

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2
提出年月日	2020年5月14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 5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 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

目 次

1. 概要 別紙 1-1
2. 応力解析モデル及び手法の比較 別紙 1-2

1. 概要

本資料は、原子炉建屋屋根トラスの既工認時及び今回工認時の応力解析モデル及び手法の比較を示すものである。

2. 応力解析モデル及び手法の比較

原子炉建屋屋根トラスの応力解析モデル及び手法の比較を表2-1に示す。また、今回工認時の応力解析モデルを図2-1に示す。

比較に用いる既工認時の解析モデル及び手法は、平成3年8月23日付け3資庁第6675号にて認可された工事計画の添付資料「IV-2-7-1 原子炉建屋の耐震性についての計算書」（以下「既工認」という。）のものである。

表 2-1 応力解析モデル及び手法の比較 (原子炉建屋屋根トラス) (1/2)

項目	内容	既工認	今回工認	備考
解析手法		・ 2次元 FEM モデルを用いた応力解析 (静的弾性解析)	・ 3次元 FEM モデルを用いた応力解析 (時刻歴弾塑性解析)	①②
解析コード		・ N A S T R A N	・ D Y N A 2 E	—
モデル	材料物性	検討時の各規準に基づき設定 ・ コンクリートのヤング係数: $E=2.65 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ (SI 換算) ・ コンクリートのポアソン比: $\nu=0.167$ ・ 鋼材のヤング係数: $E=2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ (SI 換算) ・ 鋼材のポアソン比: $\nu=0.3$	適用規準等の見直しによる再設定 ・ コンクリートのヤング係数: $E=2.88 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ ・ コンクリートのポアソン比: $\nu=0.2$ ・ 鋼材のヤング係数: $E=2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ ・ 鋼材のポアソン比: $\nu=0.3$	③ ④ ⑤
	減衰定数	—	・ コンクリート: 5% ・ 鋼材: 2%	—
	減衰	—	・ 剛性比例型	—
	要素分割	・ はり要素: トラスの上下弦材, 柱, はり ・ トラス要素: トラスの斜材, 束材 ・ シェル要素: 耐震壁	・ はり要素: 主トラス及びつなぎばりの上下弦材, サブビーム, 柱, はり ・ トラス要素: 主トラス及びつなぎばりの斜材・束材, 上下弦面水平ブレース ・ シェル要素: 耐震壁, 下屋スラブ	—
	境界条件	・ 各通りに, 2次元平面トラスと建屋フレームを一体としてモデル化 ・ 基礎スラブ上端との接点は固定端, プール壁との接点では固定端またはピン支持 ・ トラスの上下弦材は剛接合 ・ トラスの斜材, 束材はピン接合	・ 4階 (T.M.S.L. 31.7m)より上部を 3次元 FEM モデルとしてモデル化 ・ 4階を剛床とし, 4階柱の柱脚は同変位条件で固定端とする ・ 主トラスの上下弦材, つなぎばりの上弦材は剛接合 ・ 主トラス及びつなぎばりの斜材・束材, つなぎばりの下弦材はピン接合	—
非線形特性	・ 考慮せず	・ 考慮する (主トラス及びつなぎばりの下弦材・斜材・束材, 上下弦面水平ブレースは修正若林モデルで座屈を考慮)	②	
地震荷重との組合せ	$V L + 0.35 S N L + C L + S_1 + S O E$ V L *1 : 鉛直荷重 L L : 積載荷重 (V L = D L + P L + E L + 0.75 L L) S N L : 積雪荷重 D L : 固定荷重 C L : クレーン荷重 P L : 配管荷重 S 1 : 地震荷重 E L : 機器荷重 S O E : 土圧荷重	$G + P + S N L + S s$ G : 固定荷重 (クレーン荷重を含む) P : 積載荷重 (配管荷重及び機器荷重を含む) S N L *2: 積雪荷重 S s : S s 地震荷重	—	

表 2-1 応力解析モデル及び手法の比較（原子炉建屋屋根トラス）（2/2）

項目	内容	既工認	今回工認	備考
荷重の設定	鉛直荷重	・構造物の自重，配管，機器荷重及び積載荷重	・構造物の自重，配管，機器荷重及び積載荷重 （耐震強化工事による重量変動を反映）	—
	積雪荷重	・最深観測地に基づき積雪深 280cm として算定	・除雪運用を考慮して，積雪深 100cm として算定	—
	クレーン荷重	・クレーン自重及びホイスト重量	・同左	—
	主排気筒荷重	・静的応力解析として評価するため，別途実施した主排気筒の応力解析結果より算定した反力として設定	・時刻歴応答解析として評価するため，主排気筒の自重を固定荷重として設定	—
	地震荷重	・基準地震動 S1 により算定される地震力及び静的地震力を包絡した地震力	・基準地震動 S s による地震力	—
	土圧荷重	・地下外壁に作用する地震時土圧	・解析モデルの対象外	—
評価方法	応力解析	・短期：発生応力が短期許容応力度を超えないことを確認	・基準地震動 S s 時：3次元 FEM モデルの時刻歴地震応答解析により各部位に生じる応力が弾性限度（鋼材の基準強度に 1.1 倍を考慮）を超えないこと及び塑性化部材では破断しないことを確認	⑥⑦

注記*1：CRF（T.M.S.L. 38.2m）以上の屋根部分 LL は 0.75 の係数を乗じない。

*2：地震荷重との組合せにおいて，積雪荷重は 0.35 の係数を乗じることとする。

【具体的な反映事項】（表の備考欄に対応）

- ① 水平方向と鉛直方向地震力の同時入力による評価が可能なモデルを採用
- ② トラスを構成する部材の一部が弾塑性領域に入ると考えられるため，弾塑性挙動を適切に評価することを目的として採用
- ③ コンクリートのヤング係数及びせん断弾性係数については，「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 一許容応力度設計法一」（（社）日本建築学会，1999 改定）に基づき再計算
- ④ 鋼材のヤング係数については，「鋼構造設計規準 一許容応力度設計法一」（（社）日本建築学会，2005 改定）に基づき設定
- ⑤ 今回工認について，コンクリートのヤング係数は実強度，圧縮強度は設計基準強度を採用
- ⑥ 弾性部材は，「鋼構造設計規準 一許容応力度設計法一」（（社）日本建築学会，2005 改定）に基づき評価
- ⑦ 塑性化部材は，中込ほか「繰返し力を受ける SM490 鋼の疲労性に関する研究」（日本建築学会構造系論文集，第 469 号，127-136，1995 年 3 月）に基づき評価

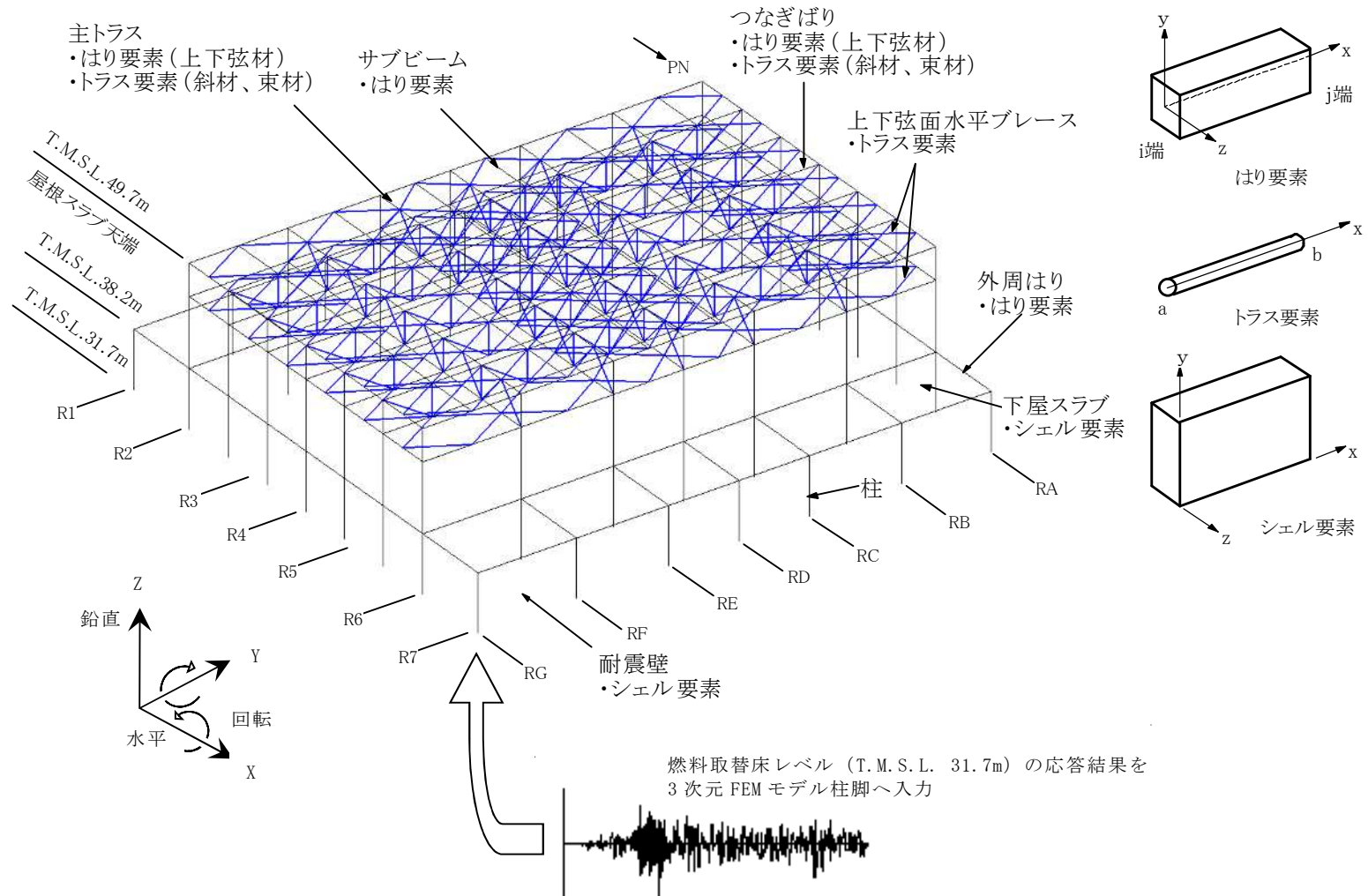


図 2-1 応力解析モデル図

別紙1-1 屋根トラス評価モデルにおける減衰について

目 次

1. 概要	別紙 1-1-1
2. 剛性比例型減衰設定の妥当性の確認	別紙 1-1-2
3. レーリー減衰による影響検討	別紙 1-1-5
3.1 解析モデル	別紙 1-1-5
3.2 入力地震動	別紙 1-1-8
3.3 レーリー減衰の設定	別紙 1-1-10
3.4 評価結果	別紙 1-1-11
3.4.1 主トラス, つなぎばり (上下弦材) 及び上弦面水平ブレース	別紙 1-1-11
3.4.2 つなぎばり (斜材及び束材) 及び下弦面水平ブレース	別紙 1-1-19
4. 引用文献	別紙 1-1-20

1. 概要

本資料は、原子炉建屋の屋根トラスの評価において、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」で示した評価に用いている剛性比例型減衰について説明するものである。

鉄骨造の構造物については、例えば「4. 引用文献」に示す引用文献（1）や引用文献（2）に記されているように地震応答解析を実施する場合、剛性比例型減衰を用いることが一般的である。また、（一財）日本建築センターより毎月発行されている「ビルディングレター」*に掲載されている評定案件の概要によると、振動系モデルに減衰の記載があるものについては、剛性比例型減衰を採用している。以上のことを踏まえ、屋根トラスの評価においては減衰を剛性比例型とすることを基本とする。

「2. 剛性比例型減衰設定の妥当性の確認」において、剛性比例型減衰の設定方法の妥当性を示し、「3. レーリー減衰による影響検討」において、剛性比例型減衰以外の減衰としてレーリー減衰を用いることによる影響を検討する。

注記*：2012年8月～2019年12月に発行されたものを対象に調査。

2. 剛性比例型減衰設定の妥当性の確認

屋根トラスについて、剛性比例型減衰の設定の妥当性を以下で確認する。固有振動数、固有周期、刺激係数及び有効質量比の固有値解析結果を表2-1に示す。

屋根トラスの水平方向の1次固有振動数は、7.51Hz（NS方向）、9.22Hz（EW方向）であり、原子炉建屋の地盤－建屋連成系の水平方向の1次固有振動数（NS、EW方向共に2.3Hz程度*）と開きがあることから、屋根トラスの評価においては、水平方向の入力による影響は小さいと考えられる。

一方、屋根トラスの鉛直方向の1次固有振動数は、5.19Hzであり、原子炉建屋鉛直方向の地盤－建屋連成系の1次固有振動数（4Hz程度*）と近接しており、また構造面から考えても、屋根トラスの評価においては鉛直動の影響が大きいと考えられる。なお、鉛直方向については、固有振動数が近接している2次モード、3次モードの影響も考えられるが、1次モードが他のモードに対して刺激係数、有効質量比とも大きく、1次モードが全体応答に与える影響が大きいと考えられる。

また、屋根トラスの各方向の固有周期及び解析モデルへの入力地震動の加速度応答スペクトルの関係を図2-1～図2-3に示す。水平方向及び鉛直方向の屋根トラスの1次固有周期に着目すると、水平方向の加速度よりも鉛直方向の加速度が大きいことが確認できる。

以上のことから、屋根トラスの鉛直方向の1次モードは、刺激係数、有効質量比とも他のモードに比較して大きく、地盤－建屋連成系の1次固有振動数と近接している鉛直方向の1次モードが応答性状に支配的と考えられることから、鉛直方向の1次固有振動数（5.19Hz）に対して減衰定数（2%）となる剛性比例型減衰を設定することは妥当である。

注記*：V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」に記載。

表 2-1 固有値解析結果

固有振動数, 固有周期, 刺激係数, 有効質量比 (屋根トラス)

次数	振動数 (Hz)	周期 (s)	刺激係数			有効質量比			備考
			X方向	Y方向	Z方向	X方向	Y方向	Z方向	
1	5.19	0.193	0.000	-0.001	1.596	0.000	0.000	0.065	鉛直方向1次
2	6.16	0.162	-0.004	-0.089	-0.073	0.000	0.000	0.000	鉛直方向2次
3	7.07	0.141	-0.002	0.004	0.416	0.000	0.000	0.003	鉛直方向3次
4	7.51	0.133	1.220	-0.004	-0.003	0.298	0.000	0.000	NS方向1次
5	8.10	0.123	-0.013	-0.473	-0.055	0.000	0.004	0.000	
6	9.22	0.108	0.003	1.811	-0.003	0.000	0.396	0.000	EW方向1次
7	10.16	0.098	1.414	0.011	0.007	0.032	0.000	0.000	
8	10.43	0.096	0.738	-0.011	-0.006	0.010	0.000	0.000	
9	10.44	0.096	-0.031	0.009	0.067	0.000	0.000	0.000	
10	11.08	0.090	-0.199	-0.007	-0.002	0.001	0.000	0.000	
11	11.81	0.085	0.010	0.027	0.008	0.000	0.000	0.000	
12	11.94	0.084	0.009	0.004	0.009	0.000	0.000	0.000	
13	13.58	0.074	0.017	-0.027	-0.069	0.000	0.000	0.000	
14	14.07	0.071	0.063	0.005	-0.003	0.000	0.000	0.000	
15	14.55	0.069	-0.011	0.024	-0.846	0.000	0.000	0.005	
16	14.90	0.067	-0.027	0.033	-0.935	0.000	0.000	0.007	
17	15.57	0.064	-0.007	-0.054	-0.301	0.000	0.000	0.002	
18	15.60	0.064	0.008	0.038	-0.050	0.000	0.000	0.000	
19	16.29	0.061	-0.004	0.289	0.040	0.000	0.001	0.000	
20	16.95	0.059	0.015	-0.264	0.000	0.000	0.010	0.000	

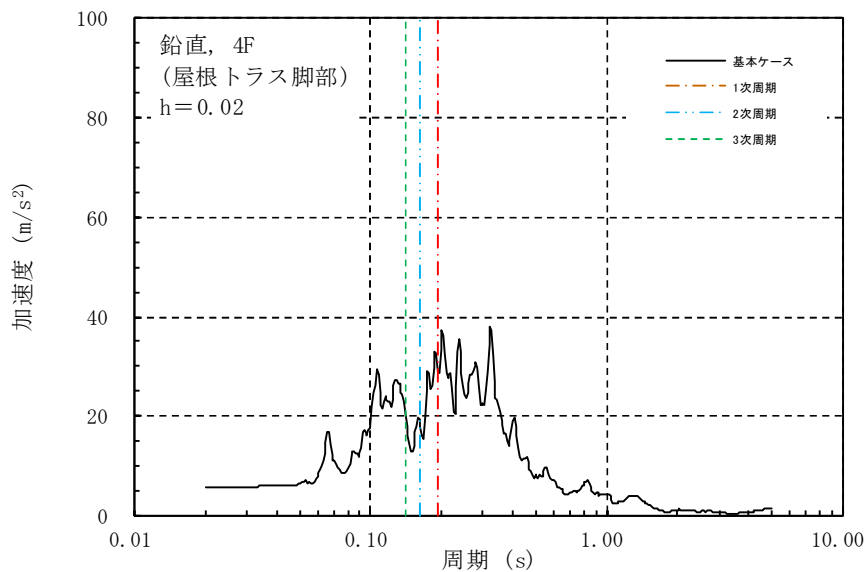


図 2-1 固有周期と入力地震動の加速度応答スペクトルの関係 (鉛直方向)

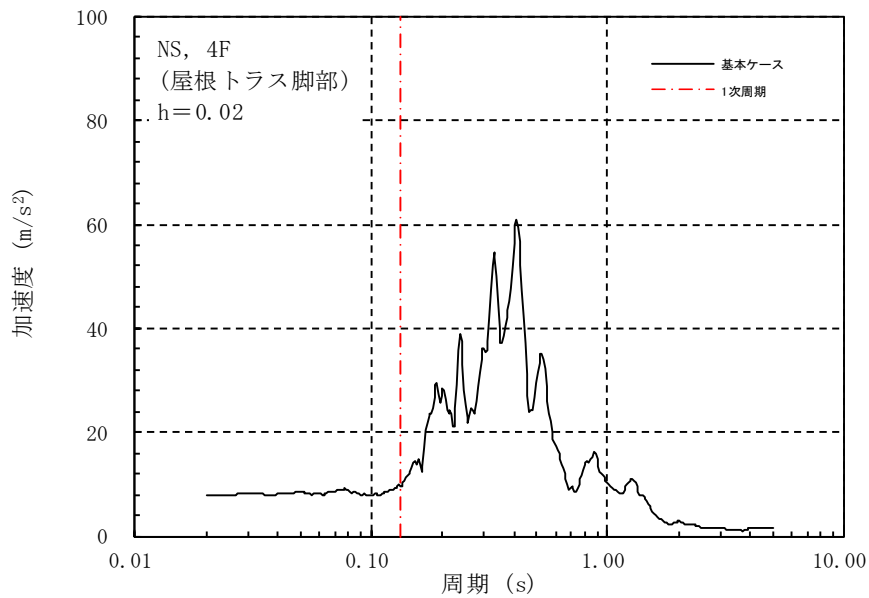


図 2-2 固有周期と入力地震動の加速度応答スペクトルの関係 (NS 方向)

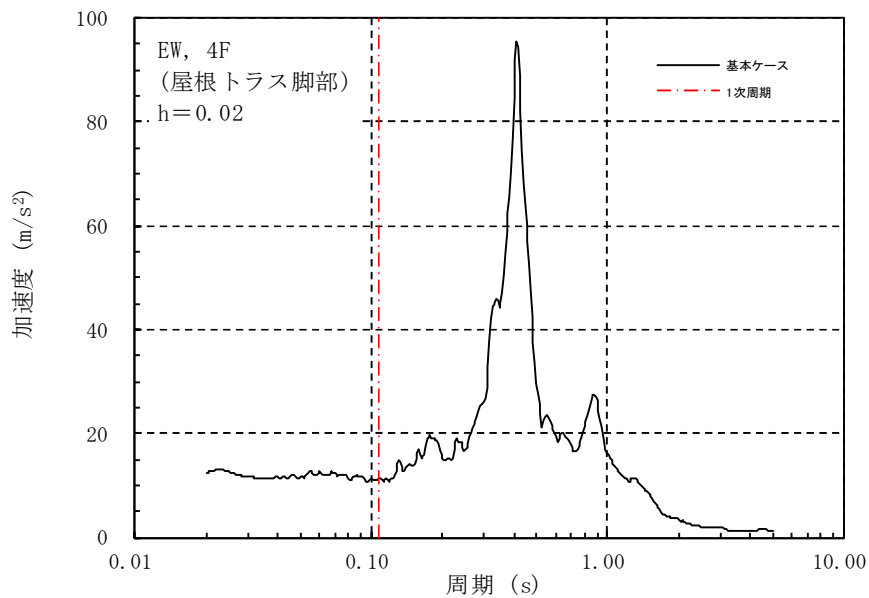


図 2-3 固有周期と入力地震動の加速度応答スペクトルの関係 (EW 方向)

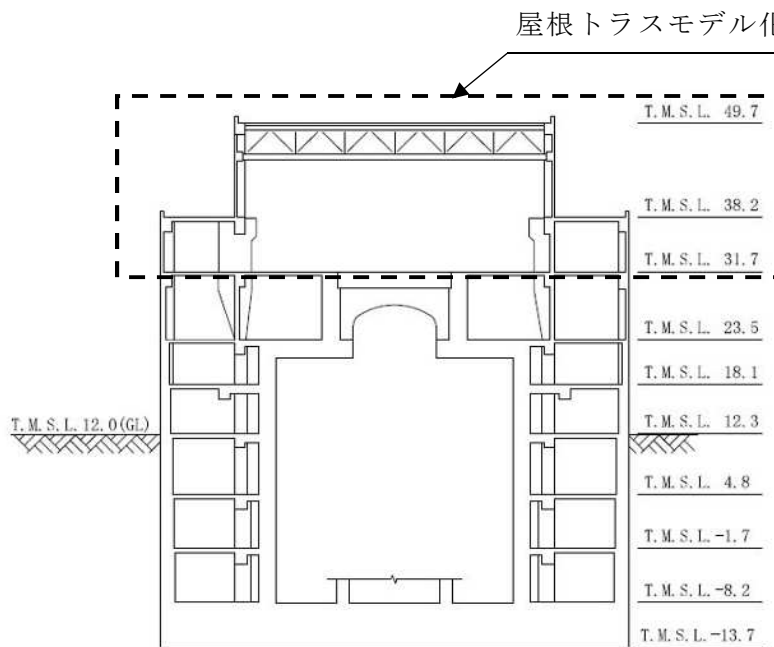
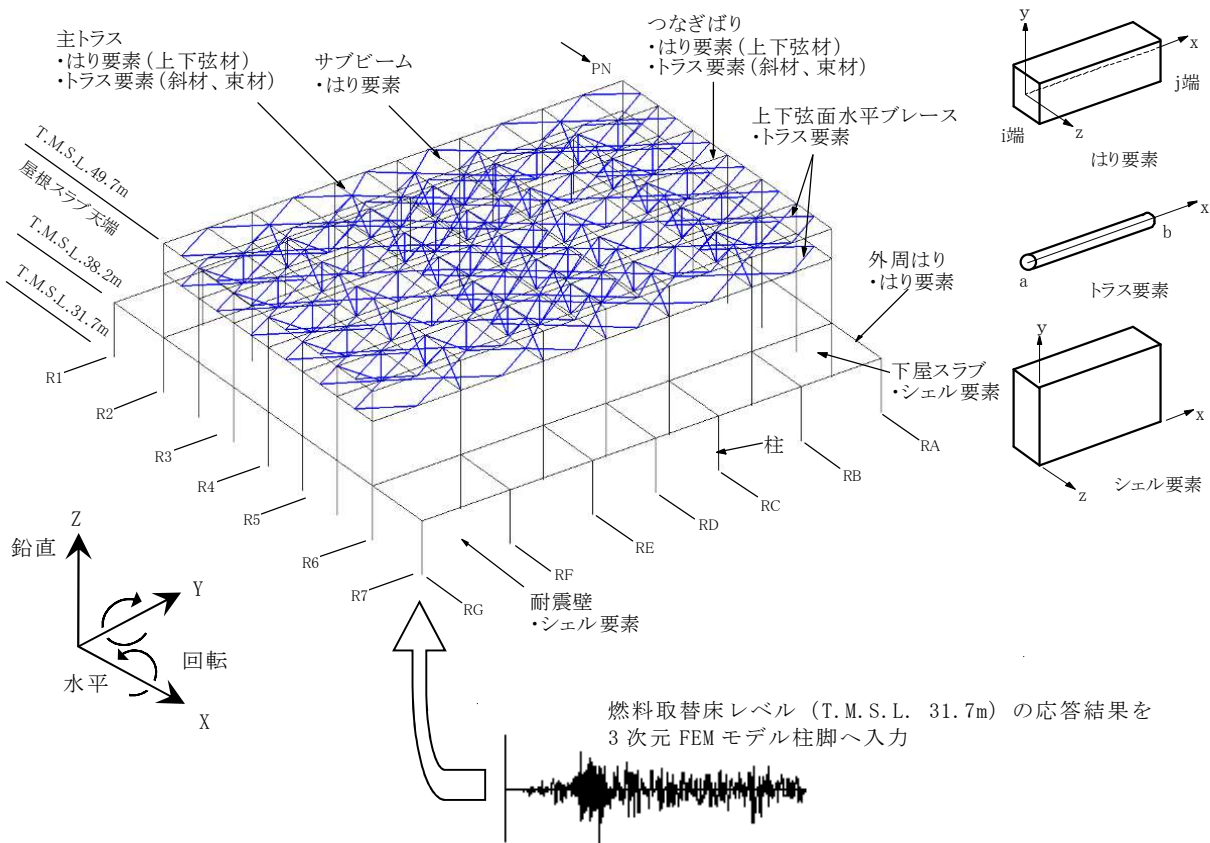
3. レーリー減衰による影響検討

3.1 解析モデル

屋根トラスの地震応答解析に用いる解析モデルは、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」で用いるモデルと同じであり、燃料取替床レベル（4F，T.M.S.L. 31.7m）より上部の鉄骨鉄筋コンクリート造の柱，はり，壁，鉄骨造の屋根トラス，上弦面水平ブレース等を線材及び面材により立体的にモデル化した3次元FEMモデルとする。

解析モデルへの入力は、V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」に示す原子炉建屋全体の地震応答解析から得られる燃料取替床レベル（4F，T.M.S.L. 31.7m）の応答結果を用いることとし、燃料取替床位置を固定として水平方向と鉛直方向の同時入力とする（水平成分，鉛直成分及び回転成分）。

解析モデルの概要を図3-1に、部材リストを表3-1に示す。



(単位 : m)

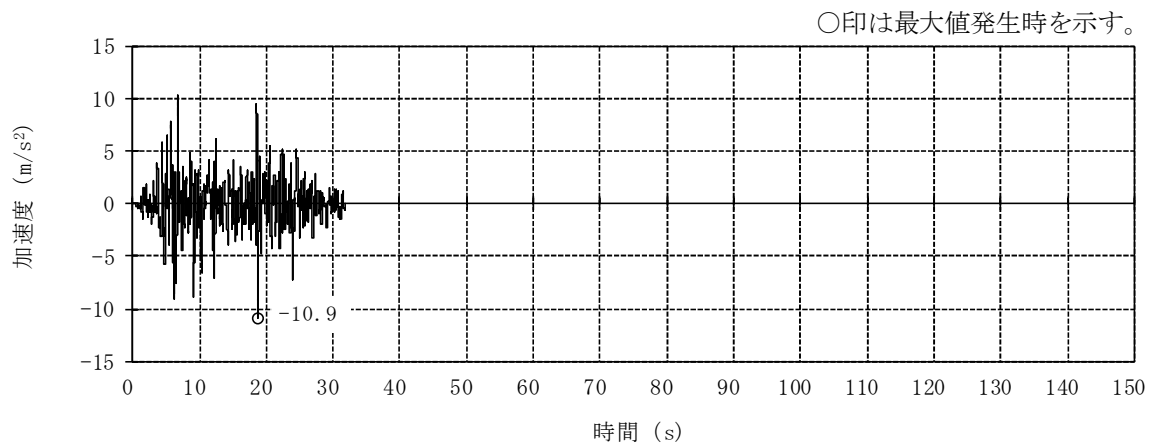
図 3-1 解析モデルの概要

表 3-1 部材リスト

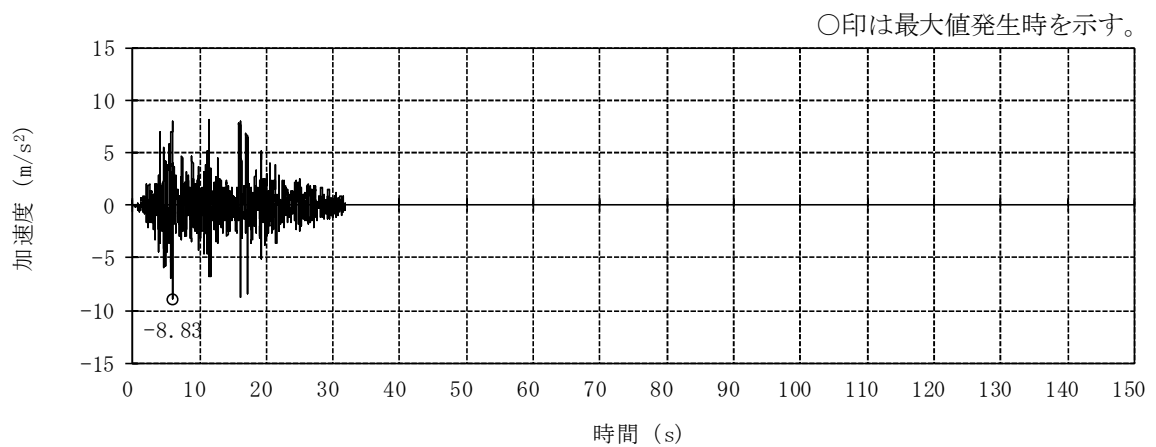
部位		使用部材	材質	断面積 ($\times 10^2 \text{mm}^2$)	断面二次 モーメント ($\times 10^4 \text{mm}^4$)
主トラス	上弦材	H-428 \times 407 \times 20 \times 35	SM50A (SM490A相当)	360.7	119000
	下弦材	H-400 \times 408 \times 21 \times 21	SM50A (SM490A相当)	250.7	70900
	斜材	H-400 \times 400 \times 13 \times 21 H-350 \times 350 \times 12 \times 19 H-244 \times 252 \times 11 \times 11	SM50A (SM490A相当)	218.7 173.9 82.00	—
	束材	2[s-200 \times 90 \times 8 \times 13.5	SS41 (SS400相当)	77.30	—
つなぎ ばり	上弦材	H-394 \times 398 \times 11 \times 18	SS41 (SS400相当)	186.8	56100
	下弦材	H-200 \times 200 \times 8 \times 12	SS41 (SS400相当)	63.53	4720
	斜材	2Ls-90 \times 90 \times 10 2Ls-130 \times 130 \times 9	SS41 (SS400相当)	34.00 45.48	—
	束材	2[s-200 \times 80 \times 7.5 \times 11	SS41 (SS400相当)	62.60	—
水平 ブレース	上弦面	2[s-400 \times 130 \times 14 \times 22 +2PLs-22 \times 116 2[s-400 \times 130 \times 14 \times 22 2[s-300 \times 100 \times 8 \times 12	SS41 (SS400相当)	267.2 216.2 93.80	—
	下弦面	CT-150 \times 300 \times 10 \times 15 CT-175 \times 350 \times 12 \times 19	SS41 (SS400相当)	59.90 87.00	—

3.2 入力地震動

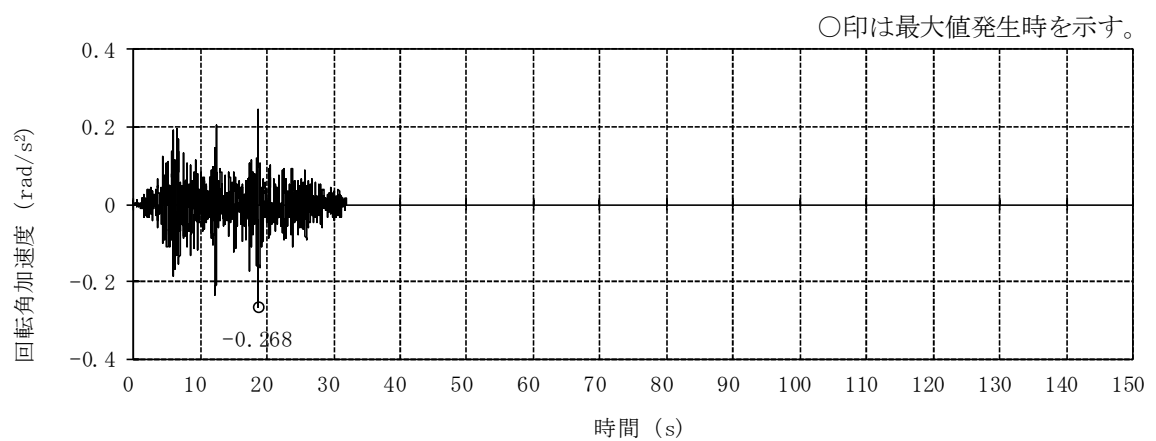
入力地震動は、V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」に示す原子炉建屋全体の地震応答解析から得られる燃料取替床レベル（4F, T.M.S.L. 31.7m）のNS方向及び鉛直方向の時刻歴応答加速度とする。なお、地震応答解析結果は、位相特性の偏りがなく、全周期帯において安定した応答を生じさせるSs-1の基本ケースにおける結果とする。図3-2に燃料取替床レベル（4F, T.M.S.L. 31.7m）の水平成分、鉛直成分及び回転成分の加速度時刻歴波形を示す。



(a) NS 方向 (水平)



(b) 鉛直方向



(c) NS 方向 (回転)

図 3-2 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形

3.3 レーリー減衰の設定

レーリー減衰は、影響が大きいと考えられる鉛直方向の 1 次固有振動数 (5.19Hz) 及び主トラス方向である NS 方向の 1 次固有振動数 (7.51Hz) に対し、鋼材の減衰定数 (2%) となるように設定する。

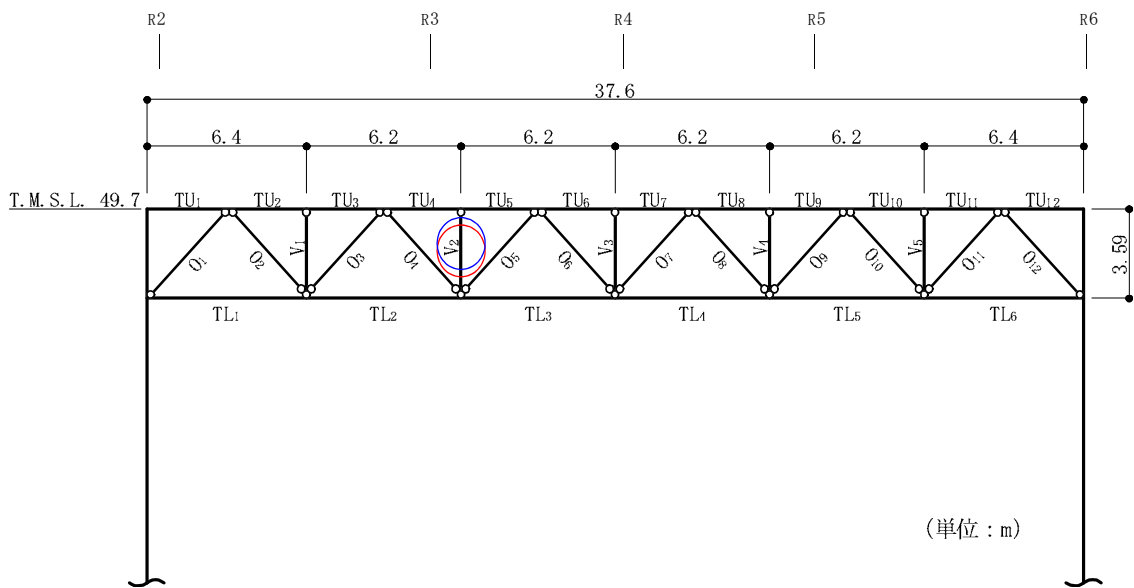
3.4 評価結果

剛性比例型減衰及びレーリー減衰を用いた地震応答解析結果から各部材の断面の評価を実施し、結果の比較を行う。なお、断面の評価方法については、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」で示した方法と同じである。

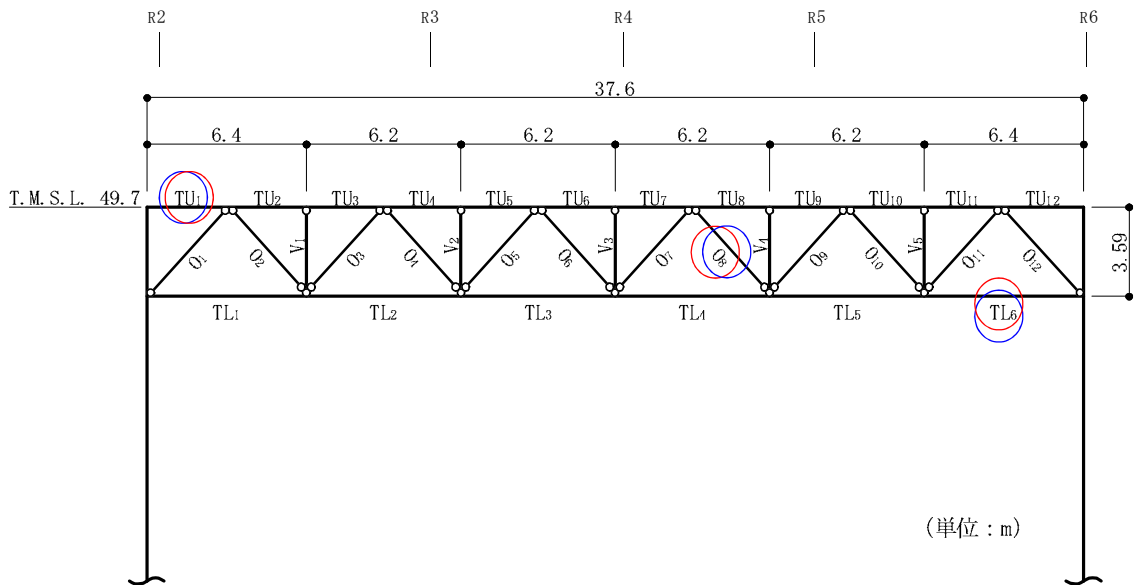
3.4.1 主トラス，つなぎばり（上下弦材）及び上弦面水平ブレース

評価対象箇所は、各部材の検定値が最も大きい箇所とする。評価対象箇所を図3-3～図3-5に示す。また、断面算定結果を表3-2～表3-4に示す。

屋根トラスの主トラスの各部材，つなぎばり（上下弦材）及び上弦面水平ブレースにおける剛性比例型減衰とレーリー減衰の評価結果はおおむね同等であり、減衰の違いが耐震評価に与える影響は小さいことを確認した。



- : 剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。
 - : レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。
- (a) 主トラス : RD通り



- : 剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。
 - : レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。
- (b) 主トラス : RE通り

図 3-3 評価対象箇所 (主トラス)

表 3-2 断面算定結果（主トラス）（1/4）

部材		上弦材			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		RE 通り TU ₁		RE 通り TU ₁	
鉄骨断面	部材	H-428×407×20×35		H-428×407×20×35	
	種別	SM50A (SM490A相当)		SM50A (SM490A相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		3490	1620	3630	1630
M (kN・m)		433	433	457	457
断面算定	σ_t (N/mm ²)	128	—	133	—
	σ_c (N/mm ²)	—	45.0	—	45.2
	σ_b (N/mm ²)	77.9	77.9	82.1	82.1
	f_t (N/mm ²)	357	—	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	342	—	342
	f_b (N/mm ²)	357	357	357	357
	$\frac{\sigma_t + \sigma_b}{f_t + f_b}$	0.58 (< 1.0)	—	0.61 (< 1.0)	—
	$\frac{\sigma_c + \sigma_b}{f_c + f_b}$	—	0.35 (< 1.0)	—	0.37 (< 1.0)

表 3-2 断面算定結果（主トラス）（2/4）

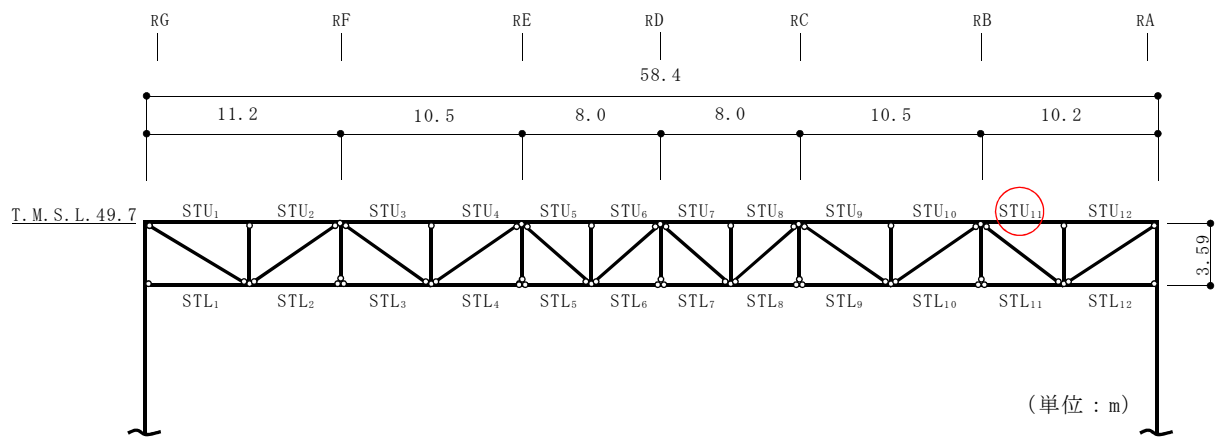
部材		下弦材			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		RE 通り TL ₆		RE 通り TL ₆	
鉄骨断面	部材	H-400×408×21×21		H-400×408×21×21	
	種別	SM50A (SM490A相当)		SM50A (SM490A相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		2140	3570	2290	3700
M (kN・m)		233	233	232	232
断面算定	σ_t (N/mm ²)	112	—	120	—
	σ_c (N/mm ²)	—	142	—	148
	σ_b (N/mm ²)	66.0	66.0	65.6	65.6
	f_t (N/mm ²)	357	—	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	313	—	313
	f_b (N/mm ²)	357	357	357	357
	$\frac{\sigma_t + \sigma_b}{f_t + f_b}$	0.50 (< 1.0)	—	0.52 (< 1.0)	—
	$\frac{\sigma_c + \sigma_b}{f_c + f_b}$	—	0.64 (< 1.0)	—	0.66 (< 1.0)

表 3-2 断面算定結果（主トラス）（3/4）

部材		斜材			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		RE 通り 0_8		RE 通り 0_8	
鉄骨断面	部材	H-244×252×11×11		H-244×252×11×11	
	種別	SM50A (SM490A相当)		SM50A (SM490A相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		815	1600	886	1720
断面算定	σ_t (N/mm ²)	125	—	136	—
	σ_c (N/mm ²)	—	195	—	210
	f_t (N/mm ²)	357	—	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	316	—	316
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.36 (<1.0)	—	0.39 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.62 (<1.0)	—	0.67 (<1.0)

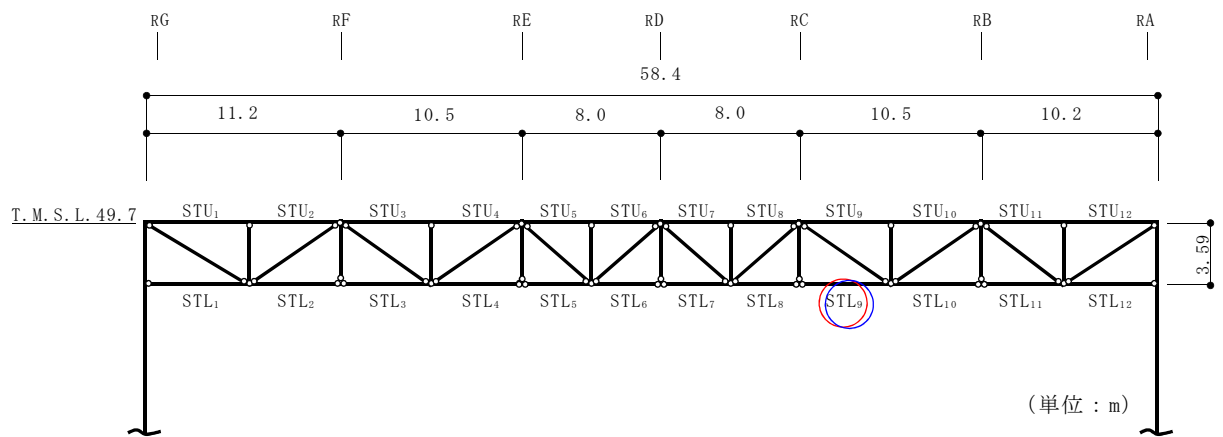
表 3-2 断面算定結果（主トラス）（4/4）

部材		束材			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		RD 通り V_2		RD 通り V_2	
鉄骨断面	部材	2[s-200×90×8×13.5]		2[s-200×90×8×13.5]	
	種別	SS41 (SS400相当)		SS41 (SS400相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		295	669	301	714
断面算定	σ_t (N/mm ²)	42.8	—	43.7	—
	σ_c (N/mm ²)	—	86.6	—	92.4
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	206	—	206
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.17 (<1.0)	—	0.17 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.43 (<1.0)	—	0.45 (<1.0)



○ : 剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

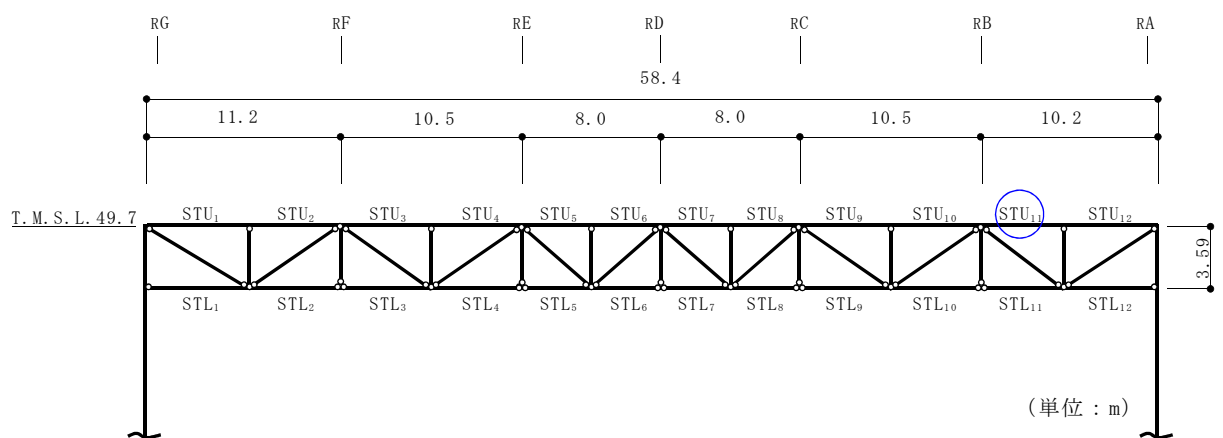
(a) つなぎばり : R3通りR4通り間



○ : 剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

○ : レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

(b) つなぎばり : R4通り



○ : レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

(c) つなぎばり : R4通りR5通り間

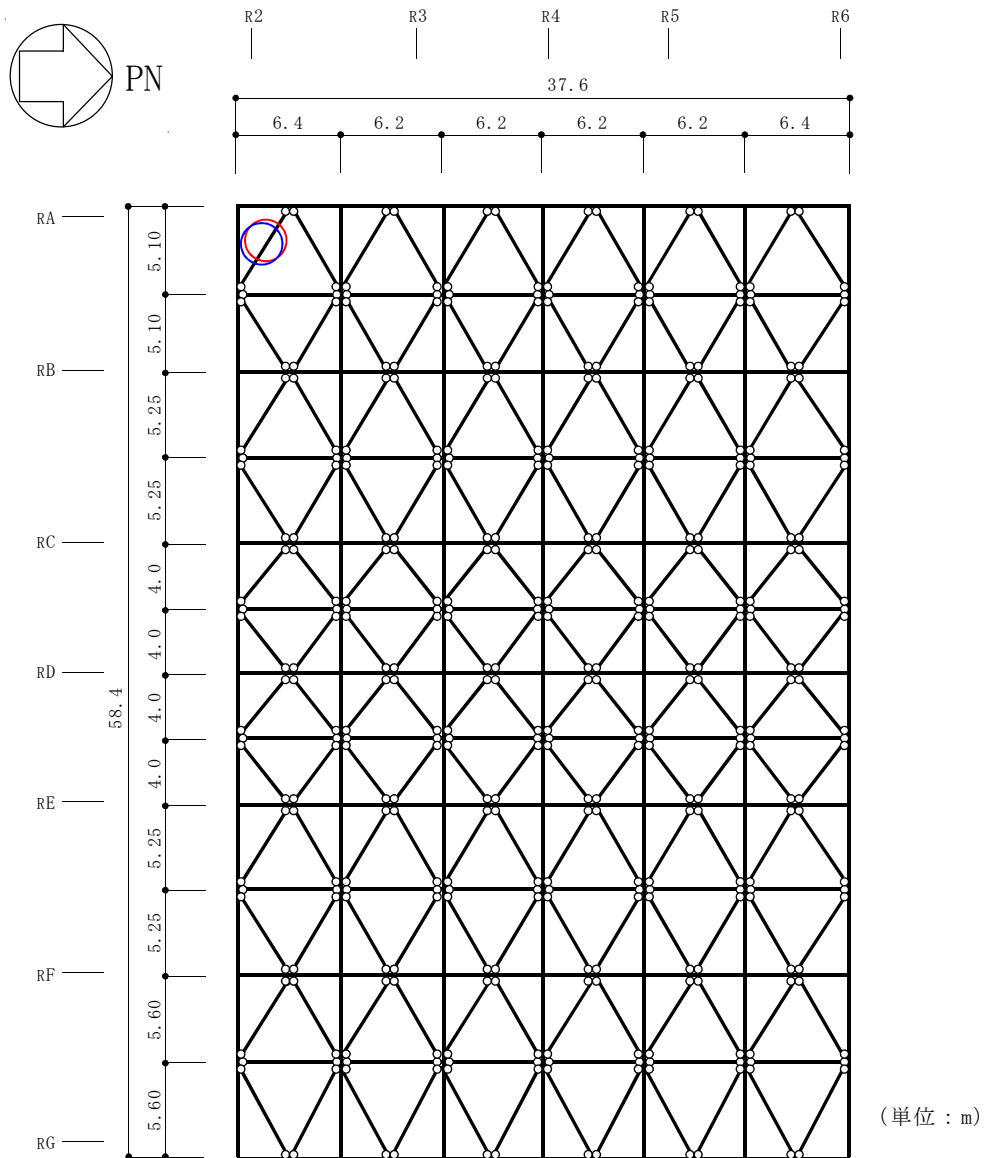
図 3-4 評価対象箇所 (つなぎばり上下弦材)

表 3-3 断面算定結果（つなぎばり上下弦材）（1/2）

部材		上弦材			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		R3 通り R4 通り間 STU ₁₁		R4 通り R5 通り間 STU ₁₁	
鉄骨断面	部材	H-394×398×11×18		H-394×398×11×18	
	種別	SS41（SS400相当）		SS41（SS400相当）	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N（kN）		431	277	432	308
断面算定	σ_t （N/mm ² ）	23.1	—	23.1	—
	σ_c （N/mm ² ）	—	14.8	—	16.5
	f_t （N/mm ² ）	258	—	258	—
	f_c （N/mm ² ）	—	258	—	258
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.09（<1.0）	—	0.09（<1.0）	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.06（<1.0）	—	0.07（<1.0）

表 3-3 断面算定結果（つなぎばり上下弦材）（2/2）

部材		下弦材			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		R4 通り STL ₉		R4 通り STL ₉	
鉄骨断面	部材	H-200×200×8×12		H-200×200×8×12	
	種別	SS41（SS400相当）		SS41（SS400相当）	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N（kN）		294	304	289	309
断面算定	σ_t （N/mm ² ）	46.3	—	45.5	—
	σ_c （N/mm ² ）	—	47.9	—	48.6
	f_t （N/mm ² ）	258	—	258	—
	f_c （N/mm ² ）	—	57.2	—	57.2
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.18（<1.0）	—	0.18（<1.0）	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.84（<1.0）	—	0.85（<1.0）



- : 剛性比例型減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。
- : レーリー減衰ケースの最大応力発生箇所を示す。

図 3-5 評価対象箇所（上弦面水平ブレース）

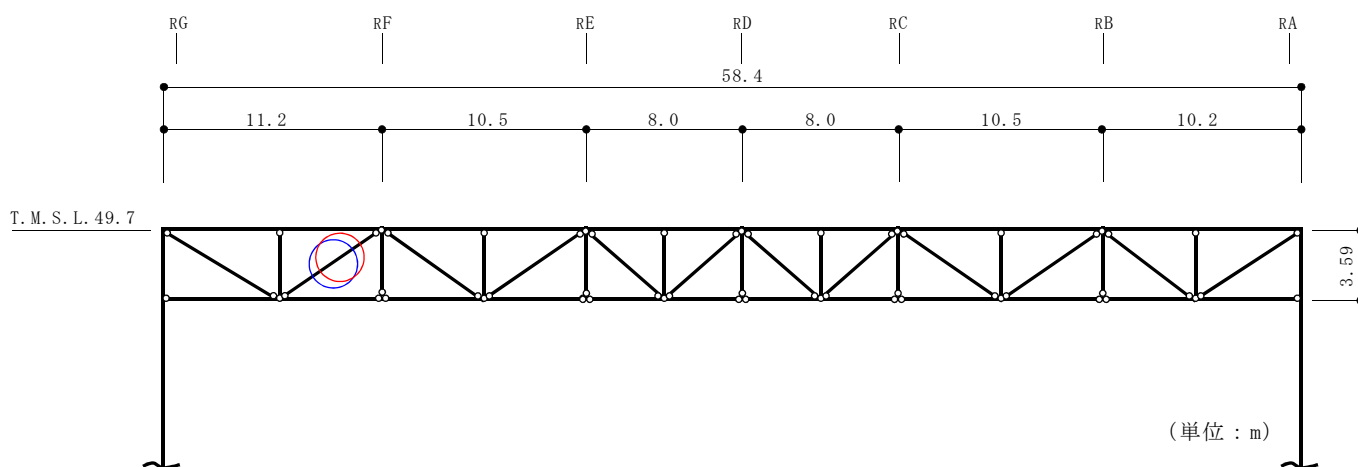
表 3-4 断面算定結果（上弦面水平ブレース）

部材		上弦面水平ブレース			
減衰		剛性比例型減衰		レーリー減衰	
位置		図 3-5 参照		図 3-5 参照	
鉄骨断面	部材	2[s-400×130×14×22 +2PLs-22×116		2[s-400×130×14×22 +2PLs-22×116	
	種別	SS41 (SS400相当)		SS41 (SS400相当)	
応力状態		引張	圧縮	引張	圧縮
N (kN)		1380	1810	1460	1990
断面算定	σ_t (N/mm ²)	51.6	—	54.6	—
	σ_c (N/mm ²)	—	67.7	—	74.5
	f_t (N/mm ²)	258	—	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	195	—	195
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.20 (<1.0)	—	0.22 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.35 (<1.0)	—	0.39 (<1.0)

3.4.2 つなぎばり（斜材及び束材）及び下弦面水平ブレース

つなぎばり（斜材及び束材）及び下弦面水平ブレースは弾性範囲を超えることが確認されたため破断評価を実施する。評価対象箇所は、弾性範囲を超える各部材の評価結果のうち、累積塑性変形倍率が最も大きい部材とする。評価対象箇所を図3-6に示す。また、破断評価結果を表3-5に示す

屋根トラスのつなぎばり（斜材及び束材）及び下弦面水平ブレースにおける剛性比例型減衰とレーリー減衰の評価結果はおおむね同等であり、減衰の違いが耐震評価に与える影響は小さいことを確認した。



- ：剛性比例型減衰ケースの累積塑性変形倍率が最も大きい箇所を示す。
- ：レーリー減衰ケースの累積塑性変形倍率が最も大きい箇所を示す。

図3-6 評価対象箇所（つなぎばり斜材：R4 通り）

表 3-5 破断評価結果

(a) 剛性比例型減衰ケース

部位 (使用部材)	部材	最大等価 軸ひずみ $\epsilon_{\max} (\times 10^{-3})$	累積塑性 変形倍率 η	応答による 繰返し回数 ^{*1} n_i	評価基準 ^{*2} (破断寿命) N_p	$\frac{n_i}{N_p}$
つなぎばり (2Ls-130×130×9) SS41 (SS400相当)	斜材	1.42	0.860	317	1190000	0.001

注記*1: ピークカウント法を用い、対象部材の軸ひずみ時刻歴波形の最大及び最小を全てカウントする。

*2: 最大等価軸ひずみ（設定ひずみ振幅）に対応する鋼材の破断寿命を引用文献(3)より算定し、これを評価基準とする。

(b) レーリー減衰ケース

部位 (使用部材)	部材	最大等価 軸ひずみ $\epsilon_{\max} (\times 10^{-3})$	累積塑性 変形倍率 η	応答による 繰返し回数 ^{*1} n_i	評価基準 ^{*2} (破断寿命) N_p	$\frac{n_i}{N_p}$
つなぎばり (2Ls-130×130×9) SS41 (SS400相当)	斜材	1.50	0.903	323	1190000	0.001

注記*1: ピークカウント法を用い、対象部材の軸ひずみ時刻歴波形の最大及び最小を全てカウントする。

*2: 最大等価軸ひずみ（設定ひずみ振幅）に対応する鋼材の破断寿命を引用文献(3)より算定し、これを評価基準とする。

4. 引用文献

- (1) 大振幅地震動と建築物の耐震性評価—巨大海溝型地震・内陸地震に備えて— ((社)日本建築学会, 2013年)
- (2) 長周期地震動と超高層建物の対応策—専門家として知っておきたいこと— ((社)日本建築学会, 2013年)
- (3) 中込ほか「繰返し力を受けるSM490鋼の疲労性に関する研究」(日本建築学会構造系論文集, 第469号, 127-136, 1995年3月)

別紙4-1 弾性設計用地震動 S_d (曲げモーメント) による検討

目 次

1. 概要	別紙4-1-1
2. 検討方針	別紙4-1-1
3. 算定結果	別紙4-1-1

1. 概要

本資料は、原子炉建屋の耐震壁の評価において、V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」で示したS d地震時の評価に基づき作成した、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」に示す結果から、曲げモーメントについて、S d地震力が設計時地震力を上回っていることに対して、その影響を確認するものである。

2. 検討方針

S d地震時のせん断力、曲げモーメント及び軸力を用いた耐震壁の断面算定を実施する。

断面算定の検討条件は以下に示すとおりである。

- ・ S d地震力については、V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」において実施した地震応答解析に基づき算出したものとし、材料物性の不確かさを考慮する。
- ・ S d地震力については、すべて耐震壁で負担するものとし、補助壁は負担しないものとして評価する。
- ・ 各耐震壁の分担せん断力は、既工認時のせん断力分配解析結果の比率に基づき、S d地震力を分配して算定する。

3. 算定結果

S d地震時のせん断力、曲げモーメント及び軸力を用いた耐震壁の断面算定結果を表3-1～表3-5に示す。

断面算定結果より、S d地震時に対して耐震壁が許容限界を超えないことを確認した。

以上より、曲げモーメントについて、S d地震力が設計時地震力を上回るものの、その影響は軽微であり、耐震壁の評価において現状の評価は妥当である。

表 3-1-1 ボックス壁断面算定表(1)

標高 T. M. S. L. (m)	壁位置	断面積 ($\times 10^4 \text{cm}^2$)	壁厚 (cm)	配筋 (タテ, ヨコ共) (p_g : %)	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討			土圧に対する検討*2		*3 $\frac{s\sigma_t + \sigma_t + k\sigma_c}{f_t}$	
					せん断力 Q ($\times 10^3 \text{kN}$)	せん断 応力度 τ (N/mm^2)	鉄筋の引 張応力度 $s\sigma_t$ (N/mm^2)	モーメント M ($\times 10^3 \text{kN}\cdot\text{m}$)	軸 力*1 N ($\times 10^3 \text{kN}$)	鉄筋の最大 引張応力度 σ_t (N/mm^2)	コンクリート の最大圧縮 応力度 σ_c (N/mm^2)	鉄筋の最大 引張応力度 $k\sigma_t$ (N/mm^2)		コンクリート の最大圧縮 応力度 $k\sigma_c$ (N/mm^2)
49.7 }	r2	27.8	[Redacted]	2-D16@200 $p_g=0.66$	17.9 (19.2)	0.64	96.5	338 (239)	(14.7) 14.8 24.4 (24.5)	12.9	1.95	—	—	0.32 (0.31)
	r6	26.9		2-D16@200 $p_g=0.66$	20.9 (22.5)	0.78	117.6	364 (258)	(14.7) 14.8 24.4 (24.5)	15.3	1.92	—	—	0.39 (0.38)
	rA	20.5		2-D19@200 $p_g=0.96$	20.5 (22.3)	1.00	104.5	300 (256)	(10.8) 10.9 17.6 (17.7)	49.2	2.08	—	—	0.45 (0.42)
	rG	20.5		2-D19@200 $p_g=0.96$	19.9 (21.6)	0.97	101.4	291 (248)	(11.8) 11.9 18.5 (18.6)	39.7	2.04	—	—	0.41 (0.41)
38.2 }	r1	30.8	2-D19@200 $p_g=0.72$	29.5 (31.7)	0.96	133.8	860 (588)	(32.4) 34.6 50.8 (53.0)	14.3	1.50	—	—	0.43 (0.45)	
	r2	21.2	2-D22@200 $p_g=0.77$	19.9 (21.4)	0.94	121.4	—	—	14.0	1.48	—	—	0.40 (0.39)	
	r6	40.5	2-D22@200 $p_g=0.77$	26.9 (28.8)	0.66	85.3	860 (588)	(38.2) 40.9 59.2 (61.8)	28.2	2.69	—	—	0.33 (0.28)	
	r7	30.4	2-D19@200 $p_g=0.72$	20.3 (21.8)	0.67	93.4	—	—	28.9	2.74	—	—	0.36 (0.30)	
31.7	rA	42.4	2-D22@200 $p_g=0.65$	50.8 (53.9)	1.20	186.0	950 (637)	(30.4) 32.5 47.9 (50.0)	34.4	1.98	—	—	0.64 (0.61)	
	rG	40.6	2-D22@200 $p_g=0.65$	48.8 (51.9)	1.20	186.0	950 (637)	(24.5) 26.2 39.5 (41.2)	49.6	2.02	—	—	0.69 (0.66)	

注：() 内は、既工認時の数値を示す。

注記*1：上段は鉛直震度上向き、下段は鉛直震度下向きを示す。

*2：設計時土圧

*3：許容応力度比 (f_t は鉄筋の許容引張応力度 N/mm^2)

表 3-2 ボックス壁断面算定表 (2)

標高 T.M.S.L.	壁位置 (m)	断面積 ($\times 10^4 \text{cm}^2$)	壁厚 (cm)	配筋 (タテ, ヨコ共) (p_g : %)	せん断力に対する検討		曲げモーメントに対する検討		土圧に対する検討*2		*3 $\frac{s \cdot \sigma_t + \sigma_t + k \cdot \sigma_c}{f_t}$	
					せん断力 Q ($\times 10^3 \text{kN}$)	せん断 応力度 τ (N/mm^2)	鉄筋の引 張応力度 $s \cdot \sigma_t$ (N/mm^2)	モーメント M ($\times 10^3 \text{kN}\cdot\text{m}$)	軸 力*1 N ($\times 10^3 \text{kN}$)	鉄筋の最大 引張応力度 σ_t (N/mm^2)		コンクリート の最大圧縮 応力度 σ_c (N/mm^2)
31.7 }	r1	43.2	2-D25@200 $p_g=0.72$	37.7 (39.6)	0.87	120.1	1700 (1148)	(79.4) 85.2 123.0 (128.5)	8.1	2.24	—	0.38 (0.38)
	r2	34.6		29.9 (31.4)	0.86	111.1	—	—	7.5	2.20	—	0.35 (0.35)
23.5 }	r6	34.6	2-D22@200 $p_g=0.77$	29.9 (31.4)	0.86	111.1	1710 (1150)	(73.5) 78.8 116.0 (120.6)	45.2	4.03	—	0.46 (0.35)
	r7	40.9		35.5 (37.3)	0.87	120.1	—	—	46.9	4.16	—	0.49 (0.37)
18.1 }	rA	58.7	2-D29@200 $p_g=0.64$	73.8 (78.5)	1.26	196.3	1810 (1250)	(56.9) 61.0 88.1 (92.2)	43.1	2.49	—	0.70 (0.68)
	rG	58.7		72.3 (76.9)	1.23	191.6	1780 (1232)	(56.9) 61.0 89.1 (93.2)	40.9	2.44	—	0.68 (0.66)
23.5 }	r1	58.1	2-D35@200 $p_g=0.96$	94.3 (103.6)	1.62	169.3	2430 (1707)	(61.8) 66.2 95.6 (100.0)	53.4	2.74	—	0.65 (0.62)
	r7	53.7		88.0 (96.6)	1.64	171.4	2380 (1672)	(57.9) 62.0 90.9 (95.1)	55.6	2.68	—	0.66 (0.63)
18.1 }	rA	60.2	2-D35@200 +2-D35@400 $p_g=1.10$	106.0 (118.7)	1.76	159.4	2750 (1891)	(64.7) 69.4 102.0 (105.9)	62.9	3.05	—	0.65 (0.67)
	rG	58.8		103.0 (114.8)	1.75	182.9	2670 (1836)	(63.7) 68.3 99.4 (104.0)	70.1	3.34	—	0.74 (0.76)

注：() 内は、既工認時の数値を示す。
 注記*1：上段は鉛直震度上向き、下段は鉛直震度下向きを示す。
 *2：設計時土圧
 *3：許容応力度比 (f_t は鉄筋の許容引張応力度 N/mm^2)

表 3-3 ボックス壁断面算定表 (3)

標高 T.M.S.L.	壁位置	断面積 ($\times 10^4 \text{cm}^2$)	壁厚 (cm)	配筋 (タテ, ヨコ共) (p_g : %)	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討			土圧に対する検討*2			*3 $\frac{s\sigma_t + \sigma_t + k\sigma_c}{f_t}$
					せん断力 Q ($\times 10^3 \text{kN}$)	せん断 応力度 τ (N/mm^2)	鉄筋の引 張応力度 $s\sigma_t$ (N/mm^2)	モーメント M ($\times 10^3 \text{kN}\cdot\text{m}$)	軸力*1 N ($\times 10^3 \text{kN}$)	鉄筋の最大 引張応力度 σ_t (N/mm^2)	コンクリート の最大圧縮 応力度 σ_c (N/mm^2)	鉄筋の最大 引張応力度 $k\sigma_t$ (N/mm^2)	コンクリート の最大圧縮 応力度 $k\sigma_c$ (N/mm^2)	
18.1	r1	68.4	[Redacted]	2-D35@200 +2-D35@400 $p_g=1.20$	126.0 (136.2)	1.84	153.8	3280 (2498)	(79.4) 85.2 125.0 (130.4)	61.1	3.56	6.4	0.22	0.65 (0.61)
	r7	63.1		2-D35@200 +2-D35@400 $p_g=1.20$	117.0 (127.0)	1.85	154.6	3160 (2409)	(74.5) 79.9 118.0 (122.6)	62.3	3.75	6.4	0.22	0.65 (0.64)
12.3	rA	60.7	4-D35@200 $p_g=1.28$	122.0 (139.5)	2.01	157.5	3650 (2700)	(88.3) 94.6 138.0 (144.2)	60.1	3.32	3.4	0.12	0.65 (0.66)	
	rG	59.5	4-D35@200 $p_g=1.28$	120.0 (136.8)	2.02	158.3	3550 (2629)	(92.2) 98.8 144.0 (150.0)	53.9	3.24	3.4	0.12	0.63 (0.63)	
12.3	r1	89.4	4-D35@200 $p_g=1.28$	178.0 (188.5)	1.99	156.0	4660 (3911)	(105.9) 114.0 165.0 (172.6)	78.5	4.08	22.9	0.79	0.75 (0.73)	
	r7	89.4	4-D35@200 $p_g=1.28$	177.0 (187.9)	1.98	155.2	4550 (3818)	(104.0) 112.0 162.0 (169.7)	69.1	3.75	22.9	0.79	0.72 (0.70)	
4.8	rA	80.0	4-D35@200 $p_g=1.28$	167.0 (186.6)	2.09	163.8	4930 (4100)	(117.7) 126.0 183.0 (192.2)	73.4	4.09	22.9	0.79	0.76 (0.76)	
	rG	84.9	4-D35@200 $p_g=1.28$	175.0 (195.5)	2.06	161.4	4920 (4096)	(129.4) 139.0 201.0 (210.8)	63.6	4.04	22.9	0.79	0.72 (0.73)	

注：() 内は、既工認時の数値を示す。
 注記*1：上段は鉛直震度上向き、下段は鉛直震度下向きを示す。
 *2：設計時土圧
 *3：許容応力度比 (f_t は鉄筋の許容引張応力度 N/mm^2)

表 3-4 ボックス壁断面算定表(4)

標高 T.M.S.L.	壁位置	断面積 ($\times 10^4 \text{cm}^2$)	壁厚 (cm)	配筋 (タテ, ヨコ共)	せん断力に対する検討		曲げモーメントに対する検討			土圧に対する検討*2		*3 $\frac{s\sigma_t + \sigma_t + k\sigma_c}{f_t}$		
					せん断力 Q ($\times 10^3 \text{kN}$)	せん断 応力度 τ (N/mm^2)	鉄筋の引 張応力度 $s\sigma_t$ (N/mm^2)	曲げ モーメント M ($\times 10^3 \text{kN}\cdot\text{m}$)	軸 力*1 N ($\times 10^3 \text{kN}$)	鉄筋の最大 引張応力度 σ_t (N/mm^2)	コンクリート の最大圧縮 応力度 σ_c (N/mm^2)		鉄筋の最大 引張応力度 $k\sigma_t$ (N/mm^2)	コンクリート の最大圧縮 応力度 $k\sigma_c$ (N/mm^2)
4.8 }	r1	95.4	[Redacted]	4-D38@200 pg=1.43	212.0 (213.4)	2.22	155.8	5830 (5299)	(133.4) 144.0 206.0 (216.7)	69.8	4.18	30.0	1.09	0.75 (0.73)
	r7	95.4		4-D38@200 pg=1.43	211.0 (212.3)	2.21	155.1	5720 (5198)	(131.4) 142.0 204.0 (213.8)	68.1	4.11	30.0	1.09	0.74 (0.72)
	rA	90.6		4-D38@200 pg=1.43	198.0 (212.5)	2.19	153.7	5920 (5481)	(148.1) 160.0 230.0 (241.2)	70.4	4.47	30.0	1.09	0.74 (0.76)
-1.7 }	rG	90.6	4-D38@200 pg=1.43	198.0 (212.0)	2.19	153.7	5920 (5474)	(156.9) 169.0 244.0 (256.0)	65.8	4.50	30.0	1.09	0.73 (0.75)	
	r1	101.3	4-D38@200 +2-D32@400 pg=1.57	206.0 (213.9)	2.03	128.9	6960 (6688)	(158.9) 172.0 246.0 (259.9)	73.2	4.62	33.6	1.31	0.69 (0.70)	
	r7	101.3	4-D38@200 +2-D32@400 pg=1.57	206.0 (214.2)	2.03	128.9	6860 (6590)	(157.9) 171.0 244.0 (257.9)	71.5	4.56	33.6	1.31	0.68 (0.70)	
-8.2 }	rA	96.2	4-D38@200 +2-D32@400 pg=1.57	177.0 (196.5)	1.84	116.8	6560 (6759)	(174.6) 189.0 270.0 (285.4)	63.6	4.62	33.6	1.31	0.63 (0.69)	
	rG	96.2	4-D38@200 +2-D32@400 pg=1.57	178.0 (197.3)	1.85	117.5	6560 (6757)	(182.4) 198.0 282.0 (297.1)	59.8	4.65	33.6	1.31	0.62 (0.68)	

注：()内は、既工認時の数値を示す。
 注記*1：上段は鉛直震度上向き、下段は鉛直震度下向きを示す。
 *2：設計時土圧
 *3：許容応力度比 (f_t は鉄筋の許容引張応力度 N/mm^2)

表 3-5 中間壁断面算定表

標高 T. M. S. L. (m)	断面積 ($\times 10^4 \text{cm}^2$)	壁厚 (cm)	配筋 (タテ, ヨコ共) ($p_g : \%$)	せん断力に対する検討			曲げモーメントに対する検討			*2 $\frac{s \cdot \sigma_t + \sigma_c}{f_t}$	
				せん断力 Q ($\times 10^3 \text{kN}$)	せん断 応力度 τ (N/mm^2)	鉄筋の引 張応力度 $s \cdot \sigma_t$ (N/mm^2)	曲げ モーメント M ($\times 10^3 \text{kN}\cdot\text{m}$)	軸 力*1 N ($\times 10^3 \text{kN}$)	鉄筋の最大 引張応力度 σ_t (N/mm^2)		コンクリート の最大圧縮 応力度 σ_c (N/mm^2)
4.8 }	7.6	[Redacted]	2-D38@200 $p_g=1.27$	11.1 (11.9)	1.46	115.3	84 (77)	3.2 4.7 (4.9)	162.5	5.58	0.81 (0.89)
				7.3 (7.8)	1.46	110.3	55 (51)	2.1 2.8 (2.9)	159.8	5.59	0.79 (0.88)
-1.7 }	5.0	[Redacted]	2-D32@200 $p_g=1.32$	5.5 (5.7)	1.01	95.0	35 (33)	2.1 2.8 (2.9)	169.0	5.46	0.77 (0.66)
				4.1 (4.2)	0.99	74.8	34 (32)	2.1 1.9 (2.0)	159.9	5.70	0.69 (0.70)
-8.2 }	27.1	[Redacted]	2-D38@200 $p_g=1.27$	50.8 (56.4)	1.87	147.6	430 (443)	16.0 22.3 (23.5)	39.3	2.22	0.55 (0.62)
				37.4 (41.5)	1.84	139.0	312 (321)	10.6 14.9 (15.7)	63.3	3.12	0.59 (0.72)

注：() 内は、既工認時の数値を示す。

注記*1：上段は鉛直震度上向き、下段は鉛直震度下向きを示す。

*2：許容応力度比 (f_t は鉄筋の許容引張応力度 N/mm^2)

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
2. 建屋及び杭のモデル化.....	別紙 6-6
3. 地盤のモデル化.....	別紙 6-11
3.1 原地盤のモデル化.....	別紙 6-11
3.2 地盤改良土のモデル化.....	別紙 6-12
4. 境界条件の設定.....	別紙 6-13
4.1 杭－地盤間.....	別紙 6-13
4.2 原地盤－地盤改良土間.....	別紙 6-13
4.3 基礎－地盤間.....	別紙 6-13

別紙6-1-1 建屋減衰を3%と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。

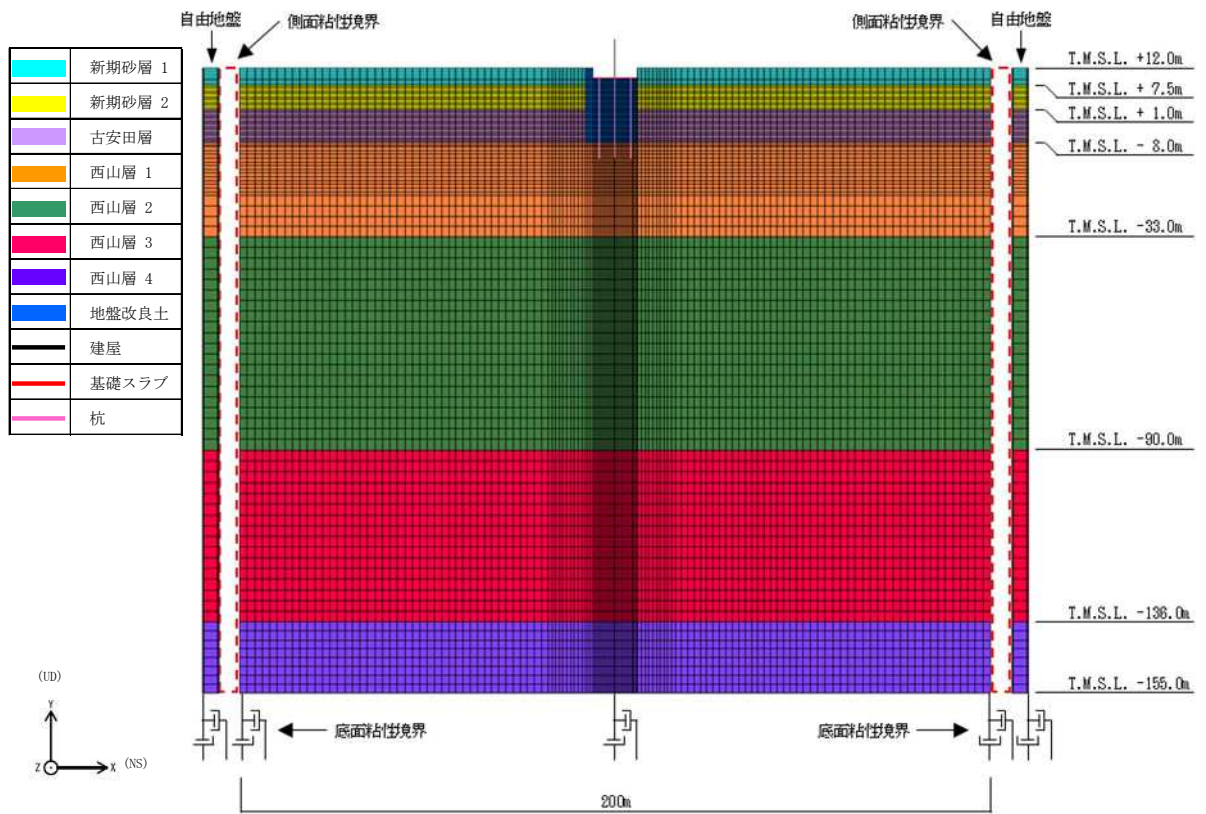
大物搬入建屋のうち建屋上部構造は一軸多質点系モデル、基礎スラブは一軸多質点系モデル及び無質量剛はり要素でそれぞれモデル化する。また、杭ははり要素、原地盤及び地盤改良土は平面ひずみ要素でそれぞれモデル化する。

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		SoilPlus
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	<ul style="list-style-type: none"> ・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平面ひずみ要素による水平成層地盤 ・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

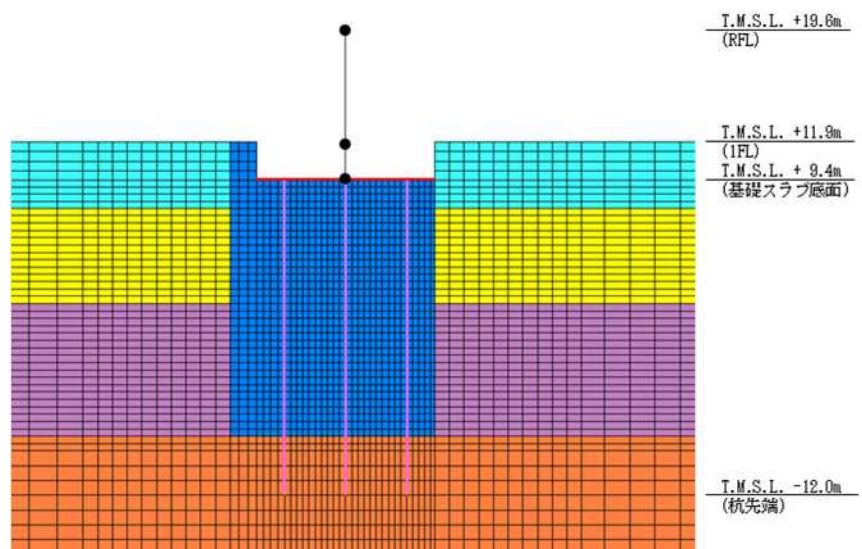
注記* : 杭の減衰定数は、コンクリートの減衰定数が5%、鋼管の減衰定数が2%であることを考慮し、コンクリートと鋼管のヤング係数比をふまえた等価断面積で加重平均することで3%に設定する。



注 1：面外粘性境界を考慮する。

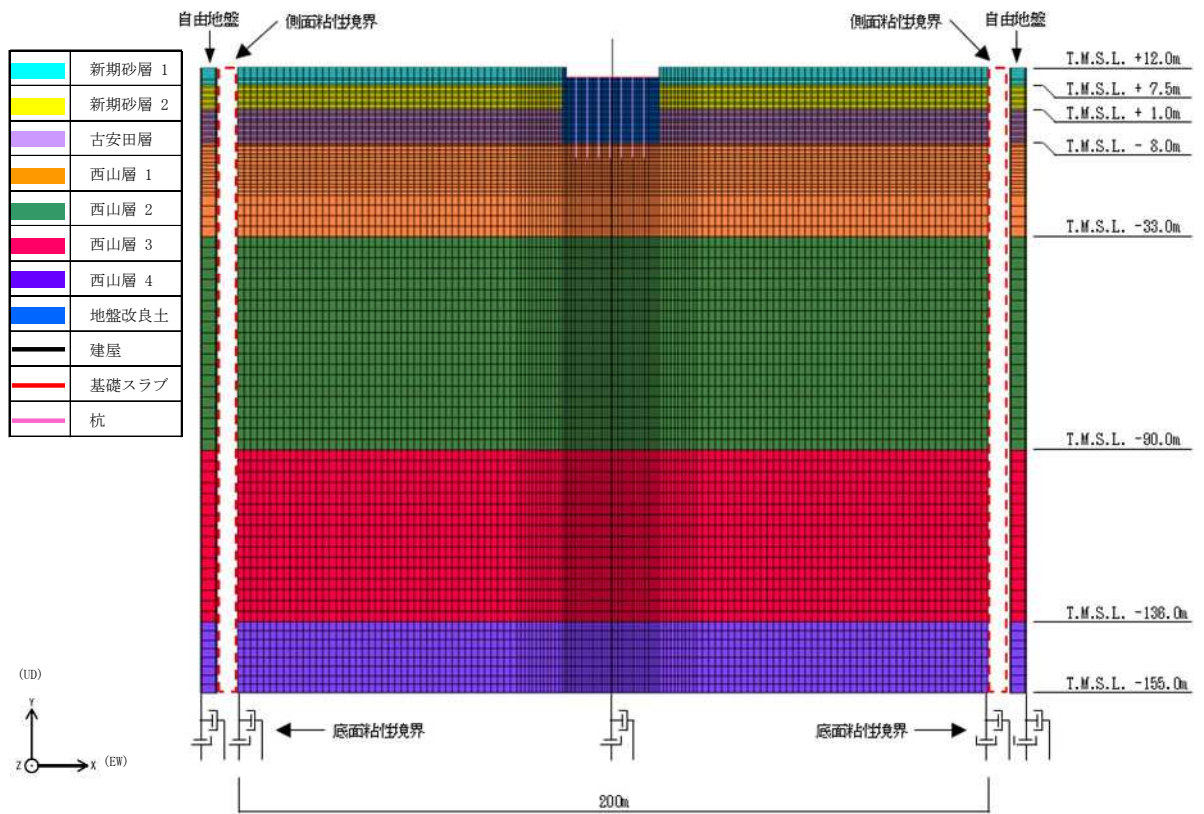
注 2：東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という）

(a) 全体モデル



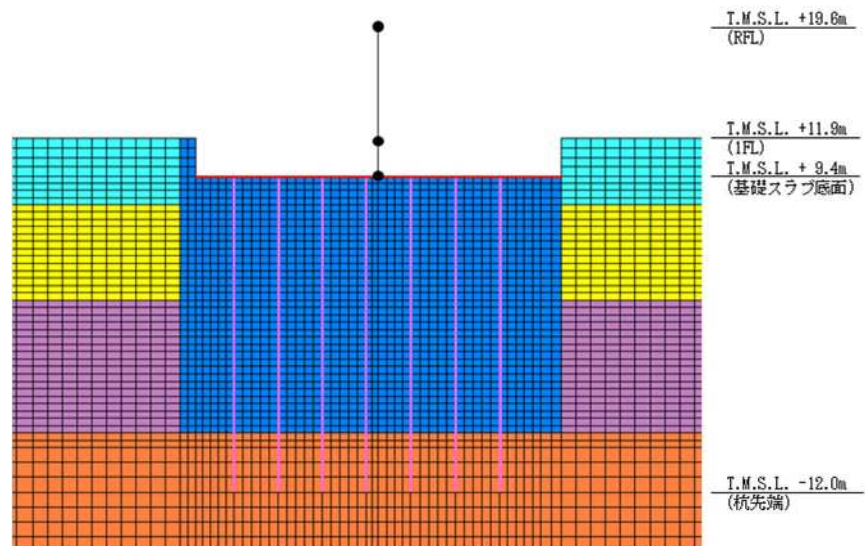
(b) 建屋周辺拡大図

図 1-1 地震応答解析モデル (NS 方向)



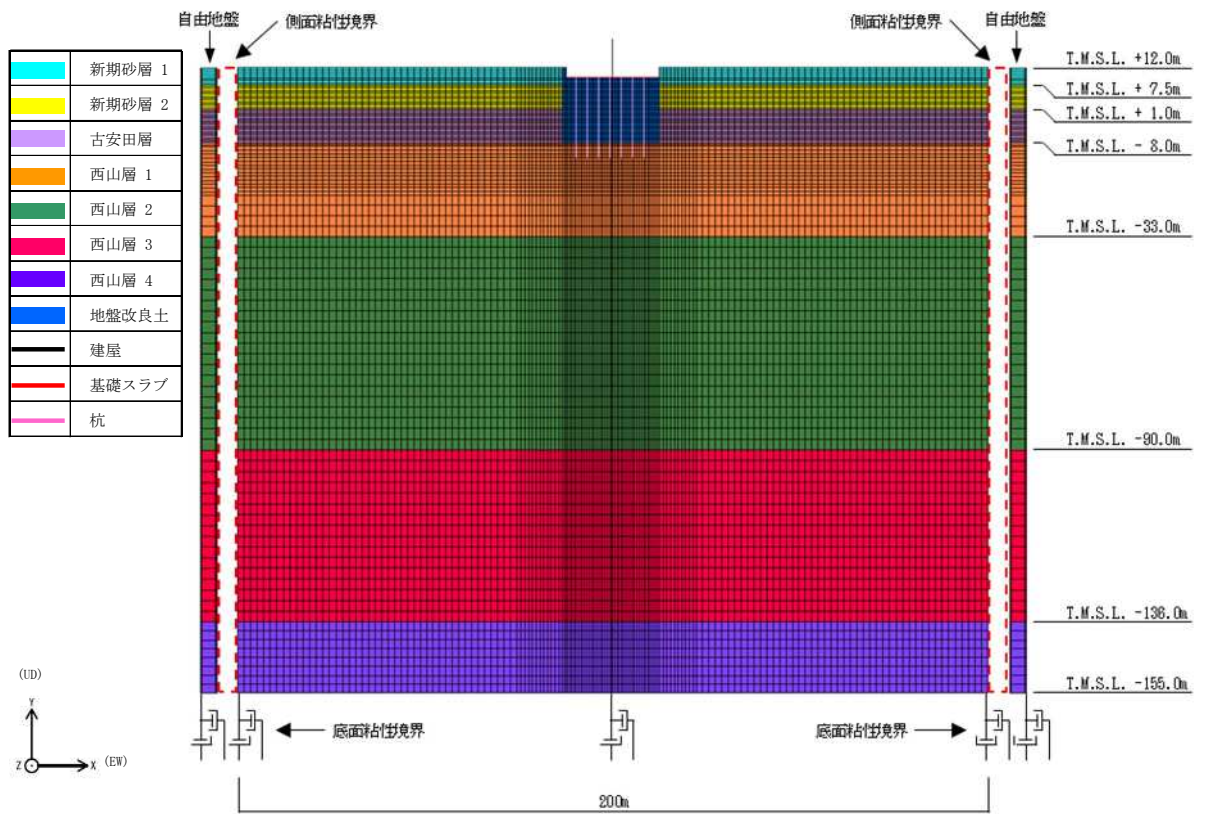
注：面外粘性境界を考慮する。

(a) 全体モデル



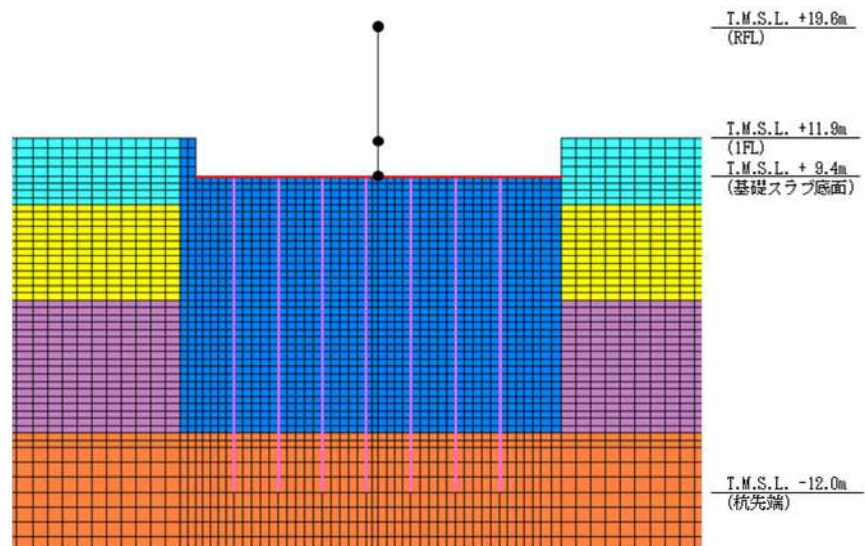
(b) 建屋周辺拡大図

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)

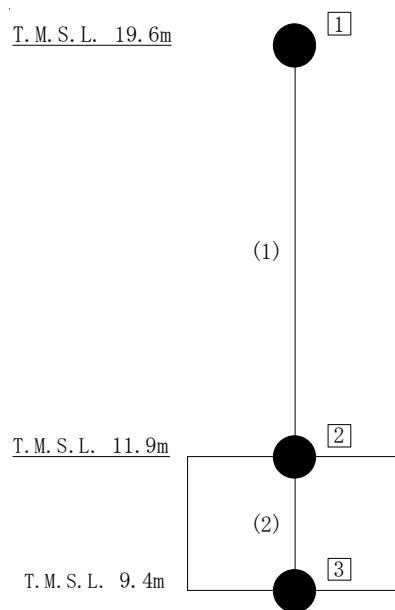
2. 建屋及び杭のモデル化

建屋及び杭のモデル化は、V-2-9-3-1 別紙ー（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二次固有振動数に比べて十分に大きな振動数20Hzを用いたレーリー減衰として設定する。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」（Soil Plus）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

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 (-)	粘性減衰の 質量項に関する 係数 β ($\times 10^{-4}$)
		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 (-)	粘性減衰の 質量項に関する 係数 β ($\times 10^{-4}$)
		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 (-)	粘性減衰の 質量項に関する 係数 β ($\times 10^{-4}$)
		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 (-)	粘性減衰の 質量項に関する 係数 β ($\times 10^{-4}$)
		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 (-)	粘性減衰の 質量項に関する 係数 β ($\times 10^{-4}$)
		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 (-)	粘性減衰の 質量項に関する 係数 β ($\times 10^{-4}$)
		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を考慮し、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。

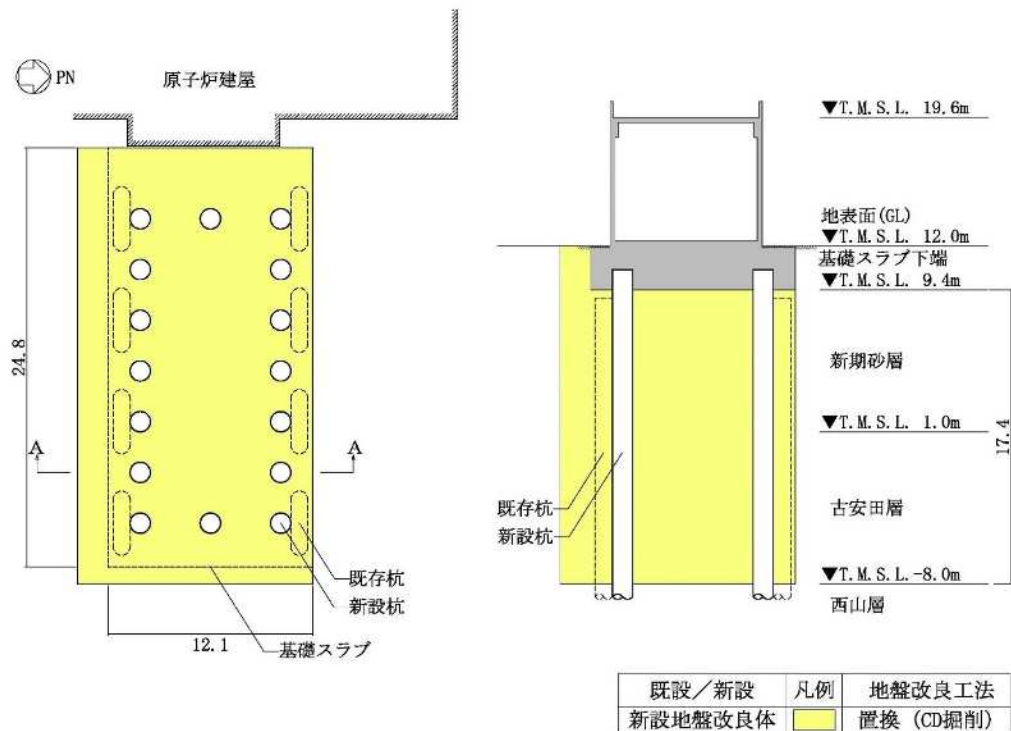
なお、大物搬入建屋は杭基礎構造物であるが、杭周囲を含む建屋直下の地盤を支持層まで改良しており、建屋直下の地盤及び杭周囲の地盤に液状化は発生しないため、地盤の液状化は考慮しないこととする。

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、基礎底面については境界条件を設定せず、杭頭位置で杭と基礎スラブの節点共有とし、基礎側面は境界条件を設定せず、基礎側面と地盤の接続は行わない。

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
5. まとめ	別紙 6-1-1-16

1. 概要

「J E A G 4 6 0 1 -1987」には，建物・構築物のRC造部に対して5%が慣用的に使用されている値として示されており，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，建屋の減衰定数を3%とした場合の地震応答解析を行い，そ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 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」と同一とする。ただし，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，建屋部及び基礎スラブについては，減衰定数を3%とする。

表 2-1 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。

減衰定数を3%とした場合の応答値はいずれも減衰定数を5%とした場合の応答値とおおむね同等である。

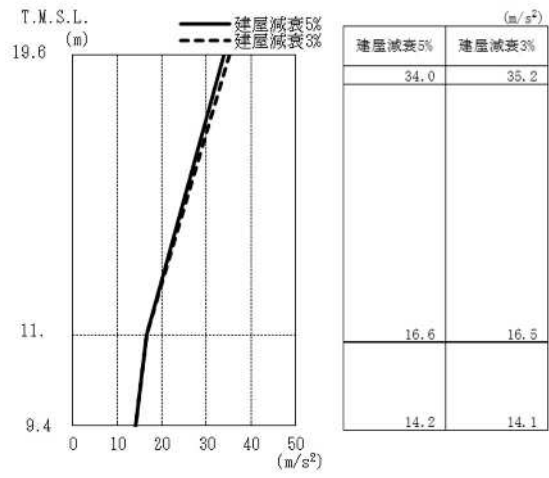
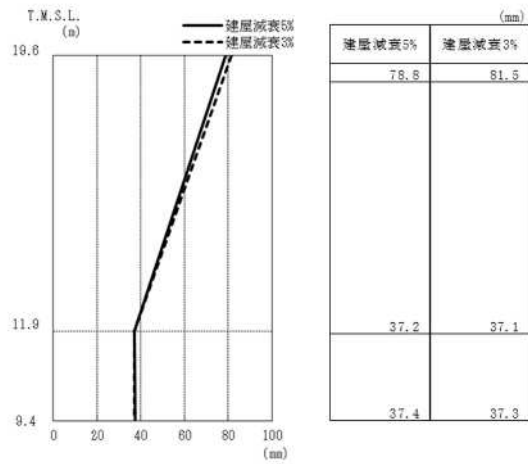


図 3-1 最大応答加速度 (Ss-1, NS 方向)



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)

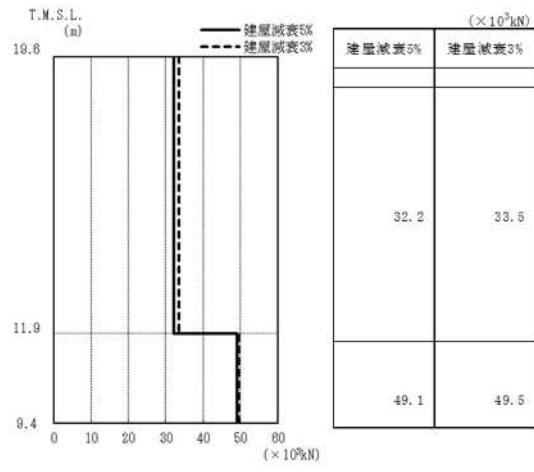


図 3-3 最大応答せん断力 (Ss-1, NS 方向)

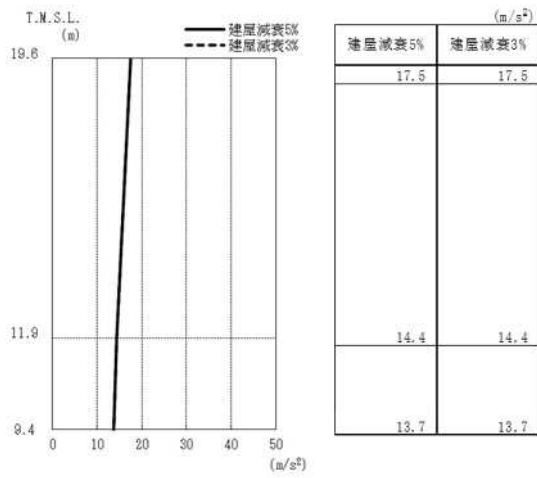
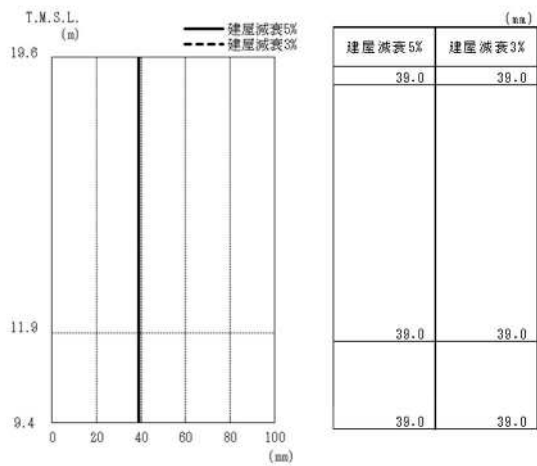


図 3-4 最大応答加速度 (Ss-1, EW 方向)



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)

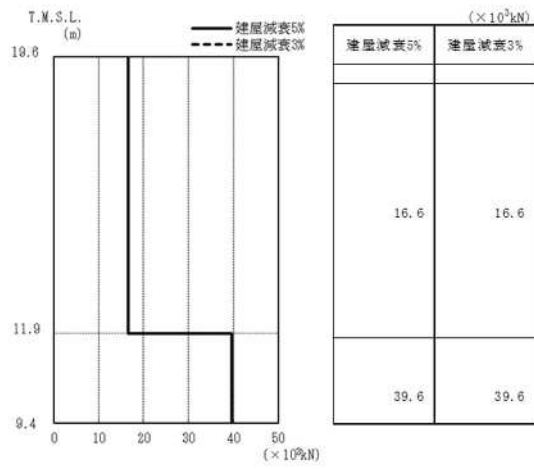


図 3-6 最大応答せん断力 (Ss-1, EW 方向)

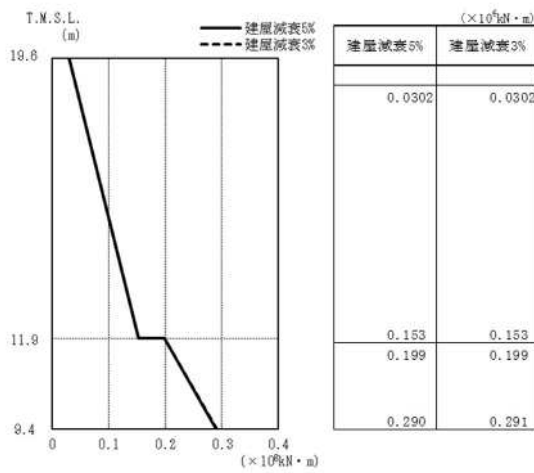


図 3-7 最大応答曲げモーメント (Ss-1, EW 方向)

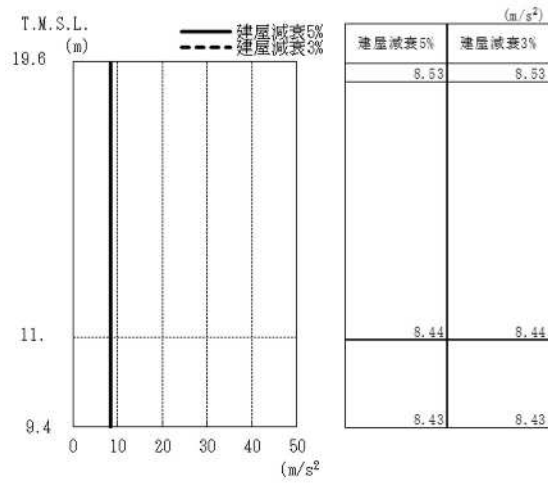
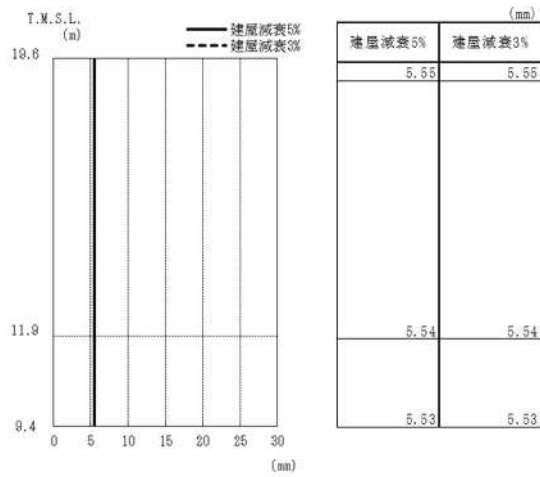


図 3-8 最大応答加速度 (Ss-1, 鉛直方向)



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)

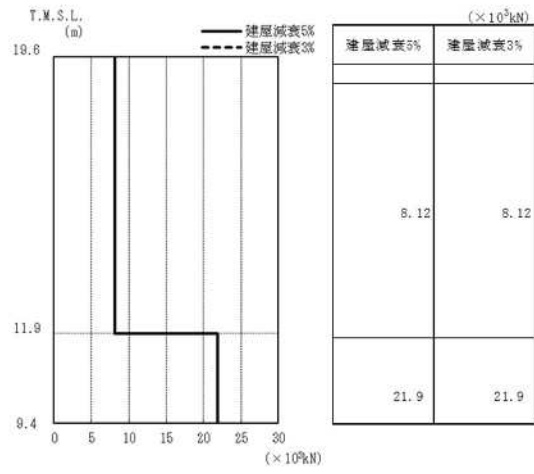


図 3-10 最大応答軸力 (Ss-1, 鉛直方向)

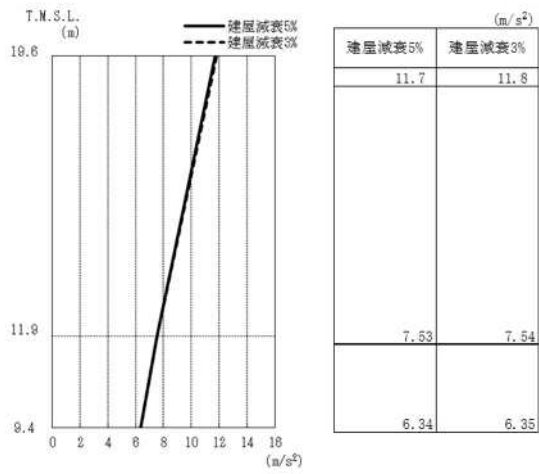
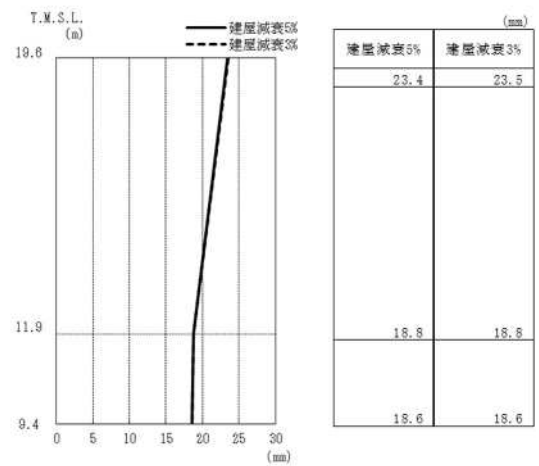


図 3-11 最大応答加速度 (Sd-1, NS 方向)



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)

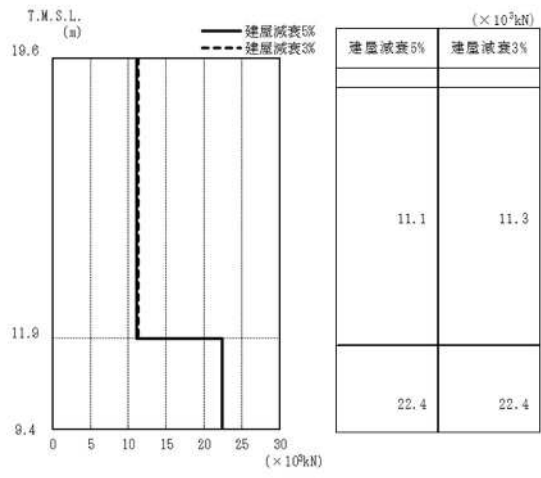


図 3-13 最大応答せん断力 (Sd-1, NS 方向)

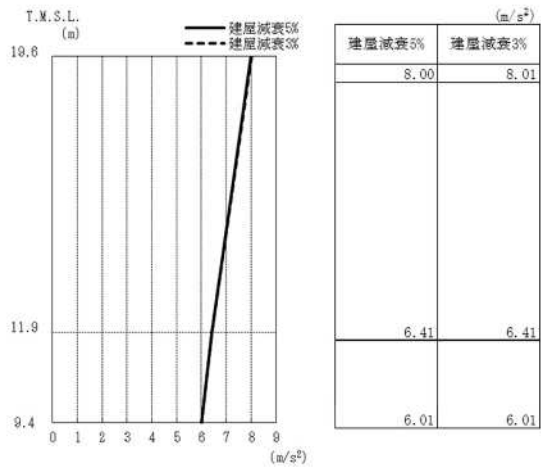
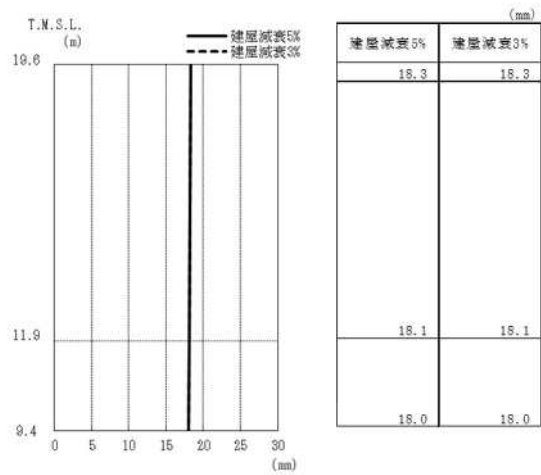


図 3-14 最大応答加速度 (Sd-1, EW 方向)



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)

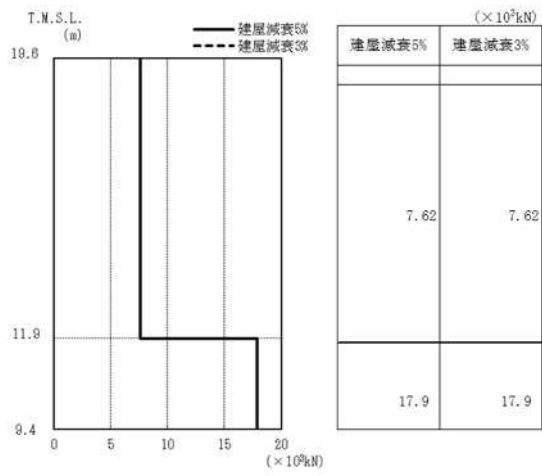


図 3-16 最大応答せん断力 (Sd-1, EW 方向)

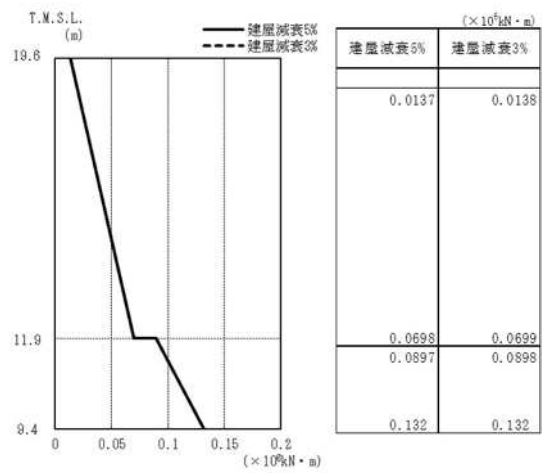


図 3-17 最大応答曲げモーメント (Sd-1, EW 方向)

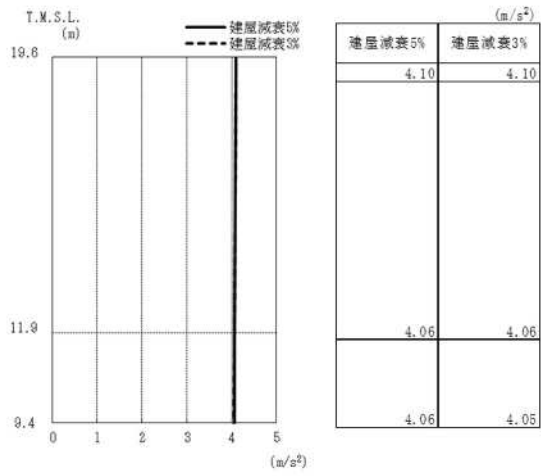
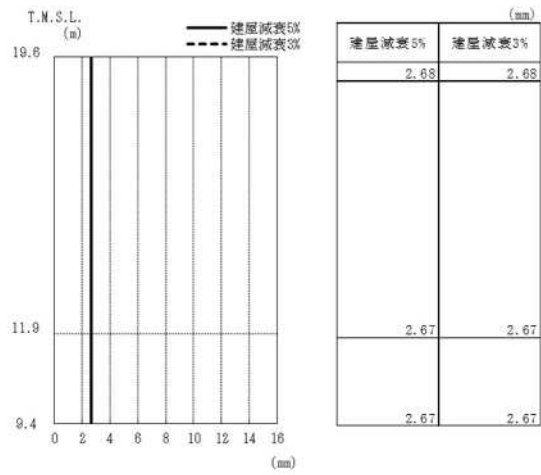


図 3-18 最大応答加速度 (Sd-1, 鉛直方向)



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)

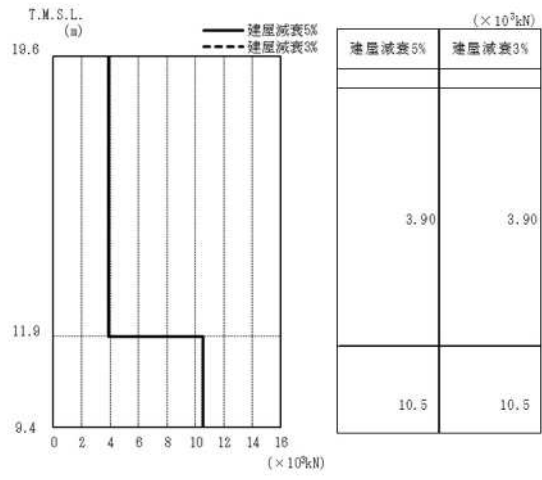


図 3-20 最大応答軸力 (Sd-1, 鉛直方向)

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%とした場合及び減衰定数3%とした場合のいずれの値も設計用地震力に包絡されていることが確認できる。

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

5. まとめ

本資料では、建屋の減衰定数を3%とした場合の地震応答解析を行い、建屋の減衰定数を5%とした場合との応答結果の比較及び建屋の減衰定数を3%とした場合の影響を確認した。

その結果、減衰定数を3%とした場合の最大応答は、減衰定数を5%とした場合の結果とおおむね整合することを確認した。また、減衰定数を3%とした場合の最大層せん断力が設計用地震力に包絡されていることを確認した。

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

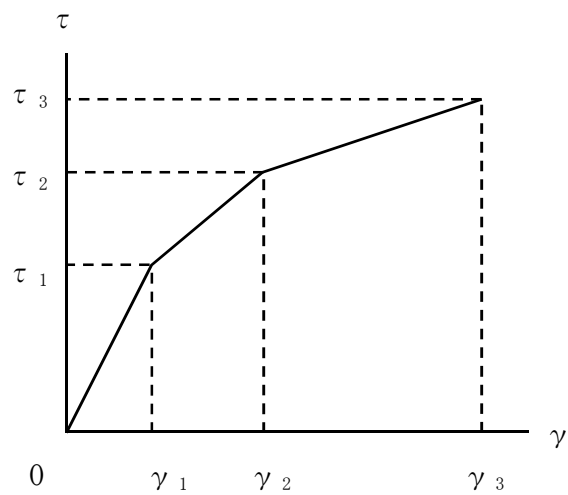
1. 概要	別紙 6-2-1
2. RC 造耐震壁の非線形特性の設定について	別紙 6-2-2
2.1 第 1 折点の設定	別紙 6-2-3
2.2 第 2 折点の設定	別紙 6-2-3
2.3 終局点の設定	別紙 6-2-4
3. RC 造フレーム構造部の非線形特性の設定について	別紙 6-2-5
4. せん断スケルトン曲線の設定について	別紙 6-2-7
4.1 水平方向モデル	別紙 6-2-7
4.2 使用材料の物性値	別紙 6-2-12
4.3 RC 造耐震壁のせん断スケルトン曲線の諸数値	別紙 6-2-13
4.4 RC 造フレーム構造部のせん断スケルトン曲線の諸数値	別紙 6-2-17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

$$\tau_3 = \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M/(QD) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{p_{wh} \sigma_{wh}} + 0.1 \sigma_0$$

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

ここで、

- F_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
- p_{te} : 等価引張鉄筋比 (%)
- p_{wh} : 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_{wh} 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_{wh} : 水平せん断補強筋の材料強度 (N/mm²)
- $M/(QD)$: シアスパン比
- σ_0 : 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、「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）」の「付録1-3.1 鉄筋コンクリート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。

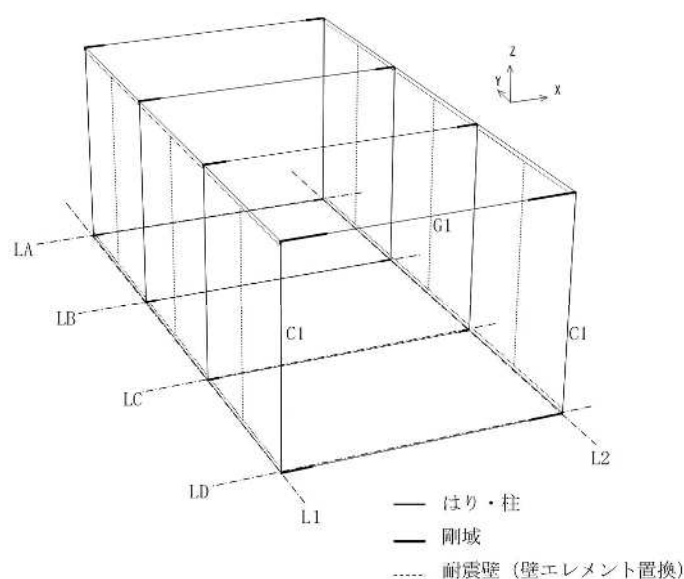
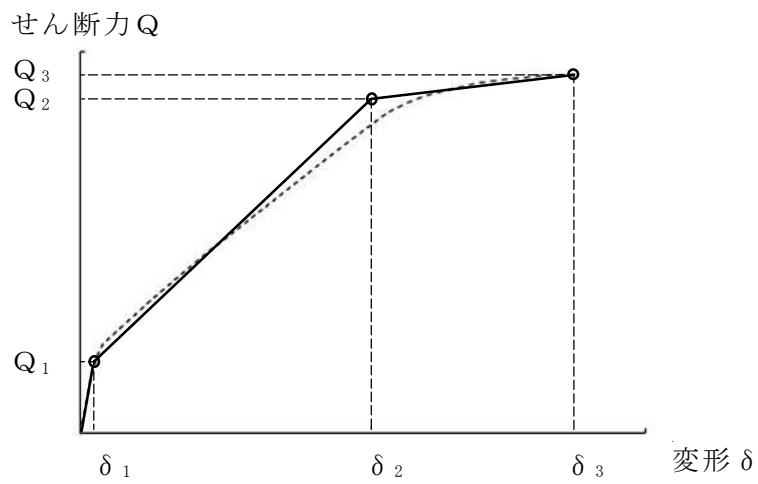


図3-1 フレーム構造部の解析モデル図

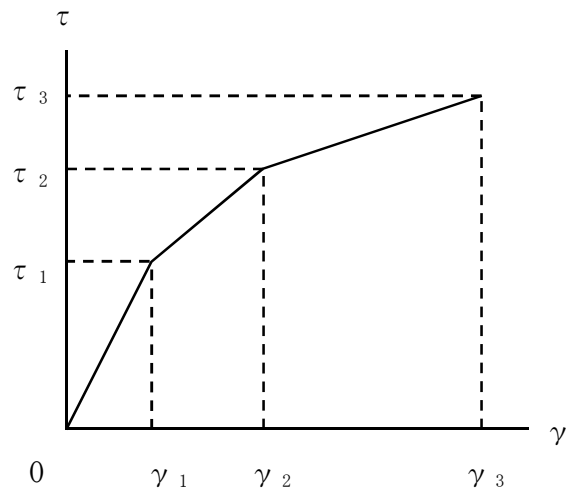


δ_1 : 柱脚部に曲げひび割れが発生した点

δ_2 : 終曲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

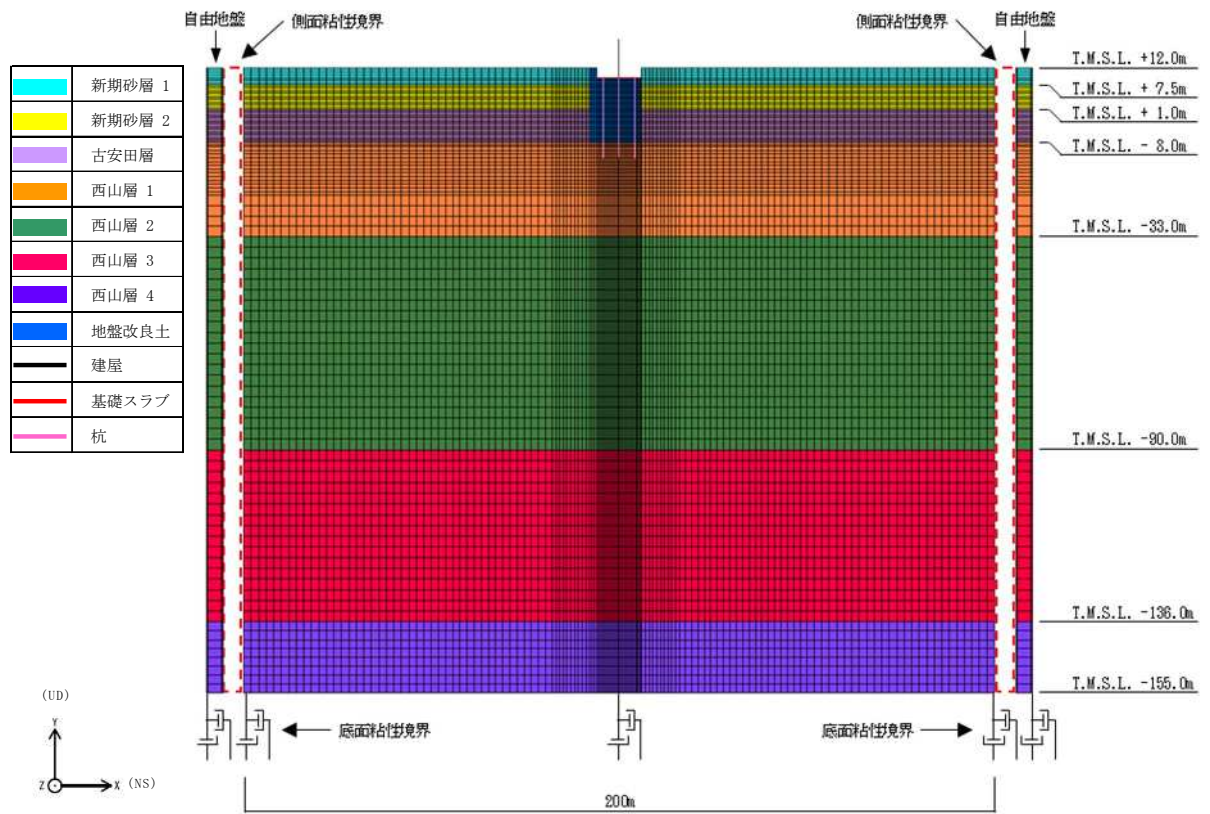
4. せん断スケルトン曲線の設定について

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。

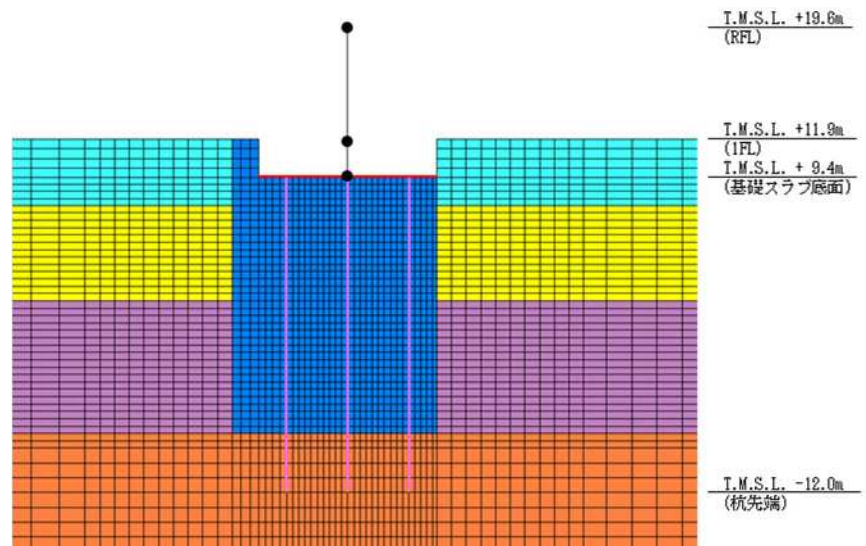
建屋は一軸多質点系モデルとし、重量は床レベルの集中質点で評価する。EW方向は壁構造のため、せん断変形及び曲げ変形を考慮したはり要素でモデル化する。地盤は平面ひずみ要素でモデル化し、杭ははり要素でモデル化する。

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。



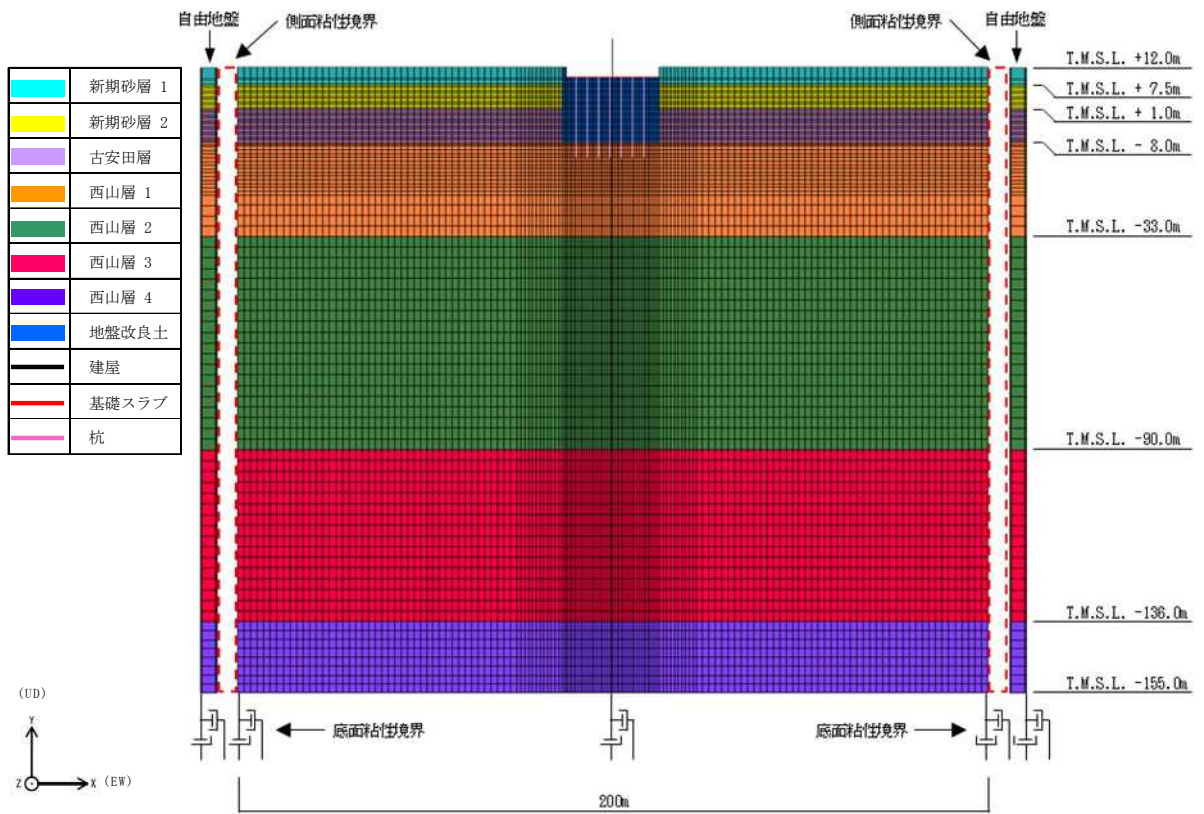
注：面外粘性境界を考慮する。

(a) 全体モデル



(b) 建屋周辺拡大図

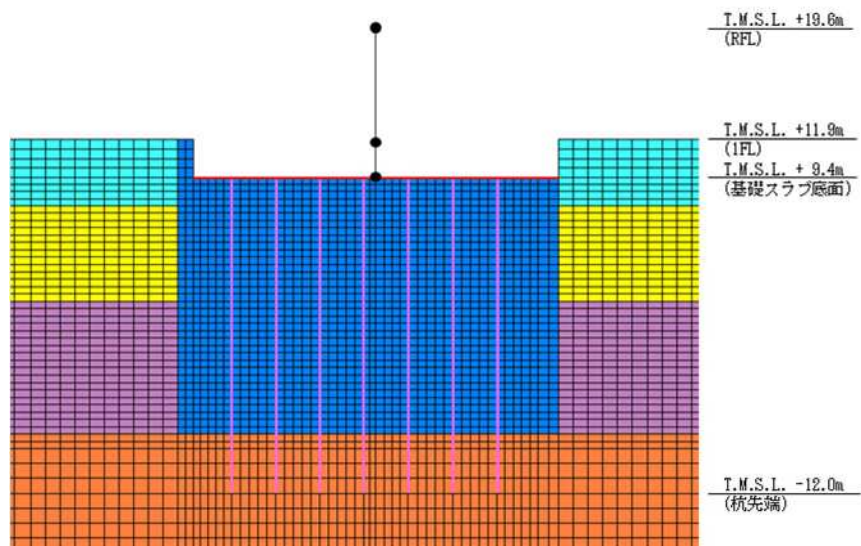
図 4-1 地震応答解析モデル (NS 方向)



注 1：面外粘性境界を考慮する。

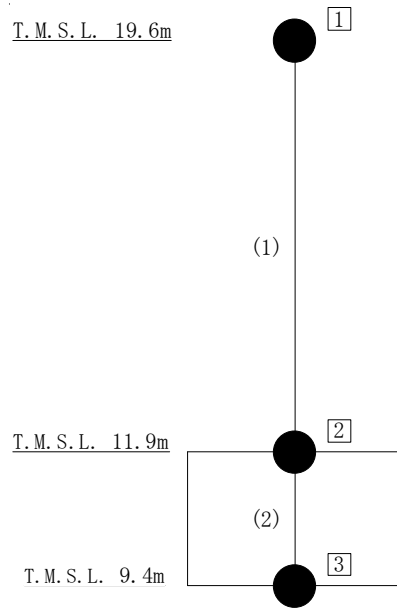
注 2：東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という）

(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

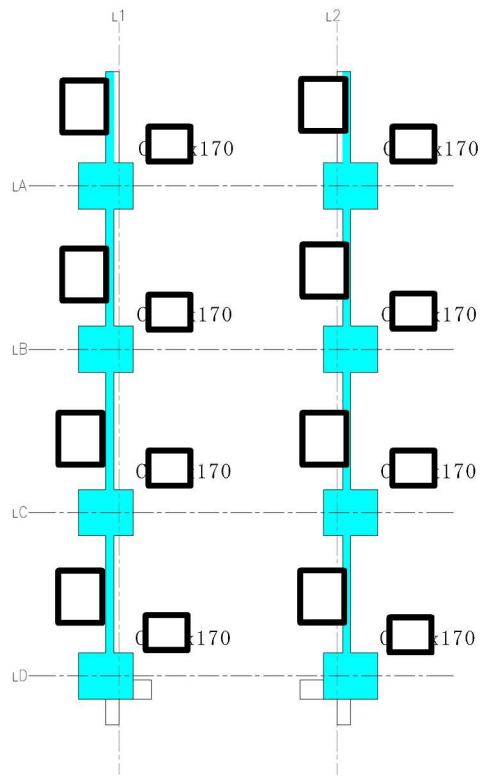
(3) 終局点

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

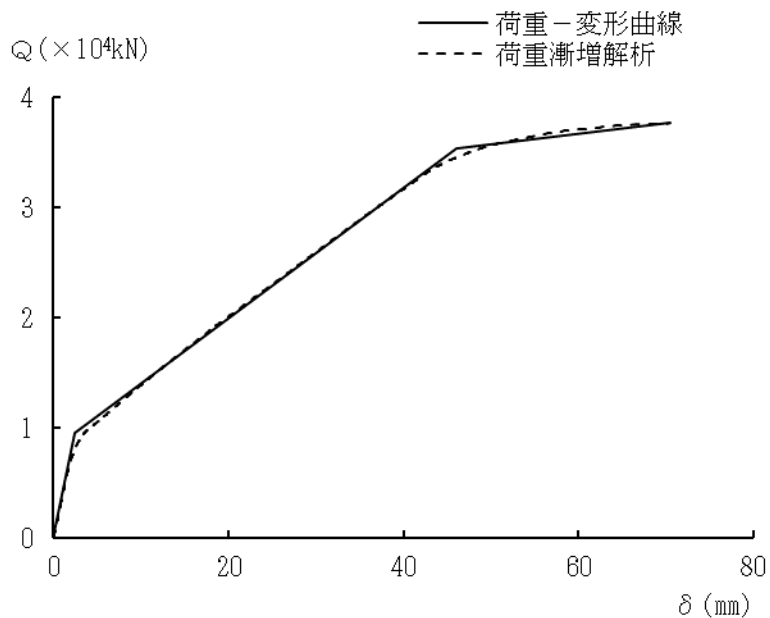


図4-5 荷重－変形曲線

(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。

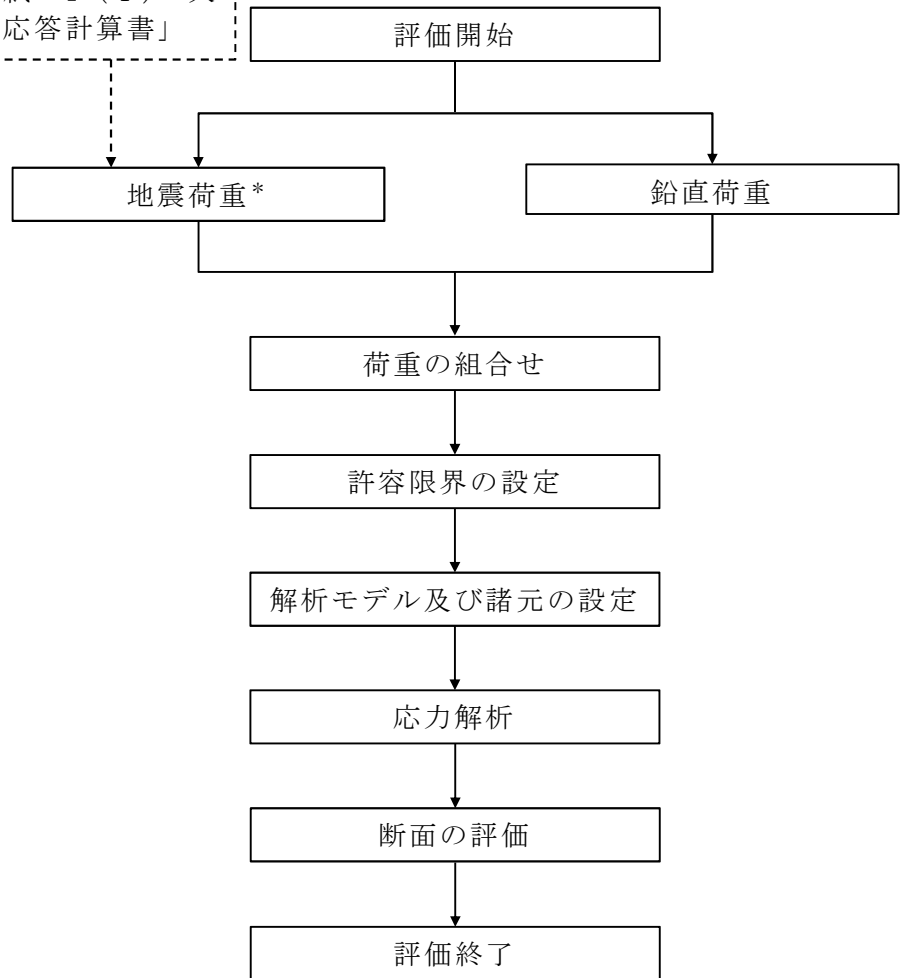
3. 材料物性の不確かさを考慮した設計用地震力の設定

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

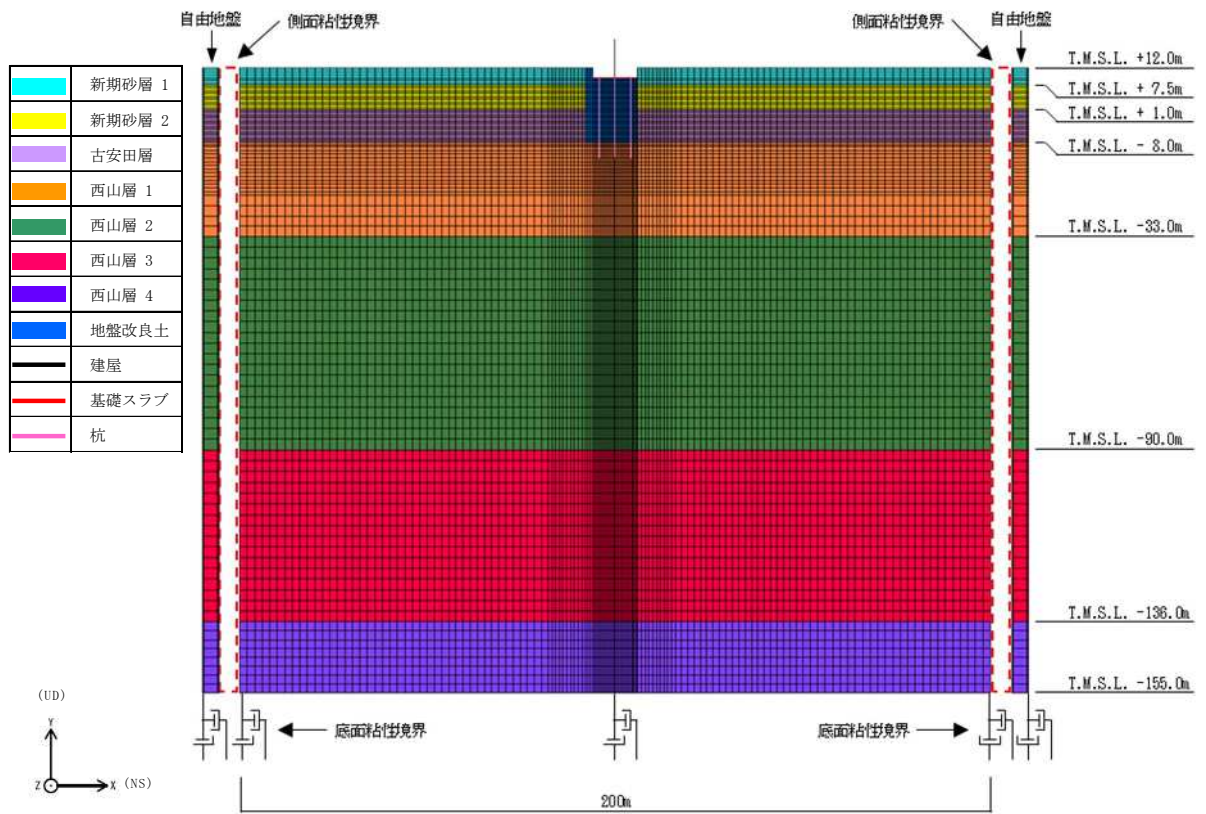
4.1 検討概要

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

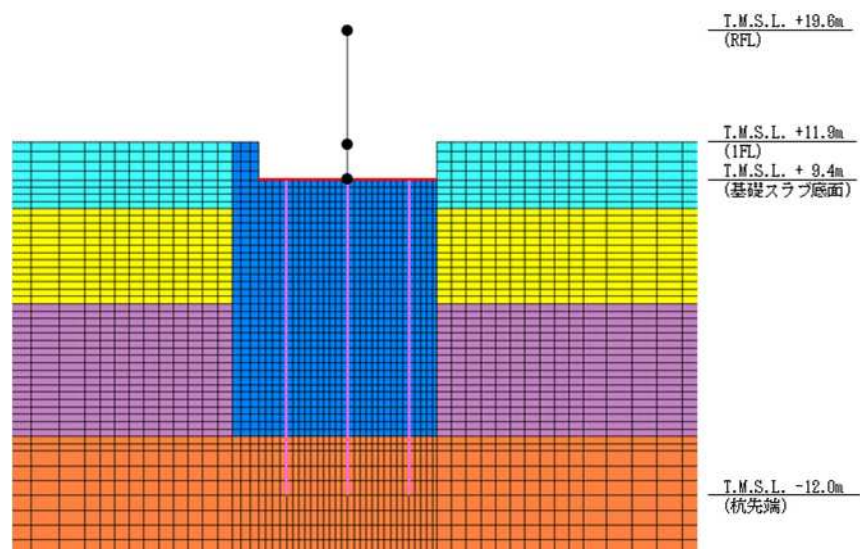
検討ケース	地盤剛性	備考
①ケース 1 (工認モデル)	標準地盤	基本ケース
②ケース 2 (地盤剛性 + σ)	標準地盤 + σ (新期砂層+13%, 古安田層+25%, 西山層+10%)	
③ケース 3 (地盤剛性 - σ)	標準地盤 - σ (新期砂層-13%, 古安田層-25%, 西山層-10%)	



注 1：面外粘性境界を考慮する。

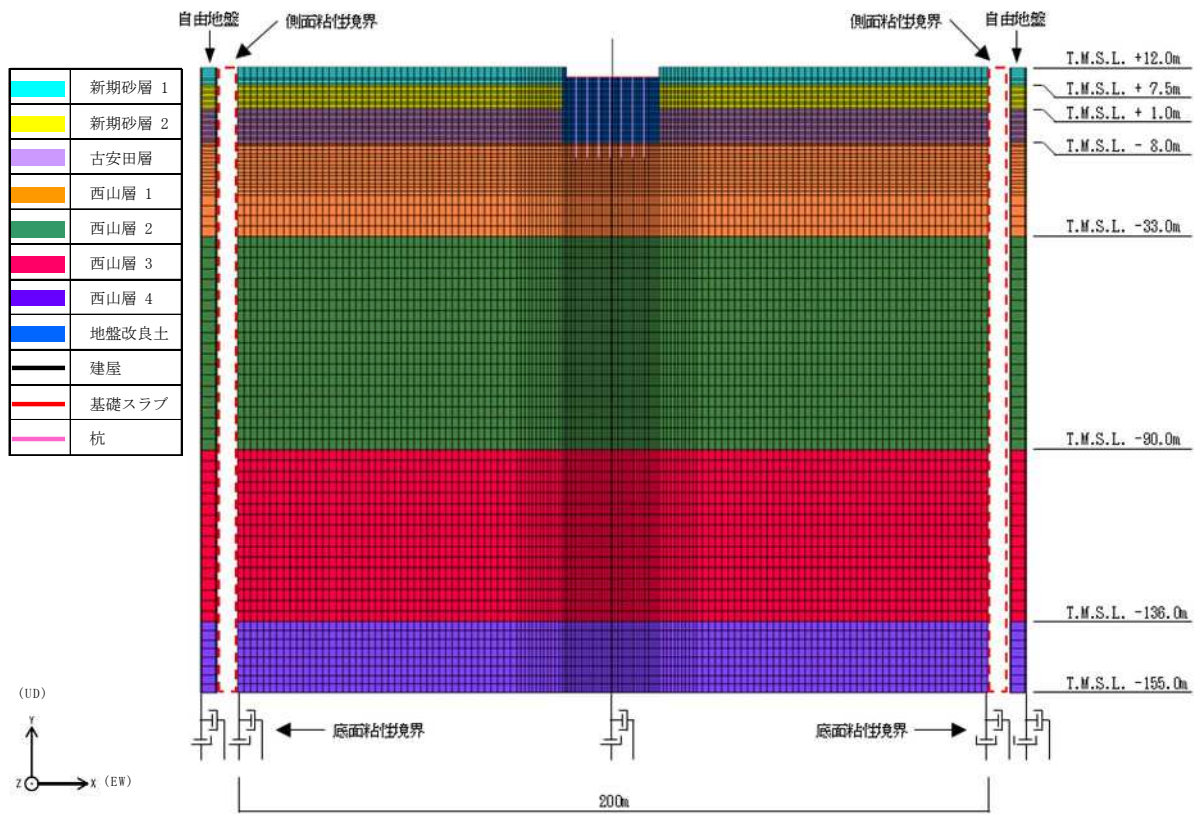
注 2：東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という）

(a) 全体モデル



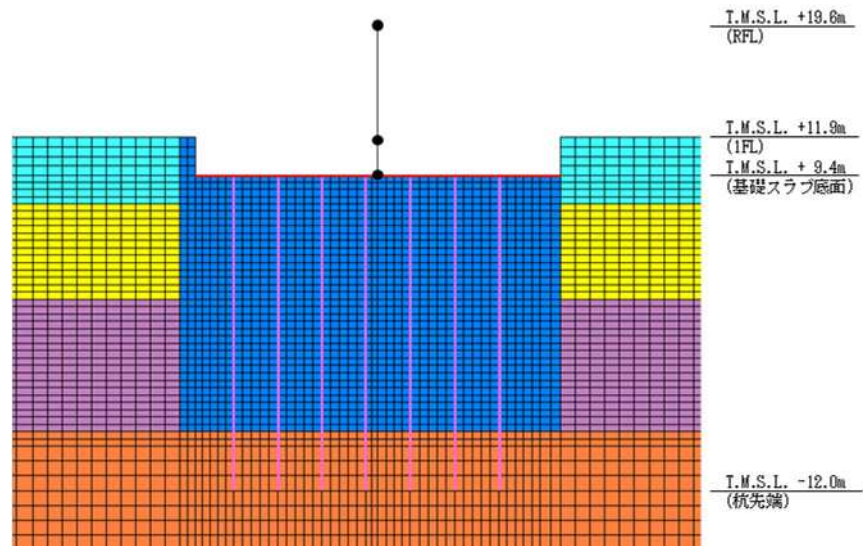
(b) 建屋周辺拡大図

図 4-1 地震応答解析モデル (NS 方向)



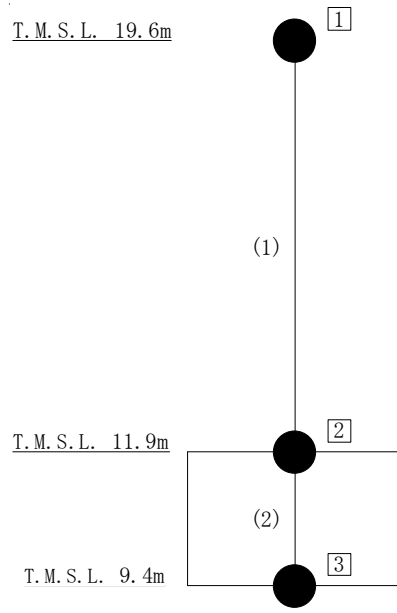
注：面外粘性境界を考慮する。

(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。

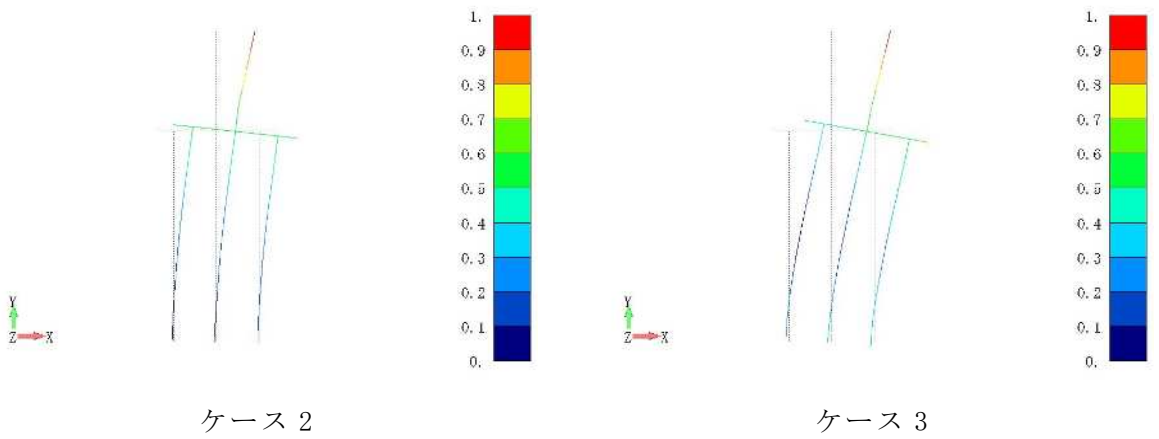
基本ケースに対する地盤剛性を変動させたモデルの固有振動数の変動幅は、-25%～+19%程度である。

表 4-2 固有値解析結果（ケース 1～3, Ss-1）

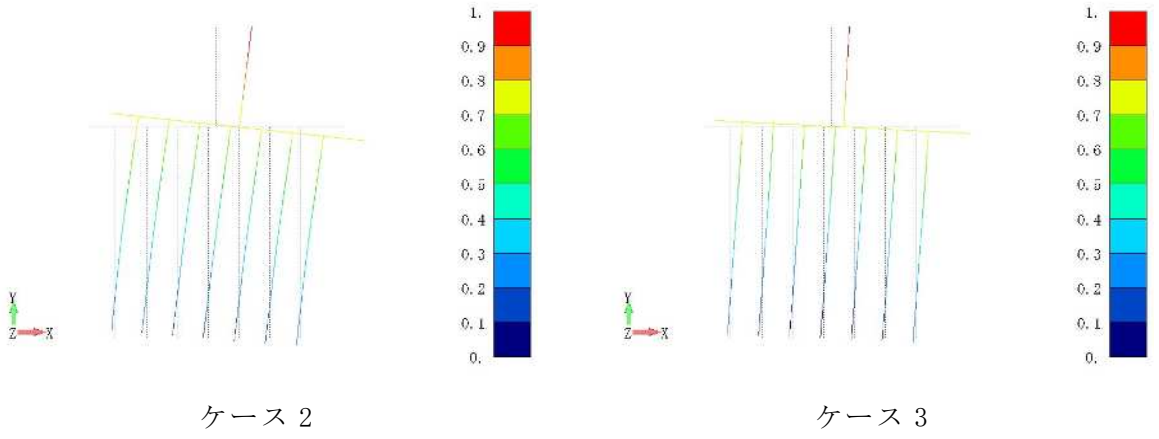
(単位：Hz)

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



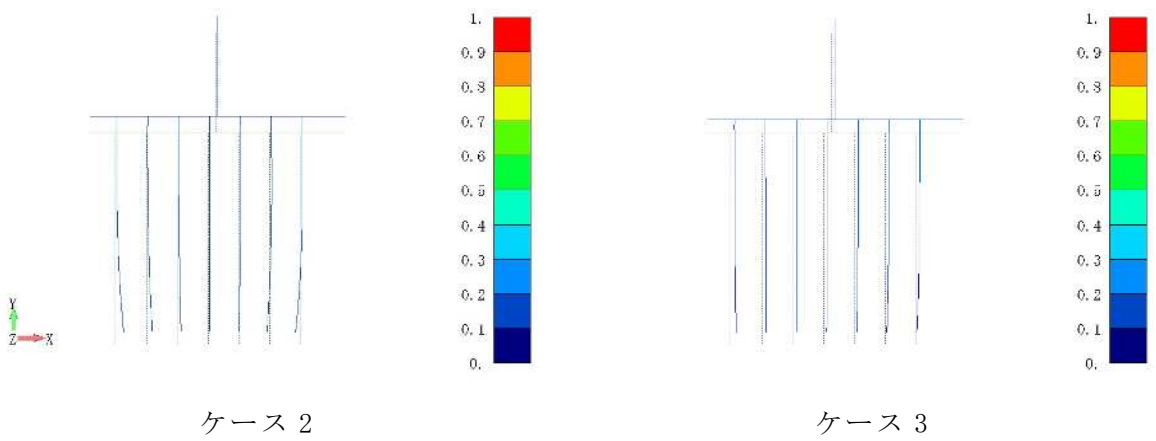
(a) NS 方向



(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)



(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)

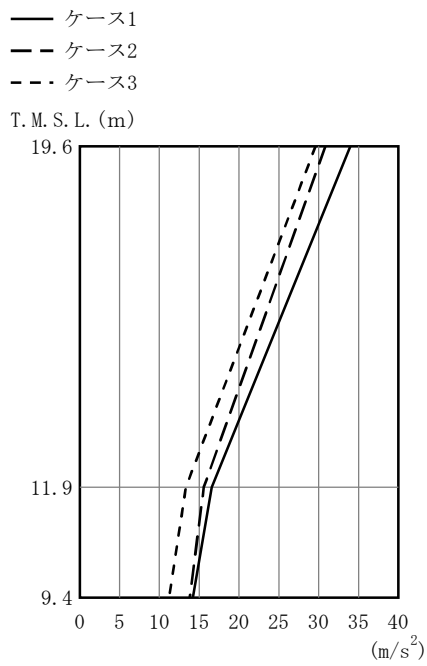
(3) 地震応答解析結果

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。

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。

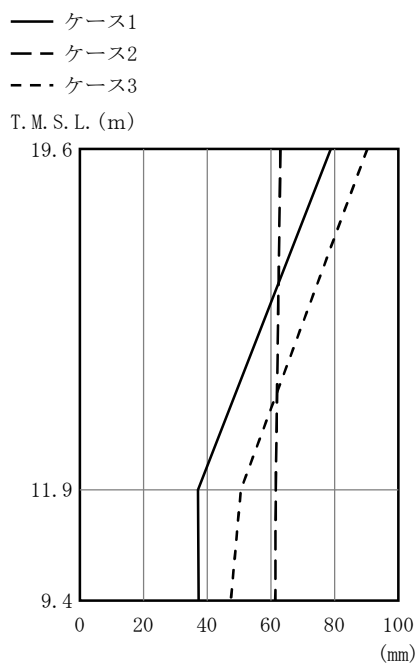
鉛直方向について、最大応答加速度及び最大応答軸力はケース2で大きくなり、ケース3で小さくなる傾向であり、最大応答変位は、ケース2で小さくなり、ケース3で大きくなる傾向であることを確認した。



(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

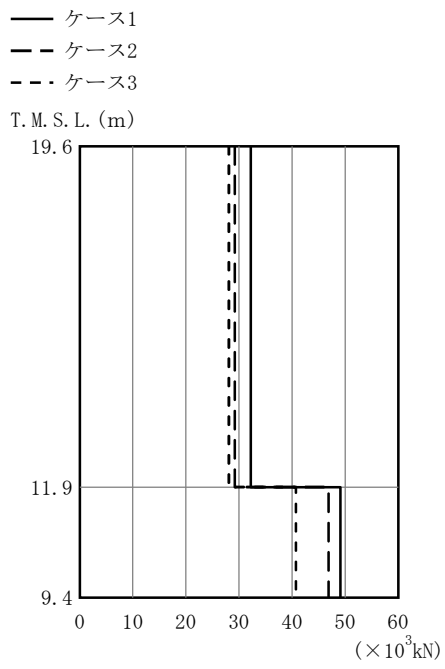
図 4-5 最大応答加速度 (Ss-1, NS 方向)



(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

図 4-6 最大応答変位 (Ss-1, NS 方向)



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

	①	②	③
11.9m	32.2	29.2	28.1
9.4m	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)

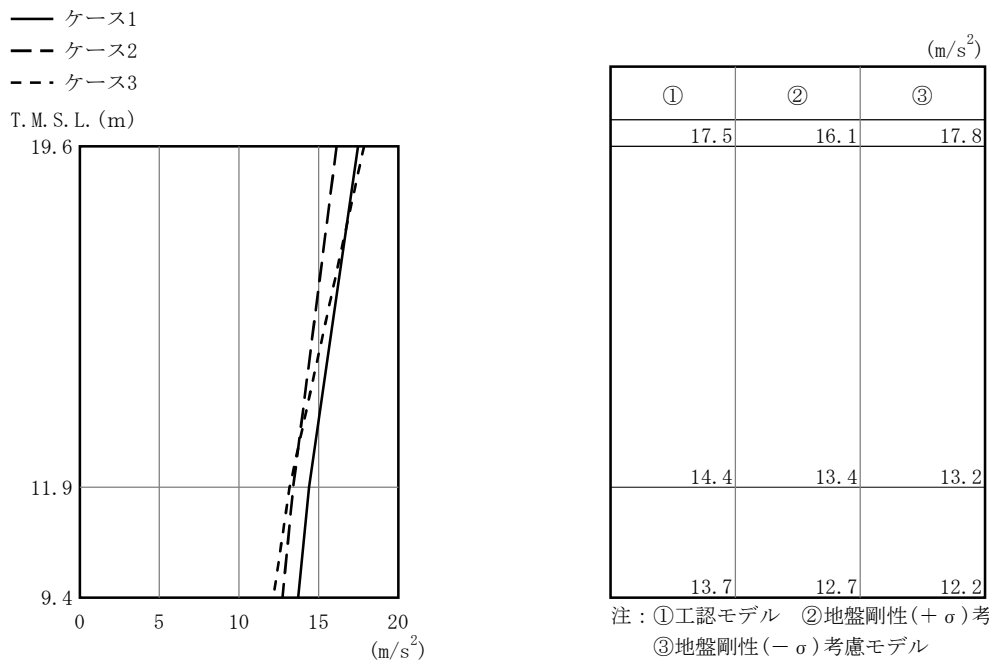


図 4-8 最大応答加速度 (Ss-1, EW 方向)

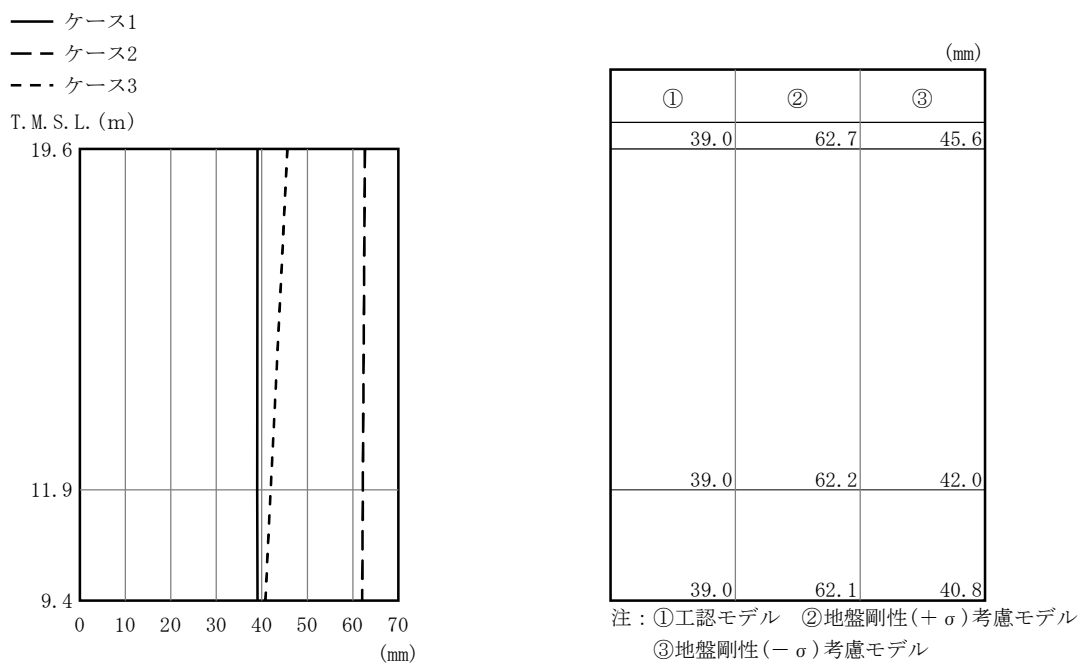
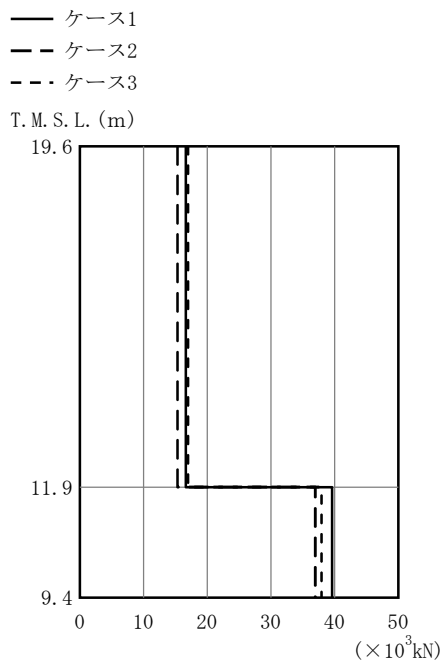


図 4-9 最大応答変位 (Ss-1, EW 方向)

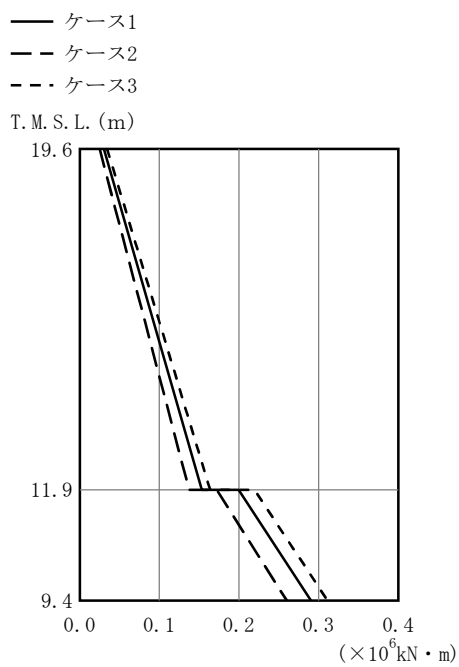


($\times 10^3 \text{kN}$)

	①	②	③
19.6	16.6	15.4	17.0
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)

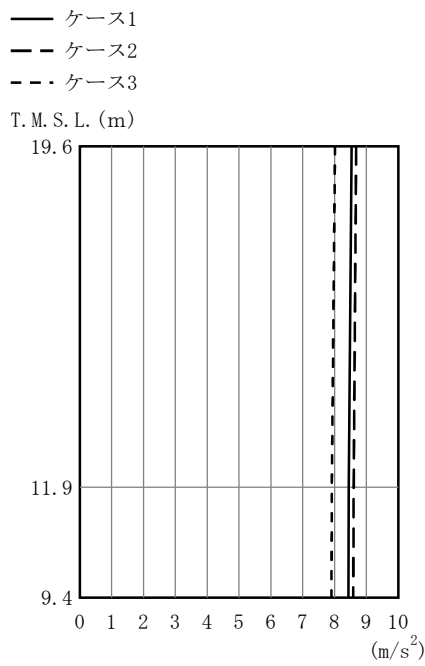


($\times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}$)

	①	②	③
19.6	0.0302	0.0250	0.0344
11.9	0.153	0.137	0.164
9.4	0.199	0.172	0.219

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

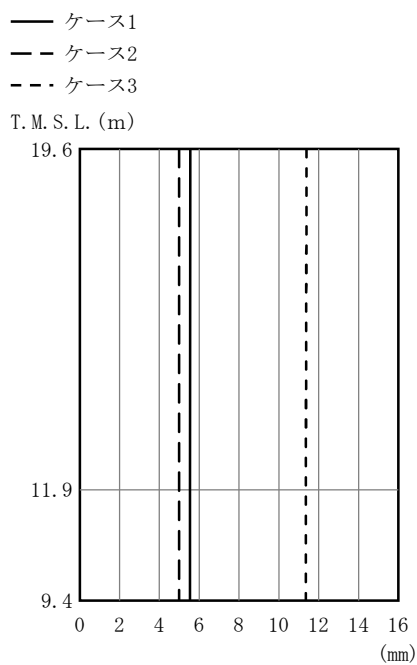
図 4-11 最大応答曲げモーメント (Ss-1, EW 方向)



(m/s ²)		
①	②	③
8.53	8.68	8.01
8.44	8.60	7.91
8.43	8.59	7.90

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

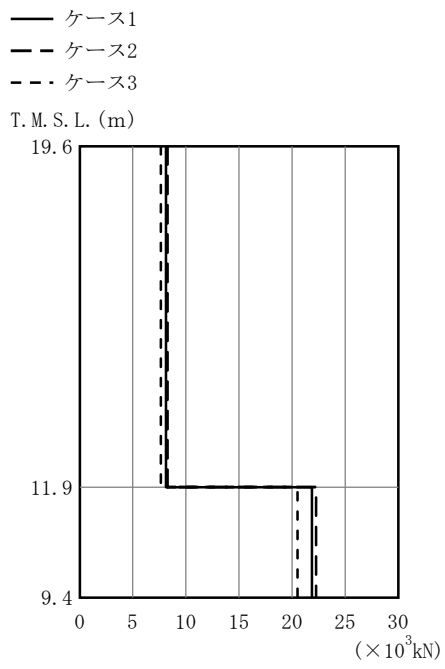
図 4-12 最大応答加速度 (Ss-1, 鉛直方向)



(mm)		
①	②	③
5.55	4.99	11.4
5.54	4.99	11.4
5.53	4.99	11.4

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

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)

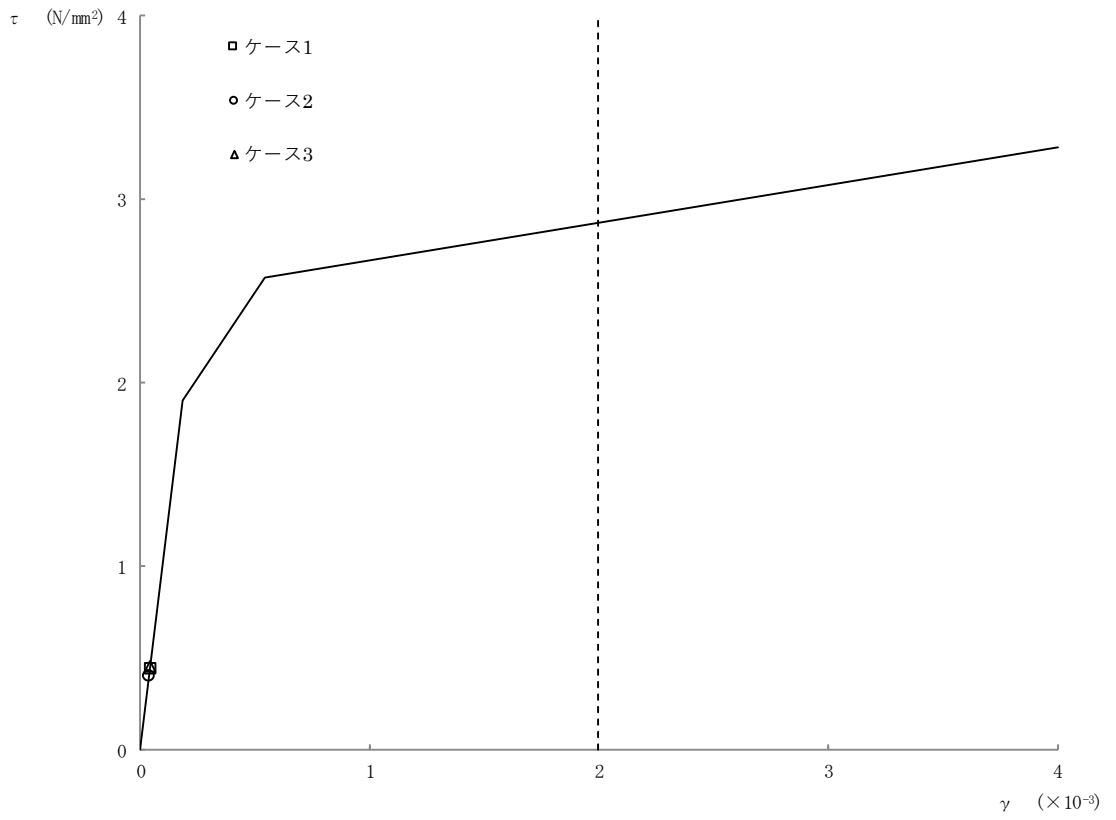


図 4-15 $\tau - \gamma$ 関係と最大応答値 (Ss-1, EW 方向, 1F)

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6-3-1 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

目 次

1. 概要	別紙 6-3-1-1
2. 選定方法	別紙 6-3-1-1
3. 地震動の選定	別紙 6-3-1-3
4. 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動	別紙 6-3-1-16

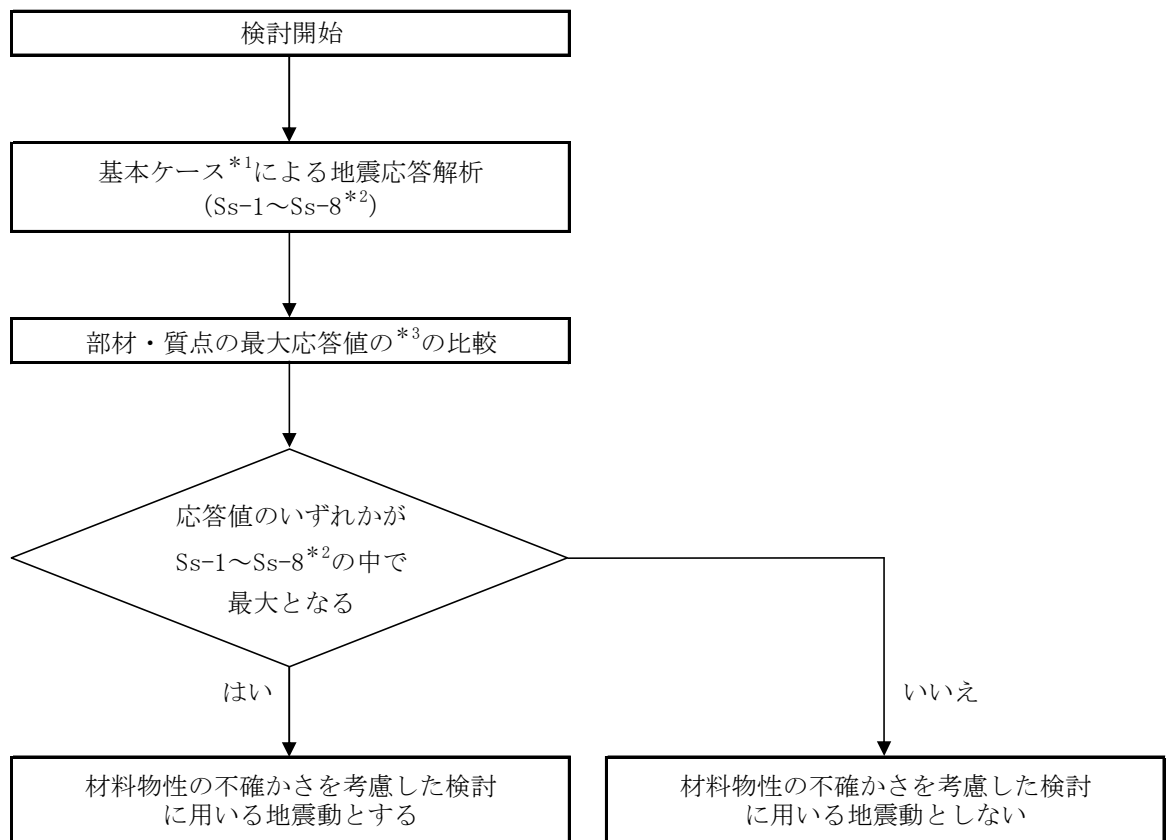
1. 概要

材料物性の不確かさの考慮にあたっては、建屋及び地震動（基準地震動 S_s 又は弾性設計用地震動 S_d ）ごとの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検討を実施する。本資料では、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方法及び地震動の選定結果について説明する。

2. 選定方法

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方法を以下に示す。また、選定方法のフローを図2-1に示す。

- ①基本ケース（地盤剛性：標準地盤）による地震応答解析を行う。
- ②地震応答解析結果より、部材及び質点の最大応答値の比較を行う。ここで用いる応答値は、基準地震動 S_s については、加速度、変位、せん断力、曲げモーメント、軸力、層間変形角及びせん断ひずみ並びに杭頭の軸力、曲げモーメント、せん断力とし、弾性設計用地震動 S_d については、加速度、変位、せん断力、曲げモーメント及び軸力並びに杭頭の軸力、曲げモーメント、せん断力とする。
- ③応答値のいずれかが基準地震動 S_s 又は弾性設計用地震動 S_d の中で最大となる波を、材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動とする。



注記*1：地盤剛性：標準地盤

*2：弾性設計用地震動 S d による不確かさ検討に用いる地震動の選定の際は、「Ss-1～Ss-8」を「Sd-1～Sd-8」に読み替える。

*3：応答値は、基準地震動 S s については、加速度、変位、せん断力、曲げモーメント、軸力、層間変形角及びせん断ひずみ並びに杭頭の軸力、曲げモーメント、せん断力とし、弾性設計用地震動 S d については、加速度、変位、せん断力、曲げモーメント及び軸力並びに杭頭の軸力、曲げモーメント、せん断力とする。

図 2-1 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法のフロー

3. 地震動の選定

大物搬入建屋における基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d に対する地震動の選定を以下に示す。大物搬入建屋の基準地震動 S_s に対する最大応答値を表3-1～表3-15に、弾性設計用地震動 S_d に対する応答を表3-16～表3-28に示す。

「2. 選定方法」に基づき確認した結果、 S_s -1及び S_s -3については、応答値のいずれかが S_s -1～ S_s -8の中で最大となること、 S_d -1及び S_d -3については、応答値のいずれかが S_d -1～ S_d -8の中で最大となることから、不確かさ検討に用いる地震動とする。

表 3-1 最大応答加速度一覧表（基準地震動 S_s，NS 方向）

質点番号	最大応答加速度(m/s ²)								
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	最大値
1	34.0	27.7	16.5	9.99	10.2	10.2	10.1	14.2	34.0
基礎 上端	16.6	8.11	8.75	7.17	5.52	7.81	4.98	10.9	16.6

注：網掛け部分は最大値を示す

表 3-2 最大応答変位一覧表（基準地震動 S_s，NS 方向）

質点番号	最大応答変位(mm)								
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	最大値
1	78.8	47.0	63.9	24.2	23.5	26.0	27.5	33.4	78.8
基礎 上端	37.2	22.6	55.6	17.5	22.7	20.8	26.4	22.3	55.6

注1：網掛け部分は最大値を示す

注2：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

表 3-3 最大応答せん断力一覧表（基準地震動 S_s，NS 方向）

部材番号	最大応答せん断力(×10 ³ kN)								
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	最大値
(1)	32.2	26.2	15.7	9.51	9.71	9.74	9.60	13.5	32.2

注：網掛け部分は最大値を示す

表 3-4 最大応答層間変形角一覧表（基準地震動 S_s，NS 方向）

部材番号	最大応答層間変形角								
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	最大値
(1)	1/146	1/207	1/369	1/936	1/1082	1/870	1/1159	1/453	1/146

注：網掛け部分は最大値を示す

表 3-5 杭頭の応答値一覧（基準地震動 S_s ，NS 方向）

(a) 最大応答軸力

最大応答軸力 ($\times 10^3 \text{kN}$)								
Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	最大値
3.97	2.59	1.56	0.542	0.411	0.622	0.333	1.35	3.97

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

最小応答軸力 ($\times 10^3 \text{kN}$)								
Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	最小値
-7.16	-5.99	-4.86	-4.00	-3.74	-4.08	-3.66	-4.61	-7.16

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

	最大応答曲げモーメント ($\times 10^3 \text{kN}\cdot\text{m}$)								最大値
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	
軸力 ($\times 10^3 \text{kN}$)	-1.29	-2.05	-5.08	-2.29	-4.20	-2.24	-4.14	-2.22	-1.29
曲げモーメント ($\times 10^3 \text{kN}\cdot\text{m}$)	2.39	1.61	2.10	1.26	0.917	1.30	0.819	1.68	2.39

注 1：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。

注 2：軸力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

最大応答せん断力 (10^3kN)								
Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	最大値
4.13	2.72	3.53	2.15	1.59	2.21	1.42	2.76	4.13

注：表には杭一本当たりの応答値を示す。

表 3-6 最大応答加速度一覧表（基準地震動 S_s，EW 方向）

質点番号	最大応答加速度(m/s ²)								
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	最大値
1	17.5	13.0	9.7	9.06	11.4	9.5	11.8	11.0	17.5
基礎 上端	14.4	8.73	8.21	7.16	8.67	7.47	9.16	9.9	14.4

注：網掛け部分は最大値を示す

表 3-7 最大応答変位一覧表（基準地震動 S_s，EW 方向）

質点番号	最大応答変位(mm)								
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	最大値
1	39.0	25.3	58.6	37.3	49.6	44.5	54.9	22.7	58.6
基礎 上端	39.0	22.7	58.1	36.2	48.8	43.5	54.3	21.8	58.1

注1：網掛け部分は最大値を示す

注2：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

表 3-8 最大応答せん断力一覧表（基準地震動 S_s，EW 方向）

部材番号	最大応答せん断力(×10 ³ kN)								
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	最大値
(1)	16.6	12.4	9.27	8.63	10.8	9.01	11.3	10.5	16.6

注：網掛け部分は最大値を示す

表 3-9 最大応答曲げモーメント一覧表（基準地震動 S_s，EW 方向）

部材番号	最大応答曲げモーメント(×10 ⁶ kN・m)								
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	最大値
(1)	0.153	0.123	0.0825	0.0809	0.102	0.0846	0.107	0.0872	0.153

注：網掛け部分は最大値を示す

表 3-10 最大応答せん断ひずみ一覧表（基準地震動 S_s，EW 方向）

部材番号	最大応答せん断ひずみ(×10 ⁻³)								
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	最大値
(1)	0.0428	0.0319	0.0239	0.0222	0.0279	0.0232	0.0290	0.0270	0.0428

注：網掛け部分は最大値を示す

表 3-11 杭頭の応答値一覧（基準地震動 S_s ，EW 方向）

(a) 最大応答軸力

最大応答軸力 ($\times 10^3 \text{kN}$)								
Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	最大値
1.66	1.09	0.484	0.0907	0.341	0.167	0.411	0.172	1.66

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。

(b) 最小応答軸力

最小応答軸力 ($\times 10^3 \text{kN}$)								
Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	最小値
-5.05	-4.21	-3.82	-3.62	-3.96	-3.71	-4.04	-3.52	-5.05

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

	最大応答曲げモーメント ($\times 10^3 \text{kN}\cdot\text{m}$)								最大値
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	
軸力 ($\times 10^3 \text{kN}$)	-3.25	-3.53	-3.24	-3.49	-3.49	-3.50	-3.47	-2.22	-3.25
曲げモーメント ($\times 10^3 \text{kN}\cdot\text{m}$)	1.53	1.35	1.47	1.12	1.28	1.20	1.20	1.00	1.53

注 1：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。

注 2：軸力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

最大応答せん断力 (10^3kN)								
Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	最大値
2.37	1.98	2.03	1.74	1.75	1.82	1.66	2.00	2.37

注：表には杭一本当たりの応答値を示す。

表 3-12 最大応答加速度一覧表（基準地震動 S_s ，鉛直方向）

質点番号	最大応答加速度 (m/s^2)								
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	最大値
1	8.53	5.67	5.67	3.96	4.06	4.34	4.22	3.44	8.53
基礎 上端	8.44	5.57	5.67	3.87	3.99	4.25	4.15	3.32	8.44

注：網掛け部分は最大値を示す

表 3-13 最大応答変位一覧表（基準地震動 S_s ，鉛直方向）

質点番号	最大応答変位 (mm)								
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	最大値
1	5.55	2.56	19.2	3.52	4.25	4.94	5.15	1.42	19.2
基礎 上端	5.54	2.55	19.2	3.51	4.24	4.93	5.14	1.40	19.2

注1：網掛け部分は最大値を示す

注2：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

表 3-14 最大応答軸力一覧表（基準地震動 S_s ，鉛直方向）

部材番号	最大応答軸力 ($\times 10^3 kN$)								
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8	最大値
(1)	8.12	5.40	5.40	3.77	3.86	4.14	4.02	3.28	8.12

注：網掛け部分は最大値を示す

表 3-15 杭頭の応答値一覧（基準地震動 S_s ，鉛直方向）

(a) 最大応答軸力

最大応答軸力 ($\times 10^3 \text{kN}$)								
S_s-1	S_s-2	S_s-3	S_s-4	S_s-5	S_s-6	S_s-7	S_s-8	最大値
0.575	-0.243	-0.239	-0.885	-0.862	-0.842	-0.893	-1.06	0.575

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

最小応答軸力 ($\times 10^3 \text{kN}$)								
S_s-1	S_s-2	S_s-3	S_s-4	S_s-5	S_s-6	S_s-7	S_s-8	最小値
-4.02	-3.05	-3.08	-2.66	-2.63	-2.77	-2.70	-2.53	-4.02

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

	最大応答曲げモーメント ($\times 10^3 \text{kN}\cdot\text{m}$)								
	S_s-1	S_s-2	S_s-3	S_s-4	S_s-5	S_s-6	S_s-7	S_s-8	最大値
軸力 ($\times 10^3 \text{kN}$)	-4.54	-8.21	-3.75	-2.86	-7.66	-2.76	-7.88	-3.18	-4.54
曲げモーメント ($\times 10^3 \text{kN}\cdot\text{m}$)	0.132	0.100	0.0829	0.0604	0.0620	0.0662	0.0612	0.0653	0.132

注 1：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。

注 2：軸力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

最大応答せん断力 (10^3kN)								
S_s-1	S_s-2	S_s-3	S_s-4	S_s-5	S_s-6	S_s-7	S_s-8	最大値
0.375	0.215	0.266	0.152	0.136	0.170	0.110	0.0948	0.375

注：表には杭一本当たりの応答値を示す。

表 3-16 最大応答加速度一覧表（弾性設計用地震動 S d , NS 方向）

質点番号	最大応答加速度(m/s ²)								
	Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	最大値
1	11.7	11.3	7.37	4.67	5.56	5.06	5.11	7.21	11.7
基礎 上端	7.53	6.72	4.68	3.42	2.81	3.68	2.55	5.16	7.53

注：網掛け部分は最大値を示す

表 3-17 最大応答変位一覧表（弾性設計用地震動 S d , NS 方向）

質点番号	最大応答変位(mm)								
	Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	最大値
1	23.4	18.8	28.6	11.7	11.4	12.4	13.1	14.7	28.6
基礎 上端	18.8	11.9	26.1	8.29	10.9	10.3	12.5	11.7	26.1

注1：網掛け部分は最大値を示す

注2：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

表 3-18 最大応答せん断力一覧表（弾性設計用地震動 S d , NS 方向）

部材番号	最大応答せん断力(×10 ³ kN)								
	Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	最大値
(1)	11.1	10.8	7.02	4.45	5.29	4.82	4.87	6.87	11.1

注：網掛け部分は最大値を示す

表 3-19 杭頭の応答値一覧（弾性設計用地震動 S d , NS 方向）

(a) 最大応答軸力

最大応答軸力 ($\times 10^3$ kN)								
Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	最大値
0.750	0.592	-0.116	-0.648	-0.613	-0.561	-0.659	-0.120	0.750

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

最小応答軸力 ($\times 10^3$ kN)								
Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	最小値
-4.20	-3.99	-3.28	-2.76	-2.74	-2.85	-2.69	-3.21	-4.20

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

	最大応答曲げモーメント ($\times 10^3$ kN·m)								最大値
	Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	
軸力 ($\times 10^3$ kN)	-2.38	-4.20	-4.03	-2.89	-3.81	-2.85	-3.77	-4.08	-2.38
曲げモーメント ($\times 10^3$ kN·m)	1.21	0.850	0.843	0.622	0.517	0.660	0.477	0.905	1.21

注 1：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。

注 2：軸力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

最大応答せん断力 (10^3 kN)								
Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	最大値
2.07	1.48	1.42	1.05	0.887	1.12	0.817	1.52	2.07

注：表には杭一本当たりの応答値を示す。

表 3-20 最大応答加速度一覧表 (弾性設計用地震動 S d , EW 方向)

質点番号	最大応答加速度(m/s ²)								
	Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	最大値
1	8.00	6.61	4.94	4.56	5.72	4.72	5.88	4.92	8.00
基礎 上端	6.41	4.44	4.33	3.63	4.27	3.74	4.71	4.39	6.41

注：網掛け部分は最大値を示す

表 3-21 最大応答変位一覧表 (弾性設計用地震動 S d , EW 方向)

質点番号	最大応答変位(mm)								
	Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	最大値
1	18.3	11.6	25.7	18.0	23.5	21.6	25.4	10.7	25.7
基礎 上端	18.1	9.89	25.2	17.4	23.0	21.0	25.1	9.89	25.2

注1：網掛け部分は最大値を示す

注2：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

表 3-22 最大応答せん断力一覧表 (弾性設計用地震動 S d , EW 方向)

部材番号	最大応答せん断力(×10 ³ kN)								
	Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	最大値
(1)	7.62	6.30	4.70	4.34	5.44	4.50	5.60	4.68	7.62

注：網掛け部分は最大値を示す

表 3-23 最大応答曲げモーメント一覧表 (弾性設計用地震動 S d , EW 方向)

部材番号	最大応答曲げモーメント(×10 ⁶ kN・m)								
	Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	最大値
(1)	0.0698	0.0621	0.0405	0.0404	0.0508	0.0420	0.0528	0.0393	0.0698

注：網掛け部分は最大値を示す

表 3-24 杭頭の応答値一覧（弾性設計用地震動 S d , EW 方向）

(a) 最大応答軸力

最大応答軸力 ($\times 10^3$ kN)								
Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	最大値
-0.170	-0.278	-0.773	-0.742	-0.639	-0.705	-0.614	-0.807	-0.170

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

最小応答軸力 ($\times 10^3$ kN)								
Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	最小値
-3.22	-2.98	-2.61	-2.70	-2.84	-2.74	-2.87	-2.56	-3.22

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

	最大応答曲げモーメント ($\times 10^3$ kN·m)								
	Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	最大値
軸力 ($\times 10^3$ kN)	-3.45	-3.44	-3.33	-3.42	-3.43	-3.42	-3.43	-3.33	-3.45
曲げモーメント ($\times 10^3$ kN·m)	0.774	0.715	0.561	0.532	0.649	0.574	0.701	0.569	0.774

注 1：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。

注 2：軸力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

最大応答せん断力 (10^3 kN)								
Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	最大値
1.07	0.994	0.771	0.734	0.892	0.793	0.966	0.846	1.07

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。

表 3-25 最大応答加速度一覧表（弾性設計用地震動 S d，鉛直方向）

質点番号	最大応答加速度(m/s ²)								
	Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	最大値
1	4.10	2.76	2.85	1.99	2.10	2.16	2.13	1.76	4.10
基礎 上端	4.06	2.71	2.82	1.95	2.06	2.12	2.09	1.72	4.06

注：網掛け部分は最大値を示す

表 3-26 最大応答変位一覧表（弾性設計用地震動 S d，鉛直方向）

質点番号	最大応答変位(mm)								
	Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	最大値
1	2.68	1.60	9.56	1.83	2.18	2.48	2.73	0.664	9.56
基礎 上端	2.67	1.59	9.56	1.83	2.17	2.47	2.73	0.653	9.56

注1：網掛け部分は最大値を示す

注2：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

表 3-27 最大応答軸力一覧表（弾性設計用地震動 S d，鉛直方向）

部材番号	最大応答軸力(×10 ³ kN)								
	Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	最大値
(1)	3.90	2.63	2.71	1.90	2.00	2.06	2.03	1.67	3.90

注：網掛け部分は最大値を示す

表 3-28 杭頭の応答値一覧（弾性設計用地震動 S d，鉛直方向）

(a) 最大応答軸力

最大応答軸力 ($\times 10^3 \text{kN}$)								
Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	最大値
-0.592	-1.06	-0.980	-1.29	-1.31	-1.29	-1.34	-1.37	-0.592

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

最小応答軸力 ($\times 10^3 \text{kN}$)								
Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	最小値
-2.71	-2.43	-2.30	-2.18	-2.21	-2.22	-2.22	-2.15	-2.71

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

	最大応答曲げモーメント ($\times 10^3 \text{kN}\cdot\text{m}$)								最大値
	Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	
軸力 ($\times 10^3 \text{kN}$)	-3.08	-6.95	-6.83	-3.95	-6.62	-3.87	-6.66	-6.31	-3.08
曲げモーメント ($\times 10^3 \text{kN}\cdot\text{m}$)	0.0694	0.0497	0.0337	0.0277	0.0295	0.0287	0.0288	0.0354	0.0694

注 1：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。

注 2：軸力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

最大応答せん断力 (10^3kN)								
Sd-1	Sd-2	Sd-3	Sd-4	Sd-5	Sd-6	Sd-7	Sd-8	最大値
0.177	0.110	0.0938	0.0481	0.0582	0.0526	0.0512	0.0442	0.177

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。

4. 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動

建屋及び地震動ごとの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結果を表4-1に示す。地震動の選定にあたり，基本ケースにおける建屋応答の確認は，以下の資料に基づき実施した。

- ・ 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」

表 4-1 材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動

建屋名	材料物性の不確かさを考慮した検討に用いる地震動	
	基準地震動 S _s	弾性設計用地震動 S _d
大物搬入建屋	S _s -1, S _s -3	S _d -1, S _d -3

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

目 次

1. 概要	別紙 6-3-2-1
2. 地震応答解析結果	別紙 6-3-2-1
3. まとめ	別紙 6-3-2-26

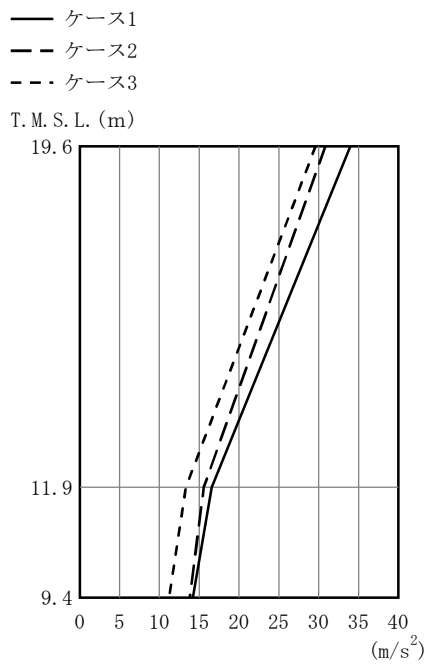
1. 概要

本資料は大物搬入建屋の地震応答解析において、材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を示すものである。

2. 地震応答解析結果

地盤剛性の不確かさを考慮した基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果を図2-1～図2-10、表2-1及び表2-2に、弾性設計用地震動 S_d に対する地震応答解析結果を図2-11～図2-20、表2-3及び表2-4に示す。

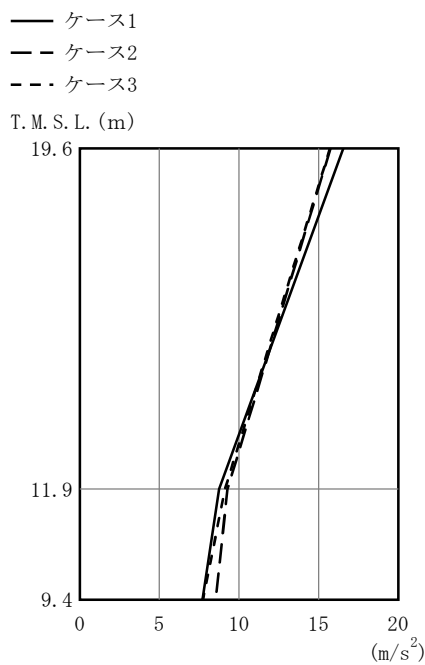
以後、基本ケースをケース1、地盤剛性 $+\sigma$ としたケースをケース2、地盤剛性 $-\sigma$ としたケースをケース3として示す。



(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

(a) Ss-1

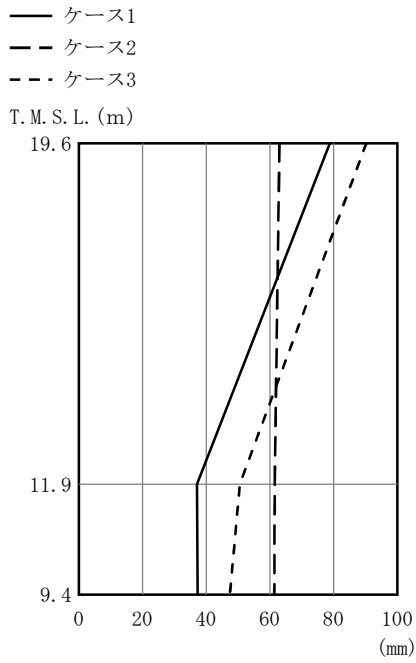


(m/s ²)		
①	②	③
16.5	15.7	15.7
8.75	9.28	9.12
7.70	8.53	7.74

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

(b) Ss-3

図 2-1 最大応答加速度 (基準地震動 S_s, NS 方向)

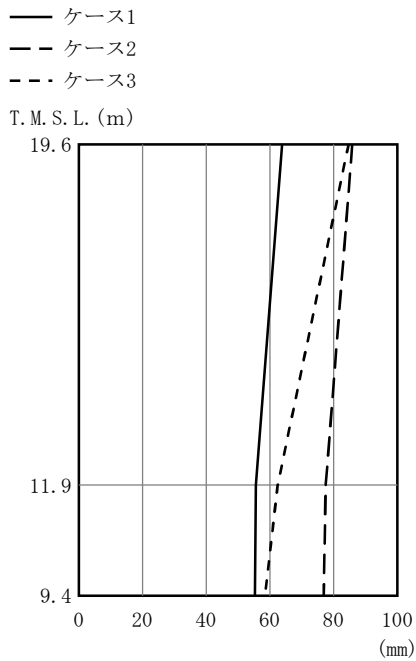


(mm)

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

(a) Ss-1



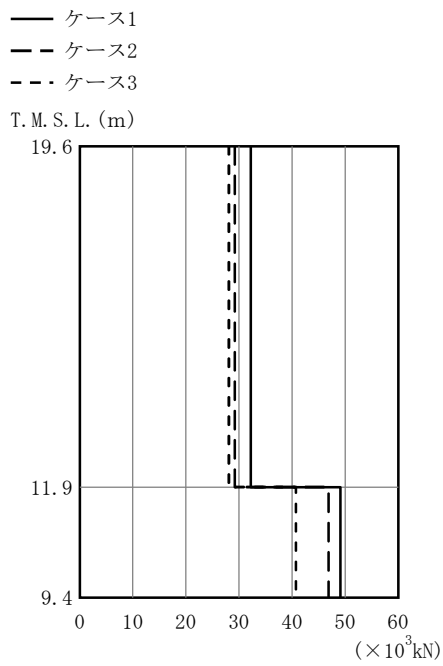
(mm)

①	②	③
63.9	85.9	84.7
55.6	77.5	62.5
55.3	76.9	58.4

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

(b) Ss-3

図 2-2 最大応答変位 (基準地震動 S_s, NS 方向)

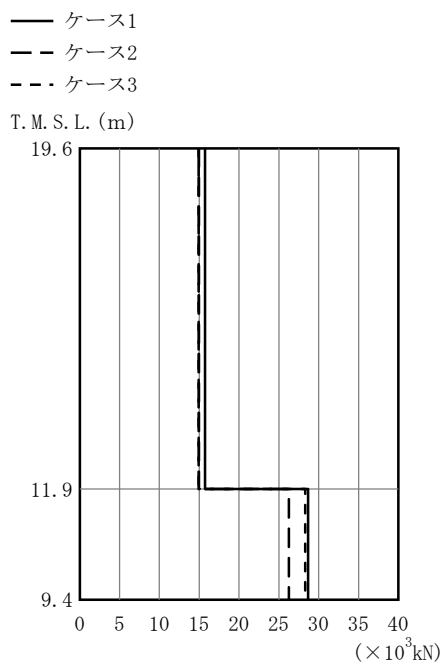


($\times 10^3 \text{kN}$)

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

(a) Ss-1



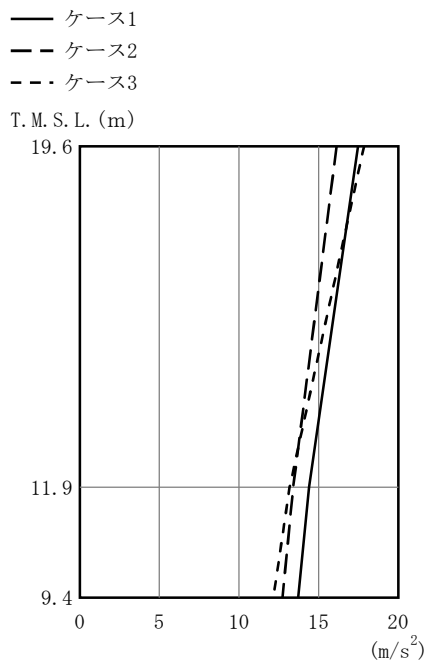
($\times 10^3 \text{kN}$)

①	②	③
15.7	14.9	14.9
28.7	26.2	28.3

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

(b) Ss-3

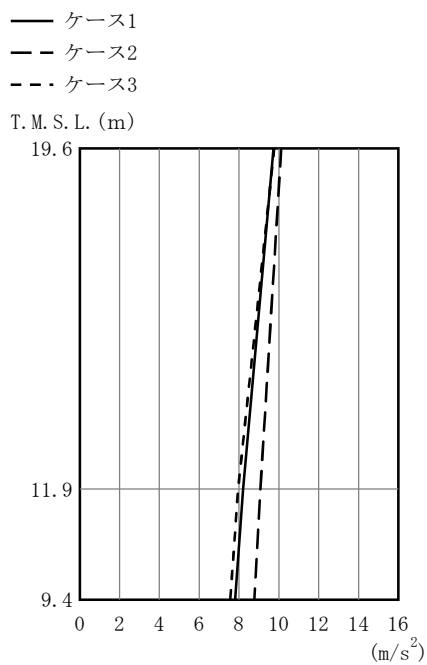
図 2-3 最大応答せん断力 (基準地震動 S_s, NS 方向)



(m/s ²)		
①	②	③
17.5	16.1	17.8
14.4	13.4	13.2
13.7	12.7	12.2

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

(a) Ss-1

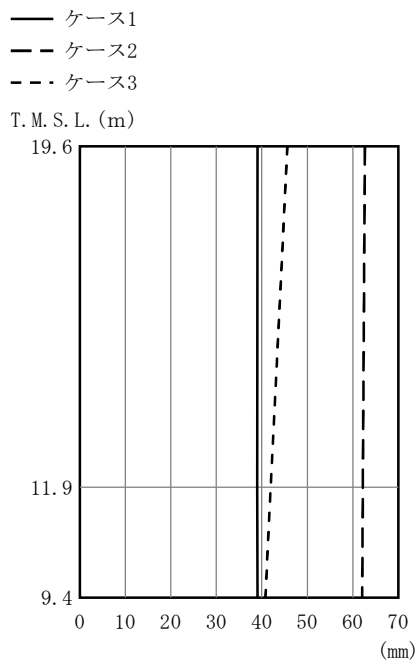


(m/s ²)		
①	②	③
9.74	10.1	9.77
8.21	9.07	7.95
7.81	8.76	7.56

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

(b) Ss-3

図 2-4 最大応答加速度 (基準地震動 S_s, EW 方向)

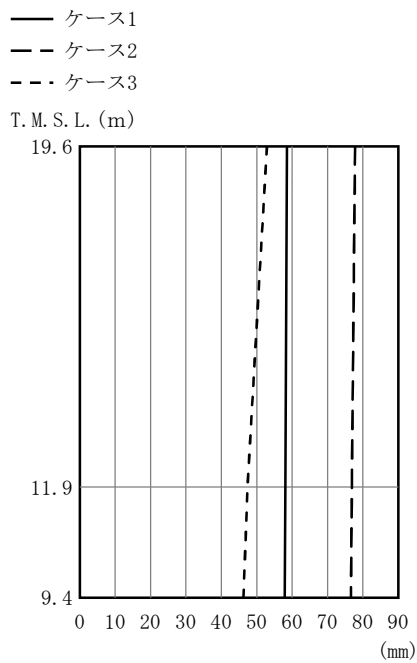


(mm)

①	②	③
39.0	62.7	45.6
39.0	62.2	42.0
39.0	62.1	40.8

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

(a) Ss-1



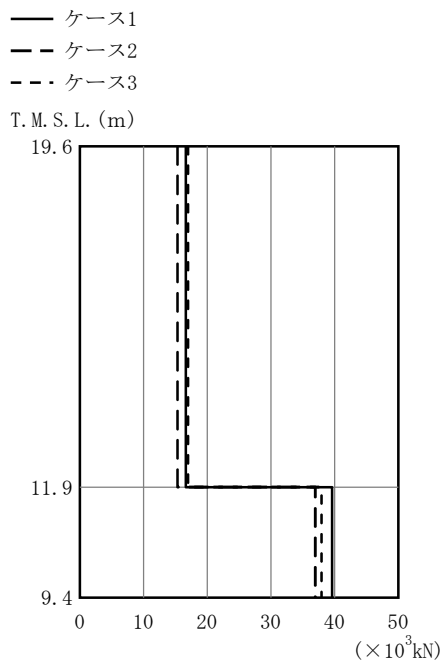
(mm)

①	②	③
58.6	77.8	52.9
58.1	76.9	47.4
57.9	76.6	46.3

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

(b) Ss-3

図 2-5 最大応答変位 (基準地震動 S_s, EW 方向)

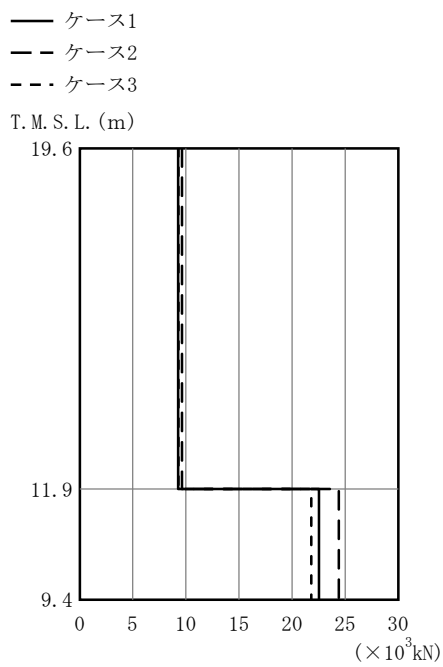


($\times 10^3 \text{kN}$)

①	②	③
16.6	15.4	17.0
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

(a) Ss-1



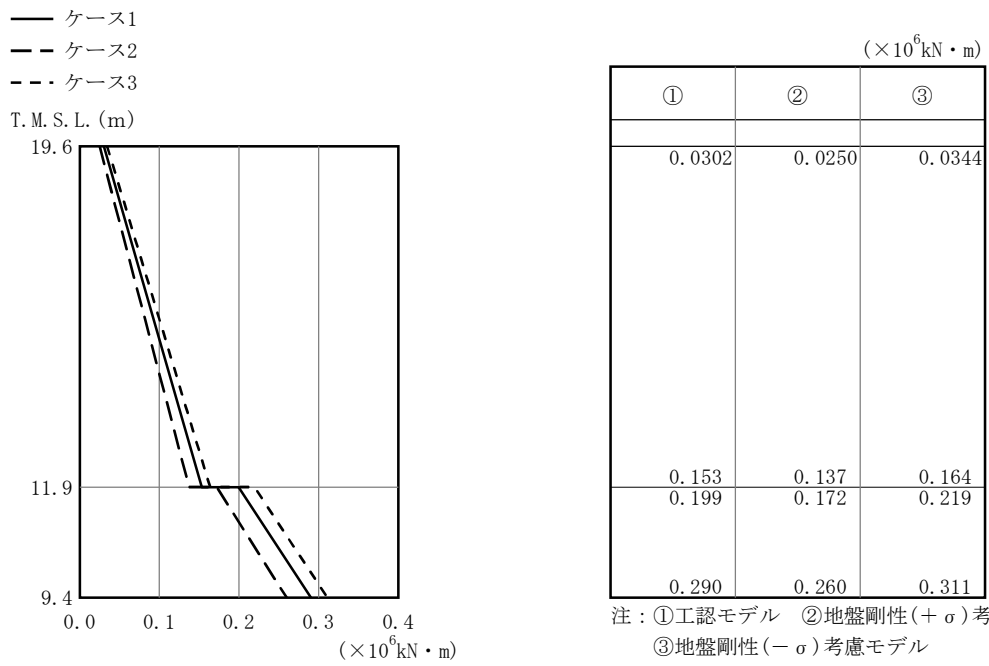
($\times 10^3 \text{kN}$)

①	②	③
9.27	9.64	9.30
22.5	24.4	21.8

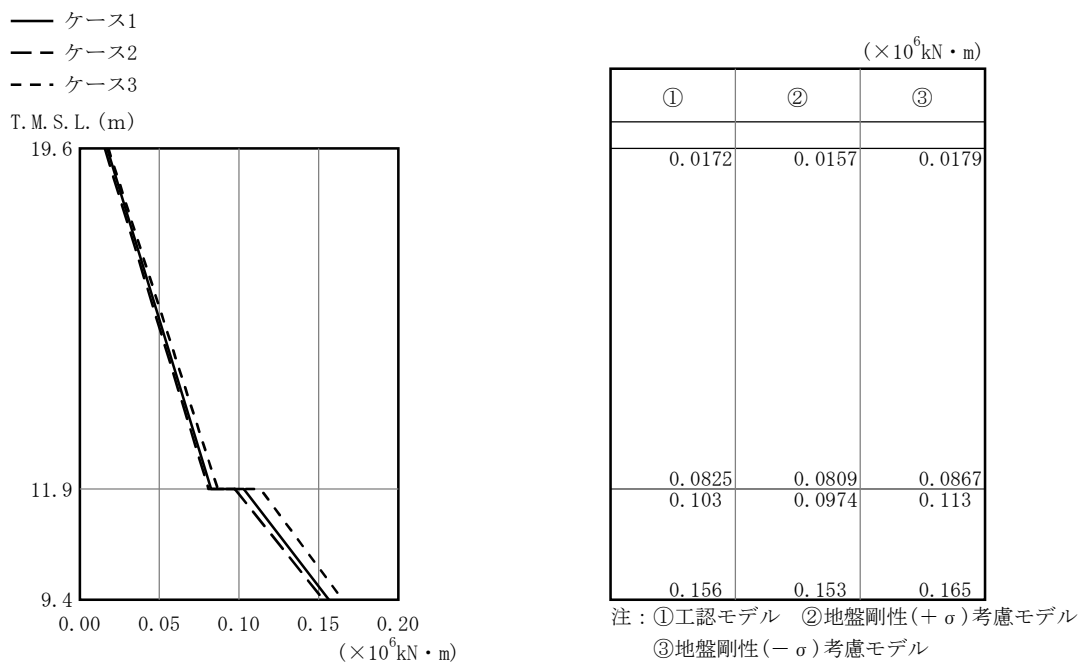
注：①工認モデル ②地盤剛性(+ σ)考慮モデル
 ③地盤剛性(- σ)考慮モデル

(b) Ss-3

図 2-6 最大応答せん断力 (基準地震動 S_s, EW 方向)

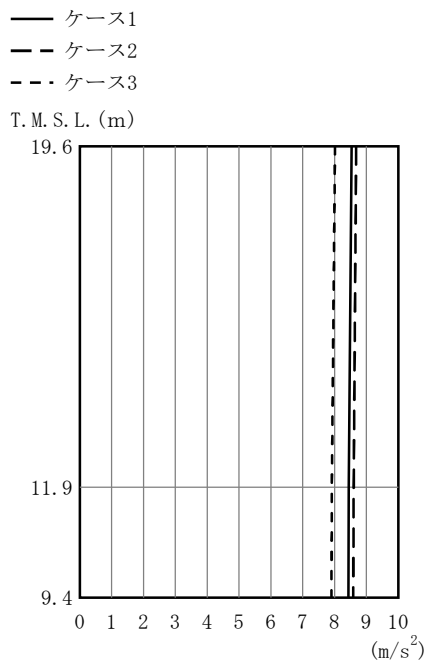


(a) Ss-1



(b) Ss-3

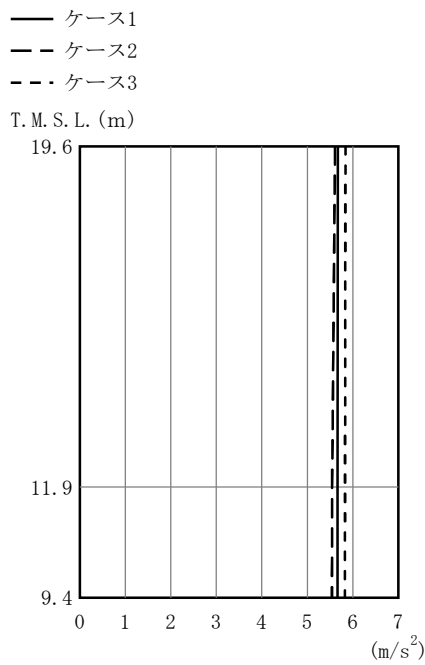
図 2-7 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S_s, EW 方向)



(m/s ²)		
①	②	③
8.53	8.68	8.01
8.44	8.60	7.91
8.43	8.59	7.90

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

(a) Ss-1

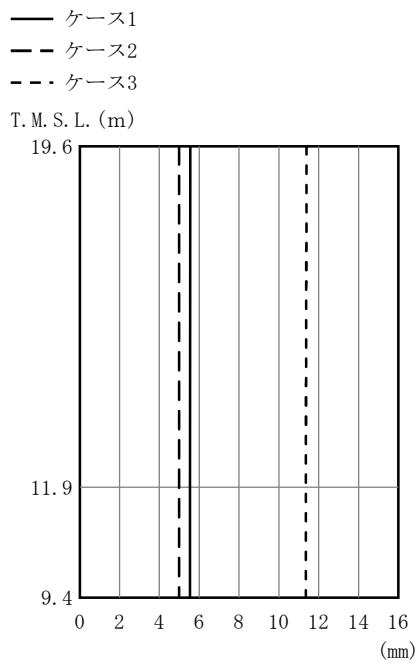


(m/s ²)		
①	②	③
5.67	5.61	5.84
5.67	5.55	5.83
5.66	5.54	5.83

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

(b) Ss-3

図 2-8 最大応答加速度 (基準地震動 S_s, 鉛直方向)

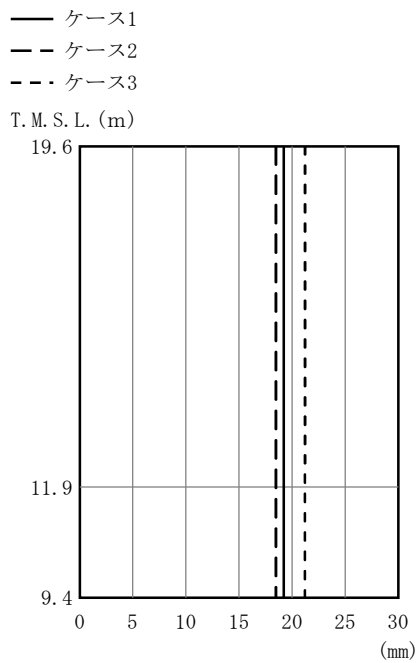


(mm)

①	②	③
5.55	4.99	11.4
5.54	4.99	11.4
5.53	4.99	11.4

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

(a) Ss-1



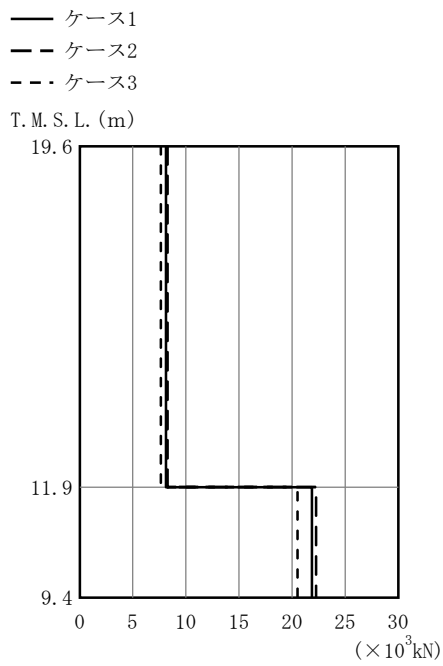
(mm)

①	②	③
19.2	18.5	21.2
19.2	18.5	21.2
19.2	18.5	21.2

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

(b) Ss-3

図 2-9 最大応答変位 (基準地震動 S_s, 鉛直方向)

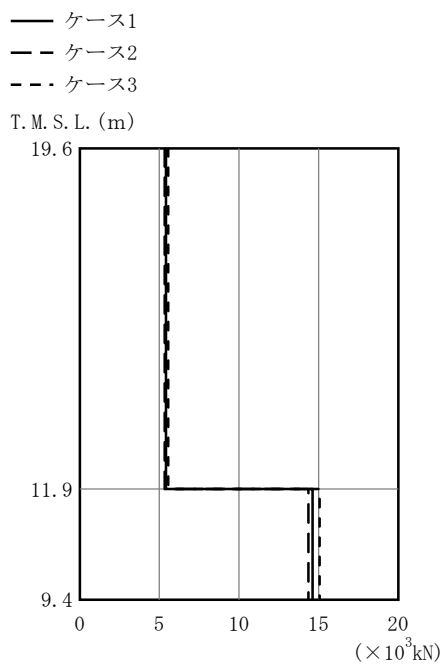


($\times 10^3 \text{kN}$)

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

(a) Ss-1



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

①	②	③
5.40	5.34	5.56
14.6	14.4	15.1

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

(b) Ss-3

図 2-10 最大応答軸力 (基準地震動 S s , 鉛直方向)

表 2-1 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。

表 2-2 杭頭の応答値一覧 (Ss-3)

(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	1.56	86	0.484	286	-0.239
ケース2	114	1.50	86	0.167	286	-0.255
ケース3	34	1.62	86	0.763	286	-0.224

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	-4.86	246	-3.82	286	-3.08
ケース2	34	-4.95	246	-3.51	286	-2.93
ケース3	114	-4.97	246	-4.10	286	-3.03

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

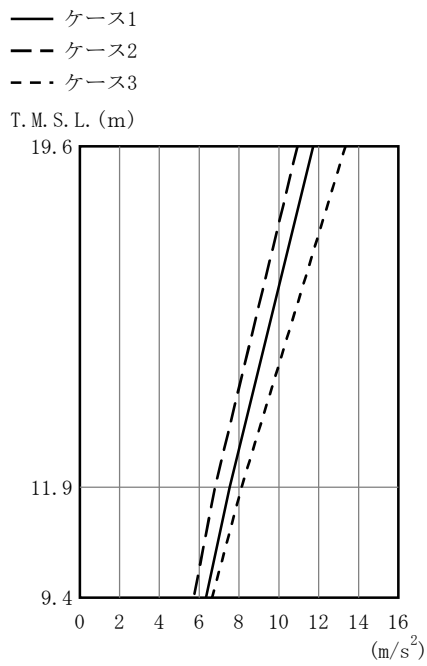
基準地震動 S _s	NS方向		EW方向		鉛直方向	
	杭番号	最大応答曲げ モーメント (×10 ³ kN・m)	杭番号	最大応答曲げ モーメント (×10 ³ kN・m)	杭番号	最大応答曲げ モーメント (×10 ³ kN・m)
ケース1	74	2.10	166	1.47	46	0.0829
ケース2	74	1.70	166	1.10	86	0.0604
ケース3	74	2.55	166	1.70	286	0.105

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	3.53	166	2.03	46	0.266
ケース2	74	2.88	46	1.58	46	0.185
ケース3	74	4.26	46	2.37	46	0.335

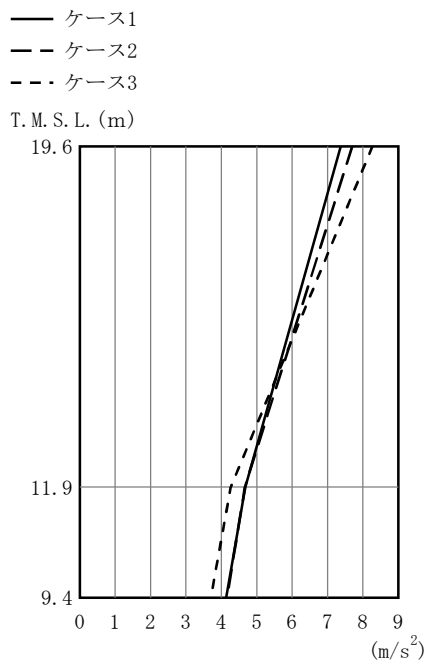
注：表には杭一本当たりの応答値を示す。



(m/s ²)		
①	②	③
11.7	10.9	13.3
7.53	6.79	8.13
6.34	5.72	6.65

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

(a) Sd-1

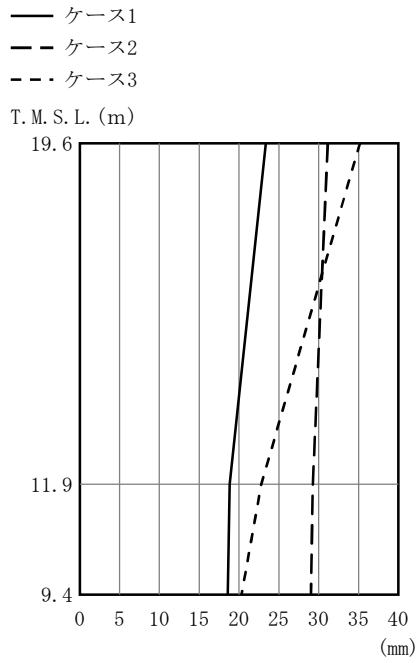


(m/s ²)		
①	②	③
7.37	7.70	8.27
4.68	4.66	4.27
4.13	4.16	3.70

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

(b) Sd-3

図 2-11 最大応答加速度 (弾性設計用地震動 S d , NS 方向)

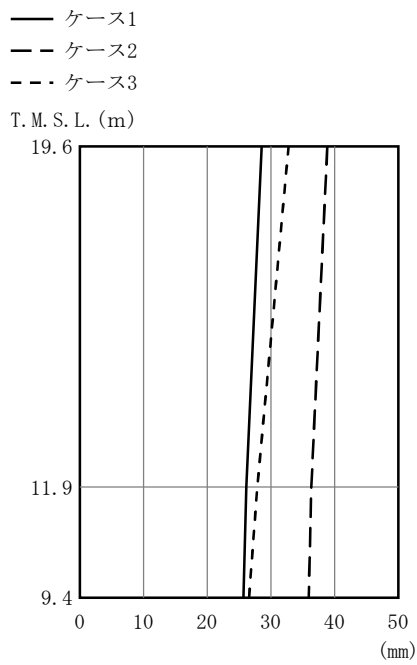


(mm)

①	②	③
23.4	31.1	35.2
18.8	29.3	22.8
18.6	29.0	20.3

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

(a) Sd-1



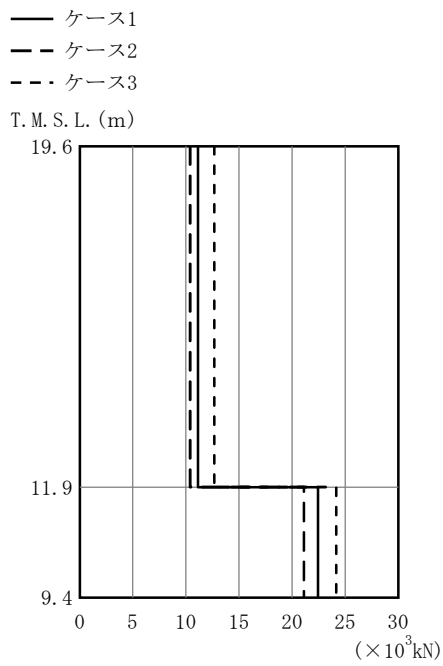
(mm)

①	②	③
28.6	38.9	32.8
26.1	36.3	27.9
25.7	35.9	26.6

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

(b) Sd-3

図 2-12 最大応答変位 (弾性設計用地震動 S d , NS 方向)

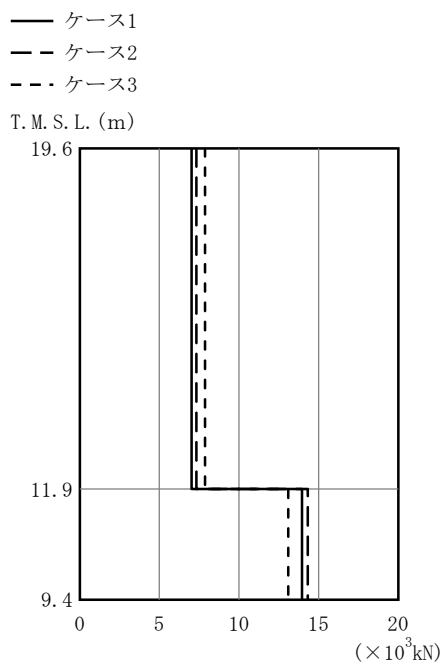


($\times 10^3 \text{kN}$)

①	②	③
11.1	10.4	12.7
22.4	21.1	24.1

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

(a) Sd-1



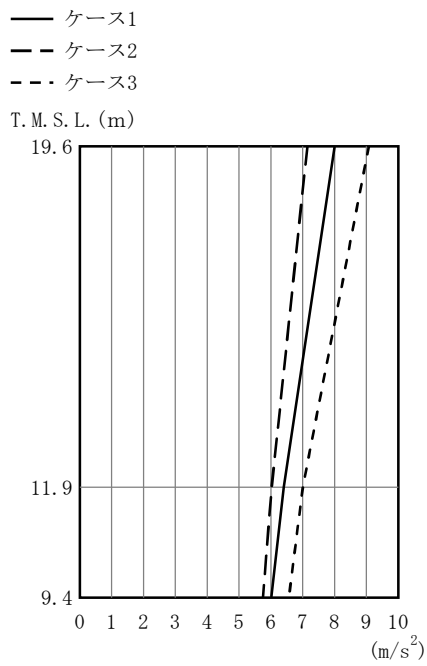
($\times 10^3 \text{kN}$)

①	②	③
7.02	7.33	7.87
14.0	14.3	13.1

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

(b) Sd-3

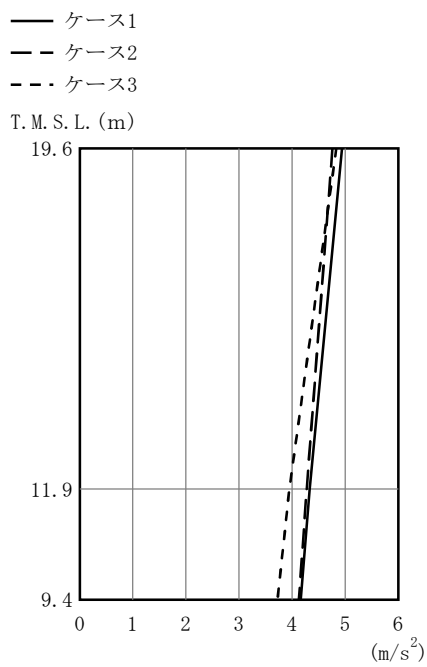
図 2-13 最大応答せん断力 (弾性設計用地震動 S d , NS 方向)



(m/s ²)		
①	②	③
8.00	7.14	9.07
6.41	6.02	7.00
6.01	5.75	6.56

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

(a) Sd-1

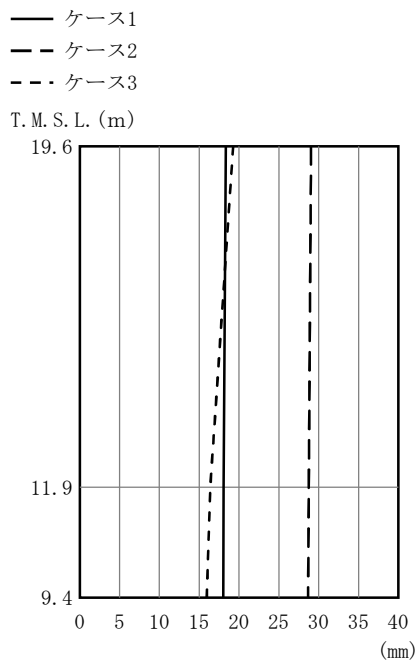


(m/s ²)		
①	②	③
4.94	4.76	4.83
4.33	4.27	3.95
4.16	4.13	3.72

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

(b) Sd-3

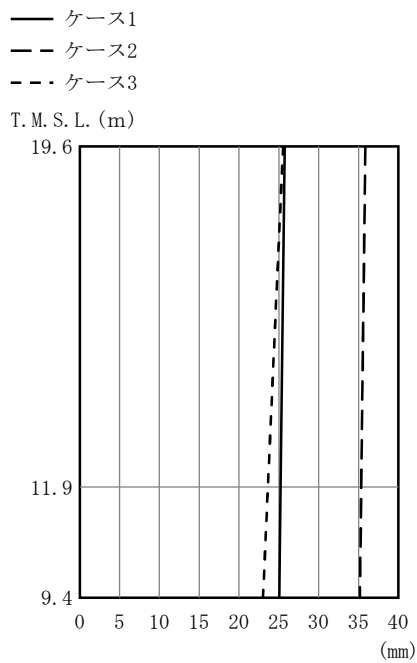
図 2-14 最大応答加速度 (弾性設計用地震動 S d , EW 方向)



(mm)		
①	②	③
18.3	29.0	19.3
18.1	28.8	16.4
18.0	28.7	15.9

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

(a) Sd-1

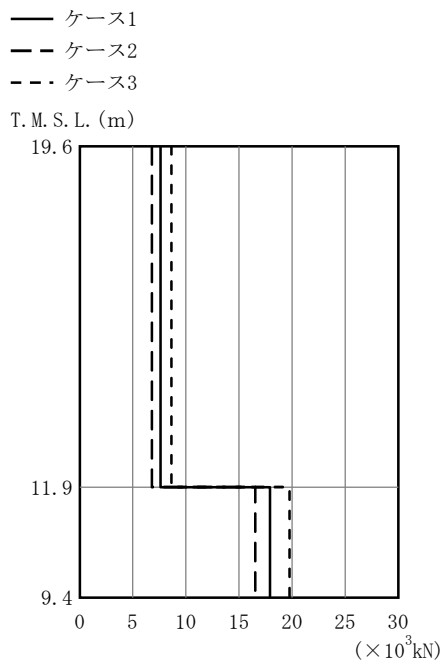


(mm)		
①	②	③
25.7	35.9	25.5
25.2	35.3	23.6
25.1	35.2	23.0

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

(b) Sd-3

図 2-15 最大応答変位 (弾性設計用地震動 S d , EW 方向)

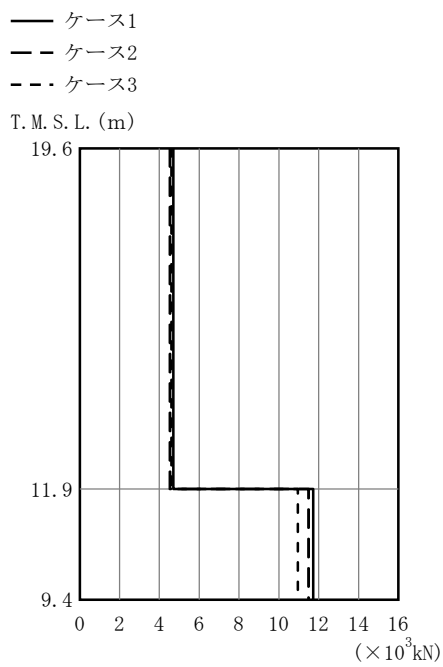


($\times 10^3 \text{kN}$)

①	②	③
7.62	6.80	8.64
17.9	16.5	19.8

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

(a) Sd-1



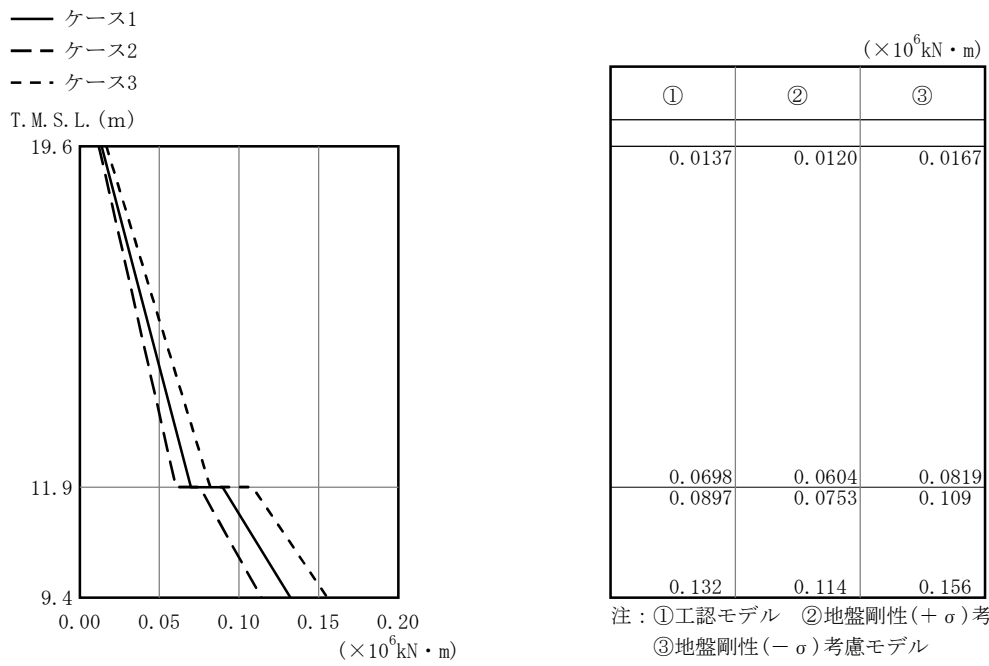
($\times 10^3 \text{kN}$)

①	②	③
4.70	4.53	4.60
11.7	11.5	11.0

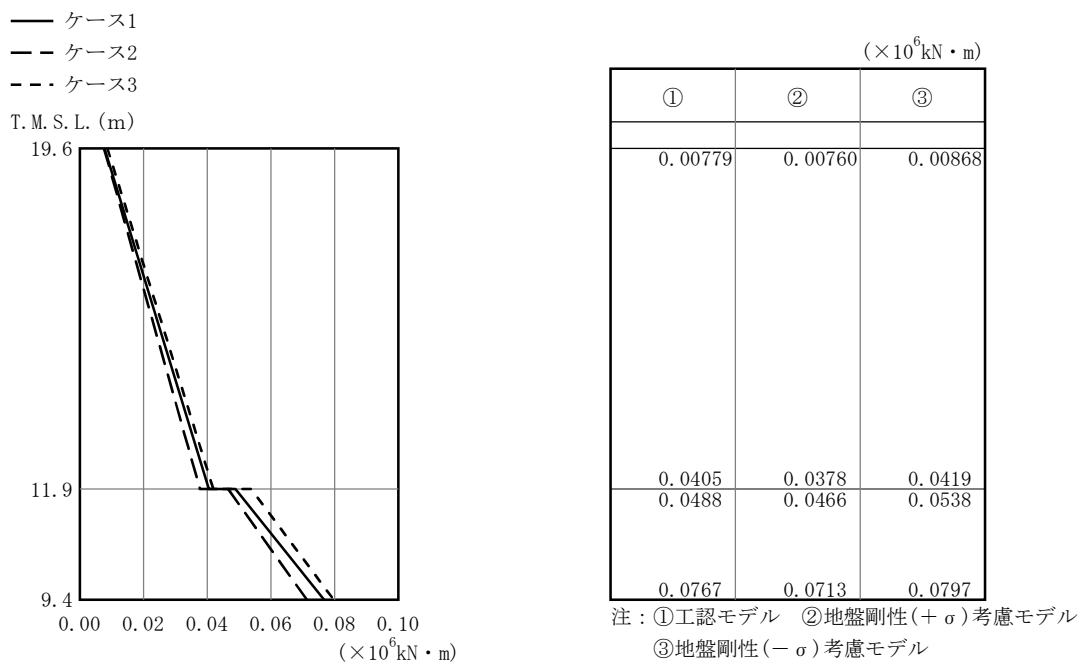
注：①工認モデル ②地盤剛性(+ σ)考慮モデル
 ③地盤剛性(- σ)考慮モデル

(b) Sd-3

図 2-16 最大応答せん断力 (弾性設計用地震動 S d, EW 方向)

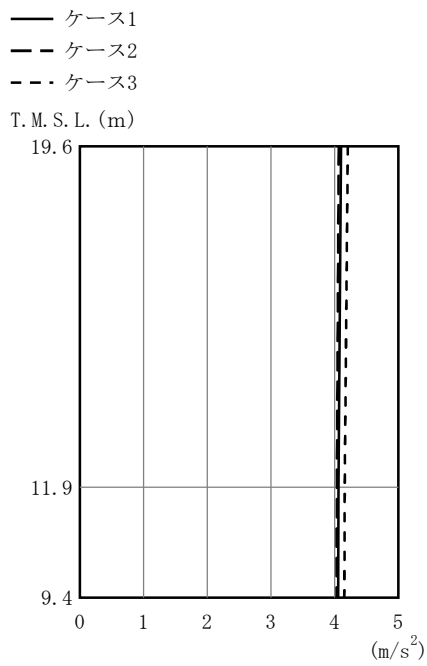


(a) Sd-1



(b) Sd-3

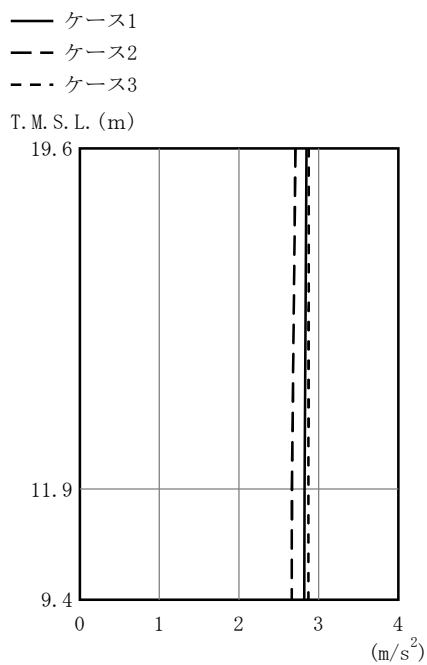
図 2-17 最大応答曲げモーメント (弾性設計用地震動 S d, EW 方向)



(m/s ²)		
①	②	③
4.10	4.07	4.21
4.06	4.04	4.16
4.06	4.03	4.15

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

(a) Sd-1

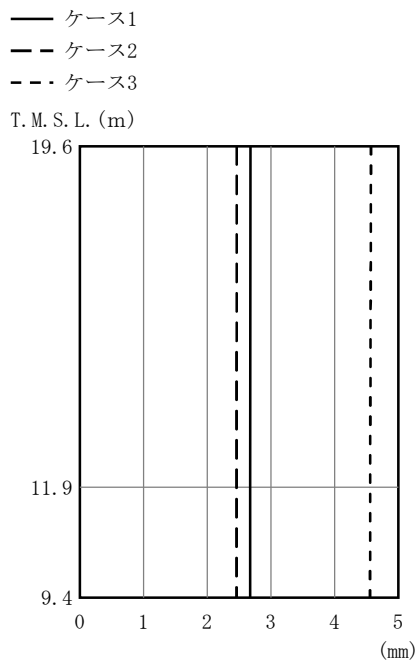


(m/s ²)		
①	②	③
2.85	2.71	2.88
2.82	2.66	2.87
2.82	2.66	2.87

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

(b) Sd-3

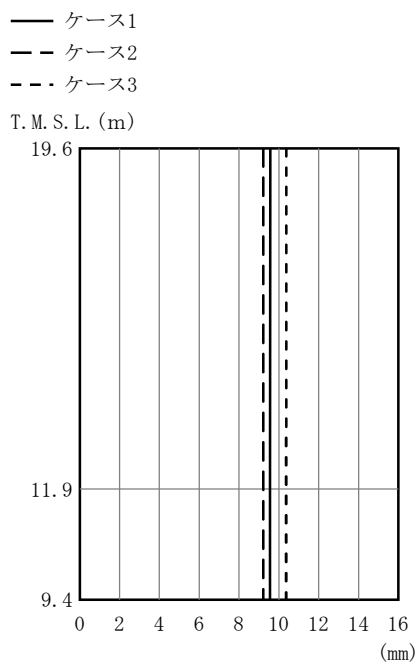
図 2-18 最大応答加速度 (弾性設計用地震動 S d , 鉛直方向)



(mm)		
①	②	③
2.68	2.46	4.57
2.67	2.46	4.56
2.67	2.46	4.56

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

(a) Sd-1

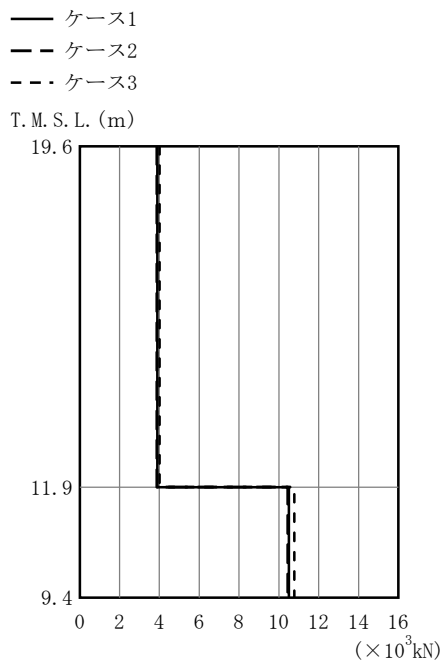


(mm)		
①	②	③
9.56	9.22	10.4
9.56	9.22	10.4
9.56	9.22	10.4

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

(b) Sd-3

図 2-19 最大応答変位 (弾性設計用地震動 S d , 鉛直方向)

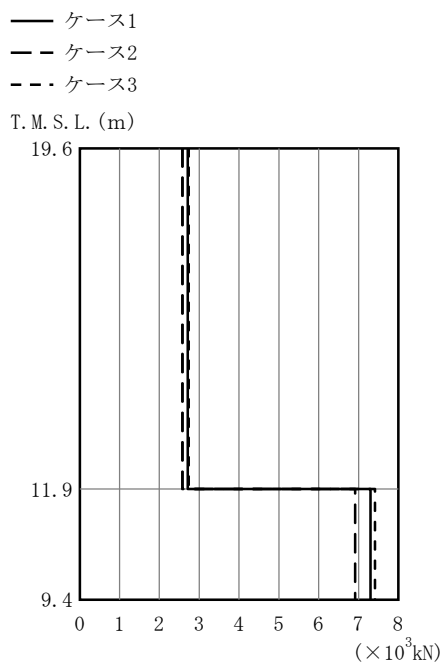


($\times 10^3 \text{kN}$)

①	②	③
3.90	3.87	4.01
10.5	10.4	10.8

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

(a) Sd-1



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

①	②	③
2.71	2.58	2.74
7.30	6.92	7.41

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

(b) Sd-3

図 2-20 最大応答軸力 (弾性設計用地震動 S d , 鉛直方向)

表 2-3 杭頭の応答値一覧 (Sd-1)

(a) 最大応答軸力

弾性設計用 地震動 S d	NS方向		EW方向		鉛直方向	
	杭番号	最大応答軸力 ($\times 10^3$ kN)	杭番号	最大応答軸力 ($\times 10^3$ kN)	杭番号	最大応答軸力 ($\times 10^3$ kN)
ケース1	114	0.750	286	-0.170	286	-0.592
ケース2	114	0.679	286	-0.0358	286	-0.682
ケース3	34	0.802	46	-0.0100	286	-0.599

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

弾性設計用 地震動 S d	NS方向		EW方向		鉛直方向	
	杭番号	最小応答軸力 ($\times 10^3$ kN)	杭番号	最小応答軸力 ($\times 10^3$ kN)	杭番号	最小応答軸力 ($\times 10^3$ kN)
ケース1	34	-4.20	286	-3.22	286	-2.71
ケース2	34	-4.07	286	-3.03	286	-2.62
ケース3	114	-4.21	286	-3.55	286	-2.83

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

弾性設計用 地震動 S d	NS方向		EW方向		鉛直方向	
	杭番号	最大応答曲げ モーメント ($\times 10^3$ kN・m)	杭番号	最大応答曲げ モーメント ($\times 10^3$ kN・m)	杭番号	最大応答曲げ モーメント ($\times 10^3$ kN・m)
ケース1	74	1.21	166	0.774	286	0.0694
ケース2	74	1.16	166	0.750	286	0.0666
ケース3	74	1.22	166	0.796	86	0.0729

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

弾性設計用 地震動 S d	NS方向		EW方向		鉛直方向	
	杭番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3$ kN)	杭番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3$ kN)	杭番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3$ kN)
ケース1	74	2.07	166	1.07	46	0.177
ケース2	74	1.98	166	1.04	46	0.124
ケース3	74	2.08	46	1.14	46	0.204

注：表には杭一本当たりの応答値を示す。

表 2-4 杭頭の応答値一覧 (Sd-3)

(a) 最大応答軸力

弾性設計用 地震動 S d	NS方向		EW方向		鉛直方向	
	杭番号	最大応答軸力 ($\times 10^3$ kN)	杭番号	最大応答軸力 ($\times 10^3$ kN)	杭番号	最大応答軸力 ($\times 10^3$ kN)
ケース1	114	-0.116	86	-0.773	286	-0.980
ケース2	34	-0.128	86	-0.852	286	-1.045
ケース3	34	-0.0967	86	-0.613	286	-0.985

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

弾性設計用 地震動 S d	NS方向		EW方向		鉛直方向	
	杭番号	最小応答軸力 ($\times 10^3$ kN)	杭番号	最小応答軸力 ($\times 10^3$ kN)	杭番号	最小応答軸力 ($\times 10^3$ kN)
ケース1	34	-3.28	286	-2.61	286	-2.30
ケース2	34	-3.24	286	-2.54	286	-2.31
ケース3	114	-3.27	246	-2.75	286	-2.39

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

弾性設計用 地震動 S d	NS方向		EW方向		鉛直方向	
	杭番号	最大応答曲げ モーメント ($\times 10^3$ kN・m)	杭番号	最大応答曲げ モーメント ($\times 10^3$ kN・m)	杭番号	最大応答曲げ モーメント ($\times 10^3$ kN・m)
ケース1	74	0.843	166	0.561	286	0.0337
ケース2	74	0.806	166	0.539	86	0.0336
ケース3	74	0.863	166	0.655	286	0.0464

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

弾性設計用 地震動 S d	NS方向		EW方向		鉛直方向	
	杭番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3$ kN)	杭番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3$ kN)	杭番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3$ kN)
ケース1	74	1.42	166	0.771	46	0.0938
ケース2	74	1.37	166	0.740	46	0.0576
ケース3	74	1.47	166	0.903	46	0.139

注：表には杭一本当たりの応答値を示す。

3. まとめ

前章で実施した材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を基本ケースと併せて以下に示す。

基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果を表3-1～表3-11に，弾性設計用地震動 S_d に対する地震応答解析結果を表3-12～表3-22に示す。

表 3-1 最大応答加速度一覧表（基準地震動 S_s ，NS 方向）

(a) S_s-1

質点番号	最大応答加速度 (m/s^2)					
	S_s-1			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	34.0	30.8	29.6	34.0	30.8	29.6
基礎 上端	16.6	15.6	13.3	16.6	15.6	13.3

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

(b) S_s-3

質点番号	最大応答加速度 (m/s^2)					
	S_s-3			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	16.5	15.7	15.7	34.0	30.8	29.6
基礎 上端	8.75	9.28	9.12	16.6	15.6	13.3

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

表3-2 最大応答変位一覧表（基準地震動 S_s ，NS方向）

(a) S_s-1

質点番号	最大応答変位 (mm)					
	S_s-1			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	78.8	63.0	90.3	78.8	85.9	90.3
基礎 上端	37.2	61.5	50.6	55.6	77.5	62.5

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

(b) S_s-3

質点番号	最大応答変位 (mm)					
	S_s-3			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	63.9	85.9	84.7	78.8	85.9	90.3
基礎 上端	55.6	77.5	62.5	55.6	77.5	62.5

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

表3-3 最大応答せん断力一覧表（基準地震動 S_s ，NS方向）

(a) S_s-1

部 材 番 号	最大応答せん断力($\times 10^3$ kN)					
	S_s-1			最大値		
	①	②	③	①	②	③
(1)	32.2	29.2	28.1	32.2	29.2	28.1

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

(b) S_s-3

部 材 番 号	最大応答せん断力($\times 10^3$ kN)					
	S_s-3			最大値		
	①	②	③	①	②	③
(1)	15.7	14.9	14.9	32.2	29.2	28.1

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

表3-4 最大応答曲げモーメント一覧表（基準地震動 S_s ，NS方向）

(a) S_s-1

部 材 番 号	最大応答曲げモーメント($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)					
	S_s-1			最大値		
	①	②	③	①	②	③
(1)	0.248	0.225	0.211	0.248	0.225	0.211

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

(b) S_s-3

部 材 番 号	最大応答曲げモーメント($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)					
	S_s-3			最大値		
	①	②	③	①	②	③
(1)	0.123	0.121	0.130	0.248	0.225	0.211

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

表3-5 最大応答加速度一覧表（基準地震動 S_s ，EW方向）

(a) S_s-1

質点番号	最大応答加速度 (m/s^2)					
	S_s-1			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	17.5	16.1	17.8	17.5	16.1	17.8
基礎 上端	14.4	13.4	13.2	14.4	13.4	13.2

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

(b) S_s-3

質点番号	最大応答加速度 (m/s^2)					
	S_s-3			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	9.74	10.1	9.77	17.5	16.1	17.8
基礎 上端	8.21	9.07	7.95	14.4	13.4	13.2

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

表3-6 最大応答変位一覧表（基準地震動 S_s ，EW方向）

(a) S_s-1

質点番号	最大応答変位 (mm)					
	S_s-1			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	39.0	62.7	45.6	58.6	77.8	52.9
基礎 上端	39.0	62.2	42.0	58.1	76.9	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

(b) S_s-3

質点番号	最大応答変位 (mm)					
	S_s-3			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	58.6	77.8	52.9	58.6	77.8	52.9
基礎 上端	58.1	76.9	47.4	58.1	76.9	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

表3-7 最大応答せん断力一覧表（基準地震動 S_s ，EW方向）

(a) S_s-1

部 材 番 号	最大応答せん断力 ($\times 10^3 \text{kN}$)					
	S_s-1			最大値		
	①	②	③	①	②	③
(1)	16.6	15.4	17.0	16.6	15.4	17.0

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

(b) S_s-3

部 材 番 号	最大応答せん断力 ($\times 10^3 \text{kN}$)					
	S_s-3			最大値		
	①	②	③	①	②	③
(1)	9.27	9.64	9.30	16.6	15.4	17.0

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

表3-8 最大応答曲げモーメント一覧表（基準地震動 S_s ，EW方向）

(a) S_s-1

部 材 番 号	最大応答曲げモーメント($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)					
	S_s-1			最大値		
	①	②	③	①	②	③
(1)	0.153	0.137	0.164	0.153	0.137	0.164

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

(b) S_s-3

部 材 番 号	最大応答曲げモーメント($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)					
	S_s-3			最大値		
	①	②	③	①	②	③
(1)	0.0825	0.0809	0.0867	0.153	0.137	0.164

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

表3-9 最大応答加速度一覧表（基準地震動 S_s，鉛直方向）

(a) S_s-1

質点番号	最大応答加速度(m/s ²)					
	S _s -1			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	8.53	8.68	8.01	8.53	8.68	8.01
基礎 上端	8.44	8.60	7.91	8.44	8.60	7.91

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

(b) S_s-3

質点番号	最大応答加速度(m/s ²)					
	S _s -3			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	5.67	5.61	5.84	8.53	8.68	8.01
基礎 上端	5.67	5.55	5.83	8.44	8.60	7.91

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

表3-10 最大応答変位一覧表（基準地震動 S_s，鉛直方向）

(a) S_s-1

質点番号	最大応答変位 (mm)					
	S _s -1			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	5.55	4.99	11.4	19.2	18.5	21.2
基礎 上端	5.54	4.99	11.4	19.2	18.5	21.2

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

(b) S_s-3

質点番号	最大応答変位 (mm)					
	S _s -3			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	19.2	18.5	21.2	19.2	18.5	21.2
基礎 上端	19.2	18.5	21.2	19.2	18.5	21.2

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

表3-11 最大応答軸力一覧表（基準地震動 S_s ，鉛直方向）

(a) S_s-1

部 材 番 号	最大応答軸力 ($\times 10^3 \text{kN}$)					
	S_s-1			最大値		
	①	②	③	①	②	③
(1)	8.12	8.26	7.63	8.12	8.26	7.63

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

(b) S_s-3

部 材 番 号	最大応答軸力 ($\times 10^3 \text{kN}$)					
	S_s-3			最大値		
	①	②	③	①	②	③
(1)	5.40	5.34	5.56	8.12	8.26	7.63

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

表3-12 最大応答加速度一覧表（弾性設計用地震動 S d , NS方向）

(a) Sd-1

質点番号	最大応答加速度(m/s ²)					
	Sd-1			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	11.7	10.9	13.3	11.7	10.9	13.3
基礎 上端	7.53	6.79	8.13	7.53	6.79	8.13

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

(b) Sd-3

質点番号	最大応答加速度(m/s ²)					
	Sd-3			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	7.37	7.70	8.27	11.7	10.9	13.3
基礎 上端	4.68	4.66	4.27	7.53	6.79	8.13

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

表3-13 最大応答変位一覧表（弾性設計用地震動 S d , NS方向）

(a) Sd-1

質点番号	最大応答変位 (mm)					
	Sd-1			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	23.4	31.1	35.2	28.6	38.9	35.2
基礎 上端	18.8	29.3	22.8	26.1	36.3	27.9

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

(b) Sd-3

質点番号	最大応答変位 (mm)					
	Sd-3			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	28.6	38.9	32.8	28.6	38.9	35.2
基礎 上端	26.1	36.3	27.9	26.1	36.3	27.9

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

表3-14 最大応答せん断力一覧表（弾性設計用地震動 S d , NS方向）

(a) Sd-1

部 材 番 号	最大応答せん断力(×10 ³ kN)					
	Sd-1			最大値		
	①	②	③	①	②	③
(1)	11.1	10.4	12.7	11.1	10.4	12.7

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

(b) Sd-3

部 材 番 号	最大応答せん断力(×10 ³ kN)					
	Sd-3			最大値		
	①	②	③	①	②	③
(1)	7.02	7.33	7.87	11.1	10.4	12.7

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

表3-15 最大応答曲げモーメント一覧表（弾性設計用地震動 S d , NS方向）

(a) Sd-1

部 材 番 号	最大応答曲げモーメント(×10 ⁶ kN・m)					
	Sd-1			最大値		
	①	②	③	①	②	③
(1)	0.0925	0.0854	0.0943	0.0925	0.0854	0.0943

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

(b) Sd-3

部 材 番 号	最大応答曲げモーメント(×10 ⁶ kN・m)					
	Sd-3			最大値		
	①	②	③	①	②	③
(1)	0.0553	0.0578	0.0623	0.0925	0.0854	0.0943

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

表3-16 最大応答加速度一覧表（弾性設計用地震動 S d , EW方向）

(a) Sd-1

質点番号	最大応答加速度(m/s ²)					
	Sd-1			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	8.00	7.14	9.07	8.00	7.14	9.07
基礎 上端	6.41	6.02	7.00	6.41	6.02	7.00

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

(b) Sd-3

質点番号	最大応答加速度(m/s ²)					
	Sd-3			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	4.94	4.76	4.83	8.00	7.14	9.07
基礎 上端	4.33	4.27	3.95	6.41	6.02	7.00

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

表3-17 最大応答変位一覧表（弾性設計用地震動 S d , EW方向）

(a) Sd-1

質点番号	最大応答変位 (mm)					
	Sd-1			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	18.3	29.0	19.3	25.7	35.9	25.5
基礎 上端	18.1	28.8	16.4	25.2	35.3	23.6

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

(b) Sd-3

質点番号	最大応答変位 (mm)					
	Sd-3			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	25.7	35.9	25.5	25.7	35.9	25.5
基礎 上端	25.2	35.3	23.6	25.2	35.3	23.6

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

表3-18 最大応答せん断力一覧表（弾性設計用地震動 S d , EW方向）

(a) Sd-1

部 材 番 号	最大応答せん断力(×10 ³ kN)					
	Sd-1			最大値		
	①	②	③	①	②	③
(1)	7.62	6.80	8.64	7.62	6.80	8.64

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

(b) Sd-3

部 材 番 号	最大応答せん断力(×10 ³ kN)					
	Sd-3			最大値		
	①	②	③	①	②	③
(1)	4.70	4.53	4.60	7.62	6.80	8.64

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

表3-19 最大応答曲げモーメント一覧表（弾性設計用地震動 S d , EW方向）

(a) Sd-1

部 材 番 号	最大応答曲げモーメント(×10 ⁶ kN・m)					
	Sd-1			最大値		
	①	②	③	①	②	③
(1)	0.0698	0.0604	0.0819	0.0698	0.0604	0.0819

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

(b) Sd-3

部 材 番 号	最大応答曲げモーメント(×10 ⁶ kN・m)					
	Sd-3			最大値		
	①	②	③	①	②	③
(1)	0.0405	0.0378	0.0419	0.0698	0.0604	0.0819

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

表3-20 最大応答加速度一覧表（弾性設計用地震動 S d，鉛直方向）

(a) Sd-1

質点番号	最大応答加速度 (m/s ²)					
	Sd-1			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	4.10	4.07	4.21	4.10	4.07	4.21
基礎 上端	4.06	4.04	4.16	4.06	4.04	4.16

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

(b) Sd-3

質点番号	最大応答加速度 (m/s ²)					
	Sd-3			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	2.85	2.71	2.88	4.10	4.07	4.21
基礎 上端	2.82	2.66	2.87	4.06	4.04	4.16

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

表3-21 最大応答変位一覧表（弾性設計用地震動 S d，鉛直方向）

(a) Sd-1

質点番号	最大応答変位 (mm)					
	Sd-1			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	2.68	2.46	4.57	9.56	9.22	10.4
基礎 上端	2.67	2.46	4.56	9.56	9.22	10.4

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

(b) Sd-3

質点番号	最大応答変位 (mm)					
	Sd-3			最大値		
	①	②	③	①	②	③
1	9.56	9.22	10.4	9.56	9.22	10.4
基礎 上端	9.56	9.22	10.4	9.56	9.22	10.4

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

表3-22 最大応答軸力一覧表（弾性設計用地震動 S d，鉛直方向）

(a) Sd-1

部 材 番 号	最大応答軸力(×10 ³ kN)					
	Sd-1			最大値		
	①	②	③	①	②	③
(1)	3.90	3.87	4.01	3.90	3.87	4.01

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

(b) Sd-3

部 材 番 号	最大応答軸力(×10 ³ kN)					
	Sd-3			最大値		
	①	②	③	①	②	③
(1)	2.71	2.58	2.74	3.90	3.87	4.01

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

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完により、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) で線形補完して算定

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，Ss-1)，EW方向で95.3mm(ケース2，Ss-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。

建屋同士が離れる方向及び建屋同士がずれる方向については，原子炉建屋と大物搬入建屋の間に設置するエキスパンションジョイントに関して，最大相対変位（NS方向：129mm，EW方向：95.3mm）を満足する製品を採用する。

別紙7 保有水平耐力の安全余裕の考え方

目 次

1. 概要 別紙 7-1
2. 既往の知見に基づく妥当な安全余裕 別紙 7-2
3. 保有水平耐力の安全余裕の確認 別紙 7-3

1. 概要

建物・構築物は、当該建物・構築物の保有水平耐力が必要保有水平耐力に対して耐震重要度分類に応じた安全余裕を有する設計としている。

本資料では、既往の知見に基づき妥当な安全余裕に関する検討を行ったうえで、原子炉建屋の保有水平耐力が必要保有水平耐力に対して妥当な安全余裕を有していることを確認する。

2. 既往の知見に基づく妥当な安全余裕

「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987 ((社) 日本電気協会)」(以下「J E A G」という。)及び「原子力発電所耐震設計技術規程 J E A C 4 6 0 1 - 2008 ((社) 日本電気協会, 2008年)」(以下「J E A C」という。)では, 保有水平耐力の安全余裕について, 次のとおり記載されている。

【J E A G 「5.3.5 安全余裕度」抜粋 (一部加筆)】

「安全余裕度の定量的基準については, (中略) ①1次設計で通常の3倍の地震力で許容応力度設計された建屋の保有耐力を推定して目安値の検討を行っている例 (標・建-3) もある。これに対し, ②1次設計で3倍の余裕度を2次設計ではエネルギーの余裕度と考え, これを耐力に換算してほぼ $\sqrt{3}$ 倍の余裕度とする考え方 (標・建-3) もある。なお, ③最近では原子炉建屋耐震壁の実験データをもとに耐震設計上の許容限界の検討が行われ, 鉄筋コンクリート造の建物・構築物について次のような目安値 (研・建-2) が提案されている。

$$Q_a = Q_u / 1.5$$

Q_a : せん断力に関する許容限界の目安値

Q_u : 各層の終局せん断耐力 ($= \tau_u \cdot A_s$)

τ_u : 終局時のせん断応力

A_s : 有効せん断断面積

この目安値は, 鉄筋コンクリート造耐震壁の終局耐力のバラツキを定量的に評価し, さらに支持機能についても検討した上で工学的に設定したものである。」

(標・建-3) : 改良標準化調査 (建屋系) 「建屋, 構築物の静的地震力の算定法」

(研・建-2) : 吉崎ほか「原子炉建屋耐震壁の面外せん断強度」(日本建築学会大会学術梗概集 (東海), 昭和60年10月, pp.823-826)

①1.6, ② $\sqrt{3}$, ③1.5

【J E A C 「3.6.3 保有水平耐力の検討」抜粋】

「Sクラスの建物・構築物の鉄筋コンクリート造耐震壁については, 各層の保有水平耐力 Q_u を (中略) 必要保有水平耐力 Q_{un} で除した値が1.5を下回ってはならない。」

上記によると, J E A Gでは1.5, 1.6, $\sqrt{3}$ の3つの値が提案され, J E A Cでは1.5が規程されている。

3. 保有水平耐力の安全余裕の確認

原子炉建屋の保有水平耐力の検討結果を表 3-1 及び表 3-2 に示す。必要保有水平耐力 Q_{un} に対する保有水平耐力 Q_u の比は最小で 4.05 であり，J E A G で提案，J E A C で規程されている数値以上の安全余裕を有していることを確認した。

表 3-1 必要保有水平耐力 Q_{un} と保有水平耐力 Q_u の比較結果 (NS 方向)

標高 T. M. S. L. (m)	Q_{un} ($\times 10^3$ kN)	Q_u ($\times 10^3$ kN)	Q_u / Q_{un}
49.7 ～ 38.2	31.48	138.86	4.41
38.2 ～ 31.7	76.20	370.49	4.86
31.7 ～ 23.5	159.66	772.56	4.83
23.5 ～ 18.1	254.19	1381.56	5.43
18.1 ～ 12.3	308.91	1455.69	4.71
12.3 ～ 4.8	(401.49)	1734.40	4.31
4.8 ～ -1.7	(456.70)	1853.65	4.05
-1.7 ～ -8.2	(504.16)	2186.98	4.33

注：() 内数値は地下震度式を使用した場合を示す。

表 3-2 必要保有水平耐力 Q_{un} と保有水平耐力 Q_u の比較結果 (EW 方向)

標高 T. M. S. L. (m)	Q_{un} ($\times 10^3$ kN)	Q_u ($\times 10^3$ kN)	Q_u / Q_{un}
49.7 ～ 38.2	30.21	177.20	5.86
38.2 ～ 31.7	74.14	508.67	6.86
31.7 ～ 23.5	157.21	835.72	5.31
23.5 ～ 18.1	253.21	1259.46	4.97
18.1 ～ 12.3	308.91	1554.25	5.03
12.3 ～ 4.8	(401.49)	1882.68	4.68
4.8 ～ -1.7	(456.70)	1990.35	4.35
-1.7 ～ -8.2	(504.16)	2268.37	4.49

注：() 内数値は地下震度式を使用した場合を示す。