本資料のうち，枠囲みの内容は，
営業秘密又は防護上の観点から
公開できません。

東海第二発電所　工事計画審査資料	
資料番号	補足 400-6　改 1
提出年月日	平成 30 年 6 月 25 日

建物・構築物の地震応答解析についての補足説明資料

補足-400-6【地震応答解析における原子炉建屋の重大事故等時の高温による影響】

目次

1. 概要

本資料は，原子炉格納容器を内包する原子炉建屋において，重大事故等により高温状態が一定期間継続することを踏まえ，熱によるコンクリート部材の剛性低下を考慮した地震応答解析を実施し，「原子炉建屋の地震応答解析による評価」及び「機器・配管系の評価」に与える影響について確認するものである。

本資料は，以下の添付資料の補足説明をするものである。

- 資料Ⅴ-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」
- 資料Ⅴ-2-2-2「原子炉建屋の耐震性についての計算書」
- 資料Ⅴ-2-9-3-4「原子炉建屋基礎盤の耐震性についての計算書」

2. 原子炉建屋の構造概要

原子炉建屋は，下部では南北方向68.5ｍ，東西方向68.25ｍのほぼ正方形となっている。基礎底面からの高さは73.08ｍの鉄筋コンクリート造の建物・構築物であり，同一の基礎盤上に配置された原子炉格納容器，1次遮蔽壁，原子炉棟，付属棟から構成されている。原子炉建屋の概略平面図を図2－1に，概略断面図を図2－2に示す。

a. 1次遮蔽壁

1次遮蔽壁（以下「シェル壁（S／W）」という。）は上部が円錐台形，下部は円筒形で基礎盤から立ち上がっている。シェル壁の壁厚は上部で1.9 m，下部で1.8 mである。

b. 原子炉棟及び付属棟

原子炉棟の外壁（以下「内部ボックス壁（I／W）」という。）は基礎盤から屋根面まで連続しており，壁厚は地下部分で1.5ｍ，地上部分では1.5ｍ～0.3ｍである。また，付属棟の外壁（以下「外部ボックス壁（O／W）」という。）の壁厚は地下部分で1.5ｍ，地上部分では1.5ｍ～0.9ｍである。

c. 原子炉建屋の基礎盤

原子炉建屋の基礎盤は，その上部構造物である原子炉格納容器，1次遮蔽壁，原子炉棟及び付属棟を支持する。

原子炉建屋の基礎盤は厚さ5.0ｍのべた基礎で，支持地盤である砂質泥岩上に人工岩盤を介して設置されている。

図２－１（1／2）　原子炉建屋の概略平面図

図２－１（2／2）　原子炉建屋の概略平面図

図２－２（1／2）　原子炉建屋の概略断面図（A－A断面）

図 2－2（2／2）　原子炉建屋の概略断面図（B－B 断面）

3.　重大事故等時の温度による影響について

3.1　検討方針

原子炉格納容器を内包する原子炉建屋において，重大事故等により高温状態が一定時間継続することを踏まえ，熱によるコンクリート部材の剛性低下を考慮した地震応答解析を実施し，原子炉建屋の地震応答解析による評価及び機器・配管系の評価に与える影響について確認する。

具体的には，重大事故等における熱の影響を考慮し，原子炉建屋のコンクリート部材の剛性を低減させた地震応答解析モデル（以下「剛性低下考慮モデル」という。）を用いて地震応答解析を実施し，資料Ⅴ-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析モデル（以下「今回工認モデル」という。）を用いた結果との比較を行う。

さらに，「剛性低下考慮モデル」の地震応答解析結果が，原子炉建屋の地震応答解析による評価に与える影響を，「3.3　原子炉建屋の地震応答解析による評価に与える影響」において確認することとする。

なお，上述の影響検討は，応答倍率を用いた手法により行うことから，応答倍率の算出のための「剛性低下考慮モデル」を用いた地震応答解析は，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基準地震動Ｓ$_{\mathrm{s}}$－Ｄ１に対して実施することとする。さらに，直接的な影響評価として，資料Ⅴ-2-2-2「原子炉建屋の耐震性についての計算書」のうち，地震応答解析による耐震壁の評価において最大せん断ひずみが生じているＳ$_{\mathrm{s}}$－３１（地盤物性＋σ考慮）に対して水平方向の応答性状及び最大応答せん断ひずみを確認することとする。

3.2　重大事故等時の高温による影響を考慮した原子炉建屋の地震応答解析

3.2.1　解析条件

(1)　剛性低下率

剛性低下率の評価対象部位は，シェル壁及び内部ボックス壁とする。なお，基礎盤については，高温となる領域は，シェル壁内部の表面付近に限られ，基礎盤版全体に対する影響は軽微であることから，剛性低下は考慮しないこととした。

原子炉格納容器について，原子炉格納容器内を高温状態とし，その温度を重大事故等時の有効性評価における原子炉格納容器の評価温度である200 ℃に設定した。これは，有効性評価のうち，原子炉格納容器壁面温度が最も高くなる雰囲気圧力・温度による静的負荷（格納容器過圧・過温破損，代替冷却系を使用できない場合）の感度解析結果（注水が遅れた場合）の165 ℃であり，原子炉格納容器の最高使用温度である171 ℃を包絡する条件であるが，長期間継続する事象であり，一度経験した剛性低下が復帰しないことを考慮して，ここでは保守的な設定を行った。

原子炉格納容器外の建屋内（原子炉建屋原子炉棟内）については，建屋内に蒸気が十万する可能性を考慮して100 ℃に設定した。

外気温については，安全側に平均温度が高くなる夏季の温度（38.4 ℃）より40 ℃に設定した。更に，原子炉建屋原子炉棟の外側の付属棟内については，同様に40 ℃に設定した。

また，剛性低下率の算出に用いるシェル壁（S／W）及び内部ボックス壁（I／W）の温度は，内側と外側の雰囲気温度の平均値とした。

なお，表面温度は環境温度と同一とし，シェル壁の内側表面については格納容器内の温度を用いる。

ここで，100℃以上のコンクリート部材における剛性低下率は，「構造材料の耐火性ガイドブック（2017年　日本建築学会）」による提案値である，100 ℃の剛性残存比0.80及び200 ℃の剛性残存比0.68より，線形補間により算出する。また，100 ℃未満のコンクリート部材における剛性低下率は，「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説（2005年　日本建築学会）」において，通常運転時及び異常時を除く長時間（24時間以上）継続する状態における，一般部分のコンクリート温度制限値としている65 ℃を用い，線形補間により算出する。

本検討に用いたコンクリート部材の温度を表3－1に，剛性低下率を表3－2に示す。

表 3－1　本検討に用いたコンクリート部材の温度

部位	高さ EL.（m）	表面温度		平均温度 (℃)
		内側（℃）	外側（℃）	
シェル壁 (S／W)	－4.0～46.5	200	100	150
内部ボックス壁 (I／W)	－4.0～64.08	100	40	70

表3－2　本検討に用いたコンクリート部材の剛性低下率

	コンクリート温度(℃)	剛性低下率	解析用諸元	
			ヤング係数(N/mm ^{2})	せん断弾性係数(N/mm ^{2})
今回工認モデル		1.0	2.21×10^4	9.21×10^3
シェル壁(S／W)	150	0.74	1.64×10^4	6.83×10^3
内部ボックス壁(I／W)	70	0.97	2.14×10^4	8.92×10^3

(2)　解析モデル

シェル壁（S／W）及び内部ボックス壁（I／W）については剛性低下率を考慮したことにより，「今回工認モデル」に対して諸元を変更した。また，既往の知見[注]によると，コンクリートを175 ℃程度，91日間加熱した試験でも，コンクリートの圧縮強度の低下は認められないとされている。本検討においては，原子炉格納容器の最高温度を200 ℃と設定し，シェル壁（S／W）の温度を150 ℃としており，温度によるコンクリートの圧縮強度の低下はないと考えられることから，設計基準強度については，「今回工認モデル」と同じ値を用いた。

重大事故等時の温度による剛性低下を考慮した建物・構築物の物性値を表3－3に，水平方向の地震応答解析モデルを図3－1に，諸元を表3－4に，地盤ばね定数を表3－5に，せん断スケルトンカーブの諸数値を表3－6に示す。また，鉛直方向の地震応答解析モデルを図3－2に，諸元を表3－7及び表3－8に，地盤ばね定数を表3－9に示す。

ここで，地震応答解析モデルの諸元は，鉛直方向モデルのトラス端部回転拘束ばねK_θを除き「今回工認モデル」と同一の値（「今回工認モデル」におけるトラス端部回転拘束ばね$K_\theta=5.62\times10^6$ kN･m/rad）である。また，地盤ばね定数については，静的な値を用いていることから，「今回工認モデル」と同一の値となる。なお，せん断スケルトンカーブについては，せん断弾性係数の低下に応じてγ_1およびγ_2を変更している。

注　：

【参考文献１】

川口他：高温（175 ℃）を受けたコンクリートの強度性状（セメント･コンクリート　No.449，July1984）

【参考文献２】

長尾他：高温履歴を受けるコンクリートの物性に関する実験的研究（日本建築学会構造系論文集　第457号1994年3月）

表 3－3（1／2）　建物・構築物の物性値

（a）鉄筋コンクリート（剛性低下考慮モデル）

EL.(m)	NS 方向		EW 方向		UD 方向	減衰定数(%)
	ヤング係数(N/mm^2)	せん断弾性係数(N/mm^2)	ヤング係数(N/mm^2)	せん断弾性係数(N/mm^2)	ヤング係数(N/mm^2)	
63.65						
	2.14×10^{4}	8.92×10^{3}	2.14×10^{4}	8.92×10^{3}	2.14×10^{4}	
57.0						
	2.14×10^{4}	8.92×10^{3}	2.14×10^{4}	8.92×10^{3}	2.14×10^{4}	
46.5						
	1.85×10^{4}	7.24×10^{3}	1.99×10^{4}	7.36×10^{3}	1.76×10^{4}	
38.8						
	2.10×10^{4}	7.73×10^{3}	2.10×10^{4}	7.79×10^{3}	1.88×10^{4}	
34.7						
	2.09×10^{4}	7.66×10^{3}	2.09×10^{4}	7.70×10^{3}	1.84×10^{4}	
29.0						
	2.04×10^{4}	8.01×10^{3}	2.07×10^{4}	8.14×10^{3}	1.94×10^{4}	5
20.3						
	2.02×10^{4}	7.97×10^{3}	2.04×10^{4}	7.99×10^{3}	1.91×10^{4}	
14.0						
	2.08×10^{4}	8.41×10^{3}	2.08×10^{4}	8.31×10^{3}	2.00×10^{4}	
8.2						
	2.13×10^{4}	8.49×10^{3}	2.13×10^{4}	8.49×10^{3}	2.03×10^{4}	
2.0						
	2.13×10^{4}	8.49×10^{3}	2.13×10^{4}	8.49×10^{3}	2.03×10^{4}	
−4.0						
	2.21×10^{4}	9.21×10^{3}	2.21×10^{4}	9.21×10^{3}	2.21×10^{4}	
−9.0						

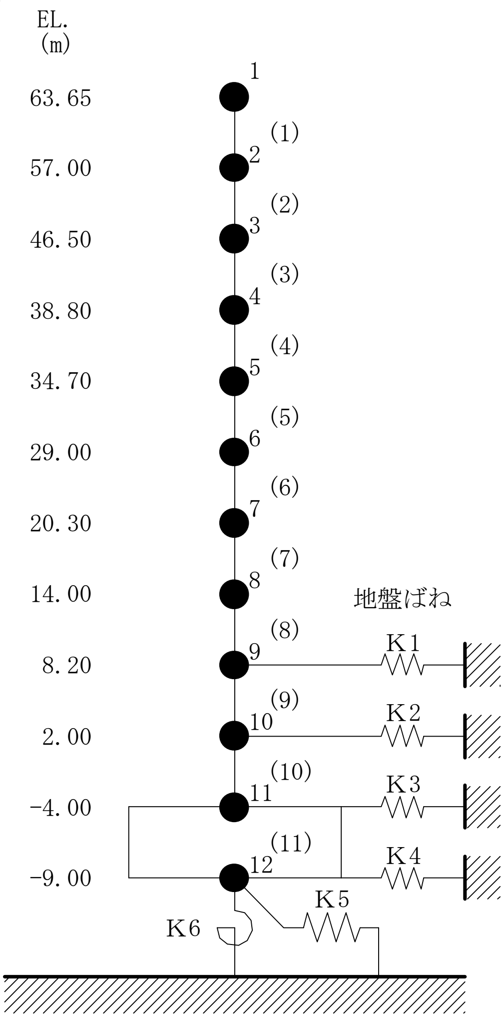
（b）鉄筋コンクリート（今回工認モデル）

ヤング係数(N/mm^2)	せん断弾性係数(N/mm^2)	減衰定数(%)
2.21×10^{4}	9.21×10^{3}	5

表 3－3（2／2）　建物・構築物の物性値

（c）鉄骨（剛性低下考慮モデルおよび今回工認モデル）

ヤング係数 (N/mm ^{2})	せん断弾性係数 (N/mm2)	減衰定数 (%)
2.05×10^{5}	7.90×10^{4}	2



・数字は質点番号を示す。
・（　）内は要素番号を示す。

図３－１　地震応答解析モデル（水平方向，剛性低下考慮モデル）

表3－4　地震応答解析モデル諸元（水平方向，剛性低下考慮モデル）

標高 EL. (m)	質点番号	質点重量 (kN)	回転慣性重量 ($\times 10^5$kN・m^2) NS方向	回転慣性重量 ($\times 10^5$kN・m^2) EW方向	要素番号	せん断断面積 (m^2) NS方向	せん断断面積 (m^2) EW方向	断面2次ﾓｰﾒﾝﾄ ($\times 10^3$m^4) NS方向	断面2次ﾓｰﾒﾝﾄ ($\times 10^3$m^4) EW方向
63.65	1	15870	35.7	31.5					
					(1)	27.3	25.5	20.4	18.4
57.00	2	16160	51.2	44.7					
					(2)	27.3	25.5	20.4	18.4
46.50	3	67320	120.3	104.7					
					(3)	212	154	64.4	34.7
38.80	4	97130	161.6	99.8					
					(4)	133	141	45.0	37.3
34.70	5	83270	113.0	68.7					
					(5)	143	156	45.4	38.7
29.00	6	122370	348.8	250.5					
					(6)	218	237	77.6	72.9
20.30	7	161820	488.7	543.9					
					(7)	242	224	86.3	77.6
14.00	8	234650	720.8	779.6					
					(8)	394	345	178.5	147.4
8.20	9	199260	893.0	886.8					
					(9)	464	454	218.4	208.5
2.00	10	220710	832.4	830.7					
					(10)	464	454	218.8	208.9
-4.00	11	439290	1724.6	1712.1					
					(11)	4675	4675	1828.1	1814.8
-9.00	12	275090	1081.4	1073.5					
総重量		1932940							

表 3－5（1／2）　地盤ばね定数と減衰係数（Ｓ$_{s}$－Ｄ１，NS 方向）

（a）剛性低下考慮モデル

ばね 番号	地盤ばね 成　分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
K1	側面・水平	5.46×10^{5}　(kN/m)	2.48×10^{5}　(kN･S/m)
K2	側面・水平	1.22×10^{6}　(kN/m)	4.20×10^{5}　(kN･S/m)
K3	側面・水平	6.64×10^{6}　(kN/m)	9.07×10^{5}　(kN･S/m)
K4	側面・水平	1.92×10^{7}　(kN/m)	8.69×10^{5}　(kN･S/m)
K5	底面・水平	6.41×10^{7}　(kN/m)	3.44×10^{6}　(kN･S/m)
K6	底面・回転	9.26×10^{10}　(kN･m/rad)	1.58×10^{9}　(kN･m･s/rad)

（b）今回工認モデル

ばね 番号	地盤ばね 成　分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
K1	側面・水平	5.46×10^{5}　(kN/m)	2.50×10^{5}　(kN･s/m)
K2	側面・水平	1.22×10^{6}　(kN/m)	4.18×10^{5}　(kN･S/m)
K3	側面・水平	6.64×10^{6}　(kN/m)	9.11×10^{5}　(kN･S/m)
K4	側面・水平	1.92×10^{7}　(kN/m)	8.70×10^{5}　(kN･s/m)
K5	底面・水平	6.41×10^{7}　(kN/m)	3.45×10^{6}　(kN･s/m)
K6	底面・回転	9.26×10^{10}　(kN･m/rad)	1.59×10^{9}　(kN･m･s/rad)

表3－5（2／2）　地盤ばね定数と減衰係数（S_s－D１，EW方向）

（c）剛性低下考慮モデル

ばね番号	地盤ばね成　分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
K1	側面・水平	5.46×10^{5}　(kN/m)	2.46×10^{5}　(kN･S/m)
K2	側面・水平	1.22×10^{6}　(kN/m)	4.21×10^{5}　(kN･S/m)
K3	側面・水平	6.64×10^{6}　(kN/m)	9.05×10^{5}　(kN･S/m)
K4	側面・水平	1.92×10^{7}　(kN/m)	8.68×10^{5}　(kN･S/m)
K5	底面・水平	6.42×10^{7}　(kN/m)	3.45×10^{6}　(kN･S/m)
K6	底面・回転	9.17×10^{10}　(kN･m/rad)	1.56×10^{9}　(kN･m･s/rad)

（d）今回工認モデル

ばね番号	地盤ばね成　分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
K1	側面・水平	5.46×10^{5}　(kN/m)	2.49×10^{5}　(kN･s/m)
K2	側面・水平	1.22×10^{6}　(kN/m)	4.19×10^{5}　(kN･S/m)
K3	側面・水平	6.64×10^{6}　(kN/m)	9.09×10^{5}　(kN･S/m)
K4	側面・水平	1.92×10^{7}　(kN/m)	8.69×10^{5}　(kN･s/m)
K5	底面・水平	6.42×10^{7}　(kN/m)	3.45×10^{6}　(kN･s/m)
K6	底面・回転	9.17×10^{10}　(kN･m/rad)	1.57×10^{9}　(kN･m･s/rad)

表 3−6（1／2）　せん断スケルトンカーブ（$\tau-\gamma$ 関係，NS 方向）

(a) 剛性低下考慮モデル

EL. m	要素番号	τ_1 N/mm^2	τ_2 N/mm^2	τ_3 N/mm^2	γ_1 $\times10^{-3}$	γ_2 $\times10^{-3}$	γ_3 $\times10^{-3}$
63.65 ～ 57.00	1	1.60	2.16	4.54	0.179	0.537	4.0
57.00 ～ 46.50	2	1.71	2.31	4.63	0.192	0.576	4.0
46.50 ～ 38.80	3	1.59	2.15	4.38	0.220	0.660	4.0
38.80 ～ 34.70	4	1.34	1.81	4.17	0.173	0.519	4.0
34.70 ～ 29.00	5	1.28	1.73	3.91	0.167	0.501	4.0
29.00 ～ 20.30	6	1.47	1.98	4.26	0.184	0.552	4.0
20.30 ～ 14.00	7	1.61	2.17	4.87	0.202	0.606	4.0
14.00 ～ 8.20	8	1.68	2.27	4.27	0.200	0.600	4.0
8.20 ～ 2.00	9	1.77	2.39	5.02	0.208	0.624	4.0
2.00 ～ −4.00	10	1.85	2.50	5.84	0.218	0.654	4.0

(b) 今回工認モデル

EL. m	要素番号	τ_1 N/mm^2	τ_2 N/mm^2	τ_3 N/mm^2	γ_1 $\times10^{-3}$	γ_2 $\times10^{-3}$	γ_3 $\times10^{-3}$
63.65 ～ 57.00	1	1.60	2.16	4.54	0.174	0.522	4.0
57.00 ～ 46.50	2	1.71	2.31	4.63	0.185	0.555	4.0
46.50 ～ 38.80	3	1.59	2.15	4.38	0.173	0.519	4.0
38.80 ～ 34.70	4	1.34	1.81	4.17	0.145	0.435	4.0
34.70 ～ 29.00	5	1.28	1.73	3.91	0.139	0.417	4.0
29.00 ～ 20.30	6	1.47	1.98	4.26	0.159	0.477	4.0
20.30 ～ 14.00	7	1.61	2.17	4.87	0.174	0.522	4.0
14.00 ～ 8.20	8	1.68	2.27	4.27	0.183	0.549	4.0
8.20 ～ 2.00	9	1.77	2.39	5.02	0.192	0.576	4.0
2.00 ～ −4.00	10	1.85	2.50	5.84	0.201	0.603	4.0

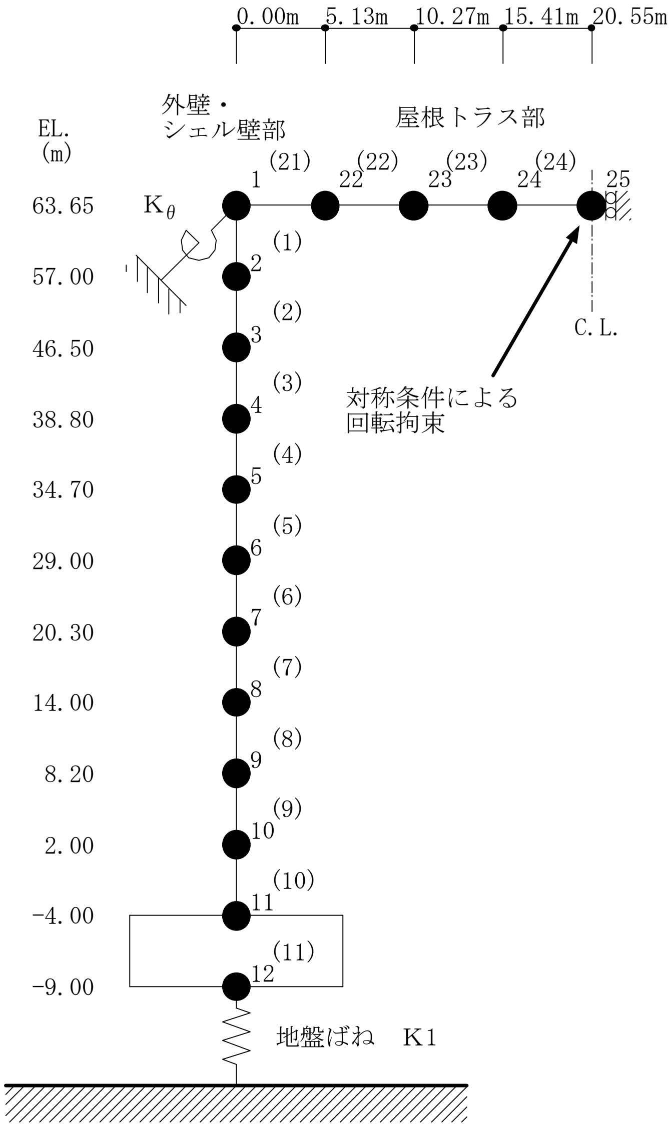
表 3−6（2／2）　せん断スケルトンカーブ（τ − γ 関係，EW 方向）

(c) 剛性低下考慮モデル

EL. m	要素番号	τ_1 N/mm^2	τ_2 N/mm^2	τ_3 N/mm^2	γ_1 $\times10^{-3}$	γ_2 $\times10^{-3}$	γ_3 $\times10^{-3}$
63.65 ～ 57.00	1	1.60	2.16	4.54	0.179	0.537	4.0
57.00 ～ 46.50	2	1.71	2.31	4.63	0.192	0.576	4.0
46.50 ～ 38.80	3	1.60	2.16	4.63	0.217	0.651	4.0
38.80 ～ 34.70	4	1.49	2.01	4.40	0.191	0.573	4.0
34.70 ～ 29.00	5	1.39	1.88	4.01	0.181	0.543	4.0
29.00 ～ 20.30	6	1.31	1.77	3.72	0.161	0.483	4.0
20.30 ～ 14.00	7	1.59	2.15	4.57	0.199	0.597	4.0
14.00 ～ 8.20	8	1.68	2.27	4.52	0.202	0.606	4.0
8.20 ～ 2.00	9	1.77	2.39	5.02	0.208	0.624	4.0
2.00 ～ −4.00	10	1.85	2.50	5.77	0.218	0.654	4.0

(d) 今回工認モデル

EL. m	要素番号	τ_1 N/mm^2	τ_2 N/mm^2	τ_3 N/mm^2	γ_1 $\times10^{-3}$	γ_2 $\times10^{-3}$	γ_3 $\times10^{-3}$
63.65 ～ 57.00	1	1.60	2.16	4.54	0.174	0.522	4.0
57.00 ～ 46.50	2	1.71	2.31	4.63	0.185	0.555	4.0
46.50 ～ 38.80	3	1.60	2.16	4.63	0.173	0.519	4.0
38.80 ～ 34.70	4	1.49	2.01	4.40	0.162	0.486	4.0
34.70 ～ 29.00	5	1.39	1.88	4.01	0.151	0.453	4.0
29.00 ～ 20.30	6	1.31	1.77	3.72	0.143	0.429	4.0
20.30 ～ 14.00	7	1.59	2.15	4.57	0.172	0.516	4.0
14.00 ～ 8.20	8	1.68	2.27	4.52	0.182	0.546	4.0
8.20 ～ 2.00	9	1.77	2.39	5.02	0.192	0.576	4.0
2.00 ～ −4.00	10	1.85	2.50	5.77	0.201	0.603	4.0



・数字は質点番号を示す。

・(　) 内は要素番号を示す。

図3－2　地震応答解析モデル（UD方向，剛性低下考慮モデル）

表 3－7　地震応答解析モデル諸元（UD 方向，剛性低下考慮モデル）

外壁・シェル壁部

高さ EL. (m)	質点番号	質点重量 (kN)	要素番号	軸断面積 (m^2)
63.65	1	8030		
			(1)	52.4
57.00	2	16160		
			(2)	58.8
46.50	3	67320		
			(3)	331
38.80	4	97130		
			(4)	243
34.70	5	83270		
			(5)	297
29.00	6	122370		
			(6)	451
20.30	7	161820		
			(7)	461
14.00	8	234650		
			(8)	727
8.20	9	199260		
			(9)	900
2.00	10	220710		
			(10)	900
-4.00	11	439290		
			(11)	4675
-9.00	12	275090		
総重量		1932940		

屋根トラス部

高さ EL. (m)	ｽﾊﾟﾝ方向 (m)	質点番号	質点重量 (kN)	要素番号	せん断断面積 ($\times 10^{-2} m^2$)	断面2次ﾓｰﾒﾝﾄ (m^4)
63.65	20.55	25	1120			
				(24)	5.68	1.76
	15.41	24	2240			
				(23)	5.68	1.76
	10.27	23	2240			
				(22)	8.50	1.76
	5.13	22	2240			
				(21)	11.49	1.76
	0.00	1	―			

表 3－8　トラス端部回転拘束ばね

(a)　剛性低下考慮モデル

ばね番号	ばね定数 K_c
K_θ	5.44×10^{6}　(kN･m/rad)

(b)　今回工認モデル

ばね番号	ばね定数 K_c
K_θ	5.62×10^{6}　(kN･m/rad)

表 3－9　地盤ばね定数と減衰係数（UD 方向，S_s－Ｄ１）

剛性低下考慮モデル及び今回工認モデル

ばね番号	地盤ばね成　分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
K1	底面・鉛直	1.08×10^{8}　(kN/m)	8.21×10^{6}　(kN･s/m)

※減衰係数については，剛性低下考慮モデルと今回工認モデルは同じ値となる。

3.2.2　地震応答解析結果

(1)　固有値解析結果

「剛性低下考慮モデル」と「今回工認モデル」の固有値解析結果(固有周期及び固有振動数)の比較を表3－10に示す。また，「剛性低下考慮モデル」の刺激関数図を図3－3に示す。

「剛性低下考慮モデル」の固有周期は，コンクリートの剛性を低減させた影響により「今回工認モデル」の結果に比べてわずかに大きくなるものの，ほぼ同程度となることを確認した。

建屋と地盤の相互作用を考慮したモデルとなっていることから，地盤の変形が支配的となる低次のモードでは，建屋は剛体的な挙動を示すため，建屋の剛性変化が固有値に及ぼす影響は小さいものと考えられる。また，鉛直方向については，建屋の変形が支配的となる4次のモードを除きほぼ同等の結果となったものと考えられる。

表 3－10　固有値解析結果

(a) NS 方向

次　数	固有周期 (s)		固有振動数 (Hz)	
	工認モデル	剛性低下考慮モデル	工認モデル	剛性低下考慮モデル
1	0.409	0.413	2.44	2.42
2	0.202	0.203	4.96	4.92
3	0.104	0.109	9.60	9.21
4	0.085	0.089	11.77	11.24
5	0.064	0.066	15.65	15.15
6	0.052	0.055	19.15	18.27

(b) EW 方向

次　数	固有周期 (s)		固有振動数 (Hz)	
	工認モデル	剛性低下考慮モデル	工認モデル	剛性低下考慮モデル
1	0.411	0.416	2.43	2.41
2	0.202	0.203	4.96	4.92
3	0.107	0.111	9.32	9.00
4	0.086	0.090	11.59	11.08
5	0.064	0.067	15.53	14.99
6	0.051	0.053	19.76	18.92

(c)　UD 方向

次　数	固有周期 (s)		固有振動数 (Hz)	
	工認モデル	剛性低下考慮モデル	工認モデル	剛性低下考慮モデル
1	0.399	0.400	2.50	2.50
2	0.274	0.274	3.65	3.65
3	0.093	0.093	10.79	10.79
4	0.060	0.064	16.72	15.68
5	0.057	0.057	17.64	17.62
6	0.048	0.048	20.70	20.69

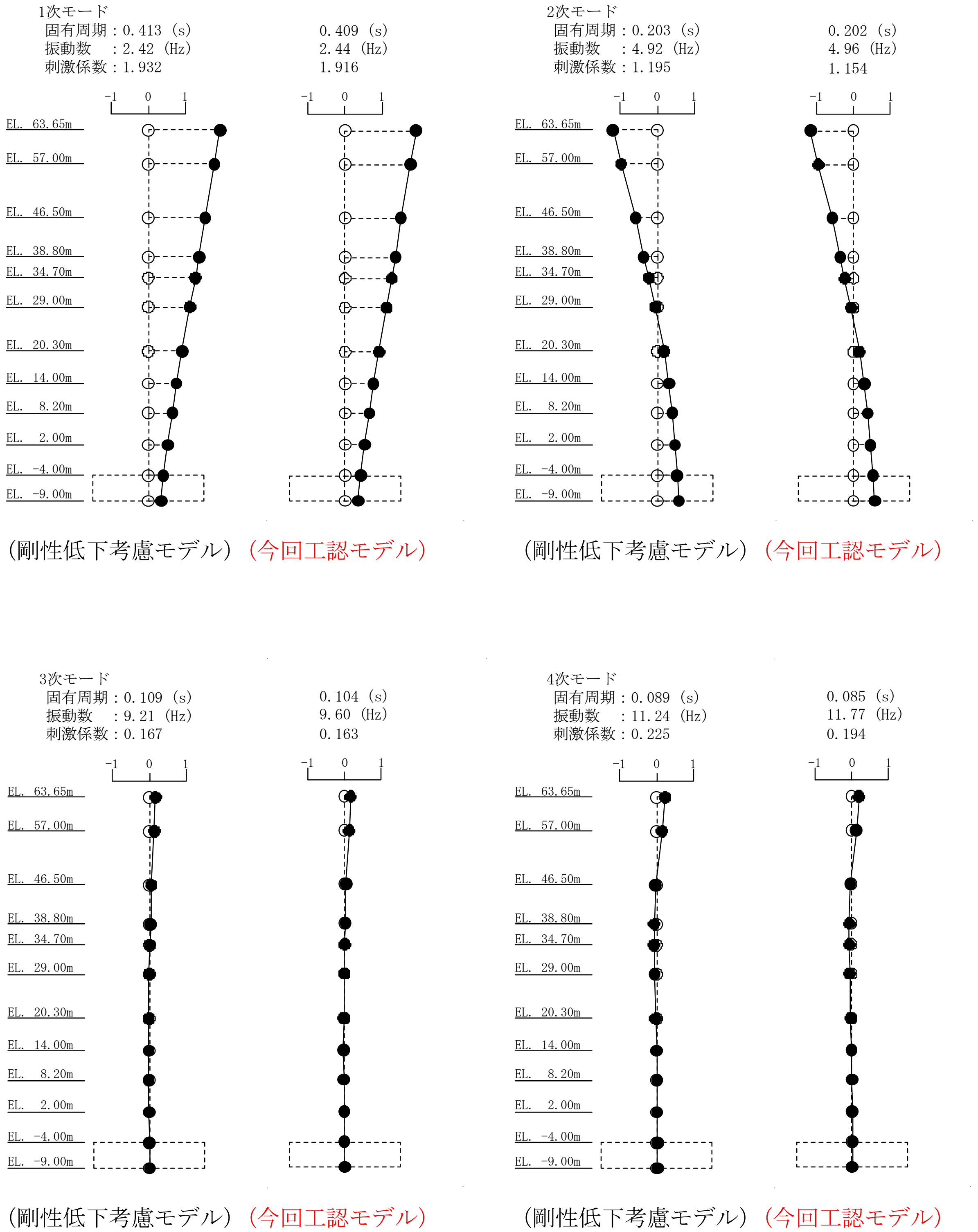
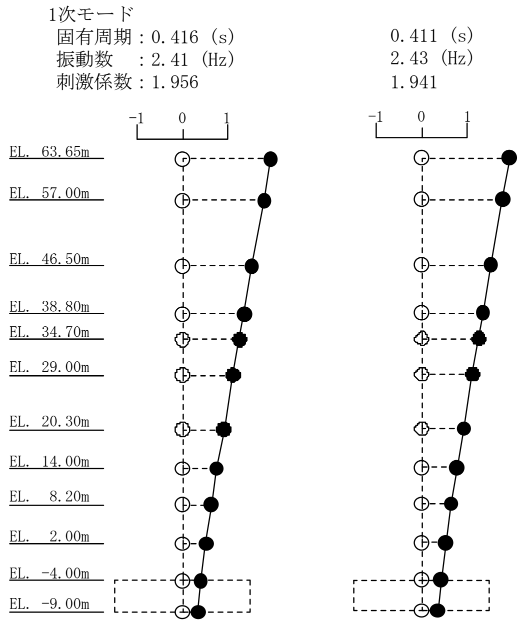
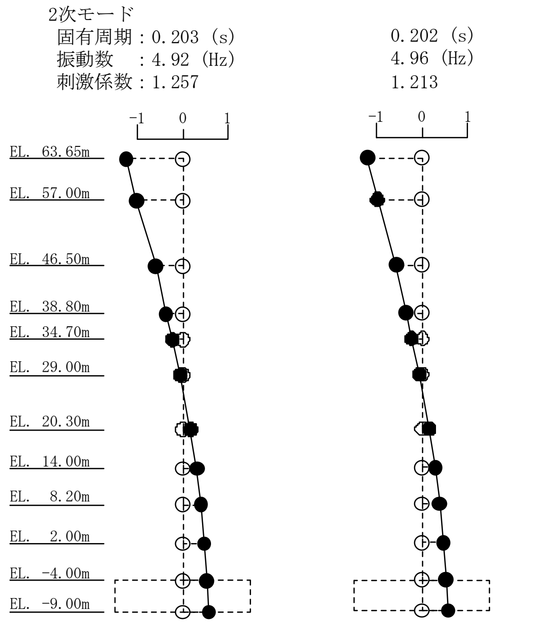


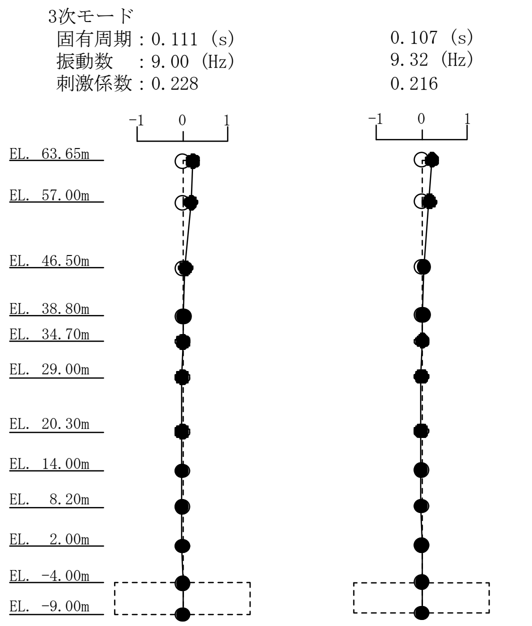
図3－3（1／3）　刺激関数図（Ｓｓ－Ｄ１，NS方向，剛性低下考慮モデル）



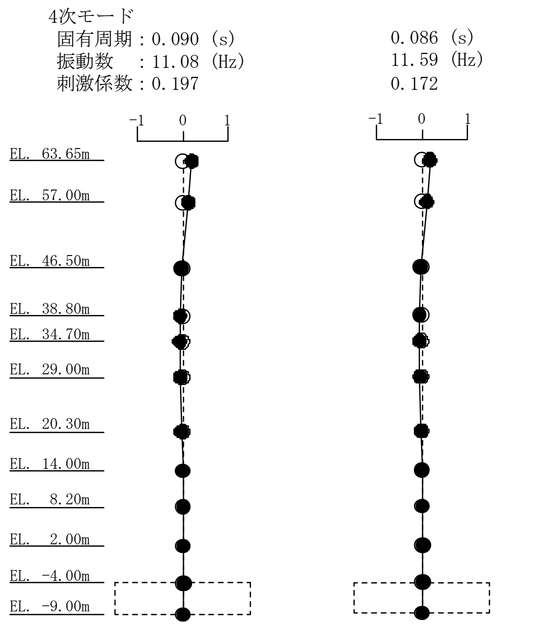
（剛性低下考慮モデル）（今回工認モデル）



（剛性低下考慮モデル）（今回工認モデル）

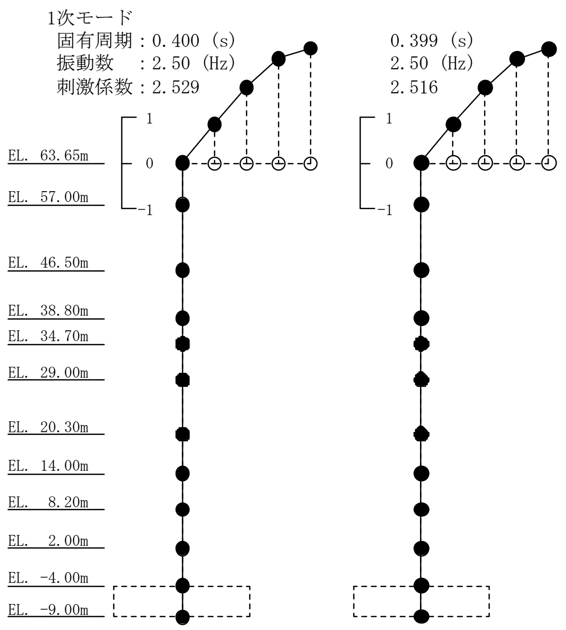


（剛性低下考慮モデル）（今回工認モデル）

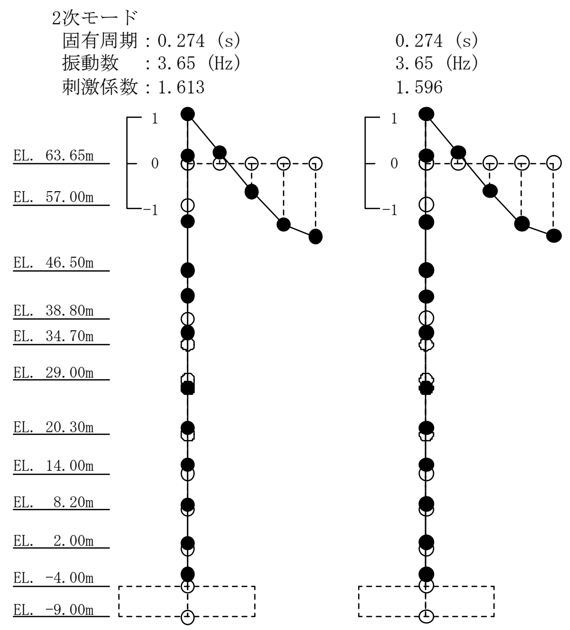


（剛性低下考慮モデル）（今回工認モデル）

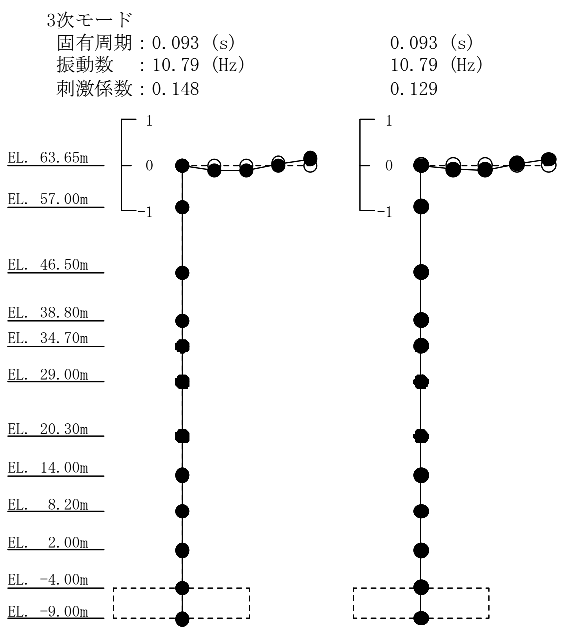
図3－3（2／3）　刺激関数図（Ｓ$_{s}$－Ｄ１，EW方向，剛性低下考慮モデル）



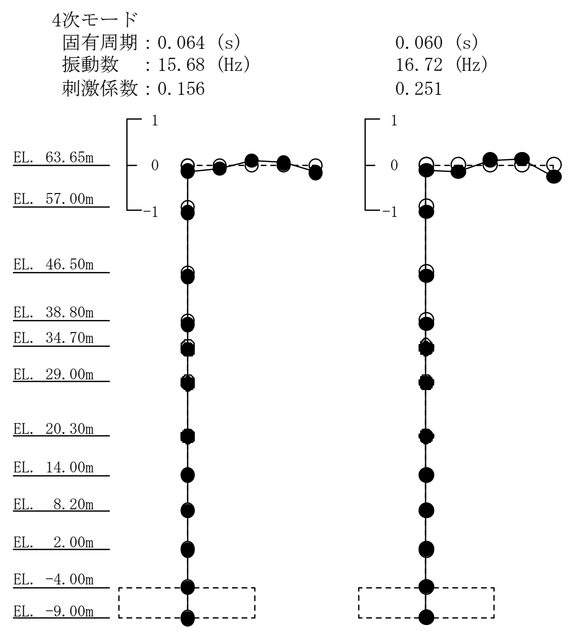
（剛性低下考慮モデル）（今回工認モデル）



（剛性低下考慮モデル）（今回工認モデル）



（剛性低下考慮モデル）（今回工認モデル）



（剛性低下考慮モデル）（今回工認モデル）

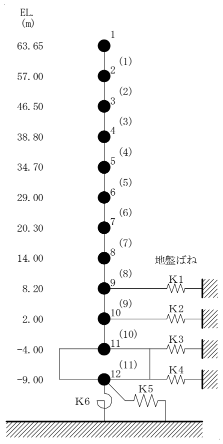
図3－3（3／3）　刺激関数図（S_s－Ｄ１，UD方向，剛性低下考慮モデル）

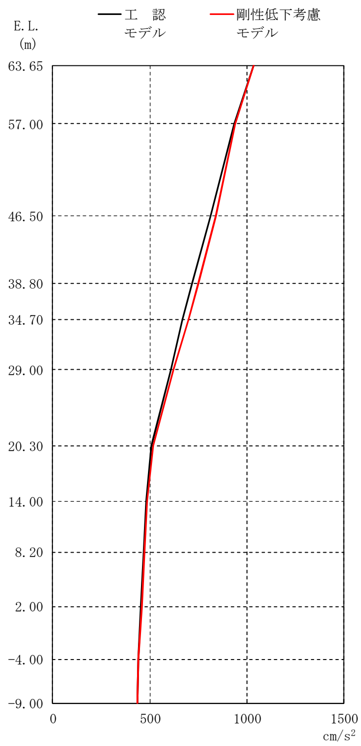
(2)　最大応答値及び最大接地圧

基準地震動Ｓ$_{s}$－Ｄ１による最大応答値を図3－4～図3－16に，最大せん断ひずみを表3－11に，最大接地圧を表3－12に示す。「剛性低下考慮モデル」の最大応答値及び最大接地圧は，「今回工認モデル」の結果と概ね整合することを確認した。

ここで，建屋のEL.29.0ｍ～EL.46.5ｍについては，高温を設定しているシェル壁の層の剛性に占める割合が大きいことから，他の部位に比べて剛性低下が大きくなっており，当該部位の層間変形が大きくなることから建屋上部の応答が若干増加したものと考えられる。しかし，固有値解析結果から確認できるように，建屋全体の応答に対して支配的となる低次の振動モードは概ね同程度となっていることから，影響は小さいものと考えられる。

また，NS方向の要素番号（5）ならびにEW方向の要素番号（5）および要素番号（7）については，応答が第1折れ点を超過し，非線形範囲に入っていることから，せん断力の増加に対するせん断ひずみの増加が大きくなり，せん断ひずみの比率として算定している応答比の値が大きくなったものと考えられる。

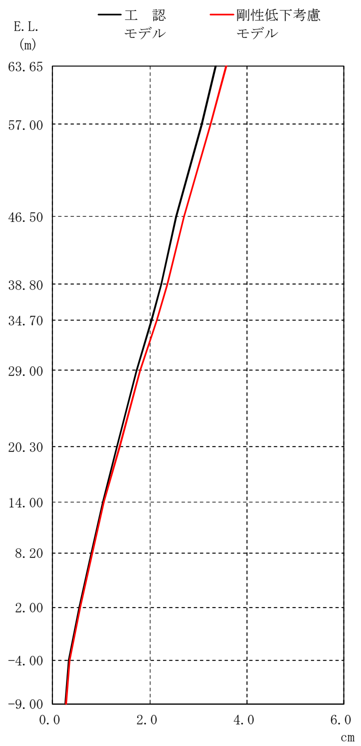




(単位：cm/s^2)

①工　認 モデル	②剛性低下考慮 モデル	②／①
1033	1036	1.00
933	940	1.01
813	841	1.03
715	751	1.05
669	700	1.05
611	621	1.02
508	516	1.02
481	486	1.01
467	472	1.01
454	457	1.01
441	441	1.00
437	437	1.00

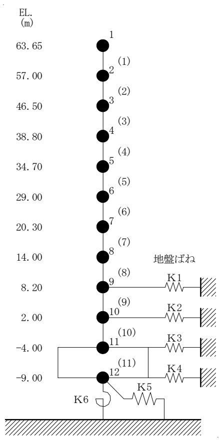
図 3－4　最大応答加速度（Ｓ$_s$－Ｄ１，NS 方向）

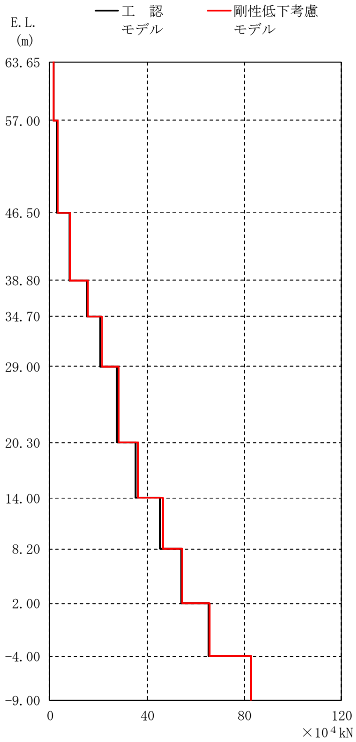


(単位：cm)

①工　認 モデル	②剛性低下考慮 モデル	②／①
3.36	3.57	1.06
3.06	3.26	1.06
2.55	2.70	1.06
2.23	2.36	1.06
2.03	2.14	1.05
1.73	1.81	1.04
1.33	1.38	1.03
1.04	1.06	1.03
0.80	0.81	1.02
0.55	0.56	1.02
0.33	0.34	1.05
0.26	0.28	1.06

図 3－5　最大応答変位（Ｓ$_s$－Ｄ１，NS 方向）

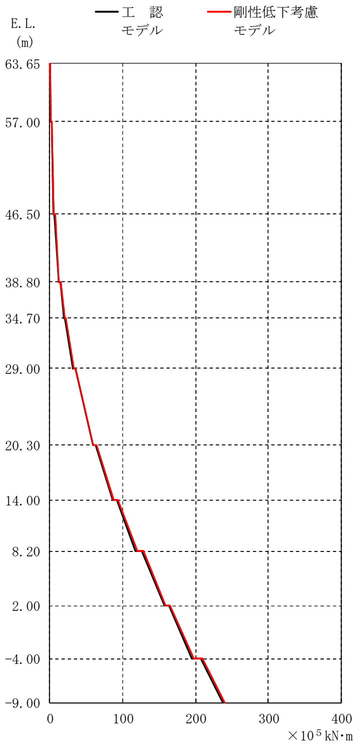




(単位：×10⁴kN)

①工　認 モデル	②剛性低下考慮 モデル	②／①
1.66	1.68	1.01
3.13	3.20	1.02
8.21	8.36	1.02
15.2	15.8	1.04
20.9	21.5	1.03
27.5	28.2	1.03
35.3	36.2	1.03
45.4	46.4	1.02
54.2	54.4	1.00
65.3	65.6	1.00
82.7	82.9	1.00

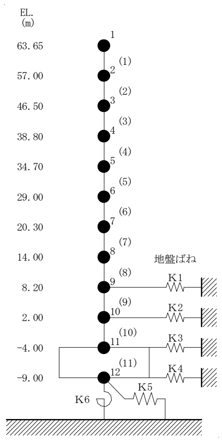
図 3－6　最大応答せん断力（Ｓ$_s$－Ｄ１，NS 方向）

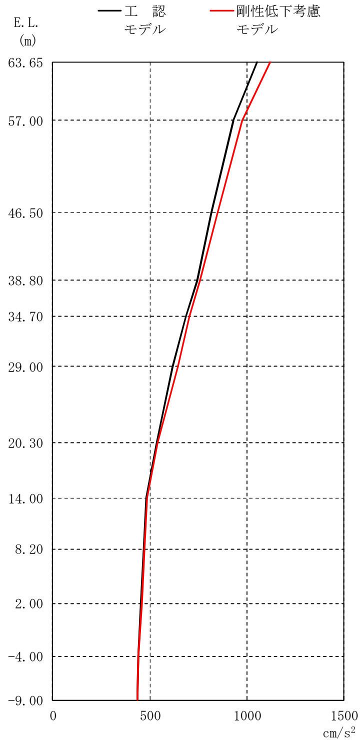


(単位：×10⁵kN·m)

①工　認 モデル	②剛性低下考慮 モデル	②／①
0.572 1.48	0.584 1.55	1.02 1.05
2.29 5.24	2.37 5.40	1.03 1.03
6.77 12.5	7.03 12.9	1.04 1.03
14.3 19.9	14.6 20.4	1.02 1.03
21.0 32.1	21.6 32.6	1.03 1.02
35.0 58.9	35.6 59.6	1.02 1.01
63.3 85.5	64.2 87.0	1.01 1.02
92.1 118	93.4 120	1.01 1.02
126 157	128 159	1.02 1.01
164 195	165 197	1.01 1.01
207 237	210 240	1.01 1.01

図 3－7　最大応答曲げモーメント（Ｓ$_s$－Ｄ１，NS 方向）

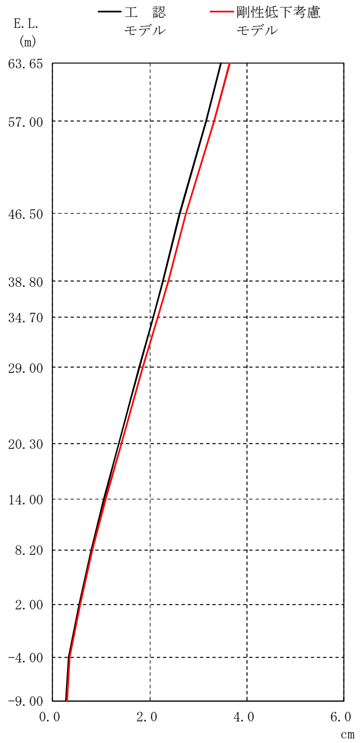




(単位：cm/s²)

①工　認 モデル	②剛性低下考慮 モデル	②／①
1054	1121	1.06
931	976	1.05
818	848	1.04
744	758	1.02
685	703	1.03
615	643	1.04
535	541	1.01
482	485	1.01
466	471	1.01
455	458	1.01
442	442	1.00
438	438	1.00

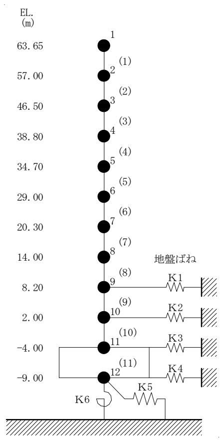
図 3－8　最大応答加速度（S_s－D１，EW 方向）

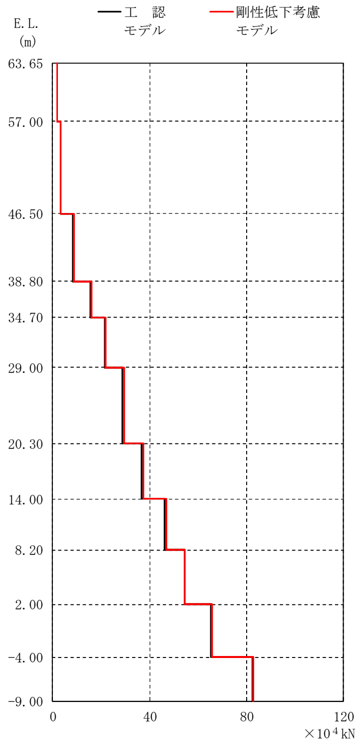


(単位：cm)

①工　認 モデル	②剛性低下考慮 モデル	②／①
3.47	3.65	1.05
3.16	3.32	1.05
2.61	2.74	1.05
2.27	2.37	1.05
2.07	2.16	1.05
1.78	1.85	1.04
1.37	1.42	1.04
1.06	1.09	1.03
0.81	0.83	1.02
0.56	0.57	1.02
0.34	0.35	1.05
0.27	0.29	1.06

図 3－9　最大応答変位（S_s－D１，EW 方向）

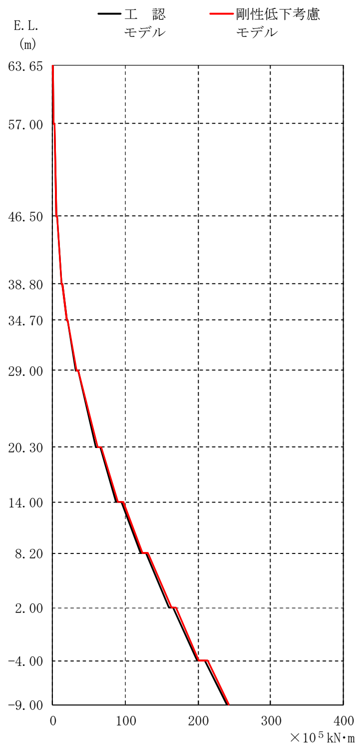




(単位：×10^4kN)

①工　認 モデル	②剛性低下考慮 モデル	②／①
1.72	1.82	1.06
3.26	3.43	1.05
8.30	8.7	1.04
15.6	16.1	1.03
21.5	21.9	1.02
28.7	29.4	1.02
36.6	37.4	1.02
46.1	46.9	1.02
54.4	54.6	1.00
65.4	65.6	1.00
82.6	82.9	1.00

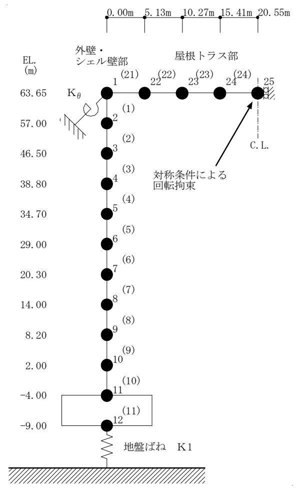
図 3－10　最大応答せん断力（Ｓ$_s$－Ｄ１，EW 方向）

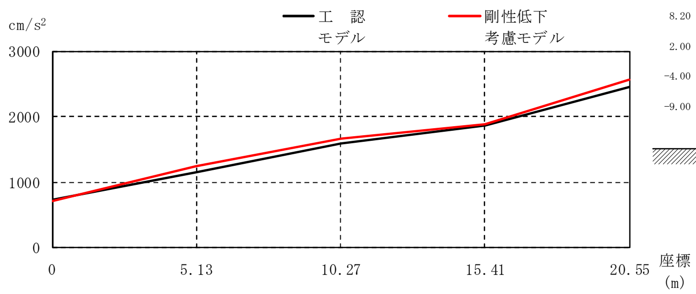


(単位：×10^5kN･m)

①工　認 モデル	②剛性低下考慮 モデル	②／①
0.529 1.47	0.542 1.57	1.02 1.07
2.22 5.32	2.29 5.66	1.03 1.06
6.63 12.3	6.87 12.9	1.04 1.05
13.4 19.5	13.8 20.0	1.03 1.03
20.2 32.2	20.7 33.1	1.02 1.03
34.9 59.8	35.9 61.5	1.03 1.03
65.2 87.9	66.9 89.7	1.03 1.02
94.8 121	96.6 124	1.02 1.02
129 160	131 163	1.02 1.02
166 198	169 201	1.02 1.02
210 240	213 242	1.01 1.01

図 3－11　最大応答曲げモーメント（Ｓ$_s$－Ｄ１，EW 方向）

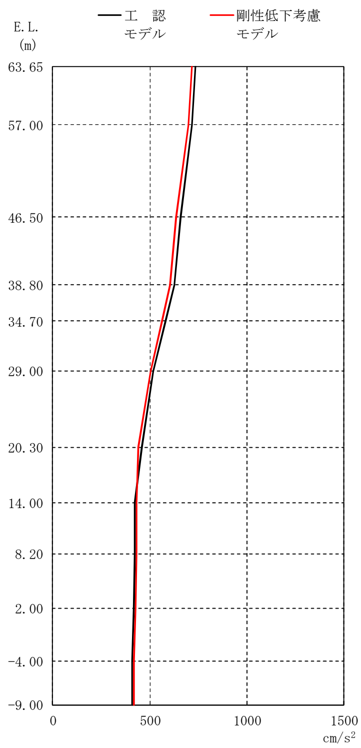




（単位：cm/s²）

①工　認モデル	734	1153	1594	1868	2450
②剛性低下考慮モデル	717	1235	1673	1879	2558
②／①	0.98	1.07	1.05	1.01	1.04

(a) 屋根トラス部

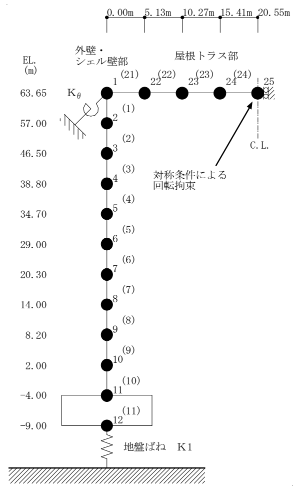


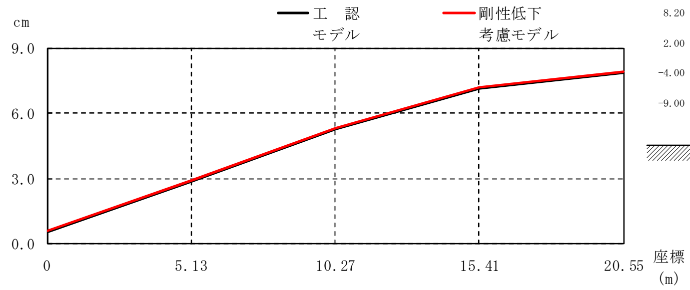
（単位：cm/s²）

①工　認モデル	②剛性低下考慮モデル	②／①
734	717	0.98
719	698	0.97
657	637	0.97
625	605	0.97
581	565	0.97
519	504	0.97
458	442	0.97
422	433	1.03
421	431	1.02
417	426	1.02
411	418	1.02
407	416	1.02

(b) 外壁及びシェル壁

図 3－12 最大応答加速度（$\mathrm{S_s}$－D１，UD 方向）

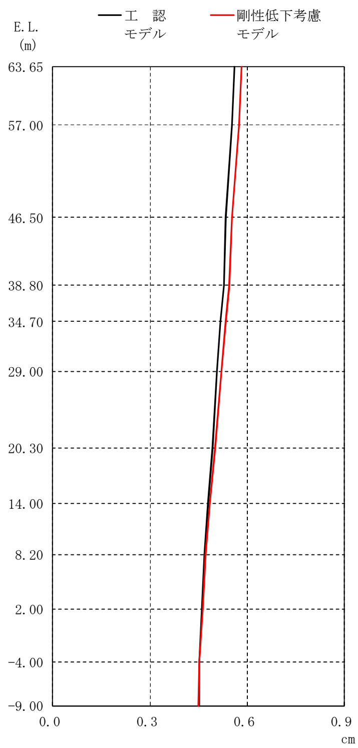




（単位：cm）

①工　認モデル	0.56	2.87	5.26	7.16	7.84
②剛性低下考慮モデル	0.58	2.89	5.30	7.22	7.91
②／①	1.04	1.01	1.01	1.01	1.01

(a) 屋根トラス部

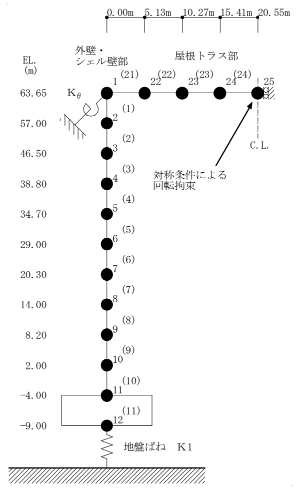


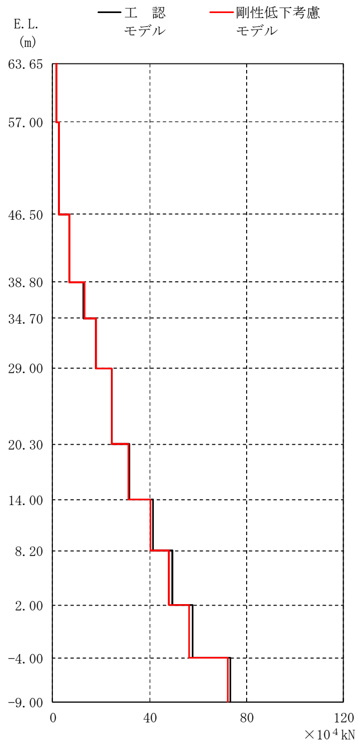
（単位：cm）

①工　認モデル	②剛性低下考慮モデル	②／①
0.56	0.58	1.04
0.55	0.57	1.04
0.53	0.55	1.03
0.53	0.54	1.03
0.52	0.53	1.03
0.51	0.52	1.03
0.49	0.50	1.02
0.48	0.48	1.01
0.47	0.47	1.00
0.46	0.46	1.00
0.45	0.45	1.00
0.45	0.45	1.00

(b) 外壁及びシェル壁

図３－13　最大応答変位（S_s－Ｄ１，UD 方向）



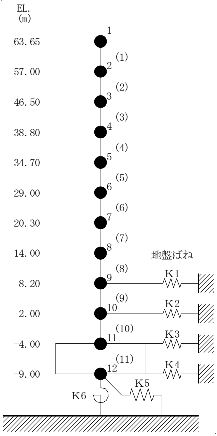


(単位：$\times 10^4$kN)

①工　認 モデル	②剛性低下考慮 モデル	②／①
1.39	1.43	1.03
2.49	2.60	1.04
6.82	6.99	1.02
12.8	13.0	1.02
17.7	17.9	1.01
24.2	24.3	1.00
31.7	31.3	0.99
41.5	40.2	0.97
49.4	48.1	0.97
57.6	56.4	0.98
73.3	72.4	0.99

図 3－14 最大応答軸力（S_s－Ｄ１，UD 方向）

表3－11　最大せん断ひずみ



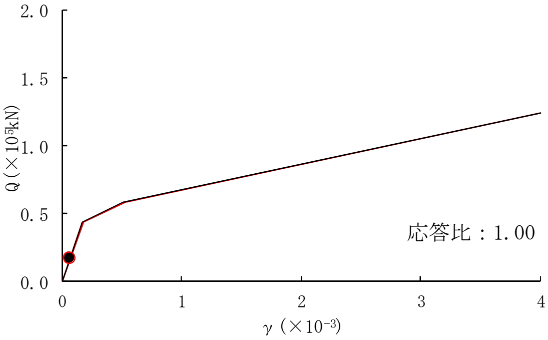
(a) NS方向

要素番号	最大せん断ひずみ（×10^{-3}）（Ｓ$_s$－Ｄ１）		③応答比（②／①）
	①今回工認モデル（基本ケース）	②剛性低下考慮モデル	
(1)	0.07	0.07	1.00
(2)	0.13	0.13	1.00
(3)	0.05	0.05	1.00
(4)	0.13	0.15	1.16
(5)	0.25	0.34	1.36
(6)	0.14	0.16	1.15
(7)	0.16	0.19	1.19
(8)	0.13	0.14	1.08
(9)	0.13	0.14	1.08
(10)	0.16	0.17	1.07

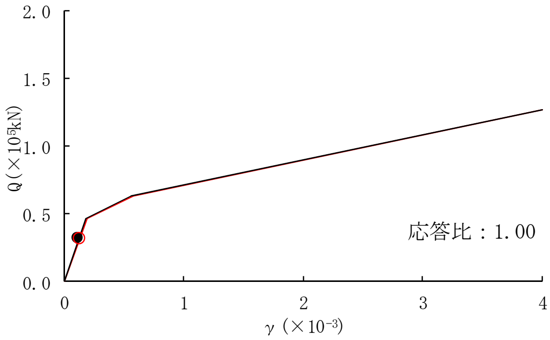
(b) EW方向

要素番号	最大せん断ひずみ（×10^{-3}）（Ｓ$_s$－Ｄ１）		③応答比（②／①）
	①今回工認モデル（基本ケース）	②剛性低下考慮モデル	
(1)	0.08	0.08	1.00
(2)	0.14	0.15	1.08
(3)	0.06	0.08	1.34
(4)	0.13	0.15	1.16
(5)	0.15	0.19	1.27
(6)	0.14	0.15	1.08
(7)	0.21	0.26	1.24
(8)	0.15	0.16	1.07
(9)	0.14	0.14	1.00
(10)	0.16	0.17	1.07

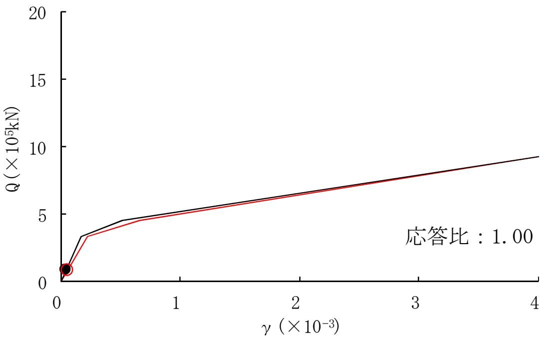
工認モデル　　剛性低下考慮モデル



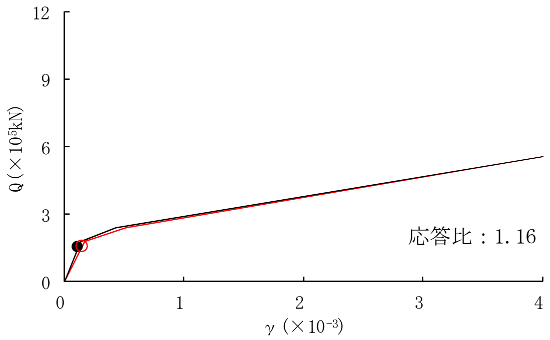
要素番号（1）



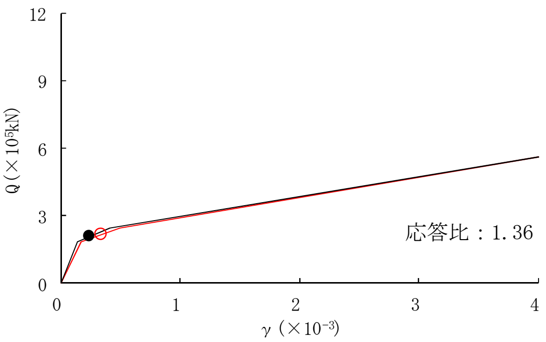
要素番号（2）



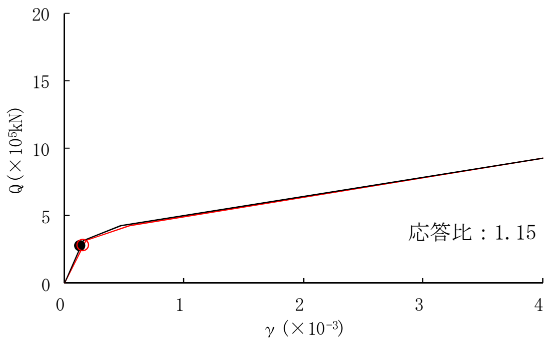
要素番号（3）



要素番号（4）



要素番号（5）



要素番号（6）

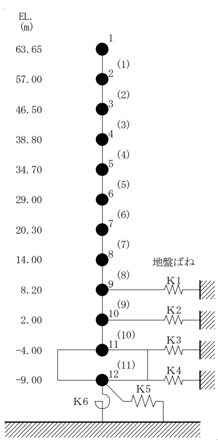
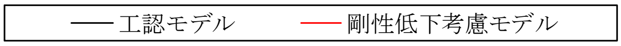
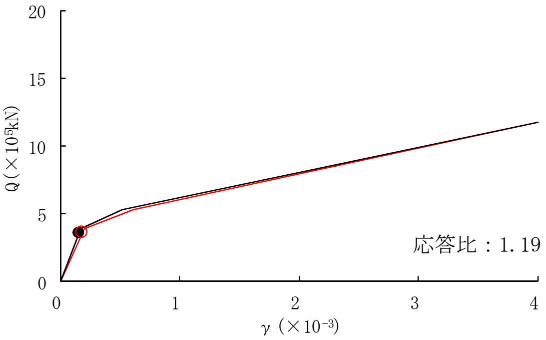
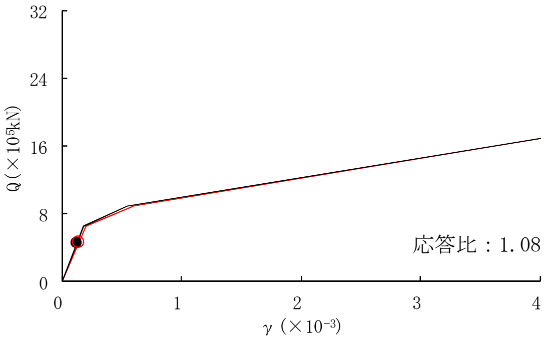


図3－15（1／2）　せん断スケルトンカーブ上の最大応答値（Ｓｓ－Ｄ１，NS方向）

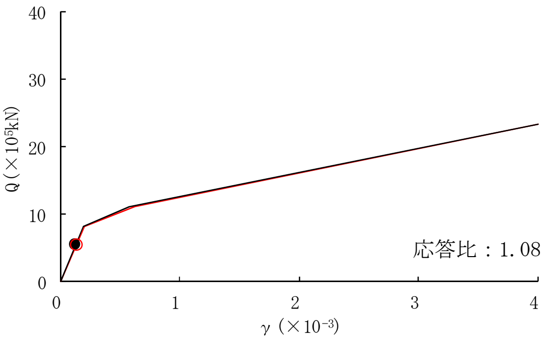




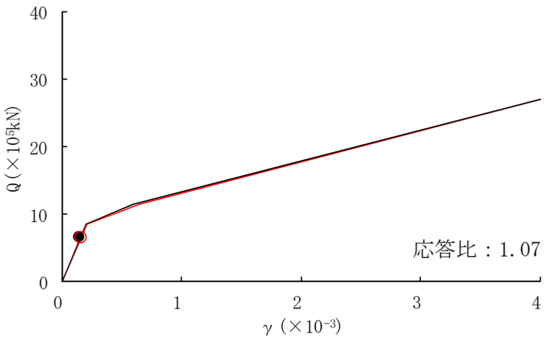
要素番号（7）



要素番号（8）



要素番号（9）



要素番号（10）

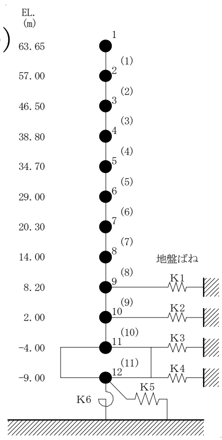
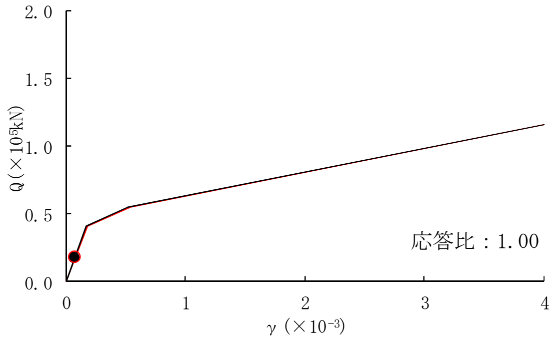
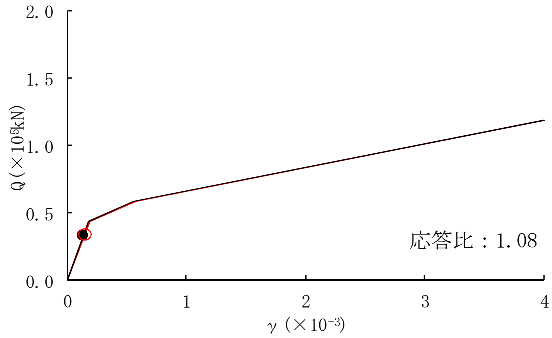


図 3－15（2／2）　せん断スケルトンカーブ上の最大応答値（Ｓｓ－Ｄ１，NS 方向）

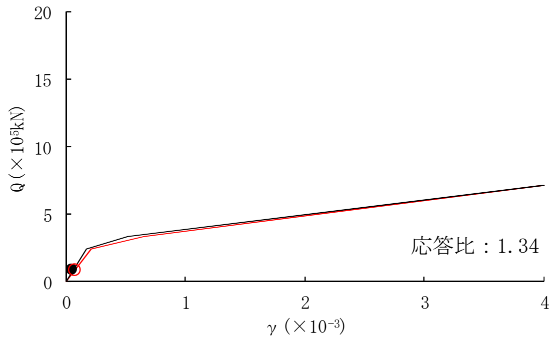
—— 工認モデル　—— 剛性低下考慮モデル



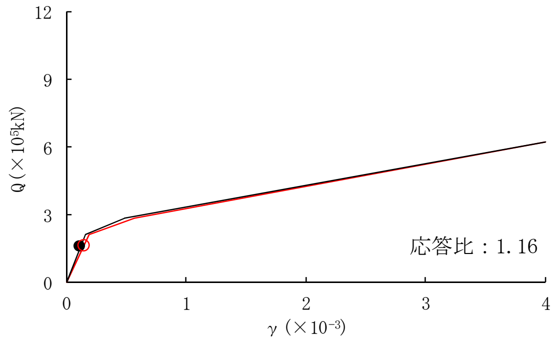
要素番号（1）



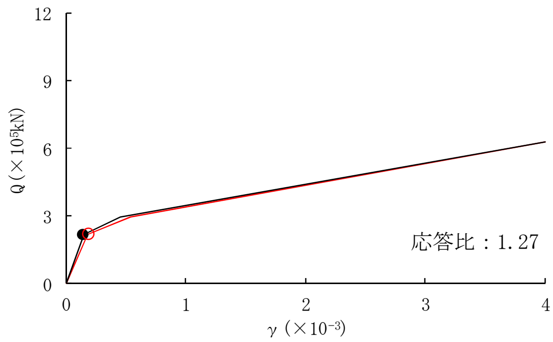
要素番号（2）



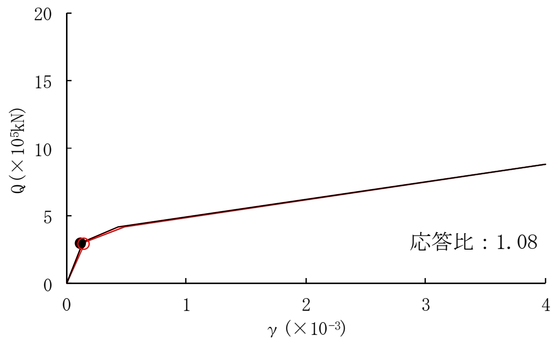
要素番号（3）



要素番号（4）



要素番号（5）



要素番号（6）

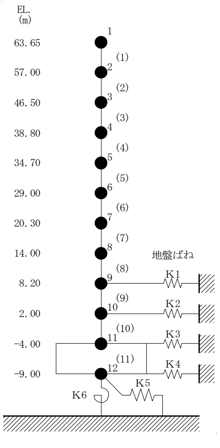


図3－16（1／2）　せん断スケルトンカーブ上の最大応答値（Ｓｓ－Ｄ１，EW 方向）

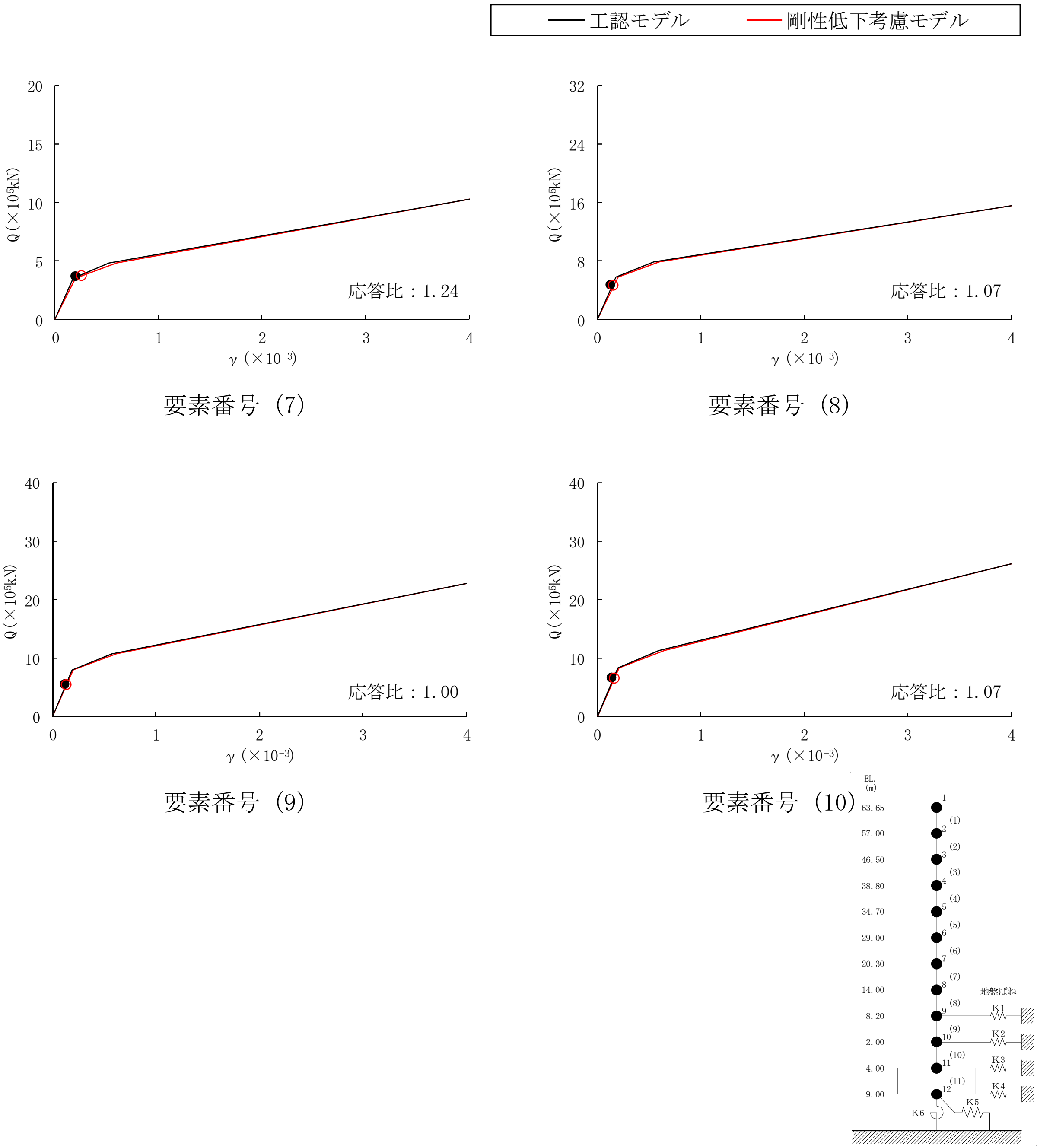


図３－16（2／2）　せん断スケルトンカーブ上の最大応答値（Ｓｓ－Ｄ１，EW 方向）

表３－12　最大接地圧

（単位：kN/m^2）

地震動		最大接地圧				極限支持力度
		NS方向		EW方向		
		工認モデル	剛性低下考慮モデル	工認モデル	剛性低下考慮モデル	
Ｓ$_s$－Ｄ１	鉛直上向き	826	837	834	842	5360
	鉛直下向き	944	950	951	955	

3.3　原子炉建屋の地震応答解析による評価に与える影響

「3.2　重大事故等時の高温による影響を考慮した原子炉建屋の地震応答解析」の地震応答解析結果を踏まえ，重大事故等時の熱によるコンクリート部材の剛性低下が，原子炉建屋の地震応答解析による評価に与える影響について確認する。

3.3.1　検討方法

検討は，以下の通り，保守的な評価とする。

せん断ひずみの検討では，地盤物性のばらつきを考慮した最大せん断ひずみ（基準地震動Ｓ$_s$－Ｄ１～Ｓ$_s$－３１に対する包絡値）に，基準地震動Ｓ$_s$－Ｄ１に対する「剛性低下考慮モデル」と「今回工認モデル」の応答比（「剛性低下考慮モデル」／「今回工認モデル」）を乗じた値の最大値が許容限界を超えないことを確認する。

接地圧の検討では，地盤物性のばらつきを考慮した最大接地圧（基準地震動Ｓ$_s$－Ｄ１～Ｓ$_s$－３１に対する包絡値）に，基準地震動Ｓ$_s$－Ｄ１に対する「剛性低下考慮モデル」と「今回工認モデル」の応答比（「剛性低下考慮モデル」／「今回工認モデル」）の最大値を乗じた値が許容限界を超えないことを確認する。

また，基準地震動Ｓ$_s$－Ｄ１に対する床応答スペクトルについて，「剛性低下考慮モデル」と「今回工認モデル」の比較を行う。

なお，基準地震動Ｓ$_s$－３１に対しては，水平方向の応答比が基準地震動Ｓ$_s$－Ｄ１と同等となることならびに最大せん断ひずみが許容限界を超えないことを確認する。

3.3.2　検討結果

(1)　せん断ひずみの検討結果

最大せん断ひずみの検討における原子炉建屋の応答比及び応答比を乗じた最大せん断ひずみを表3－13に示す。

表3－13より，最大せん断ひずみに応答比を乗じた値の最大値が許容限界（2.0×10^{-3}）を超えないことを確認した。

表3－13（1／2）　原子炉建屋に生じる最大せん断ひずみに最大応答比を乗じた値

(a) NS方向

要素番号	最大せん断ひずみ（×10^{-3}）（$\mathrm{S_s}$－Ｄ１）		③応答比（②／①）	最大せん断ひずみ（×10^{-3}）（$\mathrm{S_s}$－Ｄ１～$\mathrm{S_s}$－３１）	
	①今回工認モデル（基本ケース）	②剛性低下考慮モデル		④地盤物性のばらつき考慮モデル	応答比を乗じた値（③×④）
(1)	0.07	0.07	1.00	0.11	0.11
(2)	0.13	0.13	1.00	0.20	0.20
(3)	0.05	0.05	1.00	0.06	0.06
(4)	0.13	0.15	1.16	0.25	0.29
(5)	0.25	0.34	1.36	0.60	0.82
(6)	0.14	0.16	1.15	0.31	0.36
(7)	0.16	0.19	1.19	0.43	0.52
(8)	0.13	0.14	1.08	0.18	0.20
(9)	0.13	0.14	1.08	0.17	0.19
(10)	0.16	0.17	1.07	0.21	0.23

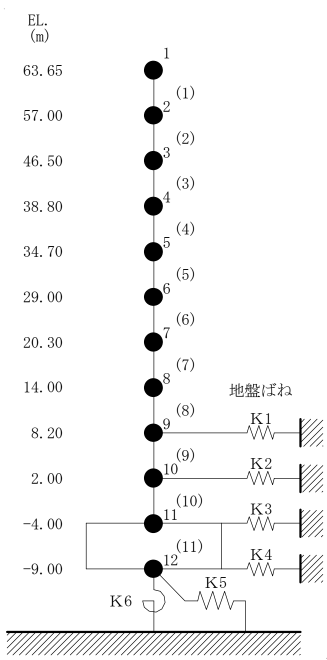
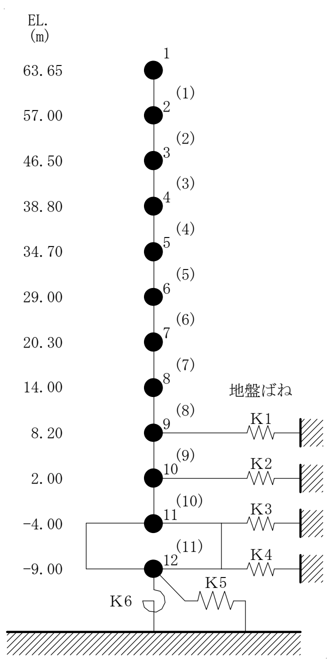


表3－13（2／2）　原子炉建屋に生じる最大せん断ひずみに最大応答比を乗じた値

（b）EW方向

要素番号	最大せん断ひずみ（×10^{-3}）（Ｓ$_{s}$－Ｄ１）		③応答比（②／①）	最大せん断ひずみ（×10^{-3}）（Ｓ$_{s}$－Ｄ１～Ｓ$_{s}$－３１）	
	①今回工認モデル（基本ケース）	②剛性低下考慮モデル		④地盤物性のばらつき考慮モデル	応答比を乗じた値（③×④）
(1)	0.08	0.08	1.00	0.11	0.11
(2)	0.14	0.15	1.08	0.21	0.23
(3)	0.06	0.08	1.34	0.08	0.11
(4)	0.13	0.15	1.16	0.15	0.18
(5)	0.15	0.19	1.27	0.36	0.46
(6)	0.14	0.15	1.08	0.31	0.34
(7)	0.21	0.26	1.24	0.56	0.70
(8)	0.15	0.16	1.07	0.30	0.33
(9)	0.14	0.14	1.00	0.18	0.18
(10)	0.16	0.17	1.07	0.22	0.24



(2)　接地圧の検討結果

資料Ｖ-2-9-3-4「原子炉建屋基礎盤の耐震性についての計算書」に記載の地震時の最大接地圧に，最大応答比を乗じた値を表3－14に示す。

表3－14より，地震時の最大接地圧に，最大応答比を乗じた値が，地盤の極限支持力度（5360 kN/m^2）を超えないことを確認した。

表 3－14　地震時の最大接地圧に最大応答比を乗じた値

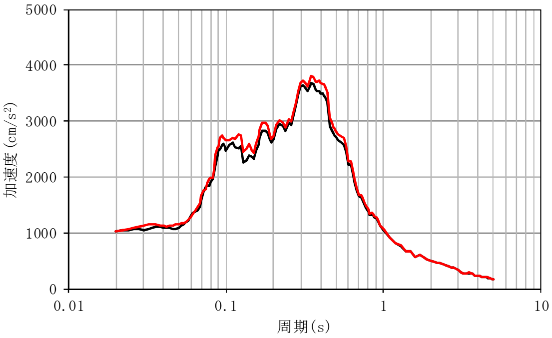
資料Ｖ-2-9-3-4「原子炉建屋基礎盤の耐震性についての計算書」に記載の結果			基準地震動Ｓ$_s$－Ｄ１に対する応答比（「剛性低下考慮モデル」／「今回工認モデル」）	確認結果①×②
地震動	方向	最大接地圧①	最大応答比②	
Ｓ$_s$－３１	EW方向	1087 kN/m^2	1.01	1098 kN/m^2

(3)　床応答スペクトルの検討結果

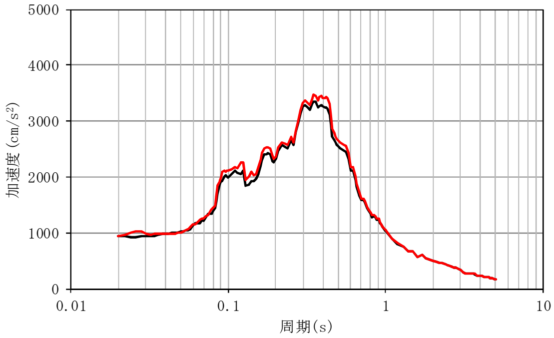
建屋の全質点の床応答スペクトルについて，剛性低下考慮モデルと今回工認モデルの比較結果を図3－17～図3－19に示す。

床応答スペクトルの比較を行った結果，全体的な傾向として，今回工認モデルの応答が剛性低下考慮モデルの応答に対し，概ね同等となった。

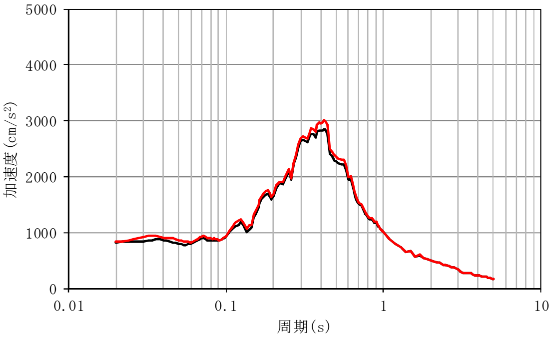
──── 工認モデル　　──── 剛性低下考慮モデル



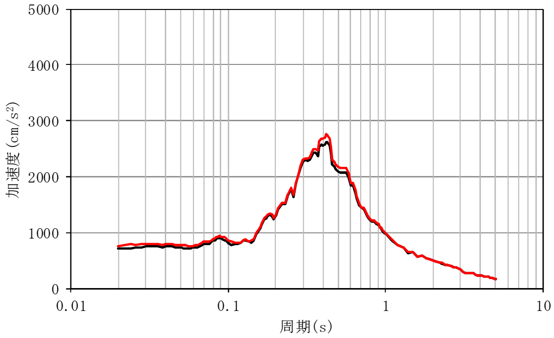
質点番号 1



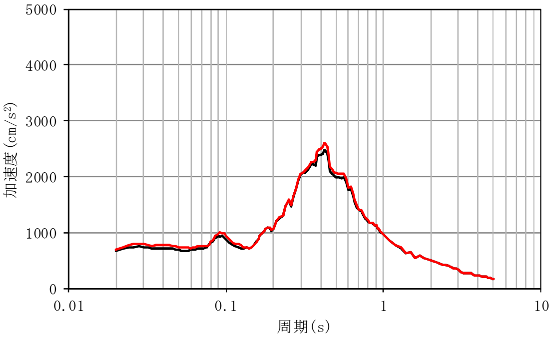
質点番号 2



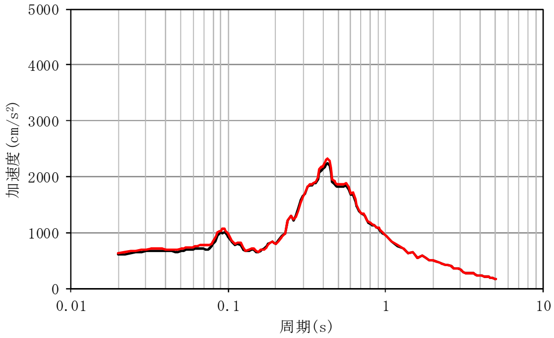
質点番号 3



質点番号 4



質点番号 5



質点番号 6

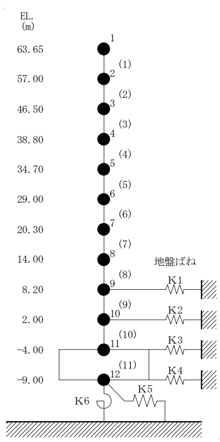
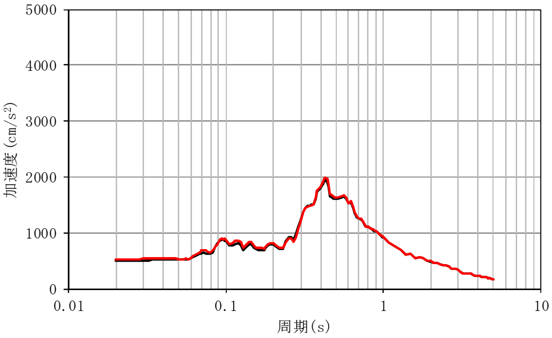
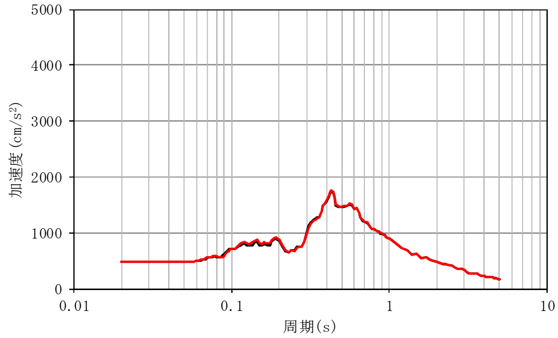


図 3－17（1／2）　床応答スペクトルの比較（Ｓ$_s$－Ｄ１，NS 方向，減衰５ %）

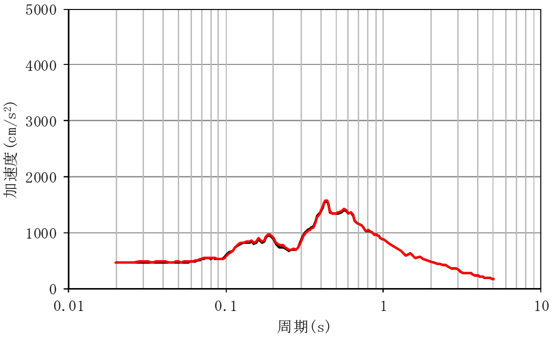
工認モデル　剛性低下考慮モデル



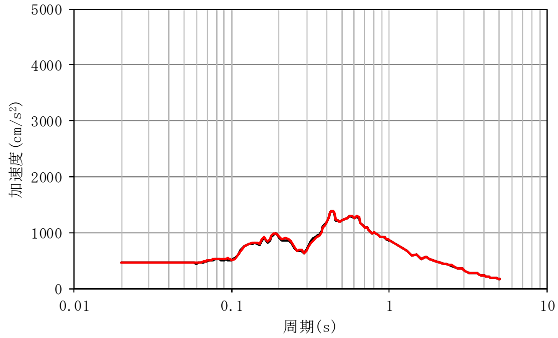
質点番号 7



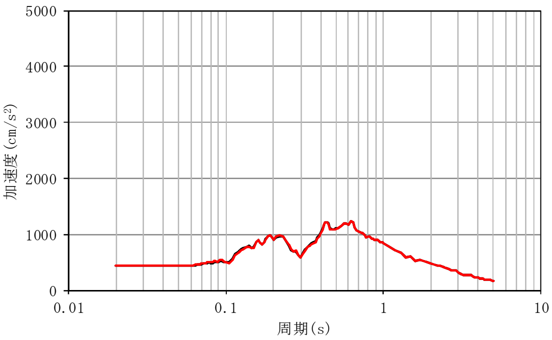
質点番号 8



質点番号 9



質点番号 10



質点番号 11

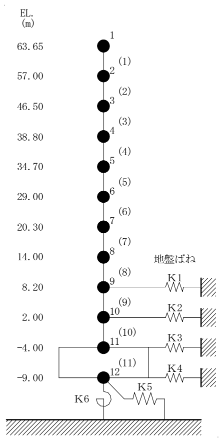
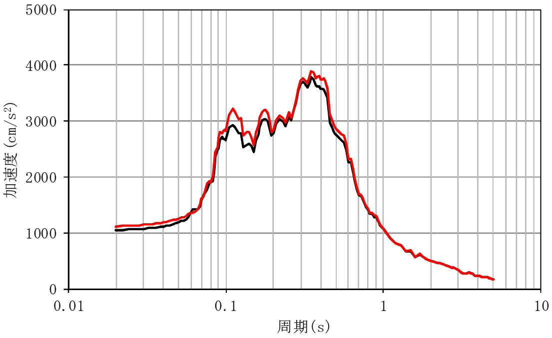
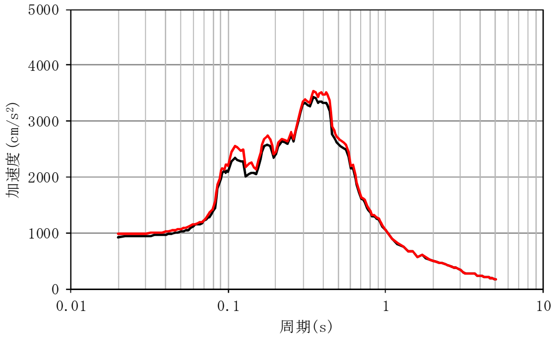


図 3－17（2／2）　床応答スペクトルの比較（Ｓ$_s$－Ｄ１，NS 方向，減衰５％）

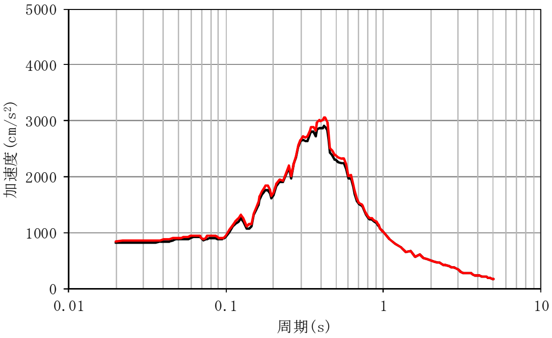
──工認モデル　　──剛性低下考慮モデル



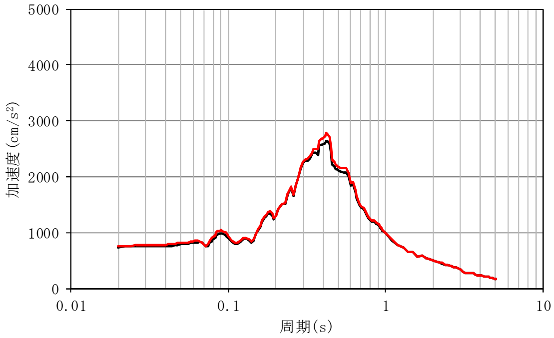
質点番号 1



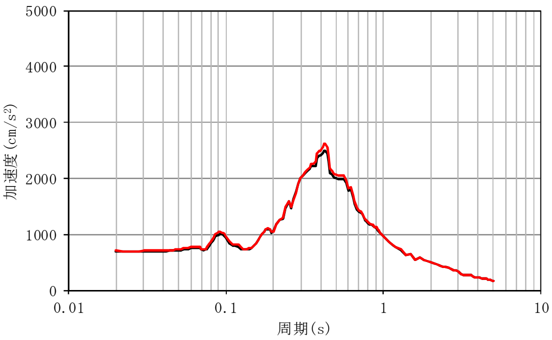
質点番号 2



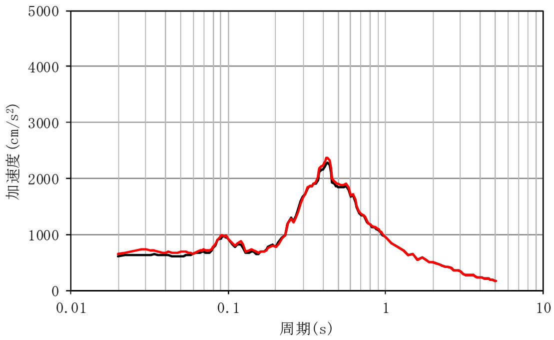
質点番号 3



質点番号 4



質点番号 5



質点番号 6

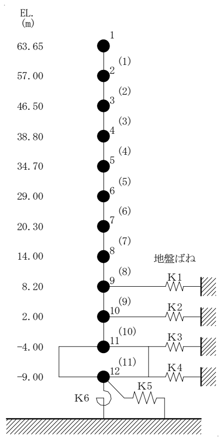
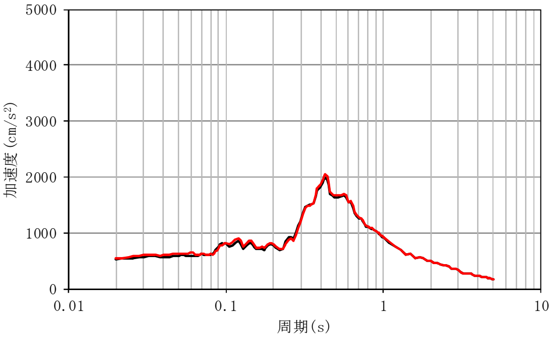
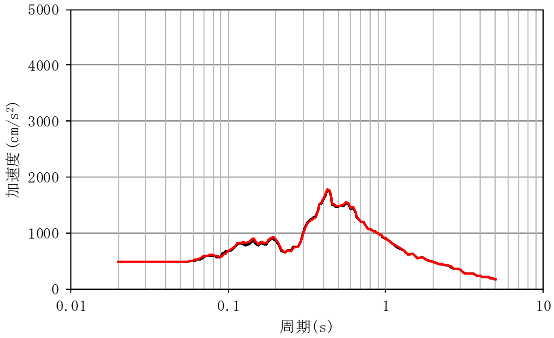


図 3－18（1／2）　床応答スペクトルの比較（Ｓ$_s$－Ｄ１，EW 方向，減衰 5%）

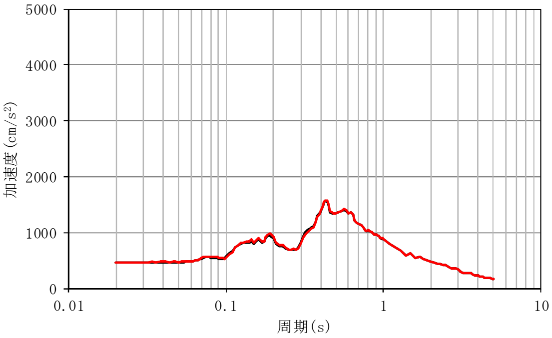
工認モデル　剛性低下考慮モデル



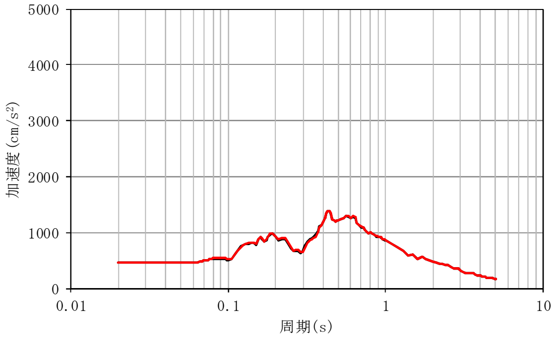
質点番号 7



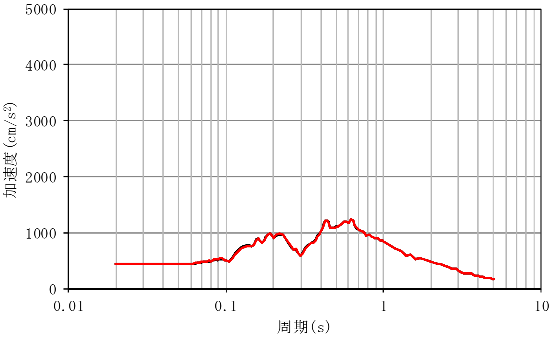
質点番号 8



質点番号 9



質点番号 10



質点番号 11

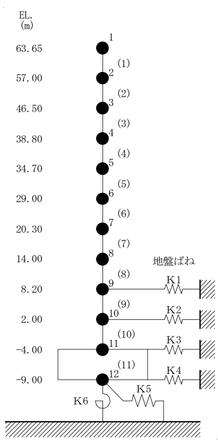
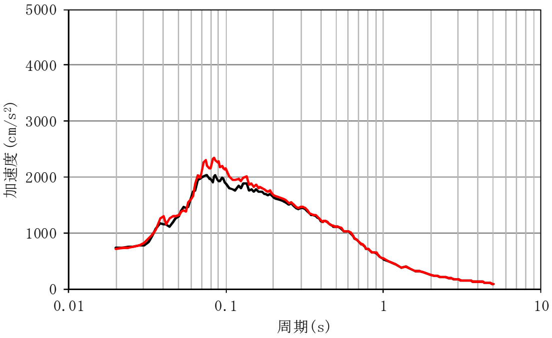
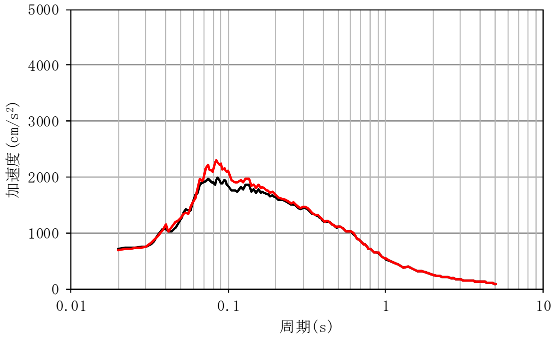


図 3－18（2／2）　床応答スペクトルの比較（Ｓ$_s$－Ｄ１，EW 方向，減衰５％）

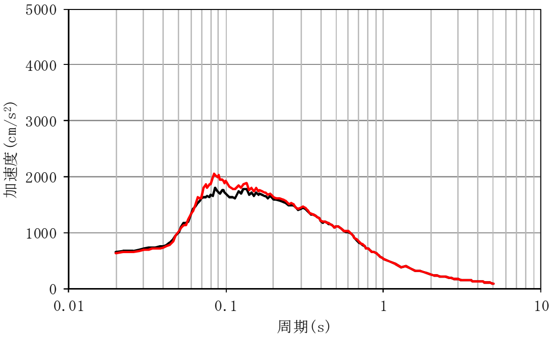
―― 工認モデル　―― 剛性低下考慮モデル



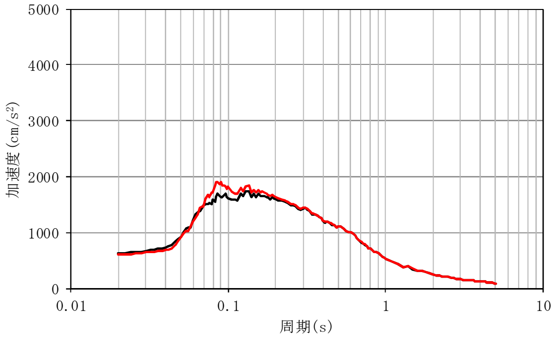
質点番号 1



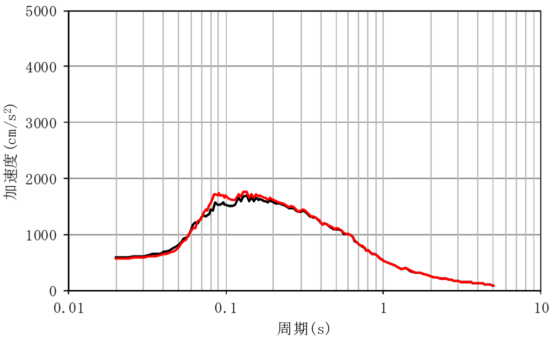
質点番号 2



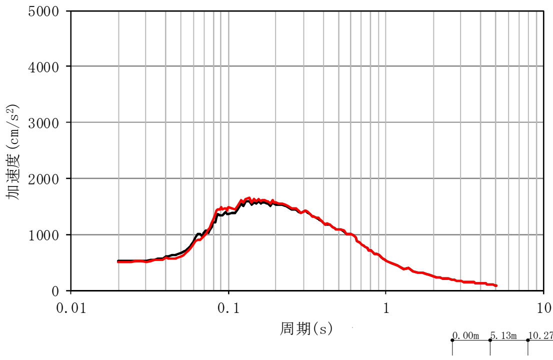
質点番号 3



質点番号 4



質点番号 5



質点番号 6

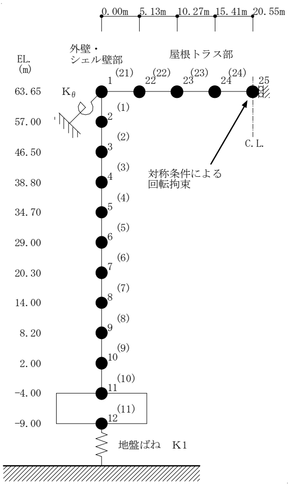
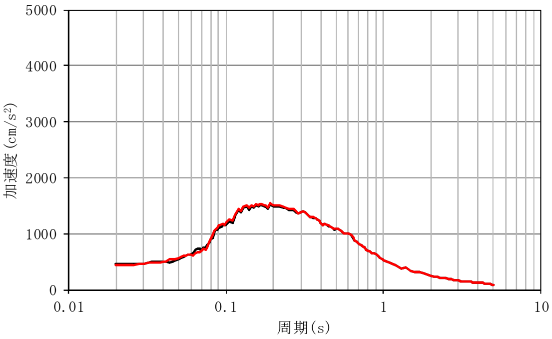
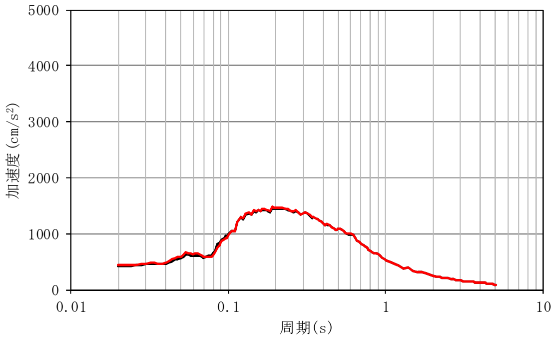


図3－19（1／2）　床応答スペクトルの比較（Ｓｓ－Ｄ１，UD方向，減衰５％）

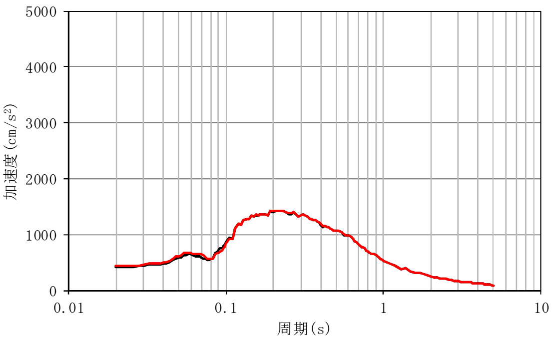
—— 工認モデル　　—— 剛性低下考慮モデル



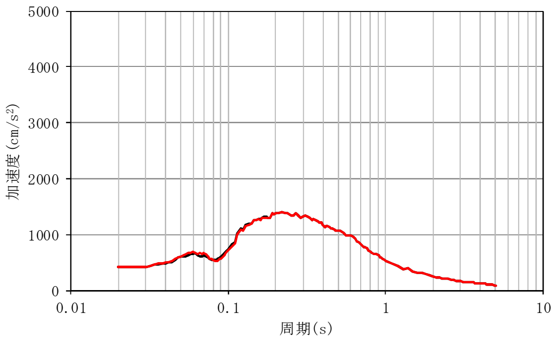
質点番号 7



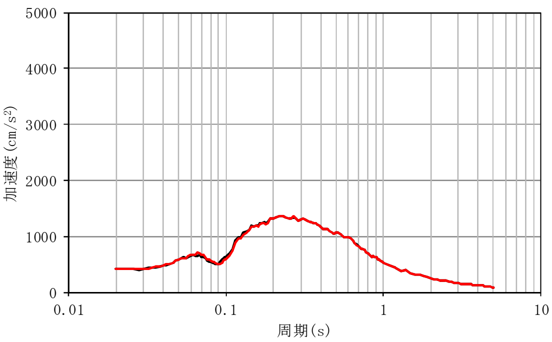
質点番号 8



質点番号 9



質点番号 10



質点番号 11

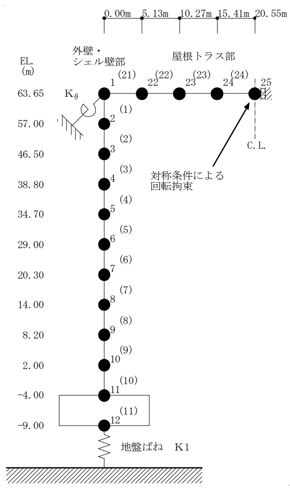
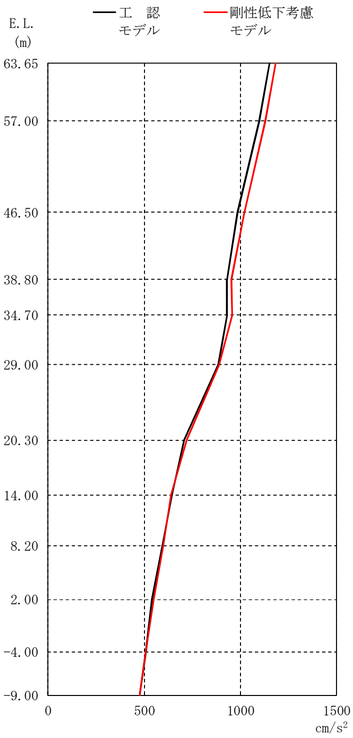


図 3－19（2／2）　床応答スペクトルの比較（Ｓ$_s$－Ｄ１，UD 方向，減衰５％）

(4)　基準地震動Ｓ $_s$ －３１に対する検討結果

基準地震動Ｓ $_s$ －３１（地盤物性＋σ考慮）による最大応答値を図 3－20～図 3－27 に，最大せん断ひずみを表 3－15 に，床応答スペクトルの比較を図 3－28 及び図 3－29 に示す。

基準地震動Ｓ $_s$ －３１に対する水平方向の応答比が，基準地震動Ｓ $_s$ －Ｄ１に対する応答比と同等であることを確認した。また，表3－15より，基準地震動Ｓ $_s$ －３１に対する最大せん断ひずみが許容限界（2.0×10 $^{-3}$ ）を超えないことを確認した。また，床応答スペクトルの比較を行った結果，基準地震動Ｓ $_s$ －３１に対しても，今回工認モデルの応答が剛性低下考慮モデルの応答に対し，概ね同等となった。



(単位：cm/s²)

①工　認 モデル	②剛性低下考慮 モデル	②／①	Ss-D1 応答比
1153	1185	1.03	1.00
1098	1131	1.03	1.01
987	1023	1.04	1.03
931	953	1.02	1.05
929	959	1.03	1.05
884	891	1.01	1.02
708	721	1.02	1.02
643	641	1.00	1.01
595	601	1.01	1.01
542	550	1.02	1.01
508	511	1.01	1.00
477	478	1.00	1.00

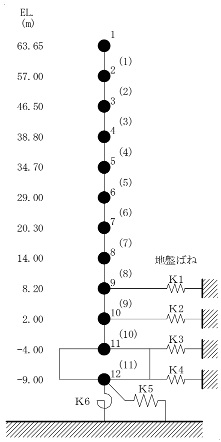
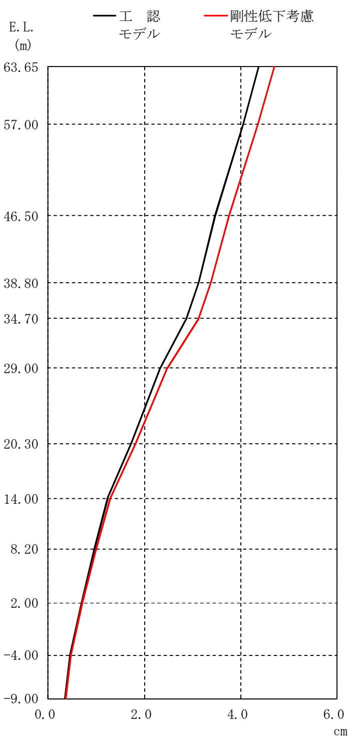


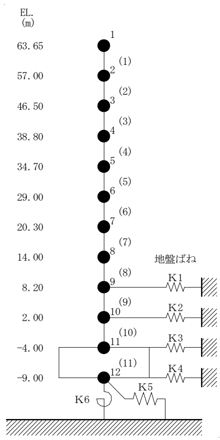
図 3－20　最大応答加速度（Ｓ$_s$－３１，＋σ ケース，NS 方向）

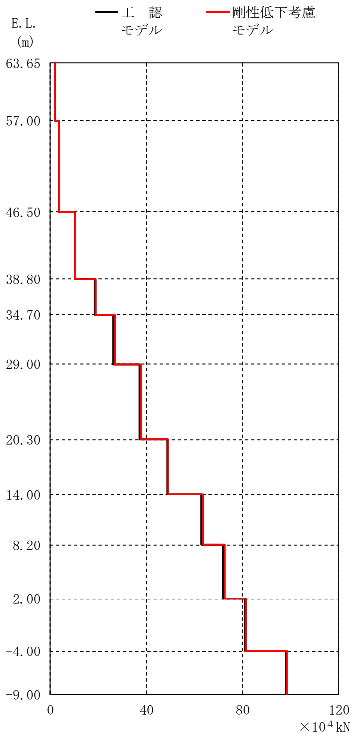


(単位：cm)

①工　認 モデル	②剛性低下考慮 モデル	②／①	Ss-D1 応答比
4.38	4.70	1.07	1.06
4.05	4.36	1.08	1.06
3.47	3.76	1.08	1.06
3.12	3.39	1.09	1.06
2.88	3.12	1.08	1.05
2.32	2.48	1.07	1.04
1.73	1.82	1.06	1.03
1.24	1.28	1.04	1.03
0.96	0.99	1.03	1.02
0.70	0.72	1.03	1.02
0.46	0.48	1.03	1.05
0.35	0.36	1.03	1.06

図 3－21　最大応答変位（Ｓ$_s$－３１，＋σ ケース，NS 方向）

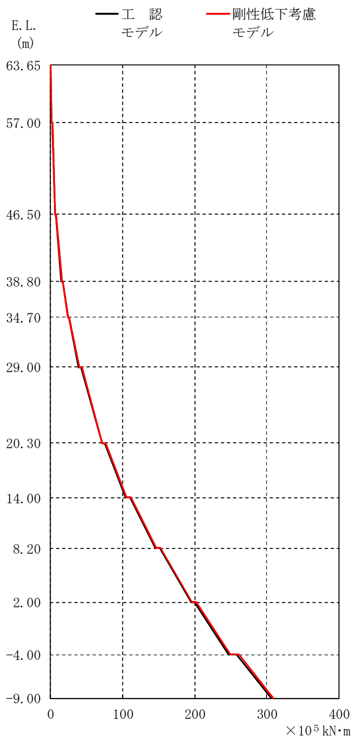




(単位：$\times 10^4$ kN)

①工　認 モデル	②剛性低下考慮 モデル	②／①	Ss-D1 応答比
1.88	1.92	1.02	1.01
3.61	3.67	1.02	1.02
10.20	10.40	1.02	1.02
18.7	19.1	1.02	1.04
26.3	26.9	1.02	1.03
37.2	37.7	1.01	1.03
48.7	49.1	1.01	1.03
62.8	63.5	1.01	1.02
72.0	72.6	1.01	1.00
80.8	81.3	1.01	1.00
98.0	98.3	1.00	1.00

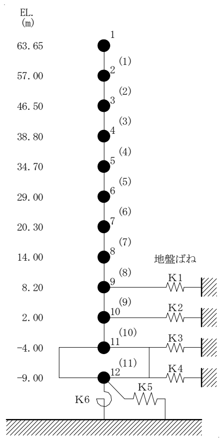
図3－22　最大応答せん断力（Ｓｓ－３１，＋σケース，NS 方向）

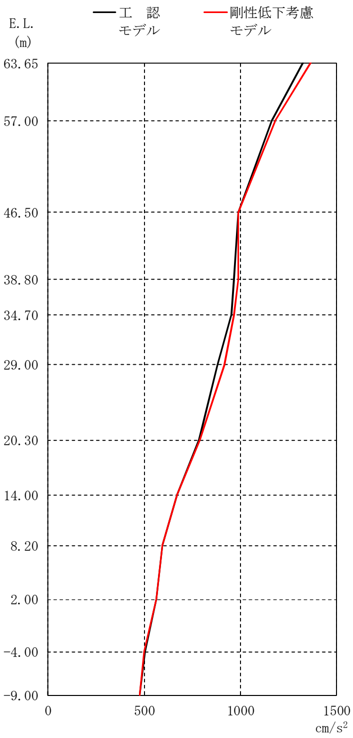


(単位：$\times 10^5$ kN·m)

①工　認 モデル	②剛性低下考慮 モデル	②／①	Ss-D1 応答比
0.525	0.608	1.16	1.02
1.75	1.88	1.07	1.05
2.46	2.71	1.10	1.03
6.07	6.46	1.06	1.03
7.51	8.06	1.07	1.04
14.8	15.4	1.04	1.03
16.6	17.2	1.04	1.02
23.9	24.6	1.03	1.03
25.2	25.9	1.03	1.03
39.1	39.7	1.02	1.02
42.5	43.3	1.02	1.02
71.5	71.9	1.01	1.01
75.6	76.4	1.01	1.01
104.0	105.0	1.01	1.02
110.0	111.0	1.01	1.01
145	146	1.01	1.02
151	153	1.01	1.02
195	196	1.01	1.01
200	202	1.01	1.01
247	249	1.01	1.01
258	261	1.01	1.01
306	309	1.01	1.01

図3－23　最大応答曲げモーメント（Ｓｓ－３１，＋σケース，NS 方向）

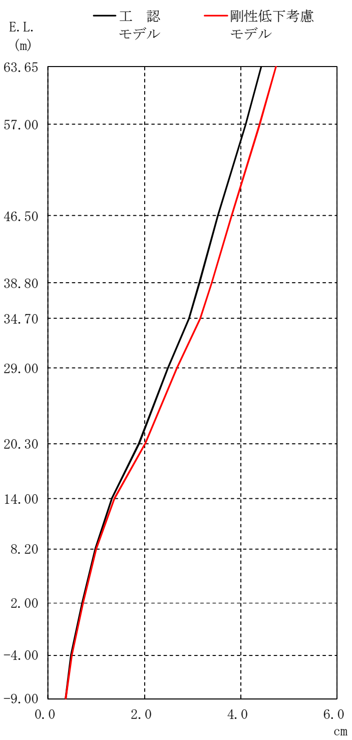




(単位：cm/s²)

①工　認 モデル	②剛性低下考慮 モデル	②／①	Ss-D1 応答比
1325	1366	1.03	1.06
1164	1182	1.02	1.05
987	987	1.00	1.04
967	991	1.02	1.02
953	967	1.01	1.03
880	919	1.04	1.04
786	789	1.00	1.01
674	674	1.00	1.01
596	596	1.00	1.01
561	563	1.00	1.01
502	501	1.00	1.00
475	478	1.01	1.00

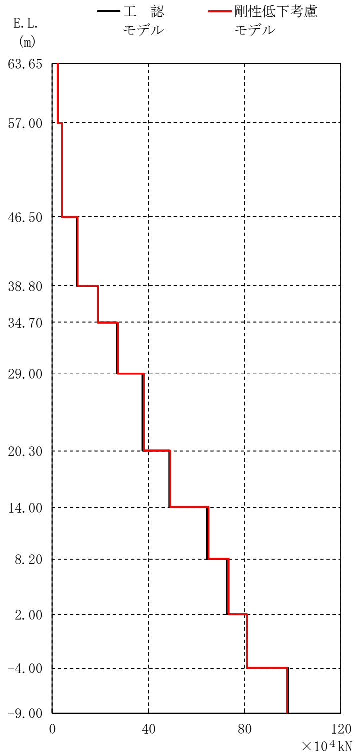
図 3－24　最大応答加速度（S_s－３１，＋σケース，EW 方向）



(単位：cm)

①工　認 モデル	②剛性低下考慮 モデル	②／①	Ss-D1 応答比
4.43	4.73	1.07	1.05
4.10	4.40	1.07	1.05
3.53	3.81	1.08	1.05
3.15	3.40	1.08	1.05
2.92	3.16	1.08	1.05
2.48	2.67	1.08	1.04
1.89	2.03	1.07	1.04
1.33	1.39	1.04	1.03
0.98	1.01	1.03	1.02
0.71	0.73	1.03	1.02
0.47	0.49	1.02	1.05
0.36	0.37	1.03	1.06

図 3－25　最大応答変位（S_s－３１，＋σケース，EW 方向）



(単位：×10⁴kN)

①工　認モデル	②剛性低下考慮モデル	②／①	Ss-D1応答比
2.15	2.21	1.03	1.06
3.98	4.13	1.04	1.05
10.30	10.5	1.02	1.04
18.9	19.1	1.01	1.03
26.9	27.3	1.01	1.02
37.3	38.0	1.02	1.02
48.6	49.2	1.01	1.02
64.3	65.0	1.01	1.02
72.8	73.5	1.01	1.00
80.9	81.1	1.00	1.00
97.9	97.8	1.00	1.00

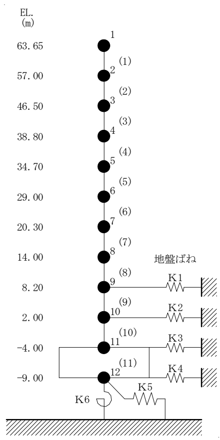
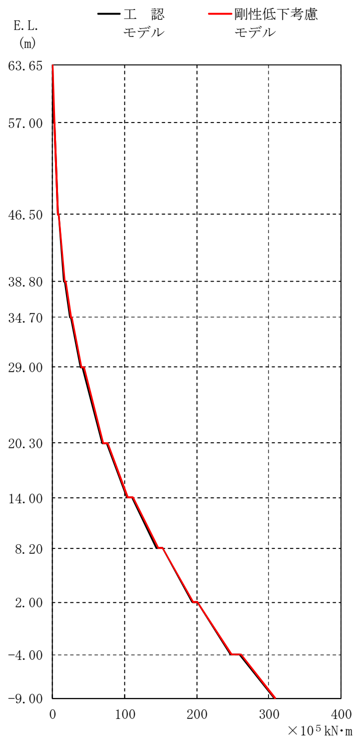


図 3－26　最大応答せん断力（Ｓｓ－３１，＋σケース，EW 方向）



(単位：×10⁵kN·m)

①工　認モデル	②剛性低下考慮モデル	②／①	Ss-D1応答比
0.625	0.719	1.15	1.02
2.03	2.19	1.08	1.07
2.84	3.14	1.11	1.03
7.01	7.46	1.06	1.06
8.52	9.16	1.08	1.04
16.1	16.9	1.05	1.05
17.6	18.3	1.04	1.03
24.7	25.8	1.04	1.03
25.6	26.7	1.04	1.02
39.1	40.4	1.03	1.03
41.9	43.3	1.03	1.03
69.5	70.7	1.02	1.03
75.0	75.9	1.01	1.03
103.0	104.0	1.01	1.02
110.0	111.0	1.01	1.02
144	146	1.01	1.02
152	153	1.01	1.02
194	195	1.01	1.02
201	201	1.00	1.02
247	248	1.00	1.02
259	261	1.01	1.01
307	309	1.01	1.01

図 3－27　最大応答曲げモーメント（Ｓｓ－３１，＋σケース，EW 方向）

表3－15（1／2）　原子炉建屋に生じる最大せん断ひずみ（Ｓｓ－３１）

（a）NS方向

部材番号	最大せん断ひずみ（×10^{-3}）（Ｓｓ－３１）	
	①今回工認モデル（＋σケース）	②剛性低下考慮モデル（＋σケース）
(1)	0.08	0.08
(2)	0.15	0.16
(3)	0.06	0.07
(4)	0.19	0.25
(5)	0.60	0.75
(6)	0.31	0.38
(7)	0.43	0.51
(8)	0.18	0.20
(9)	0.17	0.19
(10)	0.19	0.21

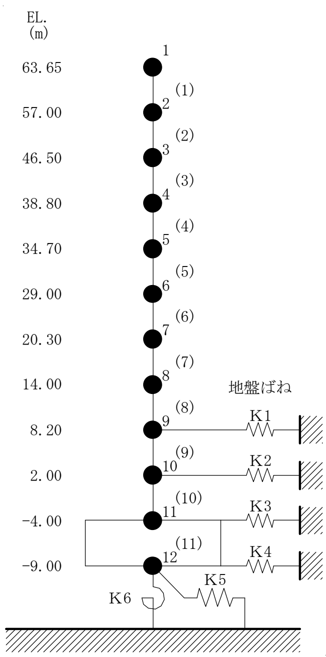
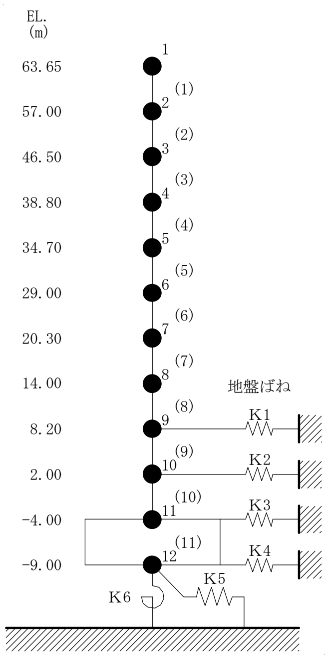


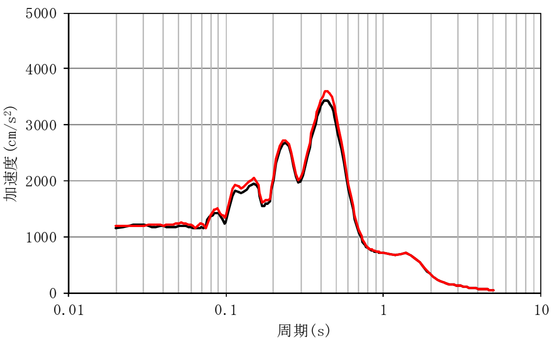
表3－15（2／2）　原子炉建屋に生じる最大せん断ひずみ（Ｓｓ－３１）

(b) EW方向

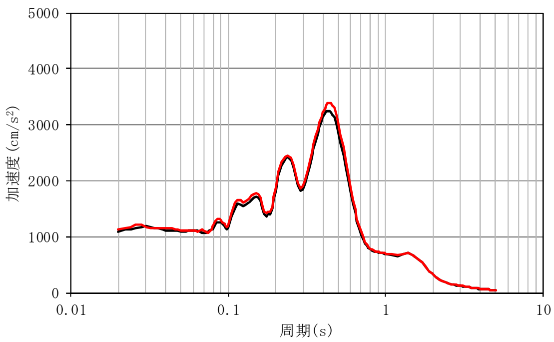
部材番号	最大せん断ひずみ（$\times 10^{-3}$）（Ｓｓ－３１）	
	①今回工認モデル（＋σケース）	②剛性低下考慮モデル（＋σケース）
(1)	0.10	0.10
(2)	0.17	0.19
(3)	0.08	0.10
(4)	0.15	0.18
(5)	0.36	0.45
(6)	0.31	0.37
(7)	0.56	0.66
(8)	0.30	0.35
(9)	0.18	0.20
(10)	0.20	0.22



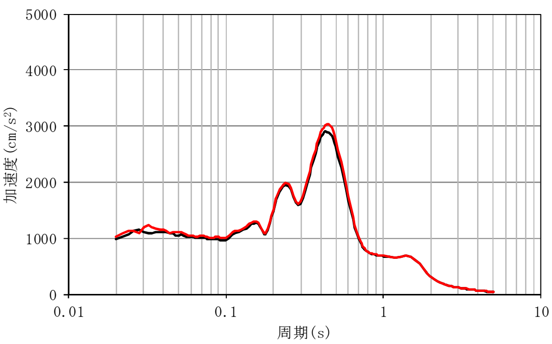
—— 工認モデル　　—— 剛性低下考慮モデル



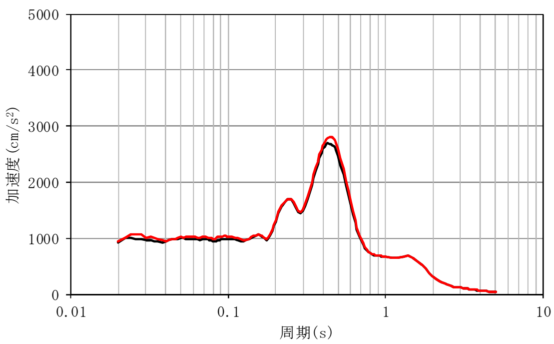
質点番号 1



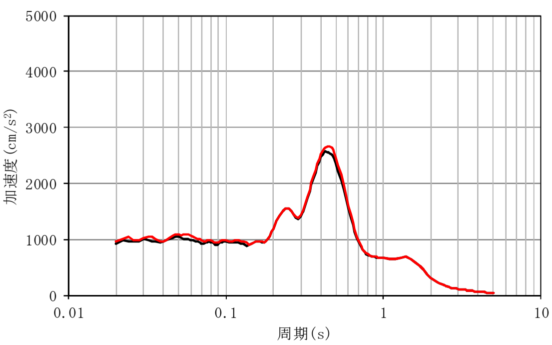
質点番号 2



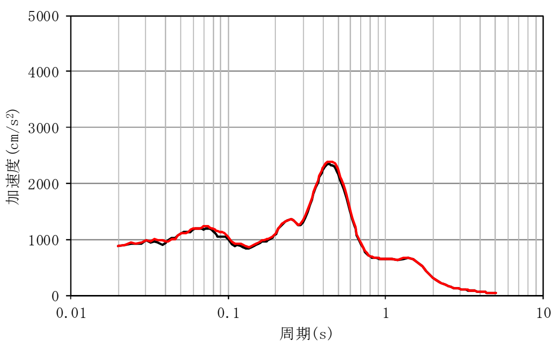
質点番号 3



質点番号 4



質点番号 5



質点番号 6

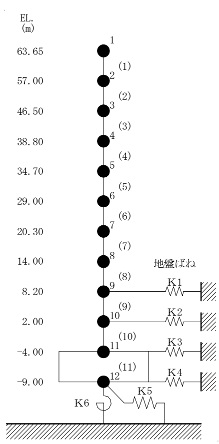
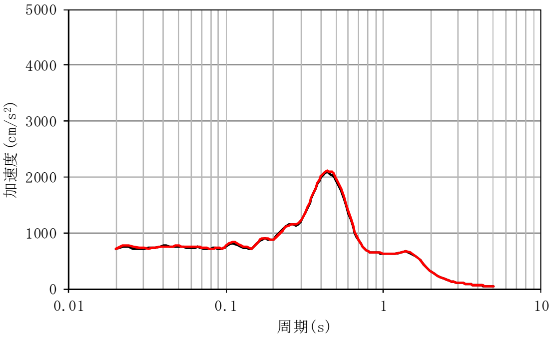
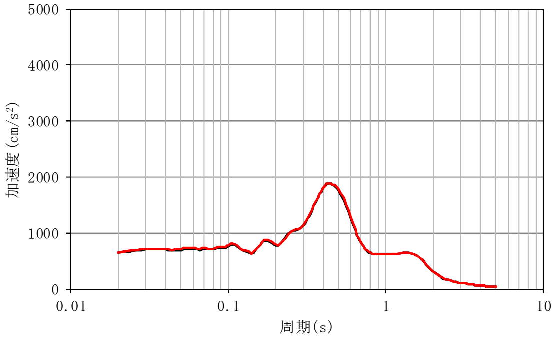


図 3－28（1／2）　床応答スペクトルの比較（S_s－３１，＋σケース，NS 方向，減衰５ %）

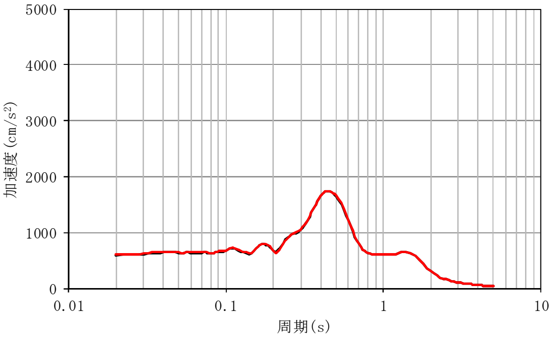
—— 工認モデル　—— 剛性低下考慮モデル



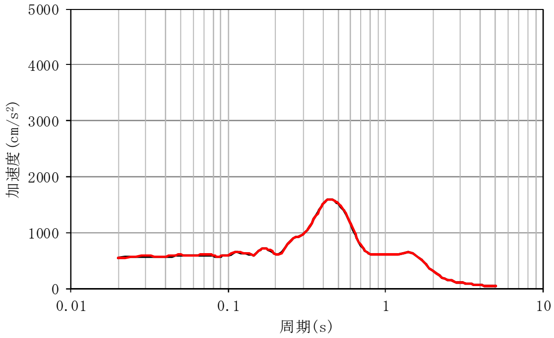
質点番号 7



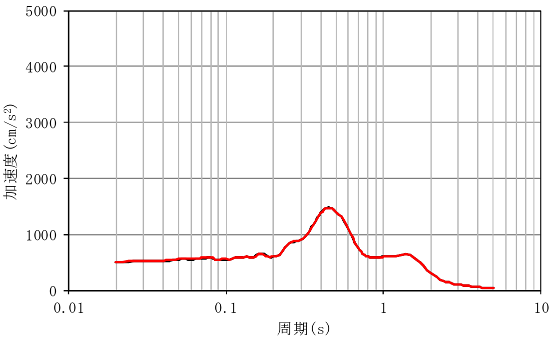
質点番号 8



質点番号 9



質点番号 10



質点番号 11

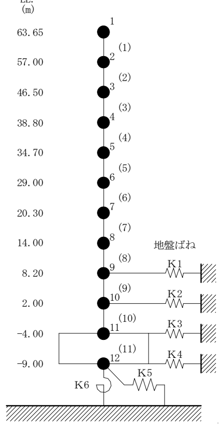
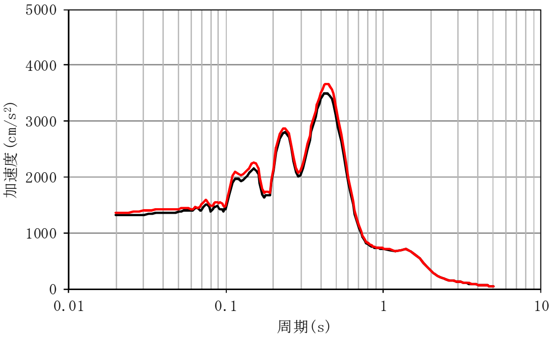
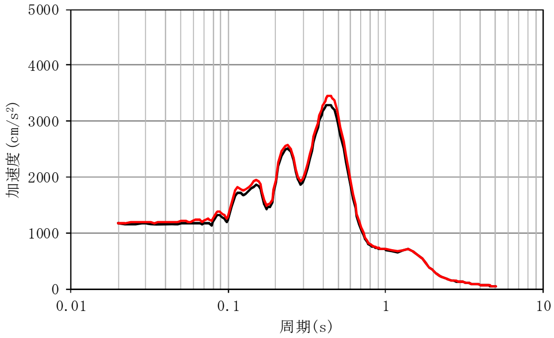


図 3－28（2／2）　床応答スペクトルの比較（Ｓｓ－３１，＋σケース，NS 方向，減衰５ %）

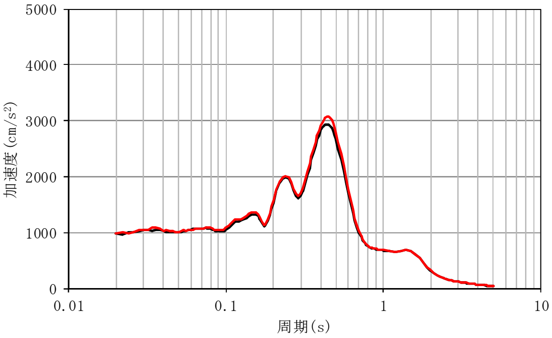
—— 工認モデル　　—— 剛性低下考慮モデル



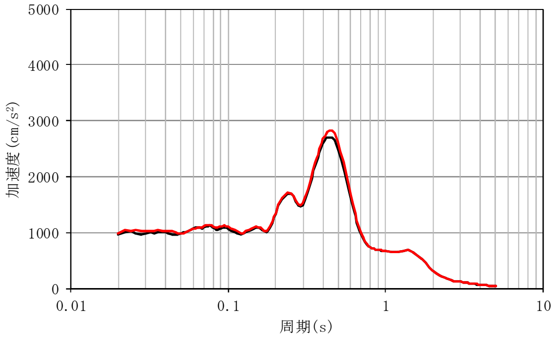
質点番号 1



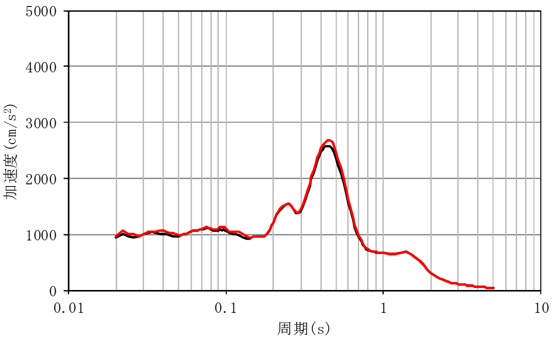
質点番号 2



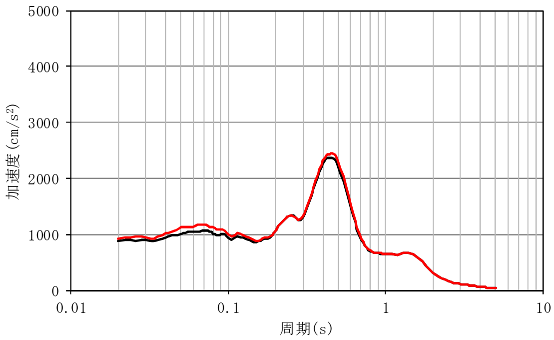
質点番号 3



質点番号 4



質点番号 5



質点番号 6

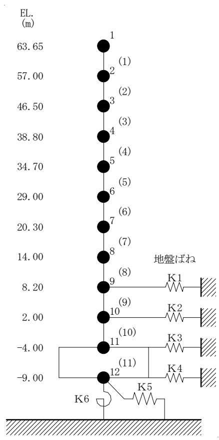
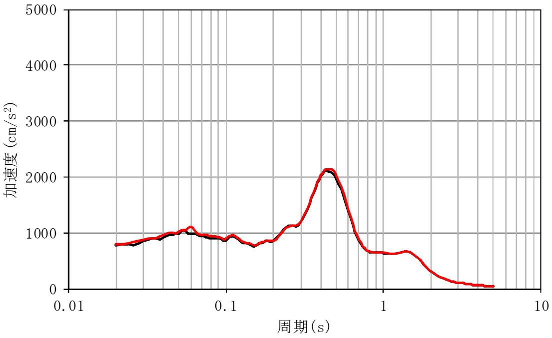
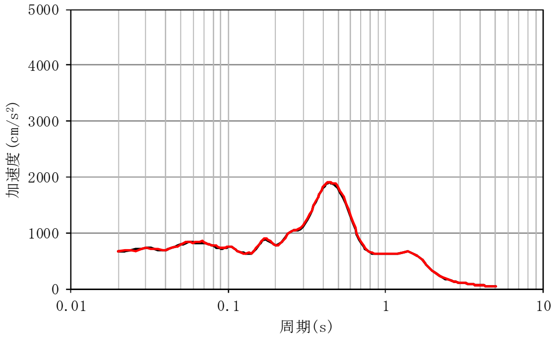


図 3－29（1／2）　床応答スペクトルの比較（Ｓ$_s$－３１，＋σケース，EW 方向，減衰５ %）

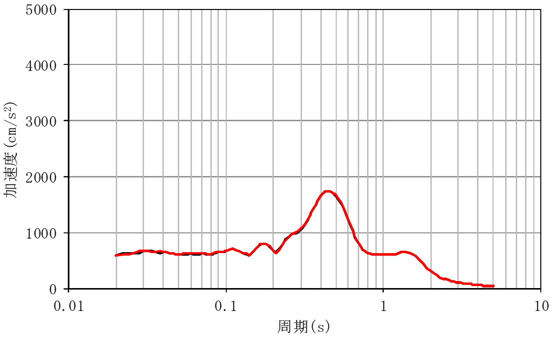
—— 工認モデル　　—— 剛性低下考慮モデル



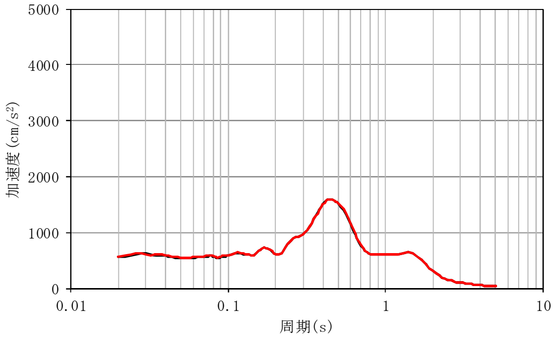
質点番号 7



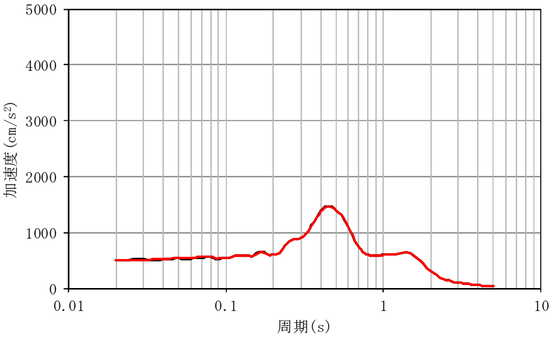
質点番号 8



質点番号 9



質点番号 10



質点番号 11

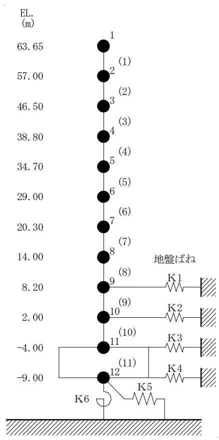


図 3－29 (2／2)　床応答スペクトルの比較（Ｓｓ－３１，＋σ ケース，EW 方向，減衰５％）

4.　機器・配管系の評価に与える影響

追而

5.　まとめ

重大事故等における熱の影響を考慮し，「剛性低下考慮モデル」を用いて，基準地震動Ｓ$_s$－Ｄ１に対する地震応答解析を実施し，「今回工認モデル」を用いた結果と比較した。

その結果，「剛性低下考慮モデル」の固有周期は，コンクリートの剛性を低減させた影響により「今回工認モデル」の結果に比べてわずかに大きくなるものの，ほぼ同程度となることを確認し，最大応答値及び最大接地圧については，「今回工認モデル」の結果と概ね整合することを確認した。さらに，「原子炉建屋の地震応答解析による評価」に与える影響についても確認を行った。確認結果の概要を以下に示す。

(a)　「原子炉建屋の地震応答解析による評価」に与える影響

資料Ｖ-2-2-2「原子炉建屋の耐震性についての計算書」及び資料Ｖ-2-9-3-4「原子炉建屋基礎盤の耐震性についての計算書」に記載の，原子炉建屋に生じる最大せん断ひずみ及び最大接地圧（地盤物性のばらつきを考慮した基準地震動Ｓ$_s$－Ｄ１～Ｓ$_s$－３１に対する包絡値）に，基準地震動Ｓ$_s$－Ｄ１に対する「剛性低下考慮モデル」と「今回工認モデル」の応答比（「剛性低下考慮モデル」／「今回工認モデル」）の最大値を乗じた値が許容限界を超えないことを確認した。また，床応答スペクトルがほぼ同程度となることを確認し，基準地震動Ｓ$_s$－３１（地盤物性＋σ考慮）に対する水平方向の応答比が基準地震動Ｓ$_s$－Ｄ１と同等であることならびに最大せん断ひずみが許容限界を超えないことを確認した。

(b)　「機器・配管系の評価」に与える影響

追而

以上の結果より，資料Ｖ-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」，資料Ｖ-2-2-2「原子炉建屋の耐震性についての計算書」及び資料Ｖ-2-9-3-4「原子炉建屋基礎盤の耐震性についての計算書」の妥当性を確認した。