

### 3.3 基礎版の三次元構造解析結果

上部構造モデルの三次元構造解析から算定した上部工反力を用いて、基礎版の三次元構造解析を実施する。

上部構造モデルの三次元構造解析から算定した上部工反力を用いた場合（以下「影響検討ケース」という。）及び地震応答解析から算定した上部工反力を用いた場合（以下「現設計ケース」という。）の曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表3-4に、せん断破壊に対する評価結果を表3-5に示す。同表より、影響検討ケースにおいても、発生応力度が短期許容応力度を下回ることを確認した。また、現設計ケースの照査値は影響検討ケースの照査値と比べて同等以上となっており、現設計ケースが保守的な荷重設定となっていることを確認した。なお、軸力には面内せん断力を組合せて、照査値が保守的となるように評価している。同じ評価位置で影響検討ケースと現設計ケースの設計断面力を比較すると、評価位置211は同等となっており、評価位置213は現設計ケースの方が大きくなっている。これは3.2節で述べたように各部材の上部工反力が保守的に載荷されているためである。

影響検討ケース及び現設計ケースの断面力分布図を図3-5に示す。また、各ケースについて、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊それぞれの照査値最大となる要素位置図を図3-6に示す。

表 3-4(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（コンクリート）

ケース	評価位置*1	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力*2 (kN/m)	発生応力度 $\sigma'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\sigma'_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma'_c / \sigma'_{ca}$
影響検討ケース	211	-2906	-98	1.1	11.7	0.10
	213	-391	-120	0.5	11.7	0.05
現設計ケース	211	-3087	-110	1.2	11.7	0.11
	213	-1168	112	1.4	11.7	0.12

注記\*1：評価位置を図 3-4 に示す。照査値最大となる要素位置を図 3-6 に示す。

\*2：軸力は引張が正。

表 3-4(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

ケース	評価位置*1	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力*2 (kN/m)	発生応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
影響検討ケース	211	-2906	377	76	294	0.26
	213	-452	72	39	294	0.14
現設計ケース	211	-3087	221	73	294	0.25
	213	-1067	548	123	294	0.42

注記\*1：評価位置を図 3-4 に示す。照査値最大となる要素位置を図 3-6 に示す。

\*2：軸力は引張が正。

表 3-5 せん断破壊に対する評価結果

ケース	評価位置*	発生せん断力 (kN/m)	発生応力度 $\tau_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_d / \tau_{a1}$
影響検討ケース	213	488	0.23	0.63	0.37
現設計ケース	213	874	0.40	0.63	0.64

注記\*：評価位置を図 3-4 に示す。照査値最大となる要素位置を図 3-6 に示す。

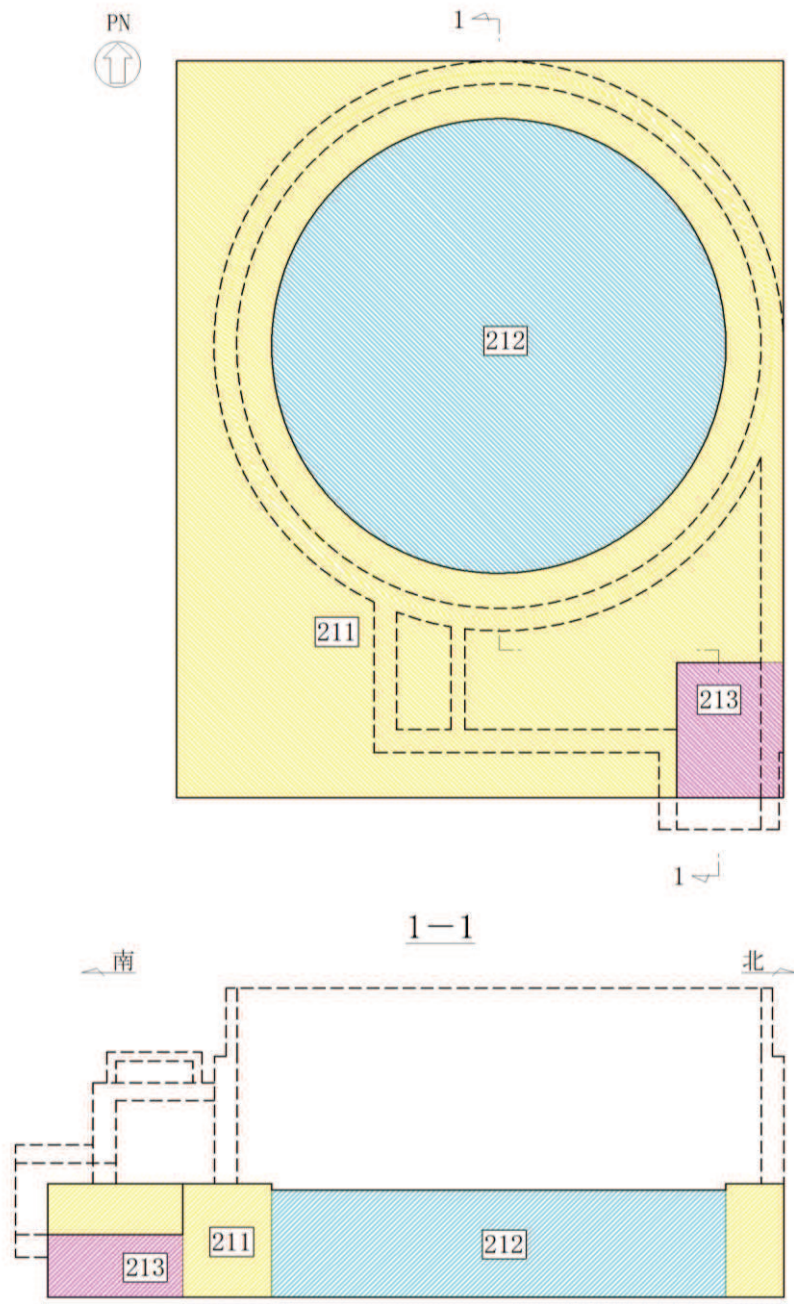
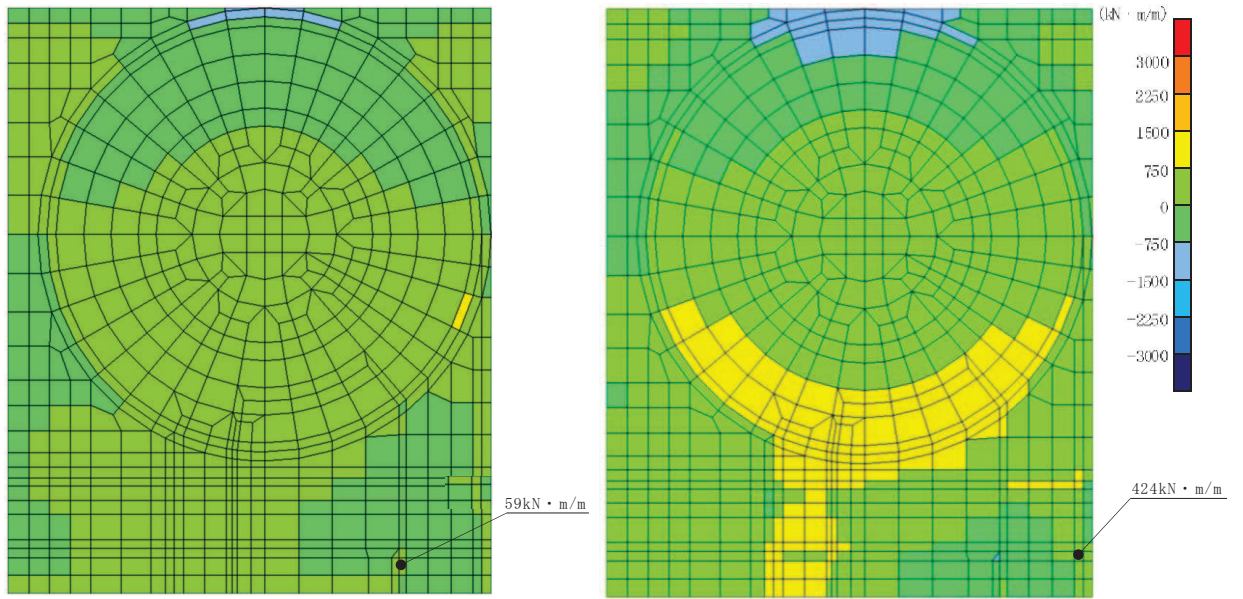


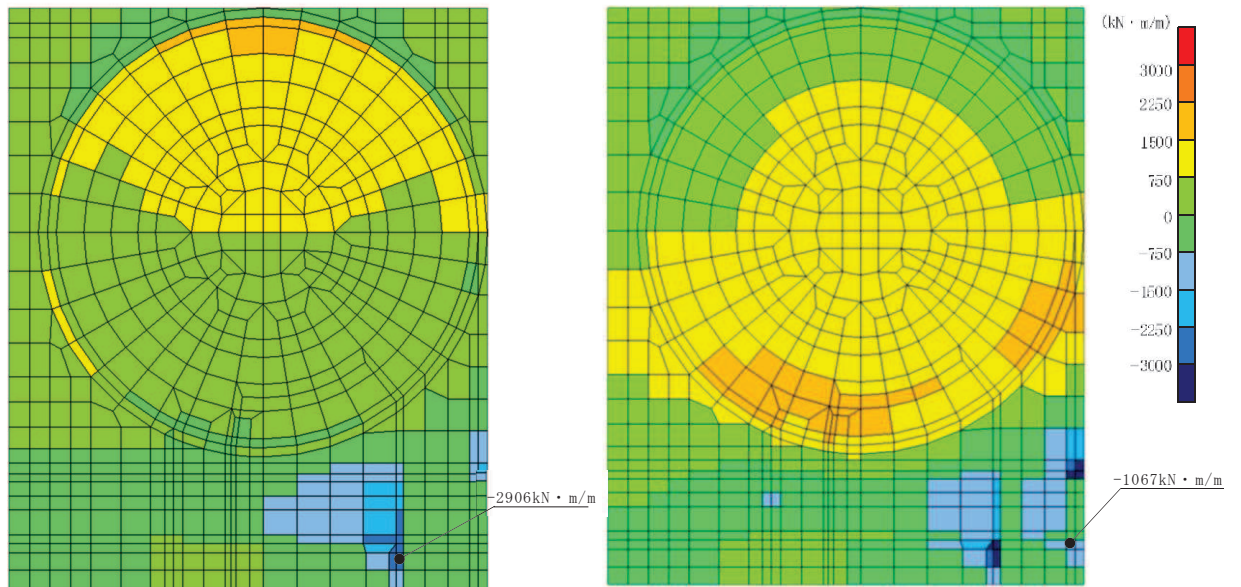
図 3-4 評価位置図



(a) 影響検討ケース

(b) 現設計ケース

図 3-5(1) 基礎版の断面力分布図 (曲げモーメント ( $\text{kN} \cdot \text{m/m}$ ) :  $M_x$ )



(a) 影響検討ケース

(b) 現設計ケース

図 3-5(2) 基礎版の断面力分布図 (曲げモーメント ( $\text{kN} \cdot \text{m/m}$ ) :  $M_y$ )



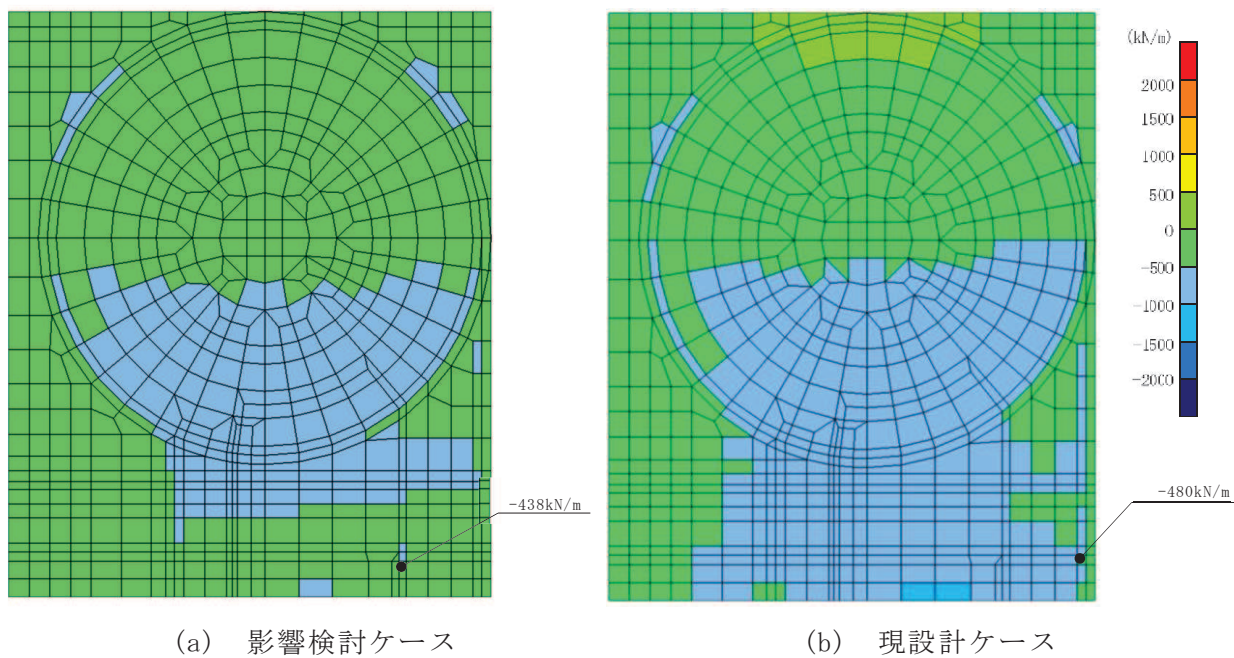


図 3-5(3) 基礎版の断面力分布図 (軸力 (kN/m) :  $N_x$ )

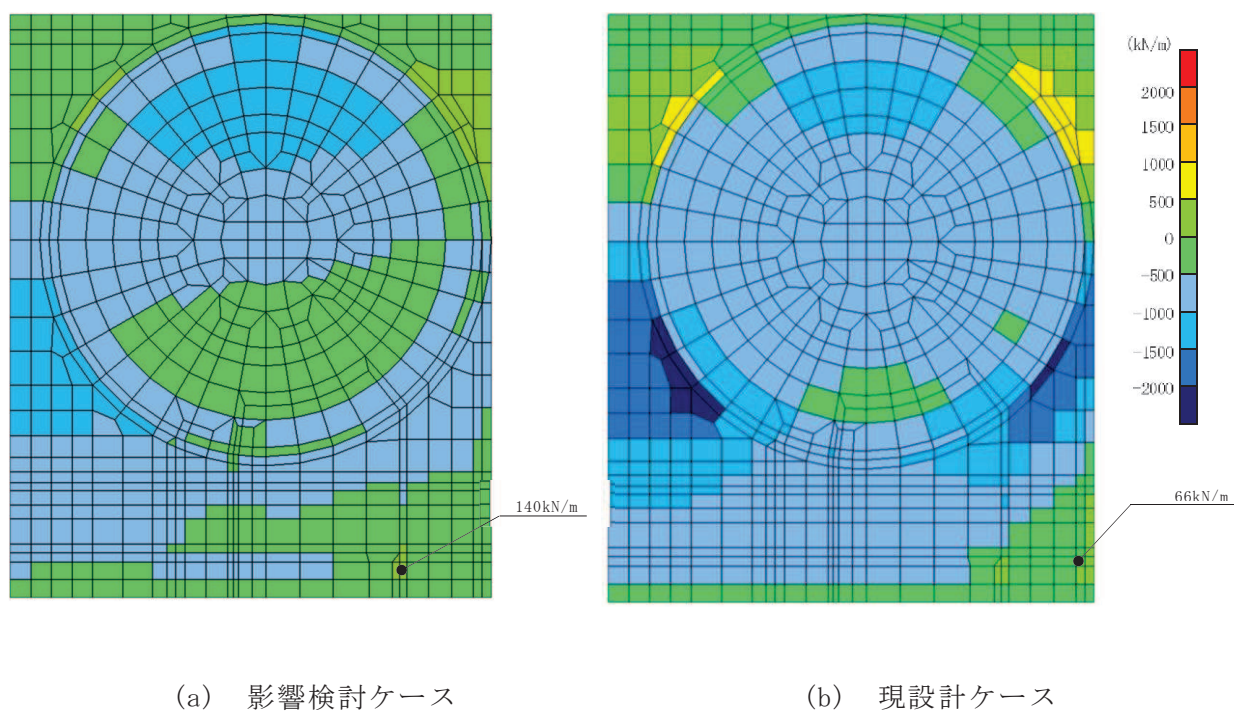
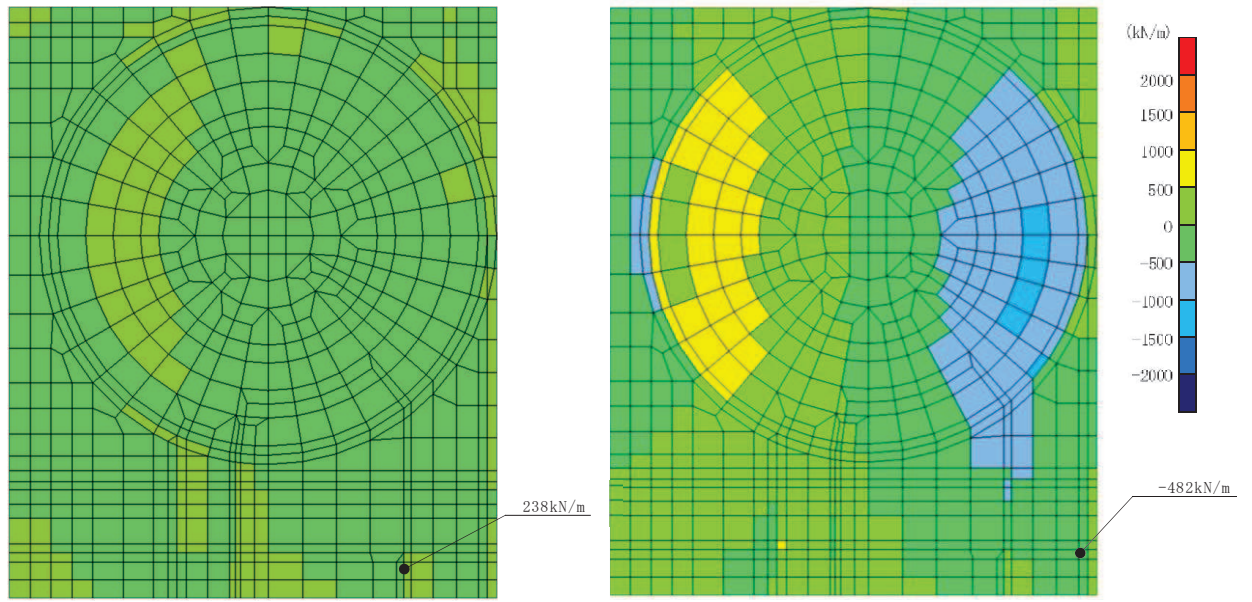


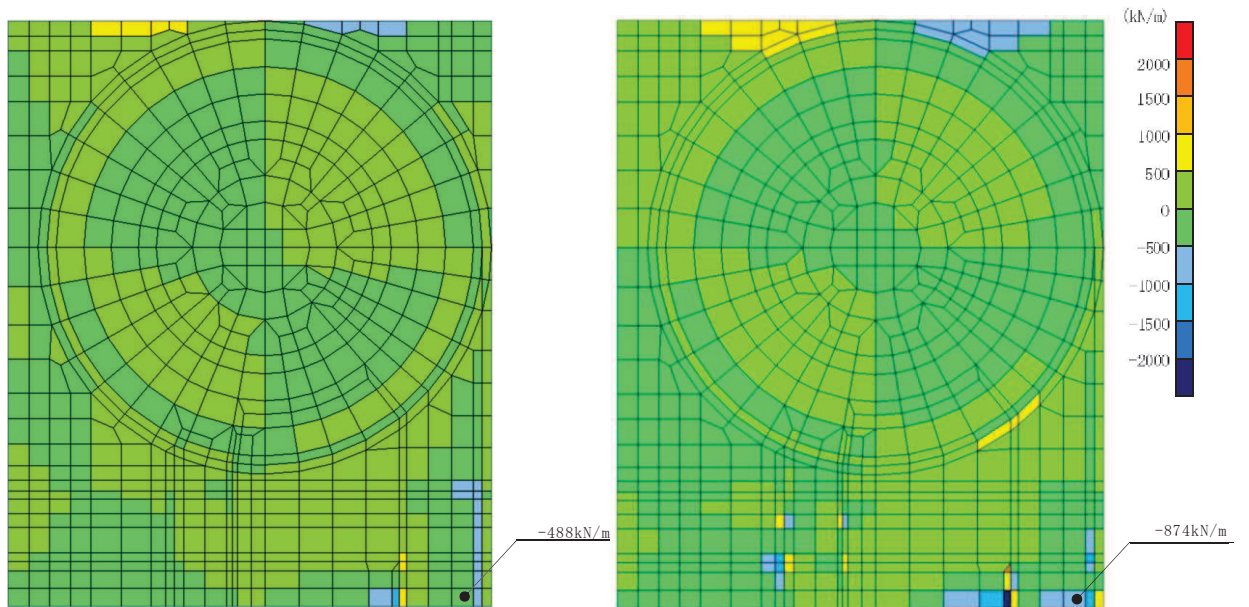
図 3-5(4) 基礎版の断面力分布図 (軸力 (kN/m) :  $N_y$ )



(a) 影響検討ケース

(b) 現設計ケース

図 3-5(5) 基礎版の断面力分布図 (面内せん断力 (kN/m) :  $N_{xy}$ )



(a) 影響検討ケース

(b) 現設計ケース

図 3-5(6) 基礎版の断面力分布図 (せん断力 (kN/m) :  $Q_x$ )



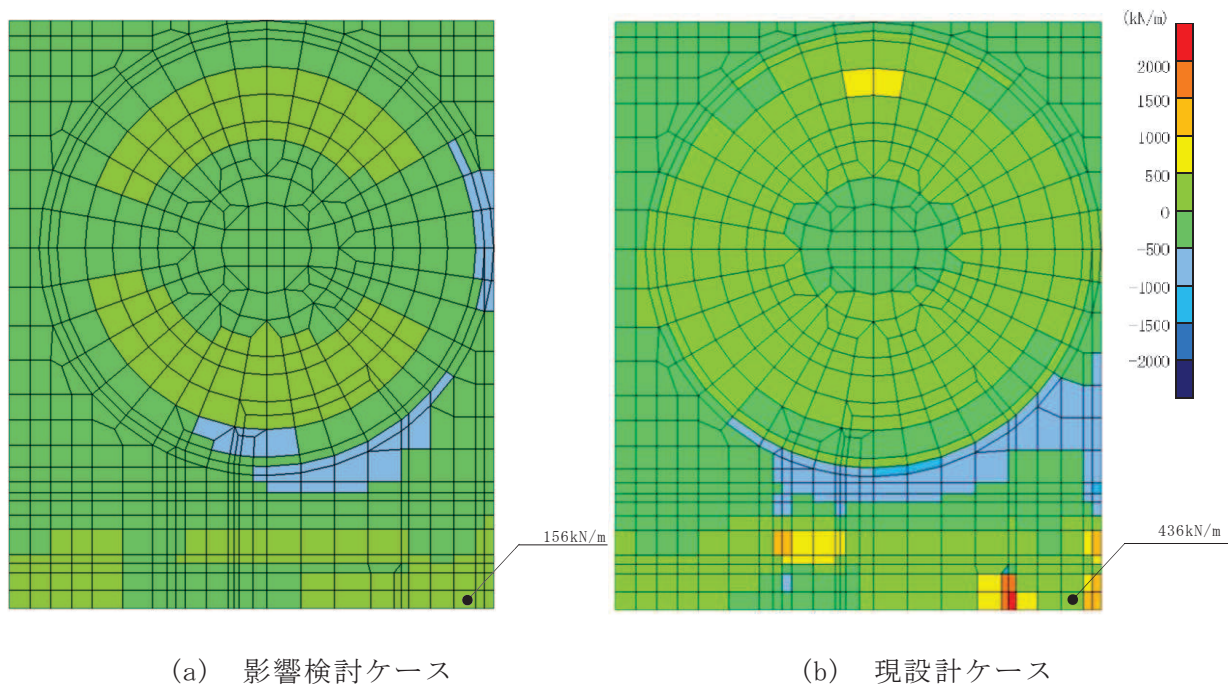


図 3-5(7) 基礎版の断面力分布図 (せん断力 (kN/m) :  $Q_y$ )

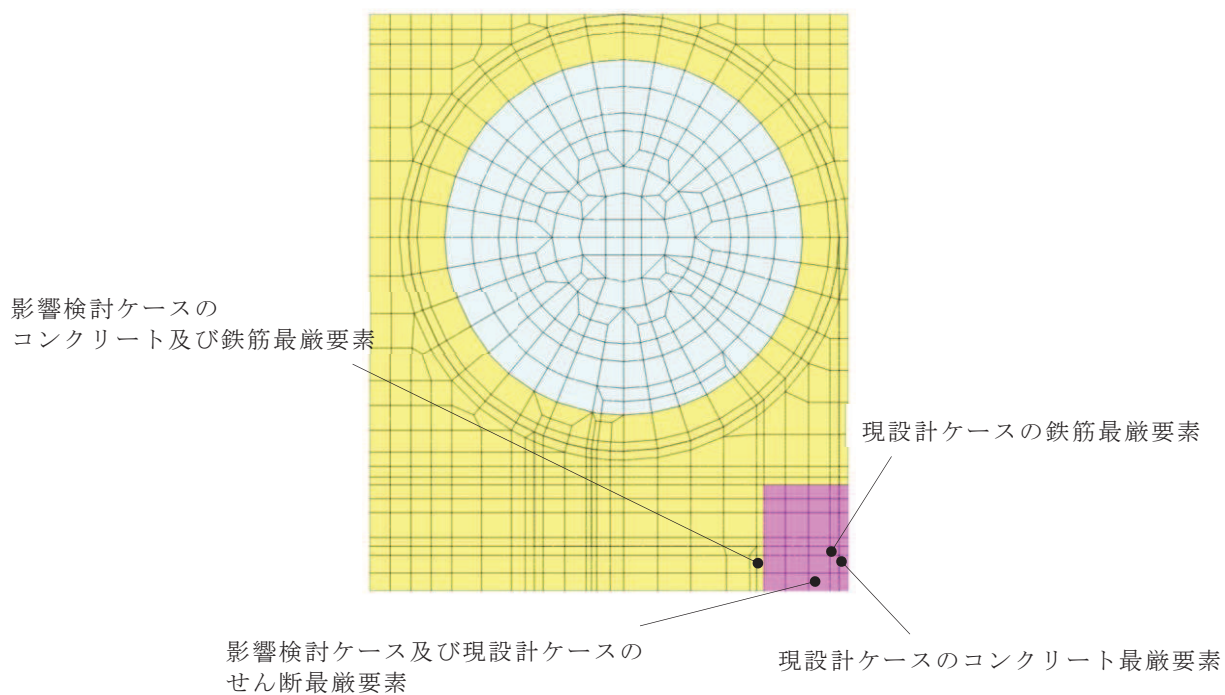


図 3-6 照査値最大となる要素位置図

#### 4. まとめ

復水貯蔵タンク基礎の耐震評価では、上部構造（しゃへい壁，バルブ室，連絡ダクト）と下部構造（基礎版）を2つに分けて構造解析を実施し、それぞれの構造解析の入力荷重を地震応答解析の地震時応答から個別に算定している。この2つの構造解析を個別に実施していることの保守性を確認するため、上部構造の構造解析を実施した後に、その下端反力を用いて基礎版の構造解析を実施し、評価結果を比較した。

その結果、地震応答解析の地震時応答から算定した上部工反力の方が、上部構造の構造解析の下端反力から算定した上部工反力よりも大きくなることに加えて、荷重の載荷範囲が部分的であることから局所的な応力集中が大きくなるため、照査値が保守的に評価されることを確認した。

以上より、復水貯蔵タンク基礎の耐震評価において、上部構造（しゃへい壁，バルブ室，連絡ダクト）と下部構造（基礎版）を2つに分けて三次元構造解析を実施し、それぞれの構造解析の入力荷重を地震応答解析の地震時応答から個別に算定することの保守性を確認した。



## (別紙) 上部構造のモデル化方法の違いによる上部工反力への影響

### 1. はじめに

上部工反力の曲げモーメントが、三次元構造解析モデルと地震応答解析モデルで顕著に異なることから、上部構造のモデル化方法の違いによる上部工反力への影響について分析を行う。

### 2. 構造部材のモデル化方法の違いによる曲げモーメントへの影響

3.2節の表3-2及び表3-3に示すとおり、三次元構造解析から算定した曲げモーメント(表3-2に該当)よりも地震応答解析から算定した曲げモーメント(表3-3に該当)の方が顕著に大きくなっている。三次元構造解析モデルと地震応答解析モデルのモデル化方法に関する差異は、しゃへい壁、バルブ室及び連絡ダクトの各構造部材の耐震壁としての剛性の考慮方法の違いによるものである。

構造部材のモデル化方法の違いが、曲げモーメントへ与える影響について、表-1に示す単純なモデルにより説明する。

上部構造を2つの部材で構成された矩形断面(高さL, 奥行き幅b, 荷重方向幅4h(=h[部材1]+3h[部材2]))の片持ちばりで仮定し、2つの部材が一体となって挙動する場合(三次元構造解析のモデル化イメージ)と2つの部材が独立して挙動する場合(地震応答解析のモデル化イメージ)について、部材の頂部に水平荷重4P(=P[部材1]+3P[部材2])を作用させたときの基部の曲げモーメントを算定した。その結果、基礎版の図心位置回りとなる構造物全体の曲げモーメント( $M_1+M_2+M_3$ と $M_1'+M_2'$ )を各々算定すると、両モデルは同じ曲げモーメント(M)となる。一方で、各部材範囲に分解して、2つのモデルによる各部材の局所的な曲げモーメント(部材が一体となって挙動する場合： $M_1, M_2$ , 部材が独立に挙動する場合： $M_1', M_2'$ )を比較すると、部材が独立に挙動する場合の方が顕著に大きくなる。

なお、3.2節の表3-2に示した上部構造モデルの三次元構造解析から算定した上部工反力の曲げモーメントは、上部構造の部材単位で集計したものであり、表-1に示す基礎版の図心位置回りとなる構造物全体の曲げモーメントとの差分( $M_3$ )を記載していない。そこで、この $M_3$ も含めて、三次元構造解析と地震応答解析で算定した曲げモーメントの内訳を表-2に示す。曲げモーメントの合計に対する比率は1.38となり、地震応答解析の方が大きくなる。両者の差異は、上載盛土のモデル化方法の違いによるものであることを次節で考察する。

表-1 構造部材のモデル化方法の違いが曲げモーメントに与える影響


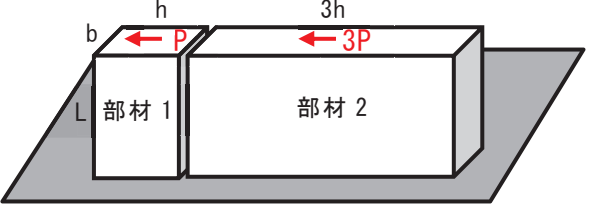
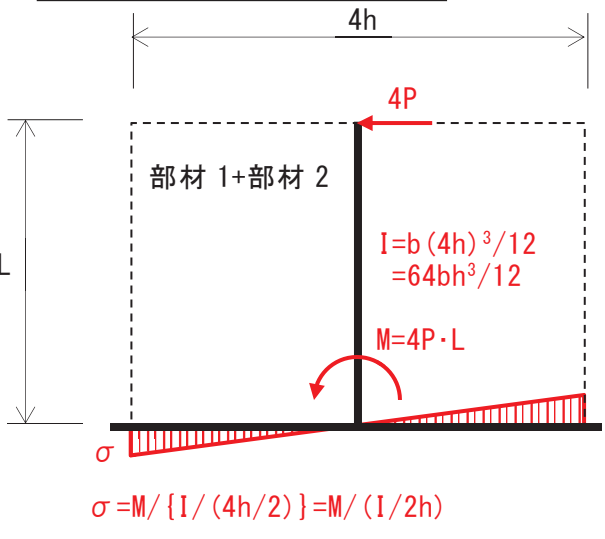
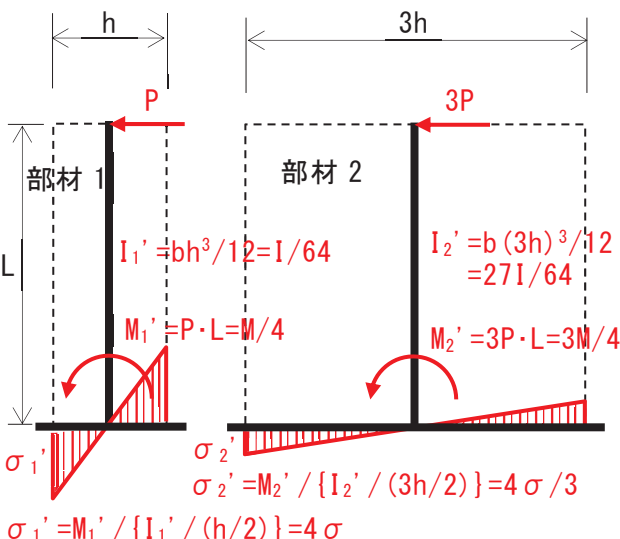
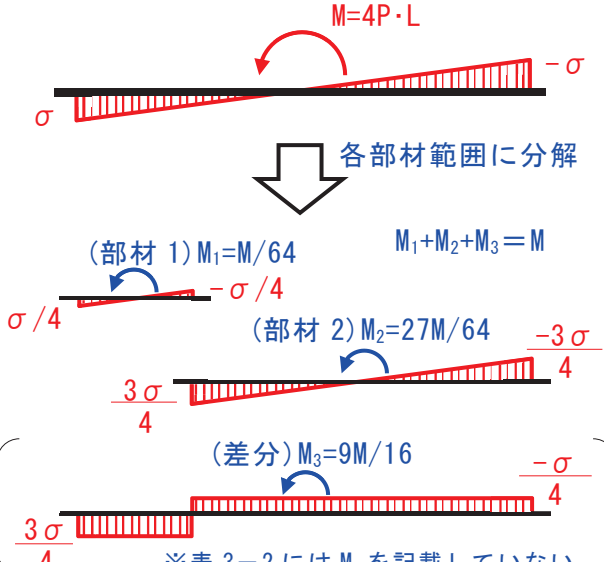
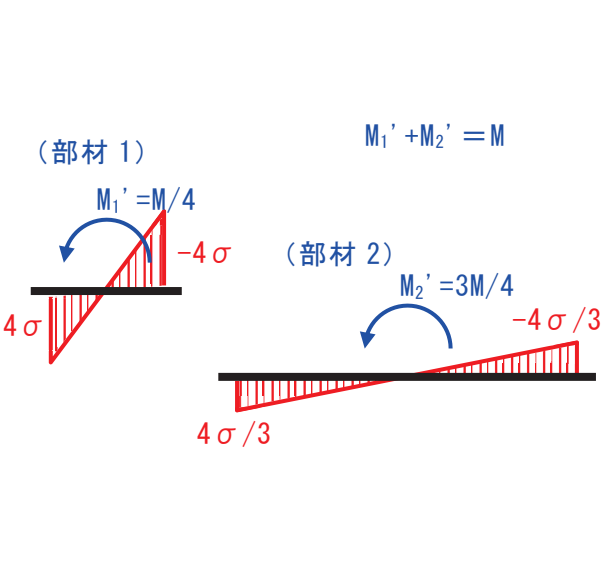
<p>三次元構造解析から算定した 曲げモーメントの解説 (表 3-2 に該当)</p>	<p>地震応答解析から算定した 曲げモーメントの解説 (表 3-3 に該当)</p>
<p>解析方法</p> <p>三次元構造解析 (部材全体を一体でモデル化)</p>	<p>地震応答解析 (各部材を独立してモデル化)</p>
<p>モデル化イメージ</p> 	
<p>部材直下の曲げモーメント</p>  <p><math>I = b(4h)^3/12 = 64bh^3/12</math></p> <p><math>M = 4P \cdot L</math></p> <p><math>\sigma = M / \{ I / (4h/2) \} = M / (I/2h)</math></p>	 <p><math>I_1' = bh^3/12 = I/64</math></p> <p><math>I_2' = b(3h)^3/12 = 27I/64</math></p> <p><math>M_1' = P \cdot L = M/4</math></p> <p><math>M_2' = 3P \cdot L = 3M/4</math></p> <p><math>\sigma_1' = M_1' / \{ I_1' / (h/2) \} = 4\sigma</math></p> <p><math>\sigma_2' = M_2' / \{ I_2' / (3h/2) \} = 4\sigma/3</math></p>
<p>基礎版に載荷する上部工反力 (表 3-2 及び表 3-3 のM)</p>	
 <p><math>M = 4P \cdot L</math></p> <p>各部材範囲に分解</p> <p>(部材 1) <math>M_1 = M/64</math></p> <p>(部材 2) <math>M_2 = 27M/64</math></p> <p>(差分) <math>M_3 = 9M/16</math></p> <p><math>M_1 + M_2 + M_3 = M</math></p> <p>※表 3-2 には <math>M_3</math> を記載していない</p>	 <p>(部材 1) <math>M_1' = M/4</math></p> <p>(部材 2) <math>M_2' = 3M/4</math></p> <p><math>M_1' + M_2' = M</math></p> <p>Stress values: <math>-4\sigma</math> and <math>-4\sigma/3</math></p>

表-2 上部工反力を算定した各解析における曲げモーメントの内訳

集計範囲	曲げモーメント (kN・m)		比率 ②/①
	①三次元構造解析* <sup>1</sup>	②地震応答解析* <sup>2</sup>	
しゃへい壁	59850	238552	—
バルブ室	6518	16957	
連絡ダクト	-592	5006	
構造物全体との差分	122334* <sup>3</sup>	—	
合計	188110	260515	1.38

注記\*1：表 3-2 の曲げモーメント（構造物全体との差分は\*3 参照）。

\*2：表 3-3 の曲げモーメント。

\*3：三次元構造解析の上部工反力による基礎版図心位置回りの構造物全体の曲げモーメントと，しゃへい壁，バルブ室及び連絡ダクトの各部材図心位置回りで集計した曲げモーメントとの差分で，表-1 の差分  $M_3$  に対応する曲げモーメント。

### 3. 上載盛土のモデル化方法の違いによる曲げモーメントへの影響

しゃへい壁及びバルブ室については、地震応答解析モデルで基礎版及びバルブ室上の盛土重量を上部構造の質点に含めてモデル化している。そのため、本来は基礎版及びバルブ室上面に作用する盛土の水平慣性力を、保守的に上部構造の質点位置に作用させることにより、上部工反力の曲げモーメントが大きく評価されている。なお、連絡ダクトについては、地震応答解析で質点としてモデル化した上載盛土が少なく、その影響は小さい。

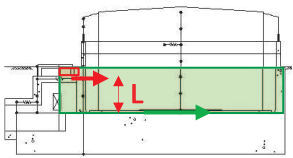
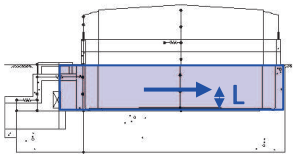
表-3 に両解析方法において、しゃへい壁とバルブ室における上載盛土の水平慣性力による上部工反力（せん断力，曲げモーメント）を概算した結果を示す。なお、水平震度は地震応答解析の当該照査時刻の発生加速度から換算し、 $kh=1.0$  とした。上部工反力の曲げモーメントは地震応答解析の方が顕著に大きく、しゃへい壁で 8.69 倍，バルブ室で 6.04 倍となる。また、両解析方法による曲げモーメントの差は、しゃへい壁で  $46722\text{kN}\cdot\text{m}$ ，バルブ室で  $21406\text{kN}\cdot\text{m}$  となり、地震応答解析の曲げモーメントが合計で  $68128 (=46722+21406)\text{kN}\cdot\text{m}$  大きくなる。これが地震応答解析で算定した上部工反力による基礎版設計の保守性となっている。

地震応答解析における曲げモーメントから、設計上の保守性となる上載盛土の影響による曲げモーメントの差分を除いて、表-2 を再集計した結果を表-4 に示す。設計上の保守性となる上載盛土の影響を除くと、三次元構造解析と地震応答解析による曲げモーメントの比率は 1.02 となり、両者は同程度となる。

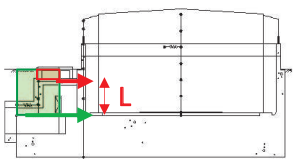
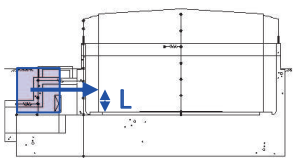


表-3 解析方法の違いによる上載盛土の上部工反力への影響比較

(a) シャへい壁

解析方法	盛土慣性力の 考慮範囲と 作用高さ $L^{*1}$	部位	盛土 重量 $W$ (kN)	作用 高さ $L$ (m)	せん断力 $W \cdot kh^{*2}$ (kN)	曲げモーメント $W \cdot kh \cdot L^{*2}$ (kN・m)
三次元 構造解析		バルブ室上	1500	4.05	1500	6076
		基礎版上	17356	0.00	17356	0
		全体	18857	—	18857	6076
地震応答 解析		全体	18857	2.80	18857	52798
比率（地震応答解析／三次元構造解析）			1.00	—	1.00	8.69
差（地震応答解析－三次元構造解析）			—	—	—	46722

(b) バルブ室

解析方法	盛土慣性力の 考慮範囲と 作用高さ $L^{*1}$	部位	盛土 重量 $W$ (kN)	作用 高さ $L$ (m)	せん断力 $W \cdot kh^{*2}$ (kN)	曲げモーメント $W \cdot kh \cdot L^{*2}$ (kN・m)
三次元 構造解析		バルブ室上	1050	4.05	1050	4251
		基礎版上	8114	0.00	8114	0
		全体	9163	—	9163	4251
地震応答 解析		全体	9163	2.80	9163	25657
比率（地震応答解析／三次元構造解析）			1.00	—	1.00	6.04
差（地震応答解析－三次元構造解析）			—	—	—	21406

注記\*1：地震応答解析における盛土慣性力の作用高さは、 $L = \text{盛土高さ} \times 1/2$  とした。

\*2： $kh$ ：水平震度（=1.0）

表-4 上載盛土の影響を考慮した各解析における曲げモーメントの比較

集計範囲	曲げモーメント (kN・m)		比率 ②/①
	①三次元構造解析 <sup>*1</sup>	②地震応答解析 <sup>*2</sup>	
しゃへい壁	59850	238552	—
バルブ室	6518	16957	
連絡ダクト	-592	5006	
構造物全体との差分	122334 <sup>*3</sup>	—	
小計①	188110	260515	1.38
上載盛土の影響②	—	68128 <sup>*4</sup>	—
合計(①-②)	188110	192387	1.02

注記\*1：表 3-2 の曲げモーメント（構造物全体との差分は\*3 参照）。

\*2：表 3-3 の曲げモーメント。

\*3：三次元構造解析の上部工反力による基礎版図心位置回りの構造物全体の曲げモーメントと、しゃへい壁、バルブ室及び連絡ダクトの各部材図心位置回りで集計した曲げモーメントとの差分で、表-1 の差分 M<sub>3</sub> に対応する曲げモーメント。

\*4：表-3 に示すしゃへい壁の曲げモーメントの差（46722kN・m）とバルブ室の曲げモーメントの差（21406kN・m）の和。

#### 4. まとめ

上部工反力の曲げモーメントが三次元構造解析と地震応答解析で異なる要因として、上部構造のモデル化方法の違いによる影響を分析した。

構造部材のモデル化方法の違いによる影響を把握するため、構造部材が一体となって挙動する場合（三次元構造解析のモデル化イメージ）と構造部材が独立して挙動する場合（地震応答解析のモデル化イメージ）の曲げモーメントを確認した。その結果、独立して挙動する場合は一体となって挙動する場合に比べて、構造物全体の曲げモーメントは同等となるものの、各部材位置で局所的に大きな曲げモーメントが作用することを確認した。

また、地震応答解析では上載盛土の水平慣性力を保守的に上部構造の質点位置に作用させていることについて、三次元構造解析との違いを概算した結果、上載盛土による上部工反力の曲げモーメントは、地震応答解析の方が三次元構造解析よりも大きくなり保守的となっていることを確認した。

以上から、上部工反力の曲げモーメントが三次元構造解析と地震応答解析で異なる要因は、構造部材のモデル化方法及び上載盛土のモデル化方法の違いであることを確認した。

参考資料5 三次元動的解析を用いた復水貯蔵タンク基礎の  
円筒型しゃへい壁への土圧分布の検証について

1. はじめに

屋外重要土木構造物の耐震安全性は、構造物へ作用する地震時荷重を地盤－構造物連成の二次元断面による地震応答解析で算定し、この地震時荷重を三次元モデルに載荷する構造解析を実施することで評価することを基本としている。構造物が単純な形状で無い場合は、形状の異なる部位ごとに複数の二次元断面による地震応答解析を実施し、地震時荷重を算定する。

復水貯蔵タンク基礎は、図 1-1 に示す円筒形のしゃへい壁と矩形のバルブ室他を組み合わせた構造で、奥行き方向に断面形状が変化する複雑な形状となっている。そのため、この断面間の相互影響の評価が難しいことから、複数の二次元断面ではなく、ばね質点系の 1 モデルに集約した二次元モデルで地震応答解析を実施し、その結果から保守的な地震時荷重を設定して、三次元構造解析により耐震評価を実施している。

地震応答解析では基礎版の両外壁面上に仮想背面を仮定し、仮想背面に作用する地震時土圧を抽出して、三次元モデルの奥行き方向に一樣となる地震時土圧を載荷した構造解析を実施している。また、仮想背面内の盛土は構造物と共に質点としてモデル化し、地震応答解析により得られた盛土慣性力を、三次元構造解析で直下の基礎上面に一樣な分布荷重として水平方向に載荷している。

以上を踏まえ、以下の検証項目に対し、地震時荷重が適切に評価されていることを確認する。

検証①：構造形状の影響

- ・ 復水貯蔵タンク基礎は、円筒形のしゃへい壁、矩形のバルブ室・バルブ室（ハッチ部）・連絡ダクトから構成される複雑な構造である。
- ・ 二次元地震応答解析において、各部材をばね質点系でモデル化することにより、構造物と地盤の相互作用を考慮した土圧が適切に評価できているか検証する。

検証②：基礎盛土の慣性力の影響

- ・ 復水貯蔵タンク基礎はバルブ室、連絡ダクト及び基礎版に上載盛土がある。また、北側のしゃへい壁外側の基礎版上には基礎の延長方向で分布が異なる三角形の上載土がある。
- ・ 二次元地震応答解析において、上載盛土を質量としてモデル化して慣性力を評価することにより、躯体に作用する土圧が適切に評価できているか検証する。  
(上載土を質量として考慮するモデル化は道路橋示方書に準拠している。)



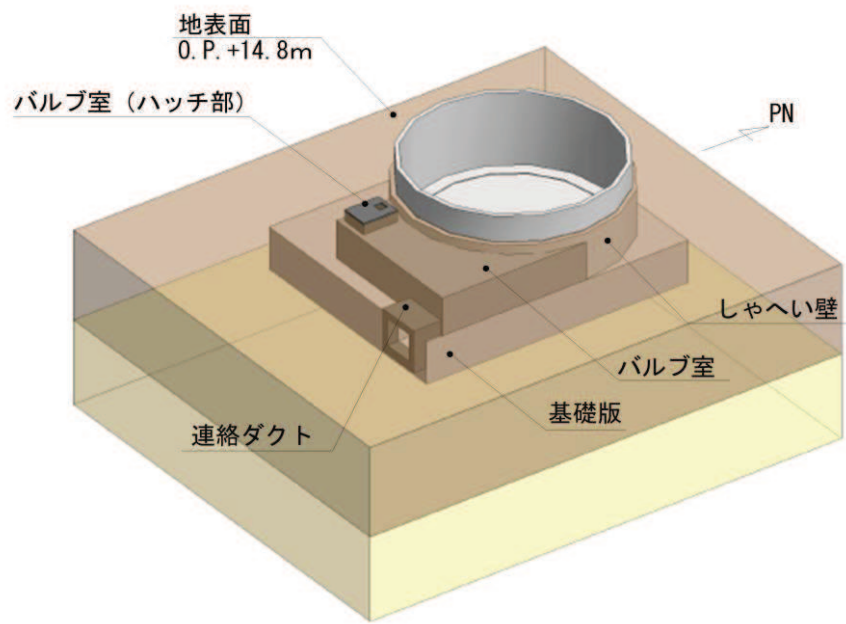


図 1-1 復水貯蔵タンク基礎の鳥瞰図

## 2. 評価方針

構造物の三次元形状を模擬し、構造物と地盤の相互作用を考慮した三次元地震応答解析により、次の方針で二次元ばね質点系モデルで算定した作用土圧の検証を行う。

- ・「周辺地盤を三次元ソリッド要素，構造物を三次元ソリッド要素でモデル化した場合（モデル①）」と「周辺地盤を二次元平面ひずみ要素，構造物を二次元ばね質点系モデルでモデル化した場合（モデル②）」について，地震応答解析によって各部材の側壁に作用する土圧の比較を行う。
- ・構造物は復水貯蔵タンク基礎の構造を簡略化し，円筒形のしゃへい壁と矩形のバルブ室及び基礎版から構成される構造とする。
- ・地震応答解析における構造物及び地盤は，線形弾性としてモデル化する。

解析モデルの概要を表 2-1 に示す。

表 2-1 解析モデルの概要

	モデル① 構造物：三次元ソリッド要素，周辺地盤：三次元ソリッド要素	モデル② 構造物：ばね質点系モデル，周辺地盤：二次元平面ひずみ要素
モデル化の考え方	・実現象の再現を目的とした三次元の線形弾性モデル	・モデル①との比較のため，二次元地震応答解析のばね質点系モデルによる線形弾性モデル
概念図		
構造物のモデル化	・しゃへい壁，バルブ室及び基礎版を三次元ソリッド要素によりモデル化する。	<ul style="list-style-type: none"> <li>しゃへい壁，バルブ室及び基礎版をばね質点系によりモデル化する。</li> <li>しゃへい壁とバルブ室はバルブ室の頂版位置で接続されていることから，頂版の水平方向剛性を考慮したばね要素で連結する。</li> <li>三次元ソリッド要素と比較して，局所的な変形を考慮しないモデルであることから，地震時荷重を保守的に評価する見込みである。</li> </ul>
地盤のモデル化	・周辺地盤を三次元ソリッド要素でモデル化し，バルブ室及び基礎版の上載土についても，三次元ソリッド要素でモデル化する。	・周辺地盤を二次元平面ひずみ要素でモデル化し，バルブ室及び基礎版の上載土は，ばね質点系モデルの質点に重量として考慮する。
構造物と地盤の相互作用の考慮方法	・周辺地盤及び構造物の上載土を三次元ソリッド要素でモデル化することで，直接的に構造物と地盤の相互作用を考慮する。	・構造物の外形を矩形とし，しゃへい壁及び基礎版の節点から側方の周辺地盤に剛はり要素を設定し，周辺地盤との相互作用を考慮する。
土圧の検証	<ul style="list-style-type: none"> <li>モデル①とモデル②の地震応答解析結果から算定される各部材（しゃへい壁及びバルブ室）への土圧の比較を行う。</li> <li>モデル②により算定される土圧がモデル①により算定される土圧よりも保守的であること，又は同等であることを確認する。</li> </ul>	

### 3. 評価条件

#### 3.1 モデル化する構造物形状

本検討では、円筒形と矩形の形状が組み合わさった構造物に作用する土圧，並びに構造物上の土砂の慣性力の影響を把握することが目的である。そこで，円筒形のしゃへい壁地中部，矩形の地下構造物で上載土の載ったバルブ室及び基礎版に着目し，外形線を簡略化してモデル化する。具体的には，次のとおりとする。

しゃへい壁：地中部のみモデル化し，壁厚を 1.0m で均一とした円筒形構造とする。

バルブ室：壁厚 0.8m の頂版を連続してハッチ部の開口を閉じた構造とする。

基礎版：上方のしゃへい壁及びバルブ室の外形線の範囲に縮幅した矩形の平面形状とし，部材厚は一律 5.0m とする。

連絡トレンチ：モデル化せず，バルブ室との境界部の開口は，バルブ室の南側側壁を延長して閉じる。

図 3-1 にモデル化する構造物の鳥瞰図，図 3-2 に構造図を示す。

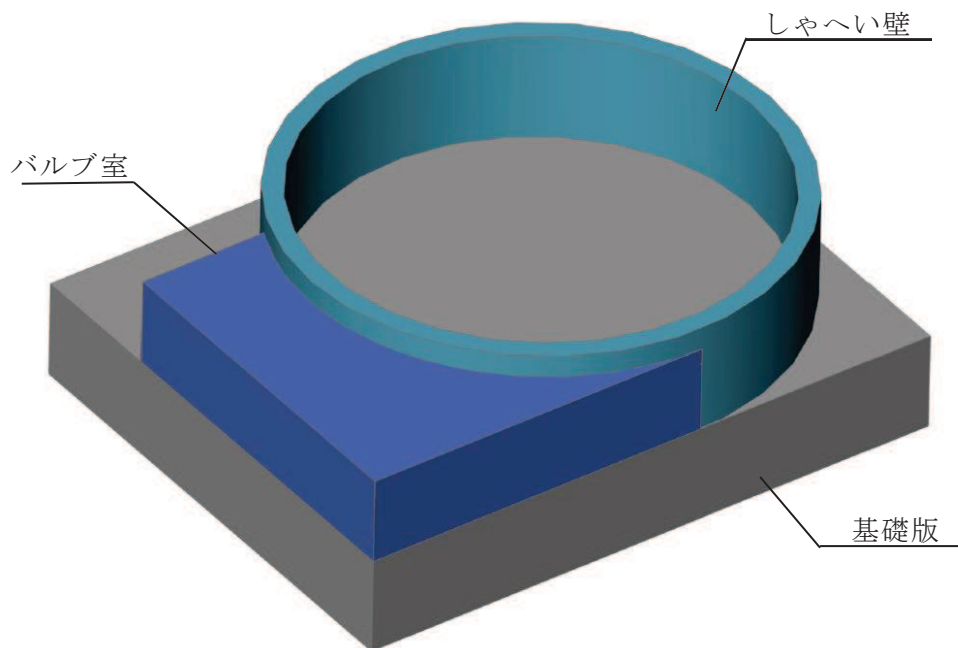


図 3-1 モデル化する構造物の鳥瞰図



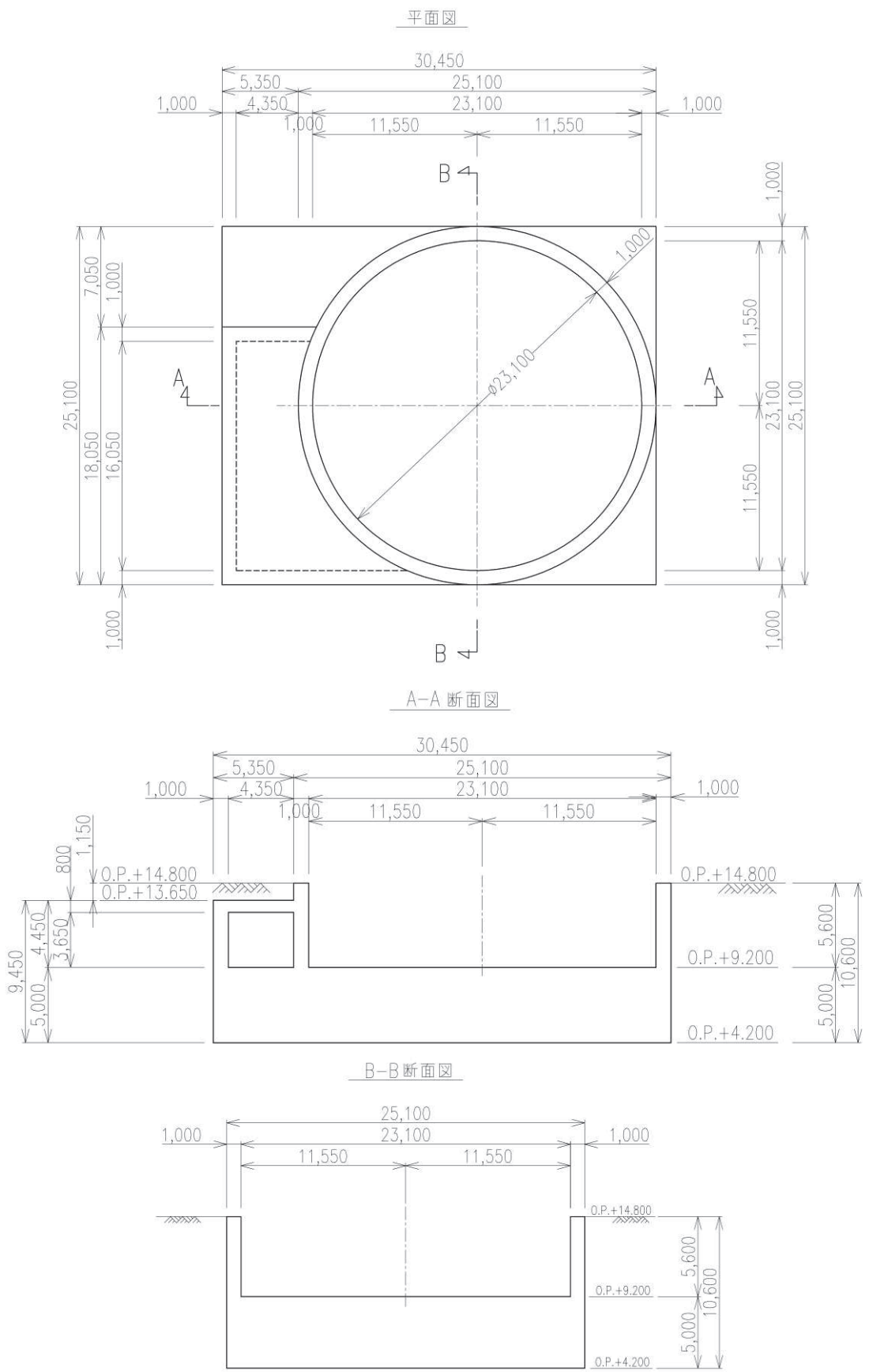


図 3-2 モデル化する構造図

### 3.2 モデル化する地盤構造及び地盤物性値

本検討では、復水貯蔵タンク基礎の直下地盤を水平成層構造でモデル化する。モデル化範囲は、第4速度層の岩盤が分布するO.P.-30m以浅をモデル化する。また、各地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

水平成層でモデル化する地盤構造及び地盤物性値を表3-1に示す。

表3-1 モデル化する地盤構造及び地盤物性値

標高 O.P. (m)	土層	単位体積 重 量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	動せん断弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	動ポアソン比 $\nu$	減衰 $h$ (%)
14.800	盛土 (地下水水位以浅) ▽	18.6	*2	0.48	*3
+4.200*1	C <sub>M</sub> 級砂岩 (第2速度層)	25.2	1.5×10 <sup>3</sup>	0.44	3
-15.567	C <sub>M</sub> 級砂岩 (第3速度層)	25.2	5.7×10 <sup>3</sup>	0.40	3
-16.357	C <sub>H</sub> 級砂岩 (第3速度層)	26.2	5.9×10 <sup>3</sup>	0.40	3
-26.687	C <sub>H</sub> 級砂岩 (第4速度層)	26.2	13.2×10 <sup>3</sup>	0.36	3
-30.000					

注記\*1：設計用地下水水位を示す。解析用地下水水位は、O.P.+4.200m（岩盤表面）である。

$$*2：小ひずみ領域： G_0 = 382 \sigma^{0.71} \geq 49.3 \quad G/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00036)$$

$$大ひずみ領域： G_0 = E_s / 2(1 + \nu_s) \quad G/G_0 = 1/(1 + \gamma/\gamma_m)$$

$$*3： h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261) \quad \text{ただし、初期値を3\%とする。}$$

### 3.3 構造物の材料物性値

構造物の使用材料及び材料物性値を表 3-2 に示す。

表 3-2 使用材料及び物性値

材料	項目	材料諸元
鉄筋コンクリート	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	24.0
コンクリート (設計基準強度 20.5N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	2.33×10 <sup>4</sup>
	ポアソン比	0.2

### 3.4 地下水位

解析用地下水位は，岩盤表面（O.P. +4.2m）とする。

### 3.5 荷重条件

構造物の重量は，鉄筋コンクリートの単位体積重量  $24.0\text{kN/m}^3$  を用いて算出する。なお，機器・配管重量，上載荷重及び地表面上載荷重，静水圧及び揚圧力は考慮しない。

地震動は，本編の基本ケース①のうち，しゃへい壁，バルブ室及び基礎版の照査値が最も厳しくなる地震動  $S_s - D 2 (++)$  を検討用地震動とする。

表 3-3 に照査値を一覧する。

表 3-3 工認補足説明資料の照査値一覧（基本ケース①）\*

照査項目	評価部位	最厳照査値	地震動
曲げ・軸力系の破壊	しゃへい壁（地中部）	0.16	$S_s - D 2 (-+)$
	バルブ室（頂版）	0.08	$S_s - D 1 (-+)$
	バルブ室（南壁）	0.13	$S_s - D 1 (-+)$
	バルブ室（東西壁）	0.11	$S_s - D 2 (++)$
	バルブ室（隔壁）	0.08	$S_s - D 1 (-+)$
	基礎版	0.42	$S_s - D 2 (++)$
せん断破壊	しゃへい壁（地中部）	0.94	$S_s - D 2 (++)$
	バルブ室（頂版）	0.34	$S_s - F 1 (++)$
	バルブ室（南壁）	0.71	$S_s - D 1 (-+)$
	バルブ室（東西壁）	0.84	$S_s - D 2 (++)$
	バルブ室（隔壁）	0.18	$S_s - D 2 (-+)$
	基礎版	0.62	$S_s - D 2 (++)$

注記\*： 0.94 は，最厳照査値の中で最大となる照査値と地震動を示す。

#### 4. 地震応答解析

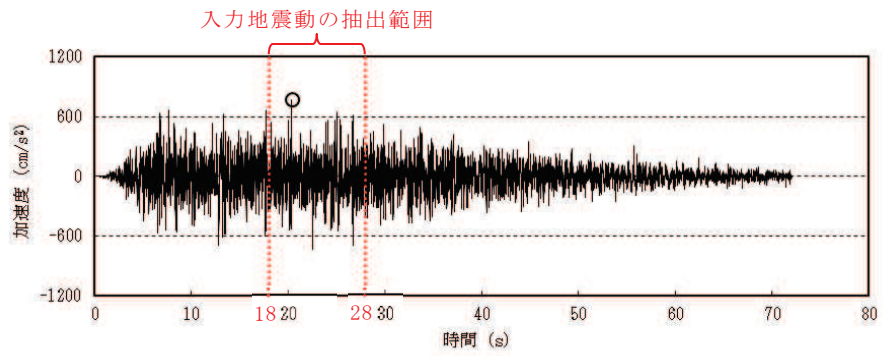
##### 4.1 入力地震動の設定

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

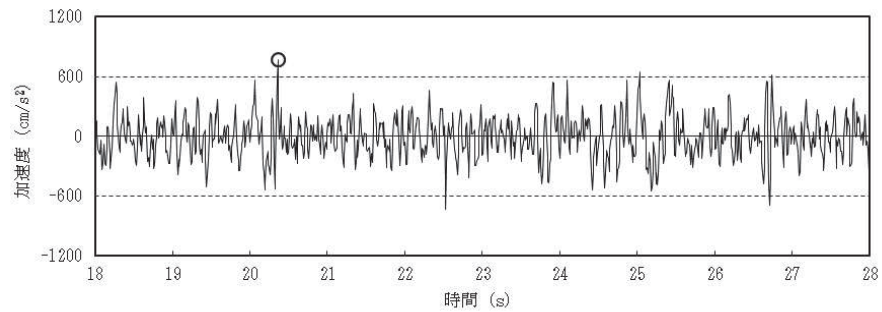
図 4-1 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE Ver. 1.6」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

本検討では構造形状の特殊性及び構造物上の盛土慣性力が、水平方向の地震時土圧に与える影響を把握することが目的である。そこで、今回着目する地震時土圧に支配的な荷重となる水平動による単独加振とする。

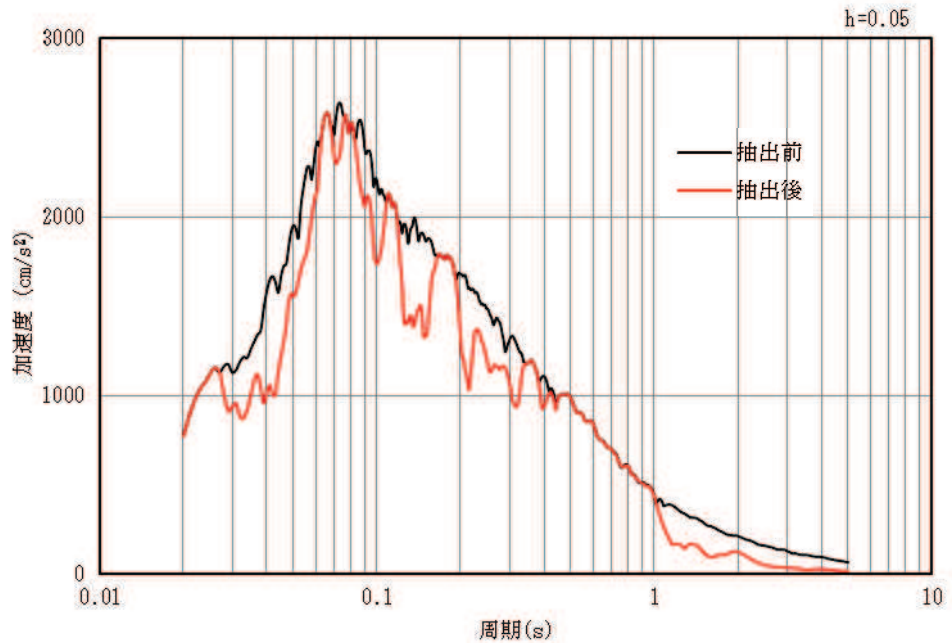
また、入力地震動は最大加速度の発生する 20.36 秒を含む、18 秒～28 秒の 10 秒間を抽出する。図 4-1 に示した抽出前後の加速度応答スペクトルにおいて、抽出後の加速度応答値が抽出前よりも若干小さくなる周期もあるが、盛土が振動する一次周期となる 0.56 秒では、両者は一致している。



(a) 作成した入力地震動全体の加速度時刻歴波形



(b) 地震応答解析用に抽出した加速度時刻歴波形



(c) 加速度応答スペクトル (h=5%)

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

## 4.2 地震応答解析手法

地震応答解析は、水平地震動の南北方向単独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、解析手法は三次元及び二次元の有限要素法による全応力解析とする。

地震応答解析については、解析コード「SLAP Ver. 6.65」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

## 4.3 地震応答解析モデル

### (1) 解析モデルの設定

復水貯蔵タンク基礎は、基礎版、基礎版上のしゃへい壁及びバルブ室を次の通りモデル化する。

モデル①：三次元ソリッド要素

モデル②：各部材と等価な剛性を有する線形はり要素，ばね要素及び質点

地盤については、水平成層の線形要素でモデル化する。なお、地盤剛性及び減衰のひずみ依存性を持つ盛土には、入力地震動の算定用解析で得られた収束物性値を用い、これを地震応答解析の等価物性として設定する。

境界条件は、固有値解析では底面を固定，側面を水平ローラーとする。地震応答解析では、底面及び側面を粘性境界とする。



(2) モデル①

モデル①について，図 4-2 に鳥瞰図，図 4-3 にモデル図を示す。

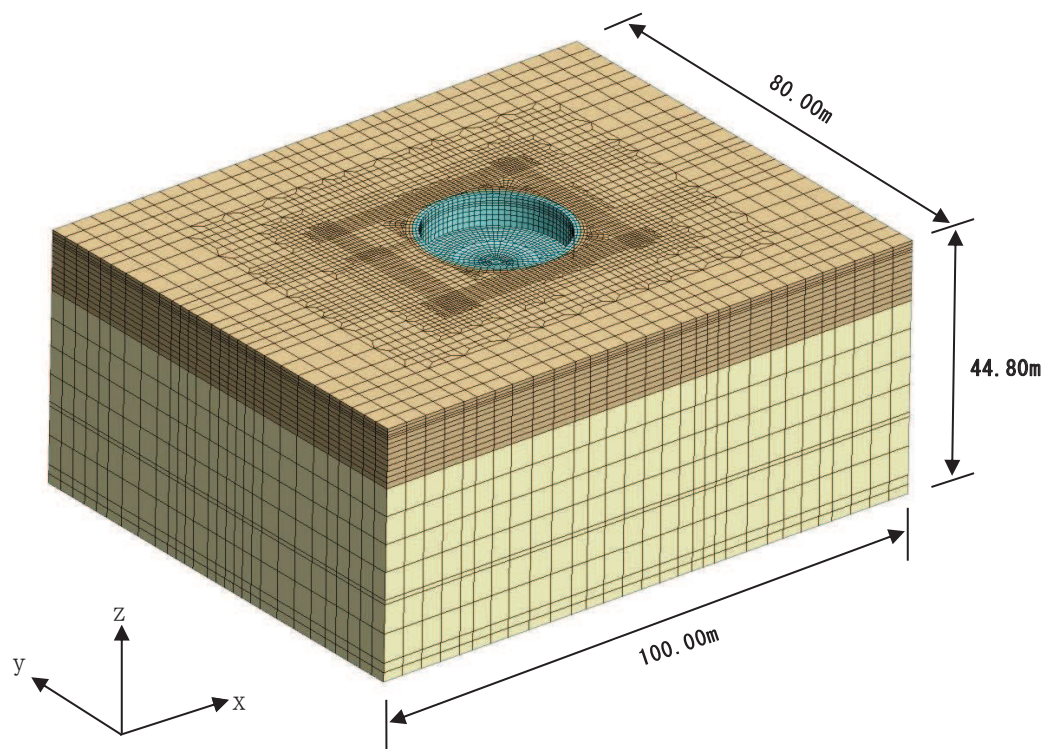
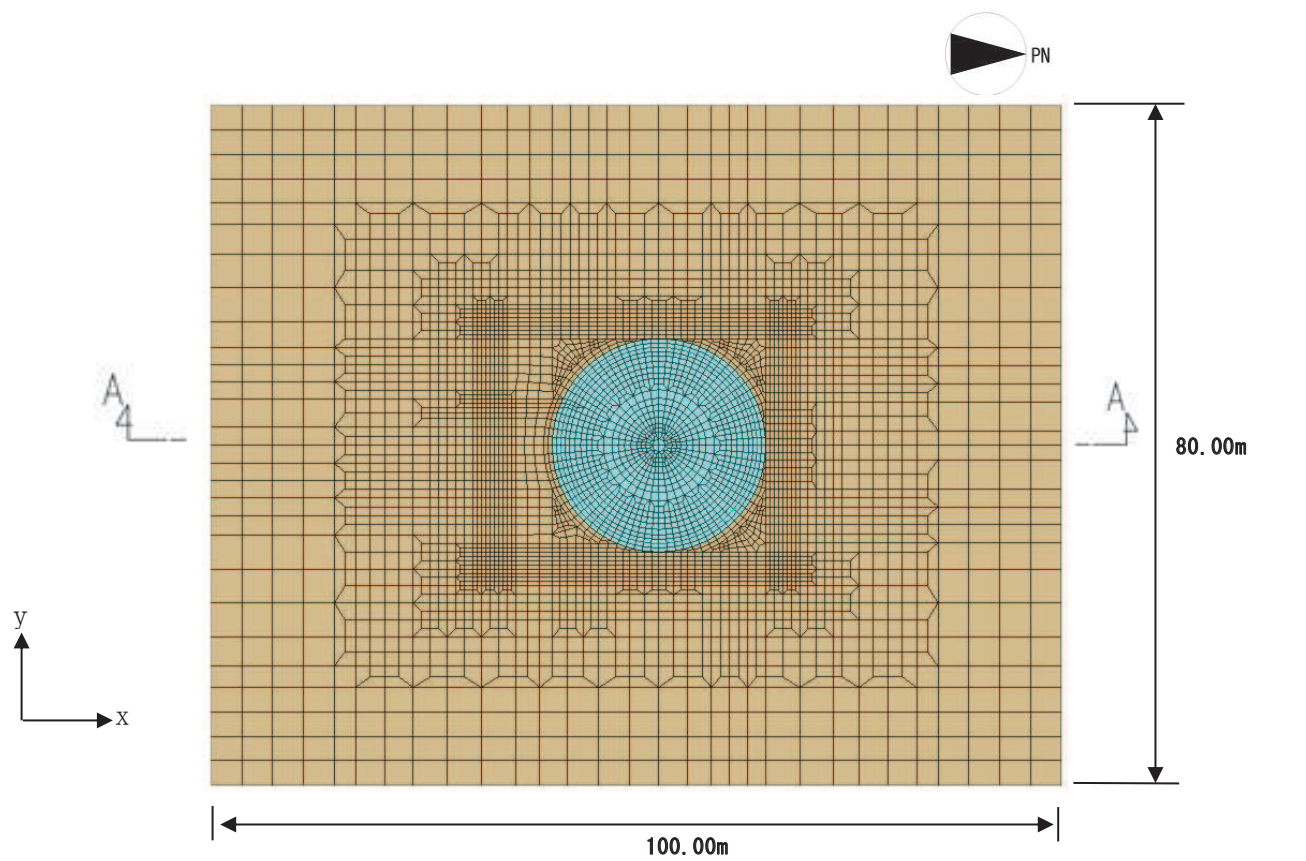
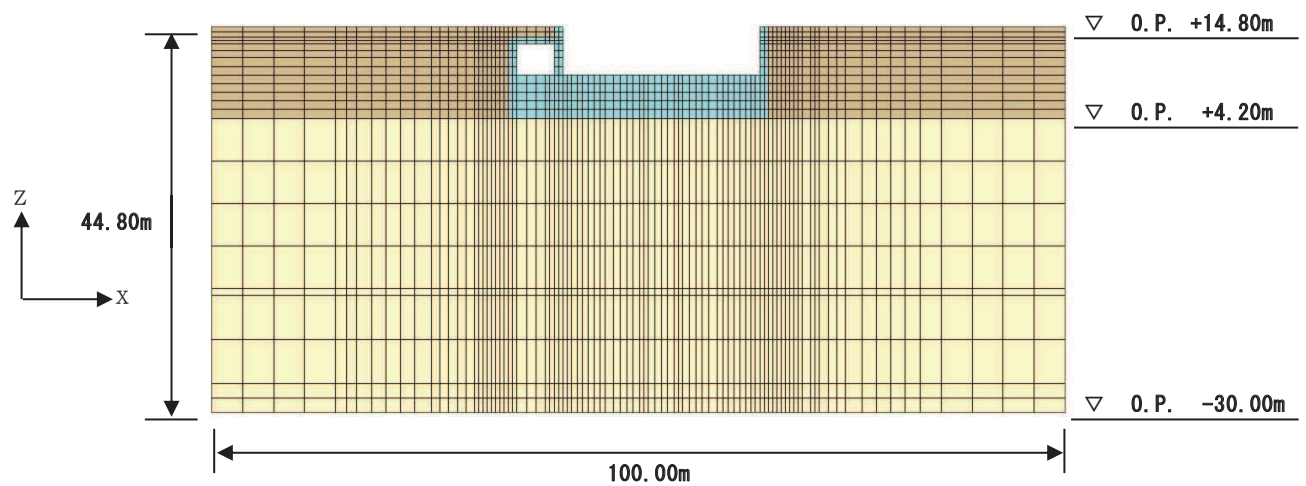


図 4-2 三次元地震応答解析モデルの鳥瞰図（モデル①）



平面図



断面図 (A-A 断面)

図 4-3 三次元地震応答解析モデル図 (モデル①)

(3) モデル②

モデル②について，復水貯蔵タンク基礎のモデル図を図 4-4 に，モデル諸元を表 4-1 に示す。

しゃへい壁，バルブ室及び基礎版は，鉛直部材と等価な曲げ，せん断及び軸剛性を有する質点系モデルとする。しゃへい壁～バルブ室間はバルブ室頂版位置で頂版の水平方向剛性を換算したばね要素で連結する。なお，各部材が基礎版上面で一体構造として挙動するように，しゃへい壁及びバルブ室は基礎版上面において，水平，鉛直及び回転の自由度を共有する。

地震応答解析では，復水貯蔵タンク基礎と周辺地盤の相互作用を考慮するため，しゃへい壁及び基礎版と側方地盤の同一標高の節点間，並びに基礎版の底面に剛はり要素を設定し，剛はり要素を介して構造物と周辺地盤とを接続する。

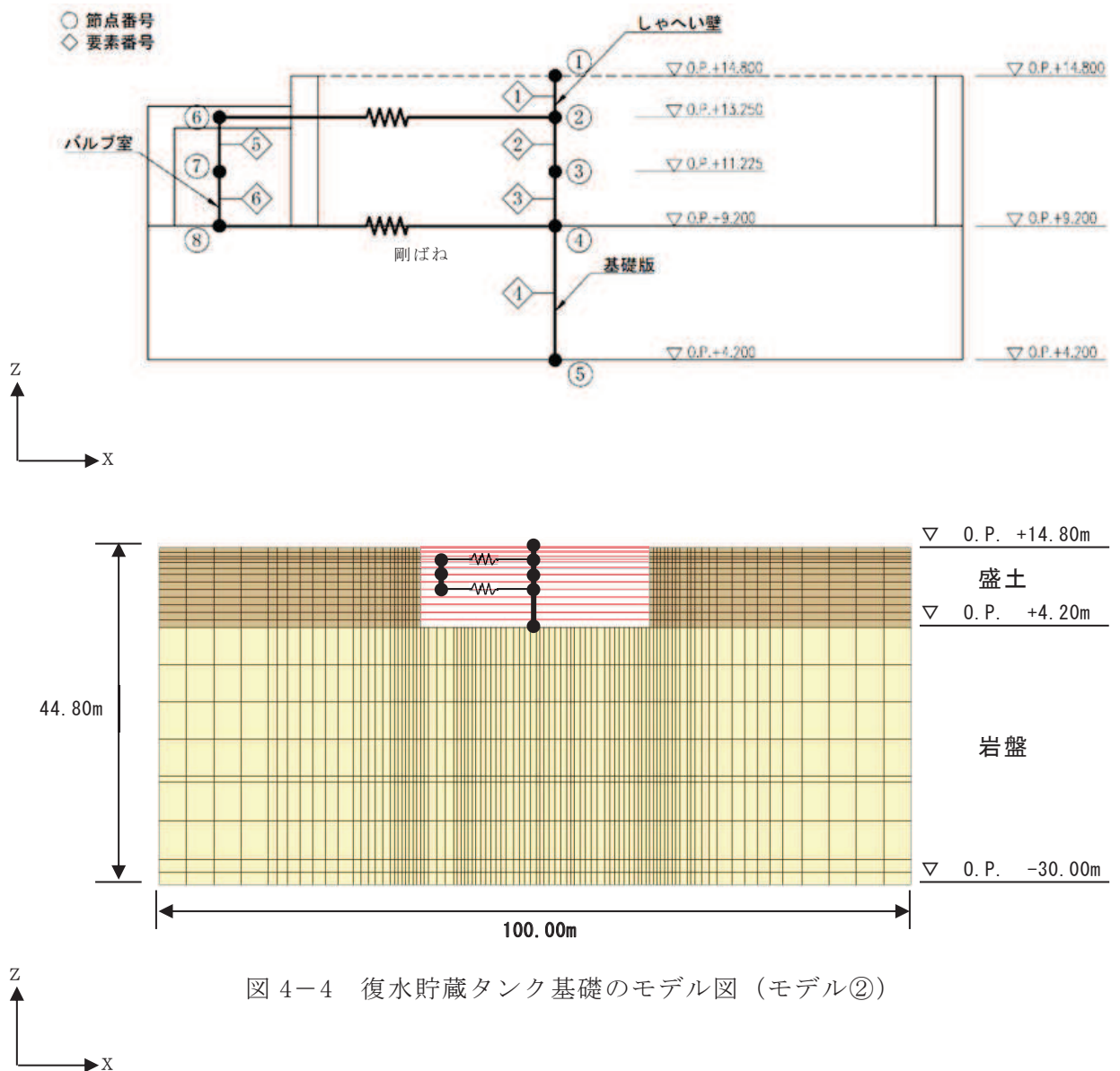


図 4-4 復水貯蔵タンク基礎のモデル図 (モデル②)

表 4-1 復水貯蔵タンク基礎のモデル諸元 (モデル②)

標高 (m)	質点No.	重量 (kN)	回転慣性 (kN・m <sup>2</sup> )	はり要素No.	断面積 (m <sup>2</sup> )	せん断有効断面積 (m <sup>2</sup> )	断面2次モーメント (m <sup>4</sup> )
14.8	1	4.144 × 10 <sup>3</sup>	1.027 × 10 <sup>5</sup>				
				1	7.571 × 10 <sup>1</sup>	3.786 × 10 <sup>1</sup>	5.506 × 10 <sup>3</sup>
13.25	2	9.240 × 10 <sup>3</sup>	3.976 × 10 <sup>5</sup>	2	9.039 × 10 <sup>1</sup>	5.364 × 10 <sup>1</sup>	6.883 × 10 <sup>3</sup>
11.225	3	8.702 × 10 <sup>3</sup>	3.360 × 10 <sup>5</sup>	3	9.039 × 10 <sup>1</sup>	5.364 × 10 <sup>1</sup>	6.883 × 10 <sup>3</sup>
9.2	4	5.117 × 10 <sup>4</sup>	4.106 × 10 <sup>6</sup>	4	7.643 × 10 <sup>2</sup>	7.643 × 10 <sup>2</sup>	5.905 × 10 <sup>4</sup>
4.2	5	4.586 × 10 <sup>4</sup>	3.639 × 10 <sup>6</sup>				
13.25	6	3.722 × 10 <sup>3</sup>	1.488 × 10 <sup>3</sup>	5	2.240 × 10 <sup>1</sup>	6.350 × 10 <sup>0</sup>	9.288 × 10 <sup>0</sup>
11.225	7	1.932 × 10 <sup>3</sup>	9.575 × 10 <sup>2</sup>	6	2.240 × 10 <sup>1</sup>	6.350 × 10 <sup>0</sup>	9.288 × 10 <sup>0</sup>
9.2	8	—	—				

標高 (m)	ばね要素No.	水平ばね (kN・m)	鉛直ばね (kN・m)	回転ばね (kN・m)
13.25	1	6.275 × 10 <sup>7</sup>	0.000 × 10 <sup>0</sup>	0.000 × 10 <sup>0</sup>
9.2	2	1.000 × 10 <sup>11</sup>	1.000 × 10 <sup>11</sup>	1.000 × 10 <sup>11</sup>

#### 4.4 減衰定数

減衰定数は、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「9. 地震応答解析における減衰定数」に基づき、粘性減衰で考慮する。

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

$$[c] = \alpha [m] + \beta [k]$$

[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

$\alpha$ ,  $\beta$  : 係数

ここで、Rayleigh減衰の係数 $\alpha$ 、 $\beta$ について、岩盤及び構造物は「資料12 3.3 減衰定数」と同様に解析の安定を確保するための小さな減衰2%で設定する。一方、盛土は線形要素でモデル化することから、盛土が振動する1次のモード減衰で係数 $\alpha$ 、 $\beta$ を設定する。なお、固有値解析は水平成層地盤で実施する。

固有値解析結果に基づき設定したRayleigh減衰の係数 $\alpha$ 、 $\beta$ を表4-2に示す。

表 4-2 Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$  ,  $\beta$  の設定結果

	$\alpha$	$\beta$
岩盤・構造物	$3.384 \times 10^{-1}$	$8.866 \times 10^{-4}$
盛土	2.793	$7.317 \times 10^{-3}$



#### 4.5 検証時刻の選定

復水貯蔵タンク基礎には、地震時荷重となる慣性力及び地震時土圧が各部材に作用し、その総水平力は基礎版底面の水平方向せん断力で集計される。本検討では、水平方向荷重となる構造物上の盛土慣性力及び壁面に作用する地震時土圧に着目することから、基礎版底面に作用する総水平力が最大となる時刻を選定し、これを検証時刻とする。

具体的には、モデル①は、ソリッド要素でモデル化した基礎版の最下層におけるX-Y平面内要素のせん断力を合計し、その合計値が最大となる時刻とする。モデル②は、はり要素でモデル化した基礎版の下端側せん断力が最大となる時刻とする。

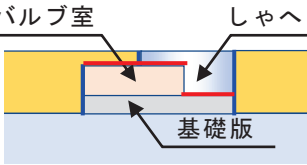
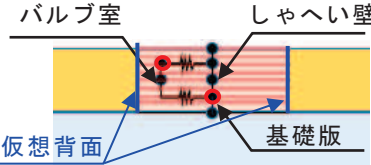
#### 4.6 地震時荷重の抽出方法

復水貯蔵タンク基礎に作用する周辺盛土からの地震時荷重として、「資料12 4.4 入力荷重」で考慮するバルブ室及び基礎版の上載盛土による慣性力、並びにしゃへい壁、バルブ室及び基礎版の鉛直壁面に作用する地震時土圧を抽出する。

表4-3に各モデルにおける地震時荷重の抽出方法を示す。

なお、モデル②では基礎版の両外壁面上に仮想背面を設定し、仮想背面内のバルブ室及び基礎盤上の盛土は質点重量としてモデル化している。そのため、上載盛土の慣性力はバルブ室及び基礎版の上端質点の加速度を用いて震度設定し、慣性力を算定する。また、地震時土圧は仮想背面に隣接する地盤要素の水平応力を用いて算定する。

表4-3 地震時荷重の抽出方法

	モデル①	モデル②
モデル図		
上載盛土の慣性力	バルブ室及び基礎版の上載盛土最下層のせん断応力を集計	バルブ室及び基礎版の上端質点の加速度を水平震度に換算し、各上載盛土重量を乗じて集計
地震時土圧	バルブ室、しゃへい壁、基礎版側面地盤の水平応力を集計	基礎側方の仮想背面地盤に作用する水平応力を集計

## 5. 評価結果

### 5.1 地震応答解析結果

#### (1) シャへい壁頂部の水平変位時刻歴

地震応答解析結果として、表 5-1 にシャへい壁頂部の水平変位を示す。また、図 5-1 に各モデルにおける変位のイメージ図を示す。

モデル①は、南側及び北側のシャへい壁は面外方向の荷重を受けて片持ち梁として挙動し、比較的大きな変位を示す。一方、東側及び西側のシャへい壁は面内方向の荷重を受けて耐震壁として挙動し、比較的小さな変位となり、モデル②と同等の変位となっている。

図 5-2 に両モデルにおける変位の時刻歴を示す。モデル①とモデル②で位相特性は相似し、最大値の発生時刻もほぼ一致している。

#### (2) 総水平力

モデル①とモデル②の基礎版底面位置における総水平力について、図 5-3 に時刻歴波形、表 5-2 に最大値を示す。

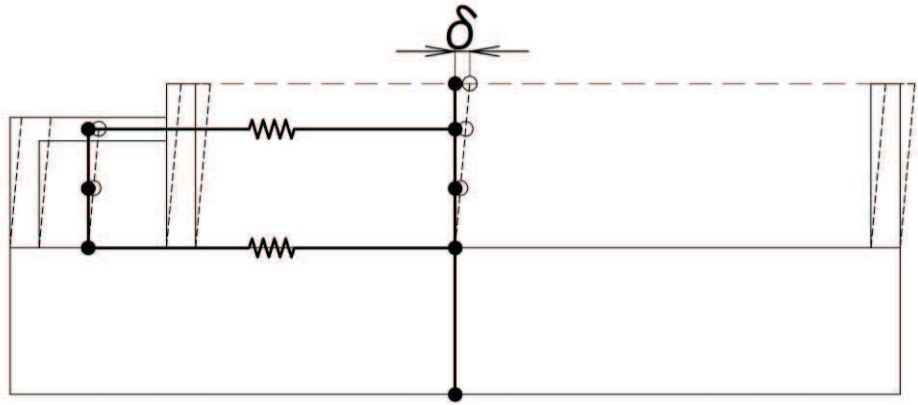
図 5-3 に示す総水平力の位相特性は相似し、同じ時刻で最大値が発生する。総水平力の振幅特性も整合し、最大値も同等となっている。

以上より、モデル①とモデル②の再現性が確認されたことから、以降の検討は検証項目である土圧への影響が大きい総水平力が最大となる時刻に着目して行う。

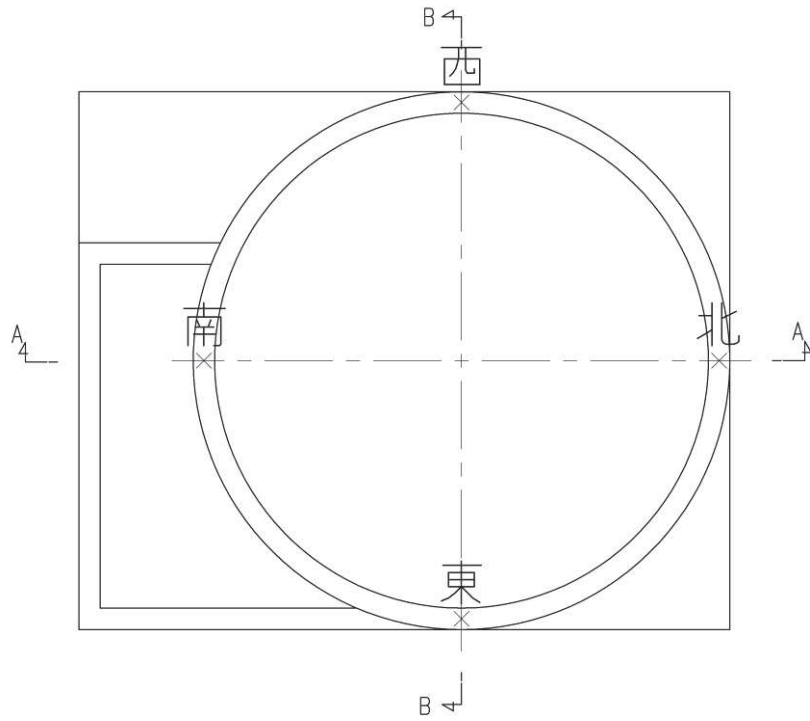
表 5-1 シャへい壁頂部の最大水平変位

モデル①（三次元解析）			モデル②（二次元解析）	
場所	変位（mm）	時刻	変位（mm）	時刻
東側	0.41	732step	0.60	732step
西側	0.58	732step		
南側	1.10	732step		
北側	3.43	733step		
平均	1.34	732step		

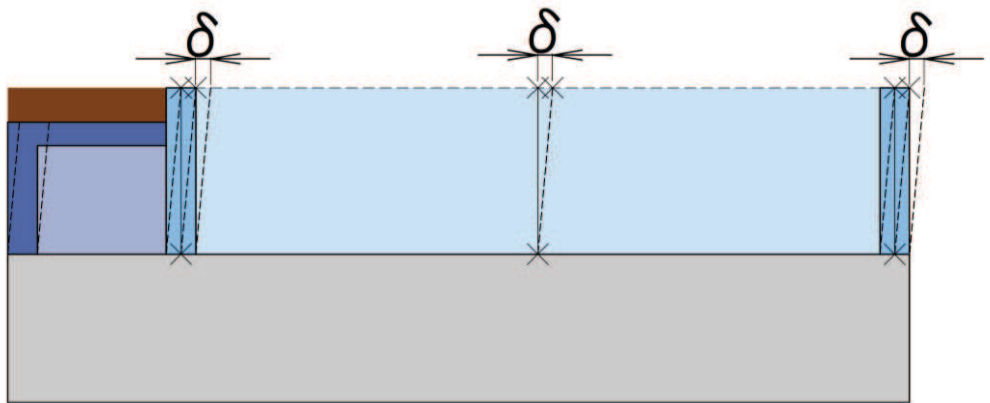




変位図(二次元モデル)



変位図(三次元モデル平面図)



変位図(三次元モデル)

図 5-1 変位イメージ図

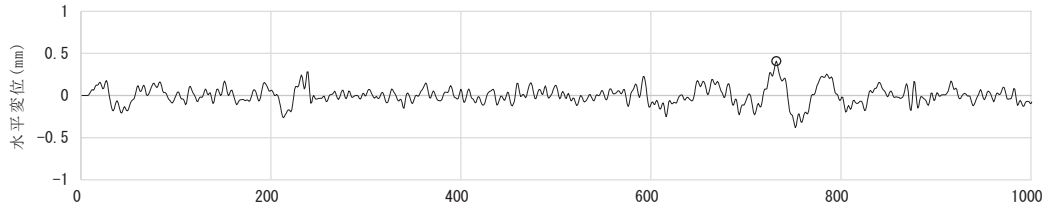


図 5-2(1) シャへい壁頂部の水平変位時刻歴 モデル① 東側

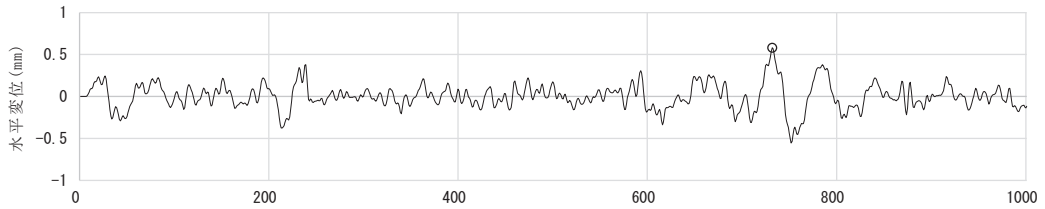


図 5-2(2) シャへい壁頂部の水平変位時刻歴 モデル① 西側

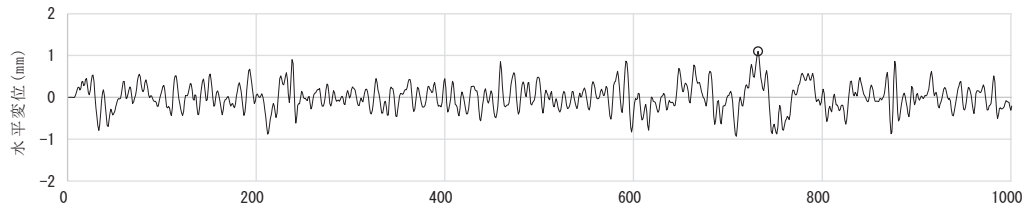


図 5-2(3) シャへい壁頂部の水平変位時刻歴 モデル① 南側

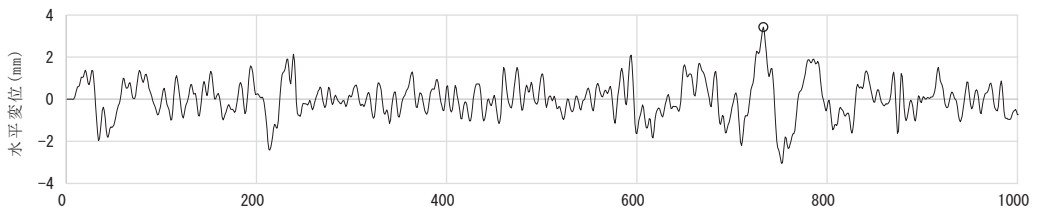


図 5-2(4) シャへい壁頂部の水平変位時刻歴 モデル① 北側

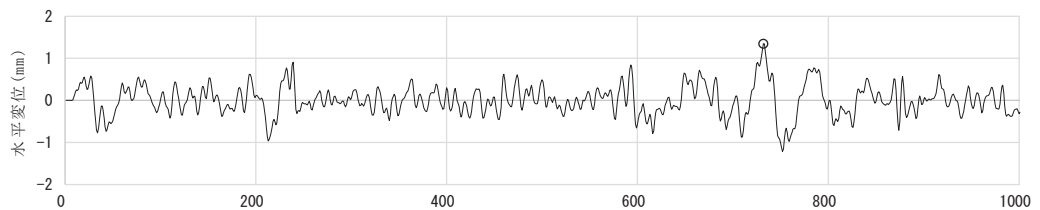


図 5-2(5) シャへい壁頂部の水平変位時刻歴 モデル① 平均

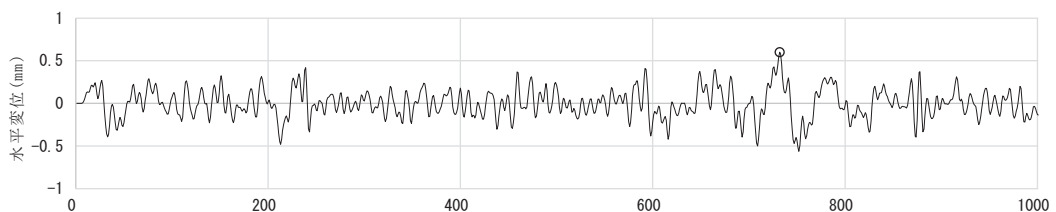


図 5-2(6) シャへい壁頂部の水平変位時刻歴 モデル②

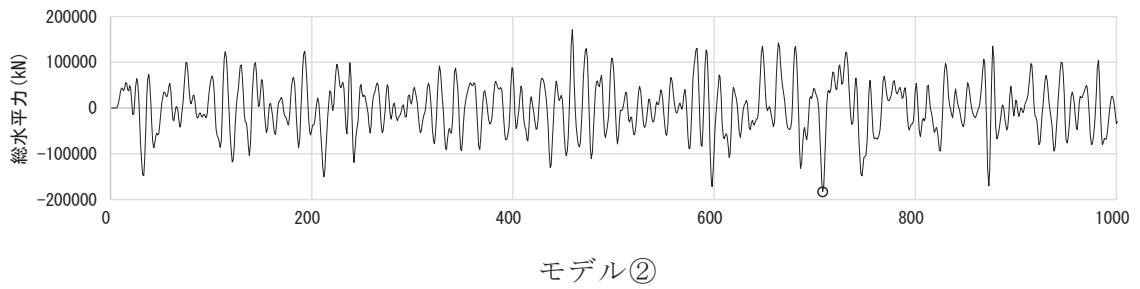
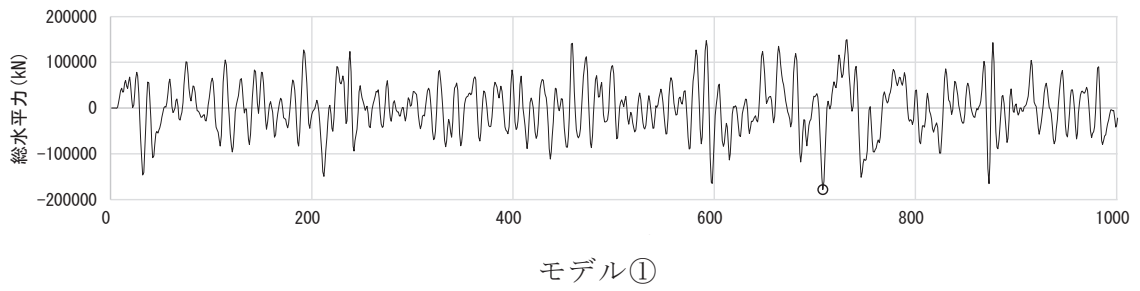
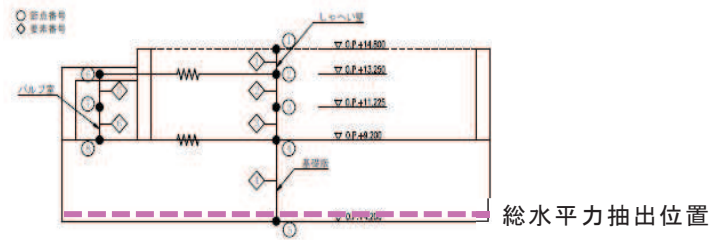


図 5-3 総水平力時刻歴（基礎版底面 O. P. +4. 2m）

表 5-2 総水平力の最大値比較

場所	モデル①		モデル②	
	総水平力 (kN)	時刻	総水平力 (kN)	時刻
基礎版底面 (O. P. +4. 2m)	-178137	708step	-183375	708step



## 5.2 地震時土圧の評価結果

図 5-4 に側方地盤の地震時土圧の深度方向分布及び水平面内分布を示す。

### (1) 構造物形状の影響（検証①）

北側のしゃへい壁部（O.P. +13.94m, +9.71m）では、円筒形状の影響でモデル①の地震時土圧（ $\sigma_{xx}$ ）が外側に向かうにつれて小さくなる半円状の分布形状となる。

南側のバルブ室部（O.P. +9.71m）では、バルブ室の隅角部となる東壁及び西壁位置でモデル①の地震時土圧が若干大きくなるものの、そこを除く南壁に作用する地震時土圧はおおむね一致する。また、しゃへい壁のみとなる西側で北側と同様の傾向を示す。

基礎版の中間付近の高さ（O.P. +6.7m）は、北側及び南側共に壁面が直線形状となるため、どちらの面も地震時土圧の分布形状は同様の傾向となる。すなわち、モデル①では端部で地震時土圧が大きくなる傾向があるものの、それ以外の範囲では両モデルの地震時土圧はおおむね一致する。

以上より、しゃへい壁、バルブ室、連絡ダクト等で構成される複雑な構造の復水貯蔵タンク基礎については、二次元地震応答解析により、構造物と地盤の相互作用を考慮した土圧が適切に評価できていることを確認した。

### (2) 上載盛土の慣性力の影響（検証②）

深度方向分布をみると、南側のバルブ室上面及び北側の基礎版上面に位置する要素（高さ 1m 程度の範囲）で、モデル①の地震時土圧（ $\sigma_{xx}$ ）が小さくなっている。これは、各部位の上載盛土から直下のバルブ室頂版及び基礎版に、荷重が伝達されている影響である。これらの局所的な差異を除くと、モデル①とモデル②の中央断面における地震時土圧の深度方向分布はおおむね一致する。

水平面内分布をみると、上記と同様に構造物上方盛土の荷重が下方に伝達される影響で、バルブ室上面要素（O.P. +13.94m）及び基礎版上面要素（O.P. +9.71m）で、各盛土位置においてモデル①の地震時土圧（ $\sigma_{xx}$ ）が小さくなっている。

以上より、上載盛土を質量でモデル化した二次元地震地震応答解析では、躯体に作用する土圧を保守的に評価できていることを確認した。

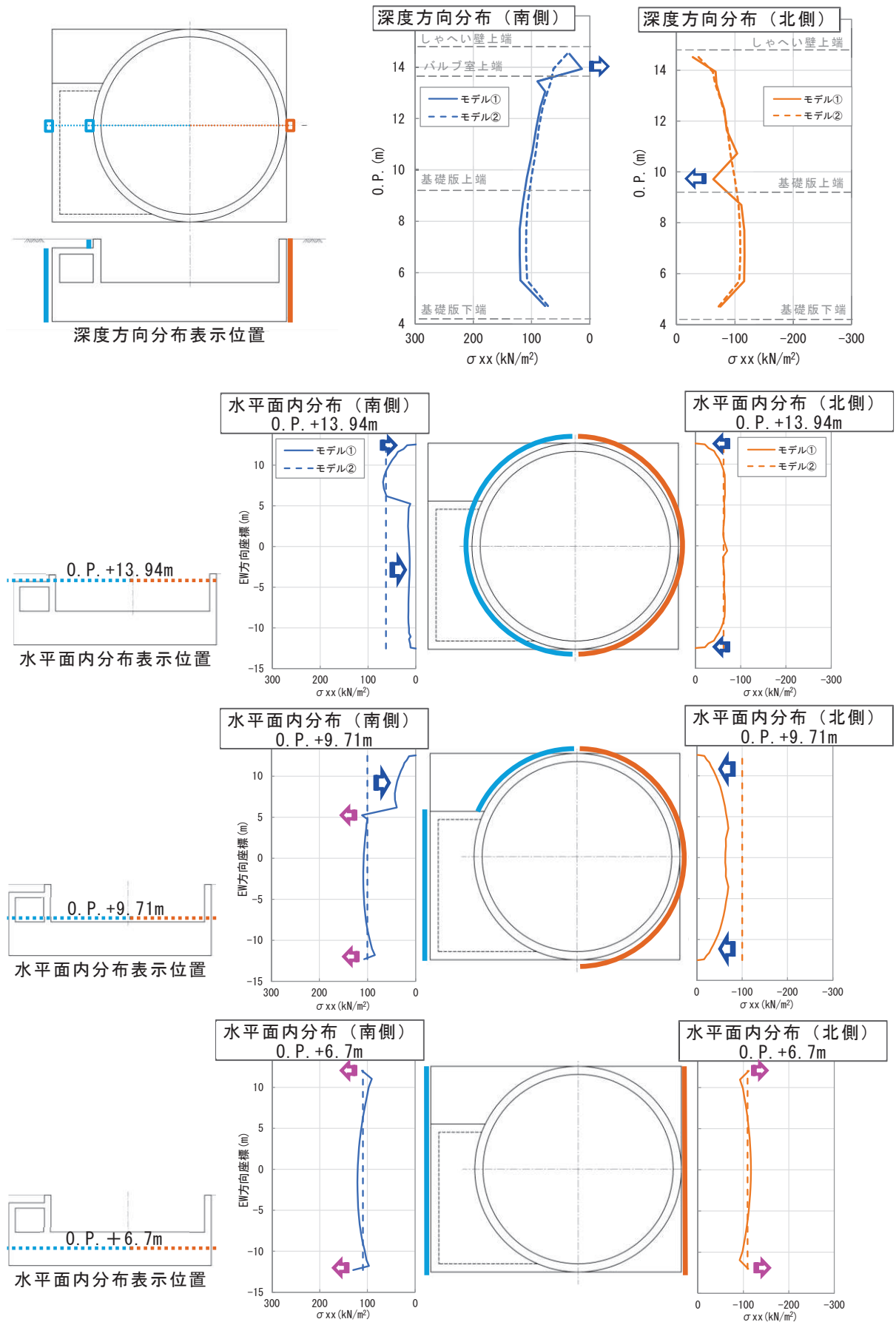


図 5-4 総水平力最大時刻における地震時土圧分布



### 5.3 設計荷重の評価結果

表 5-3 に示すように，地震時荷重が作用する各部位ごとに，「資料 12-4. 三次元構造解析」で考慮する上載盛土の慣性力及び地震時土圧を集計する。表 5-4 に，総水平力最大時刻における上載盛土の慣性力及び地震時土圧の集計結果を示す。

しゃへい壁，バルブ室及び基礎版は，いずれもモデル②の土圧合計値が大きい。

ここで，表 5-2 に示した総水平力の内訳を表 5-5 に示す。モデル化の差異による相違はあるものの，両モデルで地震時土圧と慣性力はそれぞれ同程度である。モデル②では上載盛土をばね質点系でモデル化しているため，モデル②の慣性力には上載盛土の慣性力が含まれる。そこで，地震応答解析後に実施する三次元構造解析では，モデル②の上載盛土による慣性力を地震時土圧として，各部材上面に追加で作用させることで地震時土圧を大きく評価し，保守的な設計としている。

また，上部構造となるしゃへい壁及びバルブ室の基部（O.P. +9.2m）に作用する水平力及び曲げモーメントの集計結果を表 5-6 に示す。水平力及び曲げモーメントともに，モデル①と比較してモデル②の方が若干大きくなるがおおむね同程度である。

よって，モデル②に基づく「資料 12-4. 三次元構造解析」は，保守的な荷重設定となっている。

表 5-3 上載盛土の慣性力及び地震時土圧の集計範囲

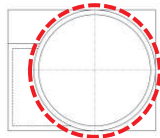
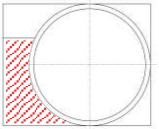
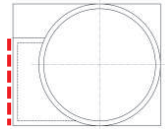
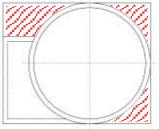
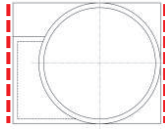
	上載盛土の慣性力	地震時土圧
しゃへい壁	—	
バルブ室		
基礎版		

表 5-4 総水平力最大時刻における上載盛土の慣性力及び地震時土圧の集計結果

	モデル① 土圧集計 (kN)			モデル② 土圧集計 (kN)			合計比較 (②/①)
	上載盛土 の慣性力	鉛直壁の 地震時土圧*	合計 ①	上載盛土 の慣性力	鉛直壁の 地震時土圧	合計 ②	
しゃへい壁	—	13822	13822	—	15346	15346	1.11
バルブ室	1730	7323	9052	3054	6998	10052	1.11
基礎版	1812	25252	27064	14018	25314	39332	1.45
合計	3542	46397	49939	17072	47658	64730	1.30

注記\* : 地震荷重の方向に対して傾斜する壁については、下図のとおり地震時土圧を集計する。

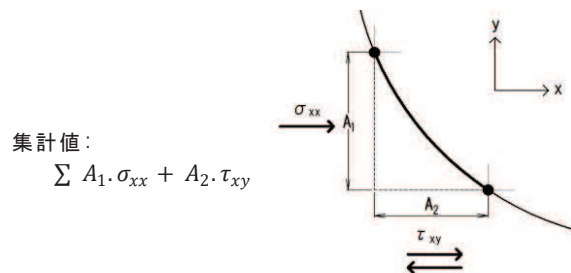


表 5-5 総水平力の内訳

		モデル①の水平力 (kN)		モデル②の水平力 (kN)	
地震時土圧	上載盛土	3542	49939	— *2	47658
	鉛直壁	46397		47658	
慣性力*1		128198		135717	
総水平力		178137		183375	

注記\*1：慣性力は、モデル①では躯体のみ、モデル②では躯体＋上載盛土。

\*2：モデル②による地震時土圧を三次元構造解析に載荷する場合は、上載盛土の慣性力（バルブ室：3054kN，基礎版：14018kN）を地震時土圧として、各部材上面に水平荷重として作用させる。

表 5-6 シャヘい壁及びバルブ室基部（O.P. +9.2m）の水平力と曲げモーメント

		モデル①	モデル②	比率(②/①)
水平力	S (kN)	48791	61378	1.26
曲げモーメントM	(kN・m)	125711*	167603	1.33

注記\*：シャヘい壁及びバルブ室基部（O.P. +9.2m）での基礎版図心位置回りの構造物全体の曲げモーメントを示す。

## 6. まとめ

復水貯蔵タンク基礎は、円筒形のしゃへい壁と矩形のバルブ室他を組み合わせた複雑な形状をしている。構造物への地震時荷重を算定するに際し、二次元の複数断面での検討は断面間の相互影響の評価が難しいことから、ばね質点系の1モデルに集約した二次元モデルで地震応答解析を実施し、その結果から設定した保守的な地震時荷重を三次元静的構造解析で一様に載荷することで、構造物としての耐震安全性を評価している。

この設計法の保守性を確認するため、次の2つの解析モデルを作成し、両者の地震応答結果を比較した。

モデル①（三次元詳細モデル）

しゃへい壁，バルブ室，基礎版の三次元構造をモデル化

モデル②（二次元集約モデル）

しゃへい壁，バルブ室，基礎版をばね質点系に集約してモデル化

地震応答解析の結果、しゃへい壁頂部の変位及び基礎版底面位置における総水平力は、モデル①とモデル②で位相特性は相似し、最大値の発生時刻もほぼ一致していることから、モデル②でモデル①の平均的な応答が再現できることを確認した。

続いて、両モデルで復水貯蔵タンク基礎の各部材に作用する地震時土圧を比較し、次の2点を検証した。

検証①：構造物形状の影響

円筒形のしゃへい壁に作用する地震時土圧は、外周縁部でモデル①が小さくなるものの、外周縁部以外は両モデルでおおむね一致する。矩形のバルブ室及び基礎版に作用する地震時土圧は、端部でモデル①が大きくなる傾向があるものの、モデル②はモデル①の平均的な地震時土圧値を評価する。

これにより、しゃへい壁、バルブ室、連絡ダクト等で構成される複雑な構造の復水貯蔵タンク基礎については、二次元地震応答解析により構造物と地盤の相互作用を考慮した土圧が適切に評価できていることを確認した。

検証②：上載盛土の慣性力の影響

バルブ室や基礎版上の盛土の慣性力は、モデル①では直上1m程度は直下のバルブ室頂版や基礎版に伝達され、側方のしゃへい壁鉛直壁へ伝達される地震時土圧は減少する。それより上方は、モデル①とモデル②の地震時土圧は同程度となる。

これにより、上載盛土を質量でモデル化した二次元地震応答解析で、地表面までの上載盛土の慣性力を算定し、躯体に作用する土圧として設定することが、保守的な評価であることを確認した。

最後に、上載盛土の慣性力による土圧と構造物鉛直壁に作用する地震時土圧を設計荷重として集計した結果、モデル②の方がモデル①よりも大きくなることを確認した。即ち、モデル②において質点質量でモデル化された上載盛土の慣性力を三次元静的構造解析に作用させる荷重として追加で作用させることで、モデル①の地震時土圧を包絡する荷重となり、保守的な評価であることを確認した。

以上より、構造形状が複雑な復水貯蔵タンク基礎の評価において、ばね質点系の二次元地震応答解析により地震時荷重が適切に評価されていることを確認した。



資料 13 ガスタービン発電設備軽油タンク室の耐震安全性評価

## 目 次

1. 評価方法	資料 13-1
2. 評価条件	資料 13-1
2.1 適用規格	資料 13-1
2.2 構造概要	資料 13-3
2.3 耐震評価フロー	資料 13-7
2.4 地震時荷重算出断面の選定	資料 13-12
2.5 使用材料及び材料の物性値	資料 13-14
2.6 地盤物性値	資料 13-14
2.7 評価構造物諸元	資料 13-20
2.8 地下水位	資料 13-22
3. 地震応答解析	資料 13-23
3.1 地震応答解析手法	資料 13-23
3.2 地震応答解析モデルの設定	資料 13-26
3.2.1 解析モデル領域	資料 13-26
3.2.2 境界条件	資料 13-28
3.2.3 構造物のモデル化	資料 13-33
3.2.4 隣接構造物のモデル化	資料 13-37
3.2.5 地盤のモデル化	資料 13-37
3.2.6 ジョイント要素の設定	資料 13-38
3.3 減衰定数	資料 13-41
3.4 荷重の組合せ	資料 13-51
3.4.1 機器・配管荷重	資料 13-52
3.4.2 外水圧	資料 13-54
3.4.3 積載荷重	資料 13-55
3.5 地震応答解析の解析ケース	資料 13-56
3.5.1 耐震評価における解析ケース	資料 13-56
3.5.2 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース	資料 13-62
4. 三次元構造解析	資料 13-65
4.1 解析手法	資料 13-65
4.2 解析モデルの設定	資料 13-66
4.2.1 構造物のモデル化	資料 13-66
4.2.2 地盤ばね要素	資料 13-69
4.3 照査時刻の選定	資料 13-70
4.4 入力荷重	資料 13-71
4.4.1 常時荷重	資料 13-73
4.4.2 慣性力	資料 13-75
4.4.3 地震時土圧・水圧及び周面せん断力	資料 13-76

5.	評価内容	資料 13-77
5.1	入力地震動の設定	資料 13-77
5.2	許容限界の設定	資料 13-92
5.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界	資料 13-92
5.2.2	せん断破壊に対する許容限界	資料 13-93
5.2.3	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	資料 13-94
6.	評価結果	資料 13-95
6.1	地震応答解析結果	資料 13-95
6.1.1	各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果	資料 13-96
6.1.2	作用荷重分布図	資料 13-99
6.1.3	最大せん断ひずみ分布	資料 13-101
6.2	三次元構造解析結果	資料 13-103
6.2.1	解析ケースと照査値	資料 13-106
6.2.2	曲げ・軸力系の破壊に対する照査	資料 13-115
6.2.3	せん断破壊に対する照査	資料 13-122
6.3	構造部材の健全性に対する評価結果	資料 13-125
6.3.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	資料 13-125
6.3.2	せん断破壊に対する評価結果	資料 13-130
6.3.3	水平 2 方向載荷による評価結果	資料 13-133
6.4	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	資料 13-135
7.	まとめ	資料 13-137

参考資料

参考資料 1 機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケース.....資料 13- (参考) 1-1

## 1. 評価方法

ガスタービン発電設備軽油タンク室は、常設重大事故等対処設備であるガスタービン発電設備軽油タンク等を間接支持しており、支持機能が要求される。

ガスタービン発電設備軽油タンク室については、基準地震動 $S_s$ による耐震評価として、構造部材の曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持性能に対する評価を実施する。

構造部材の健全性評価については、鉄筋コンクリート部材の応力度及びせん断力が要求機能に応じた許容限界を下回ることを確認する。基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が極限支持力に基づく許容限界を下回ることを確認する。

## 2. 評価条件

### 2.1 適用規格

ガスタービン発電設備軽油タンク室の耐震評価に当たっては、コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年制定）（以下「コンクリート標準示方書」という。）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（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）を適用する。

また、三次元静的線形解析（以下「三次元構造解析」という。）に用いる地地盤反力係数については、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），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）及び原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）を適用する。

表 2-1 に適用する規格，基準類を示す。

表 2-1 適用する規格, 基準類

項目	適用する規格, 基準類	備考	確認項目
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会, 2002年制定)	・鉄筋コンクリートの材料諸元( $\gamma$ , E, $\nu$ )	—
荷重及び荷重の組合せ	・コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会, 2002年制定)	・永久荷重, 偶発荷重等の適切な組合せを検討	—
許容限界	・コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会, 2002年制定)	・曲げ・軸力系の破壊に対する照査において, 発生応力度が短期許容応力度を下回ることを確認	・構造強度を有すること ・常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないこと
		・せん断破壊に対する照査において, 発生せん断力が短期許容せん断力を下回ることを確認	・構造強度を有すること ・常設耐震重要重大事故防止設備等を支持する機能を損なわないこと
	・道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV 下部構造編) (日本道路協会 平成 14 年 3 月)	・基礎地盤の支持性能に対する照査は, 基礎に発生する応力が極限支持力を下回ることを確認*	—
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 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会)	・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 (三次元構造解析に用いる係数)	—
	・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)		
	・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会)		

注記\* : 妥当な安全余裕を考慮する。

## 2.2 構造概要

ガスタービン発電設備軽油タンク室の位置図を図 2-1 に，平面図を図 2-2 に，断面図を図 2-3 に，概略配筋図を図 2-4 に示す。

ガスタービン発電設備軽油タンク室は，幅 20.30m（東西）×22.00m（南北），高さ 7.10m の鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，十分な支持性能を有する岩盤に直接設置されている。ガスタービン発電設備軽油タンク室は，面部材として加振方向に平行に配置される妻壁や隔壁を有する箱形構造物である。



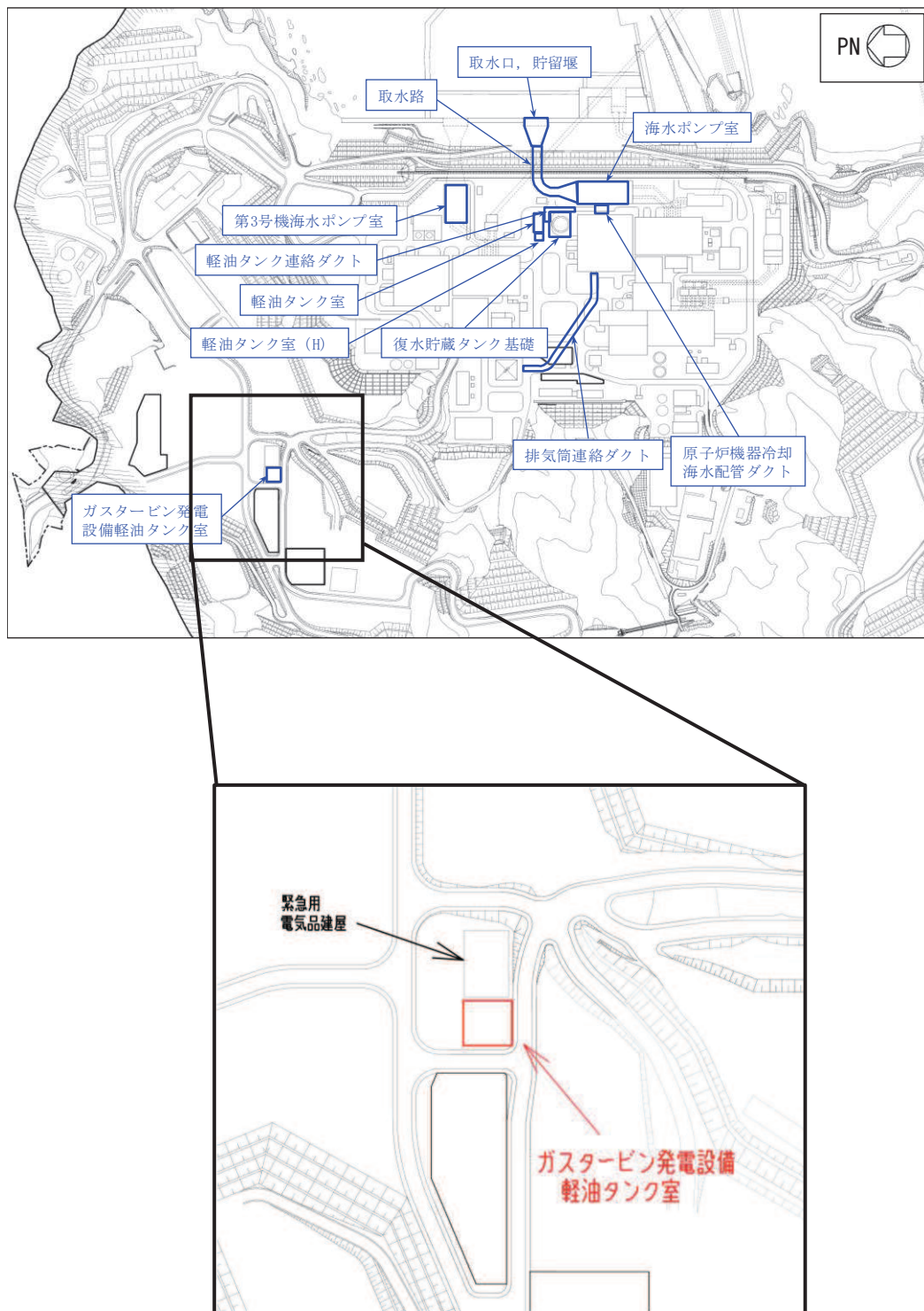


図 2-1 ガスタービン発電設備軽油タンク室の位置図

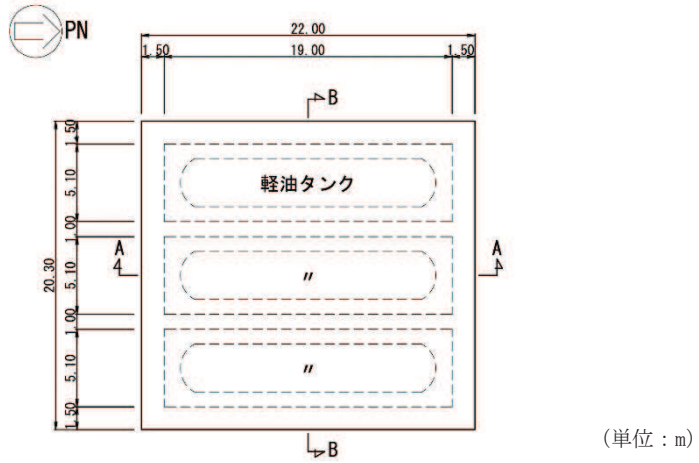


図 2-2 ガスタービン発電設備軽油タンク室平面図

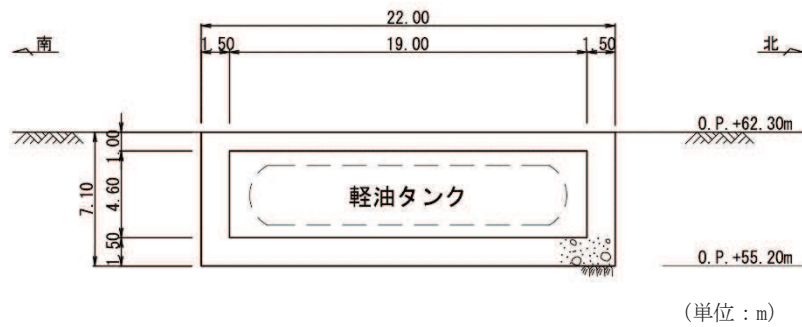


図 2-3(1) ガスタービン発電設備軽油タンク室断面図 (A-A 断面, 南北)

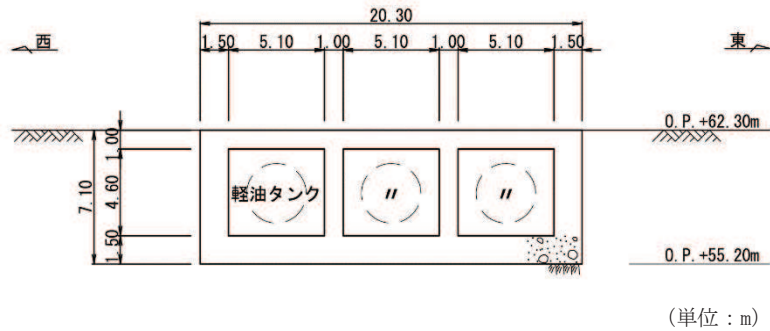


図 2-3(2) ガスタービン発電設備軽油タンク室断面図 (B-B 断面, 東西)

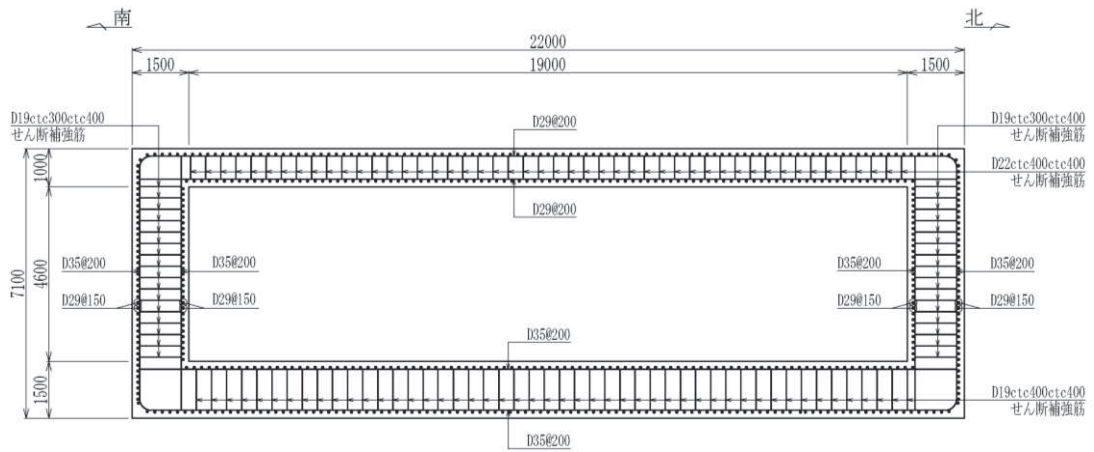


図 2-4(1) ガスタービン発電設備軽油タンク室 概略配筋図 (A-A 断面, 南北)

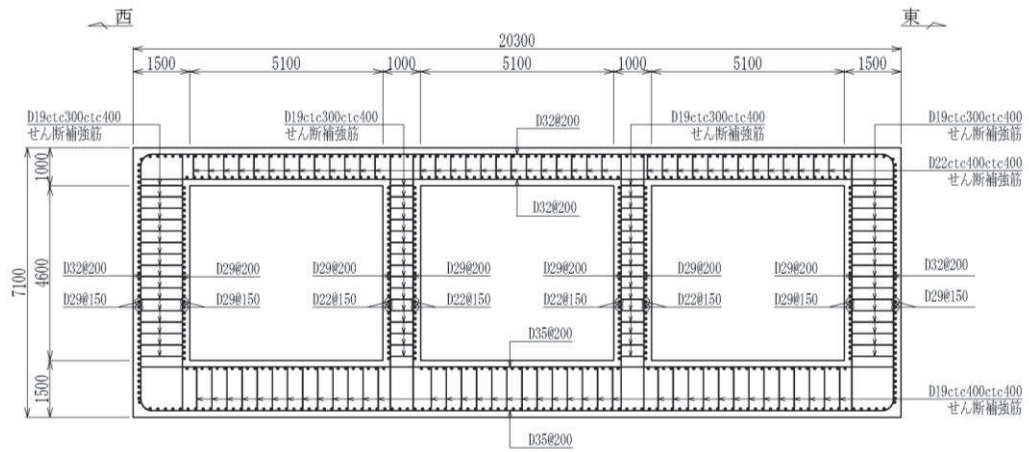


図 2-4(2) ガスタービン発電設備軽油タンク室 概略配筋図 (B-B 断面, 東西)

### 2.3 耐震評価フロー

ガスタービン発電設備軽油タンク室の地震応答解析フロー及び耐震評価フローを図 2-5 及び図 2-6 に示す。

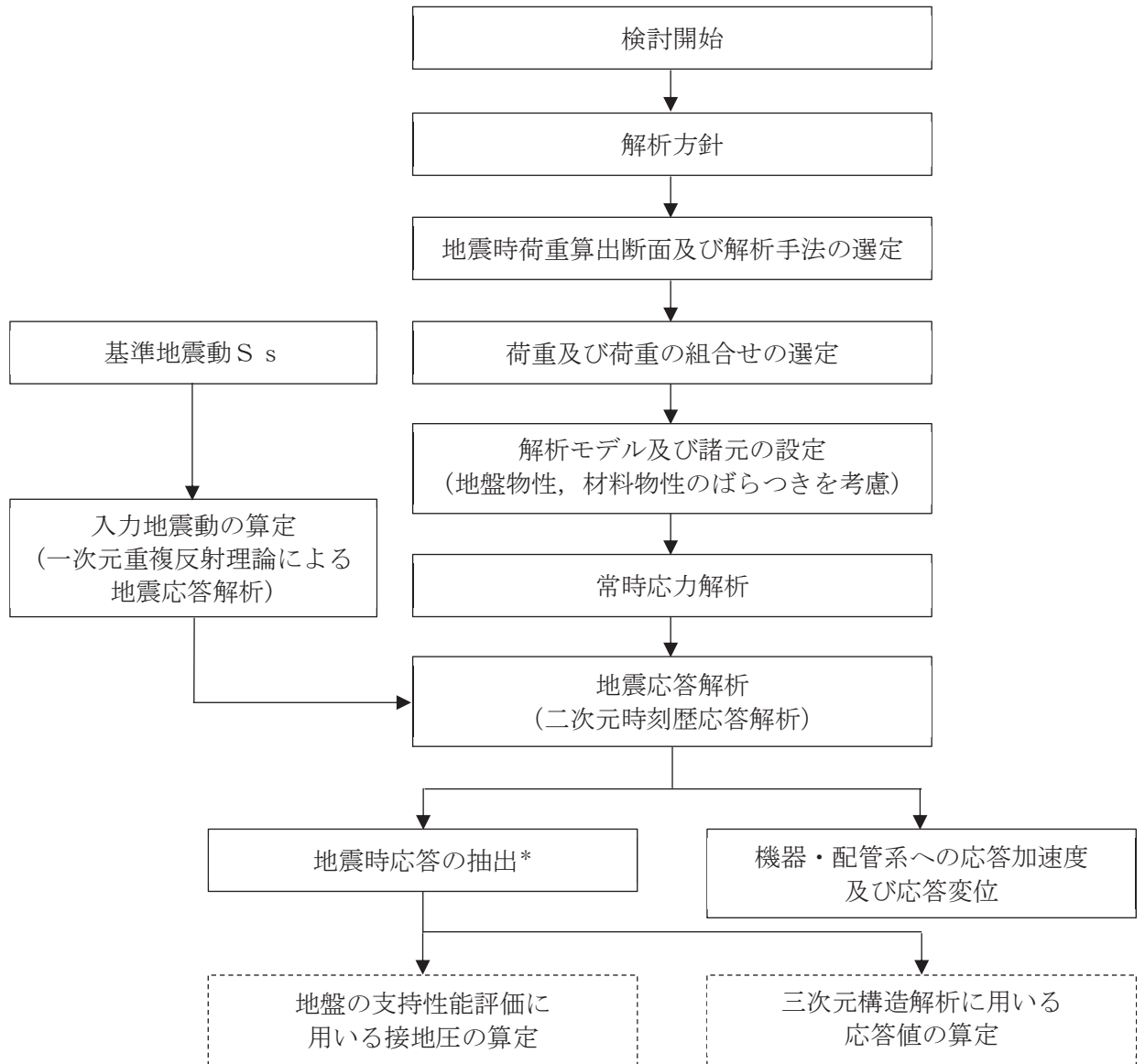
ガスタービン発電設備軽油タンク室は、加振方向に平行に配置される側壁や隔壁を有する箱形構造物であることから、シェル要素を用いた三次元構造解析により耐震評価を実施する。

図 2-6 の赤破線内に示す範囲について、地震動 1 波に対する評価内容を具体化したフローを図 2-7 に示す。さらに、三次元構造解析における基本ケースから水平 2 方向載荷に至る一連の評価プロセスを図 2-8 に示す。

三次元構造解析に当たっては、二次元有限要素法を用いた地震応答解析により地震時荷重を算定し、その荷重を三次元構造解析モデルに作用させて耐震評価を実施する。よって、地震応答解析により抽出する応答値は、三次元構造解析モデルに作用させる地震時土圧、慣性力及び基礎地盤に発生する接地圧である。

また、機器・配管系が耐震性に関する技術基準へ適合することを確認するために用いる応答値の抽出を行う。

ガスタービン発電設備軽油タンク室の基礎地盤の支持性能については、地震応答解析により得られた応答値を用いて耐震評価を行う。



注記\* : 耐震評価に用いる応答値を算定する。

図 2-5 ガスタービン発電設備軽油タンク室の地震応答解析フロー

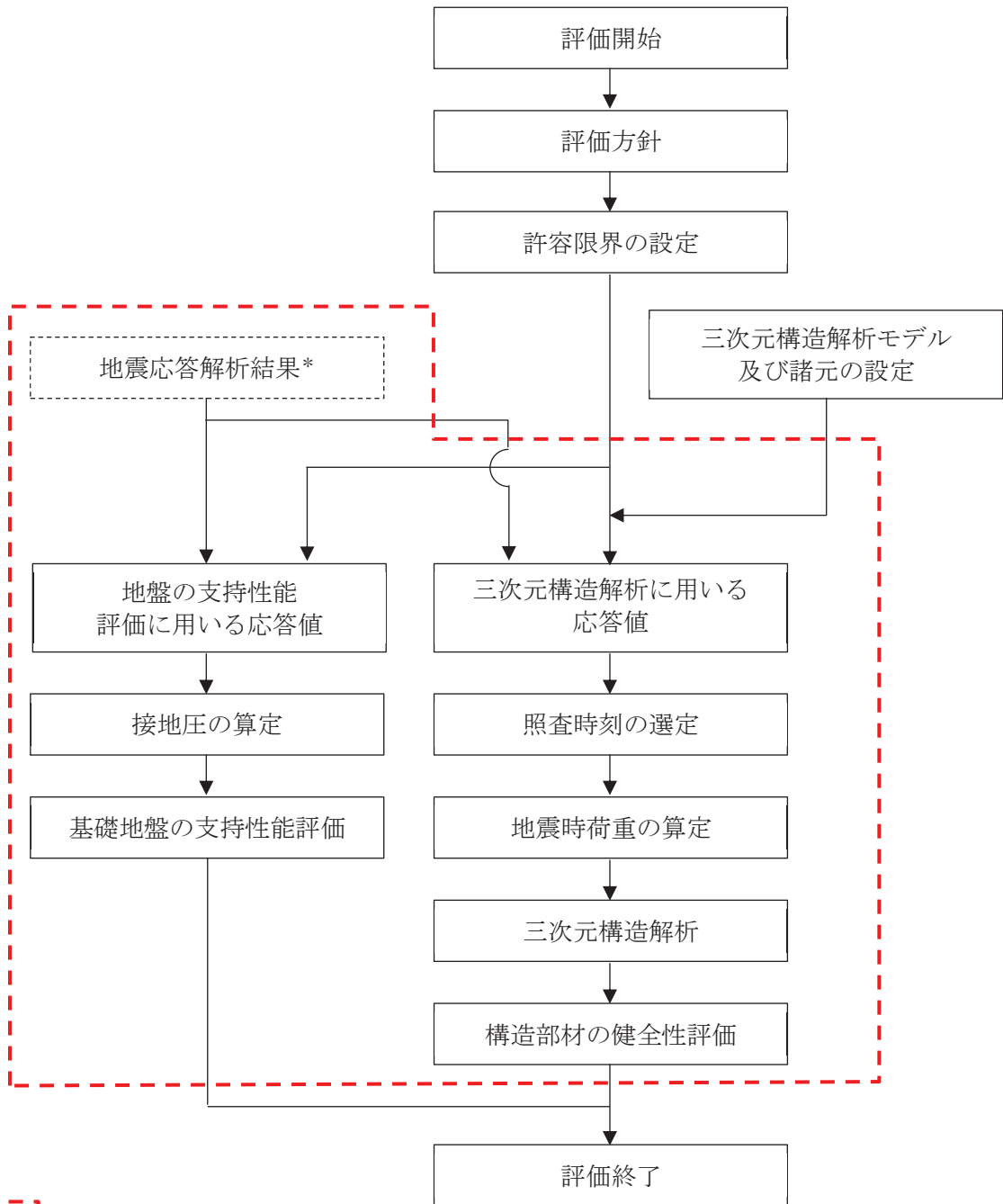


図 2-7 に示す範囲

注記\*：地震応答解析より算定した値を用いる。

図 2-6 ガスタービン発電設備軽油タンク室の耐震評価フロー

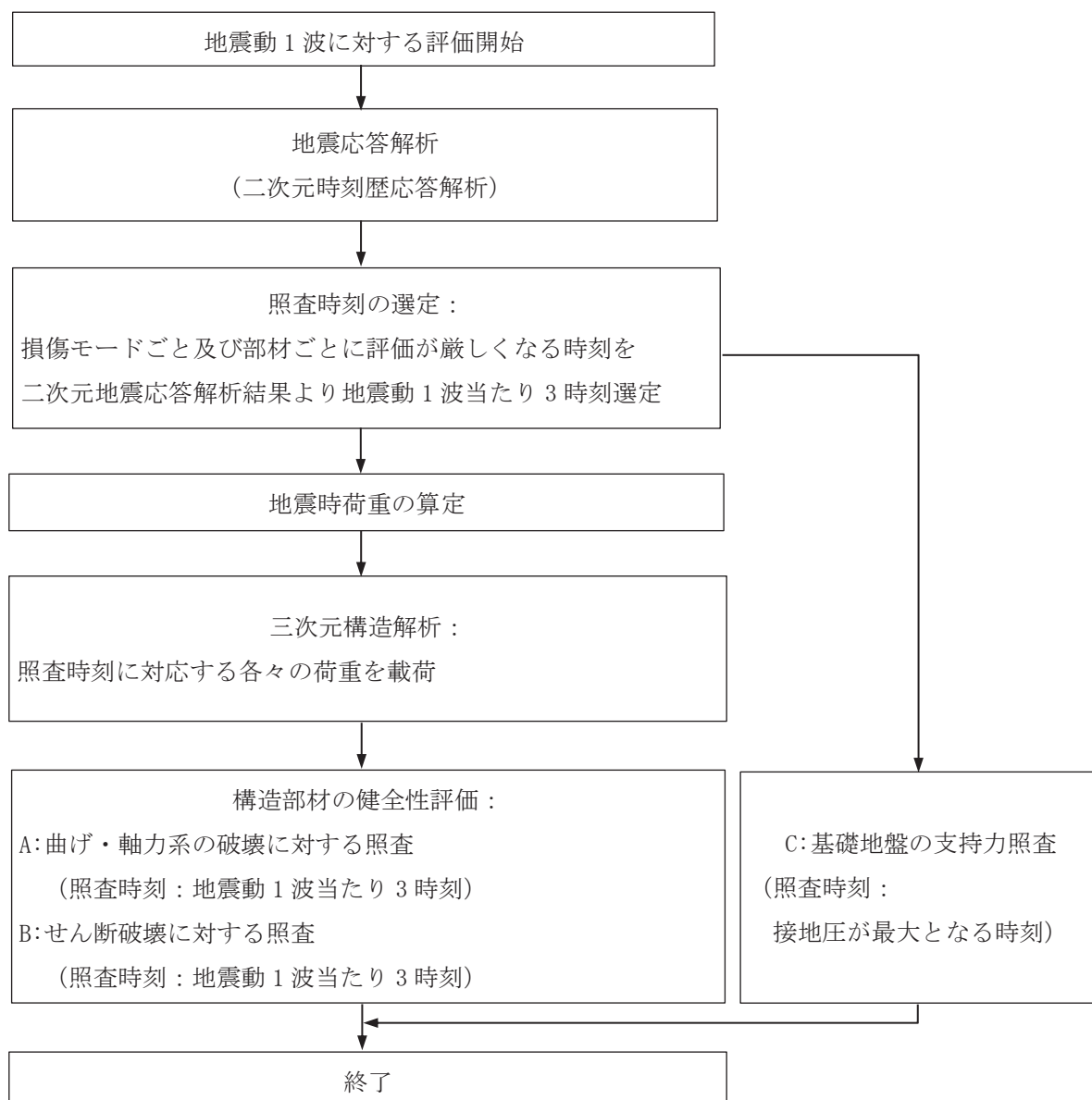


図 2-7 基本フロー（地震動 1 波に対する評価フロー）



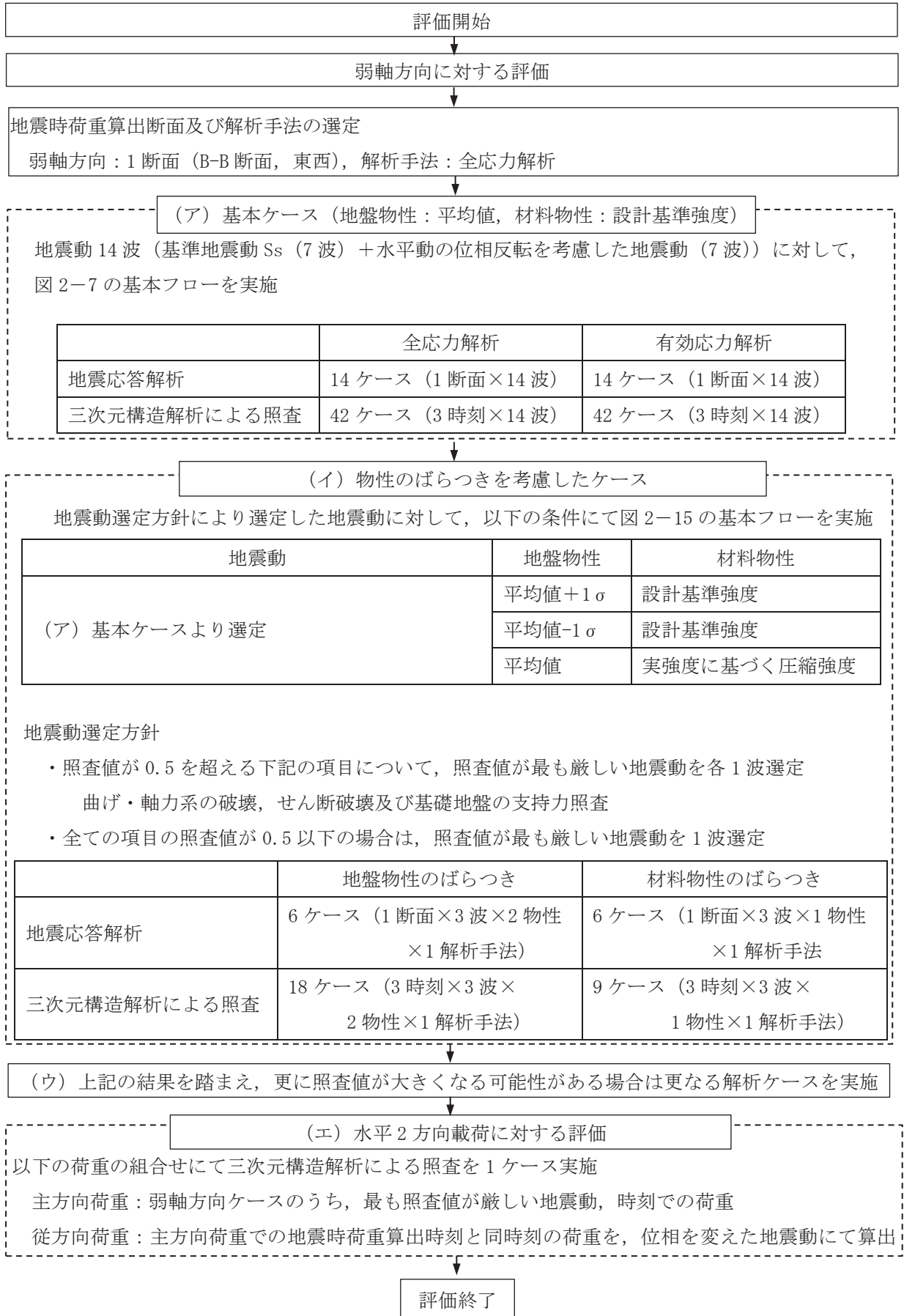


図 2-8 ガスタービン発電設備軽油タンク室の三次元構造解析フロー

#### 2.4 地震時荷重算出断面の選定

地震時荷重算出断面は、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「4.14 ガスタービン発電設備軽油タンク室」に示すとおり、構造物の中心を通るA-A断面（南北）及びB-B断面（東西）の両断面とする。

ガスタービン発電設備軽油タンク室の地震時荷重算出用地質断面図を図2-9に示す。

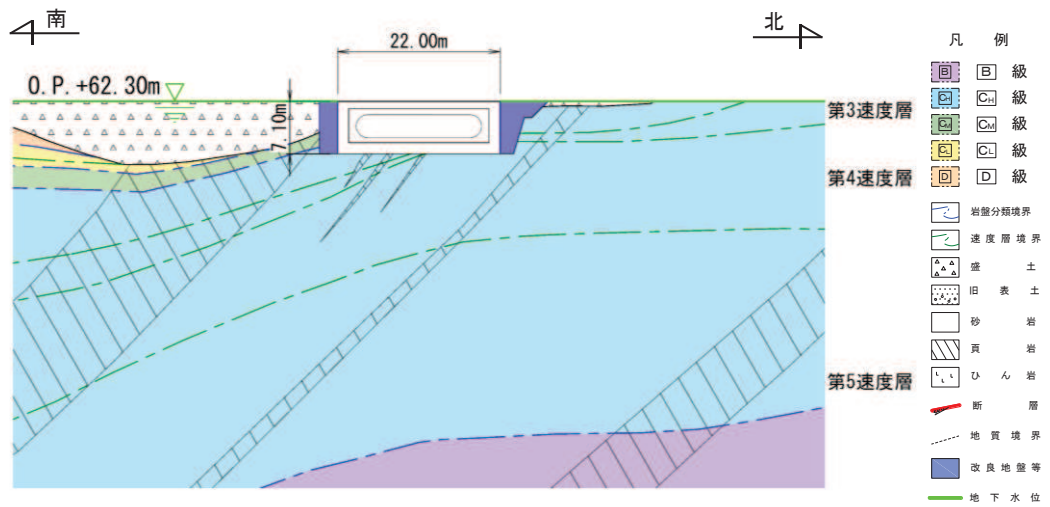


図 2-9(1) ガスタービン発電設備軽油タンク室 地震時荷重算出用地質断面図  
(A-A 断面, 南北)

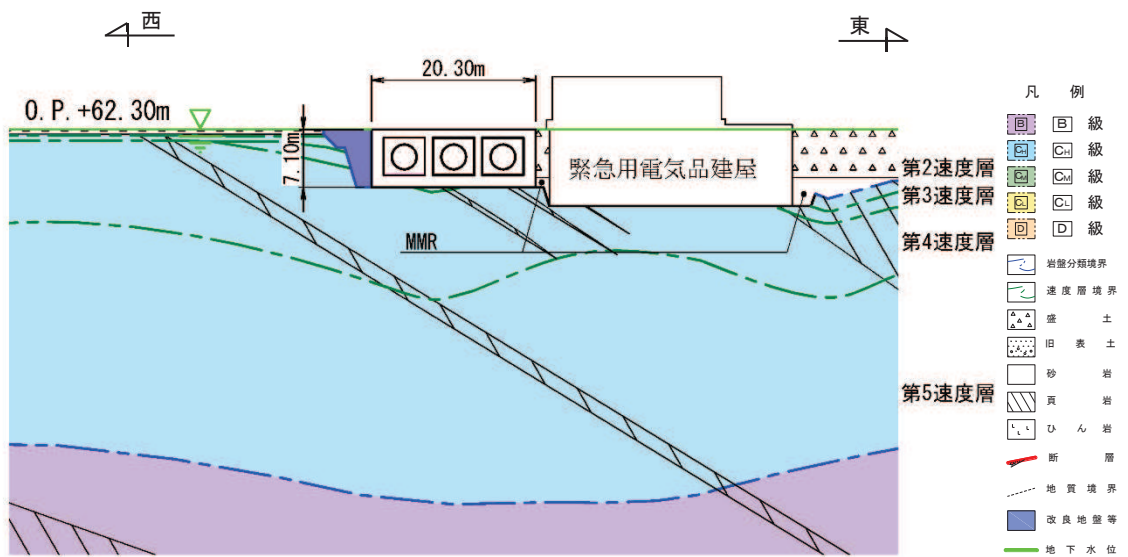


図 2-9(2) ガスタービン発電設備軽油タンク室 地震時荷重算出用地質断面図  
(B-B 断面, 東西)

## 2.5 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 2-2 に、材料の物性値を表 2-3 に示す。

表 2-2 使用材料

材料	仕様
コンクリート	設計基準強度 24.0N/mm <sup>2</sup>
鉄筋	SD345

表 2-3 材料の物性値

材料	項目	材料諸元	備考
鉄筋コンクリート	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	24.0	
コンクリート	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	設計基準強度	2.50×10 <sup>4</sup> 解析ケース*2 ①, ②, ③, ⑥, ⑦, ⑧
		実強度*1	2.98×10 <sup>4</sup> 解析ケース*2 ④
	ポアソン比	0.2	

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

\*2 : 解析ケースについては、「3.5 地震応答解析の解析ケース」に示す。

## 2.6 地盤物性値

地盤については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 2-4～表 2-7 に示す。

表 2-4(1) 地盤の解析用物性値 (牧の浜部層)

岩種・岩級		物理特性	強度特性			変形特性				
		単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	静的・動的特性			静的特性		動的特性		
			せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	静ポアソン比 $\nu_s$	動せん断弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	動ポアソン比 $\nu_d$	減衰定数 $h$
B級	砂岩	26.4	1.29	54.0	$1.12 \sigma^{0.74}$	4,100	0.21	表 2-4(2) 参照	0.03	
C <sub>H</sub> 級		26.2	1.29	54.0	$1.12 \sigma^{0.74}$	1,900	0.19		0.03	
C <sub>M</sub> 級		25.5	0.78	50.0	$1.09 \sigma^{0.72}$	1,200	0.24		0.03	
C <sub>L</sub> 級		23.1	0.46	44.0	$0.73 \sigma^{0.76}$	250	0.26		0.03	
D級		20.2	0.10	24.0	$0.41 \sigma^{0.49}$	78	0.38	$G_0 = 255.4 \sigma^{0.26}$ $G_d/G_0 =$ $1 / (1 + 119 \gamma^{0.63})$	$h =$ $0.085 \gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$	

表 2-4(2) 地盤の解析用物性値 (牧の浜部層)

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	動ポアソン比 $\nu_d$
B級 及び C <sub>H</sub> 級	砂岩	第 2 速度層	$1.2 \times 10^3$	0.45
		第 3 速度層	$4.7 \times 10^3$	0.41
		第 4 速度層	$11.5 \times 10^3$	0.34
		第 5 速度層	$16.8 \times 10^3$	0.33
C <sub>M</sub> 級		第 1 速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
		第 2 速度層	$1.2 \times 10^3$	0.45
		第 3 速度層	$4.7 \times 10^3$	0.41
		第 4 速度層	$11.5 \times 10^3$	0.34
		第 5 速度層	$16.8 \times 10^3$	0.33
C <sub>L</sub> 級	第 1 速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48	
	第 2 速度層	$1.2 \times 10^3$	0.45	
	第 3 速度層	$4.7 \times 10^3$	0.41	
D級	第 1 速度層	表 2-4(1) 参照	0.48	
	第 2 速度層		0.45	

表 2-5 地盤の解析用物性値(盛土ほか)

岩種・岩級	物理特性 単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	強度特性				変形特性				
		静的・動的特性				静的特性		動的特性		
		せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	静ポアソン比 $\nu_s$	動せん断弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	動ポアソン比 $\nu_d$	減衰定数 $h$
盛土*1	20.6	0.06	30.0	—	$0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$	$198 \sigma^{0.60}$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00036)^{*2}$	0.48	$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$
旧表土	19.0	0.08	26.2	—	$0.08 + \sigma \tan 26.2^\circ$	$302 \sigma^{0.80}$	0.40	$G_0 = 211 \sigma^{0.42}$ $G_d/G_0 = 1/\sqrt{(1 + \gamma/0.00087)}$	0.46	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.020 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.091 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
断層 及びシーム*3	18.6	0.067	22.2	—	$0.067 + \sigma \tan 22.2^\circ$	圧縮方向 $124.5 \sigma^{0.90}$ せん断方向 $44.43 \sigma^{0.90}$	0.40	$G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.0012)^{*2}$	0.46	$\gamma < 1 \times 10^{-4}$ $h = 0.024$ $1 \times 10^{-4} \leq \gamma < 1.6 \times 10^{-2}$ $h = 0.024 + 0.089 (\log \gamma + 4)$ $1.6 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
セメント改良土	21.6	0.65	44.3	0.46	$0.21 + \sigma \tan 40.9^\circ$	690	0.26	$G_0 = 1670$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00085)$	0.36	$\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$ $h = 0.014$ $3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$ $h = 0.151 + 0.031 \log \gamma$
改良地盤	20.6	1.39	22.1	0.65	$0.51 + \sigma \tan 34.6^\circ$	4,480	0.19	$G_0 = 1940$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00136)$	0.35	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.050 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$
背面補強工	24.0	—				28,000	0.2	11,667	0.2	0.05
置換コンクリート	22.5									

\*1：セメント系埋戻土は盛土の物性値を使用

\*2：残存剛性率 ( $G_d/G_0$ ) が小さい領域は次式で補間

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

\*3：断層及びシームの狭在物は、「粘土状」、「砂状」、「鱗片状」等の性状が確認されているが、そのうち最も強度の小さい粘土状物質にて試験を行い解析用物性値を設定している



表 2-6 地盤の解析用物性値 (有効応力解析, 液状化検討対象層)

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

注記 \* : 括弧内の数値は, 地下水位以浅の値を表す。

表 2-7 地盤の解析用物性値（有効応力解析，非液状化検討対象層）

			D 級岩盤	改良地盤	セメント改良土	
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.06 (1.95)*	2.10 (2.00)*	2.20	
	間隙率 $n$		0.349	0.00	0.00	
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )		$2.000 \times 10^5$	$1.94 \times 10^6$ ( $1.84 \times 10^6$ )	$1.67 \times 10^6$	
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )		$1.0 \times 10^3$	$1.0 \times 10^3$	$1.0 \times 10^3$	
	ポアソン比 $\nu$	第1速度層		0.48	0.35	0.36
		第2速度層		0.45(牧の浜部層)		
減衰定数の上限値 $h_{max}$			0.113	0.113	0.080	
強度特性	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )		0.10	1.39	0.65	
	内部摩擦角 $\phi$ (°)		24.0	22.1	44.3	

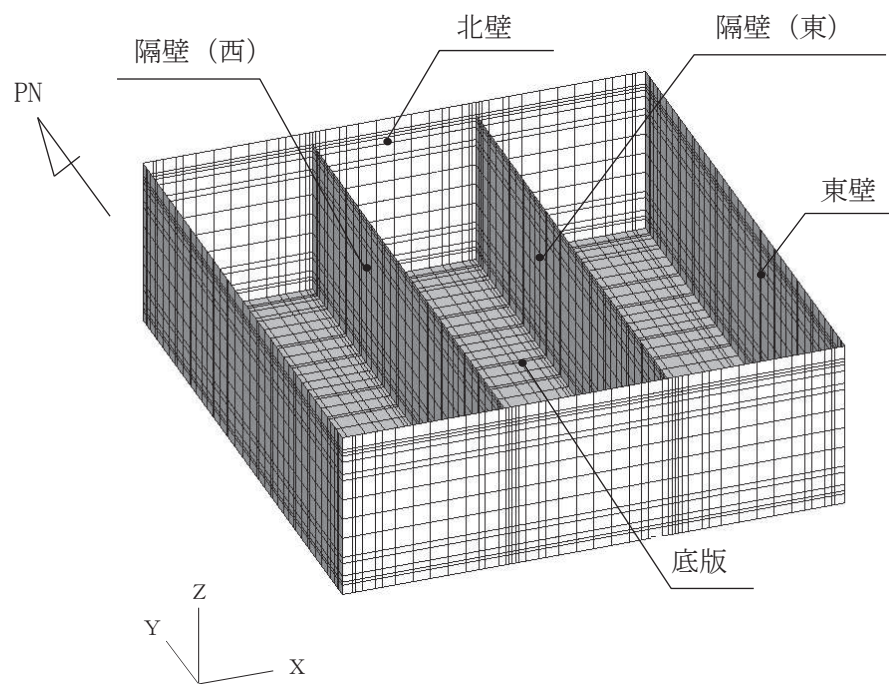
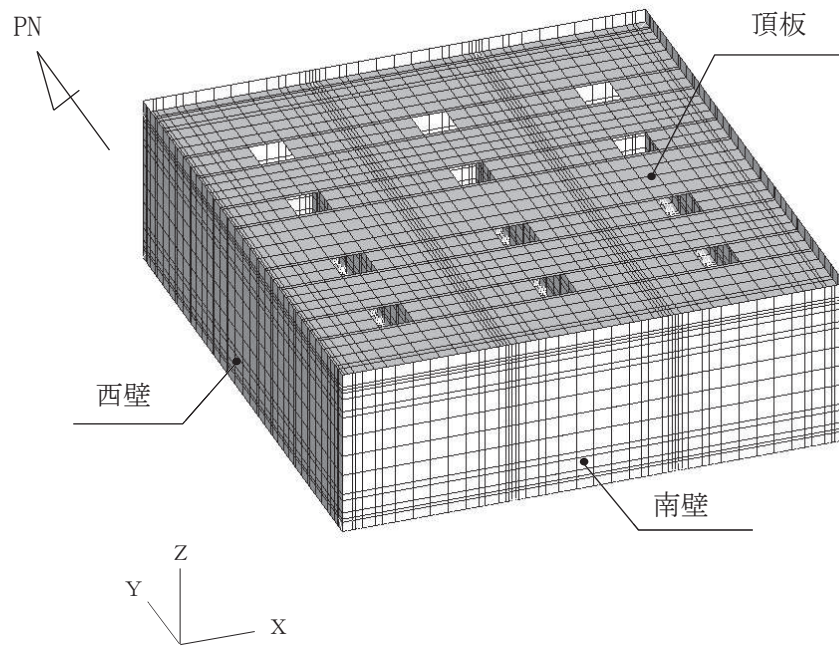
注記 \*：括弧内の数値は，地下水位以浅の値を表す。

## 2.7 評価構造物諸元

ガスタービン発電設備軽油タンク室の諸元を表 2-8 に、評価部位を図 2-10 に示す。

表 2-8 評価部位とその仕様

部位	仕様	材料		要求機能
	部材厚 (mm)	コンクリート 設計基準強度 $f'_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋	
底版	1500	24.0	SD345	支持機能
頂版	1000	24.0	SD345	支持機能
側壁	1500 (南壁) 1500 (北壁) 1500 (東壁) 1500 (西壁)	24.0	SD345	支持機能
隔壁	1000 (隔壁(東)) 1000 (隔壁(西))	24.0	SD345	支持機能



注：頂版は非表示

図 2-10 評価部位の位置

## 2.8 地下水位

設計用地下水位は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。  
設計用地下水位の一覧を表 2-9 に、設計用地下水位を図 2-11 に示す。

表 2-9 設計用地下水位の一覧

施設名称	地震時荷重算出断面	設計用地下水位
ガスタービン発電 設備軽油タンク室	A-A 断面, 南北	O. P. +62.30m
	B-B 断面, 東西	

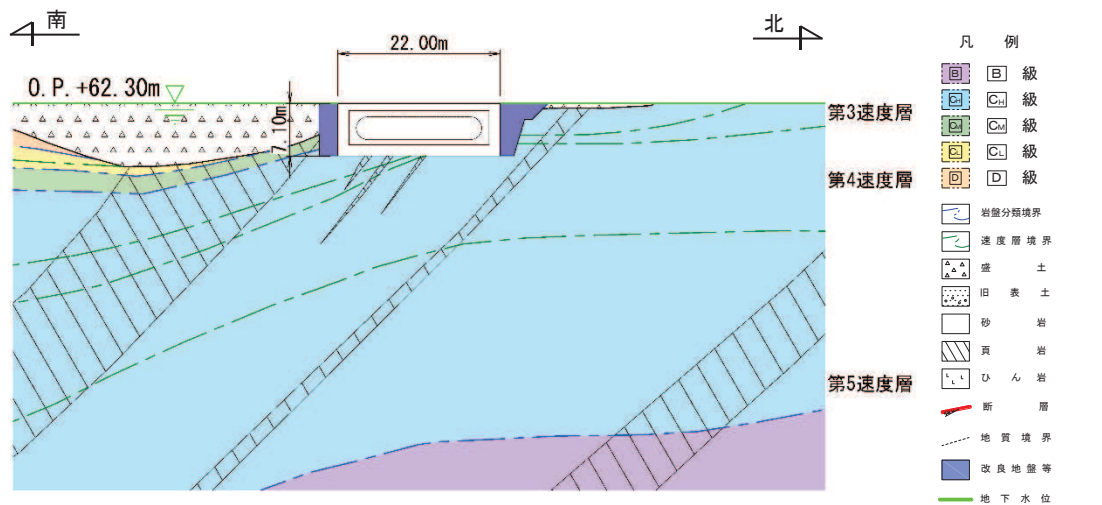


図 2-11(1) 設計用地下水位 (A-A 断面, 南北)

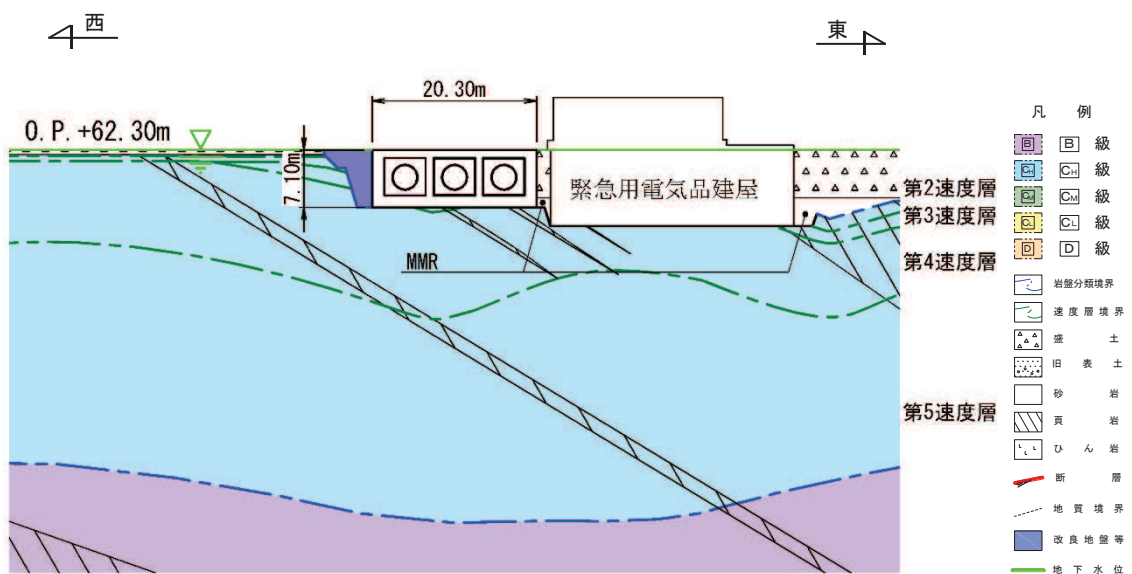


図 2-11(2) 設計用地下水位 (B-B 断面, 東西)

### 3. 地震応答解析

#### 3.1 地震応答解析手法

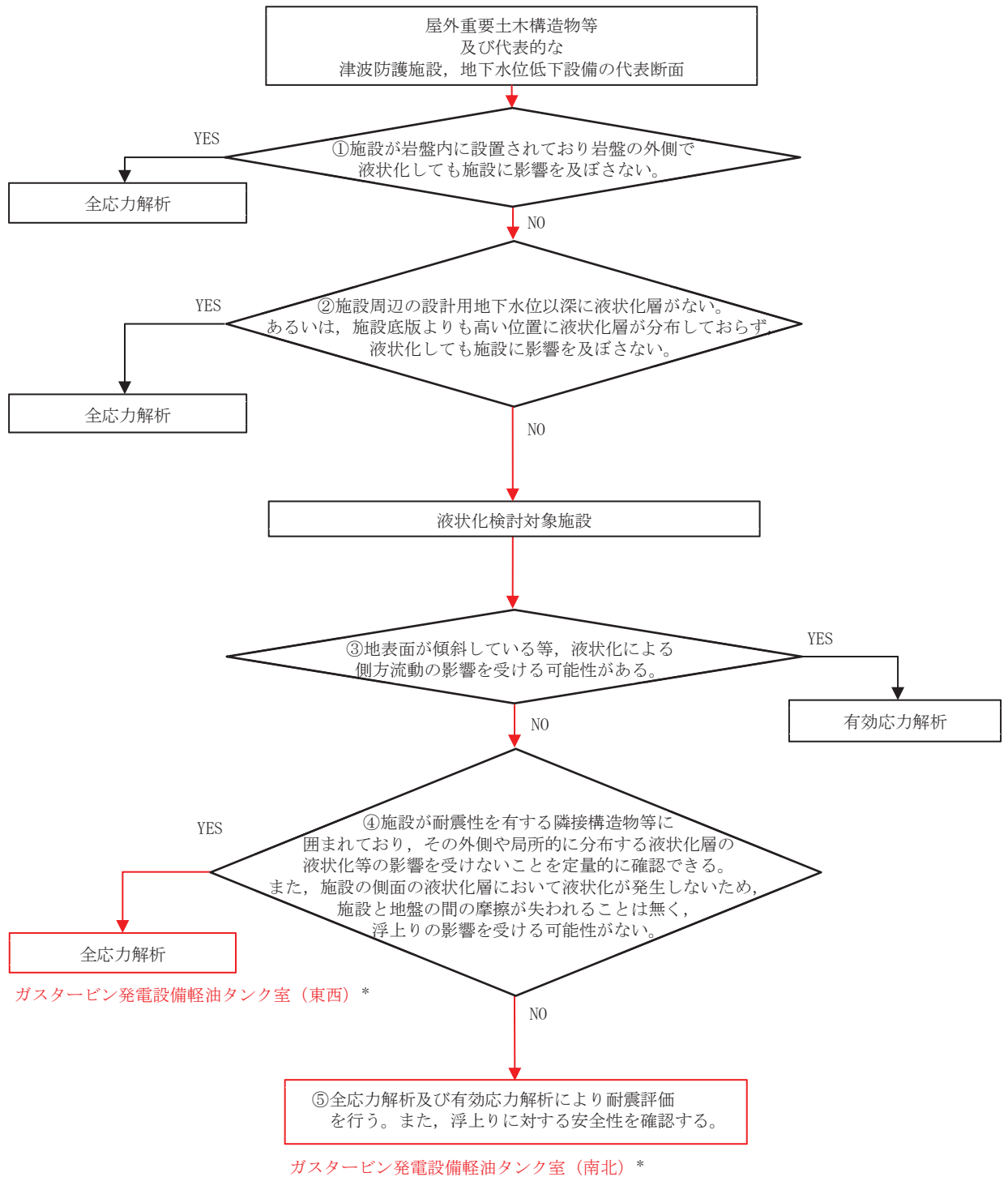
地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる二次元有限要素法により、基準地震動  $S_s$  に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行うこととし、解析手法については、図 3-1 に示す解析手法の選定フローに基づき選定する。解析手法は、「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「4.14 ガスタービン発電設備軽油タンク室」に示すとおり、東西方向については全応力解析、南北方向については全応力解析及び有効応力解析とする。

構造部材については、頂版、底版及び地震時荷重算出断面に垂直な壁部材を線形はり要素、断面に平行な壁部材は平面応力要素とし、構造物の奥行方向の長さ各部材の奥行方向の長さの比率や三次元構造解析モデルとの変位を整合させるためのヤング係数の調整を行い、三次元構造解析モデルと等価な剛性となるようモデル化する。

地盤については、平面ひずみ要素でモデル化することとし、岩盤 (D 級岩盤以外) は線形でモデル化する。盛土及び D 級岩盤については、地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようマルチスプリングモデルを用いることとし、ばね特性は双曲線モデル (全応力解析では修正 GHE モデル、有効応力解析では H-D モデル) を用いて非線形性を考慮する。

地震応答解析については、解析コード「TDAPⅢ Ver. 3.08」(全応力解析) 及び解析コード「FLIP ver. 7.3.0\_2」(有効応力解析) を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム (解析コード) の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図 3-2 に示す。



注記\*：三次元構造解析に複数断面の荷重を作用させる場合、断面によって解析手法が異なる場合でも保守的に荷重の大きい組合せを採用する。

図 3-1 解析手法の選定フロー



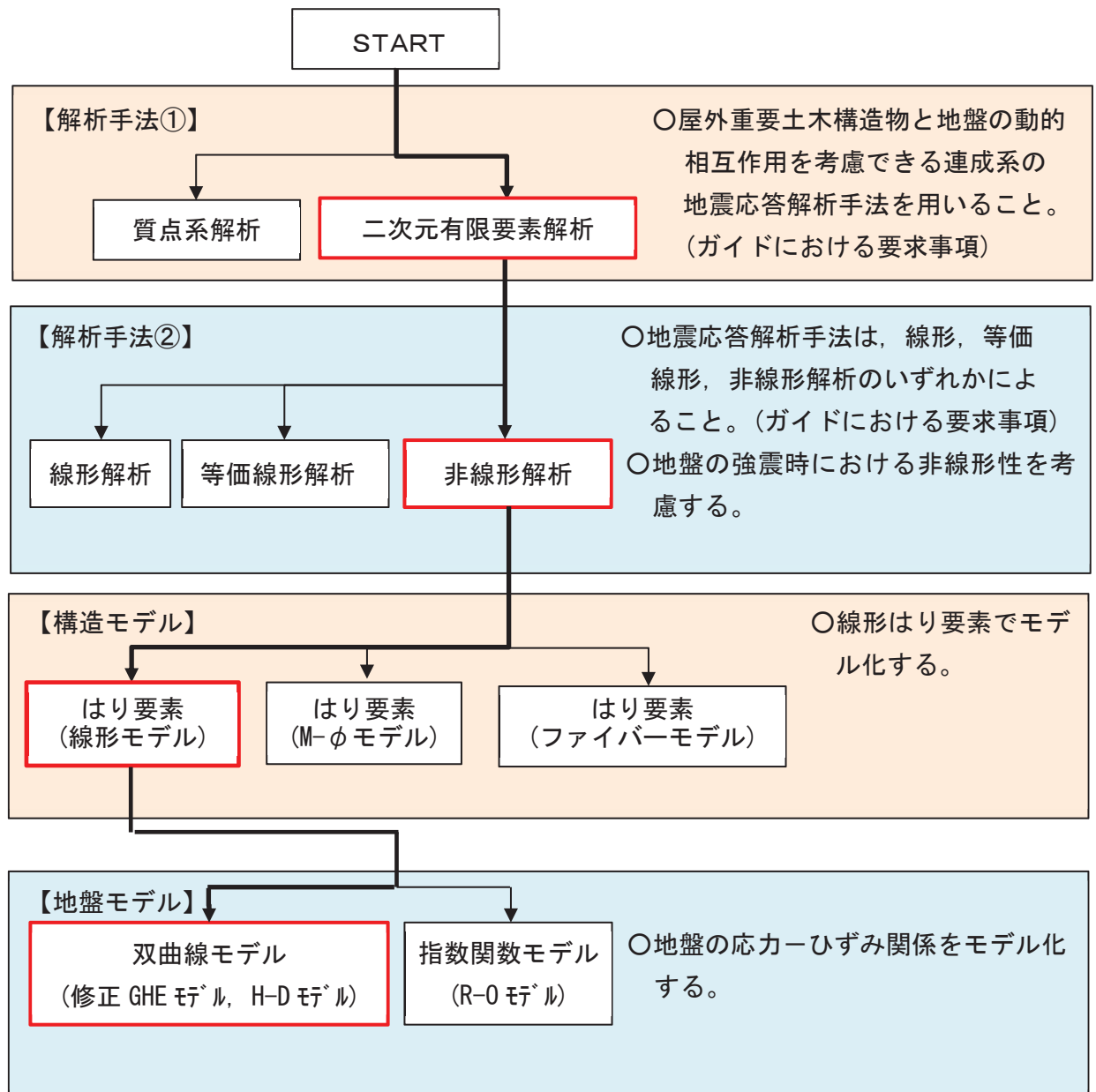


図 3-2 地震応答解析手法の選定フロー

### 3.2 地震応答解析モデルの設定

#### 3.2.1 解析モデル領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987 ( 社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会 ) を参考に、図 3-3 に示すとおり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 2 倍以上とする。

なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

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

構造物の要素分割については、土木学会マニュアルに従い、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度まで細分割して設定する。

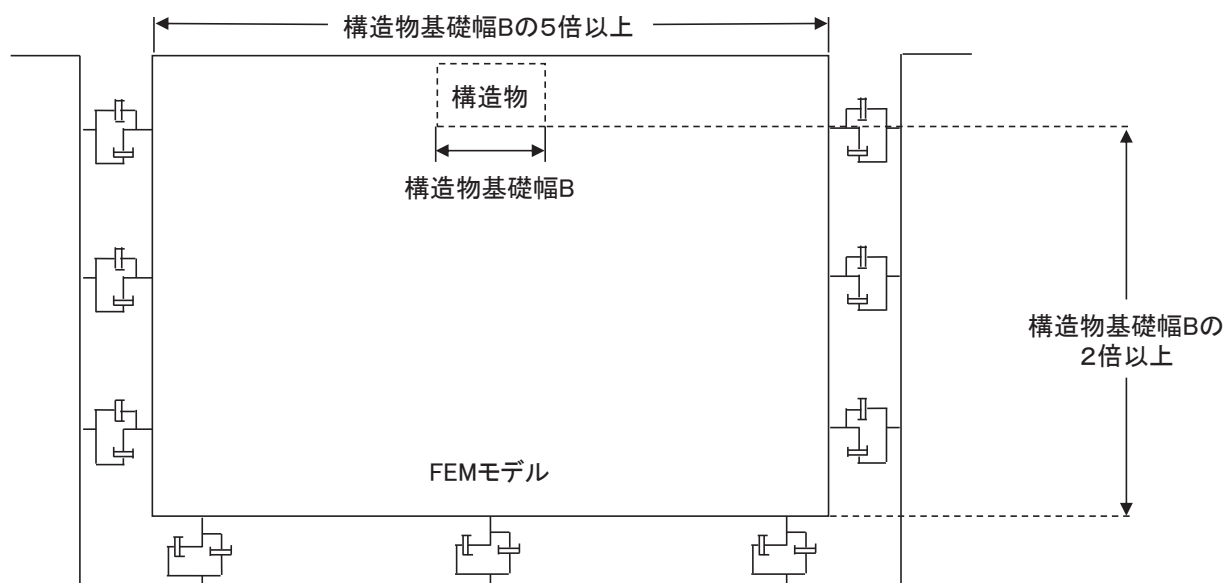


図 3-3 モデル化範囲の考え方

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

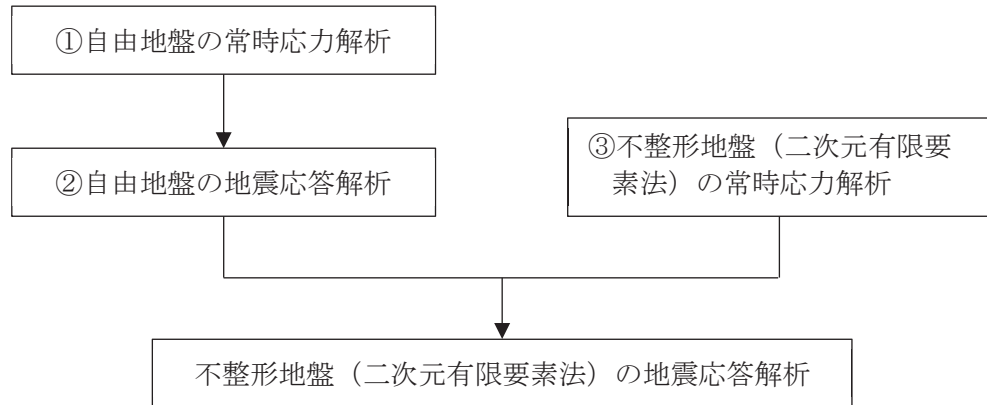


図3-4 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤（二次元有限要素法）の地震応答解析までのフロー

### 3.2.2 境界条件

#### (1) 固有値解析時

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

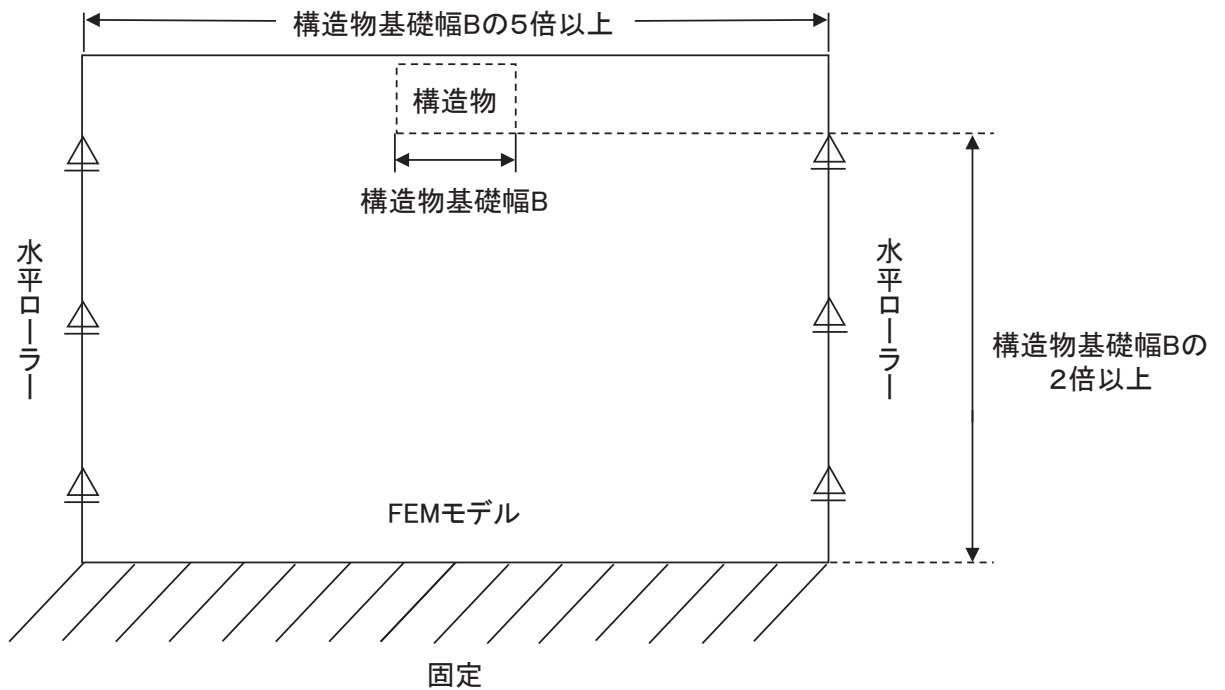


図3-5 固有値解析における境界条件の概念図

(2) 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。そこで、常時応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図3-6に示す。

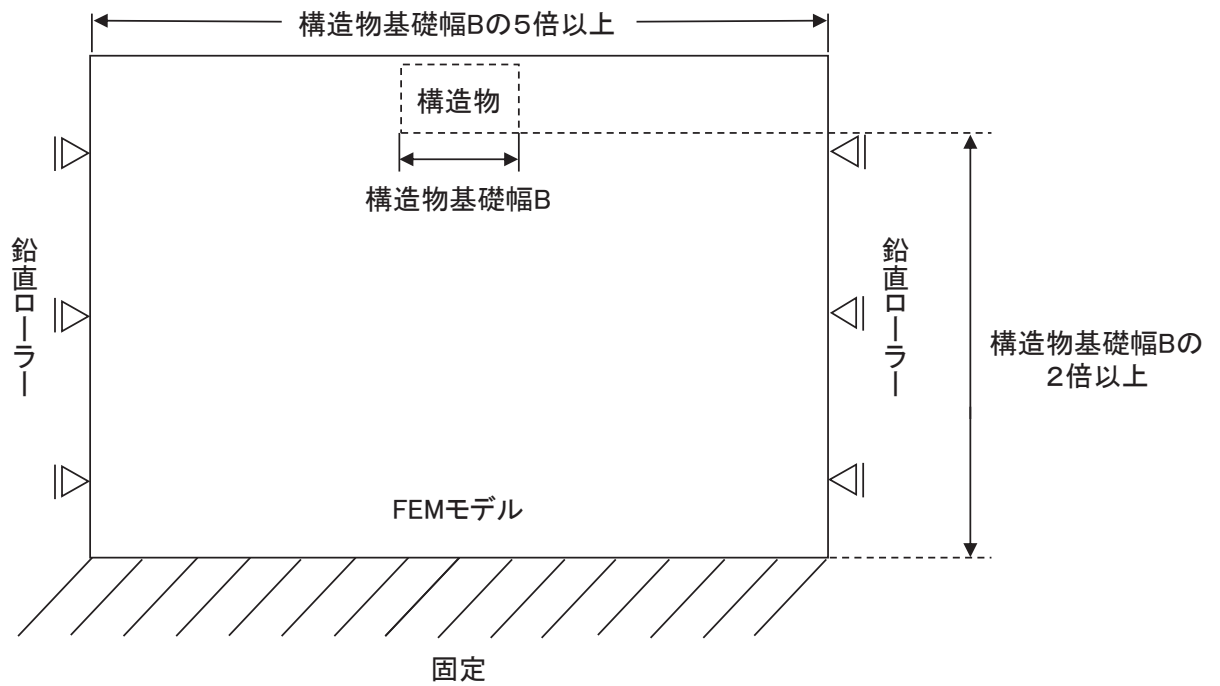
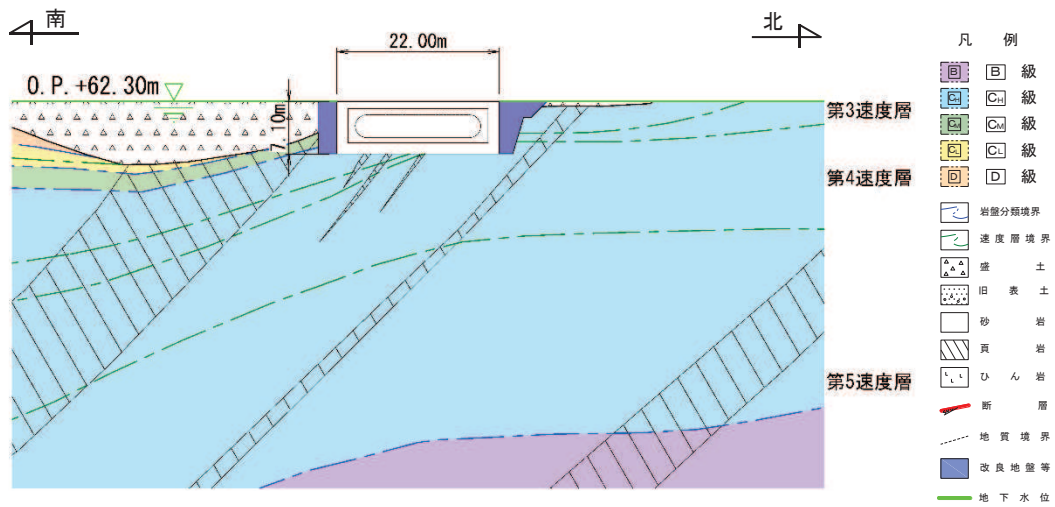


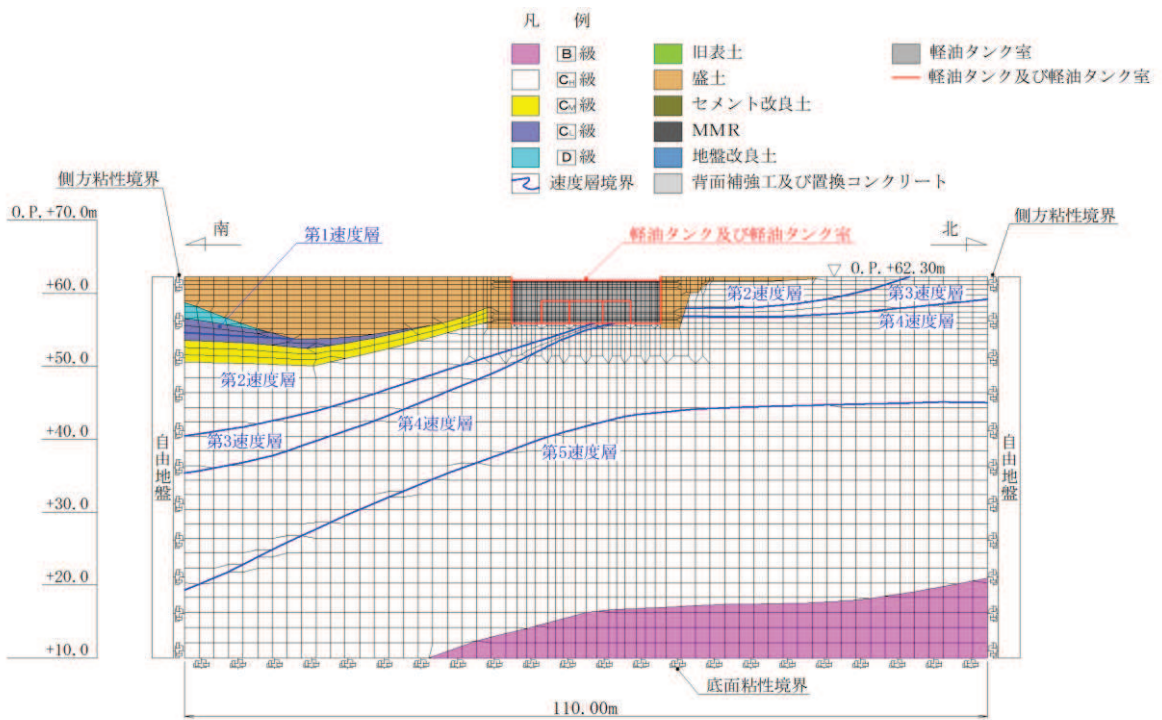
図3-6 常時応力解析における境界条件の概念図

(3) 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデルを図 3-7 及び図 3-8 に示す。

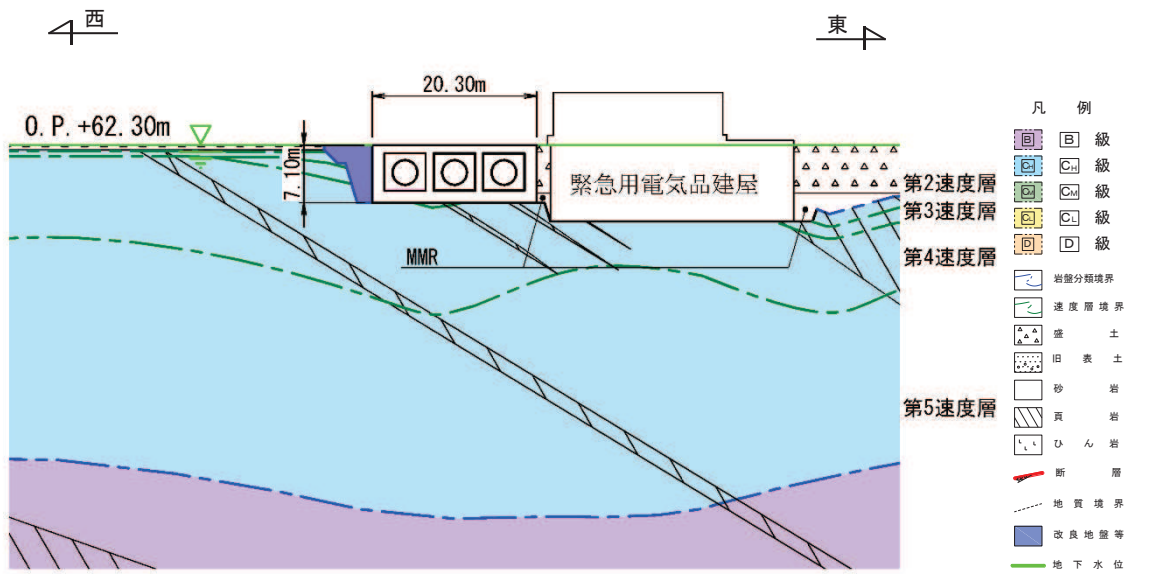


(a) 地震時荷重算出用地質断面図

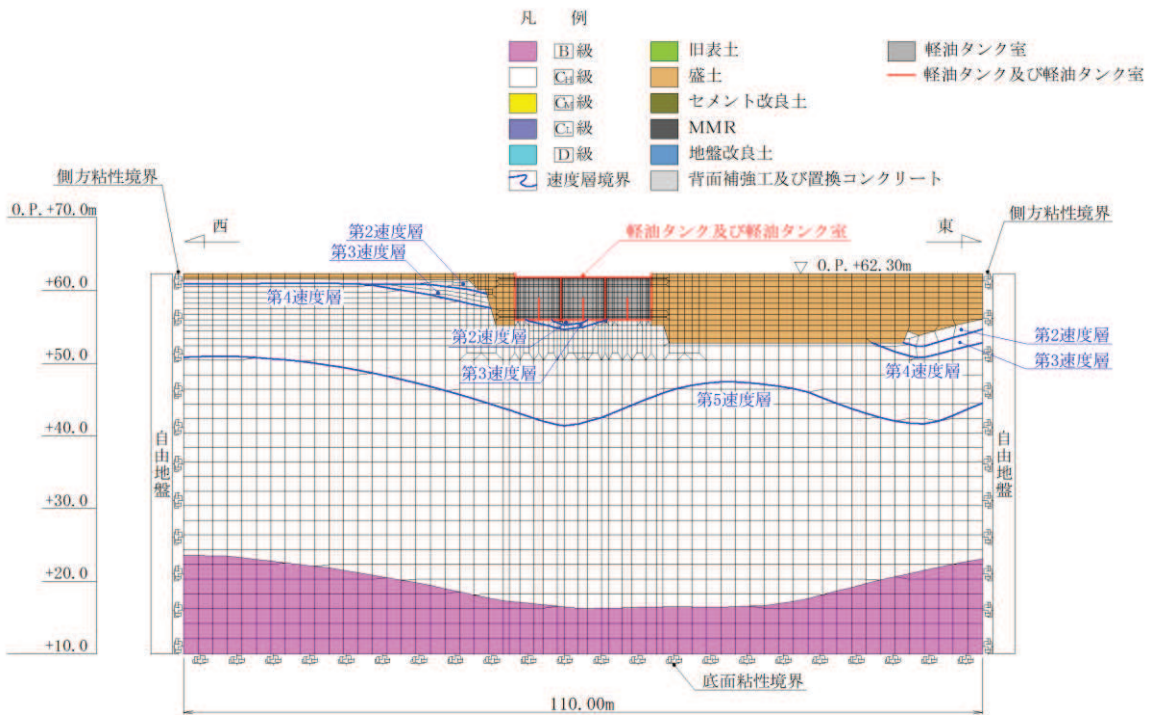


(b) 地震応答解析モデル図

図 3-7 ガスタービン発電設備軽油タンク室の地震時荷重算出用地質断面図  
及び地震応答解析モデル図 (A-A 断面, 南北)



(a) 地震時荷重算出用地質断面図



(b) 地震応答解析モデル図

図 3-8 ガスタービン発電設備軽油タンク室の地震時荷重算出用地質断面図  
及び地震応答解析モデル図 (B-B 断面, 東西)



### 3.2.3 構造物のモデル化

ガスタービン発電設備軽油タンク室は、耐震要素として機能する加振方向に平行な側壁及び隔壁が均等に配置されていることから、構造物全体を対象に等価剛性モデルを作成する。等価剛性モデルについて、加振方向に対して面外変形で抵抗する部材は線形はり要素にてモデル化し、面内変形で抵抗する部材は平面応力要素にてモデル化する。

構造物のモデル化は、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「11. 等価剛性モデルの設定方針」に従い、妻壁や隔壁の剛性を考慮し、三次元構造解析モデルと等価な剛性を持つ二次元等価剛性モデルとする。

等価剛性の設定は以下の2つの手順に基づき行う。

手順1として、エリア奥行長さに対する、部材の奥行長さの比率から補正係数 $\alpha$ を平面応力要素に設定する。なお、ガスタービン発電設備軽油タンク室の線形はり要素は、断面係数を開口部の影響を考慮した値とすることから、補正係数 $\alpha$ を設定しない。

手順2として、線形の三次元構造解析モデルに水平荷重として単位荷重(100kN/m<sup>2</sup>)を作用させ、頂版位置での奥行方向の平均的な水平変位を算定する。一方、補正係数 $\alpha$ を設定した二次元モデルに同じ単位荷重を作用させ、両側壁の頂版位置での平均変位が、三次元構造解析モデルの頂版位置での平均変位と等しくなるように補正係数 $\beta$ を算定する。地震応答解析では、コンクリートの弾性係数 $E_c$ に補正係数 $\alpha$ 、 $\beta$ を乗じ、等価剛性モデルの弾性係数(剛性)を設定する。

剛性の調整方法を図3-9に示す。なお、単位荷重を載荷させる三次元モデル及び二次元モデルの底面の境界条件は、構造物の変位に着目するため固定境界とする。

等価剛性モデルは、地震時荷重を保守的に評価するよう線形モデルとする。

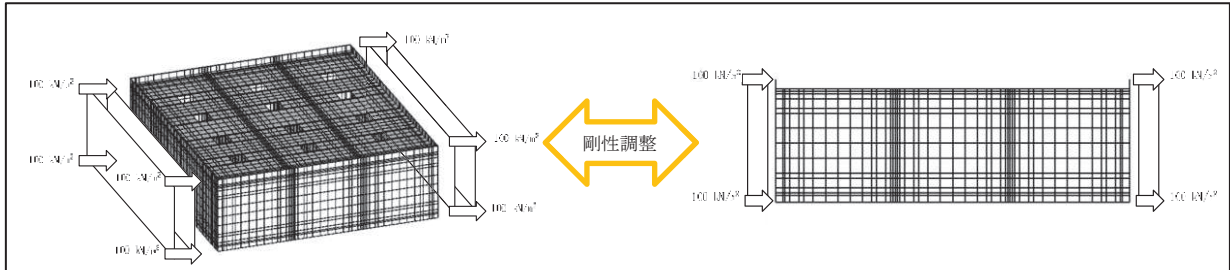


図 三次元モデルと等価剛性モデルの変位比較

### 剛性の調整方法

剛性の調整は、以下の式によるものとする。なお、三次元モデルにおける変位は、頂版位置の奥行方向の平均変位を用いる。

$$E = E_c \times \alpha \times \beta$$

$E$  : 等価剛性モデルの弾性係数

$E_c$  : コンクリートの弾性係数

$\alpha$  : 奥行き長さに対する各部材の奥行き長さの比率 ( $L_e/L$ )

$L_e$  : 部材の奥行き長さ

$L$  : 奥行き長さ

$\beta$  : 変位を合わせるための弾性係数の補正係数

図 3-9 剛性の調整方法

### (1) 南北方向

図 2-2 及び図 2-3 に示す A-A 断面 (南北) の等価剛性モデル概念図を図 3-10 に、等価剛性モデルと三次元構造解析モデルの変位比較概念図を図 3-11 に、剛性調整結果を図 3-12 に、補正係数の計算結果を表 3-1 に示す。

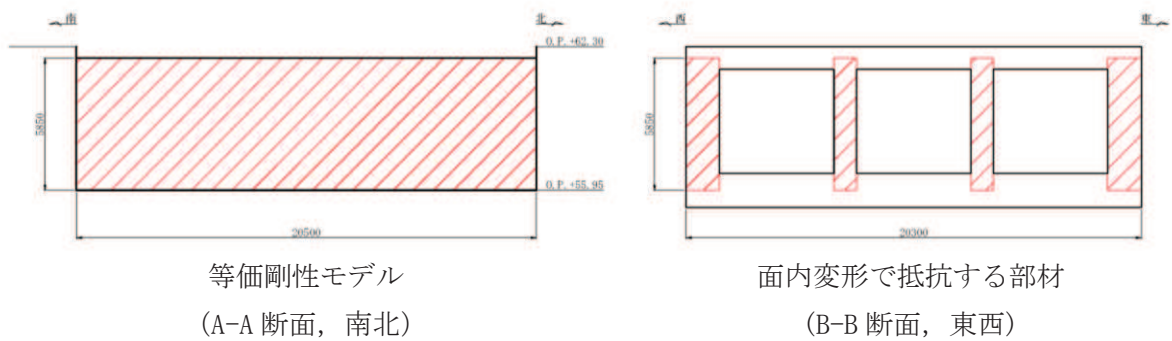


図 3-10 等価剛性モデル (A-A 断面, 南北)

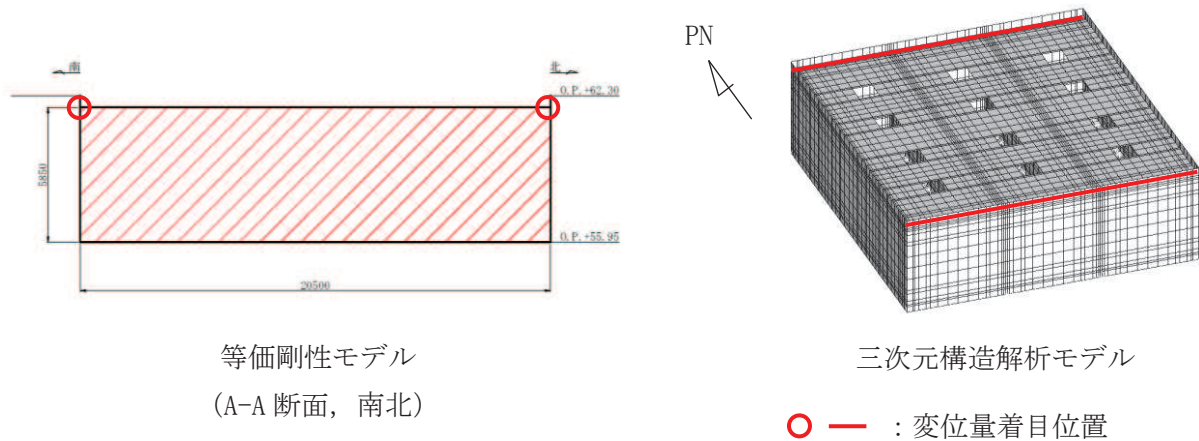


図 3-11 等価剛性モデルと三次元構造解析モデルの変位比較概念図  
(A-A 断面, 南北)

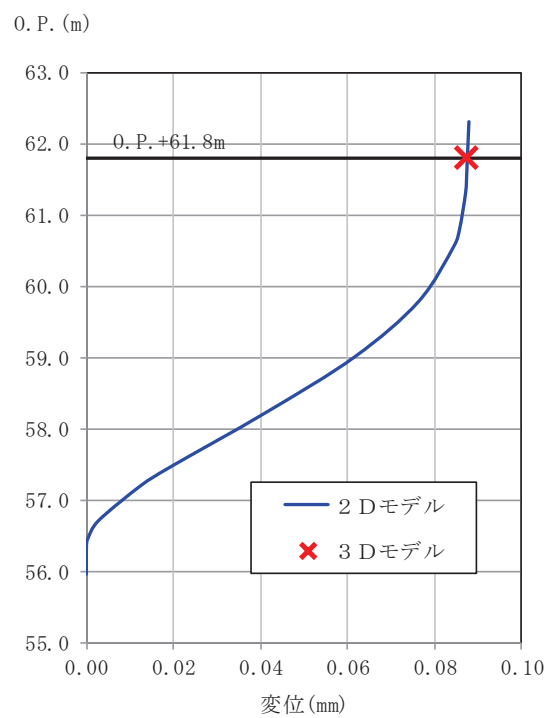


図 3-12 剛性調整結果 (A-A 断面, 南北)

表 3-1 補正係数の計算結果 (平面応力要素) (A-A 断面, 南北)

$\alpha$	$\beta$
0.25	0.94

(2) 東西方向

図 2-2 及び図 2-3 に示す B-B 断面（東西）の等価剛性モデル概念図を図 3-13 に，等価剛性モデルと三次元構造解析モデルの変位比較概念図を図 3-14 に，剛性調整結果を図 3-15 に，補正係数の計算結果を表 3-2 に示す。

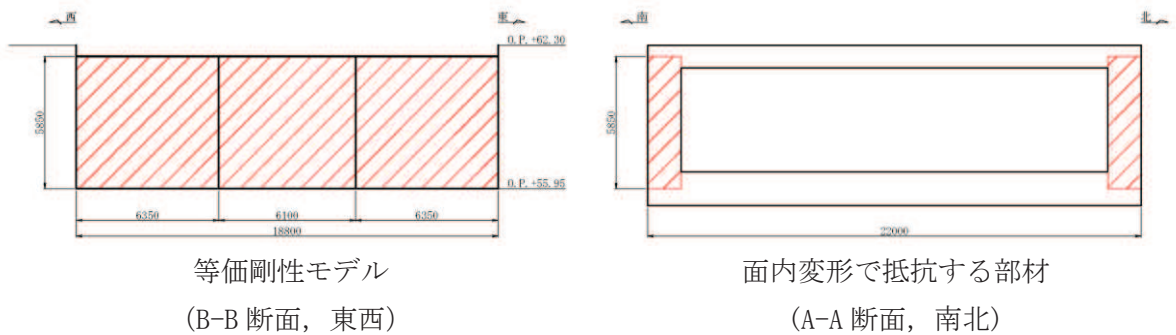


図 3-13 等価剛性モデル (B-B 断面，東西)

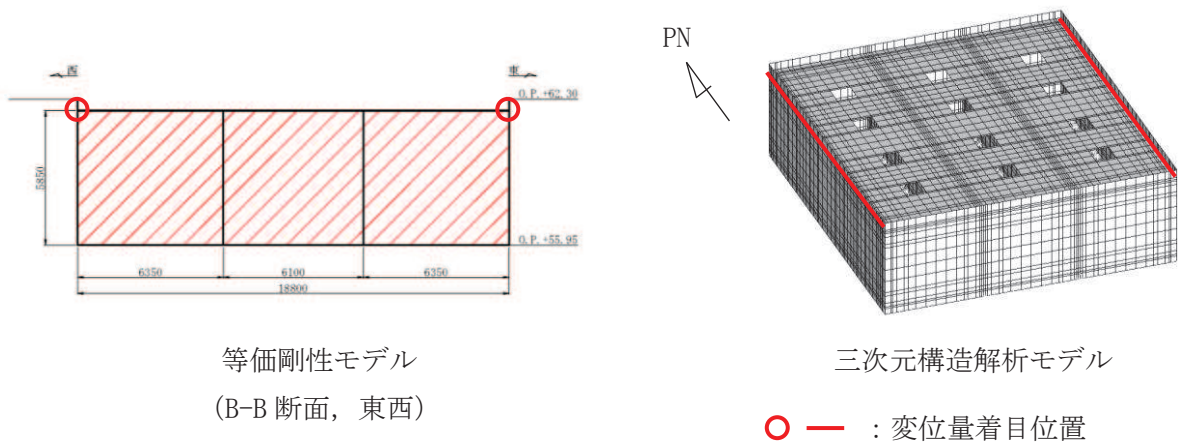


図 3-14 等価剛性モデルと三次元構造解析モデルの変位比較概念図

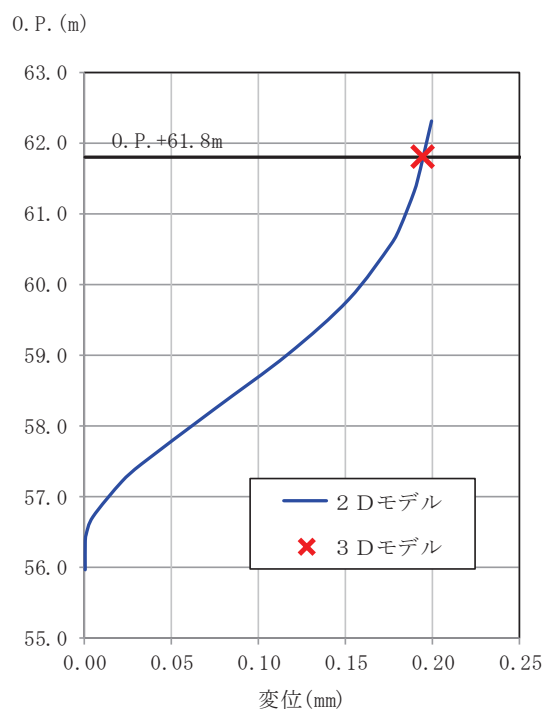


図 3-15 剛性調整結果 (B-B 断面, 東西)

表 3-2 補正係数の計算結果 (平面応力要素) (B-B 断面, 東西)

$\alpha$	$\beta$
0.14	0.49

### 3.2.4 隣接構造物のモデル化

ガスタービン発電設備軽油タンク室の東側には、盛土を介して緊急用電気品建屋が存在する。地中構造物の耐震評価においては、盛土よりも剛性の大きい隣接構造物をモデル化することにより、周辺地盤の変形が抑制されると考えられる。このため、隣接構造物となる緊急用電気品建屋、構造物周辺の改良地盤及びマンメイドロック (以下「MMR」という。) は、ガスタービン発電設備軽油タンク室の耐震評価において保守的な評価となるよう盛土としてモデル化する。

### 3.2.5 地盤のモデル化

D級を除く岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。また、盛土及び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。

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

### 3.2.6 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  $\tau_f$  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  $\phi$  は周辺地盤の  $c$ 、 $\phi$  とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 3-3 のとおりとする。また、要素間の粘着頂  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は強度の小さい側の要素の物性値とし、表 3-4 のとおり設定する。

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

- ここで、 $\sigma'$  : 面直圧  
 $\tau_f$  : せん断強度  
 $c$  : 粘着力  
 $\phi$  : 内部摩擦角

表 3-3 周辺地盤との境界に用いる強度特性 (牧の浜部層)

地盤	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
盛土*	0.06	30.0
C <sub>H</sub> 級	1.29	54.0

注記\* : 地下水位以深

表 3-4 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
盛土-構造物	盛土の $c$	盛土の $\phi$
岩盤-構造物	岩盤の $c$	岩盤の $\phi$

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12 pp1061-1070, 2009）に従い，表 3-5 のとおり設定する。

ジョイント要素の力学特性を図 3-16 に，ジョイント要素の配置を図 3-17 に示す。

表 3-5 ジョイント要素のばね定数

地盤	圧縮剛性 $k_n$ ( $\text{kN/m}^3$ )	せん断剛性 $k_s$ ( $\text{kN/m}^3$ )
盛土	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$
岩盤	$1.0 \times 10^7$	$1.0 \times 10^7$

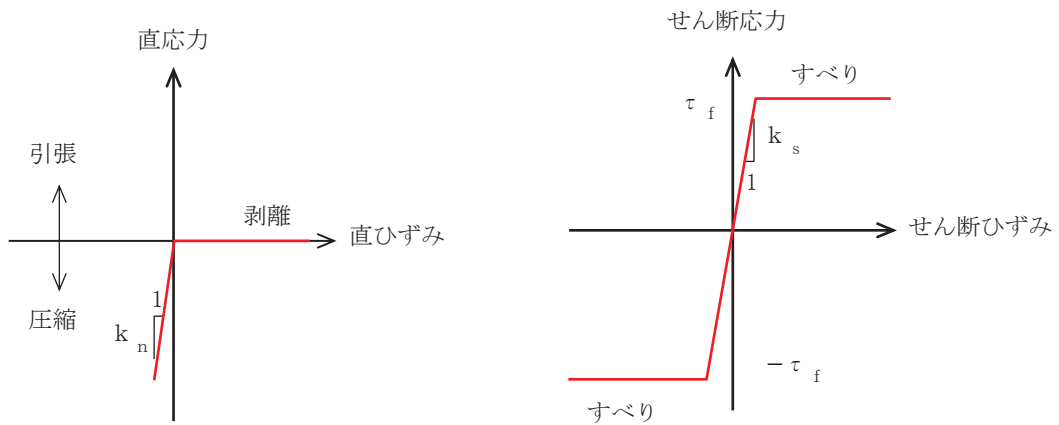
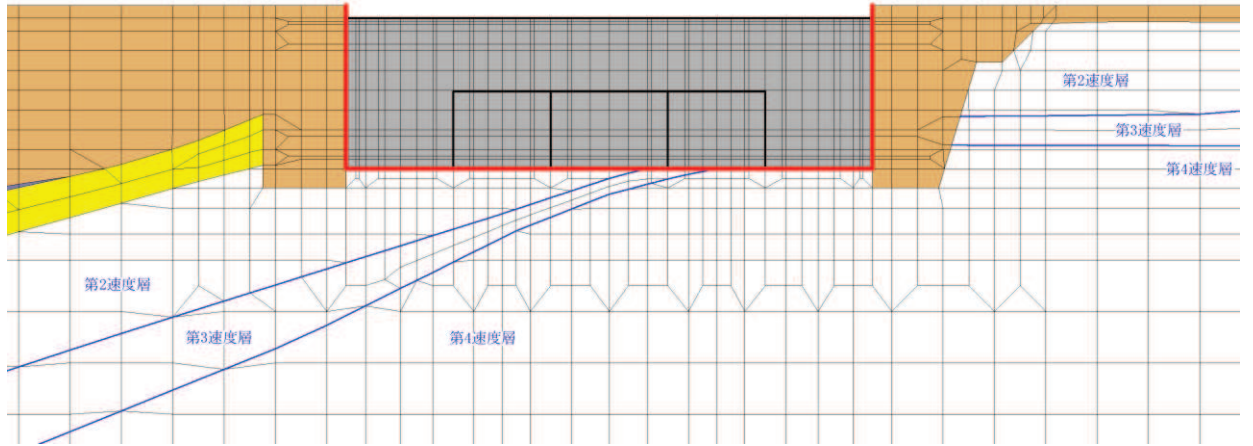


図 3-16 ジョイント要素の力学特性

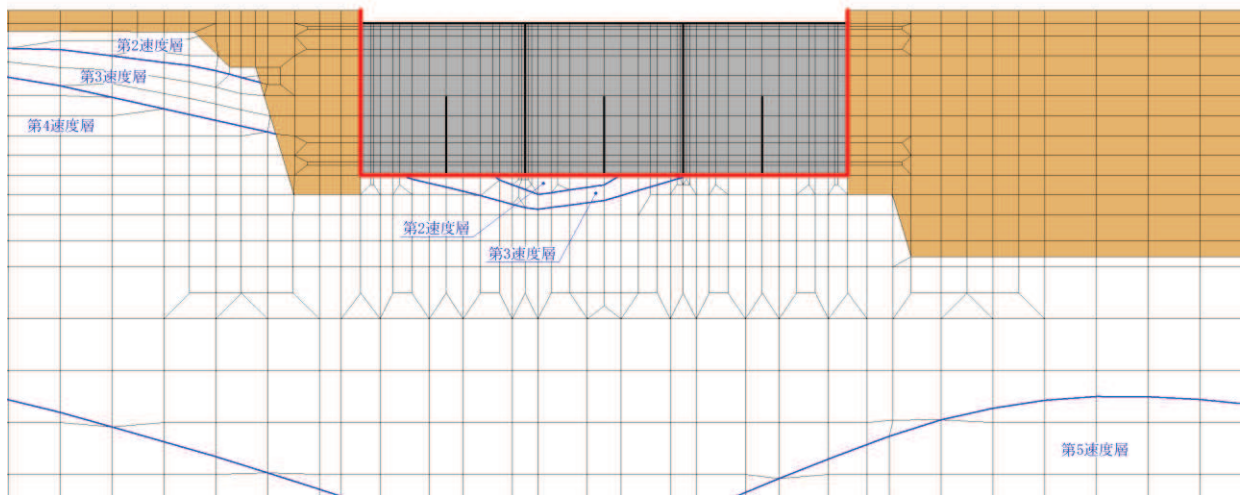


- 凡 例
- |                    |                   |                 |
|--------------------|-------------------|-----------------|
| ■ B級               | ■ 旧表土             | ■ 軽油タンク室        |
| ■ C <sub>1</sub> 級 | ■ 盛土              | — 軽油タンク及び軽油タンク室 |
| ■ C <sub>2</sub> 級 | ■ セメント改良土         | — ジョイント要素       |
| ■ C <sub>3</sub> 級 | ■ MMR             |                 |
| ■ D級               | ■ 地盤改良土           |                 |
| 〰 速度層境界            | ■ 背面補強工及び置換コンクリート |                 |



(a) A-A 断面 (南北)

- 凡 例
- |                    |                   |                 |
|--------------------|-------------------|-----------------|
| ■ B級               | ■ 旧表土             | ■ 軽油タンク室        |
| ■ C <sub>1</sub> 級 | ■ 盛土              | — 軽油タンク及び軽油タンク室 |
| ■ C <sub>2</sub> 級 | ■ セメント改良土         | — ジョイント要素       |
| ■ C <sub>3</sub> 級 | ■ MMR             |                 |
| ■ D級               | ■ 地盤改良土           |                 |
| 〰 速度層境界            | ■ 背面補強工及び置換コンクリート |                 |



(b) B-B 断面 (東西)

図 3-17 ジョイント要素の配置



### 3.3 減衰定数

減衰定数は、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「9. 地震応答解析における減衰定数」に基づき、A-A断面（南北）及びB-B断面（東西）における全応力解析では粘性減衰で考慮する。

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

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

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3-18 に示す。

$$[c] = \alpha [m] + \beta [k]$$

[c] : 減衰係数マトリックス

[m] : 質量マトリックス

[k] : 剛性マトリックス

$\alpha$ ， $\beta$  : 係数

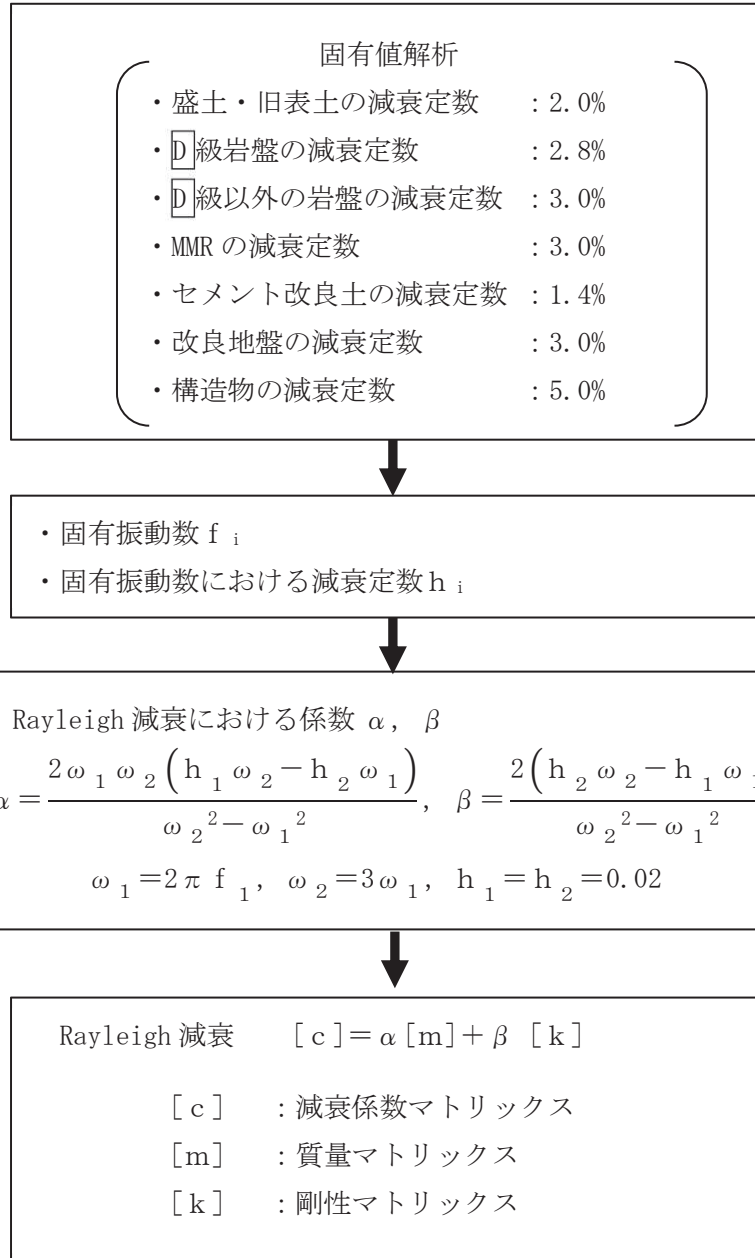


図 3-18 Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ 、 $\beta$  の設定に当たっては、低次のモードの変形が支配的となる地中埋設構造物に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮して、1 次及び 2 次モードの固有振動数において、過大な減衰とならないよう定めている。

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

固有値解析結果の一覧を表 3-6 に、固有値解析におけるモード図を図 3-19 及び図 3-20 に、係数  $\alpha$ 、 $\beta$  を表 3-7 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 3-21 に示す。

表 3-6(1) 固有値解析結果 (A-A 断面, 南北)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T x	T y	$\beta$ x	$\beta$ y	
1	5.160	7	0	30.96	1.98	1 次として採用
2	7.350	7	0	5.63	-2.07	—
3	9.401	9	0	16.95	2.39	—
4	11.019	22	0	-44.90	-3.34	—
5	11.312	54	1	-68.05	-8.20	—
6	12.477	56	1	16.31	3.89	—
7	13.182	76	2	-54.48	11.84	—
8	13.456	76	2	3.58	-9.71	—
9	14.300	77	2	-11.80	-0.09	—
10	15.200	78	3	12.40	-5.99	—

表 3-6(2) 固有値解析結果 (B-B 断面, 東西)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T x	T y	$\beta$ x	$\beta$ y	
1	4.737	6	0	28.94	-1.00	1 次として採用
2	6.592	6	0	-6.41	-1.72	—
3	8.448	7	0	-8.94	1.21	—
4	9.806	7	0	-7.76	-1.43	—
5	11.059	8	0	14.69	-0.79	—
6	11.570	14	0	-28.77	0.93	—
7	12.130	38	0	59.28	-0.57	—
8	12.525	55	0	-49.40	-1.44	—
9	12.979	79	0	-60.38	0.78	—
10	14.112	79	0	-3.94	3.81	—

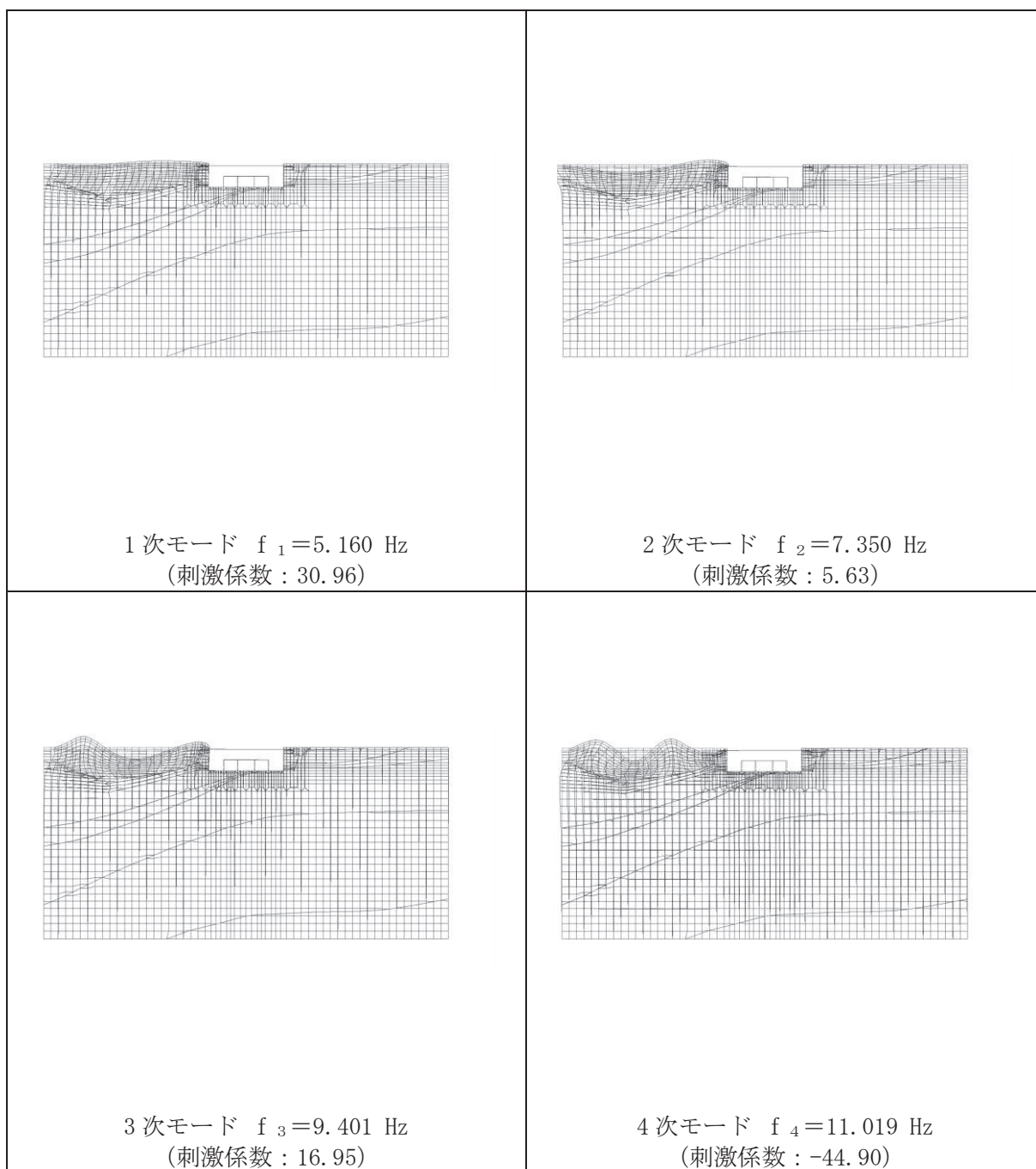


図 3-19(1) 固有値解析結果 (モード図) (A-A 断面, 南北)

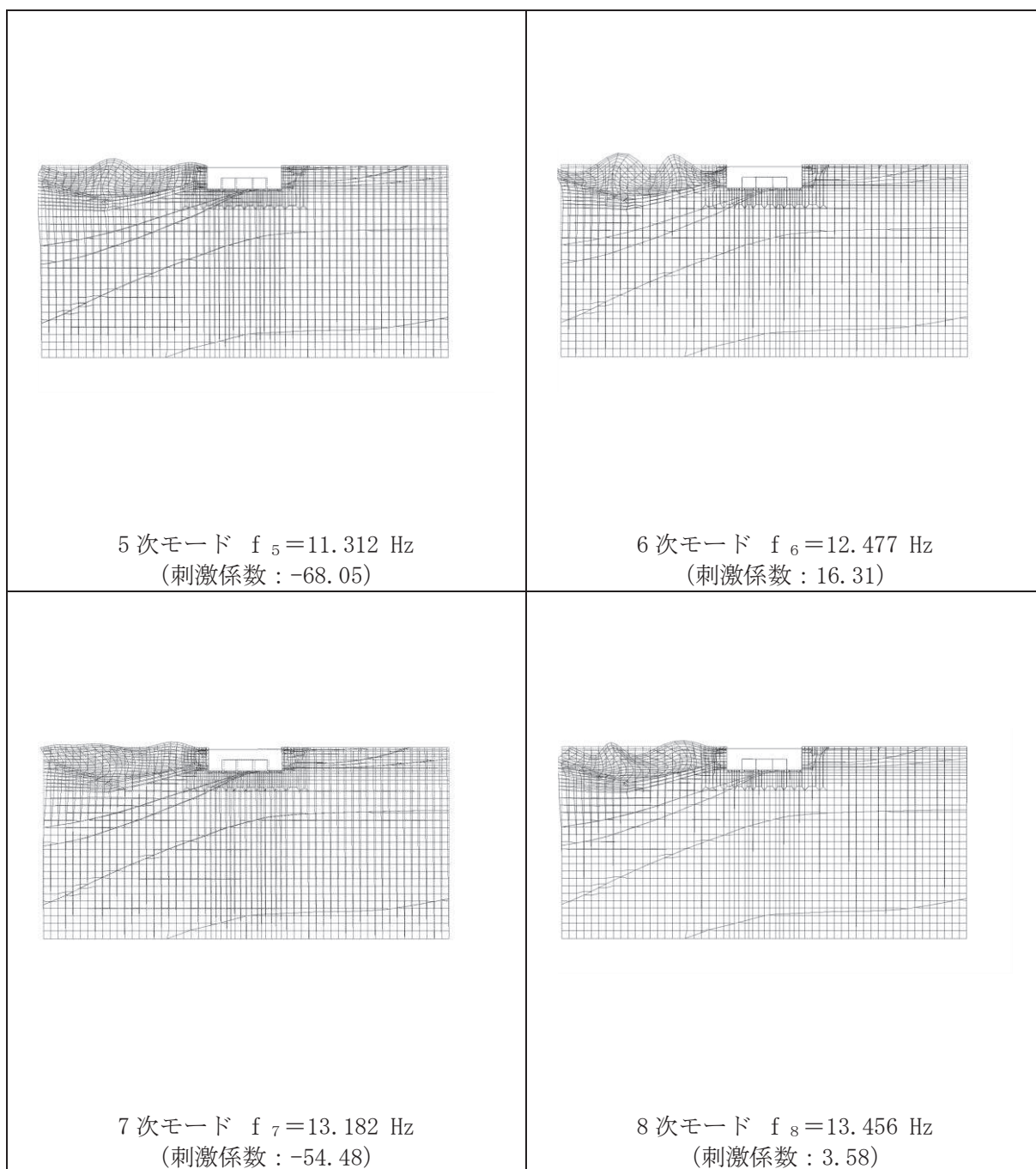


図 3-19(2) 固有値解析結果 (モード図) (A-A 断面, 南北)

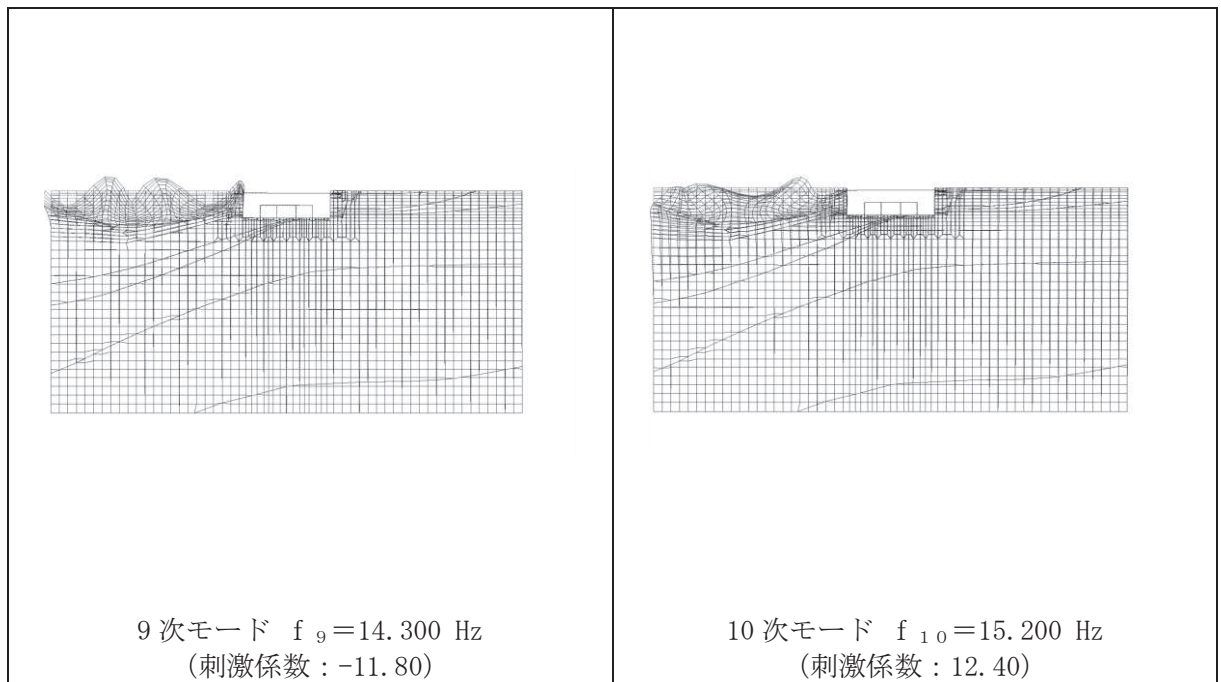


図 3-19(3) 固有値解析結果 (モード図) (A-A 断面, 南北)

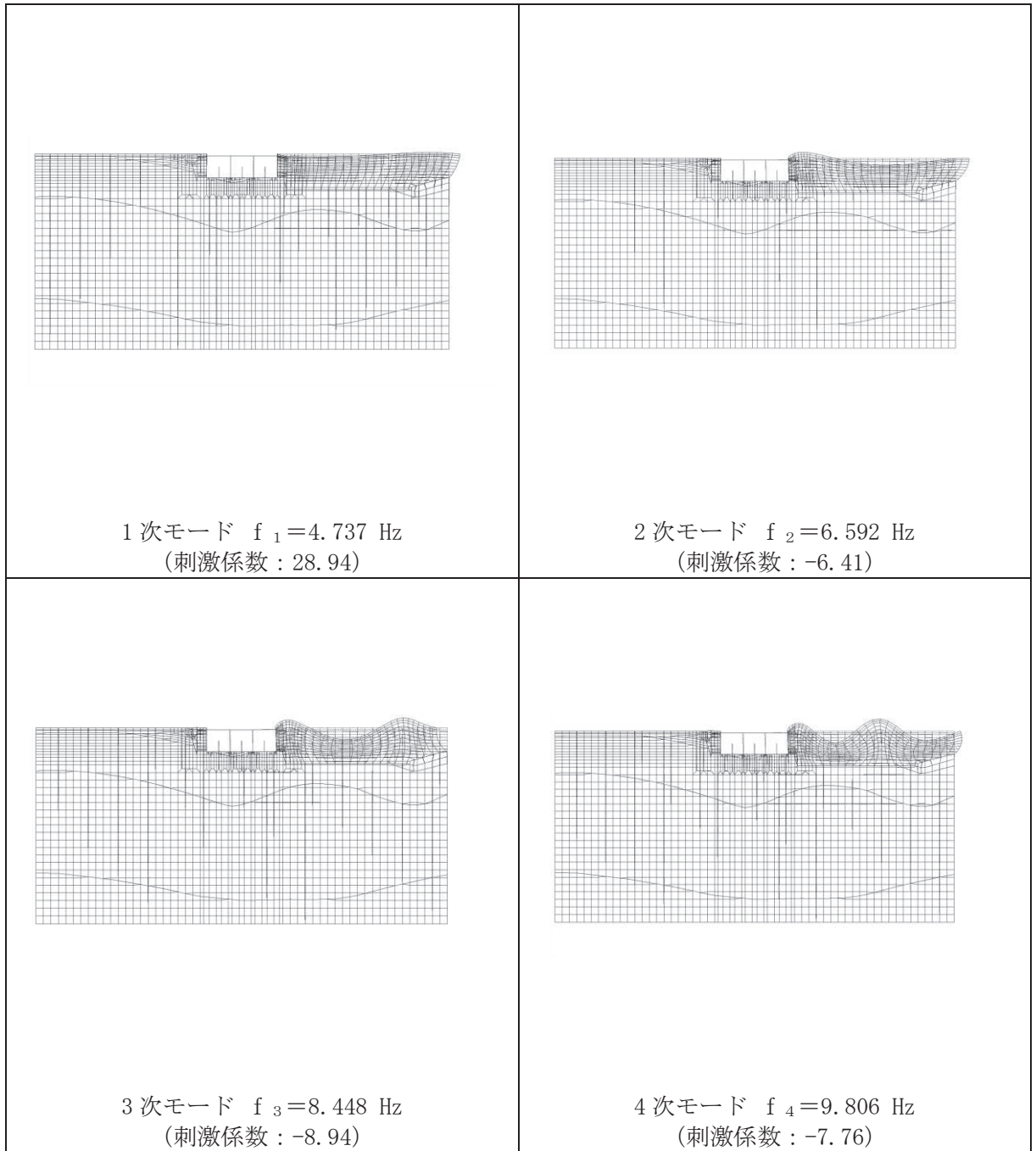


図 3-20(1) 固有値解析結果 (モード図) (B-B 断面, 東西)



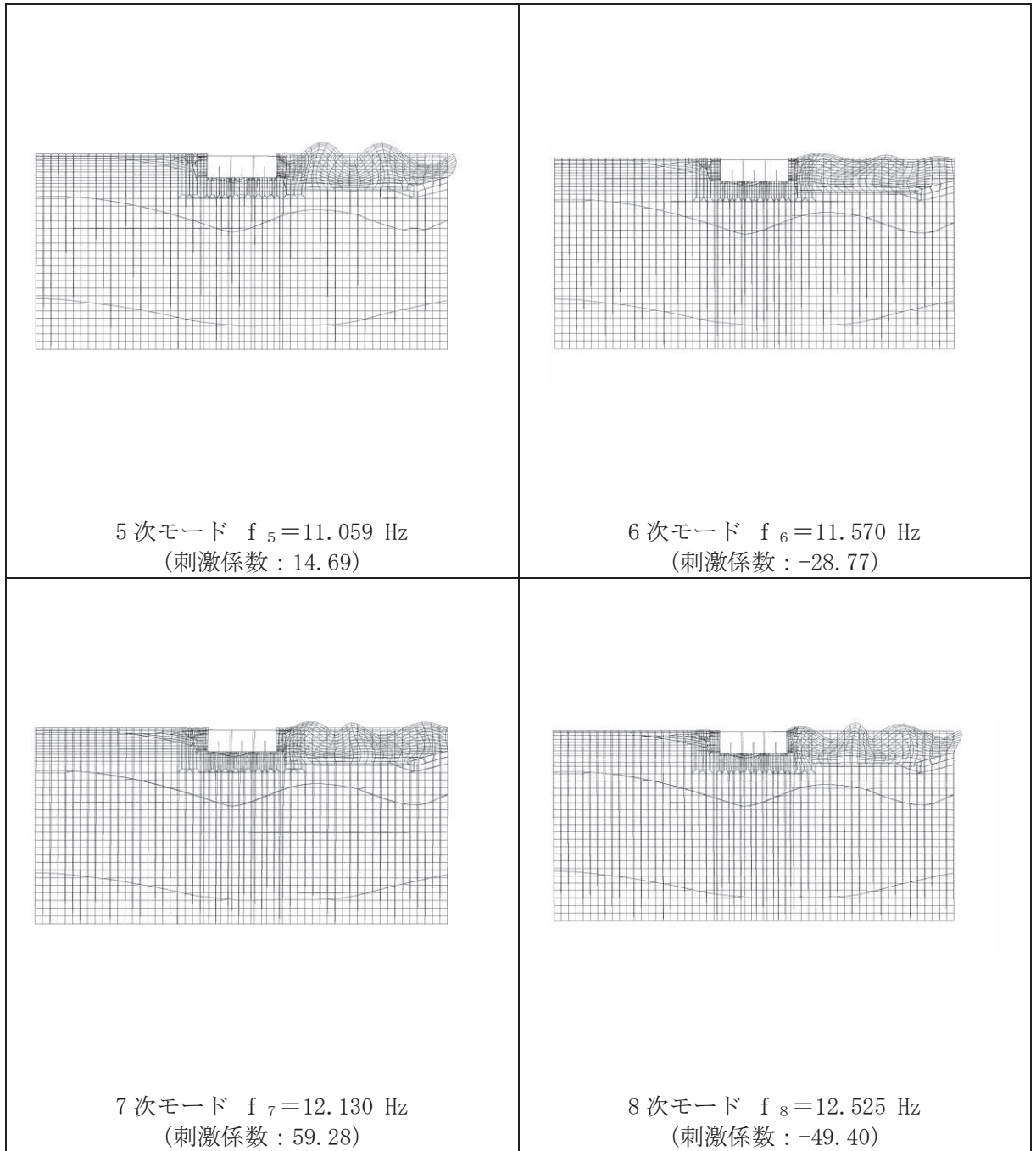


図 3-20(2) 固有値解析結果 (モード図) (B-B 断面, 東西)



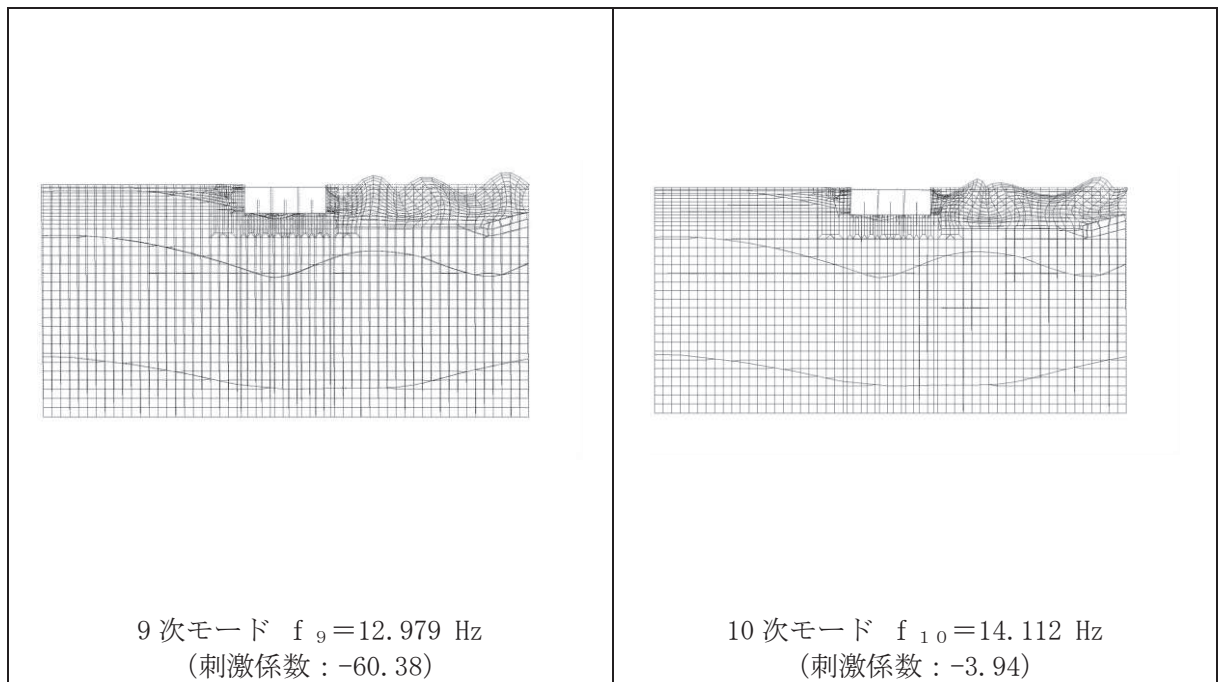
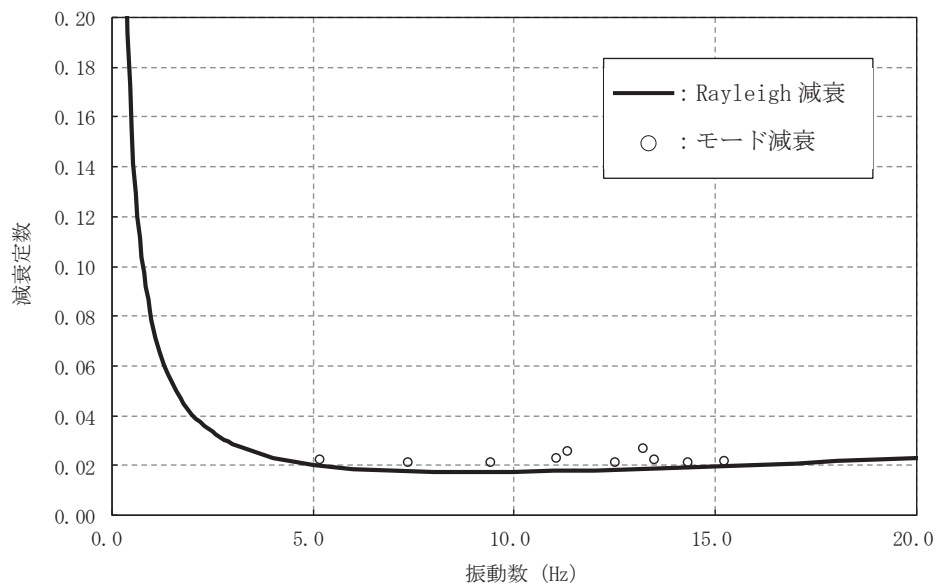


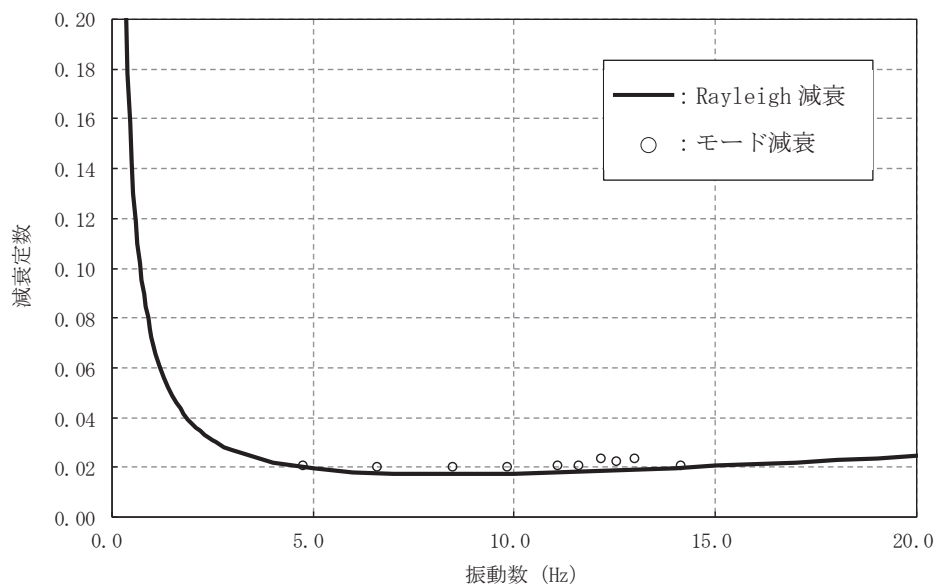
図 3-20(3) 固有値解析結果 (モード図) (B-B 断面, 東西)

表 3-7 Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果

地震時荷重算出断面	$\alpha$	$\beta$
A-A 断面 (南北)	$9.726 \times 10^{-1}$	$3.085 \times 10^{-4}$
B-B 断面 (東西)	$8.928 \times 10^{-1}$	$3.360 \times 10^{-4}$



(a) A-A 断面 (南北)



(b) B-B 断面 (東西)

図 3-21 設定した Rayleigh 減衰

### 3.4 荷重の組合せ

耐震評価にて考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し、それぞれを組み合わせて設定する。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。

なお、ガスタービン発電設備軽油タンク室の運転時、設計基準事故時及び重大事故時の状態における荷重条件は変わらないため、評価は設計基準対象施設の評価結果に包括されることから、設計基準対象施設の評価結果を用いた重大事故等対処施設の評価を行う。

荷重の組合せを表 3-8 に示す。

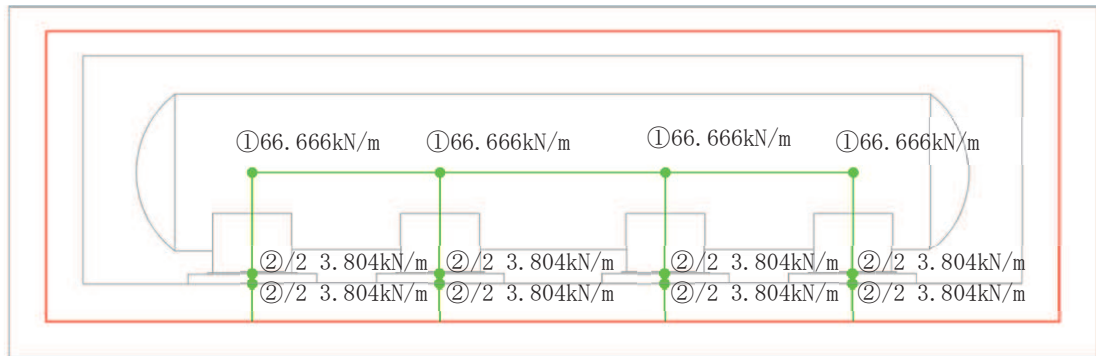
表 3-8 荷重の組合せ

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

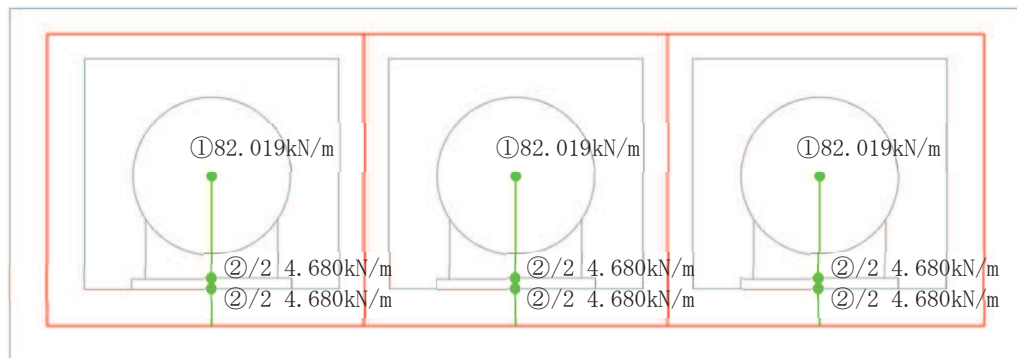
### 3.4.1 機器・配管荷重

#### (1) 軽油タンク及びタンク基礎

地震時にガスタービン発電設備軽油タンク室に作用する機器・配管荷重のうち、ガスタービン発電設備軽油タンク及びタンク基礎の荷重図を図3-22に、荷重値の一覧を表3-9に示す。ガスタービン発電設備軽油タンク及びタンク基礎の荷重は、剛体でモデル化したはり要素の各節点に重量を与えることで考慮する。



(a) A-A 断面 (南北)



(b) B-B 断面 (東西)

図3-22 ガスタービン発電設備軽油タンク及びタンク基礎の荷重図

表3-9 ガスタービン発電設備軽油タンク及びタンク基礎の荷重値の一覧

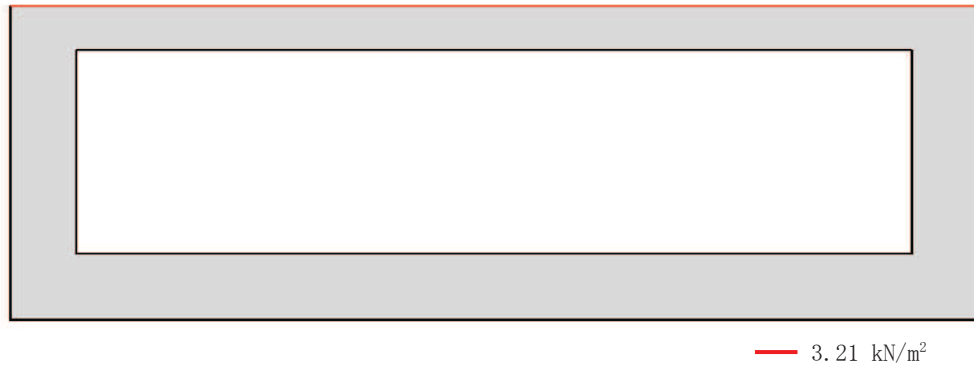
考慮する荷重	重量*1 (kN/m)	
	①ガスタービン発電設備軽油タンク (1基あたり、運転重量、タンク廻りの架台重量を含む)	南北
東西		82.019
②タンク基礎 (タンク1基あたり、基礎ボルト据付材の重量を含む) *2	南北	7.608
	東西	9.360

注記\*1 : 東西と南北で構造物の奥行き長さが異なるため重量が異なる。

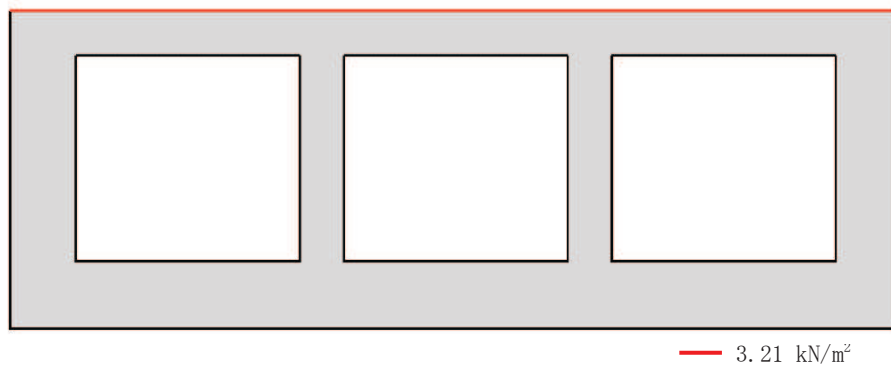
\*2 : 基礎荷重を2質点に分割してモデル化しているため、荷重図に記載されている重量の数値は半分の値となっている。

(2) 機器・配管系

地震時にガスタービン発電設備軽油タンク室に作用する機器・配管荷重のうち、「(1) 軽油タンク及びタンク基礎」以外の荷重を図3-23に、荷重を考慮する主な機器の一覧を表3-10に示す。機器・配管系の荷重は、解析モデルの各質点に与えることで考慮する。



(a) A-A 断面 (南北)



(b) B-B 断面 (東西)

図3-23 機器・配管系の荷重図

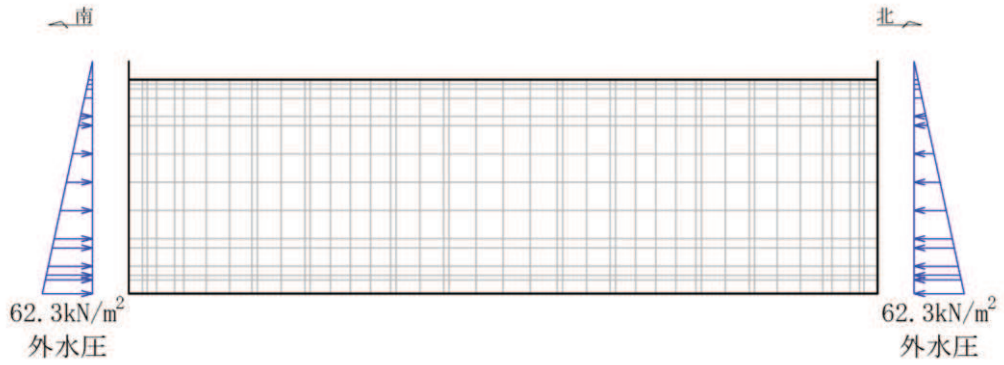
表3-10 荷重を考慮する主な機器の一覧

位置	重量(kN/m <sup>2</sup> )	考慮する荷重
構造物上面	3.21	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 機器, 配管</li> <li>・ 燃料移送ポンプ</li> </ul>

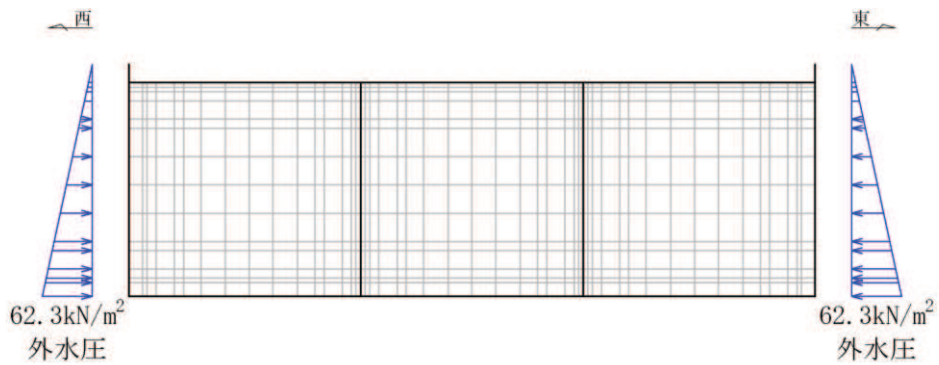
### 3.4.2 外水圧

外水圧は、地下水位に応じた静水圧を設定する。地下水位については、「2.7 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。

外水圧図を図3-24に示す。



(a) A-A断面 (南北)



(b) B-B断面 (東西)

図3-24 外水圧図

### 3.4.3 積載荷重

地震時にガスタービン発電設備軽油タンク室に作用する積載荷重は、積雪荷重以外は想定されないが、保守的な配慮として頂版及び地表面に  $4.9\text{kN/m}^2$  を考慮する。なお、積雪荷重は、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である  $43\text{cm}$  に平均的な積雪荷重を与えるための係数  $0.35$  を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第  $86$  条第  $2$  項により、積雪量  $1\text{cm}$  ごとに  $20\text{N/m}^2$  の積雪荷重が作用することを考慮し、 $0.301\text{kN/m}^2$  とする。

### 3.5 地震応答解析の解析ケース

#### 3.5.1 耐震評価における解析ケース

##### (1) 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

ガスタービン発電設備軽油タンク室は、構造物の大部分が地中に埋設された鉄筋コンクリート構造物であり、構造物の耐震性に支配的な損傷モードは地盤のせん断変形に伴う構造部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊となる。そのため、ばらつきを考慮する物性は、評価対象構造物周辺に主として盛土及びD級岩盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布し、これらの地盤が地震時に構造物への応答に大きく影響を与えると判断される場合は、これらの物性のばらつきについて影響を確認する。

ばらつきを考慮する物性は、地盤のせん断変形を定義するせん断弾性係数とし、平均値を基本ケース（全応力解析の場合は、表3-11に示すケース①，有効応力解析の場合は表3-11に示すケース⑥）とした場合に加えて、平均値 $\pm 1.0 \times$ 標準偏差( $\sigma$ )のケース（全応力解析の場合は、表3-11に示すケース②及び③，有効応力解析の場合は、表3-11に示すケース⑦及び⑧）について確認を行う。

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

##### (2) 材料物性のばらつきを考慮した解析ケース

ガスタービン発電設備軽油タンク室は、新設の構造物であり、許容応力度法による設計を行うなど、裕度を確保した設計とすることから、材料物性のばらつきを考慮した構造解析及び耐震評価は実施しない。

また、耐震評価における解析ケースの一覧を表3-11に示す。



表 3-11 ガスタービン発電設備軽油タンク室の耐震評価における解析ケースの一覧

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

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

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

\*3 : A-A断面(南北)に適用

### (3) 耐震評価における解析ケースの組合せ

ガスタービン発電設備軽油タンク室は、弱軸方向が明確であることから、弱軸方向(東西)を評価対象として耐震評価を行う。「3.1 地震応答解析手法」に示すとおり、弱軸方向(東西)に対する地震応答解析は全応力解析にて行うことから、基準地震動 $S_s$ (7波)及びこれらに水平動の位相反転を考慮した地震動(7波)を加えた全14波を用いてケース①(基本ケース)を実施する。

上記のケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において照査値が0.5を超えるすべての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて、図3-25に示すケース②及び③を実施する。また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

耐震評価に対する解析ケースの組合せを表3-12に示す。また、追加解析ケースを実施する地震動の選定フローを図3-26に示す。

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

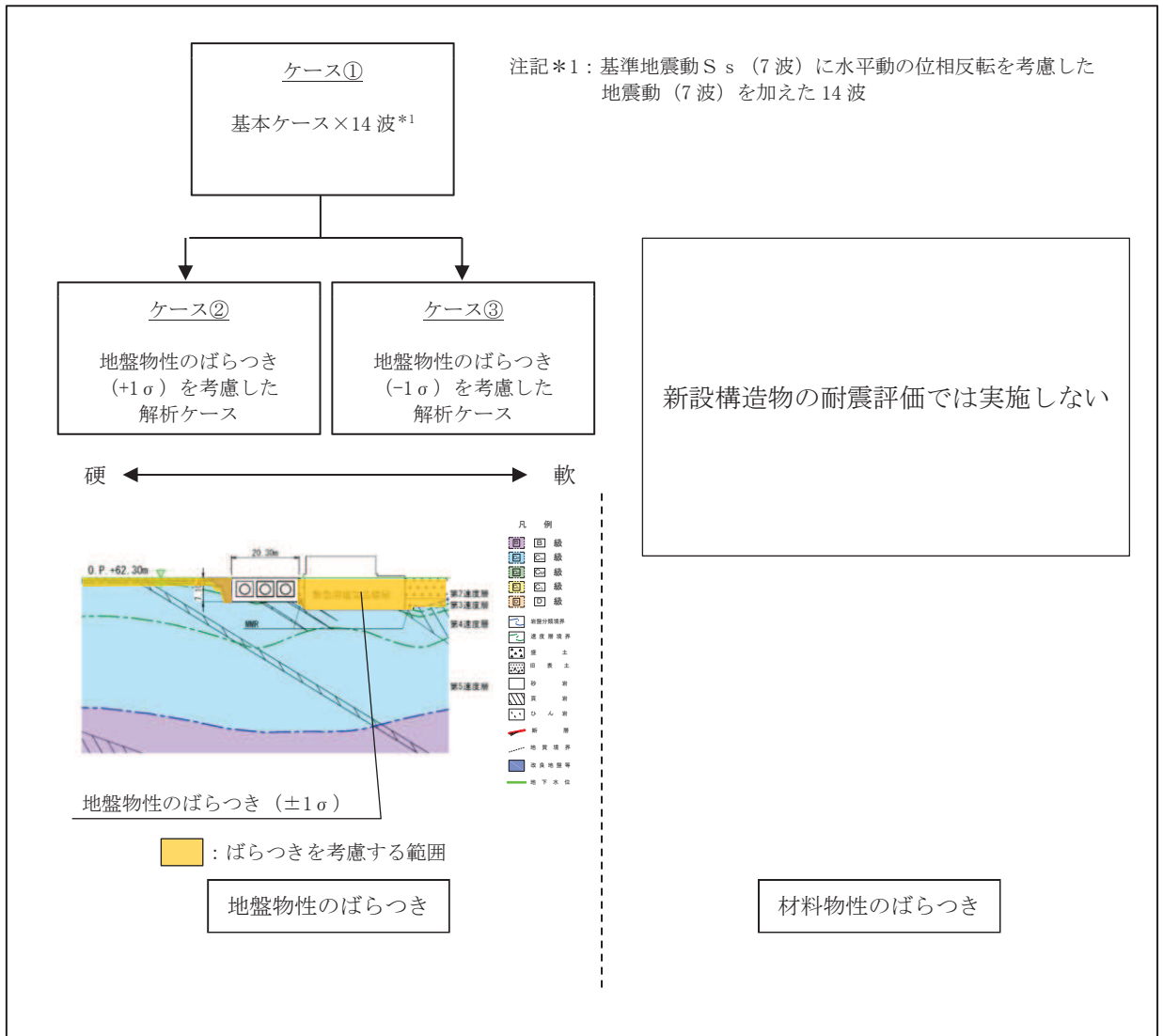


図 3-25 耐震評価における解析ケース

表 3-12 ガスタービン発電設備軽油タンク室の耐震評価における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値+1 $\sigma$	平均値-1 $\sigma$
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度
地震動 (位相)	S <sub>s</sub> -D1	++*	○	<p>【追加解析ケースについて】</p> <p>基準地震動 S<sub>s</sub> (7 波) に水平動の位相反転を考慮した地震動 (7 波) を加えた全 14 波に対し、全応力解析による基本ケース①を実施し、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊、基礎地盤の支持力照査の各照査項目ごとに照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい (許容限界に対する裕度が最も小さい) 地震動を用いてケース②及び③を実施する。</p> <p>すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②及び③を実施する。また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析ケースを実施する。</p>
		-+*	○	
	S <sub>s</sub> -D2	++*	○	
		-+*	○	
	S <sub>s</sub> -D3	++*	○	
		-+*	○	
	S <sub>s</sub> -F1	++*	○	
		-+*	○	
	S <sub>s</sub> -F2	++*	○	
		-+*	○	
	S <sub>s</sub> -F3	++*	○	
		-+*	○	
	S <sub>s</sub> -N1	++*	○	
		-+*	○	

注記\* : 耐震評価に当たっては、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 (土木学会 原子力土木委員会, 2005 年 6 月) に従い、水平方向の位相反転を考慮する。地震動の位相について、++の左側は水平動, 右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。

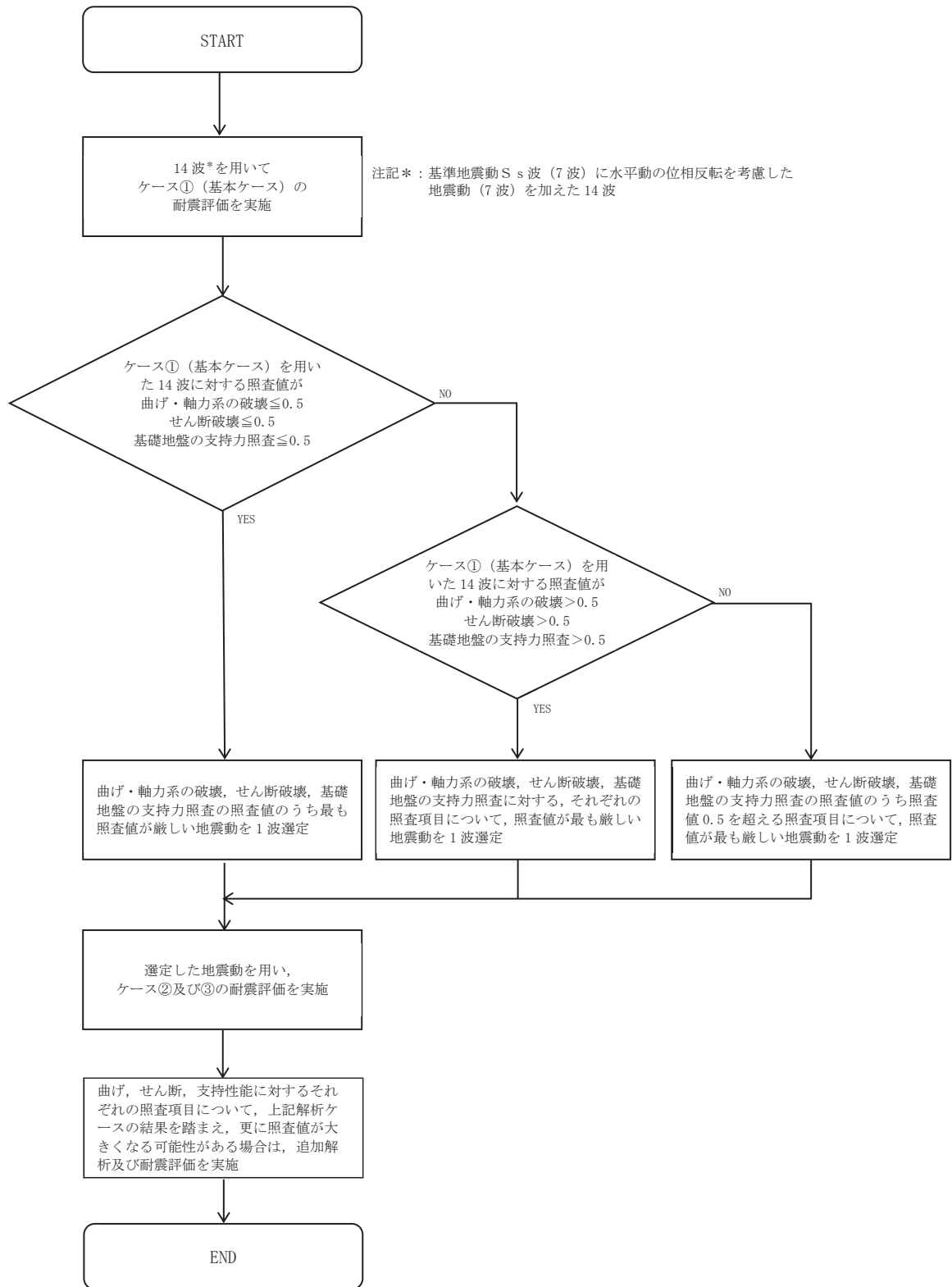


図 3-26 追加解析を実施する地震動の選定フロー

(4) 従方向荷重の選定

ガスタービン発電設備軽油タンク室は、弱軸方向が明確であることから、弱軸方向を評価対象として耐震評価を行う。主方向荷重（弱軸方向）に対し、加振方向に平行に配置される妻壁は面内荷重に抵抗しているが、従方向（強軸方向）の地震力に対しては、面外荷重の影響を受けることになる。よって、ガスタービン発電設備軽油タンク室は弱軸方向の耐震評価に加えて加振方向に平行に配置された壁部材への影響を確認するため、従方向の荷重を作用させる。

水平2方向載荷の耐震評価について、評価用地震動及び時刻は、基準地震動 $S_s$ （7波）、水平動の位相反転を考慮した地震動（7波）及びばらつきケースの中で最も照査値が厳しい地震動、時刻に対し実施する。

従方向荷重は、水平方向の慣性力を算出して用いる荷重とし、主方向荷重での地震時荷重算出時刻と同時刻の荷重を、位相を変えた地震動にて算出する。 $S_s - N1$ は観測波に基づいており地震動の方向に偏りがあり、基準地震動 $S_s$ と直交する地震動が基準地震動 $S_s$ に比べ小さいことから、 $S_s - N1$ が選定された場合は、2番目に照査値が厳しい地震動においても水平2方向評価を実施する。

なお、「3.1 地震応答解析手法」に示すとおり、強軸方向（南北）に対する地震応答解析は全応力解析及び有効応力解析を実施することから、各々の解析手法から得られた地震時荷重を弱軸方向の地震時荷重と組み合わせる。表3-13に解析手法及び解析ケースと弱軸方向と強軸方向の地震時荷重の組合せの関係を示す。

表3-13 弱軸方向と強軸方向の地震時荷重の組合せ

地震時荷重算出断面	B-B断面（東西） ：弱軸方向	A-A断面（南北） ：強軸方向	
		全応力解析	有効応力解析
解析手法	全応力解析	全応力解析	有効応力解析
解析ケース*	ケース①	ケース①	ケース⑥
	ケース②	ケース②	ケース⑦
	ケース③	ケース③	ケース⑧

注記\*：弱軸方向の耐震評価において、基本ケース及びばらつきケースの中で最も照査値が厳しい解析ケースを実施する。

### 3.5.2 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース

ガスタービン発電設備軽油タンク室に支持される機器・配管系の耐震評価に適用する床応答への保守的な配慮として、基準地震動  $S_s$  (7 波) 及び水平動の位相反転を考慮した地震動 (14 波) を用いて、ケース①に加え、図 3-27 に示すケース②～④の解析を実施する。また、建物・構築物で考慮しているコンクリートの初期剛性低下を考慮したケース (解析ケース⑤) について影響を確認する。

さらに、南北方向は、「3.1 地震応答解析手法」に示すとおり、地震応答解析として全応力解析及び有効応力解析を実施することから、ケース①～⑤に加えケース⑧を実施する。

ケース④の材料物性の設定について、ガスタービン発電設備軽油タンク室は新設構造物のため、「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「参考資料 5 新設する構造物のコンクリートの圧縮強度の設定」に基づき設定した圧縮強度とし、解析ケース④に用いるヤング係数をコンクリート標準示方書[設計編] (土木学会, 2017 年制定) (以下「コンクリート標準示方書 2017」という。) に基づき算出する。表 3-14 に実強度及びヤング係数を示す。

表 3-14 ガスタービン発電設備軽油タンク室の実強度及びヤング係数

実強度*	ヤング係数
36.1 N/mm <sup>2</sup>	29.8 kN/mm <sup>2</sup>

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

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

機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケースを表 3-15 に示す。

なお、基準地震動  $S_s$  (7 波) におけるケース⑤及びケース⑧の地震応答解析結果については、「参考資料 1 機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケースについて」に示す。

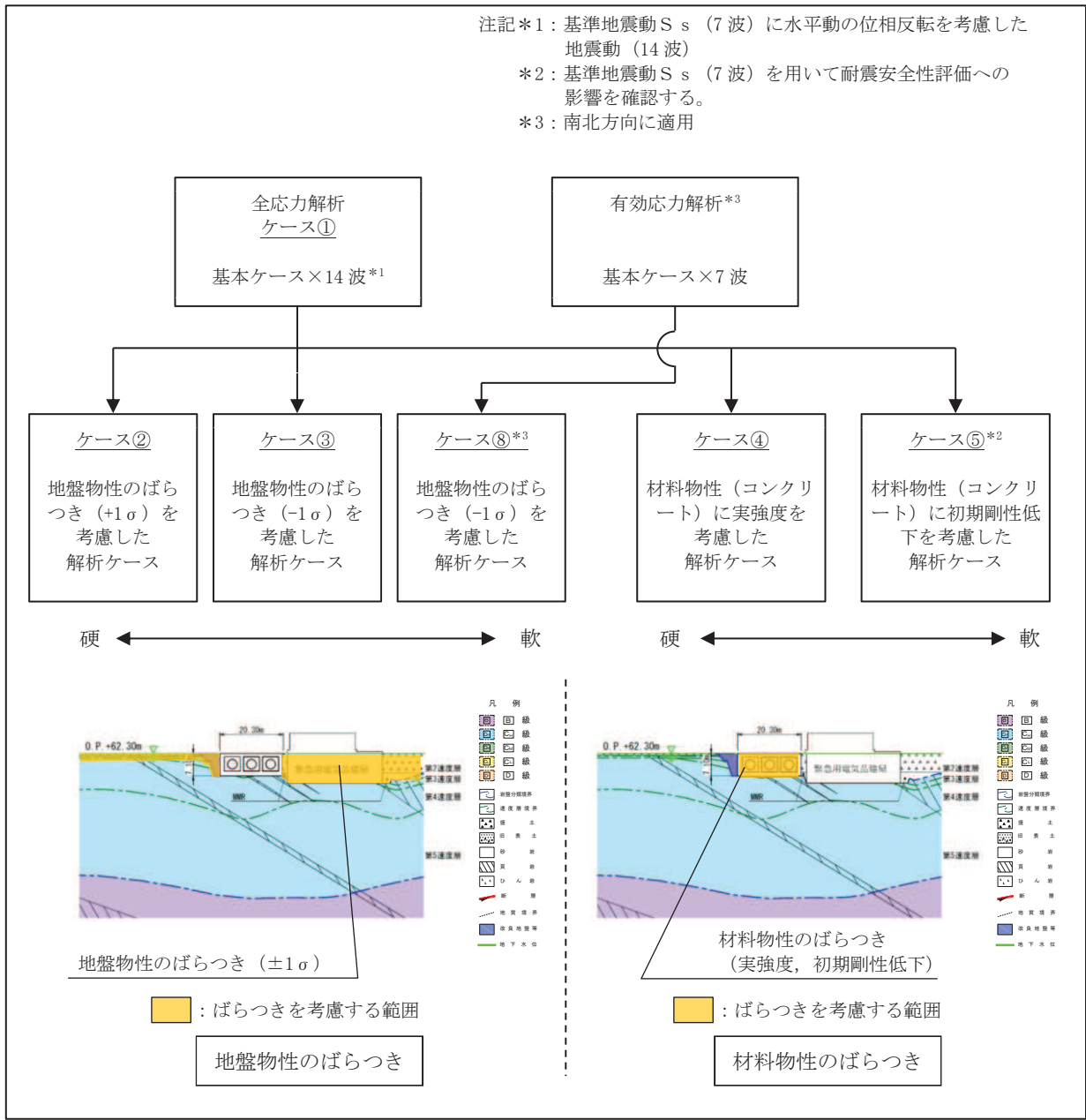


図 3-27 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース

表 3-15 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース（基準地震動 S s）

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

注記\*1：地震動の位相について，++の左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「−」は位相を反転させたケースを示す。

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

\*3：○は設計に用いる解析ケースを示し，△は影響検討ケースを示す。

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

\*5：A-A断面（南北）に適用



#### 4. 三次元構造解析

##### 4.1 解析手法

ガスタービン発電設備軽油タンク室は、加振方向に平行に配置される妻壁や隔壁を有する箱形構造物であることから、構造部材の応答値の算出は、三次元構造解析により行い、構造物の各部材を線形シェル要素でモデル化し、耐震評価を行う。

ガスタービン発電設備軽油タンク室は、常設重大事故等対処設備であるガスタービン発電設備軽油タンク等を間接支持しており、支持機能が要求される。

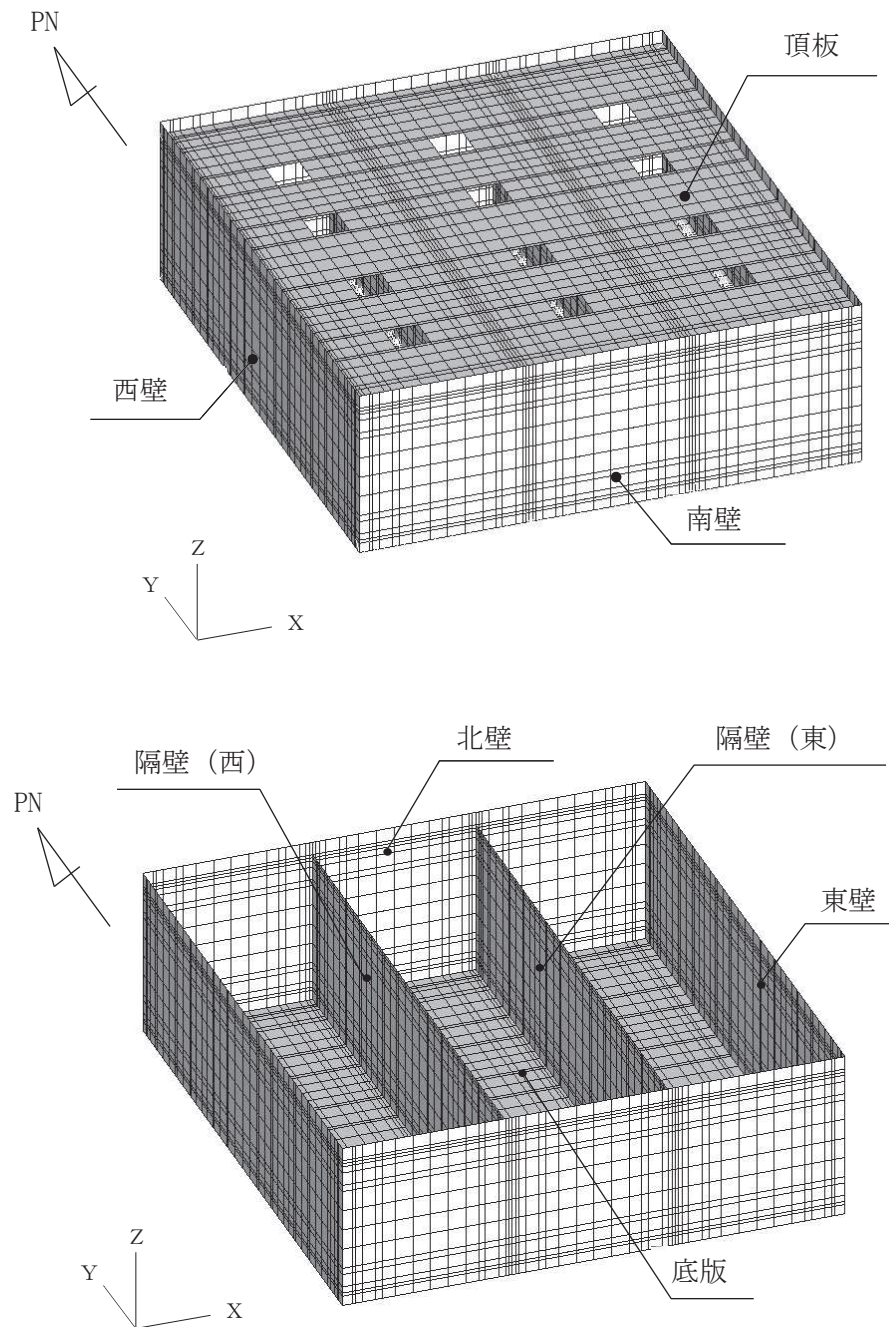
ガスタービン発電設備軽油タンク室は、新設の構造物となるため、構造物の各部材を線形シェル要素でモデル化し、耐震評価を行う。

ガスタービン発電設備軽油タンク室に作用する荷重は、二次元地震応答解析において構造物の評価に支配的な荷重が作用する時刻を選定し、当該時刻における地震時応答から設定する。三次元構造解析には、解析コード「SLAP Ver. 6.64」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

## 4.2 解析モデルの設定

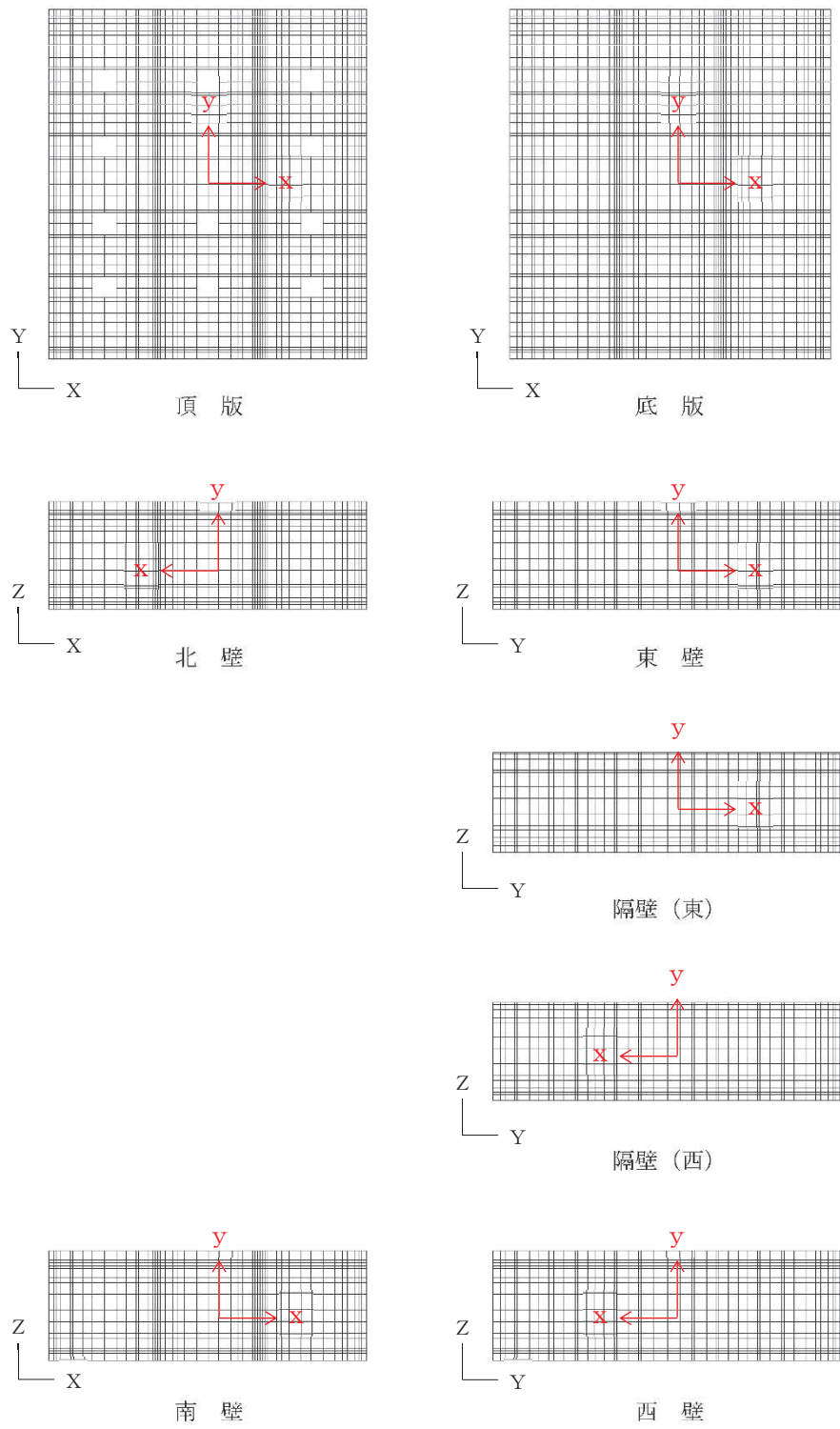
### 4.2.1 構造物のモデル化

構造物の各部材は線形シェル要素でモデル化する。モデル概念図を図4-1に、各部材の要素座標系を図4-2に示す。なお、開口部については、部材厚以上の開口をモデル化することとし、頂版に設置される開口をモデル化する。また、部材接合部の隅角部には剛域を設ける。剛域は、コンクリート標準示方書2017に基づき、図4-3に示す範囲とする。



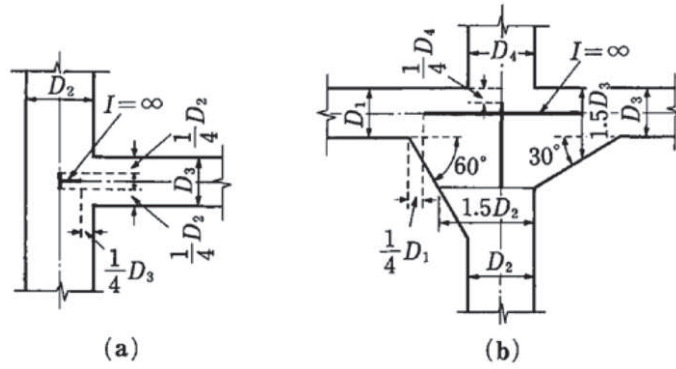
注：頂版は非表示

図4-1 三次元構造解析モデルの概念図



黒：全体座標系を示す  
 赤：要素座標系を示す

図 4-2 各部材の要素座標系



- a. ハンチが無い場合は部材端から1/4入った断面より内部を剛域とする
- b. 部材がその軸線に対して $30^\circ$ 以上傾斜するハンチを持つ場合には、部材高さが1.5倍となる断面より内部を剛域とする。ただし、ハンチの傾斜が $60^\circ$ 以上の場合は、ハンチの起点から部材高さの1/4入った断面から内部を剛域とする。

図4-3 剛域の設定（コンクリート標準示方書2017より引用）

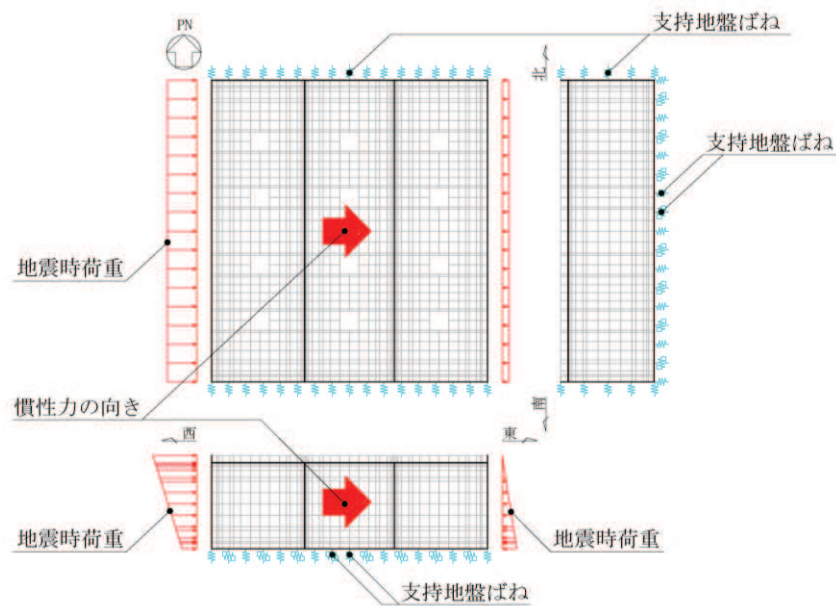
#### 4.2.2 地盤ばね要素

地盤ばねは、常時解析においては道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）（（社）日本道路協会，平成14年3月）・同解説に基づき設定する。

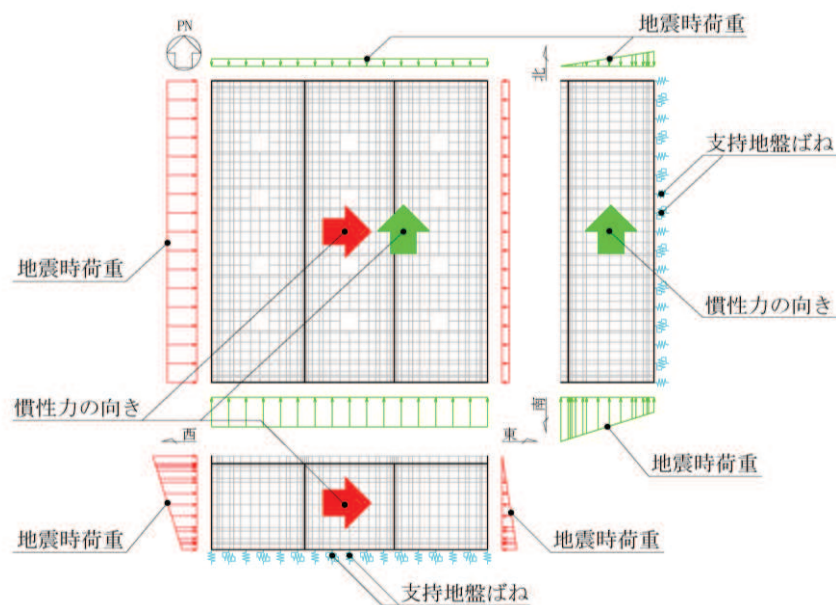
地震時解析においては、支持地盤は、地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し、「田治見の振動アドミッタンス理論」に基づき設定する。

側方地盤は、非線形ばねでモデル化し、妻壁の法線方向に取り付け、道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）（（社）日本道路協会，平成14年3月）・同解説に基づき設定する。地盤ばねの設定イメージ図を図4-4に示す。

1方向載荷時には、構造物下面及び載荷方向と直交する壁に地盤ばねを設定する。2方向載荷時には、構造物下面のみに地盤ばねを設定する。



(a) 1方向載荷



(b) 2方向載荷



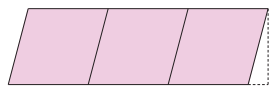
図4-4 地盤ばねの設定イメージ

### 4.3 照査時刻の選定

構造部材の健全性評価において、照査時刻は構造的特徴を踏まえ、損傷モードごと及び部材ごとに評価が厳しくなる時刻を地震応答解析の結果から複数選定する。表 4-1 に照査時刻の選定の考え方を示す。

なお、三次元構造解析においては、表 4-1 に示すすべての照査時刻に対して照査を実施する。選定された時刻については「6.1.1 各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果」に示す。

表 4-1 照査時刻の考え方

照査時刻	損傷モード	着目部位		荷重抽出時刻
時刻 1	曲げ・軸力系の破壊	壁 (面外)		頂底板間の層間変位が最大となる時刻
時刻 2	せん断破壊 (面外)	壁 (面外)		総水平荷重が最大となる時刻
時刻 3 (時刻 1)	せん断破壊 (面内)	壁 (面内)		面部材の層間変位が最大となる時刻



#### 4.4 入力荷重

三次元構造解析の入力荷重は「4.3 照査時刻の選定」にて選定した照査時刻に対し，地震応答解析から同時刻における水平荷重及び鉛直荷重の応答値を抽出し，算定する。入力荷重の一覧を表4-2に，各入力荷重の算定フローを図4-5に示す。常時荷重は，表3-8に示す荷重を考慮する。

表4-2 入力荷重一覧

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

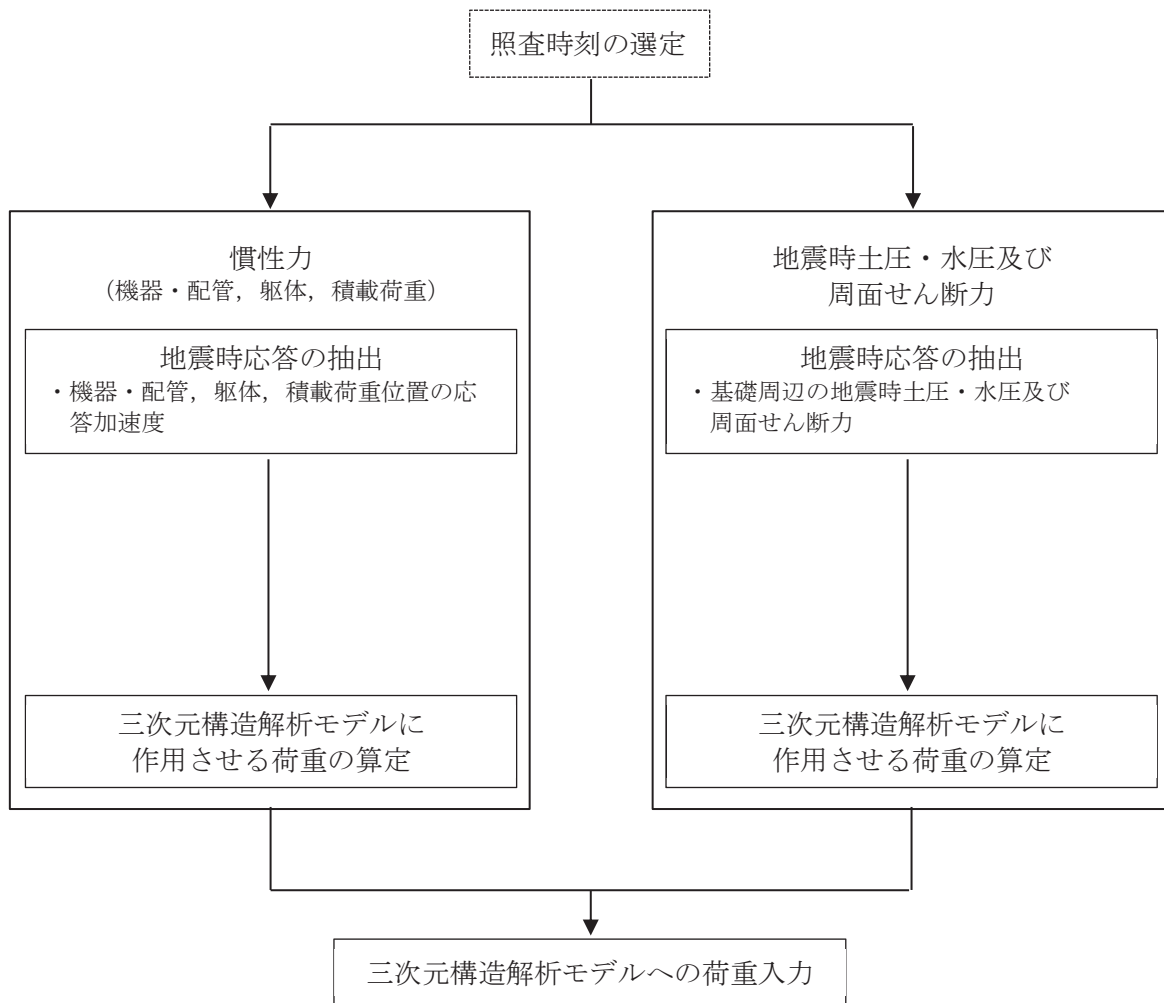


図 4-5 各入力荷重の算定フロー



#### 4.4.1 常時荷重

##### (1) 躯体自重

躯体の体積に鉄筋コンクリートの密度を乗じて設定する。

##### (2) 静止土圧及び外水圧

地震応答解析の常時応力解析から求まる静止土圧及び外水圧を躯体側面に作用させる。

静止土圧及び外水圧の载荷概念図を図4-6に示す。なお、静止土圧及び外水圧は、奥行方向に一様に载荷する。

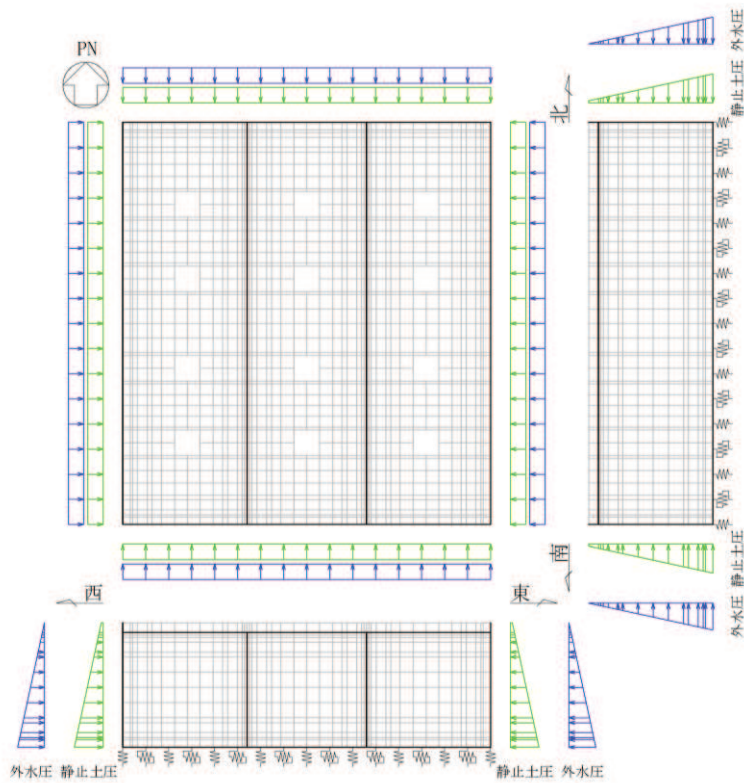


図4-6 静止土圧及び外水圧の载荷概念図

(3) 機器・配管荷重

機器・配管系の重量に基づいて設定する。機器・配管荷重図を図4-7に示す。

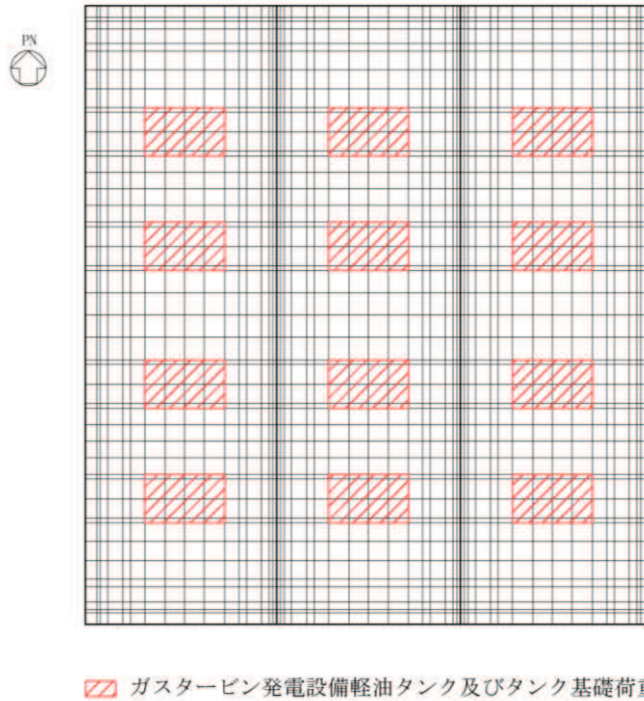


図4-7 機器・配管荷重図（底版上）

(4) 積載荷重

地震時にガスタービン発電設備軽油タンク室に作用する積載荷重は、積雪荷重以外は想定されないが、保守的な配慮として頂版上に  $4.9\text{kN/m}^2$  を考慮する。なお、地表面に作用する積載荷重は、常時応力解析から得られる静止土圧に含まれる。

#### 4.4.2 慣性力

機器・配管，躯体，積載荷重の慣性力は，地震応答解析により算定される躯体及び機器・配管の位置の応答加速度分布から算定する。応答加速度の抽出位置を図4-8に示す。

算定した慣性力は，図4-9に示すとおり，三次元構造解析モデルに入力する。

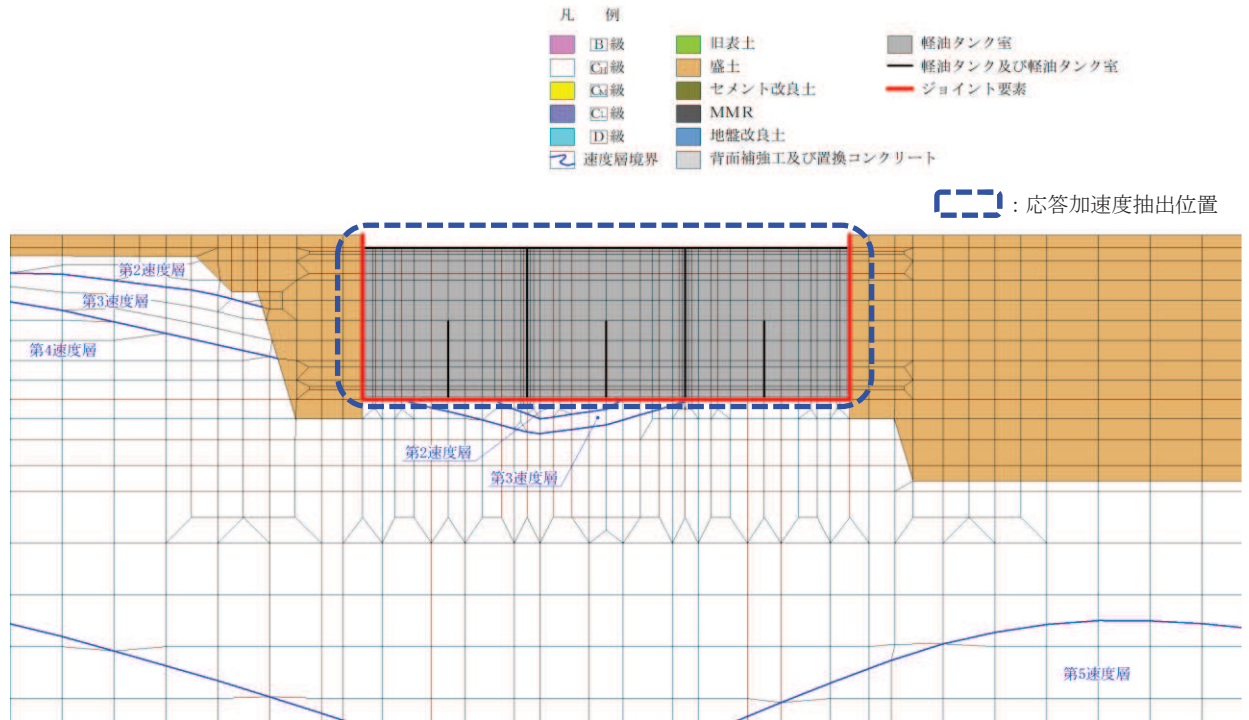


図4-8 応答加速度の抽出位置

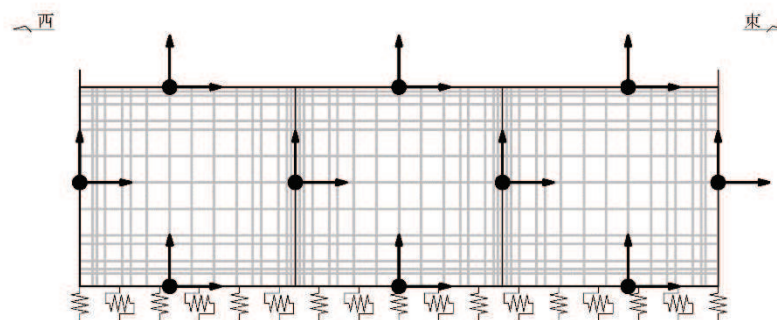


図4-9 三次元構造解析モデルに入力する慣性力の概念図

#### 4.4.3 地震時土圧・水圧及び周面せん断力

躯体側面に作用する地震時土圧・水圧及び周面せん断力は、地震応答解析モデルにおいて各部位に接するジョイント要素の、照査時刻における要素応力から算定する。地震時土圧・水圧及び周面せん断力の抽出位置を図4-10に示す。また、算定した地震時土圧・水圧及び周面せん断力は、図4-11に示すとおり、ガスタービン発電設備軽油タンク室の三次元構造解析モデルに入力する。

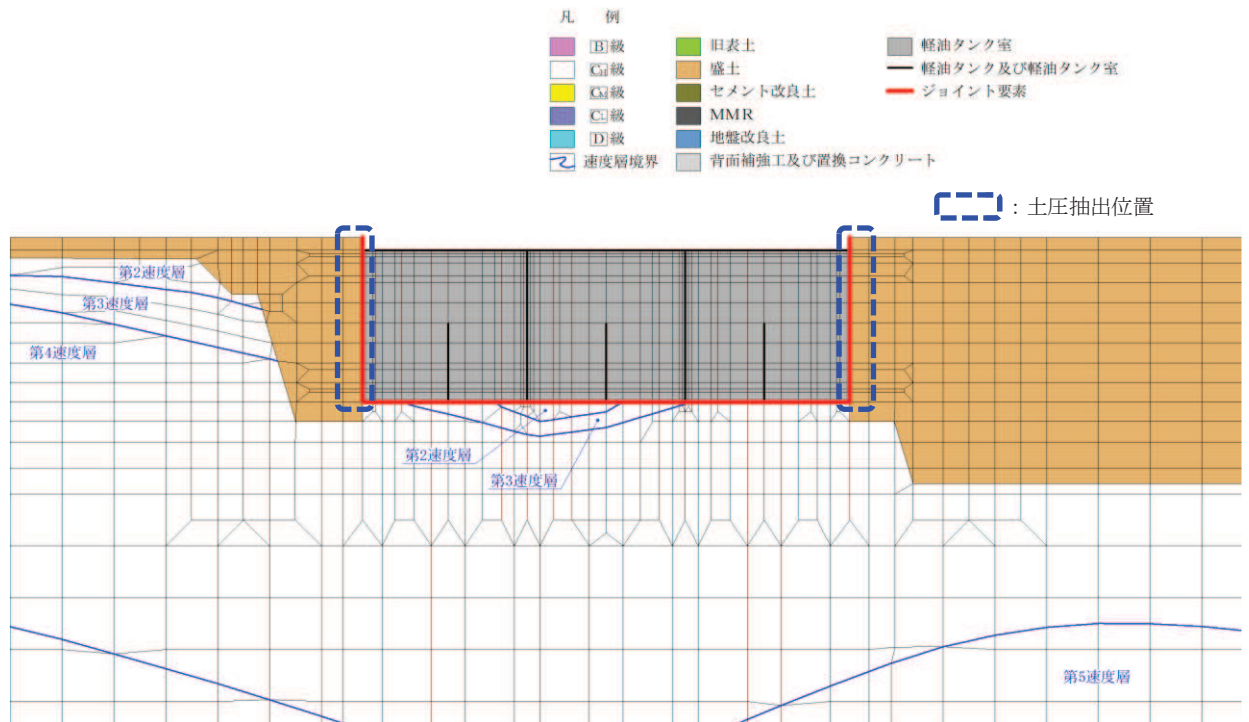


図4-10 地震時土圧・水圧及び周面せん断力抽出位置

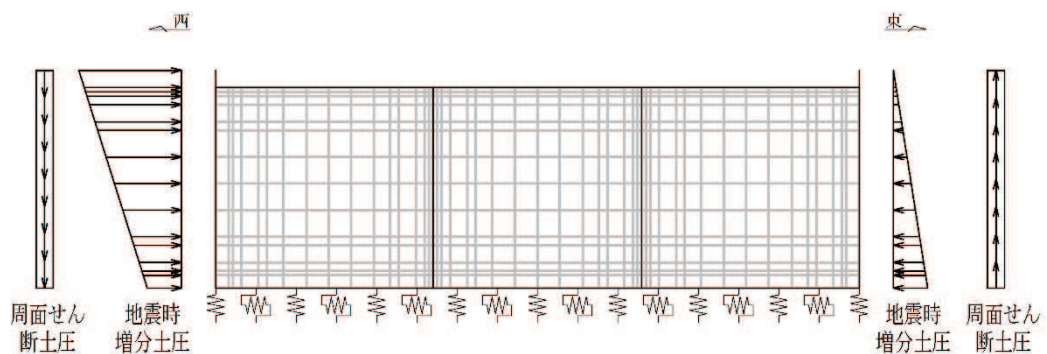


図4-11 地震時土圧・水圧及び周面せん断力の概念図

5. 評価内容

5.1 入力地震動の設定

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

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

図 5-1 に入力地震動算定の概念図を、図 5-2～図 5-15 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「microSHAKE/3D Ver. 2.3.3」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

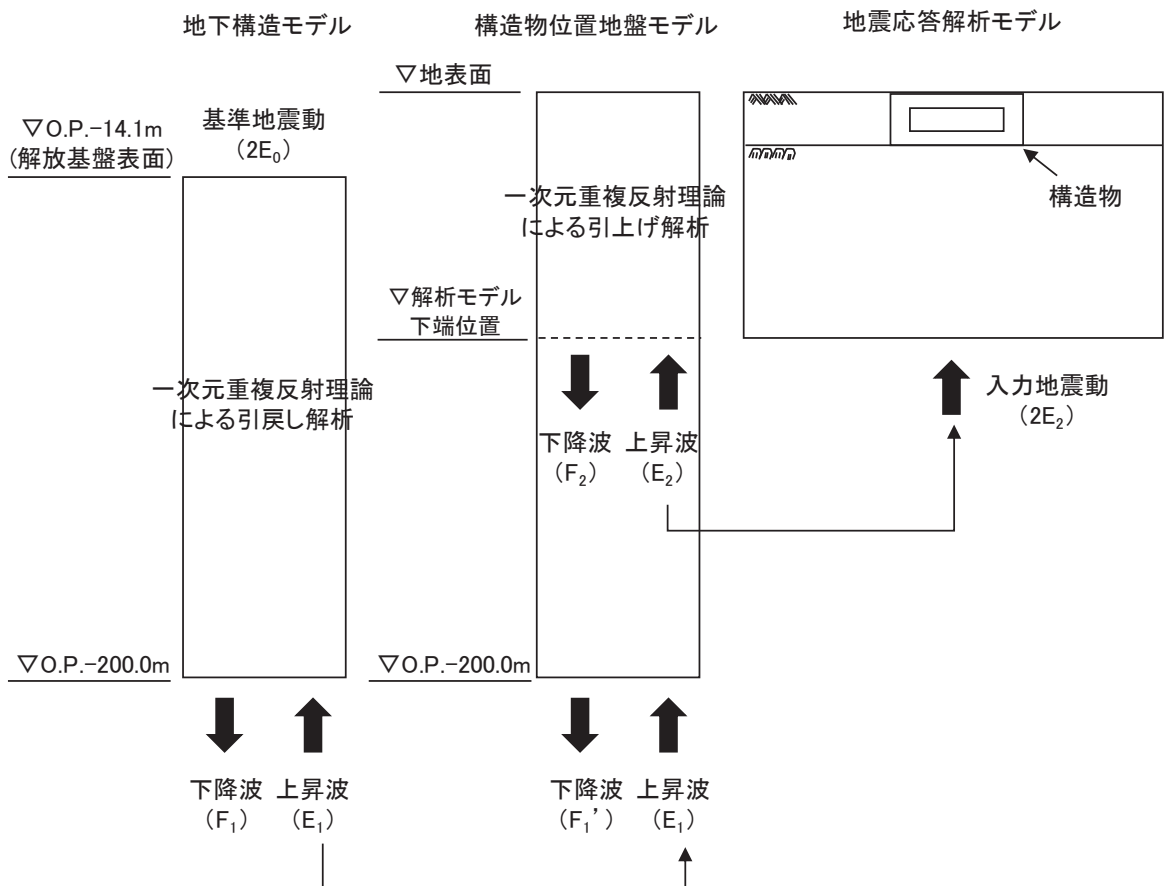
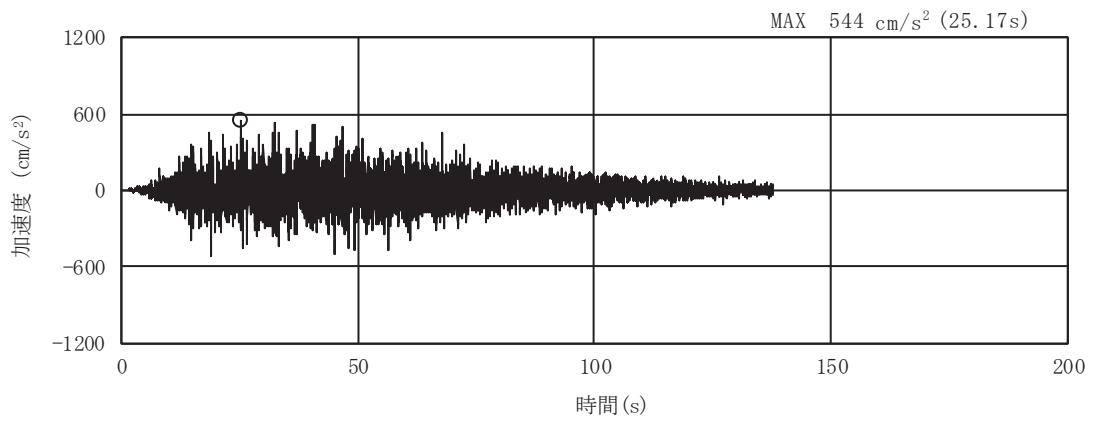
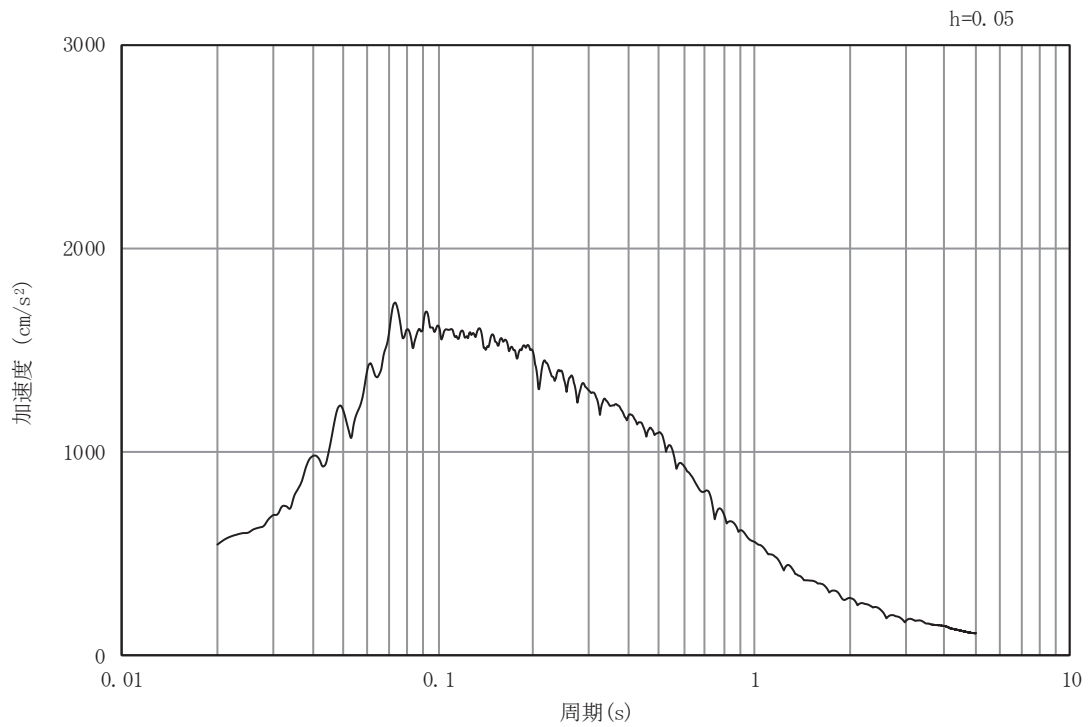


図 5-1 入力地震動算定の概念図 (基準地震動  $S_s$ )

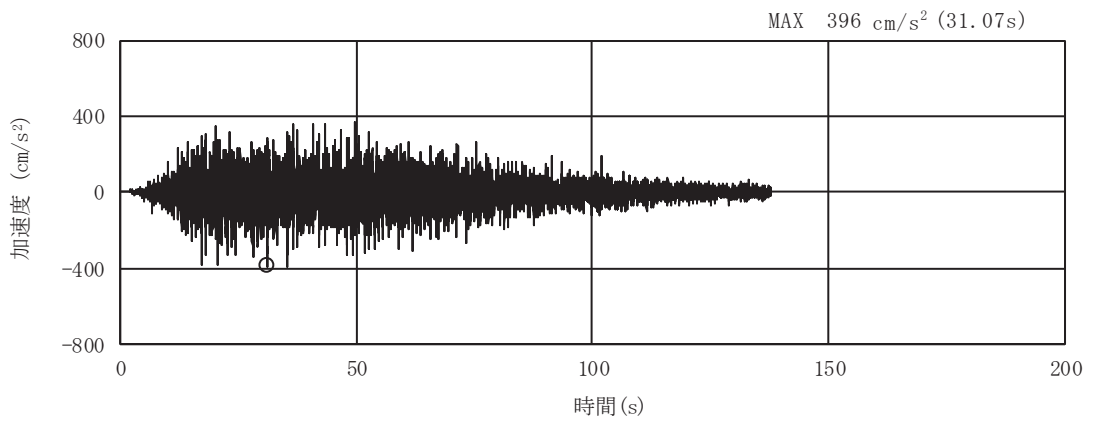


(a) 加速度時刻歴波形

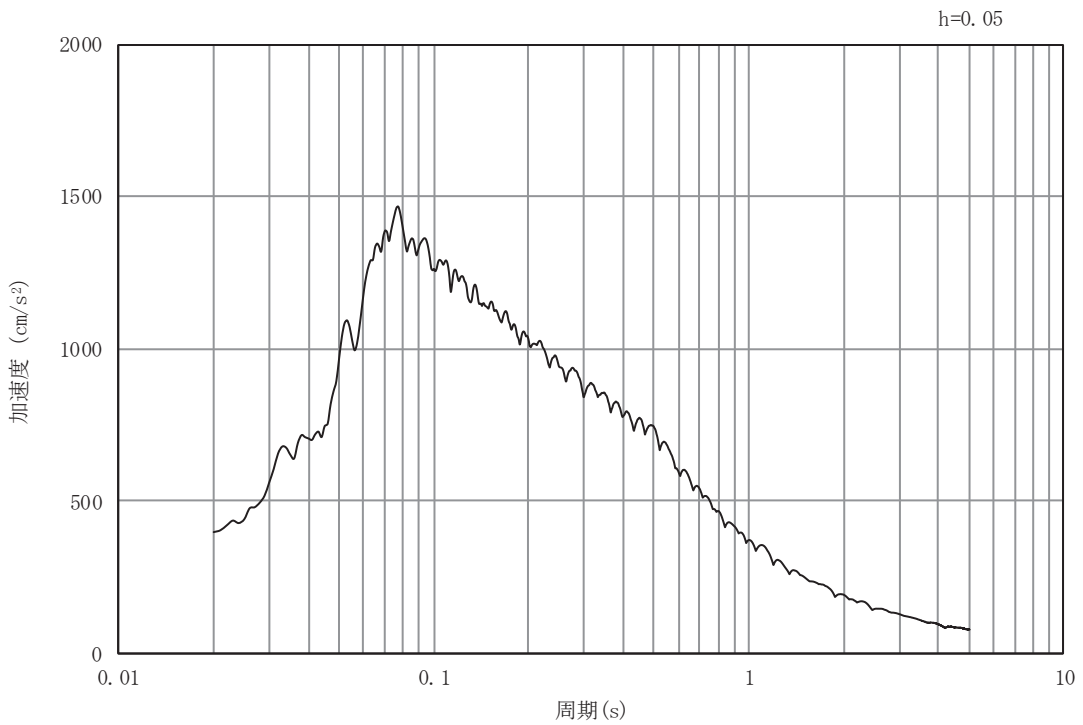


(b) 加速度応答スペクトル

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

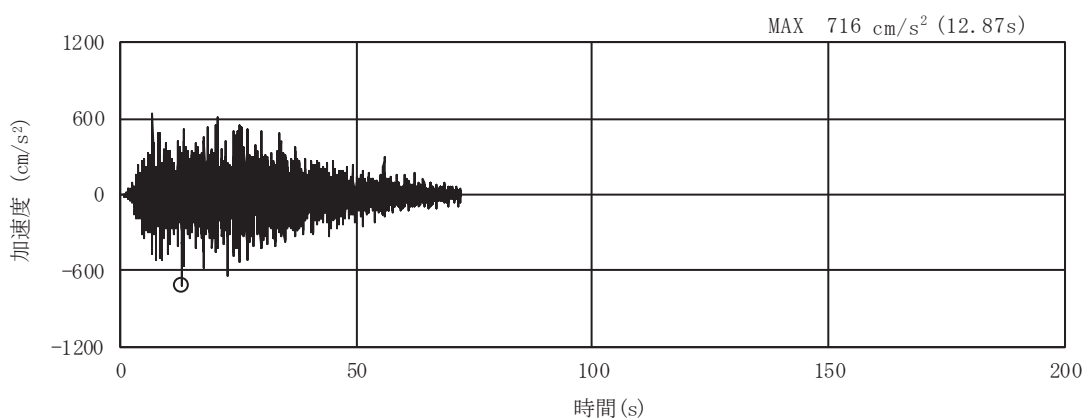


(a) 加速度時刻歴波形

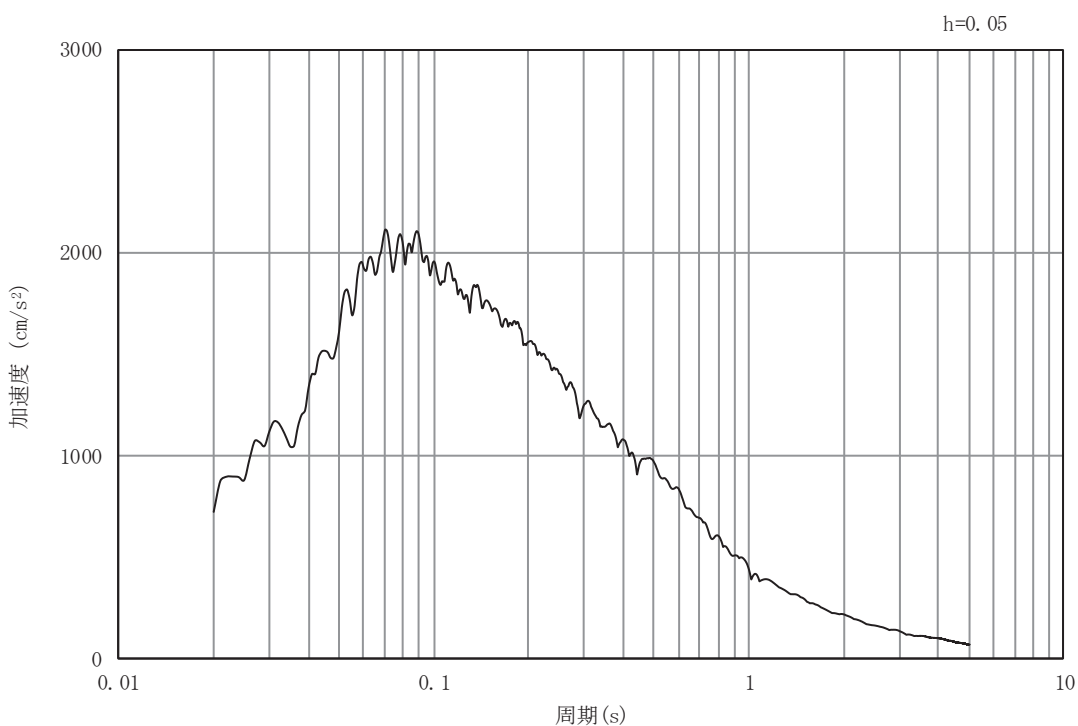


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-3 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s - D 1)



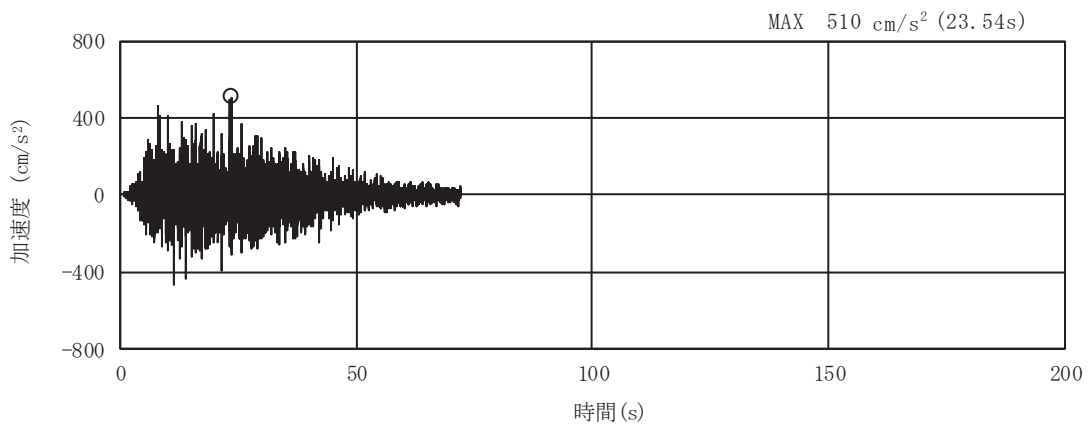
(a) 加速度時刻歴波形



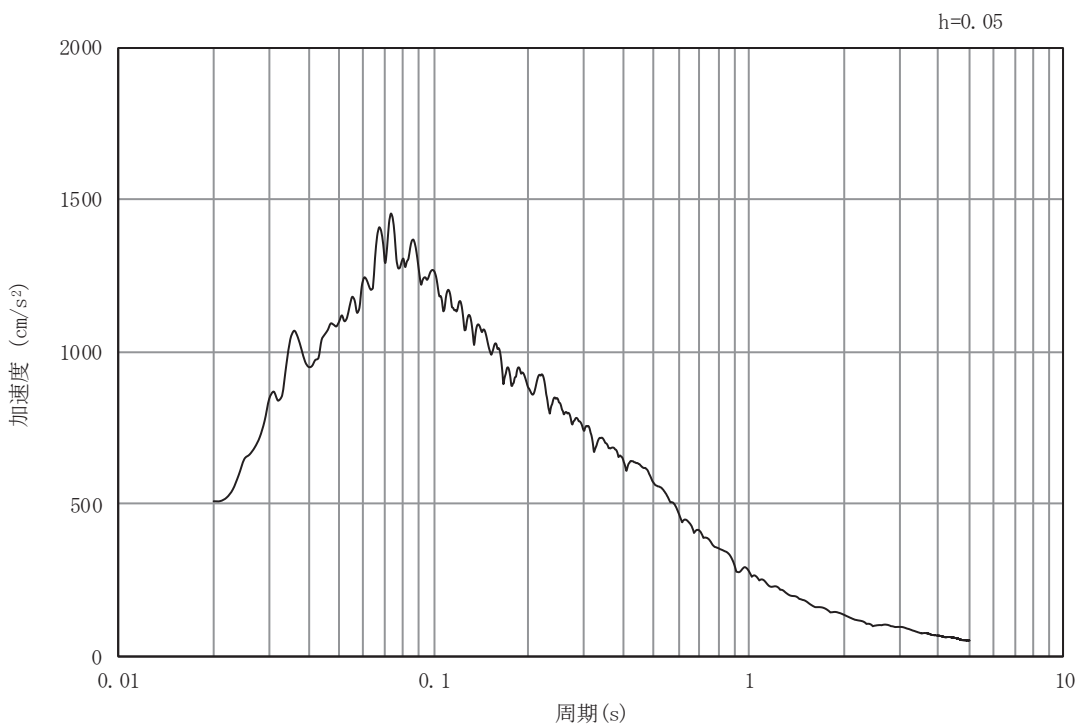
(b) 加速度応答スペクトル

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



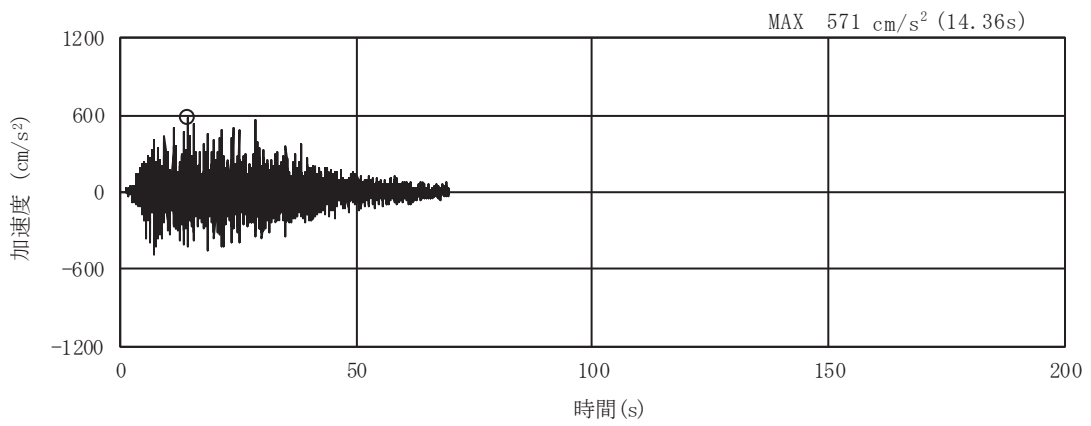


(a) 加速度時刻歴波形

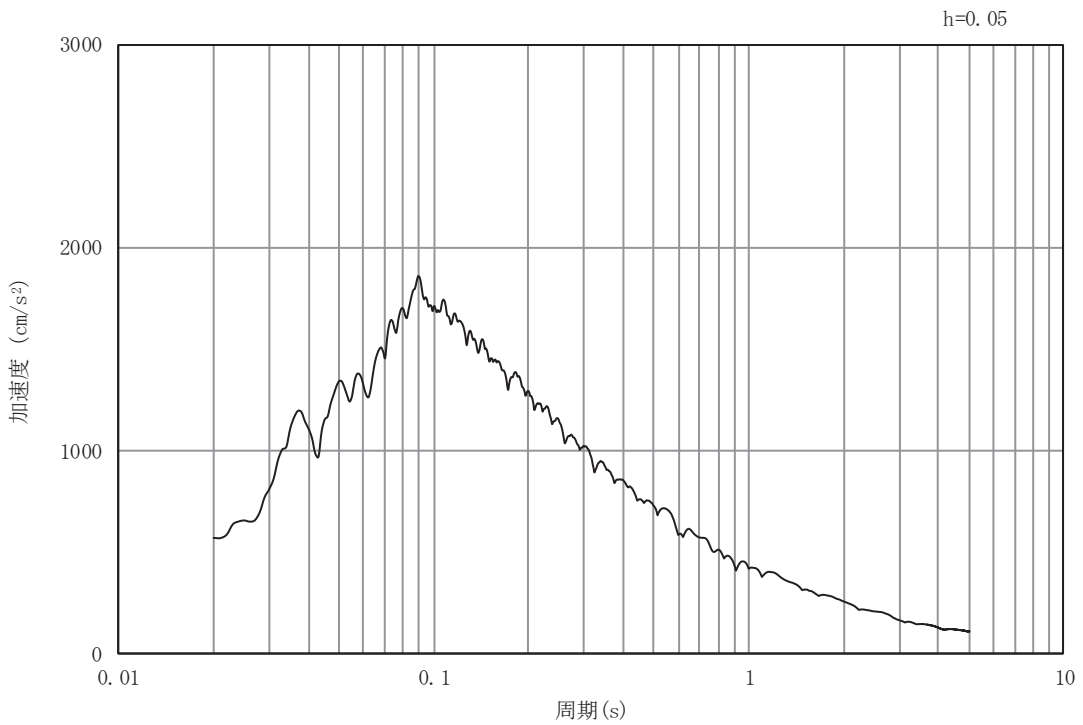


(b) 加速度応答スペクトル

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

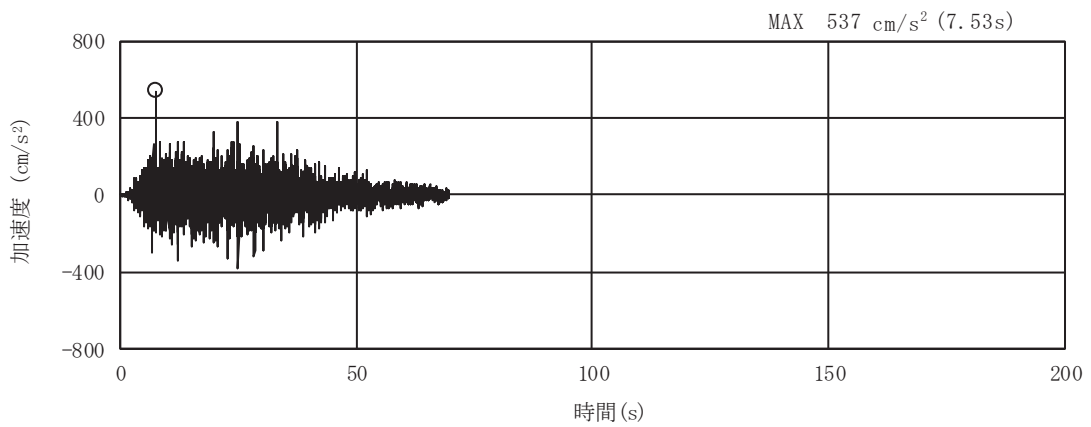


(a) 加速度時刻歴波形

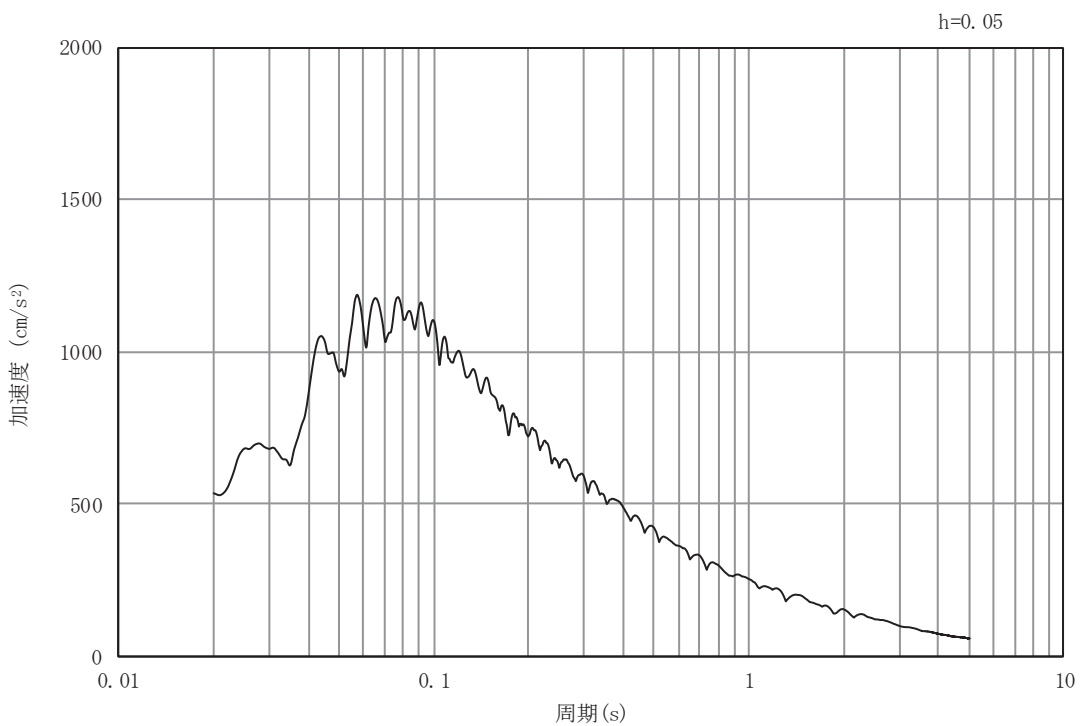


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-6 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s - D 3)

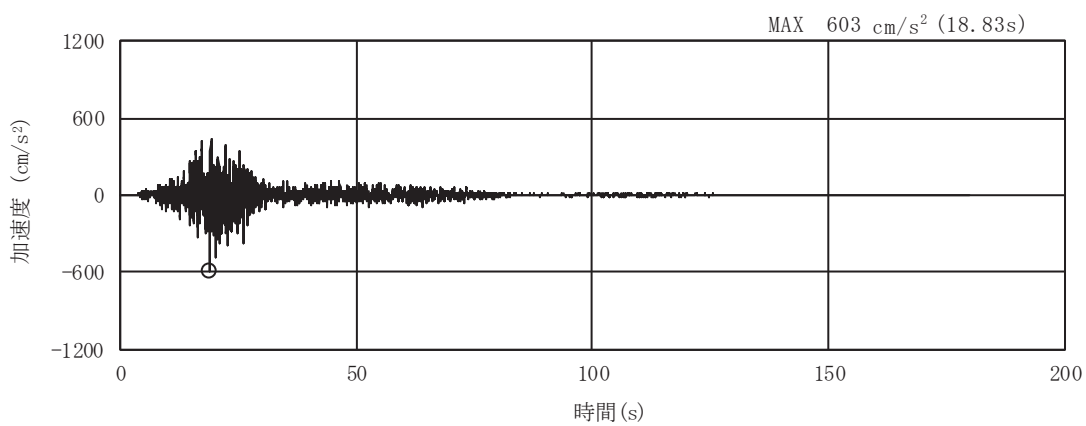


(a) 加速度時刻歴波形

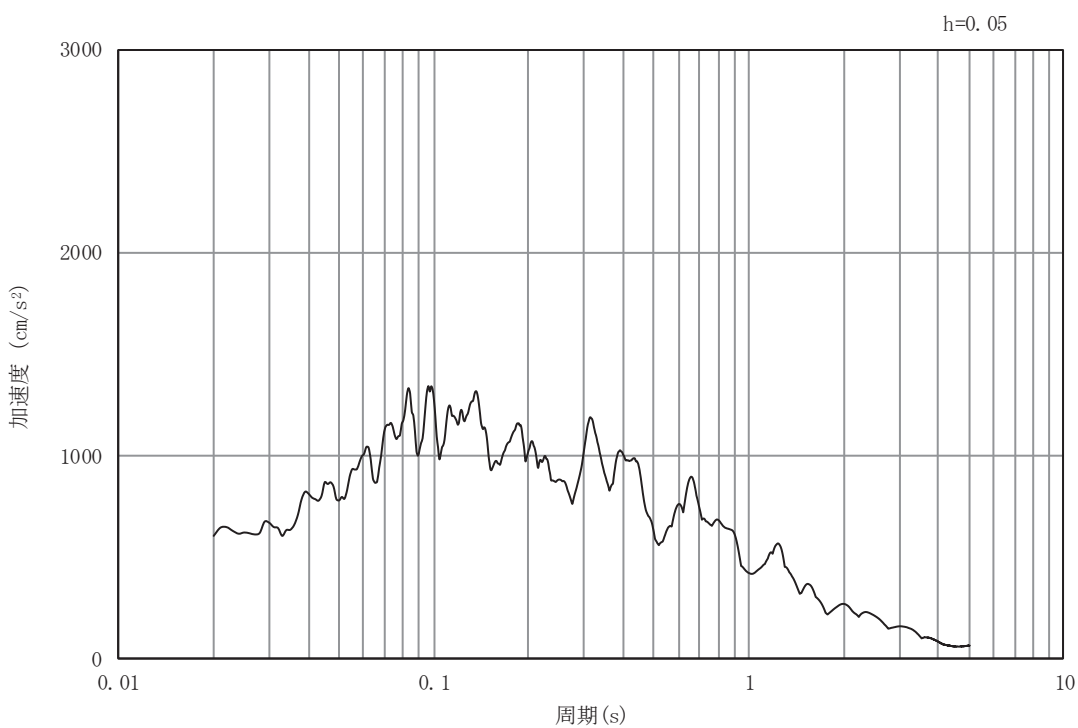


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-7 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s - D 3)

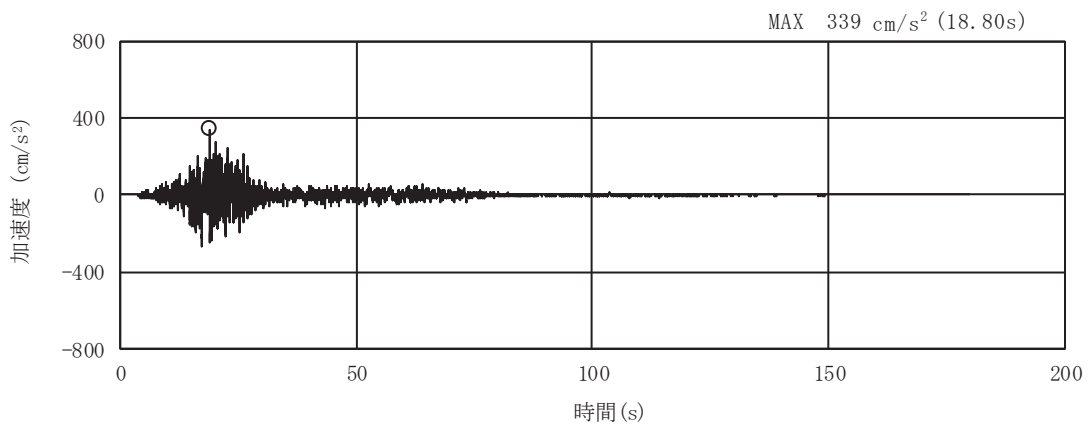


(a) 加速度時刻歴波形

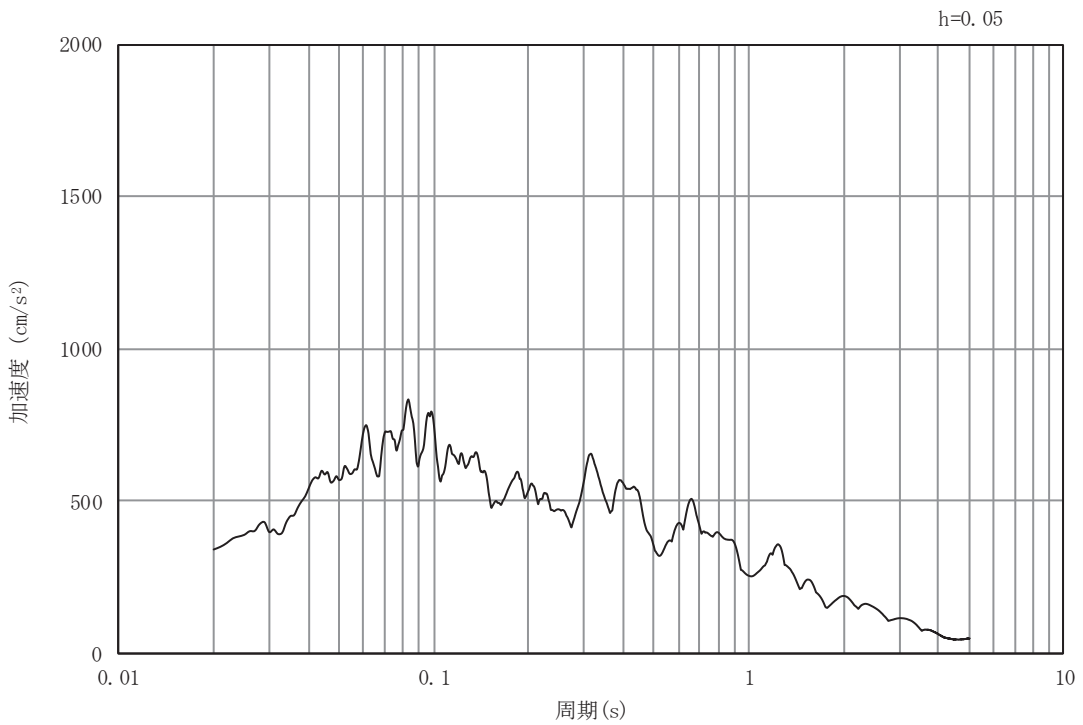


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s - F 1)

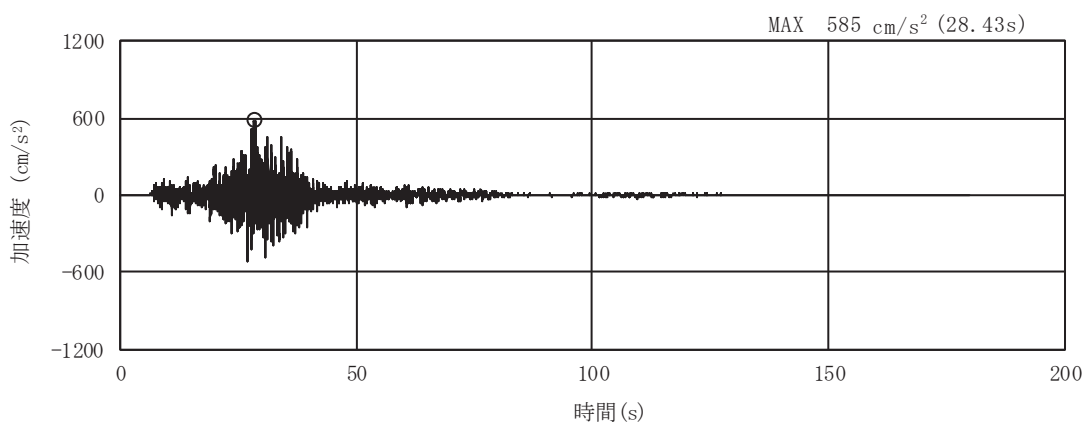


(a) 加速度時刻歴波形

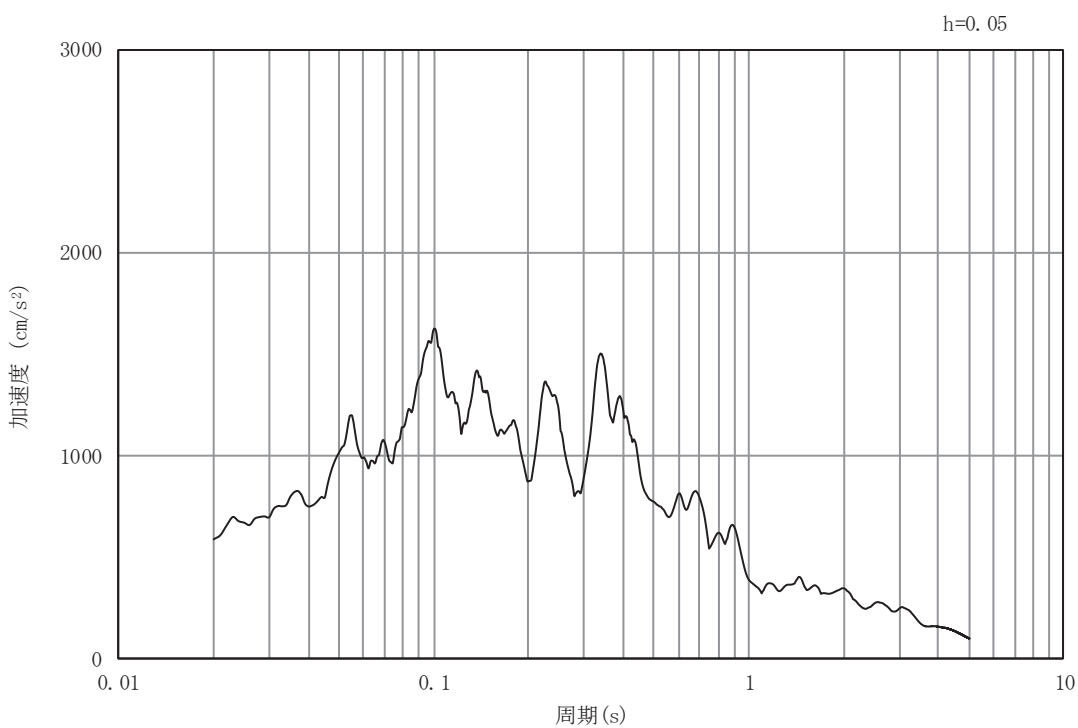


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-9 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s - F 1)

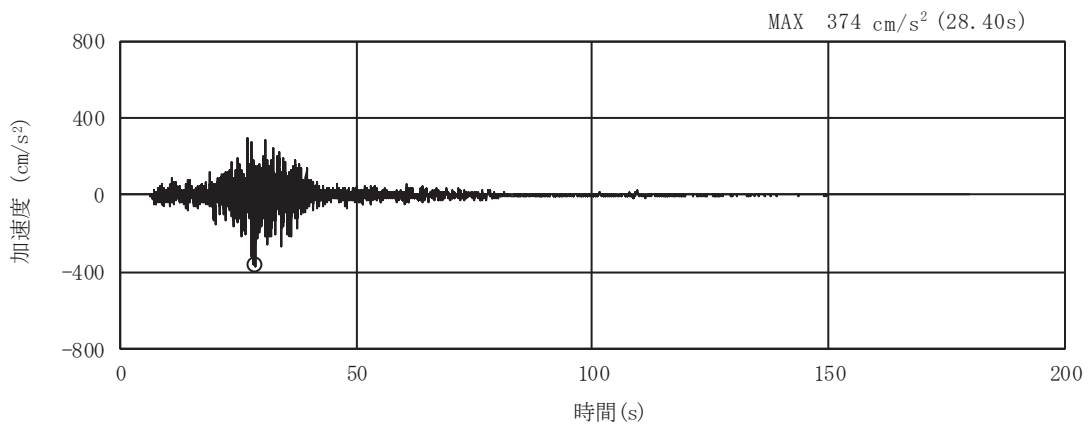


(a) 加速度時刻歴波形

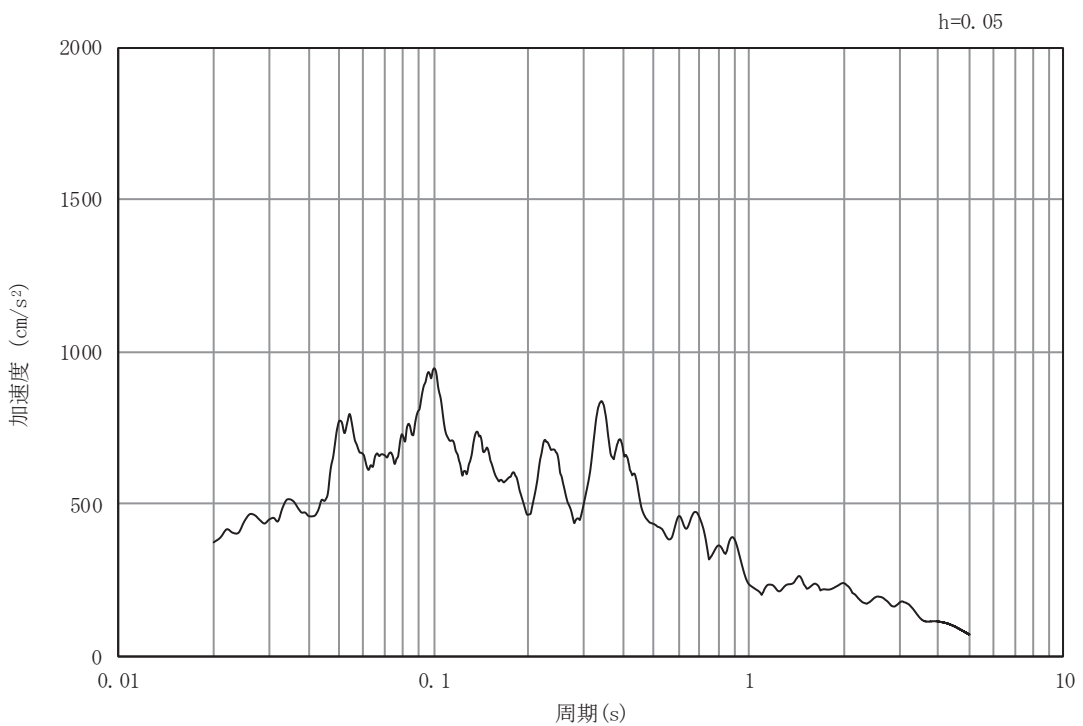


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s - F 2)

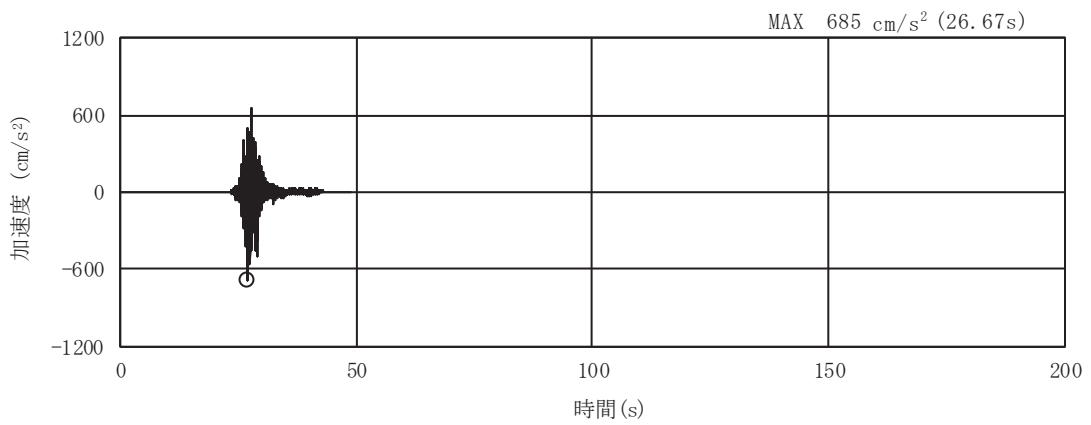


(a) 加速度時刻歴波形

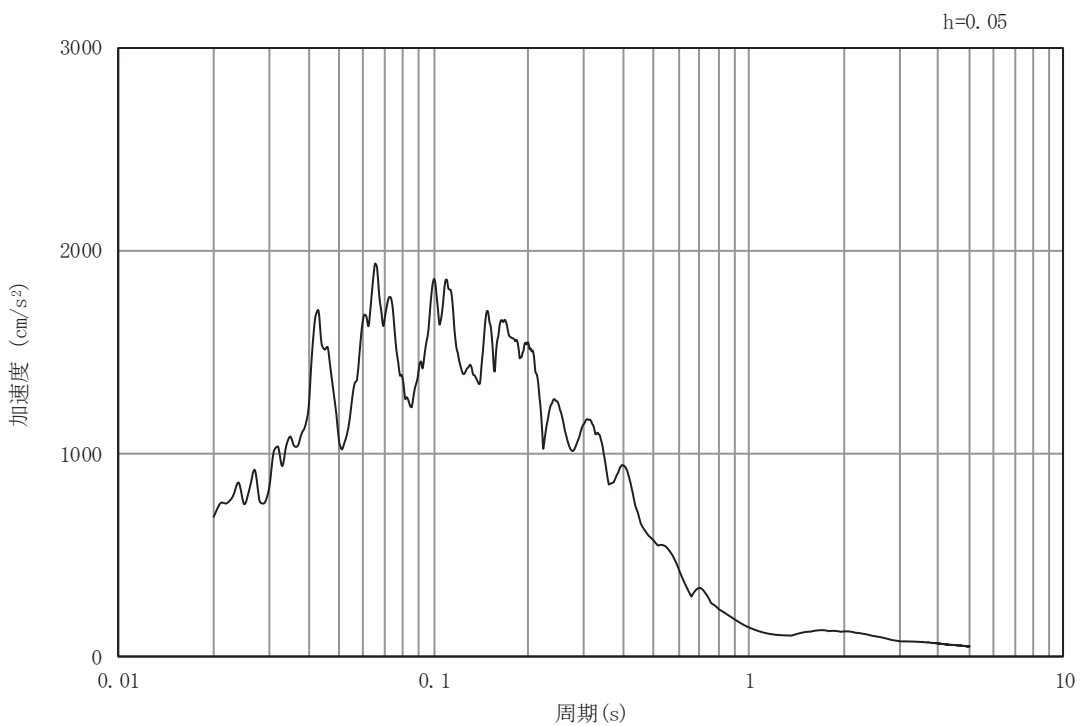


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s - F 2)



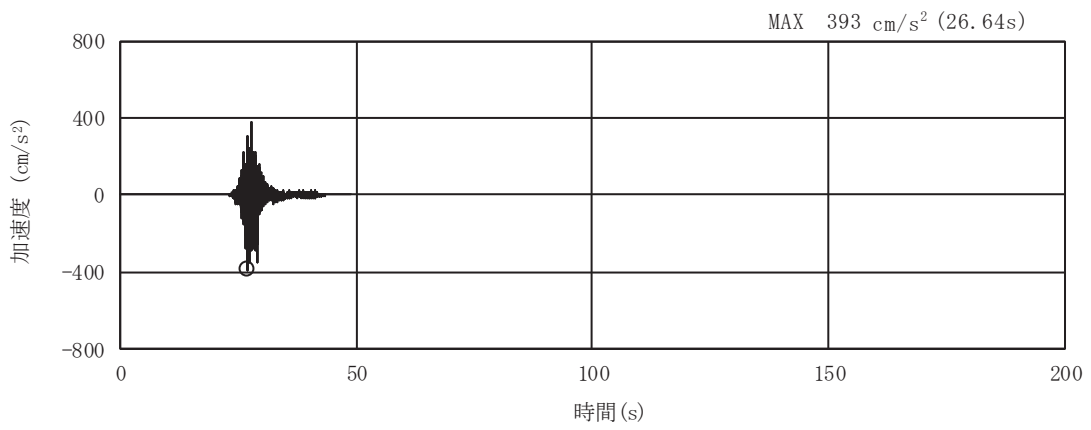
(a) 加速度時刻歴波形



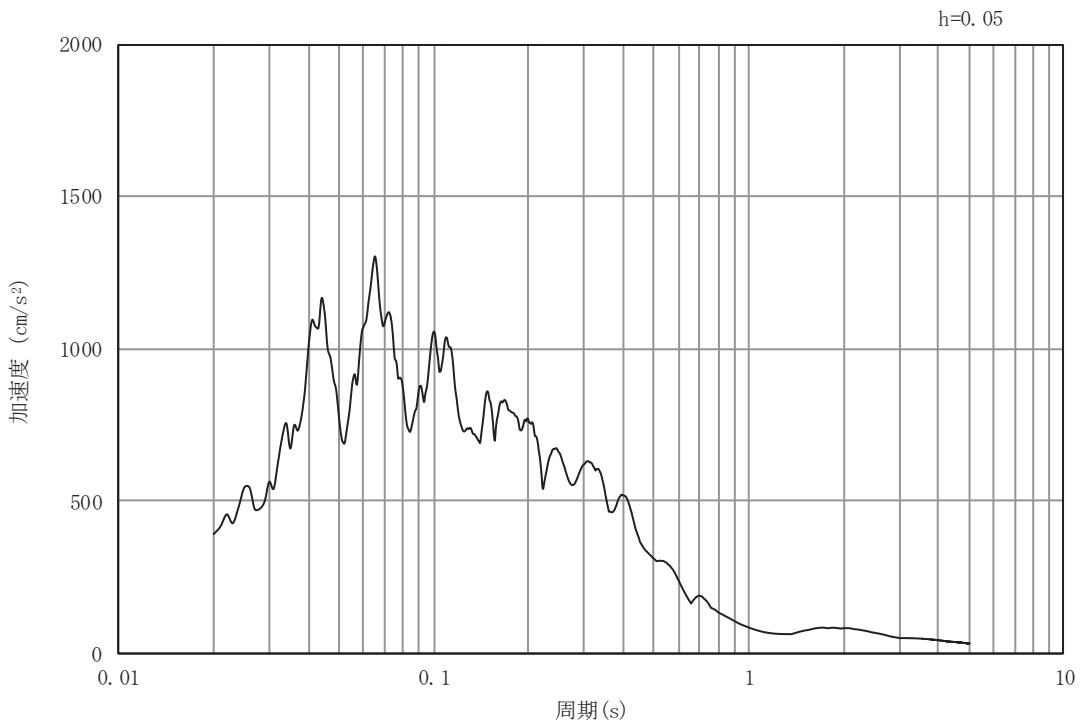
(b) 加速度応答スペクトル

図 5-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s - F 3)



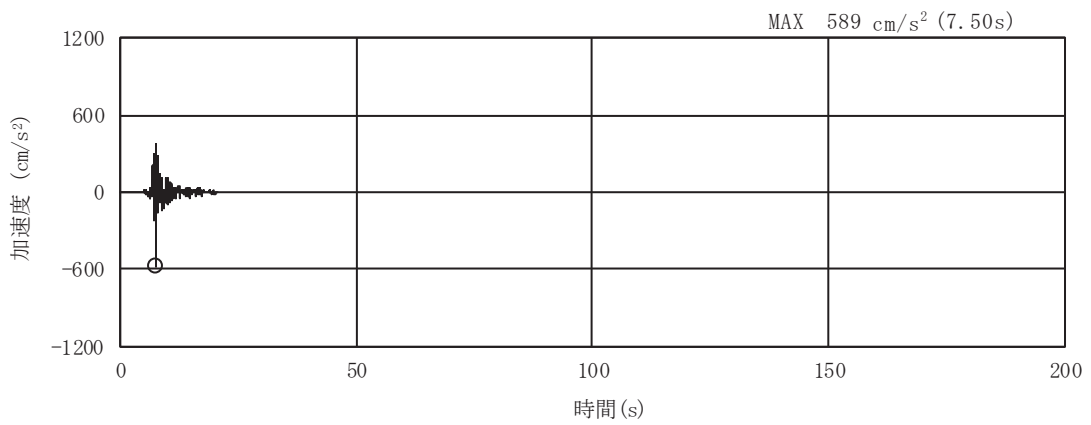


(a) 加速度時刻歴波形

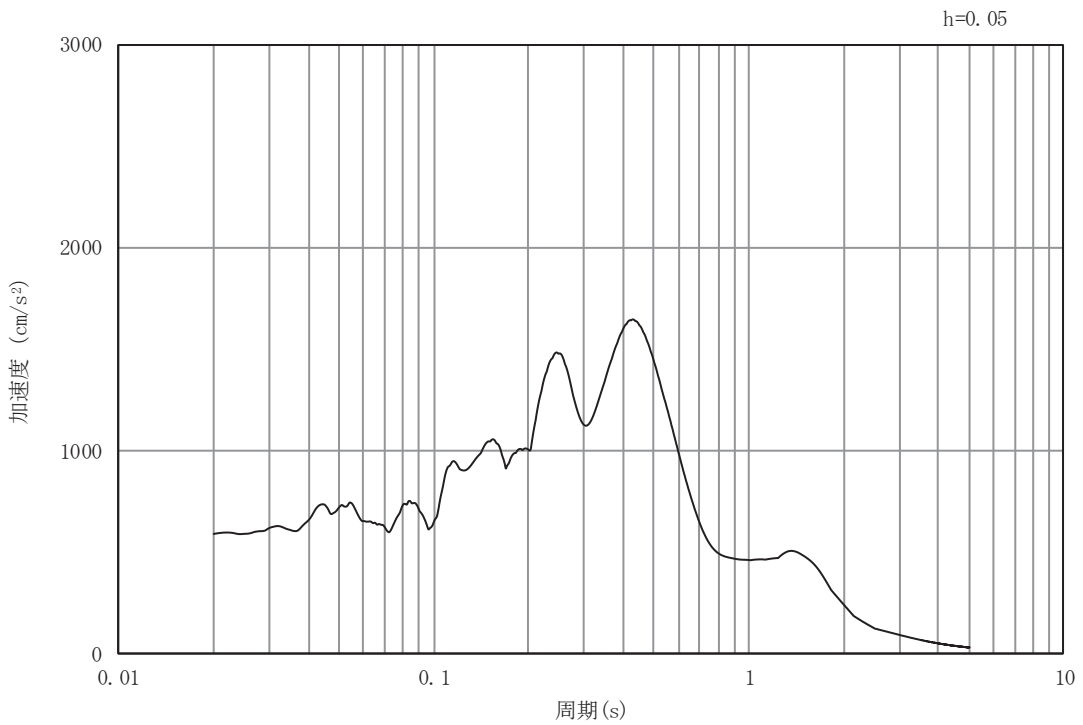


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s - F 3)

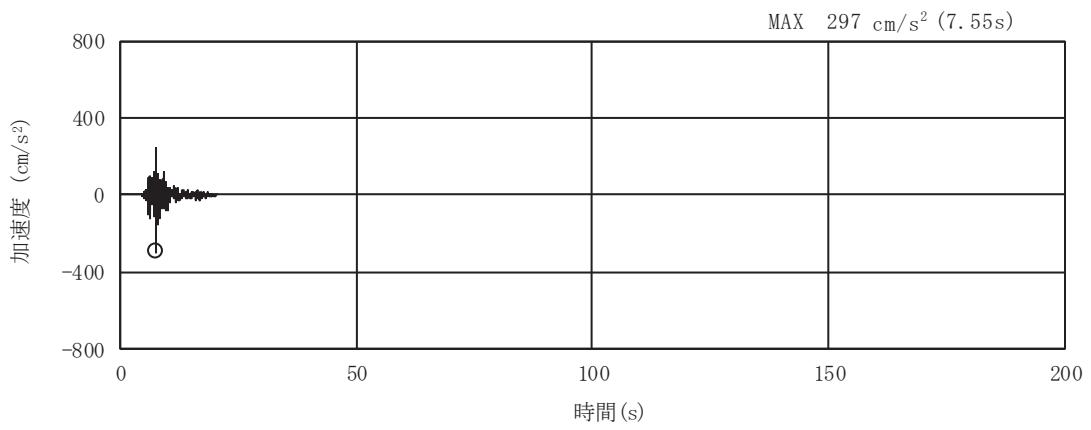


(a) 加速度時刻歴波形

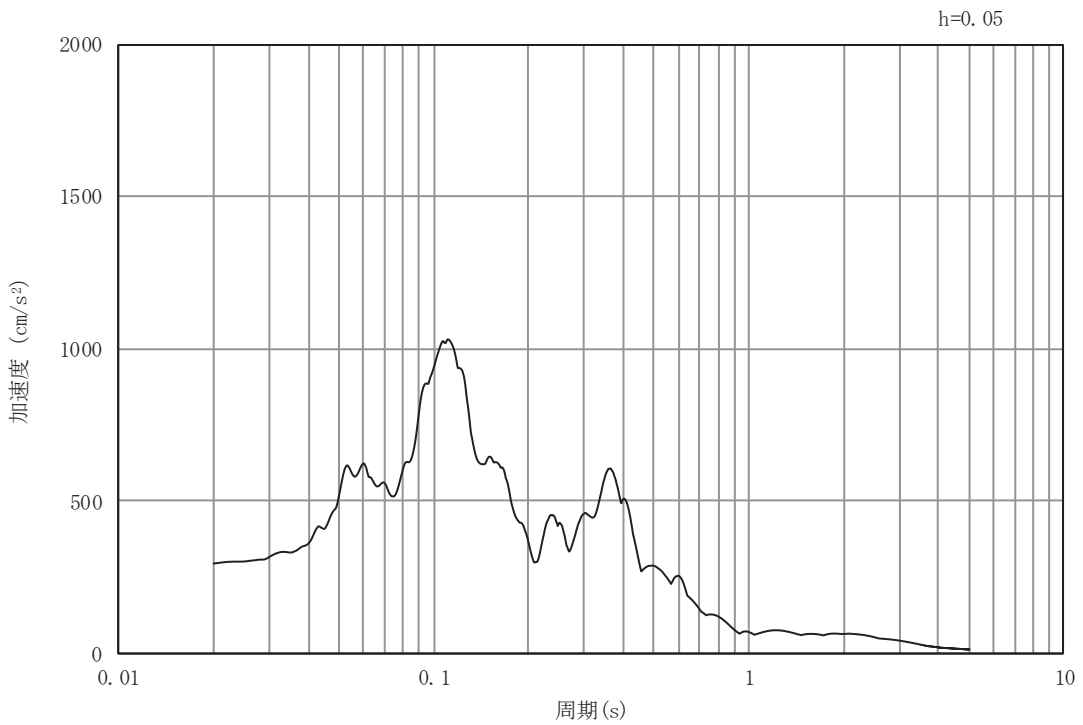


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-14 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s - N 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 5-15 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s - N 1)

## 5.2 許容限界の設定

### 5.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認並びに常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、短期許容応力度とする。コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表5-1及び表5-2に示す。

なお、頂版、底版及び側壁のアンカー定着部に要求される常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備を支持する機能を損なわないことの確認については、短期許容応力度を許容限界とする。そのため、構造強度を有することの確認と許容限界が同一となることから、全部材に対して構造強度を有することを確認することで、支持する機能を損なわないことの確認も同時に行う。

表5-1 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度

設計基準強度	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	$f'_{ck} = 24.0$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma'_{ca}$	9.0
許容せん断応力度 $\tau_{a1}$		0.45	0.675

注記\*：コンクリート標準示方書により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

表5-2 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度

鉄筋の種類	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	SD345	許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	196

注記\*：コンクリート標準示方書により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

### 5.2.2 せん断破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認並びに常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）のせん断破壊に対する許容限界は、表 5-1 及び表 5-2 に示すコンクリートと鉄筋の短期許容応力度から算定した短期許容せん断力とする。

$$V_a = V_c + V_s$$

ここに、 $V_a$  : 短期許容せん断力

$V_c$  : コンクリートが分担するせん断力

$V_s$  : せん断補強筋が分担するせん断力

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

ここに、 $\tau_{a1}$  : コンクリートの短期許容せん断応力度

$b_w$  : 部材の有効幅

$d$  : 部材の有効高さ

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

$$V_s = \left\{ A_w \sigma_{sa} (\sin \alpha + \cos \alpha) / s \right\} z$$

ここに、 $A_w$  : 区間  $s$  におけるせん断補強筋の総断面積

$\sigma_{sa}$  : 鉄筋の短期許容引張応力度

$\alpha$  : せん断補強鉄筋と部材軸のなす角度

$s$  : せん断補強鉄筋の配置間隔

### 5.2.3 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

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

基礎地盤（牧の浜部層）の許容限界を表 5-3 に示す。

表 5-3 基礎地盤の支持性能に対する許容限界


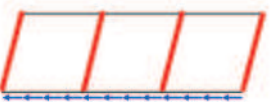
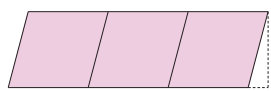
評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
極限支持力	牧の浜部層	11.4

6. 評価結果

6.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として、表 6-1 で設定した照査時刻に対する「各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果」、「作用荷重分布図」及び「最大せん断ひずみ分布」を記載する。

表 6-1 照査時刻の考え方（再掲）

照査時刻	損傷モード	着目部位		荷重抽出時刻
時刻 1	曲げ・軸力系の破壊	壁 (面外)		頂底板間の層間変位が最大となる時刻
時刻 2	せん断破壊 (面外)	壁 (面外)		総水平荷重が最大となる時刻
時刻 3 (時刻 1)	せん断破壊 (面内)	壁 (面内)		面部材の層間変位が最大となる時刻

6.1.1 各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果

(1) 頂底版間の層間変位が最大となる時刻（時刻1）

地震応答解析結果のうち，頂底版間の層間変位が最大となる時刻を表6-2に示す。

表6-2 頂底版間の最大層間変位の算定結果

解析ケース	地震動		最大層間変位(mm) (時刻 (s))		
①	S s - D 1	++	-0.437	(40.96)	
		-+	-0.455	(48.11)	
	S s - D 2	++	+0.492	(17.75)	
		-+	-0.483	(26.75)	
	S s - D 3	++	-0.430	(23.73)	
		-+	+0.428	(18.29)	
	S s - F 1	++	+0.439	(18.86)	
		-+	-0.415	(18.86)	
	S s - F 2	++	-0.505	(28.46)	
		-+	+0.425	(28.35)	
	S s - F 3	++	+0.472	(26.70)	
		-+	-0.483	(26.70)	
	S s - N 1	++	+0.319	(7.54)	
		-+	-0.368	(7.61)	
	②	S s - F 2	++	-0.503	(28.46)
	③	S s - F 2	++	-0.515	(28.45)



(2) 総水平荷重が最大となる時刻 (時刻 2)

地震応答解析結果のうち，総水平荷重が最大となる時刻を表 6-3 に示す。

表 6-3 最大総水平荷重の算定結果

解析ケース	地震動		最大総水平荷重 (kN/m) (時刻 (s))	
①	S s - D 1	++	-2286	(40.96)
		-+	-2489	(48.11)
	S s - D 2	++	+2697	(17.75)
		-+	-2613	(17.75)
	S s - D 3	++	-2354	(18.29)
		-+	+2254	(15.53)
	S s - F 1	++	+2435	(18.86)
		-+	-2378	(18.86)
	S s - F 2	++	-2699	(28.46)
		-+	+2499	(28.46)
	S s - F 3	++	+2593	(26.70)
		-+	-2761	(26.70)
	S s - N 1	++	+1916	(7.54)
		-+	-2059	(7.60)
②	S s - F 2	++	-2631	(28.46)
③	S s - F 2	++	-2711	(28.46)

(3) 面部材の層間変位が最大となる時刻 (時刻 3)

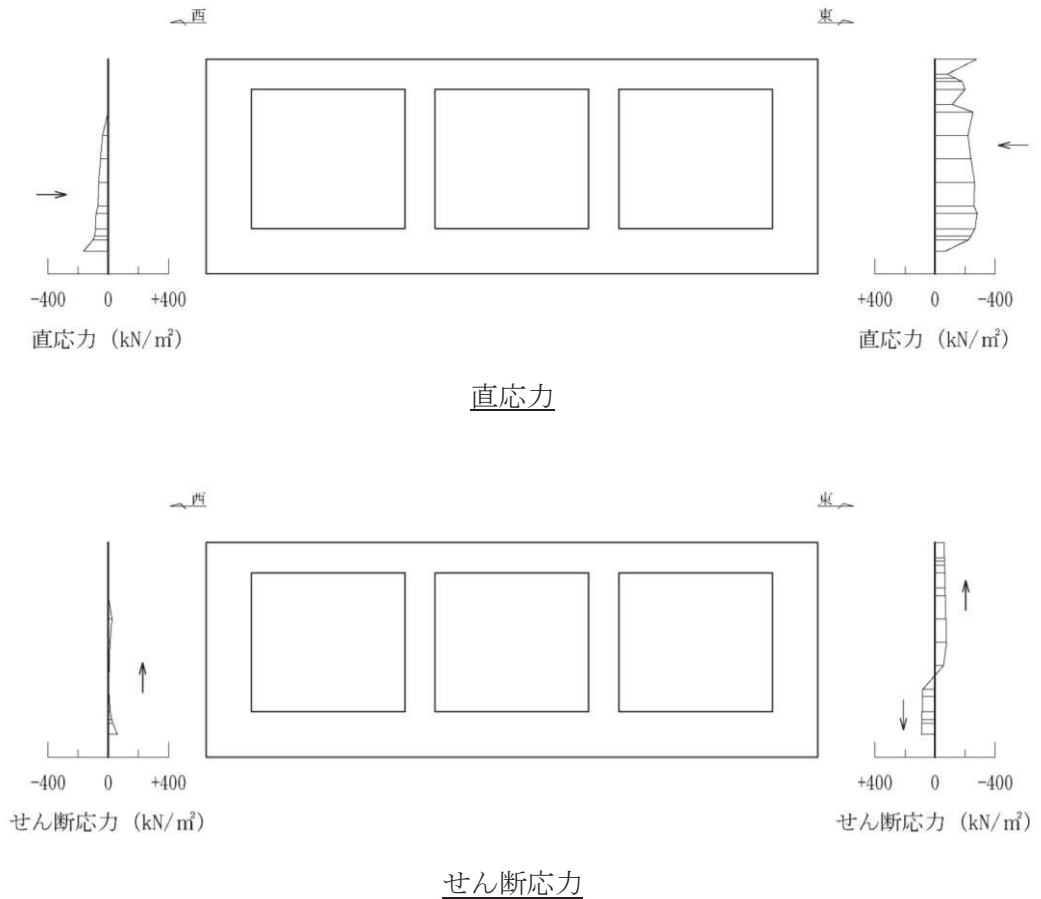
地震応答解析結果のうち、面部材の層間変位が最大となる時刻を表 6-4 に示す。

表 6-4 面部材の最大層間変位の算定結果

解析ケース	地震動		最大層間変位 (mm) (時刻 (s))	
①	S s - D 1	++	-0.437	(40.96)
		-+	-0.455	(48.11)
	S s - D 2	++	+0.492	(17.75)
		-+	-0.483	(26.75)
	S s - D 3	++	-0.430	(23.73)
		-+	+0.428	(18.29)
	S s - F 1	++	+0.439	(18.86)
		-+	-0.415	(18.86)
	S s - F 2	++	-0.505	(28.46)
		-+	+0.425	(28.35)
	S s - F 3	++	+0.472	(26.70)
		-+	-0.483	(26.70)
	S s - N 1	++	+0.319	(7.54)
		-+	-0.368	(7.61)
②	S s - F 2	++	-0.503	(28.46)
③	S s - F 2	++	-0.515	(28.45)

### 6.1.2 作用荷重分布図

曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査のうち、照査値が最大となる曲げ・軸力系の破壊に対する照査時における作用荷重分布図を図6-1及び図6-2に示す。

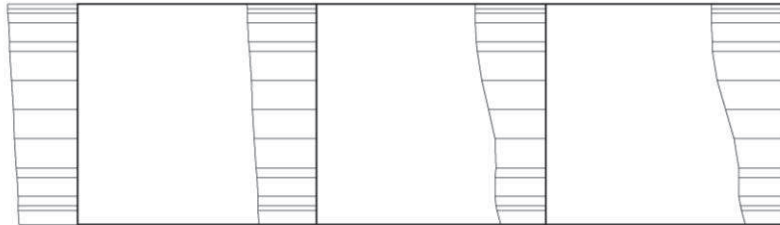


図中の矢印は荷重の作用方向を示す

図6-1 作用荷重分布図（直応力及びせん断応力）  
 (解析ケース①, S s - F 2 (++) , t = 28.46 s)

構造スケール 0 2 (m) 設計震度スケール 0 1.0

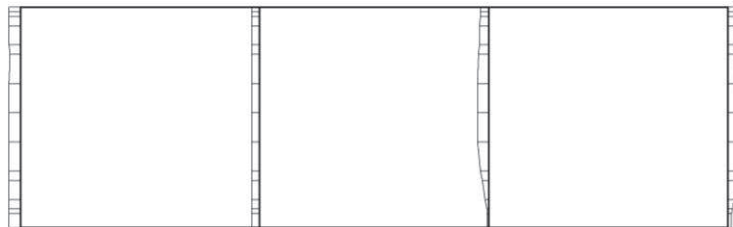
一側  
設計震度 ↓  
+側  
設計震度 ↑



### 設計水平震度

構造スケール 0 2 (m) 設計震度スケール 0 1.0

一側  
設計震度 ↓  
+側  
設計震度 ↑



### 設計鉛直震度

図 6-2 作用荷重分布図 (設計震度分布)  
(解析ケース①, S s - F 2 (++) , t = 28.46 s)

### 6.1.3 最大せん断ひずみ分布

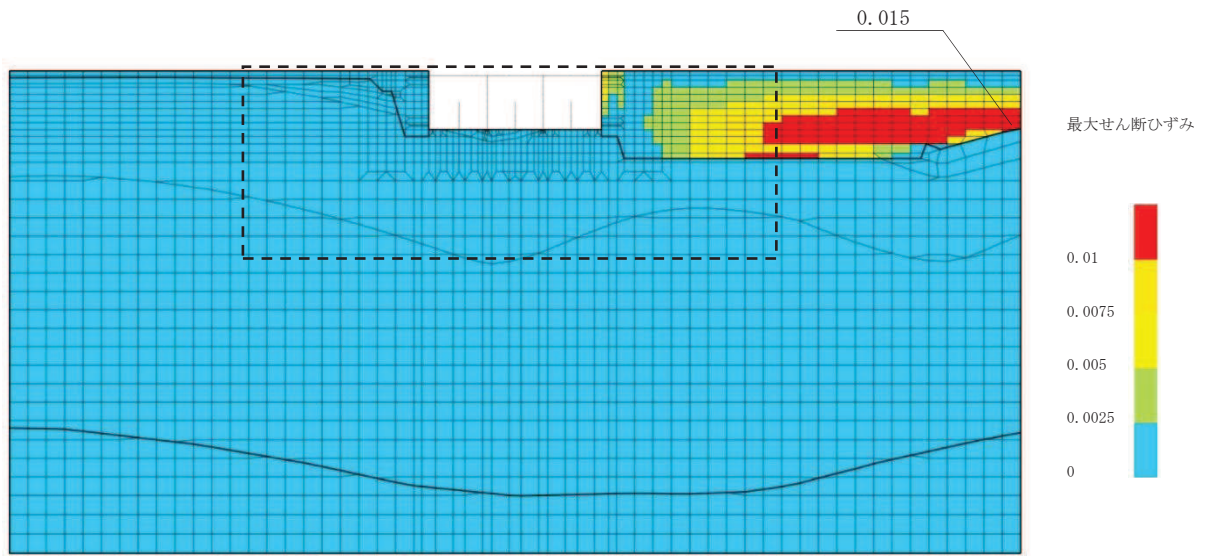
曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査で最大照査値を示す解析ケースについて地盤に発生した最大せん断ひずみを確認する。最大照査値を示す解析ケースの一覧を表 6-5 に、最大せん断ひずみ分布図を図 6-3 に示す。

表 6-5 最大照査値を示す解析ケースの一覧

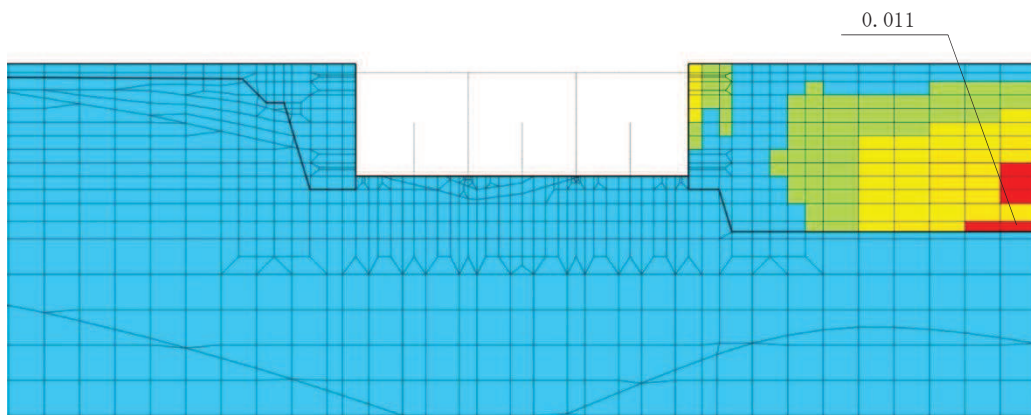
評価項目	
曲げ・軸力系の破壊	せん断破壊
ケース① S s - F 2 (++)	ケース① S s - F 2 (++)

注記：耐震評価における解析ケース一覧

	ケース①	ケース②	ケース③
解析ケース	基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
地盤物性	平均値	平均値+1σ	平均値-1σ
材料物性	設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度



(a) 全体図

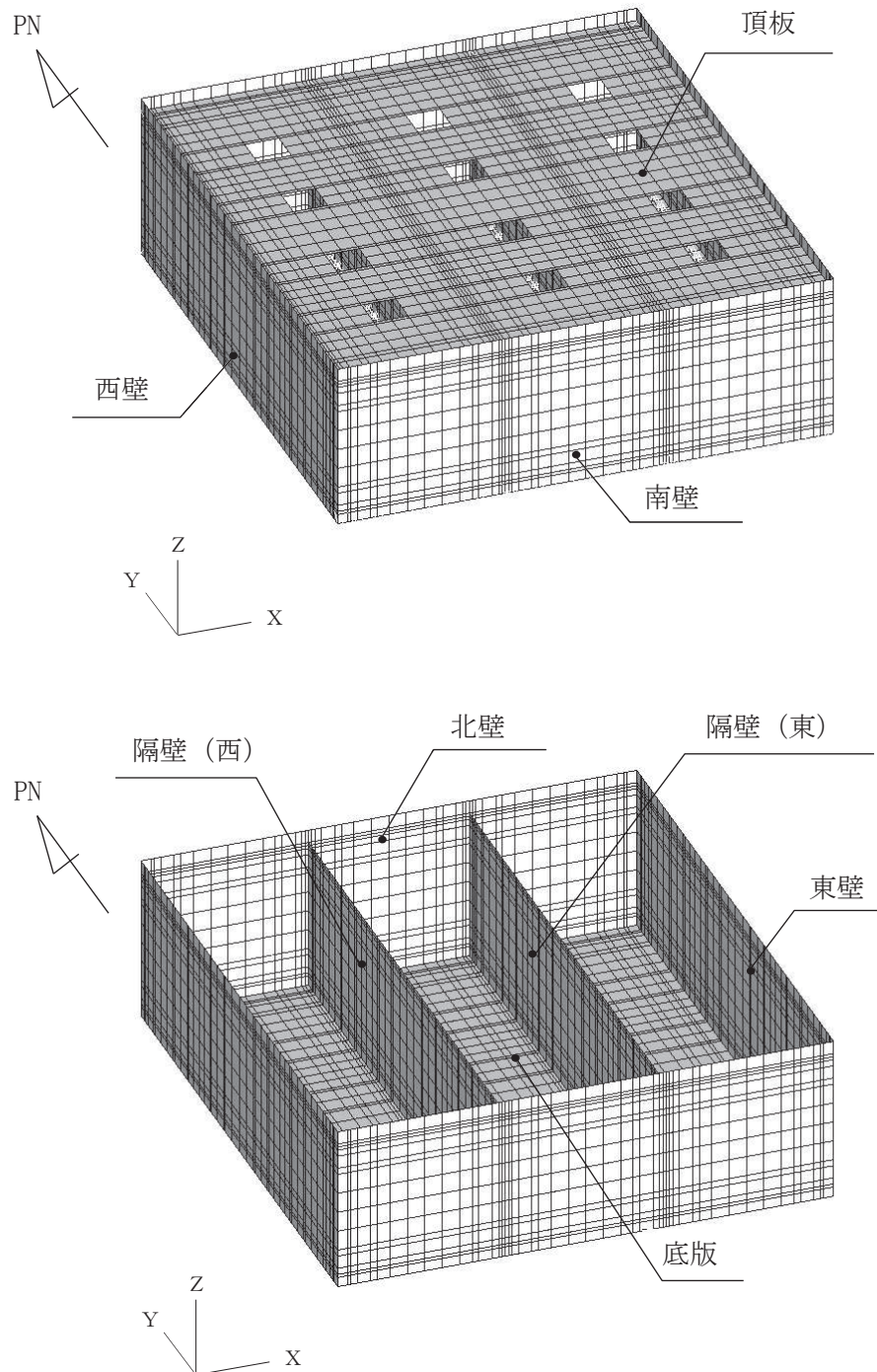


(b) 構造物周辺拡大図

図 6-3 最大せん断ひずみ分布図 (曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊)  
(解析ケース①, 地震動  $S_s - F2$  (++) )

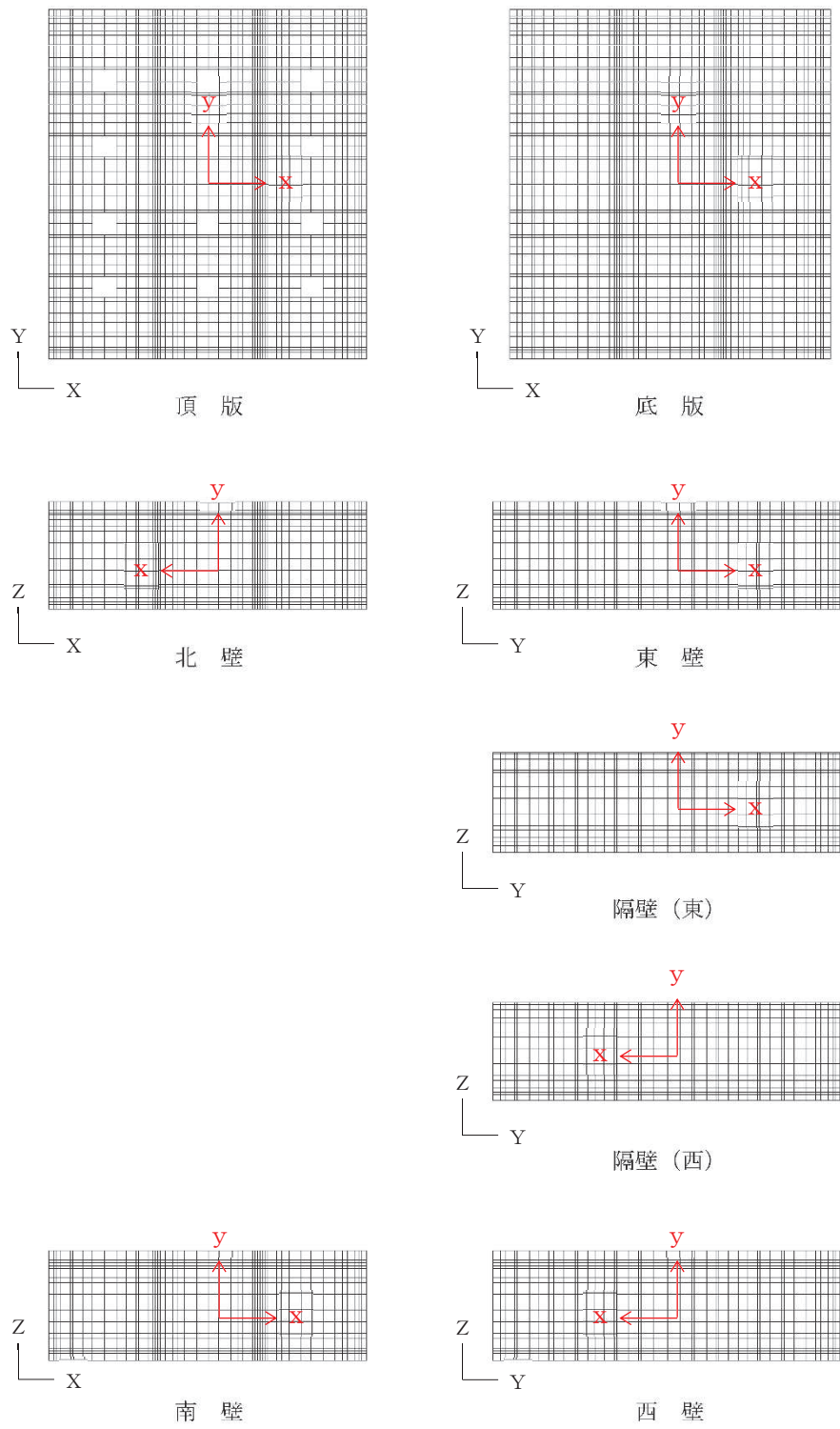
## 6.2 三次元構造解析結果

三次元構造解析に基づく、各構造部材の構造解析結果を示す。各部材位置を図6-4に、各部材の要素座標系を図6-5に、シェル要素における各要素の断面力の方向を図6-6に示す。



注：頂版は非表示

図6-4 評価部位の位置



黒：全体座標系を示す  
 赤：要素座標系を示す

図 6-5 各部材の要素座標系



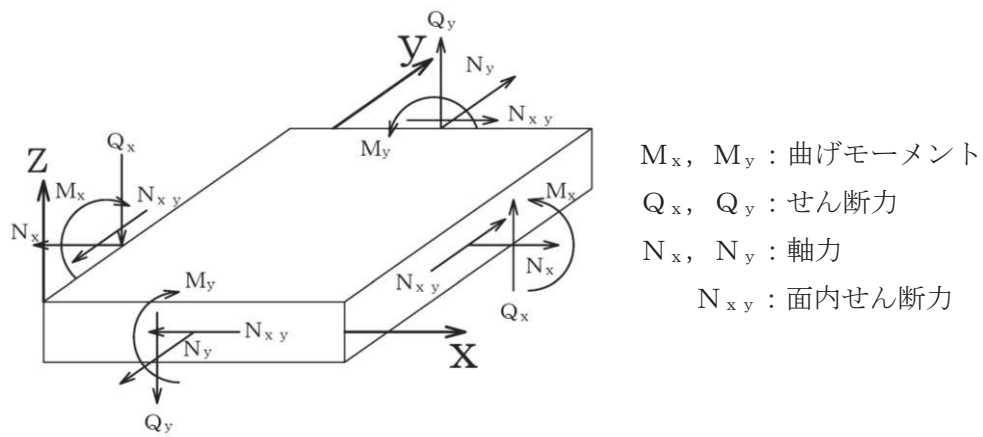


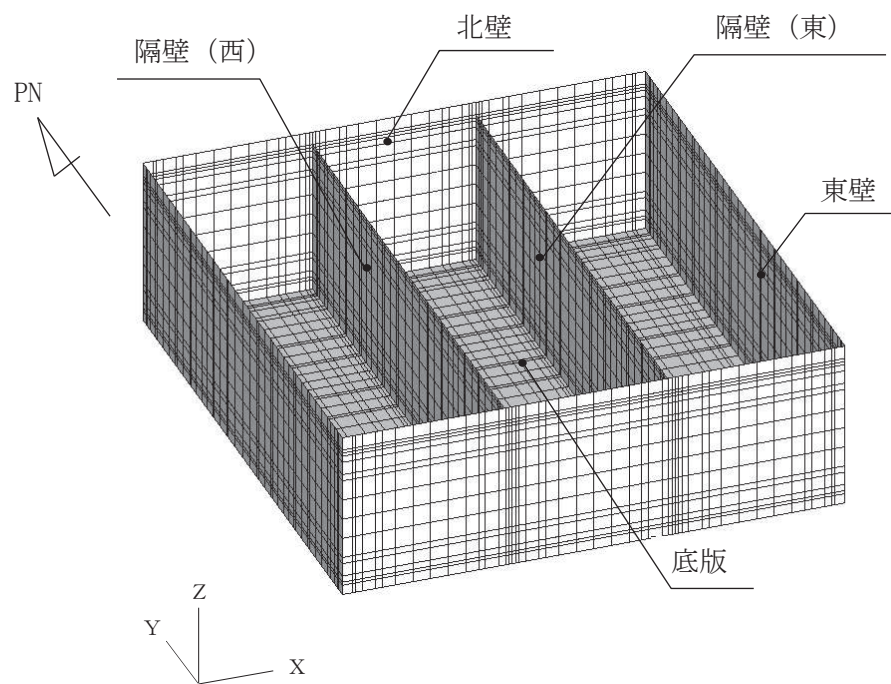
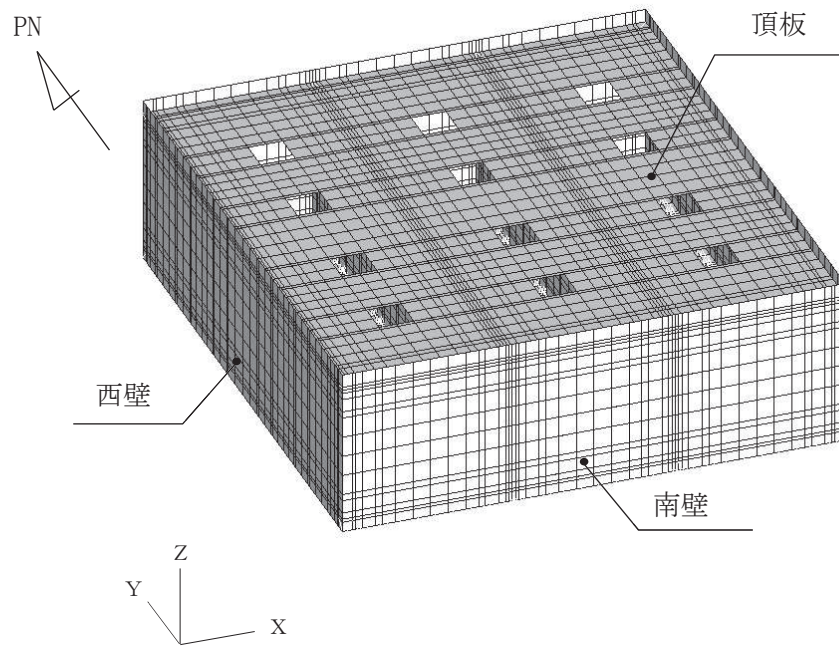
図 6-6 シェル要素における断面力の方向

### 6.2.1 解析ケースと照査値

耐震評価においては、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」のうち「10. 屋外重要土木構造物等の耐震評価における追加解析ケースの選定」に基づき、すべての基準地震動 $S_s$ に対して実施するケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において、照査値が0.5を超えるすべての照査項目に対して、最も厳しい（許容限界に対する裕度が最も小さい）地震動を用いて、ケース②及び③を実施する。

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

以下にガスタービン発電設備軽油タンク室の曲げ軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査結果を示す。なお、各部材位置を図6-7に示す。



注：頂版は非表示

図 6-7 各部材位置

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 6-6 に曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査は、短期許容応力度を許容限界とする。なお、詳細については、「6.3.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果」に示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査値は、ばらつきを考慮しても、保守的な許容限界である短期許容応力度に対して 0.55 であり、要求性能を満足していると評価できる。

表 6-6(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値（底版）\*

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.30		
	-+	0.33		
S s - D 2	++	0.31		
	-+	0.33		
S s - D 3	++	0.28		
	-+	0.27		
S s - F 1	++	0.27		
	-+	0.29		
S s - F 2	++	0.35	0.35	0.35
	-+	0.29		
S s - F 3	++	0.30		
	-+	0.31		
S s - N 1	++	0.20		
	-+	0.29		

注記\* : 部材位置を図 6-7 に示す。

表 6-6(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値（頂版）\*

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.33		
	-+	0.35		
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.37		
	-+	0.35		
S <sub>s</sub> -D 3	++	0.32		
	-+	0.33		
S <sub>s</sub> -F 1	++	0.32		
	-+	0.30		
S <sub>s</sub> -F 2	++	0.38	0.38	0.39
	-+	0.30		
S <sub>s</sub> -F 3	++	0.36		
	-+	0.35		
S <sub>s</sub> -N 1	++	0.25		
	-+	0.27		

注記\* : 部材位置を図 6-7 に示す。

表 6-6(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値（南北壁）\*

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.35		
	-+	0.36		
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.36		
	-+	0.36		
S <sub>s</sub> -D 3	++	0.31		
	-+	0.31		
S <sub>s</sub> -F 1	++	0.31		
	-+	0.31		
S <sub>s</sub> -F 2	++	0.39	0.39	0.40
	-+	0.31		
S <sub>s</sub> -F 3	++	0.34		
	-+	0.36		
S <sub>s</sub> -N 1	++	0.23		
	-+	0.27		

注記\* : 部材位置を図 6-7 に示す。

表 6-6(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値（東西壁）\*<sup>1</sup>

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査* <sup>2</sup>		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.44		
	-+	0.38		
S s - D 2	++	0.38		
	-+	0.36		
S s - D 3	++	0.37		
	-+	0.34		
S s - F 1	++	0.35		
	-+	0.38		
S s - F 2	++	0.55	0.54	0.54
	-+	0.33		
S s - F 3	++	0.36		
	-+	0.39		
S s - N 1	++	0.26		
	-+	0.45		

注記\*<sup>1</sup>：部材位置を図 6-7 に示す。

\*<sup>2</sup>：赤枠は、前述図 3-26 のフローに基づき、解析ケース②及び③を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

表 6-6(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値（隔壁）\*

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.41		
	-+	0.42		
S s - D 2	++	0.31		
	-+	0.40		
S s - D 3	++	0.29		
	-+	0.31		
S s - F 1	++	0.26		
	-+	0.29		
S s - F 2	++	0.46	0.46	0.46
	-+	0.36		
S s - F 3	++	0.32		
	-+	0.35		
S s - N 1	++	0.21		
	-+	0.22		

注記\*：部材位置を図 6-7 に示す。

(2) せん断破壊に対する照査

表 6-7 にせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

せん断破壊に対する許容限界は、短期許容せん断力とする。なお、詳細については、「6.3.2 せん断破壊に対する評価結果」に示す。

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

表 6-7(1) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（底版）\*

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.28		
	-+	0.27		
S s - D 2	++	0.43		
	-+	0.42		
S s - D 3	++	0.40		
	-+	0.38		
S s - F 1	++	0.41		
	-+	0.41		
S s - F 2	++	0.30	0.30	0.32
	-+	0.39		
S s - F 3	++	0.41		
	-+	0.42		
S s - N 1	++	0.32		
	-+	0.41		

注記\* : 部材位置を図 6-7 に示す。

表 6-7(2) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（頂版）\*

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.23		
	-+	0.23		
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.20		
	-+	0.22		
S <sub>s</sub> -D 3	++	0.20		
	-+	0.20		
S <sub>s</sub> -F 1	++	0.20		
	-+	0.18		
S <sub>s</sub> -F 2	++	0.26	0.26	0.26
	-+	0.20		
S <sub>s</sub> -F 3	++	0.22		
	-+	0.20		
S <sub>s</sub> -N 1	++	0.16		
	-+	0.20		

注記\* : 部材位置を図 6-7 に示す。

表 6-7(3) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（南北壁）\*

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.15		
	-+	0.15		
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.15		
	-+	0.15		
S <sub>s</sub> -D 3	++	0.15		
	-+	0.15		
S <sub>s</sub> -F 1	++	0.15		
	-+	0.14		
S <sub>s</sub> -F 2	++	0.16	0.16	0.16
	-+	0.14		
S <sub>s</sub> -F 3	++	0.16		
	-+	0.15		
S <sub>s</sub> -N 1	++	0.13		
	-+	0.14		

注記\* : 部材位置を図 6-7 に示す。



表 6-7(4) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（東西壁）\*

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.41		
	-+	0.39		
S s - D 2	++	0.37		
	-+	0.40		
S s - D 3	++	0.42		
	-+	0.31		
S s - F 1	++	0.34		
	-+	0.44		
S s - F 2	++	0.49	0.49	0.49
	-+	0.30		
S s - F 3	++	0.32		
	-+	0.43		
S s - N 1	++	0.24		
	-+	0.46		

注記\* : 部材位置を図 6-7 に示す。

表 6-7(5) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（隔壁）\*

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.31		
	-+	0.32		
S s - D 2	++	0.29		
	-+	0.31		
S s - D 3	++	0.26		
	-+	0.25		
S s - F 1	++	0.25		
	-+	0.26		
S s - F 2	++	0.35	0.34	0.35
	-+	0.27		
S s - F 3	++	0.28		
	-+	0.30		
S s - N 1	++	0.18		
	-+	0.22		

注記\* : 部材位置を図 6-7 に示す。

(3) 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 6-8 に基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

基礎地盤の支持性能に対する許容限界は、極限支持力とする。なお、詳細については、「6.4 基礎地盤の支持性能に対する評価結果」に示す。

基礎地盤の支持性能に対する照査値は、ばらつきを考慮しても許容限界に対して 0.5 未満であり、要求性能を満足していると評価できる。

表 6-8 基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.07		
	-+	0.08		
S s - D 2	++	0.08		
	-+	0.08		
S s - D 3	++	0.08		
	-+	0.08		
S s - F 1	++	0.08		
	-+	0.07		
S s - F 2	++	0.08	0.08	0.08
	-+	0.08		
S s - F 3	++	0.08		
	-+	0.08		
S s - N 1	++	0.08		
	-+	0.07		

### 6.2.2 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表 6-9 及び表 6-10 に示す。また、最大照査値となる評価時刻での断面力分布図を図 6-8～図 6-12 に示す。

表 6-9 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（コンクリート）

評価位置*		解析ケース	地震動	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生応力度 $\sigma'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\sigma'_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma'_c/\sigma'_{ca}$
底版	13	③	S <sub>s</sub> -F2(++)	908	-905	4.0	13.5	0.30
頂版	21	③	S <sub>s</sub> -F2(++)	-268	-135	2.9	13.5	0.22
南北壁	31	③	S <sub>s</sub> -F2(++)	-378	-1803	2.0	13.5	0.15
東西壁	50	①	S <sub>s</sub> -D2(++)	-729	-390	3.5	13.5	0.26
隔壁	80	③	S <sub>s</sub> -F2(++)	-395	-329	4.5	13.5	0.34

注記\* : 評価位置を図 6-13 に示す。

表 6-10 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（鉄筋）

評価位置*		解析ケース	地震動	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s/\sigma_{sa}$
底版	12	③	S <sub>s</sub> -F2(++)	109	773	102	294	0.35
頂版	21	③	S <sub>s</sub> -F2(++)	-14	679	113	294	0.39
南北壁	42	③	S <sub>s</sub> -F2(++)	-92	937	116	294	0.40
東西壁	60	①	S <sub>s</sub> -F2(++)	584	35	159	294	0.55
隔壁	80	③	S <sub>s</sub> -F2(++)	-298	30	135	294	0.46

注記\* : 評価位置を図 6-13 に示す。

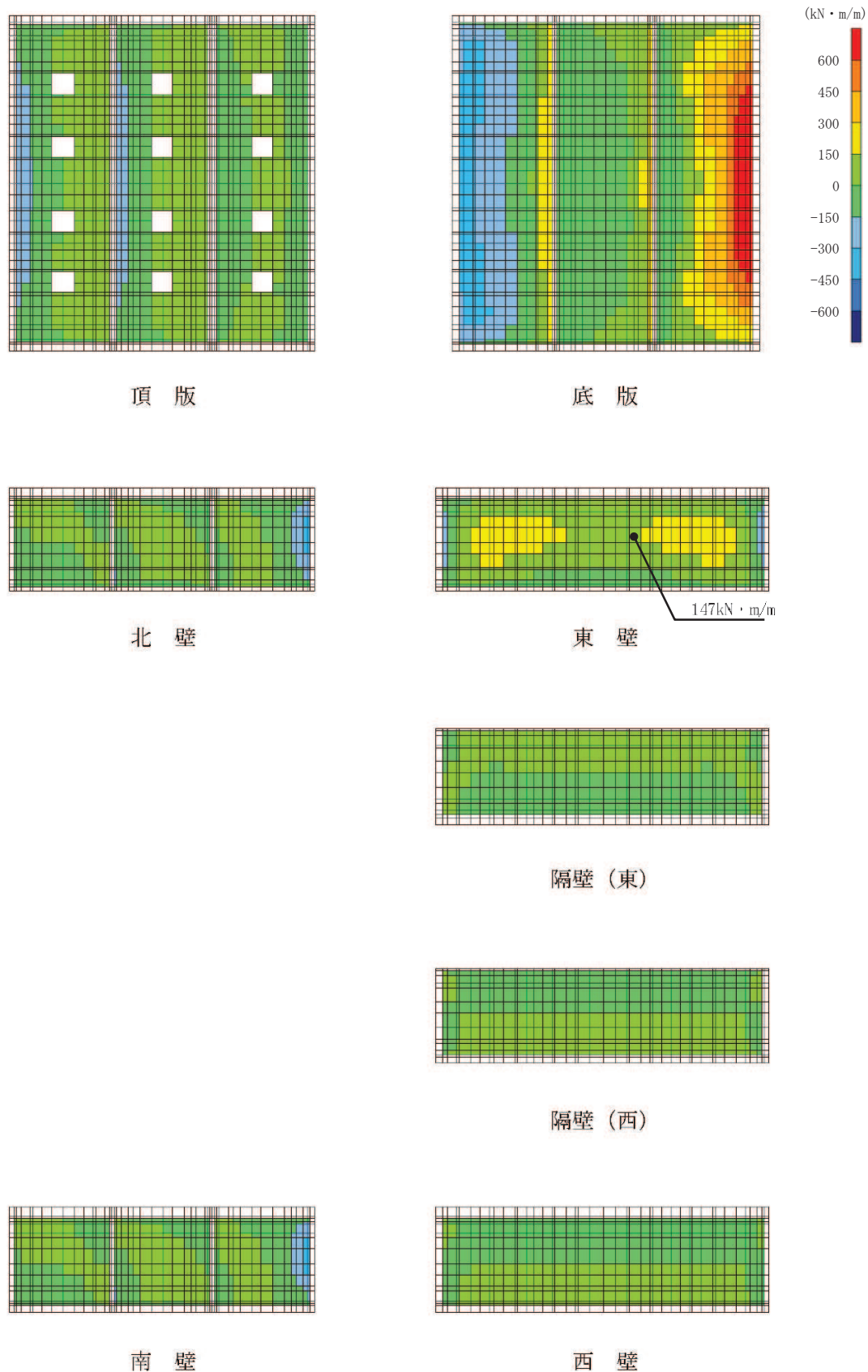


図 6-8 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(曲げモーメント (kN・m/m) :  $M_x$ )

(東壁, 解析ケース①,  $S_s - F_2$  (++) ,  $t = 28.46$  s)

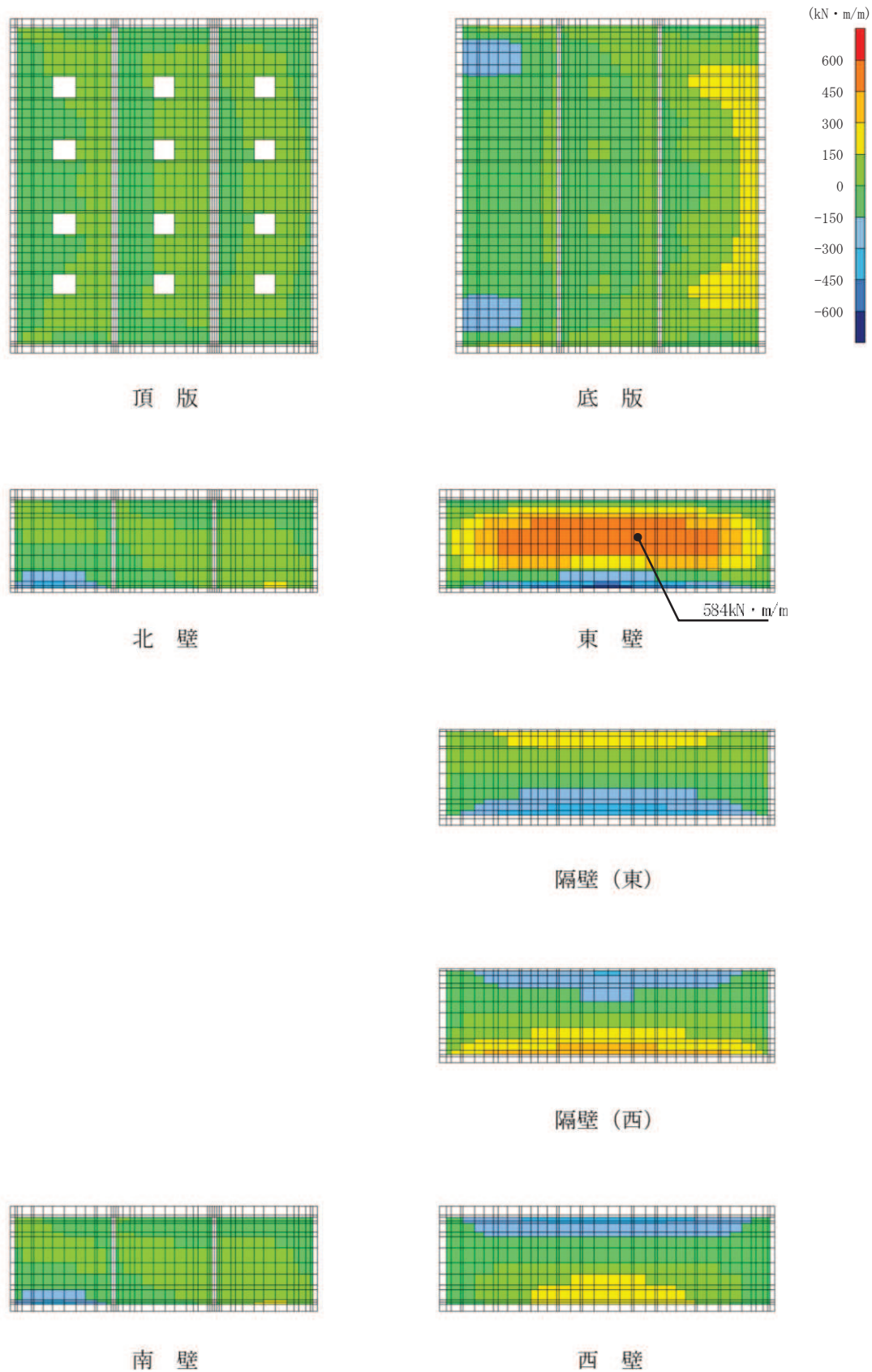


図 6-9 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(曲げモーメント (kN · m/m) :  $M_y$ )

(東壁, 解析ケース①,  $S_s - F_2$  (++) ,  $t = 28.46$  s)



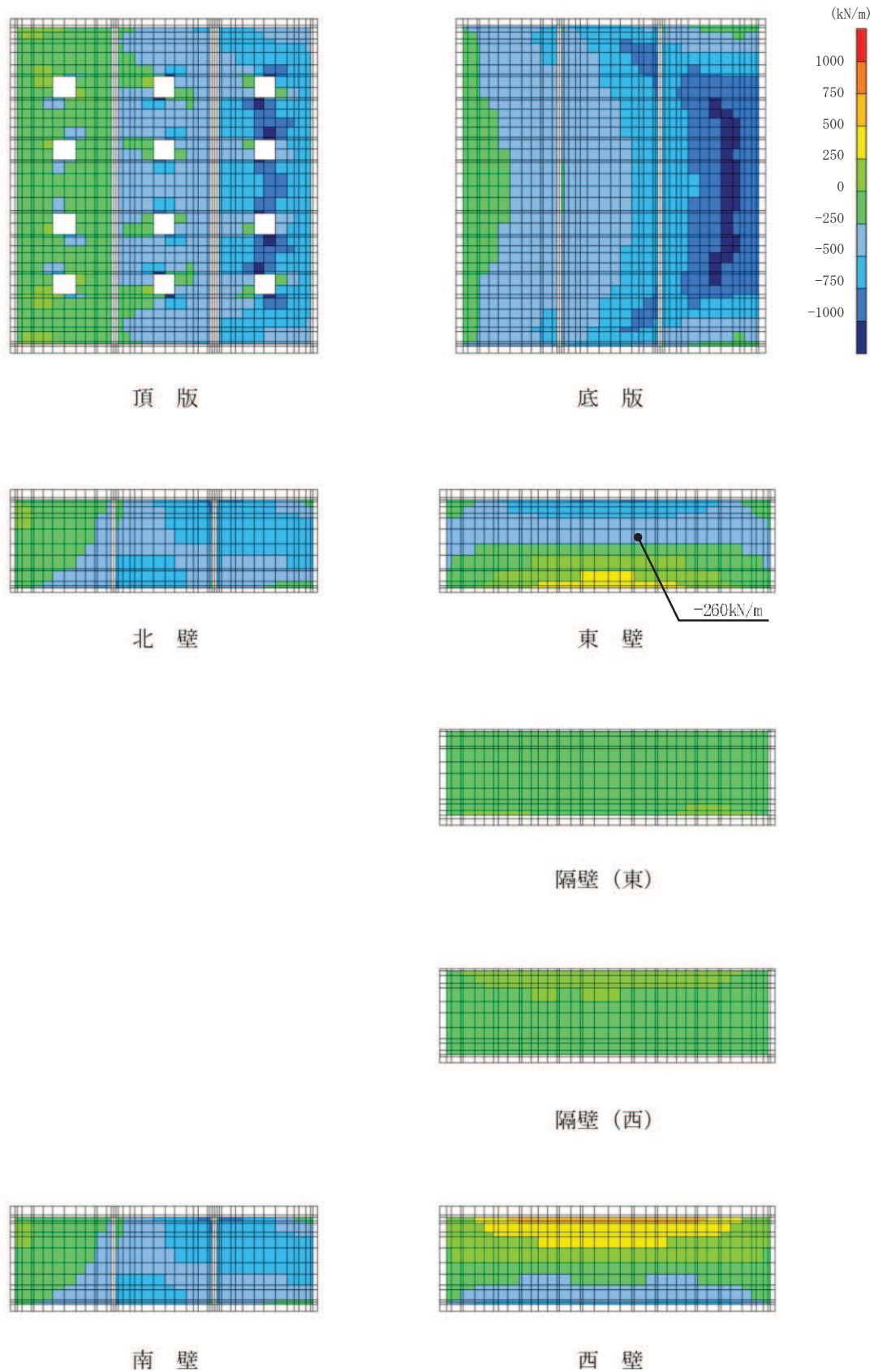


図 6-10 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(軸力 (kN/m) :  $N_x$ )

(東壁, 解析ケース①,  $S_s - F_2$  (++) ,  $t = 28.46$  s)

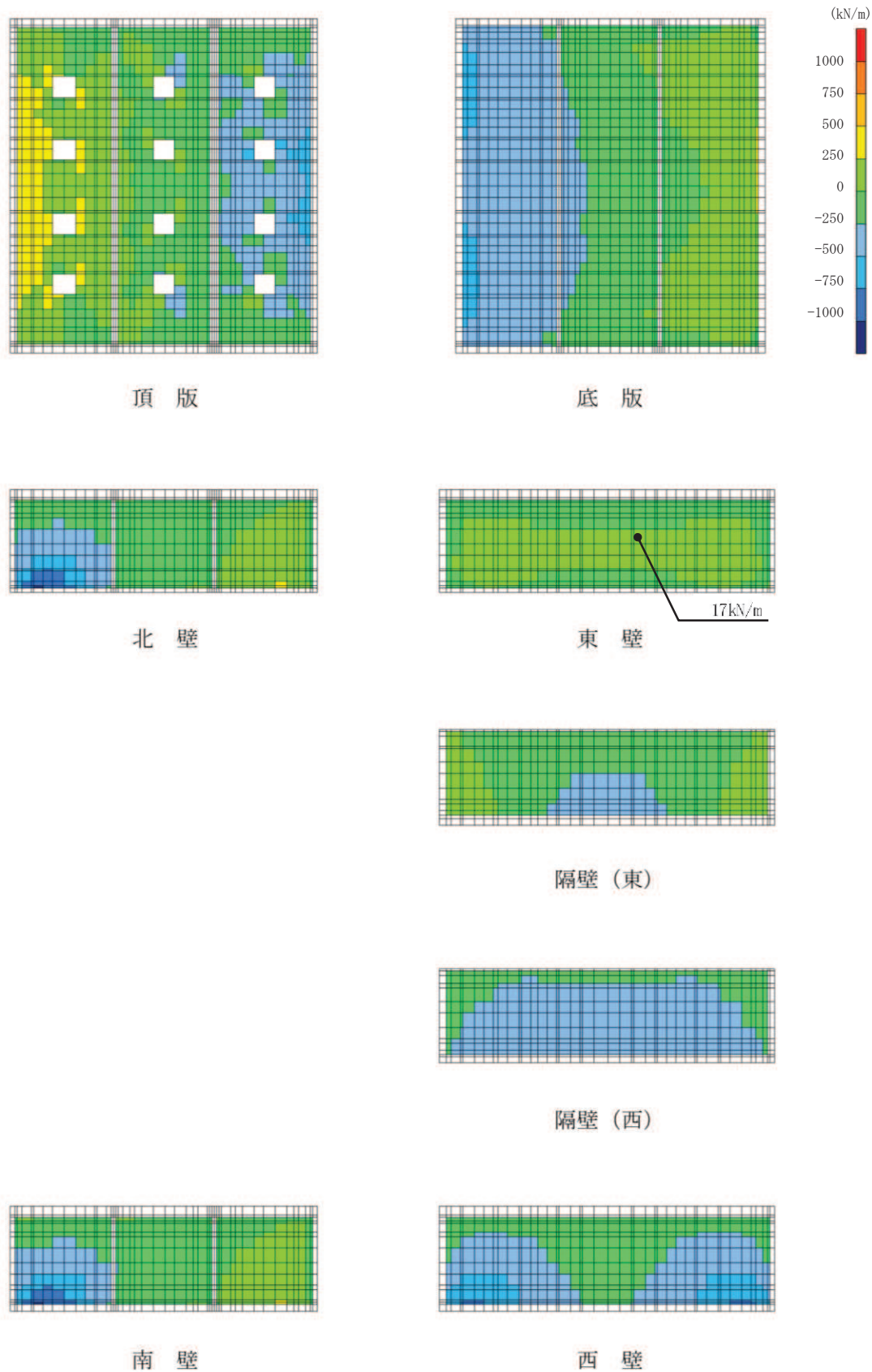


図 6-11 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(軸力 ( $\text{kN/m}$ ) :  $N_y$ )

(東壁, 解析ケース①,  $S_s - F_2$  (++) ,  $t = 28.46\text{ s}$ )

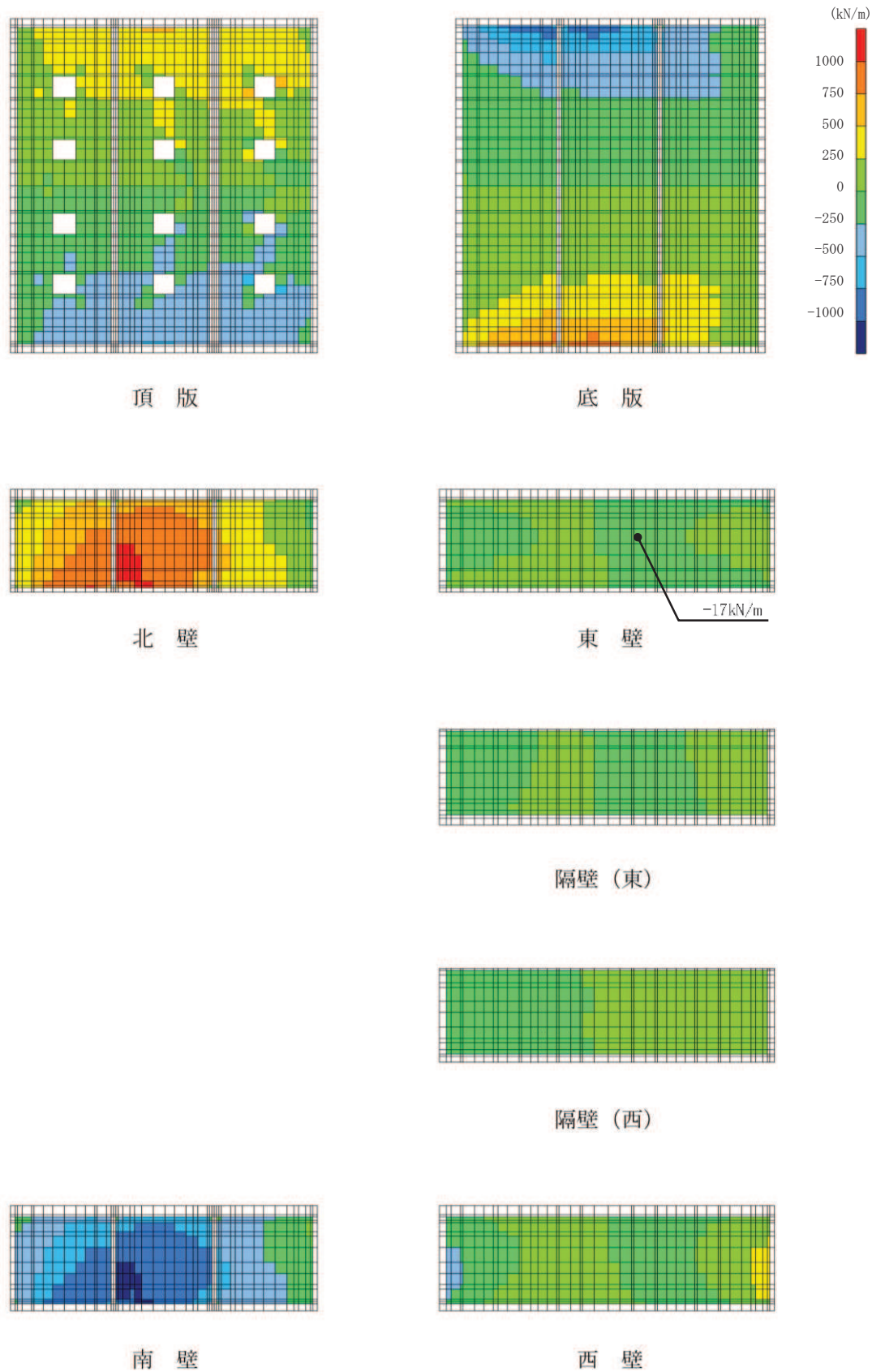


図 6-12 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(面内せん断力 (kN/m) :  $N_{xy}$ )

(東壁, 解析ケース①,  $S_s - F_2$  (++) ,  $t = 28.46$  s)



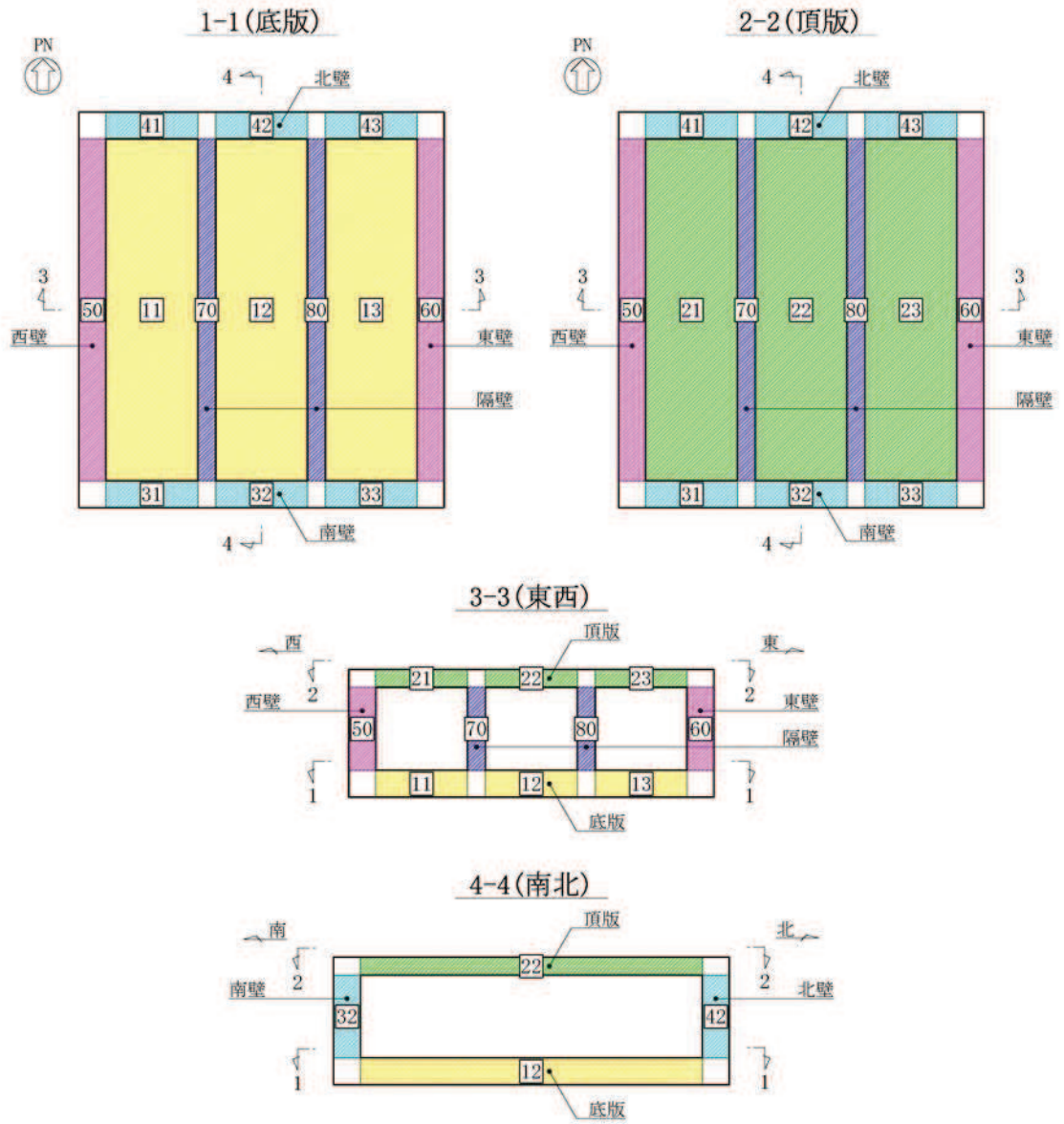


図 6-13 評価位置図

### 6.2.3 せん断破壊に対する照査

鉄筋コンクリート部材のせん断破壊に対する照査について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表 6-11 に示す。また、最大照査値となる評価時刻での断面力分布図を図 6-14 及び図 6-15 に示す。

表 6-11 せん断破壊に対する照査

評価位置*		解析 ケース	地震動	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub> (kN/m)	照査値 V/V <sub>a</sub>
底版	11	①	S <sub>s</sub> -D2(++)	416	969	0.43
頂版	22	③	S <sub>s</sub> -F2(++)	185	729	0.26
南北壁	33	③	S <sub>s</sub> -F2(++)	180	1175	0.16
東西壁	60	①	S <sub>s</sub> -F2(++)	575	1175	0.49
隔壁	70	③	S <sub>s</sub> -F2(++)	249	723	0.35

注記\* : 評価位置を図 6-13 に示す。

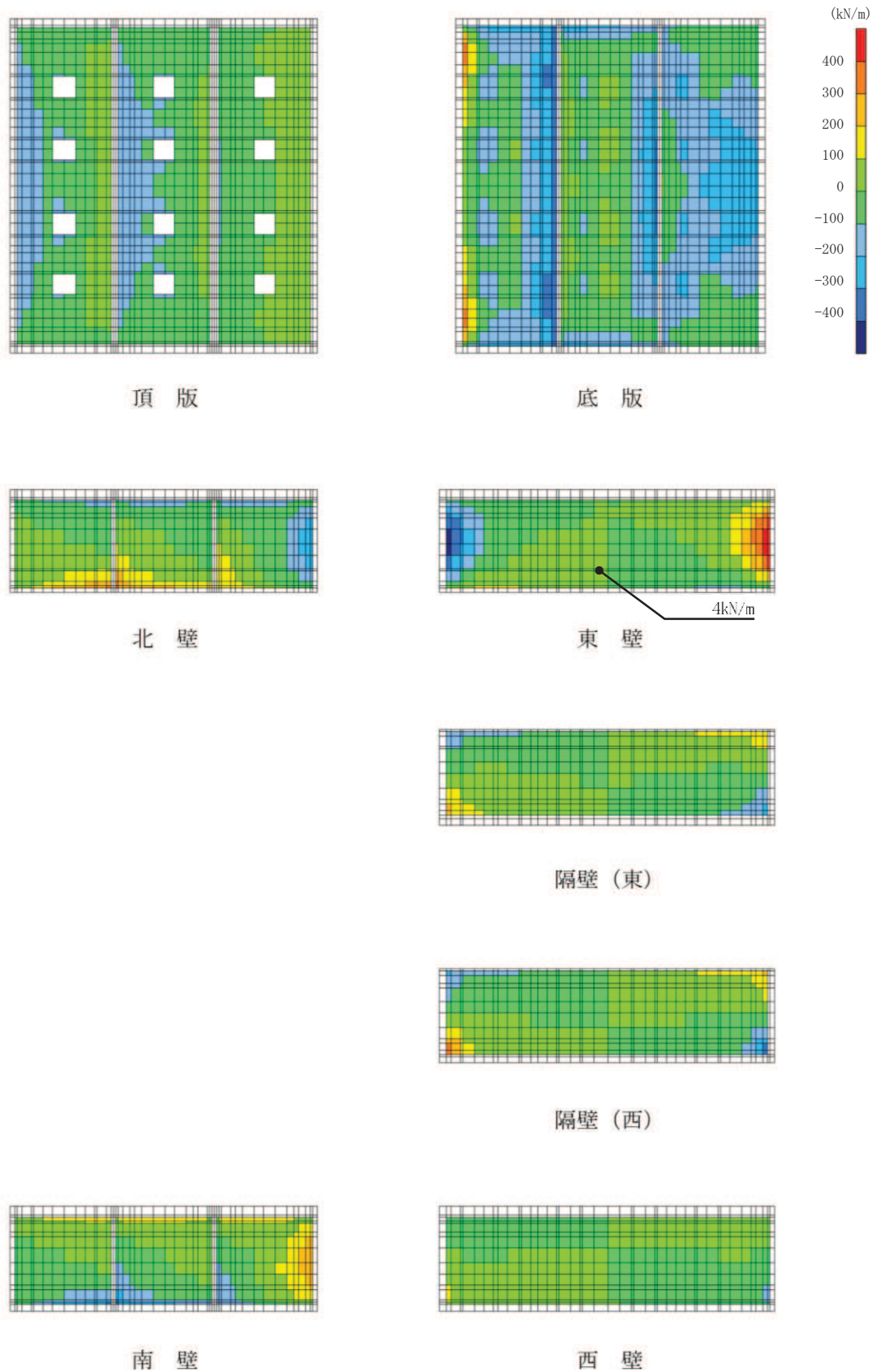


図 6-14 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図  
 (せん断力 (kN/m) :  $Q_x$ )  
 (東壁, 解析ケース①,  $S_s - F_2$  (++) ,  $t = 28.46$  s)

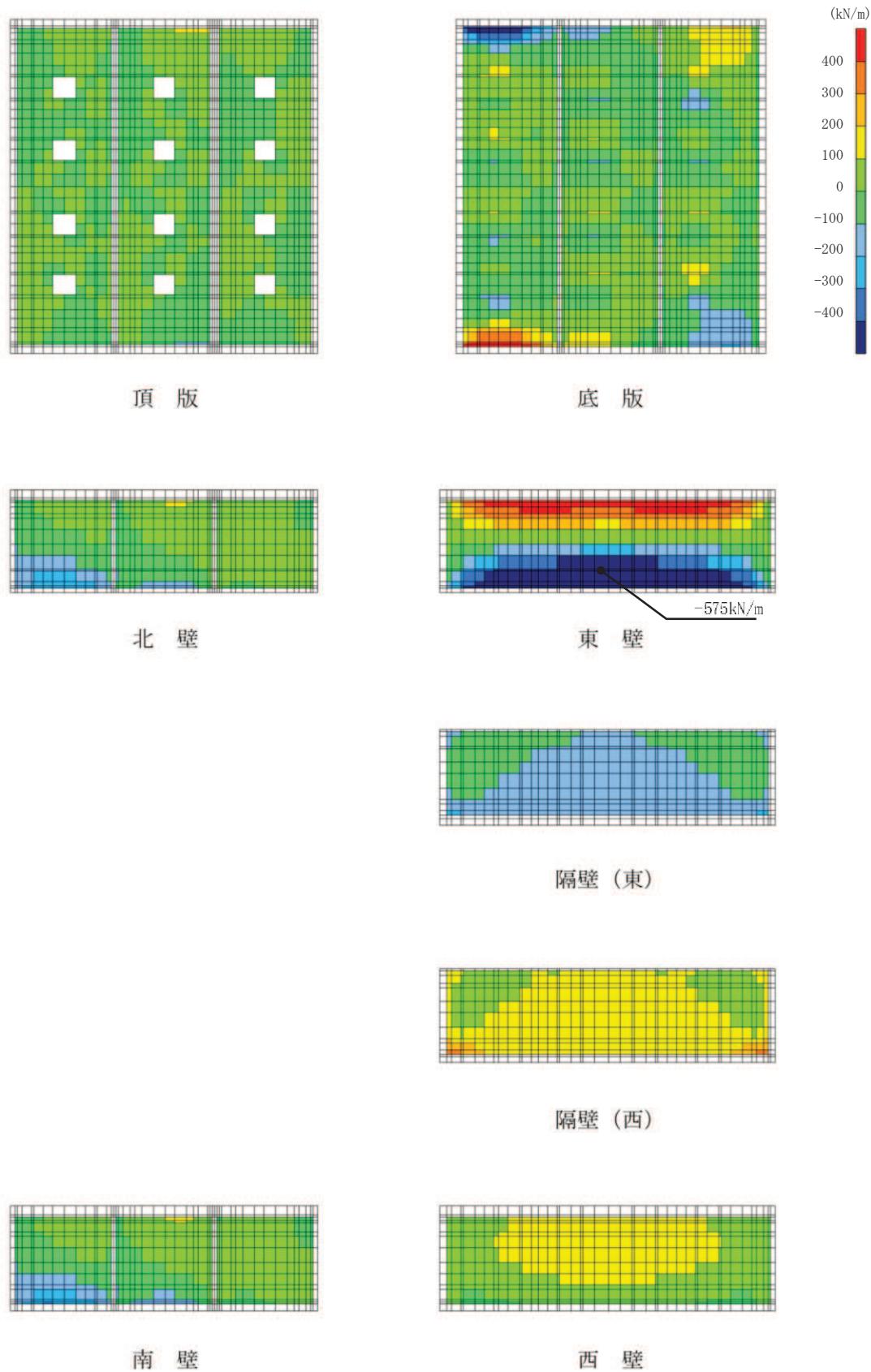


図 6-15 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図  
 (せん断力 (kN/m) :  $Q_y$ )  
 (東壁, 解析ケース①,  $S_s - F_2$  (++) ,  $t = 28.46$  s)

### 6.3 構造部材の健全性に対する評価結果

#### 6.3.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各部材での最大照査値について、表 6-12 及び表 6-13 に解析ケース・地震動ごとに示す。

同表より、コンクリート及び鉄筋の発生応力度が、全ケースにおいて短期許容応力度を下回ることを確認した。

表 6-12(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリート)

解析 ケース	地震動	評価位置*	照査 時刻	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値 $\sigma'_c / \sigma'_{ca}$		
						$\sigma'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma'_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )			
①	S s - D 1	++	底版	13	40.96s	767	-787	3.3	13.5	0.25
			頂版	21	40.96s	-237	-124	2.5	13.5	0.19
			南北壁	31	40.96s	-346	-1599	1.8	13.5	0.14
			東西壁	60	40.96s	-519	-119	2.5	13.5	0.19
			隔壁	80	40.96s	-351	-295	4.0	13.5	0.30
		-+	底版	13	48.11s	755	-771	3.3	13.5	0.25
			頂版	22	48.11s	-230	-180	2.4	13.5	0.18
			南北壁	31	48.11s	-353	-1657	1.9	13.5	0.15
			東西壁	60	48.11s	-518	-127	2.5	13.5	0.19
			隔壁	80	48.11s	-358	-298	4.1	13.5	0.31
	S s - D 2	++	底版	11	17.75s	814	-666	3.6	13.5	0.27
			頂版	21	17.75s	-218	-147	2.3	13.5	0.18
			南北壁	33	17.75s	-352	-1566	1.8	13.5	0.14
			東西壁	50	17.75s	-729	-390	3.5	13.5	0.26
			隔壁	70	17.75s	-349	-438	3.9	13.5	0.29
		-+	底版	13	17.75s	831	-800	3.6	13.5	0.27
			頂版	22	26.75s	-233	-138	2.5	13.5	0.19
			南北壁	31	26.75s	-361	-1669	1.9	13.5	0.15
			東西壁	60	17.75s	-653	-301	3.2	13.5	0.24
			隔壁	80	26.75s	-357	-330	4.1	13.5	0.31
	S s - D 3	++	底版	13	23.73s	842	-815	3.7	13.5	0.28
			頂版	22	23.73s	-226	-185	2.4	13.5	0.18
			南北壁	31	23.73s	-352	-1509	1.8	13.5	0.14
			東西壁	60	23.73s	-647	-267	3.1	13.5	0.23
隔壁			80	23.73s	-308	-399	3.4	13.5	0.26	
-+		底版	11	18.29s	704	-539	3.1	13.5	0.23	
		頂版	22	18.29s	-205	-73	2.2	13.5	0.17	
		南北壁	33	18.29s	-337	-1424	1.7	13.5	0.13	
		東西壁	50	18.29s	-652	-345	3.1	13.5	0.23	
		隔壁	70	18.29s	-313	-387	3.5	13.5	0.26	
S s - F 1	++	底版	11	18.86s	752	-582	3.3	13.5	0.25	
		頂版	21	18.86s	-208	-230	2.2	13.5	0.17	
		南北壁	33	18.86s	-334	-1416	1.7	13.5	0.13	
		東西壁	50	18.86s	-701	-415	3.4	13.5	0.26	
		隔壁	70	18.86s	-310	-403	3.5	13.5	0.26	
	-+	底版	13	18.86s	868	-847	3.8	13.5	0.29	
		頂版	21	18.86s	-206	-105	2.2	13.5	0.17	
		南北壁	31	18.86s	-323	-1418	1.7	13.5	0.13	
		東西壁	60	18.86s	-674	-288	3.3	13.5	0.25	
		隔壁	80	18.86s	-302	-365	3.4	13.5	0.26	

注記\* : 評価位置を図 6-13 に示す。



表 6-12(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリート)

解析 ケース	地震動	評価位置*	照査 時刻	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生	短期許容	照査値		
						応力度 $\sigma'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 $\sigma'_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )		$\sigma'_c / \sigma'_{ca}$	
①	S <sub>s</sub> -F 2	++	底版	13	28.46s	908	-938	3.9	13.5	0.29
			頂版	21	28.46s	-266	-142	2.8	13.5	0.21
			南北壁	31	28.46s	-376	-1788	2.0	13.5	0.15
			東西壁	60	28.46s	589	11	3.0	13.5	0.23
			隔壁	80	28.46s	-385	-316	4.4	13.5	0.33
		-+	底版	11	28.35s	675	-516	3.0	13.5	0.23
			頂版	22	28.35s	-188	-86	2.0	13.5	0.15
			南北壁	33	28.35s	-318	-1418	1.6	13.5	0.12
			東西壁	50	28.46s	-634	-409	3.0	13.5	0.23
			隔壁	70	28.35s	-329	-304	3.8	13.5	0.29
	S <sub>s</sub> -F 3	++	底版	11	26.70s	752	-571	3.3	13.5	0.25
			頂版	22	26.70s	-220	-89	2.4	13.5	0.18
			南北壁	33	26.70s	-363	-1574	1.8	13.5	0.14
			東西壁	50	26.70s	-695	-359	3.3	13.5	0.25
			隔壁	70	26.70s	-346	-402	3.9	13.5	0.29
		-+	底版	13	26.70s	879	-827	3.8	13.5	0.29
			頂版	21	26.70s	-224	-76	2.4	13.5	0.18
			南北壁	31	26.70s	-357	-1611	1.9	13.5	0.15
			東西壁	60	26.70s	-694	-300	3.3	13.5	0.25
			隔壁	80	26.70s	-352	-386	4.0	13.5	0.30
S <sub>s</sub> -N 1	++	底版	11	7.54s	556	-439	2.5	13.5	0.19	
		頂版	21	7.54s	-161	-152	1.7	13.5	0.13	
		南北壁	33	7.54s	-262	-1043	1.3	13.5	0.10	
		東西壁	50	7.54s	-520	-306	2.5	13.5	0.19	
		隔壁	70	7.54s	-229	-319	2.6	13.5	0.20	
	-+	底版	13	7.60s	877	-911	3.8	13.5	0.29	
		頂版	21	7.61s	-206	-165	2.2	13.5	0.17	
		南北壁	31	7.61s	-310	-1296	1.6	13.5	0.12	
		東西壁	60	7.60s	-647	-265	3.1	13.5	0.23	
		隔壁	80	7.60s	-262	-377	2.9	13.5	0.22	
②	S <sub>s</sub> -F 2	++	底版	13	28.46s	896	-915	3.9	13.5	0.29
			頂版	21	28.46s	-264	-139	2.8	13.5	0.21
			南北壁	31	28.46s	-375	-1782	2.0	13.5	0.15
			東西壁	60	28.46s	581	4	3.0	13.5	0.23
			隔壁	80	28.46s	-385	-316	4.4	13.5	0.33
③	S <sub>s</sub> -F 2	++	底版	13	28.45s	908	-905	4.0	13.5	0.30
			頂版	21	28.45s	-268	-135	2.9	13.5	0.22
			南北壁	31	28.45s	-378	-1803	2.0	13.5	0.15
			東西壁	60	28.45s	-630	-171	3.0	13.5	0.23
			隔壁	80	28.45s	-395	-329	4.5	13.5	0.34

注記\* : 評価位置を図 6-13 に示す。

表 6-13(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (鉄筋)

解析 ケース	地震動	評価位置*		照査 時刻	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生	短期許容	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$	
							応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )		
①	S <sub>s</sub> -D 1	++	底版	12	40.96s	109	638	88	294	0.30
			頂版	21	40.96s	-52	449	97	294	0.33
			南北壁	42	40.96s	-83	811	101	294	0.35
			東西壁	60	40.96s	461	44	128	294	0.44
			隔壁	80	40.96s	-265	22	119	294	0.41
		-+	底版	12	48.11s	104	708	95	294	0.33
			頂版	21	48.11s	-9	612	100	294	0.35
			南北壁	42	48.11s	-82	854	105	294	0.36
			東西壁	60	48.11s	414	12	111	294	0.38
			隔壁	80	48.11s	-301	-55	122	294	0.42
	S <sub>s</sub> -D 2	++	底版	12	17.75s	133	614	90	294	0.31
			頂版	23	17.75s	-6	661	107	294	0.37
			南北壁	42	17.75s	-122	765	104	294	0.36
			東西壁	50	17.75s	-729	-383	109	294	0.38
			隔壁	70	17.75s	-263	-145	91	294	0.31
		-+	底版	12	26.75s	116	686	95	294	0.33
			頂版	21	26.75s	-5	626	101	294	0.35
			南北壁	42	26.75s	-89	839	105	294	0.36
			東西壁	60	17.75s	-641	-268	104	294	0.36
			隔壁	80	26.75s	-288	-62	115	294	0.40
	S <sub>s</sub> -D 3	++	底版	12	23.73s	135	504	79	294	0.27
			頂版	21	23.73s	14	547	93	294	0.32
			南北壁	42	23.73s	-134	623	91	294	0.31
			東西壁	60	23.73s	-632	-228	107	294	0.37
			隔壁	80	18.29s	-227	-94	84	294	0.29
		-+	底版	12	18.29s	131	500	78	294	0.27
			頂版	23	18.29s	71	531	97	294	0.33
			南北壁	42	18.29s	-123	636	90	294	0.31
東西壁			50	18.29s	-651	-340	98	294	0.34	
隔壁			70	15.53s	-235	-70	91	294	0.31	
S <sub>s</sub> -F 1	++	底版	11	18.86s	752	-579	79	294	0.27	
		頂版	23	18.86s	12	550	92	294	0.32	
		南北壁	42	18.86s	-137	600	89	294	0.31	
		東西壁	50	18.86s	-701	-409	100	294	0.35	
		隔壁	70	18.86s	-216	-110	76	294	0.26	
	-+	底版	12	18.86s	131	498	78	294	0.27	
		頂版	21	18.86s	-45	401	86	294	0.30	
		南北壁	42	18.86s	-124	625	89	294	0.31	
		東西壁	60	18.86s	-662	-252	110	294	0.38	
		隔壁	80	18.86s	-231	-108	83	294	0.29	

注記\* : 評価位置を図 6-13 に示す。



表 6-13(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (鉄筋)

解析 ケース	地震動	評価位置*	照査 時刻	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生	短期許容	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$		
						応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )			
①	S <sub>s</sub> -F 2	++	底版	12	28.46s	107	754	100	294	0.35
			頂版	21	28.46s	-59	516	111	294	0.38
			南北壁	42	28.46s	-91	923	114	294	0.39
			東西壁	60	28.46s	584	35	159	294	0.55
			隔壁	80	28.46s	-290	47	134	294	0.46
		-+	底版	12	28.35s	119	573	83	294	0.29
			頂版	23	28.35s	-3	552	88	294	0.30
			南北壁	32	28.35s	-100	686	91	294	0.31
			東西壁	50	28.35s	-604	-271	96	294	0.33
			隔壁	70	28.35s	-265	-72	104	294	0.36
	S <sub>s</sub> -F 3	++	底版	12	26.70s	130	579	86	294	0.30
			頂版	23	26.70s	80	559	104	294	0.36
			南北壁	42	26.70s	-125	712	99	294	0.34
			東西壁	50	26.70s	-694	-354	105	294	0.36
			隔壁	70	26.70s	-272	-166	92	294	0.32
		-+	底版	12	26.70s	127	632	91	294	0.31
			頂版	21	26.70s	-5	623	100	294	0.35
			南北壁	42	26.70s	-128	744	103	294	0.36
			東西壁	60	26.70s	-679	-253	114	294	0.39
			隔壁	80	26.70s	-278	-122	101	294	0.35
S <sub>s</sub> -N 1	++	底版	11	7.54s	555	-435	57	294	0.20	
		頂版	23	7.54s	54	376	71	294	0.25	
		南北壁	42	7.54s	-121	419	67	294	0.23	
		東西壁	50	7.54s	-520	-300	75	294	0.26	
		隔壁	70	7.54s	-141	-5	61	294	0.21	
	-+	底版	13	7.60s	868	-878	72	294	0.25	
		頂版	21	7.61s	-45	352	79	294	0.27	
		南北壁	42	7.61s	-152	458	77	294	0.27	
		東西壁	60	7.61s	491	6	130	294	0.45	
		隔壁	80	7.60s	-168	-58	64	294	0.22	
②	S <sub>s</sub> -F 2	++	底版	12	28.46s	107	752	100	294	0.35
			頂版	21	28.46s	-58	515	111	294	0.38
			南北壁	42	28.46s	-91	919	114	294	0.39
			東西壁	60	28.46s	577	27	156	294	0.54
			隔壁	80	28.46s	-289	48	134	294	0.46
③	S <sub>s</sub> -F 2	++	底版	12	28.45s	109	773	102	294	0.35
			頂版	21	28.45s	-14	679	113	294	0.39
			南北壁	42	28.45s	-92	937	116	294	0.40
			東西壁	60	28.46s	582	36	158	294	0.54
			隔壁	80	28.45s	-298	30	135	294	0.46

注記\* : 評価位置を図 6-13 に示す。

### 6.3.2 せん断破壊に対する評価結果

鉄筋コンクリート部材のせん断破壊に対する各部材での最大照査値について、表 6-14 に解析ケース・地震動ごとに示す。

同表より、発生せん断力が、全ケースにおいて短期許容せん断力を下回ることを確認した。

表 6-14(1) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動	評価位置*	照査 時刻	発生 せん断力	短期許容 せん断力	照査値 $V/V_a$		
				V (kN/m)	$V_a$ (kN/m)			
①	S s - D 1	++	底版	11	40.96s	262	969	0.28
			頂版	22	40.96s	162	729	0.23
			南北壁	31	40.96s	167	1175	0.15
			東西壁	60	40.96s	473	1175	0.41
			隔壁	70	40.96s	217	723	0.31
		-+	底版	11	48.11s	261	969	0.27
			頂版	22	48.11s	166	729	0.23
			南北壁	31	48.11s	172	1175	0.15
			東西壁	60	48.11s	449	1175	0.39
			隔壁	70	48.11s	226	723	0.32
	S s - D 2	++	底版	11	17.75s	416	969	0.43
			頂版	21	17.75s	145	729	0.20
			南北壁	33	17.75s	174	1175	0.15
			東西壁	50	17.75s	428	1175	0.37
			隔壁	80	17.75s	208	723	0.29
		-+	底版	13	17.75s	404	969	0.42
			頂版	22	26.75s	160	729	0.22
			南北壁	31	26.75s	175	1175	0.15
			東西壁	60	17.75s	469	1175	0.40
			隔壁	70	26.75s	223	723	0.31
	S s - D 3	++	底版	13	23.73s	378	969	0.40
			頂版	22	23.73s	143	729	0.20
			南北壁	31	23.73s	170	1175	0.15
			東西壁	60	23.73s	489	1175	0.42
隔壁			70	23.73s	185	723	0.26	
-+		底版	11	18.29s	368	969	0.38	
		頂版	21	18.29s	139	729	0.20	
		南北壁	33	18.29s	169	1175	0.15	
		東西壁	50	18.29s	353	1175	0.31	
		隔壁	80	18.29s	178	723	0.25	
S s - F 1	++	底版	11	18.86s	396	969	0.41	
		頂版	21	18.86s	142	729	0.20	
		南北壁	33	18.86s	167	1175	0.15	
		東西壁	50	18.86s	391	1175	0.34	
		隔壁	80	18.86s	175	723	0.25	
	-+	底版	13	18.86s	388	969	0.41	
		頂版	22	18.86s	130	729	0.18	
		南北壁	31	18.86s	159	1175	0.14	
		東西壁	60	18.86s	512	1175	0.44	
		隔壁	70	18.86s	181	723	0.26	

注記\* : 評価位置を図 6-13 に示す。

表 6-14(2) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*	照査 時刻	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub> (kN/m)	照査値 V/V <sub>a</sub>	
①	S <sub>s</sub> -F2	++	底版	13	28.46s	290	969	0.30
			頂版	22	28.46s	184	729	0.26
			南北壁	33	28.46s	179	1175	0.16
			東西壁	60	28.46s	575	1175	0.49
			隔壁	70	28.46s	246	723	0.35
		-+	底版	11	28.46s	370	969	0.39
			頂版	21	28.35s	140	729	0.20
			南北壁	33	28.35s	163	1175	0.14
			東西壁	50	28.46s	351	1175	0.30
			隔壁	80	28.35s	190	723	0.27
	S <sub>s</sub> -F3	++	底版	11	26.70s	389	969	0.41
			頂版	21	26.70s	156	729	0.22
			南北壁	33	26.70s	177	1175	0.16
			東西壁	50	26.70s	373	1175	0.32
			隔壁	80	26.70s	199	723	0.28
		-+	底版	13	26.70s	401	969	0.42
			頂版	22	26.70s	144	729	0.20
			南北壁	31	26.70s	172	1175	0.15
			東西壁	60	26.70s	499	1175	0.43
			隔壁	70	26.70s	214	723	0.30
S <sub>s</sub> -N1	++	底版	11	7.54s	306	969	0.32	
		頂版	21	7.54s	110	729	0.16	
		南北壁	33	7.54s	142	1175	0.13	
		東西壁	50	7.54s	282	1175	0.24	
		隔壁	80	7.54s	127	723	0.18	
	-+	底版	13	7.60s	388	969	0.41	
		頂版	22	7.61s	140	729	0.20	
		南北壁	33	7.61s	156	1175	0.14	
		東西壁	60	7.61s	538	1175	0.46	
		隔壁	70	7.61s	156	723	0.22	
②	S <sub>s</sub> -F2	++	底版	13	28.46s	287	969	0.30
			頂版	22	28.46s	183	729	0.26
			南北壁	33	28.46s	177	1175	0.16
			東西壁	60	28.46s	570	1175	0.49
			隔壁	70	28.46s	245	723	0.34
③	S <sub>s</sub> -F2	++	底版	13	28.45s	305	969	0.32
			頂版	22	28.46s	185	729	0.26
			南北壁	33	28.46s	180	1175	0.16
			東西壁	60	28.46s	574	1175	0.49
			隔壁	70	28.45s	249	723	0.35

注記\* : 評価位置を図 6-13 に示す。

### 6.3.3 水平2方向載荷による評価結果

水平2方向載荷による評価は、「3.5 地震応答解析の解析ケース」に示すとおり、すべての基準地震動 $S_s$ に対して実施する解析ケース①、解析ケース②及び③の照査値の中で最大となる地震動に対し実施する。水平2方向載荷の評価において組合せる荷重は、主方向荷重を水平方向及び鉛直方向荷重、従方向荷重を水平方向荷重とし、従方向荷重は主方向荷重での地震時荷重算定時刻と同時刻の荷重を、位相を変えた地震動にて算出した荷重とする。

なお、「3.5.1(4) 従方向荷重の選定」に示すとおり、強軸方向（南北）に対する地震応答解析は全応力解析及び有効応力解析を実施することから、各々の解析手法から得られた地震時荷重を弱軸方向の地震時荷重と組み合わせて耐震評価を行う。

「6.2 三次元構造解析結果」に示すとおり、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、解析ケース①の $S_s - F_2(++)$ が照査値最大となることから、 $S_s - F_2(++)$ に対する水平2方向載荷による評価を実施する。水平2方向載荷による評価に用いる解析ケースと地震動の組合せを表6-15に示す。

水平2方向載荷に対する評価結果について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケース及び評価結果を表6-16～表6-18に示す。

同表より、発生応力度及び発生せん断力がそれぞれの許容限界を下回ることを確認した。

表6-15 水平2方向載荷による評価に用いる解析ケースと地震動

解析ケース		地震動
主方向	従方向	
①	①	$S_s - F_2(++)$
①	⑥	

表 6-16 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（コンクリート）

評価位置*		解析ケース		地震動	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度 $\sigma'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma'_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma'_c / \sigma'_{ca}$
		主方向	従方向						
底版	13	①	①	主方向：S <sub>s</sub> -F <sub>2</sub> (++) 従方向：S <sub>s</sub> -F <sub>2</sub>	910	-876	4.0	13.5	0.30
頂版	21	①	①		-266	-106	2.8	13.5	0.21
南北壁	41	①	①		-361	-1870	2.0	13.5	0.15
東西壁	60	①	①		590	-37	3.0	13.5	0.23
隔壁	80	①	①		-383	-109	4.5	13.5	0.34

注記\* : 評価位置を図 6-13 に示す。

表 6-17 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

評価位置*		解析ケース		地震動	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
		主方向	従方向						
底版	11	①	①	主方向：S <sub>s</sub> -F <sub>2</sub> (++) 従方向：S <sub>s</sub> -F <sub>2</sub>	140	739	105	294	0.36
頂版	21	①	①		-14	764	127	294	0.44
南北壁	32	①	①		-111	906	116	294	0.40
東西壁	60	①	①		590	76	167	294	0.57
隔壁	80	①	①		-327	182	173	294	0.59

注記\* : 評価位置を図 6-13 に示す。

表 6-18 せん断破壊に対する評価結果

評価位置*		解析ケース		地震動	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub> (kN/m)	照査値 V/V <sub>a</sub>
		主方向	従方向				
底版	13	①	①	主方向：S <sub>s</sub> -F <sub>2</sub> (++) 従方向：S <sub>s</sub> -F <sub>2</sub>	338	969	0.35
頂版	22	①	①		186	729	0.26
南北壁	31	①	①		235	1175	0.20
東西壁	60	①	①		576	1175	0.50
隔壁	70	①	⑥		244	723	0.34

注記\* : 評価位置を図 6-13 に示す。

#### 6.4 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 6-19 に示す。また，最大接地圧分布図を図 6-16 に示す。

同表より，基礎地盤に発生する接地圧が極限支持力を下回ることを確認した。

表 6-19 基礎地盤の支持性能評価結果

解析 ケース	地震動		接地圧 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_a/R_u$	
①	S <sub>s</sub> -D 1	++	0.7	11.4	0.07	
		-+	0.8	11.4	0.08	
	S <sub>s</sub> -D 2	++	0.9	11.4	0.08	
		-+	0.8	11.4	0.08	
	S <sub>s</sub> -D 3	++	0.8	11.4	0.08	
		-+	0.8	11.4	0.08	
	S <sub>s</sub> -F 1	++	0.8	11.4	0.08	
		-+	0.7	11.4	0.07	
	S <sub>s</sub> -F 2	++	0.8	11.4	0.08	
		-+	0.9	11.4	0.08	
	S <sub>s</sub> -F 3	++	0.9	11.4	0.08	
		-+	0.8	11.4	0.08	
	S <sub>s</sub> -N 1	++	0.8	11.4	0.08	
		-+	0.7	11.4	0.07	
	②	S <sub>s</sub> -F 2	++	0.8	11.4	0.08
	③	S <sub>s</sub> -F 2	++	0.8	11.4	0.08

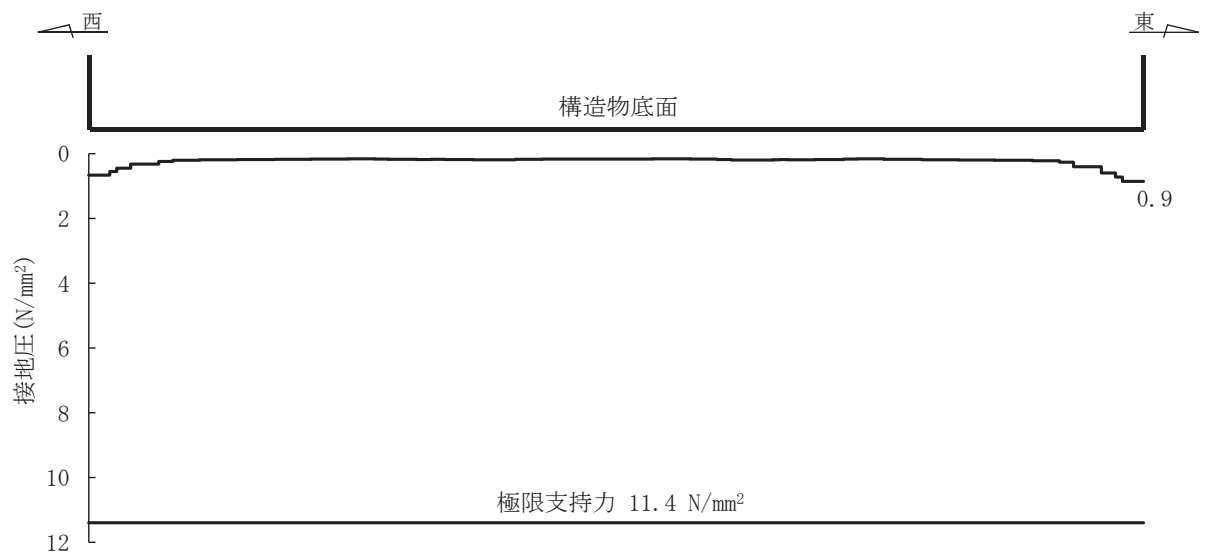


図 6-16 基礎地盤の最大接地圧分布図  
 (解析ケース①, S<sub>s</sub>-F3 (++) )



## 7. まとめ

ガスタービン発電設備軽油タンク室については、基準地震動 $S_s$ による耐震評価として、構造部材の曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持性能に対する評価を実施した。

構造部材の健全性評価については、鉄筋コンクリート部材の発生応力度、発生せん断力が要求機能に応じた許容限界を下回ることを確認した。

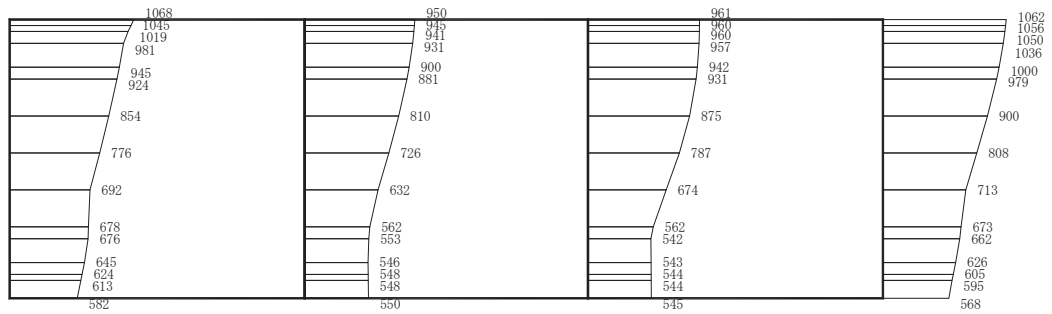
基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が極限支持力に基づく許容限界を下回ることを確認した。

以上から、ガスタービン発電設備軽油タンク室は、基準地震動 $S_s$ による地震力に対して、構造強度を有すること及び常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備を支持する機能を損なわないことを確認した。

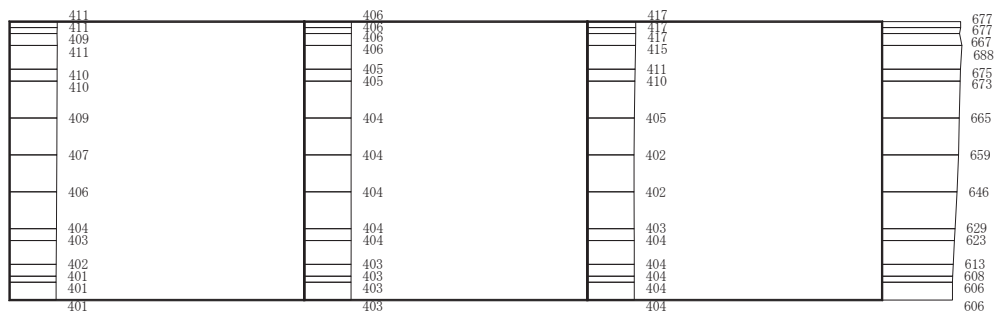
## 参考資料 1 機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケース

ガスタービン発電設備軽油タンク室に支持される機器・配管系の耐震評価に適用する床応答への保守的な配慮として、基準地震動  $S_s$  (7 波) を用いて、ケース①に加え、「資料 13 ガスタービン発電設備軽油タンク室の耐震安全性評価」の「3. 地震応答解析」に基づきケース②～④の解析を実施している。

鉄筋コンクリート部材の初期剛性低下の影響として、鉄筋コンクリート部材の剛性を 0.75 倍したケースに係る地震応答解析結果として、基準地震動  $S_s$  に対する最大加速度分布図を図 1-1～図 1-14 に示す。



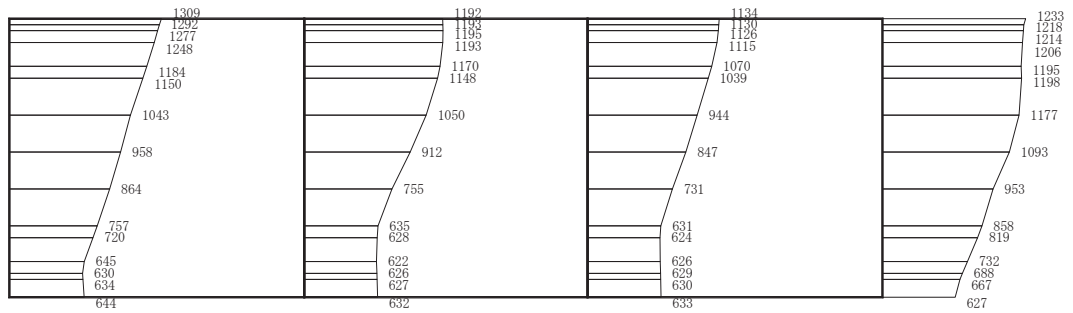
(a) S s - D 1 (++) 水平



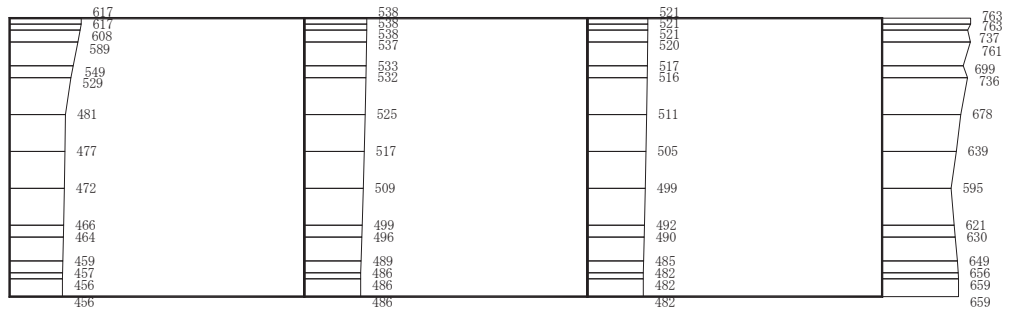
(b) S s - D 1 (++) 鉛直

構造スケール 0 \_\_\_\_\_ 2 (m)      応答値スケール 0 \_\_\_\_\_ 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-1 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 東西方向)



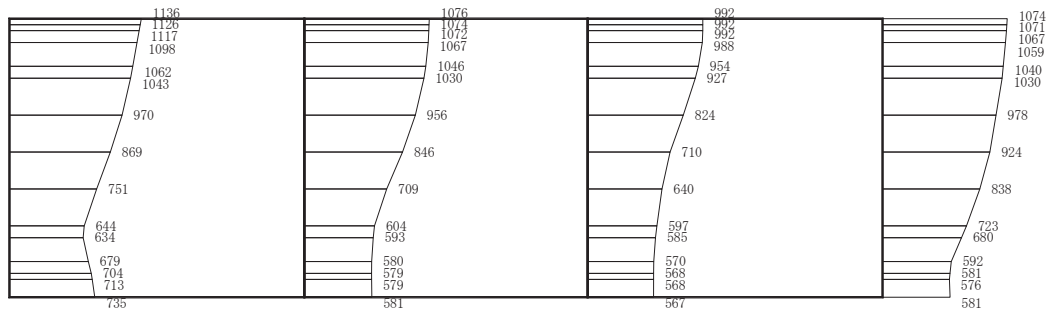
(a) S s - D 2 (++) 水平



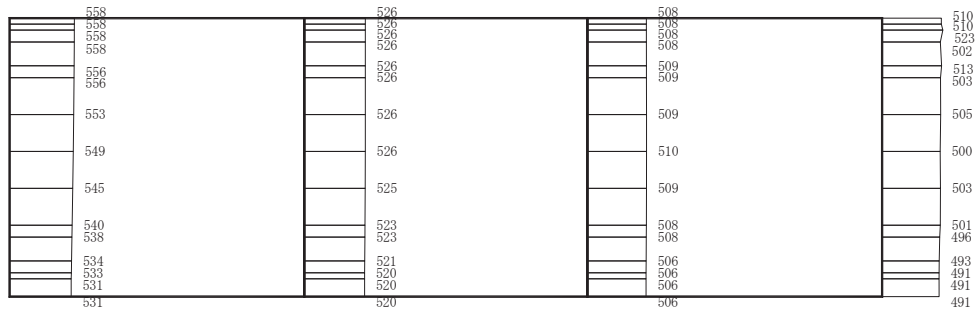
(b) S s - D 2 (++) 鉛直

構造スケール 0 \_\_\_\_\_ 2 (m)      応答値スケール 0 \_\_\_\_\_ 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-2 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 東西方向)



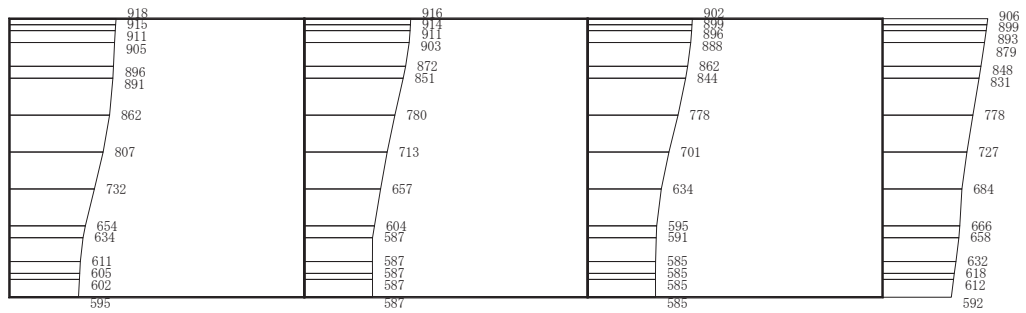
(a) S s - D 3 (++) 水平



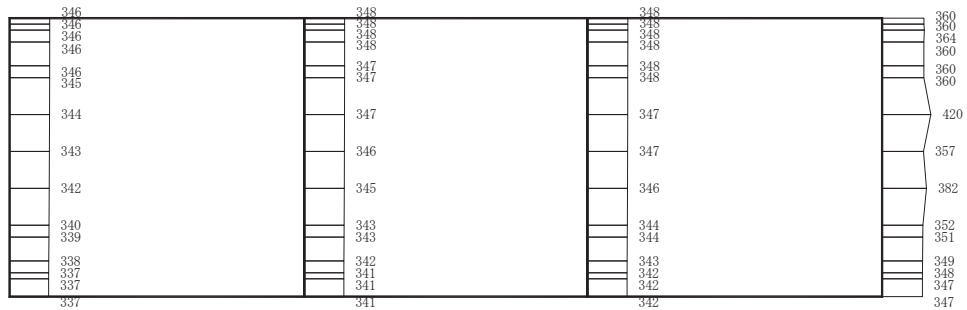
(b) S s - D 3 (++) 鉛直

構造スケール 0  (m) 応答値スケール 0  (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-3 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 東西方向)



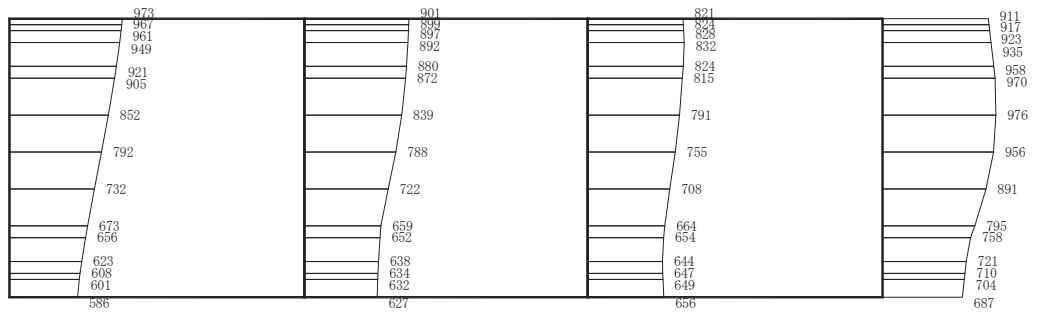
(a)  $S_s - F1$  (++) 水平



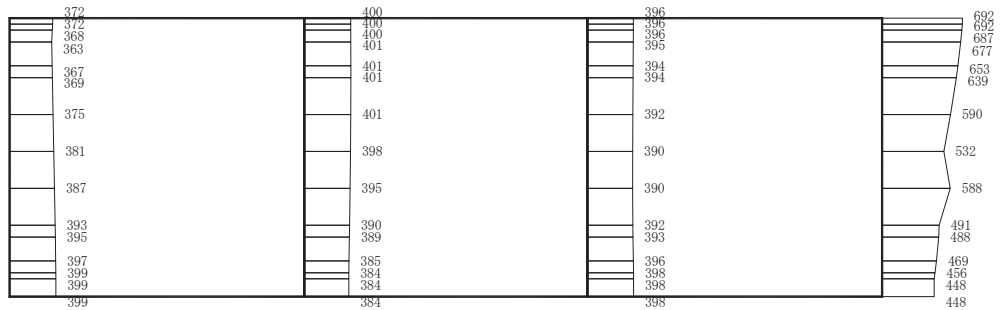
(b)  $S_s - F1$  (++) 鉛直

構造スケール 0  2 (m)      応答値スケール 0  1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-4 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 東西方向)



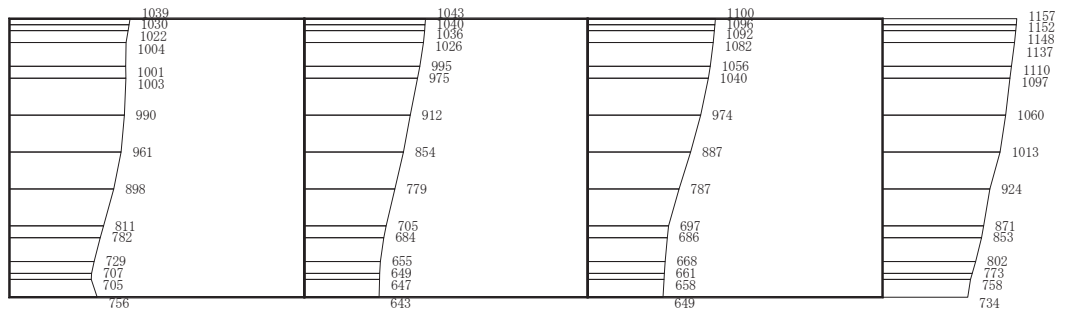
(a)  $S_s - F_2$  (++) 水平



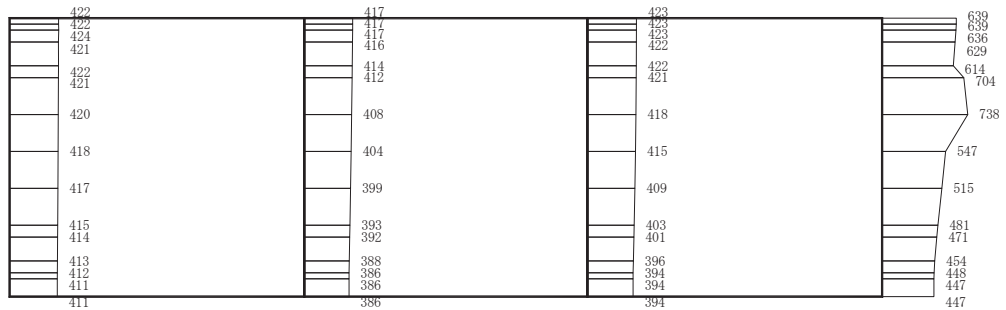
(b)  $S_s - F_2$  (++) 鉛直

構造スケール 0  2 (m)      応答値スケール 0  1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-5 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 東西方向)



(a) S s - F 3 (++) 水平

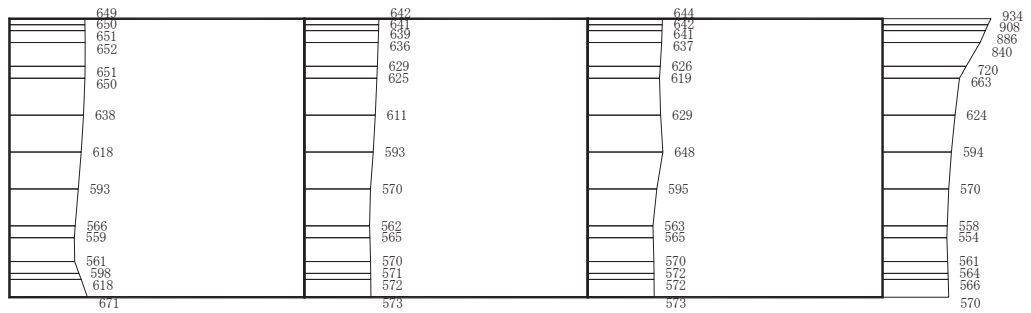


(b) S s - F 3 (++) 鉛直

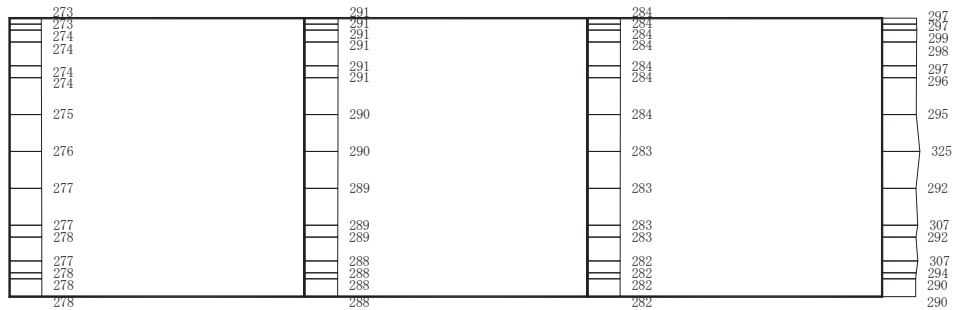
構造スケール 0  2 (m)      応答値スケール 0  1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-6 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 東西方向)





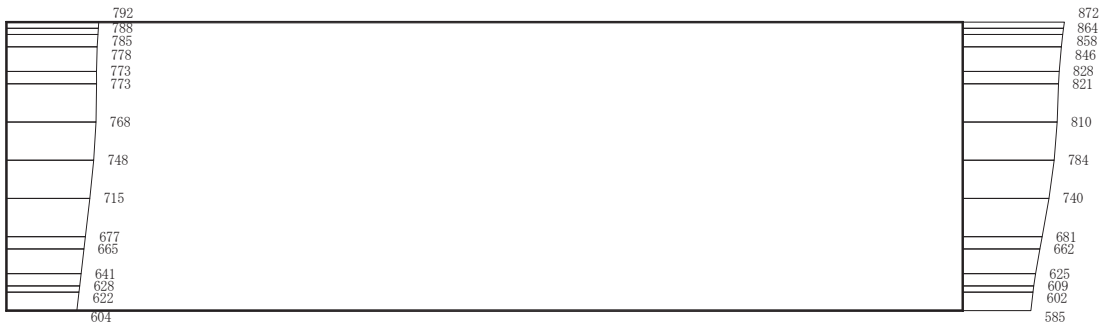
(a) S s - N 1 (++) 水平



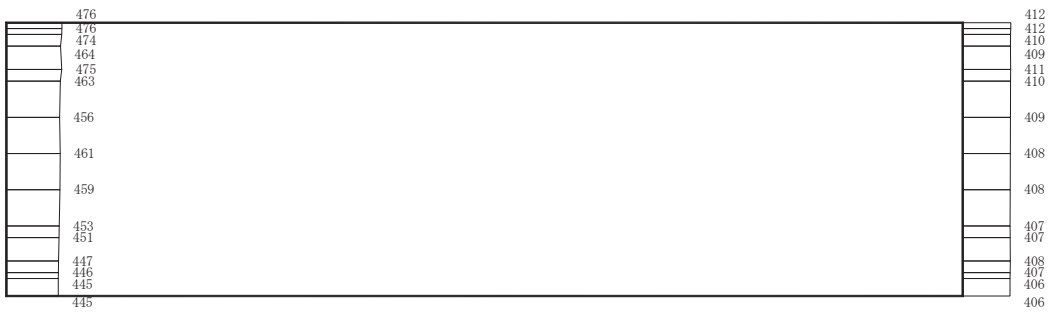
(b) S s - N 1 (++) 鉛直

構造スケール 0  2 (m)      応答値スケール 0  1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-7 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 東西方向)



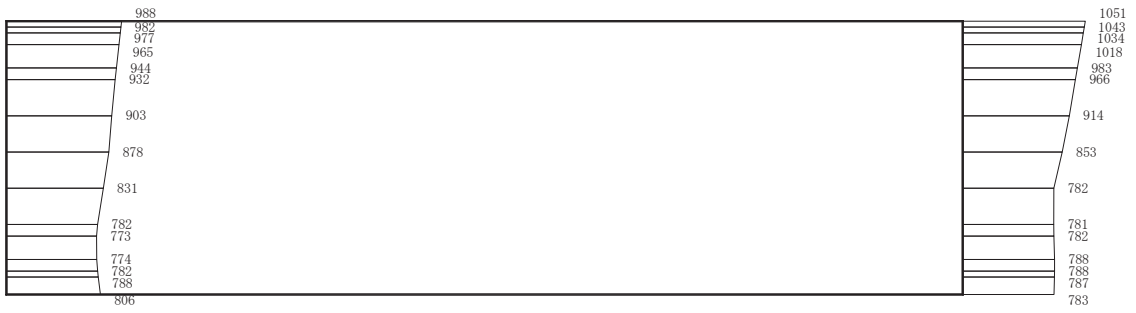
(a) S s - D 1 (++) 水平



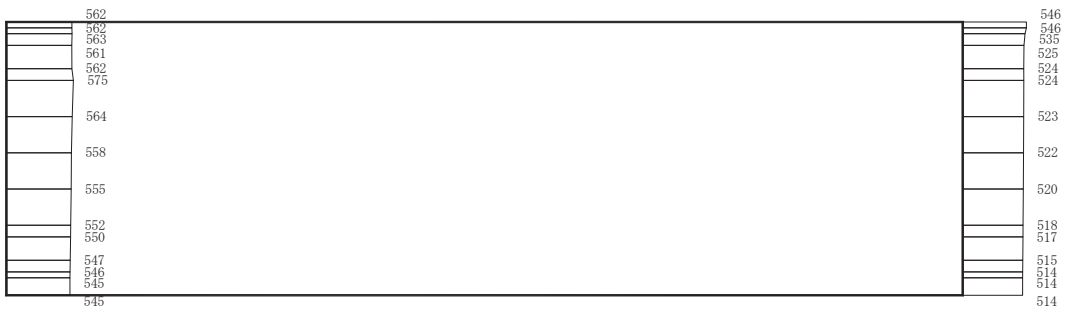
(b) S s - D 1 (++) 鉛直

構造スケール 0 \_\_\_\_\_ 2 (m)      応答値スケール 0 \_\_\_\_\_ 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-8 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 南北方向)



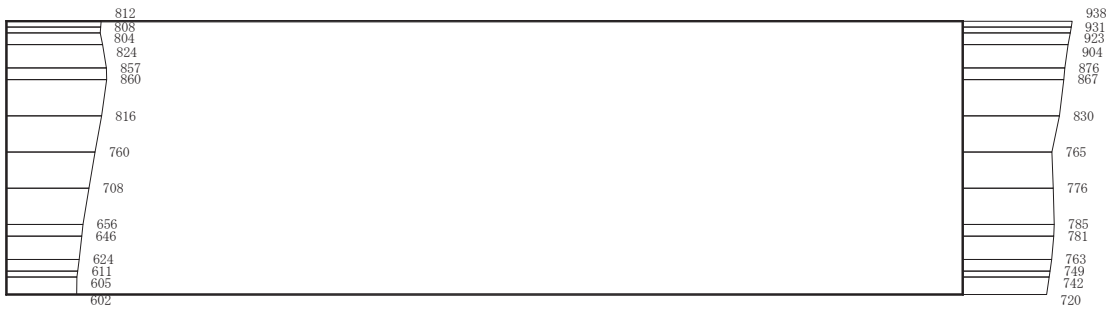
(a) S s - D 2 (++) 水平



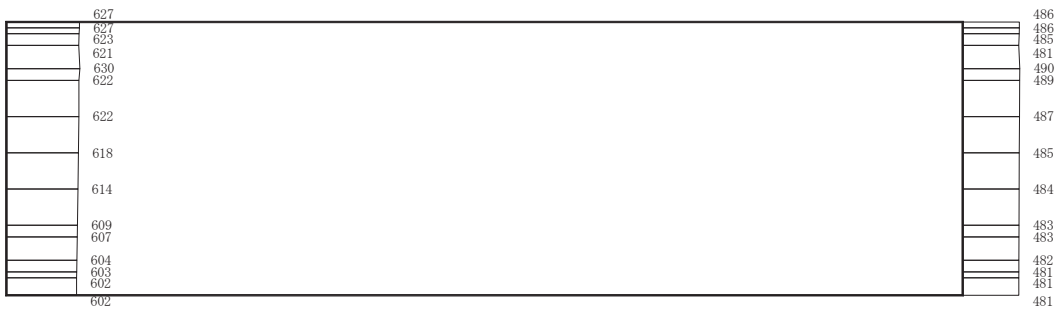
(b) S s - D 2 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m)      応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-9 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 南北方向)



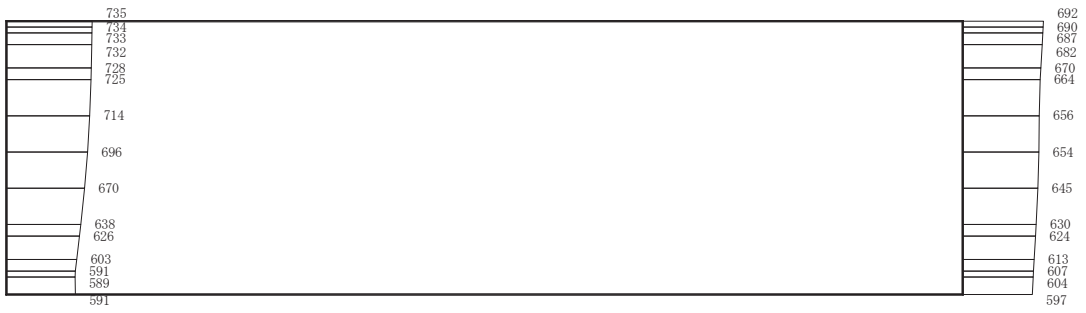
(a) S s - D 3 (++) 水平



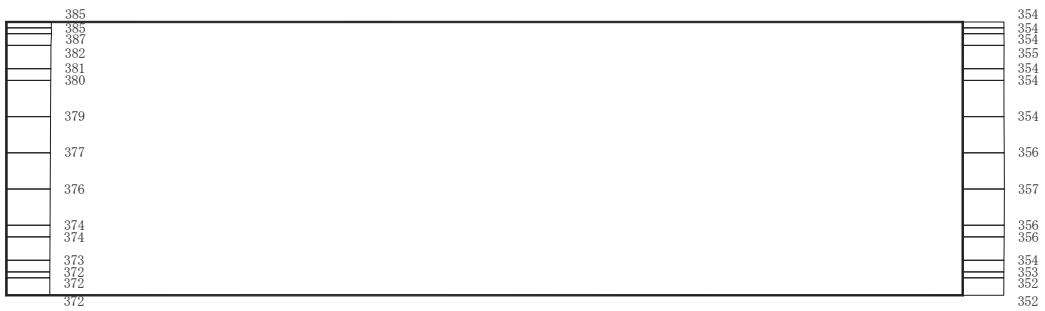
(b) S s - D 3 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m)      応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-10 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 南北方向)



(a) S s - F 1 (++) 水平



(b) S s - F 1 (++) 鉛直



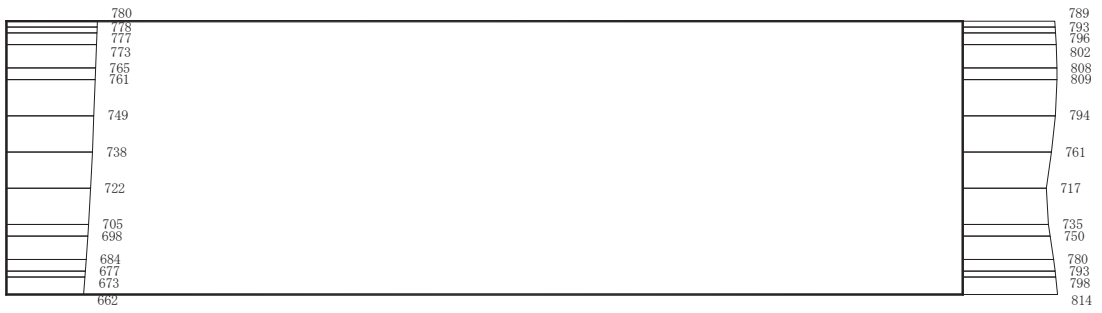
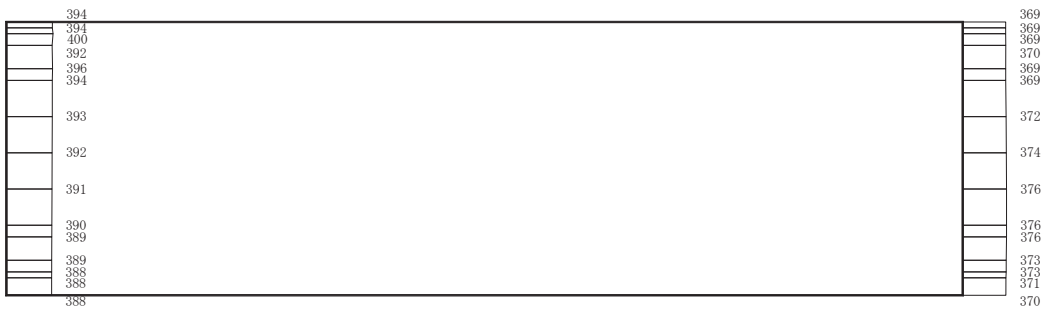
構造スケール 0  2 (m)      応答値スケール 0  1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-11 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 南北方向)



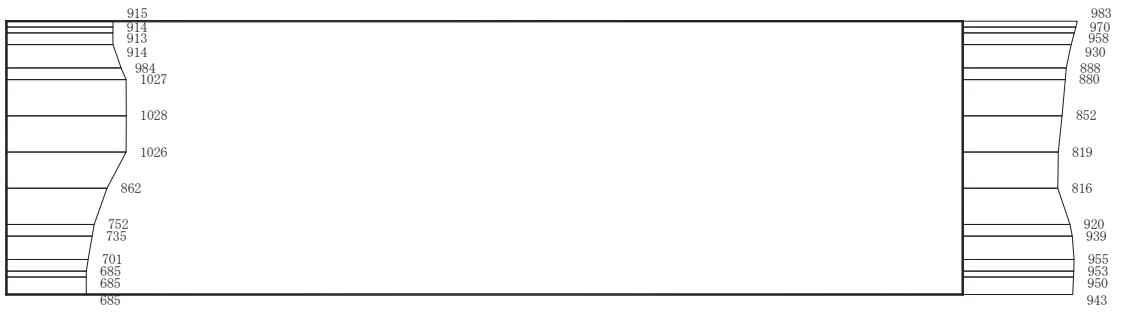
(a) S s - F 2 (++) 水平



(b) S s - F 2 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m)      応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-12 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 南北方向)



(a) S s - F 3 (++) 水平



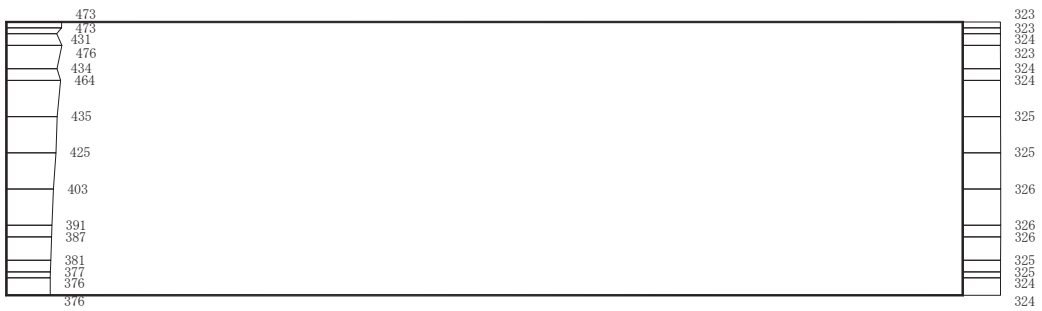
(b) S s - F 3 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m)      応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-13 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 南北方向)



(a) S s - N 1 (++) 水平



(b) S s - N 1 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m)      応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-14 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, 南北方向)



資料 14 第 3 号機海水ポンプ室の耐震安全性評価

## 目 次

1. 評価方法	資料 14-1
2. 評価条件	資料 14-1
2.1 適用規格	資料 14-1
2.2 構造及び補強の概要	資料 14-4
2.3 耐震評価フロー	資料 14-12
2.4 地震時荷重算出断面の選定	資料 14-18
2.5 使用材料及び材料の物性値	資料 14-21
2.6 地盤物性値	資料 14-21
2.7 評価構造物諸元及び要求機能の考え方	資料 14-27
2.7.1 評価構造物諸元	資料 14-27
2.7.2 第3号機海水ポンプ室の要求機能の考え方	資料 14-30
2.8 地下水位	資料 14-32
3. 地震応答解析	資料 14-34
3.1 地震応答解析手法	資料 14-34
3.2 地震応答解析モデルの設定	資料 14-37
3.2.1 解析モデル領域	資料 14-37
3.2.2 境界条件	資料 14-39
3.2.3 構造物のモデル化	資料 14-45
3.2.4 隣接構造物のモデル化	資料 14-52
3.2.5 地盤及びマンメイドロック (MMR) のモデル化	資料 14-52
3.2.6 ジョイント要素の設定	資料 14-53
3.3 減衰定数	資料 14-58
3.4 荷重の組合せ	資料 14-70
3.4.1 機器・配管荷重	資料 14-71
3.4.2 外水圧	資料 14-72
3.4.3 内水圧	資料 14-74
3.4.4 積載荷重	資料 14-76
3.4.5 動水圧	資料 14-78
3.5 地震応答解析の解析ケース	資料 14-81
3.5.1 耐震評価における解析ケース	資料 14-81
3.5.2 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース	資料 14-89
4. 三次元構造解析	資料 14-93
4.1 解析手法	資料 14-93
4.2 解析モデルの設定	資料 14-94
4.2.1 構造物のモデル化	資料 14-94
4.2.2 地盤ばね要素	資料 14-97
4.2.3 材料の非線形特性	資料 14-98
4.3 照査時刻の選定	資料 14-102

4.4	入力荷重	資料 14-105
4.4.1	常時荷重	資料 14-108
4.4.2	慣性力（機器）	資料 14-111
4.4.3	慣性力（配管）	資料 14-113
4.4.4	慣性力（躯体）	資料 14-115
4.4.5	動水圧	資料 14-117
4.4.6	地震時土圧・水圧及び周面せん断力	資料 14-119
5.	評価内容	資料 14-121
5.1	入力地震動の設定	資料 14-121
5.2	許容限界の設定	資料 14-154
5.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界	資料 14-154
5.2.2	せん断破壊に対する許容限界	資料 14-159
5.2.3	壁部材の面内せん断に対する許容限界	資料 14-169
5.2.4	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	資料 14-171
6.	評価結果	資料 14-172
6.1	地震応答解析結果	資料 14-172
6.1.1	各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果	資料 14-173
6.1.2	作用荷重分布図	資料 14-209
6.1.3	最大せん断ひずみ分布	資料 14-217
6.1.4	過剰間隙水圧比分布	資料 14-226
6.2	三次元構造解析結果	資料 14-231
6.2.1	解析ケースと照査値	資料 14-237
6.2.2	構造部材のひずみ分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）	資料 14-269
6.2.3	構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）	資料 14-290
6.3	構造部材の健全性に対する評価結果	資料 14-316
6.3.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	資料 14-316
6.3.2	せん断破壊に対する評価結果	資料 14-429
6.3.3	壁部材の面内せん断に対する評価結果	資料 14-492
6.3.4	水平2方向載荷による評価結果	資料 14-529
6.4	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	資料 14-534
6.4.1	基礎地盤（牧の浜部層）	資料 14-534
6.4.2	MMR（既設）	資料 14-539
7.	まとめ	資料 14-582

参考資料

- 参考資料 1 機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケース ..... 資料 14- (参考) 1-1
- 参考資料 2 静的地震力に対する耐震評価 ..... 資料 14- (参考) 2-1
- 参考資料 3 主筋ひずみの平均化について ..... 資料 14- (参考) 3-1
- 参考資料 4 照査時刻の選定の妥当性について ..... 資料 14- (参考) 4-1

## 1. 評価方法

第3号機海水ポンプ室は、耐震重要施設である防潮壁等を間接支持する支持機能及び浸水防止のための止水機能が要求される。

第3号機海水ポンプ室については、基準地震動  $S_s$  による耐震評価として、構造部材の曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持性能に対する評価を実施する。

構造部材の健全性評価については、鉄筋コンクリート部材のひずみ、せん断力、壁部材の面内せん断変形に伴う面内せん断ひずみが要求機能に応じた許容限界を下回ることを確認する。基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が極限支持力に基づく許容限界を下回ることを、マンメイドロック（以下「MMR」という。）に発生する応力（接地圧）が支圧強度を下回ることを及びMMRの健全性を確認する。

## 2. 評価条件

### 2.1 適用規格

第3号機海水ポンプ室の耐震評価に当たっては、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会 2002年制定）（以下「コンクリート標準示方書」という。）、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）を適用するが、鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊の許容限界の一部については、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005年6月 土木学会 原子力土木委員会）（以下「土木学会マニュアル」という。）及びコンクリート標準示方書を適用する。

増厚補強部のせん断破壊に対する許容限界については、トンネル標準示方書〔開削工法編〕・同解説（土木学会 2016年制定）を適用する。

また、三次元静的材料非線形解析（以下「三次元構造解析」という。）に用いる材料定数については、コンクリート標準示方書〔設計編〕（土木学会 2017年制定）（以下「コンクリート標準示方書 2017」という。）を適用する。

また、三次元構造解析に用いる地盤ばねの設定については、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）、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）及び原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）を適用する。

表 2-1 に適用する規格，基準類を示す。

表 2-1 (1) 適用する規格, 基準類

項目	適用する規格, 基準類	備考	確認項目
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書[構造性能照査編] (土木学会 2002 年制定)	・鉄筋コンクリートの材料諸元( $\gamma$ , $E$ , $\nu$ )	—
	・コンクリート標準示方書[設計編] (土木学会 2017 年制定)	・コンクリートの材料定数 (三次元構造解析に用いる材料定数)	—
荷重及び荷重の組合せ	・コンクリート標準示方書[構造性能照査編] (土木学会 2002 年制定)	・永久荷重, 偶発荷重等の適切な組合せを検討	—
許容限界	・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル(2005 年 6 月 土木学会 原子力土木委員会)	・曲げ・軸力系の破壊に対する照査において, 圧縮縁コンクリートひずみが 1.0% (10000 $\mu$ ) を下回ることを確認*	・構造強度を有すること
		・せん断破壊に対する照査において, 発生せん断力がせん断耐力を下回ることを確認*	・構造強度を有すること ・止水機能を損なわないこと ・S クラスの施設を支持する機能を損なわないこと
	・コンクリート標準示方書[構造性能照査編] (土木学会 2002 年制定)	・曲げ・軸力系の破壊に対する照査において, 発生ひずみが部材降伏に相当する限界ひずみ (コンクリート圧縮ひずみ 2000 $\mu$ , 主筋ひずみ 1725 $\mu$ ) 以下であることを確認*	・止水機能を損なわないこと ・S クラスの施設を支持する機能を損なわないこと
	・鉄道構造物等設計標準・同解説 (開削トンネル) (鉄道総合技術研究所 平成 13 年 3 月)	・増厚補強部における既設部材と補強部材のせん断耐力の鉄筋負担分の合成式	

注記\* : 妥当な安全余裕を考慮する。

表 2-1 (2) 適用する規格, 基準類

項目	適用する規格, 基準類	備考	確認項目
許容限界	<ul style="list-style-type: none"> <li>原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987(社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>せん断破壊に対する照査において, 面内せん断ひずみが <math>2000\mu</math> (2/1000) に至らないことを確認*</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>支持機能を損なわないこと</li> </ul>
	<ul style="list-style-type: none"> <li>道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV 下部構造編) (日本道路協会 平成 14 年 3 月)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>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*</li> </ul>	—
地震応答解析	<ul style="list-style-type: none"> <li>原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>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</li> </ul>	—
構造解析	<ul style="list-style-type: none"> <li>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)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>地盤反力係数 (三次元構造解析に用いる係数)</li> </ul>	—
	<ul style="list-style-type: none"> <li>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)</li> </ul>		—
	<ul style="list-style-type: none"> <li>原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会)</li> </ul>		—

注記\* : 妥当な安全余裕を考慮する。

## 2.2 構造及び補強の概要

第3号機海水ポンプ室の位置図を図2-1に、平面図を図2-2に、断面図を図2-3～図2-5に、概略配筋図を図2-6～図2-8に示す。

第3号機海水ポンプ室は、地下2階または地下3階構造となっており、上部はスクリーンエリア、循環水ポンプエリアの2エリアに分かれている。下部は水路となっており、スクリーンエリアの下部は四連のボックスカルバート構造、循環水ポンプエリアの下部は二連のボックスカルバート構造となっている。また、上部は各エリアが隔壁により仕切られ、各エリアによって開口部の存在や中床版の設置レベルが異なる等、複雑な構造となっている。

第3号機海水ポンプ室は、加振方向に平行に配置される妻壁や隔壁等の面部材を耐震部材として考慮する箱形構造物である。

基準地震動 $S_s$ の増大により、第3号機海水ポンプ室の耐震性を確保するために耐震補強を実施する。耐震補強の概要図を図2-9に、補強計画図を図2-10～図2-13に示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する補強として、水路部における導流壁の増厚、気中部における隔壁の追加及び妻壁への補強梁の追加を実施する。

せん断破壊に対する補強として、後施工せん断補強工法（CCb工法）によるせん断補強を実施する。

なお、追加する隔壁も三次元モデルに反映し、評価を行う。

第3号機海水ポンプ室周辺には、図2-14に示す通り、防潮壁及び地盤改良が施工されている。この改良地盤は第3号機海水ポンプ室の耐震補強を目的としたものではなく、防潮壁の変形抑制及び液状化対策を目的としたものである。防潮壁の耐震評価については、「補足140-1 6.3 防潮壁に対する補足説明」に示す。



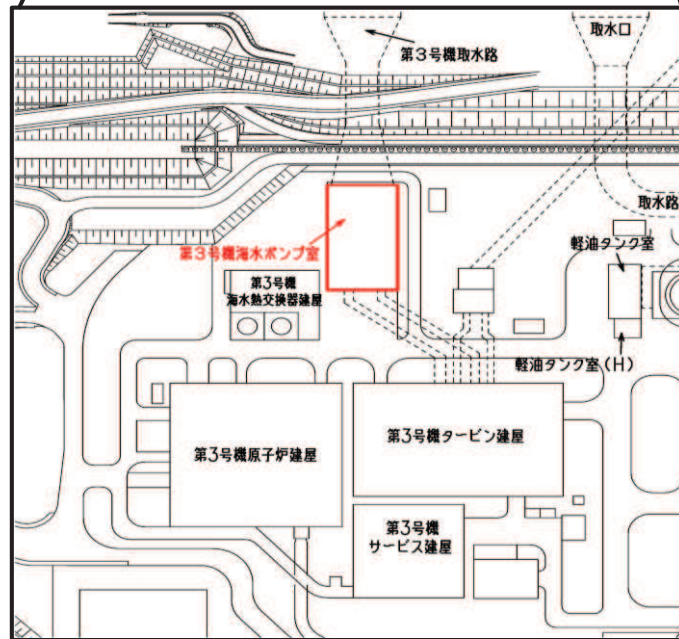
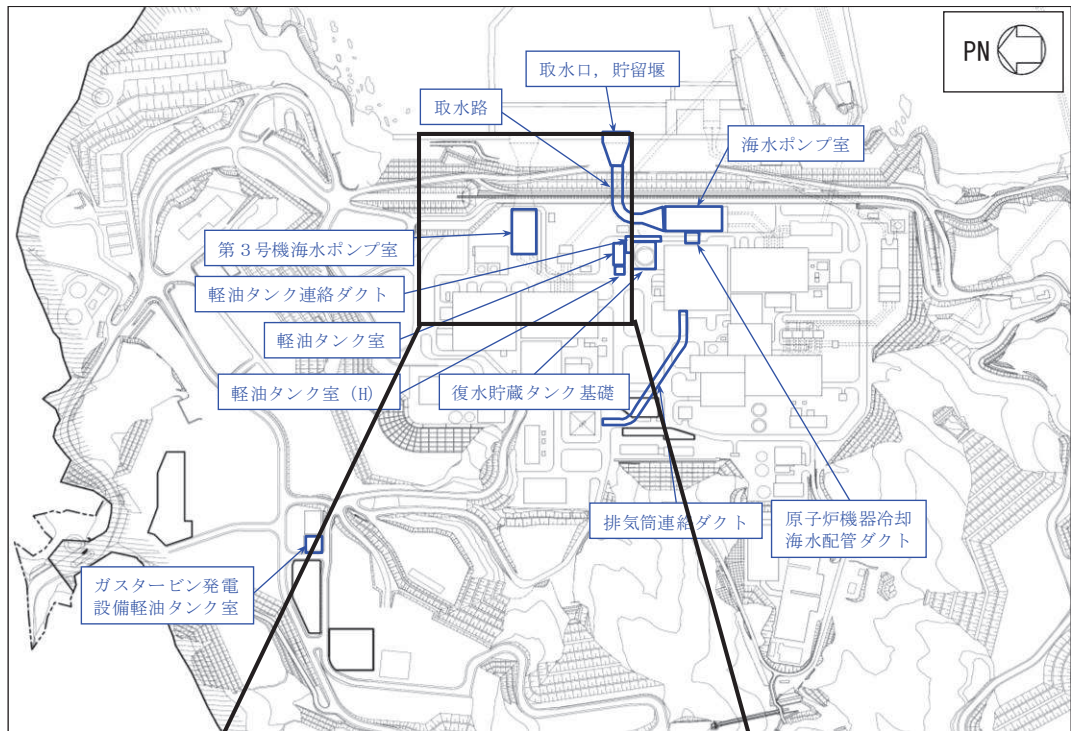


図 2-1 第 3 号機海水ポンプ室の位置図

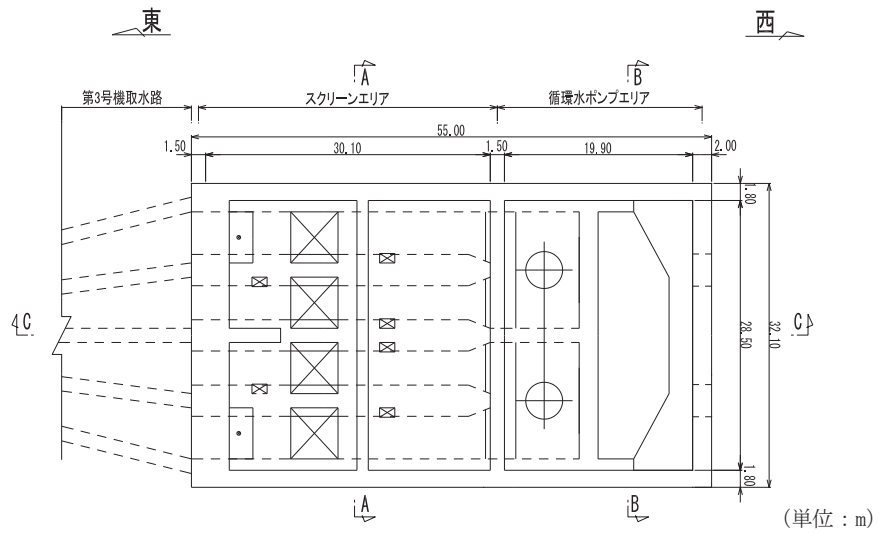


図 2-2 第 3 号機海水ポンプ室平面図

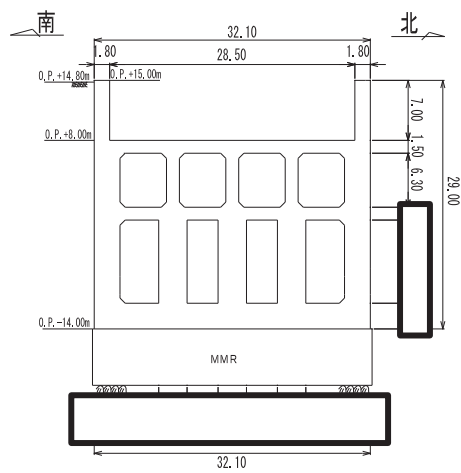


図 2-3 第 3 号機海水ポンプ室断面図 (A-A 断面, 南北 (スクリーンエリア))

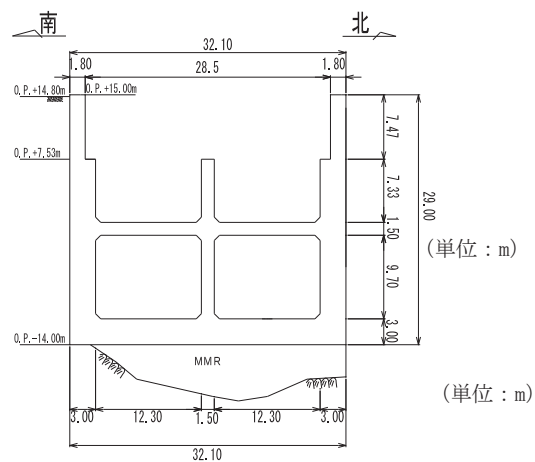


図 2-4 第 3 号機海水ポンプ室断面図 (B-B 断面, 南北 (循環水ポンプエリア))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

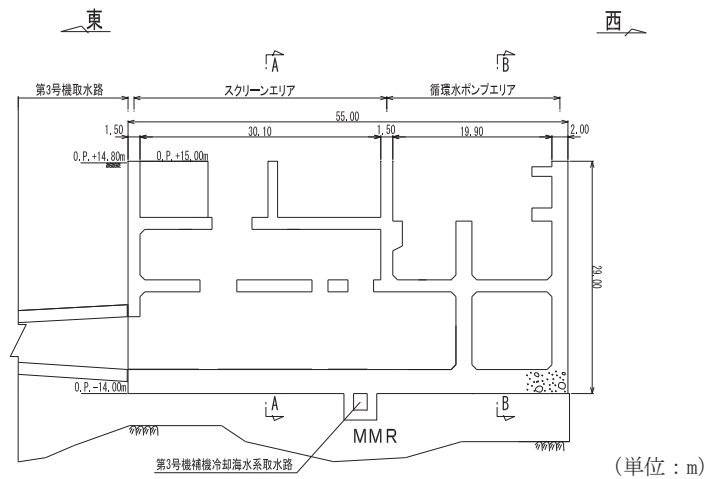
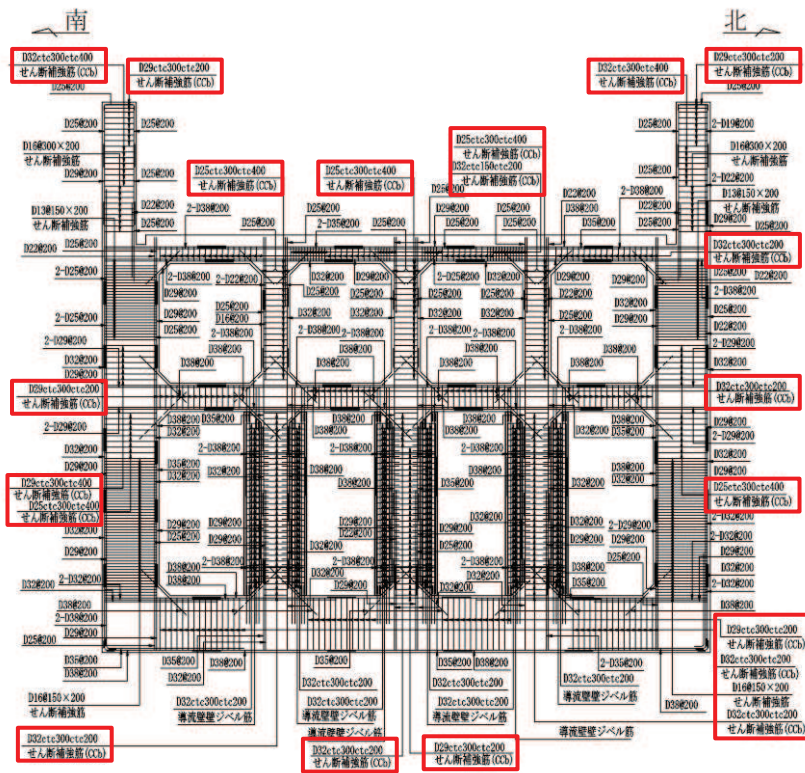


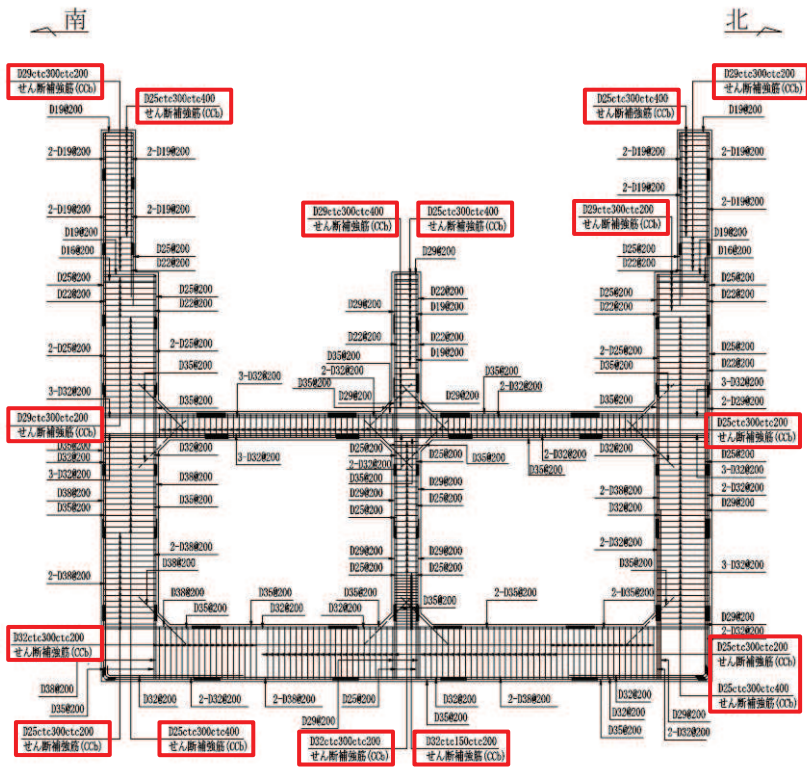
図 2-5 第 3 号機海水ポンプ室断面図 (C-C 断面, 東西)



□ : CCb 工法適用箇所

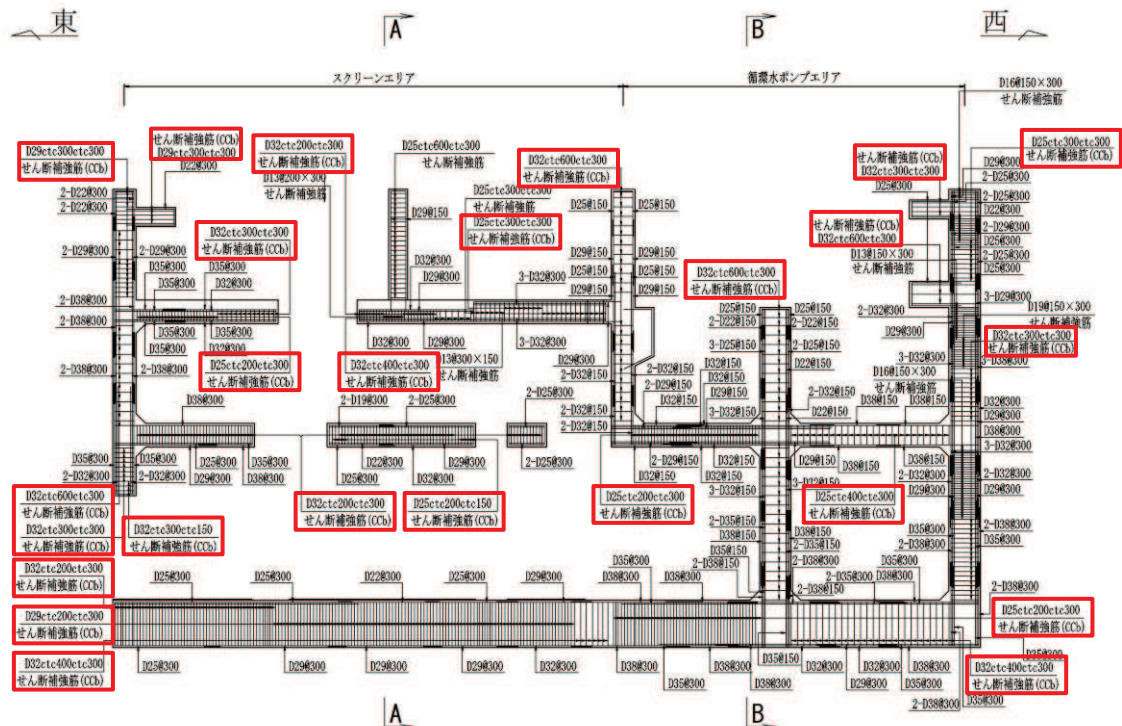
図 2-6 第 3 号機海水ポンプ室概略配筋図 (A-A 断面, 南北 (スクリーンエリア))





□ : CCb 工法適用箇所

図 2-7 第 3 号機海水ポンプ室概略配筋図 (B-B 断面, 南北 (循環水ポンプエリア))



□ : CCb 工法適用箇所

図 2-8 第 3 号機海水ポンプ室概略配筋図 (C-C 断面, 東西)

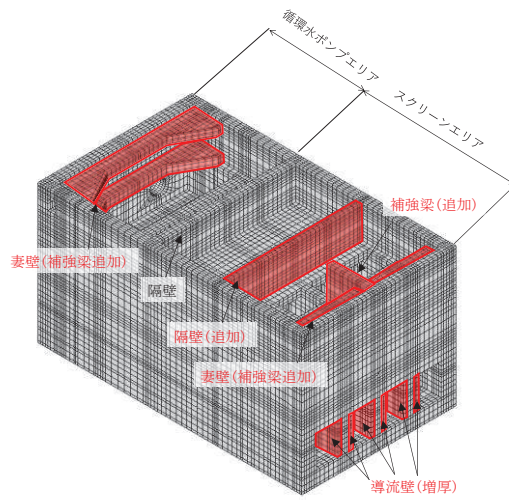
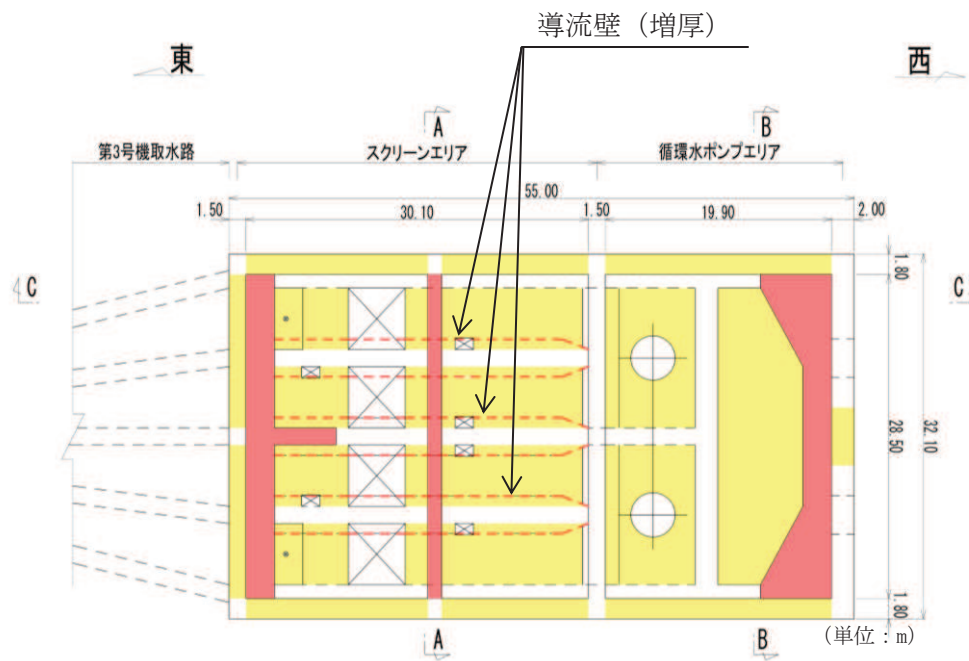


図 2-9 耐震補強の概要図



- : CCbによる耐震補強箇所
- : 部材増厚または部材追加箇所

図 2-10 補強計画図 (平面図)

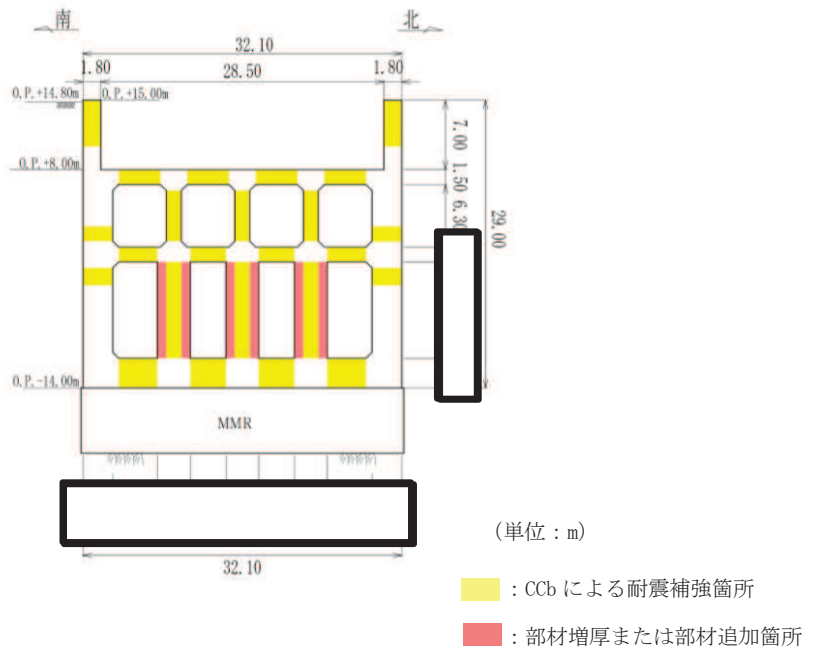


図 2-11 補強計画図 (A-A 断面, 南北 (スクリーンエリア))

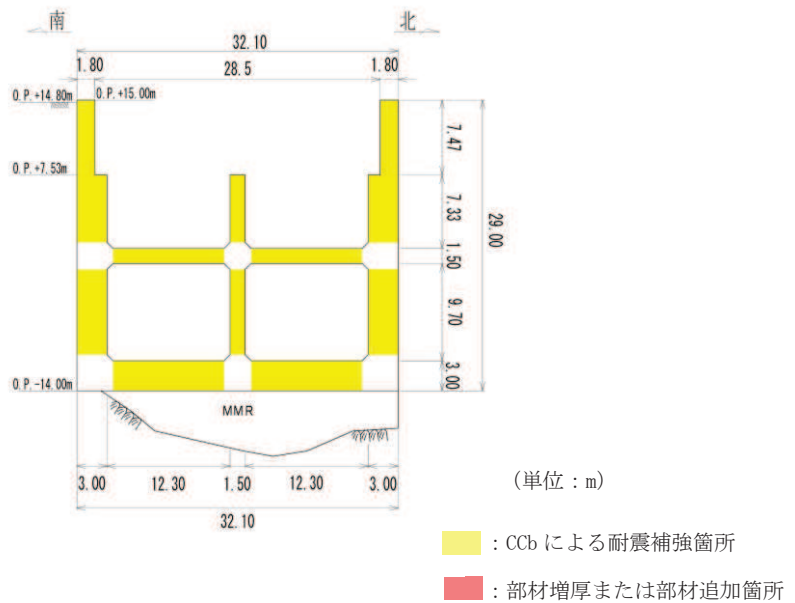


図 2-12 補強計画図 (B-B 断面, 南北 (循環水ポンプエリア))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

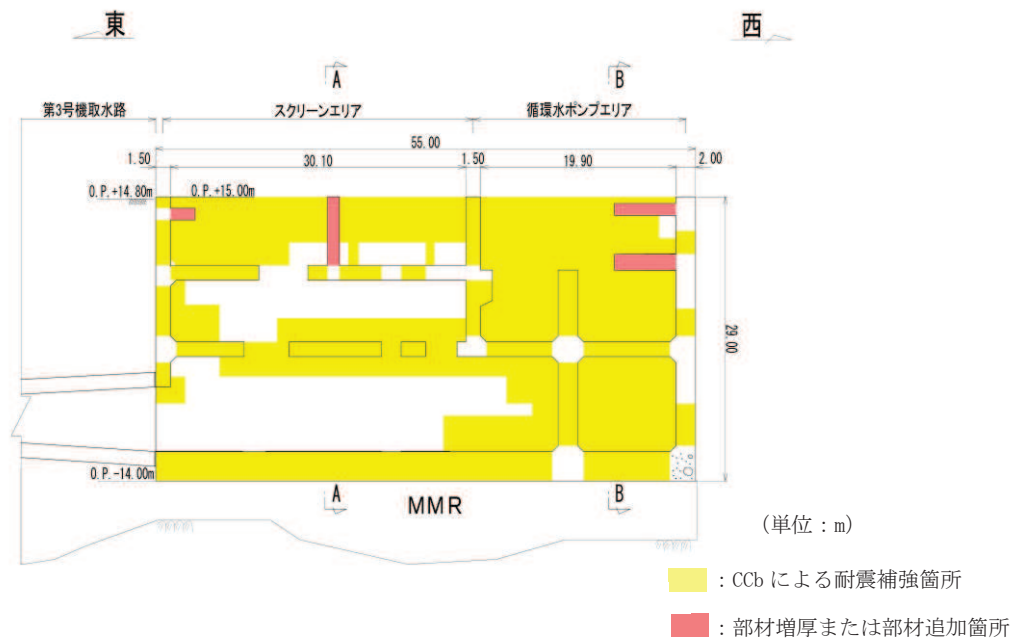


図 2-13 補強計画図 (C-C 断面, 東西)

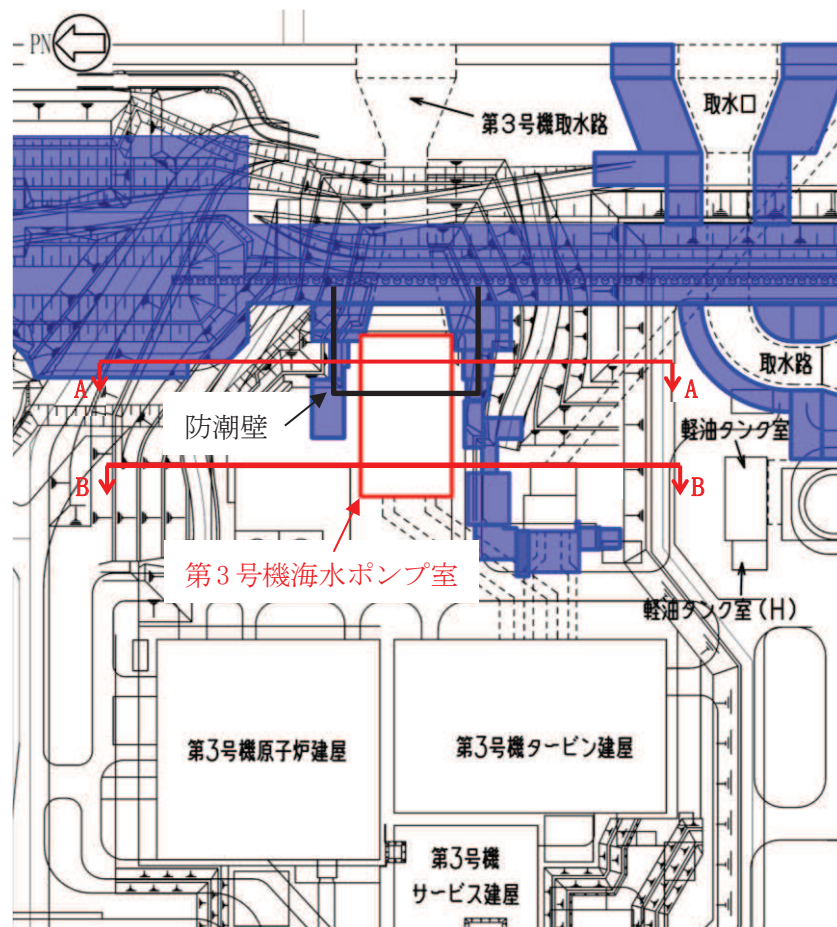


図 2-14 第 3 号機海水ポンプ室 周辺位置図

### 2.3 耐震評価フロー

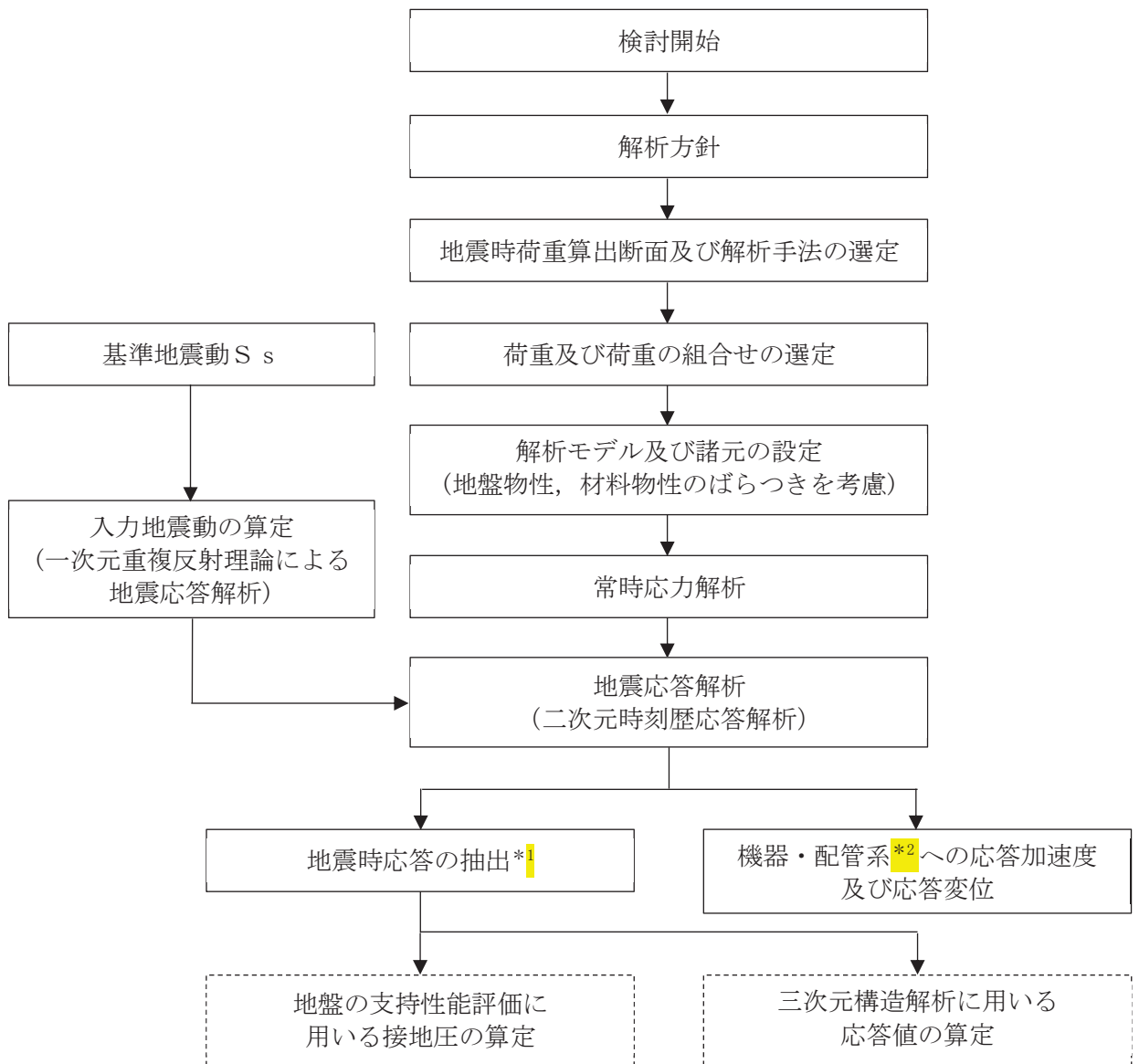
第3号機海水ポンプ室の地震応答解析フロー及び耐震評価フローを図2-15及び図2-16に示す。

第3号機海水ポンプ室は、面部材として加振方向に平行に配置される壁や隔壁を有する箱形構造物であることから、三次元非線形ソリッド要素による三次元構造解析による耐震評価を実施する。図2-16の赤破線内に示す範囲について、地震動1波に対する評価内容を具体化したフローを図2-17に示す。さらに、三次元構造解析における基本ケースから水平2方向荷重に至る一連の評価プロセスを図2-18に示す。三次元構造解析に当たっては、二次元有限要素法を用いた地震応答解析により地震時荷重を算定し、その荷重を三次元構造解析モデルに作用させて耐震評価を実施する。よって、地震応答解析により抽出する応答値は、三次元構造解析モデルに作用させる地震時土圧、慣性力及び基礎地盤に発生する接地圧である。

また、機器・配管系が耐震性に関する技術基準へ適合することを確認するために用いる応答値の抽出を行う。

第3号機海水ポンプ室の基礎地盤の支持性能については、地震応答解析により得られた応答値を用いて耐震評価を行う。





注記\*1: 耐震評価に用いる応答値を算定する。

\*2: 機器・配管系及び防潮壁を示す。

図 2-15 第 3 号機海水ポンプ室の地震応答解析フロー

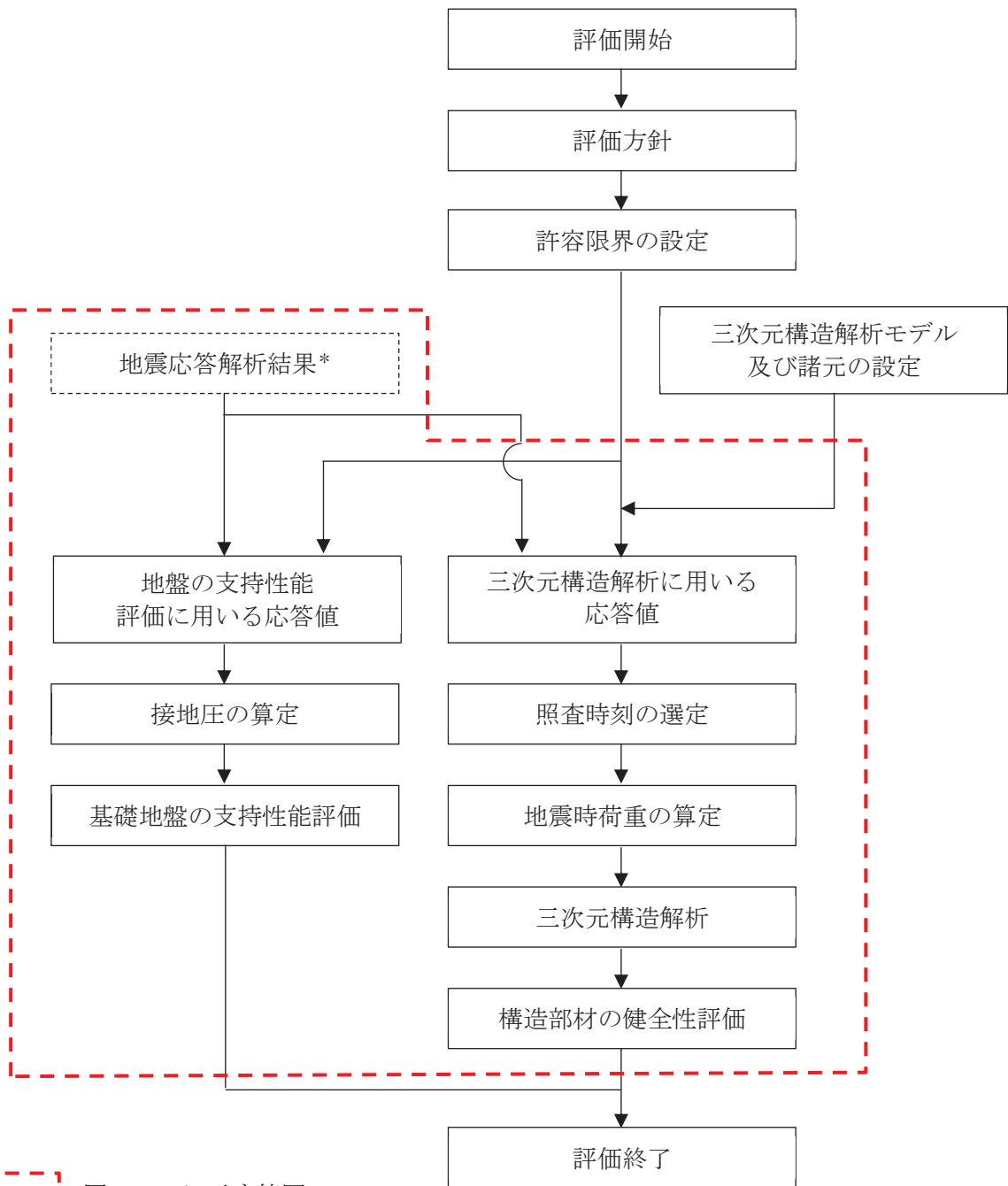


図 2-17 に示す範囲

注記\* : 地震応答解析より算定した値を用いる。

図 2-16 第 3 号機海水ポンプ室の耐震評価フロー

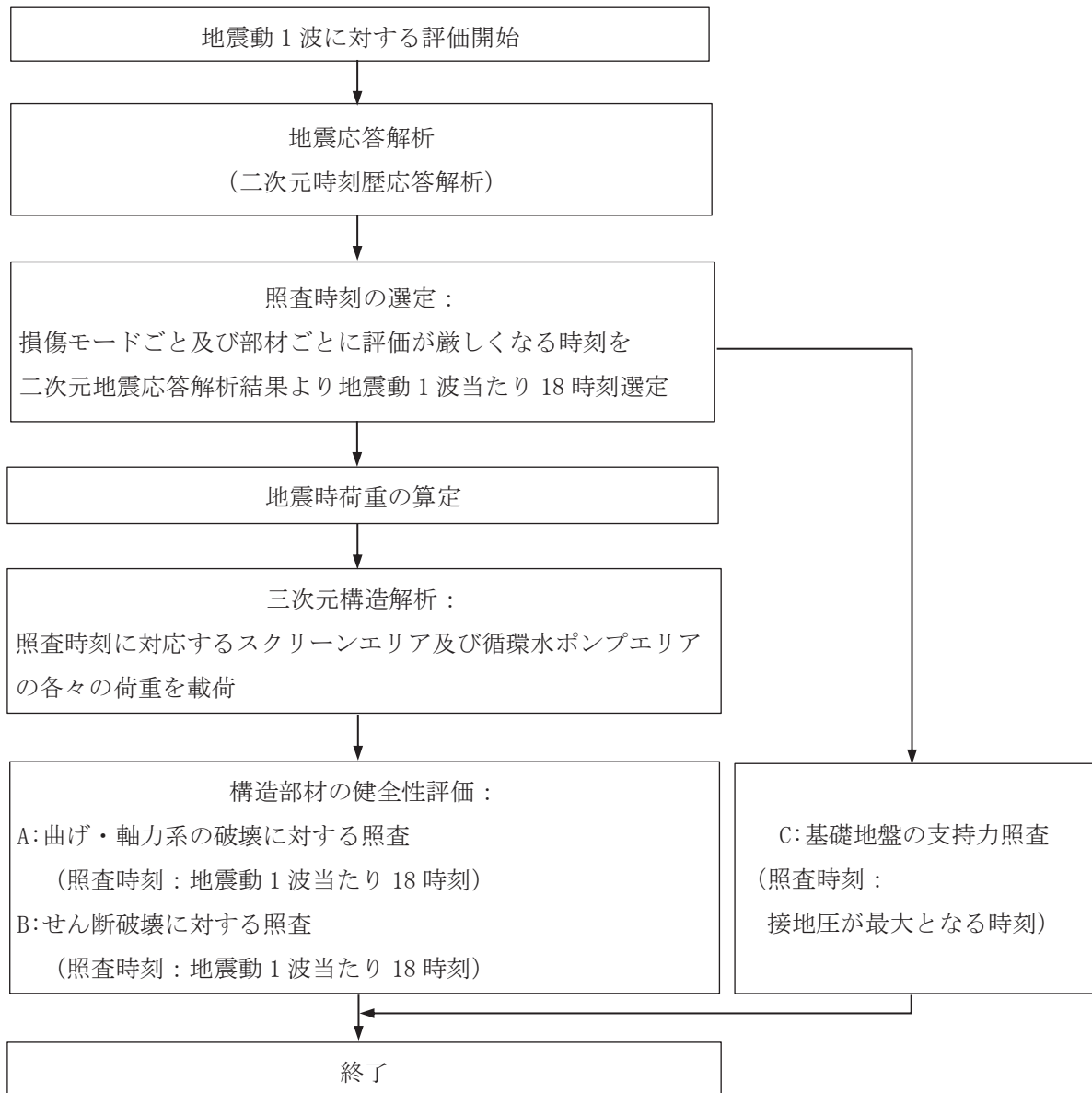


図 2-17 基本フロー（地震動 1 波に対する評価フロー）

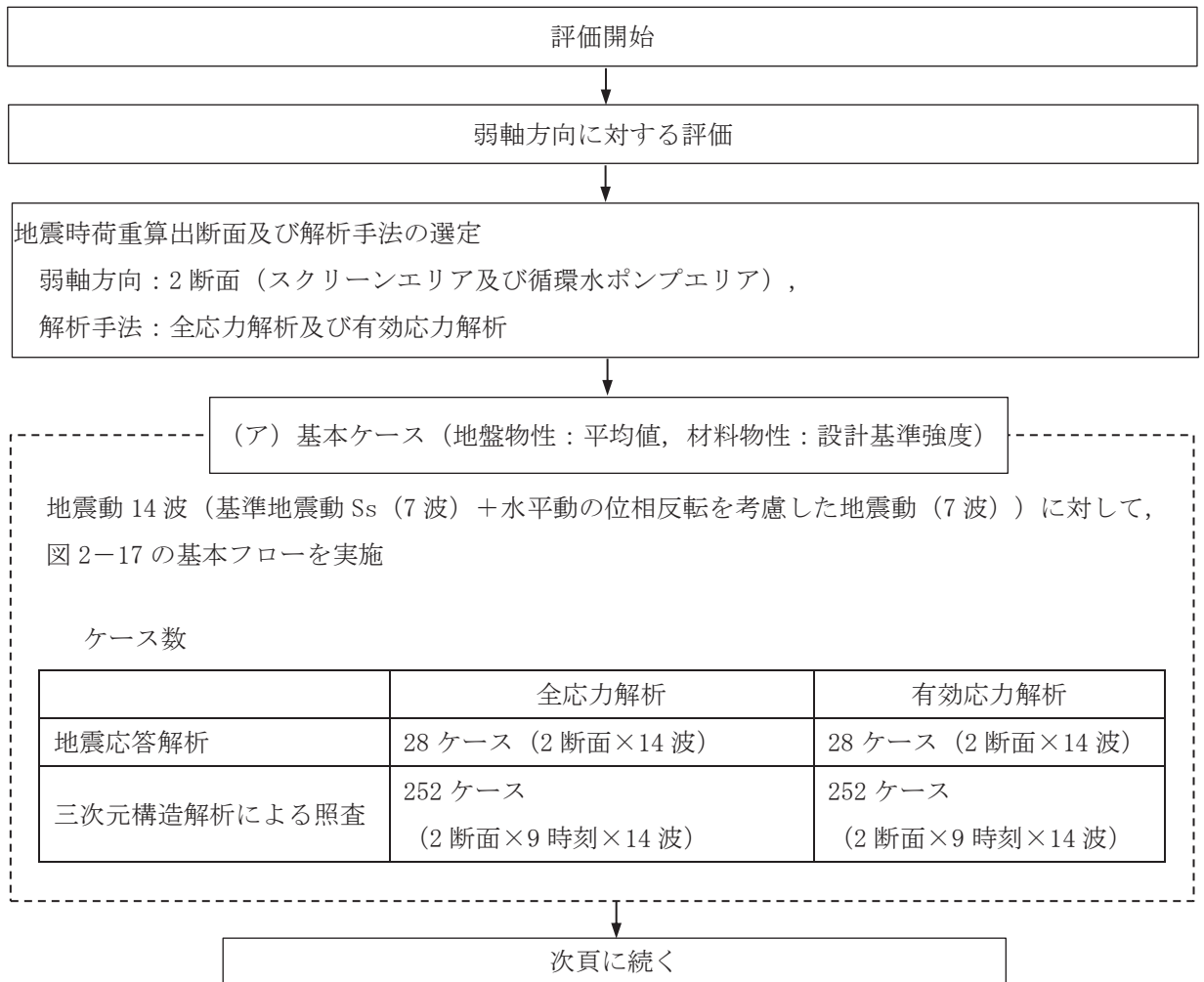


図 2-18(1) 第 3 号機海水ポンプ室の三次元構造解析フロー

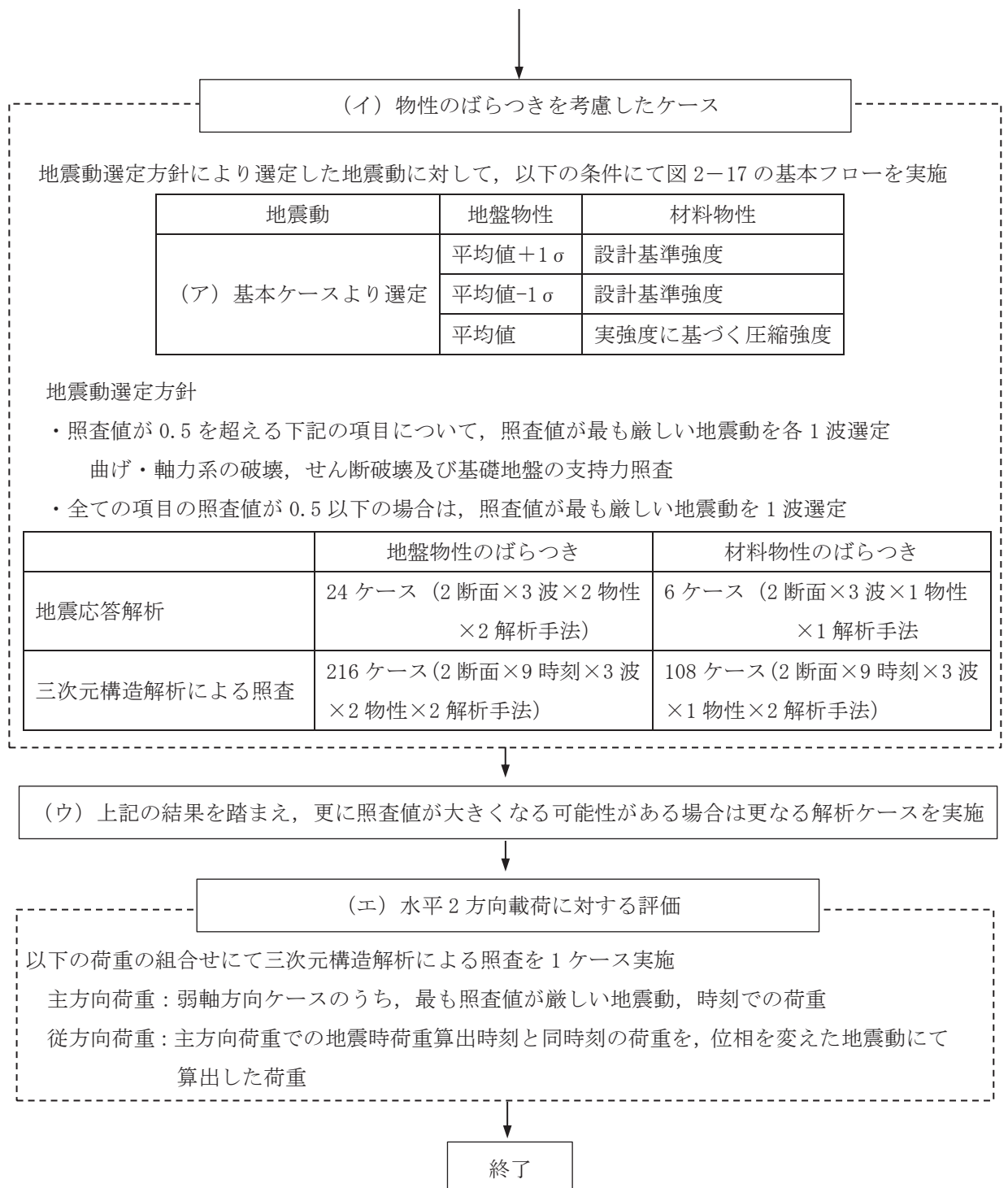


図 2-18(2) 第 3 号機海水ポンプ室の三次元構造解析フロー

#### 2.4 地震時荷重算出断面の選定

地震時荷重算出断面は、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「4.15 第3号機海水ポンプ室」に示すとおり、南北方向では妻壁や隔壁の配置が異なることによる剛性差を考慮し、スクリーンエリア（A-A断面）及び循環水ポンプエリア（B-B断面）の各エリアの構造モデルを使用して地震時応答解析を行う。第3号機海水ポンプ室の周辺状況は異なり、スクリーンエリアの両側は地盤改良がなされていることから、循環水ポンプエリアの方が地震時の土圧は大きいものと想定される。また、循環水ポンプエリアは、周辺状況に差異はないことから、循環水ポンプエリアの中心を通る地質断面を地盤モデルとして、地震時荷重算出断面とする。

また、東西方向については、構造的特徴や周辺地盤状況を踏まえ、構造物中心を通る断面（C-C断面）を地震時荷重算出用地質断面図とする。

第3号機海水ポンプ室の地震時荷重算出用地質断面図を図2-19～図2-21に示す。

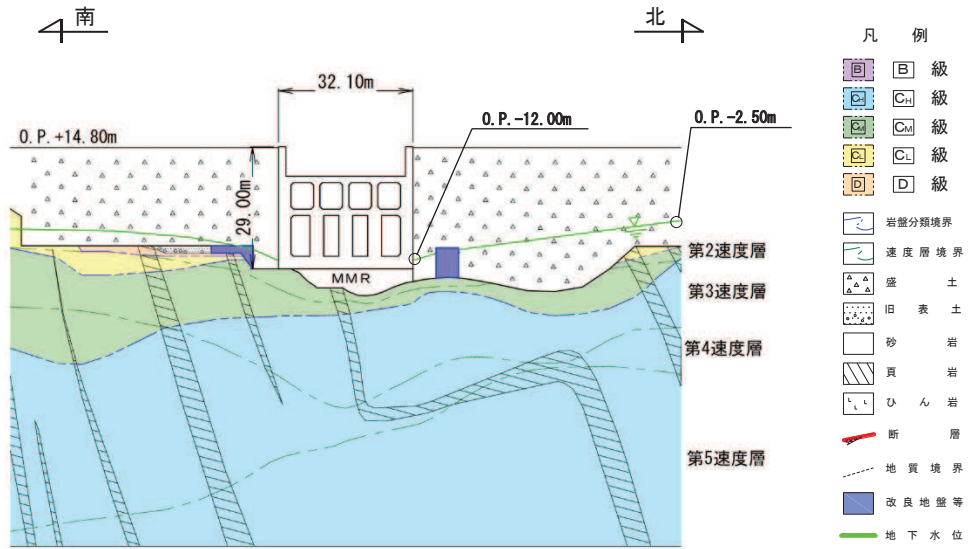


図 2-19 第 3 号機海水ポンプ室 地震時荷重算出用地質断面図  
(A-A 断面, 南北 (スクリーンエリア))

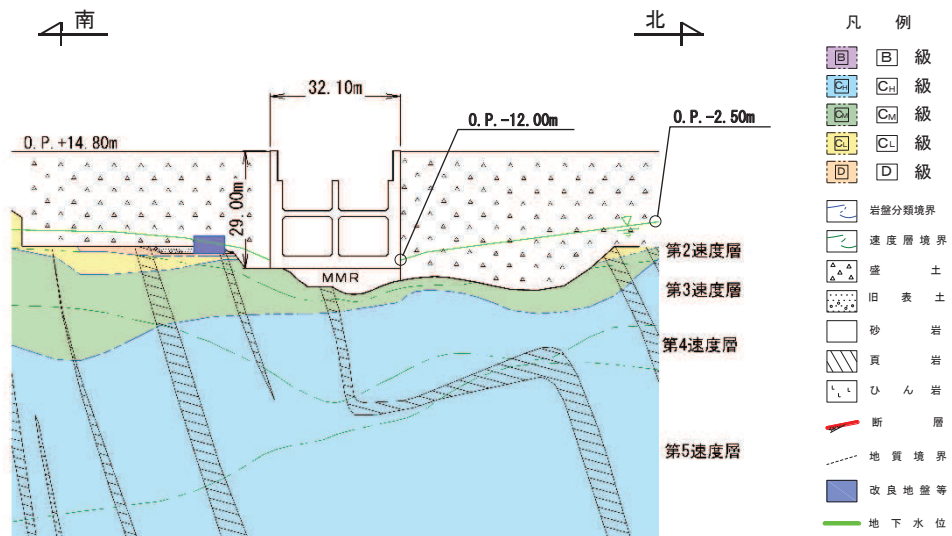


図 2-20 第 3 号機海水ポンプ室 地震時荷重算出用地質断面図  
(B-B 断面, 南北 (循環水ポンプエリア))

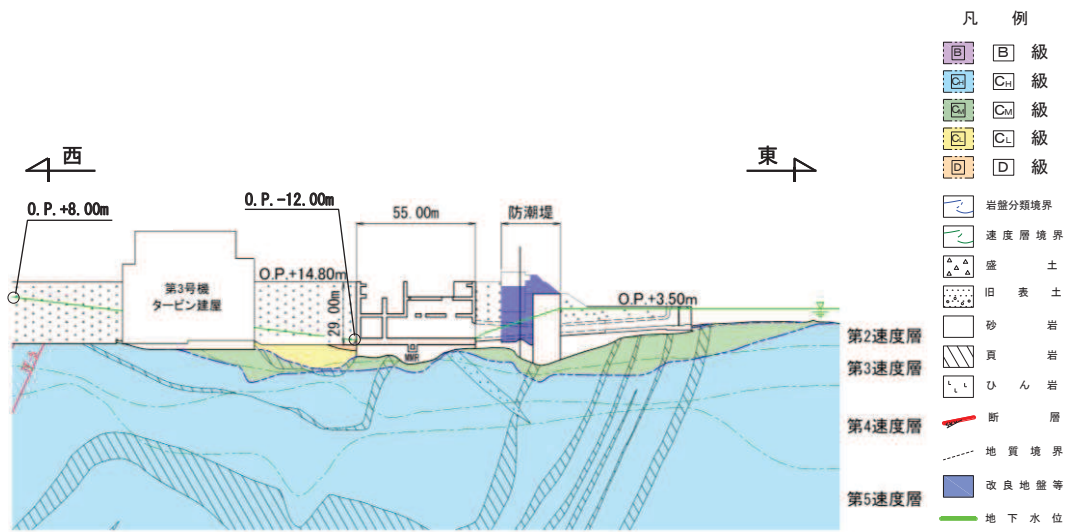


図 2-21 第 3 号機海水ポンプ室 地震時荷重算出用地質断面図 (C-C 断面, 東西)



## 2.5 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 2-2 に、材料の物性値を表 2-3 に示す。

表 2-2 使用材料

材料	仕様
コンクリート	設計基準強度 23.5 N/mm <sup>2</sup>
鉄筋	SD345

表 2-3 材料の物性値

材料	項目		材料諸元	備考
鉄筋 コンクリート	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )		24.0	
コンクリート	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	設計基準強度	設計基準強度 2.48×10 <sup>4</sup>	解析ケース*2 ①, ②, ③, ⑥, ⑦, ⑧
		実強度*1	3.46×10 <sup>4</sup>	解析ケース*2 ④, ⑨
	ポアソン比		0.2	

注記\*1：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

\*2：解析ケースは「3.5 地震応答解析の解析ケース」に示す。

## 2.6 地盤物性値

地盤については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 2-4～表 2-9 に示す。

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

表 2-4 地盤の解析用物性値 (牧の浜部層)

岩種・岩級		物理特性	強度特性			変形特性				
		単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	静的・動的特性			静的特性		動的特性		
			せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	静ポアソン比 $\nu_s$	動せん断弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	動ポアソン比 $\nu_d$	減衰定数 h
[B] 級	砂岩	26.4	1.29	54.0	$1.12 \sigma^{0.74}$	4,100	0.21	表 2-5 参照	0.03	
[C <sub>H</sub> ] 級		26.2	1.29	54.0	$1.12 \sigma^{0.74}$	1,900	0.19		0.03	
[C <sub>M</sub> ] 級		25.5	0.78	50.0	$1.09 \sigma^{0.72}$	1,200	0.24		0.03	
[C <sub>L</sub> ] 級		23.1	0.46	44.0	$0.73 \sigma^{0.76}$	250	0.26		0.03	
[D] 級		20.2	0.10	24.0	$0.41 \sigma^{0.49}$	78	0.38	$G_0 = 255.4 \sigma^{0.26}$ $G_d/G_0 =$ $1 / (1 + 119 \gamma^{0.63})$	$h =$ $0.085 \gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$	

表 2-5 地盤の解析用物性値(牧の浜部層)

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 $G_d(N/mm^2)$	動ポアソン比 $\nu_d$
B級 及び C <sub>H</sub> 級	砂岩	第2速度層	$1.2 \times 10^3$	0.45
		第3速度層	$4.7 \times 10^3$	0.41
		第4速度層	$11.5 \times 10^3$	0.34
		第5速度層	$16.8 \times 10^3$	0.33
		第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
C <sub>M</sub> 級	砂岩	第2速度層	$1.2 \times 10^3$	0.45
		第3速度層	$4.7 \times 10^3$	0.41
		第4速度層	$11.5 \times 10^3$	0.34
		第5速度層	$16.8 \times 10^3$	0.33
		第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
C <sub>L</sub> 級	砂岩	第2速度層	$1.2 \times 10^3$	0.45
		第3速度層	$4.7 \times 10^3$	0.41
		第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
D級	砂岩	第1速度層	表 2-4 参照	0.48
		第2速度層		0.45

表 2-6 地盤の解析用物性値(盛土ほか)

岩種・岩級	物理特性 単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	強度特性				変形特性				
		静的・動的特性				静的特性		動的特性		
		せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	静ポアソン比 $\nu_s$	動せん断弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	動ポアソン比 $\nu_d$	減衰定数 $h$
盛土*1	20.6	0.06	30.0	—	$0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$	$198 \sigma^{0.60}$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00036)^{*2}$	0.48	$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$
旧表土	19.0	0.08	26.2	—	$0.08 + \sigma \tan 26.2^\circ$	$302 \sigma^{0.80}$	0.40	$G_0 = 211 \sigma^{0.42}$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00087)$	0.46	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.020 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.091 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
断層 及びシーム*3	18.6	0.067	22.2	—	$0.067 + \sigma \tan 22.2^\circ$	圧縮方向 $124.5 \sigma^{0.90}$ せん断方向 $44.43 \sigma^{0.90}$	0.40	$G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.0012)^{*2}$	0.46	$\gamma < 1 \times 10^{-4}$ $h = 0.024$ $1 \times 10^{-4} \leq \gamma < 1.6 \times 10^{-2}$ $h = 0.024 + 0.089 (\log \gamma + 4)$ $1.6 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
セメント改良土	21.6	0.65	44.3	0.46	$0.21 + \sigma \tan 40.9^\circ$	690	0.26	$G_0 = 1670$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00085)$	0.36	$\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$ $h = 0.014$ $3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$ $h = 0.151 + 0.031 \log \gamma$
改良地盤	20.6	1.39	22.1	0.65	$0.51 + \sigma \tan 34.6^\circ$	4,480	0.19	$G_0 = 1940$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00136)$	0.35	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.050 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$
背面補強工	24.0	—				28,000	0.2	11,667	0.2	0.05
置換コンクリート	22.5									

\*1: セメント系埋戻土は盛土の物性値を使用

\*2: 残存剛性率 ( $G_d/G_0$ ) が小さい領域は次式で補間

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

\*3: 断層及びシームの狭在物は、「粘土状」、「砂状」、「鱗片状」等の性状が確認されているが、そのうち最も強度の小さい粘土状物質にて試験を行い解析用物性値を設定している

表2-7 地盤の解析用物性値 (MMR)

	物理特性	強度特性				変形特性			
	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	せん断剛性 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	減衰定数 (%)
MMR (既設) ( $f'_{ck} = 15.6$ N/mm <sup>2</sup> )	22.6	3.12	-*	1.43	-*	20590	8579	0.2	3

\* : 内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

表 2-8 地盤の解析用物性値 (有効応力解析, 液状化検討対象層)

		旧表土	盛土	
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.94 (1.88) *	2.10 (1.90) *	
	間隙率 $n$	0.437	0.363	
変形特性	動せん断 弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$2.110 \times 10^5$	$7.071 \times 10^4$	
	基準平均 有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$1.0 \times 10^3$	$1.0 \times 10^3$	
	ポアソン比 $\nu$	0.40	0.40	
	減衰定数 の上限値 $h_{max}$	0.220	0.183	
強度特性	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.08 (0.00) *	0.06 (0.10) *	
	内部摩擦角 $\phi$ (°)	26.2 (38.7) *	30.0 (33.9) *	
液状化特性	変相角 $\phi_p$ (°)	28.0	28.0	
	液状化パラメータ	$S_1$	0.005	0.005
		$w_1$	1.3	14.0
		$p_1$	1.2	1.0
		$p_2$	0.8	0.6
		$c_1$	2.75	2.8

注記 \* : 括弧内の数値は, 地下水位以浅の値を表す。

表 2-9 地盤の解析用物性値（有効応力解析，非液状化検討対象層）

		D 級岩盤		改良地盤	セメント改良土	
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.06 (1.95)*		2.10 (2.00)*	2.20	
	間隙率 $n$	0.349		0.00	0.00	
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	2.000×10 <sup>5</sup>		1.94×10 <sup>6</sup> (1.84×10 <sup>6</sup> )	1.67×10 <sup>6</sup>	
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	1.0×10 <sup>3</sup>		1.0×10 <sup>3</sup>	1.0×10 <sup>3</sup>	
	ポアソン比 $\nu$	第1速度層	0.48		0.35	0.36
		第2速度層	0.44(狐崎部層) 0.45(牧の浜部層)			
減衰定数の上限値 $h_{max}$	0.113		0.113	0.080		
強度特性	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.10		1.39	0.65	
	内部摩擦角 $\phi$ (°)	24.0		22.1	44.3	

注記 \*：括弧内の数値は，地下水位以浅の値を表す。

## 2.7 評価構造物諸元及び要求機能の考え方

### 2.7.1 評価構造物諸元

第3号機海水ポンプ室の諸元を表2-10に、評価部位を図2-22に示す。

表 2-10 評価部位とその仕様

部 位	断 面	仕 様 <sup>*1, *2</sup>	材 料		要求機能
		部材厚 (mm)	コンクリート 設計基準強度 $f'_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	鉄 筋	
底版	A-A 断面	3000	23.5	SD345	—
	B-B 断面	3000	23.5	SD345	
側壁	A-A 断面	1800～3000 (側壁① <sup>*2</sup> , 側壁② <sup>*2</sup> )	23.5	SD345	—
	B-B 断面	1800～3000 (側壁① <sup>*2</sup> , 側壁② <sup>*2</sup> )	23.5	SD345	
隔壁	C-C 断面	1200 (隔壁① <sup>*2</sup> )	30.0 (補強部材)	SD345	—
		1500 (隔壁② <sup>*2</sup> )	23.5	SD345	止水機能 <sup>*3</sup> 支持機能 <sup>*4</sup>
		2000 (隔壁③ <sup>*2</sup> )	23.5	SD345	止水機能 <sup>*3</sup>
妻壁	C-C 断面	1500 (妻壁① <sup>*2</sup> ) 2000 (妻壁② <sup>*2</sup> )	23.5	SD345	—
導流壁	A-A 断面	1500 (既設部材) 3300 (補強部材)	23.5 (既設部材) 30.0 (補強部材)	SD345	—
	B-B 断面	1500	23.5	SD345	
中床版	A-A 断面	1500 (中床版① <sup>*2</sup> , 中床版② <sup>*2</sup> )	23.5	SD345	—
	B-B 断面	1500 (中床版③ <sup>*2</sup> , 中床版④ <sup>*2</sup> )	23.5	SD345	止水機能 <sup>*3</sup>

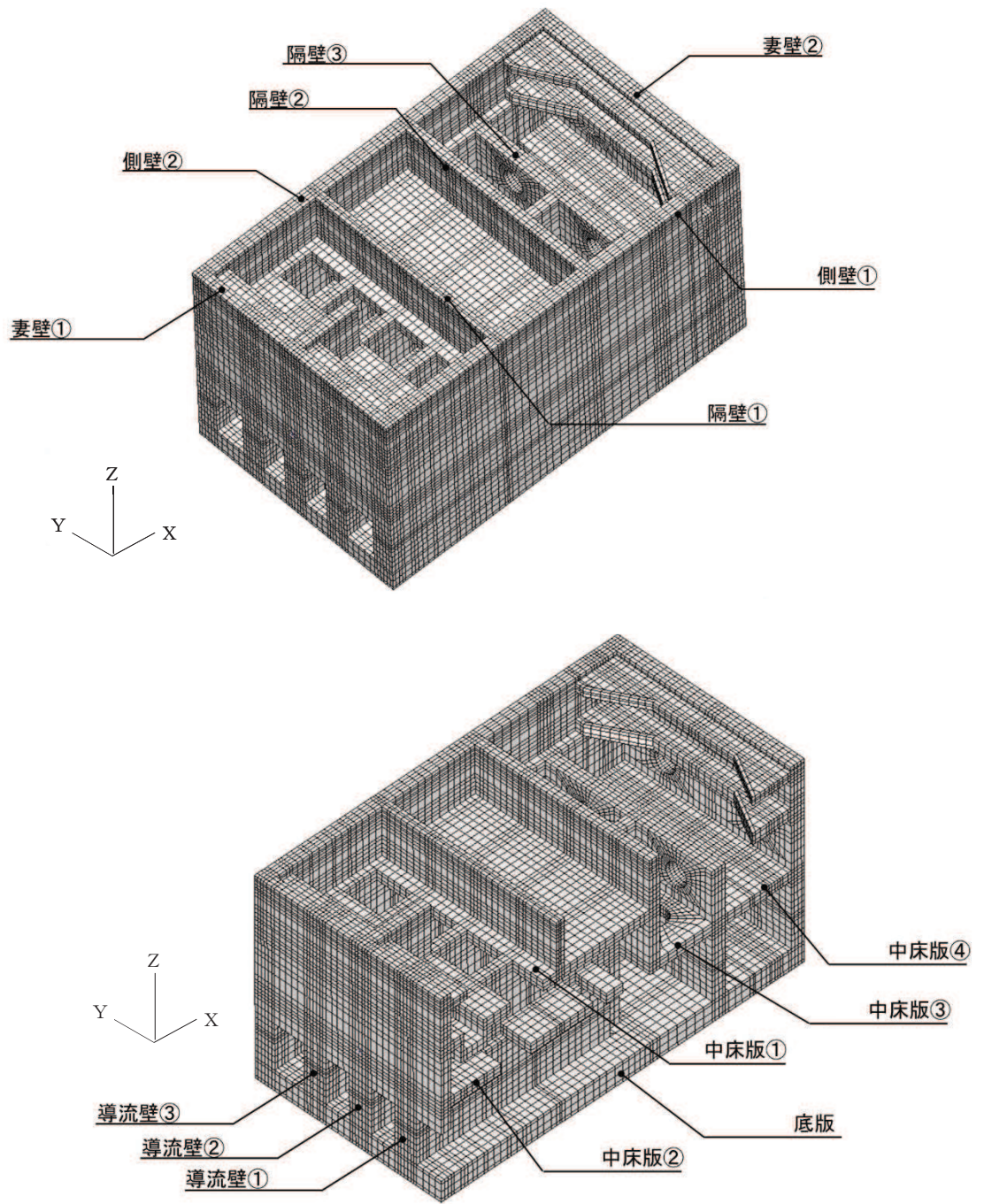
注記\*1：補強部材の位置は、図 2-3～図 2-7 に示す。

\*2：部材名称は図 2-19 に示す。

\*3：止水機能が要求される部材の範囲を 2-20 に示す。

\*4：支持機能が要求される部材の範囲を 2-21 に示す。





注：手前の側壁は非表示としている。

図 2-22 評価部位の位置

### 2.7.2 第3号機海水ポンプ室の要求機能の考え方

「2.7.1 評価構造物諸元」の表 2-10 に示した第3号機海水ポンプ室の要求機能について、その考え方を以下に記載する。

#### a. 止水機能

止水機能は、津波の押し波時における外郭防護として要求される機能である。

図 2-23 に止水機能が要求される部材の範囲を示す。

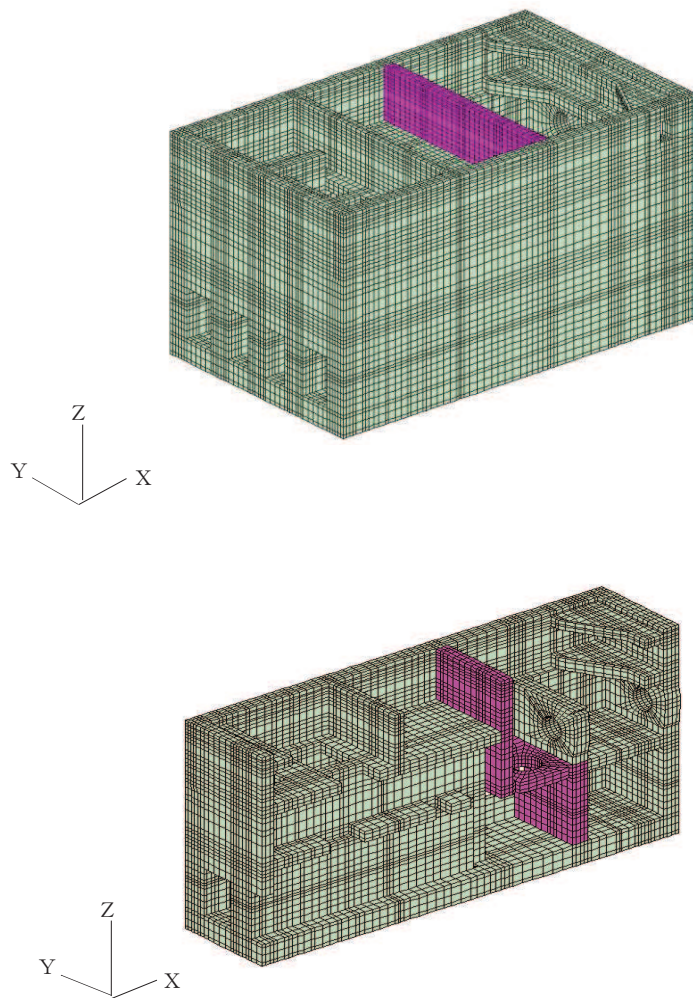


図 2-23 止水機能が要求される部材の範囲

b. 支持機能

耐震重要施設である防潮壁等を間接支持する部材を図 2-24 に示す。

支持機能における曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、構造物全体で終局状態に対する限界ひずみを下回ることに加え、アンカー定着部周辺においては、コンクリート及び鉄筋のひずみが部材降伏に相当する限界ひずみを下回ることを確認する。図 2-24 にはアンカー定着部周辺の部材降伏に対する評価範囲を示す。

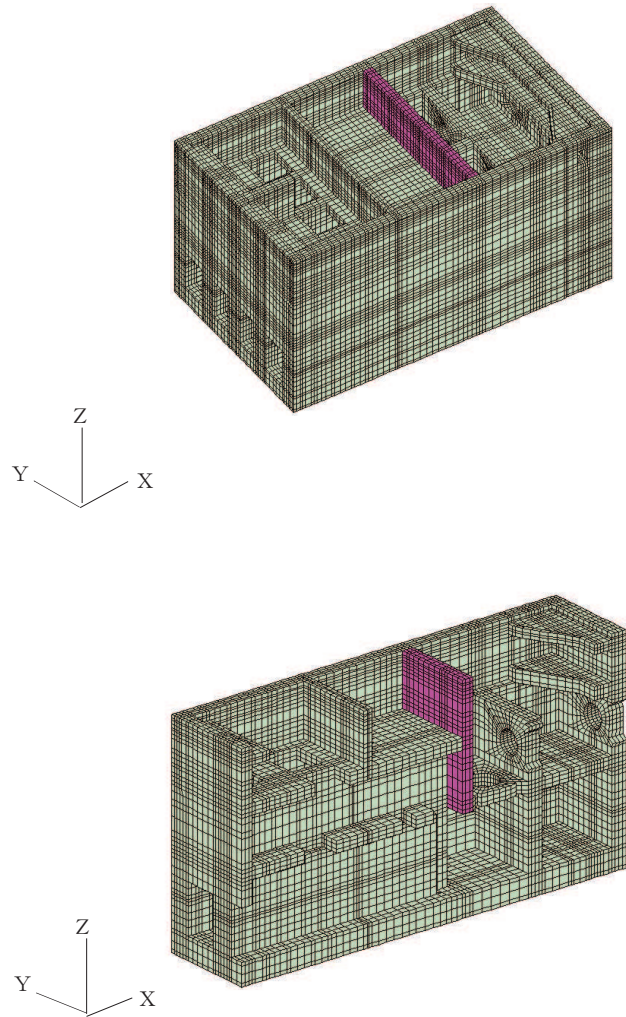


図 2-24 支持機能が要求される部材の範囲



## 2.8 地下水位

設計用地下水位は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。  
設計用地下水位の一覧を表 2-11 に、設計用地下水位を図 2-25～図 2-27 に示す。

表 2-11 設計用地下水位の一覧

施設名称	地震時荷重算出断面	設計用地下水位
第 3 号機 海水ポンプ室	A-A 断面, 南北方向*1 (スクリーンエリア)	O. P. -12. 00m～O. P. -2. 50m
	B-B 断面, 南北方向 (循環水ポンプエリア)	
	C-C 断面, 東西方向	構造物西側 : O. P. -12. 00m～O. P. +8. 00m 構造物東側 : O. P. -12. 00m～O. P. +2. 43m*2, 3

注記\*1：線状構造物である防潮壁の地下水位の設定と、第 3 号機海水ポンプ室の地下水の設定は異なる。防潮壁の地下水の設定については、「補足 140-1 6.3 防潮壁に対する補足説明」に示す。

\*2：朔望平均満潮位。

\*3：東北地方太平洋沖地震による約 1m の沈降を、敷地高さ (O. P. +14. 8m) を固定とし朔望平均満潮位を O. P. +1. 43m から O. P. +2. 43m とすることにより考慮する。

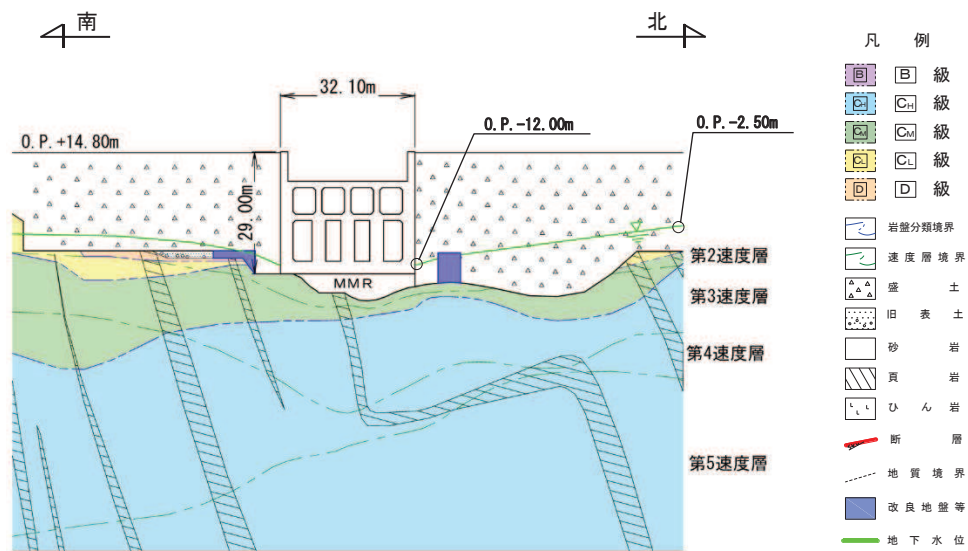


図 2-25 設計用地下水位 (A-A 断面, 南北 (スクリーンエリア))

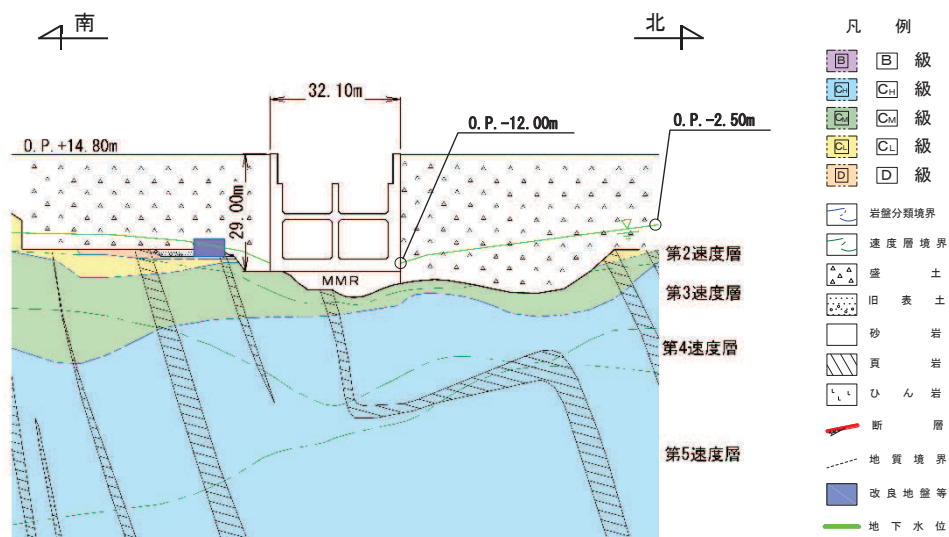


図 2-26 設計用地下水位 (B-B 断面, 南北 (循環水ポンプエリア))

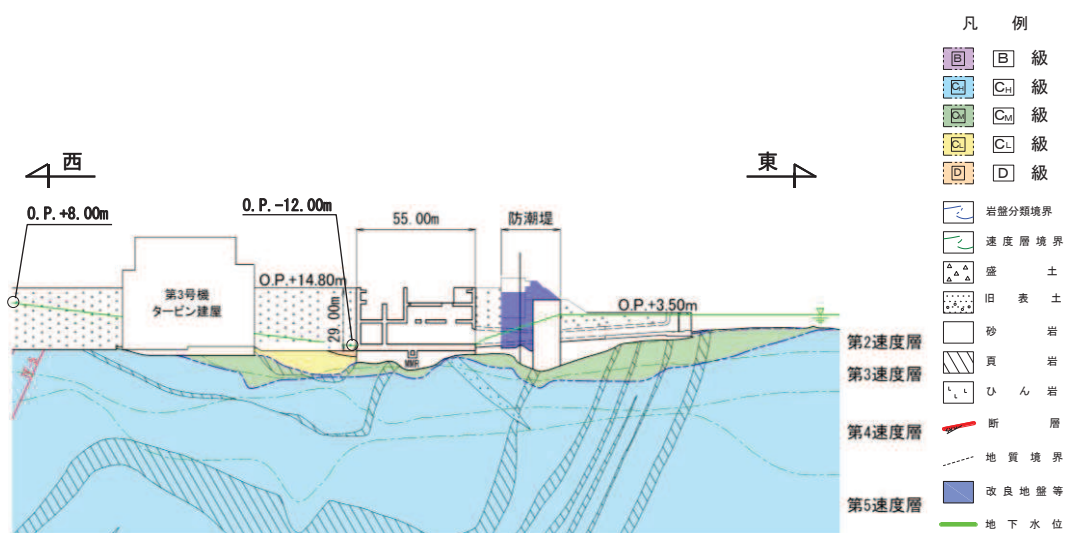


図 2-27 設計用地下水位 (C-C 断面, 東西)

### 3. 地震応答解析

#### 3.1 地震応答解析手法

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる二次元有限要素法により、基準地震動  $S_s$  に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行うこととし、解析手法については、図 3-1 に示す解析手法の選定フローに基づき選定する。第 3 号機海水ポンプの南北・東西方向は、地下水位が構造物底版より低いものの、構造物から遠ざかるにつれ地下水位が上昇することから解析手法は、全応力解析及び有効応力解析とする。

構造部材については、中床版、底版及び地震時荷重算出断面に垂直な壁部材を線形はり要素、断面に平行な壁部材は平面応力要素とし、構造物の奥行方向の長さ各部材の奥行方向の長さの比率や三次元構造解析モデルとの変位を整合させるためのヤング係数の調整を行い、三次元構造モデルと等価な剛性となるようモデル化する。

地盤については、平面ひずみ要素でモデル化することとし、岩盤 (D 級岩盤以外) は線形でモデル化する。盛土、旧表土、改良地盤及び D 級岩盤については、地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようマルチスプリングモデルを用いることとし、ばね特性は双曲線モデル (全応力解析では修正 GHE モデルまたは H-D モデル、有効応力解析では H-D モデル) を用いて非線形性を考慮する。

なお、有効応力解析では、盛土・旧表土は液状化パラメータを設定することで、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

地震応答解析については、解析コード「Soil Plus Ver. 2015 Build3」及び「FLIP Ver. 7.3.0\_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム (解析コード) の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図 3-2 に示す。

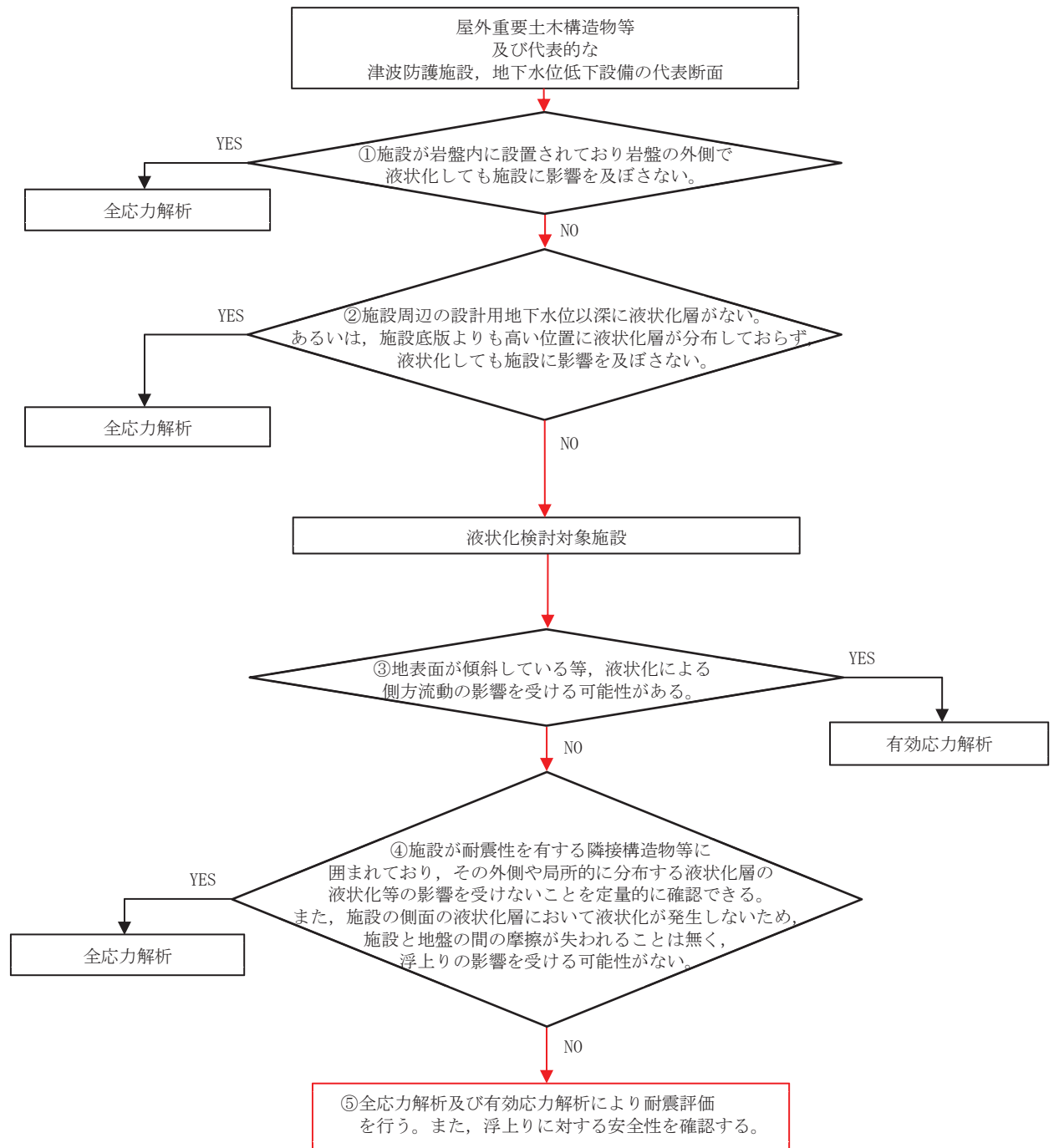


図 3-1 解析手法の選定フロー

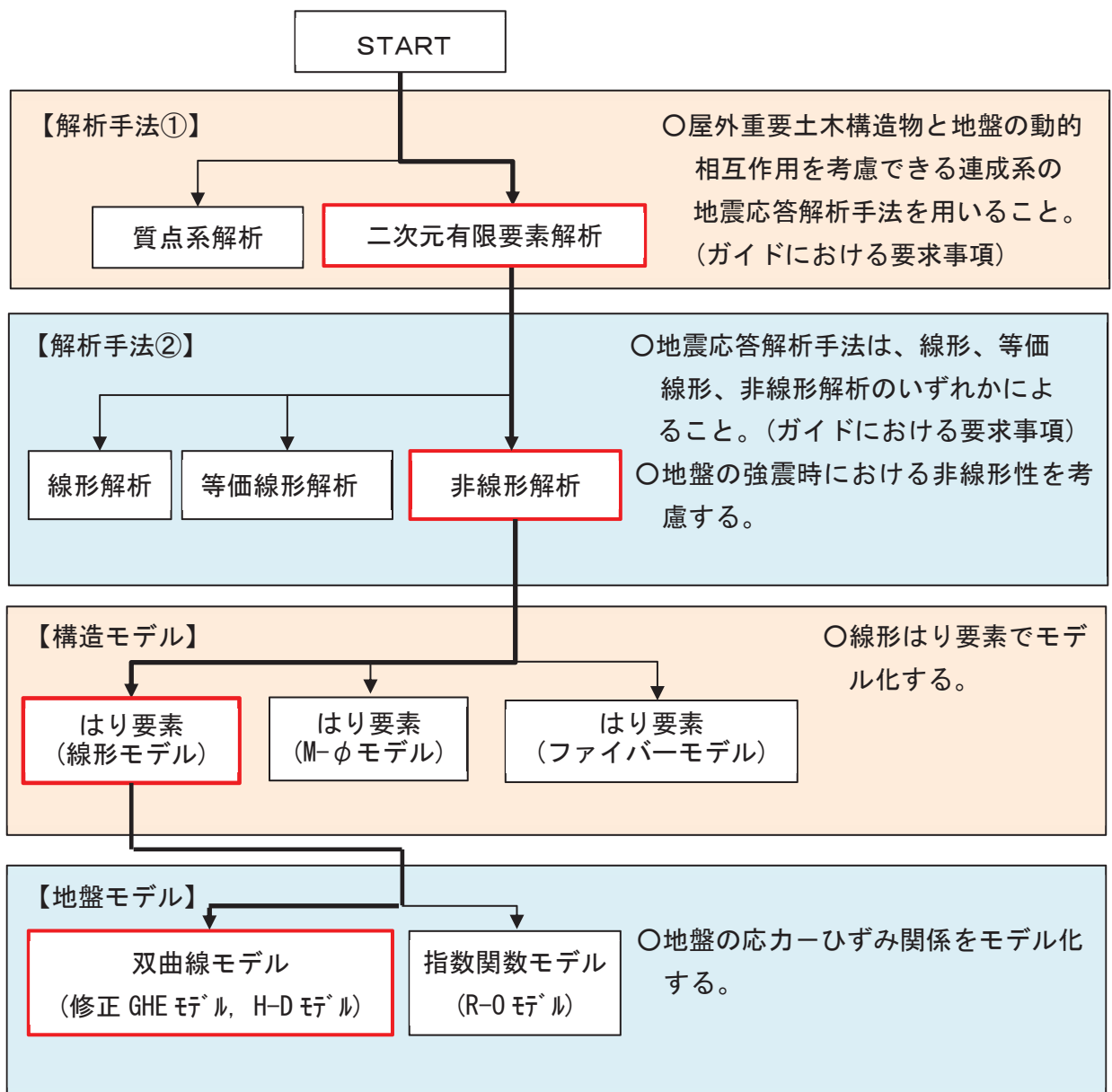


図 3-2 地震応答解析手法の選定フロー



### 3.2 地震応答解析モデルの設定

#### 3.2.1 解析モデル領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) を参考に、図 3-3 に示すとおり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 2 倍以上を目安とする。

なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

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

構造物の要素分割については、土木学会マニュアルに従い、要素長さを部材の断面厚さまたは有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度まで細分して設定する。

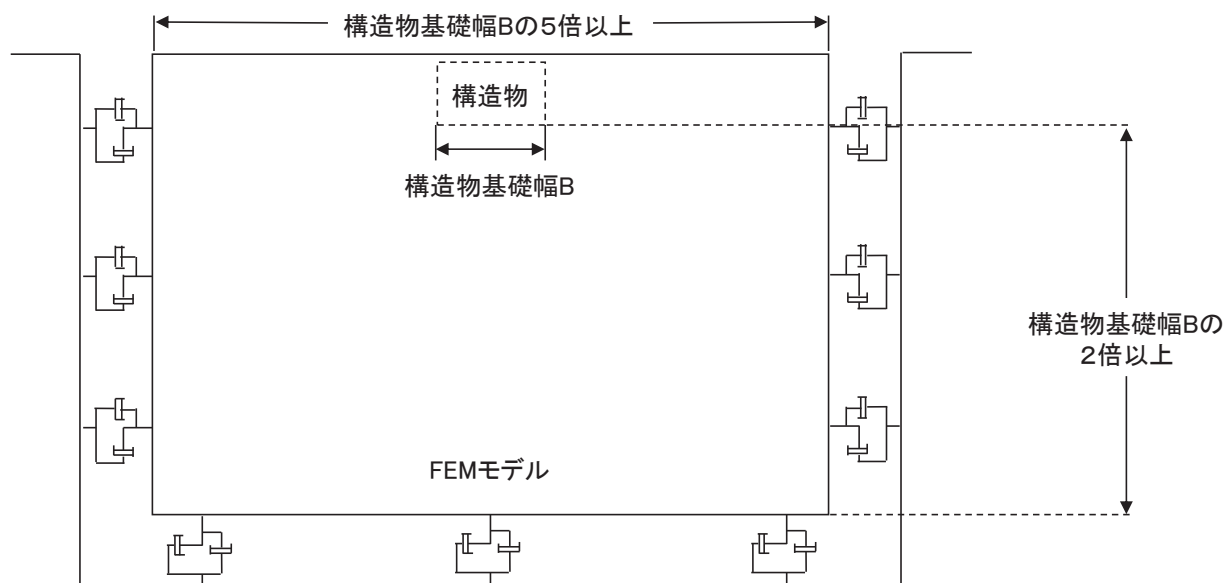


図 3-3 モデル化範囲の考え方

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

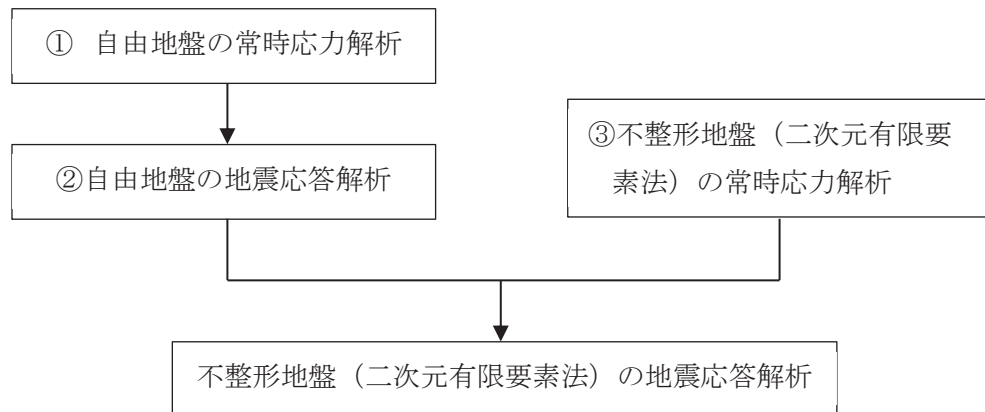


図3-4 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤（二次元有限要素法）の地震応答解析までのフロー

### 3.2.2 境界条件

#### (1) 固有値解析時

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

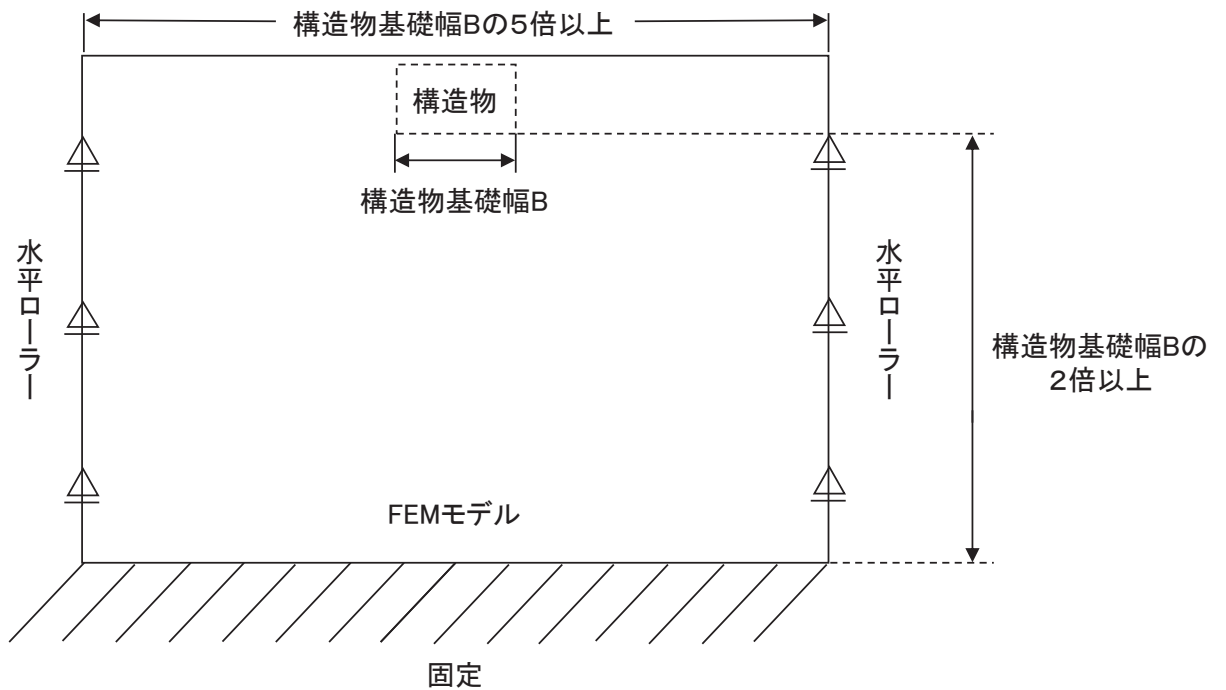


図3-5 固有値解析における境界条件の概念図

(2) 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。そこで、常時応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図3-6に示す。

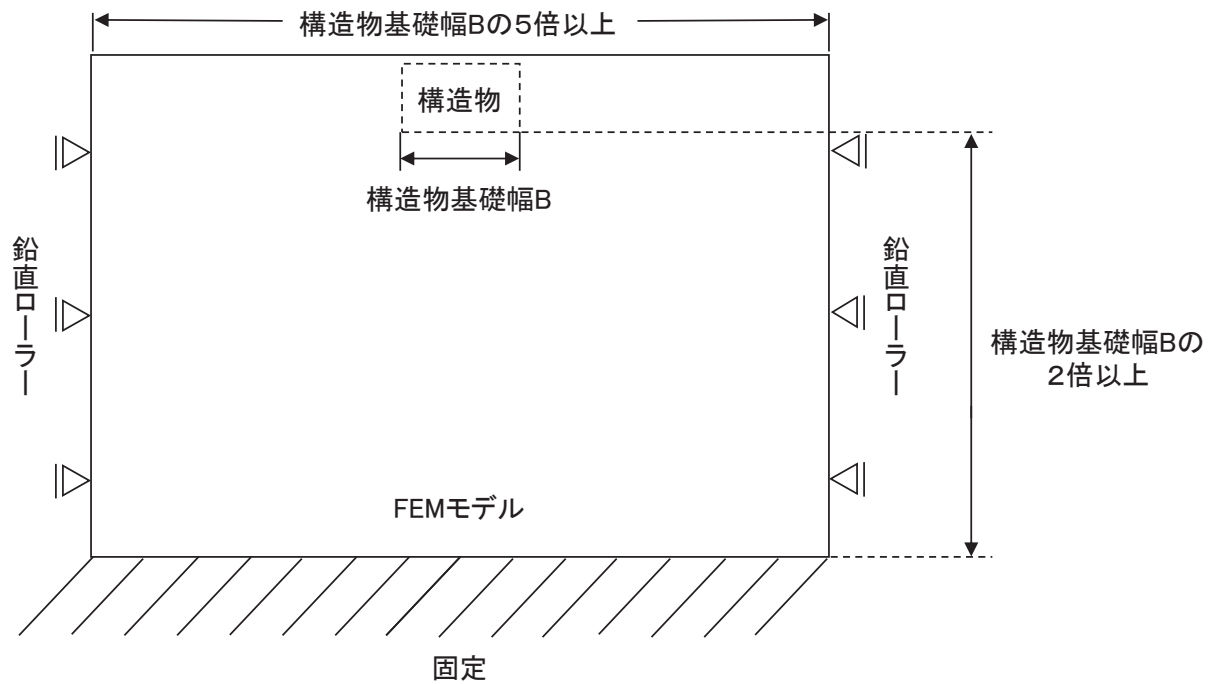
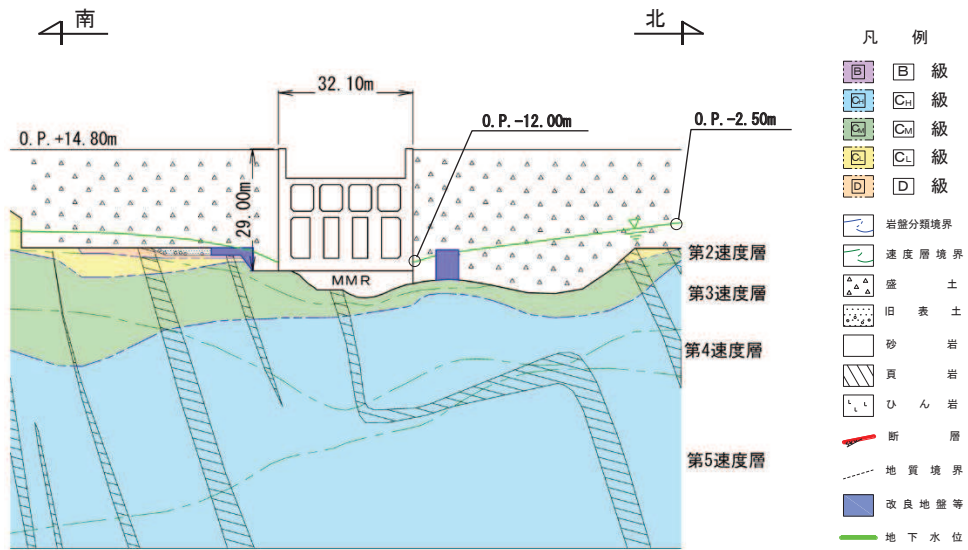


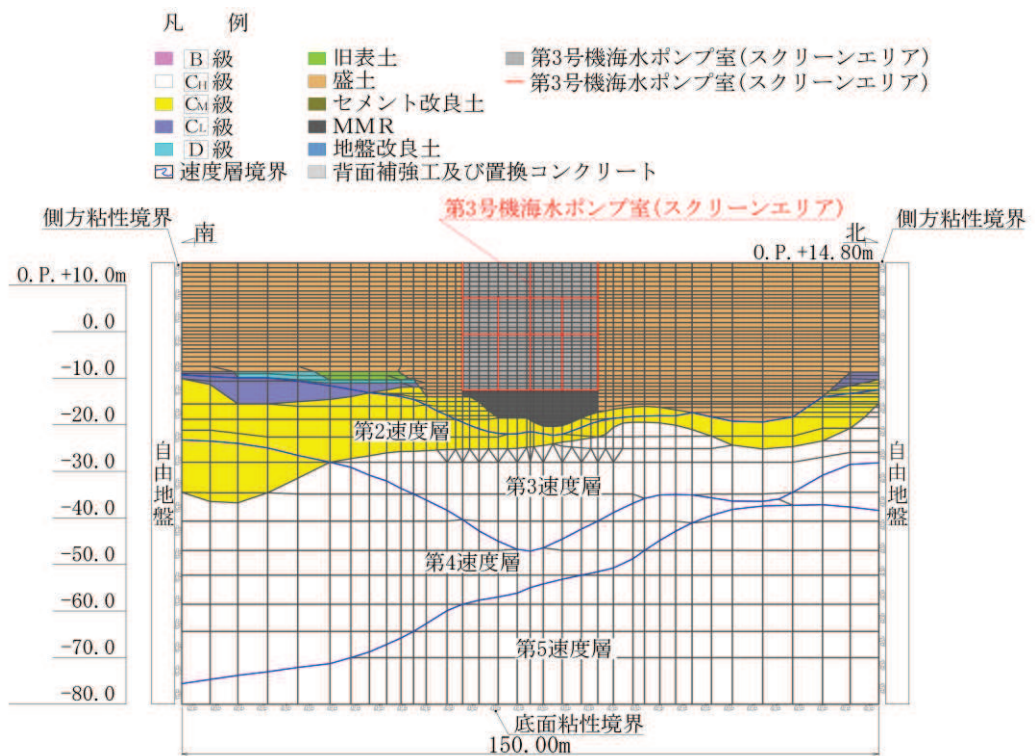
図3-6 常時応力解析における境界条件の概念図

(3) 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデルを図 3-7～図 3-9 に示す。

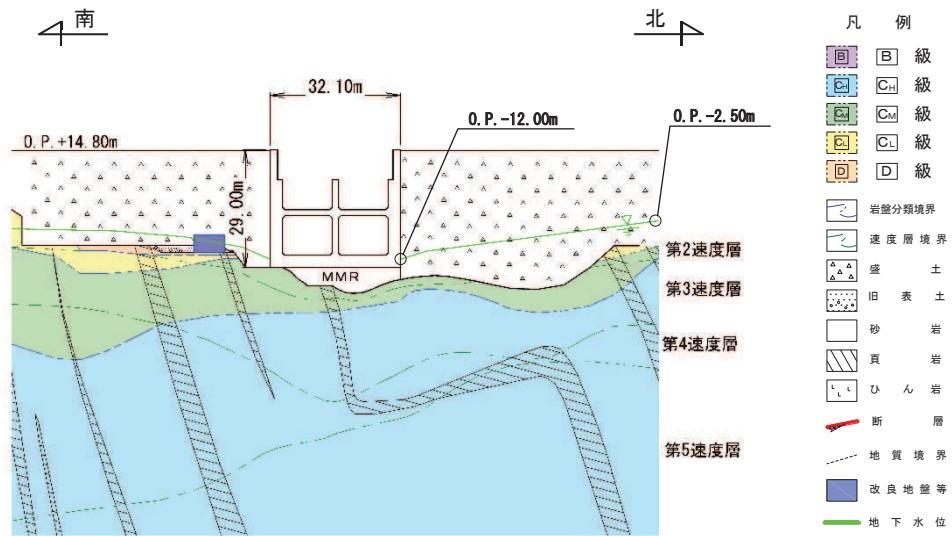


(a) 地震時荷重算出用地質断面図

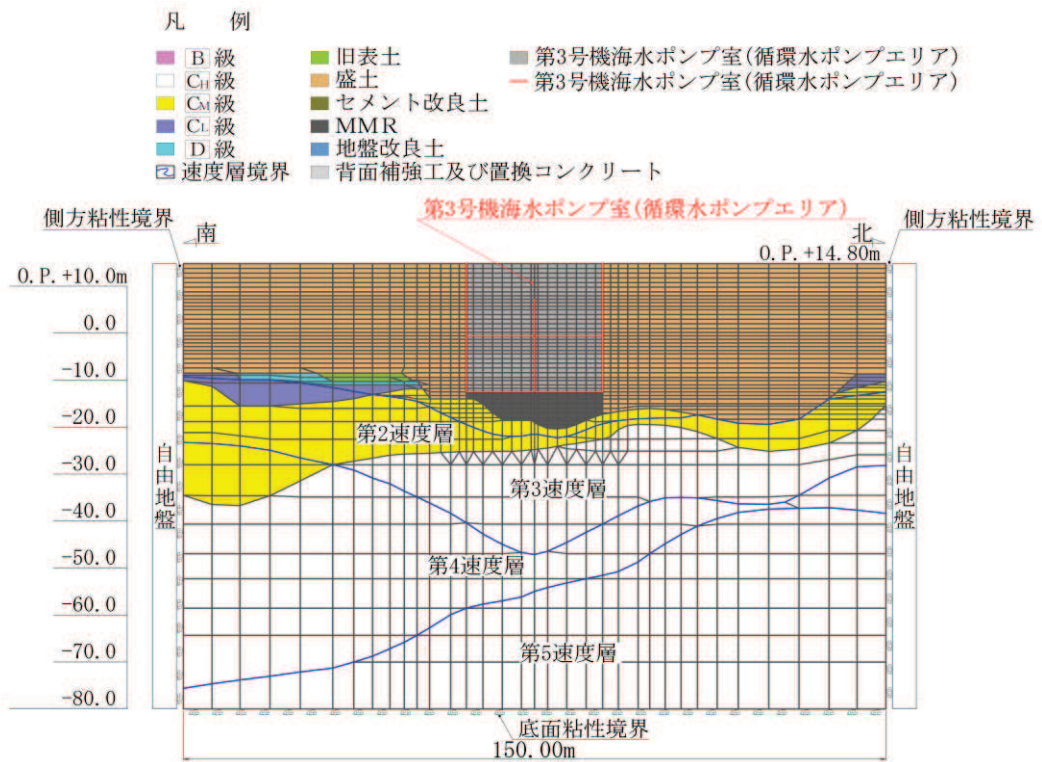


(b) 地震応答解析モデル図

図 3-7 第 3 号機海水ポンプ室の地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデル図  
(A-A 断面, 南北 (スクリーンエリア))



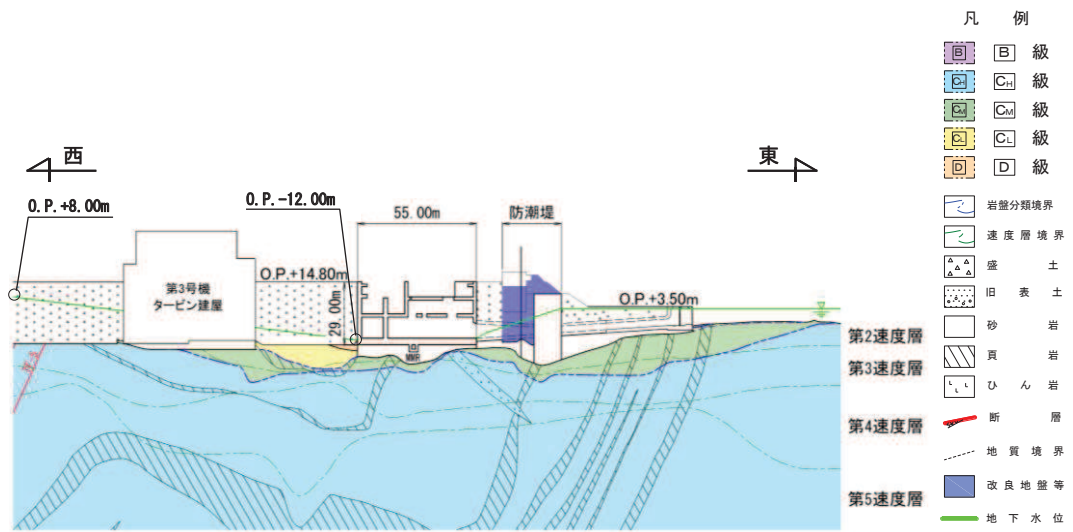
(a) 地震時荷重算出用地質断面図



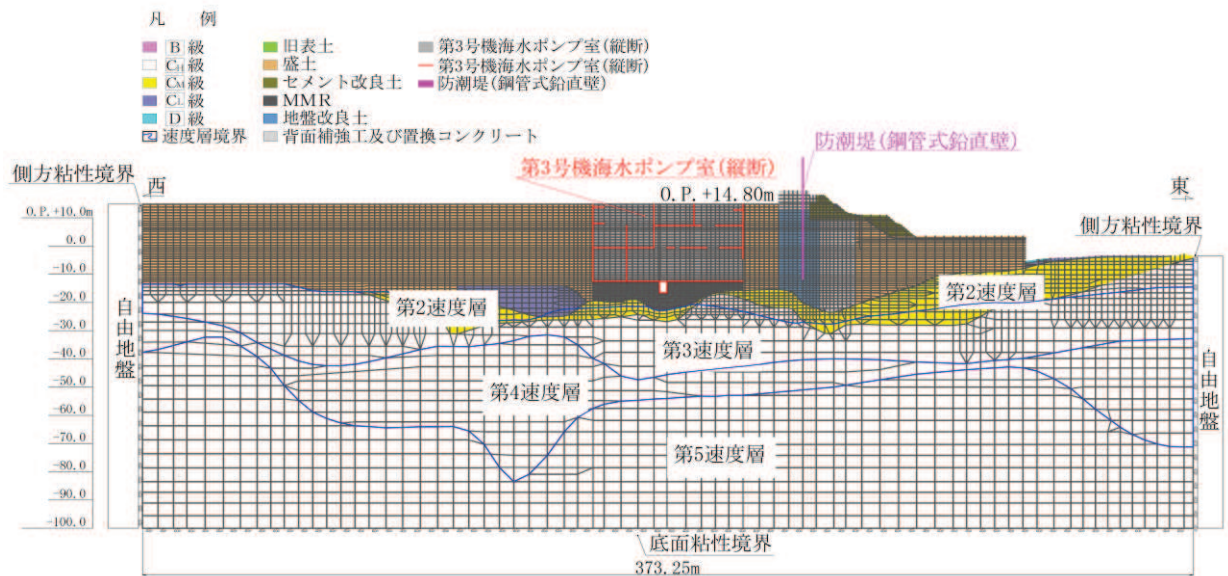
(b) 地震応答解析モデル図

図 3-8 第 3 号機海水ポンプ室の地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデル図 (B-B 断面, 南北 (循環水ポンプエリア))





(a) 地震時荷重算出用地質断面図



(b) 地震応答解析モデル図

図 3-9 第 3 号機海水ポンプ室の地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデル図  
(C-C 断面, 東西)



### 3.2.3 構造物のモデル化

#### (1) 南北方向

第3号機海水ポンプ室の南北方向は、構造的特徴や周辺地質状況を踏まえ、妻壁や隔壁の配置が異なることによる剛性差を考慮して、スクリーンエリア（A-A断面）、及び循環水ポンプエリア（B-B断面）を通る断面とし、エリアごとに等価剛性モデルを作成する。等価剛性モデルについて、側壁、底版、中床版のような加振に対して面外変形で抵抗する部材は、線形はり要素にてモデル化し、隔壁、妻壁のような加振に対して面内変形で抵抗する部材は、平面応力要素にてモデル化する。地震応答解析モデルは、三次元構造解析モデルの土圧等算定用のため、側壁における部材厚さが異なる箇所については、躯体の外形にあったモデルとする必要があることから、部材厚さが大きい側壁中心位置に線形はり要素でモデル化する。

等価剛性の設定は以下の2つの手順に基づき行う。

手順1として、エリア奥行長さに対する、部材の奥行長さの比率から補正係数 $\alpha$ を線形はり要素及び平面応力要素それぞれに設定する。

手順2として、線形の三次元モデルに水平荷重として単位荷重（100kN/m<sup>2</sup>）を作用させ、構造物の奥行方向の平均的な水平変位を算定する。さらに、補正係数 $\alpha$ を設定した二次元モデルに同じ単位荷重を作用させ、剛性変化部における両側壁の平均変位を算定し、三次元モデルの水平変位と等しくなるように補正係数 $\beta$ を算定する。各エリアの等価剛性モデル概念図を図3-10に、各エリアにおける三次元モデルとの水平変位の比較位置を図3-11に示す。コンクリートの弾性係数 $E_c$ に補正係数 $\alpha$ 、 $\beta$ を乗じ、等価剛性モデルの弾性係数（剛性）を設定する。剛性の調整方法を図3-12に、剛性調整結果を図3-13に、補正係数の計算結果を表3-1及び表3-2に示す。また、補正係数 $\beta$ は平面応力要素に対してのみ設定する。なお、単位荷重を載荷させる三次元モデル及び二次元モデルの底面の境界条件は、構造物の変位に着目するため固定境界としている。

等価剛性モデルは、地震時荷重を保守的に評価するよう線形モデルとする。

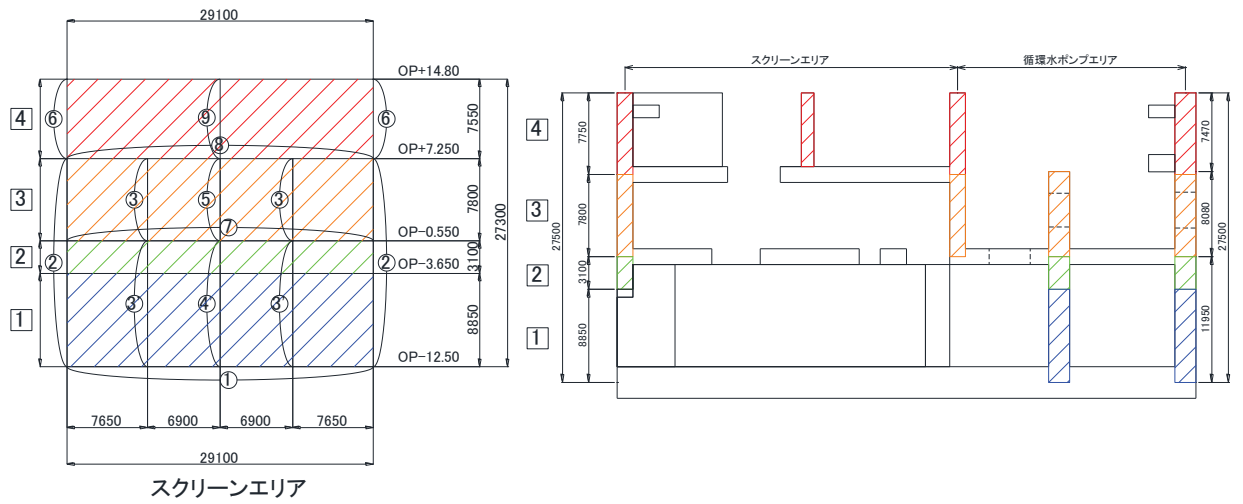


図 3-10 (1) 各エリアの等価剛性モデル

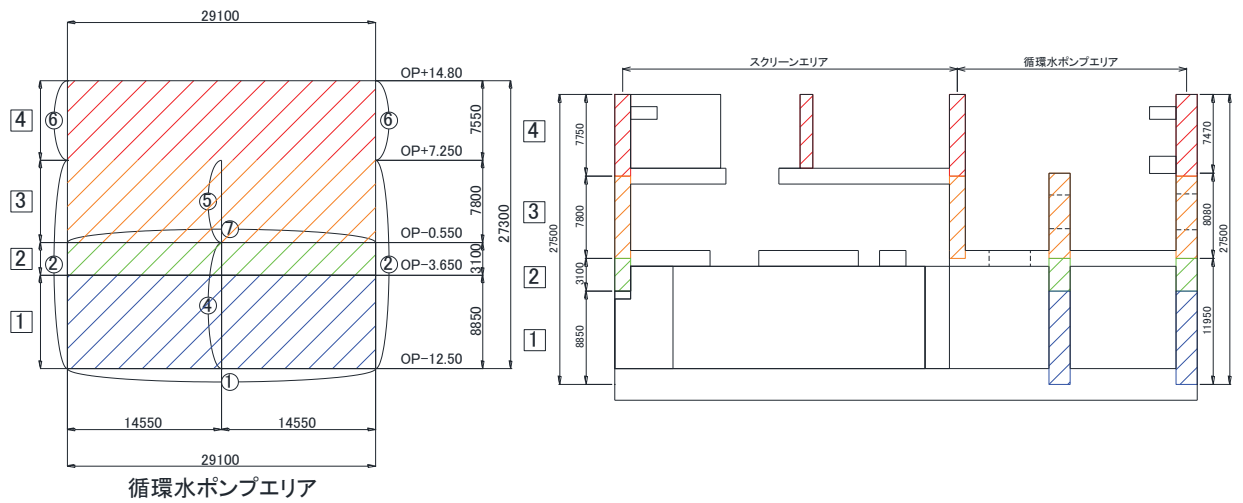


図 3-10 (2) 各エリアの等価剛性モデル

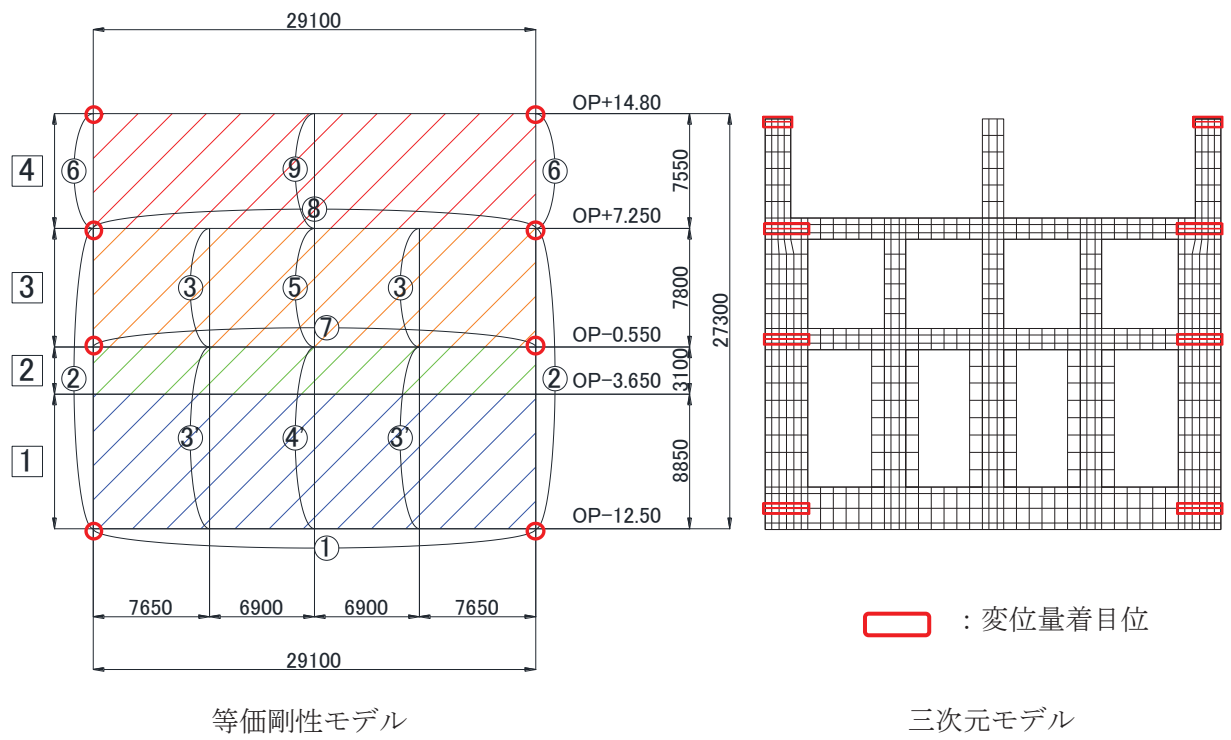


図 3-11 等価剛性モデルと三次元モデルの変位比較概念図

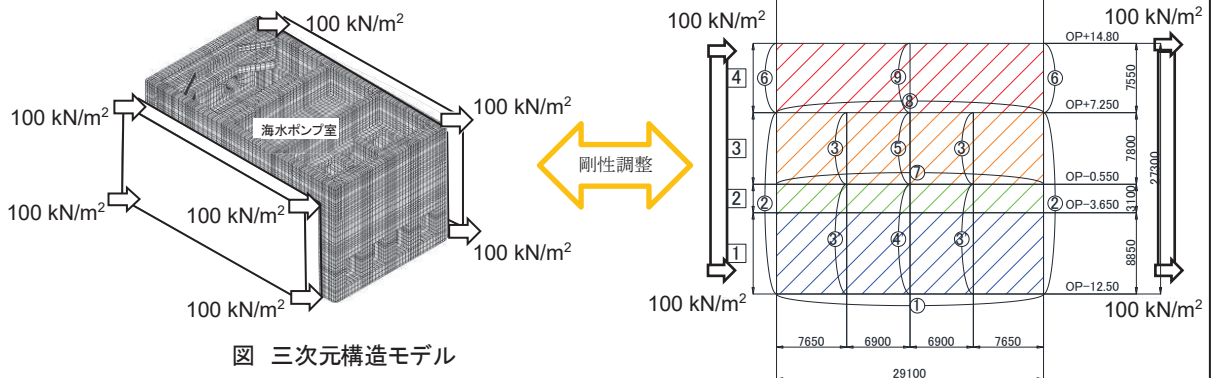


図 三次元構造モデル

図 三次元モデルと等価剛性モデルの変位比較

### 剛性の調整方法

剛性の調整は、以下の式によるものとする。なお、三次元モデルにおける変位は、各エリアの奥行方向の平均変位を用いる。

$$E = E_c \times \alpha \times \beta$$

E : 等価剛性モデルの弾性係数

$E_c$  : コンクリートの弾性係数

$\alpha$  : 第3号機海水ポンプ室の奥行き長さに対する部材の奥行き長さの比率 =  $L_e/L$

$L_e$  : 部材の奥行き長さ

L : 第3号機海水ポンプ室の奥行き長さ

$\beta$  : 変位を合わせるための弾性係数の補正係数

図 3-12 剛性の調整方法

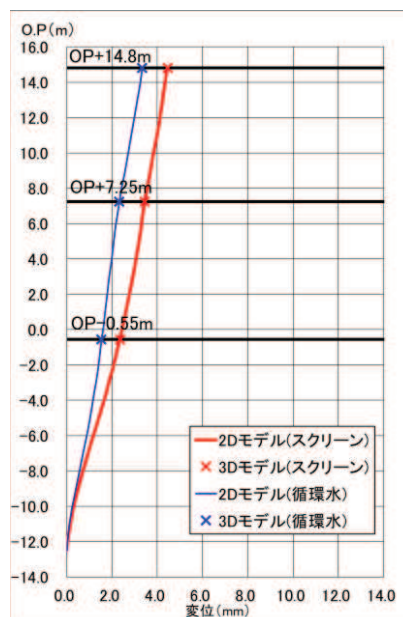


図 3-13 剛性調整結果

表 3-1(1) 補正係数の計算結果 (はり要素) (スクリーンエリア)

要素番号*	$\alpha$
①	1.00
②	1.00
③	1.00
③'	1.00
④	1.00
④'	1.00
⑤	1.00
⑥	1.00
⑦	0.64
⑧	0.84
⑨	0.29

注記\* : 要素番号は図 3-11 の要素番号に対応

表 3-1(2) 補正係数の計算結果 (はり要素) (循環水ポンプエリア)

要素番号*	$\alpha$
①	1.00
②	1.00
④	0.45
⑤	0.45
⑥	1.00
⑦	0.82

注記\* : 要素番号は図 3-11 の要素番号に対応

表 3-2(1) 補正係数の計算結果（平面応力要素）（スクリーンエリア）

要素番号* <sup>1</sup>	$\alpha$	$\beta$
1	0.05* <sup>2</sup>	0.73
2	0.05	0.65
3	0.09	0.61
4	0.13	0.30

注記\*1：要素番号は図 3-11 の要素番号に対応

\*2：1は開口部だが，変位調整のため，2と同様の値としている。

表 3-2(2) 補正係数の計算結果（平面応力要素）（循環水ポンプエリア）

要素番号*	$\alpha$	$\beta$
1	0.18	0.49
2	0.18	0.71
3	0.24	0.68
4	0.16	0.20

注記\*：要素番号は図 3-11 の要素番号に対応

(2) 東西方向

第3号機海水ポンプ室の東西方向のC-C断面は、底版、隔壁、妻壁、中床版のような加振に対して面外変形で抵抗する部材は、線形はり要素にてモデル化し、側壁のような加振に対して面内変形で抵抗する部材は、平面応力要素にてモデル化する。

C-C断面は、土圧を直接受ける妻壁と各エリアに配置される隔壁が上方向で拘束されず、地震時に一体として挙動しないことからエリア奥行長さに対する、部材奥行長さの比率から求める補正係数 $\alpha$ のみ設定する。

#### 3.2.4 隣接構造物のモデル化

第3号機海水ポンプ室の東側には防潮堤（鋼管式鉛直壁）が位置している。防潮堤は、地中部に大きな改良地盤や置換コンクリートを有しており、これらの地震応答が周辺地盤の挙動に大きな影響を及ぼすことから、第3号機海水ポンプ室に対する地盤の挙動を適切に評価するために、東西断面においては防潮堤（鋼管式鉛直壁）をモデル化する。防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、添付書類「VI-2-10-2-2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性について」に基づき、鋼管杭は線形はり要素（ビーム要素）、背面補強工及び置換コンクリートは線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

第3号機海水ポンプ室の東側には第3号機取水路が隣接し、第3号機取水路と直下のMMRは、防潮堤を横断しているが、第3号機取水路及びMMRと防潮堤の間には盛土が存在し、防潮堤の地震応答は第3号機海水ポンプ室に直接伝達することはない。また、第3号機海水ポンプ室と第3号機取水路の間は構造目地があるため、接続部には荷重伝達は発生しない構造となっている。このことから、第3号機取水路及びMMRは、保守的な評価になるよう盛土にてモデル化する。

#### 3.2.5 地盤及びマンメイドロック（MMR）のモデル化

D級を除く岩盤及びMMRは線形の平面ひずみ要素でモデル化する。

全応力解析では、盛土、旧表土、改良地盤及び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。

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



### 3.2.6 ジョイント要素の設定

地盤と構造体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体の接合面における剥離及び及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は、地盤と構造体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、地盤と構造体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  $\tau_f$  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  $\phi$  は周辺地盤の  $c$ 、 $\phi$  とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 3-3 のとおりとする。また、要素間の粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は強度の小さい側の要素の物性値とし、表 3-4 のとおり設定する。

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

ここで、 $\sigma'$  : 面直圧  
 $\tau_f$  : せん断強度  
 $c$  : 粘着力  
 $\phi$  : 内部摩擦角

表 3-3 周辺地盤との境界に用いる強度特性（牧の浜部層）

地盤	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
盛土*1	0.10	33.9
盛土*2	0.06	30.0
C <sub>M</sub> 級	0.49	47.0
MMR	3.10	40.0

注記\*1：地下水位以浅

\*2：地下水位以深

表 3-4 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
盛土-MMR	盛土・旧表土の $c$	盛土・旧表土の $\phi$
盛土-構造物	盛土・旧表土の $c$	盛土・旧表土の $\phi$
岩盤-構造物	岩盤の $c$	岩盤の $\phi$
岩盤-MMR	岩盤の $c$	岩盤の $\phi$
構造物-MMR	MMR の $c$	MMR の $\phi$
背面補強工-盛土・旧表土	盛土・旧表土 $c$	盛土・旧表土 $\phi$
背面補強工-セメント改良土	セメント改良土の $c$	セメント改良土の $\phi$
置換コンクリート-盛土・旧表土	盛土・旧表土の $c$	盛土・旧表土の $\phi$
置換コンクリート-岩盤	岩盤の $c$	岩盤の $\phi$
置換コンクリート-改良地盤	改良地盤の $c$	改良地盤の $\phi$

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12 pp1061-1070, 2009）に従い、表 3-5 のとおり設定する。

ジョイント要素の力学特性を図 3-14 に、ジョイント要素の配置を図 3-15～図 3-17 に示す。

表 3-5 ジョイント要素のばね定数

地盤	圧縮剛性 $k_n$ ( $\text{kN/m}^3$ )	せん断剛性 $k_s$ ( $\text{kN/m}^3$ )
盛土・旧表土	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$
岩盤, MMR	$1.0 \times 10^7$	$1.0 \times 10^7$

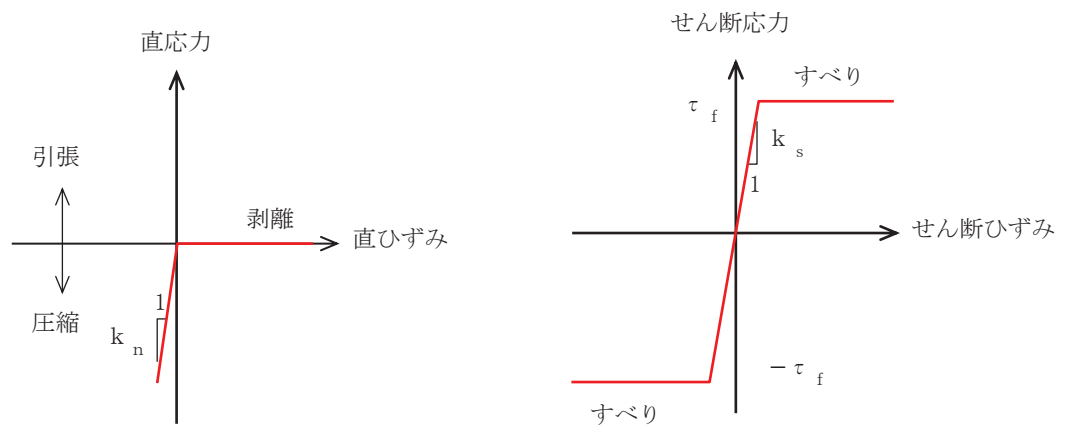


図 3-14 ジョイント要素の力学特性

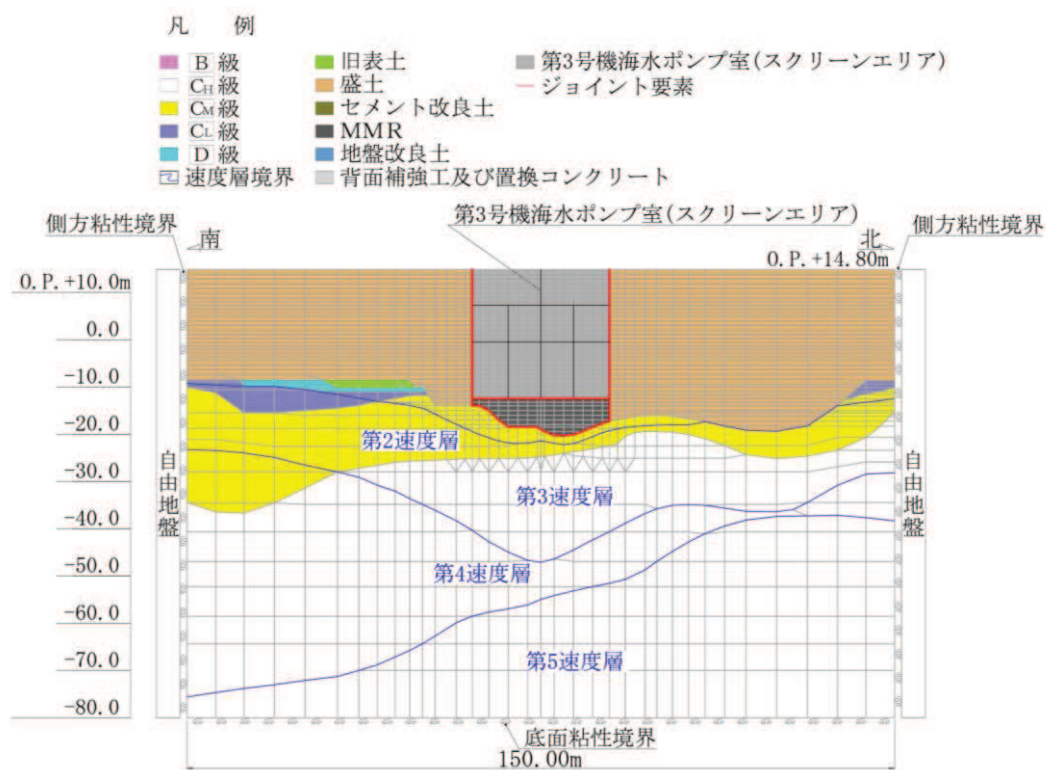


図 3-15 第 3 号機海水ポンプ室 (A-A 断面, 南北 (スクリーンエリア))  
のジョイント要素の配置

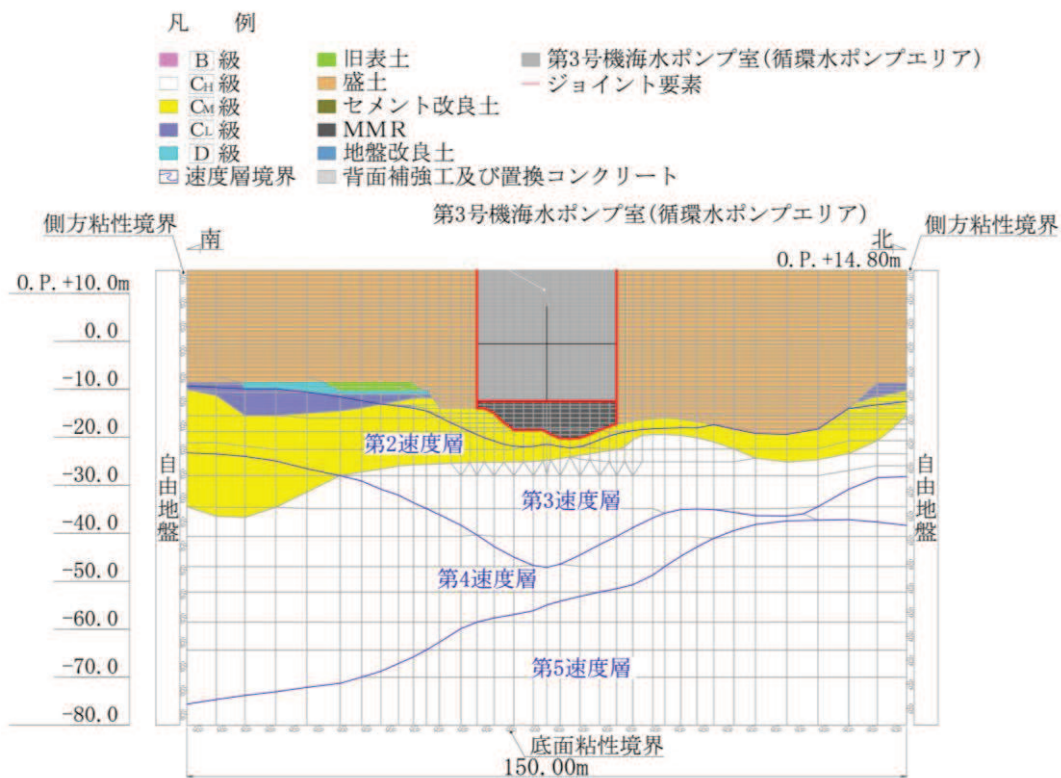


図 3-16 第 3 号機海水ポンプ室 (B-B 断面, 南北 (循環水ポンプエリア))  
のジョイント要素の配置

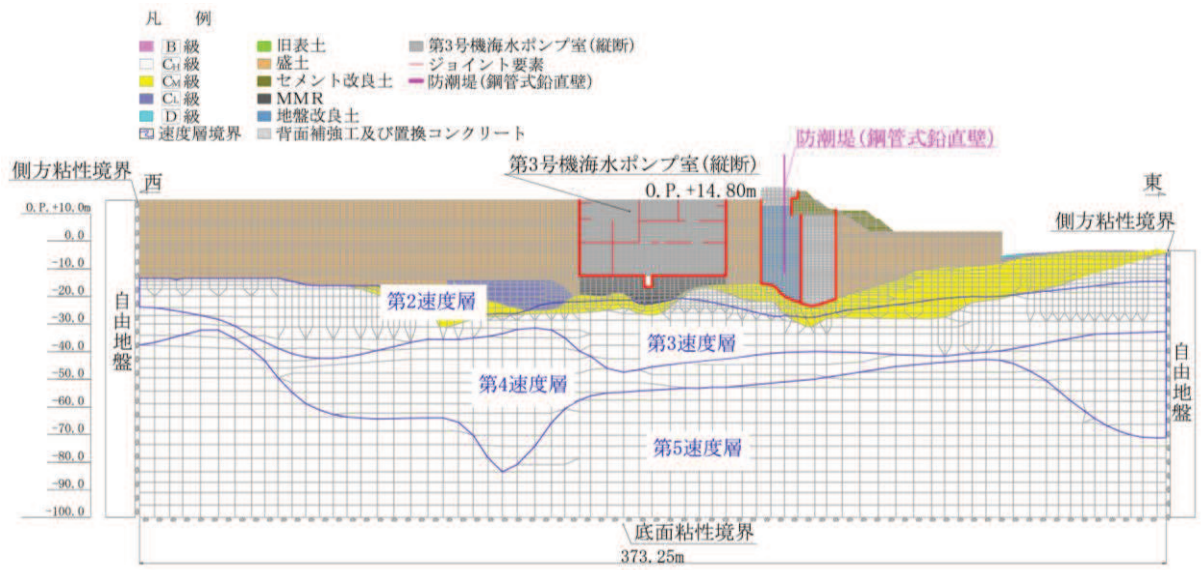


図 3-17 第 3 号機海水ポンプ室 (C-C 断面, 東西) のジョイント要素の配置

### 3.3 減衰定数

減衰定数は、「資料 1 屋外重要土木建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建造物の減衰定数」に基づき、全応力解析では、粘性減衰及び履歴減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与える。なお、構造部材を線形でモデル化する場合は、Rayleigh 減衰のみを設定する。

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

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3-18 に示す。

$$[c] = \alpha [m] + \beta [k]$$

$[c]$  : 減衰係数マトリックス,  $[m]$  : 質量マトリックス,

$[k]$  : 剛性マトリックス

$\alpha$ ,  $\beta$  : 係数

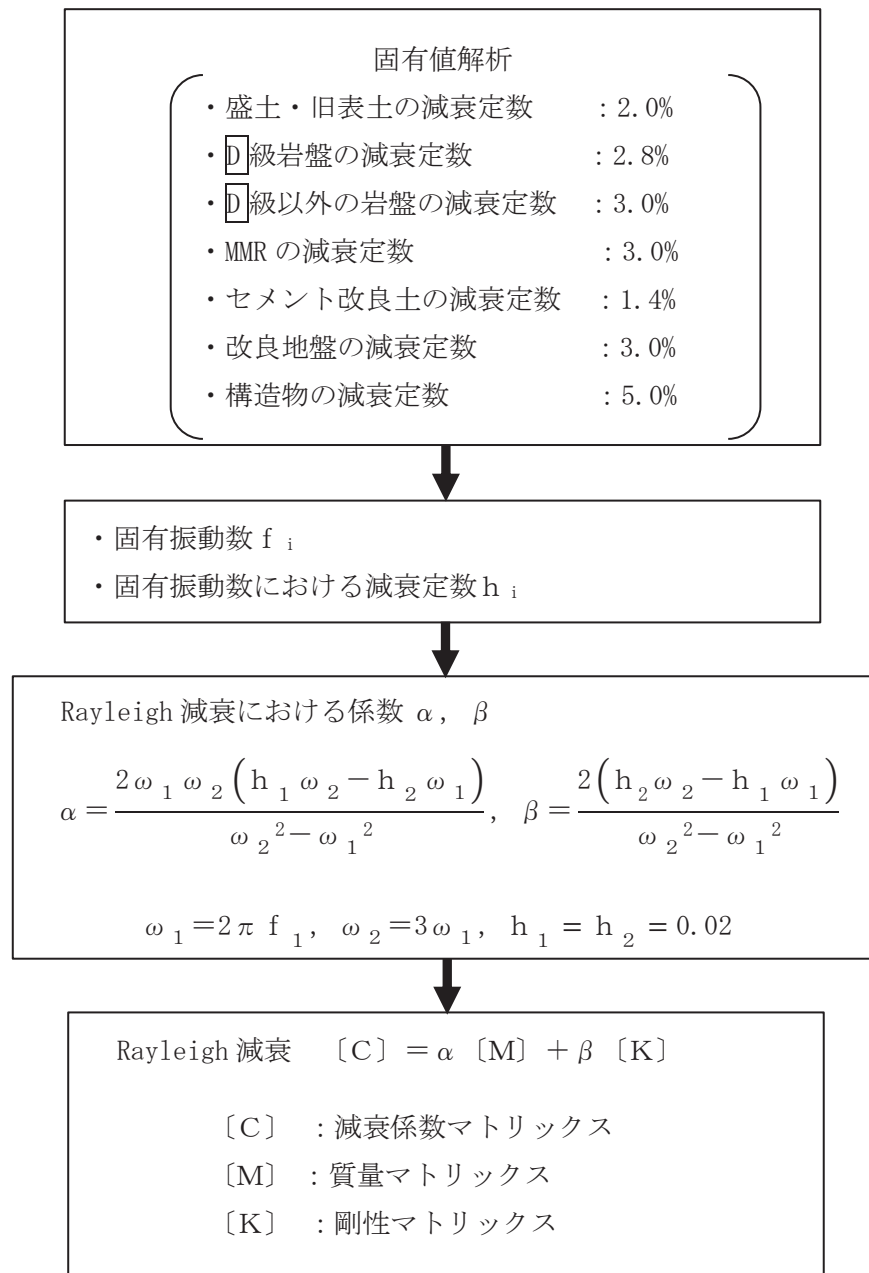


図 3-18 Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ 、 $\beta$  の設定にあたっては、低次のモードの変形が支配的となる地中埋設構造物に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮して、1 次及び 2 次モードの固有振動数において、過大な減衰とならないよう定めている。

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

固有値解析結果の一覧を表 3-6 に、固有値解析におけるモード図を図 3-19~図 3-21 に、係数  $\alpha$ 、 $\beta$  を表 3-7 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 3-22~図 3-24 に示す。

表 3-6(1) 固有値解析結果 スクリーンエリア (A-A 断面, 南北)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T x	T y	$\beta$ x	$\beta$ y	
1	2.567	21	0	83.31	-2.35	1 次として採用
2	2.860	1	0	-17.90	-9.82	—
3	4.023	4	0	-33.99	-2.15	—
4	4.714	0	0	0.35	-11.78	—
5	5.065	0	0	-2.01	10.40	—
6	5.466	5	0	38.44	-11.62	—
7	5.791	0	0	5.66	-11.69	—
8	5.932	8	0	51.26	8.72	—
9	6.186	1	2	-14.07	-25.36	—
10	6.222	0	0	-7.93	-3.65	—



表 3-6(2) 固有値解析結果 循環水ポンプエリア (B-B 断面, 南北)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T x	T y	$\beta$ x	$\beta$ y	
1	2.606	20	0	81.12	-2.80	1次として採用
2	2.856	1	0	-20.95	-9.68	—
3	4.141	5	0	-38.05	-2.47	—
4	4.701	0	1	2.16	-12.11	—
5	5.089	0	0	-0.69	10.70	—
6	5.498	5	0	-41.39	10.05	—
7	5.786	0	0	11.37	-11.62	—
8	5.929	8	0	-49.29	-8.35	—
9	6.185	1	2	-16.49	-25.26	—
10	6.222	0	0	-8.36	-5.75	—

表 3-6(3) 固有値解析結果 縦断 (C-C 断面, 東西)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T x	T y	$\beta$ x	$\beta$ y	
1	2.059	11	0	3445.10	174.36	1次として採用
2	2.384	3	0	-1708.50	201.51	—
3	2.827	2	0	-1248.50	-90.71	—
4	3.237	3	0	-1868.10	314.56	—
5	3.497	1	0	981.84	-3.63	—
6	3.790	0	0	-292.24	-180.36	—
7	4.045	0	0	586.11	-217.67	—
8	4.312	0	0	-448.63	-166.64	—
9	4.555	0	0	601.97	-178.66	—
10	4.711	1	0	-1082.40	-67.11	—

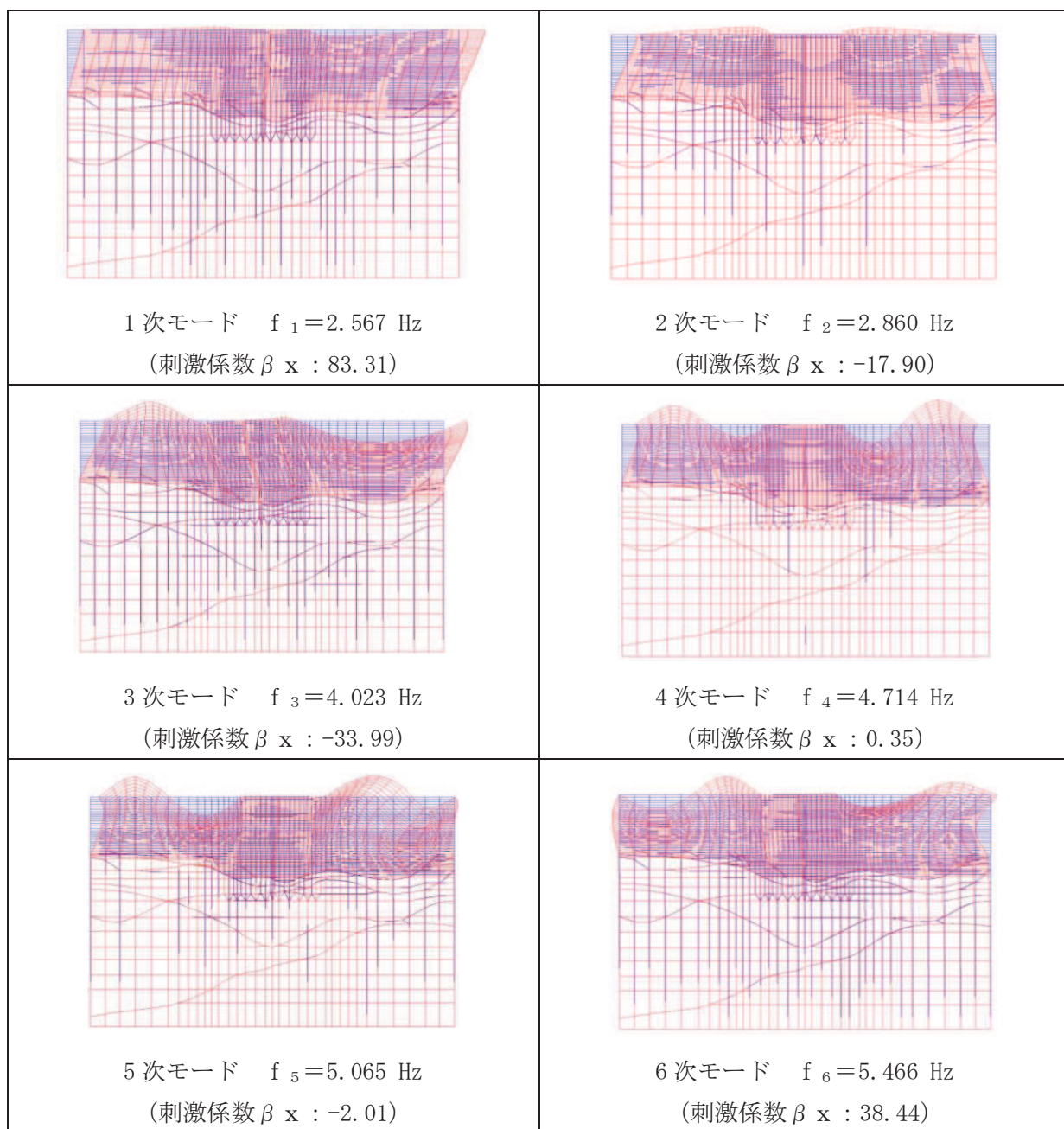


図 3-19 (1) 固有値解析結果 (モード図) (A-A 断面, 南北 (スクリーンエリア))

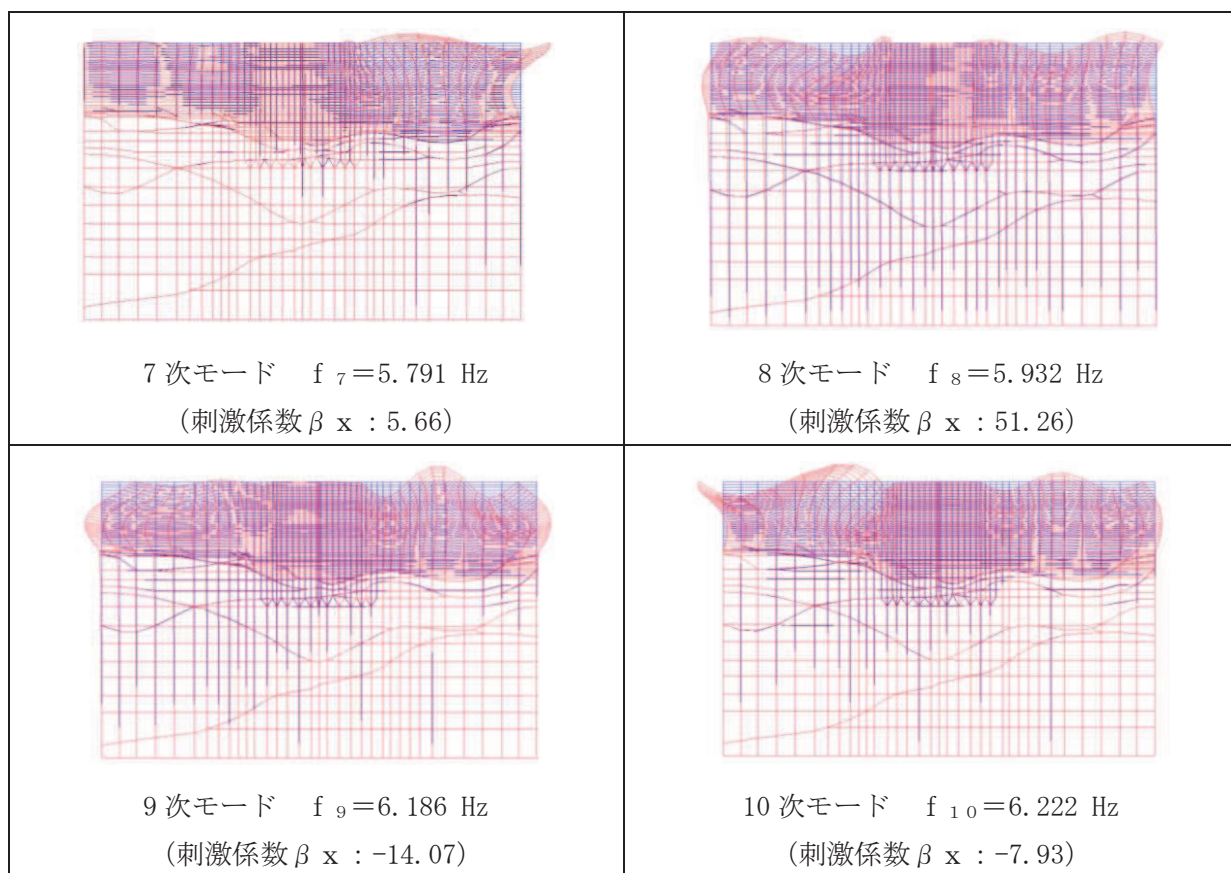


図 3-19 (2) 固有値解析結果 (モード図) (A-A 断面, 南北 (スクリーンエリア))

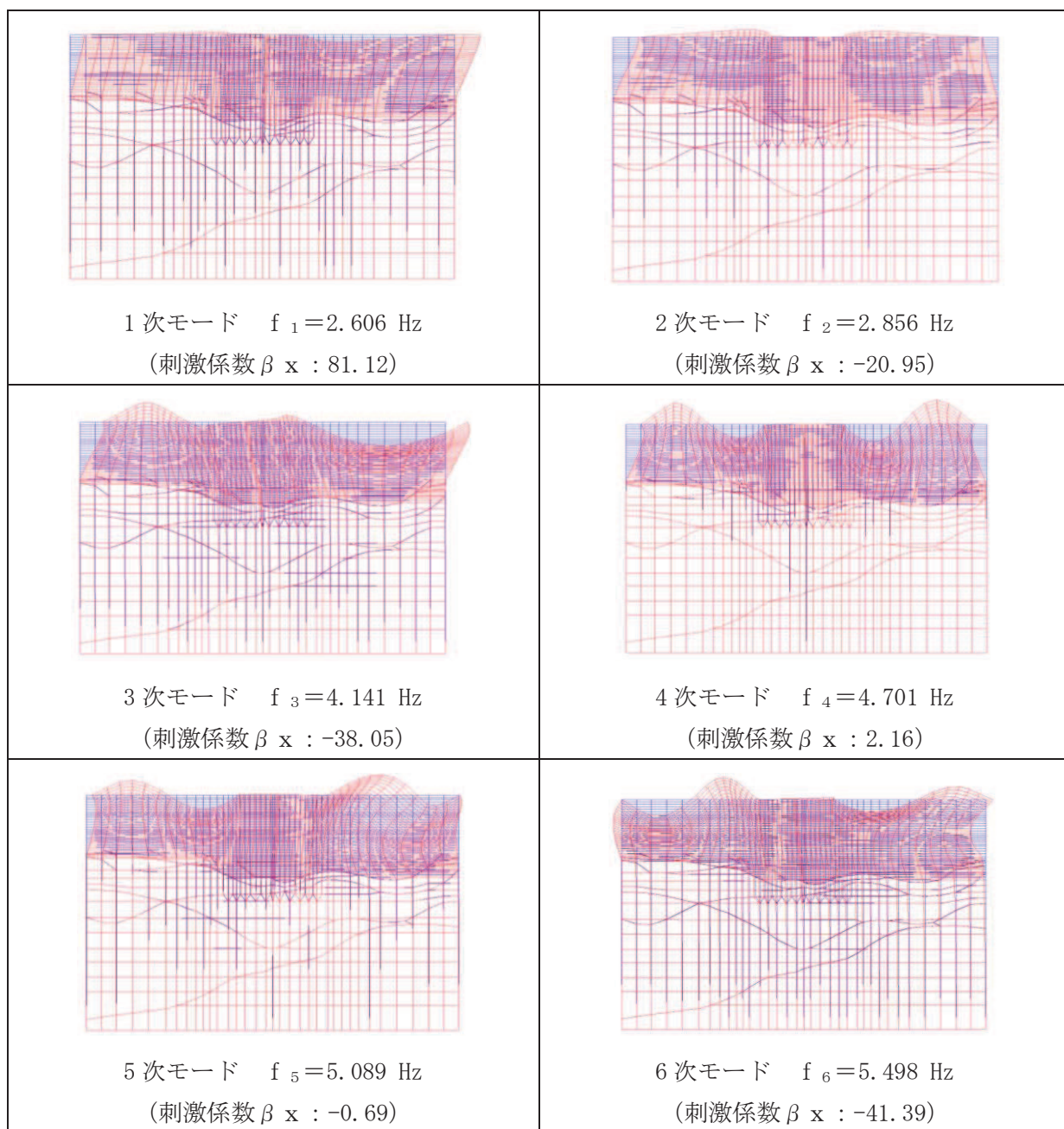


図 3-20 (1) 固有値解析結果 (モード図) (B-B 断面, 南北 (循環水ポンプエリア))



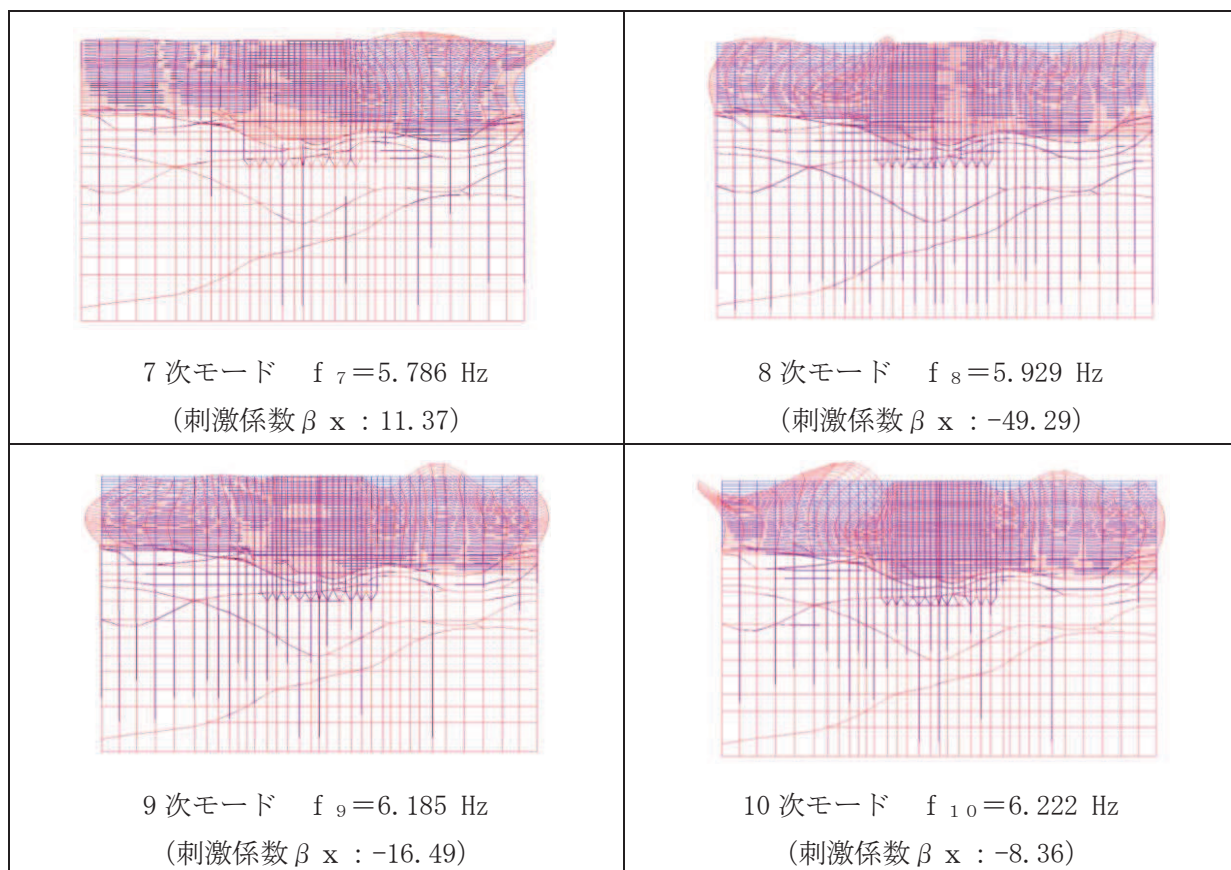


図 3-20 (2) 固有値解析結果 (モード図) (B-B 断面, 南北 (循環水ポンプエリア))

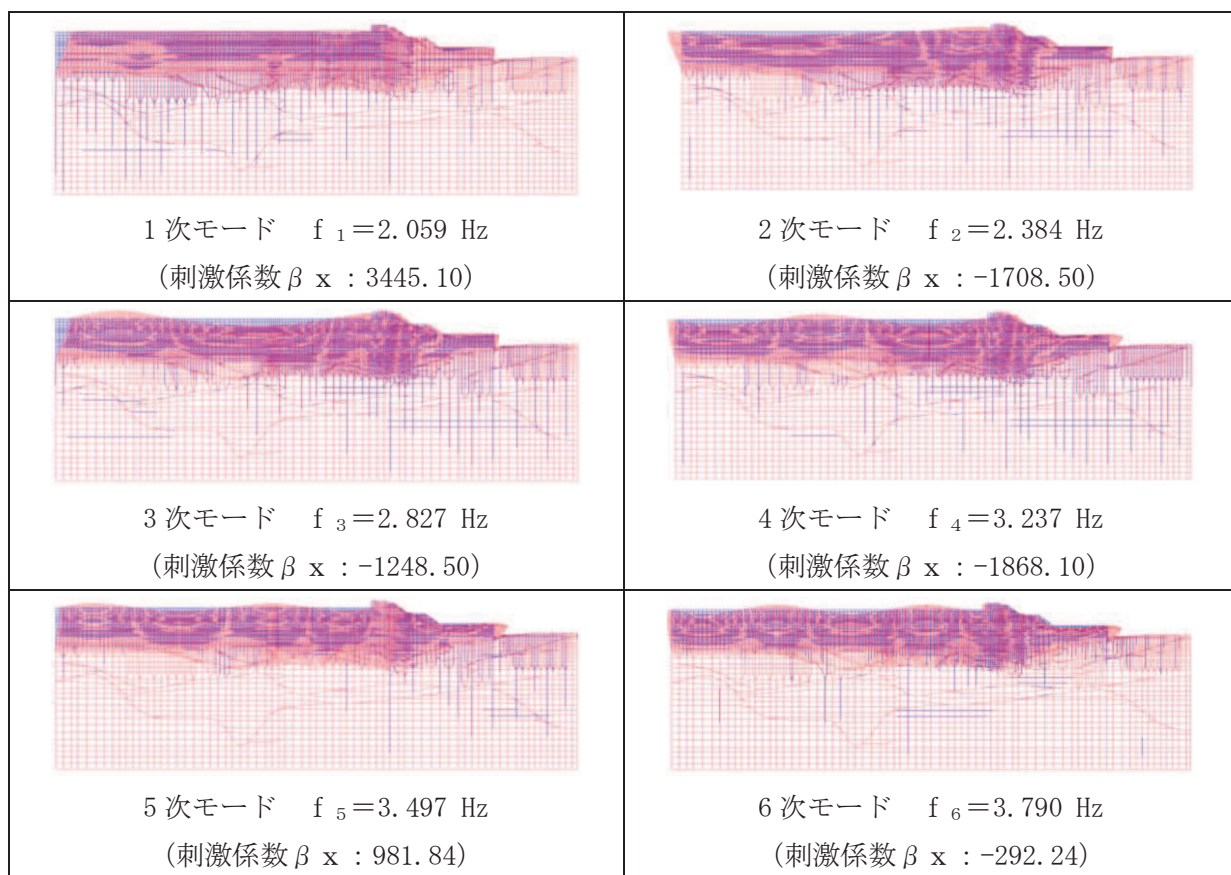


図 3-21 (1) 固有値解析結果 (モード図) (C-C 断面, 東西)

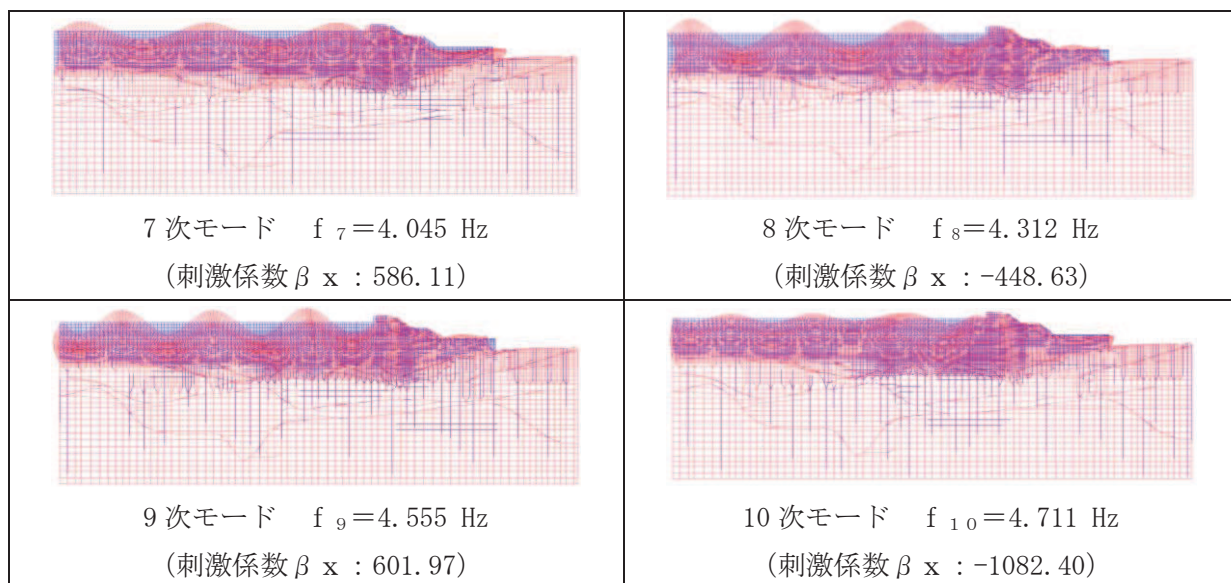


図 3-21 (2) 固有値解析結果 (モード図) (C-C 断面, 東西)

表 3-7 Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果

地震時荷重算出断面	$\alpha$	$\beta$
A-A 断面, 南北方向 (スクリーンエリア)	$4.838 \times 10^{-1}$	$6.200 \times 10^{-4}$
B-B 断面, 南北方向 (循環水ポンプエリア)	$4.913 \times 10^{-1}$	$6.110 \times 10^{-4}$
C-C 断面, 東西方向	$3.882 \times 10^{-1}$	$7.730 \times 10^{-4}$

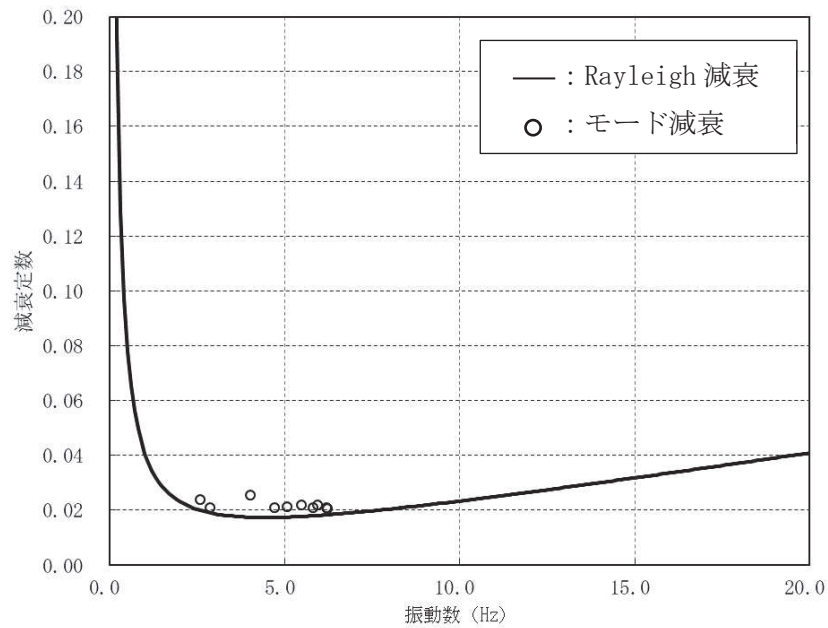


図 3-22 設定した Rayleigh 減衰 (A-A 断面, 南北 (スクリーンエリア))

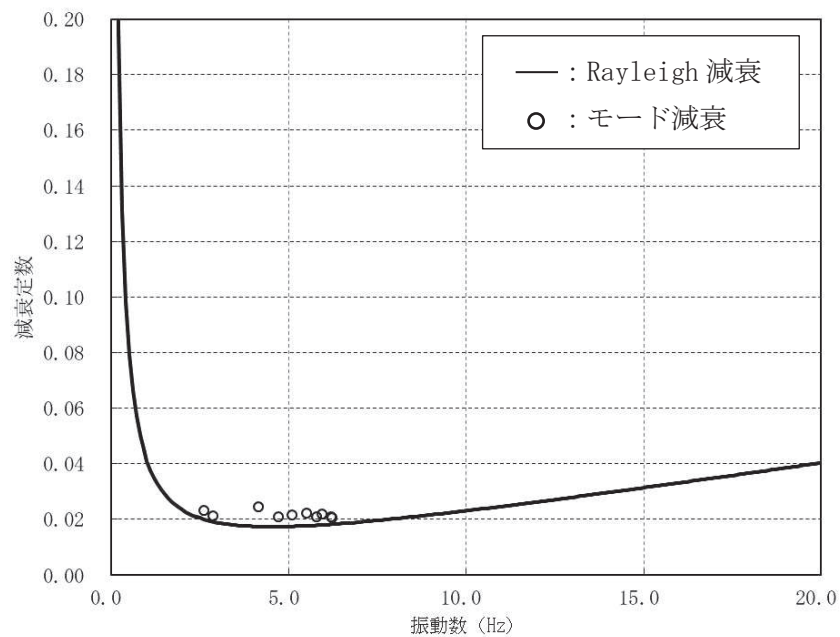


図 3-23 設定した Rayleigh 減衰 (B-B 断面, 南北 (循環水ポンプエリア))



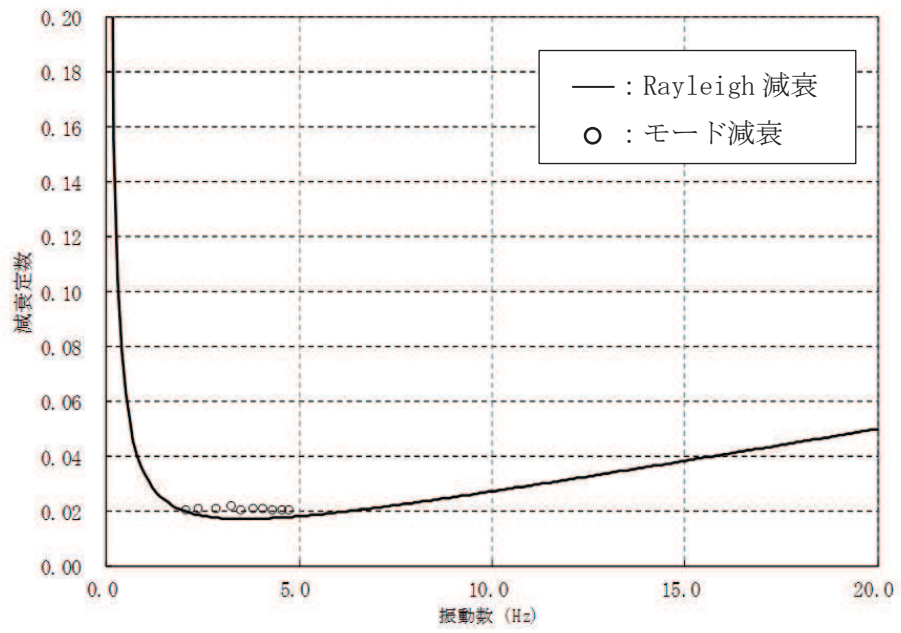


図 3-24 設定した Rayleigh 減衰 (C-C 断面, 東西)

### 3.4 荷重の組合せ

耐震評価にて考慮する荷重は、通常運転時に荷重（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、機器・配管系からの反力及び動水圧による荷重が含まれるものとする。

なお、第3号機海水ポンプ室の運転時、設計基準事故時及び重大事故時の状態における荷重条件は変わらないため、評価は設計基準対象施設の評価結果に包括されることから、設計基準対象施設の評価結果を用いた重大事故等対処施設の評価を行う。

荷重の組合せを表3-8に示す。

表3-8 荷重の組合せ

種別	荷重		算定方法の概要
永久荷重 (常時荷重)	固定荷重	躯体自重	○ ・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する
		機器・配管荷重	○ ・機器・配管系の重量に基づいて設定する。
		土被り荷重	— ・土被りがないことから考慮しない。
		永久上載荷重	— ・地盤表面に恒常的に置かれる設備等はないことから考慮しない。
		静止土圧	○ ・常時応力解析により設定する。
		外水圧	○ ・地下水位に応じた静水圧として考慮する。 ・地下水の密度を考慮する。
		内水圧	○ ・朔望平均満潮位 (O.P. +2.43m <sup>*</sup> ) に応じた静水圧を設定する。
		積載荷重	○ ・躯体に考慮する。
偶発荷重 (地震荷重)		水平地震動	○ ・基準地震動 S <sub>s</sub> 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。

注記\*：東北地方太平洋沖地震による約1mの沈降を、敷地高さ (O.P. +14.8m) を固定とし朔望平均満潮位を O.P. +1.43m から O.P. +2.43m とすることにより考慮する。

### 3.4.1 機器・配管荷重

地震時に第3号機海水ポンプ室に作用する機器・配管等の荷重を図3-25に、荷重を考慮する主な機器の一覧を表3-9に示す。機器・配管等の荷重は、解析モデルの各質点に与えることで考慮する。

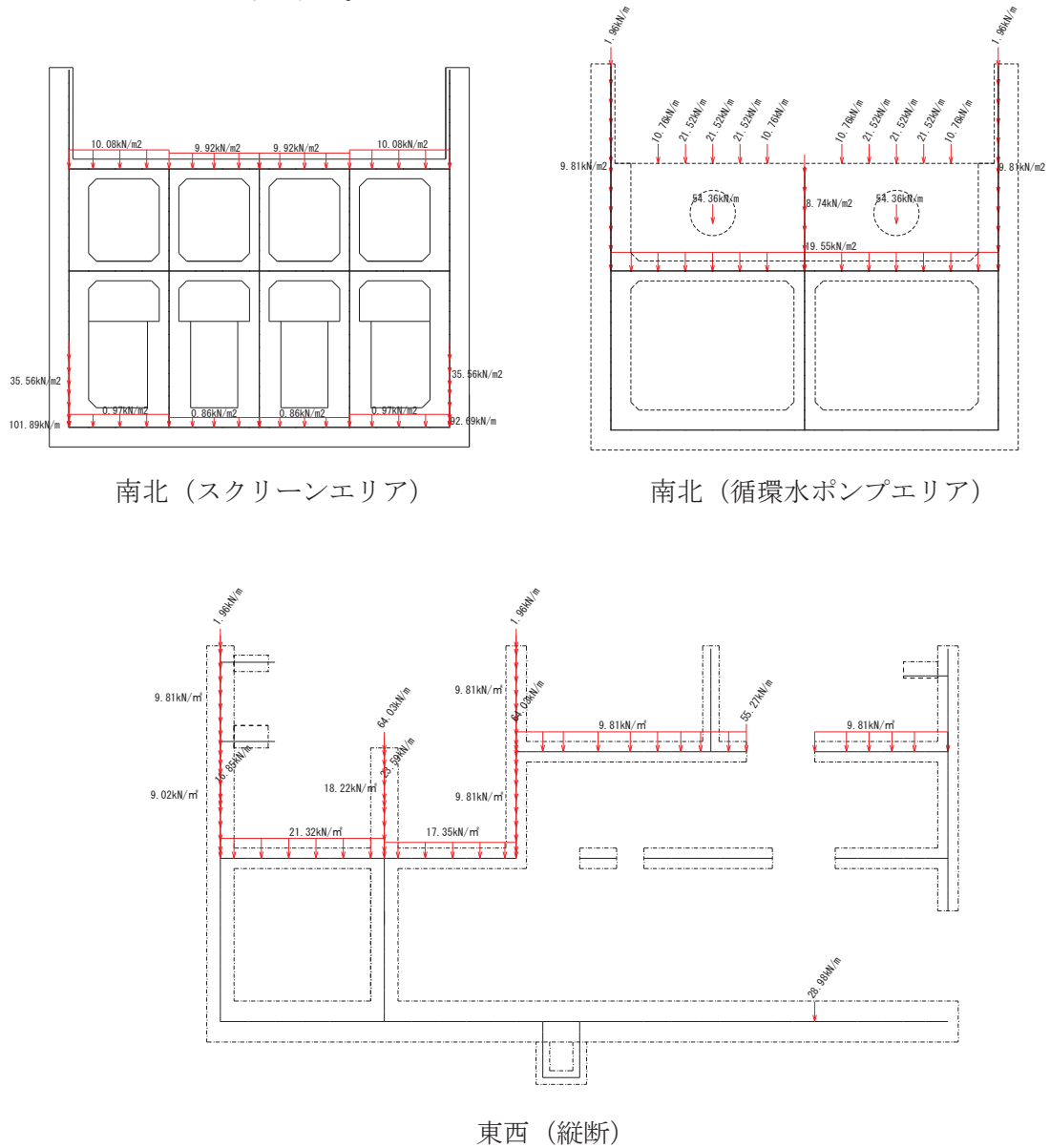


図3-25 機器・配管系の荷重図

表3-9 荷重を考慮する機器・配管等

部位	主な考慮する機器・配管等
中床版 (スクリーンエリア)	バケット型スクリーン : 686kN/基 洗浄ポンプ : 44.1kN/基
中床版 (循環水ポンプエリア)	循環水ポンプ (モーター, 架台等含む) : 2579.3kN/基

### 3.4.2 外水圧

外水圧は、地下水位に応じた静水圧を設定する。地下水位については、「2.8 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。

外水圧図を図3-26～図3-28に示す。

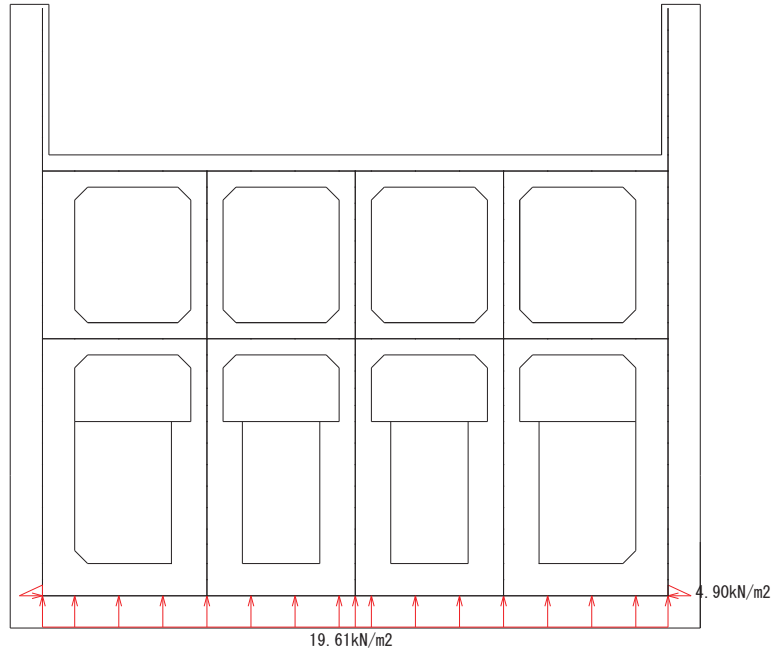


図3-26 外水圧図 (A-A断面, 南北 (スクリーンエリア))

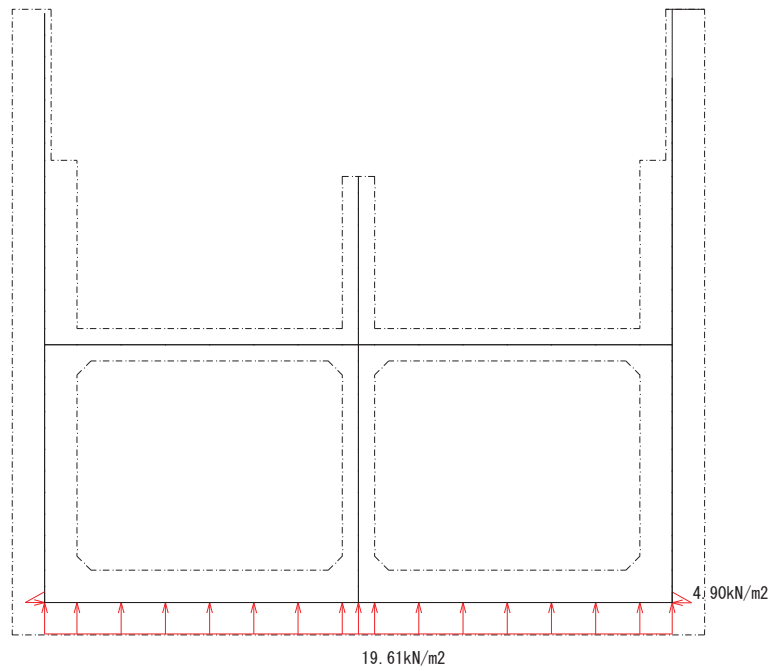


図3-27 外水圧図 (B-B断面, 南北 (循環水ポンプエリア))

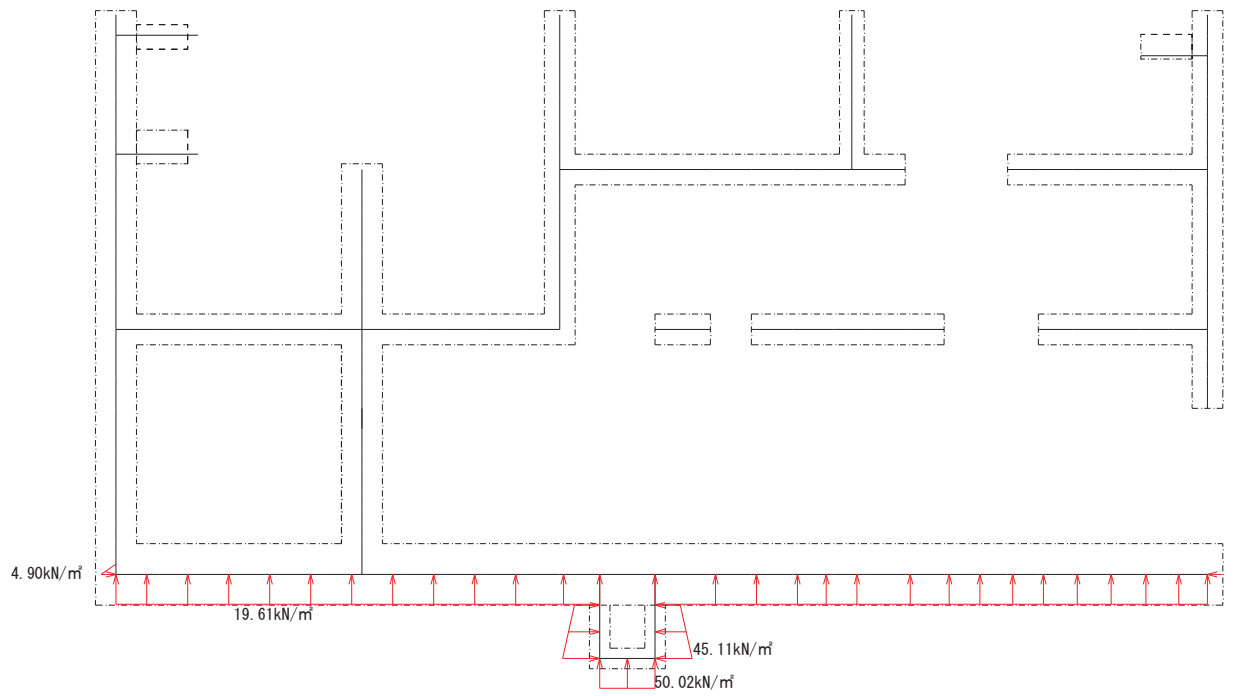


图 3—28 外水压图 (C-C 断面, 東西)

### 3.4.3 内水圧

第3号機海水ポンプ室の内部には、遡望平均満潮位 0.P. +2.43m\* を静水面とした静水圧を内水圧として設定する。設定の際は、海水の密度として、 $1.03\text{g/cm}^3$  を考慮する。

内水圧図を図3-29～図3-31に示す。

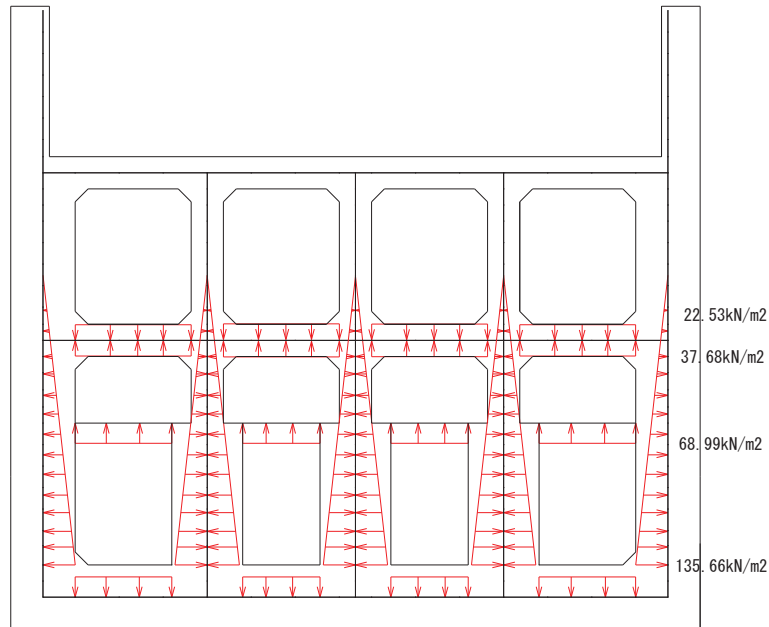


図3-29 内水圧図 (A-A断面, 南北 (スクリーンエリア))

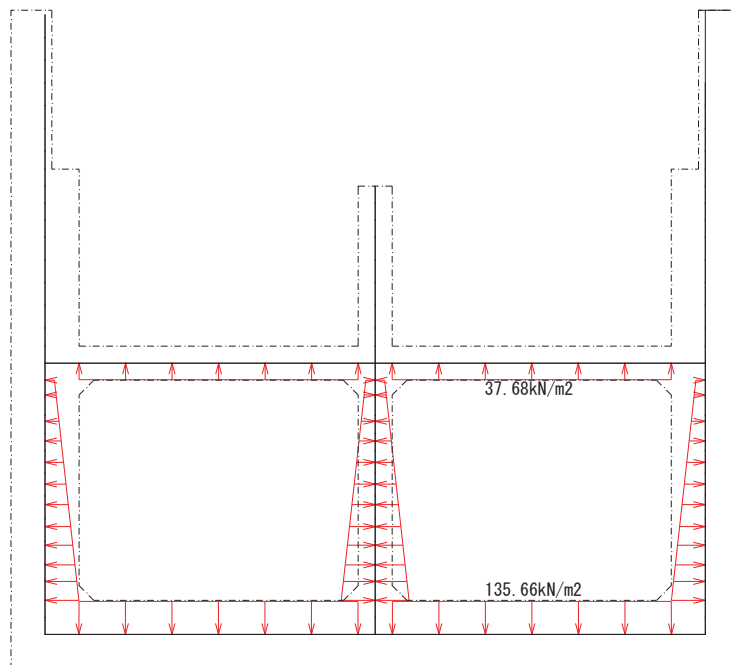


図3-30 内水圧図 (B-B断面, 南北 (循環水ポンプエリア))

注記\* : 東北地方太平洋沖地震による約1mの沈降を、敷地高さ (0.P. +14.8m) を固定とし遡望平均満潮位を0.P. +1.43mから0.P. +2.43mとすることにより考慮する。

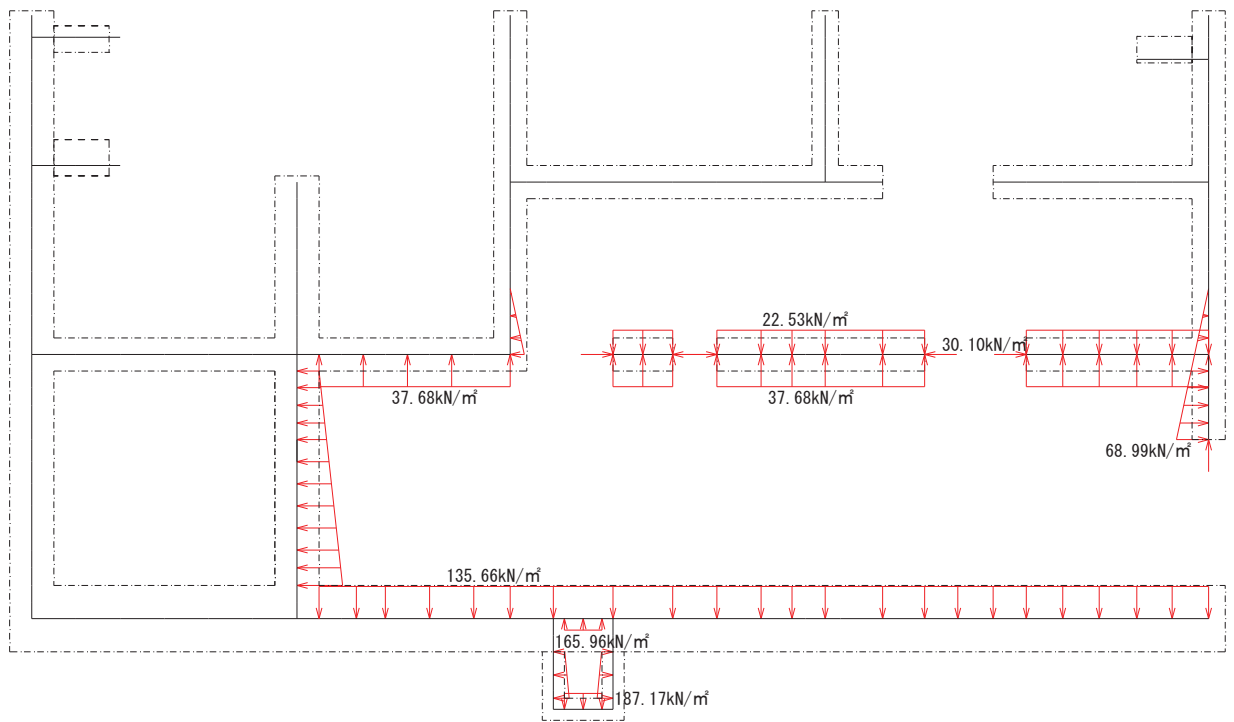


图 3—31 内水压图 (C-C 断面, 東西)

### 3.4.4 積載荷重

地震時に第3号機海水ポンプ室に作用する積載荷重は、積雪荷重以外は想定されないが、保守的な配慮として中床版、妻壁、隔壁及び側壁に $4.9\text{kN/m}^2$ を考慮する。なお、積雪荷重は、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である $43\text{cm}$ に平均的な積雪荷重を与えるための係数 $0.35$ を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第86条第2項により、積雪量 $1\text{cm}$ ごとに $20\text{N/m}^2$ の積雪荷重が作用することを考慮し、 $0.301\text{kN/m}^2$ としている。

中床版への積載荷重は、開口面積分を抜いた、単位奥行幅（ $1\text{m}$ ）あたりの付加重量として考慮する。

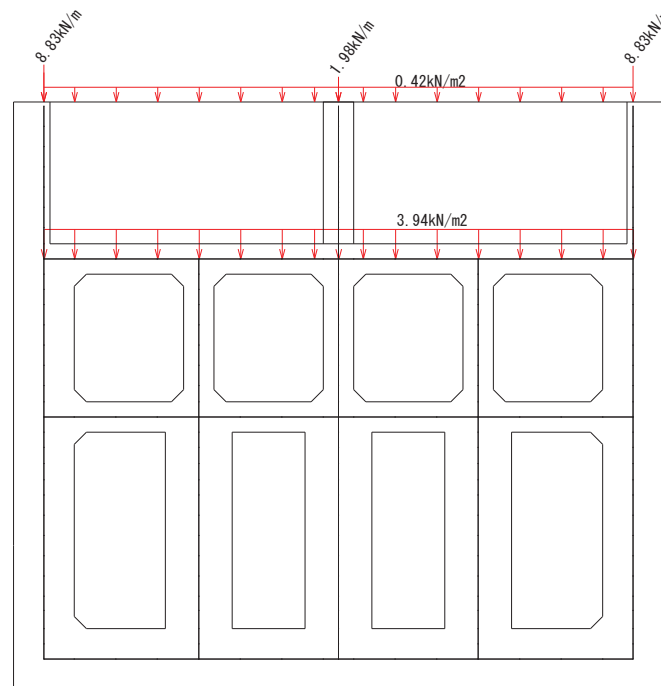


図3-32 積載荷重図（A-A断面，南北（スクリーンエリア））



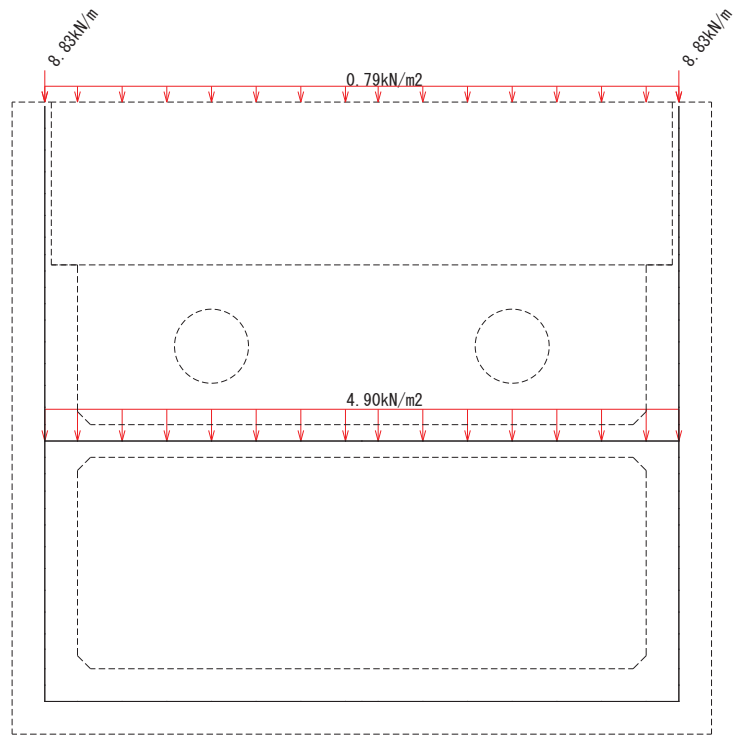


図 3-33 積載荷重図 (B-B 断面, 南北 (循環水ポンプエリア))

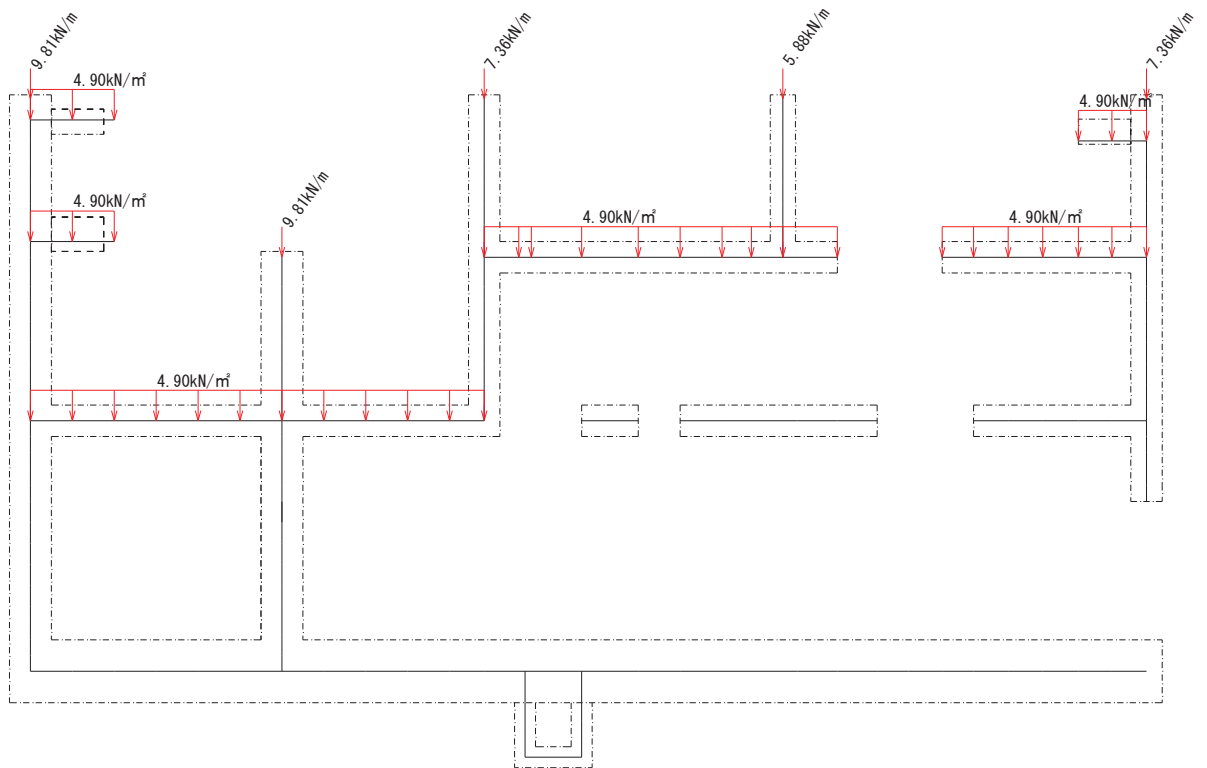


図 3-34 積載荷重図 (C-C 断面, 東西)

### 3.4.5 動水圧

動水圧は、自由水面の無い閉水路部分については固定水として算出し、自由水面のある開水路部分については Westergaard 式から算定する。

#### (1) 自由水面のない場合

##### a. 水平方向の動水圧

固定水として扱い、次式で算定する。水平方向動水圧の概要図を図 3-35 に示す。

$$p_w = k_H \times \frac{L}{2} \times \gamma_w$$

$p_w$  : 動水圧

$k_H$  : 水平震度

$L$  : 水路幅

$\gamma_w$  : 水の単位体積重量

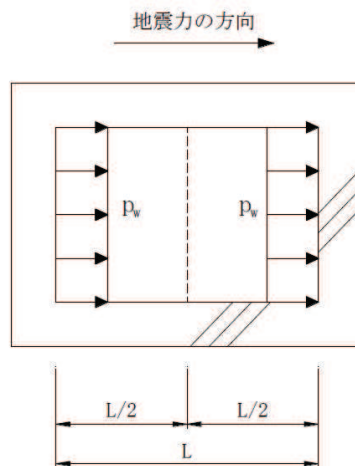


図 3-35 水平方向の動水圧分布図（自由水面なし）

b. 鉛直方向の動水圧

固定水として扱い、次式で算定する。鉛直方向動水圧の概要図を図 3-36 に示す。

$$p_w = k_v \times \frac{H}{2} \times \gamma_w$$

$p_w$  : 動水圧

$k_v$  : 鉛直震度

$H$  : 水路高さ

$\gamma_w$  : 水の単位体積重量

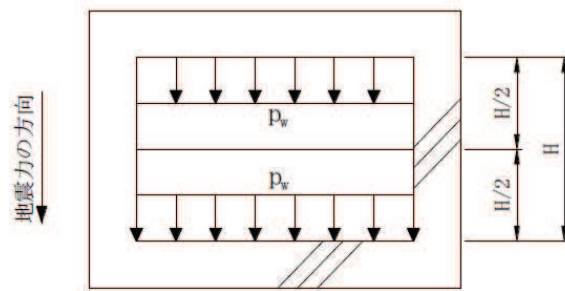


図 3-36 鉛直方向の動水圧分布図（自由水面なし）

(2) 自由水面のある場合

a. 水平方向の動水圧

固定水として扱い、次式で算定する。水平方向動水圧の概要図を図 3-37 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,  $c = L / (1.5h)$

$L/h \geq 1.5$  の場合,  $c = 1.0$

$L$  : 水路幅

$h$  : 水深

$\gamma_w$  : 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

$k_v$  : 水平震度

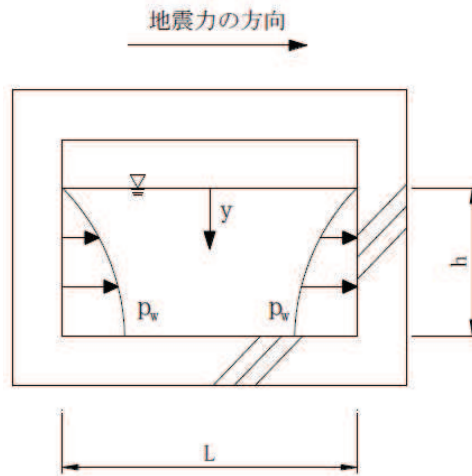


図 3-37 水平方向の動水圧分布図（自由水面あり）

b. 鉛直方向の動水圧

固定水として扱い、次式で算定する。鉛直方向動水圧の概要図を図 3-38 に示す。

$$p_w = k_v \times \gamma_w \times h$$

$p_w$  : 動水圧

$k_v$  : 鉛直震度

$\gamma_w$  : 水の単位体積重量

$h$  : 水深

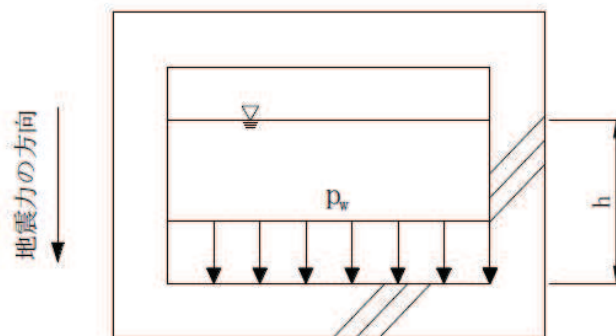


図 3-38 鉛直方向の動水圧分布図（自由水面あり）

### 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

第3号機海水ポンプ室は、構造物の大部分が地中に埋設された鉄筋コンクリート構造物であり、構造物の耐震性に支配的な損傷モードは地盤のせん断変形を伴う構造部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊となる。そのため、ばらつきを考慮する物性値は、評価対象構造物周辺に主として盛土、旧表土、D級岩盤及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布し、これらの地盤が地震時に構造物への応答に大きく影響を与えると判断される場合は、これらの物性のばらつきについて影響を確認する。

ばらつきを考慮する物性は、地盤のせん断変形を定義するせん断弾性係数とし、平均値を基本ケース（表3-13に示すケース①、⑥）とした場合に加えて、平均値 $\pm 1.0 \times$ 標準偏差( $\sigma$ )のケース（表3-13に示すケース②、③、⑦、⑧）について確認を行う

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

##### (2) 材料物性のばらつきを考慮した解析ケース

材料物性のばらつきについては、剛性を定義するコンクリートのヤング係数が、コンクリートの設計基準強度に対応して定まることを踏まえ、コンクリートの設計基準強度を基本ケースとし、ヤング係数をコンクリートの実強度に対応して定めたケースについて確認を行う（表3-12に示すケース④）。

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

一方、機器・配管系の耐震評価においては、建物・構築物で考慮しているコンクリートの初期剛性低下を考慮したケースについて影響を確認する（表3-12に示すケース⑤）。

第3号機海水ポンプ室における実強度は、構造物ごとのコア抜き強度  $f'_{ck}$  の平均値とし、ヤング係数は実強度の平均値からコンクリート標準示方書に基づき算出する。第3号機海水ポンプ室の実強度及びヤング係数を表3-10及び表3-11に示す。

また、耐震評価における解析ケースの一覧を表3-12に示す。

表 3-10 第 3 号機海水ポンプ室の実強度及びヤング係数

実強度*	ヤング係数
57.8N/mm <sup>2</sup>	34.6kN/mm <sup>2</sup>

注記\*：第 3 号機海水ポンプ室のコア採取による圧縮強度試験結果を表 3-39 に示す。

表 3-11 第 3 号機海水ポンプ室のコア採取による圧縮強度試験結果

採取位置*	採取年	供試体数 (本)	実強度 (N/mm <sup>2</sup> )		ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	
			最大	最小	最大	最小
側壁	2012	3	59.5	52.5	34.9	33.5
側壁	2019	3	59.4	57.5	34.9	34.5

注記\*：採取位置は図 3-39 に示す。

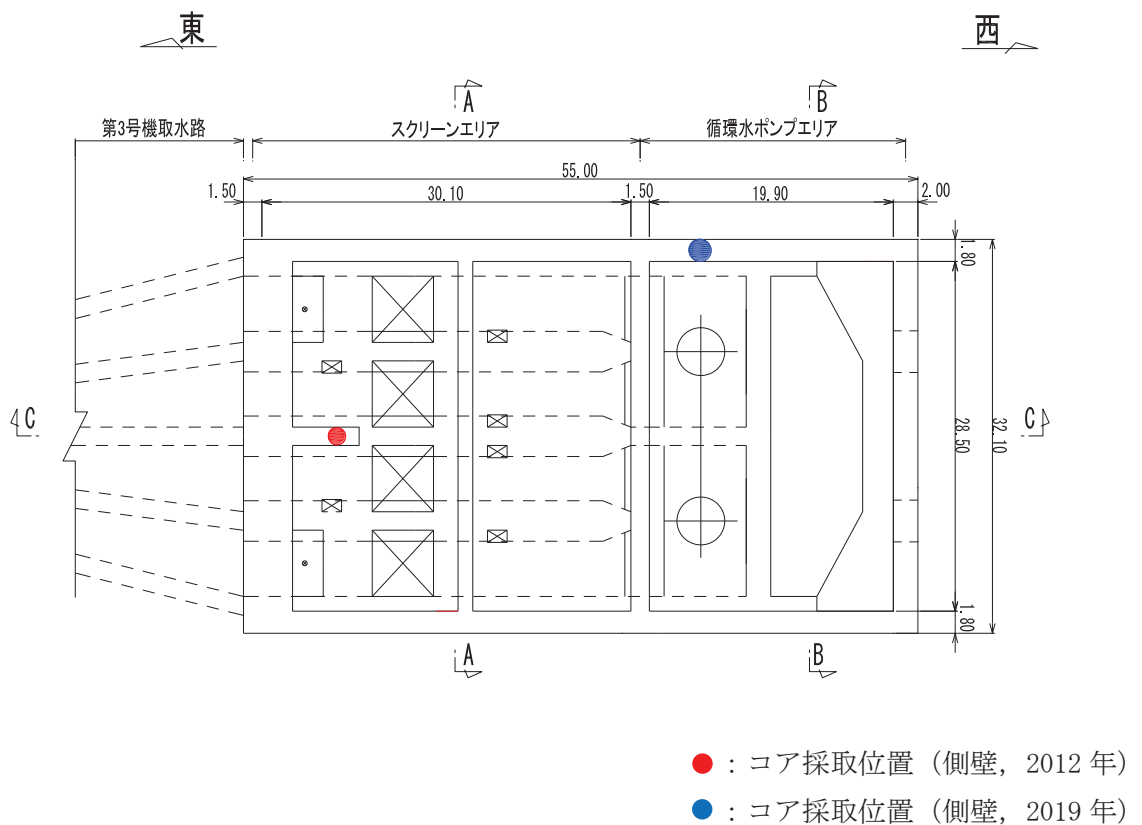


図 3-39 コア採取位置図

表 3-12 第 3 号機海水ポンプ室の耐震評価における解析ケース

解析ケース*1	解析手法	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
			盛土, 旧表土, D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係 数)	C <sub>L</sub> 級岩盤, C <sub>M</sub> 級岩盤, C <sub>H</sub> 級岩盤, B級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	全応力解析	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	全応力解析	設計基準強度	平均値 + 1 $\sigma$	平均値
ケース③	全応力解析	設計基準強度	平均値 - 1 $\sigma$	平均値
ケース④*2	全応力解析	実強度に基づく 圧縮強度*3	平均値	平均値
ケース⑤*4	全応力解析	初期剛性低下考慮	平均値	平均値
ケース⑥ (基本ケース)	有効応力解析	設計基準強度	平均値	平均値
ケース⑦	有効応力解析	設計基準強度	平均値 + 1 $\sigma$	平均値
ケース⑧	有効応力解析	設計基準強度	平均値 - 1 $\sigma$	平均値
ケース⑨*2	有効応力解析	実強度に基づく 圧縮強度*3	平均値	平均値

注記\*1: A-A 断面, B-B 断面及び C-C 断面は, 全応力解析及び有効応力解析を実施する。

\*2: 基本ケース (ケース①及び⑥) を実施し, 曲げ・軸力系の破壊, せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査における照査値の最大値を比較し, 最大照査値を示す解析手法において, 実強度を考慮した解析ケース (ケース④又はケース⑨) を実施する。なお, ケース①とケース⑥の曲げ・軸力系の破壊, せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査における照査値の最大値の差が 0.05 未満の場合は, 両解析ケースで実強度を考慮した解析ケース (ケース④及びケース⑨) を実施する。

\*3: 既設建造物のコア採取による圧縮強度試験に基づき表 3-11 に示すとおりとする。

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

(3) 耐震評価における解析ケースの組合せ

第3号機海水ポンプ室の耐震評価においては、基準地震動 $S_s$ （7波）及びこれらに水平動の位相反転を考慮した地震動（7波）を加えた全14波を用いて基本ケース（全応力解析の場合はケース①，有効応力解析の場合はケース⑥）を実施する。

上記のケース①及び⑥において、曲げ・軸力系の破壊，せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において照査値が0.5を超えるすべての照査項目に対して，最も厳しい地震動を用いて，全応力解析の場合は図3-40に示すケース②及び③を，有効応力解析の場合は図3-40に示すケース⑦及び⑧を実施する。また，上記のケース①，⑥において，曲げ・軸力系の破壊，せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査における照査値の最大値を比較し，最大照査値を示す解析手法において，実強度を考慮した解析ケース（ケース④又はケース⑨）を実施する。なお，ケース①とケース⑥の曲げ・軸力系の破壊，せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査における照査値の最大値の差が0.05未満の場合は，両解析ケースで実強度を考慮した解析ケース（ケース④及びケース⑨）を実施する。

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

耐震評価に対する解析ケースの組合せを表3-13に示す。また，追加解析ケースを実施する地震動の選定フローを図3-41に示す。

なお，「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「参考資料7 地中構造物への鉛直地震動の位相が与える影響」において，第3号機海水ポンプ室のような，地中に埋設された鉄筋コンクリート構造物は，鉛直地震動の影響をほぼ受けないことを確認しているため，鉛直地震動については，位相の反転を考慮しない。



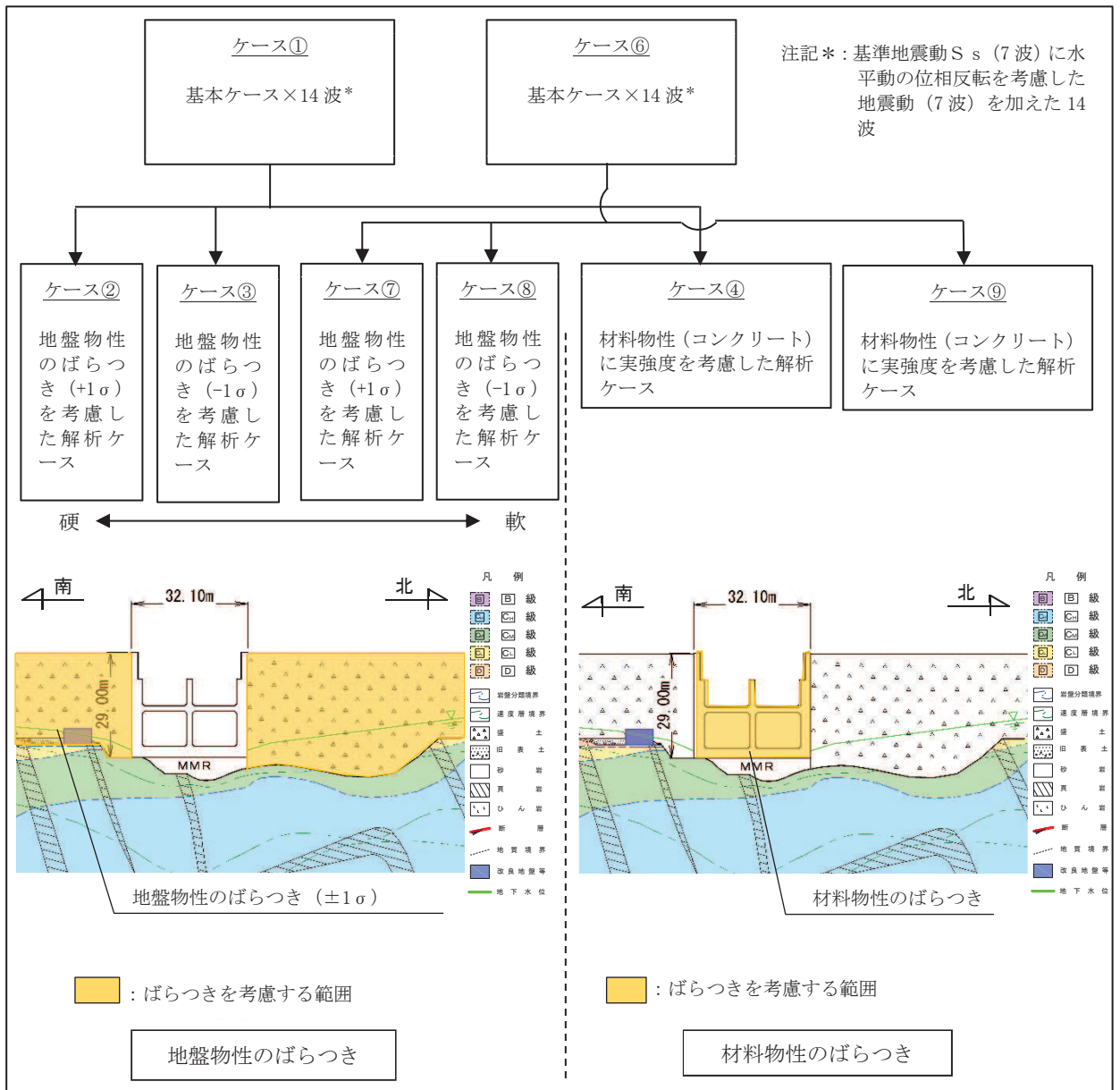


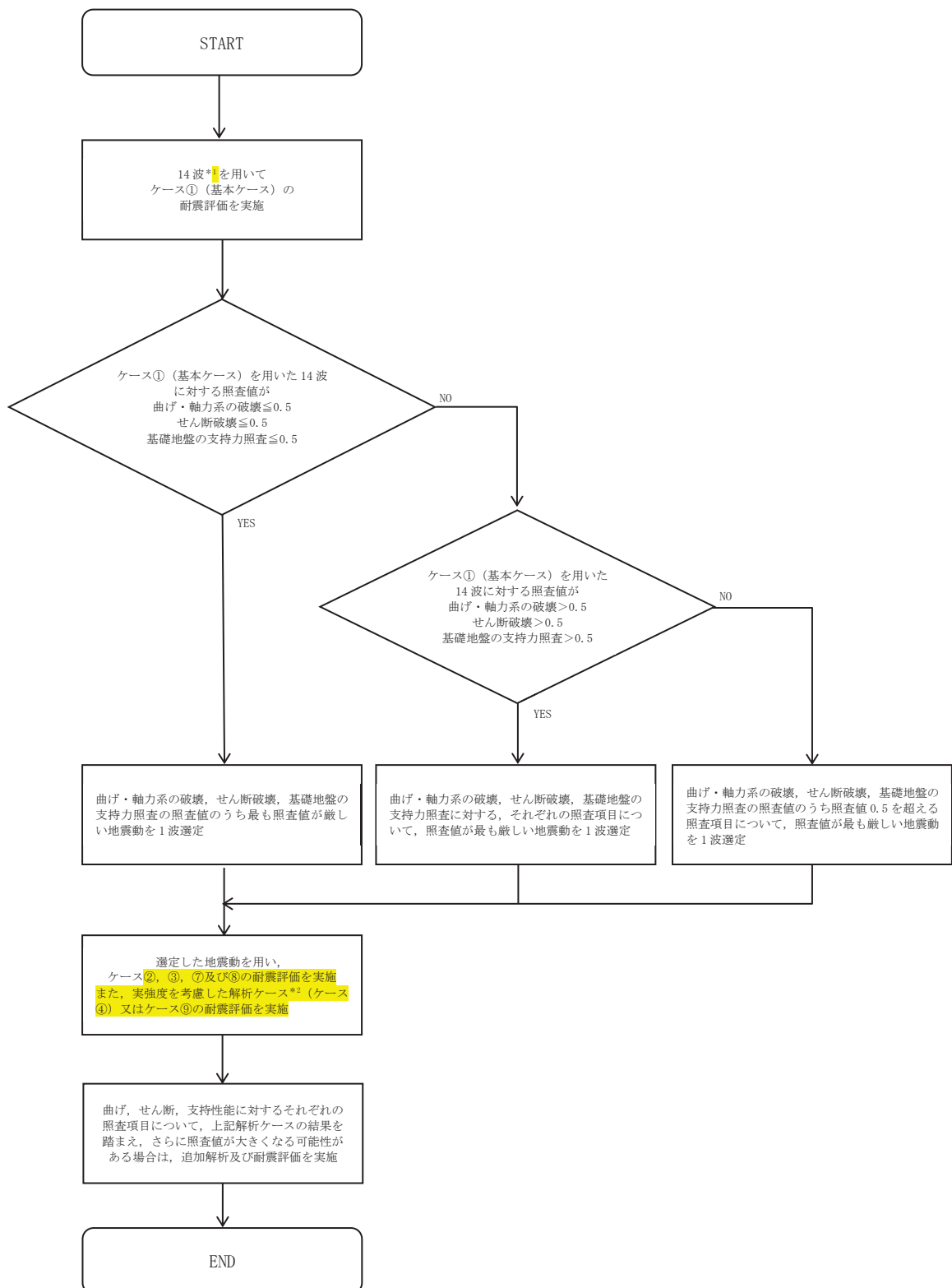
図 3-40 屋外重要土木構造物等の耐震評価における解析ケース

表 3-13 第 3 号機海水ポンプ室の耐震安全性評価における解析ケース

解析ケース		全応力解析				有効応力解析			
		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	ケース⑥	ケース⑦	ケース⑧	ケース⑨
地盤物性		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース	基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2	設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2
地震動 (位相)	S s - D 1	++*1	○	<p>【追加解析ケースについて】</p> <p>基準地震動 S s (7 波) に水平動の位相反転を考慮した地震動 (7 波) を加えた全 14 波に対し、全応力解析及び有効応力解析を実施し、照査を行ったケース①及びケース⑥の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊、基礎地盤の支持力照査の照査項目ごとに照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい (許容限界に対する裕度が最も小さい) 地震動を用いてケース②, ③, ⑦及び⑧を実施する。</p> <p>すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②, ③, ⑦及び⑧を実施する。</p> <p>なお、ケース①とケース⑥の曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査における照査値の最大値の差が 0.05 未満の場合は、両解析ケースで実強度を考慮した解析ケース (ケース④及び⑨) を実施する。</p> <p>また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析ケースを実施する。</p>	○	左記の【追加解析ケースについて】による			
		-+*1	○		○				
	S s - D 2	++*1	○		○				
		-+*1	○		○				
	S s - D 3	++*1	○		○				
		-+*1	○		○				
	S s - F 1	++*1	○		○				
		-+*1	○		○				
	S s - F 2	++*1	○		○				
		-+*1	○		○				
	S s - F 3	++*1	○		○				
		-+*1	○		○				
	S s - N 1	++*1	○		○				
		-+*1	○		○				

注記\*1: 耐震評価にあたっては、土木学会マニュアルに従い、水平方向の位相反転を考慮する。地震動の位相について、++の左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。

\*2: 既設建造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。



注記\*1：基準地震動 S s 波（7 波）に水平動の位相反転を考慮した地震動（7 波）を加えた 14 波

\*2：「3.5.1 (3) 耐震評価における解析ケースの組合せ」に基づき、実強度を考慮した解析  
ケースの耐震評価を実施する。

図 3-41 追加解析を実施する地震動の選定フロー

(4) 従方向荷重の選定

第3号機海水ポンプ室は、弱軸方向が明確であることから、弱軸方向を評価対象として耐震評価を行う。主方向荷重（弱軸方向）に対し、加振方向に平行に配置される妻壁や隔壁は面内荷重に抵抗しているが、従方向（強軸方向）の地震力に対しては、面外荷重の影響を受けることになる。よって、第3号機海水ポンプ室は弱軸方向の耐震評価に加えて加振方向に平行に配置された壁部材への影響を確認するため、従方向の荷重を作用させる。

評価用地震動及び時刻は、弱軸方向加振において基準地震動  $S_s$ （7波）、水平動の位相反転を考慮した地震動（7波）及びばらつきケースの中で最も照査値が厳しい地震動、時刻に対し実施する。

水平2方向載荷の評価において組み合わせる荷重は、主方向荷重を水平方向及び鉛直方向荷重、従方向荷重を水平方向荷重とし、従方向荷重は、主方向荷重での地震時荷重算出時刻と同時刻の荷重を、位相を変えた地震動にて算出する。 $S_s - N1$  は観測波に基づいており地震動の方向に偏りがあり、基準地震動  $S_s$  と直交する地震動が基準地震動  $S_s$  に比べ小さいことから、 $S_s - N1$  が選定された場合は、2番目に照査値が厳しい地震動においても水平2方向評価を実施する。

なお、「3.1 地震応答解析手法」に示すとおり、弱軸方向（南北）及び強軸方向（東西）に対する地震応答解析は全応力解析及び有効応力解析を実施することから、各々の解析手法から得られた地震時荷重を弱軸方向の地震時荷重と組み合わせる。表3-14に解析手法及び解析ケースと弱軸方向と強軸方向の地震時荷重の組合せの関係を示す。

表3-14 弱軸方向と強軸方向の地震時荷重の組合せ

地震時荷重算出断面	A-A断面（南北） B-B断面（南北） ：弱軸方向	C-C断面（東西） ：強軸方向	
		全応力解析	有効応力解析
解析ケース*	ケース①	ケース①	ケース⑥
	ケース②	ケース②	ケース⑦
	ケース③	ケース③	ケース⑧
	ケース④	ケース④	ケース⑨
	ケース⑥	ケース①	ケース⑥
	ケース⑦	ケース②	ケース⑦
	ケース⑧	ケース③	ケース⑧
	ケース⑨	ケース④	ケース⑨

注記\*：弱軸方向の耐震評価において、基本ケース及びばらつきケースの中で最も照査値が厳しい解析ケースを実施する。

### 3.5.2 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース

第3号機海水ポンプ室に支持される機器・配管系の耐震評価に適用する床応答への保守的な配慮として、基準地震動S<sub>s</sub>（7波）、弾性設計用地震動S<sub>d</sub>（7波）及びこれらに水平動の位相反転を考慮した地震動（28波）を用いて、ケース①に加え、図3-42に示すケース②～④の解析を実施する。

また、基準地震動S<sub>s</sub>（7波）については、建物・構築物で考慮しているコンクリートの初期剛性低下を考慮したケース⑤について影響を確認する。

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

機器・配管系の応答加速度及び応答変位抽出のための解析ケースを表3-15に示す。

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



表 3-15 (1) 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース (基準地震動 S s)

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

注記\*1: 地震動の位相について, ++の左側は水平動, 右側は鉛直動を表し, 「-」は位相を反転させたケースを示す。

\*2: 既設建造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

\*3: ○は設計に用いる解析ケースを示し, △は影響検討ケースを示す。

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

表 3-15 (2) 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース (弾性設計用地震動 S d)

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

注記\*1: 地震動の位相について, ++の左側は水平動, 右側は鉛直動を表し, 「-」は位相を反転させたケースを示す。

\*2: 既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。なお, 新設構造物については, 文献を参照し推定した圧縮強度とする。



#### 4. 三次元構造解析

##### 4.1 解析手法

第3号機海水ポンプ室は、加振方向に平行に配置される妻壁や隔壁を有する箱形構造物であることから、構造部材の応答値は、三次元構造解析により耐震評価を行う。

第3号機海水ポンプ室に要求される機能は、耐震重要施設である防潮壁等を間接支持する支持機能及び浸水防止のための止水機能であることから、構造部材（鉄筋コンクリート）は、ひび割れ状態を評価できる非線形ソリッド要素を用いる。

第3号機海水ポンプ室に作用する荷重は、二次元の地震応答解析において構造物の評価に支配的な荷重が作用する時刻を選定し、当該時刻における地震時応答から設定する。三次元構造解析には、解析コード「COM3 ver. 9.15」を用いる。

本解析コードは、前川モデルに基づく非線形性を考慮しており、前川モデルは新規制基準適合性審査において使用実績のある解析コード「WCOMD」に適用されている構成則であり、コンクリート標準示方書 2017 にも規定されている。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

## 4.2 解析モデルの設定

### 4.2.1 構造物のモデル化

材料の非線形特性を考慮した非線形ソリッド要素でモデル化する。各部材位置を図 4-1 に、各部材の要素座標系を図 4-2 に示す。なお、開口部については、部材厚以上の開口をモデル化することとし、除塵機開口、循環水ポンプ開口及びスクリーンエリア及び循環水ポンプエリアに設置されるピットの開口をモデル化する。

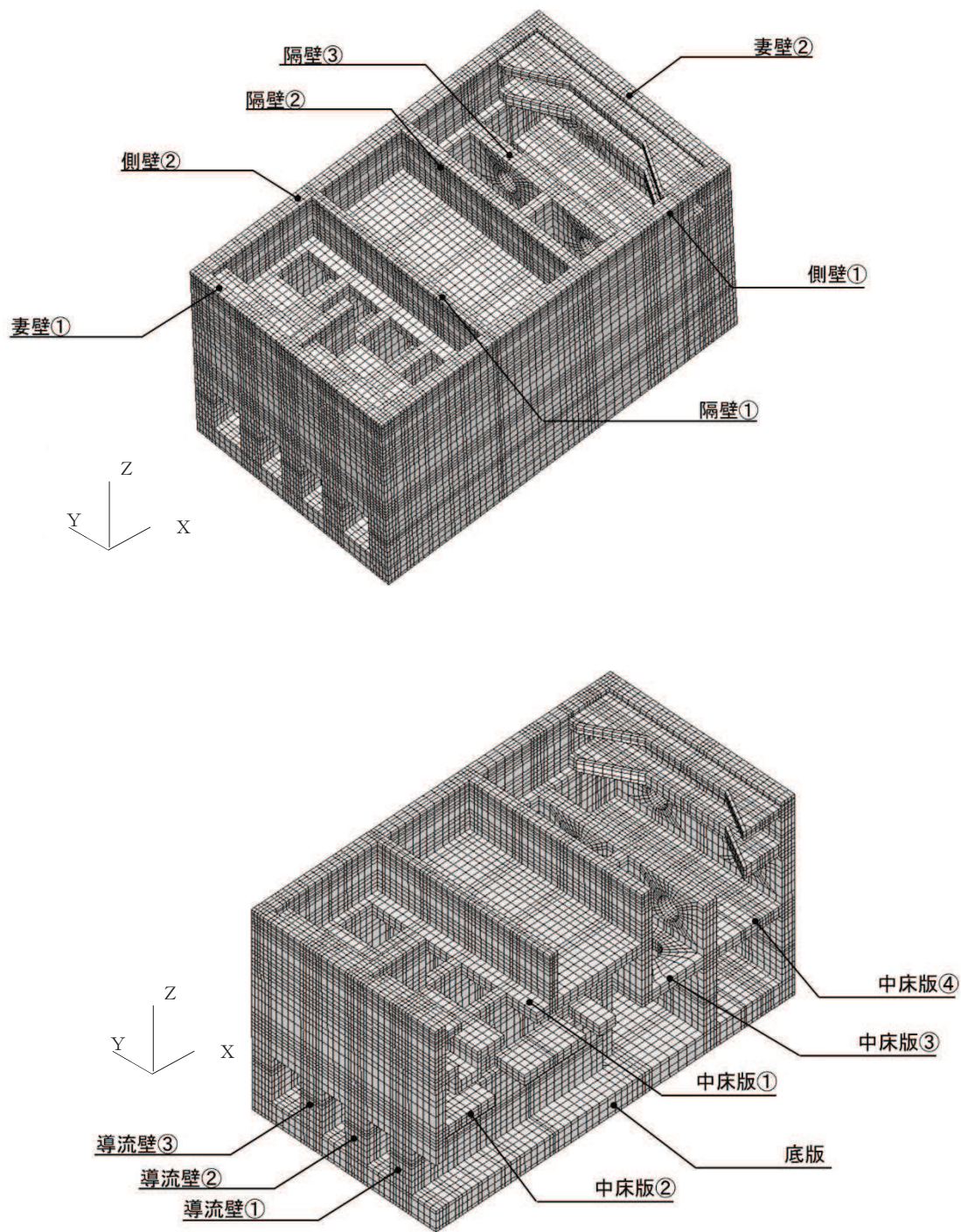
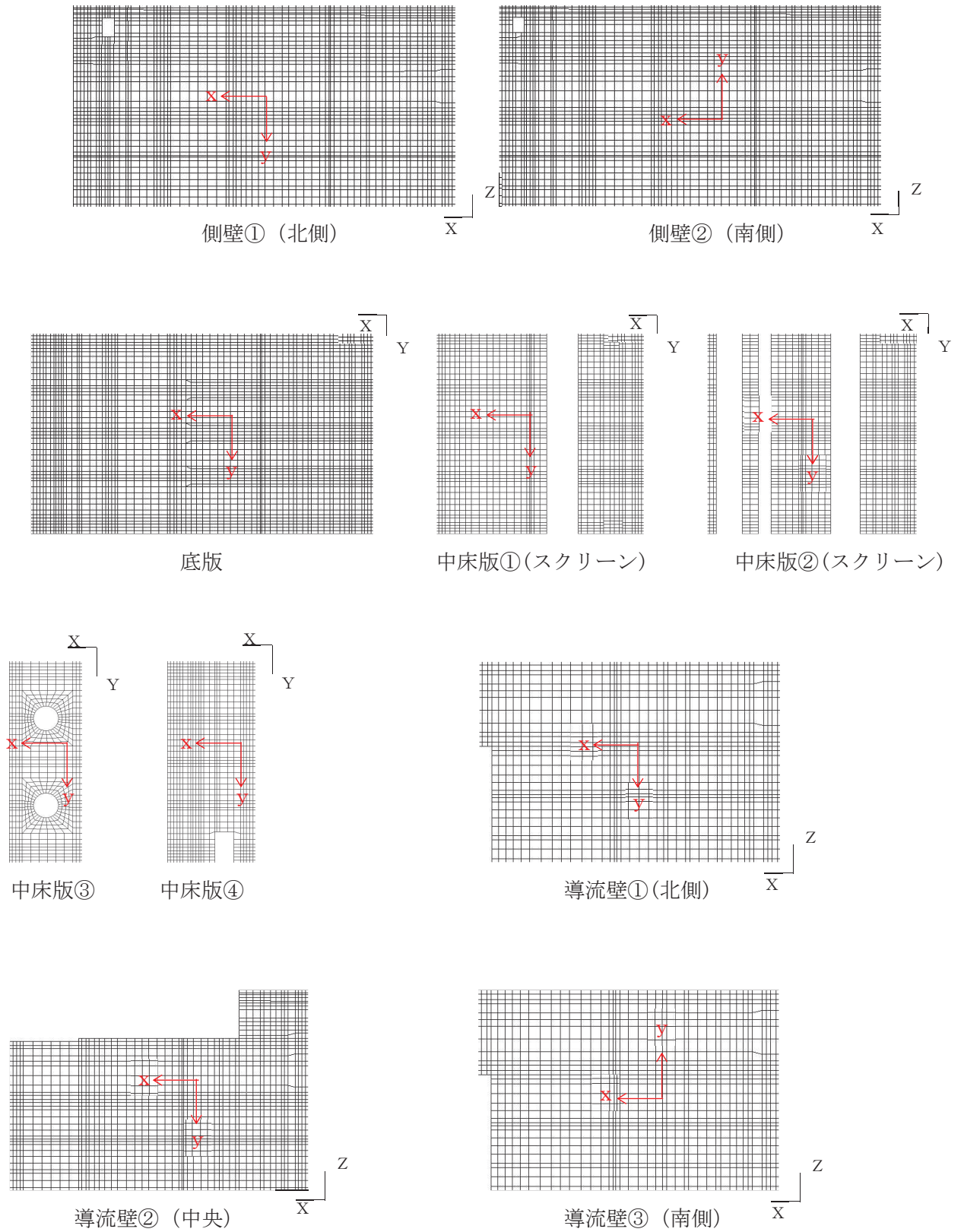


図 4-1 各部材位置

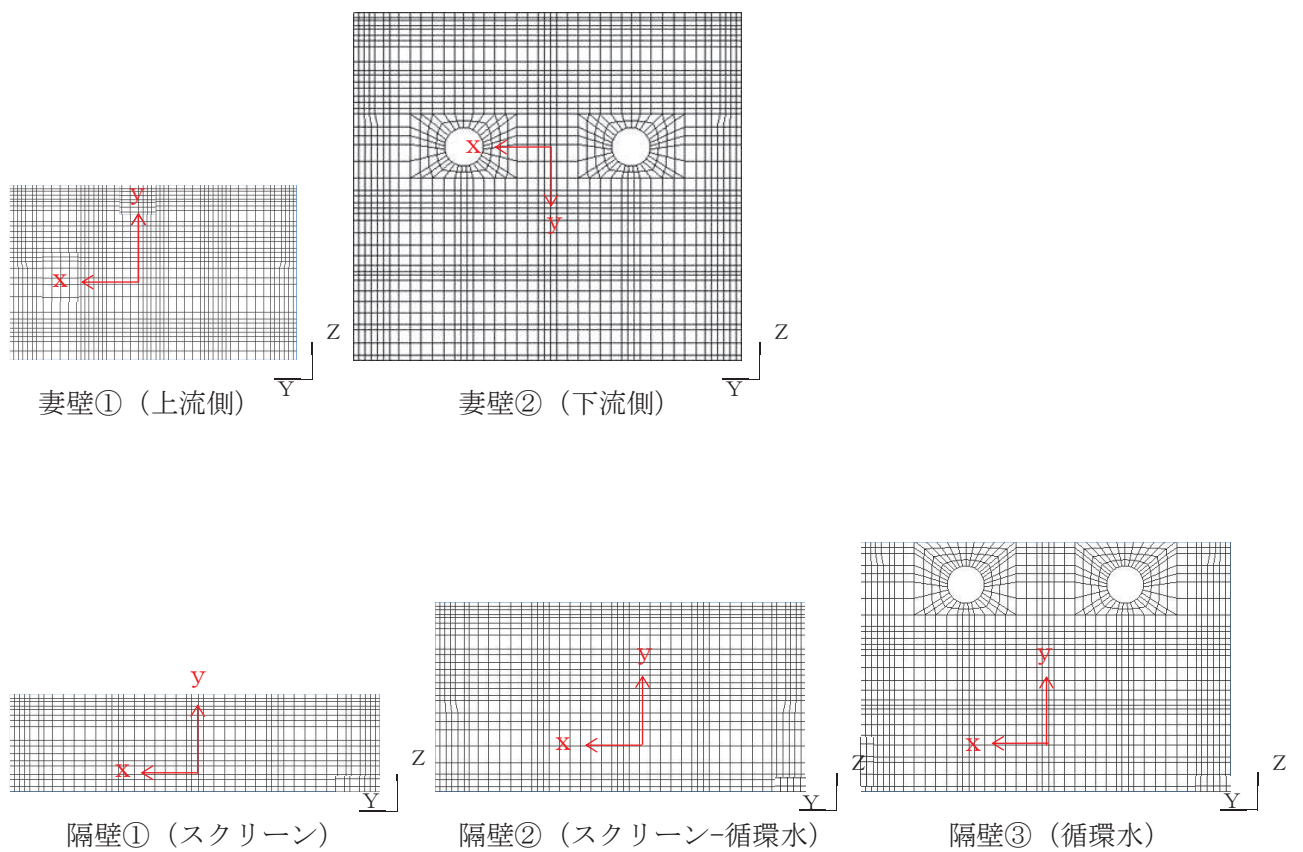


黒：全体座標系を示す

赤：要素座標系を示す

図 4-2(1) 各部材の要素座標系





黒：全体座標系を示す

赤：要素座標系を示す

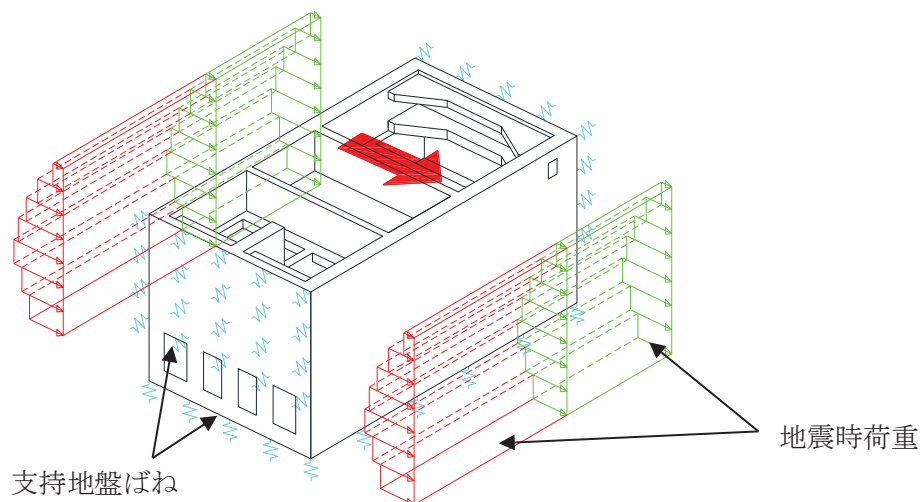
図 4-2(2) 各部材の要素座標系

#### 4.2.2 地盤ばね要素

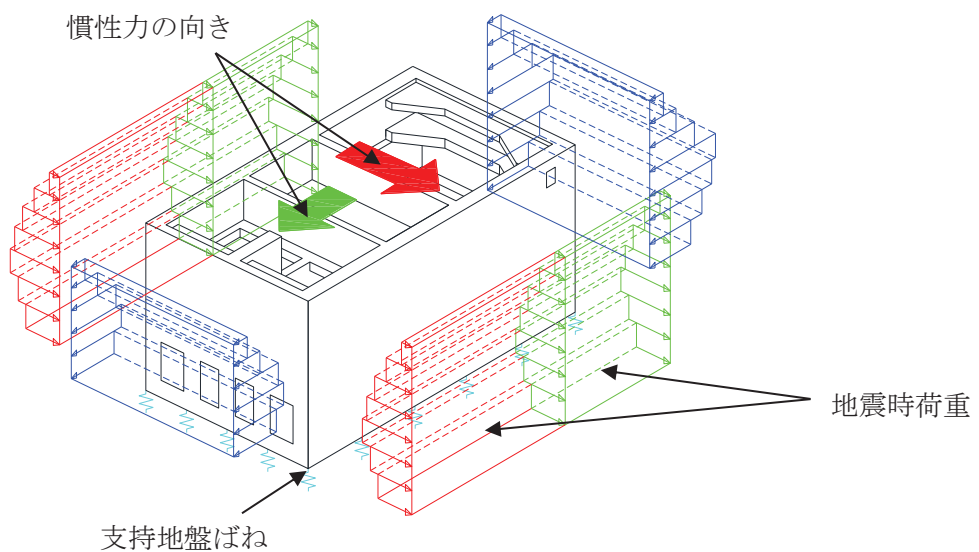
地盤ばねは、常時解析においては「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」に基づき設定する。

地震時解析においては、支持地盤は、地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し、「田治見の振動アドミタンス理論」に基づき設定する。側方地盤は、弾性ばねでモデル化し、妻壁の法線方向に取り付け、「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」に基づき設定する。地盤ばねの設定イメージ図を図4-3に示す。

1方向荷重時には、荷重方向と直交する壁に地盤ばねを設定する。



(1 方向荷重)



(2 方向荷重)

図4-3 地盤ばねの設定イメージ

#### 4.2.3 材料の非線形特性

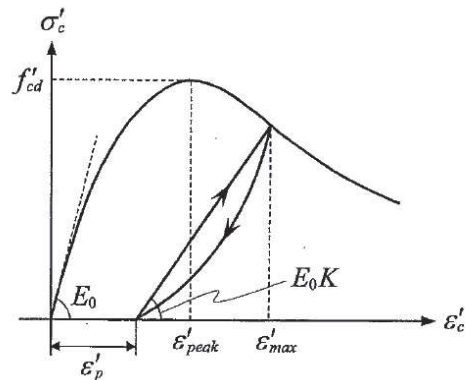
##### (1) コンクリート

###### a. 圧縮応力下における応力-ひずみ関係

図4-4に一軸圧縮応力下における応力-ひずみ関係を示す。

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

また、ひび割れ発生後のコンクリートの圧縮強度については、図4-5に示す、低減係数を破壊パラメータに乗じることで、ひび割れ発生後の圧縮強度の低下を考慮する。



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

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

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

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

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

ここに、

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

$\varepsilon'_{max}$  : 過去に受けた圧縮ひずみの最大値

$\varepsilon'_p$  : 塑性ひずみ

K : 弾性剛性残存率

図4-4 圧縮応力下におけるコンクリートの非線形特性

(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

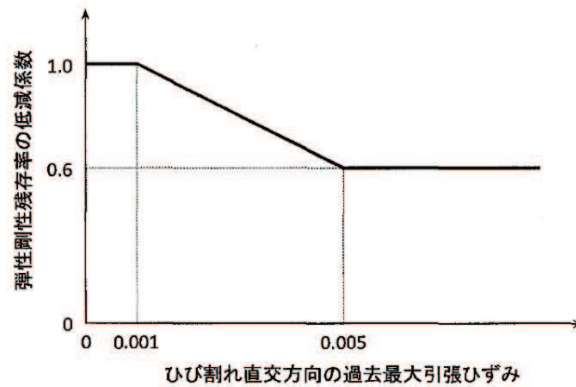
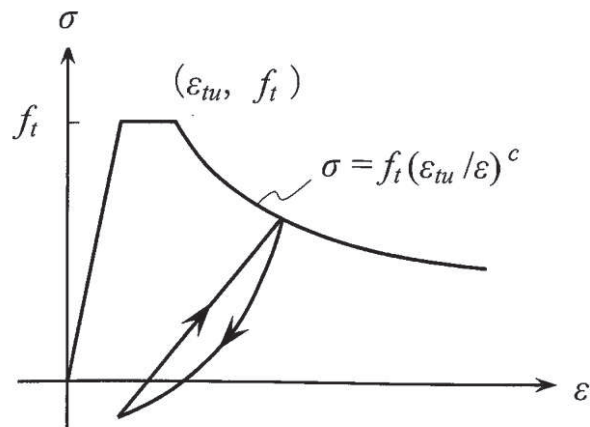


図 4-5 弾性剛性残存率の低減係数  
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

b. 引張応力下における応力-ひずみ関係

引張応力下における応力-ひずみ関係は、ひび割れ発生までは線形弾性とし、ひび割れ強度以降は、鉄筋とコンクリートの付着の影響等を考慮し、図 4-6 に示す骨格曲線を用いて、ひび割れ間のコンクリートに引張応力分担を考慮する。

引張力を受ける無筋コンクリート要素では、引張軟化挙動は、破壊エネルギー ( $G_f$ ) によって定義する。引張軟化挙動の考慮に当たっては、図 4-7 に示すひび割れ発生後の軟化曲線とひび割れ発生点からの除荷曲線とで囲まれる面積が  $G_f / L_e$  (要素寸法) に一致するように、軟化特性を表す係数  $C$  を用いる。



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

図 4-6 引張対応力下における鉄筋とコンクリートの  
付着効果を考慮した応力-ひずみ関係  
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

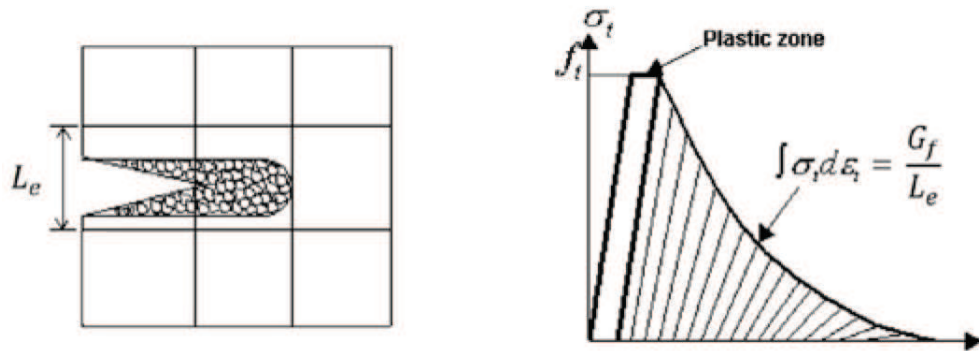
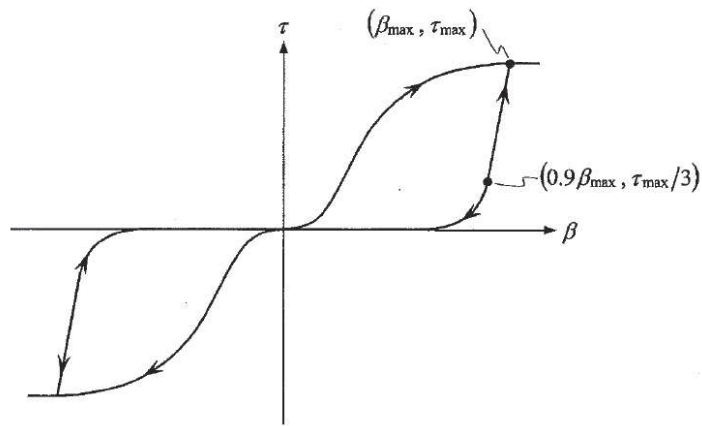


図 4-7 応力—ひずみ曲線と破壊エネルギー $G_f$ の関係

c. ひび割れ面でのせん断伝達関係

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

ひび割れ面でのせん断伝達挙動は、斜めひび割れの発生に伴う剛性低下や破壊を評価するため、図 4-8 に示すとおり、ひび割れ面におけるせん断ひずみ $\gamma$ とひび割れ開口ひずみ $\varepsilon$ の比をパラメータとし、コンクリートの剛性低下を考慮するモデルを用いる。



$\beta$  : ひび割れ面におけるせん断ひずみ $\gamma$ とひび割れ開口ひずみ $\varepsilon$ の比 ( $\gamma / \varepsilon$ )

$\tau$  : ひび割れ面でのせん断応力

$\tau_{max}$  : 除荷開始時せん断応力

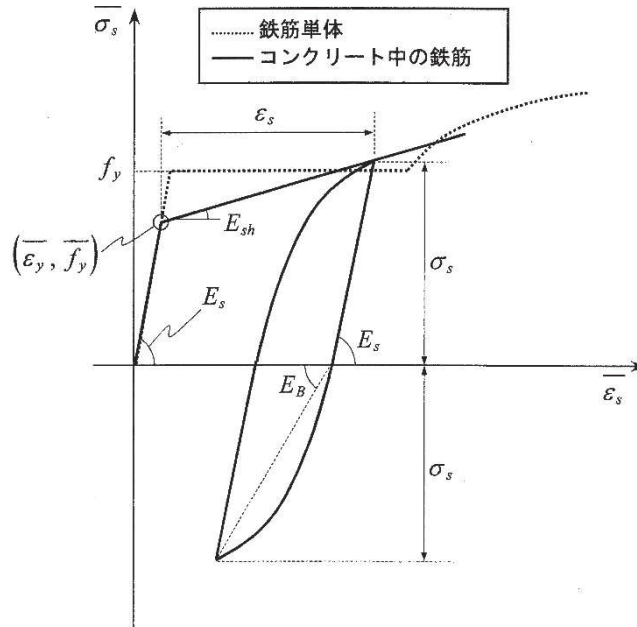
$\beta_{max}$  : 除荷開始時せん断ひずみ $\gamma$ とひび割れ開口ひずみ $\varepsilon$ の比

図 4-8 ひび割れ面でのせん断伝達モデル  
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)



d. 鉄筋の非線形特性

ひび割れを複数含む領域におけるコンクリート中の鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係は、単体鉄筋の応力-ひずみ関係と異なり、図 4-9 に示すひずみ硬化特性を考慮する。



$$\overline{\sigma}_s = E_s \overline{\varepsilon}_s \quad (\overline{\varepsilon}_s \leq \overline{\varepsilon}_y)$$

$$= \overline{f}_y + E_{sh} (\overline{\varepsilon}_s - \overline{\varepsilon}_y) \quad (\overline{\varepsilon}_y < \overline{\varepsilon}_s)$$

- ここに、 $\overline{\sigma}_s$  : コンクリート中における鉄筋の平均応力  
 $\overline{\varepsilon}_s$  : コンクリート中における鉄筋の平均ひずみ  
 $f_y$  : 鉄筋単体の降伏強度  
 $E_s$  : 鉄筋のヤング率  
 $\overline{f}_y$  : コンクリート中における鉄筋の平均降伏強度  
 $\overline{\varepsilon}_y$  : コンクリート中における鉄筋の平均降伏ひずみ  
 $E_{sh}$  : コンクリート中における鉄筋の降伏後の二次勾配

図 4-9 ひずみ硬化域を簡略化した鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係  
 (コンクリート標準示方書[設計編] (土木学会, 2012 年制定) より引用)

e. 鉄筋コンクリートとしてのモデル化

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

鉄筋コンクリートの引張応力下の平均応力は、以下の式で表される。

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

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

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

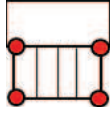
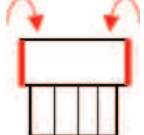


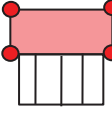
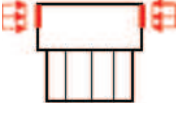
### 4.3 照査時刻の選定

構造部材の健全性評価において、照査時刻は構造的特徴を踏まえ、損傷モードごと及び部材ごとに評価が厳しくなる時刻を地震応答解析の結果から複数選定する。表 4-1 に照査時刻の選定の考え方を示す。

各エリアにおける荷重抽出時刻の組み合わせについて、同時刻の荷重を用いて、構造部材の健全性評価を行う。なお、各エリアの選定時刻の差がほぼ同時刻（前後 0.1 秒以内）の場合については、各エリアで選定された時刻の荷重分布を確認し、分布形状が大きく変わらないことを確認した上で、各エリアの荷重を組み合わせることにより、各時刻に対する個別評価を代表させることとする。荷重抽出時刻の組み合わせ方を、下部カルバート部の曲げ・軸力系の破壊に対する荷重抽出時刻を例に図 4-10 に示す。

スクリーンエリアの時刻  $t_1$ 、循環水ポンプエリアの時刻  $t_2$  の差が前後 0.1 秒以内である場合は、スクリーンエリアには  $t_1$  の荷重を、循環水ポンプエリアには  $t_2$  の荷重をそれぞれ載荷させ評価を行う。

表 4-1 照査時刻の考え方

照査時刻	損傷モード	着目部位		荷重抽出時刻
時刻 1	曲げ・軸力系の破壊	壁 (面外)		下部構造（水路）における 頂底板間の層間変位が 最大となる時刻
時刻 2, 3	曲げ・軸力系の破壊	壁 (面外)		上部構造における 各側壁の転倒曲げモーメントが最大となる時刻
時刻 4	せん断破壊 (面外)	壁 (面外)		総水平荷重が 最大となる時刻
時刻 5, 6	せん断破壊 (面外)	壁 (面外)		上部構造における 各側壁の水平荷重が 最大となる時刻
時刻 7	せん断破壊 (面内)	壁 (面内)		面部材の層間変位が 最大となる時刻
時刻 8, 9	曲げ・軸力系の破壊 及び せん断破壊 (面外)	壁 (面外)		上部構造における 各側壁の上部荷重が 最大となる時刻

着目部位	荷重抽出時刻	
	スクリーンエリア	循環水ポンプエリア
下部カルバート部（曲 げ・軸力系の破壊）	$t_1$	※1
	※2	$t_2$



$t_1$ 及び $t_2$ がほぼ同時刻の場合、  
組み合わせて代表させる

着目部位	荷重抽出時刻	
	スクリーンエリア	循環水ポンプエリア
下部カルバート部（曲 げ・軸力系の破壊）	$t_1$	$t_2$

※1：スクリーンエリアと同時刻

※2：循環水ポンプエリアと同時刻

図 4-10 荷重抽出時刻の組み合わせ

#### 4.4 入力荷重

三次元構造解析の入力荷重は「4.3 照査時刻の選定」にて選定した照査時刻に対し、地震応答解析から同時刻における水平荷重及び鉛直荷重の応答値を抽出し、算定する。入力荷重の一覧を表4-2に、各入力荷重の算定フローを図4-11に示す。また、地震応答解析から算出される荷重を三次元モデルへ載荷するまでのフローを図4-12に示す。常時荷重は、表3-9に示す荷重を考慮する。

表4-2 入力荷重一覧

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

注記\*：動水圧は、地震応答解析から抽出した応答加速度に基づき算定する。

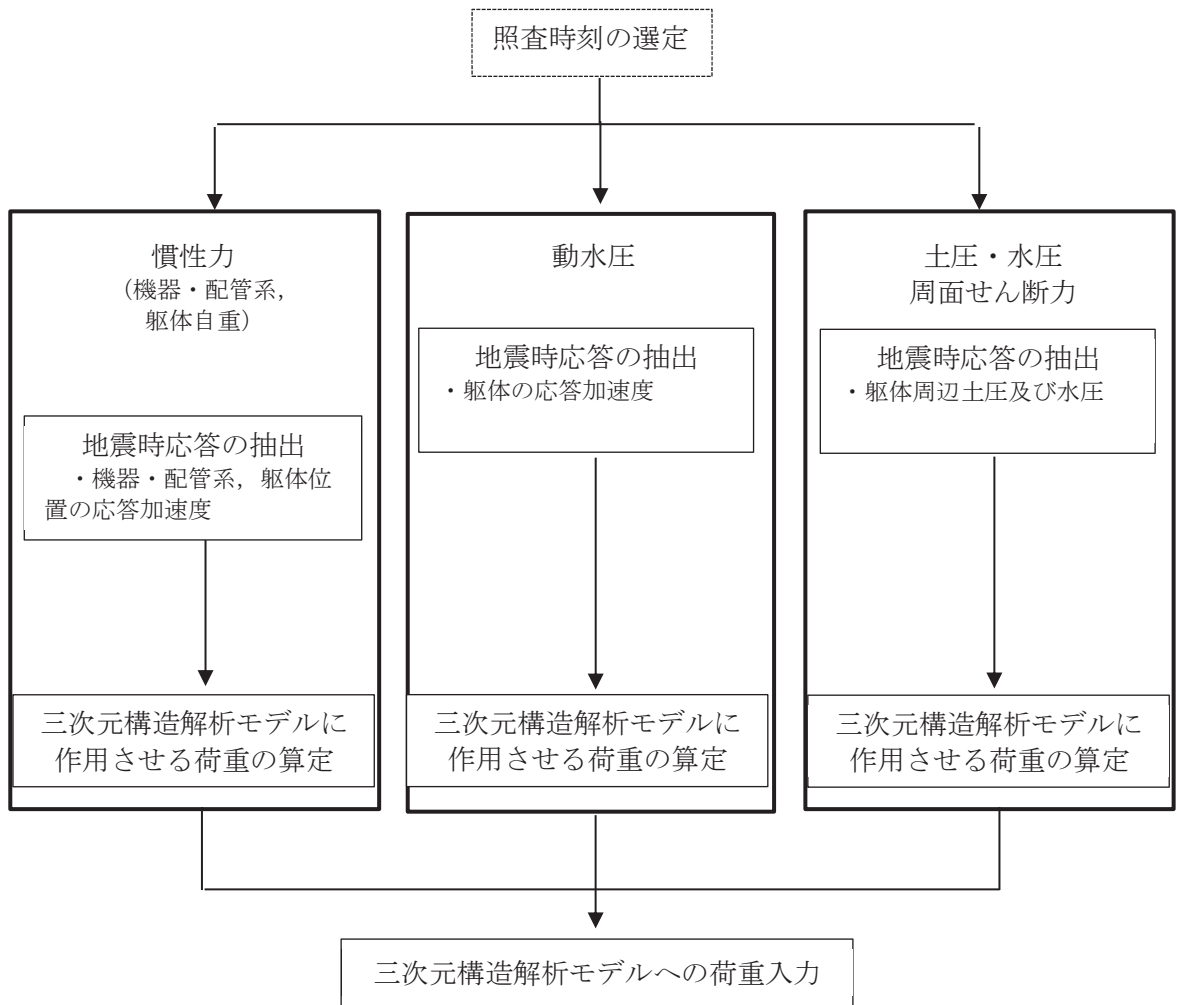


図4-11 各入力荷重の算定フロー

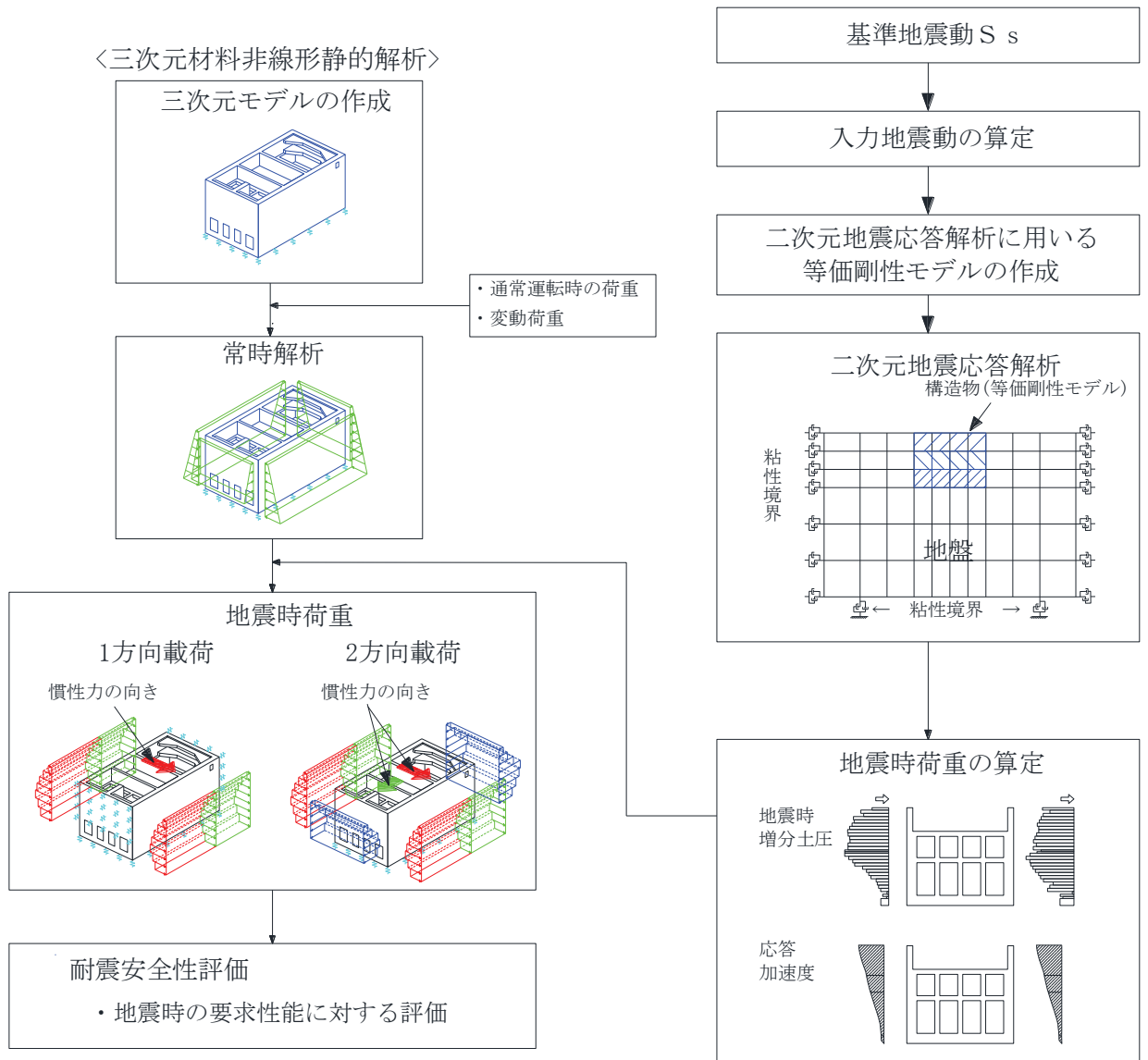


図 4-12 地震時荷重を三次元モデルへ載荷するまでのフロー図

#### 4.4.1 常時荷重

##### (1) 躯体自重

躯体の体積に鉄筋コンクリートの密度を乗じて設定する。

##### (2) 静止土圧及び外水圧

地震応答解析の常時解析から求まる静止土圧及び外水圧を躯体側面に作用させる。静止土圧及び外水圧の荷重概念図を図4-13に示す。なお、各エリアから算出した静止土圧及び外水圧は、各エリアの奥行方向に一様に荷重する。

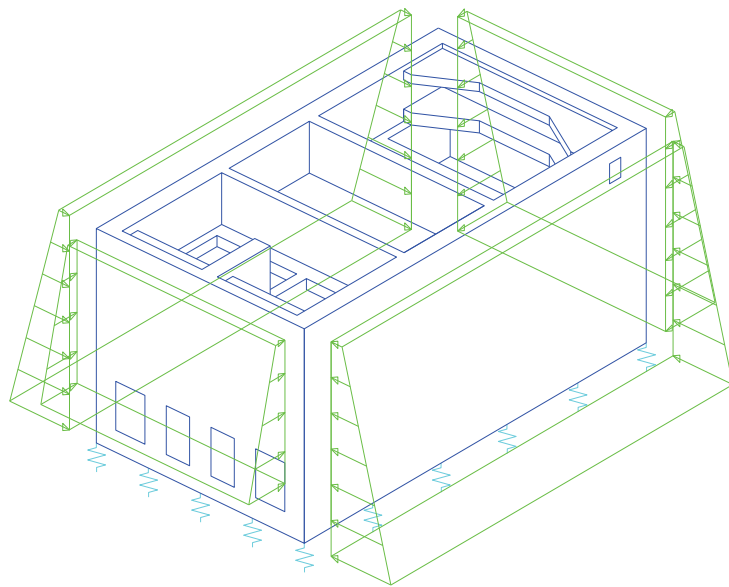


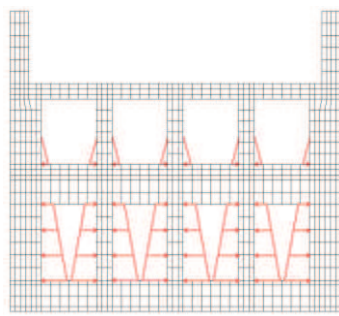
図4-13 静止土圧及び外水圧の荷重概念図

##### (3) 内水圧

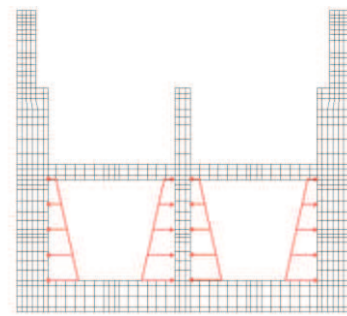
第3号機海水ポンプ室の内部には、朔望平均満潮位（0.P.+2.43m\*）を静水面とした内水圧として設定する。設定の際は、海水の密度として、 $1.03\text{kg}/\text{cm}^3$ を考慮する。内水圧の概念図を図4-14及び図4-15に示す。

注記\*：東北地方太平洋沖地震による約1mの沈降を、敷地高さ（0.P.+14.8m）を固定とし朔望平均満潮位を0.P.+1.43mから0.P.+2.43mとすることにより考慮する。



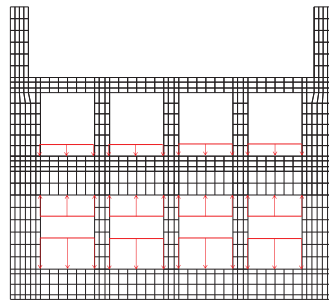


スクリーンエリア

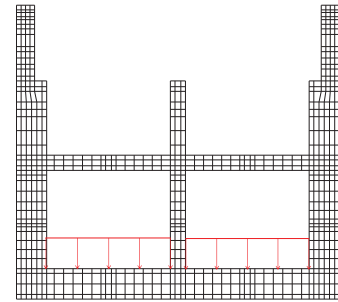


循環水ポンプエリア

(水平方向)



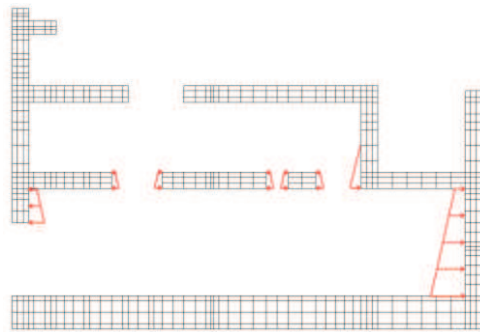
スクリーンエリア



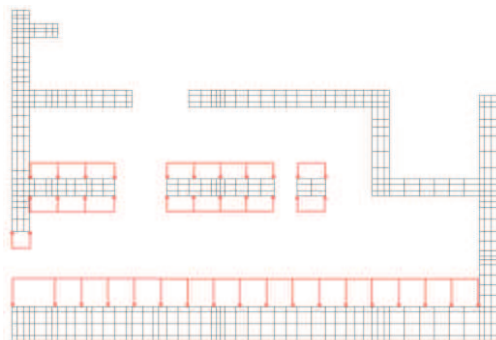
循環水ポンプエリア

(鉛直方向)

図 4-14 内水圧の概念図 (東西方向)



(水平方向)



(鉛直方向)

図 4-15 内水圧の概念図 (南北方向)

(4) 機器荷重

機器の重量に基づいて設定する。機器・配管荷重図を図 4-16 に示す。

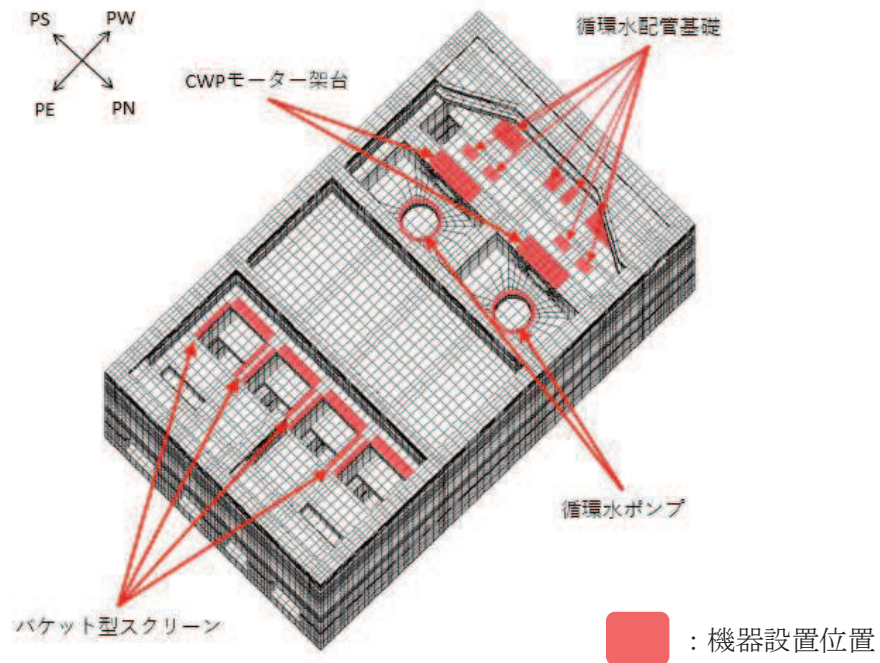


図 4-16 機器荷重図

(5) 配管荷重

配管の重量に基づいて設定する。配管荷重図を図 4-17 に示す。

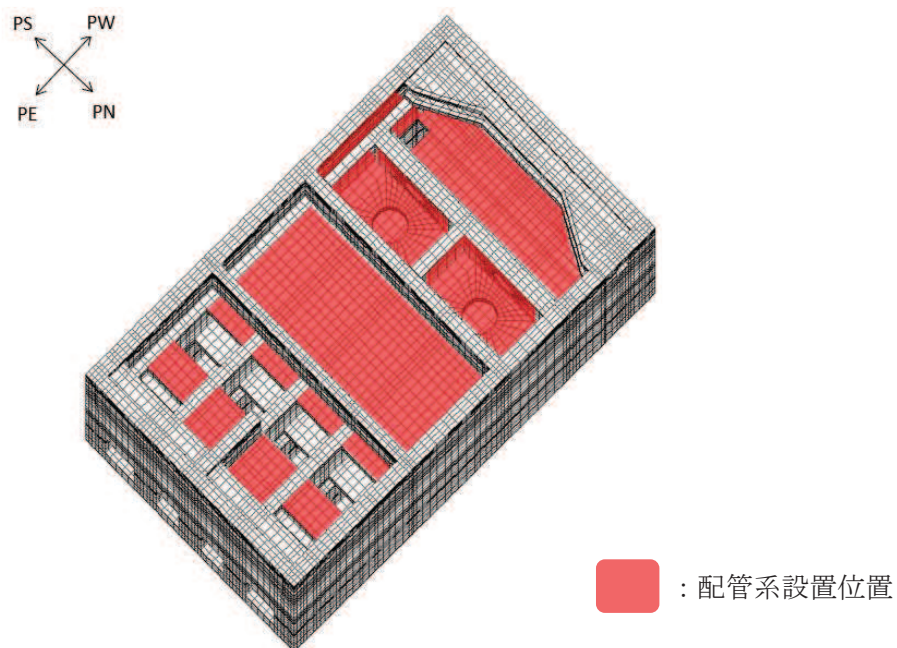


図 4-17 配管荷重図

#### (6) 積載荷重

地震時に軽油タンク室に作用する積載荷重は、積雪荷重以外は想定されないが、保守的な配慮として頂版上に  $4.9\text{kN/m}^2$  を考慮する。なお、地表面に作用する積載荷重は、常時応力解析から得られる静止土圧に含まれる。

#### 4.4.2 慣性力（機器）

地震応答解析モデルにおける機器が設置されている各節点、照査時刻における応答加速度から算定する。応答加速度の抽出位置を図 4-18 に、応答加速度の抽出概念図を図 4-19 に示す。

水平方向（南北方向及び東西方向）及び鉛直方向の加速度の抽出位置は、機器・配管系が設置される節点とする。

算定した慣性力は、図 4-20 に示すとおり、第 3 号機海水ポンプ室の三次元構造解析モデルに入力する。

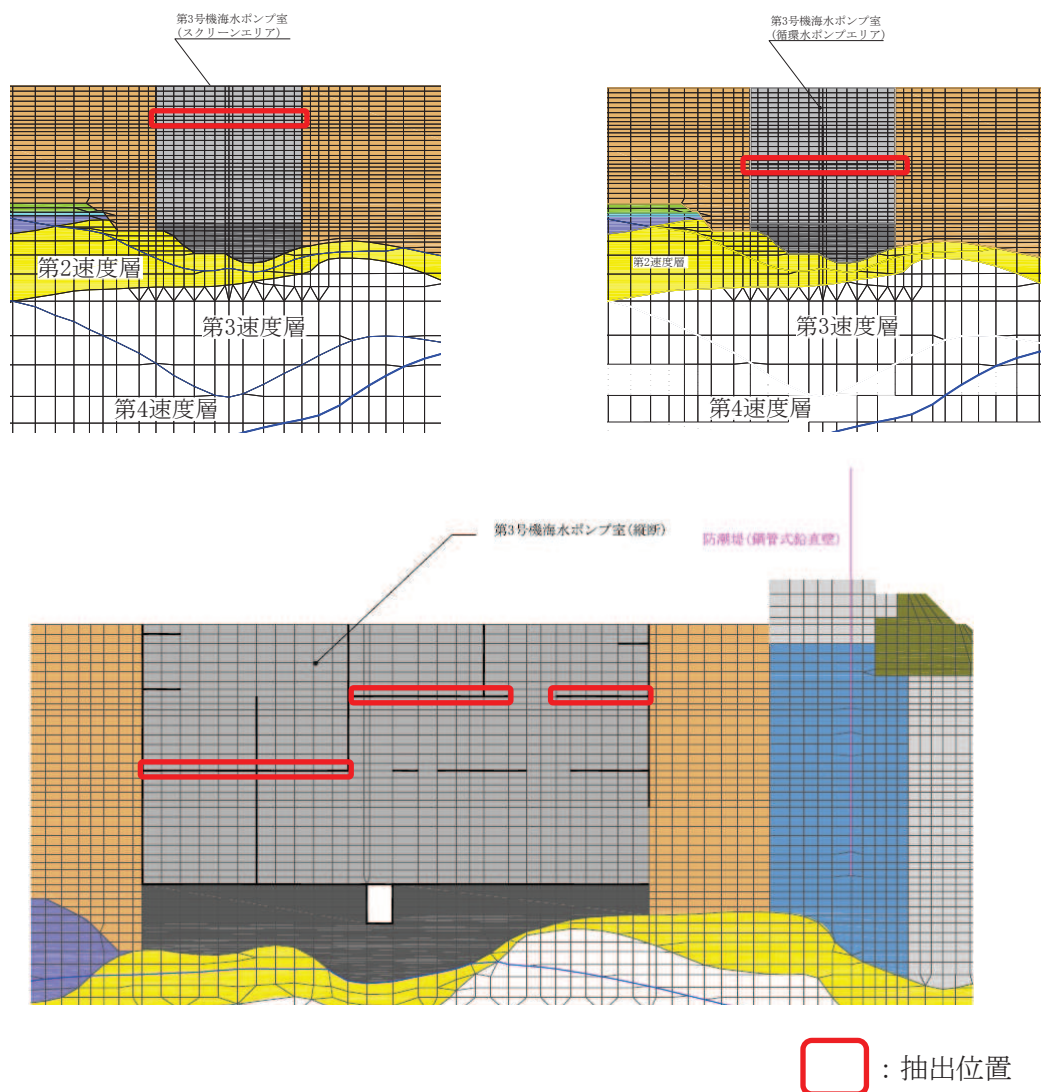


図 4-18 応答加速度の抽出位置

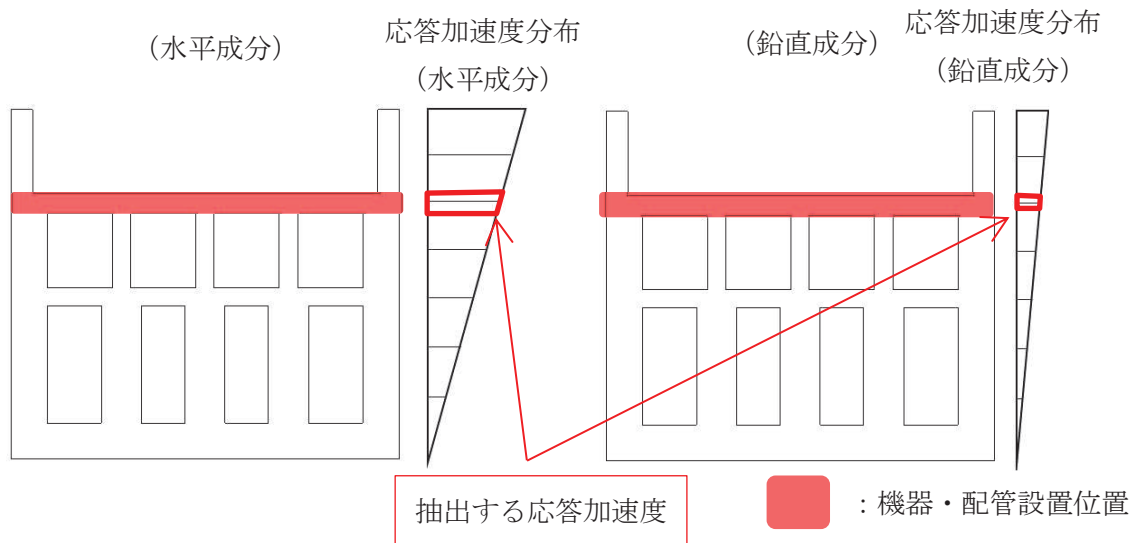


図 4-19 応答加速度の抽出概念図

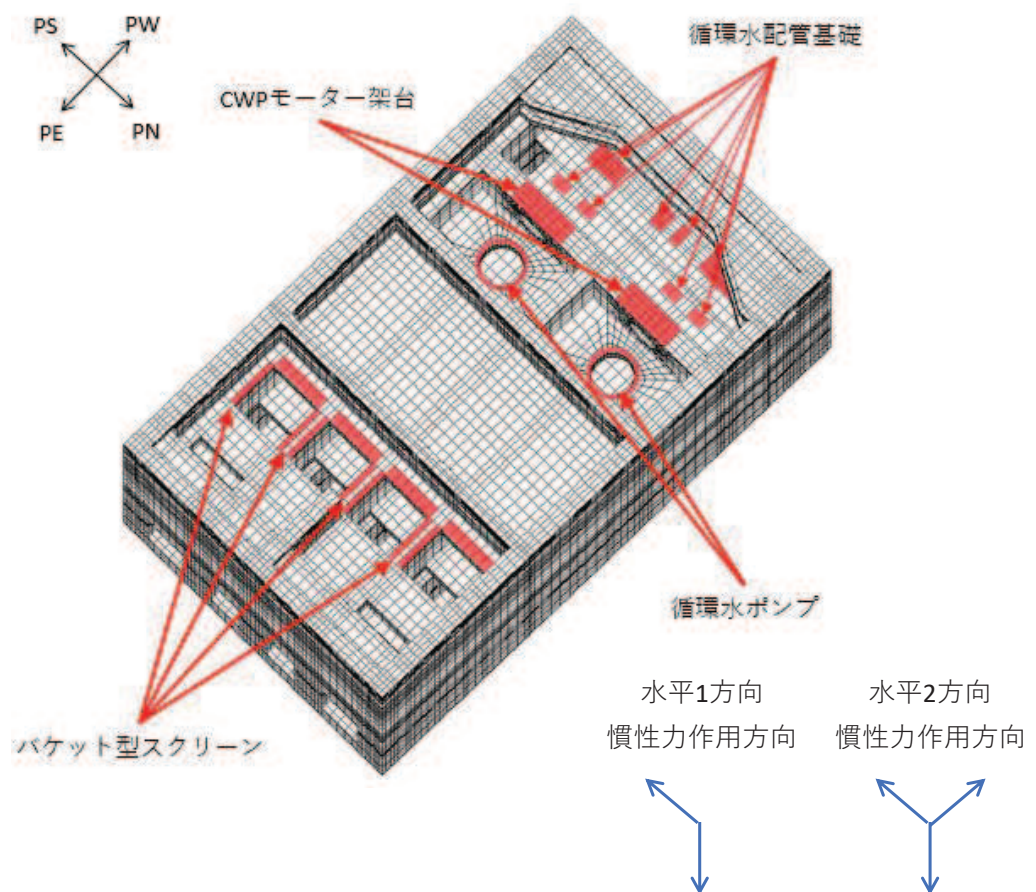


図 4-20 三次元構造解析モデルに入力する慣性力（機器）の概念図



#### 4.4.3 慣性力（配管）

地震応答解析モデルにおける配管が設置されている各節点，照査時刻における応答加速度から算定する。応答加速度の抽出位置を図 4-21 に，応答加速度の抽出概念図を図 4-22 に示す。

水平方向（南北方向及び東西方向）及び鉛直方向の加速度の抽出位置は，機器・配管系が設置される節点とする。

算定した慣性力は，図 4-23 に示すとおり，第 3 号機海水ポンプ室の三次元構造解析モデルに入力する。

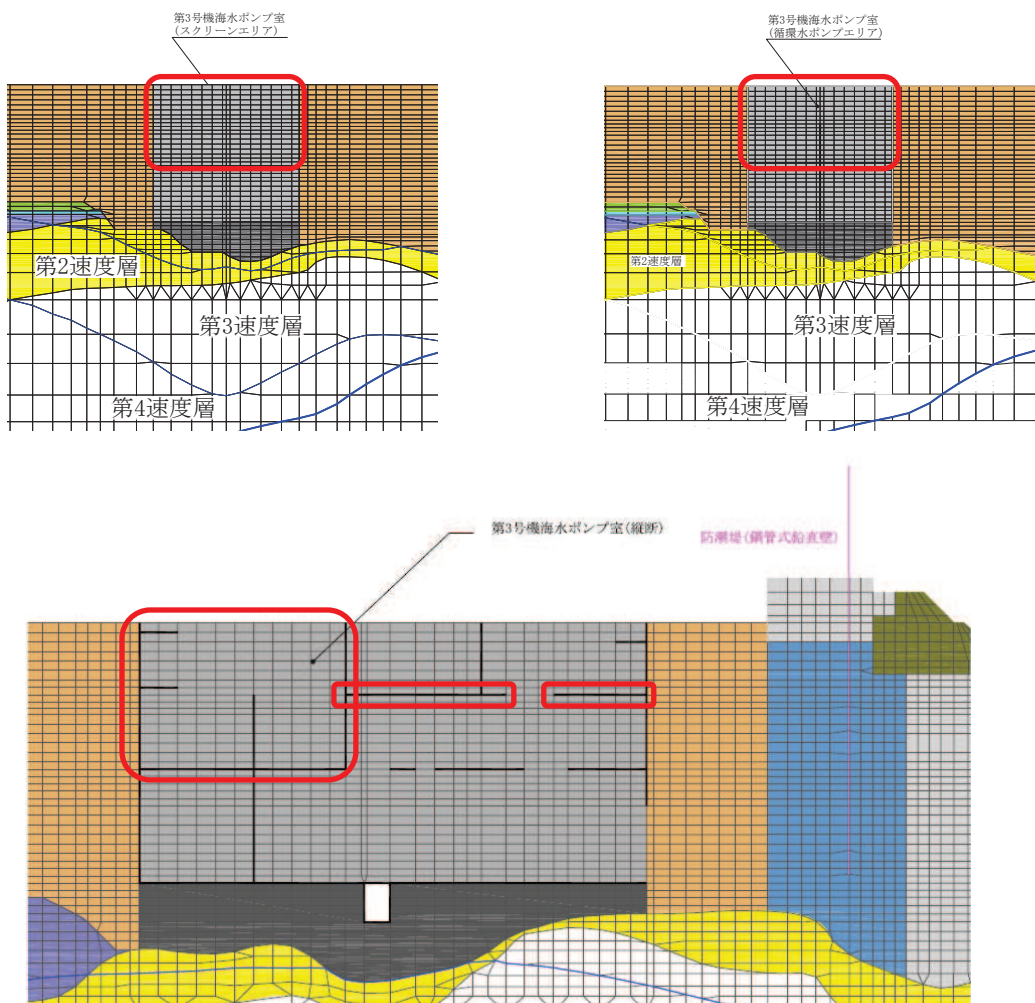


図 4-21 応答加速度の抽出位置

: 抽出位置

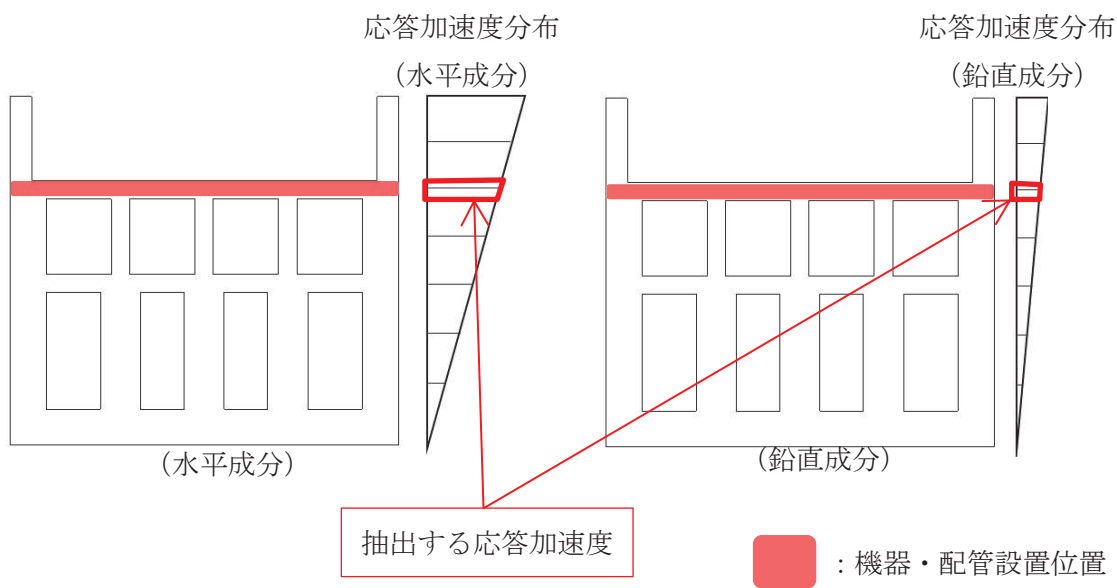


図 4-22 応答加速度の抽出概念図

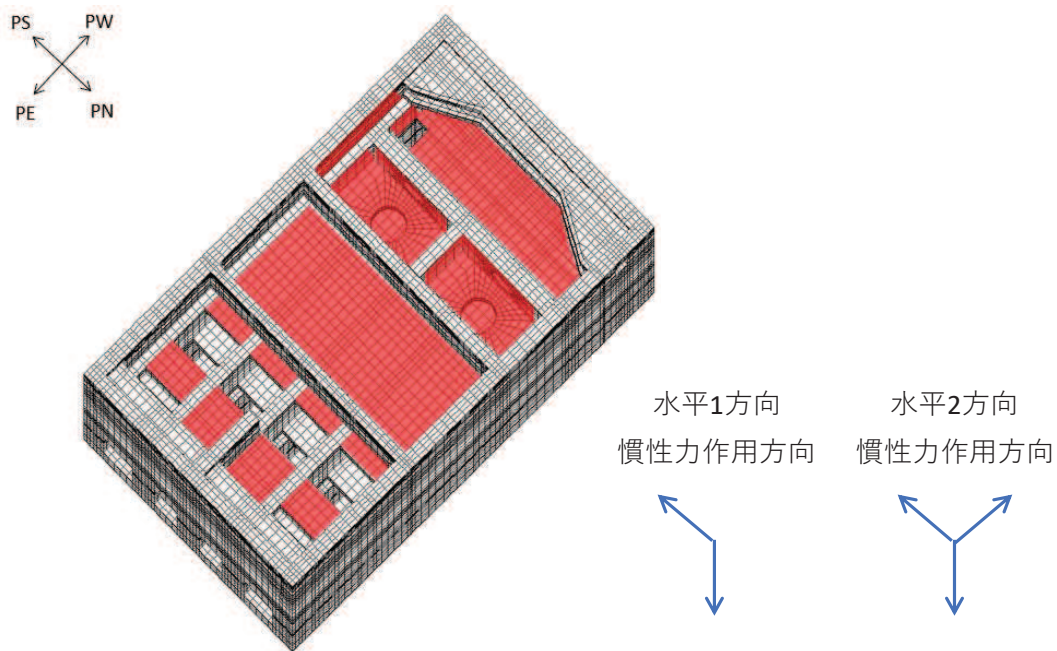


図 4-23 三次元構造解析モデルに入力する慣性力（配管）の概念図

#### 4.4.4 慣性力（躯体）

躯体の慣性力は、地震応答解析モデルにおける鉄筋コンクリート部材の各節点の、照査時刻における応答加速度から算定する。応答加速度の抽出位置を図4-24に示す。

水平方向（南北方向及び東西方向）及び鉛直方向の加速度の抽出位置は、各断面の鉄筋コンクリート部材及び妻壁の位置に当たる全節点とする。

算定した慣性力は、図4-25に示すとおり、第3号機海水ポンプ室の三次元構造解析モデルに入力する。

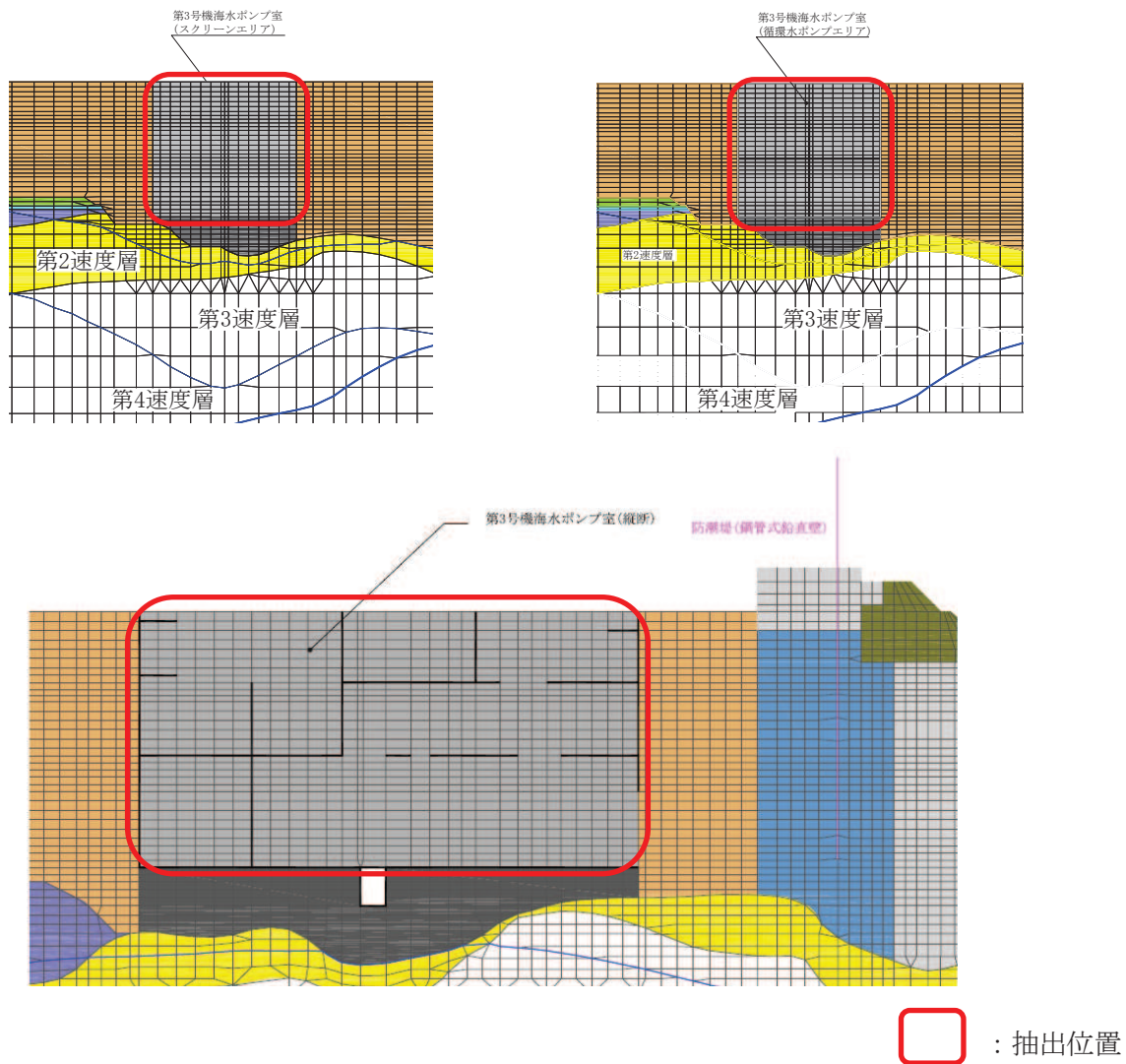


図4-24 応答加速度の抽出位置

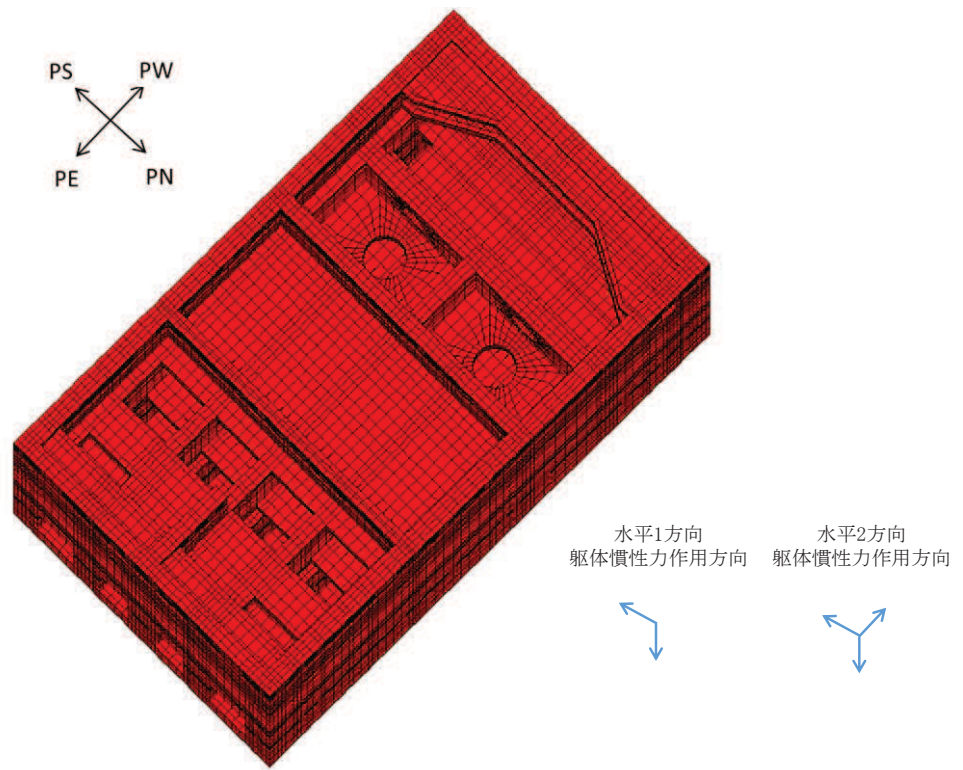


図 4-25 三次元構造解析モデルに入力する慣性力（躯体）の概念図



#### 4.4.5 動水圧

動水圧については、「3.4.5 動水圧」の考え方にに基づき、自由水面の無い閉水路と自由水面のある開水路に分けて荷重を作用させる。「3. 地震応答解析」より得られた側壁及び導流壁における各節点の加速度を用いて動水圧を算定する。なお、算定した動水圧は図4-26及び図4-27の概略図に示すとおり、第3号機海水ポンプ室の三次元構造解析モデルに入力する。

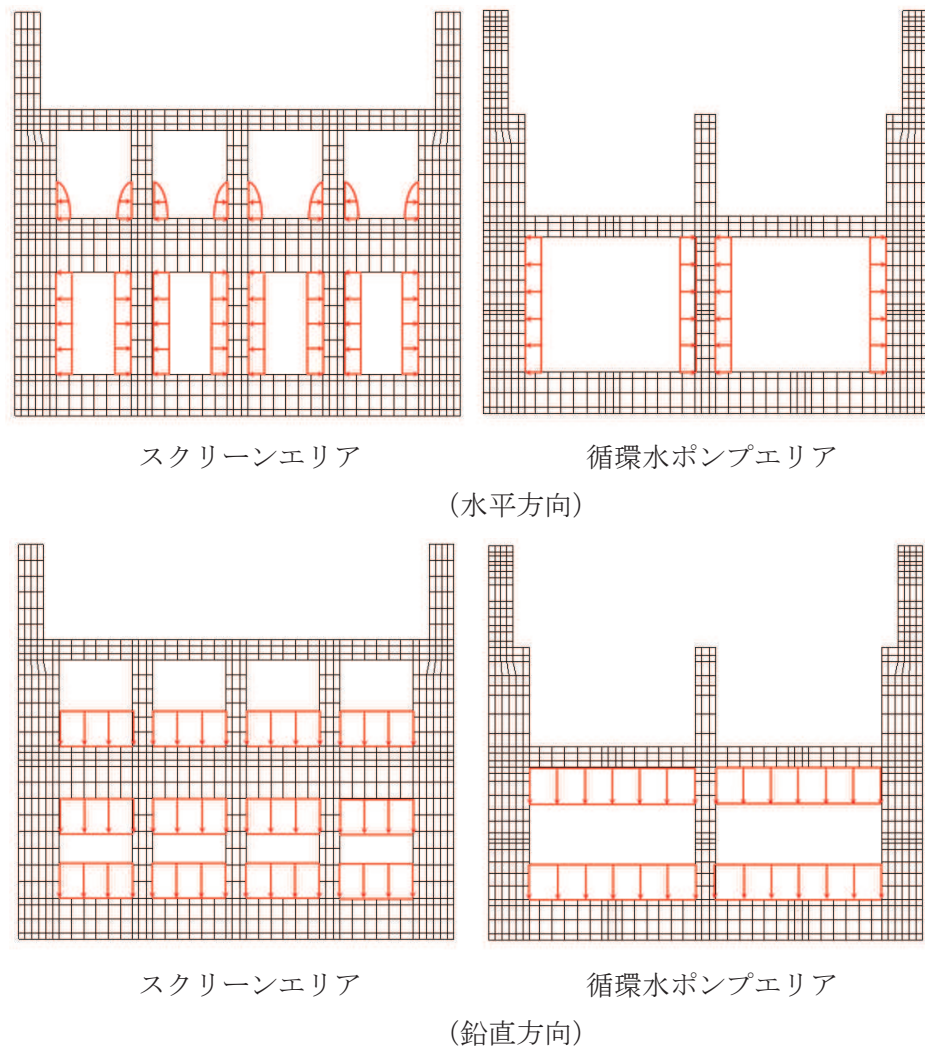
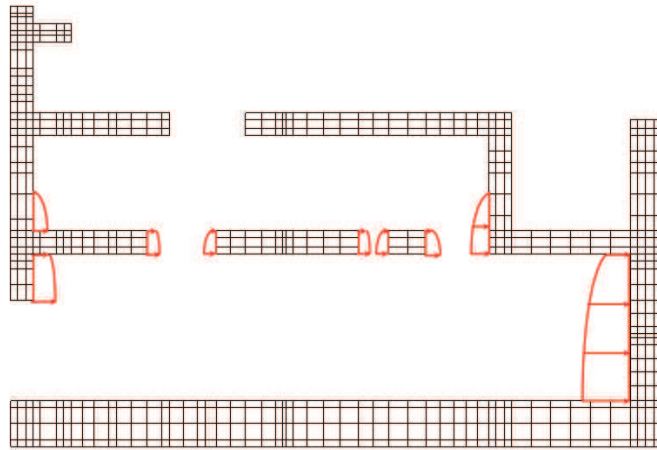
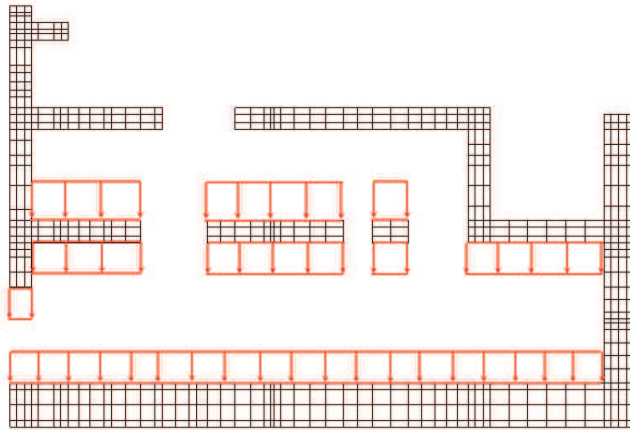


図4-26 動水圧の概念図（東西方向）



(水平方向)



(鉛直方向)

図 4-27 動水圧の概念図 (南北方向)

#### 4.4.6 地震時土圧・水圧及び周面せん断力

躯体側面に作用する土圧・水圧及び周面せん断力は、地震応答解析モデルにおいて各部位に接するジョイント要素の、照査時刻における要素応力から算定する。土圧・水圧及び周面せん断力の抽出位置を図4-28に示す。また、算定した土圧・水圧及び周面せん断力は、図4-29に示すとおり、第3号機海水ポンプ室の三次元構造解析モデルに入力する。

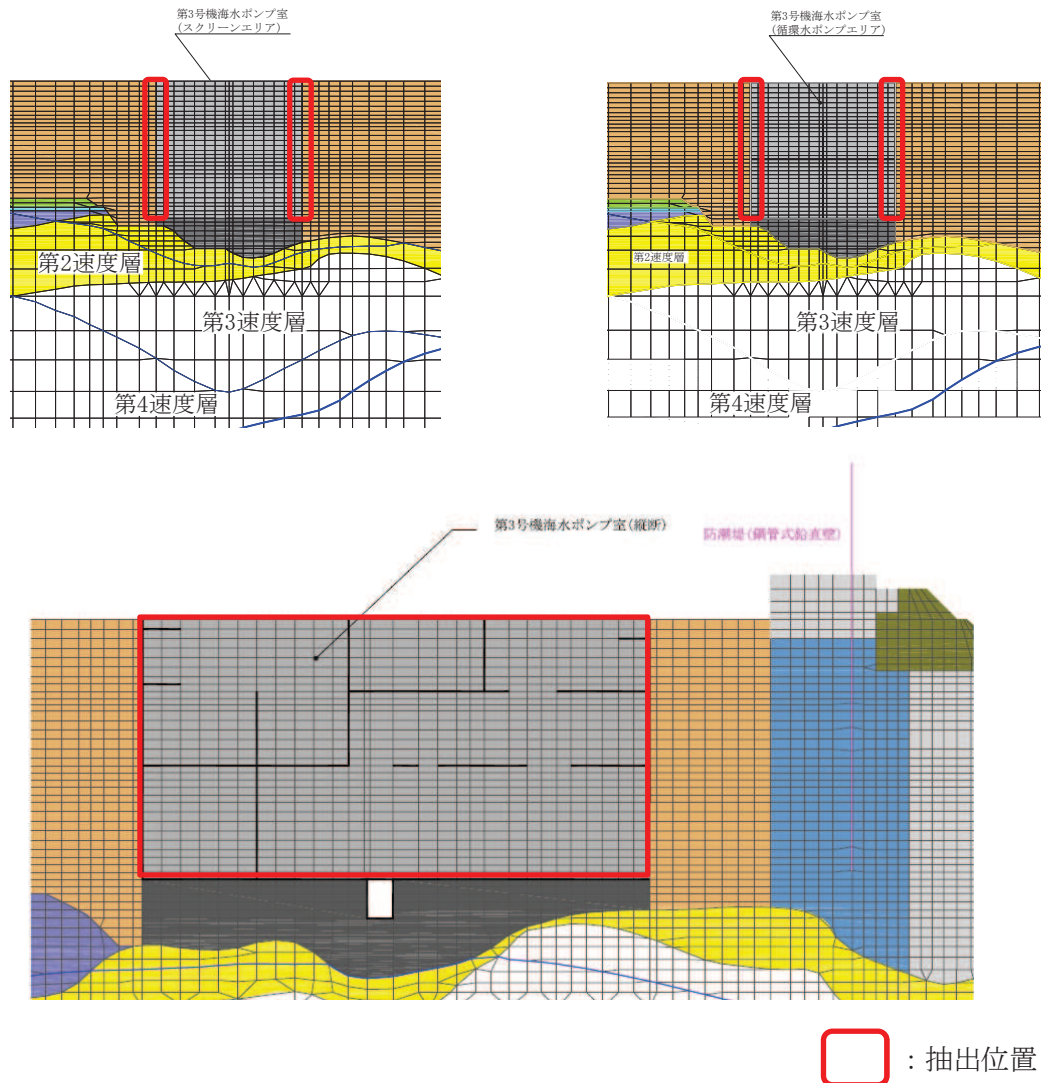


図4-28 地震時土圧・水圧及び周面せん断力の抽出位置

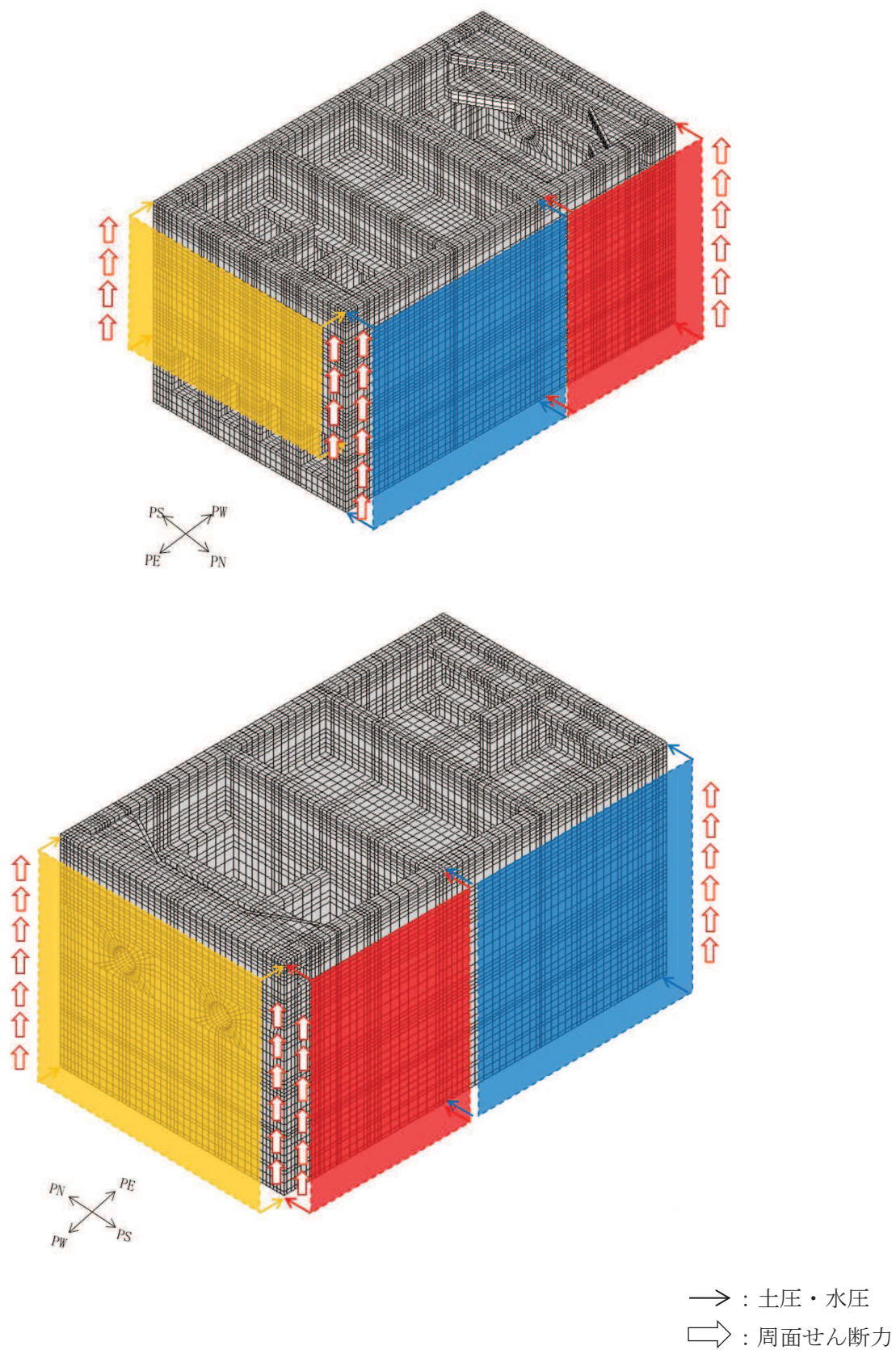


図 4-29 地震時土圧・水圧及び周面せん断力の概念図



5. 評価内容

5.1 入力地震動の設定

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

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

図5-1に入力地震動算定の概念図を、図5-2～図5-31に東西方向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、図5-32～図5-33に南北方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「Ark Quake Ver. 3.10」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

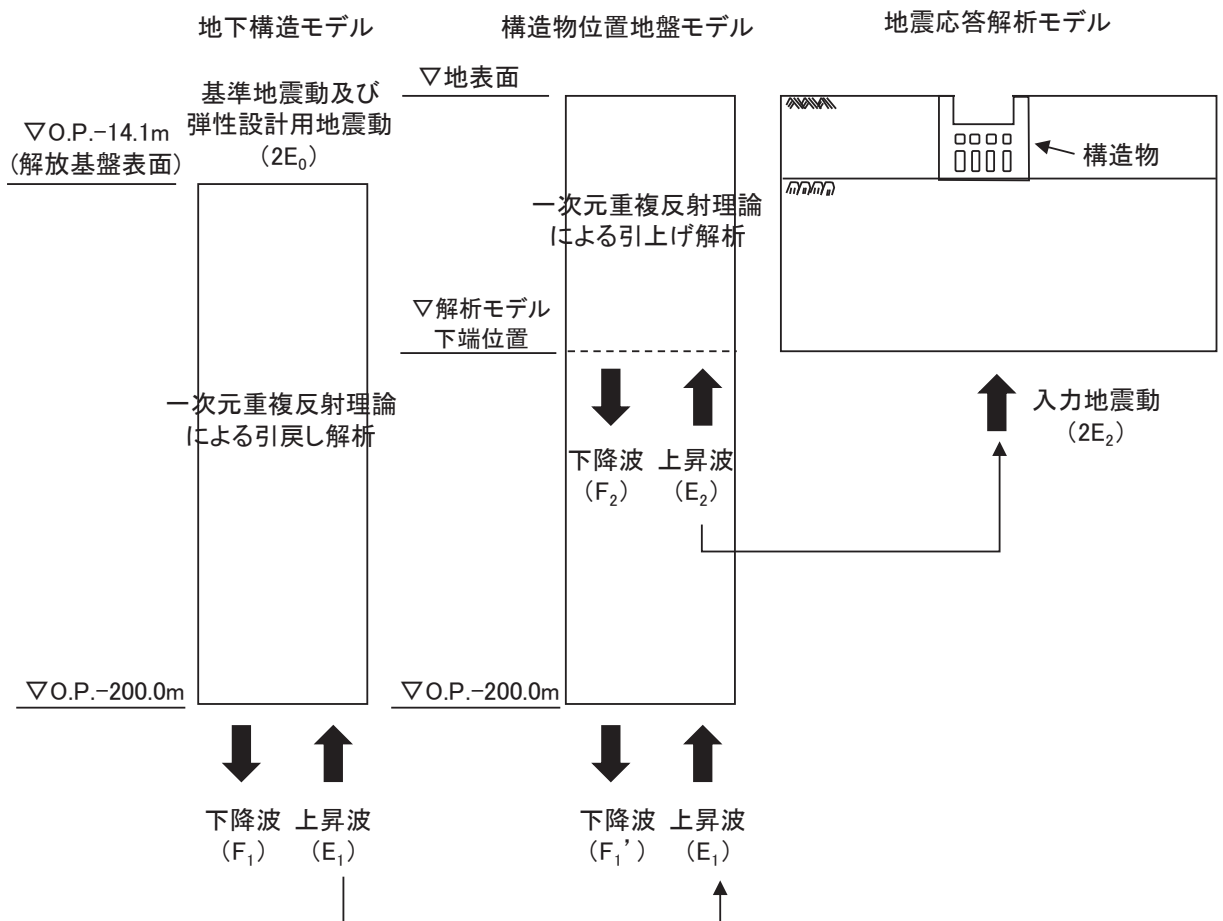
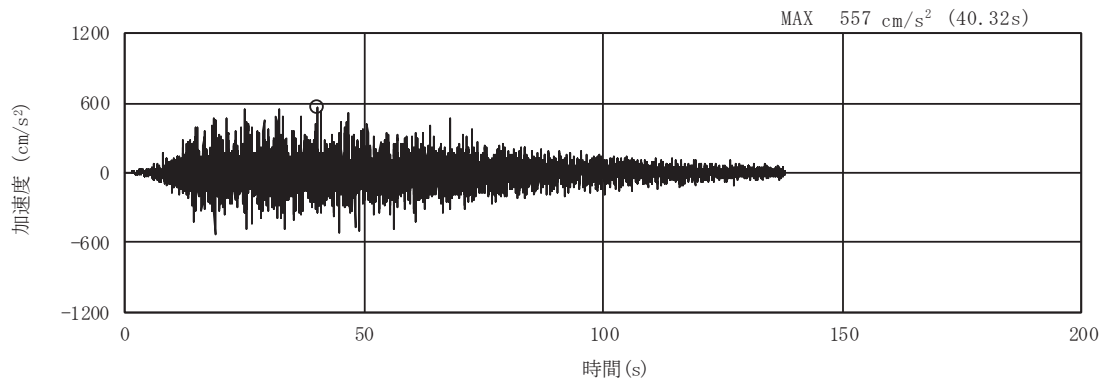
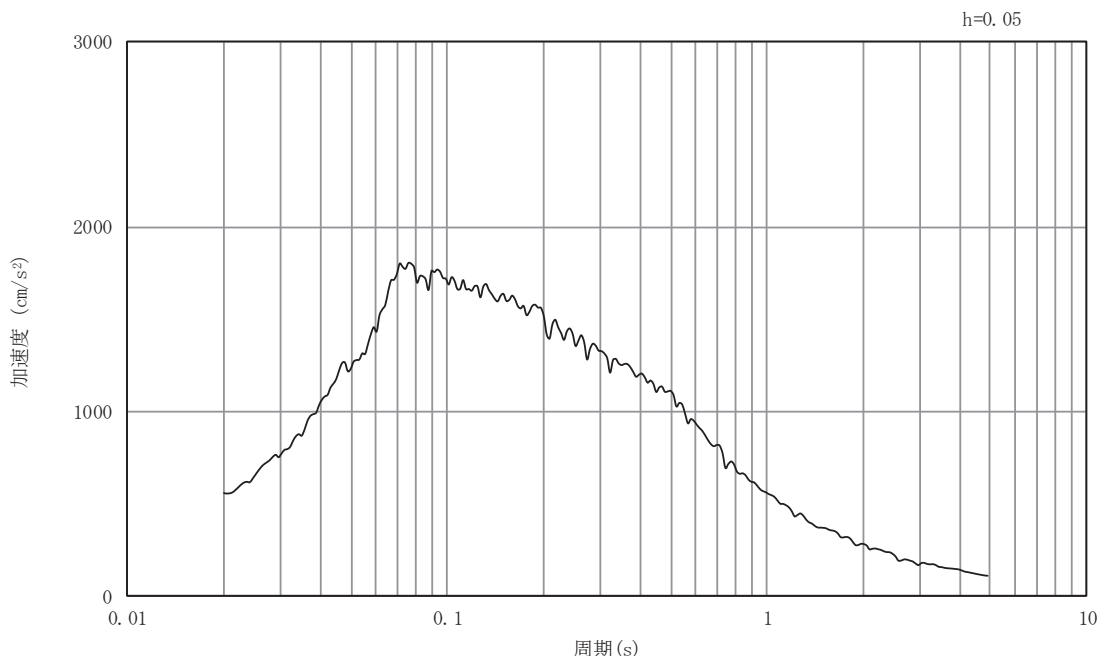


図5-1 入力地震動算定の概念図 (基準地震動  $S_s$  及び弾性設計用地震動  $S_d$ )

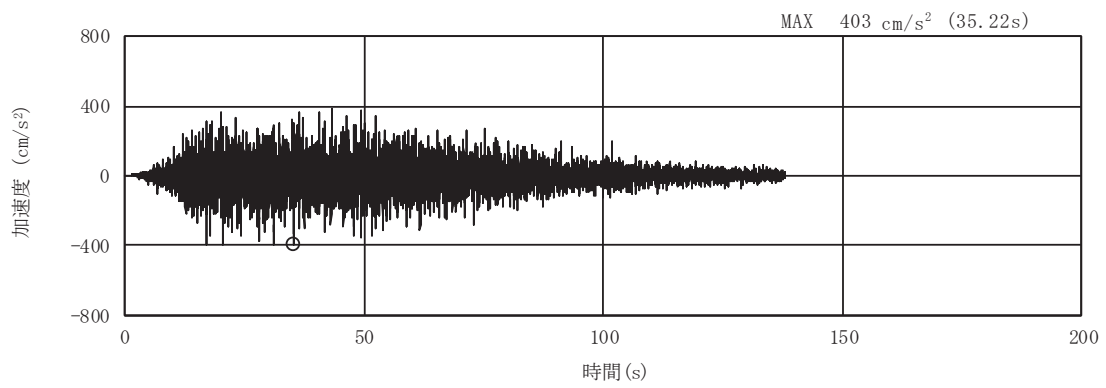


(a) 加速度時刻歴波形

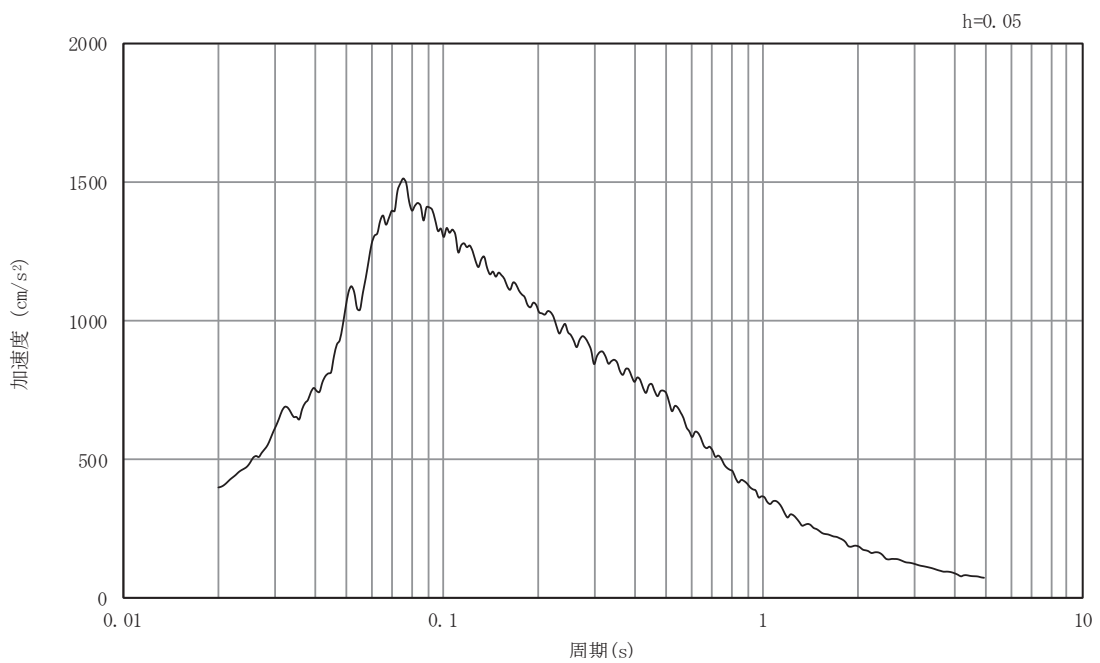


(b) 加速度応答スペクトル

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

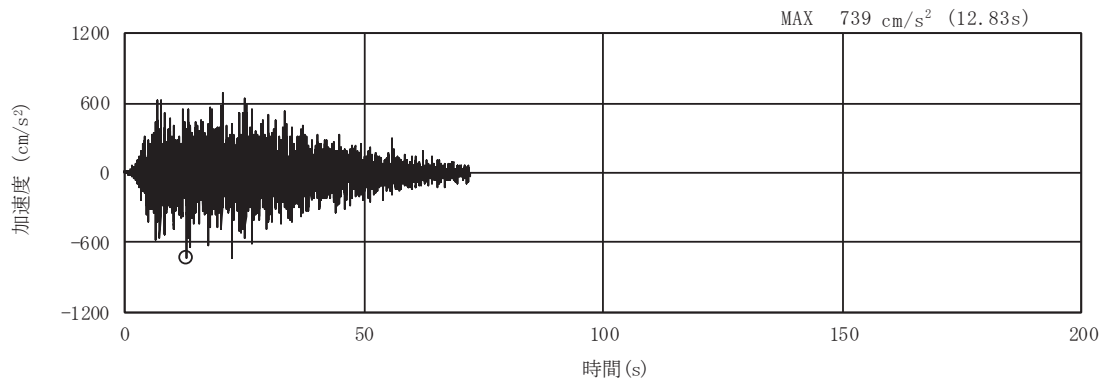


(a) 加速度時刻歴波形

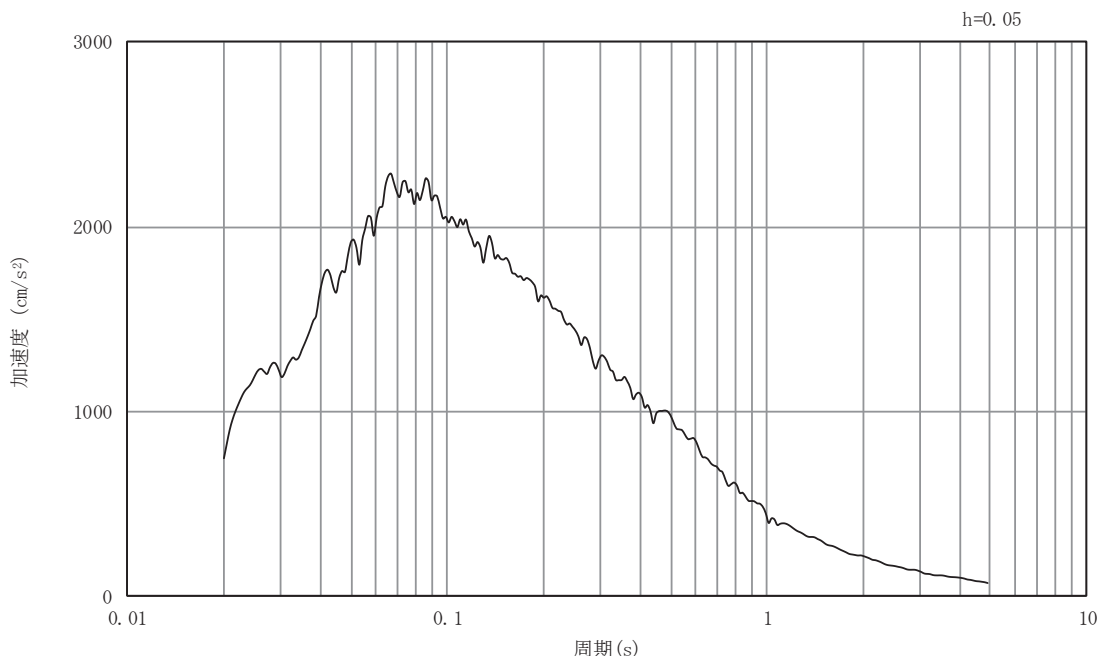


(b) 加速度応答スペクトル

図5-3 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(南北方向, 鉛直成分: S s - D 1)



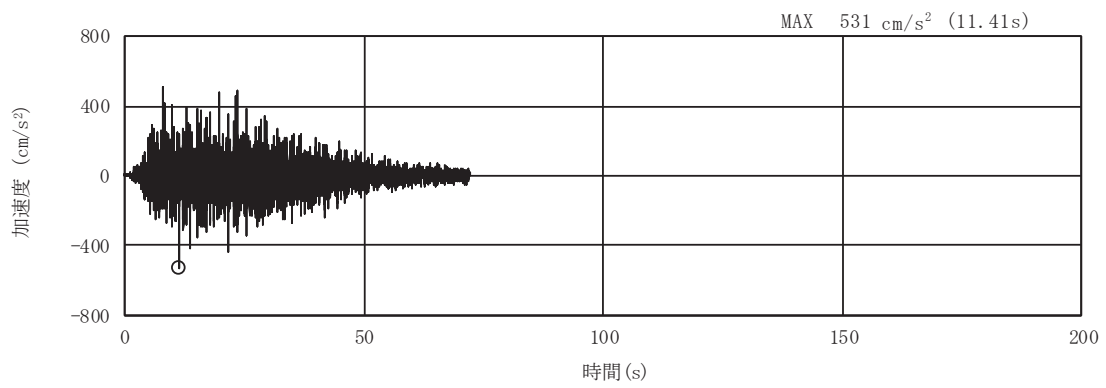
(a) 加速度時刻歴波形



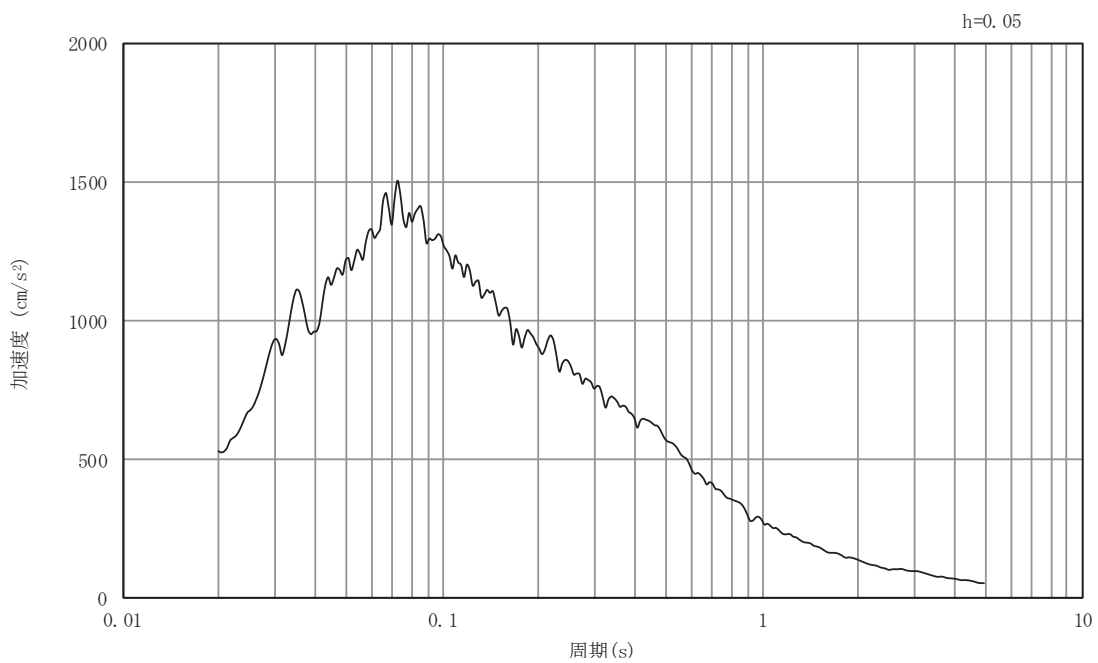
(b) 加速度応答スペクトル

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



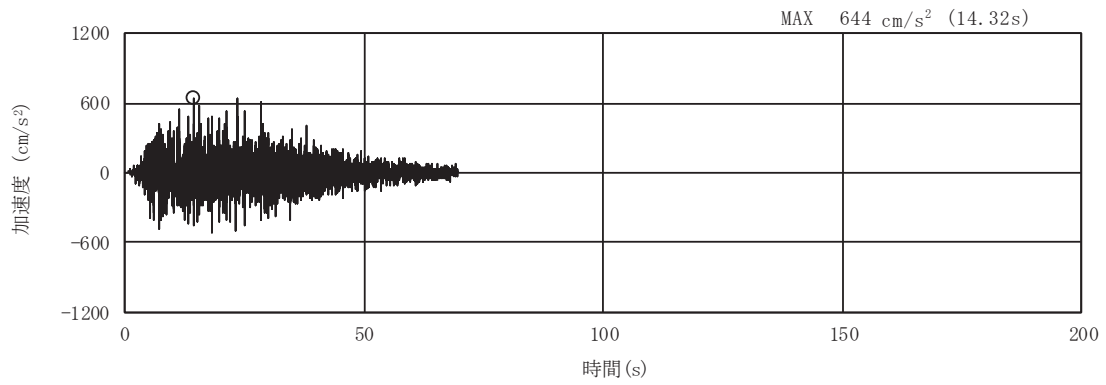


(a) 加速度時刻歴波形

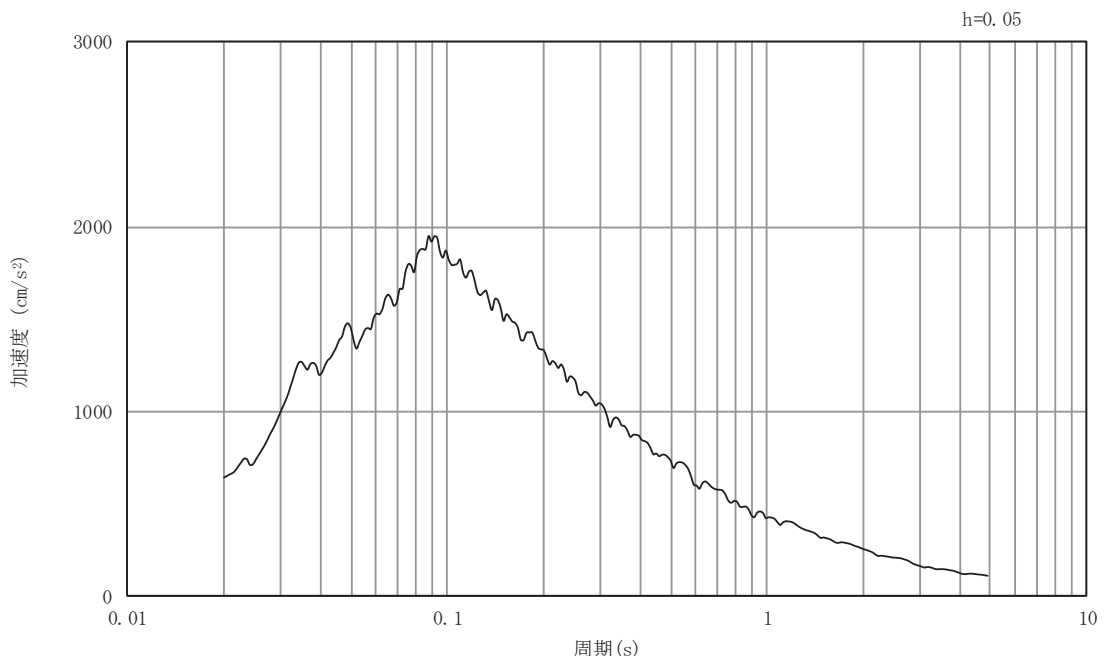


(b) 加速度応答スペクトル

図5-5 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(南北方向, 鉛直成分: S s - D 2)

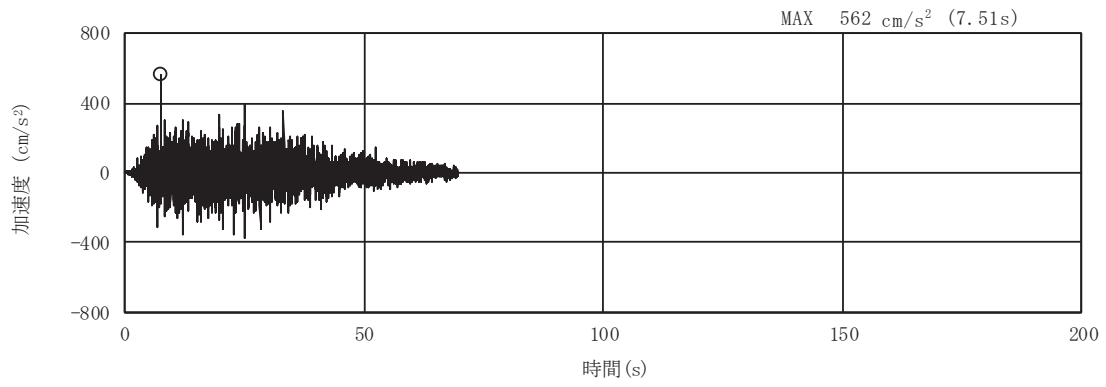


(a) 加速度時刻歴波形

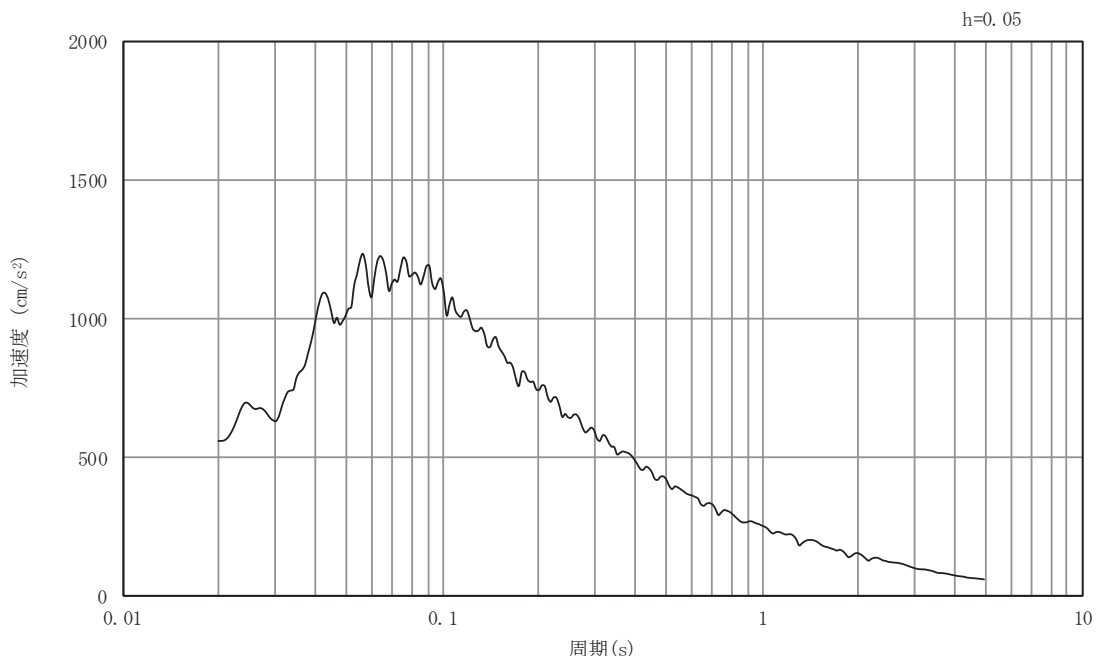


(b) 加速度応答スペクトル

図5-6 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(南北方向, 水平成分: S s - D 3)

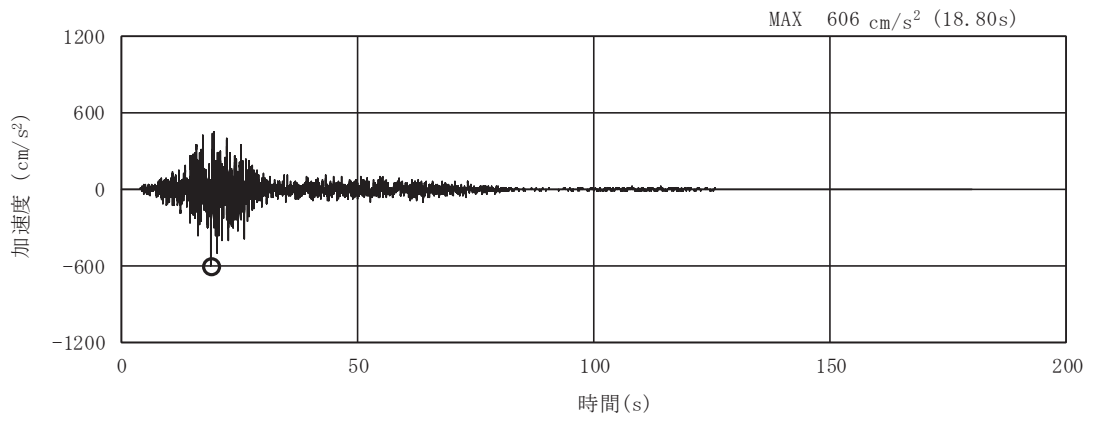


(a) 加速度時刻歴波形

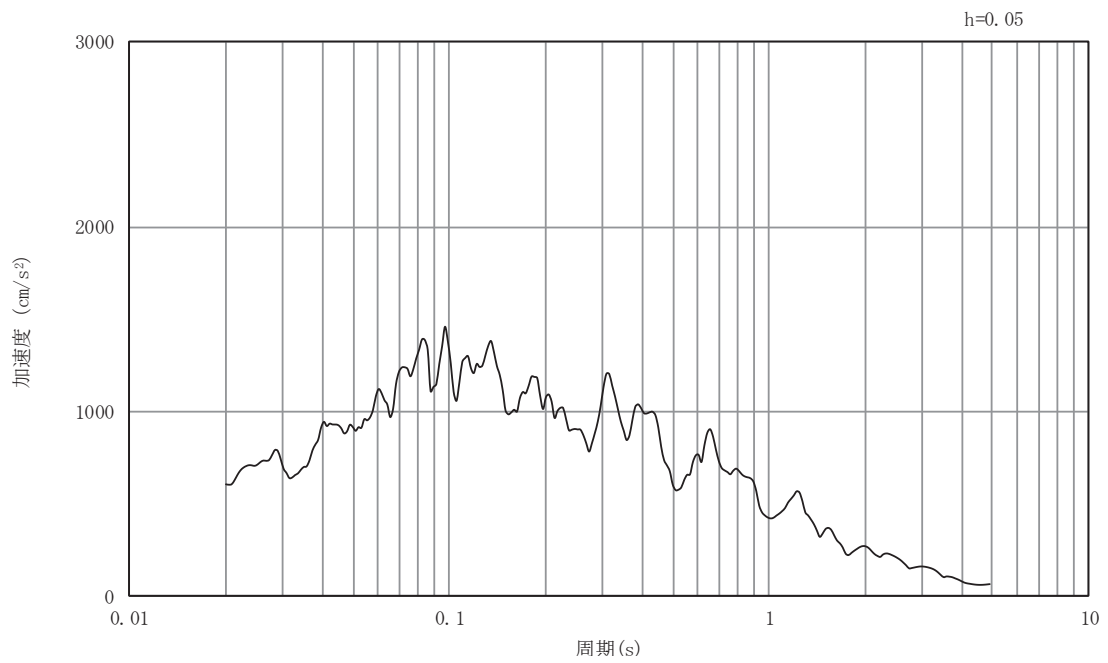


(b) 加速度応答スペクトル

図5-7 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(南北方向, 鉛直成分: S s - D 3)

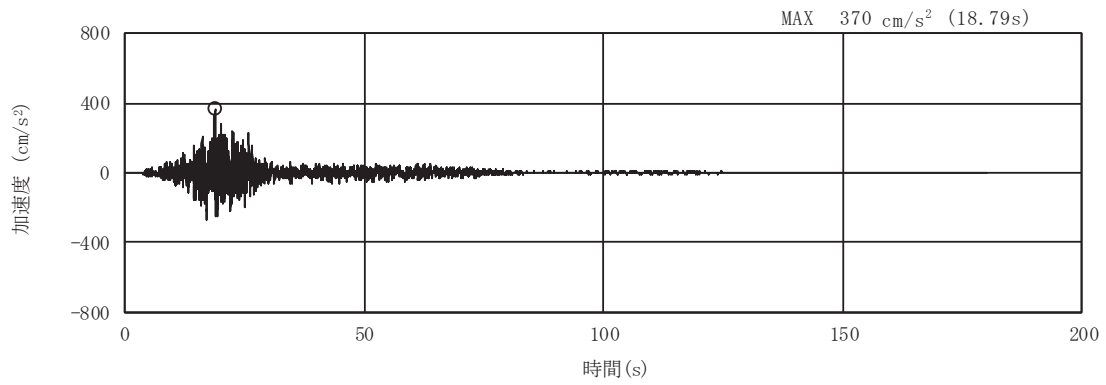


(a) 加速度時刻歴波形

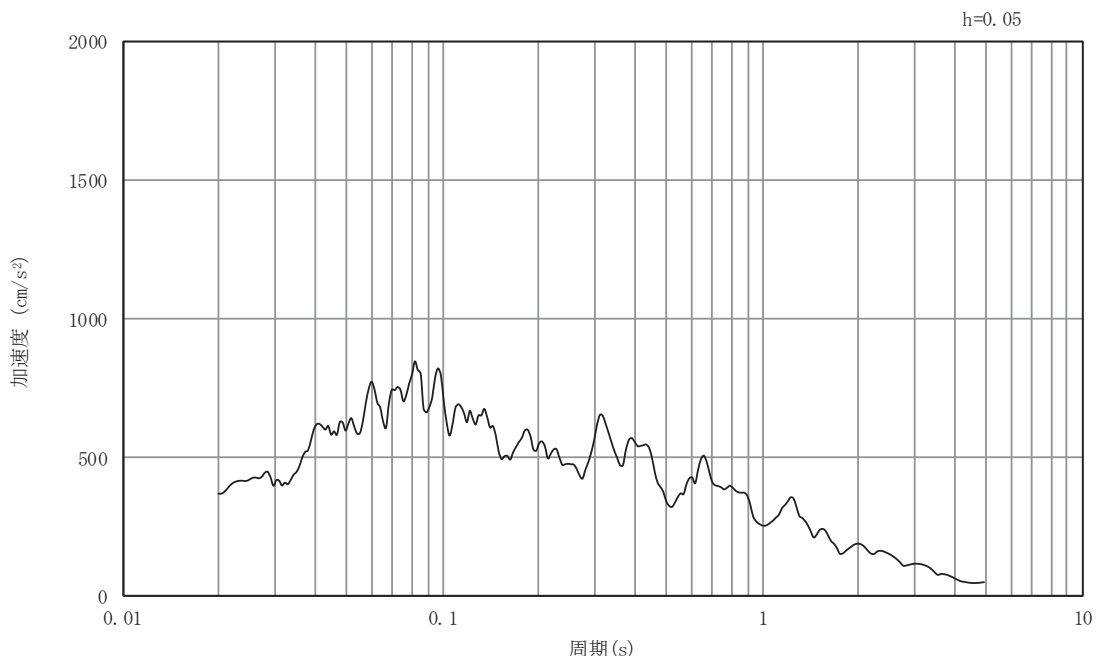


(b) 加速度応答スペクトル

図5-8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(南北方向, 水平成分: S s - F 1)

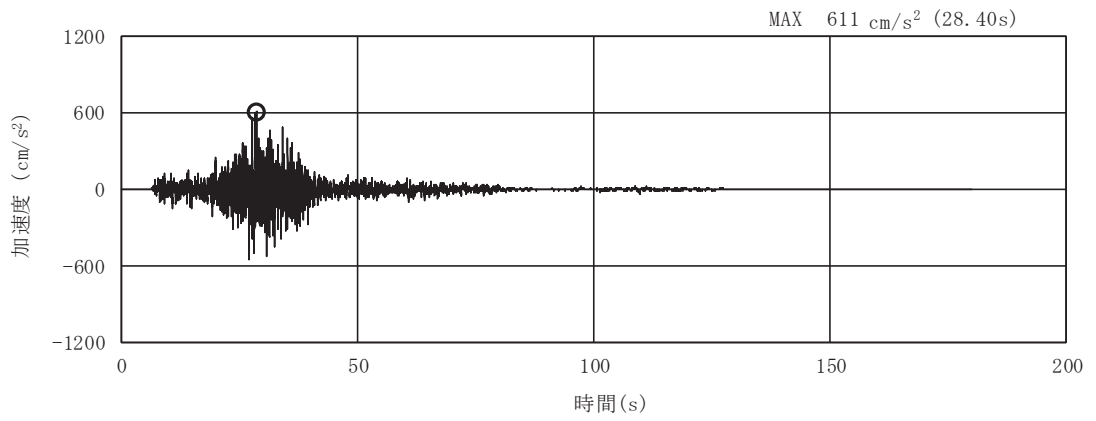


(a) 加速度時刻歴波形

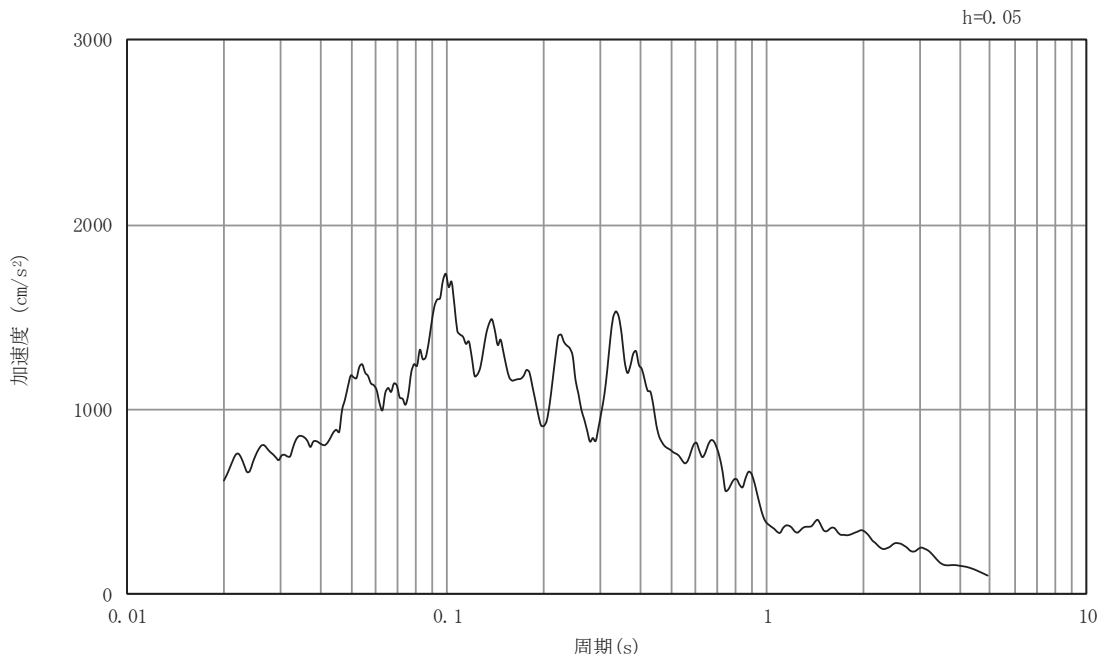


(b) 加速度応答スペクトル

図5-9 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(南北方向, 鉛直成分: S s - F 1)

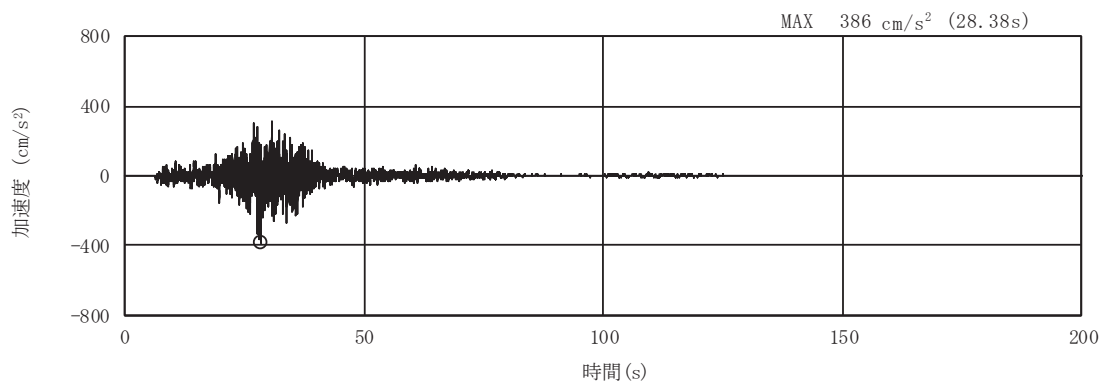


(a) 加速度時刻歴波形

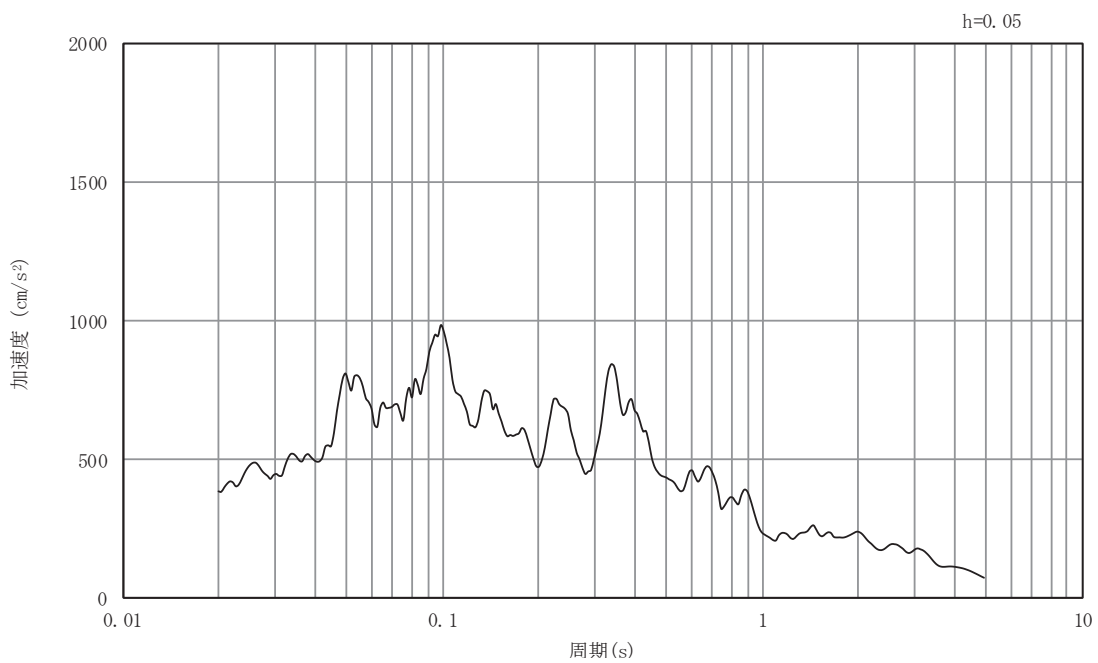


(b) 加速度応答スペクトル

図5-10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(南北方向, 水平成分: S s - F 2)

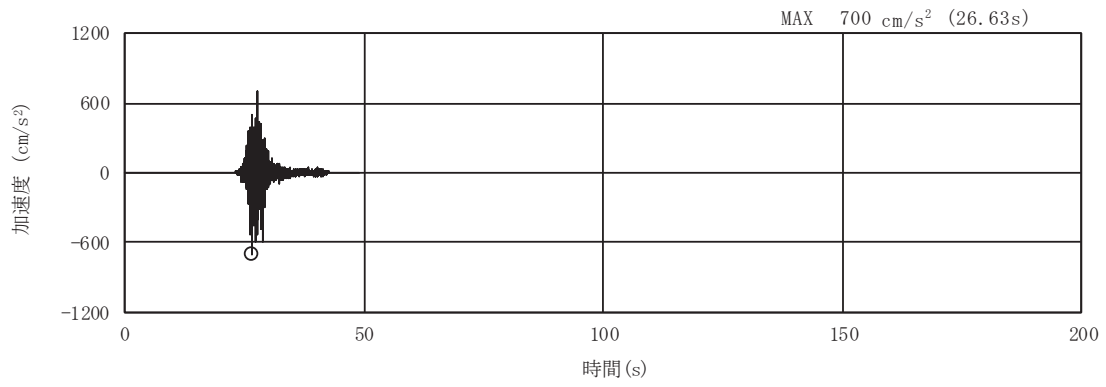


(a) 加速度時刻歴波形

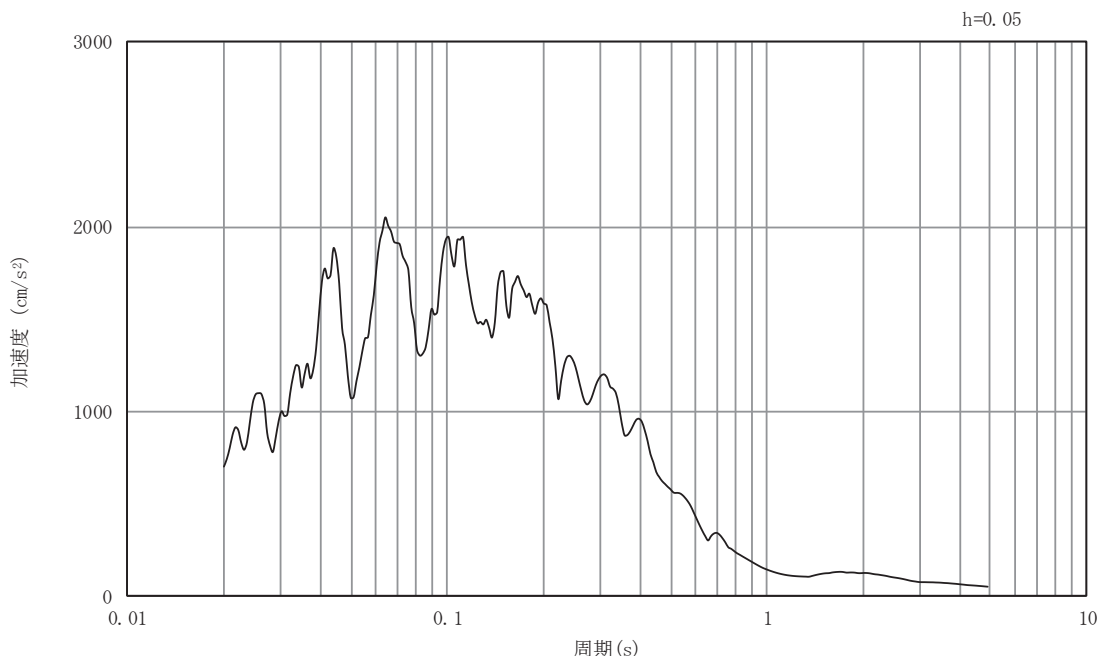


(b) 加速度応答スペクトル

図5-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(南北方向, 鉛直成分: S s - F 2)



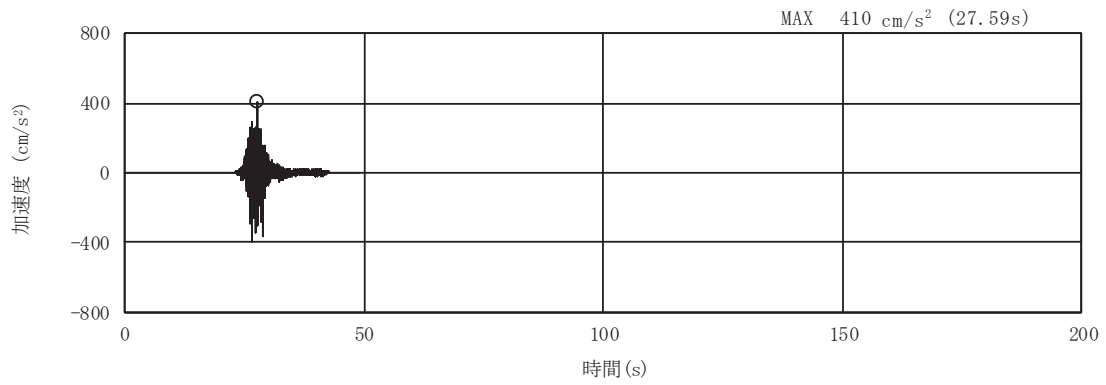
(a) 加速度時刻歴波形



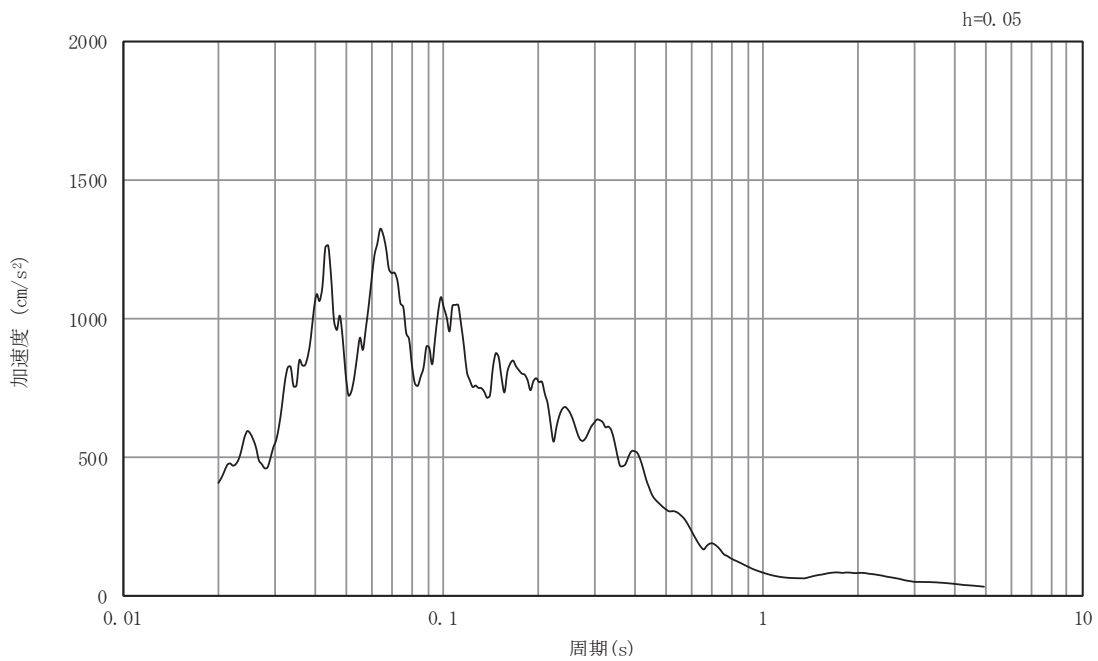
(b) 加速度応答スペクトル

図5-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(南北方向, 水平成分: S s - F 3)



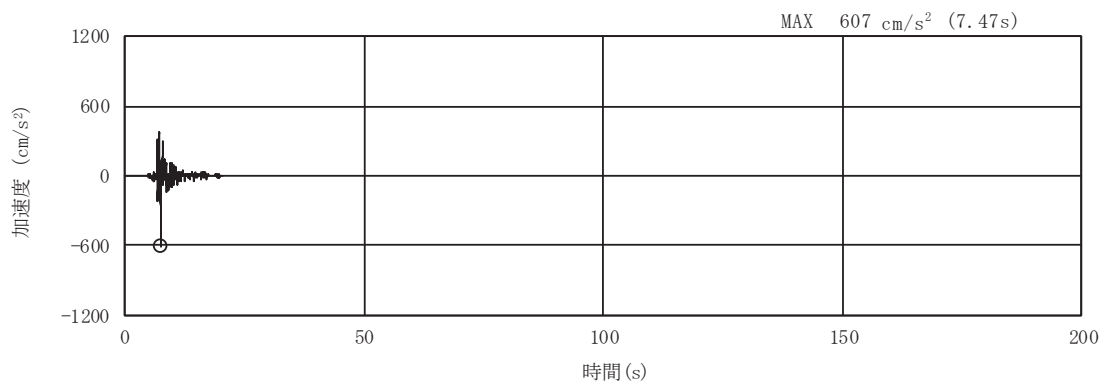


(a) 加速度時刻歴波形

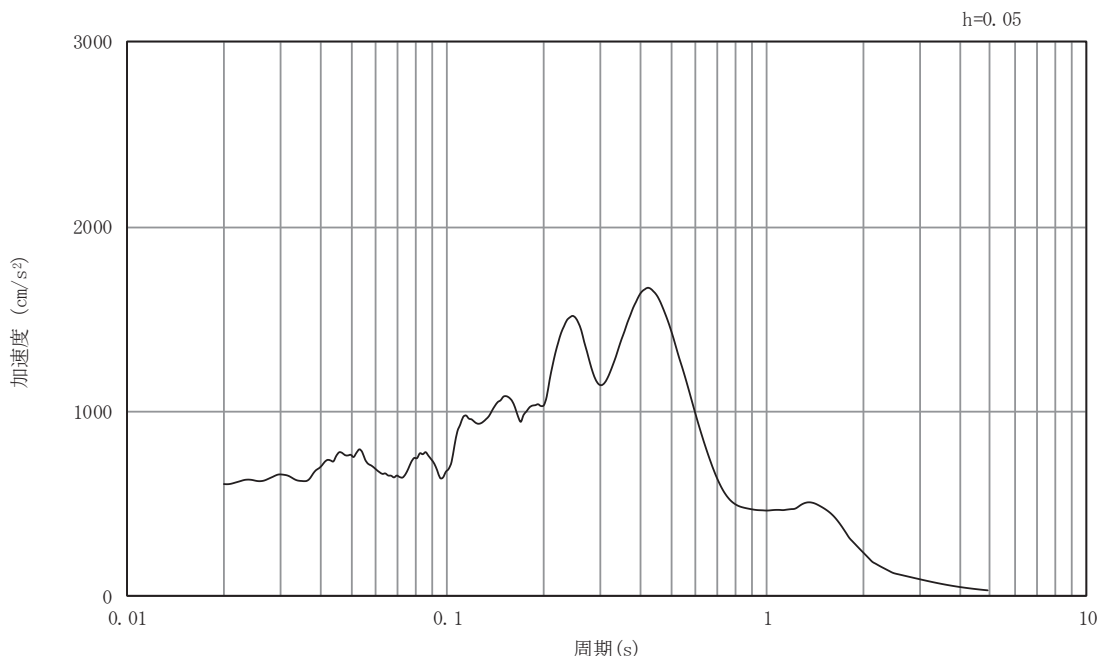


(b) 加速度応答スペクトル

図5-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(南北方向, 鉛直成分: S s - F 3)

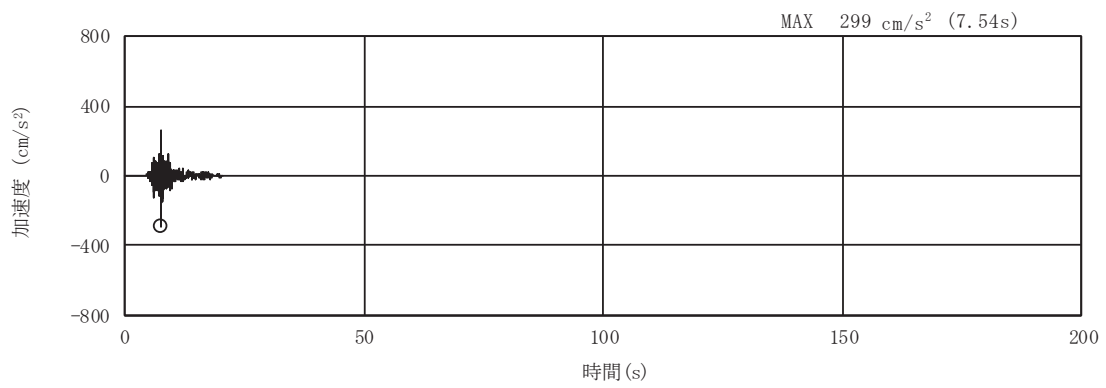


(a) 加速度時刻歴波形

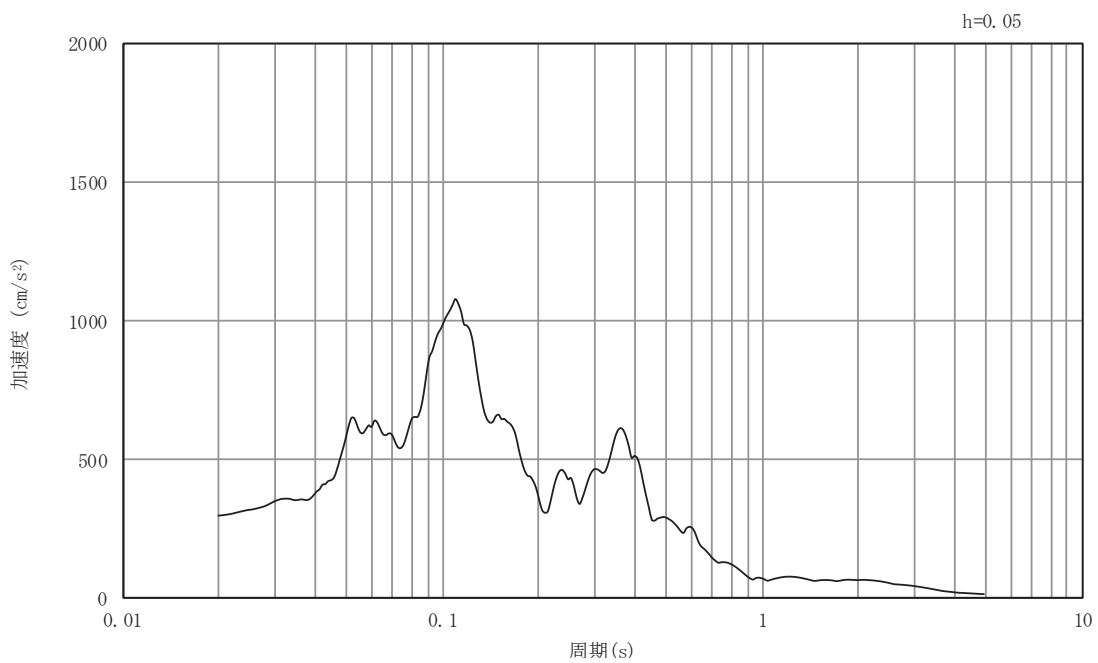


(b) 加速度応答スペクトル

図5-14 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(南北方向, 水平成分: S s - N 1)

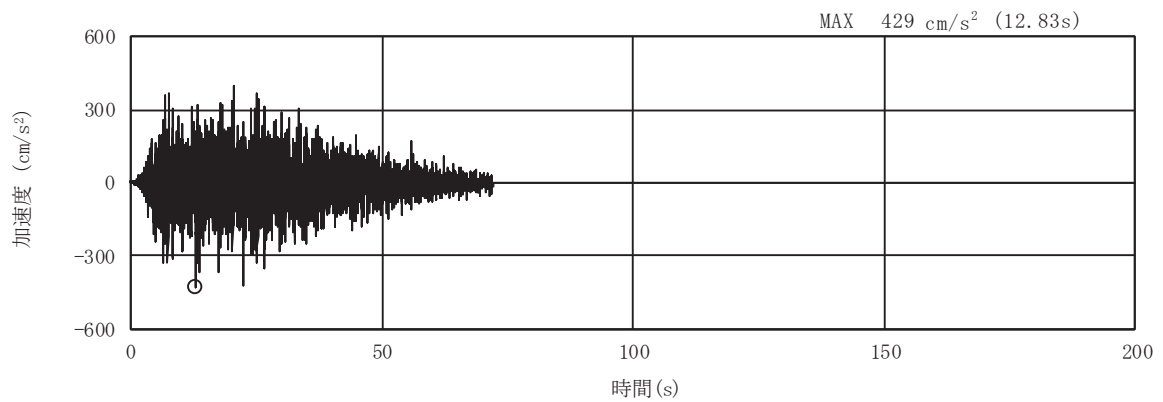


(a) 加速度時刻歴波形

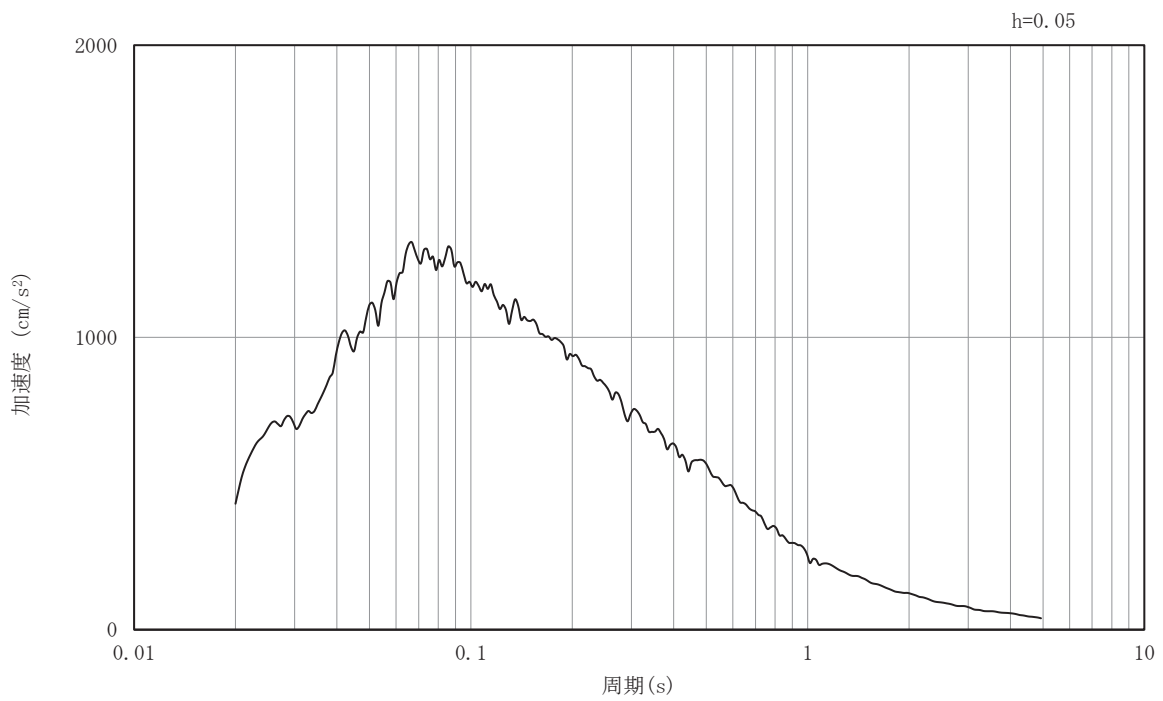


(b) 加速度応答スペクトル

図5-15 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(南北方向, 鉛直成分: S s - N 1)

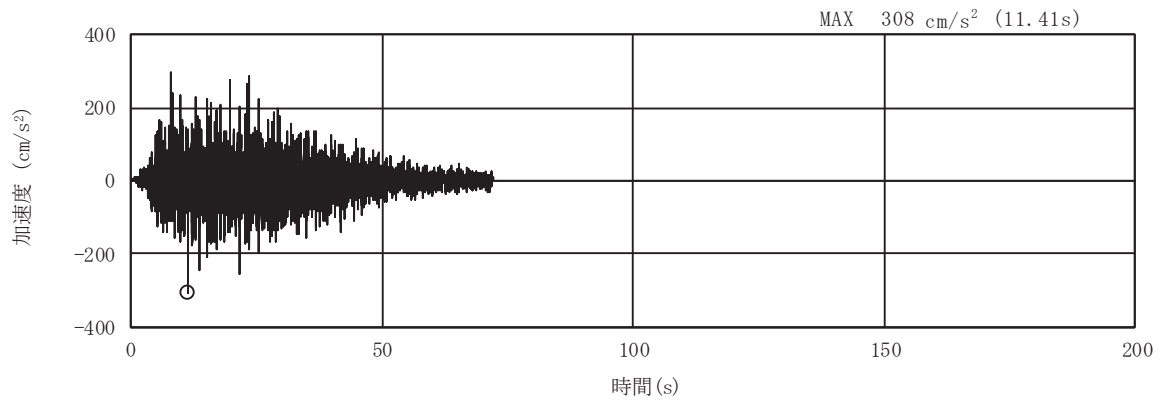


(a) 加速度時刻歴波形

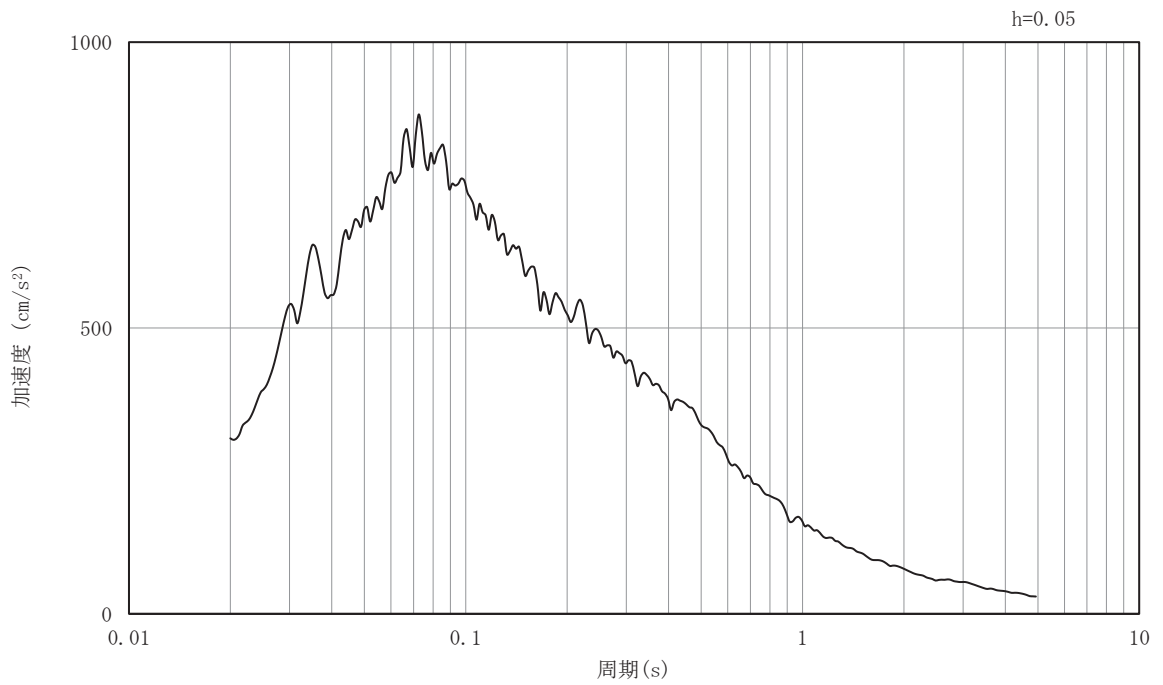


(b) 加速度応答スペクトル

図5-16 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(南北方向, 水平成分: S d - D 2)

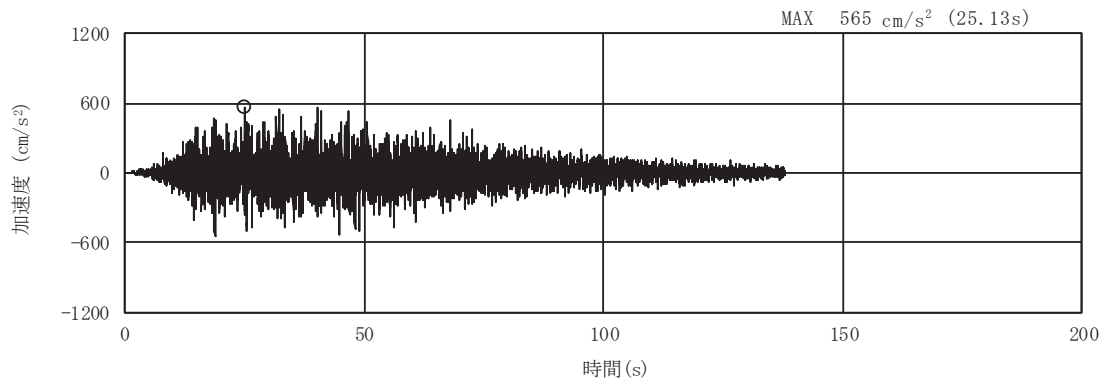


(a) 加速度時刻歴波形

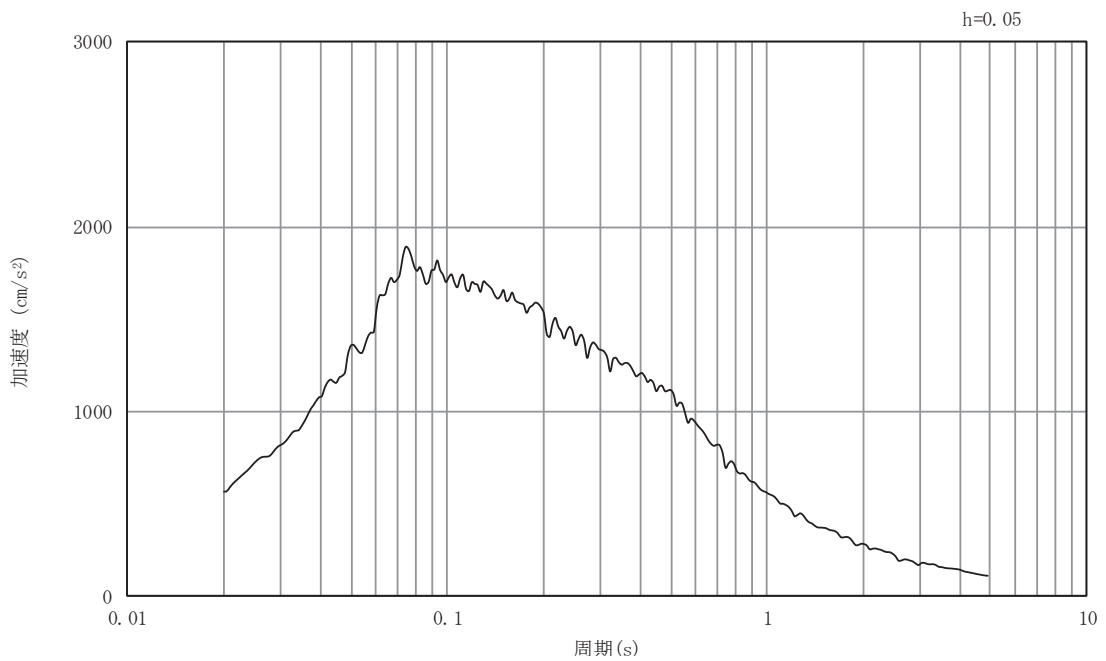


(b) 加速度応答スペクトル

図5-17 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(南北方向, 鉛直成分: S d - D 2)

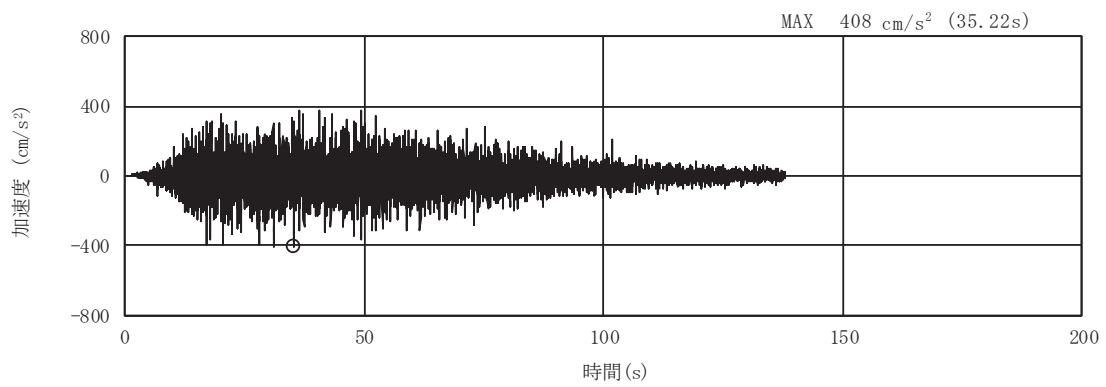


(a) 加速度時刻歴波形

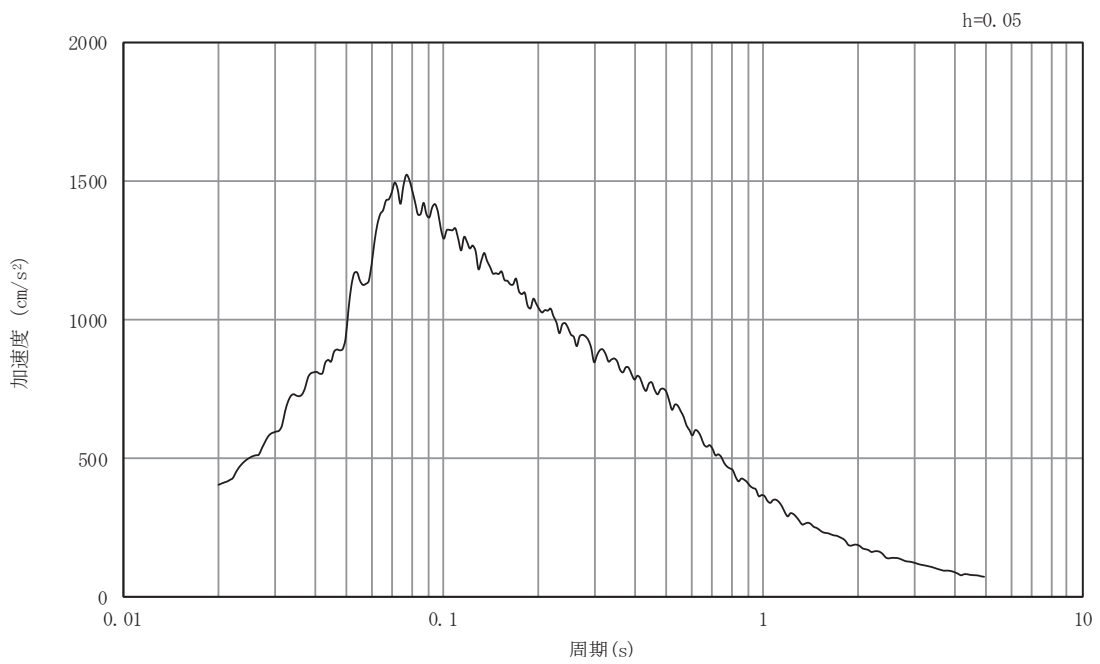


(b) 加速度応答スペクトル

図5-18 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(東西方向, 水平成分: S s - D 1)

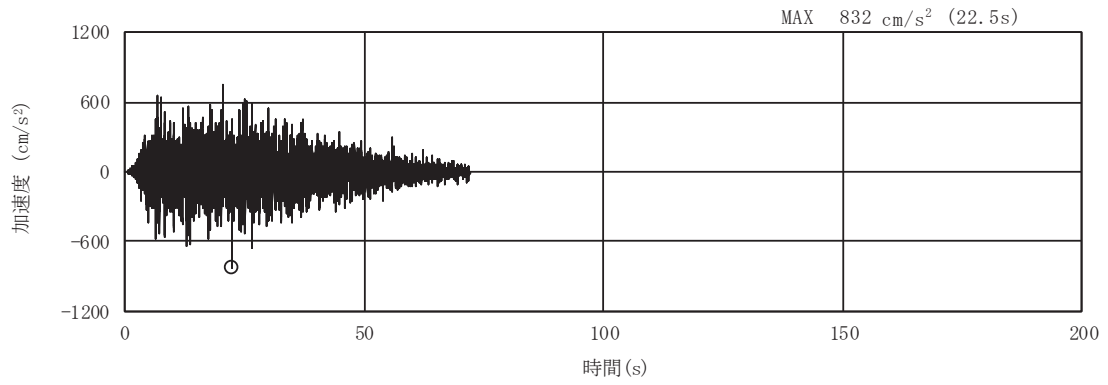


(a) 加速度時刻歴波形

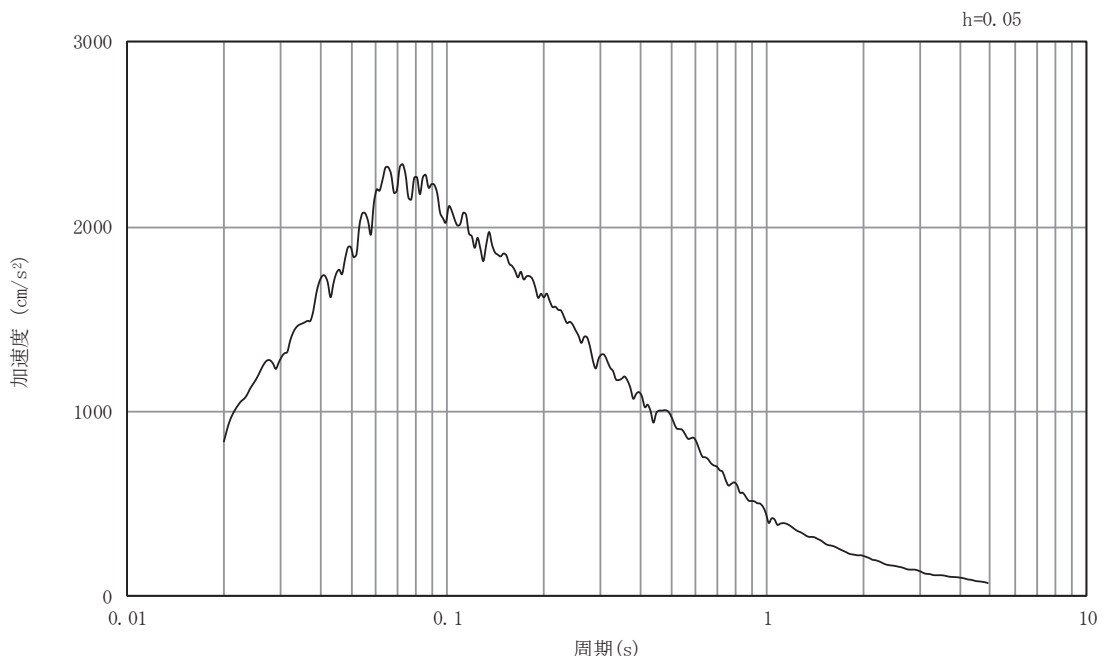


(b) 加速度応答スペクトル

図5-19 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  
(東西方向, 鉛直成分: S s - D 1)



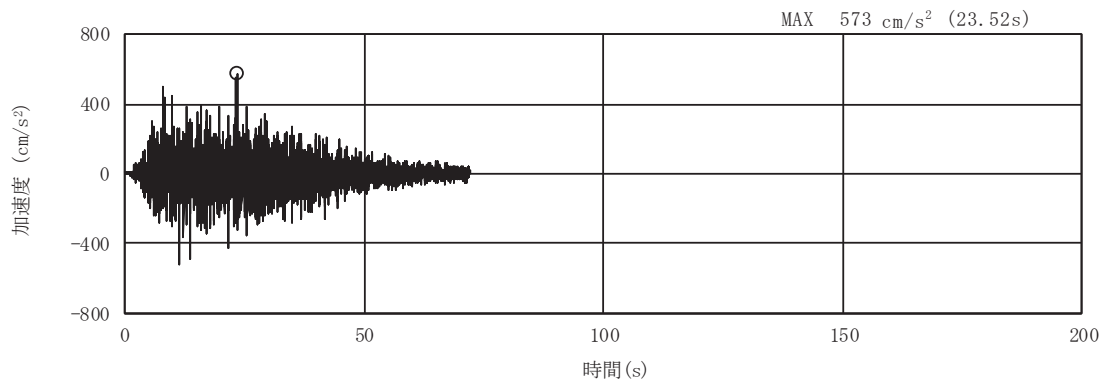
(a) 加速度時刻歴波形



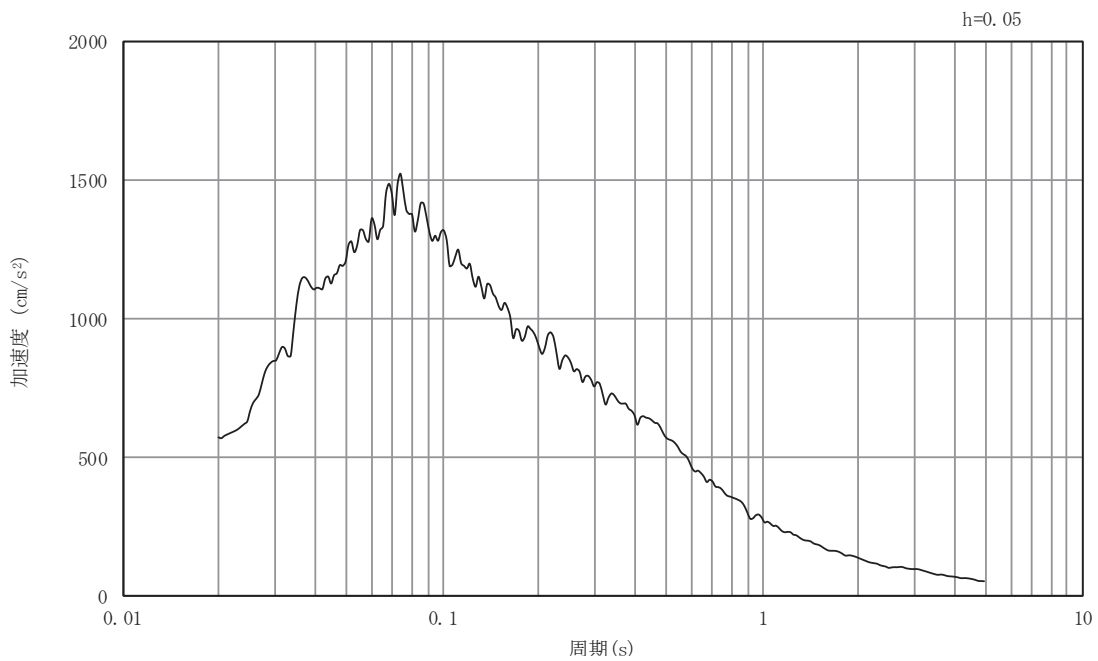
(b) 加速度応答スペクトル

図5-20 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  
(東西方向, 水平成分: S s - D 2)



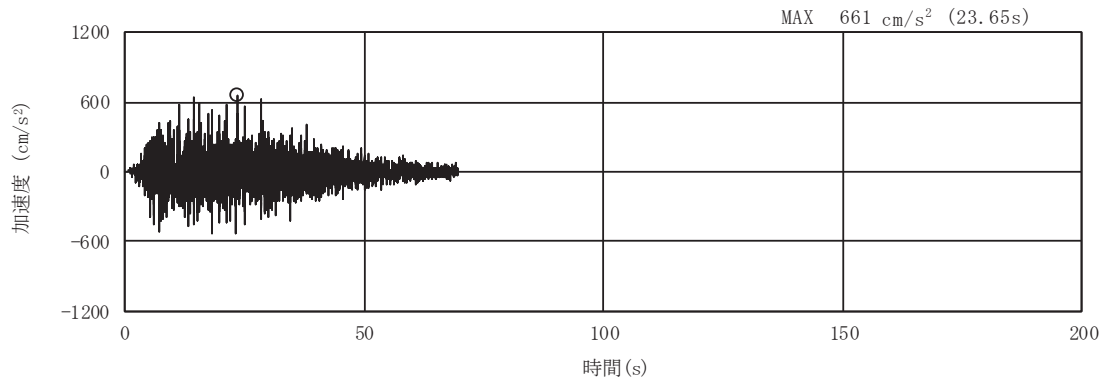


(a) 加速度時刻歴波形

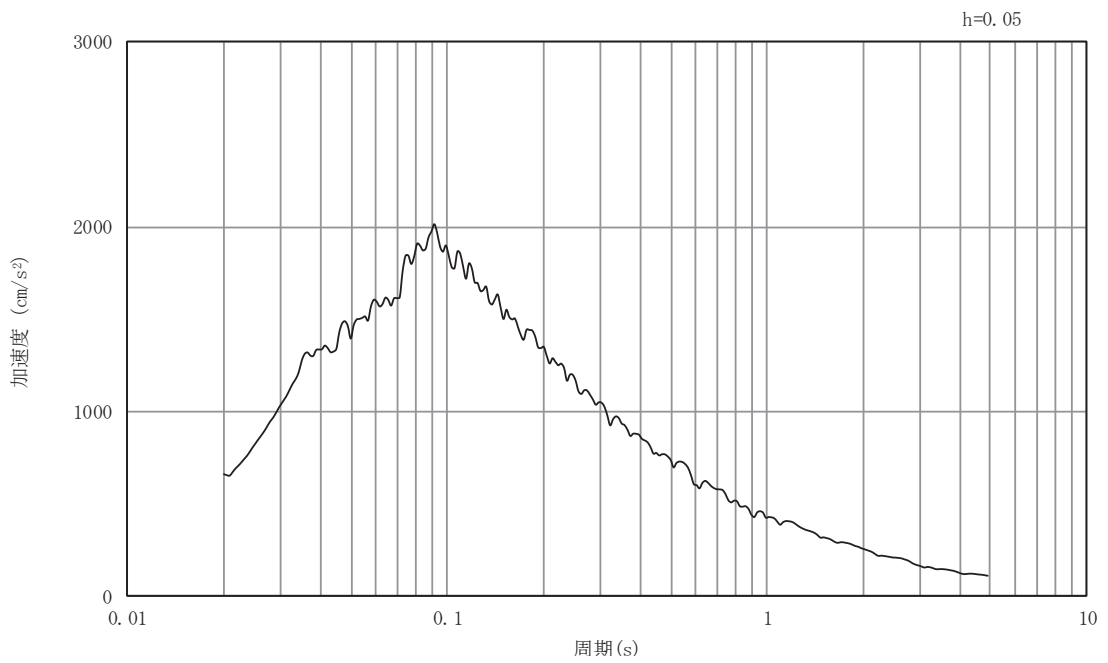


(b) 加速度応答スペクトル

図5-21 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  
(東西方向, 鉛直成分: S s - D 2)

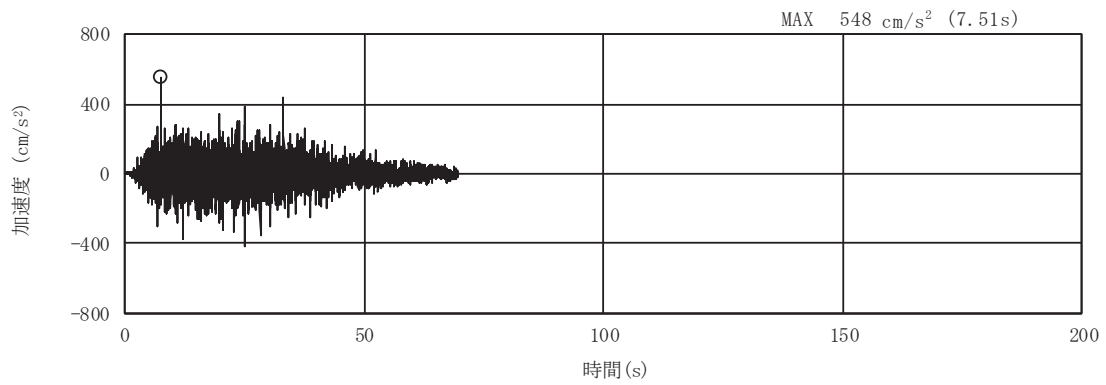


(a) 加速度時刻歴波形

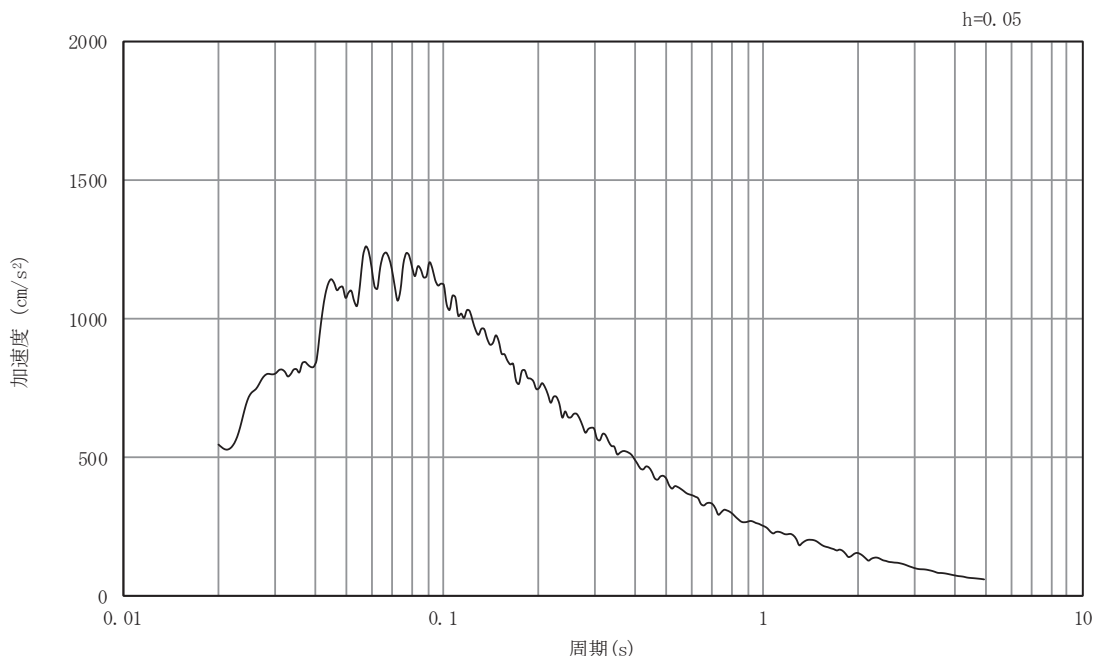


(b) 加速度応答スペクトル

図5-22 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  
(東西方向, 水平成分: S s - D 3)

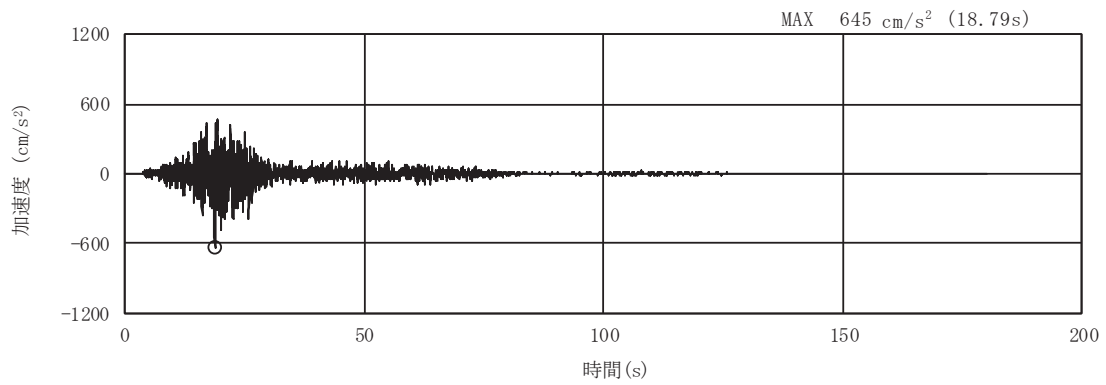


(a) 加速度時刻歴波形

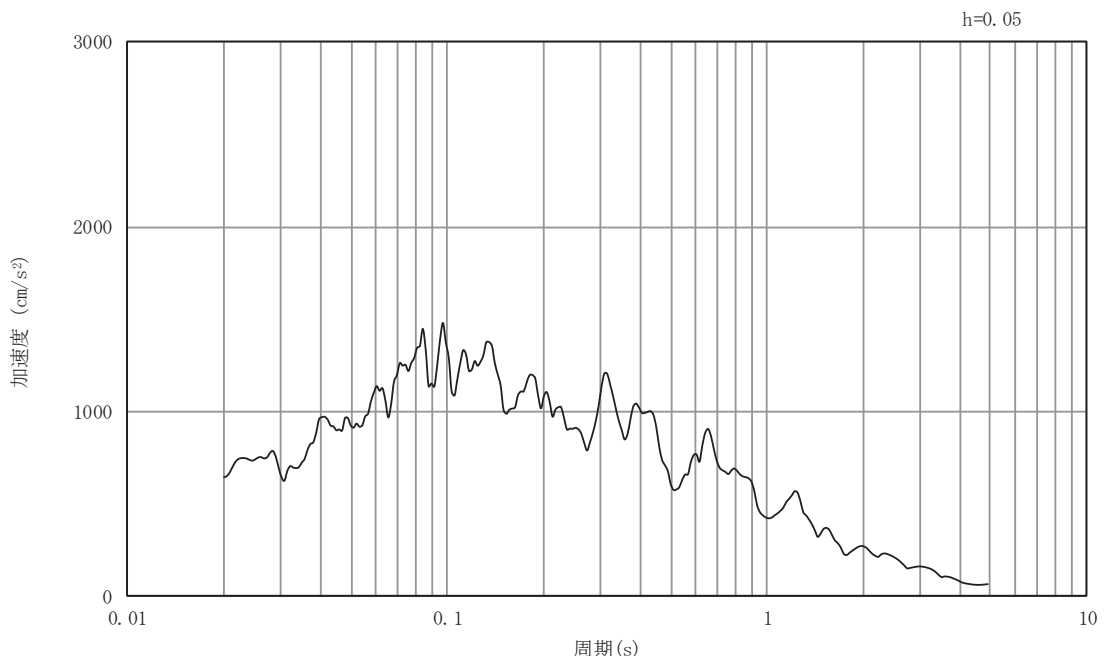


(b) 加速度応答スペクトル

図5-23 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  
(東西方向, 鉛直成分: S s - D 3)

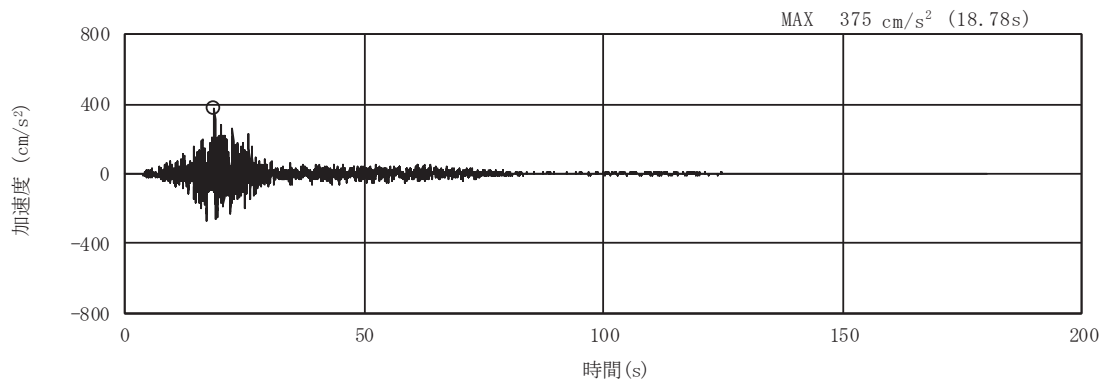


(a) 加速度時刻歴波形

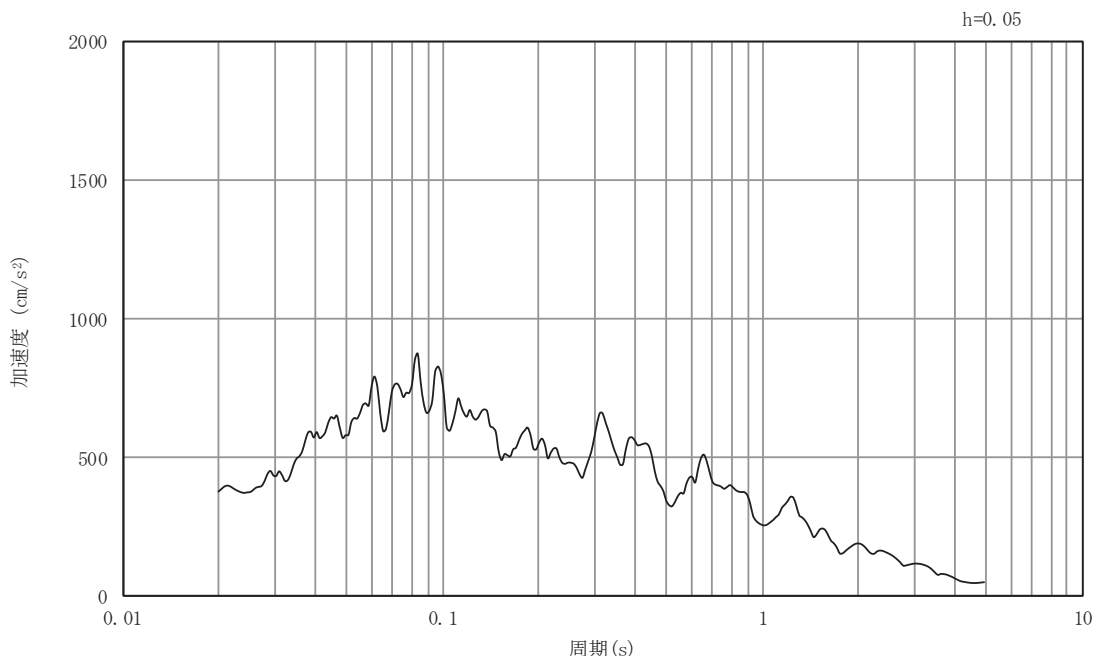


(b) 加速度応答スペクトル

図5-24 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  
(東西方向, 水平成分: S s - F 1)

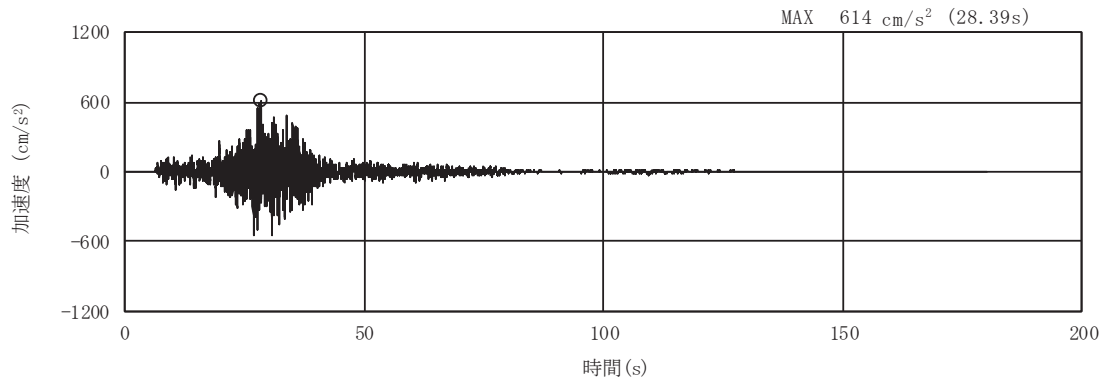


(a) 加速度時刻歴波形

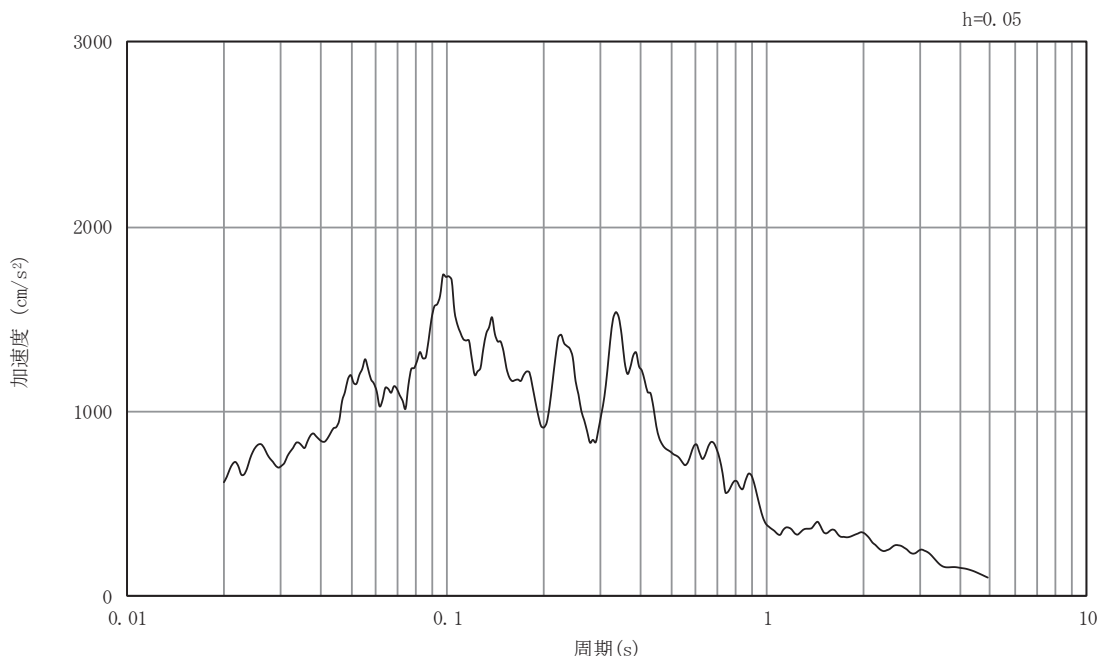


(b) 加速度応答スペクトル

図5-25 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  
(東西方向, 鉛直成分: S s - F 1)

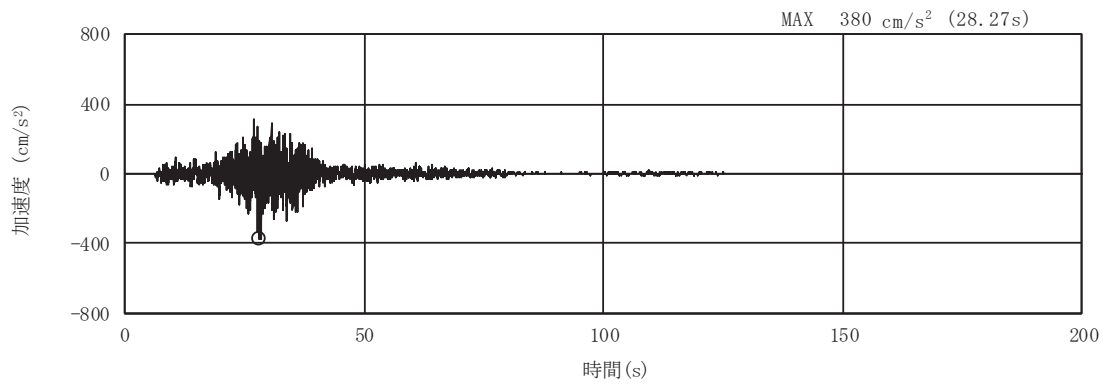


(a) 加速度時刻歴波形

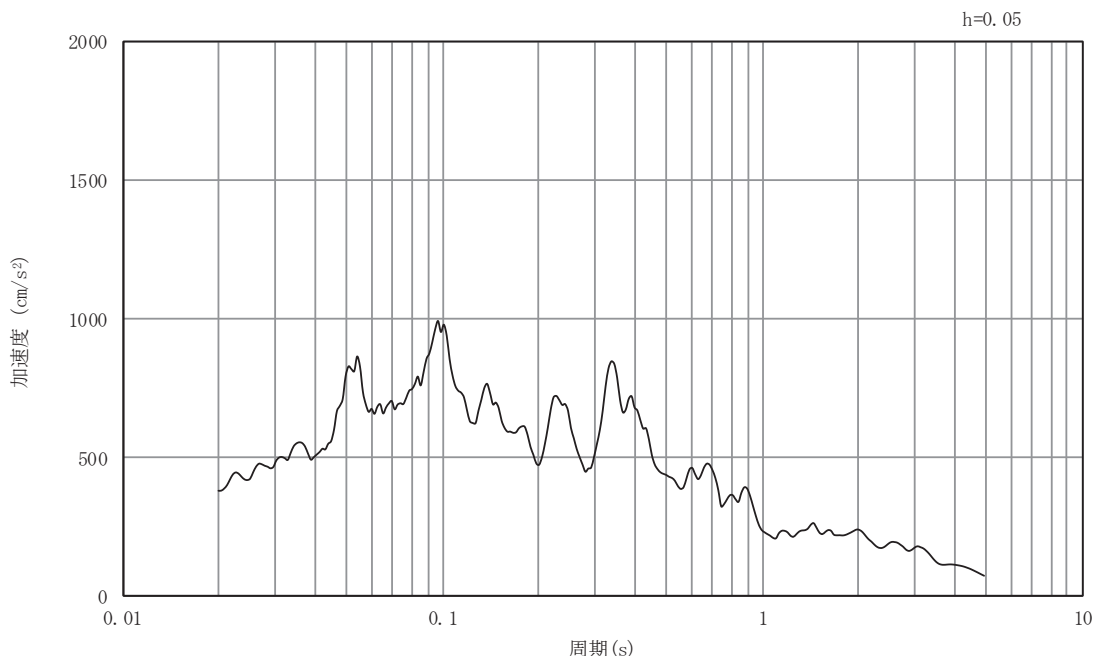


(b) 加速度応答スペクトル

図5-26 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  
(東西方向, 水平成分: S s - F 2)

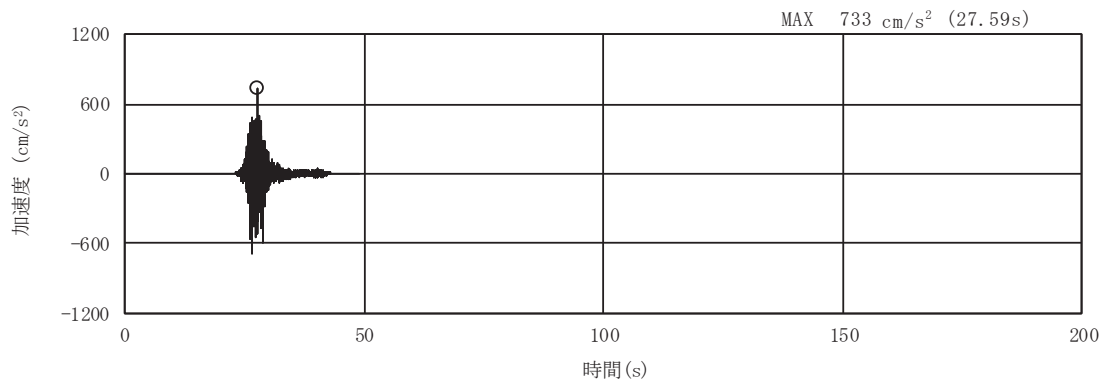


(a) 加速度時刻歴波形

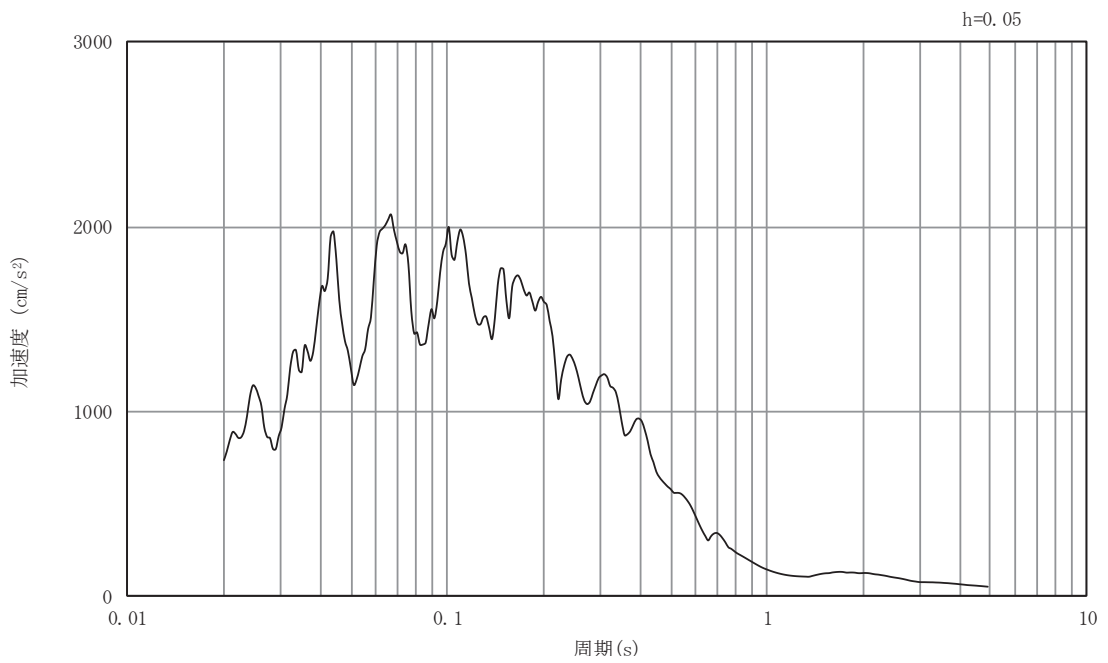


(b) 加速度応答スペクトル

図5-27 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  
(東西方向, 鉛直成分: S s - F 2)



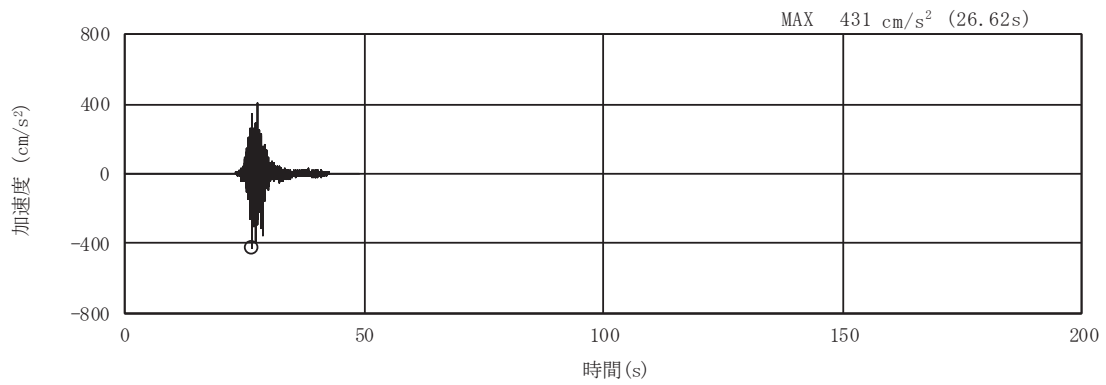
(a) 加速度時刻歴波形



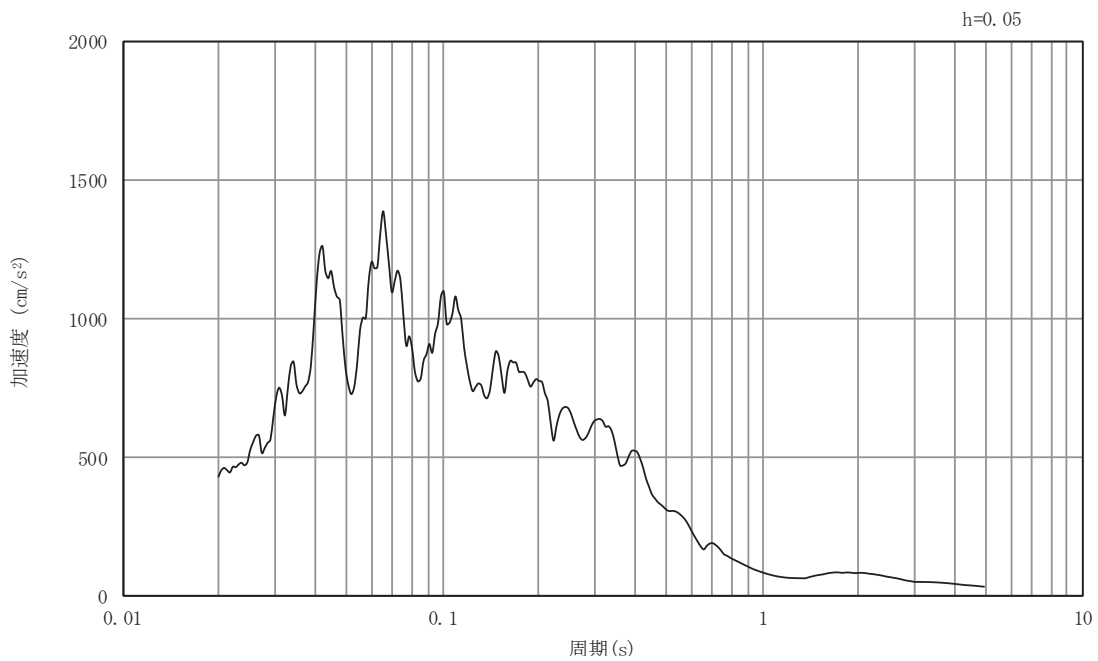
(b) 加速度応答スペクトル

図5-28 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  
(東西方向, 水平成分: S s - F 3)



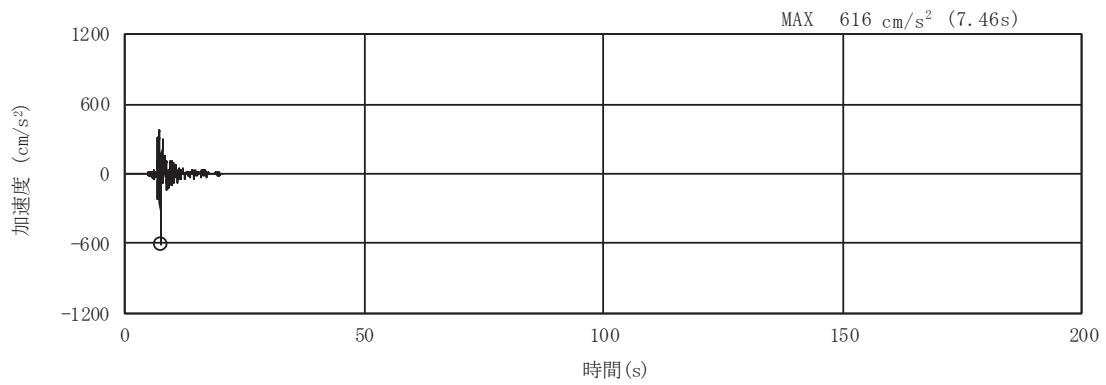


(a) 加速度時刻歴波形

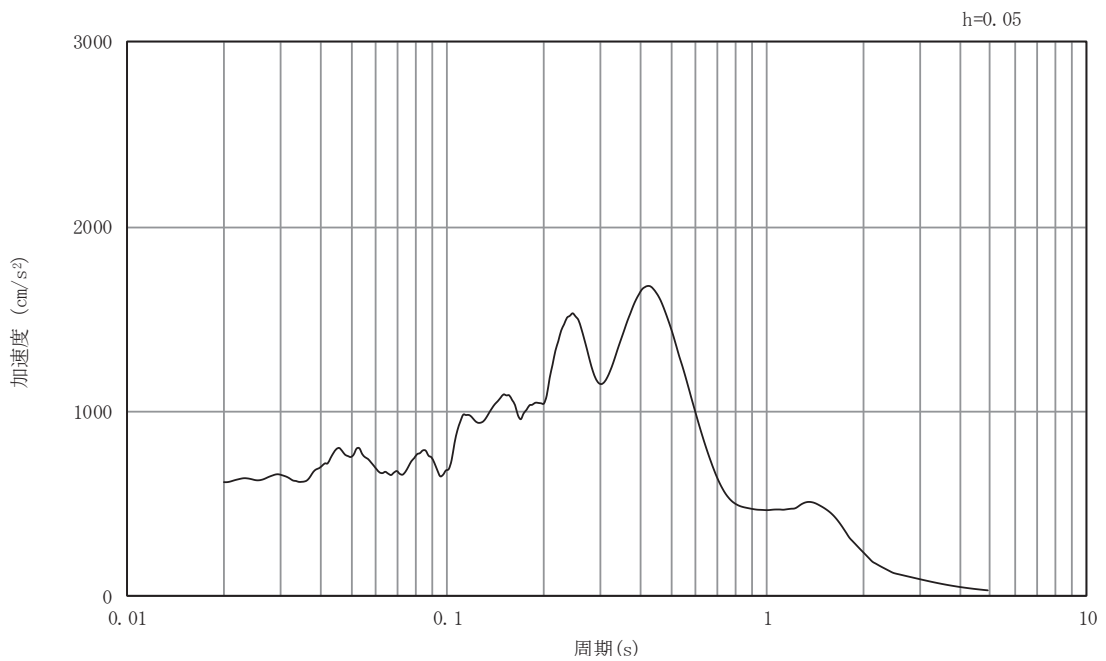


(b) 加速度応答スペクトル

図5-29 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  
(東西方向, 鉛直成分: S s - F 3)

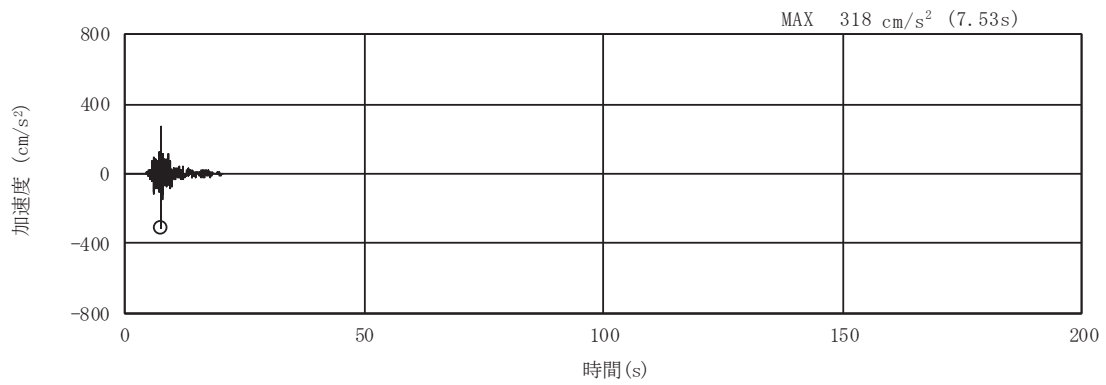


(a) 加速度時刻歴波形

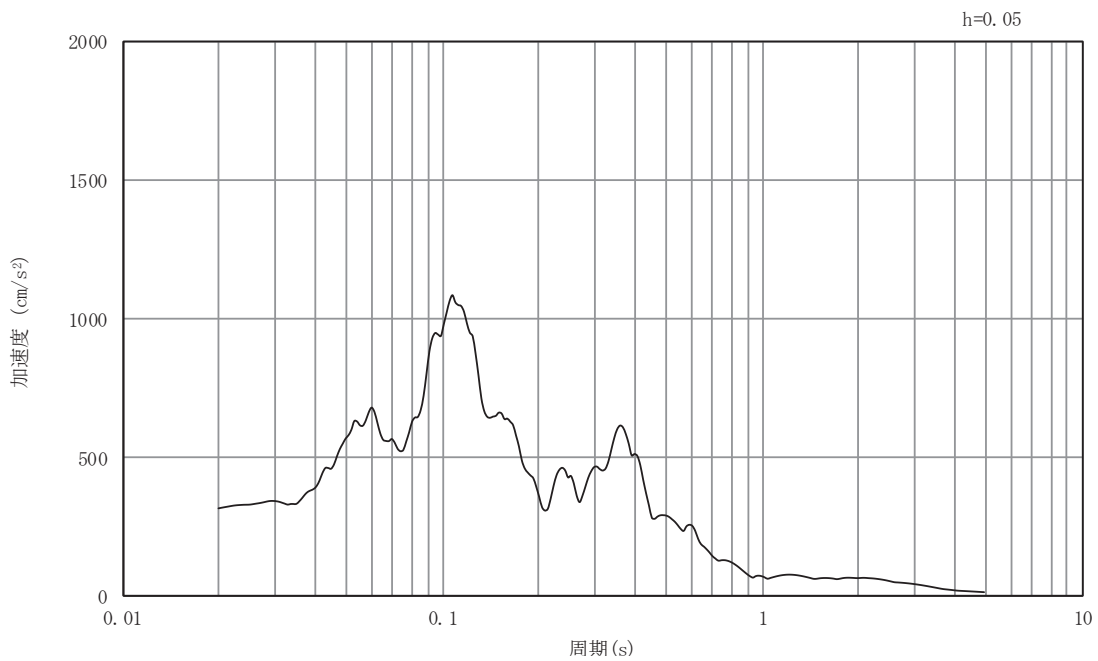


(b) 加速度応答スペクトル

図5-30 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  
(東西方向, 水平成分: S s - N 1)

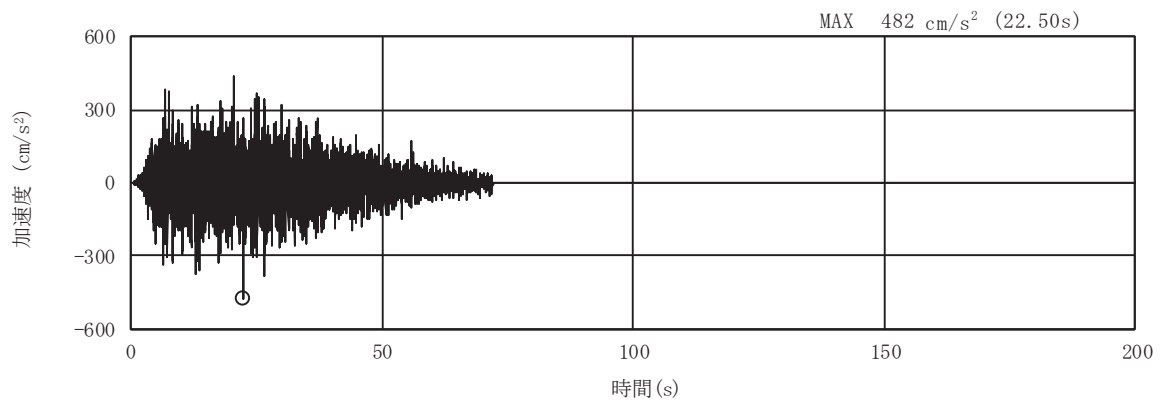


(a) 加速度時刻歴波形

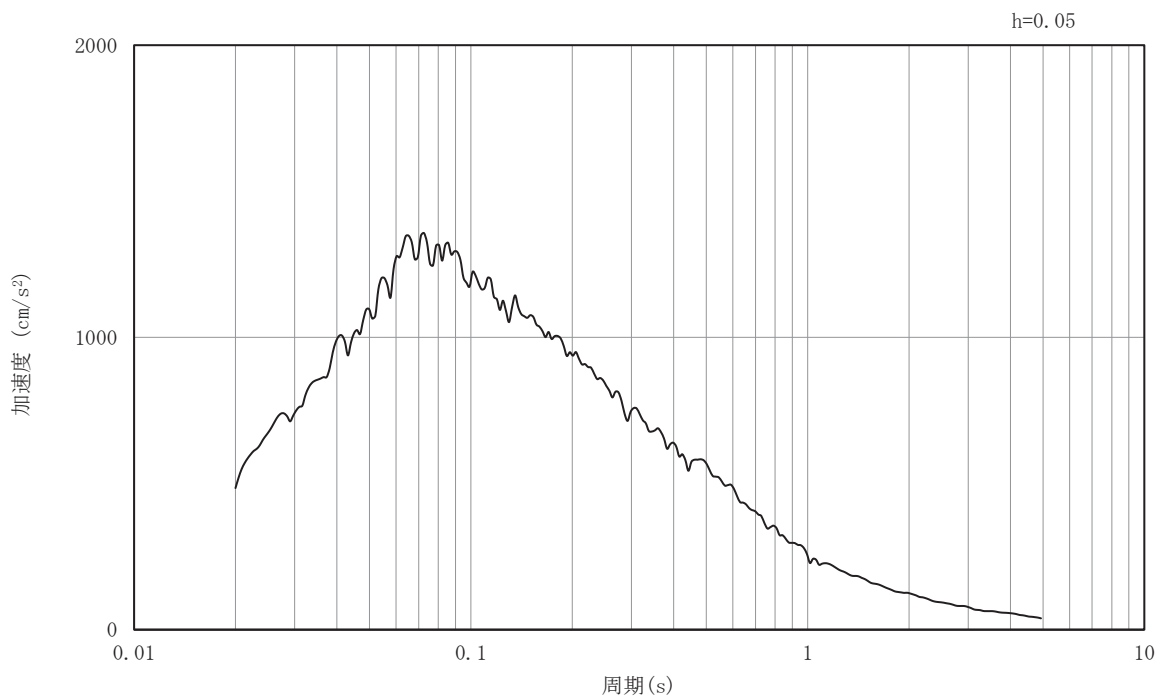


(b) 加速度応答スペクトル

図5-31 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  
(東西方向, 鉛直成分: S s - N 1)

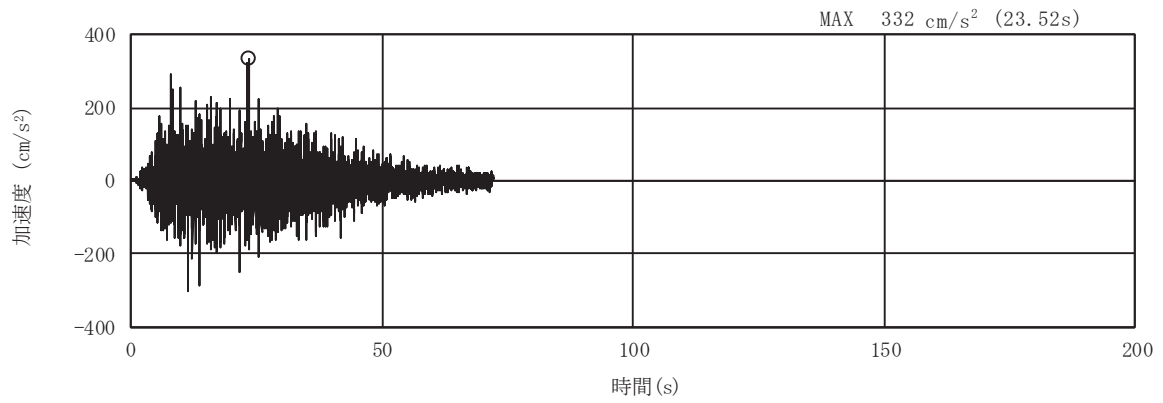


(a) 加加速度時刻歴波形

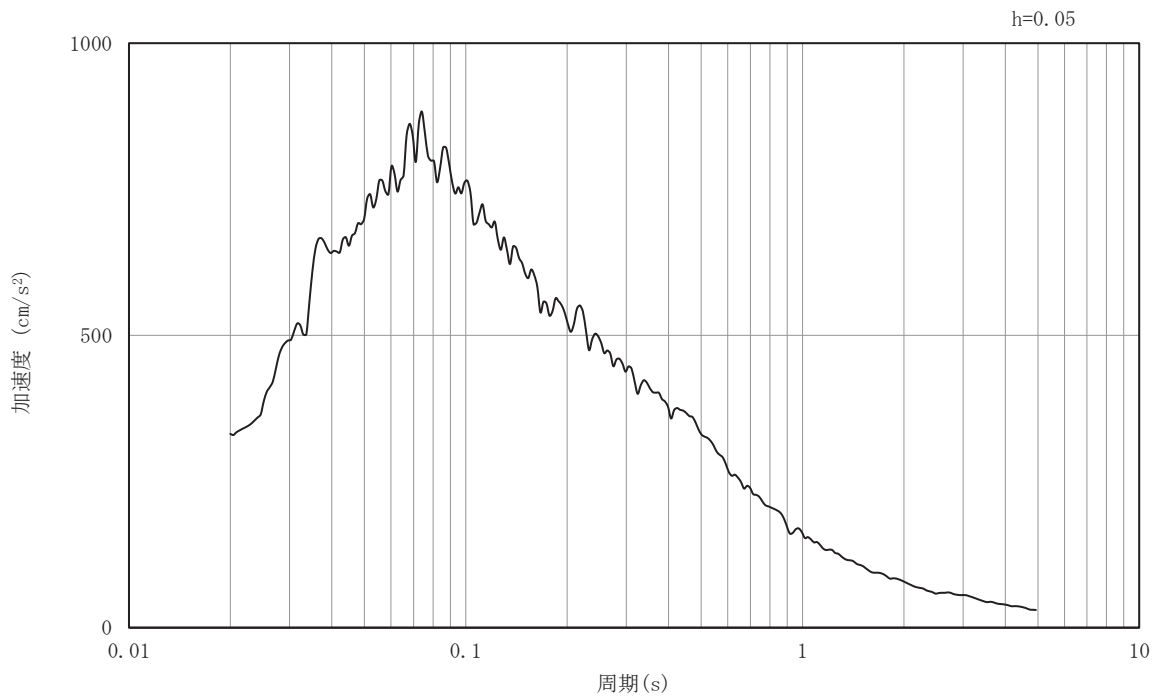


(b) 加加速度応答スペクトル

図5-32 入力地震動の加加速度時刻歴波形及び加加速度応答スペクトル  
(東西方向, 水平成分: S d - D 2)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図5-33 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  
(東西方向, 鉛直成分: S d - D 2)

## 5.2 許容限界の設定

### 5.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は，土木学会マニュアルに基づき，限界ひずみ（圧縮縁コンクリートひずみ：1.0%（ $10000\mu$ ））を許容限界とする。

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

各要求機能について，止水機能を損なわないこと及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認においては，コンクリート標準示方書に基づき，コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみについて，部材降伏に相当するひずみ（コンクリートの圧縮ひずみ  $2000\mu$ ，主筋ひずみ  $1725\mu$ ）とする。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査に用いるコンクリート及び鉄筋の照査用ひずみは，三次元構造解析により得られた発生ひずみに安全係数（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裕度を見込んだ評価を実施する。

また，後施工せん断補強工法（セラミックキャップバー工法）（以下，「CCb 工法」という。）を適用する部材について，CCb 工法はおおむね弾性範囲となる状況下で使用することから，コンクリート及び鉄筋のひずみが，部材降伏に相当する限界ひずみ（コンクリートの圧縮ひずみ： $2000\mu$ ，主筋ひずみ： $1725\mu$ ）を下回ることを併せて確認する。第3号機海水ポンプ室においてCCb 工法を適用する部材を図5-34に示す。

第3号機海水ポンプ室の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界を表5-1に示す。

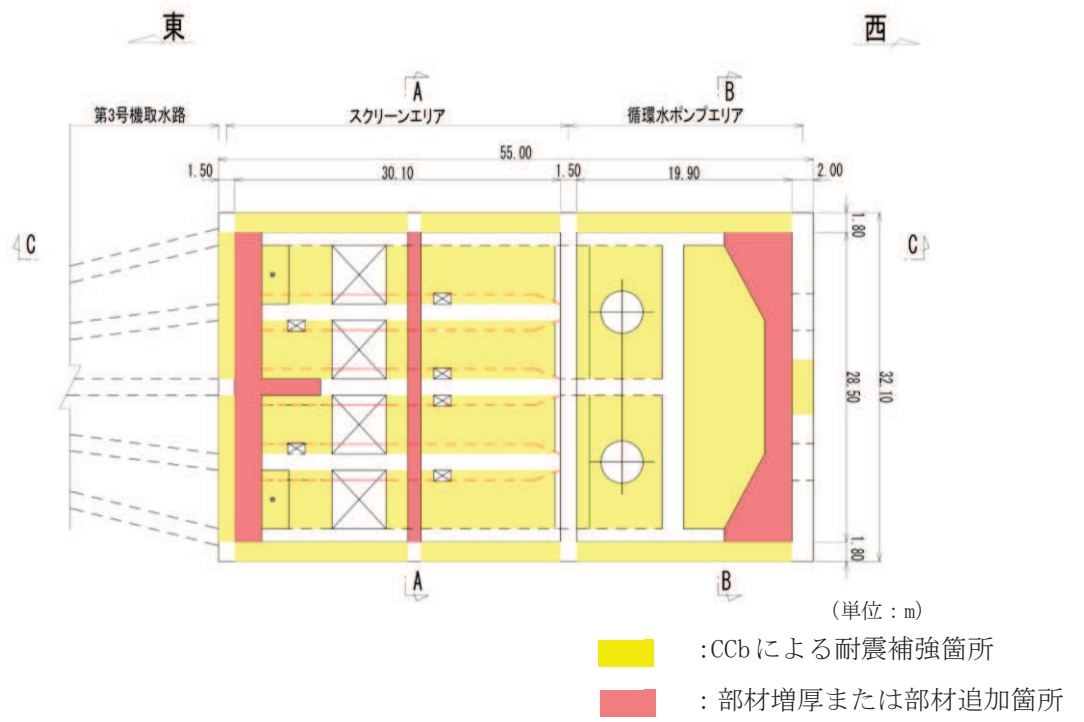


図 5-34(1) CCBによる耐震補強箇所（平面図）（再掲）

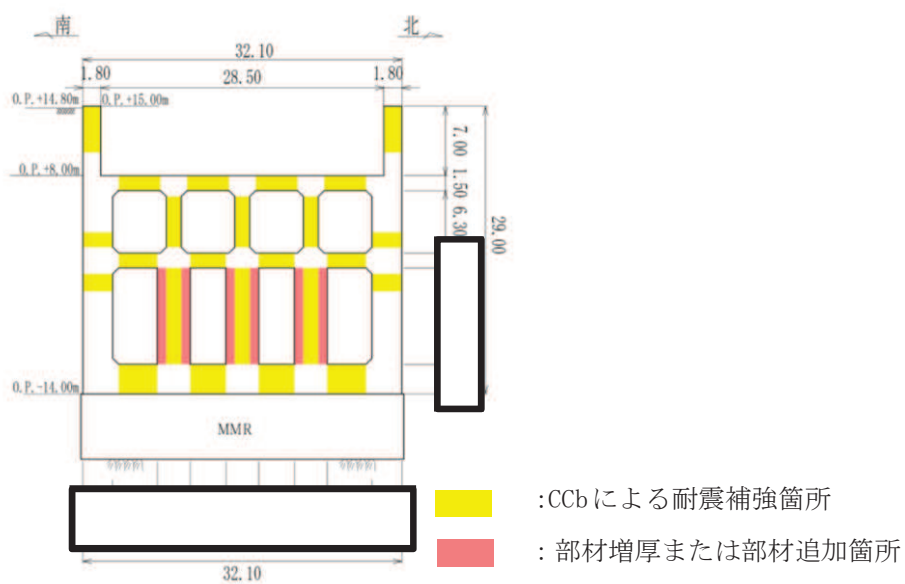


図 5-34(2) Ccbによる耐震補強箇所 (A-A 断面 (スクリーンエリア)) (再掲)

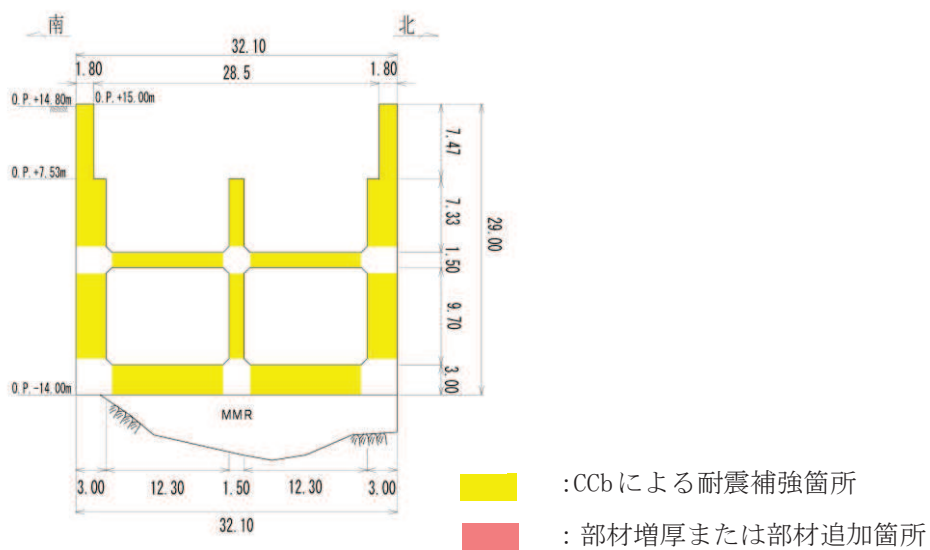


図 5-34(3) Ccbによる耐震補強箇所 (B-B 断面 (循環水ポンプエリア)) (再掲)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



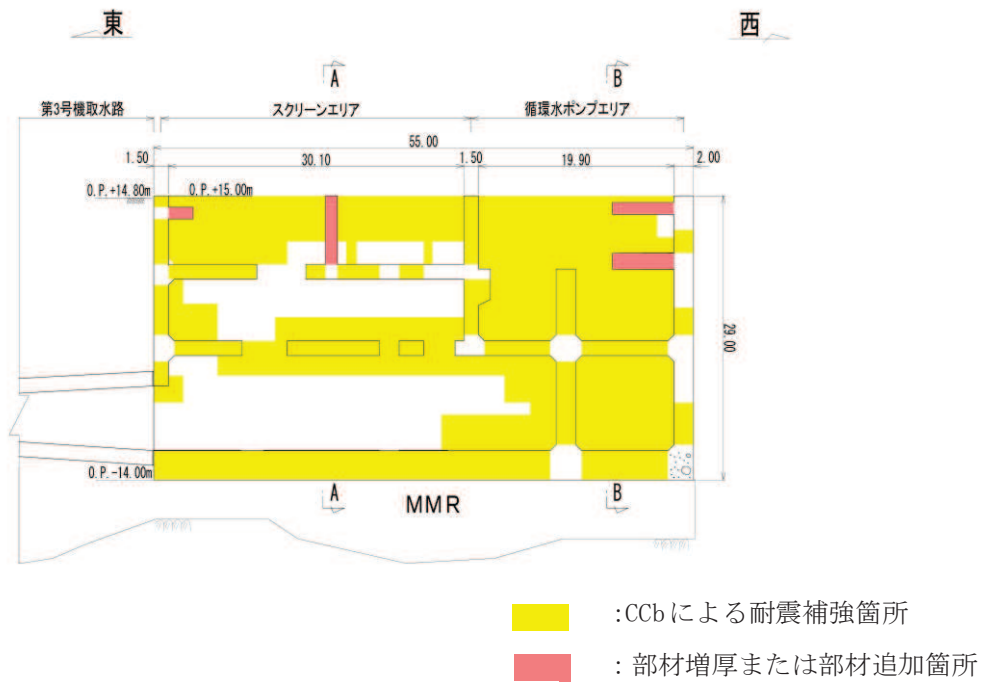


図 5-34(4) CCbによる耐震補強箇所 (C-C 断面) (再掲)

表 5-1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界の整理

要求機能	許容限界	
構造強度を有すること	限界ひずみ	圧縮縁コンクリートひずみ 1.0% (10000 $\mu$ ) *1
止水機能を損なわないこと		圧縮ひずみ : 2000 $\mu$ *2 主筋ひずみ : 1725 $\mu$ *2
Sクラスの施設を支持する機能を損なわないこと		圧縮ひずみ : 2000 $\mu$ *2 主筋ひずみ : 1725 $\mu$ *2

注記\*1 :  $\gamma_i \cdot \frac{\epsilon_d}{\epsilon_L} < 1.0$

ここで、

$\gamma_i$  : 構造物係数 ( $\gamma_i = 1.0$ )

$\epsilon_R$  : 限界ひずみ (圧縮縁コンクリートひずみ 10000  $\mu$ )

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

$\gamma_a$  : 構造解析係数 ( $\gamma_a = 1.2$ )

$\epsilon$  : 圧縮縁の発生ひずみ

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

ここで、

$\gamma_i$  : 構造物係数 ( $\gamma_i = 1.0$ )

$\epsilon_R$  : 限界ひずみ (圧縮ひずみ : 2000  $\mu$ , 主筋ひずみ : 1725  $\mu$ )

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

$\gamma_a$  : 構造解析係数 ( $\gamma_a = 1.2$ )

$\epsilon$  : 発生ひずみ

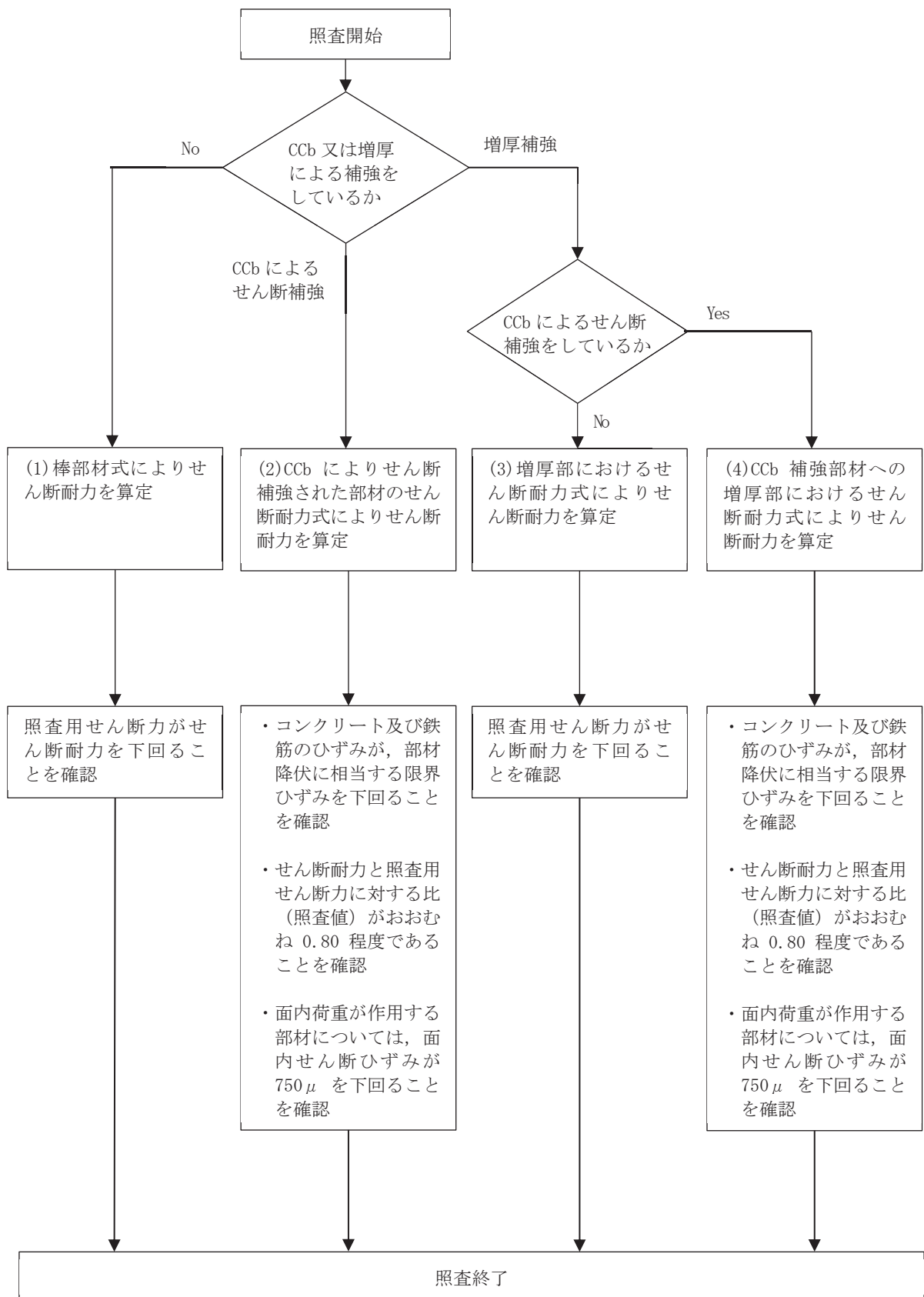
### 5.2.2 せん断破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認，止水機能を損なわないことの確認及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認におけるせん断破壊に対する許容限界は，土木学会マニュアルに基づくせん断耐力とする。せん断耐力の評価式は部材の種類に応じて4種類を用いる。

せん断耐力は，土木学会マニュアルに基づき「(1) 棒部材式」を適用することとし，デュープビームとなる部材についても，「(1) 棒部材式」を用いることで安全側の評価とする。

CCb工法を用いる構造部材については「(2) CCbによりせん断補強された部材のせん断耐力式」を，増厚補強を行う構造部材については「(3) 増厚部におけるせん断耐力式」を用いる。によることとする。また，CCb適用部材に対して増厚補強を行う場合については，「(4) CCb適用部材に対して増厚補強を行う場合におけるせん断耐力式」を用いる。

各せん断耐力の評価式は，後述する。せん断破壊に対する照査のフローを図5-35に示す。



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

図 5-35 せん断破壊に対する調査フロー

CCb 補強部材への増厚部におけるせん断耐力については、「鉄道構造物等設計標準・同解説（開削トンネル）（鉄道総合技術研究所，平成 13 年 3 月）」（以下「鉄道標準」という。）によることとする。

鉄筋コンクリート部材のせん断照査に用いる照査用せん断力は，三次元構造解析により得られたせん断力に安全係数（構造解析係数）1.05 を乗じることにより，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。

$$\gamma_i \cdot \frac{V_d}{V_{yd}} < 1.0$$

ここで， $\gamma_i$ ：構造物係数（ $\gamma_i = 1.0$ ）

$V_{yd}$ ：せん断耐力

$V_d$ ：照査用せん断力（ $V_d = \gamma_a \cdot V$ ）

$\gamma_a$ ：構造解析係数（ $\gamma_a = 1.05$ ）

$V$ ：発生せん断力

また，土木学会マニュアルにおけるせん断耐力式による評価においては，表 5-2 に示すとおり，複数の安全係数（材料係数，部材係数，構造解析係数）が見込まれていることから，せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施することが可能である。

表 5-2 セン断耐力式による評価において考慮している安全係数

安全係数			せん断照査		内容
			応答値算定	限界値算定	
材料係数	コンクリート	$\gamma_{mc}$	1.0	1.3	コンクリートの特性値（圧縮強度）を低減
	鉄筋	$\gamma_s$	1.0	1.0	—
部材係数*	コンクリート	$\gamma_{bc}$	—	1.3	コンクリートが負担するせん断力を低減
	鉄筋	$\gamma_{bs}$	—	1.1	せん断補強筋が負担するせん断力を低減
構造解析係数		$\gamma_a$	1.05	—	応答値（断面力）の割り増し

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

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

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

ここで、R：応答層間変形角

とされている。

$\gamma_{b2}$  は層間変形角の値によらず、部材が降伏していない状態であれば、 $\gamma_{b2}=1.0$  としてよいとされている。解析結果から第3号機海水ポンプ室の鉄筋コンクリート部材については降伏が認められなかったため、 $\gamma_{b2}=1.0$  とする。

(1) 棒部材式

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

ここで,  $V_{yd}$  : せん断耐力

$V_{cd}$  : コンクリートが分担するせん断耐力

$V_{sd}$  : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

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

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

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

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

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

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

$$\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d}$$

ただし, 三次元構造解析は安全側の設定となるよう

$\beta_a = 1.0$ とする。

ここで,  $f'_{cd}$  : コンクリート圧縮強度の設計用値(N/mm<sup>2</sup>)で設計基準強度 $f'_{ck}$ を材料係数 $\gamma_{mc}$ で除したもの

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

$A_s$  : 引張側鋼材の断面積

$b_w$  : 部材の有効幅

$d$  : 部材の有効高さ

$N'_d$  : 設計軸圧縮力

$M_d$  : 設計曲げモーメント

$M_0$  :  $M_d$ に対する引張縁において, 軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要なモーメント (デコンプレッションモーメント)

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

$D$  : 断面高さ

$a/d$  : せん断スパン比

$\gamma_{bc}$  : 部材係数

$\gamma_{mc}$  : 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  $\gamma_{ms}$  で除したもので、  
400N/mm<sup>2</sup>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<sup>2</sup>以上の時は、800N/mm<sup>2</sup>以下としてよい。
- $\alpha$  : 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。
- $\gamma_{bs}$  : 部材係数
- $\gamma_{ms}$  : 材料係数



(2) CCbによりせん断補強された部材のせん断耐力式（棒部材式）

第3号機海水ポンプ室において後施工せん断補強（セラミックキャップバー（CCb））を配置した構造部材のせん断耐力については、「建設技術審査証明報告書 技術名称 後施工セラミック定着型せん断補強鉄筋「セラミックキャップバー（CCb） 一般財団法人土木研究センター」」（以下、建設技術証明書という）に示されている以下の設計式により求める。

$$V_{pyd} = V_{cd} + V_{sd} + V_{CCbd} \quad \dots \text{式(1)}$$

$$V_{CCbd} = \beta_{aw} \cdot V_{awd}$$

$$= \beta_{aw} \cdot \{A_{aw} \cdot f_{awyd} (\sin \alpha_{aw} + \cos \alpha_{aw}) / S_{aw}\} z / \gamma_b \quad \dots \text{式(2)}$$

$$\beta_{aw} = \eta = 1 - \frac{l_y}{2S_{rb}} \quad \dots \text{式(3)}$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$S_{aw}$  : セラミックキャップバー（CCb）の配置間隔

$z$  : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で一般に  $d/1.15$ としてよい。

$\gamma_b$  : 部材係数（一般に 1.10としてよい）

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

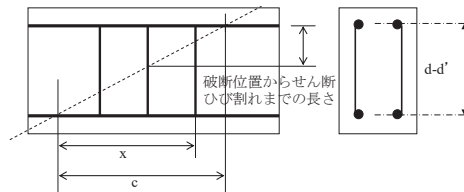
$D$  : CCbの鉄筋径

$S_{rb}$  : 補強対象部材の圧縮鉄筋と引張鉄筋の間隔

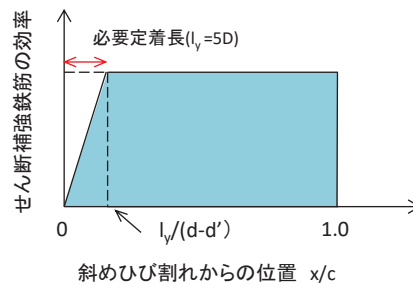
$d$  : 補強対象部材の有効高さ

$d'$  : 差し込み側の部材表面から圧縮鋼材図心までの距離

セラミックキャップバー（CCb）が負担するせん断耐力は、先端型定着体の定着長が  $5D$  であることから、通常のせん断鉄筋に比べ補強効率が低下する。セラミックキャップバー（CCb）が負担するせん断耐力は同定着長と補強対象部材の主筋間隔から算出される有効率  $\beta_{aw}$  を通常のせん断補強鉄筋の負担分に乗じることにより考慮されている。図 5-36 に有効率算定における概念図を示す。



(a) 斜めひび割れ内に定着不良が生じたせん断補強鉄筋



(b) 標準型

図 5-36 セラミックキャップバー（CCb）の有効率算定の概念図

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

また、面内せん断ひずみを  $750\mu$  未満とする。

### (3) 増厚部におけるせん断耐力式

増厚補強部において既設部材と補強部材を一体壁として考慮する場合におけるせん断補強鋼材が負担するせん断耐力  $V_{wd}$  の算定の考え方を図 5-37 に示す。せん断耐力式は、既設部材と補強部材が負担するせん断耐力の足し合わせとして図 5-37 の(解 8.4.3-3)により算定する。

各々の壁に分離してせん断補強鋼材を配置する場合において、せん断補強鋼材により受け持たれる設計せん断耐力は、式（解 8.4.3-3）により算定してよい。

$h_1 > h_2$  の場合

$$V_{wd} = \left\{ \frac{A_{w1} \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_1 + \cos \theta_1) \cdot z_1}{s_1} + \frac{A_{w2} \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_2 + \cos \theta_2) \cdot z_2}{s_2} \cdot \frac{h_2}{h_1} \right\} / \gamma_b$$

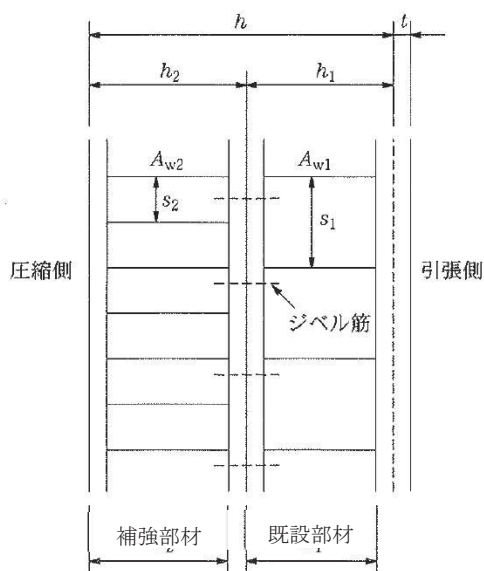
$h_1 = h_2$  の場合

$$V_{wd} = \left\{ \frac{A_{w1} \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_1 + \cos \theta_1) \cdot z_1}{s_1} + \frac{A_{w2} \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_2 + \cos \theta_2) \cdot z_2}{s_2} \right\} / \gamma_b$$

$h_1 < h_2$  の場合

$$V_{wd} = \left\{ \frac{A_{w1} \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_1 + \cos \theta_1) \cdot z_1}{s_1} \cdot \frac{h_1}{h_2} + \frac{A_{w2} \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_2 + \cos \theta_2) \cdot z_2}{s_2} \right\} / \gamma_b \quad (\text{解 8.4.3-3})$$

ここに、 $V_{wd}$ ：せん断補強鋼材により受け持たれる棒部材の設計せん断耐力



解説図 8.4.3-4 一体化におけるせん断補強鉄筋の配置（分離して配置した場合）

図 5-37 既設部材と補強部材を一体壁としたせん断耐力の考え方  
（鉄道標準より抜粋（一部加筆））

(4) CCb 適用部材に対して増厚補強を行う場合におけるせん断耐力式

既設部材に CCb 補強を行う一体壁のせん断耐力のうちせん断補強鋼材が負担する設計せん断耐力  $V_{wd}$  は、図 5-37 の (解 8.4.3-3) に補足説明資料「補足 610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について 参考資料 6」の図 3-6 に示す有効率  $\beta_{aw}$  を考慮する。

例として、 $h_1 > h_2$  の場合に  $\beta_{aw}$  を考慮したせん断耐力式を式 (1) に示す。

コンクリート負担分のせん断耐力  $V_{cd}$  は、既設部材と補強部材との間にジベル鉄筋を配置し、既設部材と補強部材が一体として挙動するため、増厚を実施しない部材において参照している原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (2005 年 6 月 土木学会 原子力土木委員会) に基づき算出する。

$$V_{wd} = \left\{ \frac{A_{wi} f_{wyd} (\sin \theta_i + \cos \theta_i) z_i \cdot \beta_{aw}}{s_i} + \frac{A_{w2} f_{wyd} (\sin \theta_2 + \cos \theta_2) z_2 \cdot \frac{h_2}{h_1}}{s_2} \right\} / \gamma_b \quad (1)$$

ここで、

$A_{wi}$  : 区間  $s$  におけるせん断補強筋の総断面積

$f_{wyd}$  : せん断補強筋の降伏強度を材料係数  $\gamma_{ms}$  (1.0) で除したもの

で、 $400\text{N/mm}^2$ 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  $60\text{N/mm}^2$  以上の時は、 $800\text{N/mm}^2$  以下とする。

$\theta_i$  : せん断補強筋と部材軸のなす角度

$s_i$  : せん断補強筋の配置間隔

$z_i$  : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で、

$d/1.15$  とする。

$\gamma_b$  : 部材係数 (=1.1)

$h_i$  : 部材厚

### 5.2.3 壁部材の面内せん断に対する許容限界

壁部材の面内せん断に対する許容限界は、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987 ( 社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会 ) に基づき、**限界**せん断ひずみ  $2000 \mu$  ( 2/1000 ) を許容限界とする。

原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987 ( 社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会 ) において、限界せん断ひずみ  $2000 \mu$  ( 2/1000 ) は、耐震壁の終局耐力に相当する面内せん断ひずみ  $4000 \mu$  ( 4/1000 ) に余裕を見込んだ許容限界として規定されている。

各要求機能について、止水機能を損なわないことの確認においては、面内せん断ひずみが J E A G 4 6 0 1 - 1987 で規定されているスケルトンカーブの第一折点 (  $\gamma_1$  ) を下回る場合は、水密性に影響のあるひび割れは生じないと考えられる。

「5.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界」で示す許容限界を下回る場合、おおむね弾性範囲に収まっており、顕著な漏水は発生しない。なお、面内せん断ひずみが  $\gamma_1$  を超過する場合には、念のため漏水量の算定を行う。

壁部材の面内せん断照査に用いる照査用面内せん断ひずみは、三次元構造解析により得られた面内せん断ひずみに安全係数 ( 構造解析係数 ) 1.2 を乗じることにより、面内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。

また、CCb 工法を適用する部材について、CCb 工法は面内せん断ひずみが  $750 \mu$  までの範囲内において使用することから、面内せん断ひずみが  $750 \mu$  を下回ることを確認する。第 3 号機海水ポンプ室において CCb 工法を適用する部材を図 5-34 に示す。

$$\gamma_i \cdot \frac{\gamma_d}{\gamma_R} < 1.0$$

ここで、

$\gamma_i$  : 構造部材係数 (  $\gamma_i = 1.0$  )

$$\varepsilon_d = \gamma_a \cdot \varepsilon$$

$\gamma_a$  : 構造解析係数 (  $\gamma_a = 1.2$  )

$\gamma$  : 発生する面内せん断ひずみ

$\gamma_R$  : せん断ひずみ度に関する許容限界の目安値

$$\gamma_R = \gamma_u / 2.0$$

$\gamma_u$  : 終局せん断ひずみ度で  $4.0 \times 10^{-3}$

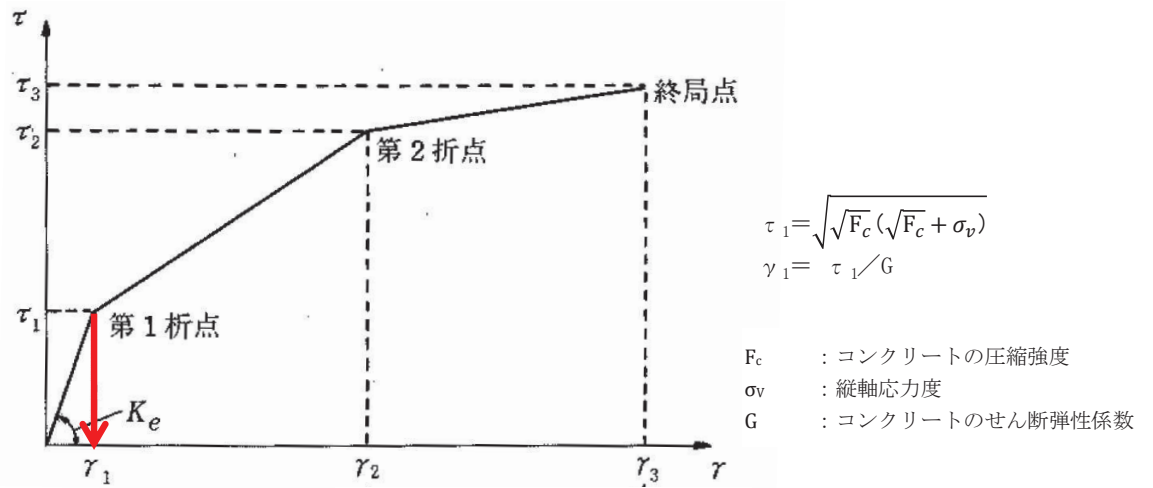


図 5-38 耐震壁のトリリニア・スケルトンカーブ ( $\tau$ - $\gamma$  関係) と評価式

#### 5.2.4 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

##### (1) 支持地盤（牧の浜部層）の接地圧に対する許容限界

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

支持地盤（牧の浜部層）の接地圧に対する許容限界を表 5-3 に示す。

表 5-3 支持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 <sup>2</sup> )
極限支持力	牧の浜部層	11.4

##### (2) MMR（既設）の接地圧に対する許容限界

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

MMR（既設）の接地圧に対する許容限界を表 5-4 に示す。

表 5-4 MMR（既設）の支持性能に対する許容限界

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

##### (3) MMR（既設）のせん断破壊に対する許容限界

MMR（既設）に発生するせん断応力に対する許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、MMR（既設）のせん断強度  $\tau_f = \tau_0 = f'_{ck}/5$  とする。

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

MMR（既設）のせん断強度及び引張強度を表 5-5 に示す。

表 5-5 人工岩盤（MMR（既設））のせん断破壊に対する許容限界

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

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

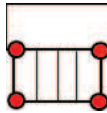

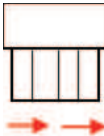
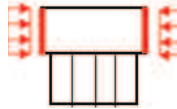
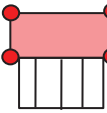
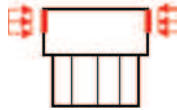
\*2：コンクリート標準示方書に基づき設定

6. 評価結果

6.1 地震応答解析結果

全応力解析及び有効応力解析の地震応答解析結果として、表6-1で設定した照査時刻に対する「各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果」、「作用荷重分布図」、「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。

表 6-1 照査時刻の考え方（再掲）

照査時刻	損傷モード	着目部位		荷重抽出時刻
時刻 1	曲げ・軸力系の破壊	壁 (面外)		下部構造（水路）における 頂底板間の層間変位が 最大となる時刻
時刻 2, 3	曲げ・軸力系の破壊	壁 (面外)		上部構造における 各側壁の転倒曲げモーメントが最大となる時刻
時刻 4	せん断破壊 (面外)	壁 (面外)		総水平荷重が 最大となる時刻
時刻 5, 6	せん断破壊 (面外)	壁 (面外)		上部構造における 各側壁の水平荷重が 最大となる時刻
時刻 7	せん断破壊 (面内)	壁 (面内)		面部材の層間変位が 最大となる時刻
時刻 8, 9	曲げ・軸力系の破壊 及び せん断破壊 (面外)	壁 (面外)		上部構造における 各側壁の上部荷重が 最大となる時刻



6.1.1 各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果

(1) 下部構造（水路）における頂底版間の層間変位が最大となる時刻（時刻1）

地震応答解析結果のうち，下部構造（水路）における頂底版間の最大層間変位の算定結果を表6-2に示す。

表6-2(1) 頂底版間の最大層間変位の算定結果（スクリーンエリア着目：全応力解析）

解析 ケース	地震動		最大層間変位(mm)	時刻 (s)	
				スクリーンエリア	循環水ポンプエリア
①	S s - D 1	++	-10.69	32.30	32.29
		-+	10.25	32.30	32.29
	S s - D 2	++	9.61	13.56	13.56
		-+	-10.06	13.56	13.56
	S s - D 3	++	-8.11	15.59	15.59
		-+	8.19	30.16	30.15
	S s - F 1	++	-7.00	15.96	15.95
		-+	-7.39	22.70	22.69
	S s - F 2	++	-9.33	28.49	28.48
		-+	8.90	28.49	28.48
	S s - F 3	++	-9.17	26.84	26.83
		-+	8.57	26.84	26.83
	S s - N 1	++	10.84	7.53	7.52
		-+	-11.39	7.53	7.53
②	S s - N 1	++	10.67	7.53	7.52
		-+	-11.15	7.53	7.53
③	S s - N 1	++	10.82	7.53	7.52
		-+	-11.34	7.53	7.53
④	S s - N 1	++	8.00	7.65	7.63
		-+	-8.39	7.52	7.52

表 6-2(2) 頂底板間の最大層間変位の算定結果 (スクリーンエリア着目：有効応力解析)

解析 ケース	地震動		最大層間変位 (mm)	時刻 (s)	
				スクリーンエリア	循環水ポンプエリア
⑥	S s - D 1	++	-10.29	45.45	45.44
		-+	10.06	45.44	45.43
	S s - D 2	++	-10.45	13.44	13.43
		-+	10.02	13.44	13.43
	S s - D 3	++	-7.49	15.61	15.61
		-+	7.51	15.62	15.61
	S s - F 1	++	-8.23	22.30	22.30
		-+	-8.43	18.92	18.92
	S s - F 2	++	-9.72	28.47	28.46
		-+	9.86	28.47	28.46
	S s - F 3	++	-8.26	26.87	26.86
		-+	8.40	26.87	26.86
S s - N 1	++	11.32	7.56	7.55	
	-+	-11.37	7.55	7.55	
⑦	S s - D 2	++	-10.49	13.44	13.43
	S s - N 1	-+	-11.27	7.55	7.55
⑧	S s - D 2	++	-10.52	13.44	13.43
	S s - N 1	-+	-11.54	7.55	7.54
⑨	S s - D 1	-+	7.44	45.44	45.43
	S s - D 2	++	-7.62	13.43	13.43
	S s - N 1	-+	-8.07	7.55	7.54

表 6-2(3) 頂底板間の最大層間変位の算定結果 (循環水ポンプエリア着目：全応力解析)

解析 ケース	地震動		最大層間変位(mm)	時刻 (s)	
				スクリーンエリア	循環水ポンプエリア
①	S s - D 1	++	-4.51	32.30	32.29
		-+	4.18	32.30	32.29
	S s - D 2	++	4.24	13.56	13.56
		-+	-4.31	13.56	13.56
	S s - D 3	++	-3.61	30.17	30.15
		-+	-3.59	29.73	29.71
	S s - F 1	++	-3.08	22.30	22.31
		-+	-3.43	22.70	22.69
	S s - F 2	++	-4.26	28.49	28.48
		-+	4.02	28.49	28.48
	S s - F 3	++	-4.25	26.84	26.83
		-+	4.03	26.84	26.83
	S s - N 1	++	4.96	7.53	7.52
		-+	-5.19	7.53	7.53
②	S s - N 1	++	4.88	7.53	7.52
		-+	-5.10	7.53	7.53
③	S s - N 1	++	4.95	7.53	7.52
		-+	-5.17	7.53	7.53
④	S s - N 1	++	3.53	7.52	7.52
		-+	-3.80	7.52	7.52

表 6-2(4) 頂底版間の最大層間変位の算定結果 (循環水ポンプエリア着目：有効応力解析)

解析 ケース	地震動		最大層間変位 (mm)	時刻 (s)	
				スクリーンエリア	循環水ポンプエリア
⑥	S s - D 1	++	-4.75	45.45	45.44
		-+	4.64	45.44	45.43
	S s - D 2	++	-4.79	13.44	13.43
		-+	4.64	13.44	13.43
	S s - D 3	++	-3.41	15.61	15.61
		-+	3.48	15.62	15.61
	S s - F 1	++	-3.71	22.30	22.30
		-+	-3.86	18.92	18.92
	S s - F 2	++	-4.31	28.47	28.46
		-+	4.38	28.47	28.46
	S s - F 3	++	-3.97	26.87	26.86
		-+	3.95	26.87	26.86
	S s - N 1	++	5.29	7.56	7.55
		-+	-5.28	7.55	7.55
⑦	S s - D 2	++	-4.82	13.44	13.43
	S s - N 1	-+	-5.26	7.55	7.55
⑧	S s - D 2	++	-4.83	13.44	13.43
	S s - N 1	-+	-5.34	7.55	7.54
⑨	S s - D 1	-+	3.43	45.44	45.43
	S s - D 2	++	-3.49	13.43	13.43
	S s - N 1	-+	-3.80	7.55	7.54

(2) 上部構造における右側壁の転倒曲げモーメントが最大となる時刻（時刻2）

地震応答解析結果のうち，上部構造における右側壁の最大転倒モーメントの算定結果を表6-3に示す。

表6-3(1) 右側壁の最大転倒モーメントの算定結果（スクリーンエリア着目：全応力解析）

解析 ケース	地震動		最大転倒モーメント (kN・m)	時刻 (s)	
				スクリーンエリア	循環水ポンプエリア
①	S <sub>s</sub> -D1	++	-6567	45.47	45.47
		-+	-6060	19.84	19.86
	S <sub>s</sub> -D2	++	-6575	13.50	13.41
		-+	-6592	25.34	25.34
	S <sub>s</sub> -D3	++	-6036	15.69	15.68
		-+	-5438	21.12	21.12
	S <sub>s</sub> -F1	++	-5470	22.30	22.32
		-+	-6199	22.49	22.49
	S <sub>s</sub> -F2	++	-7157	28.50	28.49
		-+	-5258	26.92	26.93
	S <sub>s</sub> -F3	++	-5478	26.92	26.84
		-+	-5431	26.75	26.73
	S <sub>s</sub> -N1	++	-5169	7.43	7.41
		-+	-8268	7.65	7.64
②	S <sub>s</sub> -N1	++	-5462	7.43	7.41
		-+	-8472	7.65	7.64
③	S <sub>s</sub> -N1	++	-5177	7.43	7.41
		-+	-8253	7.65	7.64
④	S <sub>s</sub> -N1	++	-5440	7.42	7.41
		-+	-8026	7.65	7.63

表 6-3(2) 右側壁の最大転倒モーメントの算定結果 (スクリーンエリア着目：有効応力解析)

解析 ケース	地震動		最大転倒モーメント (kN・m)	時刻 (s)	
				スクリーンエリア	循環水ポンプエリア
⑥	S s - D 1	++	-8151	45.45	45.45
		--+	-8627	25.68	25.68
	S s - D 2	++	-7588	13.47	13.45
		--+	-6657	8.66	8.62
	S s - D 3	++	-6701	15.70	15.69
		--+	-5941	8.90	8.88
	S s - F 1	++	-7537	22.31	22.30
		--+	-8743	26.11	26.10
	S s - F 2	++	-8457	28.52	28.52
		--+	-6355	28.27	28.18
	S s - F 3	++	-6499	26.90	26.89
		--+	-3689	26.76	26.75
S s - N 1	++	-7338	7.44	7.43	
	--+	-8834	7.79	7.78	
⑦	S s - D 2	++	-7626	13.47	13.45
	S s - N 1	--+	-8974	7.78	7.69
⑧	S s - D 2	++	-7509	13.47	13.45
	S s - N 1	--+	-8662	7.79	7.78
⑨	S s - D 1	--+	-8813	25.68	25.68
	S s - D 2	++	-7711	13.46	13.44
	S s - N 1	--+	-9099	7.78	7.78

表 6-3(3) 右側壁の最大転倒モーメントの算定結果 (循環水ポンプエリア着目：全応力解析)

解析 ケース	地震動		最大転倒モーメント (kN・m)	時刻 (s)	
				スクリーンエリア	循環水ポンプエリア
①	S s - D 1	++	-32685	45.47	45.47
		-+	-29794	19.84	19.86
	S s - D 2	++	-28576	25.54	25.52
		-+	-31049	12.94	12.92
	S s - D 3	++	-30770	13.24	13.25
		-+	-28479	7.65	7.66
	S s - F 1	++	-28606	22.30	22.32
		-+	-28543	18.92	18.93
	S s - F 2	++	-36050	28.50	28.49
		-+	-27226	28.19	28.19
	S s - F 3	++	-25251	26.92	26.84
		-+	-28505	26.75	26.73
	S s - N 1	++	-26307	7.43	7.41
		-+	-43147	7.65	7.64
②	S s - N 1	++	-27003	7.43	7.41
		-+	-43796	7.65	7.64
③	S s - N 1	++	-26214	7.43	7.41
		-+	-43404	7.65	7.64
④	S s - N 1	++	-26084	7.42	7.41
		-+	-42566	7.65	7.63

表 6-3(4) 右側壁の最大転倒モーメントの算定結果 (循環水ポンプエリア着目：有効応力解析)

解析 ケース	地震動		最大転倒モーメント (kN・m)	時刻 (s)	
				スクリーンエリア	循環水ポンプエリア
⑥	S s - D 1	++	-41214	45.45	45.45
		-+	-39428	25.68	25.68
	S s - D 2	++	-38368	13.47	13.45
		-+	-31043	25.34	25.29
	S s - D 3	++	-29859	15.70	15.69
		-+	-28931	8.90	8.88
	S s - F 1	++	-35080	22.31	22.30
		-+	-38156	26.11	26.10
	S s - F 2	++	-34332	28.52	28.52
		-+	-30682	35.01	35.00
	S s - F 3	++	-30425	26.90	26.89
		-+	-19863	26.76	26.75
S s - N 1	++	-30828	7.44	7.43	
	-+	-36972	7.79	7.78	
⑦	S s - D 2	++	-38713	13.47	13.45
	S s - N 1	-+	-37928	7.78	7.69
⑧	S s - D 2	++	-38103	13.47	13.45
	S s - N 1	-+	-36458	7.79	7.78
⑨	S s - D 1	-+	-39761	25.68	25.68
	S s - D 2	++	-38958	13.46	13.44
	S s - N 1	-+	-38012	7.78	7.78



(3) 上部構造における左側壁の転倒曲げモーメントが最大となる時刻（時刻3）

地震応答解析結果のうち，上部構造における左側壁の最大転倒モーメントの算定結果を表6-4に示す。

表6-4(1) 左側壁の最大転倒モーメントの算定結果（スクリーンエリア着目：全応力解析）

解析 ケース	地震動		最大転倒モーメント (kN・m)	時刻 (s)	
				スクリーンエリア	循環水ポンプエリア
①	S s - D 1	++	5895	19.84	19.85
		-+	6561	32.42	32.41
	S s - D 2	++	6061	23.96	23.90
		-+	6755	13.51	13.50
	S s - D 3	++	5624	11.84	11.84
		-+	6698	15.69	15.69
	S s - F 1	++	5956	22.49	22.48
		-+	5845	17.31	17.28
	S s - F 2	++	4977	26.91	26.93
		-+	8273	28.51	28.50
	S s - F 3	++	6063	26.75	26.74
		-+	5639	26.92	26.92
	S s - N 1	++	9118	7.67	7.65
		-+	5230	7.43	7.41
②	S s - N 1	++	9250	7.67	7.65
		-+	5399	7.43	7.41
③	S s - N 1	++	9083	7.67	7.65
		-+	5234	7.43	7.41
④	S s - N 1	++	8915	7.66	7.64
		-+	5133	7.43	7.42

表 6-4(2) 左側壁の最大転倒モーメントの算定結果 (スクリーンエリア着目：有効応力解析)

解析 ケース	地震動		最大転倒モーメント (kN・m)	時刻 (s)	
				スクリーンエリア	循環水ポンプエリア
⑥	S s - D 1	++	8489	43.85	43.84
		-+	8782	45.45	45.45
	S s - D 2	++	6829	8.63	8.60
		-+	7001	25.59	25.58
	S s - D 3	++	5919	8.62	8.57
		-+	6781	13.30	13.29
	S s - F 1	++	8391	26.10	26.10
		-+	6298	22.16	22.15
	S s - F 2	++	6242	28.25	28.25
		-+	8375	28.50	28.51
	S s - F 3	++	4309	26.47	26.46
		-+	6184	26.92	26.90
	S s - N 1	++	9336	7.69	7.68
		-+	7688	7.44	7.41
⑦	S s - D 2	++	7268	12.98	12.97
	S s - N 1	-+	7771	7.44	7.42
⑧	S s - D 2	++	6968	8.65	8.60
	S s - N 1	-+	7529	7.44	7.41
⑨	S s - D 1	-+	9020	45.45	45.44
	S s - D 2	++	7034	8.60	8.60
	S s - N 1	-+	7510	7.43	7.41

表 6-4(3) 左側壁の最大転倒モーメントの算定結果 (循環水ポンプエリア着目：全応力解析)

解析 ケース	地震動		最大転倒モーメント (kN・m)	時刻 (s)	
				スクリーンエリア	循環水ポンプエリア
①	S s - D 1	++	29790	19.84	19.85
		-+	33261	45.47	45.47
	S s - D 2	++	30187	12.95	12.92
		-+	29261	25.13	25.13
	S s - D 3	++	29376	7.65	7.66
		-+	31005	13.23	13.25
	S s - F 1	++	28354	20.17	20.18
		-+	29283	22.31	22.32
	S s - F 2	++	26692	28.19	28.19
		-+	35541	28.51	28.50
	S s - F 3	++	29324	26.75	26.74
		-+	24543	26.92	26.92
	S s - N 1	++	44056	7.67	7.65
		-+	24493	7.43	7.41
②	S s - N 1	++	44972	7.67	7.65
		-+	25156	7.43	7.41
③	S s - N 1	++	44090	7.67	7.65
		-+	24350	7.43	7.41
④	S s - N 1	++	42653	7.66	7.64
		-+	24737	7.43	7.42

表 6-4(4) 左側壁の最大転倒モーメントの算定結果 (循環水ポンプエリア着目：有効応力解析)

解析 ケース	地震動		最大転倒モーメント (kN・m)	時刻 (s)	
				スクリーンエリア	循環水ポンプエリア
⑥	S s - D 1	++	38019	43.85	43.84
		-+	44728	45.45	45.45
	S s - D 2	++	30998	25.33	25.31
		-+	34213	13.47	13.44
	S s - D 3	++	27032	11.86	11.89
		-+	31467	13.30	13.29
	S s - F 1	++	36898	26.10	26.10
		-+	29984	22.16	22.15
	S s - F 2	++	28807	35.01	35.00
		-+	35018	28.50	28.51
	S s - F 3	++	21859	26.47	26.46
		-+	27530	26.92	26.90
S s - N 1	++	39006	7.69	7.68	
	-+	32590	7.44	7.41	
⑦	S s - D 2	++	32579	12.98	12.97
	S s - N 1	-+	32929	7.44	7.42
⑧	S s - D 2	++	31559	25.33	25.31
	S s - N 1	-+	32048	7.44	7.41
⑨	S s - D 1	-+	45813	45.45	45.44
	S s - D 2	++	31025	12.97	12.96
	S s - N 1	-+	32291	7.43	7.41

(4) 総水平荷重が最大となる時刻（時刻 4）

地震応答解析結果のうち，最大総水平荷重の算定結果を表 6-5 に示す。

表 6-5(1) 最大総水平荷重の算定結果（スクリーンエリア着目：全応力解析）

解析 ケース	地震動		最大水平荷重 (kN)	時刻 (s)		
				スクリーンエリア	循環水ポンプエリア	
①	S s - D 1	++	-14290	32.30	32.30	
		-+	-13643	46.98	46.98	
	S s - D 2	++	-14979	13.41	13.40	
		-+	15020	13.40	13.40	
	S s - D 3	++	13059	8.82	8.82	
		-+	-12864	8.82	8.82	
	S s - F 1	++	-11394	17.23	17.24	
		-+	10873	15.94	15.95	
	S s - F 2	++	-12622	28.46	28.47	
		-+	12766	28.47	28.47	
	S s - F 3	++	-14896	26.86	26.84	
		-+	14036	26.85	26.83	
	S s - N 1	++	16052	7.54	7.53	
		-+	-16354	7.53	7.53	
	②	S s - N 1	++	15765	7.54	7.53
			-+	-15924	7.53	7.53
	③	S s - N 1	++	16020	7.54	7.53
			-+	-16226	7.53	7.53
④	S s - N 1	++	12979	7.63	7.63	
		-+	-17456	7.53	7.52	

表 6-5(2) 最大総水平荷重の算定結果（スクリーンエリア着目：有効応力解析）

解析 ケース	地震動		最大水平荷重(kN)	時刻 (s)	
				スクリーンエリア	循環水ポンプエリア
⑥	S s - D 1	++	-13901	45.44	45.43
		--+	13773	45.44	45.43
	S s - D 2	++	14341	25.29	25.29
		--+	-14290	25.29	25.29
	S s - D 3	++	-11491	15.63	15.62
		--+	12076	15.63	15.63
	S s - F 1	++	11827	26.06	26.06
		--+	-12567	18.92	18.92
	S s - F 2	++	-15117	28.46	28.46
		--+	15057	28.46	28.45
	S s - F 3	++	-13420	26.87	26.86
		--+	12985	26.87	26.85
S s - N 1	++	15775	7.60	7.53	
	--+	-15622	7.59	7.53	
⑦	S s - D 2	++	14417	25.29	25.29
	S s - N 1	--+	-15665	7.59	7.53
⑧	S s - D 2	++	14291	25.29	25.29
	S s - N 1	--+	-15814	7.59	7.53
⑨	S s - D 1	--+	14885	45.43	45.44
	S s - D 2	++	-14454	13.41	13.41
	S s - N 1	--+	-15730	7.58	7.53

表 6-5(3) 最大総水平荷重の算定結果 (循環水ポンプエリア着目：全応力解析)

解析 ケース	地震動		最大水平荷重 (kN)	時刻 (s)		
				スクリーンエリア	循環水ポンプエリア	
①	S s - D 1	++	-13141	32.30	32.30	
		--+	13036	32.31	32.30	
	S s - D 2	++	-15542	13.41	13.40	
		--+	14859	13.40	13.40	
	S s - D 3	++	11460	8.82	8.82	
		--+	-11376	8.82	8.82	
	S s - F 1	++	-10365	17.23	17.24	
		--+	-11100	22.69	22.68	
	S s - F 2	++	-12482	28.46	28.47	
		--+	12608	28.47	28.47	
	S s - F 3	++	-13315	26.86	26.84	
		--+	12377	26.85	26.83	
	S s - N 1	++	15418	7.54	7.53	
		--+	-15358	7.53	7.53	
	②	S s - N 1	++	15194	7.54	7.53
			--+	-15237	7.53	7.53
	③	S s - N 1	++	15390	7.54	7.53
			--+	-15250	7.53	7.53
④	S s - N 1	++	13232	7.63	7.63	
		--+	-14995	7.53	7.52	

表 6-5(4) 最大総水平荷重の算定結果 (循環水ポンプエリア着目 : 有効応力解析)

解析 ケース	地震動		最大水平荷重 (kN)	時刻 (s)	
				スクリーンエリア	循環水ポンプエリア
⑥	S s - D 1	++	-14381	45.44	45.43
		-+	14250	45.44	45.43
	S s - D 2	++	-14541	13.42	13.41
		-+	14196	13.41	13.41
	S s - D 3	++	11175	8.82	8.82
		-+	11697	15.63	15.63
	S s - F 1	++	-11326	17.25	17.25
		-+	-12076	18.92	18.92
	S s - F 2	++	-13756	28.46	28.46
		-+	14153	28.46	28.45
	S s - F 3	++	-13844	26.87	26.86
		-+	12701	26.87	26.85
	S s - N 1	++	15588	7.60	7.53
		-+	-15856	7.59	7.53
⑦	S s - D 2	++	-14551	13.42	13.41
	S s - N 1	-+	-16090	7.59	7.53
⑧	S s - D 2	++	-14538	13.42	13.41
	S s - N 1	-+	-16193	7.59	7.53
⑨	S s - D 1	-+	14209	45.43	45.44
	S s - D 2	++	-14406	13.41	13.41
	S s - N 1	-+	-15770	7.58	7.53



(5) 上部構造における右側壁の水平荷重が最大となる時刻（時刻 5）

地震応答解析結果のうち，上部構造における右側壁の最大水平荷重の算定結果を表 6-6 に示す。

表 6-6(1) 上部構造における右側壁の最大水平荷重の算定結果  
(スクリーンエリア着目：全応力解析)

解析 ケース	地震動		最大水平荷重 (kN)	時刻 (s)	
				スクリーンエリア	循環水ポンプエリア
①	S s - D 1	++	-2028	45.47	45.46
		-+	-1816	19.85	19.86
	S s - D 2	++	-1879	25.53	25.52
		-+	-2000	25.34	25.34
	S s - D 3	++	-1791	13.25	13.25
		-+	-1661	8.52	8.51
	S s - F 1	++	-1645	22.30	22.32
		-+	-1761	20.17	20.18
	S s - F 2	++	-2170	28.49	28.49
		-+	-1646	26.93	26.93
	S s - F 3	++	-1624	26.91	26.84
		-+	-1709	26.74	26.72
	S s - N 1	++	-1588	7.42	7.41
		-+	-2377	7.65	7.64
②	S s - N 1	++	-1644	7.42	7.41
		-+	-2433	7.65	7.64
③	S s - N 1	++	-1591	7.42	7.41
		-+	-2377	7.65	7.64
④	S s - N 1	++	-1658	7.42	7.40
		-+	-2417	7.64	7.63

表 6-6(2) 上部構造における右側壁の最大水平荷重の算定結果  
(スクリーンエリア着目：有効応力解析)

解析 ケース	地震動		最大水平荷重 (kN)	時刻 (s)	
				スクリーンエリア	循環水ポンプエリア
⑥	S s - D 1	++	-2372	45.45	45.44
		--+	-2372	25.68	25.68
	S s - D 2	++	-2246	13.46	13.44
		--+	-1814	12.97	12.96
	S s - D 3	++	-1827	15.69	15.68
		--+	-1693	8.89	8.87
	S s - F 1	++	-2107	22.30	22.29
		--+	-2343	26.10	26.09
	S s - F 2	++	-2318	28.52	28.51
		--+	-1721	35.00	35.00
	S s - F 3	++	-1836	26.90	26.88
		--+	-1237	26.76	26.75
S s - N 1	++	-1957	7.44	7.42	
	--+	-2273	7.78	7.69	
⑦	S s - D 2	++	-2263	13.45	13.44
	S s - N 1	--+	-2358	7.68	7.69
⑧	S s - D 2	++	-2237	13.46	13.44
	S s - N 1	--+	-2228	7.79	7.70
⑨	S s - D 1	--+	-2413	25.68	25.68
	S s - D 2	++	-2302	13.45	13.44
	S s - N 1	--+	-2365	7.78	7.69

表 6-6(3) 上部構造における右側壁の最大水平荷重の算定結果  
(循環水ポンプエリア着目：全応力解析)

解析 ケース	地震動		最大水平荷重(kN)	時刻 (s)	
				スクリーンエリア	循環水ポンプエリア
①	S s - D 1	++	-5056	45.47	45.46
		-+	-4682	19.85	19.86
	S s - D 2	++	-5027	8.39	8.32
		-+	-5149	12.94	12.92
	S s - D 3	++	-4991	13.25	13.25
		-+	-4391	7.65	7.65
	S s - F 1	++	-4541	22.30	22.32
		-+	-4575	18.92	18.93
	S s - F 2	++	-5532	28.49	28.49
		-+	-4285	28.19	28.19
	S s - F 3	++	-4288	26.91	26.84
		-+	-4627	26.74	26.72
	S s - N 1	++	-4181	7.42	7.41
		-+	-6194	7.65	7.64
②	S s - N 1	++	-4278	7.42	7.41
		-+	-6249	7.65	7.64
③	S s - N 1	++	-4155	7.42	7.41
		-+	-6245	7.65	7.64
④	S s - N 1	++	-4162	7.42	7.40
		-+	-6315	7.64	7.63

表 6-6(4) 上部構造における右側壁の最大水平荷重の算定結果  
(循環水ポンプエリア着目：有効応力解析)

解析 ケース	地震動		最大水平荷重 (kN)	時刻 (s)	
				スクリーンエリア	循環水ポンプエリア
⑥	S s - D 1	++	-6230	45.45	45.44
		--	-5581	25.68	25.68
	S s - D 2	++	-5923	13.46	13.44
		--	-5054	25.32	25.29
	S s - D 3	++	-4408	15.69	15.68
		--	-4520	8.89	8.87
	S s - F 1	++	-4994	22.30	22.29
		--	-5444	20.16	20.15
	S s - F 2	++	-4854	28.52	28.51
		--	-4955	35.00	35.00
	S s - F 3	++	-4911	26.90	26.88
		--	-3115	26.76	26.75
S s - N 1	++	-4399	7.44	7.42	
	--	-5150	7.78	7.69	
⑦	S s - D 2	++	-5981	13.45	13.44
	S s - N 1	--	-5258	7.68	7.69
⑧	S s - D 2	++	-5882	13.46	13.44
	S s - N 1	--	-5019	7.79	7.70
⑨	S s - D 1	--	-5613	25.68	25.68
	S s - D 2	++	-6015	13.45	13.44
	S s - N 1	--	-5180	7.78	7.69

(6) 上部構造における左側壁の水平荷重が最大となる時刻（時刻 6）

地震応答解析結果のうち，上部構造における左側壁の最大水平荷重の算定結果を表 6-7 に示す。

表 6-7(1) 上部構造における左側壁の最大水平荷重の算定結果  
(スクリーンエリア着目：全応力解析)

解析 ケース	地震動		最大水平荷重 (kN)	時刻 (s)		
				スクリーンエリア	循環水ポンプエリア	
①	S s - D 1	++	1905	36.75	36.74	
		-+	2070	45.46	45.47	
	S s - D 2	++	1987	21.90	21.89	
		-+	1973	13.50	13.41	
	S s - D 3	++	1740	11.84	11.84	
		-+	1867	15.69	15.68	
	S s - F 1	++	1749	20.17	20.18	
		-+	1817	22.31	22.32	
	S s - F 2	++	1578	28.19	28.19	
		-+	2415	28.51	28.50	
	S s - F 3	++	1836	26.74	26.73	
		-+	1680	26.92	26.84	
	S s - N 1	++	2650	7.67	7.65	
		-+	1572	7.42	7.41	
	②	S s - N 1	++	2679	7.67	7.65
			-+	1616	7.42	7.41
③	S s - N 1	++	2636	7.67	7.65	
		-+	1574	7.42	7.41	
④	S s - N 1	++	2633	7.65	7.64	
		-+	1556	7.42	7.41	

表 6-7(2) 上部構造における左側壁の最大水平荷重の算定結果  
(スクリーンエリア着目：有効応力解析)

解析 ケース	地震動		最大水平荷重 (kN)	時刻 (s)	
				スクリーンエリア	循環水ポンプエリア
⑥	S s - D 1	++	2293	43.85	43.81
		--+	2581	45.45	45.44
	S s - D 2	++	1913	12.97	12.96
		--+	2010	13.46	13.44
	S s - D 3	++	1643	11.86	11.90
		--+	1964	13.30	13.29
	S s - F 1	++	2302	26.10	26.08
		--+	1811	22.16	22.15
	S s - F 2	++	1659	28.25	28.16
		--+	2277	28.52	28.51
	S s - F 3	++	1311	26.47	26.46
		--+	1680	26.91	26.87
	S s - N 1	++	2511	7.68	7.68
		--+	2055	7.44	7.40
⑦	S s - D 2	++	2034	12.97	12.96
	S s - N 1	--+	2080	7.44	7.41
⑧	S s - D 2	++	1889	25.32	25.29
	S s - N 1	--+	2019	7.43	7.40
⑨	S s - D 1	--+	2648	45.44	45.44
	S s - D 2	++	1923	12.97	12.96
	S s - N 1	--+	2022	7.43	7.40

表 6-7(3) 上部構造における左側壁の最大水平荷重の算定結果  
(循環水ポンプエリア着目：全応力解析)

解析 ケース	地震動		最大水平荷重(kN)	時刻 (s)	
				スクリーンエリア	循環水ポンプエリア
①	S s - D 1	++	4710	19.84	19.86
		-+	5207	45.46	45.47
	S s - D 2	++	5064	12.94	12.92
		-+	4779	8.40	8.31
	S s - D 3	++	4746	7.65	7.65
		-+	5220	13.25	13.25
	S s - F 1	++	4502	18.91	18.93
		-+	4675	22.31	22.32
	S s - F 2	++	4317	26.92	26.93
		-+	5307	28.51	28.50
	S s - F 3	++	4767	26.74	26.73
		-+	4190	26.92	26.84
	S s - N 1	++	6555	7.67	7.65
		-+	3976	7.42	7.41
②	S s - N 1	++	6657	7.67	7.65
		-+	4053	7.42	7.41
③	S s - N 1	++	6572	7.67	7.65
		-+	3948	7.42	7.41
④	S s - N 1	++	6596	7.65	7.64
		-+	3917	7.42	7.41

表 6-7(4) 上部構造における左側壁の最大水平荷重の算定結果  
(循環水ポンプエリア着目：有効応力解析)

解析 ケース	地震動		最大水平荷重 (kN)	時刻 (s)	
				スクリーンエリア	循環水ポンプエリア
⑥	S s - D 1	++	5475	43.85	43.81
		-+	6799	45.45	45.44
	S s - D 2	++	5190	25.32	25.29
		-+	5330	13.46	13.44
	S s - D 3	++	4223	11.86	11.90
		-+	4739	13.30	13.29
	S s - F 1	++	5303	26.10	26.08
		-+	4395	22.16	22.15
	S s - F 2	++	4723	35.00	34.99
		-+	4963	28.52	28.51
	S s - F 3	++	3321	26.47	26.46
		-+	4922	26.91	26.87
	S s - N 1	++	5295	7.68	7.68
		-+	4624	7.44	7.40
⑦	S s - D 2	++	5164	25.32	25.29
	S s - N 1	-+	4670	7.44	7.41
⑧	S s - D 2	++	5197	25.32	25.29
	S s - N 1	-+	4583	7.43	7.40
⑨	S s - D 1	-+	6934	45.44	45.44
	S s - D 2	++	5143	25.32	25.29
	S s - N 1	-+	4624	7.43	7.40