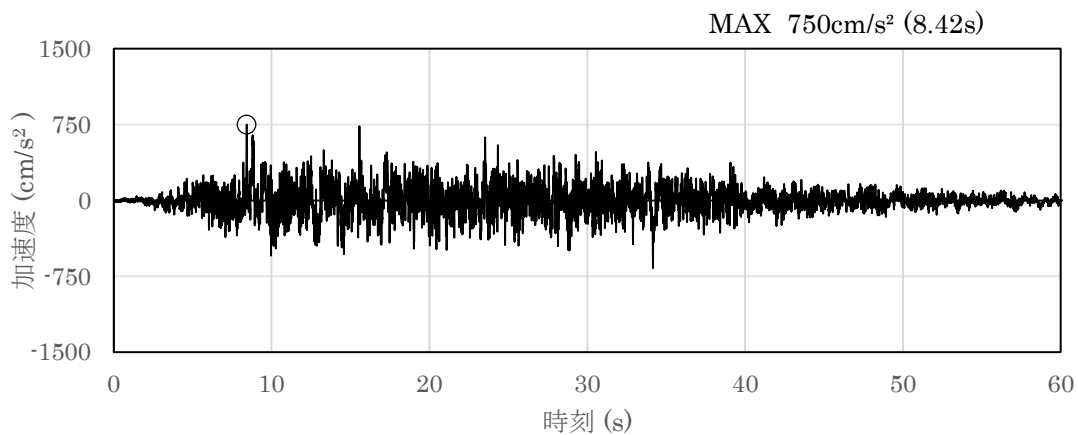


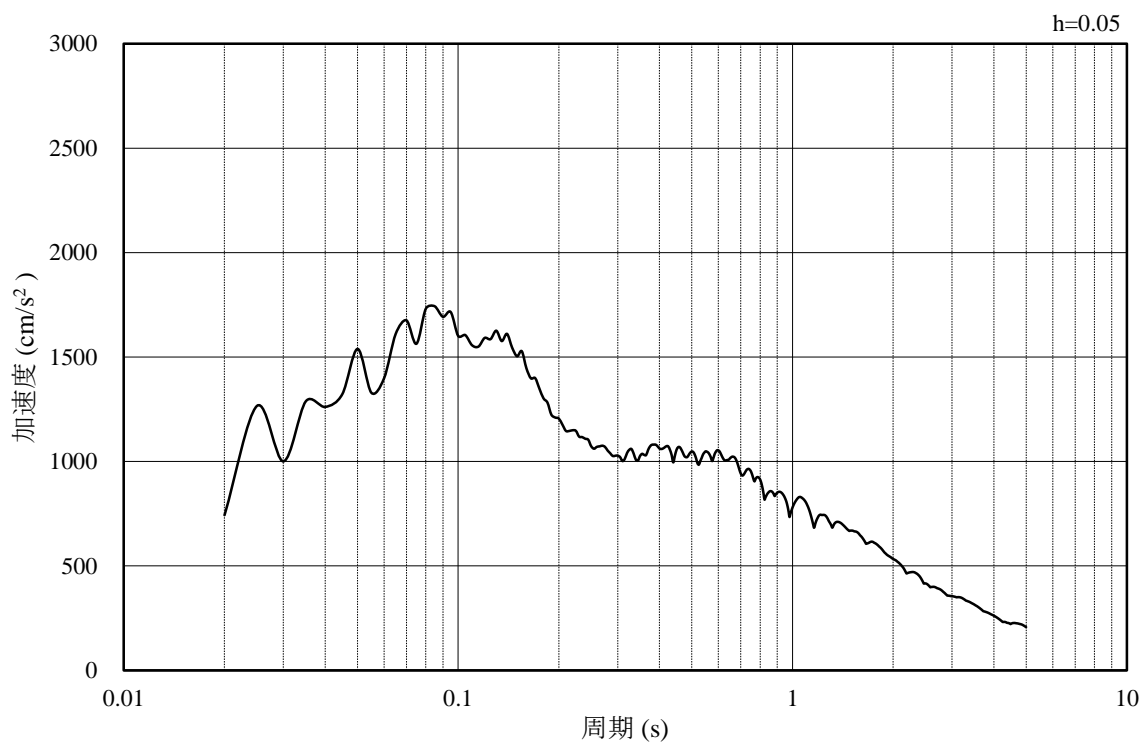
図 2.4-23 入力地震動算定の概念図

(1) A-A断面の入力地震動

図 2.4-24～図 2.4-47 に A-A断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。

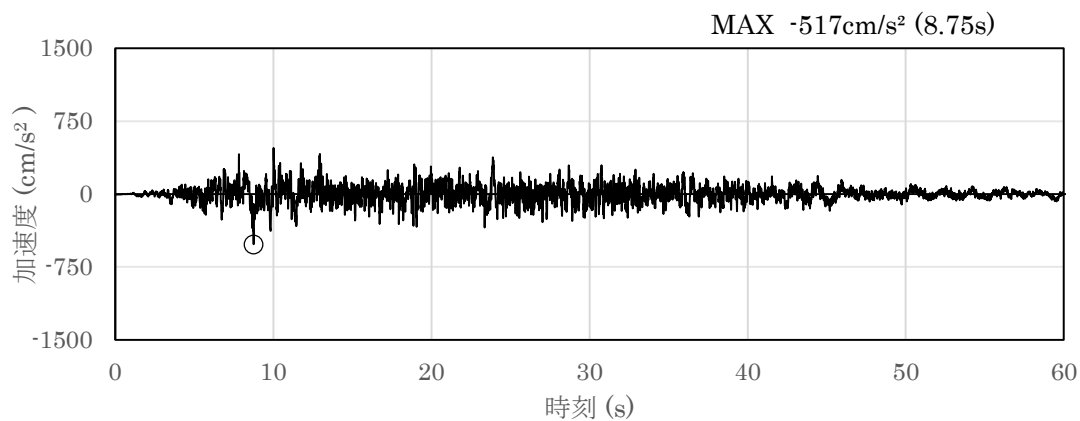


(a) 加速度時刻歴波形

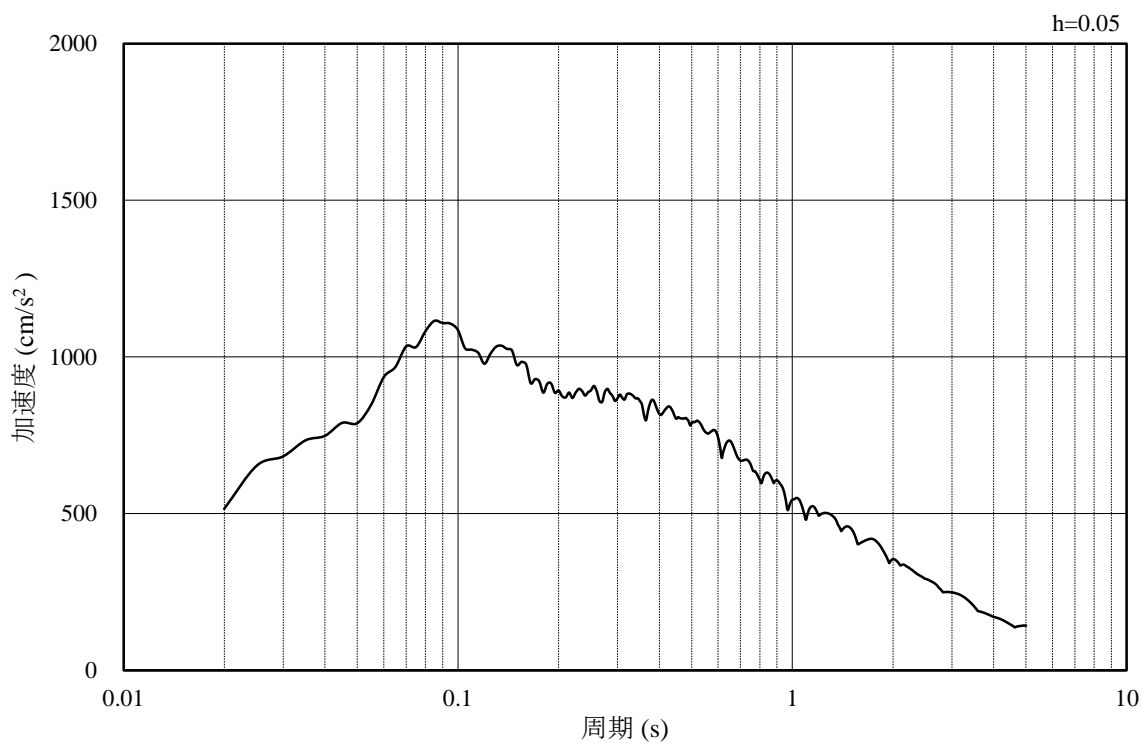


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.4-24 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
(水平成分：S s -D)

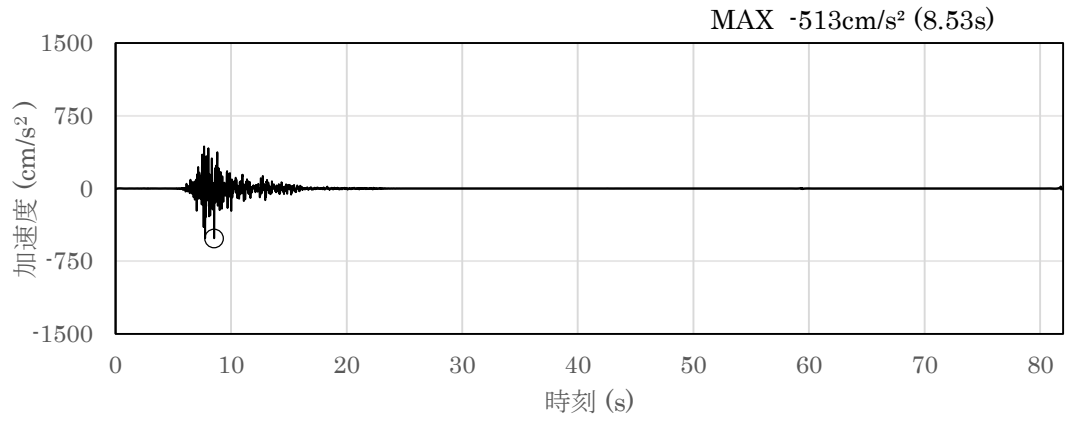


(a) 加速度時刻歴波形

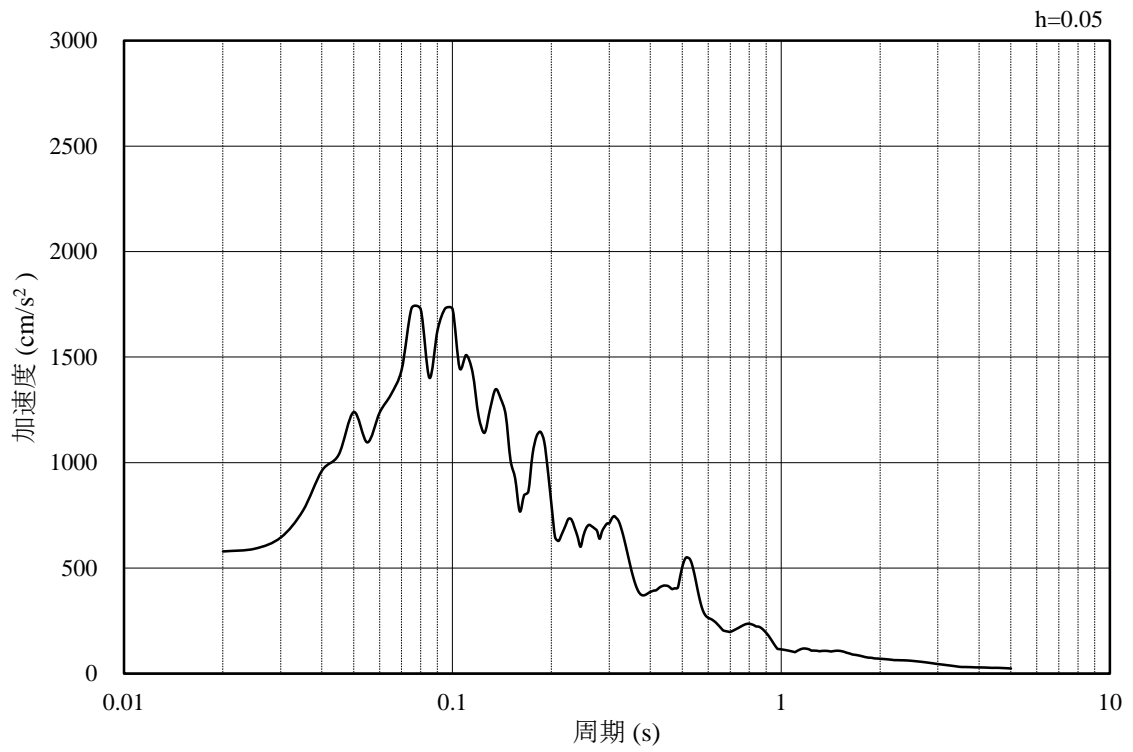


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.4-25 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
(鉛直成分：S s - D)

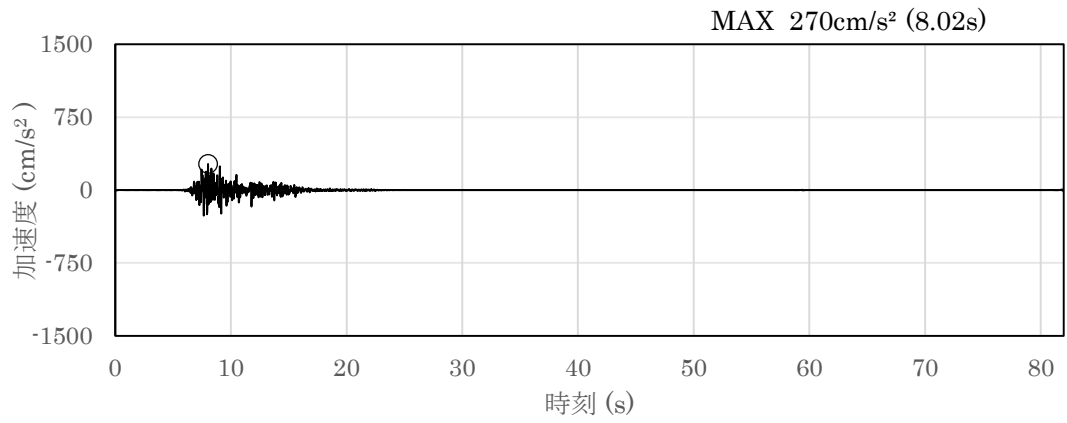


(a) 加速度時刻歴波形

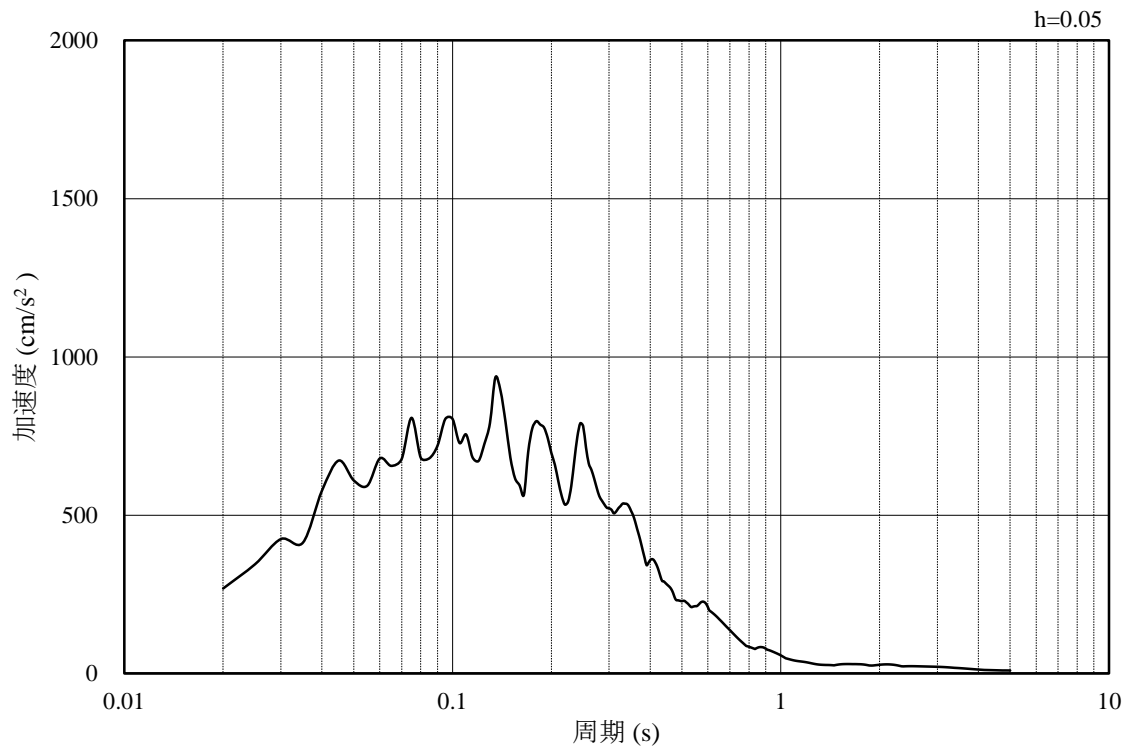


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.4-26 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
(水平成分：S s - F 1)

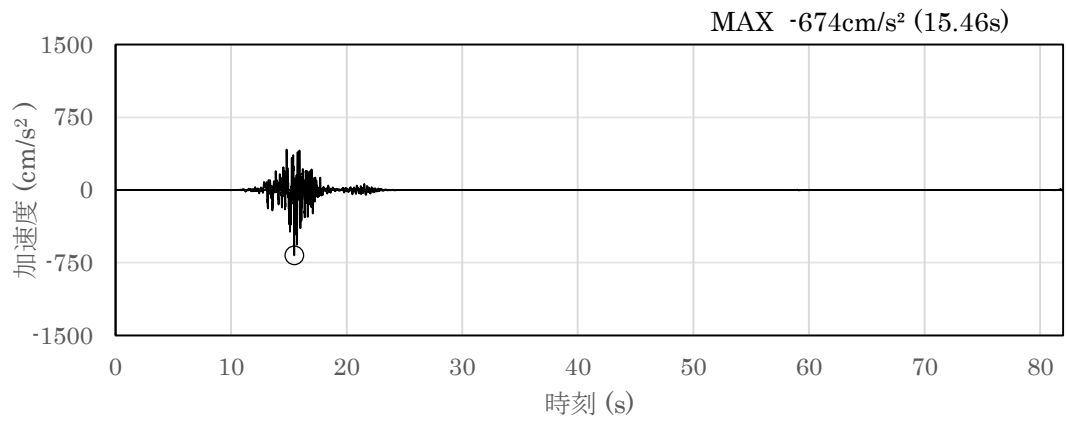


(a) 加速度時刻歴波形

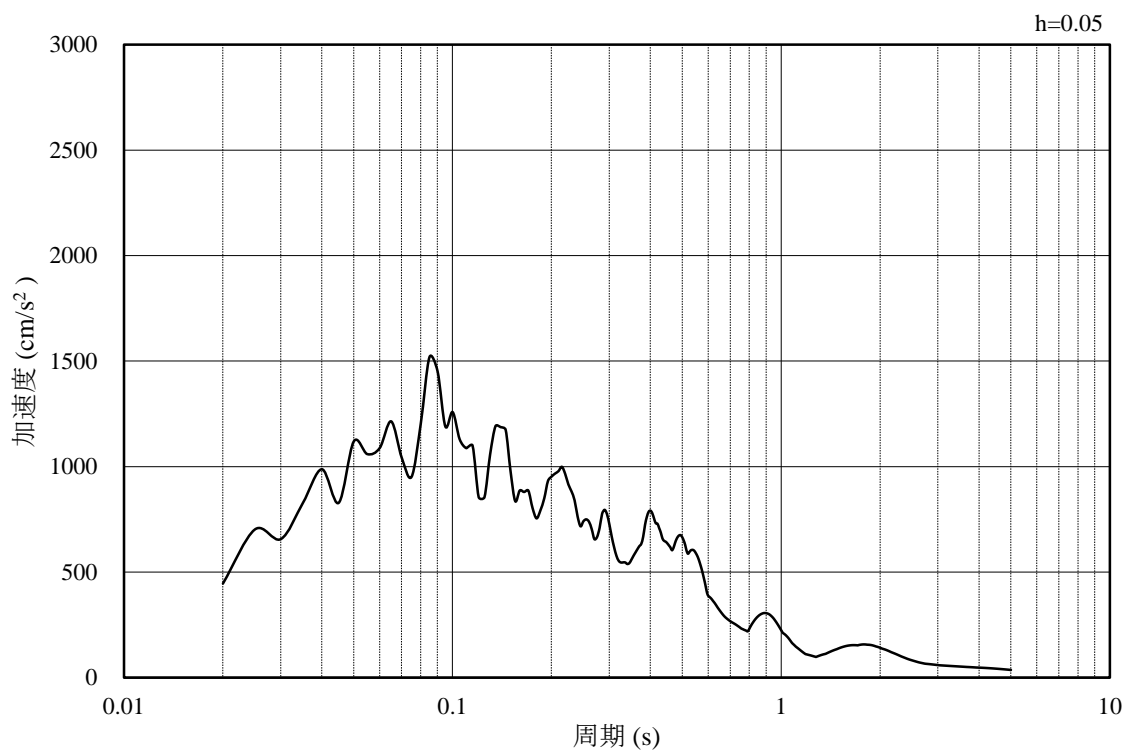


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.4-27 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
(鉛直成分：S s - F 1)

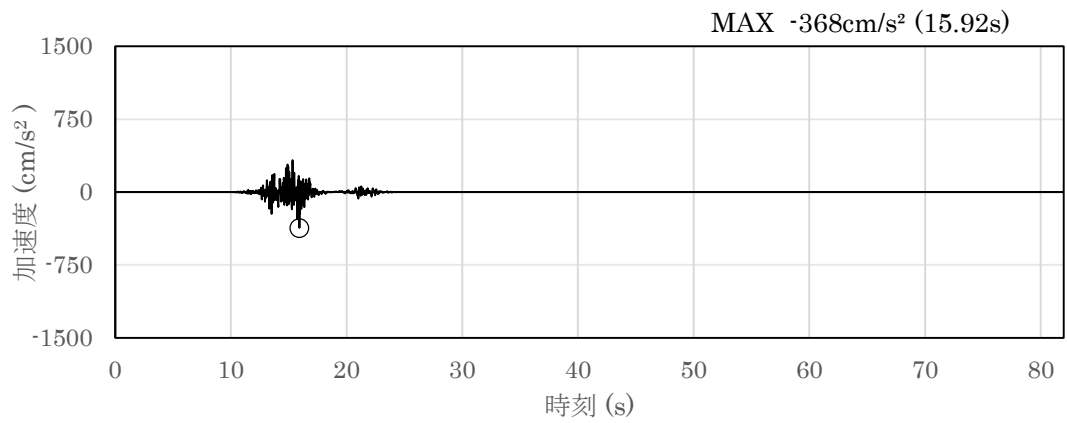


(a) 加速度時刻歴波形

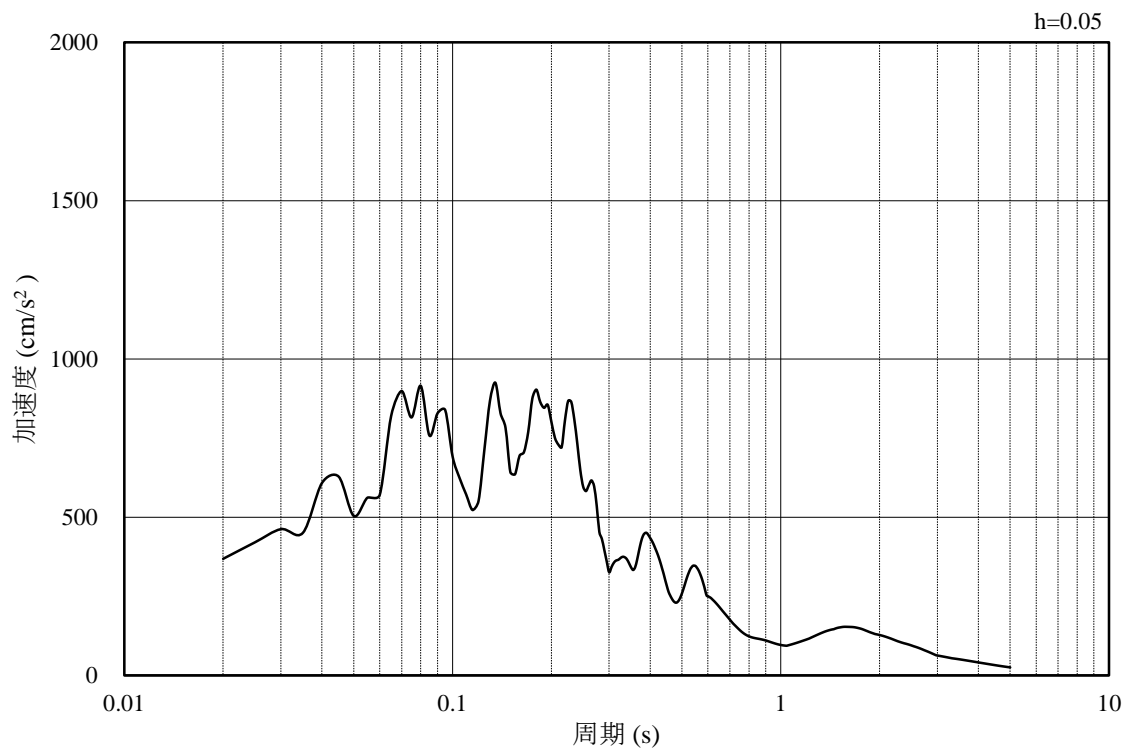


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.4-28 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
(水平成分：S_s-F2)

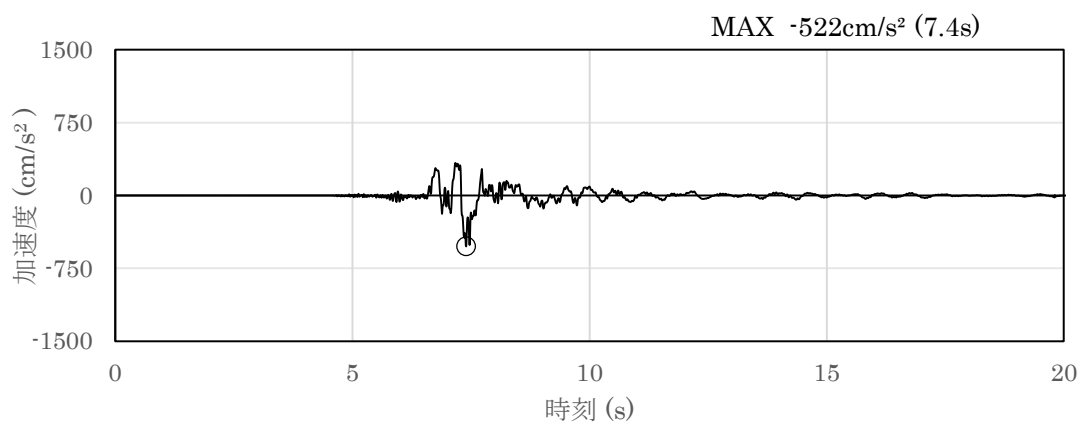


(a) 加速度時刻歴波形

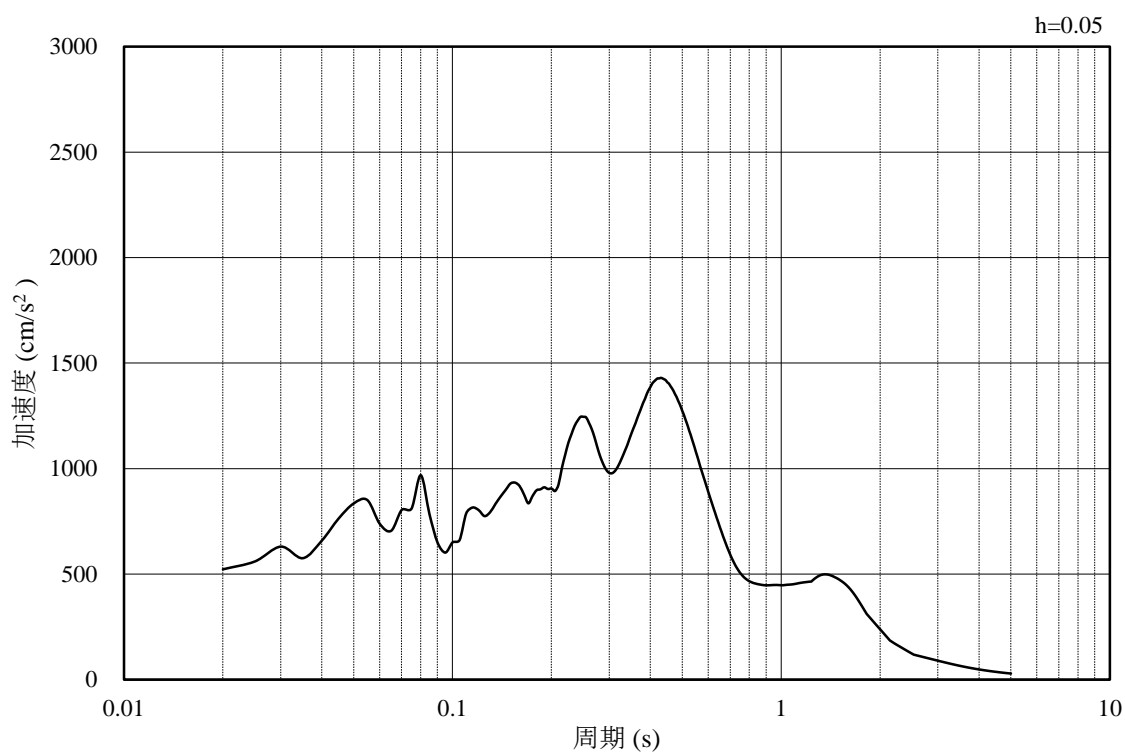


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.4-29 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
(鉛直成分：S s - F 2)

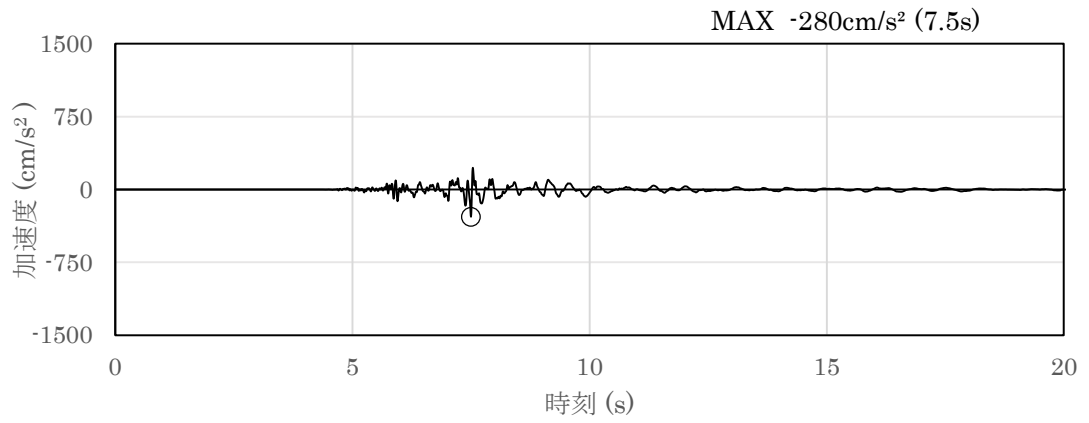


(a) 加速度時刻歴波形

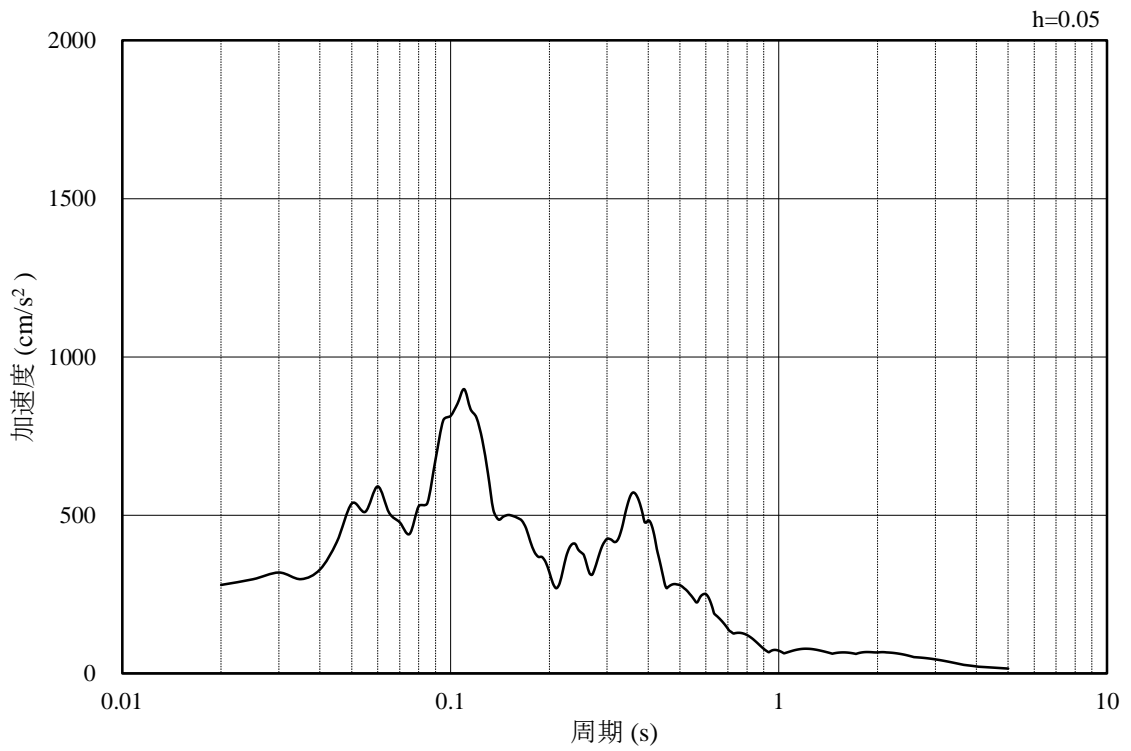


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.4-30 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
(水平成分：S s - N 1)

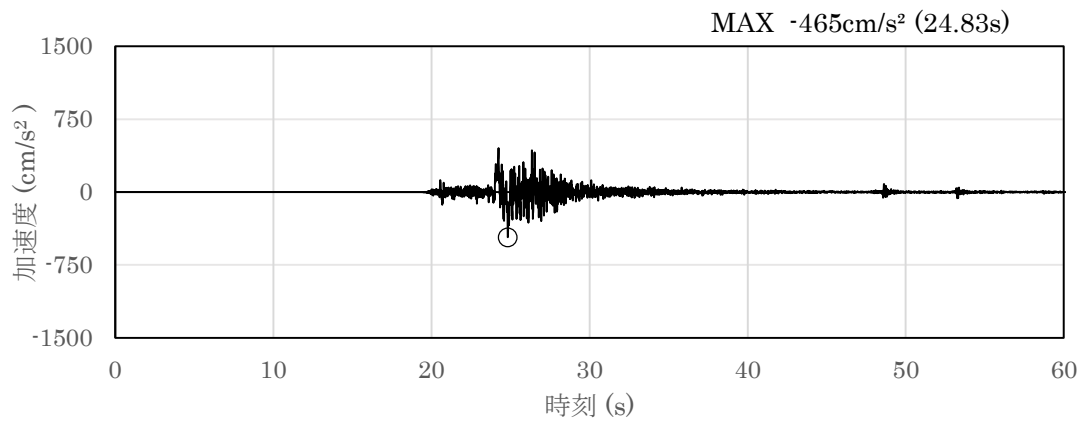


(a) 加速度時刻歴波形

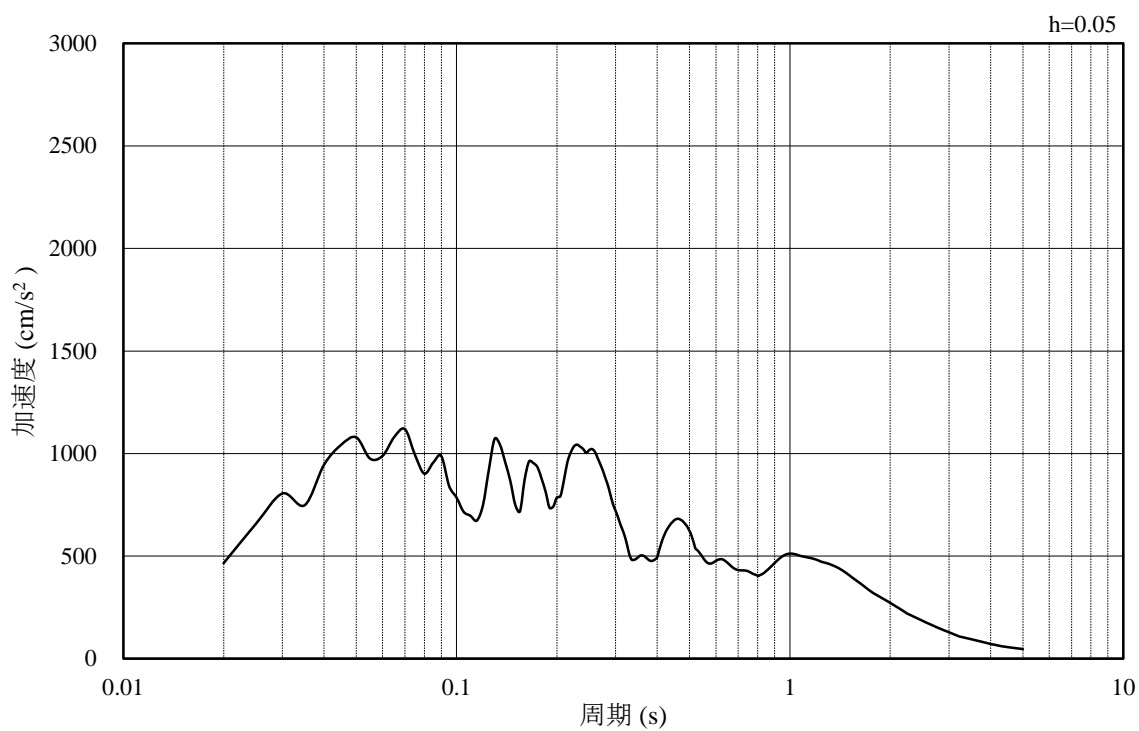


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.4-31 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
(鉛直成分：S s - N 1)

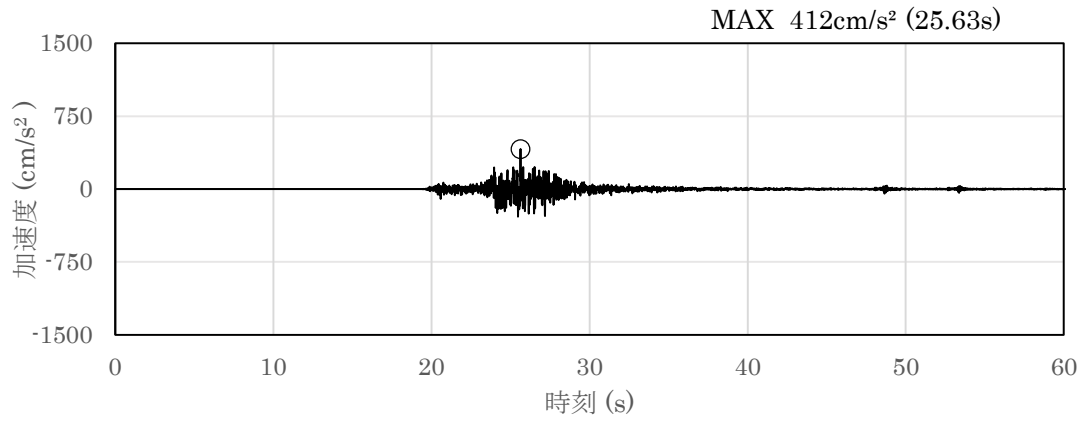


(a) 加速度時刻歴波形

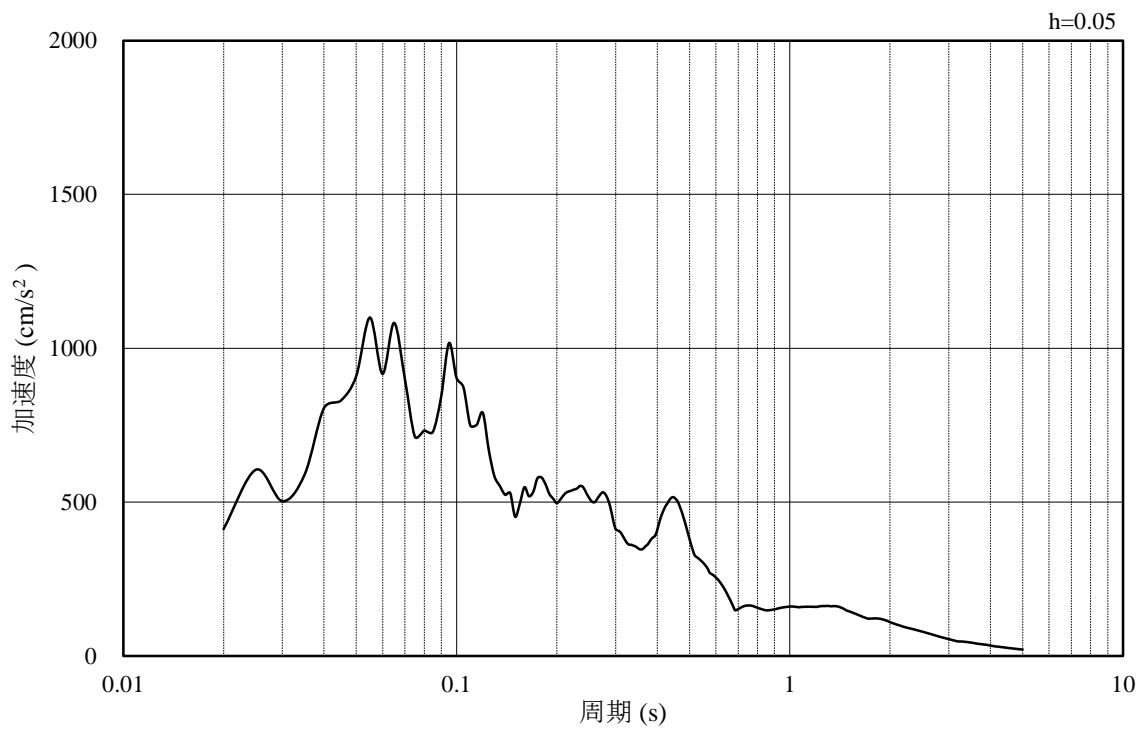


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.4-32 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
(水平成分：S s - N 2 (NS))

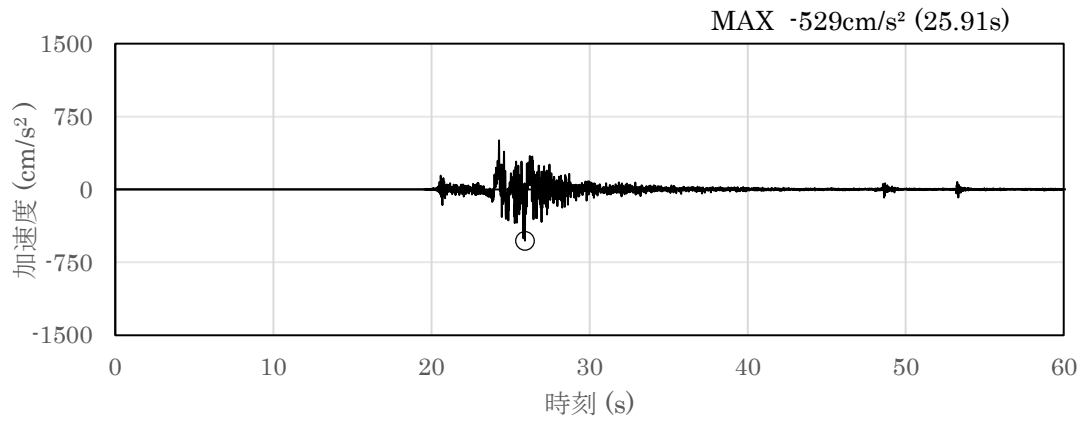


(a) 加速度時刻歴波形

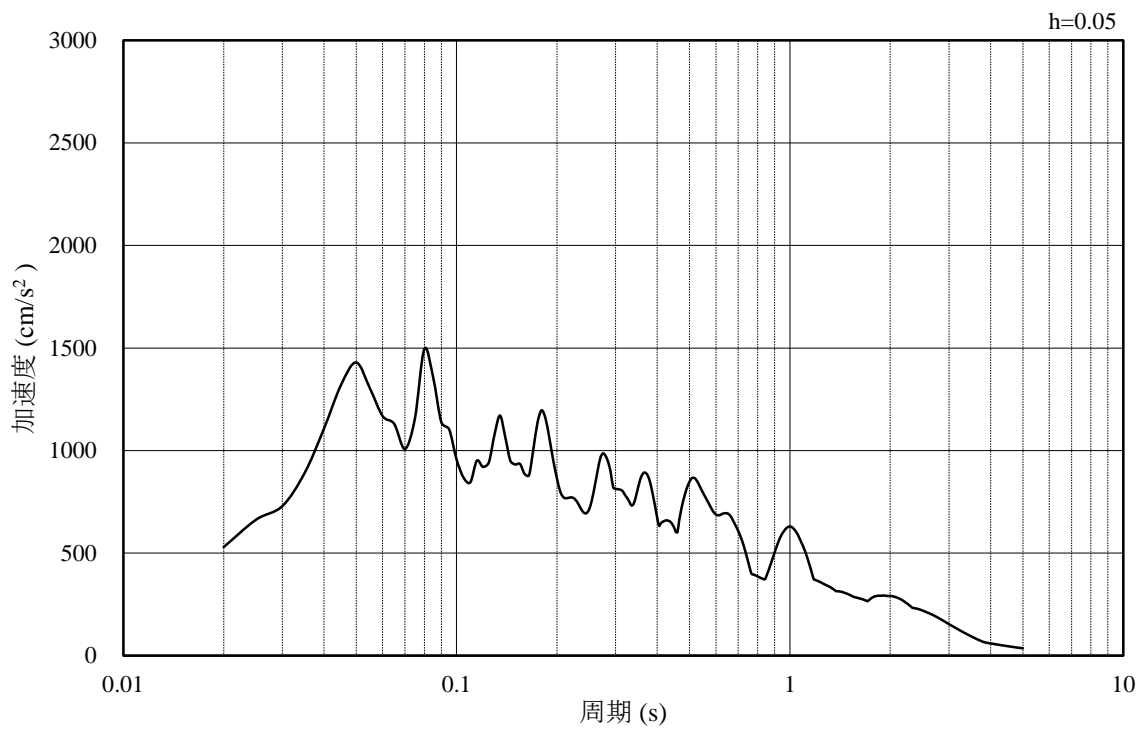


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.4-33 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
(鉛直成分：S s - N 2 (NS))

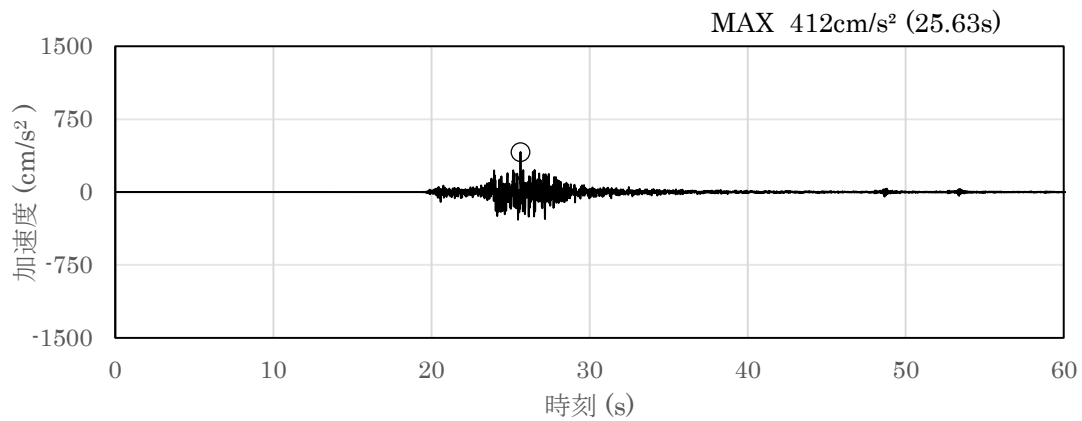


(a) 加速度時刻歴波形

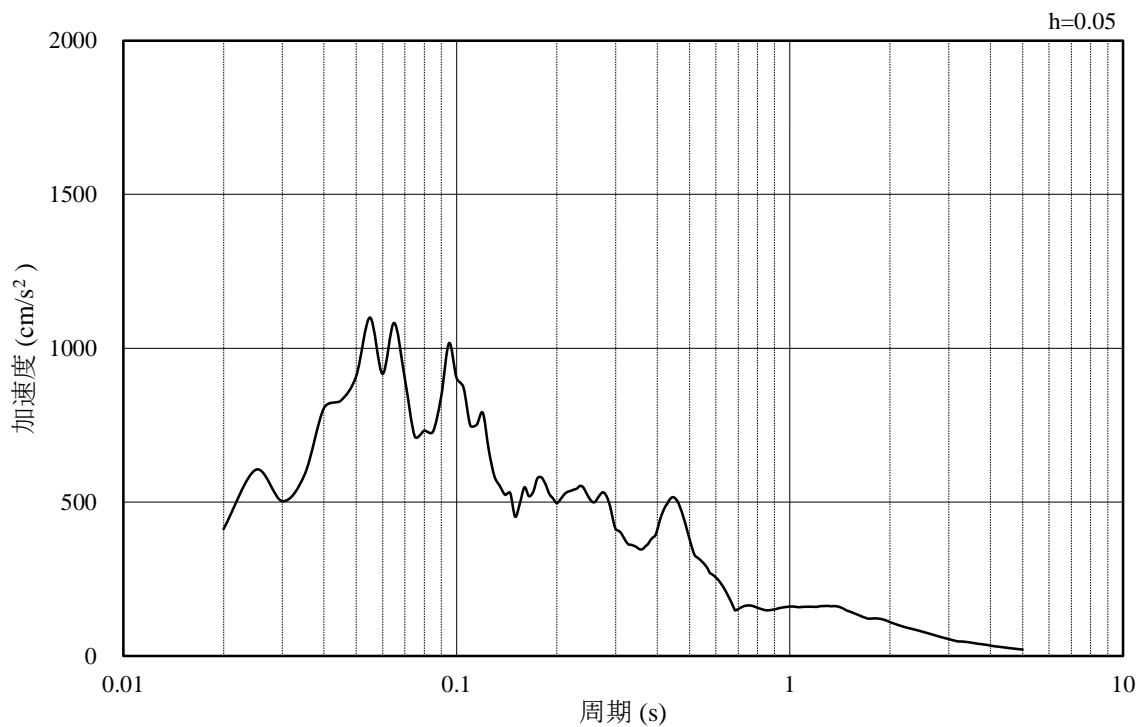


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.4-34 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
(水平成分：S s - N 2 (EW))



(a) 加速度時刻歴波形

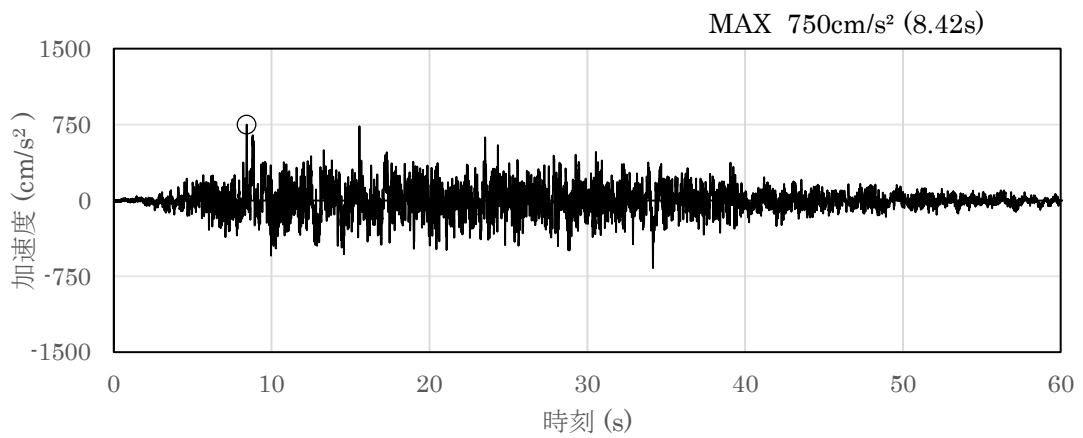


(b) 加速度応答スペクトル

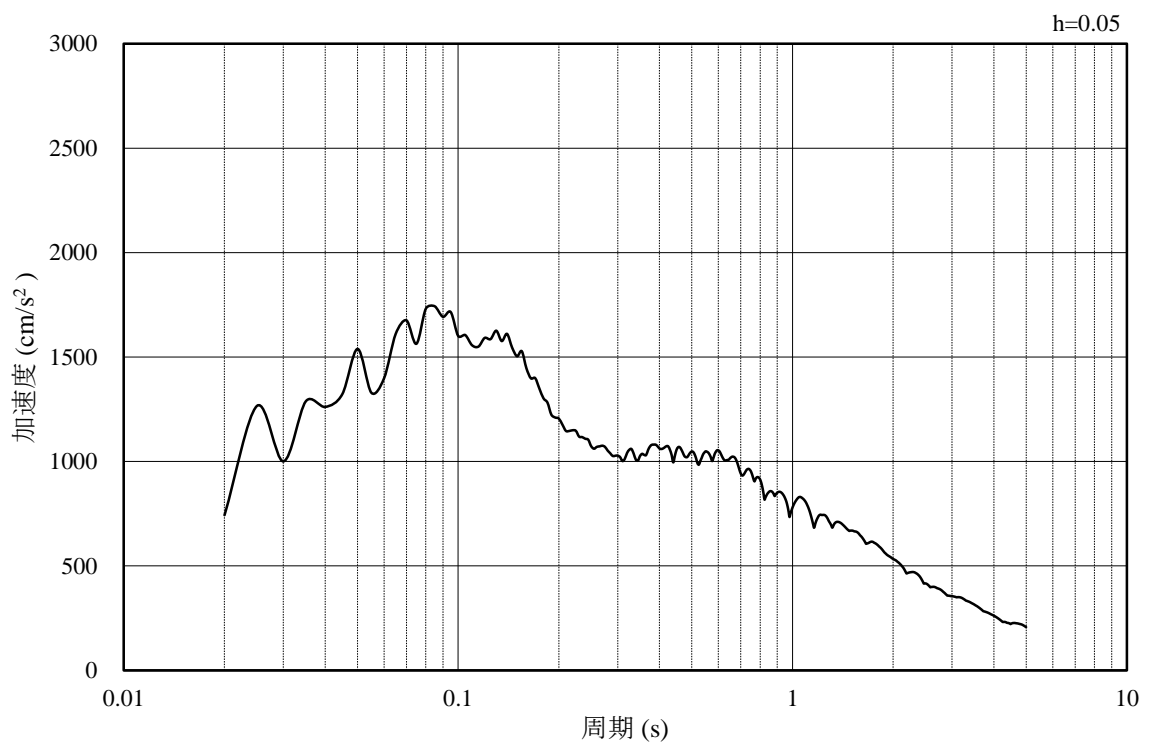
図 2.4-35 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 2 (EW))

(2) B-B断面の入力地震動

図 2.4-36～図 2.4-47 に B-B断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。

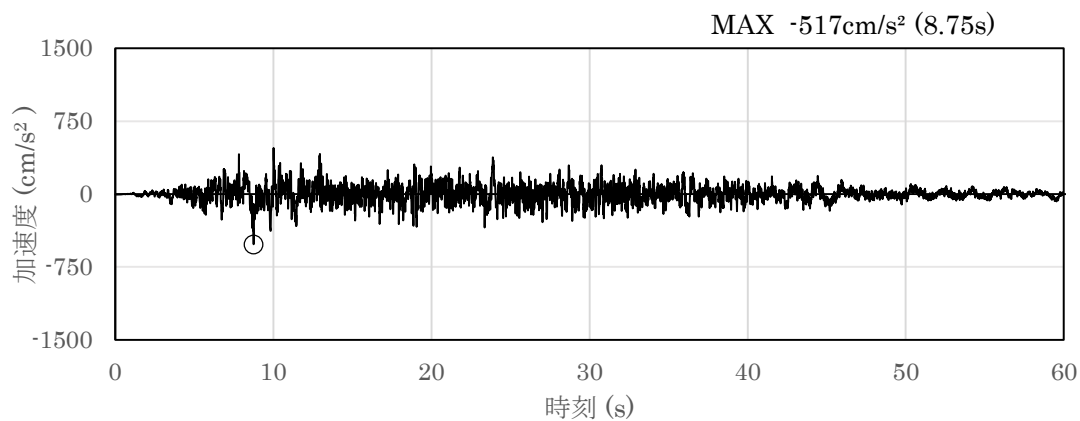


(a) 加速度時刻歴波形

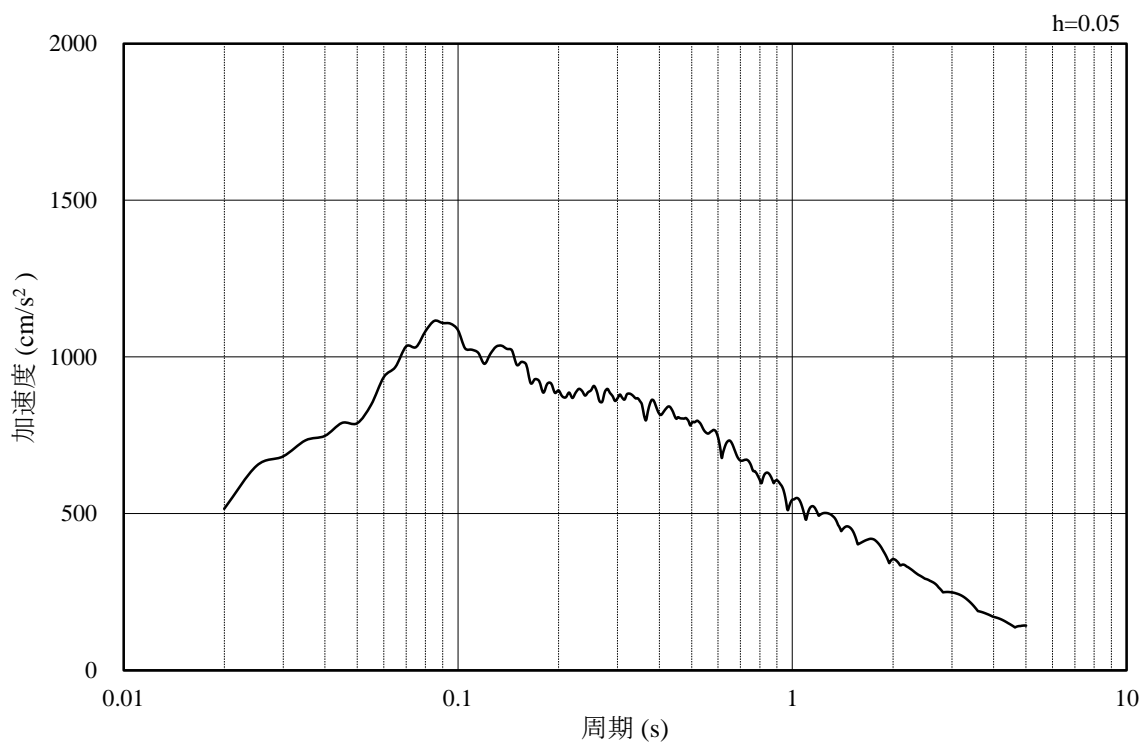


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.4-36 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
(水平成分：S s -D)

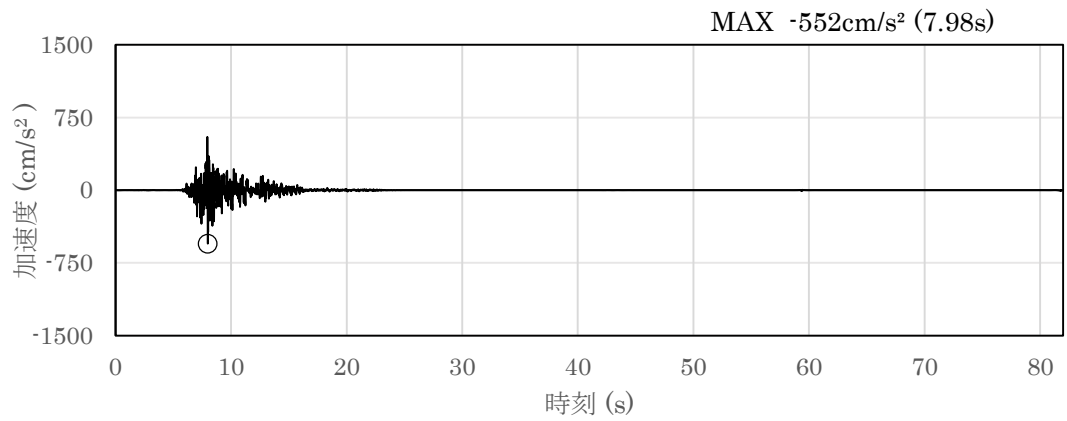


(a) 加速度時刻歴波形

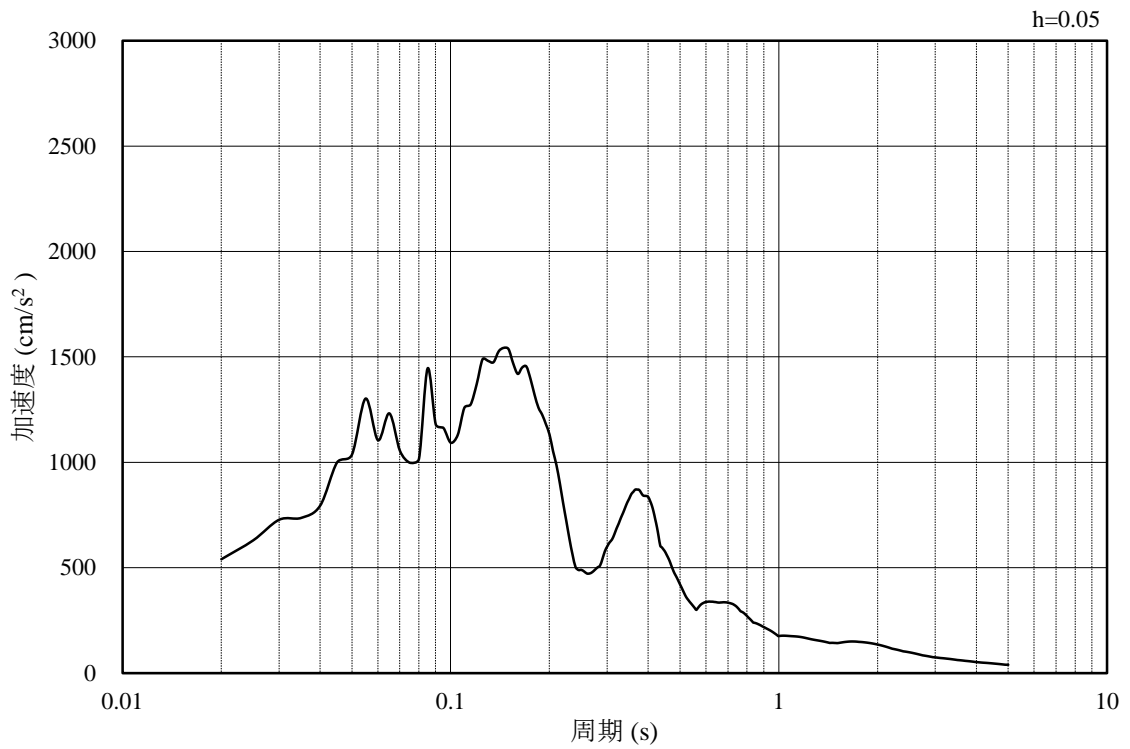


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.4-37 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
(鉛直成分：S s - D)

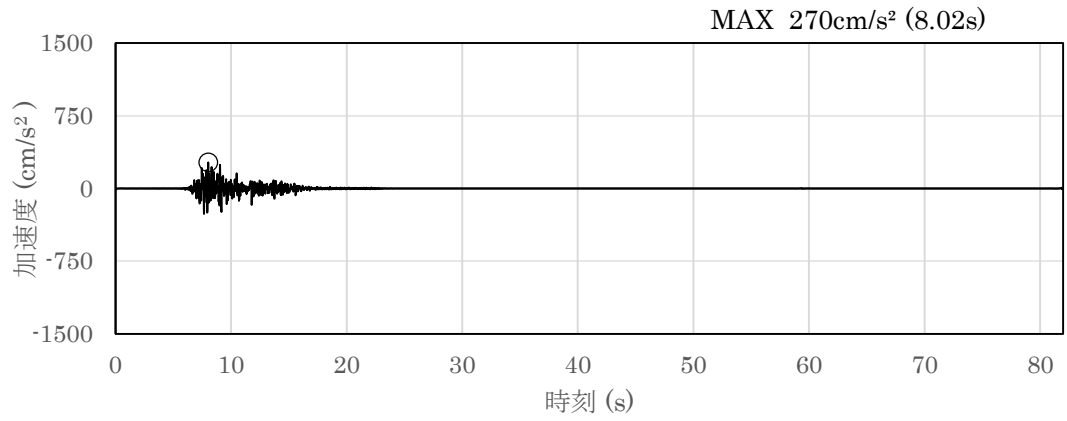


(a) 加速度時刻歴波形

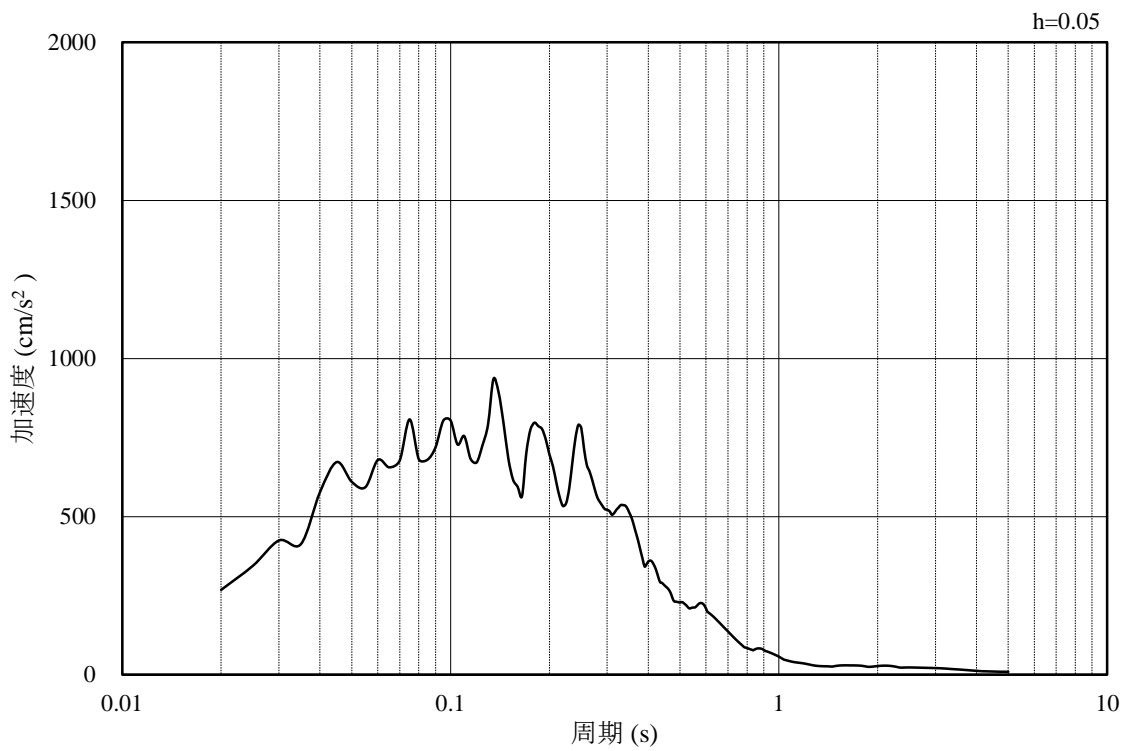


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.4-38 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
(水平成分：S s - F 1)

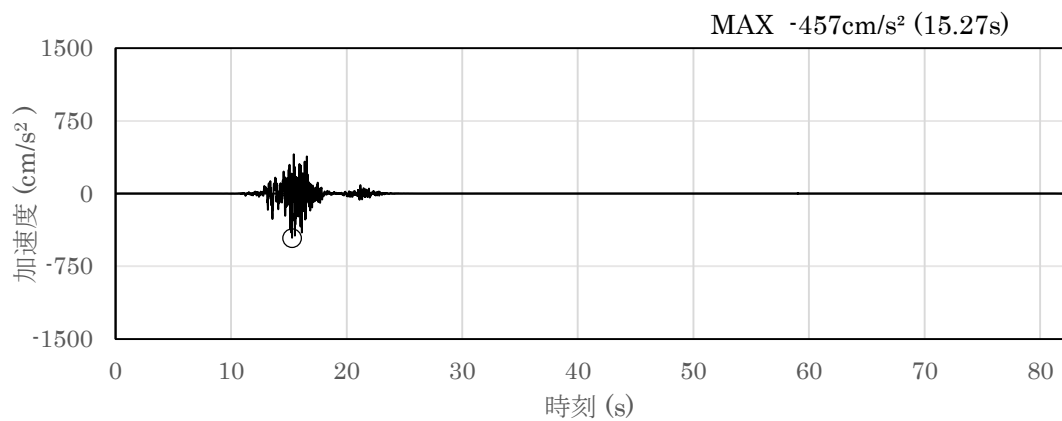


(a) 加速度時刻歴波形

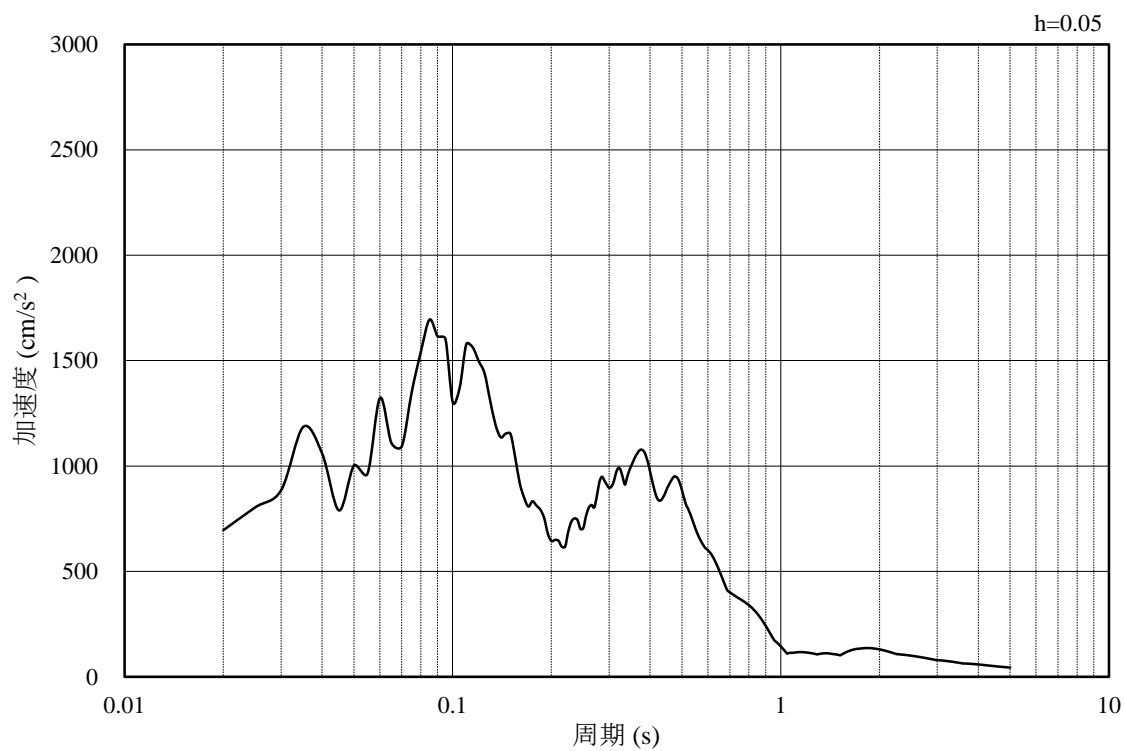


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.4-39 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
(鉛直成分：S s - F 1)

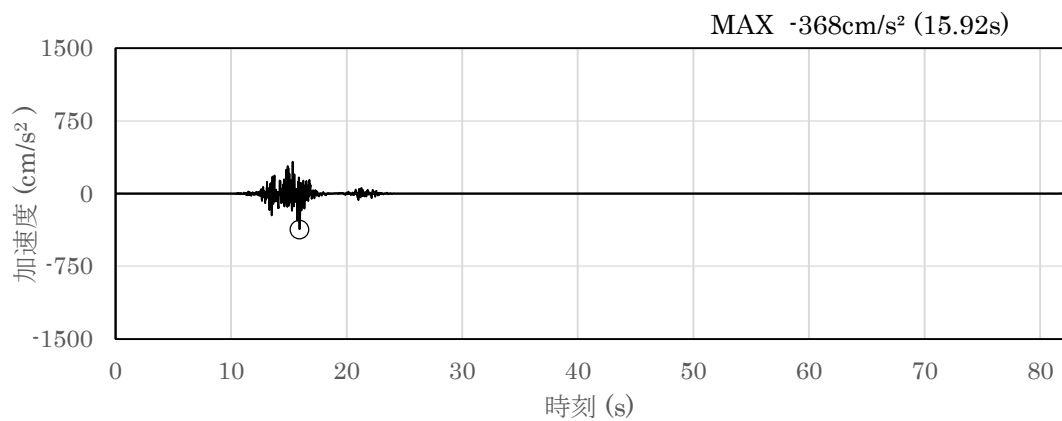


(a) 加速度時刻歴波形

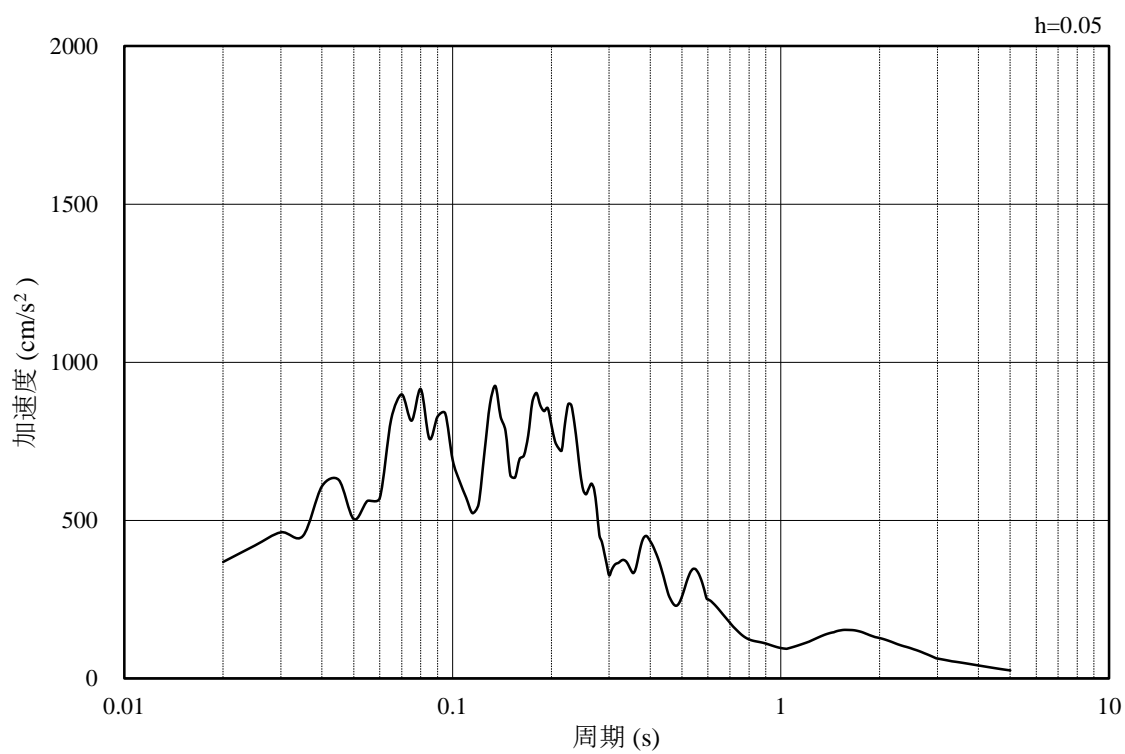


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.4-40 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
(水平成分：S s - F 2)

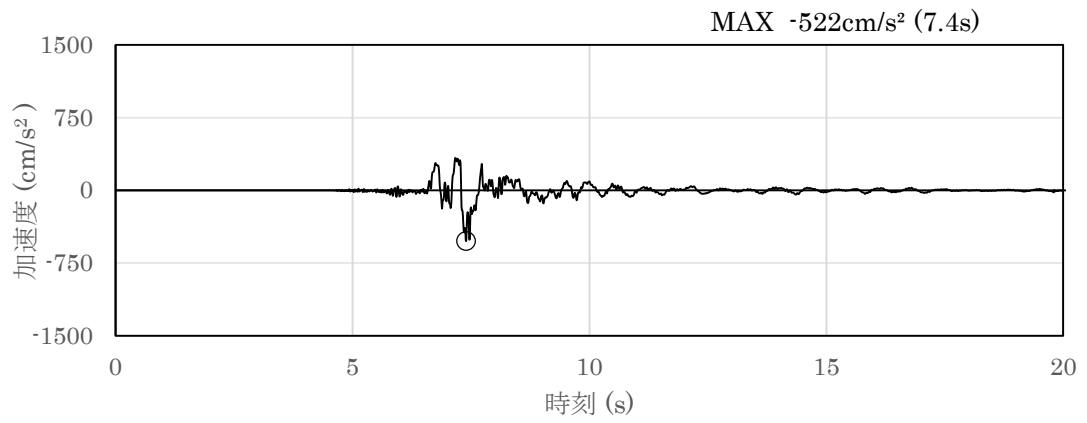


(a) 加速度時刻歴波形

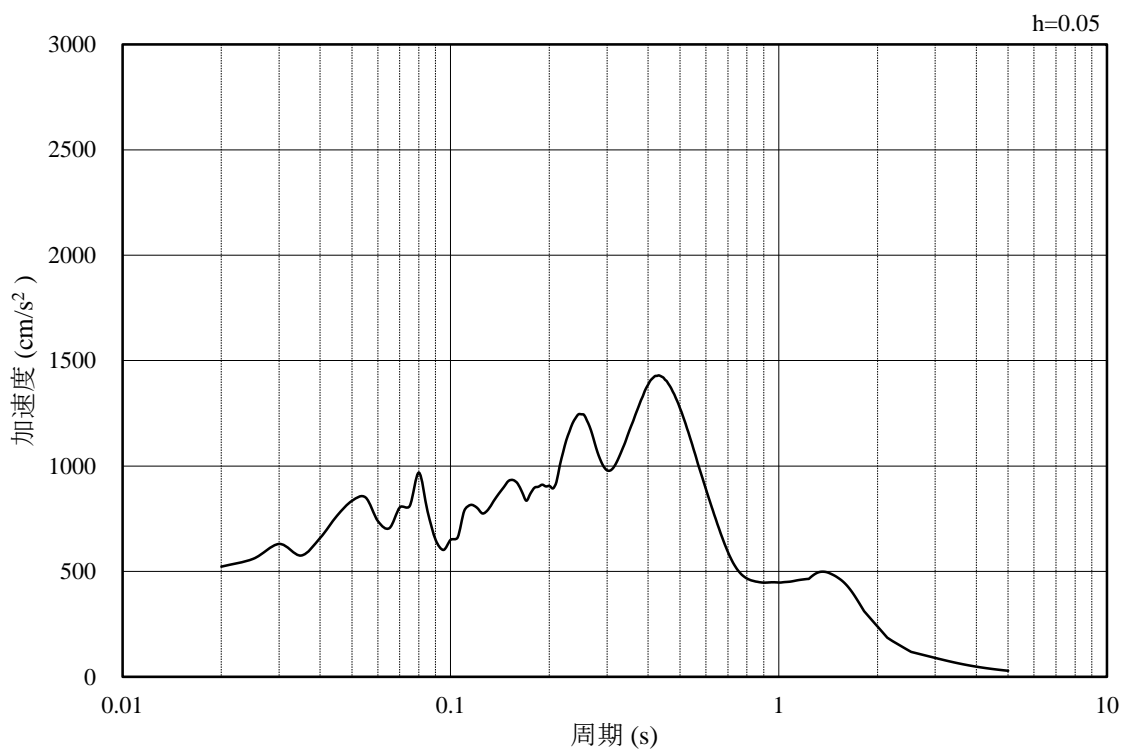


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.4-41 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
(鉛直成分：S s - F 2)

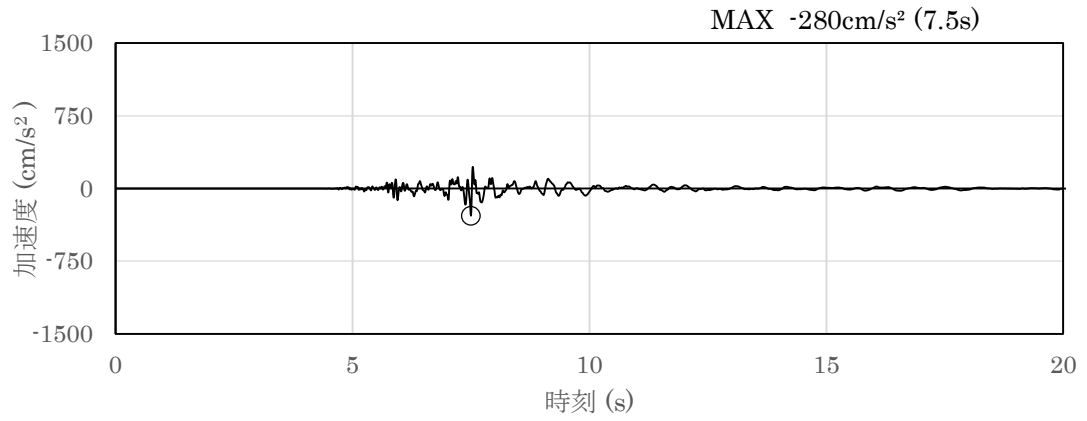


(a) 加速度時刻歴波形

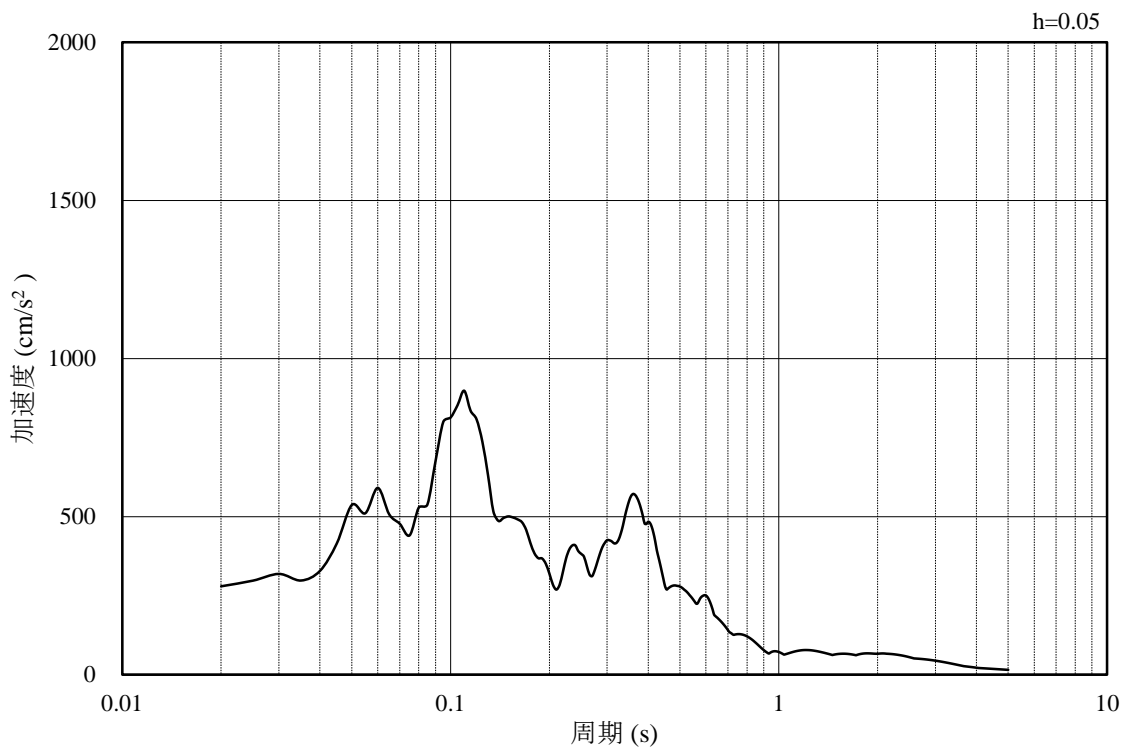


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.4-42 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
(水平成分：S s - N 1)

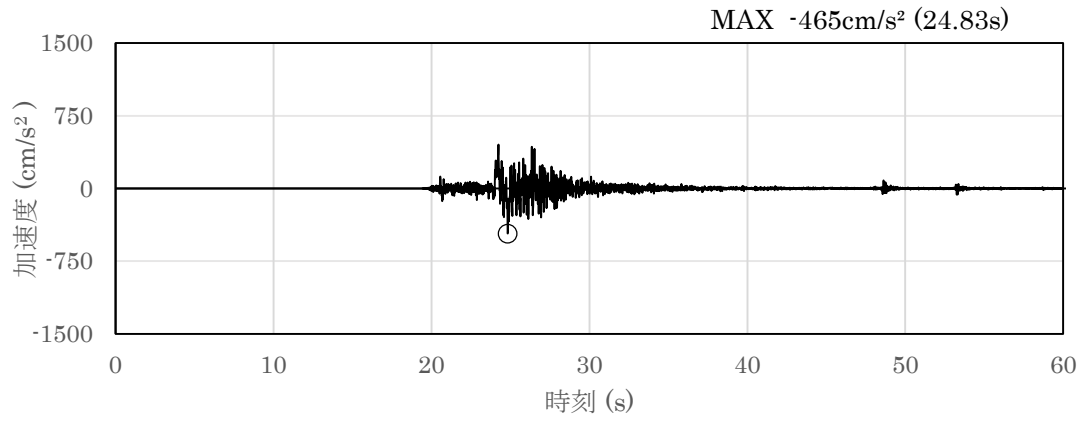


(a) 加速度時刻歴波形

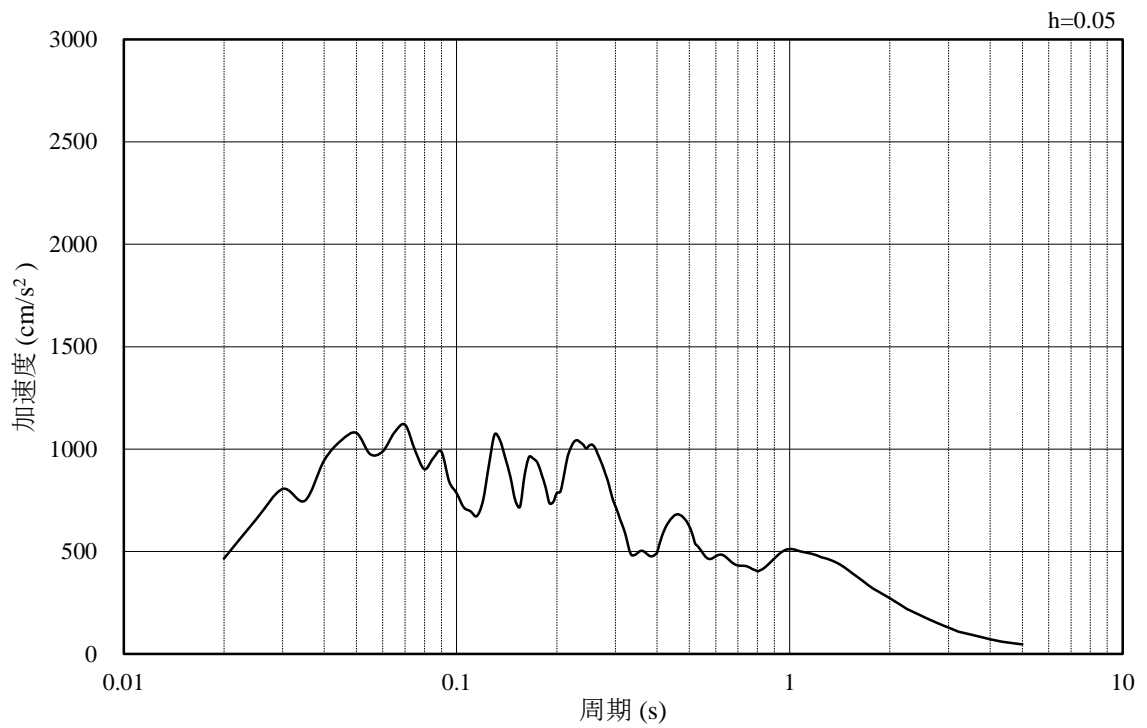


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.4-43 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
(鉛直成分：S s - N 1)

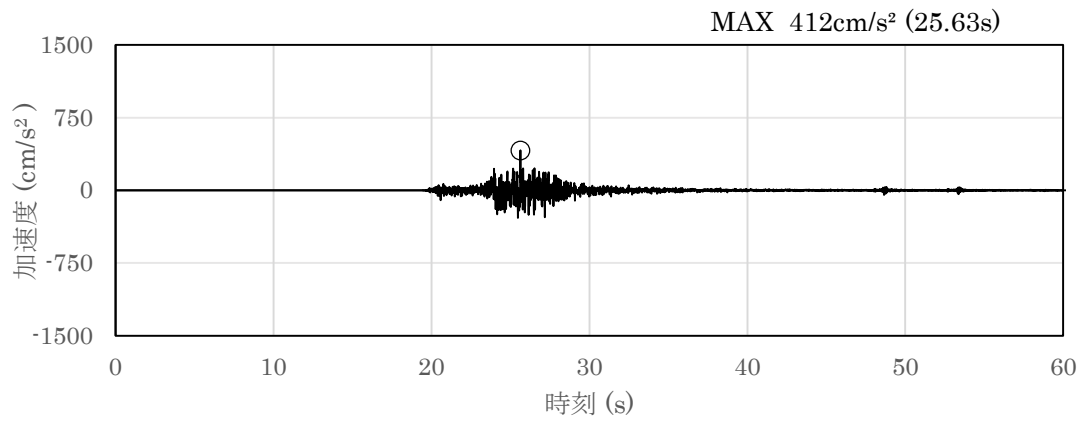


(a) 加速度時刻歴波形

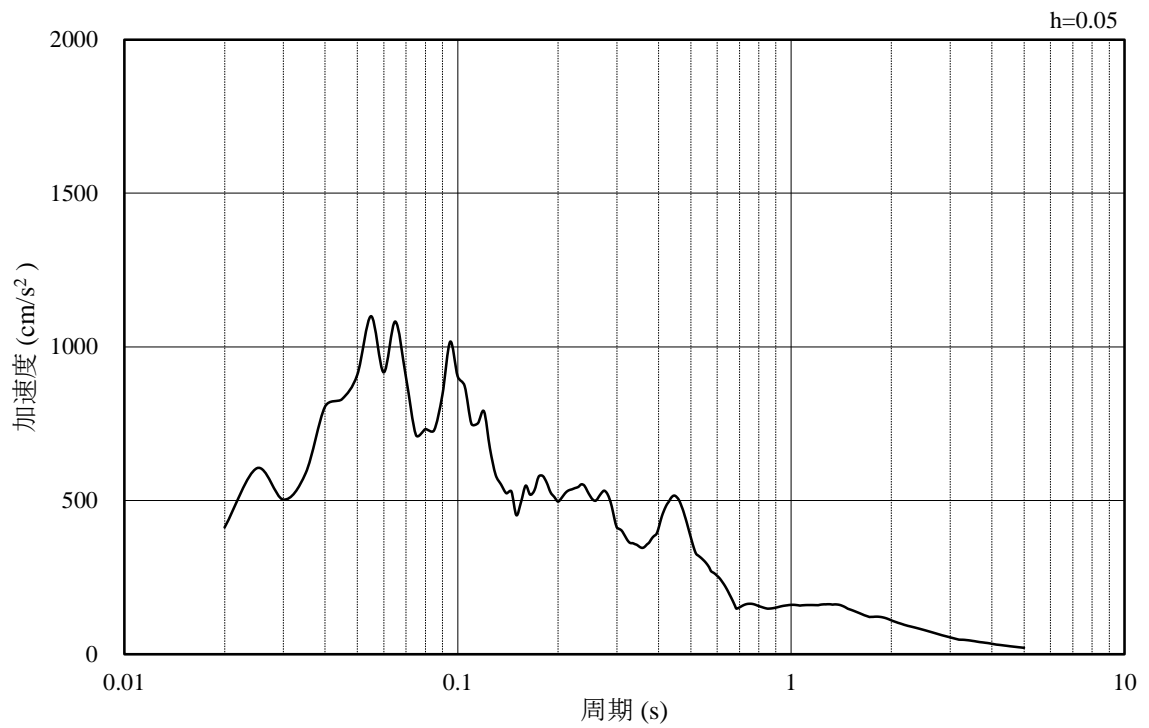


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.4-44 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
(水平成分：S s - N 2 (NS))

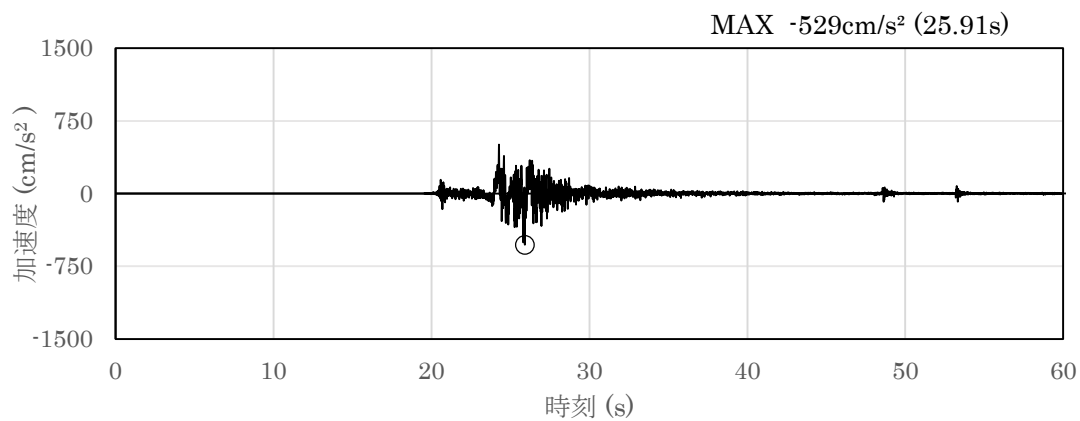


(a) 加速度時刻歴波形

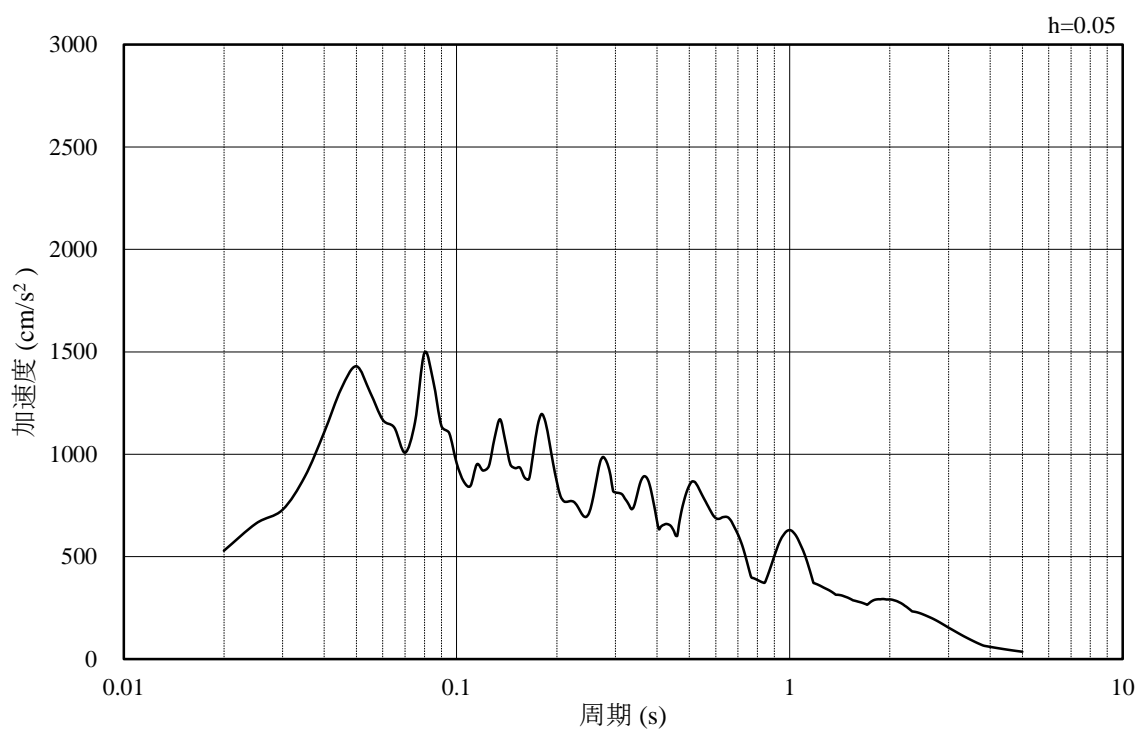


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.4-45 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
(鉛直成分：S s - N 2 (NS))

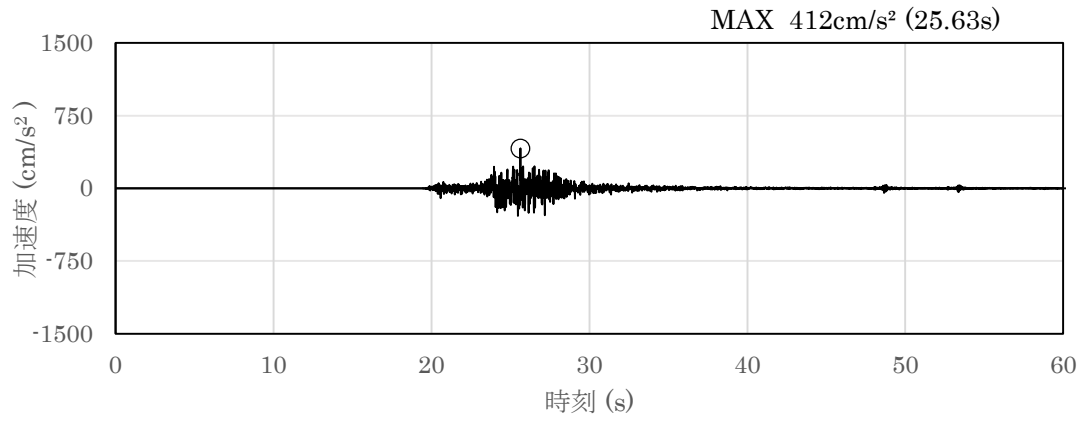


(a) 加速度時刻歴波形

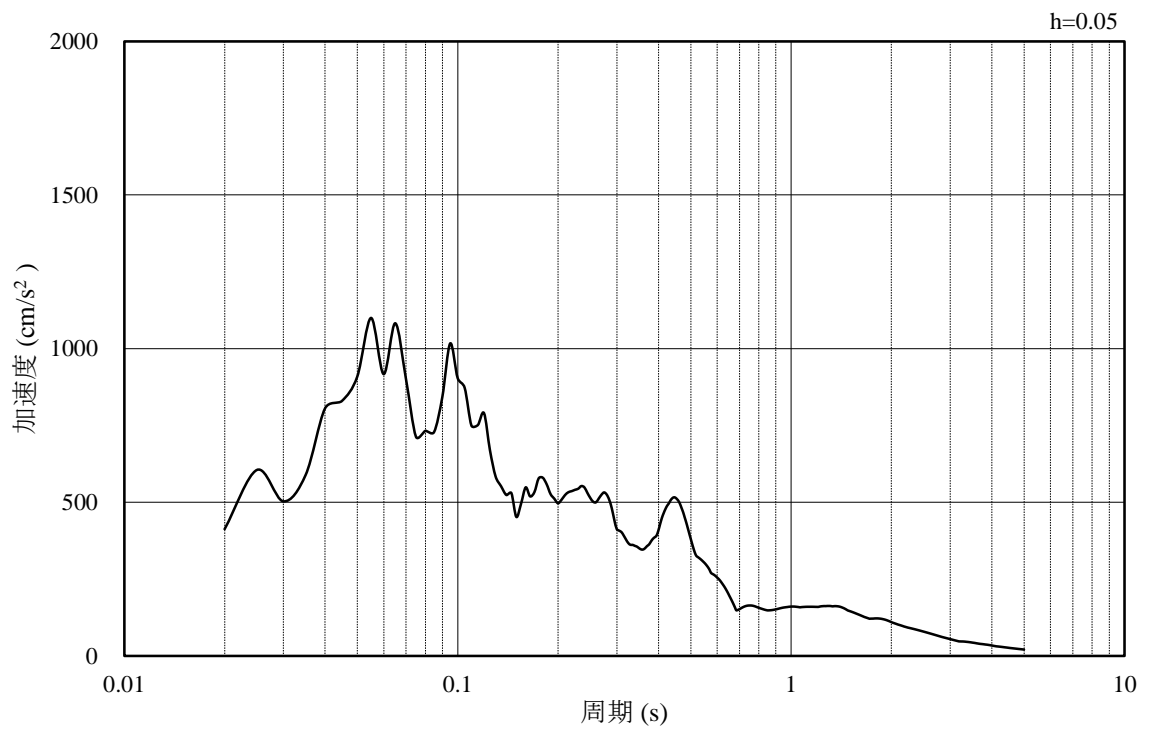


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.4-46 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
(水平成分：S s - N 2 (EW))



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 2.4-47 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
(鉛直成分：S s - N 2 (EW))

2.5 耐震評価

2.5.1 許容限界

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

輪谷貯水槽（西側）の曲げ・軸力系の破壊に対する評価のうち構造物全体としての安定性確保の評価として「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（（社）土木学会，2005年）」（以下「土木学会マニュアル」という。）に基づき，表2.5-1に示すとおり限界ひずみ（圧縮縁コンクリートひずみ1.0%）を許容限界とする。

「土木学会マニュアル」では，曲げ・軸力系の破壊に対する限界状態は，コンクリートの圧縮縁のかぶりが剥落しないこととされており，圧縮縁コンクリートひずみ1.0%の状態は，かぶりコンクリートが剥落する前の状態であることが，屋外重要土木構造物を模したラーメン構造の破壊実験及び数値シミュレーション等の結果より確認されている。この状態を限界値とすることで構造全体としての安定性が確保できるとして設定されたものである。

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

また，溢水影響評価の観点から，頂版及び地上の側壁部については，「補足-026-01 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に示す貯水機能を有することの確認として，「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]（（社）土木学会，2002年制定）」に基づき，コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみについて，部材降伏に相当する限界ひずみ（コンクリート：2000 μ ，主鉄筋：1725 μ ）を許容限界とした確認を併せて実施する。評価位置図を図2.5-1に示す。

表 2.5-1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

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

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

ここで， γ_i ：構造物係数（ $\gamma_i = 1.0$ ）

ε_R ：限界ひずみ

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

γ_a ：構造物解析係数（ $\gamma_a = 1.2$ ）

ε ：発生ひずみ

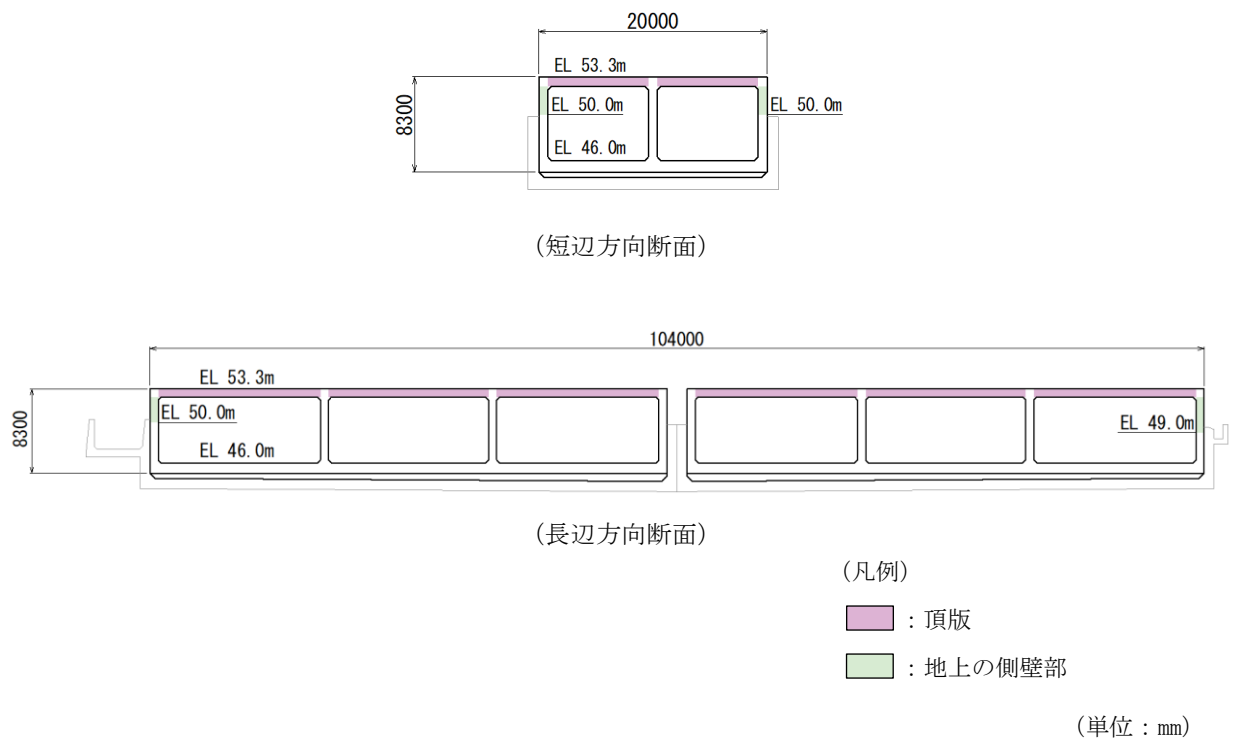


図 2.5-1 評価位置図

(2) せん断破壊に対する許容限界

棒部材式で求まるせん断耐力とする。棒部材式を以下に示す。

棒部材式

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

ここで、 V_{yd} : せん断耐力

V_{cd} : コンクリートが負担するせん断耐力

V_{sd} : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

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

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

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

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

$\beta_n = 1 + 2M_0 / M_{ud}$ ($N'_d \geq 0$) ただし、 $\beta_n > 2.0$ となる場合は $\beta_n = 2.0$

$= 1 + 4M_0 / M_{ud}$ ($N'_d < 0$) ただし、 $\beta_n < 0$ となる場合は $\beta_n = 0$

$\beta_a = 1$

ここで、

f'_{cd} : コンクリート圧縮強度の設計用値(N/mm^2)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_{ud} : 軸方向力を考慮しない純曲げ耐力

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の材料係数 γ_{ms} で除したもので、 400N/mm^2 以下とする。ただし、コンクリートの圧縮強度の特性値 f'_{ck} が 60N/mm^2 以上の時は、 800N/mm^2 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

また、「土木学会マニュアル」におけるせん断耐力式による評価においては、表 2.5-2 に示すとおり、複数の安全係数が見込まれていることから、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施することが可能である。

表 2.5-2 せん断耐力式による評価において考慮している安全係数

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

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

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

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

ここで、R：層間変形角とされている。

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

(3) 基礎地盤の支持機能に対する許容限界

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

基礎地盤の支持性能に対する許容限界を表 2.5-3 に示す。

表 2.5-3 輪谷貯水槽（西側）の許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm ²)
極限支持力度	埋戻土	1.2

2.6 耐震評価結果

2.6.1 構造部材の健全性に対する評価結果

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造物全体としての安定性確保の評価）

曲げ・軸力系の破壊に対する評価のうち構造物全体としての安定性確保の評価結果から最大照査値を表 2.6-1 及び表 2.6-2 に示す。また、ひずみの時刻歴波形を図 2.6-1 及び図 2.6-2 に示す。照査値は、照査用ひずみを許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。同表より、全地震動において照査用ひずみは限界ひずみを下回ることを確認した。

表 2.6-1 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（A-A断面）

解析 ケース	地震動		照査用ひずみ $\varepsilon_d^*(\mu)$	照査ひずみ $\varepsilon_R(\mu)$	照査値 $\varepsilon_d/\varepsilon_R$
	①	S _s -D	++	797	10000
S _s -F 1		++	735	10000	0.08
S _s -F 2		++	875	10000	0.09
S _s -N 1		++	1176	10000	0.12
S _s -N 2 (NS)		++	540	10000	0.06
S _s -N 2 (EW)		++	832	10000	0.09
②	S _s -F 2	++	891	10000	0.09
③	S _s -F 2	++	810	10000	0.09

注記*：照査用ひずみ $\varepsilon_d =$ 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a (1.2)

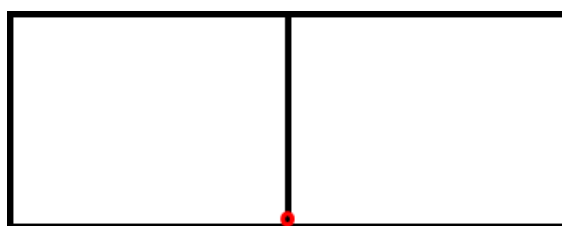
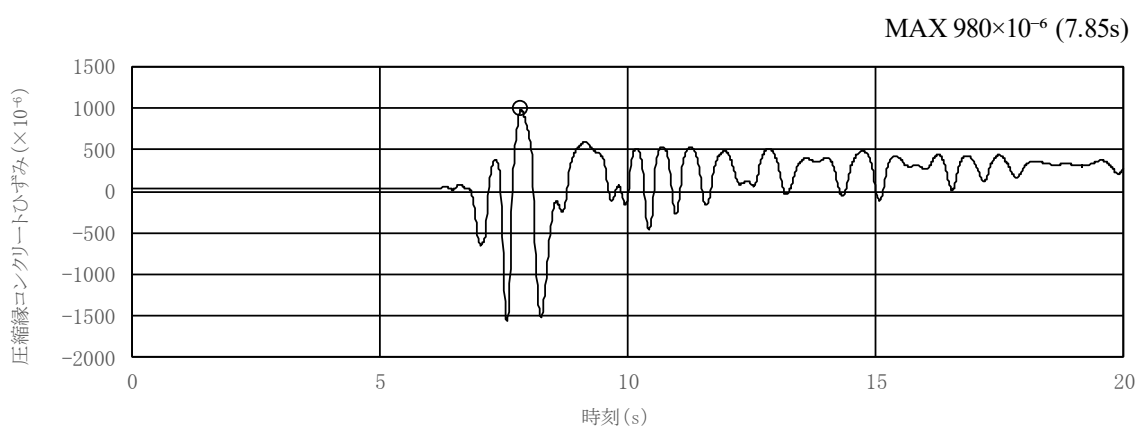


図 2.6-1 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの時刻歴波形（全応力解析）（A-A断面）

表 2.6-2 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値 (B-B断面)

解析 ケース	地震動		照査用ひずみ $\varepsilon_d^*(\mu)$	照査ひずみ $\varepsilon_R(\mu)$	照査値 $\varepsilon_d/\varepsilon_R$
①	S _s -D	++	54	10000	0.01
	S _s -F 1	++	39	10000	0.01
	S _s -F 2	++	35	10000	0.01
	S _s -N 1	++	45	10000	0.01
	S _s -N 2 (NS)	++	48	10000	0.01
	S _s -N 2 (EW)	++	41	10000	0.01
②	S _s -D	++	56	10000	0.01
③	S _s -D	++	52	10000	0.01

注記* : 照査用ひずみ $\varepsilon_d =$ 発生ひずみ \times 構造解析係数 $\gamma_a (1.2)$

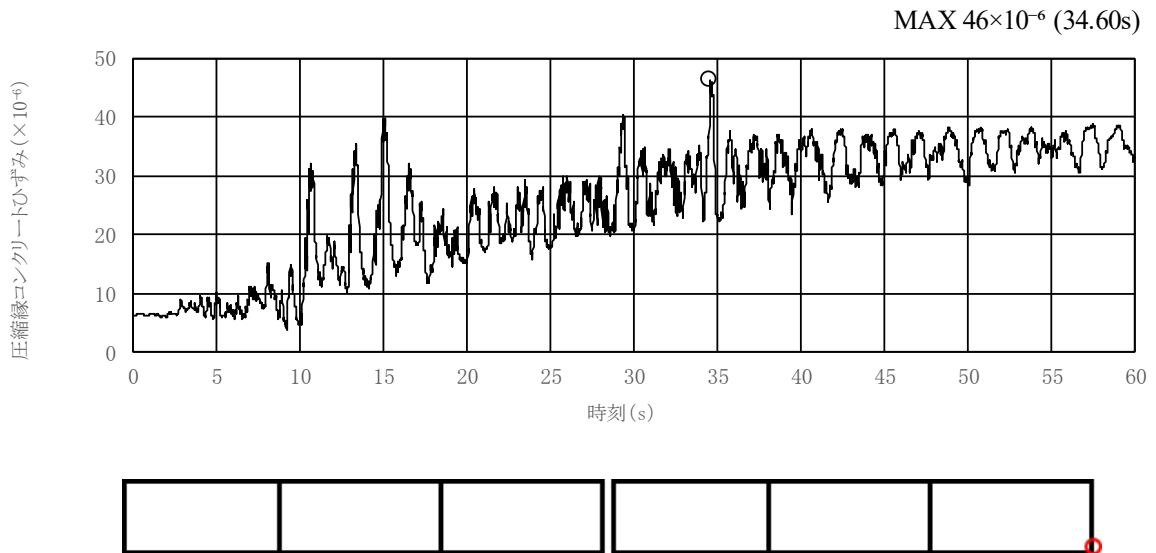


図 2.6-2 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの時刻歴波形 (全応力解析) (B-B断面)

(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（溢水影響の確認）

溢水影響評価の観点での曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果の最大照査値を表 2.6-3～表 2.6-6 に示す。また、ひずみの時刻歴波形を図 2.6-3～図 2.6-6 に示す。照査値は、照査用ひずみを許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。同表より、全地震動において照査用ひずみは限界ひずみを下回ることを確認した。

表 2.6-3 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリート）（A-A断面）

解析 ケース	地震動		照査用ひずみ $\epsilon_d^*(\mu)$	照査ひずみ $\epsilon_R(\mu)$	照査値 ϵ_d/ϵ_R
	①	S _s -D	++	514	2000
S _s -F 1		++	502	2000	0.26
S _s -F 2		++	502	2000	0.26
S _s -N 1		++	483	2000	0.25
S _s -N 2 (NS)		++	378	2000	0.19
S _s -N 2 (EW)		++	514	2000	0.26
②	S _s -F 2	++	503	2000	0.26
③	S _s -F 2	++	481	2000	0.25

注記*：照査用ひずみ $\epsilon_d = \text{発生ひずみ} \times \text{構造解析係数 } \gamma_a (1.2)$

MAX 429×10^{-6} (23.96s)

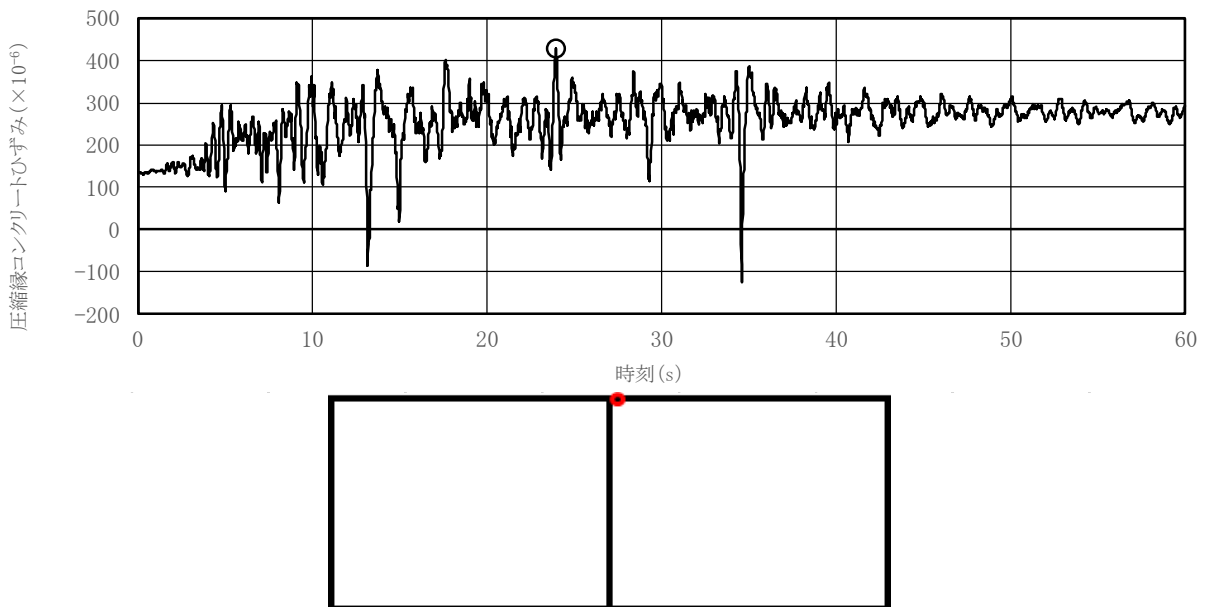


図 2.6-3 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの時刻歴波形（全応力解析）（コンクリート）（A-A断面，地上部）

表 2.6-4 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（主筋）（A-A断面）

解析 ケース	地震動		照査用ひずみ $\varepsilon_d^*(\mu)$	照査ひずみ $\varepsilon_R(\mu)$	照査値 $\varepsilon_d/\varepsilon_R$
①	S _s -D	++	1239	1725	0.72
	S _s -F 1	++	1180	1725	0.69
	S _s -F 2	++	1167	1725	0.68
	S _s -N 1	++	1164	1725	0.68
	S _s -N 2 (NS)	++	921	1725	0.54
	S _s -N 2 (EW)	++	1220	1725	0.71
②	S _s -F 2	++	1178	1725	0.69
③	S _s -F 2	++	1135	1725	0.66

注記*：照査用ひずみ $\varepsilon_d = \text{発生ひずみ} \times \text{構造解析係数 } \gamma_a (1.2)$

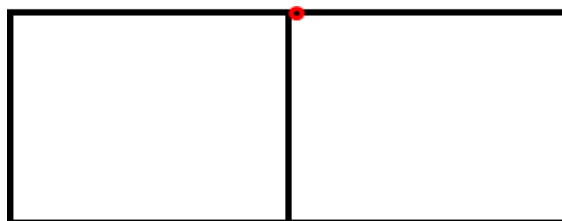
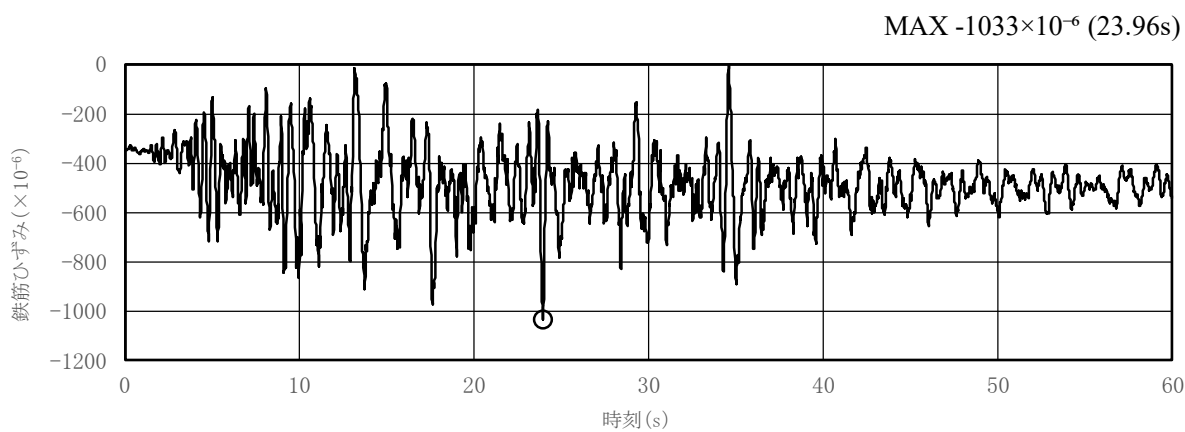


図 2.6-4 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの時刻歴波形（全応力解析）（主筋）（A-A断面，地上部）

表 2.6-5 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリート）（B-B断面）

解析 ケース	地震動		照査用ひずみ $\epsilon_d^*(\mu)$	照査ひずみ $\epsilon_R(\mu)$	照査値 ϵ_d/ϵ_R
①	S _s -D	++	31	2000	0.02
	S _s -F 1	++	39	2000	0.02
	S _s -F 2	++	22	2000	0.02
	S _s -N 1	++	29	2000	0.02
	S _s -N 2 (NS)	++	28	2000	0.02
	S _s -N 2 (EW)	++	21	2000	0.02
②	S _s -D	++	30	2000	0.02
③	S _s -D	++	30	2000	0.02

注記*：照査用ひずみ $\epsilon_d =$ 発生ひずみ \times 構造解析係数 $\gamma_a (1.2)$

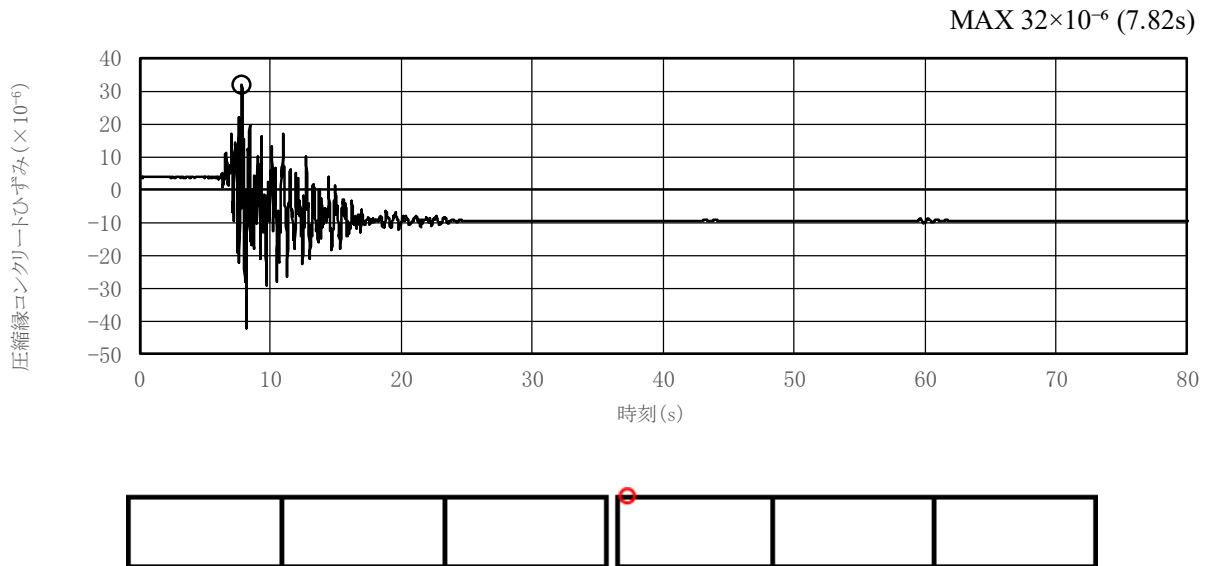


図 2.6-5 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの時刻歴波形（全応力解析）（コンクリート）（B-B断面）

表 2.6-6 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（主筋）（B-B断面）

解析 ケース	地震動		照査用ひずみ $\epsilon_d^*(\mu)$	照査ひずみ $\epsilon_R(\mu)$	照査値 ϵ_d / ϵ_R
①	S _s -D	++	144	1725	0.09
	S _s -F 1	++	140	1725	0.09
	S _s -F 2	++	132	1725	0.08
	S _s -N 1	++	126	1725	0.08
	S _s -N 2 (NS)	++	142	1725	0.09
	S _s -N 2 (EW)	++	143	1725	0.09
②	S _s -D	++	143	1725	0.09
③	S _s -D	++	140	1725	0.09

注記*：照査用ひずみ $\epsilon_d = \text{発生ひずみ} \times \text{構造解析係数 } \gamma_a (1.2)$

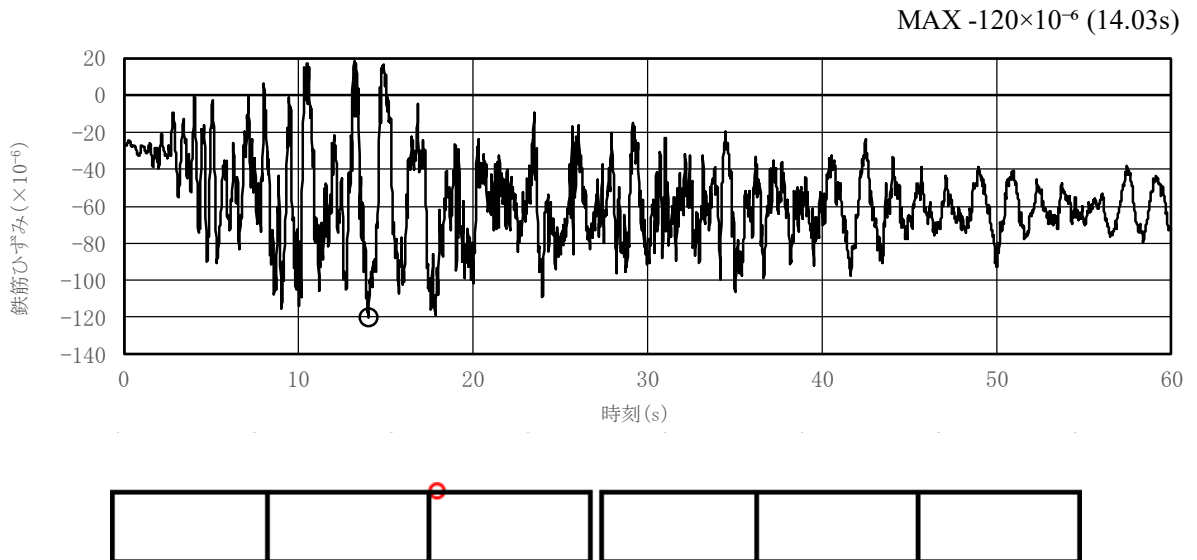


図 2.6-6 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの時刻歴波形（全応力解析）（主筋）（B-B断面）

(3) せん断破壊に対する評価結果

構造強度を有することの確認におけるせん断破壊に対する評価結果の最大照査値を表 2.6-7～表 2.6-11 に示す。また、評価位置図を図 2.6-7 及び図 2.6-9 に、最も厳しい照査値となる時刻における断面力図（曲げモーメント、軸力及びせん断力）を図 2.6-8 及び図 2.6-10 に示す。照査値は、せん断力を許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

同表より、全部材で照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。

表 2.6-7 せん断破壊に対する最大照査値（A-A断面）

解析 ケース	地震動		評価位置		照査用	せん断	照査値
					せん断力	耐力	
					V_d^* (kN)	V_{yd} (kN)	V_d/V_{yd}
①	S_s-D	++	頂版	2	237	1053	0.23
			側壁	4	255	637	0.41
			隔壁	5	299	668	0.45
			底版	6	329	740	0.45
	S_s-F1	++	頂版	2	237	1059	0.23
			側壁	4	163	640	0.26
			隔壁	5	271	666	0.41
			底版	6	330	787	0.42
	S_s-F2	++	頂版	1	241	1063	0.23
			側壁	4	232	650	0.36
			隔壁	5	317	679	0.47
			底版	7	367	808	0.46
	S_s-N1	++	頂版	2	233	1058	0.23
			側壁	4	279	645	0.44
			隔壁	5	363	653	0.56
			底版	6	324	754	0.43
	S_s-N2 (NS)	++	頂版	2	198	1059	0.19
			側壁	3	181	652	0.28
			隔壁	5	227	669	0.34
			底版	7	272	770	0.36
S_s-N2 (EW)	++	頂版	2	227	1060	0.22	
		側壁	3	244	647	0.38	
		隔壁	5	314	670	0.47	
		底版	6	326	777	0.42	

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

表 2.6-8 せん断破壊に対する最大照査値 (A-A断面)

解析 ケース	地震動		評価位置		照査用	せん断	照査値
					せん断力	耐力	
					V_d^* (kN)	V_{yd} (kN)	V_d/V_{yd}
②	$S_s - F 2$	++	頂版	1	242	1063	0.23
			側壁	4	232	650	0.36
			隔壁	5	324	679	0.48
			底版	7	366	808	0.46
③	$S_s - F 2$	++	頂版	1	231	1063	0.22
			側壁	4	228	646	0.36
			隔壁	5	296	678	0.44
			底版	7	353	810	0.44

注記* : 照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 \times 構造解析係数 $\gamma_a (1.05)$

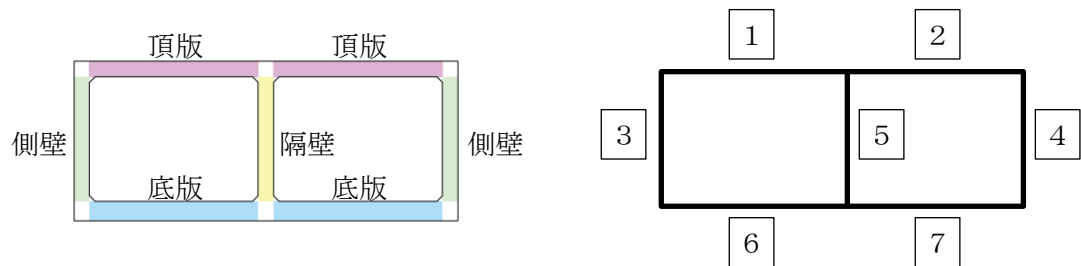
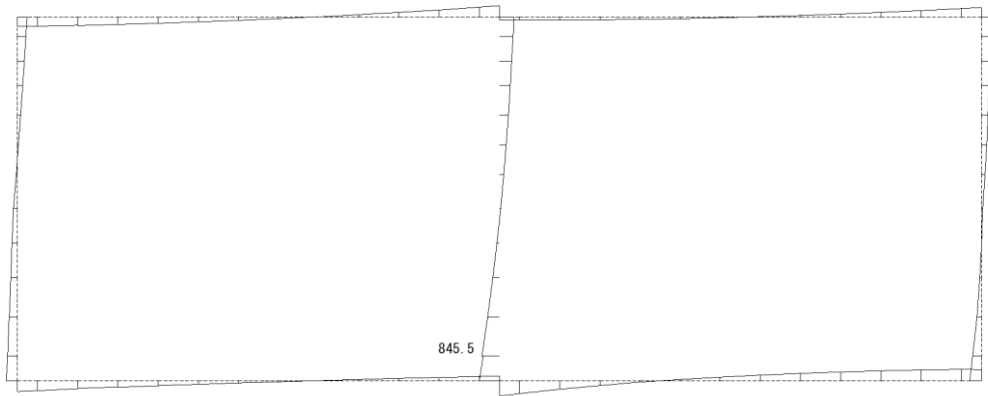


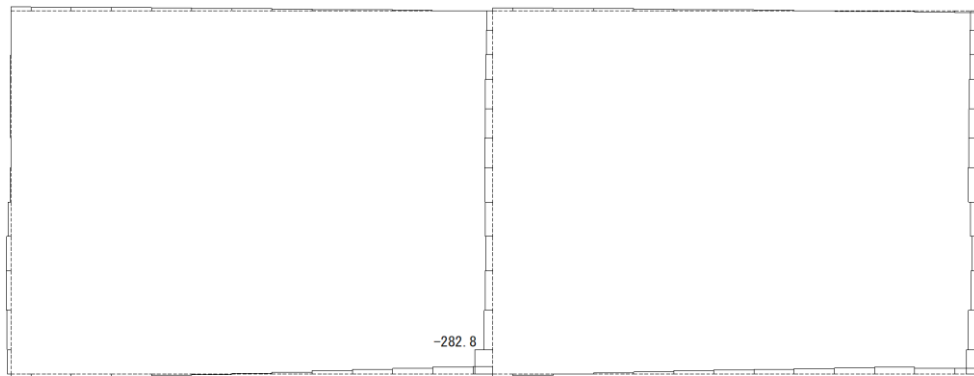
図 2.6-7 評価位置図 (A-A断面)

構造スケール 0. 1.0 (m)
 応答スケール 0. 2000.0 (kN·m)



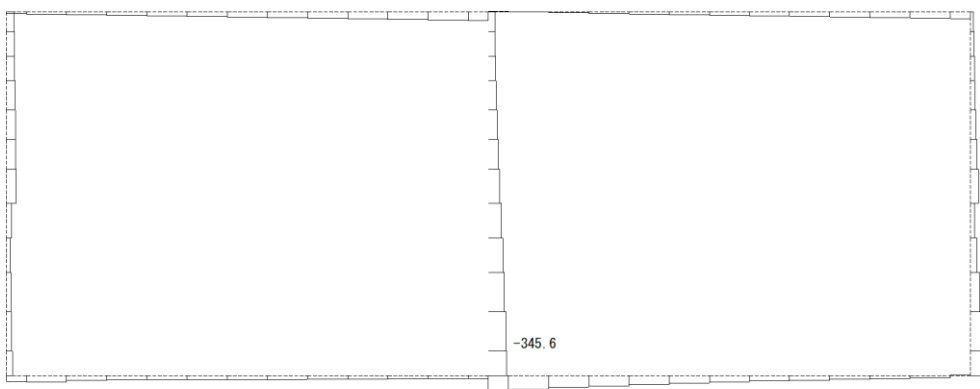
曲げモーメント (kN·m)

構造スケール 0. 1.0 (m)
 応答スケール 0. 2000.0 (kN)



軸力 (kN)

構造スケール 0. 1.0 (m)
 応答スケール 0. 1000.0 (kN)



せん断力 (kN)

図 2.6-8 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図 (A-A断面)
 (解析ケース①, S_s-N1 (++))

表 2.6-9 セン断破壊に対する最大照査値 (B-B断面)

解析 ケース	地震動		評価位置		照査用 せん断力 V_d^* (kN)	せん断 耐力 V_{yd} (kN)	照査値 V_d/V_{yd}	
①	$S_s - D$	++	北側	頂版	3	21	1060	0.03
				側壁	5	58	1044	0.06
				隔壁	7	31	644	0.05
				底版	10	85	802	0.11
			南側	頂版	2	41	1043	0.04
				側壁	5	65	651	0.10
				隔壁	7	43	645	0.07
				底版	9	130	816	0.16
	$S_s - F 1$	++	北側	頂版	3	33	1065	0.04
				側壁	5	51	1023	0.05
				隔壁	7	30	648	0.05
				底版	9	63	809	0.08
			南側	頂版	3	15	1043	0.04
				側壁	5	49	648	0.08
				隔壁	6	27	642	0.05
				底版	9	54	821	0.07
	$S_s - F 2$	++	北側	頂版	3	18	1053	0.02
				側壁	4	29	637	0.05
				隔壁	7	30	640	0.05
				底版	9	57	814	0.08
南側			頂版	3	12	1040	0.02	
			側壁	5	49	647	0.08	
			隔壁	6	34	641	0.06	
			底版	9	64	832	0.08	

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

表 2.6-10 せん断破壊に対する最大照査値 (B-B断面)

解析 ケース	地震動		評価位置		照査用 せん断力 V_d^* (kN)	せん断 耐力 V_{yd} (kN)	照査値 V_d/V_{yd}	
①	S_s-N1	++	北側	頂版	3	24	1051	0.03
				側壁	5	59	1041	0.06
				隔壁	7	29	637	0.05
				底版	9	51	810	0.07
			南側	頂版	3	9	1039	0.03
				側壁	5	58	649	0.09
				隔壁	6	33	644	0.06
				底版	9	56	848	0.07
	S_s-N2 (NS)	++	北側	頂版	3	23	1051	0.03
				側壁	5	63	1041	0.07
				隔壁	7	27	639	0.05
				底版	9	44	805	0.06
			南側	頂版	3	12	1041	0.03
				側壁	5	61	653	0.10
				隔壁	6	39	639	0.07
				底版	10	62	840	0.08
S_s-N2 (EW)	++	北側	頂版	3	18	1052	0.02	
			側壁	4	28	662	0.05	
			隔壁	6	28	640	0.05	
			底版	10	40	803	0.06	
		南側	頂版	3	9	1042	0.02	
			側壁	5	73	653	0.12	
			隔壁	7	31	640	0.05	
			底版	9	65	814	0.08	

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

表 2.6-11 せん断破壊に対する最大照査値 (B-B断面)

解析 ケース	地震動		評価位置		照査用	せん断	照査値	
					せん断力	耐力		
					V_d^* (kN)	V_{yd} (kN)	V_d/V_{yd}	
②	S_s-D	++	北側	頂版	3	22	1057	0.03
				側壁	5	57	1044	0.06
				隔壁	7	34	644	0.06
				底版	10	82	800	0.11
			南側	頂版	3	15	1043	0.03
				側壁	5	67	652	0.11
				隔壁	7	39	644	0.07
				底版	9	129	815	0.16
③	S_s-D	++	北側	頂版	3	23	1053	0.03
				側壁	5	59	1045	0.06
				隔壁	7	32	644	0.05
				底版	10	82	802	0.11
			南側	頂版	2	43	1044	0.05
				側壁	5	64	653	0.10
				隔壁	7	43	644	0.07
				底版	9	116	814	0.15

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

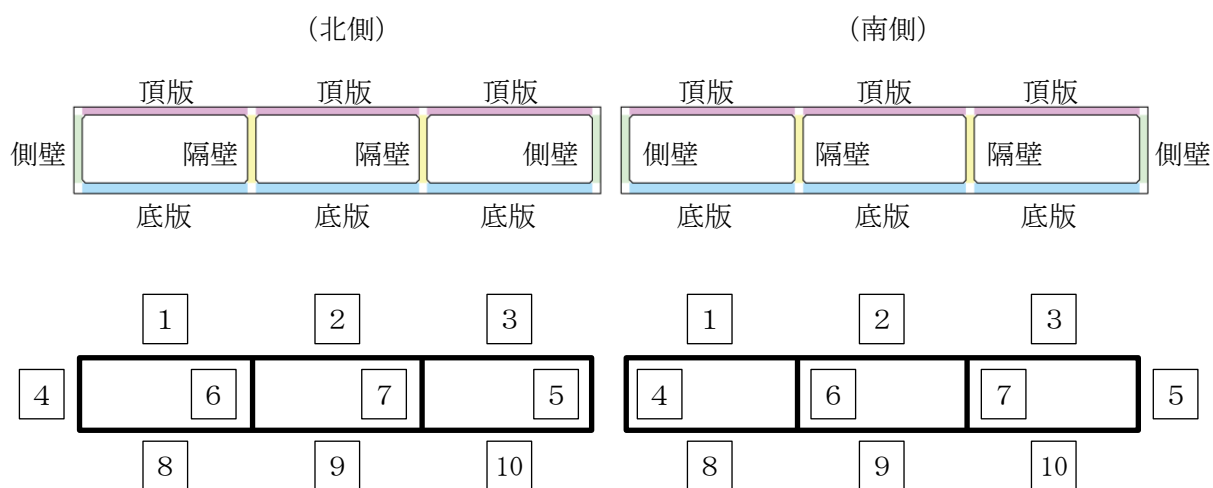


図 2.6-9 評価位置図 (B-B断面)

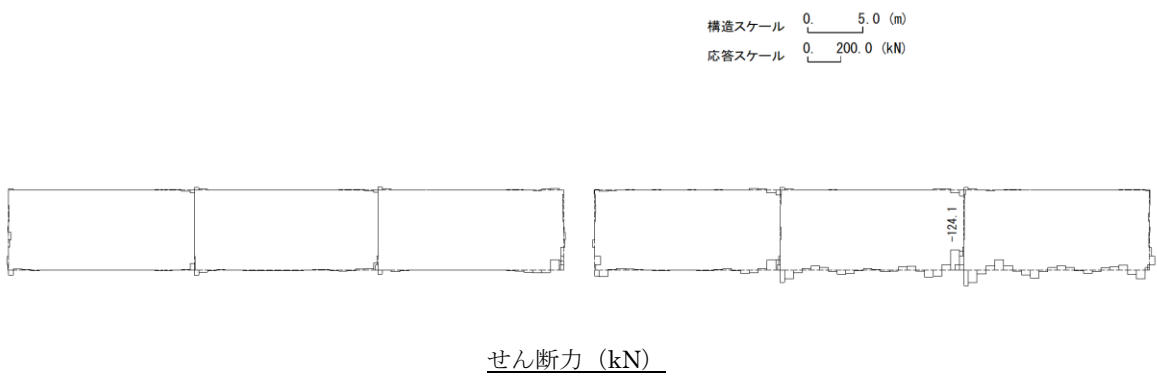
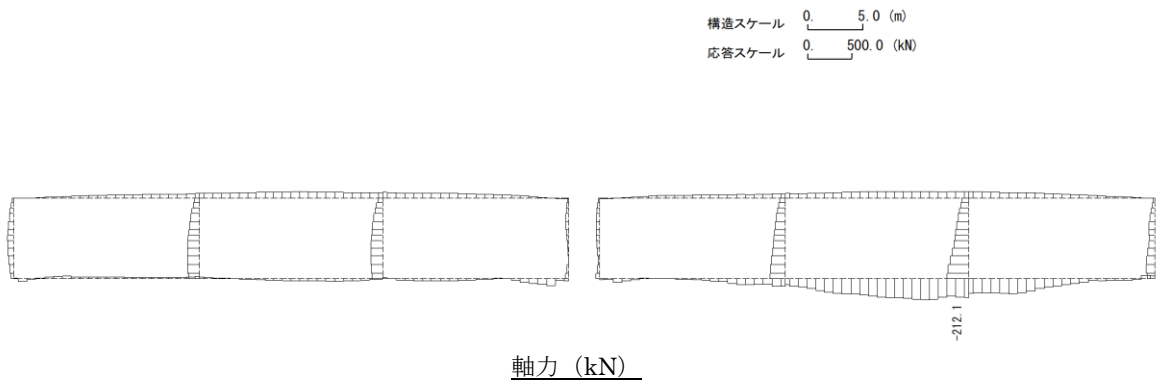
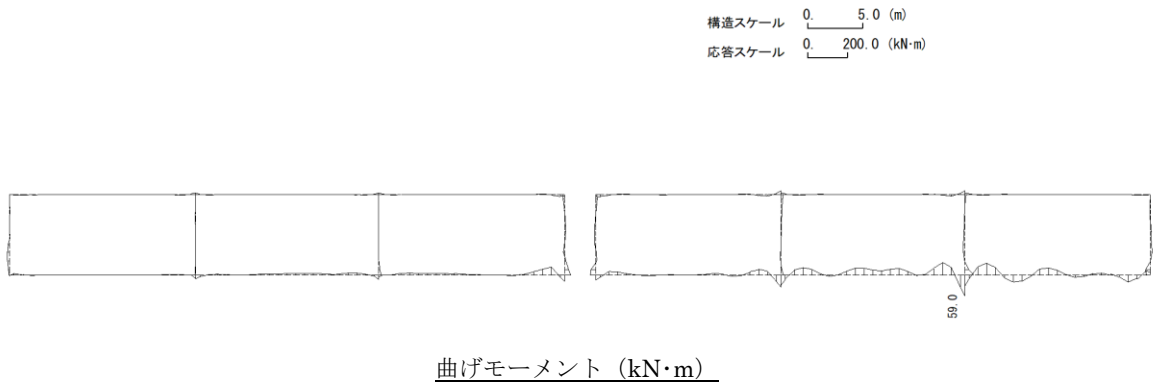


図 2.6-10 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図 (B-B断面)
 (解析ケース①, S_s-D (++)

2.6.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する最大照査値を表 2.6-12 及び表 2.6-13 に示す。また、最大接地圧分布図を図 2.6-11 及び図 2.6-12 に示す。

輪谷貯水槽（西側）の基礎地盤に発生する最大接地圧が、極限支持力度を下回ることを確認した。

表 2.6-12 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（A-A断面）

解析 ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力度	照査値
			$R_d(N/mm^2)$	$R_u(N/mm^2)$	R_d/R_u
①	S_s-D	++	0.70	1.2	0.58
	S_s-F1	++	0.71	1.2	0.59
	S_s-F2	++	0.71	1.2	0.60
	S_s-N1	++	0.71	1.2	0.60
	$S_s-N2(NS)$	++	0.69	1.2	0.58
	$S_s-N2(EW)$	++	0.68	1.2	0.57
②	S_s-F2	++	0.73	1.2	0.61
③	S_s-F2	++	0.70	1.2	0.59

表 2.6-13 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（B-B断面）

解析 ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力度	照査値
			$R_d(N/mm^2)$	$R_u(N/mm^2)$	R_d/R_u
①	S_s-D	++	0.70	1.2	0.59
	S_s-F1	++	0.62	1.2	0.52
	S_s-F2	++	0.61	1.2	0.52
	S_s-N1	++	0.58	1.2	0.49
	$S_s-N2(NS)$	++	0.62	1.2	0.52
	$S_s-N2(EW)$	++	0.65	1.2	0.55
②	S_s-D	++	0.70	1.2	0.59
③	S_s-D	++	0.70	1.2	0.59

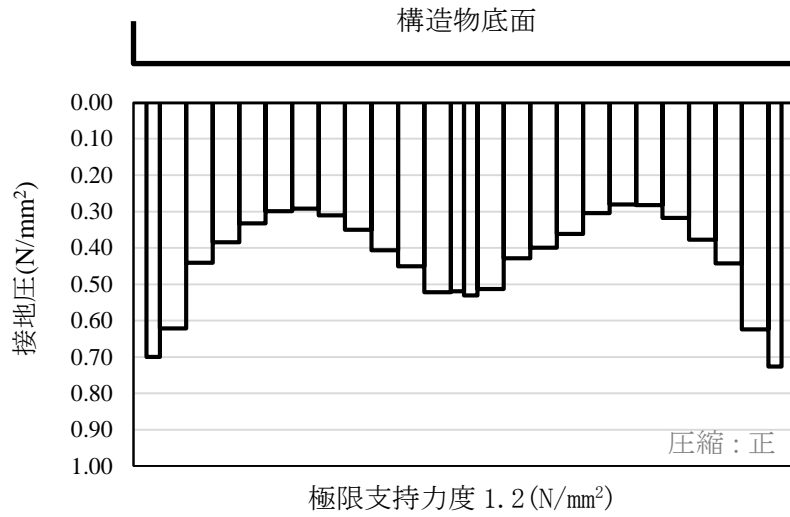


図 2.6-11 基礎地盤の最大接地圧分布図 (A-A断面)
 (解析ケース②, S_s-F2 (++))

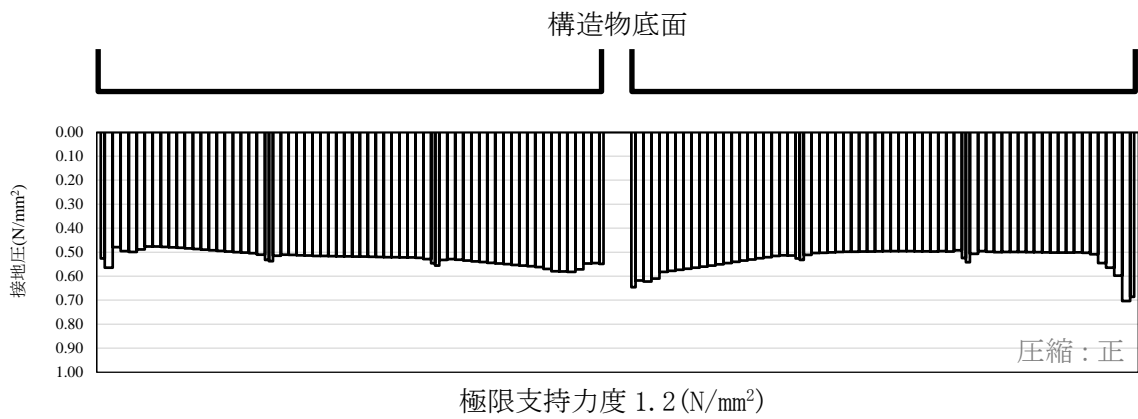


図 2.6-12 基礎地盤の最大接地圧分布図 (B-B断面)
 (解析ケース②, S_s-D (++))

2.7 土石流堆積荷重の影響検討

2.7.1 評価方針

輪谷貯水槽（西側）周辺は、「国土数値情報 土砂災害危険箇所データ（国土交通省国土政策局）」によると土石流危険区域にあることから、土石流堆積荷重を組み合わせ、耐震評価を行う。土石流危険区域を図 2.7-1 に示す。

評価対象断面、評価部位及び入力地震動については、「2.6 耐震評価結果」の解析ケース①のうち最も照査結果が厳しくなるものとする。短辺方向断面についてはS_s-F2を、長辺方向断面についてはS_s-Dを選定する。

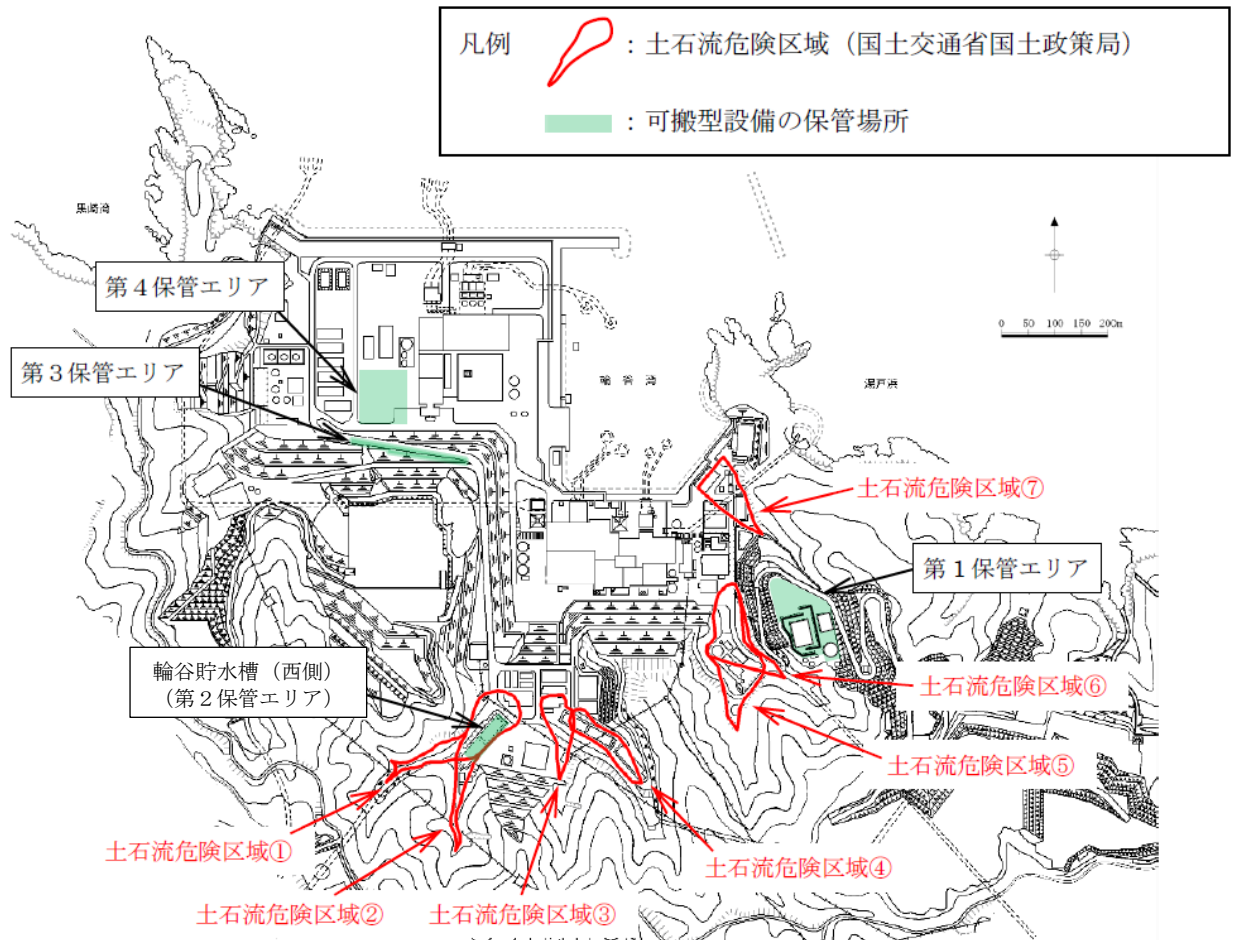


図 2.7-1 土石流危険区域

2.7.2 荷重及び荷重の組合せ

輪谷貯水槽（西側）の地震応答解析において考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し、それぞれを組み合わせて設定する。なお、土石流堆積荷重以外の荷重については、「2.4.4 荷重及び荷重の組合せ」に示すとおりとする。

荷重の組合せを表 2.7-1 に示す。

表 2.7-1 荷重の組合せ

種別	荷重			算定方法の概要
永久荷重 (常時荷重)	固定荷重	躯体重量	○	設計図書に基づいて、設定する。
		機器・配管荷重	—	機器・配管等は設置しない。
	積載荷重	土石流堆積荷重	○	地表面及び構造物側方に考慮する。
		静止土圧	○	常時応力解析により設定する。
		外水圧	—	地下水位が底板底面より低い位置にあるため考慮しない。
		内水圧	○	輪谷貯水槽（西側）水槽内の容液による静水として考慮する。
		積雪荷重	○	地表面及び構造物天端に考慮する。
		風荷重	—	風荷重を受ける部材の受圧面積が小さいため考慮しない。
		土被り荷重	—	土被りの影響を受けないため考慮しない。
		永久上載荷重	○	構造物天端に置かれる設備を考慮する。
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動	○	基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振を考慮する。	
	鉛直地震動	○		
	動水圧	○	地震時動水圧を付加質量により考慮する。	

(1) 土石流堆積荷重

輪谷貯水槽（西側）周辺は、「国土数値情報 土砂災害危険箇所データ（国土交通省国土政策局）」によると土石流危険区域にあることから、土石流堆積荷重を考慮する。考慮する範囲を図 2.7-2 に示す。

土石流堆積荷重のうち鉛直方向成分は、構造物天端を除く地表面に考慮し、「土石流・流木対策設計技術指針解説」に基づき、以下の式により算定する。

$$P_{Ed1} = \gamma_s \cdot h \quad (1)$$

$$\left[\begin{array}{l} P_{Ed1} : \text{土石流堆積荷重のうち鉛直成分 (kN/m}^2\text{)} \\ \gamma_s : \text{堆積した土石流の単位体積重量 (15.29kN/m}^3\text{)} \quad \text{式(2) 参照} \\ h : \text{土石流の堆積高さ (1.32m)} \quad \text{*} \end{array} \right.$$

注記*：土石流危険区域①及び②から同時に流出した土石流が輪谷貯水槽（西側）廻りに堆積するものとして、土砂の堆積高さを算出する。

$$\gamma_s = C \cdot \sigma \cdot g \quad (2)$$

$$\left[\begin{array}{l} \gamma_s : \text{堆積した土石流の単位体積重量 (kN/m}^3\text{)} \\ C : \text{溪床堆積土砂の容積密度 (0.6)} \\ \sigma : \text{礫の密度 (2,600kg/m}^3\text{)} \\ g : \text{重量加速度 (9.8m/s}^2\text{)} \end{array} \right.$$

土石流堆積荷重のうち水平方向成分は、構造物側壁のうち土石流が堆積し接する範囲に考慮し、「土石流・流木対策設計技術指針解説」に基づき、以下の式により算定する。なお、地震時土圧力係数 C_{Ee} は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」の地震時主働土圧係数 K_{EA1} 、 K_{EA2} を踏まえ設定する。

$$P_{Ed2} = C_{Ee} \cdot \gamma_s \cdot h + C_{Ee} \cdot q \quad (3)$$

$$\left[\begin{array}{l} P_{Ed2} : \text{土石流堆積荷重のうち水平成分 (kN/m}^2\text{)} \\ C_{Ee} : \text{地震時土圧力係数 式(4) 参照} \\ h : \text{土圧が作用する深さ (m)} \\ \gamma_s : \text{堆積した土石流の単位体積重量 (15.29kN/m}^3\text{)} \quad \text{式(2) 参照} \\ q : \text{上載荷重 (0kN/m}^2\text{)} \end{array} \right.$$

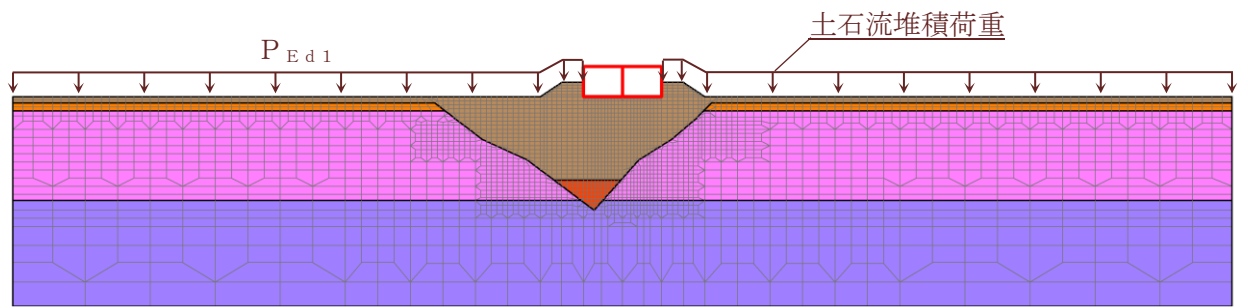
$$K_{EA1} = \frac{\cos(\theta_s - \phi_{res})(1 + \tan \theta \tan \theta_s)(1 + \tan \theta \tan \alpha)\{\tan(\theta_s - \phi_{res}) + \tan \theta_0\}}{\cos(\theta_s - \phi_{res} - \theta - \delta_E)(\tan \theta_s - \tan \alpha)} \quad (4)$$

$$K_{EA2} = \frac{\cos^2(\phi_{peak} - \theta_0 - \theta)}{\cos \theta_0 \cos^2 \theta \cos(\theta + \theta_0 + \delta_E) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_{peak} + \delta_E) \sin(\phi_{peak} - \alpha - \theta_0)}{\cos(\theta + \theta_0 + \delta_E) \cos(\theta - \alpha)}} \right\}^2} \quad (5)$$

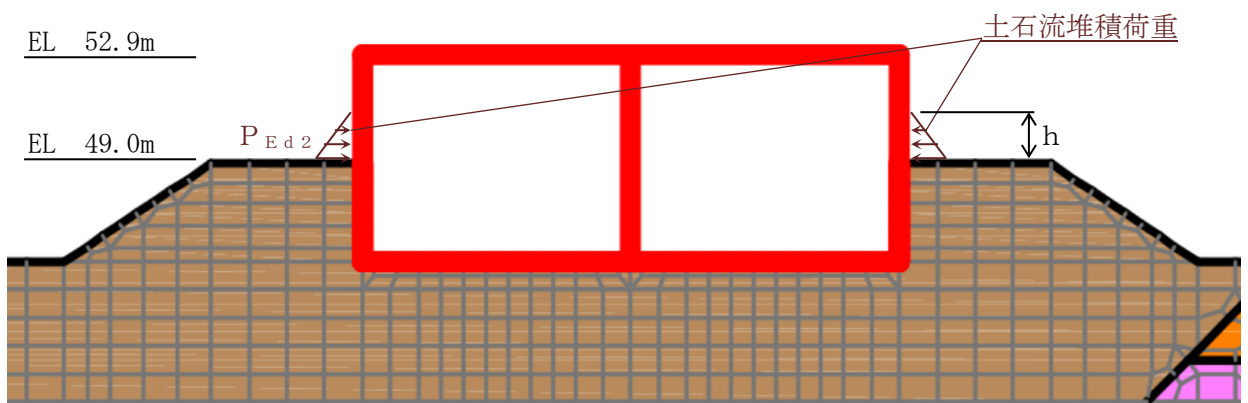
- K_{EA1} : 水平震度を増加させながら、求められた一次主動破壊面を持つ土塊に作用する力の釣り合いを考えたときの地震時主動土圧係数
 K_{EA2} : 物部・岡部の方法において $\phi = \phi_{peak}$ とした式 (5) により求められる地震時主動土圧係数
 θ_s : すべり面と水平面のなす角 ($^\circ$) 式 (6) 参照
 ϕ_{res} : 背面土の残留強度時のせん断抵抗角 (35°)
 θ : 壁背面と鉛直面とのなす角 (0°)
 α : 地表面と水平面のなす角 (0°)
 θ_0 : 地震合成角 ($^\circ$) で下式により算出する。
 $\theta_0 = \tan^{-1} k_h$
 k_h : 設計水平震度
(短辺方向断面 : 0.654, 長辺方向断面 : 1.357)
 δ_E : 壁背面と土との間の壁面摩擦角 (0°)
 ϕ_{peak} : 背面土のピーク強度時のせん断抵抗角 (35°)

$$\cot(\theta_s - \alpha) = -\tan(\phi_{peak} + \delta_E + \theta - \alpha) + \sec(\phi_{peak} + \delta_E + \theta - \alpha) \sqrt{\frac{\cos(\theta + \delta_E + \theta_{01}) \sin(\phi_{peak} + \delta_E)}{\cos(\theta - \alpha) \sin(\phi_{peak} - \alpha - \theta_{01})}} \quad (6)$$

- θ_s : すべり面と水平面のなす角 ($^\circ$)
 α : 地表面と水平面のなす角 (0°)
 ϕ_{peak} : 背面土のピーク強度時のせん断抵抗角 (35°)
 δ_E : 壁背面と土との間の壁面摩擦角 (0°)
 θ : 壁背面と鉛直面とのなす角 (0°)
 θ_{01} : 地震合成角 ($^\circ$) で下式により算出する。
 $\theta_{01} = \tan^{-1} k_{h1}$
 k_{h1} : 設計水平震度 (0)



鉛直方向成分



水平方向成分

図 2.7-2 土石流堆積荷重を考慮する範囲（短辺方向断面）

2.7.3 評価結果

短辺方向断面（A-A断面）の照査結果の最大照査値を表 2.7-2～表 2.7-6 に示す。
また、長辺方向断面（B-B断面）の照査結果の最大照査値を表 2.7-7～表 2.7-11 に示す。

(1) 短辺方向断面（A-A断面）

表 2.7-2 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値
(構造物全体としての安定性確保の評価)

地震動	照査用ひずみ* $\epsilon_d (\mu)$	限界ひずみ $\epsilon_a (\mu)$	照査値 ϵ_d / ϵ_a
S s - F 2 (++)	898	10000	0.09

注記*：照査用ひずみ ϵ_d = 発生ひずみ ϵ × 構造解析係数 γ_a (=1.2)

表 2.7-3 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値
(溢水影響の確認) (コンクリート)

地震動	照査用ひずみ* $\epsilon_d (\mu)$	限界ひずみ $\epsilon_a (\mu)$	照査値 ϵ_d / ϵ_a
S s - F 2 (++)	518	2000	0.26

注記*：照査用ひずみ ϵ_d = 発生ひずみ ϵ × 構造解析係数 γ_a (=1.2)

表 2.7-4 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値
(溢水影響の確認) (主筋)

地震動	照査用ひずみ* $\epsilon_d (\mu)$	限界ひずみ $\epsilon_a (\mu)$	照査値 ϵ_d / ϵ_a
S s - F 2 (++)	1190	1725	0.69

注記*：照査用ひずみ ϵ_d = 発生ひずみ ϵ × 構造解析係数 γ_a (=1.2)

表 2.7-5 せん断破壊に対する最大照査値

地震動	せん断力* V_d (kN/m)	せん断耐力 V_a (kN/m)	照査値 V_d / V_a
S s - F 2 (++)	381	844	0.46

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

表 2.7-6 支持性能に対する最大照査値

地震動	最大接地圧 P (N/mm ²)	極限支持力度 P _u (N/mm ²)	照査値 P / P _u
S _s -F 2 (++)	0.76	1.2	0.64

(2) 長辺方向断面 (B-B断面)

表 2.7-7 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値

(構造物全体としての安定性確保の評価)

地震動	照査用ひずみ* ε _d (μ)	限界ひずみ ε _a (μ)	照査値 ε _d / ε _a
S _s -D (++)	54	10000	0.01

注記* : 照査用ひずみ ε_d = 発生ひずみ ε × 構造解析係数 γ_a (=1.2)

表 2.7-8 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値

(溢水影響の確認, コンクリート)

地震動	照査用ひずみ* ε _d (μ)	限界ひずみ ε _a (μ)	照査値 ε _d / ε _a
S _s -D (++)	42	2000	0.03

注記* : 照査用ひずみ ε_d = 発生ひずみ ε × 構造解析係数 γ_a (=1.2)

表 2.7-9 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値

(溢水影響の確認, 主筋)

地震動	照査用ひずみ* ε _d (μ)	限界ひずみ ε _a (μ)	照査値 ε _d / ε _a
S _s -D (++)	146	1725	0.09

注記* : 照査用ひずみ ε_d = 発生ひずみ ε × 構造解析係数 γ_a (=1.2)

表 2.7-10 せん断破壊に対する最大照査値

地震動	せん断力* V _d (kN/m)	せん断耐力 V _a (kN/m)	照査値 V _d / V _a
S _s -D (++)	129	856	0.16

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

表 2.7-11 支持性能に対する最大照査値

地震動	最大接地圧 P (N/mm ²)	極限支持力度 P_u (N/mm ²)	照査値 P/P_u
S s - D (++)	0.75	1.2	0.63

3. 輪谷貯水槽（東側）

3.1 輪谷貯水槽（東側）の溢水防護に関する方針及び防護対策

VI-1-1-9-4「溢水影響に関する評価」のうち屋外タンク等からの溢水に対する評価において、輪谷貯水槽（東側）は基準地震動 S_s による地震力に対して側壁の損傷を考慮していないが、天端が開口しているためスロッシングによる溢水を考慮する。

3.2 評価方法

輪谷貯水槽（東側）は、水槽内部の水の溢水を側壁及び底版により防ぐ構造となっており、基準地震動 S_s に対して、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。構造部材の健全性評価としては、構造物全体としての安定性確保を評価した上で、溢水影響の確認を実施する。

3.3 評価条件

3.3.1 適用規格

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）
- ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（（社）土木学会，2005年）
- ・道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）
- ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）
- ・コンクリート標準示方書〔設計編〕（（社）土木学会，2007年制定）

表 3.3-1 適用する規格, 基準類

項目	適用する規格, 基準類	備考
使用材料及び材料定数	コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会, 2002年制定）	鉄筋コンクリートの材料諸元（単位体積重量, ヤング係数, ポアソン比）
荷重及び荷重の組合せ	コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会, 2002年制定）	永久荷重, 偶発荷重等の適切な組合せを検討
許容限界	原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（（社）土木学会, 2005年）	曲げ・軸力系の破壊に対する照査は, 発生ひずみが限界ひずみ（圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%）以下であることを確認
	コンクリート標準示方書〔設計編〕（（社）土木学会, 2007年制定）	せん断破壊に対する照査は, 発生せん断力がせん断耐力を下回ることを確認
	コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会, 2002年制定）	曲げ・軸力系の破壊に対する照査においておおむね弾性範囲として, 発生ひずみが限界ひずみ（コンクリート圧縮 2000 μ , 主筋ひずみ 1175 μ ）以下であることを確認
	道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会, 平成 14年 3月）	基礎地盤の支持性能に対する照査は, 基礎に発生する応力が極限支持力を下回ることを確認
地震応答解析	原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）	有限要素法による二次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

3.3.2 構造概要

輪谷貯水槽（東側）の位置図を図 3.3-1 に示す。

輪谷貯水槽（東側）の平面図を図 3.3-2 に、断面図を図 3.3-3 に、概略配筋図を図 3.3-4 に示す。

輪谷貯水槽（東側）は、鉄筋コンクリート造の箱型構造物である。

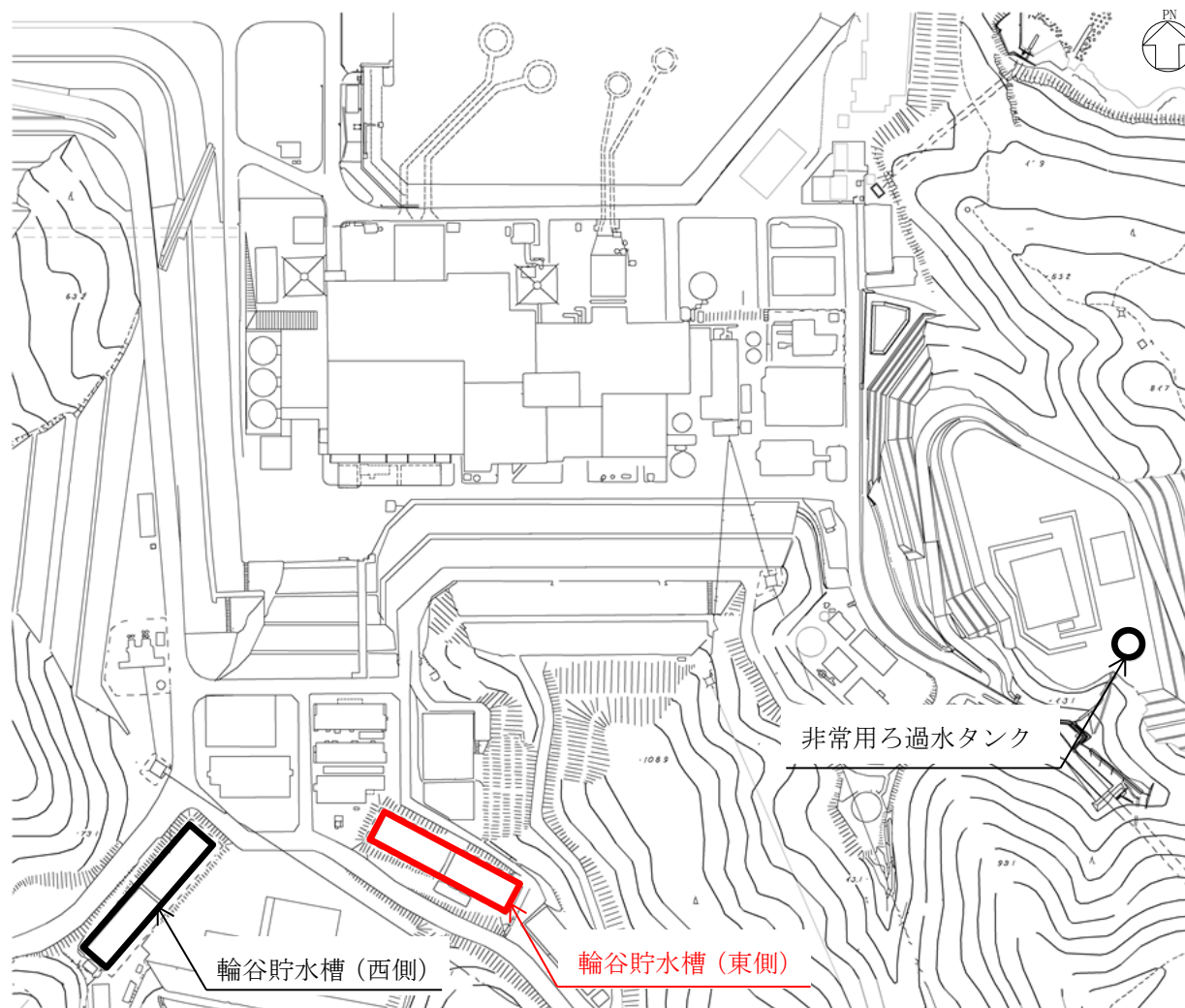


図 3.3-1 輪谷貯水槽（東側）の位置図

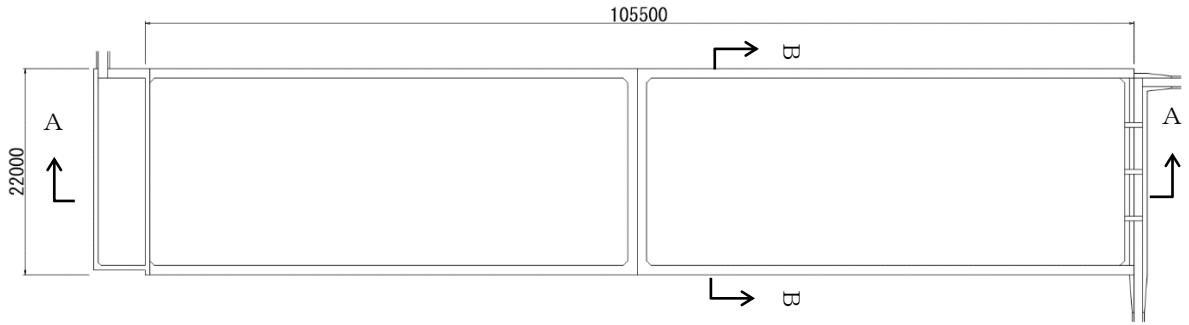


図 3.3-2 輪谷貯水槽（東側）の平面図

(単位:mm)

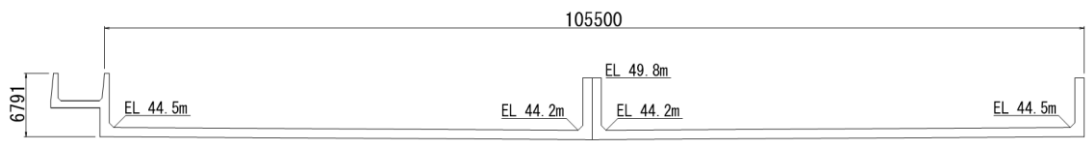


図 3.3-3(1) 輪谷貯水槽（東側）の断面図（A-A断面）

(単位:mm)

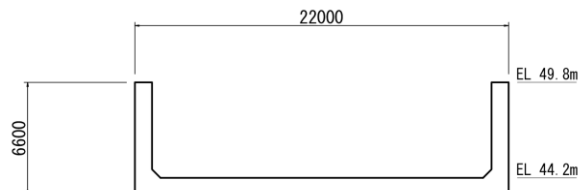


図 3.3-3(2) 輪谷貯水槽（東側）の断面図（B-B断面）

(単位:mm)

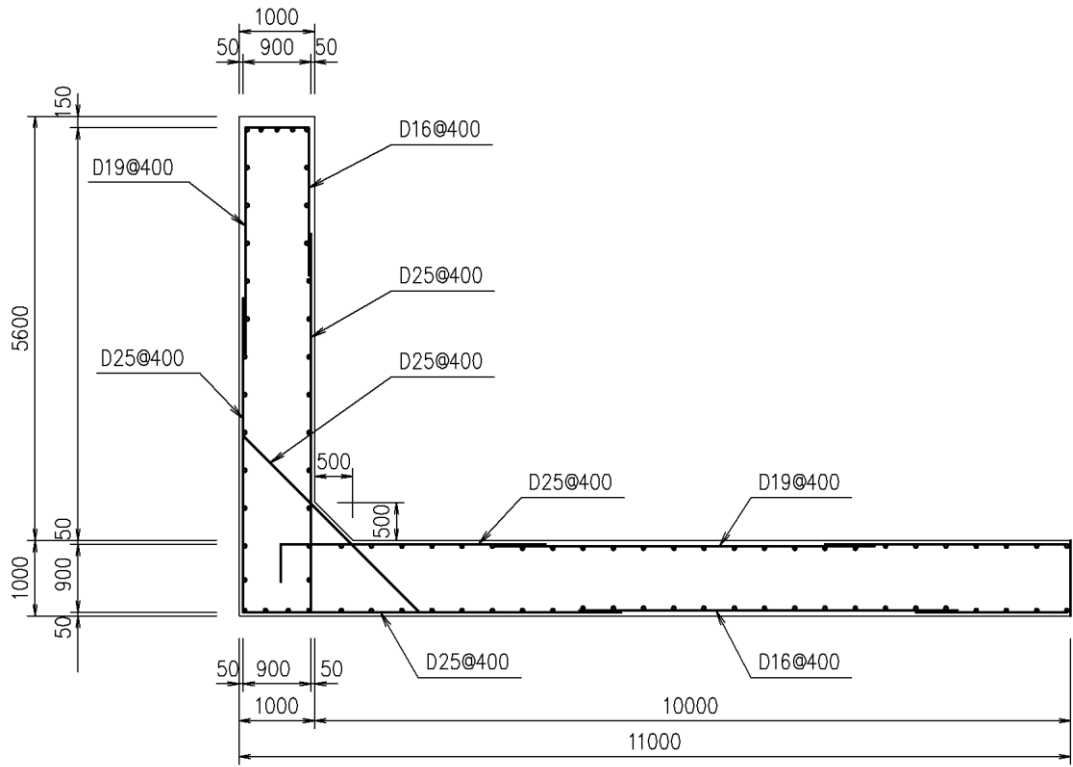


図 3.3-4 輪谷貯水槽（東側）の概略配筋図

(単位:mm)

3.3.3 評価対象断面の方向

長辺方向加振，短辺方向加振共に，耐震要素として機能する妻壁同士の離隔が大きいことから，弱軸断面となる方向が明確でない。そのため，長辺方向，短辺方向共に評価を実施する。

3.3.4 評価対象断面の選定

「3.3.3 評価対象断面の方向」に示すとおり，評価対象断面は，短辺方向，長辺方向両方から選定する。短辺方向の評価対象断面は水槽の中心を通るA-A断面とする。長辺方向の評価対象断面は水槽の中心を通るB-B断面とする。輪谷貯水槽（東側）の評価対象断面位置図を図3.3-5に示す。

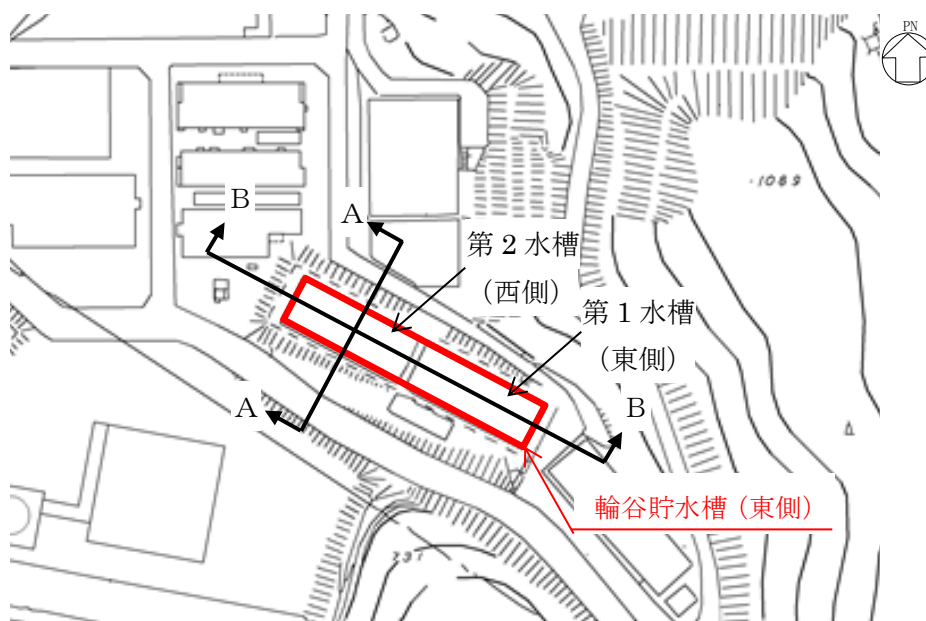


図 3.3-5 輪谷貯水槽（東側）の評価対象断面位置図

3.3.5 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 3.3-2 に、材料の物性値を表 3.3-3 に示す。

表 3.3-2 使用材料

材料		仕様
輪谷貯水槽（東側）	コンクリート	設計基準強度 17.7N/mm ²
	鉄筋	SR235

表 3.3-3 材料の物性値

材料	ヤング係数 (N/mm ²)	単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比
輪谷貯水槽（東側）	2.19×10 ⁴	24.0	0.2

3.3.6 地盤物性値

地盤については、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の解析用物性値を表3.3-4及び表3.3-5に示す。

表 3.3-4 地盤の解析用物性値（岩盤）

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

注記*：入力地震動の算定においてのみ用いる解析用物性値

表 3.3-5 地盤の解析用物性値（埋戻土，D級岩盤，旧表土）

			解析用物性値		
			埋戻土	D級岩盤	旧表土
物理特性	密度	ρ (g/cm ³)	2.11	2.28	2.00
強度特性	初期せん断強度	τ_0 (N/mm ²)	0.22	0.11	0.03
	内部摩擦角	ϕ (°)	22	6	21
動的変形特性	初期せん断弾性係数	G_0 (N/mm ²)	$G_0=749 \sigma^{0.66}$ (N/mm ²) $G/G_0=1/(1+\gamma/0.00027)$	$G_0=148 \sigma^{0.49}$ (N/mm ²) $G/G_0=1/(1+\gamma/0.00062)$	$G_0=240 \sigma^{0.61}$ (N/mm ²) $G/G_0=1/(1+\gamma/0.0011)$
	動ポアソン比	ν_d	0.45	0.45	0.45
減衰特性	減衰定数	h	$h=0.0958 \times (1-G/G_0)^{0.85}$	$\gamma \leq 1 \times 10^{-4}$: $h=0.023$ $\gamma > 1 \times 10^{-4}$: $h=0.023$ $+0.071 \cdot \log(\gamma/0.0001)$	$h=0.20 \gamma / (\gamma + 0.000413)$

3.3.7 評価構造物諸元

輪谷貯水槽（東側）の評価部位の諸元を表 3.3-6 及び表 3.3-7 に、評価部位位置図を図 3.3-6 及び図 3.3-7 に示す。

表 3.3-6 評価部位の諸元 (A-A断面)

部位		仕様		材料	
		部材幅 (mm)	部材厚 (mm)	コンクリート 設計基準強度 f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋
側壁	1	5600	1000	17.7	SR235
側壁	2	5600	1000	17.7	SR235
底版	3	20000	1000	17.7	SR235

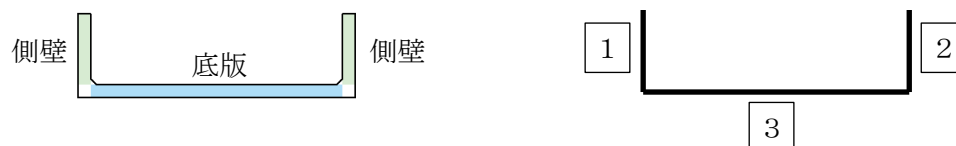


図 3.3-6 評価部位位置図

表 3.3-7 評価部位の諸元(B-B断面)

部位			仕様		材料	
			部材幅 (mm)	部材厚 (mm)	コンクリート 設計基準強度 f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋
西側	側壁	1	5600	1000	17.7	SR235
	側壁	2	5600	1000	17.7	SR235
	底版	3	51000	1000	17.7	SR235
東側	側壁	4	5600	1000	17.7	SR235
	側壁	5	5600	1000	17.7	SR235
	底版	6	51000	1000	17.7	SR235

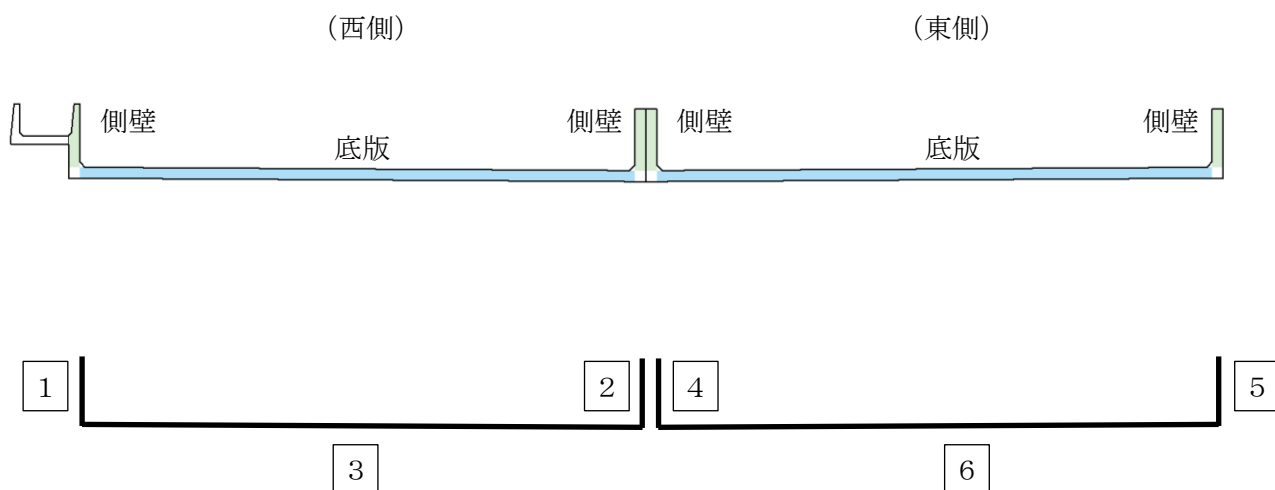


図 3.3-7 評価部位位置図

3.3.8 地下水位

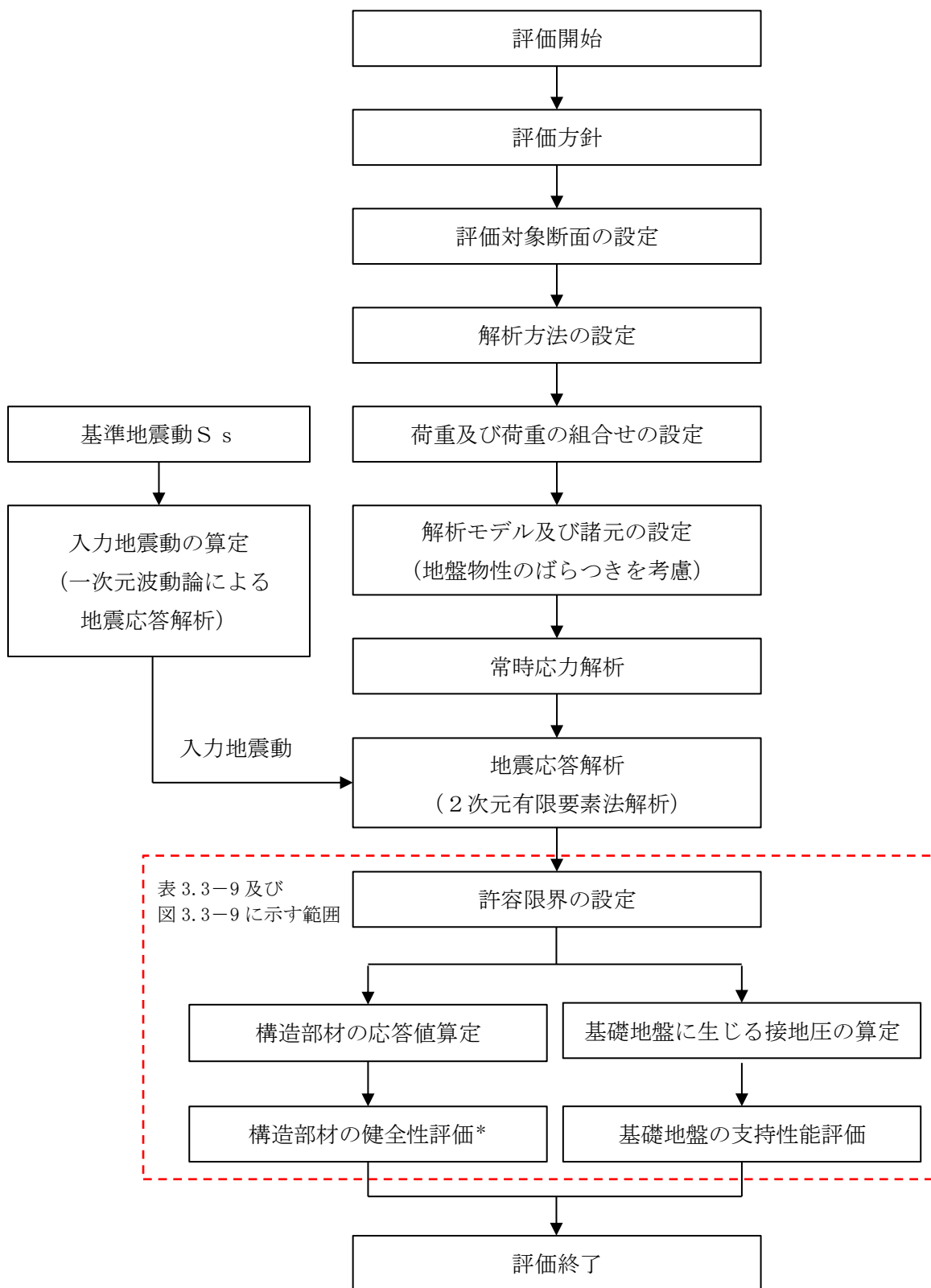
設計地下水位は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計地下水位の一覧を表3.3-8に示す。なお、輪谷貯水槽（東側）の直下に位置する沢筋には、暗渠排水管を設置しており、地下水位の上昇を抑制している。

表 3.3-8 設計地下水位の一覧

施設名称	設計地下水位 (ELm)	備考
輪谷貯水槽（東側）	地下水位が構造物下端より十分低いため考慮しない。	3次元浸透流解析による

3.3.9 耐震評価フロー

輪谷貯水槽（東側）の耐震評価フローを図 3.3-8 に示す。



注記*：構造物全体としての安定性確保を評価した上で、溢水影響の確認を実施する。

図 3.3-8 輪谷貯水槽（東側）の耐震評価フロー

輪谷貯水槽（東側）の側壁及び底版は、構造物全体としての安定性確保の評価をした上で、溢水影響の確認を行う。輪谷貯水槽（東側）の許容限界を表 3.3-9 に、評価対象部位を図 3.3-9 に示す。構造物全体としての安定性確保の評価範囲は、側壁及び底版の全ての範囲を対象とする。溢水影響の確認は、その部材のひび割れからの漏水が溢水量検討に影響を及ぼし得る範囲を対象とする。

表 3.3-9 許容限界

評価対象部位	評価項目	許容限界	
		構造物全体としての安定性確保	溢水影響の確認
側壁	曲げ・軸力系の破壊に対する評価	圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%	部材降伏に相当するひずみ
	せん断破壊に対する評価	せん断耐力	—*1
底版	曲げ・軸力系の破壊に対する評価	圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%	—*2
	せん断破壊に対する評価	せん断耐力	—*1, *2
基礎地盤	基礎地盤の支持性能に対する評価	極限支持力度	

注記*1：構造物全体としての安定性確保の評価が溢水影響の確認を包絡しているため評価不要

*2：溢水量検討に影響を及ぼさない範囲であるため評価不要

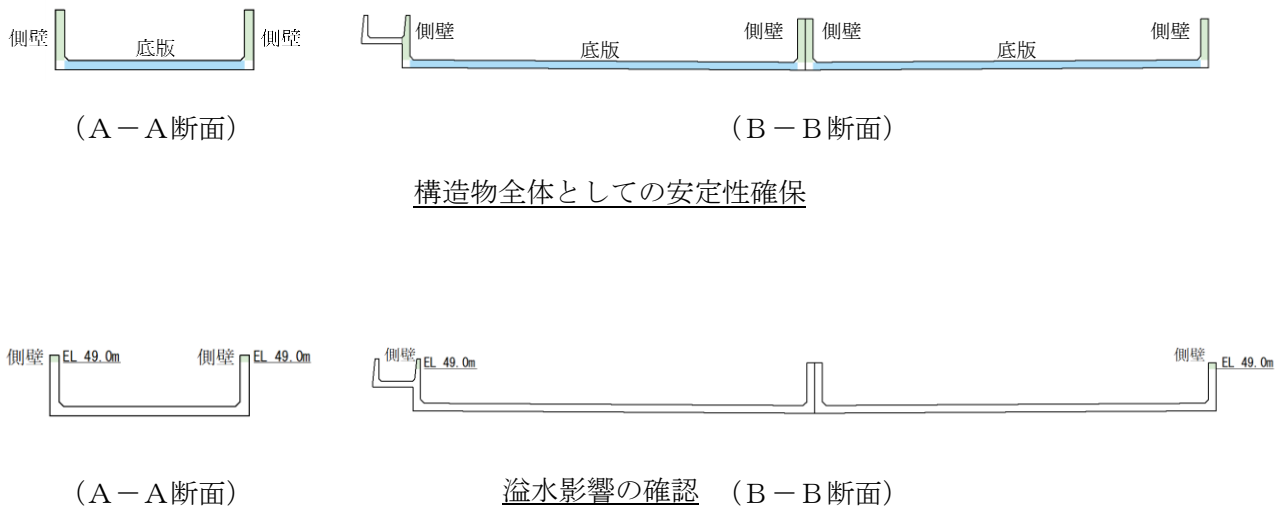


図 3.3-9 評価対象部位

3.4 地震応答解析

3.4.1 地震応答解析手法

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる2次元有限要素法解析を用いて、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、図3.4-1に示す解析手法の選定フローに基づき選定する。

輪谷貯水槽（東側）は、施設周辺の地下水位が底版より低いことから、解析手法は「①全応力解析」とする。

構造部材については、ファイバーモデルで考慮する。また、地盤については、平面ひずみ要素でモデル化することとし、岩盤は線形でモデル化する。埋戻土、旧表土及びD級岩盤については、地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようマルチスプリングモデルを用いることとし、ばね特性は双曲線モデル（修正GHEモデル）を用いて非線形性を考慮する。

地震応答解析については、解析コード「TDA P III」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

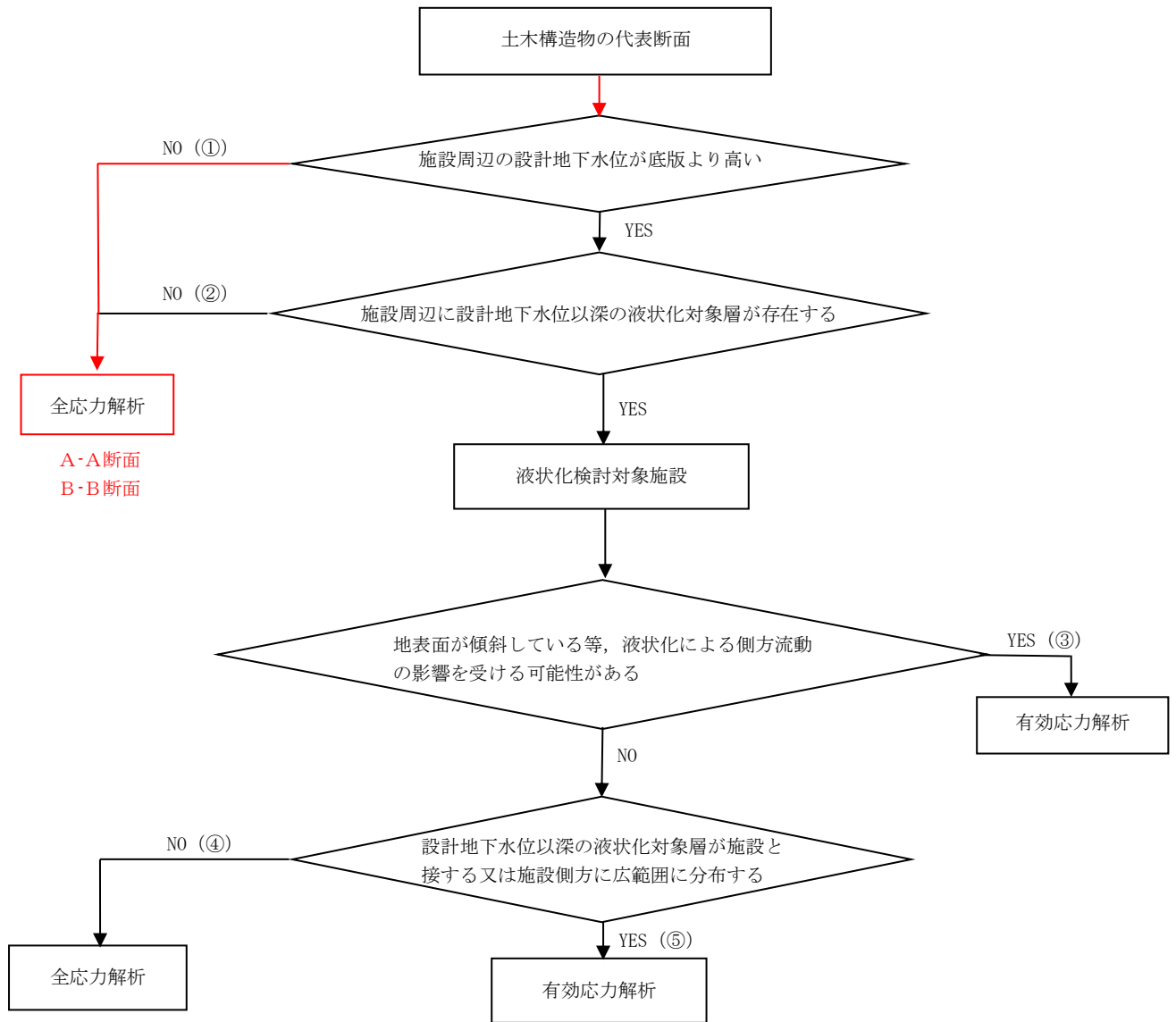


図 3.4-1 解析手法の選定フロー

3.4.2 地震応答解析モデルの設定

(1) 解析モデル領域

地震応答解析モデルのモデル化範囲の考え方を図 3.4-2 に示す。

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう十分広い領域とする。具体的には、「J E A G 4 6 0 1 -1987」を参考に、モデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、モデル高さを構造物基礎幅の 1.5 倍～2 倍確保している。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長の 5 分の 1 程度を考慮し、要素高さを 1m 程度まで細分割して設定する。

構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（（社）土木学会，2005 年）」に従い、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度まで細分して設定する。

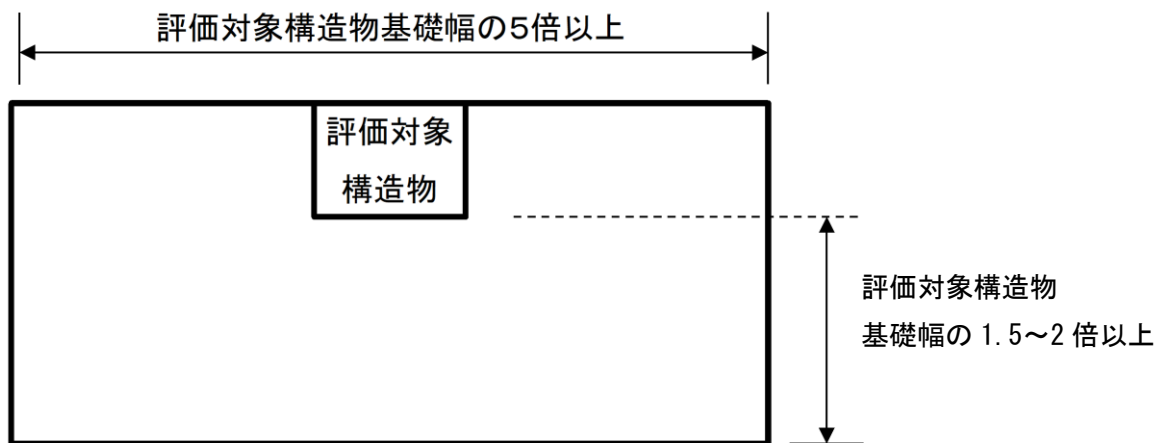


図 3.4-2 モデル化範囲の考え方

(2) 境界条件

a. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側方境界はフリーとする。

固有値解析における境界条件の概念図を図 3.4-3 に示す。

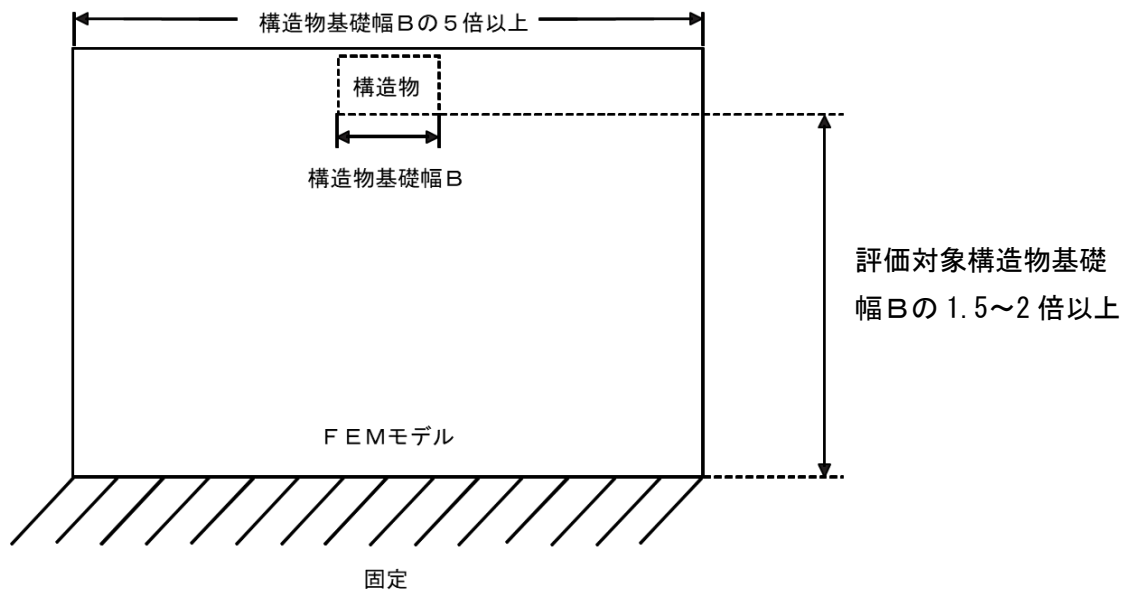


図 3.4-3 固有値解析における境界条件の概念図

b. 常時応力解析時

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

常時応力解析における境界条件の概念図を図 3.4-4 に示す。

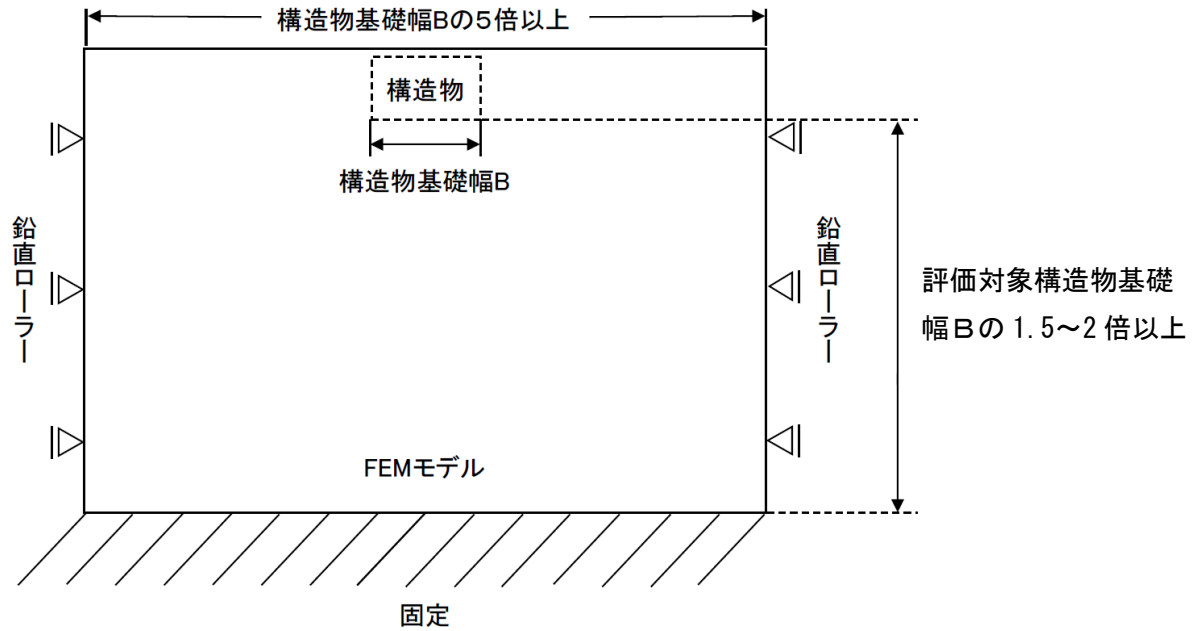


図 3.4-4 常時応力解析における境界条件の概念図

c. 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

地震応答解析における境界条件の概念図を図 3.4-5 に示す。

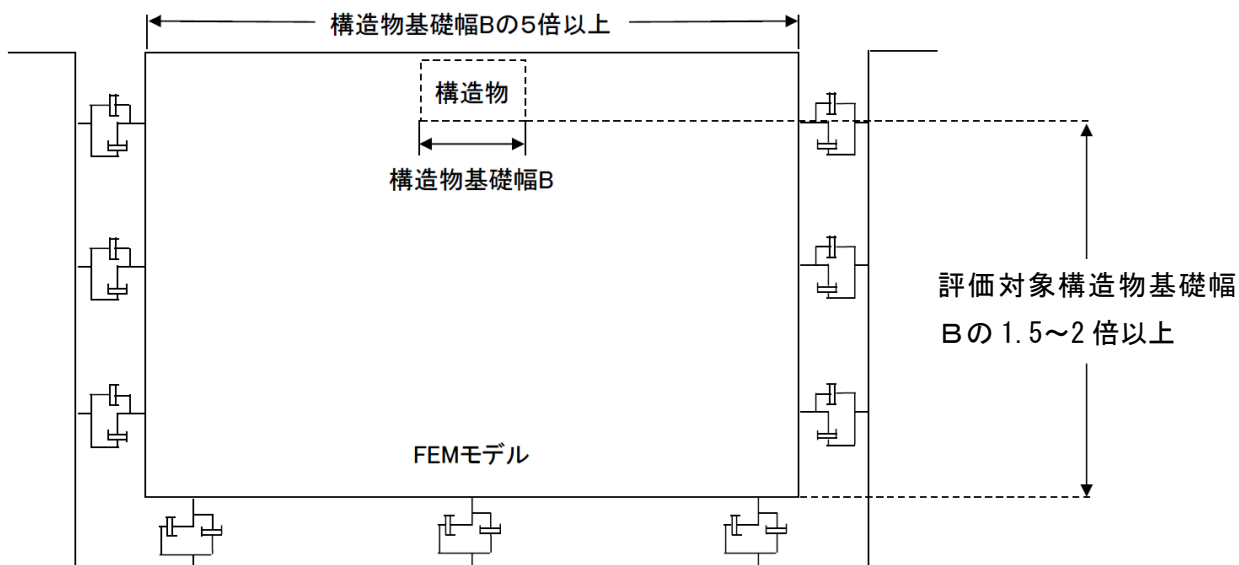


図 3.4-5 地震応答解析における境界条件の概念図

(3) 構造物のモデル化

輪谷貯水槽（東側）は，非線形はり要素でモデル化する。

(4) 地盤のモデル化

岩盤は，線形の平面ひずみ要素でモデル化する。埋戻土，旧表土及びD級岩盤は，地盤の非線形性をマルチスプリング要素で考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。

地質構造及び速度層標高は，近傍の地質調査結果及びガスタービン発電機建物周辺の地質断面図からの投影標高とし，解析用地盤断面図を図 3.4-6 及び図 3.4-7 に示す。

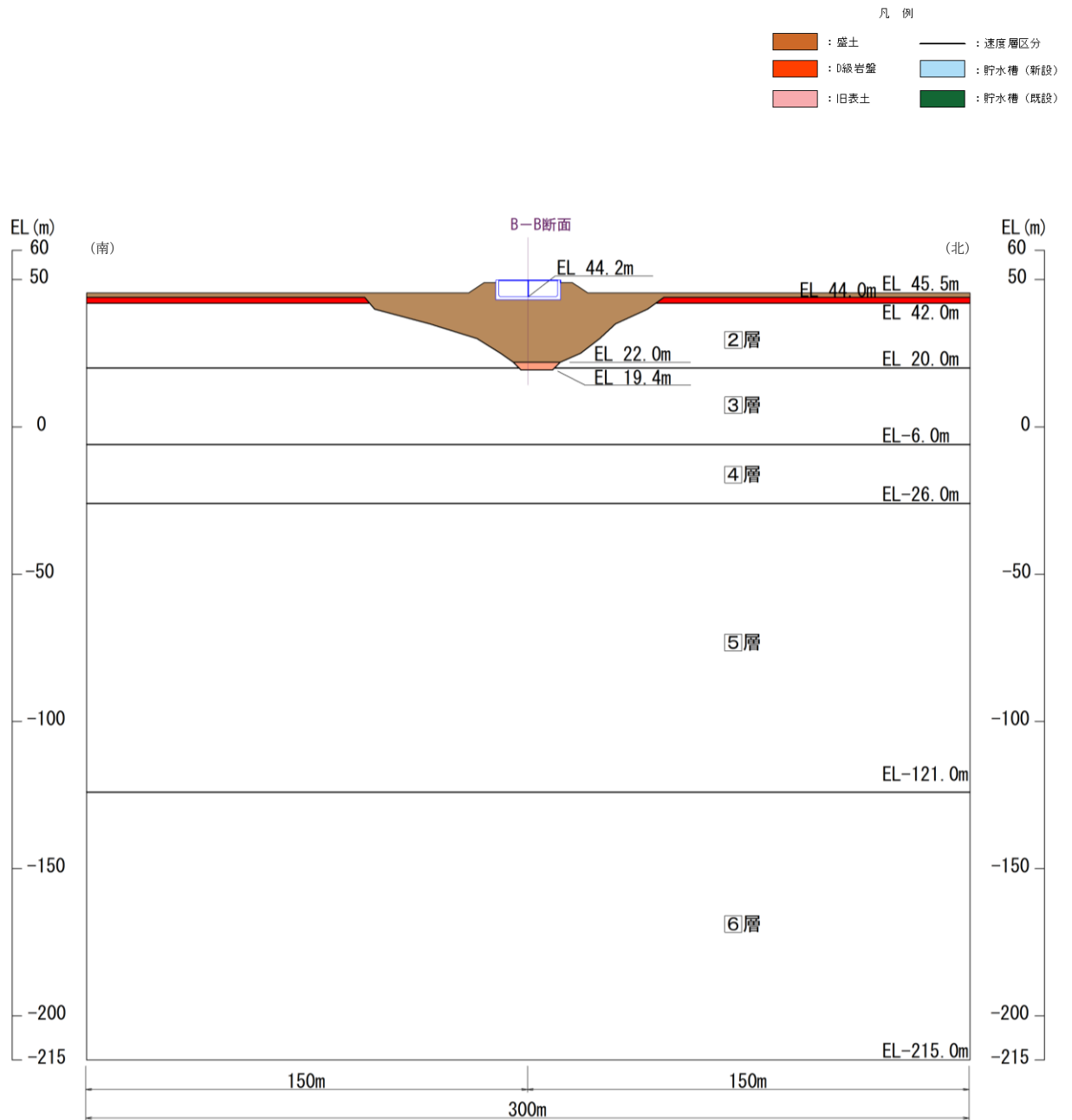


图 3.4-6 解析用地盤断面图 (A-A断面)

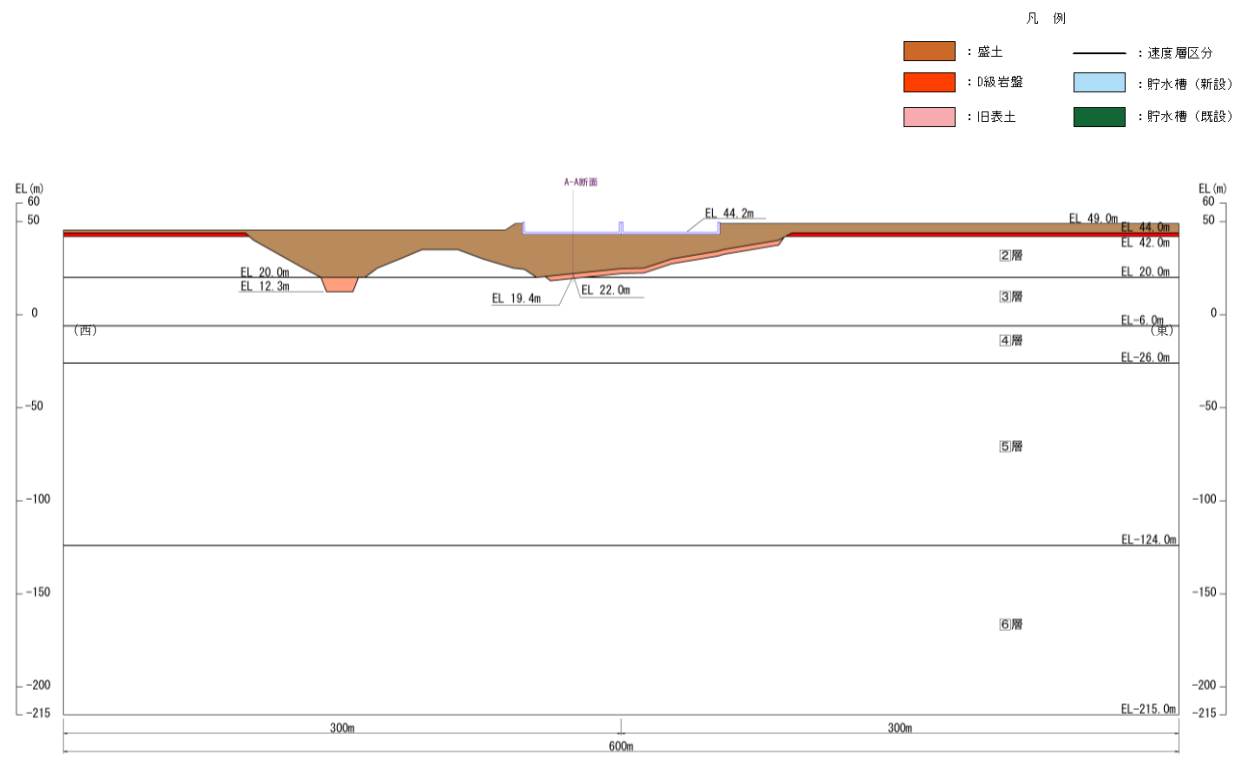


図 3.4-7 解析用地盤断面図 (B-B 断面)

(5) 地震応答解析モデル

解析用地盤断面図を踏まえて設定した地震応答解析モデル図を図 3.4-8 及び図 3.4-9 に示す。

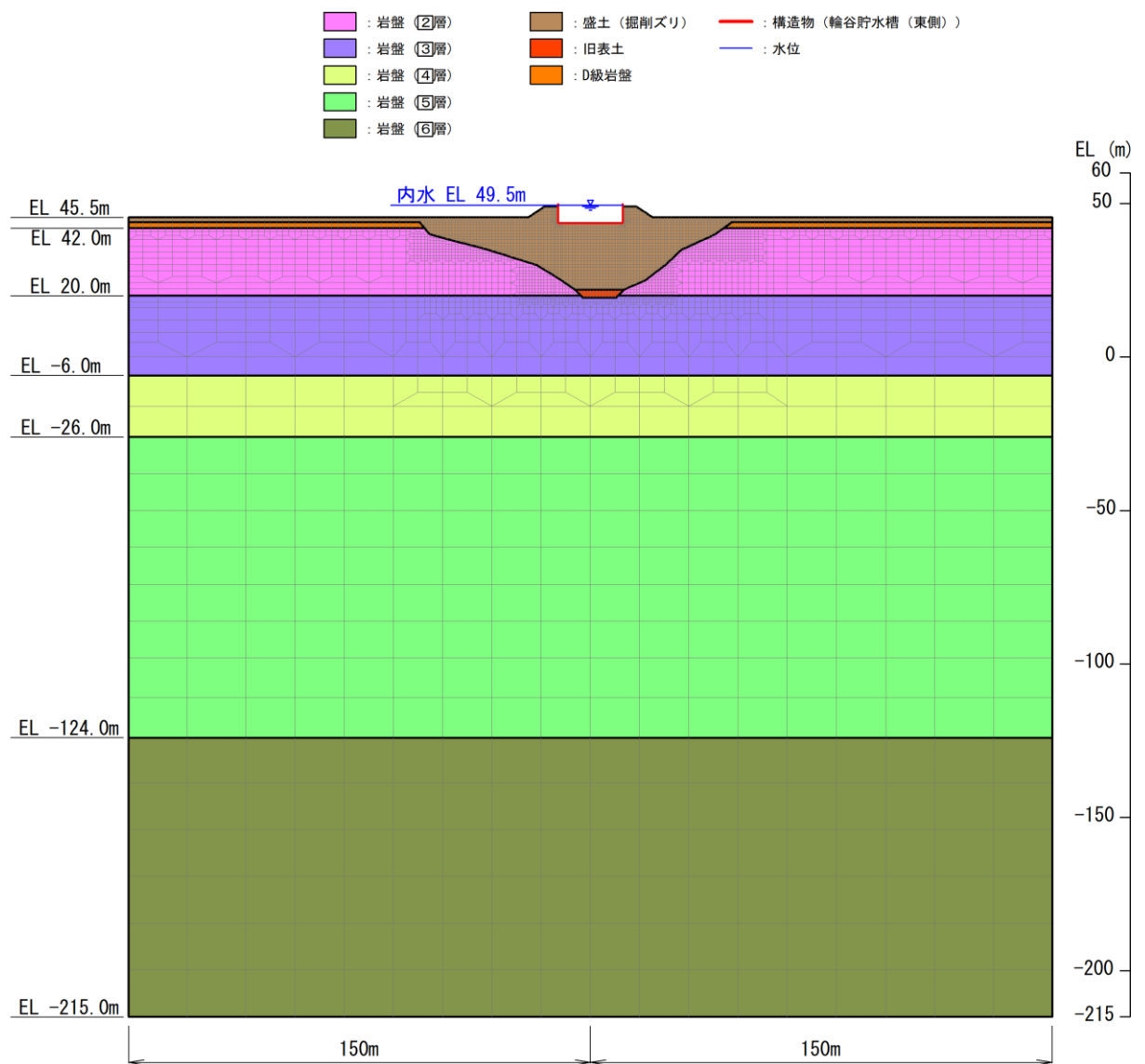


図 3.4-8 輪谷貯水槽 (東側) の地震応答解析モデル図 (A-A断面)

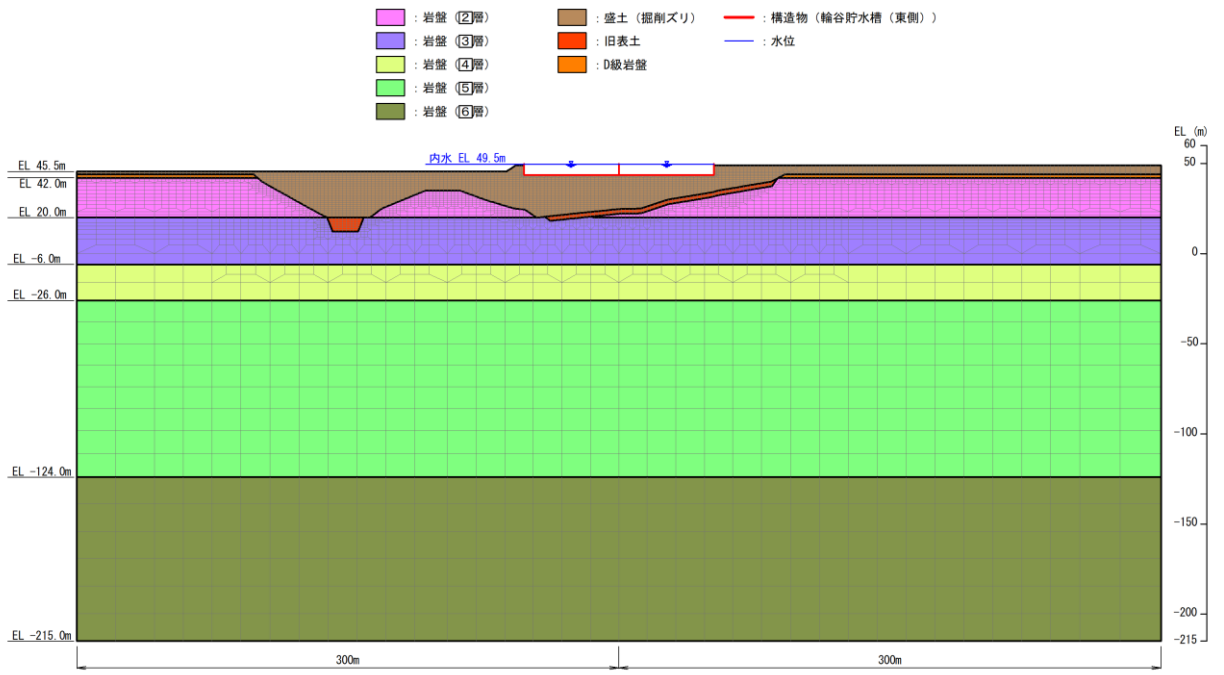


図 3.4-9 輪谷貯水槽（東側）の地震応答解析モデル図（B-B断面）

(6) ジョイント要素

地盤と構造物との接合面にジョイント要素を設けることにより、地震時の地盤と構造物の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は、地盤と構造物の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造物の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は埋戻土の c 、 ϕ とする。側壁側方及び底版下部の埋戻土の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、「道路土工・擁壁工指針（日本道路協会，1999年）」に基づき表 3.4-1 のとおりとする。また、要素間の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は表 3.4-2 のとおり設定する。

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

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

表 3.4-1 周辺地盤との境界に用いる強度特性

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	$\tan \phi$ (ϕ ：内部摩擦角 (°))
埋戻土 (側壁側方)	0	0.26
埋戻土 (底版下部)	0	0.6

表 3.4-2 要素間の粘着力と内部摩擦角

接合条件		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
材料 1	材料 2		
輪谷貯水槽（東側）	埋戻土	材料 2 の c	材料 2 の ϕ

ジョイント要素のばね定数は、「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（土木学会，2005年）」を参考に，数値計算上，不安定な挙動を起こさない程度に周囲材料の剛性よりも十分に大きな値を設定する。表 3.4-3 にジョイント要素のばね定数を示す。

また，ジョイント要素の力学特性を図 3.4-10 に，ジョイント要素の配置概念図を図 3.4-11 に示す。

表 3.4-3 ジョイント要素のばね定数

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

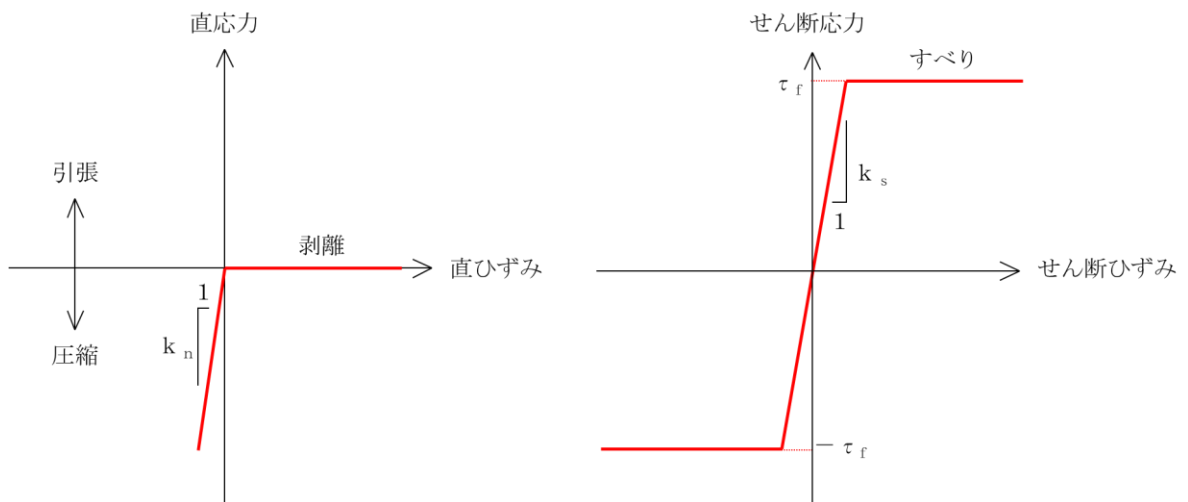


図 3.4-10 ジョイント要素の力学特性

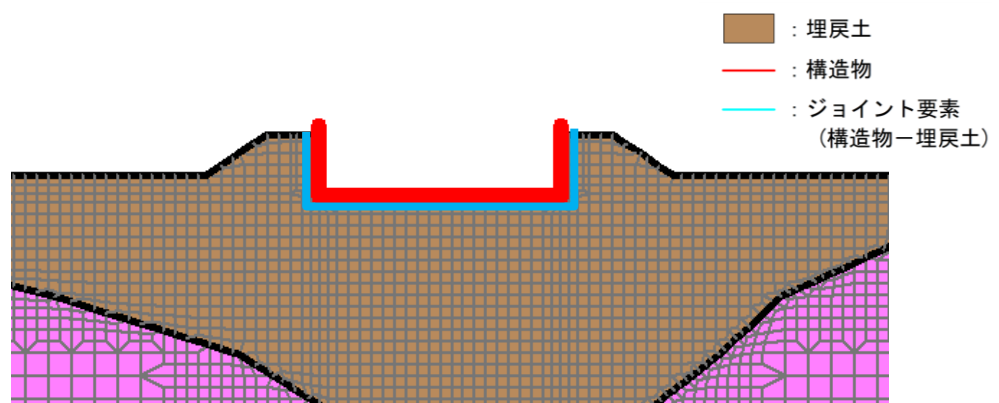


図 3.4-11 ジョイント要素の配置概念図

(7) 材料特性の設定

鉄筋コンクリート部材は、ファイバーモデルによる非線形はり要素でモデル化する。ファイバーモデルは、はり要素の断面を層状に分割し各層に材料の非線形特性を考慮する材料非線形モデルであり（図 3.4-12 参照），図 3.4-13 に示すコンクリートの応力-ひずみ関係を考慮する。

また，図 3.4-14 に鉄筋の応力-ひずみ関係を示す。

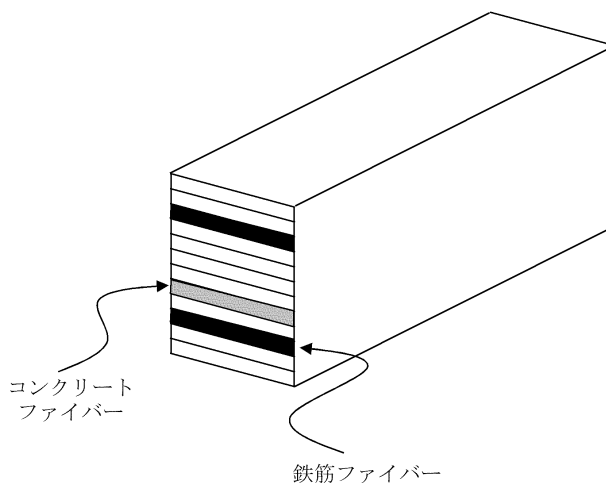
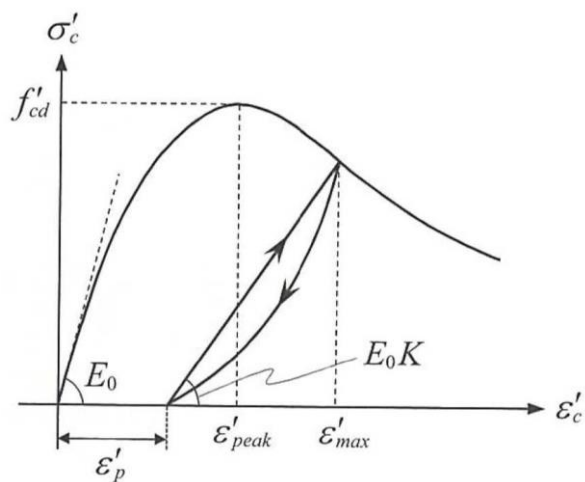
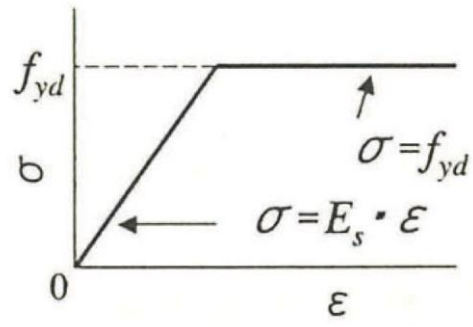


図 3.4-12 ファイバーモデルの概念図



(コンクリート標準示方書[設計編]（土木学会，2017年制定）より引用)

図 3.4-13 構造部材の非線形特性（コンクリートの応力-ひずみ関係）



(コンクリート標準示方書 2002 より引用)

図 3.4-14 構造部材の非線形特性 (鉄筋の応力-ひずみ関係)

3.4.3 減衰定数

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

粘性減衰は、固有値解析にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与える。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3.4-15 に示す。

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

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α, β : 係数

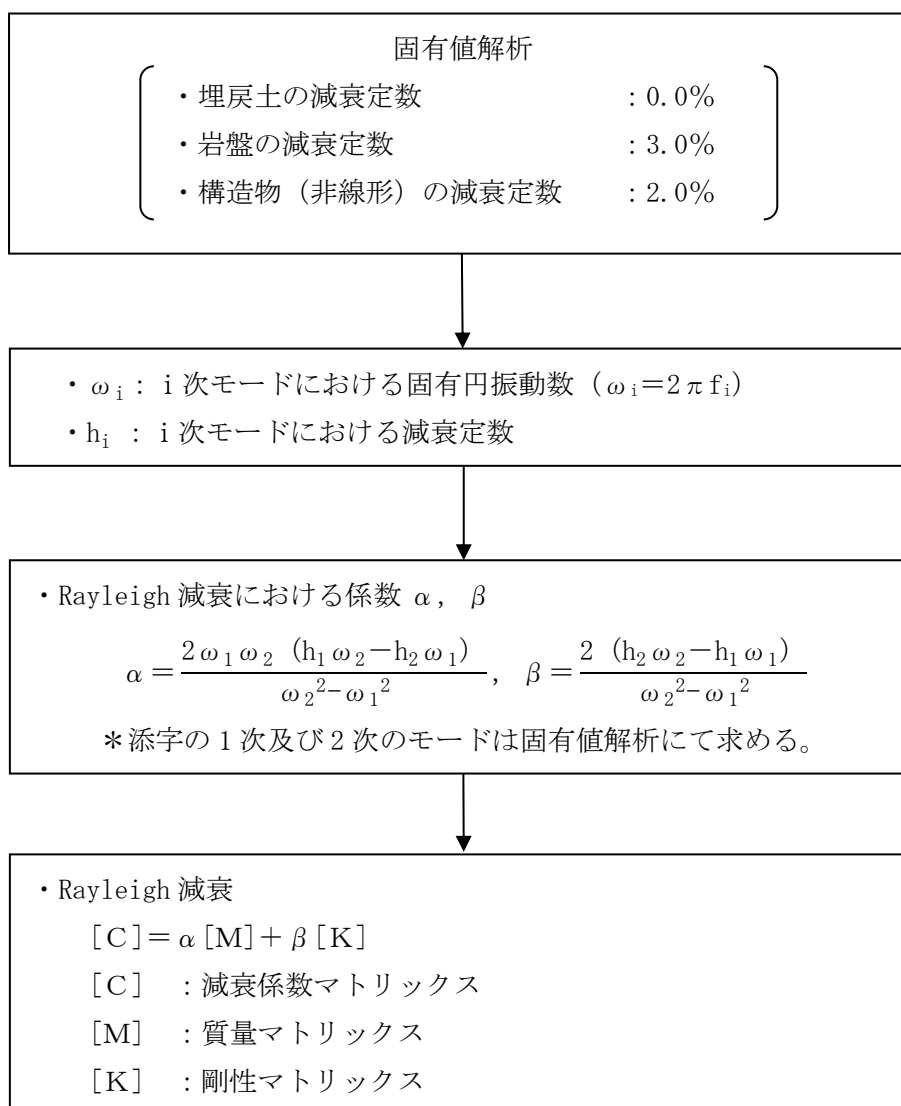


図 3.4-15 Rayleigh 減衰の設定フロー

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

A-A断面及びB-B断面の固有値解析結果の一覧を表 3.4-4 及び表 3.4-5 に, 固有値解析におけるモード図を図 3.4-16~図 3.4-19 に, 係数 α , β の設定結果を表 3.4-6 に, 固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 3.4-20 及び図 3.4-21 に示す。

表 3.4-4 固有値解析結果の一覧 (A-A断面)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比(%)		刺激係数		備考
		Tx	Ty	β_x	β_y	
1	1.663	67	0	364.0	-0.02528	1次として採用
2	3.661	0	44	-0.4862	-296.3	—
3	4.050	18	0	-189.8	1.326	2次として採用
4	4.173	0	23	-0.4533	-213.8	—
5	4.708	0	0	-9.457	-0.5649	—
6	5.445	1	0	46.47	-0.0983	—
7	6.298	0	8	-0.3276	-126.9	—
8	6.625	0	0	-2.877	23.81	—
9	6.873	4	0	-89.25	0.9126	—
10	7.036	0	1	9.672	43.61	—

表 3.4-5 固有値解析結果の一覧 (B-B断面)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比(%)		刺激係数		備考
		Tx	Ty	β_x	β_y	
1	1.891	70	0	528.1	-2.116	1次として採用
2	2.711	0	7	10.20	164.5	—
3	3.602	1	0	-64.93	5.368	—
4	3.916	9	0	-189.1	21.15	2次として採用
5	3.979	0	30	8.011	345.2	—
6	4.251	2	0	-101.0	-49.34	—
7	4.411	1	1	-15.37	39.21	—
8	4.497	0	22	-12.96	-296.2	—
9	4.725	0	7	-56.48	168.6	—
10	5.121	1	0	-33.18	35.08	—

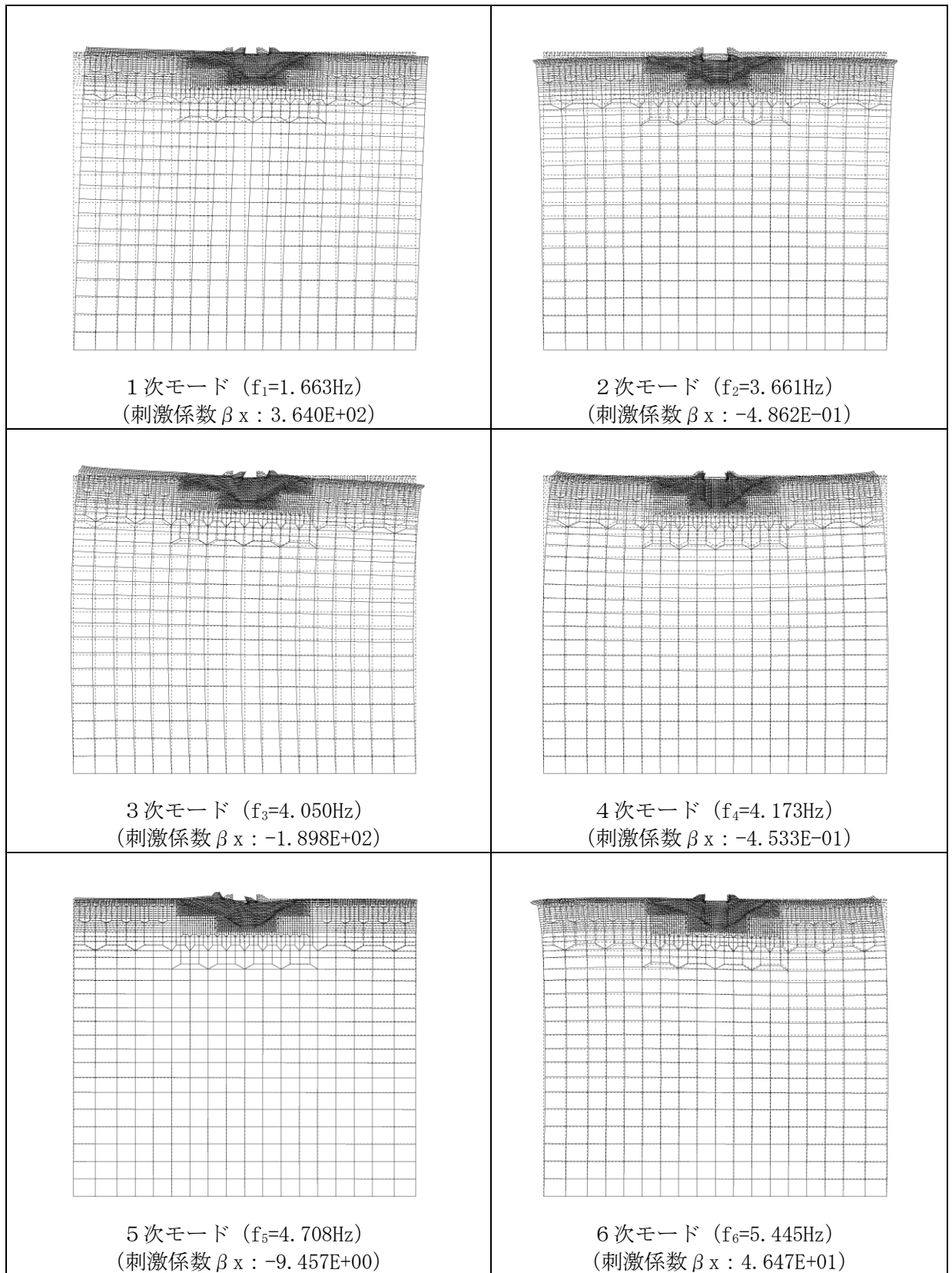


図 3.4-16 固有値解析におけるモード図 (A-A断面)

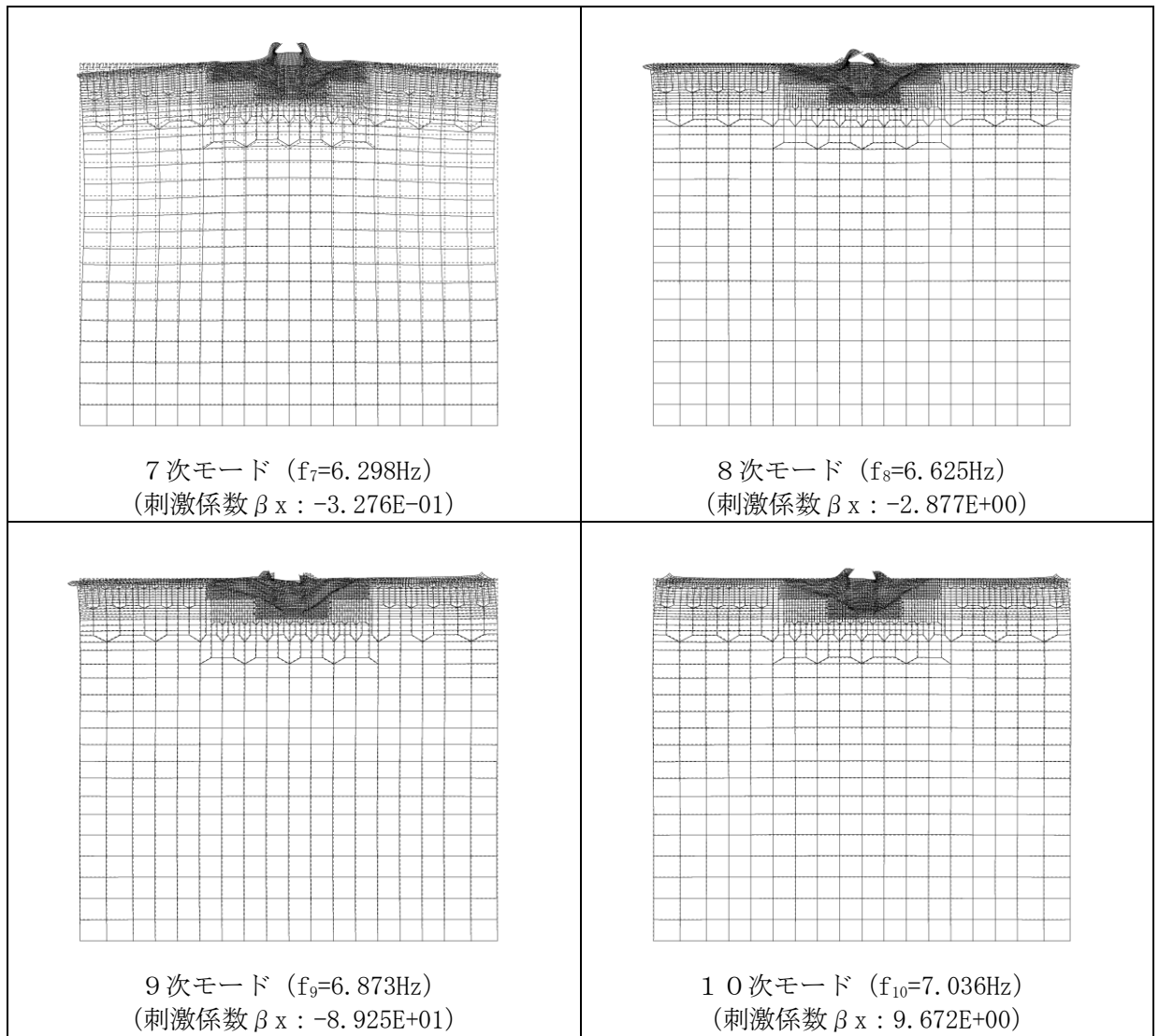


図 3.4-17 固有値解析におけるモード図 (A-A断面)

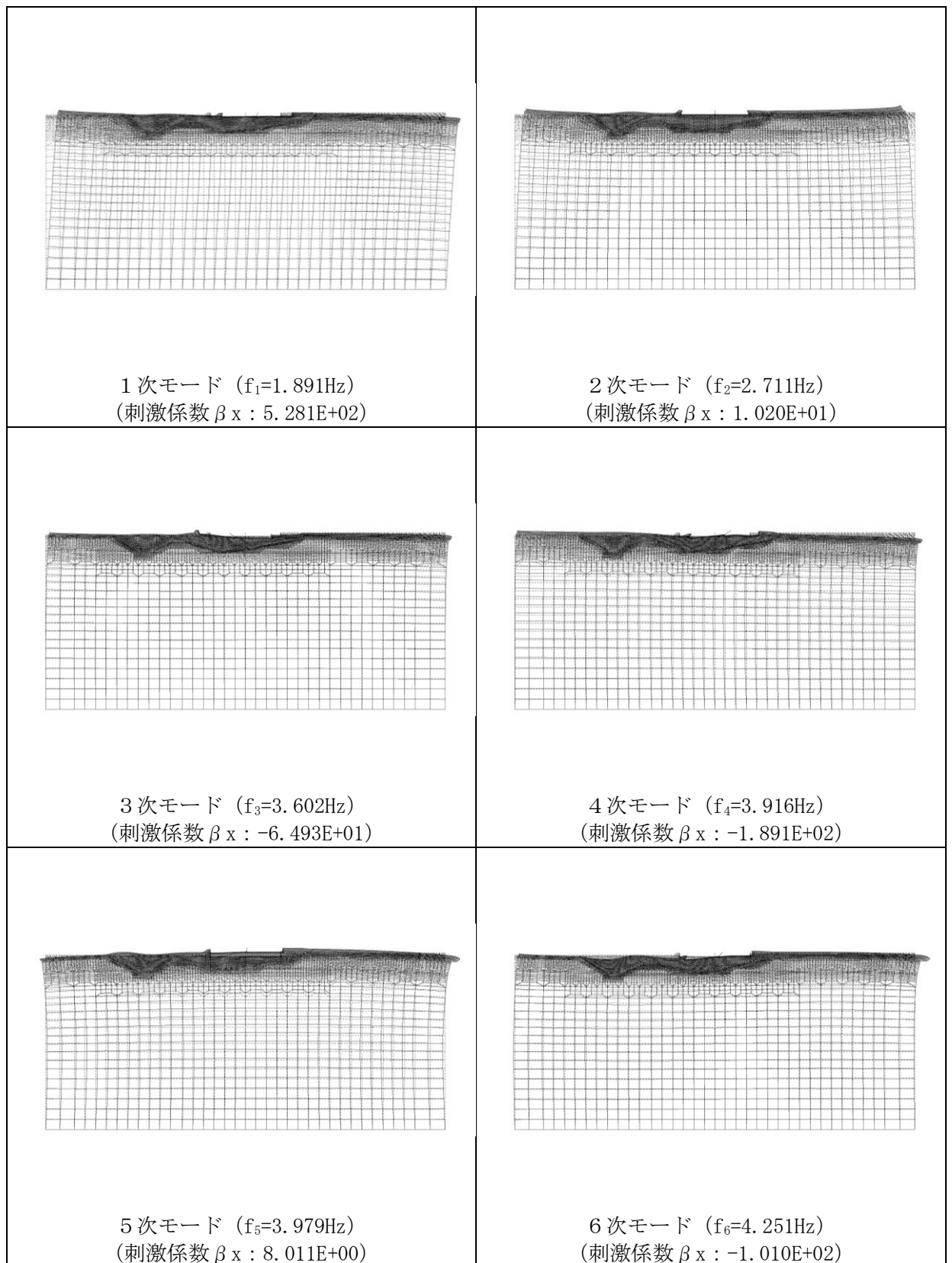


図 3.4-18 固有値解析におけるモード図 (B-B断面)

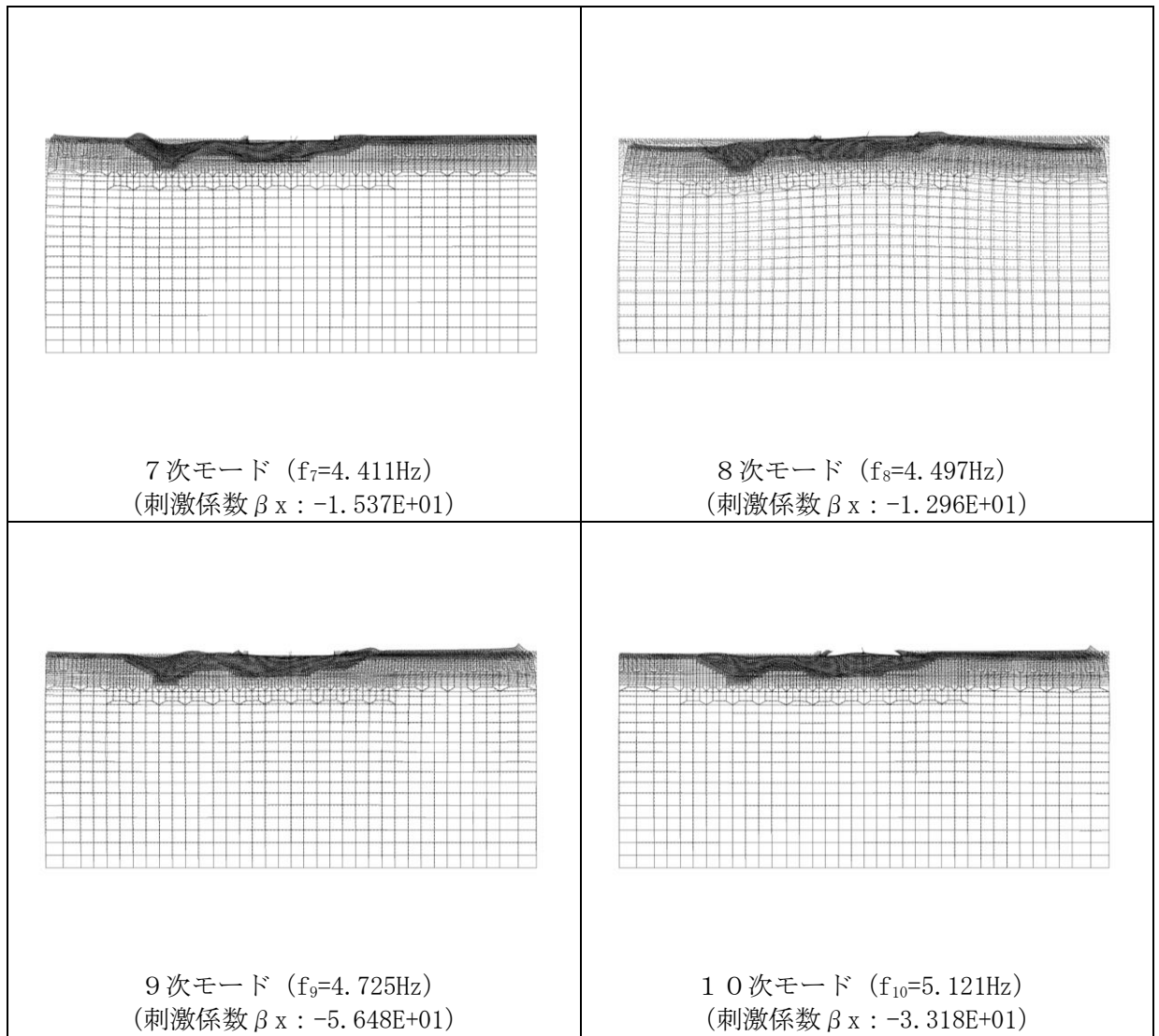


図 3.4-19 固有値解析におけるモード図 (B-B断面)

表 3.4-6 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	0.451	1.582×10^{-3}
B-B断面	0.537	1.153×10^{-3}

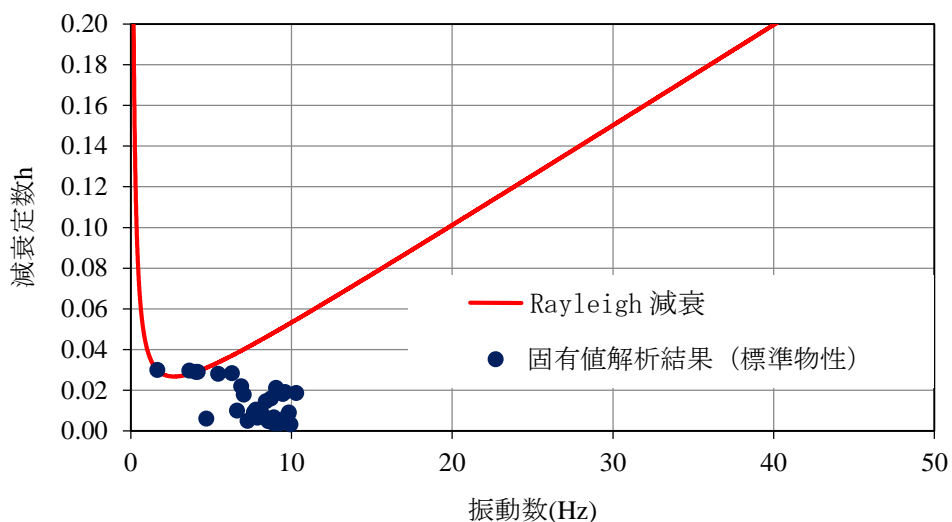


図 3.4-20 設定した Rayleigh 減衰 (A-A断面)

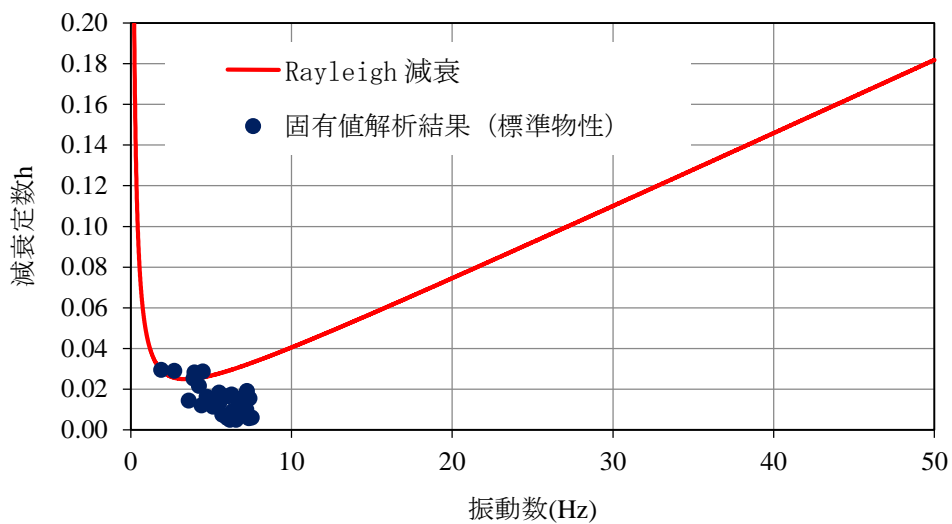


図 3.4-21 設定した Rayleigh 減衰 (B-B断面)

3.4.4 荷重及び荷重の組合せ

輪谷貯水槽（東側）の地震応答解析において考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し、それぞれを組み合わせて設定する。

荷重の組合せを表 3.4-7 に示す。

表 3.4-7 荷重の組合せ

種別	荷重		算定方法の概要
永久荷重 (常時荷重)	固定荷重	躯体重量	○ 設計図書に基づいて、設定する。
		機器・配管荷重	— 機器・配管等は考慮しない。
	積載荷重	静止土圧	○ 常時応力解析により設定する。
		外水圧	— 地下水位が底版底面より低い位置にあるため考慮しない。
		内水圧	○ 輪谷貯水槽（東側）水槽内の容液による静水として考慮する。
		積雪荷重	○ 地表面及び構造物天端に考慮する。
		風荷重	— 風荷重を受ける部材の受圧面積が小さいため考慮しない。
		土被り荷重	— 土被りの影響を受けないため考慮しない。
	永久上載荷重	— 永久上載荷重は存在しないため考慮しない。	
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動		○ 基準地震動 S_s による水平・鉛直
	鉛直地震動		○ 同時加振を考慮する。
	動水圧		○ 地震時動水圧を付加質量により考慮する。

(1) 内水圧

貯水槽の内水位を EL 49.5m（水深 5.3m）とし、内水の単位体積重量 γ_w を 9.81kN/m^3 とし、内水圧を考慮する。

(2) 積雪荷重

積雪荷重として、発電所敷地に最も近い気象官署である松江地方気象台で観測された観測史上 1 位の月最深積雪 100cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮し 35.0 cm とする。積雪荷重については、松江市建築基準法施行細則により、積雪量 1 cm ごとに 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。積雪荷重概念図を図 3.4-22 に示す。

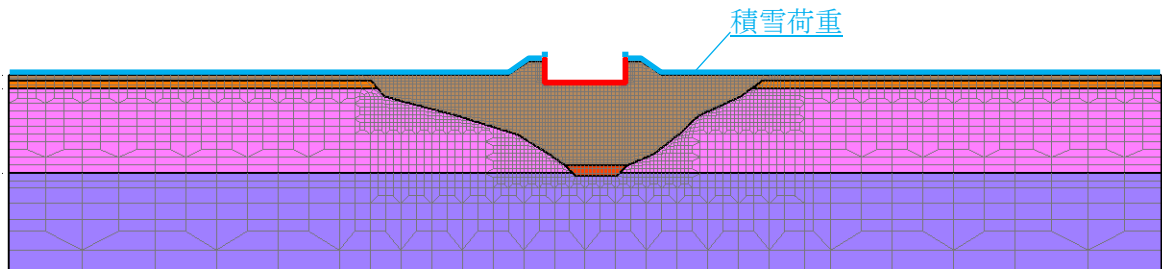


図 3.4-22 積雪荷重概念図

(3) 地震荷重

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

(4) 動水圧

水平動に対しては Westergaard 式による動水圧を貯水槽の側壁へ作用させる。鉛直動に対しては内水重量による慣性力を底版に作用させる。

3.4.5 地震応答解析の解析ケース

(1) 耐震評価における解析ケース

a. 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

輪谷貯水槽（東側）の周辺には埋戻土が分布していることから、埋戻土の初期せん断弾性係数のばらつきを考慮する。

ばらつきを考慮する物性値は地盤のせん断変形を定義するせん断弾性係数とし、平均値を基本ケース（表 3.4-8 に示すケース①）とした場合に加えて、平均値 $\pm 1.0 \times$ 標準偏差（ σ ）のケース（表 3.4-9 に示すケース②及び③）について確認を行う。

地盤のばらつきの設定方法の詳細は、「補足-023-01 地盤の支持性能について」に示す。

表 3.4-8 輪谷貯水槽（東側）の耐震評価における解析ケース

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

b. 耐震評価における解析ケースの組合せ

耐震評価においては、すべての基準地震動 S_s に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査の各照査項目ごとに照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい（許容限界に対する裕度が最も小さい）地震動を用いてケース②及び③を実施する。

すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合には、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②及び③を実施する。

耐震評価における解析ケースを表 3.4-9 に示す。

表 3.4-9 耐震評価における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値 + 1 σ	平均値 - 1 σ
地震動 (位相)	$S_s - D$	++*	○	基準地震動 S_s (6 波) に対し、ケース①（基本ケース）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の各照査項目ごとに照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい（許容限界に対する裕度が最も小さい）地震動を用いてケース②及び③を実施する。 すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合には、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②及び③を実施する。
	$S_s - F 1$	++*	○	
	$S_s - F 2$	++*	○	
	$S_s - N 1$	++*	○	
	$S_s - N 2$ (NS)	++*	○	
	$S_s - N 2$ (EW)	++*	○	

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

3.4.6 入力地震動の設定

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

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

図 3.4-23 に入力地震動算定の概念図を示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

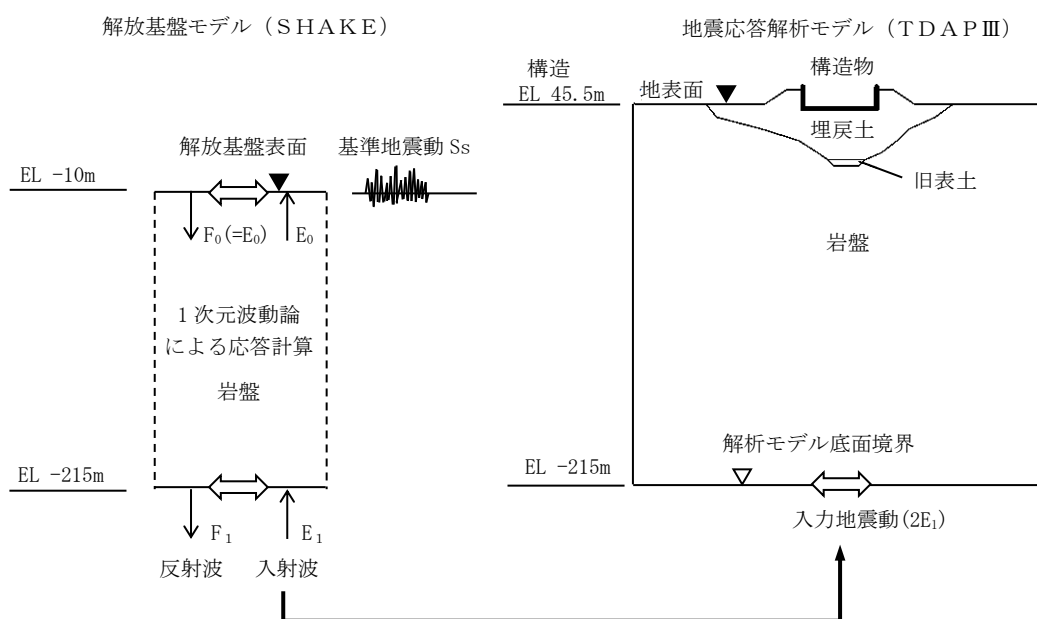
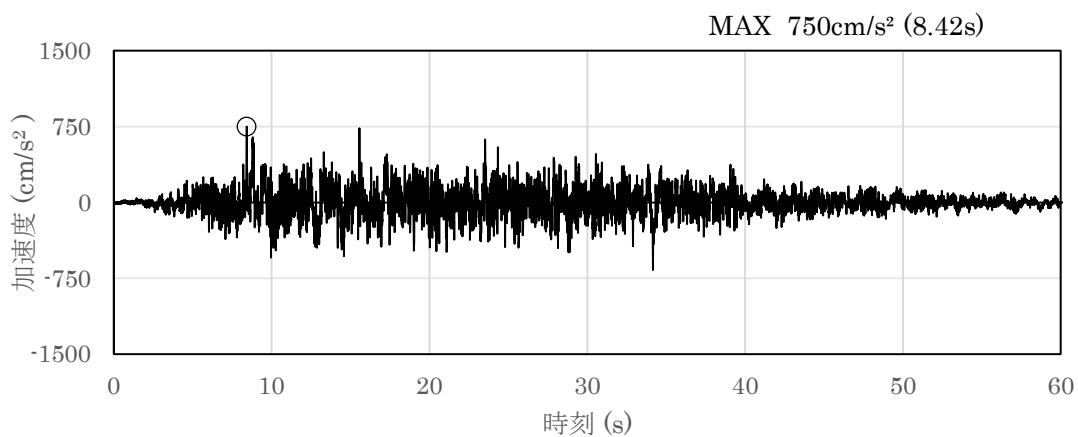


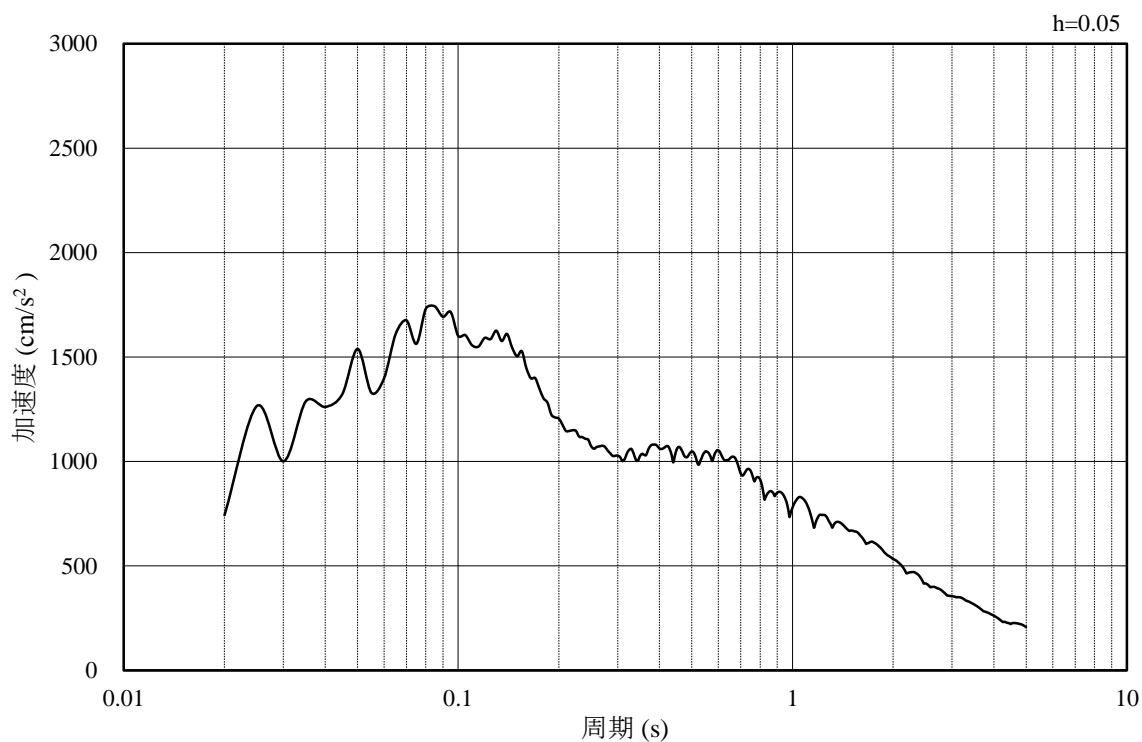
図 3.4-23 入力地震動算定の概念図

(1) A-A断面の入力地震動

図 3.4-24～図 3.4-47 に A-A断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。

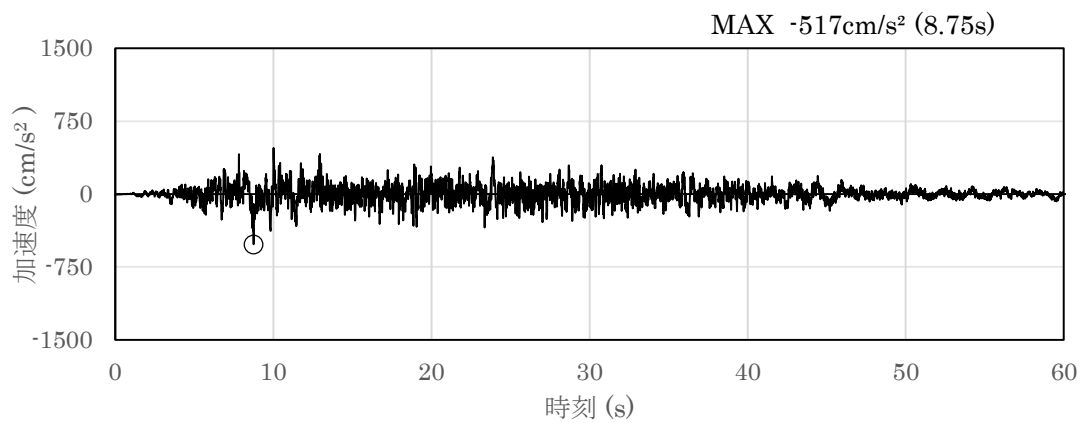


(a) 加速度時刻歴波形

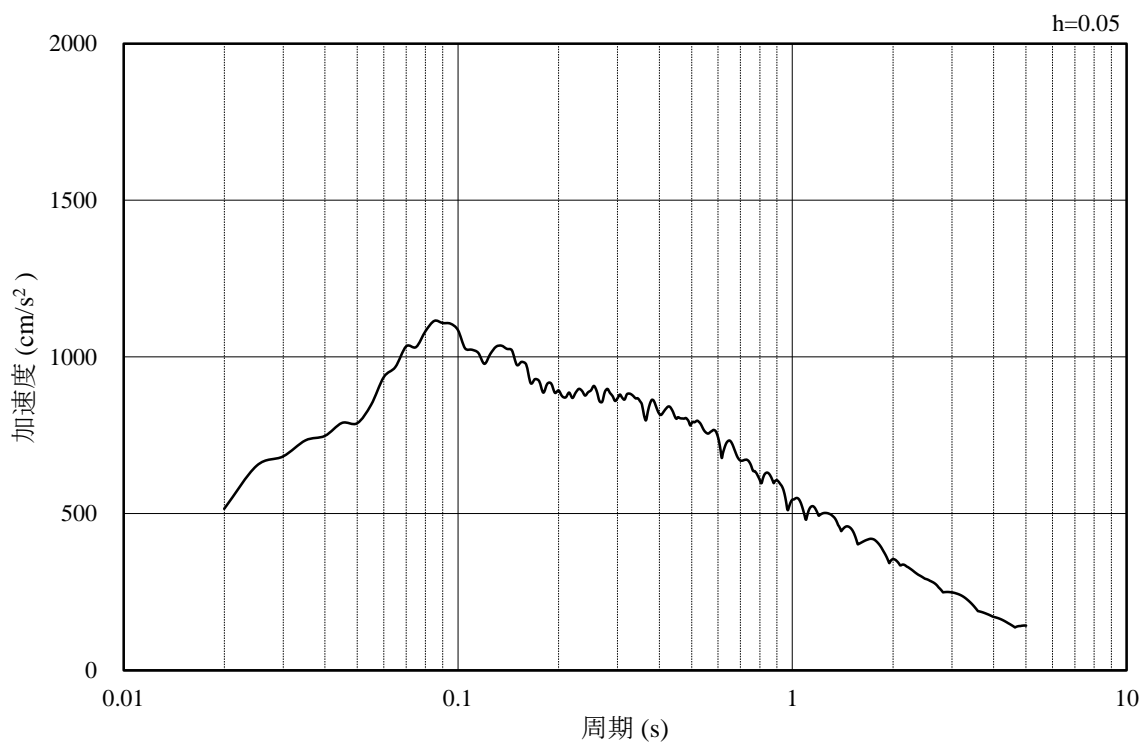


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-24 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
(水平成分：S s -D)

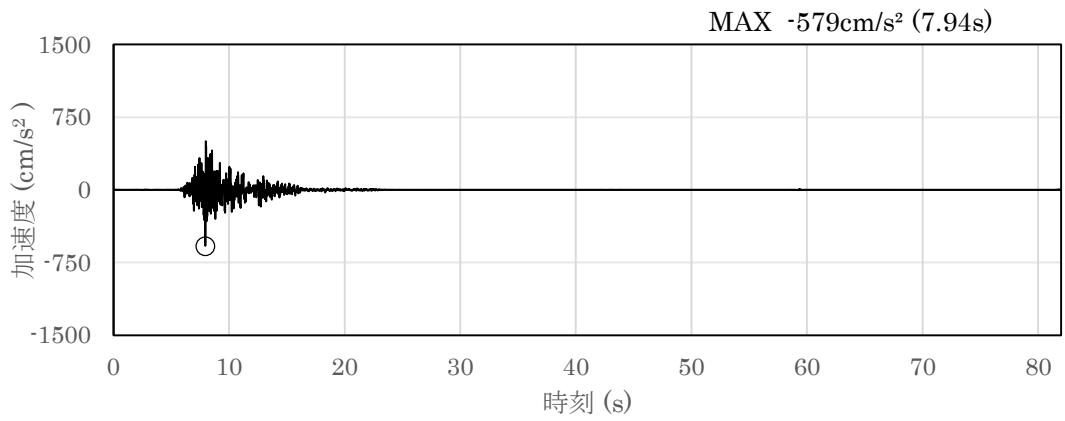


(a) 加速度時刻歴波形

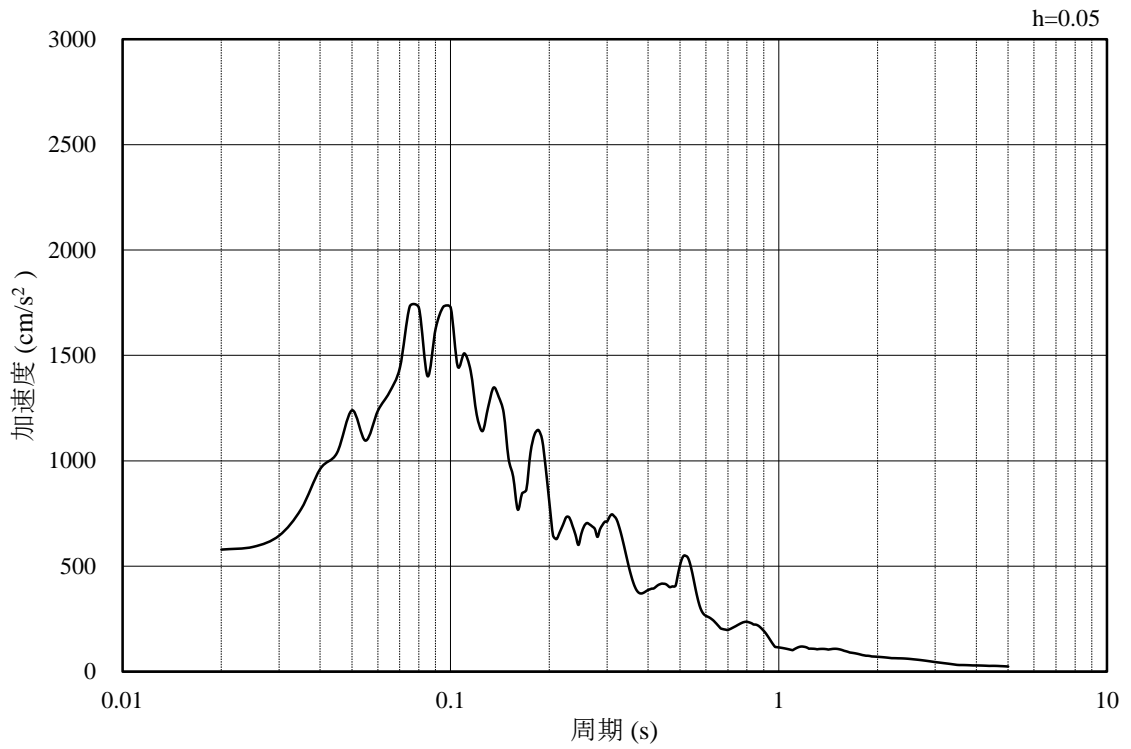


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-25 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
(鉛直成分：S s - D)

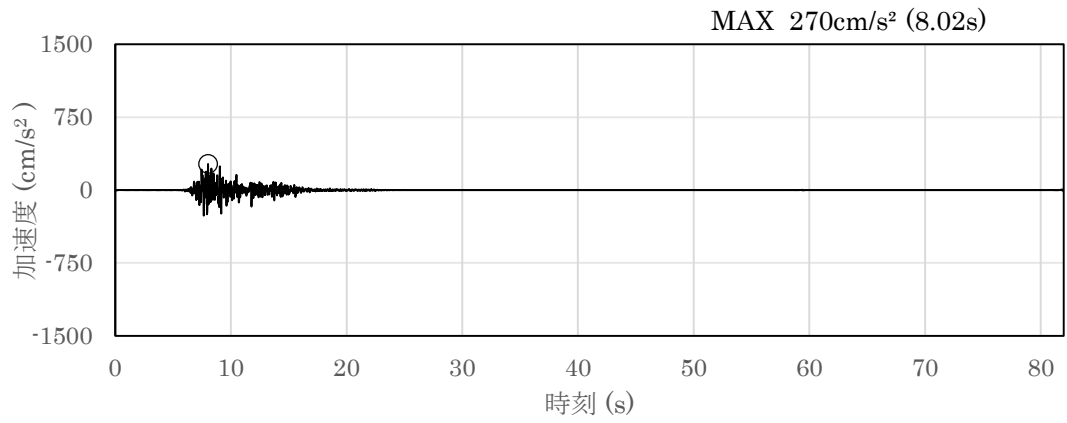


(a) 加速度時刻歴波形

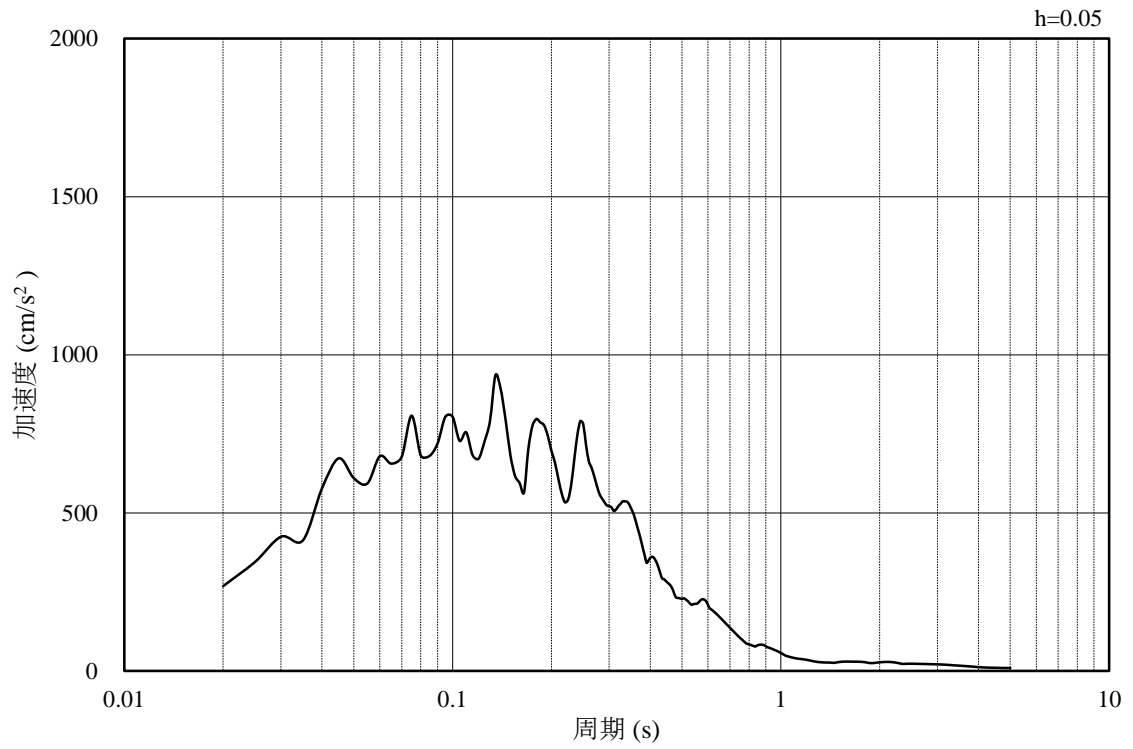


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-26 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
(水平成分：S s - F 1)

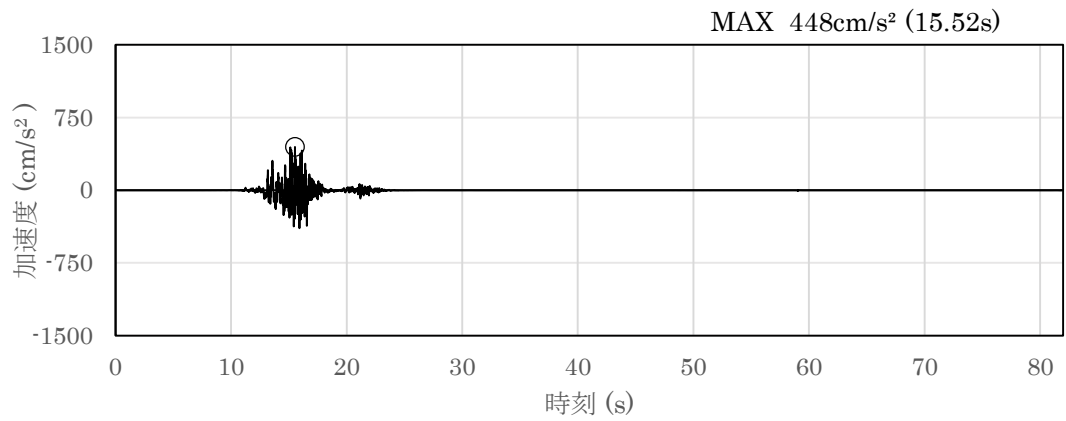


(a) 加速度時刻歴波形

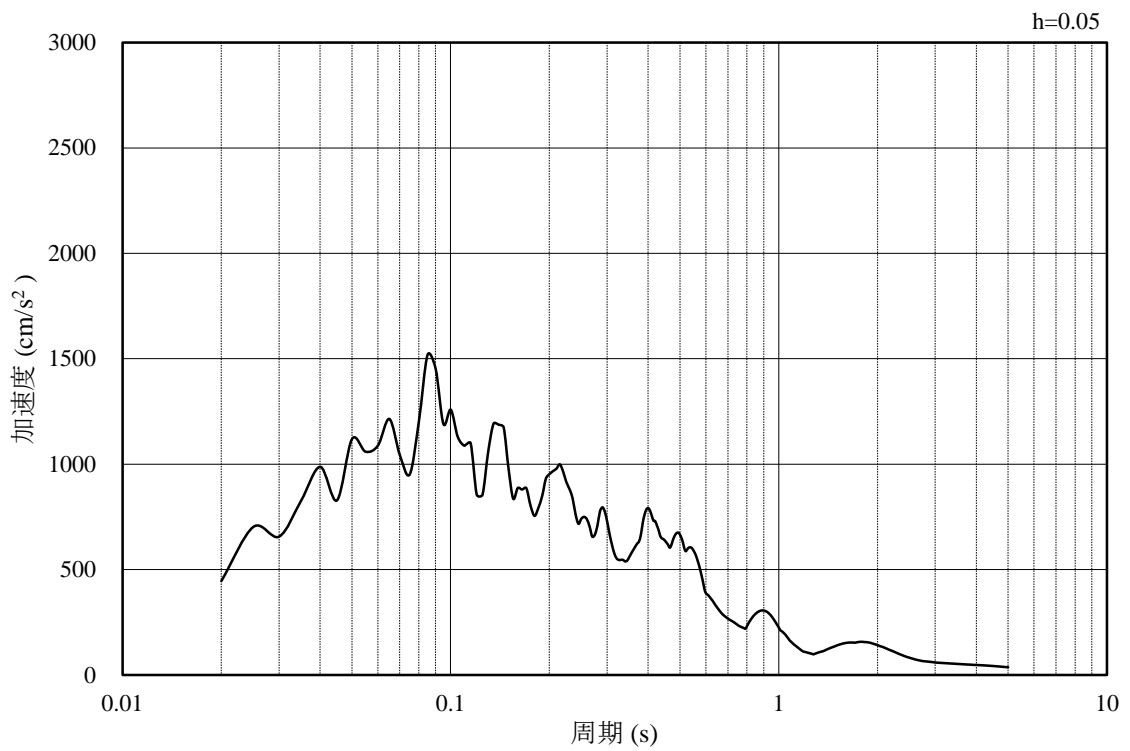


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-27 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
(鉛直成分：S s - F 1)

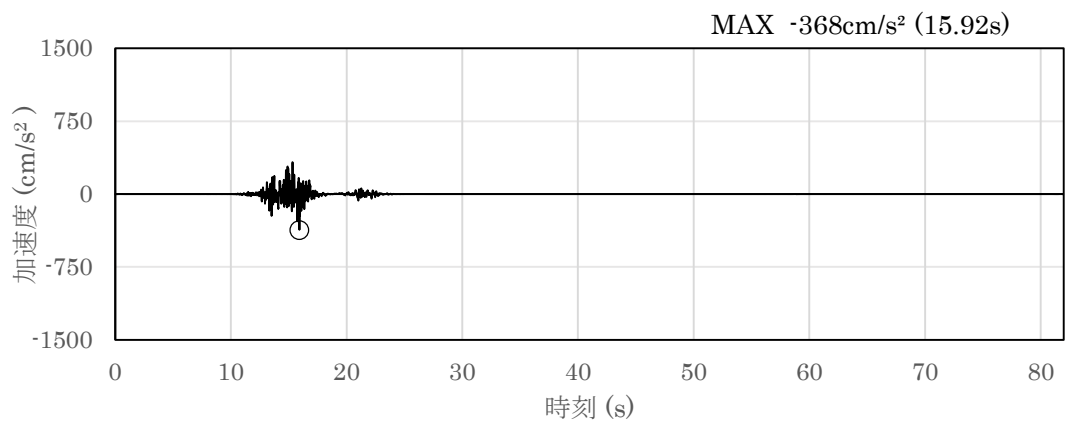


(a) 加速度時刻歴波形

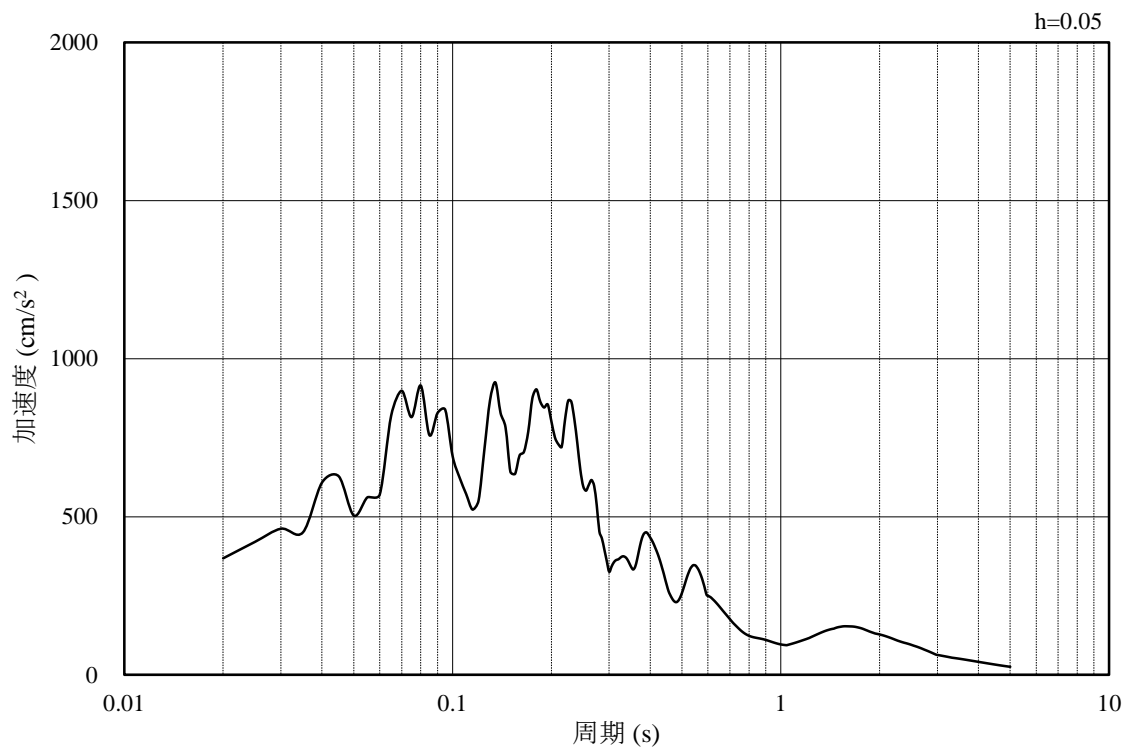


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-28 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
(水平成分：S s - F 2)

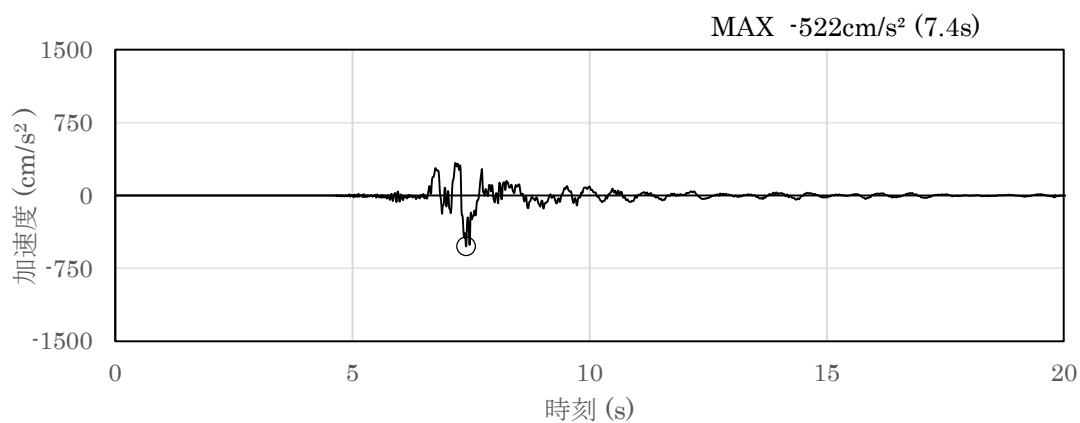


(a) 加速度時刻歴波形

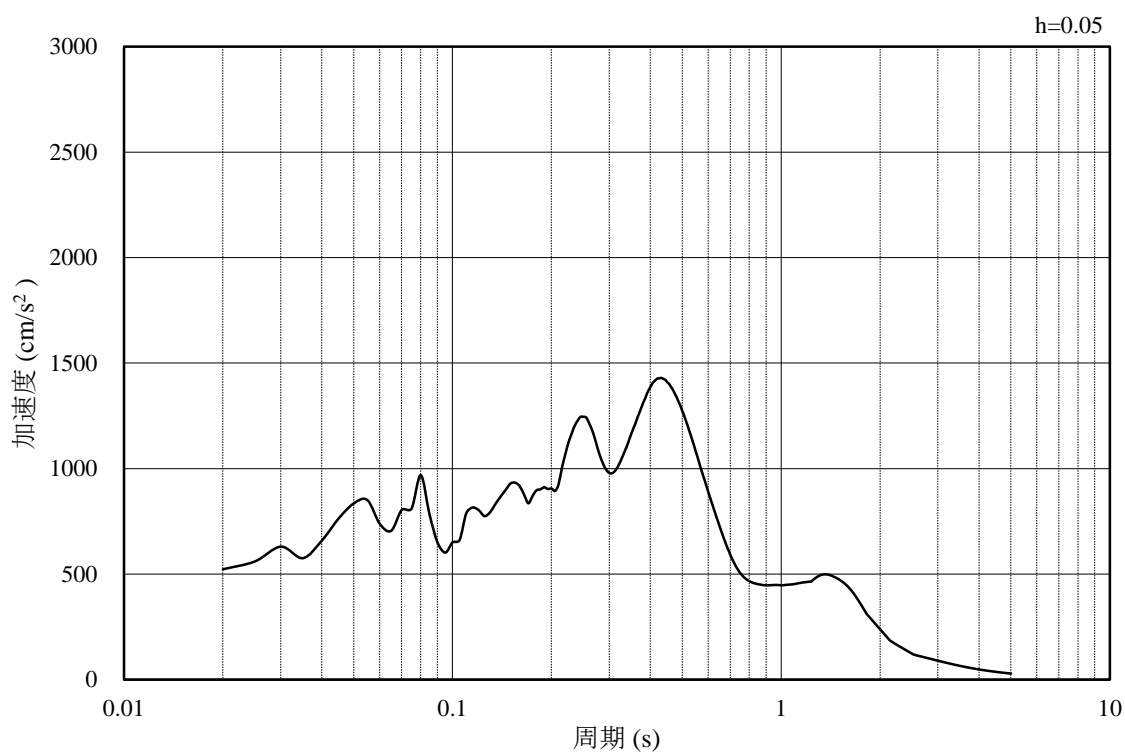


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-29 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
(鉛直成分：S s - F 2)

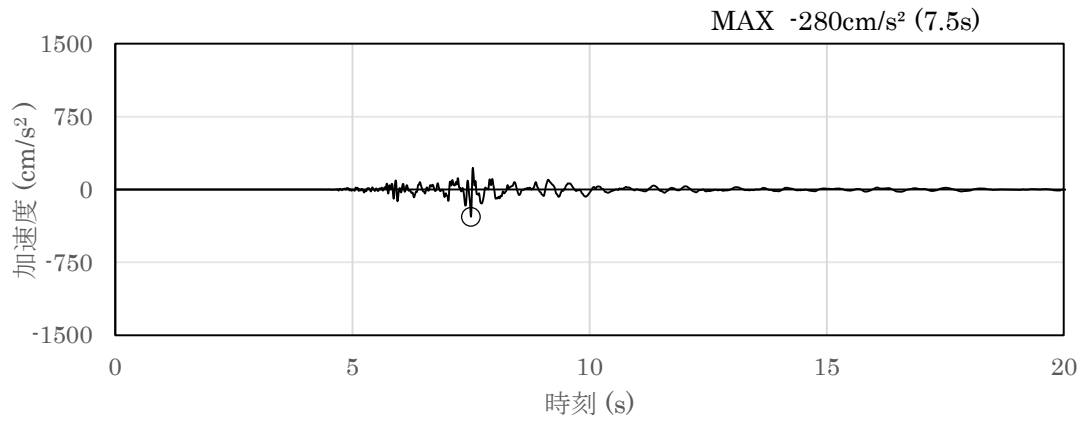


(a) 加速度時刻歴波形

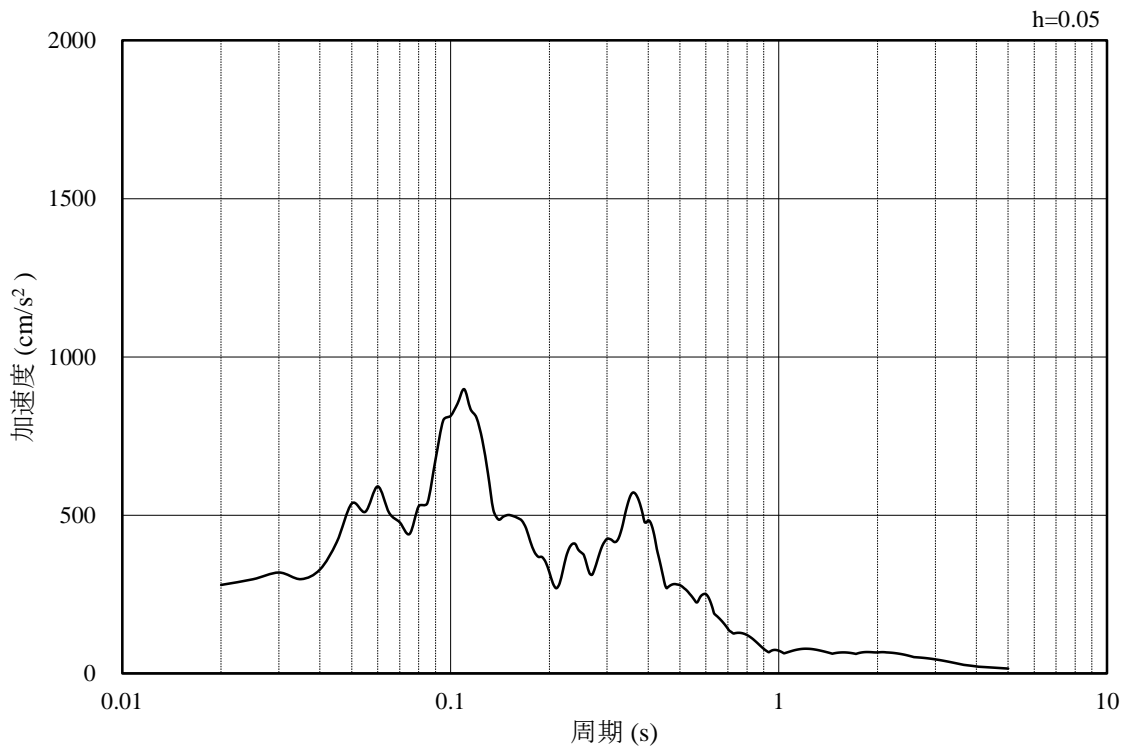


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-30 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
(水平成分：S s - N 1)

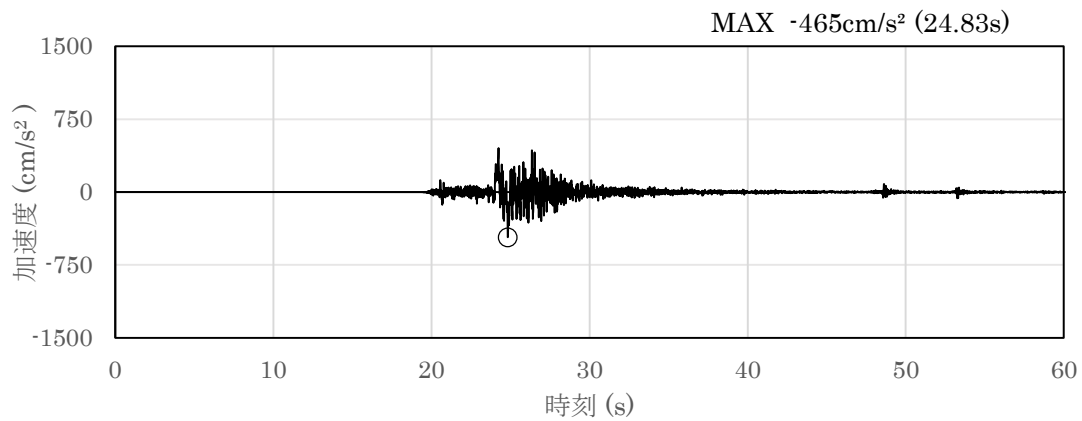


(a) 加速度時刻歴波形

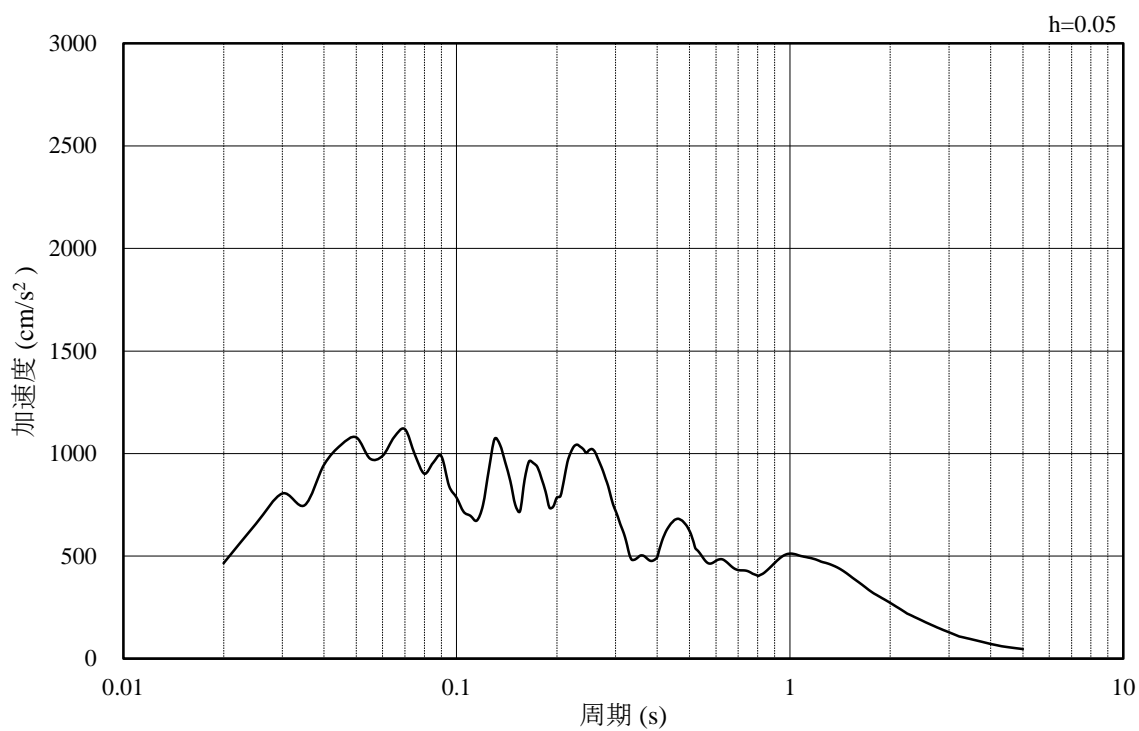


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-31 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
(鉛直成分：S s - N 1)

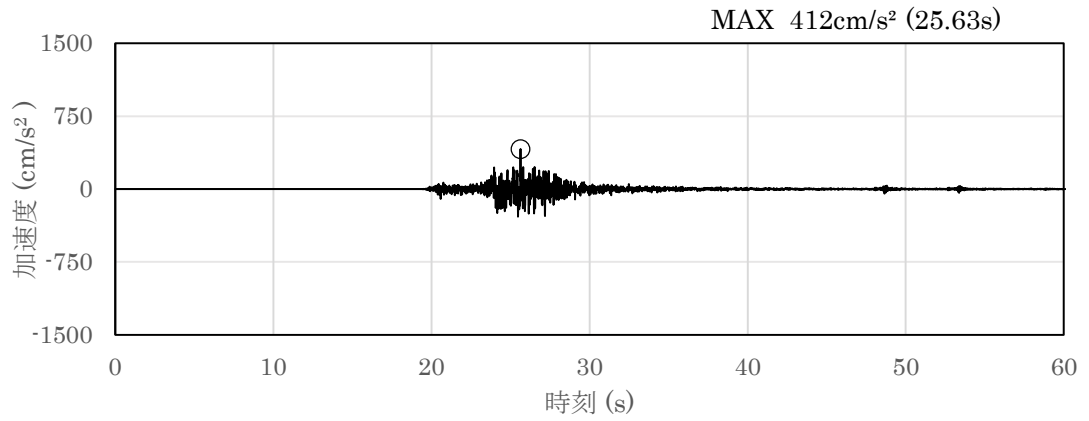


(a) 加速度時刻歴波形

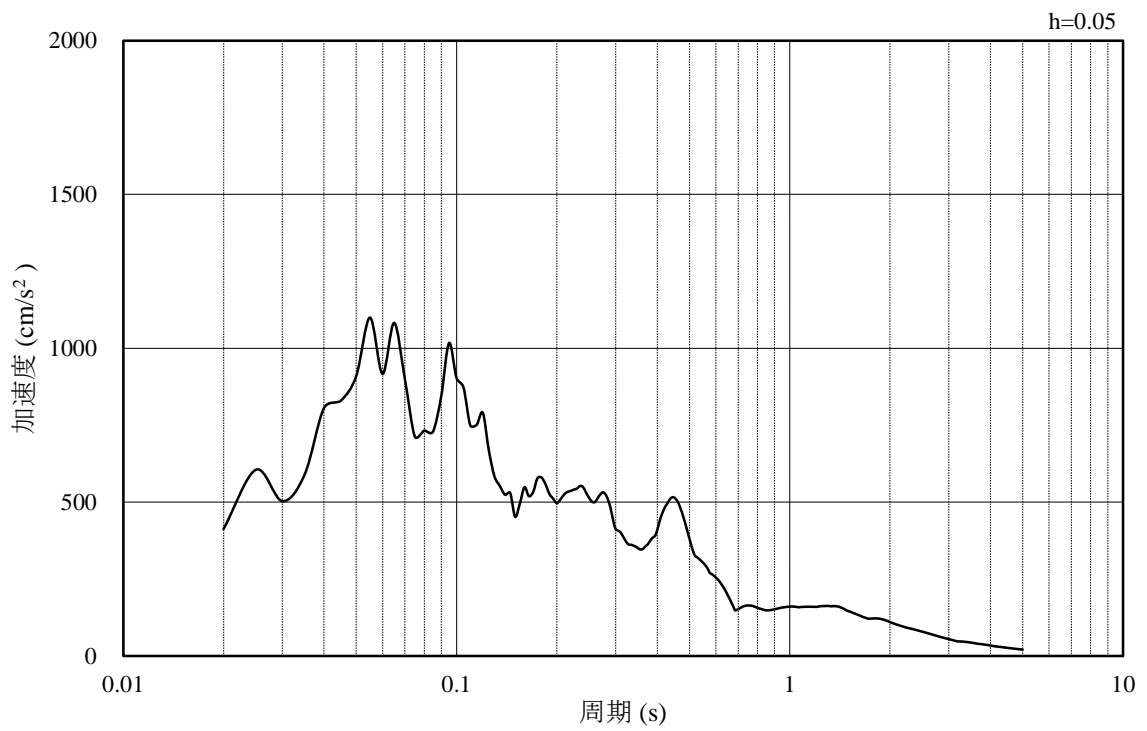


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-32 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
(水平成分：S s - N 2 (NS))

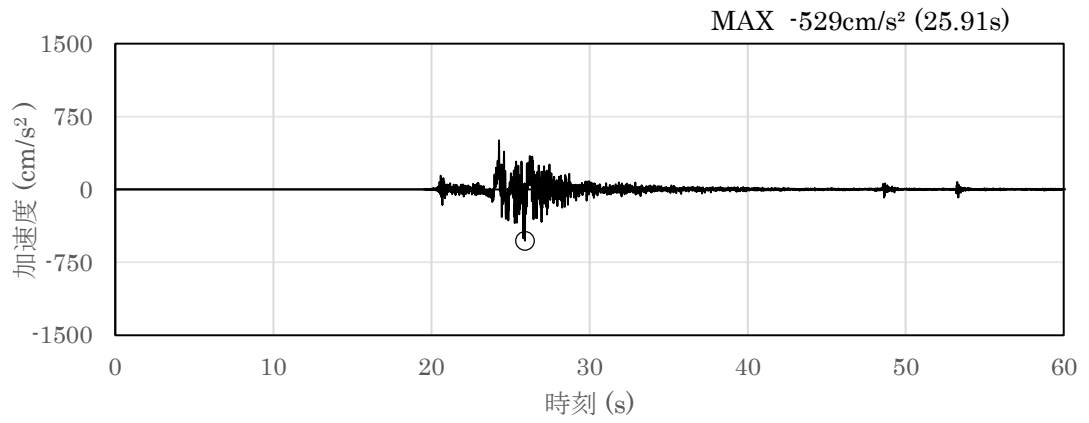


(a) 加速度時刻歴波形

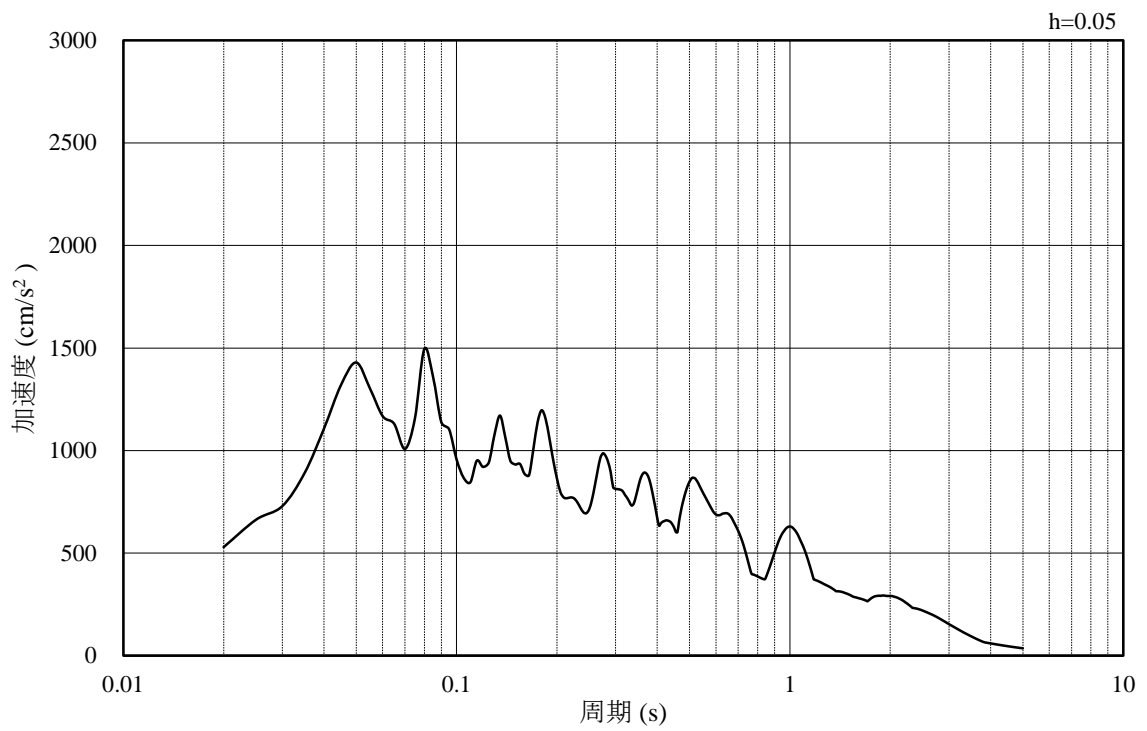


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-33 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
(鉛直成分：S s - N 2 (NS))

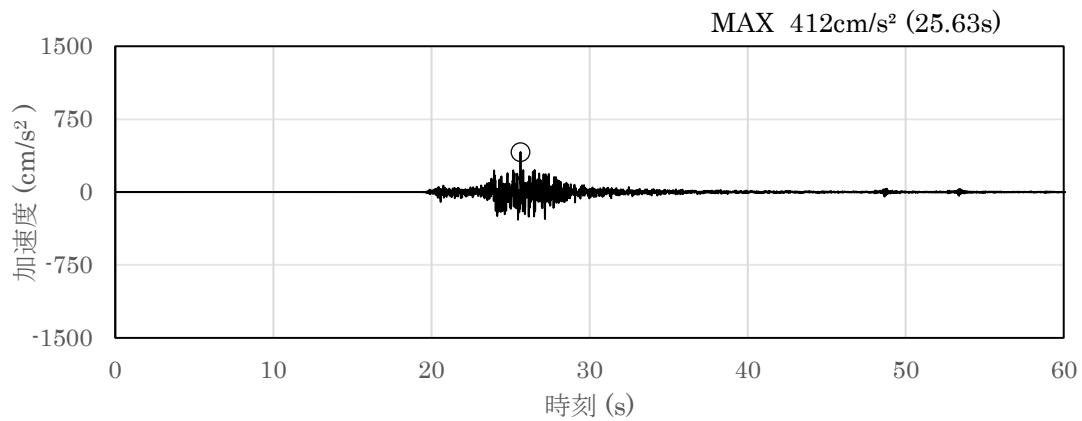


(a) 加速度時刻歴波形

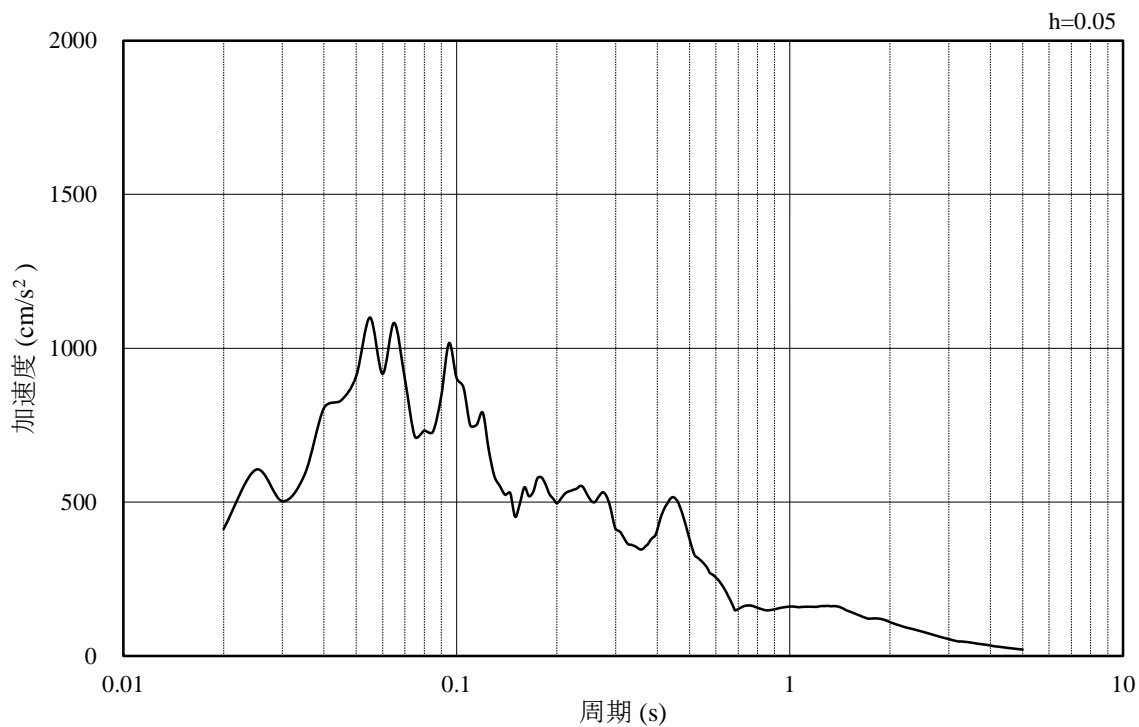


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-34 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
(水平成分：S s - N 2 (EW))



(a) 加速度時刻歴波形

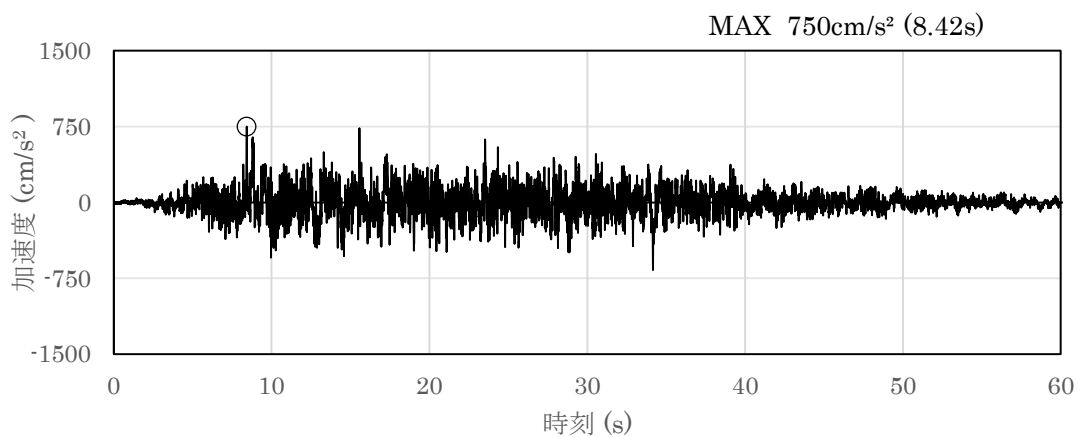


(b) 加速度応答スペクトル

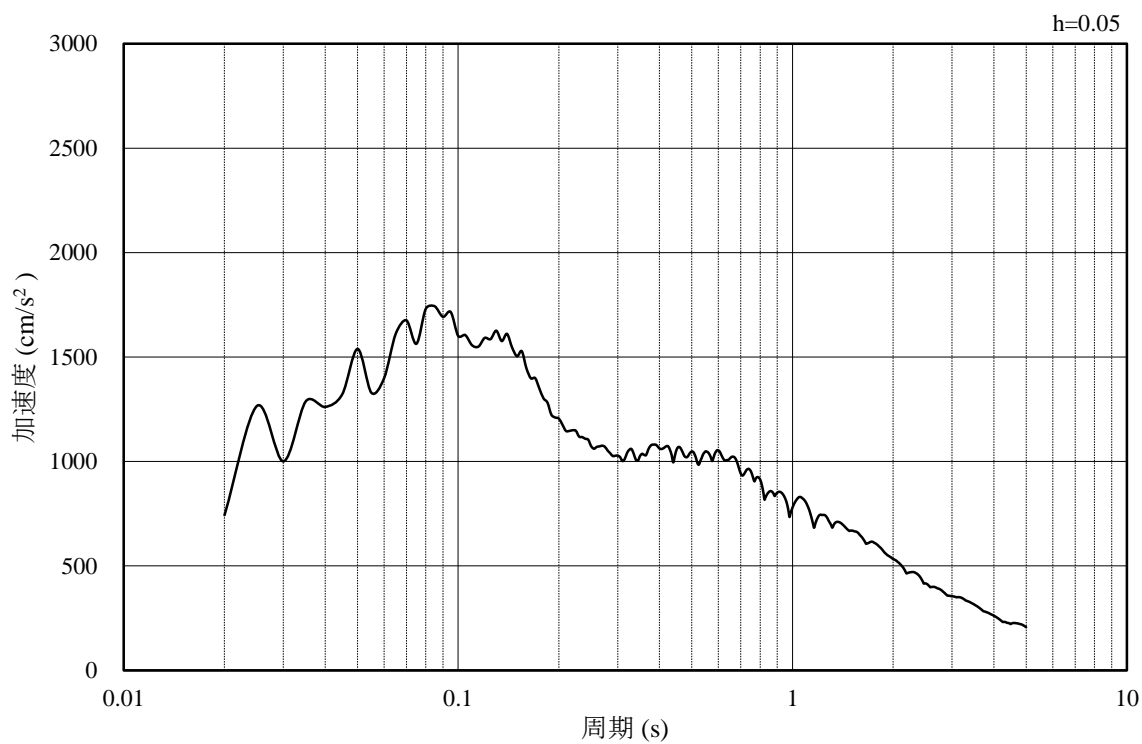
図 3.4-35 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 2 (EW))

(2) B-B断面の入力地震動

図 3.4-36～図 3.4-47 に B-B断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。

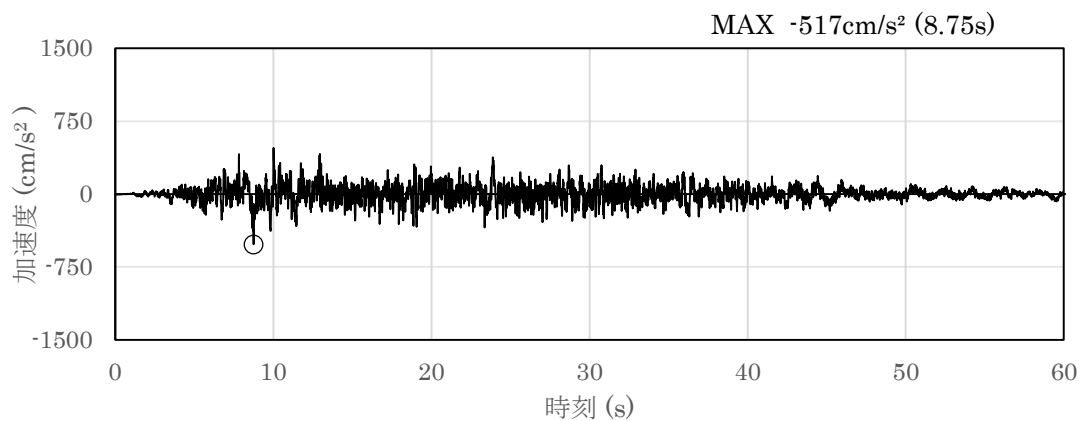


(a) 加速度時刻歴波形

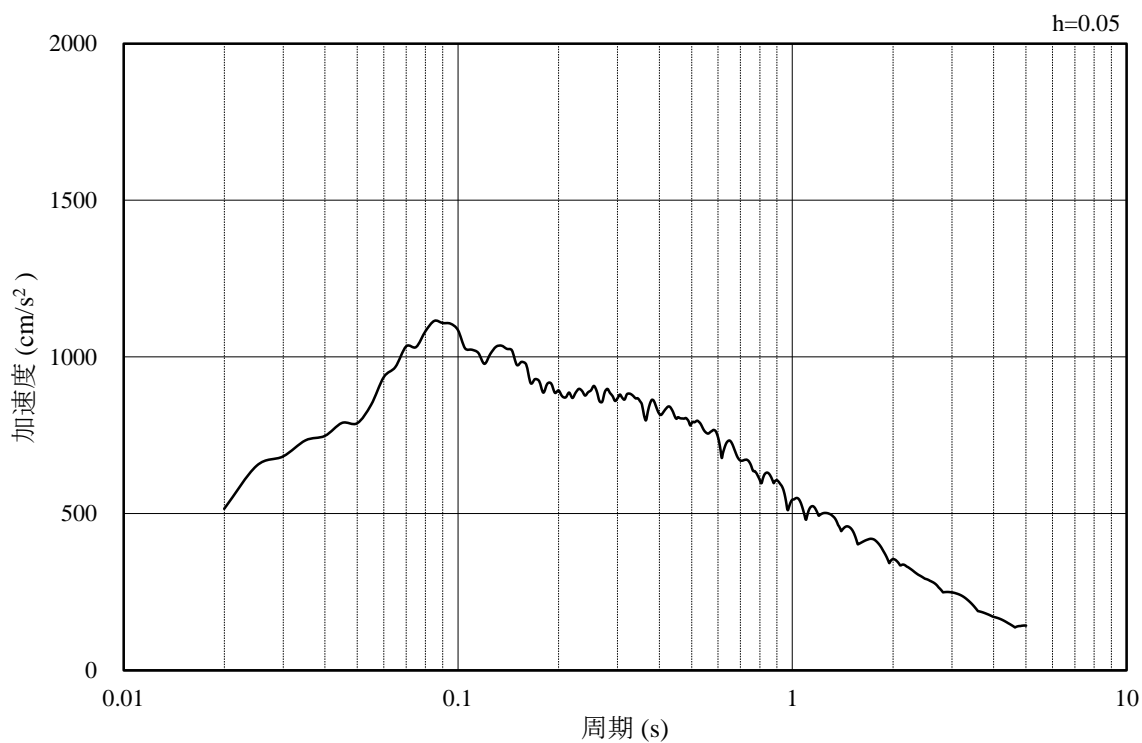


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-36 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
(水平成分：S s-D)

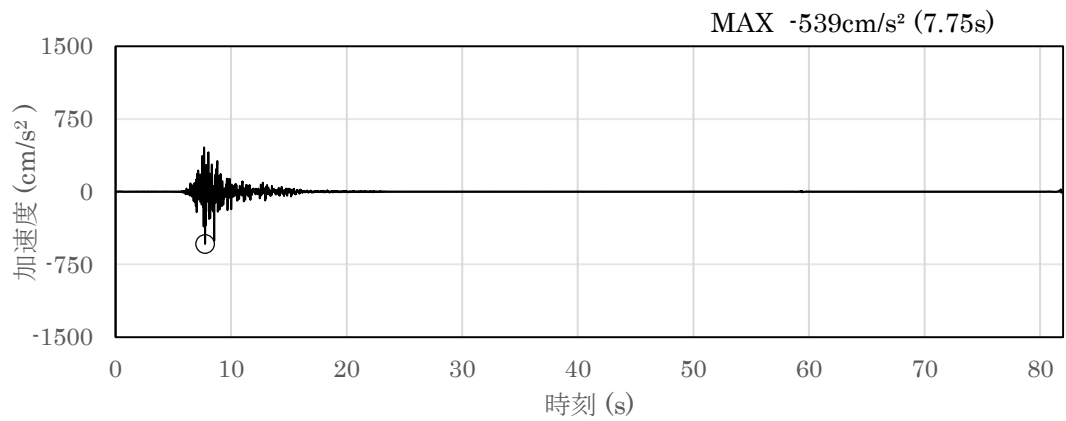


(a) 加速度時刻歴波形

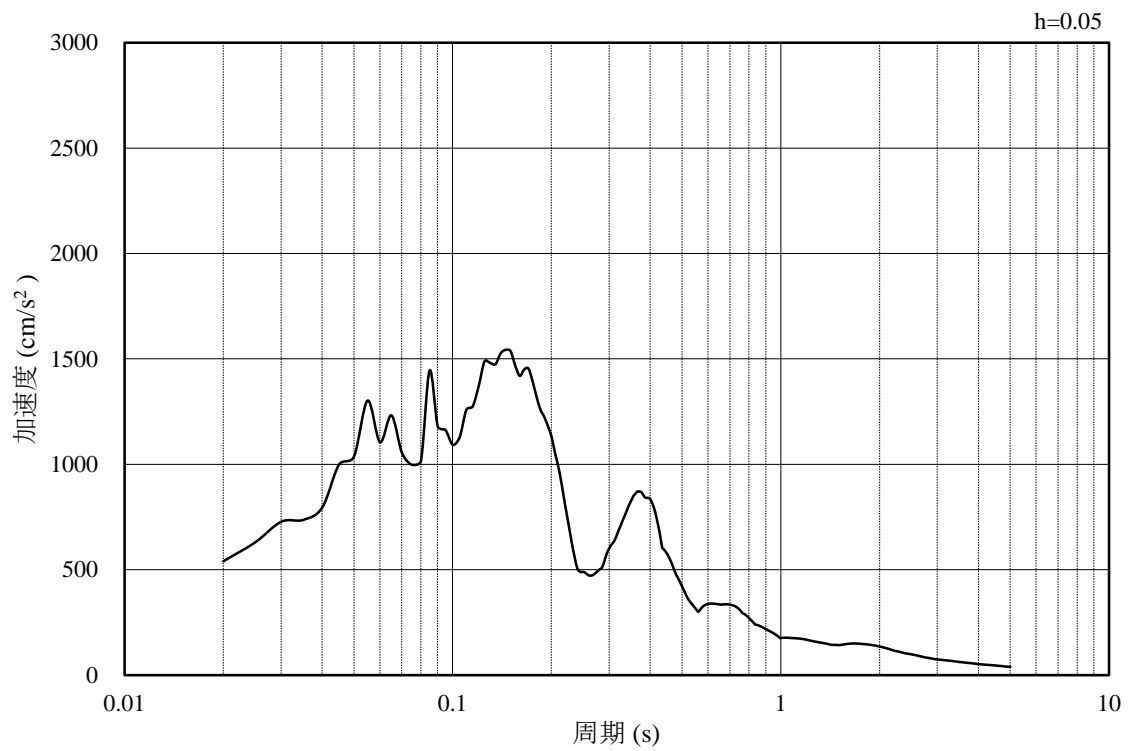


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-37 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
(鉛直成分：S s - D)

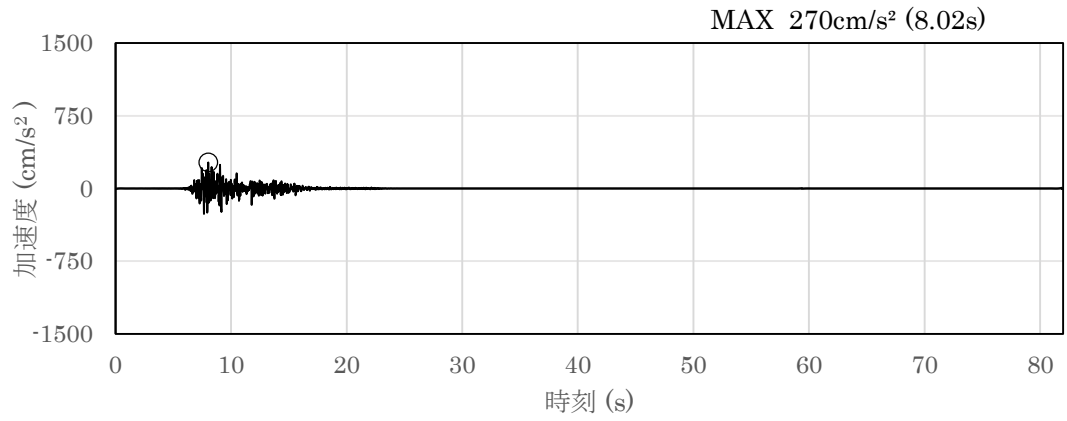


(a) 加速度時刻歴波形

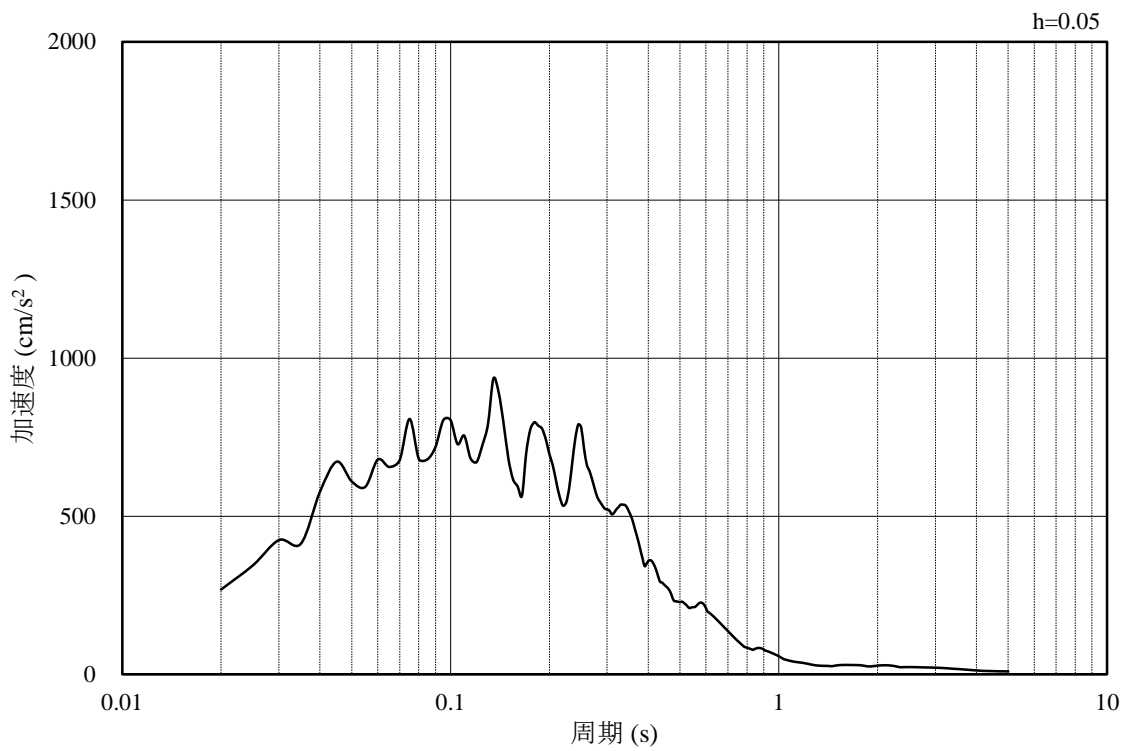


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-38 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
(水平成分：S s - F 1)

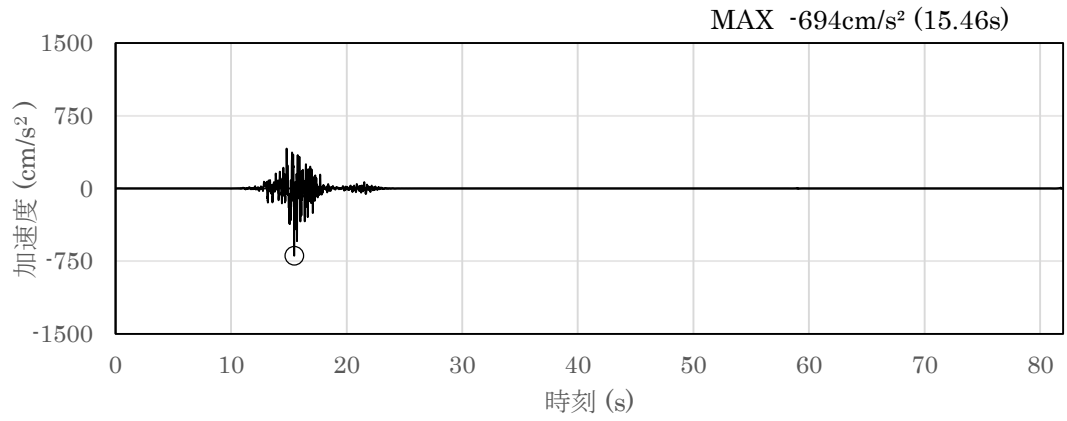


(a) 加速度時刻歴波形

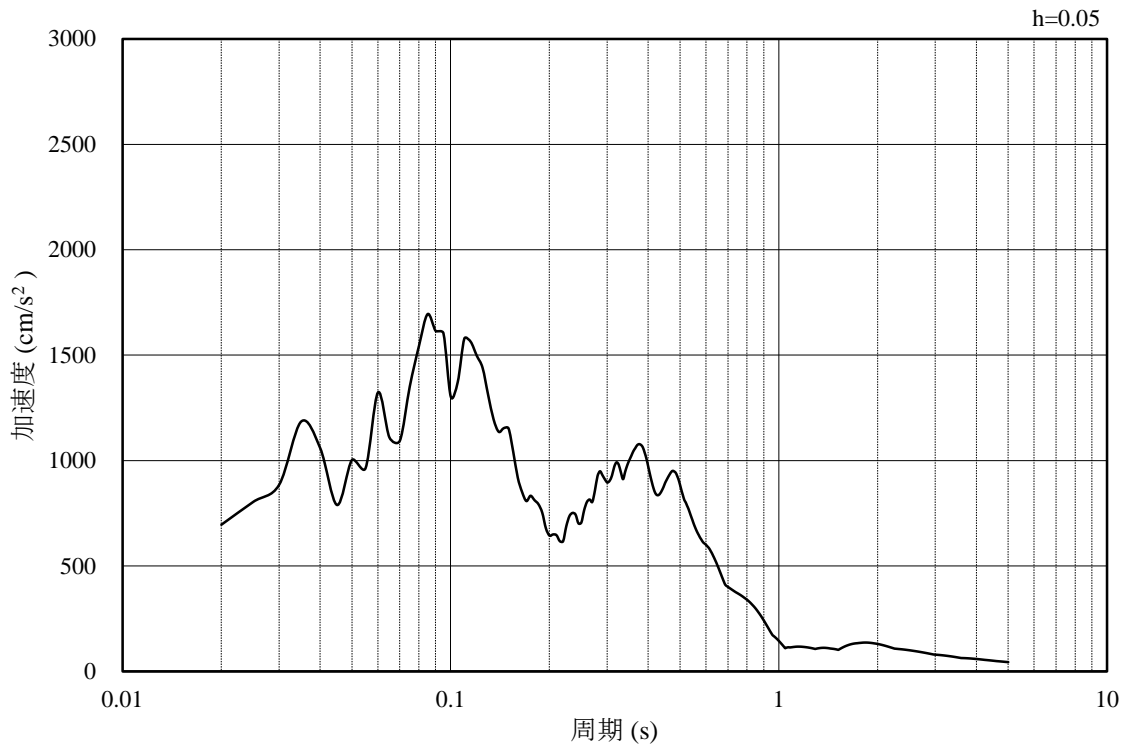


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-39 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
(鉛直成分：S s - F 1)

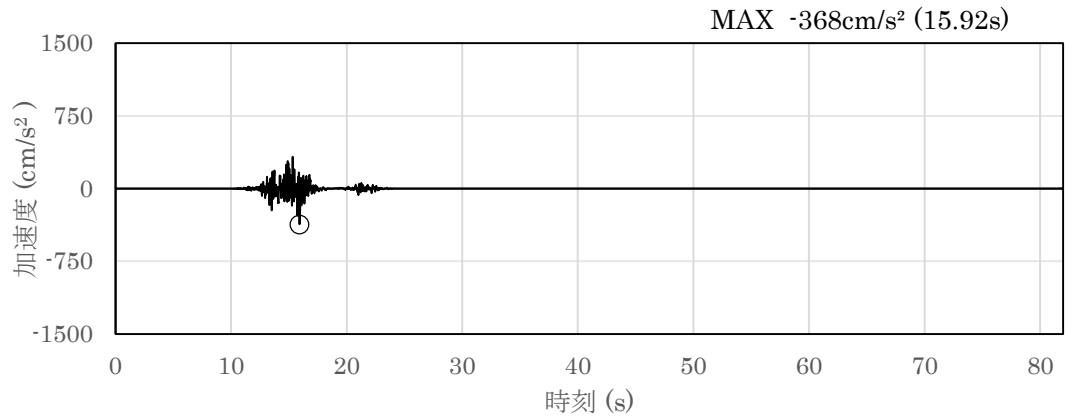


(a) 加速度時刻歴波形

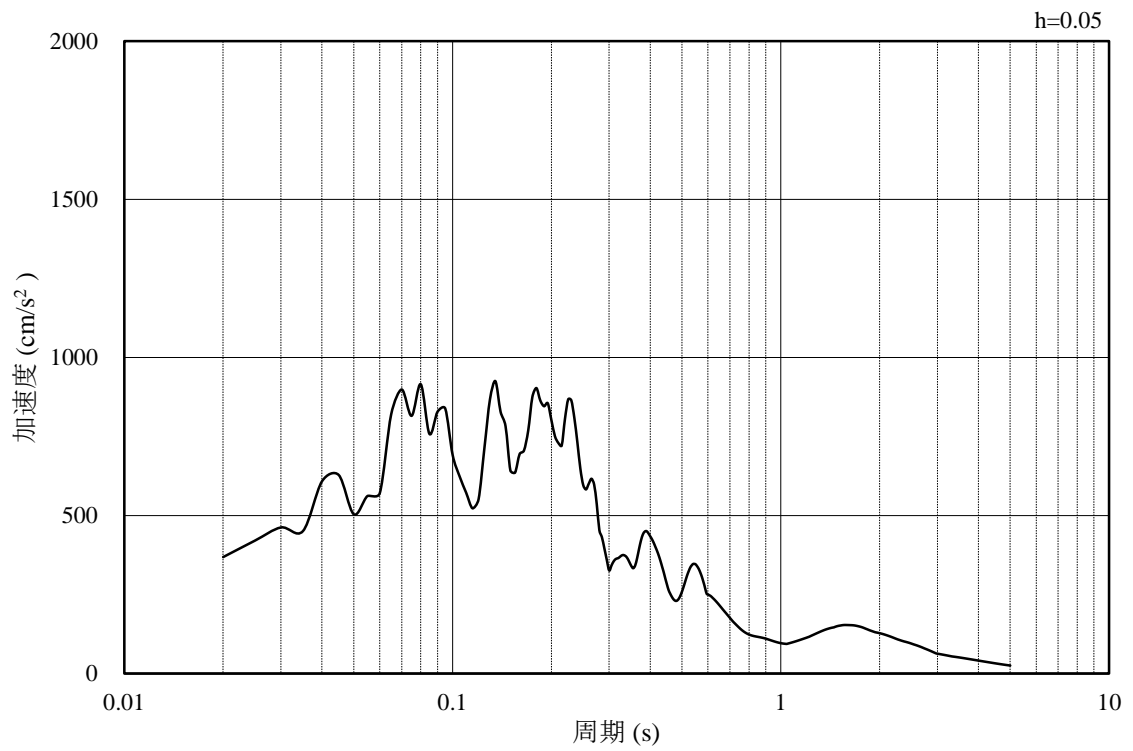


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-40 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
(水平成分：S s - F 2)

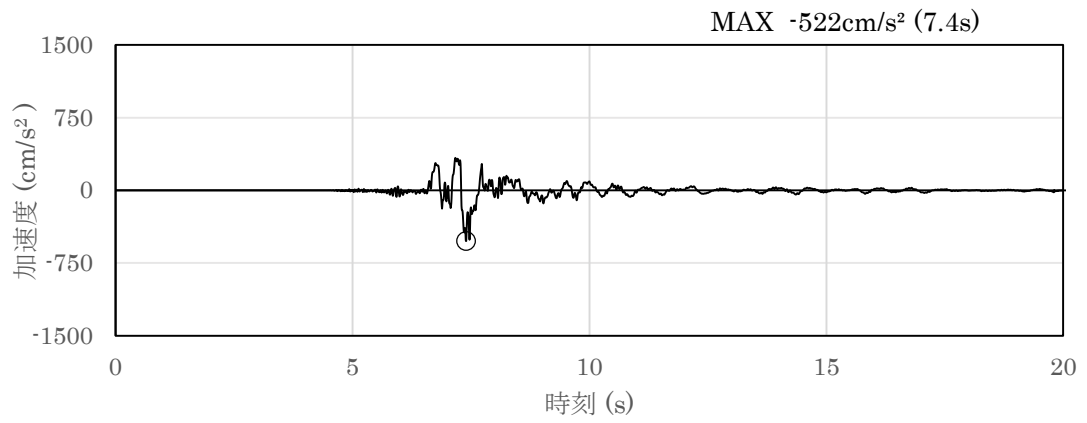


(a) 加速度時刻歴波形

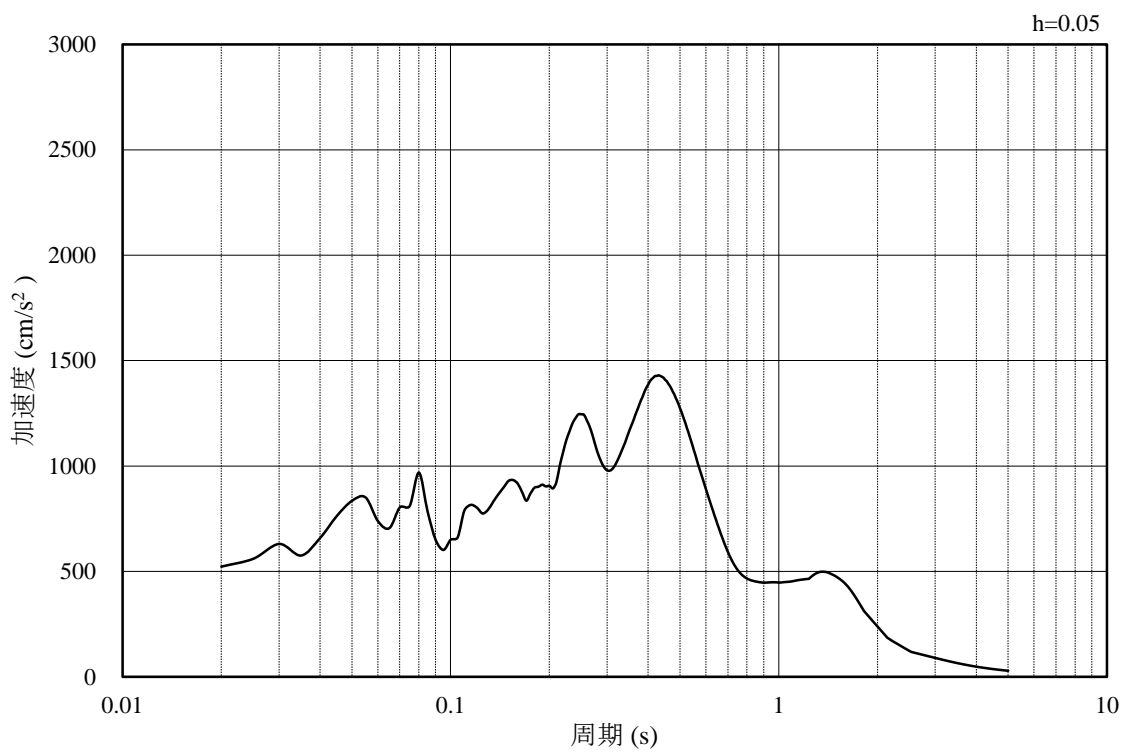


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-41 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
(鉛直成分：S s - F 2)

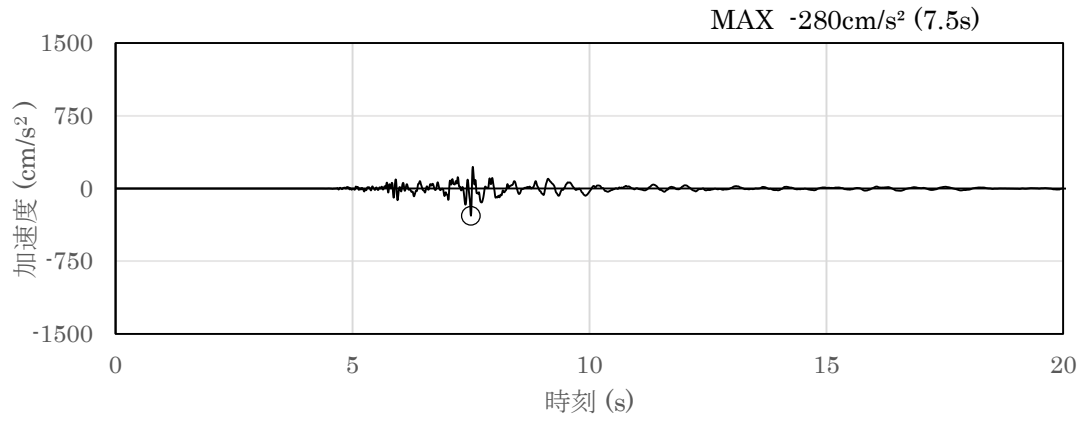


(a) 加速度時刻歴波形

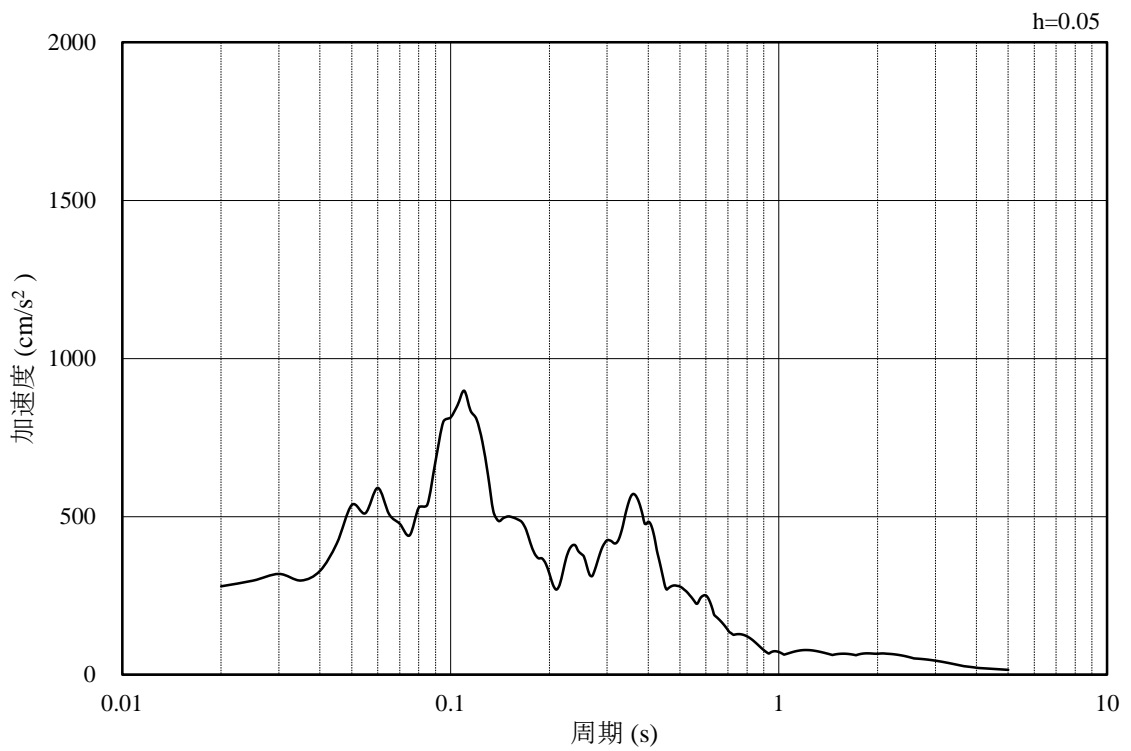


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-42 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
(水平成分：S s - N 1)

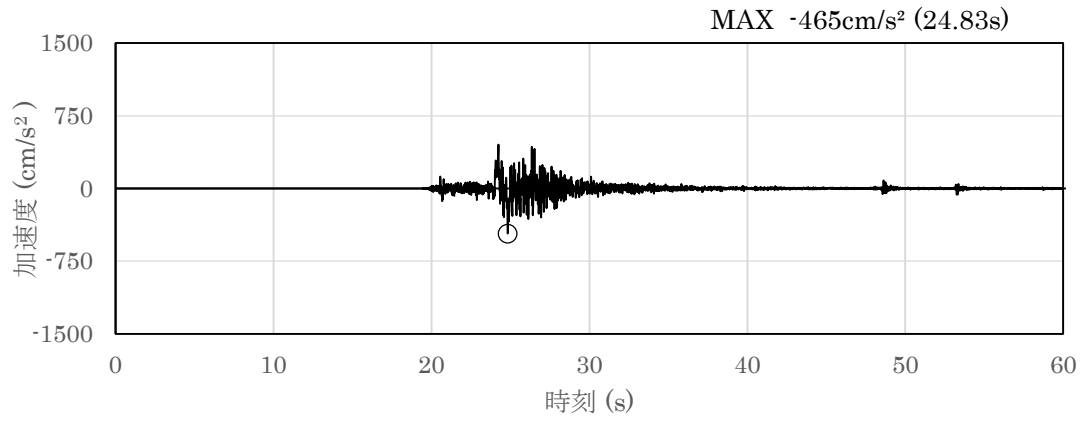


(a) 加速度時刻歴波形

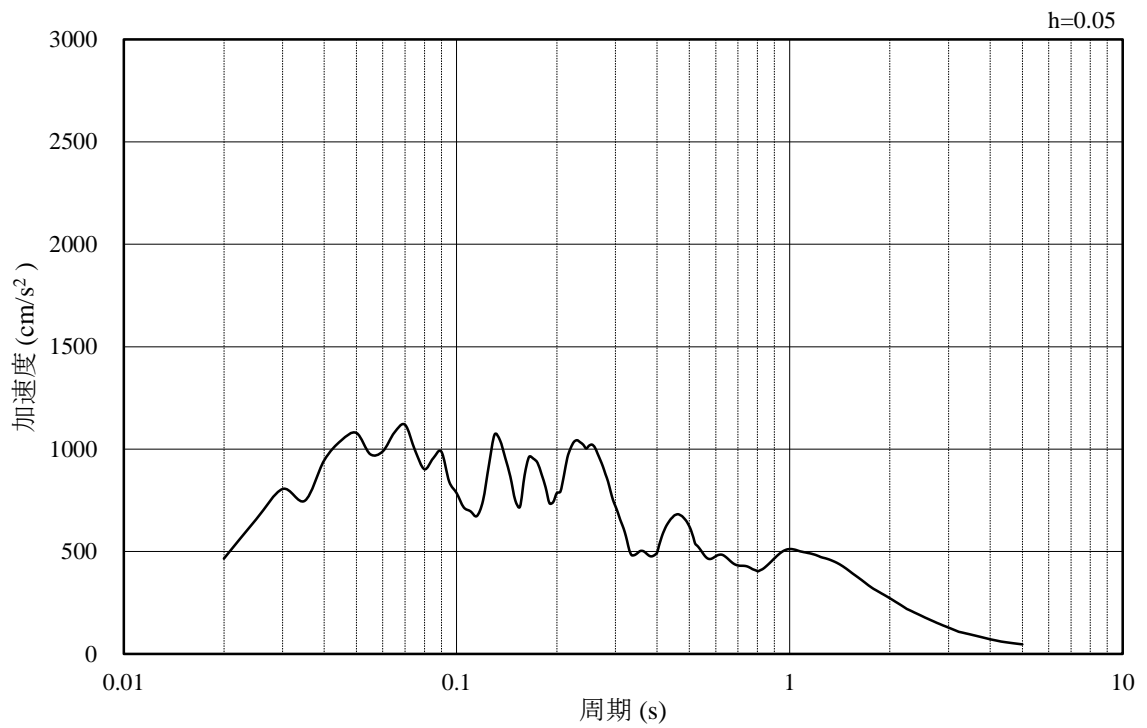


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-43 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
(鉛直成分：S s - N 1)

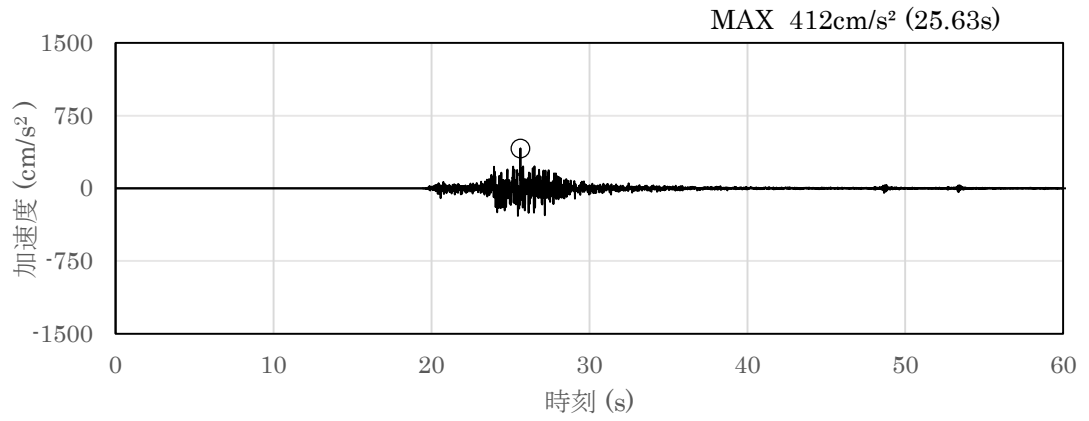


(a) 加速度時刻歴波形

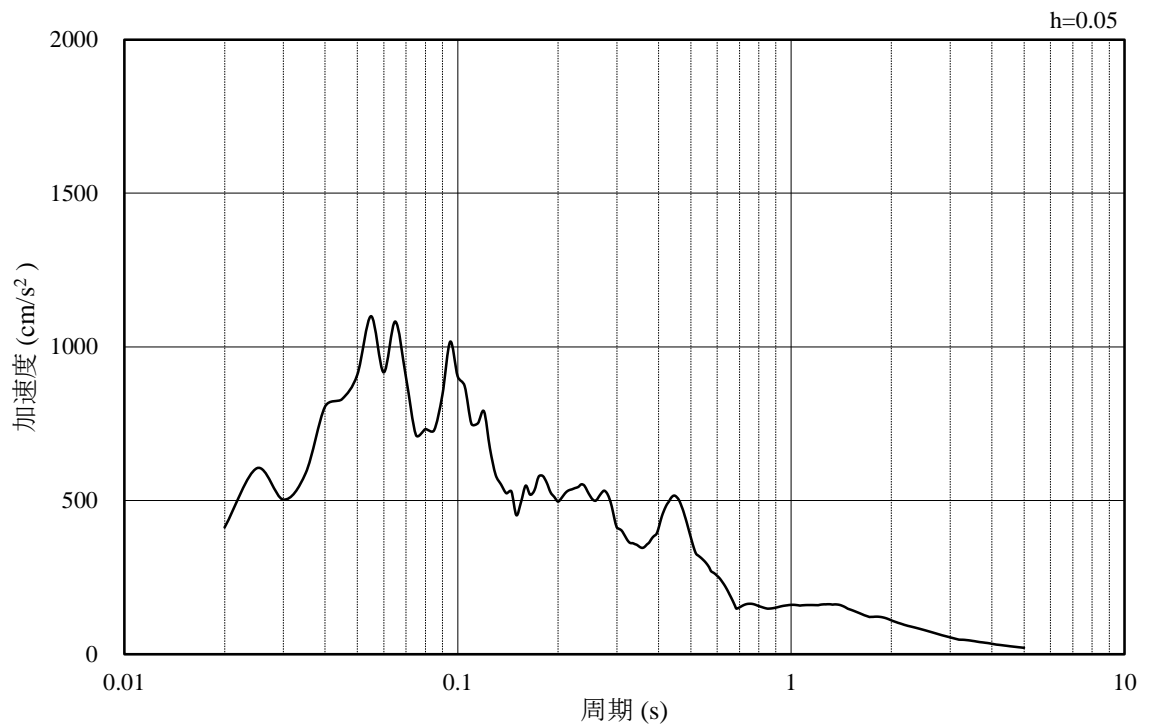


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-44 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
(水平成分：S s - N 2 (NS))

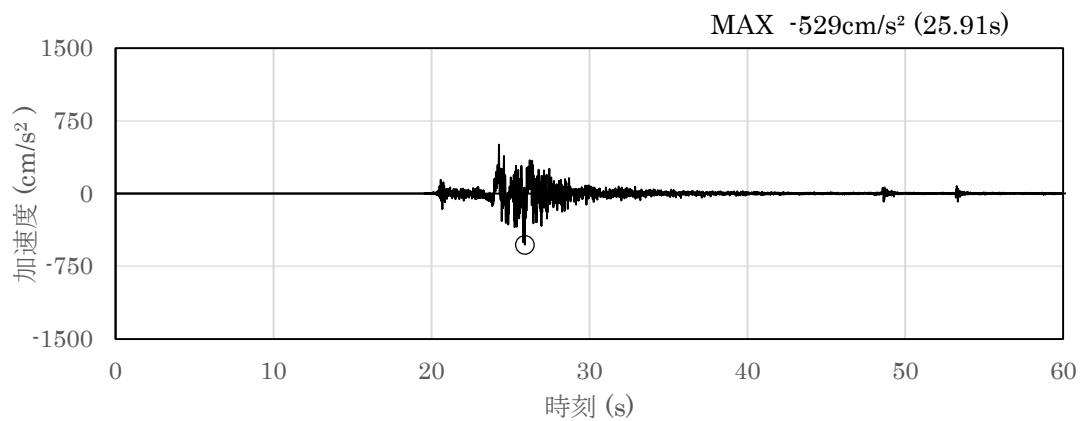


(a) 加速度時刻歴波形

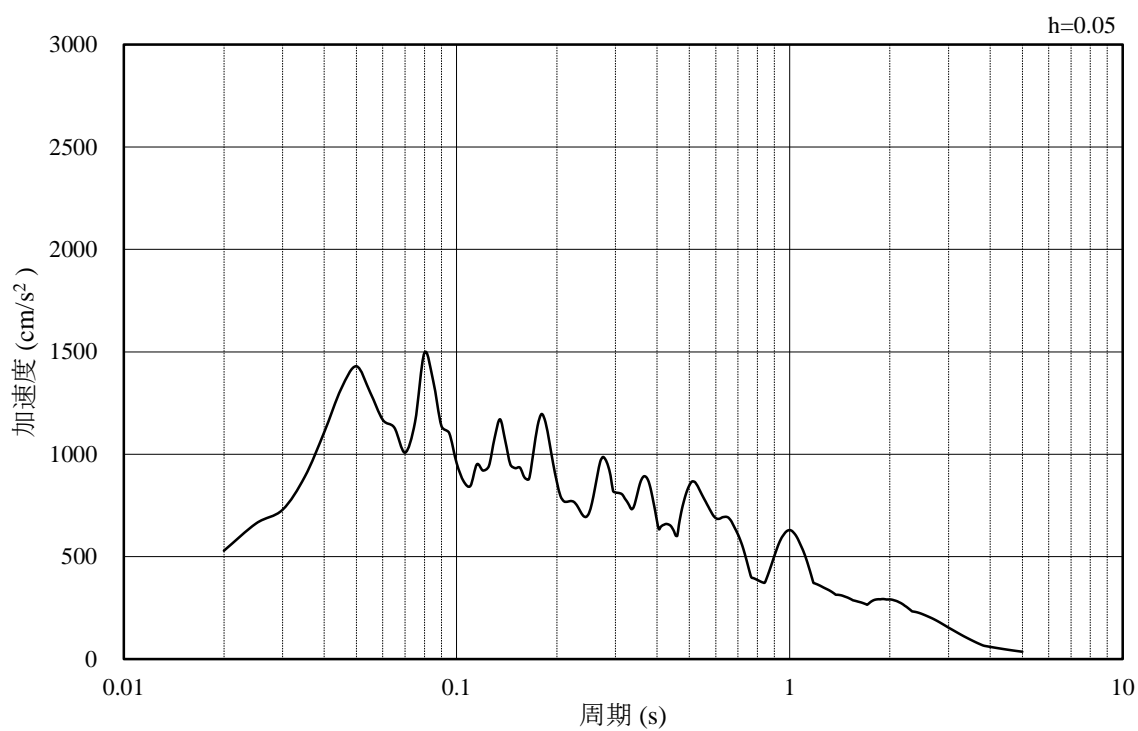


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-45 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
(鉛直成分：S s - N 2 (NS))

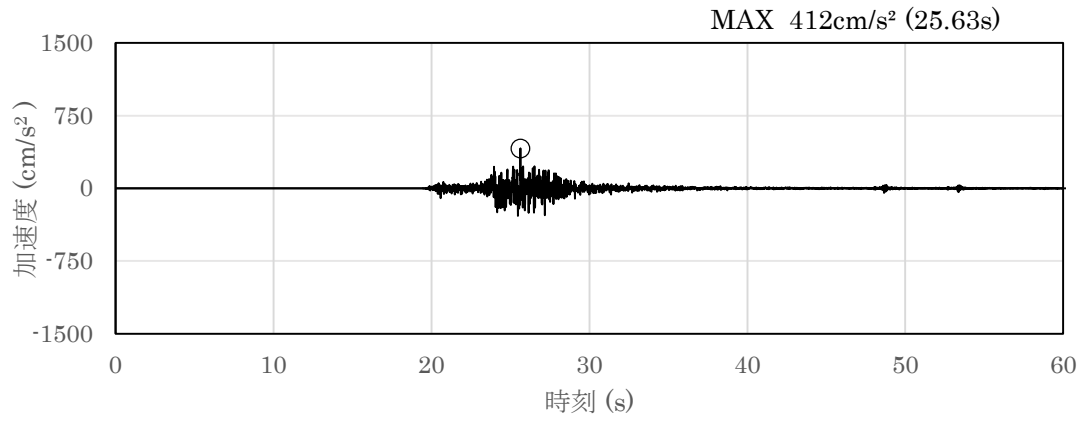


(a) 加速度時刻歴波形

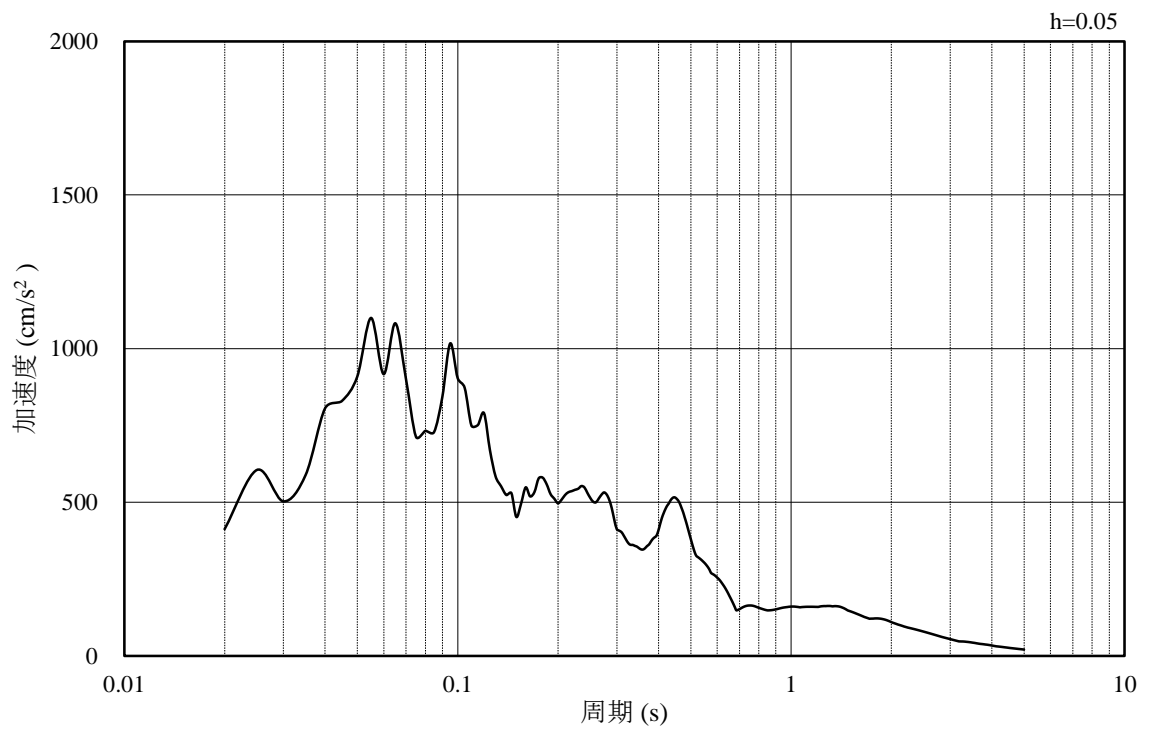


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-46 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
(水平成分：S s - N 2 (EW))



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-47 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
(鉛直成分：S s - N 2 (EW))

3.5 耐震評価

3.5.1 許容限界

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

輪谷貯水槽（東側）の曲げ・軸力系の破壊に対する評価のうち構造物全体としての安定性確保の評価として「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（（社）土木学会，2005年）」（以下「土木学会マニュアル」という。）に基づき，表3.5-1に示すとおり限界ひずみ（圧縮縁コンクリートひずみ1.0%）を許容限界とする。

「土木学会マニュアル」では，曲げ・軸力系の破壊に対する限界状態は，コンクリートの圧縮縁のかぶりが剥落しないこととされており，圧縮縁コンクリートひずみ1.0%の状態は，かぶりコンクリートが剥落する前の状態であることが，屋外重要土木構造物を模したラーメン構造の破壊実験及び数値シミュレーション等の結果より確認されている。この状態を限界値とすることで構造全体としての安定性が確保できるとして設定されたものである。

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

また，溢水影響評価の観点から，地上の側壁部については，「補足-026-01 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に示す貯水機能を有することの確認として，「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（（社）土木学会，2002年制定）」に基づき，コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみについて，部材降伏に相当する限界ひずみ（コンクリート：2000 μ ，主鉄筋：1725 μ ）を許容限界とした確認を併せて実施する。評価位置図を図3.5-1に示す。

表3.5-1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

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

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

ここで， γ_i ：構造物係数（ $\gamma_i = 1.0$ ）

ϵ_R ：限界ひずみ

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

γ_a ：構造物解析係数（ $\gamma_a = 1.2$ ）

ϵ ：発生ひずみ

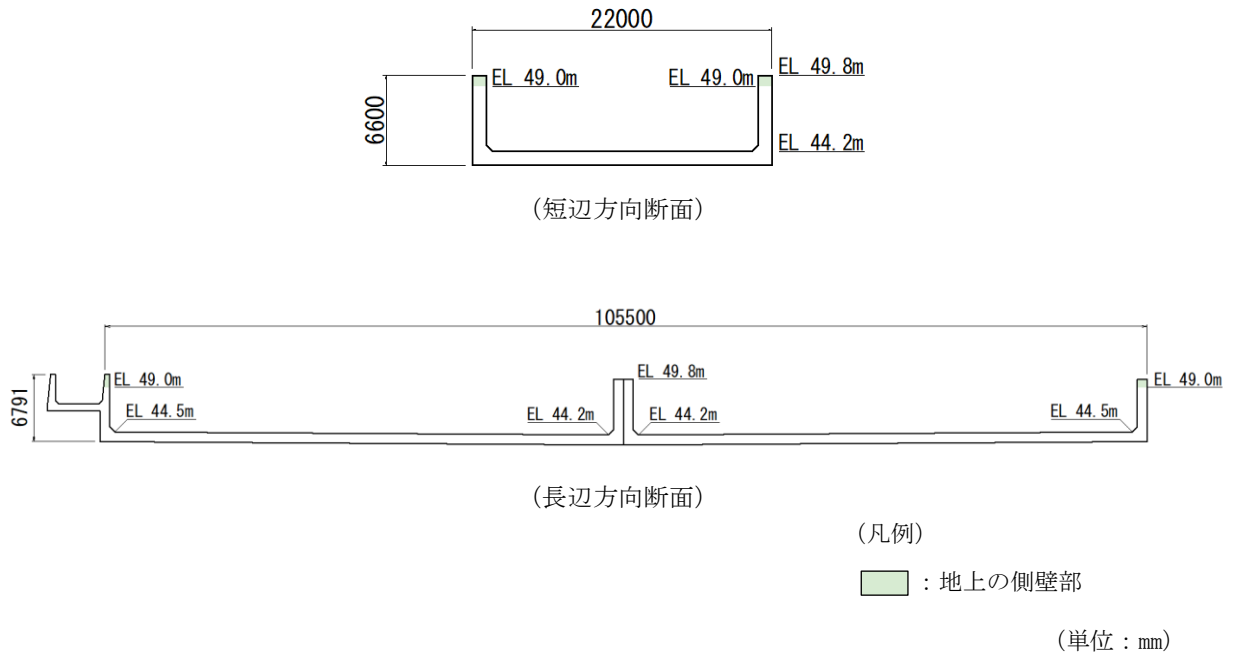


図 3.5-1 評価位置図

(2) せん断破壊に対する許容限界

せん断破壊に対する許容限界は、棒部材式で求まるせん断耐力とする。

また、せん断耐力式による照査において照査用せん断力が上記のせん断耐力を上回る場合、線形被害則による照査を実施する。

棒部材式

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

ここで、 V_{yd} : せん断耐力

V_{cd} : コンクリートが負担するせん断耐力

V_{sd} : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

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

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

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

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

$$\beta_n = 1 + 2M_0 / M_{ud} \quad (N'_d \geq 0) \quad \text{ただし、} \beta_n > 2.0 \text{ となる場合は } \beta_n = 2.0$$

$$= 1 + 4M_0 / M_{ud} \quad (N'_d < 0) \quad \text{ただし、} \beta_n < 0 \text{ となる場合は } \beta_n = 0$$

$$\beta_a = 1$$

ここで、

f'_{cd} : コンクリート圧縮強度の設計用値(N/mm^2)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_{ud} : 軸方向力を考慮しない純曲げ耐力

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の材料係数 γ_{ms} で除したもので、 400N/mm^2 以下とする。ただし、コンクリートの圧縮強度の特性値 f'_{ck} が 60N/mm^2 以上の時は、 800N/mm^2 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

また、「土木学会マニュアル」におけるせん断耐力式による評価においては、表 3.5-2 に示すとおり、複数の安全係数が見込まれていることから、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施することが可能である。

表 3.5-2 せん断耐力式による評価において考慮している安全係数

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

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

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

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

ここで、R：層間変形角とされている。

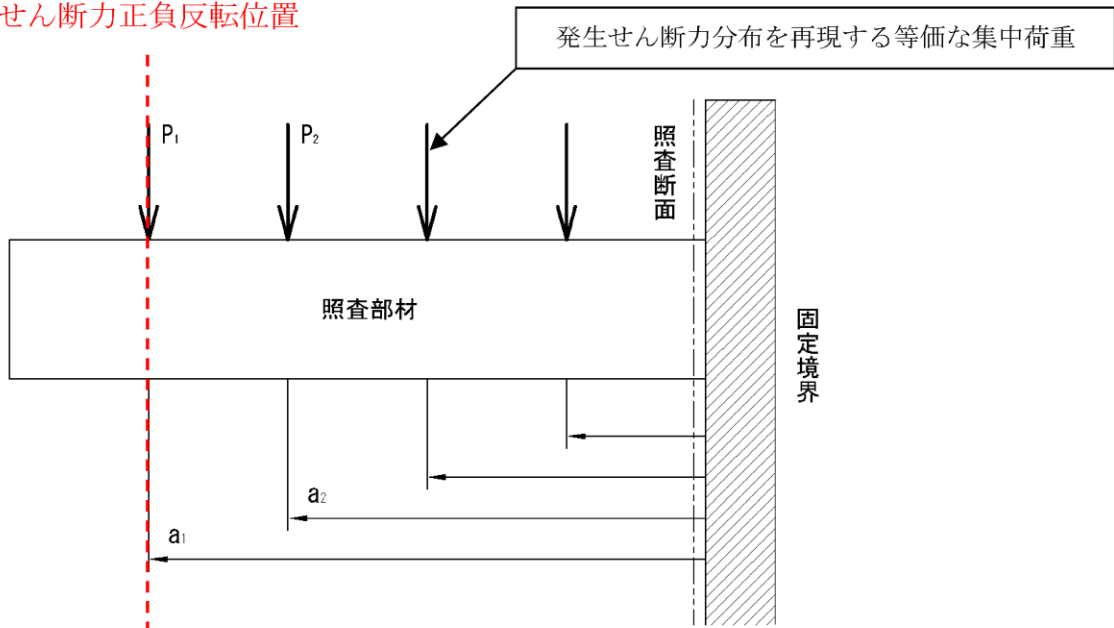
γ_{b2} は層間変形角の値によらず、部材が降伏していない状態であれば、 $\gamma_{b2} = 1.0$ としてよいとされている。

(3) せん断破壊に対する許容限界（線形被害則による照査方法）

「(2) せん断破壊に対する許容限界」に示したせん断耐力式による照査において照査用せん断力がせん断耐力を上回る場合，分布荷重下にある部材のせん断耐力照査を合理的に行う手法として，「土木学会マニュアル」に基づき，線形被害則による照査を行う。照査手順を以下に記載し，線形被害則による照査方法を図 3.5-2 に示す。

- ①ある照査対象時刻の地震応答解析結果より，着目する部材の発生せん断力が正負反転する節点までを照査対象範囲として設定し，発生せん断力分布を再現する等価な集中荷重を算定する。
- ②各集中荷重の作用位置に基づいて，せん断スパンを設定し，せん断スパン比から算定式を選定する。
- ③照査断面を設定し，各集中荷重に対する照査断面のせん断耐力を算定する。
- ④各集中荷重とせん断耐力の比（＝被害度）の総和をとり，構造物係数 γ_i を乗じた値が評価基準値 1.0 以下になることを確認する。

せん断力正負反転位置



$$\gamma_i \cdot \left(\frac{P_1 \cdot \gamma_a}{V_1} + \frac{P_2 \cdot \gamma_a}{V_2} + \dots \right) \leq 1.0$$

γ_i : 構造物係数

γ_a : 構造解析係数

V_1 : 照査断面における P_1 に対するせん断耐力

V_2 : 照査断面における P_2 に対するせん断耐力

⋮

V_n : 照査断面における P_n に対するせん断耐力

図 3.5-2 線形被害則による照査方法

a. 発生せん断力分布を再現する等価な集中荷重及びせん断スパンの算定

地震応答解析より得られた、分布荷重下にある部材に発生するせん断力分布を再現する等価な集中荷重の算定方法を図 3.5-3 に、「土木学会マニュアル」におけるせん断スパン比の取り方を図 3.5-4 に示す。

等価な集中荷重は、隣り合う要素に発生するせん断力の差であり、当該要素間の節点位置に作用させる。また、せん断スパンは、各集中荷重の作用位置と支承前面間の距離とする。なお、「土木学会マニュアル」では、せん断スパン比にハンチを考慮することができるが、ハンチは考慮しないものとする。

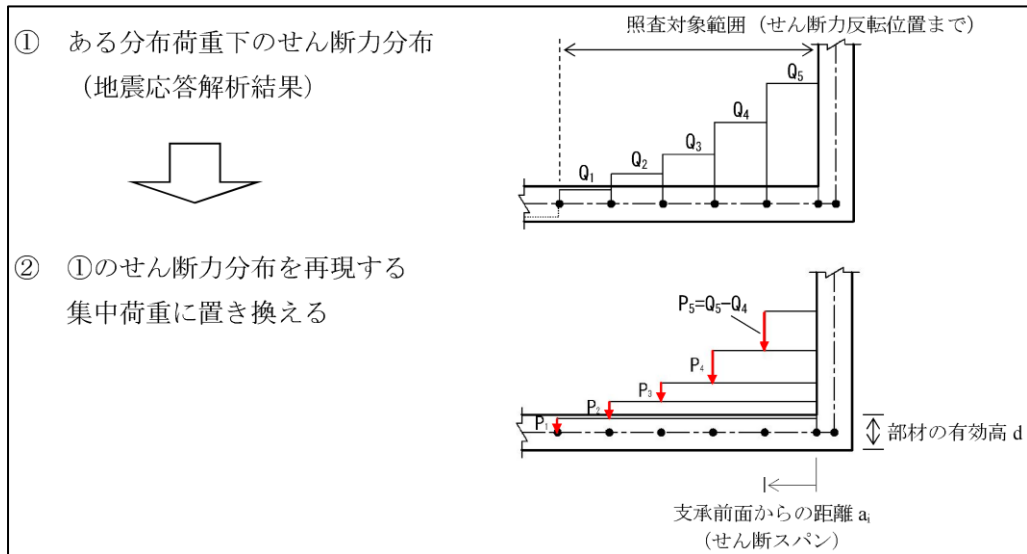


図 3.5-3 等価な集中荷重の算定方法

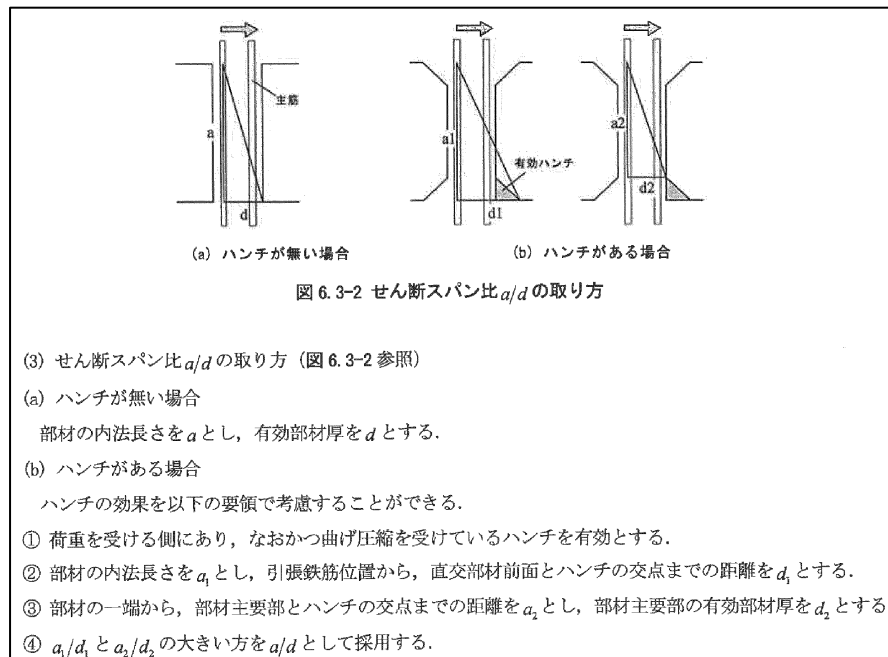


図 3.5-4 せん断スパン比の取り方

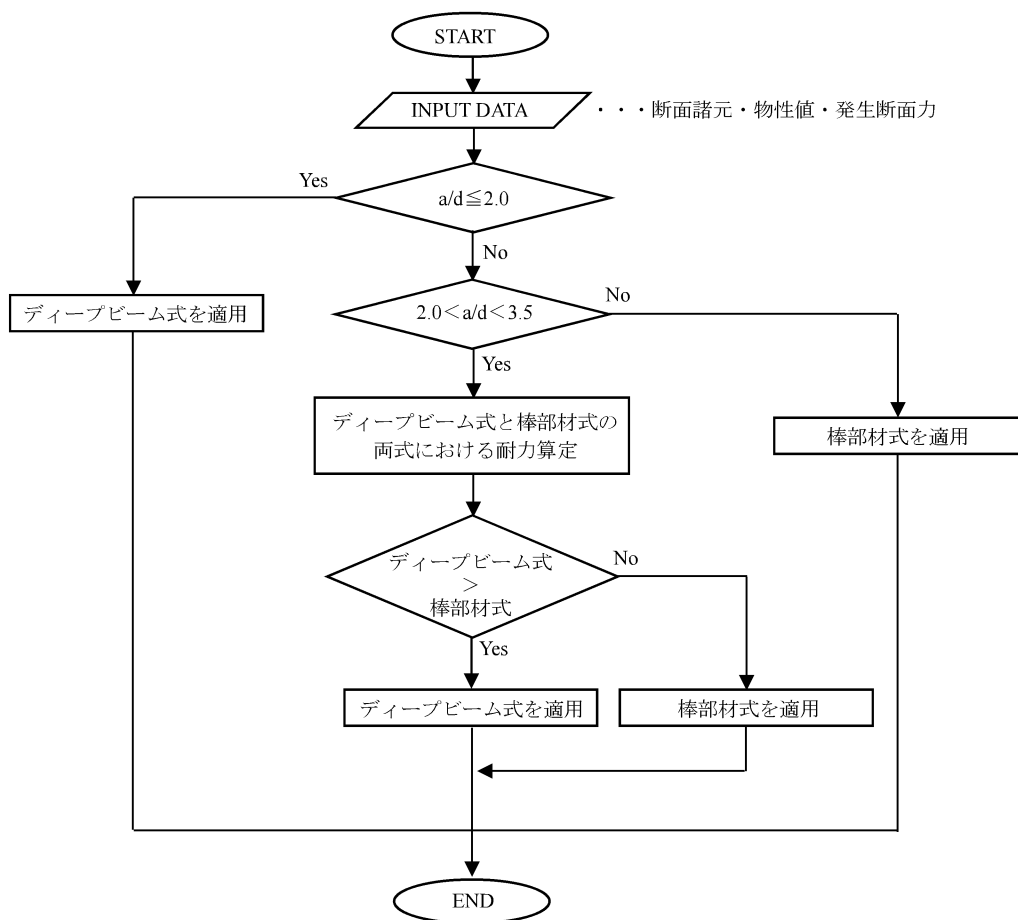
b. 照査断面の設定

照査断面は、照査対象範囲の中でせん断応力度（応答せん断力を断面積で除した値）が最大となる断面とする。また、照査断面よりも支点寄りにある作用点の影響は考慮しない。

c. 各集中荷重に対するせん断耐力の算定

各集中荷重に対する照査断面のせん断耐力は、「土木学会マニュアル」に基づくせん断耐力評価式により、棒部材式あるいはディープビーム式を用いて算定する。

棒部材式及びディープビーム式の適用フローを図 3.5-5 に、棒部材式とディープビーム式の適用区分を図 3.5-6 に示す。



せん断スパン比 (a/d) の一般的な判定目安 (『土木学会指針 2005 (マニュアル)』より)

$0 < a/d \leq 2.0$	ディープビーム式の適用範囲
$2.0 < a/d < 3.5$	ディープビーム式 or 棒部材式の耐力が大きい方 (遷移領域)
$3.5 \leq a/d$	棒部材式の適用範囲

図 3.5-5 棒部材式及びディープビーム式の適用フロー

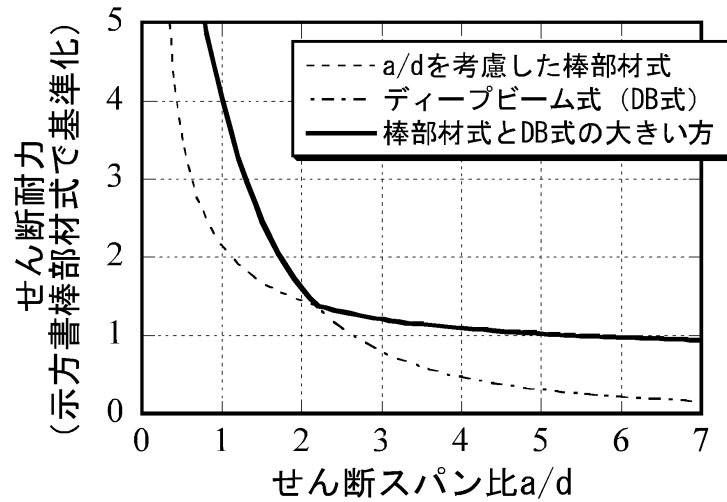


図 3.5-6 棒部材式とディープビーム式の適用区分
 (「土木学会マニュアル」, p.126 より抜粋)

ディープビーム式

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

ここで, V_{cdd} : コンクリートが分担するせん断耐力

V_{sdd} : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

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

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

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

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

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

γ_{bc} : 部材係数

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

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

p_{wb} : せん断

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

A_w : 区間 s におけるせん断補強筋の総断面積

f_{wyd} : せん断補強筋の降伏強度の材料係数 γ_{ms} で除したもので, 400N/mm^2 以下とする。ただし, コンクリートの圧縮強度の特性値 f'_{ck} が 60N/mm^2 以上の時は, 800N/mm^2 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

(4) 基礎地盤の支持機能に対する許容限界

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

基礎地盤の支持性能に対する許容限界を表 3.5-3 に示す。

表 3.5-3 輪谷貯水槽（東側）の許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm ²)
極限支持力度	埋戻土	1.2

3.6 評価結果

3.6.1 構造部材の健全性に対する評価結果

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造物全体としての安定性確保）

曲げ・軸力系の破壊に対する評価のうち構造物全体としての安定性確保の評価結果から最大照査値を表 3.6-1 及び表 3.6-2 に示す。また、ひずみの時刻歴波形を図 3.6-1 及び図 3.6-2 に示す。照査値は、照査用ひずみを許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。同表より、全地震動において照査用ひずみは限界ひずみを下回ることを確認した。

表 3.6-1 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（A-A断面）

解析 ケース	地震動		照査用ひずみ ε_d^* (μ)	照査ひずみ ε_R (μ)	照査値 $\varepsilon_d / \varepsilon_R$
	①	S _s -D	++	453	10000
S _s -F 1		++	326	10000	0.04
S _s -F 2		++	322	10000	0.04
S _s -N 1		++	525	10000	0.06
S _s -N 2 (NS)		++	263	10000	0.03
S _s -N 2 (EW)		++	384	10000	0.04
②	S _s -D	++	473	10000	0.05
③	S _s -D	++	438	10000	0.05

注記*：照査用ひずみ $\varepsilon_d = \text{発生ひずみ} \times \text{構造解析係数 } \gamma_a (1.2)$

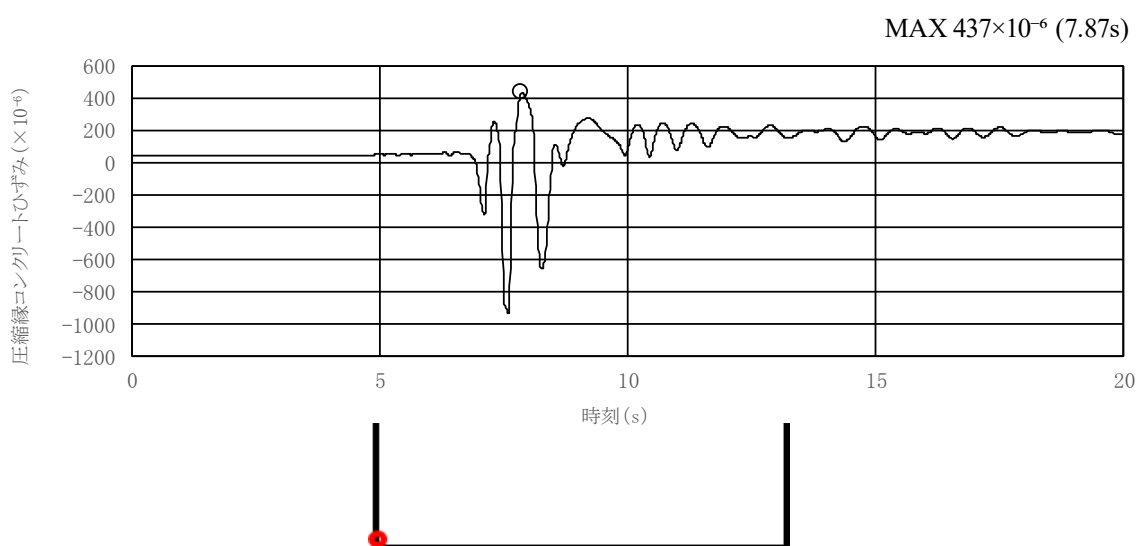


図 3.6-1 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの時刻歴波形（全応力解析）（A-A断面）

表 3.6-2 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値 (B-B断面)

解析 ケース	地震動		照査用ひずみ	照査ひずみ	照査値
			$\varepsilon_d^*(\mu)$	$\varepsilon_R(\mu)$	$\varepsilon_d/\varepsilon_R$
①	S _s -D	++	908	10000	0.10
	S _s -F 1	++	619	10000	0.07
	S _s -F 2	++	796	10000	0.08
	S _s -N 1	++	884	10000	0.09
	S _s -N 2 (NS)	++	407	10000	0.05
	S _s -N 2 (EW)	++	586	10000	0.06
②	S _s -D	++	856	10000	0.09
③	S _s -D	++	830	10000	0.09

注記* : 照査用ひずみ $\varepsilon_d =$ 発生ひずみ \times 構造解析係数 $\gamma_a (1.2)$

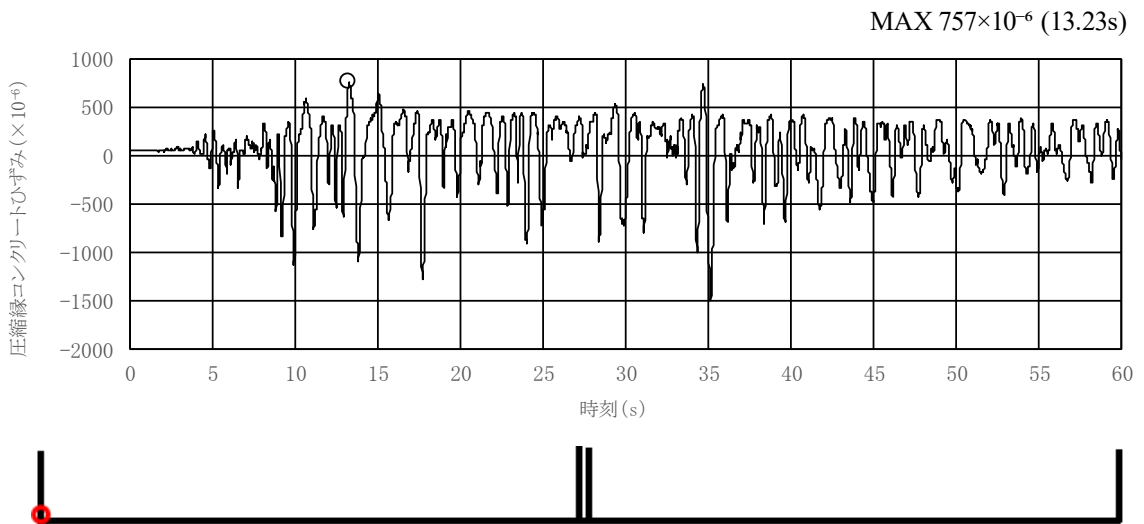


図 3.6-2 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの時刻歴波形 (全応力解析) (B-B断面)

(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（溢水影響の確認）

溢水影響評価の観点での曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果の最大照査値を表 3.6-3～表 3.6-6 に示す。また、ひずみの時刻歴波形を図 3.6-3～図 3.6-6 に示す。照査値は、照査用ひずみを許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。同表より、全地震動において照査用ひずみは限界ひずみを下回ることを確認した。

表 3.6-3 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリート）（A-A断面）

解析 ケース	地震動		照査用ひずみ $\varepsilon_d^*(\mu)$	照査ひずみ $\varepsilon_R(\mu)$	照査値 $\varepsilon_d/\varepsilon_R$
①	S _s -D	++	2	2000	0.01
	S _s -F 1	++	2	2000	0.01
	S _s -F 2	++	2	2000	0.01
	S _s -N 1	++	2	2000	0.01
	S _s -N 2 (NS)	++	2	2000	0.01
	S _s -N 2 (EW)	++	2	2000	0.01
②	S _s -D	++	2	2000	0.01
③	S _s -D	++	2	2000	0.01

注記*：照査用ひずみ $\varepsilon_d = \text{発生ひずみ} \times \text{構造解析係数 } \gamma_a (1.2)$

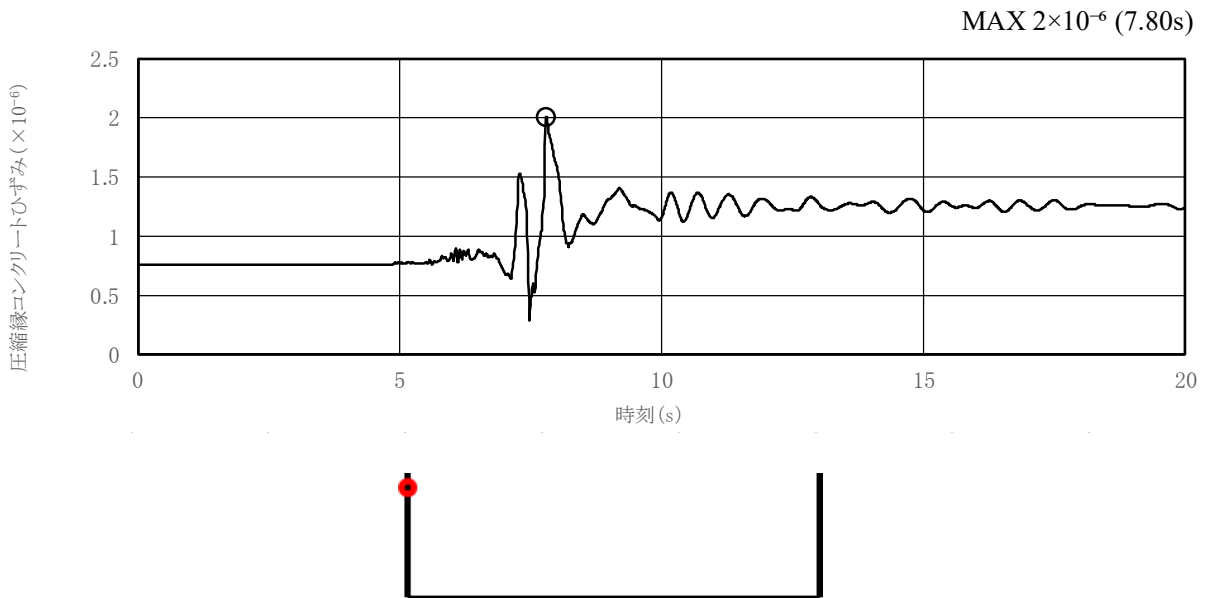


図 3.6-3 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの時刻歴波形（全応力解析）（コンクリート）（A-A断面）

表 3.6-4 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（主筋）（A-A断面）

解析 ケース	地震動		照査用ひずみ $\varepsilon_d^*(\mu)$	照査ひずみ $\varepsilon_R(\mu)$	照査値 $\varepsilon_d/\varepsilon_R$
①	S _s -D	++	2	1175	0.01
	S _s -F 1	++	2	1175	0.01
	S _s -F 2	++	2	1175	0.01
	S _s -N 1	++	2	1175	0.01
	S _s -N 2 (NS)	++	2	1175	0.01
	S _s -N 2 (EW)	++	2	1175	0.01
②	S _s -D	++	2	1175	0.01
③	S _s -D	++	2	1175	0.01

注記*：照査用ひずみ ε_d = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a (1.2)

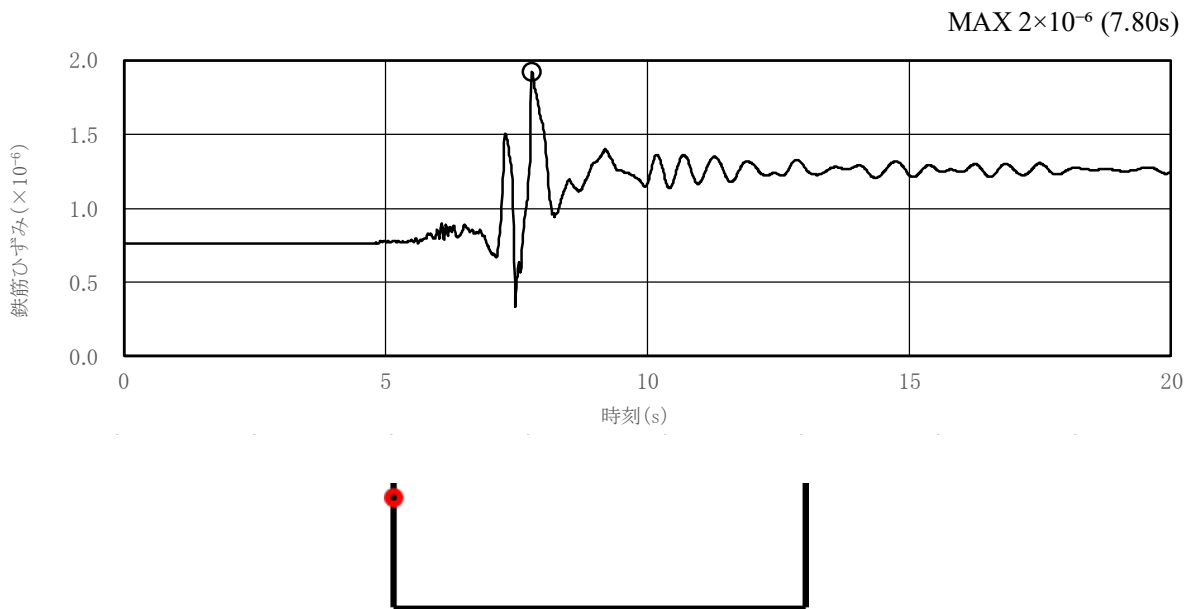


図 3.6-4 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの時刻歴波形（全応力解析）（主筋）（A-A断面）

表 3.6-5 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリート）（B-B断面）

解析 ケース	地震動		照査用ひずみ $\epsilon_d^*(\mu)$	照査ひずみ $\epsilon_R(\mu)$	照査値 ϵ_d/ϵ_R
①	S _s -D	++	3	2000	0.01
	S _s -F 1	++	4	2000	0.01
	S _s -F 2	++	3	2000	0.01
	S _s -N 1	++	4	2000	0.01
	S _s -N 2 (NS)	++	2	2000	0.01
	S _s -N 2 (EW)	++	3	2000	0.01
②	S _s -D	++	3	2000	0.01
③	S _s -D	++	3	2000	0.01

注記*：照査用ひずみ $\epsilon_d =$ 発生ひずみ \times 構造解析係数 $\gamma_a (1.2)$

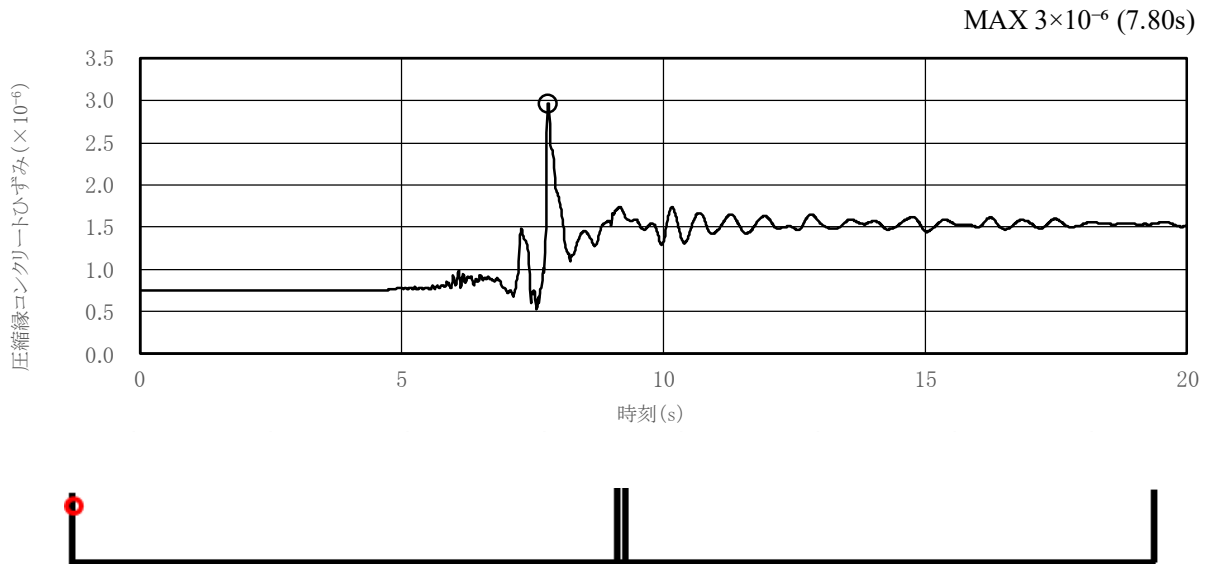


図 3.6-5 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの時刻歴波形（全応力解析）（コンクリート）（B-B断面）

表 3.6-6 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（主筋）（B-B断面）

解析 ケース	地震動		照査用ひずみ $\varepsilon_d^*(\mu)$	照査ひずみ $\varepsilon_R(\mu)$	照査値 $\varepsilon_d/\varepsilon_R$
①	S _s -D	++	4	1175	0.01
	S _s -F 1	++	4	1175	0.01
	S _s -F 2	++	3	1175	0.01
	S _s -N 1	++	3	1175	0.01
	S _s -N 2 (NS)	++	2	1175	0.01
	S _s -N 2 (EW)	++	2	1175	0.01
②	S _s -D	++	4	1175	0.01
③	S _s -D	++	3	1175	0.01

注記*：照査用ひずみ $\varepsilon_d = \text{発生ひずみ} \times \text{構造解析係数 } \gamma_a (1.2)$

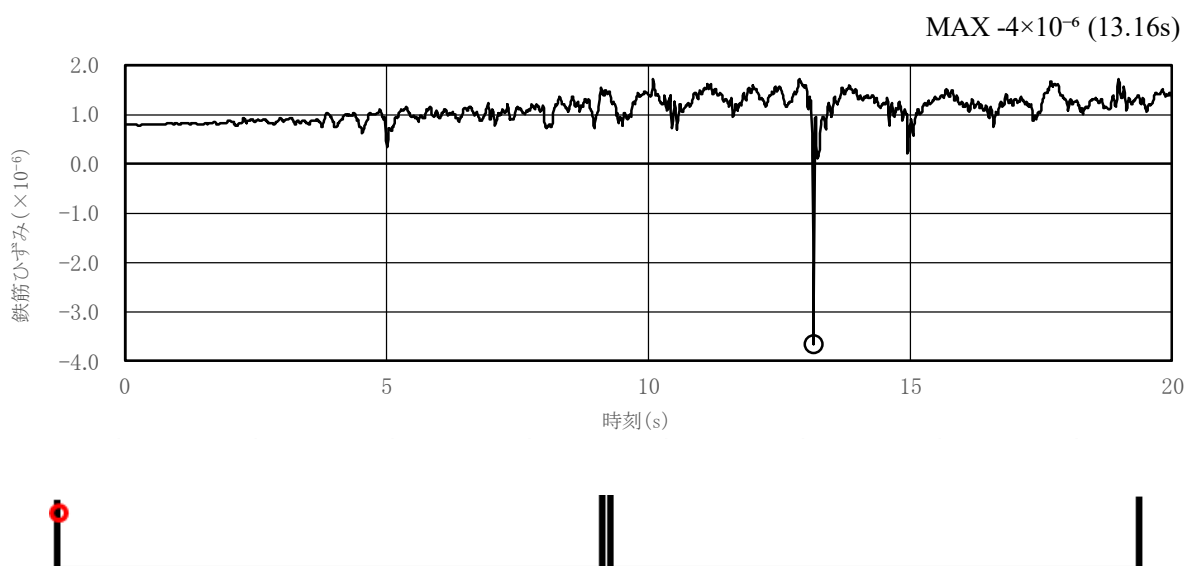


図 3.6-6 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの時刻歴波形（全応力解析）（主筋）（B-B断面）

(3) せん断破壊に対する評価結果

構造強度を有することの確認におけるせん断破壊に対する評価結果の最大照査値を表 3.6-7～表 3.6-10 に示す。また、評価位置図を図 3.6-7 及び図 3.6-9 に、最も厳しい照査値となる時刻における断面力図（曲げモーメント、軸力及びせん断力）を図 3.6-8 及び図 3.6-10 に示す。照査値は、せん断力を許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

同表より、全部材で照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。

表 3.6-7 せん断破壊に対する最大照査値 (A-A断面)

解析 ケース	地震動		評価位置		照査用	せん断	照査値
					せん断力	耐力	
					V_d^{*1} (kN)	V_{yd} (kN)	V_d/V_{yd}
①	S_s-D	++	側壁	1	243 [-]* ²	199 [-]* ²	1.23 [0.59]* ²
			底版	3	37 [-]* ²	30 [-]* ²	1.24 [0.35]* ²
	S_s-F1	++	側壁	1	179	215	0.84
			底版	3	178	194	0.92
	S_s-F2	++	側壁	2	168	200	0.85
			底版	3	174	200	0.88
	S_s-N1	++	側壁	2	217 [-]* ²	206 [-]* ²	1.06 [0.56]* ²
			底版	3	167 [-]* ²	155 [-]* ²	1.08 [0.48]* ²
	S_s-N2 (NS)	++	側壁	1	181	205	0.89
			底版	3	157	196	0.81
	S_s-N2 (EW)	++	側壁	1	215 [-]* ²	200 [-]* ²	1.08 [0.54]* ²
			底版	3	81	82	0.99
②	S_s-D	++	側壁	1	242 [-]* ²	198 [-]* ²	1.23 [0.59]* ²
			底版	3	35 [-]* ²	27 [-]* ²	1.31 [0.36]* ²
③	S_s-D	++	側壁	1	239 [-]* ²	199 [-]* ²	1.21 [0.59]* ²
			底版	3	37 [-]* ²	31 [-]* ²	1.21 [0.34]* ²

注記*1 : 照査用せん断力 $V_d = \text{発生せん断力} \times \text{構造解析係数 } \gamma_a (1.05)$

*2 : 線形被害則による照査結果

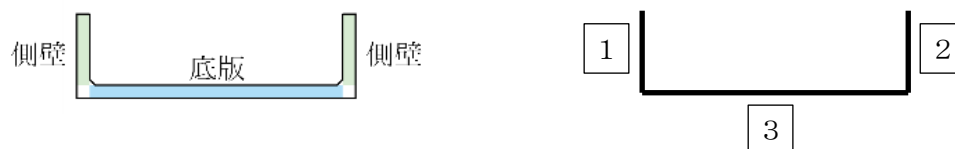


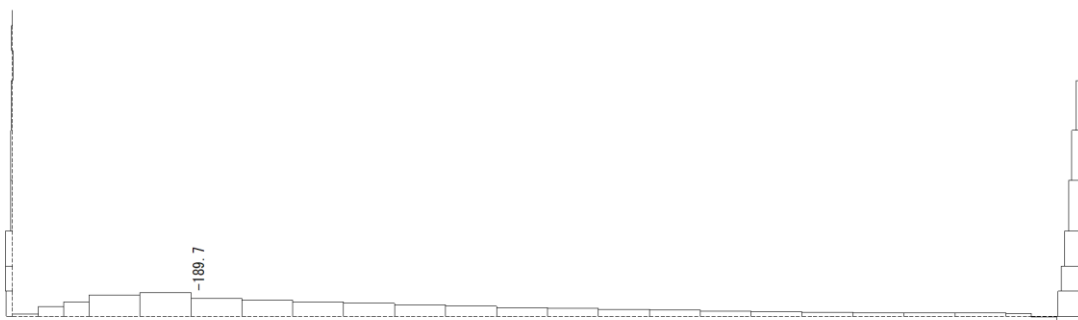
図 3.6-7 評価位置図 (A-A断面)

構造スケール 0. 1.0 (m)
応答スケール 0. 500.0 (kN·m)



曲げモーメント (kN·m)

構造スケール 0. 1.0 (m)
応答スケール 0. 500.0 (kN)



軸力 (kN)

構造スケール 0. 1.0 (m)
応答スケール 0. 500.0 (kN)



せん断力 (kN)

図 3.6-8 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図 (A-A断面)
(解析ケース②, S_s-D (++))

表 3.6-8 せん断破壊に対する最大照査値 (B-B断面)

解析 ケース	地震動		評価位置		照査用 せん断力 V_d^{*1} (kN)	せん断 耐力 V_{yd} (kN)	照査値 V_d/V_{yd}	
①	S_S-D	++	西側	側壁	1	328 [-]* ²	225 [-]* ²	1.46 [0.73]* ²
				底版	3	24 [-]* ²	0 [-]* ²	- [0.14]* ²
			東側	側壁	5	338 [-]* ²	240 [-]* ²	1.41 [0.74]* ²
				底版	6	249 [-]* ²	232 [-]* ²	1.07 [0.59]* ²
	S_S-F1	++	西側	側壁	1	351 [-]* ²	273 [-]* ²	1.29 [0.74]* ²
				底版	3	148 [-]* ²	107 [-]* ²	1.39 [0.54]* ²
			東側	側壁	5	272 [-]* ²	251 [-]* ²	1.09 [0.59]* ²
				底版	6	205 [-]* ²	175 [-]* ²	1.18 [0.44]* ²
	S_S-F2	++	西側	側壁	1	369 [-]* ²	265 [-]* ²	1.40 [0.80]* ²
				底版	3	110 [-]* ²	66 [-]* ²	1.68 [0.42]* ²
			東側	側壁	5	334 [-]* ²	266 [-]* ²	1.26 [0.69]* ²
				底版	6	311 [-]* ²	253 [-]* ²	1.23 [0.71]* ²

注記*1 : 照査用せん断力 V_d = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a (1.05)

*2 : 線形被害則による照査結果

表 3.6-9 せん断破壊に対する最大照査値 (B-B断面)

解析 ケース	地震動		評価位置		照査用 せん断力 V_d^{*1} (kN)	せん断 耐力 V_{yd} (kN)	照査値 V_d/V_{yd}	
①	S_s-N1	++	西側	側壁	1	343 [-]* ²	277 [-]* ²	1.24 [0.75]* ²
				底版	3	129 [-]* ²	88 [-]* ²	1.47 [0.56]* ²
			東側	側壁	5	337 [-]* ²	245 [-]* ²	1.38 [0.72]* ²
				底版	6	258 [-]* ²	265 [-]* ²	0.98 [-]* ²
	S_s-N2 (NS)	++	西側	側壁	2	209 [-]* ²	204 [-]* ²	1.03 [0.25]* ²
				底版	3	241 [-]* ²	225 [-]* ²	1.08 [0.59]* ²
			東側	側壁	5	236 [-]* ²	232 [-]* ²	1.02 [0.53]* ²
				底版	6	197 [-]* ²	195 [-]* ²	1.01 [0.40]* ²
	S_s-N2 (EW)	++	西側	側壁	1	285 [-]* ²	239 [-]* ²	1.20 [0.68]* ²
				底版	3	26 [-]* ²	0 [-]* ²	- [0.32]* ²
			東側	側壁	5	332 [-]* ²	245 [-]* ²	1.36 [0.72]* ²
				底版	6	244 [-]* ²	210 [-]* ²	1.17 [0.58]* ²

注記* 1 : 照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 \times 構造解析係数 γ_a (1.05)

* 2 : 線形被害則による照査結果

表 3.6-10 せん断破壊に対する最大照査値 (B-B断面)

解析 ケース	地震動		評価位置			照査用	せん断	照査値
						せん断力	耐力	
						V_d^{*1} (kN)	V_{yd} (kN)	V_d/V_{yd}
②	S_s-N2 (EW)	++	西側	側壁	1	301 [-]* ²	243 [-]* ²	1.24 [0.71]* ²
				底版	3	23 [-]* ²	1 [-]* ²	20.09 [0.12]* ²
			東側	側壁	5	263 [-]* ²	250 [-]* ²	1.05 [0.55]* ²
				底版	6	230 [-]* ²	224 [-]* ²	1.03 [0.53]* ²
③	S_s-N2 (EW)	++	西側	側壁	1	265 [-]* ²	225 [-]* ²	1.18 [0.64]* ²
				底版	3	25 [-]* ²	2 [-]* ²	10.97 [0.13]* ²
			東側	側壁	5	262 [-]* ²	248 [-]* ²	1.06 [0.55]* ²
				底版	6	227 [-]* ²	225 [-]* ²	1.02 [0.53]* ²

注記* 1 : 照査用せん断力 $V_d = \text{発生せん断力} \times \text{構造解析係数 } \gamma_a (1.05)$

* 2 : 線形被害則による照査結果

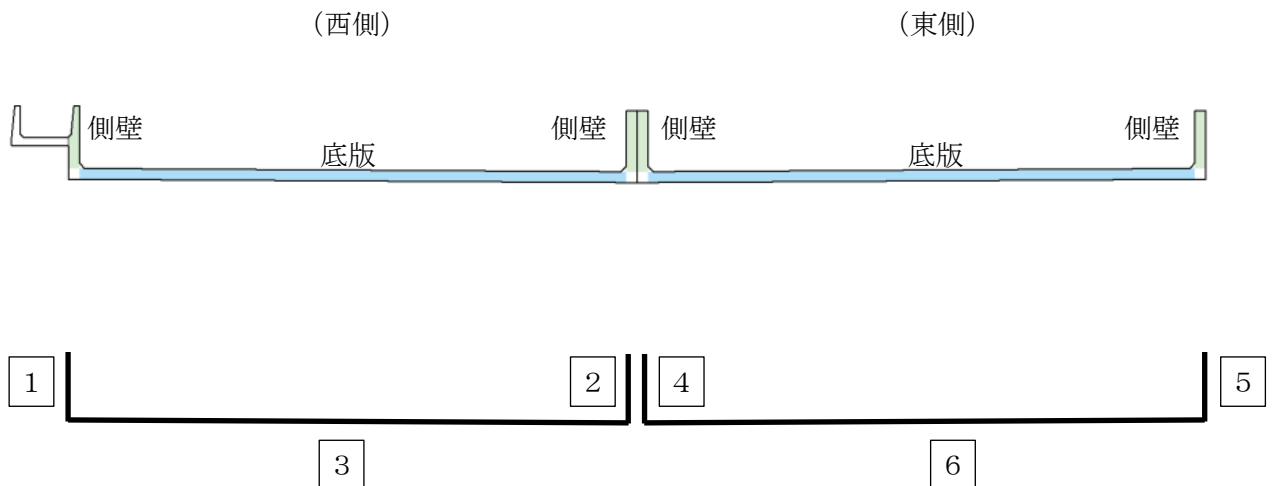


図 3.6-9 評価位置図 (B-B断面)

構造スケール 0. 5.0 (m)
 応答スケール 0. 500.0 (kN·m)



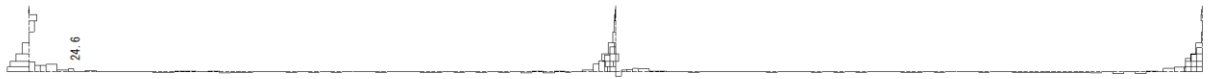
曲げモーメント (kN·m)

構造スケール 0. 5.0 (m)
 応答スケール 0. 500.0 (kN)



軸力 (kN)

構造スケール 0. 5.0 (m)
 応答スケール 0. 500.0 (kN)



せん断力 (kN)

図 3.6-10 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図 (B-B断面)
 (解析ケース①, S_s-N2 (EW) (++)

3.6.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する照査結果の最大照査値を表 3.6-11 及び表 3.6-12 に示す。また、最大接地圧分布図を図 3.6-11 及び図 3.6-12 に示す。

輪谷貯水槽（東側）の基礎地盤に発生する最大接地圧が、極限支持力度を下回ることを確認した。

表 3.6-11 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（A-A断面）

解析 ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力度	照査値
			$R_d(N/mm^2)$	$R_u(N/mm^2)$	R_d/R_u
①	S_s-D	++	0.61	1.2	0.51
	S_s-F1	++	0.61	1.2	0.52
	S_s-F2	++	0.60	1.2	0.50
	S_s-N1	++	0.60	1.2	0.50
	$S_s-N2(NS)$	++	0.57	1.2	0.48
	$S_s-N2(EW)$	++	0.59	1.2	0.50
②	S_s-D	++	0.60	1.2	0.51
③	S_s-D	++	0.61	1.2	0.51

表 3.6-12 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（B-B断面）

解析 ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力度	照査値
			$R_d(N/mm^2)$	$R_u(N/mm^2)$	R_d/R_u
①	S_s-D	++	0.67	1.2	0.56
	S_s-F1	++	0.60	1.2	0.51
	S_s-F2	++	0.62	1.2	0.52
	S_s-N1	++	0.59	1.2	0.50
	$S_s-N2(NS)$	++	0.63	1.2	0.53
	$S_s-N2(EW)$	++	0.64	1.2	0.53
②	S_s-D	++	0.62	1.2	0.53
③	S_s-D	++	0.65	1.2	0.55

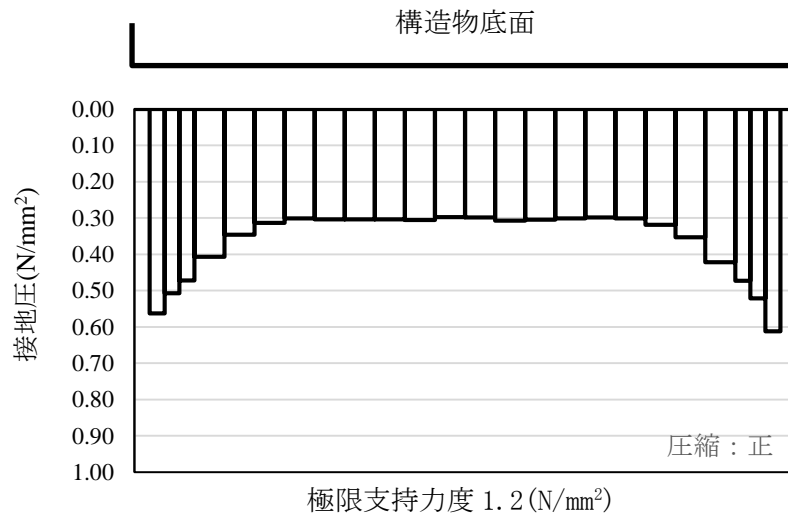


図 3.6-11 基礎地盤の最大接地圧分布図 (A-A断面)
(解析ケース①, S_s-F1 (++))

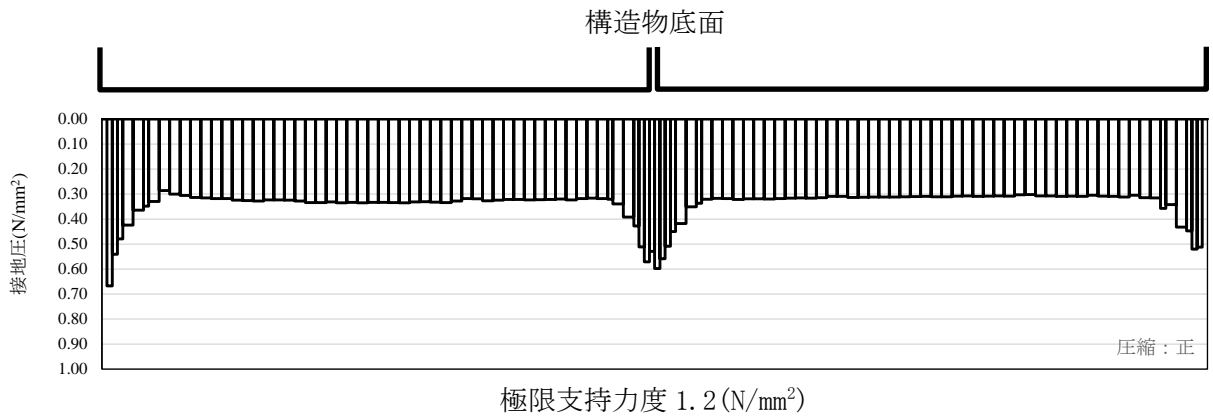


図 3.6-12 基礎地盤の最大接地圧分布図 (B-B断面)
(解析ケース①, S_s-D (++))

参考資料1 非常用ろ過水タンクの屋根に対するスロッシング影響評価について

1. 概要

非常用ろ過水タンクの内包流体には、水平方向の地震によりスロッシングが発生し、地震のエネルギーが分散される。そのため、非常用ろ過水タンクの屋根においては、スロッシングで内包流体が屋根に到達する場合、スロッシングによる荷重が作用する。そこで、スロッシングで内包流体が非常用ろ過水タンクの屋根に与える影響について評価する。

2. 評価方法

2.1 評価方針

非常用ろ過水タンクのスロッシングについては、地震動の増加により波高が大きくなり、波面が屋根に衝突することで屋根に荷重が作用するが、波面衝突によってスロッシング形状の乱れが大きくなり、衝突圧力が抑えられる傾向がある。この波面衝突による荷重は、内包流体の上部（自由質量）が屋根に沿って上昇することによるものである。

一方、スロッシングによる波は、衝突により砕けること及び発生する荷重のうち瞬間的な荷重は、屋根の変形に与える影響は限定的であることが参考資料（1）（電力共同研究「円筒形タンクのスロッシング評価」）に示されている。

また、参考資料（2）（容器構造設計指針・同解説）より水平面に対する屋根の角度が より小さい場合、固定屋根によるスロッシングの影響が拘束され、スロッシングを起こした内包流体が上昇できず腰掛圧が生じないことが示されているとともに、参考資料（3）（固定屋根を有する円筒液体タンクの耐震設計（第2報））においても、腰掛圧は受圧点における最高液位からの静水圧におおよそ等しいので、平板及び平板に近い屋根の場合は無視してもよいと示されている。

上記を踏まえ、下記の手順により非常用ろ過水タンクのスロッシングによる影響について確認する。評価フローを図1に示す。

- ①屋根に波高が到達するか*1。
- ②水平面に対する屋根角度があるか*2。
- ③波高が屋根に到達する場合は、スロッシング影響を考慮した詳細評価を実施。

①における屋根への波高到達の有無は、評価に用いる応答加速度を考慮し、以下に示す速度ポテンシャル理論に基づき評価を実施する。なお、本評価方針は「補足-027-10-27 容器のスロッシングによる屋根への影響評価について」に示す方針と同様である。

【速度ポテンシャル理論に基づく1次固有周期（T）及び波高（ ζ_s ）の算出方法】

・円筒形容器の場合

T : スロッシングの1次固有周期 [s]

$$(2\pi/T)^2 = 1.841 \cdot g/R \cdot \tanh(1.841 \cdot H/R)$$

ζ_s : スロッシングの波高 [m]

$$\zeta_s = 0.837R \cdot S_a$$

ここで,

g : 重力加速度 [m/s²]

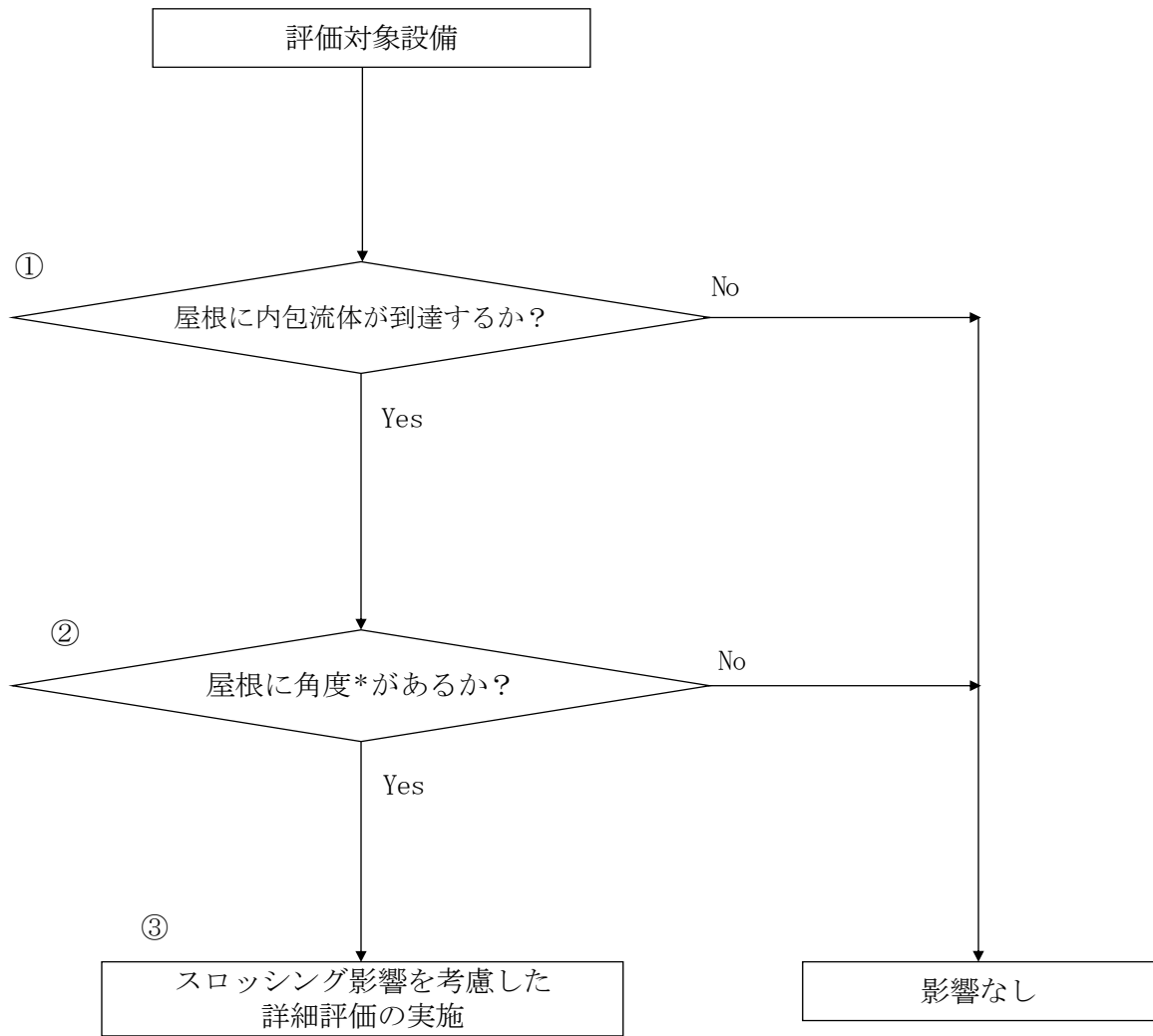
R : 円筒形容器内半径 [m]

H : 液位 [m]

S_a : 応答加速度 [G]

注記*1 : 屋根に波高が到達しない場合は, ②以降の評価を対象外とする。

*2 : 水平面に対する屋根角度が より小さい場合には, 詳細評価の対象外とする。



注記*：水平面に対する屋根の角度

図1 非常用ろ過水タンクのスロッシングによる影響評価フロー

3. 影響評価

図 1 に示す評価フローに基づく各評価の結果を以下に示す。

3.1 屋根への内包流体の到達について（評価フロー①）

屋根への内包流体の到達の有無に係る評価結果を表 1 に示す。表 1 に示すとおり、非常用ろ過水タンクについては屋根へ内包流体が到達する。よって、非常用ろ過水タンクについて評価フローに基づき容器の屋根角度の有無について評価を実施する。

表 1 屋根への内包流体の到達の有無に係る評価結果

	容器内 半径 R [m]	液位 H [m]	応答 加速度 S a [G]	スロッシング の 1 次固有周期 T [s]	液位から 屋根まで の高さ ζ [m]	スロッシング の波高 ζ_s [m]	屋根への波高 到達の有無 (有： $\zeta \leq \zeta_s$) (無： $\zeta \geq \zeta_s$)
非常用 ろ過水 タンク	9.8	8.4	0.235*	4.831	0.6	1.928	有

注記*：1 次固有周期に対応した地震応答解析から得られる応答加速度を適用する。非常用ろ過水タンクの評価に用いたスロッシング評価用床応答スペクトルを参考資料(4)に示す。

3.2 水平面に対する屋根角度の有無について（評価フロー②）

水平面に対する屋根角度の有無に係る評価結果を表 2 に示す。表 2 に示すとおり、非常用ろ過水タンクについては、水平面に対する屋根角度が より小さいことを確認した。よって、スロッシングによる影響はないと判断する。

表 2 水平面に対する屋根角度の有無に係る評価結果

名称	形状	屋根形状	水平面に対する屋根角度の有無
非常用ろ過水タンク	円筒形容器	平板 (勾配 1.7°)	無し

4. 影響評価結果

以上の結果から、非常用ろ過水タンクについて屋根へのスロッシングによる影響がないことを確認した。

参考資料

- (1) 円筒形タンクのスロッシング評価 抜粋（日本保全学会第 7 回学術講演 2010.7.15 予稿集）
- (2) 容器構造設計指針・同解説 抜粋（日本建築学会（2010））
- (3) 固定屋根を有する円筒液体タンクの耐震設計(第 2 報) 抜粋(圧力技術 17 巻(1979) 4 号)
- (4) スロッシング評価用床応答スペクトル（非常用ろ過水タンク）

円筒形タンクのスロッシング評価 抜粋

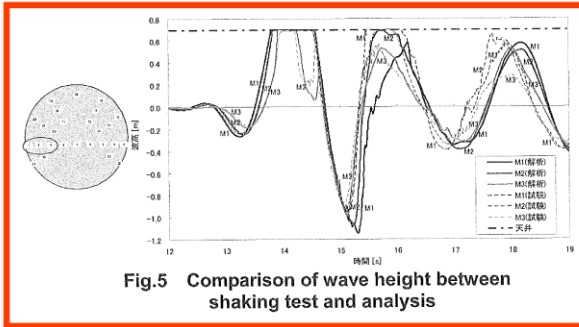


Fig.5 Comparison of wave height between shaking test and analysis

それぞれのひずみの時刻歴結果を Fig.9 に示す。応答解析結果は周期的な振動が発生しているが平均的には試験結果をほぼ再現している。また、20000Pa 以上をカットした応答解析結果においては、振動の各ピークで若干小さくなっているものの、衝撃圧を含む結果とほとんど変わらない。よって瞬間的な衝撃圧が変形に与える影響は限定的であり全体的なひずみはそれ以外の圧力の影響が支配的であると言える。

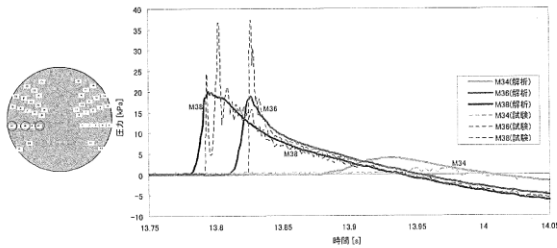


Fig.6 Comparison of pressure between shaking test and analysis

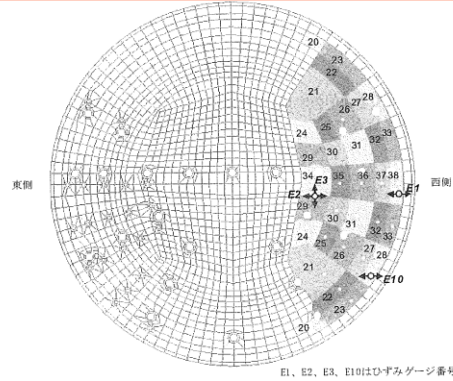


Fig.8 Analysis model to calculate strain on top board

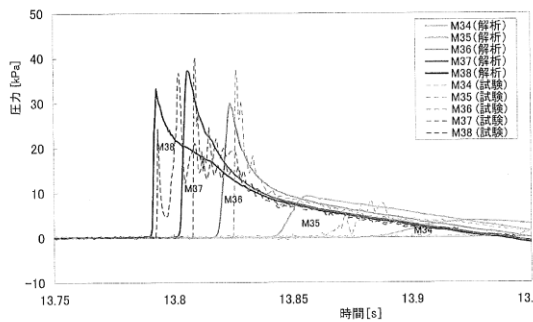


Fig.7 Analysis with segmentalized model

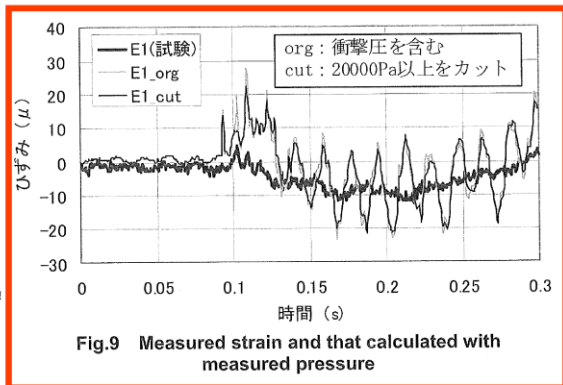


Fig.9 Measured strain and that calculated with measured pressure

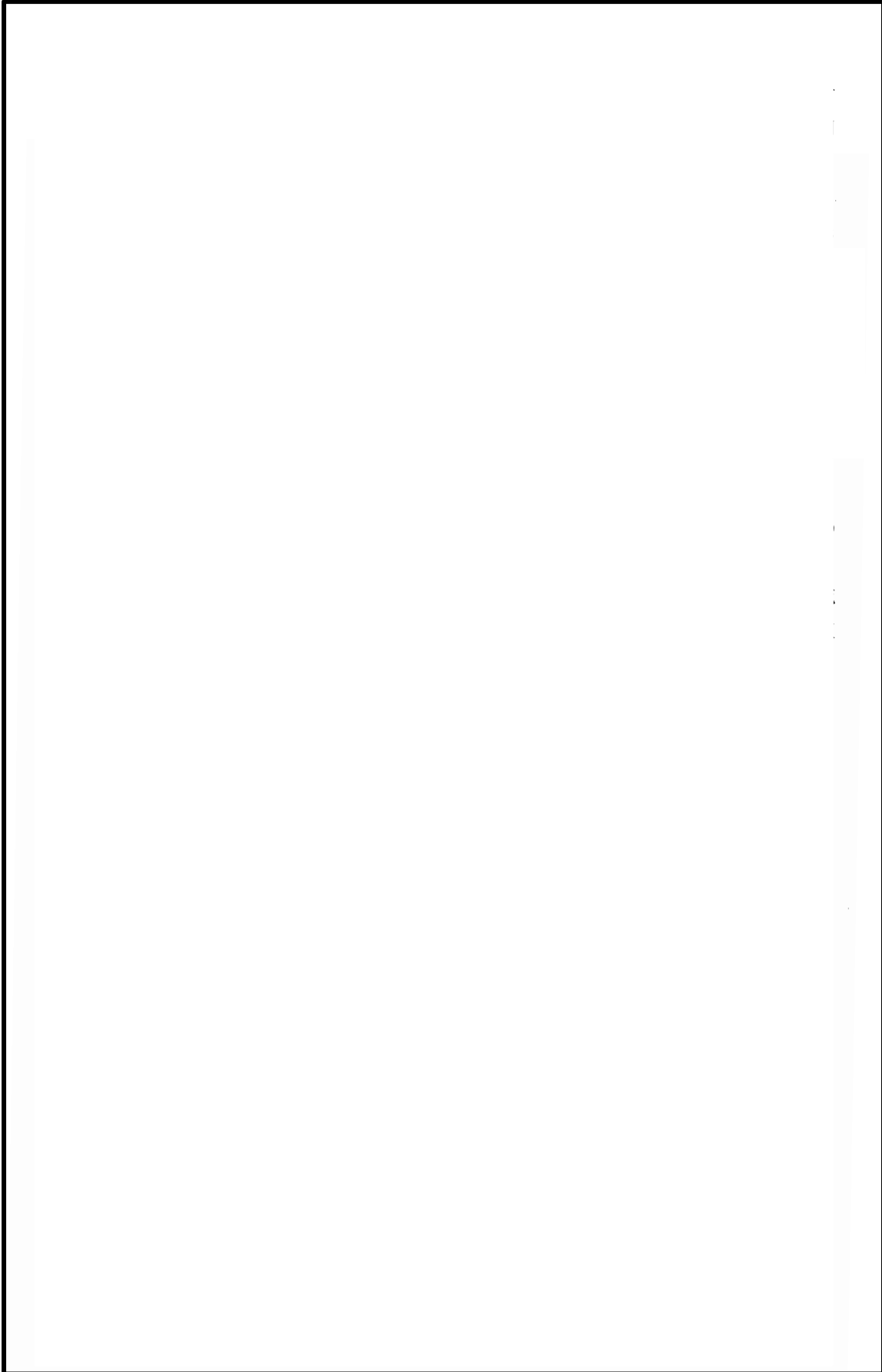
3.3 天板の健全性評価

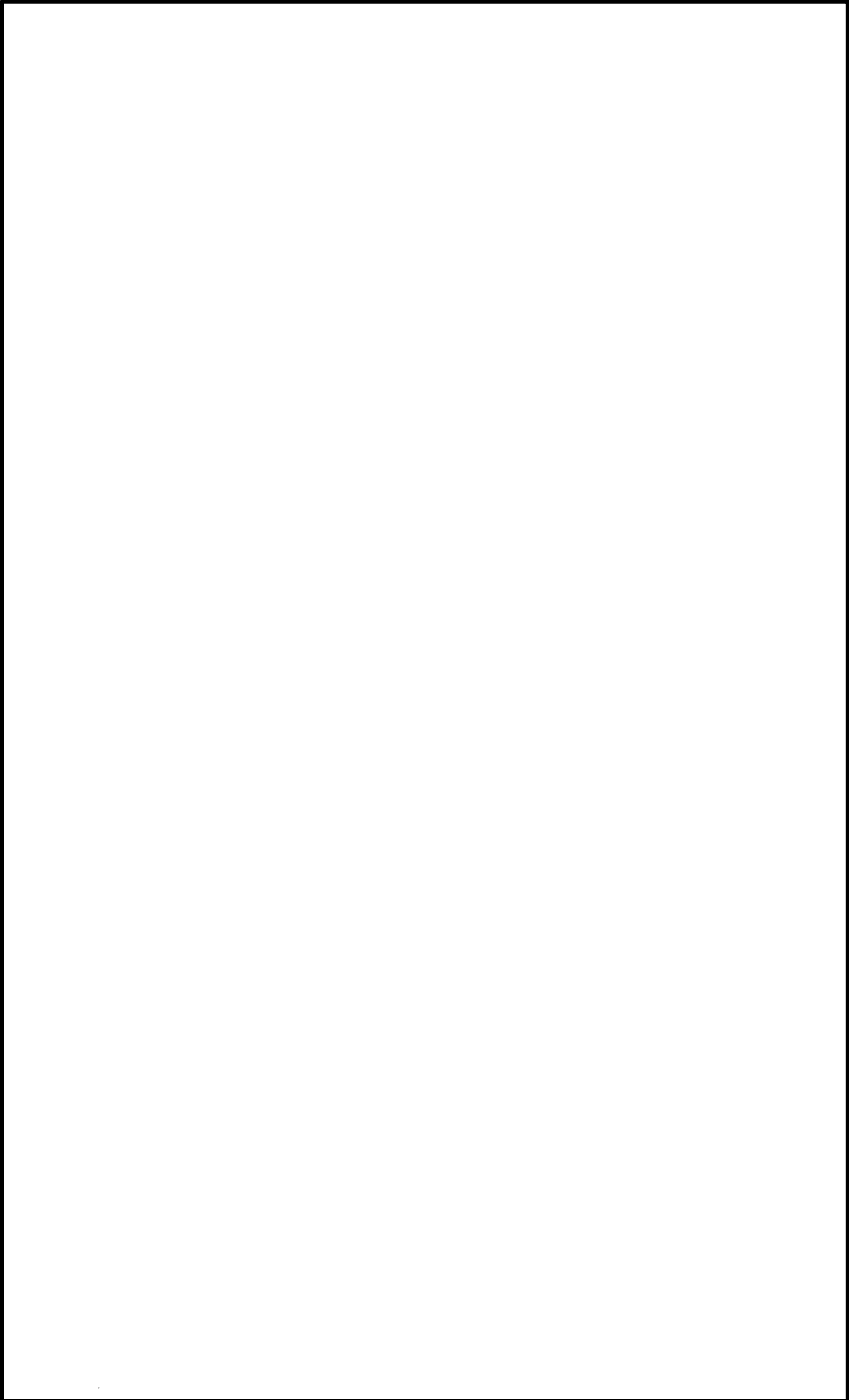
スロッシングによる波面衝突が天板強度へ与える影響を確認することにより、天板健全性の合理的な評価手法を検討した。

天板の健全性評価に必要な変形量は、振動試験においてひずみデータとして取得している。また先述のとおり天板の圧力データも得られているため、Fig.8 に示すように天板をモデル化し、各圧力計の周囲の領域に圧力時刻歴を与えて応答解析を実施し、発生するひずみを試験により計測されたひずみと比較した。さらに、瞬間的な圧力のピークが天板の変形に与える影響を評価するため、20000Pa 以上の衝撃圧をカットした圧力時刻歴による応答解析結果も合わせて確認した。

また、流動解析により得られた圧力時刻歴を用いたひずみを Fig.10 に示す。衝撃圧に相当する部分はないが、全体として試験圧力による応答解析およびひずみを模擬しており、流動解析で得られた圧力時刻歴を用いた天板の動的応答解析によっても、天板の変形挙動を模擬できることが分かった。

最後に、試験で計測された圧力時刻歴および、流動解析で得られた圧力時刻歴それぞれの最大値を静的に加えた結果を Fig.11 に示す。いずれの結果も試験で計測されたひずみに対し大きく、これらの評価が安全側の評価であることが分かった。





固定屋根を有する円筒液体タンクの耐震設計 (第2報) 抜粋

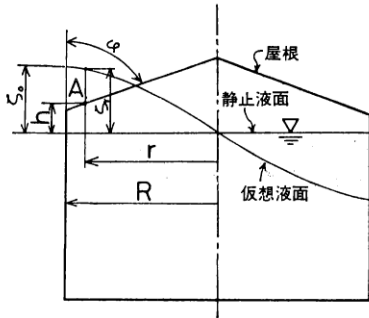


図1 衝撃圧力

る。文献(6)ではこの問題について充分検討を加えていない。平板の落下衝撃に関する2, 3の研究例^{(8),(9)}を参考にして、第3章にて実験式を考える。

腰掛圧 P_h は、図1の受圧点Aにおける最高液位からの静水圧に大略等しいので、(2)式から求められる。

$$P_h = \rho g (\zeta_0 - h) \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (2)$$

平板及び平板に近い屋根の場合 P_h は無視してよいと考えられる。

又、 ζ_0 及び ζ_r は次のようにして求められる。

屋根により波高の成長がさまたげられないときの円筒容器内のスロッシング波高 ζ_r は速度ポテンシャルから求められ^{(3),(4),(5)}、特に正弦波過渡応答については簡略計算式がある。 n 波目の応答波高 $\zeta_r(n)$ は

$$\zeta_r(n) = \frac{\alpha}{g} R A_{(n)} \beta_p \frac{J_1\left(1.841 \frac{r}{R}\right)}{J_1(1.841)} \quad (\text{cm}) \quad (3)$$

となる。ここで

- α : 加振加速度 (cm/sec²)
- R : タンク半径 (cm)
- r : タンク中心からの距離 (cm)
- $A_{(n)}$: n 波目の応答倍率 (図12)
- J_1 : 第1種1次の Bessel 関数 (図13)
- β_p : 刺激係数 0.8371

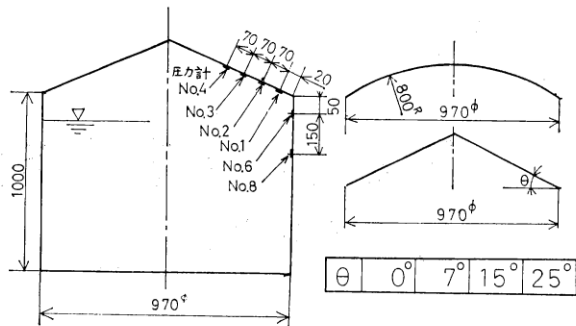


図2 円筒タンク、圧力計配置図

ζ_0 は(3)式で $r=R$ とおけば求まる。 ζ_r は加振力と同じ振動数で正弦振動しているの、その円振動数を ω_f 、静止液面と屋根の受圧点Aの間隔を h とすれば

$$h = \zeta_r \sin \omega_f t \quad (\text{cm}) \quad (4)$$

と近似できるから、タンク屋根に到達した時の液面速度 $\dot{\zeta}_r$ は(5)式で示される。

$$\dot{\zeta}_r = \zeta_r \omega_f \cos^{-1}\left(\sin \frac{h}{\zeta_r}\right) \quad (\text{cm/sec}) \quad (5)$$

(5)式で、 r を変えて液面速度を計算することにより、衝撃圧の分布は定まる。

共振時の ω_f は次式で示される。

$$\omega_f = \sqrt{1.841 \frac{g}{R} \tanh 1.841 \frac{H}{R}} \quad (\text{rad/sec}) \quad (6)$$

ここで

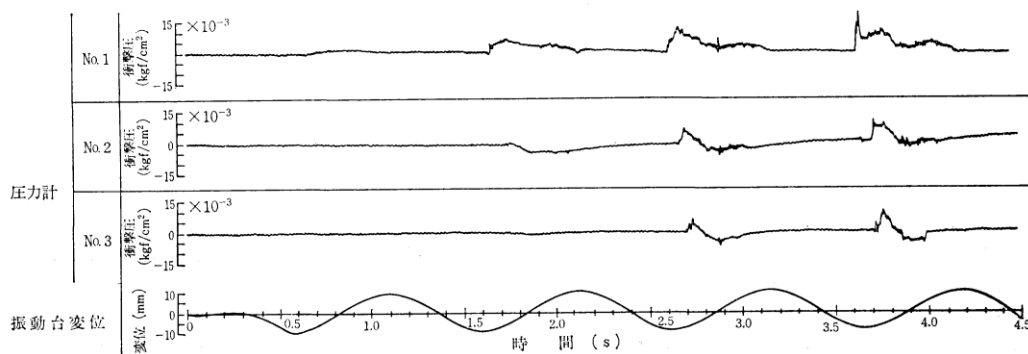
H : 液位 (cm)

3. 実験

3.1 ドーム及び円錐屋根

スロッシング時、タンク屋根に作用する荷重を調べるため、アクリル製の直径1m×高さ1mの円筒模型タンクによる実験を行った。⁽⁶⁾ 模型タンク及び圧力計配置を図2に示す。

実験はタンク内容液の一次固有振動数にて、変位振巾



液位 100 cm : 変位 10 mm

図3 ドーム屋根圧力波形

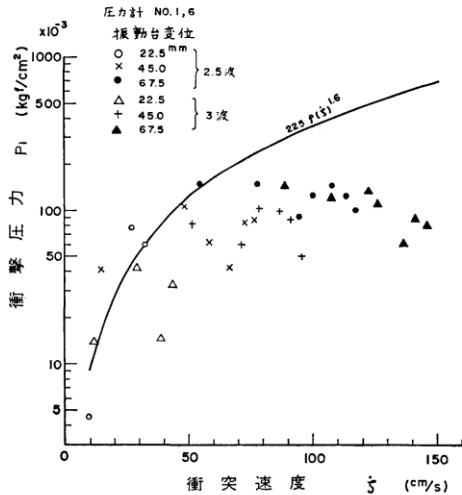


図 11 衝撃圧力と衝突速度 (3波までの最大値)

4. 応答計算

3章までの実験結果を用いて応力計算をする上での留意すべきことは衝撃圧力と腰掛圧力の作用時間の違いである。

腰掛圧は、その圧力値としては衝撃圧より小さいことも多いが、作用時間が長い静的な力として取り扱って良い。他方、衝撃圧は、圧力値としては大きい、作用時間が短いため、力積としては小さい。そこで、この場合は動的な応答を考えてやる必要がある。

又、作用時間の特性から、腰掛圧はタンクの全体応力解析の荷重として用いるべきであり、衝撃圧は屋根の局所的な応力解析に用いるべきであろう。

5. 結言

地震時、円筒形液体タンクが受ける流体力のうち、スロッシング時に固定屋根に作用する力について実験を行い、次のことを明らかにした。

- 1) 固定屋根に作用する圧力には衝撃圧力と腰掛圧力がある。
 - 2) 衝撃圧力は圧力値は大きいことが多いが、作用時間は短い。
 - 3) 腰掛圧力は、ある程度角度がある屋根で発生し、平板又は平板に近い屋根では発生しない。
 - 4) 腰掛圧は、圧力値は衝撃圧より小さいことが多いが作用時間が長い。
 - 5) 衝撃圧および腰掛圧力の簡略計算式を提案した。
- なお、本報告の実験には、内容液として水を用いた。

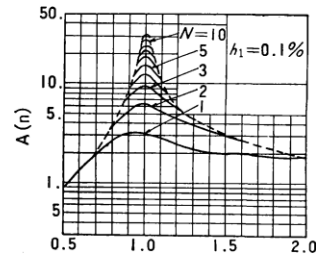


図 12 応答倍率

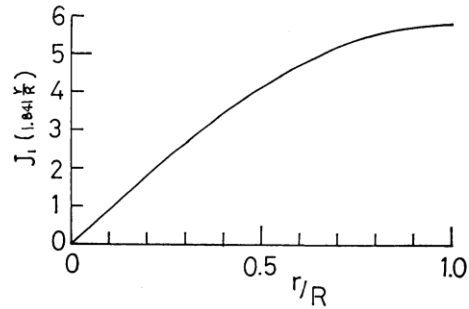


図 13 J1 の値

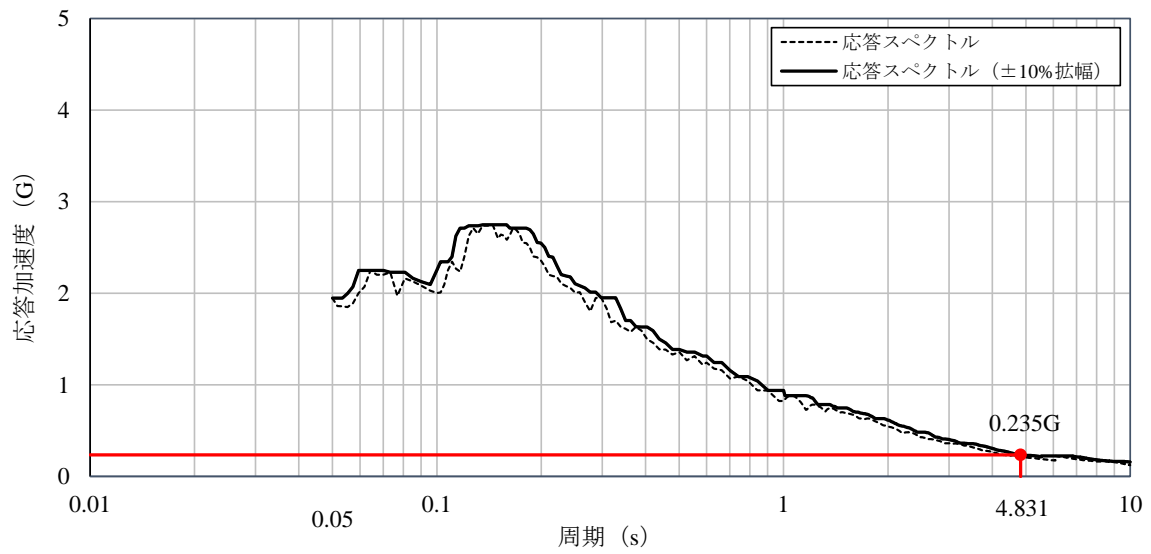
実際のタンクにおいて水と異なる貯蔵液の場合、空気の流れ込み等が水と異なれば (9) 式は若干の修正を要することも考えられる。これについては機会を見つけて確認したい。

参考文献

- (1) 浅井修, 内藤潔, 石田和雄, 越智義夫, 小林信之, “固定屋根を有する円筒液体タンクの耐震設計 (その1)” 圧力技術, Vol. 17, No3 (1979)
- (2) 例え 曾我部潔, 柴田碧, “円筒液体貯槽の液面動揺の応答 第2報”, 生産研究, 第26巻4号, (1974.4) pp 22~25
- (3) K. Senda & K. Nakagawa, “On the Vibration of an Elevated Water Tank (I)” Tech. Rep. of Osaka Univ. Vol. 4 No 17 (1954)
- (4) 曾我部潔, 柴田碧, “円筒液体貯槽の液面動揺の応答 第3報” 生産研究, 第26巻8号, (1976.8) pp 1~4
- (5) 山本鎮男, “貯槽類 (円筒) の耐震設計”, コンビナート保安防災技術指針 (資料編) (1974)
- (6) 越智義夫, 小林信之, “円筒形タンクのスロッシング実験”, 石川島播磨技報, 17巻6号 (1977) pp 607~615
- (7) 山本善之, “地震による石油タンクの液面の動揺と衝撃圧力”, 高圧力, 3巻1号 (1965) pp 370~376
- (8) S. L. Chuang, “Investigation of Impact of Rigid and Elastic Bodies with Water” Naval Ship Research and Development Center AD 702 727 (1970)
- (9) 安藤良夫, 藤田譲, 山口勇男, “平板の水面衝撃について”, 造船協会論文集, 90号 (1956) pp 69~75

スロッシング評価用床応答スペクトル (非常用ろ過水タンク)

(減衰定数 5.0%)



補足-027-10-95 燃料プール水位・温度（S A）の耐震性

についての計算書に関する補足説明資料

目 次

1. はじめに	1
2. スロッシングによる流体速度解析条件	1
2.1 スロッシングによる流体速度	1
2.2 検討対象地震動	1
2.3 スロッシング流動解析	3
2.4 燃料プール水位・温度（SA）の評価対象部位	4
3. スロッシング荷重	7
3.1 架構が受けるスロッシング荷重の算出	7
4. まとめ	9

1. はじめに

VI-2-4-2-4「燃料プール水位・温度（S A）の耐震性についての計算書」に示すとおり、スロッシング荷重による基礎ボルト発生反力、架構の発生応力、ワークテーブルフック評価点反力は、架構設置位置におけるスロッシングによる流体速度と受圧面積から算出したスロッシング荷重を、三次元はりモデルへ入力した解析により算出している。

本資料では、上記の入力となるスロッシング荷重の算出過程を説明するものである。

2. スロッシングによる流体速度解析条件

スロッシング荷重は、架構設置位置におけるスロッシングによる流体速度と受圧面積から算出しており、本項ではスロッシングによる流体速度の解析条件を示す。

2.1 スロッシングによる流体速度

スロッシングによる流体速度は、VI-1-1-9-3「溢水評価条件の設定」及び補足-015「工事計画に係る補足説明資料（発電用原子炉施設の溢水防護に関する説明書）」に示す評価条件を用いて実施した三次元流動解析の結果に基づき設定する。

NS 方向＋鉛直方向入力の解析と EW 方向＋鉛直方向入力の解析をそれぞれ実施する。NS 方向＋鉛直方向入力の解析及び EW 方向＋鉛直方向入力の解析にてそれぞれ算出した NS 方向の最大流体速度の包絡値を算出する。

同様に NS 方向＋鉛直方向入力の解析及び EW 方向＋鉛直方向入力の解析にてそれぞれ算出した EW 方向の最大流体速度の包絡値を算出する。

2.2 検討対象地震動

燃料プールの三次元流動解析では、燃料プールの固有周期に対する震度が最大となる地震波を用い、図 2-1 に示す水平方向床応答スペクトルより、NS 方向及び EW 方向ともに固有周期に対する震度が最大となる基準地震動 $S_s - D$ とする。

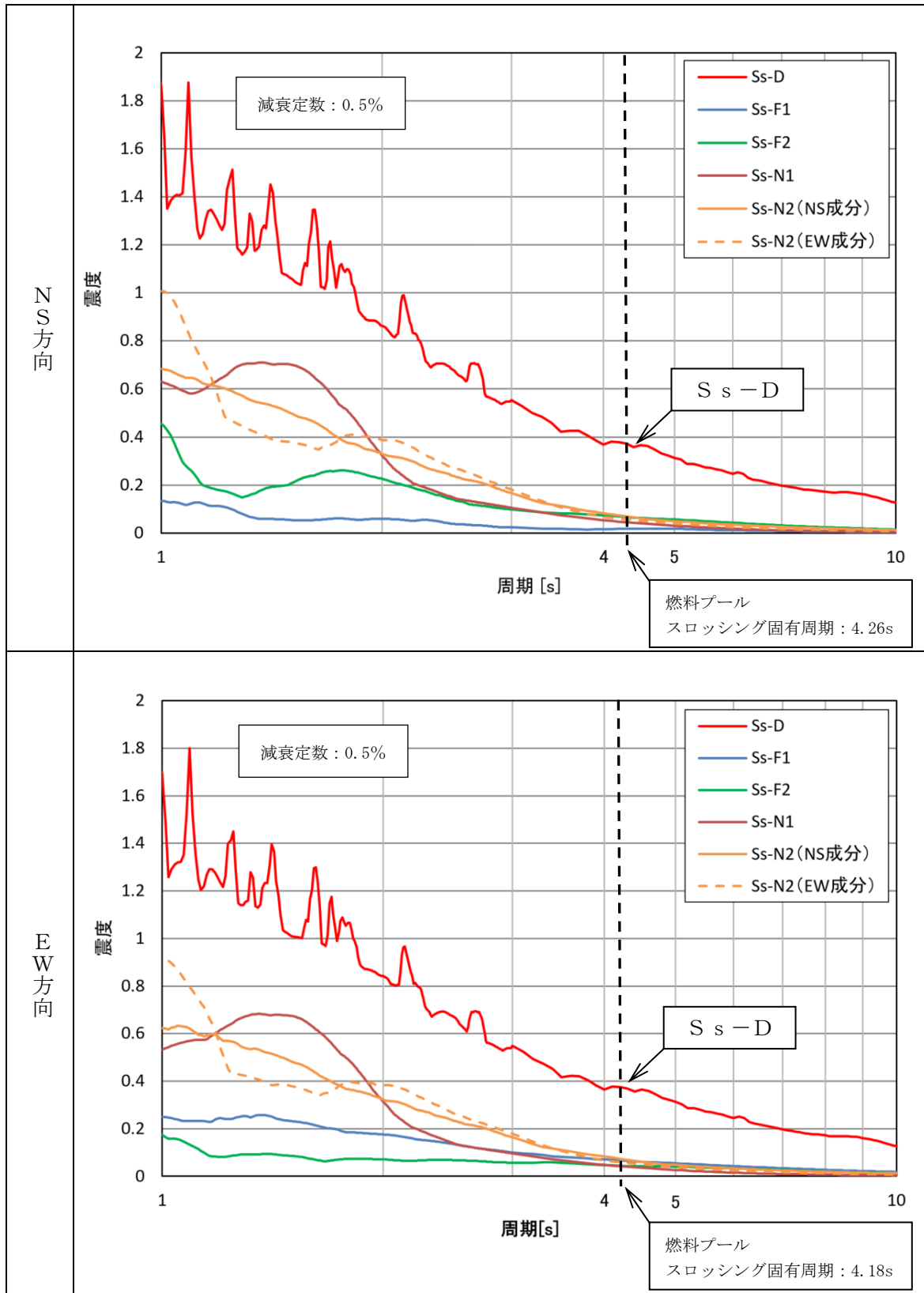


図 2-1 水平方向床応答スペクトル (EL 42.80m, 減衰 0.5%)

2.3 スロッシング流動解析

2.3.1 解析モデル

燃料プールの三次元流動解析では、図 2-2 に示すとおり燃料プール及び上部空間をモデル化しており、このときの解析条件を表 2-1 に示す。



図 2-2 解析モデル図及び解析メッシュ図

表 2-1 解析条件

項目	内容
モデル化範囲	燃料プール，キャスク置場，上部空間
境界条件	プール上部は開放とし，他は壁による境界を設定する。モデル化範囲外に流出した水及び埋設ダクトへ流入した水は戻らないものとする。壁面での水の流体速度は 0 となるように設定する。
初期水位	EL 42.560m (HWL : High Water Level)
評価用地震動	基準地震動 S s - D による燃料プール位置 (EL 42.800m) の床応答波
解析コード	汎用熱流体解析コード F l u e n t Ver. 18.1.0
解析時間	100 秒*
物性値	密度(kg/m ³) : 1.190 (空気), 998.2 (水) 粘性係数(Pa・s) : 1.827×10 ⁻⁵ (空気), 1.094×10 ⁻³ (水)
プール寸法	14000 mm (NS) × 13500 mm (EW) × 12070 mm (UD) (プール壁上端 EL42.900m)
プール内部構造物	内部構造物が流体の運動を阻害しないように，保守的な条件として燃料ラック等のプール内構造物はモデル化しない。
埋設ダクト	埋設ダクトへの流入を模擬する。(埋設ダクト容量 27m ³)
その他	プール周りに設置されているフェンス等による流出に対する抵抗は考慮しない。

注記* : 溢水量に有意な増加が確認できなくなった時間

2.3.2 架構に適用するスロッシングによる流体速度評価点

燃料プール水位・温度（S A）の架構の各位置におけるスロッシングによる流体速度は、燃料プールの流体速度データから燃料プール水位・温度（S A）設置位置における鉛直方向（架構の軸方向）の評価高さ（区間：水位-2m までは 0.1m 間隔、水位-2m 以下では 1.0m 間隔）毎の水平方向の最大流体速度を抽出する。

図 2-3 にスロッシングによる流体速度評価点の位置及び、スロッシング流動解析に基づく燃料プール水位・温度（S A）設置位置におけるレベル毎の水平方向最大流体速度の出力結果を示す。

2.4 燃料プール水位・温度（S A）の評価対象部位

燃料プール水位・温度（S A）の架構の構造概要を図 2-4 に示す。

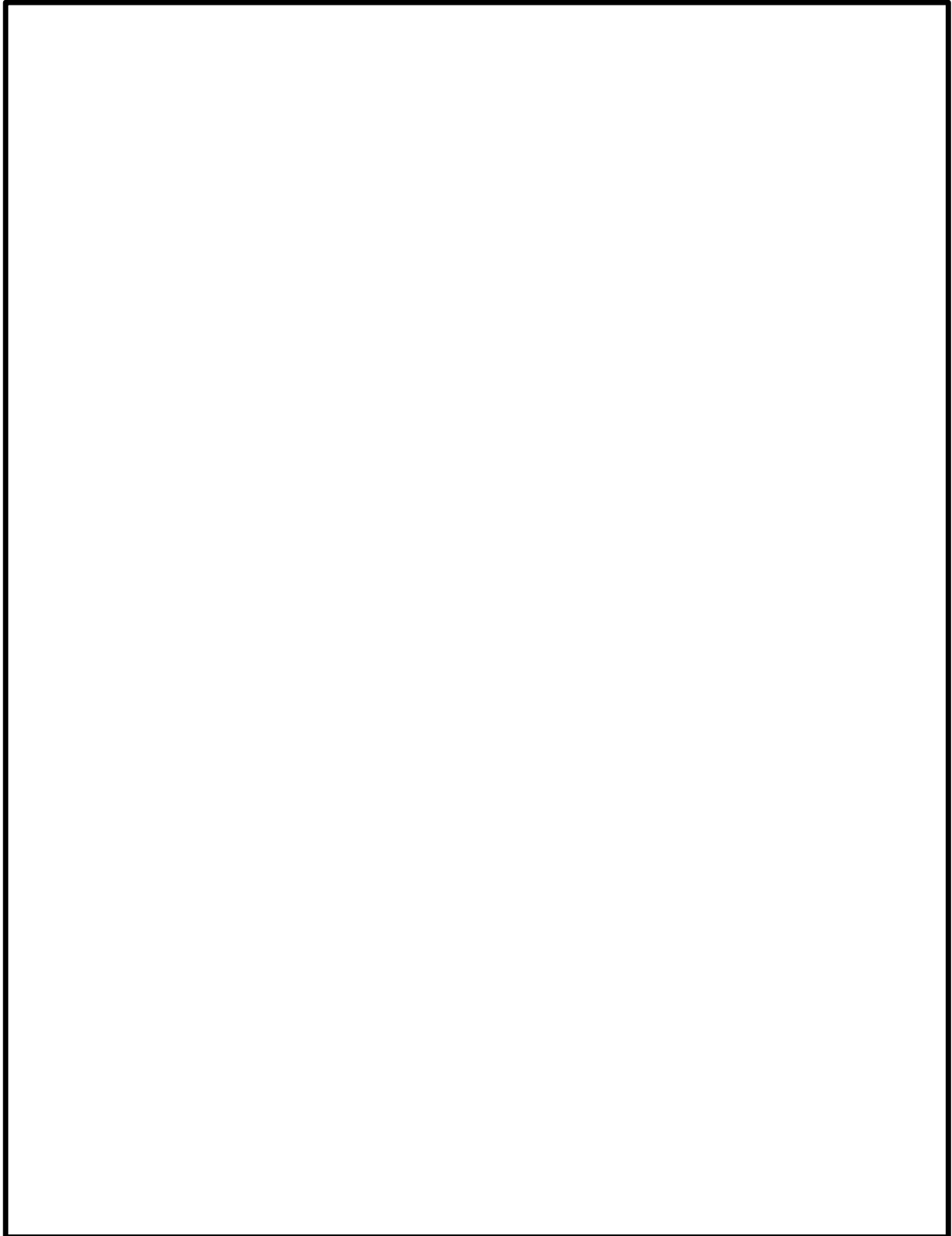


図 2-3 燃料プール水位・温度計設置位置及び、評価点における水平方向の最大流体速度出力結果

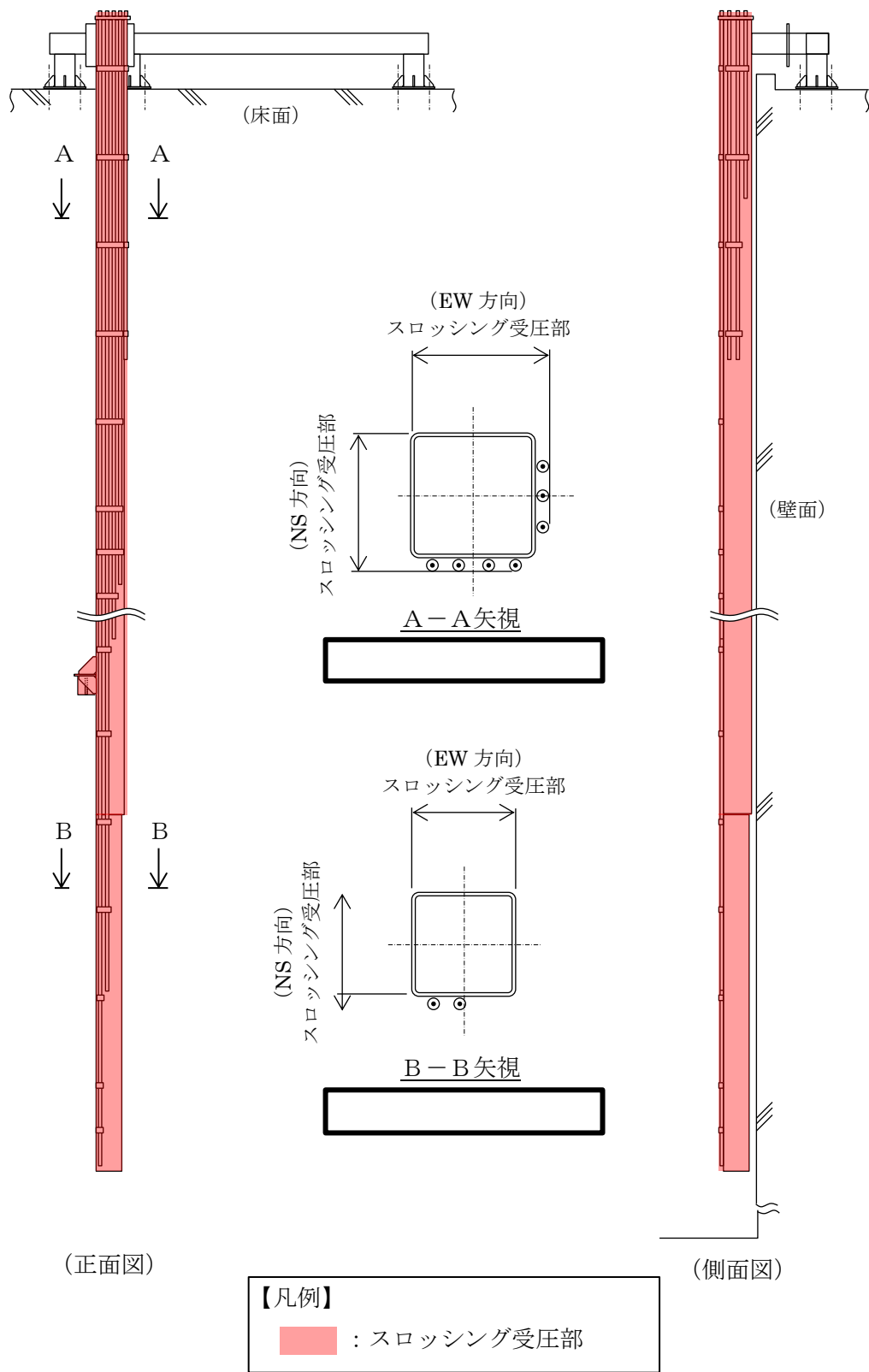


図 2-4 燃料プール水位・温度 (S A) の架構の構造概要図

3. スロッシング荷重

3.1 架構が受けるスロッシング荷重の算出

プール水のスロッシングにより架構に作用する荷重は、2.3.1項の各評価点から得られるスロッシングの流動解析結果（プール水のスロッシングによる流体速度）から算出した動水圧(3.2式)に対して、鉛直方向の評価高さ毎に架構を分割した区間の投影面積を乗じることにより求める(3.1式)。

スロッシング荷重は各々分割された区間端に集中して働き、架構の投影面積（受圧面積）は、燃料プール内の架構及び保護管一体の最外部の寸法を考慮する。

$$F_m = P_{tm} \cdot A_m \quad \dots (3.1)$$

F_m : 架構に作用するスロッシング荷重 [N]

P_{tm} : 架構に作用する動水圧 [N/m²]

A_m : 架構の水平投影面積 [m²]

$$P_{tm} = \frac{1}{2} \cdot C_d \cdot \rho \cdot V^2 \quad \dots (3.2)$$

C_d : 抗力係数 (=2.0)

ρ : 流体（水）の質量密度 [kg/m³]

V : 評価点における水平方向スロッシング流体速度の最大値 [m/s]

プール水のスロッシングにより架構に作用する荷重の算出結果を表2-2に示す。

4. まとめ

VI-2-4-2-4「燃料プール水位・温度（S A）の耐震性についての計算書」におけるスロッシング荷重による基礎ボルト発生反力，架構の発生応力，ワークテーブルフック評価点反力は，表 2-2 に示すスロッシング荷重を三次元はりモデルへ入力した解析により算出している。

補足-027-10-96 溢水源としないB，Cクラス機器のうち

屋外タンクの耐震評価方法について

目 次

1. 概要	1
2. 一般事項	1
3. 評価部位	8
4. 固有周期	8
5. 地震応答解析及び構造強度評価	10
6. 評価結果	29
7. 添付資料	29
(1) 溢水源としないB, Cクラスの屋外タンクの一覧表	30
(2) 屋外タンクの耐震評価に用いる有効質量及びスロッシング荷重の算出について	31

1. 概要

本資料では、VI-2-別添 2-2「溢水源としないB、Cクラス機器の耐震性についての計算書」に評価結果を示す屋外タンク（添付資料（1）参照）のうち、機器・配管系として耐震評価を実施する3号復水貯蔵タンク、3号補助復水貯蔵タンク及び1号復水貯蔵タンクの詳細な耐震評価方法を示す。

これらのタンクについては、タンク基礎と一体の地震応答解析モデルにより地震荷重を求め、その地震荷重を用いた耐震評価を実施している。また、これらのタンクの耐震評価においては、内包流体の有効質量を考慮したモデル化や、流体解析によって算出したスロッシング荷重を考慮した耐震評価を実施している。その検討内容については添付資料（2）に示す。

2. 一般事項

2.1 構造計画

3号復水貯蔵タンク、3号補助復水貯蔵タンク及び1号復水貯蔵タンクの構造計画を表2-1、表2-2及び表2-3に示す。

表 2-1 構造計画（3号復水貯蔵タンク）

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
3号復水貯蔵タンクは、胴下端のベースプレートを基礎ボルトで基礎に据え付ける。	たて置円筒形（上面に屋根、下面にベースプレートを有するたて置円筒形容器であり、胴は上部にいくほど段階的に板厚が薄くなる構造である。）	

表 2-2 構造計画 (3号補助復水貯蔵タンク)

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
3号補助復水貯蔵タンクは、胴下端のベースプレートを基礎ボルトで基礎に据え付ける。	たて置円筒形 (上面に屋根, 下面にベースプレートを有するたて置円筒形容器であり、胴は上部にいくほど段階的に板厚が薄くなる構造である。)	<p>(単位 : mm)</p>

表 2-3 構造計画 (1号復水貯蔵タンク)

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
1号復水貯蔵タンクは、胴下端のベースプレートを基礎ボルトで基礎に据え付ける。	たて置円筒形 (上面に屋根, 下面にベースプレートを有するたて置円筒形容器であり、胴は上部にいくほど段階的に板厚が薄くなる構造である。)	<p>(単位 : mm)</p>

2.2 評価方針

3号復水貯蔵タンク、3号補助復水貯蔵タンク及び1号復水貯蔵タンクの応力評価は、VI-2-別添2-1「溢水防護に係る施設の耐震計算の方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.1 構造計画」にて示す部位を踏まえ「3. 評価部位」にて設定する箇所において、地震応答解析の結果得られた応答加速度及び断面力による応力等が許容限界内に収まることを、「5. 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。耐震評価結果のうち最も厳しい結果を「6. 評価結果」及びVI-2-別添2-2「溢水源としないB、Cクラス機器の耐震性についての計算書」に示す。

耐震評価フローを図2-1に示す。

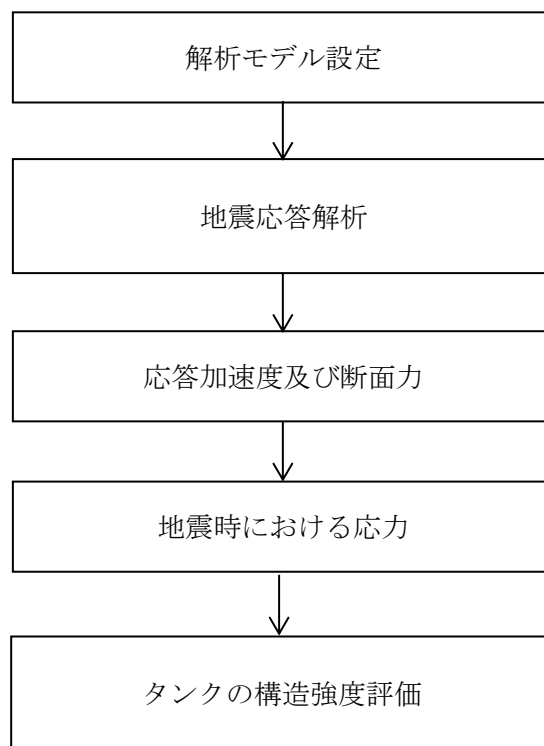


図2-1 耐震評価フロー

2.3 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
C _c	基礎ボルト計算における係数	—
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	基礎ボルトの呼び径	mm
E	胴の縦弾性係数	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 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 (許容組合せ応力)	MPa
g	重力加速度 (=9. 80665)	m/s ²
H	最高液位 (水頭)	mm
H _j	評価部位 j における水頭	mm
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 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5-3に示す距離)	mm
l _g	基礎から容器重心までの距離	mm
M _j	評価部位 j に作用する曲げモーメント (スロッシング荷重等含む)	N・mm
M _s	基礎に作用する転倒モーメント (スロッシング荷重等含む)	N・mm
m _o	容器の運転時質量 (積雪荷重含む)	kg
m _e	容器の空質量 (積雪荷重含む)	kg
m _{e j}	評価部位 j に作用する容器の空質量 (積雪荷重含む)	kg
n	基礎ボルトの本数	—
Q _j	評価部位 j に作用するせん断力 (スロッシング荷重等含む)	N
Q _s	基礎ボルトに作用するせん断力 (スロッシング荷重等含む)	N

記号	記号の説明	単位
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	一番薄い胴の厚さ	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 _j	評価部位 j の胴の厚さ	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
η	座屈応力に対する安全率	—
π	円周率	—
ρ'	液体の密度	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
σ _{2φ}	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 _b	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 _{x1} , σ _{φ1}	静水頭により胴に生じる軸方向及び周方向応力	MPa
σ _{x2}	胴の空質量による軸方向圧縮応力	MPa
σ _{x3}	胴の鉛直方向地震による軸方向応力	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 _{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
σ _{φ2}	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

記号	記号の説明	単位
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
$\phi_1(x)$	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

注： H_j 、 M_j 、 m_{ej} 、 Q_j 及び t_j の添字 j は、胴の板厚が異なる評価部位ごとの値を示す。
 なお、添字 j は胴の最上部の評価部位に対して 1 とし、胴の下部に向かって 2, 3... とする。

2.4 計算精度と数値の丸め方

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2-4に示すとおりである。

表2-4 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
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	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}
縦弾性係数	MPa	有効数字4桁目	四捨五入	有効数字3桁
算出応力	MPa	小数点以下第1位	切上げ	整数位
許容応力 ^{*3}	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第1位の場合は、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。

3. 評価部位

3号復水貯蔵タンク，3号補助復水貯蔵タンク及び1号復水貯蔵タンクの耐震評価は，「5.1 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，耐震評価上厳しくなる胴及び基礎ボルトについて実施する。胴は上部になるに従い，段階的に板厚が減少するため，算出応力の許容応力に対する裕度が最小となる板厚を代表して評価する。各タンクの耐震評価部位については，表2-1，表2-2及び表2-3の概略構造図に示す。

4. 固有周期

4.1 固有周期の計算方法

水平方向については，「2.2 評価方針」に基づき，地震応答解析に基づく断面力を用いて応力評価を実施することから固有周期の算出は不要である。

鉛直方向については，以下の計算方法に基づき評価する。

(1) 計算モデル

モデル化に当たっては次の条件で行う。

- a. 容器及び内容物の質量は重心に集中するものとする。内包流体の全質量を固定質量として考慮する。
- b. 容器は胴下端のベースプレートを円周上等ピッチの多数の基礎ボルトで基礎に固定されており，固定端とする。
- c. 変形モードは軸方向変形を考慮する。
- d. 耐震計算に用いる寸法は，公称値を使用する。

本容器は，前記の条件より図4-1に示すような下端固定の1質点系振動モデルとして考える。

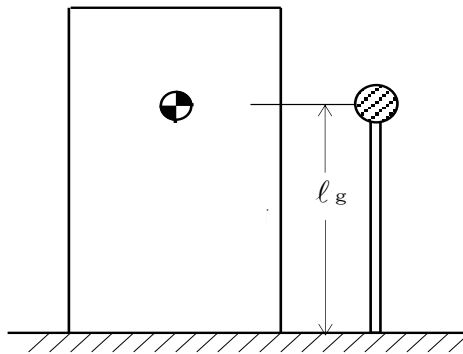


図4-1 固有周期の計算モデル

(2) 鉛直方向固有周期

軸方向変形によるばね定数 K_V は次式で求める。

$$K_V = \frac{1000}{\frac{l_g}{A \cdot E}} \dots\dots\dots (4.1.1)$$

ここで，胴の断面性能は次のように求める。

$$A = \pi \cdot (D_i + t) \cdot t \dots\dots\dots (4.1.2)$$

したがって、固有周期 T_v は次式で求める。

$$T_v = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m_e}{K_v}} \dots\dots\dots (4.1.3)$$

4.2 固有周期の計算結果

固有周期の計算結果について、VI-2-別添 2-2 「溢水源としない B, C クラス機器の耐震性についての計算書」と同じ内容を表 4-1 に示す。計算の結果、鉛直方向の固有周期は 0.05 秒以下であり、剛構造であることを確認した。

表 4-1 固有周期 (単位 : s)

	3号復水貯蔵タンク	3号補助復水貯蔵タンク	1号復水貯蔵タンク
水平	—*	—*	—*
鉛直	0.05 以下	0.05 以下	0.05 以下

注記* : 地震応答解析に基づく断面力を用いて応力評価を実施することから算出は不要

5. 地震応答解析及び構造強度評価

5.1 地震応答解析及び構造強度評価方法

5.1.1 地震応答解析

タンクの地震応答解析は、VI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて、時刻歴応答解析により行う。地震応答解析に用いる「SHAKE」、「dmain2」及び「DYNA2E」の検証及び妥当性確認の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

タンクの解析モデルの考え方及び諸元を以下に示す。

- (1) 各タンクの水平方向の解析モデルは、胴の板厚ごとに質点を設け、鉛直部材と等価な曲げ及びせん断剛性を有する多質点系モデルとする。各タンクの水平方向の地震応答解析モデルを図5-1、図5-2及び図5-3に示す。
- (2) 各タンクの水平方向の解析モデルの各質点には質点重量、各要素には有効せん断面積及び断面二次モーメントを設定する。内包流体の質量としては有効質量を考慮し、各質点に割り振ってモデル化する。有効質量を考慮したモデル化方法の詳細については、添付資料(2)に示す。
- (3) 各タンクの鉛直方向の解析モデルは、タンクが鉛直方向について剛構造であることから、タンクを1つの質点でモデル化し、内包流体の質量としては全質量を考慮する。各タンクの鉛直方向の地震応答解析モデルを図5-4、図5-5及び図5-6に示す。

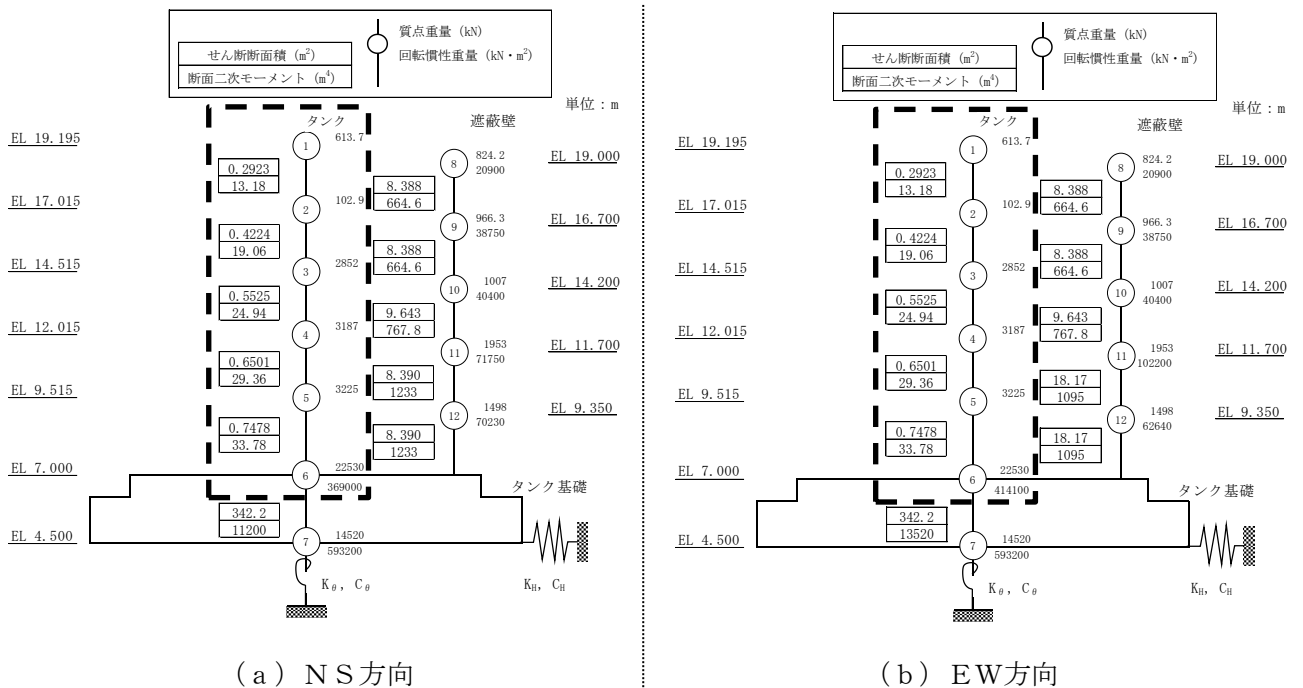


図5-1 3号復水貯蔵タンク（破線部）の水平方向の地震応答解析モデル

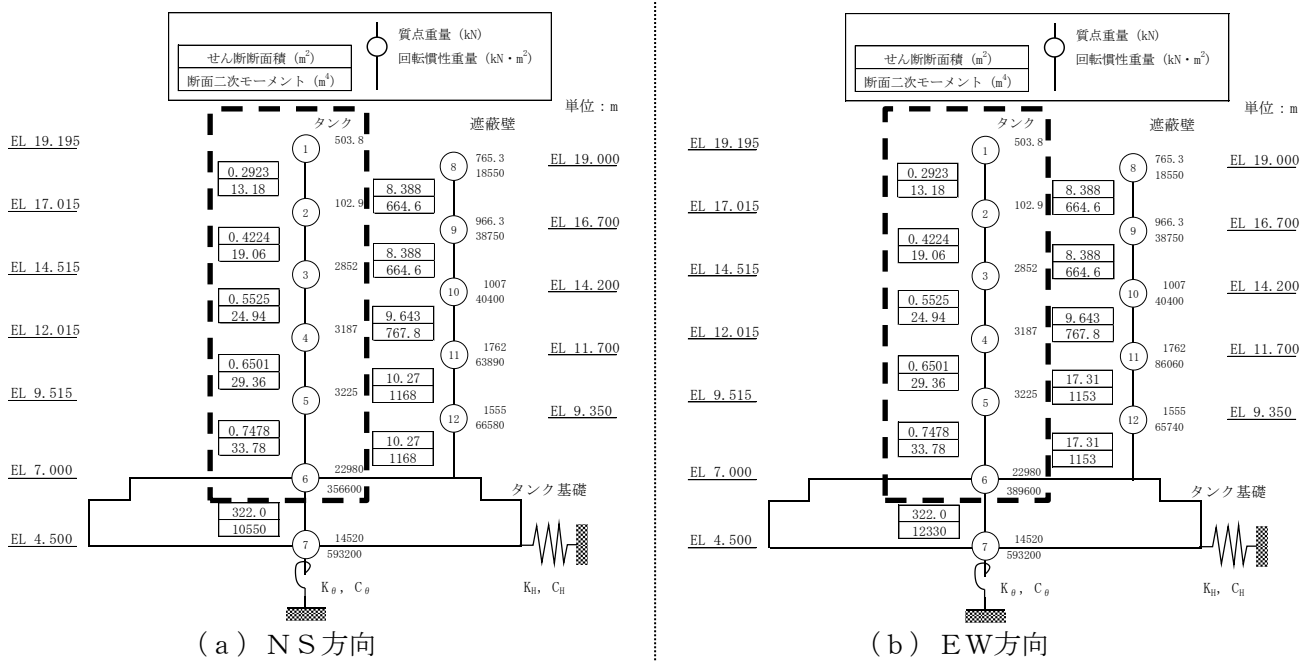


図 5-2 3号補助復水貯蔵タンク（破線部）の水平方向の地震応答解析モデル

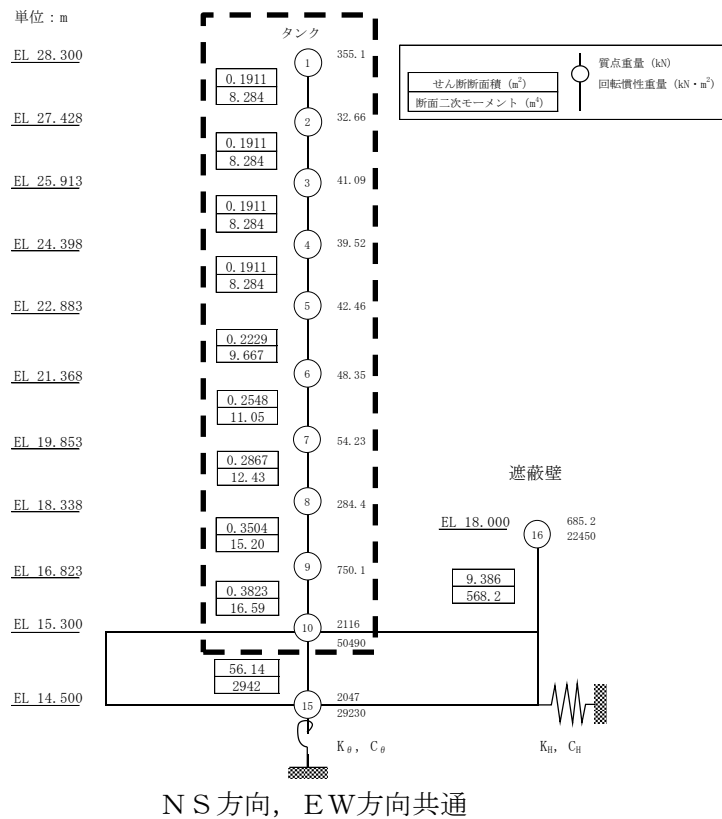


図 5-3 1号復水貯蔵タンク（破線部）の水平方向の地震応答解析モデル

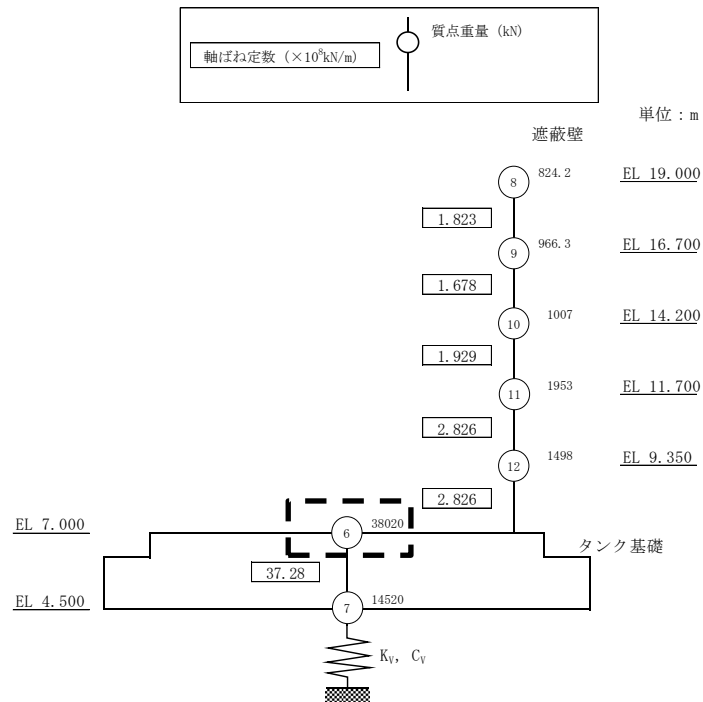


図 5-4 3号復水貯蔵タンク（破線部）の鉛直方向の地震応答解析モデル

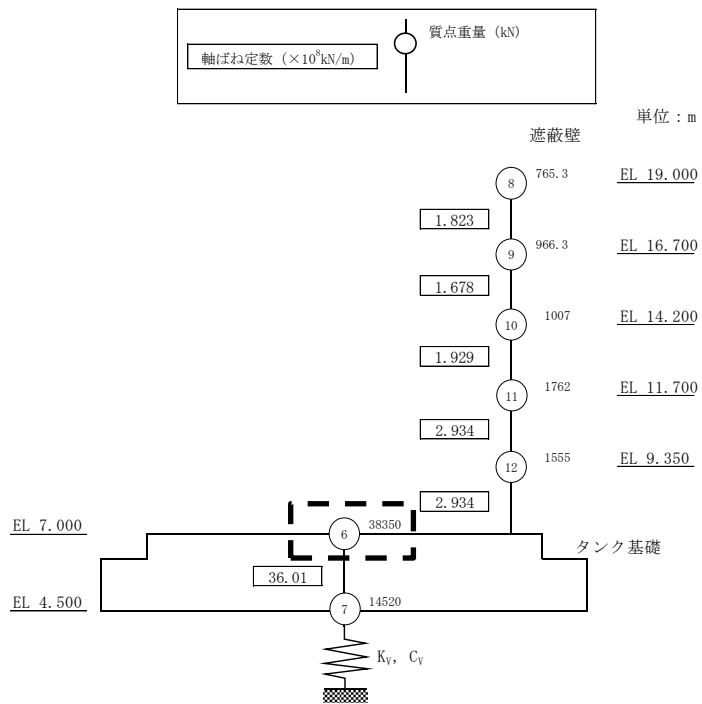


図 5-5 3号補助復水貯蔵タンク（破線部）の鉛直方向の地震応答解析モデル

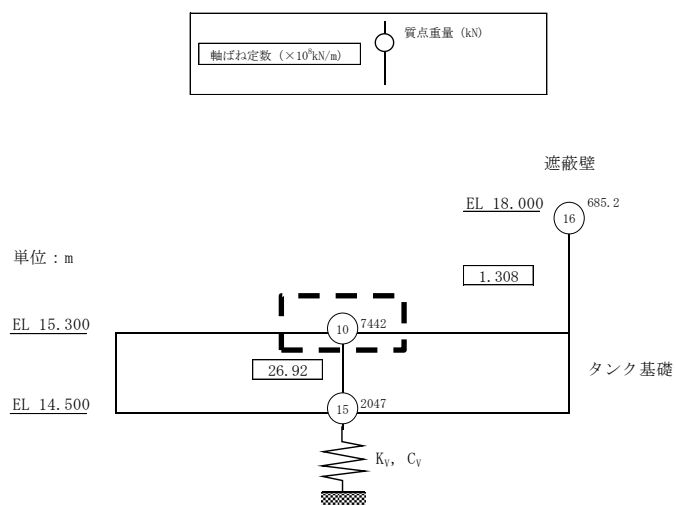
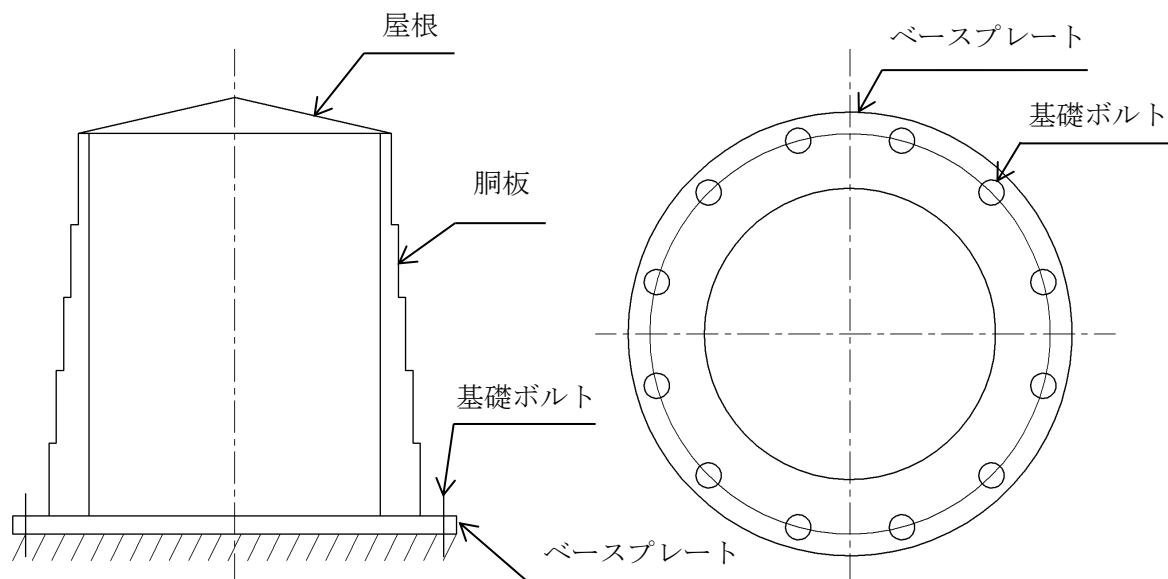


図 5-6 1号復水貯蔵タンク（破線部）の鉛直方向の地震応答解析モデル

5.1.2 構造強度評価方法

3号復水貯蔵タンク，3号補助復水貯蔵タンク及び1号復水貯蔵タンクの構造強度評価は以下の条件で計算する。概要図を図5-7に示す。

- (1) 地震力は容器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。なお，水平方向及び鉛直方向の動的地震力による荷重の組合せには，SRSS法を用いる。
- (2) 容器は胴下端のベースプレートを円周上等ピッチの多数の基礎ボルトで基礎に固定されており，固定端とする。
- (3) 胴をはりと考え，変形モードは曲げ及びせん断変形を考慮する。
- (4) 胴は上部になるに従い，段階的に板厚が減少するため，板厚ごとに評価する。
- (5) 耐震計算に用いる寸法は，公称値を使用する。



注：概要を示したものであり，外形及びボルト本数は実機とは異なる。

図5-7 概要図

5.2 荷重の組合せ及び許容応力

5.2.1 荷重の組合せ及び許容応力状態

3号復水貯蔵タンク，3号補助復水貯蔵タンク及び1号復水貯蔵タンクの荷重の組合せ及び許容応力状態を表5-1に示す。3号復水貯蔵タンク及び3号補助復水貯蔵タンクについては積雪荷重を組み合わせた評価を行い，1号復水貯蔵タンクについては風荷重及び積雪荷重を組み合わせた評価を行う。

5.2.2 許容応力

3号復水貯蔵タンク，3号補助復水貯蔵タンク及び1号復水貯蔵タンクの許容応力は，VI-2-別添2-1「溢水防護に係る施設の耐震計算の方針」に基づき表5-2及び表5-3に示す。

5.2.3 使用材料の許容応力評価条件

3号復水貯蔵タンク，3号補助復水貯蔵タンク及び1号復水貯蔵タンクの使用材料の許容応力評価条件を表5-4に示す。

5.2.4 風荷重

風荷重は，VI-2-別添2-2「溢水源としないB，Cクラス機器の耐震性についての計算書」に記載のとおり，風速30m/sを考慮して評価する。

5.2.5 積雪荷重

積雪荷重は，VI-2-別添2-2「溢水源としないB，Cクラス機器の耐震性についての計算書」に記載のとおり，100cmに平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮して評価する。

表 5-1 荷重の組合せ及び許容応力状態

機器名称	荷重の組合せ	許容応力状態
3号復水貯蔵タンク	D + P _D + M _D + S _s + P _s	IV _A S
3号補助復水貯蔵タンク		
1号復水貯蔵タンク	D + P _D + M _D + S _s + P _s + P _K	

表 5-2 許容応力 (容器類)

許容応力状態	許容限界*1, *2		
	一次一般膜応力	一次+二次応力	一次+二次+ピーク応力
IV _A S	0.6 · S _u	^{*3} 基準地震動 S _s 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応力+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：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。

*3：2 · S_y を超える場合は弾塑性解析を行う。この場合、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 5-3 許容応力 (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	せん断
IV _A S	1.5 · f _t [*]	1.5 · 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 5-4 使用材料の許容応力評価条件

機器名称	評価部材	材料	温度条件 (°C)		S _y (MPa)	S _u (MPa)
			最高使用温度			
3号復水貯蔵 タンク	胴板	SUS304	最高使用温度	66	188	479
	基礎ボルト	SCM435	周囲環境温度	50	764	906
3号補助復水 貯蔵タンク	胴板	SUS304	最高使用温度	66	188	479
	基礎ボルト	SCM435	周囲環境温度	50	764	906
1号復水貯蔵 タンク	胴板	SS41 (SS400 相当)	最高使用温度	40	245	400
	基礎ボルト	S15CN (S15C 相当)	周囲環境温度	50	231	362

5.3 設計用地震力

3号復水貯蔵タンク、3号補助復水貯蔵タンク及び1号復水貯蔵タンクの評価に用いる設計用断面力及び設計震度を表5-5、表5-6及び表5-7に示す。

水平方向については、「5.1.1 地震応答解析」に示す解析モデルを用いた「基準地震動S_s」による時刻歴応答解析にて得られた断面力（せん断力及び曲げモーメント）を含めた考慮すべき断面力を上回る設計用断面力を用いて評価を行う。鉛直方向については、「5.1.1 地震応答解析」に示す解析モデルを用いた「基準地震動S_s」による時刻歴応答解析にて得られた震度を上回る設計震度を設定する。

表5-5 設計用断面力及び設計震度（3号復水貯蔵タンク）

評価 部位	EL (mm)	水平方向								鉛直方向
		せん断力(N)				曲げモーメント(N・mm)				設計震度* ⁴ C _v
		基準地震動S _s		左記 合計	設計用* ³	基準地震動S _s		左記 合計	設計用* ³	基準地震動 S _s
		地震* ¹	スロッシング* ²			地震* ¹	スロッシング* ²			
胴板	17015	2.634×10^6	2.604×10^5	2.894×10^6	4.438×10^6	5.742×10^9	4.950×10^8	6.237×10^9	9.649×10^9	1.00
	14515	3.007×10^6	1.297×10^6	4.304×10^6	5.080×10^6	1.326×10^{10}	1.143×10^9	1.440×10^{10}	2.227×10^{10}	
	12015	1.183×10^7	2.455×10^6	1.428×10^7	1.916×10^7	4.261×10^{10}	4.372×10^9	4.699×10^{10}	7.010×10^{10}	
	9515	1.847×10^7	3.627×10^6	2.210×10^7	3.093×10^7	8.877×10^{10}	1.049×10^{10}	9.926×10^{10}	1.474×10^{11}	
基礎 ボルト	7000	2.248×10^7	4.301×10^6	2.678×10^7	3.821×10^7	1.436×10^{11}	1.952×10^{10}	1.631×10^{11}	2.434×10^{11}	

注記*1：時刻歴応答解析による断面力

*2：スロッシング荷重による断面力

*3：考慮すべき断面力を上回る設計用の断面力

*4：時刻歴応答解析による震度を上回る設計震度

表 5-6 設計用断面力及び設計震度（3号補助復水貯蔵タンク）

評価 部位	EL (mm)	水平方向								鉛直方向
		せん断力(N)				曲げモーメント(N・mm)				設計震度*4 Cv
		基準地震動 S s		左記 合計	設計用*3	基準地震動 S s		左記 合計	設計用*3	
		地震*1	スロッシング*2			地震*1	スロッシング*2			
胴板	17015	2.206×10^6	2.604×10^5	2.466×10^6	4.438×10^6	4.809×10^9	4.950×10^8	5.304×10^9	9.649×10^9	1.00
	14515	2.581×10^6	1.297×10^6	3.878×10^6	5.080×10^6	1.126×10^{10}	1.143×10^9	1.240×10^{10}	2.227×10^{10}	
	12015	1.123×10^7	2.455×10^6	1.368×10^7	1.916×10^7	3.915×10^{10}	4.372×10^9	4.352×10^{10}	7.010×10^{10}	
	9515	1.790×10^7	3.627×10^6	2.153×10^7	3.093×10^7	8.295×10^{10}	1.049×10^{10}	9.343×10^{10}	1.474×10^{11}	
基礎 ボルト	7000	2.283×10^7	4.301×10^6	2.713×10^7	3.821×10^7	1.385×10^{11}	1.952×10^{10}	1.580×10^{11}	2.434×10^{11}	

注記*1：時刻歴応答解析による断面力

*2：スロッシング荷重による断面力

*3：考慮すべき断面力を上回る設計用の断面力

*4：時刻歴応答解析による震度を上回る設計震度

表 5-7 設計用断面力及び設計震度（1号復水貯蔵タンク）

評価 部位	EL (mm)	水平方向										鉛直方向
		せん断力(N)					曲げモーメント(N・mm)					設計震度*5 Cv
		基準地震動S _s		風*3	左記 合計	設計用*4	基準地震動S _s		風*3	左記 合計	設計用*4	
		地震*1	スロッシング*2				地震*1	スロッシング*2				
胴板	22883	1.050×10 ⁶	4.887×10 ⁵	1.966×10 ⁵	1.735×10 ⁶	1.866×10 ⁶	5.165×10 ⁹	2.159×10 ⁹	7.962×10 ⁸	8.120×10 ⁹	8.544×10 ⁹	1.10
	21368	1.113×10 ⁶	5.349×10 ⁵	2.333×10 ⁵	1.881×10 ⁶	1.994×10 ⁶	6.852×10 ⁹	2.899×10 ⁹	1.122×10 ⁹	1.087×10 ¹⁰	1.140×10 ¹⁰	
	19853	1.174×10 ⁶	5.868×10 ⁵	2.701×10 ⁵	2.031×10 ⁶	2.115×10 ⁶	8.630×10 ⁹	3.709×10 ⁹	1.503×10 ⁹	1.384×10 ¹⁰	1.445×10 ¹⁰	
	18338	1.230×10 ⁶	8.588×10 ⁵	3.069×10 ⁵	2.396×10 ⁶	2.506×10 ⁶	1.049×10 ¹⁰	4.598×10 ⁹	1.940×10 ⁹	1.703×10 ¹⁰	1.768×10 ¹⁰	
	16823	1.466×10 ⁶	1.576×10 ⁶	3.436×10 ⁵	3.386×10 ⁶	3.386×10 ⁶	1.272×10 ¹⁰	5.899×10 ⁹	2.433×10 ⁹	2.105×10 ¹⁰	2.151×10 ¹⁰	
基礎 ボルト	15300	1.952×10 ⁶	2.083×10 ⁶	3.806×10 ⁵	4.416×10 ⁶	6.498×10 ⁶	1.569×10 ¹⁰	8.288×10 ⁹	2.985×10 ⁹	2.696×10 ¹⁰	2.805×10 ¹⁰	

注記*1：時刻歴応答解析による断面力

*2：スロッシング荷重による断面力

*3：風荷重による断面力

*4：考慮すべき断面力を上回る設計用の断面力

*5：時刻歴応答解析による震度を上回る設計震度

5.4 計算方法

5.4.1 応力の計算方法

VI-2-1-14「機器・配管系の計算書作成の方法 添付資料-5 平底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」に記載の計算方法を準用し、「5.3 設計用地震力」に示す設計用断面力及び設計震度を用いて計算する。また、各タンクの胴は上部になるに従い、段階的に板厚が減少するため、板厚ごとに計算を行う。

5.4.1.1 胴の計算方法

(1) 静水頭及び鉛直方向地震による応力

$$\sigma_{\phi 1} = \frac{\rho' \cdot g \cdot H_j \cdot D_i}{2 \cdot t_j} \dots\dots\dots (5.4.1.1.1)$$

$$\sigma_{\phi 2} = \frac{\rho' \cdot g \cdot H_j \cdot D_i \cdot C_v}{2 \cdot t_j} \dots\dots\dots (5.4.1.1.2)$$

$$\sigma_{x 1} = 0 \dots\dots\dots (5.4.1.1.3)$$

(2) 運転時質量及び鉛直方向地震による応力

胴自身の質量による圧縮応力と鉛直方向地震による軸方向応力が生じる。

$$\sigma_{x 2} = \frac{m_{e j} \cdot g}{\pi \cdot (D_i + t_j) \cdot t_j} \dots\dots\dots (5.4.1.1.4)$$

$$\sigma_{x 3} = \frac{m_{e j} \cdot g \cdot C_v}{\pi \cdot (D_i + t_j) \cdot t_j} \dots\dots\dots (5.4.1.1.5)$$

(3) 水平方向地震による応力

水平方向の地震力により曲げモーメントによる軸方向応力と地震力によるせん断応力が生じる。

$$\sigma_{x 4} = \frac{4 \cdot M_j}{\pi \cdot (D_i + t_j)^2 \cdot t_j} \dots\dots\dots (5.4.1.1.6)$$

$$\tau = \frac{2 \cdot Q_j}{\pi \cdot (D_i + t_j) \cdot t_j} \dots\dots\dots (5.4.1.1.7)$$

(4) 組合せ応力

(1)～(3)によって求めた胴の応力は以下のように組み合わせる。

a. 一次一般膜応力

(a) 組合せ引張応力

$$\sigma_{\phi} = \sigma_{\phi 1} + \sigma_{\phi 2} \dots\dots\dots (5.4.1.1.8)$$

$$\sigma_{o t} = \frac{1}{2} \cdot \left\{ \sigma_{\phi} + \sigma_{x t} + \sqrt{(\sigma_{\phi} - \sigma_{x t})^2 + 4 \cdot \tau^2} \right\} \dots\dots\dots (5.4.1.1.9)$$

ここで,

$$\sigma_{xt} = \sigma_{x1} - \sigma_{x2} + \sqrt{\sigma_{x3}^2 + \sigma_{x4}^2} \quad \dots\dots\dots (5.4.1.1.10)$$

(b) 組合せ圧縮応力

$$\sigma_{\phi} = -\sigma_{\phi1} - \sigma_{\phi2} \quad \dots\dots\dots (5.4.1.1.11)$$

σ_{xc} が正の値 (圧縮側) のとき, 次の組合せ圧縮応力を求める。

$$\sigma_{oc} = \frac{1}{2} \cdot \left\{ \sigma_{\phi} + \sigma_{xc} + \sqrt{(\sigma_{\phi} - \sigma_{xc})^2 + 4 \cdot \tau^2} \right\} \quad \dots\dots\dots (5.4.1.1.12)$$

ここで,

$$\sigma_{xc} = -\sigma_{x1} + \sigma_{x2} + \sqrt{\sigma_{x3}^2 + \sigma_{x4}^2} \quad \dots\dots\dots (5.4.1.1.13)$$

したがって, 胴の組合せ一次一般膜応力の最大値は,

$$\sigma_o = \text{Max} \{ \text{組合せ引張応力}(\sigma_{ot}), \text{組合せ圧縮応力}(\sigma_{oc}) \} \quad \dots\dots\dots (5.4.1.1.14)$$

とする。なお, 一次応力は一次一般膜応力と同じ値になるので省略する。

b. 地震動のみによる一次応力と二次応力の和の変動値

(a) 組合せ引張応力

$$\sigma_{2\phi} = \sigma_{\phi2} \quad \dots\dots\dots (5.4.1.1.15)$$

$$\sigma_{2t} = \sigma_{2\phi} + \sigma_{2xt} + \sqrt{(\sigma_{2\phi} - \sigma_{2xt})^2 + 4 \cdot \tau^2} \quad \dots\dots\dots (5.4.1.1.16)$$

ここで,

$$\sigma_{2xt} = \sqrt{\sigma_{x3}^2 + \sigma_{x4}^2} \quad \dots\dots\dots (5.4.1.1.17)$$

(b) 組合せ圧縮応力

$$\sigma_{2\phi} = -\sigma_{\phi2} \quad \dots\dots\dots (5.4.1.1.18)$$

$$\sigma_{2c} = \sigma_{2\phi} + \sigma_{2xc} + \sqrt{(\sigma_{2\phi} - \sigma_{2xc})^2 + 4 \cdot \tau^2} \quad \dots\dots\dots (5.4.1.1.19)$$

ここで,

$$\sigma_{2xc} = \sqrt{\sigma_{x3}^2 + \sigma_{x4}^2} \quad \dots\dots\dots (5.4.1.1.20)$$

したがって, 胴の地震動のみによる一次応力と二次応力の和の変動値の最大値は,

$$\sigma_2 = \text{Max} \{ \text{組合せ引張応力}(\sigma_{2t}), \text{組合せ圧縮応力}(\sigma_{2c}) \} \quad \dots\dots\dots (5.4.1.1.21)$$

とする。

5.4.1.2 基礎ボルトの計算方法

(1) 引張応力

転倒モーメントが作用した場合に生じる基礎ボルトの引張荷重と基礎部の圧縮荷重については、荷重と変位量の釣合い条件を考慮することにより求める（図5-8参照）。

以下にその手順を示す。

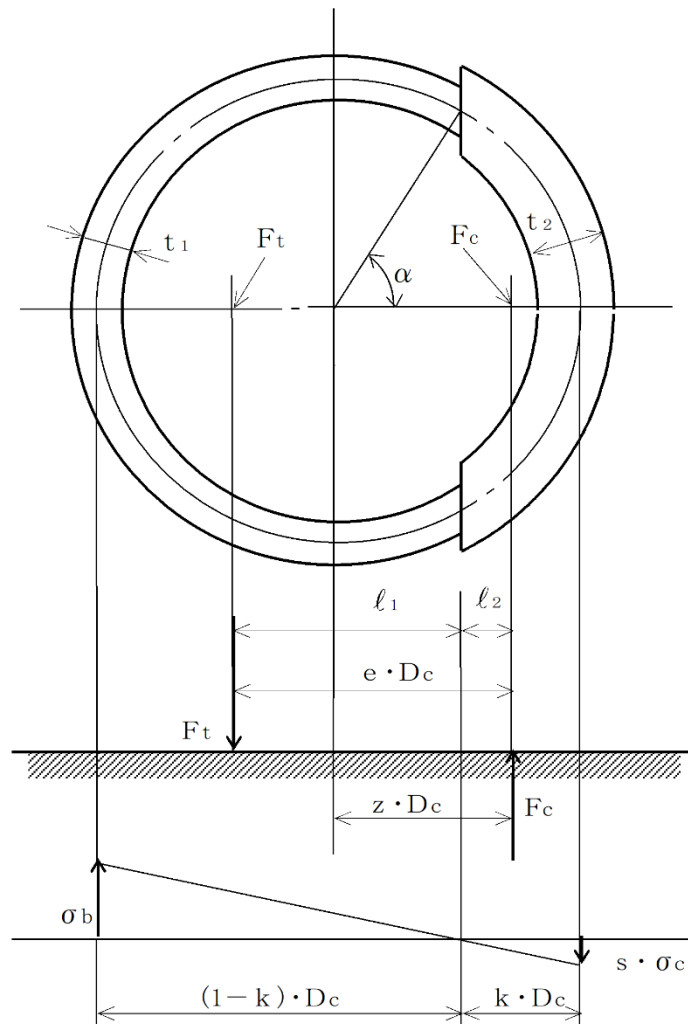


図5-8 基礎の荷重説明図

- a. σ_b 及び σ_c を仮定して基礎ボルトの応力計算における中立軸の荷重係数 k を求める。

$$k = \frac{1}{1 + \frac{\sigma_b}{s \cdot \sigma_c}} \dots\dots\dots (5.4.1.2.1)$$

b. 基礎ボルトの応力計算における中立軸を定める角度 α を求める。

$$\alpha = \cos^{-1}(1 - 2 \cdot k) \quad \dots\dots\dots (5.4.1.2.2)$$

c. 各定数 e , z , C_t 及び C_c を求める。

$$e = \frac{1}{2} \cdot \left\{ \frac{(\pi - \alpha) \cdot \cos^2 \alpha + \frac{1}{2} \cdot (\pi - \alpha) + \frac{3}{2} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha}{(\pi - \alpha) \cdot \cos \alpha + \sin \alpha} + \frac{\frac{1}{2} \cdot \alpha - \frac{3}{2} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \alpha \cdot \cos^2 \alpha}{\sin \alpha - \alpha \cdot \cos \alpha} \right\} \quad \dots\dots\dots (5.4.1.2.3)$$

$$z = \frac{1}{2} \cdot \left(\cos \alpha + \frac{\frac{1}{2} \cdot \alpha - \frac{3}{2} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \alpha \cdot \cos^2 \alpha}{\sin \alpha - \alpha \cdot \cos \alpha} \right) \quad \dots\dots\dots (5.4.1.2.4)$$

$$C_t = \frac{2 \cdot \{ (\pi - \alpha) \cdot \cos \alpha + \sin \alpha \}}{1 + \cos \alpha} \quad \dots\dots\dots (5.4.1.2.5)$$

$$C_c = \frac{2 \cdot (\sin \alpha - \alpha \cdot \cos \alpha)}{1 - \cos \alpha} \quad \dots\dots\dots (5.4.1.2.6)$$

d. 各定数を用いて F_t 及び F_c を求める。

$$F_t = \frac{\sqrt{M_s^2 + (C_v \cdot m_0 \cdot g \cdot z \cdot D_c)^2}}{e \cdot D_c} - \frac{z}{e} \cdot m_0 \cdot g \quad \dots\dots\dots (5.4.1.2.7)$$

$$F_c = \frac{\sqrt{M_s^2 + (C_v \cdot m_0 \cdot g \cdot (z - e) \cdot D_c)^2}}{e \cdot D_c} + \left(1 - \frac{z}{e}\right) \cdot m_0 \cdot g \quad \dots\dots\dots (5.4.1.2.8)$$

基礎ボルトに引張力が作用しないのは、 α が π に等しくなったときであり、(5.4.1.2.3)式及び(5.4.1.2.4)式において α を π に近づけた場合の値 $e = 0.75$ 及び $z = 0.25$ を(5.4.1.2.7)式に代入し、得られる F_t の値によって引張力の有無を次のように判定する。

$F_t \leq 0$ ならば引張力は作用しない。

$F_t > 0$ ならば引張力が作用しているので次の計算を行う。

e. σ_b 及び σ_c を求める。

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot F_t}{t_1 \cdot D_c \cdot C_t} \dots\dots\dots (5.4.1.2.9)$$

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot F_c}{(t_2 + s \cdot t_1) \cdot D_c \cdot C_c} \dots\dots\dots (5.4.1.2.10)$$

ここで,

$$t_1 = \frac{n \cdot A_b}{\pi \cdot D_c} \dots\dots\dots (5.4.1.2.11)$$

$$t_2 = \frac{1}{2} \cdot (D_{bo} - D_{bi}) - t_1 \dots\dots\dots (5.4.1.2.12)$$

$$A_b = \frac{\pi}{4} \cdot d^2 \dots\dots\dots (5.4.1.2.13)$$

σ_b 及び σ_c がa項にて仮定した値と十分に近似していることを確認する。この場合の σ_b 及び σ_c を基礎ボルトと基礎に生じる応力とする。

(2) せん断応力

$$\tau_b = \frac{Q_s}{n \cdot A_b} \dots\dots\dots (5.4.1.2.14)$$

5.5 応力の評価

5.5.1 胴の応力評価

- (1) 5.4.1.1 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	$0.6 \cdot S_u$
一次+二次応力	地震動のみによる一次応力と二次応力の和の変動値が $2 \cdot S_y$ 以下であれば、疲労解析は不要とする。
一次+二次+ピーク応力	

なお、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。

- (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）

$$\frac{\eta \cdot (\sigma_{x2} + \sigma_{x3})}{f_c} + \frac{\eta \cdot \sigma_{x4}}{f_b} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (5.5.1.1)$$

ここで、 f_c は次による。

$$\frac{D_i + 2 \cdot t_j}{2 \cdot t_j} \leq \frac{1200 \cdot g}{F} \quad \text{のとき}$$

$$f_c = F \quad \dots\dots\dots (5.5.1.2)$$

$$\frac{1200 \cdot g}{F} < \frac{D_i + 2 \cdot t_j}{2 \cdot t_j} < \frac{8000 \cdot g}{F} \quad \text{のとき}$$

$$f_c = F \cdot \left[1 - \frac{1}{6800 \cdot g} \cdot \left\{ F - \phi_1 \left(\frac{8000 \cdot g}{F} \right) \right\} \cdot \left(\frac{D_i + 2 \cdot t_j}{2 \cdot t_j} - \frac{1200 \cdot g}{F} \right) \right] \quad \dots\dots\dots (5.5.1.3)$$

$$\frac{8000 \cdot g}{F} \leq \frac{D_i + 2 \cdot t_j}{2 \cdot t_j} \leq 800 \quad \text{のとき}$$

$$f_c = \phi_1 \left(\frac{D_i + 2 \cdot t_j}{2 \cdot t_j} \right) \quad \dots\dots\dots (5.5.1.4)$$

ただし、 $\phi_1(x)$ は次の関数とする。

$$\phi_1(x) = 0.6 \cdot \frac{E}{x} \cdot \left[1 - 0.901 \cdot \left\{ 1 - \exp \left(-\frac{1}{16} \cdot \sqrt{x} \right) \right\} \right] \quad \dots\dots\dots (5.5.1.5)$$

また、 f_b は次による。

$$\frac{D_i+2 \cdot t_j}{2 \cdot t_j} \leq \frac{1200 \cdot g}{F} \quad \text{のとき}$$

$$f_b = F \quad \dots\dots\dots (5.5.1.6)$$

$$\frac{1200 \cdot g}{F} < \frac{D_i+2 \cdot t_j}{2 \cdot t_j} < \frac{9600 \cdot g}{F} \quad \text{のとき}$$

$$f_b = F \cdot \left[1 - \frac{1}{8400 \cdot g} \cdot \left\{ F - \phi_2 \left(\frac{9600 \cdot g}{F} \right) \right\} \cdot \left(\frac{D_i+2 \cdot t_j}{2 \cdot t_j} - \frac{1200 \cdot g}{F} \right) \right]$$

$$\dots\dots\dots (5.5.1.7)$$

$$\frac{9600 \cdot g}{F} \leq \frac{D_i+2 \cdot t_j}{2 \cdot t_j} \leq 800 \quad \text{のとき}$$

$$f_b = \phi_2 \left(\frac{D_i+2 \cdot t_j}{2 \cdot t_j} \right) \quad \dots\dots\dots (5.5.1.8)$$

ただし、 $\phi_2(x)$ は次の関数とする。

$$\phi_2(x) = 0.6 \cdot \frac{E}{x} \cdot \left[1 - 0.731 \cdot \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{1}{16} \cdot \sqrt{x}\right) \right\} \right]$$

$$\dots\dots\dots (5.5.1.9)$$

η は安全率で次による。

$$\frac{D_i+2 \cdot t_j}{2 \cdot t_j} \leq \frac{1200 \cdot g}{F} \quad \text{のとき}$$

$$\eta = 1 \quad \dots\dots\dots (5.5.1.10)$$

$$\frac{1200 \cdot g}{F} < \frac{D_i+2 \cdot t_j}{2 \cdot t_j} < \frac{8000 \cdot g}{F} \quad \text{のとき}$$

$$\eta = 1 + \frac{0.5 \cdot F}{6800 \cdot g} \cdot \left(\frac{D_i+2 \cdot t_j}{2 \cdot t_j} - \frac{1200 \cdot g}{F} \right) \quad \dots\dots\dots (5.5.1.11)$$

$$\frac{8000 \cdot g}{F} \leq \frac{D_i+2 \cdot t_j}{2 \cdot t_j} \quad \text{のとき}$$

$$\eta = 1.5 \quad \dots\dots\dots (5.5.1.12)$$

5.5.2 基礎ボルトの応力評価

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

$$f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}] \quad \dots\dots\dots (5.5.2.1)$$

せん断応力 τ_b はせん断力のみ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}	$\frac{F^*}{1.5 \cdot \sqrt{3}} \cdot 1.5$

6. 評価結果

各タンクの耐震評価結果について、VI-2-別添 2-2「溢水源としない耐震B，Cクラス機器の耐震性についての計算書」と同じ内容を表6-1に示す。発生値は許容限界を満足しており、設計用地震力に対して十分な構造強度を有することを確認した。

表6-1 評価結果*1

評価対象設備	評価対象部位	応力の種類	算出応力 (MPa)	算出応力 (MPa)	判定
3号復水貯蔵タンク	基礎ボルト	せん断	226	366	○
3号補助復水貯蔵タンク	基礎ボルト	せん断	226	366	○
1号復水貯蔵タンク	胴板	座屈	0.66*2	1*2	○

注記*1：評価結果は、算出応力と許容応力を踏まえ、評価上厳しい箇所の結果について記載する。

*2：評価式にて1以下を満たしていることを確認しており、単位は「-（無次元）」とする。

7. 添付資料

- (1) 溢水源としないB，Cクラスの屋外タンクの一覧表
- (2) 屋外タンクの耐震評価に用いる有効質量及びスロッシング荷重の算出について

溢水源としないB，Cクラスの屋外タンクの一覧表

1. 概要

VI-2-別添 2-2「溢水源としないB，Cクラス機器の耐震性についての計算書」に評価結果を示す屋外タンクの一覧表を示し，各タンクに対応した耐震評価方法の補足説明資料を示す。

2. タンクの一覧表

溢水源としないB，Cクラスの屋外タンクの一覧表を表1に示す。鋼製タンクは機器・配管系として，鉄筋コンクリート及びプレストレストコンクリート造のタンクは土木構造物として耐震評価を行っており，それぞれの別の補足説明資料に耐震評価方法の詳細を示している。本補足説明資料では，鋼製タンクであり，機器・配管系としての耐震評価を実施する3号復水貯蔵タンク，3号補助復水貯蔵タンク及び1号復水貯蔵タンクの耐震評価方法について示す。

表1 屋外に設置される溢水源としないB，Cクラスのタンクの一覧表

名称	構造	耐震評価方法の補足説明資料
3号復水貯蔵タンク	鋼製*1	補足-027-10-96「溢水源としないB，Cクラス機器のうち屋外タンクの耐震評価方法について」
3号補助復水貯蔵タンク		
1号復水貯蔵タンク		
非常用ろ過水タンク	鉄筋コンクリート及びプレストレストコンクリート造*2	補足-027-10-94「溢水源としないB，Cクラス施設のうち土木構造物の耐震性に関する補足説明資料」

注記*1：機器・配管系

*2：土木構造物

屋外タンクの耐震評価に用いる有効質量及びスロッシング荷重の算出について

1. 概要

容器の内包流体には、水平方向の地震によりスロッシングが発生し、地震のエネルギーが分散される。そのため、容器胴板及び基礎ボルトの耐震強度評価は、スロッシングを考慮して内包流体を地震により揺動しない部分（固定質量）と揺動する部分（自由質量）に分けて評価するより、スロッシングを考慮せずに内包流体全てを固定質量で評価する方が保守的な評価結果となる（別紙（1））。したがって、今回工認において申請している容器の多くは、内包流体を固定質量として評価しているが、3号復水貯蔵タンク、3号補助復水貯蔵タンク及び1号復水貯蔵タンクの水平方向においては、内包流体のうち有効質量を固定質量としてモデル化したうえで地震応答解析により地震荷重を求め、スロッシング荷重は別途、流体解析によって算出し評価している。本資料では、3号復水貯蔵タンクを代表例として、有効質量の設定方法及びスロッシング荷重の算出方法について説明する。

なお、スロッシングで内包流体が容器の屋根に与える影響については、補足-027-10-17「容器のスロッシングによる屋根への影響評価について」に示す。

2. 有効質量の設定

3号復水貯蔵タンクの水平方向の地震応答解析モデルを図1に示す。水平方向の地震応答解析モデルにおけるタンク部分の質点質量については、内包流体の質量として有効質量分を考慮しており、有効質量比（有効質量／全内包水質量）の設定方法について表1に示す。内包流体の有効質量比は、速度ポテンシャル理論（引用文献（1）、（2））に基づく値に余裕をみて設定しており、補足-027-10-45「サプレッションチェンバ及びサプレッションチェンバサポートの耐震評価手法について」に示す有効質量の検討と同様に、「3. 流体解析によるスロッシング荷重の算定」に示す流体解析結果との比較により、妥当性を確認している。また、先行実績のあるハウスナー理論（引用文献（3））に基づく有効質量比と速度ポテンシャル理論に基づく有効質量比が同等となることを確認している。

また、有効質量比を用いたタンク質点質量の設定方法について表2に示す。表2における内包流体の質量設定方法は、内包流体の重心を実態よりも高く設定することになるため、保守的な設定である。内包流体の質量設定方法については表3に示す複数のモデル化方法を検討したうえで、表4に示すとおり重心高さが保守的になるケース2を採用しており、ハウスナー理論及び速度ポテンシャル理論に基づく固定水の重心高さよりも高くなることで発生するモーメントが大きくなることから保守的な設定になることを確認している。

ハウスナー理論及び速度ポテンシャル理論に基づく有効質量比（表1参照）及び固定水重心高さ（表4参照）の算出式は別紙（2）に示す。

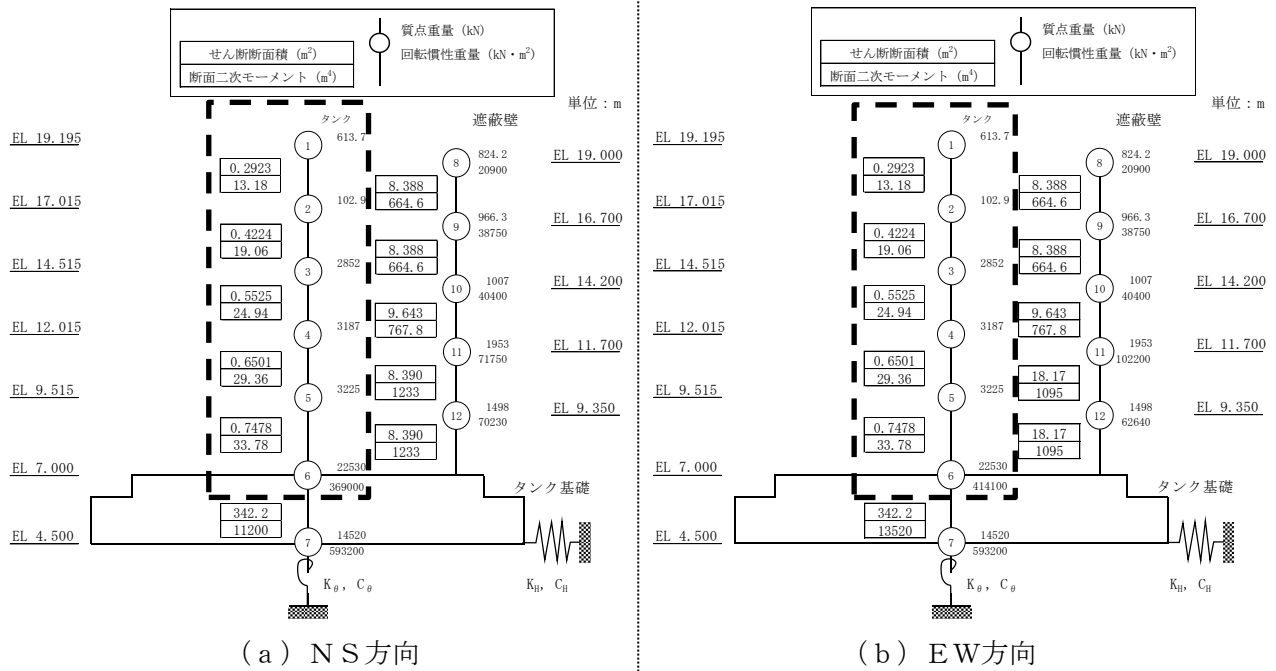


図1 3号復水貯蔵タンク（破線部）の水平方向の地震応答解析モデル

表1 有効質量比の設定

設備名称	内径 (mm)	液位 (mm)	内包流体 の全質量 (kg)	有効質量比			
				ハウスナー 理論	速度 ポテンシャル 理論	流体解析結果	設定値
3号復水 貯蔵タンク	15500	8500					

表2 有効質量比を用いたタンク質点質量の設定

質点 No.	機器質量 (積雪質量 含む) ① [kg]	内包流体質量		内包流体の有効質量を 考慮した質点質量 ①+③ [kg]
		全内包流体の質量を 固定質量とする場合 ② [kg]	内包流体の有効質量を 固定質量とする場合 (②×有効質量比) ③ [kg]	
1				
2				
3				
4				
5				
6				
合計				

表3 有効質量相当の内包流体質量のモデル化方法の検討

質点 No.	内包流体質量のモデル化方法	
	ケース 1	ケース 2
	固定質量をタンク下部から振り分ける場合 [kg]	固定質量を表2のとおり振り分ける場合 [kg]
1		
2		
3		
4		
5		
6		
合計		

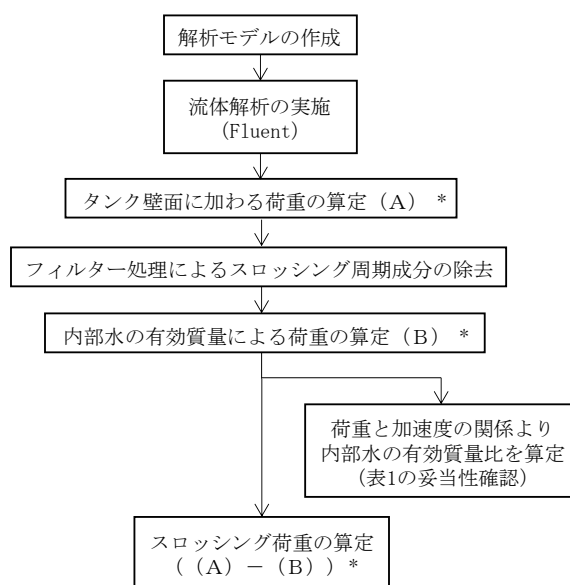
表4 内包流体のモデル化方法による固定水重心高さの比較

ケース 1 (mm)	ケース 2 (mm)	ハウスナー理論 (mm)	速度ポテンシャル理論 (mm)
2749	4204	3203	3485

3. 流体解析によるスロッシング荷重の算定

3.1 解析方針

3号復水貯蔵タンクの流体解析は、補足-027-10-45「サプレッションチェンバ及びサプレッションチェンバサポートの耐震評価手法について」におけるサプレッションチェンバの流体解析と同様の手順で実施する。流体解析では、3号復水貯蔵タンク内部水の有効質量による荷重（3号復水貯蔵タンクと一体となって振動することによる荷重）とスロッシング荷重の総和として荷重が算定されるため、内部水の有効質量による荷重を差し引くことによってスロッシング荷重を算定する。スロッシング荷重の算定フローを図2に示す。



注記*：時刻歴荷重として算定する。

図2 スロッシング荷重算定フロー

3.2 解析条件

3号復水貯蔵タンクの流体解析の解析条件を表5に、流体解析のモデルを図3に示す。地震動の入力条件は、スロッシングの卓越周期帯で応答加速度が大きいS s - Dを用いた。3号復水貯蔵タンクの流体解析に適用する入力加速度を図4に示す。

表5 流体解析の解析条件

項目	内容
水位	8500mm (1600m ³)
評価用地震動	基準地震動S s - D (水平方向と鉛直方向) *に対する3号復水貯蔵タンク基礎の応答 (1方向 (NS方向) + 鉛直方向入力)
解析コード	汎用流体解析コードFluent (VOF法を用いた流体解析)

注記*：スロッシングの卓越周期帯で応答加速度が大きいS s - Dを用いる。

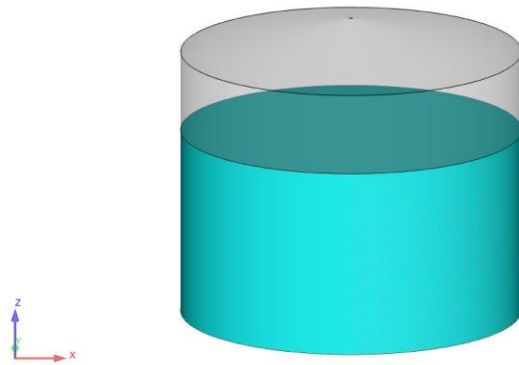
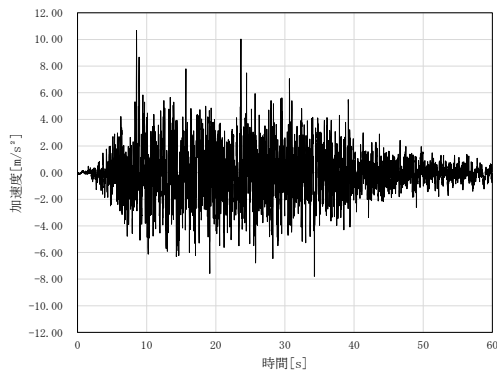
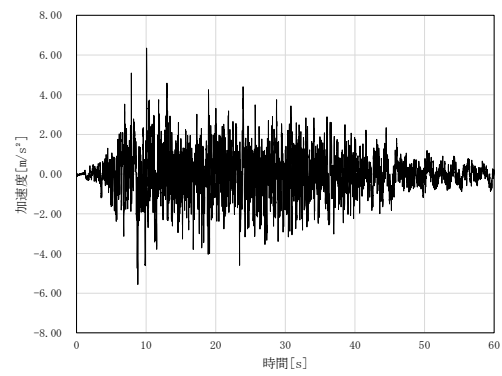


図3 流体解析モデル



(a) 水平方向 (NS方向)



(b) 鉛直方向

図4 3号復水貯蔵タンクの流体解析に適用する入力加速度

3.3 スロッシング荷重算定

3.3.1 スロッシング荷重算定方法

Fluent で算出される内部水全体による荷重（有効質量による荷重及びスロッシング荷重） F は、スロッシングによる荷重 F_s 及び容器と一体となって振動する有効質量による荷重 $M_E \cdot \ddot{x}$ の和であることから、下式で表される。

$$F = F_s + M_E \cdot \ddot{x}$$

よって、スロッシングによる荷重 F_s は下式で表される。

$$F_s = F - M_E \cdot \ddot{x}$$

ここで、

F_s : スロッシングによる荷重

F : 内部水全体による荷重

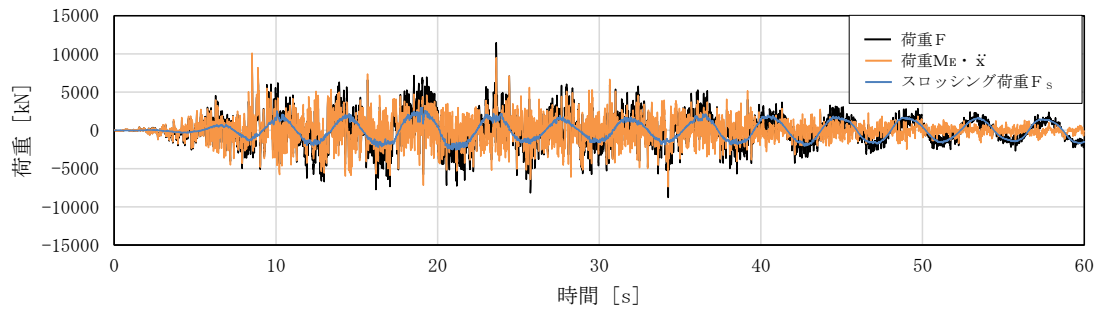
M_E : 内部水の有効質量（流体解析により得られた有効質量比から算出）

\ddot{x} : 入力加速度

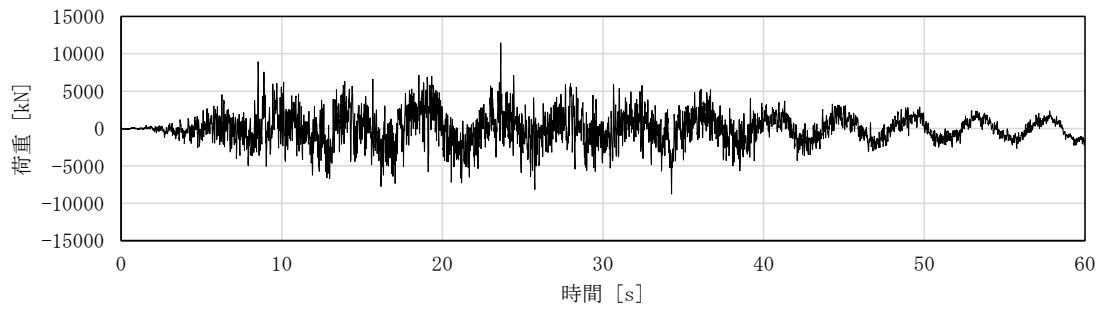
なお、有効質量の算出においては、荷重時刻歴波形についてフィルター処理を行い、スロッシング周期成分を取り除いている。

3.3.2 スロッシング荷重算定結果

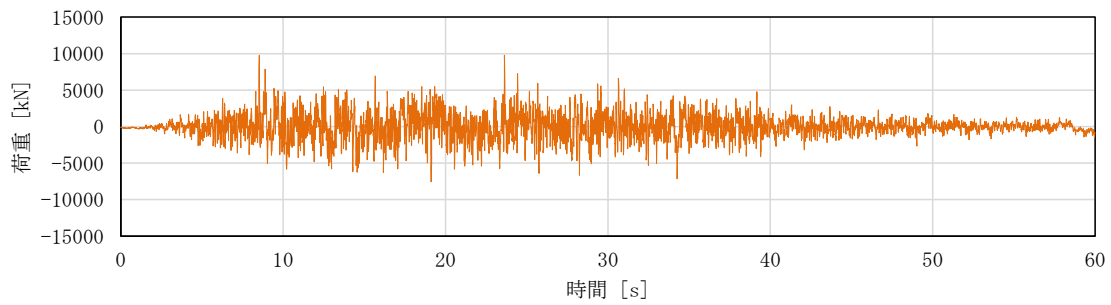
Fluent で算定した内部水による荷重 F 、容器と一体となって振動する有効質量による荷重 $M_E \cdot \ddot{x}$ 、スロッシングによる荷重 F_s の荷重時刻歴を図5に、スロッシングモードによる最大荷重及びスロッシングによる荷重算定における有効質量比を表6に、Fluent で算出した内部水による荷重 F のフーリエスペクトルを図6に、フーリエスペクトルから求めたスロッシングの固有周期を表7に示す。また、スロッシング解析結果例（最大荷重発生時刻付近）を図7に示す。



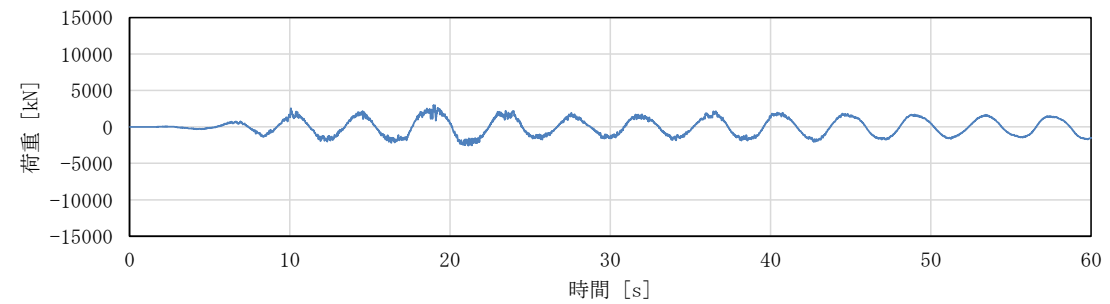
(a) 各荷重の重ねがき



(b) 内部水全体による荷重 F



(c) 容器と一体となって振動する有効質量による荷重 $M_E \cdot \ddot{x}$



(d) スロッシングによる荷重 F_s

図5 各時刻歴荷重

表6 スロッシング荷重及び内部水の有効質量比

スロッシング荷重 (最大)	内部水の有効質量比
2982 [kN]	

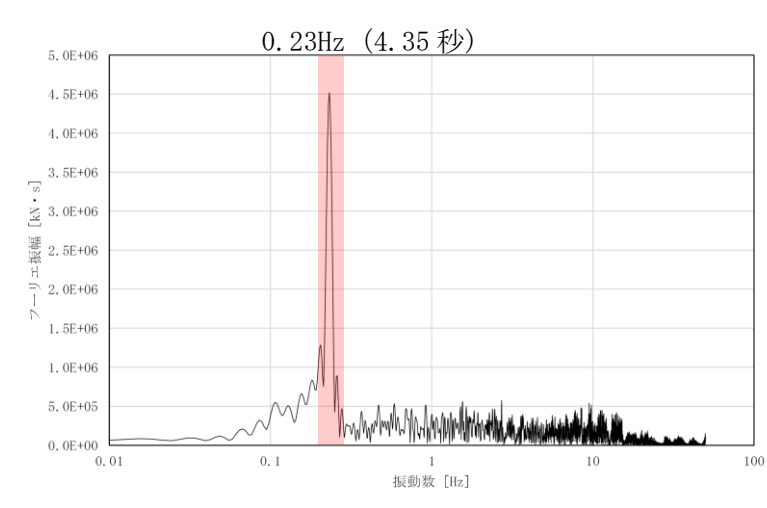


図6 内部水全体による荷重Fのフーリエスペクトル

表7 スロッシングの卓越周期

卓越周期
約 4.35 秒



注：色の違いは、水面高さの違いを表す。また、高さは初期水位を 0m としたものを表している。

図7 スロッシング解析結果例（最大荷重発生時刻付近）

4. スロッシング荷重を考慮した耐震評価方法

4.1 耐震評価用スロッシング荷重

容器の耐震評価において、地震時における荷重として考慮するスロッシング荷重については、スロッシング現象の不確かさ及び水平2方向入力による影響等に対する保守性として $\sqrt{2}$ 倍の余裕を考慮し、スロッシング最大荷重に余裕を加味した耐震評価用スロッシング荷重を用いることとした。流体解析結果及び耐震評価用スロッシング荷重を表8に示す。

表8 流体解析結果及び耐震評価用スロッシング荷重

流体解析で得られる スロッシング荷重 (kN)	耐震評価用 スロッシング荷重 (kN)
2982	4301

4.2 スロッシング荷重の考慮方法

容器の耐震評価におけるスロッシング荷重の考慮方法について、サプレッションチェンバと同様の方法を以下に示す。スロッシング荷重により各質点に生じる断面力（せん断荷重及びモーメント）は、水平方向に単位加速度を作用させた静解析により得られる各質点の断面力を係数倍*した結果として算出し、地震による断面力と組み合わせて耐震評価を行う。

注記*：係数＝スロッシング荷重／単位加速度によりタンク基部に作用する水平方向荷重

5. 別紙

- (1) スロッシングを考慮した場合の内包流体の挙動について
- (2) ハウスナー理論及び速度ポテンシャル理論に基づく有効質量比及び固定水重心高さの算出
- (3) 速度ポテンシャル理論及びハウスナー理論の基本的な考え方及び質量の扱いについて

6. 引用文献

- (1) スロッシング 液面揺動とタンクの振動（森北出版，小松 敬治著），2015
- (2) 円筒タンクの耐震設計法に関する研究（第2報，水平動に対する剛基礎上の円筒タンクの耐震計算法，日本機械学会論文集（C編）48巻427号（1982）
- (3) Nuclear Reactors and Earthquakes, TID-7024. : United States Atomic Energy Commission, August 1963.
- (4) 事例に学ぶ流体関連振動，日本機械学会編，（技報堂出版），2003

スロッシングを考慮した場合の内包流体の挙動について

1. スロッシングを考慮した内包流体における荷重とモーメントの低減について

タンクに地震荷重が作用した際に、内包流体にスロッシングが生じる。

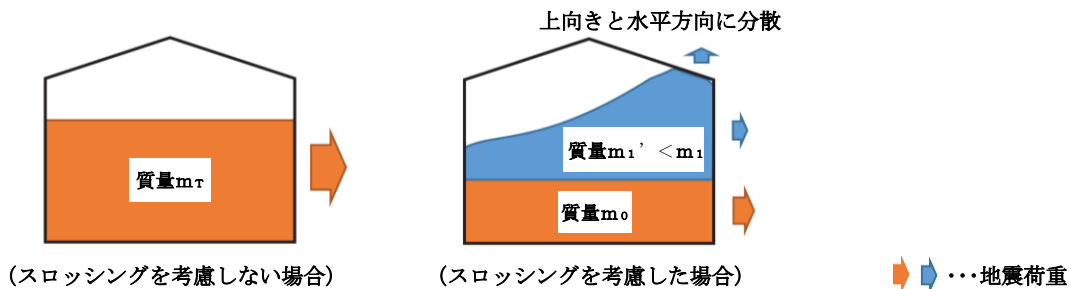
スロッシングが生じることで内包流体は上下方向にも動くことになり、内包流体に作用する地震エネルギーの一部が上下方向のエネルギーに変換され、タンク胴板に水平方向荷重として作用するエネルギーの総量が減少する。

また、内包流体がスロッシングにより揺動することで荷重の作用方向が逸散し、内部流体に対する水平方向荷重作用点の重心高さが、内包流体を揺動しない固定質量と見なした場合に比べ低くなる。

それらを考慮することで、水平方向に作用するエネルギー総量の減少及び荷重作用点の低下となり、タンク本体及び基礎ボルトに作用する地震荷重（水平方向荷重及び転倒モーメント）が低減される。

スロッシングによる重心高さ及び荷重低減のイメージを以下に示す。

スロッシングによる波高は地震動の増加により大きくなるが、波面衝突によってスロッシング形状の乱れが大きくなり、衝突圧力が抑えられる傾向である。したがって、地震動が大きいときのスロッシングによる内包流体の挙動に対しても考え方は同様である。



モーメントを水平方向荷重で除したものが重心高さとする、重心高さ l_g は以下の式で表される。

モーメント $M = \text{水平方向荷重} F \times \text{重心高さ} l_g$ より、 $l_g = M / F$

ここで、水平方向荷重 $F = \text{水平方向加速度} \alpha_H \times \text{質量} m$

内包流体の全質量を自由質量と固定質量に分けて考えた場合、内包流体の全質量 $m_T = \text{自由質量} m_1 + \text{固定質量} m_0$ となる。

スロッシングを考慮した場合、自由質量 m_1 は揺動により荷重作用方向が分散することから、水平方向荷重が減少するが、加速度は変化していないため自由質量 m_1 が小さくなるものとして、等価自由質量 m_1' と見なす。次に重心高さ l_g は、

$l_g = (m_1 \times m_1 \text{の重心高さ} l_{g1} + m_0 \times m_0 \text{の重心高さ} l_{g0}) / \text{全質量} m_T$ により求まる。

スロッシングを考慮することにより、 m_1 が等価自由質量 m_1' として小さくなることで、 m_1' の重心高さも等価重心高さ l_{g1}' と見なし、スロッシングを考慮した重心高さは、

$$l_g' = (m_1' \times l_{g1}' + m_0 \times l_{g0}) / m_T \quad \text{となり、} l_g \text{より低くなる。}$$

注：自由質量 m_1 はスロッシングにより揺動すると仮定する内包流体の質量を、固定質量 m_0 はスロッシングにより揺動しないと仮定する内包流体の質量として、質量 m_T を分けたそれぞれの質量を示す。また、等価自由質量 m_1' は揺動することによる荷重分散を質量が低減するものとして表したものである。

以上より、スロッシングを考慮した場合、上下方向へのエネルギーの分散が生じることにより、水平方向の地震荷重は低減される。さらに、自由質量部分の荷重低減を等価自由質量として質量低減と見なすことにより、荷重作用点である重心高さが低くなり、水平方向モーメントも低減される。

ハウスナー理論及び速度ポテンシャル理論に基づく有効質量比及び固定水重心高さの算出

1. 概要

容器の有効質量比及び固定水重心高さを計算するための理論式としては、J E A G 4 6 0 1 - 1987 においてスロッシングの評価方法として記載されているハウスナー理論及び速度ポテンシャル理論に基づく算出式が存在する。本資料では、ハウスナー理論及び速度ポテンシャル理論に基づく平底円筒形容器の有効質量比及び固定水重心高さの算出方法を示す。また、代表として、3号復水貯蔵タンクについて有効質量比及び固定水重心高さの算出方法及び算出に用いる値を「2. 記号の説明」及び「3. 算出式」に示す。

2. 記号の説明

有効質量比及び固定水重心高さの算出に用いる記号を表 2-1 に示す。

表 2-1 速度ポテンシャル理論等に基づく算出に用いる記号の説明

記号	記号の説明	値	単位
m_T	内包流体の全質量		kg
m_0	内包流体の固定質量（有効質量）	—	kg
m_i	内包流体の自由質量（i 次）	—	kg
R	胴の内半径	7.75	m
H	内包流体の最高液位	8.5	m
H_i	内包流体の自由水重心高さ（i 次）	—	m
H_0	内包流体の固定水重心高さ	—	m
ξ	引用文献（1）による 内包流体の自由質量における係数	—	—

3. 算出式

以下に速度ポテンシャル理論及びハウスナー理論における算出式を示す。なお、各理論には底面の圧力を考慮する場合としない場合があるが、本評価における容器は剛な基礎の上に固定されているため、底面の圧力は考慮しない式を用いる。

3.1 速度ポテンシャル理論に基づく算出式

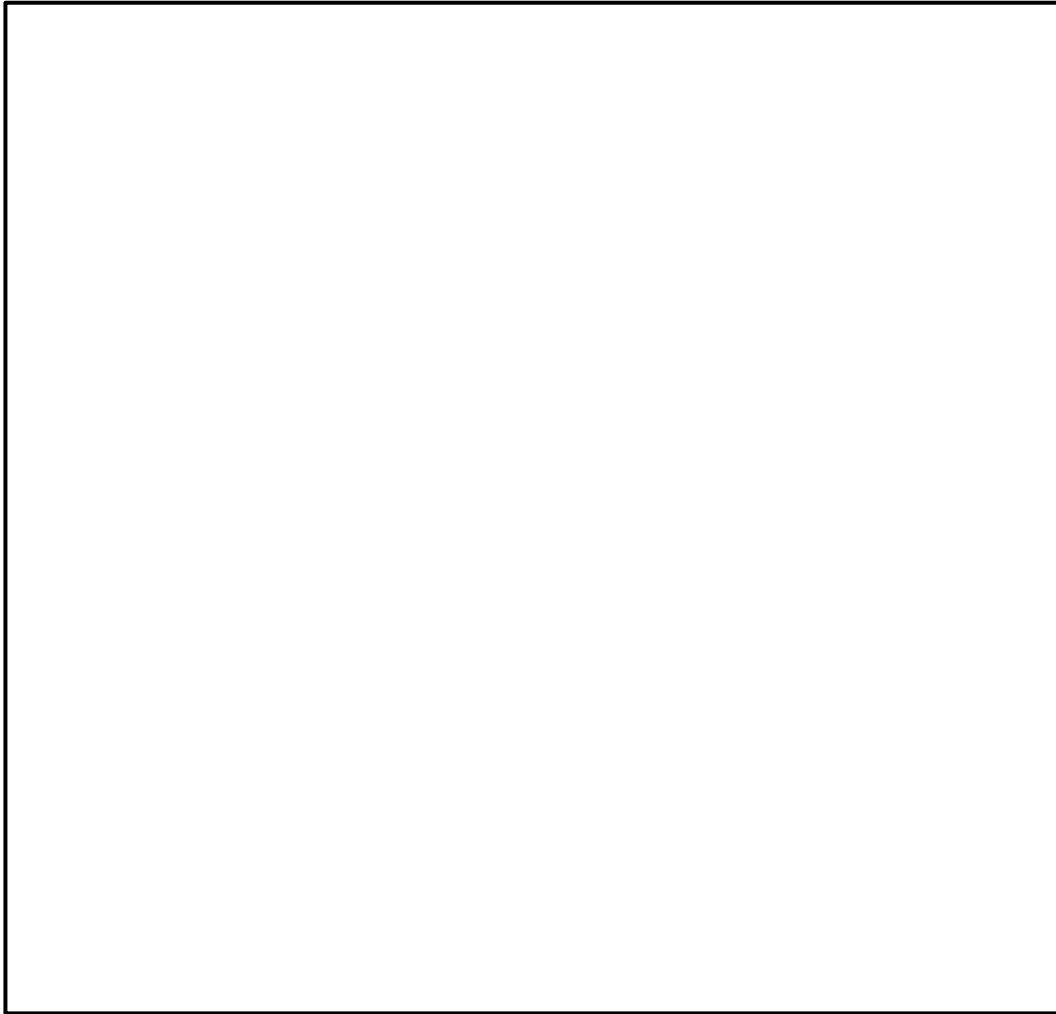
(1) 内包流体の有効質量比の算出

内包流体の有効質量比は、内包流体の固定質量 m_o と内包流体の全質量 m_T の比で表される。別紙(3)に示すとおり、速度ポテンシャル理論では内包流体の固定質量 m_o と自由質量 m_i の合計が内包流体の全質量 m_T に一致するため、内包流体の固定質量 m_o は、内包流体の全質量 m_T から内包流体の自由質量 m_i を差し引くことにより算出する。



(2) 内包流体の固定水重心高さの算出

内包流体の固定水重心高さ H_0 は、内包流体の自由水重心高さ H_i を求めることにより算出する。

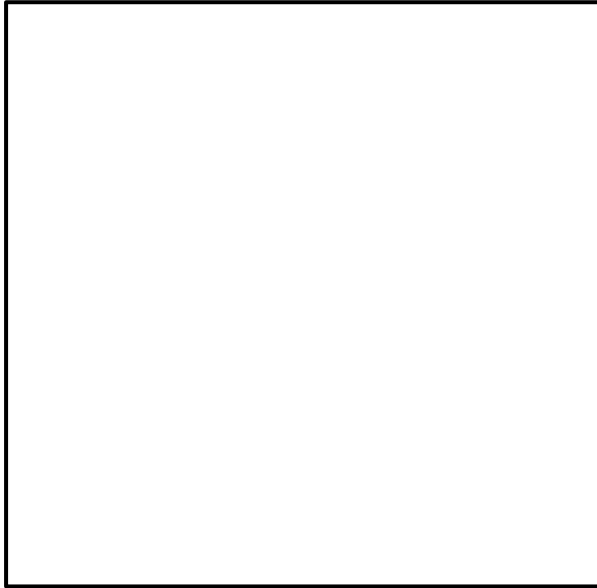


なお、固定水重心高さはベースプレート高さ 15(mm)を加えた 3.485(m)とする。

3.2 ハウスナー理論に基づく算出式

(1) 内包流体の有効質量比の算出

内包流体の有効質量比は、内包流体の固定質量 m_o と内包流体の全質量 m_T の比で表される。内包流体の固定質量 m_o は下式により算出する。なお、別紙(3)に示すとおり、ハウスナー理論では内包流体の固定質量 m_o と自由質量 m_f の合計が内包流体の全質量 m_T に一致しない。



(2) 内包流体の固定水重心高さの算出

内包流体の固定水重心高さ H_o は下式により算出する。



なお、固定水重心高さはベースプレート高さ 15(mm)を加えた 3.203(m)とする。

速度ポテンシャル理論及びハウスナー理論の基本的な考え方及び質量の扱いについて

1. 概要

流体挙動を評価するための代表的な手法である速度ポテンシャル理論及びハウスナー理論について、各理論の基本的な考え方及び質量の扱いについて比較する。

2. 各理論の基本的な考え方及び質量の扱い

表 1 に速度ポテンシャル理論及びハウスナー理論の基本的な考え方及び質量の扱いについて比較した結果をまとめる。図 1 にハウスナー理論のモデルのイメージ図を示す。図 2 にハウスナー理論の基本的な考え方を表すモデルを示す。

表 1 速度ポテンシャル理論及びハウスナー理論の基本的な考え方及び質量の扱い

理論	速度ポテンシャル理論* ¹	ハウスナー理論* ²
基本的 考え方	<ul style="list-style-type: none"> 流体挙動を表現する速度ポテンシャルから、スロッシングの固有振動数、液面変位、圧力等の評価式を導出している。 振動モードを考慮した式の導出が可能であり、半径方向及び周方向の高次モードを含むスロッシングの評価式を導出可能である。 	<ul style="list-style-type: none"> 流体挙動を、固定水と自由水を表す 2 質点でモデル化して、固有振動数、液面変位、圧力等の評価式を導出している。 固定水の式は、流体を離散近似した微小要素内の力の釣合い関係（図 2(a)参照）から導出している。 自由水の式は、スロッシング 1 次モードを回転挙動（図 2(b)参照）で近似して導出している。
質量の 扱い	<ul style="list-style-type: none"> 振動モードごとに、圧力荷重と等価になるよう自由質量を導出している*³。 固定質量は、流体の全質量から、各モードの自由質量を差し引いて導出しており、各質量の合計は流体の全質量と一致する。 	<ul style="list-style-type: none"> 固定水と自由水による各圧力荷重と等価になるよう、それぞれの質量を導出している。 固定水と自由水はそれぞれ別のモデルで近似しており、各質量の合計は流体の全質量と一致しない。

注記* 1：引用文献（4）より

* 2：引用文献（3）より

* 3：引用文献（1）より



注： 固定質量を m_0 , 自由質量を m_1 で表現

図 1 ハウスナー理論のモデル (引用文献(3)から引用)

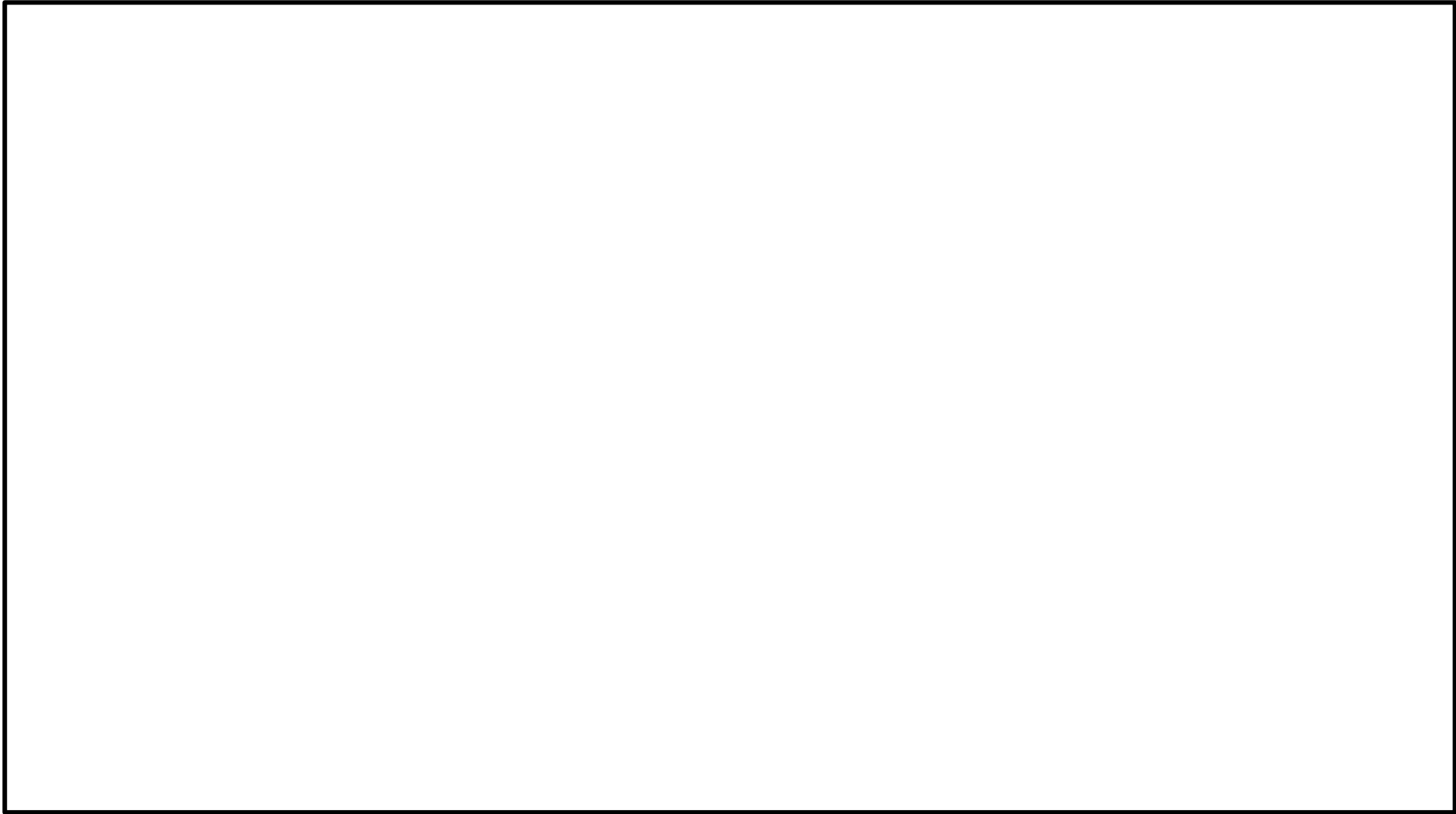


図2 ハウスナー理論の基本的な考え方を表すモデル (引用文献(3)から引用)

補足-027-10-97 シヤラグの鉛直地震荷重の考慮について

目 次

1. 概要.....	1
2. 検討内容.....	1
2.1 図面寸法におけるシヤラグ間隙.....	4
2.2 圧力・熱膨張によるドライウェルの変位に伴うシヤラグ間隙変化.....	4
2.3 熱膨張によるガンマ線遮蔽壁の変位に伴うシヤラグ間隙変化.....	4
2.4 地震時における相対変位に伴うシヤラグ間隙変化.....	5
2.5 地震時における原子炉格納容器スタビライザのたわみによるシヤラグ間隙変化....	5
3. 結論.....	6

1. 概要

本資料は、VI-2-9-2-4「シヤラグの耐震性についての計算書」において、シヤラグへの鉛直方向地震荷重を考慮していないことについて、鉛直地震時においても、シヤラグの構成部品である内側マイルシヤラグと内側フィメールシヤラグ、外側マイルシヤラグと外側フィメールシヤラグが鉛直方向に接触しないことを示し、その妥当性を説明するものである。

2. 検討内容

シヤラグの構造概要を、図1に示す。

地震時の原子炉圧力容器及びガンマ線遮蔽壁に生じる水平方向の荷重は、原子炉格納容器スタビライザの内側マイルシヤラグから内側フィメールシヤラグ、外側マイルシヤラグの順に伝えられ外側フィメールシヤラグを介して、原子炉建物に伝達される。

内側シヤラグにおいて、内側フィメールシヤラグの幅と内側マイルシヤラグの幅はほぼ同じであり、内側マイルシヤラグの水平方向荷重は内側フィメールシヤラグで受ける構造になっている。外側シヤラグについても同様に、外側フィメールシヤラグの幅と外側マイルシヤラグの幅はほぼ同じであり、外側マイルシヤラグの水平方向荷重は外側フィメールシヤラグで受ける構造になっている。

内側マイルシヤラグ及び内側フィメールシヤラグ並びに外側マイルシヤラグ及び外側フィメールシヤラグの位置関係を示した模式図を図2に示す。内側フィメールシヤラグと内側マイルシヤラグ及び外側フィメールシヤラグと外側マイルシヤラグとは鉛直方向に間隙を有して接触しない構造となっており、鉛直方向の荷重は伝達されない。

本検討においては、以下に示すとおり、ドライウエルの各荷重の組合せにおける圧力及び熱膨張による変位、ガンマ線遮蔽壁の各荷重の組合せにおける熱膨張による変位、地震時における相対変位、原子炉格納容器スタビライザの地震時変位より、内側シヤラグ及び外側シヤラグの鉛直方向間隙変化量を確認することにより、内側マイルシヤラグと内側フィメールシヤラグ、外側マイルシヤラグと外側フィメールシヤラグが鉛直方向に接触しないことを確認する。

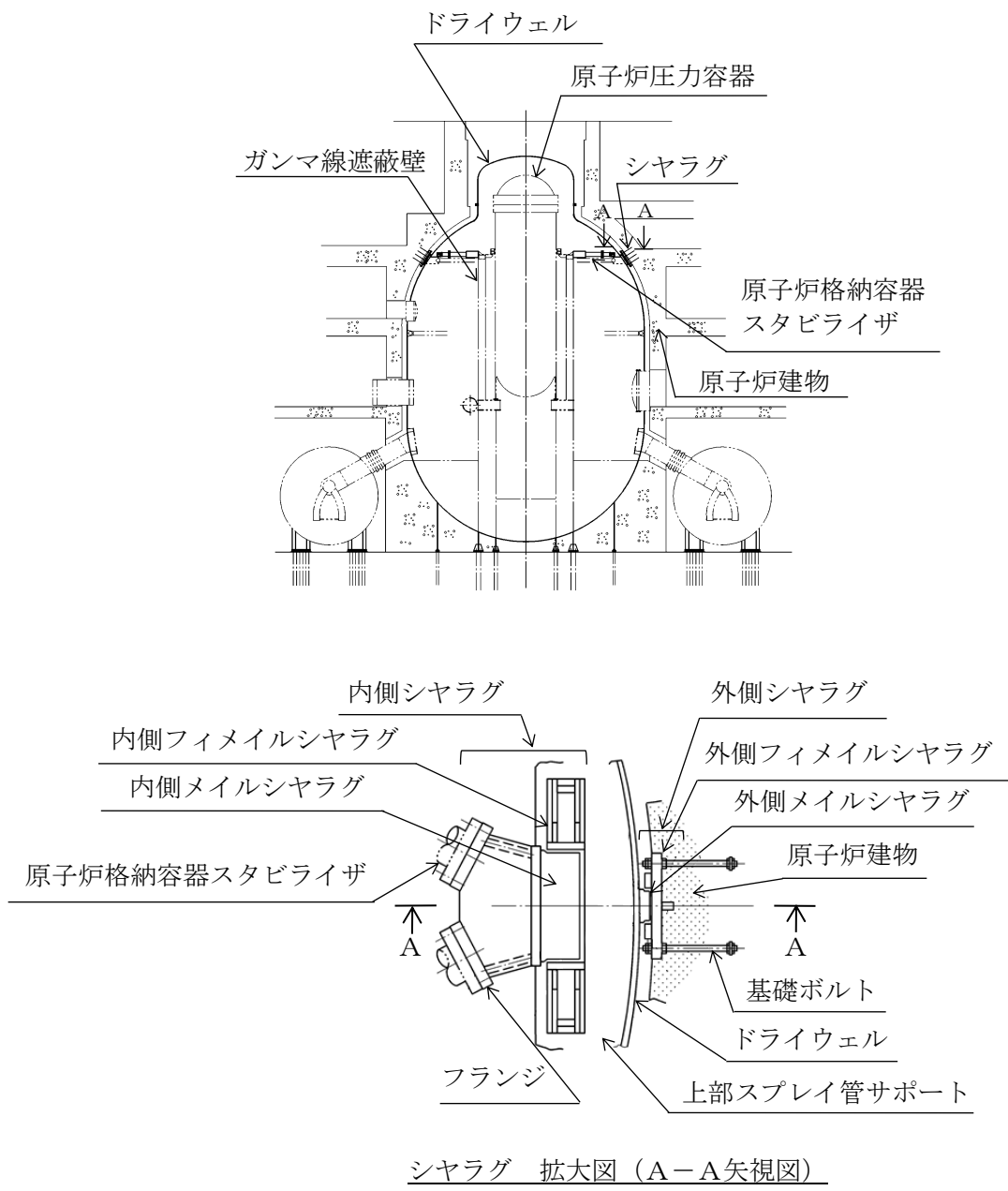


図1 シヤラグの構造概要

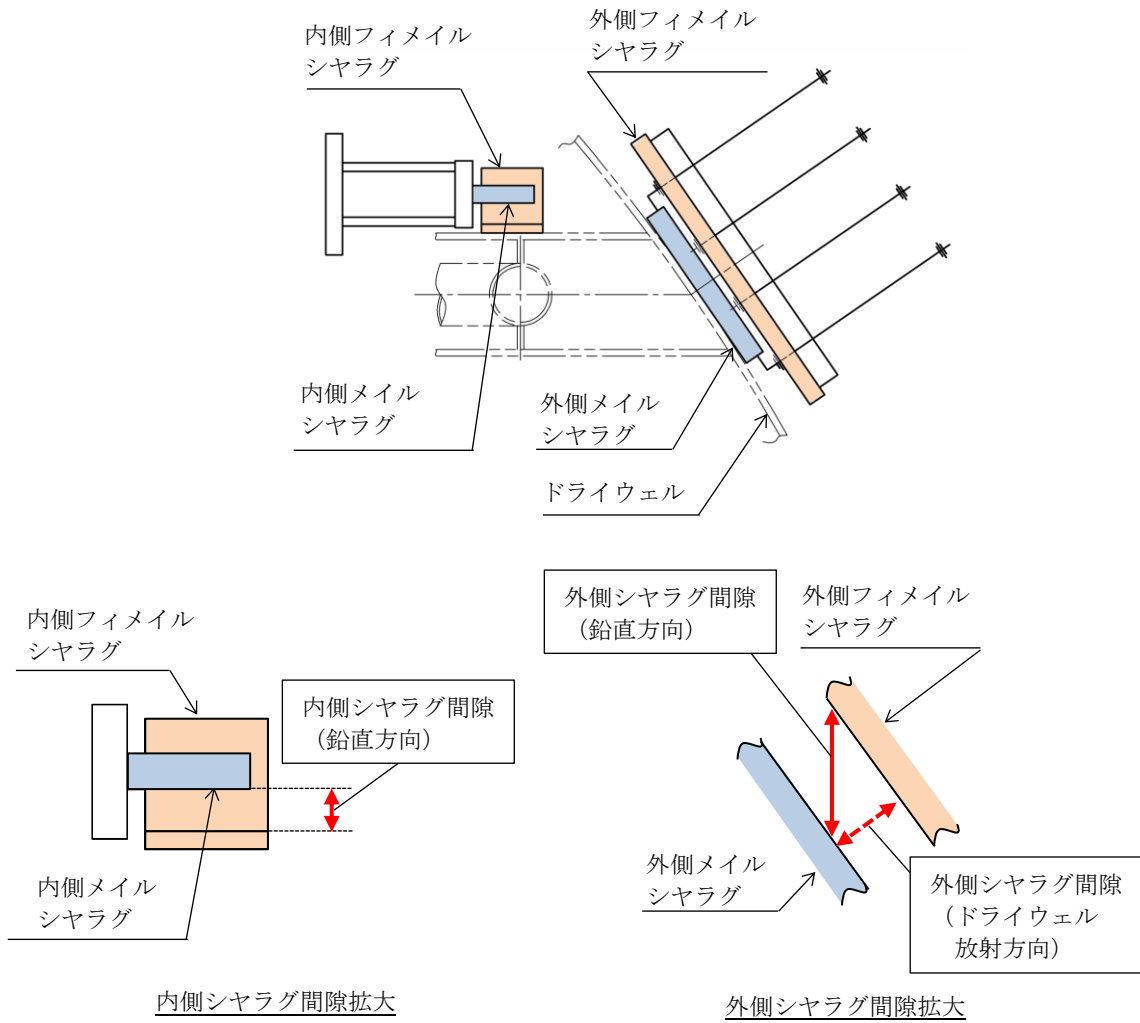


図2 内側シヤラグ及び外側シヤラグの間隙の定義

2.1 図面寸法におけるシヤラグ間隙

図面寸法におけるメイルシヤラグとフィメイルシヤラグの鉛直方向間隙(図 2 参照)は、内側シヤラグで mm, 外側シヤラグで mm である。

2.2 圧力・熱膨張によるドライウェルの変位に伴うシヤラグ間隙変化

ドライウェルの各荷重の組合せによる圧力及び熱膨張による変位に伴うシヤラグ部の鉛直方向間隙変化量は表 1 に示すとおりである。ドライウェルは鉛直上向き, 水平外向きに変位し, 内側シヤラグ, 外側シヤラグの間隙減少を生じさせる。荷重の組合せに示す記号は, VI-2-9-2-4「シヤラグの耐震性についての計算書」にて定義している記号と同一である。

なお, 表 1 の間隙変化量のうち, 荷重の組合せ(1)及び(2)は熱膨張によるものであり, それ以外の荷重の組合せでは熱膨張の割合が約 8~9 割を占める。

表 1 ドライウェルの圧力・熱膨張による変位に伴うシヤラグ部の鉛直方向間隙変化量*

(単位: mm)

荷重の組合せ		内側シヤラグ	外側シヤラグ
(1)	$D + P + M + S d^*$	<input type="text"/>	<input type="text"/>
(2)	$D + P + M + S s$		
(3)	$D + P_L + M_L + S d^*$		
(4)	$D + P_{SAL} + M_{SAL} + S d$		
(5)	$D + P_{SALL} + M_{SALL} + S s$		

注記*: 負の値は間隙の減少を示す。

2.3 熱膨張によるガンマ線遮蔽壁の変位に伴うシヤラグ間隙変化

ガンマ線遮蔽壁の各荷重の組合せにおける熱膨張による変位に伴うシヤラグ部の鉛直方向間隙変化量は表 2 に示すとおりである。ガンマ線遮蔽壁は鉛直上向きに変位し, 内側シヤラグの間隙増加を生じさせる。荷重の組合せに示す記号は, VI-2-9-2-4「シヤラグの耐震性についての計算書」にて定義している記号と同一である。

表 2 ガンマ線遮蔽壁の熱膨張による変位に伴うシヤラグ部の鉛直方向間隙変化量*

(単位: mm)

荷重の組合せ		内側シヤラグ	外側シヤラグ
(1)	$D + P + M + S d^*$	<input type="text"/>	該当無し
(2)	$D + P + M + S s$		
(3)	$D + P_L + M_L + S d^*$		
(4)	$D + P_{SAL} + M_{SAL} + S d$		
(5)	$D + P_{SALL} + M_{SALL} + S s$		

注記*: 正の値は間隙の増加を示す。

2.4 地震時における相対変位に伴うシヤラグ間隙変化

今回工認における地震時相対変位によるシヤラグ部の鉛直方向間隙変化量は、VI-2-2-1「炉心，原子炉圧力容器及び原子炉内部構造物並びに原子炉本体の基礎の地震応答計算書」に記載の解析モデルから算出し，表3のとおりである。内側シヤラグは，ガンマ線遮蔽壁と原子炉格納容器との相対変位を考慮する。外側シヤラグは，原子炉格納容器と原子炉建物との相対変位を考慮する。

表3 地震時相対変位によるシヤラグ部の鉛直方向間隙変化量*

(単位：mm)

荷重の組合せ		内側シヤラグ	外側シヤラグ
(1)	$D + P + M + S d^*$		
(2)	$D + P + M + S s$		
(3)	$D + P_L + M_L + S d^*$		
(4)	$D + P_{SAL} + M_{SAL} + S d$		
(5)	$D + P_{SALL} + M_{SALL} + S s$		

注記*：負の値は間隙の減少を示す。

2.5 地震時における原子炉格納容器スタビライザのたわみによるシヤラグ間隙変化

今回工認における地震時の原子炉格納容器スタビライザの鉛直方向へのたわみによるシヤラグ部の鉛直方向間隙変化量は表4に示すとおりである。原子炉格納容器スタビライザは，ガンマ線遮蔽壁を固定端とし，パイプの質量を分布荷重，内側マイルシヤラグの質量を集中荷重とした片持はり（図3参照）を仮定し，内側シヤラグの間隙を減少させる鉛直下向きの変位を考慮する。図3の計算モデルにより求めた自重によるたわみに，原子炉格納容器スタビライザの震度を乗じたものを鉛直方向の間隙変化量とした。

表4 地震時の原子炉格納容器スタビライザの鉛直方向へのたわみによるシヤラグ部の鉛直方向間隙変化量*

(単位：mm)

荷重の組合せ		内側シヤラグ	外側シヤラグ
(1)	$D + P + M + S d^*$		該当無し
(2)	$D + P + M + S s$		
(3)	$D + P_L + M_L + S d^*$		
(4)	$D + P_{SAL} + M_{SAL} + S d$		
(5)	$D + P_{SALL} + M_{SALL} + S s$		

注記*：負の値は間隙の減少を示す。

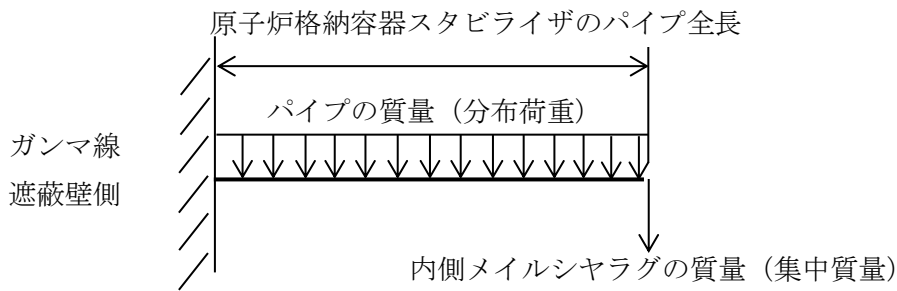


図3 原子炉格納容器スタビライザのたわみの計算モデル (片持ちはり)

3. 結論

以上の内容をまとめると表 5 及び表 6 のとおりであり，熱膨張を考慮した際の地震時鉛直方向間隙は，内側シヤラグの最小値で mm，外側シヤラグの最小値で mm となる。

すなわち，鉛直地震時であっても，内側マイルシヤラグと内側フィメールシヤラグとの間，外側マイルシヤラグと外側フィメールシヤラグとの間で鉛直方向に間隙が確保されており，鉛直方向に接触しないことが確認できる。このため，シヤラグの応力計算において鉛直方向地震荷重を考慮しないことは妥当である。

なお，表 6 の外側シヤラグの間隙については，図 2 に示す鉛直方向の間隙を算出したものであるが，鉛直方向の間隙を算出する際，水平方向変位による鉛直方向の間隙変化も考慮した値であるため，図 2 に示す放射方向も接触しない。

ここで，ドライウエルの水平方向荷重はシヤラグ及びドライウエル下部を，鉛直方向荷重はドライウエル下部を介して原子炉建物に伝達される設計である。すなわち，シヤラグは，原子炉圧力容器及びガンマ線遮蔽壁に生じる水平方向の荷重を受け，原子炉格納容器の変位を拘束するが，鉛直方向には拘束せずに荷重を受けない構造である。原子炉格納容器と原子炉建物間の間隙は，冷却材喪失事故時，原子炉格納容器に熱及び圧力変位が生じた際にも，原子炉格納容器が原子炉建物に接触しないように，施工公差等を考慮して設定しており，鉛直地震時にもシヤラグが接触しないことを本書で確認している。

表5 内側シヤラグの地震時鉛直方向間隙算出結果*1

(単位：mm)

	荷重の組合せ番号*2	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
①	2.1 図面寸法における間隙 (据付時)					
②	2.2 圧力・熱膨張によるドライウェル変位に伴う間隙変化					
③	2.3 熱膨張によるガンマ線遮蔽壁変位に伴う間隙変化					
④	2.4 地震時相対変位に伴う間隙変化					
⑤	2.5 地震時原子炉格納容器スタビライザのたわみに伴う間隙変化					
結果	地震時鉛直方向間隙 (①+②+③+④+⑤)					

注記*1：正の値は間隙の増加，負の値は間隙の減少を示す。

*2：荷重の組合せと組合せ番号の対応は以下のとおり。

(1) : $D + P + M + S d^*$

(2) : $D + P + M + S s$

(3) : $D + P_L + M_L + S d^*$

(4) : $D + P_{SAL} + M_{SAL} + S d$

(5) : $D + P_{SALL} + M_{SALL} + S s$

表6 外側シヤラグの地震時鉛直方向間隙算出結果*1

(単位：mm)

	荷重の組合せ番号*2	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
①	2.1 図面寸法における間隙 (据付時)					
②	2.2 圧力・熱膨張によるドライウェル変位に伴う間隙変化					
③	2.4 地震時相対変位に伴う間隙変化					
結果	地震時鉛直方向間隙 (① +②+③)					

注記*1：正の値は間隙の増加，負の値は間隙の減少を示す。

*2：荷重の組合せと組合せ番号の対応は以下のとおり。

(1) : $D + P + M + S d^*$

(2) : $D + P + M + S s$

(3) : $D + P_L + M_L + S d^*$

(4) : $D + P_{SAL} + M_{SAL} + S d$

(5) : $D + P_{SALL} + M_{SALL} + S s$

補足-027-10-98 動的機能維持評価対象弁の選定について

目 次

1. 動的機能維持評価対象弁の選定	1
1.1 概要	1
1.2 動的機能維持評価対象弁の選定方法と選定結果	1

1. 動的機能維持評価対象弁の選定

1.1 概要

本項目では、工認の要目表に記載のある弁のうち動的機能維持が要求される弁について、その選定方法を説明する。

なお、各耐震計算書においては、工認の要目表に記載のある弁のうち、動的機能維持が要求される弁を選定し、弁型式ごとに「機能確認済加速度」に対する「機能維持評価用加速度」の裕度が最も小さい弁の評価結果を代表として記載しているが、本項目では計算書への記載有無によらず、動的機能維持が要求される弁を対象としている。

1.2 動的機能維持評価対象弁の選定方法と選定結果

1.2.1 設計基準対象施設の動的機能維持評価対象弁の選定

動的機能維持評価対象弁を選定するために、設計基準対象施設として、工認の要目表に記載のある弁から、J E A G 4 6 0 1 -1984 並びに J E A G 4 6 0 1 -1991 に基づき動的機能維持が要求される弁を抽出した結果を表 1 に示す。表 1 に示すとおり、動的機能維持が要求される弁として 71 台の弁を選定している。これらの動的機能維持評価対象に選定した弁については評価が要求される理由を記載し、評価対象外とした弁については除外される理由を記載している。

なお、1.2.2 項に示す J E A G 4 6 0 1 -1984 において、動的機能維持評価に適用する地震動が S_1 又は S_2 と区別して記載されており、以下の設備については S_1 での評価が要求されている。

- (a) A s クラスの「(iv)原子炉格納容器バウンダリを構成する弁のうち、原子炉冷却材圧力バウンダリ破損の一定時間後に閉止が必要なもの」のうち、LOCA 後、ECCS 等の停止に伴う原子炉格納容器バウンダリ閉止に必要な弁
- (b) A クラスに分類される弁

上記のうち、(a)の考え方は、島根原子力発電所第 2 号機の今回工認における設計方針と整合していることから、(a)に該当する弁は弾性設計用地震動 S_d (J E A G 4 6 0 1 -1984 の S_1 を S_d に読み替え) に対する評価要求があるものの、設計の保守性及び簡便性を考慮して基準地震動 S_s に対して評価を行う方針としている。

一方、上記の(b)に該当する弁については、規制基準の改正により、A s クラスと A クラスが統合し S クラスとなり、基準地震動 S_s に対する評価が要求されたことから、動的機能維持評価においても基準地震動 S_s で評価する必要がある。したがって、島根原子力発電所第 2 号機の今回工認において、弾性設計用地震動 S_d (J E A G 4 6 0 1 -1984 の S_1 を S_d に読み替え) ではなく基準地震動 S_s に対して動的機能維持評価を実施する方針としている。

また、図 1 に示す「耐震設計に係る工認審査ガイド (平成 25 年 6 月 19 日制定、令和 3 年 6 月 23 日改正)」には動的機能維持評価は基準地震動 S_s に対して行うよう

記載されている。

上記の内容を踏まえて、島根原子力発電所第2号機の今回工認においては、動的機能維持が要求される全ての弁に対して、基準地震動 S_s を用いて動的機能維持評価を実施している。

4.6.2 動的機能

【審査における確認事項】

Sクラスの施設を構成する主要設備及び補助設備に属する機器のうち、地震時又は地震後に機能保持が要求される動的機器については、基準地震動 S_s を用いた地震応答解析結果の応答値が動的機能保持に関する評価基準値を超えていないことを確認する。

図1 耐震設計に係る工認審査ガイドの抜粋 (P28)

表1 設計基準対象施設の動的機能維持要求弁の選定結果 (1/4)

No.	系統	弁番号	弁名称	弁型式	動的機能維持が 要求される弁	動的機能維持が 要求される理由*1 表II-1分類例	動的機能維持の 要求が除外される 理由*2
1	MS	RV202-1A	A-主蒸気逃がし安全弁	逃がし 安全弁	●	As-(i)-①-② As-(ii)-①-①	
2	MS	RV202-1B	B-主蒸気逃がし安全弁	逃がし 安全弁	●	As-(i)-①-② As-(ii)-①-①	
3	MS	RV202-1C	C-主蒸気逃がし安全弁	逃がし 安全弁	●	As-(i)-①-② As-(ii)-①-①	
4	MS	RV202-1D	D-主蒸気逃がし安全弁	逃がし 安全弁	●	As-(i)-①-② As-(ii)-①-①	
5	MS	RV202-1E	E-主蒸気逃がし安全弁	逃がし 安全弁	●	As-(i)-①-② As-(ii)-①-①	
6	MS	RV202-1F	F-主蒸気逃がし安全弁	逃がし 安全弁	●	As-(i)-①-② As-(ii)-①-①	
7	MS	RV202-1G	G-主蒸気逃がし安全弁	逃がし 安全弁	●	As-(i)-①-② As-(ii)-①-①	
8	MS	RV202-1H	H-主蒸気逃がし安全弁	逃がし 安全弁	●	As-(i)-①-② As-(ii)-①-①	
9	MS	RV202-1J	J-主蒸気逃がし安全弁	逃がし 安全弁	●	As-(i)-①-② As-(ii)-①-①	
10	MS	RV202-1K	K-主蒸気逃がし安全弁	逃がし 安全弁	●	As-(i)-①-② As-(ii)-①-①	
11	MS	RV202-1L	L-主蒸気逃がし安全弁	逃がし 安全弁	●	As-(i)-①-② As-(ii)-①-①	
12	MS	RV202-1M	M-主蒸気逃がし安全弁	逃がし 安全弁	●	As-(i)-①-② As-(ii)-①-①	
13	MS	AV202-1A	A-主蒸気内側隔離弁	主蒸気 隔離弁	●	As-(i)-①-①	
14	MS	AV202-1B	B-主蒸気内側隔離弁	主蒸気 隔離弁	●	As-(i)-①-①	
15	MS	AV202-1C	C-主蒸気内側隔離弁	主蒸気 隔離弁	●	As-(i)-①-①	
16	MS	AV202-1D	D-主蒸気内側隔離弁	主蒸気 隔離弁	●	As-(i)-①-①	
17	MS	AV202-2A	A-主蒸気外側隔離弁	主蒸気 隔離弁	●	As-(i)-①-①	
18	MS	AV202-2B	B-主蒸気外側隔離弁	主蒸気 隔離弁	●	As-(i)-①-①	
19	MS	AV202-2C	C-主蒸気外側隔離弁	主蒸気 隔離弁	●	As-(i)-①-①	
20	MS	AV202-2D	D-主蒸気外側隔離弁	主蒸気 隔離弁	●	As-(i)-①-①	
21	FW	AV204-101A	A-原子炉給水外側隔離逆止弁	空気作動 逆止弁	●	As-(i)-③-①	
22	FW	AV204-101B	B-原子炉給水外側隔離逆止弁	空気作動 逆止弁	●	As-(i)-③-①	
23	FW	V204-101A	A-原子炉給水内側隔離逆止弁	逆止弁	●	As-(i)-③-①	
24	FW	V204-101B	B-原子炉給水内側隔離逆止弁	逆止弁	●	As-(i)-③-①	
25	RHR	RV222-1A	A-RHR注水配管逃がし弁	逃がし 安全弁	×	-	①
26	RHR	RV222-1B	B-RHR注水配管逃がし弁	逃がし 安全弁	×	-	①
27	RHR	RV222-1C	C-RHR注水配管逃がし弁	逃がし 安全弁	×	-	①
28	RHR	RV222-2	RHR炉水入口配管逃がし弁	逃がし 安全弁	×	-	①
29	RHR	MV222-2A	A-RHR熱交バイパス弁	電動 グローブ弁	●	As-(ii)-④-① A-(ii)-①-①	
30	RHR	MV222-2B	B-RHR熱交バイパス弁	電動 グローブ弁	●	As-(ii)-④-① A-(ii)-①-①	
31	RHR	MV222-3A	A-RHRドライウエル第1スプレイ弁	電動 ゲート弁	●	A-(ii)-①-①	
32	RHR	MV222-3B	B-RHRドライウエル第1スプレイ弁	電動 ゲート弁	●	A-(ii)-①-①	

表1 設計基準対象施設の動的機能維持要求弁の選定結果 (2/4)

No.	系統	弁番号	弁名称	弁型式	動的機能維持が 要求される弁	動的機能維持が 要求される理由*1 表II-1分類例	動的機能維持の要求が 除外される 理由*2
33	RHR	MV222-4A	A-RHR ドライウエル第2 スプレイ弁	電動 ゲート弁	●	A-(ii)-①-①	
34	RHR	MV222-4B	B-RHR ドライウエル第2 スプレイ弁	電動 ゲート弁	●	A-(ii)-①-①	
35	RHR	MV222-5A	A-RHR 注水弁	電動 ゲート弁	●	A-(i)-①-3)-①	
36	RHR	MV222-5B	B-RHR 注水弁	電動 ゲート弁	●	A-(i)-①-3)-①	
37	RHR	MV222-5C	C-RHR 注水弁	電動 ゲート弁	●	A-(i)-①-3)-①	
38	RHR	MV222-6	RHR 炉水入口内側隔離弁	電動 ゲート弁	●	As-(ii)-④-①	
39	RHR	MV222-7	RHR 炉水入口外側隔離弁	電動 ゲート弁	●	As-(ii)-④-①	
40	RHR	MV222-11A	A-RHR ポンプ炉水戻り弁	電動 グローブ弁	●	As-(ii)-④-①	
41	RHR	MV222-11B	B-RHR ポンプ炉水戻り弁	電動 グローブ弁	●	As-(ii)-④-①	
42	RHR	MV222-13	RHR 炉頂部冷却外側隔離弁	電動 ゲート弁	×	—	②
43	RHR	MV222-14	RHR 炉頂部冷却内側隔離弁	電動 ゲート弁	×	—	②
44	RHR	MV222-15A	A-RHR テスト弁	電動 グローブ弁	●	A-(ii)-①-①	
45	RHR	MV222-15B	B-RHR テスト弁	電動 グローブ弁	●	A-(ii)-①-①	
46	RHR	MV222-16A	A-RHR トーラススプレイ弁	電動 ゲート弁	●	A-(ii)-①-①	
47	RHR	MV222-16B	B-RHR トーラススプレイ弁	電動 ゲート弁	●	A-(ii)-①-①	
48	RHR	AV222-1A	A-試験可能逆止弁	空気作動 逆止弁	●	A-(i)-①-3)-①	
49	RHR	AV222-1B	B-試験可能逆止弁	空気作動 逆止弁	●	A-(i)-①-3)-①	
50	RHR	AV222-1C	C-試験可能逆止弁	空気作動 逆止弁	●	A-(i)-①-3)-①	
51	RHR	AV222-3A	A-炉水戻り試験可能逆止弁	空気作動 逆止弁	●	As-(ii)-④-①	
52	RHR	AV222-3B	B-炉水戻り試験可能逆止弁	空気作動 逆止弁	●	As-(ii)-④-①	
53	RHR	V222-7	RHR 炉頂部冷却水逆止弁	逆止弁	×	—	③
54	HPCS	RV224-1	HPCS ポンプ入口逃がし弁	逃がし 安全弁	×	—	①
55	HPCS	MV224-2	HPCS ポンプトーラス入口弁	電動 ゲート弁	●	As-(ii)-③-① A-(i)-①-1)-①	
56	HPCS	MV224-3	HPCS 注水弁	電動 ゲート弁	●	As-(ii)-③-① A-(i)-①-1)-①	
57	HPCS	AV224-1	試験可能逆止弁	空気作動 逆止弁	●	As-(ii)-③-① A-(i)-①-1)-①	
58	LPCS	RV223-1	LPCS 逃がし弁	逃がし 安全弁	×	—	①
59	LPCS	MV223-2	LPCS 注水弁	電動 ゲート弁	●	A-(i)-①-2)-①	
60	LPCS	AV223-1	試験可能逆止弁	空気作動 逆止弁	●	A-(i)-①-2)-①	
61	RCIC	RV221-1	RCIC ポンプ入口逃がし弁	逃がし 安全弁	×	—	①
62	RCIC	MV221-20	蒸気内側隔離弁	電動 ゲート弁	●	As-(ii)-②-②	
63	RCIC	MV221-21	蒸気外側隔離弁	電動 ゲート弁	●	As-(ii)-②-②	

表1 設計基準対象施設の動的機能維持要求弁の選定結果 (3/4)

No.	系統	弁番号	弁名称	弁型式	動的機能維持が 要求される弁	動的機能維持が 要求される理由*1 表II-1分類例	動的機能維持の要求が 除外される 理由*2
64	RCW	MV214-1A	A-RCW 常用補機冷却水入口切替弁	電動 ゲート弁	●	As-(ii)-⑤-① A-(i)-②-① A-(ii)-④-①	
65	RCW	MV214-1B	B-RCW 常用補機冷却水入口切替弁	電動 ゲート弁	●	As-(ii)-⑤-① A-(i)-②-① A-(ii)-④-①	
66	RCW	MV214-7A	A-RHR 熱交換冷却水出口弁	電動 グローブ弁	●	As-(ii)-⑤-① A-(i)-②-① A-(ii)-④-①	
67	RCW	MV214-7B	B-RHR 熱交換冷却水出口弁	電動 グローブ弁	●	As-(ii)-⑤-① A-(i)-②-① A-(ii)-④-①	
68	CUW	RV213-1	CUW 圧力調節弁出口逃がし弁	逃がし 安全弁	×	—	①
69	CUW	RV213-3	CUW 再生熱交換逃がし弁	逃がし 安全弁	×	—	①
70	CUW	RV213-4	CUW サージタンク安全弁	逃がし 安全弁	×	—	①
71	CUW	MV213-3	CUW 入口内側隔離弁	電動 ゲート弁	●	As-(i)-④-①	
72	CUW	MV213-4	CUW 入口外側隔離弁	電動 ゲート弁	●	As-(i)-④-①	
73	ES	RV241-10A	A-第1 抽気第6 給水加熱器入口逃がし弁	逃がし 安全弁	×	—	①
74	ES	RV241-10B	B-第1 抽気第6 給水加熱器入口逃がし弁	逃がし 安全弁	×	—	①
75	ES	RV241-11A	A-第2 抽気第5 給水加熱器入口逃がし弁	逃がし 安全弁	×	—	①
76	ES	RV241-11B	B-第2 抽気第5 給水加熱器入口逃がし弁	逃がし 安全弁	×	—	①
77	ES	RV241-12A	A-第3 抽気第4 給水加熱器入口逃がし弁	逃がし 安全弁	×	—	①
78	ES	RV241-12B	B-第3 抽気第4 給水加熱器入口逃がし弁	逃がし 安全弁	×	—	①
79	ES	RV241-13A	A-第4 抽気第3 給水加熱器入口逃がし弁	逃がし 安全弁	×	—	①
80	ES	RV241-13B	B-第4 抽気第3 給水加熱器入口逃がし弁	逃がし 安全弁	×	—	①
81	CRD	AV212-126	水圧制御ユニットスクラム弁	制御棒駆動系 スクラム弁	●	As-(iii)-①-②	
82	CRD	AV212-127	水圧制御ユニットスクラム弁	制御棒駆動系 スクラム弁	●	As-(iii)-①-②	
83	SLC	RV225-1A	A-SLC ポンプ出口安全弁	逃がし 安全弁	×	—	①
84	SLC	RV225-1B	B-SLC ポンプ出口安全弁	逃がし 安全弁	×	—	①
85	ADS	RV227-1A	A-ADS 窒素ガス供給装置出口安全弁	逃がし 安全弁	×	—	①
86	ADS	RV227-1B	B-ADS 窒素ガス供給装置出口安全弁	逃がし 安全弁	×	—	①
87	ADS	MV227-2A	A-逃がし弁 N2 入口弁	電動 グローブ弁	●	A-(i)-①	
88	ADS	MV227-2B	B-逃がし弁 N2 入口弁	電動 グローブ弁	●	A-(i)-①	
89	RWL	MV252-1	ドライウェル機器ドレン内側隔離弁	電動 ゲート弁	×	—	④
90	RWL	MV252-2	ドライウェル機器ドレン外側隔離弁	電動 ゲート弁	×	—	④
91	RWL	MV252-3	ドライウェル床ドレン内側隔離弁	電動 ゲート弁	×	—	⑤
92	RWL	MV252-4	ドライウェル床ドレン外側隔離弁	電動 ゲート弁	×	—	⑤

表 1 設計基準対象施設の動的機能維持要求弁の選定結果 (4/4)

No.	系統	弁番号	弁名称	弁型式	動的機能維持が 要求される弁	動的機能維持が 要求される理由*1 表Ⅱ-1 分類例	動的機能維持の 要求が除外される 理由*2
93	SGT	AV226-1A	A-R/B 連絡弁	空気作動バ タフライ弁	●	A-(ii)-③	
94	SGT	AV226-1B	B-R/B 連絡弁	空気作動バ タフライ弁	●	A-(ii)-③	
95	FCS	RV229-1A	A-FCS 出口安全弁	安全弁	×	—	①
96	FCS	RV229-1B	B-FCS 出口安全弁	安全弁	×	—	①
97	FCS	MV229-1A	A-FCS 入口隔離弁	電動 ゲート弁	●	A-(ii)-②	
98	FCS	MV229-1B	B-FCS 入口隔離弁	電動 ゲート弁	●	A-(ii)-②	
99	FCS	MV229-2A	A-FCS 出口隔離弁	電動 ゲート弁	●	A-(ii)-②	
100	FCS	MV229-2B	B-FCS 出口隔離弁	電動 ゲート弁	●	A-(ii)-②	
101	NGC	AV217-2	N2 ドライウエル入口隔離弁	空気作動バ タフライ弁	×	—	⑥
102	NGC	AV217-3	N2 トーラス入口隔離弁	空気作動バ タフライ弁	×	—	⑥
103	NGC	MV217-4	NGC N2 ドライウエル出口隔離弁	電動バタフ ライ弁	×	—	⑦
104	NGC	MV217-5	NGC N2 トーラス出口隔離弁	電動バタフ ライ弁	×	—	⑦
105	NGC	AV217-7	N2 補給隔離弁	空気作動 グローブ弁	×	—	⑥
106	NGC	AV217-8A	N2 補給ドライウエル入口隔離弁	空気作動 グローブ弁	×	—	⑥
107	NGC	AV217-8B	N2 補給トーラス入口隔離弁	空気作動 グローブ弁	×	—	⑥
108	NGC	AV217-10A	A-トーラス真空破壊隔離弁	空気作動バ タフライ弁	●	As-(iv)-①-①	
109	NGC	AV217-10B	B-トーラス真空破壊隔離弁	空気作動バ タフライ弁	●	As-(iv)-①-①	
110	NGC	MV217-18	NGC 非常用ガス処理入口隔離弁	電動バタフ ライ弁	×	—	⑦
111	NGC	AV217-19	原子炉棟空調換気系入口隔離弁	空気作動バ タフライ弁	×	—	⑦
112	NGC	MV217-23	NGC 非常用ガス処理入口隔離弁バイパス弁	電動バタフ ライ弁	×	—	⑦
113	DEG	RV280-300A	A-空気だめ(自動)逃がし弁	逃がし 安全弁	×	—	①
114	DEG	RV280-300B	B-空気だめ(自動)逃がし弁	逃がし 安全弁	×	—	①
115	DEG	RV280-301A	A-空気だめ(手動)逃がし弁	逃がし 安全弁	×	—	①
116	DEG	RV280-301B	B-空気だめ(手動)逃がし弁	逃がし 安全弁	×	—	①
117	DEG	RV280-300H	C-空気だめ(自動)逃がし弁	逃がし 安全弁	×	—	①
118	DEG	RV280-301H	C-空気だめ(手動)逃がし弁	逃がし 安全弁	×	—	①

注記*1：動的機能維持が要求される理由について図2のJ E A G 4 6 0 1 -1984に記載の内容のうち該当する番号を示している。

*2：動的機能維持要求が除外される理由について表2の分類表の該当番号を示している。

1.2.2 動的機能維持評価実施要否の判定基準

動的機能維持の要求の有無については、J E A G 4 6 0 1 -1984 に規定されている。

図2にJ E A G 4 6 0 1 -1984の抜粋を示しているが、「表Ⅱ-1 具体的な動的設備とその分類例(BWR)」(P52)において、動的機能維持が要求される機器例が示されており、表1に記載の要目表対象弁に対して分類例番号を記載し、動的機能維持が要求される弁を抽出している。

また、表2には、動的機能維持の要求が除外されるとした弁について、その具体的な理由を記載している。本表で記載した番号を表1の除外理由の欄に記載しているものである。

(例：主蒸気逃がし安全弁 → As-(i)-①-②, As-(ii)-①-①)

表 II - 1 具体的な動的設備とその分類例 (BWR)

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

図 2 J E A G 4 6 0 1 - 1984 における動的機能維持が要求される機器の例 (1/2)

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

図2 J E A G 4 6 0 1 - 1984 における動的機能維持が要求される機器の例(2/2)

表 2 動的機能維持要求の除外理由分類表

番号	動的機能維持要求が除外される理由
①	原子炉冷却材圧力バウンダリの健全性，原子炉停止後の崩壊熱除去等，プラントの事故対応や停止操作時において動作を必要としない安全弁であり，評価対象外。
②	原子炉圧力容器ヘッドスプレイラインに設置されているプラント通常運転時「閉」の電動弁であり，冷却材喪失事故直後の動作要求がないため（「閉」維持），評価対象外。
③	原子炉圧力容器ヘッドスプレイラインに設置されている逆止弁であり，冷却材喪失事故後の動作要求がないため（「閉」維持），評価対象外。
④	ドライウェル機器ドレンサンプ出口ラインに設置されている格納容器隔離弁であり，冷却材喪失事故直後に動作（「開」→「閉」），その後動作要求がないため（「閉」維持），評価対象外。
⑤	ドライウェル床ドレンサンプ出口ラインに設置されている格納容器隔離弁であり，冷却材喪失事故直後に動作（「開」又は「閉」→「閉」），その後動作要求がないため（「閉」維持），評価対象外。
⑥	原子炉格納容器への窒素供給ラインに設置されている格納容器隔離弁であり，冷却材喪失事故直後の動作（「開」又は「閉」→「閉」），その後動作要求がないため（「閉」維持），評価対象外。
⑦	原子炉格納容器の窒素排気ラインに設置されている格納容器隔離弁であり，冷却材喪失事故直後の動作（「開」又は「閉」→「閉」），その後動作要求がないため（「閉」維持），評価対象外。

1.2.3 浸水防護施設の動的機能維持評価対象弁の選定

地震による設備の損傷箇所からの津波の流入を防止するための浸水防護施設のうち隔離弁について、動的機能維持が要求される弁を選定した結果及び動的機能維持が要求される理由を表3に示す。

表3 浸水防護施設の動的機能維持要求弁の選定結果

No.	系統	弁番号	弁名称	弁型式	動的機能維持が要求される理由
1	TSW	MV247-1A	タービン補機海水系ポンプ出口弁	電動 バタフライ弁	タービン補機海水系のポンプ出口ラインに設置されている電動弁であり、地震による設備の損傷箇所からの津波の流入を防止するために（「開」→「閉」）する必要があることから、評価対象とする。
2	TSW	MV247-1B	タービン補機海水系ポンプ出口弁	電動 バタフライ弁	タービン補機海水系のポンプ出口ラインに設置されている電動弁であり、地震による設備の損傷箇所からの津波の流入を防止するために（「開」→「閉」）する必要があることから、評価対象とする。
3	TSW	MV247-1C	タービン補機海水系ポンプ出口弁	電動 バタフライ弁	タービン補機海水系のポンプ出口ラインに設置されている電動弁であり、地震による設備の損傷箇所からの津波の流入を防止するために（「開」→「閉」）する必要があることから、評価対象とする。
4	TSW	MV247-3	タービン補機海水系ポンプ第二出口弁	電動 バタフライ弁	タービン補機海水系のポンプ出口ラインに設置されている電動弁であり、地震による設備の損傷箇所からの津波の流入を防止するために（「開」→「閉」）する必要があることから、評価対象とする。
5	TSW	V247-5	タービン補機海水系浸水防止逆止弁	逆止弁	タービン補機海水系の放水ラインに設置されている逆止弁であり、地震による設備の損傷箇所からの津波の流入を防止するために本逆止弁により逆流を防止する必要があることから、評価対象とする。
6	RWL	V252-6000	廃液放出管浸水防止逆止弁	逆止弁	液体廃棄物処理系（ランドリドレン系）に設置されている逆止弁であり、地震による設備の損傷箇所からの津波の流入を防止するために本逆止弁により逆流を防止する必要があることから、評価対象とする。

1.2.4 重大事故等対処施設のうち動的機能維持評価対象から除外している弁の選定

重大事故等対処施設として工認の要目表及び基本設計方針に記載のある弁のうち、表1で動的機能維持が要求される弁として選定している弁を除いて、動的機能維持が要求される弁を抽出した結果、重大事故等対処施設として動的機能維持が要求される弁が新たに追加されないことを確認している（補足-027-10-31「重大事故等対処設備の動的機能維持要求の整理について」参照）。動的機能維持要求が除外される理由について表4に示す。

表4 重大事故等対処施設の動的機能維持要求弁の選定結果

No.	系統	弁番号	弁名称	弁型式	重大事故等対処施設として動的機能維持要求が除外される理由
1	NGC	MV217-4	NGC N2 ドライウエル出口隔離弁	電動バタフライ弁	格納容器フィルタベント系のベントラインに設置されている電動弁であり、ベント操作実施時に手動操作（「閉」→「開」）が可能であるため、評価対象外。
2	NGC	MV217-5	NGC N2 トーラス出口隔離弁	電動バタフライ弁	格納容器フィルタベント系のベントラインに設置されている電動弁であり、ベント操作実施時に手動操作（「閉」→「開」）が可能であるため、評価対象外。
3	NGC	MV217-18	NGC 非常用ガス処理入口隔離弁	電動バタフライ弁	格納容器フィルタベント系のベントラインに設置されている電動弁であり、ベント操作実施時に手動操作（「閉」→「開」）が可能であるため、評価対象外。
4	NGC	MV217-23	NGC 非常用ガス処理入口隔離弁バイパス弁	電動バタフライ弁	格納容器フィルタベント系のベントラインに設置されている電動弁であり、ベント操作実施時に手動操作（「閉」→「開」）が可能であるため、評価対象外。
5	HPAC	MV2B1-4	HPAC 注水弁	電動グロープ弁	高圧原子炉代替注水系の注水ラインに設置されている電動弁であり、起動時に手動操作（「閉」→「開」）が可能であるため、評価対象外。
6	RCIC	MV221-22	タービン蒸気入口弁	電動グロープ弁	原子炉隔離時冷却系のタービン蒸気入口ラインに設置されている電動弁であり、起動時に手動操作（「閉」→「開」）が可能であるため、評価対象外。
7	RCIC	MV221-34	RCIC HPAC タービン蒸気入口弁	電動グロープ弁	原子炉隔離時冷却系のHPAC タービン蒸気入口ラインに設置されている電動弁であり、起動時に手動操作（「閉」→「開」）が可能であるため、評価対象外。
8	RCIC	MV221-7	復水器冷却水入口弁	電動グロープ弁	原子炉隔離時冷却系の復水器冷却水入口ラインに設置されている電動弁であり、起動時に手動操作（「閉」→「開」）が可能であるため、評価対象外。
9	RCIC	MV221-2	RCIC 注水弁	電動ゲート弁	原子炉隔離時冷却系の注水ラインに設置されている電動弁であり、起動時に手動操作（「閉」→「開」）が可能であるため、評価対象外。
10	RCIC	MV221-6	RCIC ポンプミニマムフロー弁	電動グロープ弁	原子炉隔離時冷却系のミニマムフローラインに設置されている電動弁であり、起動時に手動操作（「閉」→「開」）が可能であるため、評価対象外。
11	HVAC	MV264-1	中央制御室外気取入調節弁	電動バタフライ弁	中央制御室空調換気系の外気取入ラインに設置される電動弁であり、ブルーム通過時において、手動操作（「開」→「閉」）が可能であるため、評価対象外。

補足-027-10-99 ガスタービン発電機用軽油タンクの耐震評価に適用する
鉛直方向地震荷重に関する補足説明資料

目 次

1. 概要	1
2. 鉛直方向地震荷重の比較	1
3. 結論	1

1. 概要

今回工認のガスタービン発電機用軽油タンクの地震応答解析においては、水平方向及び鉛直方向の地震応答解析モデルを用いている。一方で、ガスタービン発電機用軽油タンクは、水平方向については柔構造、鉛直方向については剛構造の設備であることから、耐震評価において地震応答解析モデルから算出した地震荷重は水平方向のみに用いており、鉛直方向は地震荷重として自重に鉛直震度を乗じたものを用いている。

鉛直方向について剛構造であるガスタービン発電機用軽油タンクは、耐震評価を簡易に実施する方法として鉛直震度を用いた評価を実施することができるが、より精緻な評価方法として鉛直方向の地震応答解析モデルによって得られる各質点位置の軸力を鉛直方向荷重として用いることもできる。

本資料は、自重に鉛直震度を乗じて設定した鉛直方向地震荷重が、鉛直方向の地震応答解析から算出した軸力よりも大きくなることを確認し、耐震計算書で示す耐震評価が保守的な評価であることを説明する。

なお、本資料に関連する工認図書は以下のとおり。

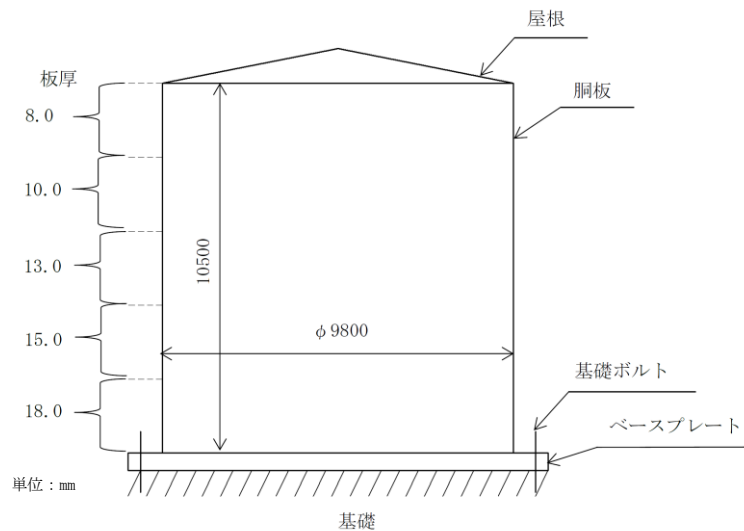
- ・ VI-2-10-1-2-3-4「ガスタービン発電機用軽油タンクの耐震性についての計算書」

2. 鉛直方向地震荷重の比較

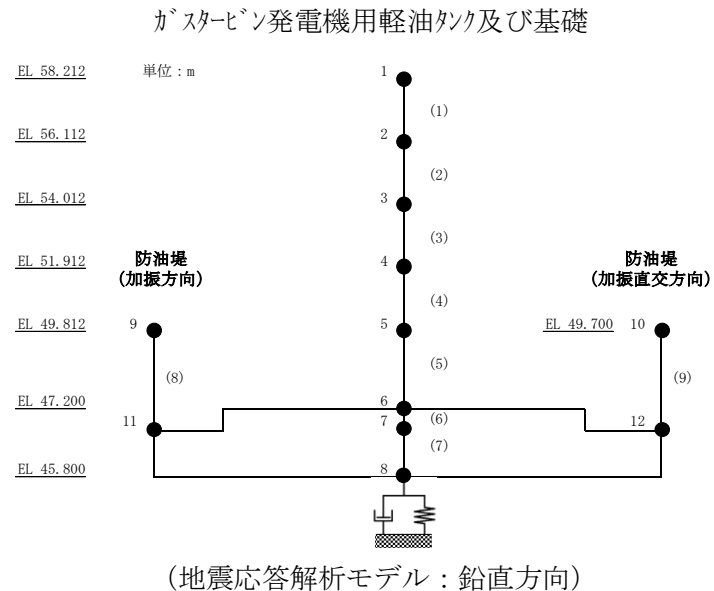
ガスタービン発電機用軽油タンクの構造図及び地震応答解析モデルの概要を図1に示す。耐震評価に適用している鉛直震度による鉛直方向地震荷重と、鉛直方向の地震応答解析による軸力を比較した結果を表1に示しており、鉛直震度による鉛直方向地震荷重は鉛直方向の地震応答解析による軸力よりも大きくなっている。

3. 結論

ガスタービン発電機用軽油タンクの耐震評価に適用している鉛直震度による鉛直方向地震荷重は、鉛直方向の地震応答解析による軸力よりも大きな値であり、耐震計算書で示す耐震評価が保守的な評価となっていることを確認した。



(構造図)



(地震応答解析モデル：鉛直方向)

図1 ガスタービン発電機用軽油タンクの構造図及び地震応答解析モデル図の概要

表1 耐震評価に適用する鉛直方向地震荷重の整理結果 (基準地震動 S_s)

評価 部位	EL (mm)	鉛直震度による 鉛直方向地震荷重[kN]		地震応答解析による 軸力[kN]	整理結果
		基準地震動 S_s *1	設計用 *2	基準地震動 S_s *3	
(1)	56112	273	410	180	○
(2)	54012	337	506	220	○
(3)	51912	410	615	270	○
(4)	49812	499	749	320	○
(5)	47700	651	977	370	○

注記*1：VI-2-1-7「設計用床応答スペクトルの作成方針」における設計用震度Ⅰ（基準地震動 S_s ）による荷重

*2：VI-2-1-7「設計用床応答スペクトルの作成方針」における設計用震度Ⅱ（基準地震動 S_s ）を上回る設計震度による荷重

*3：VI-2-2-35「ガスタービン発電機用軽油タンク基礎の地震応答計算書」の時刻歴応答解析による荷重

補足-027-10-100 静的触媒式水素処理装置の耐震性についての計算書
に係る補足説明資料

目 次

1. 概要	1
2. 静的触媒式水素処理装置の取付ボルト部の構造及び解析モデル上の取扱いについて	1
2.1 取付ボルト部の構造	1
2.2 取付ボルト部の解析モデル上の取扱いについて	2
3. 静的触媒式水素処理装置の触媒カートリッジの固定方法について	3

参考資料（1） 静的触媒式水素処理装置の加振試験について

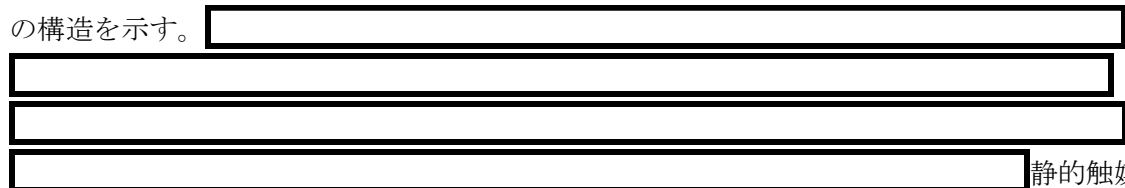
1. 概要

本資料は、VI-2-9-4-5-3-1「静的触媒式水素処理装置の耐震性についての計算書」の補足説明資料として、静的触媒式水素処理装置の取付ボルト部の構造及び解析モデル上の取扱い並びに静的触媒式水素処理装置の触媒カートリッジの固定方法について示すものである。

2. 静的触媒式水素処理装置の取付ボルト部の構造及び解析モデル上の取扱いについて

2.1 取付ボルト部の構造

静的触媒式水素処理装置は取付ボルト4本で架台に固定されている。図1に取付ボルト部の構造を示す。



式水素処理装置の触媒反応時の熱膨張を考慮した設計としている。

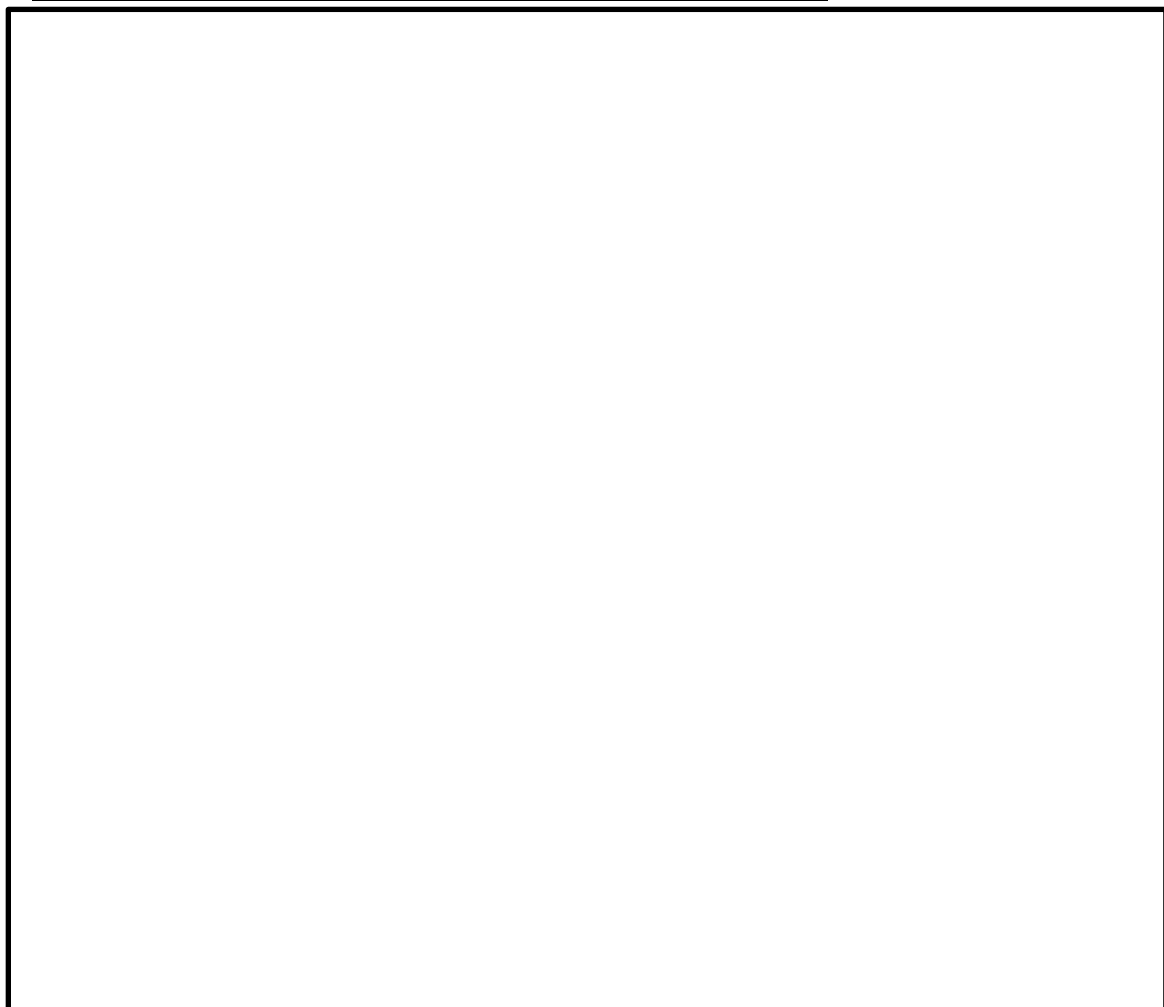
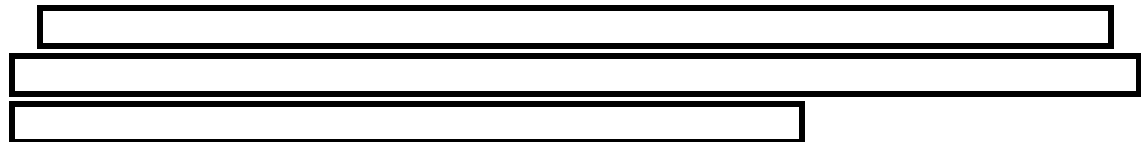


図1 取付ボルト部の構造

2.2 取付ボルト部の解析モデル上の取扱いについて

静的触媒式水素処理装置は、「2.1 取付ボルト部の構造」に記載のとおり、静的触媒式水素処理装置に取り付けている [redacted] [redacted] また、静的触媒式水素処理装置は解析での評価に先立ち実機と同等の試験体での加振試験を行っており、試験に当たっては島根原子力発電所への静的触媒式水素処理装置の取付状態と同様に、 [redacted] を設置して試験を実施している。試験の結果、 [redacted] による移動は生じていないことを確認した。（参考資料（1）参照）

以上より、 [redacted] と加振試験結果を踏まえ、解析モデル化に当たっては、 [redacted] 4箇所全てを図2のとおり同じようにモデル化して評価している。取付ボルト部の解析モデルを図2に示す。

応力評価に当たっては、上記より引張力及びせん断力は各々の取付ボルトに作用するため、応力についても各々の取付ボルトに発生するが、耐震計算書の応力算出に当たっては保守性を考慮し、4箇所の引張力及びせん断力の合計を保守的に1本で受けるものとして応力を算出している。

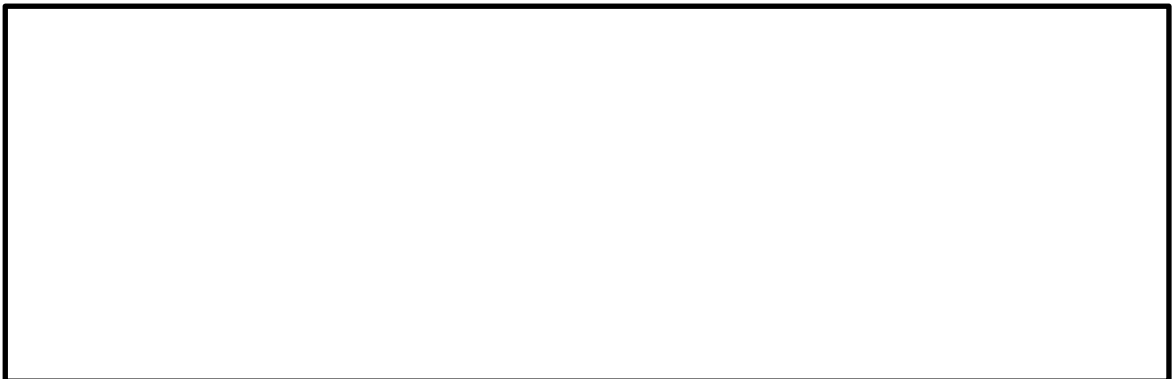


図2 取付ボルト部の解析モデル

3. 静的触媒式水素処理装置の触媒カートリッジの固定方法について

静的触媒式水素処理装置本体の構造図を図3に示す。触媒カートリッジは、ハウジング内部の対面に取り付けられている触媒カートリッジガイドの溝に沿って全22枚を縦に等間隔に収納し、ブラケットにて触媒カートリッジの両端を支持する構造となっている。

なお、静的触媒式水素処理装置については実機を用いた加振試験を実施しており、加振試験後の外観確認において、静的触媒式水素処理装置のハウジング、ブラケット及び触媒カートリッジに損傷はないこと並びに触媒カートリッジは所定の位置より外れていないことから、基準地震動 S_s により静的触媒式水素処理装置は機能喪失しないことを確認している。(参考資料(1)参照)

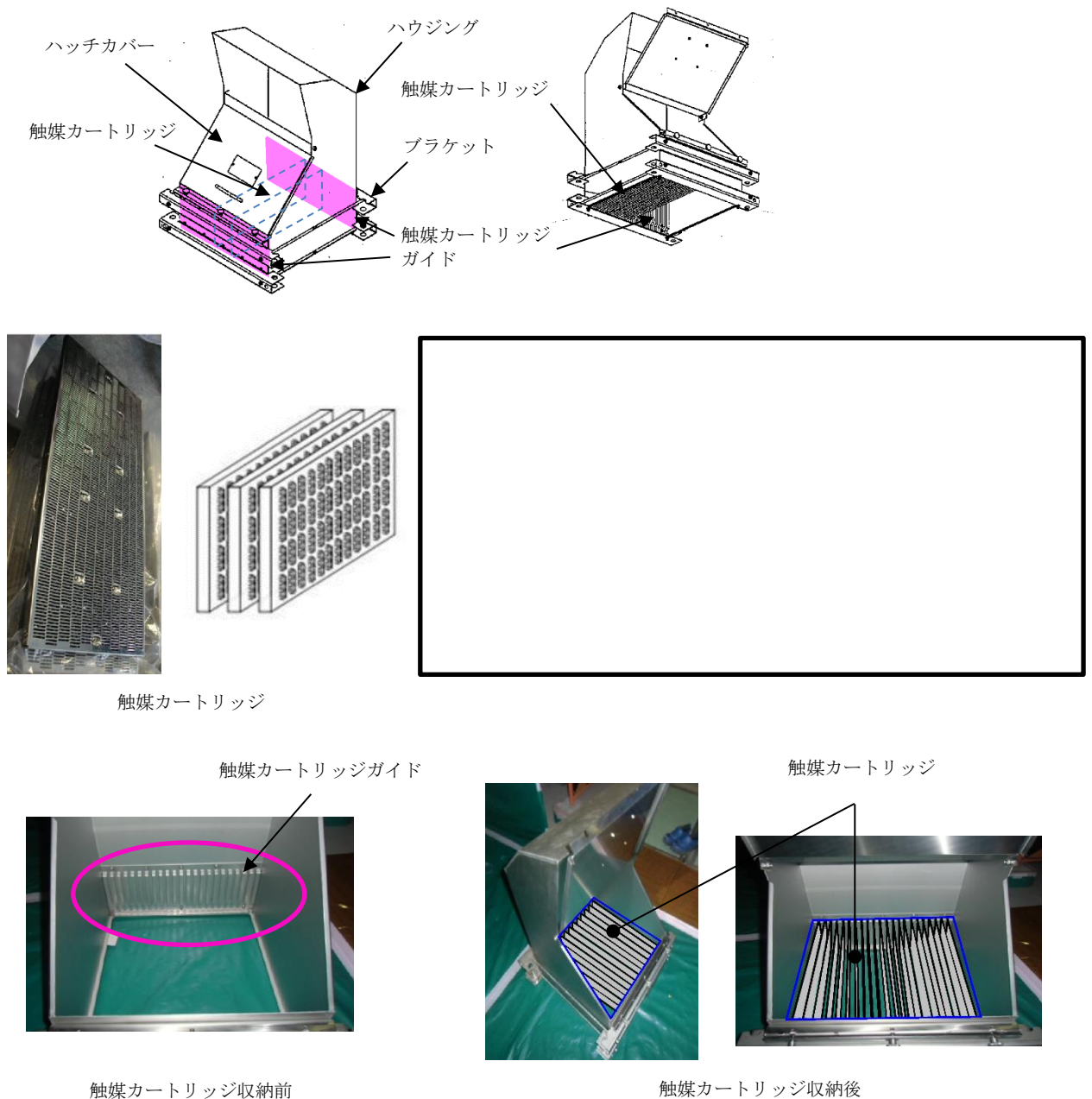


図3 静的触媒式水素処理装置本体構造図

静的触媒式水素処理装置の加振試験について

1. はじめに

静的触媒式水素処理装置のハウジング、取付ボルト等については、VI-2-9-4-5-3-1「静的触媒式水素処理装置の耐震性についての計算書」で示しているとおり、解析により耐震性の確認を行っている。

一方で静的触媒式水素処理装置の設置に際しては、解析での確認に先立ち、島根原子力発電所2号機に設置する静的触媒式水素処理装置と同等の試験体を加振台に設置し試験を行うことで、基準地震動 S_s により静的触媒式水素処理装置が機能喪失しないことも確認している。試験体と島根原子力発電所2号機に設置する静的触媒式水素処理装置の仕様を表1に示す。静的触媒式水素処理装置の加振試験に関する試験項目等を次項に示す。

表1 静的触媒式水素処理装置の仕様

	試験体	島根2号機
高さ[mm]		
幅[mm]		
質量 m_0 [kg]		
質量 m_{01} [kg]		
カートリッジ枚数[枚]		
組立方法		

2. 試験概要

試験に使用した静的触媒式水素処理装置の外観図を図4に示す。試験は2014年7月にIMV株式会社名古屋テストラボの加振台を用いて実施した。試験方法としては振動特性把握試験を実施し、固有周期を求め、剛構造であることを確認した後、島根原子力発電所2号機の静的触媒式水素処理装置設置場所の基準地震動 S_s による地震応答を包絡する試験波を用いて加振試験を実施した。試験波の最大入力加速度と静的触媒式水素処理装置設置場所の基準地震動 S_s による最大応答加速度の比較を表2に示す。試験波の床応答スペクトルと静的触媒式水素処理装置設置場所の床応答スペクトルの比較を図5に示す。3.で後述する静的触媒式水素処理装置の固有周期以下の固有周期帯において、試験波の床応答スペクトルは静的触媒式水素処理装置設置場所の床応答スペクトルを上回っている。

また、加振試験に加え、加振試験後に外観検査を実施することで健全性を確認している。試験装置の外観を図6に、加振台仕様を表3に示す。

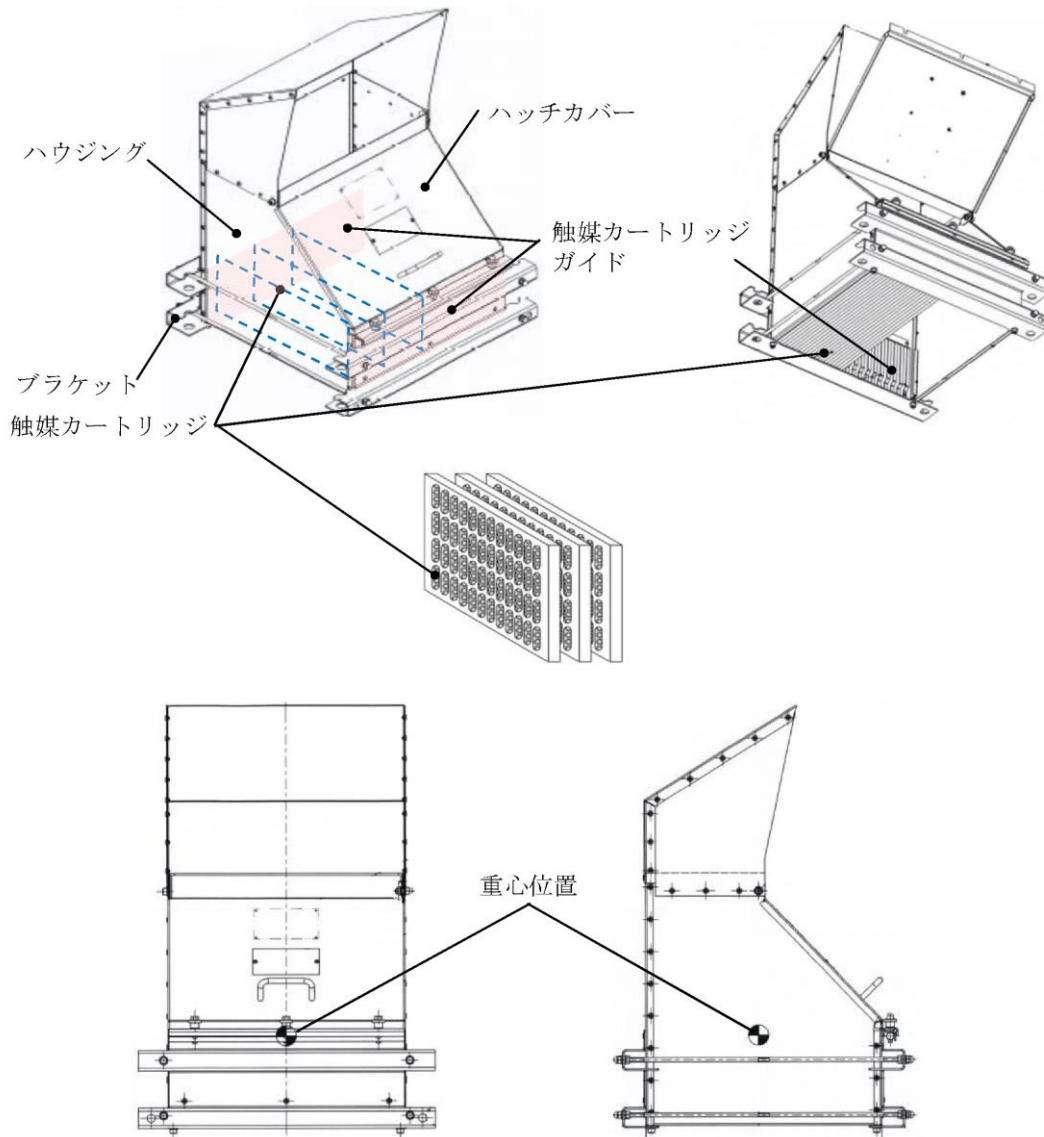


図4 静的触媒式水素処理装置の外観図

表2 試験波の最大入力加速度と静的触媒式水素処理装置設置場所の基準地震動 S_s による最大応答加速度の比較

	試験波の最大入力加速度	静的触媒式水素処理装置設置場所の基準地震動 S_s による最大応答加速度*
水平方向	100[m/s ²]	35[m/s ²] (3.51[G])
鉛直方向	40[m/s ²]	25[m/s ²] (2.46[G])

注記*：原子炉建物 EL51.7[m]の設計用震度Ⅱ（基準地震動 S_s ）による加速度



a. 水平方向加振波 (NS 波)

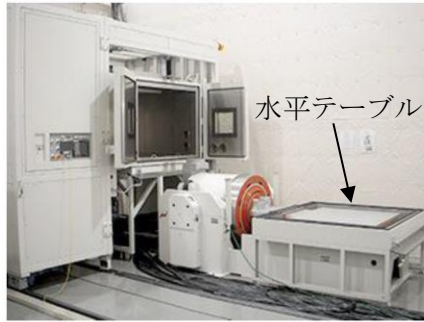


b. 水平方向加振波 (EW 波)

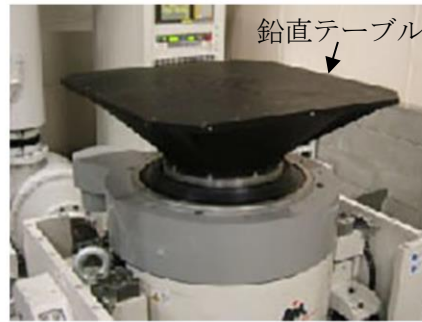


c. 鉛直方向加振波 (UD 波)

図 5 床応答スペクトルの比較



(水平加振の場合)



(鉛直加振の場合)

図6 試験装置外観図

表3 加振台仕様

寸法	水平テーブル：1000[mm]×1000[mm] 鉛直テーブル：950[mm]×950[mm]
最大積載質量	600[kg]
最大振動数	2200[Hz]
最大加速度	744[m/s ²]

3. 振動特性把握試験

3.1 試験方法

静的触媒式水素処理装置に加速度センサーを取り付け、最大加速度 $0.5[m/s^2]$ となる正弦波で $5\sim 100[Hz]$ の範囲を対数掃引*し、各方向の共振点を求める。なお、加振加速度に対する応答倍率が2倍以上となる加振振動数を共振点（固有振動数）と定義する。加速度センサーの取付位置を図7に示す。静的触媒式水素処理装置の加振台据付後の状態を図8に示す。

注記*：1分間で振動数が2倍になる速度で実施



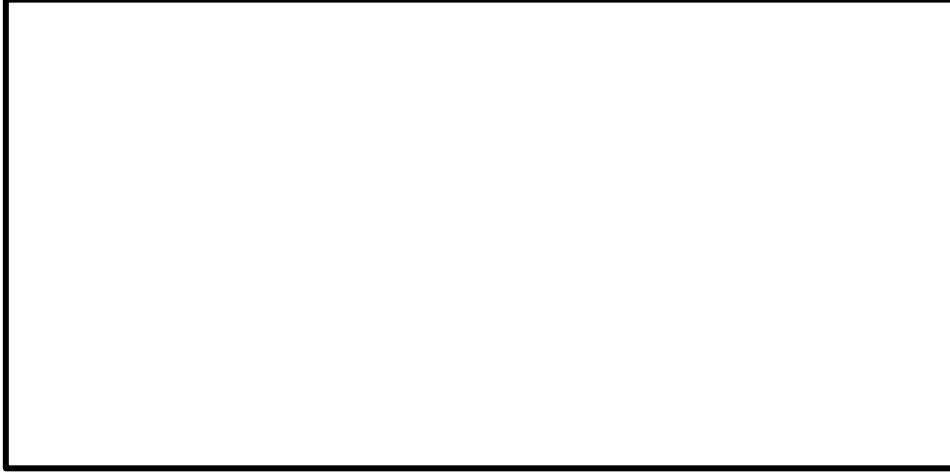
図7 加速度センサー取付位置



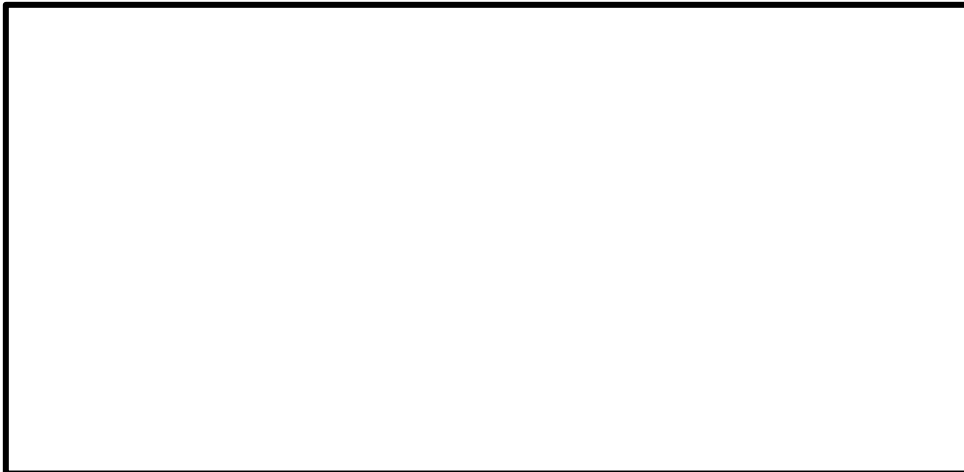
図8 静的触媒式水素処理装置の加振台据付後の状態

3.2 試験結果

試験により得られた周波数応答関数を図9に、各方向の固有周期を表4に示す。各方向について剛構造と見なせる固有周期0.05秒を十分に下回る結果が得られた。



a. 水平X方向



b. 水平Y方向



c. 鉛直Z方向

図9 周波数応答関数

表 4 各方向の固有周期

方向	固有周期[s]	固有振動数[Hz]
X		
Y		
Z		

4. 加振試験

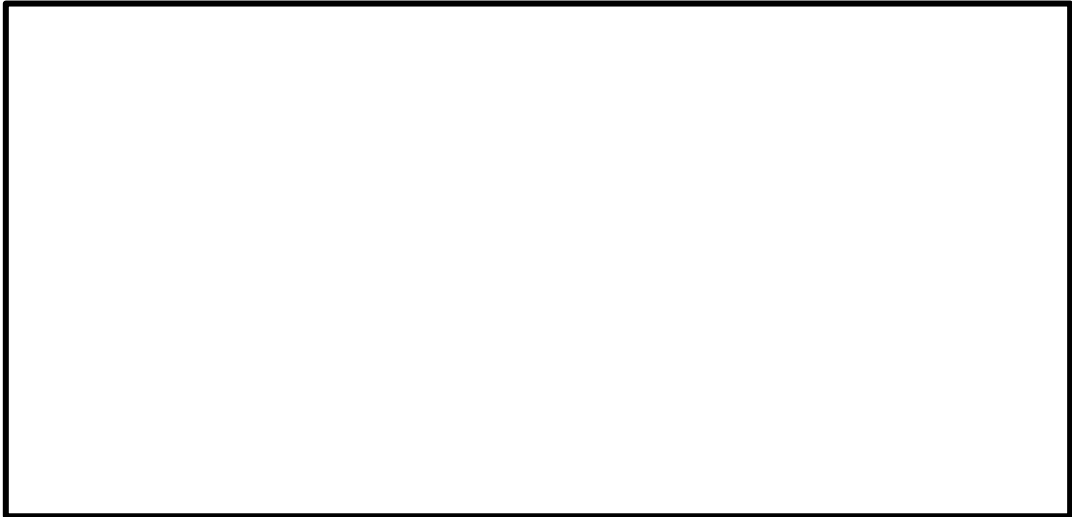
4.1 試験方法

加振試験における試験条件を表 5 に、加振波を図 10 に示す。

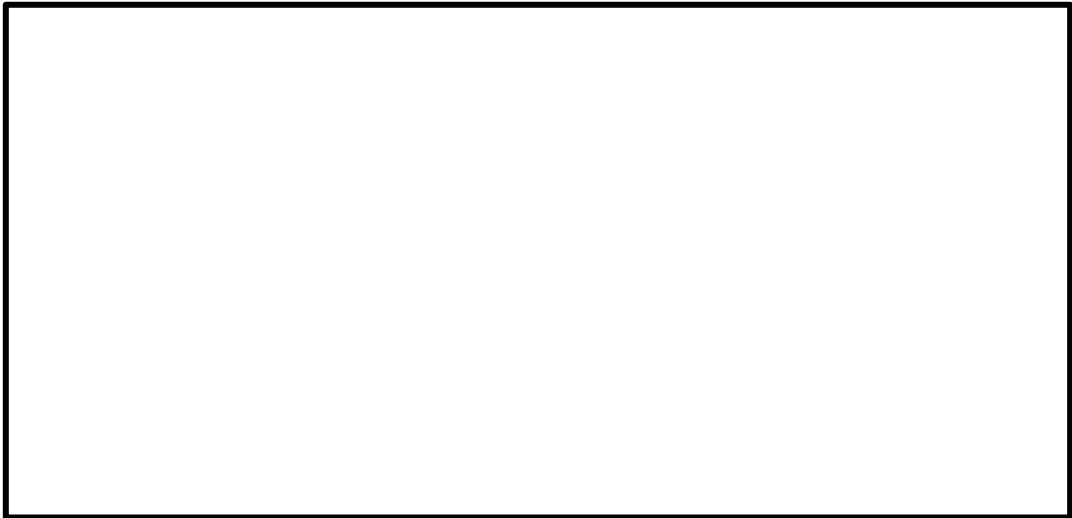
また、加振時に静的触媒式水素処理装置に発生する最大主応力を計測するために 3 軸ひずみゲージを取り付ける。取付位置を図 11 に示す。なお、加振時の最大応答加速度を計測する加速度センサーの取付位置については図 7 と同じである。

表 5 加振試験条件

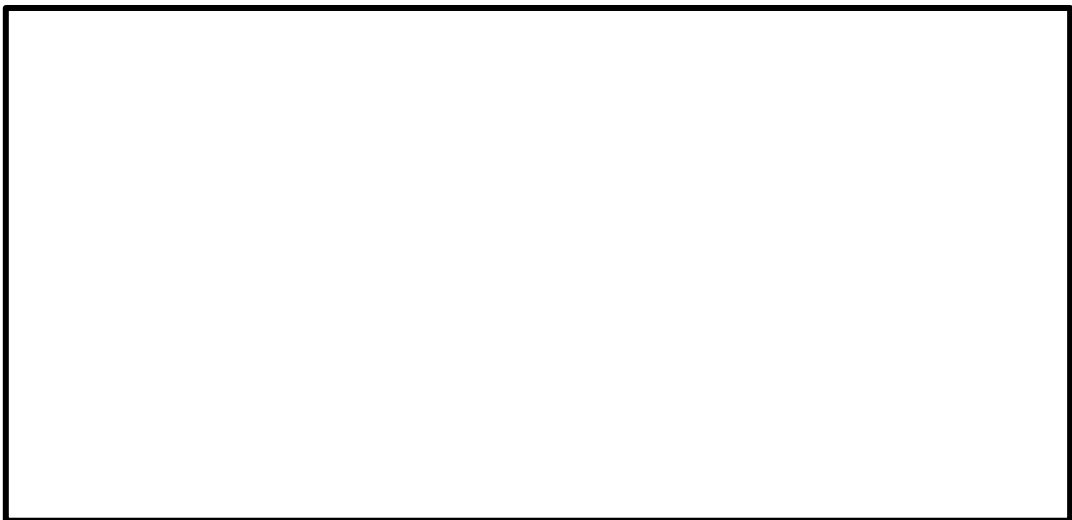
項目	試験条件
加振地震波	ランダム波
加振方向	X 方向, Y 方向及び Z 方向の単独加振試験
取付状態	島根原子力発電所 2 号機の静的触媒式水素処理装置の取付状態と同様に、 <div style="border: 1px solid black; height: 15px; width: 100%;"></div> <div style="border: 1px solid black; height: 15px; width: 100%;"></div> <div style="border: 1px solid black; height: 15px; width: 100%;"></div> を設置した上で、取付ボルトにてワッシャ、ブラケット及び加振テーブルを固定
試験回数	X 方向 (NS 波) ・ 加速度 30 [m/s ²], 40 [m/s ²], 60 [m/s ²], 80 [m/s ²] 及び 100 [m/s ²] の計 5 回 X 方向 (EW 波) ・ 加速度 30 [m/s ²], 40 [m/s ²], 60 [m/s ²], 80 [m/s ²] 及び 100 [m/s ²] の計 5 回 Y 方向 (NS 波) ・ 加速度 30 [m/s ²], 40 [m/s ²], 60 [m/s ²], 80 [m/s ²] 及び 100 [m/s ²] の計 5 回 Y 方向 (EW 波) ・ 加速度 30 [m/s ²], 40 [m/s ²], 60 [m/s ²], 80 [m/s ²] 及び 100 [m/s ²] の計 5 回 Z 方向 (UD 波) ・ 加速度 30 [m/s ²] 及び 40 [m/s ²] の計 2 回



a. 水平方向加振波 (NS 波)



b. 水平方向加振波 (EW 波)



c. 鉛直方向加振波 (UD 波)

図 10 加振試験に用いた加振波



図 11 3 軸ひずみゲージ取付位置

4.2 試験結果

加振試験では水平方向は最大 $100[\text{m}/\text{s}^2]$ 、鉛直方向は最大 $40[\text{m}/\text{s}^2]$ までの加速度で試験を実施した。試験結果として、図 12 から図 14 に各方向の入力加速度に対する最大応答加速度を、図 15 から図 17 に各方向の入力加速度に対する最大主応力を示す。

加振試験の結果、一部ばらつきはあるが、おおむね入力加速度に比例して応答加速度は大きくなる傾向となっている。

計測した最大主応力は図 15 に示す X 方向 NS 波 $100[\text{m}/\text{s}^2]$ 時の [MPa] が最大値となったが、静的触媒式水素処理装置運転時の最高温度 $300[^\circ\text{C}]$ におけるステンレス鋼板 (SUS304) の設計降伏点 $127[\text{MPa}]$ より十分に小さい値であることを確認した。

加振試験後の外観確認において、静的触媒式水素処理装置のハウジング、ブラケット及び触媒カートリッジに損傷はなく、触媒カートリッジも所定の位置から外れていないことを確認した。また、島根原子力発電所 2 号機への静的触媒式水素処理装置の取付状態と同様に試験台へ固定して加振試験を行った結果から、取り付けている に係らず、取付ボルト部の移動及び損傷はないことを確認した。



图 12 地震波加振試驗結果 (最大応答加速度 (X方向))



图 13 地震波加振試驗結果 (最大応答加速度 (Y方向))

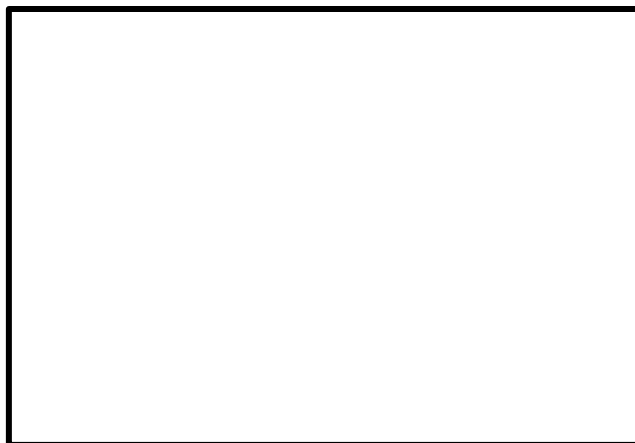


图 14 地震波加振試驗結果 (最大応答加速度 (Z方向))

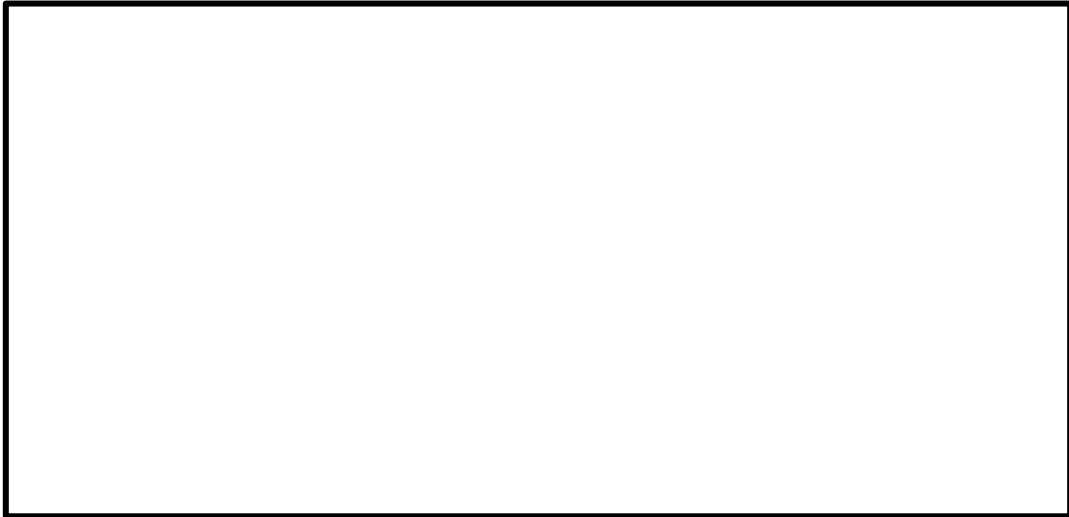


図 15 地震波加振試験結果 (最大主応力 (X方向))

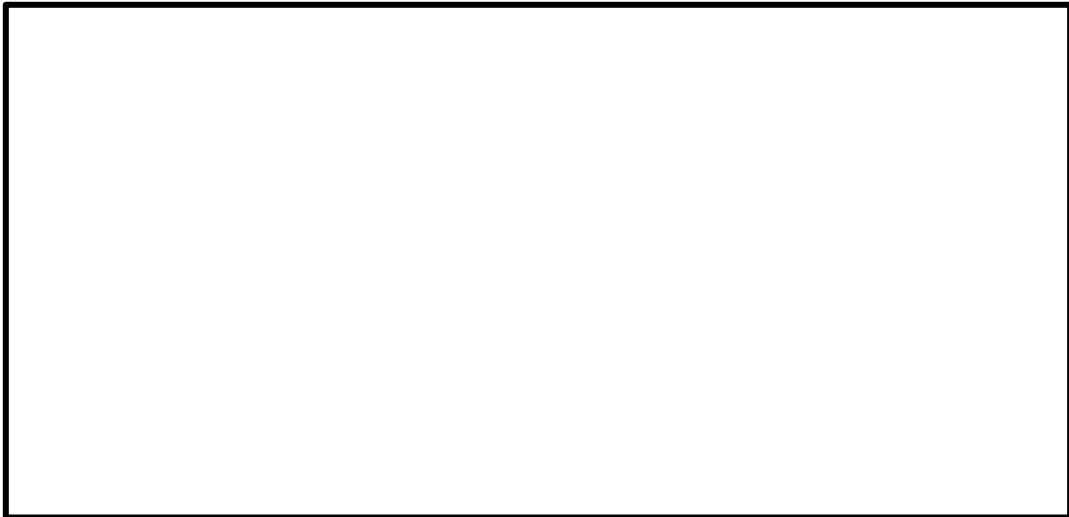


図 16 地震波加振試験結果 (最大主応力 (Y方向))

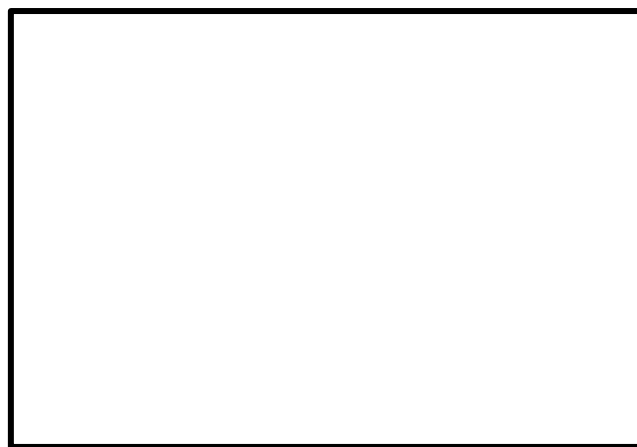


図 17 地震波加振試験結果 (最大主応力 (Z方向))

5. まとめ

振動特性把握試験の結果、固有周期は0.05秒を十分に下回っており、剛構造であることを確認した。

加振試験では最大主応力が静的触媒式水素処理装置運転時の最高温度の設計降伏点より十分に小さい値であることを確認した。

加振試験後の外観確認においては、静的触媒式水素処理装置に損傷はなく、触媒カートリッジも所定の位置から外れていないことを確認した。

以上の結果から、基準地震動 S_s により静的触媒式水素処理装置は機能喪失しないことを確認した。

補足-027-10-101 循環水ポンプの水平方向荷重の考え方について

目 次

1. 概要	1
2. 水平方向荷重の伝達経路について	1
3. リブ溶接部の評価について	2
4. 結論	2

1. 概要

島根 2 号機における循環水ポンプについて、当該ポンプは大型であり発生荷重についても他の立形ポンプと比較して大きくなる傾向にあることから、実機の状態に即した評価を目的として水平方向の地震荷重及び津波波力に伴う水平方向荷重が作用した際の荷重の伝達経路について整理した。

本資料が関連する工認図書は以下のとおり。

- ・ VI-2-10-2-11 「隔離弁，機器・配管の耐震性についての計算書」
- ・ VI-3-別添 3-2-8 「隔離弁，機器・配管の強度計算書」

2. 水平方向荷重の伝達経路について

図 1 に示すとおり循環水ポンプが据え付けられる基礎スリーブには円筒形のリブが全周配置されており、水平方向の地震荷重及び津波荷重が作用した際にポンプに発生する変位（荷重）はリブを介して基礎部へ伝達する構造となっていることから、評価部位のうち基礎ボルトには荷重（せん断荷重）は作用しない。また、当該リブは全周配置されることから方向の依存性は無い。

ただし、循環水ポンプは図 2 に示すとおり電動機とポンプが独立した基礎を有する構造であることから、ポンプ回転により作用するモーメントについては考慮し、基礎ボルトの評価を行う。

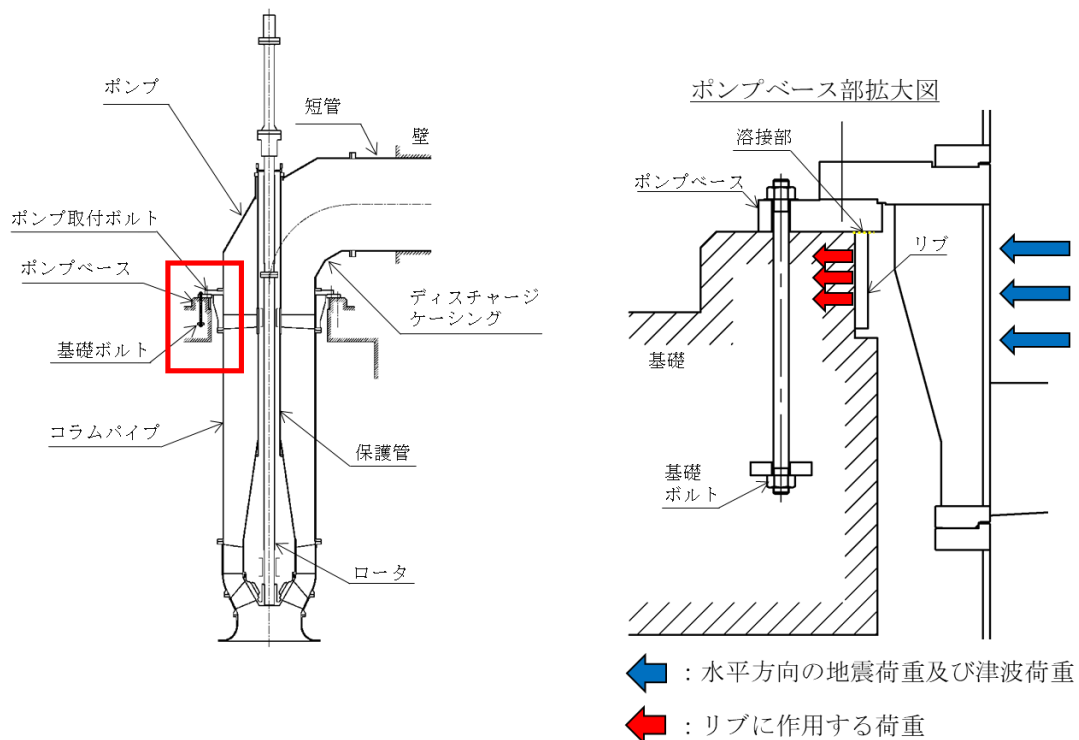


図 1 循環水ポンプ構造概略図及び水平方向荷重の伝達経路

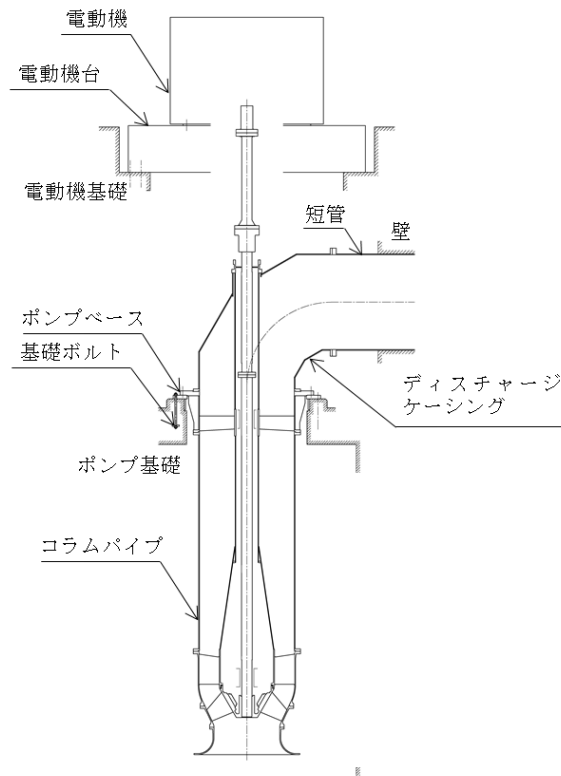


図2 循環水ポンプ及び電動機 基礎構造図

3. リブ溶接部の評価について

ポンプに作用する水平方向の地震荷重及び津波荷重に伴うせん断力はリブを介して基礎部へ伝達する構造であることから、リブの構造強度評価を実施する。当該リブはポンプベースに溶接で固定されるため（図1黄色点線部）、溶接部を評価部位とする。評価方法及び評価結果はVI-2-10-2-11「隔離弁，機器・配管の耐震性についての計算書」及びVI-3-別添3-2-8「隔離弁，機器・配管の強度計算書」の循環水ポンプの項目に記載する。

4. 結論

島根2号機における循環水ポンプについて、評価対象部位のうち基礎ボルトには水平方向の地震荷重及び津波荷重に伴うせん断力は作用しないことから応力評価において考慮しない。ただし、循環水ポンプは電動機とポンプが独立した基礎を有する構造であることから、ポンプ回転により作用するモーメントについては考慮する。また、せん断力を受けるリブ溶接部について構造強度評価を実施し、発生値は許容値以下であり構造健全性を有することを確認した。

補足-027-10-102 蒸気乾燥器の耐震評価方法について

目 次

1. 概要.....	1
2. 蒸気乾燥器の構造概要.....	1
3. 耐震評価の概要.....	3
3.1 耐震用ブロック.....	3
3.2 蒸気乾燥器ユニット.....	3

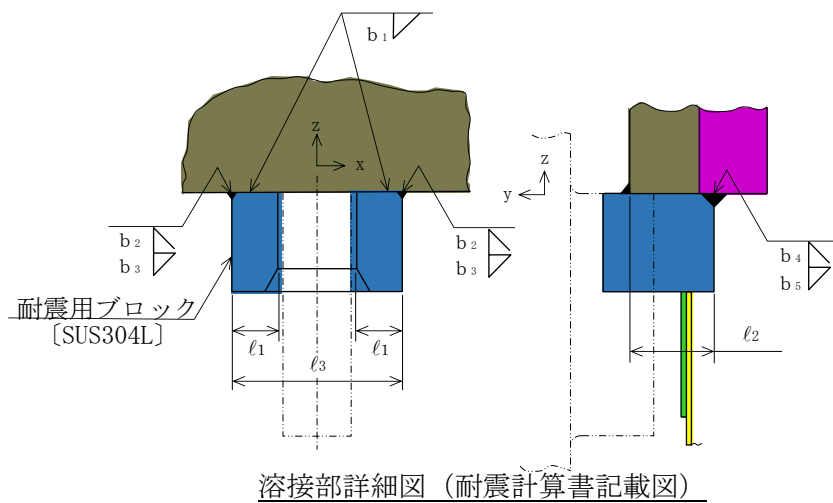
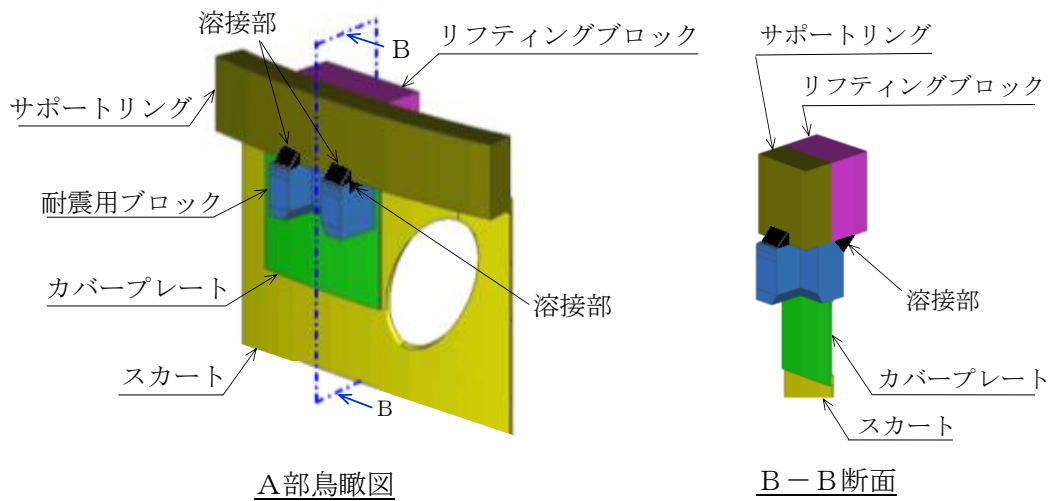
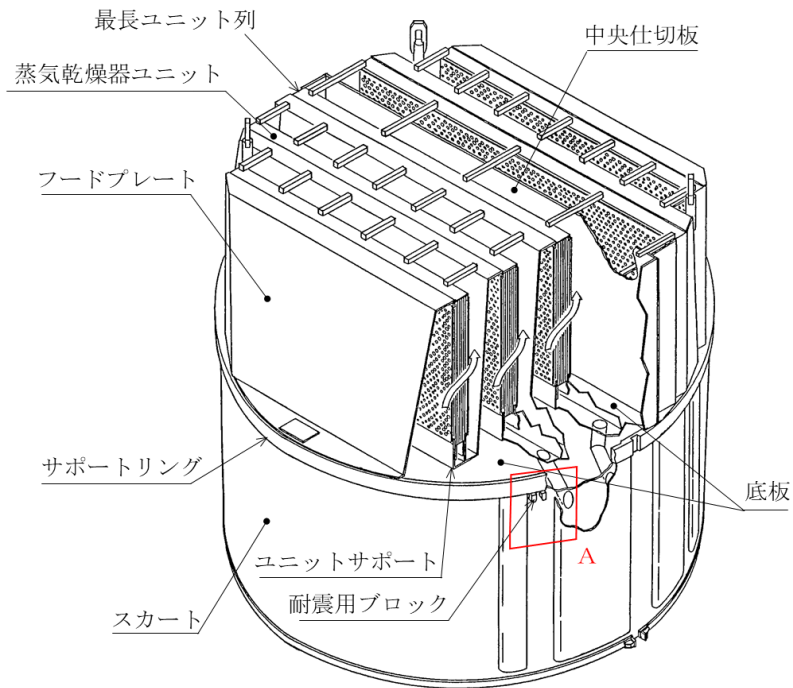
1. 概要

本書は、蒸気乾燥器の耐震評価方法について説明するものである。本書に關係する図書を以下に示す。

- ・ VI-2-3-3-3-2 「蒸気乾燥器の耐震性についての計算書」

2. 蒸気乾燥器の構造概要

蒸気乾燥器の構造概要を図 2-1 に示す。蒸気乾燥器の耐震評価では、主に地震荷重を負担する部位として、耐震用ブロック及び蒸気乾燥器ユニットを対象に評価を行う。



溶接部詳細図 (耐震計算書記載図)

図 2-1 蒸気乾燥器の構造概要

3. 耐震評価の概要

3.1 耐震用ブロック

耐震用ブロックの耐震評価では、水平方向地震荷重による純せん断応力について評価を行う。純せん断応力の負担部位としては、図 2-1 における溶接部のせん断面積を考慮する。

3.2 蒸気乾燥器ユニット

蒸気乾燥器ユニットの耐震評価では、5列の蒸気乾燥器ユニットのうち、最長の蒸気乾燥器ユニット列を対象に評価を行う。図 3.2-1 に最長の蒸気乾燥器ユニット列の概要を示す。蒸気乾燥器ユニットのうち、図 3.2-2 の斜線部を荷重負担部位として考慮し、図 3.2-2 の斜線部に基づく断面性能を有するはりとしてモデル化して応力計算を行う。

応力計算におけるモデル化方法について以下に示す。

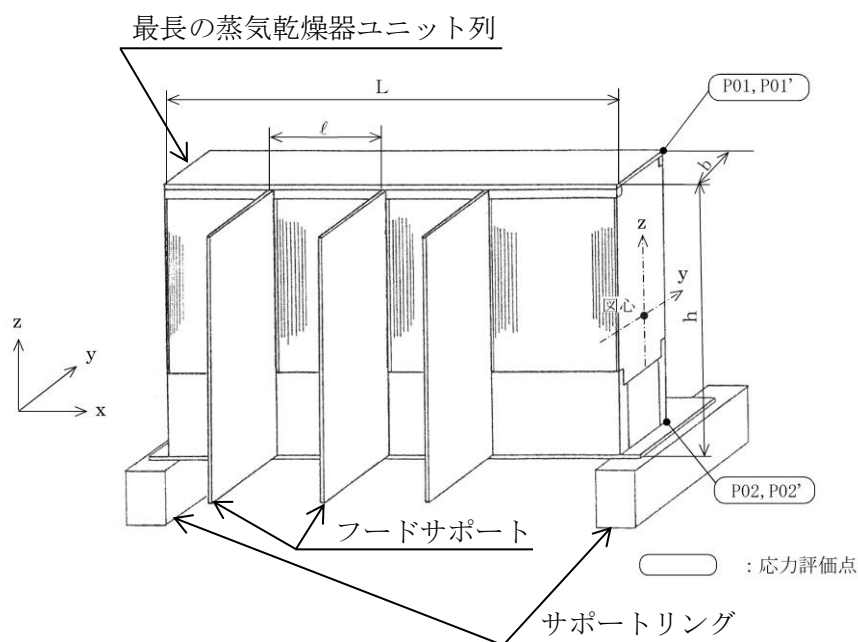


図 3.2-1 蒸気乾燥器ユニット列の概要

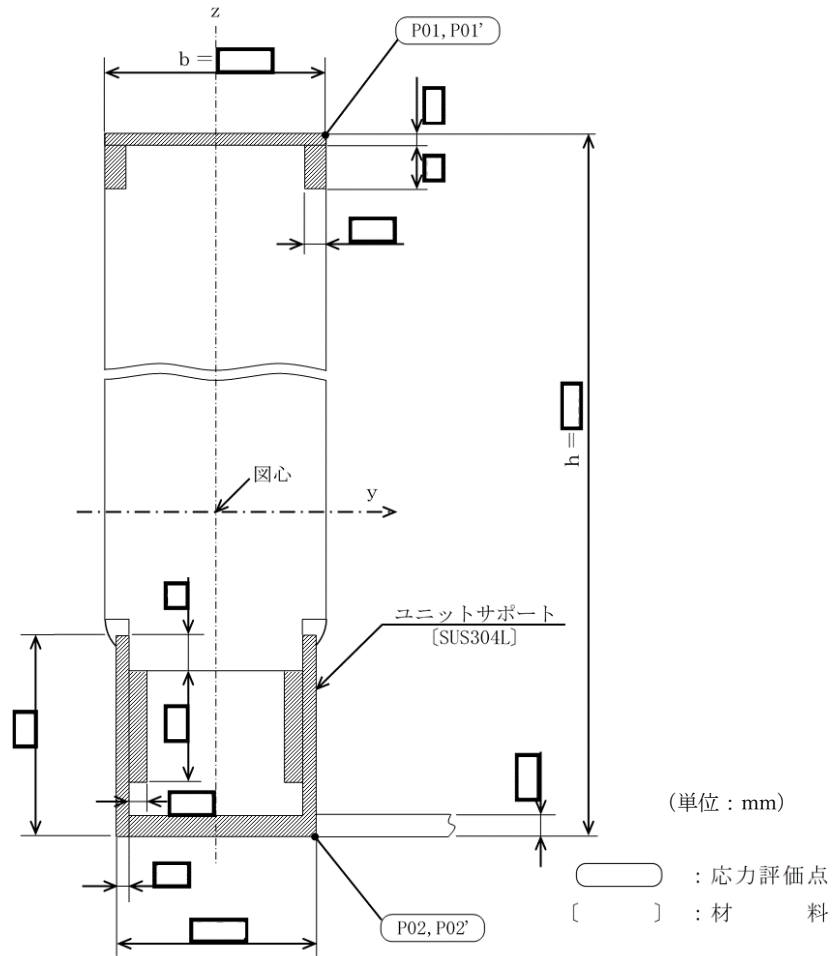


図 3.2-2 蒸気乾燥器ユニットの荷重負担部位

(1) 水平方向

最長の蒸気乾燥器ユニット列のフードサポート間の範囲について、フードサポートを固定端として、等分布荷重を受ける両端固定ばりとしてモデル化する。図 3.2-3 に水平方向の応力計算モデルを示す。

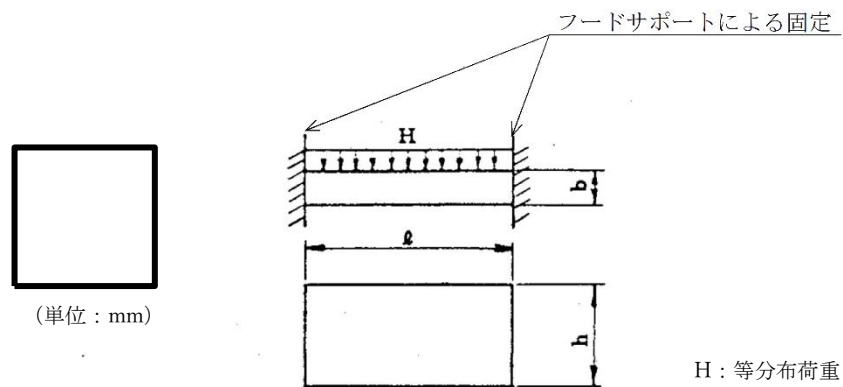


図 3.2-3 蒸気乾燥器ユニットの応力計算モデル (水平方向)

(2) 鉛直方向

最長の蒸気乾燥器ユニット列について、サポートリングを支持端として、等分布荷重を受ける両端支持ばりとしてモデル化する。図 3.2-4 に鉛直方向の応力計算モデルを示す。

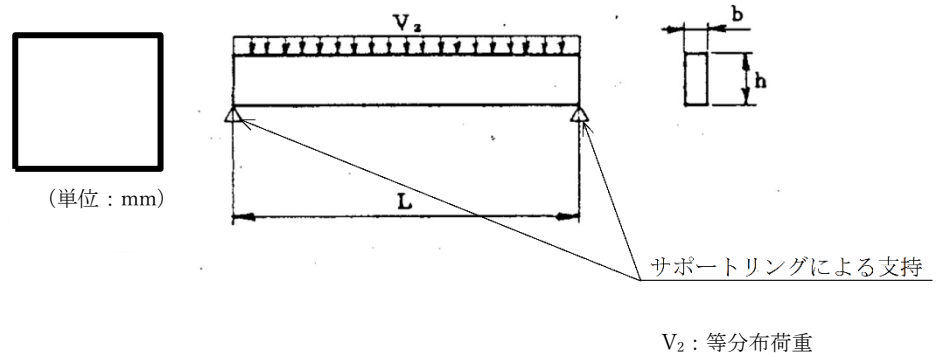


図 3.2-4 蒸気乾燥器ユニットの応力計算モデル (鉛直方向)

補足-027-10-103 ディーゼル燃料移送ポンプ防護対策設備の
耐震評価について

目 次

1. 概要	1
2. 構造概要	1
3. 耐震評価方法	2
3.1 記号の定義	2
3.2 評価対象部位	3
4. 固有周期	3
4.1 解析モデル	3
4.2 固有値解析結果	4
5. 構造強度評価	6
5.1 荷重及び荷重の組合せ	6
5.2 許容限界	6
5.3 評価方法	7
6. 評価条件	9
7. 評価結果	10

1. 概要

本資料は、ディーゼル燃料移送ポンプ防護対策設備が基準地震動 S_s に対して構造健全性を維持することを確認するものである。なお、ディーゼル燃料移送ポンプ防護対策設備は非常用ディーゼル発電設備 A-ディーゼル燃料移送ポンプ及び高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備ディーゼル燃料移送ポンプに設置されるが、本資料では保守的な評価を目的として寸法・質量ともに大きい非常用ディーゼル発電設備 A-ディーゼル燃料移送ポンプ（以下「燃料移送ポンプ」という。）に設置される防護対策設備を対象に評価を行う。

2. 構造概要

ディーゼル燃料移送ポンプ防護対策設備の概要図を図 2-1 に示す。

ディーゼル燃料移送ポンプ防護対策設備は、上部の端部に丸みを持たせた鋼製のカバー及び点検用開口蓋（以下「カバー」という。）で燃料移送ポンプを覆う構造となっており、基礎ボルトで固定されたポンプ台に固定されている。

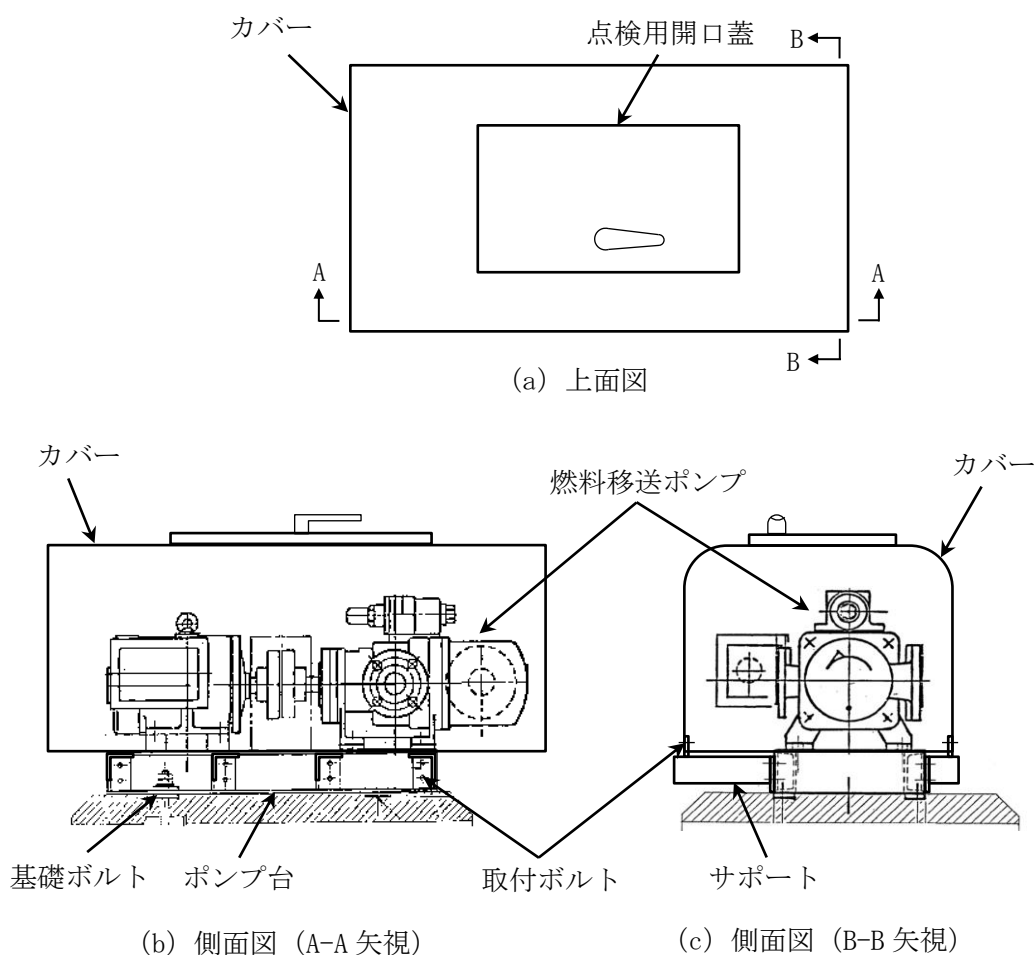


図 2-1 ディーゼル燃料移送ポンプ防護対策設備の概要図

3. 耐震評価方法

3.1 記号の定義

ディーゼル燃料移送ポンプ防護対策設備の耐震評価に用いる記号を表 3-1 に示す。

表 3-1 ディーゼル燃料移送ポンプ防護対策設備の耐震評価に用いる記号

記号	単位	定義
A_{bi}	mm ²	ボルト断面積*
F^*	MPa	J SME SSB-3121.3 又は SSB-3133 により規定される値
C_P	—	ポンプによる震度
C_H	—	設計用地震力による水平方向震度
C_V	—	設計用地震力による鉛直方向震度
f_s^*	MPa	ボルトの許容せん断応力
f_t^*	MPa	ボルトの許容引張応力
f_{ts}^*	MPa	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（許容組合せ応力）
g	m/s ²	重力加速度（=9.80665）
F_H	N	水平方向荷重
F_V	N	鉛直方向荷重
M	N・mm	ボルト軸周りの転倒モーメント
h	mm	カバー頂点からポンプ台までの長さ
l_b	mm	カバー取付ボルト間距離
l_{i1}	mm	カバー取付ボルト～サポート取付ボルト間距離*
l_{i2}	mm	サポート支点間距離*
l_{i3}	mm	定着部ボルト間距離*
m	kg	カバー，サポート他の全質量
n_i	—	ボルトの本数*
n_{si}	—	評価上せん断力を受けるとして期待するボルトの本数*
S_u	MPa	J SME 付録材料図表 Part5 の表にて規定される設計引張強さ
S_y	MPa	J SME 付録材料図表 Part5 の表にて規定される設計降伏点
F_i	N	ボルトに作用する引張力*
Q_i	N	ボルトに作用するせん断力*
σ_{ti}	MPa	ボルトに生じる引張応力*
τ_i	MPa	ボルトに生じるせん断応力*

注記*：添字 i の意味は，以下のとおりとする。

$i = 1$ ：カバー取付ボルト

$i = 2$ ：サポート取付ボルト

3.2 評価対象部位

ディーゼル燃料移送ポンプ防護対策設備の耐震評価は、評価上厳しくなるカバー取付ボルト及びサポート取付ボルトについて実施する。

ディーゼル燃料移送ポンプ防護対策設備の耐震評価における評価対象部位を、図 3-1 に示す。

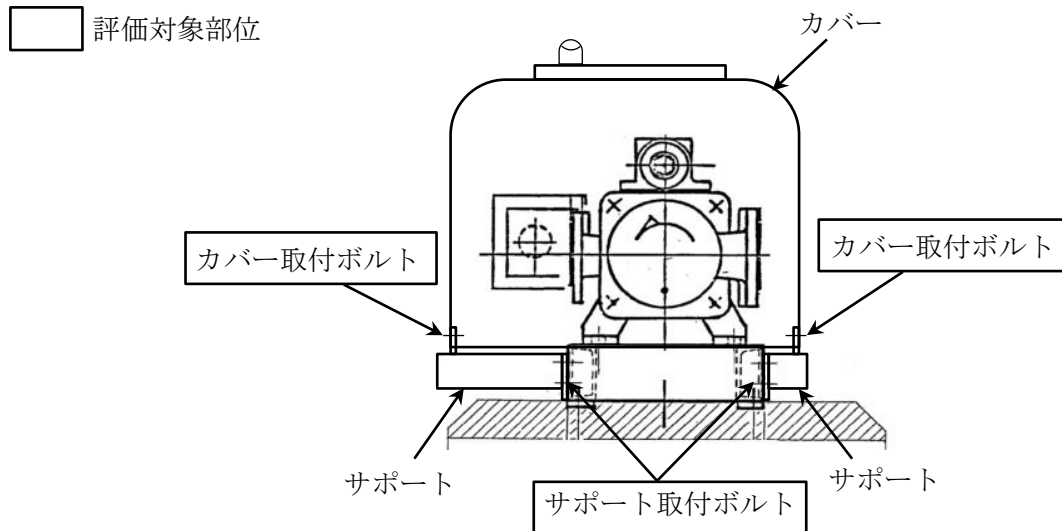


図 3-1 評価対象部位（ディーゼル燃料移送ポンプ防護対策設備）

4. 固有周期

4.1 解析モデル

ディーゼル燃料移送ポンプ防護対策設備の解析条件を以下に示す。

(1) モデル化方針

- モデル範囲は、カバー（蓋含む）、サポート（ベースプレート含む）及びカバー取付部材とする。
- カバー、サポートは板厚中心位置において、板要素でモデル化する。
- カバー取付ボルト位置でボルト締結範囲を剛体要素で接続する。
- サポート取付ボルト位置を完全拘束とする。
- 解析条件を表 4-1 に示す。

表 4-1 ディーゼル燃料移送ポンプ防護対策設備の解析条件

部材	材料	評価温度 (°C)	縦弾性係数E (MPa)	ポアソン比ν (-)
カバー	SS41	40	2.02×10^5	0.3
サポート	SS41	40	2.02×10^5	0.3

(2)モデル図

ディーゼル燃料移送ポンプ防護対策設備の解析モデルを図4-1に示す。

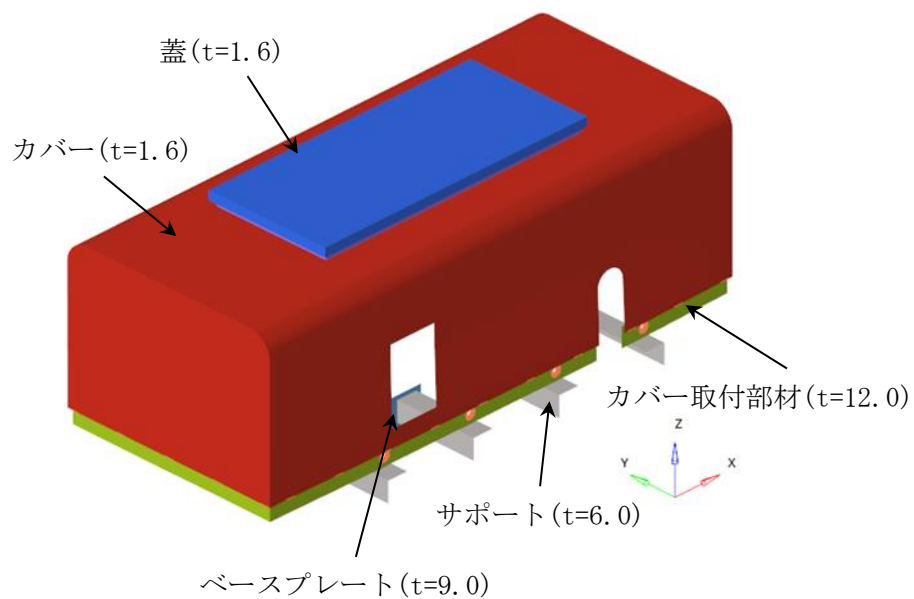


図4-1 解析モデル

4.2 固有値解析結果

固有値解析結果を表4-2に示す。解析の結果、固有周期は0.05秒以下であり、剛構造であることを確認した。振動モード図を図4-2に示す。

表4-2 固有値解析結果

モード	卓越方向	固有周期(s)
1次	水平	<input type="text"/>

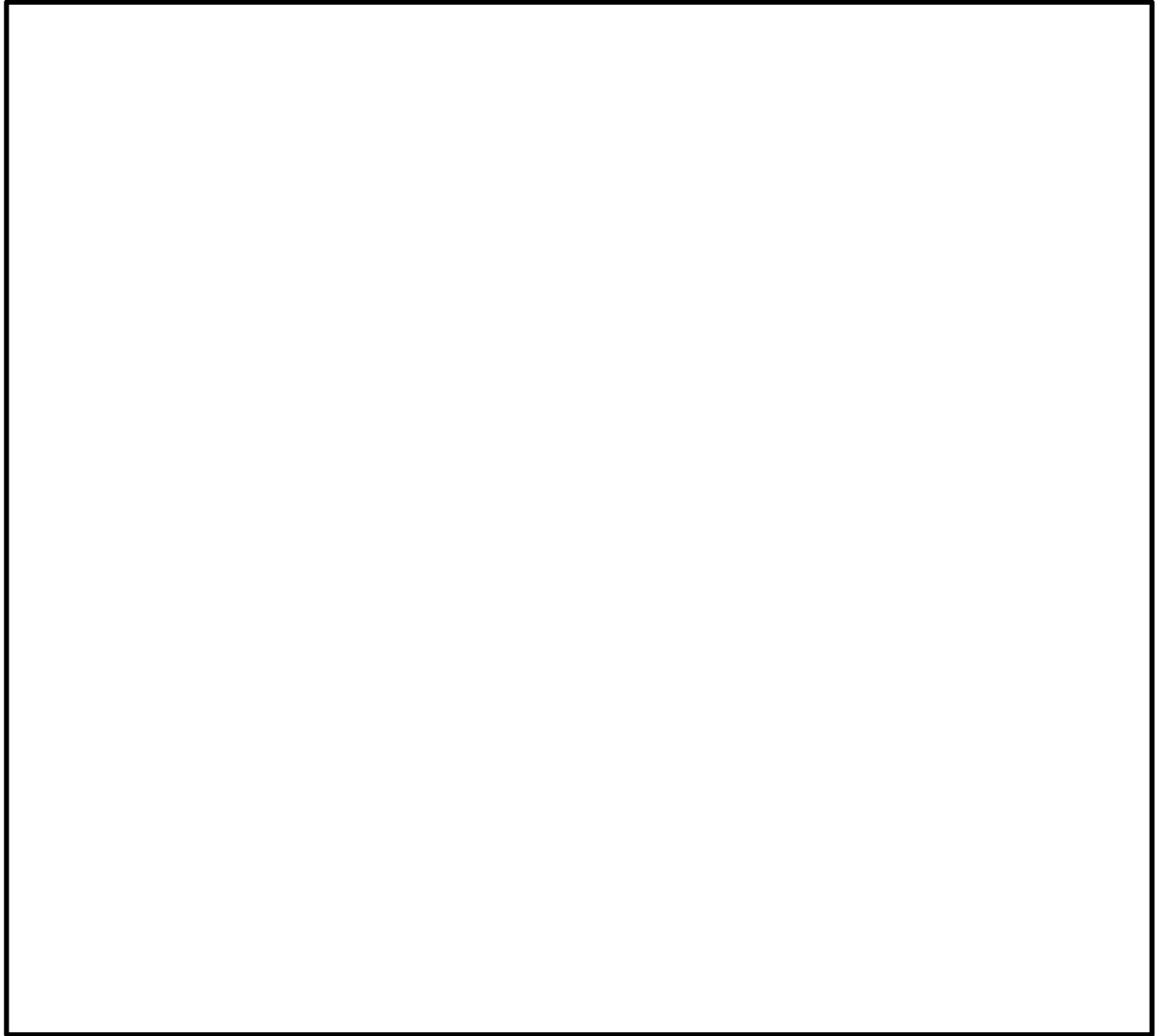


図 4-2 振動モード(1次モード 水平方向 s)

5. 構造強度評価

5.1 荷重及び荷重の組合せ

(1) 荷重の選定

ディーゼル燃料移送ポンプ防護対策設備の耐震評価に用いる荷重を以下に示す。

- a. 自重 ($m \cdot g$)
- b. 水平方向荷重 (F_H)

$$F_H = (C_P + C_H) \cdot m \cdot g$$
- c. 鉛直方向荷重 (F_V)

$$F_V = (C_P + C_V + 1) \cdot m \cdot g$$
- d. ボルト軸周りの転倒モーメント (M)

$$M = F_H \times h + F_V \cdot \ell_b$$

(2) 荷重の組合せ

応力評価に用いる荷重の組合せは、ディーゼル燃料移送ポンプ防護対策設備の評価対象部位ごとに設定する。ディーゼル燃料移送ポンプ防護対策設備には、自重、設計用地震力による水平・鉛直荷重が作用する。ディーゼル燃料移送ポンプ防護対策設備の耐震評価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

施設名称	評価対象部位	荷重の組合せ*
ディーゼル燃料移送 ポンプ防護対策設備	カバー取付ボルト	D + S _s
	サポート取付ボルト	

注記* : Dは自重, S_sは基準地震動による地震荷重を示す。

5.2 許容限界

ディーゼル燃料移送ポンプ防護対策設備の許容限界値は、機能損傷モードを考慮し、J E A G 4 6 0 1に基づき許容応力状態IV_ASの許容応力を用いる。ディーゼル燃料移送ポンプ防護対策設備の許容限界を表 5-2、許容応力を表 5-3 に示す。

表 5-2 ディーゼル燃料移送ポンプ防護対策設備の許容限界

評価対象部位	許容応力状態	応力の種類		許容限界
カバー取付ボルト, サポート取付ボルト	IV _A S	一次応力	引張	f_{ts}^*
			せん断	$1.5 \cdot f_s^*$

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（許容組合せ応力） f_{ts}^* は以下のとおり。

$$f_{ts}^* = \text{Min} \{ 1.4 \cdot (1.5 \cdot f_t^*) - 1.6 \cdot \tau, 1.5 \cdot f_t^* \}$$

表 5-3 ディーゼル燃料移送ポンプ防護対策設備の許容応力

評価対象部位	材料*1	温度条件*2 (°C)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	F^* (MPa)	$1.5 \cdot f_t^*$ (MPa)	$1.5 \cdot f_s^*$ (MPa)
カバー取付ボルト	SS41	40	245	400	280	210	161
サポート取付ボルト	SS41	40	245	400	280	210	161

注記：*1：SS400 相当

*2：周囲環境温度

5.3 評価方法

ディーゼル燃料移送ポンプ防護対策設備の応力評価は評価式による評価を行う。

(1) 評価式による評価

カバー取付ボルト及びサポート取付ボルトの評価は、以下に示す評価式を用いて行う。

a. 計算モデル

設計用地震力、ポンプ振動による鉛直荷重及び自重により作用する鉛直荷重及びモーメントに対して構造健全性を評価するための計算モデルを図 5-1 に示す。

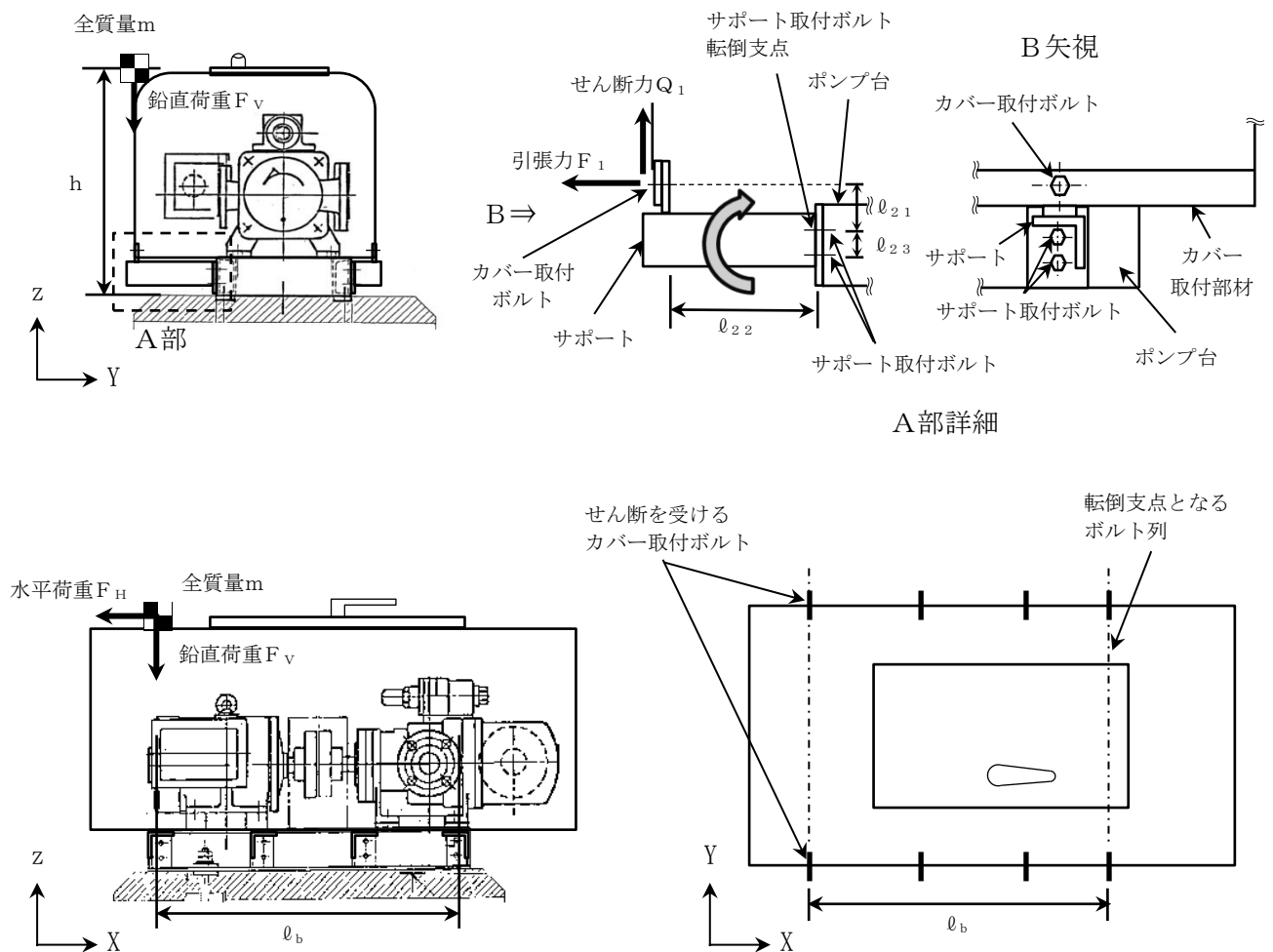


図 5-1 計算モデル

b. 応力評価

(a) カバー取付ボルトに生じる応力

イ. 引張応力

引張力

$$F_1 = \frac{F_H}{n_1}$$

引張応力

$$\sigma_{t1} = \frac{F_1}{A_{b1}}$$

ロ. せん断応力

カバー取付ボルトに対するせん断力は、最も厳しい条件として、図 5-1 でカバー取付ボルトを支点とする転倒を考え、これを片側の列のカバー取付ボルトで受けるものとして計算する。

せん断力

$$Q_1 = \frac{M}{l_b \times n_{s1}}$$

せん断応力

$$\tau_1 = \frac{Q_1}{A_{b1}}$$

(b) サポート取付ボルトに生じる応力

イ. 引張応力

引張力

$$F_2 = \frac{Q_1 \times l_{22} + F_1 \times l_{21}}{l_{23}}$$

引張応力

$$\sigma_{t2} = \frac{F_2}{A_{b2}}$$

ロ. せん断応力

せん断力

$$Q_2 = \frac{Q_1}{n_{s2}}$$

せん断応力

$$\tau_2 = \frac{Q_2}{A_{b2}}$$

6. 評価条件

「5. 構造強度評価」に用いる評価条件を表 6-1 から表 6-4 に示す。

表 6-1 評価条件 (震度)

C_P (-)	C_H (-)	C_V (-)
	2.96*	1.33*

注記* : 設計用震度 II (基準地震動 S_s) を上回る設計震度

表 6-2 評価条件 (許容値)

材料	温度 (°C)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	F^* (MPa)
SS41	40	245	400	280

表 6-3 評価条件 (サイズ, 本数)

部材	ボルト径 (mm)	A_{bi} (mm ²)	n_i (-)	n_{si} (-)
カバー取付ボルト ($i = 1$)	M16	201.1	8	2
サポート取付ボルト ($i = 2$)	M10	78.54	16	2

表 6-4 評価条件 (全質量, 寸法)

部材	m (kg)	h (mm)	l_b (mm)	l_{i1} (mm)	l_{i2} (mm)	l_{i3} (mm)
カバー取付ボルト ($i = 1$)	55	485.6	650	—	—	—
サポート取付ボルト ($i = 2$)	55	—	—	42.5	158	25

7. 評価結果

評価結果を表 7-1 に示す。

カバー取付ボルト及びサポート取付ボルトに発生する応力は、許容応力以下であり、基準地震動 S_s に対して構造健全性を維持することを確認した。

表 7-1 評価結果 (ディーゼル燃料移送ポンプ防護対策設備)

評価対象部位	材料	応力	算出応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
カバー取付ボルト	SS41	引張	2	210*
		せん断	7	161
サポート取付ボルト	SS41	引張	108	210*
		せん断	9	161

注記* : $f_{ts}^* = \text{Min} \{1.4 \cdot (1.5 \cdot f_t^*) - 1.6 \cdot \tau, 1.5 \cdot f_t^*\}$

補足-027-10-104 1号機取水槽ピット部及び1号機取水槽漸拡ダクト部
底版の耐震性についての計算書に関する補足説明資料

目 次

1. 評価方法	1
2. 評価条件	1
2.1 適用規格	1
2.2 構造及び補強の概要	3
2.2.1 構造概要	3
2.2.2 補強概要	10
2.3 評価対象部材の選定	14
2.4 評価対象断面の選定	15
2.5 使用材料及び材料の物性値	16
2.6 地盤物性値	17
2.7 地下水位	19
2.8 耐震評価フロー	20
3. 地震応答解析	21
3.1 地震応答解析手法	21
3.2 地震応答解析モデルの設定	24
3.2.1 解析モデル領域	24
3.2.2 境界条件	26
3.2.3 構造物のモデル化	28
3.2.4 隣接構造物のモデル化	28
3.2.5 地盤及びMMRのモデル化	32
3.2.6 地震応答解析モデル	34
3.2.7 ジョイント要素の設定	35
3.3 材料特性の設定	38
3.4 減衰定数	40
3.5 荷重及び荷重の組合せ	41
3.5.1 機器・配管荷重	42
3.5.2 外水圧	44
3.5.3 内水圧	44
3.5.4 積雪荷重	44
3.5.5 動水圧	45
3.6 地震応答解析の解析ケース	48
3.6.1 耐震評価における解析ケース	48
4. 評価内容	50
4.1 入力地震動の設定	50

4.1.1	入力地震動の設定	51
4.2	許容限界の設定	63
4.2.1	漸拡ダクト部充填コンクリートの許容限界	63
4.2.2	基礎地盤の支持機能に対する許容限界	63
5.	評価結果	64
5.1	地震応答解析結果	64
5.1.1	最大せん断ひずみ分布	64
5.1.2	最大過剰間隙水圧比分布	66
5.2	漸拡ダクト部充填コンクリートの評価結果	68
5.3	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	71

参考資料 東西断面の耐震安全評価

1. 評価方法

1号機取水槽において、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき1号機取水槽漸拡ダクト部（ピット部及び1号機取水槽漸拡ダクト部底版）が上位クラスである1号機取水槽流路縮小工及び1号機取水槽北側壁の有する機能を損なわないことを確認する。

評価方法としては、1号機取水槽漸拡ダクト部が十分な構造強度を有することを確認する。

2. 評価条件

2.1 適用規格

1号機取水槽の耐震評価にあたっては、荷重の組み合わせ及び地震応答解析手法については「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）」（以下「コンクリート標準示方書2002」という。），「原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG 4601-1987（（社）日本電気協会）」（以下「JEAG 4601-1987」という。）及び「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（（社）土木学会，2005年）」を適用する。

充填コンクリートの健全性評価については「コンクリート標準示方書2002及び「コンクリート標準示方書〔ダムコンクリート編〕（（社）土木学会，2013年制定）」（以下「コンクリート標準示方書2013」という。）を適用する。また、基礎地盤の支持性能の許容限界については、「道路橋示方書（I共通編・IV下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」を適用する。表2-1に適用する規格，基準類を示す。

表 2-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準値	備考
使用材料及び材料定数	コンクリート標準示方書 2002	鉄筋コンクリートの材料諸元 (γ , E, ν)
荷重及び荷重の組合せ	コンクリート標準示方書 2002	永久荷重，偶発荷重等の適切な組合せを検討
許容限界	コンクリート標準示方書 2002	充填コンクリートの健全性評価のうち引張強度における局所安全係数が 1.0 を超えることを確認
	コンクリート標準示方書 2013	充填コンクリートの健全性評価のうちせん断強度における局所安全係数が 1.0 を超えることを確認
	道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説 （（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）	基礎地盤の支持性能に対する照査は，基礎地盤に発生する応力が極限支持力度を下回ることを確認
地震応答解析	J E A G 4 6 0 1 -1987	有限要素法による 2 次元モデル作成等
	原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（（社）土木学会，2005 年）	構造物の要素分割等

2.2 構造及び補強の概要

2.2.1 構造概要

1号機取水槽の設置位置図を図2-1に、平面図を図2-2に、断面図を図2-3及び図2-4に示す。また、A-A断面及びB-B断面の地質断面図を図2-5及び図2-6に示す。

1号機取水槽は、地下2階構造となっており、上部は除じん機エリア、海水ポンプエリア、ストレーナエリアの3エリアに分かれている。漸拡ダクトエリアを含む下部は水路となっており、除じん機エリアの下部は6連のボックスカルバート構造、海水ポンプエリアの下部は3連のボックスカルバート構造となっている。

1号機取水槽は、図2-7に示すようにSクラス施設である津波防護施設に分類される1号機取水槽流路縮小工（以下「流路縮小工」という。）の間接支持構造物である北側壁を含む構造物である。

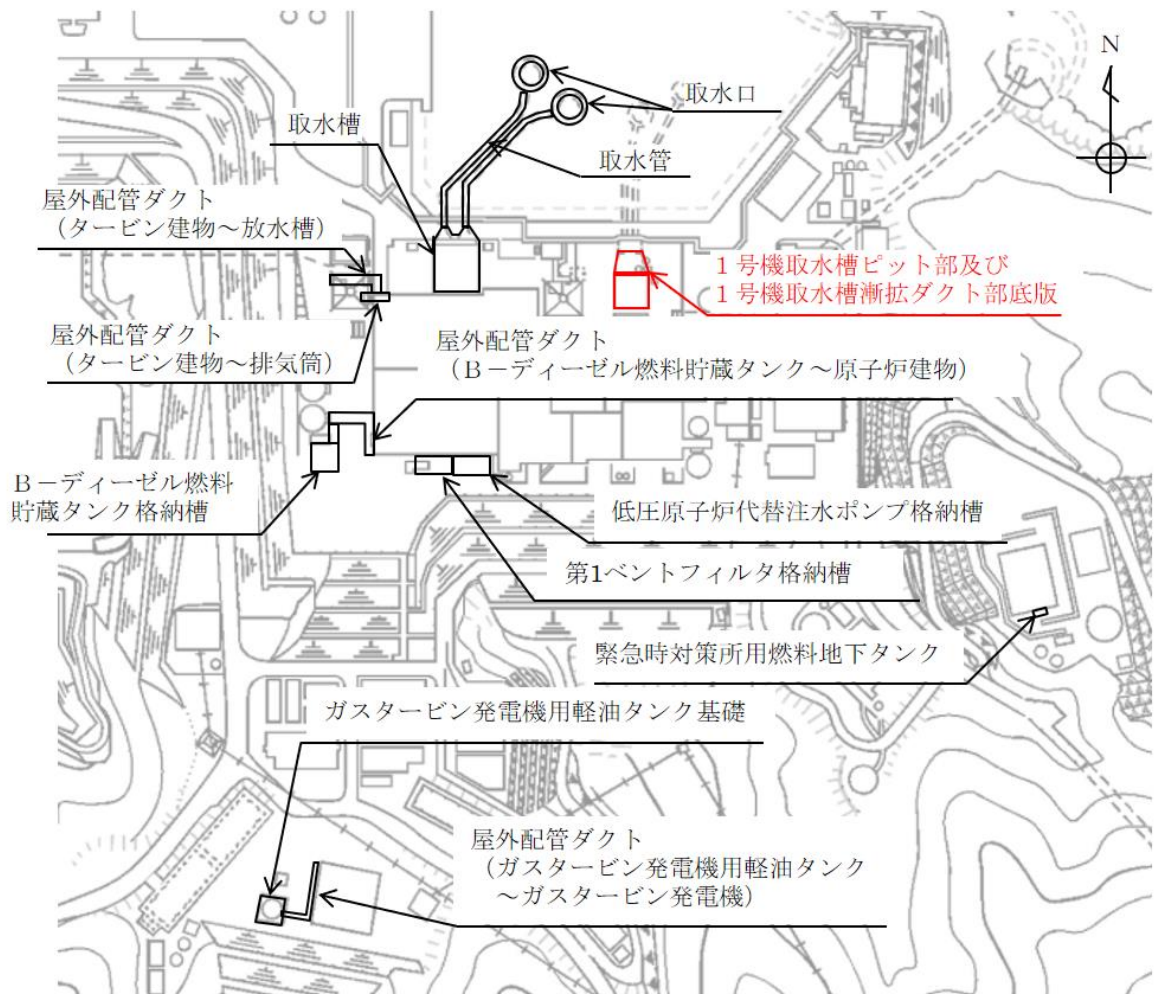


図2-1 1号機取水槽設置位置図

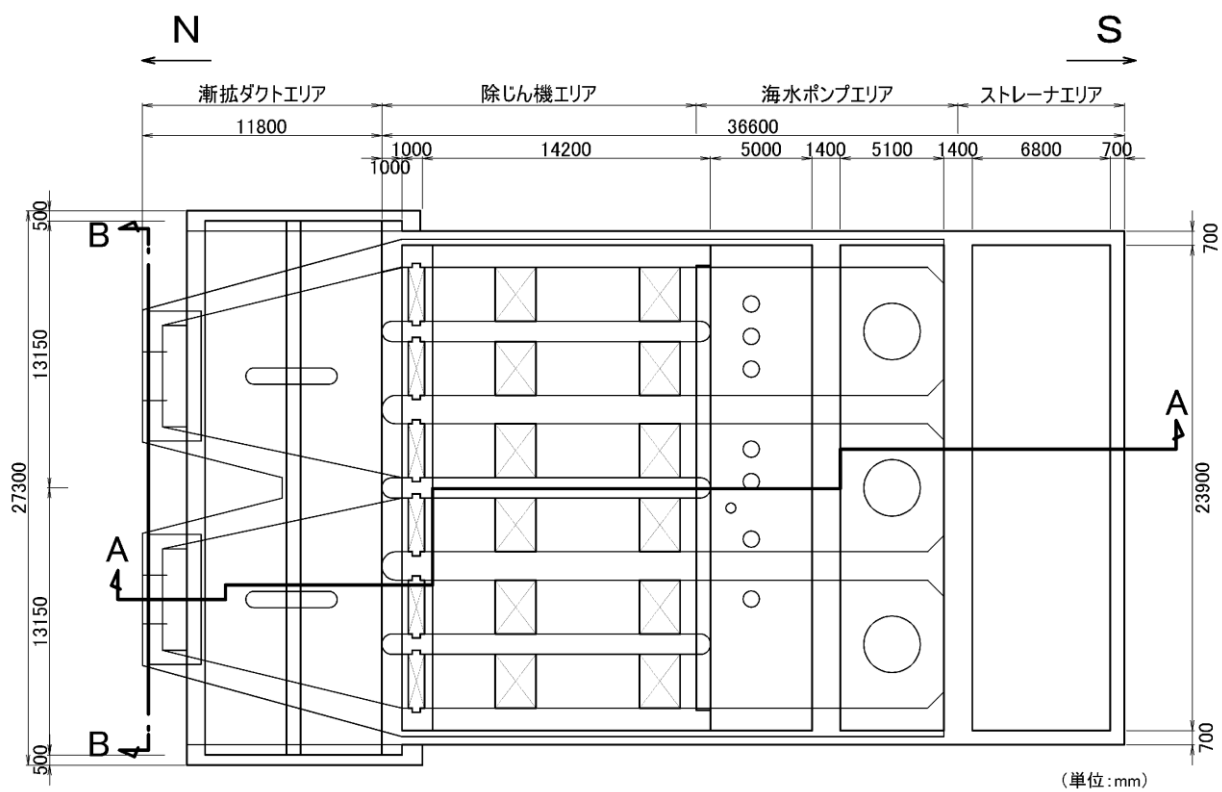


図 2-2 1号機取水槽 平面図

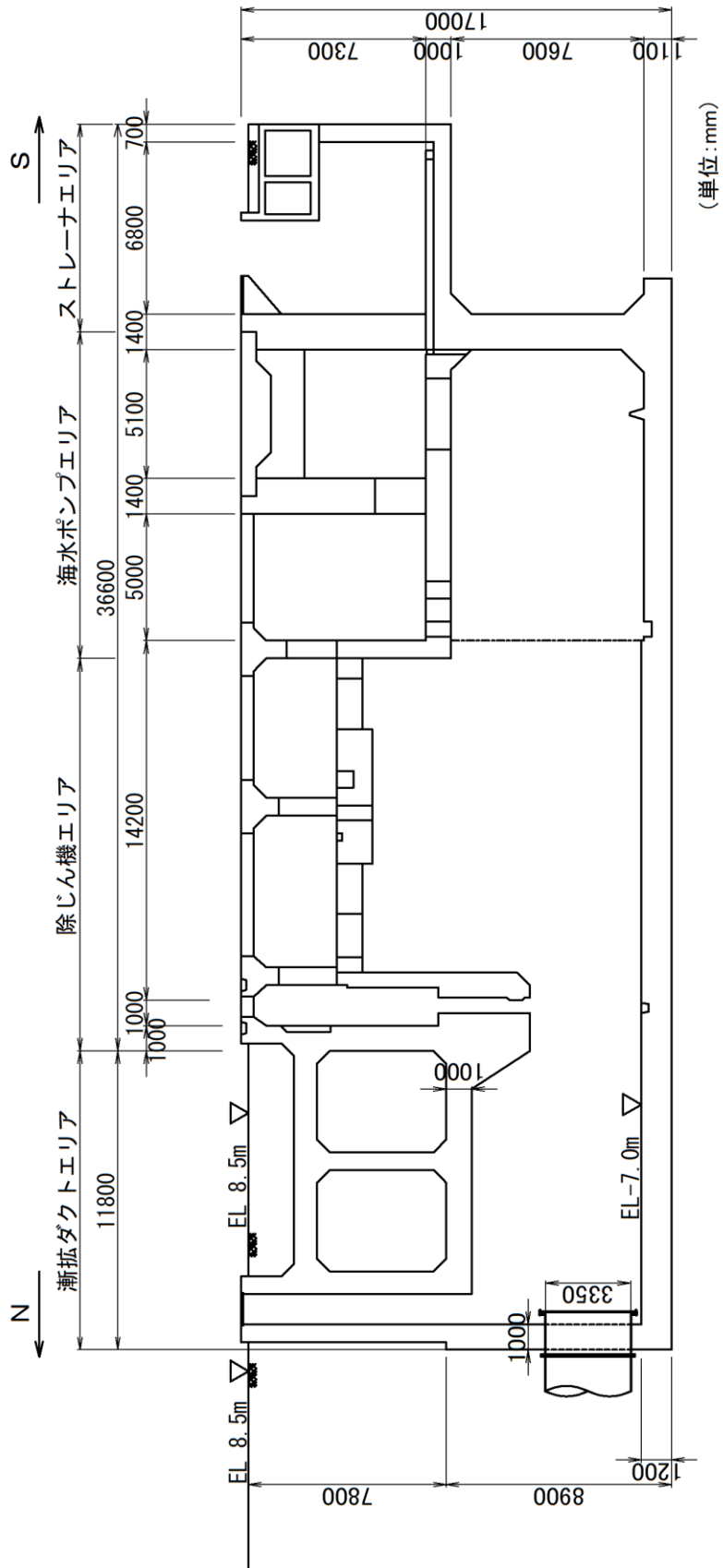
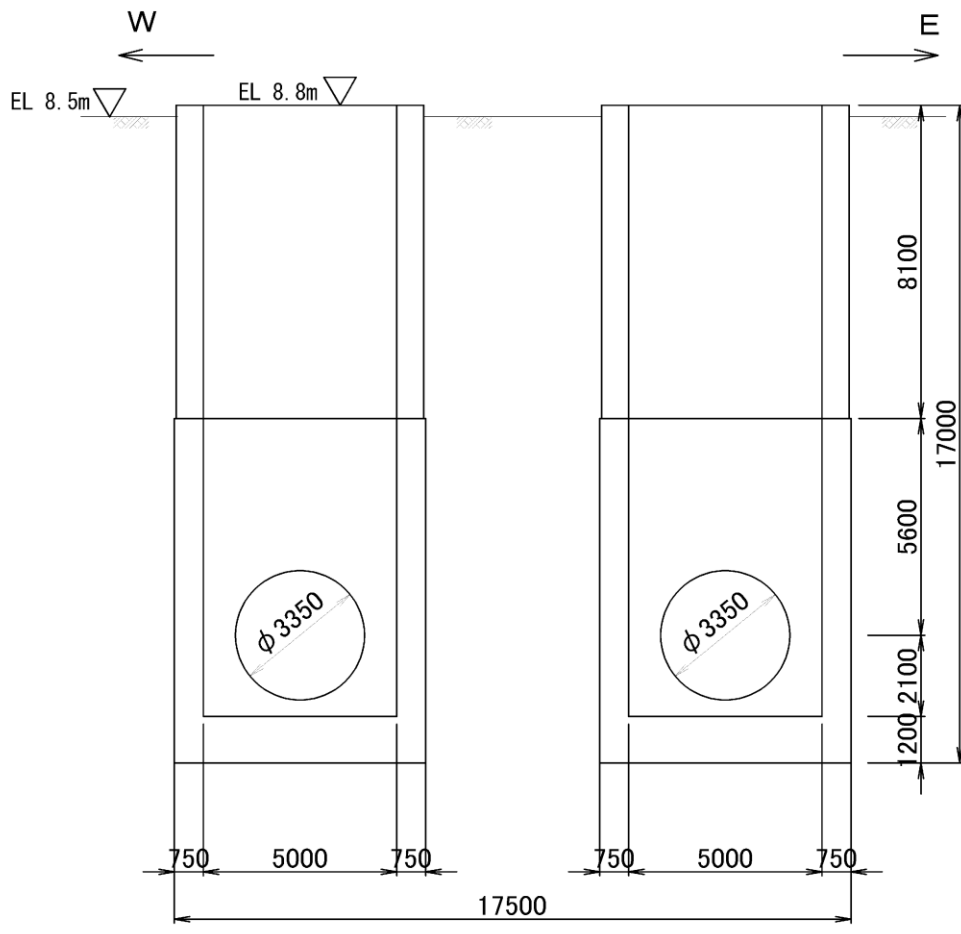
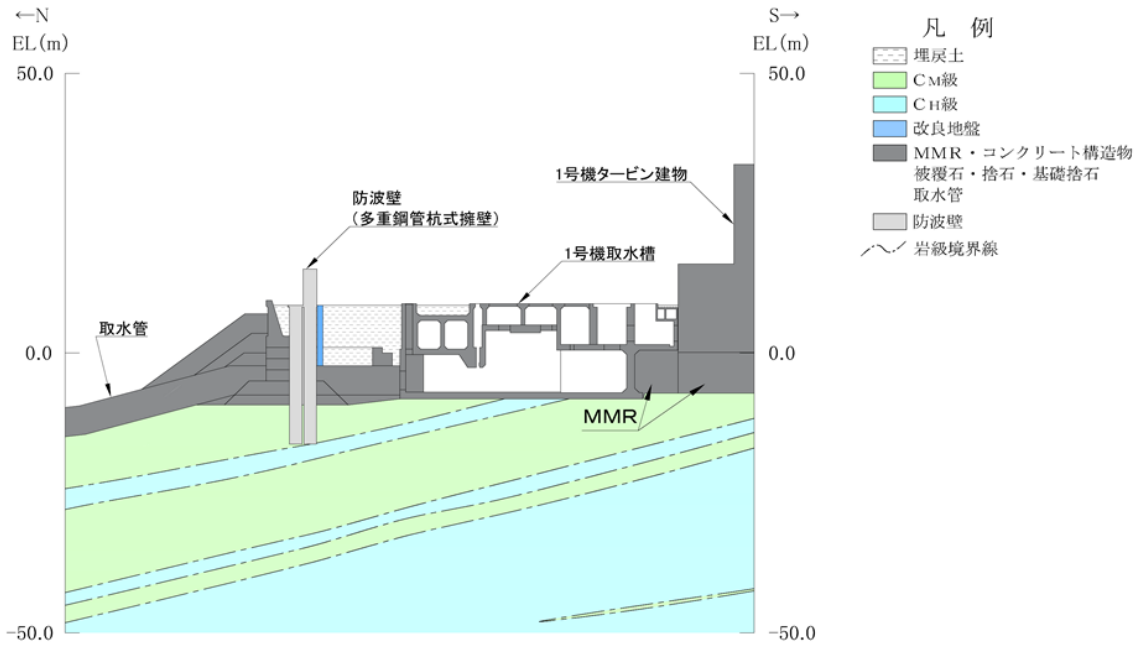


図 2-3 1号機取水槽 断面図(A-A断面)

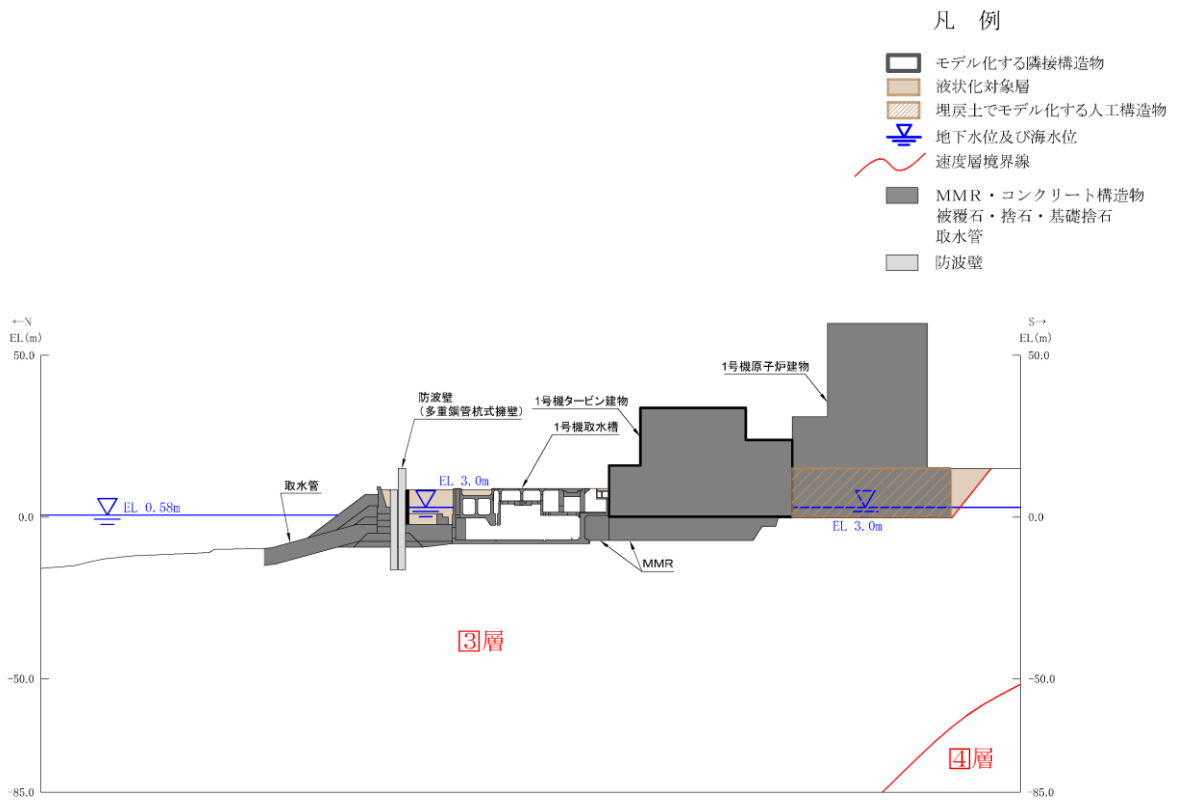


(单位: mm)

图 2-4 1 号機取水槽 断面图 (B-B 断面)

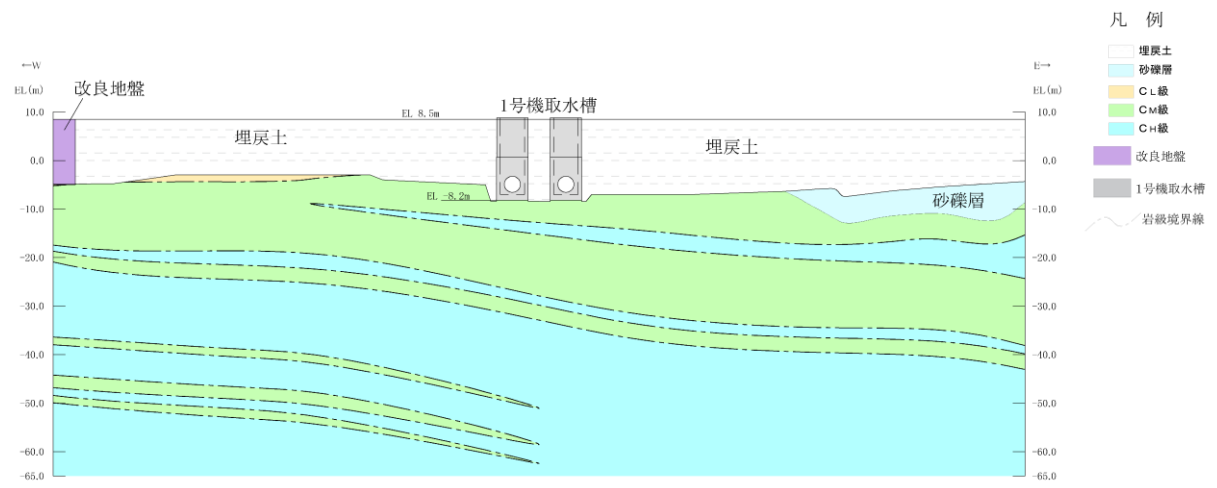


(岩級図)

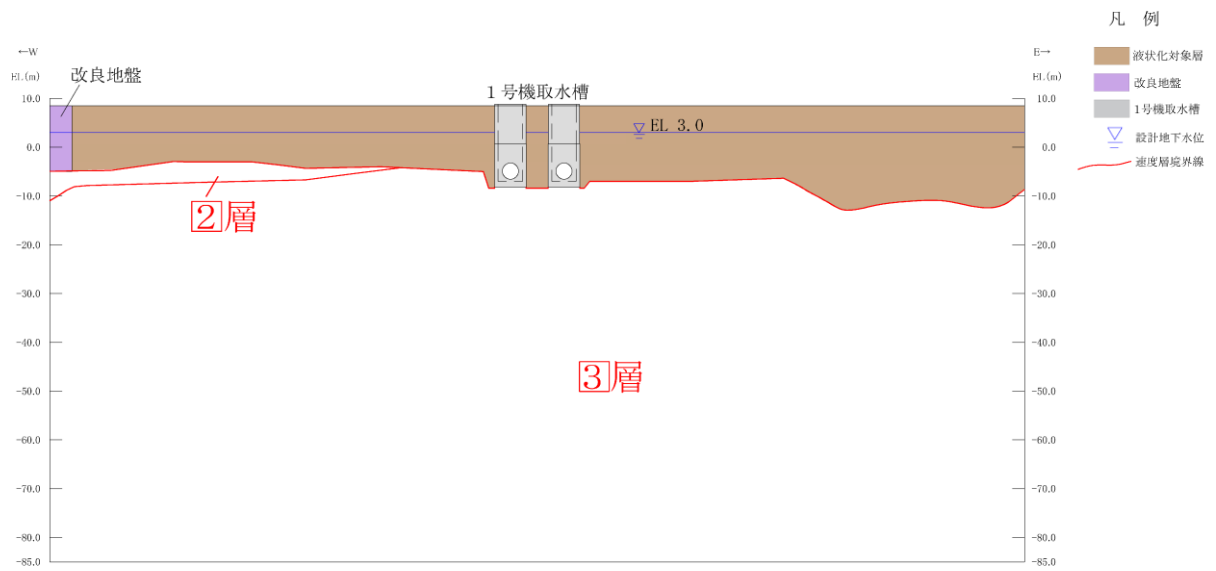


(速度層図)

図 2-5 1号機取水槽 地質断面図(A-A断面)



(岩級図)



(速度層図)

図 2-6 1号機取水槽 地質断面図(B-B断面)

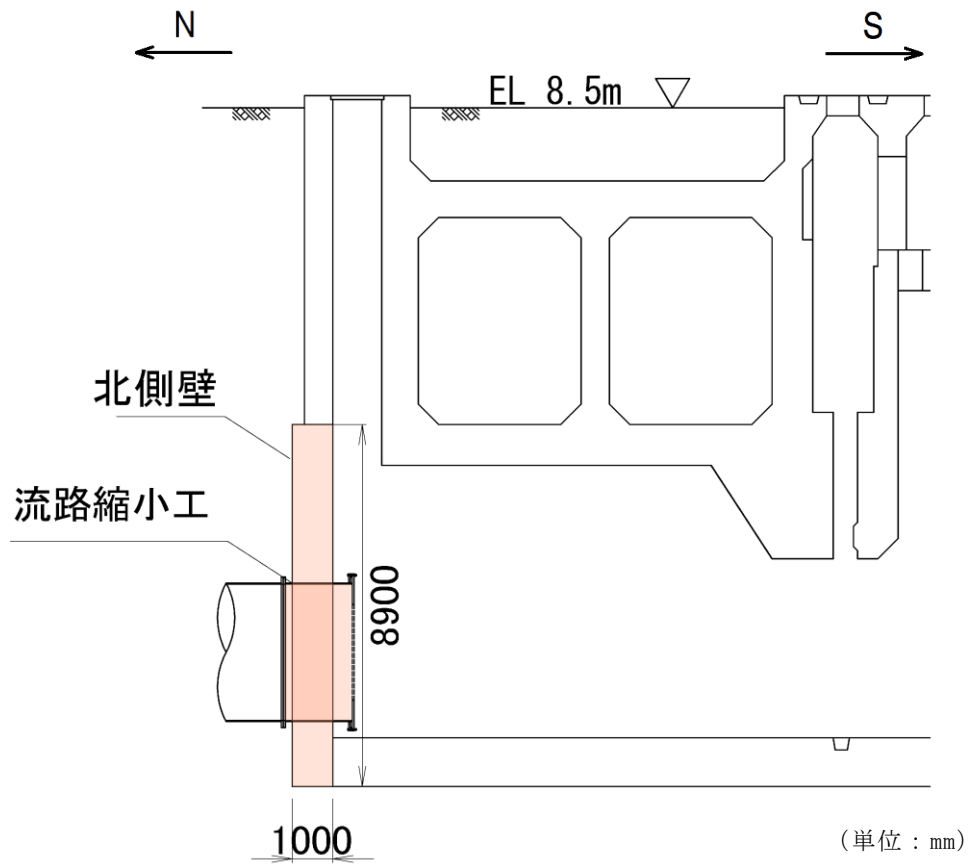


図 2-7 1号機取水槽上位クラス施設位置図

2.2.2 補強概要

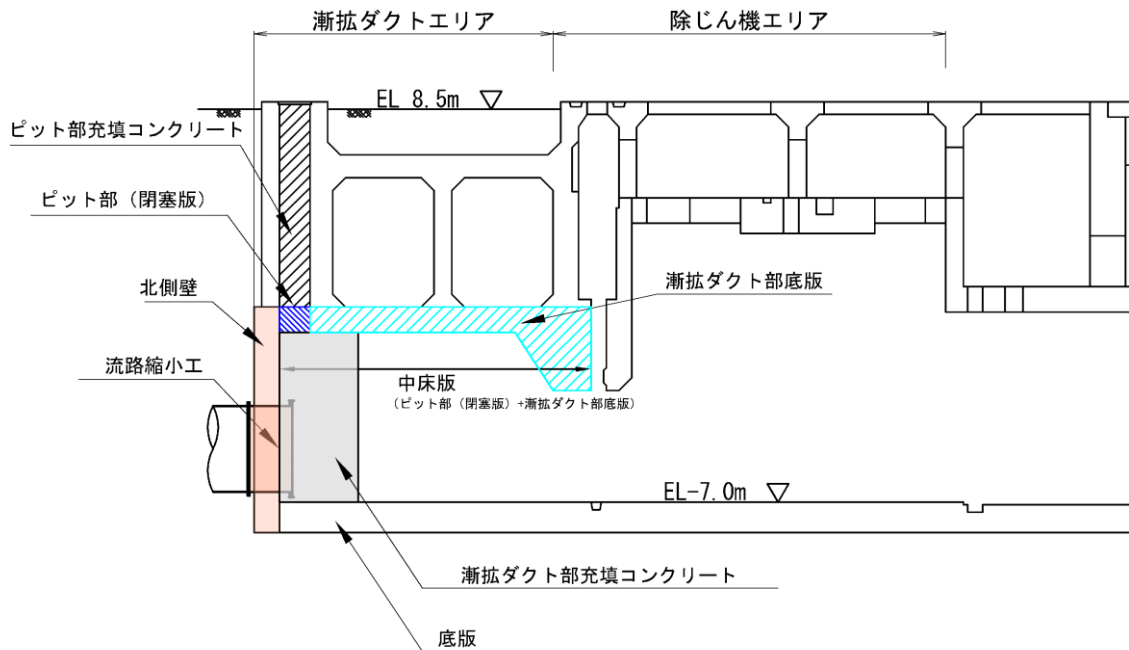
流路縮小工の間接支持構造物である1号機取水槽北側壁は、設計当時の基準地震動 S_s の増大により、取水槽の耐震性を確保するため、後施工せん断補強工法（ポストヘッドバー工法、以下「PHb工法」という。）によるせん断補強を実施する。

1号機取水槽北側壁の波及的影響を及ぼすおそれのある部材（中床版、底版及び東西側壁）の補強を目的に漸拡ダクト部にコンクリートを充填する。漸拡ダクト部充填コンクリートには流路縮小工の内径と同じ開口を設け、取水機能を確認する。ここで、漸拡ダクト部充填コンクリートの南北方向の幅については、導流壁との干渉を避けたうえで、流路縮小工の内径以上となるように決定した。なお、漸拡ダクト部充填コンクリートに設置した流路縮小工の内径と同じ開口については、評価上考慮しないものの保守的に開口補強筋を設置する。

また、1号機取水槽ピット部については下部に閉塞版を設置したのちに、コンクリートを充填し、閉塞する。

補強工事を踏まえた、部材名称を図2-8に示す。

補強工事の一覧表を表2-2に示す。また、補強工事の詳細図面を図2-10～図2-13に示す。



注：ピット部閉塞版と漸拡ダクト部底版を合わせて、以下「中床版」という。

図2-8 漸拡ダクト部部材名一覧断面図

表 2-2 補強工事一覧表

部材名	部材位置*1	補強工事概要
北側壁	①	PHb
漸拡ダクト部	②	充填コンクリート打設*2
ピット部	③	充填コンクリート打設
ピット部（閉塞版）	④	ピット部閉塞版鉄筋コンクリート設置

注記*1：部材位置図については図 2-9 に示す。

*2：充填コンクリート内部には流路縮小工と同じ開口を設置

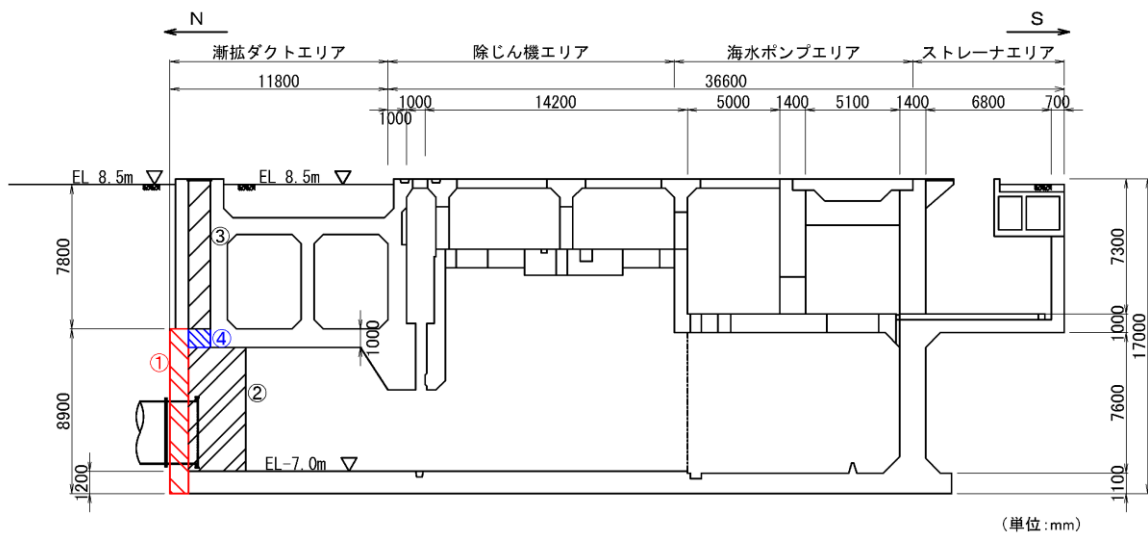


図 2-9 補強工事实施部材位置

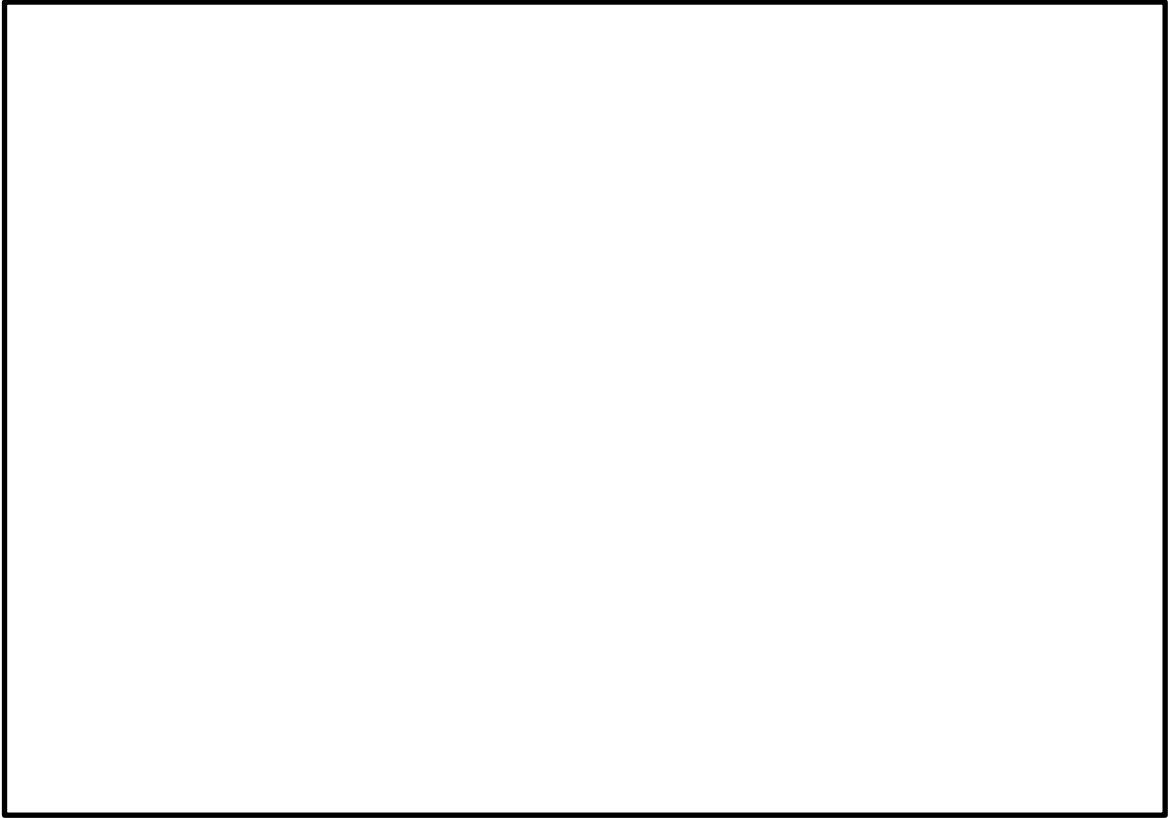


图 2-10 補強工事实施後平面図

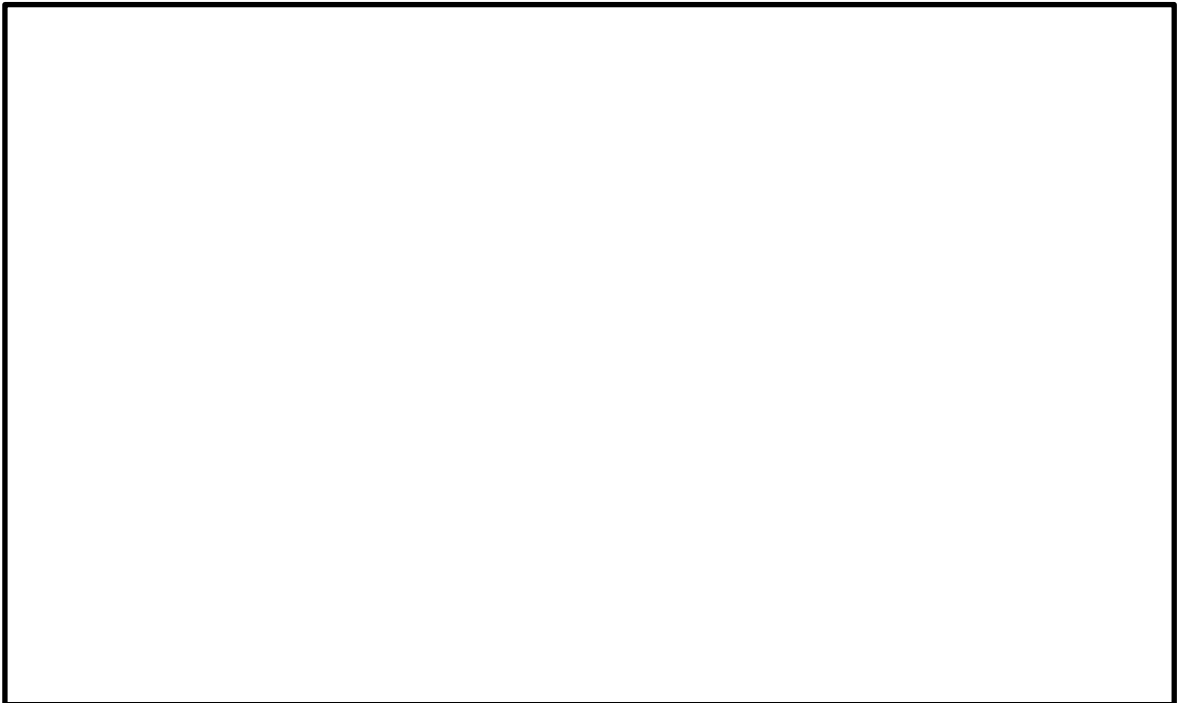


图 2-11 補強工事实施後 A - A 断面図

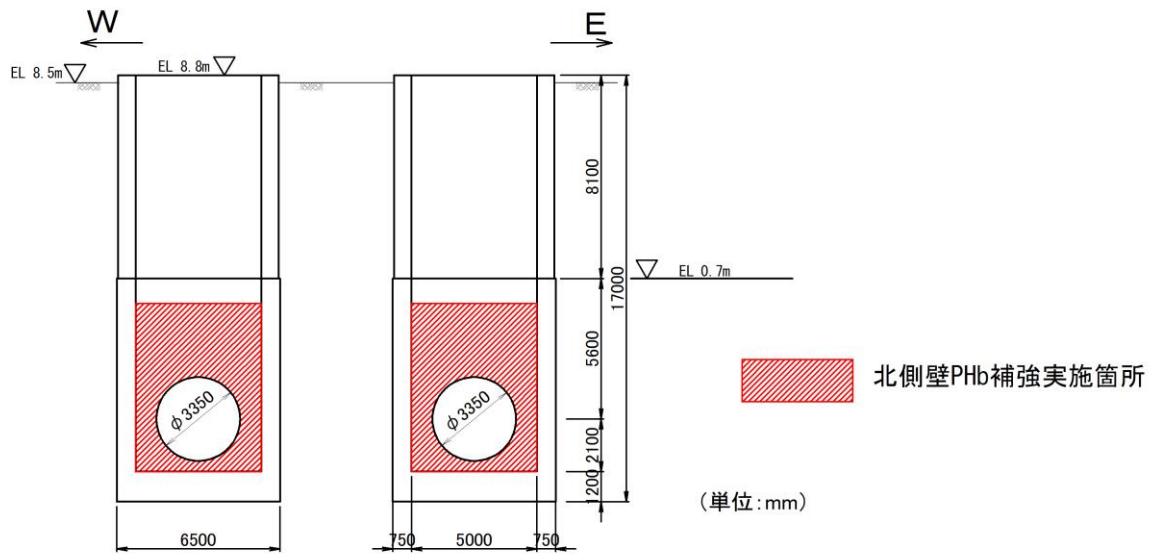


図 2-12 補強工事实施後 B - B 断面図



図 2-13 補強工事实施後 C - C 断面図

2.3 評価対象部材の選定

1号機取水槽の中で、上位クラスの1号機取水槽流路縮小工及び1号機取水槽北側壁に波及的影響を及ぼすおそれのある部材の選定は以下の①、②の観点に基づいて行う。

- ① 損傷した部材が流路縮小工に接触することの防止
- ② 北側壁が接続する部材の健全性確保

上記①の観点より、波及的影響を考慮するエリアは図2-11に示す漸拡ダクトエリアであるが、ピット部についてはピット部（閉塞版）を設置したのち、充填コンクリートを打設することにより、中床版より上部の部材については、損傷した部材が流路縮小工と接触することが考えられないため、波及的影響を及ぼすおそれのある部材としては選定しない。

また、側壁及び中床版については漸拡ダクト部充填コンクリートを打設することから、損傷した部材が流路縮小工と接触することが考えられないため、波及的影響を及ぼすおそれのある部材としては選定しない。

上記①の観点から選定される波及的影響を及ぼすおそれのある部材は漸拡ダクト部充填コンクリートである。

上記②の観点より、北側壁と接続する部材（東西側壁、中床版、底版及び漸拡ダクト部充填コンクリート）が対象となるが、北側壁の大部分が漸拡ダクト部充填コンクリートと接しているため、上記②の観点として選定される波及的影響を及ぼすおそれのある部材は漸拡ダクト部充填コンクリートである。

以上のことから、波及的影響を及ぼすおそれのある部材として漸拡ダクト部充填コンクリートを選定する。

2.4 評価対象断面の選定

漸拡ダクト部充填コンクリートは、周囲6方向のうち既設の部材と接していない南面を含む南北方向断面を評価対象断面として選定する。

なお、東西方向断面の耐震性についての結果は「参考資料1 東西断面の耐震安全評価」に記載する。

2.5 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 2-3 に、材料の物性値を表 2-4 に示す。

表 2-3 使用材料

材料		仕様
構造物	コンクリート	設計基準強度 20.6N/mm ²
	充填コンクリート	設計基準強度 21.0N/mm ²
	鉄筋	SD345
MMR		設計基準強度 18.0N/mm ²

表 2-4 材料の物性値

材料	ヤング係数 (N/mm ²)	単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比
構造物 (鉄筋コンクリート)	2.33×10 ⁴	24.0* ¹	0.2
構造物 (漸拡ダクト部 充填コンクリート) * ³	2.33×10 ⁴	24.0* ¹	
構造物 (ピット部 充填コンクリート) * ³	2.33×10 ⁴	24.0* ¹	
MMR	2.20×10 ⁴	22.6* ²	

注記*1：鉄筋コンクリートの単位体積重量を示す。

*2：無筋コンクリートの単位体積重量を示す。

*3：ヤング係数については設計基準強度 20.6N/mm²の鉄筋コンクリート構造物と同様の値を設定し、単位体積重量については鉄筋コンクリートの重量を設定する。

2.6 地盤物性値

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

表 2-5 地盤の解析用物性値（岩盤）

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

注記*：入力地震動の算定においてのみ用いる解析用物性値

表 2-6 地盤の有効応力解析における解析用物性値 (埋戻土)

			解析用物性値
物理特性	密度	ρ^* (g/cm ³)	2.11 【2.00】
	間隙率	n	0.45
変形特性	動せん断弾性係数	G_{ma} (kN/m ²)	163,600
	基準平均有効拘束圧	ρ_{ma}' (kN/m ²)	98.0
	ポアソン比	ν	0.33
	減衰定数の上限値	h_{max}	0.095
強度特性	粘着力	c' (N/mm ²)	0.00
	内部摩擦角	ϕ' (°)	39.75
液状化特性	変相角	ϕ_p (°)	28.0
	液状化パラメータ	S_1	0.005
		w_1	4.190
		P_1	0.500
		P_2	0.980
		C_1	2.016

注記* : 括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を表す。

2.7 地下水位

設計地下水位は，VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計地下水位の一覧を表 2-7 に示す。

表 2-7 設計地下水位の一覧

施設名称	解析断面	設計地下水位 (EL m)
1号機取水槽	A-A断面	3.0

2.8 耐震評価フロー

1号機取水槽の波及的影響を及ぼすおそれのある部材の耐震評価フローを図2-14に示す。

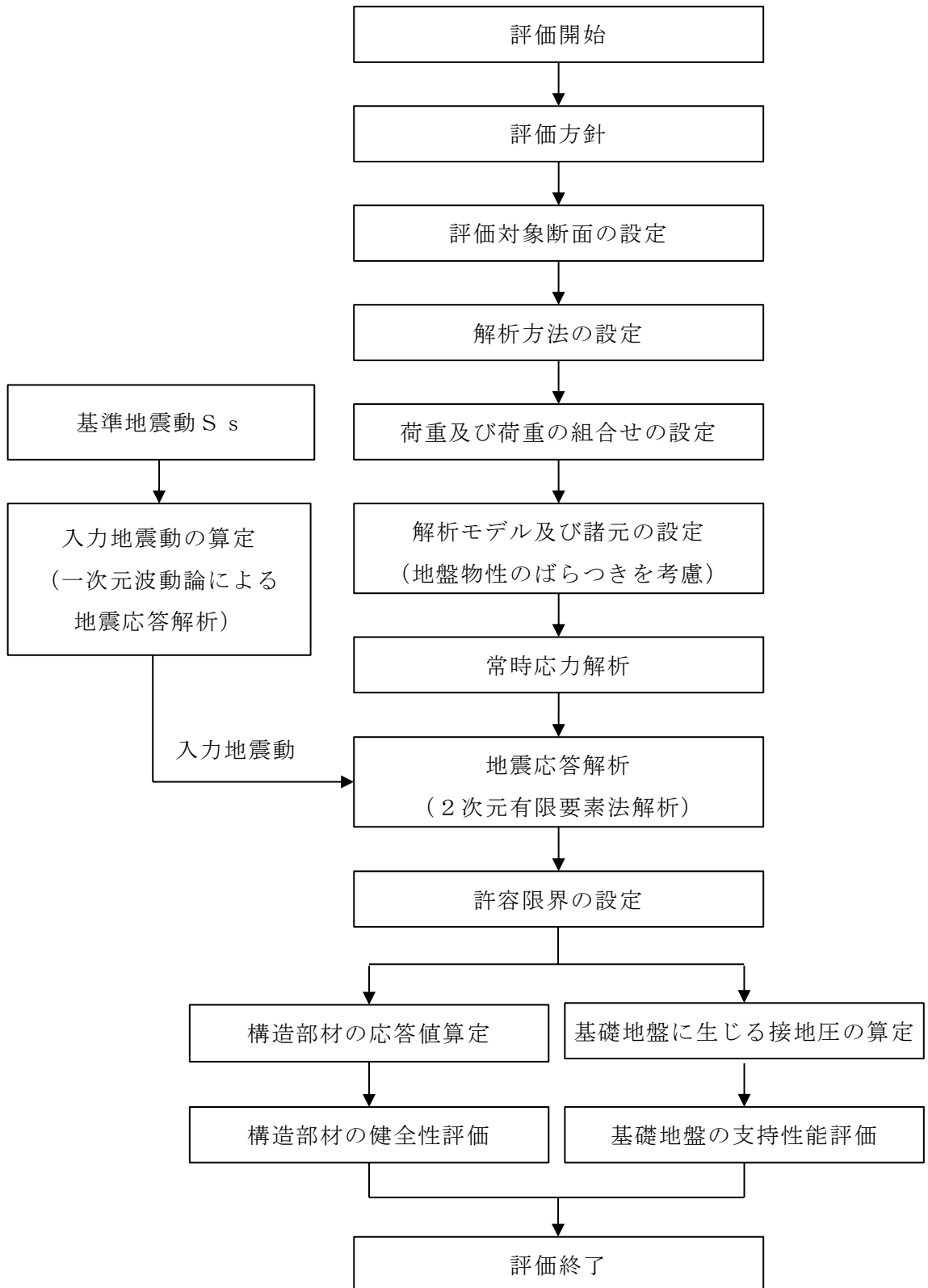


図 2-14 1号機取水槽の耐震評価フロー

3. 地震応答解析

3.1 地震応答解析手法

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる2次元有限要素法により、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行うこととし、解析手法については、図3-1に示す解析手法の選定フローに基づき選定する。

A-A断面は、設計地下水位以深の液状化対象層が施設と接するため解析手法のフローに基づき「⑤有効応力解析」を選定する。なお、有効応力解析に加え、液状化しない場合の影響を確認するため、全応力解析も実施する。

構造部材の非線形特性については、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平面ひずみ要素でモデル化することとし、このうち岩盤及びMMRについては、線形でモデル化する。埋戻土については、地盤の剛性及び減衰のひずみ依存性を適切に考慮できるマルチスプリング要素でモデル化することとし、ばね特性は双曲線モデル（H-Dモデル）を用いて非線形性を考慮する。

地震応答解析の解析コードについては、有効応力解析及び全応力解析で「FLIP」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図3-2に示す。

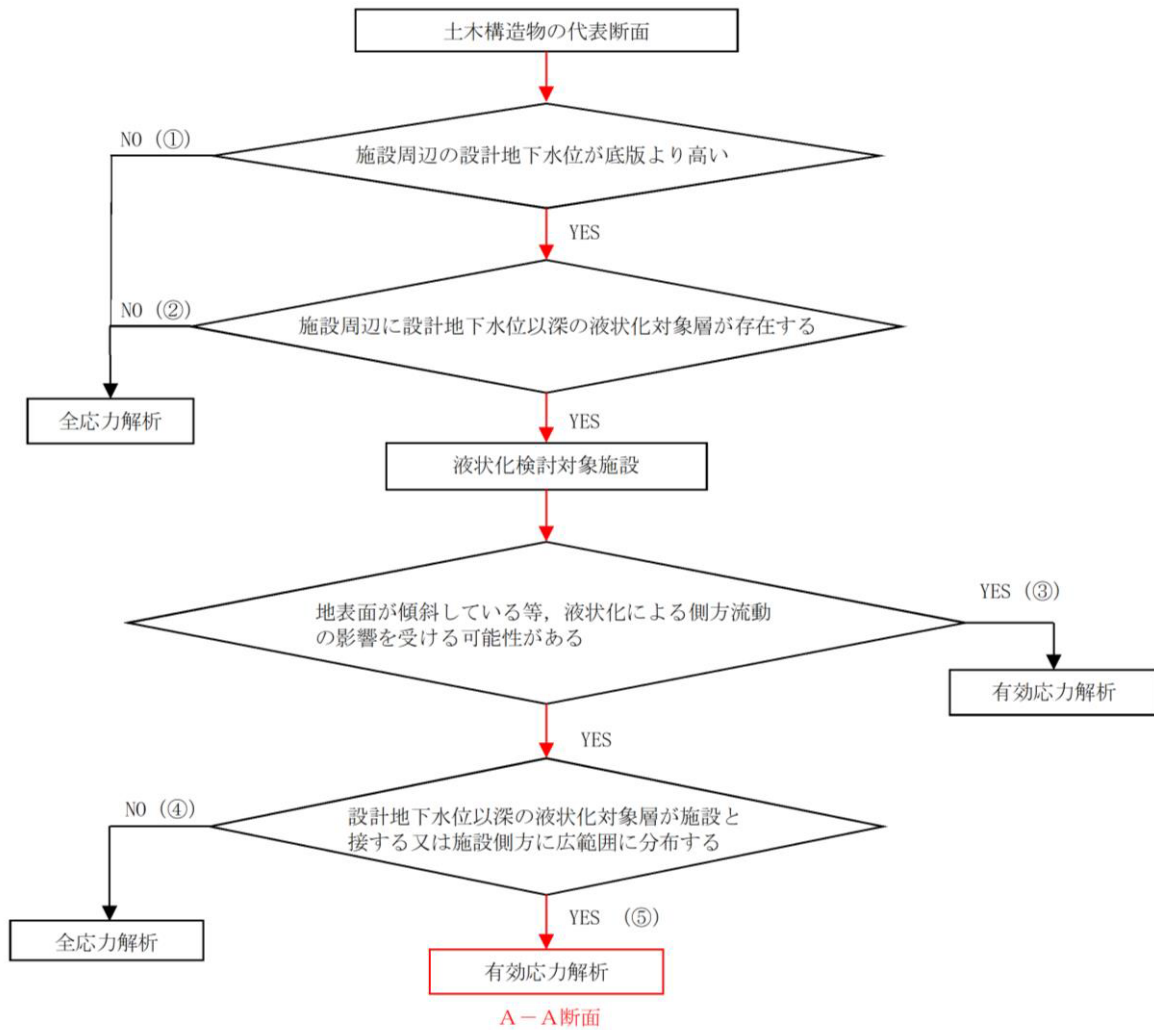


図 3-1 解析手法の選定フロー

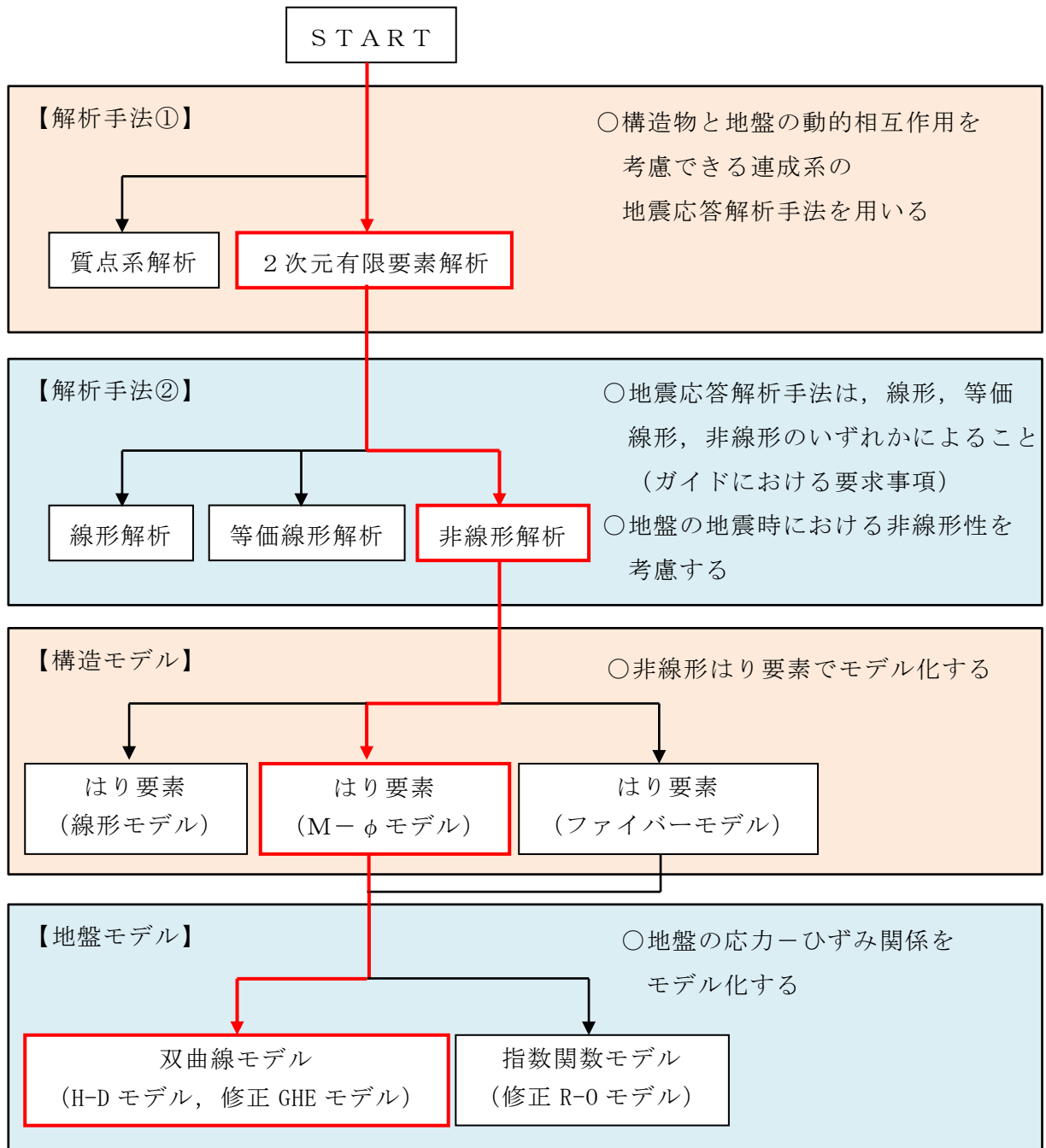


図 3-2 地震応答解析手法の選定フロー

3.2 地震応答解析モデルの設定

3.2.1 解析モデル領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。「J E A G 4 6 0 1 -1987」を参考に、図 3-3 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、モデル高さを構造物基礎幅の 1.5 倍～2 倍以上とする。

1号機取水槽の解析モデル領域については、南側に1号機タービン建物及び1号機原子炉建物が隣接しているため、上記の考え方に加えて、隣接構造物外側の地盤応答を適切に表現できる範囲までモデル化領域を拡大して設定する。

なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長の5分の1程度を考慮し、要素高さを1m程度まで細分割して設定する。

構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（（社）土木学会，2005年）」に従い、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの2.0倍以下とし、1.0倍程度まで細分して設定する。

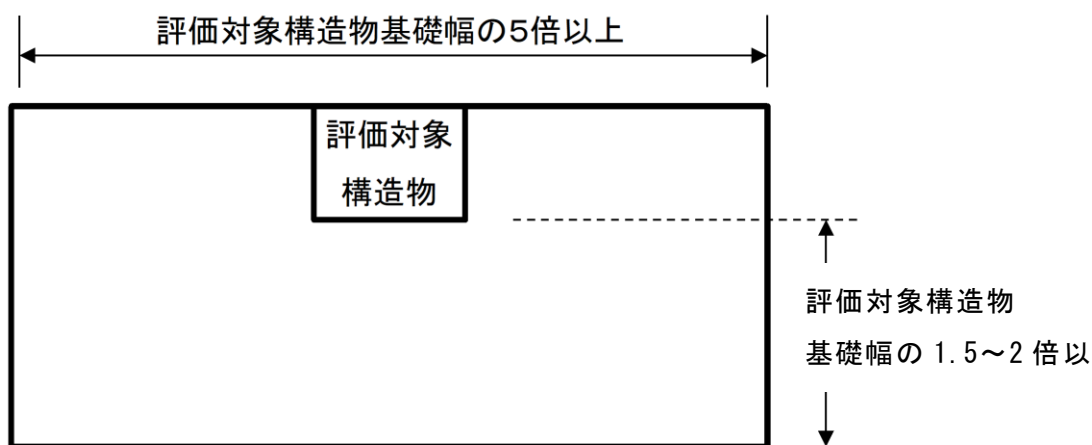


図 3-3 モデル化範囲の考え方

有効応力解析において，2次元地震応答解析モデルは，検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え，この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は，不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する1次元地盤モデルである。2次元地震応答解析における自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図3-4に示す。

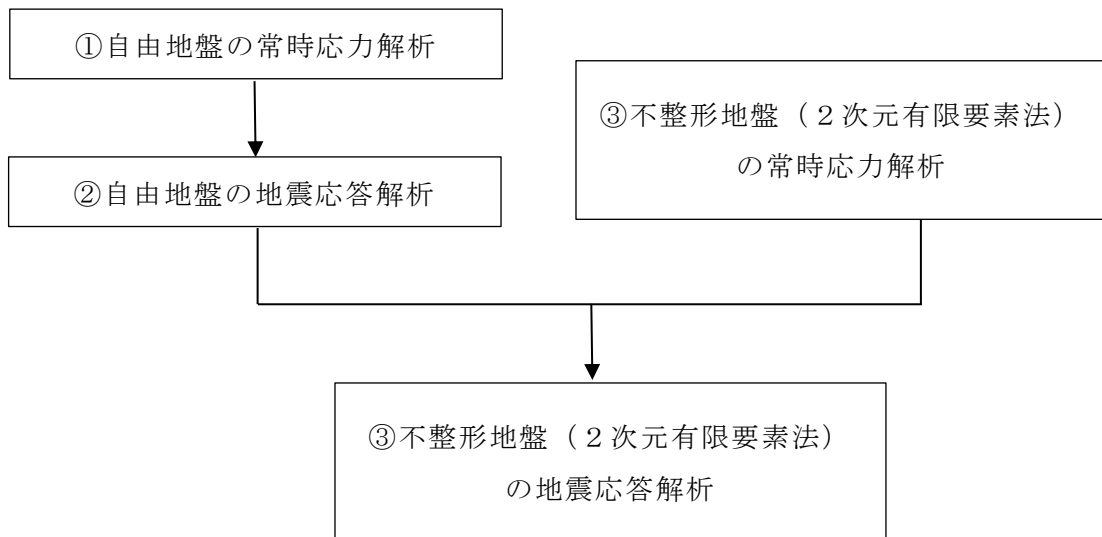


図3-4 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤（2次元有限要素法）の地震応答解析までのフロー（有効応力解析）

3.2.2 境界条件

(1) 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。そこで、常時応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図3-5に示す。

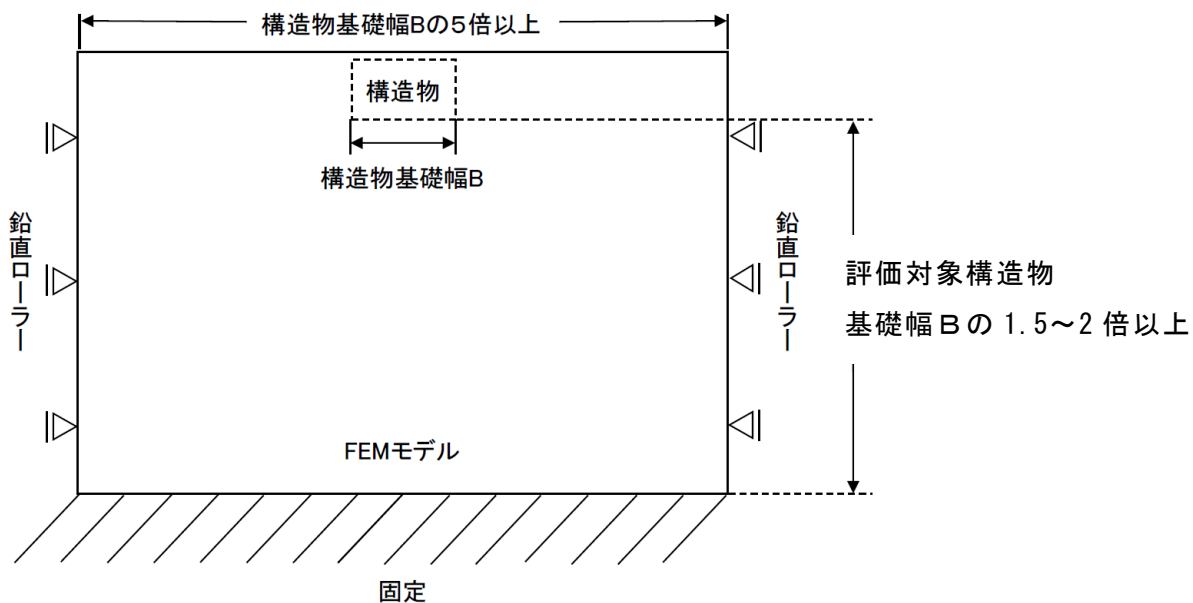


図3-5 常時応力解析における境界条件の概念図

(2) 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

境界条件の概念図を図 3-6 に示す。

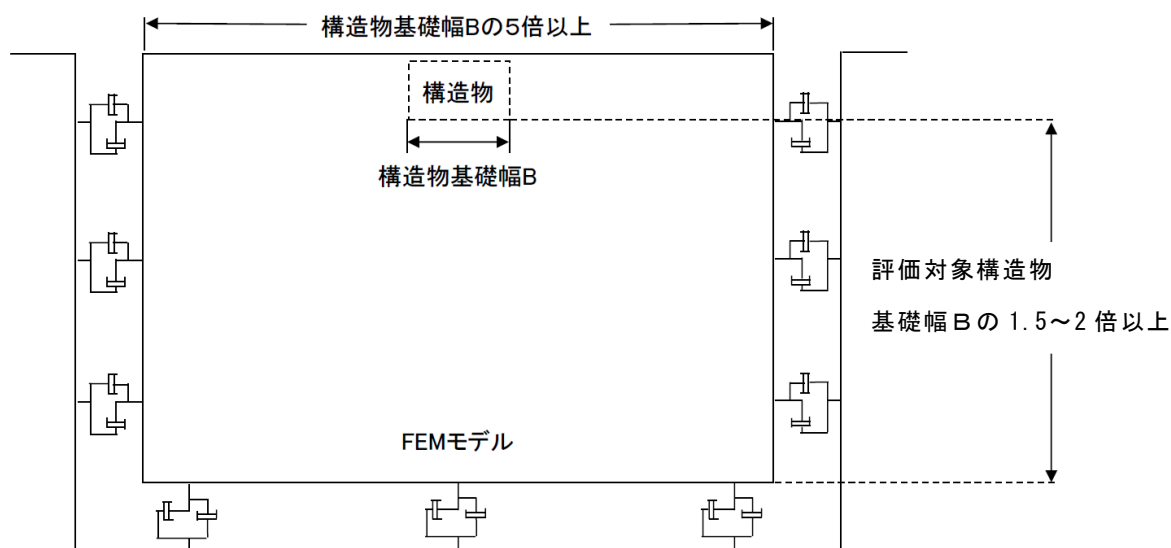


図 3-6 地震応答解析における境界条件の概念図

3.2.3 構造物のモデル化

1号機取水槽北側壁等の鉄筋コンクリート部材のうち1号機取水槽北側壁は非線形はり要素，その他の部材は線形はり要素でモデル化する。また，漸拡ダクト部充填コンクリート及びピット部充填コンクリートは平面ひずみ要素でモデル化する。

なお，1号機取水槽南北断面の妻壁の中で評価対象範囲である漸拡ダクト部に位置する妻壁は，その他の屋外重要土木構造物の耐震評価の考え方と同様に保守的にモデル化しない。一方，漸拡ダクト部より南側のエリアに位置する妻壁は1号機取水槽の全体的な剛性を反映するため，平面ひずみ要素でモデル化する。

3.2.4 隣接構造物のモデル化

A-A断面において，1号機タービン建物及び防波壁（多重鋼管杭式擁壁）は取水槽の隣接構造物に該当するため，1号機タービン建物及び防波壁（多重鋼管杭式擁壁）をモデル化する。

以下に，それぞれの構造物のモデル化方針を示す。

(1) 1号機タービン建物

A-A断面の解析モデル範囲において隣接構造物となる1号機タービン建物は，等価剛性として線形の平面ひずみ要素でモデル化する。

1号機タービン建物は，VI-2-11-2-1-2「1号機タービン建物の耐震性についての計算書」における多質点系モデル（多軸床柔多質点系モデル（水平））を基に図3-7に示す手順で有限要素モデルを作成する。まず，多質点系モデルのフロア毎に重量を，層毎に剛性を集約し，多質点系モデルと振動的に等価な単軸モデル（水平，鉛直）を作成し，1次モードの固有周期が同等となるよう単軸モデルのせん断断面積及び断面二次モーメントを補正する。その後，図3-8に示す関係式を用いて，単軸モデルの水平剛性 K_H ，鉛直剛性 K_V 及び曲げ剛性 K_θ を有限要素モデルのせん断剛性 G ，ポアソン比 ν 及びばね定数 k_s に変換し，単軸モデルと有限要素モデルが振動的に等価となるよう一致させる。なお，重量については，各節点の分担長に応じて層毎に設定する。

1号機タービン建物の有限要素モデルを図3-9に，有限要素モデルの平面ひずみ要素の物性値を表3-1，1次モードの固有周期の調整結果を表3-2に示す。

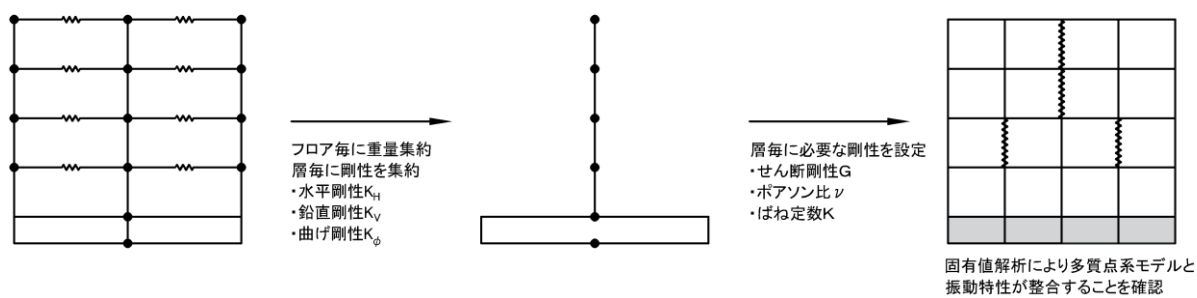
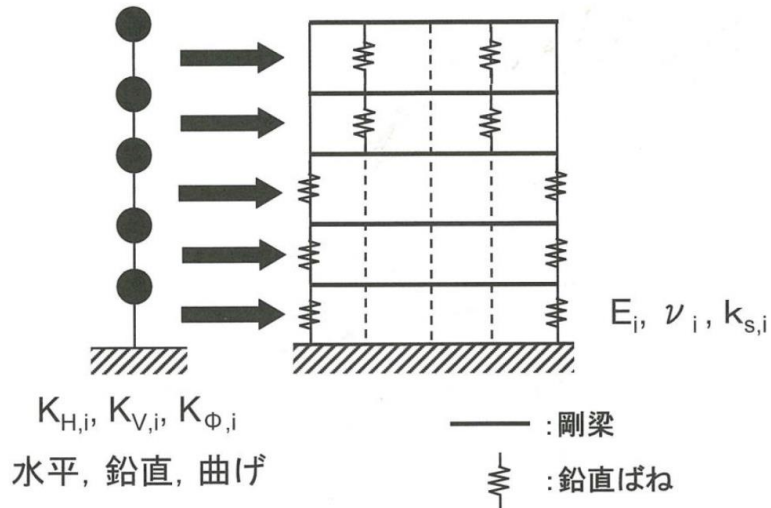


図 3-7 1号機タービン建物の有限要素モデル作成の考え方



$$K_{H,i} = \frac{G_i A_{H,i}}{\ell_i} \dots\dots\dots (4.3.1)$$

$$K_{V,i} = \frac{E_i A_{V,i}}{\ell_i} \dots\dots\dots (4.3.2)$$

$$K_{\phi,i} = E_i I_i \dots\dots\dots (4.3.3)$$

$$\tilde{G}_i = \left(\frac{A_{H,i}}{a_i} \right) G_i \dots\dots\dots (4.3.4)$$

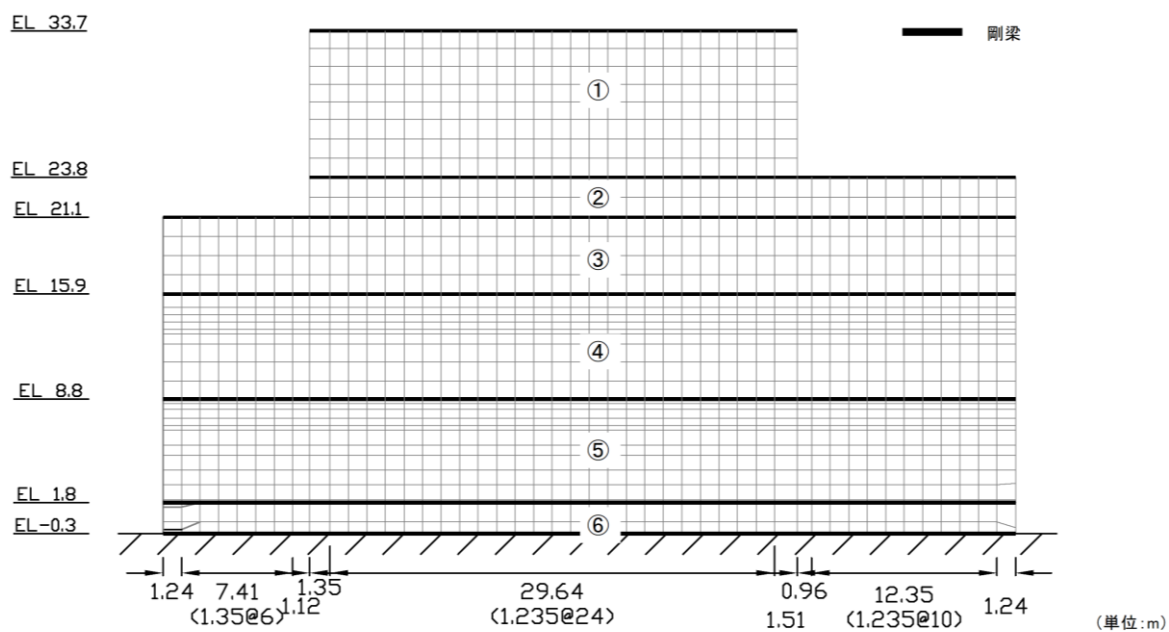
$$K_{V,i} = \frac{2a_i \tilde{G}_i (1 - \tilde{\nu}_i)}{b_i (1 - 2\tilde{\nu}_i)} + 2k_{sp,i} \dots\dots\dots (4.3.5)$$

$$K_{\phi,i} = \frac{a_i^3 \tilde{G}_i (1 - \tilde{\nu}_i)}{6 (1 - 2\tilde{\nu}_i)} + \frac{b_i d_i^2}{2} k_{sp,i} \dots\dots\dots (4.3.6)$$

$$\tilde{\nu}_i = \frac{1}{2} \frac{12K_{\phi,i} - 3b_i \cdot d_i^2 K_{V,i} - 2(a_i^3 - 3a_i \cdot d_i^2) \tilde{G}_i}{12K_{\phi,i} - 3b_i \cdot d_i^2 K_{V,i} - (a_i^3 - 3a_i \cdot d_i^2) \tilde{G}_i} \dots\dots\dots (4.3.7)$$

$$k_{sp,i} = \frac{1}{2} \frac{K_{V,i} \cdot a_i^2 \cdot b_i - 12K_{\phi,i}}{(a_i^2 - 3d_i^2) b_i} \dots\dots\dots (4.3.8)$$

図 3-8 質点系モデルから有限要素モデルへのモデル化概要
 (「原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料>
 ((社) 土木学会, 原子力土木委員会, 2009年2月)」より抜粋)



(速度層図)

図 3-9 評価対象地質断面図 (A-A 断面)

表 3-1 原子炉建物 (平面ひずみ要素) の物性値

物性 番号	せん断弾性係数 G (kN/m ²)	ヤング係数 E (kN/m ²)	ポアソン比 ν
①	7.870×10^4	2.359×10^5	0.49873
②	1.477×10^5	4.405×10^5	0.49120
③	1.436×10^5	3.367×10^5	0.17235
④	5.036×10^5	1.469×10^6	0.45850
⑤	5.398×10^5	1.571×10^6	0.45517
⑥	8.758×10^6	1.795×10^7	0.02478

表 3-2 固有周期（1次モード）の調整結果

	有限要素モデル	多質点系モデル (地盤ばねなし)
水平方向	0.1135	0.1135
鉛直方向	0.0416	0.0416

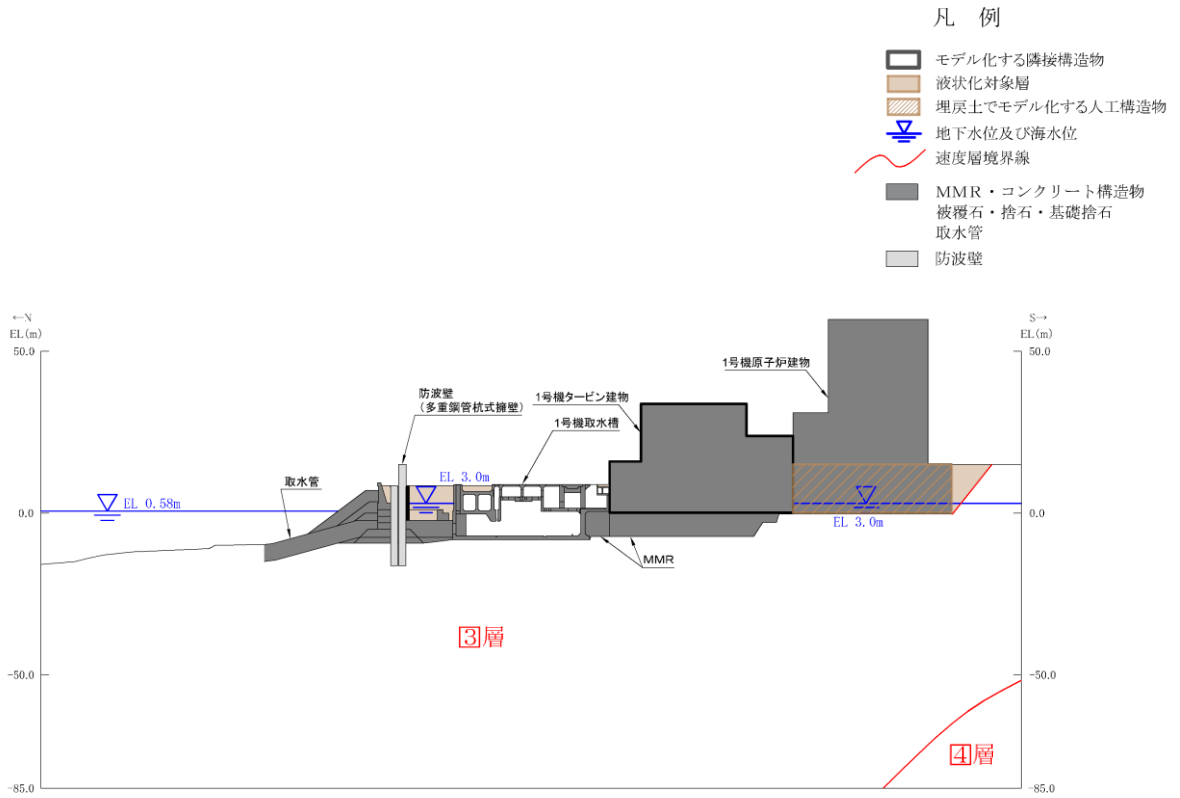
(2) 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）は，VI-2-10-2-3-3「防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書」に基づき，線形はり要素でモデル化する。

3.2.5 地盤及びMMRのモデル化

岩盤及びMMRは線形の平面ひずみ要素でモデル化する。埋戻土は，地盤の非線形性をマルチスプリング要素で考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。また，改良地盤については評価対象構造物から離れていること，分布が局所的であることから埋戻土としてモデル化を行う。

地盤のモデル化に用いる，地質断面図を図 3-10 に示す。



(速度層図)

図 3-10 評価対象地質断面図 (A-A 断面)

3.2.6 地震応答解析モデル

評価対象地質断面図を踏まえて設定した地震応答解析モデルを図3-11に示す。

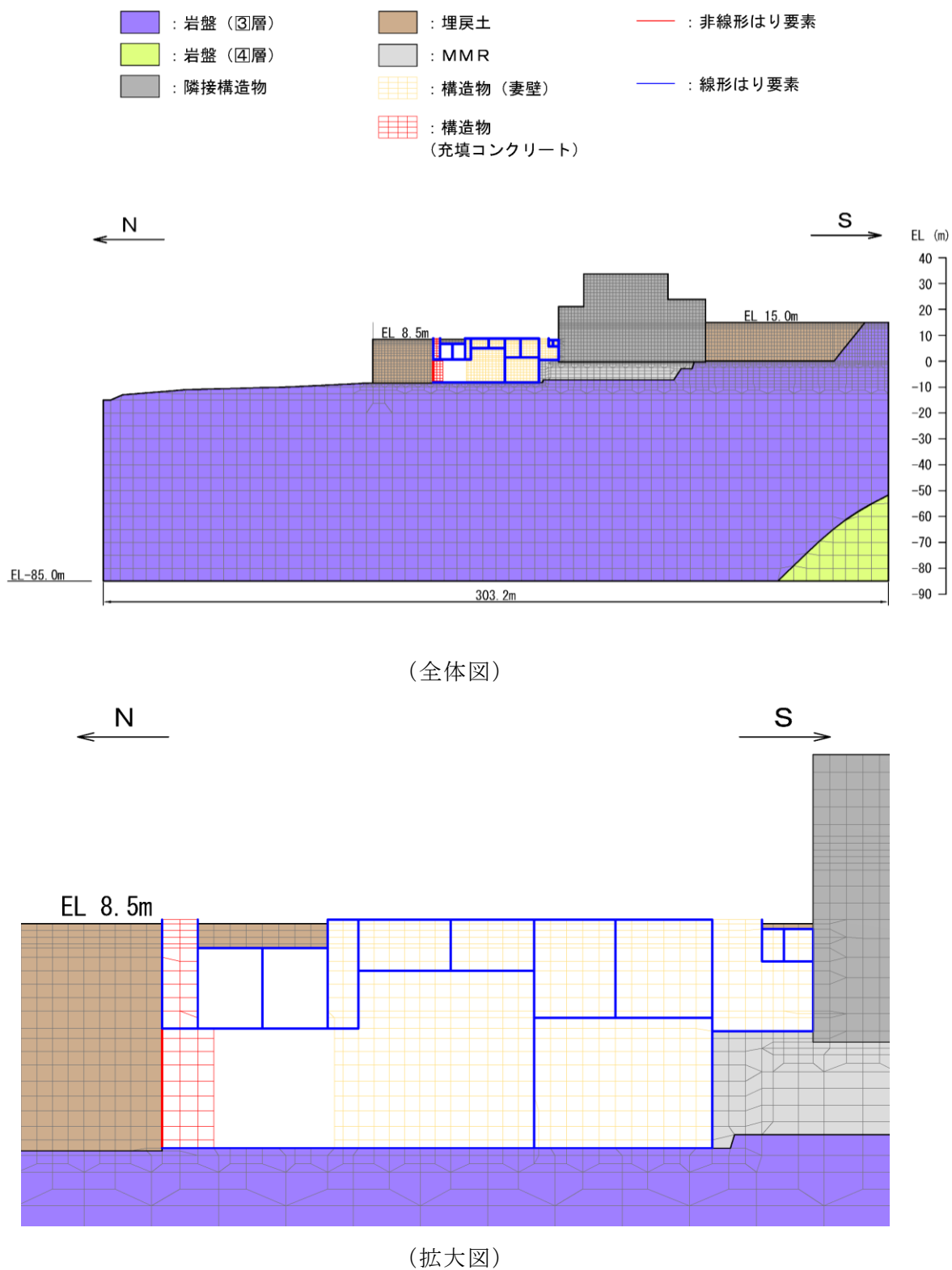


図3-11 地震応答解析モデル図

3.2.7 ジョイント要素の設定

地盤と構造物との接合面にジョイント要素を設けることにより、地震時の地盤と構造物の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は、地盤と構造物の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造物の接合面におけるせん断強度以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ とし、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 3-3 のとおりとする。また、要素間の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は表 3-4 のとおり設定する。

なお、漸拡ダクト部及びピット部の充填コンクリートについては、周囲を側壁、底版等に囲まれており、側壁、底版等に目荒らしを行ったうえで、打設するため一体で挙動することから、ジョイント要素は設定しない。

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

ここに、 τ_f ：せん断強度

c ：粘着力（＝初期せん断強度 τ_0 ）

ϕ ：内部摩擦角

表 3-3 周辺地盤との境界に用いる強度特性

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
埋戻土	0.22	22
岩盤 (C _M 級)	1.23	52
MMR ($f'_{ck} = 18.0\text{N/mm}^2$)	3.58	40

表 3-4 要素間の粘着力と内部摩擦角

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

注記*1：MMR，置換コンクリート及び埋戻コンクリートの総称

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

ジョイント要素のばね定数は，「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（（社）土木学会，2005年）」を参考に，数値計算上，不安定な挙動を起こさない程度に周囲材料の剛性よりも十分に大きな値を設定する。表 3-5 にジョイント要素のばね定数を示す。

また，ジョイント要素の力学特性を図 3-12 に，ジョイント要素の配置を図 3-13 に示す。

表 3-5 ジョイント要素のばね定数

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

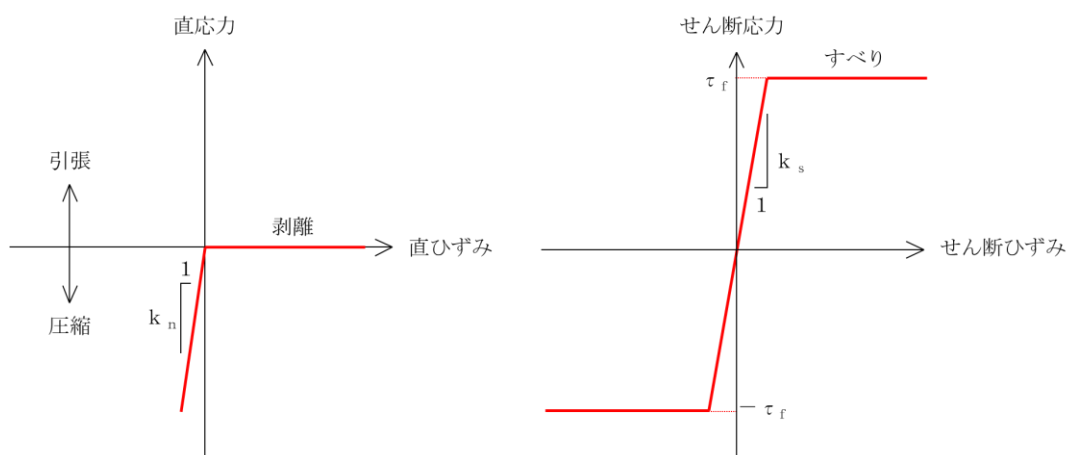










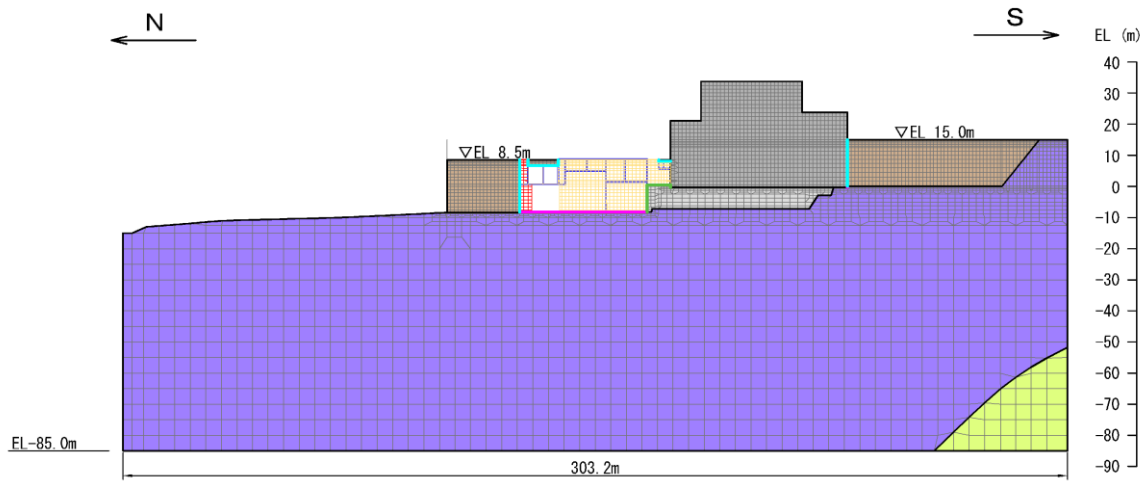
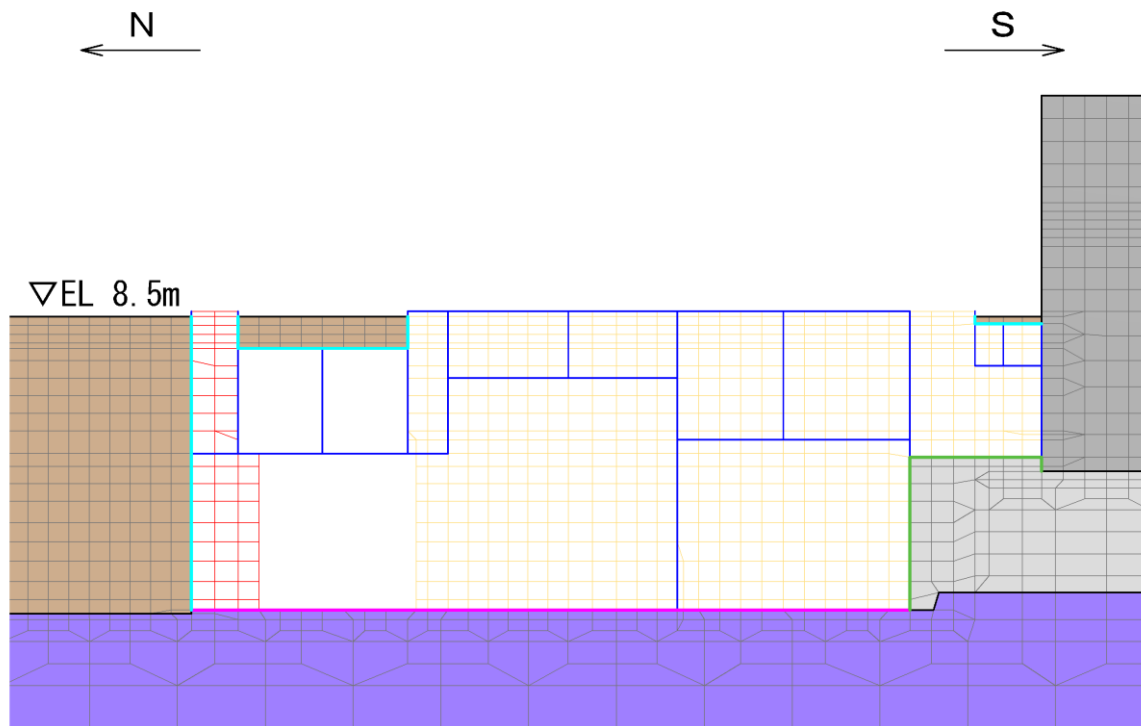


図 3-12 ジョイント要素の力学特性

- | | | |
|---|--|--|
|  : 岩盤 (③層) |  : 埋戻土 |  : ジョイント要素 (構造物-無筋コンクリート) |
|  : 岩盤 (④層) |  : MMR |  : ジョイント要素 (構造物-埋戻土) |
|  : 隣接構造物 |  : 構造物 (妻壁) |  : ジョイント要素 (構造物-岩盤) |
| |  : 構造物 (充填コンクリート) | |



(全体図)



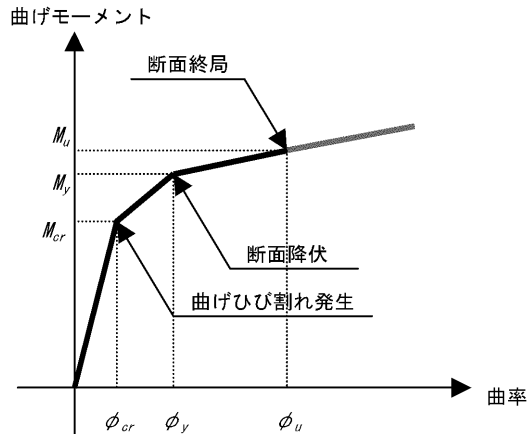
(拡大図)

図 3-13 ジョイント要素の配置

3.3 材料特性の設定

有効応力解析における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 3-14 に示す $M-\phi$ 関係のトリリニアモデルとする。履歴特性は、図 3-15 に示すとおり修正武田モデルを適用し、図 3-16 に示すコンクリートの応力-ひずみ関係を考慮する。

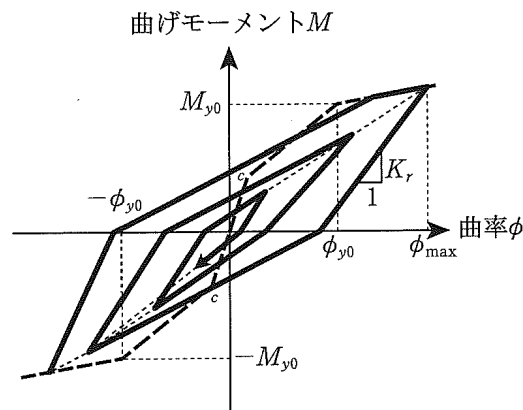
また、図 3-17 に鉄筋の応力-ひずみ関係を示す。



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

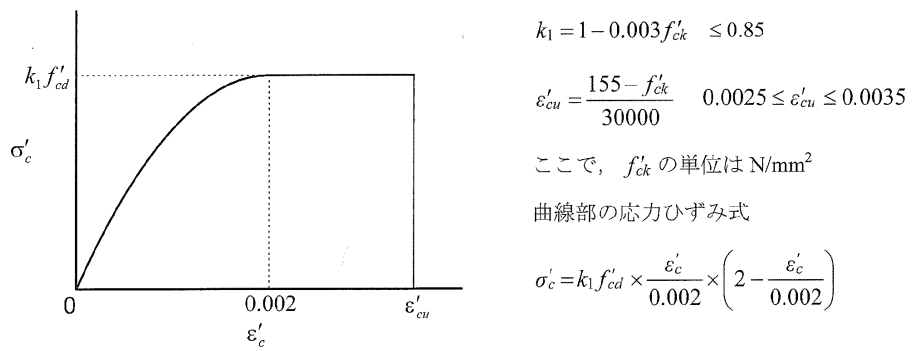
より引用)

図 3-14 鉄筋コンクリート部材の $M-\phi$ 関係



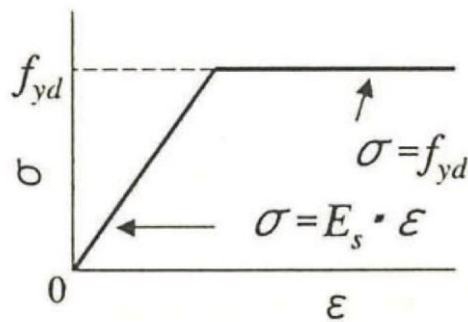
(「道路橋示方書 (V 耐震設計編)・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」より引用)

図 3-15 鉄筋コンクリート部材の $M-\phi$ 関係



(「コンクリート標準示方書 2002」より引用)

図 3-16 構造部材の非線形特性 (コンクリートの応力-ひずみ関係)



(「コンクリート標準示方書 2002」より引用)

図 3-17 構造部材の非線形特性 (鉄筋の応力-ひずみ関係)

3.4 減衰定数

有効応力解析及び全応力解析における Rayleigh 減衰は，地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う 1 次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて，地盤応答の保守的な評価が行われるよう係数 α を 0 として設定し，低振動数帯で減衰 α [M] の影響がない剛性比例型減衰としている。また，係数 β は，「FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ [理論編]」に基づき $\beta = 0.002$ と設定する。

3.5 荷重及び荷重の組合せ

耐震評価にて考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し、それぞれを組み合わせて設定する。地震荷重には、地震時土圧及び機器・配管系からの反力による荷重が含まれるものとする。

地震時に1号機取水槽に作用する機器・配管系からの反力については、機器・配管系を解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

荷重の組合せを表3-6に示す。

表3-6 荷重の組合せ

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

3.5.1 機器・配管荷重

地震応答解析時に考慮する機器・配管系の荷重図を図3-18に荷重一覧表を表3-7及び表3-8に示す。機器・配管荷重は、常時・地震時ともに付加質量としてモデル化する。

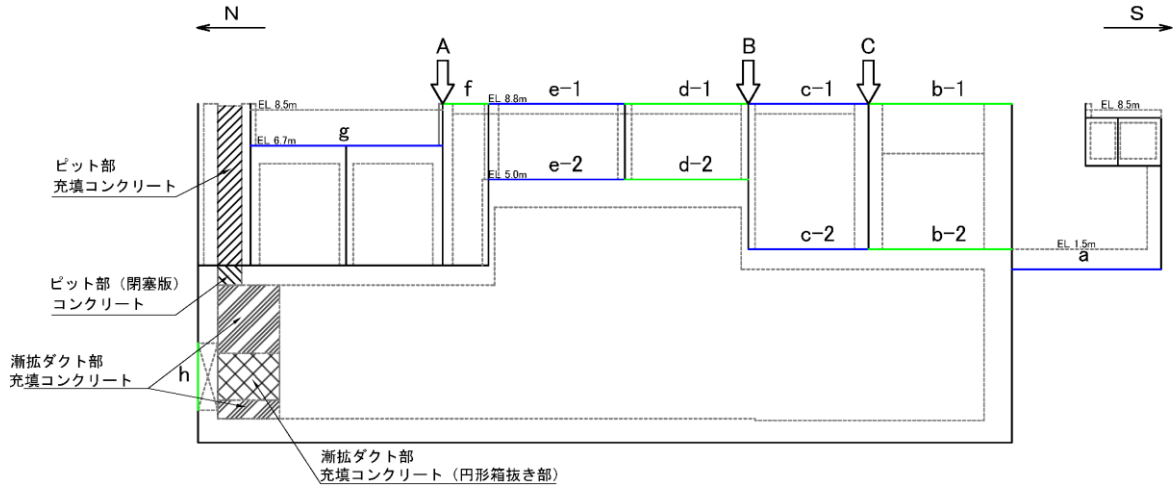


図3-18 解析用機器・配管荷重図

表3-7 機器配管荷重一覧（分布荷重）

範囲	位置	機器荷重	配管荷重	浸水防止 設備	流路 縮小工	合計 (kN/m ²)
a	EL 1.500	1.29	8.90	—	—	10.19
b-1	EL 8.800	6.71	—	—	—	6.71
b-2	EL 1.500	3.71	1.50	—	—	5.21
c-1	EL 8.800	—	—	0.23	—	0.23
c-2	EL 1.500	2.79	4.50	—	—	7.29
d-1	EL 8.800	—	—	0.25	—	0.25
d-2	EL 5.000	5.49	—	—	—	5.49
e-1	EL 8.800	—	—	0.25	—	0.25
e-2	EL 5.000	5.56	—	—	—	5.56
f	EL 8.800	—	—	0.29	—	0.29
g	EL 6.700	1.59	—	—	—	1.59
h	開口部	—	—	—	5.71	5.71

表 3-8 機器配管荷重一覽 (集中荷重)

範圍	合計 (kN/m)
A	4.59
B	2.19
C	2.19

3.5.2 外水圧

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

3.5.3 内水圧

内水位については、取水槽の内部に EL 0.58m を内水位として設定する。設定の際は、海水の密度として、 $1.03\text{g}/\text{cm}^3$ を考慮する。

A-A断面の内水圧図を図3-19に示す。

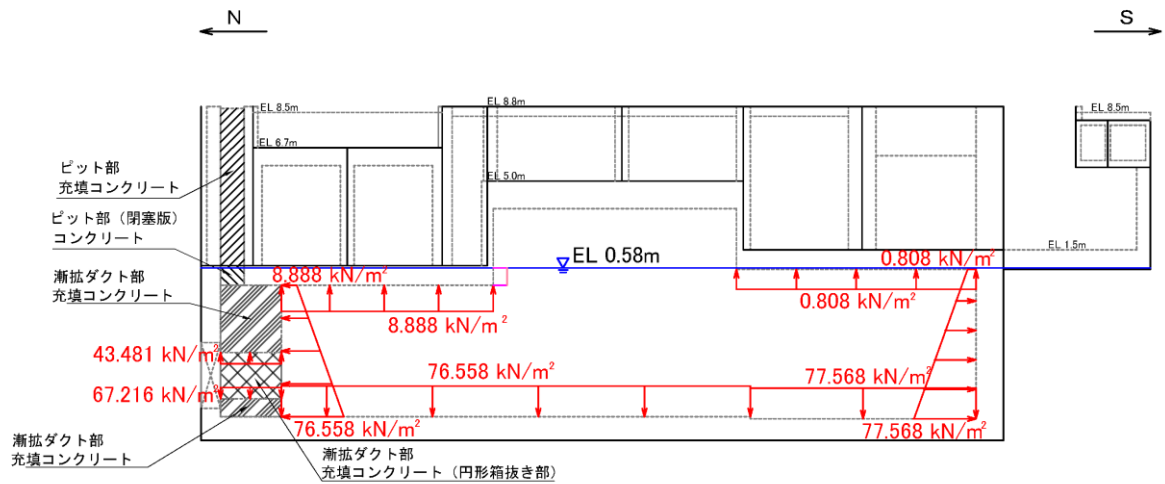


図 3-19 内水圧概念図

3.5.4 積雪荷重

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

3.5.5 動水圧

動水圧は Westergaard 式から算定する。動水圧の設定箇所概要図を図 3-20 に示す。ここで、漸拡ダクト部充填コンクリートの水路開口部にかかる動水圧のみ、自由液面がない状態として算定する。その他については、自由液面のある状態として算定する。

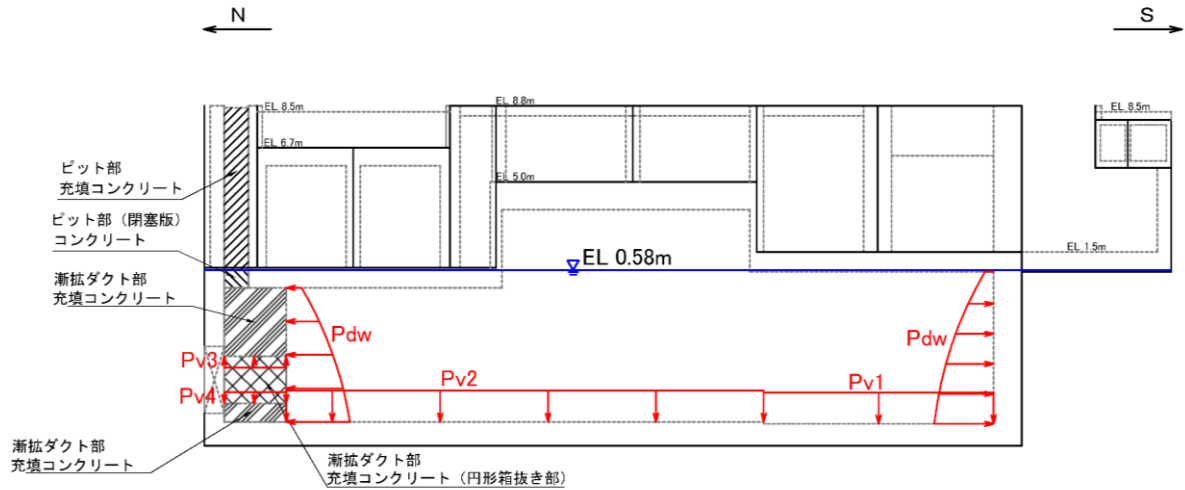


図 3-20 動水圧概念図

(1) 水平方向の動水圧

取水槽内部の海水を固定水として扱い、次式で算定する。水平方向動水圧の分布図を図 3-21 に示す。

$$p_w = \frac{7}{8} \times c \times \gamma_w \times \sqrt{(h \times y)} \times k_H$$

p_w : 動水圧

c : 補正係数

$L / h < 1.5$ の場合, $c = L / (1.5 h)$

$L / h \geq 1.5$ の場合, $c = 1.0$

L : 水路幅

h : 水深

γ_w : 海水の単位体積重量

y : 水面から動水圧を求める点までの深さ

k_H : 水平震度

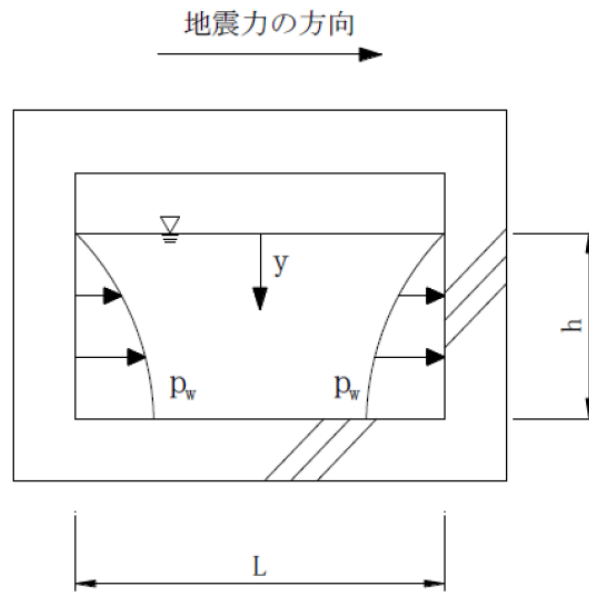


図 3-21 内水圧概念図

(2) 鉛直方向の動水圧

取水槽内部の海水を固定水として扱い，次式で算定する。鉛直方向動水圧の分布図を図 3-22 に示す。

$$p_w = k_V \times \gamma_w \times h$$

p_w : 動水圧

k_V : 鉛直震度

γ_w : 海水の単位体積重量

h : 水深

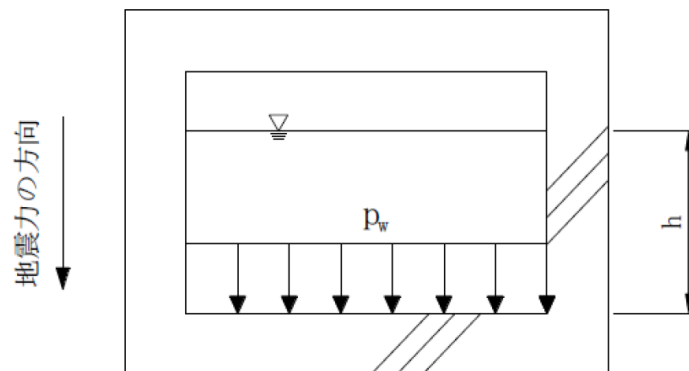


図 3-22 内水圧概念図

- (3) 漸拡ダクト部充填コンクリート水路開口部の動水圧
漸拡ダクト部充填コンクリート水路開口部の海水を自由液面のないもの
として扱い，次式で算定する。

$$p_w = k_v \times \gamma_w \times H/2$$

p_w : 動水圧

k_v : 鉛直震度

γ_w : 海水の単位体積重量

H : 水路開口部の高さ

3.6 地震応答解析の解析ケース

3.6.1 耐震評価における解析ケース

(1) 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

A-A断面の周辺には主に埋戻土が分布していることから、埋戻土の初期せん断弾性係数のばらつきを考慮する。

解析ケースについては、非液状化の条件を仮定した解析ケース（表3-9に示すケース④及び⑤）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。

地盤のばらつきの設定方法の詳細は、「補足-023-01 地盤の支持性能について」に示す。

表3-9 解析ケース

解析ケース	解析手法	地盤物性	
		埋戻土 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	有効応力解析	平均値	平均値
ケース②	有効応力解析	平均値 + 1 σ	平均値
ケース③	有効応力解析	平均値 - 1 σ	平均値
ケース④	全応力解析	平均値	平均値
ケース⑤	全応力解析	平均値 + 1 σ	平均値

(2) 耐震評価における解析ケースの組合せ

耐震評価においては、基準地震動 S_s 全波（6波）及びこれらに位相反転を考慮した地震動（6波）を加えた全12波に対し、基本ケース（表3-10に示すケース①）を実施する。基本ケースにおいて、局所安全係数による照査及び基礎地盤の支持力照査の各照査項目で照査値が最も厳しくなる地震動を用いて、表3-10に示す解析ケース②～⑤を実施する。耐震評価における解析ケースを表3-10に示す。

表 3-10 耐震評価における解析ケース

解析ケース	有効応力解析			全応力解析	
	ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	ケース⑤
	基本ケース	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	非液化化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮して非液化化の条件を仮定した解析ケース
地盤物性	平均値	平均値 + 1σ	平均値 - 1σ	平均値	平均値 + 1σ
地震動 (位相)	++*	○			
	-+*	○			
	+ -*	○			
	--*	○			
	++*	○			
	++*	○			
	-+*	○			
	++*	○			
	-+*	○			
	++*	○			
	++*	○			
	++*	○			

基準地震動 S s (6 波) に位相反転を考慮した地震動 (6 波) を加えた全 12 波に対し、ケース① (基本ケース) を実施し、局所安全係数による照査及び基礎地盤の支持力照査の各照査項目で照査値が最も小さい (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②～⑤を実施する。

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

4. 評価内容

4.1 入力地震動の設定

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

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

図4-1に入力地震動算定の概念図を示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」及び「microSHAKE/3D」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、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

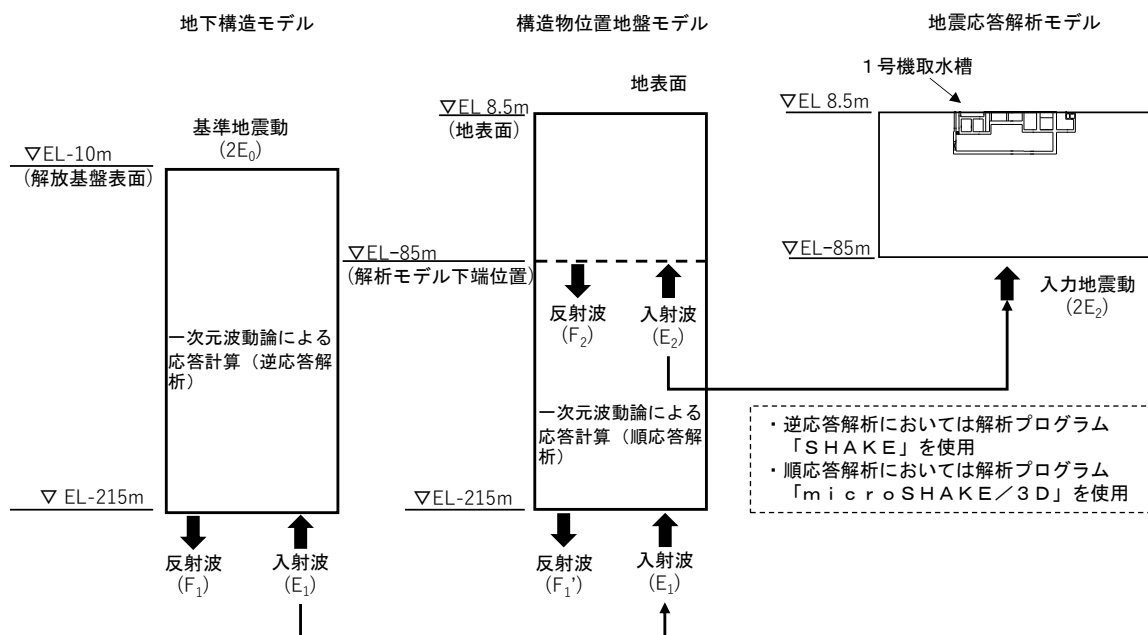
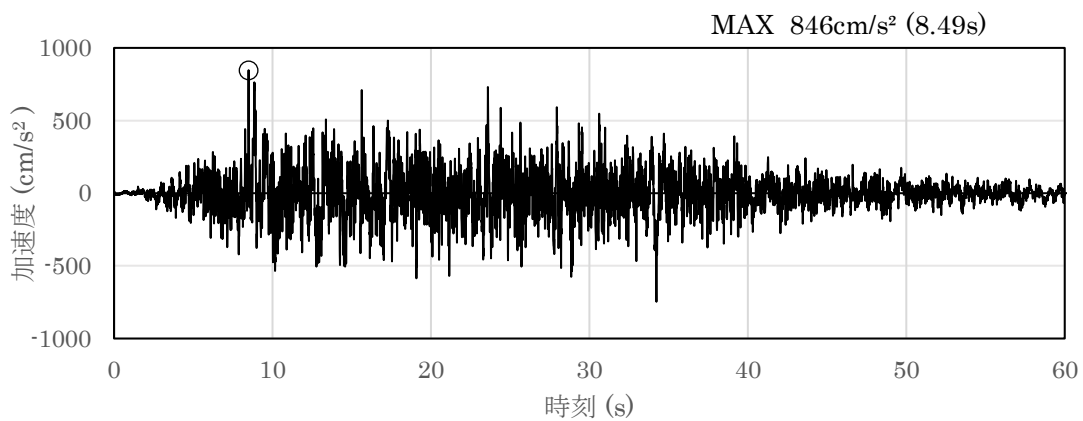


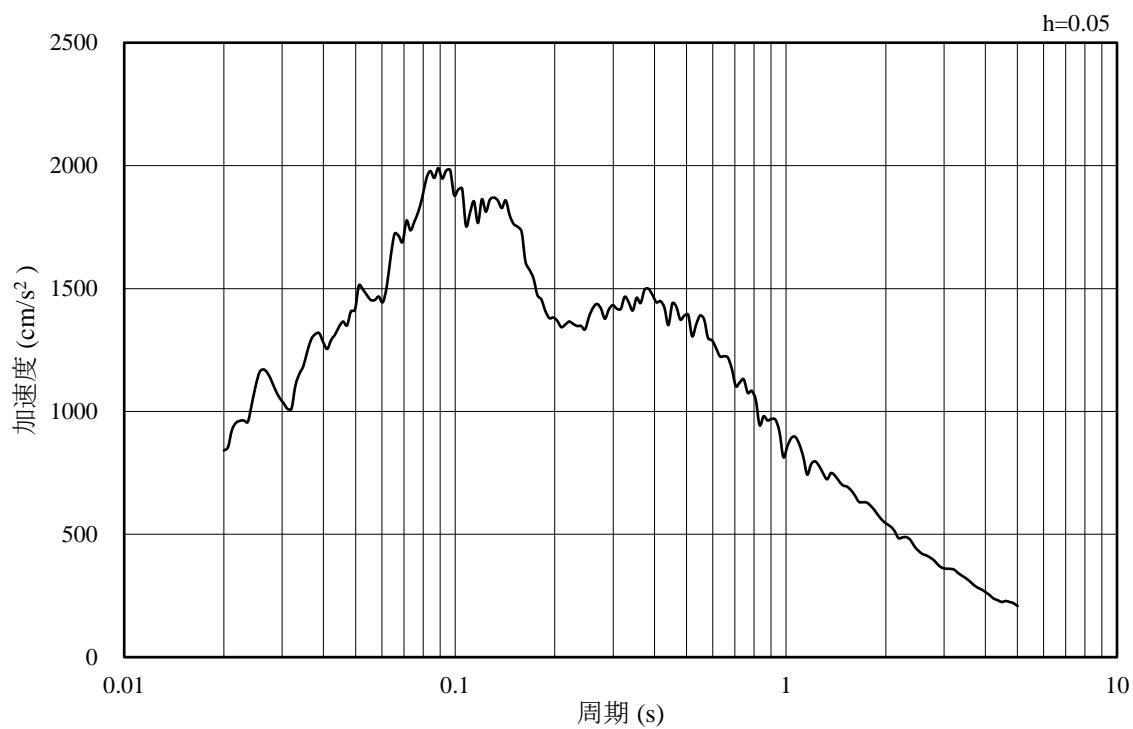
図4-1 入力地震動算定の概念図

4.1.1 入力地震動の設定

図 4-2～図 4-13 に A-A 断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。

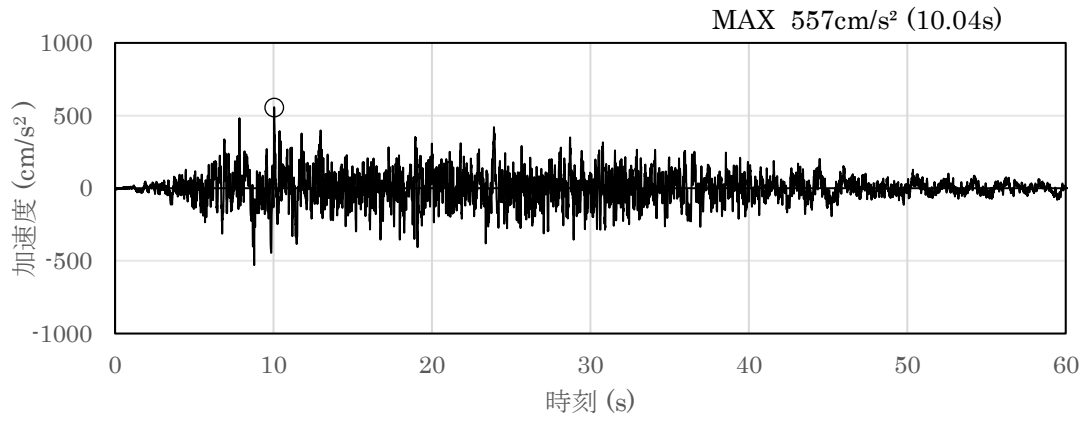


(a) 加速度時刻歴波形

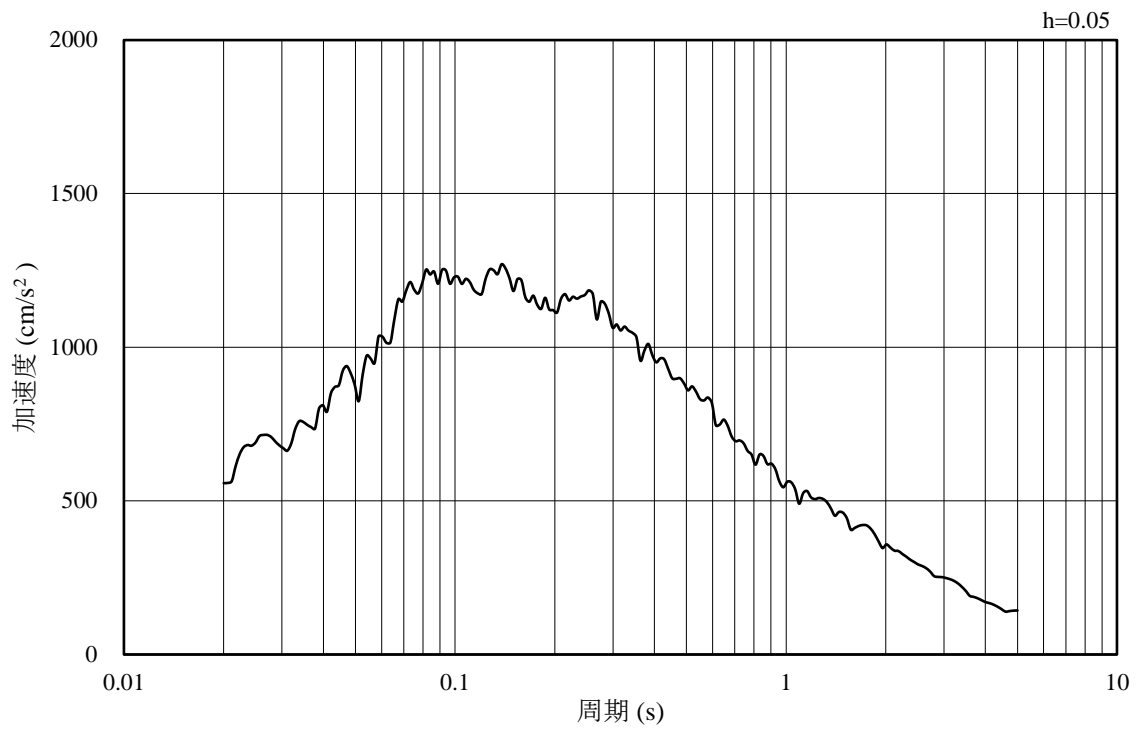


(b) 加速度応答スペクトル

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

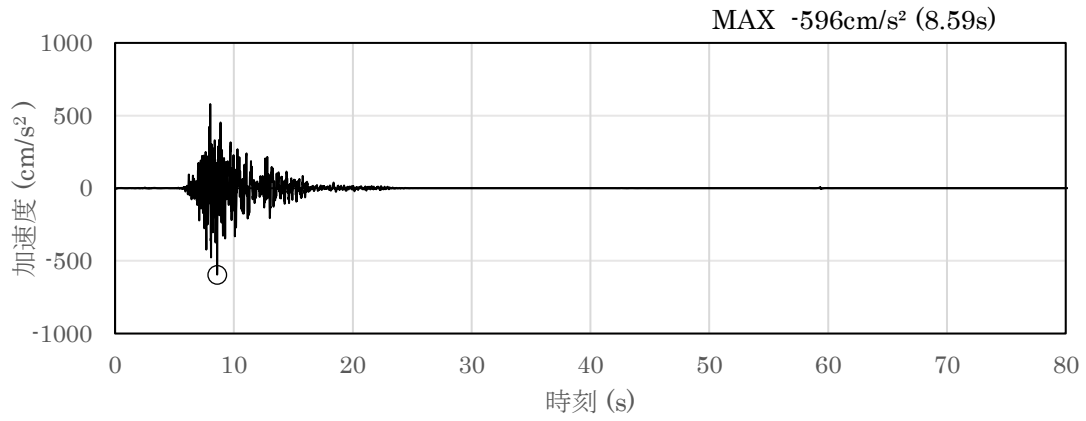


(a) 加速度時刻歴波形

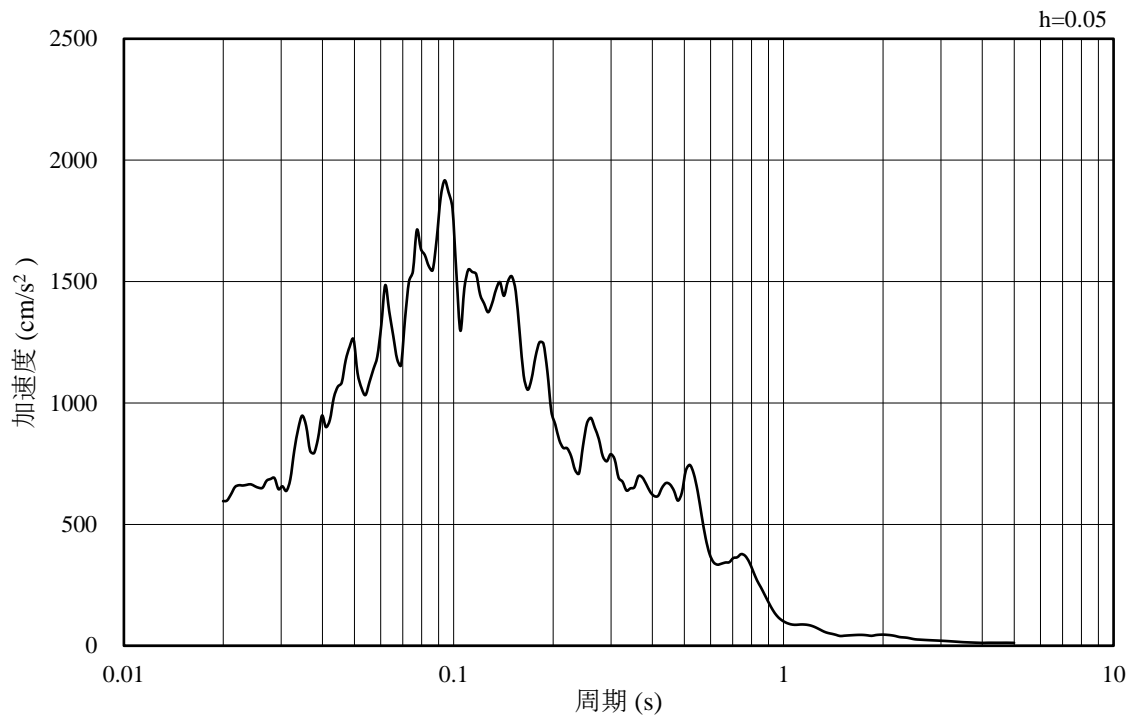


(b) 加速度応答スペクトル

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

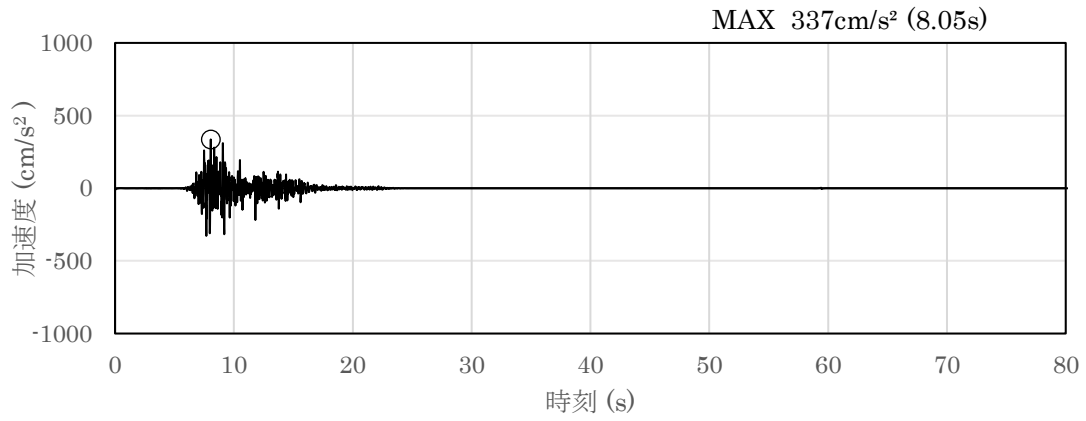


(a) 加速度時刻歴波形

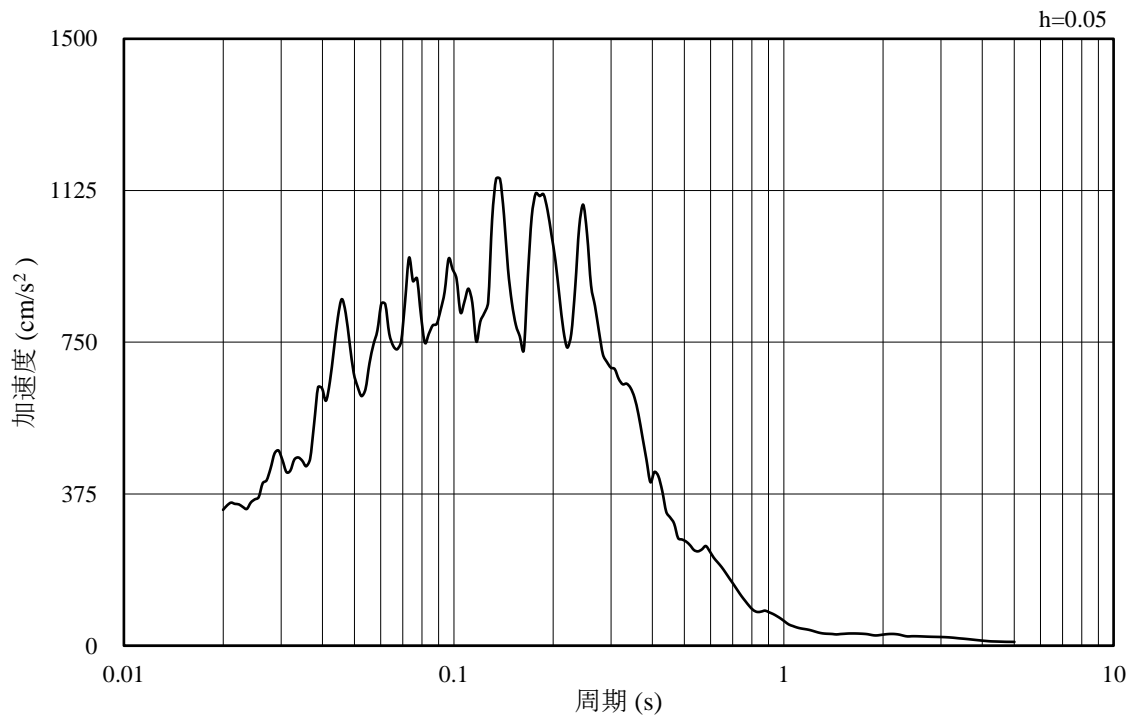


(b) 加速度応答スペクトル

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

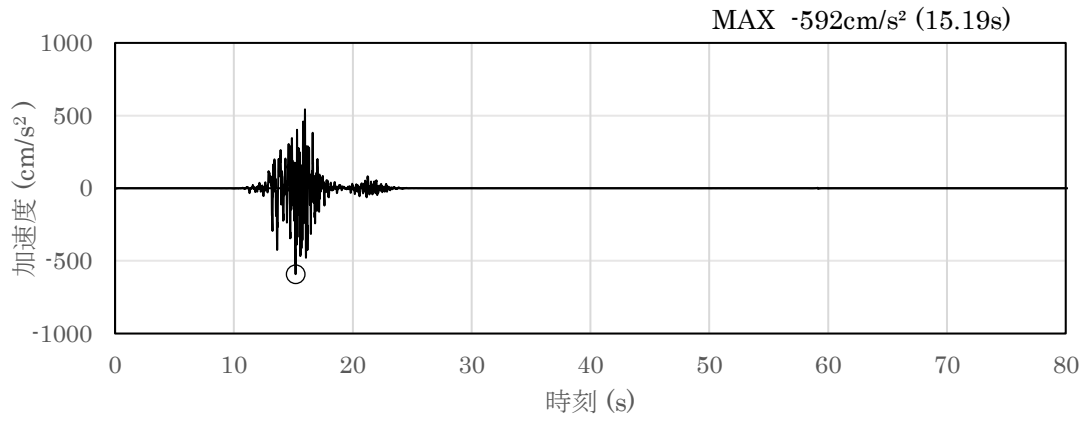


(a) 加速度時刻歴波形

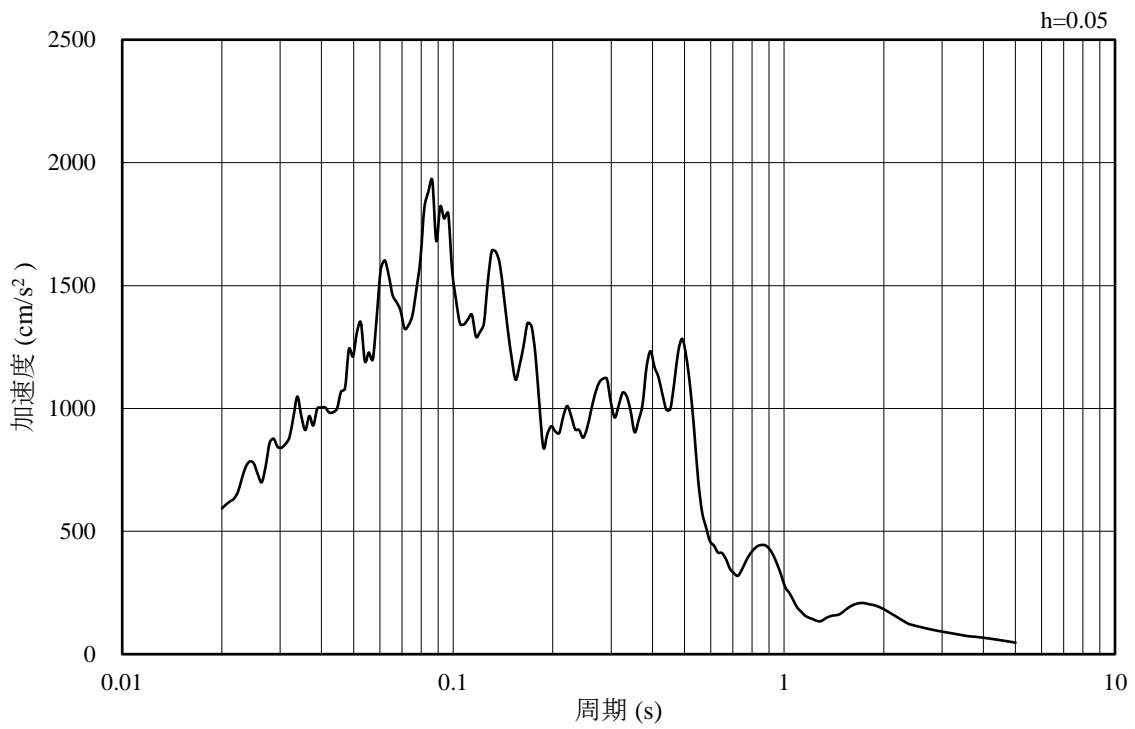


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-5 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 1)

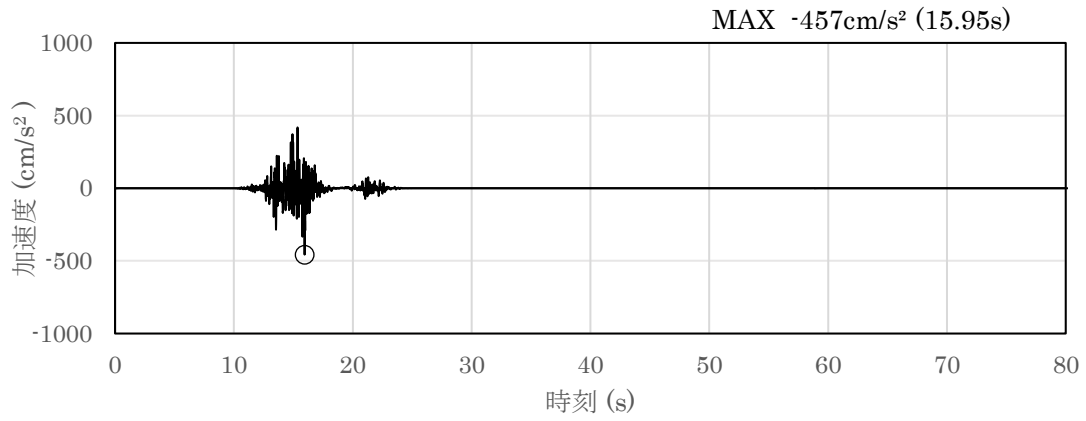


(a) 加速度時刻歴波形

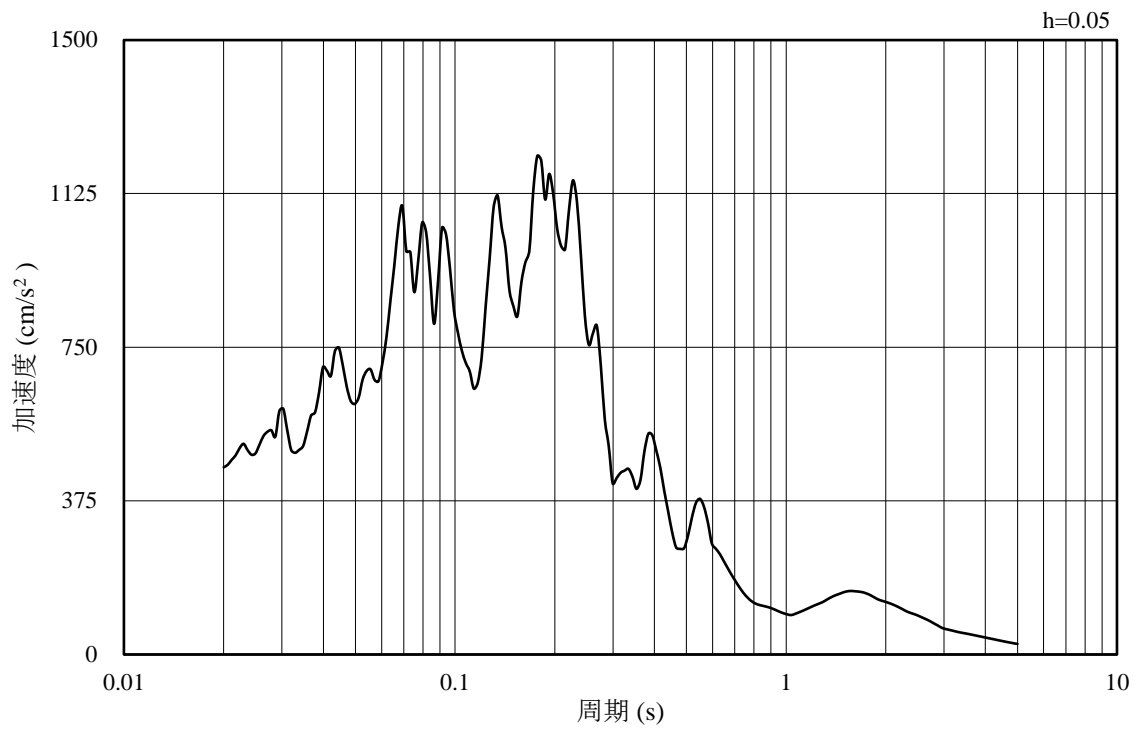


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-6 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 - F 2)

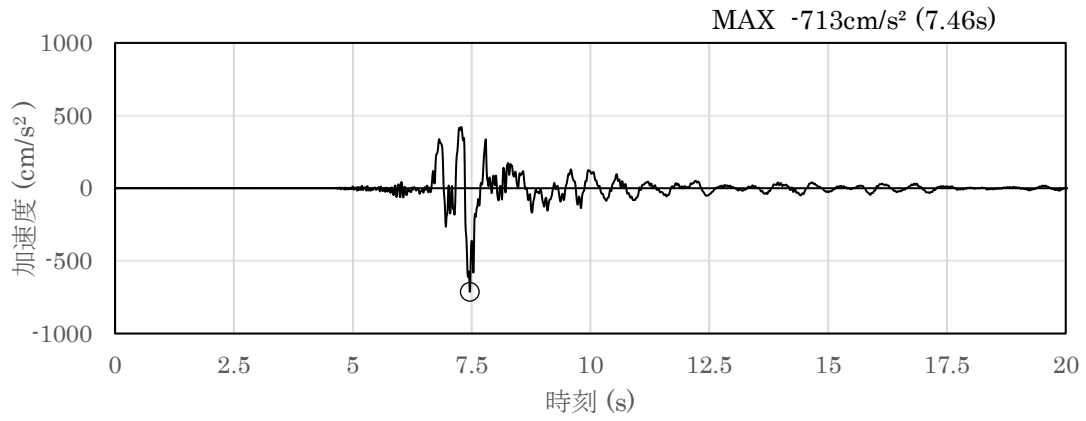


(a) 加速度時刻歴波形

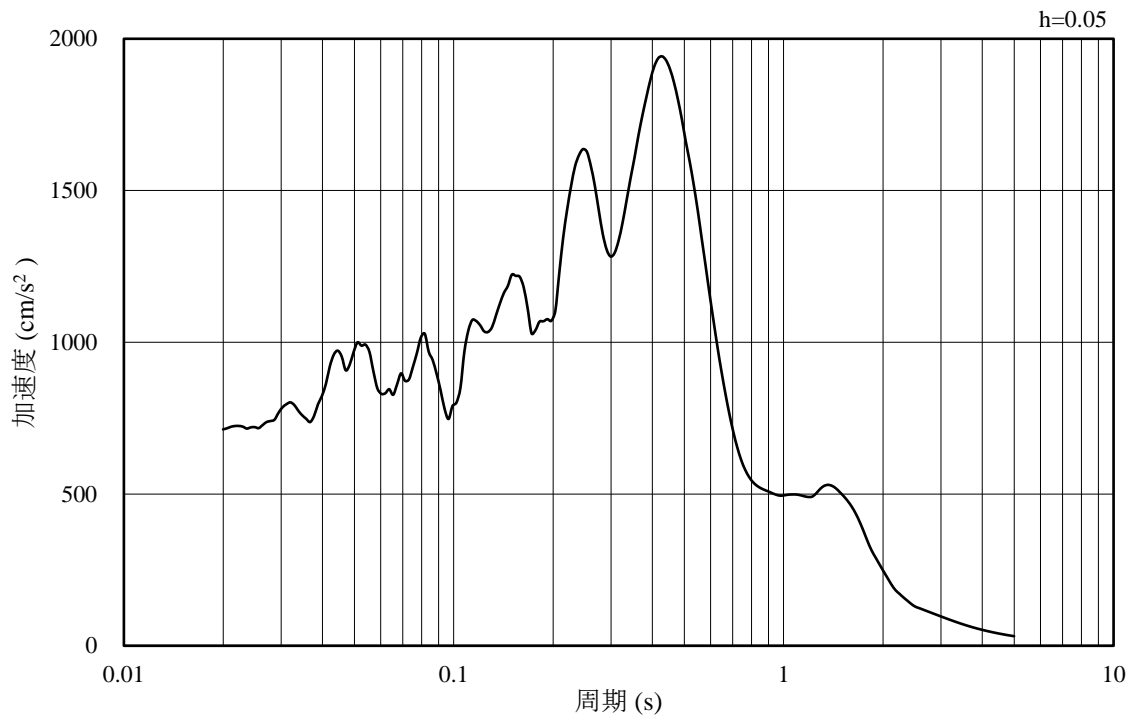


(b) 加速度応答スペクトル

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

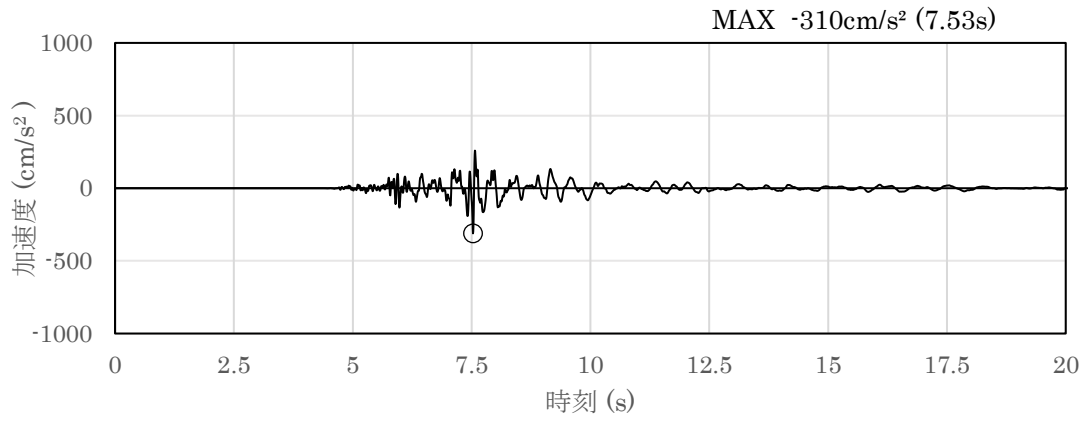


(a) 加速度時刻歴波形

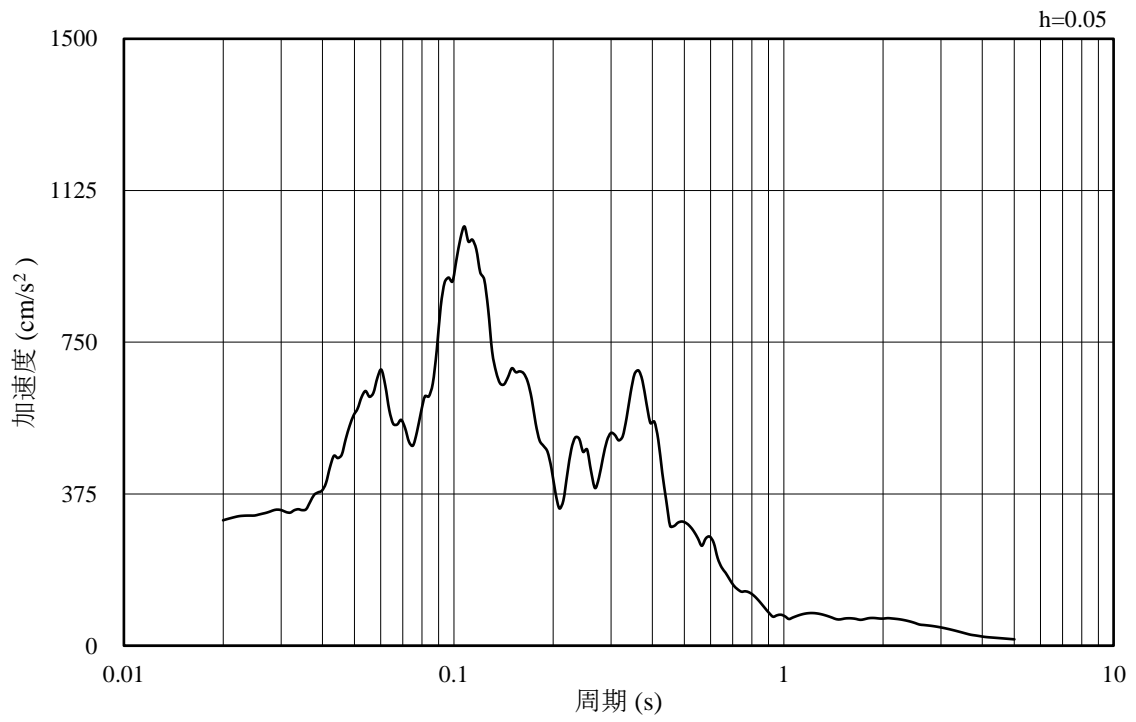


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-8 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 - N 1)

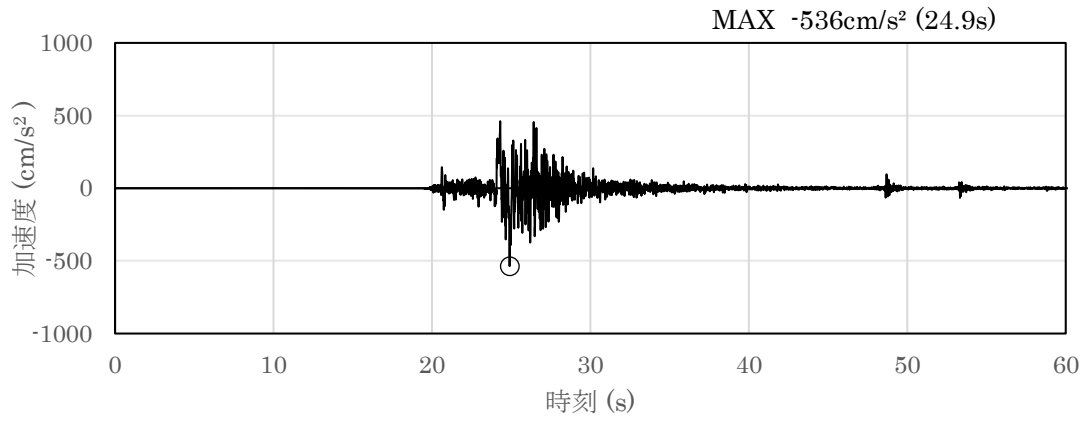


(a) 加速度時刻歴波形

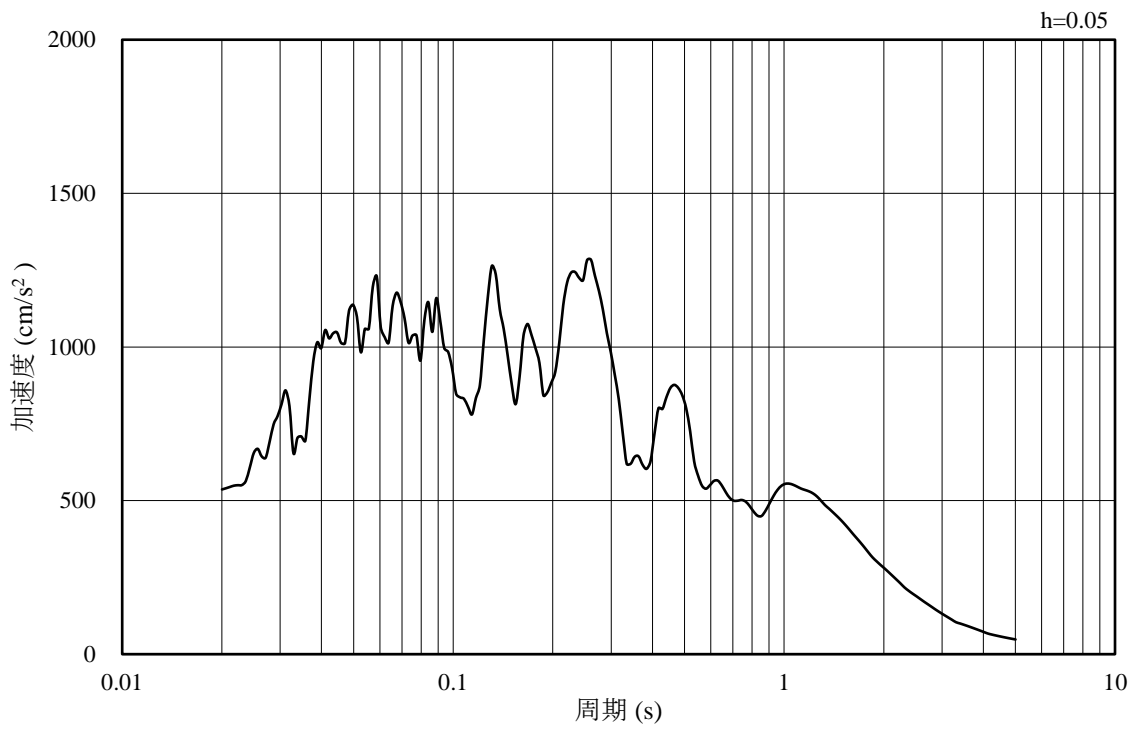


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-9 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 1)

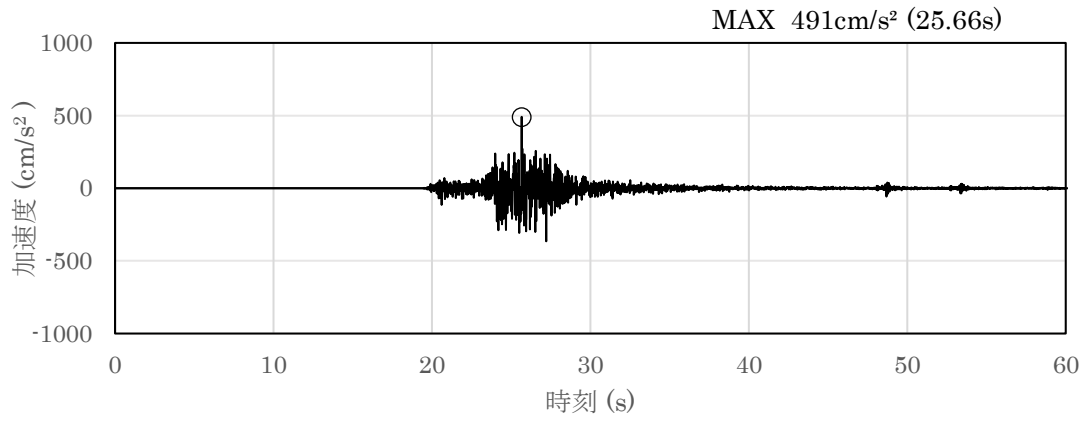


(a) 加速度時刻歴波形

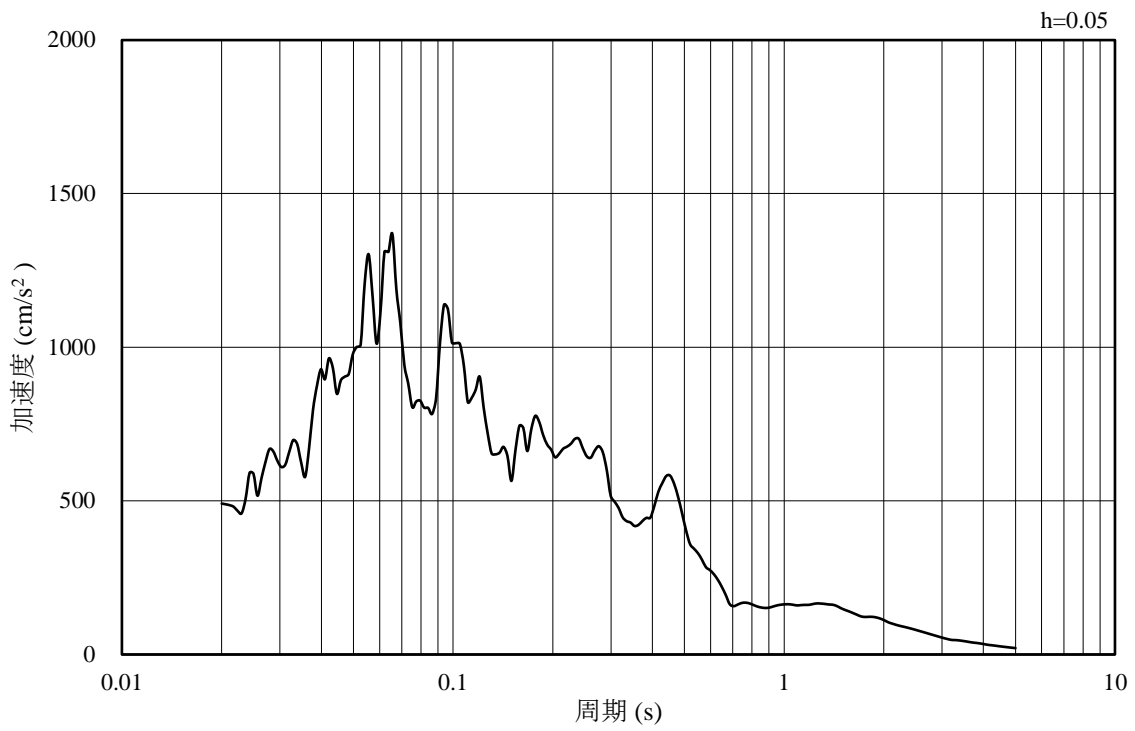


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 2 (N S))

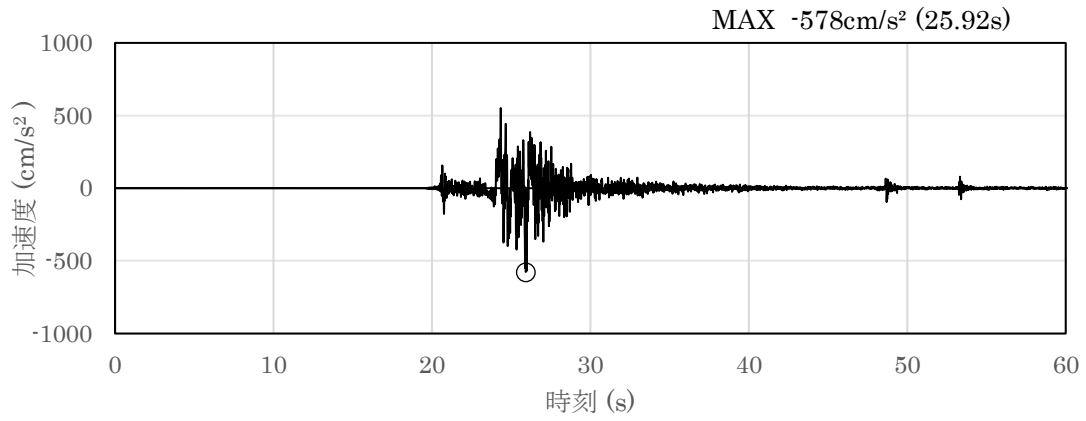


(a) 加速度時刻歴波形

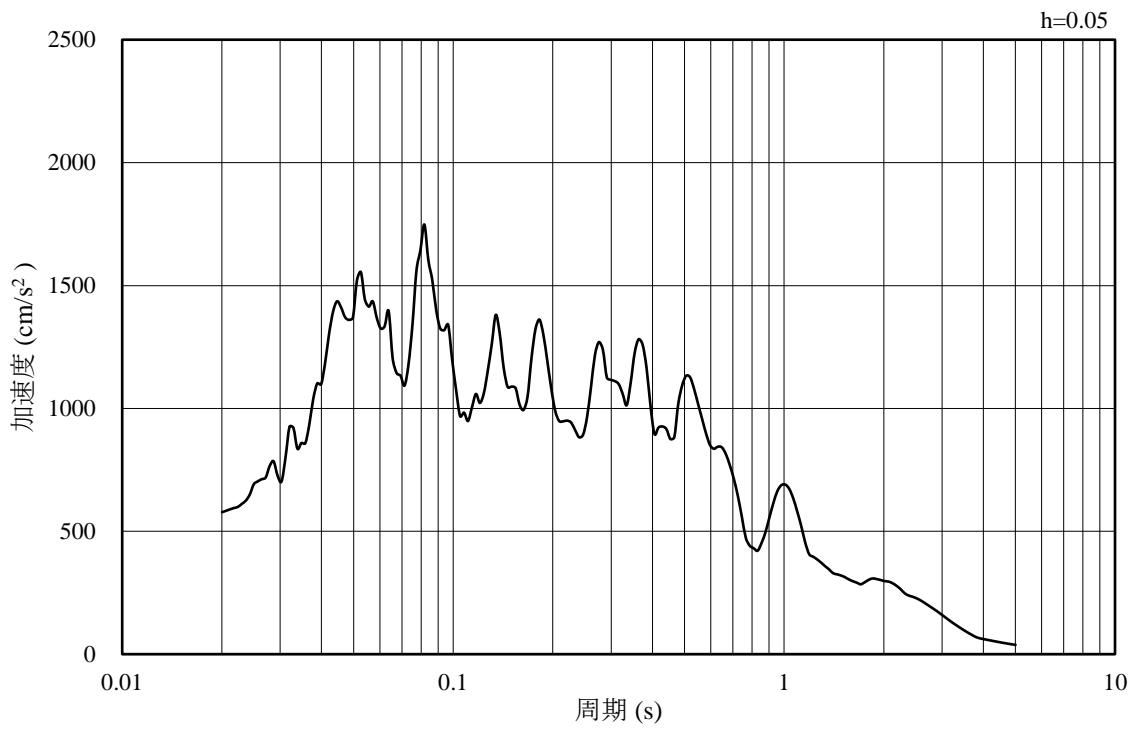


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 2 (N S))

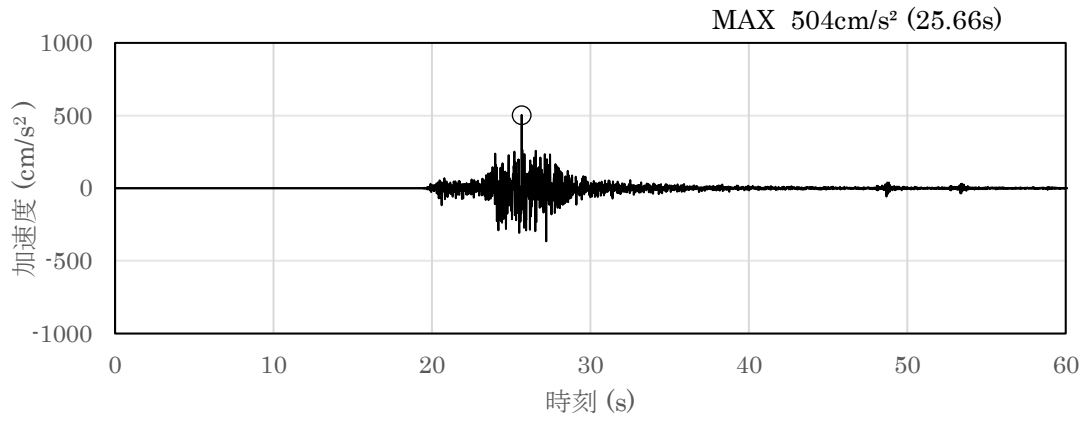


(a) 加速度時刻歴波形

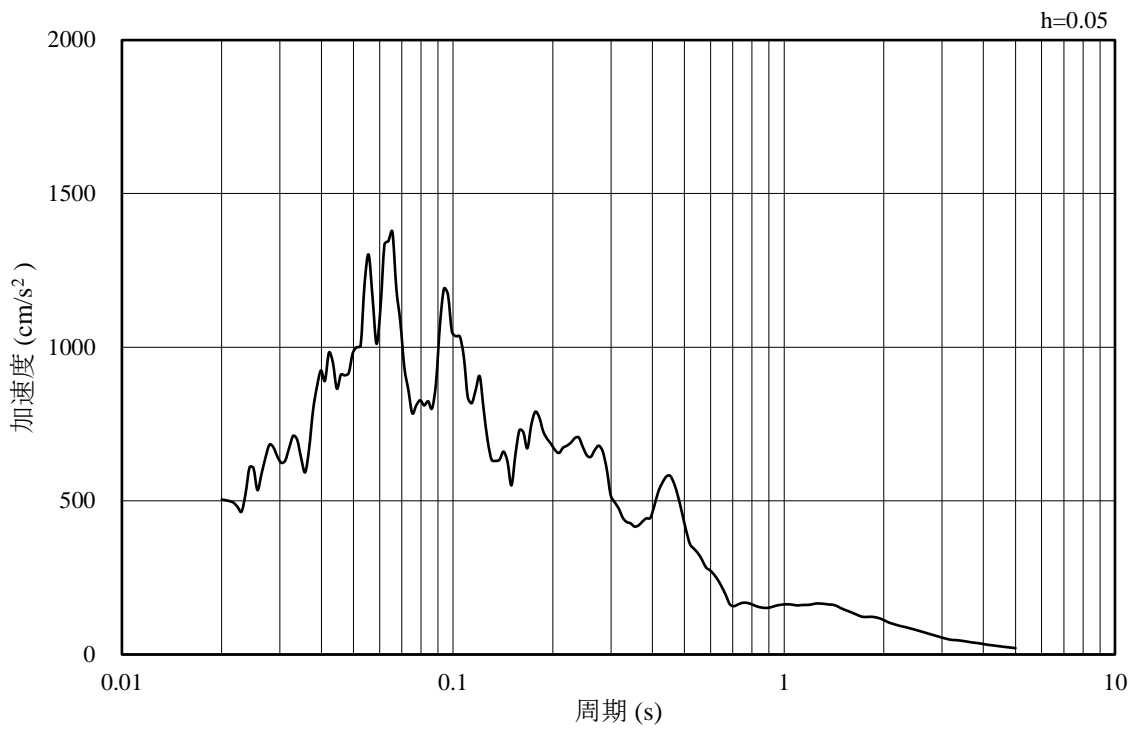


(b) 加速度応答スペクトル

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



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 4-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-N2 (EW))

4.2 許容限界の設定

漸拡ダクト部充填コンクリートの健全性評価は、以下に示すように許容限界を設定し照査を行う。なお、漸拡ダクト部充填コンクリートには開口補強筋を設置するが、保守的に無筋コンクリートとして評価を行う。

4.2.1 漸拡ダクト部充填コンクリートの許容限界

漸拡ダクト部充填コンクリートの健全性評価としては、局所安全係数に対する照査を実施する。局所安全係数に対する照査は各要素において、全時刻で実施する。

$$f_s = R / S$$

ここに、 f_s : 局所安全係数

R : 表 4-1 に示すせん断強度又は引張強度

S : 発生せん断応力又は発生引張応力

表 4-1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

	評価項目	算定式	許容限界
漸拡ダクト部 充填コンクリート $f'_{ck} = 20.6 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	せん断強度 (N/mm ²)	$1/5 f'_{ck}$	4.12
	引張強度 (N/mm ²)	$0.23 f'_{ck}^{2/3}$	1.72

4.2.2 基礎地盤の支持機能に対する許容限界

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

基礎地盤の支持性能に対する許容限界を表 4-2 に示す。

表 4-2 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)
極限支持力度	C _M 級岩盤	9.8

5. 評価結果

5.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として、漸拡ダクト部充填コンクリートの引張破壊及びせん断破壊に対する照査及び地盤の支持力に対する照査で照査値が最も厳しくなるケースの地盤の「最大せん断ひずみ分布」及び「過剰間隙水圧比分布」を記載する。なお、断面力分布は単位奥行きあたりの断面力を図示する。

5.1.1 最大せん断ひずみ分布

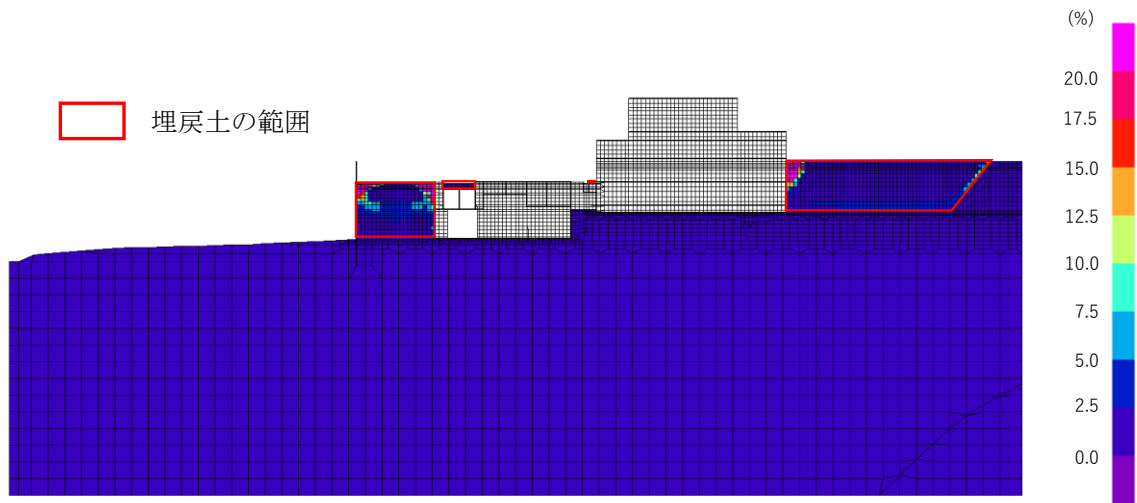
漸拡ダクト部充填コンクリートの引張破壊及びせん断破壊に対する照査及び地盤の支持力に対する照査で照査値が最も厳しくなるケースについて、地盤に発生した最大せん断ひずみを確認する。

照査値が最も厳しくなるケースの解析ケースの一覧を表 5-1 に、最大せん断ひずみ分布図を図 5-1 に示す。

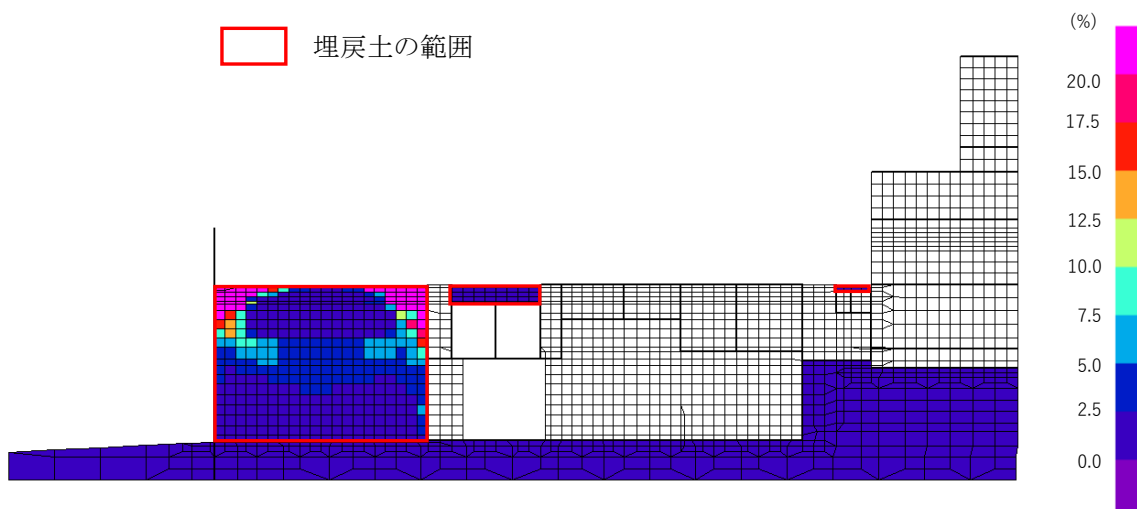
A-A断面においては、有効応力解析を実施していることから、構造物側方の埋戻土において、1%を超えるせん断ひずみが発生している。

表 5-1 最大照査値を示すケースの一覧

対象断面	対象ケース	照査項目
A-A断面	解析ケース① S s - D (--)	漸拡ダクト部充填コンクリートの せん断破壊に対する照査



(全体図)



(拡大図)

図 5-1 最大せん断ひずみ分布図 (A-A断面)
(解析ケース①, S_s-D (---))

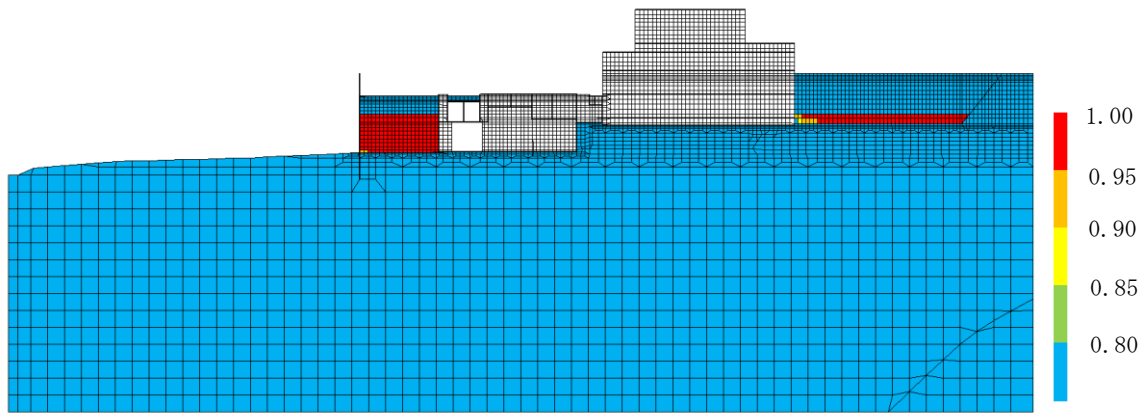
5.1.2 最大過剰間隙水圧比分布

漸拡ダクト部充填コンクリートのせん断破壊及び引張破壊に対する照査及び地盤の支持力に対する照査で照査値が最も厳しくなるケースについて、地盤に発生した過剰間隙水圧比分布を確認する。

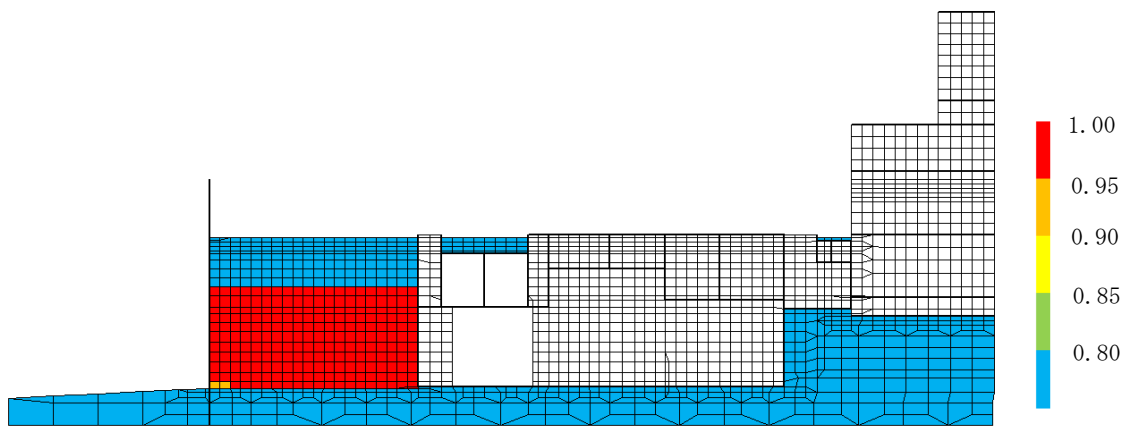
照査値が最も厳しくなるケースの解析ケースの一覧を表 5-2 に、最大過剰間隙水圧比分布図を図 5-2 に示す。

表 5-2 最大照査値を示すケースの一覧

対象断面	対象ケース	照査項目
A-A断面	解析ケース① S s - D (--)	漸拡ダクト部充填コンクリートのせん断破壊に対する照査



(全体図)



(拡大図)

図 5-2 最大過剰間隙水圧比分布図 (A-A断面)
(解析ケース①, S s - D (- -))

5.2 漸拡ダクト部充填コンクリートの評価結果

漸拡ダクト部充填コンクリートのせん断破壊に対する局所安全係数を表 5-3 に、引張破壊に対する局所安全係数を表 5-4 に示す。局所安全係数については全時刻における最小値を記す。

また、局所安全係数が最小となる地震動のせん断及び引張に対する全時刻における最小局所安全係数分布図を図 5-3 及び図 5-4 に示す。

表 5-3 及び表 5-4 よりせん断破壊及び引張破壊の局所安全係数が 1.0 を上回ることから、漸拡ダクト部充填コンクリートは健全であることを確認した。

表 5-3 漸拡ダクト部充填コンクリートのせん断破壊に対する局所安全係数

解析 ケース	地震動		せん断応力	せん断強度	局所安全係数
			S (N/mm ²)	R (N/mm ²)	f _s
①	S _s -D	++	1.66	4.12	2.48
		-+	1.73	4.12	2.38
		+ -	1.60	4.12	2.57
		--	1.79	4.12	2.30
	S _s -F 1	++	1.20	4.12	3.43
	S _s -F 2	++	1.46	4.12	2.82
	S _s -N 1	++	1.54	4.12	2.67
		-+	1.24	4.12	3.32
	S _s -N 2 (NS)	++	1.30	4.12	3.16
		-+	1.37	4.12	3.00
	S _s -N 2 (EW)	++	1.48	4.12	2.78
		-+	1.21	4.12	3.40
②	S _s -D	--	1.79	4.12	2.30
③	S _s -D	--	1.79	4.12	2.30
④	S _s -D	--	1.79	4.12	2.30
⑤	S _s -D	--	1.76	4.12	2.34

表 5-4 漸拡ダクト部充填コンクリートの引張破壊に対する局所安全係数

解析ケース	地震動		引張応力 S (N/mm ²)	引張強度 R (N/mm ²)	局所安全係数 f _s
①	S _s -D	++	0.54	1.72	3.18
		-+	0.74	1.72	2.32
		+ -	0.54	1.72	3.18
		--	0.70	1.72	2.45
	S _s -F 1	++	0.29	1.72	5.93
	S _s -F 2	++	0.53	1.72	3.24
	S _s -N 1	++	0.56	1.72	3.07
		-+	0.40	1.72	4.30
	S _s -N 2 (NS)	++	0.41	1.72	4.19
		-+	0.49	1.72	3.51
	S _s -N 2 (EW)	++	0.42	1.72	4.09
		-+	0.32	1.72	5.37
②	S _s -D	--	0.72	1.72	2.38
③	S _s -D	--	0.73	1.72	2.35
④	S _s -D	--	0.66	1.72	2.60
⑤	S _s -D	--	0.63	1.72	2.73

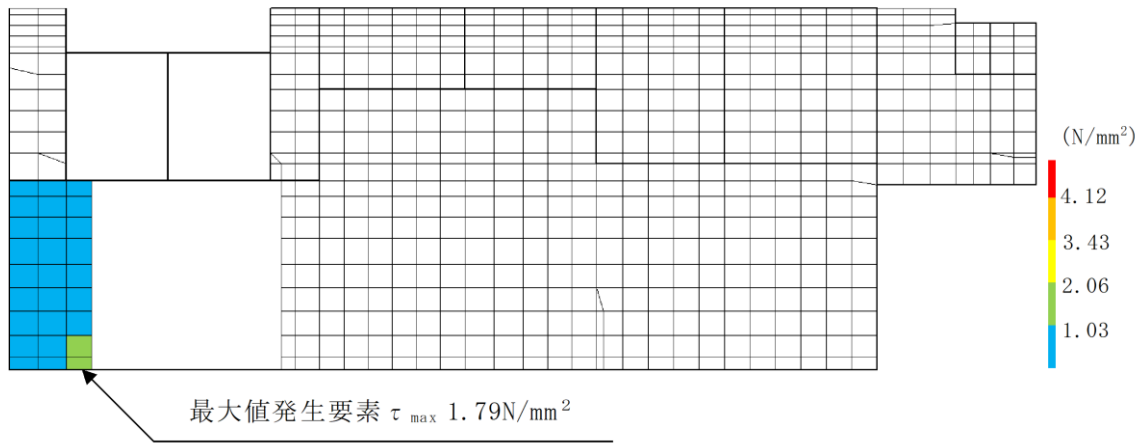


図 5-3 最大せん断応力分布図 (全時刻)
(S s - D (- -) 解析ケース①)

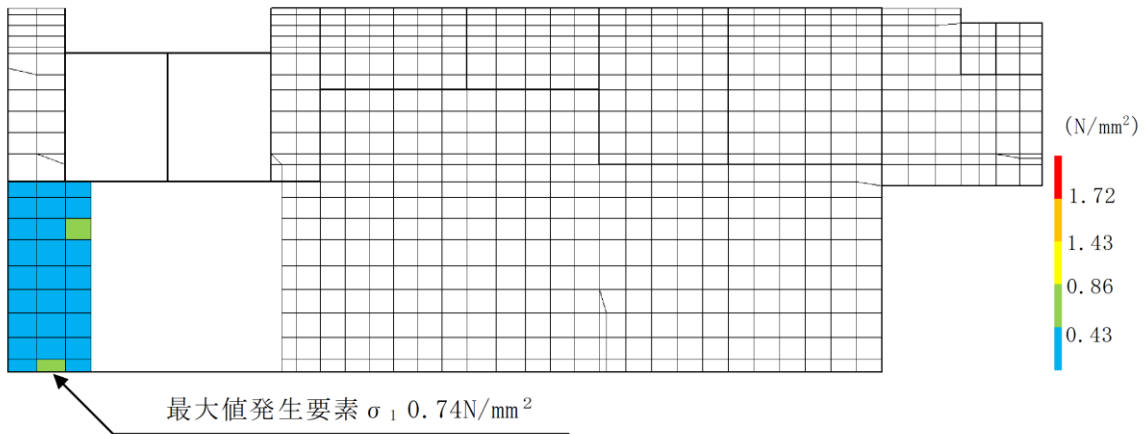


図 5-4 最大引張応力分布図 (全時刻)
(S s - D (- +) 解析ケース①)

5.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する評価結果を表 5-5 に示す。また、最大接地圧分布図を図 5-5 に示す。

同表より、基礎地盤に発生する最大接地圧が、極限支持力度を下回ることを確認した。

表 5-5 地盤の支持性能に対する評価結果一覧表

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d / R_u
①	S _s -D	++	2.05	9.8	0.21
		-+	1.90	9.8	0.20
		+ -	2.26	9.8	0.24
		--	1.88	9.8	0.20
	S _s -F1	++	1.50	9.8	0.16
	S _s -F2	++	1.55	9.8	0.16
	S _s -N1	++	1.21	9.8	0.13
		-+	1.75	9.8	0.18
	S _s -N2 (NS)	++	1.38	9.8	0.15
		-+	1.33	9.8	0.14
	S _s -N2 (EW)	++	1.40	9.8	0.15
		-+	1.33	9.8	0.14
②	S _s -D	--	1.80	9.8	0.19
③	S _s -D	--	1.94	9.8	0.20
④	S _s -D	--	1.75	9.8	0.18
⑤	S _s -D	--	1.77	9.8	0.19

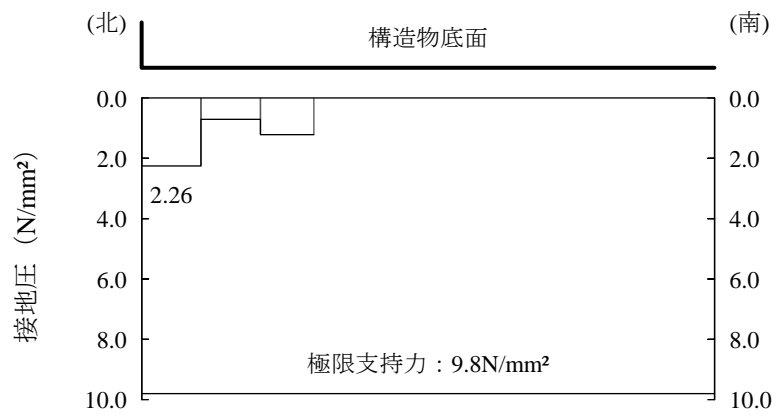


図 5-5 最大接地圧分布図 (S_s-D (+-) 解析ケース①)

参考資料 東西断面の耐震安全評価

目 次

1. 概要	1
2. 評価条件	3
2.1 適用規格	3
2.2 構造及び補強の概要	3
2.3 評価対象部材の選定	3
2.4 評価対象断面の選定	6
2.5 使用材料及び材料の物性値	8
2.6 地盤物性値	8
2.7 地下水位	10
2.8 耐震評価フロー	10
3. 地震応答解析	11
3.1 地震応答解析手法	11
3.2 地震応答解析モデルの設定	14
3.2.1 解析モデル領域	14
3.2.2 境界条件	14
3.2.3 構造物のモデル化	14
3.2.4 地盤及びMMRのモデル化	14
3.2.5 地震応答解析モデル	15
3.2.6 ジョイント要素の設定	16
3.3 減衰定数	19
3.4 荷重及び荷重の組合せ	20
3.4.1 機器・配管荷重	21
3.4.2 外水圧	22
3.4.3 内水圧	22
3.4.4 積雪荷重	22
3.4.5 動水圧	23
3.5 地震応答解析の解析ケース	24
3.5.1 耐震評価における解析ケース	24
4. 評価内容	26
4.1 入力地震動の設定	26
4.1.1 入力地震動の設定	27
4.2 許容限界の設定	39
4.2.1 漸拡ダクト部充填コンクリートの許容限界	39
4.2.2 基礎地盤の支持機能に対する許容限界	39

5.	評価結果	40
5.1	地震応答解析結果	40
5.1.1	最大せん断ひずみ分布	41
5.1.2	最大過剰間隙水圧比分布	43
5.2	漸拡ダクト部充填コンクリートの評価結果	45
5.3	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	48

1. 概要

1号機取水槽流路縮小工及び1号機取水槽北側壁に対する波及的影響を及ぼすおそれのある部材（底版，中床版，東西側壁及び漸拡ダクト部充填コンクリート）の中で，主たる部材である漸拡ダクト部充填コンクリートに着目し，本文では南北断面を対象として耐震評価を実施した。

一方，東西断面においても漸拡ダクト部充填コンクリートに水路開口があり，開口周りに弱部が存在しうることから，耐震評価を実施する。

ここで，波及的影響を及ぼすおそれのある部材の位置図等を図1-1及び図1-2に示す。



图 1-1 1 号機取水槽評価対象部材平面図

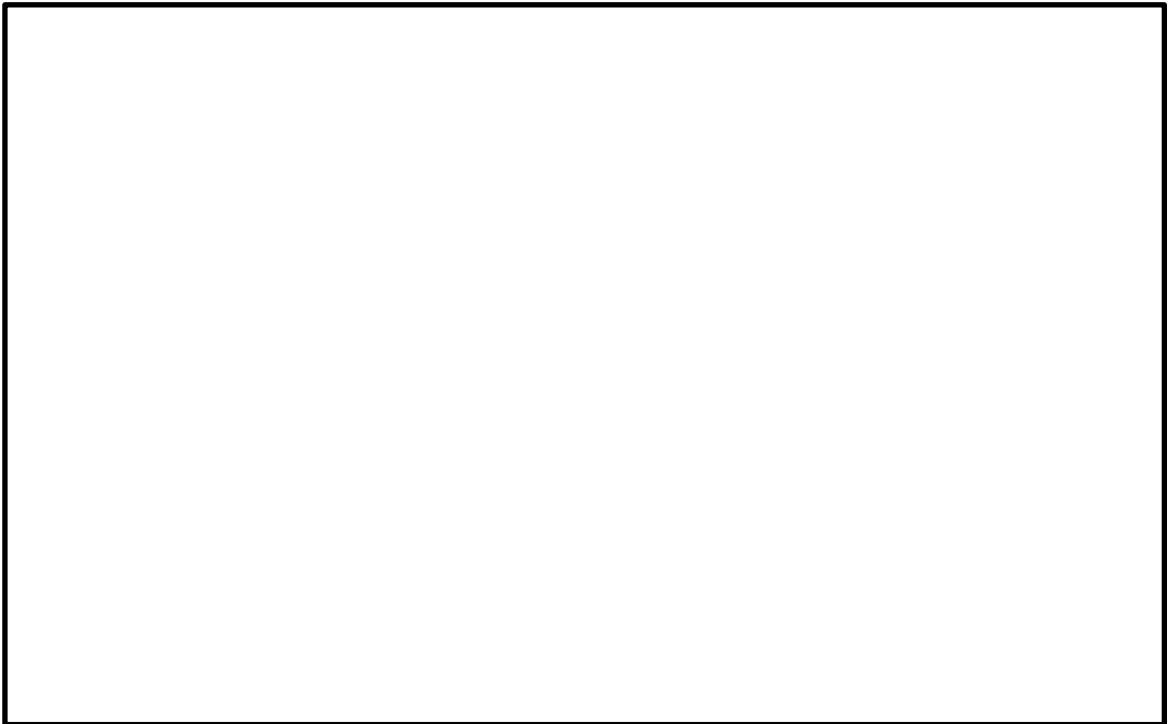


图 1-2 1 号機取水槽評価対象部材断面図 (A - A 断面)

2. 評価条件

2.1 適用規格

本文「2.1 適用規格」と同様の規格，基準を適用する。

2.2 構造及び補強の概要

本文「2.2 構造及び補強の概要」と同様の構造概要である。

2.3 評価対象部材の選定

波及的影響を及ぼすおそれのある部材（底版，中床版，東西側壁及び漸拡ダクト部充填コンクリート）の中で，主たる部材である漸拡ダクト部充填コンクリートに着目し，本文では南北断面を対象として耐震評価を実施した。

一方，東西断面においても漸拡ダクト部充填コンクリートに水路開口があり開口周りに弱部が存在することから，耐震評価を実施する。この際，波及的影響を及ぼすおそれのある部材である底版，中床版，東西側壁及び漸拡ダクト部充填コンクリートについては，全ての部材について保守的に無筋コンクリートである漸拡ダクト部充填コンクリートとして評価を実施する。

評価対象部材の平面図及び断面図を図 2-1～図 2-4 に示す。評価対象部材における評価対象範囲は漸拡ダクト部充填コンクリートを打設した範囲とする。



图 2-1 1 号機取水槽評価対象部材平面図

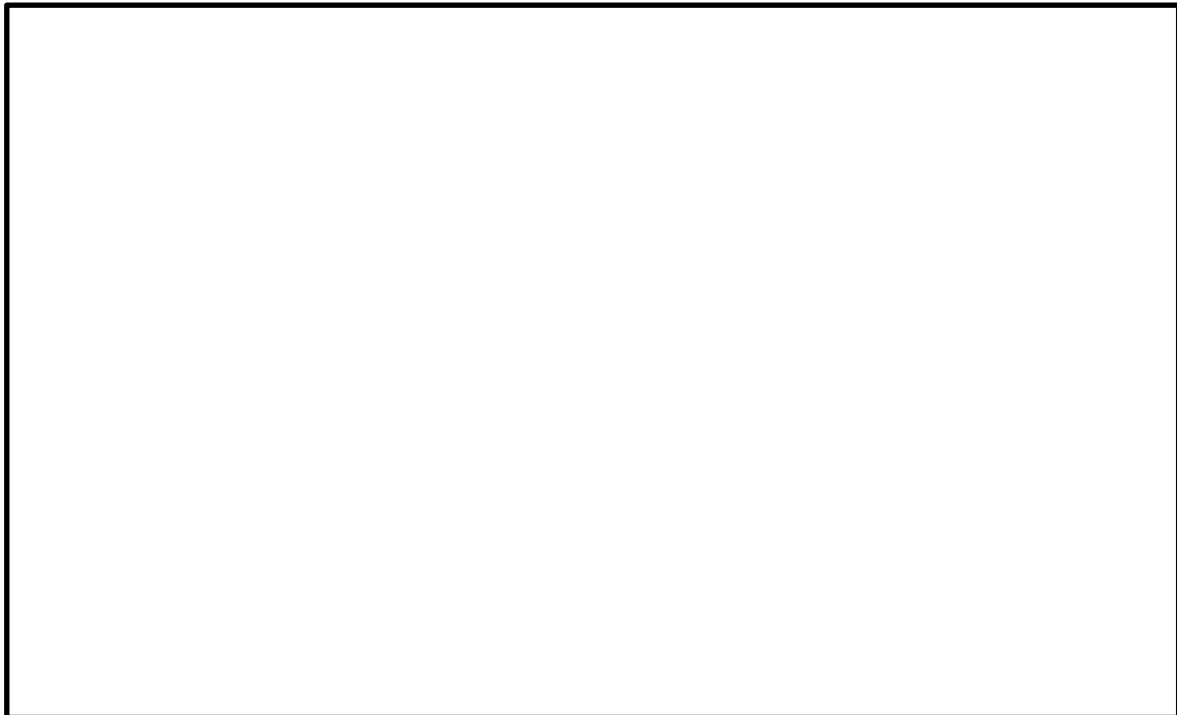


图 2-2 1 号機取水槽評価対象部材断面図 (A - A 断面)

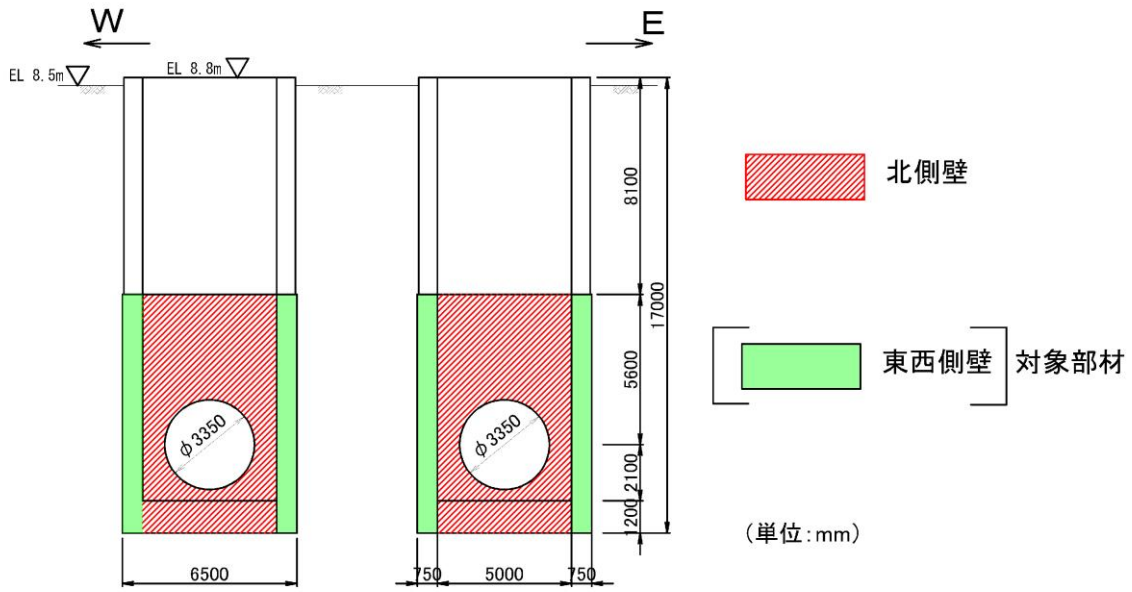


図 2-3 1号機取水槽評価対象部材断面図 (B-B断面)

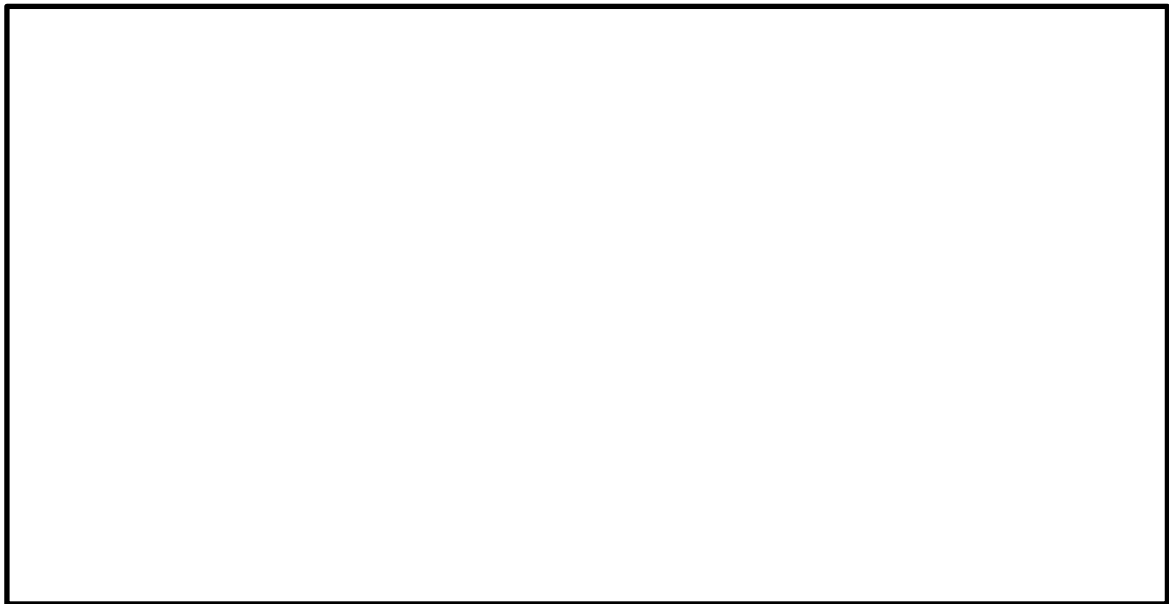


図 2-4 1号機取水槽評価対象部材断面図 (C-C断面)

2.4 評価対象断面の選定

北側壁から漸拡ダクト部充填コンクリート打設範囲については、断面内における円形開口の割合が大きい箇所が保守的な断面となることから、東西の幅が最も狭いB-B断面を評価対象断面として選定し、この断面内に中床版、底版及び東西側壁を投影した保守的な断面を評価する。

評価対象部材の平面図、B-B断面の断面図及び評価対象部材を投影した断面図を図2-5～図2-7に示す。

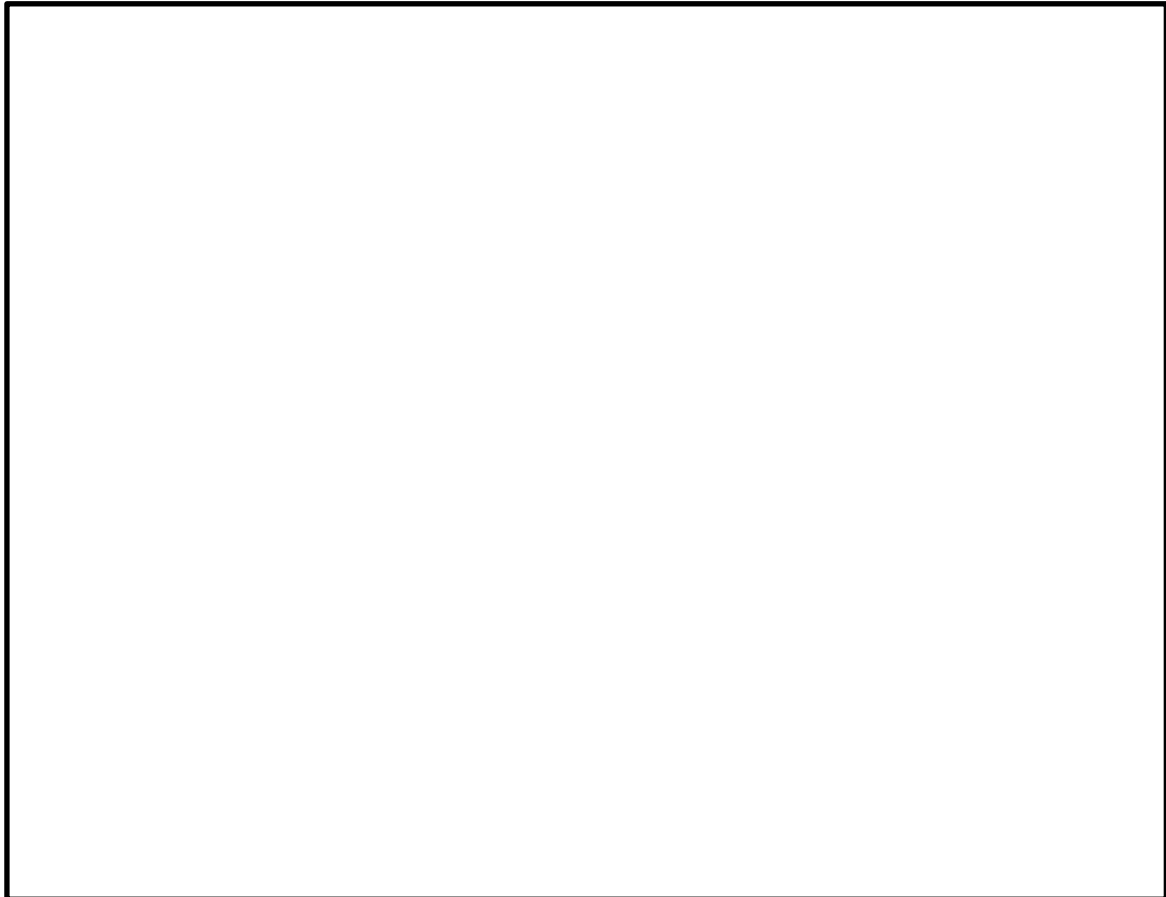


図2-5 1号機取水槽評価対象部材平面図

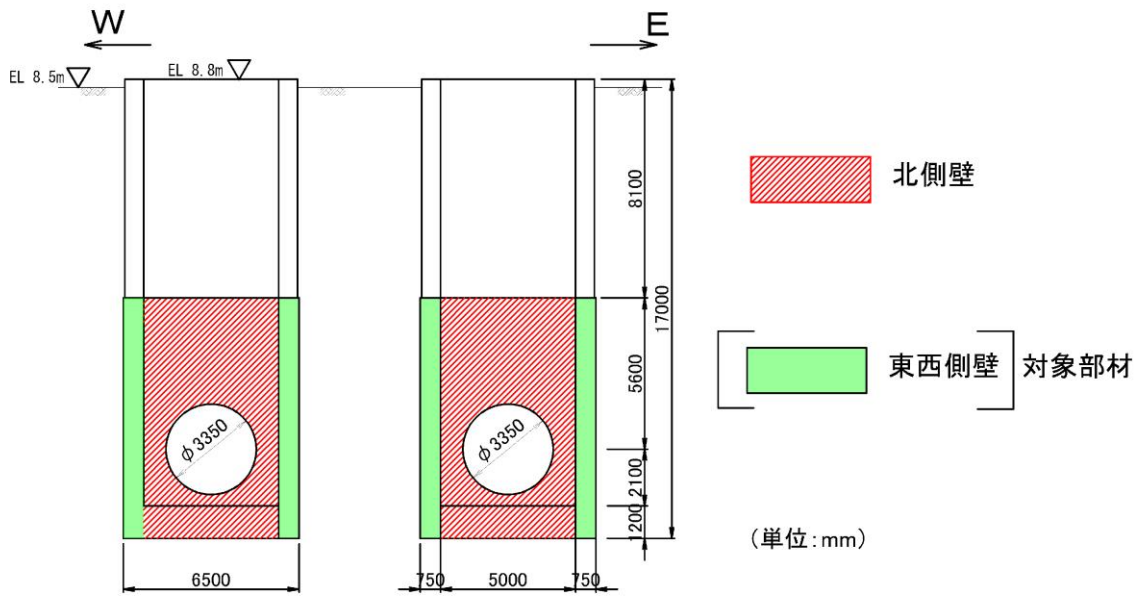


図 2-6 1号機取水槽評価対象部材断面図 (B-B断面)

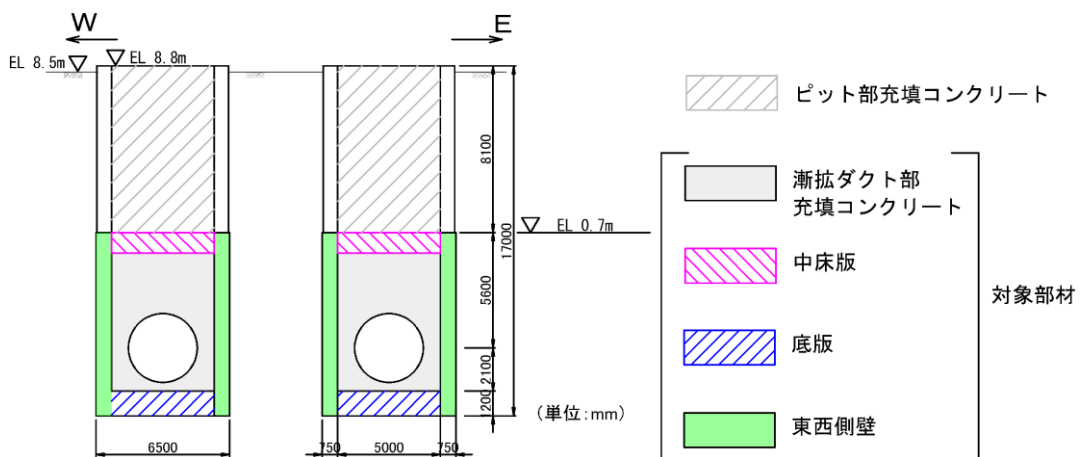


図 2-7 1号機取水槽評価対象断面図 (B-B断面)
(評価対象部材を投影)

2.5 使用材料及び材料の物性値

本文「2.5 使用材料及び材料の物性値」と同様である。

2.6 地盤物性値

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

表 2-1 地盤の解析用物性値（岩盤）

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

注記*：入力地震動の算定においてのみ用いる解析用物性値

表 2-2 地盤の有効応力解析における解析用物性値（埋戻土）

			解析用物性値
物理特性	密度	ρ^* (g/cm ³)	2.11 【2.00】
	間隙率	n	0.45
変形特性	動せん断弾性係数	G_{ma} (kN/m ²)	163,500
	基準平均有効拘束圧	ρ_{ma}' (kN/m ²)	98.0
	ポアソン比	ν	0.33
	減衰定数の上限値	h_{max}	0.095
強度特性	粘着力	c' (N/mm ²)	0.00
	内部摩擦角	ϕ' (°)	39.75
液状化特性	変相角	ϕ_p (°)	28.0
	液状化パラメータ	S_1	0.005
		w_1	4.257
		P_1	0.500
		P_2	0.990
		C_1	2.018

注記*：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を表す。

2.7 地下水位

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

表 2-3 設計地下水位の一覧

施設名称	解析断面	設計地下水位 (EL m)
1号機取水槽	B-B断面	3.0

2.8 耐震評価フロー

本文「2.1 適用規格」と同様の規格，基準を適用する。

3. 地震応答解析

3.1 地震応答解析手法

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる2次元有限要素法により、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行うこととし、解析手法については、図3-1に示す解析手法の選定フローに基づき選定する。

B-B断面については、設計地下水位以深の液状化対象層が施設と接するため解析手法のフローに基づき「⑤有効応力解析」を選定する。なお、有効応力解析に加え、液状化しない場合の影響を確認するため、全応力解析も実施する。

構造部材のモデル化については、保守的に全構造部材を無筋コンクリートである充填コンクリートとしてモデル化する。充填コンクリートのモデル化は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。また地盤については平面ひずみ要素でモデル化することとし、このうち岩盤及びMMRについては、線形でモデル化する。埋戻土については、地盤の剛性及び減衰のひずみ依存性を適切に考慮できるマルチスプリング要素でモデル化することとし、ばね特性は双曲線モデル(H-Dモデル)を用いて非線形性を考慮する。

地震応答解析の解析コードについては、有効応力解析及び全応力解析で「FLIP」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図3-2に示す。

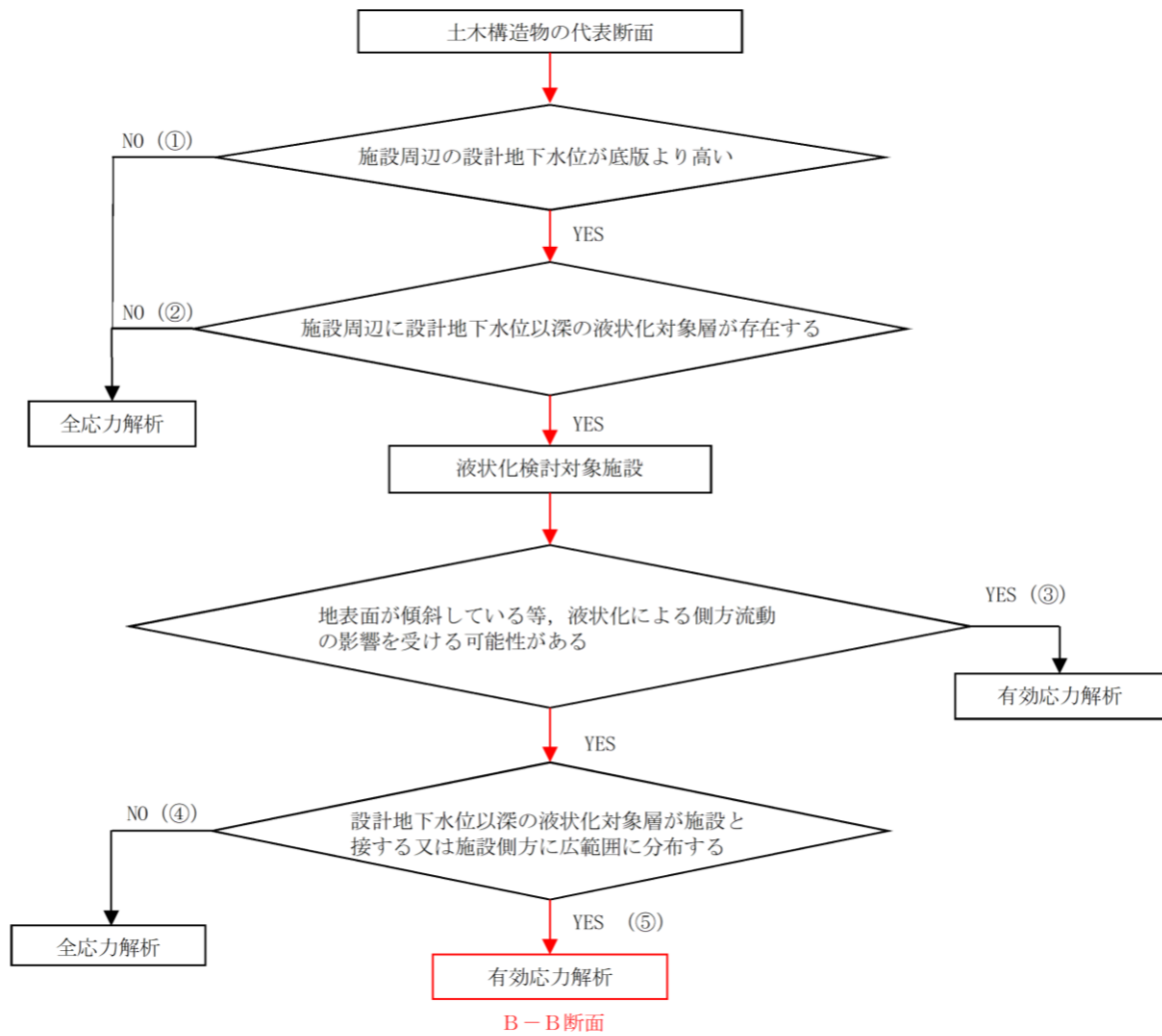


図 3-1 解析手法の選定フロー

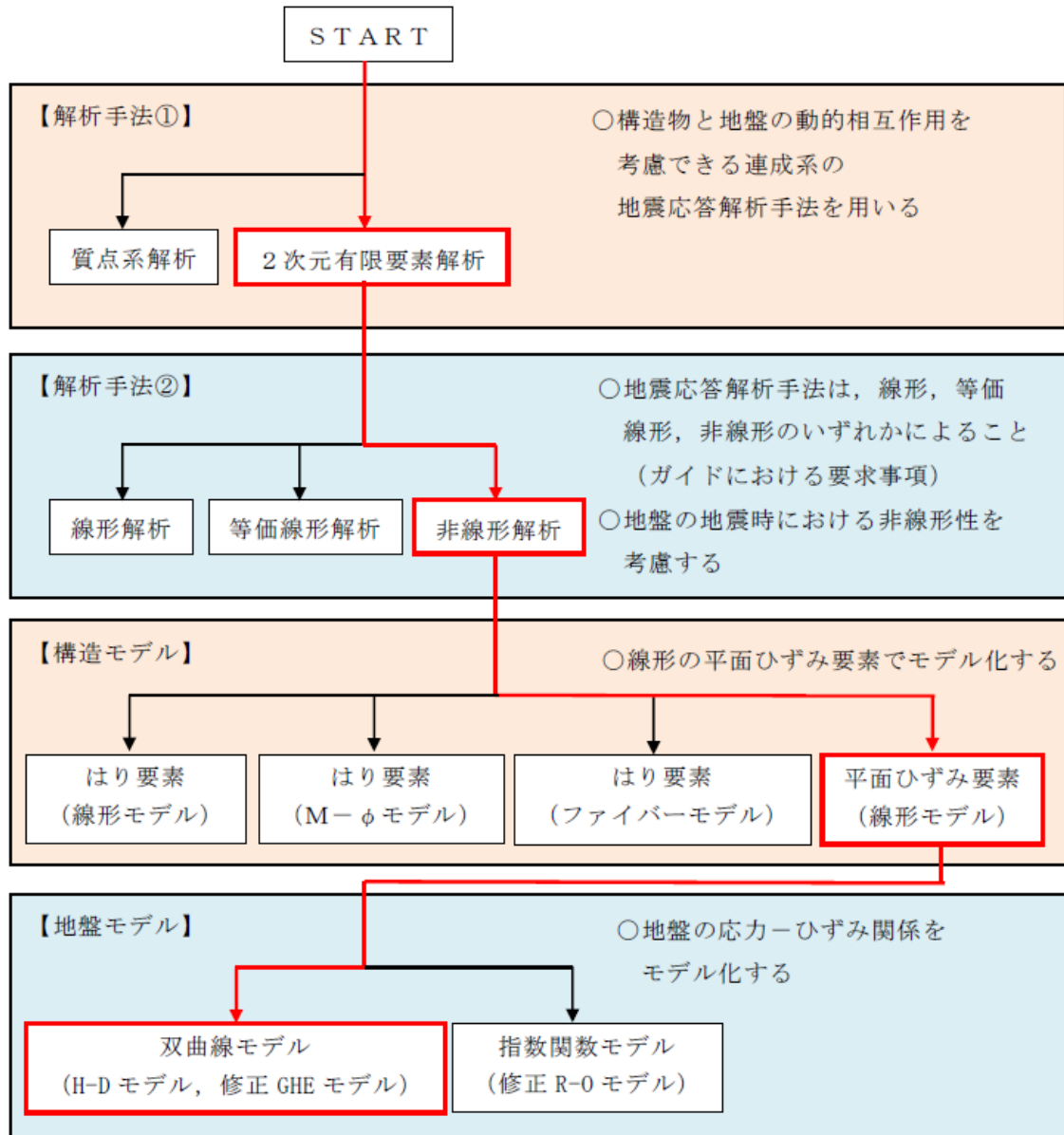


図 3-2 地震応答解析手法の選定フロー

3.2 地震応答解析モデルの設定

3.2.1 解析モデル領域

本文「3.2.1 解析モデル領域」と同様の領域とする。

3.2.2 境界条件

本文「3.2.2 境界条件」と同様の境界条件とする。

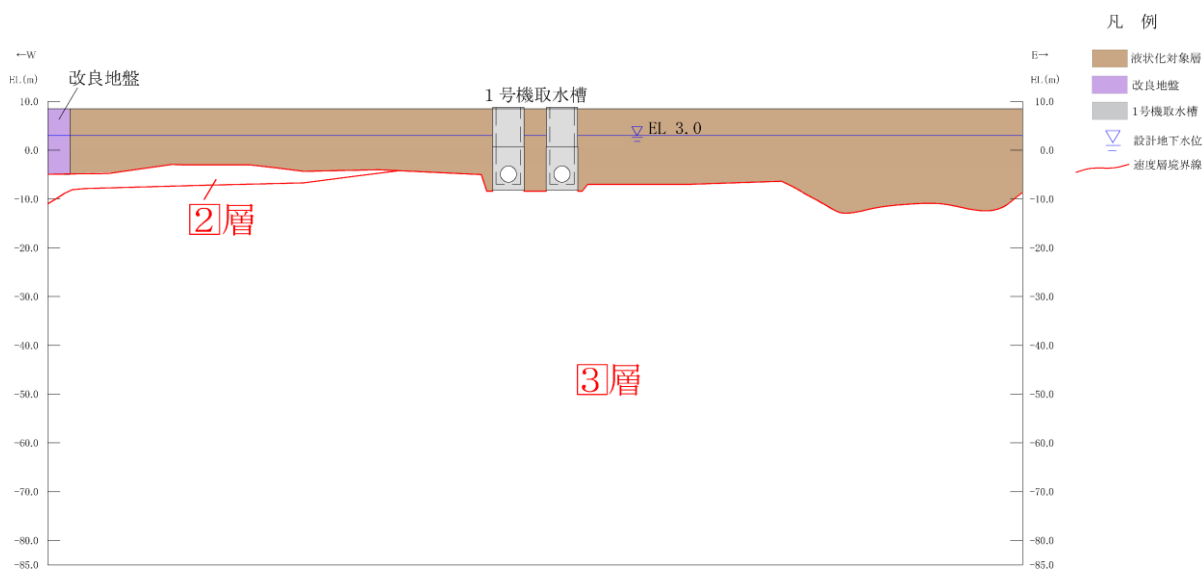
3.2.3 構造物のモデル化

評価対象部材である中床版、底版及び東西側壁は、漸拡ダクト部充填コンクリートの一部として、線形のひずみ要素でモデル化する。同様に中床版上部の部材は、ピット部充填コンクリートの一部として線形の平面ひずみ要素でモデル化する。

3.2.4 地盤及びMMRのモデル化

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

地盤のモデル化に用いる、地質断面図を図3-3に示す。







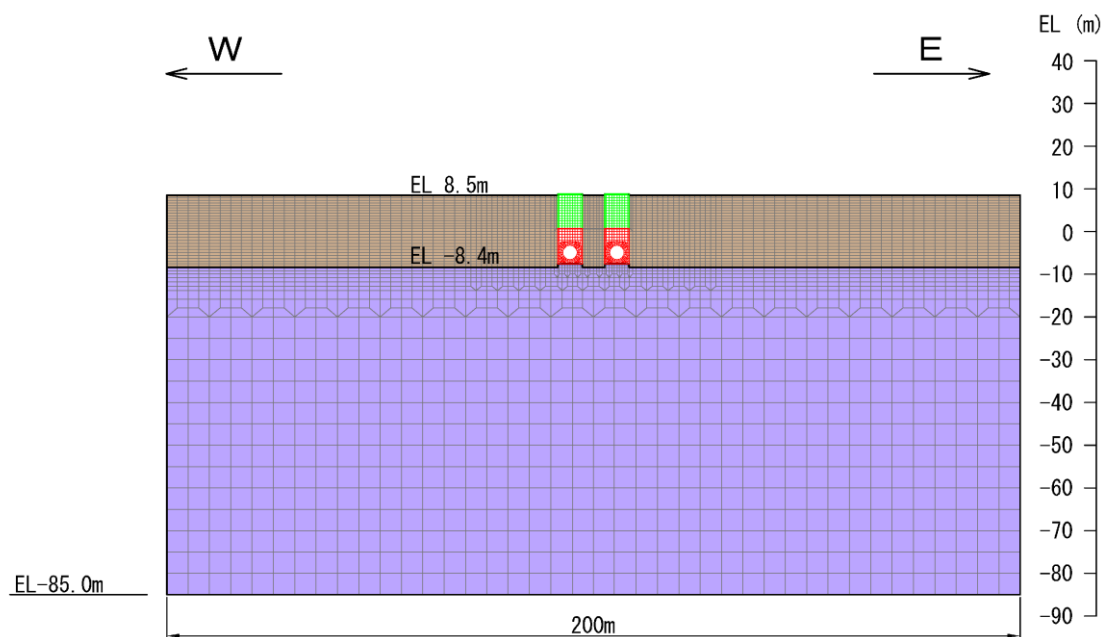
(速度層図)

図3-3 評価対象地質断面図 (B-B断面)

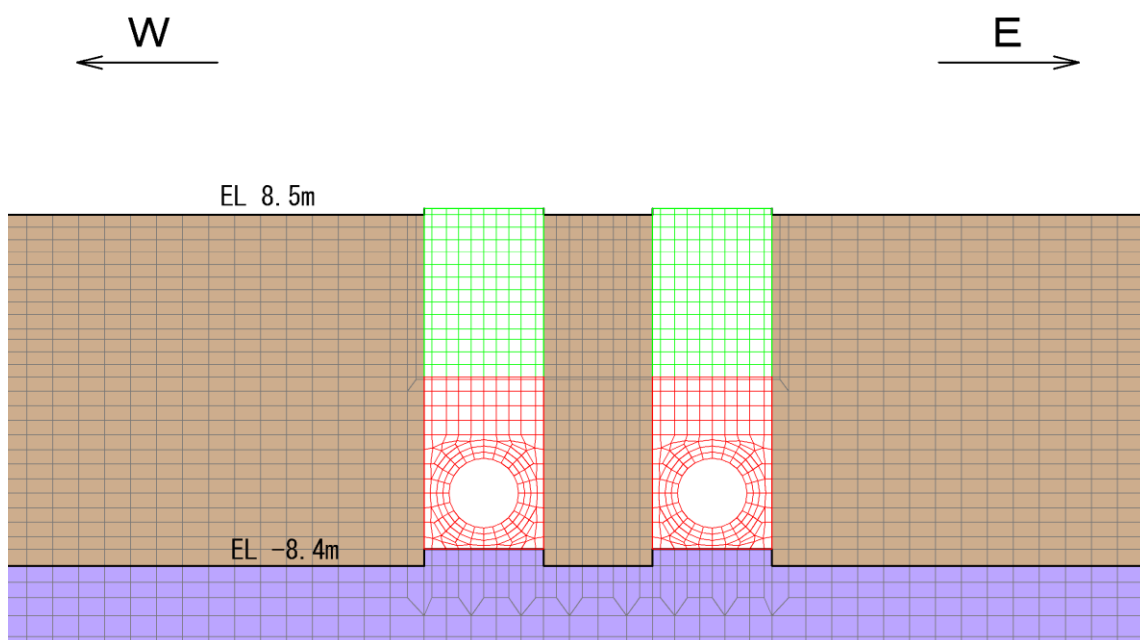
3.2.5 地震応答解析モデル

評価対象地質断面図を踏まえて設定した地震応答解析モデルを図3-4に示す。

- | | |
|---|--|
|  : 岩盤 (3層) |  : 漸拡ダクト部充填コンクリート |
|  : 埋戻土 |  : ピット部充填コンクリート |



(全体図)



(拡大図)

図3-4 地震応答解析モデル図

3.2.6 ジョイント要素の設定

地盤と構造物との接合面にジョイント要素を設けることにより、地震時の地盤と構造物の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は、地盤と構造物の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造物の接合面におけるせん断強度以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

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

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

ここに、 τ_f : せん断強度

c : 粘着力 (= 初期せん断強度 τ_0)

ϕ : 内部摩擦角

表 3-1 周辺地盤との境界に用いる強度特性

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
埋戻土	0.22	22
岩盤 (C _M 級)	1.23	52
MMR ($f'_{ck} = 18.0\text{N/mm}^2$)	3.58	40

表 3-2 要素間の粘着力と内部摩擦角

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

注記*1：MMR，置換コンクリート及び埋戻コンクリートの総称

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

ジョイント要素のばね定数は，「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（（社）土木学会，2005年）」を参考に，数値計算上，不安定な挙動を起こさない程度に周囲材料の剛性よりも十分に大きな値を設定する。表 3-3 にジョイント要素のばね定数を示す。

また，ジョイント要素の力学特性を図 3-5 に，ジョイント要素の配置を図 3-6 に示す。

表 3-3 ジョイント要素のばね定数

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

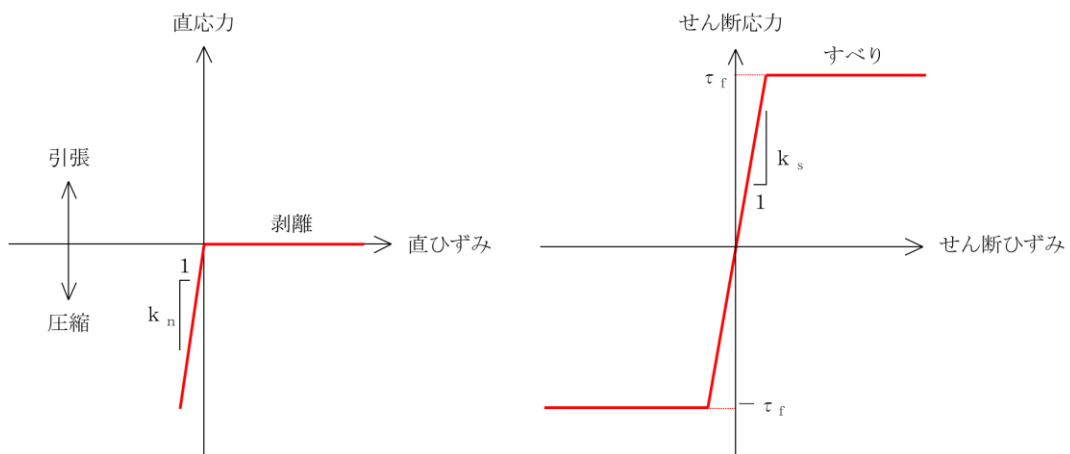


図 3-5 ジョイント要素の力学特性

■ : 岩盤 (3層)

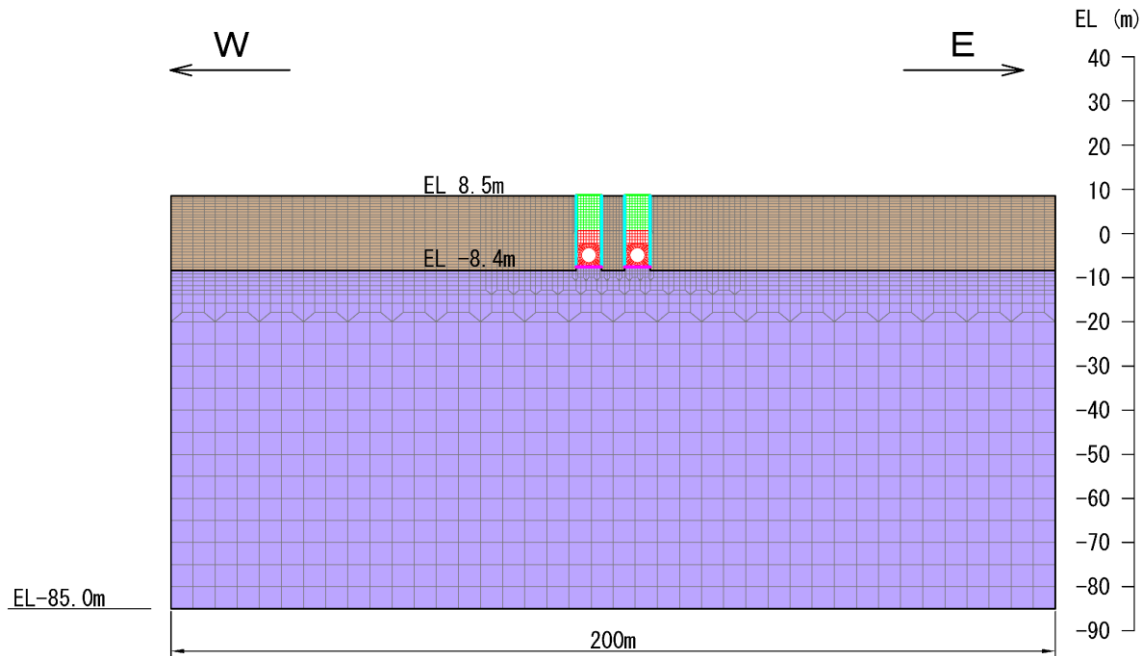
■ : 漸拡ダクト部充填コンクリート

■ : 埋戻土

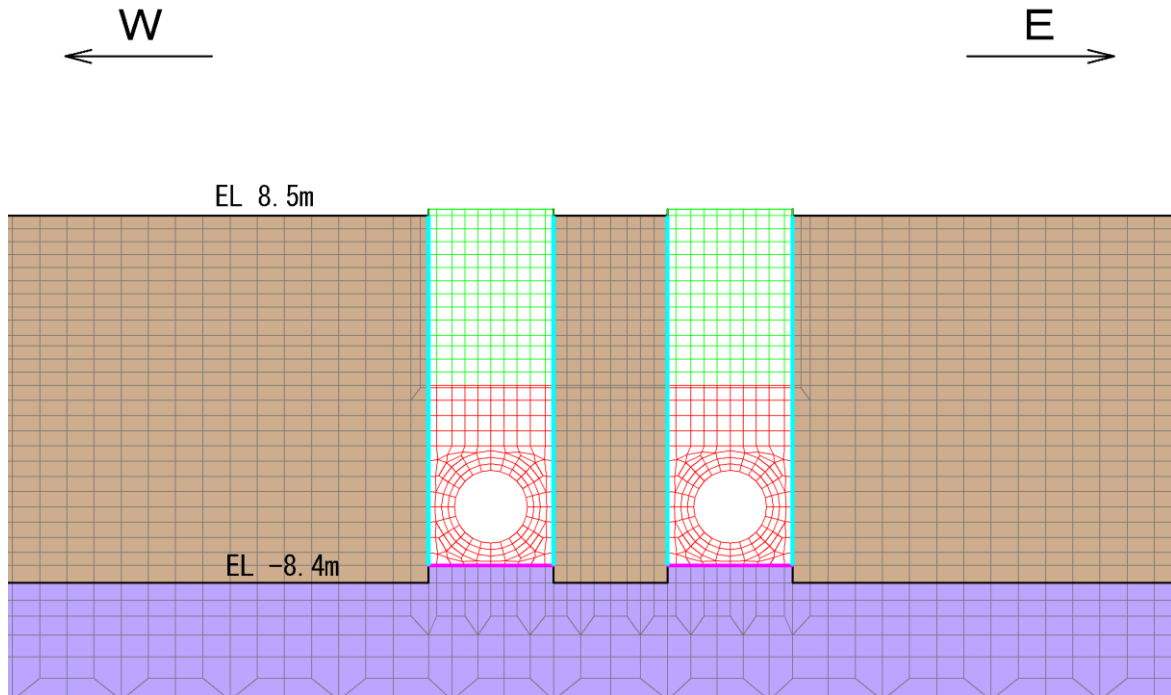
■ : ピット部充填コンクリート

— : ジョイント要素 (構造物-埋戻土)

— : ジョイント要素 (構造物-岩盤)



(全体図)



(拡大図)

図 3-6 ジョイント要素の配置

3.3 減衰定数

本文「3.4 減衰定数」と同様の減衰定数とする。

3.4 荷重及び荷重の組合せ

耐震評価にて考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し、それぞれを組み合わせて設定する。地震荷重には、地震時土圧及び機器・配管系からの反力による荷重が含まれるものとする。

地震時に1号機取水槽に作用する機器・配管系からの反力については、機器・配管系を解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

荷重の組合せを表3-4に示す。

表3-4 荷重の組合せ

種別	荷重		算定方法の概要
永久荷重 (常時荷重)	固定荷重	躯体自重	○ 設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管荷重	○ 機器・配管系の重量に基づいて設定する。
	積載荷重	静止土圧	○ 常時応力解析により設定する。
		外水圧	○ 地下水位に応じた静水圧として考慮する。 地下水の密度を考慮する。
		内水圧	○ 内水位に応じた静水圧として考慮する。 海水の密度を考慮する。
		積雪荷重	○ 地表面及び構造物天端に考慮する。
		土被り荷重	— 土被り荷重がないため考慮しない。
永久上載荷重	— 地表面に恒常的に置かれる設備等はないことから考慮しない。		
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動	○	基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動	○	
	動水圧	○	水位条件及び密度は、永久荷重のうち内水圧と同様とする。 地震時動水圧を付加質量により考慮する。

3.4.1 機器・配管荷重

地震応答解析時に考慮する機器・配管系の荷重図を図3-7に荷重一覧表を表3-5に示す。機器・配管荷重は、常時・地震時ともに付加質量としてモデル化する。

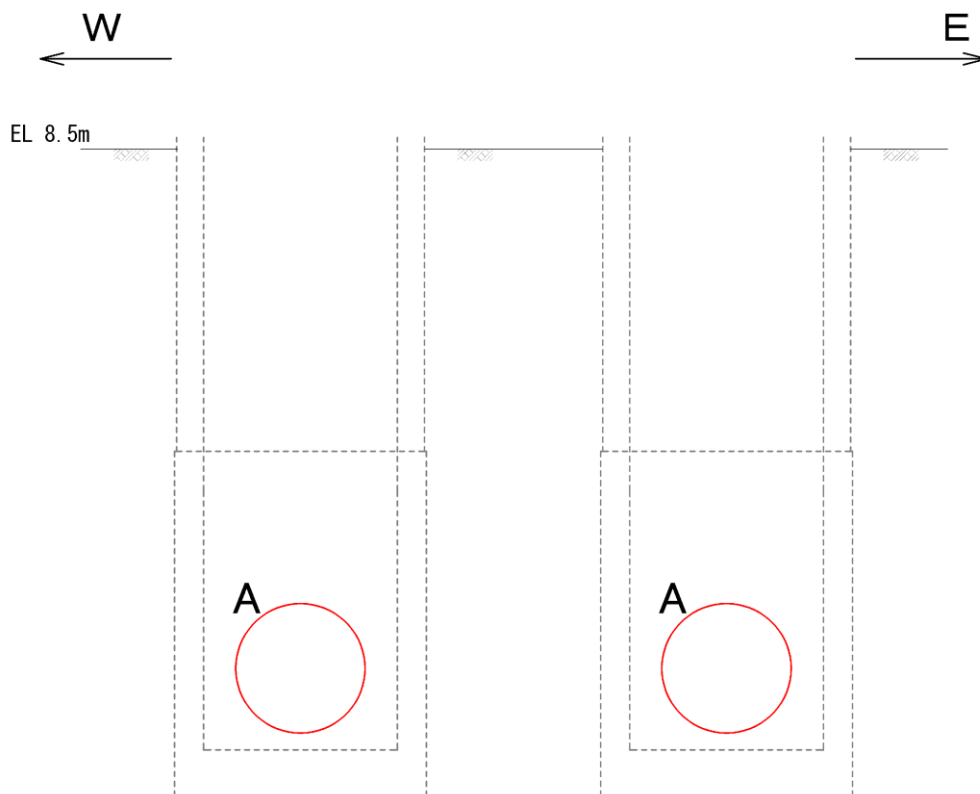


図3-7 解析用機器・配管荷重図

表3-5 機器配管荷重一覧（分布荷重）

範囲	位置	流路 縮小工	合計 (kN/m ²)
A	開口部	5.71	5.71

3.4.2 外水圧

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

3.4.3 内水圧

内水位については、EL 0.58m を内水位として設定し、海水の密度として、 $1.03\text{g}/\text{cm}^3$ を考慮する。

B-B断面の内水圧図を図3-8に示す。

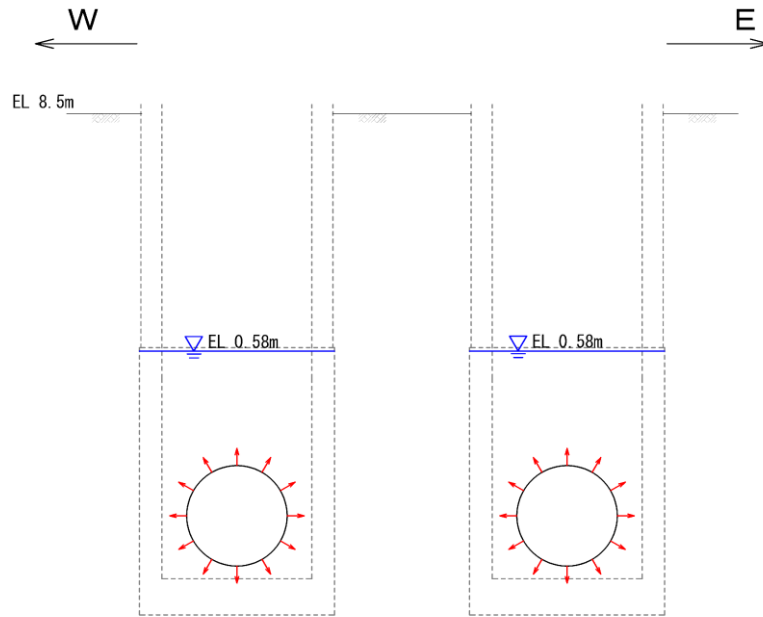


図3-8 内水圧概念図

3.4.4 積雪荷重

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

3.4.5 動水圧

動水圧については箱抜き実施箇所に地震時動水圧を付加質量として考慮する。

なお、各構成節点の付加質量は、内空面積の分担を考慮して、図3-9に示すとおり水平成分と鉛直成分で個別に算定する。

$$P_{dwhi} = \pm k_{hi} \cdot \gamma_w \cdot A_{hi}$$

$$P_{dwvi} = \pm k_{vi} \cdot \gamma_w \cdot A_{vi}$$

ここに、 P_{dwhi} : i 節点の動水圧の水平成分

P_{dwvi} : i 節点の動水圧の鉛直成分

k_{hi} : i 節点の水平震度 ($= \alpha_{hi}/g$)

k_{vi} : i 節点の鉛直震度 ($= \alpha_{vi}/g$)

α_{hi} : i 節点の水平加速度

α_{vi} : i 節点の鉛直加速度

g : 重力加速度 ($= 9.80665 \text{ m/s}^2$)

γ_w : 海水重量 ($= 10.1 \text{ kN/m}^3$)

A_{hi} : i 節点の水平成分の分担面積 (図3-13 参照)

A_{vi} : i 節点の鉛直成分の分担面積 (図3-13 参照)

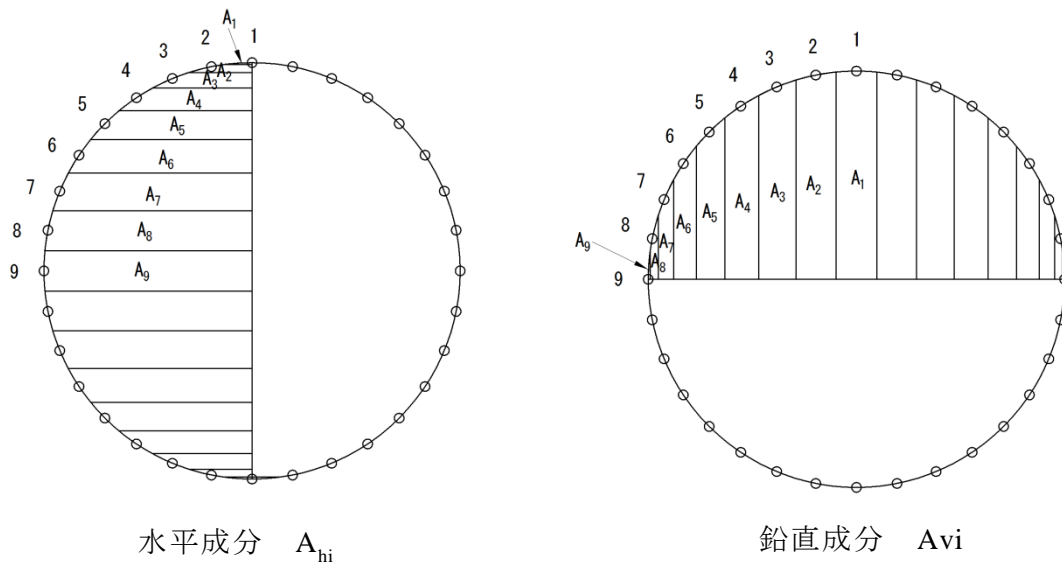


図3-9 動水圧概念図

3.5 地震応答解析の解析ケース

3.5.1 耐震評価における解析ケース

(1) 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

B-B断面の周辺には主に埋戻土が分布していることから、埋戻土の初期せん断弾性係数のばらつきを考慮する。

解析ケースについては、非液状化の条件を仮定した解析ケース（表3-6に示すケース④及び⑤）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。

地盤のばらつきの設定方法の詳細は、「補足-023-01 地盤の支持性能について」に示す。

表3-6 解析ケース

解析ケース	解析手法	地盤物性	
		埋戻土 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	有効応力解析	平均値	平均値
ケース②	有効応力解析	平均値 + 1 σ	平均値
ケース③	有効応力解析	平均値 - 1 σ	平均値
ケース④	全応力解析	平均値	平均値
ケース⑤	全応力解析	平均値 + 1 σ	平均値

(2) 耐震評価における解析ケースの組合せ

耐震評価においては、基準地震動 S_s 全波（6波）及びこれらに位相反転を考慮した地震動（6波）を加えた全12波に対し、基本ケース（表3-7に示すケース①）を実施する。基本ケースにおいて、局所安全係数による照査及び基礎地盤の支持力照査の各照査項目で照査値が最も厳しくなる地震動を用いて、表3-7に示す解析ケース②～⑤を実施する。耐震評価における解析ケースを表3-7に示す。

表 3-7 耐震評価における解析ケース

解析ケース	有効応力解析			全応力解析	
	ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	ケース⑤
基本 ケース	平均値	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	非液化化の条件を仮 定した解析ケース	地盤物性のばらつき (+1σ)を考慮し て非液化化の条件を 仮定した解析ケース
地盤物性	平均値	平均値+1σ	平均値-1σ	平均値	平均値+1σ
地震動 (位相)	++*1	○			
	-+*1	-*2			
	+--*1	○			
	--*1	-*2			
	++*1	○			
	++*1	○			
	++*1	○			
	++*1	○			
	-+*1	-*2			
	-+*1	-*2			

基準地震動 S s (6波) に位相反転を考慮した地震動 (6波) を加えた全
12波に対し、ケース① (基本ケース) を実施し、局所安全係数による照査
及び基礎地盤の支持力照査の各照査項目で照査値が最も厳しい (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②~⑤を実施する。

注記*1: 地震動の位相について、++の左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。
*2: 解析モデルが左右対称であり、水平動の位相反転による解析結果への影響はないと考えられることから実施しない。

4. 評価内容

4.1 入力地震動の設定

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

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

図4-1に入力地震動算定の概念図を示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」及び「microSHAKE/3D」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、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

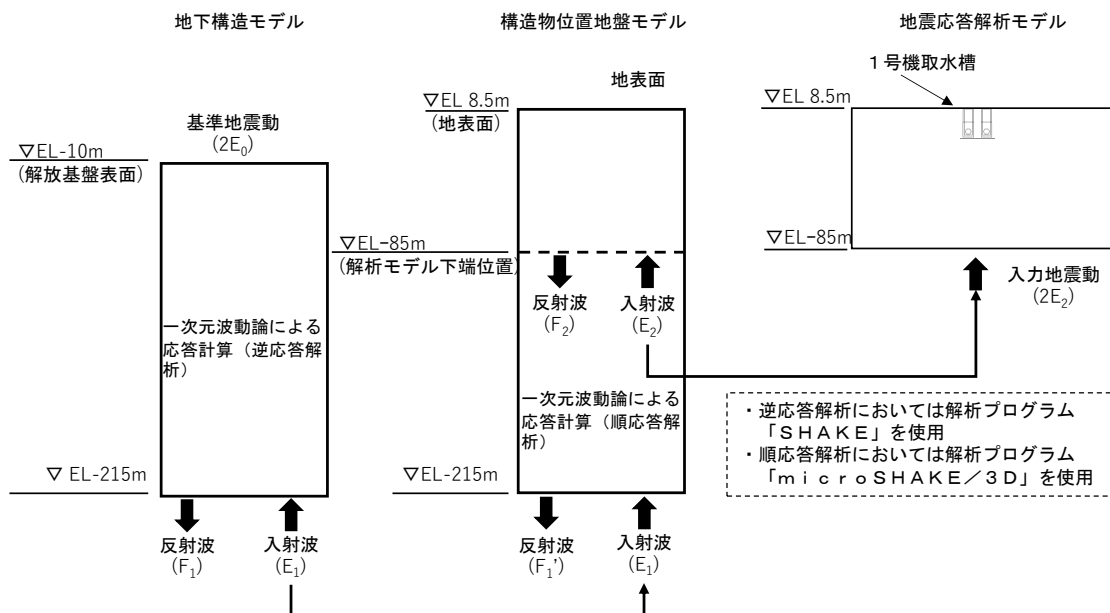
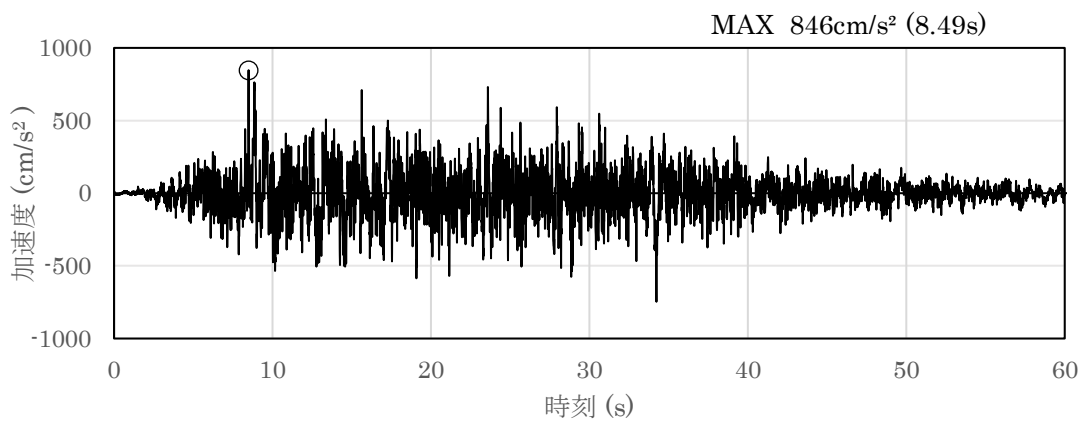


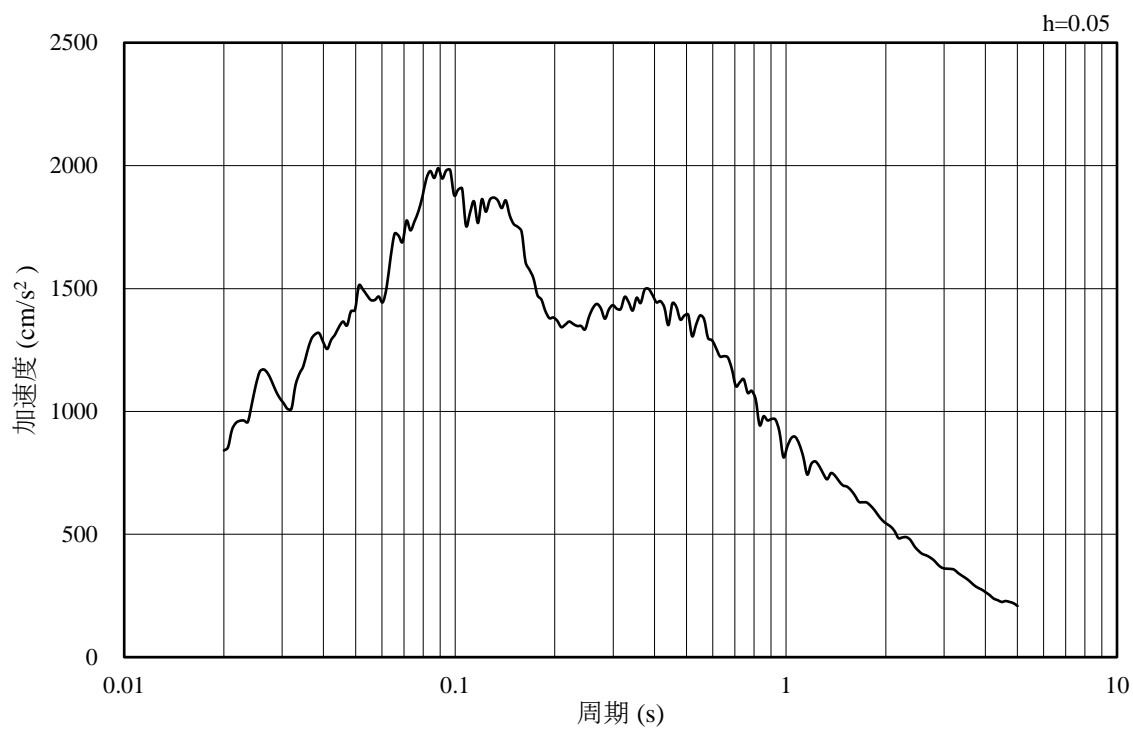
図4-1 入力地震動算定の概念図

4.1.1 入力地震動の設定

図 4-2～図 4-13 に B-B 断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。

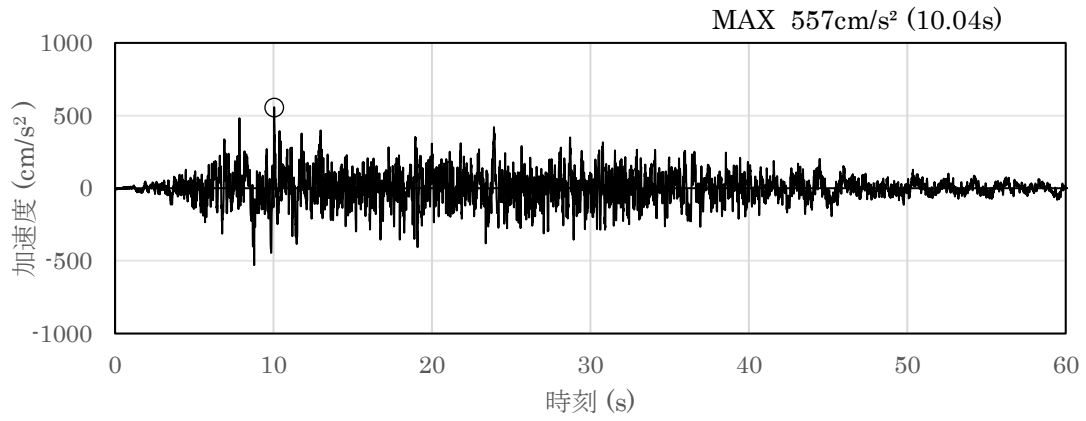


(a) 加速度時刻歴波形

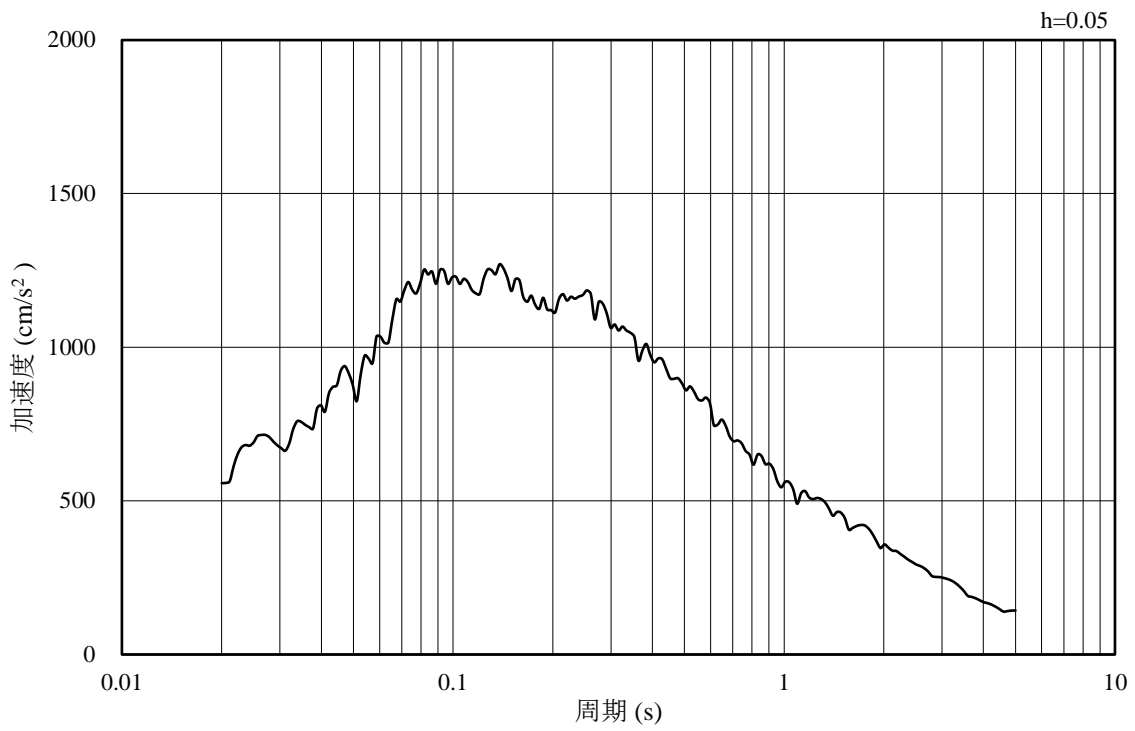


(b) 加速度応答スペクトル

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

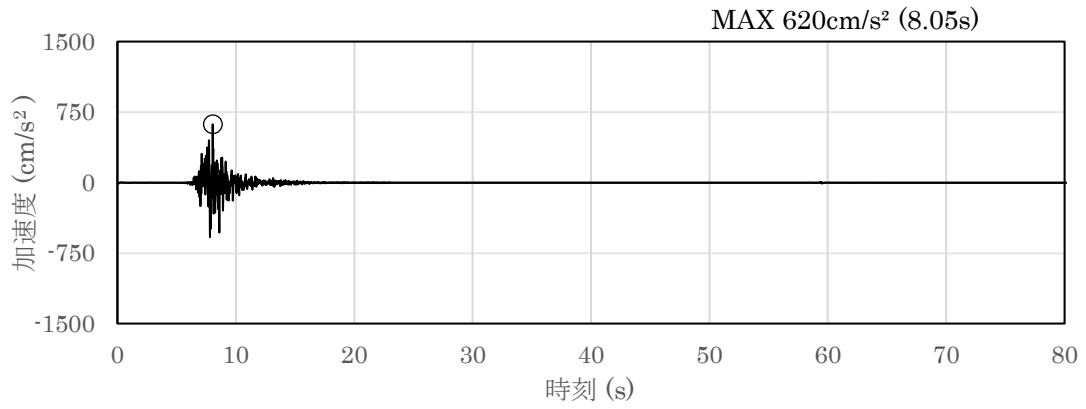


(a) 加速度時刻歴波形

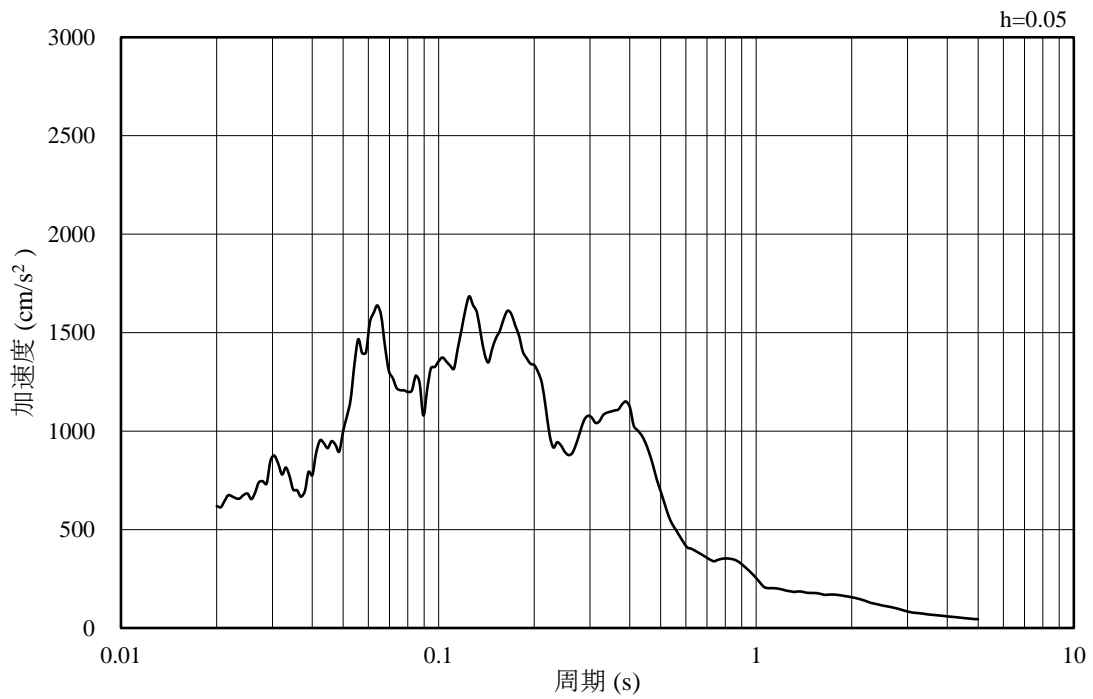


(b) 加速度応答スペクトル

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

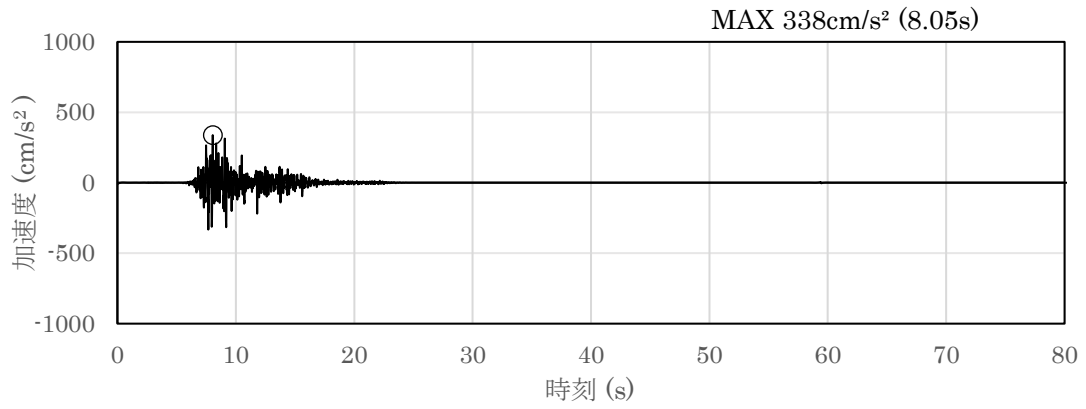


(a) 加速度時刻歴波形

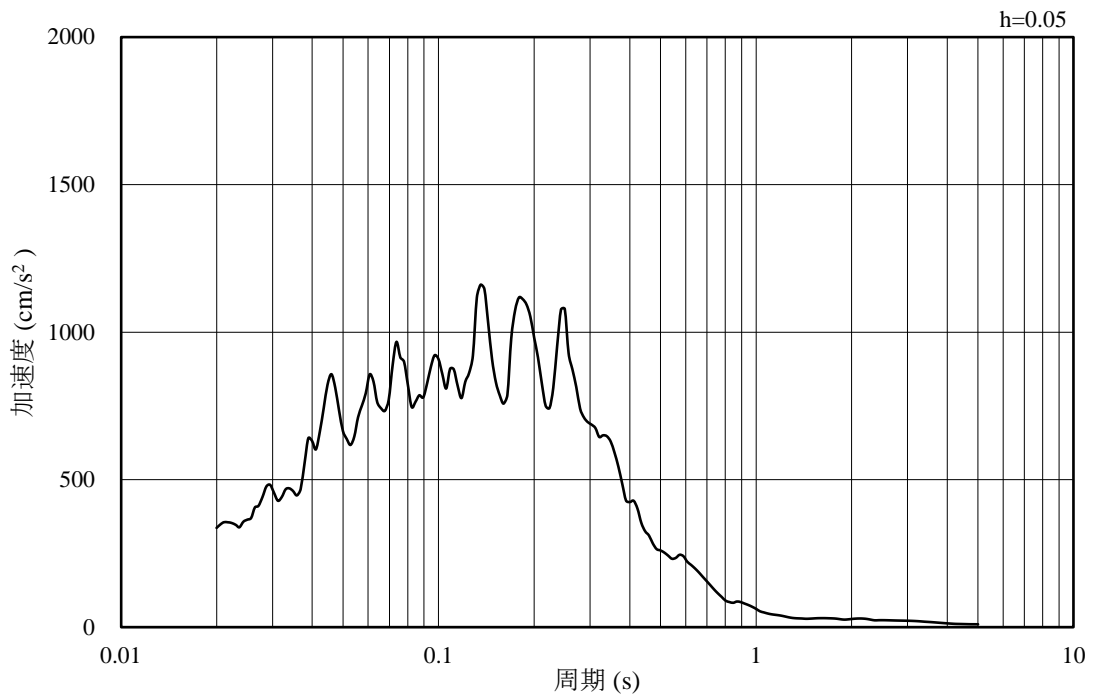


(b) 加速度応答スペクトル

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

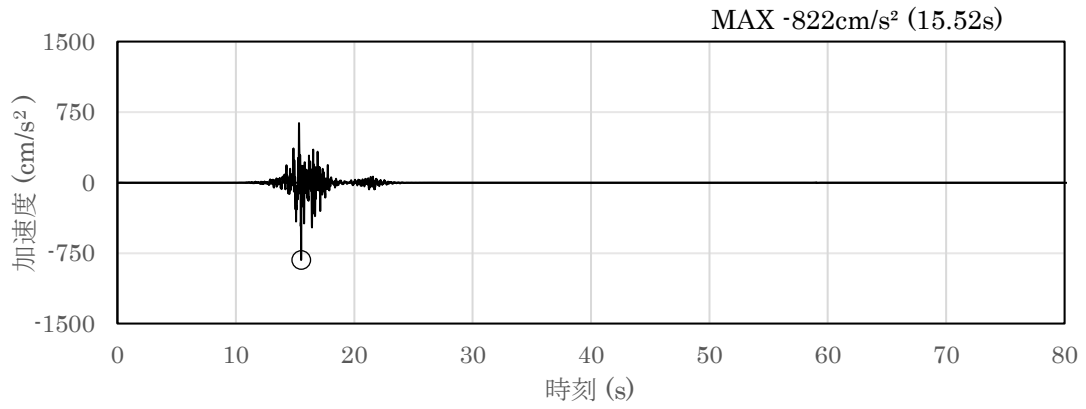


(a) 加速度時刻歴波形

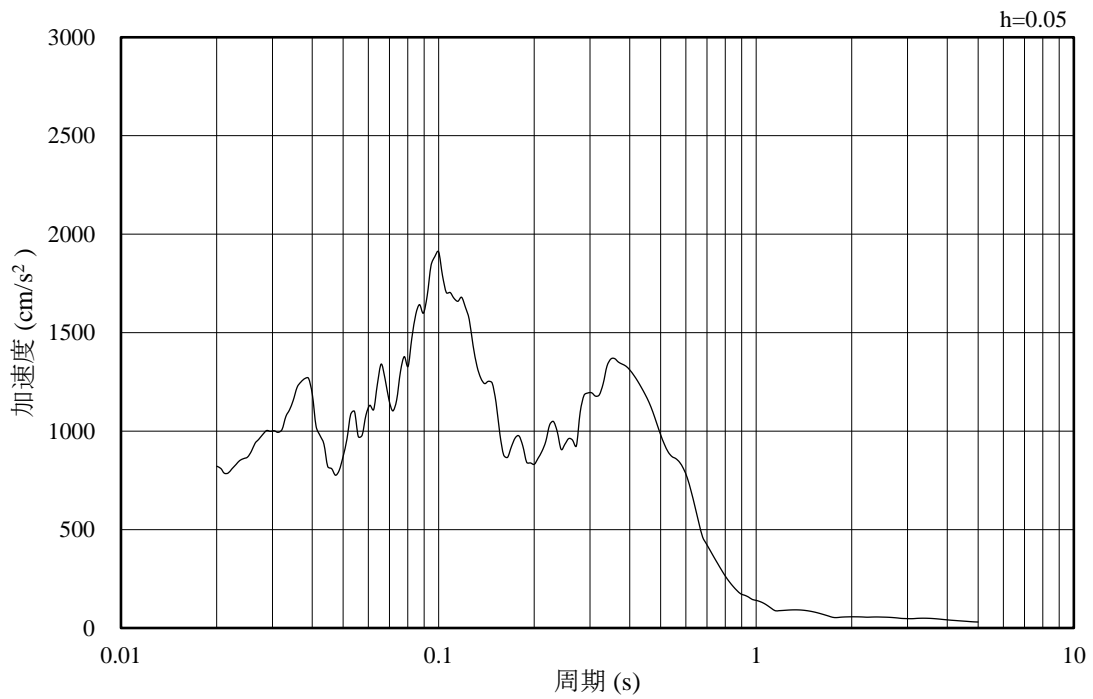


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-5 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 1)

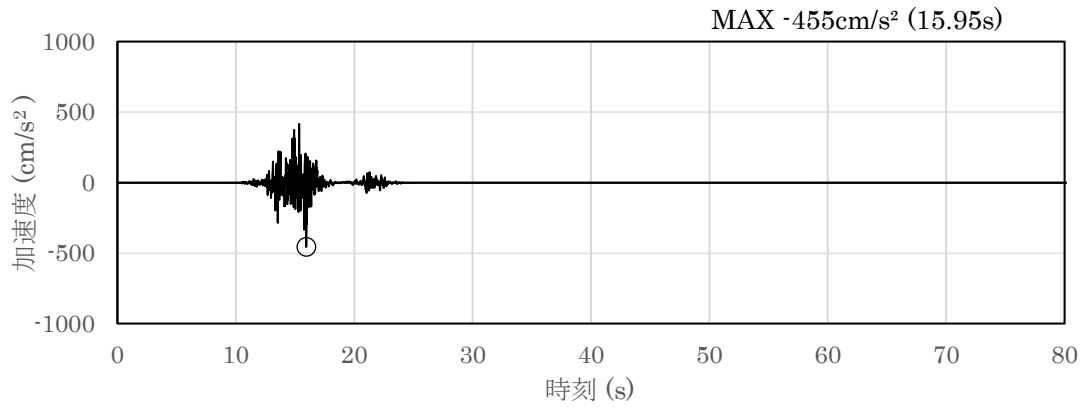


(a) 加速度時刻歴波形

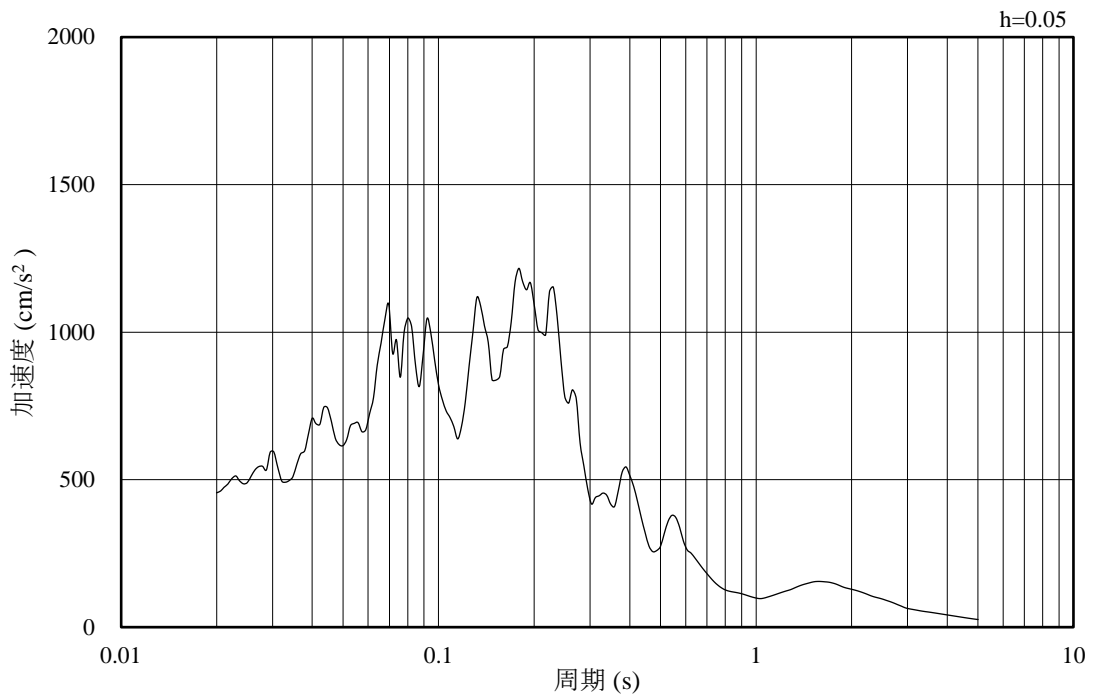


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-6 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 - F 2)

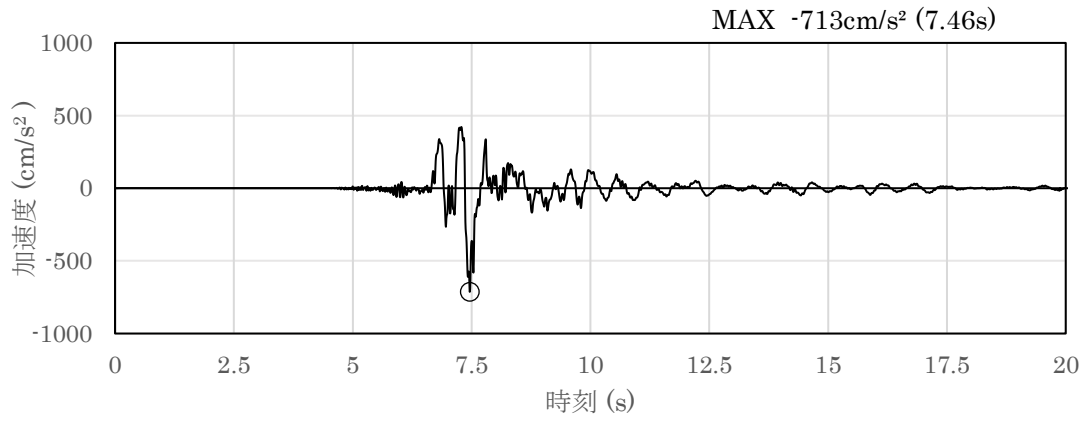


(a) 加速度時刻歴波形

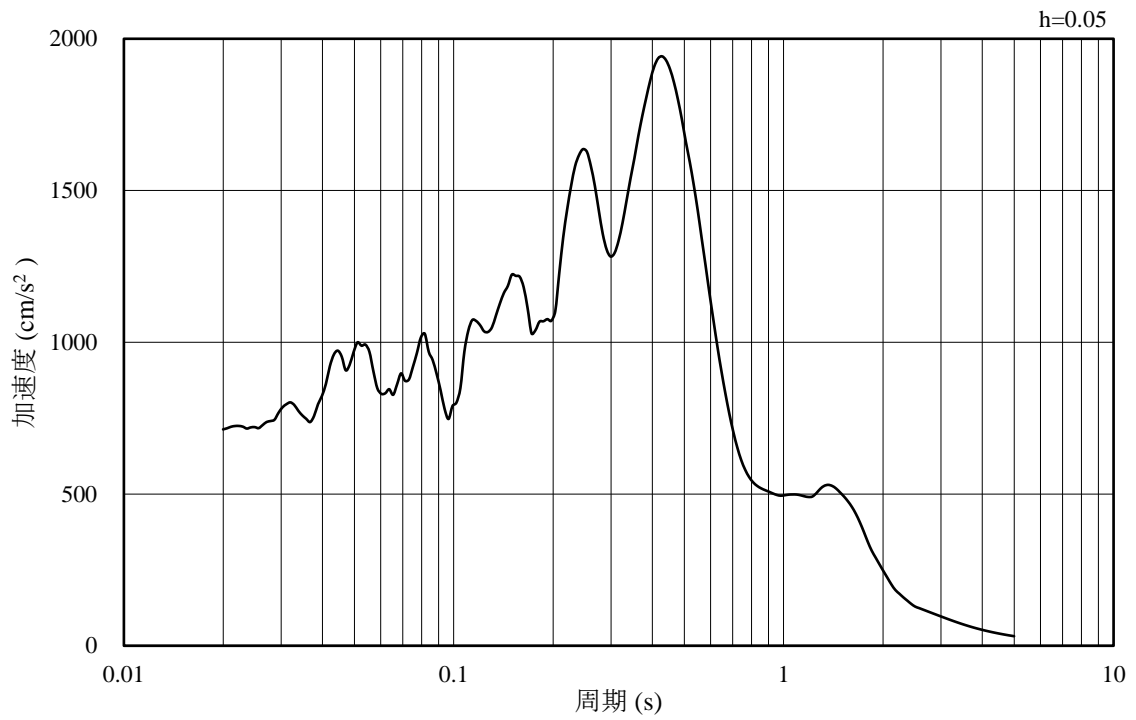


(b) 加速度応答スペクトル

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

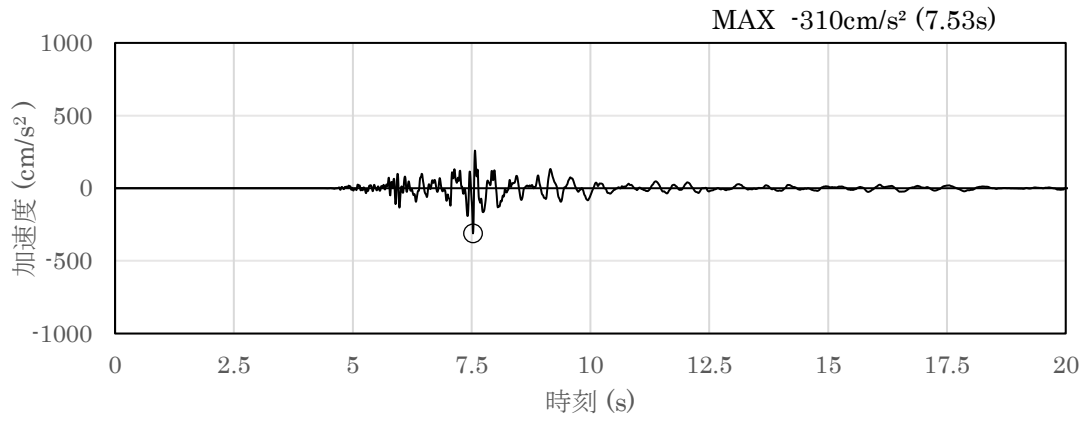


(a) 加速度時刻歴波形

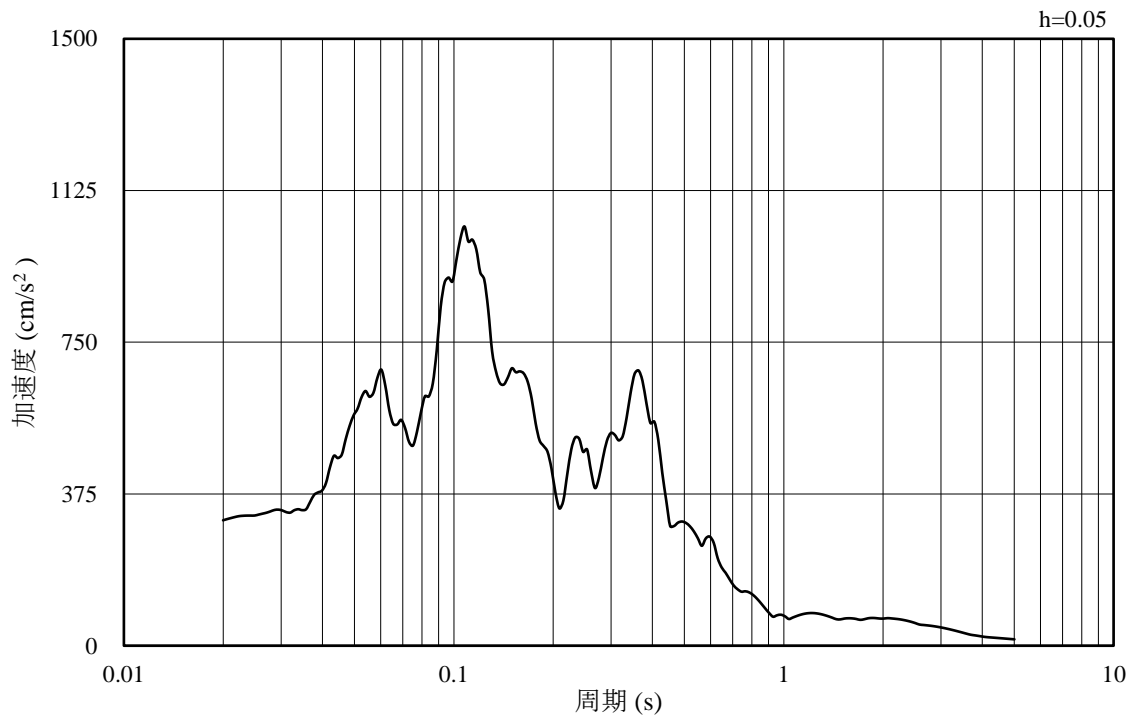


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-8 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 - N 1)

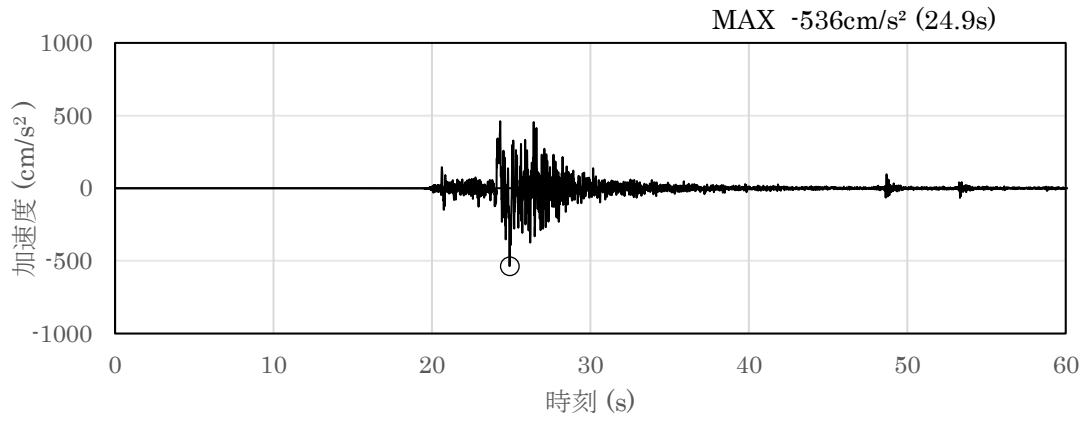


(a) 加速度時刻歴波形

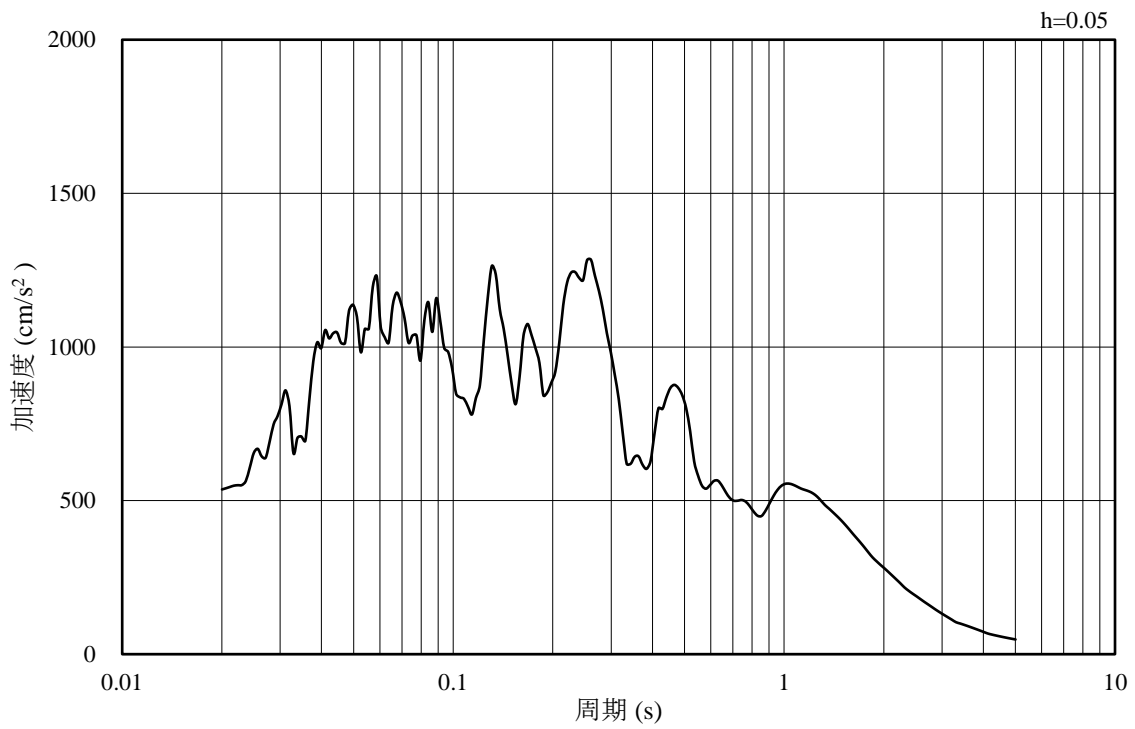


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-9 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 1)

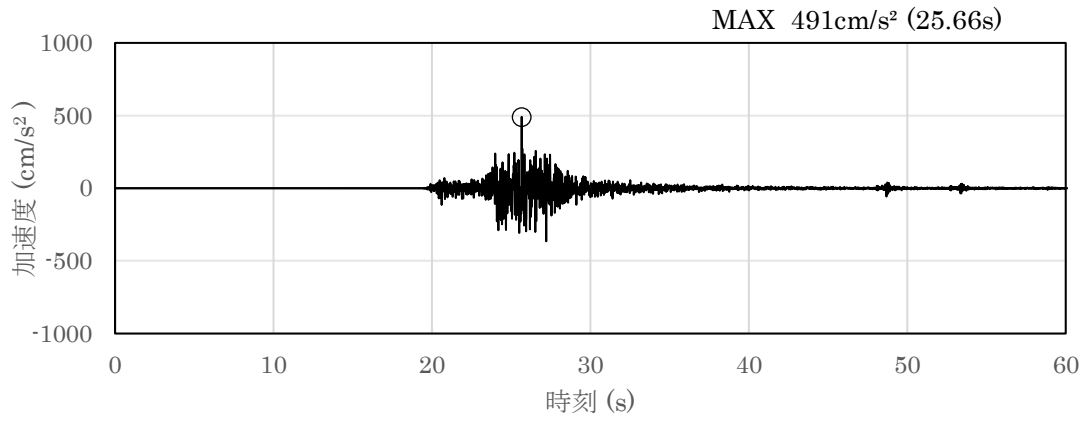


(a) 加速度時刻歴波形

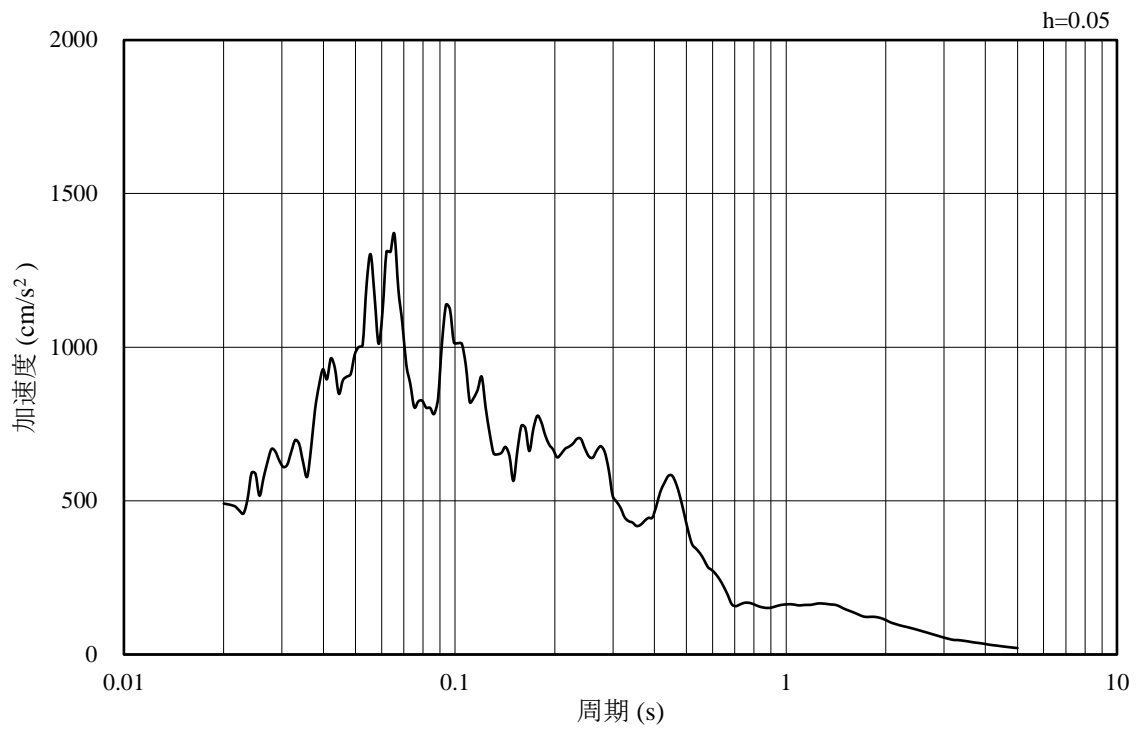


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 2 (N S))

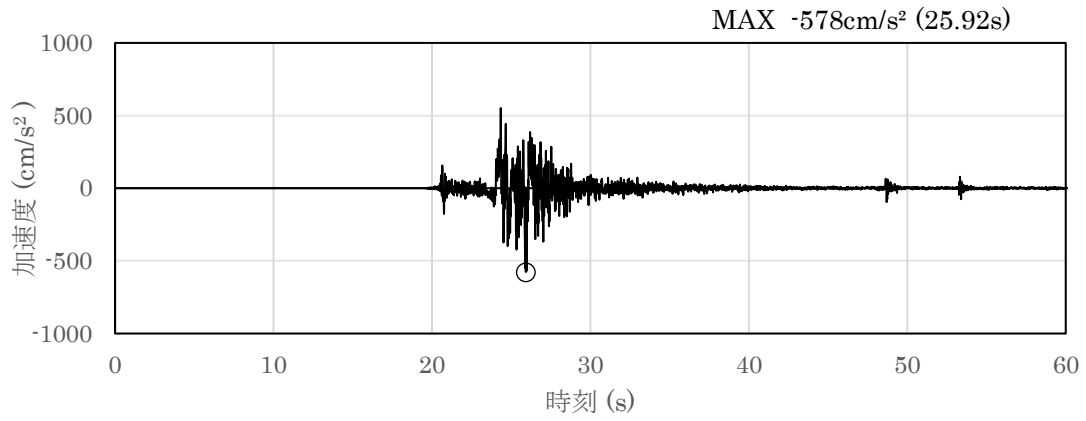


(a) 加速度時刻歴波形

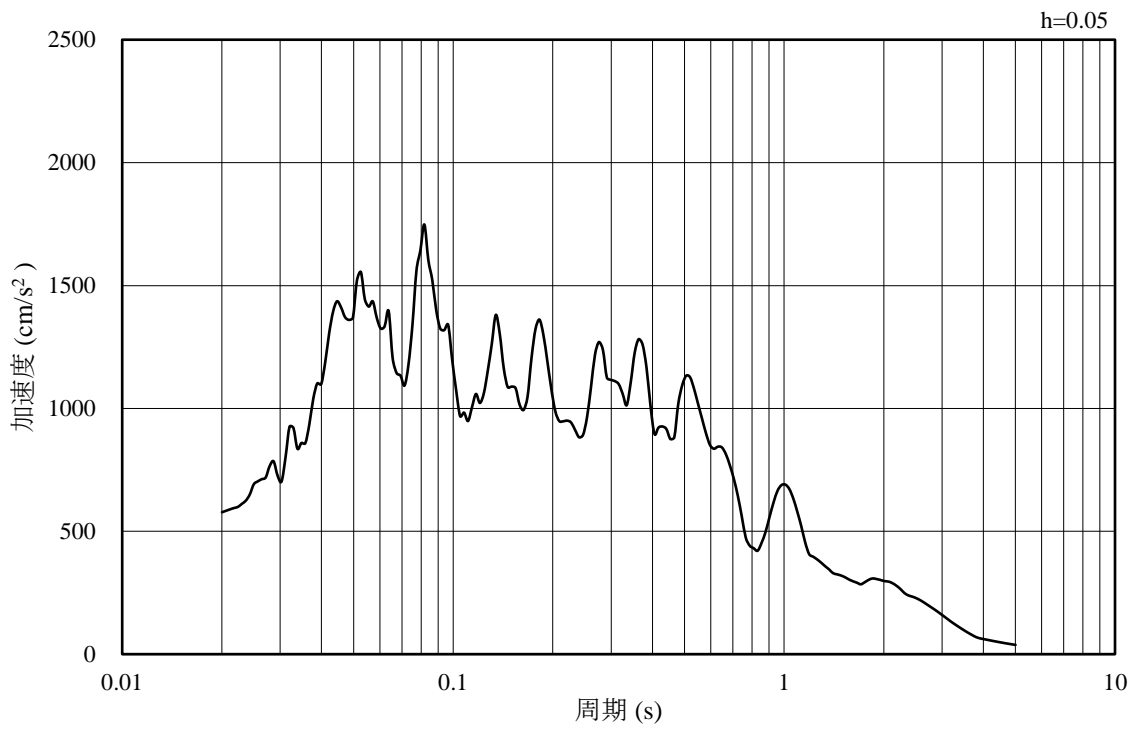


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 2 (N S))

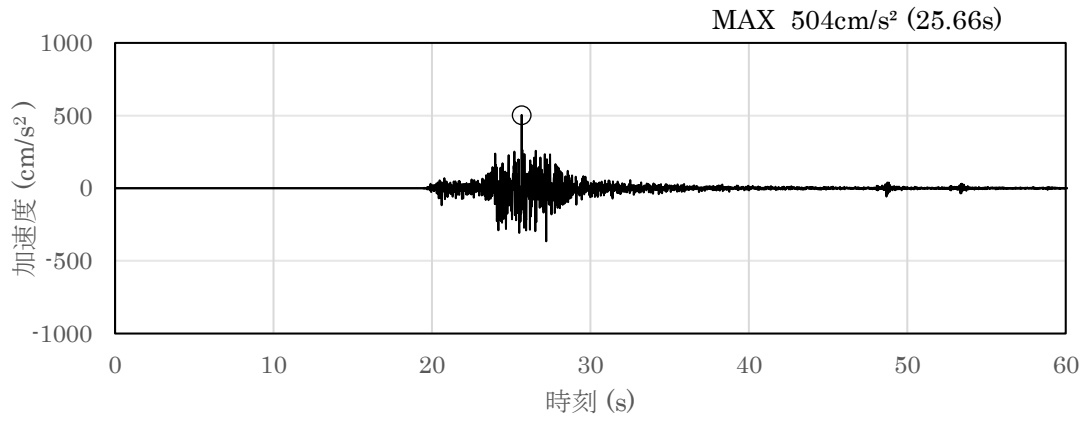


(a) 加速度時刻歴波形

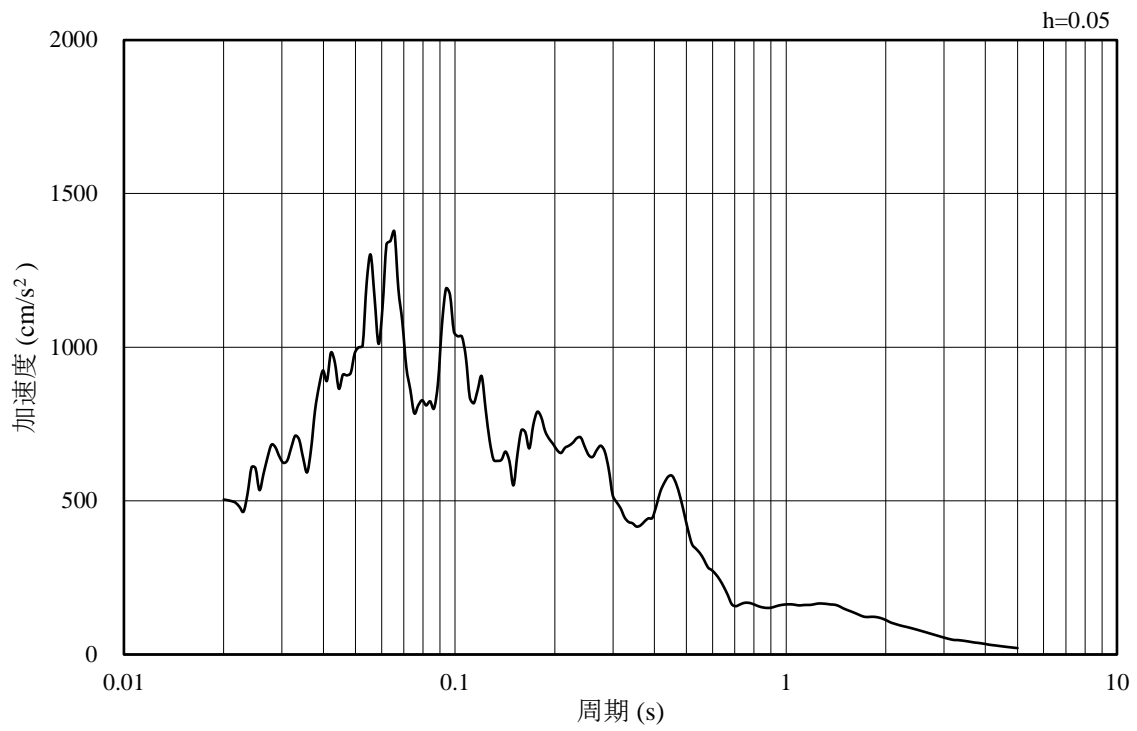


(b) 加速度応答スペクトル

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



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 4-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-N2 (EW))

4.2 許容限界の設定

漸拡ダクト部充填コンクリートの健全性評価は、以下に示すように許容限界を設定し照査を行う。また、漸拡ダクト部充填コンクリートには開口補強筋を設置するが、保守的に無筋コンクリートとして評価を行う。

4.2.1 漸拡ダクト部充填コンクリートの許容限界

漸拡ダクト部充填コンクリートの健全性評価としては、局所安全係数に対する照査を実施する。局所安全係数に対する照査は各要素において、全時刻で実施する。また、漸拡ダクト部充填コンクリートについては1号機取水槽北側壁と接続する部材の補強を目的としているため、破壊形状が全体的に及んでいなければ健全性に問題がない部材である。

$$f_s = R / S$$

ここに、 f_s ：局所安全係数

R：表4-1に示すせん断強度又は引張強度

S：発生せん断応力又は発生引張応力

表4-1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

	評価項目	算定式	許容限界
漸拡ダクト部 充填コンクリート $f'_{ck} = 20.6 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	せん断強度 (N/mm ²)	$1/5 f'_{ck}$	4.12
	引張強度 (N/mm ²)	$0.23 f'_{ck}^{2/3}$	1.72

4.2.2 基礎地盤の支持機能に対する許容限界

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

基礎地盤の支持性能に対する許容限界を表4-2に示す。

表4-2 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)
極限支持力度	C _M 級岩盤	9.8

5. 評価結果

5.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として、漸拡ダクト部充填コンクリートの引張破壊及びせん断破壊に対する照査及び地盤の支持力に対する照査で照査値が最も厳しくなるケースの地盤の「最大せん断ひずみ分布」及び「過剰間隙水圧比分布」を記載する。なお、断面力分布は単位奥行きあたりの断面力を図示する。

5.1.1 最大せん断ひずみ分布

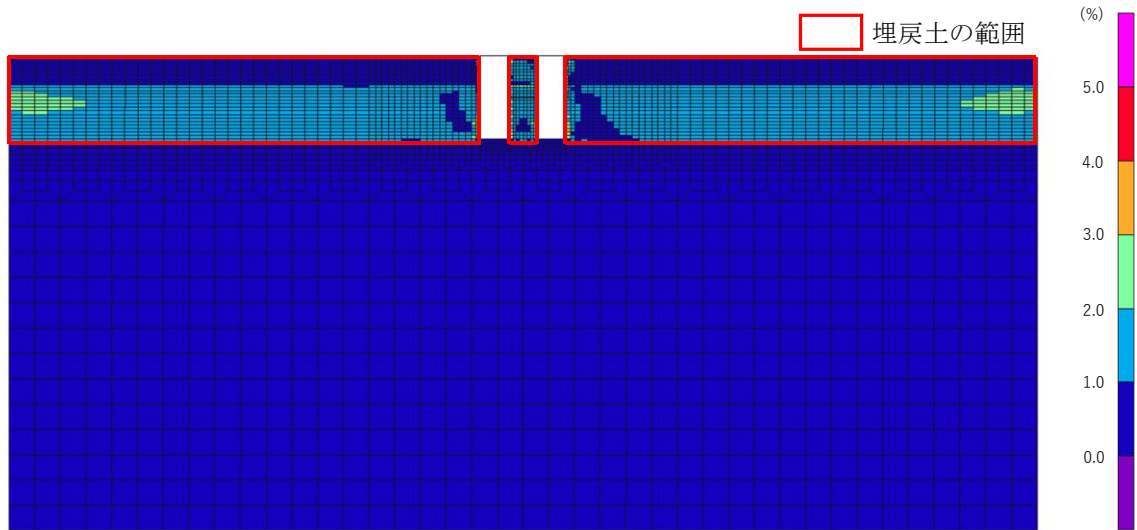
漸拡ダクト部充填コンクリートの引張破壊及びせん断破壊に対する照査及び地盤の支持力に対する照査で照査値が最も厳しくなるケースについて、地盤に発生した最大せん断ひずみを確認する。

照査値が最も厳しくなるケースの解析ケースの一覧を表 5-1 に、最大せん断ひずみ分布図を図 5-1 に示す。

B-B 断面においては、有効応力解析を実施していることから、構造物側方の埋戻土において、1%を超えるせん断ひずみが発生している。

表 5-1 最大照査値を示すケースの一覧

対象断面	対象ケース	照査項目
B-B 断面	解析ケース② S s - N 1 (++)	漸拡ダクト部充填コンクリートの 引張破壊に対する照査



(全体図)



(拡大図)

図 5-1 最大せん断ひずみ分布図 (B-B 断面)
(解析ケース②, S s - N 1 (++))

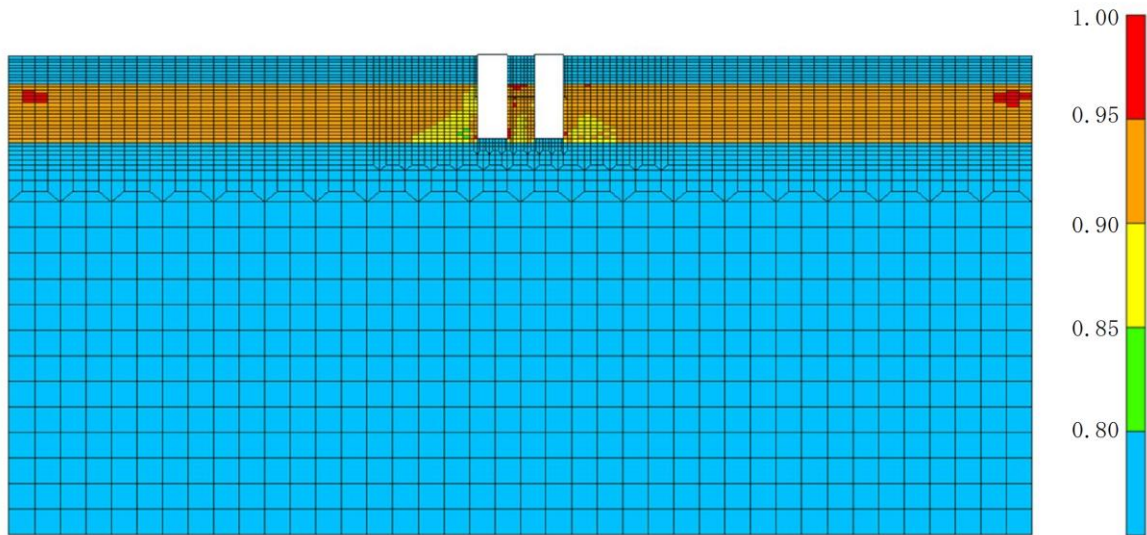
5.1.2 最大過剰間隙水圧比分布

漸拡ダクト部充填コンクリートのせん断破壊及び引張破壊に対する照査及び地盤の支持力に対する照査で照査値が最も厳しくなるケースについて、地盤に発生した過剰間隙水圧比分布を確認する。

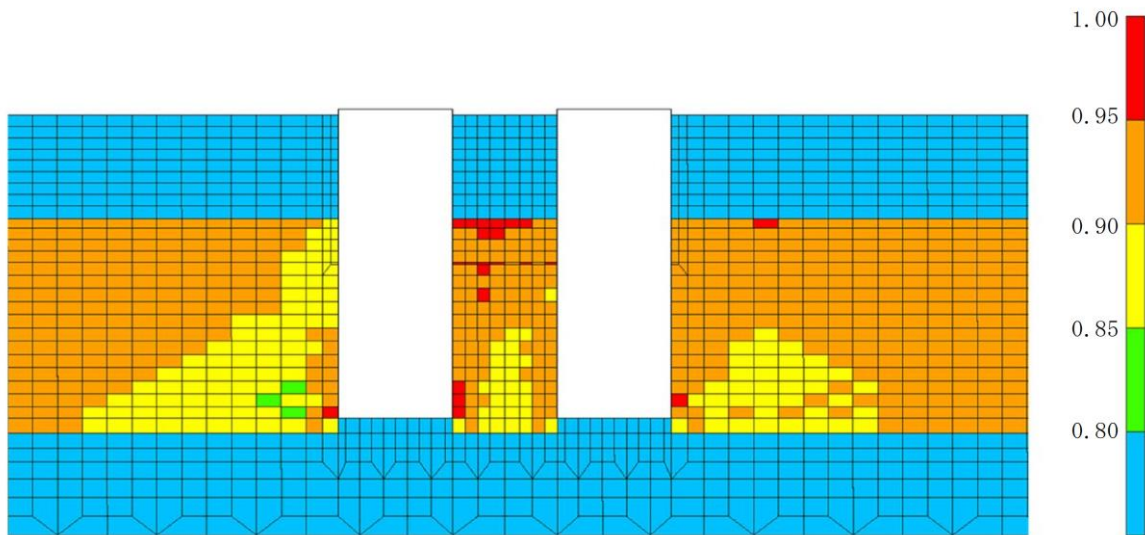
照査値が最も厳しくなるケースの解析ケースの一覧を表 5-2 に、最大過剰間隙水圧比分布図を図 5-2 に示す。

表 5-2 最大照査値を示すケースの一覧

対象断面	対象ケース	照査項目
B-B 断面	解析ケース② S _s -N1 (++)	充填コンクリートの 引張破壊に対する照査



(全体図)



(拡大図)

図 5-2 最大過剰間隙水圧比分布図 (B-B 断面)
(解析ケース②, S_s-N1 (++))

5.2 漸拡ダクト部充填コンクリートの評価結果

漸拡ダクト部充填コンクリートのせん断破壊に対する局所安全係数を表 5-3 に、引張破壊に対する局所安全係数を表 5-4 に示す。局所安全係数については全時刻における最小の値を記す。

また、局所安全係数が最小となる地震動のせん断及び引張に対する全時刻における最小局所安全係数分布図を図 5-3 及び図 5-4 に示す。

表 5-3 及び表 5-4 よりせん断破壊及び引張破壊の局所安全係数が 1.0 を下回る地震動はあるが、図 5-3 及び図 5-4 に示すようにせん断破壊及び引張破壊は局所的であり、全体的な広がりを見せていないことから漸拡ダクト部充填コンクリートの健全性に問題がないことを確認した。

表 5-3 充填コンクリートのせん断破壊に対する局所安全係数

解析 ケース	地震動		せん断応力 S (N/mm ²)	せん断強度 R (N/mm ²)	局所安全係数 f _s
①	S _s -D	++	4.41	4.12	0.93
		+ -	4.44	4.12	0.93
	S _s -F1	++	2.18	4.12	1.89
	S _s -F2	++	3.05	4.12	1.35
	S _s -N1	++	3.87	4.12	1.06
	S _s -N2 (EW)	++	3.41	4.12	1.21
	S _s -N2 (NS)	++	3.55	4.12	1.16
②	S _s -N1	++	3.93	4.12	1.05
③	S _s -N1	++	3.89	4.12	1.06
④	S _s -N1	++	3.61	4.12	1.14
⑤	S _s -N1	++	3.62	4.12	1.14

表 5-4 充填コンクリートの引張破壊に対する局所安全係数

解析 ケース	地震動		引張応力 S (N/mm ²)	引張強度 R (N/mm ²)	局所安全係数 f _s
①	S _s -D	++	2.43	1.72	0.71
		+ -	2.17	1.72	0.79
	S _s -F 1	++	1.64	1.72	1.05
	S _s -F 2	++	1.52	1.72	1.13
	S _s -N 1	++	3.09	1.72	0.56
	S _s -N 2 (EW)	++	1.67	1.72	1.03
	S _s -N 2 (NS)	++	2.22	1.72	0.78
②	S _s -N 1	++	3.10	1.72	0.56
③	S _s -N 1	++	3.08	1.72	0.56
④	S _s -N 1	++	2.78	1.72	0.62
⑤	S _s -N 1	++	2.83	1.72	0.61

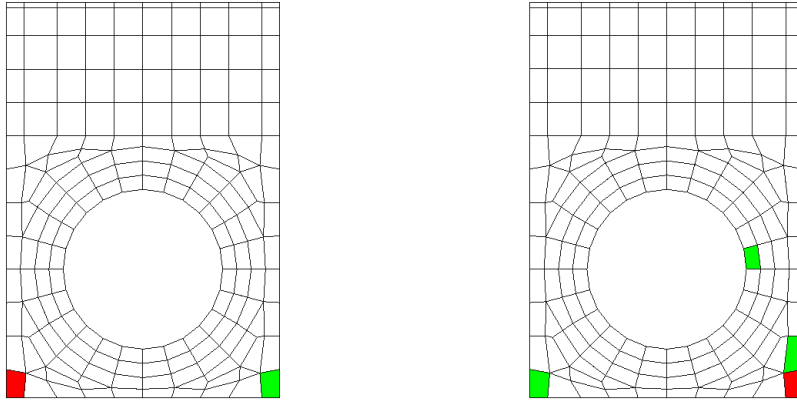
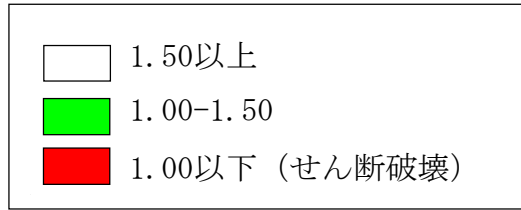


図 5-3 最小局所安全係数分布図 (せん断破壊) (全時刻)
(解析ケース①, $S_s - D (+ -)$)

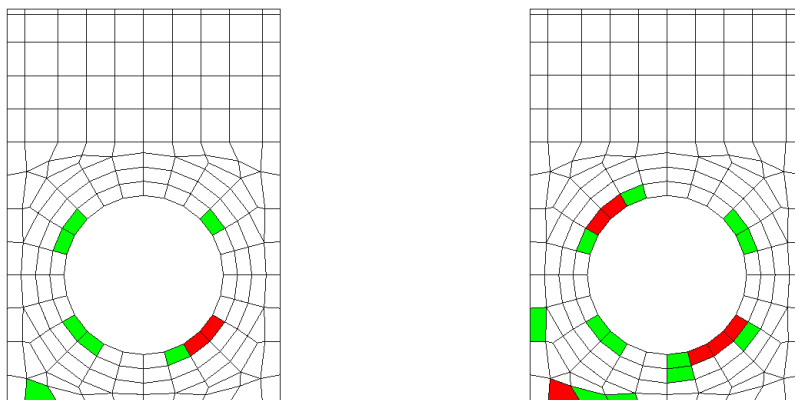
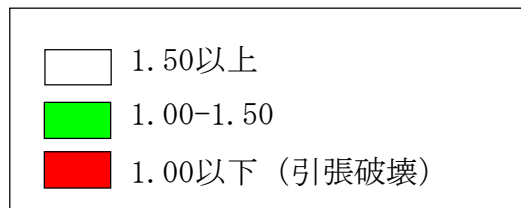


図 5-4 最小局所安全係数分布図 (引張破壊) (全時刻)
(解析ケース②, $S_s - N 1 (++)$)

5.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する評価結果を表 5-5 に示す。また、最大接地圧分布図を図 5-5 に示す。

同表より、基礎地盤に発生する最大接地圧が、極限支持力度を下回ることを確認した。

表 5-5 地盤の支持性能に対する評価結果一覧表

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力 度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
①	S _s -D	++	9.00	9.8	0.92
		+ -	8.11	9.8	0.83
	S _s -F 1	++	6.21	9.8	0.64
	S _s -F 2	++	6.81	9.8	0.70
	S _s -N 1	++	9.14	9.8	0.94
	S _s -N 2 (EW)	++	6.26	9.8	0.64
	S _s -N 2 (NS)	++	7.89	9.8	0.81
②	S _s -N 1	++	9.21	9.8	0.94
③	S _s -N 1	++	9.17	9.8	0.94
④	S _s -N 1	++	8.54	9.8	0.88
⑤	S _s -N 1	++	8.62	9.8	0.88

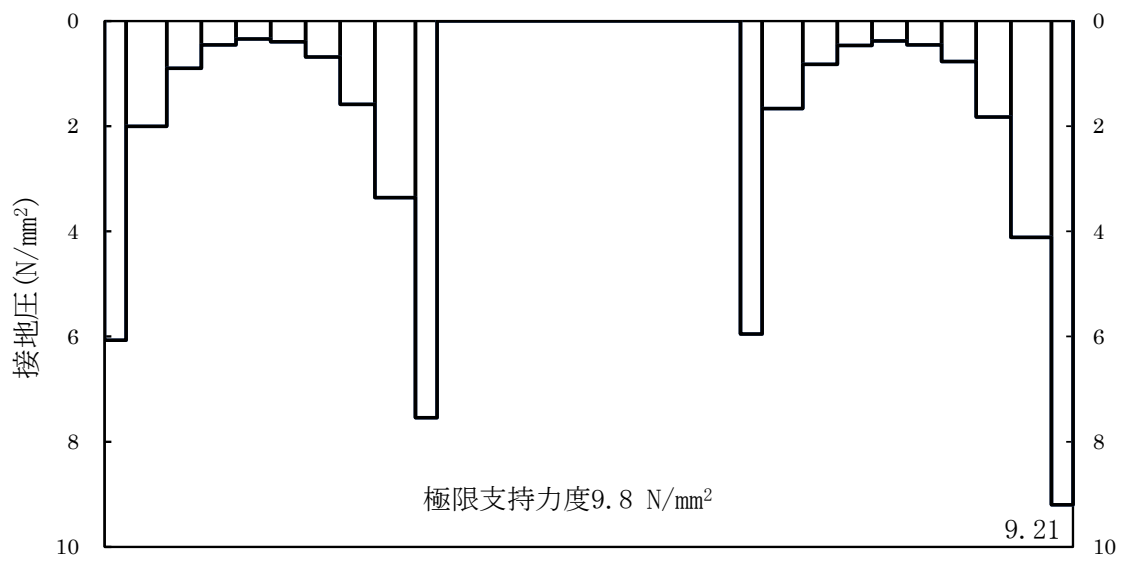


図 5-5 最大接地圧分布図 (S s - N 1 (++) 解析ケース②)

補足-027-10-105 第1ベントフィルタスクラバ容器及び第1ベントフィルタ

銀ゼオライト容器の内部構造物の耐震評価について

目次

1. 概要.....	1
2. 第1ベントフィルタスクラバ容器の内部構造物の耐震評価.....	1
2.1 構造計画.....	1
2.2 評価対象部位.....	3
2.2.1 第1ベントフィルタスクラバ容器内の流路（バウンダリ）.....	3
2.2.2 評価対象部位の選定.....	4
2.2.3 評価対象部位の形状及び構造.....	6
2.2.4 評価対象部位の使用材料.....	9
2.3 固有周期.....	10
2.3.1 金属フィルタ.....	10
2.3.2 内部配管.....	12
2.3.3 ベンチュリノズル.....	13
2.4 構造強度評価.....	15
2.4.1 荷重及び荷重の組合せ.....	15
2.4.2 設計用地震力.....	15
2.4.3 許容限界.....	16
2.4.4 評価方法.....	16
2.5 評価結果.....	24
3. 第1ベントフィルタ銀ゼオライト容器の内部構造物の耐震評価.....	25
3.1 構造計画.....	25
3.2 評価対象部位.....	27
3.2.1 第1ベントフィルタ銀ゼオライト容器内の流路（バウンダリ）.....	27
3.2.2 評価対象部位の選定.....	28
3.2.3 評価対象部位の形状及び構造.....	30
3.2.4 評価対象部位の使用材料.....	33
3.3 固有周期.....	34
3.3.1 計算モデル.....	34
3.3.2 固有周期評価結果.....	36
3.4 構造強度評価.....	37
3.4.1 荷重及び荷重の組合せ.....	37
3.4.2 設計用地震力.....	37
3.4.3 許容限界.....	37
3.4.4 評価方法.....	38
3.5 評価結果.....	49
4. 結論.....	49
5. 添付資料.....	49
(1) 第1ベントフィルタスクラバ容器の内部配管に作用する流体力	
(2) 第1ベントフィルタスクラバ容器の内部配管の耐震評価手順について	

1. 概要

本資料は、第1ベントフィルタスクラバ容器及び第1ベントフィルタ銀ゼオライト容器の内部構造物が設計用地震力（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説明するものである。

なお、本資料に関連する工認図書は以下のとおり。

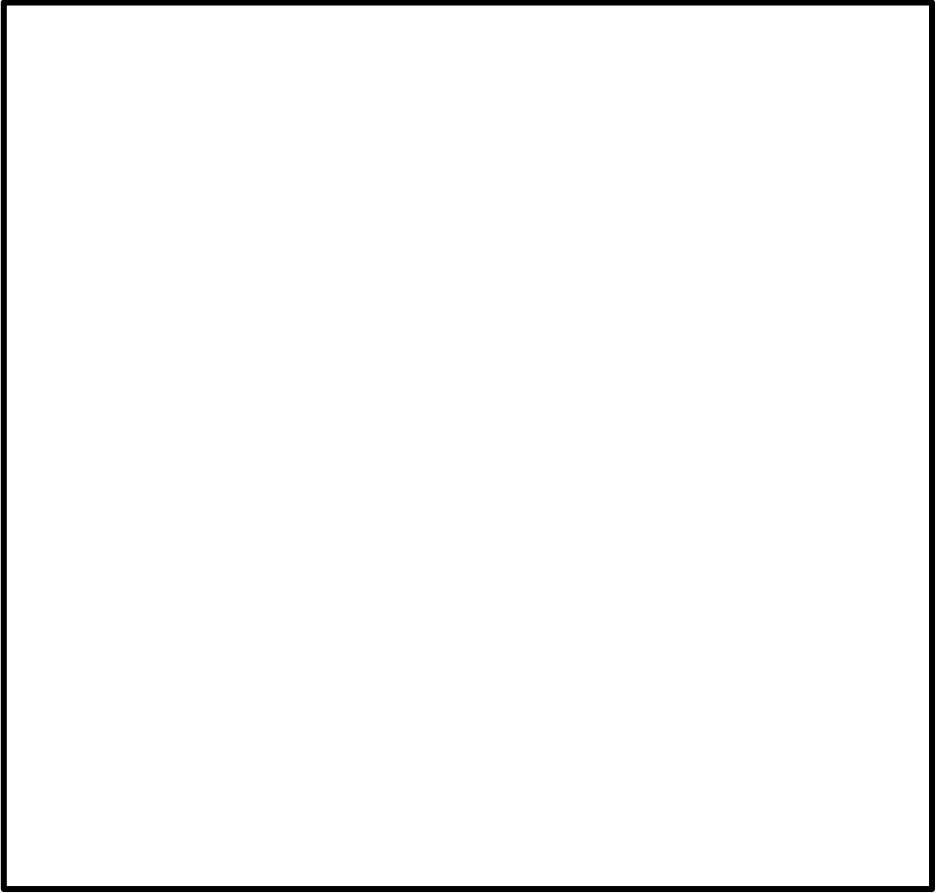
- ・ VI-2-9-4-7-1-2 「第1ベントフィルタ スクラバ容器の耐震性についての計算書」
- ・ VI-2-9-4-7-1-3 「第1ベントフィルタ 銀ゼオライト容器の耐震性についての計算書」

2. 第1ベントフィルタスクラバ容器の内部構造物の耐震評価

2.1 構造計画

第1ベントフィルタスクラバ容器内部の構造計画を表1に示す。

表1 第1ベントフィルタスクラバ容器内部の構造計画

計画の概要		概略構造図
支持構造	主体構造	
<p>入口配管は，第1ベントフィルタスクラバ容器内部に溶接した入口配管サポート及び入口配管下部サポートにより支持される。</p> <p>分岐管は，第1ベントフィルタスクラバ容器底部に溶接した分岐管サポートにより支持される。</p>	<p>内部配管部は，入口配管，分岐管，ベンチュリノズルから構成される。</p> <p>ベンチュリノズルは取付ボルトで分岐管に固定される。</p>	
<p>金属フィルタは，第1ベントフィルタスクラバ容器胴部に溶接した金属フィルタサポートにより支持される。</p>	<p>金属フィルタ部は，金属フィルタと金属フィルタサポートから構成される。</p>	

2.2 評価対象部位

2.2.1 第1ベントフィルタスクラバ容器内の流路（バウンダリ）

第1ベントフィルタスクラバ容器に送気されたベントガスは、入口配管、分岐管及びベンチュリノズルを経てスクラビング水中に放出される。その後、ベントガスは、容器内面に沿って第1ベントフィルタスクラバ容器頂部に流れ、金属フィルタ上面の開口部から金属フィルタに達し、金属フィルタ室を経て容器外に排気される。第1ベントフィルタスクラバ容器内の流路（バウンダリ）を図1に示す。

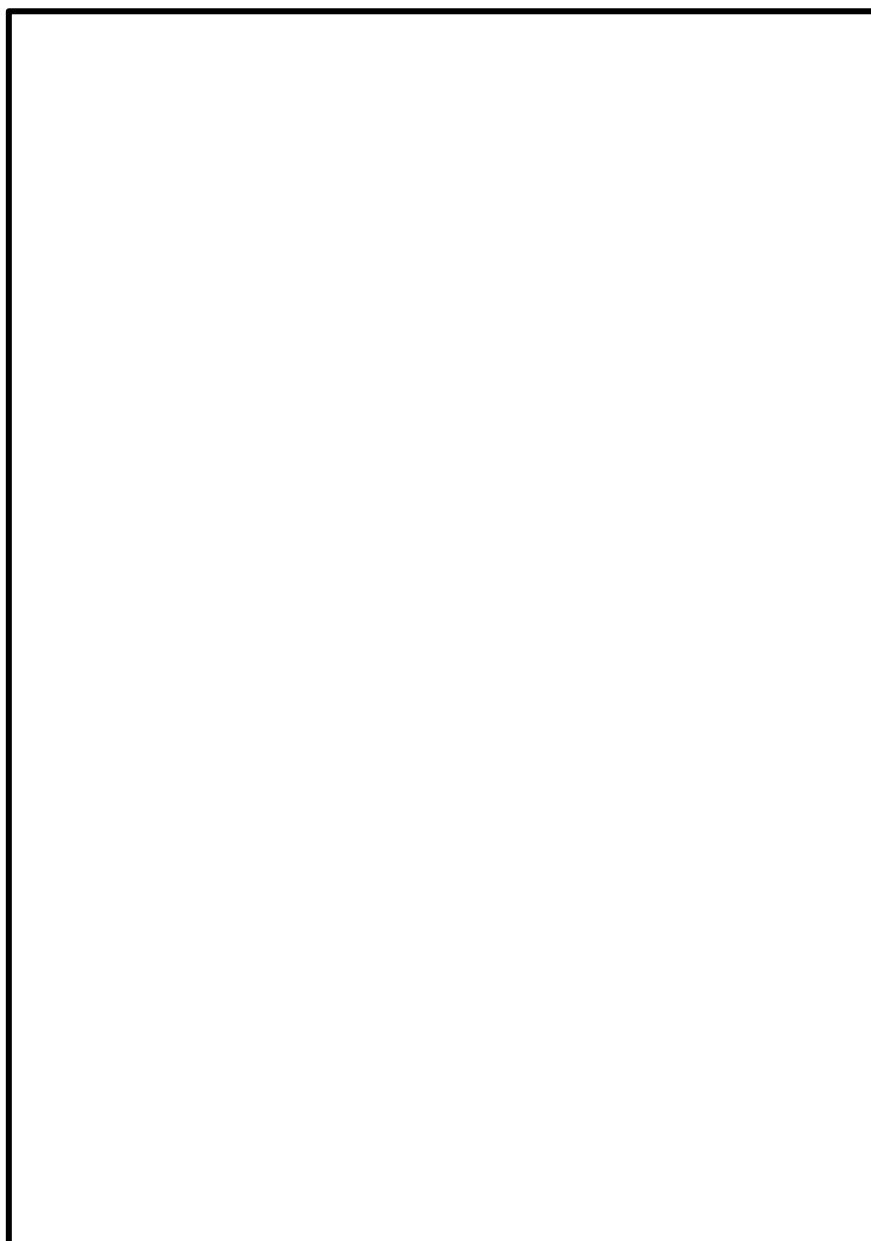


図1 第1ベントフィルタスクラバ容器内の流路（バウンダリ）

2.2.2 評価対象部位の選定

第1 ベントフィルタスクラバ容器の耐震評価における評価対象部位を図2に示す。
以下、入口配管及び分岐管をまとめて内部配管、それ以外をまとめて内部構造物と呼称する。

- | | |
|--------------|-------|
| ① 入口配管 | (P-1) |
| ② 分岐管 | (P-2) |
| ③ ベンチュリノズル | (P-3) |
| ④ 金属フィルタ | (P-4) |
| ⑤ 金属フィルタサポート | (P-5) |

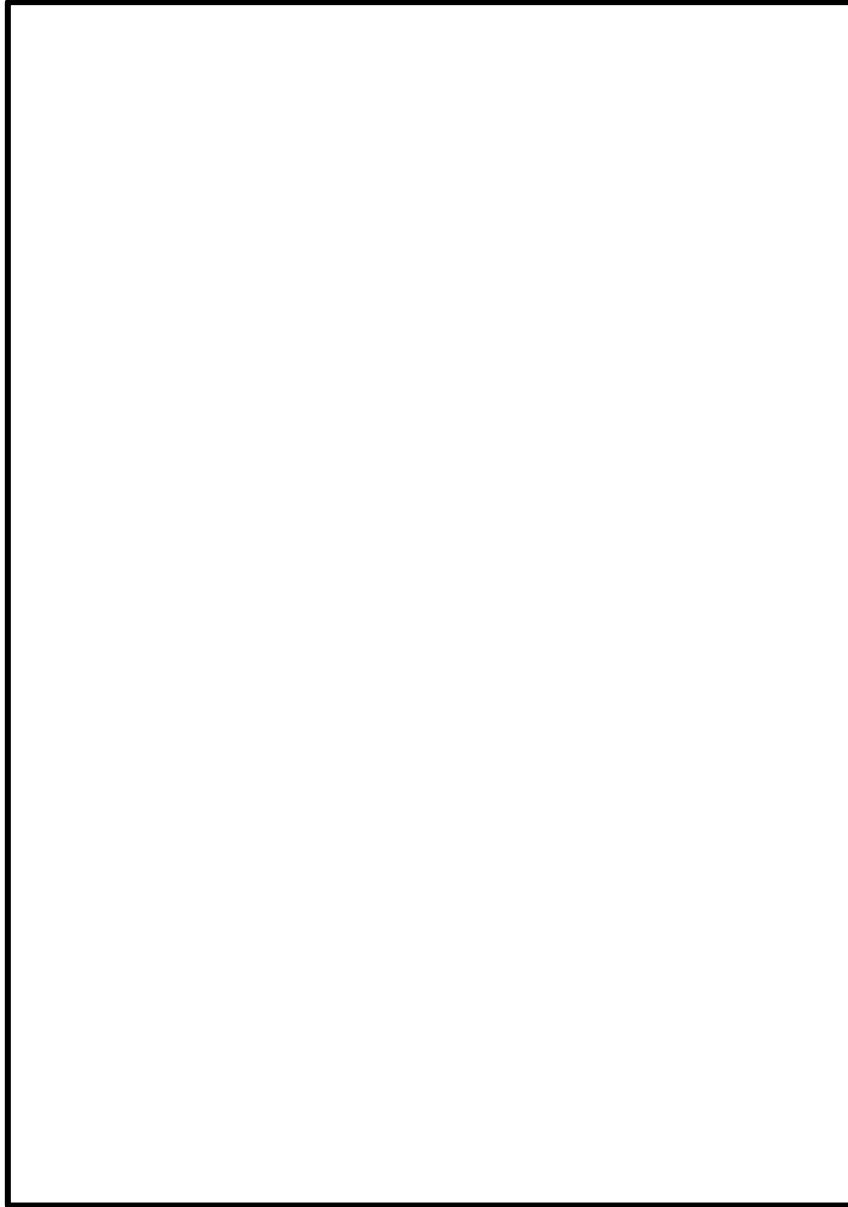


図2 第1 ベントフィルタスクラバ容器の内部構造物評価対象部位

2.2.3 評価対象部位の形状及び構造

第1 ベントフィルタスクラバ容器の評価対象部位の主要寸法を図3に、評価対象部位の詳細を表2に示す。

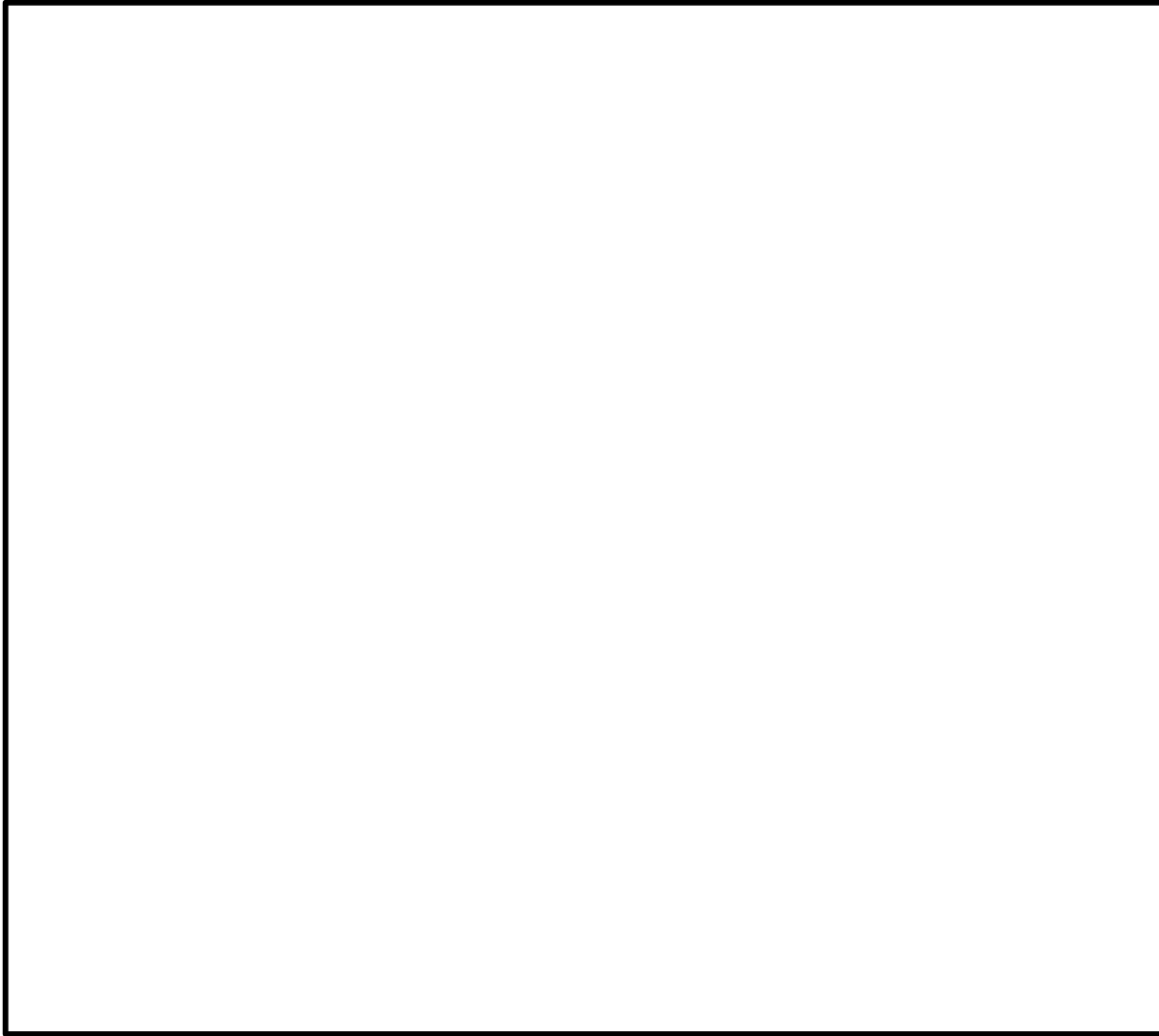


図3 評価対象部位の主要寸法

表 2 評価対象部位の詳細

評価対象	評価対象部位	評価方法
(P-1) 入口配管	入口配管	入口配管について、自重、内圧、水力学的動荷重及び地震荷重が作用した場合の発生応力値を算出し、許容応力値以下であることを確認する。
	入口配管サポート	入口配管を支持する入口配管サポートについて、自重、水力学的動荷重及び地震荷重を考慮して発生応力値を算出し、許容応力値以下であることを確認する。
(P-2) 分岐管	分岐管	分岐管について、自重、内圧、水力学的動荷重及び地震荷重が作用した場合の発生応力値を算出し、許容応力値以下であることを確認する。
	ベンチュリノズル取合い フランジ付根部	ベンチュリノズルの取合いフランジが分岐管に接続される付根部について、自重、内圧、水力学的動荷重及び地震荷重が作用した場合の発生応力値を算出し、許容応力値以下であることを確認する。
	分岐管サポート	分岐管を支持する分岐管サポートについて、自重、内圧、水力学的動荷重及び地震荷重が作用した場合の発生応力値を算出し、許容応力値以下であることを確認する。
(P-3) ベンチュリノズル	ベンチュリノズル 取付ボルト	ベンチュリノズルの取付ボルトについて、水力学的動荷重及び地震荷重が作用した場合の発生応力値を算出し、許容応力値以下であることを確認する。
(P-4) 金属フィルタ	金属フィルタ取付溶接部	金属フィルタ本体の自重を支持する金属フィルタ取付溶接部について、金属フィルタの自重及び地震荷重が作用する場合の発生応力値を算出し、許容応力値以下であることを確認する。
	金属フィルタサポートビーム	金属フィルタ（メインフィルタ）を背面から支持する金属フィルタサポートビームについて、フィルタ差圧、自重及び地震荷重が作用する場合の発生応力値を算出し、許容応力値以下であることを確認する。
(P-5) 金属フィルタ サポート	金属フィルタサポート	金属フィルタを支持する金属フィルタサポートのうち、金属フィルタを取り付けているサポート板について、金属フィルタの自重、金属フィルタの差圧及び地震荷重が作用する場合の発生応力値を算出し、許容応力値以下であることを確認する。

2.2.4 評価対象部位の使用材料

第1 ベントフィルタスクラバ容器の評価対象部位の使用材料を表3に示す。

表3 評価対象部位の使用材料

評価対象部位		材料	備考
内部配管（入口配管，分岐管）		<input type="text"/>	
内部構造物	入口配管サポート	<input type="text"/>	
	ベンチュリノズル 取付ボルト	<input type="text"/>	<input type="text"/>
	上記以外	<input type="text"/>	

2.3 固有周期

2.3.1 金属フィルタ

2.3.1.1 計算モデル

以下の方針により，金属フィルタ及び金属フィルタサポートをモデル化し，理論式（機械工学便覧）により，固有周期を算出する。

- a. モデル化範囲は，金属フィルタ及び金属フィルタサポートとする。
- b. 金属フィルタ及び金属フィルタサポートを，一様な質量及び曲げ剛性を有する長方形板としてモデル化する。曲げ剛性には金属フィルタサポートの曲げ剛性を用いる。
- c. 板の4辺を完全固定とする。
- d. 計算条件を表4に，計算モデルを図4に示す。

表4 金属フィルタの固有周期計算条件

部材	材料	評価温度 (°C)	縦弾性係数E (MPa)	ポアソン比 ν (—)
金属フィルタ サポート	<input type="text"/>	200	<input type="text"/>	0.3



図4 金属フィルタの固有周期計算モデル

e. 次式から1次モードの固有周期T（固有振動数 f）を算出する。

$$f = \boxed{}$$

$$T = \frac{1}{f}$$

ここで、

- a : 板短辺の長さ ($\boxed{}$ mm)
- b : 板長辺の長さ ($\boxed{}$ mm)
- C : 両辺の比 a/b から決まる係数
- h : 板厚 ($\boxed{}$ mm)
- D : 板の曲げ剛性 ($= Eh^3/12(1 - \nu^2)$ (N・mm))
- m_0 : 質量 ($\boxed{}$ kg)
- ρ : 単位面積当たりの質量 ($= m_0/ab$ (kg/mm²))

2.3.1.2 固有周期計算結果

固有周期計算結果を表5に示す。計算の結果、固有周期は0.05秒以下であり、剛構造であることを確認した。

表5 金属フィルタの固有周期計算結果

モード	固有周期 (s)
1次	$\boxed{}$

2.3.2 内部配管

内部配管については、「2.4.3 評価方法」に示す図6の解析モデルにより固有値解析を行い、固有周期が0.05秒以下であり、剛構造であることを確認した。固有値解析の結果を表6に、振動モード図を図5に示す。

表6 固有値解析結果

モード	固有周期(s)	刺激係数		
		X方向	Y方向	Z方向
1次		—	—	



図5 振動モード (1次モード s)

2.3.3 ベンチュリノズル

2.3.3.1 計算モデル

以下の方針により、ベンチュリノズルをモデル化し、理論式（J E A G 4 6 0 1 -1987）により、固有周期を算出する。

- a. モデル化範囲は、ベンチュリノズルとする。
- b. 集中質量をもつ質点と曲げせん断はりから構成される1質点系モデルとする。
- c. 質点位置は、ベンチュリノズルの上端とする。
- d. 曲げせん断はりの断面性能は最も断面性能が低いスロート部で代表する。
- e. 計算条件を表7に、また計算モデルを図6に示す。

表7 ベンチュリノズルの固有周期計算条件

部材	材料	評価温度 (°C)	縦弾性係数E (MPa)	ポアソン比 ν (—)
ベンチュリノズル	<input type="text"/>	200	<input type="text"/>	0.3

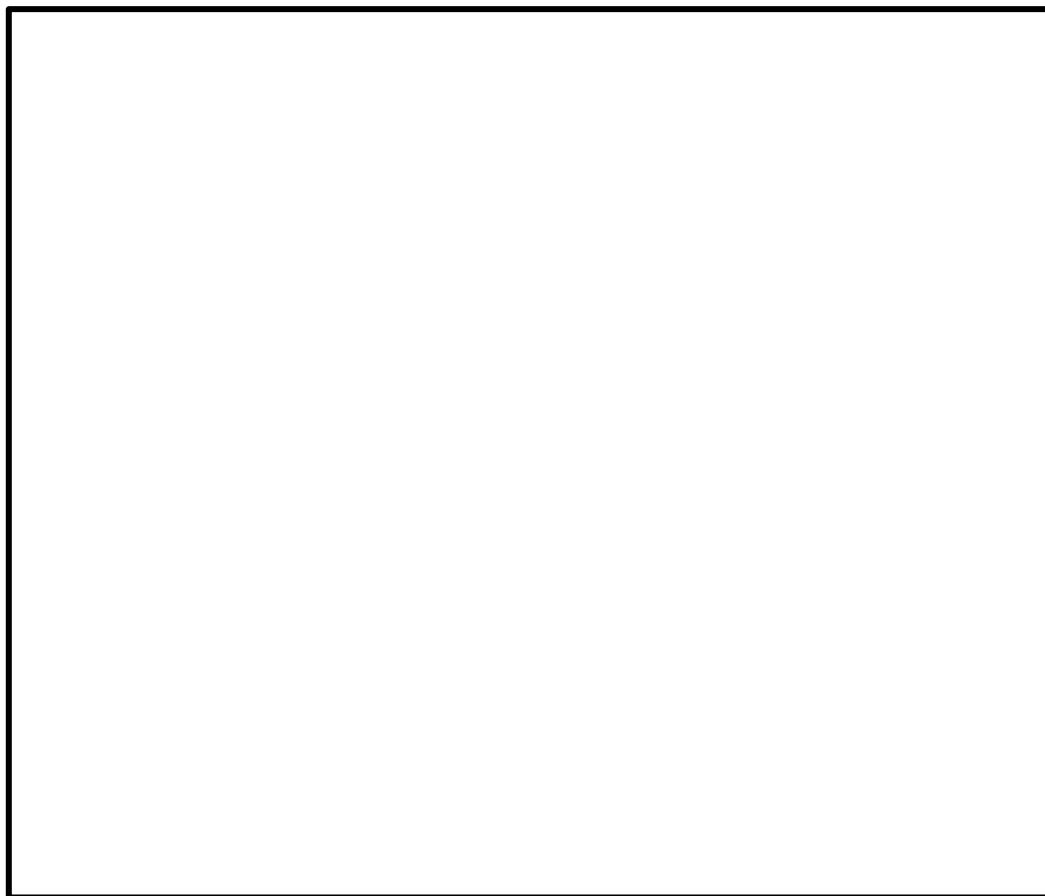


図6 ベンチュリノズルの固有周期計算モデル

- f. 次式から水平方向（x軸まわり）ばね定数 K_H 及び固有周期 T_H を算出する。
 なお、水平方向（y軸まわり）及び鉛直方向の剛性は、構造上、水平方向（x軸まわり）の剛性より高いため、固有周期の計算を省略する。

$$K_H = \boxed{}$$

$$T_H = 2\pi \sqrt{\frac{m_0}{K_H}}$$

ここで、

A : 断面積 (= $\boxed{}$ mm²)

I : x軸に関する断面二次モーメント (= $\boxed{}$ mm⁴)

G : ベンチュリノズルの横弾性係数 (= $E/2(1+\nu)$)

ℓ_g : 曲げせん断はり長さ (= $\boxed{}$ mm)

m_0 : 質量 (= $\boxed{}$ kg)

2.3.3.2 固有周期計算結果

固有周期計算結果を表8に示す。計算の結果、固有周期は0.05秒以下であり、剛構造であることを確認した。

表8 ベンチュリノズルの固有周期計算結果

方向	固有周期 (s)
水平	$\boxed{}$

2.4 構造強度評価

2.4.1 荷重及び荷重の組合せ

第1ベントフィルタスクラバ容器の内部構造物の評価においては、自重、ベント実施時内圧・差圧及び地震荷重に加えて、ベント実施時の水力的動荷重が作用する。本評価では、水力的動荷重として最も厳しくなる起動直後のクリアリング時荷重を考慮する。評価に用いる荷重を表9に示す。また、荷重の組合せを表10に示す。

表9 評価に用いる荷重

記号	荷重	荷重値
L01	自重	(各部位の支持重量による)
L02	内圧・差圧	<ul style="list-style-type: none"> ・内部配管 (内圧) : <input type="text"/> MPa ・金属フィルタ室 (差圧) : <input type="text"/> MPa
L03	水力的動荷重 (クリアリング荷重)	・ベンチュリノズル : 噴出荷重 $F1 = \text{} N^{*1}$
L04	地震荷重 (基準地震動 S_s)	(「2.4.2 設計用地震力」による)

注記*1 : 添付資料 (1) 参照

表10 荷重の組合せ

評価対象部位	荷重の組合せ
内部配管・内部構造物	L01+L02+L03+L04

2.4.2 設計用地震力

評価に用いる設計用地震力を表11に示す。

表11 設計用地震力 (重大事故等対処設備)

評価対象部位	固有周期(s) ^{*1}		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
内部配管及び内部構造物	0.05以下	0.05以下	$C_H = 4.5^{*1, *2}$	$C_V = 3.0^{*1, *2}$

注記*1 : 「2.3 固有周期」に示すように、内部配管及び内部構造物は剛構造 (固有周期 0.05 秒以下) であるため、第1ベントフィルタスクラバ容器の設計震度を適用する。

*2 : 設計用震度 I (基準地震動 S_s) を上回る設計震度

2.4.3 許容限界

第1ベントフィルタスクラバ容器の内部配管及び内部構造物は許容応力状態V_AS (V_ASとしてIV_ASの許容限界を用いる) で評価する。

使用材料の許容応力評価条件を表12に示す。また、各評価に対する許容応力を表13に示す。

2.4.4 評価方法

第1ベントフィルタスクラバ容器の内部配管及び内部構造物の応力評価方法を表14に示す。

内部配管の評価に用いた解析モデルのうち、内部配管全体をモデル化したはりモデルを図7に、分岐管部をモデル化したシェルモデルを図8に示す。内部配管の耐震評価においては、図7のはりモデルにおいて、図8のシェルモデルの端部にあたる節点における変位量及び回転角を求め、それらを図8シェルモデル端部に負荷することで入口配管及び分岐管の応力を評価する(詳細は添付資料(2)参照)。

なお、内部配管の解析に用いた「HISAP」及び「MSC NASTRAN」の検証及び妥当性確認の概要については、VI-5「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

各荷重による内部配管の一次応力及び一次+二次応力が許容応力以下となること、また、各荷重による内部構造物の一次応力が許容応力以下となることを確認する。

表 12 使用材料の許容応力評価条件*

評価対象部位		材料	温度条件 (°C)		S _y (MPa)	S _u (MPa)	S _y (R T) (MPa)	F [*] (MPa)	1.5・f _t [*] (MPa)	1.5・f _s [*] (MPa)
内部配管 (入口配管及び分岐管)		[]	最高使用温度	200	120	407	—	—	—	—
内部 構造物	入口配管 サポート	[]	最高使用温度	200	144	402	205	194	194	—
	ベンチュリノズル 取付ボルト	[] []	最高使用温度	200	144	402	205	194	145	112
	上記以外	[]	最高使用温度	200	120	407	175	162	162	93

注記*：表中の記号は、VI-2-9-4-7-1-2「第1ベントフィルタ スクラバ容器の耐震性についての計算書」に対応する。

表 13 許容応力*¹, *²

評価対象部位	許容応力状態	応力の種類		許容限界
内部配管	V _A S (V _A SとしてIV _A Sの許容限界を用いる。)	一次応力		1.5・(0.6・S _u)
		一次+二次応力		2・S _y
内部構造物 (ボルト以外)	V _A S (V _A SとしてIV _A Sの許容限界を用いる。)	一次応力	組合せ	1.5・f _t [*]
			せん断	1.5・f _s [*]
内部構造物 (ボルト)	V _A S (V _A SとしてIV _A Sの許容限界を用いる。)	一次応力	引張	f _t s [*] * ³
			せん断	1.5・f _s [*]

注記*¹：内部配管はクラス2配管，内部構造物はクラス2支持構造物の規定をそれぞれ準用して評価する。

*²：表中の記号は、VI-2-9-4-7-1-2「第1ベントフィルタ スクラバ容器の耐震性についての計算書」に対応する。

³：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（許容組合せ応力）f_ts^{}は以下の通り。

$$f_{t s}^* = \text{Min} \{ 1.4 \cdot (1.5 \cdot f_{t}^*) - 1.6 \cdot \tau, 1.5 \cdot f_{t}^* \}$$

表 14 内部配管及び内部構造物の応力評価方法 (1/4)

評価対象	評価対象部位	対象とする荷重	評価方法		準用規格
(P-1) 入口配管	入口配管	内圧 自重 クリアリング荷重 地震荷重	シェルモデルの解析による		-
	入口配管 サポート	自重 クリアリング荷重 地震荷重	$\sigma = \frac{M}{Z}$ $\tau = \frac{R}{A}$	R：対象とする荷重によりサポートに作用する反力（はりモデルの解析による） M：対象とする荷重によりサポートに作用する曲げモーメント（はりモデルの解析による） A：サポートの断面積 Z：サポートの断面係数 σ：曲げモーメントによる引張応力 τ：反力によるせん断応力	機械工学便覧
	組合せ応力		$S = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$	S：組合せ応力	機械工学便覧
(P-2) 分岐管	分岐管 ベンチュリノズル 取合いフランジ 付根部 分岐管サポート	内圧 自重 クリアリング荷重 地震荷重	シェルモデルの解析による		-

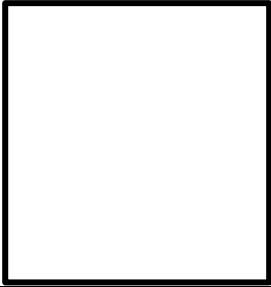
表 14 内部配管及び内部構造物の応力評価方法 (2/4)

評価対象	評価対象部位	対象とする荷重	評価方法	準用規格
(P-3) ベンチュリ ノズル	ベンチュリ ノズル 取付ボルト	クリアリング荷重 地震荷重	$\sigma = \frac{F}{A}$ $\tau = \frac{R}{A}$	<p><i>F</i> : クリアリング荷重及び地震荷重 (鉛直) による軸力 <i>R</i> : 地震荷重 (水平) によるせん断力 <i>A</i> : 取付ボルトの総断面積 σ : 軸力による引張応力 τ : せん断力によるせん断応力</p> <p>機械工学便覧</p>

表 14 内部配管及び内部構造物の応力評価方法 (3/4)

評価対象	評価対象部位	対象とする荷重	評価方法		準用規格
(P-4) 金属 フィルタ	金属フィルタ 取付溶接部	自重 地震荷重	$\tau = \frac{W}{A}$	<p>W : 対象とする荷重 A : 溶接部の断面積 τ : 対象とする荷重によるせん断応力</p>	機械工学便覧
	金属フィルタ サポート ビーム	自重 地震荷重	$\sigma_1 = \frac{M}{Z}$ $\tau_1 = \frac{R}{A}$	<p>M : 対象とする荷重による曲げモーメント R : 対象とする荷重による反力 Z : サポートビーム断面係数 A : サポートビーム断面積 σ_1 : 曲げモーメントによる引張応力 τ_1 : 反力によるせん断応力</p>	機械工学便覧
		差圧	$\sigma_2 = \frac{M}{Z}$ $\tau_2 = \frac{R}{A}$	<p>w : 差圧による等分布荷重 M : 差圧による曲げモーメント R : 差圧による反力 Z : サポートビーム断面係数 A : サポートビーム断面積 σ_2 : 曲げモーメントによる引張応力 τ_2 : 反力によるせん断応力</p>	機械工学便覧
		組合せ応力	$S = \sqrt{(\sigma_1 + \sigma_2)^2 + 3(\tau_1 + \tau_2)^2}$	S : 組合せ応力	機械工学便覧

表 14 内部配管及び内部構造物の応力評価方法 (4/4)

評価対象	評価対象部位	対象とする荷重	評価方法		準用規格
(P-5) 金属フィルタ サポート	金属フィルタ サポート	差圧 地震荷重 (水平)	$\sigma = \frac{\beta \cdot p \cdot a^2}{t^2}$ $\tau_1 = \frac{p \cdot a \cdot b}{t \times 2(a + b)}$ 	<p>p : 差圧及び地震荷重 (水平) による等分布荷重</p> <p>β : 応力係数</p> <p>t : 板厚</p> <p>a : 評価部の短辺</p> <p>b : 評価部の長辺</p> <p>σ : 等分布荷重による引張応力</p> <p>τ_1 : 等分布荷重によるせん断応力</p>	機械工学便覧
		自重 地震荷重 (鉛直)	$\tau_2 = \frac{R}{A}$	<p>R : 自重及び地震荷重 (鉛直) による反力</p> <p>A : 断面積</p> <p>τ_2 : 反力によるせん断応力</p>	機械工学便覧
		組合せ応力	$S = \sqrt{\sigma^2 + 3(\tau_1 + \tau_2)^2}$	S : 組合せ応力	機械工学便覧

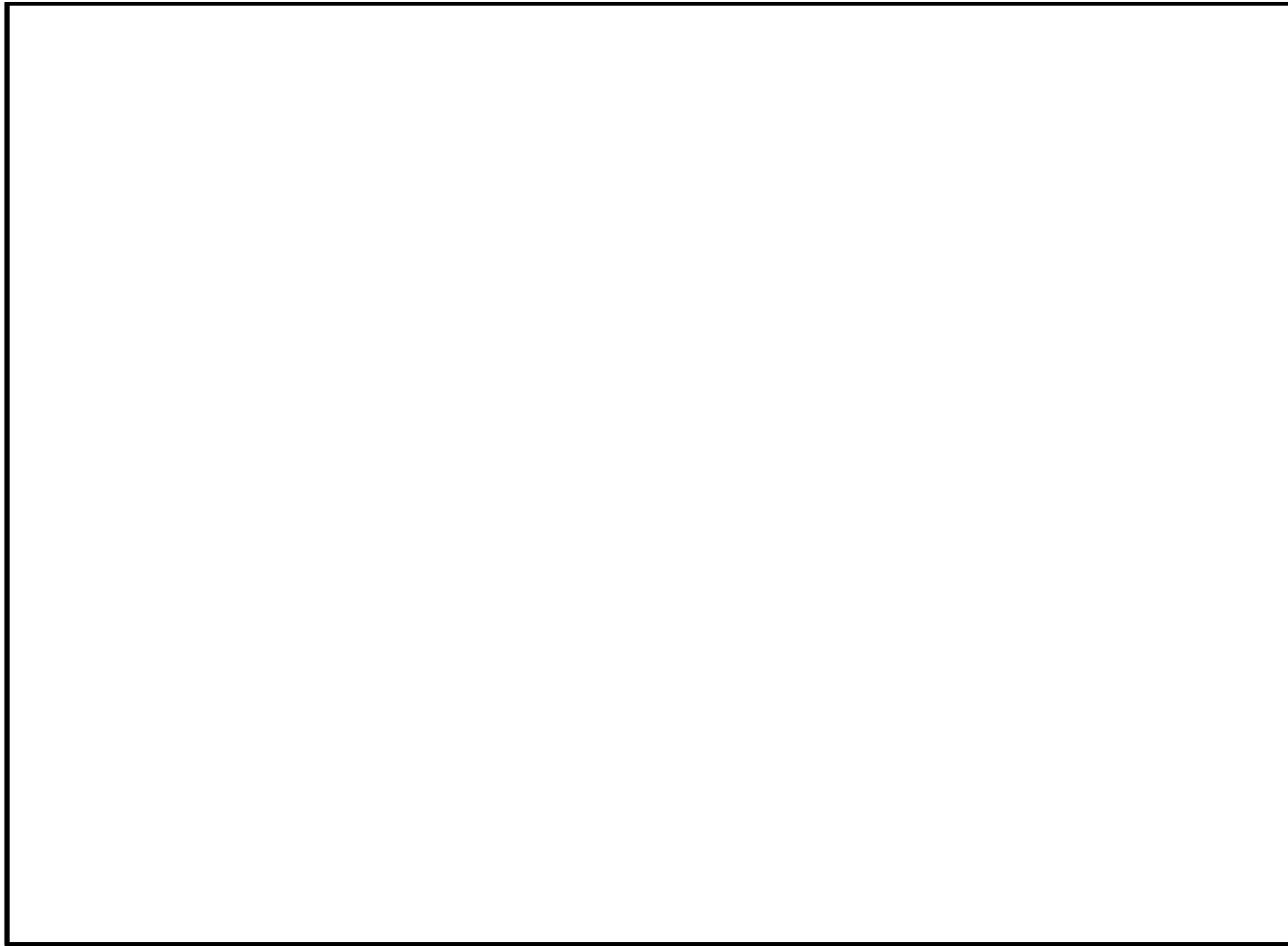


図7 内部配管はりモデル (全体)

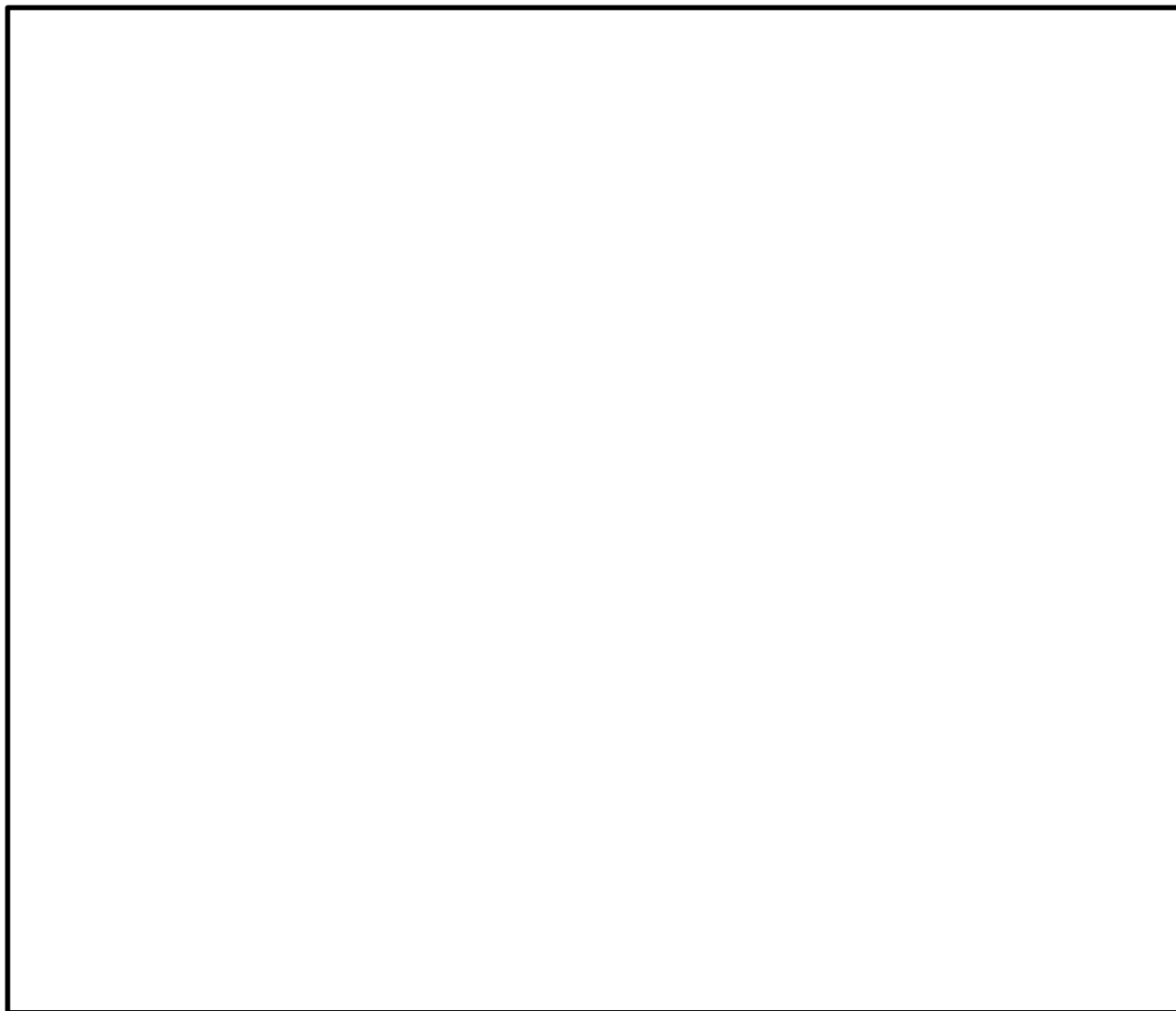


図8 内部配管シェルモデル (分岐管部)

2.5 評価結果

第1 ベントフィルタスクラバ容器の内部配管及び内部構造物における評価対象部位の評価結果を表15及び表16に示す。評価の結果、すべての評価対象部位で許容応力を満足することを確認した。

表15 内部配管の評価結果

評価対象部位	応力	算出応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
(P-1) 入口配管	一次	122	366
	一次+二次	96	240
(P-2) 分岐管	一次	97	366
	一次+二次	69	240
(P-2) ベンチュリノズル取合い フランジ付根部	一次	48	366
	一次+二次	27	240

表16 内部構造物の評価結果

評価対象部位	応力	算出応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
(P-1) 入口配管サポート	組合せ	22	194
(P-2) 分岐管サポート	組合せ	41	162
(P-3) ベンチュリノズル 取付ボルト	引張	10	145*
	せん断	1	112
(P-4) 金属フィルタ取付溶接部	せん断	3	93
(P-4) 金属フィルタ サポートビーム	組合せ	75	162
(P-5) 金属フィルタサポート	組合せ	138	162

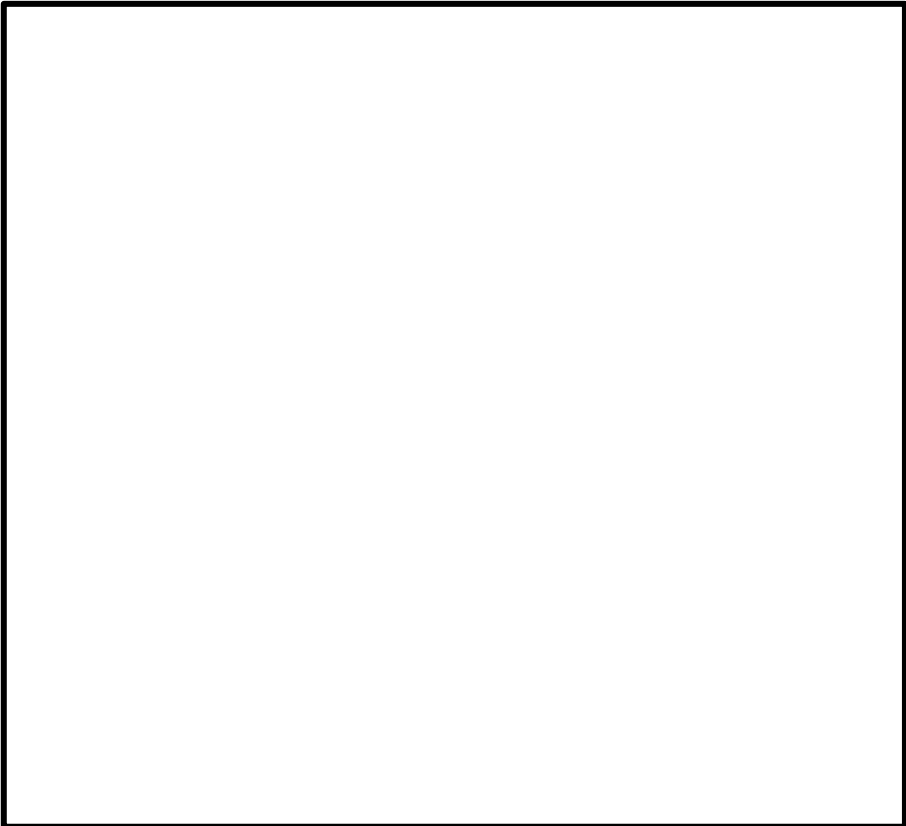
注記* : $f t s^* = \text{Min} \{ 1.4 \cdot (1.5 \cdot f t^*) - 1.6 \cdot \tau, 1.5 \cdot f t^* \}$

3. 第1ベントフィルタ銀ゼオライト容器の内部構造物の耐震評価

3.1 構造計画

第1ベントフィルタ銀ゼオライト容器内部の構造計画を表17に示す。

表 17 第 1 ベントフィルタ銀ゼオライト容器内部の構造計画

計画の概要		概略構造図
支持構造	主体構造	
銀ゼオライトフィルタ部は銀ゼオライトフィルタサポートにより支持される構造である。	第 1 ベントフィルタ銀ゼオライト容器内部は、銀ゼオライトフィルタと銀ゼオライトフィルタサポートから構成される。	

3.2 評価対象部位

3.2.1 第1ベントフィルタ銀ゼオライト容器内の流路（バウンダリ）

第1ベントフィルタ銀ゼオライト容器に送気されたベントガスは、銀ゼオライトフィルタを通過して容器外へ排気される。第1ベントフィルタ銀ゼオライト容器内の流路（バウンダリ）を図9に示す。

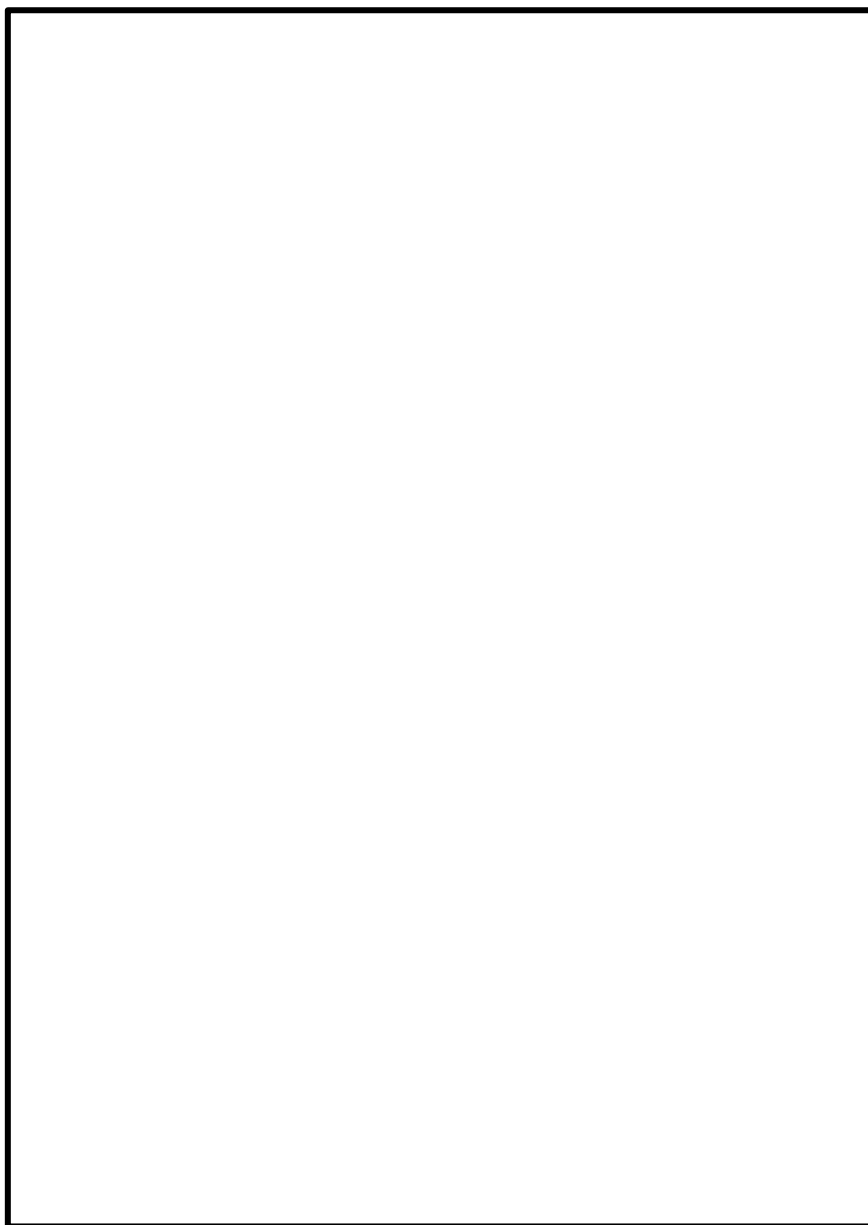


図9 第1ベントフィルタ銀ゼオライト容器内の流路（バウンダリ）

3.2.2 評価対象部位の選定

第1 ベントフィルタ銀ゼオライト容器の耐震評価における評価対象部位を図 10 に示す。以下、評価対象部位の①～⑤全体を内部構造物と呼称する。

- | | |
|-------------------|-------------------------|
| ① 円輪板 A, B, C | (P-1) (P-2) (P-3) |
| ② 薄肉円筒 D, E, F, G | (P-4) (P-5) (P-6) (P-7) |
| ③ リブ H | (P-8) |
| ④ 円盤 J | (P-9) |
| ⑤ 多孔板 K | (P-10) |

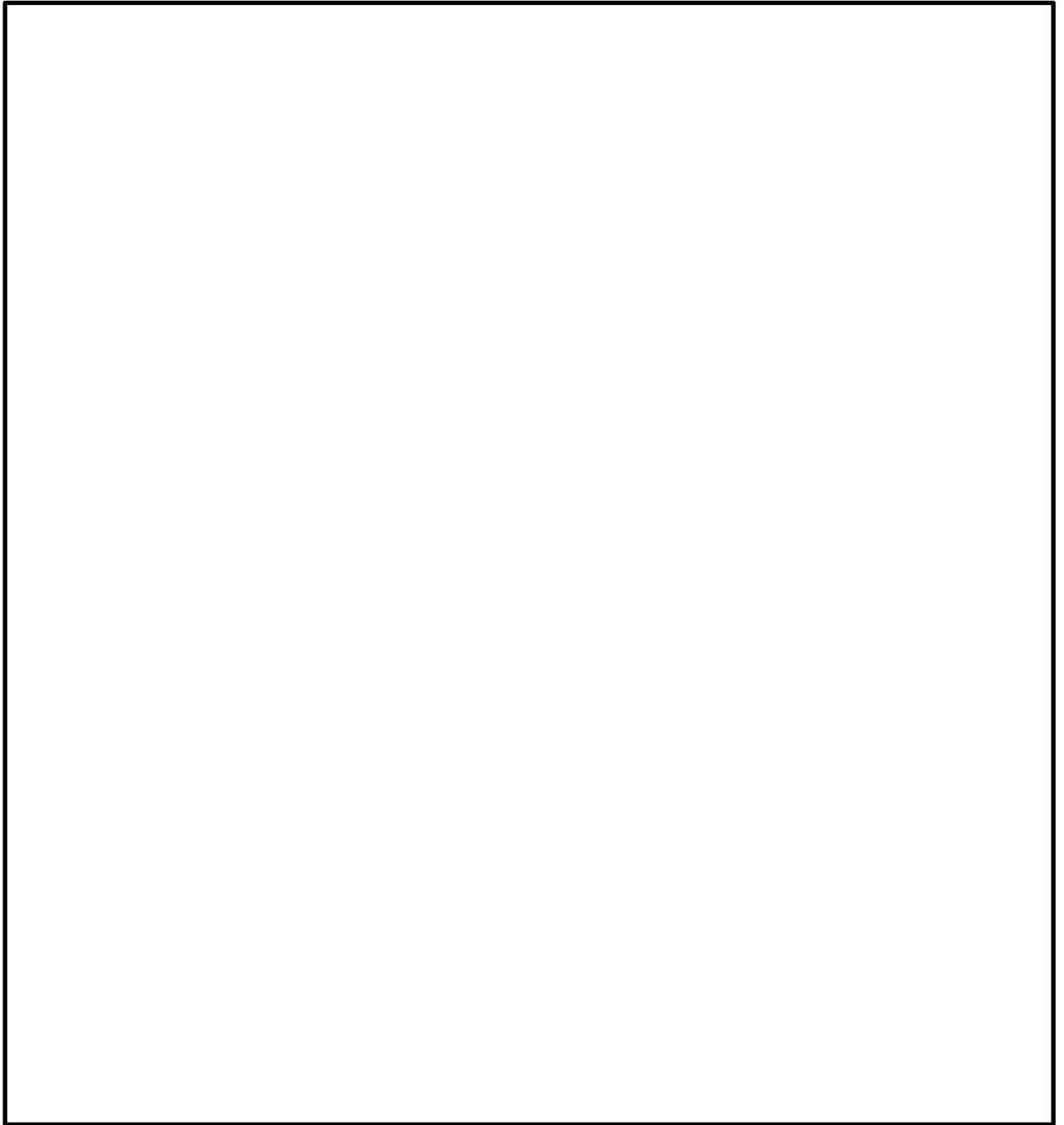


図 10 第 1 ベントフィルタ銀ゼオライト容器の内部構造物評価対象部位

3.2.3 評価対象部位の形状及び構造

第1 ベントフィルタ銀ゼオライト容器の評価対象部位の主要寸法を図 11 に、評価対象部位の詳細を表 18 に示す。

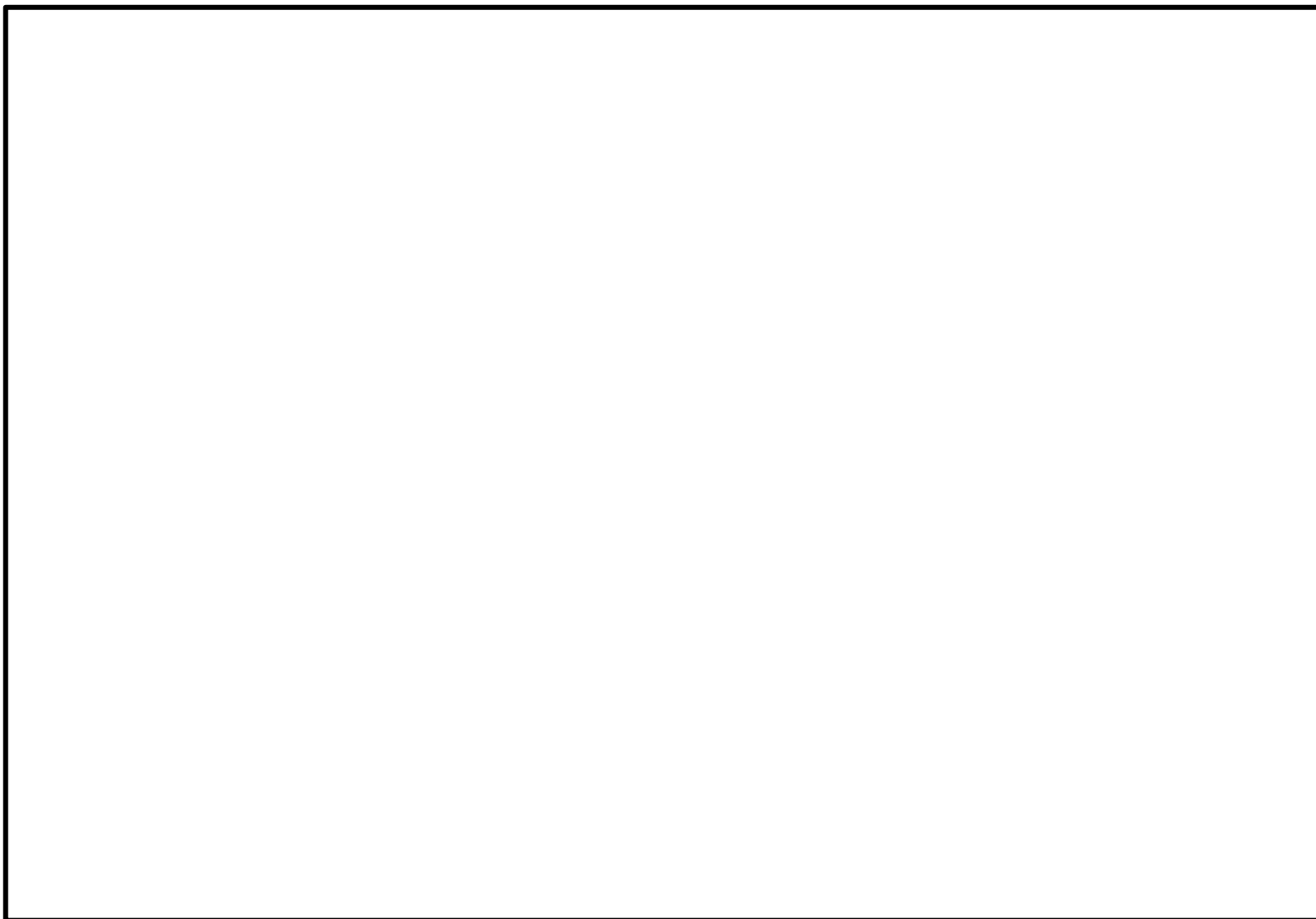


図 11 評価対象部位の主要寸法


表 18 評価対象部位の詳細

評価対象	評価対象部位	評価方法
銀ゼオライト フィルタサポート	円輪板 A, B, C	支持質量による自重, ベント実施時の差圧による荷重及び地震荷重が作用した場合の発生応力値を算出し, 許容応力以下であることを確認する。
	薄肉円筒 D, E, F, G	
	円板 J	
	リブ H	支持質量による自重及び地震荷重が作用した場合の発生応力値を算出し, 許容応力以下であることを確認する。本部位については, 構造上ベント実施時の差圧による荷重は作用しない。
	多孔板 K	自重, ベント実施時の差圧による荷重及び地震荷重が作用した場合の発生応力値を算出し, 許容応力以下であることを確認する。

3.2.4 評価対象部位の使用材料

第1 ベントフィルタ銀ゼオライト容器の評価対象部位の使用材料を表19に示す。

表19 評価対象部位の使用材料

評価対象部位	材料
内部構造物	

3.3 固有周期

3.3.1 計算モデル

以下の方針により、内部構造物をモデル化し、理論式（J E A G 4 6 0 1-1987）により、固有周期を算出する。

- a. モデル化範囲は、内部構造物全体とする。
- b. 集中質量をもつ質点と曲げせん断はりから構成される1質点系モデルとする。
- c. 質点位置は、内部構造物の重心位置とする。
- d. 曲げせん断はりは、銀ゼオライトフィルタ部とそれより下の銀ゼオライトフィルタサポートの2要素とする。
- e. 下部鏡板との接合部を固定点とする。
- f. 計算条件を表20に、計算モデルを図12に示す。

表 20 内部構造物の固有周期計算条件

部材	材料	評価温度 (°C)	縦弾性係数 (MPa)	ポアソン比 ν (—)
銀ゼオライト フィルタ部	<input type="text"/>	200	$E = $ <input type="text"/> $ *$	0.3
銀ゼオライト フィルタサポート	<input type="text"/>	200	$E_s = $ <input type="text"/>	0.3

注記*：多孔板のため補正した縦弾性係数を表す。

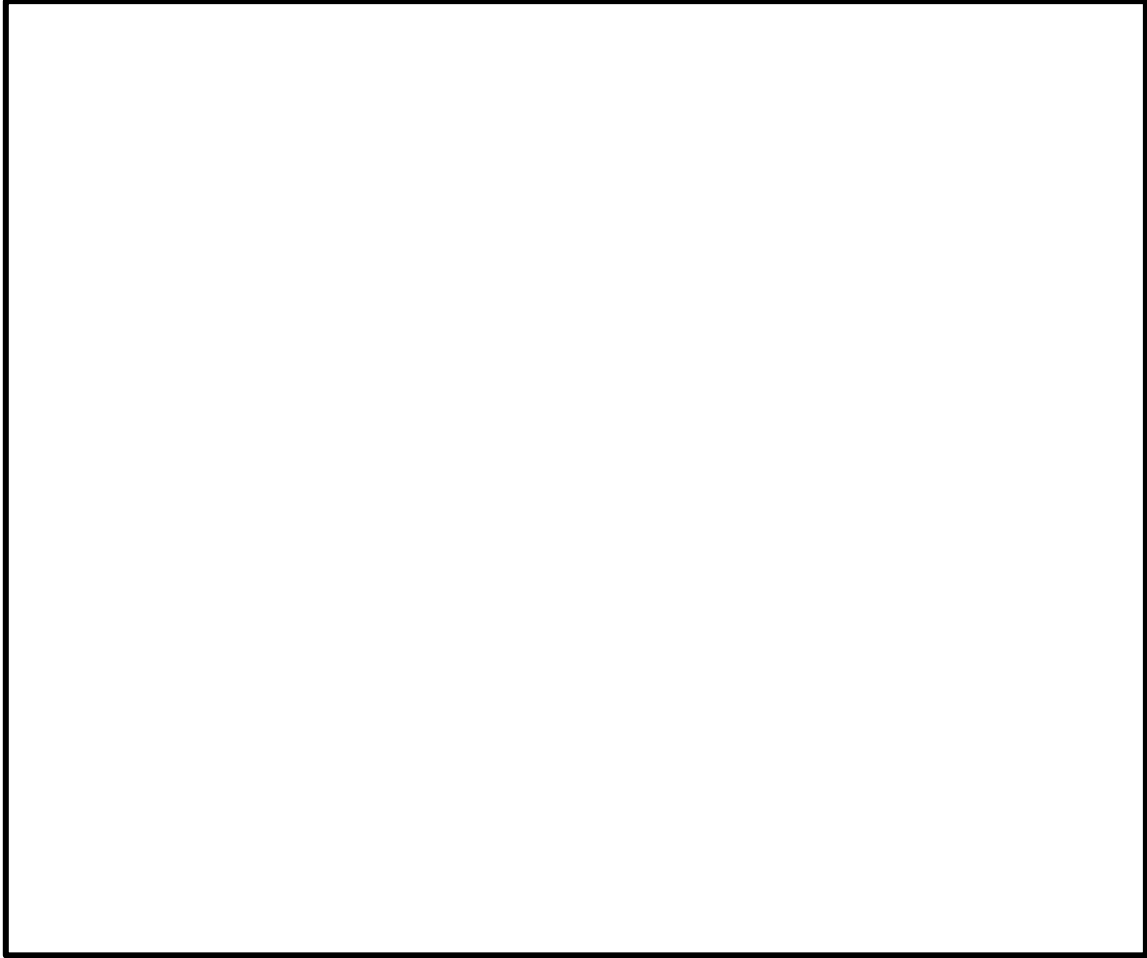


図 12 内部構造物の固有周期計算モデル

3.4 構造強度評価

3.4.1 荷重及び荷重の組合せ

第1ベントフィルタ銀ゼオライト容器の内部構造物の評価においては、自重、ベント実施時の差圧による荷重及び地震荷重が作用する。差圧については、最も厳しくなる格納容器が2Pdのときのベント実施時の差圧を考慮する。評価に用いる荷重を表22に示す。また、荷重の組合せを表23に示す。

表22 評価に用いる荷重

記号	荷重	荷重値
L01	自重	(各部位の支持質量による)
L02	差圧	銀ゼオライトフィルタ (差圧) : <input type="text"/> MPa
L04	地震荷重 (基準地震動 S_s)	(「3.4.2 設計用地震力」による)

表23 荷重の組合せ

評価対象部位	荷重の組合せ
内部構造物	L01+L02+L04

3.4.2 設計用地震力

評価に用いる設計用地震力を表24に示す。

表24 設計用地震力 (重大事故等対処設備)

評価対象部位	固有周期 (s) *1		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
内部構造物	0.05以下	0.05以下	$C_H=4.5^{*1, *2}$	$C_V=3.0^{*1, *2}$

注記*1: 「3.3 固有周期」に示すように、内部構造物は剛構造 (固有周期 0.05 秒以下) であるため、第1ベントフィルタ銀ゼオライト容器の設計震度を適用する。

*2: 設計用震度 I (基準地震動 S_s) を上回る設計震度

3.4.3 許容限界

第1ベントフィルタ銀ゼオライト容器の内部構造物は許容応力状態 V_{AS} (V_{AS} として IV_{AS} の許容限界を用いる) で評価する。

使用材料の許容応力評価条件を表25に示す。また、各評価に対する許容応力を表26に示す。

3.4.4 評価方法

第1 ベントフィルタ銀ゼオライト容器の内部構造物の応力評価方法を表 27 に示す。各荷重による内部構造物の一次応力が許容応力以下となることを確認する。さらに、薄肉円筒 D, E, F, G 及び多孔板 K については、VI-2-1-14 「機器・配管系の計算書作成の方法 添付資料-3 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」に記載の計算方法を準用し、座屈の評価を実施する。

表 25 許容応力評価条件*

評価対象部位	材料	温度条件 (°C)		S _y (MPa)	S _u (MPa)	S _y (R T) (MPa)	F (MPa)	F* (MPa)	1.5・f t* (MPa)
内部構造物		最高使用温度	200	120	407	175	162	162	162

注記*：表中の記号は，VI-2-9-4-7-1-3「第1ベントフィルタ 銀ゼオライト容器の耐震性についての計算書」に対応する。

表 26 許容応力*1, *2, *3

評価対象部位	許容応力状態	応力の種類		許容限界
内部構造物	V _A S (V _A SとしてIV _A Sの許容 限界を用いる。)	一次応力	組合せ	1.5・f t*

注記*1：内部構造物はクラス2支持構造物の規定を準用して評価する。

*2：表中の記号は，VI-2-9-4-7-1-3「第1ベントフィルタ 銀ゼオライト容器の耐震性についての計算書」に対応する。

*3：薄肉円筒D, E, F, G及び多孔板Kについては，VI-2-1-14「機器・配管系の計算書作成の方法 添付資料-3 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」に記載の計算方法を準用し，座屈の評価を実施する。

表 27 内部構造物の応力評価方法 (1/9)



評価対象	評価対象部位	対象とする荷重	評価方法		準用規格
銀ゼオライト フィルタ サポート	(P-1) 円輪板 A	自重 地震荷重	$\sigma_1 = \frac{6M}{t^2}$ $\tau_1 = \frac{W}{A}$  <p>(外周固定, 内周可動片に固定)</p>	<p>W: 自重及び地震荷重 (鉛直) による集中荷重</p> <p>M: 自重及び地震荷重 (鉛直) による曲げモーメント (単位周長あたり)</p> <p>a: 外半径</p> <p>b: 内半径</p> <p>t: 厚さ</p> <p>A: 断面積</p> <p>σ_1: 曲げモーメントによる径方向引張応力</p> <p>τ_1: 集中荷重によるせん断応力</p>	Roark' s Formulas for Stress and Strain
		差圧	$\sigma_2 = \frac{6M}{t^2}$ $\tau_2 = \frac{\pi(a^2 - b^2)q}{A}$  <p>(外周固定, 内周可動片に固定)</p>	<p>q: 差圧による等分布荷重</p> <p>M: 差圧による曲げモーメント (単位周長あたり)</p> <p>a: 外半径</p> <p>b: 内半径</p> <p>t: 厚さ</p> <p>A: 断面積</p> <p>σ_2: 曲げモーメントによる径方向引張応力</p> <p>τ_2: 等分布荷重によるせん断応力</p>	Roark' s Formulas for Stress and Strain
		組合せ応力	$S = \sqrt{(\sigma_1 + \sigma_2)^2 + 3(\tau_1 + \tau_2)^2}$	S : 組合せ応力	機械工学便覧

表 27 内部構造物の応力評価方法 (2/9)



評価対象	評価対象部位	対象とする荷重	評価方法		準用規格
銀ゼオライト フィルタ サポート	(P-2) 円輪板 B (P-3) 円輪板 C	自重 地震荷重	$\sigma_1 = \frac{6M}{t^2}$ $\tau_1 = \frac{W}{A}$  <p>(内周固定, 外周可動片に固定)</p>	W : 自重及び地震荷重 (鉛直) による集中荷重 M : 自重及び地震荷重 (鉛直) による曲げモーメント (単位周長あたり) a : 外半径 b : 内半径 t : 厚さ A : 断面積 σ_1 : 曲げモーメントによる径方向引張応力 τ_1 : 集中荷重によるせん断応力	Roark' s Formulas for Stress and Strain
		差圧	$\sigma_2 = \frac{6M}{t^2}$ $\tau_2 = \frac{\pi(a^2 - b^2)q}{A}$  <p>(内周固定, 外周可動片に固定)</p>	q : 差圧による等分布荷重 M : 差圧による曲げモーメント (単位周長あたり) a : 外半径 b : 内半径 t : 厚さ A : 断面積 σ_2 : 曲げモーメントによる径方向引張応力 τ_2 : 等分布荷重によるせん断応力	Roark' s Formulas for Stress and Strain
	組合せ応力	$S = \sqrt{(\sigma_1 + \sigma_2)^2 + 3(\tau_1 + \tau_2)^2}$	S : 組合せ応力	機械工学便覧	

表 27 内部構造物の応力評価方法 (3/9)


評価対象	評価対象部位	対象とする荷重	評価方法		準用規格
銀ゼオライト フィルタ サポート	(P-4) 薄肉円筒 D	自重	$\sigma_{x1} = \frac{W}{A}$	W : 自重による軸方向荷重, A : 断面積 σ_{x1} : 軸方向荷重による軸方向圧縮応力	機械工学便覧
		差圧	$\sigma_{x2} = \frac{W}{A}$ $\sigma_{\phi} = \frac{k^2 + 1}{k^2 - 1} q$  <p>(円筒に外圧として作用)</p>	q : 差圧 W : 差圧による軸方向荷重 Di : 内径 t : 厚さ k (= (Di + 2t)/Di) : 内外径比 A : 断面積 σ_{x2} : 軸方向荷重による軸方向圧縮応力 σ_{ϕ} : 差圧による周方向応力	機械工学便覧
		地震荷重	$\sigma_{x3} = \frac{W}{A}$ $\sigma_{x4} = \frac{M}{Z}$ $\tau = \frac{R}{A}$	W : 地震荷重 (鉛直) による軸方向荷重 M : 地震荷重 (水平) による曲げモーメント R : 地震荷重 (水平) による反力 A : 断面積, Z : 断面係数 σ_{x3} : 軸方向荷重による軸方向応力 σ_{x4} : 曲げモーメントによる軸方向応力 τ : 反力によるせん断応力	機械工学便覧
		組合せ応力	$\sigma_x = \sigma_{x1} + \sigma_{x2} + \sqrt{\sigma_{x3}^2 + \sigma_{x4}^2}$ $S = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_{\phi}^2 - \sigma_x \sigma_{\phi} + 3\tau^2}$	S : 組合せ応力	機械工学便覧
		座屈の評価	$\frac{\eta(\sigma_{x1} + \sigma_{x2} + \sigma_{x3})}{f_c} + \frac{\eta\sigma_{x4}}{f_b} \leq 1$	η : 座屈応力に対する安全率 f_b : 曲げモーメントに対する許容座屈応力 f_c : 軸圧縮荷重に対する許容座屈応力	J E A G 4 6 0 1 -1987

表 27 内部構造物の応力評価方法 (4/9)


評価対象	評価対象部位	対象とする荷重	評価方法		準用規格
銀ゼオライト フィルタ サポート	(P-5) 薄肉円筒 E	自重	$\sigma_{x1} = \frac{W}{A}$	W : 自重による軸方向荷重, A : 断面積 σ_{x1} : 軸方向荷重による軸方向圧縮応力	機械工学便覧
		差圧	$\sigma_{x2} = \frac{W}{A}$ $\sigma_{\phi} = \frac{q(D_i + 1.2t)}{2t}$  <p>(円筒に内圧として作用)</p>	q : 差圧 W : 差圧による軸方向荷重 D _i : 内径 t : 厚さ A : 断面積 σ_{x2} : 軸方向荷重による軸方向圧縮応力 σ_{ϕ} : 差圧による周方向応力	機械工学便覧 J E A G 4 6 0 1 -1987
		地震荷重	$\sigma_{x3} = \frac{W}{A}$ $\sigma_{x4} = \frac{M}{Z}$ $\tau = \frac{R}{A}$	W : 地震荷重 (鉛直) による軸方向荷重 M : 地震荷重 (水平) による曲げモーメント R : 地震荷重 (水平) による反力 A : 断面積, Z : 断面係数 σ_{x3} : 軸方向荷重による軸方向応力 σ_{x4} : 曲げモーメントによる軸方向応力 τ : 反力によるせん断応力	機械工学便覧
		組合せ応力	$\sigma_x = \sigma_{x1} + \sigma_{x2} + \sqrt{\sigma_{x3}^2 + \sigma_{x4}^2}$ $S = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_{\phi}^2 - \sigma_x \sigma_{\phi} + 3\tau^2}$	S : 組合せ応力	機械工学便覧
		座屈の評価	$\frac{\eta(\sigma_{x1} + \sigma_{x2} + \sigma_{x3})}{f_c} + \frac{\eta\sigma_{x4}}{f_b} \leq 1$	η : 座屈応力に対する安全率 f _b : 曲げモーメントに対する許容座屈応力 f _c : 軸圧縮荷重に対する許容座屈応力	J E A G 4 6 0 1 -1987

表 27 内部構造物の応力評価方法 (5/9)


評価対象	評価対象部位	対象とする荷重	評価方法		準用規格
銀ゼオライト フィルタ サポート	(P-6) 薄肉円筒 F	自重	$\sigma_{x1} = \frac{W}{A}$	W : 自重による軸方向荷重, A : 断面積 σ_{x1} : 軸方向荷重による軸方向圧縮応力	機械工学便覧
		差圧	$\sigma_{x2} = \frac{W}{A}$ $\sigma_{\phi} = \frac{k^2 + 1}{k^2 - 1} q$  (円筒に外圧として作用)	q : 差圧 W : 差圧による軸方向荷重 Di : 内径 t : 厚さ k (= (Di + 2t)/Di) : 内外径比 A : 断面積 σ_{x2} : 軸方向荷重による軸方向引張応力 σ_{ϕ} : 差圧による周方向応力	機械工学便覧
		地震荷重	$\sigma_{x3} = \frac{W}{A}$ $\sigma_{x4} = \frac{M}{Z}$ $\tau = \frac{R}{A}$	W : 地震荷重 (鉛直) による軸方向荷重 M : 地震荷重 (水平) による曲げモーメント R : 地震荷重 (水平) による反力 A : 断面積, Z : 断面係数 σ_{x3} : 軸方向荷重による軸方向応力 σ_{x4} : 曲げモーメントによる軸方向応力 τ : 反力によるせん断応力	機械工学便覧
		組合せ応力	$\sigma_x = \sigma_{x1} + \sigma_{x2} + \sqrt{\sigma_{x3}^2 + \sigma_{x4}^2}$ $S = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_{\phi}^2 - \sigma_x \sigma_{\phi} + 3\tau^2}$	S : 組合せ応力	機械工学便覧
		座屈の評価	$\frac{\eta(\sigma_{x1} + \sigma_{x2} + \sigma_{x3})}{f_c} + \frac{\eta\sigma_{x4}}{f_b} \leq 1$	η : 座屈応力に対する安全率 f_b : 曲げモーメントに対する許容座屈応力 f_c : 軸圧縮荷重に対する許容座屈応力	J E A G 4 6 0 1 -1987

表 27 内部構造物の応力評価方法 (6/9)

評価対象	評価対象部位	対象とする荷重	評価方法		準用規格
銀ゼオライト フィルタ サポート	(P-7) 薄肉円筒 G	自重	$\sigma_{x1} = \frac{W}{A}$	<p>W : 自重による軸方向荷重 A : 断面積 σ_{x1} : 軸方向荷重による軸方向圧縮応力</p>	機械工学便覧
		地震荷重	$\sigma_{x3} = \frac{W}{A}$ $\sigma_{x4} = \frac{M}{Z}$ $\tau = \frac{R}{A}$	<p>W : 地震荷重 (鉛直) による軸方向荷重 M : 地震荷重 (水平) による曲げモーメント R : 地震荷重 (水平) による反力 A : 断面積 Z : 断面係数 σ_{x3} : 軸方向荷重による軸方向応力 σ_{x4} : 曲げモーメントによる軸方向応力 τ : 反力によるせん断応力</p>	機械工学便覧
		組合せ応力	$\sigma_x = \sigma_{x1} + \sqrt{\sigma_{x3}^2 + \sigma_{x4}^2}$ $S = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau^2}$	S : 組合せ応力	機械工学便覧
		座屈の評価	$\frac{\eta(\sigma_{x1} + \sigma_{x3})}{f_c} + \frac{\eta\sigma_{x4}}{f_b} \leq 1$	<p>η : 座屈応力に対する安全率 f_b : 曲げモーメントに対する許容座屈応力 f_c : 軸圧縮荷重に対する許容座屈応力</p>	J E A G 4 6 0 1 -1987

表 27 内部構造物の応力評価方法 (7/9)


評価対象	評価対象部位	対象とする荷重	評価方法		準用規格
銀ゼオライト フィルタ サポート	(P-8) リブ H	自重 地震荷重	$\sigma = \frac{M}{Z}$ $\tau = \frac{R}{A}$ 	W : 自重及び地震荷重 (鉛直) による荷重 R : 自重及び地震荷重 (鉛直) による反力 M : 自重及び地震荷重 (鉛直) による曲げモーメント h : リブの高さ t : リブの厚さ ℓ : リブの長さ Z : リブの断面係数 A : リブの断面積 σ : 曲げモーメントによる引張応力 τ : 反力によるせん断応力	機械工学便覧
		組合せ応力	$S = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$	S : 組合せ応力	機械工学便覧

表 27 内部構造物の応力評価方法 (8/9)



評価対象	評価対象部位	対象とする荷重	評価方法		準用規格
銀ゼオライト フィルタ サポート	(P-9) 円板 J	自重 地震荷重	$\sigma_{\theta 1} = \sigma_{r 1} = \frac{W}{t^2} (1 + \nu) (0.485 \ln \frac{r}{t} + 0.52)$ 	<p>W : 自重及び地震荷重 (鉛直) による軸方向荷重</p> <p>r : 円板の半径</p> <p>t : 円板の厚さ</p> <p>ν : ポアソン比</p> <p>σ_{θ1} : 軸方向荷重による径方向引張応力</p> <p>σ_{r1} : 軸方向荷重による周方向引張応力</p>	機械工学便覧
		差圧	$\sigma_{\theta 2} = \sigma_{r 2} = \frac{3qr^2}{8t^2} (1 + \nu)$ 	<p>q : 差圧</p> <p>r : 円板の半径</p> <p>t : 円板の厚さ</p> <p>ν : ポアソン比</p> <p>σ_{θ2} : 差圧による径方向引張応力</p> <p>σ_{r2} : 差圧による周方向引張応力</p>	機械工学便覧
		組合せ応力	$\sigma_{\theta} = \sigma_{\theta 1} + \sigma_{\theta 2}$ $\sigma_r = \sigma_{r 1} + \sigma_{r 2}$ $S = \sqrt{\sigma_{\theta}^2 + \sigma_r^2 - \sigma_{\theta} \sigma_r}$	S : 組合せ応力	機械工学便覧

表 27 内部構造物の応力評価方法 (9/9)

評価対象	評価対象部位	対象とする荷重	評価方法		準用規格
銀ゼオライト フィルタ サポート	(P-10) 多孔板 K	自重	$\sigma_{x1} = \frac{W}{A}$	<p>W : 自重による軸方向荷重</p> <p>A : 断面積</p> <p>σ_{x1} : 軸方向荷重による軸方向圧縮応力</p>	機械工学便覧
		差圧	$\sigma_{x2} = \frac{W}{A}$ $\sigma_{\phi} = \frac{q(D_i + 1.2t)}{2t}$	<p>q : 差圧</p> <p>W : 差圧による軸方向荷重</p> <p>D_i : 内径, t : 厚さ</p> <p>A : 断面積</p> <p>σ_{x2} : 軸方向荷重による軸方向引張応力</p> <p>σ_{ϕ} : 差圧による周方向応力</p>	機械工学便覧
		地震荷重	$\sigma_{x3} = \frac{W}{A}$ $\sigma_{x4} = \frac{M}{Z}$ $\tau = \frac{R}{A}$	<p>W : 地震荷重 (鉛直) による軸方向荷重</p> <p>M : 地震荷重 (水平) による曲げモーメント</p> <p>R : 地震荷重 (水平) による反力</p> <p>A : 断面積, Z : 断面係数</p> <p>σ_{x3} : 軸方向荷重による軸方向応力</p> <p>σ_{x4} : 曲げモーメントによる軸方向応力</p> <p>τ : 反力によるせん断応力</p>	機械工学便覧
		組合せ応力	$\sigma_x = \sigma_{x1} + \sigma_{x2} + \sqrt{\sigma_{x3}^2 + \sigma_{x4}^2}$ $S = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_{\phi}^2 - \sigma_x \sigma_{\phi} + 3\tau^2}$	S : 組合せ応力	機械工学便覧
		座屈の評価	$\frac{\eta(\sigma_{x1} + \sigma_{x2} + \sigma_{x3})}{f_c} + \frac{\eta\sigma_{x4}}{f_b} \leq 1$	<p>η : 座屈応力に対する安全率</p> <p>f_b : 曲げモーメントに対する許容座屈応力</p> <p>f_c : 軸圧縮荷重に対する許容座屈応力</p>	J E A G 4 6 0 1 -1987

3.5 評価結果

第1 ベントフィルタ銀ゼオライト容器の内部構造物における評価対象部位の評価結果を表28に示す。評価の結果、すべての部位で許容応力を満足することを確認した。

表28 内部構造物の評価結果

評価対象部位	応力	算出応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
(P-1) 円輪板 A	組合せ	7	162
(P-2) 円輪板 B	組合せ	62	162
(P-3) 円輪板 C	組合せ	88	162
(P-4) 薄肉円筒 D	組合せ	2	162
	座屈の評価	0.01 (無次元)	
(P-5) 薄肉円筒 E	組合せ	18	162
	座屈の評価	0.10 (無次元)	
(P-6) 薄肉円筒 F	組合せ	32	162
	座屈の評価	0.21 (無次元)	
(P-7) 薄肉円筒 G	組合せ	150	162
	座屈の評価	0.98 (無次元)	
(P-8) リブ H	組合せ	137	162
(P-9) 円板 J	組合せ	18	162
(P-10) 多孔板 K	組合せ	33	162
	座屈の評価	0.13 (無次元)	

4. 結論

第1 ベントフィルタスクラバ容器及び第1 ベントフィルタ銀ゼオライト容器の内部構造物の耐震評価を行い、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。

5. 添付資料

- (1) 第1 ベントフィルタスクラバ容器の内部配管に作用する流体力
- (2) 第1 ベントフィルタスクラバ容器の分岐管の耐震評価手順について

添付資料（1） 第1 ベントフィルタスクラバ容器の内部配管に作用する流体力

ベント実施時に、第1 ベントフィルタスクラバ容器の内部配管に作用する流体力としては、下記の荷重が考えられる（図1 参照）。

- ① ベント開始後のスクラビング水排出時にベンチュリノズルに作用する荷重（クリアリング荷重）
- ② ベント実施中のベントガス噴出時にベンチュリノズルに作用する荷重（ベントガス噴出荷重）

評価の結果、クリアリング時の荷重の方が大きいため、評価には表1に示すクリアリング時荷重 F1 を用いる。

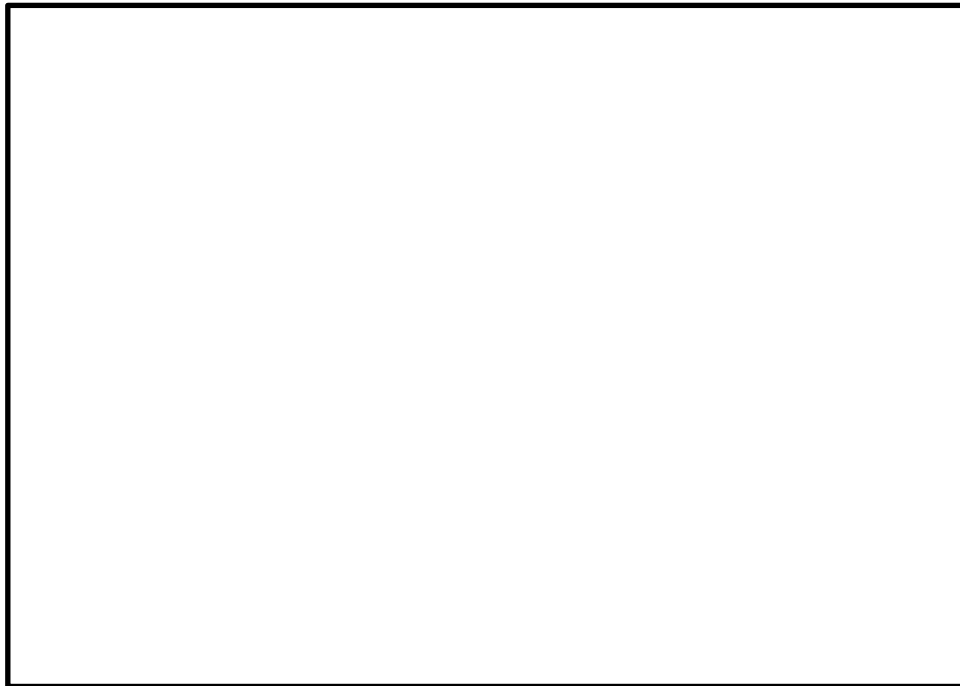


図1 内部配管に作用するベント実施時流体力

表1 内部配管評価に用いるクリアリング時荷重

クリアリング時の荷重	評価に用いる荷重(N)
ベンチュリノズルに作用する クリアリング荷重 F1	□

【ベント開始後のスクラビング水排出時にベンチュリノズルに作用する荷重(クリアリング荷重)F1】

ベントが開始されると、原子炉格納容器からのベントガス及び入口配管内の窒素ガスにより、第1ベントフィルタスクラバ容器内の内部配管内のスクラビング水が押し出される。押し出されたスクラビング水は、図2に示すように、ベンチュリノズルの天板(カバープレート内面)にあたり、クリアリング荷重 F1 が作用する。

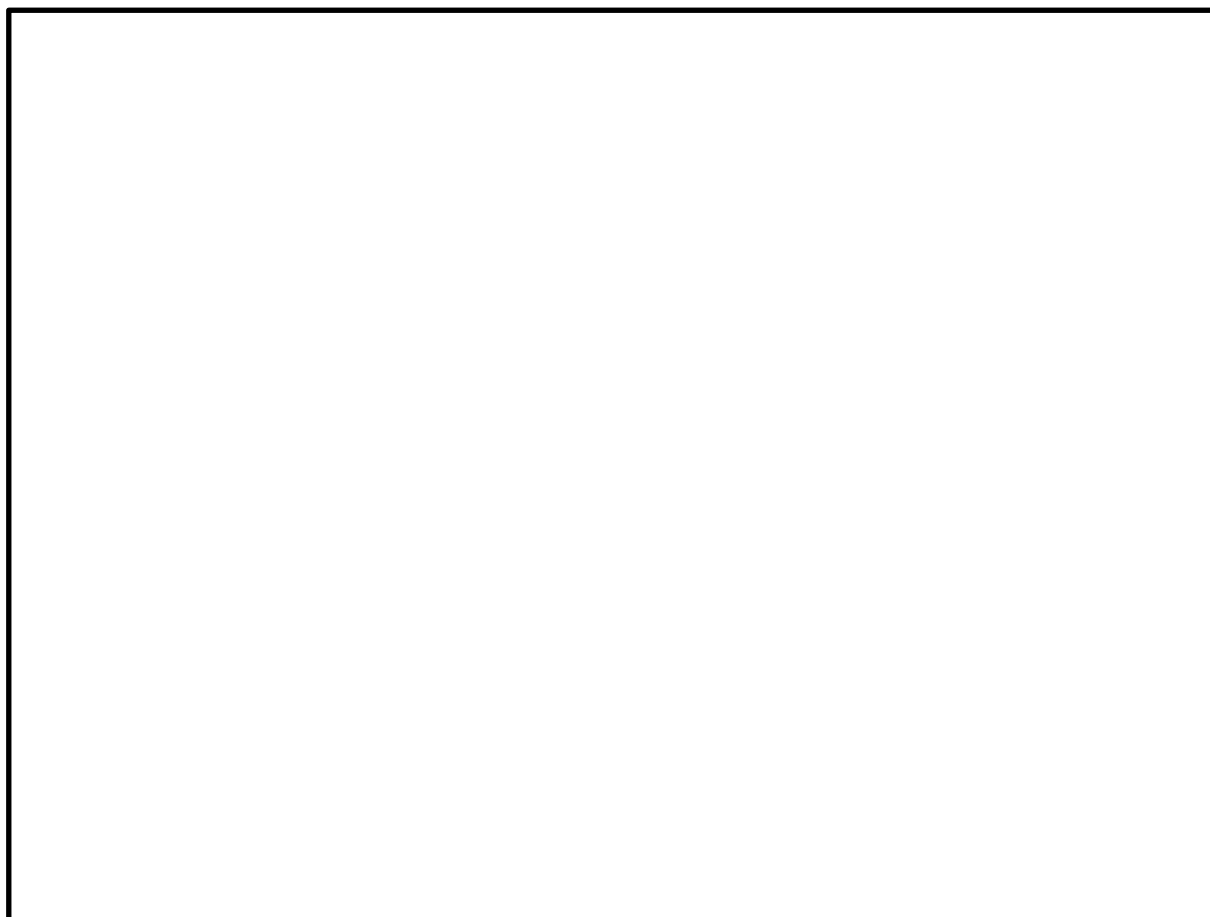


図2 ベンチュリノズルに作用するクリアリング荷重 F1

【ベント実施中のベントガス噴出時にベンチュリノズルに作用する荷重（ベントガス噴出荷重）F1】

ベント実施中は、前記スクラビング水排出時同様に、原子炉格納容器からのベントガスが、

□ことによる噴出荷重 F1 が作用する。

前記スクラビング水排出時同様に F1 は次式で計算される。

$$F1 = \square$$

ここで、

ρ_{gas} : ベントガスの密度 = \square kg/m³

A1 : スロート部断面積 = \square m²

V1 : スロート部流速 (m/s)

Q = \square m³/s @ 2Pd とすると、ベンチュリノズル数 n = \square 本より、

V1 = \square m/s

θ : 噴出角度 = \square

よって、

$$F1 = \square \text{ N}$$

密度差により、密度が大きいスクラビング水排出時のクリアリング荷重のほうが大きくなる。

添付資料（２） 第１ベントフィルタスクラバ容器の内部配管の耐震評価手順について

1. 評価手順について

内部配管の耐震評価には、図１に示すモデル化範囲についてモデル化した図２及び図３に示すはりモデル（全体）並びに図４に示すシェルモデル（分岐管部）の２種類のモデルを用いる。解析評価の概略手順を下記に示す。

なお、閉止フランジ付根部の評価は、ベンチュリノズル取合いフランジ付根部の評価に包絡されることから、シェルモデル（図４参照）ではモデルの簡略化のため、モデル化していない。

- (1) 図１に示す範囲をはりモデルでモデル化し、自重、クリアリング荷重及び地震荷重の解析を行う。なお、境界条件を図３に示す。

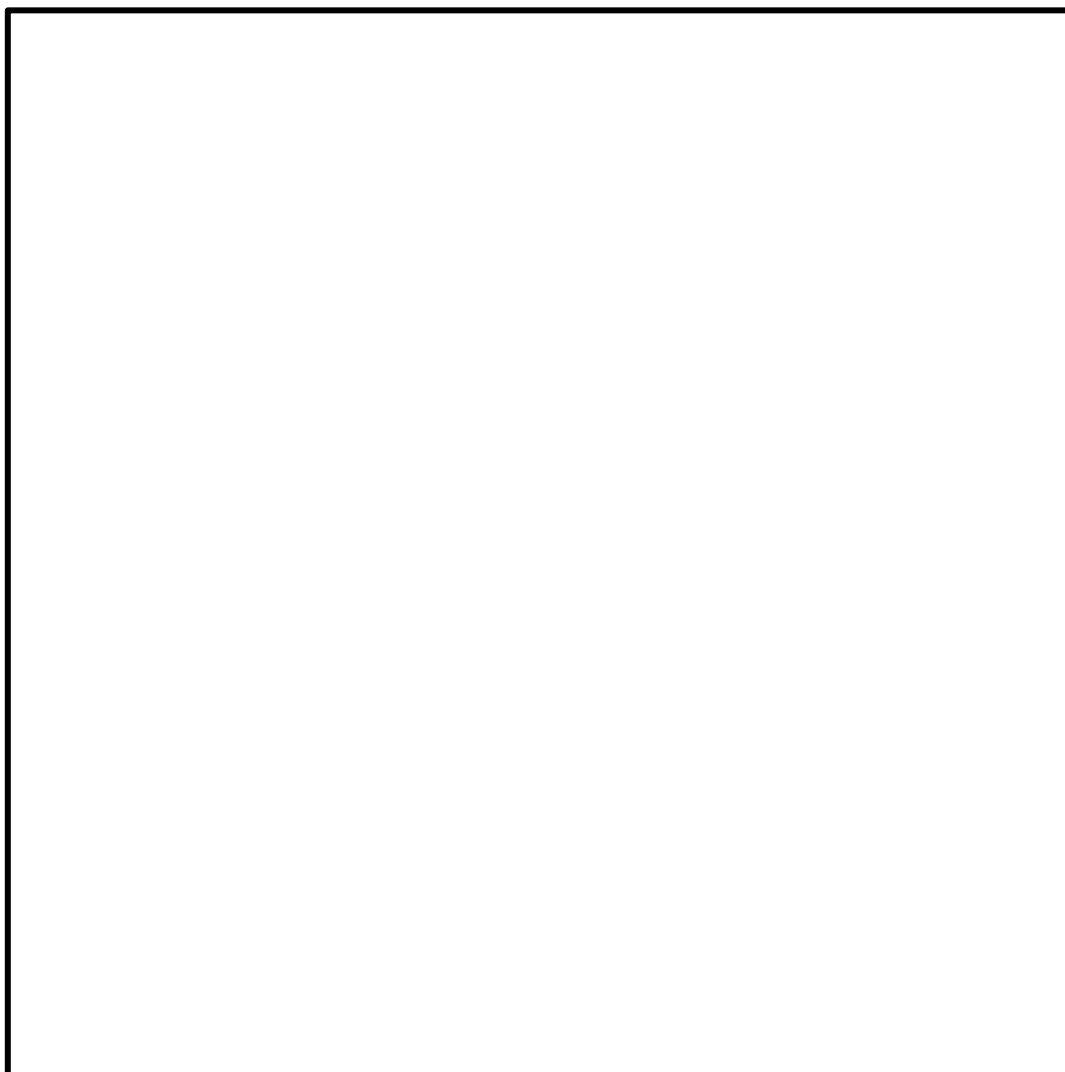


図１ 内部配管はりモデルのモデル化範囲

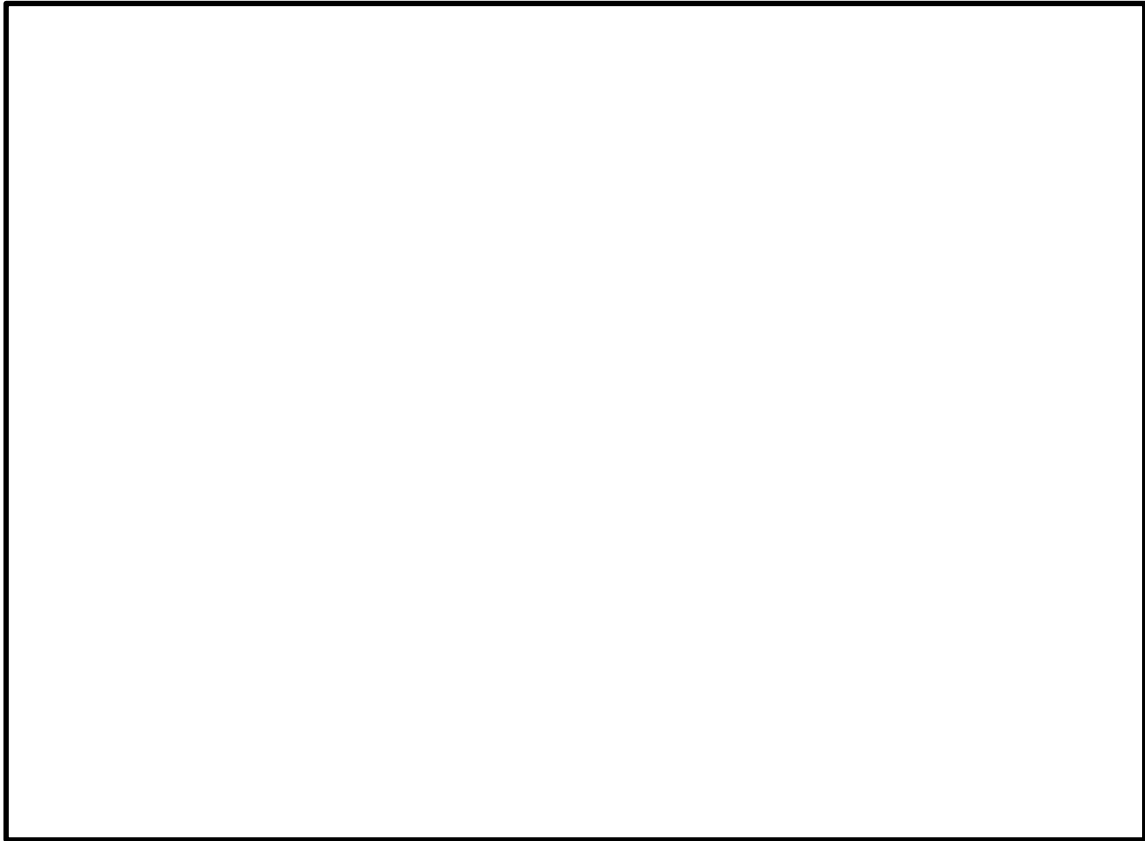


図2 内部配管はりモデル (全体)

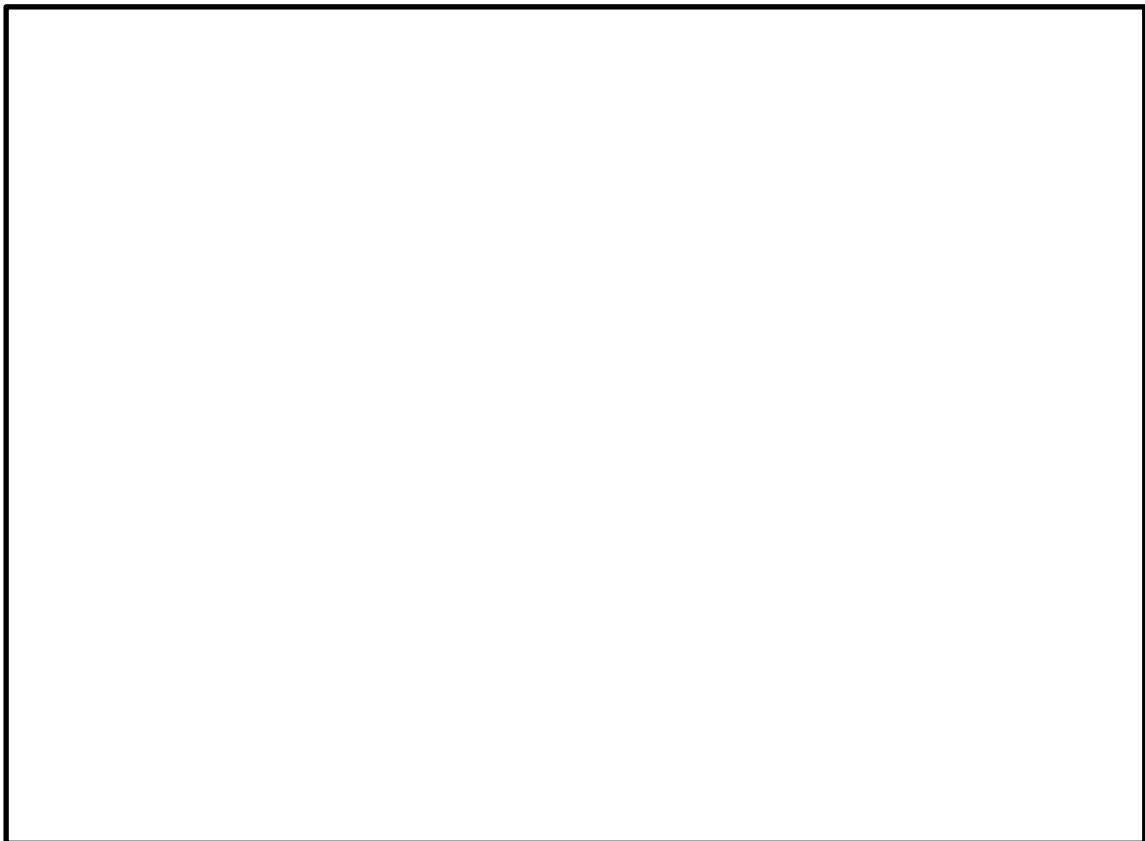


図3 内部配管はりモデルの境界条件

- (2) 図4のシェルモデルの端部にあたるはりモデルの節点における変位量 δ 及び回転角 θ を、荷重ごとに求める。
- (3) (2)で求めた δ , θ をシェルモデル端部に負荷し、自重、クリアリング荷重及び地震荷重作用時の各部の詳細応力を評価する。なお、シェルモデルでは内圧による応力も算出する。
- (4) 内圧、自重、クリアリング荷重及び地震荷重による応力を足し合わせて最大応力を求め、許容応力と比較する。

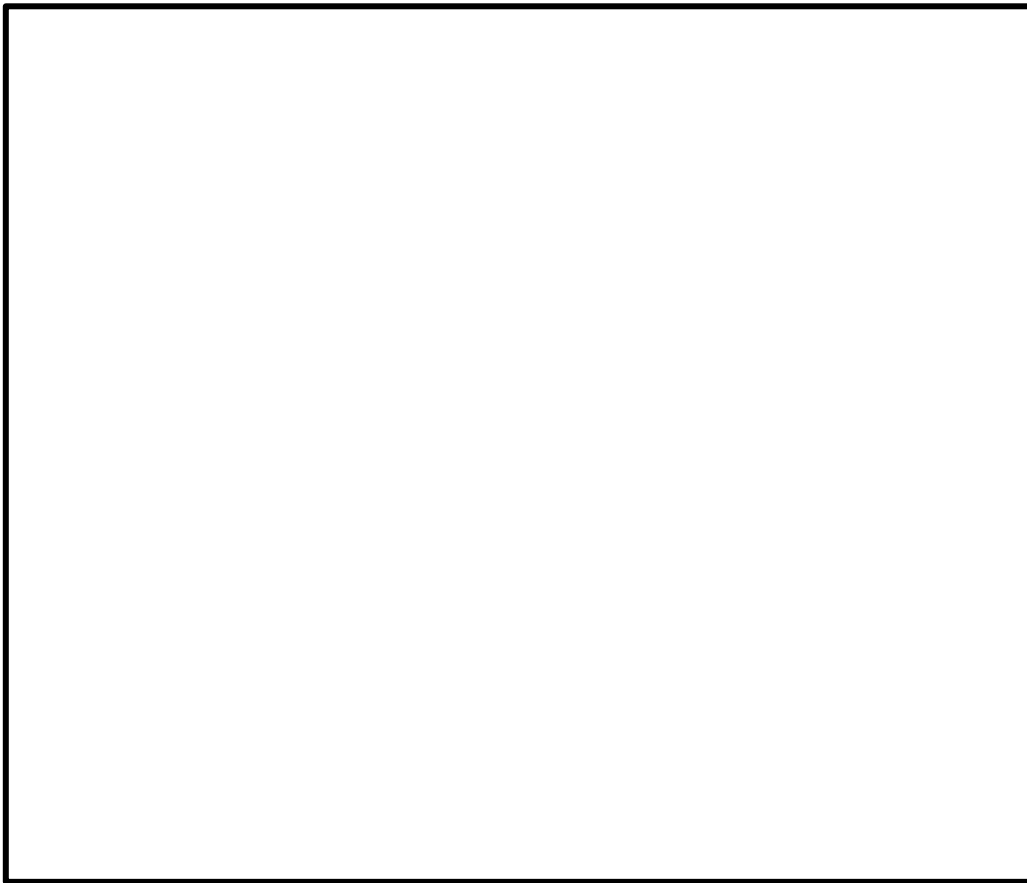


図4 内部配管シェルモデル (分岐管部)

補足-027-10-106 土留め工（親杭）の耐震性についての計算書に関する
補足説明資料

目 次

1. 評価方法	1
2. 評価条件	4
2.1 適用規格	4
2.2 構造概要	6
2.3 評価対象断面の選定	16
2.4 使用材料及び材料の物性値	20
2.5 地盤物性値	21
2.6 評価対象部位	23
2.7 地下水位	24
2.8 耐震評価フロー	25
3. 地震応答解析	28
3.1 地震応答解析手法	28
3.2 地震応答解析モデルの設定	30
3.2.1 解析モデル領域	30
3.2.2 境界条件	31
3.2.3 構造物のモデル化	34
3.2.4 隣接構造物等のモデル化	37
3.2.5 地盤、埋戻コンクリート及びMMRのモデル化	37
3.2.6 解析モデル	40
3.2.7 ジョイント要素の設定	42
3.3 減衰定数	46
3.4 荷重及び荷重の組合せ	52
3.4.1 外水圧	53
3.4.2 積雪荷重	53
3.5 地震応答解析の解析ケース	54
3.5.1 耐震評価における解析ケース	54
4. 評価内容	57
4.1 入力地震動の設定	57
4.1.1 ③-③'断面の入力地震動	58
4.2 許容限界の設定	62
4.2.1 親杭に対する許容限界	63
4.2.2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界	63
4.2.3 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する許容限界	64
5. 評価方法	69
5.1 施設の損傷、転倒による影響評価方法	69

5.1.1	構造部材の健全性に対する評価方法	69
5.1.2	基礎地盤の支持性能に対する評価方法	69
5.1.3	グラウンドアンカの発生アンカー力に対する評価方法	69
6.	評価結果	70
6.1	施設の損傷，転倒による影響評価結果	70
6.1.1	構造部材の健全性に対する評価結果	70
6.1.2	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	75
6.1.3	グラウンドアンカの発生アンカー力に対する評価結果	76

参考資料 1 土留め工（親杭）の仮設耐震構台への影響検討について

参考資料 2 土留め工（親杭）の設置間隔による影響の確認

1. 評価方法

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

その波及的影響の評価では，上位クラス施設の有する機能が保持されることを確認するため，基準地震動 S_s を用いた地震応答解析を行い，土留め工（親杭）の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，施設が損傷及び転倒しないことを確認する。また，常時応力解析におけるグラウンドアンカの発生アンカー力に対する評価を行う。

安全対策工事に伴う掘削を図 1-1 の平面図のとおり実施しており、掘削箇所には、土留め工を残置している。本資料は、図 1-2 に示す掘削による地盤の安定性の検討経緯フローのうち、残置する土留めの上位クラス施設への波及的影響評価を実施するものであり、掘削後の状態、及び掘削箇所周辺における追加対策工（改良地盤、埋戻コンクリート）実施後の状態を前提とする。

なお、2号機廃棄物処理建物と追加対策工（埋戻コンクリート）の間には緩衝材を設置するため、地震時の建物応答への影響はない。

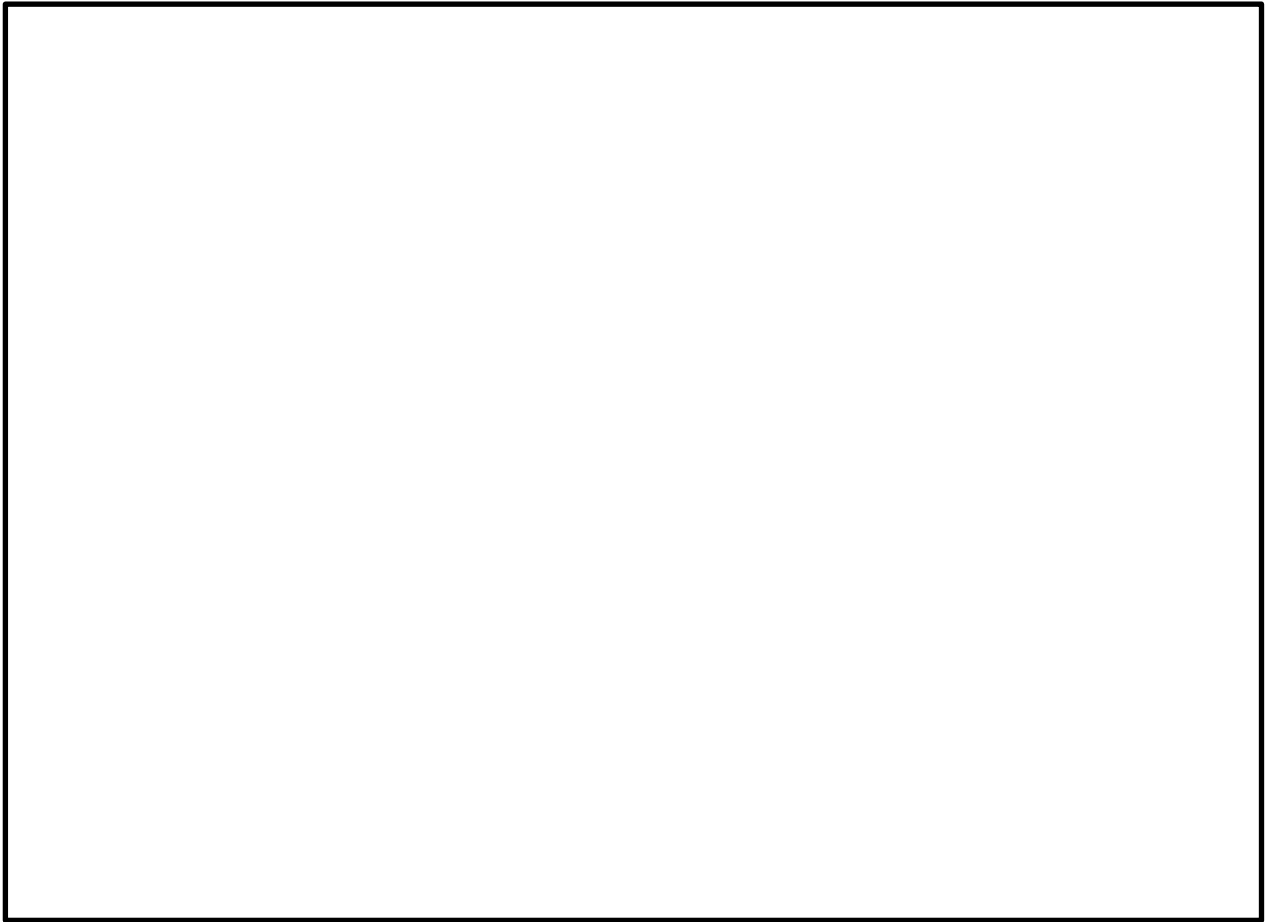


図 1-1 安全対策工事に伴う掘削平面位置図

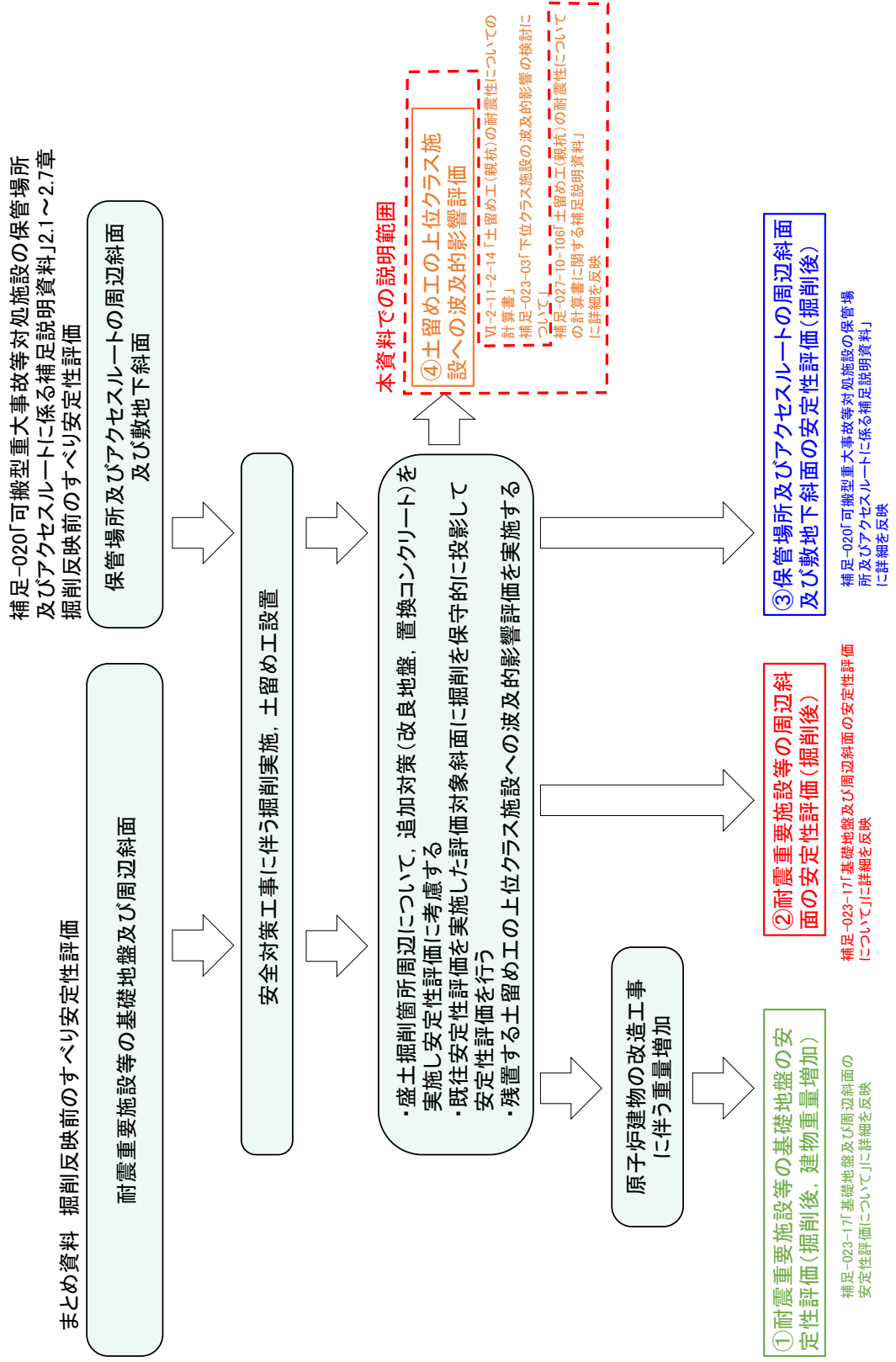


図 1-2 掘削による地盤の安定性評価の検討経緯フロー

2. 評価条件

2.1 適用規格

土留め工（親杭）の耐震評価にあたっては、「道路橋示方書(IV下部構造編)・同解説（（社）日本道路協会,平成 14 年 3 月)」、「グラウンドアンカー設計・施工基準,同解説（（社）地盤工学会,2012 年)」、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（（社）土木学会,2005 年)」及び「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会)」を適用するが、構造部材の曲げ・軸力系及びせん断破壊の許容限界については、「道路橋示方書(IV下部構造編)・同解説（（社）日本道路協会,平成 14 年 3 月)」を適用する。また、グラウンドアンカの発生アンカー力の許容限界については、「グラウンドアンカー設計・施工基準,同解説（（社）地盤工学会,2012 年)」を適用する。

表 2-1 に適用する規格, 基準類を示す。

表 2-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	道路橋示方書(IV下部構造編)・同解説((社)日本道路協会,平成14年3月)	親杭, 矢板及び腹起しの材料諸元
	グラウンドアンカー設計・施工基準, 同解説((社)地盤工学会, 2012年)	グラウンドアンカーの材料諸元
荷重及び荷重の組合せ	道路橋示方書(IV下部構造編)・同解説((社)日本道路協会,平成14年3月)	永久荷重, 偶発荷重等の適切な組合せを検討
許容限界	道路橋示方書(IV下部構造編)・同解説((社)日本道路協会,平成14年3月)	親杭に発生する応力(曲げ軸力, せん断力)が許容限界を超えないことを確認
	グラウンドアンカー設計・施工基準, 同解説((社)地盤工学会, 2012年)	発生アンカー力が許容限界を超えないことを確認
地震応答解析	原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987((社)日本電気協会)	有限要素法による2次元モデルを用いた時刻歴非線形解析
	原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル((社)土木学会, 2005年)	構造物の要素分割等

2.2 構造概要

土留め工（親杭）は、全長 11.0m～31.98m のH形鋼及びグラウンドアンカで構成される構造物であり、十分な支持性能を有する岩盤に設置されている。

土留め工（親杭）の転倒イメージを図 2-1 に、土留め工（親杭）の位置図を図 2-2 に、土留め工（親杭）の断面位置図を図 2-3 に、概略断面図を図 2-4 に、土留め工（親杭）を構成する部材の破壊モードを図 2-5 に、土留め工（親杭）が損傷・転倒した場合に影響を及ぼす範囲を図 2-6 に、検討対象断面位置図を図 2-7 に、検討対象断面図付近の正面図を図 2-8 に示す。

図 2-5 のとおり、土留め工（親杭）のうち、親杭以外の土留めを構成する部材は、損傷、落下を想定しても、上位クラス施設への離隔が十分確保できていることから、波及的影響評価の対象外とする。親杭については、図 2-6 に示す範囲において、上位クラス施設までの離隔距離が確保できないことから、図 2-7 に示す③-③' 断面、④-④' 断面及び⑥-⑥' 断面を検討対象断面とした。

グラウンドアンカのうち、頭部を埋戻土部に設置しているものについては、「2.8 耐震評価フロー」で後述するとおり、追加対策工（改良地盤、埋戻コンクリート）の施工時において撤去する。

なお、土留め⑥の鋼管矢板についても親杭と同様に転倒のおそれがあるが、図 2-6 に示すとおり、鋼管矢板Aと施設の間は薬液注入工法を施工しているため、鋼管矢板Aは、上位クラス施設の方向に転倒しないことから、波及的影響評価の対象外とする。

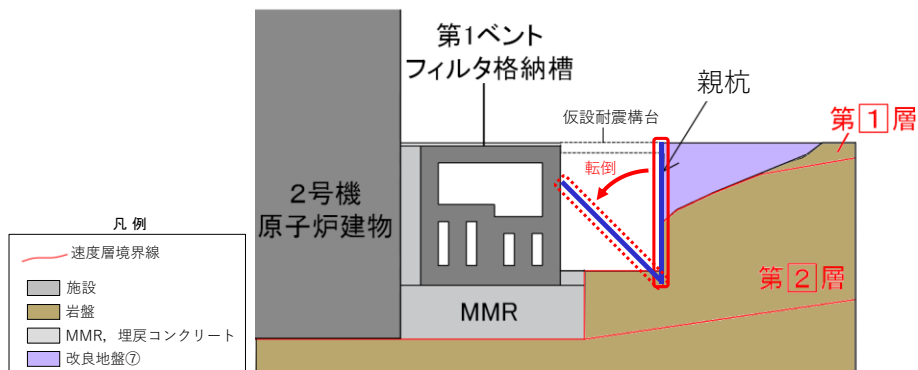


図 2-1 土留め工（親杭）の転倒イメージ

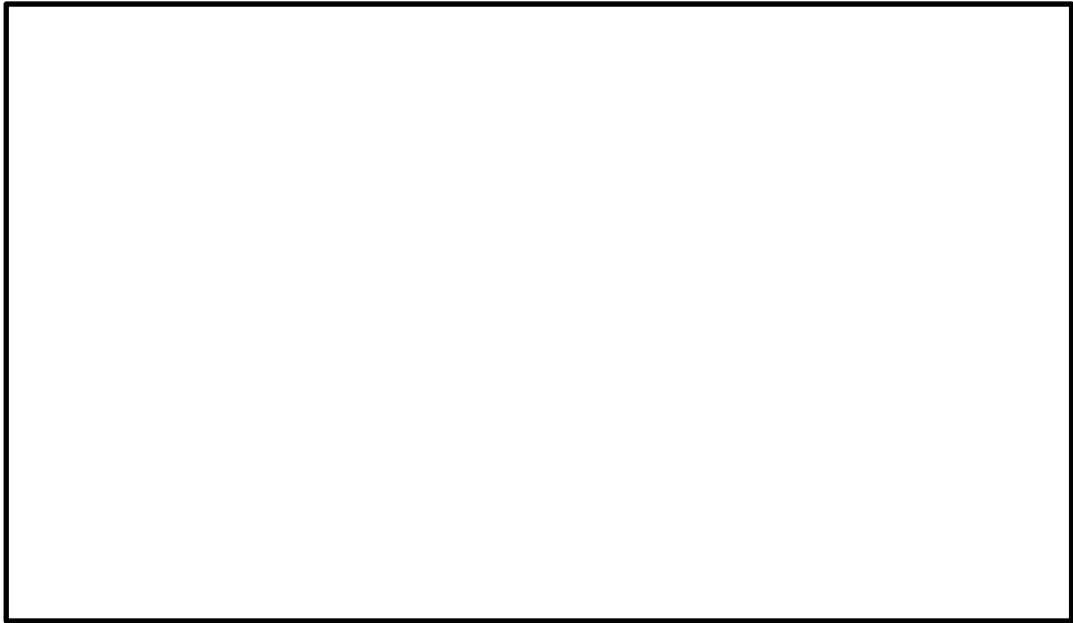


図 2-2 土留め工（親杭） 位置図

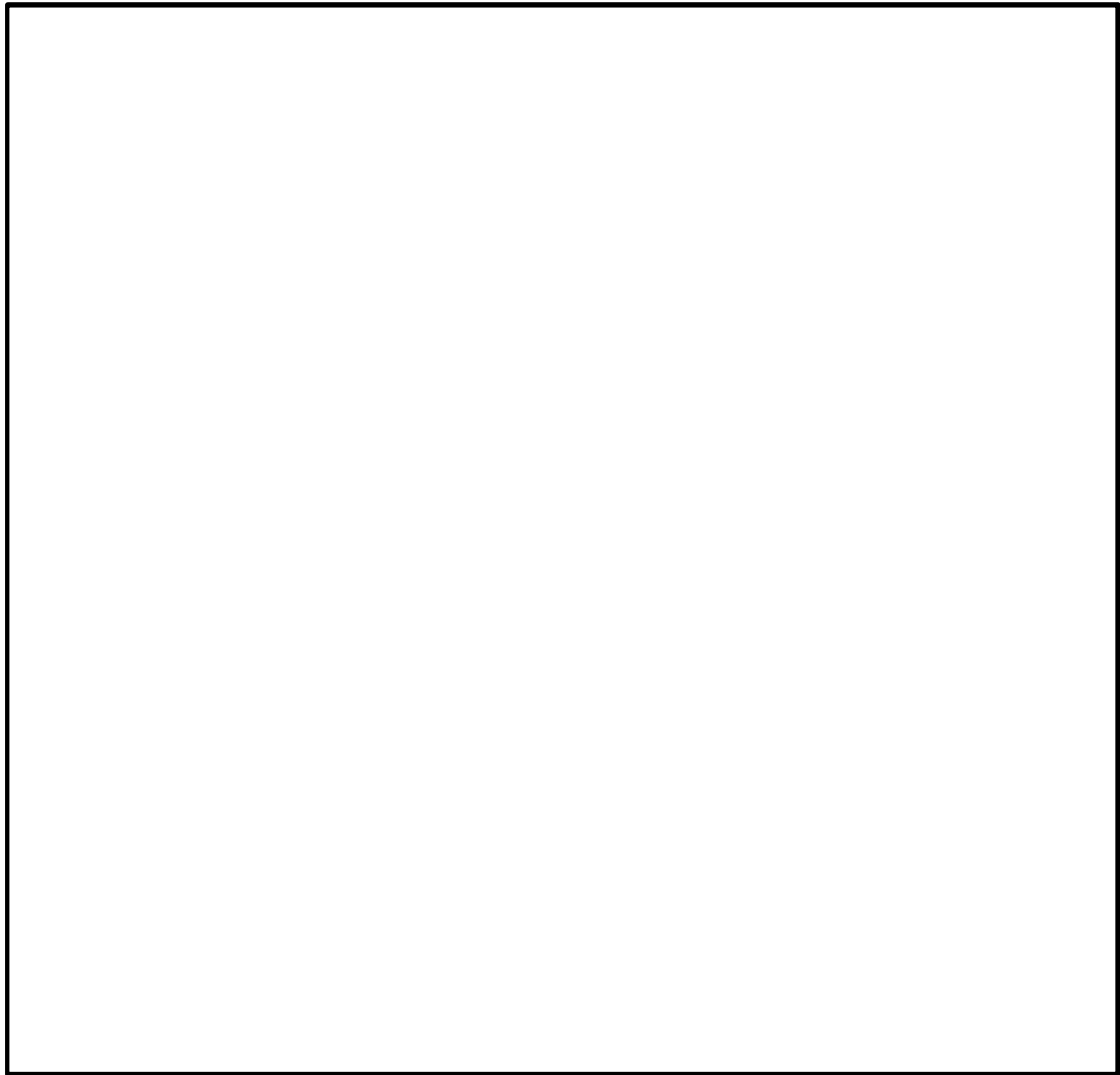
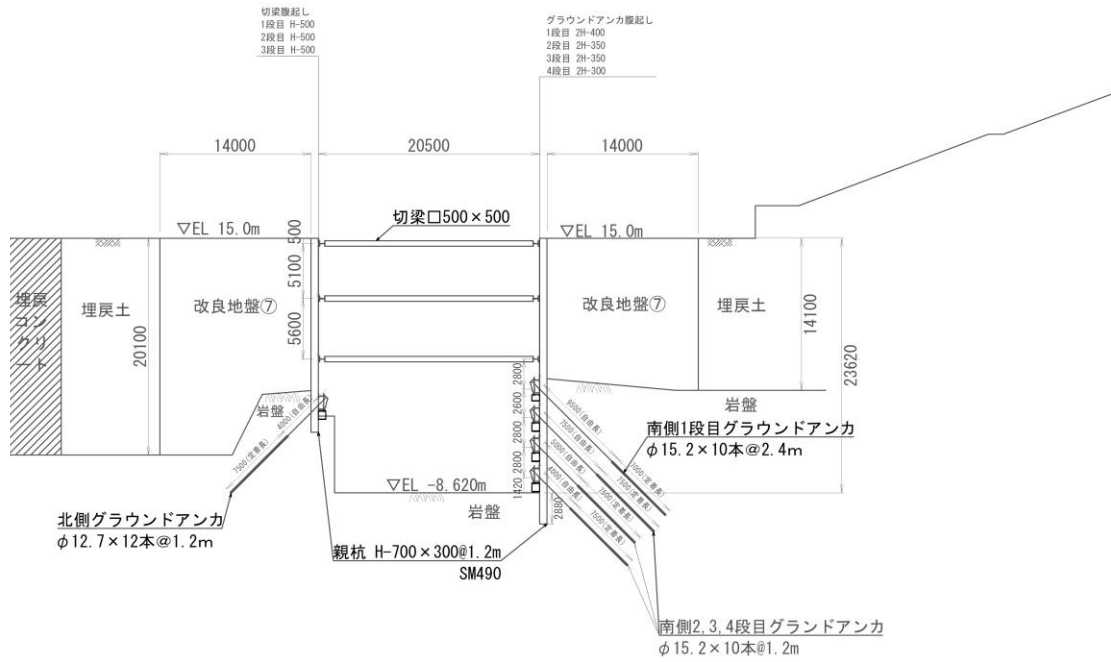
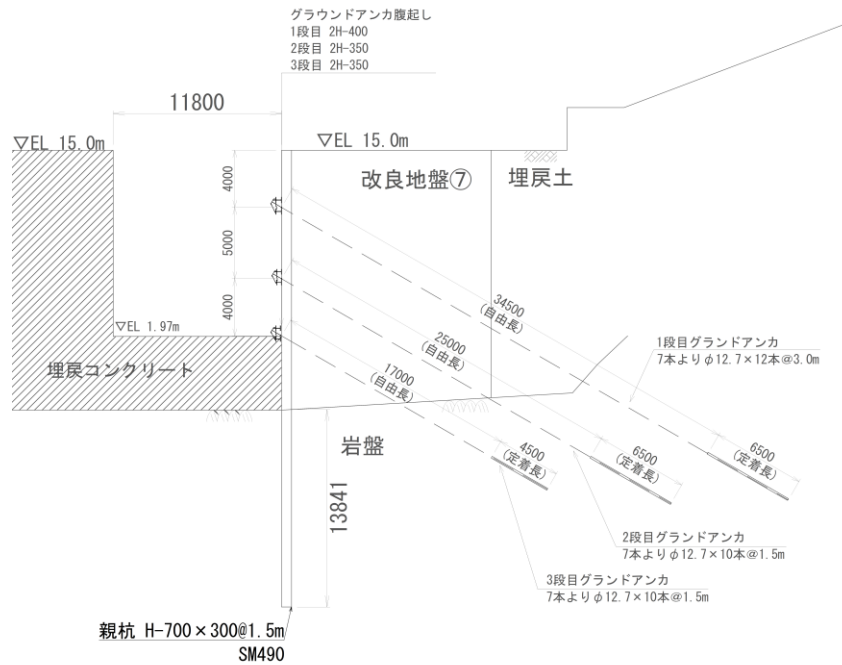


図 2-3 土留め工（親杭） 断面位置図



(単位：mm)

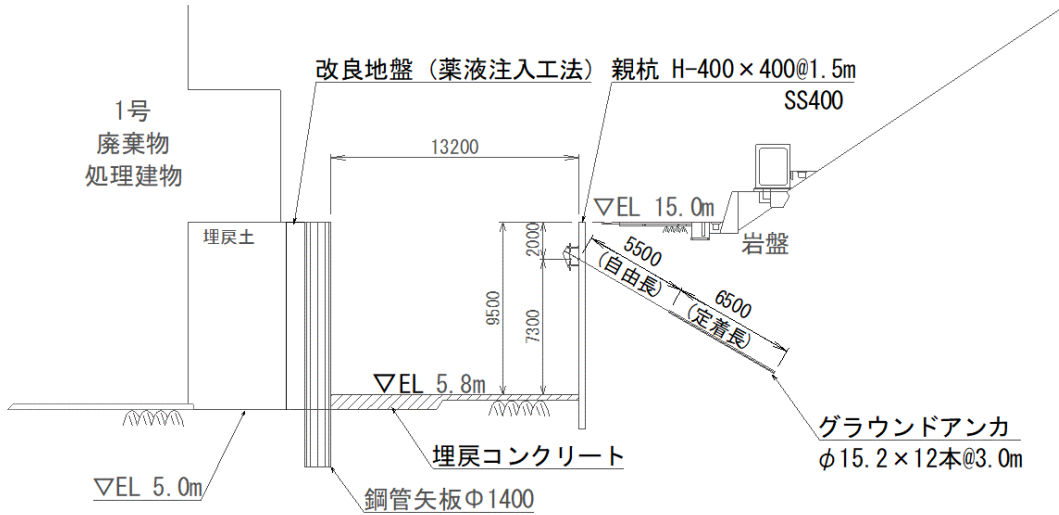
図 2-4(1) 土留め工（親杭） 概略断面図（①-①' 断面）



注：グラウンドアンカのうち、頭部を埋戻土部に設置しているものについては、「2.8 耐震評価フロー」で後述するとおり、追加対策工（改良地盤）の施工時において撤去するため破線で記載

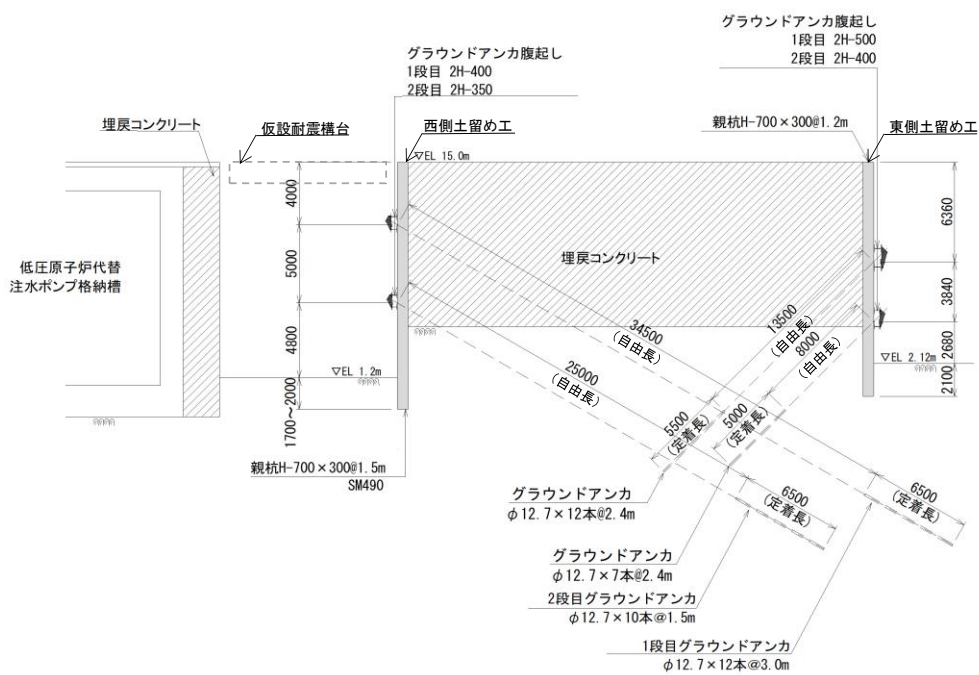
(単位：mm)

図 2-4(2) 土留め工（親杭） 概略断面図（②-②' 断面）



(単位：mm)

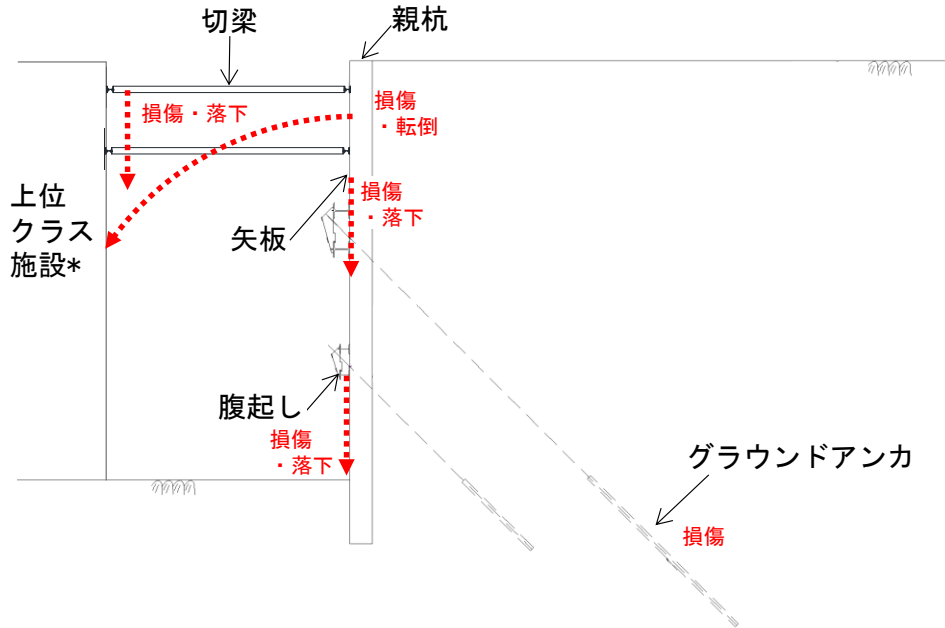
図 2-4(5) 土留め工 (親杭) 概略断面図 (⑤-⑤' 断面)



注：グラウンドアンカのうち、頭部を埋戻土部に設置しているものについては、「2.8 耐震評価フロー」で後述
するとおり、追加対策工 (埋戻コンクリート) の施工時において撤去するため破線で記載

(単位：mm)

図 2-4(6) 土留め工 (親杭) 概略断面図 (⑥-⑥' 断面)



注記*：切梁が設置される範囲は、上位クラス施設ではなく改良地盤⑦若しくは埋戻土コンクリートとなる。（図 2-6 参照）

	想定破壊モード	上位クラス施設への波及的影響の有無	
親杭	損傷，転倒	あり	親杭の全長が掘削幅よりも長い箇所があるため，損傷・転倒した場合に上位クラス施設へ衝突し，波及的影響を及ぼすおそれがある。
グラウンドアンカ	損傷	なし	グラウンドアンカが損傷した場合でも，損傷したグラウンドアンカは岩盤内に留まるため，上位クラス施設への波及的影響を及ぼすおそれはない。
腹起し 矢板	損傷，落下	なし	損傷・落下した場合でも，上位クラス施設へ衝突しないことから，上位クラス施設への波及的影響を及ぼすおそれはない。
切梁	損傷，落下	なし	切梁が設置される範囲は，周辺に上位クラス施設は位置せず，上位クラス施設への離隔距離が確保されていることから，上位クラス施設への波及的影響を及ぼすおそれはない。（図 2-6 参照）

図 2-5 土留め工（親杭）を構成する部材の破壊モード

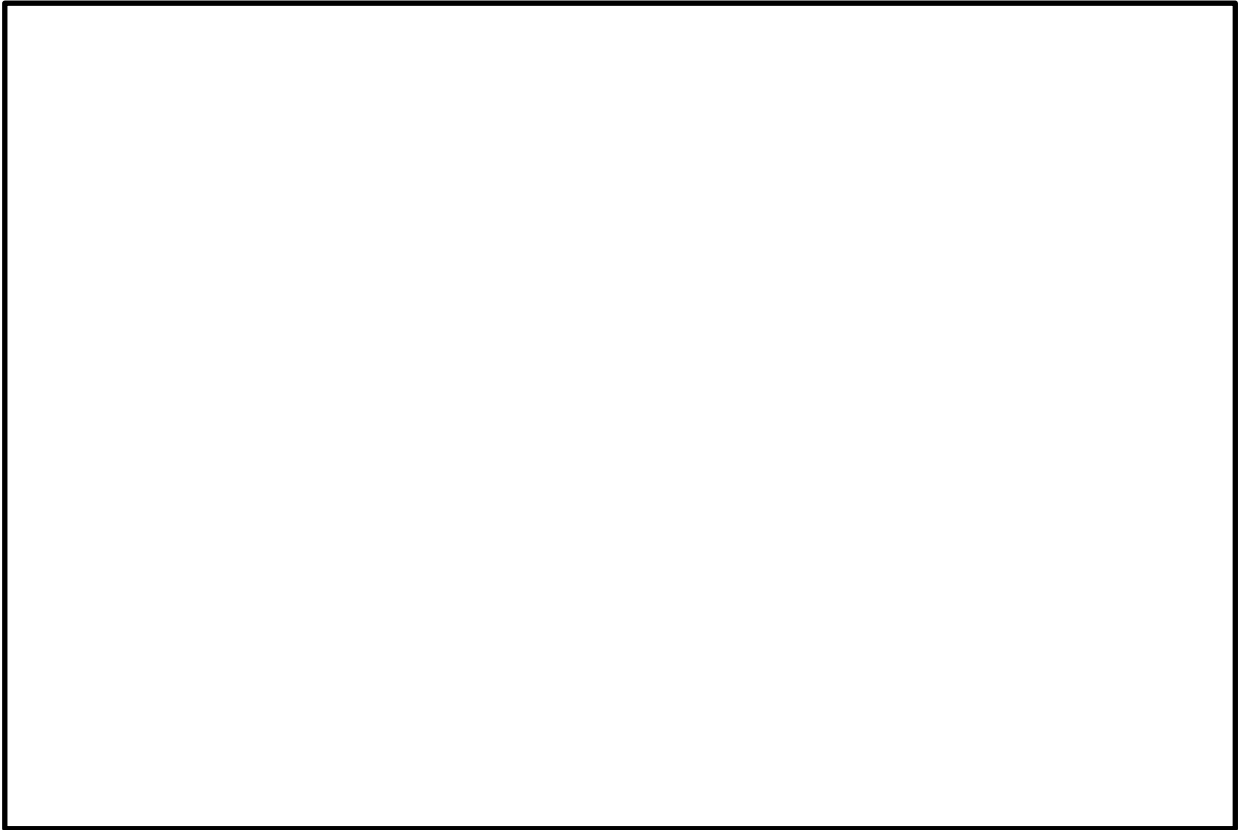


図 2-6 土留め工が損傷・転倒した場合に影響を及ぼす範囲

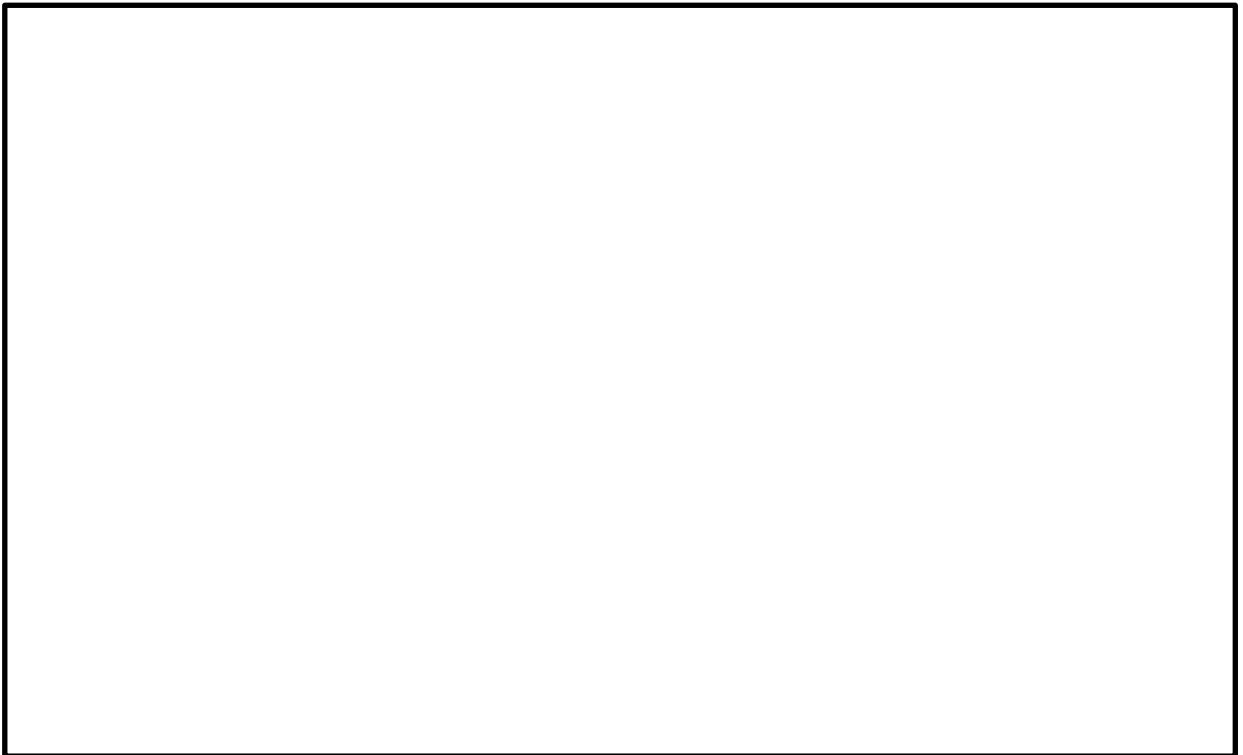
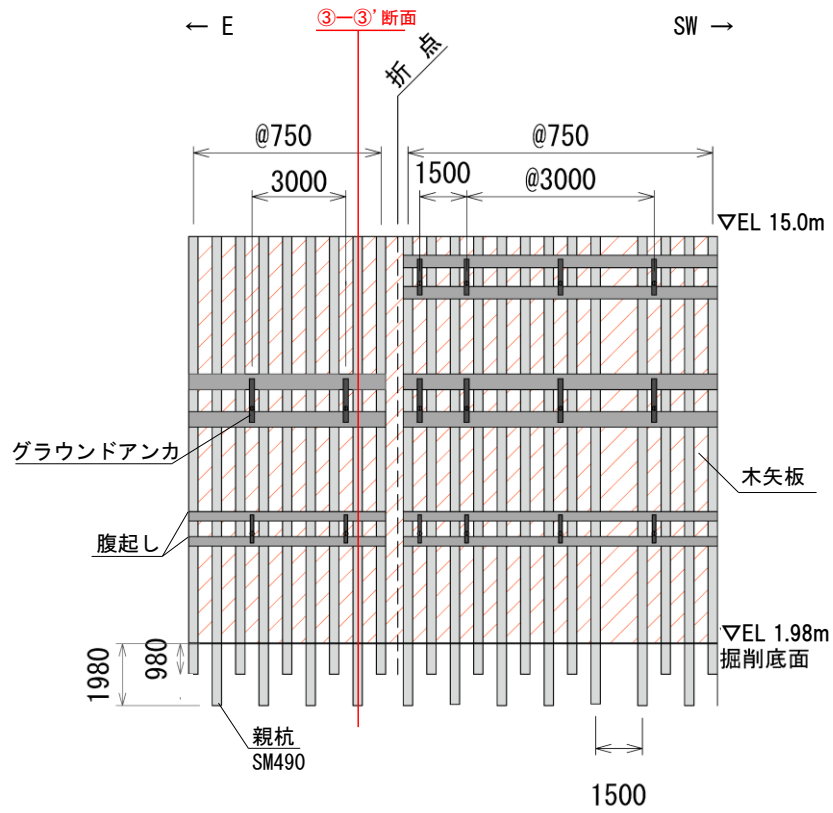
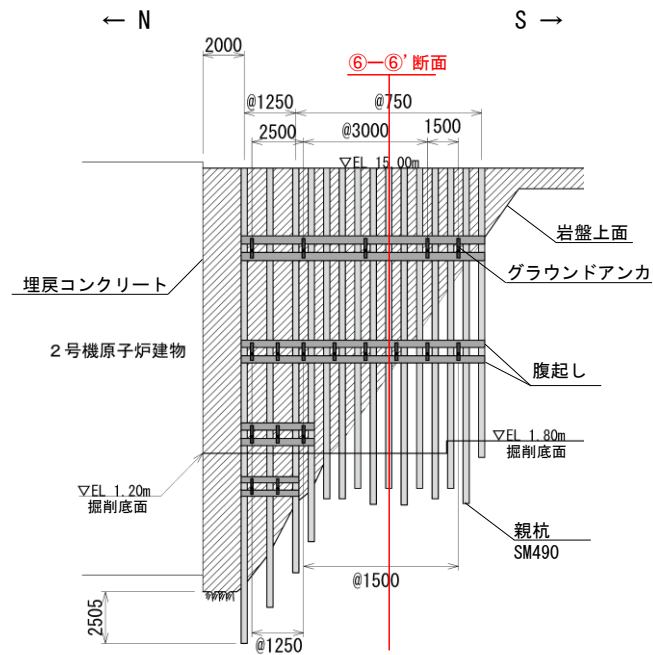


図 2-7 土留め工（親杭） 検討対象断面位置図

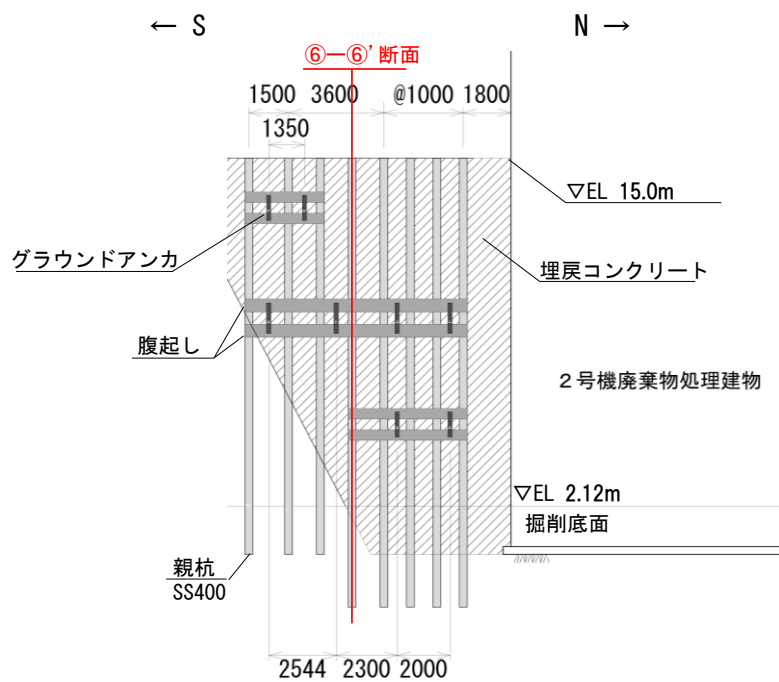


(単位：mm)

図 2-8(1) 土留め工（親杭） 正面図（③-③' 断面）



(西側土留め工)



(東側土留め工)

(単位：mm)

図 2-8(3) 土留め工 (親杭) 正面図 (⑥-⑥' 断面)

2.3 評価対象断面の選定

③-③' 断面，④-④' 断面及び⑥-⑥' 断面について，構造的特徴，周辺地盤状況等の影響要因を比較し，耐震評価上厳しいと考えられる断面を評価対象断面として選定する。

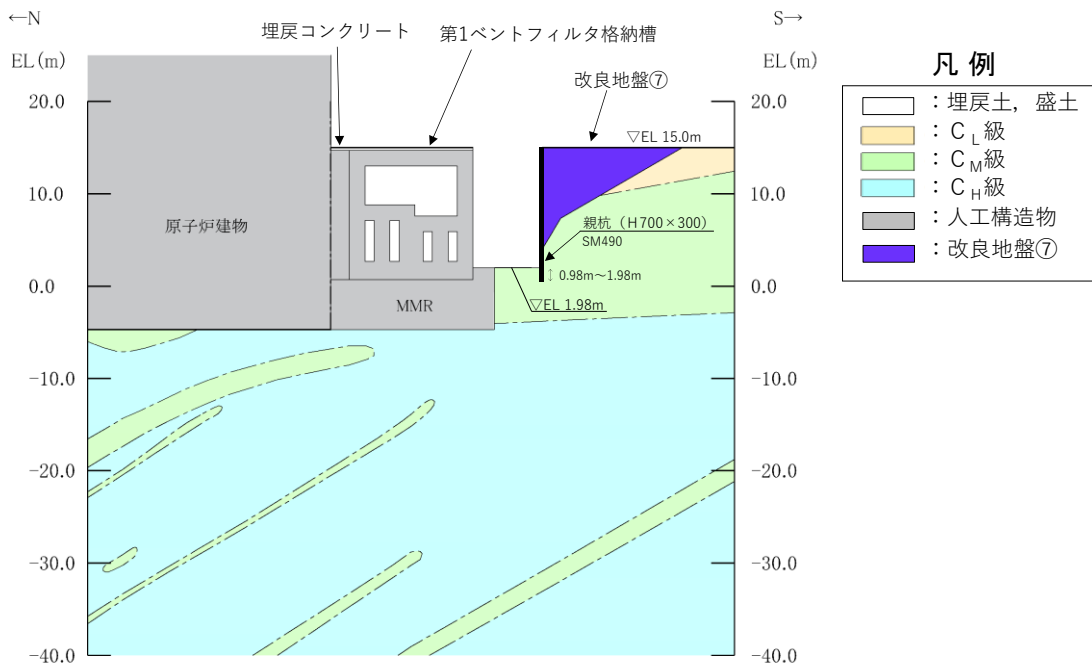
表 2-2 のとおり，③-③' 断面は，根入れが浅く，背面の地盤改良及び岩盤斜面による土圧が想定されることから，評価対象断面に選定する。

検討対象地質断面図を図 2-9～図 2-11 に示す。

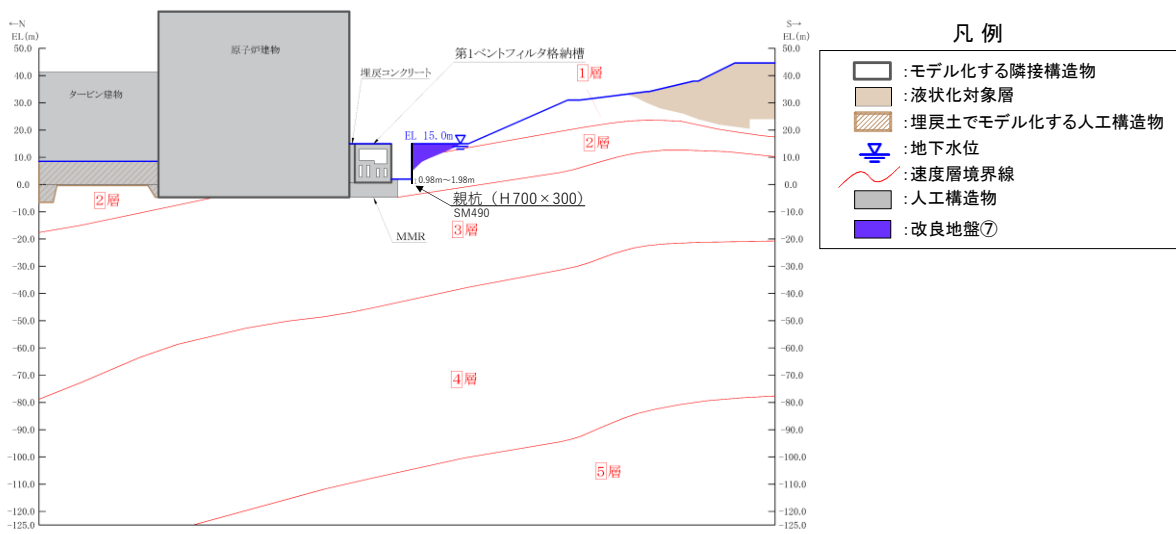
なお，③-③' 断面より南西には，図 2-8 のとおり，親杭の設置間隔が 1.5m と他の箇所よりも広がっている箇所がある。当該箇所は，グラウンドアンカが 1 段目にも設置されていることから（③-③' 断面位置は 2 段目と 3 段目のみ），③-③' 断面よりも耐震裕度が高いと考えられるが，念のため，親杭の設置間隔が広い箇所をモデル化した影響検討を実施する。（参考資料 2 参照）

表 2-2 評価対象断面の選定結果

評価対象断面	影響するおそれのある上位クラス施設	影響要因					該当する影響要因	選定理由
		(1) 構造・寸法	(2) 掘削深さ	(3) 根入れ	(4) 転倒等に対する配慮	(5) 背面土圧		
③-③' 断面	第 1 ベントフィルタ格納槽 第 1 ベントフィルタ格納槽遮蔽 低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽	SM490 H700×300×13×24	13.02m	0.98m ～ 1.98m	—	背面の地盤改良 及び岩盤斜面 による土圧	(3) (4) (5)	根入れが浅く，背面の地盤改良及び岩盤斜面による土圧が想定されることから，評価対象断面に選定する。
④-④' 断面	2号機廃棄物処理建物	SS400 H700×300×13×24	12.88m	2.12m	親杭を巻き込んで埋戻コンクリートを打設する	背面は埋戻コンクリート及び岩盤であり，土圧は作用しない	(1)	A-A'断面に比べ，使用材料のせん断強度等が小さいが，掘削深さが浅く，根入れが深いこと，親杭を巻き込んで埋戻コンクリートが打設されており，転倒等に対する配慮がなされていること，及び背面の土圧が作用しないと考えられることから，A-A'断面の評価に代表させる。
⑥-⑥' 断面	2号機原子炉建物 2号機廃棄物処理建物	SM490 H700×300×13×24	13.80m	1.70m ～ 2.00m	親杭を巻き込んで埋戻コンクリートを打設する	背面は埋戻コンクリート及び岩盤であり，土圧は作用しない	(2)	A-A'断面に比べ，掘削深さが深い，根入れが深いこと，親杭を巻き込んで埋戻コンクリートが打設されており，転倒等に対する配慮がなされていること，及び背面の土圧が作用しないと考えられることから，A-A'断面の評価に代表させる。

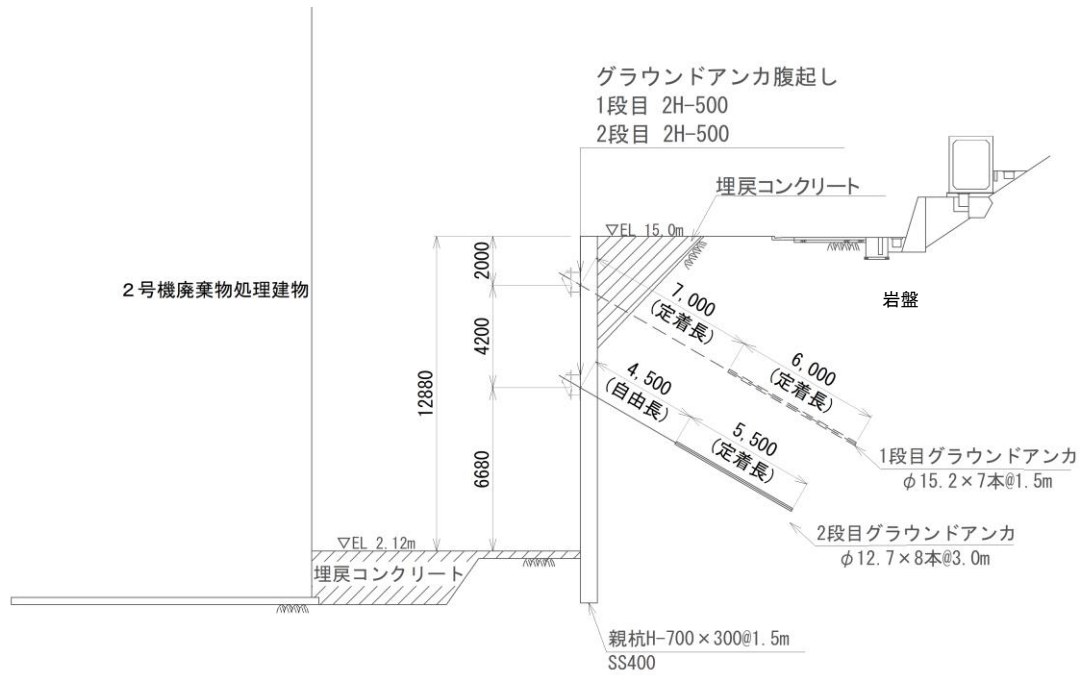


(岩級図)



(速度層図)

図 2-9 土留め工 (親杭) 検討対象断面図 (③-③' 断面)

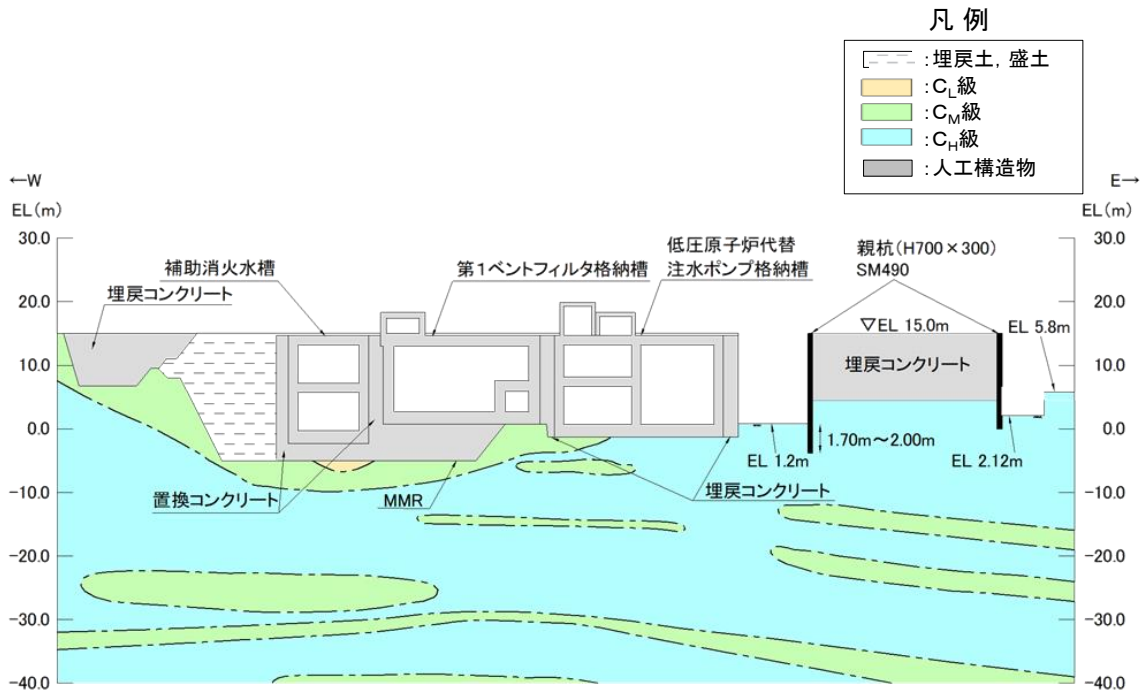


注：グラウンドアンカのうち、頭部を埋戻土部に設置しているものについては、「2.8 耐震評価フロー」で後述
 するとおり、追加対策工（埋戻コンクリート）の施工時において撤去するため破線で記載

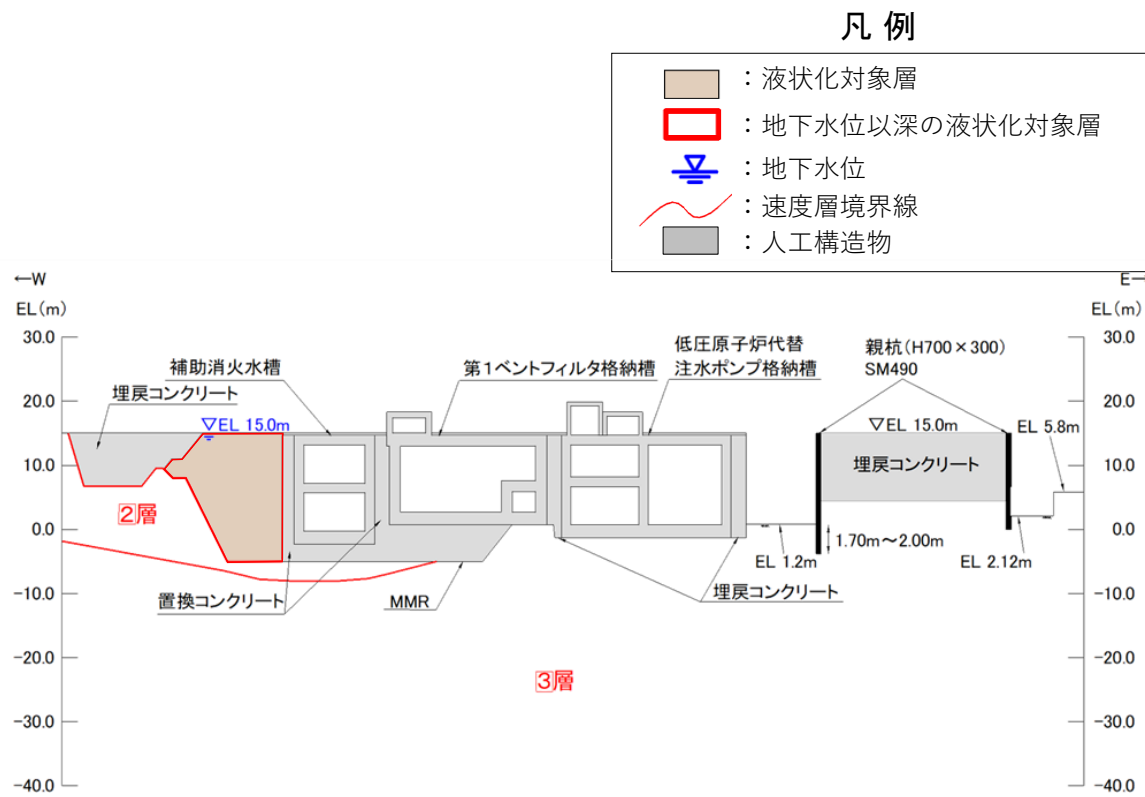
（単位：mm）

（概略断面図）

図 2-10 土留め工（親杭） 検討対象断面図（④-④' 断面）



(岩級図)



(速度層図)

図 2-11 土留め工 (親杭) 検討対象断面図 (⑥-⑥' 断面)

2.4 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 2-3 に、材料の物性値を表 2-4 に示す。

矢板及び腹起しは、保守的に重量のみ考慮する。

表 2-3 使用材料

材料		仕様
親杭	H700×300×13×24	SM490
矢板	軽量鋼矢板(LSP-5)	SS400
腹起し(1段目)	H400×400×13×21	SS400
腹起し(2段目)	H500×500×25×25	SS400
腹起し(3段目)	H300×300×10×15	SS400
グラウンドアンカ(2段目)	アンカー体長 6.5(m)	SWPR7B
グラウンドアンカ(3段目)	アンカー体長 3.0(m)	SWPR7B

表 2-4(1) 材料の物性値(親杭)

材料	ヤング係数 (N/mm ²)	単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比
土留め工(親杭)	2.0×10 ⁵	77.0	0.3
矢板	—	77.0	—
腹起し	—	77.0	—

表 2-4(2) 材料の物性値(グラウンドアンカ)

	グラウンドアンカ	
	2段目	3段目
アンカー種別	SWPR7B	SWPR7B
削孔径(mm)	135	135
テンドンの見かけの周長(mm)	166.9	90.7
PC鋼φ(mm)	12.7	12.7
PC鋼本数(本)	10	4
緊張時自由長(mm)	11570	5680
アンカー体長(テンドン拘束長)(mm)	6500	3000
テンドンの極限引張力(kN)	1830	732
テンドンの降伏引張力(kN)	1560	624

2.5 地盤物性値

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

表2-5(1) 地盤の解析用物性値（岩盤）

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

注記*：入力地震動の算定においてのみ用いる解析用物性値

表2-5(2) 地盤の解析用物性値（埋戻土）

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

注記*：常時応力解析においては、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（（社）土木学会，2005年）」に基づき，静止土圧（ $K_0 = \nu / (1 - \nu) = 0.5$ ）を作用させるため， $\nu = 0.333$ とする。

表 2-5(3) 地盤の解析用物性値 (改良地盤⑦)

			解析用物性値
物理特性	密度	ρ (g/cm ³)	2.11
強度特性	初期せん断強度	τ_0 (N/mm ²)	1.25
	内部摩擦角	ϕ (°)	0.00
動的変形特性	初期せん断弾性係数	G_0 (N/mm ²)	$G_0=1135$ $G/G_0=1/(1+\gamma/0.0011)$
	動ポアソン比	ν_d	0.33
減衰特性	減衰定数	h	$h=0.0958 \times (1-G/G_0)^{1.007}$

2.6 評価対象部位

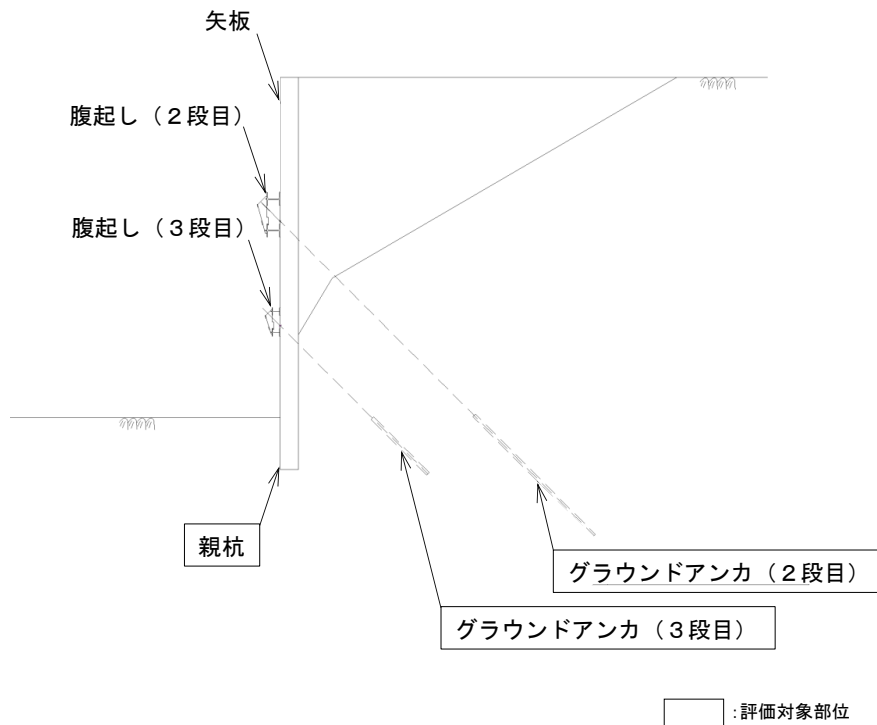
③-③' 断面の評価対象部位は、親杭及びグラウンドアンカとする。

土留め工（親杭）の評価対象部位とその仕様を表 2-6 に評価部位の位置図を図 2-12 に示す。

グラウンドアンカは「2.8 耐震評価フロー」で後述するとおり、追加対策工（改良地盤）施工時に撤去するため、常時応力解析時にのみ考慮し、地震応答解析に考慮しない。

表 2-6 評価対象部位とその仕様（③-③' 断面）

部位		使用材料
親杭	H700×300×13×24	SM490
グラウンドアンカ(2段目)	アンカー体長 6.5(m)	SWPR7B
グラウンドアンカ(3段目)	アンカー体長 3.0(m)	SWPR7B



注：グラウンドアンカのうち、頭部を埋戻土部に設置しているものについては、「2.8 耐震評価フロー」で後述するとおり、追加対策工（改良地盤）の施工時において撤去するため破線で記載

（③-③' 断面）

図 2-12 評価対象部位 位置図

2.7 地下水位

設計地下水位は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計地下水位を表 2-7 に示す。

表 2-7 設計地下水位の一覧

施設名称	解析断面	設計地下水位 (EL m)
土留め工 (親杭)	③-③' 断面	15.0

2.8 耐震評価フロー

土留め工（親杭）の上位クラス施設に対する波及的影響の評価は、基準地震動 S_s に対する評価を行う。

波及的影響の評価にあたっては、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、地震応答解析による評価を行う。施設の損傷、転倒及び落下等による影響では、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

土留め工（親杭）の背面は、安全対策工事に伴う掘削を考慮した基礎地盤及び斜面の耐震安全性評価の裕度向上を目的とし、高圧噴射攪拌工法により地盤改良することとしているが、土留め工（親杭）については、地盤改良前に設置されており、背面埋戻土の緩みによる主働土圧を負担し、変形及び断面力が発生している。

このため、土留め工（親杭）の構造部材の健全性評価については、土留め工（親杭）背面が地盤改良前の常時応力と、地盤改良後の地震時増分応力の足し合わせにより健全性評価を実施することとし、常時応力解析では、図 2-13 のとおり、施工順序を考慮し、以下の理由から、土留め工背面が地盤改良前の埋戻土の状態での常時応力解析を実施する。

【土留め工背面が埋戻土の状態での常時応力解析を実施する理由】

- 1) 埋戻土及び岩盤に親杭を設置後、段階的に掘削しながら腹起し、矢板及びグラウンドアンカを設置するが、この際に、埋戻土の掘削による応力解放に伴い、親杭に変形及び断面力が発生する。（施工順序 B）
- 2) その後、土留め工背面においては、高圧噴射攪拌工法により、埋戻土を攪拌しながらセメントを混合して改良するため、掘削による応力解放の影響は解消されるが、親杭には施工順序 A の時の応力解放に伴う変形及び断面力は残存すると考えられる。改良地盤の施工に伴い、改良地盤内のグラウンドアンカは撤去する。（施工順序 C）
- 3) 親杭背面が改良地盤である施工順序 C で常時応力解析を実施すると、親杭に残存する断面力を考慮できないため、親杭背面が埋戻土である施工順序 B で常時応力解析を実施する。

また、グラウンドアンカについては、常時応力解析時にのみ、引張力を考慮するため、常時応力解析時の発生アンカー力により照査を実施する。

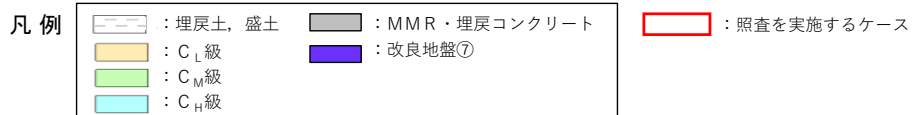
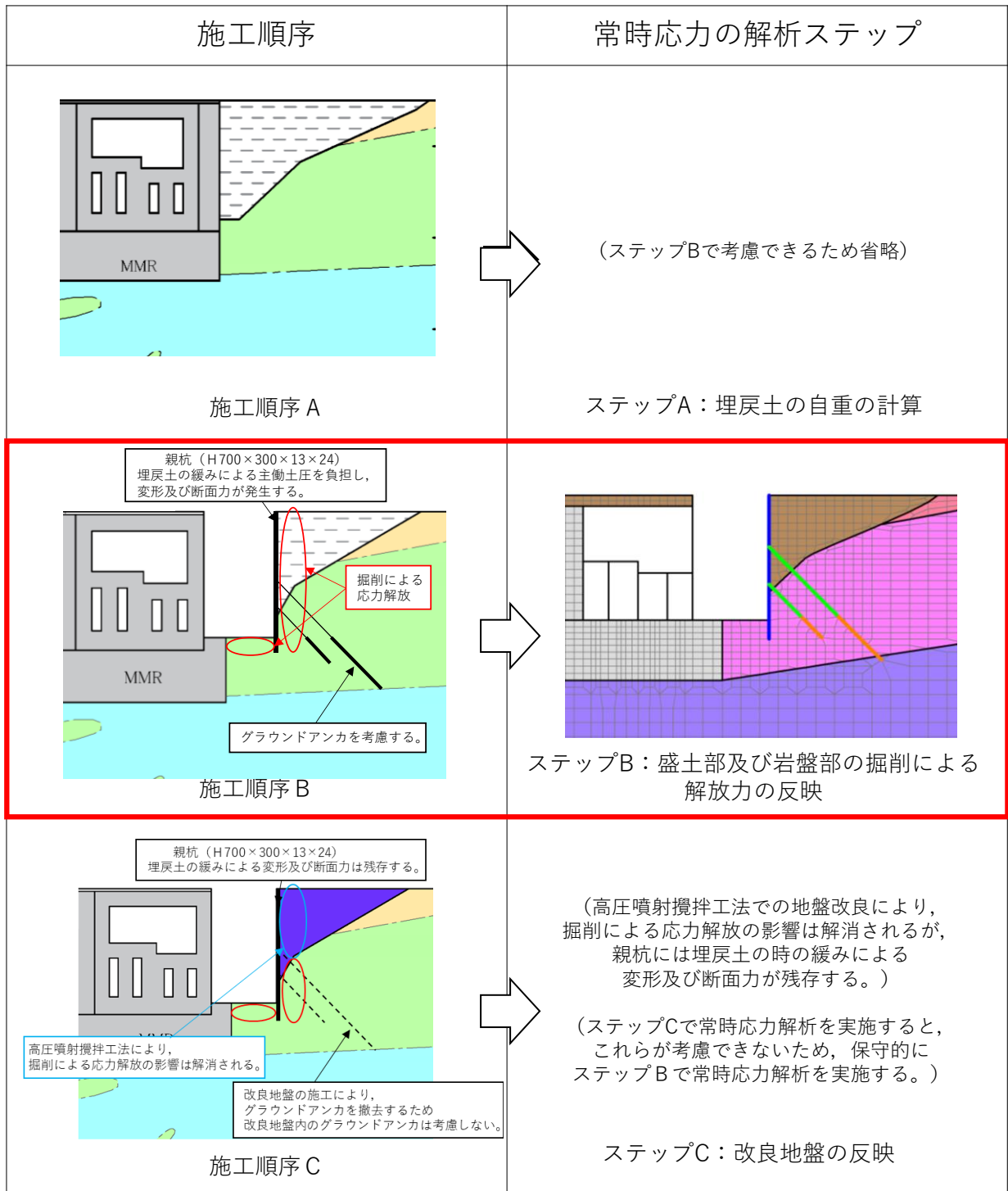
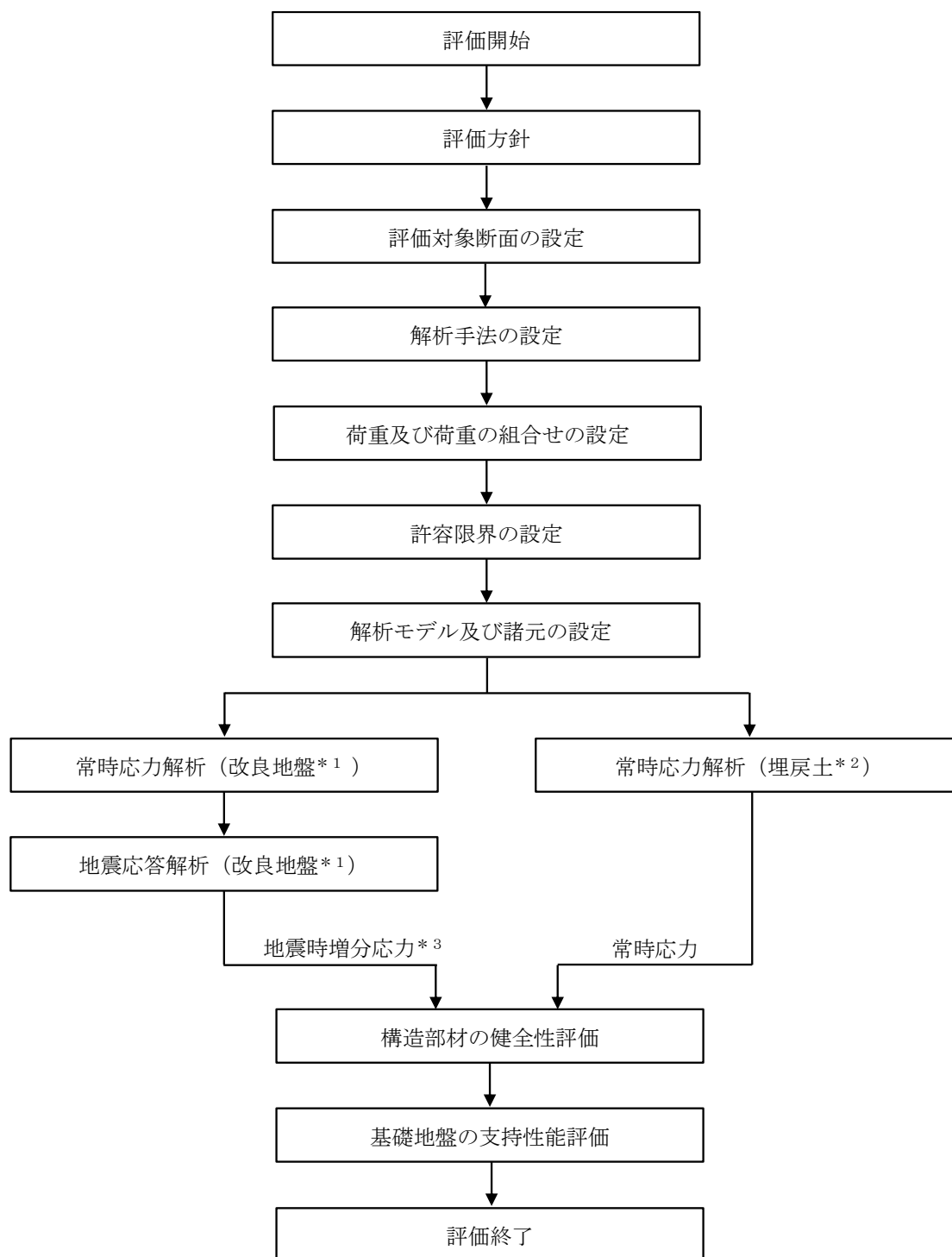


図 2-13 施工状況及び常時応力解析のモデル

土留め工（親杭）の評価フローを図 2-14 に示す。



注記*1：土留め工（親杭）背面が改良地盤の状態

*2：土留め工（親杭）背面が埋戻土の状態

*3：地震時増分応力は、地震応答解析（改良地盤）の応力から、常時応力解析（改良地盤）の応力を差し引いた応力

図 2-14 土留め工（親杭）の評価フロー

3. 地震応答解析

3.1 地震応答解析手法

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる 2 次元有限要素法により、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行うこととする。

土留め工（親杭）周辺の地下水位は親杭下端より高いが土留め工（親杭）周辺に地下水位以深の液状化対象層が存在しないため「全応力解析」を選定する。

構造部材のうち評価対象部位については、線形はり要素によりモデル化する。また、地盤については、平面ひずみ要素でモデル化することとし、岩盤は線形でモデル化する。埋戻土及び改良地盤については、地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようにマルチスプリングモデルを用いることとし、ばね特性は双曲線モデル（修正 GHE モデル）を用いて非線形性を考慮する。なお、MMR 及び埋戻コンクリートについては線形の平面ひずみ要素でモデル化する。地震応答解析については、解析コード「TDA P III」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図 3-1 に示す。

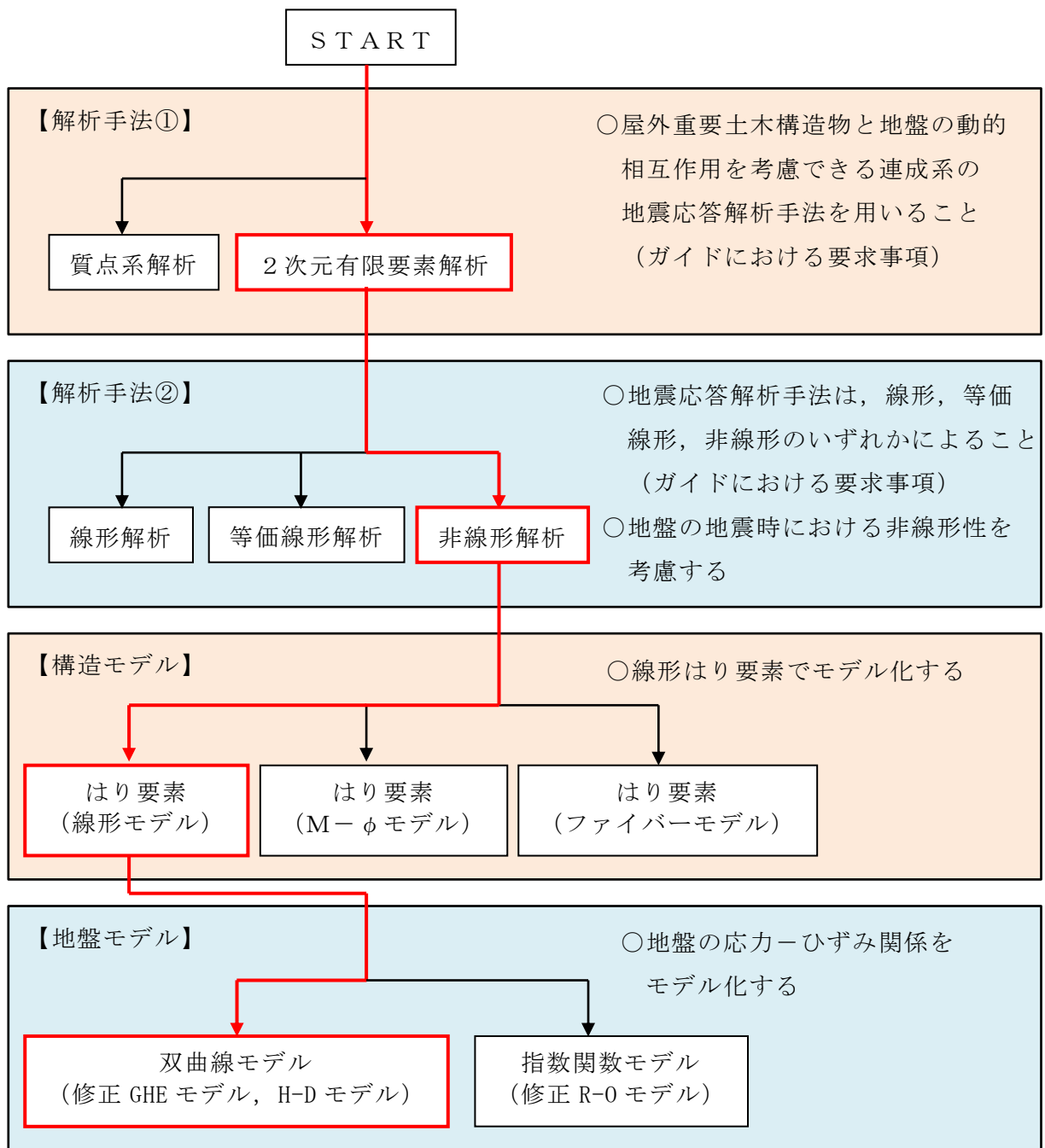


図 3-1 地震応答解析手法の選定フロー

3.2 地震応答解析モデルの設定

評価対象断面である③-③'断面は、第1ベントフィルタ格納槽の評価対象断面と同様であることから、第1ベントフィルタ格納槽の評価対象断面に親杭及び改良地盤を反映してモデル化することとする。

3.2.1 解析モデル領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会)」を参考に、図3-2に示すとおりにモデル幅を構造物基礎幅の5倍以上、モデル高さを構造物基礎幅の1.5倍~2倍以上とする。

第1ベントフィルタ格納槽の解析モデル領域については、北側に原子炉建物が隣接しているため、上記の考え方に加えて、隣接構造物外側の地盤応答を適切に表現できる範囲までモデル化領域を拡大して設定する。

なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長の5分の1程度を考慮し、要素高さを1m程度まで細分割して設定する。

構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル ((社) 土木学会, 2005年)」に従い、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの2.0倍以下とし、1.0倍程度まで細分して設定する。

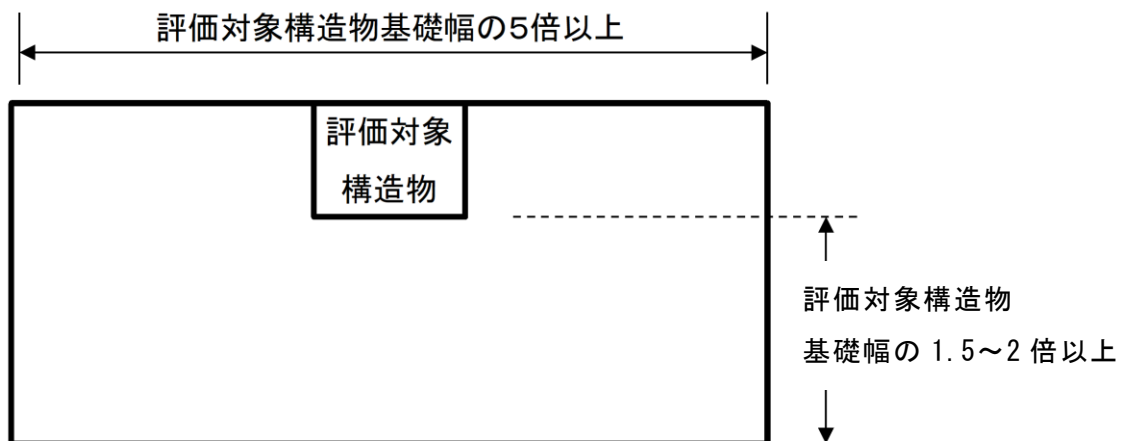


図3-2 モデル化範囲の考え方

3.2.2 境界条件

(1) 固有値解析時

固有値解析は、土留め工（親杭）背後の埋戻土を地盤改良した後の解析モデルにより実施する。

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側方境界はフリーとする。境界条件の概念図を図 3-3 に示す。

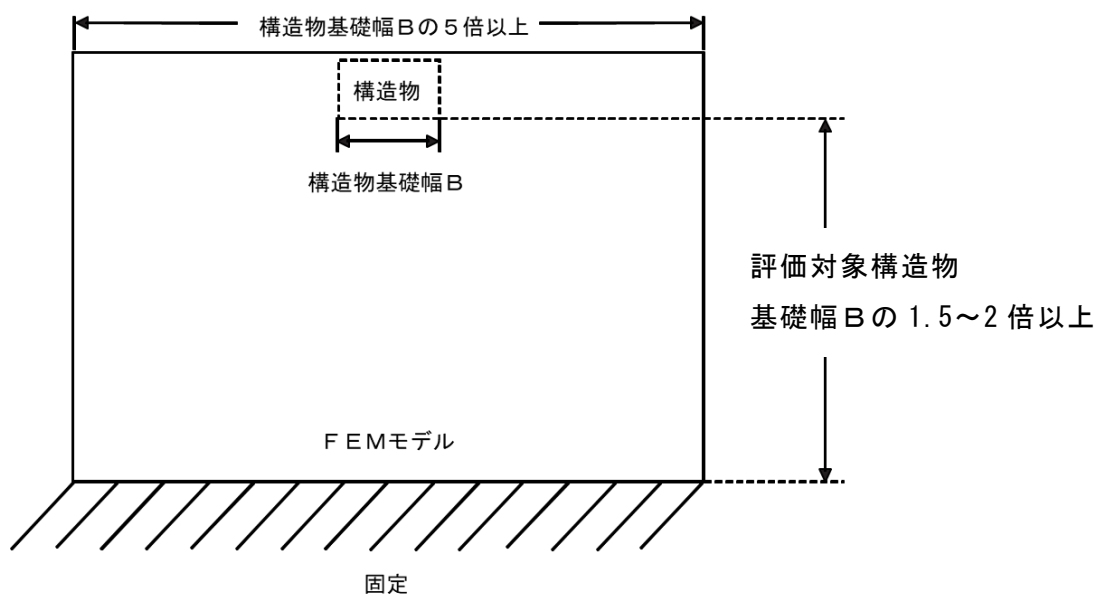


図 3-3 固有値解析における境界条件の概念図

(2) 常時応力解析時

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

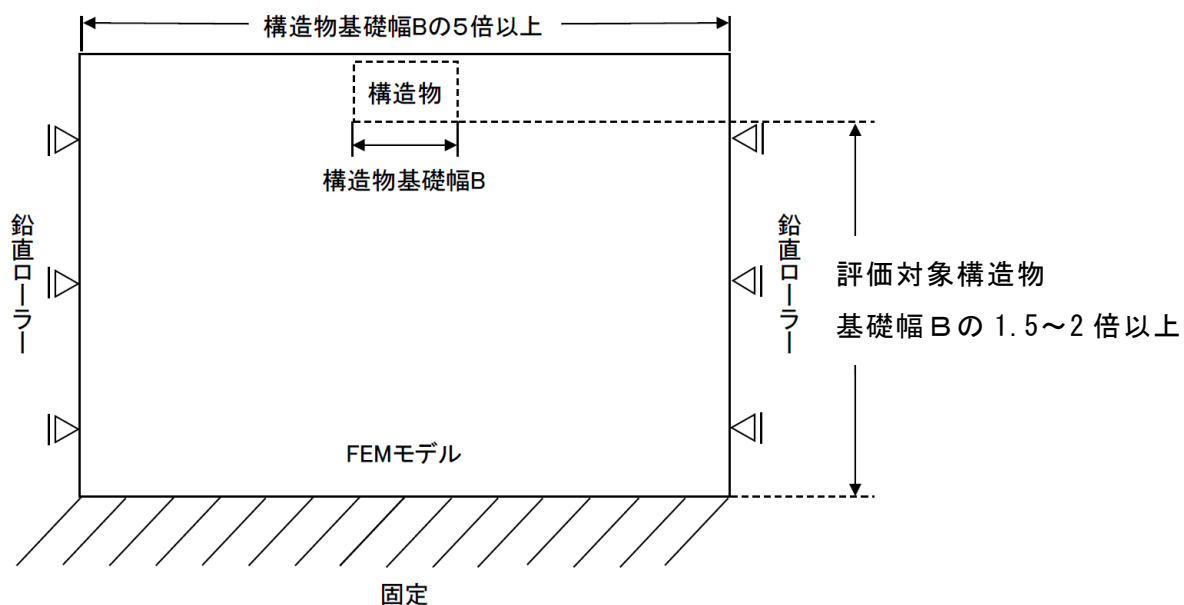


図3-4 常時応力解析における境界条件の概念図

(3) 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

境界条件の概念図を図 3-5 に示す。

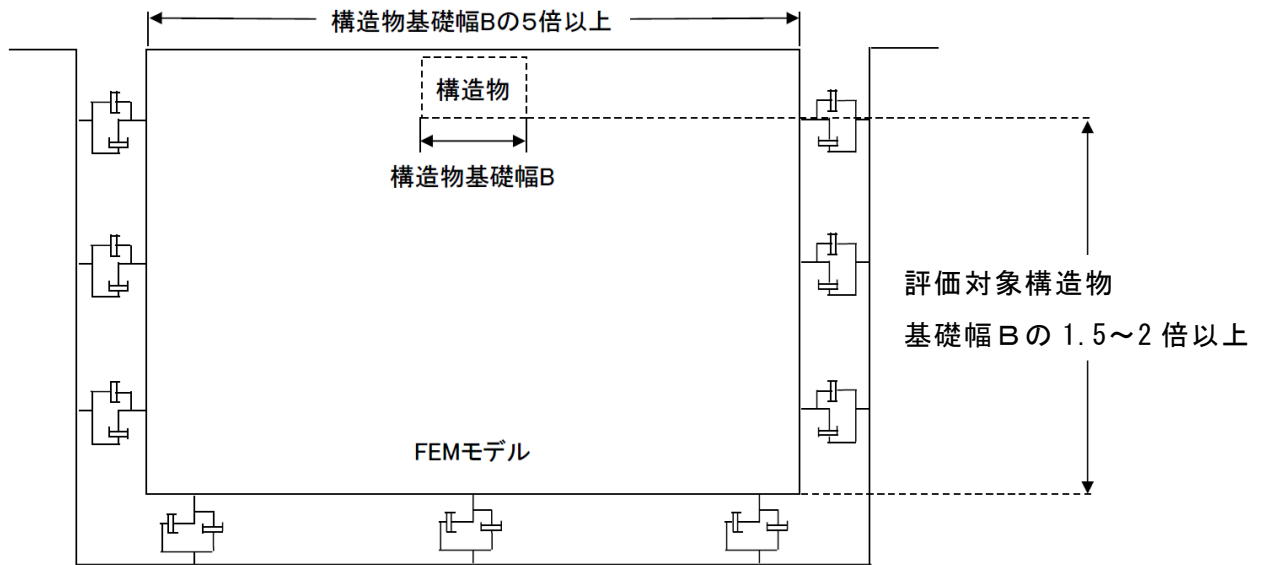


図 3-5 地震応答解析における境界条件の概念図

3.2.3 構造物のモデル化

評価対象部位（親杭）を線形はり要素によりモデル化する。

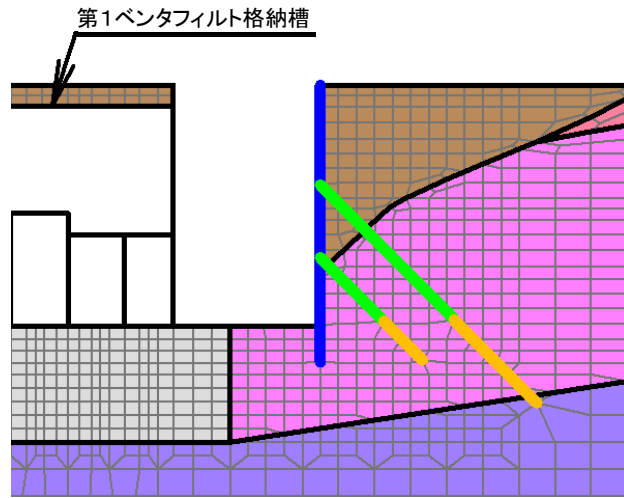
「2.8 耐震評価フロー」に記載のとおり，親杭の構造部材の健全性評価にあたっては，背後が埋戻土時点での常時応力解析による応力と，地盤改良後の地震応答解析による地震時増分応力を足し合わせた応力により照査を実施する。

グラウンドアンカについては，常時応力解析でのみモデル化し，地盤改良後の地震時の解析モデルではモデル化しない。グラウンドアンカのモデル化方法については，補足-027-08「浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料」のうち，「2.1.3 防波壁（逆T擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」に基づき，頭部を節点共有，自由長部を非線形ばね，拘束長部をMPCによりモデル化する。グラウンドアンカについては，図2-8(1)のとおり③-③'断面位置において，1段目のグラウンドアンカが撤去されているため，2段目，3段目のグラウンドアンカのみモデル化する。

なお，矢板及び腹起しについては，線形はり要素の節点に付加質量として与えることで，保守的に重量のみ考慮する。

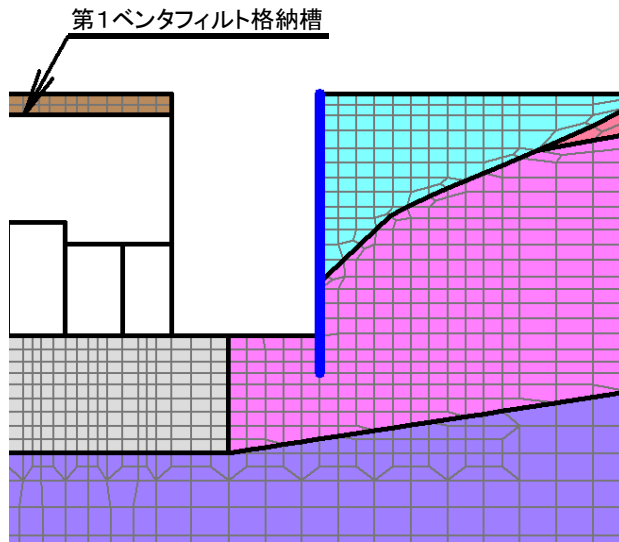
③-③'断面の解析モデル図を図3-6に，解析モデルの仕様及び物性値を表3-1に，図3-7にグラウンドアンカの非線形ばねモデルの概念図を示す。

- | | | | |
|--------------|--------------|-------------------|---------------------|
| ■ : 岩盤 (第①層) | ■ : 岩盤 (第④層) | ■ : 埋戻土 | — : 親杭 |
| ■ : 岩盤 (第②層) | ■ : 岩盤 (第⑤層) | ■ : MMR, 埋戻コンクリート | — : グラウンドアンカ (自由長部) |
| ■ : 岩盤 (第③層) | ■ : 改良地盤⑦ | ■ : 隣接構造物 | — : グラウンドアンカ (拘束長部) |



- | | |
|---|-----------------------|
| — | 親杭: 線形はり要素 |
| — | グラウンドアンカ(自由長部): 非線形ばね |
| — | グラウンドアンカ(拘束長部): MPC |

(地盤改良前)



- | | |
|---|------------|
| — | 親杭: 線形はり要素 |
|---|------------|

(地盤改良後)

図 3-6 解析モデル図 (③-③' 断面)

表 3-1(1) 解析モデルの仕様及び物性値 (③-③' 断面)

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	断面積 (cm ²)	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν	減衰定数
親杭	77.0	231.5	2.0×10^5	0.3	0.03
矢板	77.0 *1	— *2	— *2	— *2	— *2
腹起し	77.0 *1	— *2	— *2	— *2	— *2

注記*1：設置位置を考慮し、節点に負荷荷重として与えることで考慮する。

*2：矢板及び腹起しについては保守的に重量のみを考慮し、腹起しについては1段当り2本の重量を考慮する。

表 3-1(2) 解析モデルの仕様及び物性値 (③-③' 断面) (グラウンドアンカ)

	引張剛性 k (kN/m)	テンドン 降伏引張力*2 (kN)	設計 アンカー力*2 (kN)
グラウンドアンカ*1 (2段目)	5687	520	150
グラウンドアンカ*1 (3段目)	4634	208	30

注記*1：グラウンドアンカについては常時応力解析のみモデル化する。

*2：テンドン降伏引張力及び設計アンカー力は単位奥行当たりの値とする。

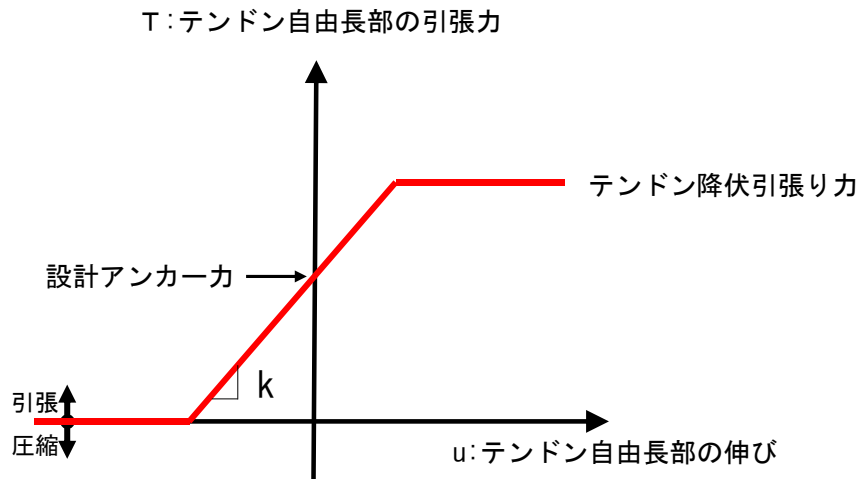


図 3-7 グラウンドアンカの非線形ばねモデルの概念図

3.2.4 隣接構造物等のモデル化

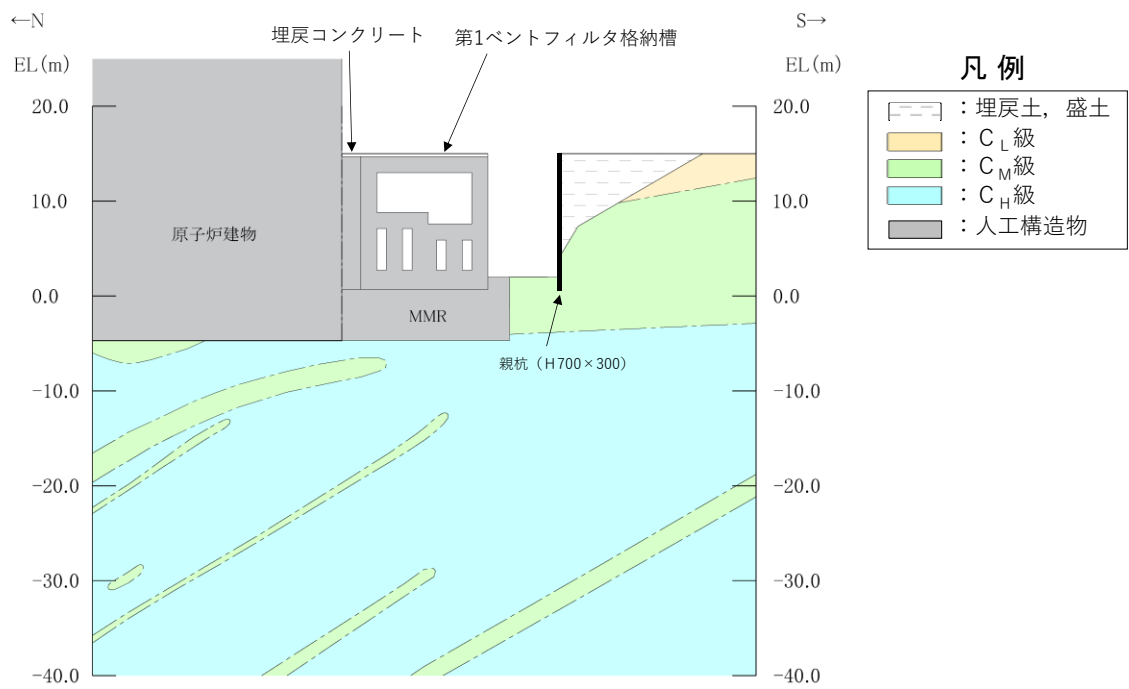
③-③' 断面における第1ベントフィルタ格納槽及び原子炉建物については、補足-026-09「第1ベントフィルタ格納槽の地震応答計算書及び耐震性についての計算書に関する補足説明資料」に示すモデル化方法と同様とする。

3.2.5 地盤、埋戻コンクリート及びMMRのモデル化

岩盤、埋戻コンクリート及びMMRは線形の平面ひずみ要素でモデル化する。

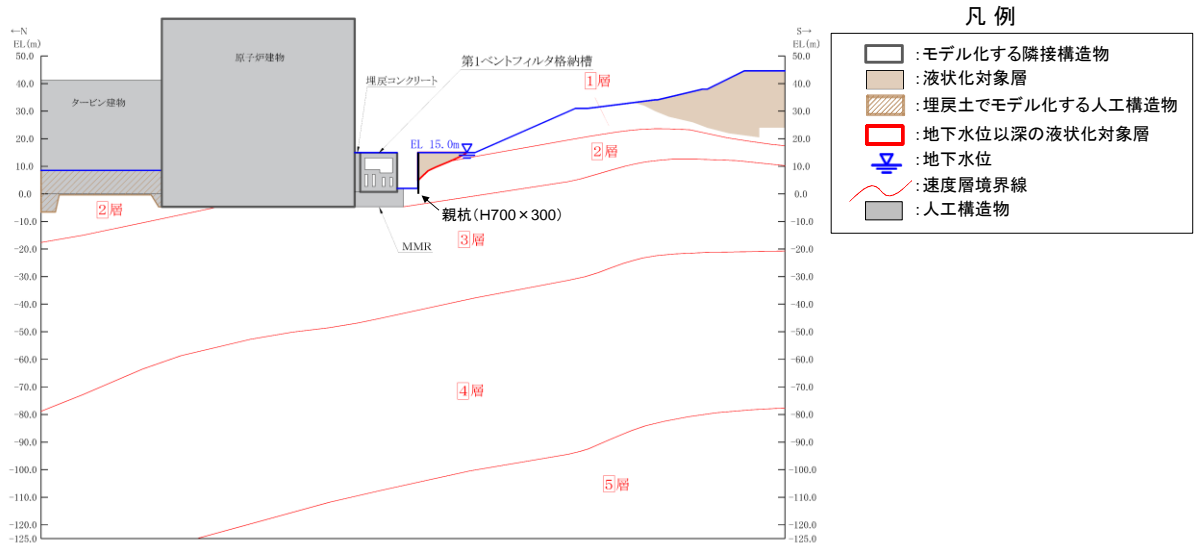
埋戻土及び改良地盤は、地盤の非線形性をマルチスプリング要素で考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。なお、掘削箇所の耐震評価については、VI-1-1-7-別添1「可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルート」に記載する。

地盤のモデル化に用いる、地質断面図を図3-8に示す。



注：グラウンドアンカは省略している。

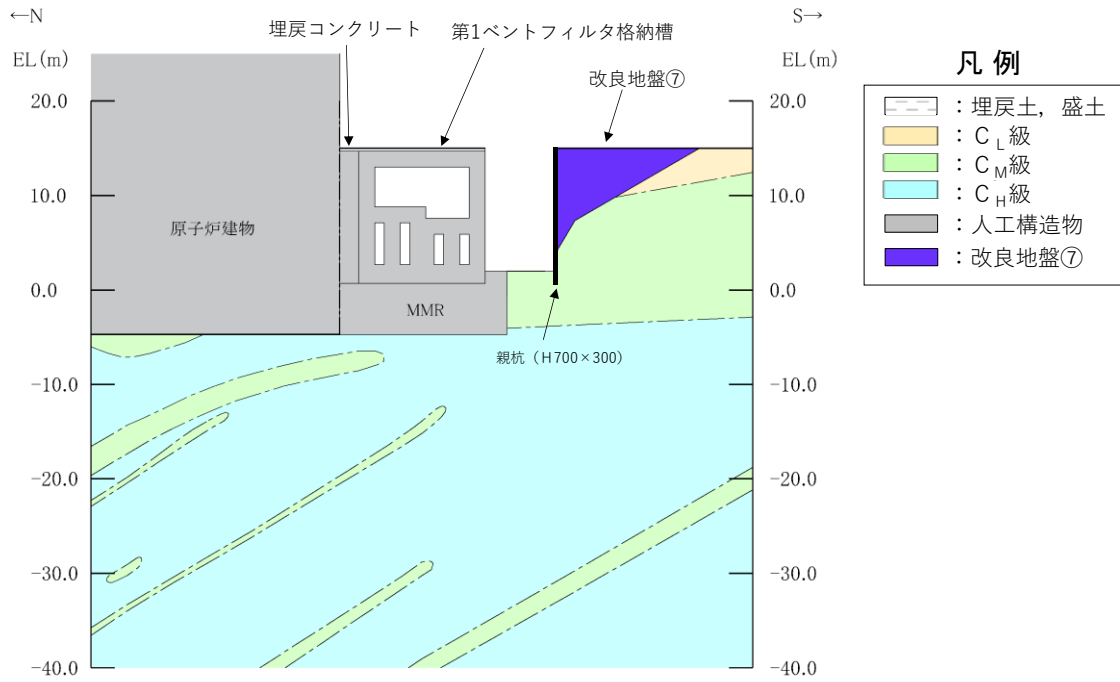
(岩級図)



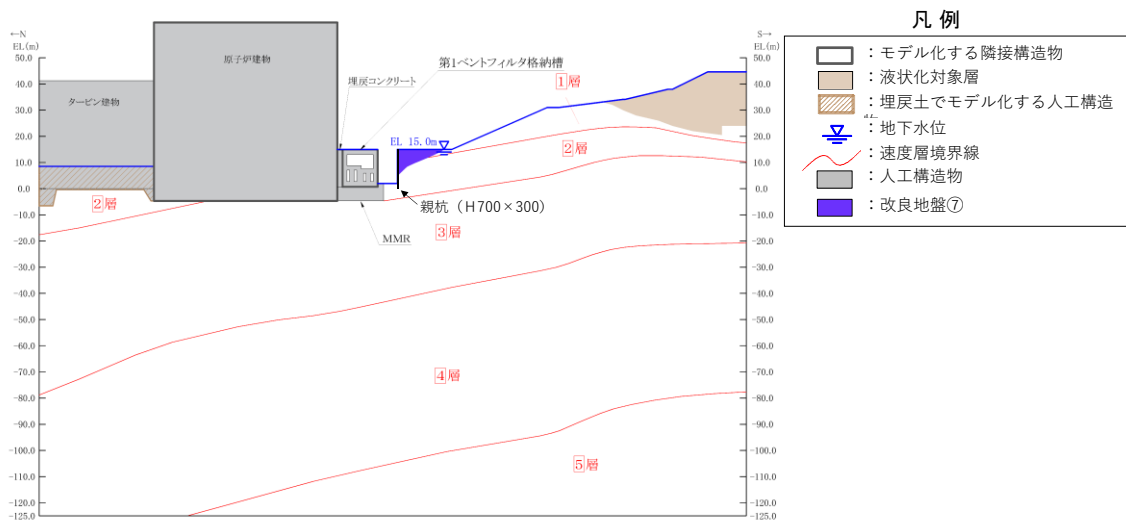
注：グラウンドアンカは省略している。

(速度層図)

図 3-8(1) 評価対象地質断面図 (③-③' 断面)
(地盤改良前)



(岩級図)

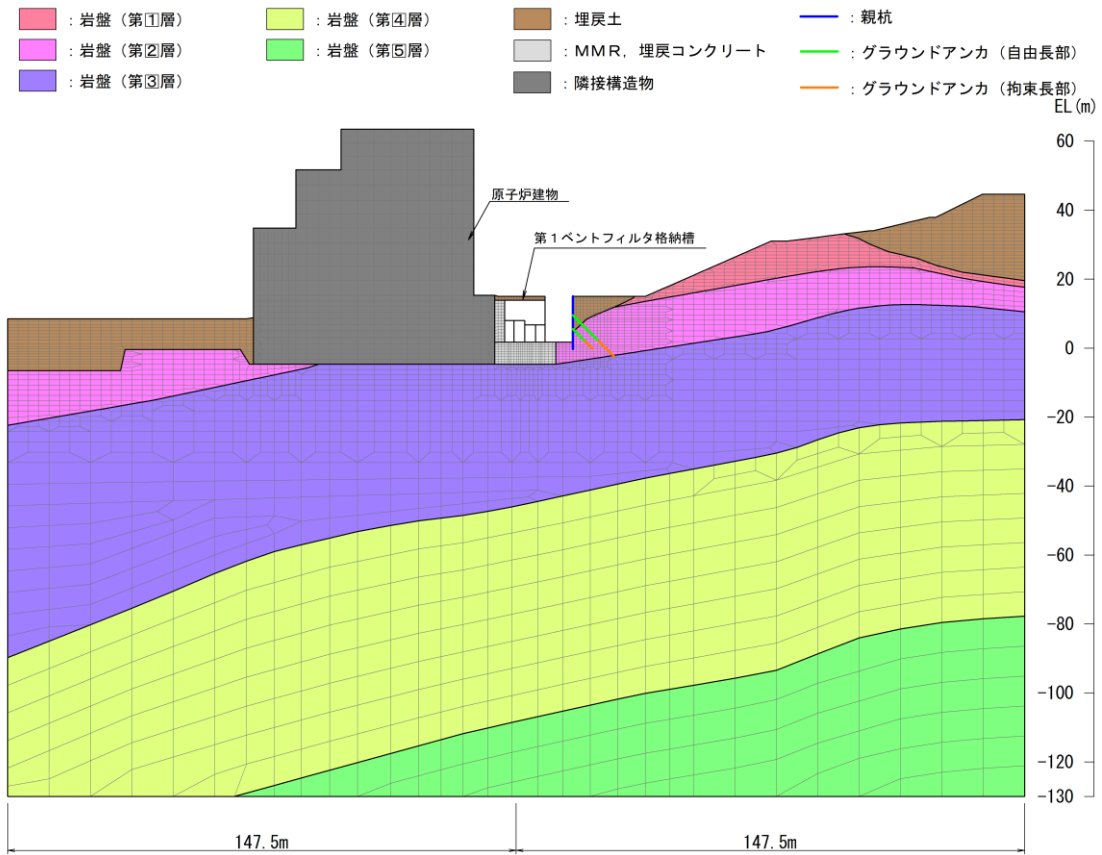


(速度層図)

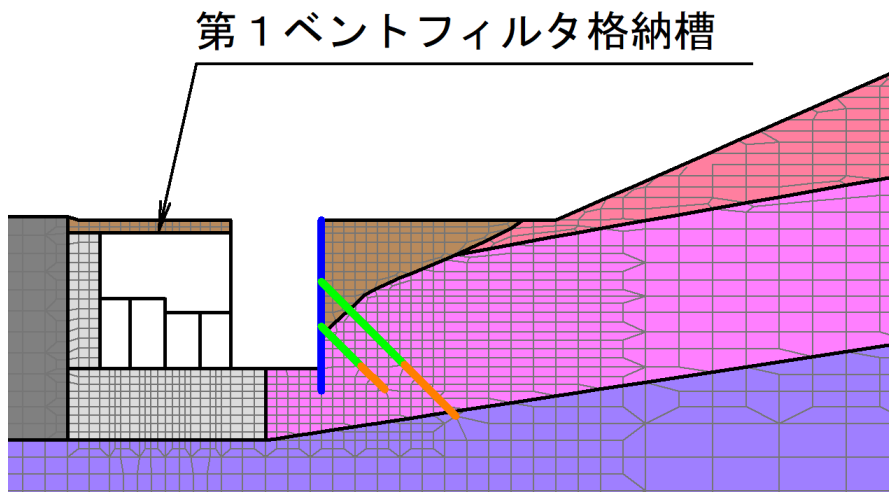
図 3-8(2) 評価対象地質断面図 (③-③' 断面)
(地盤改良後)

3.2.6 解析モデル

評価対象地質断面図を踏まえて設定した常時応力解析モデル図及び地震応答解析モデル図を図 3-9 に示す。

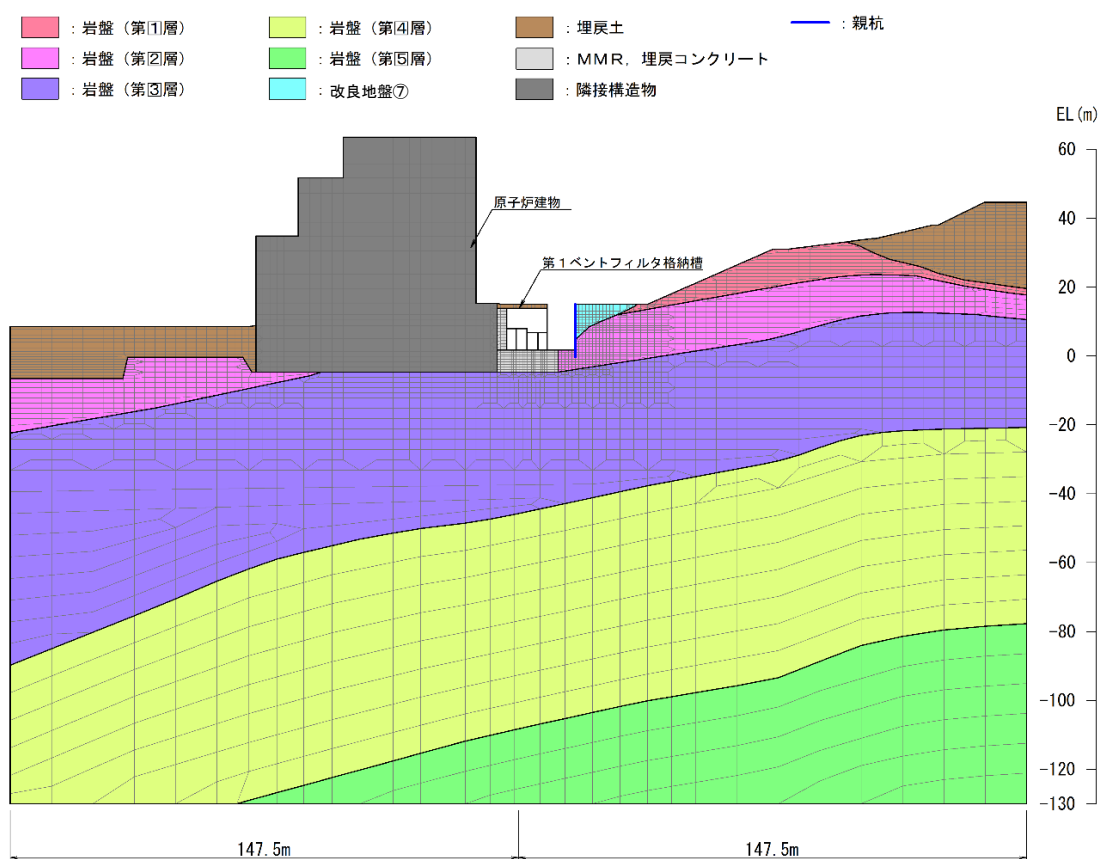


(全体図)

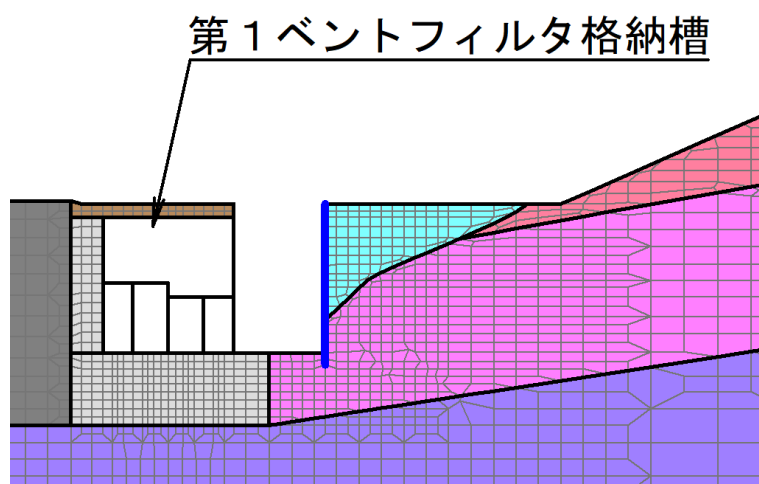


(拡大図)

図 3-9(1) 常時応力解析モデル図
(③-③' 断面, 地盤改良前)



(全体図)



(拡大図)

図 3-9(2) 地震応答解析モデル図
(③-③' 断面, 地盤改良後)

3.2.7 ジョイント要素の設定

地盤と構造物との接合面にジョイント要素を設けることにより、地震時の地盤と構造物の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は、地盤と構造物の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造物の接合面におけるせん断強度以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

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

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

ここに、 τ_f : せん断強度

c : 粘着力 (= 初期せん断強度 τ_0)

ϕ : 内部摩擦角

表 3-2 周辺地盤との境界に用いる強度特性

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
岩盤 (C _H 級)	1.62	53
岩盤 (C _M 級)	1.23	52
岩盤 (C _L 級)	0.56	37
改良地盤	1.25	0
埋戻コンクリート・MMR ($f'_c = 18.0$ N/mm ²)	3.58	40

表 3-3 要素間の粘着力と内部摩擦角

接合条件		粘着力 c (N/mm^2)	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)
材料 1	材料 2		
構造物	無筋コンクリート* ¹	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
	埋戻土	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
	岩盤	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
	改良地盤	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
改良地盤	C _H 級・C _M 級岩盤	材料 1 の c	材料 1 の ϕ
	C _L 級岩盤	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
無筋コンクリート* ¹	無筋コンクリート* ¹	設計基準強度が 小さい材料の c	設計基準強度が 小さい材料の ϕ
	埋戻土	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
	岩盤	— * ²	— * ²

注記*1：MMR，置換コンクリート及び埋戻コンクリートの総称

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

ジョイント要素のばね定数は，「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（（社）土木学会，2005年）」を参考に，数値計算上，不安定な挙動を起こさない程度に周囲材料の剛性よりも十分に大きな値を設定する。表 3-4 にジョイント要素のばね定数を示す。

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

表 3-4 ジョイント要素のばね定数

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

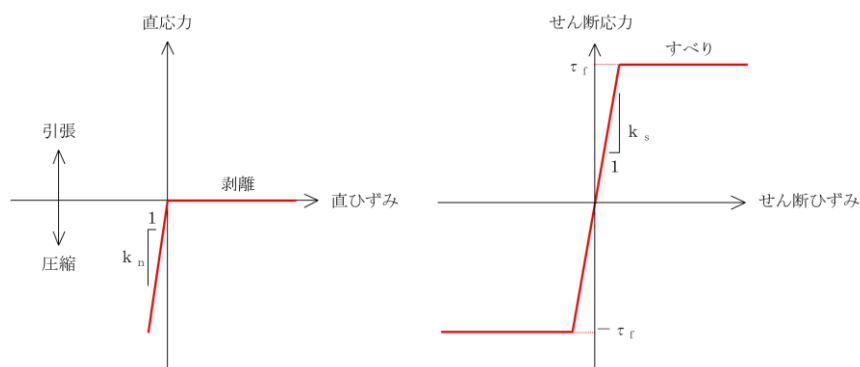
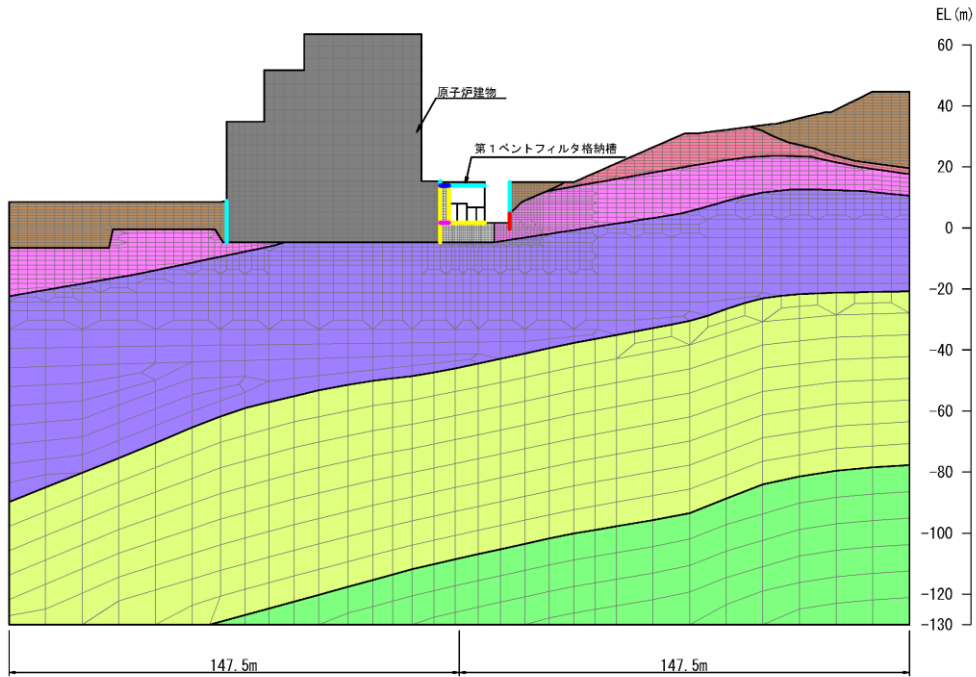
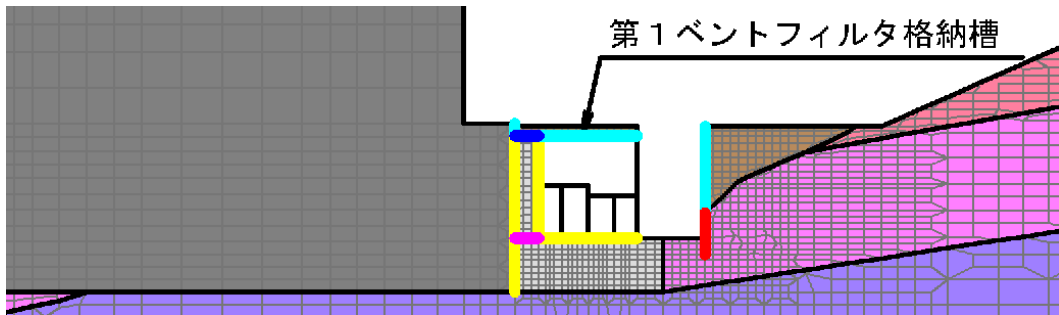


図 3-10 ジョイント要素の力学特性

- | | | | |
|--------------|--------------|-------------------|---------------------------------|
| ■ : 岩盤 (第Ⅰ層) | ■ : 岩盤 (第Ⅳ層) | ■ : 埋戻土 | — : ジョイント要素 (構造物-無筋コンクリート) |
| ■ : 岩盤 (第Ⅱ層) | ■ : 岩盤 (第Ⅴ層) | ■ : MMR, 埋戻コンクリート | — : ジョイント要素 (構造物-岩盤) |
| ■ : 岩盤 (第Ⅲ層) | | ■ : 隣接構造物 | — : ジョイント要素 (構造物-埋戻土) |
| | | | — : ジョイント要素 (無筋コンクリート-無筋コンクリート) |
| | | | — : ジョイント要素 (無筋コンクリート-埋戻土) |



(全体図)

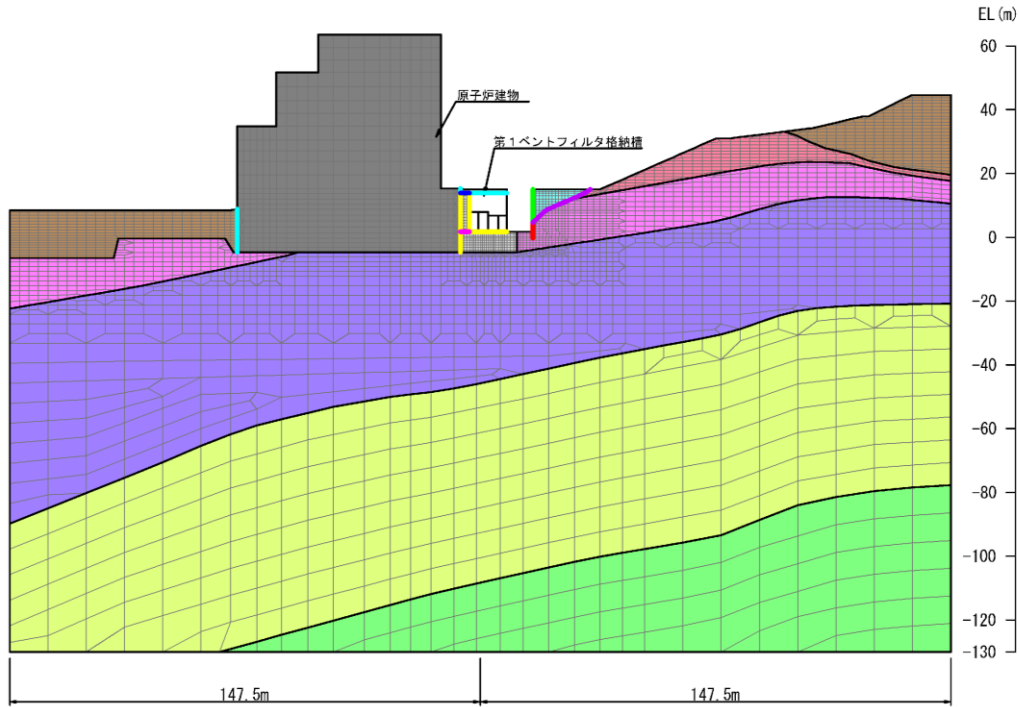


注：親杭及びグラウンドアンカは省略している。

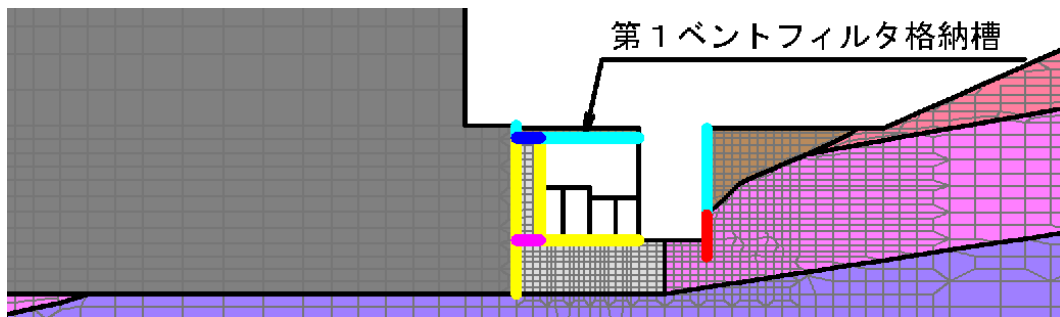
(拡大図)

図 3-11(1) ジョイント要素の配置 (③-③' 断面, 常時応力解析モデル図)

- | | | | |
|--------------|--------------|-------------------|---------------------------------|
| ■ : 岩盤 (第Ⅰ層) | ■ : 岩盤 (第Ⅳ層) | ■ : 埋戻土 | — : ジョイント要素 (構造物-無筋コンクリート) |
| ■ : 岩盤 (第Ⅱ層) | ■ : 岩盤 (第Ⅲ層) | ■ : MMR, 埋戻コンクリート | — : ジョイント要素 (構造物-岩盤) |
| ■ : 岩盤 (第Ⅲ層) | ■ : 地盤改良土 | ■ : 隣接構造物 | — : ジョイント要素 (構造物-埋戻土) |
| | | | — : ジョイント要素 (構造物-改良地盤) |
| | | | — : ジョイント要素 (無筋コンクリート-無筋コンクリート) |
| | | | — : ジョイント要素 (無筋コンクリート-埋戻土) |
| | | | — : ジョイント要素 (改良地盤-岩盤) |



(全体図)



注：親杭は省略している。

(拡大図)

図 3-11(2) ジョイント要素の配置 (③-③' 断面, 地震応答解析モデル図)

3.3 減衰定数

減衰定数は、粘性減衰及び履歴減衰で考慮する。

固有値解析にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与える。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3-12 に示す。

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

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α , β : 係数

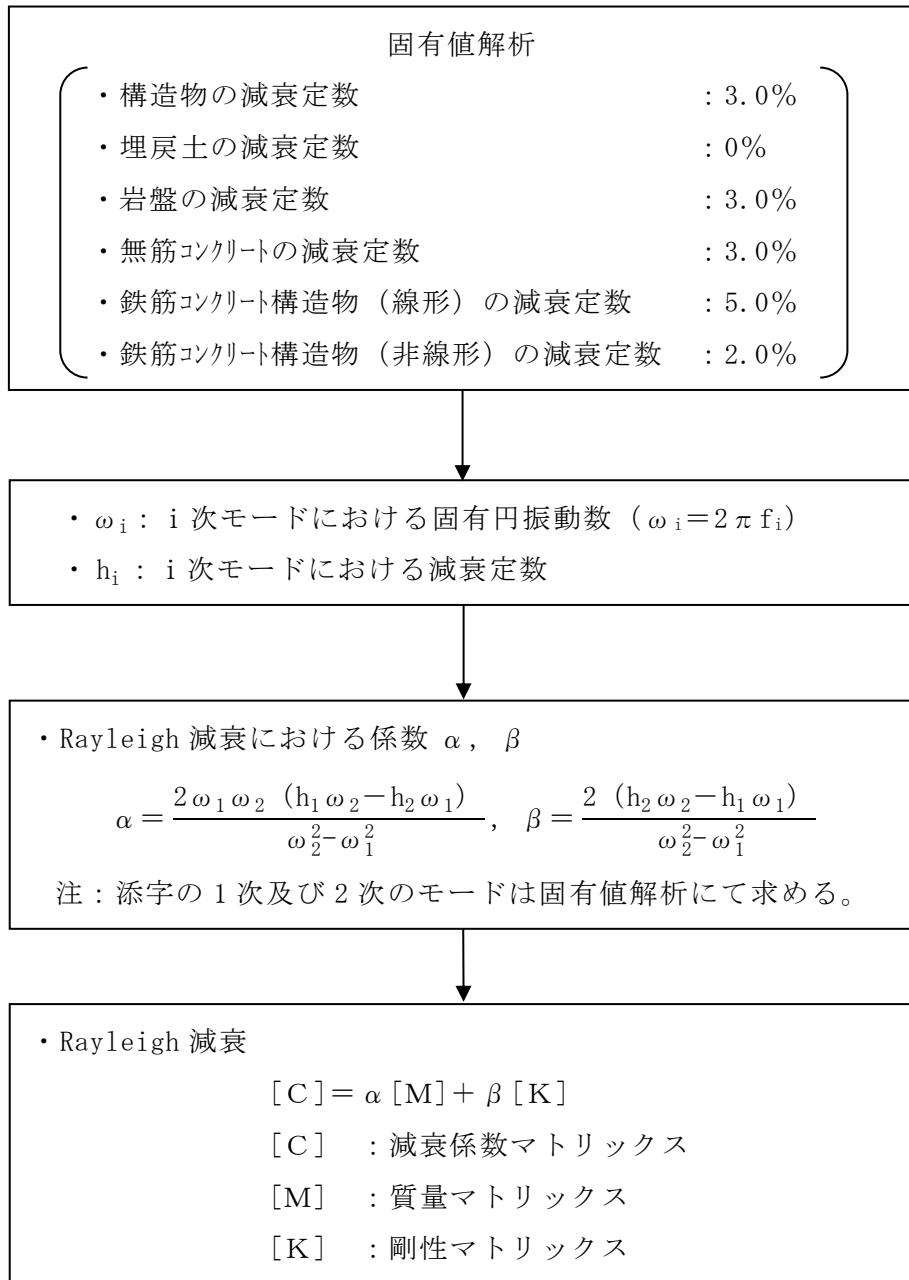


図 3-12 Rayleigh 減衰の設定フロー

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

$$h_i = \alpha / 2 \omega_i + \beta \omega_i / 2$$

h_i : 固有値解析により求められた i 次モードの減衰定数

ω_i : 固有値解析により求められた i 次モードの固有円振動数

固有値解析結果の一覧を表 3-5 に、固有値解析におけるモード図を図 3-13 に、係数 α , β を表 3-6 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 3-14 に示す。

なお、卓越するモードの選定にあたっては、鉛直モードが卓越する場合及び Rayleigh 減衰が各モードの減衰より過度に大きくなる場合を除外した。

表 3-5 固有値解析結果 (③-③' 断面)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T _x	T _y	β_x	β_y	
1	2.386	31	0	6.99	-0.56	1次として採用
2	2.936	36	0	-7.18	-0.50	
3	3.714	3	2	2.97	-2.23	
4	4.423	0	3	0.71	1.76	
5	4.986	4	13	1.64	2.86	
6	5.102	2	1	-1.96	1.20	2次として採用
7	5.510	2	7	-2.01	4.54	
8	5.816	0	15	-0.52	5.24	
9	5.937	3	1	1.89	-0.95	
10	6.152	1	2	-0.85	-1.01	

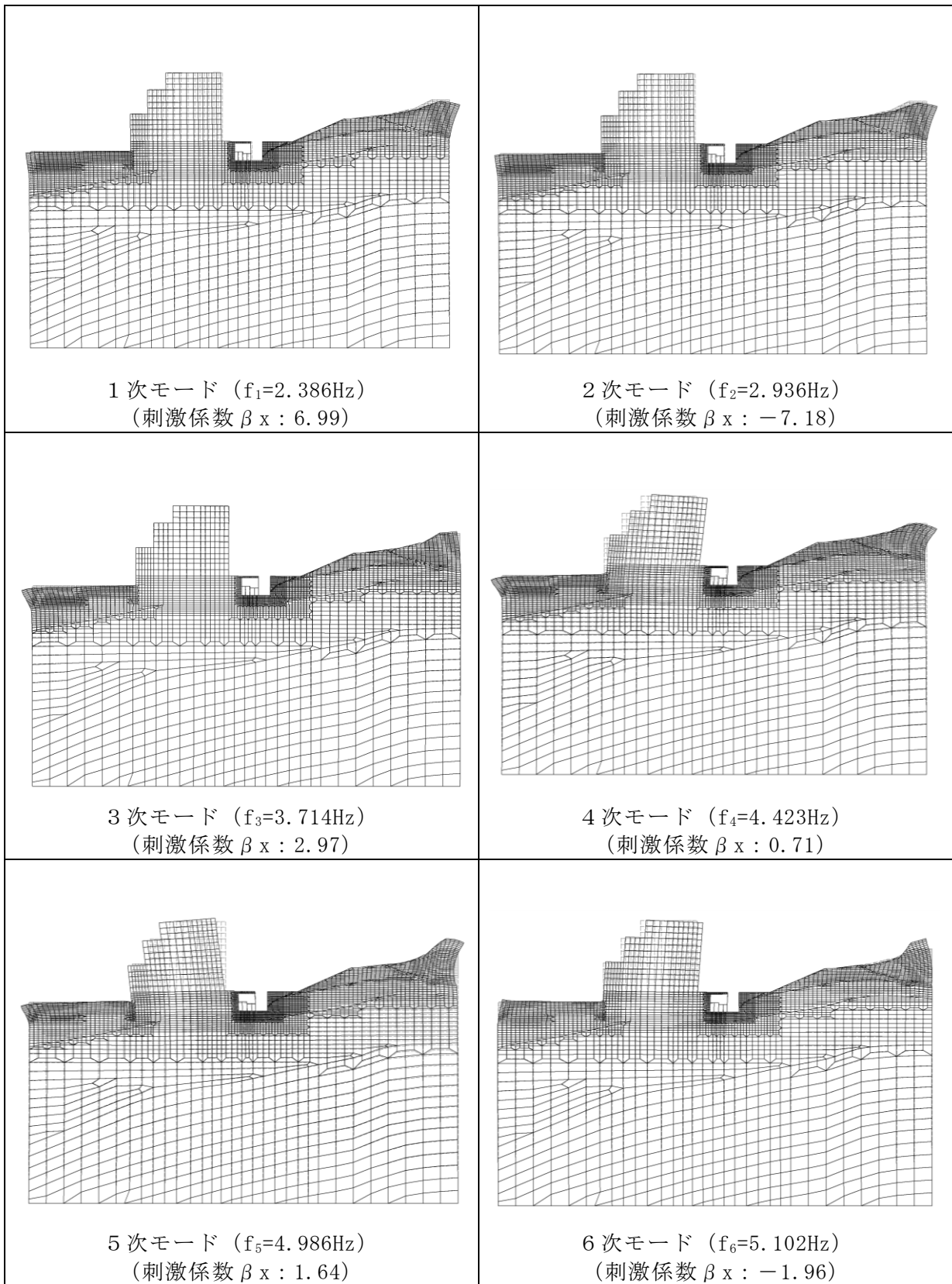


図 3-13(1) 固有値解析結果 (モード図) (③-③' 断面)

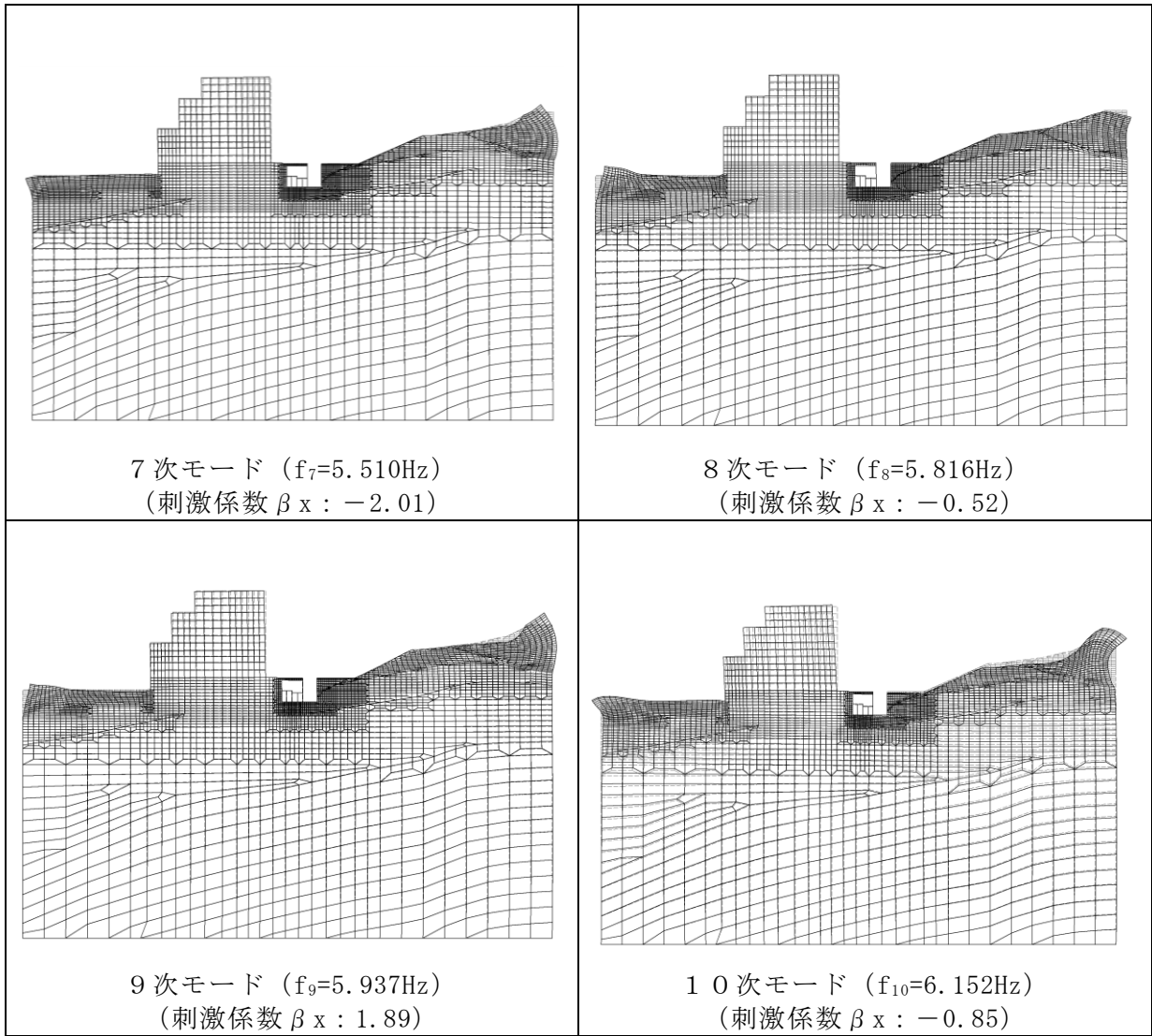


図 3-13(2) 固有値解析結果 (モード図) (③-③' 断面)

表 3-6 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

評価対象断面	α	β
③-③' 断面	3.744×10^{-1}	8.753×10^{-4}

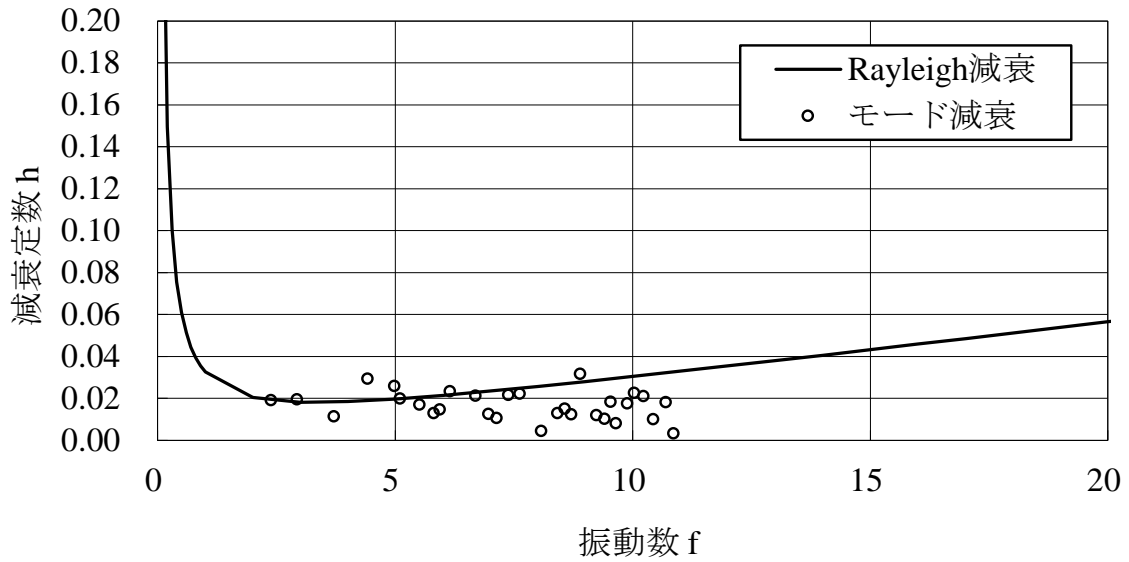


図 3-14 設定した Rayleigh 減衰 (③-③' 断面 (南北方向))

3.4 荷重及び荷重の組合せ

耐震評価にて考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し、それぞれを組み合わせて設定する。地震荷重には、地震時土圧及び機器・配管系からの反力による荷重が含まれるものとする。

荷重の組合せを表 3-7 に示す。

表 3-7 荷重の組合せ

種別	荷重		算定方法の概要
永久荷重 (常時荷重)	固定 荷重	躯体自重	○ 設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管荷重	— 機器・配管系がないことから考慮しない。
	積載 荷重	静止土圧	○ 常時応力解析により設定する。
		外水圧	○ 地下水位に応じた静水圧として考慮する。 地下水の密度を考慮する。
		積雪荷重	○ 地表面に考慮する。
		風荷重	— 土留め工（親杭）は、近傍に2号機原子炉建物、第1ベントフィルタ格納槽、第1ベントフィルタ格納槽遮蔽及び低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽が設置されており、地表面より下に設置されていることから、風荷重を考慮しない。
		土被り荷重	— 土被りがないことから考慮しない。
永久上載荷重	— 地表面に恒常的に置かれる設備等はないことから考慮しない。		
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動	○	基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動	○	

3.4.1 外水圧

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

3.4.2 積雪荷重

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

3.5 地震応答解析の解析ケース

3.5.1 耐震評価における解析ケース

地震応答解析に用いる解析ケースを表 3-8 に示す。

土留め工（親杭）の耐震評価において支配的な改良地盤⑦については、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」のとおり、解析用物性値の設定において、耐震評価上保守的になるように設定されていること及び実施工において設計値を上回るように施工されることから、改良地盤のばらつきを踏まえでも保守的な設定になっていると判断し、地盤のばらつきは考慮しないこととする。

表 3-8 解析ケース

解析ケース	地盤物性	
	改良地盤⑦	岩盤
ケース① (基本ケース)	平均値	平均値

土留め工（親杭）の耐震評価における解析ケースは、背面の改良地盤から作用する土圧の合力が土留め工（親杭）の損傷及び転倒に対して厳しくなるケースとする。

このため、「4.1 入力地震動の設定」に示す入力地震動のうち、水平動が卓越した $S_s - D$ 及び $S_s - N1$ とし、 $S_s - N1$ については、図 3-15 のとおり、水平加速度最大となる時刻において、土留め工（親杭）背後の山体に作用する慣性力の合力が、土留め工（親杭）の損傷及び転倒に対して厳しい方向となる $S_s - N1$ (--) とする。

耐震評価における解析ケースは、表 3-9 に示す。

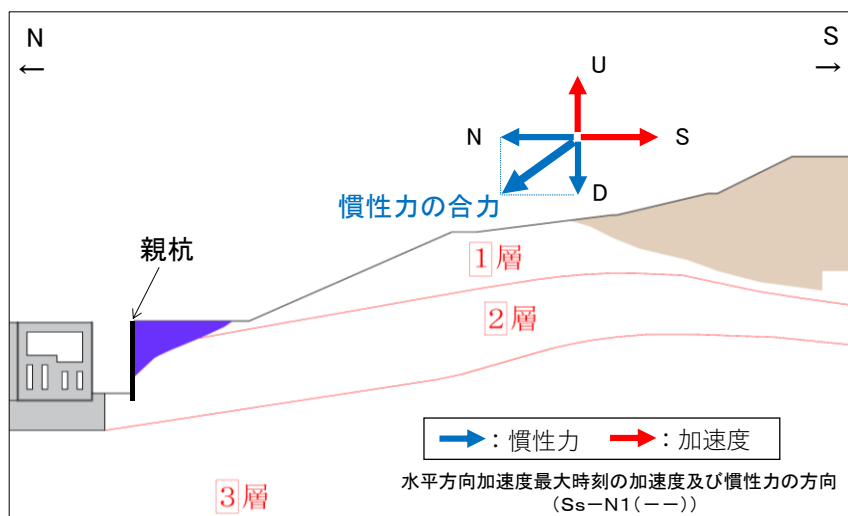
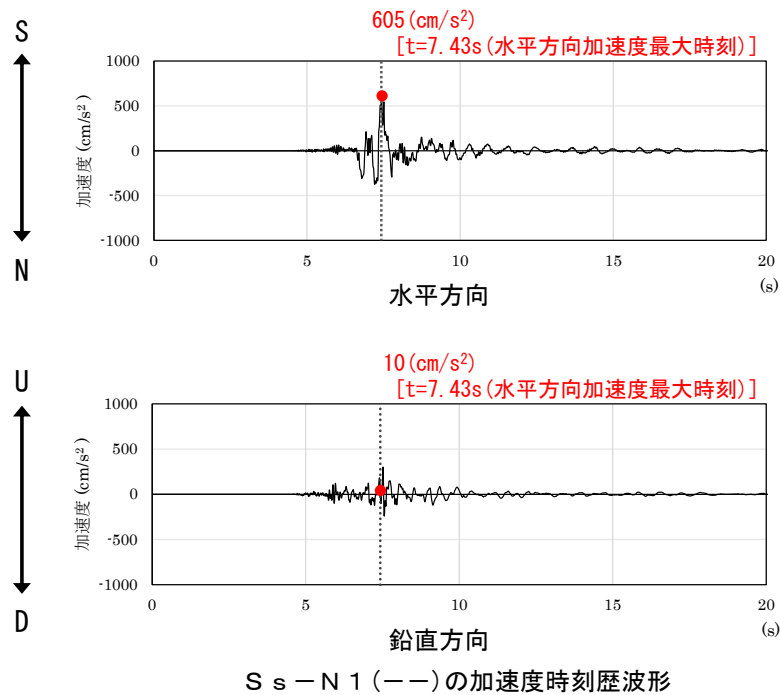


図 3-15 $S_s - N1$ の加速度時刻歴波形及び水平方向加速度最大時刻の慣性力の方向

表 3-9 耐震評価における解析ケース

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

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

4. 評価内容

4.1 入力地震動の設定

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

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

入力地震動算定の概念図を図4-1に示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」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、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

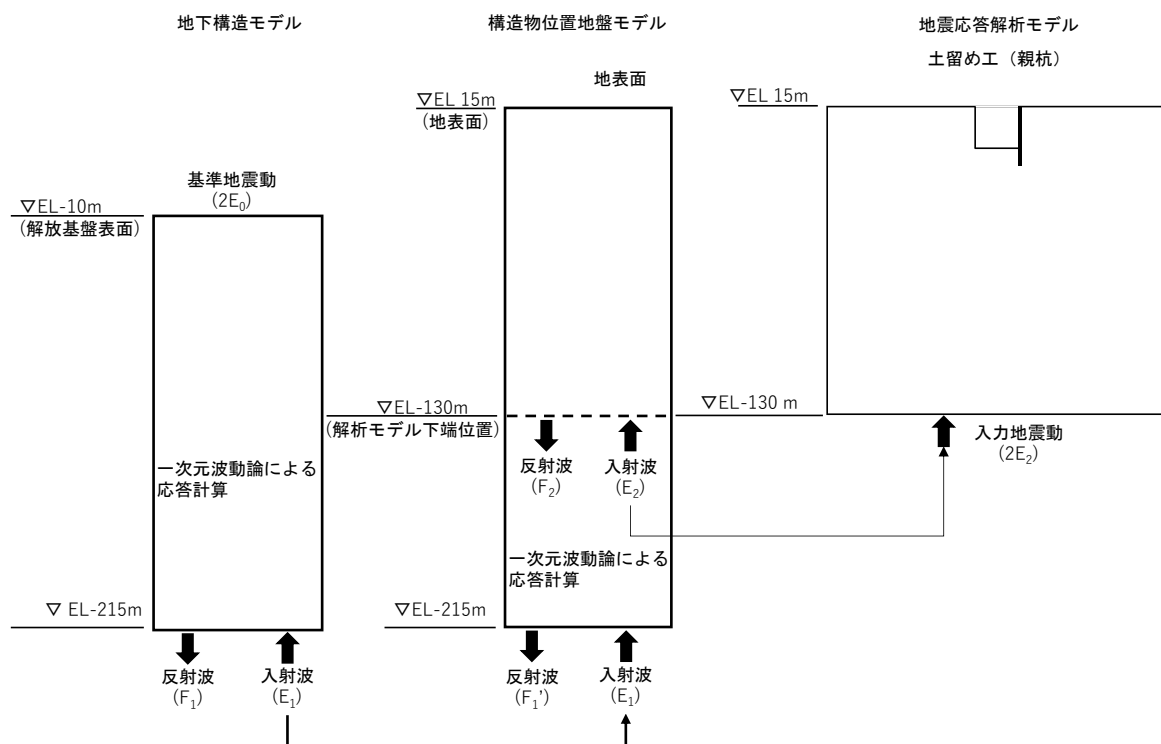
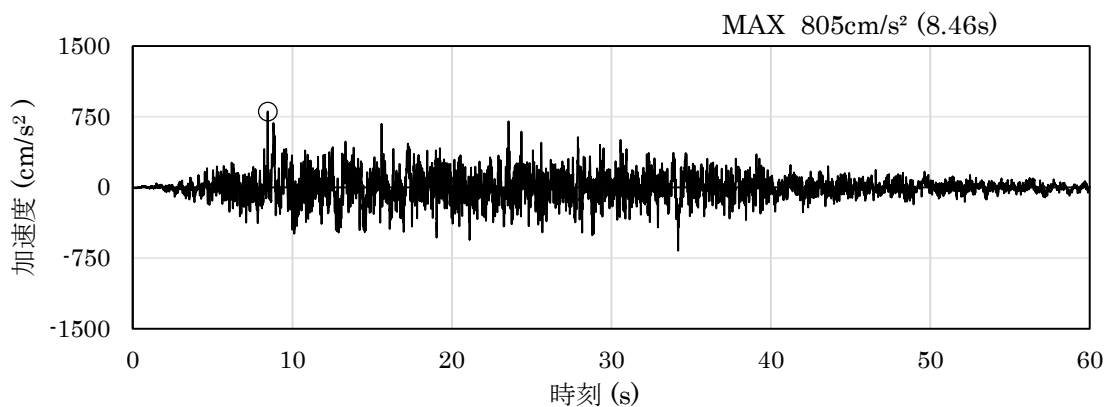


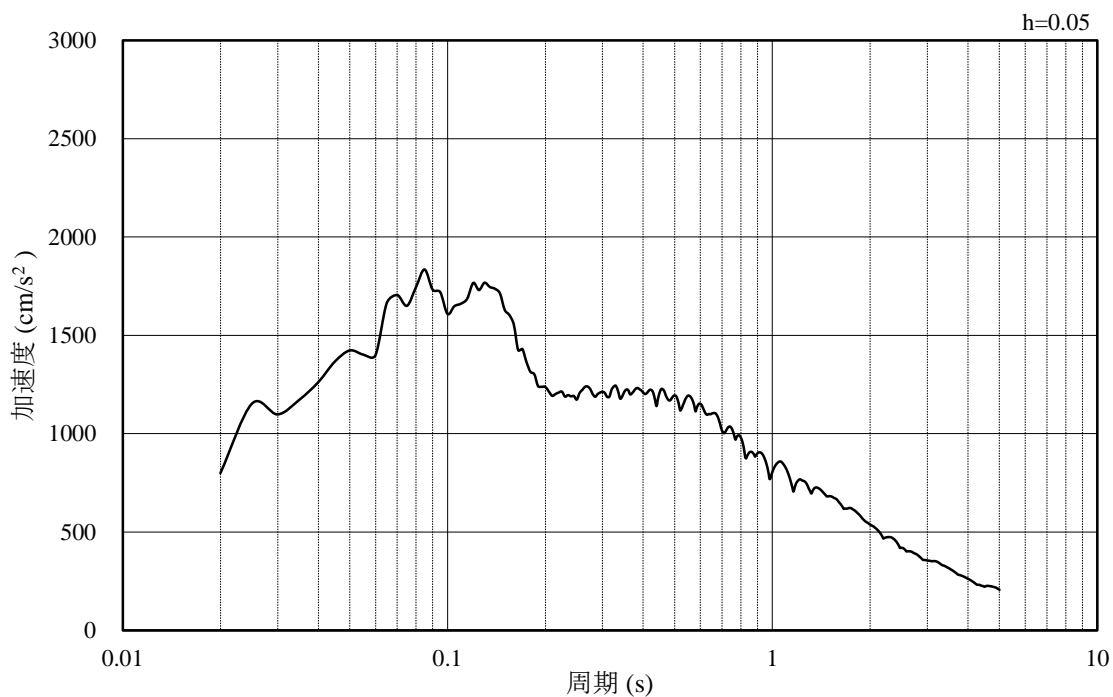
図 4-1 入力地震動算定の概念図

4.1.1 ③-③'断面の入力地震動

図4-2～図4-5に③-③'断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。

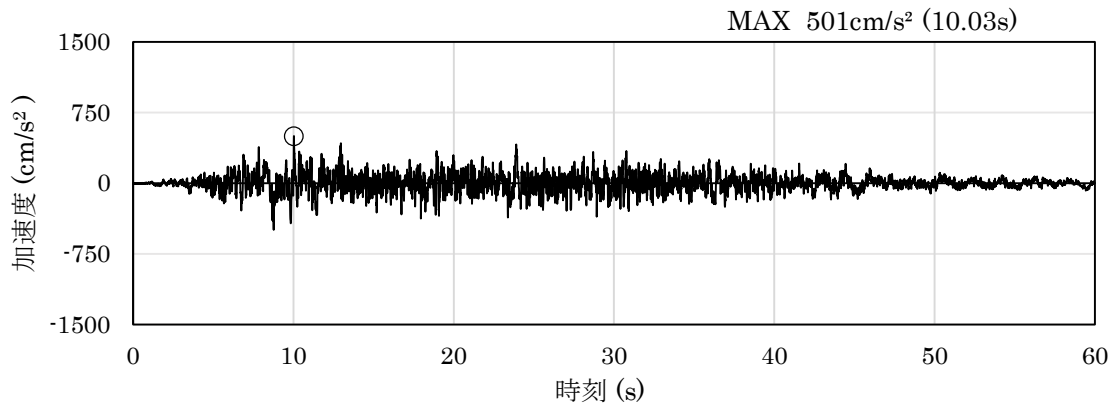


(a) 加速度時刻歴波形

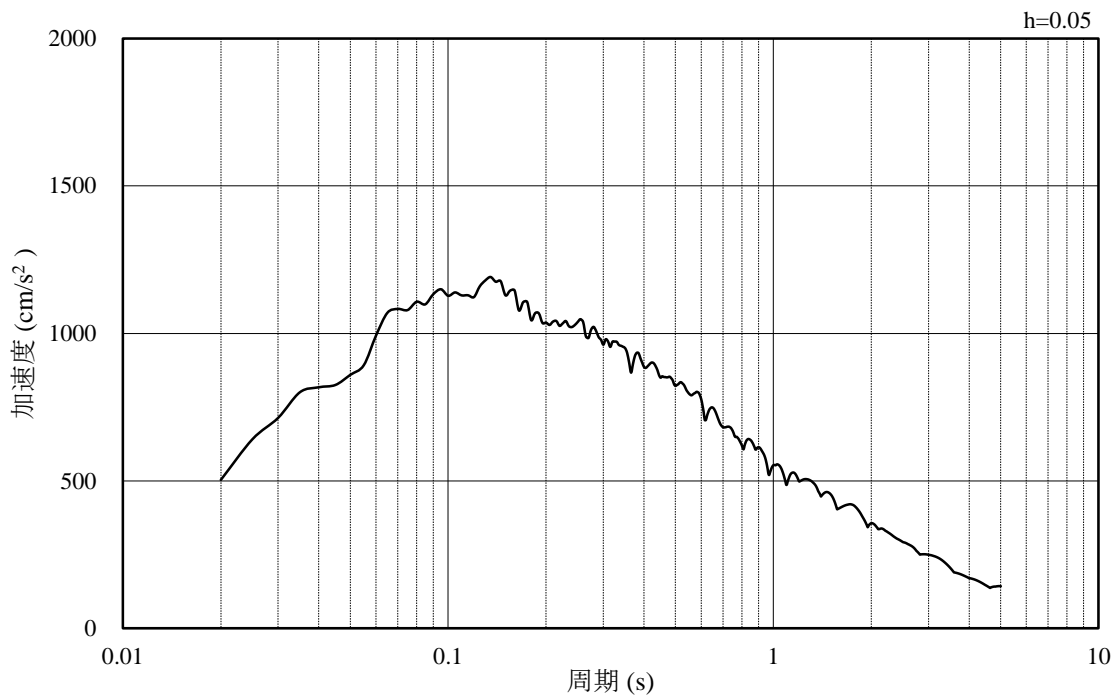


(b) 加速度応答スペクトル

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

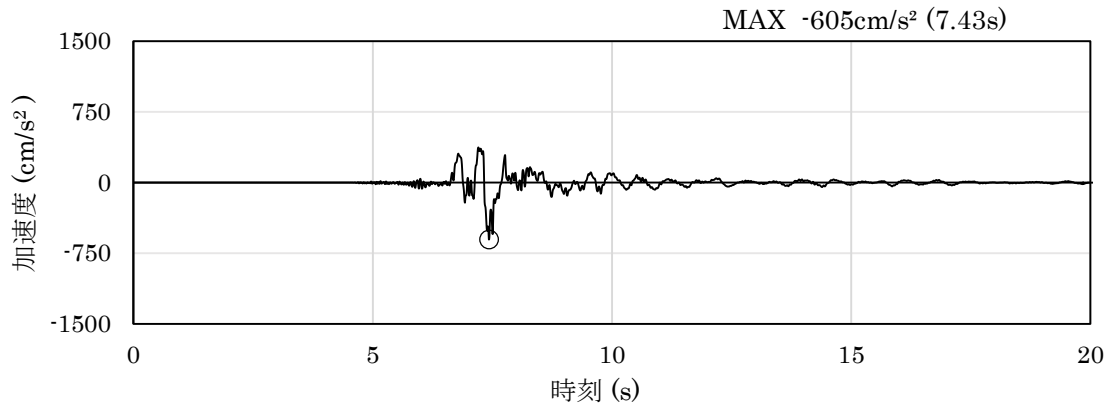


(a) 加速度時刻歴波形

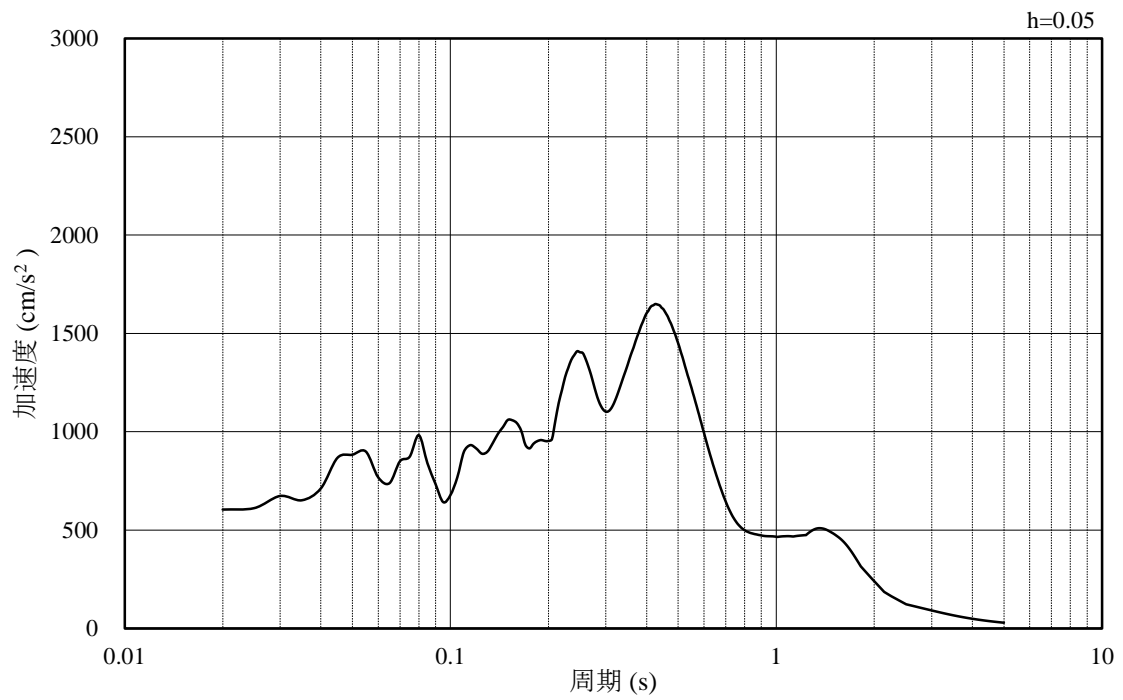


(b) 加速度応答スペクトル

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

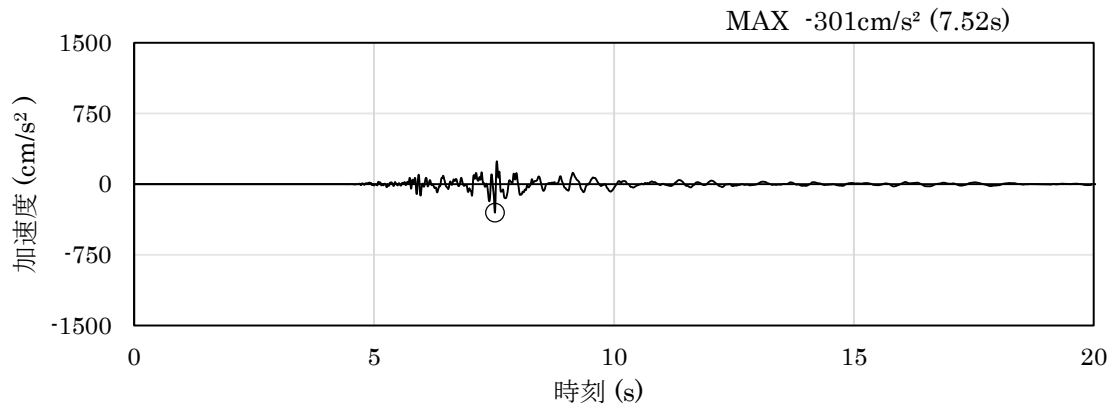


(a) 加速度時刻歴波形

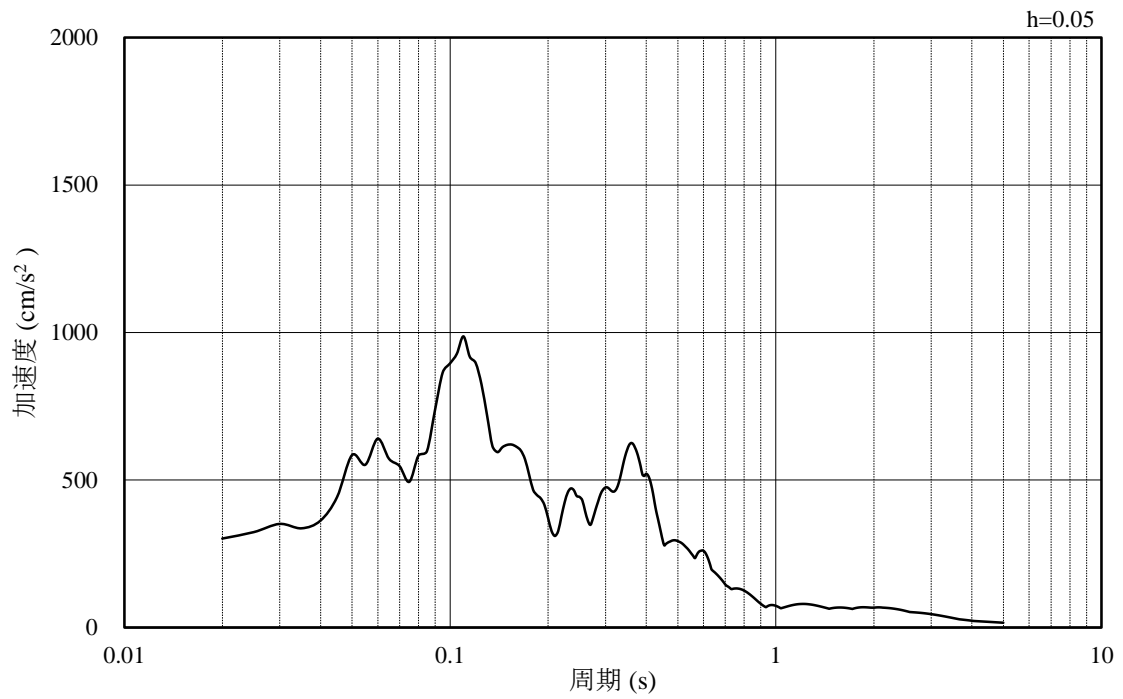


(b) 加速度応答スペクトル

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



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

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

4.2 許容限界の設定

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

土留め工（親杭）の耐震評価における許容限界を表4-1に示す。

表4-1 土留め工（親杭）の耐震評価における許容限界

機能設計上の性能目標	地震力	断面	部位	機能維持のための考え方	許容限界
原子炉建物， 廃棄物処理建物，第1ベントフィルタ格納槽，第1ベントフィルタ格納槽遮蔽及び低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽に波及的影響を及ぼさないこと	基準地震動 S _s	③-③' 断面	親杭	発生する応力（曲げ軸力，せん断力）が許容限界を超えないことを確認	短期許容曲げ圧縮応力度* ¹ 277.5N/mm ²
					短期許容せん断応力度* ¹ 157.5 N/mm ²
			基礎地盤	発生する接地圧が許容限界を超えないことを確認	極限支持力度* ² 9.8N/mm ²
	—* ⁴		グラウンドアンカ	グラウンドアンカの発生アンカー力が許容アンカー力を超えないことを確認	許容アンカー力別途算出* ³

注記*1：「4.2.1 親杭に対する許容限界」に示す。

*2：VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す妥当な安全余裕を考慮する。

*3：「4.2.3 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する許容限界」に示す。

*4：「1. 評価方法」のとおり，常時応力解析による照査を行う。

4.2.1 親杭に対する許容限界

(1) 曲げ軸力に対する許容限界

親杭の曲げ軸力に対する許容限界は、「道路橋示方書(IV下部構造編)・同解説((社)日本道路協会,平成14年3月)」に基づき、以下のとおり設定する。

表 4-2 評価対象部位(親杭)の曲げ軸力に対する許容限界

評価項目	許容限界 (N/mm ²)
短期許容曲げ圧縮応力度	277.5

(2) せん断力に対する許容限界

親杭のせん断に対する許容限界は、「道路橋示方書(IV下部構造編)・同解説((社)日本道路協会,平成14年3月)」に基づき、以下のとおり設定する。

表 4-3 評価対象部位(親杭)のせん断力に対する許容限界

評価項目	許容限界 (N/mm ²)
短期許容せん断応力度	157.5

4.2.2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

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

基礎地盤の支持性能に対する許容限界を表 4-4 に示す。

表 4-4 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

評価項目		許容限界 (N/mm ²)
極限支持力度	C _M 級岩盤	9.8

4.2.3 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する許容限界

グラウンドアンカの許容アンカー力は、補足-027-08「浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料」のうち、「2.1.3 防波壁（逆T擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」と同様に「グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説（（社）地盤工学会，2012年）」に基づき、テンドンの許容引張力，テンドンの許容拘束力，アンカーの許容引抜き力のうち，最も小さい値を設定する。

土留め工（親杭）に施工されたグラウンドアンカは仮設のグラウンドアンカであり，供用期間は2年程度であるため，「グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説（（社）地盤工学会，2012年）」に基づきランクBのアンカーに分類した（図4-6参照）。

構造物の種類	供用期間	
	2年未満	2年以上
一般の構造物	ランクB	ランクA
特殊な条件下にある構造物	ランクA	

図4-6 「グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説（（社）地盤工学会，2012年）」記載のアンカーの分類

(1) テンドンの許容引張力の設定

図 4-7 のとおり，テンドンの許容引張力は，テンドンの極限引張力の 0.65 倍またはテンドンの降伏引張力の 0.80 倍のうち，いずれか小さい値を採用する。

	テンドン極限引張り力 (T_{us})に対して	テンドン降伏引張り力 (T_{ys})に対して
仮設アンカー	0.65	0.80
永久アンカー	(常時)	0.75
	(地震時)	0.90

① 仮設アンカー
許容引張り力(T_{as})は，0.65 T_{us} または0.80 T_{ys} のいずれか小さい方をとる。

ここに， T_{us} ：テンドン極限引張り力
 T_{ys} ：テンドン降伏引張り力

② 永久アンカー（常時）
許容引張り力(T_{as})は，0.60 T_{us} または0.75 T_{ys} のいずれか小さい方をとる。

③ 永久アンカー（地震時）
一時的な荷重（地震力）が作用するため低減率を考慮し，許容引張り力(T_{as})は0.8 T_{us} または0.90 T_{ys} のいずれか小さい方をとる。

④ 初期緊張時，試験時
初期緊張時，試験時に与える引張り力は0.90 T_{ys} 以下とする。

図 4-7 テンドンの許容引張力の設定方法（「グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説（（社）地盤工学会，2012年）」に赤枠で加筆）

上記を踏まえ，テンドンの許容引張力 T_{as} は表 4-5 のとおり設定した。

表 4-5 テンドンの許容引張力(単位奥行当たり)

		(A) 引張力 (kN)	(B) 乗率	(C) 設置 間隔 (m)	(A×B/C)	採用値
2 段目	極限引張力	1830	0.65	3.0	396.5	396.5
	降伏引張力	1560	0.80		416.0	
3 段目	極限引張力	732	0.65		158.6	158.6
	降伏引張力	624	0.80		166.4	

(2) テンドンの許容拘束力の設定

図 4-7 の赤枠で示した式に基づき、次式により算定する。グラウトとテンドンの許容付着応力度はグラウトの設計基準強度が 24N/mm² であること及び図 4-8 の青枠に基づき、1.2N/mm² に設定する。

$$T_{ab} = l_a \times U \times \tau_{ba} / d$$

$$= 6500 \text{ (mm)} \times 166.9 \text{ (mm)} \times 1.2 \text{ (N/mm}^2\text{)} / 3 = 433.9 \text{ (kN)} \text{ (2 段目)}$$

$$= 3000 \text{ (mm)} \times 90.7 \text{ (mm)} \times 1.2 \text{ (N/mm}^2\text{)} / 3 = 108.8 \text{ (kN)} \text{ (3 段目)}$$

解説表-6.3 に土木学会コンクリート標準示方書を参考に設定した許容付着応力度を示す。グラウトとテンドンとの許容付着力より、必要なテンドン拘束長は式 (6.1) より求めることができる。

$$l_{sa} = \frac{T_d}{U \cdot \tau_{ba}} \quad (6.1)$$

ここに、 T_d ：設計アンカー力
 U ：テンドンの見掛けの周長
 τ_{ba} ：許容付着応力度（解説表-6.3）
 l_{sa} ：テンドン拘束長

分類	引張り材の種類	グラウトの設計基準強度			
		18	24	30	40以上
ランク B	PC 鋼線 PC 鋼棒 PC 鋼より線 多重 PC ヶ	1.0	1.2	1.35	1.5
	異形 PC 鋼棒	1.4	1.6	1.8	2.0
ランク A	PC 鋼線 PC 鋼棒 PC 鋼より線 多重 PC ヶ	—	0.8	0.9	1.0
	異形 PC 鋼棒	—	1.6	1.8	2.0

注) ランク A, B の区分は、解説表-6.1による

図 4-8 テンドンの許容拘束力の設定方法（「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説（（社）地盤工学会，2012 年）」に赤・青枠で加筆）

上記を踏まえ、テンドンの許容拘束力 T_{ab} は表 4-6 のとおり設定した。

表 4-6 テンドンの許容拘束力 T_{ab} (単位奥行当たり)

	テンドンの許容引張力 T_{ab} (kN)
2 段目	433.9
3 段目	108.8

(3) アンカーの許容引抜き力の設定

アンカーの許容引抜き力は図 4-9 の青枠に示す次式により算定する。安全対策工事に伴う掘削箇所に設置されたグラウンドアンカーは仮設アンカーであり、ランク B のアンカーに分類されるため、図 4-9 の赤枠で示すとおり、安全率 1.5 を考慮する。また、アンカーの極限周面摩擦については、保守的に図 4-9 の緑枠に示す軟岩の摩擦抵抗 1.0N/mm^2 を採用する。

$$T_{ag} = l_{sa} \times \pi \times d_a \times \tau / f_s / d$$

$$= 6500 \text{ (mm)} \times \pi \times 135 \text{ (mm)} \times 1.0 \text{ (N/mm}^2) / 1.5 / 3 = 612.6 \text{ (kN)}$$

(2 段目)

$$= 3000 \text{ (mm)} \times \pi \times 135 \text{ (mm)} \times 1.0 \text{ (N/mm}^2) / 1.5 / 3 = 282.7 \text{ (kN)}$$

(3 段目)

解説表-6.5 極限引抜き力 (T_u) に対する安全率 f_s

アンカーの分類		安全率 f_s
ランク B		1.5
ランク A	(常時)	2.5
	(地震時)	1.5~2.0

注) ランク A, B の区分は、解説表-6.1 による

地盤とアンカー体周面の摩擦抵抗に期待するアンカーのアンカー体長 (l_a) は式 (6.2) により算出する。

$$l_a = f_s \frac{T_d}{\pi \cdot d_a \cdot r} \quad (6.2)$$

ここに、 T_d : 設計アンカー力
 d_a : アンカー体径
 r : 周面摩擦抵抗
 f_s : 安全率 (解説表-6.5)

解説表-6.6 アンカーの極限周面摩擦抵抗³⁾

地盤の種類		摩擦抵抗 (MN/m ²)	
岩盤	硬岩	1.50~2.50	
	軟岩	1.00~1.50	
	風化岩	0.60~1.00	
	土	0.60~1.20	
砂礫	N 値	10	0.10~0.20
		20	0.17~0.25
		30	0.25~0.35
		40	0.35~0.45
		50	0.45~0.70
砂	N 値	10	0.10~0.14
		20	0.18~0.22
		30	0.23~0.27
		40	0.28~0.35
		50	0.30~0.40
粘性土		1.0c (c は粘着力)	

注1) 加圧注入アンカーに対するデータを統計的に整理したものである。
 注2) 本解説表については、本解説を十分に理解のうえ、取扱いに注意する必要がある。
 注3) 地盤岩・第三紀泥岩・凝灰岩等の場合は、岩質区分から示される最小値よりも更に小さい摩擦抵抗しか得られない場合がある (付録 6-5 参照)。

図 4-9 アンカーの許容引張力の設定方法 (「グラウンドアンカー設計・施工基準, 同解説 ((社) 地盤工学会, 2012 年) 」に赤・青・緑枠で加筆)

上記のとおりアンカーの許容拘束力 T_{ag} は表 4-7 のとおり設定した。

表 4-7 アンカーの許容引抜き力の T_{ag} (単位奥行当たり)

	アンカーの許容引抜き力 T_{ag} (kN)
2 段目	612.6
3 段目	282.7

(4) 許容アンカー力及び設計アンカー力の設定

表 4-8 のとおり，テンドンの許容引張力，テンドンの許容拘束力，アンカーの許容引抜き力を考慮し，最も小さい値を許容アンカー力とする。設計アンカー力は許容アンカー力を超えない値に保守的に設定した。

表 4-8 許容アンカー力及び設計アンカー力の設定(単位奥行あたり)

	2 段目	3 段目
テンドンの許容引張力 (kN)	396.5	158.6
テンドンの許容拘束力 (kN)	433.9	108.8
アンカーの許容引抜き力 (kN)	612.6	282.7
許容アンカー力 (kN)	396.5	108.8
設計アンカー力 (kN)	150.0	30.0

5. 評価方法

土留め工（親杭）の耐震評価は、常時応力解析及び地震応答解析により算定した照査用応答値が「4.2 許容限界の設定」において設定した許容限界以下であることを確認する。

5.1 施設の損傷，転倒による影響評価方法

5.1.1 構造部材の健全性に対する評価方法

親杭に対する評価においては、地震応答解析に基づく発生断面力に対する部材の曲げ軸力照査及びせん断力照査を行う。曲げ軸力照査については、「4.2.1 親杭に対する許容限界」の「(1) 曲げ軸力に対する許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。せん断力照査については、「4.2.1 親杭に対する許容限界」の「(2) せん断力に対する許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。

5.1.2 基礎地盤の支持性能に対する評価方法

基礎地盤の支持性能評価においては、地震時応答解析により基礎地盤に生じる接地圧が極限支持力度に基づく許容限界以下であることを確認する。

5.1.3 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する評価方法

グラウンドアンカの発生アンカー力に対する評価については、常時応力解析における発生アンカー力が許容限界以下であることを確認する。

6. 評価結果

6.1 施設の損傷，転倒による影響評価結果

6.1.1 構造部材の健全性に対する評価結果

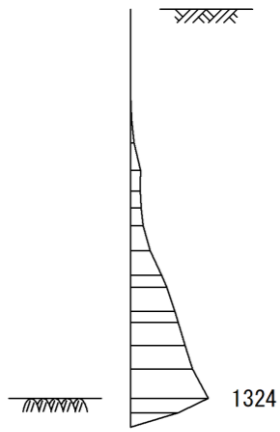
③-③' 断面の土留め工（親杭）の曲げ軸力に対する照査値を表 6-1 に，せん断力に対する照査値を表 6-2 に示す。曲げ軸力の最も厳しい照査値の断面力を図 6-1 に，せん断力の最も厳しい照査値の断面力を図 6-2 に示す。

③-③' 断面の土留め工（親杭）の評価対象部位に発生する曲げ軸力及びせん断力が許容限界以下であることを確認した。

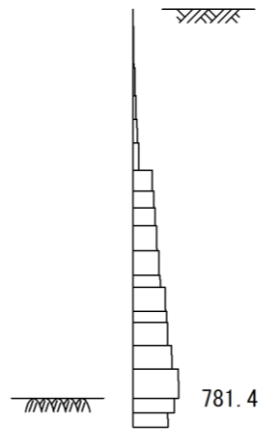
表 6-1 曲げ軸力に対する照査値（親杭）

解析 ケース	地震動		発生断面力		照査値
			曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	
①	S s - D	++*	1321	708.0	0.72
	S s - D	+ - *	1324	781.4	0.73
	S s - D	- + *	1315	689.3	0.72
	S s - D	--*	1309	654.6	0.71
	S s - N 1	--*	1309	672.0	0.71

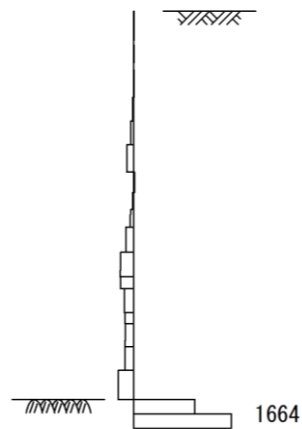
注記*：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。



(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)



(c) せん断力 (kN)

図 6-1 曲げ軸力の最も厳しい照査値となったケースの断面力
($S_s - D (+ -)$, $t = 8.91s$)

表 6-2 せん断力に対する照査値（親杭）

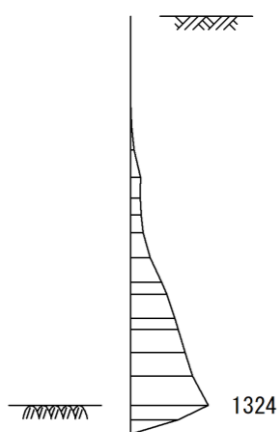
解析 ケース	地震動		発生応力度* ² (N/mm ²)	短期許容 せん断応力度 (N/mm ²)	照査値
	S s - D	++* ¹			
①	S s - D	++* ¹	146.8	157.5	0.94
	S s - D	+ -* ¹	147.3		0.94
	S s - D	- +* ¹	145.4		0.93
	S s - D	- -* ¹	143.9		0.92
	S s - N 1	- -* ¹	143.6		0.92

注記*1：地震動の位相について，左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「++」は反転なしケースを示す。

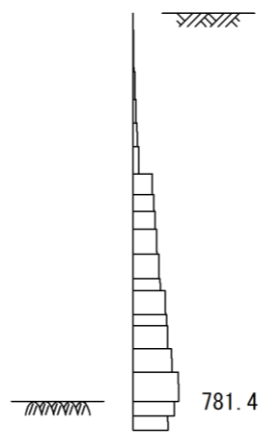
*2：発生応力度 τ は親杭の設置間隔（0.75m）を考慮し，発生断面力 Q から次式によって算定している。

$$\tau = Q/A_w,$$

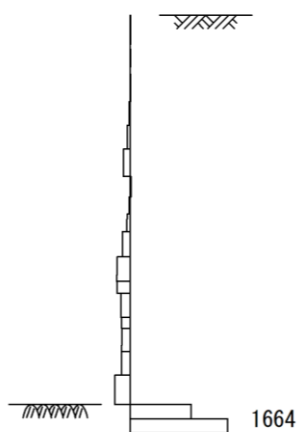
$$A_w : \text{親杭ウェブ断面積} = ((700 - 2 \times 24) / 13) \text{mm}^2 / 0.75\text{m} = 11301 (\text{mm}^2/\text{m})$$



(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)



(c) せん断力 (kN)

図 6-2 せん断力の最も厳しい照査値となったケースの断面力
($S_s - D (+)$, $t = 8.91s$)

6.1.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

③-③' 断面の基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表 6-3 に示す。

③-③' 断面の土留め工（親杭）の基礎地盤に生じる最大接地圧が許容限界以下であることを確認した。

また、図 6-3 に親杭根入れ部周辺の岩盤の局所安全係数分布図を示す。図 6-3 に記載の局所安全係数分布図は、親杭に発生する曲げモーメント及びせん断力の照査値が最も厳しい地震動である $S_s - D (+ -)$ の 8.91 秒の値を示す。図 6-3 のとおり、せん断強度及び引張強度に達した要素は局所的であることから、根入れ部周辺の岩盤は健全であることを確認した。

なお、親杭の前面にはせん断強度及び引張強度に達した要素が局所的に認められることから、背面土圧に対する親杭の水平支持を確認するため、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す岩盤の強度を用い、せん断強度及び引張強度に達した要素を通るすべり面のすべり安全率を算定した結果、すべり安全率は 1.61 であり、親杭の水平支持が確保されることを確認した。

表 6-3 基礎地盤の支持性能評価結果（③-③' 断面）

解析 ケース	地震動		軸力 N_{max} (kN)	軸応力度 R_d (N/mm ²)	極限 支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
	$S_s - D$	位相				
①	$S_s - D$	++*	622	0.41	9.8	0.05
	$S_s - D$	+ - *	610	0.40		0.05
	$S_s - D$	- + *	467	0.31		0.04
	$S_s - D$	--*	471	0.31		0.04
	$S_s - N1$	--*	422	0.28		0.03

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

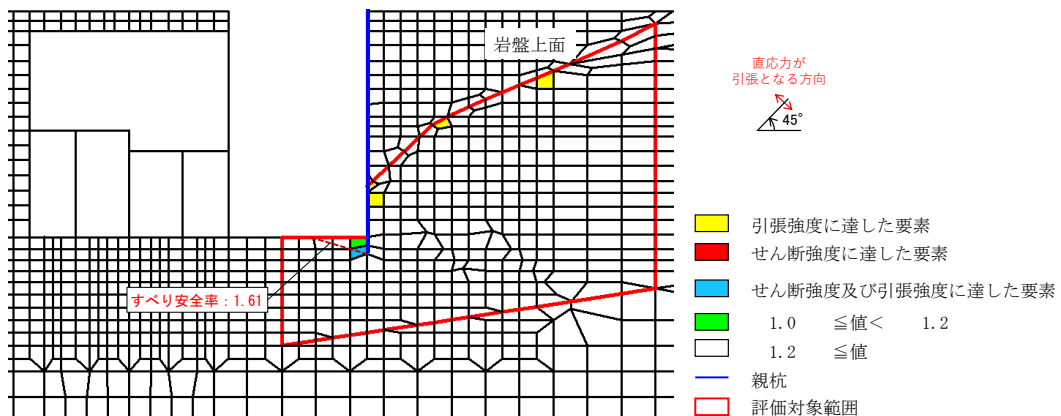


図 6-3 局所安全係数分布図（③-③' 断面）

（ $S_s - D (+ -)$, $t = 8.91s$ ）

6.1.3 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する評価結果

③-③' 断面の常時応力解析におけるグラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査結果を表 6-4 に示す。

③-③' 断面のグラウンドアンカの発生アンカー力が許容アンカー力以下であることを確認した。

表 6-4 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する評価結果 (③-③' 断面)

解析 ケース	配置	発生 アンカー力 T (kN)	許容 アンカー力 T _a (kN)	照査値 T/T _a
①	2 段目	286.4	396.5	0.73
	3 段目	87.6	108.8	0.81

参考資料1 土留め工（親杭）の仮設耐震構台への影響検討について

1. 概要

土留め工（親杭）は，仮設耐震構台に近接していることから，仮設耐震構台に対する影響検討を実施する。

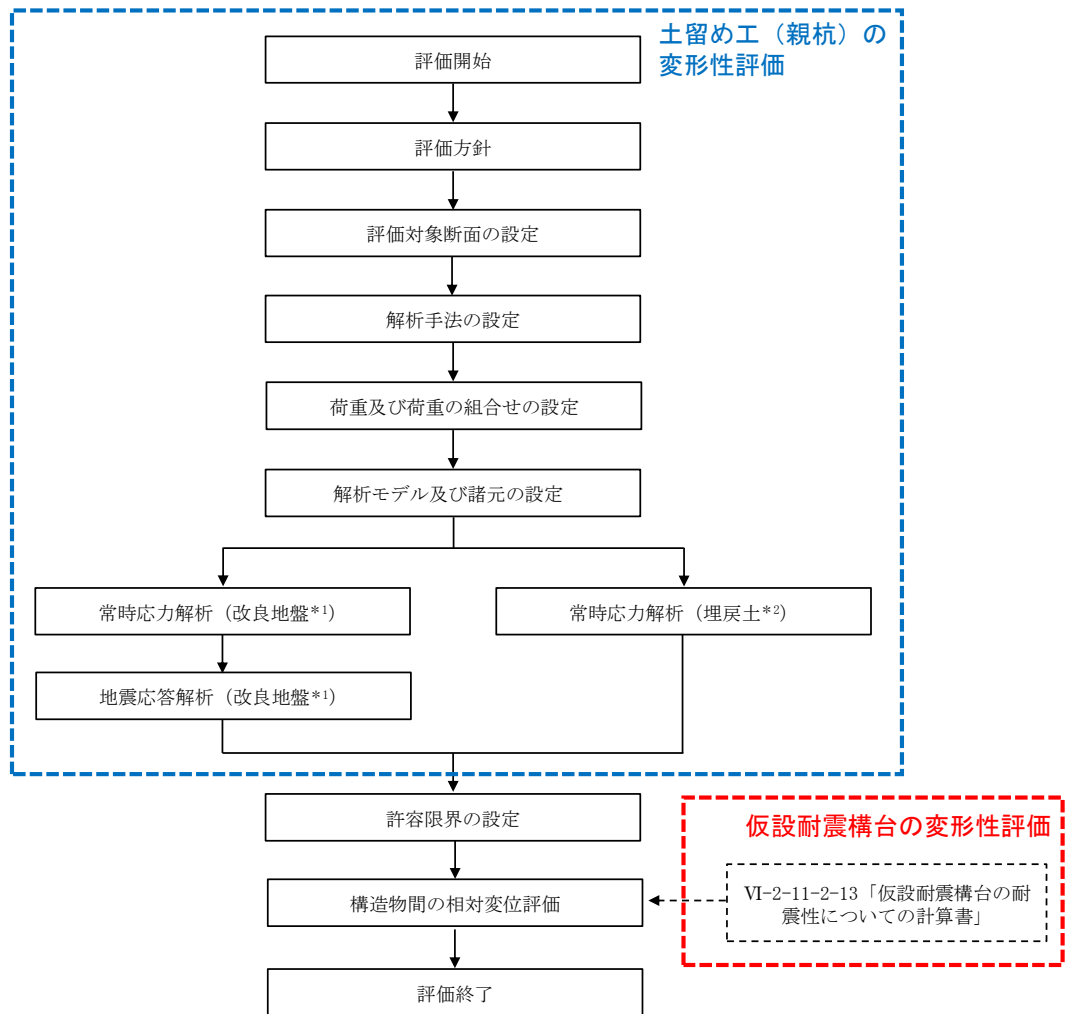
影響検討では，地震応答解析により，土留め工（親杭）及び仮設耐震構台の相対変位を算出することで，両者の離隔が確保されており，土留め工（親杭）が仮設耐震構台に衝突しないことを確認する。

なお，低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽東側に施工された埋戻コンクリートについても，仮設耐震構台に近接しているが，補足-027-10-93「仮設構台の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」に示すとおり，当該埋戻コンクリートが安定性を有することを確認している。

2. 評価方針及び評価方法

土留め工（親杭）及び仮設耐震構台について、変形性評価上厳しいと考えられる断面を選定し、地震時応答解析を実施し、相対変位量を算出することで、両者の離隔が確保されており、土留め工（親杭）が仮設耐震構台に衝突しないことを確認する。

評価フローを図 2-1 に示す。



注記*1：土留め工（親杭）背面が改良地盤の状態

*2：土留め工（親杭）背面が埋戻土の状態

図 2-1 評価フロー

仮設耐震構台に影響を及ぼすおそれのある土留め工（親杭）の範囲を図 2-2 に示す。図 2-2 の③-③' 断面は、本文「2.3 評価対象断面の選定」に記載のとおり、耐震評価上厳しいと考えられる断面であり、変形性評価上も厳しいと考えられることから、土留め工（親杭）の変形性評価の対象断面として③-③' 断面を選定する。



図 2-2 仮設耐震構台に影響を及ぼすおそれのある土留め工（親杭）の範囲

仮設耐震構台でも、土留め工（親杭）と同様、耐震評価上厳しいと考えられる断面が、変形性評価においても厳しいと考えられることから、VI-2-11-2-13「仮設耐震構台の耐震性についての計算書」に基づく評価対象断面である⑦-⑦' 断面を、変形性評価の対象断面として選定する。

以上より選定した変形性評価の対象断面を図 2-3 に示す。

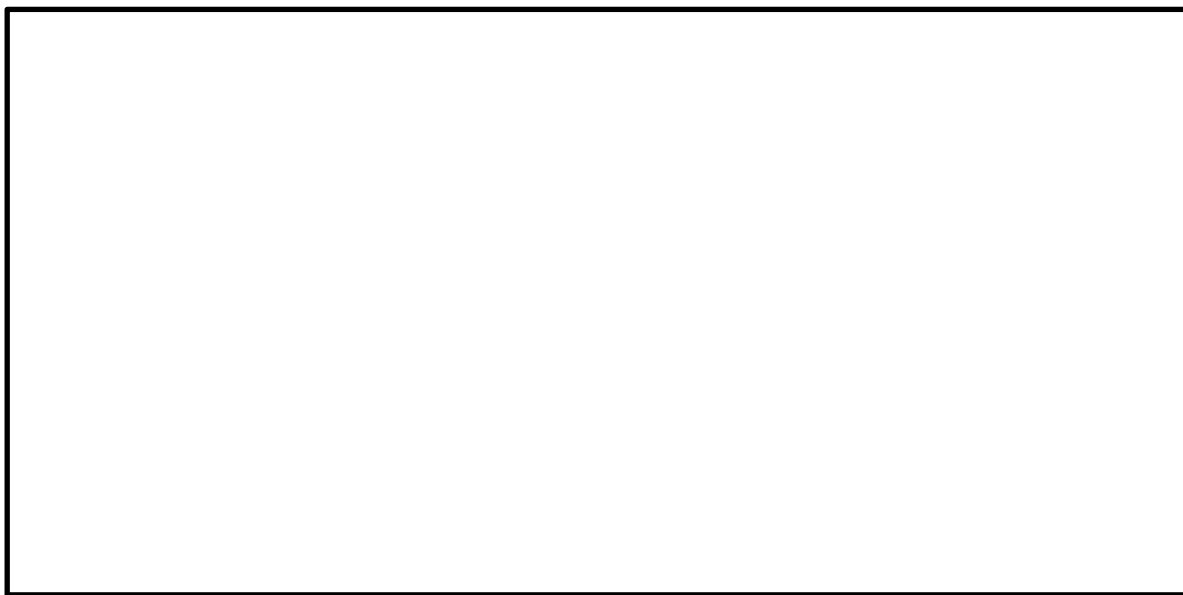


図 2-3 変形性評価の対象断面位置図

解析ケースを表 2-1 及び表 2-2 に示す。

土留め工（親杭）の地震応答解析の対象地震動は、本文「3.5 地震応答解析の解析ケース」に記載のとおり、 $S_s - D$ （++，+-，-+，--）及び $S_s - N1$ （--）の 5 波とする。

仮設耐震構台は、VI-2-11-2-13「仮設耐震構台の耐震性についての計算書」に記載のとおり、おおむね左右対称の構造物であり、水平動の位相反転の影響は軽微であること、及び水平方向の慣性力による影響が支配的であり、鉛直動の位相反転の影響は軽微であることから、対象地震動は $S_s - D$ （++）， $S_s - F1$ （++）， $S_s - F2$ （++）， $S_s - N1$ （++）， $S_s - N2$ （NS）（++）及び $S_s - N2$ （EW）（++）の 6 波とする。

相対変位算出時は、土留め工（親杭）の $S_s - D$ （++，+-，-+，--）と仮設耐震構台の $S_s - D$ （++），土留め工（親杭）の $S_s - N1$ （--）と仮設耐震構台の $S_s - N1$ （++）をそれぞれ足し合わせて算出する。

表 2-1 変形性評価における解析ケース（土留め工（親杭））

解析ケース			ケース①
			基本ケース
地盤物性			平均値
地震動 (位相)	$S_s - D$	++*	○
	$S_s - D$	+-*	○
	$S_s - D$	-+*	○
	$S_s - D$	--*	○
	$S_s - N1$	--*	○

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

表 2-2 変形性評価における解析ケース（仮設耐震構台）

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

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

その他の評価方法，解析用物性値，解析モデル等は，本文「3. 地震応答解析」及び本文「4. 評価内容」並びにVI-2-11-2-13「仮設耐震構台の耐震性についての計算書」と同様とする。

3. 許容限界の設定

土留め工（親杭）と仮設耐震構台との離隔距離を図 3-1 に示す。

構造物間の相対変位に対する許容限界は、土留め工（親杭）と仮設耐震構台の離隔距離とする。構造物間の相対変位に対する許容限界を表 3-1 に示す。土留め工（親杭）と仮設耐震構台の最大相対変位が許容限界以下であることを確認する。

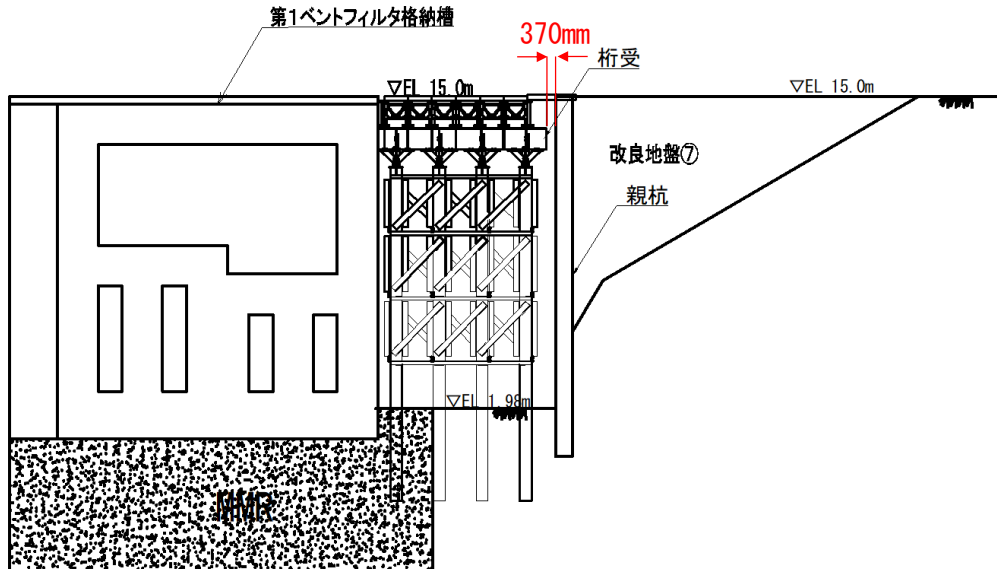


図 3-1 土留め工（親杭）と仮設耐震構台の離隔距離

表 3-1 構造物間の相対変位に対する許容限界

評価項目	許容限界 (mm)
構造物間の離隔距離 (土留め工（親杭）と仮設耐震構台)	370

4. 評価結果

基準地震動 S_s に対する土留め工（親杭）と仮設耐震構台の最大相対変位を表 4-1 に、各構造物の変位抽出位置を図 4-1 示す。

最大相対変位は、148.1mm であり、許容限界（370mm）を超えないことを確認した。

表 4-1 土留め工（親杭）と仮設耐震構台の最大相対変位

解析 ケース	地震動*1		土留め工（親杭） 最大変位 (mm)*2	仮設耐震構台 最大変位 (mm)*3	最大相対 変位*4 (mm)	離隔距離 (mm)
	$S_s - D$	位相				
①	$S_s - D$	++*1	139.1	9.0*5	148.1	370
	$S_s - D$	+ -*1	139.1		148.1	
	$S_s - D$	- + *1	139.1		148.1	
	$S_s - D$	- - *1	134.4		143.4	
	$S_s - N1$	- - *1	138.5	4.0*6	142.5	

注記*1：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

*2：北側（仮設耐震構台）への最大変位

*3：南側（土留め工（親杭）側）への最大変位

*4：時刻性を考慮していない最大変位の足し合わせによる最大相対変位

*5：本文「2. 評価方針及び評価方法」のとおり、 $S_s - D$ （++）の最大変位とする。

*6：本文「2. 評価方針及び評価方法」のとおり、 $S_s - N1$ （++）の最大変位とする。

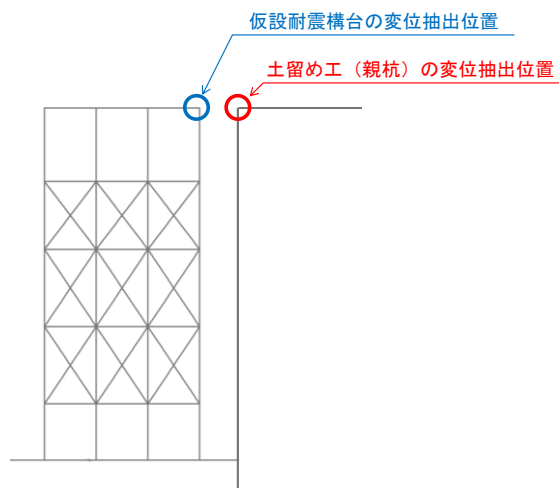
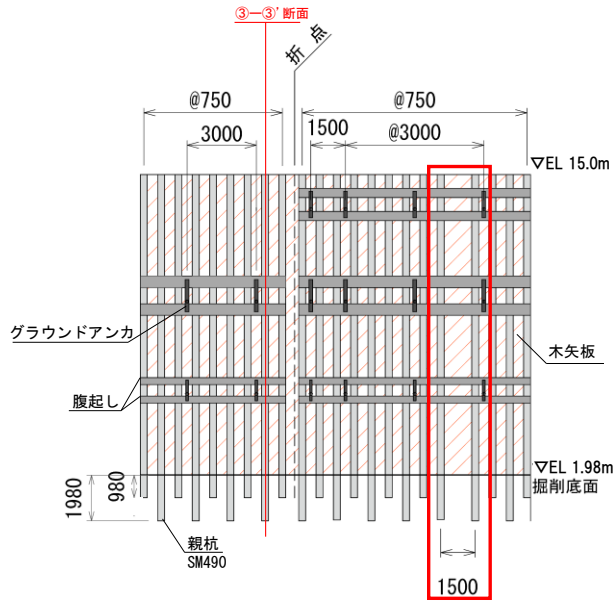


図 4-1 各構造物の変位抽出位置
(参考) 1-8

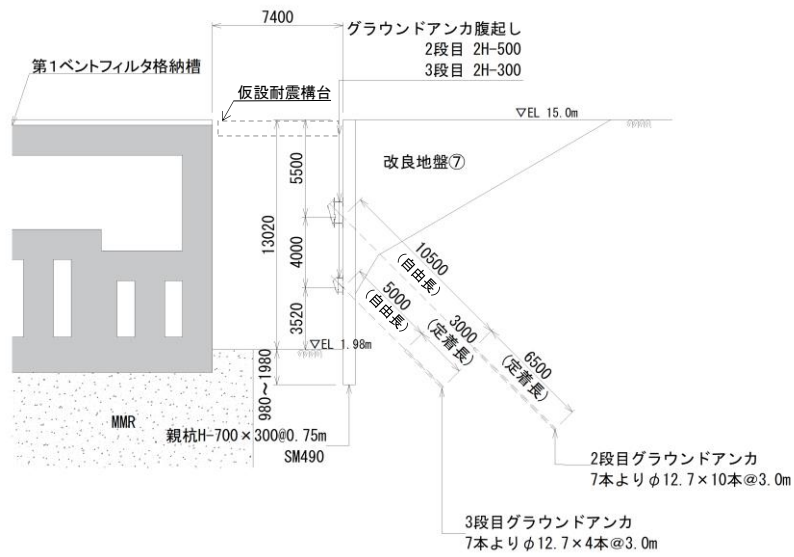
参考資料2 土留め工（親杭）の設置間隔による影響の確認

1. 概要

土留め工（親杭）の上位クラス施設への波及的影響を及ぼすおそれのある範囲のうち、図1-1の赤枠で示す箇所において、親杭の設置間隔が1.5mと他の箇所よりも広がっている。当該箇所は、グラウンドアンカが1段目にも設置されていることから（③-③'断面位置は2段目と3段目のみ）、③-③'断面よりも耐震裕度が高いと考えられるが、念のため、親杭の設置間隔が広い箇所をモデル化した影響検討を実施する。



【③-③' 断面正面図】



【③-③' 断面】

図 1-1 ③-③' 断面正面図

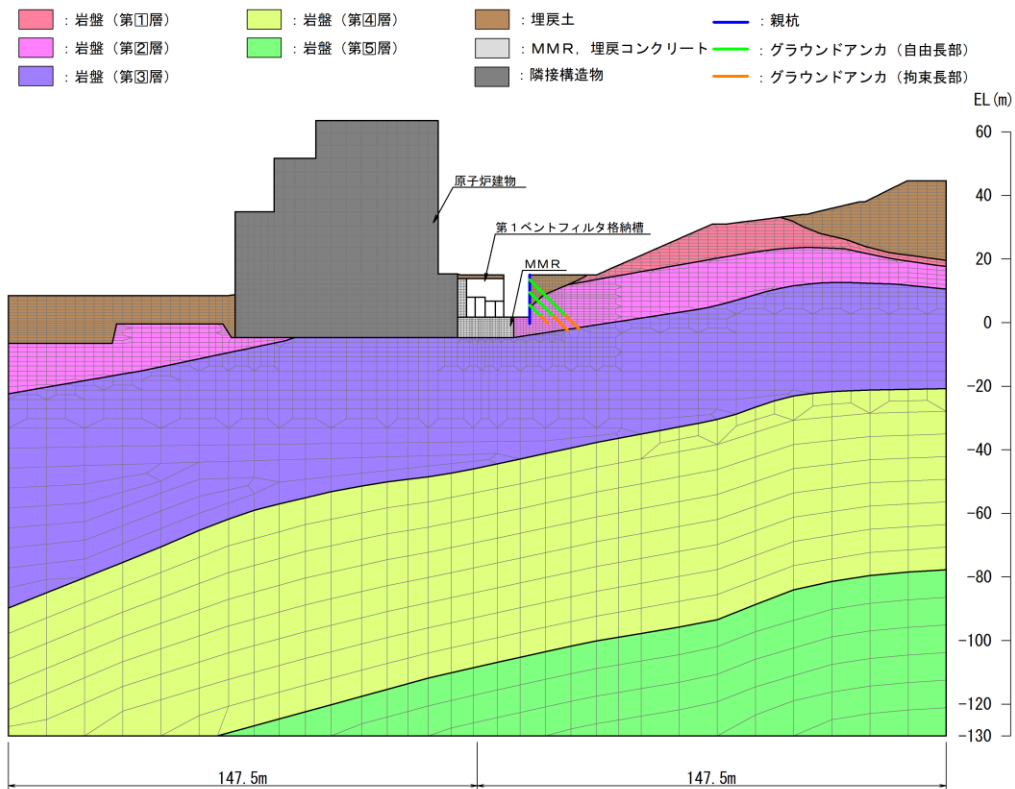
2. 評価方針及び評価方法

評価に用いる入力地震動については、本文「6. 評価結果」において、照査結果が最も厳しいケースの $S_s - D (+)$ とする。

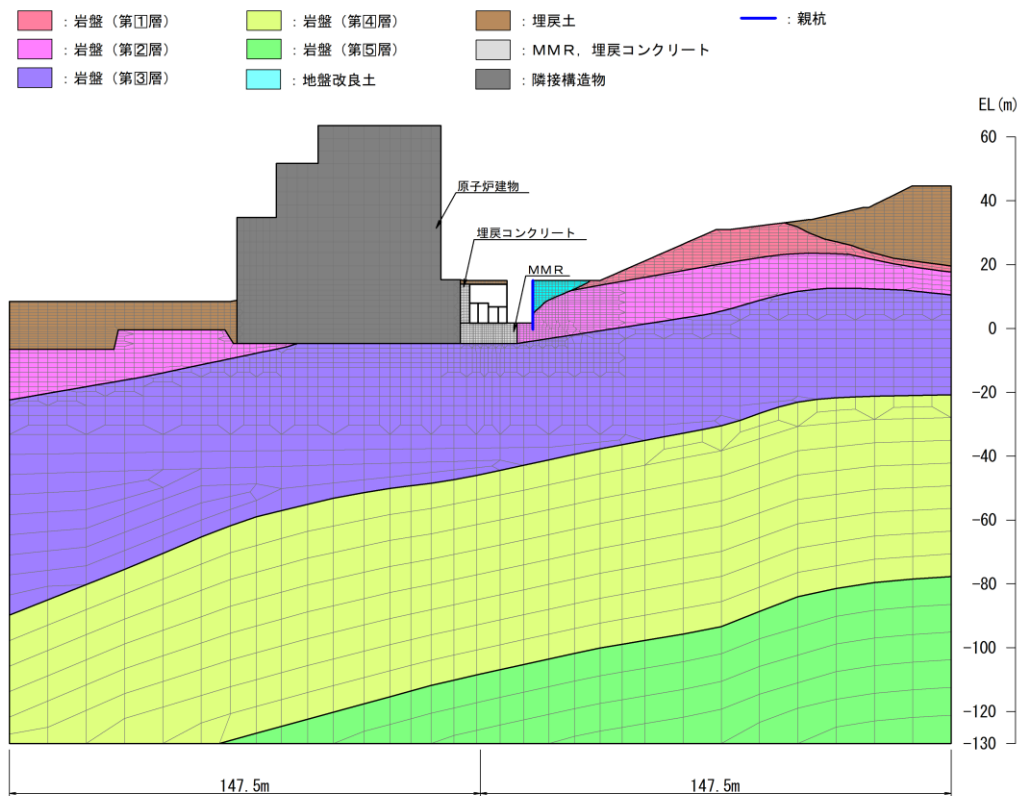
モデル化する範囲は、図 1-1 に示す赤枠の範囲とする。モデル化対象範囲には、グラウンドアンカが 1 段目から 3 段目まで設置されており、親杭の根入れが 1.98m の範囲であるため、これらをモデルに反映した③' - ③' ' 断面により評価を実施する（本編のモデルでは、グラウンドアンカは 2 段目と 3 段目に設置されており、根入れは 0.98m となっている。）。

解析モデル図を図 2-1 に示す。グラウンドアンカの解析モデルの仕様及び物性値を表 2-1 に示す。

解析条件及び評価方法は本文「2. 評価条件」及び「3. 地震応答解析」と同様とする。



【常時応力解析モデル図 (③' - ③)' 断面, 地盤改良前)】



【地震応答解析モデル図 (③' - ③)' 断面, 地盤改良後)】

図 2-1 解析モデル図
(参考) 2-4

表 2-1 解析モデルの仕様及び物性値 (③' - ③' ' 断面) (グラウンドアンカ)

	引張剛性 k (kN/m)	テンドン 降伏引張力* ² (kN)	設計 アンカー力* ² (kN)
グラウンドアンカ* ¹ (1 段目)	3118	416	105
グラウンドアンカ* ¹ (2 段目)	5687	520	150
グラウンドアンカ* ¹ (3 段目)	4634	208	30

注記*1: グラウンドアンカについては常時応力解析のみモデル化する。

*2: テンドン降伏引張力及び設計アンカー力は単位奥行当たりの値とする。

3. 評価結果

親杭の設置間隔が広い範囲をモデル化した場合の評価結果を表 3-1～表 3-4 及び図 3-1 に示す。図 3-1 に記載の局所安全係数分布図は、親杭に発生する曲げモーメント及びせん断力の照査値が最も厳しい地震動である S s - D (+-) の 8.91 秒の値を示す。

本検討の結果、親杭の設置間隔が広い箇所においても、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、施設が損傷及び転倒しないことを確認した。

表 3-1 曲げ軸力に対する照査値（親杭）

解析 ケース	地震動		発生断面力		照査値
			曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	
① (杭間隔 1.5m)	S s - D	+ - *	686.2	670.9	0.82
【参考】 ① (杭間隔 0.75m)	S s - D	+ - *	1324	781.4	0.73

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

表 3-2 せん断力に対する照査値（親杭）

解析 ケース	地震動		発生応力度* ² (N/mm ²)	短期許容 せん断応力 度 (N/mm ²)	照査値
① (杭間隔 1.5m)	S s - D	+ - * ¹	89.5	157.5	0.57
【参考】 ① (杭間隔 0.75m)	S s - D	+ - * ¹	147.3	157.5	0.94

注記*1：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

*2：発生応力度 τ は親杭の設置間隔（1.5m）を考慮し、発生断面力 Q から次式によって算定している。

$$\tau = Q / A_w$$

$$A_w : \text{親杭ウェブ断面積} = ((700 - 2 \times 24) / 13) \text{ mm}^2 / 1.5 \text{ m} = 5651 (\text{mm}^2 / \text{m})$$

表 3-3 基礎地盤の支持性能評価結果 (③' - ③'' 断面)

解析 ケース	地震動		軸力 Nmax (kN)	軸応力度 R _d (N/mm ²)	極限 支持力度 R _u (N/mm ²)	照査値 R _d /R _u
① (杭間隔 1.5m)	S _s -D	+ - *	476	0.63	9.8	0.07
【参考】 ① (杭間隔 0.75m)	S _s -D	+ - *	610	0.40	9.8	0.05

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

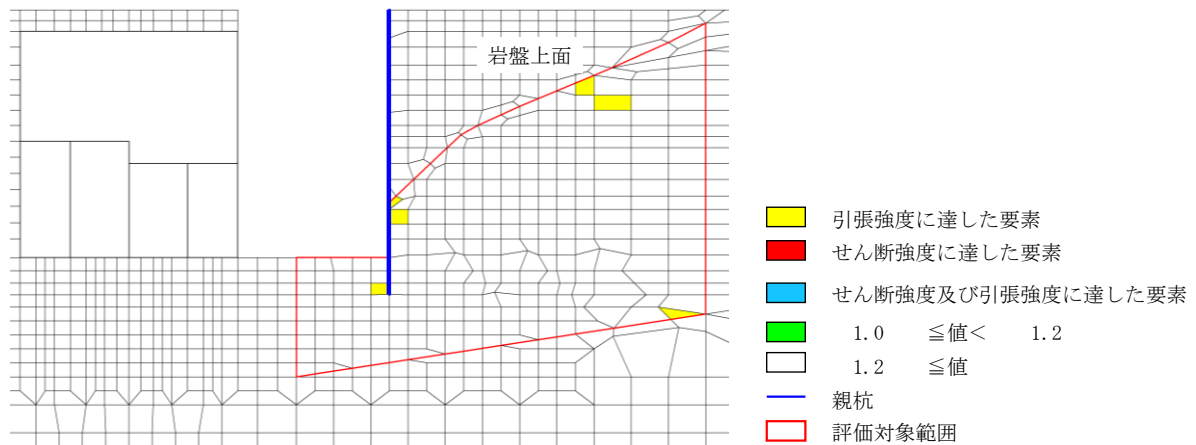


図 3-1 局所安全係数分布図 (③' - ③'' 断面)
(S_s-D (+-), t = 8.91s)

表 3-4 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する評価結果 (③' - ③'' 断面)

解析 ケース	配置	発生 アンカー力 T (kN)	許容 アンカー力 T _a (kN)	照査値 T/T _a
① (杭間隔 1.5m)	1 段目	147.3	339.6	0.44
	2 段目	196.4	396.5	0.50
	3 段目	67.5	108.8	0.63
【参考】 ① (杭間隔 0.75m)	2 段目	286.4	396.5	0.73
	3 段目	87.6	108.8	0.81

補足-027-10-107 原子炉補機海水ポンプにおける取水槽模型試験
について

目 次

1. はじめに	1
2. 模型試験について	1
2.1 模型試験の概要	1
2.2 模型試験の条件	3
2.3 模型試験の結果	5
3. まとめ	6

1. はじめに

島根2号機の原子炉補機海水ポンプは、引き波対策におけるポンプ長尺化に伴い取水槽底部に耐震サポートを設置している。本資料では取水槽底部に設置する耐震サポートの構造を決定するために実施した取水槽模型試験について示し、取水性能に与える影響について検討する。取水槽に設置される非常用海水ポンプには原子炉補機海水ポンプと高圧炉心スプレイ補機海水ポンプがあるが、容量及び揚程が大きな原子炉補機海水ポンプを代表に試験を実施しているため、原子炉補機海水ポンプについて検討結果を示す。

2. 模型試験について

2.1 模型試験の概要

取水槽底部に耐震サポートを設置することで原子炉補機海水ポンプへの流れが変わり取水性能に影響を及ぼす水中渦が発生する可能性があるため、取水槽を模擬した模型試験を実施し水中渦の発生の有無について確認する。

なお、模型取水槽は実機取水槽を縮小した形で作成し、縮尺比はターボ機械協会基準に基づき決定する。また、相似条件として流速一致の条件*で流量を算出する。各項目の縮尺比を表1に示す。

注記*：ターボ機械協会基準 TSJ S002-2005 「解説 5.2 水中渦」の「水中渦に関しては、JSME S004-1984制定以来の実績と前述した実験結果などから、模型では実物とほぼ同流速のところで渦発生状況を調べる必要があることがわかる。」の記載に基づき、流速一致の条件で流量の算出を行う。

表1 模型試験における各項目の縮尺比

寸法比 (L_m/L_p)	
流速比 (V_m/V_p)	
流量比 (Q_m/Q_p)	

注：表中の添字のうちmは模型を表し、pは実機を表す。

模型試験の概略図を図1に示す。模型水槽の外観及び水槽内部について図2及び図3に示す。模型水槽は実機と相似形状とするが、水理的に影響を及ぼさない範囲において形状を簡略化する。模型試験で使用する模擬ポンプは実機と外部形状が相似である中空管を使用し、模擬ポンプ用循環ポンプにより流量を模擬する。模擬ポンプは1流路に対して2台設置する。また、模擬ポンプ下流側にポンプ廻りの流れを作るために循環水ポンプに相当する流量を設定する。試験では循環ポンプによる循環式ループとし、模型水槽の端部から吸い出された水を2本に分岐した後、模型水槽上流水路に戻すことにより循環水ポンプに相当する流量を模擬する。

なお、水の循環による流れの乱れは模型試験に影響を及ぼさない程度に上流側で整流する。

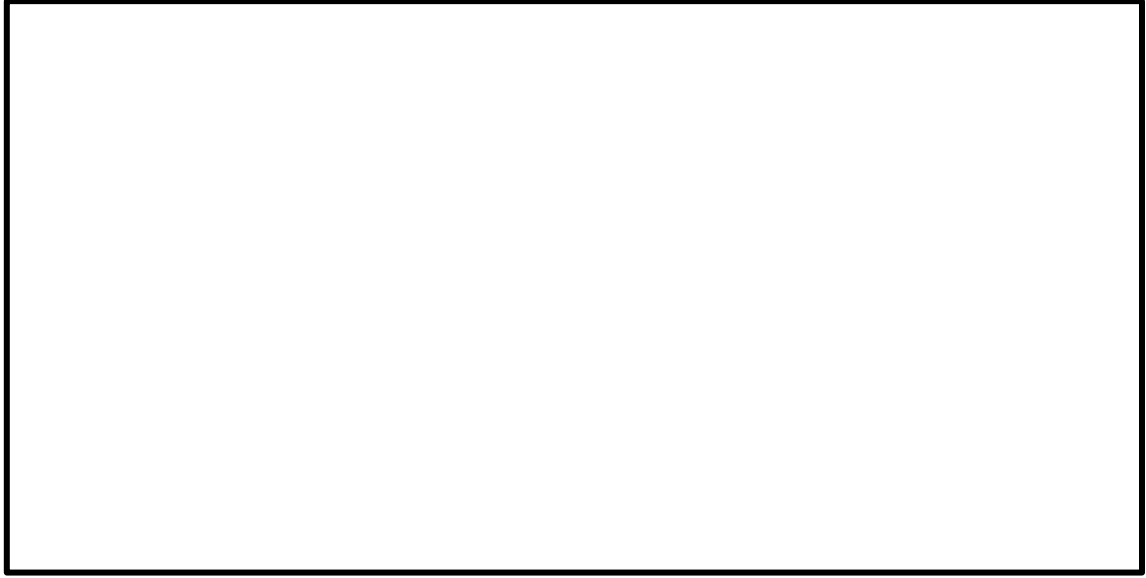


図1 模型試験概略図（平面図）

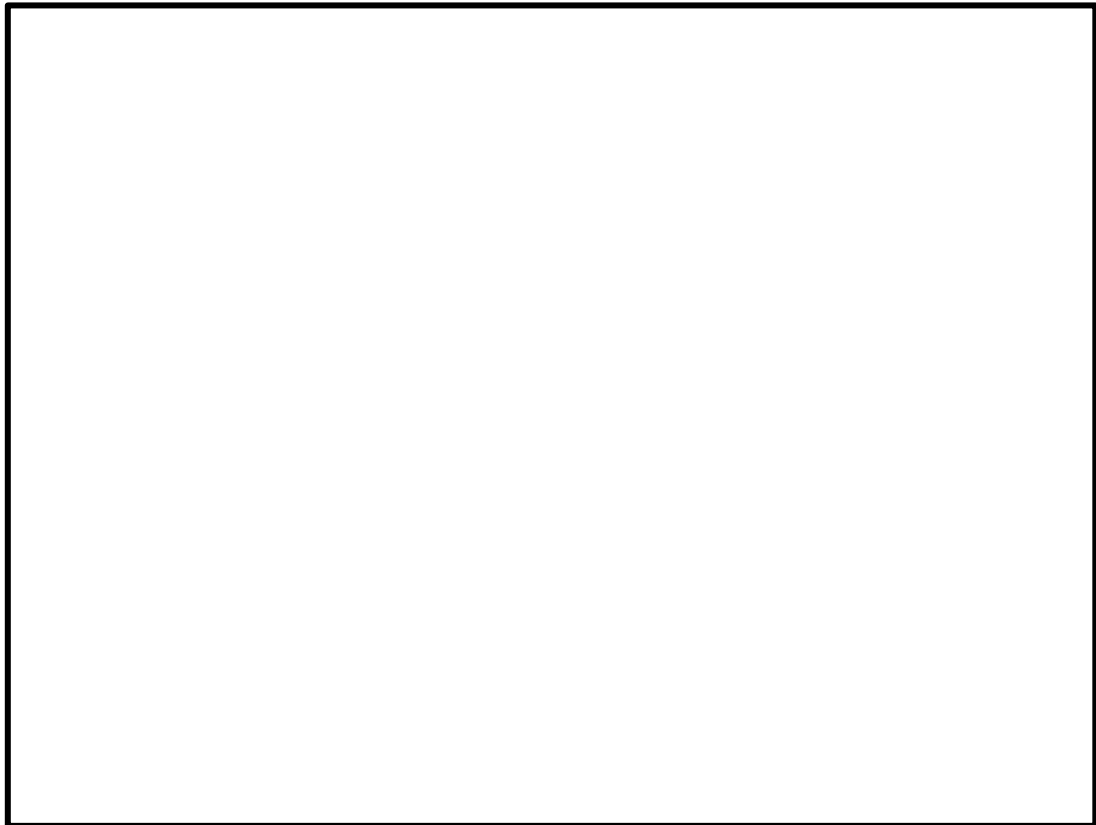


図2 模型水槽外観

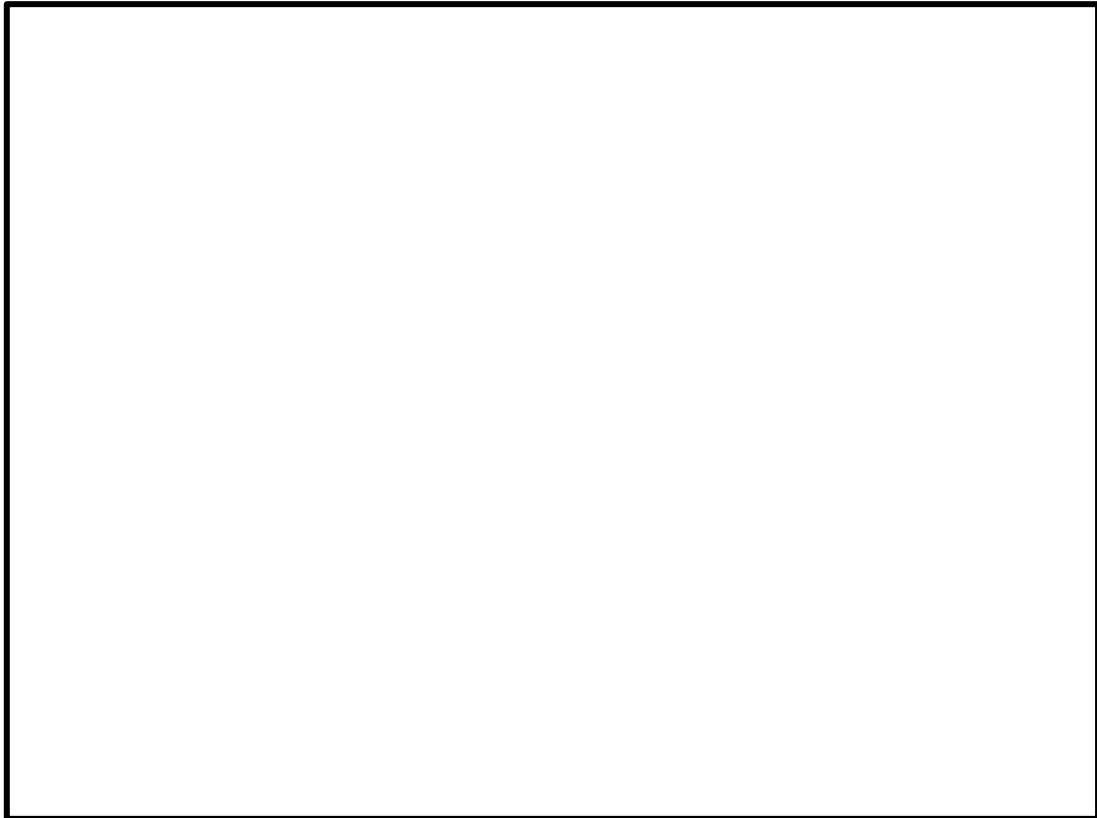


図3 模型水槽内部

2.2 模型試験の条件

2.2.1 試験流量条件

試験流量は実機運転範囲での流量に対して、表1に示した相似条件で算出される流量で実施する。試験流量について表2に示す。1水路当たり原子炉補機海水ポンプは2台設置されているため2台同時運転（試験流量100%）及び1台個別運転（試験流量120%）の2パターンにより試験を行う。個別運転時は各ポンプを「A号機」及び「B号機」と識別し、それぞれ試験を行う。島根2号機の取水槽は各水路の上流で2本に分岐していることから、それぞれの水路内を流れる流量割合を表3の通りケース1～5で設定する。また、ケース6として循環水ポンプ停止時の条件を加えて網羅的な条件下にて、水中渦の発生の有無を確認する。

表2 試験流量 (m³/min)

	原子炉補機海水ポンプ
実機吐出量	
試験流量(100%)	
試験流量(120%)	

注記*：流速一致条件の下で流量比 により設定する。

2.2.3 試験方法及び判定基準について

模型試験において規定の流量を流した際に、10分当たりの水中渦の発生有無を確認する。なお、確認方法は目視観察とし、水中渦の判定はターボ機械協会基準に定められる水中渦が発生しないこととする。判定基準とする水中渦を図5に示す。



注記*：「T S J S O O 2-2005 ポンプ吸込水槽の模型試験方法」に基づく。

図5 判定基準とする水中渦（ターボ機械協会基準*より引用）

2.3 模型試験の結果

模型試験の水中渦の発生回数確認結果を表4に示す。ポンプ運転台数や流量を変更した場合においても水中渦は発生しないことを確認した。

表4 試験結果（模型試験）

模擬ポンプ運転台数	流量	水路流量割合		水中渦発生回数 (回/10min)	
		水路 1	水路 2	A号機	B号機
2台運転（A号機，B号機）	100%	0%	100%	0	0
		25%	75%	0	0
		50%	50%	0	0
		75%	25%	0	0
		0%	100%	0	0
		0%	0%	0	0
1台運転（A号機）	120%	0%	100%	0	—
		25%	75%	0	—
		50%	50%	0	—
		75%	25%	0	—
		0%	100%	0	—
		0%	0%	0	—
1台運転（B号機）	120%	0%	100%	—	0
		25%	75%	—	0
		50%	50%	—	0
		75%	25%	—	0
		0%	100%	—	0
		0%	0%	—	0

3. まとめ

原子炉補機海水ポンプについて実機を模擬した模型試験において水中渦は発生しないことを確認した。以上のことから耐震サポートの設置による取水性能への影響は無いと判断する。

補足-027-10-108 タービン補機海水系他放水ラインの
重要度分類の整理について

目 次

1. 概要	1
2. タービン補機海水系他放水ラインの重要度分類の整理について	1

1. 概要

本資料は、VI-2-1-4「耐震重要度分類及び重大事故等対処施設の施設区分の基本方針」におけるタービン補機海水系他放水ラインについて、耐震重要度分類及び重大事故等対処施設の施設区分を説明するものである。

なお、原子炉補機海水系配管放水ラインの説明については、補足-023-03「下位クラス施設の波及的影響の検討について」の参考資料1に詳しい内容を示している。

2. タービン補機海水系他放水ラインの重要度分類の整理について

屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）及びタービン建物に設置されているタービン補機海水系他放水ラインについて、耐震重要度分類及び重大事故等対処施設の施設区分を表1に整理する。また、表1で整理した結果を図1～図4に示す。

表1 タービン補機海水系他放水ラインの耐震重要度分類及び重大事故等対処施設の施設区分について

系統	設置場所	機器・配管名称	重要度分類	施設区分	対象図
原子炉補機海水系	屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）	I, II - 原子炉補機海水系配管（放水配管）	S（浸水防止設備）	—	図1
			C（原子炉補機冷却系）	常設防止（拡張）	
	タービン建物	I, II - 原子炉補機海水系配管（取水配管）	S（原子炉補機冷却系）	常設防止（拡張）	図2
			I, II - 原子炉補機海水系配管（放水配管）	S（浸水防止設備）	
高圧炉心スプレイ補機海水系	タービン建物	高圧炉心スプレイ補機海水系配管（取水配管）	S（原子炉補機冷却系）	常設防止（拡張）	図4
			C（原子炉補機冷却系）	常設防止（拡張）	
		高圧炉心スプレイ補機海水系配管（放水配管）	S（浸水防止設備）	—	
タービン補機海水系	屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）	タービン補機海水系配管（放水槽から逆止弁まで）	S（浸水防止設備）	—	図3
			タービン補機海水系配管（逆止弁からタービン建物まで）	C	
	タービン建物	タービン補機海水系配管	C	—	図4
		タービン補機冷却系熱交換器	C	—	
液体廃棄物処理系	屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）	液体廃棄物処理系配管（放水槽から逆止弁まで）	S（浸水防止設備）	—	図3
		液体廃棄物処理系配管（逆止弁からタービン建物まで）	C	—	
	タービン建物	液体廃棄物処理系配管	C	—	図4

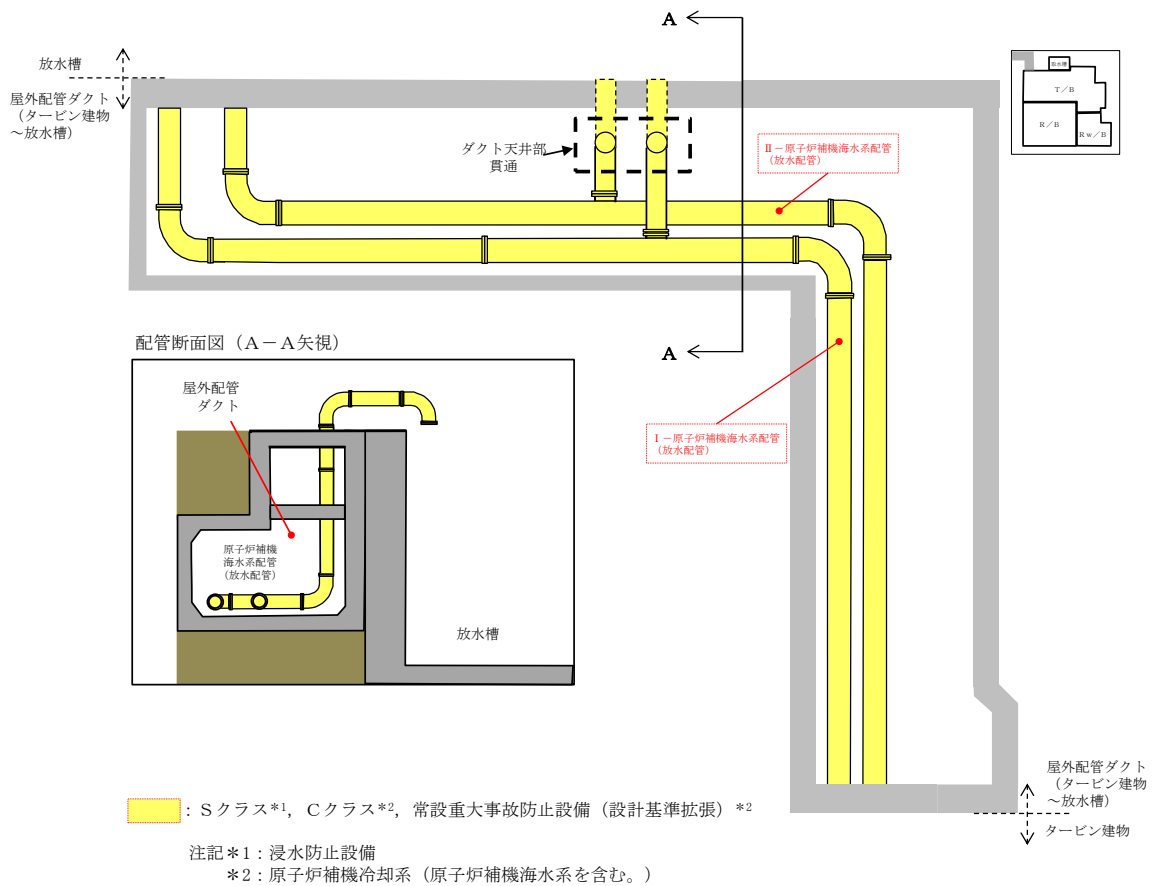


図1 原子炉補機海水系配管 (放水ライン) の耐震重要度分類及び重大事故等対処施設の施設区分概要図 (屋外配管ダクト (タービン建物~放水槽))

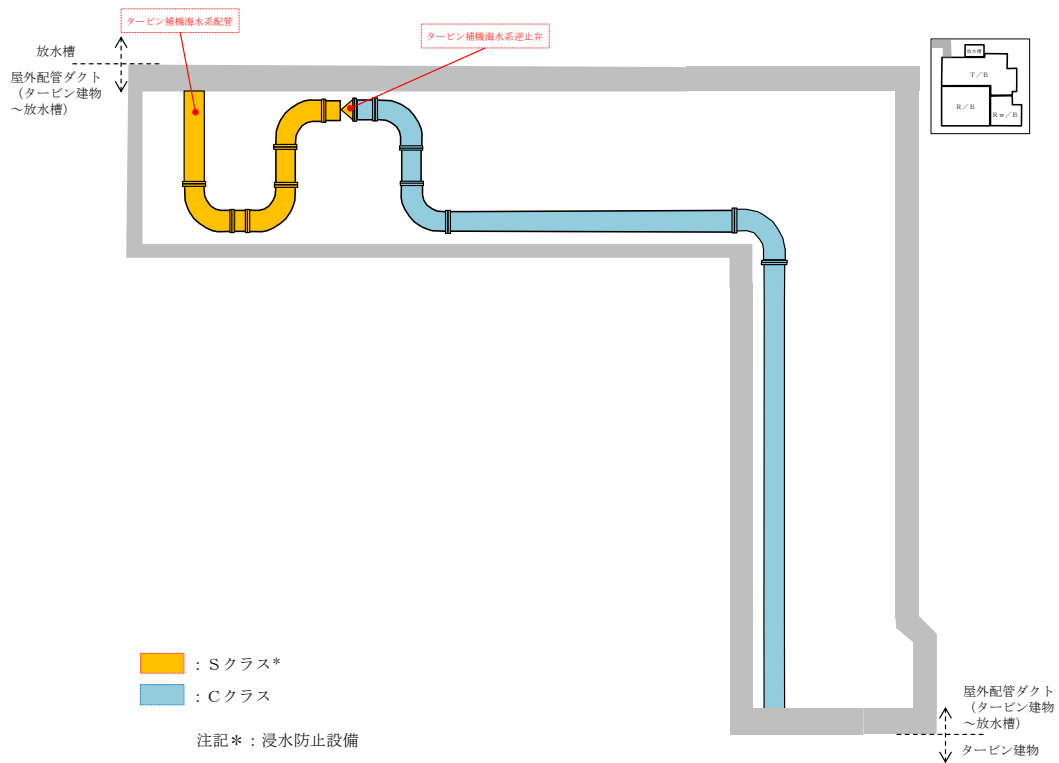


図2 タービン補機海水系配管（放水ライン）の耐震重要度分類及び重大事故等対処施設の施設区分概要図（屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽））

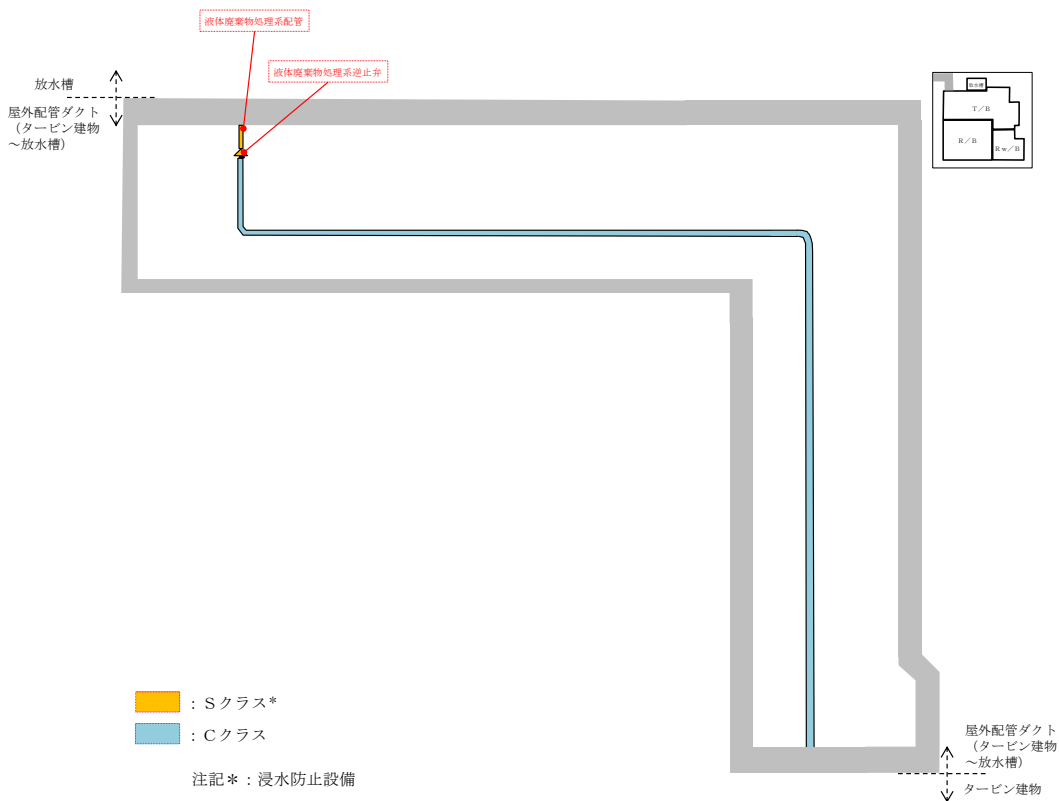
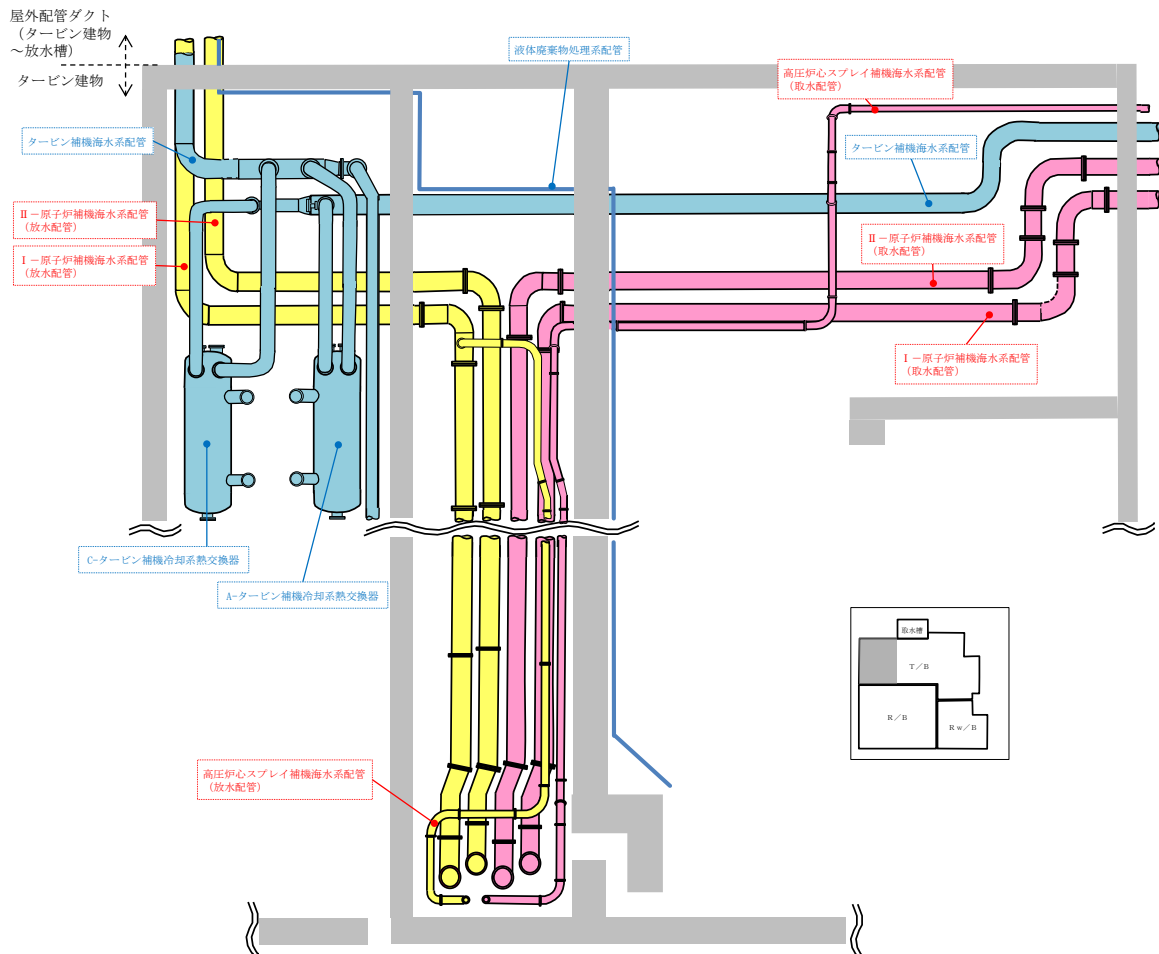


図3 液体廃棄物処理系配管（放水ライン）の耐震重要度分類及び重大事故等対処施設の施設区分概要図（屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽））



- : Sクラス*2, 常設重大事故防止設備 (設計基準拡張) *2
- : Sクラス*1, Cクラス*2, 常設重大事故防止設備 (設計基準拡張) *2
- : Cクラス

注記*1: 浸水防止設備
 *2: 原子炉補機冷却系 (原子炉補機海水系を含む。)

図4 タービン補機海水系配管 (放水ライン) 等の耐震重要度分類及び重大事故等対処施設の施設区分概要図 (タービン建物)

補足-027-10-109 循環水ポンプにおける取水槽模型試験について

目 次

1. はじめに	1
2. 模型試験	1
2.1 模型試験の概要	1
2.2 模型試験の条件	4
2.2.1 試験流量条件	4
2.2.2 試験方法及び判定基準	4
2.3 模型試験の結果	5

1. はじめに

取水槽の耐震評価において、海水ポンプ（原子炉補機海水ポンプ他）への波及的影響を防止するため海水ポンプが設置されているポンプ棚を撤去する*。海水ポンプ棚の撤去に伴う循環水ポンプ吸込部への影響を考慮し、循環水ポンプ渦防止板を設置する。本資料では取水槽を模擬した模型試験を通して、海水ポンプ棚の撤去及び循環水ポンプ渦防止板の設置が循環水ポンプの取水性能に影響を及ぼさないことを説明する。

なお、本資料が関連する工認図書は以下のとおり。

- ・VI-2-11-2-7-18「循環水ポンプ渦防止板の耐震性についての計算書」

注記*：補足-026-02「取水槽の地震応答計算書及び耐震性についての計算書に関する補足説明資料」参照

2. 模型試験

2.1 模型試験の概要

海水ポンプ棚の撤去及び循環水ポンプ渦防止板の設置に伴う循環水ポンプ取水性能への影響について、取水槽を模擬した模型試験を実施し水中渦の発生の有無を確認する。

なお、模型取水槽は実機取水槽を縮小した形で作成し、縮尺比はターボ機械協会基準に基づき決定する。また、相似条件として流速一致の条件*で流量を算出する。各項目の縮尺比を表1に示す。

注記*：ターボ機械協会基準 T S J S O O 2-2005「解説 5.2 水中渦」の「水中渦に関しては、J S M E S O O 4-1984制定以来の実績と前述した実験結果などから、模型では実物とはほぼ同流速のところでも渦発生状況を調べる必要があることがわかる。」の記載に基づき、流速一致の条件で流量の算出を行う。

表1 模型試験における各項目の縮尺比

寸法比 (L_m/L_p)	
流速比 (V_m/V_p)	
流量比 (Q_m/Q_p)	

注：表中の添字のうちmは模型を表し、pは実機を表す。

模型試験の概略図を図1に、実機の配置図を図2に示す。また、模型水槽の外観及び内部構造を図3に示す。模型水槽は実機と相似形状とするが、水理的に影響を及ぼさない範囲において形状を簡略化する。模型試験で使用する模擬ポンプは実機と外部形状が相似である中空管を使用し、模擬ポンプ用循環ポンプにより流量を模擬する。模擬ポンプは各流路に対して1台ずつ設置する。また、模擬ポンプの上流に海水ポンプ（原子炉補機海水ポンプ、高圧炉心スプレイ補機海水ポンプ及びタービン補機海水ポンプ）を模擬した形状の中空管を設置する。

なお、水の循環による流れの乱れは上流側で整流管にて整流する。



注：点線の範囲に渦防止板を設置し試験を行う。

図1 模型試験概略図（平面図）

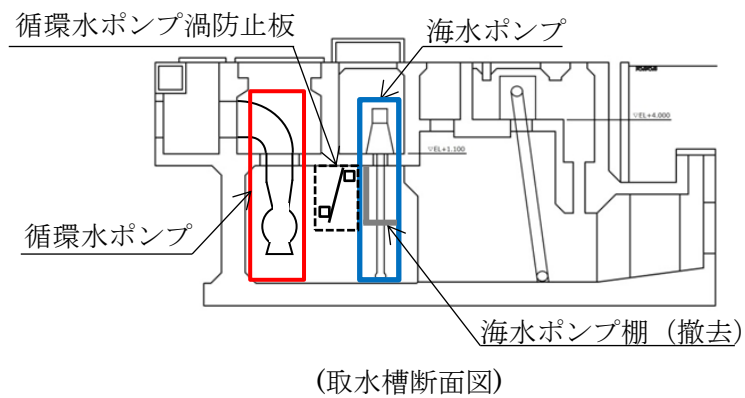
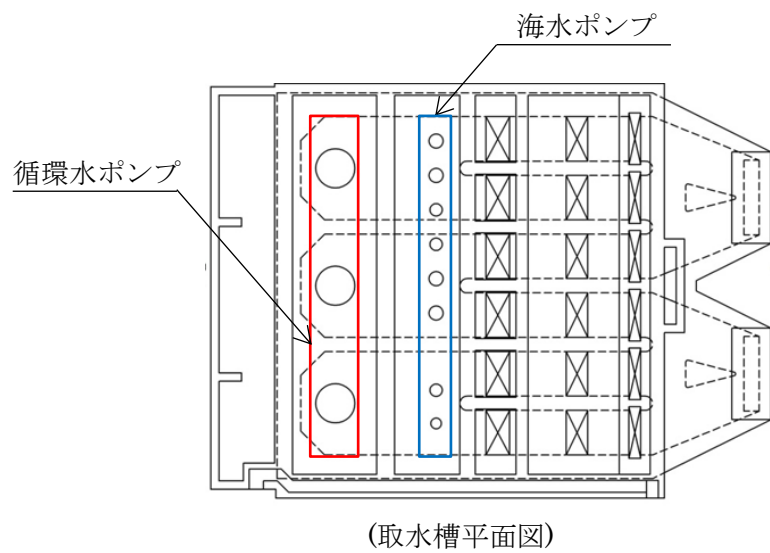


図2 実機配置図

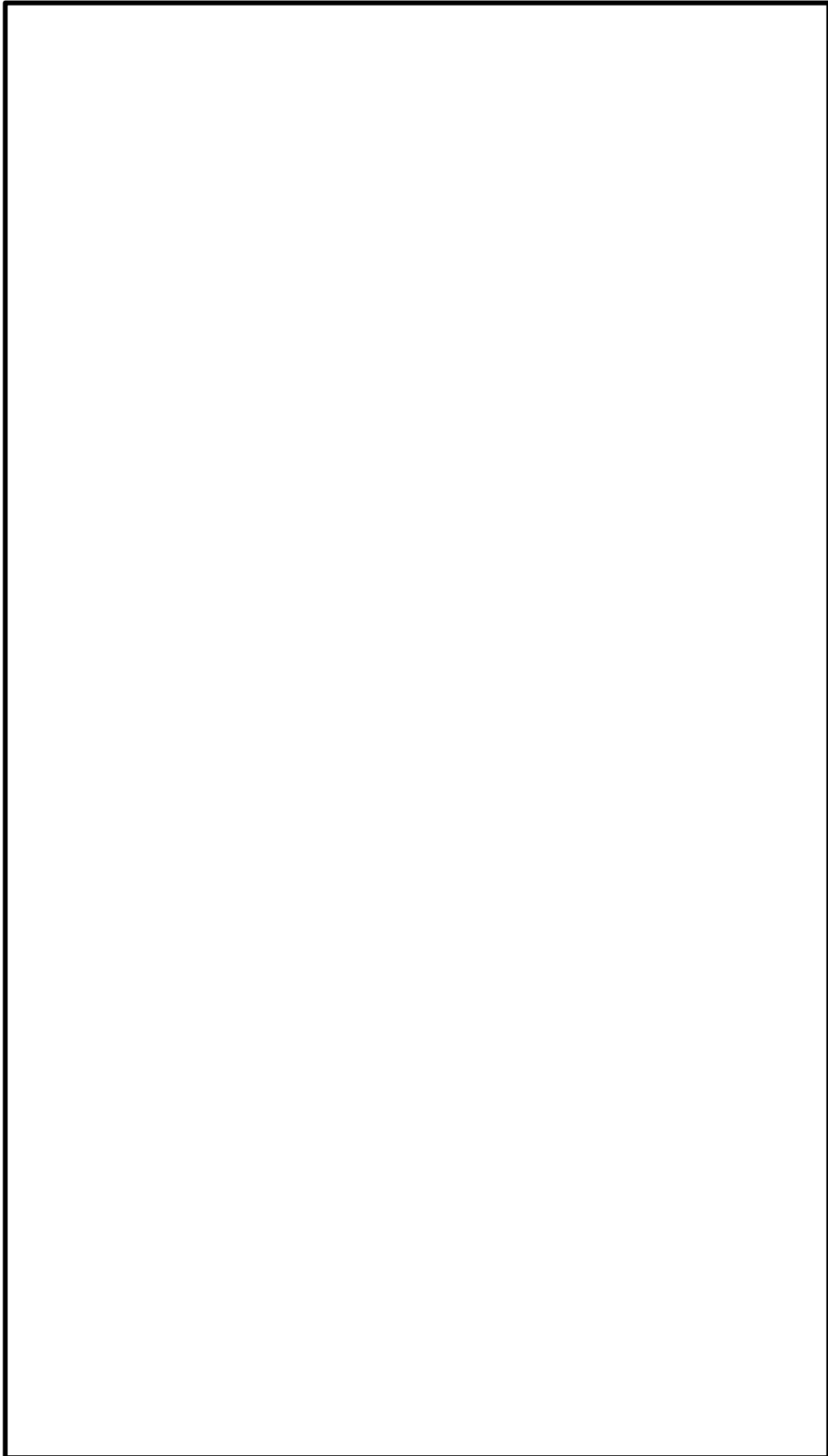


図 3 模型水槽外観及び内部構造

2.2 模型試験の条件

2.2.1 試験流量条件

試験流量は実機吐出量に対して、表1に示した相似条件で算出される流量で実施する。また、各模擬ポンプをA号機、B号機及びC号機と識別し、ポンプ運転台数について3台同時運転、2台同時運転及び1台運転を設定する。実機と同条件とするため3台同時運転時には各流量100%を、2台同時運転時及び1台運転時には各流量120%を設定する。試験流量について表2に示す。模擬ポンプ運転台数をまとめた試験ケースについて表3に示す。

表2 試験流量 (m³/h)

	循環水ポンプ
実機吐出量	
試験流量(100%)	
試験流量(120%)	

注記*：流速一致条件の下で流量比 により設定する。

表3 各試験ケースの模擬ポンプ運転台数

試験ケース	A号機	B号機	C号機	各ポンプ流量(%)
1	○	○	○	100
2	○	○	—	120
3	○	—	○	120
4	—	○	○	120
5	—	○	—	120
6	—	—	○*	120

注記*：A号機1台運転時とC号機1台運転時は流動条件が同じため、代表としてC号機1台運転時を確認する。

2.2.2 試験方法及び判定基準

模型試験において規定の流量を流した際に、10分当たりの水中渦の発生有無を確認する。なお、確認方法は目視観察とし、水中渦の判定はターボ機械協会基準に定められる水中渦が発生しないことを確認する。判定基準とする水中渦を図4に示す。



注記*：「T S J S 0 0 2-2005 ポンプ吸込水槽の模型試験方法」に基づく。

図4 判定基準とする水中渦（ターボ機械協会基準*より引用）

2.3 模型試験の結果

模型試験の水中渦の発生回数確認結果を表4に示す。ポンプ運転台数や流量を変更した場合においても水中渦は確認されなかった。

表4 試験結果

試験ケース	各ポンプ 流量(%)	水中渦発生回数 (回/10min)		
		A号機	B号機	C号機
1	100	0	0	0
2	120	0	0	—
3	120	0	—	0
4	120	—	0	0
5	120	—	0	—
6	120	—	—	0

補足-027-10-110 循環水ポンプ渦防止板の固有周期算出モデルにおける

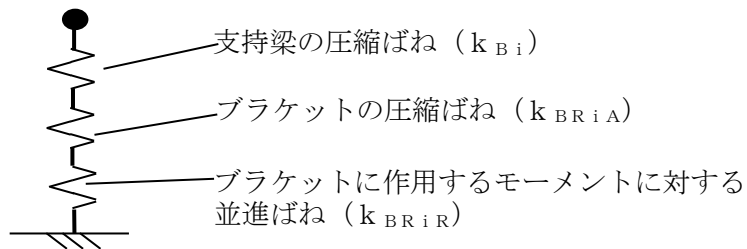
並進ばねの算出

目 次

1. はじめに	1
2. ブラケットに作用するモーメントに対する並進ばねの算出方法	1
3. まとめ	3

1. はじめに

VI-2-11-2-7-18「循環水ポンプ渦防止板の耐震性についての計算書」（以下「耐震計算書」という。）の固有周期の算出において、水平EW方向については図1に示すとおり、3つのばねを直列に合成し算出を行っている。本資料では、3つのばねのうちブラケットに作用するモーメントに対する並進ばね (k_{BRiR}) の算出方法について説明する。



注：各記号の添字 i は方向を示し、水平EW方向は $i = 2$ である。

図1 水平EW方向ばねモデル

2. ブラケットに作用するモーメントに対する並進ばねの算出方法

ブラケットに作用するモーメントに対する並進ばね (k_{BRiR}) は図2に示す考え方に基き、以下のとおり算出する。

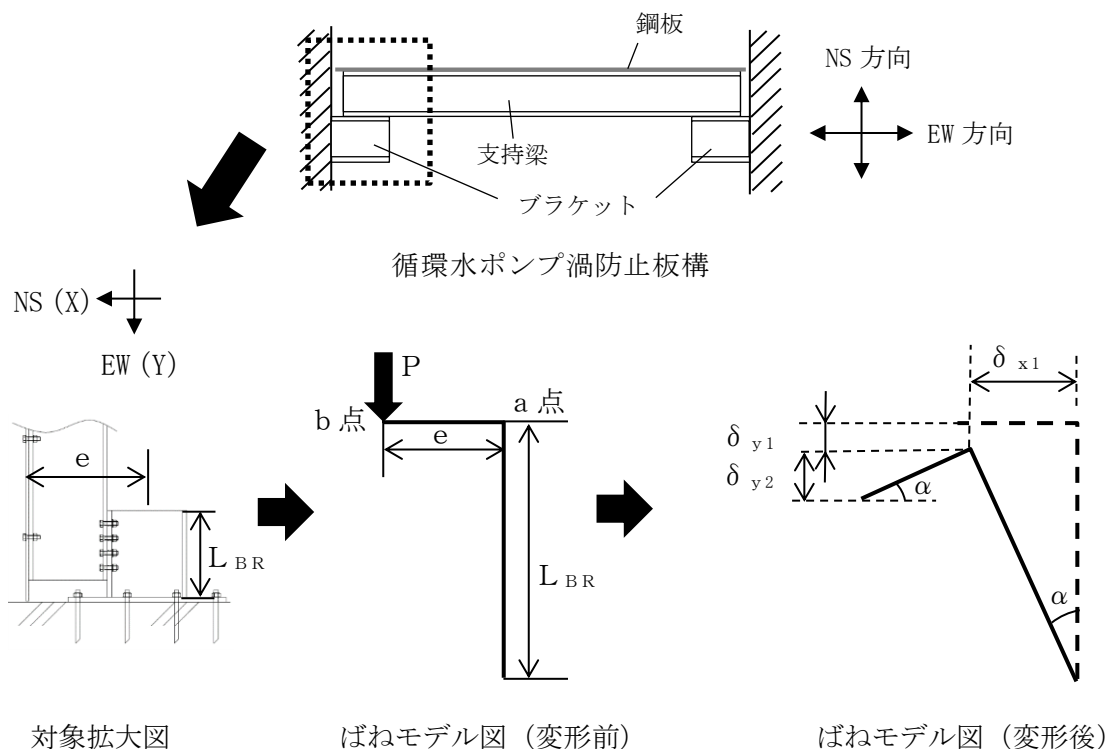


図2 ブラケットの並進ばねの考え方

(1) a 点のEW (Y) 方向変位 (δ_{y1})

a 点のEW (Y) 方向変位は、端部に曲げを受ける片持ち梁のNS (X) 方向変位 (δ_{x1}) を回転移動として扱う事で算出する。

$$\delta_{x1} = \frac{P \cdot e \cdot L_{BR}^2}{2 \cdot E \cdot I_{BRi}}$$

$$\sin \alpha = \delta_{x1} / L_{BR}$$

P : ブラケットに作用する偏心荷重(N) *

e : ブラケットと鋼板の芯間距離(mm)

L_{BR} : ブラケットの長さ(mm)

E : 縦弾性係数(MPa)

I_{BRi} : ブラケットの断面 2 次モーメント(mm⁴)

α : ブラケットに偏心荷重Pが作用した時のブラケットの回転角度(°)

注記* : Pの入力値として耐震計算書に記載の水平EW方向の設計震度(=1.50)により発生する偏心荷重を設定する。(P=N)

回転によるEW (Y) 方向変位 (δ_{y1}) は以下の式となる。

$$\begin{aligned} \delta_{y1} &= L_{BR} - L_{BR} \cdot \cos \alpha = L_{BR} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}\right) \\ &= L_{BR} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \left(\delta_{x1} / L_{BR}\right)^2}\right) \end{aligned}$$

(2) a 点～b 点間のモーメントに対するEW (Y) 方向変位 (δ_{y2})

a 点のEW (Y) 方向変位を以下の式で表す。

$$\delta_{y2} = e \cdot \sin \alpha = e \cdot \delta_{x1} / L_{BR}$$

(3) ブラケットの並進ばね定数

ブラケットのEW (Y) 方向変位は $\delta_{y1} + \delta_{y2}$ となることから、以下の式で表す。

$$P = k_{BRiR} \cdot (\delta_{y1} + \delta_{y2})$$

上式より k_{BRiR} は以下の式で表す。

$$k_{BRiR} = P / (\delta_{y1} + \delta_{y2})$$

よって、 k_{BRiR} は以下の式で表す。

$$k_{BRiR} = P / \left\{ L_{BR} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{P \cdot e \cdot L_{BR}}{2 \cdot E \cdot I_{BRi}} \right)^2} \right) + \frac{P \cdot e^2 \cdot L_{BR}}{2 \cdot E \cdot I_{BRi}} \right\}$$

ここで、 δ_{y1} 及び δ_{y2} の固有周期算出への寄与について検討する。ばね定数の算出において、 δ_{y2} によるばねは偏心荷重Pに依存しない線形ばねであるが、 δ_{y1} によるばねは偏心荷重Pに依存する非線形ばねである。水平EW方向の設計震度により発生する偏心荷重P (N) を作用させた際の δ_{y1} 及び δ_{y2} を算出し、値の比較を行う。結果を表1に示す。

表1 設計震度における δ_{y1} 及び δ_{y2}

P (N)	δ_{y1} (mm)	δ_{y2} (mm)	$\delta_{y1} / \delta_{y2}$
	1.178×10^{-6}	4.433×10^{-2}	2.656×10^{-5}

表1より δ_{y2} に対して δ_{y1} は十分小さいため、ばね定数の算出において δ_{y1} は考慮不要である。したがって、 k_{BRiR} は以下に示す式にて算出を行う。

$$k_{BRiR} = P / \left(\frac{P \cdot e^2 \cdot L_{BR}}{2 \cdot E \cdot I_{BRi}} \right) = \frac{2 \cdot E \cdot I_{BRi}}{e^2 \cdot L_{BR}}$$

3. まとめ

循環水ポンプ渦防止板における水平EW方向の固有周期の算出に用いる3つのばね定数のうち、ブラケットに作用するモーメントに対する並進ばねについて算出方法を示した。また、回転による変位 (δ_{y1}) はモーメントによる変位 (δ_{y2}) に対して十分小さいことから考慮不要であることを確認した。