

本資料のうち、枠囲みの内容は、機密事項に属しますので公開できません。

柏崎刈羽原子力発電所第7号機 工事計画審査資料	
資料番号	KK7 補足-026-1 改5
提出年月日	2020年6月17日

原子炉建屋の耐震性についての計算書に関する補足説明資料

2020年 6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

V-2-2-2「原子炉建屋の耐震性についての計算書」及びV-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」の記載内容を補足するための資料を以下に示す。

別紙1 応力解析における既工認と今回工認の解析モデル及び手法の比較

別紙2 応力解析におけるモデル化、境界条件及び拘束条件の考え方

別紙3 応力解析における断面の評価部位の選定

別紙4 原子炉建屋の既工認時の設計用地震力と今回工認における静的地震力
及び弾性設計用地震動 S_d による地震力の比較

別紙5 原子炉建屋改造工事に伴う評価結果の影響について

別紙6 大物搬入建屋の耐震性についての計算書に関する補足説明資料

別紙7 保有水平耐力の安全余裕の考え方

下線部：今回ご提示資料

別紙6-1 地震応答解析におけるモデル化方針

目 次

1. 概要.....	別紙 6-1-1
2. 建屋及び杭のモデル化.....	別紙 6-1-6
3. 地盤のモデル化.....	別紙 6-1-12
3.1 原地盤のモデル化.....	別紙 6-1-12
3.2 地盤改良土のモデル化.....	別紙 6-1-13
4. 境界条件の設定.....	別紙 6-1-14
4.1 杭－地盤間.....	別紙 6-1-14
4.2 原地盤－地盤改良土間.....	別紙 6-1-14
4.3 基礎－地盤間.....	別紙 6-1-14

別紙6-1-1 建屋減衰を3%とした場合の影響検討

別紙6-1-2 地盤の液状化を考慮した場合の影響検討

1. 概要

本資料は、大物搬入建屋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。

V-2-9-3-1 別紙-1 (I)「大物搬入建屋の地震応答計算書」において、地震応答解析モデルは、建屋、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土）との相互作用を考慮した擬似3次元FEMモデルとしている。

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～図1-3に示す。

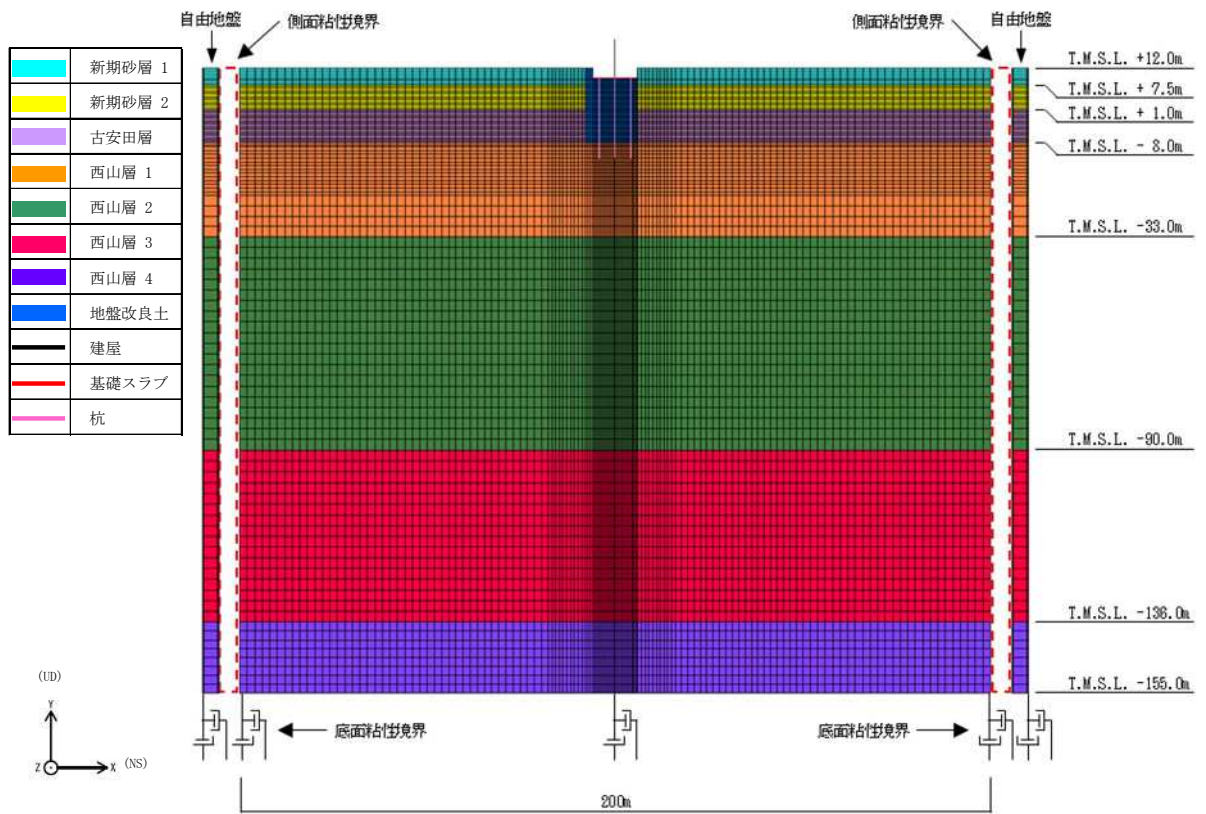
大物搬入建屋のうち建屋上部構造は一軸多質点系モデル、基礎スラブは一軸多質点系モデル及び無質量剛はり要素でそれぞれモデル化する。また、杭ははり要素、原地盤及び地盤改良土は平面ひずみ要素でそれぞれモデル化する。

建屋及び杭のモデル化の詳細については「2. 建屋及び杭のモデル化」に、原地盤及び地盤改良土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「4.3 基礎－地盤間」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		解放基盤表面レベルに想定する基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d とする
解析コード		S o i l P l u s
建屋及び杭のモデル化	モデル	<ul style="list-style-type: none"> ・建屋 : 一軸多質点系モデル ・基礎スラブ : 一軸多質点系モデル及び無質量剛はり要素 ・杭 : はり要素
	材料物性	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリートのヤング係数 (建屋) : $E = 2.52 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ (基礎スラブ) : $E = 2.44 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ (杭) : $E = 2.27 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ ・コンクリートのポアソン比 : $\nu = 0.2$ ・鋼管のヤング係数 : $E = 2.05 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ ・鋼管のポアソン比 : $\nu = 0.3$
	剛性評価	NS 方向 : フレーム構造部を考慮 EW 方向 : 耐震壁を考慮 (設計基準強度 $F_c = 33 \text{N/mm}^2$)
	減衰定数	<ul style="list-style-type: none"> ・建屋及び基礎スラブ : 5% (レーリー減衰) ・杭 : 3%* (レーリー減衰)
	非線形特性	<ul style="list-style-type: none"> ・建屋 水平方向 : 非線形特性を考慮 鉛直方向 : 考慮せず ・杭 : 曲げの非線形特性を考慮
	地盤のモデル化	原地盤
地盤改良土		一次元波動論により得られる等価地盤物性値を用いた平面ひずみ要素による水平成層地盤
境界条件	杭-地盤間	<ul style="list-style-type: none"> ・杭周面 : 多点拘束 ・杭先端 : 多点拘束
	原地盤-地盤改良土間	<ul style="list-style-type: none"> ・側面 : 多点拘束 ・底面 : 多点拘束
	基礎-地盤間	境界条件の設定無し
	地盤モデル側面	粘性境界
	地盤モデル底面	粘性境界
	地盤モデル面外	粘性境界

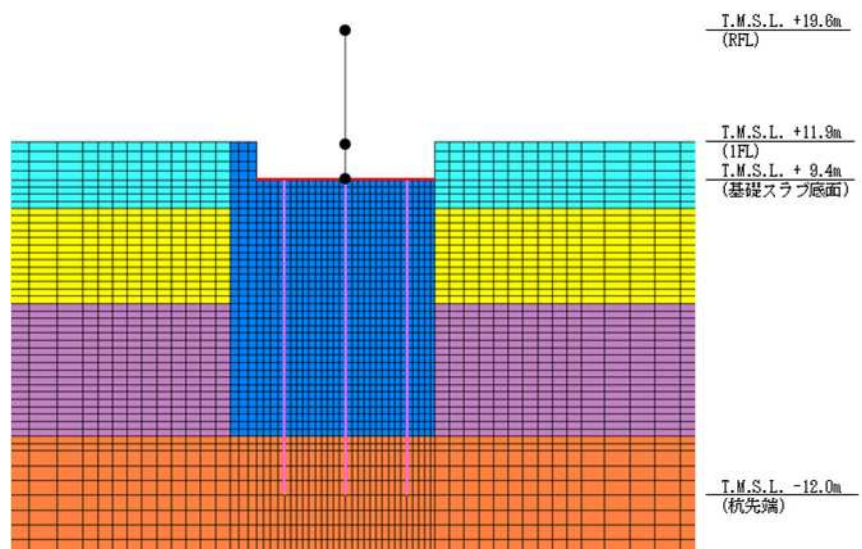
注記* : 杭の減衰定数は、コンクリートの減衰定数が5%、鋼管の減衰定数が2%であることを考慮し、コンクリートと鋼管のヤング係数比をふまえた等価断面積で加重平均することで3%に設定する。



注 1：面外粘性境界を考慮する。

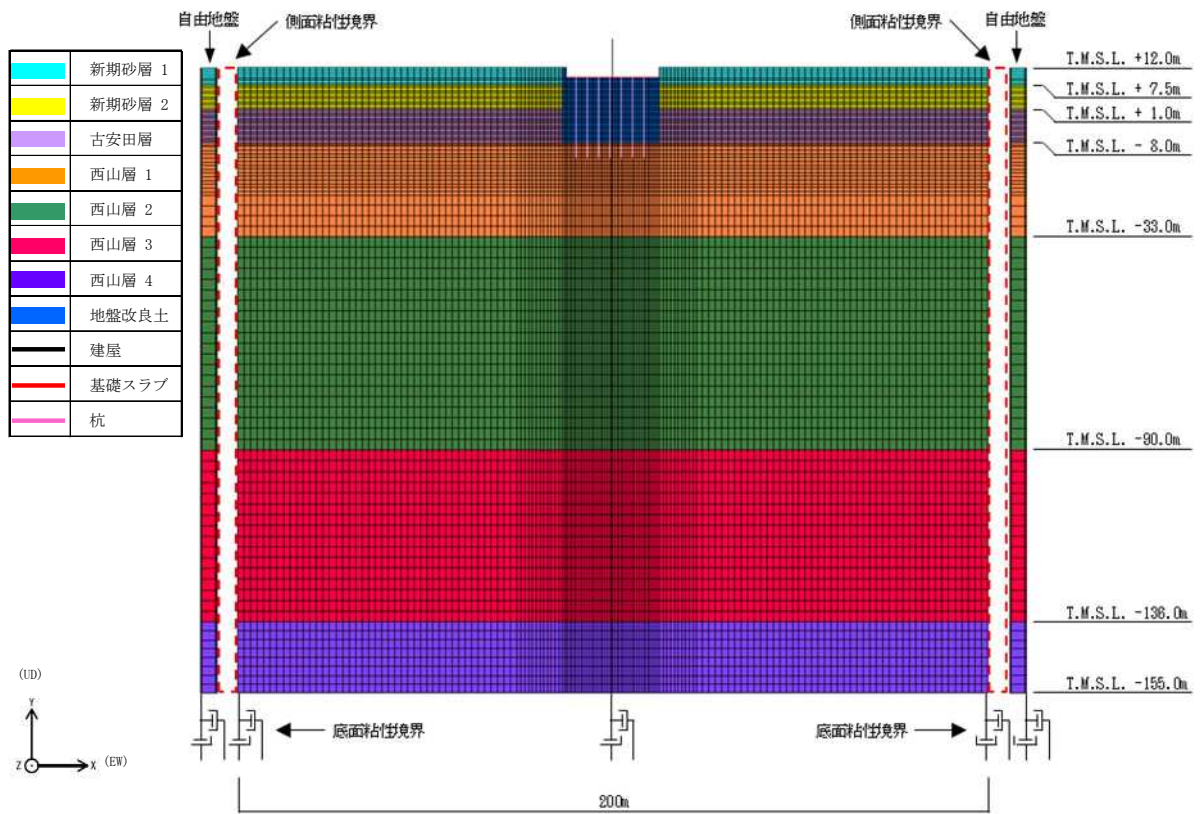
注 2：東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という）

(a) 全体モデル



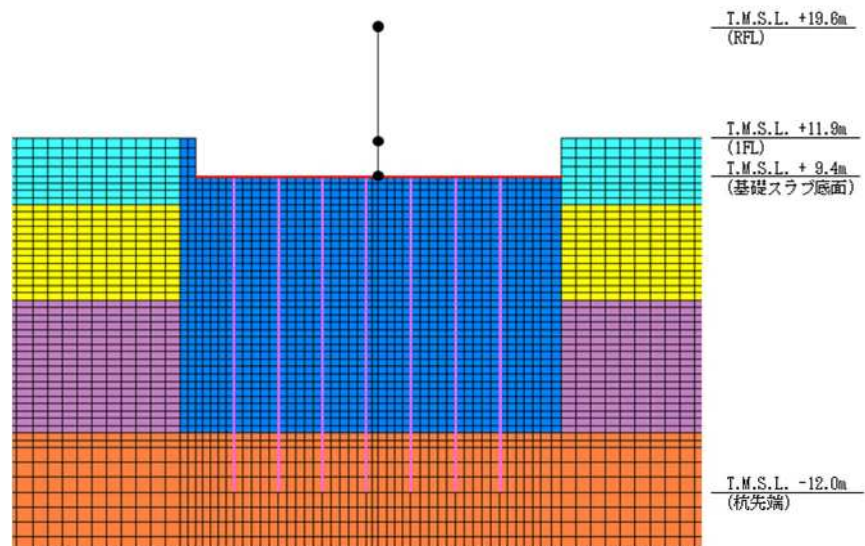
(b) 建屋周辺拡大図

図 1-1 地震応答解析モデル (NS 方向)



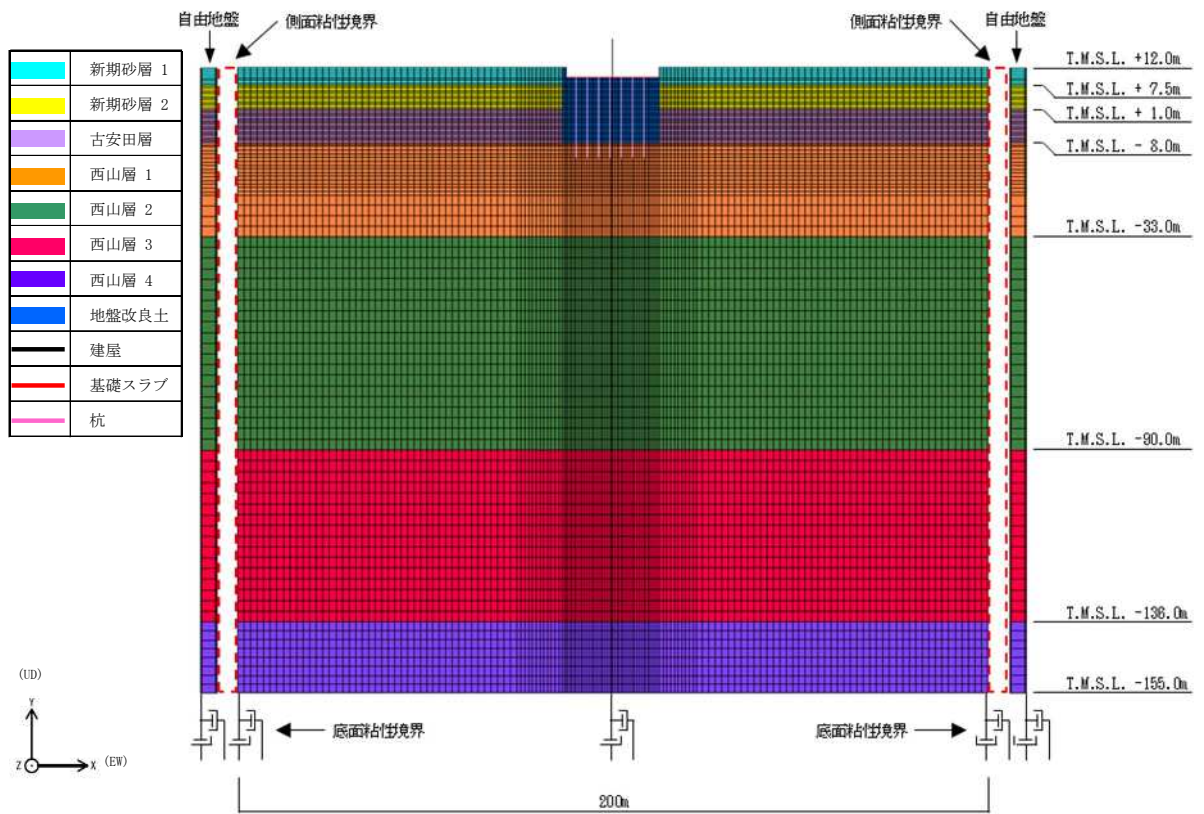
注：面外粘性境界を考慮する。

(a) 全体モデル



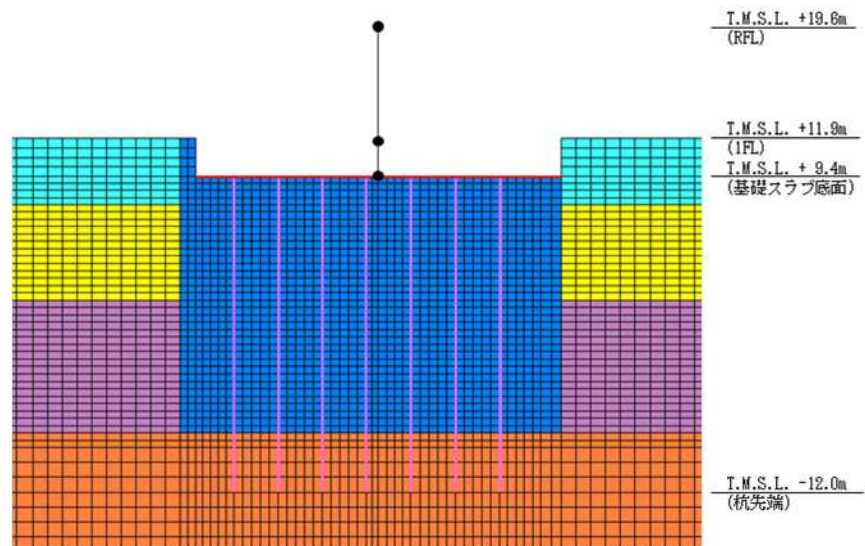
(b) 建屋周辺拡大図

図 1-2 地震応答解析モデル (EW 方向)



注：面外粘性境界を考慮する。

(a) 全体モデル



(b) 建屋周辺拡大図

図 1-3 地震応答解析モデル (鉛直方向)

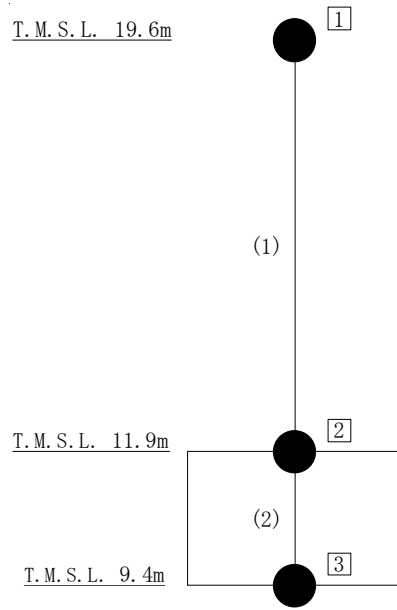
2. 建屋及び杭のモデル化

建屋及び杭のモデル化は、V-2-9-3-1 別紙-1 (I)「大物搬入建屋の地震応答計算書」の「3.2 地震応答解析モデル」による。建屋の地震応答解析モデルを図2-1に示す。建屋は一軸多質点系モデルとし、重量は床レベルの集中質点で評価する。

NS方向はフレーム構造のため、静的荷重漸増解析モデルにより求まる水平方向の変位量と等価なせん断変形を考慮したはり要素を用いてモデル化する。EW方向は壁構造のため、せん断変形及び曲げ変形を考慮したはり要素でモデル化する。鉛直方向は軸変形を考慮したはり要素を用いてモデル化する。

基礎スラブ下端レベルの質点を基礎スラブ（無質量剛はり要素）と剛接合し、杭（はり要素）は杭頭を基礎スラブ（無質量剛はり要素）と剛接合する。

建屋及び杭の減衰定数はそれぞれ5%及び3%とし、建屋-杭連成系の一次固有振動数及び20Hzを用いたレーリー減衰として設定する。二次固有振動数は一次固有振動数の2~3倍程度（7~11Hz）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。固有振動数及び減衰定数を用いたレーリー減衰の設定方法は、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」（S o i l P l u s）に示す通りである。建屋及び杭のレーリー減衰を表2-1に示す。



注：□内は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

図 2-1 建屋の地震応答解析モデル

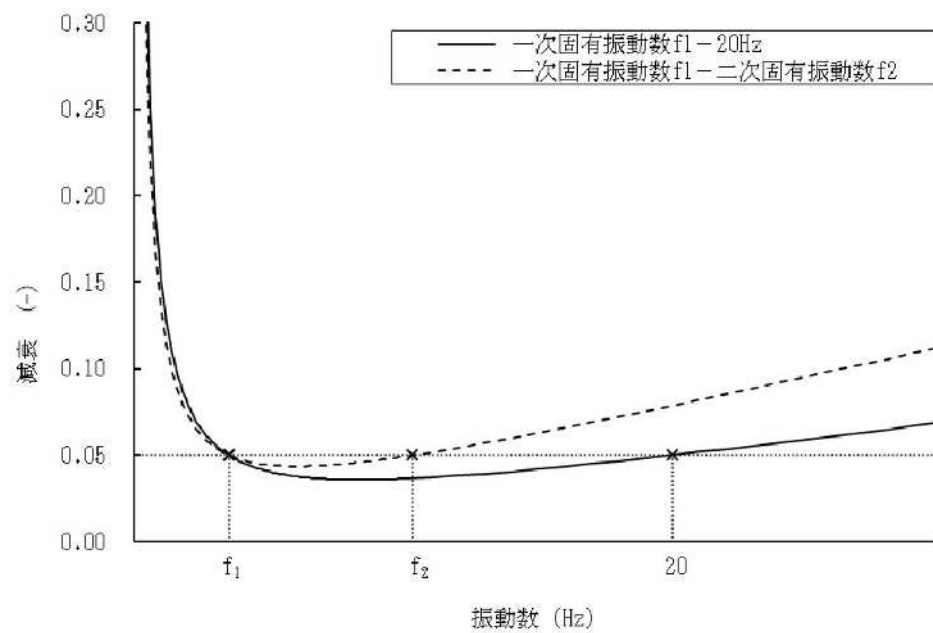


図 2-2 レーリー減衰の設定の概念図

表 2-1 建屋及び杭のレーリー減衰 (1/4)

(a) レーリー減衰の設定値 (基準地震動 S s, NS 方向)

基準地震動	対象部位	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 α (Hz)	粘性減衰の 剛性項に関する 係数 β ($\times 10^{-4}$ /Hz)
		f_j (Hz)	f_k (Hz)	h_j (-)	h_k (-)		
S s-1	杭	3.51	20.00	0.03	0.03	1.13	4.06
	建屋	3.51	20.00	0.05	0.05	1.88	6.77
S s-2	杭	3.56	20.00	0.03	0.03	1.14	4.05
	建屋	3.56	20.00	0.05	0.05	1.90	6.76
S s-3	杭	3.42	20.00	0.03	0.03	1.10	4.08
	建屋	3.42	20.00	0.05	0.05	1.84	6.80
S s-4	杭	3.74	20.00	0.03	0.03	1.19	4.02
	建屋	3.74	20.00	0.05	0.05	1.98	6.71
S s-5	杭	3.72	20.00	0.03	0.03	1.18	4.03
	建屋	3.72	20.00	0.05	0.05	1.97	6.71
S s-6	杭	3.68	20.00	0.03	0.03	1.17	4.03
	建屋	3.68	20.00	0.05	0.05	1.95	6.72
S s-7	杭	3.78	20.00	0.03	0.03	1.20	4.02
	建屋	3.78	20.00	0.05	0.05	2.00	6.69
S s-8	杭	3.68	20.00	0.03	0.03	1.17	4.03
	建屋	3.68	20.00	0.05	0.05	1.95	6.72

(b) レーリー減衰の設定値 (基準地震動 S s, EW 方向)

基準地震動	対象部位	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 α (Hz)	粘性減衰の 剛性項に関する 係数 β ($\times 10^{-4}$ /Hz)
		f_j (Hz)	f_k (Hz)	h_j (-)	h_k (-)		
S s-1	杭	3.59	20.00	0.03	0.03	1.15	4.05
	建屋	3.59	20.00	0.05	0.05	1.91	6.75
S s-2	杭	3.63	20.00	0.03	0.03	1.16	4.04
	建屋	3.63	20.00	0.05	0.05	1.93	6.74
S s-3	杭	3.51	20.00	0.03	0.03	1.13	4.06
	建屋	3.51	20.00	0.05	0.05	1.88	6.77
S s-4	杭	3.79	20.00	0.03	0.03	1.20	4.01
	建屋	3.79	20.00	0.05	0.05	2.00	6.69
S s-5	杭	3.74	20.00	0.03	0.03	1.19	4.02
	建屋	3.74	20.00	0.05	0.05	1.98	6.70
S s-6	杭	3.73	20.00	0.03	0.03	1.18	4.02
	建屋	3.73	20.00	0.05	0.05	1.97	6.71
S s-7	杭	3.80	20.00	0.03	0.03	1.20	4.01
	建屋	3.80	20.00	0.05	0.05	2.01	6.69
S s-8	杭	3.72	20.00	0.03	0.03	1.18	4.03
	建屋	3.72	20.00	0.05	0.05	1.97	6.71

表 2-1 建屋及び杭のレーリー減衰 (2/4)

(c) レーリー減衰の設定値 (基準地震動 S_s , 鉛直方向)

基準地震動	対象部位	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 α (Hz)	粘性減衰の 剛性項に関する 係数 β ($\times 10^{-4}$ /Hz)
		f_j (Hz)	f_k (Hz)	h_j (-)	h_k (-)		
S _s -1	杭	5.93	20.00	0.03	0.03	1.73	3.68
	建屋	5.93	20.00	0.05	0.05	2.88	6.14
S _s -2	杭	6.03	20.00	0.03	0.03	1.75	3.67
	建屋	6.03	20.00	0.05	0.05	2.91	6.12
S _s -3	杭	5.83	20.00	0.03	0.03	1.70	3.70
	建屋	5.83	20.00	0.05	0.05	2.84	6.16
S _s -4	杭	6.18	20.00	0.03	0.03	1.78	3.65
	建屋	6.18	20.00	0.05	0.05	2.97	6.08
S _s -5	杭	5.65	20.00	0.03	0.03	1.66	3.72
	建屋	5.65	20.00	0.05	0.05	2.77	6.20
S _s -6	杭	5.59	20.00	0.03	0.03	1.65	3.73
	建屋	5.59	20.00	0.05	0.05	2.75	6.22
S _s -7	杭	5.71	20.00	0.03	0.03	1.68	3.71
	建屋	5.71	20.00	0.05	0.05	2.79	6.19
S _s -8	杭	5.61	20.00	0.03	0.03	1.65	3.73
	建屋	5.61	20.00	0.05	0.05	2.75	6.21

表 2-1 建屋及び杭のレーリー減衰 (3/4)

(d) レーリー減衰の設定値 (弾性設計用地震動 S d, NS 方向)

弾性設計用 地震動	対象 部位	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 α (Hz)	粘性減衰の 剛性項に関する 係数 $\beta (\times 10^{-4}/\text{Hz})$
		f_j (Hz)	f_k (Hz)	h_j (-)	h_k (-)		
Sd-1	杭	4.04	20.00	0.03	0.03	1.27	3.97
	建屋	4.04	20.00	0.05	0.05	2.11	6.62
Sd-2	杭	4.07	20.00	0.03	0.03	1.28	3.97
	建屋	4.07	20.00	0.05	0.05	2.13	6.61
Sd-3	杭	3.63	20.00	0.03	0.03	1.16	4.04
	建屋	3.63	20.00	0.05	0.05	1.93	6.73
Sd-4	杭	3.67	20.00	0.03	0.03	1.17	4.04
	建屋	3.67	20.00	0.05	0.05	1.95	6.73
Sd-5	杭	3.62	20.00	0.03	0.03	1.16	4.04
	建屋	3.62	20.00	0.05	0.05	1.93	6.74
Sd-6	杭	3.59	20.00	0.03	0.03	1.15	4.05
	建屋	3.59	20.00	0.05	0.05	1.91	6.75
Sd-7	杭	3.60	20.00	0.03	0.03	1.15	4.05
	建屋	3.60	20.00	0.05	0.05	1.92	6.74
Sd-8	杭	4.02	20.00	0.03	0.03	1.26	3.98
	建屋	4.02	20.00	0.05	0.05	2.10	6.63

(e) レーリー減衰の設定値 (弾性設計用地震動 S d, EW 方向)

弾性設計用 地震動	対象 部位	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 α (Hz)	粘性減衰の 剛性項に関する 係数 $\beta (\times 10^{-4}/\text{Hz})$
		f_j (Hz)	f_k (Hz)	h_j (-)	h_k (-)		
Sd-1	杭	4.08	20.00	0.03	0.03	1.28	3.97
	建屋	4.08	20.00	0.05	0.05	2.13	6.61
Sd-2	杭	4.01	20.00	0.03	0.03	1.26	3.98
	建屋	4.01	20.00	0.05	0.05	2.10	6.63
Sd-3	杭	3.73	20.00	0.03	0.03	1.18	4.02
	建屋	3.73	20.00	0.05	0.05	1.97	6.71
Sd-4	杭	3.76	20.00	0.03	0.03	1.19	4.02
	建屋	3.76	20.00	0.05	0.05	1.99	6.70
Sd-5	杭	3.72	20.00	0.03	0.03	1.18	4.03
	建屋	3.72	20.00	0.05	0.05	1.97	6.71
Sd-6	杭	3.70	20.00	0.03	0.03	1.18	4.03
	建屋	3.70	20.00	0.05	0.05	1.96	6.72
Sd-7	杭	3.71	20.00	0.03	0.03	1.18	4.03
	建屋	3.71	20.00	0.05	0.05	1.97	6.71
Sd-8	杭	3.67	20.00	0.03	0.03	1.17	4.03
	建屋	3.67	20.00	0.05	0.05	1.95	6.72

表 2-1 建屋及び杭のレーリー減衰 (4/4)

(f) レーリー減衰の設定値 (弾性設計用地震動 S d, 鉛直方向)

弾性設計用 地震動	対象 部位	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 α (Hz)	粘性減衰の 剛性項に関する 係数 β ($\times 10^{-4}$ /Hz)
		f_j (Hz)	f_k (Hz)	h_j (-)	h_k (-)		
Sd-1	杭	5.55	20.00	0.03	0.03	1.64	3.74
	建屋	5.55	20.00	0.05	0.05	2.73	6.23
Sd-2	杭	6.08	20.00	0.03	0.03	1.76	3.66
	建屋	6.08	20.00	0.05	0.05	2.93	6.10
Sd-3	杭	5.79	20.00	0.03	0.03	1.69	3.70
	建屋	5.79	20.00	0.05	0.05	2.82	6.17
Sd-4	杭	5.84	20.00	0.03	0.03	1.70	3.70
	建屋	5.84	20.00	0.05	0.05	2.84	6.16
Sd-5	杭	5.78	20.00	0.03	0.03	1.69	3.70
	建屋	5.78	20.00	0.05	0.05	2.82	6.17
Sd-6	杭	5.74	20.00	0.03	0.03	1.68	3.71
	建屋	5.74	20.00	0.05	0.05	2.80	6.18
Sd-7	杭	5.76	20.00	0.03	0.03	1.69	3.71
	建屋	5.76	20.00	0.05	0.05	2.81	6.18
Sd-8	杭	5.58	20.00	0.03	0.03	1.65	3.73
	建屋	5.58	20.00	0.05	0.05	2.74	6.22

3. 地盤のモデル化

3.1 原地盤のモデル化

原地盤は、大物搬入建屋の地盤調査結果に基づく水平成層地盤を仮定し、平面ひずみ要素でモデル化する。層序は、地盤調査結果に基づき設定する。

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大物搬入建屋水平方向幅の4倍以上に相当するNS方向200.0m、EW方向200.0mとし、深さ方向については大物搬入建屋水平方向幅以上に相当する167.0m（T.M.S.L.12.0m～T.M.S.L.-155.0m）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。また、面外方向に奥行地盤の広がりも考慮し、粘性境界を設ける。

原地盤モデルの物性値は、V-2-9-3-1 別紙-1（I）「大物搬入建屋の地震応答計算書」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。

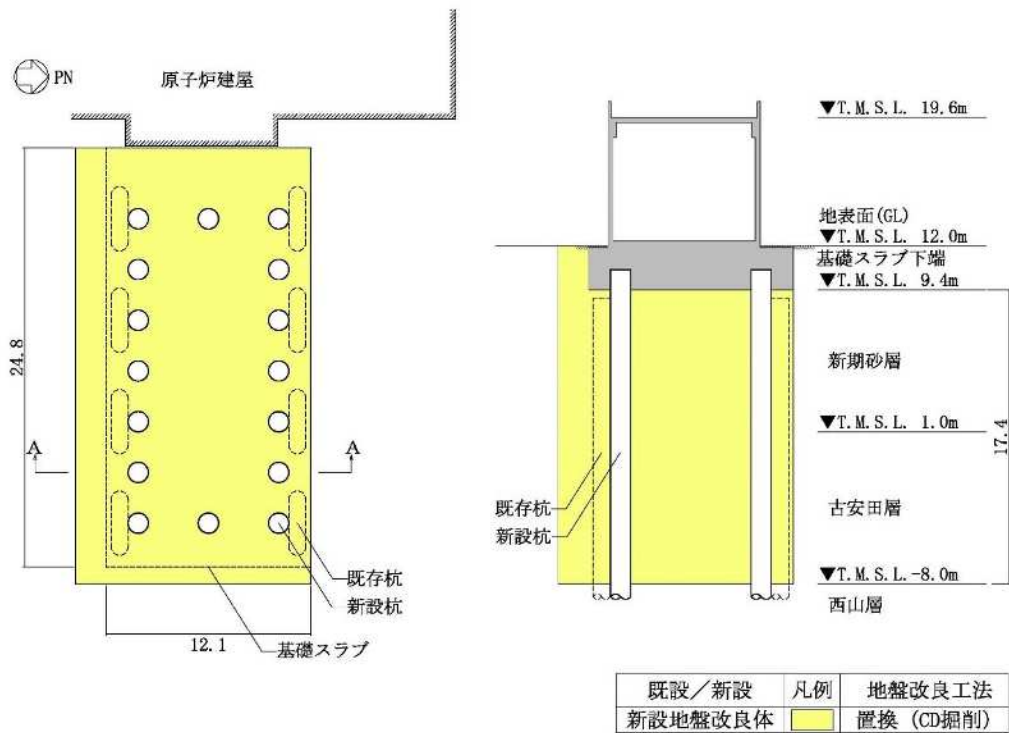
なお、大物搬入建屋は杭基礎構造物であるが、杭周囲を含む建屋直下の地盤を支持層まで改良しており、建屋直下の地盤及び杭周囲の地盤に液状化は発生しないため、地盤の液状化は考慮しないこととする。

3.2 地盤改良土のモデル化

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、建屋下部の支持地盤以浅の地盤にセメント系の地盤改良を実施している。地盤改良の種別を表 3-1 に、地盤改良範囲を図 3-1 に示す。地盤改良土は平面ひずみ要素でモデル化する。地盤改良土モデルの物性値は、V-2-9-3-1 別紙-1 (I) 「大物搬入建屋の地震応答計算書」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次元波動論により得られる等価物性値とする。

表 3-1 地盤改良の種別

地盤改良の種別	適用場所	施行手順
置換	建屋下部の支持地盤 以浅の地盤	<ul style="list-style-type: none"> 改良予定箇所を掘削 掘削箇所に地盤改良体打設 改良後に杭を打設



(a) 平面図

(b) A-A断面図

図 3-1 地盤改良範囲

4. 境界条件の設定

4.1 杭－地盤間

杭と地盤改良土の境界においては、杭が剛性の高い地盤改良土中に打設されることから、水平方向については周囲の地盤により杭の変形が拘束されることを、鉛直方向については地盤の粘着力が十分に大きいことを考慮し、水平及び鉛直自由度において多点拘束を設定する。

4.2 原地盤－地盤改良土間

原地盤と地盤改良土の境界においては、剥離・接触と摩擦によるすべりが発生することが考えられるが、建屋応答への影響は小さいと考え、水平及び鉛直自由度において多点拘束を設定する。

4.3 基礎－地盤間

基礎と地盤の境界においては、杭頭位置で杭と基礎スラブの節点共有を設定する。

別紙6-1-1 建屋減衰を3%とした場合の影響検討

目 次

1. 概要	別紙 6-1-1-1
2. 解析方法	別紙 6-1-1-1
2.1 設計用模擬地震波	別紙 6-1-1-1
2.2 地震応答解析モデル	別紙 6-1-1-1
2.3 入力地震動	別紙 6-1-1-2
2.4 解析方法	別紙 6-1-1-2
2.5 解析条件	別紙 6-1-1-2
3. 解析結果	別紙 6-1-1-2
4. 減衰定数 3% の影響評価	別紙 6-1-1-15

1. 概要

建物・構築物の鉄筋コンクリート造部に用いる減衰定数は、V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」の補足説明資料「原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料」の別紙4「地震応答解析に用いる鉄筋コンクリート造部の減衰定数に関する検討」より、水平方向及び鉛直方向とも5%として整理しており、鉄筋コンクリート造である大物搬入建屋の地震応答解析においても、建屋の減衰定数を5%としている。

本資料では、大物搬入建屋が新設であることを考慮し、建屋の減衰定数を3%とした場合の地震応答解析を行い、耐震評価上の影響を確認する。

2. 解析方法

2.1 設計用模擬地震波

大物搬入建屋の地震応答解析モデルは、建屋と杭と地盤の相互作用を考慮した建屋－杭－地盤連成モデルとする。この建屋－杭－地盤連成モデルへの入力地震動は、V-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レベルに想定する設計用模擬地震波を用いることとする。

2.2 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは、V-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V-2-9-3-1 別紙1（I）「大物搬入建屋の地震応答計算書」と同一とし、建屋部及び基礎スラブについては、減衰定数を3%とする。地震応答解析モデルの設定に用いた建物・構築物の物性値について、表2-1に示す。

表 2-2 建物・構築物の物性値

部位	使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰定数 h (%)
建屋部	コンクリート： F _c = 33 (N/mm ²) 鉄筋：SD345, SD390	2.52 × 10 ⁴	1.05 × 10 ⁴	3
基礎スラブ	コンクリート： F _c = 30 (N/mm ²) 鉄筋：SD345	2.44 × 10 ⁴	1.02 × 10 ⁴	3

2.3 入力地震動

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基板表面レベルに想定する基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d のうち S_s-1 及び S_d-1 とする。地震応答解析は、解析モデル下端レベル (T.M.S.L. -155.0m) に入力地震動を水平方向及び鉛直方向にそれぞれ入力することで実施する。

2.4 解析方法

建物・構築物の動的解析は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき、時刻歴応答解析により実施し、V-2-9-3-1 別紙1 (I)「大物搬入建屋の地震応答計算書」と同一とする。

2.5 解析条件

大物搬入建屋の復元力特性は、V-2-9-3-1 別紙1 (I)「大物搬入建屋の地震応答計算書」と同一とする。なお、本検討では材料物性の不確かさは考慮せず、基本ケースのみの実施とする。

3. 解析結果

S_s-1 及び S_d-1 の基本ケースの地震応答解析結果を図3-1～図3-20に示す。

NS方向において、減衰定数を3%とした場合の応答値は、減衰定数を5%とした場合の応答値と比べて、 S_s-1 で4%程度、 S_d-1 で2%程度増加することを確認した。EW方向及び鉛直方向において、減衰定数を3%とした場合の応答値は、減衰定数を5%とした場合の応答値とおおむね同等であることを確認した。

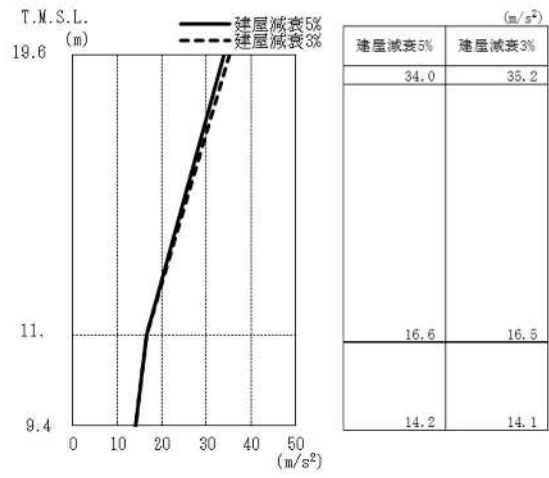
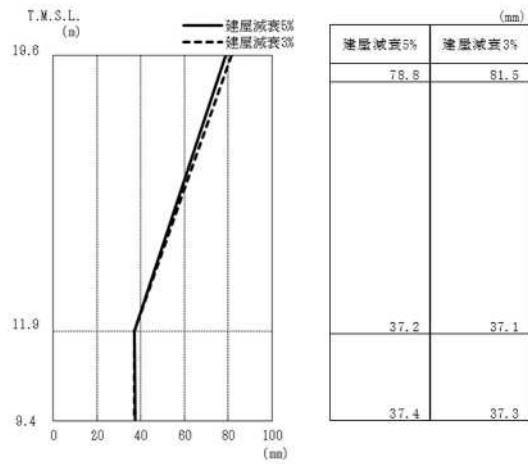


図 3-1 最大応答加速度 (Ss-1, NS 方向)



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 3-2 最大応答変位 (Ss-1, NS 方向)

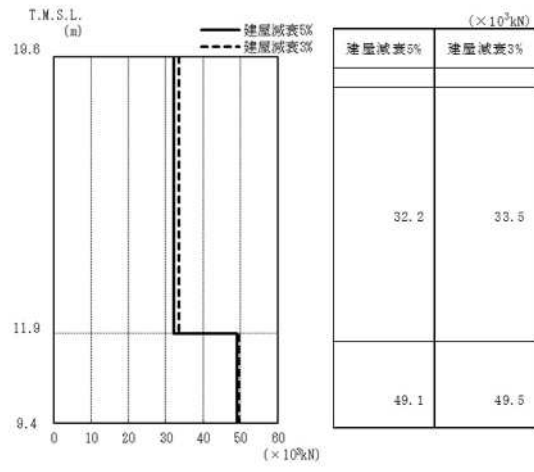


図 3-3 最大応答せん断力 (Ss-1, NS 方向)

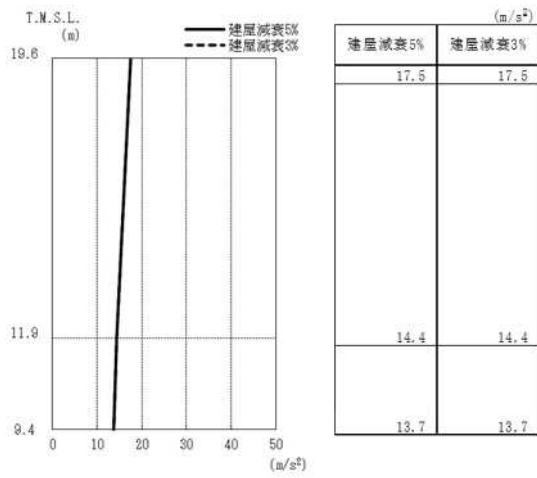
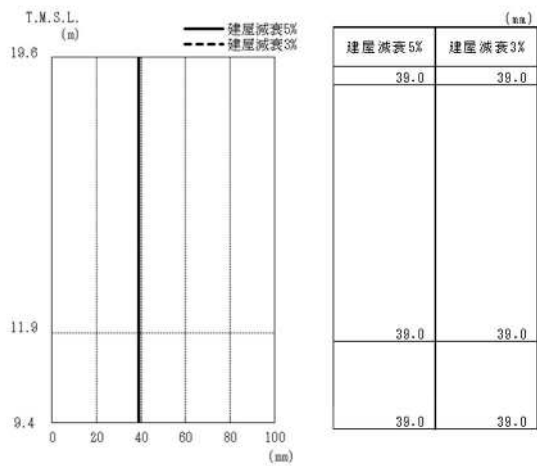


図 3-4 最大応答加速度 (Ss-1, EW 方向)



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 3-5 最大応答変位 (Ss-1, EW 方向)

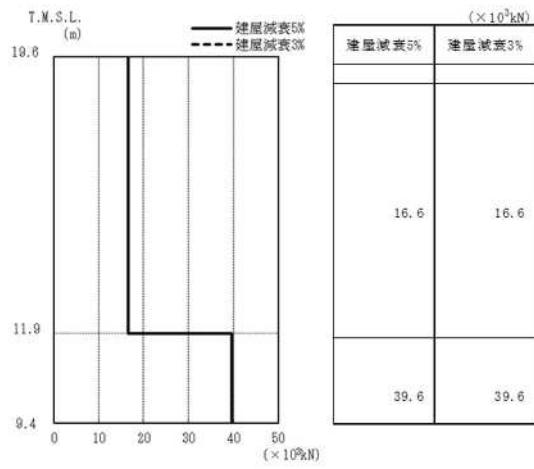


図 3-6 最大応答せん断力 (Ss-1, EW 方向)

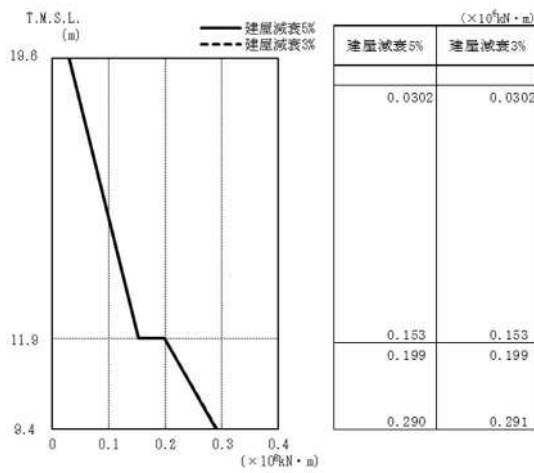


図 3-7 最大応答曲げモーメント (Ss-1, EW 方向)

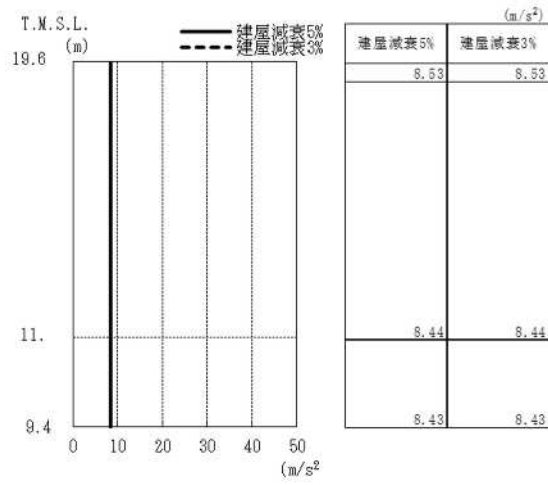
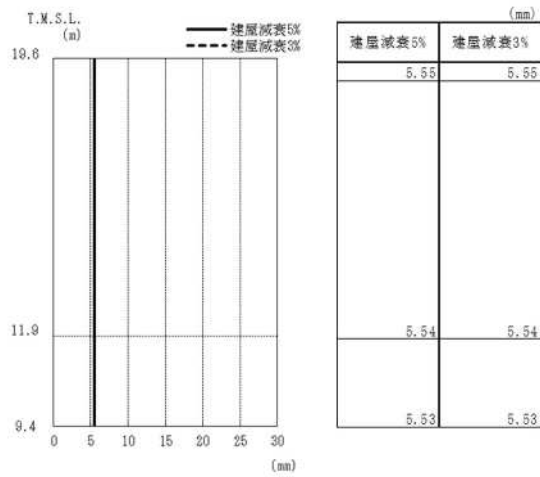


図 3-8 最大応答加速度 (Ss-1, 鉛直方向)



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 3-9 最大応答変位 (Ss-1, 鉛直方向)

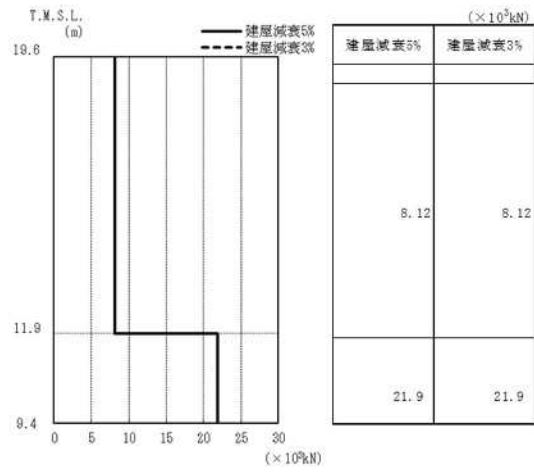


図 3-10 最大応答軸力 (Ss-1, 鉛直方向)

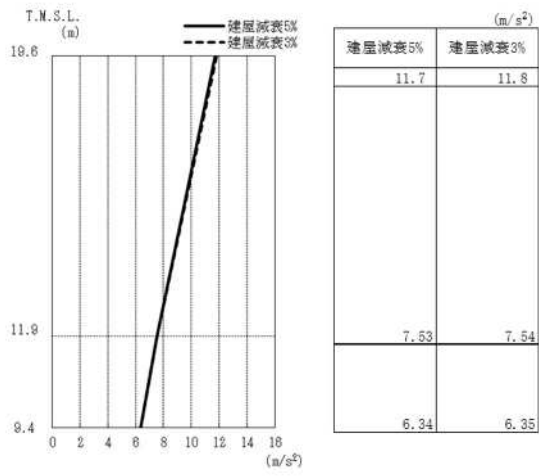
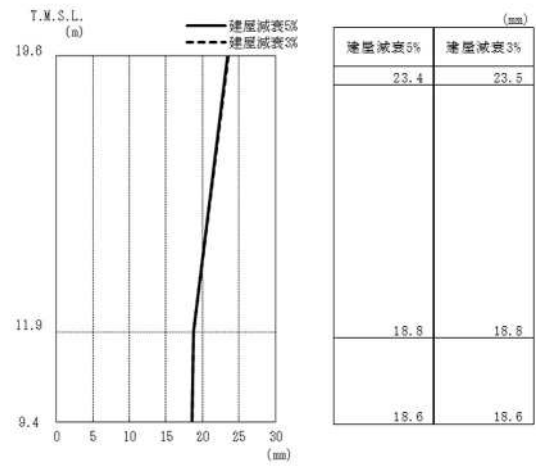


図 3-11 最大応答加速度 (Sd-1, NS 方向)



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 3-12 最大応答変位 (Sd-1, NS 方向)

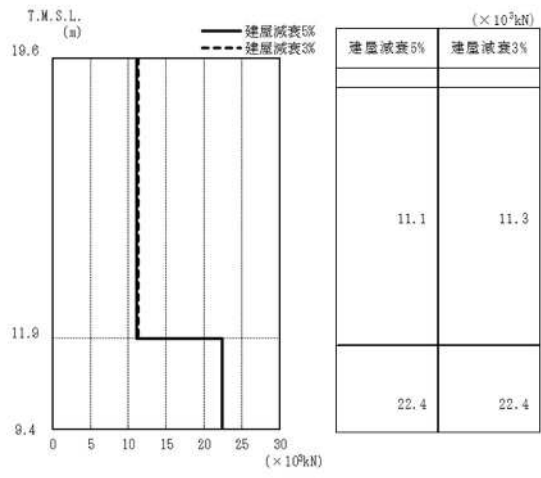


図 3-13 最大応答せん断力 (Sd-1, NS 方向)

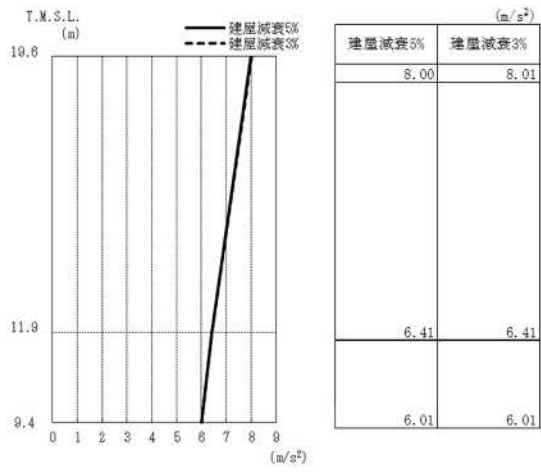
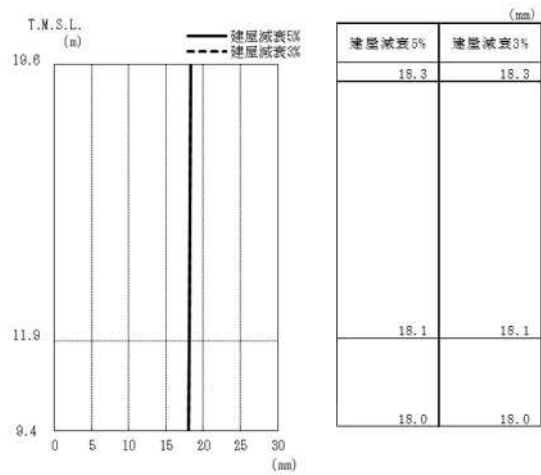


図 3-14 最大応答加速度 (Sd-1, EW 方向)



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 3-15 最大応答変位 (Sd-1, EW 方向)

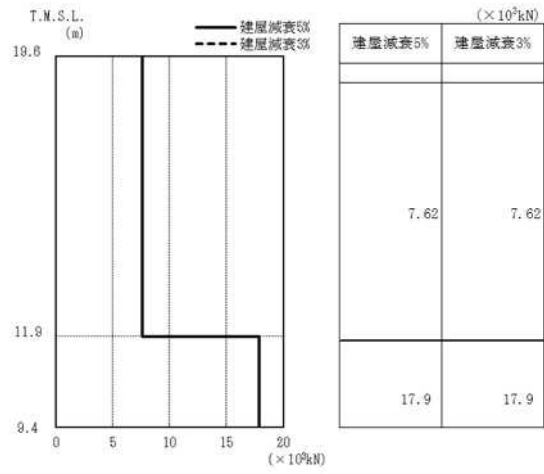


図 3-16 最大応答せん断力 (Sd-1, EW 方向)

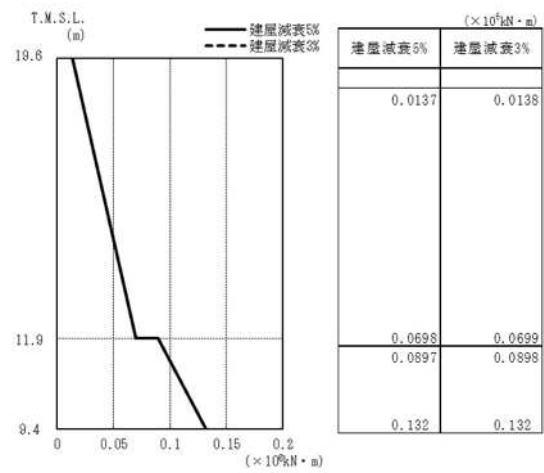


図 3-17 最大応答曲げモーメント (Sd-1, EW 方向)

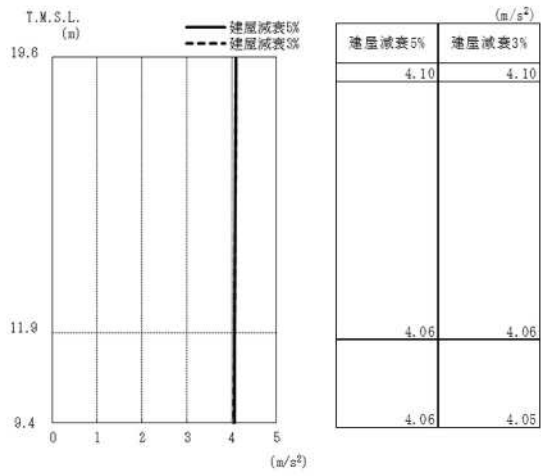
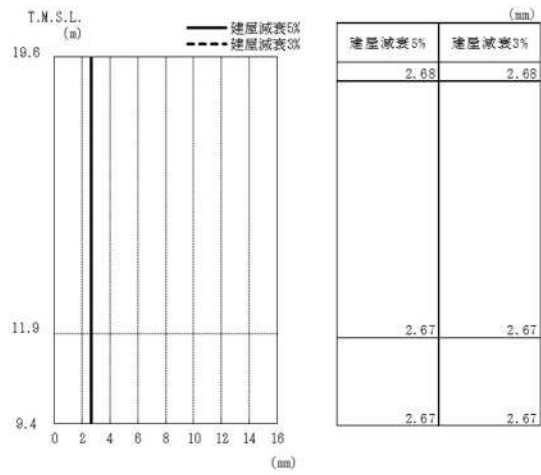


図 3-18 最大応答加速度 (Sd-1, 鉛直方向)



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 3-19 最大応答変位 (Sd-1, 鉛直方向)

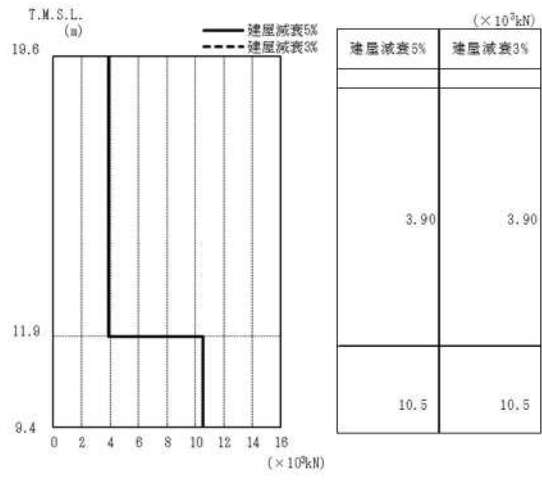


図 3-20 最大応答軸力 (Sd-1, 鉛直方向)

4. 減衰定数3%の影響評価

減衰定数5%における最大層せん断力，減衰定数3%における最大層せん断力及び設計用地震力の比較を表4-1に示す。

表4-1より，減衰定数5%とした場合に比べて減衰定数3%とした場合の方が，NS方向では基準地震動 S_s で4%程度，弾性設計用地震動 S_d で2%程度最大層せん断力が大きくなり，EW方向では最大層せん断力に差が無いことが確認できる。また，減衰定数5%とした場合及び減衰定数3%とした場合のいずれの値も，材料物性の不確かさを考慮した設計用地震力に包絡されていることが確認できる。

以上より，減衰定数3%の地震応答解析結果は減衰定数5%の解析結果を一部上回るものの，耐震安全性に影響を与えないことを確認した。

表 4-1 地震力の比較

(a) 基準地震動 S_s

(単位：kN)

方向	T. M. S. L. (m)	減衰定数5%における 最大層せん断力 ($S_s-1 \sim S_s-8$ の最大値)	減衰定数3%における 最大層せん断力 (S_s-1)	設計用地震力
NS	11.9~19.6	32,200	33,500	33,800
	9.4~11.9	49,100	49,500	51,600
EW	11.9~19.6	16,600	16,600	17,900
	9.4~11.9	39,600	39,600	41,600

(b) 弾性設計用地震動 S_d

(単位：kN)

方向	T. M. S. L. (m)	減衰定数5%における 最大層せん断力 ($S_d-1 \sim S_d-8$ の最大値)	減衰定数3%における 最大層せん断力 (S_d-1)	設計用地震力
NS	11.9~19.6	11,100	11,300	13,300
	9.4~11.9	22,400	22,400	25,300
EW	11.9~19.6	7,620	7,620	9,100
	9.4~11.9	17,900	17,900	20,800

別紙6-1-2 地盤の液状化を考慮した場合の影響検討

目 次

1. 概要	別紙 6-1-2-1
2. 解析方法	別紙 6-1-2-2
2.1 設計用模擬地震波	別紙 6-1-2-2
2.2 有効応力解析モデル	別紙 6-1-2-2
2.3 入力地震動	別紙 6-1-2-7
2.4 解析方法	別紙 6-1-2-7
2.5 解析条件	別紙 6-1-2-7
3. 解析結果	別紙 6-1-2-8
4. 原子炉建屋との相対変位	別紙 6-1-2-23
4.1 相対変位についての影響検討	別紙 6-1-2-23
4.2 相対変位の算出方法	別紙 6-1-2-23
4.3 相対変位の算出結果	別紙 6-1-2-23
5. まとめ	別紙 6-1-2-25

1. 概要

大物搬入建屋では、液状化対策として建屋直下の支持地盤以浅の地盤はセメント系の地盤改良を実施しており、建屋直下の地盤及び杭周囲の地盤に液状化は発生しないため、地震応答解析では地盤の液状化は考慮していない。本資料では、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、地盤改良体周囲の地盤の液状化を考慮した場合の影響を確認するものである。

2. 解析方法

2.1 設計用模擬地震波

大物搬入建屋の地震応答解析モデルは、建屋と杭と地盤の相互作用を考慮した建屋－杭－地盤連成モデルとする。この建屋－杭－地盤連成モデルへの入力地震動は、V-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レベルに想定する設計用模擬地震波を用いることとする。

2.2 有効応力解析モデル

有効応力解析モデルは、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき設定し、原則としてV-2-9-3-1 別紙1（I）「大物搬入建屋の地震応答計算書」と同一とする。以下に、V-2-9-3-1 別紙1（I）「大物搬入建屋の地震応答計算書」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 2-1、液状化抵抗曲線を図 2-1～図 2-3 に示す。新期砂層 1 (T.M.S.L. 12.0m～T.M.S.L. 7.5m)、新期砂層 2 (T.M.S.L. 7.5m～T.M.S.L. 1.0m) 及び古安田層に用いる解析用物性値については、地盤の液状化による影響を保守的に評価するため、地層の細分化は行わず、液状化抵抗曲線の最も低い埋戻土、新期砂層及び古安田層(A2s)を代用する。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 2-1 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 2-1 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。

表 2-1 解析用物性値（有効応力解析）（1 / 2）

(a) 原地盤（埋戻土，新期砂層及び古安田層）

物性値		地質区分	埋戻土	新期砂層	古安田層 (A2s層)
物理特性	密度	ρ (g/cm ³)	1.94	2.05	1.91
	間隙率	n	0.45	0.44	0.45
変形特性	動せん断弾性係数	G_{ma} (kN/m ²)	1.04×10^5	1.26×10^5	2.14×10^5
	基準平均有効拘束圧	σ_{ma}' (kN/m ²)	98.0	98.0	200.0
	ポアソン比	ν	0.33	0.33	0.33
	減衰定数の上限値	h_{max}	0.225	0.234	0.157
強度特性	粘着力	c' (kN/m ²)	0.0	0.0	0.0
	内部摩擦角	ϕ' (°)	35.9	34.6	36.6
液状化パラメータ (Soil Plus)	A		-0.60	-0.70	-1.00
	B		1.40	1.40	1.40
	C		1.00	1.50	8.00
	D		180.0	180.0	60.0
	$C_s / (1 + e_0)$		0.0070	0.0070	0.0190
	$C_c / (1 + e_0)$		0.0080	0.0085	0.0195
	X 1		0.140	0.170	0.450

(b) 原地盤（西山層）

物性値		地質区分	西山層1 (T. M. S. L. -8.0m ~-33.0m)	西山層2 (T. M. S. L. -33.0m ~-90.0m)	西山層3*1 (T. M. S. L. -90.0m ~-136.0m)	西山層4*1 (T. M. S. L. -136.0m ~-155.0m)
物理特性	密度	ρ (g/cm ³)	1.73	1.69	1.76	1.97
	間隙率	n	0.56	0.56	0.56	0.56
変形特性	動せん断弾性係数	G_{ma} (kN/m ²)	4.16×10^5	4.75×10^5	6.14×10^5	8.32×10^5
	基準平均有効拘束圧	σ_{ma}' (kN/m ²)	98.0	98.0	98.0	98.0
	ポアソン比	ν	0.451	0.446	0.432	0.424
	減衰定数の上限値	h_{max}	0.257	0.257	0.257	0.257
強度特性	粘着力	c' (kN/m ²)	1370-5.04 · Z*2	1370-5.04 · Z*2	1370-5.04 · Z*2	1370-5.04 · Z*2
	内部摩擦角	ϕ' (°)	0.0	0.0	0.0	0.0

注記*1：西山層3及び西山層4の密度，動せん断弾性係数及びポアソン比については，全応力解析で用いている物性値から設定。
*2：Zは標高 (m) を示す。

表 2-1 解析用物性値（有効応力解析）（2 / 2）

(c) 地盤改良体

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

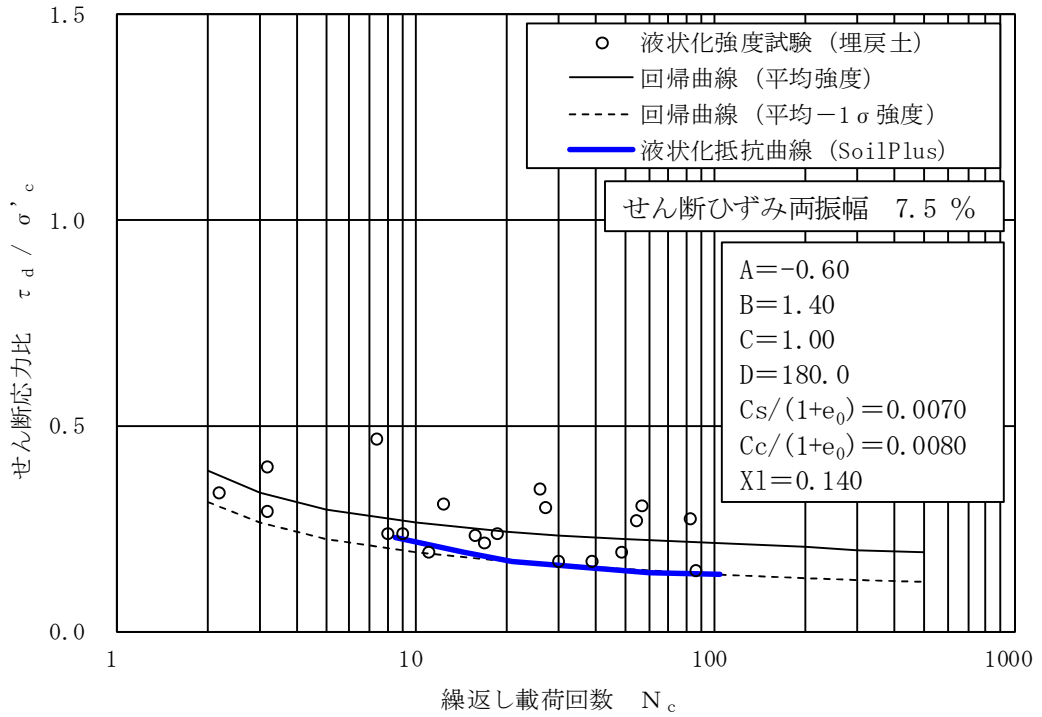


図 2-1 液状化抵抗曲線（埋戻土）

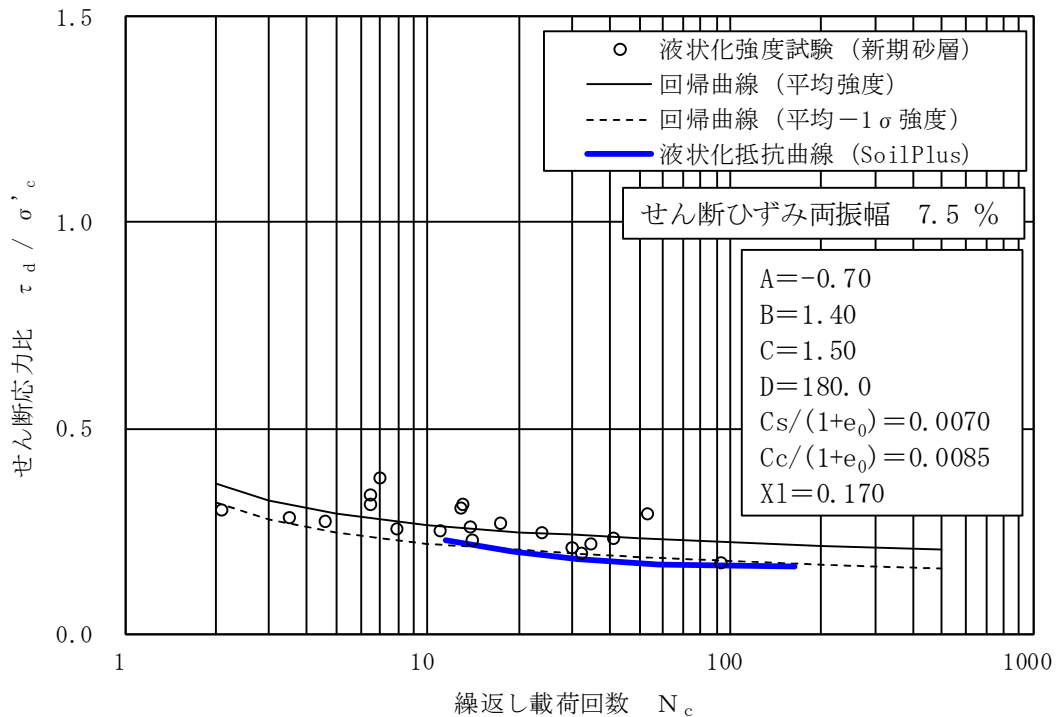


図 2-2 液状化抵抗曲線（新期砂層）

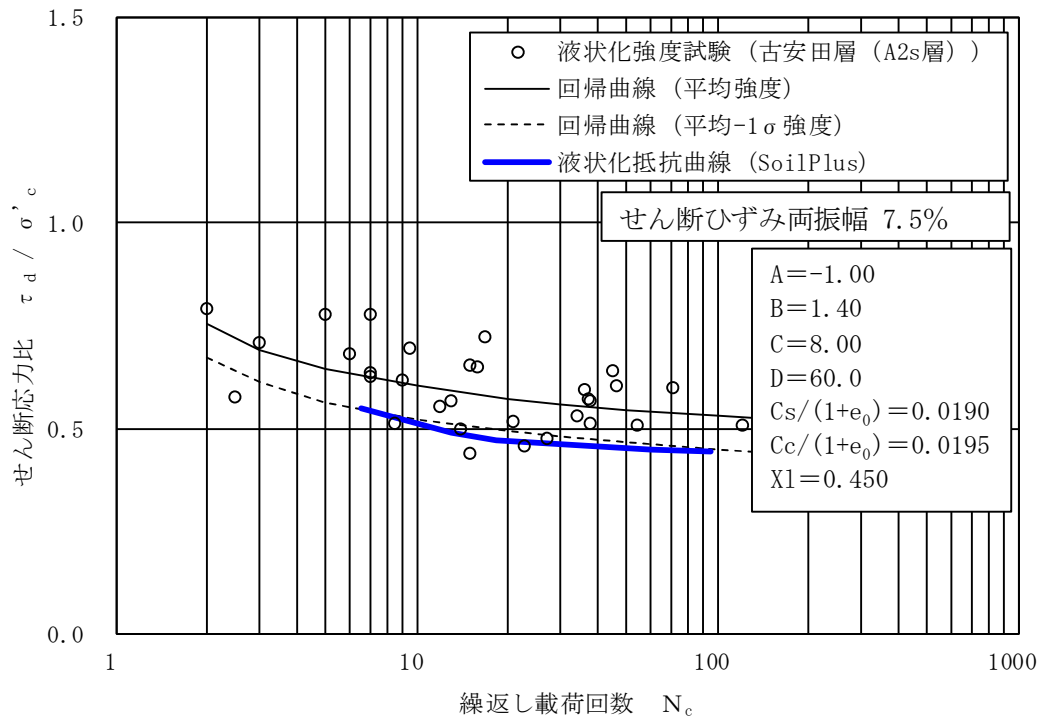


図 2-3 液状化抵抗曲線 (古安田層 (A2s 層))

2.3 入力地震動

有効応力解析に用いる入力地震動は、解放基板表面レベルに想定する基準地震動 S_s のうち S_s-1 及び S_s-3 とする。有効応力解析は、解析モデル下端レベル (T. M. S. L. -15 5.0m) に入力地震動を水平方向 (NS方向又はEW方向) 及び鉛直方向を同時に入力することで実施する。

2.4 解析方法

建物・構築物の動的解析は、V-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、最大過剰間隙水圧比の他に、建屋の応答加速度、応答変位、応答せん断力、応答曲げモーメント及び応答軸力を算出する。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「*SoilPlus*」を用いる。

2.5 解析条件

大物搬入建屋の復元力特性は、V-2-9-3-1 別紙1 (I)「大物搬入建屋の地震応答計算書」と同一とする。

3. 解析結果

Ss-1及びSs-3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3-1～図3-14に示す。最大応答せん断ひずみは、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の新規砂層で大きくなっているが、大物搬入建屋直下の地盤については、地盤改良体によりせん断変形が拘束されることで小さくなっていることが確認できる。最大過剰間隙水圧比は、地盤改良体の外側の新規砂層の広い範囲で95%を超えており、液状化を生じているものと判断される。

Ss-1及びSs-3の有効応力解析結果のうち、大物搬入建屋の最大応答値を図3-15～図3-24に示す。有効応力解析の最大応答値は、最大応答変位を除き、いずれもケース1（全応力解析における基本ケース）の応答値を下回っていることが確認できる。有効応力解析では、地盤剛性の低下により、地盤の変位は増大するが加速度は減少する。大物搬入建屋においては、地盤変位の増大による応答値の増加に比べ、加速度の減少に伴い慣性力が減少することによる応答値の減少の影響が大きいと考えられる。

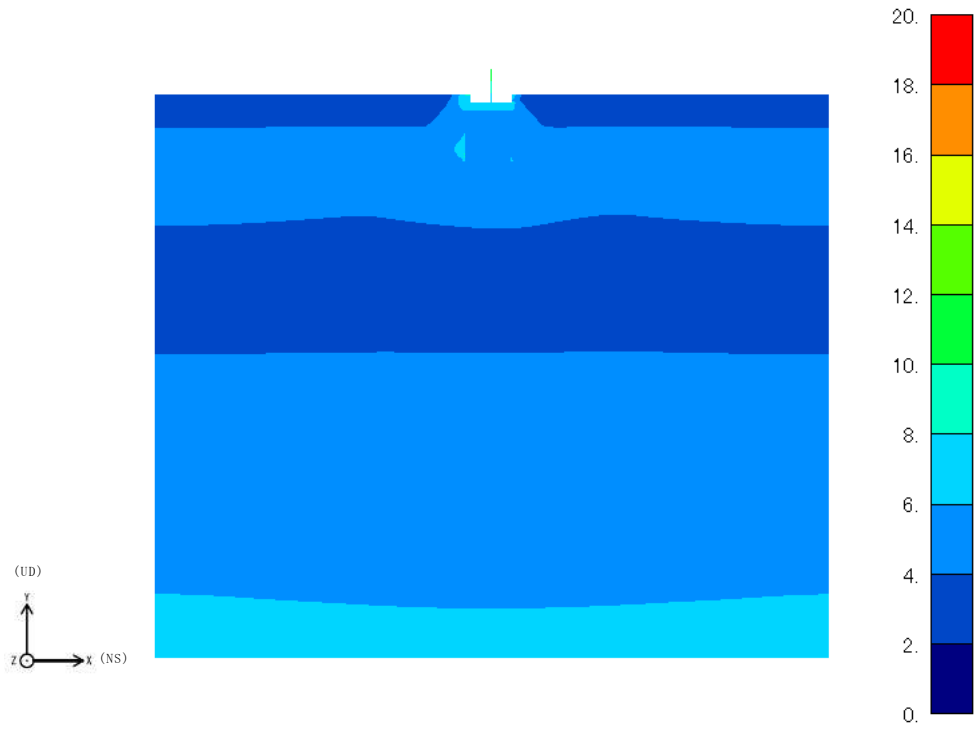


図 3-1 地盤の最大応答加速度 (Ss-1, NS 方向)

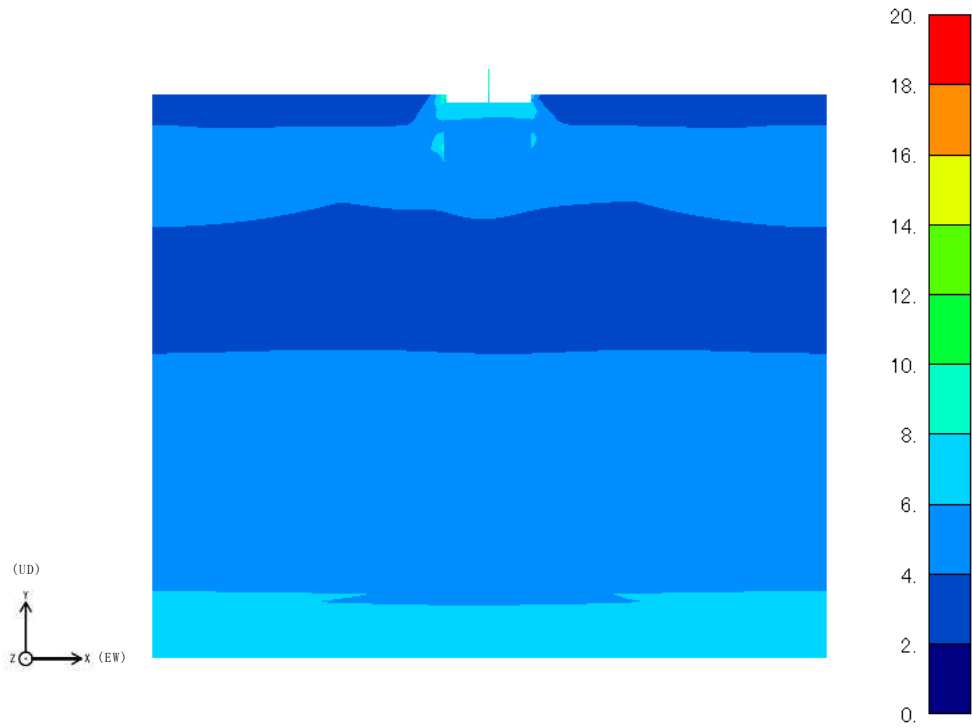


図 3-2 地盤の最大応答加速度 (Ss-1, EW 方向)



図 3-3 地盤の最大応答加速度 (Ss-1, 鉛直方向)

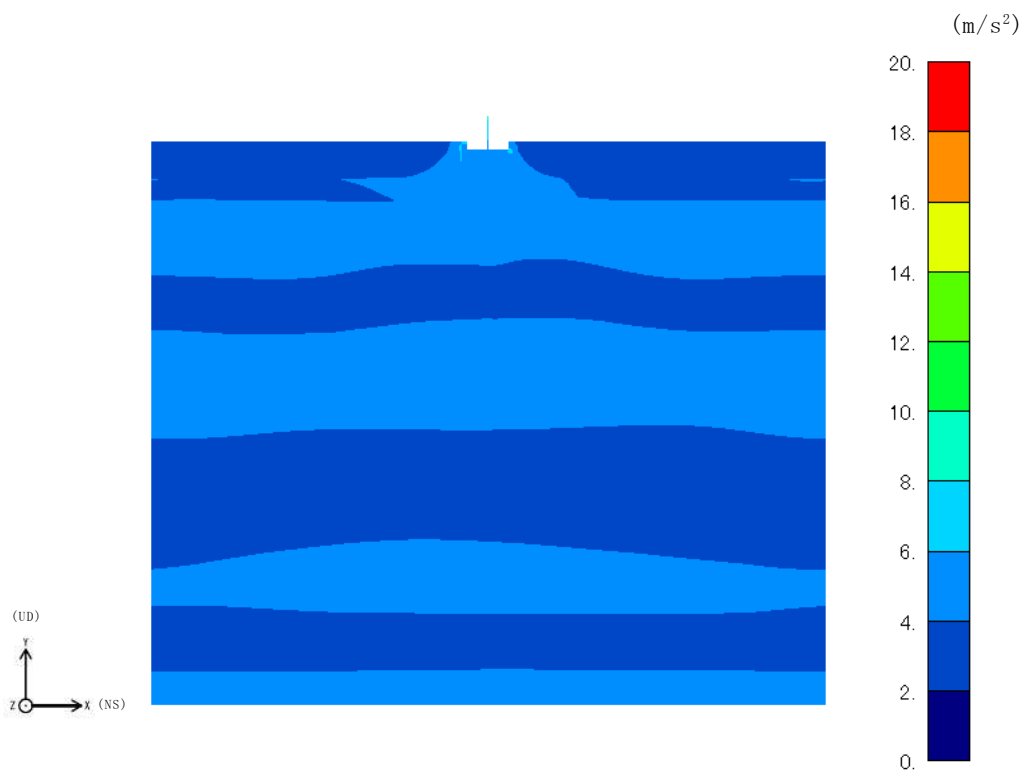


図 3-4 地盤の最大応答加速度 (Ss-3, NS 方向)



図 3-5 地盤の最大応答加速度 (Ss-3, EW 方向)

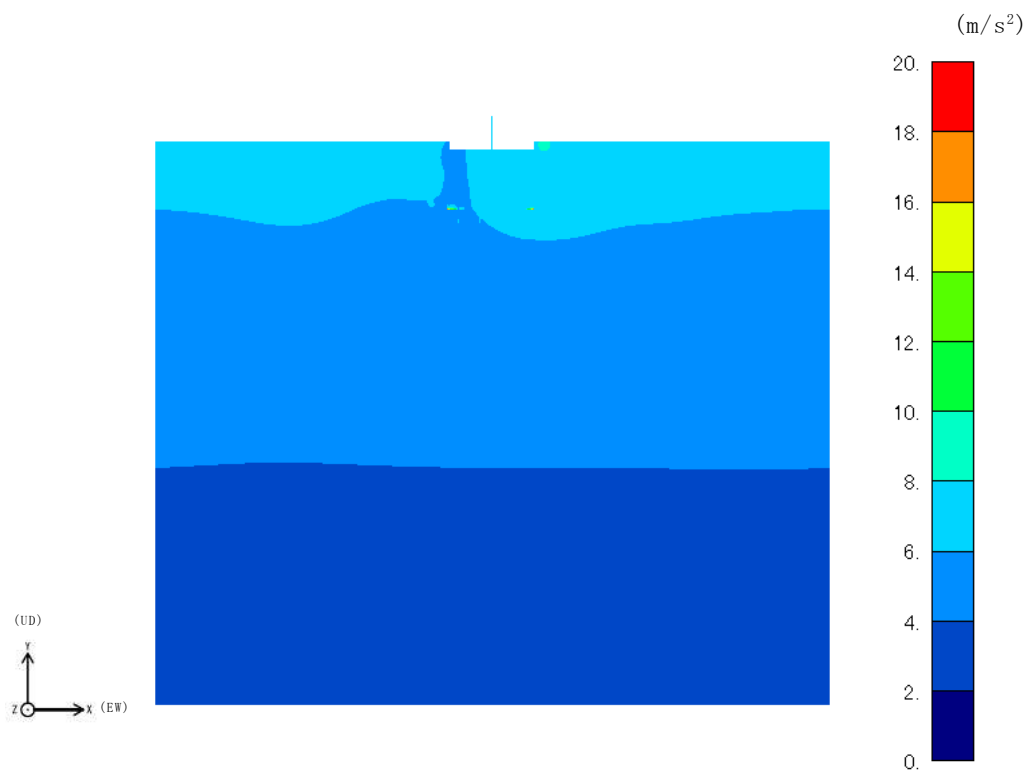


図 3-6 地盤の最大応答加速度 (Ss-3, 鉛直方向)

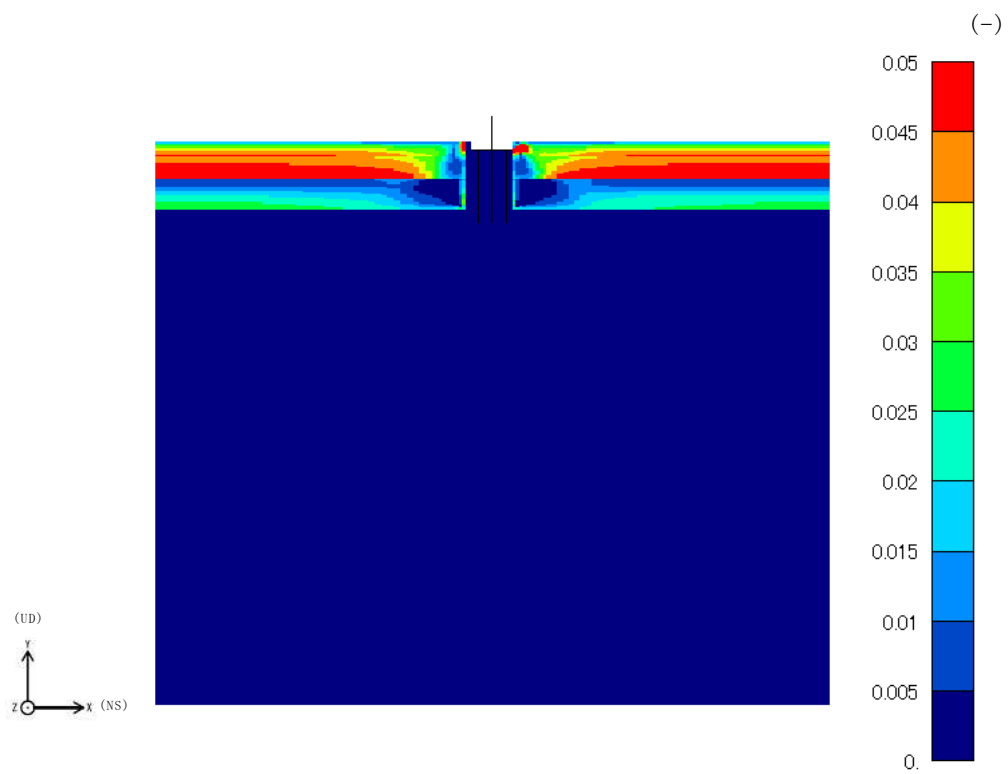


図 3-7 地盤の最大応答せん断ひずみ (Ss-1, NS 方向)

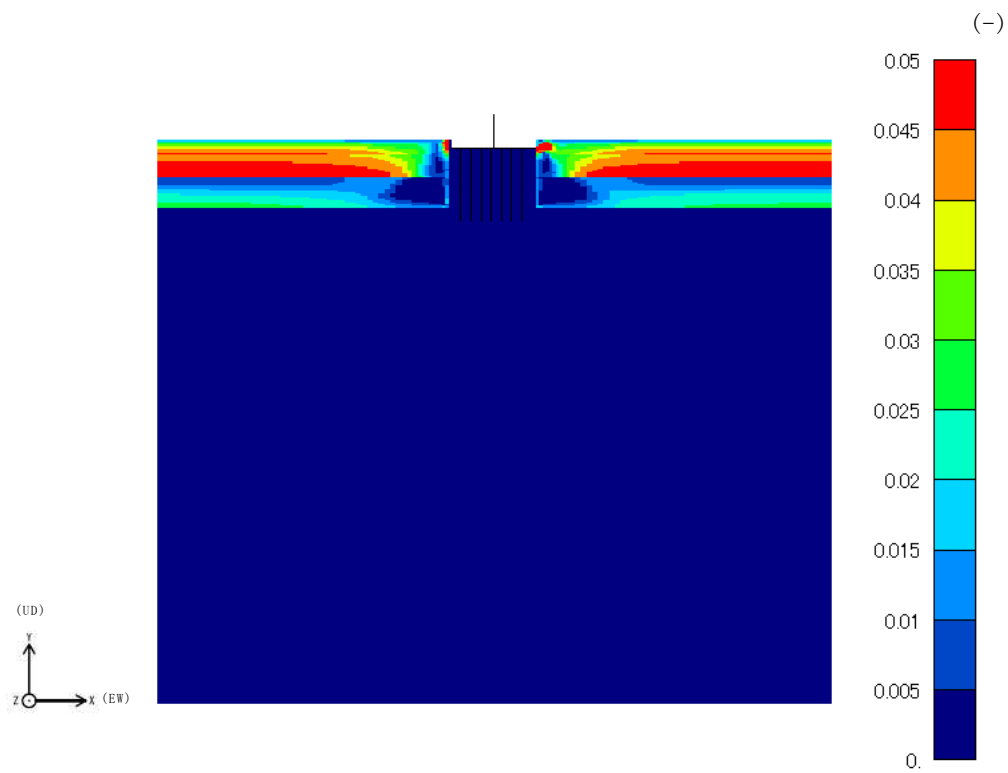


図 3-8 地盤の最大応答せん断ひずみ (Ss-1, EW 方向)

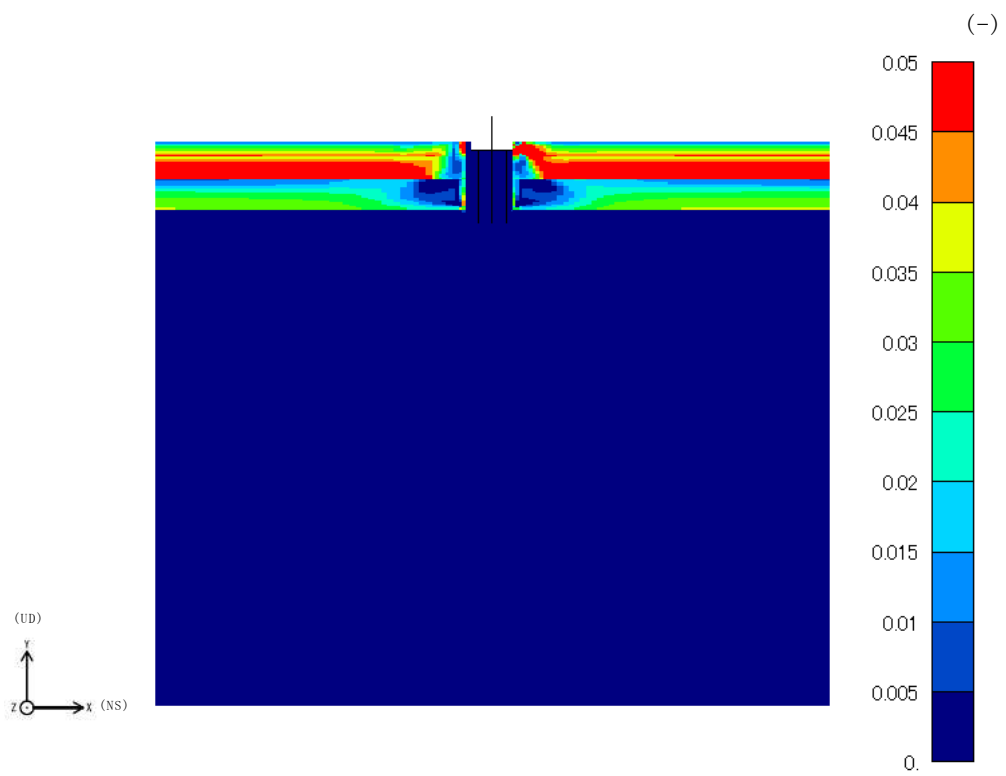


図 3-9 地盤の最大応答せん断ひずみ (Ss-3, NS 方向)

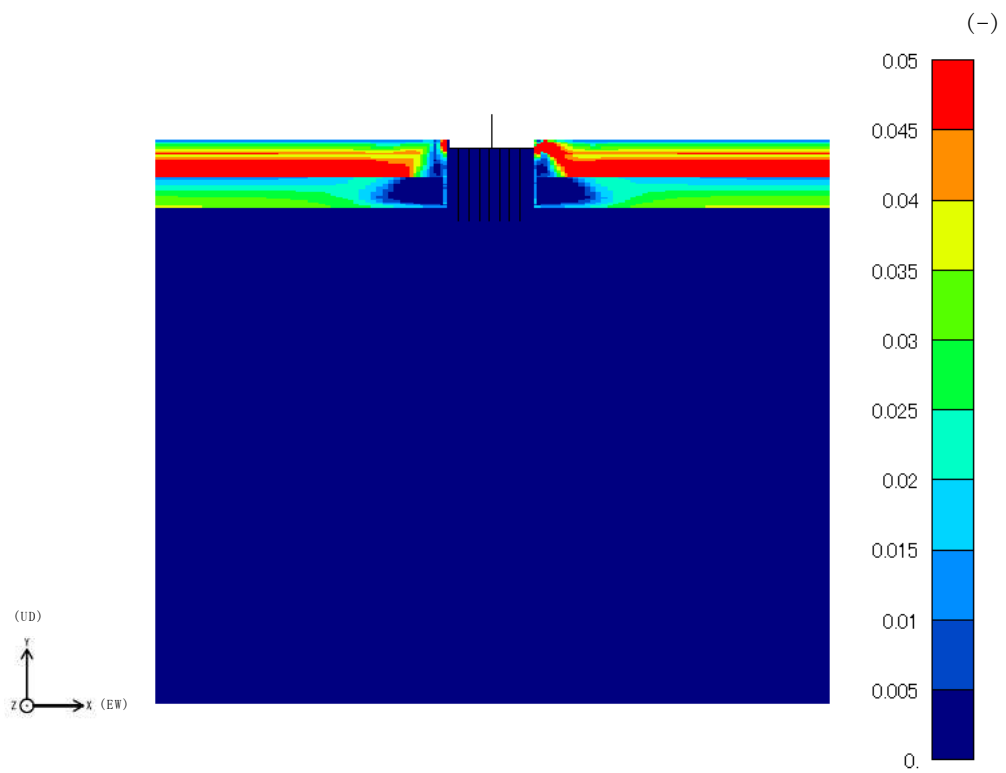


図 3-10 地盤の最大応答せん断ひずみ (Ss-3, EW 方向)

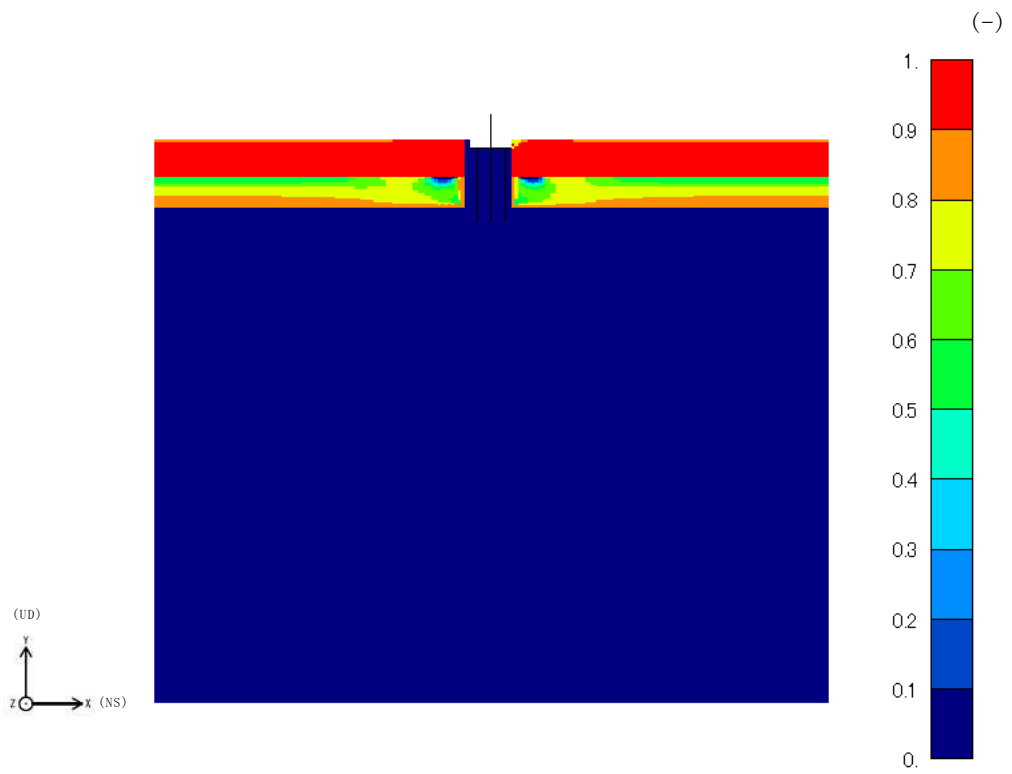


図 3-11 地盤の最大過剰間隙水圧比 (Ss-1, NS 方向)



図 3-12 地盤の最大過剰間隙水圧比 (Ss-1, EW 方向)

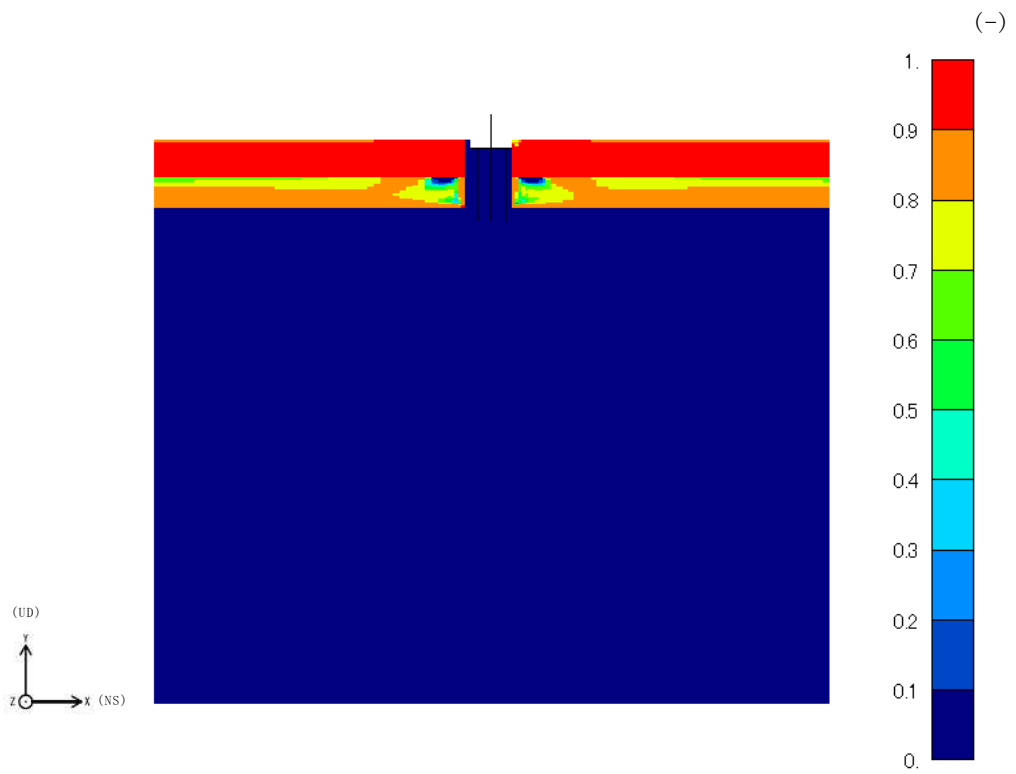


図 3-13 地盤の最大過剰間隙水圧比 (Ss-3, NS 方向)

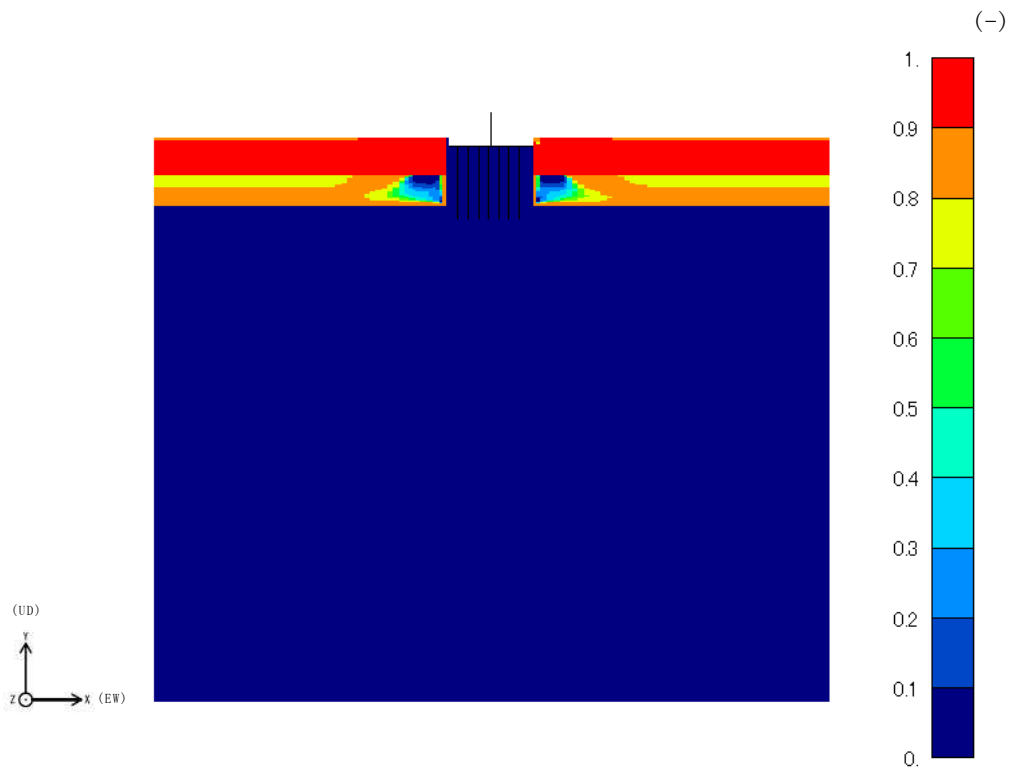
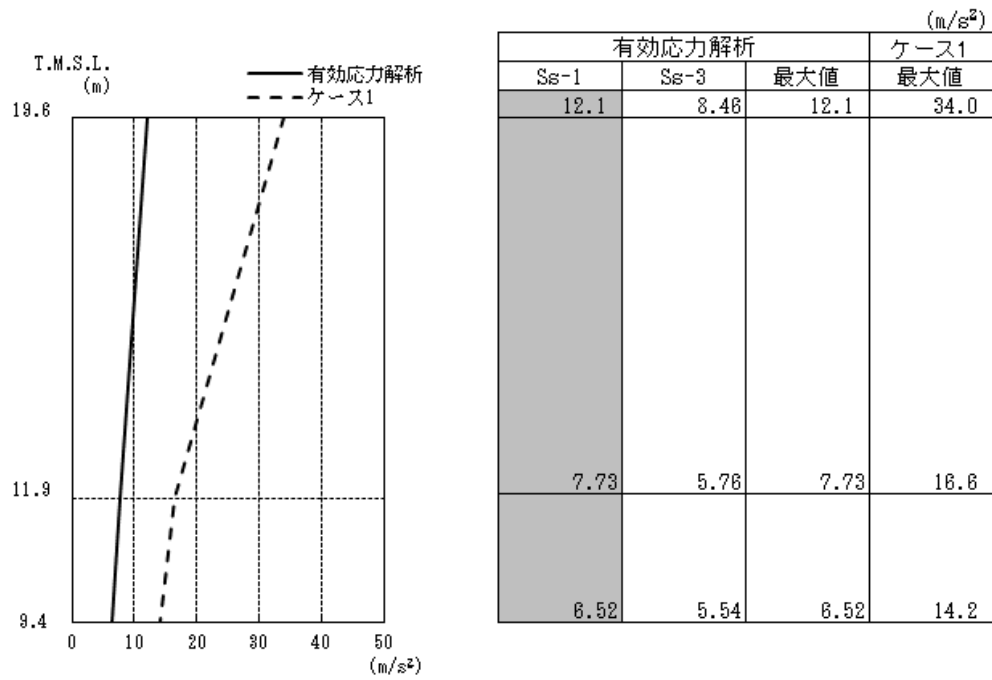
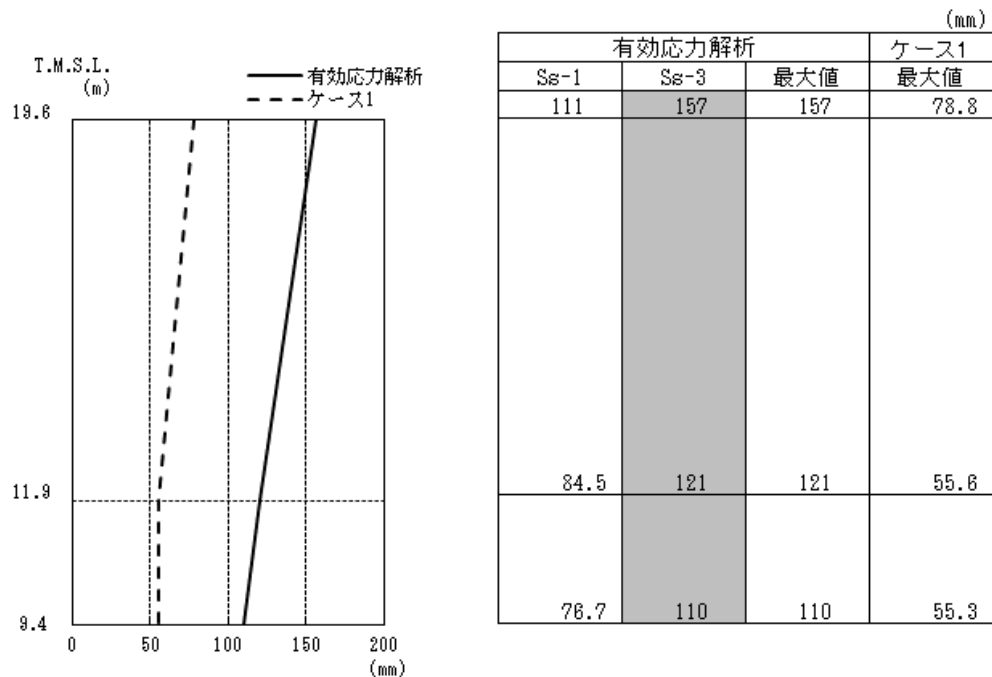


図 3-14 地盤の最大過剰間隙水圧比 (Ss-3, EW 方向)



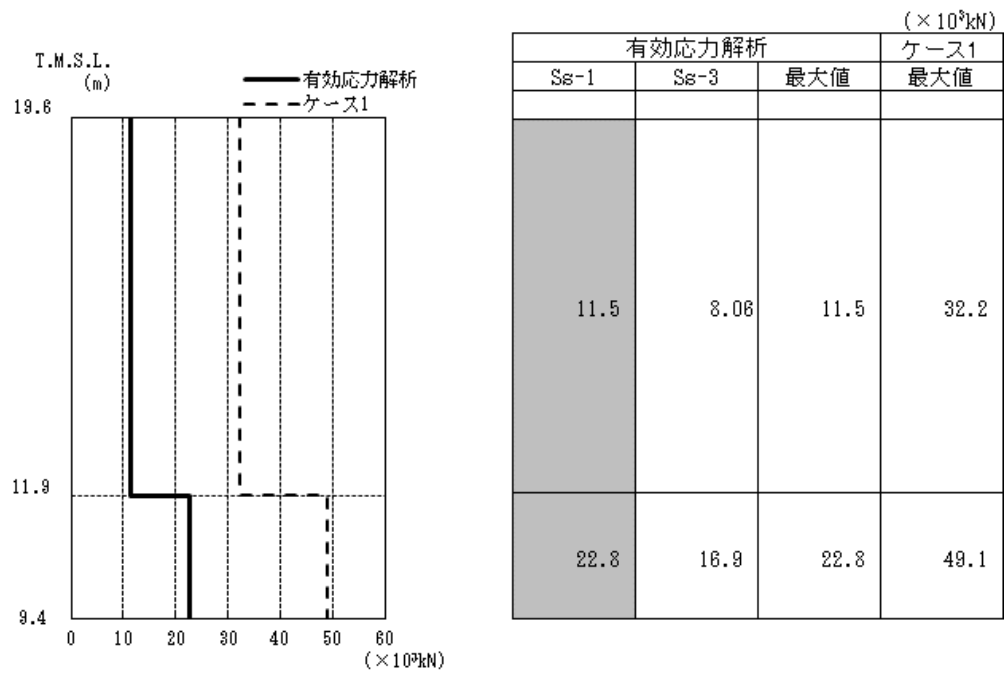
注1：分布図はSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示
 注2：ハッチングはSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示

図 3-15 最大応答加速度（基準地震動 S_s，NS 方向）



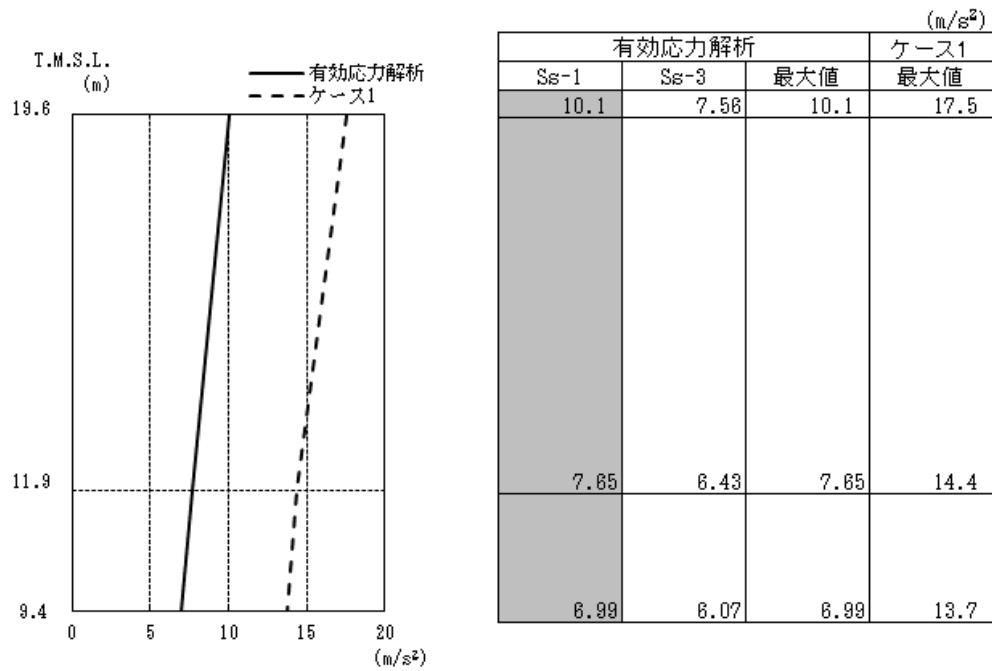
注1：分布図はSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示
 注2：ハッチングはSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示
 注3：T. M. S. L. -13.7m（原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル）の地盤に対する相対変位を示す

図 3-16 最大応答変位（基準地震動 S_s，NS 方向）



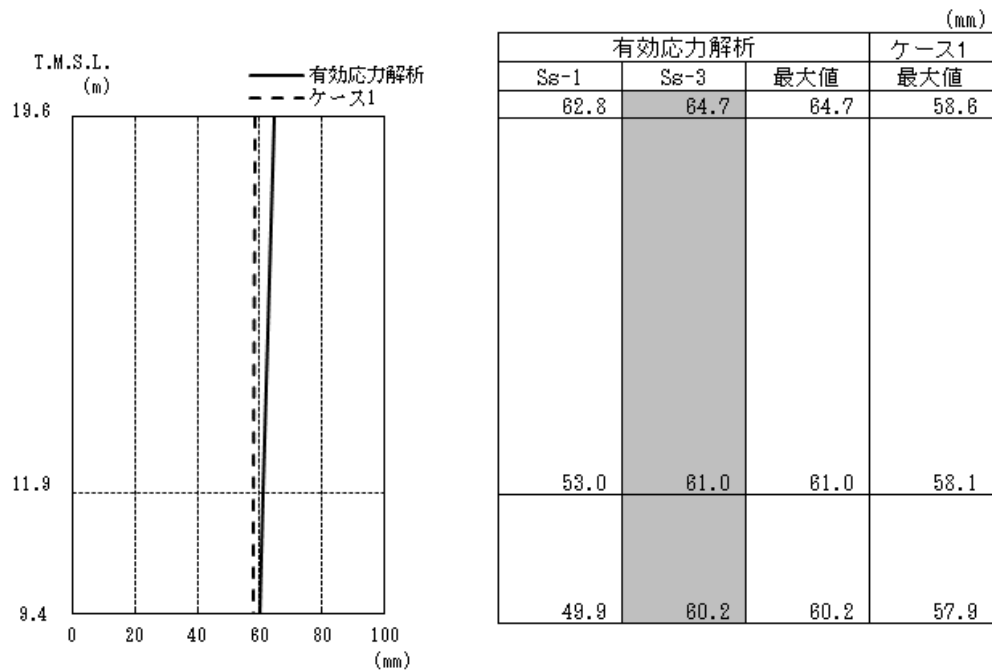
注1：分布図はSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示
 注2：ハッチングはSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示

図 3-17 最大応答せん断力（基準地震動 S_s，NS 方向）



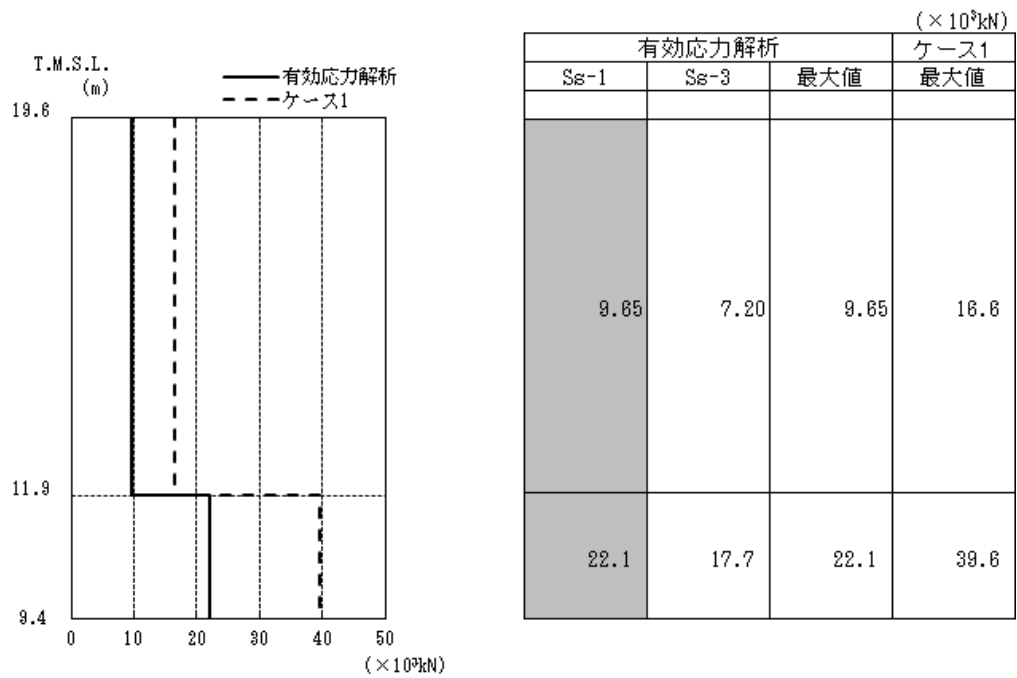
注1：分布図はSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示
 注2：ハッチングはSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示

図 3-18 最大応答加速度（基準地震動 S_s，EW 方向）



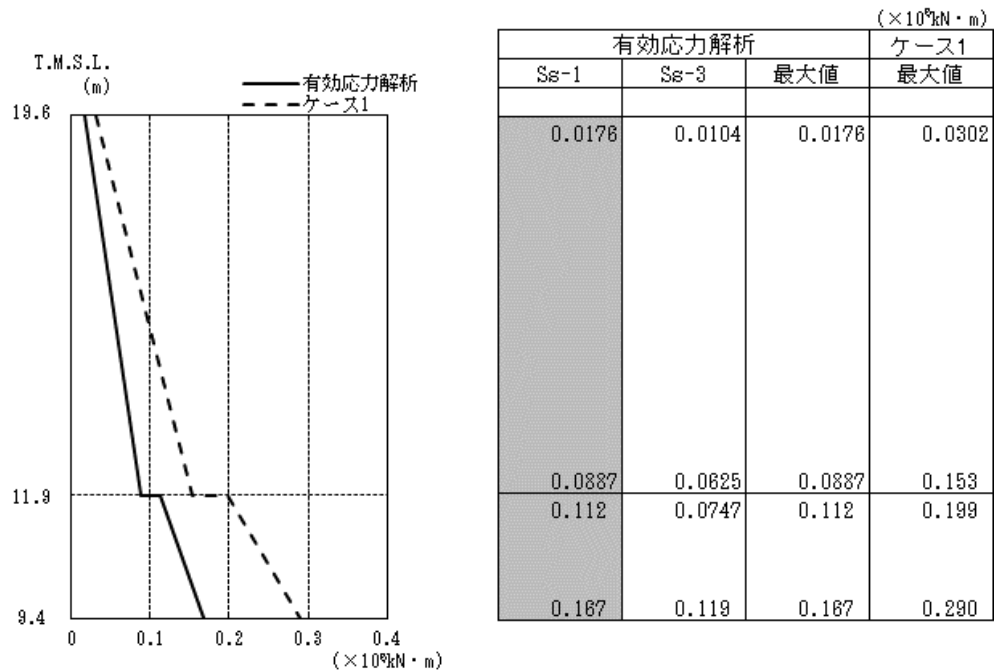
注1：分布図はSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示
 注2：ハッチングはSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示
 注3：T. M. S. L. -13.7m（原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル）の地盤に対する相対変位を示す

図 3-19 最大応答変位（基準地震動 S_s，EW 方向）



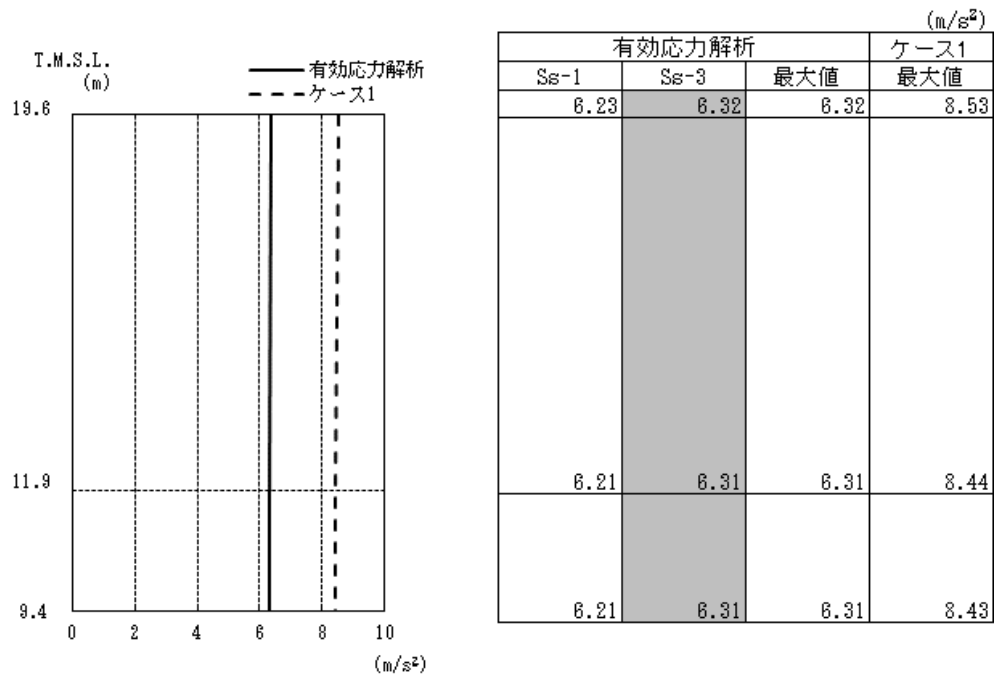
注1：分布図はSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示
 注2：ハッチングはSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示

図 3-20 最大応答せん断力（基準地震動 S_s，EW 方向）



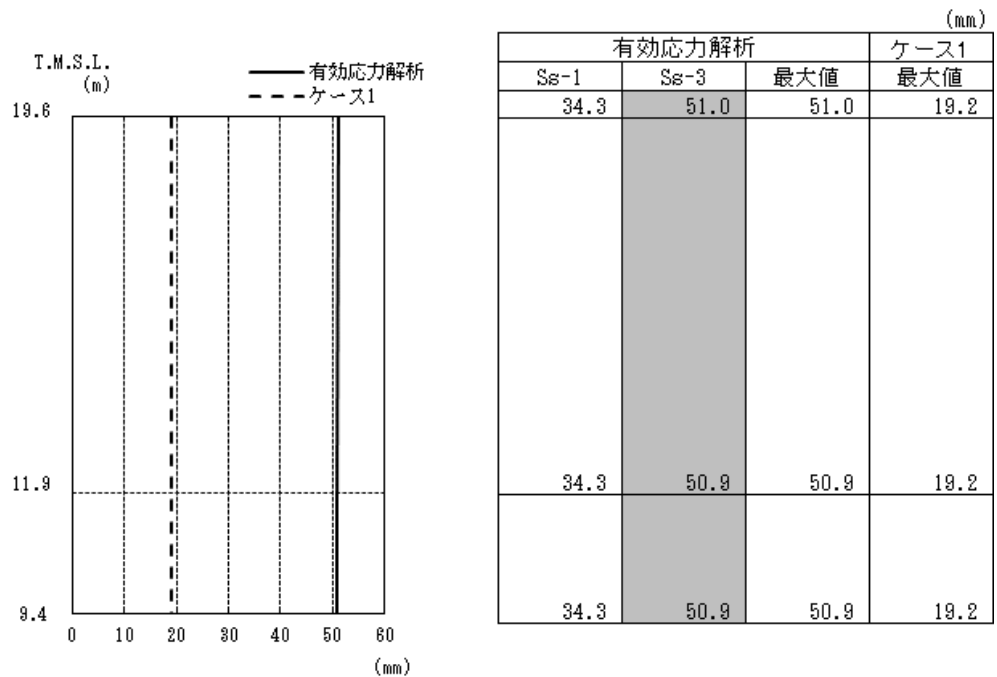
注1：分布図はSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示
 注2：ハッチングはSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示

図 3-21 最大応答曲げモーメント（基準地震動 S_s，EW 方向）



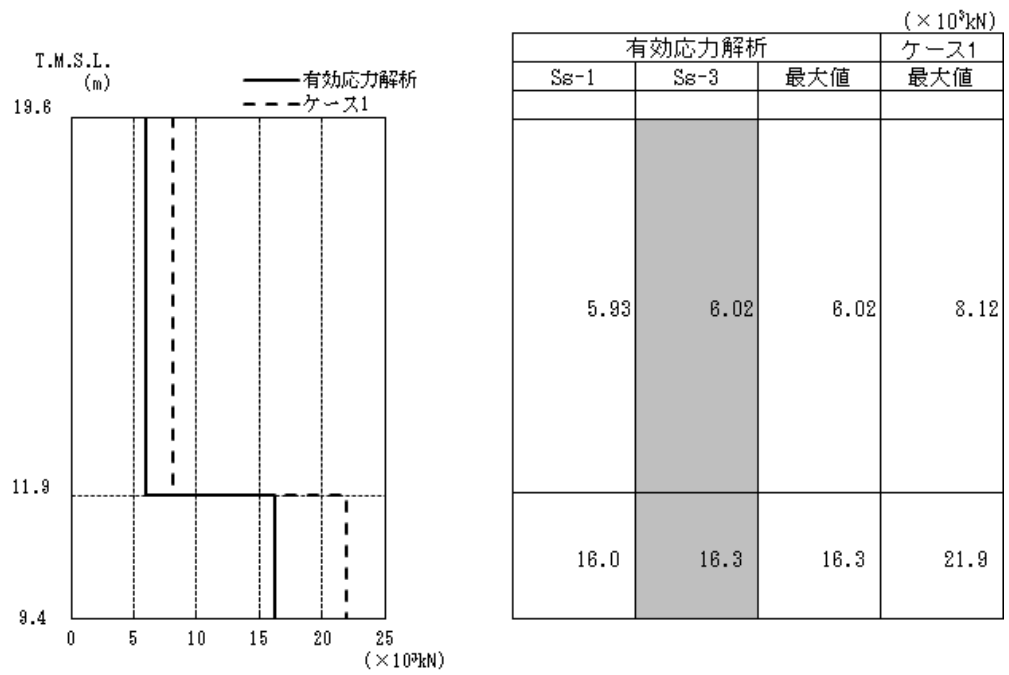
注1：分布図はSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示
 注2：ハッチングはSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示

図 3-22 最大応答加速度（基準地震動 S s ，鉛直方向）



注1：分布図はSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示
 注2：ハッチングはSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示
 注3：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 3-23 最大応答変位（基準地震動 S s ，鉛直方向）



注1：分布図はSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示
 注2：ハッチングはSs-1及びSs-3の最大応答値のうち最も大きい値を表示

図 3-24 最大応答軸力（基準地震動 S s ，鉛直方向）

4. 原子炉建屋との相対変位

4.1 相対変位についての影響検討

建屋の最大応答より、変位については有効応力解析の結果が全応力解析の結果を上回ることが確認された。V-2-9-3-1 別紙 1 (I) 別紙 6-3-3「原子炉建屋との相対変位についての検討」において、原子炉建屋との相対変位について検討を実施しているが、全応力解析の結果を用いた評価であるため、本章では有効応力解析の結果を用いた検討を実施する。

4.2 相対変位の算出方法

相対変位は、本資料における有効応力解析結果と V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」におけるケース 1 (基本ケース) の地震応答解析結果に基づく最大応答変位の和とする。相対変位を算出する際の基準点は、両建屋ともに、原子炉建屋の基礎底面レベルの地盤面とする。また、大物搬入建屋の建屋頂部質点位置 (T. M. S. L. 19.60m) の相対変位を算出することとし、対象の床レベルに地震応答解析モデルの質点が無い場合には、当該床レベルの上下質点の応答変位を用いた線形補間により、当該床レベルの変位を算出する。

4.3 相対変位の算出結果

原子炉建屋との相対変位の算出結果を表 4-1 に示す。

原子炉建屋との最大相対変位は、NS 方向で 180mm(Ss-3)、EW 方向で 93.3mm(Ss-1) である。

建屋同士が近づく方向については、原子炉建屋と大物搬入建屋の間に 100mm のクリアランスを設けており、最大相対変位 (EW 方向 : 93.3mm) がクリアランス内に納まっていることを確認した。

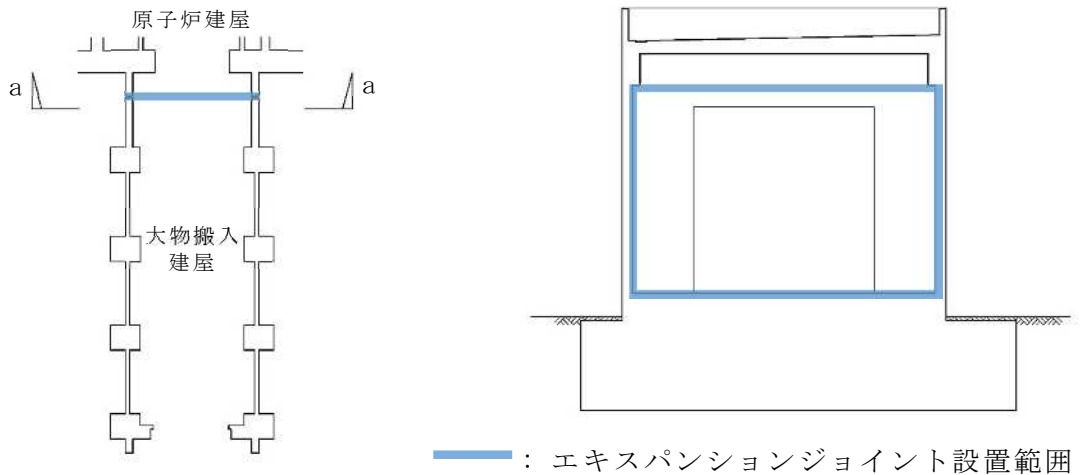
基準地震動 S_s による地震力において、地盤の液状化を考慮した原子炉建屋と大物搬入建屋の最大相対変位は NS 方向で 180mm(Ss-3)、EW 方向で 93.3mm(Ss-1) である。これは、メーカー規定値である許容伸縮量 200mm 以内に収まることから、採用するエキスパンションジョイントは基準地震動 S_s に対する変形性能を有すると判断する。エキスパンションジョイントの概要図を図 4-1 に示す。

表4-1 原子炉建屋との相対変位

大物搬入建屋		原子炉建屋		最大応答変位の和 (mm)	
質点番号	T. M. S. L. (m)	質点番号	T. M. S. L. (m)	NS 方向	EW 方向
1	19.60	*	23.50 ~18.10	180 (Ss-3)	93.3 (Ss-1)

注 : () 内は応答が最大となる地震動を示す。

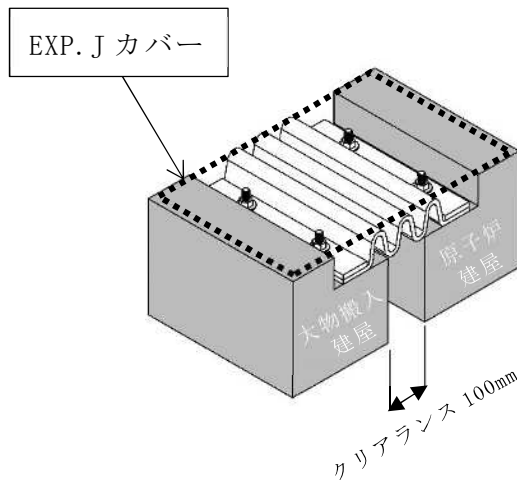
注記* : 大物搬入建屋の建屋頂部質点位置 (T. M. S. L. 19.60m) の相対変位に換算する原子炉建屋の相対変位は, 原子炉建屋の当該レベルの上下階の質点間 (T. M. S. L. 23.50~18.10) で線形補間して算定。



建屋キープラン

a-a 断面図

(a) 設置箇所の概要図 (平面図、断面図)



(b) 部分概要図

図 4-1 エクスパンションジョイント概要図

5. まとめ

有効応力解析を実施した結果、大物搬入建屋の発生応力については、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。変位については有効応力解析の結果が全応力解析の結果を上回ることが確認されたが、「4. 原子炉建屋との相対変位」において、地盤の液状化を考慮した場合でも問題無いことを確認した。

以上のことから、大物搬入建屋においては、全応力解析による各種応答値を用いて建物・構築物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妥当であることを確認した。

別紙6-2 地震応答解析における耐震壁及びフレーム構造部の
せん断スケルトン曲線の設定

目 次

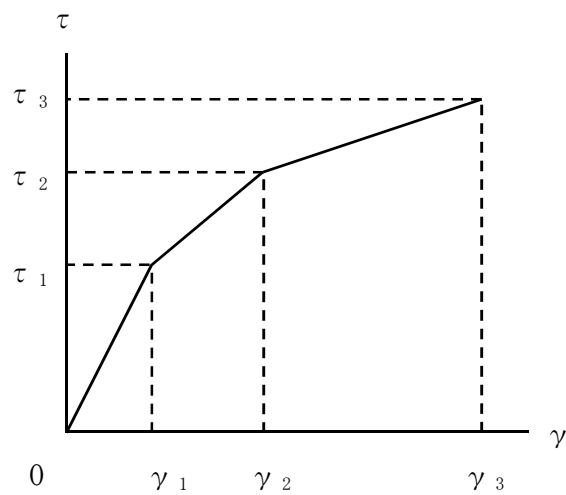
1. 概要	別紙 6-2-1
2. RC 造耐震壁の非線形特性の設定について	別紙 6-2-2
2.1 第 1 折点の設定	別紙 6-2-3
2.2 第 2 折点の設定	別紙 6-2-3
2.3 終局点の設定	別紙 6-2-4
3. RC 造フレーム構造部の非線形特性の設定について	別紙 6-2-5
4. せん断スケルトン曲線の設定について	別紙 6-2-7
4.1 水平方向モデル	別紙 6-2-7
4.2 使用材料の物性値	別紙 6-2-12
4.3 RC 造耐震壁のせん断スケルトン曲線の諸数値	別紙 6-2-13
4.4 RC 造フレーム構造部のせん断スケルトン曲線の諸数値	別紙 6-2-17
5. まとめ	別紙 6-2-19

1. 概要

大物搬入建屋は、地上1階建ての鉄筋コンクリート造の建物であり、NS方向はフレーム構造、EW方向は壁構造である。このため、建物・構築物の地震応答解析においては、鉄筋コンクリート造耐震壁（以下「RC造耐震壁」という。）及び鉄筋コンクリート造フレーム構造部（以下「RC造フレーム構造部」という。）の非線形特性を考慮している。本資料は、これらのRC造耐震壁及びRC造フレーム構造部のせん断スケルトン曲線の設定について説明するものである。

2. RC造耐震壁の非線形特性の設定について

RC造耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）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）」（以下「J E A G 4 6 0 1 -1991追補版」という。）に基づき，トリリニア型スケルトン曲線とする。せん断応力度－せん断ひずみ関係を図2-1に示す。



- τ_1 : 第1折点のせん断応力度
- τ_2 : 第2折点のせん断応力度
- τ_3 : 終局点のせん断応力度
- γ_1 : 第1折点のせん断ひずみ
- γ_2 : 第2折点のせん断ひずみ
- γ_3 : 終局点のせん断ひずみ (4.0×10^{-3})

図 2-1 せん断応力度－せん断ひずみ関係

2.1 第1折点の設定

RC造耐震壁におけるせん断スケルトン曲線の第1折点は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、以下の式より算出している。

$$\tau_1 = \sqrt{\sqrt{F_c} (\sqrt{F_c + \sigma_v})}$$

$$\gamma_1 = \tau_1 / G$$

ここで、

F_c : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm²)

G : コンクリートのせん断弾性係数 (kgf/cm²)

σ_v : 縦軸応力度 (kgf/cm²) (圧縮を正とする。)

2.2 第2折点の設定

RC造耐震壁におけるせん断スケルトン曲線の第2折点は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、以下の式より算出している。

$$\tau_2 = 1.35 \tau_1$$

$$\gamma_2 = 3\gamma_1$$

2.3 終局点の設定

RC造耐震壁におけるせん断スケルトン曲線の終局点について、大物搬入建屋の耐震壁は、ボックス壁ではないことから終曲点のせん断応力度は、「2015年版建築物の構造関係技術基準解説書（国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人建築研究所）」（以下「技術基準解説書」という。）を参考に以下の式より算出している。

$$\tau_3 = \frac{0.068 p_{t e}^{0.23} (F c + 18)}{\sqrt{M / (Q D) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{p_{w h} \sigma_{w h}} + 0.1 \sigma_0$$

$$\gamma_3 = 4.0 \times 10^{-3}$$

ここで、

- F c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
- p_{t e} : 等価引張鉄筋比 (%)
- p_{w h} : b_eを厚さと考えた場合の水平せん断補強筋比 (実数)
ただし、p_{w h}の値が1.2%以上の場合は、1.2%として計算する。
- b_e : I型断面と長さ及び断面積が等しい矩形断面の幅 (mm)
ただし、b_eは壁厚tの1.5倍以下とする。
- σ_{w h} : 水平せん断補強筋の材料強度 (N/mm²)
- M / (Q D) : シアスパン比
- σ₀ : 耐震壁の全断面積に対する平均軸方向応力度 (N/mm²)

3. RC造フレーム構造部の非線形特性の設定について

RC造フレーム構造部のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau-\gamma$ 関係）は、3次元フレームモデルを用い、せん断変形及び曲げ変形を考慮した静的荷重漸増解析に基づき設定する。大物搬入建屋の静的荷重漸増解析には、解析コード「SuperBuild/SS7」を用いる。また、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。3次元フレームモデルの解析モデル図を図3-1に示す。

静的荷重漸増解析に用いるはり及び柱の復元力特性は、「技術基準解説書」の「付録1-3.1 鉄筋コンクリート造部材の力学モデルに関する技術資料」を参考に、ひび割れ強度・降伏点（許容耐力）・剛性低下率・終局強度について設定する。

以下に静的荷重漸増解析の条件を示す。

- ・外力分布は、保有水平耐力の外力分布形状を用いる。
- ・加力方向は正負方向について実施し、耐力が低くなる加力方向を採用する。
- ・加力方向における最大層間変形角が1/100に達した時点で解析を終了する。
- ・荷重－変形曲線における層間変位計算位置は重心位置とする。

以上の静的荷重漸増解析より求まる荷重－変形曲線にフィッティングするトリリニア型のスケルトン曲線でRC造フレーム構造部の非線形特性を評価する。評価方法を図3-2に示す。第1折点はひび割れモーメント発生時、終局点は保有水平耐力時とし、第2折点は保有水平耐力以下でエネルギー等価となるよう設定する。

RC造フレーム構造部のせん断応力度－せん断ひずみ関係を図3-3に示す。

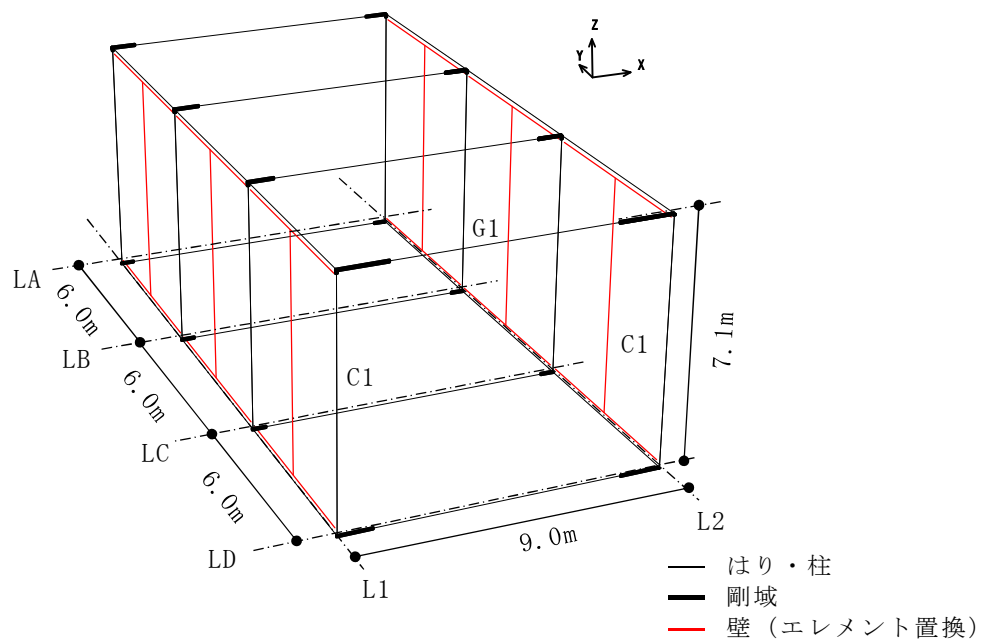
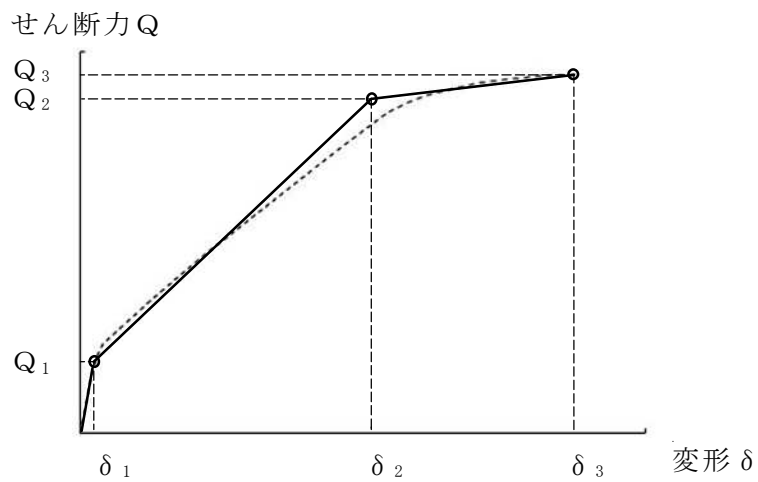
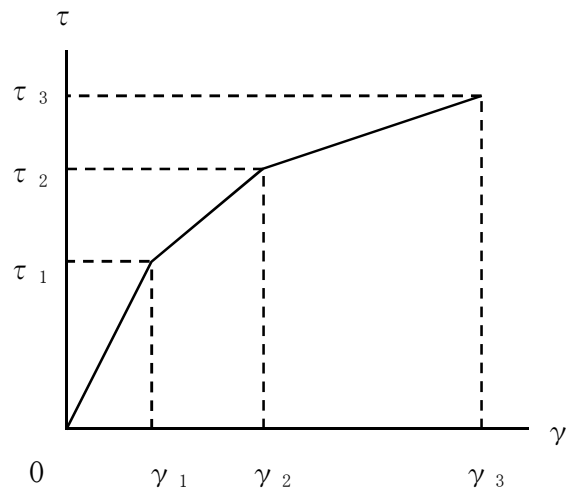


図3-1 フレーム構造部の解析モデル図



- δ_1 : 柱脚部に曲げひび割れが発生した点
- δ_2 : 終局点以下で面積が等価となる点
- δ_3 : 層間変形角が 1/100 となる点

図 3-2 非線形特性の評価方法（せん断力-変形関係）



- τ_1 : 第1折点のせん断応力度
- τ_2 : 第2折点のせん断応力度
- τ_3 : 終局点のせん断応力度
- γ_1 : 第1折点のせん断ひずみ
- γ_2 : 第2折点のせん断ひずみ
- γ_3 : 終局点のせん断ひずみ

図 3-3 せん断応力度-せん断ひずみ関係

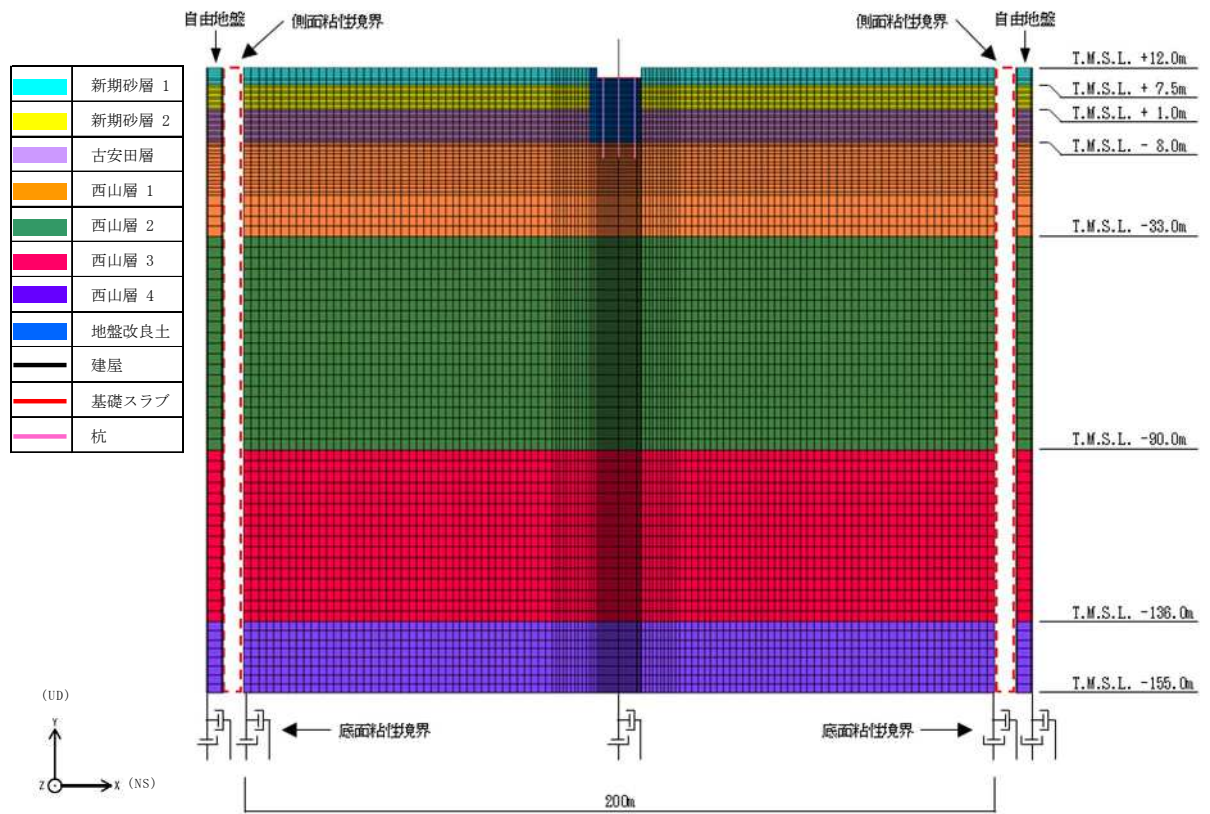
4. せん断スケルトン曲線の設定について

4.1 水平方向モデル

水平方向の地震応答解析モデルは、地盤との相互作用を考慮した擬似3次元FEMモデルとする。

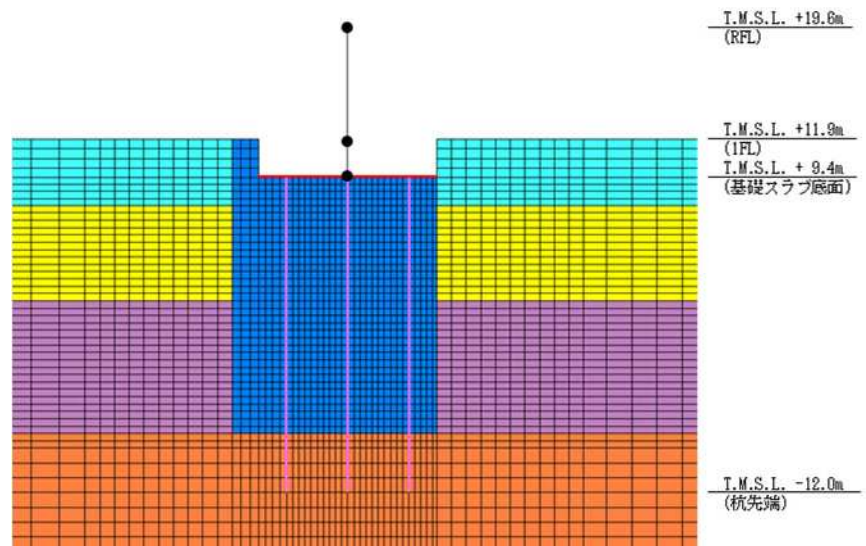
建屋は一軸多質点系モデルとし、重量は床レベルの集中質点で評価する。EW方向は壁構造のため、せん断変形及び曲げ変形を考慮したはり要素でモデル化する。地盤は平面ひずみ要素でモデル化し、杭ははり要素でモデル化する。

地震応答解析モデルを図4-1～図4-3に、建屋の解析モデルの諸元を表4-1に示す。



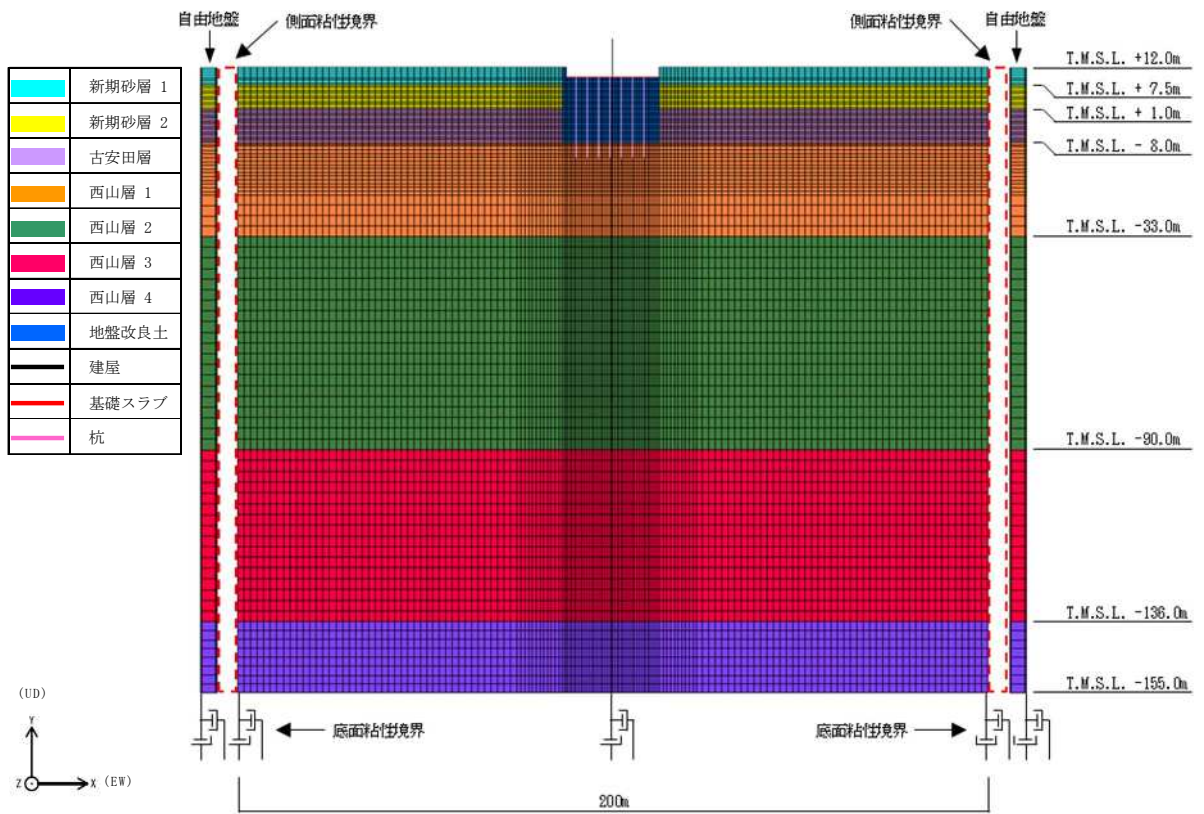
注：面外粘性境界を考慮する。

(a) 全体モデル



(b) 建屋周辺拡大図

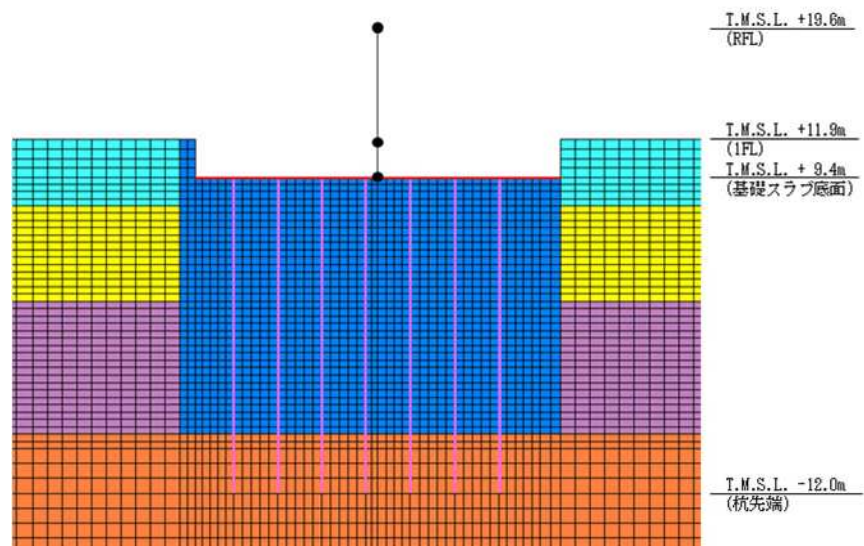
図 4-1 地震応答解析モデル (NS 方向)



注 1：面外粘性境界を考慮する。

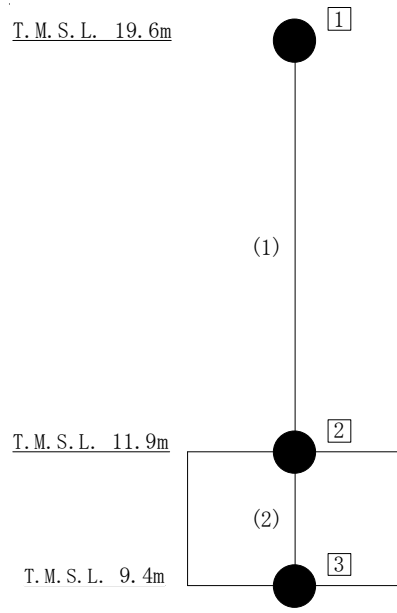
注 2：東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という）

(a) 全体モデル



(b) 建屋周辺拡大図

図 4-2 地震応答解析モデル (EW 方向)



注：□内は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

図 4-3 建屋の地震応答解析モデル (EW 方向)

表 4-1 建屋の地震応答解析モデル諸元（水平方向）

(a) NS 方向モデル

質点 番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I _G (×10 ³ kN・m ²)	部材 番号	せん断 断面積 A _s (m ²)	断面二次 モーメント I (m ⁴)
1	9340	65.4	(1)	2.6	—
2	15970	201.4			
3	9000	111.0	(2)	300.1	—
合計	34310				

(b) EW 方向モデル

質点 番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I _G (×10 ³ kN・m ²)	部材 番号	せん断 断面積 A _s (m ²)	断面二次 モーメント I (m ⁴)
1	9340	481.1	(1)	37.0	1700
2	15970	825.1			
3	9000	462.5	(2)	300.1	15400
合計	34310				

4.2 使用材料の物性値

地震応答解析に用いる大物搬入建屋の使用材料の物性値を表4-2及び表4-3に示す。

表 4-2 使用材料の物性値（コンクリート）

使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断弾性係数 G (N/mm ²)
コンクリート： F _c = 33 (N/mm ²)	2.52 × 10 ⁴	1.05 × 10 ⁴

表 4-3 使用材料の物性値（鉄筋）

使用材料	降伏応力度 σ_y (N/mm ²)
鉄筋：SD345	345
鉄筋：SD390	390

4.3 RC造耐震壁のせん断スケルトン曲線の諸数値

(1) 第1折点

RC造耐震壁の各要素におけるせん断スケルトン曲線の第1折点の設定根拠を表4-4に示す。

表 4-4 せん断スケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係, 第 1 折点) (EW 方向)

階	通り	コンクリート 強度 σ_c (N/mm^2)	せん断弾性 係数 G ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)	断面積 A_s (m^2)	縦軸応力度 σ_v (N/mm^2)	τ_1 (N/mm^2)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)
1F	L1	33	1.05	18.5	0.253	1.90	0.181
	L2	33	1.05	18.5	0.253	1.90	0.181

(2) 第2折点

RC造耐震壁の各要素におけるせん断スケルトン曲線の第2折点の設定根拠を表4-5に示す。

表 4-5 せん断スケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係, 第 2 折点) (EW 方向)

階	通り	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)
1F	L1	2.57	0.544
	L2	2.57	0.544

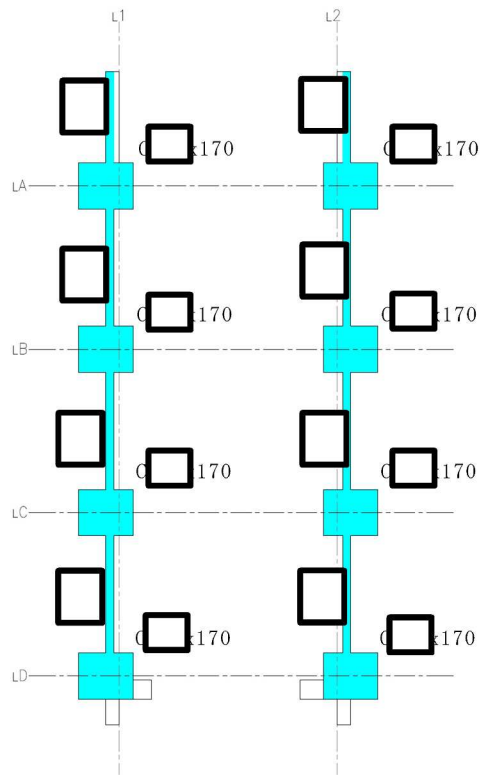
(3) 終局点

RC造耐震壁の終局点は、「2.3 終局点の設定」に基づき、RC造耐震壁の終局せん断応力度を算出する。

RC造耐震壁の各要素におけるせん断スケルトン曲線の終局点の設定根拠を表4-6に示す。また、大物搬入建屋のT.M.S.L. 11.9m～T.M.S.L. 19.6mについて、各RC造耐震壁の配筋を示したものを図4-4に示す。

表 4-6 せん断スケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係, 終局点) (EW 方向)

階	通り	P_{te} (%)	P_{wh} (%)	平均軸方向応力度 σ_0 (N/mm^2)	M/QD	τ_3 (N/mm^2)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
1F	L1	1.585	0.4722	0.253	1.00	3.28	4.000
	L2	1.585	0.4722	0.253	1.00	3.28	4.000



記号*1	縦筋	横筋
	内：D19@200 外：D19@200	内：D19@200 外：D19@200
	主筋：54-D38	せん断補強筋3-D16@100

注記*1：記号に含まれる数値は壁厚 (cm) を表す。

(例：

注記*2：Cは柱を示す。

(例：Cx170なら柱幅 cm，柱せい170 cm)

図 4-4 RC 造耐震壁の配筋図 (T.M.S.L. 11.9m~T.M.S.L. 19.6m)

4.4 RC造フレーム構造部のせん断スケルトン曲線の諸数値

(1) 荷重－変形関係（Q－ δ 関係）

静的荷重漸増解析結果から設定したRC造フレーム構造部の荷重－変形関係の諸数値を表4-7に示す。また、静的荷重漸増解析結果の荷重変形関係の荷重－変形曲線及び設定したRC造フレーム構造部の荷重－変形曲線を図4-5に示す。

表4-7 荷重－変形関係（Q－ δ 関係）の諸数値

階	第1折点		第2折点		終局点	
	Q1 (kN)	δ 1 (mm)	Q2 (kN)	δ 2 (mm)	Q3 (kN)	δ 3 (mm)
1F	9542	2.485	35360	46.008	37700	70.432

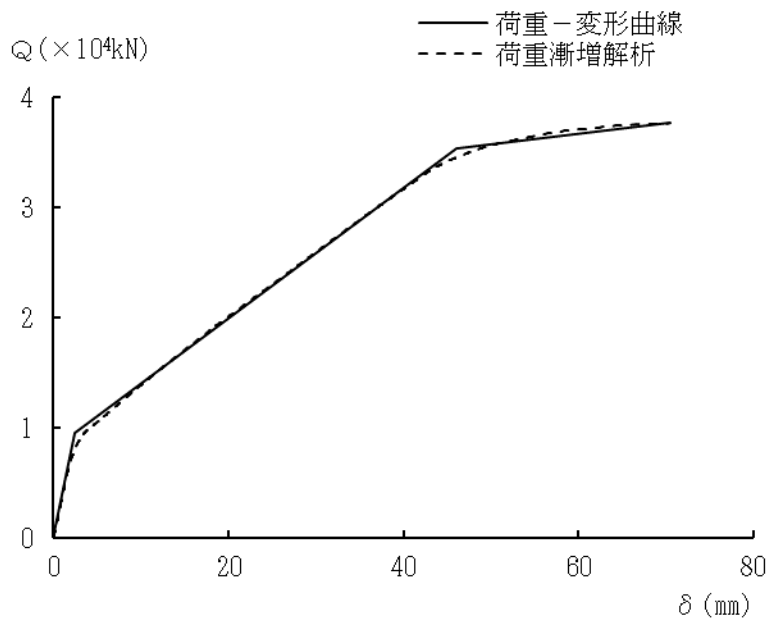


図4-5 荷重－変形曲線

(2) せん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）

前項で設定した荷重－変形関係に基づき，RC造フレーム構造部のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）を算出する。

せん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）の設定根拠を表 4-8 に示す。

表 4-8 せん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）の設定根拠

各折点	τ の算定			γ の算定		
	Q (kN)	A_s^{*1} (m^2)	τ (N/mm^2)	δ (mm)	H ^{*2} (m)	γ ($\times 10^{-3}$)
第1折点	9542	2.60	3.67	2.485	7.10	0.350
第2折点	35360	2.60	13.6	46.008	7.10	6.48
終局点	37700	2.60	14.5	70.432	7.10	9.92

注記*1： A_s は地震応答解析モデルのせん断断面積を示す

*2：Hは構造階高を示す

5. まとめ

大物搬入建屋におけるせん断スケルトン曲線の設定について整理した。RC造耐震壁及びRC造フレーム構造部について算出したせん断スケルトン曲線の諸数値を表5-1に示す。

表 5-1 せん断スケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係)

(a) RC 造耐震壁

階	第 1 折点		第 2 折点		終局点	
	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
1F	1.90	0.181	2.57	0.544	3.28	4.000

(b) RC 造フレーム構造部

階	第 1 折点		第 2 折点		終局点	
	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
1F	3.67	0.350	13.6	6.48	14.5	9.92

別紙6-3 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

目 次

1. 概要	別紙 6-3-1
1.1 検討概要	別紙 6-3-1
1.2 検討方針	別紙 6-3-1
2. 材料物性の不確かさの分析	別紙 6-3-2
2.1 地盤剛性の不確かさ	別紙 6-3-2
3. 材料物性の不確かさを考慮した設計用地震力の設定	別紙 6-3-3
3.1 設計用地震力の設定方法	別紙 6-3-3
3.2 材料物性の不確かさの設定	別紙 6-3-5
4. 地震応答解析による建屋剛性及び地盤剛性の不確かさの影響検討	別紙 6-3-6
4.1 検討概要	別紙 6-3-6
4.2 不確かさの影響検討	別紙 6-3-10
4.2.1 建屋剛性及び地盤剛性の変動による影響	別紙 6-3-10
4.3 まとめ	別紙 6-3-22

別紙6-3-1 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

別紙6-3-2 材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果

別紙6-3-3 原子炉建屋との相対変位についての検討

1. 概要

1.1 検討概要

本資料は、柏崎刈羽原子力発電所第7号機の大型搬入建屋の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について説明するものである。

地震応答解析に用いる材料定数は材料物性の不確かさの変動幅を適切に考慮することとしているが、本資料では、地震応答解析に影響を及ぼす地盤剛性（地盤のせん断波速度）の不確かさについて検討を行うとともに、その変動幅を設定し、地震応答解析結果における影響を検討する。また、検討結果を踏まえ、建物・構築物の耐震計算書において、材料物性の不確かさを考慮して設定する設計用地震力を検討する。

1.2 検討方針

建物・構築物の動的地震力は、建物・構築物の地震応答解析（時刻歴応答解析法）により求められており、地盤剛性、建屋剛性、地盤のばね定数の算定及び減衰定数、地震動の位相特性などの影響を受ける。特に床応答スペクトルの変動に影響を及ぼす要因は、建屋剛性及び地盤剛性であることが確認されている。*

建物・構築物と地盤との相互作用を考慮したモデルによる地震応答解析において、地盤のせん断波速度の不確かさが建屋応答へ影響を及ぼすことが考えられる。

よって、地盤剛性の不確かさ要因としては地盤のせん断波速度を考慮することとし、地盤剛性の不確かさが建屋応答及び耐震安全性に及ぼす影響について考察を行い、耐震評価における材料物性の不確かさを考慮した設計用地震力の設定について検討する。また、地盤剛性の不確かさを考慮したモデルにより地震応答解析を実施し、建屋応答及び建物・構築物の耐震安全性に及ぼす影響について確認する。

注記*：日本電気協会「参考資料4.7 鉛直方向の設計用床応答スペクトルの拡幅率」,
第29回耐震設計分科会資料 No. 29-4-5-7, 平成20年1月18日

2. 材料物性の不確かさの分析

2.1 地盤剛性の不確かさ

地盤剛性の不確かさについては、地盤のせん断波速度が変動することにより、地盤剛性が変動する。

地盤剛性の不確かさを考慮することにより、部材の発生応力、変位及びせん断ひずみが基本ケースに対して変動すると考えられる。

よって、建物・構築物の耐震評価において、設計用地震力に地盤剛性の不確かさを考慮する。

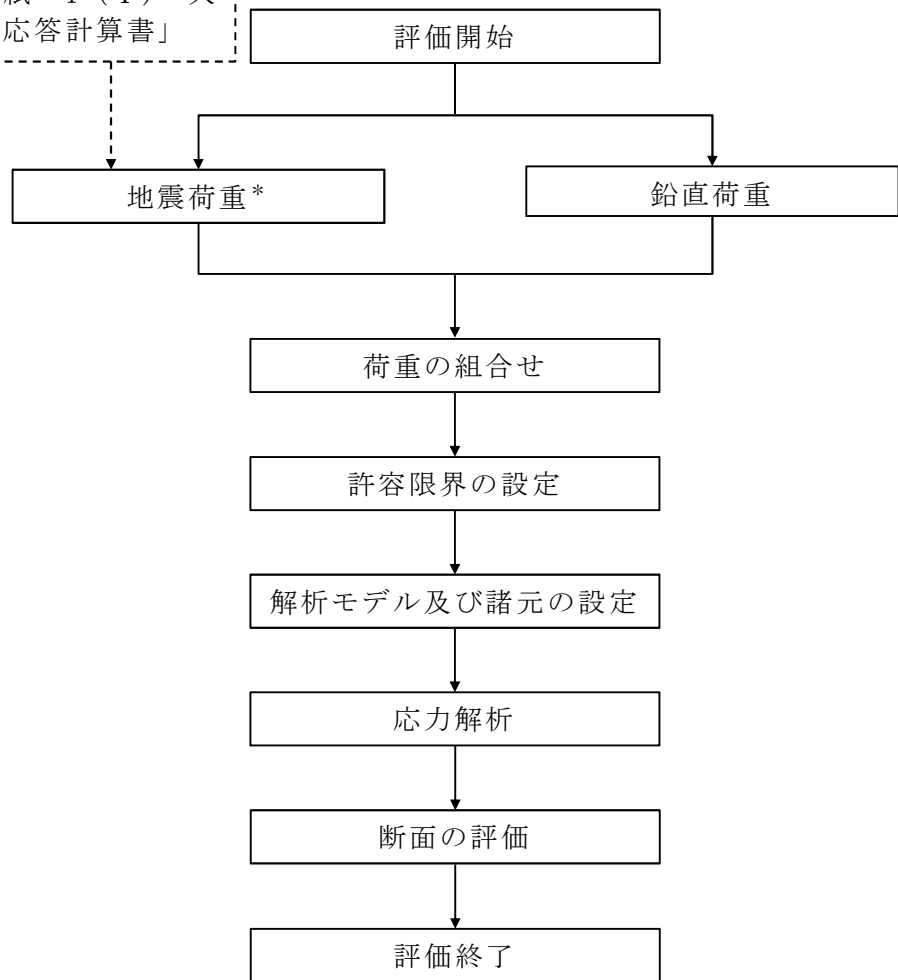
3. 材料物性の不確かさを考慮した設計用地震力の設定

3.1 設計用地震力の設定方法

基本ケース及び材料物性の不確かさを考慮したケースの地震荷重を用いた解析を実施することで、材料物性の不確かさを設計用地震力として考慮する。不確かさを考慮したケースの地震応答解析モデルの応答値の算出にあたっては、基本ケースにおける建屋応答を確認したうえで、建屋応答への影響の大きい波に対して実施する（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」参照）。材料物性の不確かさを設計用地震力として考慮した建屋耐震性評価フローの例を図 3-1 に示す。

応力解析による耐震評価において、地震荷重は、地震応答解析より得られた最大応答値から算出する。地震応答解析から得られた最大応答値は、Ss-1～Ss-8の入力地震動ごとに異なるため、保守的な評価として、入力地震動ごとに得られた応答値のうち最大の応答値となる地震荷重を採用することとする。なお、材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果は別紙3-2「材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果」に示す。

V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」別紙-1（I）「大物搬入建屋の地震応答計算書」



注記*：材料物性の不確かさを考慮する。

図 3-1 建屋耐震性評価フロー（応力解析による評価）

3.2 材料物性の不確かさの設定

材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析モデルの応答値の算出にあたり，地盤剛性の不確かさを設定する。

地盤剛性の不確かさの影響評価においては，弾性波速度試験結果に基づく地盤のせん断波速度の不確かさを考慮する。

基本ケースでは，地盤調査結果の平均値に基づき設定した地盤のせん断波速度により地盤剛性を設定している。地盤剛性の不確かさ検討にあたっては，初期せん断波速度に対して，標準偏差に相当するばらつきを考慮する。

なお，地盤改良土の剛性の不確かさは考慮しない。

表 3-1 地盤剛性の不確かさ検討の考え方

地震応答解析モデル	せん断波速度
基本ケース	標準地盤（平均値）
不確かさ	<ul style="list-style-type: none">・ +地盤 新期砂層（+13%），古安田層（+25%），西山層（+10%）・ -地盤 新期砂層（-13%），古安田層（-25%），西山層（-10%）

4. 地震応答解析による地盤剛性の不確かさの影響検討

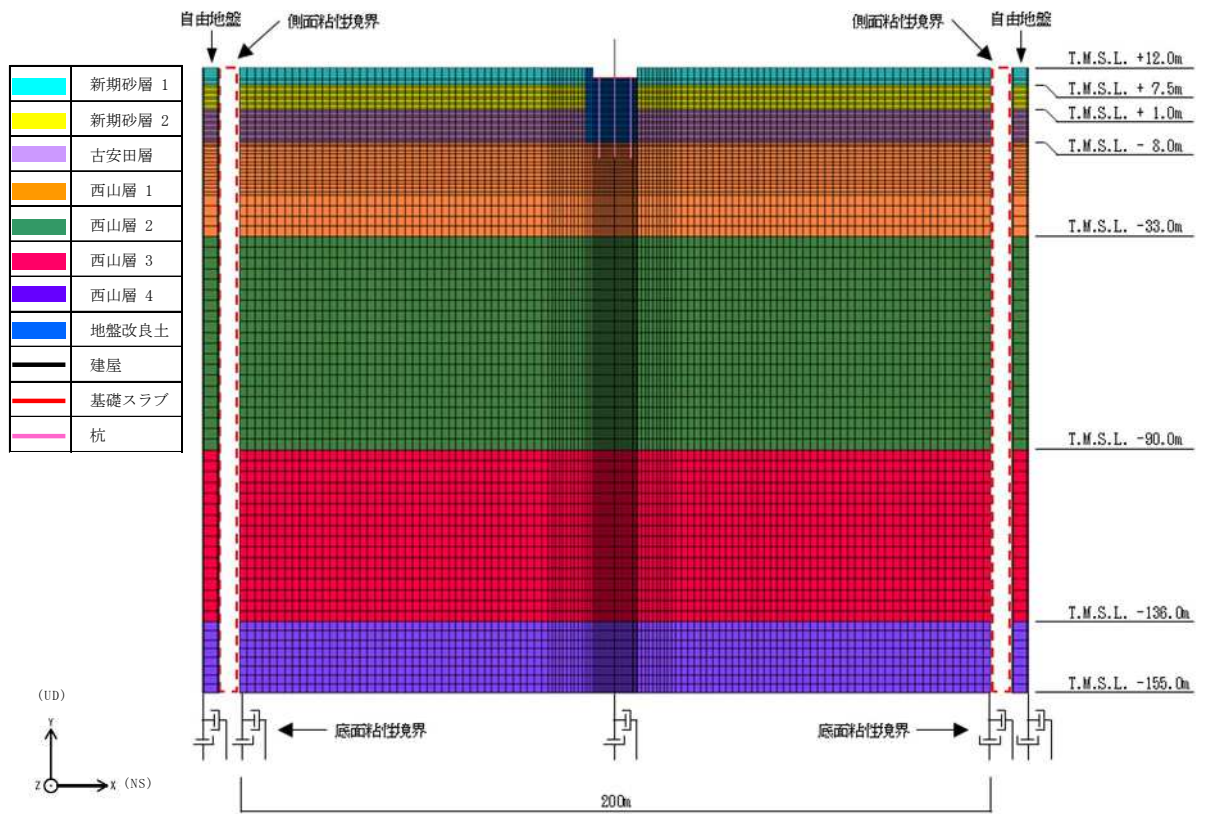
4.1 検討概要

地盤剛性の不確かさを考慮したケースの建屋応答への影響を確認する。

検討ケースを表 4-1 に、地震応答解析モデル図を図 4-1～図 4-3 に示す。ここで、地盤剛性を標準地盤とした検討ケースを基本ケースとする。

表 4-1 検討ケース

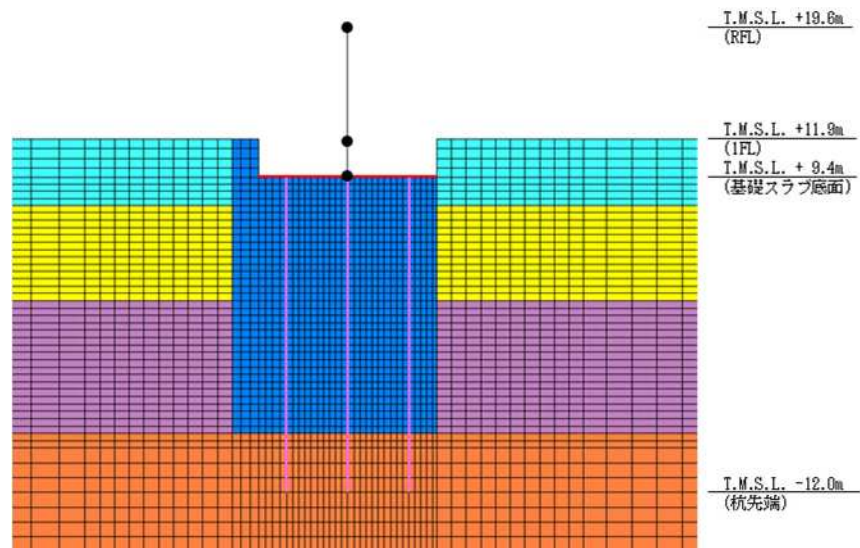
検討ケース	地盤剛性	備考
①ケース 1 (工認モデル)	標準地盤	基本ケース
②ケース 2 (地盤剛性 + σ)	標準地盤 + σ (新期砂層+13%, 古安田層+25%, 西山層+10%)	
③ケース 3 (地盤剛性 - σ)	標準地盤 - σ (新期砂層-13%, 古安田層-25%, 西山層-10%)	



注 1：面外粘性境界を考慮する。

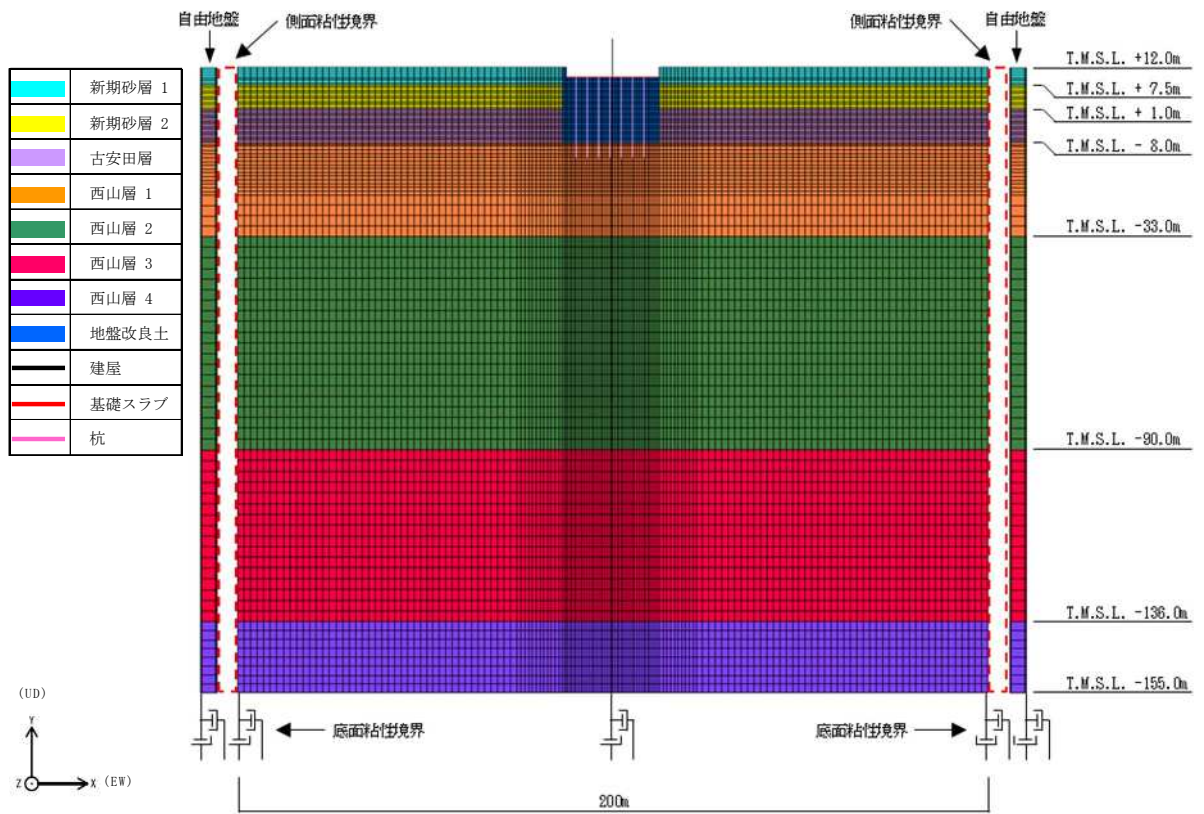
注 2：東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という。）

(a) 全体モデル



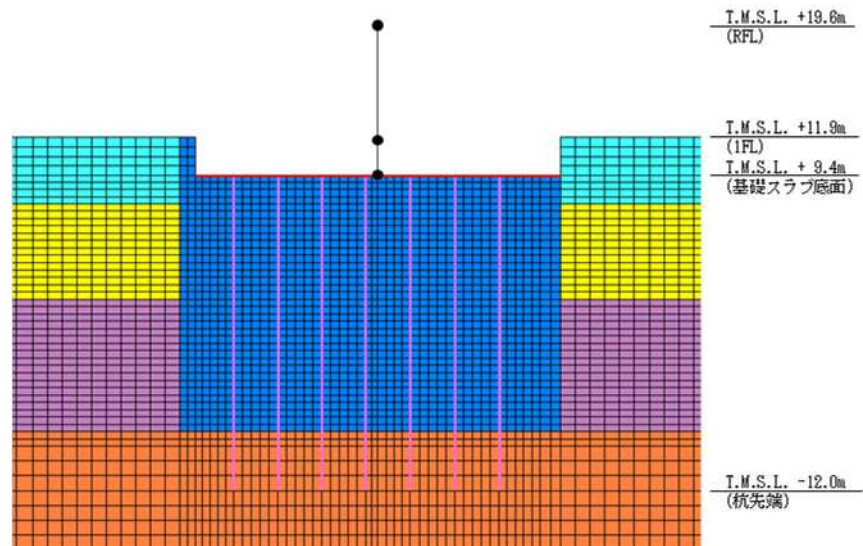
(b) 建屋周辺拡大図

図 4-1 地震応答解析モデル (NS 方向)



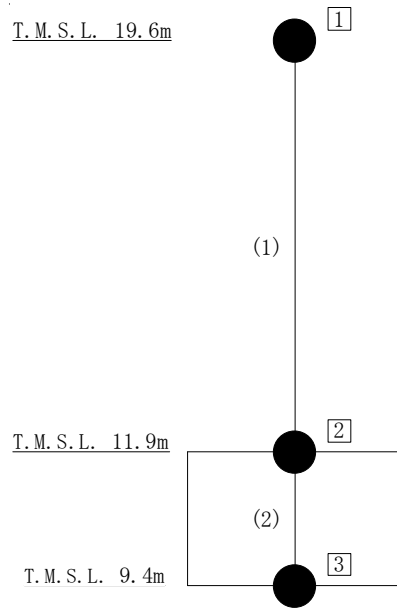
注：面外粘性境界を考慮する。

(a) 全体モデル



(b) 建屋周辺拡大図

図 4-2 地震応答解析モデル (EW 方向)



注：□内は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

図 4-3 建屋の地震応答解析モデル

4.2 不確かさの影響検討

4.2.1 地盤剛性の変動による影響

(1) 影響検討方針

地盤剛性の不確かさを考慮したケース（ケース2及びケース3）の固有値解析及び地震応答解析を実施し、基本ケース（ケース1）の結果と比較する。

なお、本資料では入力地震動をSs-1とした結果を代表として示す。

(2) 固有値解析結果

固有値解析結果を表4-2に、固有振動モードを図4-4に示す。

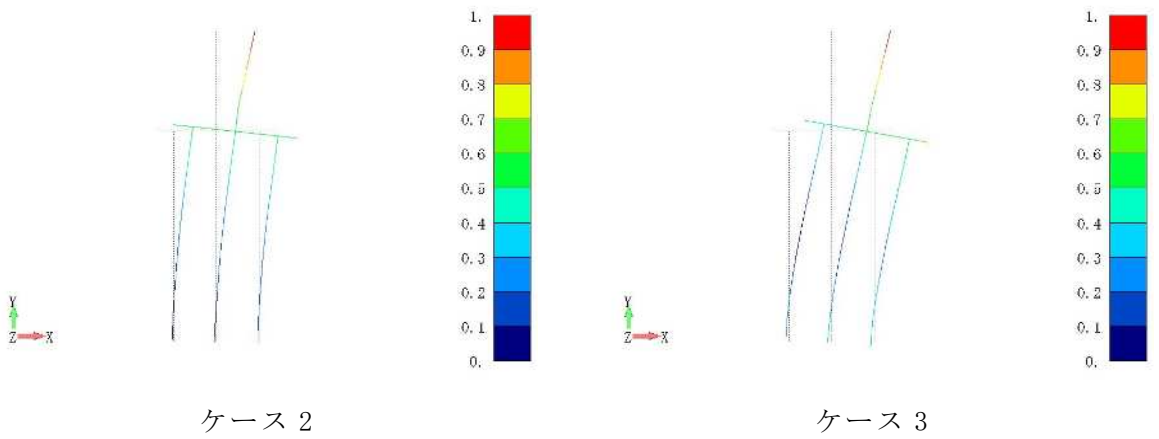
基本ケースに対する地盤剛性を変動させたモデルの固有振動数の変動幅は、-25%～+19%程度である。

表 4-2 固有値解析結果（ケース 1～3, Ss-1）

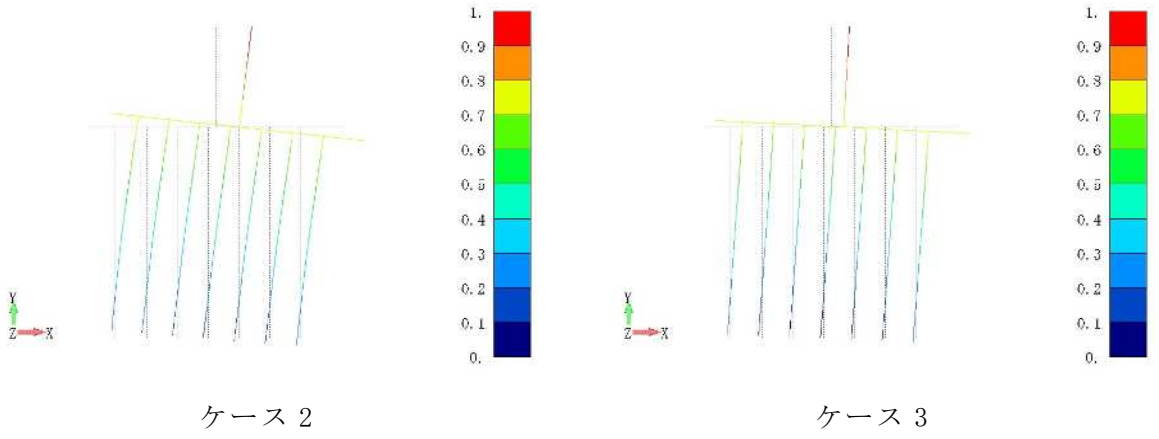
(単位：Hz)

次数	NS方向			EW方向			UD方向		
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
1	3.51	4.15 (1.19)	2.89 (0.824)	3.59	4.18 (1.17)	3.01 (0.839)	5.93	6.29 (1.07)	4.44 (0.749)

注：() 内は、ケース1に対する比率を示す



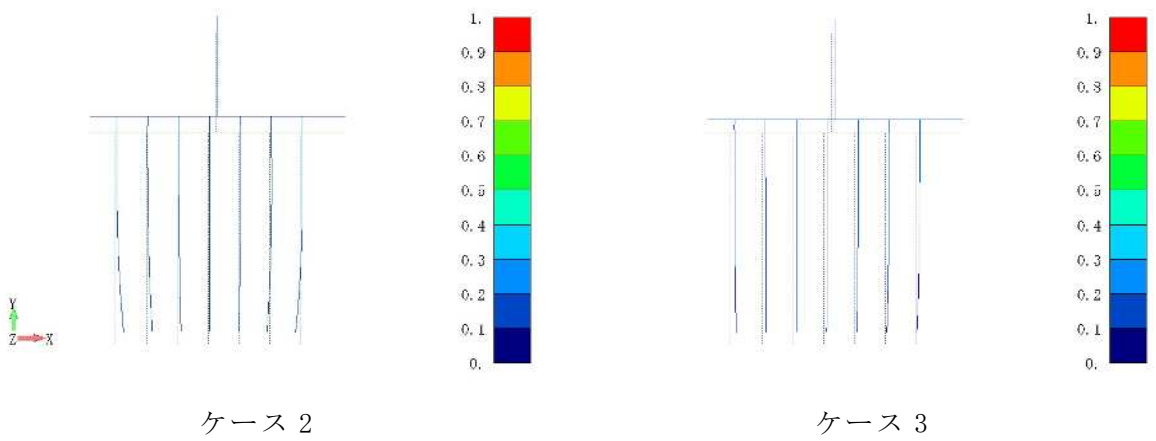
(a) NS 方向



(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 4-4 固有振動モード (Ss-1) (1/2)



ケース 2

ケース 3

(c) 鉛直方向

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 4-4 固有振動モード (Ss-1) (2/2)

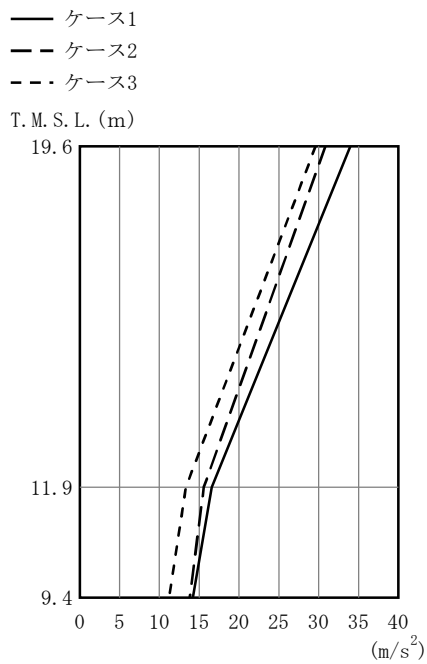
(3) 地震応答解析結果

地震応答解析結果を図4-5～図4-15及び表4-3に示す。

NS方向について、最大応答加速度及び最大応答せん断力はケース2及びケース3ともに小さくなる傾向であることを確認した。最大応答変位については、ケース3で大きくなる傾向であることが確認できるが、ケース2では応答がその他のケースの傾向と大きくことなることが確認できる。これは、ケース2では建屋の周辺地盤の剛性が大きくなったことから、地盤改良土側面の拘束効果が強くなり、地盤改良土のロッキング変位が抑制されたことによるものである。また、応答変位は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から算出しており、ケース1及びケース3では地盤改良土のロッキング変位が大きくなる時刻で最大変位が発生しているのに対して、ケース2では前述の地盤改良土のロッキング変位は抑制されることにより、ケース1及びケース3とは異なる時刻で最大応答変位が発生していることも、他のケースと傾向が異なる理由である。

EW方向について、最大応答加速度、最大応答せん断力及び最大応答曲げモーメントはケース2で小さくなり、ケース3で大きくなる傾向であり、最大応答変位はケース2及びケース3ともに大きくなる傾向であることを確認した。

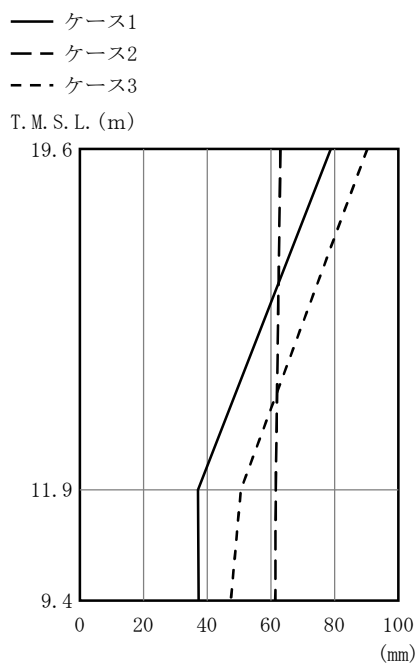
鉛直方向について、最大応答加速度及び最大応答軸力はケース2で大きくなり、ケース3で小さくなる傾向であり、最大応答変位は、ケース2で小さくなり、ケース3で大きくなる傾向であることを確認した。



(m/s ²)		
①	②	③
34.0	30.8	29.6
16.6	15.6	13.3
14.2	13.8	11.2

注：①工認モデル ②地盤剛性(+σ)考慮モデル
 ③地盤剛性(-σ)考慮モデル

図 4-5 最大応答加速度 (Ss-1, NS 方向)

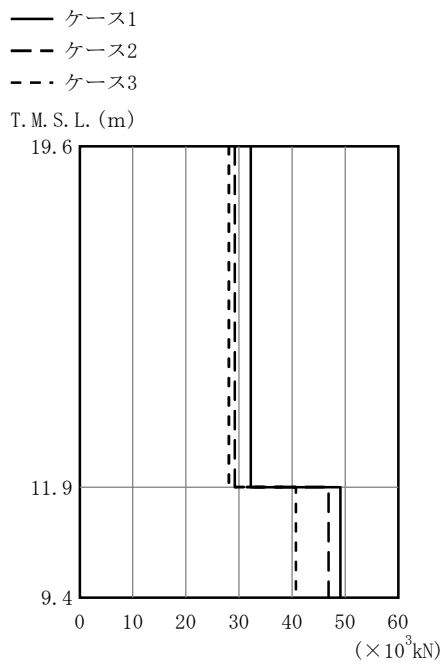


(mm)		
①	②	③
78.8	63.0	90.3
37.2	61.5	50.6
37.4	61.4	47.4

注：①工認モデル ②地盤剛性(+σ)考慮モデル
 ③地盤剛性(-σ)考慮モデル

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 4-6 最大応答変位 (Ss-1, NS 方向)



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

	①	②	③
	32.2	29.2	28.1
	49.1	46.9	40.7

注：①工認モデル ②地盤剛性(+ σ)考慮モデル
 ③地盤剛性(- σ)考慮モデル

図 4-7 最大応答せん断力 (Ss-1, NS 方向)

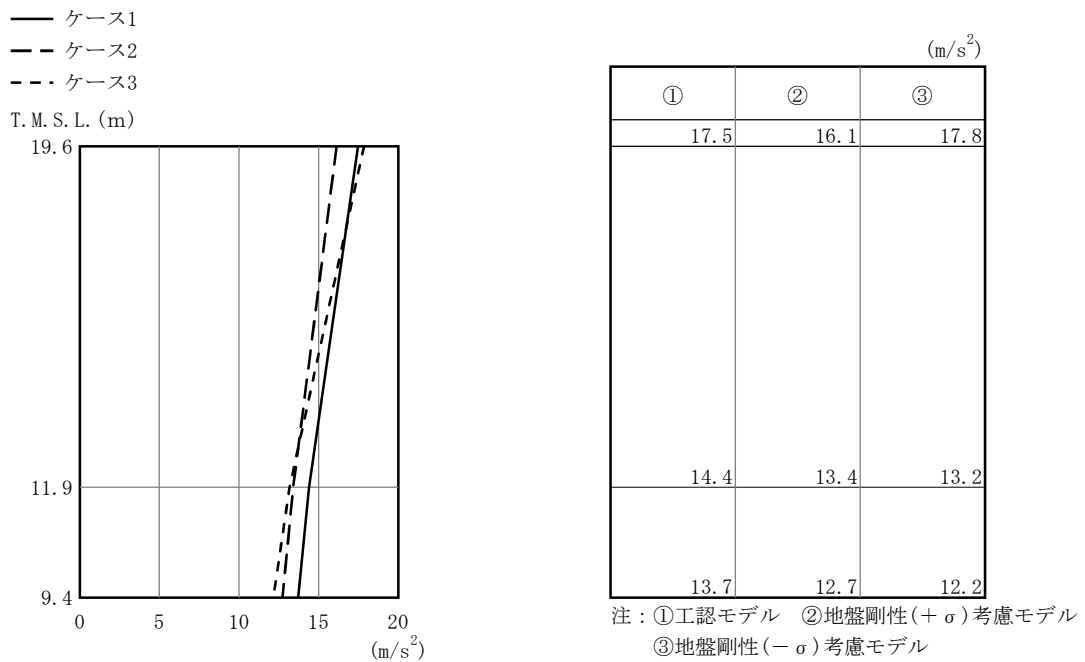
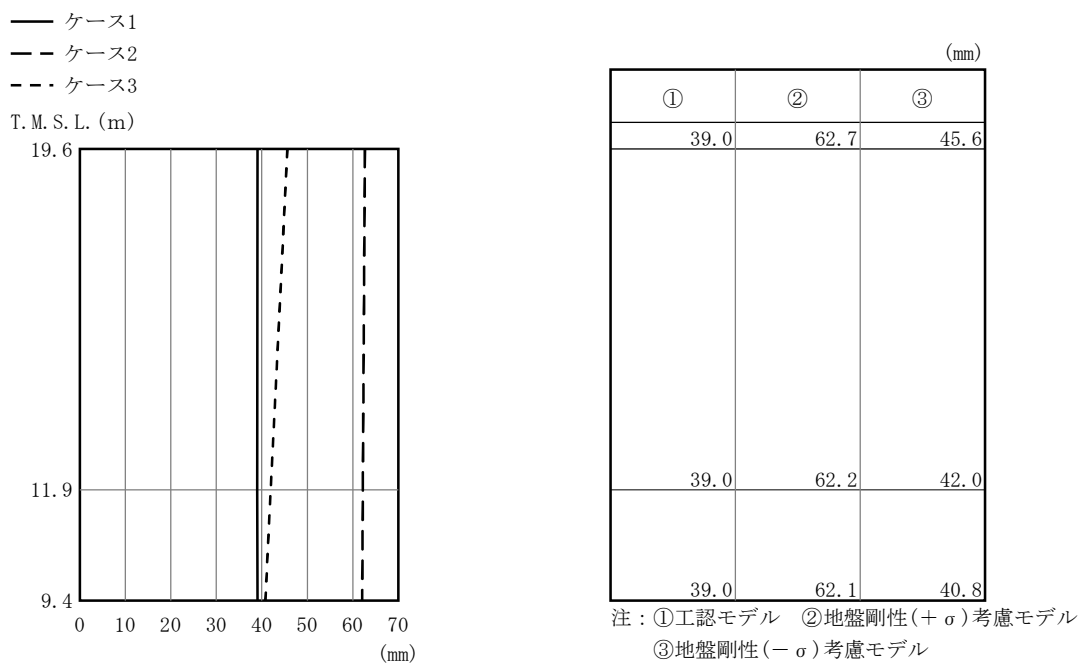
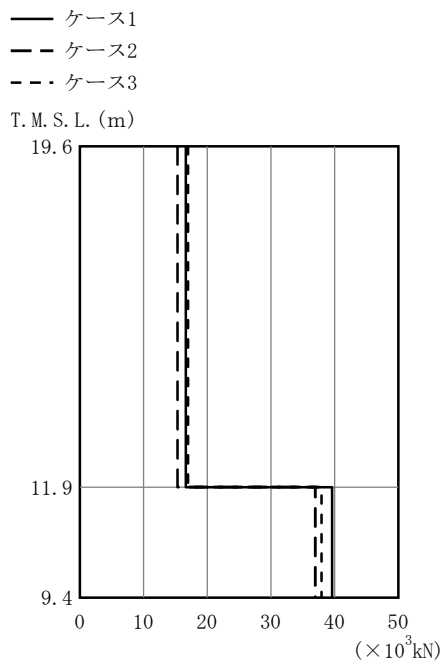


図 4-8 最大応答加速度 (Ss-1, EW 方向)



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 4-9 最大応答変位 (Ss-1, EW 方向)

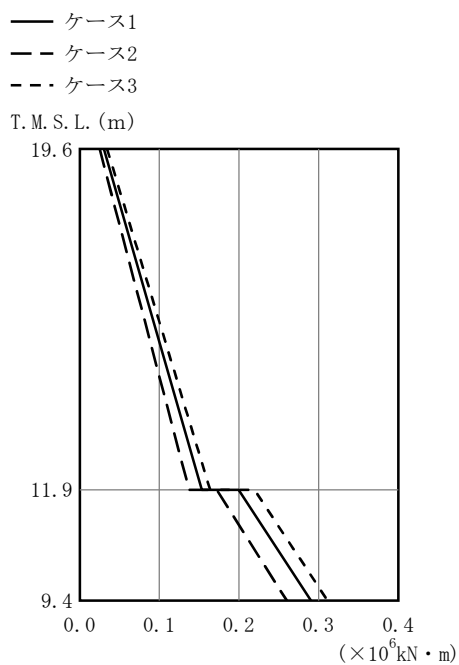


($\times 10^3 \text{ kN}$)

	①	②	③
11.9 ~ 19.6	16.6	15.4	17.0
9.4 ~ 11.9	39.6	37.0	37.9

注：①工認モデル ②地盤剛性(+ σ)考慮モデル
 ③地盤剛性(- σ)考慮モデル

図 4-10 最大応答せん断力 (Ss-1, EW 方向)



($\times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m}$)

	①	②	③
11.9 ~ 19.6	0.0302	0.0250	0.0344
9.4 ~ 11.9	0.153 0.199	0.137 0.172	0.164 0.219
0.0 ~ 9.4	0.290	0.260	0.311

注：①工認モデル ②地盤剛性(+ σ)考慮モデル
 ③地盤剛性(- σ)考慮モデル

図 4-11 最大応答曲げモーメント (Ss-1, EW 方向)

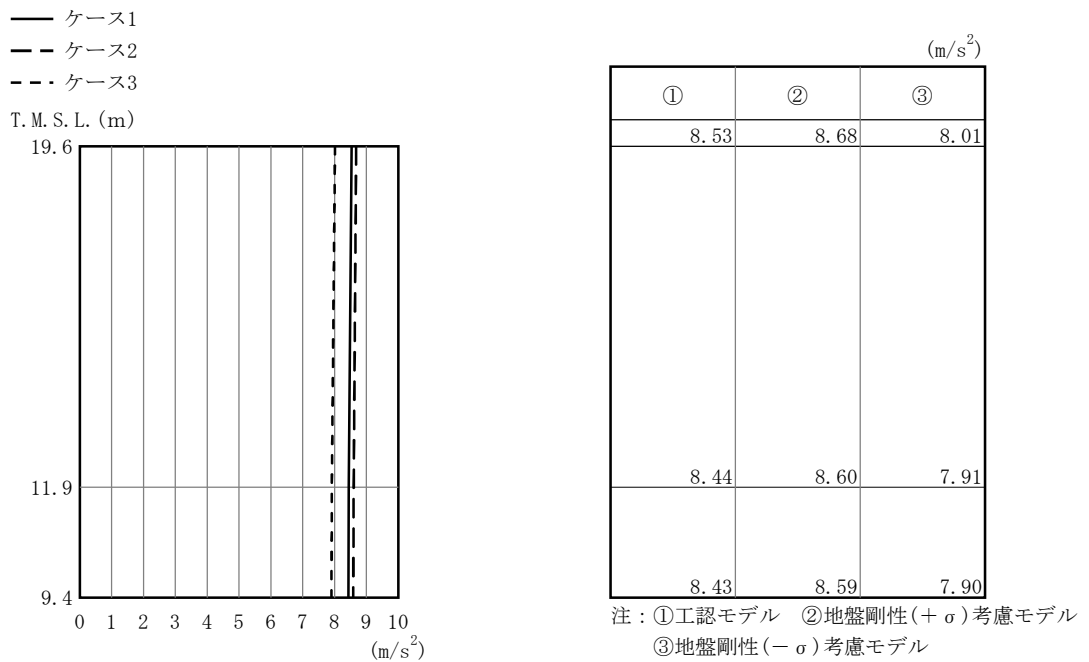
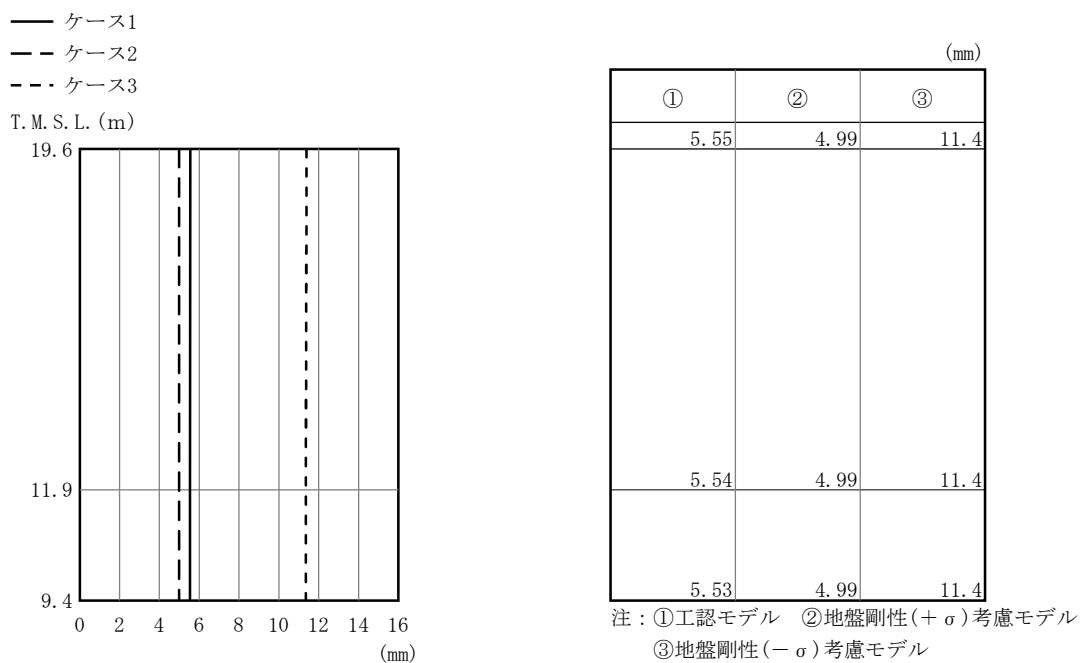
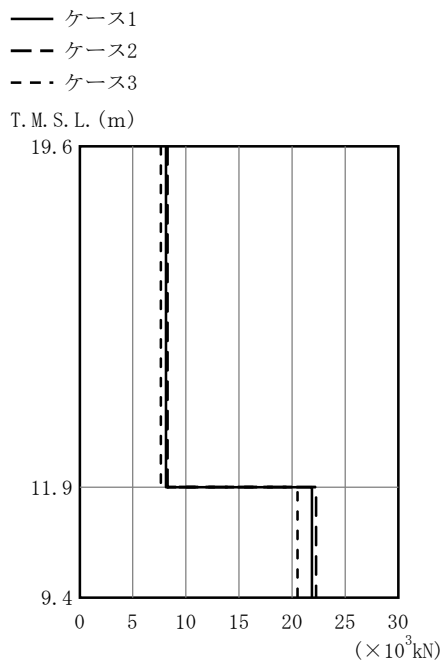


図 4-12 最大応答加速度 (Ss-1, 鉛直方向)



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 4-13 最大応答変位 (Ss-1, 鉛直方向)



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

①	②	③
8.12	8.26	7.63
21.9	22.3	20.5

注：①工認モデル ②地盤剛性(+ σ)考慮モデル
 ③地盤剛性(- σ)考慮モデル

図 4-14 最大応答軸力 (Ss-1, 鉛直方向)

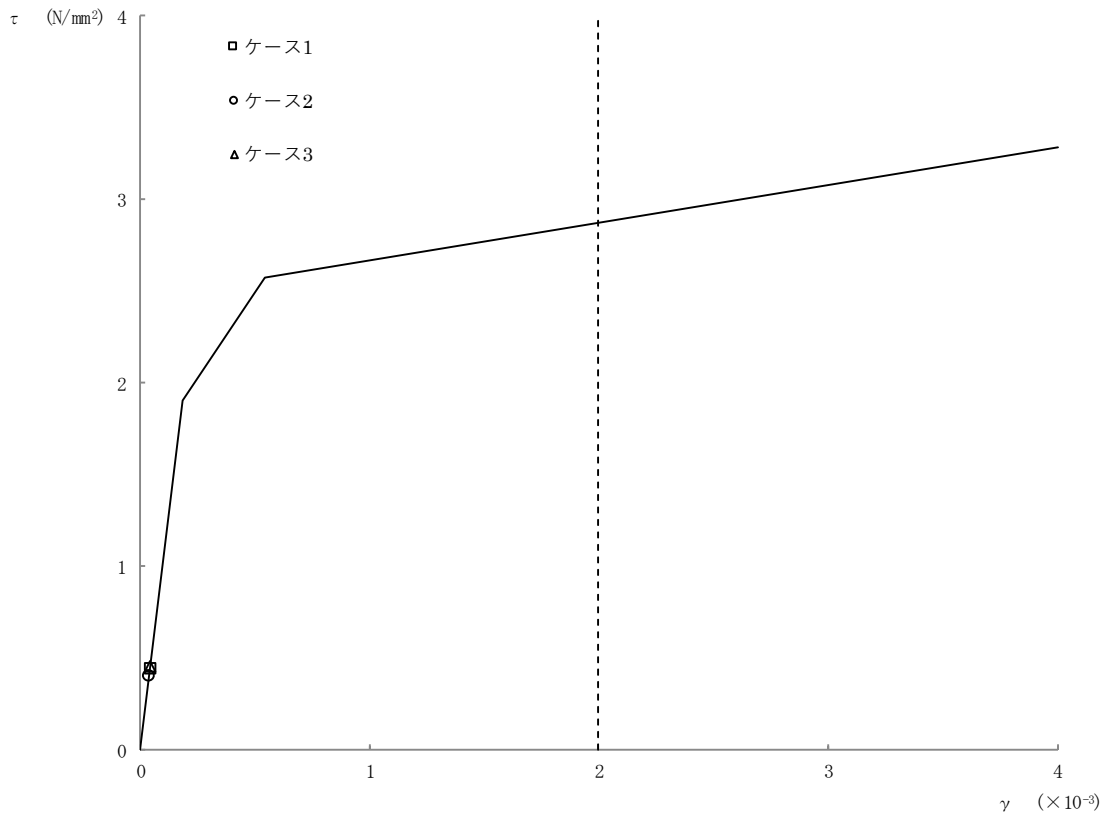


図 4-15 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW 方向, 1F)

表 4-3 杭頭の応答値一覧 (Ss-1)

(a) 最大応答軸力

基準地震動 S _s	NS方向		EW方向		鉛直方向	
	杭番号	最大応答軸力 (×10 ³ kN)	杭番号	最大応答軸力 (×10 ³ kN)	杭番号	最大応答軸力 (×10 ³ kN)
ケース1	34	3.97	286	1.66	286	0.575
ケース2	34	3.82	286	1.27	286	0.737
ケース3	34	3.27	286	1.55	286	0.279

注：表には杭一本当たりの応答値を示し、軸力は引張を正とする。

(b) 最小応答軸力

基準地震動 S _s	NS方向		EW方向		鉛直方向	
	杭番号	最小応答軸力 (×10 ³ kN)	杭番号	最小応答軸力 (×10 ³ kN)	杭番号	最小応答軸力 (×10 ³ kN)
ケース1	114	-7.16	286	-5.05	286	-4.02
ケース2	114	-7.13	286	-4.44	286	-3.85
ケース3	34	-6.62	286	-5.34	286	-3.66

注：表には杭一本当たりの応答値を示し、軸力は引張を正とする。

(c) 最大応答曲げモーメント

基準地震動 S _s	NS方向		EW方向		鉛直方向	
	杭番号	最大応答曲げ モーメント (×10 ³ kN・m)	杭番号	最大応答曲げ モーメント (×10 ³ kN・m)	杭番号	最大応答曲げ モーメント (×10 ³ kN・m)
ケース1	74	2.39	166	1.53	86	0.132
ケース2	74	2.38	166	1.46	86	0.122
ケース3	74	2.09	166	1.33	46	0.138

注：表には杭一本当たりの応答値を示す。

(d) 最大応答せん断力

基準地震動 S _s	NS方向		EW方向		鉛直方向	
	杭番号	最大応答せん断力 (×10 ³ kN)	杭番号	最大応答せん断力 (×10 ³ kN)	杭番号	最大応答せん断力 (×10 ³ kN)
ケース1	74	4.13	46	2.37	46	0.375
ケース2	74	4.10	46	2.22	46	0.338
ケース3	74	3.64	46	2.05	46	0.334

注：表には杭一本当たりの応答値を示す。

4.3 まとめ

地盤剛性の不確かさを考慮した地震応答解析結果より，発生応力は変動があるものの，基本ケースと地盤剛性の不確かさを考慮したケースはおおむね同等であった。また，建屋－杭－地盤連成モデルの剛性が変化するため，変位は変動することを確認した。

別紙6-3-3 原子炉建屋との相対変位についての検討

目 次

1. 概要	別紙 6-3-3-1
2. 相対変位の算出方法	別紙 6-3-3-1
3. 原子炉建屋との相対変位	別紙 6-3-3-1
4. 評価結果	別紙 6-3-3-2

1. 概要

本資料は、大物搬入建屋と原子炉建屋の相対変位を算出し、その影響を確認するものである。

2. 相対変位の算出方法

相対変位は、V-2-9-3-1 別紙1 (I)「大物搬入建屋の地震応答計算書」における地震応答解析結果とV-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」における地震応答解析結果に基づく最大応答変位の和とする。相対変位を算出する際の基準点は、両建屋ともに、原子炉建屋の基礎底面レベルの地盤面とする。また、大物搬入建屋の建屋頂部質点位置 (T. M. S. L. 19.60m) の相対変位を算出することとし、対象の床レベルに地震応答解析モデルの質点が無い場合には、当該床レベルの上下質点の応答変位を用いた線形補間により、当該床レベルの変位を算出する。なお、算出に用いる地震動は基準地震動 S_s とし、材料物性の不確かさを考慮する。

3. 原子炉建屋との相対変位

原子炉建屋との相対変位の算出結果を表3-1に示す。

表3-1 原子炉建屋との相対変位

(a) NS方向

大物搬入建屋		原子炉建屋		最大応答変位の和 (mm)		
質点番号	T. M. S. L. (m)	質点番号	T. M. S. L. (m)	ケース 1	ケース 2	ケース 3
1	19.60	*	23.50 ~18.10	113 (S_s-1)	105 (S_s-3)	129 (S_s-1)

(b) EW方向

大物搬入建屋		原子炉建屋		最大応答変位の和 (mm)		
質点番号	T. M. S. L. (m)	質点番号	T. M. S. L. (m)	ケース 1	ケース 2	ケース 3
1	19.60	*	23.50 ~18.10	79.6 (S_s-3)	95.3 (S_s-3)	83.8 (S_s-3)

注 : () 内は各ケースにおいて応答が最大となる地震動を示す。

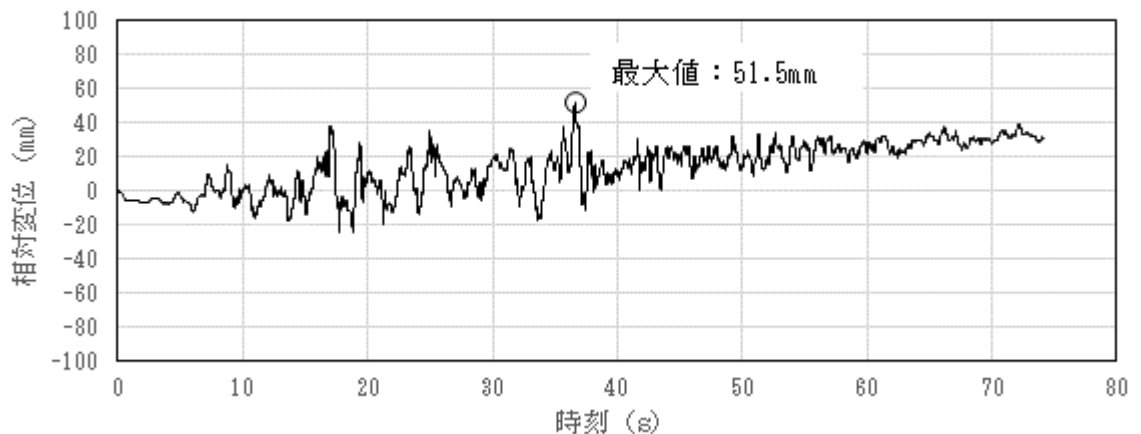
注記* : 大物搬入建屋の建屋頂部質点位置 (T. M. S. L. 19.60m) の相対変位に換算する原子炉建屋の相対変位は、原子炉建屋の当該レベルの上下階の質点間 (T. M. S. L. 23.50~18.10) で線形補間して算定。

4. 評価結果

表3-1より，原子炉建屋との最大相対変位は，NS方向で129mm(ケース3，S_s-1)，EW方向で95.3mm(ケース2，S_s-3)である。

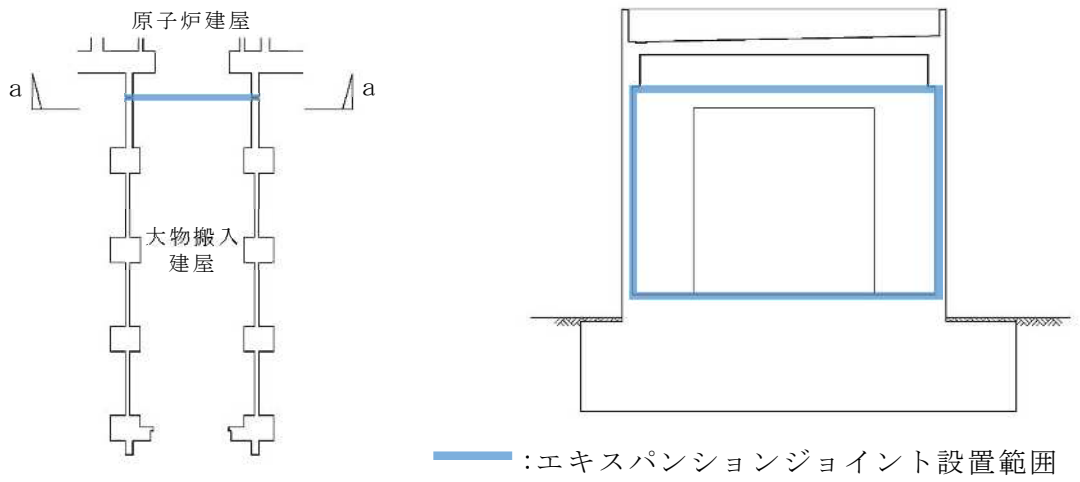
建屋同士が近づく方向については，原子炉建屋と大物搬入建屋の間に100mmのクリアランスを設けており，最大相対変位（EW方向：95.3mm）がクリアランス内に納まっていることを確認した。また，参考として「2. 相対変位の算出方法」に記載の方法である最大応答変位の和ではなく，時刻歴による確認を行う。時刻歴による相対変位は，大物搬入建屋の応答変位から原子炉建屋の応答変位を減じて算出する。相対変位が最大となったケース2，S_s-3の時刻歴の相対変位を図4-1エラー！参照元が見つかりません。に示す。図4-1エラー！参照元が見つかりません。より，時刻歴による相対変位の最大値は51.5mmであり，100mmのクリアランスに対して十分余裕があることを確認した。

基準地震動S_sによる地震力において，材料物性の不確かさを考慮した原子炉建屋と大物搬入建屋の絶対値和による最大相対変位はNS方向で129mm(ケース3，S_s-1)，EW方向で95.3mm(ケース2，S_s-3)である。これは，メーカー規定値である許容伸縮量200mm以内に収まることから，採用するエキスパンションジョイントは基準地震動S_sに対する変形性能を有すると判断する。エキスパンションジョイントの概要図を図4-2に示す。



注：○印は最大値発生時を示す。

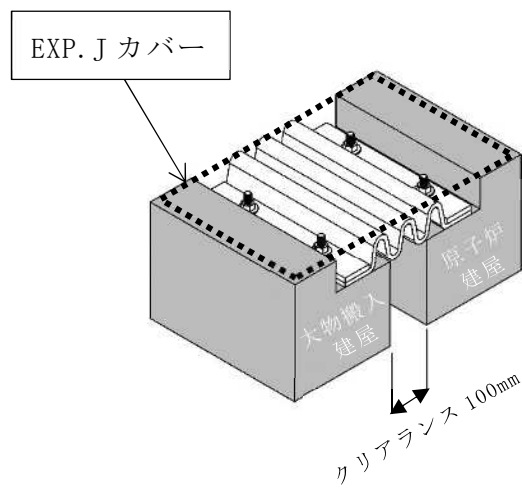
図4-1 原子炉建屋と大物搬入建屋の時刻歴の相対変位（ケース2，S_s-3）



建屋キープラン

a-a 断面図

(a) 設置箇所の概要図 (平面図、断面図)



(b) 部分概要図

図 4-2 エクスパンションジョイント概要図

別紙 6-4 応力解析におけるモデル化, 境界条件及び拘束条件の考え方

目 次

1. 概要 別紙 6-4-1
2. 応力解析におけるモデル化, 境界条件及び拘束条件 別紙 6-4-2

1. 概要

本資料は、大物搬入建屋基礎スラブの応力解析におけるモデル化、境界条件及び拘束条件についての概要を示すものである。

2. 応力解析におけるモデル化，境界条件及び拘束条件

大物搬入建屋基礎スラブの応力解析におけるモデル化，境界条件及び拘束条件を表 2-1 に示す。

杭基礎の底面地盤ばねの設定における基本的な考え方は，以下のとおり。

- ・ 水平ばね

地震応答解析モデルにおける地盤部分の擬似 3 次元 FEM モデルを用いて無質量剛基礎による水平方向の加振解析を行い，算定した複素インピーダンスの実部から設定する。

- ・ 鉛直ばね

水平ばねと同様に算定した複素インピーダンスの実部から設定する。水平加力時の鉛直ばねについては，転倒モーメントを適切に評価するため，回転方向の加振解析により算出した回転ばねより設定する。鉛直加力時及び長期荷重時の鉛直ばねについては，ロッキング挙動が卓越しないため，鉛直方向の加振解析から算出した鉛直ばねより設定する。

有限要素法を用いた解析モデルにおける要素分割の考え方*については、以下のとおり。

- はり要素

はり要素の場合は、曲げの変位関数が3次で精度が高いため、基本的に要素分割の細分化は不要であるが、部材の接合点間で変位情報出力や荷重入力がある場合には複数要素に細分し、曲線部材がある場合はその曲線が直線近似できる程度の分割にすることが一般的である。また、分布荷重がある場合や分布質量が関係する自重荷重などの計算では、要素分割することにより質量分布がより正確になり、解析結果の精度が向上する。更に、要素分割の細分化により、変形図やモード図で構造物の変形状態を容易に把握することが可能となる。

- シェル要素

要素分割は、基本的には発生する応力状態によって決まり、構造形状と荷重状態より要素分割数を考慮する。要素形状の縦横比（アスペクト比）は、重要部分で1:2以下、その他の領域や応力変化が少ない領域では、1:3程度までで、分割に際しては4角形要素を利用して格子状とするのが一般的である。曲面版構造の場合は、平板要素や軸対象シェル要素の大きさは、集中荷重や不連続部を含む曲面部近傍では $2.5\sqrt{R/t}$ を10~20分割すると適切な応力分布が求められ、構造物の半径（R）と板厚（t）が考慮されている。また、面内曲げ・軸力及び面外のせん断や曲げを受ける部材のシェル要素の辺の長さは、シェルの広がり方向の応力分布の状態から決まり、応力変化が大きい領域は要素を小さくする必要がある。

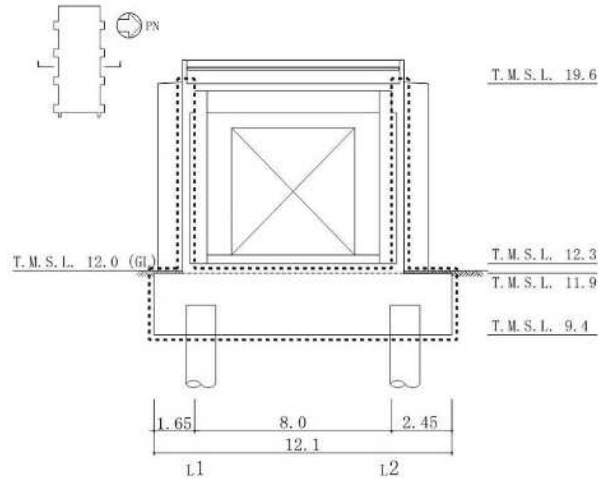
注記*：構造解析のための有限要素法実践ハンドブック（非線形CAE協会，2008年）

表 2-1 大物搬入建屋基礎スラブ(1/3)

モデル概要

○モデル化範囲

- ・基礎スラブ及び基礎スラブより立ち上がる T.M.S.L. 11.9m～T.M.S.L. 19.6m の耐震壁をモデル化する。柱については考慮しない。



：モデル化範囲を示す。
(単位：m)

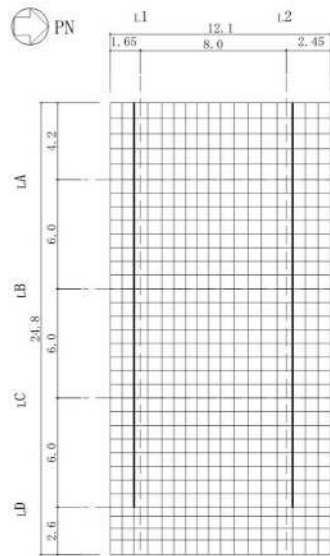
モデル化範囲

○使用要素

- ・基礎スラブ：シェル要素
- ・耐震壁：はり要素

○要素分割

- ・要素の一辺の長さを 1m 程度とし、耐震壁の配置を考慮して分割する。



注：太線は壁の位置を示す。
(単位：m)

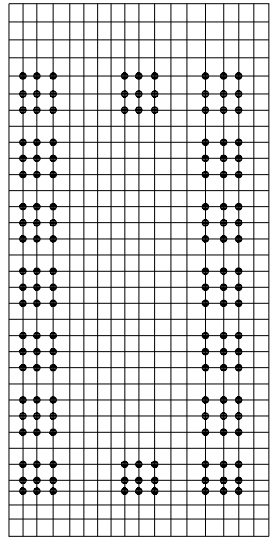
モデル概要

表 2-1 大物搬入建屋基礎スラブ(2/3)

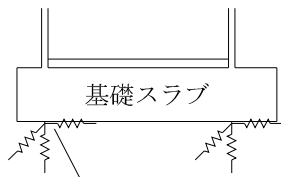
境界条件, 拘束条件	
上部構造物と基礎スラブの境界	
<ul style="list-style-type: none"> 基礎スラブと上部構造物との境界部においては, 上部構造物の耐震壁の剛性を考慮することで, 基礎スラブの応力・変形状態を評価する。 基礎スラブから立ち上がる柱については, その剛性を考慮しない。 	
はり要素の剛性 (断面性能)	
<ul style="list-style-type: none"> 軸剛性 (軸断面積) : $A = t \times h$ 曲げ剛性 (断面二次モーメント) : $I = t \times h^3 / 12 + A \times (h / 2 + D / 2)^2$ せん断剛性 (せん断断面積) : $A_s = t \times h$ 	<ul style="list-style-type: none"> t : 壁厚 h : モデル化する壁の高さ D : 基礎スラブ厚(2.5m)
基礎スラブと杭の境界	
<ul style="list-style-type: none"> 基礎スラブ底面の地盤ばね <ul style="list-style-type: none"> 設定に用いる水平ばね, 回転ばね及び鉛直ばねは, 地震応答解析モデルにおける地盤部分の擬似 3 次元 FEM モデルを用いて加振解析を行い, 算定した複素インピーダンスの実部から設定する。解析に用いる水平ばね及び鉛直ばねは以下のとおりとする。 水平ばね : 設定した水平ばねを以下の式で離散化 $K_H = k_H / n$ 鉛直ばね : 水平加力時は設定した回転ばねを以下の式で離散化して鉛直ばねを算定 $K_V = k_R / \sum_{i=1}^n L_i^2$ 鉛直加力時及び長期荷重時は鉛直ばねを以下の式で離散化 $K_V = k_v / n$ 	
<p>ここで,</p> <ul style="list-style-type: none"> K_H : 応力解析で用いる水平地盤ばね定数 K_V : 応力解析で用いる鉛直地盤ばね定数 k_H : 加振解析により設定した水平地盤ばね定数 k_R : 加振解析により設定した回転地盤ばね定数 k_v : 加振解析により設定した鉛直地盤ばね定数 n : 杭本数 L_i : 各杭の中心と基礎スラブの回転中心軸との距離 	
<ul style="list-style-type: none"> 上記の地盤ばね (3 方向) は杭中心とその周囲の 8 節点を含めて 9 本のばねを設けることでモデル化する。 	

表 2-1 大物搬入建屋基礎スラブ(3/3)

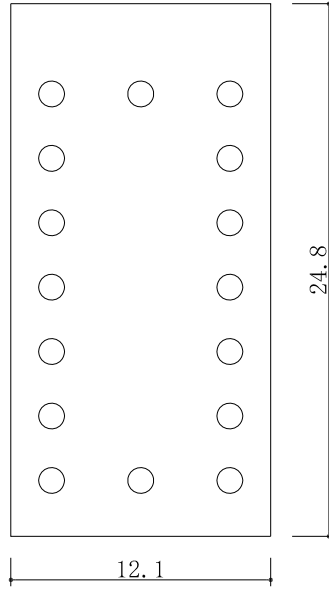
基礎スラブと杭の境界



●: 地盤ばね



各杭位置に設置される
底面地盤ばね(3方向)



(単位:m)

○: 場所打ち鋼管コンクリート杭

モデル概要

別紙6-4-1 底面地盤ばねの設定方法

目 次

1. 概要	別紙 6-4-1-1
2. 算出方法	別紙 6-4-1-1
3. 算出結果	別紙 6-4-1-7

1. 概要

本資料は、V-2-9-3-1 別紙 1 (II)「大物搬入建屋の耐震性についての計算書」における、応力解析に用いる基礎スラブ底面の地盤ばね定数の設定方法を示すものである。

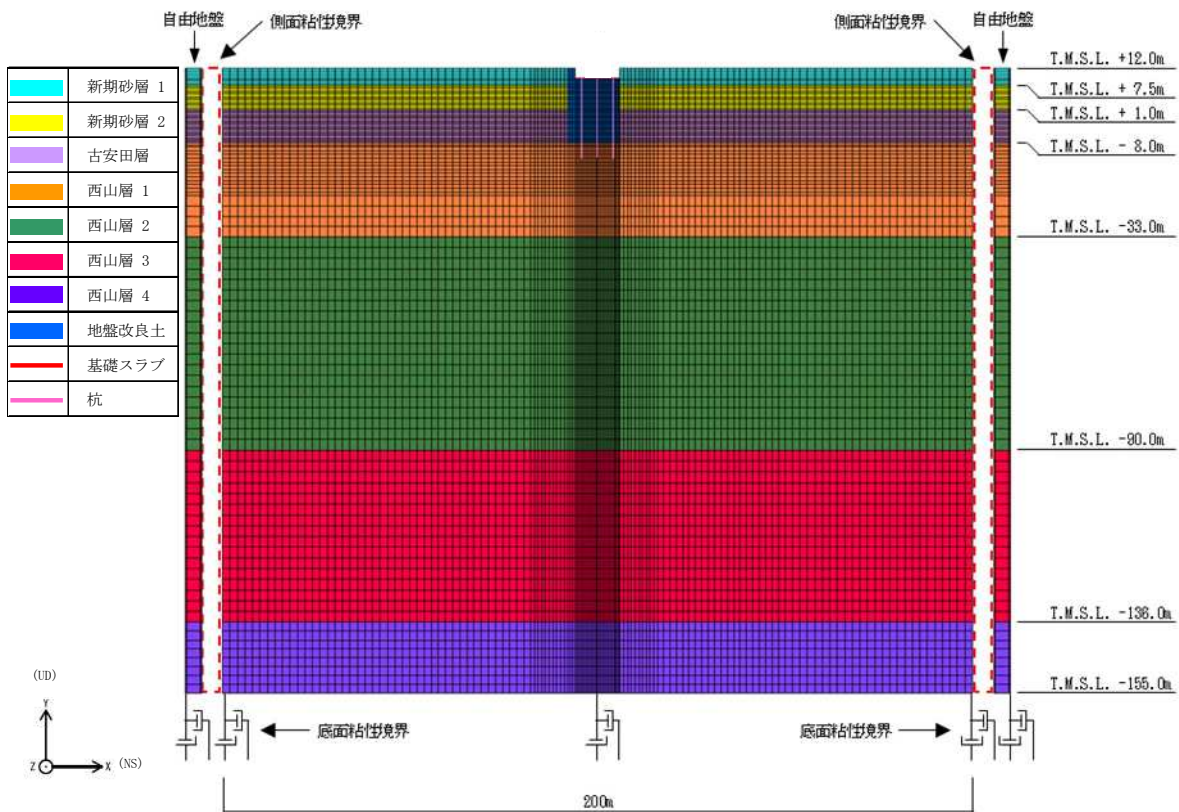
2. 算出方法

応力解析に用いる基礎スラブ底面の地盤ばね定数は大物搬入建屋の地震応答解析モデルを用いた加振解析により算出する。

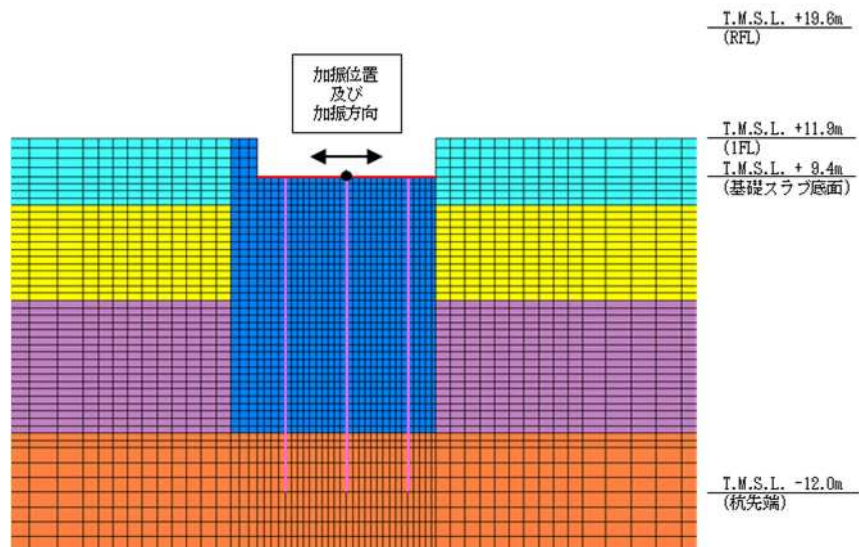
解析モデルは、V-2-9-3-1 別紙 1 (I)「大物搬入建屋の地震応答計算書」における擬似 3 次元 FEM モデルのうち、建屋及び基礎スラブの一軸多質点系モデルを除いたものとする。地盤定数は、建屋応答に支配的である基準地震動 S_s-1 の等価地盤物性値とする。解析モデルを図 2-1～図 2-3 に、地盤定数を表 2-1 に示す。

加振方法は単位加振、加振位置は基礎スラブ中央とし、加振方向は NS 方向、EW 方向及び鉛直方向とする。解析には、解析コード「S o i l P l u s」を用いる。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地盤ばね定数は、加振解析で算出したインピーダンスの実部の値のうち、振動数が 0.1Hz の際の値とする。地盤ばね定数とインピーダンスの概念図を図 2-4 に示す。

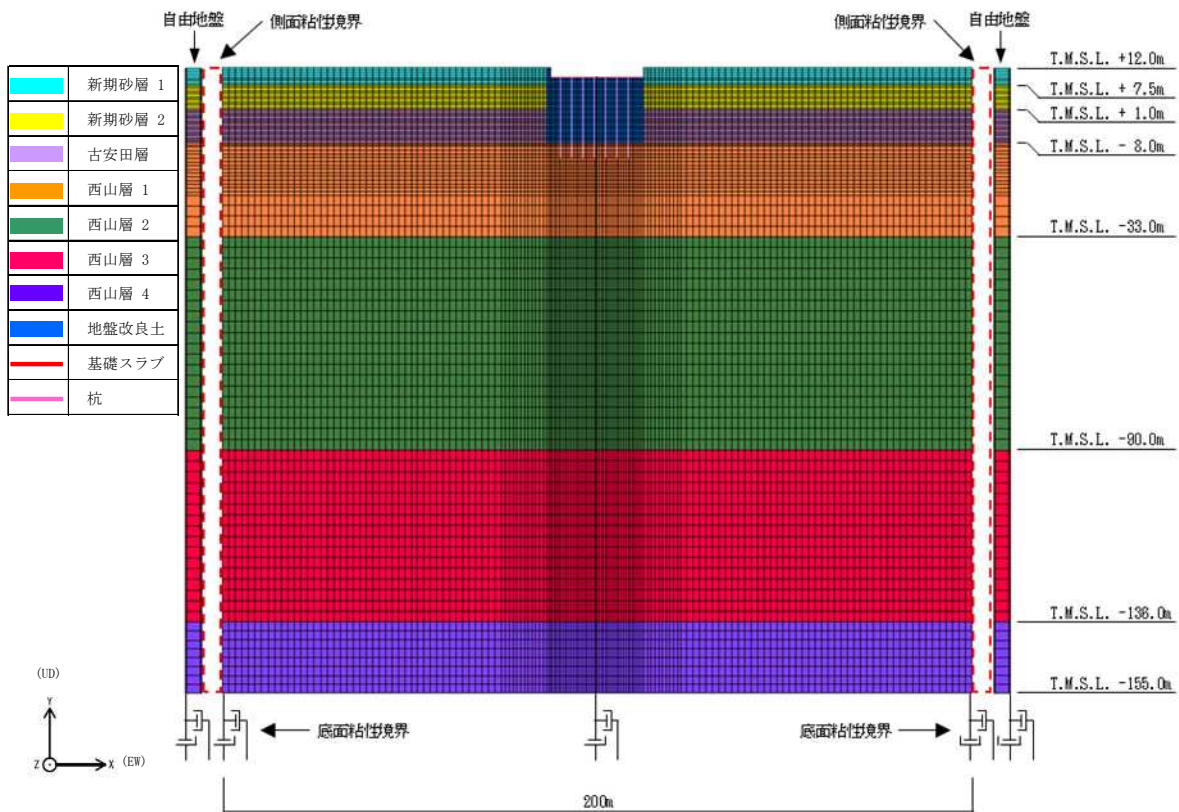


(a) 全体モデル

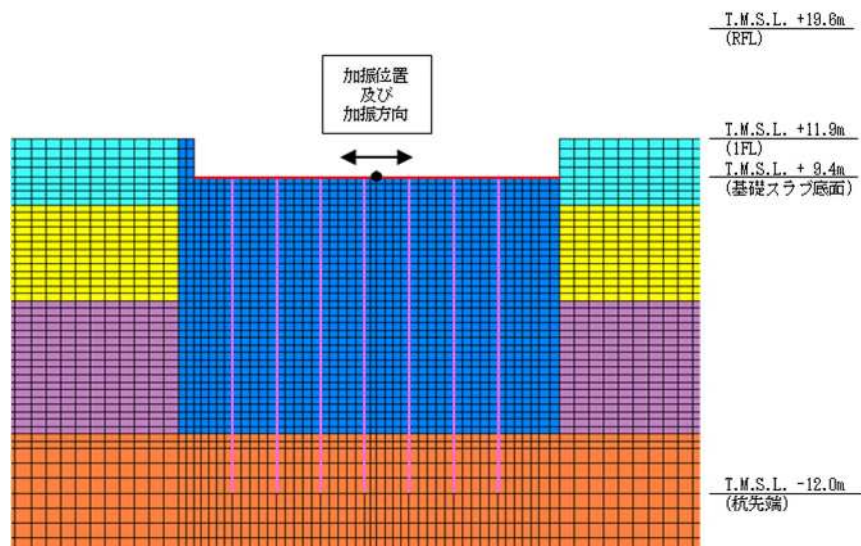


(b) 建屋周辺拡大図

図 2-1 解析モデル (NS 方向)

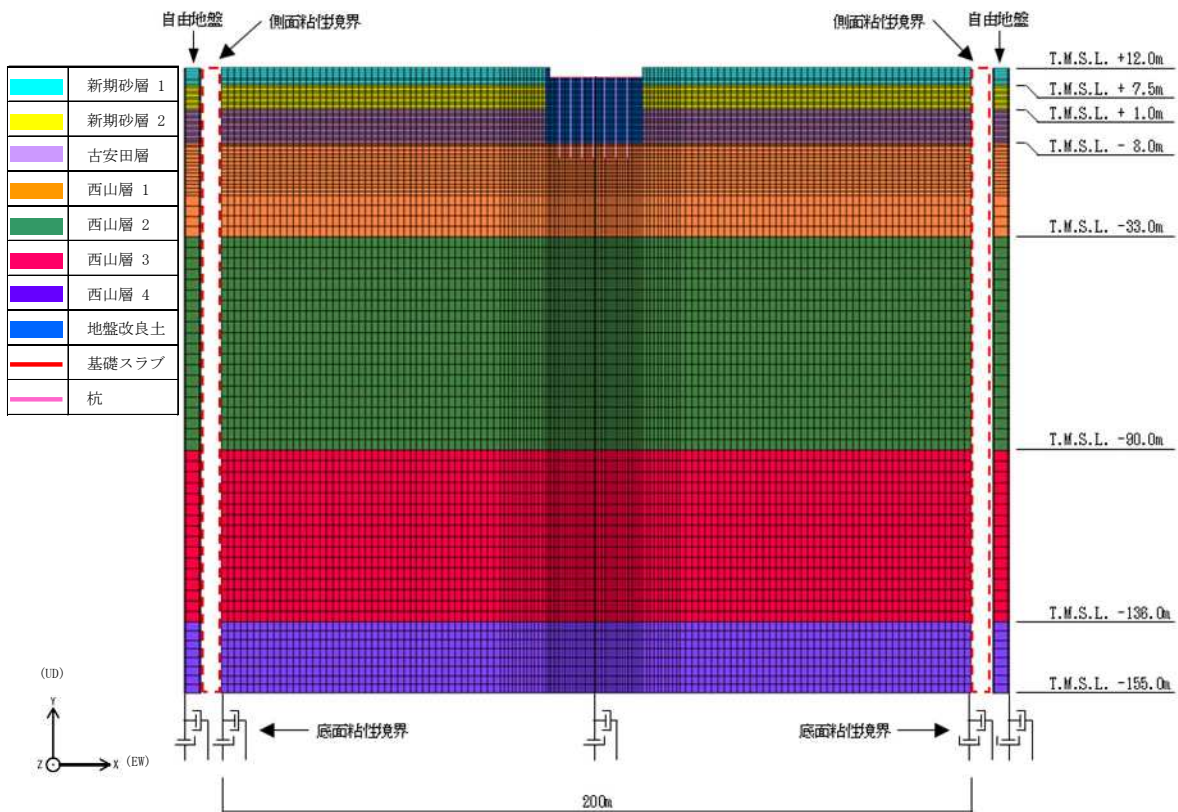


(a) 全体モデル

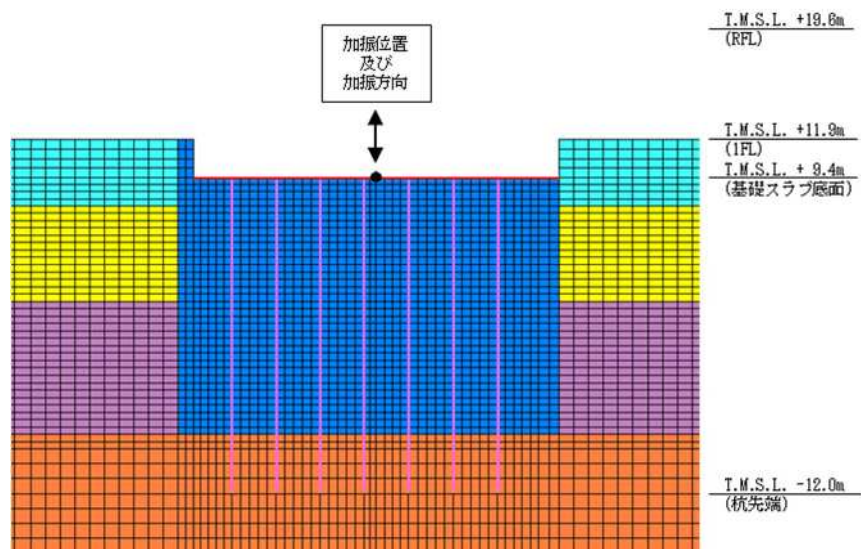


(b) 建屋周辺拡大図

図 2-2 解析モデル (EW 方向)



(a) 全体モデル



(b) 建屋周辺拡大図

図 2-3 解析モデル (鉛直方向)

表 2-1 地盤定数

(a) 建屋下部

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 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断弾性 係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性低下率 G/G_0	減衰定数 h (%)
+12.0	新期砂層 置換	810	17.9	0.302	11.7	12.0	0.98	0
+1.0		800	18.0	0.302	10.9	11.7	0.94	1
-8.0	古安田層 置換	490	17.0	0.451	3.78	4.16	0.91	3
-33.0	西山層	530	16.6	0.446	4.13	4.75	0.87	3
		590	17.3	0.432	5.28	6.14	0.86	3
		650	19.3	0.424	7.32	8.32	0.88	3
-136.0		720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-
-155.0	椎谷層							
∞								

(b) 建屋周囲

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 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断弾性 係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性低下率 G/G_0	減衰定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.107	0.369	0.29	22
+7.5		200	16.1	0.308	0.0722	0.657	0.11	29
+1.0	古安田層	330	17.3	0.462	0.998	1.92	0.52	6
-8.0								

注：T. M. S. L. -8.0m 以深は建屋下部の値を採用する。

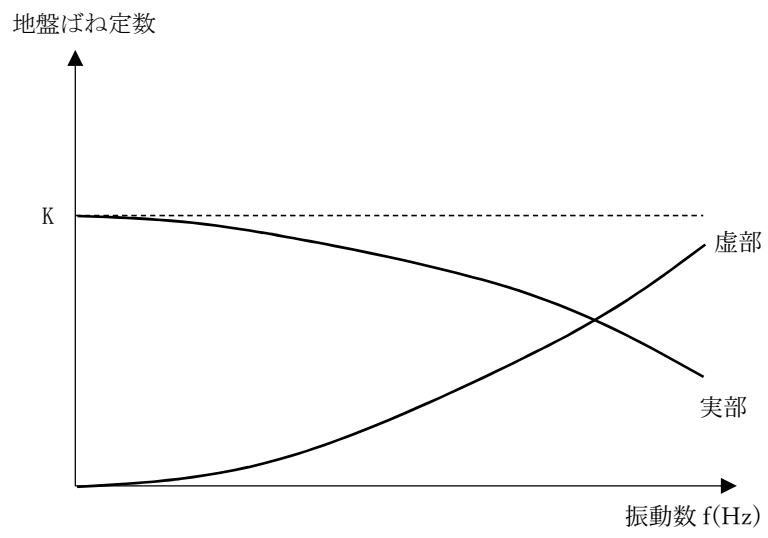


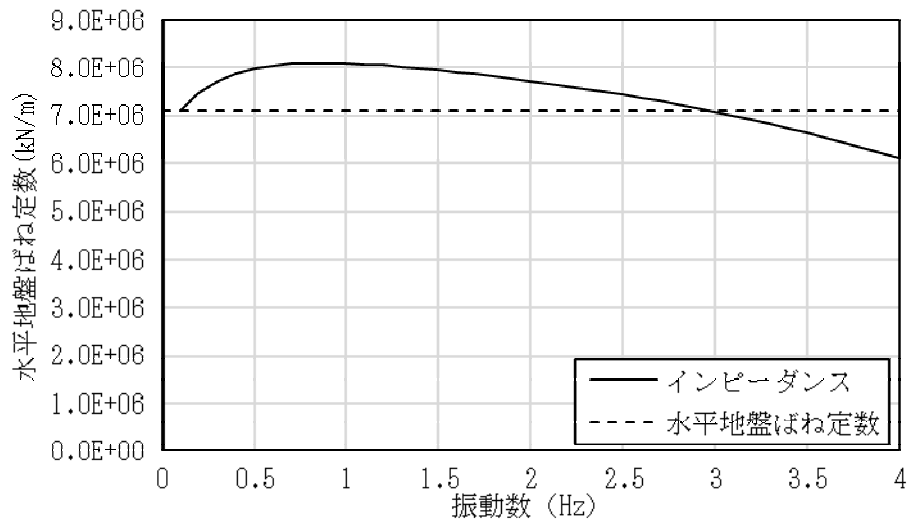
図 2-4 地盤ばね定数とインピーダンスの概念図

3. 算出結果

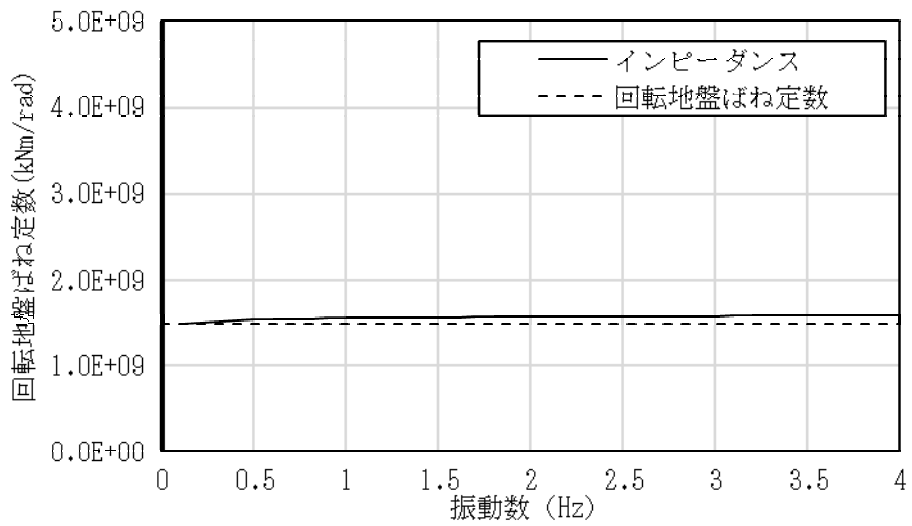
インピーダンスの算出結果を図 3-1～図 3-3 に、作成した地盤ばね定数を表 3-1 に示す。

表 3-1 より、水平地盤ばねでは、NS 方向の方が、EW 方向よりも地盤ばね定数が大きいことが確認できる。

図 3-4 に水平方向インピーダンスの比較を示す。2Hz より大きい振動数領域でのインピーダンスはおおむね整合しているが、2Hz より小さい振動数領域では、NS 方向の方が大きくなっていることが確認できる。これは、NS 方向は地盤改良土のアスペクト比（幅／厚さ）が小さく、地盤ばねを算定する実部の振動数である 0.1Hz を含む 0～2Hz 付近においては、基礎中心位置で水平加振した際の変位のうち、地盤改良土のロッキングによる回転成分が大きくなり、水平成分が小さくなったことによると考えられる。

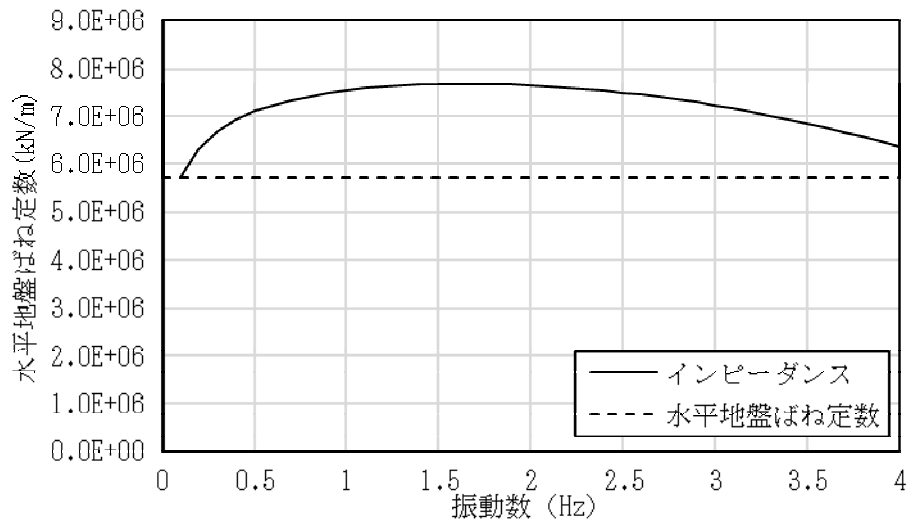


(a) 水平方向

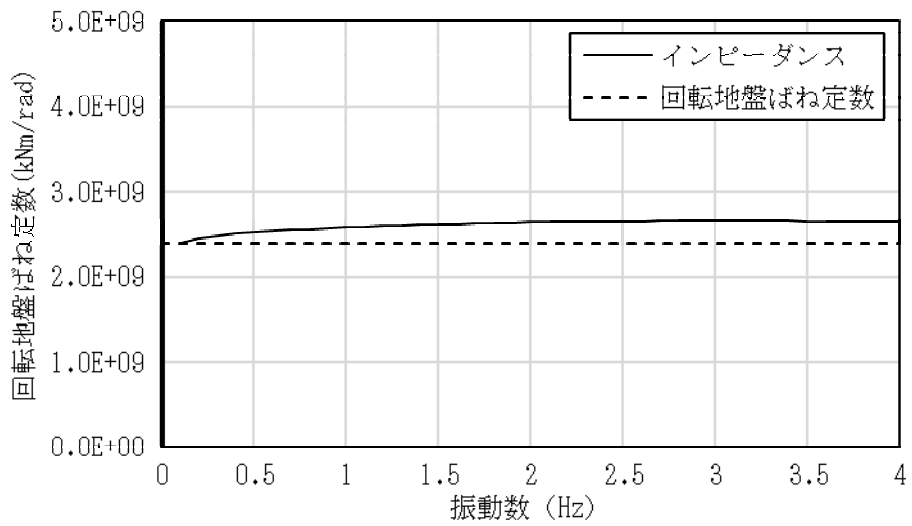


(b) 回転方向

図 3-1 インピーダンス (NS 方向)



(a) 水平方向



(b) 回転方向

図 3-2 インピーダンス (EW 方向)

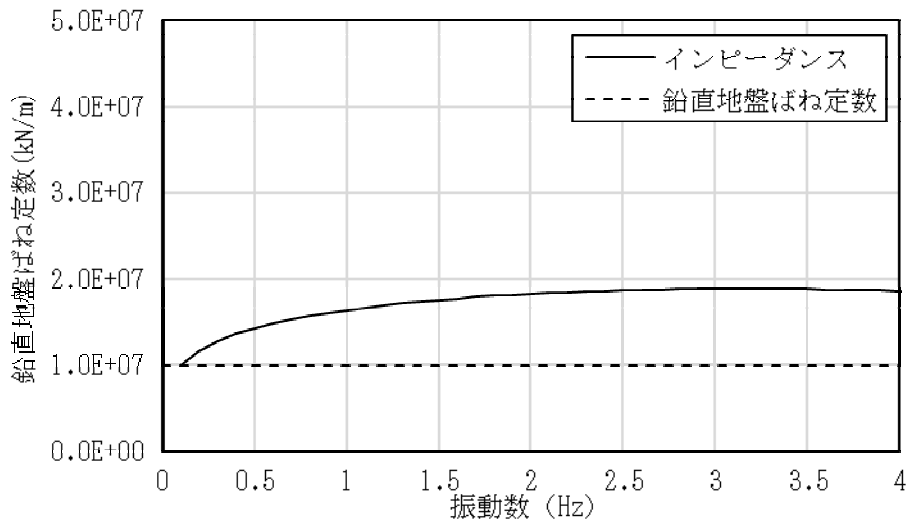


図 3-3 インピーダンス (鉛直方向)

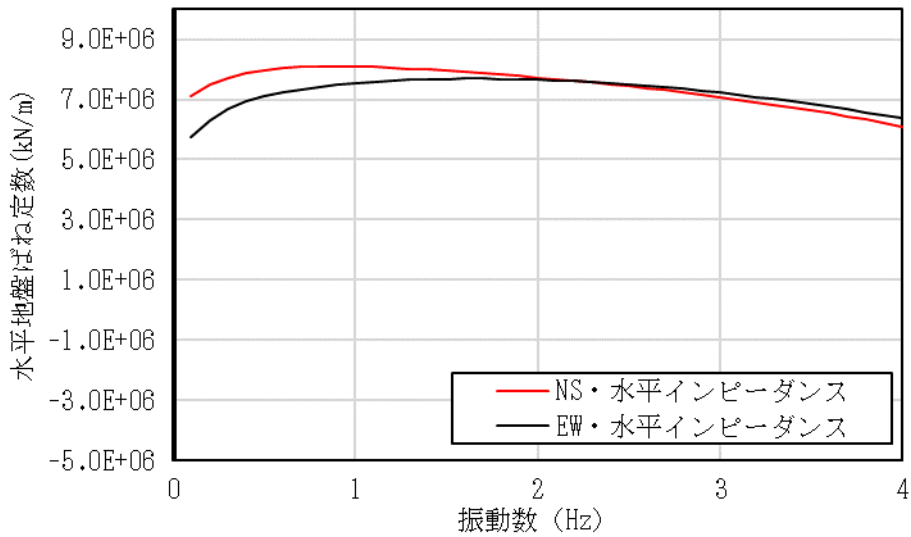


図 3-4 水平方向インピーダンスの比較

表 3-1 地盤ばね定数

ばねの種類	NS 方向	EW 方向	鉛直方向
水平地盤ばね k_H (kN/m)	7.11×10^6	5.73×10^6	—
回転地盤ばね k_R (kN·m/rad)	1.47×10^9	2.38×10^9	—
鉛直地盤ばね k_V (kN/m)	—	—	9.91×10^6

別紙 6-6 応力解析における断面の評価部位の選定

目 次

1. 概要 別紙 6-6-1
2. 断面の評価部位の選定 別紙 6-6-2

1. 概要

本資料は、大物搬入建屋基礎スラブの応力解析における断面の評価部位の選定に関し、工認記載の断面の評価要素の選定結果について示すものである。

2. 断面の評価部位の選定

大物搬入建屋基礎スラブの荷重の組合せケースを表 2-1 に、配筋図を図 2-1 に示す。

各評価項目の検定値一覧を表 2-2 に、断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果を図 2-2 に、断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの応力コンター図を図 2-3 に示す。

表 2-1 荷重の組合せケース (S_s地震時) (1/2)

ケース No.	水平：鉛直	鉛直震度	荷重の組合せケース
2-1	1.0 : 0.4	下向き	$(1.0+0.4K v_s) V L + S s_{SN} + B L$
2-2		上向き	$(1.0-0.4K v_s) V L + S s_{SN} + B L$
2-3		下向き	$(1.0+0.4K v_s) V L + S s_{NS} + B L$
2-4		上向き	$(1.0-0.4K v_s) V L + S s_{NS} + B L$
2-5		下向き	$(1.0+0.4K v_s) V L + S s_{EW} + B L$
2-6		上向き	$(1.0-0.4K v_s) V L + S s_{EW} + B L$
2-7		下向き	$(1.0+0.4K v_s) V L + S s_{WE} + B L$
2-8		上向き	$(1.0-0.4K v_s) V L + S s_{WE} + B L$
2-9	0.4 : 1.0	下向き	$(1.0+K v_s) V L + 0.4 S s_{SN} + B L$
2-10		上向き	$(1.0-K v_s) V L + 0.4 S s_{SN} + B L$
2-11		下向き	$(1.0+K v_s) V L + 0.4 S s_{NS} + B L$
2-12		上向き	$(1.0-K v_s) V L + 0.4 S s_{NS} + B L$
2-13		下向き	$(1.0+K v_s) V L + 0.4 S s_{EW} + B L$
2-14		上向き	$(1.0-K v_s) V L + 0.4 S s_{EW} + B L$
2-15		下向き	$(1.0+K v_s) V L + 0.4 S s_{WE} + B L$
2-16		上向き	$(1.0-K v_s) V L + 0.4 S s_{WE} + B L$

表 2-1 荷重の組合せケース (S_s地震時) (2/2)

2-17	1.0 : 0.4	下向き	$(1.0 + 0.4K_{v_s})VL + S_{s_{SN}}$
2-18		上向き	$(1.0 - 0.4K_{v_s})VL + S_{s_{SN}}$
2-19		下向き	$(1.0 + 0.4K_{v_s})VL + S_{s_{NS}}$
2-20		上向き	$(1.0 - 0.4K_{v_s})VL + S_{s_{NS}}$
2-21		下向き	$(1.0 + 0.4K_{v_s})VL + S_{s_{EW}}$
2-22		上向き	$(1.0 - 0.4K_{v_s})VL + S_{s_{EW}}$
2-23		下向き	$(1.0 + 0.4K_{v_s})VL + S_{s_{WE}}$
2-24		上向き	$(1.0 - 0.4K_{v_s})VL + S_{s_{WE}}$
2-25	0.4 : 1.0	下向き	$(1.0 + K_{v_s})VL + 0.4S_{s_{SN}}$
2-26		上向き	$(1.0 - K_{v_s})VL + 0.4S_{s_{SN}}$
2-27		下向き	$(1.0 + K_{v_s})VL + 0.4S_{s_{NS}}$
2-28		上向き	$(1.0 - K_{v_s})VL + 0.4S_{s_{NS}}$
2-29		下向き	$(1.0 + K_{v_s})VL + 0.4S_{s_{EW}}$
2-30		上向き	$(1.0 - K_{v_s})VL + 0.4S_{s_{EW}}$
2-31		下向き	$(1.0 + K_{v_s})VL + 0.4S_{s_{WE}}$
2-32		上向き	$(1.0 - K_{v_s})VL + 0.4S_{s_{WE}}$

VL : 鉛直荷重

S_{s_{SN}} : S_s地震荷重 (S→N 入力, NS 方向)

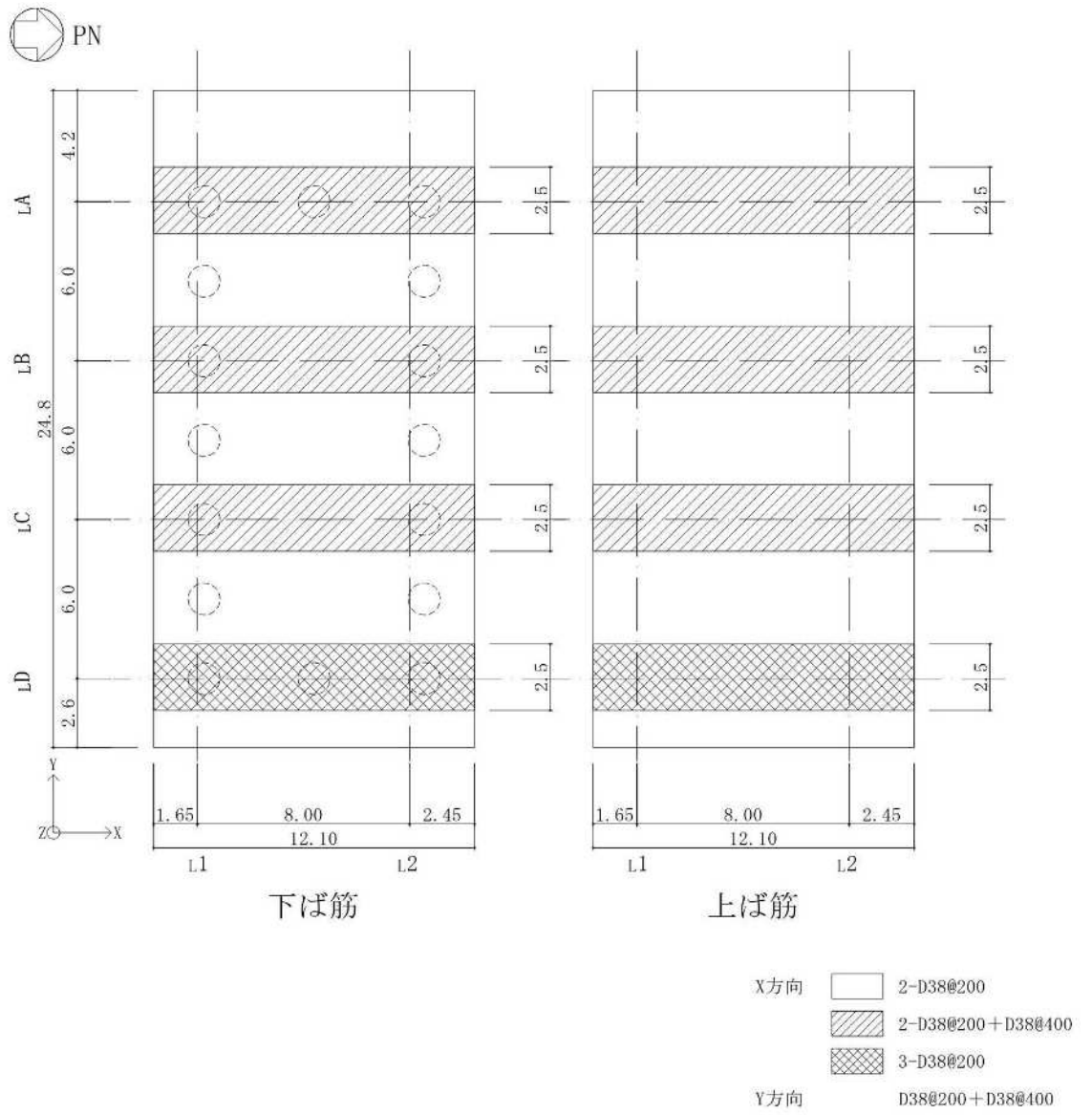
S_{s_{NS}} : S_s地震荷重 (N→S 入力, NS 方向)

S_{s_{EW}} : S_s地震荷重 (E→W 入力, EW 方向)

S_{s_{WE}} : S_s地震荷重 (W→E 入力, EW 方向)

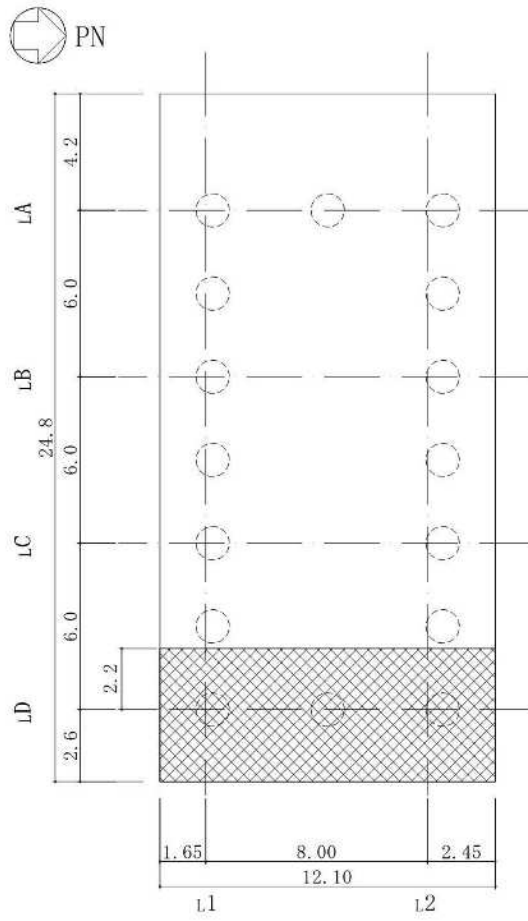
K_{v_s} : 鉛直震度 (S_s地震時)

BL : 浮力



(単位：m)

図 2-1 基礎スラブ配筋図 (1/2)



せん断補強筋  D25@400×400

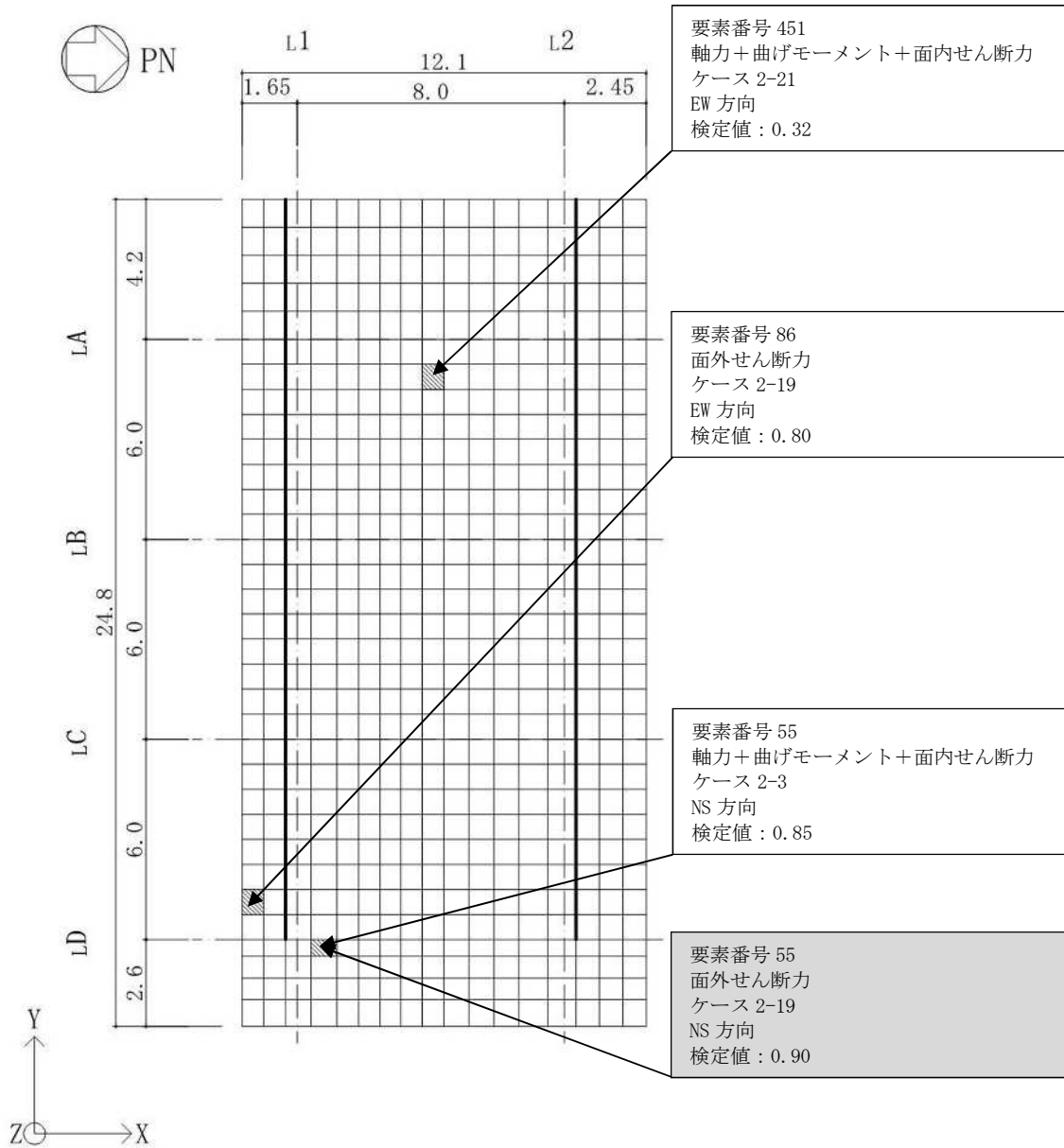
(単位：m)

図 2-1 基礎スラブ配筋図 (2/2)

表 2-2 基礎スラブの評価結果 (S_s地震時)

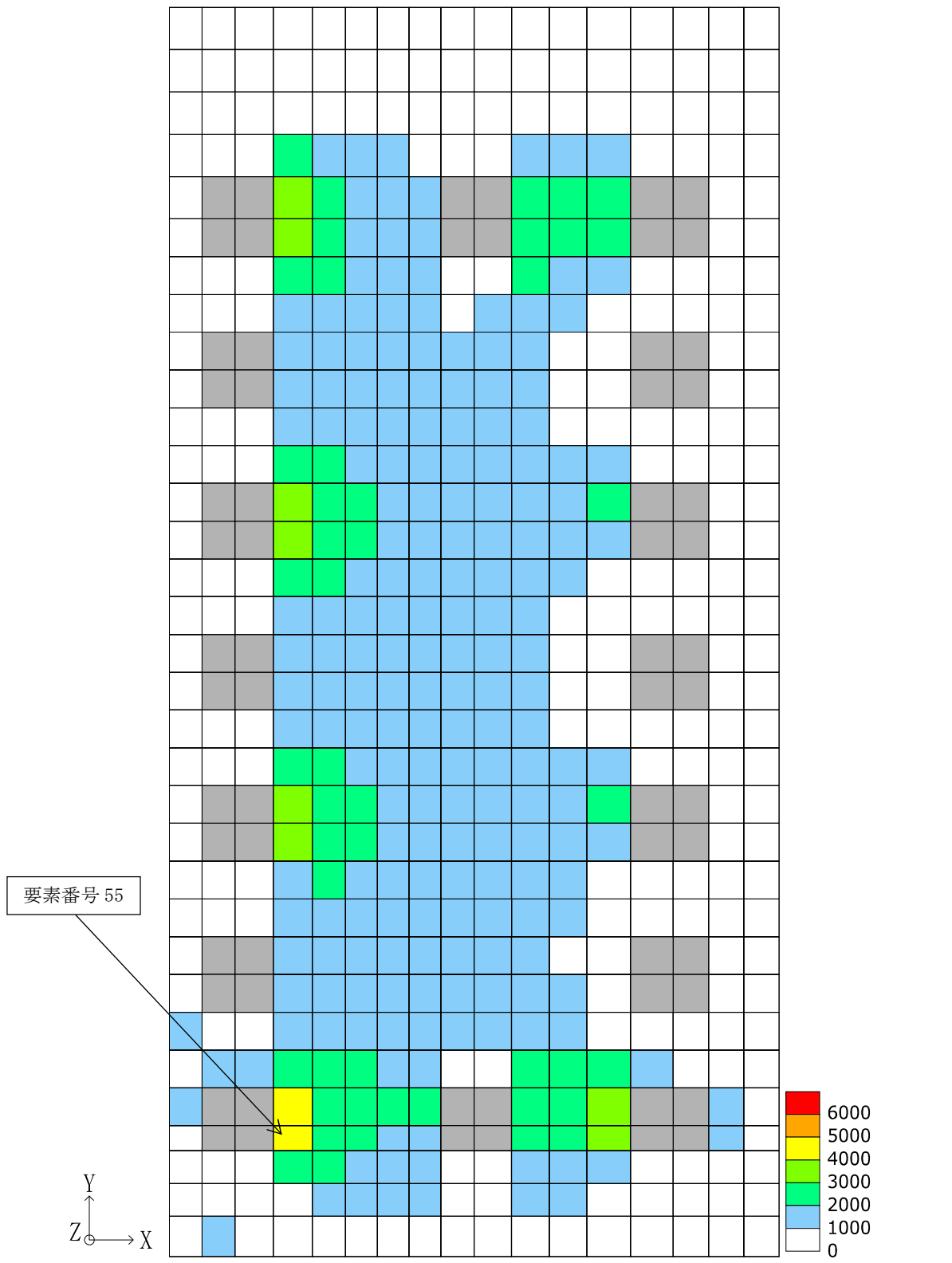
	方向	評価項目	要素番号	荷重ケース	検定値
軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	NS	必要鉄筋量/ 設計配筋量	55	2-3	0.85
	EW	必要鉄筋量/ 設計配筋量	451	2-21	0.32
面外せん断力	NS	面外せん断力/ 許容せん断力	55	2-19	0.90
	EW	面外せん断力/ 許容せん断力	86	2-19	0.80

注：■ は検定値が最大となる要素を示す。



注：□は検定値が最大となる要素を示す。

図 2-2 断面力ごとの検定値が最大となる要素及び断面の評価結果 (S_s 地震時)



：評価対象外範囲を示す。

(単位：kN/m)

面外せん断力 (NS 方向, 荷重ケース 2-19)

図 2-3 断面算定部位の選定に関する荷重組合せケースの応力コンター図

別紙6-7 杭の極限支持力及び最大引抜き抵抗力の設定

目 次

1. 概要 別紙 6-7-1
2. 杭の極限支持力及び最大引抜き抵抗力の設定 別紙 6-7-1

(参考資料1) 杭の周面摩擦力を考慮しない鉛直支持力を用いた評価結果

1. 概要

本資料は、V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」別紙 1（Ⅱ）「大物搬入建屋の耐震性についての計算書」において用いる杭の極限支持力及び最大引抜き抵抗力の設定方法を示すものである。

2. 杭の極限支持力及び最大引抜き抵抗力の設定

大物搬入建屋において、杭の極限支持力及び最大引抜き抵抗力は、「建築基礎構造設計指針」（（社）日本建築学会，2001 改定）に基づき設定する。極限支持力及び最大引抜き抵抗力の評価式を次頁に、極限支持力及び最大引抜き抵抗力の算定に用いる諸元と算定結果を表 2-1 に、杭の設計に用いる極限支持力及び最大引抜き抵抗力を表 2-2 に示す。

$$\begin{aligned}
R_u &= R_p + R_f \\
R_p &= q_p \cdot A_p \\
R_f &= R_{fs} + R_{fc} \\
R_{fs} &= \tau_s \cdot L_s \cdot \varphi \\
\tau_s &= 3.3N \\
R_{fc} &= \tau_c \cdot L_c \cdot \varphi \\
R_{TC} &= \left(\sum \tau_{sti} L_{si} + \sum \tau_{cti} L_{ci} \right) \varphi + W
\end{aligned}$$

ここで、

- R_u : 極限支持力 (kN)
- R_p : 極限先端支持力 (kN)
- R_f : 極限周面摩擦力 (kN)
- q_p : 極限先端支持力度 (kN/m²) (上限値 $q_p = 7500$ kN/m²)
- A_p : 杭先端の閉塞断面積 (m²)
- R_{fs} : 砂質土部分の極限周面摩擦力 (kN)
- R_{fc} : 粘性土部分の極限周面摩擦力 (kN)
- τ_s : 砂質土の極限周面摩擦力度 (上限 $N=50$) (kN/m²) *
- L_s : 砂質土部分の長さ (m)
- N : 平均 N 値
- φ : 杭の周長 (m)
- τ_c : 粘性土の極限周面摩擦力度 (kN/m²) (上限 $\tau_c=100$) *
- L_c : 粘性土部分の長さ (m)
- R_{TC} : 最大引抜き抵抗力 (kN)
- τ_{sti} : 砂質土の i 層における杭引抜き時の最大周面摩擦力度で、押込み時の極限周面摩擦力度の 2/3 とする (kN/m²)
- τ_{cti} : 粘性土の i 層における杭引抜き時の最大周面摩擦力度で、押込み時の極限周面摩擦力度と同一とする (kN/m²)
- L_{si} : 砂質土の i 層における杭の長さ (m)
- L_{ci} : 粘性土の i 層における杭の長さ (m)
- W : 杭の自重で、地下水位以下の部分については浮力を考慮する (kN)

注記* : 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。大物搬入建屋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コンクリート杭と同等である。このため、場所打ちコンクリート杭工法の値を参考に、砂質土の場合は 3.3N (上限 $N=50$) (kN/m²)、粘性土の場合は c (≤ 100) (kN/m²) とする (N は標準貫入試験の N 値、 c は地盤の粘着力)。

表 2-1 極限支持力及び最大引抜き抵抗力の算定に用いる諸元と算定結果

項目		算定結果
極限支持力 R_u (kN)		15055
極限先端支持力 R_p (kN)		6987
極限先端支持力度 q_p (kN/m ²)		6178
杭先端の閉塞断面積 A_p (m ²)		1.131
極限周面摩擦力 R_f (kN)		8068
砂質土部分の極限周面摩擦力 R_{fs} (kN)		0* ¹
粘性土部分の極限周面摩擦力 R_{fc} (kN)		8068
粘性土の極限周面摩擦力度 τ_c (kN/m ²)	地盤改良土* ² (T. M. S. L. 9.4m~T. M. S. L. -8.0m)	100* ⁴
	西山層* ³ (T. M. S. L. -8.0m~T. M. S. L. -12.0m)	100* ⁴
杭の周長 ϕ (m)		3.770
最大引抜き抵抗力 R_{TC} (kN)		8494
杭の自重 W (kN)		426

注記*1：杭周囲に砂質土が存在しないため

*2：地盤改良土は粘性土として評価する

*3：支持層である西山層への杭の根入れ長さは4.0mである

*4：V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づく地盤改良土及び西山層の粘着力はそれぞれ4000kN/m²及び1410kN/m²であることから、粘性土の極限周面摩擦力度は上限値である100kN/m²を採用する

表 2-2 杭の設計に用いる極限支持力及び最大引抜き抵抗力
(単位：×10³kN)

極限支持力	最大引抜き抵抗力
15.0	8.49

注：短期時は上記に2/3を乗じた値とする。

(参考資料1) 杭の周面摩擦力を考慮しない鉛直支持力を用いた評価結果

1. 概要

大物搬入建屋の杭の評価は、V-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」に基づき、杭頭の発生軸力により評価を行っている。本資料は、参考用に周面摩擦力を考慮しない極限支持力と杭先端軸力を用いて評価した結果を示す。

2. 評価方法

杭の周面摩擦力を考慮しない極限支持力は、「建築基礎構造設計指針」((社)日本建築学会, 2001改定)に示される評価式のうち、周面摩擦力に関する項を無視した下式により算定する。

$$R_p = q_p \cdot A_p$$

ここで、

R_p : 極限先端支持力 (kN)

q_p : 極限先端支持力度 (kN/m²)

A_p : 杭先端の閉塞断面積 (m²)

極限支持力に周面摩擦力を考慮しないため、鉛直支持力の評価には杭頭軸力ではなく杭先端軸力を用いる。評価対象は、V-2-9-3-1 別紙1 (I)「大物搬入建屋の地震応答計算書」の補足説明資料「大物搬入建屋の地震応答計算書」の別紙6-3「材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果」において、杭頭の圧縮軸力が最も大きくなるケース1 (標準地盤) のSs-1とする。

3. 評価結果

杭先端の最大圧縮軸力及び評価結果を表3-1に示す。検定値が1.0を超えないことを確認した。

表3-1 杭先端の最大圧縮軸力及び評価結果

杭先端の 最大圧縮軸力 ($\times 10^3$ kN)	極限先端支持力 R_p ($\times 10^3$ kN)	検定値
6.41	6.98	0.92

別紙 6-9 屋根スラブの固有振動数について

目 次

1. 概要…………… 別紙 6-9-1
2. 検討方針…………… 別紙 6-9-1
3. 算定諸元…………… 別紙 6-9-2
4. 評価結果…………… 別紙 6-9-2

1. 概要

本資料は、原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）を構成する屋根スラブのうち、V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」別紙1（Ⅱ）「大物搬入建屋の耐震性についての計算書」において耐震評価を実施しているスラブについて、共振を考慮しないことの妥当性について説明するものである。

2. 検討方針

V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」別紙1（Ⅱ）「大物搬入建屋の耐震性についての計算書」において評価対象としている屋根スラブについて、土木学会「構造力学公式集」に則り、4辺固定長方形版として固有振動数を下式より算定し、固有振動数が20Hzを上回ることを確認する。

$$f = \frac{\omega}{2\pi}$$

$$\omega = \pi^2 \frac{\lambda}{a^2} \sqrt{\frac{D}{\rho h}}$$

ここで、f：固有振動数

ω：固有角振動数

a：短辺方向スパン

b：長辺方向スパン

D：曲げ剛性

ρ：密度

h：スラブ厚さ

λ：4辺固定長方形版の無次元係数（表2-1参照）

表2-1 4辺固定長方形版の無次元係数λ

モード		b/a			
		1.0	1.5	2.0	3.0
x, y軸に对称	1	3.646	2.730	2.480	2.336
	2	13.37	6.740	4.535	3.112
	3	13.37	12.69	8.839	4.859
x, y軸に逆对称	1	10.96	8.085	7.202	6.639
	2	24.55	13.79	10.21	7.854
	3	24.55	22.03	15.39	9.990
x軸に对称 y軸に逆对称	1	7.437	6.699	6.485	6.347
	2	16.72	10.45	8.438	7.137
	3	21.33	18.08	12.53	8.803

3. 算定諸元

表 3-1 に固有振動数の算定諸元を示す。無次元係数 λ については、表 2-1 よりスラブの短辺方向と長辺方向の比から、保守的になるように設定する。

表 3-1 算定諸元

a	4.300 (m)
b	8.000 (m)
D	5.91×10^7 (N·m)
ρ	6.46×10^3 (N·s ² /m ⁴)
h	
λ	2.480

4. 評価結果

表 4-1 に評価結果を示す。評価対象としているスラブの固有振動数は、20Hz 以上であり、十分な剛性を有していることを確認した。

表 4-1 評価結果

評価部位	固有振動数 (Hz)
屋根スラブ	37