

柏崎刈羽原子力発電所第6号機 設計及び工事計画審査資料	
資料番号	KK6 補足-025-5 改1
提出年月日	2024年1月17日

格納容器圧力逃がし装置基礎の地震応答計算書に関する

補足説明資料

2024年1月  
東京電力ホールディングス株式会社

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

VI-2-2-13「格納容器圧力逃がし装置基礎の地震応答計算書」の記載内容を補足するための資料を以下に示す。

別紙 1 地震応答解析における解析モデル及び手法

別紙 2 地震応答解析における耐震壁のせん断スケルトン曲線の設定

別紙 3 地震応答解析における材料物性の不確かさに関する検討

別紙 4 地盤の液状化を考慮した地震応答解析結果

別紙 5 装置基礎剛性の不確かさを考慮した地震応答解析結果

別紙 6 装置基礎の減衰定数の不確かさを考慮した地震応答解析結果

別紙 7 地盤改良体の物性値の不確かさを考慮した地震応答解析結果

別紙 8 隣接建屋の影響を考慮した地震応答解析結果

別紙 9 掘削調査完了後の地盤条件を考慮した地震応答解析結果

: 今回提出範囲

## 別紙1 地震応答解析における解析モデル及び手法

## 目 次

1. 概要	別紙 1-1
2. 装置基礎及び杭のモデル化	別紙 1-4
3. 地盤のモデル化	別紙 1-7
3.1 原地盤のモデル化	別紙 1-7
3.2 地盤改良体のモデル化	別紙 1-8
4. 境界条件の設定	別紙 1-10
4.1 基礎スラブー原地盤間	別紙 1-10
4.2 杭ー原地盤間	別紙 1-11
4.3 地盤改良体ー原地盤間	別紙 1-16

## 1. 概要

本資料は、格納容器圧力逃がし装置基礎（以下「装置基礎」という。）の地震応答解析に用いる解析モデルのモデル化方針を示すものである。

VI-2-2-13「格納容器圧力逃がし装置基礎の地震応答計算書」において、地震応答解析モデルは、装置基礎、場所打ち鋼管コンクリート杭（以下「杭」という。）及び地盤（原地盤及び地盤改良体）との相互作用を考慮した3次元FEMモデルとしている。3次元FEMモデルを用いることで、液状化対策として装置基礎の周囲に施工する地盤改良体の複雑な平面形状、複数の地盤改良工法に応じた物性値の設定、群杭効果及びボックス形状の地盤改良体が装置基礎直下の原地盤の水平変形を拘束する効果を考慮することができる。

地震応答解析モデルの概要を表1-1に、地震応答解析モデルを図1-1に示す。

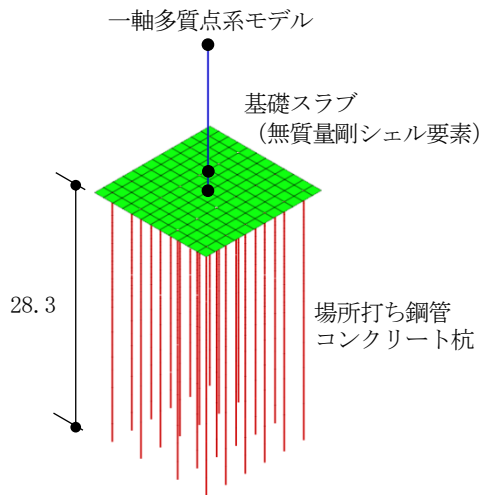
装置基礎のうちフィルタベント遮蔽壁（以下「遮蔽壁」という。）は一軸多質点系モデル、基礎スラブは一軸多質点系モデル及び無質量剛シェル要素でそれぞれモデル化する。また、杭ははり要素、原地盤及び地盤改良体はソリッド要素でそれぞれモデル化する。解析モデルの節点数は123669、要素数は113621である。

装置基礎及び杭のモデル化の詳細については「2. 装置基礎及び杭のモデル化」に、原地盤及び地盤改良体のモデル化の詳細については「3. 地盤のモデル化」に、境界条件の設定については「4. 境界条件の設定」にそれぞれ示す。

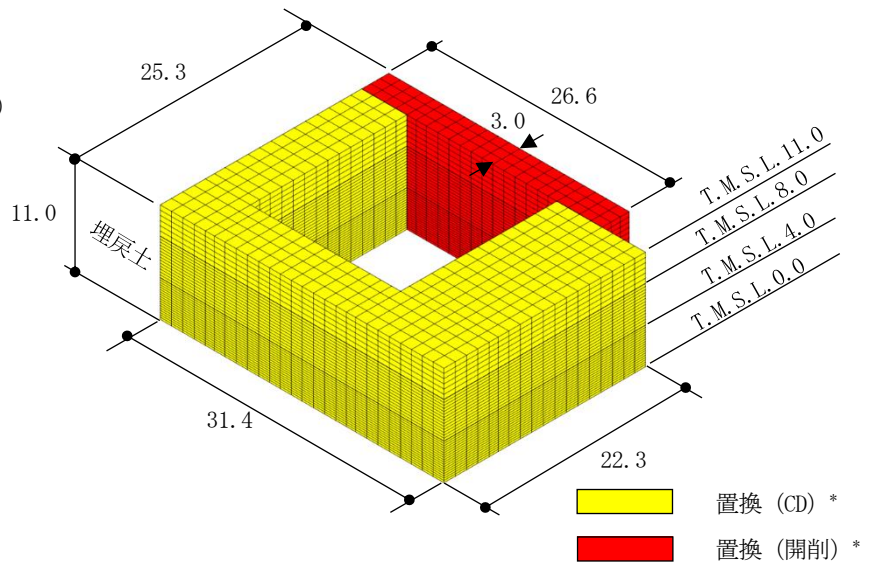
表 1-1 地震応答解析モデルの概要

項目		内容
入力地震動 の算定法	水平	基準地震動を用いて、一次元波動論により算定
	鉛直	基準地震動を用いて、一次元波動論により算定
解析コード		S o i l P l u s
装置基礎 及び杭の モデル化	モデル	<ul style="list-style-type: none"> <li>・遮蔽壁 : 一軸多質点系モデル</li> <li>・基礎スラブ: 一軸多質点系モデル及び無質量剛シェル要素</li> <li>・杭 : はり要素</li> </ul>
	材料物性	<ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリートのヤング係数 : <math>E=22.7\text{kN/mm}^2</math></li> <li>・コンクリートのポアソン比 : <math>\nu=0.2</math></li> <li>・鋼管のヤング係数 : <math>E=205\text{kN/mm}^2</math></li> <li>・鋼管のポアソン比 : <math>\nu=0.3</math></li> </ul>
	剛性評価	耐震壁を考慮(設計基準強度)
	減衰定数	<ul style="list-style-type: none"> <li>・装置基礎: 5% (レーリー減衰)</li> <li>・杭 : 3%* (レーリー減衰)</li> </ul>
	非線形特性	<ul style="list-style-type: none"> <li>・耐震壁 水平方向: 非線形特性を考慮 鉛直方向: 考慮せず</li> <li>・杭: 曲げの非線形特性を考慮</li> </ul>
地盤の モデル化	原地盤	一次元波動論により得られる等価地盤物性値を用いたソリッド要素による水平成層地盤
	地盤改良体	一次元波動論により得られる等価地盤物性値を用いたソリッド要素による水平成層地盤
境界条件	基礎スラブ - 原地盤間	<ul style="list-style-type: none"> <li>・底面 : ジョイント要素 (剥離・接触考慮)</li> </ul>
	杭 - 原地盤間	<ul style="list-style-type: none"> <li>・杭周面: ジョイント要素 (すべり考慮)</li> <li>・杭先端: ジョイント要素 (剥離・接触考慮)</li> </ul>
	地盤改良体 - 原地盤間	<ul style="list-style-type: none"> <li>・側面及び上面: ジョイント要素 (剥離・接触・すべり考慮)</li> <li>・底面 : ジョイント要素 (剥離・接触考慮)</li> </ul>
	地盤モデル 側面	粘性境界
	地盤モデル 底面	粘性境界

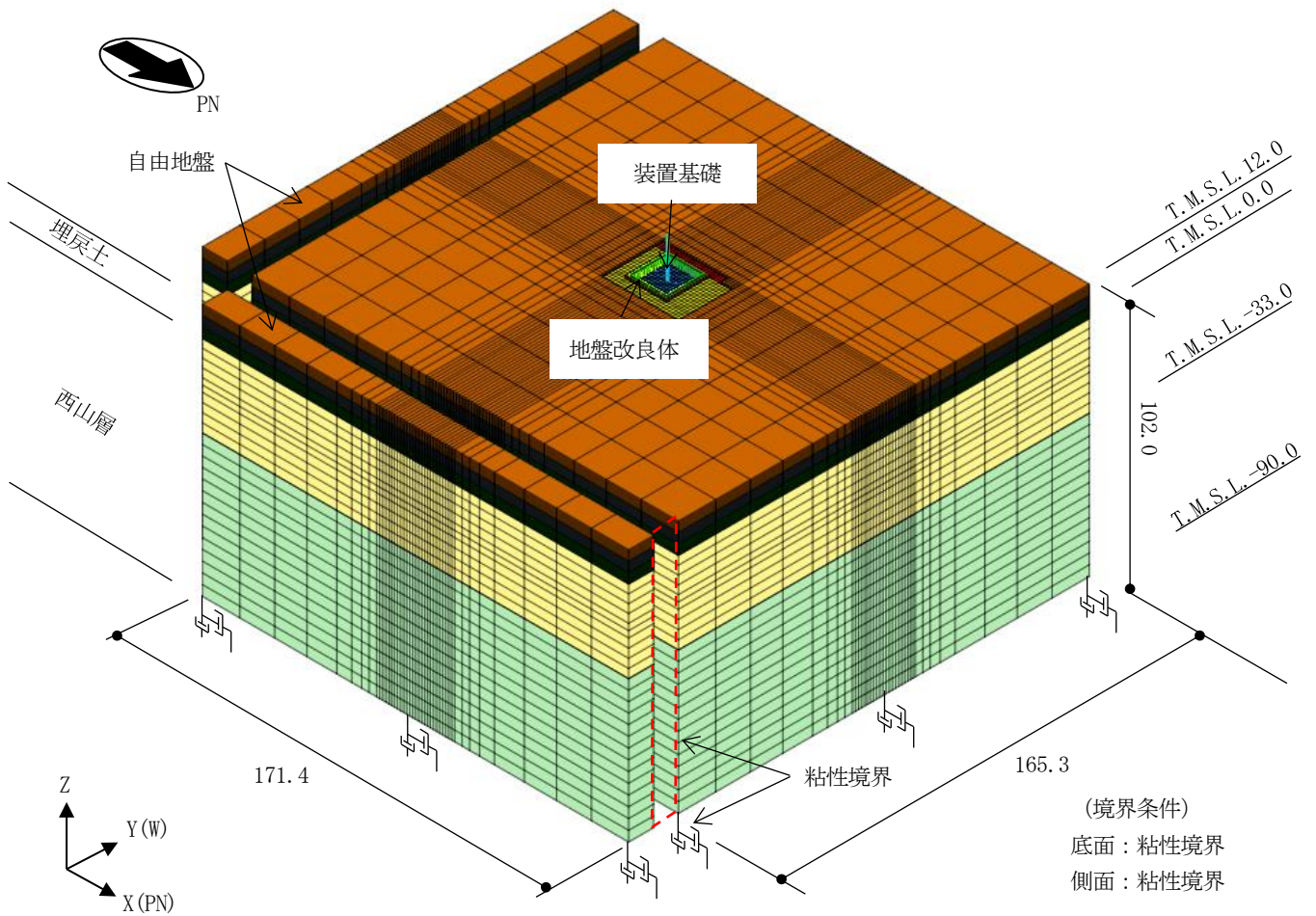
注記\*: 杭の減衰定数は、コンクリートの減衰定数が5%、鋼管の減衰定数が2%であることを考慮し、コンクリートと鋼管のヤング係数比をふまえた等価断面積で加重平均することで3%に設定する。



(a) 装置基礎-杭モデル



(b) 地盤改良体モデル



注：地盤改良体上の埋戻土 (T.M.S.L. 12.0m~T.M.S.L. 11.0m) は非表示としている。

(c) 全体モデル

注記\* : 3.2 参照。

図 1-1 地震応答解析モデル (水平方向モデル・鉛直方向モデル共通) (単位: m)

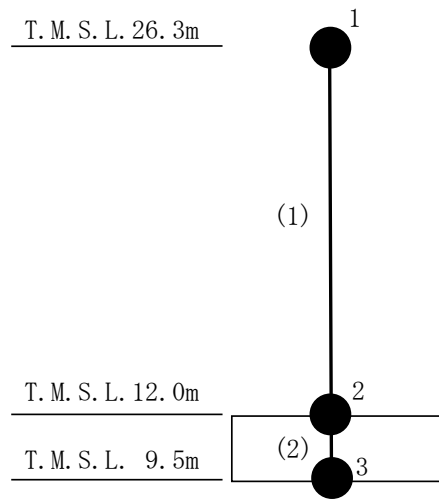
## 2. 装置基礎及び杭のモデル化

装置基礎及び杭のモデル化は、VI-2-2-13「格納容器圧力逃がし装置基礎の地震応答計算書」の「3.2 地震応答解析モデル」による。装置基礎は、質点及びはり要素で構成される一軸多質点系モデルとし、杭ははり要素でモデル化する。一軸多質点系モデルについては、重量を集中質量で評価し、はり要素については、曲げ変形、せん断変形及び軸変形を考慮できるものとする。一軸多質点系モデルの概要を図2-1に示す。

一軸多質点系モデルは、基礎スラブ下端レベルの質点を基礎スラブ（無質量剛シェル要素）と剛接合し、杭（はり要素）は杭頭を基礎スラブ（無質量剛シェル要素）と剛接合する。

装置基礎及び杭の減衰定数はそれぞれ5%及び3%とし、建屋－杭連成系の1次固有振動数及び20Hzを用いたレーリー減衰として設定する。2次固有振動数は1次固有振動数の2～3倍程度（6～13Hz）と考えられるため、それと比べて十分に大きな振動数である20Hzを用いることで、保守的な設定となる。レーリー減衰の設定の概念図を図2-2に示す。装置基礎及び杭のレーリー減衰を表2-1に示す。





注：数字は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

図 2-1 一軸多質点系モデルの概要

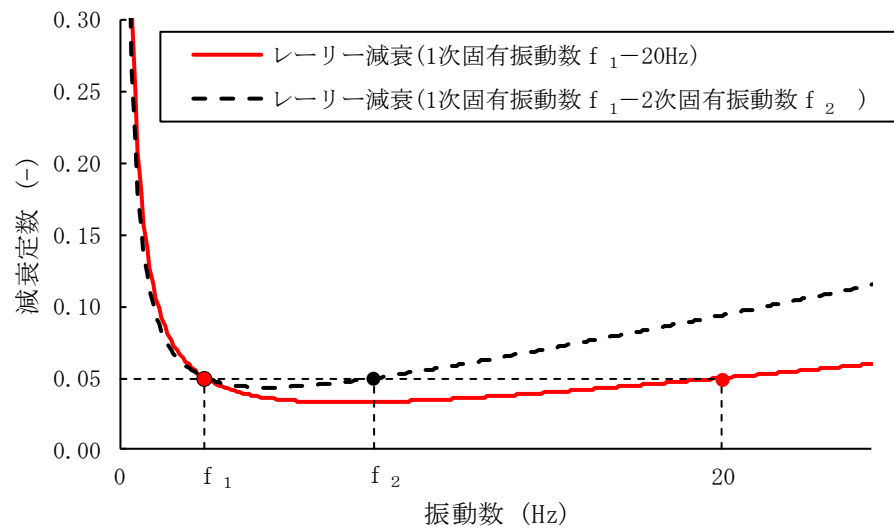


図 2-2 レーリー減衰の設定の概念図

表 2-1 装置基礎及び杭のレーリー減衰

(a) 装置基礎

基準地震動	方向	固有振動数*		モード減衰定数		粘性減衰の 質量項に関する 係数 $\alpha$ (Hz)	粘性減衰の 剛性項に関する 係数 $\beta$ ( $\times 10^{-4}/\text{Hz}$ )
		$f_1$ (Hz)	$f_2$ (Hz)	$h_1$ (-)	$h_2$ (-)		
Ss-1	水平	3.27	20.00	0.050	0.050	1.77	6.84
	鉛直	12.45	20.00	0.050	0.050	4.82	4.90
Ss-2	水平	3.34	20.00	0.050	0.050	1.80	6.82
	鉛直	12.45	20.00	0.050	0.050	4.82	4.90
Ss-3	水平	3.43	20.00	0.050	0.050	1.84	6.79
	鉛直	12.35	20.00	0.050	0.050	4.80	4.92
Ss-4	水平	3.56	20.00	0.050	0.050	1.90	6.76
	鉛直	12.48	20.00	0.050	0.050	4.83	4.90
Ss-5	水平	3.55	20.00	0.050	0.050	1.89	6.76
	鉛直	12.60	20.00	0.050	0.050	4.86	4.88
Ss-6	水平	3.51	20.00	0.050	0.050	1.88	6.77
	鉛直	12.44	20.00	0.050	0.050	4.82	4.91
Ss-7	水平	3.39	20.00	0.050	0.050	1.82	6.80
	鉛直	12.53	20.00	0.050	0.050	4.84	4.89
Ss-8	水平	3.48	20.00	0.050	0.050	1.86	6.78
	鉛直	12.48	20.00	0.050	0.050	4.83	4.90

注記\*：水平方向の固有振動数  $f_1$  は、NS方向及びEW方向の固有振動数のうち小さい方を採用する。

(b) 杭

基準地震動	方向	固有振動数*		モード減衰定数		粘性減衰の 質量項に関する 係数 $\alpha$ (Hz)	粘性減衰の 剛性項に関する 係数 $\beta$ ( $\times 10^{-4}/\text{Hz}$ )
		$f_1$ (Hz)	$f_2$ (Hz)	$h_1$ (-)	$h_2$ (-)		
Ss-1	水平	3.27	20.00	0.030	0.030	1.06	4.10
	鉛直	12.45	20.00	0.030	0.030	2.89	2.94
Ss-2	水平	3.34	20.00	0.030	0.030	1.08	4.09
	鉛直	12.45	20.00	0.030	0.030	2.89	2.94
Ss-3	水平	3.43	20.00	0.030	0.030	1.10	4.08
	鉛直	12.35	20.00	0.030	0.030	2.88	2.95
Ss-4	水平	3.56	20.00	0.030	0.030	1.14	4.05
	鉛直	12.48	20.00	0.030	0.030	2.90	2.94
Ss-5	水平	3.55	20.00	0.030	0.030	1.14	4.05
	鉛直	12.60	20.00	0.030	0.030	2.91	2.93
Ss-6	水平	3.51	20.00	0.030	0.030	1.13	4.06
	鉛直	12.44	20.00	0.030	0.030	2.89	2.94
Ss-7	水平	3.39	20.00	0.030	0.030	1.09	4.08
	鉛直	12.53	20.00	0.030	0.030	2.90	2.94
Ss-8	水平	3.48	20.00	0.030	0.030	1.12	4.07
	鉛直	12.48	20.00	0.030	0.030	2.90	2.94

注記\*：水平方向の固有振動数  $f_1$  は、NS方向及びEW方向の固有振動数のうち小さい方を採用する。

### 3. 地盤のモデル化

#### 3.1 原地盤のモデル化

原地盤は、装置基礎直下の地盤調査結果に基づく水平成層地盤を仮定し、ソリッド要素でモデル化する。モデル化の範囲は、「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）日本電気協会）に基づき、水平方向については装置基礎水平方向幅の 4 倍以上に相当する NS 方向 171.4m, EW 方向 165.3m とし、深さ方向については杭先端から装置基礎水平方向幅以上の深さに相当する 102.0m (T. M. S. L. 12.0m~T. M. S. L. -90.0m) とする。解析領域の境界部においては、側面にエネルギー逸散効果を、底面に半無限性を考慮するために粘性境界を設ける。

原地盤モデルの物性値は、VI-2-2-13「格納容器圧力逃がし装置基礎の地震応答計算書」の「3.2 地震応答解析モデル」の初期地盤物性値、せん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性を用いた一次元波動論により得られる等価地盤物性値とする。

### 3.2 地盤改良体のモデル化

西山層より上部の地層は、基準地震動  $S_s$  により液状化を生じる可能性があることから、装置基礎直下地盤の液状化による変位を拘束することを目的としてセメント系の地盤改良を行う。地盤改良は装置基礎の施工後に実施するため、装置基礎直下ではなく周辺の地盤に対して実施する。なお、装置基礎の西側に位置する原子炉建屋は、地盤改良体より剛性が高いため、地盤改良体による装置基礎直下地盤の変位抑制効果を考慮する上では、モデル化しない。地盤改良は施工方法を考慮して表 3-1 に示す 2 種類の工法を用い、図 3-1 に示す範囲に施工する。地盤改良体はソリッド要素でモデル化し、地盤改良体による基礎直下の原地盤の拘束効果を考慮する。地盤改良体モデルの物性値は、表 3-2 の初期地盤物性値、せん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性を用いた一次元波動論により得られる等価地盤物性値とする。

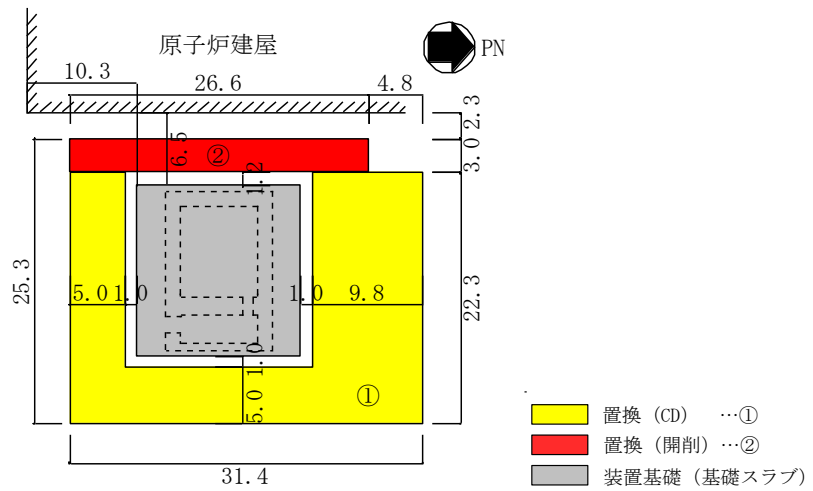
表 3-1 地盤改良の工法

地盤改良工法の名称	工法概要
置換 (CD)	全周回転掘削機により地盤を必要深さまで掘削した後、流動化処理土を充填する工法
置換 (開削)	置換 (CD) と類似の工法で、狭隘部において小型建機を用いて地盤を必要深さまで掘削した後、流動化処理土を充填する工法

表 3-2 地盤改良体の物性値

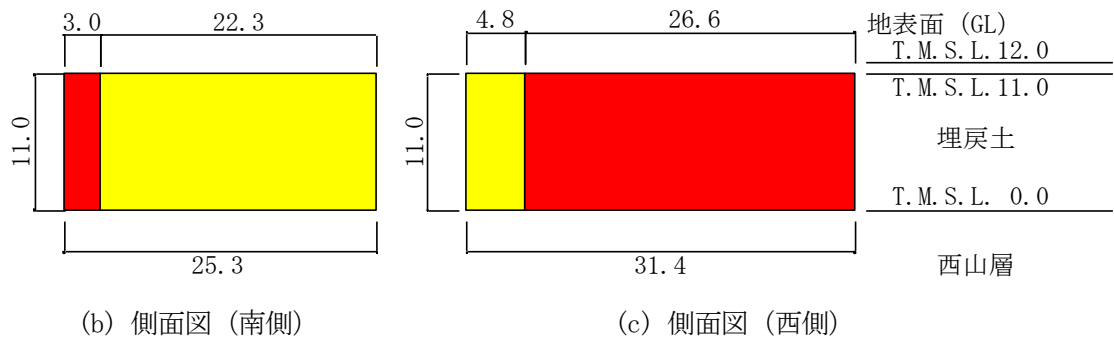
標高 T.M.S.L. (m)	地層	せん断波 速度 $V_s$ (m/s)	単位体積 重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン 比 $\nu$	$G/G_0 \sim \gamma$	$h \sim \gamma$ (%)
+11.0~0.0	置換 (CD)	800	18.2	0.302	$1/(1+10.1\gamma^{1.21})$	$\gamma/(0.172\gamma+0.00783)+0.401$
	置換 (開削)	840	18.1	0.302	$1/(1+10.1\gamma^{1.21})$	$\gamma/(0.172\gamma+0.00783)+0.401$

注： $\gamma$  はせん断ひずみ (%) を表す。



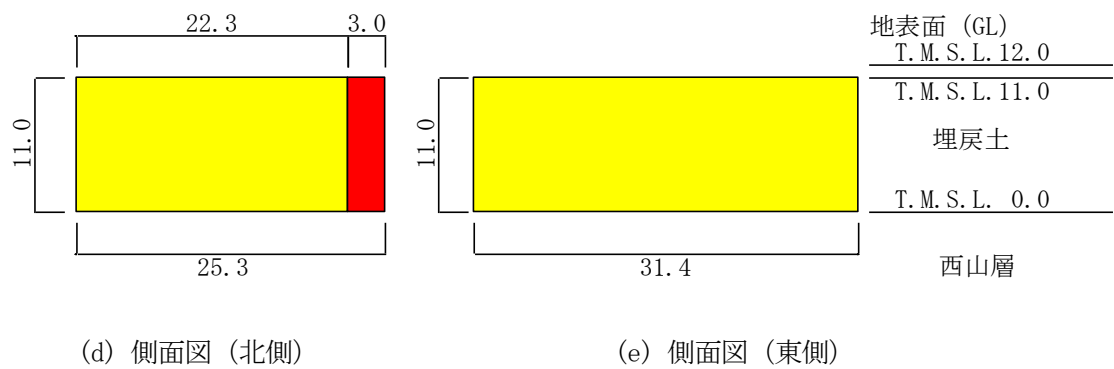
注：○印の番号は施工順序を示す。

(a) 平面図 (T. M. S. L. 11. 0m)



(b) 側面図 (南側)

(c) 側面図 (西側)



(d) 側面図 (北側)

(e) 側面図 (東側)

図 3-1 地盤改良範囲 (単位 : m)

#### 4. 境界条件の設定

基礎スラブー原地盤間，杭ー原地盤間及び地盤改良体ー原地盤間の境界は，それぞれ実際の挙動を考慮し，ジョイント要素及び多点拘束を設定する。以下に各境界の考え方を示す。

##### 4.1 基礎スラブー原地盤間

基礎スラブの底面と原地盤の境界においては，装置基礎の地震時水平力が主として杭を介して原地盤に伝達することから，すべりを考慮したジョイント要素は設定せず，剥離・接触のみを考慮したジョイント要素を設定する。

基礎スラブ底面におけるジョイント要素の非線形特性を表4-1に示す。

表4-1 基礎スラブの底面におけるジョイント要素の非線形特性

部位	境界モデル概念図	ジョイント要素の非線形特性
底面		

注記\*：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い値として設定する。

## 4.2 杭一原地盤間

杭と原地盤の境界は、杭が周囲の地盤の変形に追従することを考慮し、水平自由度において多点拘束を設定する。

「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説」（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）（以下「道路橋示方書」という。）には「群杭が水平力を受ける場合には、杭相互の干渉により、各杭の荷重分担が相違し、全体としての効率も単杭の場合に比べて低下する。」、「一般に杭の中心間隔が $5D$ （ $D$ は杭径）以下になると群杭の影響が現れ、荷重方向に対し、前列の杭から後列に行くほど、両側面の杭から中央に行くほど荷重の分担が小さくなる。」との記載があり、やむを得ず杭中心間隔を $2.5D$ 程度より小さくする場合は群杭の影響を考慮する必要があるとされている。ここで、「建築基礎構造設計指針」（（社）日本建築学会，2019 改定）においては、「二次元・三次元 FEM 解析では、地盤を連続的にモデル化することが可能となり、相互作用を現実によく評価することが可能となる。また、不整形地盤、杭径や杭長の異なる杭基礎、群杭および異種基礎などの複雑な形状の建物をモデル化することができ、それらの相互作用を精度よく評価したい場合に適している。」とされている。装置基礎は地盤及び杭を FEM でモデル化しており、群杭の影響を考慮した解析となっている。なお、装置基礎の NS 方向及び EW 方向の杭間隔の平均値は $2.7D$ 程度であるが、図 4-1 に示すとおり杭頭の最大応答せん断力は後列や中央の杭の荷重の分担が小さくなっており、群杭の影響が現れている。

VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」の補足説明資料「地盤の支持性能について」の参考資料 7「杭基礎の支持力評価方法に関する補足」において、杭間隔 $2.5D\sim 10D$ との記載があるが、これは地震時の杭と地盤の相互作用の 3 次元効果を 2 次元モデルで適切に考慮するために設定する杭一地盤相互作用ばねに関する検討範囲である。装置基礎の地盤及び杭は 3 次元 FEM でモデル化しており、杭と地盤の地震時相互作用の 3 次元効果は解析モデル上で考慮されているため、杭一地盤相互作用ばねは設定しておらず、杭間隔 $2.5D\sim 10D$ の制限はない。

杭周面には摩擦によるすべりを考慮したジョイント要素を設定する。この結果、図 4-2 の軸力分布の概念図に示すとおり、杭頭から杭先端へ伝達していく軸力は摩擦によって低減されていくが、杭頭の発生軸力自体は変化しない。ここで、杭周面ジョイント要素に与えるせん断強度は、「道路橋示方書」に示される極限引抜き抵抗力を基に算定した残留引抜き抵抗力とし、以下に示す式(4.1)及び式(4.2)で評価する。

$$\text{極限引抜き抵抗} \quad P_u = U \sum L_i f_i \dots\dots\dots (4. 1)$$

$$\text{残留引抜き抵抗} \quad P_{ru} = P_u / 1.2 \dots\dots\dots (4. 2)$$

ここに、

$P_u$  : 地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗 (kN)

$U$  : 杭の周長 (m)

$L_i$  : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

$f_i$  : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度であり、杭の施工方法及び地盤種別により、標準貫入試験のN値及び地盤の粘着力を用いて定められる。装置基礎に用いる場所打ち鋼管コンクリート杭では、施工時に鋼管の外周面にグラウトを充填することから、地盤との摩擦面は場所打ち杭と同等である。このため、 $f_i$ は場所打ち杭工法の値を参考に、砂質土の場合は  $5N (\leq 200)$  (kN/m<sup>2</sup>)、粘性土の場合は  $c$  又は  $10N (\leq 150)$  (kN/m<sup>2</sup>) とする (Nは標準貫入試験のN値、 $c$ は地盤の粘着力)。場所打ち鋼管コンクリート杭の施工手順を図4-3に示す。

$P_{ru}$  : 地盤から決まる杭の残留引抜き抵抗 (kN)

杭先端には、剥離・接触を考慮したジョイント要素を設定する。なお、杭先端のジョイント要素については、初期軸力として装置基礎と杭の自重及び基礎スラブと杭に作用する浮力を考慮した杭先端荷重を考慮する。

杭周面及び杭先端におけるジョイント要素の非線形特性を表4-2に示す。



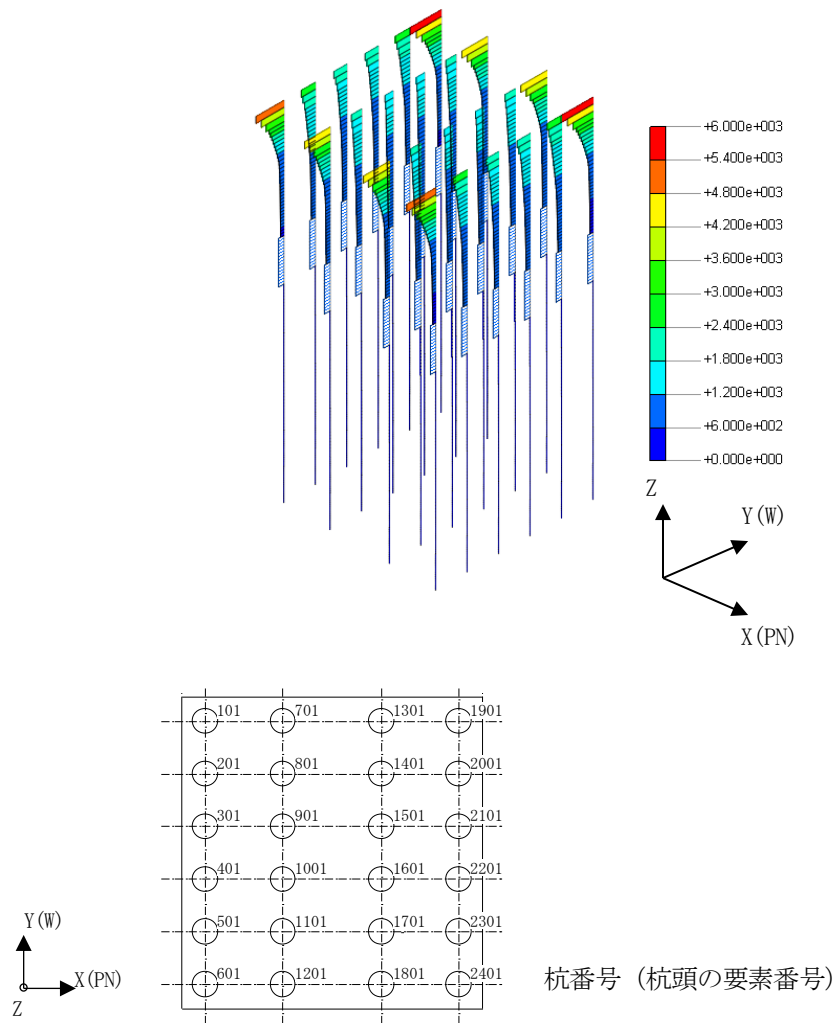


図 4-1 杭の最大応答せん断力 (基本ケース, Ss-1, EW 方向) (単位 : kN)

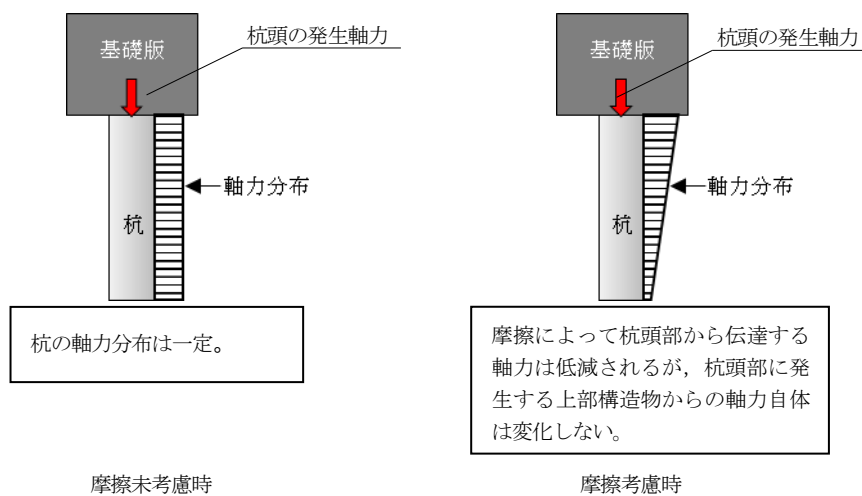


図 4-2 杭の軸力分布の概念図

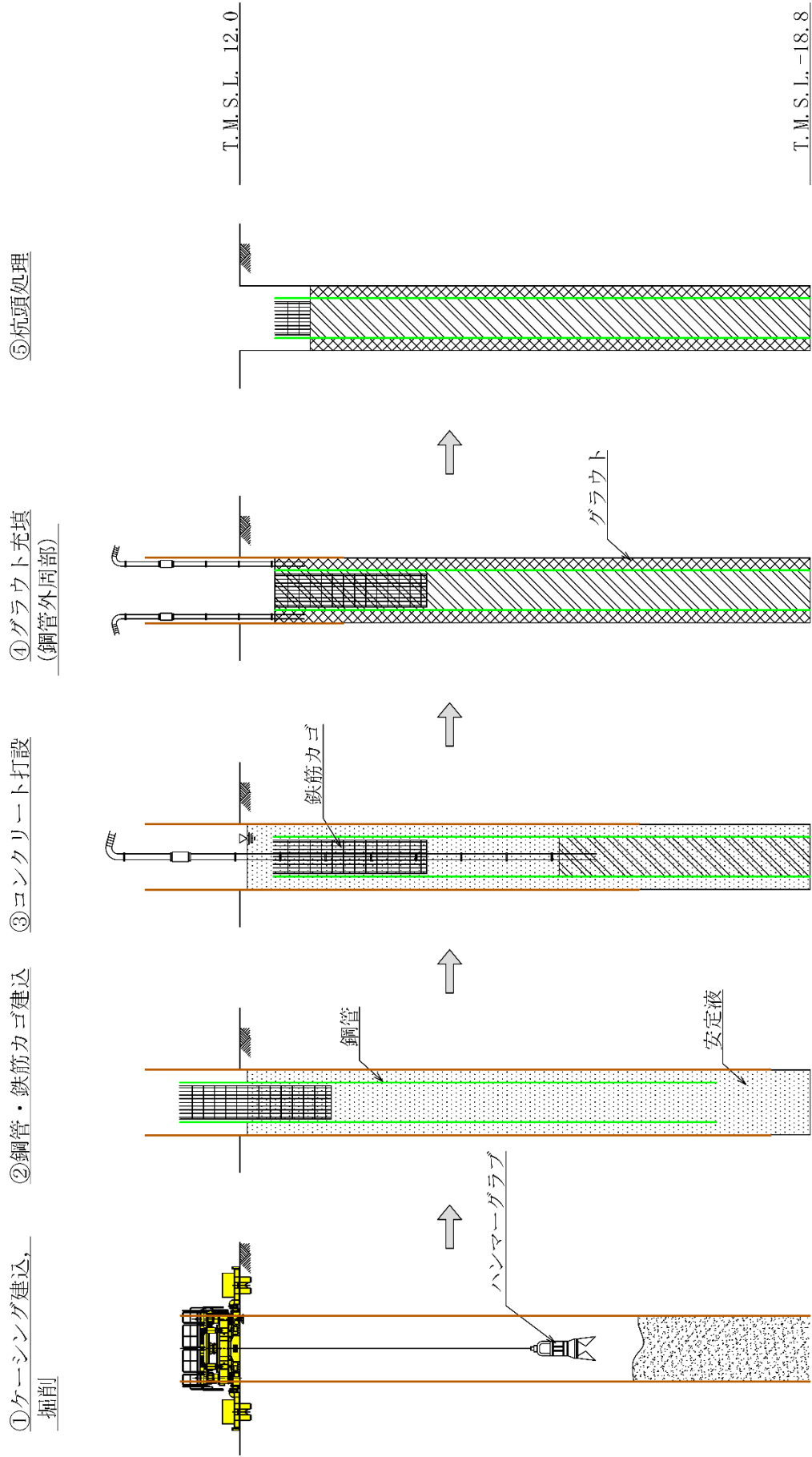
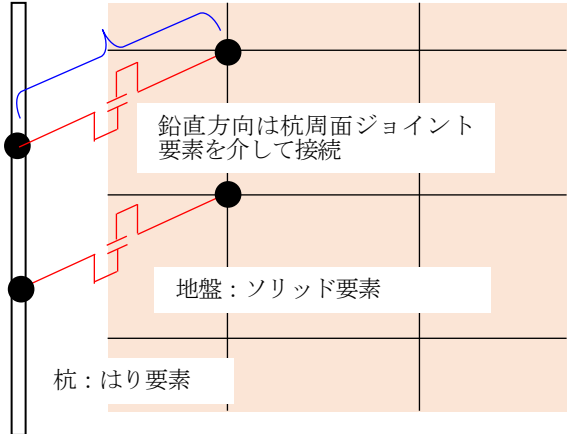
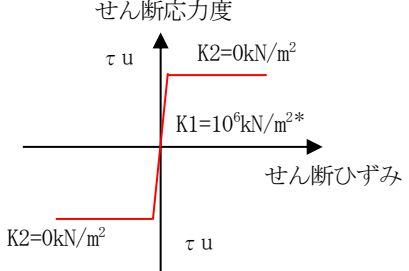
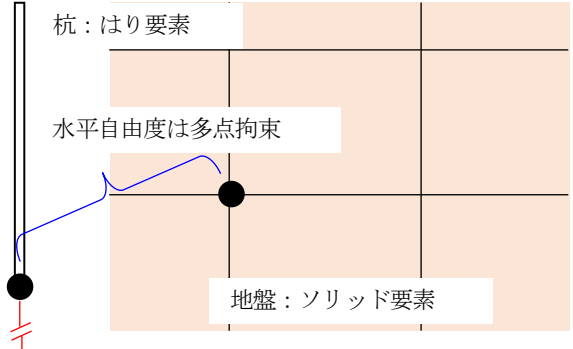
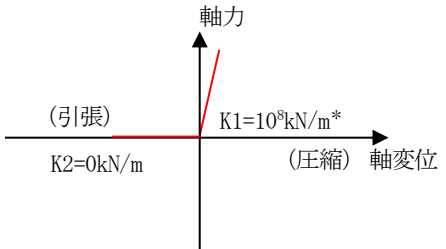


図 4-3 場所打ち鋼管コンクリート杭の施工手順 (単位: m)

表 4-2 杭周面及び杭先端におけるジョイント要素の非線形特性

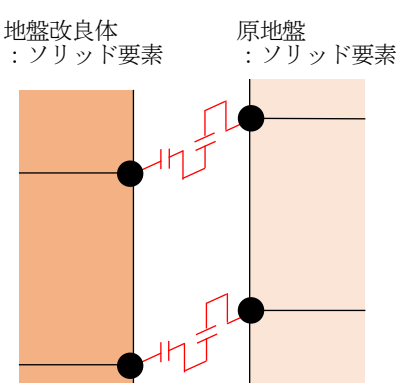
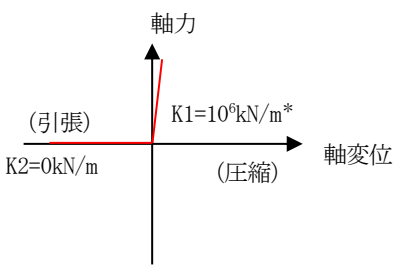
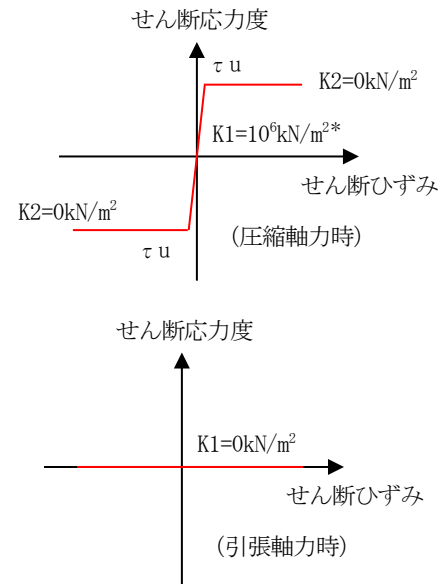
部位	境界モデル概念図	ジョイント要素の非線形特性
杭周面	<p>水平自由度は多点拘束</p>  <p>鉛直方向は杭周面ジョイント要素を介して接続</p> <p>地盤：ソリッド要素</p> <p>杭：はり要素</p>	 <p>せん断応力度 <math>\tau u</math></p> <p><math>K2=0\text{kN/m}^2</math></p> <p><math>K1=10^6\text{kN/m}^2*</math></p> <p>せん断ひずみ</p> <p><math>K2=0\text{kN/m}^2</math></p> <p><math>\tau u</math></p>
杭先端	 <p>杭：はり要素</p> <p>水平自由度は多点拘束</p> <p>地盤：ソリッド要素</p>	 <p>軸力</p> <p>(引張)</p> <p><math>K2=0\text{kN/m}</math></p> <p><math>K1=10^8\text{kN/m}^*</math></p> <p>(圧縮)</p> <p>軸変位</p>

注記\*：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い値として設定する。

### 4.3 地盤改良体—原地盤間

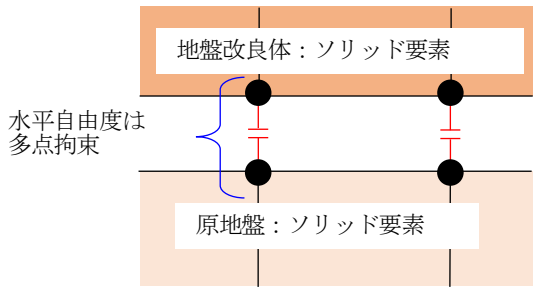
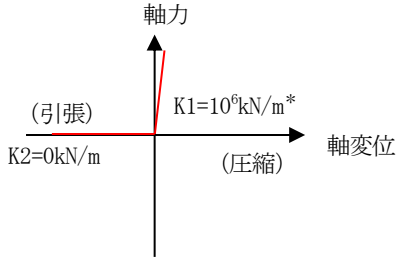
地盤改良体の側面及び上面と原地盤の境界においては剥離・接触と摩擦によるすべりを考慮したジョイント要素を設定する。一方、地盤改良体の底面と原地盤の境界においては、実際の施工では地盤改良体を西山層に埋込むためすべりを生じないと考えられることから、水平自由度において多点拘束を設定するとともに、鉛直方向に剥離・接触を考慮したジョイント要素を設定する。地盤改良体の側面、上面及び底面におけるジョイント要素の非線形特性を表4-3に示す。

表4-3 地盤改良体の側面、上面及び底面におけるジョイント要素の非線形特性 (1/2)

部位	境界モデル概念図	ジョイント要素の非線形特性
側面 及び 上面		
		

注記\* : 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い値として設定する。

表 4-3 地盤改良体の側面，上面及び底面におけるジョイント要素の非線形特性 (2/2)

部位	境界モデル概念図	ジョイント要素の非線形特性
底面		

注記\*：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い値として設定する。

## 別紙4 地盤の液状化を考慮した地震応答解析結果

## 目 次

1. 概要	別紙 4-1
2. 解析方針	別紙 4-2
3. 解析方法	別紙 4-4
3.1 設計用模擬地震波	別紙 4-4
3.2 有効応力解析モデル	別紙 4-4
3.3 入力地震動	別紙 4-7
3.4 解析方法	別紙 4-7
3.5 解析条件	別紙 4-7
4. 解析結果	別紙 4-8
5. 機器・配管系評価に与える影響	別紙 4-31
6. まとめ	別紙 4-36

### 別紙4-1 地盤の液状化を考慮した杭軸力の評価結果

(参考資料1) 有効応力解析に用いる解析用物性値の設定について

(参考資料2) 有効応力解析に用いる解析用物性値の適用性について

(参考資料3) 建物・構築物と屋外重要土木構造物の耐震評価手法について

## 1. 概要

格納容器圧力逃がし装置基礎（以下「装置基礎」という。）では，装置基礎直下地盤の液状化による変位を拘束することを目的として，装置基礎周辺の地盤に地盤改良を行う。本資料では，この液状化対策の有効性を評価するため，地盤の有効応力の変化を考慮した地震応答解析（以下「有効応力解析」という。）を行い，構築物及び杭の応答値に与える影響を確認するものである。



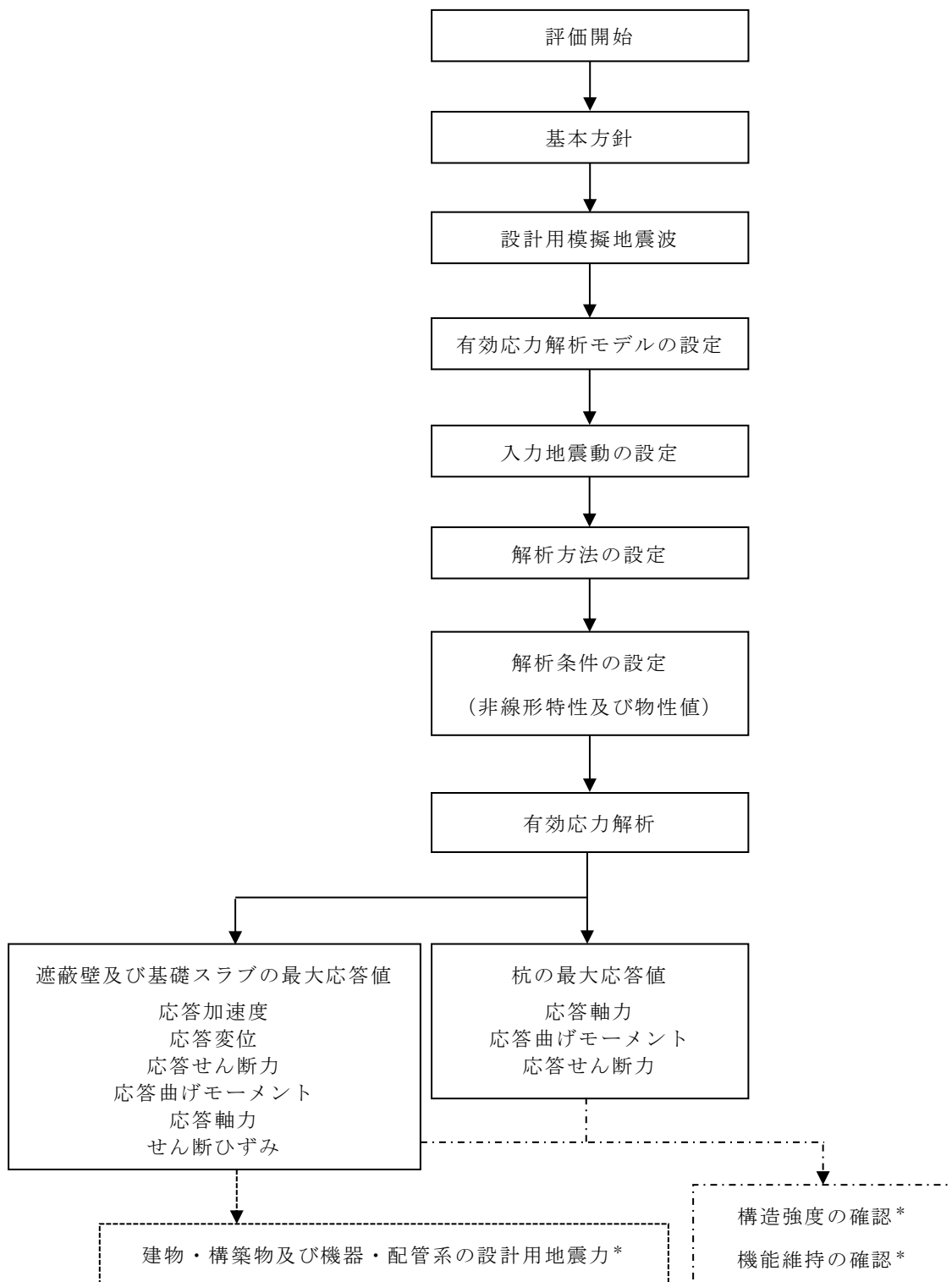
## 2. 解析方針

装置基礎の有効応力解析は、VI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づいて行う。

有効応力解析フローを図2-1に示す。

有効応力解析は、「3.1 設計用模擬地震波」及び「3.2 有効応力解析モデル」において設定した有効応力解析モデルと「3.3 入力地震動」において設定した入力地震動を用いて実施することとし、「3.4 解析方法」及び「3.5 解析条件」に基づき、「4. 解析結果」において構築物及び杭の各種応答値を算出する。

なお、地下水位は保守的に観測最高水位以浅となるように地表面（T.M.S.L. 12.0m）に設定する。



注記\*：有効応力解析結果における各種応答値が，VI-2-2-13「格納容器圧力逃がし装置基礎の地震応答計算書」に示す解析結果を下回った場合，破線部の検討は実施しない。

図2-1 有効応力解析フロー

### 3. 解析方法

#### 3.1 設計用模擬地震波

装置基礎の有効応力解析モデルは、構築物と杭と地盤の相互作用を評価した構築物－杭－地盤連成モデルとする。この構築物－杭－地盤連成モデルへの入力地震動は、VI-2-1-2「基準地震動  $S_s$  及び弾性設計用地震動  $S_d$  の策定概要」に示す解放基盤表面で定義される基準地震動  $S_s$  を用いることとする。

基準地震動  $S_s$  として作成した設計用模擬地震波の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルは、VI-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」と同一である。

#### 3.2 有効応力解析モデル

有効応力解析モデルは、VI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき、水平方向及び鉛直方向それぞれについて設定し、原則としてVI-2-2-13「格納容器圧力逃がし装置基礎の地震応答計算書」と同一とする。以下に、VI-2-2-13「格納容器圧力逃がし装置基礎の地震応答計算書」と異なる条件を示す。

有効応力解析に用いる解析用物性値を表3-1、液状化抵抗曲線を図3-1に示す。地盤改良体の密度は、基本ケースと同様に地盤改良を行う範囲に対して地盤改良体が占める体積（改良率）を考慮するため、表3-1に示す原地盤及び地盤改良体の密度を改良率で加重平均した値を用いて解析用物性値を設定する。また、地盤改良体の動せん断弾性係数は、表3-1に示す地盤改良体の動せん断弾性係数に改良率を乗じた値を用いて解析用物性値を設定する。

土の応力－ひずみモデルとして多重せん断モデルを、ひずみ依存特性として双曲線（修正Hardin-Drnevich）型モデルを採用し、液状化対象層のダイレイタンス特性にはおわんモデルを採用する。解析領域の境界部においては、側面に地盤の液状化を考慮するための繰返し境界を、底面に半無限性を考慮するための粘性境界を設ける。解析用物性値の設定については（参考資料1）、適用性については（参考資料2）に示す。

なお、「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）及び「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）では、液状化が生じると判定された土層については耐震設計上土質定数（地盤反力係数、地盤反力度の上限値及び最大周面摩擦力度）を低減すると記載されている。本解析においては地盤を含めたモデル化を行うことで地盤の有効応力の変化に伴うせん断剛性及びせん断強度の低下を考慮しているため、地盤反力係数及び地盤反力度の上限値の低減を踏まえた応答評価となっている。杭周面のジョイント要素については、最大周面摩擦力度の低減は考慮しないが、地盤の有効応力の変化に伴う地盤要素のせん断強度の低下により、最大周面摩擦力度の低減と同等の効果を考慮した応答評価となっている。

表 3-1 解析用物性値 (有効応力解析)

(a) 原地盤

物性値		地質区分	埋戻土	西山層 (T. M. S. L. -33.0m以浅)	西山層 (T. M. S. L. -33.0m~-90.0m)
物理特性	密度	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.94	1.73	1.69
	間隙率	n	0.45	0.56	0.56
変形特性	動せん断弾性係数	$G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$1.04 \times 10^5$	$4.16 \times 10^5$	$4.75 \times 10^5$
	基準平均有効拘束圧	$\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	98.0	98.0	98.0
	ポアソン比	$\nu$	0.33	0.451	0.446
	減衰定数の上限値	$h_{max}$	0.225	0.257	0.257
強度特性	粘着力	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	0	$1370-5.04 \cdot Z^*$	$1370-5.04 \cdot Z^*$
	内部摩擦角	$\phi'$ (°)	35.9	0.0	0.0
液状化特性	液状化パラメータ (Soil Plus)		A	-0.60	-
			B	1.40	
			C	1.00	
			D	180.0	
			$C_s / (1 + e_0)$	0.0070	
			$C_c / (1 + e_0)$	0.0080	
			X1	0.140	

注記\* : Zは標高 (m) を示す。

(b) 地盤改良体

種別		置換	
物理特性	密度	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.85
	間隙率	n	0.48
変形特性	動せん断弾性係数	$G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$1.31 \times 10^6$
	基準平均有効拘束圧	$\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	98.0
	ポアソン比	$\nu$	0.302
	減衰定数の上限値	$h_{max}$	0.050
強度特性	粘着力	$c$ (kN/m <sup>2</sup> )	4000

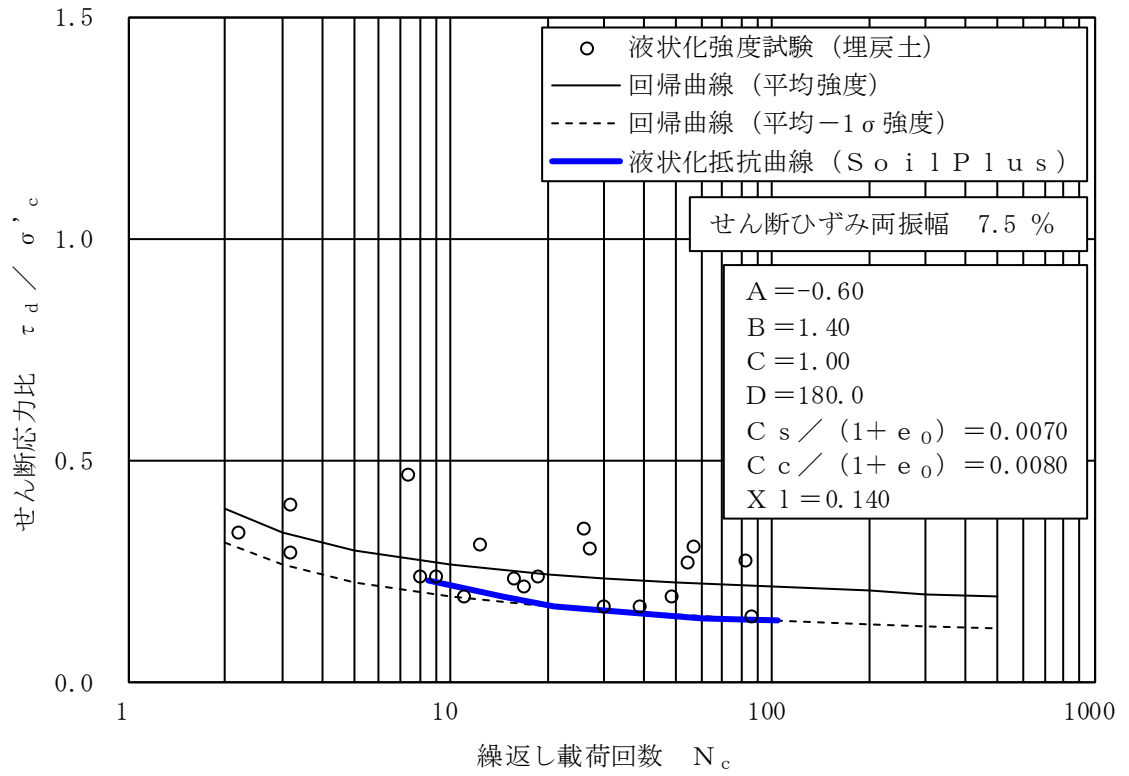


図 3-1 液状化抵抗曲線 (埋戻土)

### 3.3 入力地震動

有効応力解析に用いる入力地震動は、VI-2-2-13「格納容器圧力逃がし装置基礎の地震応答計算書」と同一とし、**解放基盤表面で定義される**基準地震動  $S_s$  から等価地盤物性値を用いた一次元波動論により有効応力解析モデルの底面位置（T.M.S.L. -90.0m）に対する応答として評価したものをを用いる。

検討に用いる地震波は、「別紙3-1 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動の選定について」にて構築物の応答への影響の大きい波として選定した  $S_s-1$  及び  $S_s-2$  とする。なお、 $S_s-1$  については水平方向の方向性が定義されていないことから、 $S_s-1$  に対する有効応力解析は、水平方向（NS方向又はEW方向）及び鉛直方向（UD方向）を同時に入力し、 $S_s-2$  に対する有効応力解析は、NS方向、EW方向及び鉛直方向を同時に入力する。

### 3.4 解析方法

建物・構築物の動的解析は、VI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき、地盤の有効応力を考慮した弾塑性時刻歴応答解析により実施する。同解析では、地盤の最大応答加速度、最大応答せん断ひずみ及び最大過剰間隙水圧比のほかに、遮蔽壁及び基礎スラブの応答加速度、応答変位、応答せん断力、応答曲げモーメント、応答軸力及びせん断ひずみ並びに杭の応答軸力、応答曲げモーメント及び応答せん断力を算出する。なお、本検討では最大過剰間隙水圧比が95%を超えた場合に液状化を生じているものと判断する。

有効応力解析には、解析コード「**S o i l P l u s**」を用いる。

### 3.5 解析条件

装置基礎の復元力特性は、VI-2-2-13「格納容器圧力逃がし装置基礎の地震応答計算書」と同一とする。

#### 4. 解析結果

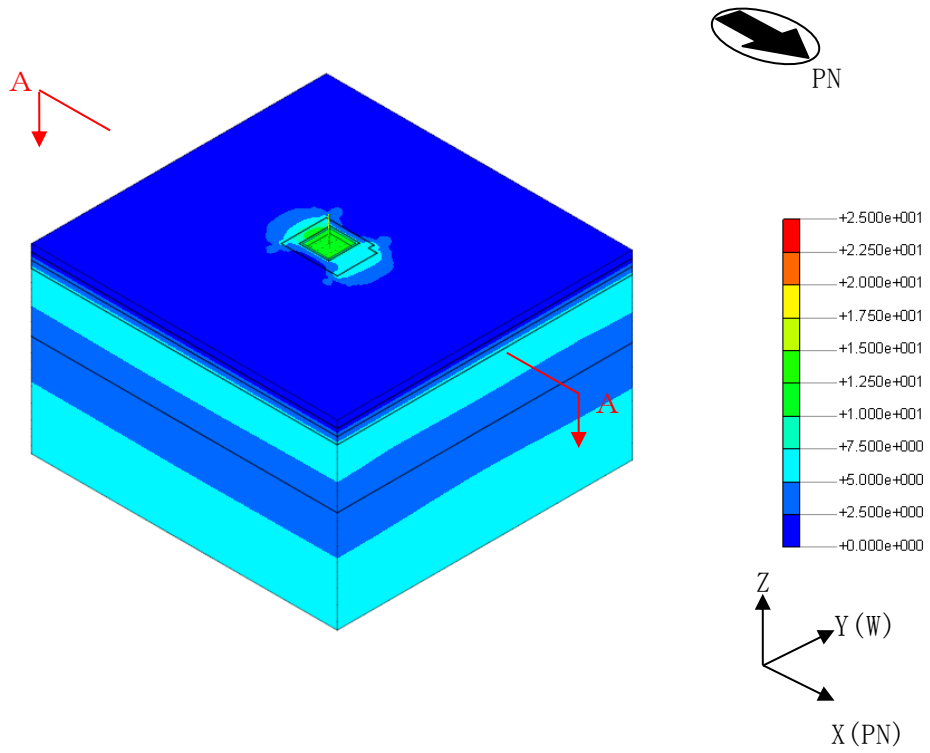
本章では、VI-2-2-13「格納容器圧力逃がし装置基礎の地震応答計算書」に示す地盤の有効応力の変化を考慮しない地震応答解析（以下「全応力解析」という。）による基本ケースの解析結果をケース1、有効応力解析結果をケース4として示す。

基準地震動  $S_s$  の有効応力解析結果のうち、地盤の最大応答加速度、最大応答せん断ひずみ及び最大過剰間隙水圧比を図4-1～図4-14に示す。水平方向の地盤の最大応答加速度は、地盤改良体により原地盤のせん断変形が拘束されるため、装置基礎直下の地盤に比べて地盤改良体の外側では小さくなっている。埋戻土の最大応答せん断ひずみ及び最大過剰間隙水圧比は、地盤の有効応力の変化を考慮したことにより地盤改良体の外側では大きくなっているが、装置基礎直下の地盤については地盤改良体により原地盤のせん断変形が拘束されることで小さくなっている。装置基礎直下の最大過剰間隙水圧比はおおむね95%以下であることから、液状化を生じていないと判断できる。

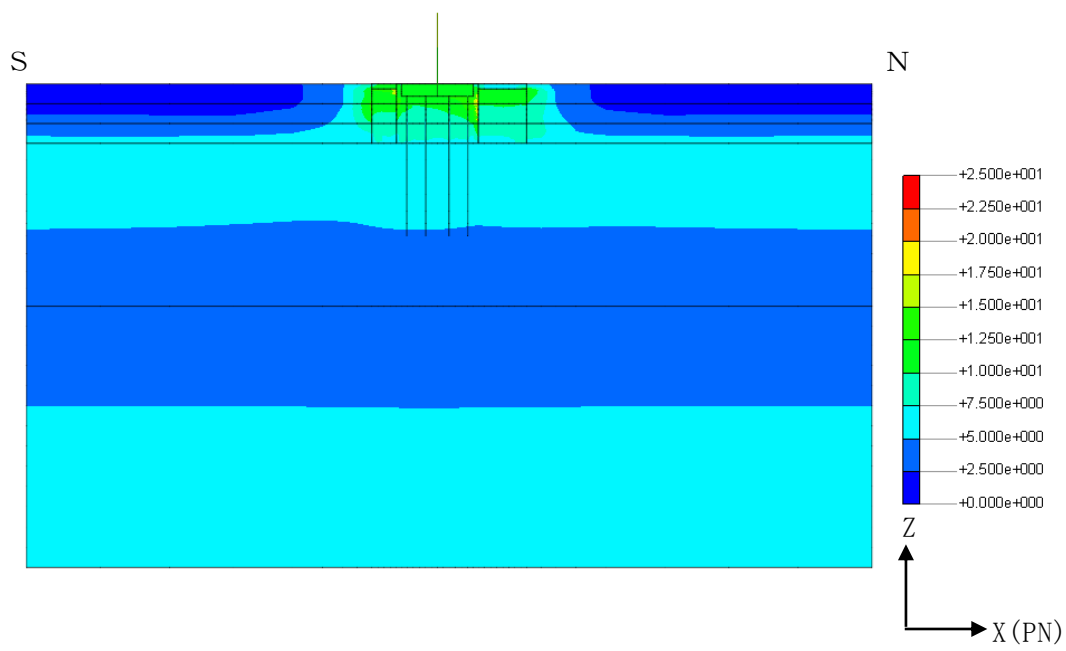
基準地震動  $S_s$  の有効応力解析結果のうち、遮蔽壁及び基礎スラブの応答値を図4-15～図4-27に示す。ケース4の応答値は、いずれもケース1の応答値を下回っている。有効応力解析では、地盤剛性の低下により、地盤及び装置基礎の加速度が減少する。装置基礎においては、加速度の減少に伴い慣性力が減少することにより、変位を含むすべての応答値が減少している。

基準地震動  $S_s$  の有効応力解析結果のうち、杭の応答値を  $S_s-1$  の結果を代表として図4-28及び図4-29に示す。杭の曲げモーメント及びせん断力は、ケース1及びケース4のいずれも杭頭で最大となるため、杭の応答値は杭頭における値で評価する。杭頭の応答値を表4-1に示す。ケース4の応答値はいずれもケース1の応答値を下回っている。

図4-11において、杭周面に接する埋戻土の一部で最大過剰間隙水圧比が95%を超えており、部分的に液状化を生じていると判断される。これより、埋戻土における杭の周面摩擦力を考慮しない場合の許容限界を用いた杭軸力の評価結果を別紙4-1「地盤の液状化を考慮した杭軸力の評価結果」に示す。



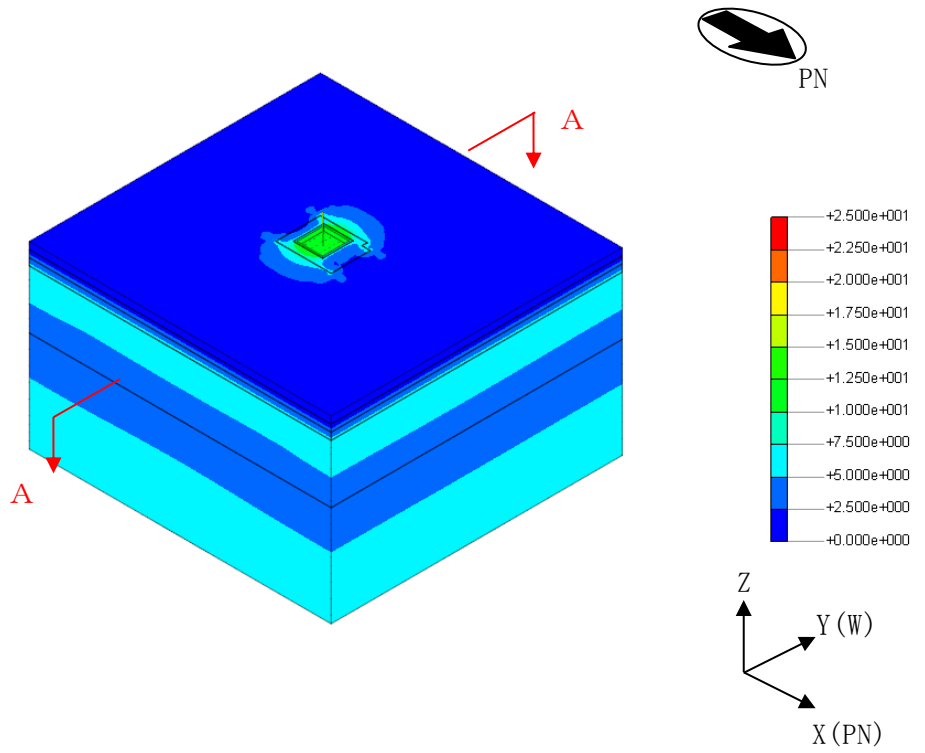
(a) 全体図



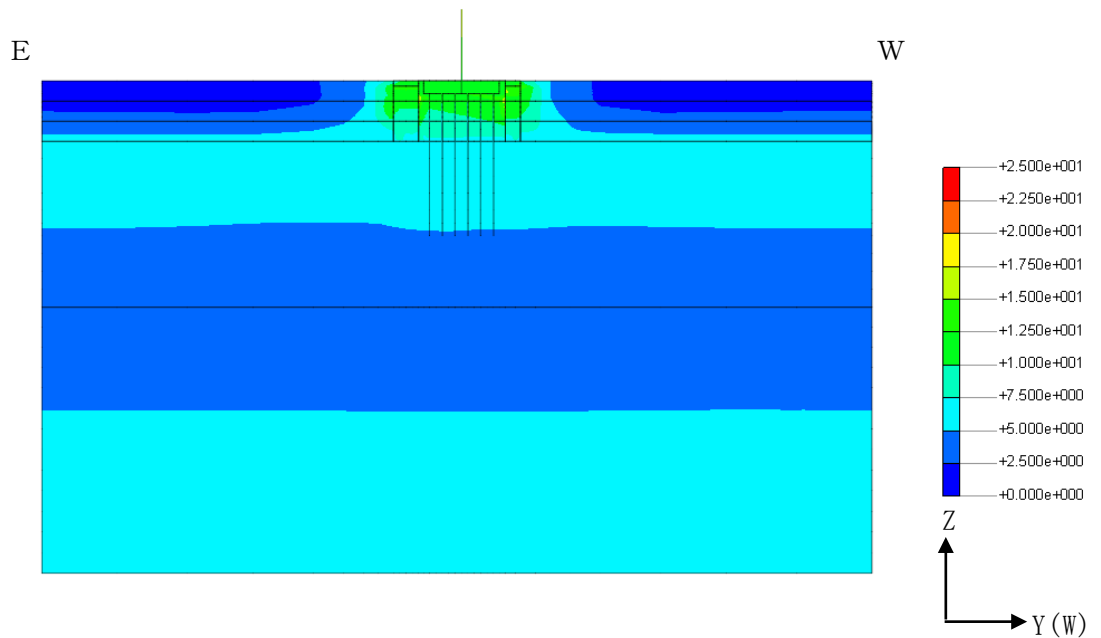
(b) A - A断面

図4-1 地盤の最大応答加速度 (Ss-1, NS方向) (単位 : m/s<sup>2</sup>)



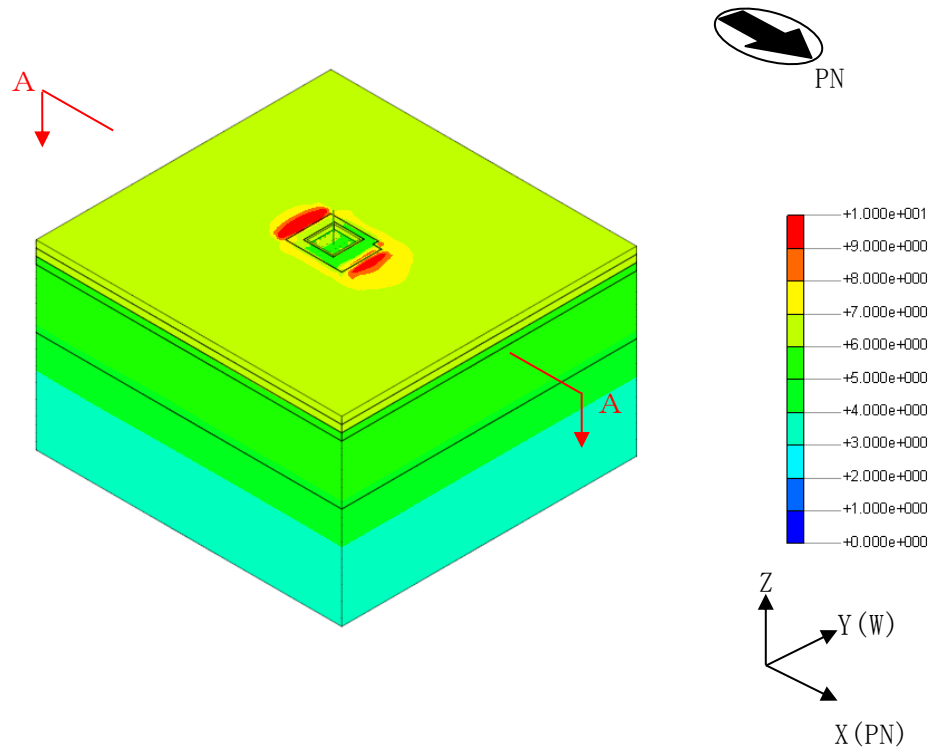


(a) 全体図

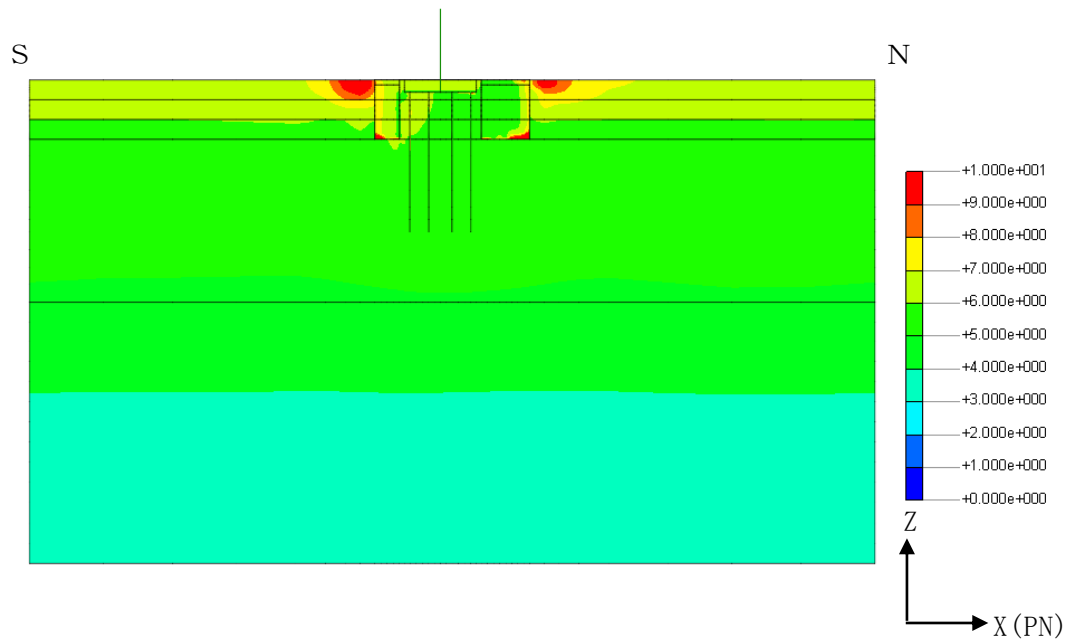


(b) A - A断面

図4-2 地盤の最大応答加速度 (Ss-1, EW方向) (単位 :  $m/s^2$ )

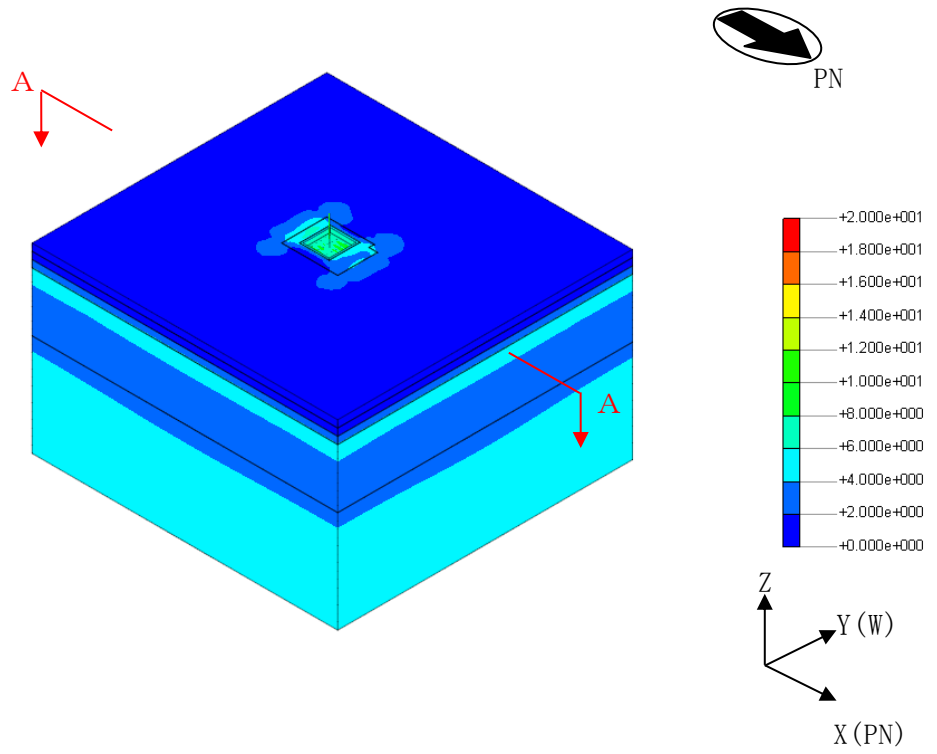


(a) 全体図

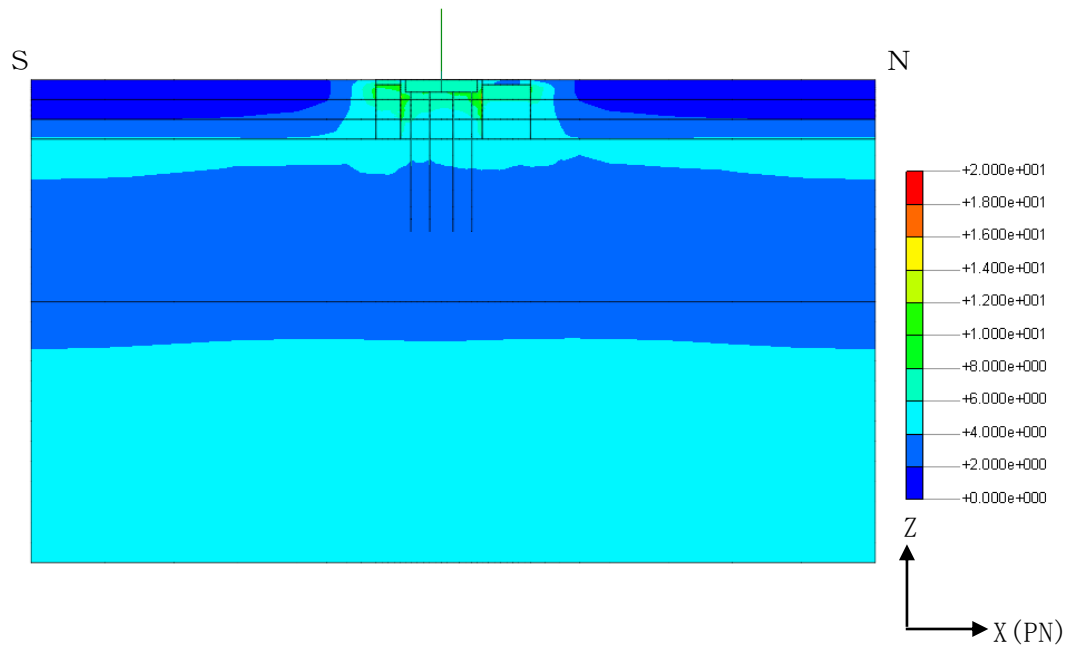


(b) A - A断面

図4-3 地盤の最大応答加速度 (Ss-1, UD方向) (単位 :  $m/s^2$ )

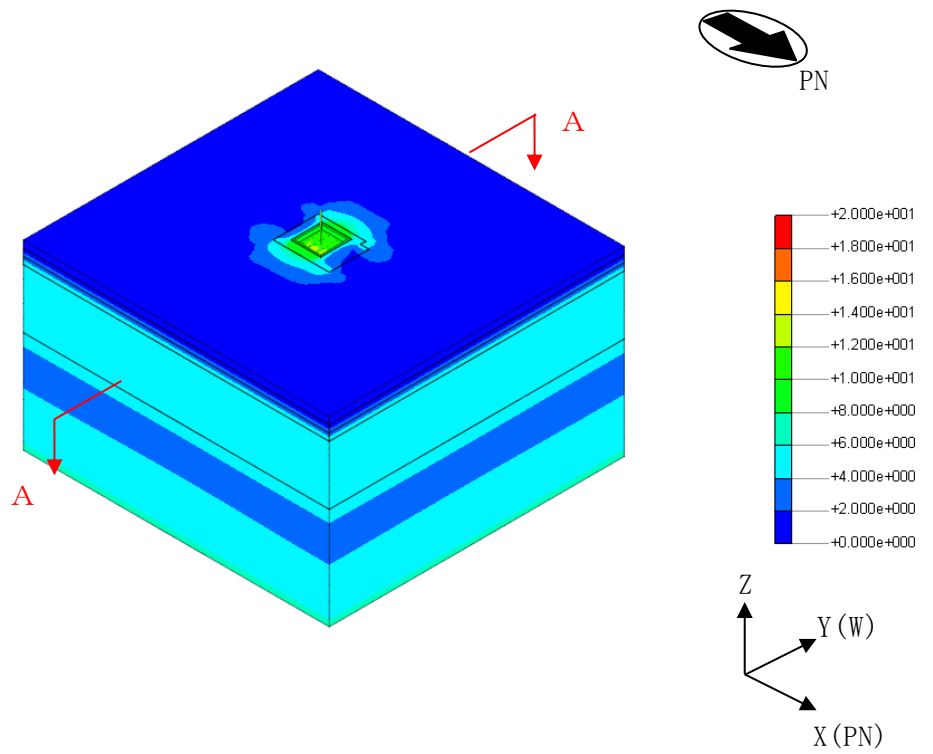


(a) 全体図

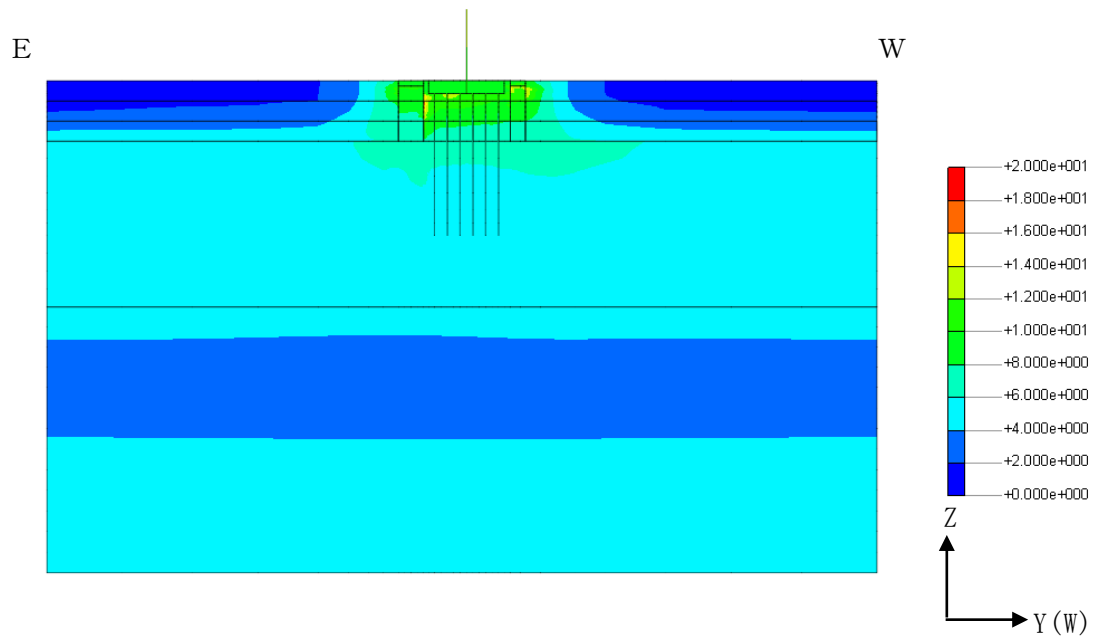


(b) A - A断面

図4-4 地盤の最大応答加速度 (Ss-2, NS方向) (単位 :  $m/s^2$ )

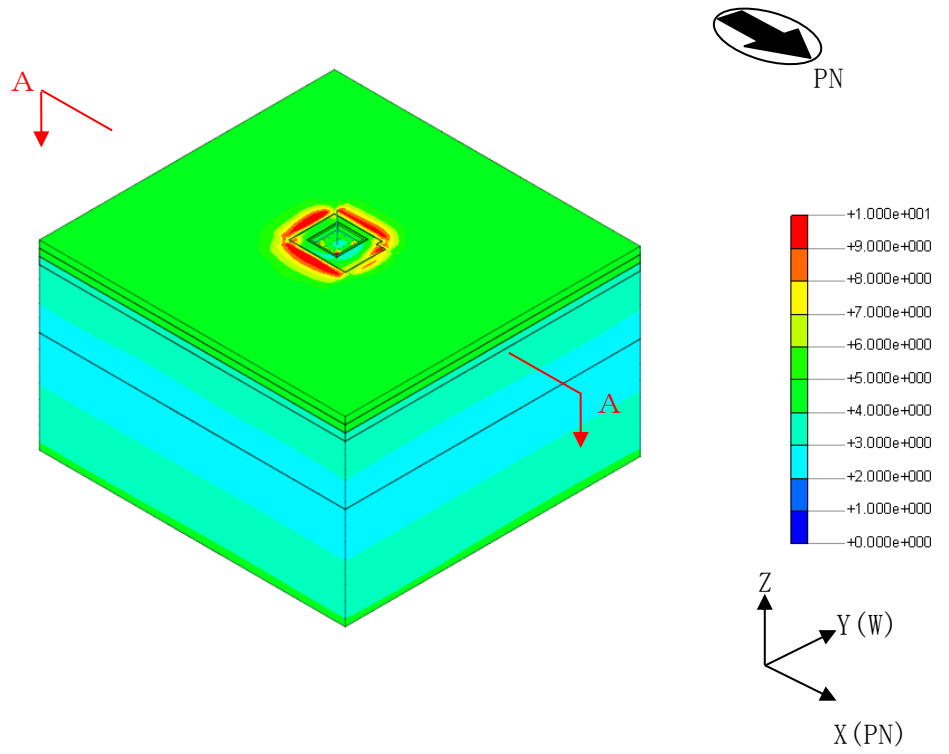


(a) 全体図

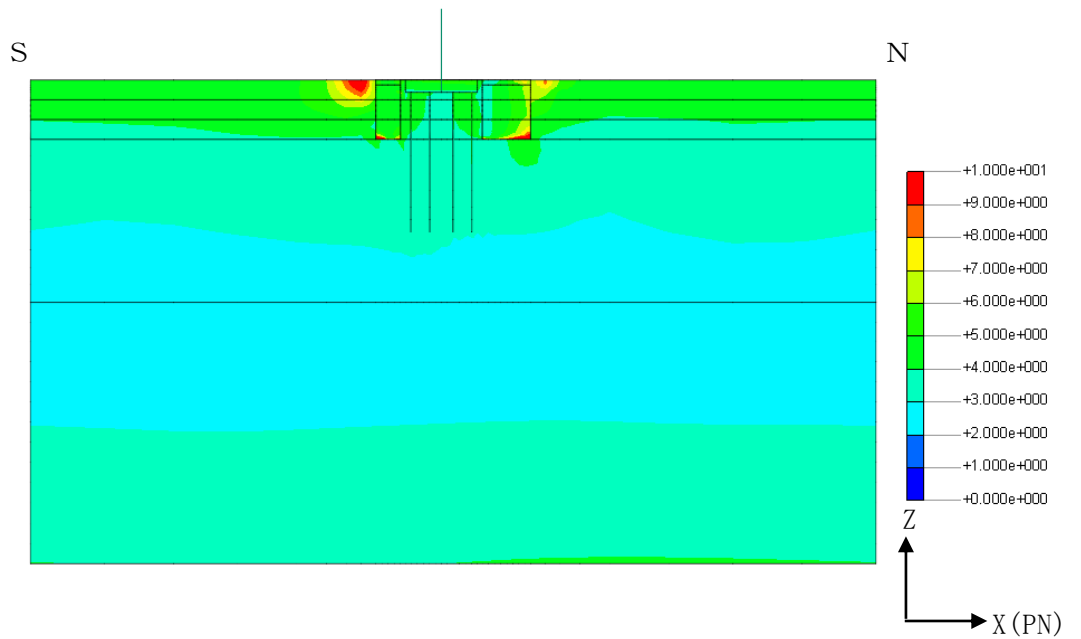


(b) A - A断面

図4-5 地盤の最大応答加速度 (Ss-2, EW方向) (単位 :  $m/s^2$ )

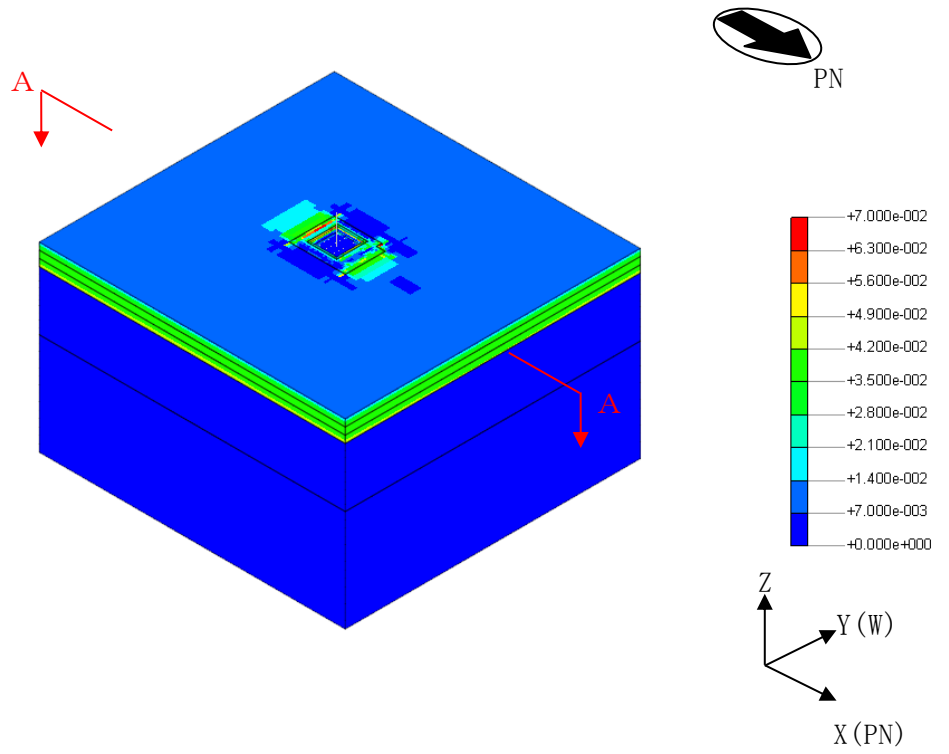


(a) 全体図

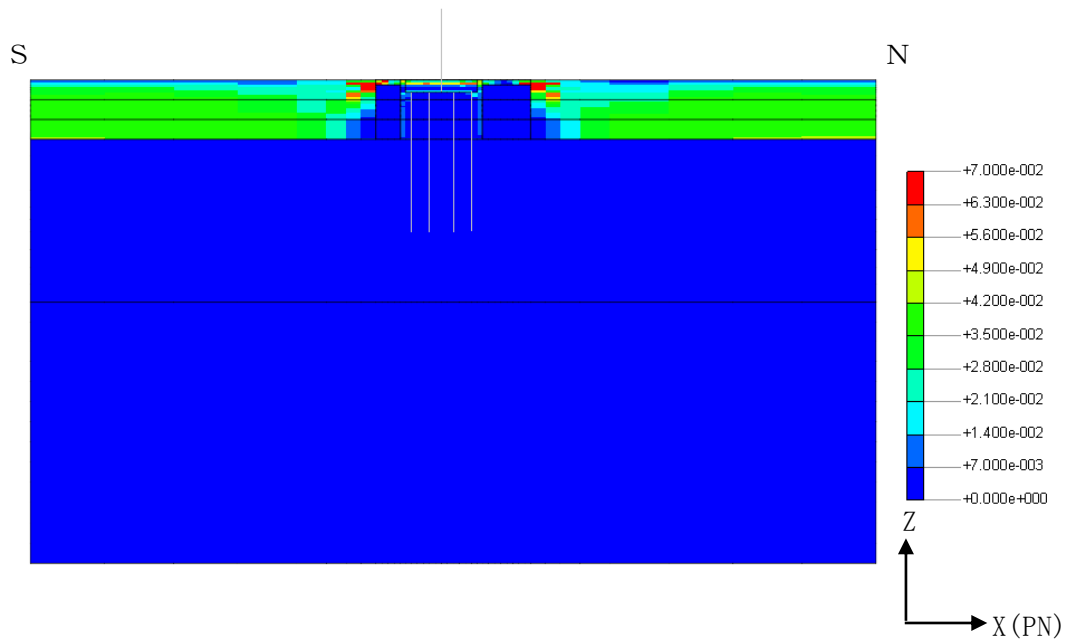


(b) A - A断面

図4-6 地盤の最大応答加速度 (Ss-2, UD方向) (単位 :  $m/s^2$ )

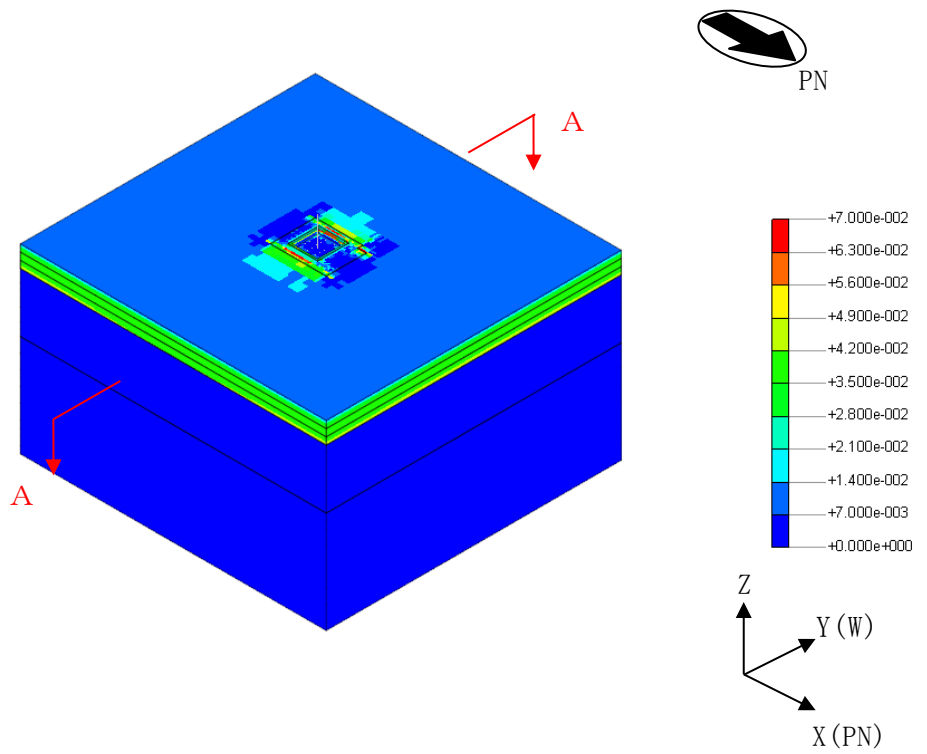


(a) 全体図

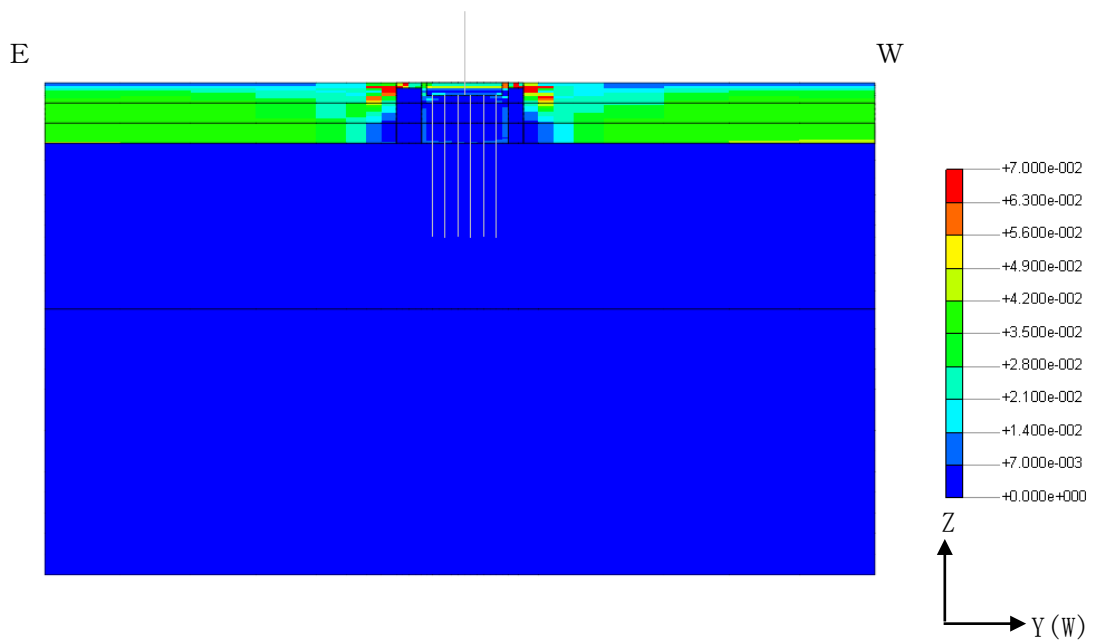


(b) A - A断面

図4-7 地盤の最大せん断ひずみ (Ss-1, NS方向)

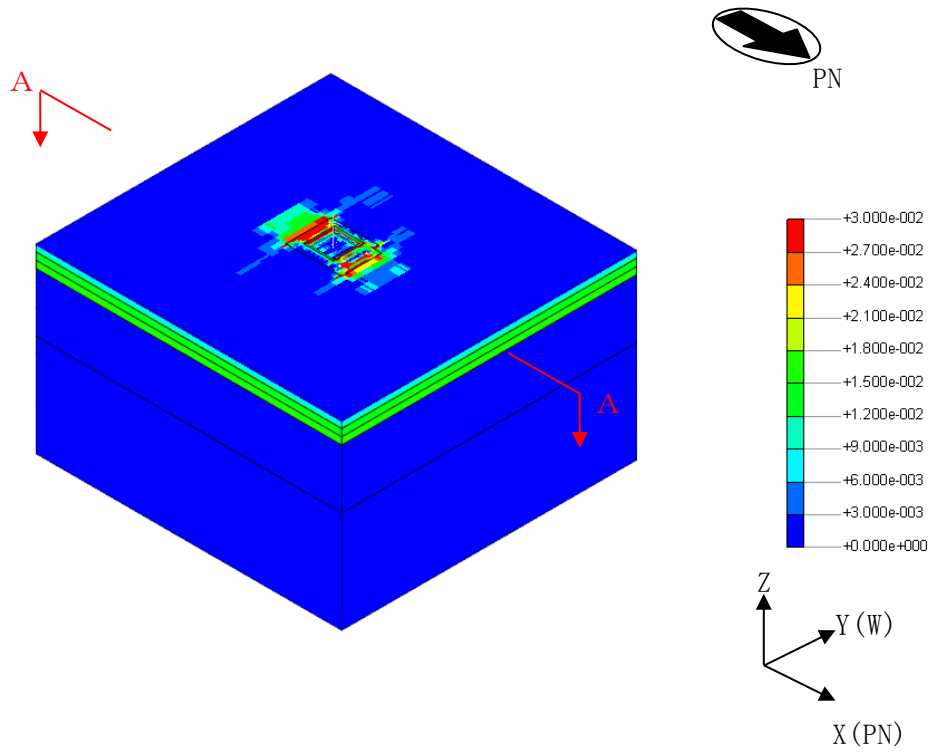


(a) 全体図

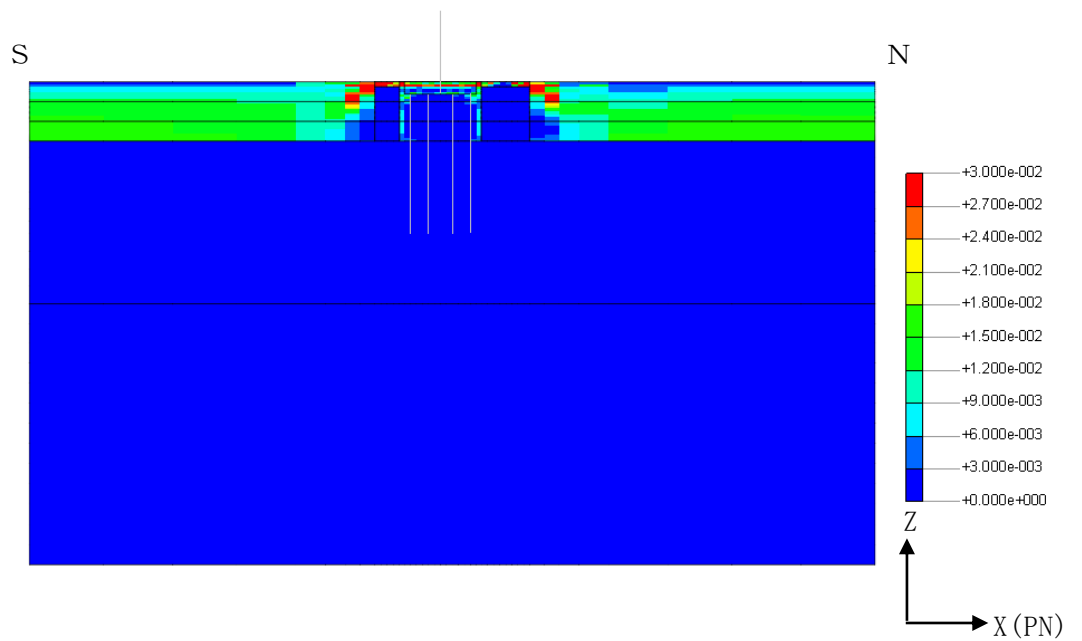


(b) A - A断面

図4-8 地盤の最大せん断ひずみ (Ss-1, EW方向)



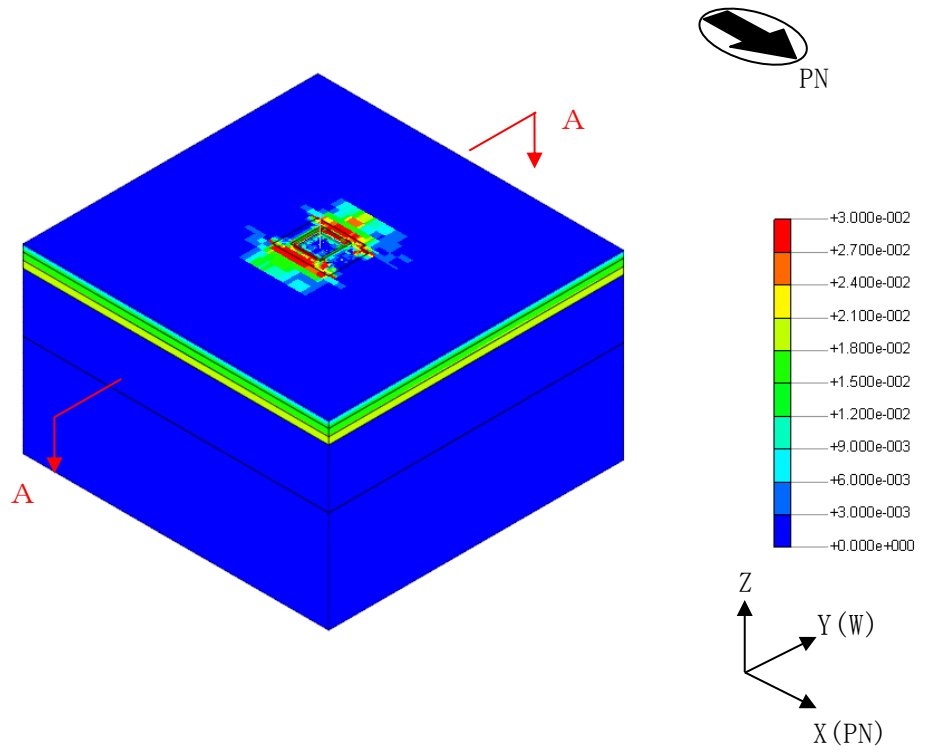
(a) 全体図



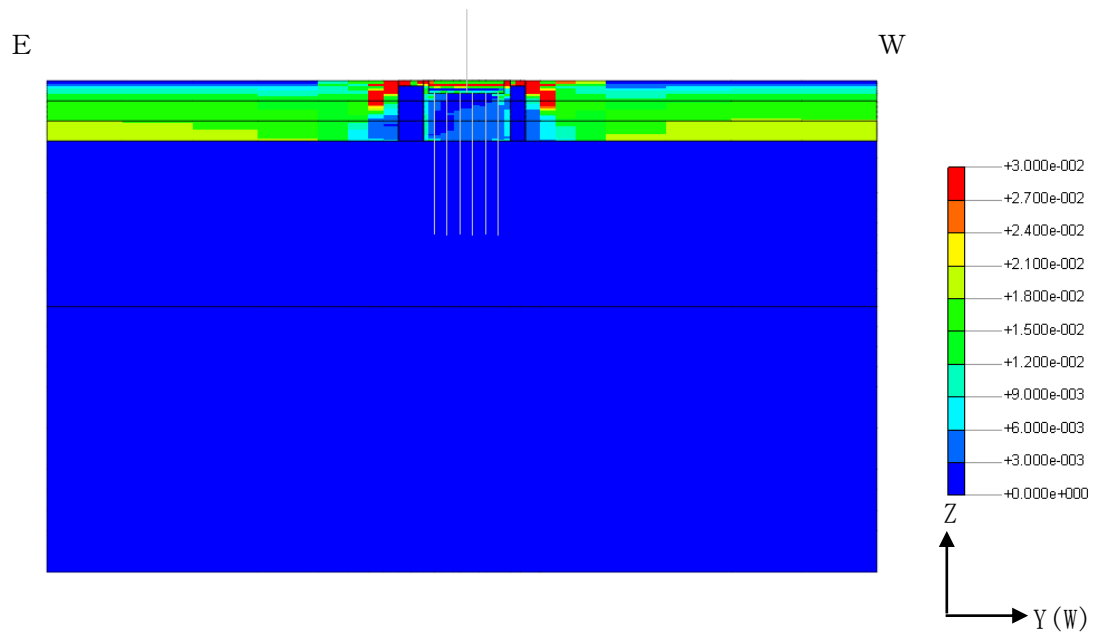
(b) A - A 断面

図4-9 地盤の最大せん断ひずみ (Ss-2, NS方向)



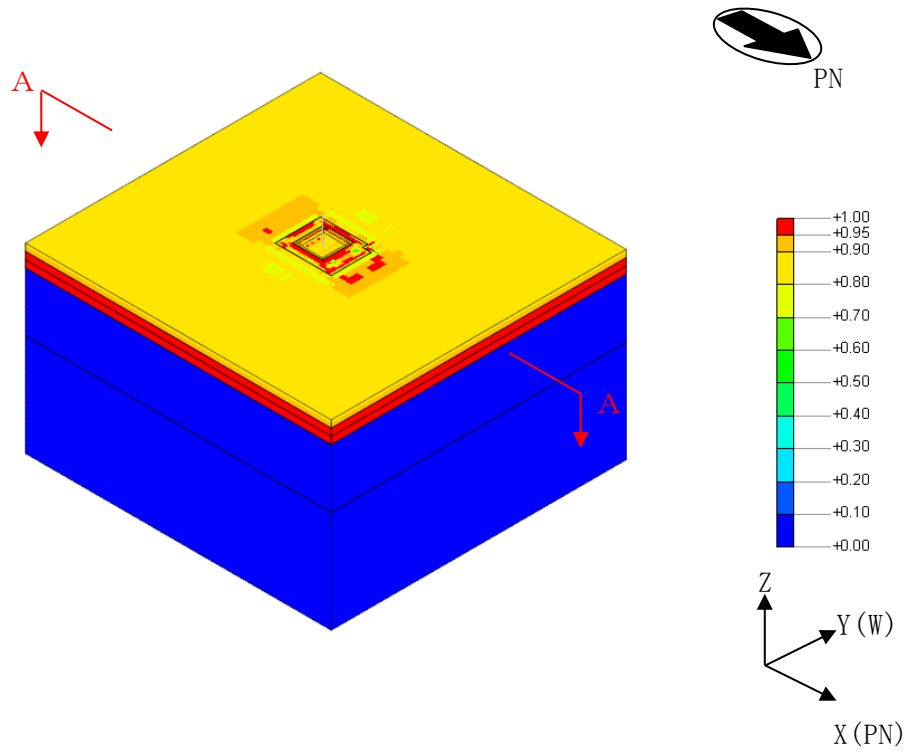


(a) 全体図

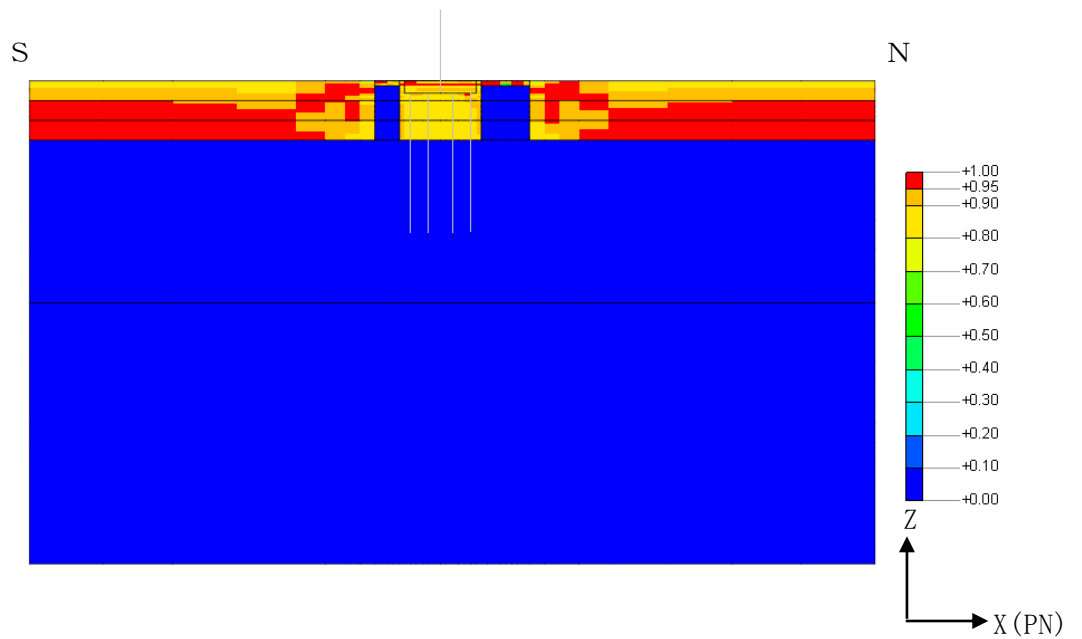


(b) A - A断面

図4-10 地盤の最大せん断ひずみ (Ss-2, EW方向)

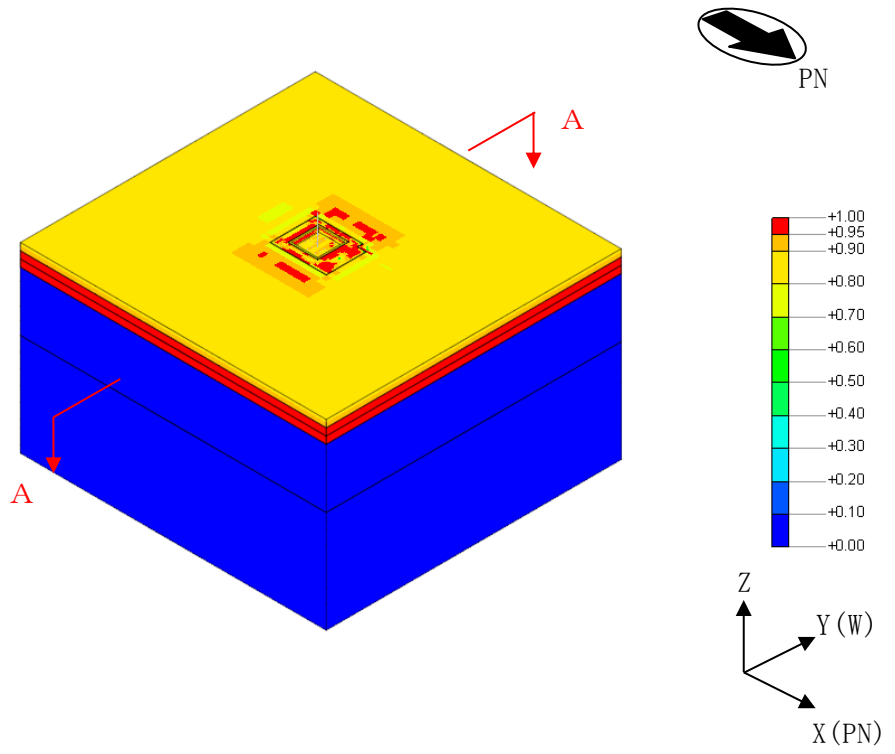


(a) 全体図

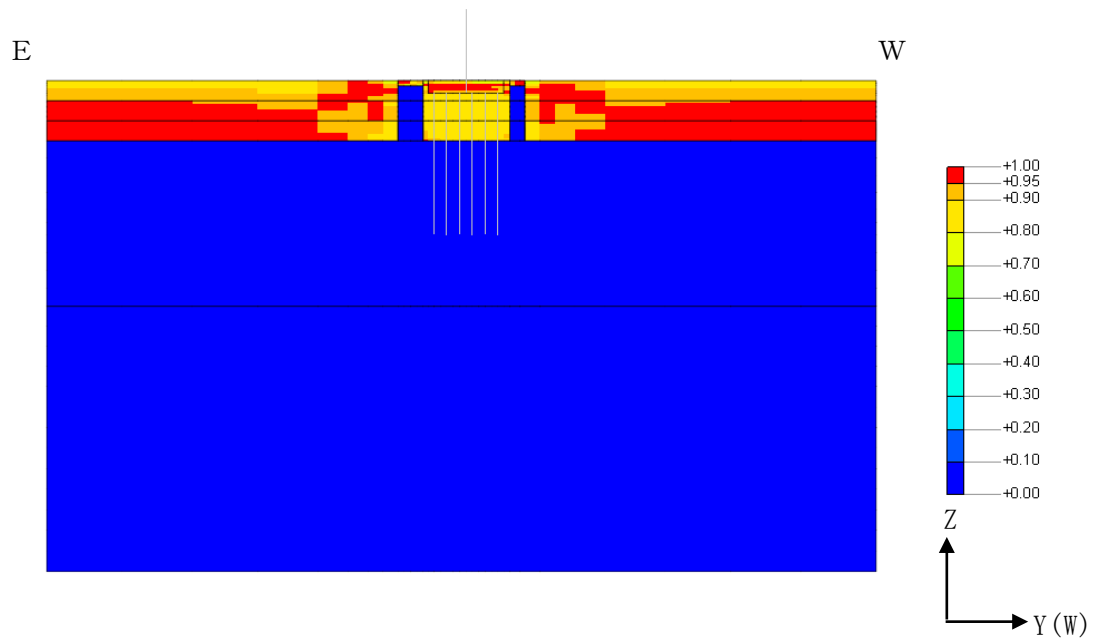


(b) A - A断面

図4-11 最大過剰間隙水圧比 (Ss-1, NS方向)

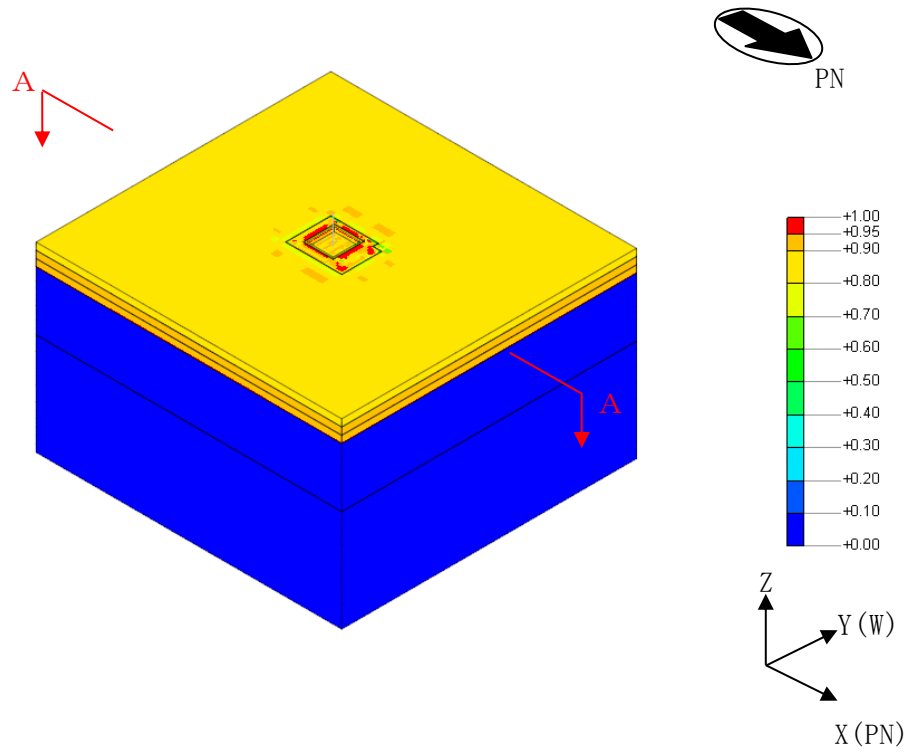


(a) 全体図

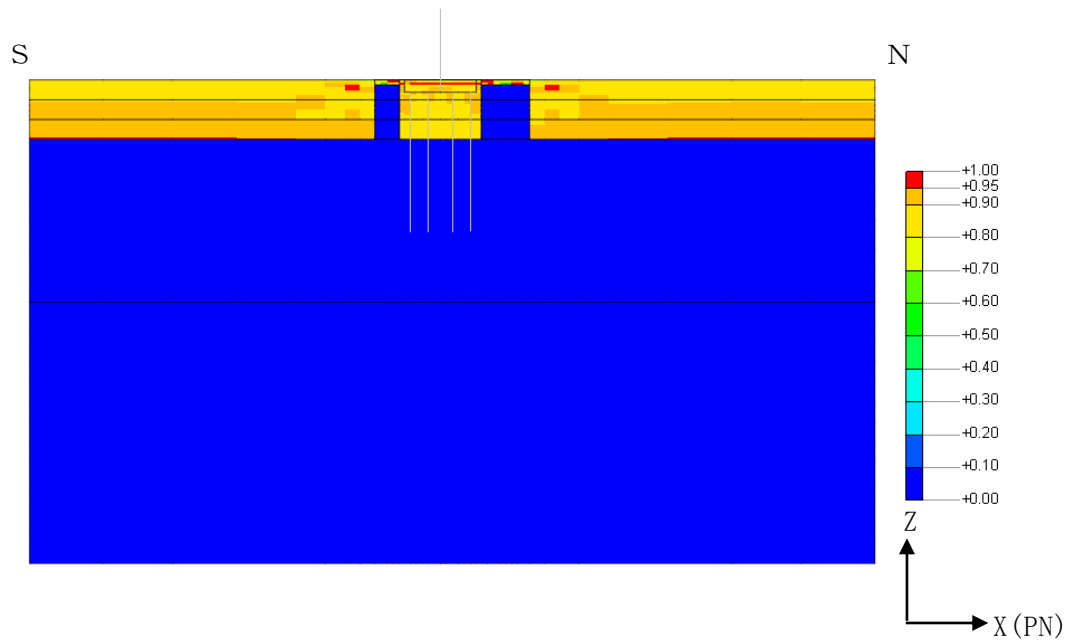


(b) A - A断面

図4-12 最大過剰間隙水圧比 (Ss-1, EW方向)

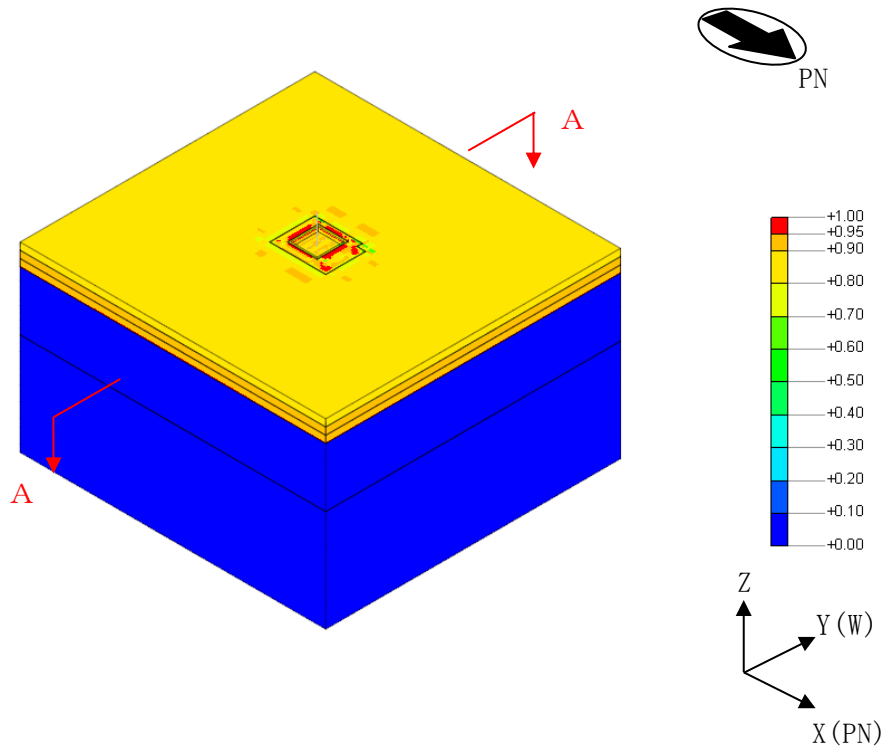


(a) 全体図

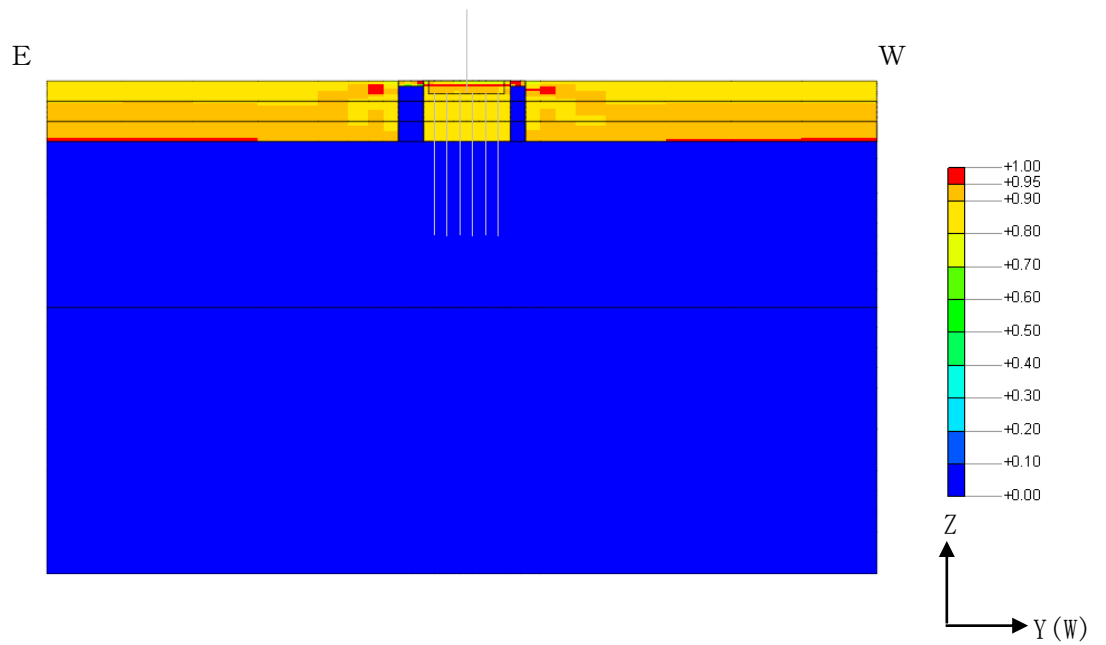


(b) A - A断面

図4-13 最大過剰間隙水圧比 (Ss-2, NS方向)



(a) 全体図



(b) A - A断面

図4-14 最大過剰間隙水圧比 (Ss-2, EW方向)

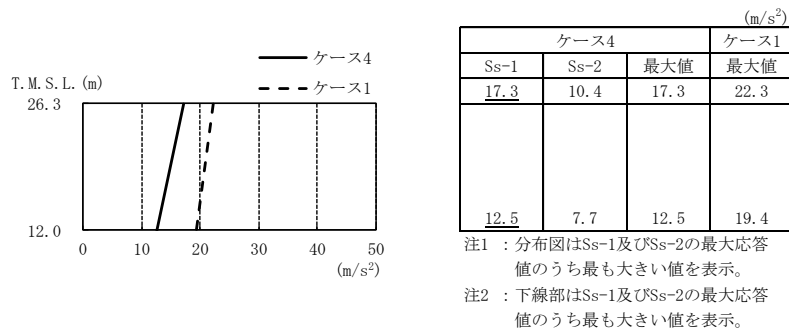


図4-15 最大応答加速度（基準地震動 S<sub>s</sub>，NS方向）

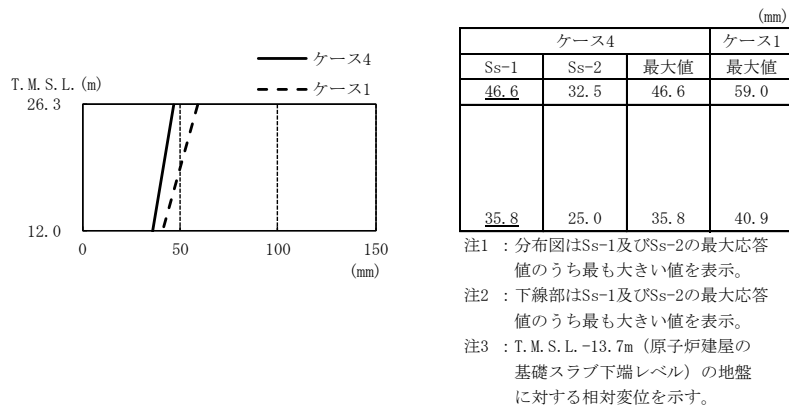


図4-16 最大応答変位（基準地震動 S<sub>s</sub>，NS方向）

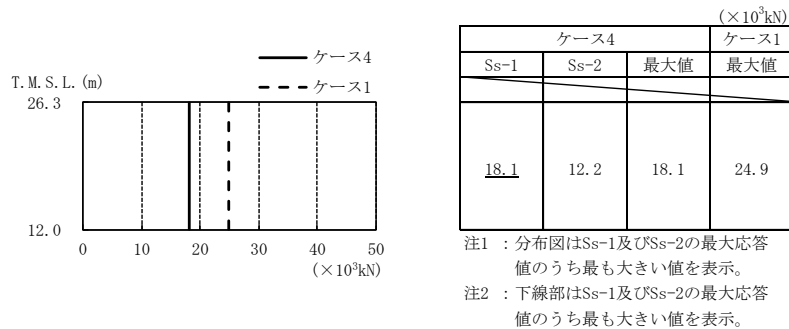


図4-17 最大応答せん断力（基準地震動 S<sub>s</sub>，NS方向）

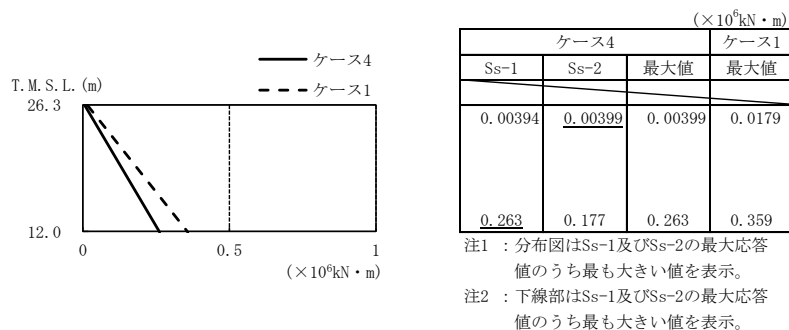


図4-18 最大応答曲げモーメント（基準地震動 S<sub>s</sub>，NS方向）

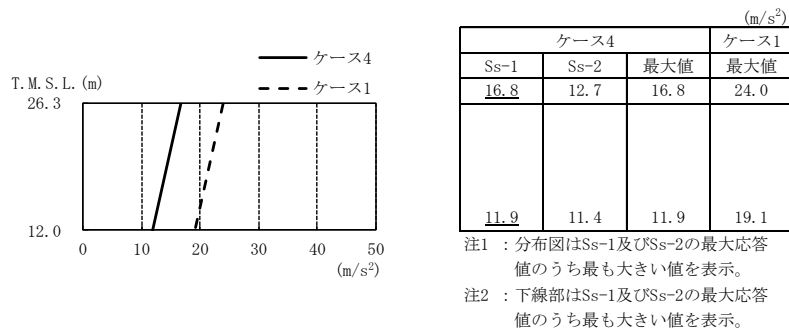


図4-19 最大応答加速度（基準地震動 S s ， EW方向）

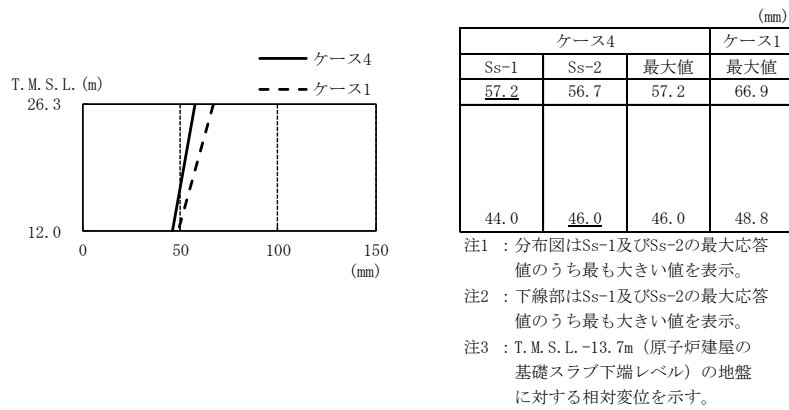


図4-20 最大応答変位（基準地震動 S s ， EW方向）

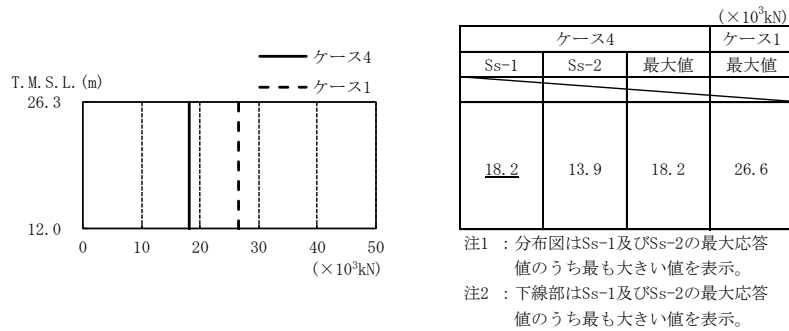


図4-21 最大応答せん断力（基準地震動 S s ， EW方向）

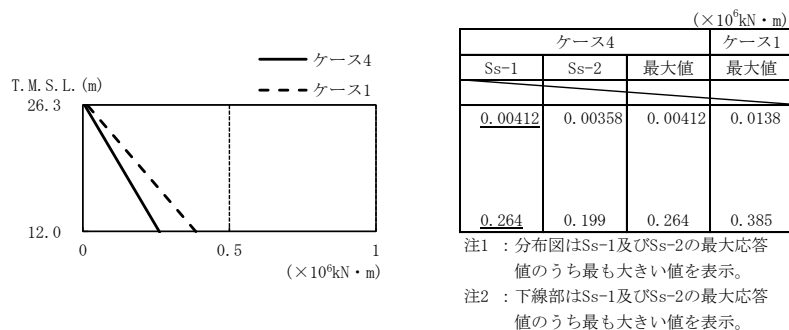


図4-22 最大応答曲げモーメント（基準地震動 S s ， EW方向）

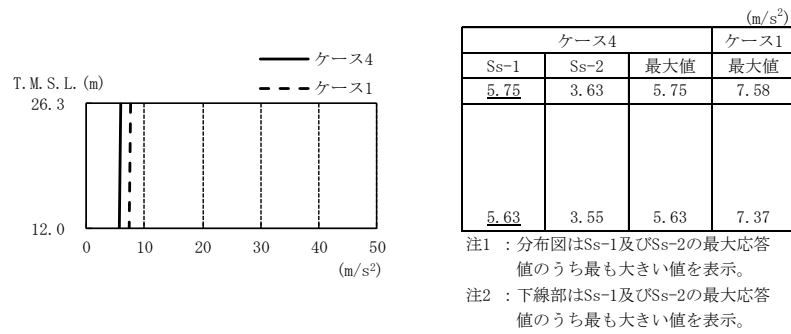


図4-23 最大応答加速度（基準地震動 S s ，鉛直方向）

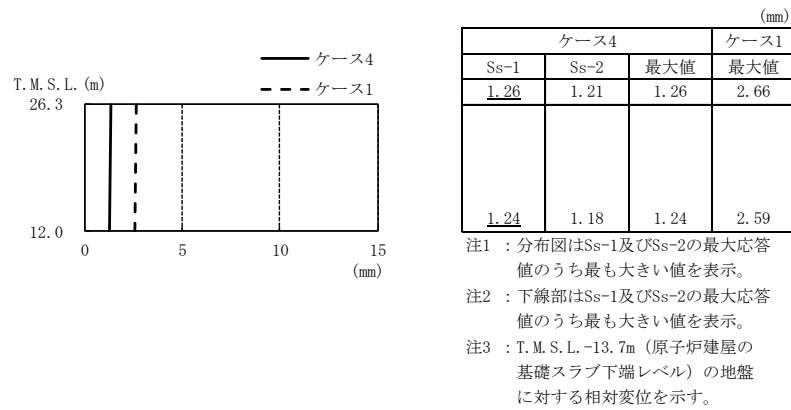


図4-24 最大応答変位（基準地震動 S s ，鉛直方向）

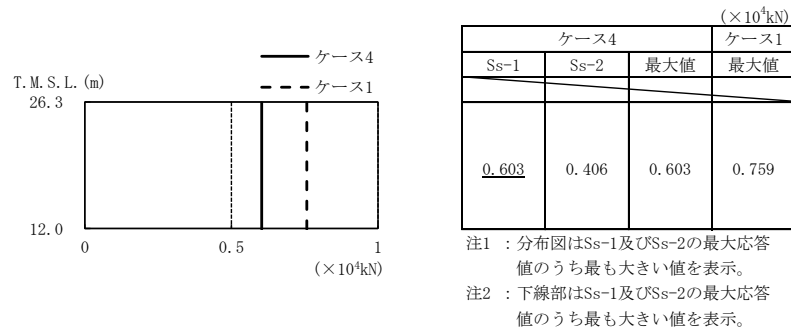


図4-25 最大応答軸力（基準地震動 S s ，鉛直方向）



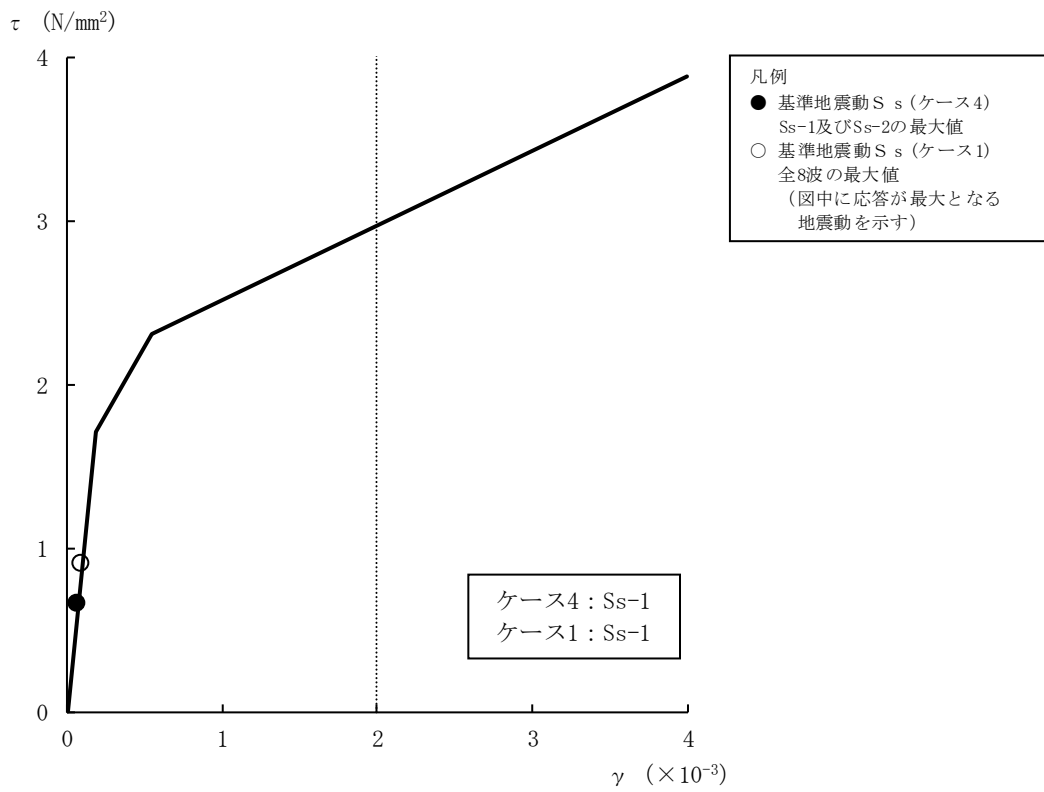


図4-26 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (基準地震動  $S_s$ , NS方向)

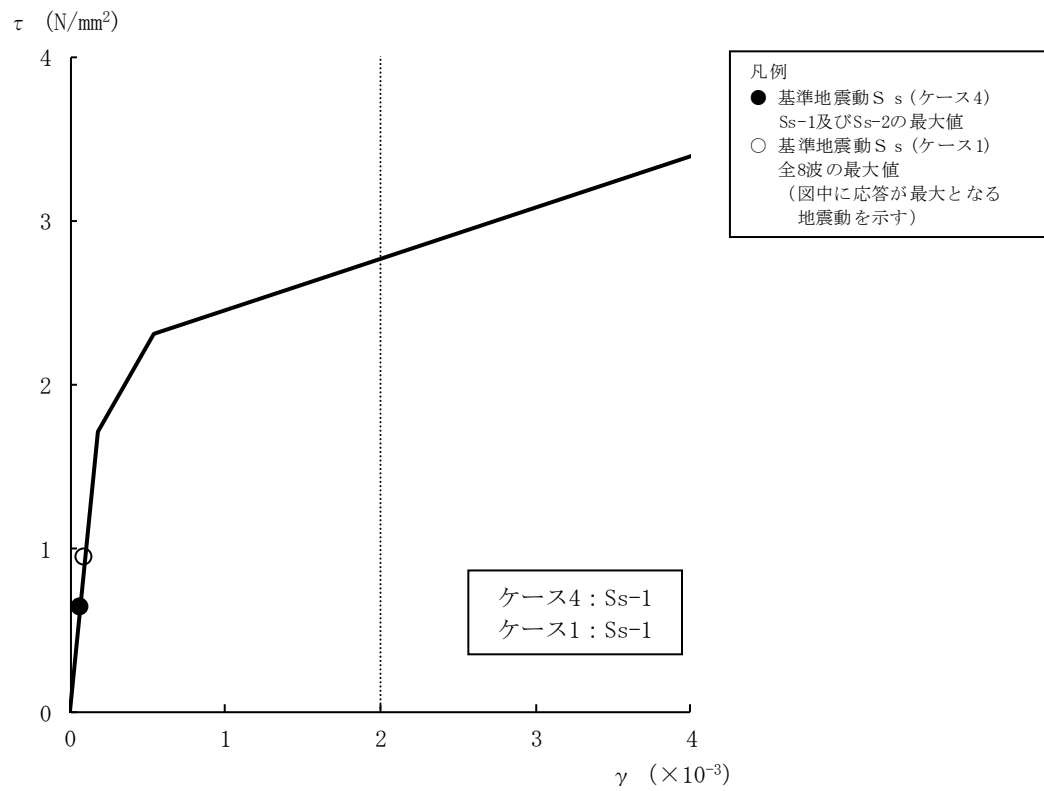
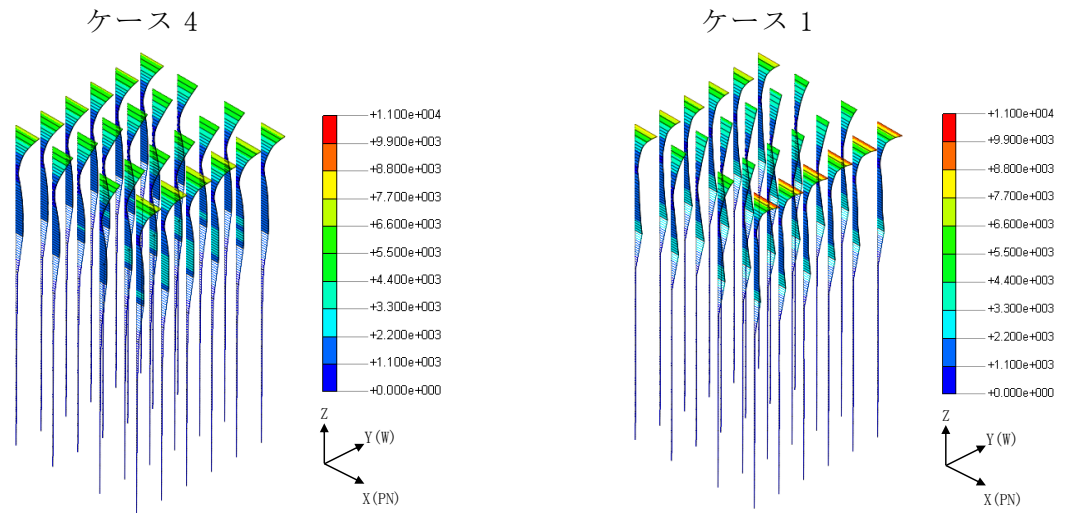
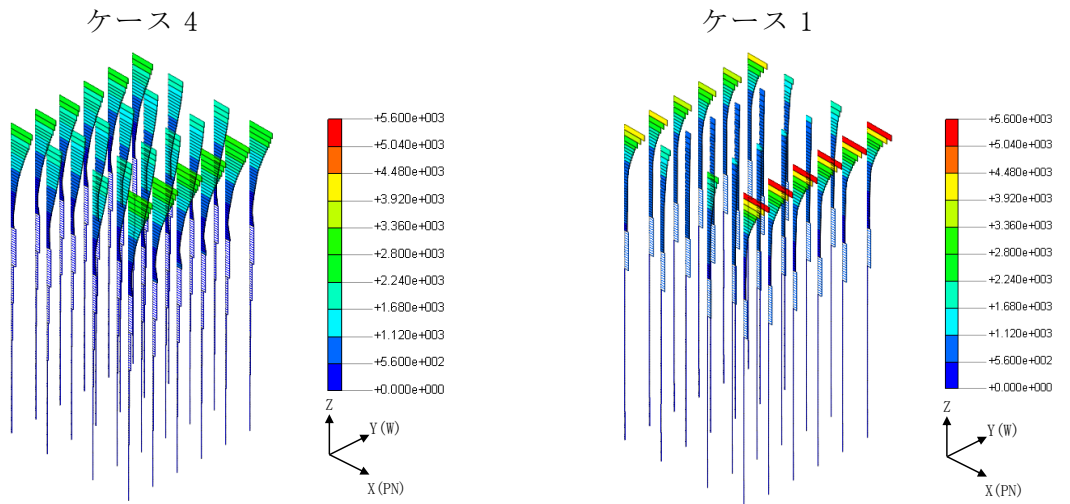


図4-27 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (基準地震動  $S_s$ , EW方向)



(a) 最大応答曲げモーメント (単位: kN・m)



(b) 最大応答せん断力 (単位: kN)

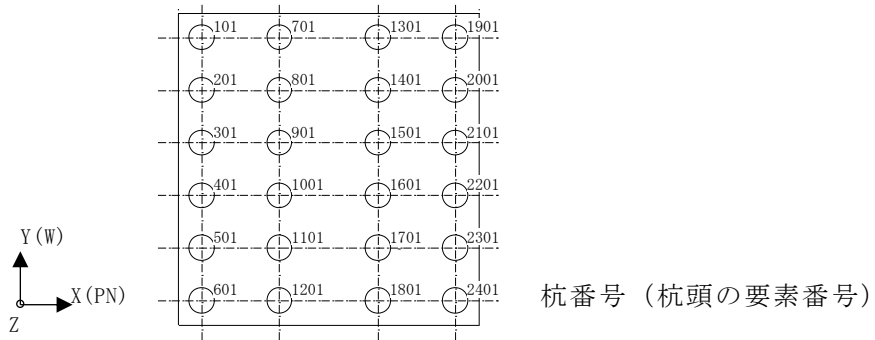


図 4-28 杭の応答値 (Ss-1, NS 方向)

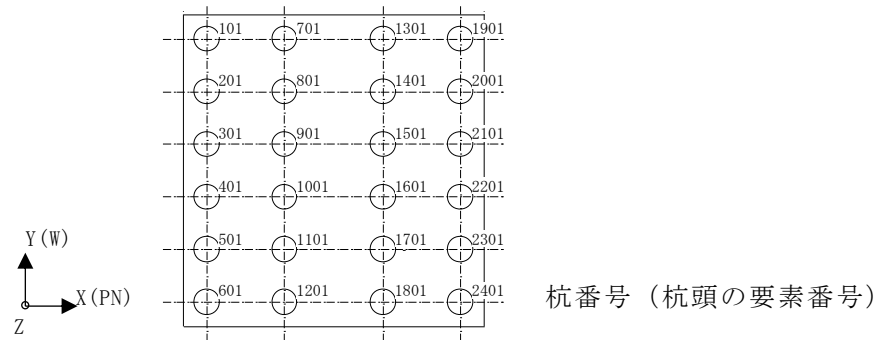
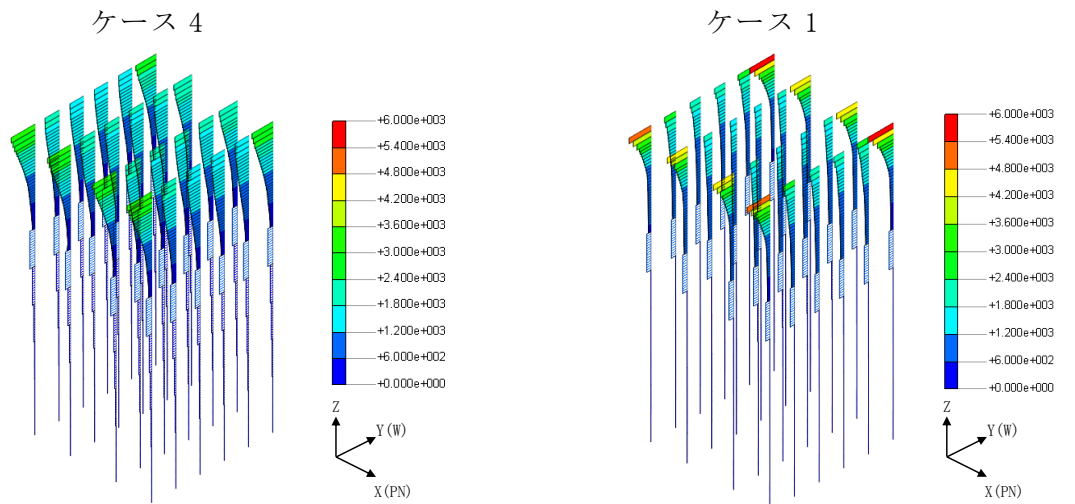
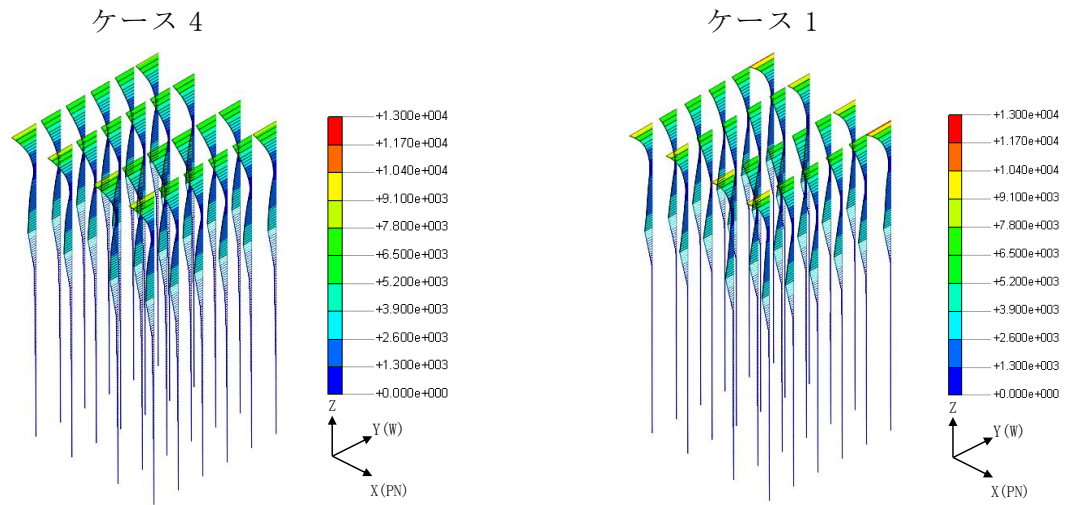


図 4-29 杭の応答値 ( $S_s-1$ , EW 方向)

表4-1 杭頭断面力一覧 (1/2)

(a) 最大応答軸力

解析 ケース	ケース4		ケース1	
	杭番号	Nmax ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Nmax ( $\times 10^3$ kN)
Ss-1 (NS)	101	5.70	101	6.57
Ss-1 (EW)	101	7.69	101	7.86
Ss-2	1901	<u>8.05</u>	101	<u>9.18</u>

注1 : 下線部はSs-1及びSs-2の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

注2 : 圧縮を正, 引張を負とする。

(b) 最小応答軸力

解析 ケース	ケース4		ケース1	
	杭番号	Nmin ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Nmin ( $\times 10^3$ kN)
Ss-1 (NS)	1901	-3.71	101	-5.40
Ss-1 (EW)	601	-5.03	601	-6.97
Ss-2	601	<u>-5.92</u>	2401	<u>-7.22</u>

注1 : 下線部はSs-1及びSs-2の最小応答値のうち最も小さい値を表示。

注2 : 圧縮を正, 引張を負とする。

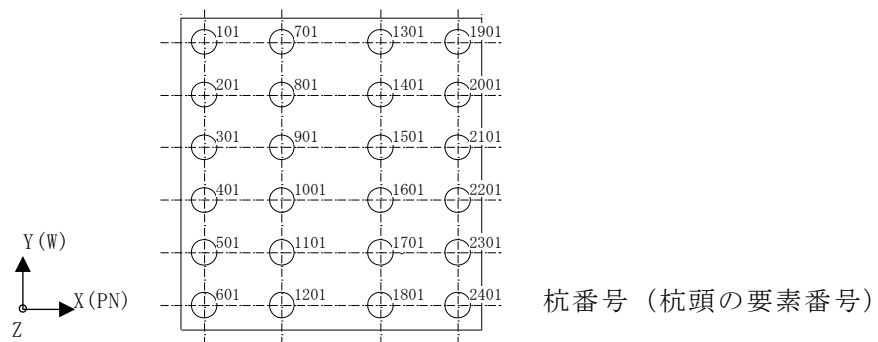


表4-1 杭頭断面力一覧 (2/2)

(c) 最大応答曲げモーメント

解析 ケース	ケース4			ケース1		
	杭番号	N ( $\times 10^3$ kN)	Mmax ( $\times 10^4$ kN・m)	杭番号	N ( $\times 10^3$ kN)	Mmax ( $\times 10^4$ kN・m)
Ss-1 (NS)	2301	5.11	0.784	2401	5.32	1.01
Ss-1 (EW)	2401	5.13	<u>0.899</u>	1901	7.44	<u>1.11</u>
Ss-2	2401	6.11	0.892	601	1.90	0.966

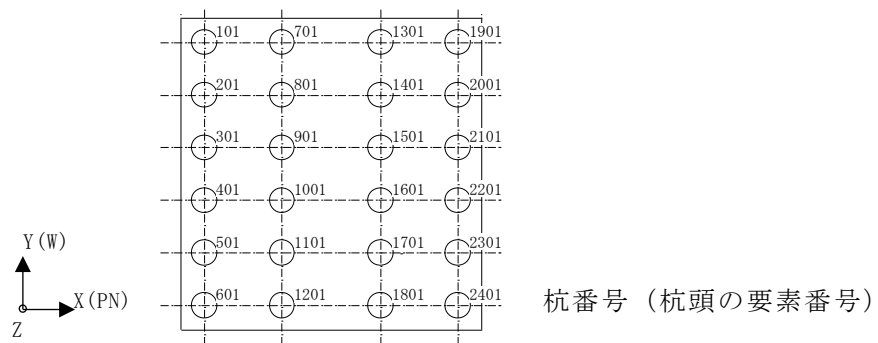
注1 : 下線部はSs-1及びSs-2の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

注2 : Nは最大応答曲げモーメント発生時の軸力を示す。

(d) 最大応答せん断力

解析 ケース	ケース4		ケース1	
	杭番号	Qmax ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Qmax ( $\times 10^3$ kN)
Ss-1 (NS)	2201	3.04	2401	5.59
Ss-1 (EW)	2401	<u>3.25</u>	1901	<u>5.75</u>
Ss-2	2401	3.03	2401	4.47

注 : 下線部はSs-1及びSs-2の最大応答値のうち最も大きい値を表示。



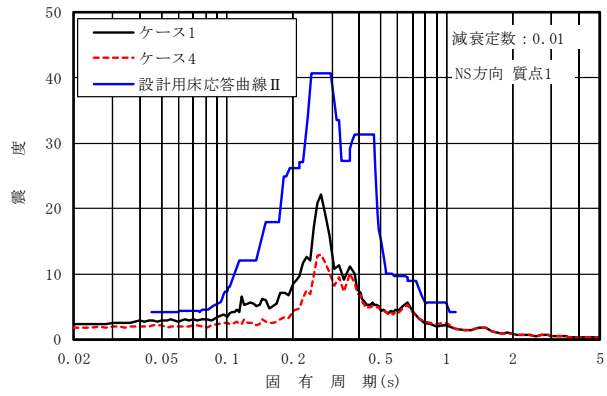
## 5. 機器・配管系評価に与える影響

装置基礎が内包する機器はフィルタ装置，よう素フィルタ，ドレンタンク及びドレン移送ポンプである。VI-2-9-4-5-5-1「ドレン移送ポンプの耐震性についての計算書」，VI-2-9-4-7-1-1「ドレンタンクの耐震性についての計算書」，VI-2-9-4-7-1-3「フィルタ装置の耐震性についての計算書」及びVI-2-9-4-7-1-4「よう素フィルタの耐震性についての計算書」に示すとおり，いずれも剛構造である。図4-15，図4-19及び図4-23に示すとおり，ケース4の最大応答加速度はケース1を下回ることから，機器の耐震評価に影響を与えないことを確認した。

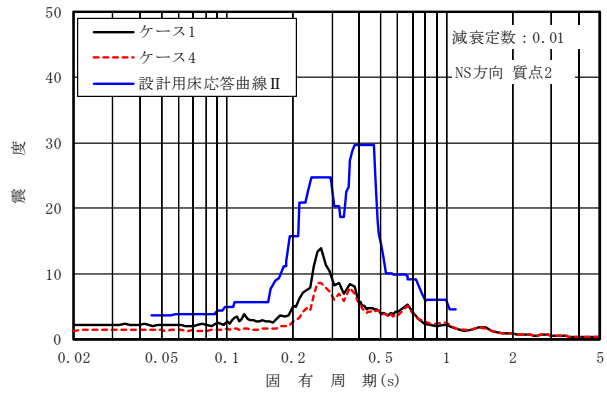
基準地震動 $S_s$ におけるケース4とケース1の床応答スペクトル及び設計に用いている床応答スペクトル（VI-2-1-7「設計用床応答曲線の作成方針」に示す設計用床応答曲線Ⅱ）の比較を図5-1～図5-4に示す。図5-1～図5-4に示すとおり，地盤の有効応力の変化を考慮することにより，地盤剛性の低下に伴い全体的に長周期化する傾向であることを確認した。VI-2-9-4-7-1-2「管の耐震性についての計算書（格納容器圧力逃がし装置）」に示すとおり，配管の主要な周期帯は0.05s～0.07sである。ケース4の床応答スペクトルはケース1の床応答スペクトルよりも配管の主要な周期帯において小さくなり，設計用床応答曲線Ⅱを下回ることを確認した。

図4-16及び図4-20に示すとおり，ケース4の水平方向の最大応答変位はケース1を下回ることから配管系の耐震評価に影響を与えないことを確認した。

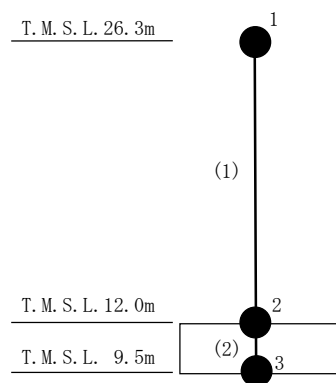
以上より，地盤の有効応力の変化を考慮しても機器・配管系の耐震評価に影響を与えないことを確認した。



(a) 質点 1

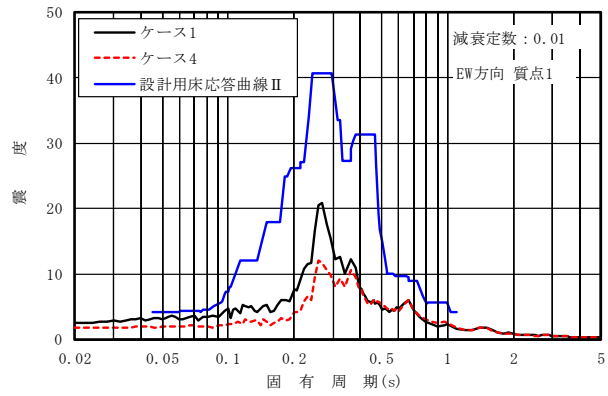


(b) 質点 2

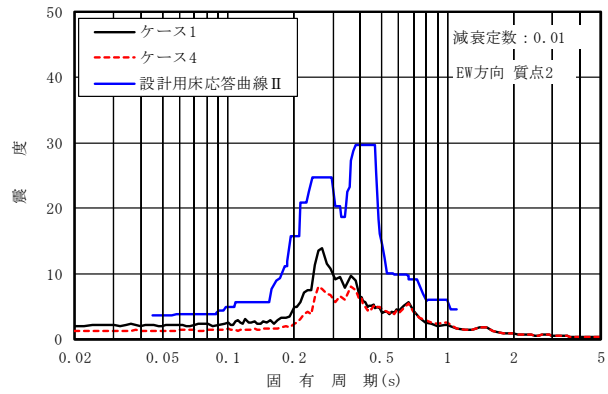


注：数字は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

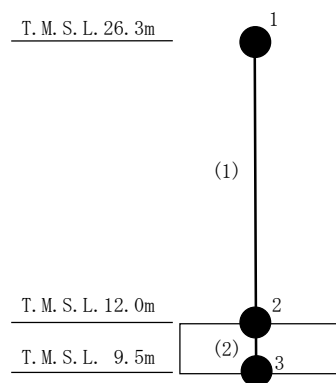
図 5-1 床応答スペクトル比較 (S<sub>S</sub>-1, NS 方向, h = 0.01)



(a) 質点 1



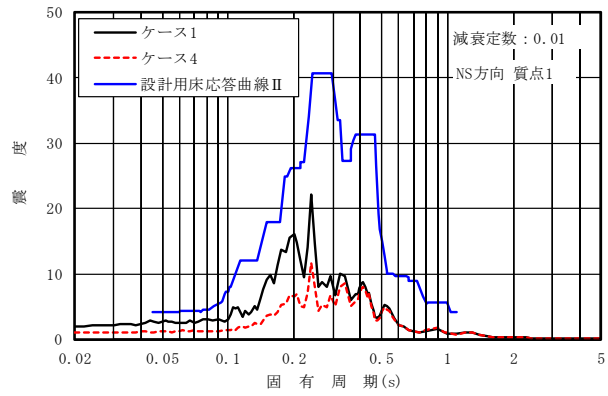
(b) 質点 2



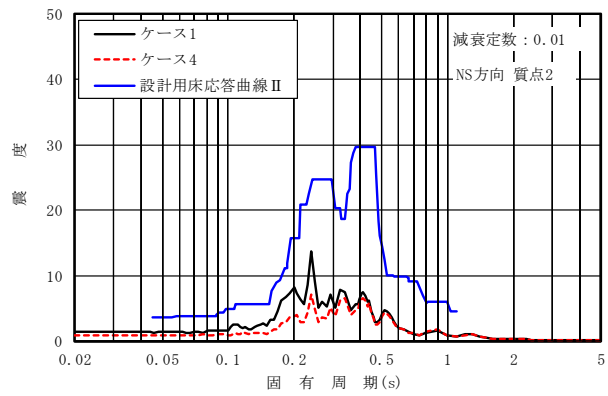
注：数字は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

図 5-2 床応答スペクトル比較 (S<sub>S</sub>-1, EW 方向, h = 0.01)

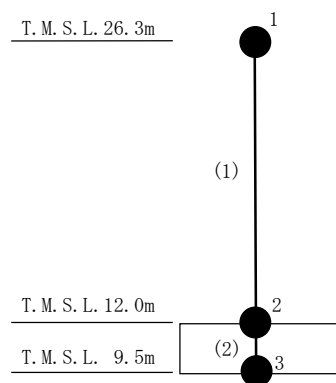




(a) 質点 1

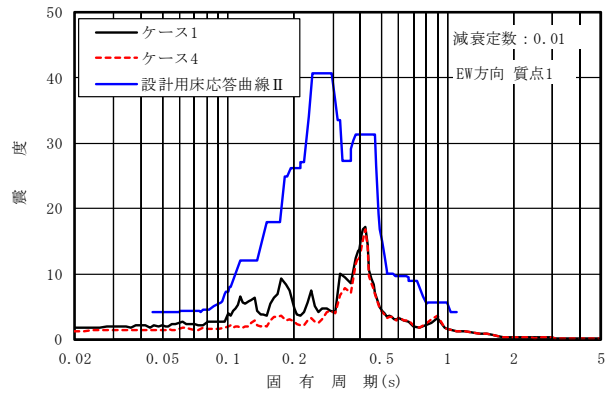


(b) 質点 2

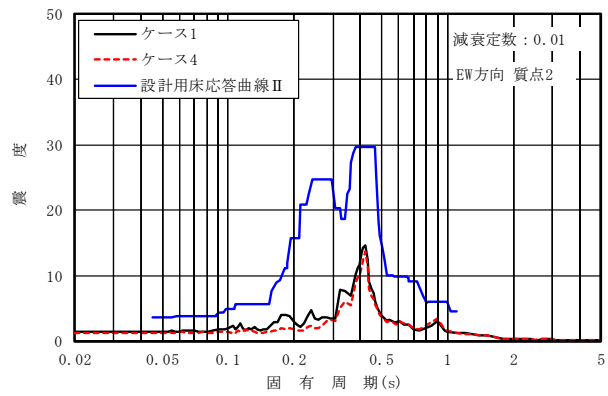


注：数字は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

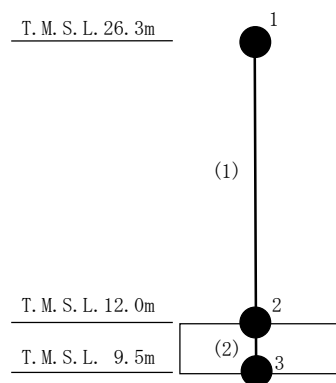
図 5-3 床応答スペクトル比較 (S<sub>s</sub>-2, NS 方向, h = 0.01)



(a) 質点 1



(b) 質点 2



注：数字は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

図 5-4 床応答スペクトル比較 (S<sub>s</sub>-2, EW 方向, h = 0.01)

## 6. まとめ

有効応力解析を実施した結果、装置基礎の発生応力、変位及びせん断ひずみについては有効応力解析の結果が全応力解析の結果を下回ることを確認した。これより、全応力解析による各種応答値を用いて建物・構築物及び機器・配管系の設計用地震力を設定し、構造強度及び機能維持の確認を行うことは保守的な評価となることを確認した。

また、有効応力解析の床応答スペクトルは、基本ケースの床応答スペクトルを配管の主要な周期帯において下回り、設計用床応答曲線Ⅱを下回ることから、配管の耐震評価に影響を与えないことを確認した。

## 別紙8 隣接建屋の影響を考慮した地震応答解析結果

## 目 次

1. 概要	別紙 8-1
1.1 隣接建屋の概要	別紙 8-1
1.2 検討概要	別紙 8-2
2. 検討方針	別紙 8-3
2.1 評価フロー	別紙 8-3
2.2 解析断面	別紙 8-4
2.3 解析ケース	別紙 8-5
2.4 解析モデル	別紙 8-5
2.4.1 建屋のモデル化	別紙 8-7
2.4.2 杭のモデル化	別紙 8-10
2.4.3 原地盤，地盤改良体及びマンメイドロックのモデル化	別紙 8-10
2.5 入力地震動	別紙 8-12
3. 検討結果	別紙 8-13
3.1 地震応答解析結果	別紙 8-13
3.2 装置基礎の耐震評価に与える影響	別紙 8-18
3.3 機器・配管系評価に与える影響	別紙 8-19
4. まとめ	別紙 8-24

# 1. 概要

## 1.1 隣接建屋の概要

格納容器圧力逃がし装置基礎（以下「装置基礎」という。）の設置位置を図1-1に示す。装置基礎の周辺は、原子炉建屋及び大物搬入建屋が配置されている。

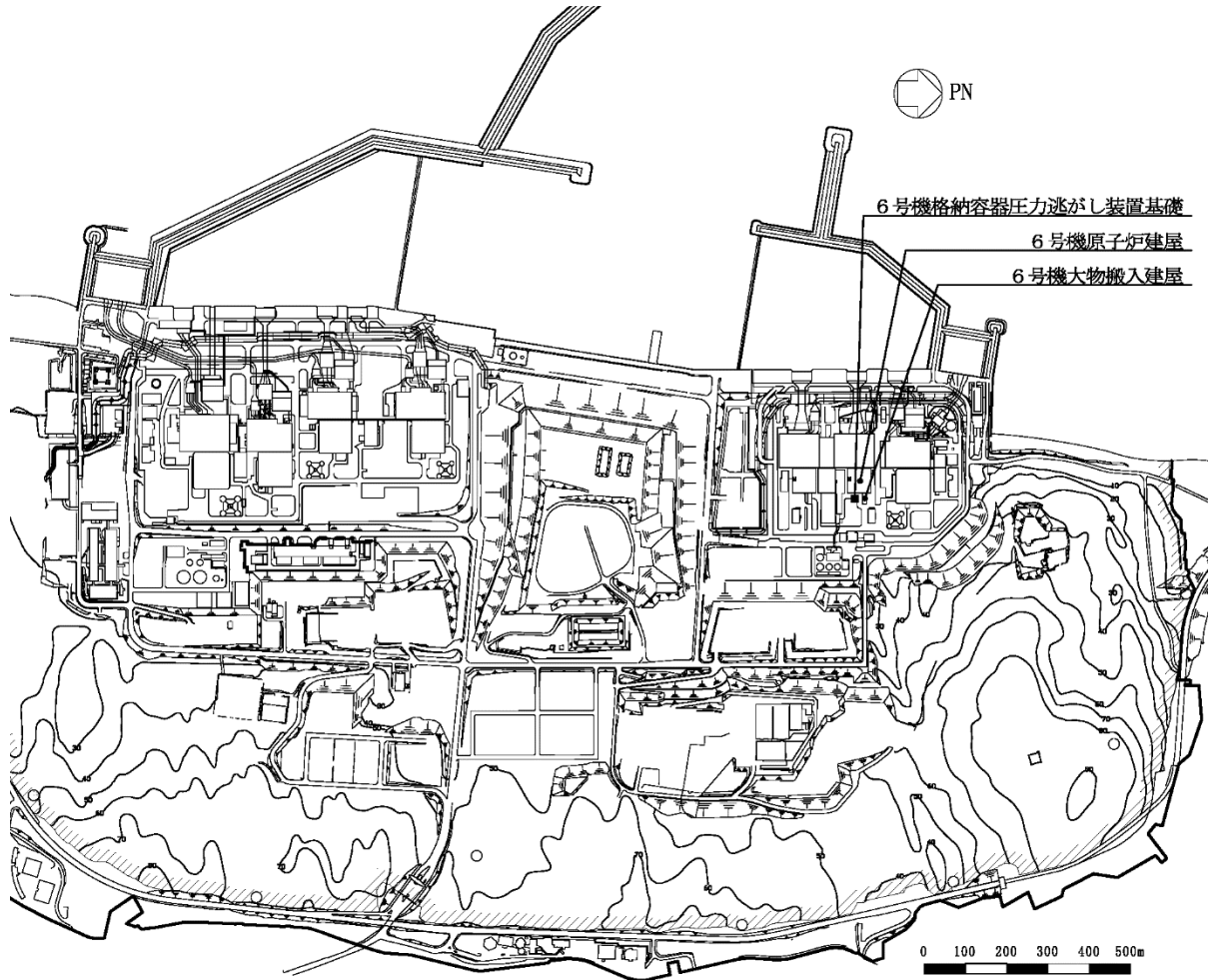


図1-1 装置基礎の設置位置

## 1.2 検討概要

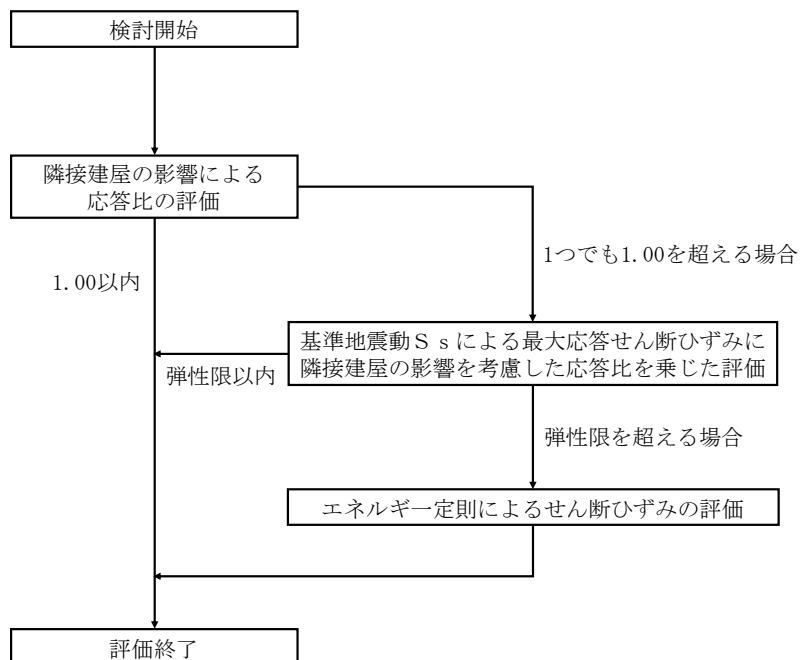
「工事計画に係る説明資料（耐震性に関する説明書）」のうち「隣接建屋の影響に関する検討」では、原子炉建屋、コントロール建屋、タービン建屋及び廃棄物処理建屋の配置状況を考慮した地震応答解析を実施し、隣接建屋が原子炉建屋、コントロール建屋、タービン建屋及び廃棄物処理建屋の構造健全性に与える影響を確認している。一方、装置基礎の地震応答解析では、装置基礎及び装置基礎の周辺に施工する地盤改良体を考慮しているが、原子炉建屋等は地盤改良体より剛性が高いため、隣接建屋の影響を考慮していない。本資料では、装置基礎を単独でモデル化する場合と、隣接建屋の配置を考慮してモデル化する場合について地震応答解析を実施し、両者の建屋応答を比較することで、隣接建屋が装置基礎及び機器・配管系の耐震評価に与える影響を確認する。

地震応答解析には、解析コード「S o i l P l u s」を用いる。

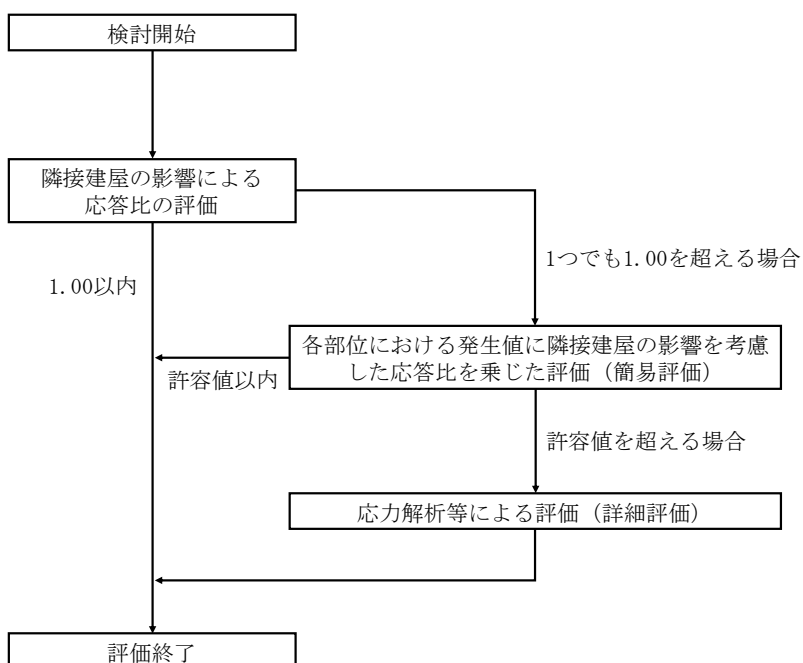
## 2. 検討方針

### 2.1 評価フロー

本検討の評価フローを図 2-1 に示す。



(a) 耐震壁



(b) 杭及び基礎スラブ

図 2-1 評価フロー



## 2.2 解析断面

隣接建屋の配置を図2-2に示す。

原子炉建屋は装置基礎に隣接する建屋の中で最も規模が大きく、装置基礎に隣接しているため、装置基礎の応答に影響を及ぼす可能性がある。大物搬入建屋は原子炉建屋に比べて規模が小さいため、装置基礎の応答に及ぼす影響は小さいと考えられる。

以上より、地震応答解析は装置基礎及び原子炉建屋を含むA-A断面（EW方向）を解析断面とし、2次元FEMモデルにて実施する。

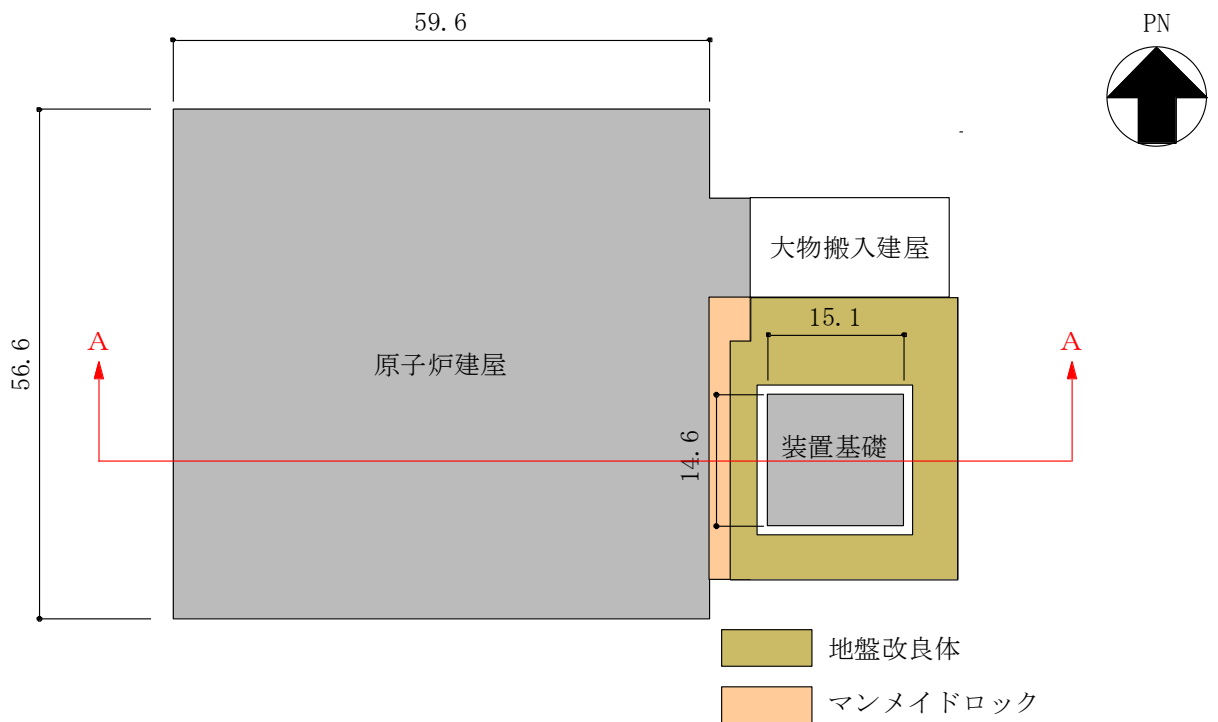


図 2-2 隣接建屋の配置（単位：m）

### 2.3 解析ケース

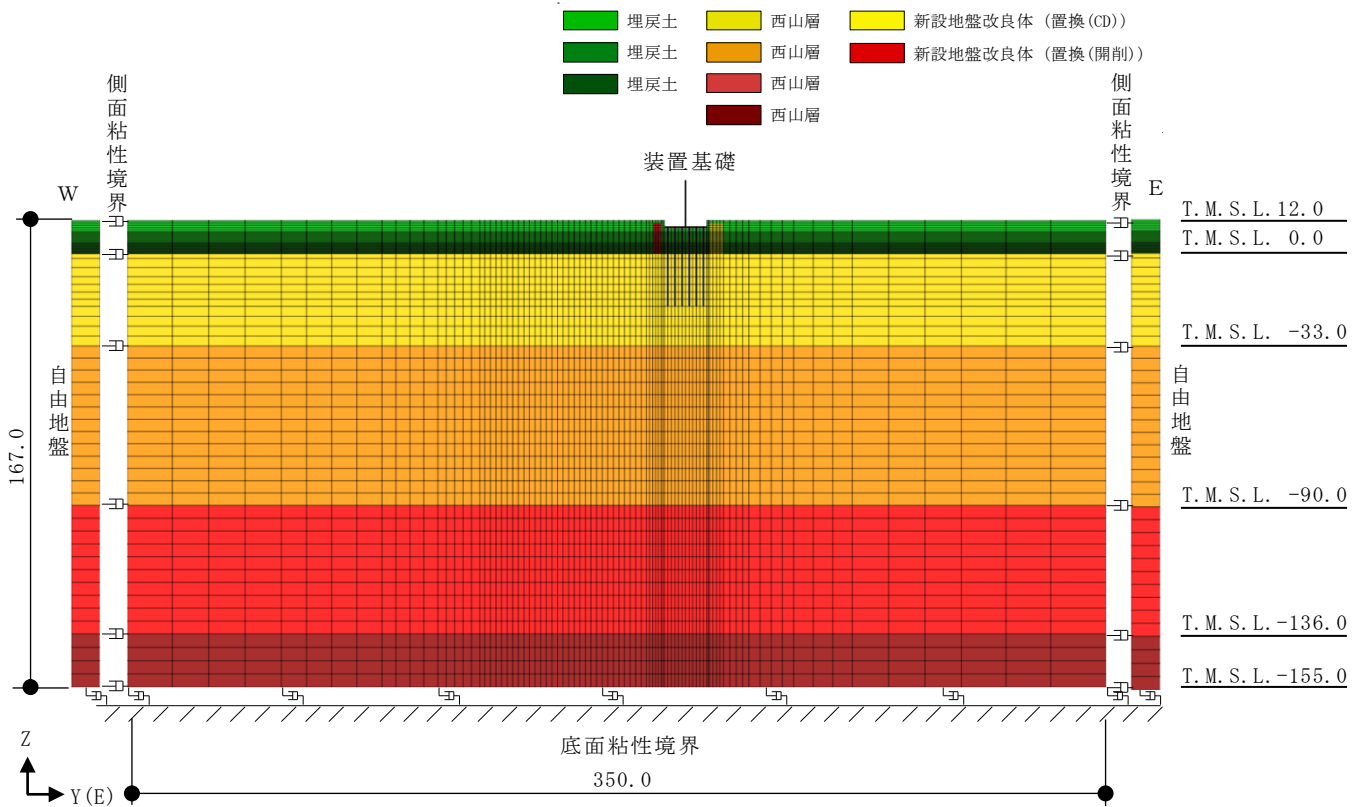
解析ケースを表2-1に示す。本検討では、装置基礎を単独でモデル化する場合をケース8とし、装置基礎及び原子炉建屋の配置を考慮してモデル化する場合をケース9とする。

表 2-1 解析ケース

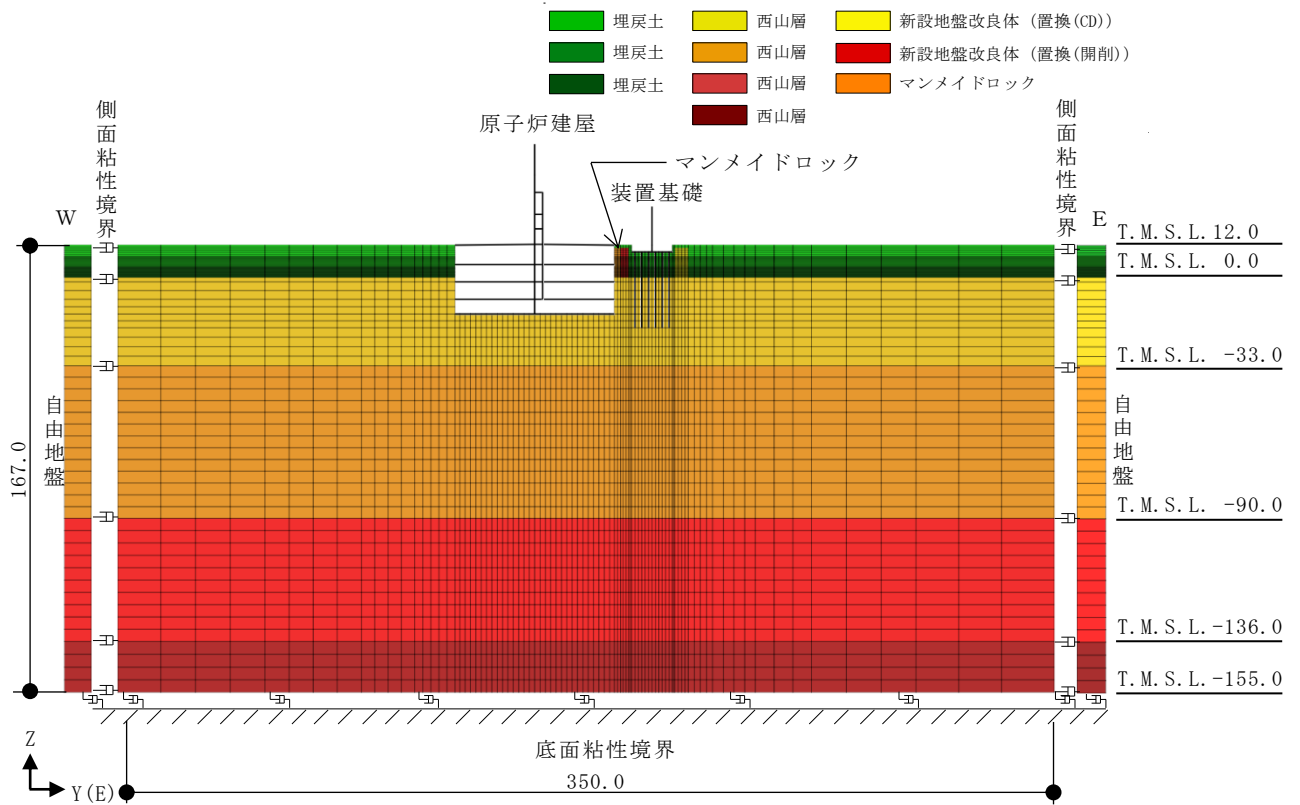
解析ケース	モデル化する建屋及び地盤改良体
ケース 8 (隣接非考慮)	装置基礎及び装置基礎の地盤改良体
ケース 9 (隣接考慮)	装置基礎, 装置基礎の地盤改良体, 原子炉建屋及びマンメイドロック

### 2.4 解析モデル

解析モデルを図2-3に示す。解析モデルは、建物・構築物、杭及び地盤の相互作用を考慮した2次元FEMモデルとし、解析領域は水平方向350m、鉛直方向167m (T. M. S. L. 12. 0m~T. M. S. L. -155. 0m) とする。装置基礎は一軸多質点系モデル、杭ははり要素、原子炉建屋は多軸多質点系モデルとする。原地盤、地盤改良体及びマンメイドロックはシェル要素でモデル化し、解析領域の境界部においては、側面にエネルギー逸散効果を、底面に半無限性を考慮するために粘性境界を設ける。



(a) ケース 8 (隣接非考慮)



(b) ケース 9 (隣接考慮)

図 2-3 解析モデル (単位: m)

#### 2.4.1 建屋のモデル化

装置基礎及び原子炉建屋の物性値を表2-2に示す。装置基礎の物性値はVI-2-2-13「格納容器圧力逃がし装置基礎の地震応答計算書」に示す地震応答解析モデルと同様とし、原子炉建屋の物性値はVI-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析モデルと同様とする。

装置基礎の解析モデルは、VI-2-2-13「格納容器圧力逃がし装置基礎の地震応答計算書」と同様に一軸多質点系の曲げせん断棒モデルとし、基礎スラブ下端の質点と側面地盤の間には無質量剛はり要素を設定する。

装置基礎の解析モデル諸元は、VI-2-2-13「格納容器圧力逃がし装置基礎の地震応答計算書」に示す地震応答解析モデル（EW方向）で設定した値を用いる。

原子炉建屋の解析モデルを図2-4に示す。原子炉建屋の解析モデルは、VI-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」と同様に多軸多質点系の曲げせん断棒モデルとし、基礎スラブ下端の質点と側面地盤の間には無質量剛はり要素を設定する。また、地下外壁部の質点と側面地盤の間には無質量剛はり要素を設定する。

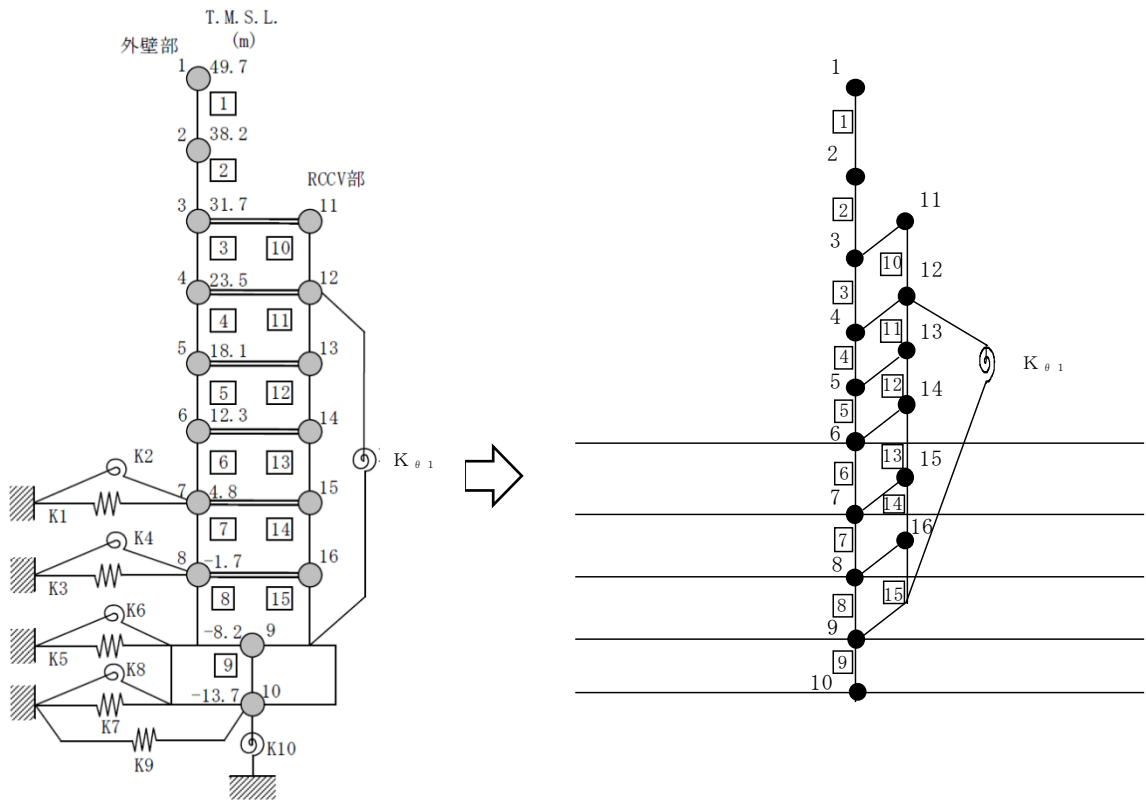
原子炉建屋の解析モデル諸元を表2-3に示す。原子炉建屋の解析モデル諸元は、VI-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析モデルの諸元に対して、面外方向（NS方向）の奥行幅比（装置基礎奥行幅／原子炉建屋奥行幅）を乗じた値とする。

装置基礎の基礎スラブ下端の無質量剛はり要素と原地盤の間にはすべりを考慮したジョイント要素及び水平自由度の多点拘束は設定せず、剥離・接触のみを考慮したジョイント要素を設定する。原子炉建屋の基礎スラブ下端の無質量剛はり要素と原地盤の間は水平自由度において多点拘束を設定するとともに、鉛直方向には剥離・接触を考慮したジョイント要素を設定する。原子炉建屋の質点7～9の無質量剛はり要素の端部と原地盤又はマンメイドロックの間は、VI-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析モデルの側面地盤ばねと同様の効果を考慮するためにピン接合とする。また、質点6の無質量剛はり要素の端部と地表面（T.M.S.L. 12.0m）の原地盤又はマンメイドロックの間にはすべりを考慮したジョイント要素及び鉛直自由度の多点拘束は設定せず、剥離・接触のみを考慮したジョイント要素を設定する。これにより、ケース9（隣接考慮）において原子炉建屋の応答が表層付近の地盤改良体を介して装置基礎の応答に及ぼす影響を保守的に考慮する。

表 2-2 装置基礎及び原子炉建屋の物性値

建物・構築物	部位	使用材料	ヤング 係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	せん断 弾性係数 G (N/mm <sup>2</sup> )	減衰 定数 h (%)	ポアソン 比 ν
装置 基礎	耐震壁 基礎スラブ	コンクリート : F <sub>c</sub> = 24N/mm <sup>2</sup> 鉄筋 : SD345	2.27 × 10 <sup>4</sup>	9.45 × 10 <sup>3</sup>	5	0.2
	場所打ち 鋼管コンク リート杭	コンクリート : F <sub>c</sub> = 24N/mm <sup>2</sup>	2.27 × 10 <sup>4</sup>	9.45 × 10 <sup>3</sup>	3	0.2
		鋼管 : SKK490 φ 1200mm × t 25mm	2.05 × 10 <sup>5</sup>	7.90 × 10 <sup>4</sup>		0.3
原子炉 建屋	建屋部	コンクリート* : σ <sub>c</sub> = 43.1N/mm <sup>2</sup> (σ <sub>c</sub> = 440kgf/cm <sup>2</sup> ) 鉄筋 : SD35 (SD345相当)	2.88 × 10 <sup>4</sup>	1.20 × 10 <sup>4</sup>	5	0.2
	基礎スラブ	コンクリート* : σ <sub>c</sub> = 39.2N/mm <sup>2</sup> (σ <sub>c</sub> = 400kgf/cm <sup>2</sup> ) 鉄筋 : SD35 (SD345相当)	2.79 × 10 <sup>4</sup>	1.16 × 10 <sup>4</sup>	5	0.2

注記\* : 実強度に基づくコンクリート強度。



(a) スウェイ・ロッキングモデル\*

(b) 2次元 FEM モデル

注記\* : VI-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」の地震応答解析モデルを示す。

注1 :  $K_{\theta 1}$ は鉄筋コンクリート製格納容器(以下「RCCV」という。)回転ばねを示す。

注2 : 外壁部の質点左上及び RCCV 部の質点右上の数字は質点番号を, □内の数字は部材番号を示す。

注3 : 2次元 FEM モデルの外壁部(質点1~10)と RCCV 部(質点11~16)は同一平面上にモデル化しているが, 無質量剛はり要素を地下外壁部の質点に設定することを示すために, 本図では分けて表示している。

注4 : 質点6~10から原地盤まで水平方向に剛はり要素を設定する。

図 2-4 原子炉建屋の解析モデル

表 2-3 原子炉建屋の解析モデル諸元

質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_G$ ( $\times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}^2$ )	部材番号	せん断 断面積 $A_s$ ( $\text{m}^2$ )	断面二次 モーメント I ( $\text{m}^4$ )	質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_G$ ( $\times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}^2$ )	部材番号	せん断 断面積 $A_s$ ( $\text{m}^2$ )	断面二次 モーメント I ( $\text{m}^4$ )
1	10200	38.0									
2	20490	77.7	1	14.1	7700						
3	23650	78.4	2	31.6	15800						
4	17330	71.1	3	41.8	23100						
5	13450	56.9	4	34.3	21300						
6	20970	85.2	5	40.9	24800						
7	19880	82.0	6	50.9	28800						
8	20110	82.7	7	54.6	32000						
9	87650	265.9	8	66.7	33800						
10	55950	166.9	9	870.2	257600						
合計	504730										
						11	22990	71.1	10	64.0	1700
						12	44690	123.9	11	57.5	6000
						13	27140	85.7	12	40.8	6000
						14	51700	113.3	13	30.5	6000
						15	32890	111.8	14	47.3	5500
						16	35640	105.5	15	41.3	6100

注1 : RCCV 回転ばね  $K_{\theta 1} = 5.49 \times 10^9 \text{kN} \cdot \text{m}/\text{rad}$

注2 : 面外方向の奥行幅比を乗じた値を示す。

#### 2.4.2 杭のモデル化

杭ははり要素でモデル化し、基礎スラブ下端の無質量剛はり要素と剛接合する。杭の断面性能、杭の曲げモーメントー軸力相関及び曲率関係は、VI-2-2-13「格納容器圧力逃がし装置基礎の地震応答計算書」に示す地震応答解析モデルの設定に対して、2次元FEMにおける面外方向の杭本数（4本）を考慮した値として設定する。

杭と原地盤の境界は、VI-2-2-13「格納容器圧力逃がし装置の地震応答計算書」と同様のジョイント要素を設定する。

#### 2.4.3 原地盤、地盤改良体及びマンメイドロックのモデル化

地盤は水平成層地盤とし、原地盤、地盤改良体及びマンメイドロックはシェル要素でモデル化する。地盤定数はVI-2-2-13「格納容器圧力逃がし装置基礎の地震応答計算書」と同様に算定した等価地盤物性値とする。ここで、地盤改良体及びマンメイドロックの初期地盤物性値及びひずみ依存特性は表2-4及び表2-5のとおり設定する。なお、同表に示す単位体積重量及びせん断波速度は、VI-2-2-13「格納容器圧力逃がし装置基礎の地震応答計算書」と同様に改良率を考慮して算定した値である。

弾性設計用地震動  $S_d$  に対する地盤定数を表2-6に示す。

地盤改良体と原地盤及びマンメイドロックと原地盤の境界は、VI-2-2-13「格納容器圧力逃がし装置の地震応答計算書」と同様のジョイント要素を設定する。マンメイドロックと地盤改良体の境界は、マンメイドロックを掘削して地盤改良体を施工することから、ジョイント要素は配置せず、一体のものとしてモデル化する。

表 2-4 地盤改良体の物性値

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 $V_s$ (m/s)	単位体積 重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン 比 $\nu$	$G/G_0 \sim \gamma$	$h \sim \gamma$ (%)
+11.0	置換 (CD)	800	18.2	0.302	$1/(1+10.1 \gamma^{1.21})$	$\gamma / (0.172 \gamma + 0.00783) + 0.401$
0.0	置換 (開削)	840	18.1	0.302	$1/(1+10.1 \gamma^{1.21})$	$\gamma / (0.172 \gamma + 0.00783) + 0.401$

注： $\gamma$  はせん断ひずみ (%) を表す。

表 2-5 マンメイドロックの物性値

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 $V_s$ (m/s)	単位体積 重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン 比 $\nu$	$G/G_0 \sim \gamma$	$h \sim \gamma$ (%)
+11.0 0.0	マンメイド ロック	1040	17.2	0.360	$1/(1+4.30 \gamma^{1.00})$	$19.0 \gamma^{0.60}$

注： $\gamma$  はせん断ひずみ (%) を表す。

表 2-6 地盤定数 (Sd-1)

(a) 原地盤

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 $V_s$ (m/s)	単位体積 重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$	せん断 弾性係数 G (kN/m <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 G <sub>0</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/G <sub>0</sub>	減衰 定数 h (%)
+12.0	埋戻土	152	19.0	0.483	20100	44800	0.45	10
+8.0		192	19.0	0.483	17900	71800	0.25	15
+4.0		215	19.0	0.483	20500	89400	0.23	15
0.0	西山層	490	17.0	0.451	403000	416000	0.97	3
-33.0		530	16.6	0.446	451000	475000	0.95	3
-90.0		590	17.3	0.432	583000	614000	0.95	3
-136.0		650	19.3	0.424	790000	832000	0.95	3
-155.0	椎谷層	720	19.9	0.416	1050000	1050000	1.00	—

(b) 地盤改良体 (置換 (CD))

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 $V_s$ (m/s)	単位体積 重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$	せん断 弾性係数 G (kN/m <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 G <sub>0</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/G <sub>0</sub>	減衰 定数 h (%)
+11.0 0.0	新設地盤改良体 (置換 (CD))	800	18.2	0.302	1160000	1190000	0.98	0

注：T. M. S. L. 11.0m 以浅及び T. M. S. L. 0.0m 以深は原地盤の値を採用する。

(c) 地盤改良体 (置換 (開削))

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 $V_s$ (m/s)	単位体積 重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$	せん断 弾性係数 G (kN/m <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 G <sub>0</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/G <sub>0</sub>	減衰 定数 h (%)
+11.0 0.0	新設地盤改良体 (置換 (開削))	840	18.1	0.302	1290000	1310000	0.99	0

注：T. M. S. L. 11.0m 以浅及び T. M. S. L. 0.0m 以深は原地盤の値を採用する。

(d) マンメイドロック

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 $V_s$ (m/s)	単位体積 重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$	せん断 弾性係数 G (kN/m <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 G <sub>0</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	剛性 低下率 G/G <sub>0</sub>	減衰 定数 h (%)
+11.0 0.0	マンメイドロック	1040	17.2	0.360	1890000	1910000	0.99	0

注：T. M. S. L. 11.0m 以浅及び T. M. S. L. 0.0m 以深は原地盤の値を採用する。



## 2.5 入力地震動

本検討に用いる入力地震動は、「工事計画に係る説明資料（耐震性に関する説明書）」のうち「隣接建屋の影響に関する検討」と同様とし、VI-2-1-2「基準地震動  $S_s$  及び弾性設計用地震動  $S_d$  の策定概要」に示す解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動  $S_d$  のうち、全周期帯の応答が大きく、耐震評価への影響も大きい弾性設計用地震動  $S_d-1$  を用いる。弾性設計用地震動  $S_d$  として作成した設計用模擬地震波の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルは、VI-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」に示す。地震応答解析は、解析モデル下端位置（T.M.S.L.-155.0m）に入力地震動を入力する。

### 3. 検討結果

#### 3.1 地震応答解析結果

隣接建屋の影響を考慮したSd-1による地震応答解析結果を図3-1～図3-4、表3-1～表3-3に示す。また、Sd-1におけるケース8（隣接非考慮）とケース9（隣接考慮）の床応答スペクトルを図3-5に示す。

建屋及び杭頭断面力の最大応答値について確認した結果、ケース9の応答値は、杭の最大応答せん断力を除き、ケース8よりも小さくなった。応答比（ケース9／ケース8）は0.600（装置基礎の最大応答曲げモーメント）～1.17（杭の最大応答せん断力）であり、隣接建屋の影響によって応答が増幅又は減少する効果があることを確認した。

装置基礎の最大応答値並びに杭の最大応答軸力、最小応答軸力及び最大応答曲げモーメントについては、ケース9において装置基礎が原子炉建屋に拘束されることで、ロッキング動が抑制されたため、ケース8よりも小さくなったと考えられる。

杭の最大応答せん断力については、図3-4に示すとおり杭頭で最大となる。その合計値は、表3-3に示すとおりケース9がケース8よりも小さくなった。杭のせん断力は地盤変形と上部構造の慣性力により生じるが、ケース9において、原子炉建屋が地盤改良体を介して装置基礎直下の原地盤の変形を強く拘束したこと、及び装置基礎の応答加速度が小さくなり上部構造の慣性力が小さくなったことがその原因と考えられる。また、各杭の最大応答せん断力は、表3-3に示すとおり端部の杭（ケース8では杭番号6、ケース9では杭番号1）で最も大きくなり、ケース9がケース8を上回る結果となった。これは、ケース9において、原子炉建屋が地盤改良体を介して原子炉建屋側の杭周辺地盤の変形を強く拘束することで、各杭に生じるせん断力の負担率が変わり、原子炉建屋側の杭（杭番号1）の負担するせん断力が大きくなったためと考えられる。

なお、装置基礎と原子炉建屋では基礎形式及び固有振動数の違いにより振動特性が異なるため、原子炉建屋の応答は装置基礎の応答を増幅させない結果となった。また、原子炉建屋が杭周辺地盤の変形を拘束する効果については、タービン建屋を考慮した場合でも変わらないことが想定される。このため、原子炉建屋の西側にあるタービン建屋を考慮しても、装置基礎の応答への影響はないと考えられる。

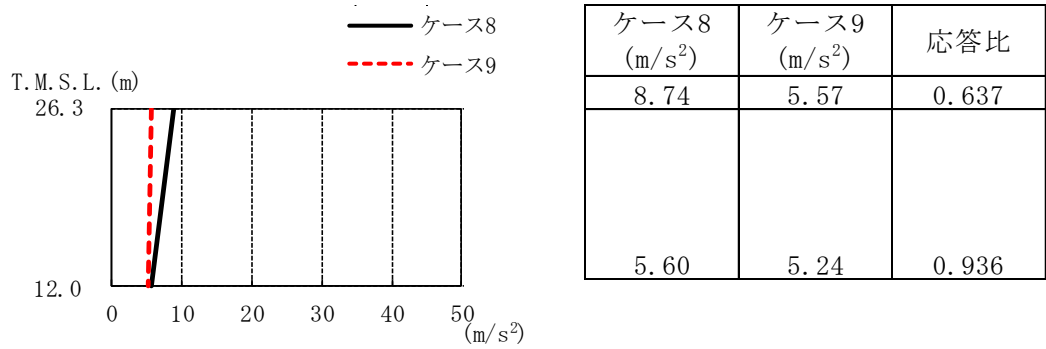


図3-1 最大応答加速度 (Sd-1, EW方向)

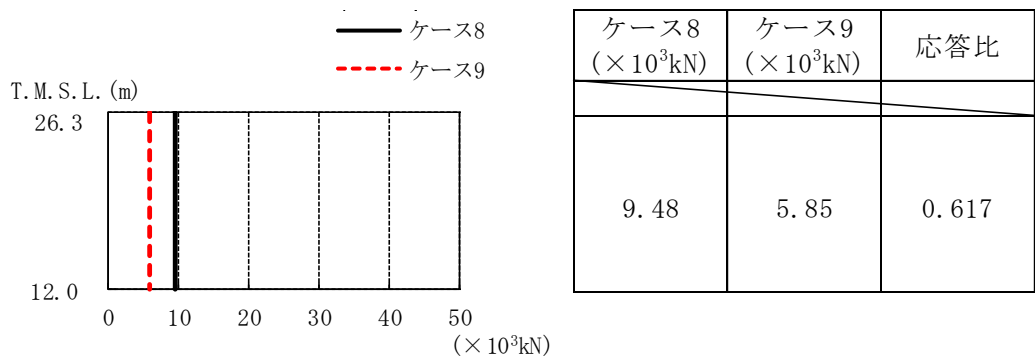


図3-2 最大応答せん断力 (Sd-1, EW方向)

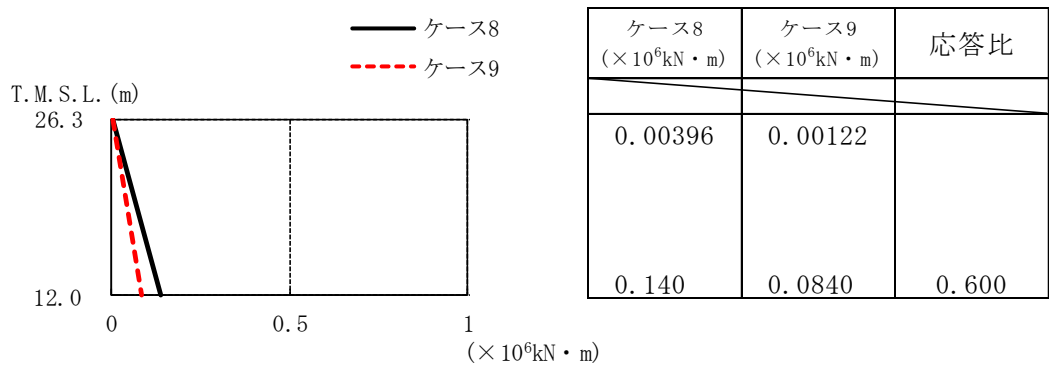


図3-3 最大応答曲げモーメント (Sd-1, EW方向)

表3-1 最大応答せん断ひずみ (Sd-1, EW方向)

標高 T.M.S.L. (m)	最大せん断ひずみ(×10 <sup>-3</sup> )		応答比
	ケース8	ケース9	
26.3~12.0	0.0355	0.0219	0.617

表3-2 杭頭断面力一覧

(a) 最大応答軸力

解析 ケース	ケース8		ケース9		応答比
	杭番号	Nmax ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Nmax ( $\times 10^3$ kN)	
Sd-1(EW)	6	4.64	1	3.24	0.698

注1 : 杭1本あたりの値を示す。

注2 : 圧縮を正, 引張を負とする。

(b) 最小応答軸力

解析 ケース	ケース8		ケース9		応答比
	杭番号	Nmin ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Nmin ( $\times 10^3$ kN)	
Sd-1(EW)	1	-2.24	1	-1.37	0.612

注1 : 杭1本あたりの値を示す。

注2 : 圧縮を正, 引張を負とする。

(c) 最大応答曲げモーメント

解析 ケース	ケース8			ケース9			応答比
	杭番号	N ( $\times 10^3$ kN)	Mmax ( $\times 10^4$ kN・m)	杭番号	N ( $\times 10^3$ kN)	Mmax ( $\times 10^4$ kN・m)	
Sd-1(EW)	6	4.17	0.439	1	3.03	0.441	1.00

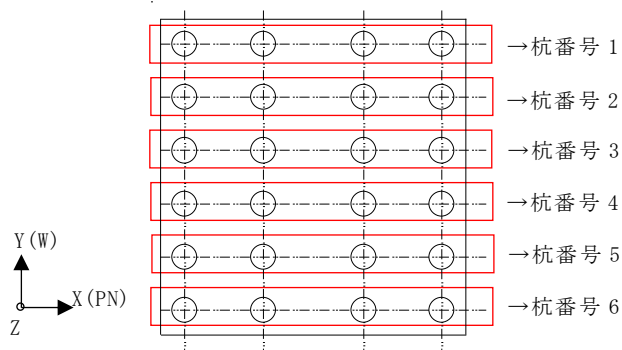
注1 : 杭1本あたりの値を示す。

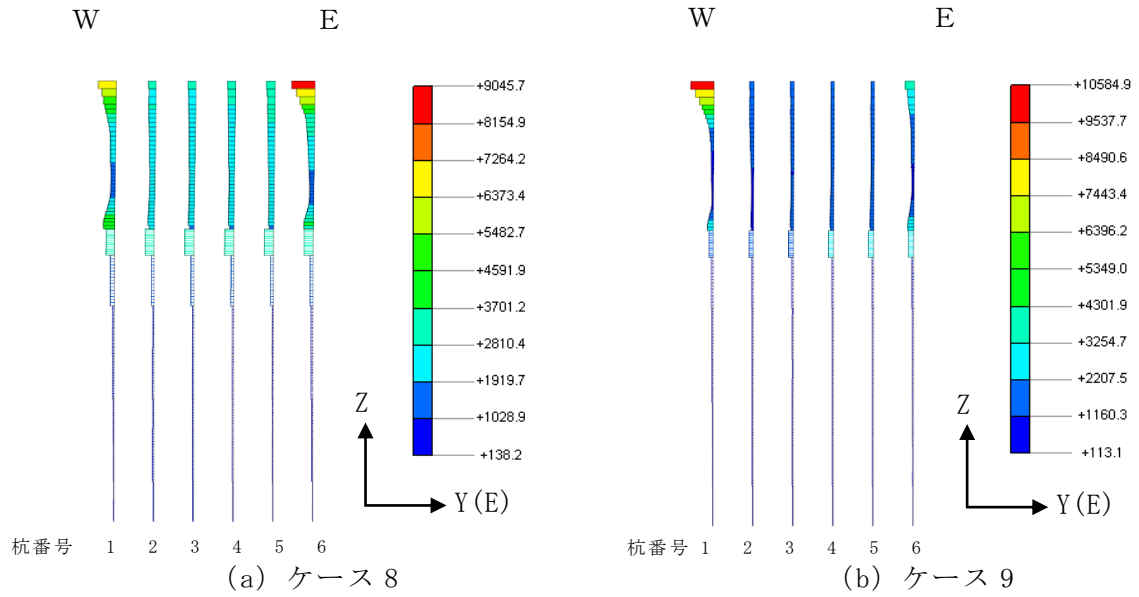
注2 : Nは最大応答曲げモーメント発生時の軸力を示す。

(d) 最大応答せん断力

解析 ケース	ケース8		ケース9		応答比
	杭番号	Qmax ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Qmax ( $\times 10^3$ kN)	
Sd-1(EW)	6	2.26	1	2.65	1.17

注 : 杭1本あたりの値を示す。





注：面外方向に存在する杭（4本分）の合計値を示す。

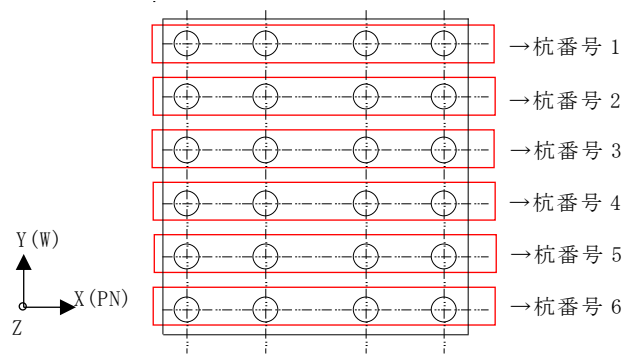


図3-4 杭の最大応答せん断力 (Sd-1, EW方向) (単位：kN)

表 3-3 各杭の杭頭における最大応答せん断力 (Sd-1, EW 方向)

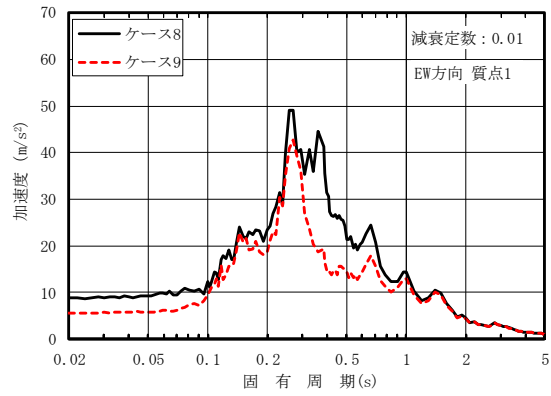
(単位： $\times 10^3$ kN)

杭番号	1	2	3	4	5	6	合計値
ケース 8	1.76 (0.246)	0.740 (0.103)	0.747 (0.104)	0.792 (0.111)	0.853 (0.119)	<u>2.26</u> (0.316)	7.15
ケース 9	<u>2.65</u> (0.493)	0.496 (0.0922)	0.431 (0.0801)	0.387 (0.0719)	0.376 (0.0699)	1.04 (0.193)	5.38

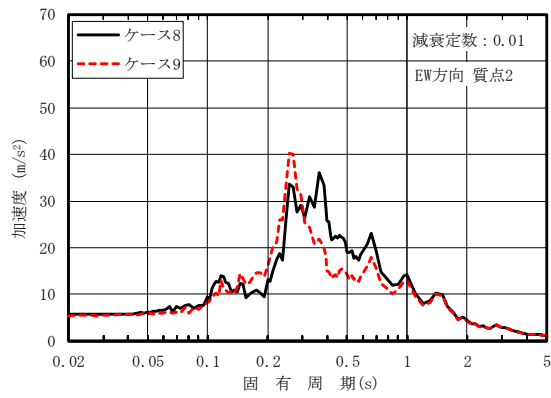
注1：杭1本あたりの値を示す。

注2：( )内は合計値に対する割合（負担率）を示す。

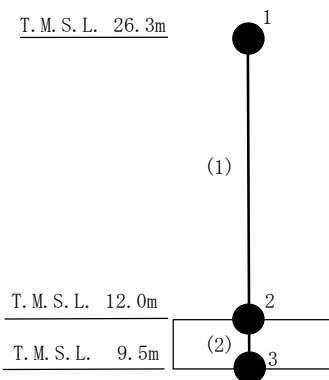
注3：下線部は最大応答値のうち最も大きい値を示す。



(a) 質点 1



(b) 質点 2



注：数字は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

図 3-5 床応答スペクトル比較 (Sd-1, EW 方向,  $h = 0.01$ )

### 3.2 装置基礎の耐震評価に与える影響

耐震壁の評価では表 3-1 に示す最大応答せん断ひずみの応答比を，基礎スラブの評価では上部構造から基礎スラブへ伝わる地震時反力を地震荷重として考慮することから，図 3-2 に示す上部構造の最大応答せん断力及び図 3-3 に示す最大応答曲げモーメントの応答比を用いるが，いずれの応答比も 1.00 を超えないことから，隣接建屋の影響を考慮しても耐震壁及び基礎スラブの耐震評価に影響を与えないことを確認した。

杭の評価では，VI-2-2-14「格納容器圧力逃がし装置基礎の耐震性についての計算書」に示す杭の検定値に，弾性設計用地震動 Sd-1 に対するケース 8 とケース 9 の応答比（ケース 9/ケース 8）を乗じた値が 1.00 を超えないことを確認する。表 3-2 に示す応答比のうち，鉛直支持力には最大応答軸力，引抜き抵抗力には最小応答軸力，曲げモーメントには最大応答曲げモーメント及びせん断力には最大応答せん断力の応答比を用いる。この際，応答比が 1.00 を下回る場合は 1.00 とする。

隣接建屋の影響を考慮した杭の評価結果を表 3-4 に示す。応答比を考慮した検定値が 1.00 を超えないことから，隣接建屋の影響を考慮しても杭の耐震評価に影響を与えないことを確認した。

表3-4 隣接建屋の影響を考慮した杭の評価結果

評価項目	①検定値 (基準地震動 S <sub>s</sub> )	②応答比* (Sd-1)	応答比を乗じた値 (①×②)
鉛直支持力	0.512	1.00	0.512
引抜き抵抗力	0.683	1.00	0.683
曲げモーメント	0.910	1.00	0.910
せん断力	0.679	1.17	0.795

注記\*：応答比が1.00を下回る場合は1.00とする。

### 3.3 機器・配管系評価に与える影響

機器・配管系評価の検討フローを図 3-6 に示す。

装置基礎が内包する機器・配管系について、VI-2-9-4-5-5-1「ドレン移送ポンプの耐震性についての計算書」、VI-2-9-4-7-1-1「ドレンタンクの耐震性についての計算書」、VI-2-9-4-7-1-2「管の耐震性についての計算書（格納容器圧力逃がし装置）」、VI-2-9-4-7-1-3「フィルタ装置の耐震性についての計算書」及びVI-2-9-4-7-1-4「よう素フィルタの耐震性についての計算書」に示す裕度（許容値／発生値）と応答比を比較し、隣接建屋の影響を考慮しても耐震評価に影響を与えないことを確認した。

以下に、配管と配管以外の機器に分けて影響検討の詳細を示す。

配管については、質点 1 から質点 2 にわたることから、各質点の設計用床応答曲線の包絡値又は設計用最大応答加速度の包絡値を用いて評価しているが、図 3-7 及び表 3-5 に示すとおり、いずれも質点 2 よりも質点 1 の値が大きいため、影響検討では質点 1 における応答比を確認した。

設計用床応答曲線を用いる配管は、適用する減衰定数（ $h=0.005, 0.02$ ）における応答比の最大値が、図 3-8 に示すとおり、1.10（ $h=0.005$ ，固有周期 0.28s）となり、一方で、最も裕度が小さい配管系の裕度が 1.23 であることから、全て裕度が応答比以上となることを確認した。なお、配管の一次固有周期は全て 0.12s 以下であるが、検討においては固有周期 0.05s～1.00s での応答比の最大値を用いた。

設計用最大応答加速度を用いる配管は、図 3-1 に示すとおり、質点 1 の応答比が 0.637 であり、全て裕度が応答比以上となることを確認した。

配管以外の機器（ドレンタンク、よう素フィルタ、フィルタ装置及びドレン移送ポンプ）については、全て剛構造であり、設計用最大応答加速度を用いて評価している。

ドレンタンク及びよう素フィルタについては、質点 1 の設計用最大応答加速度を用いているが、質点 1 の応答比が 0.637 であり、いずれも裕度が応答比以上となることを確認した。フィルタ装置及びドレン移送ポンプについては、設置高さである T.M.S.L. 12.7m における水平方向の設計用最大応答加速度を、質点 2 と質点 1 それぞれの設計用最大応答加速度から高さ方向で線形補間して算出し評価しているが、質点 1 の応答比が 0.637、質点 2 の応答比が 0.936 であり、いずれも裕度が応答比以上となることを確認した。



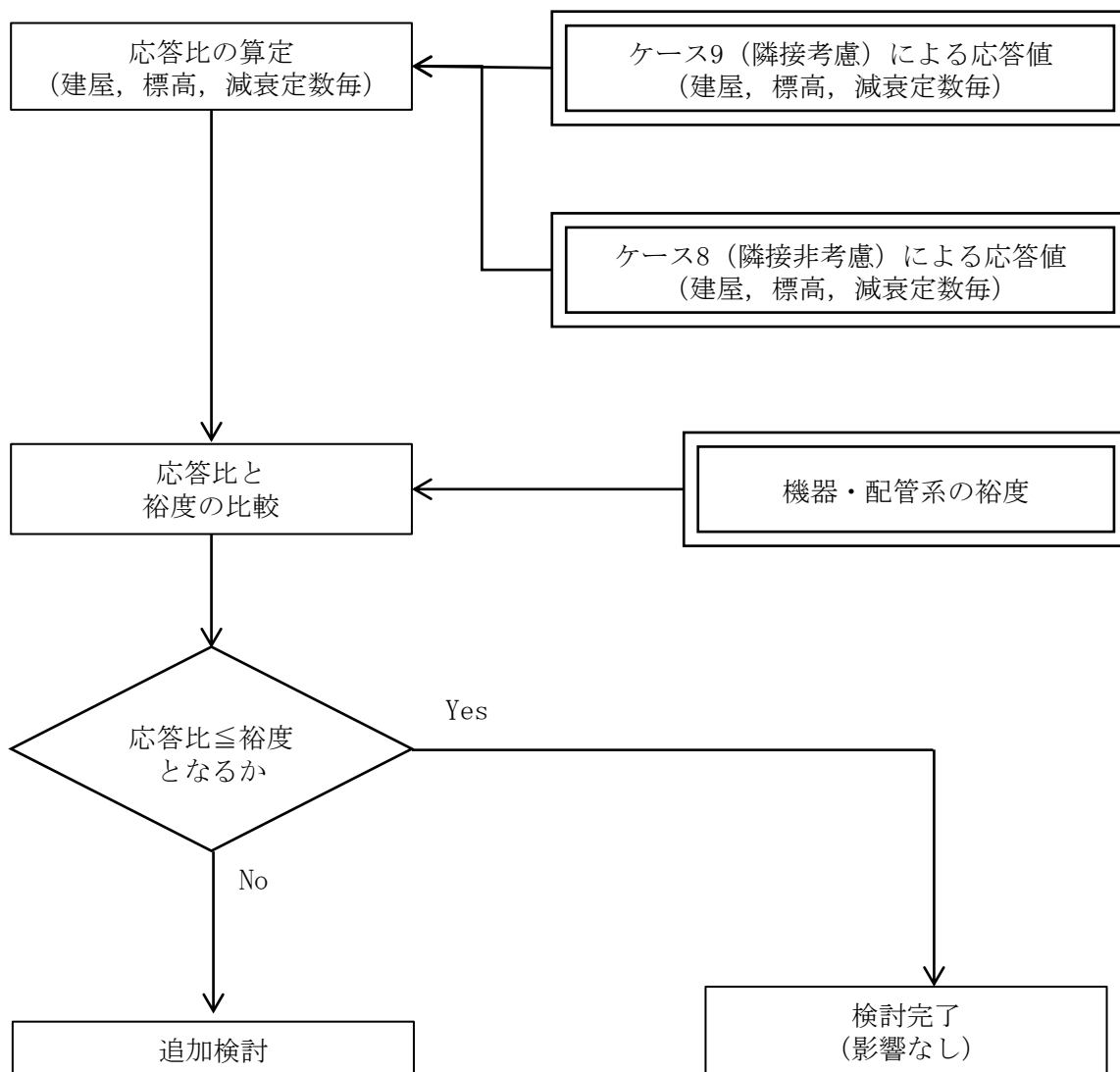
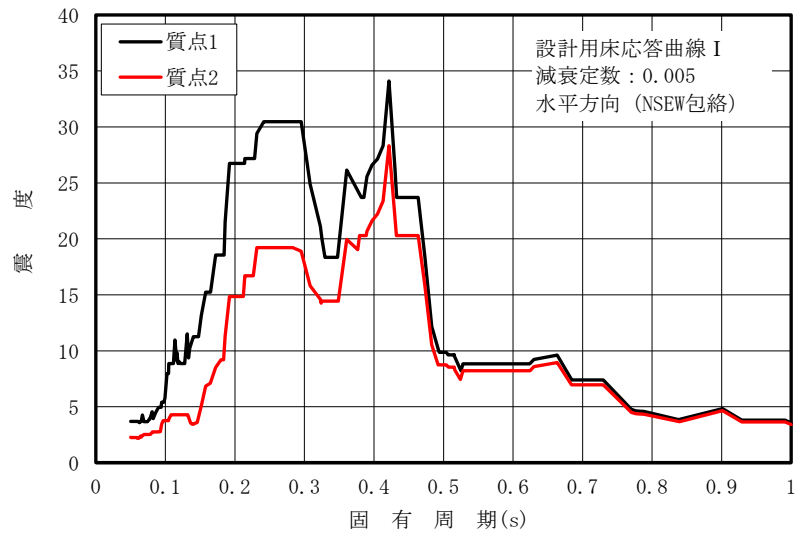
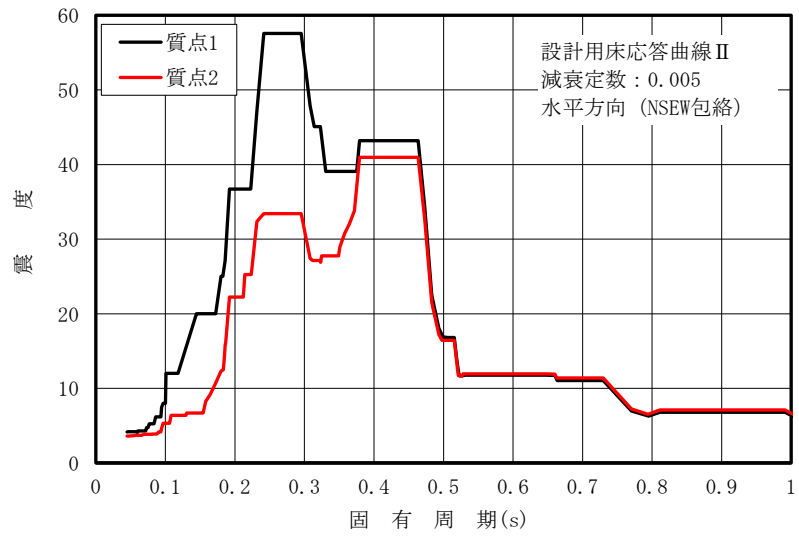


図 3-6 影響検討フロー

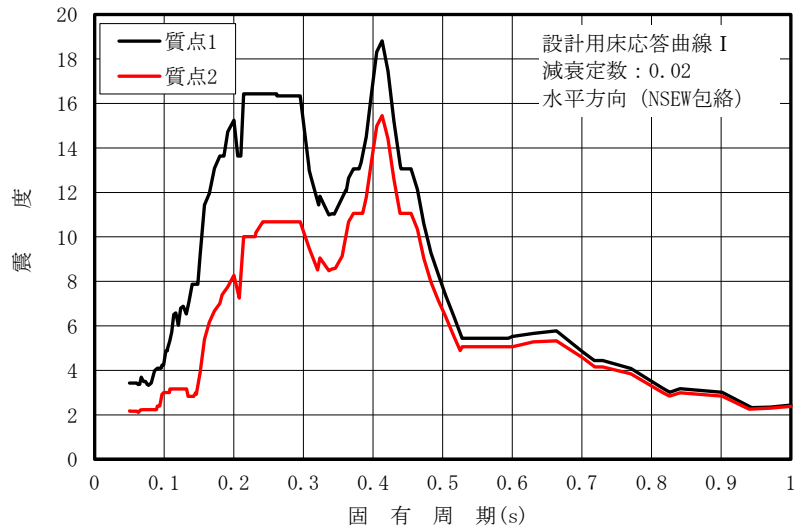


(a) 設計用床応答曲線 I (h=0.005)

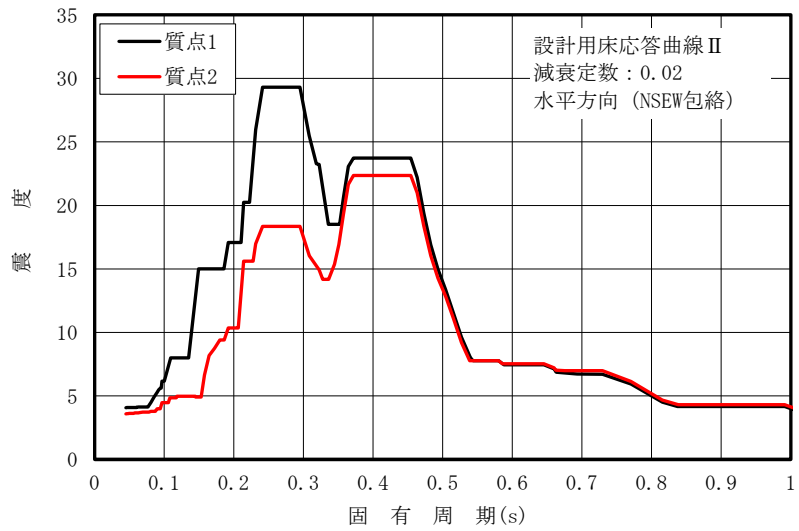


(b) 設計用床応答曲線 II (h=0.005)

図 3-7 質点 1 及び質点 2 の設計用床応答曲線の比較 (1/2)



(c) 設計用床応答曲線 I (h=0.02)

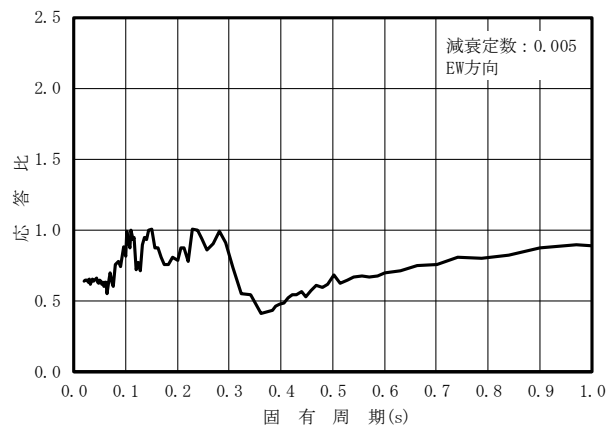


(d) 設計用床応答曲線 II (h=0.02)

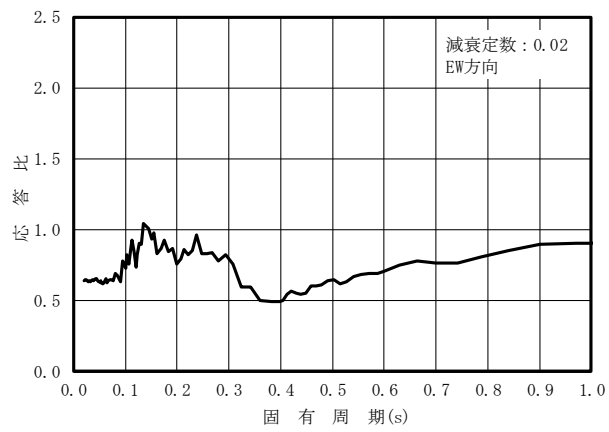
図 3-7 質点 1 及び質点 2 の設計用床応答曲線の比較 (2/2)

表 3-5 質点 1 及び質点 2 の設計用水平震度の比較

構造物名	質点番号	標高 T. M. S. L. (m)	設計用水平震度	
			I	II
			S s 水平	S s 水平
格納容器圧力 逃がし装置基礎	1	26.3	2.48	3.82
	2	12.0	1.98	3.12



(a)  $h=0.005$



(b)  $h=0.02$

図 3-8 応答比の算定結果 (Sd-1, 質点 1, EW 方向)

#### 4. まとめ

装置基礎を単独でモデル化する場合と、隣接建屋の配置を考慮してモデル化する場合について地震応答解析を実施し、両者の建屋応答、杭頭断面力及び床応答スペクトルを比較した。

建屋及び杭頭断面力の最大応答値について確認した結果、応答比（隣接考慮／隣接非考慮）は 0.600（装置基礎の最大応答曲げモーメント）～1.17（杭の最大応答せん断力）であり、隣接建屋の影響によって応答が増幅又は減少する効果があることを確認した。また、応答比を考慮した評価結果が許容限界を下回ることから、隣接建屋の影響を考慮しても装置基礎の耐震評価に影響を与えないことを確認した。

装置基礎が内包する機器・配管系について、裕度（許容値／発生値）と応答比を比較し、全て裕度が応答比以上となることから、隣接建屋の影響を考慮しても機器・配管系の耐震評価に影響を与えないことを確認した。

別紙9 掘削調査完了後の地盤条件を考慮した地震応答解析結果

## 目 次

1. 概要	別紙 9-1
2. 検討方針	別紙 9-2
2.1 埋戻材料のモデル化	別紙 9-2
2.2 入力地震動	別紙 9-3
3. 検討結果	別紙 9-4
3.1 固有値解析結果	別紙 9-4
3.2 地震応答解析結果	別紙 9-7
4. 機器・配管系評価に与える影響	別紙 9-20
5. まとめ	別紙 9-23

(参考資料1) 掘削調査に至る経緯及び埋戻し手順について

## 1. 概要

格納容器圧力逃がし装置基礎（以下「装置基礎」という。）の地震応答計算書では、基礎スラブ直下地盤を埋戻土として地震応答解析を実施しているが、実施工では基礎スラブ直下地盤を掘削して建設残置物を撤去した後、埋戻材料を用いて掘削範囲を埋戻している。なお、掘削調査に至る経緯及び埋戻し手順については（参考資料1）に示す。

装置基礎については重要な設備を内包しているため、装置基礎の耐震評価及び機器・配管系への影響評価の観点で、埋戻材料を考慮した場合の影響を検討する。本資料は、埋戻材料を考慮した地震応答解析を行い、埋戻材料の物性値が機器・配管系評価に与える影響を確認するものである。



## 2. 検討方針

### 2.1 埋戻材料のモデル化

埋戻材料の施工範囲を図2-1に示す。埋戻材料は装置基礎の基礎スラブ直下（T.M.S.L. 9.5m～T.M.S.L. 7.7m）に施工する。埋戻材料検討の考え方を表2-1に示す。地震応答解析において、埋戻材料はソリッド要素でモデル化する。埋戻材料にはセメント系の地盤改良体（置換工法（開削工法）（以下「置換（開削）」という。））を採用し、初期地盤の物性値、せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性を用いた一次元波動論で得られる等価物性値を設定する。地盤改良体の初期地盤の物性値を表2-2に、基準地震動Ss-1に対する地盤改良体の地盤定数を表2-3に示す。なお、埋戻材料に採用する置換（開削）は、液状化対策として施工する置換（開削）と同じ地盤改良工法である。

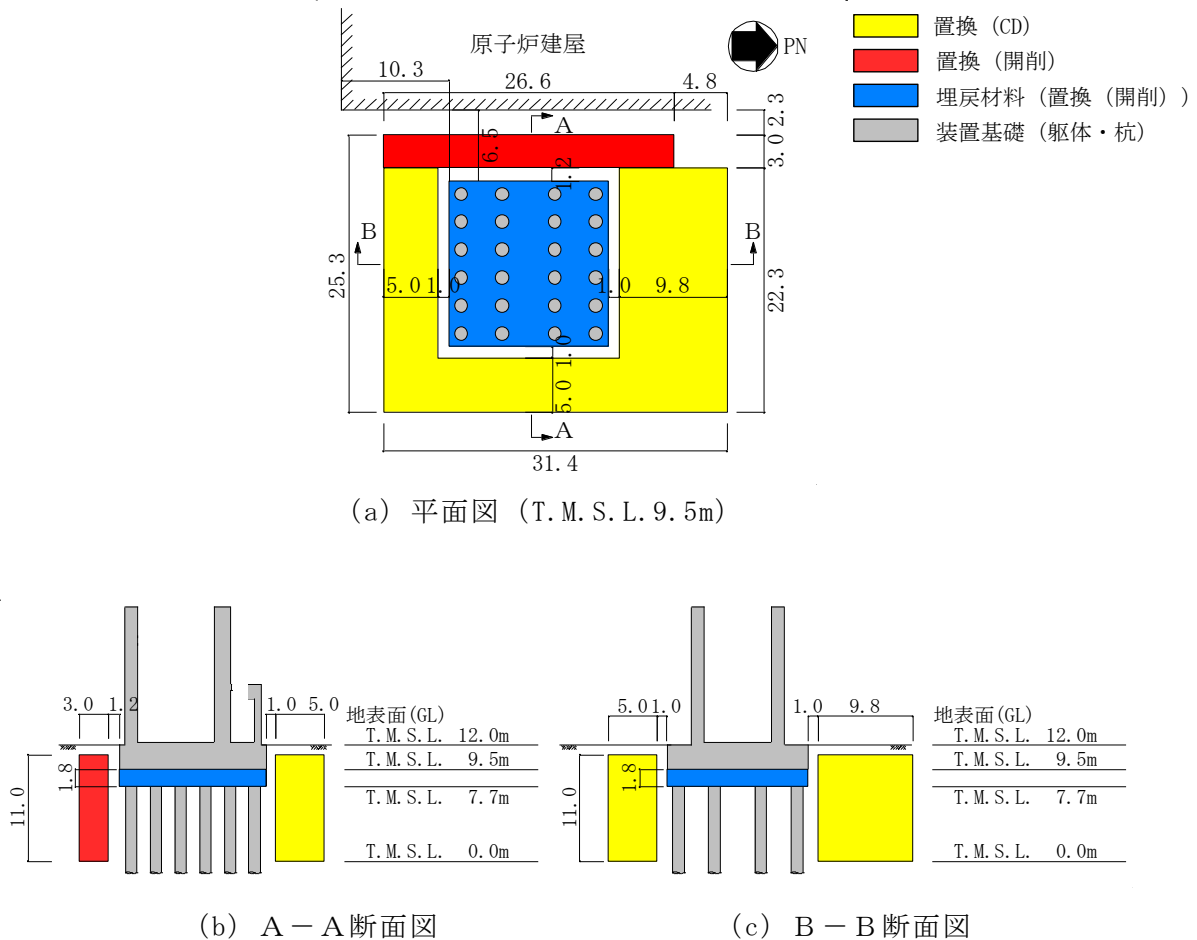


図2-1 埋戻材料の施工範囲（単位：m）

表 2-1 埋戻材料検討の考え方

地震応答解析モデル	解析用物性値
基本ケース	埋戻土
影響検討ケース	地盤改良体（置換（開削））

表 2-2 地盤改良体の初期地盤の物性値

標高 T.M.S.L. (m)	地層	せん断波 速度 $V_s$ (m/s)	単位体積 重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン 比 $\nu$	$G/G_0 \sim \gamma$	$h \sim \gamma$ (%)
+9.5 7.7	地盤改良体 (置換（開削）)	840	18.1	0.302	$1/(1+10.1 \gamma^{1.21})$	$\gamma / (0.172 \gamma + 0.00783) + 0.401$

注： $\gamma$  はせん断ひずみ (%) を表す。

表 2-3 地盤改良体の地盤定数 (Ss-1)

標高 T.M.S.L. (m)	地層	せん断波 速度 $V_s$ (m/s)	単位体積 重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$	せん断 弾性係数 $G$ (kN/m <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 $G_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	剛性 低下率 $G/G_0$	減衰 定数 $h$ (%)
+9.5 7.7	地盤改良体 (置換(開削))	840	18.1	0.302	1290000	1310000	0.99	0

## 2.2 入力地震動

本検討は、機器・配管系評価に与える影響を確認するために行うことから、検討に用いる地震波は、設計用模擬地震波のうち、全周期帯の応答が大きく、耐震評価への影響も大きい基準地震動Ss-1とする。なお、Ss-1については水平方向の方向性が定義されていないことから、地震応答解析においてNS方向、EW方向及び鉛直方向をそれぞれ入力する。

### 3. 検討結果

#### 3.1 固有値解析結果

埋戻材料を考慮した地震応答解析モデルにより固有値解析を実施した。固有値解析結果を表3-1、固有振動モードを図3-1に示す。表、図中では基本ケースをケース1、埋戻材料を考慮したケースをケース10として示す。

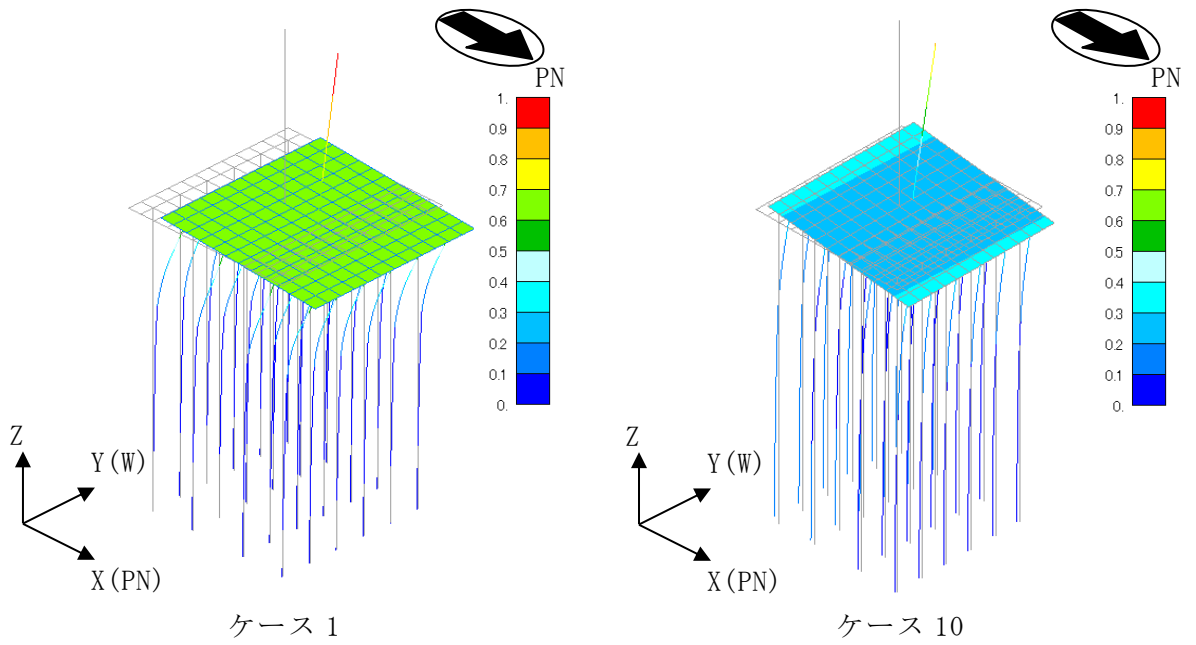
表 3-1 固有値解析結果 (Ss-1)

(単位 : Hz)

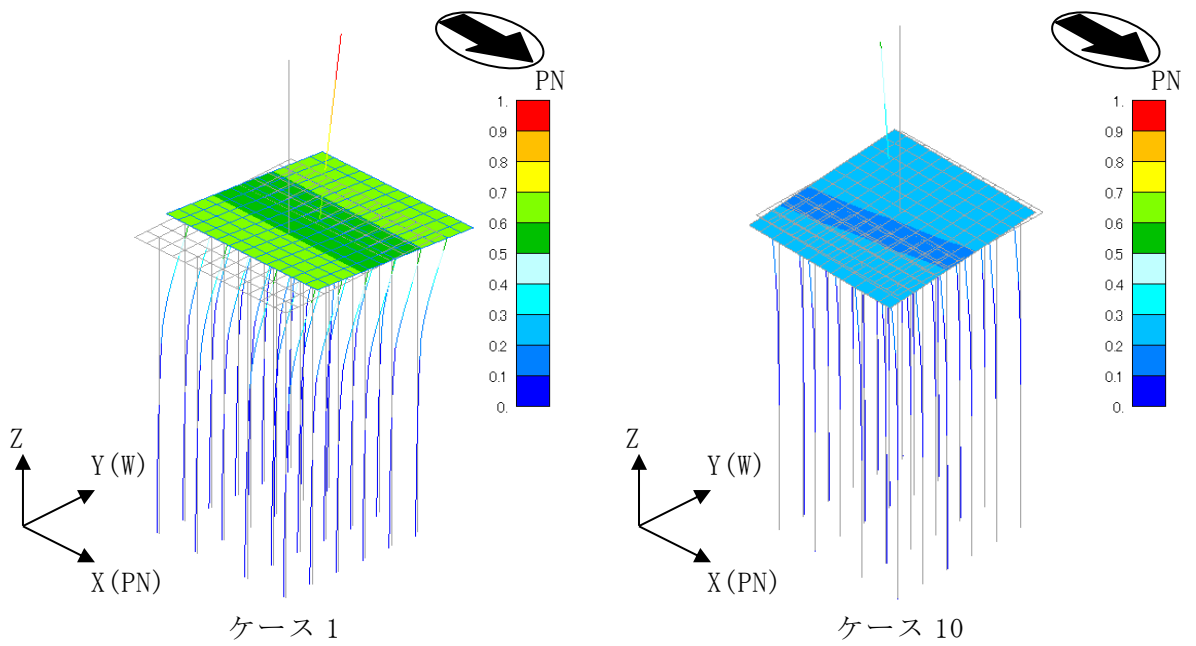
方向	ケース 1	ケース 10
NS	3.85	4.89 (1.27)
EW	3.27	4.64 (1.42)
鉛直	12.45	12.85 (1.03)

注 1 : 建屋-杭連成 1 次モードを示す。

注 2 : ( ) 内は、ケース 1 に対する比率を示す。



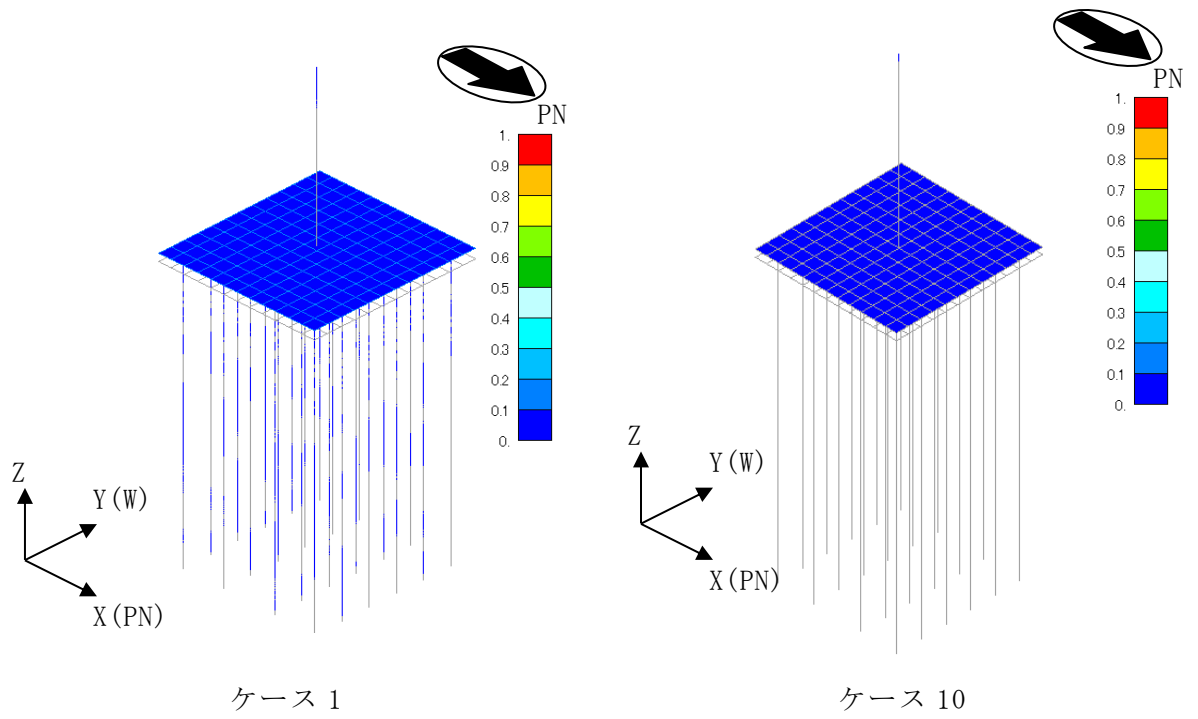
(a) NS 方向



(b) EW 方向

注：凡例は全体モデルにおいて基準化した固有ベクトルを示す。

図 3-1 固有振動モード (Ss-1) (1/2)



注：凡例は全体モデルにおいて基準化した固有ベクトルを示す。

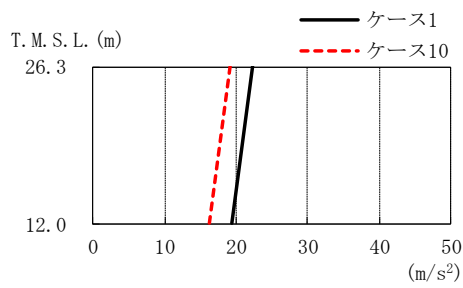
図 3-1 固有振動モード (Ss-1) (2/2)

### 3.2 地震応答解析結果

埋戻材料を考慮したSs-1による地震応答解析結果のうち、遮蔽壁及び基礎スラブの最大応答値を図3-2～図3-14に示す。また、ケース10の最大応答値と基準地震動Ss-1～Ss-8について材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果の包絡値\*（以下「パラスタケース包絡値」という。）の比較を図3-15～図3-27に示す。ケース10の最大応答値はケース1の最大応答値を部分的に上回るが、パラスタケース包絡値を下回っている。

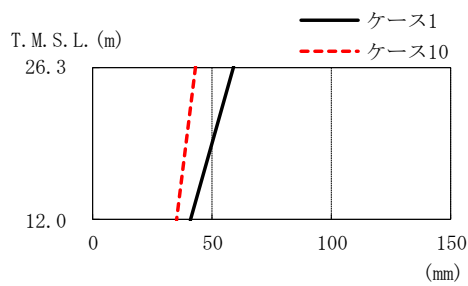
埋戻材料を考慮したSs-1による地震応答解析結果のうち、杭の最大応答値を図3-28及び図3-29に示す。杭の曲げモーメント及びせん断力は、ケース1及びケース10のいずれも隅角部の杭頭で最大となるため、杭の最大応答値は杭頭における値で評価する。杭頭の最大応答値を表3-2に示す。また、ケース10の杭頭の最大応答値とパラスタケース包絡値の比較を表3-3に示す。ケース10の最大応答値はケース1の最大応答値及びパラスタケース包絡値を下回っている。

注記\*：「格納容器圧力逃がし装置基礎の地震応答計算書に関する補足説明資料」のうち別紙3-2「材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果」参照。



ケース1 ( $\text{m/s}^2$ )	ケース10 ( $\text{m/s}^2$ )	応答比
22.3	19.2	0.861
19.4	16.2	0.835

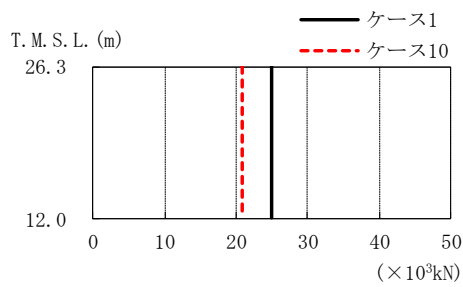
図3-2 最大応答加速度 (Ss-1, NS方向)



ケース1 (mm)	ケース10 (mm)	応答比
59.0	42.7	0.724
40.9	34.7	0.848

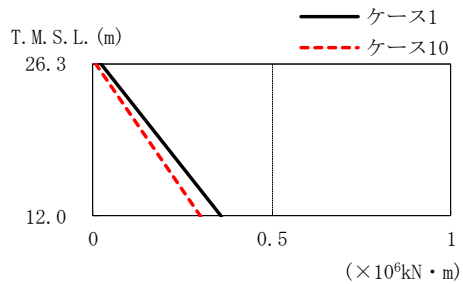
注：T. M. S. L. -13.7m（原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル）の地盤に対する相対変位を示す。

図3-3 最大応答変位 (Ss-1, NS方向)



ケース1 ( $\times 10^3 \text{kN}$ )	ケース10 ( $\times 10^3 \text{kN}$ )	応答比
24.9	20.9	0.839

図3-4 最大応答せん断力 (Ss-1, NS方向)



ケース1 ( $\times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}$ )	ケース10 ( $\times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}$ )	応答比
0.0179	0.00760	
0.359	0.299	0.833

図3-5 最大応答曲げモーメント (Ss-1, NS方向)

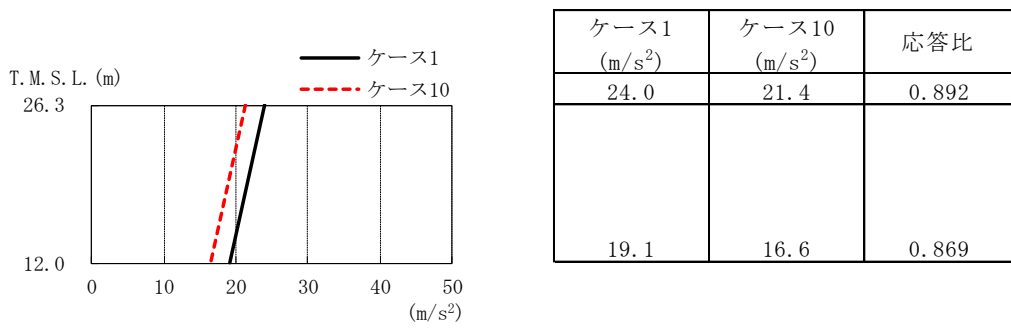


図3-6 最大応答加速度 (Ss-1, EW方向)

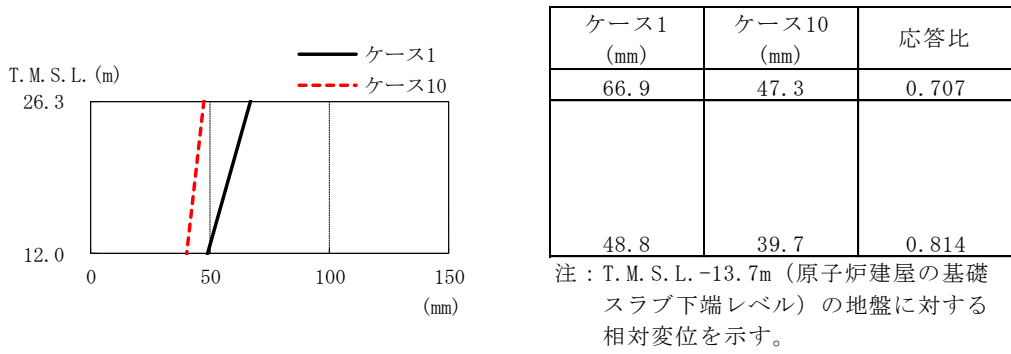


図3-7 最大応答変位 (Ss-1, EW方向)

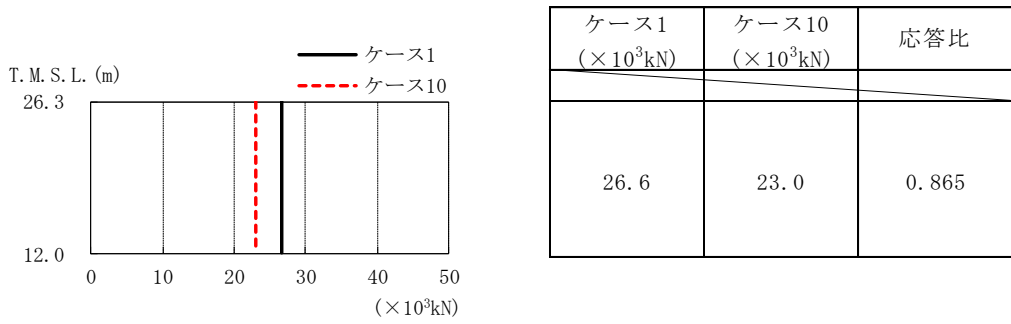


図3-8 最大応答せん断力 (Ss-1, EW方向)

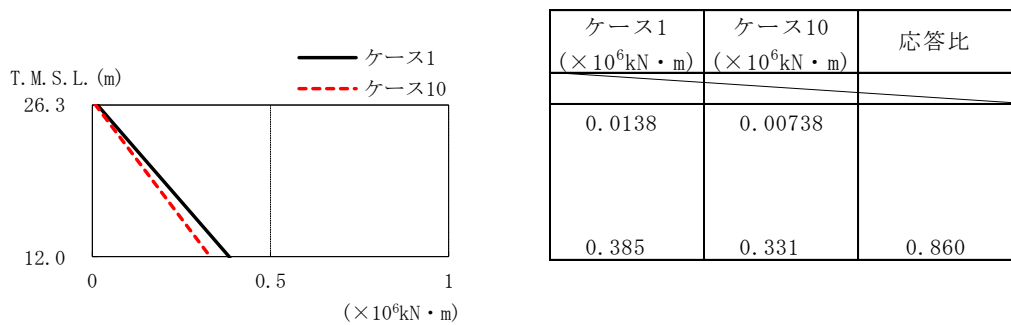
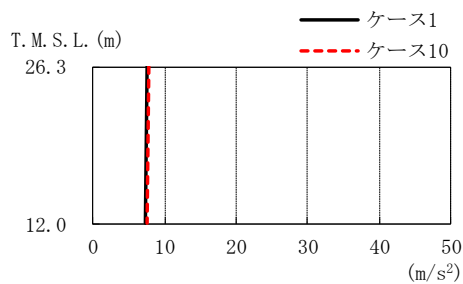


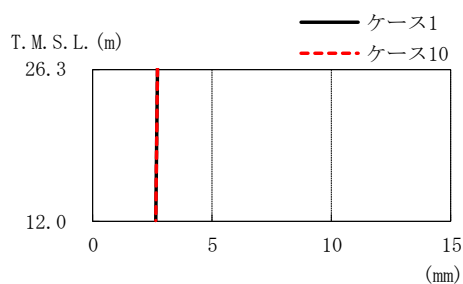
図3-9 最大応答曲げモーメント (Ss-1, EW方向)





ケース1 ( $\text{m/s}^2$ )	ケース10 ( $\text{m/s}^2$ )	応答比
7.58	7.66	1.01
7.37	7.48	1.01

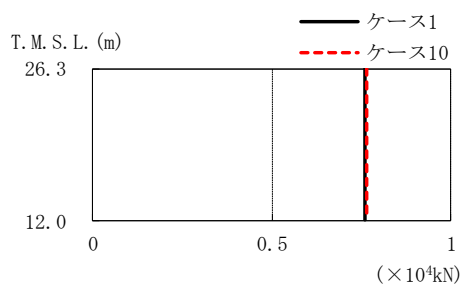
図3-10 最大応答加速度 (Ss-1, 鉛直方向)



ケース1 (mm)	ケース10 (mm)	応答比
2.66	2.70	1.02
2.59	2.62	1.01

注：T.M.S.L. -13.7m（原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル）の地盤に対する相対変位を示す。

図3-11 最大応答変位 (Ss-1, 鉛直方向)



ケース1 ( $\times 10^4 \text{kN}$ )	ケース10 ( $\times 10^4 \text{kN}$ )	応答比
0.759	0.767	1.01

図3-12 最大応答軸力 (Ss-1, 鉛直方向)

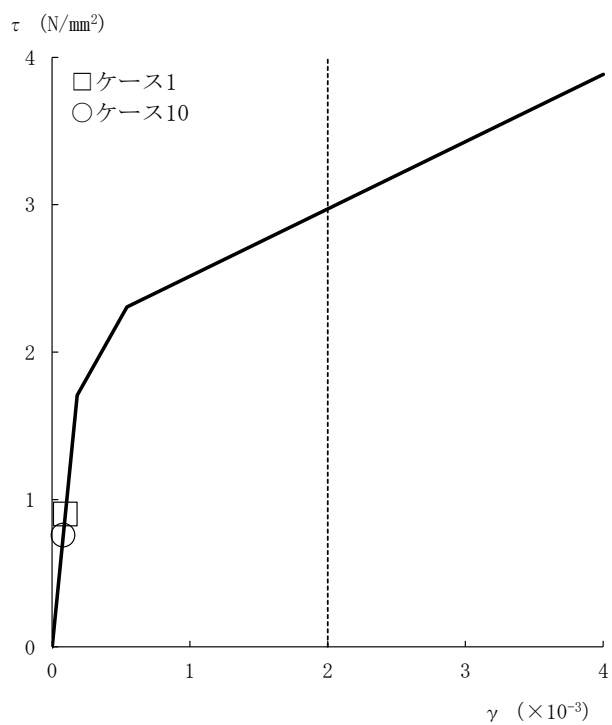


図3-13 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, NS方向)

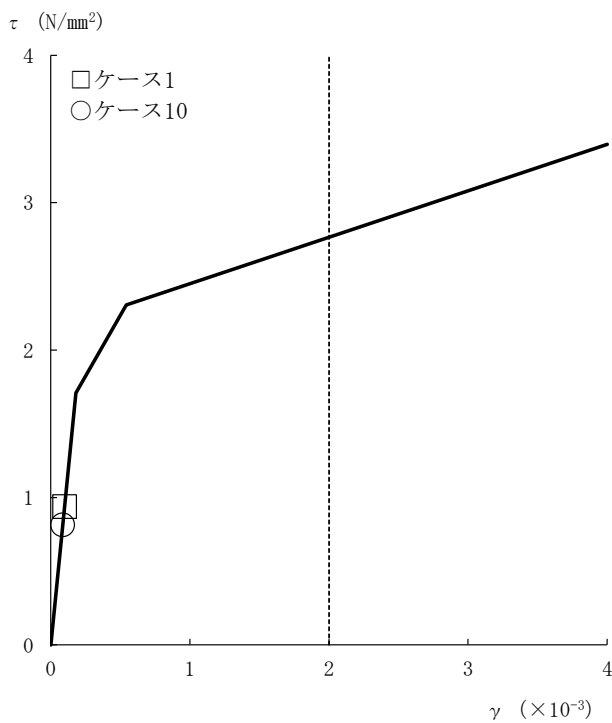


図3-14 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, EW方向)

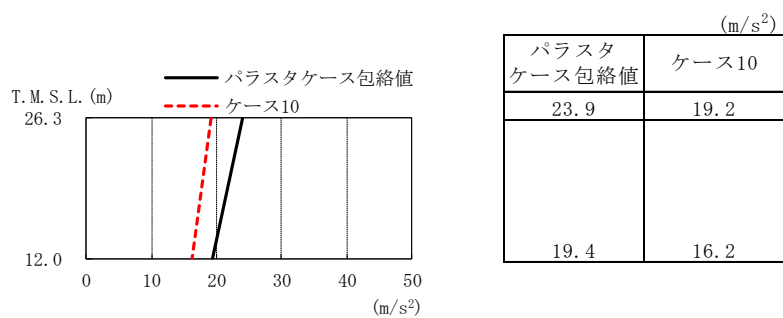


図3-15 最大応答加速度（パラスタケース包絡値との比較，NS方向）

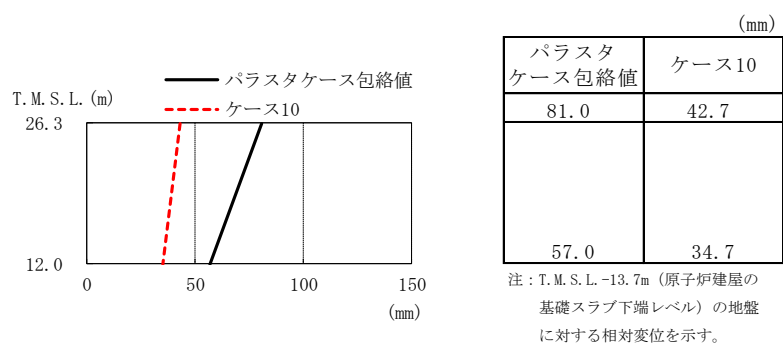


図3-16 最大応答変位（パラスタケース包絡値との比較，NS方向）

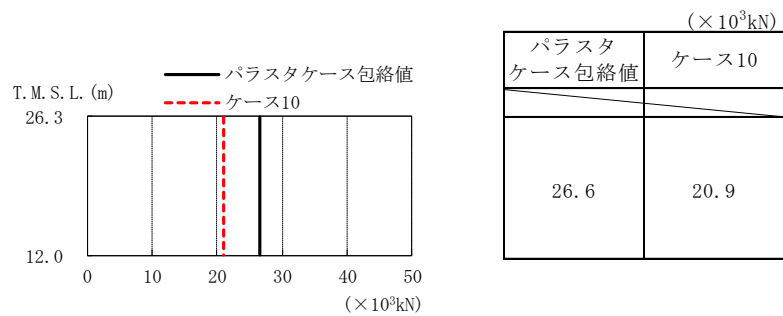


図3-17 最大応答せん断力（パラスタケース包絡値との比較，NS方向）

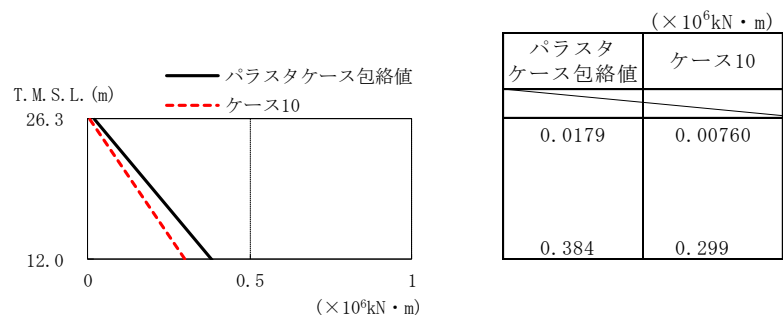


図3-18 最大応答曲げモーメント（パラスタケース包絡値との比較，NS方向）

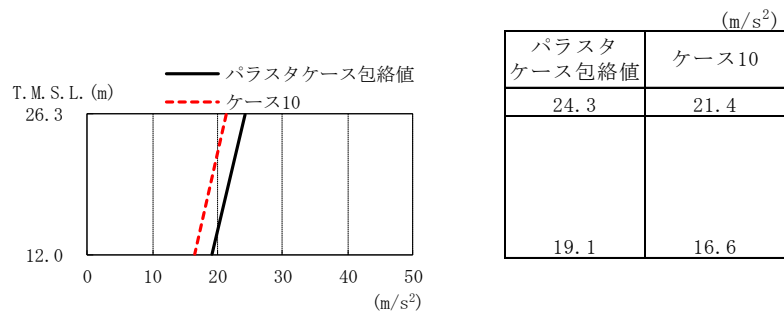


図3-19 最大応答加速度（パラスタケース包絡値との比較，EW方向）

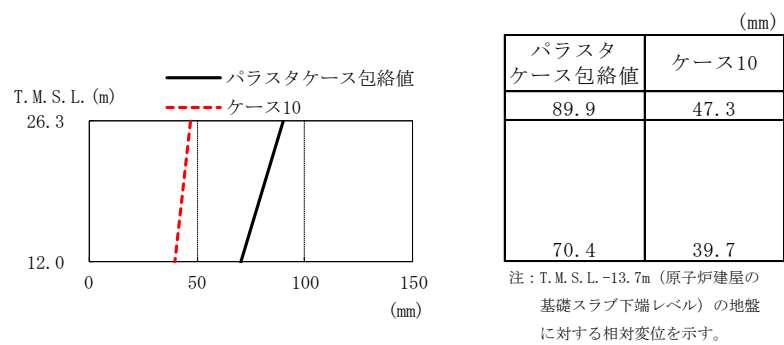


図3-20 最大応答変位（パラスタケース包絡値との比較，EW方向）

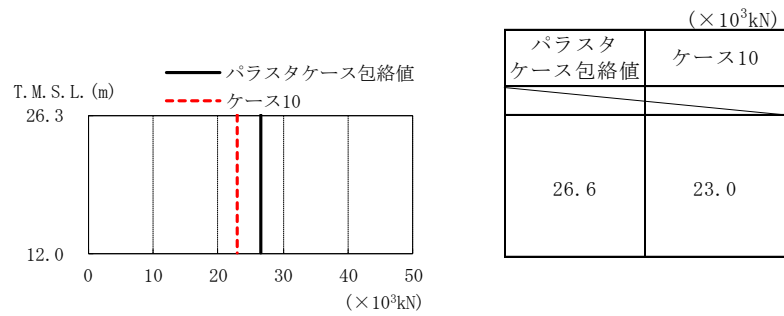


図3-21 最大応答せん断力（パラスタケース包絡値との比較，EW方向）

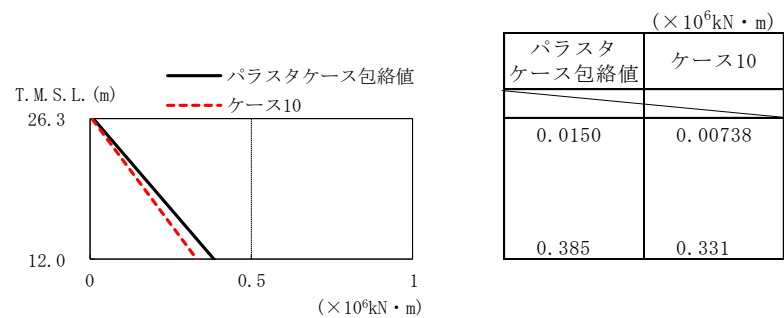


図3-22 最大応答曲げモーメント（パラスタケース包絡値との比較，EW方向）

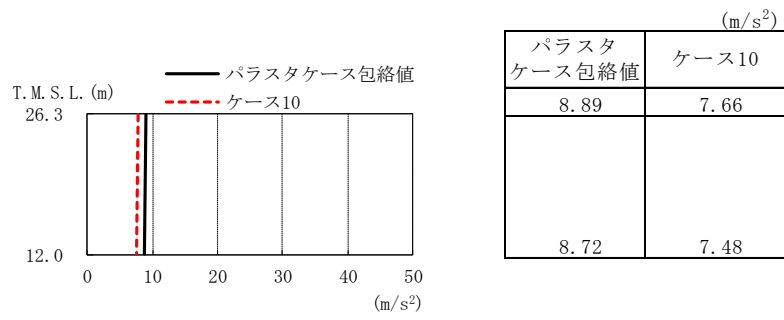


図3-23 最大応答加速度（パラスタケース包絡値との比較，鉛直方向）

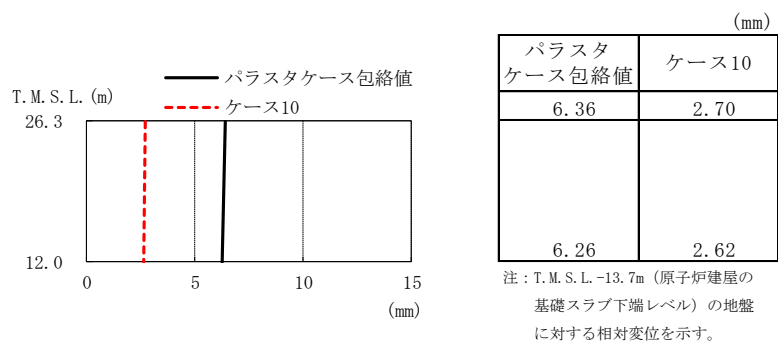


図3-24 最大応答変位（パラスタケース包絡値との比較，鉛直方向）

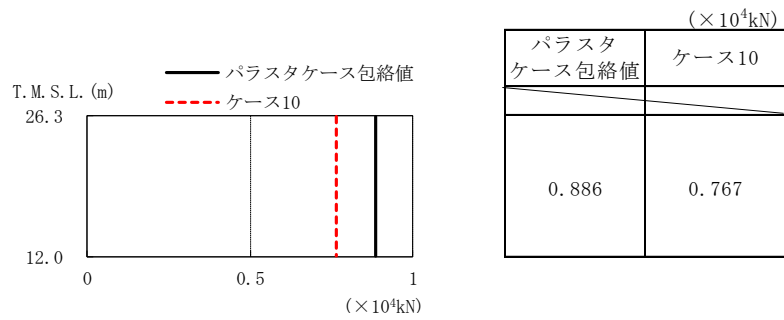


図3-25 最大応答軸力（パラスタケース包絡値との比較，鉛直方向）

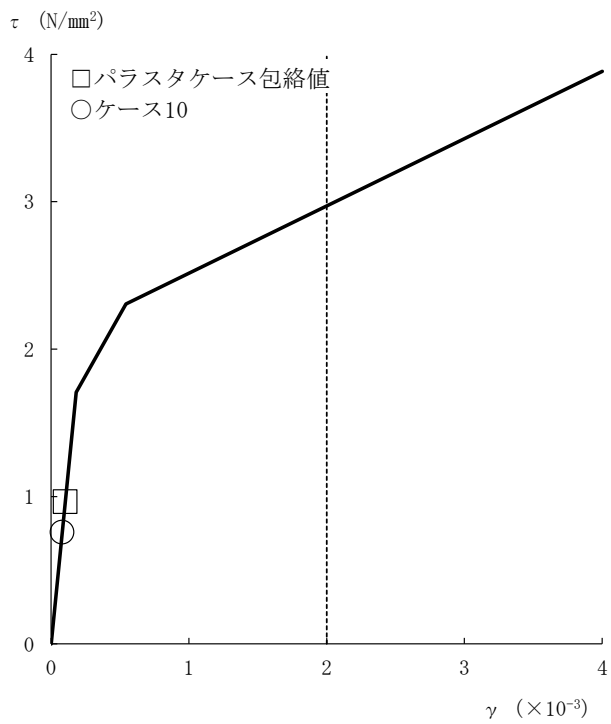


図3-26 せん断スケルトン曲線上の最大応答値  
(パラスタケース包絡値との比較, NS方向)

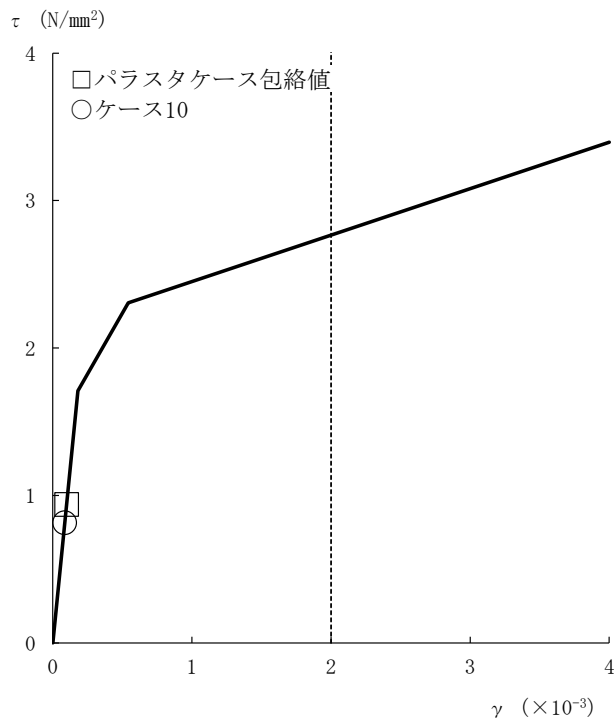
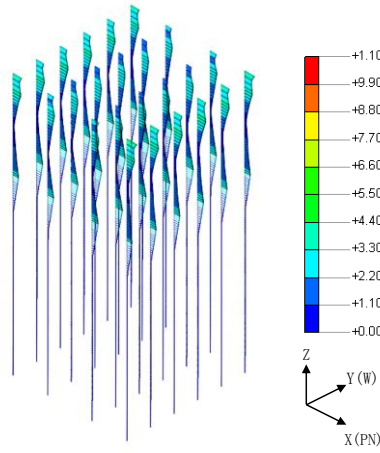
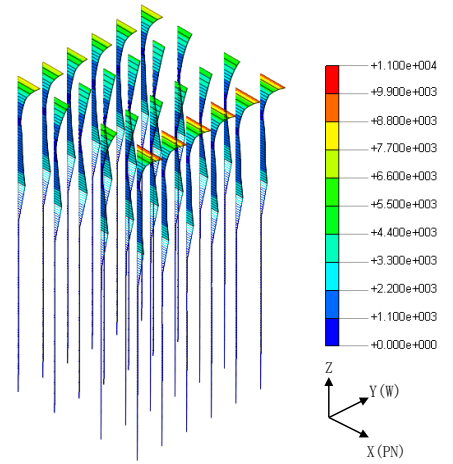


図3-27 せん断スケルトン曲線上の最大応答値  
(パラスタケース包絡値との比較, EW方向)

ケース 10

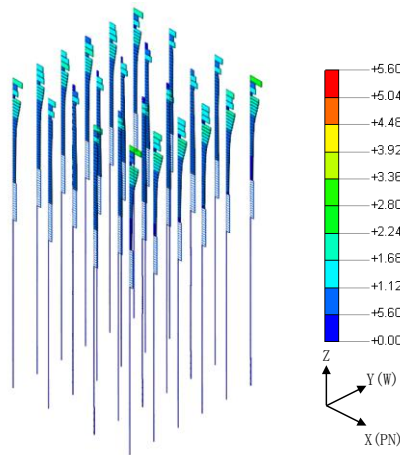


ケース 1

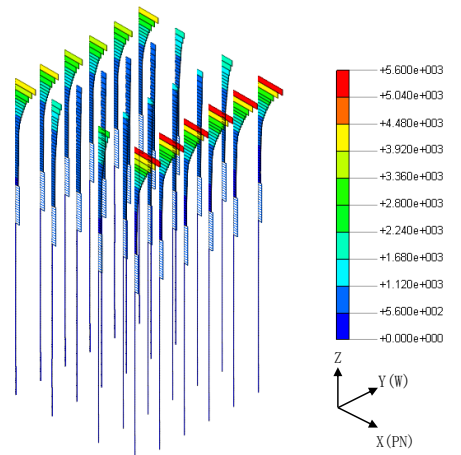


(a) 最大応答曲げモーメント (単位 :  $\text{kN} \cdot \text{m}$ )

ケース 10



ケース 1



(b) 最大応答せん断力 (単位 :  $\text{kN}$ )

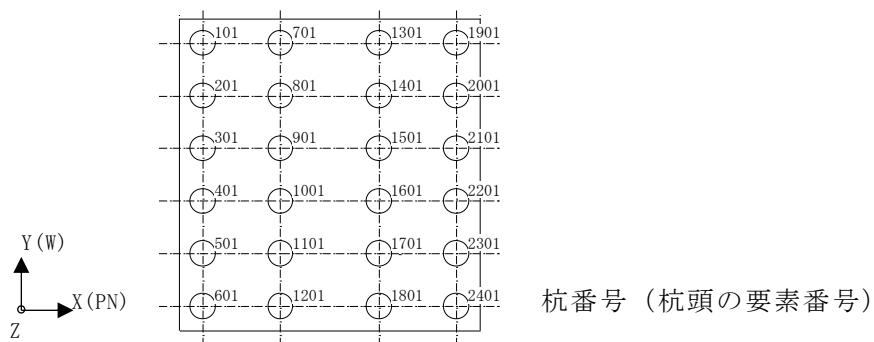
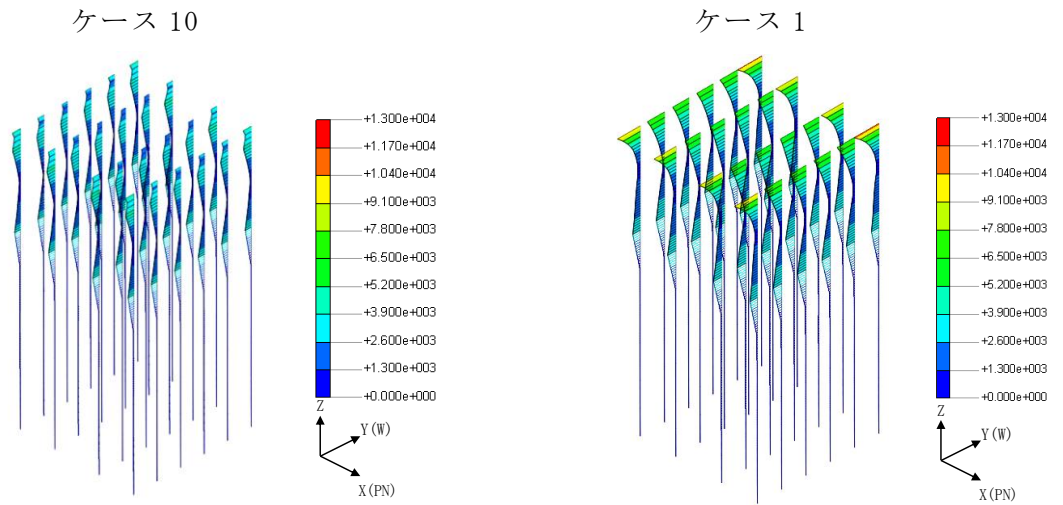
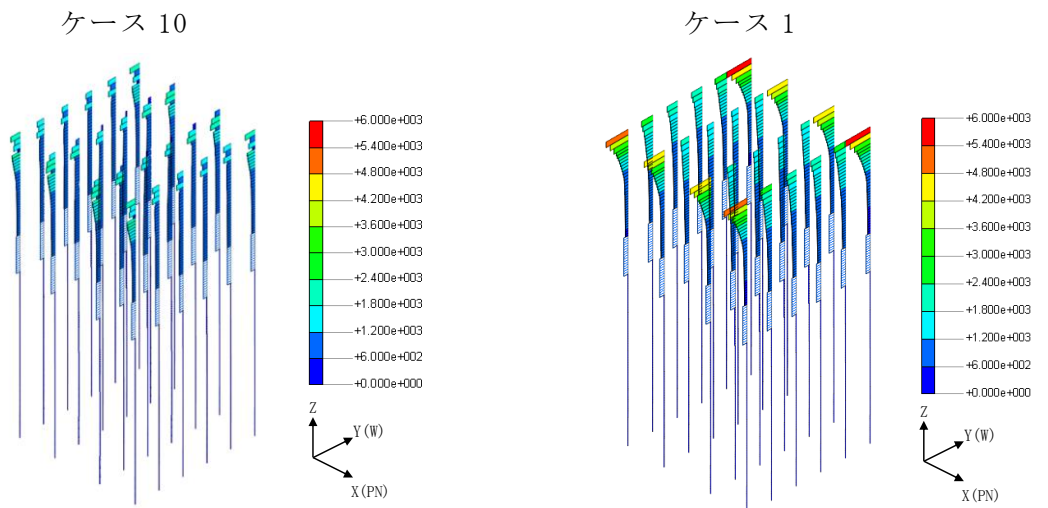


図 3-28 杭の応答値 (Ss-1, NS 方向)



(a) 最大応答曲げモーメント (単位 : kN・m)



(b) 最大応答せん断力 (単位 : kN)

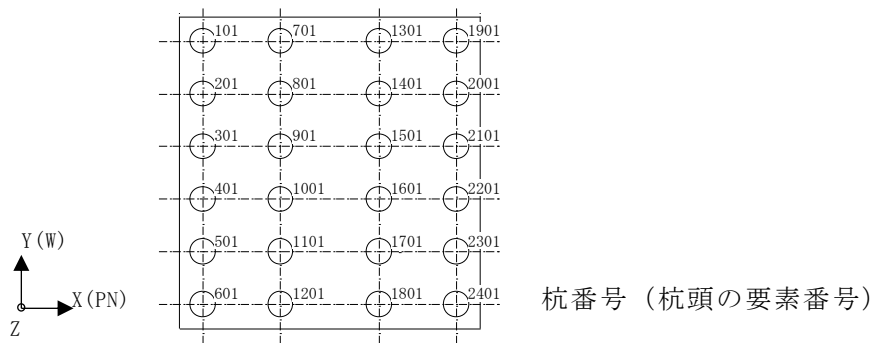


図 3-29 杭の応答値 (Ss-1, EW 方向)



表3-2 杭頭断面力一覧

(a) 最大応答軸力

解析 ケース	ケース1		ケース10		応答比
	杭番号	Nmax ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Nmax ( $\times 10^3$ kN)	
Ss-1 (NS)	101	6.57	101	4.55	0.693
Ss-1 (EW)	101	7.86	101	4.95	0.630

注：圧縮を正，引張を負とする。

(b) 最小応答軸力

解析 ケース	ケース1		ケース10		応答比
	杭番号	Nmin ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Nmin ( $\times 10^3$ kN)	
Ss-1 (NS)	101	-5.40	101	-2.91	0.539
Ss-1 (EW)	601	-6.97	601	-3.31	0.475

注：圧縮を正，引張を負とする。

(c) 最大応答曲げモーメント

解析 ケース	ケース1			ケース10			応答比
	杭番号	N ( $\times 10^3$ kN)	Mmax ( $\times 10^4$ kN・m)	杭番号	N ( $\times 10^3$ kN)	Mmax ( $\times 10^4$ kN・m)	
Ss-1 (NS)	2401	5.32	1.01	2401	3.79	0.457	0.452
Ss-1 (EW)	1901	7.44	1.11	2401	3.89	0.456	0.411

注：Nは最大応答曲げモーメント発生時の軸力を示す。

(d) 最大応答せん断力

解析 ケース	ケース1		ケース10		応答比
	杭番号	Qmax ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Qmax ( $\times 10^3$ kN)	
Ss-1 (NS)	2401	5.59	2401	2.68	0.479
Ss-1 (EW)	1901	5.75	1901	2.52	0.438

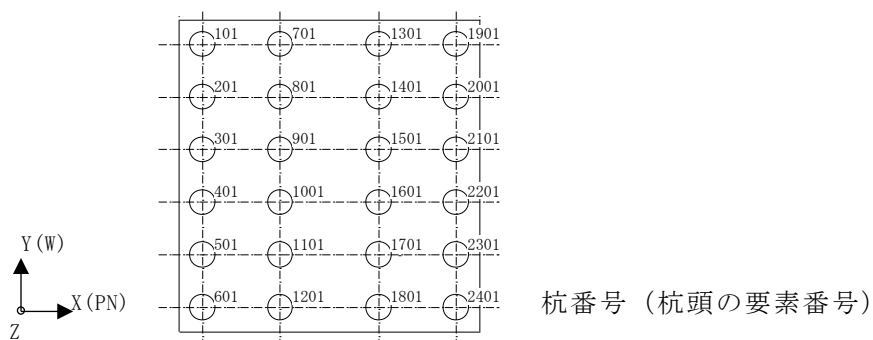


表3-3 杭頭断面力一覧（パラスタケース包絡値との比較）

(a) 最大応答軸力

パラスタケース包絡値		ケース10	
杭番号	Nmax ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Nmax ( $\times 10^3$ kN)
1901	9.71	101	4.95

注：圧縮を正，引張を負とする。

(b) 最小応答軸力

パラスタケース包絡値		ケース10	
杭番号	Nmin ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Nmin ( $\times 10^3$ kN)
601	-8.87	601	-3.31

注：圧縮を正，引張を負とする。

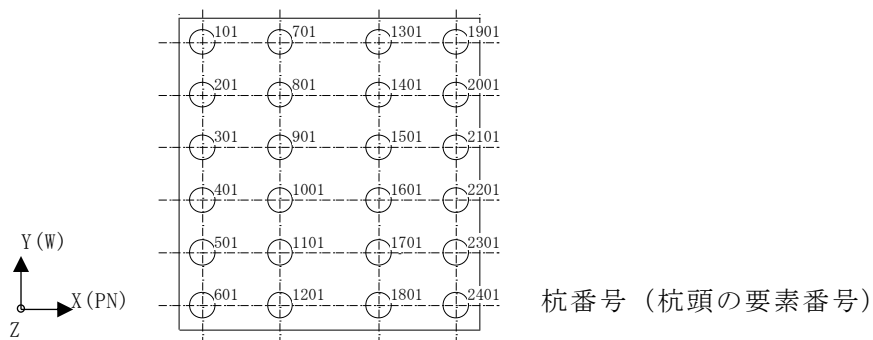
(c) 最大応答曲げモーメント

パラスタケース包絡値			ケース10		
杭番号	N ( $\times 10^3$ kN)	Mmax ( $\times 10^4$ kN・m)	杭番号	N ( $\times 10^3$ kN)	Mmax ( $\times 10^4$ kN・m)
601	3.62	1.31	2401	3.79	0.457

注：Nは最大応答曲げモーメント発生時の軸力を示す。

(d) 最大応答せん断力

パラスタケース包絡値		ケース10	
杭番号	Qmax ( $\times 10^3$ kN)	杭番号	Qmax ( $\times 10^3$ kN)
1901	5.75	2401	2.68



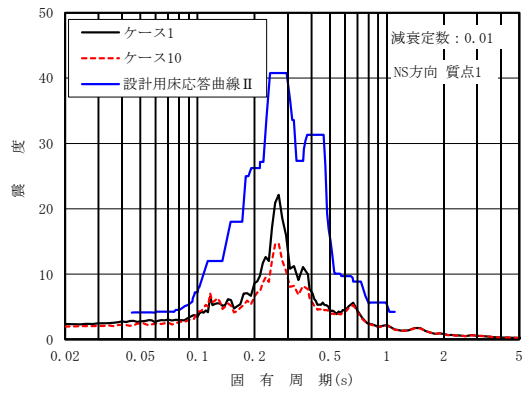
#### 4. 機器・配管系評価に与える影響

装置基礎が内包する機器はフィルタ装置，よう素フィルタ，ドレンタンク及びドレン移送ポンプである。VI-2-9-4-5-5-1「ドレン移送ポンプの耐震性についての計算書」，VI-2-9-4-7-1-1「ドレンタンクの耐震性についての計算書」，VI-2-9-4-7-1-3「フィルタ装置の耐震性についての計算書」及びVI-2-9-4-7-1-4「よう素フィルタの耐震性についての計算書」に示すとおり，いずれも剛構造であり，裕度（許容値／発生値）の最小値は 1.12 である。図 3-2，図 3-6 及び図 3-10 に示すとおり，最大応答加速度の応答比の最大値は 1.01 であり，機器の裕度が応答比を上回ることを確認した。

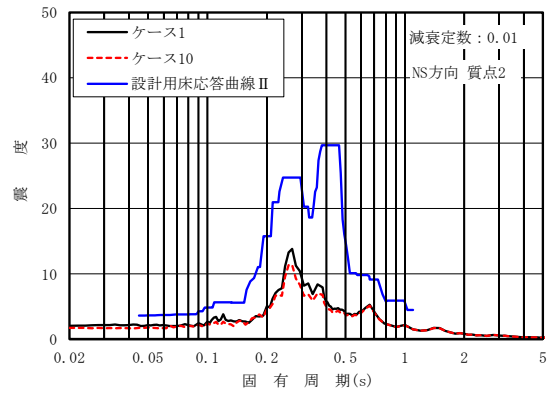
Ss-1 におけるケース 10 とケース 1 の床応答スペクトル及び設計に用いている床応答スペクトル（VI-2-1-7「設計用床応答曲線の作成方針」に示す設計用床応答曲線Ⅱ）の比較を図 4-1 及び図 4-2 に示す。VI-2-9-4-7-1-2「管の耐震性についての計算書（格納容器圧力逃がし装置）」に示すとおり，配管の主要な周期帯は 0.05s～0.08s である。図 4-1 及び図 4-2 に示すとおり，ケース 10 の床応答スペクトルはケース 1 の床応答スペクトルと配管の主要な周期帯において同等であり，設計用床応答曲線Ⅱを下回ることを確認した。

図 3-16，図 3-20 及び図 3-24 に示すとおり，ケース 10 の最大応答変位はパラスタケース包絡値を下回ることを確認した。

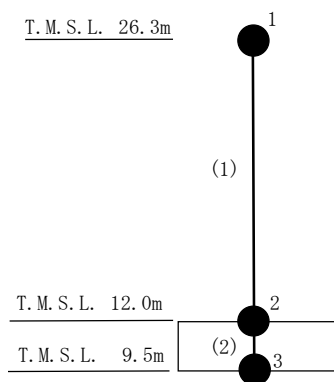
以上より，埋戻材料を考慮しても機器・配管系の耐震評価に影響を与えないことを確認した。



(a) 質点 1

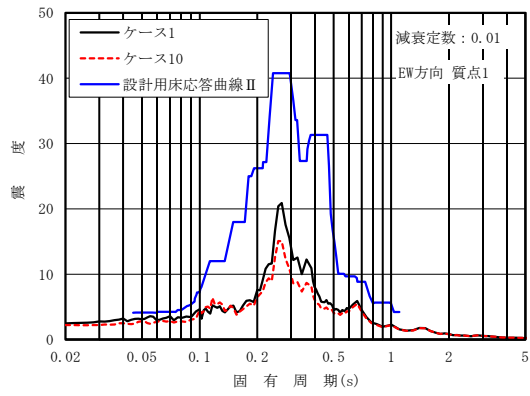


(b) 質点 2

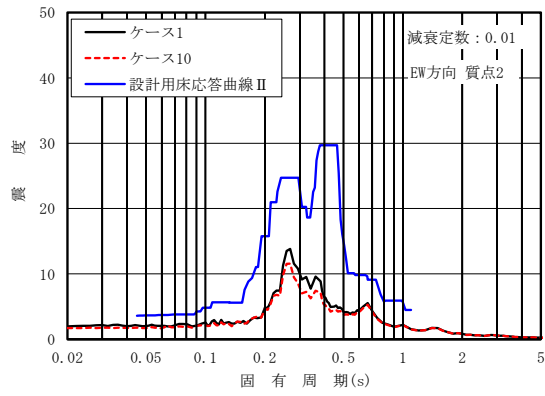


注：数字は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

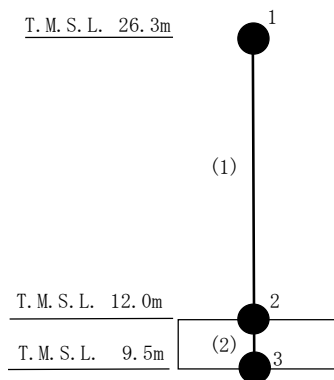
図 4-1 床応答スペクトル比較 (S<sub>s</sub>-1, NS 方向, h = 0.01)



(a) 質点 1



(b) 質点 2



注：数字は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

図 4-2 床応答スペクトル比較 (S<sub>s</sub>-1, EW 方向, h = 0.01)

## 5. まとめ

埋戻材料を考慮したモデルを用いて、Ss-1 に対する地震応答解析を実施し、基本ケースの結果と比較した。

その結果、埋戻材料を考慮したモデルの最大応答値は、基本ケースの結果を部分的に上回るものの、パラスタケース包絡値を下回ることを確認した。これより、基本ケース及びパラスタケースによる各種応答値を用いて建物・構築物及び機器・配管系の設計用地震力を設定し、構造強度及び機能維持の確認を行うことは保守的な評価となることを確認した。

また、装置基礎が内包する機器の裕度が応答比を上回ることで、埋戻材料を考慮したモデルの床応答スペクトルが、基本の床応答スペクトルと配管の主要な周期帯において同等であり、設計用床応答曲線Ⅱを下回ることから、機器・配管系の耐震評価に影響を与えないことを確認した。

(参考資料1) 掘削調査に至る経緯及び埋戻し手順について

### 1. 概要

本資料は、掘削調査に至る経緯と埋戻し手順について示すものである。

### 2. 掘削調査に至る経緯

大物搬入建屋の新規制基準を踏まえた耐震強化工事において、建屋下の掘削作業中に場所打ち鉄筋コンクリート杭（以下「杭」という。）の損傷を確認した。

詳細調査の結果、大物搬入建屋の杭損傷要因は、設計で考慮しない建設残置物が杭に干渉しているという状況のもとで新潟県中越沖地震による地震力が作用した特異な要因によるものであると推定した。

大物搬入建屋以外の主要な杭支持構造物についても、同様な事象が生じていないことを確認するため、建設残置物の調査を実施した。

建設残置物の調査の結果、格納容器圧力逃がし装置基礎（以下「装置基礎」という。）において設計で考慮していない建設残置物が場所打ち鋼管コンクリート杭に干渉している可能性があることから、掘削調査を実施した。

### 3. 掘削調査結果

装置基礎の掘削調査範囲を図 3-1 に示す。掘削調査の結果、装置基礎の東側で確認した建設残置物が東側の 3 本の場所打ち鋼管コンクリート杭に接していることを確認した。なお、掘削調査により確認された建設残置物は撤去した。

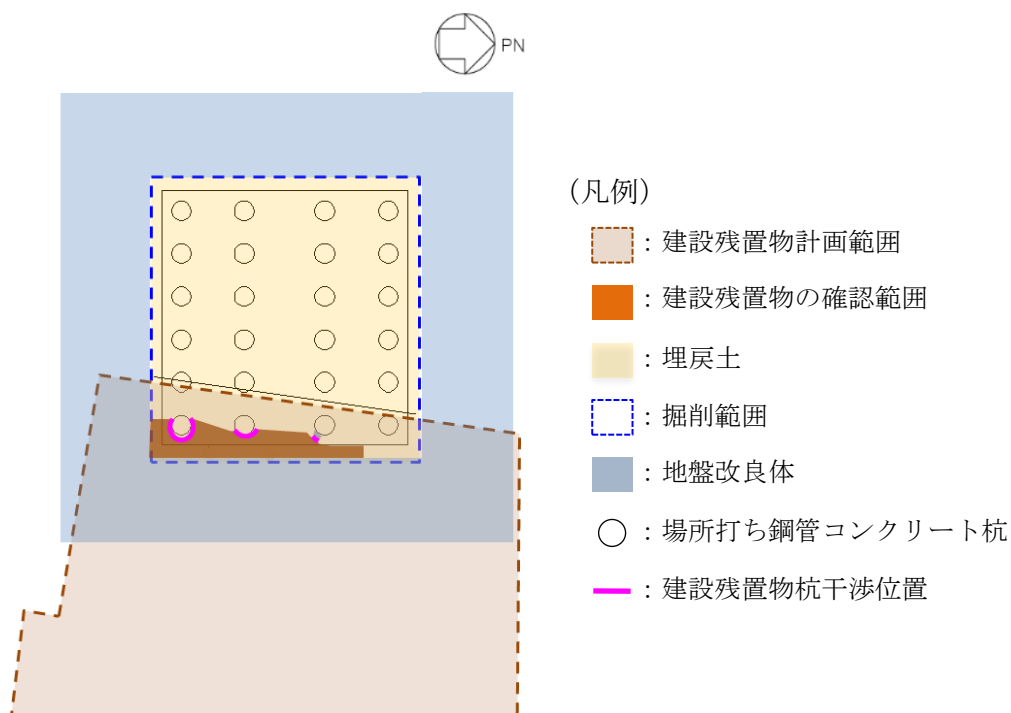


図 3-1 掘削調査範囲

#### 4. 掘削範囲の埋戻し手順

掘削調査により掘削した範囲については、以下の手順にて埋戻す計画とする。掘削範囲埋戻しの平面図、施工フロー及び施工手順をそれぞれ図4-1～図4-3に示す。

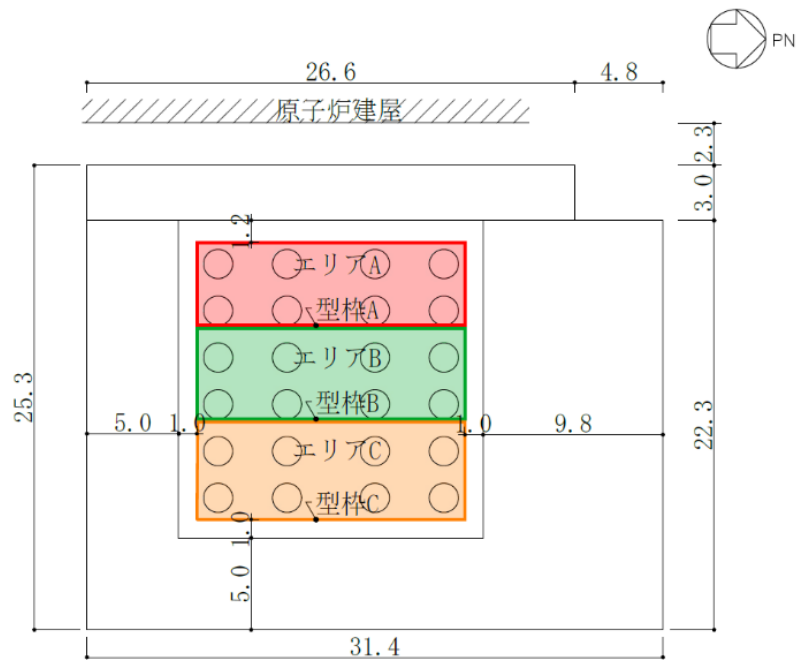


図4-1 掘削範囲埋戻しの平面図（単位：m）

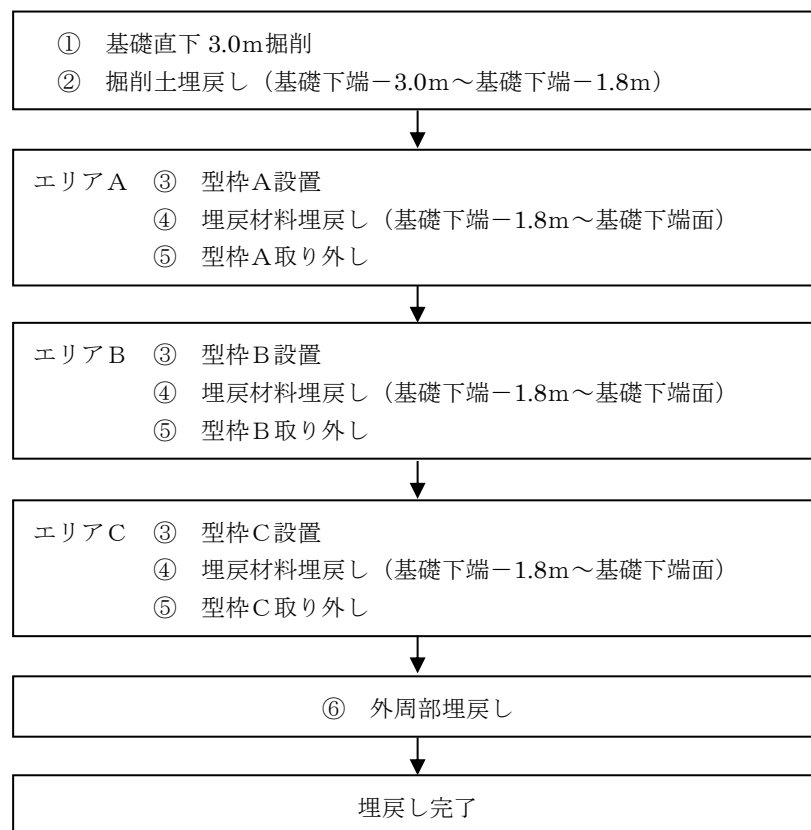
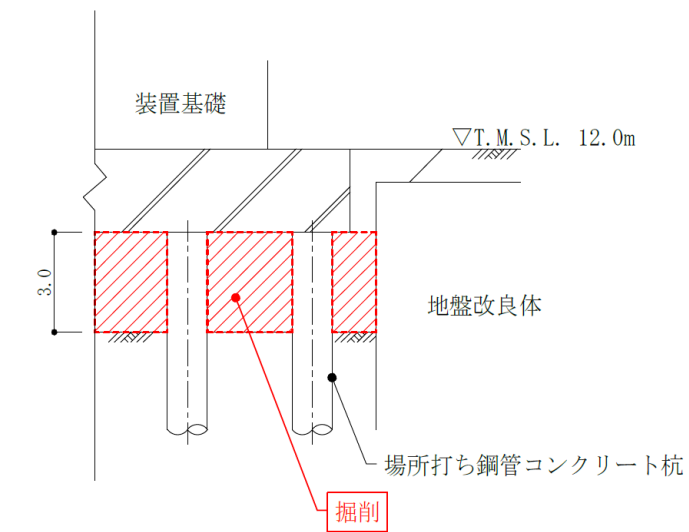
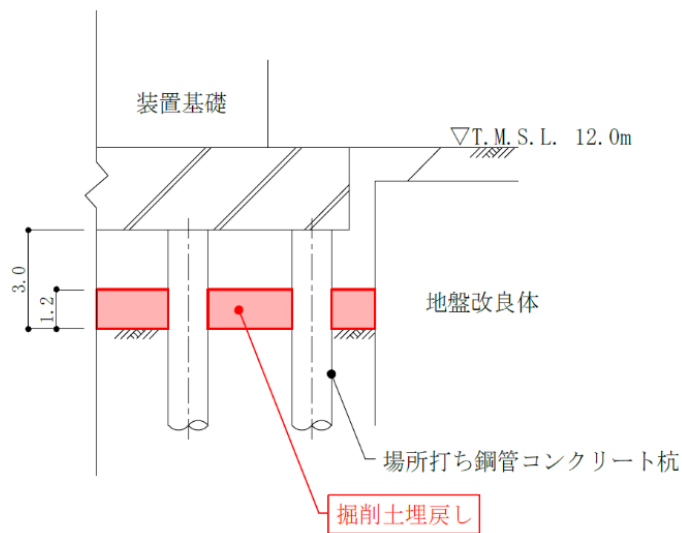


図4-2 掘削範囲埋戻し施工フロー

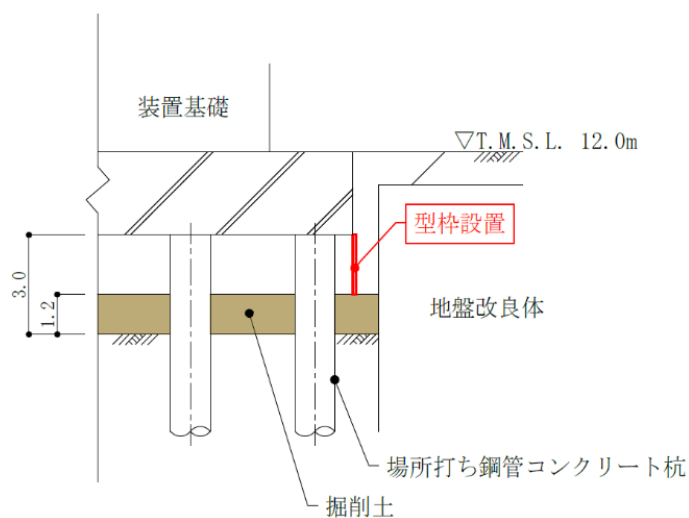




① 装置基礎の基礎スラブ下を一様に3.0m掘削する。

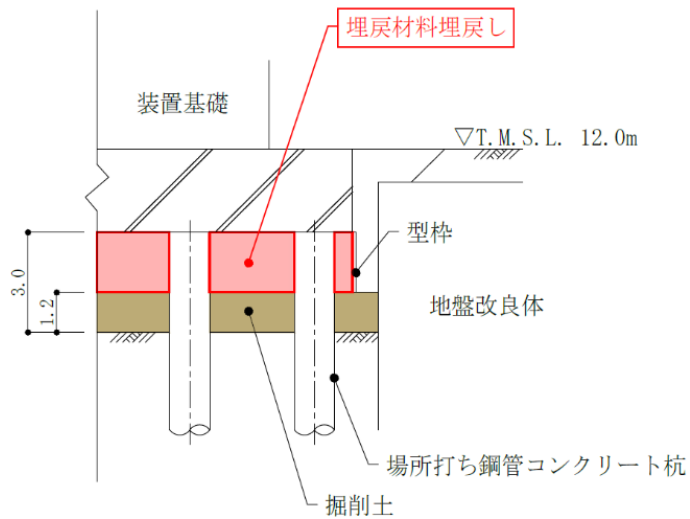


② 基礎下端-3.0m～基礎下端-1.8mを掘削土で埋戻す。

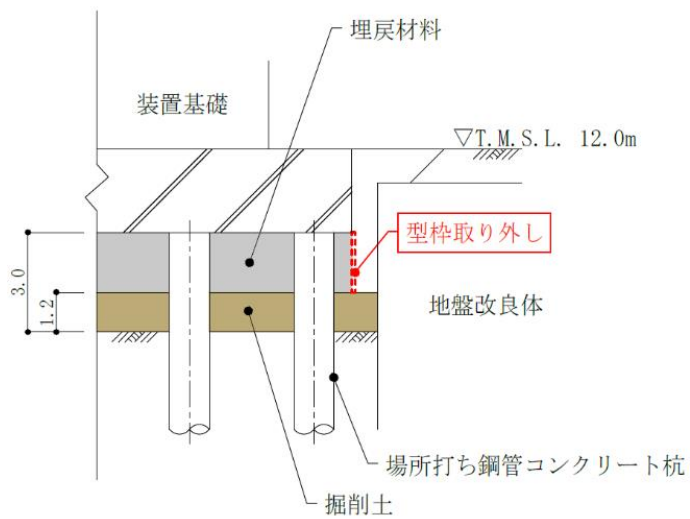


③ 型枠を設置する。

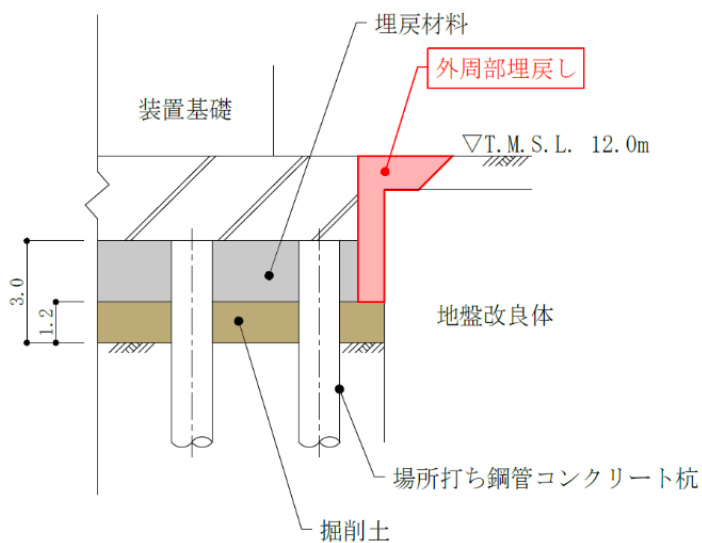
図 4-3 掘削範囲埋戻しの施工手順 (1/2) (単位 : m)



- ④ 基礎下端-1.8m～基礎下端面を埋戻材料で埋戻す。



- ⑤ 型枠を取り外す。



- ⑥ 外周部を掘削土で埋戻す。

図4-2 掘削範囲埋戻しの施工手順 (2/2) (単位 : m)