検討開始

↓

【埋戻土に関する影響検討】

○ 地盤のモデル化について，地盤調査に基づき成層地盤とした基本ケースと原子炉建屋周辺地盤における埋戻土を考慮した埋戻土考慮ケースにおける地震応答解析結果を比較することで，原子炉建屋周辺地盤における埋戻土の影響を把握する。

■評価項目

・せん断ひずみ
・最大接地圧
・部材の検定値

↓

原子炉建屋周辺地盤における埋戻土の影響把握

図 2-16　検討フロー

表 2-6　格納槽への影響検討における評価項目

評価項目	部位	評価内容
せん断 ひずみ	耐震壁 （地下外壁）	・「原子力発電所耐震設計技術指針　ＪＥＡＧ４６０１－1987（(社) 日本電気協会)」に基づく許容限界（2.0×10^{-3}）を超えないこと
最大接地圧	基礎地盤	・基礎地盤の接地圧が，「建築基礎構造設計指針（日本建築学会)」に基づく極限鉛直支持力度（2450 kN/m^2）を十分下回ること
部材の検定値	耐震壁 （地下外壁）	・基本ケースの断面算定の検定値（発生値／許容値）に，基本ケースと埋戻土考慮ケースの応答比（埋戻土考慮ケース／基本ケース）を乗じた値が許容限界（1.0）を超えないこと
	基礎 スラブ	
	上版	

(1)　基礎地盤の支持性能に対する許容限界の算定

基礎地盤の支持性能に対する許容限界に関する基本的な考え方は，V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づくものとし，基礎地盤の支持性能については，基礎地盤の接地圧が，建築基礎構造設計指針（(社) 日本建築学会，　2001）に基づく極限鉛直支持力度 qu を超えないことを確認する。

極限鉛直支持力度 qu の算定式を，以下に示す。

$$q_u = i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_\gamma + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q$$

ここで，

q_u	：直接基礎の単位面積あたりの極限鉛直支持力度（kN/m^2）
N_c, N_γ, N_q	：支持力係数
c	：支持地盤の粘着力（kN/m^2）
γ_1	：支持地盤の水中単位体積重量（kN/m^3）
γ_2	：根入れ部分の土の水中単位体積重量（kN/m^3）
α，β	：基礎の形状係数
η	：基礎の寸法効果による補正係数
i_c，i_γ，i_q	：荷重の傾斜に対する補正係数
B	：基礎幅（m）
D_f	：根入れ深さ（m）

算定結果を表 2-7 に示す。

表 2-7　極限鉛直支持力度算定の諸元と算定結果

(a)　算定諸元と算定結果

項目		算定結果	備考
極限支持力度 q_u (kN/m²)		2450	
$i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c$ (kN/m²)		2450	
$i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_\gamma$ (kN/m²)		0	
$i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q$ (kN/m²)		0	保守的な配慮として 0 と仮定
荷重の傾斜に対する補正係数	i_c (−)	0. 47	
	i_γ (−)	0. 00	
	i_q (−)	-	
支持力係数	N_c (−)	5. 1	表 2-7(b)
	N_γ (−)	0. 0	表 2-7(b)
	N_q (−)	-	
基礎幅(短辺) B (m)		11. 35	
基礎の形状係数	α (−)	1. 14	表 2-7(b)
	β (−)	0. 36	表 2-7(b)
基礎の寸法効果による補正係数 η (−)		0. 44	
支持地盤の粘着力 c (kN/m²)		892	非排水せん断強度*
支持地盤の水中単位体積重量 γ_1 (kN/m³)		7. 08	基本方針(久米層)に基づく
根入れ部分の土の水中単位体積重量 γ_2 (kN/m³)		-	
根入れ深さ D_f (m)		-	

注記　＊：非排水せん断強度$C_{CUU} = (0.837 - 0.00346 \cdot Z) \times 1000$ (kN/m²)
基礎底面標高Z＝EL. −15. 8 (m)

(b)　参照元

支持力係数

表 5.2.1　支持力係数

ϕ	Nc	Nq	$N\gamma$
0°	5.1	1.0	0.0
5°	6.5	1.6	0.1
10°	8.3	2.5	0.4
15°	11.0	3.9	1.1
20°	14.8	6.4	2.9
25°	20.7	10.7	6.8
28°	25.8	14.7	11.2
30°	30.1	18.4	15.7
32°	35.5	23.2	22.0
34°	42.2	29.4	31.1
36°	50.6	37.8	44.4
38°	61.4	48.9	64.1
40° 以上	75.3	64.2	93.7

形状係数

表 5. 2. 2　形状係数

基礎底面の形状	連続	正方形	長方形	円形
α	1.0	1.2	$1.0+0.2\frac{B}{L}$	1.2
β	0.5	0.3	$0.5-0.2\frac{B}{L}$	0.3

B：長方形の短辺長さ，L：長方形の長辺長さ

但し，B=11. 35m，L=16. 0m

「建築基礎構造設計指針（(社) 日本建築学会，2001)」より

2.3.3　原子炉建屋側埋戻土のモデル化

埋戻土考慮モデルを図 2-17 に示す。

格納槽より北側の地盤モデルは，施工時記録に基づく掘削範囲に基づき埋戻土の範囲を設定する。

格納槽より北側の埋戻土の地盤定数を表 2-8 に示す。

なお，原地盤及び格納槽より南側の埋戻土の地盤定数は，添付書類「Ⅴ-2-2-18　格納容器圧力逃がし装置格納槽の地震応答計算書」に示す基本モデルの地盤定数とする。

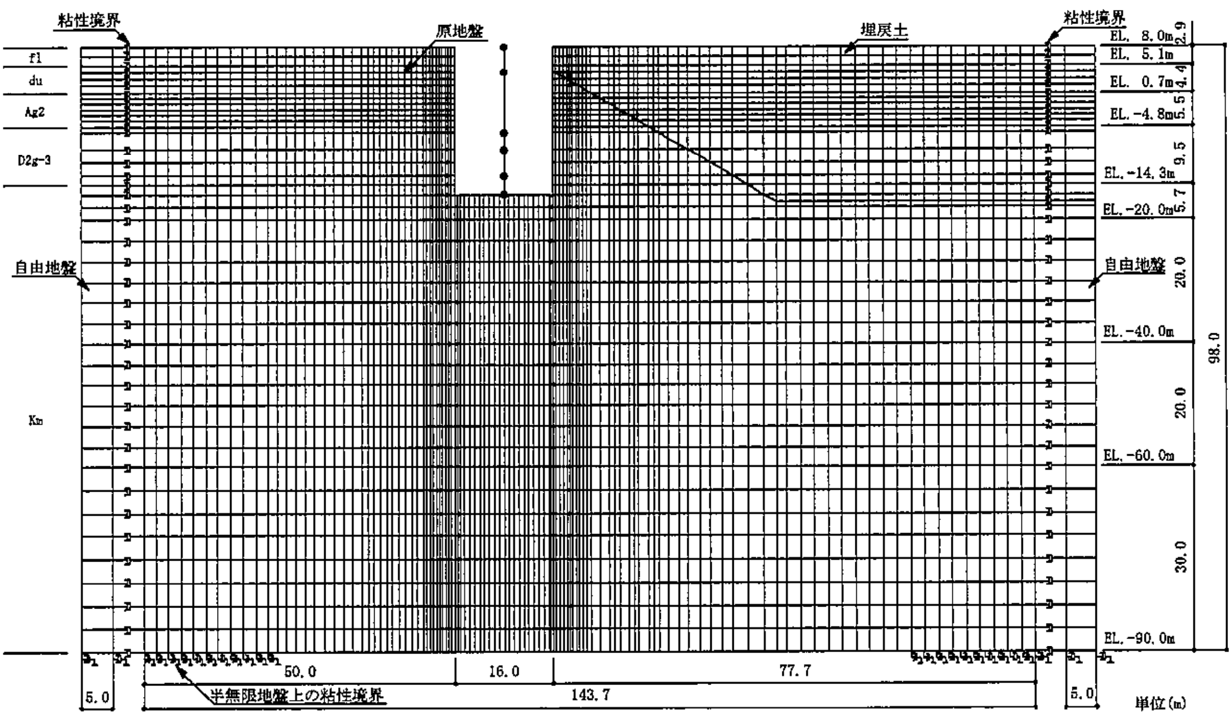


図 2-17　埋戻土考慮モデル（NS 方向）

表 2-8　地盤定数

(a)　S_s－D 1

標高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
8.0 5.1	fl (埋戻土)	7.3	1.98	0.04	188	1784	0.494
0.7 −4.8	fl (埋戻土)	17.7	1.98	0.16	111	1775	0.498
−17.0	Km	3.0	1.72	0.03	409	1645	0.467
−20.0	Km	20.0	1.72	0.03	410	1661	0.468
−40.0	Km	20.0	1.73	0.03	425	1678	0.466
−60.0	Km	30.0	1.73	0.03	445	1692	0.463
−90.0	Km	30.0	1.73	0.03	468	1719	0.460
−120.0	Km	30.0	1.73	0.03	486	1746	0.458
−150.0	Km	40.0	1.74	0.03	511	1769	0.454
−190.0	Km	40.0	1.74	0.03	542	1809	0.451
−230.0	Km	40.0	1.75	0.03	577	1851	0.446
−270.0	Km	50.0	1.75	0.03	612	1898	0.442
−320.0	Km	50.0	1.76	0.03	652	1937	0.436
−370.0	解放基盤	−	1.76	−	718	1988	0.425

(b)　S_s－3 1

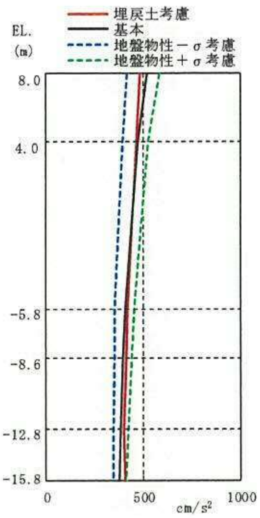
標高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
8.0 5.1	fl (埋戻土)	7.3	1.98	0.04	190	1784	0.494
0.7 −4.8	fl (埋戻土)	17.7	1.98	0.16	109	1775	0.498
−17.0	Km	3.0	1.72	0.03	411	1646	0.467
−20.0	Km	20.0	1.72	0.03	418	1663	0.466
−40.0	Km	20.0	1.73	0.03	425	1678	0.466
−60.0	Km	30.0	1.73	0.03	436	1689	0.464
−90.0	Km	30.0	1.73	0.03	463	1717	0.461
−120.0	Km	30.0	1.73	0.03	492	1748	0.457
−150.0	Km	40.0	1.74	0.03	517	1772	0.453
−190.0	Km	40.0	1.74	0.03	545	1811	0.450
−230.0	Km	40.0	1.75	0.03	577	1851	0.446
−270.0	Km	50.0	1.75	0.03	612	1898	0.442
−320.0	Km	50.0	1.76	0.03	652	1937	0.436
−370.0	解放基盤	−	1.76	−	718	1988	0.425

2.3.4 解析方法

格納槽の地震応答解析には，解析コード「ＳｏｉｌＰｌｕｓ Ver.2015 Build3」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，添付書類「Ｖ-5-59 計算機プログラム（解析コード）の概要・ＳｏｉｌＰｌｕｓ」に示す。

2.3.5 地震応答解析結果

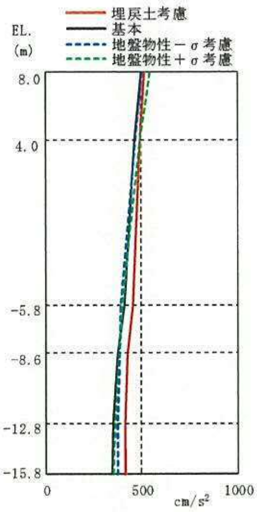
基準地震動S_s－Ｄ１及びS_s－３１による最大応答値を図 2-18～図 2-22 に示す。



(単位：cm/s²)

埋戻土考慮	地盤物性－σ考慮	基本	地盤物性＋σ考慮
487	421	520	584
465	398	472	523
421	357	409	455
411	352	397	441
403	347	381	423
408	350	376	416

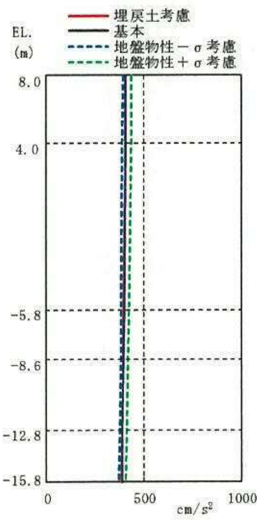
(a)　Ｓｓ－Ｄ１　NS方向



(単位：cm/s²)

埋戻土考慮	地盤物性－σ考慮	基本	地盤物性＋σ考慮
521	509	500	547
493	469	463	498
461	397	415	402
429	387	376	384
421	377	356	364
418	374	350	353

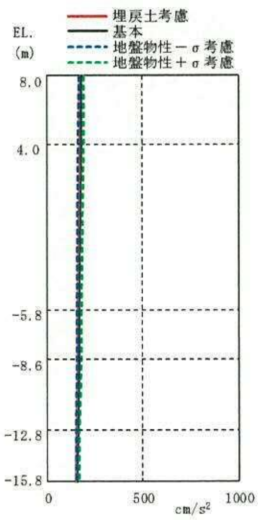
(b)　Ｓｓ－３１　NS方向



(単位：cm/s²)

埋戻土考慮	地盤物性－σ考慮	基本	地盤物性＋σ考慮
407	394	410	436
406	393	409	435
399	385	401	424
396	382	398	419
390	376	392	411
387	372	390	408

(c)　Ｓｓ－Ｄ１　UD方向

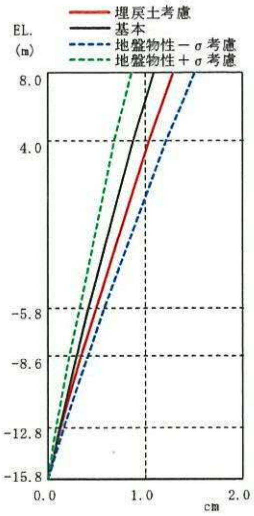


(単位：cm/s²)

埋戻土考慮	地盤物性－σ考慮	基本	地盤物性＋σ考慮
175	167	181	192
174	166	181	191
166	159	172	182
163	156	168	178
156	151	161	172
153	149	159	170

(d)　Ｓｓ－３１　UD方向

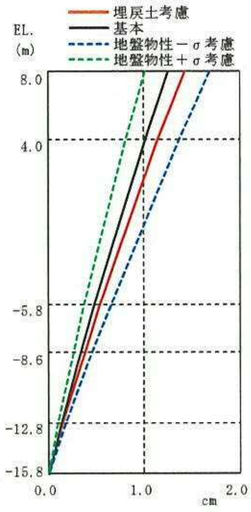
図 2-18　最大応答加速度



（単位：cm）

埋戻土考慮	地盤物性－σ考慮	基本	地盤物性＋σ考慮
1.29	1.51	1.09	0.86
1.04	1.22	0.88	0.70
0.50	0.58	0.42	0.33
0.35	0.41	0.30	0.23
0.14	0.17	0.12	0.09
—	—	—	—

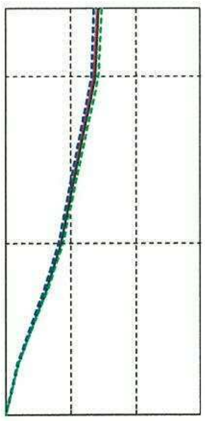
(a)　Ｓｓ－Ｄ１　NS方向



（単位：cm）

埋戻土考慮	地盤物性－σ考慮	基本	地盤物性＋σ考慮
1.44	1.70	1.26	1.02
1.16	1.37	1.01	0.81
0.55	0.66	0.48	0.38
0.39	0.47	0.34	0.27
0.16	0.19	0.14	0.11
—	—	—	—

(b)　Ｓｓ－３１　NS方向



（単位：cm）

埋戻土考慮	地盤物性－σ考慮	基本	地盤物性＋σ考慮
0.015	0.014	0.015	0.015
0.014	0.014	0.014	0.015
0.009	0.009	0.009	0.009
0.007	0.006	0.007	0.007
0.002	0.002	0.002	0.002
—	—	—	—

(c)　Ｓｓ－Ｄ１　UD方向　　　　(d)　Ｓｓ－３１　UD方向

図 2-19　最大応答変位

補足-370-18【緊急時対策所建屋の耐震性評価に関する補足説明】

目次

1. 概要

1.1 補足説明資料の構成

本資料は東海第二発電所の緊急時対策所建屋の耐震性評価について説明するものである。本資料の構成を表 1-1 に示す。

表 1-1 本資料の構成

資料	補足説明の項目
添付資料 「V-2-2-10 緊急時対策所建屋の 地震応答計算書」	2. 地震応答解析に関する補足説明 ・地盤のモデル化の検討 ・地盤物性のばらつきを考慮した場合の影響検討 ・減衰定数 3%を考慮したモデルの影響検討 ・建屋剛性のばらつきに関する影響検討 ・機器・配管系評価への影響検討 ・形状特性係数の設定方法と地震応答解析による影響検討
添付資料 「V-2-2-11 緊急時対策所建屋の 耐震性についての計算書」	3. 耐震性についての計算書に関する補足説明 ・設計荷重の設定根拠 ・基礎スラブの掘り込み部の影響評価 ・床スラブの断面の評価 ・水平地盤反力係数 k_h の設定 ・杭の極限支持力及び残留引抜き抵抗力の設定 ・杭頭接合部の照査
添付資料 「V-2-2-11 緊急時対策所建屋の 耐震性についての計算書 別紙 液状化影響検討について」	4. 液状化影響検討についての補足説明 ・液状化に伴う杭の健全性評価

1.2　検討結果の要約

補足説明資料の検討結果の要約を以下に示す。

1.2.1　地震応答解析に関する補足説明

「2.　地震応答解析に関する補足説明」では，緊急時対策所の地震応答解析モデルについて成層地盤としてモデル化することの妥当性を示し，地盤物性のばらつきについて緊急時対策所近傍にて実施した地盤改良試験施工結果から，ばらつきを含めた地盤改良土の物性値設定の妥当性を示した。その結果に基づき，支持地盤，表層地盤及び地盤改良土の物性のばらつきを考慮した地震応答解析を実施し，影響検討を行った。また，減衰定数 3%を考慮した場合及び緊急時対策所建屋の建屋剛性のばらつきを考慮した地震応答解析を実施し，影響検討を行った。

必要保有水平耐力の算定に用いる形状特性係数の設定根拠を示すとともに，ねじれを考慮した地震応答解析を実施し，ねじれを考慮しても建屋の健全性が確保されることを確認した。

1.2.2　耐震性についての計算書に関する補足説明

「3.　耐震性についての計算書に関する補足説明」では，緊急時対策所建屋に係る機器配管荷重及び積載荷重の設定根拠を示した。基礎スラブについては，基礎スラブの掘り込み部を考慮した影響検討を実施し，その影響が小さいことを確認した。また，床スラブについては，鉛直方向に剛であることを確認した。

杭については，水平地盤反力係数及び極限支持力並びに残留引抜き抵抗力の設定方法を提示し，杭の健全性を確認した。杭頭接続部に対しては照査によって，杭頭接続部の健全性を確認した。併せて，地下水位による浮力を考慮した常時荷重時の影響検討を実施し，基礎スラブの健全性が確保されることを確認した。

1.2.3　液状化影響検討についての補足説明

「4.　液状化影響検討についての補足説明」では，強制的に液状化を生じると仮定して，有効応力解析を実施し，液状化を考慮しても杭の健全性が確保されることを確認した。

2. 地震応答解析に関する補足説明

2.1 地盤のモデル化の検討

添付書類「V-2-2-10 緊急時対策所建屋の地震応答計算書」において，緊急時対策所建屋の周辺地盤は，一次元波動論に基づき成層地盤としてモデル化している。

緊急時対策所建屋の周辺地盤の地質断面図を図 2-1 に示す。

地質断面図（NS 方向）によれば，建屋近傍に岩盤の傾斜が見られる。一般的に岩盤の傾斜による影響は，斜面によって発生するレーリー波の影響が鉛直入射波に加わっていく。同図によれば，岩盤の傾斜は 45° 程度あり，レーリー波の影響は水平及び鉛直地震動に対する表面波の影響は比較的小さい。また，建屋の中心位置は岩盤が平行成層から斜面形状に移る境界から 60m 程度離れており，文献[*1]によれば，建屋位置においてレーリー波の影響が小さくなる。このために，NS 方向の地盤に対しても平行成層モデルで取り扱うことが可能と想定される。

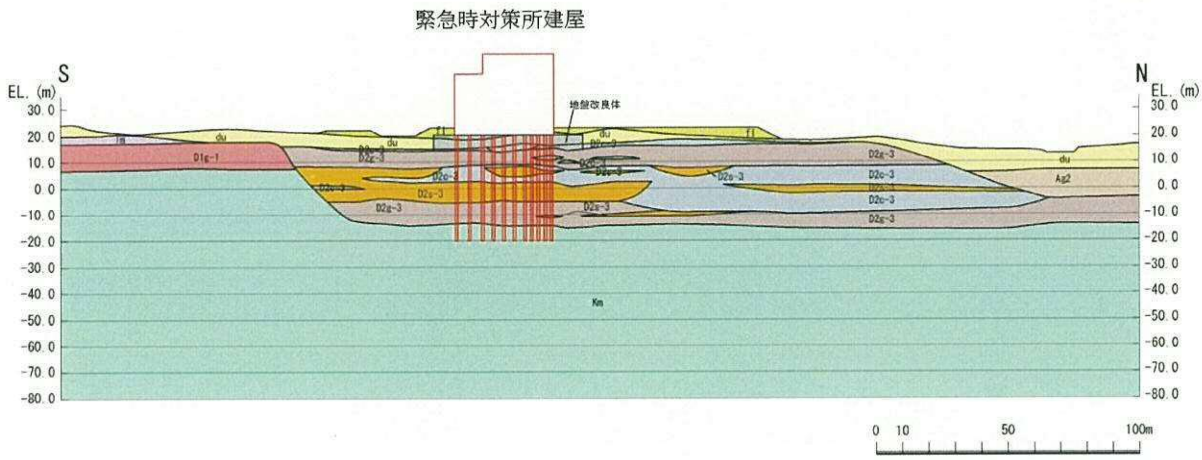
*1 江尻，後藤 ： 基盤不整形性の影響の設計震度スペクトルへの導入に関する基礎的研究，土木学会論文集，No. 501／I-29， pp. 173-182， 1994. 10

地質構成表

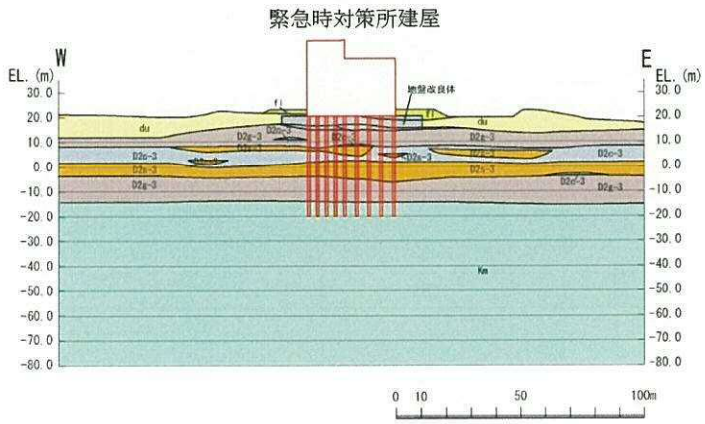
地質時代		地質区分		記号	岩相
第四紀	完新世	砂丘砂層		du	砂
		沖積層	al	Ag2	砂礫
				Ac	粘土
				As	砂
				Ag1	砂礫
	更新世	段丘堆積物	D2	D2c-3	シルト
				D2s-3	砂
				D2g-3	砂礫
				D2c-2	シルト
				D2g-2	砂礫
			D1	lm	ローム
				D1c-1	シルト
				D1g-1	砂礫
新第三紀	鮮新世	久米層		Km	砂質泥岩

〜〜〜 不整合

※flは埋戻土



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 2-1　地質断面図

2.2 地盤物性のばらつきを考慮した場合の影響検討

本節は，「補足-400-3　地震応答解析における材料物性のばらつきに関する検討」の検討方針に基づき，地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果を示すものである。

2.2.1 地盤物性のばらつきの設定方針

地盤物性のばらつきによる影響検討では，等価地盤定数の設定に用いる初期地盤のせん断波速度について，支持地盤及び表層地盤を標準地盤，地盤改良土を改良目標値とした検討ケースを工認基本モデルとし，地盤物性の変動による影響を考慮した検討ケースを改良土平均値モデル及び改良土平均値±σ考慮モデルとする。地盤物性のばらつきによる影響検討のための地震応答解析ケースを表 2-1 に示す。

地盤物性のばらつきは，支持地盤・表層地盤と，地盤改良土それぞれについて設定する。

地盤改良土については，工認基本モデルでは改良土物性値の下限値として設定した値（Vs＝760 m/s）を用いている。地盤物性の変動による影響を考慮する際には，試験施工において地盤改良土の物理的試験を実施し，地盤物性値が得られていることから，本検討において考慮する地盤改良土のばらつきは，試験施工により得られた物性値の平均値および試験結果を統計処理して得られた標準偏差±σを考慮する。試験施工で得られた物性値と，それに基づき設定した地盤改良土のばらつきについて，本資料「2.2.1　地盤改良土のばらつきの設定」に設定根拠を示す。

表 2-1　地盤物性のばらつきによる影響検討のための地震応答解析ケース

	モデル名称	地盤物性	
		支持地盤*1 表層地盤*1	地盤改良土*2,3
基本モデル	工認基本モデル	標準地盤	改良目標値
地盤物性の変動による影響	改良土平均値モデル	標準地盤	改良土試験施工 平均値相当
	改良土平均値＋σ考慮モデル	標準地盤 ＋σ相当	改良土試験施工 平均値＋σ相当
	改良土平均値－σ考慮モデル	標準地盤 －σ相当	改良土試験施工 平均値－σ相当

注記　＊1：添付書類「V-2-1-3　地盤の支持性能に係る基本方針」および

「補足-400-3　地震応答解析における材料物性のばらつきに関する検討」に基づく。

＊2：本資料「2.2.1 地盤改良土のばらつきの設定」に基づく。

＊3：設定した値は，表 2-8 に示す。

2.2.2　地盤改良土のばらつきの設定

(1)　概要

緊急時対策所建屋のボーリング調査位置を図 2-2 に，建屋直下におけるボーリング柱状図（KK-1）を図 2-3 に示す。設計用地表面は EL.23.0 m となることから，現状地表（EL.19.0 m）から 4.0 m の盛土（埋戻土）を用いて整地される。この敷地の支持層となる Km 層（砂質泥岩）の上面は EL.－15.2 m と深く，基準地震動 S_s において支持層以浅の砂層が液状化する可能性が高いことを考慮して，緊急時対策所建屋の基礎構造は地盤改良併用の杭基礎構造としている。

杭基礎の耐震性を確保するために，地表近傍（EL.20.8 m～EL.13.6 m）の地盤改良は，原地盤を購入砂とセメントミルクを混ぜた流動化処理土で置換する工法を採用している。また，構築される地盤改良土を対象に，現地で試験施工を実施している。

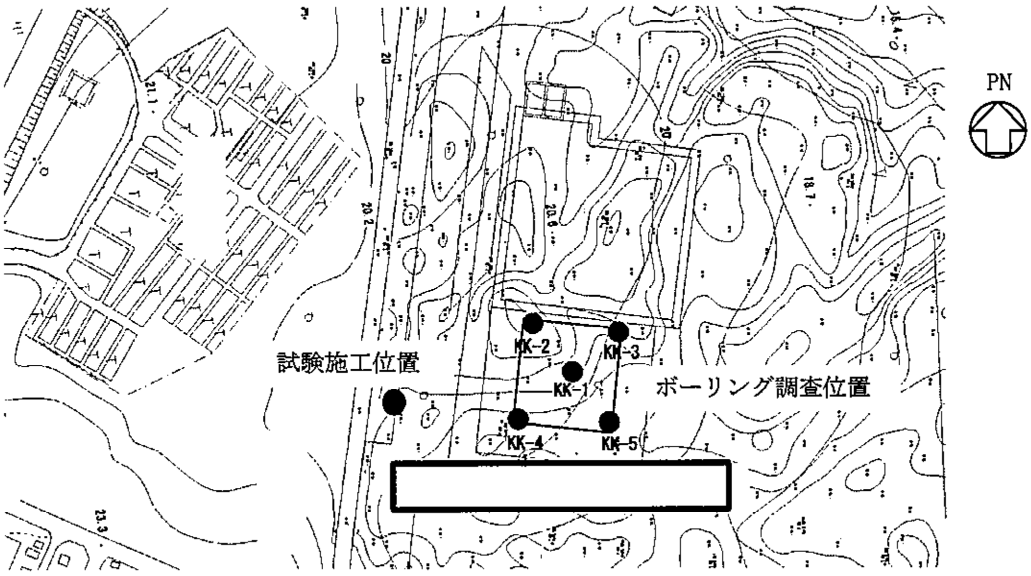


図 2-2　ボーリング調査位置

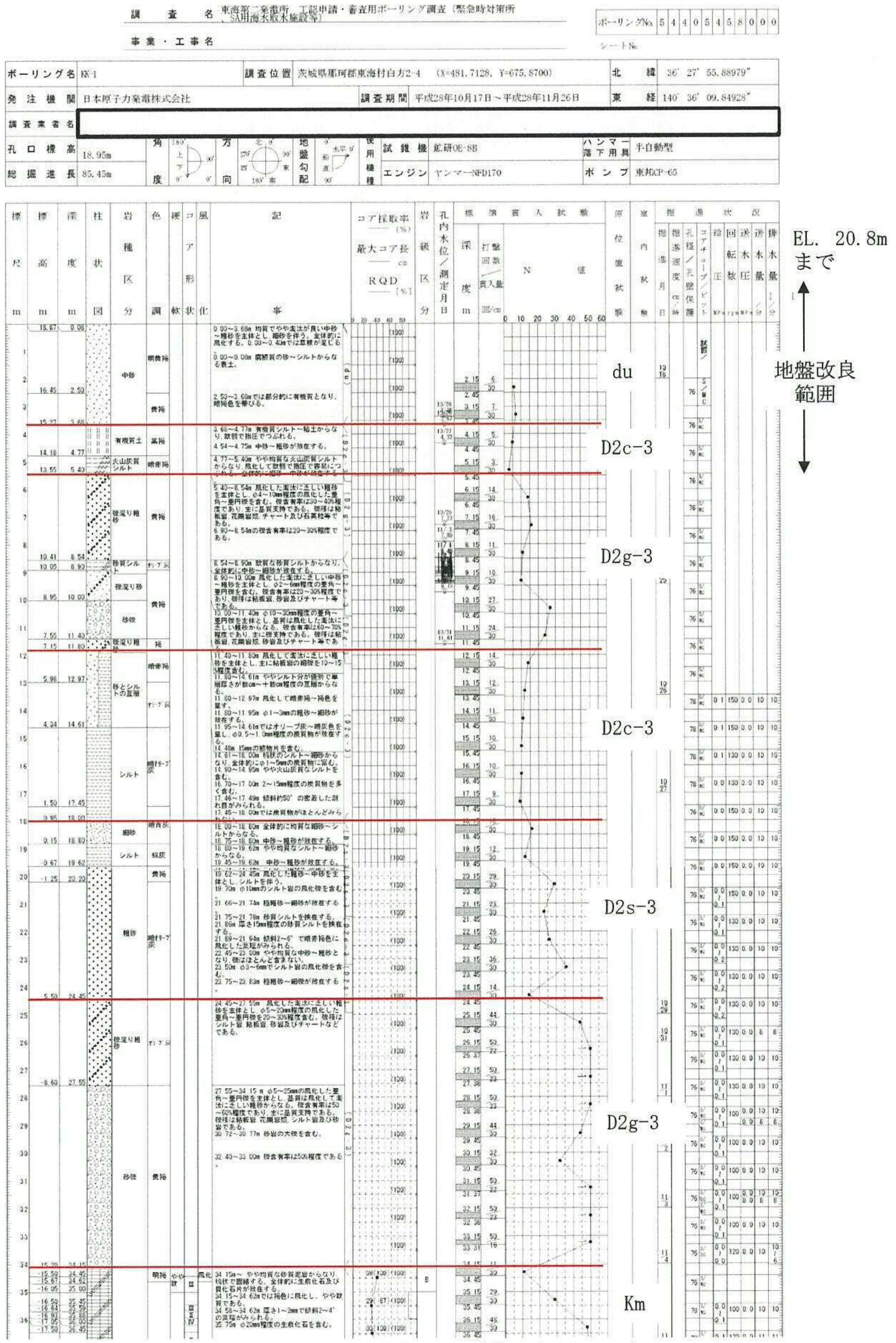


図 2-3 ボーリング柱状図（建屋直下，KK-1）

(2)　地盤改良土の試験施工位置

地盤改良土の試験施工を実施した場所は，緊急時対策所建屋から比較的近い位置（図 2-2 の赤丸）となっており，緊急時対策所建屋の施工条件に概ね類似している場所と考えられる。

(3)　流動化処理土の調合計画

流動化処理土は購入砂及びセメントミルクを攪拌混合したものであり，購入砂及びセメントの材料は以下を採用する。

・購入砂　：茨城県日立市（産地）
・セメント：高炉セメントＢ種

購入砂の粒度分布を図 2-4 に，地盤改良土の調合を表 2-2 に示す。試験施工における改良土の調合は，事前に実施した室内調合試験の結果を基準とし，試験施工において流動化処理土を製造する際に計測した購入砂の含水比から土量と水量を補正している。

受付番号	12990	1／1

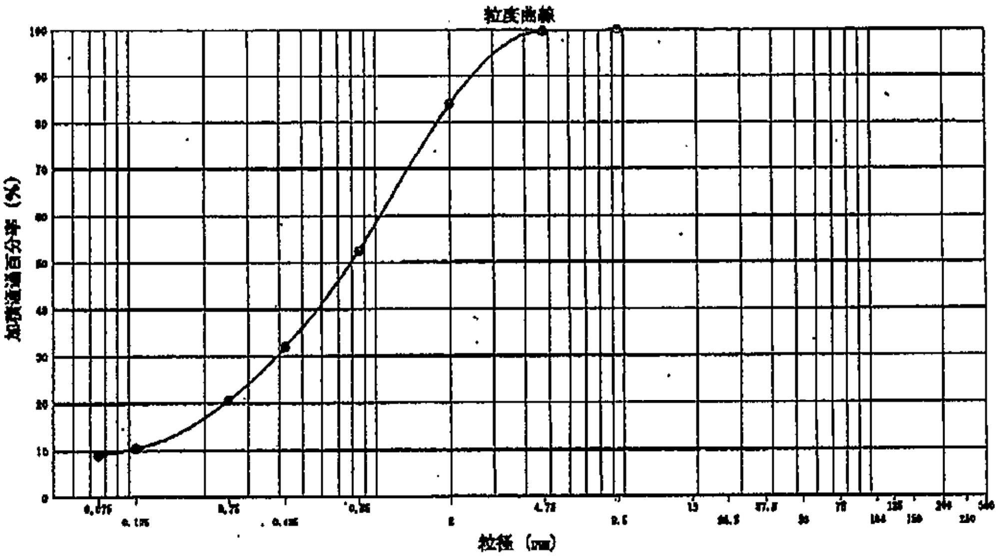
JIS A 1204

土のふるい分け試験成績表

受付年月日	平成 29年 02月 23日	試験年月日	平成 29年 03月 02日
試料番号			
分類名	礫質砂(まさ土)	分類記号	(SG)

粒径 mm	残留率 %	加積通過率 %
26.5		
19		
9.5	0.0	100.0
4.75	0.4	99.6
2	15.8	83.8
0.85	31.4	52.4
0.425	20.5	31.9
0.25	11.3	20.6
0.106	10.2	10.4
0.075	1.5	8.9
>	8.9	
計	100.0	

最大粒径 mm		9.5
60%粒径 mm		1.05
50%粒径 mm		0.79
30%粒径 mm		0.39
20%粒径 mm		0.24
10%粒径 mm		0.10
均等係数	U_c	10.5
曲率係数	U_c'	1.4



0.075	0.25	0.85	2	4.75	19	75	300
シルト	細砂	中砂	粗砂	細礫	中礫	粗礫	粗石

図 2-4　購入砂の粒度分布

表 2-2　地盤改良土の調合

土の種類			購入砂		
土の物性	土粒子密度(g/cm^3)		2.750		
	含水比		11.4%	9.1%	9.7%
試験			室内調合	現場調合①	現場調合②
基本調合	調合含水比		44.5%	44.5%	44.5%
	単位セメント量(kg/m^3)		350	350	350
	単位土量(絶乾質量)(kg/m^3)		1,087	1,087	1,087
	単位水量(kg/m^3)		483	483	483
	気泡量(L/m^3)		0	0	0
	混和剤量(L/m^3)		0	0	0
補正調合	単位セメント量(kg/m^3)		350	350	350
	単位土量(kg/m^3)		1,211	1,186	1,192
	単位水量(kg/m^3)		359	384	378
	気泡量(L/m^3)		0	0	0
	混和剤量(L/m^3)		0	0	0
試験値	密度(g/cm^3)	目標値	1.92	1.92	1.92
		実測値	1.935	1.965	1.975
	フロー値(mm)	目標値	150以上		
		実測値	171×168	189×187	190×187
	ブリーディング率*	実測値	1.22%	0.67%	0.79%

注記　*:ブリーディング率については参考値とする。

(4)　地盤改良土の物性値

試験施工から得られる地盤改良土の物性値は，せん断波速度 V_S，粗密波速度 V_P，湿潤密度 ρ_t とする。また，検討に用いる物性値は以下に示す①～③の方法で評価する。

①V_S，V_P は，試験施工における PS 検層結果から評価する。

②湿潤密度 ρ_t は調査ボーリング位置から採取した供試体の湿潤密度試験結果を用いる。

③添付書類「Ｖ-2-2-10　緊急時対策所建屋の地震応答計算書」で用いている地盤改良土のせん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性は，東海第二発電所で統一的に使用しているせん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性としている。本検討においても，このひずみ依存性を用いることとするが，試験施工においても供試体による繰返し三軸試験を行い，せん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性を評価している。そのため，両者の比較を行い，上記のひずみ依存性を用いて検討を実施することが妥当であることを以下に確認する。

地盤改良土の試験施工から得られた物性値を表 2-3 に示す。同表の元となる試験データを表 2-4 及び表 2-5 に，試験データの頻度分布（正規分布を仮定した曲線を併記）を図 2-5 に示す。表 2-5 に示した試験結果について，測定深度 25m の結果は他の深度に比べて V_P がやや大きく，V_S がやや小さく測定されており，結果的にポアソン比も他の深度に比べて大きな値となっている。これは，当該測定深度の地層が D2g-3 層であることが原因と考えられる。

また，地盤改良土のせん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性を図 2-6 に示す。同図では，添付書類「Ｖ-2-2-10　緊急時対策所建屋の地震応答計算書」（以下「工認資料」という）の地盤改良土のせん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性と試験結果に基づくせん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性に関する回帰曲線を併記している。

地盤改良土の動的変形特性に試験施工結果を用いた場合の等価線形解析結果と，工認資料に記載した工認基本モデルにおける等価線形解析結果を比較したものを図 2-7 及び図 2-8 に示す。両者の応答に差異がないことから，工認資料の動的変形特性で地盤応答を十分表現できる。

図 2-6 には，地震動の大きな$\mathrm{S_s}$－３１及び$\mathrm{S_s}$－Ｄ１の地盤改良土の有効せん断ひずみの範囲を赤色の網掛けにて示す。地盤改良土はセメント系改良土のために剛性が高く，地震時におけるせん断ひずみはわずかである。このようなひずみが小さな範囲では試験結果に基づく回帰曲線と工認資料のせん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性にほとんど差異はないため，両者の応答に差異が生じなかったものと考えられる。なお，減衰定数については，実測値は工認資料の曲線からやや乖離しているが，設計時数値は実測値に比べ減衰を小さく評価しており，保守的な評価になっていると言える。

等価線形化された地盤定数を表 2-6 及び表 2-7 に示す。同表には，工認資料における結果を併記する。また，設定した地盤定数に基づき算定した基礎底面位置（EL.20.8m）における入力地震動の加速度応答スペクトルを図 2-9 及び図 2-10 に示す。等価地盤定数および入力地震動の加速度応答スペクトルについては両者でほとんど差異はみられず，動的変形特性の違いが地盤応答にほとんど影響を与えないことを確認した。

表 2-3　地盤改良土の試験施工から得られた物性値

項　　目	試験数	平均値	標準偏差	平均値＋σ	平均値－σ	変動係数 (%)
湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)	29	1.966	0.014	—	—	0.7
せん断波速度 V_S (m/s)	12	1733	65	1798	1668	3.7
粗密波速度 V_P (m/s)	12	3001	110	3111	2891	3.7
ポアソン比 ν *	12	0.250	—	—	—	—

注記　＊：ポアソン比 ν は V_S 及び V_P から算定している。

表 2-4　試験データ一覧（湿潤密度 ρ_t）

調査ボーリング位置	試料深度 (m)（標高）	平均深度 (m)	物理試験 湿潤密度 ρt (g/cm³)	物理試験 含水比 w (%)
①-1	13.02 ～ 13.16	13.09	1.967	22.3
	13.19 ～ 13.33	13.26	—	25.2
	13.33 ～ 13.47	13.40	—	23.9
	14.03 ～ 14.17	14.10	1.969	23.2
	15.02 ～ 15.16	15.09	1.969	22.8
	15.58 ～ 15.72	15.65	1.958	22.7
	16.02 ～ 16.16	16.09	1.973	22.3
	16.16 ～ 16.30	16.23	1.962	24.7
	16.30 ～ 16.66	16.48	1.967	22.1
			1.990	20.8
			1.968	22.9
	17.02 ～ 17.16	17.09	1.970	21.1
	18.02 ～ 18.16	18.09	1.982	22.1
	18.44 ～ 18.58	18.51	1.960	21.4
	19.05 ～ 19.19	19.12	1.978	21.7
	19.19 ～ 19.50	19.35	1.996	13.1
			1.973	14.7
			1.971	16.6
	20.04 ～ 20.18	20.11	—	24.4
	21.04 ～ 21.18	21.11	1.971	23.8
	22.03 ～ 22.17	22.10	1.964	23.0
	23.03 ～ 23.17	23.10	1.966	21.8
	24.03 ～ 24.17	24.10	1.962	21.7
	24.17 ～ 24.31	24.24	—	25.4
	24.31 ～ 24.45	24.38	—	23.5
	25.04 ～ 25.18	25.11	1.989	21.1

調査ボーリング位置	試料深度 (m)（標高）	平均深度 (m)	物理試験 湿潤密度 ρt (g/cm³)	物理試験 含水比 w (%)
②-1	1.04 ～ 1.18	1.11	—	23.5
	2.05 ～ 2.19	2.12	—	24.7
	3.30 ～ 3.44	3.37	—	22.7
	3.44 ～ 3.58	3.51	—	26.5
	3.58 ～ 3.72	3.65	—	22.8
	6.05 ～ 6.19	6.12	—	23.8
	7.03 ～ 7.17	7.10	—	24.4
	8.02 ～ 8.16	8.09	—	23.9
	11.04 ～ 11.18	11.11	1.933	22.4
	12.03 ～ 12.17	12.10	1.959	23.7
	12.17 ～ 12.47	12.32	1.966	15.7
			1.944	17.3
			1.948	20.2
	13.03 ～ 13.17	13.10	1.952	22.3
	16.03 ～ 16.17	16.10	1.951	24.4
	17.03 ～ 17.17	17.10	1.952	23.4
	18.17 ～ 18.31	18.24	—	21.0
	21.05 ～ 21.19	21.12	—	23.1
	22.04 ～ 22.18	22.11	—	20.6
	23.03 ～ 23.17	23.10	—	21.4
①-1と②-1の統計値		個数	29	46
		最小値	1.933	13.1
		最大値	1.996	26.5
		平均値	1.966	22.1
		標準偏差	0.014	2.7
		変動係数（%）	0.7	12.4

・試験施工配置と調査ボーリング位置

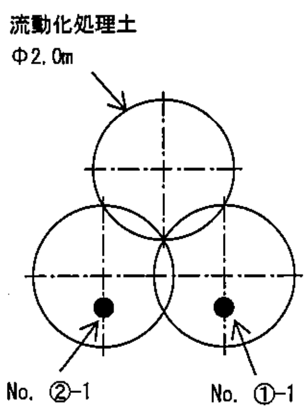
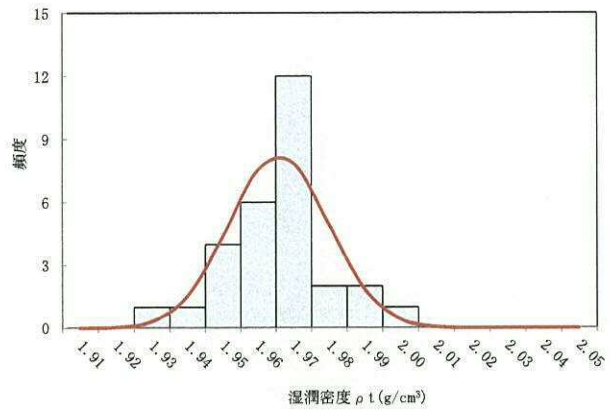
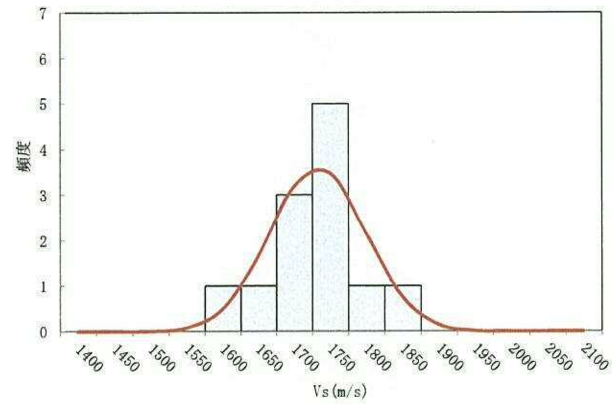


表 2-5　試験データ一覧（PS 検層結果）

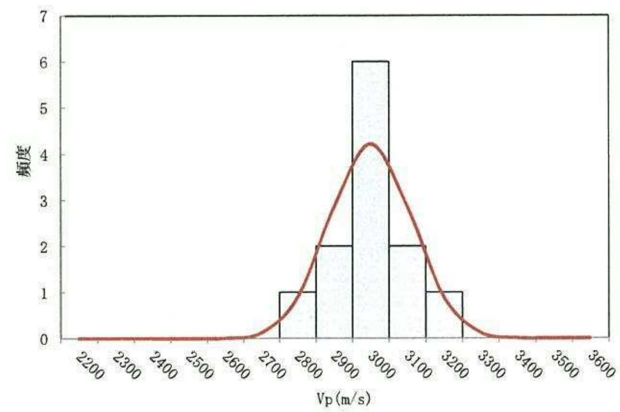
測定深度 (m)	流動化処理土仕様	測定区間の対象土	P波速度 Vp (m/s)	S波速度 Vs (m/s)	ポアソン比 ν
14.00	購入砂調合	改良土	2985	1724	0.250
15.00		改良土	3012	1751	0.245
16.00		改良土	2941	1715	0.242
17.00		改良土	2915	1733	0.227
18.00		改良土	3077	1825	0.229
19.00		改良土	3086	1821	0.233
20.00		改良土	2778	1608	0.248
21.00		改良土	2976	1761	0.231
22.00		改良土	2959	1742	0.235
23.00		改良土	3021	1773	0.237
24.00		改良土	3021	1709	0.265
25.00		改良土	3236	1629	0.330
改良土における統計値	購入砂調合	個数	12	12	12
		最小値	2778	1608	0.227
		最大値	3236	1825	0.330
		平均値	3001	1733	0.250
		標準偏差	110	65	0.028
		変動係数(%)	3.7	3.7	11.4



(a) 湿潤密度 ρ_t



(b) せん断波速度 V_S



(c) 粗密波速度 V_P

図 2-5 地盤改良土の物性値の頻度分布

工認資料：　$\dfrac{G}{G_0} = \dfrac{1}{1+\gamma/0.1560}$　　$h = 17.8(1 - G/G_0)$　(%)

回帰曲線：　$\dfrac{G}{G_0} = \dfrac{1}{1+\gamma/0.1962}$　　$h = 10.8(1 - G/G_0)$　(%)

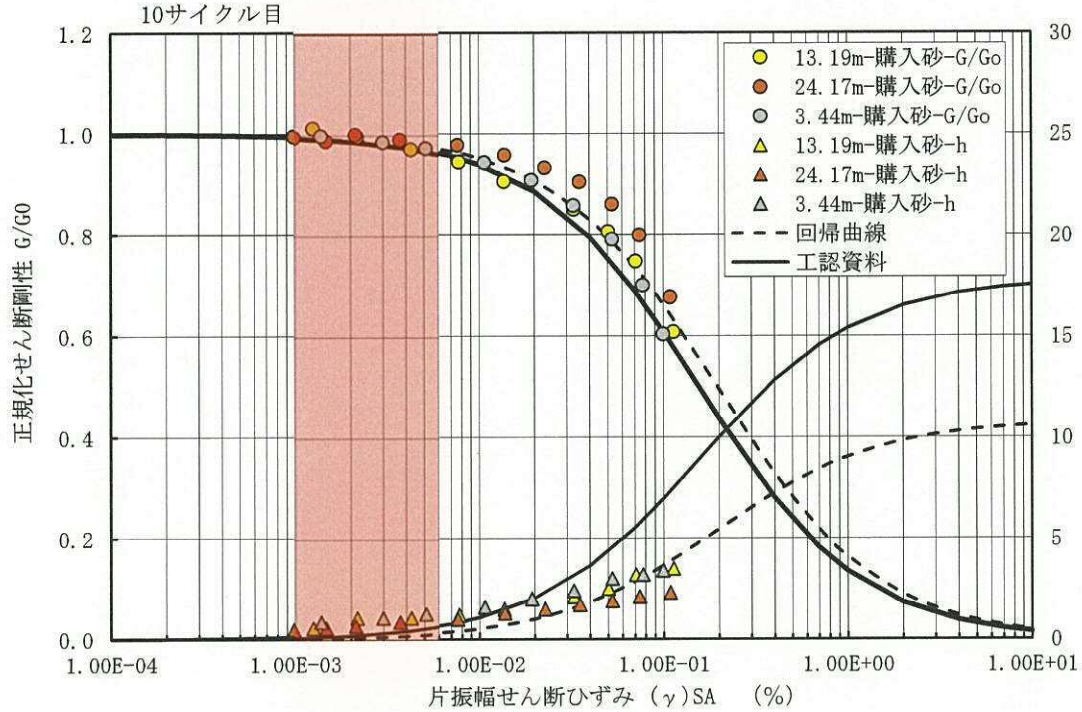


図 2-6　地盤改良土のせん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性

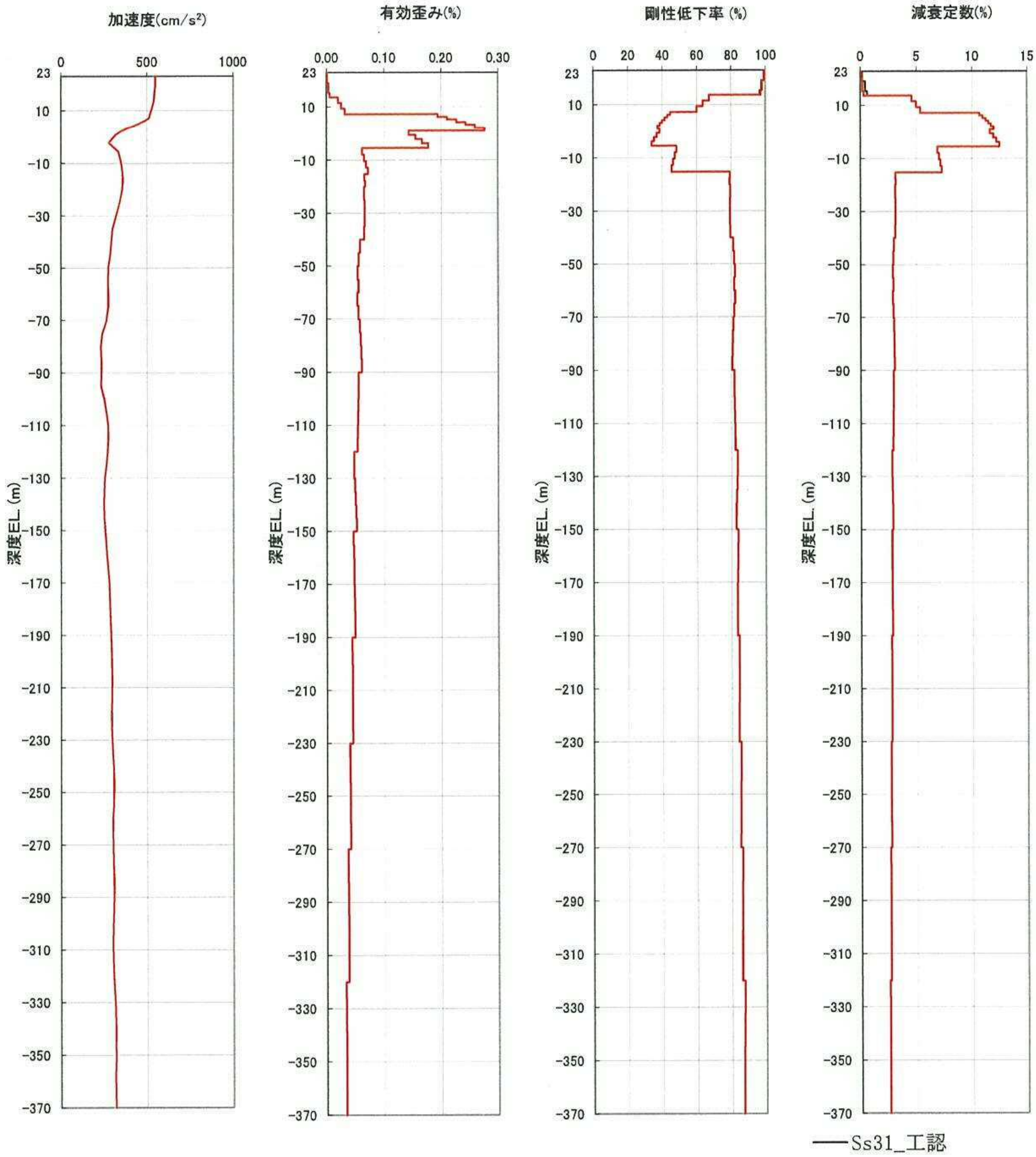


図 2-7　等価線形解析結果（Ｓ$_{s}$－３１）

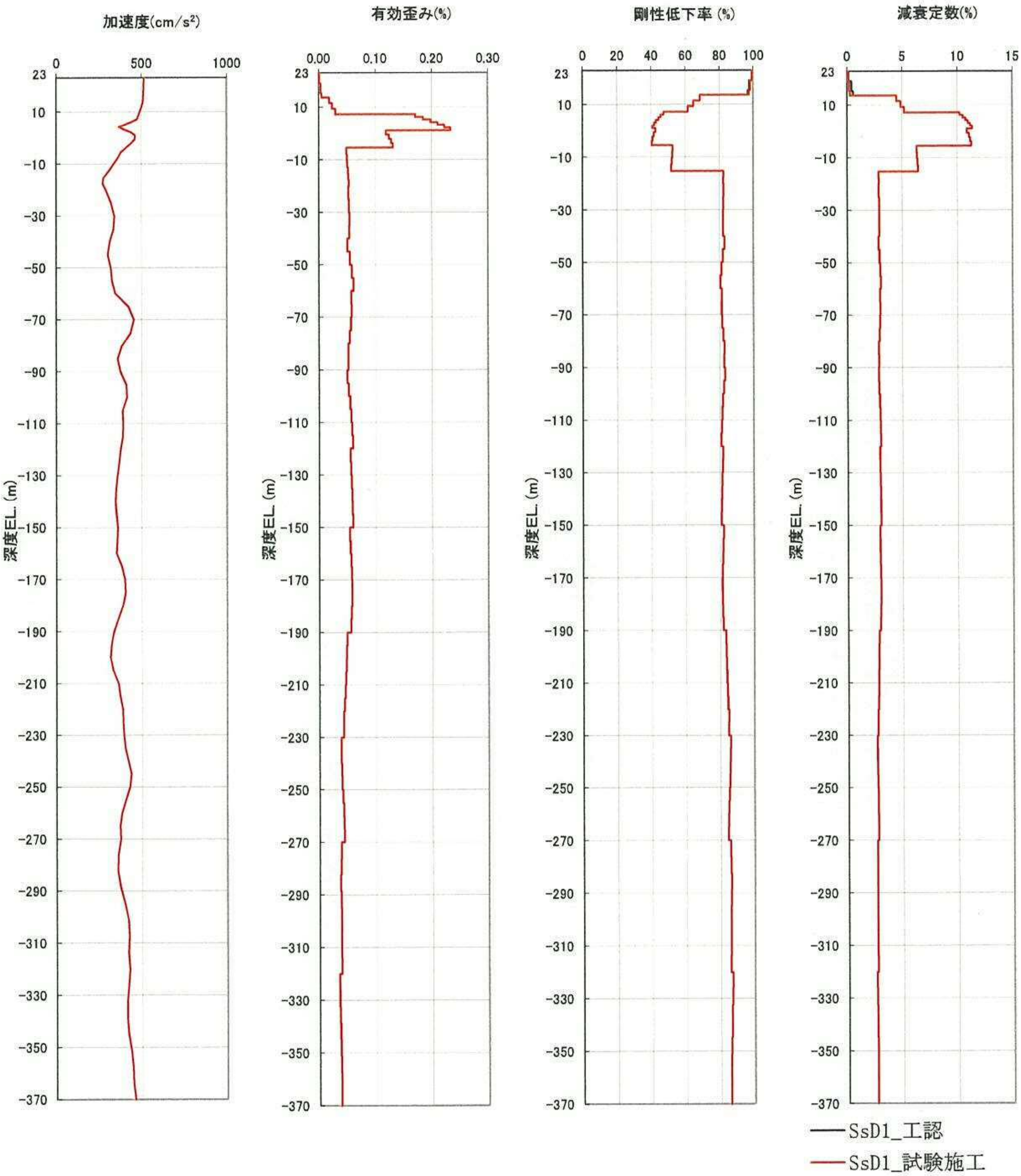


図 2-8　等価線形解析結果（Ｓ$_s$－Ｄ１）

表 2-6　等価地盤定数（Ｓ$_s$－３１）

標高 EL. (m)	地層区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m³)	等価減衰定数（工認）h	等価減衰定数（試験施工）h	等価S波速度（工認）(m/s)	等価S波速度（試験施工）(m/s)	等価P波速度（工認）(m/s)	等価P波速度（試験施工）(m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土(f1)	4.00	1.97	0.00	0.00	756	756	1309	1309	0.250
19.0	改良土(du)	3.70	1.97	0.00	0.00	752	752	1303	1303	0.250
15.3	改良土(D2c-3)	1.70	1.97	0.01	0.00	749	749	1297	1297	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.05	0.05	400	400	1849	1849	0.475
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.11	0.11	173	173	1747	1747	0.495
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.12	0.12	216	216	1368	1368	0.487
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.07	0.07	343	343	1834	1834	0.482
-15.2	Km	4.80	1.72	0.03	0.03	397	397	1645	1645	0.469
-20.0		20.00	1.72	0.03	0.03	408	408	1659	1659	0.468
-40.0		20.00	1.73	0.03	0.03	427	427	1680	1680	0.465
-60.0		30.00	1.73	0.03	0.03	442	442	1691	1691	0.463
-90.0		30.00	1.73	0.03	0.03	465	465	1718	1718	0.460
-120.0		30.00	1.73	0.03	0.03	489	489	1746	1746	0.457
-150.0		40.00	1.74	0.03	0.03	517	517	1773	1773	0.454
-190.0		40.00	1.74	0.03	0.03	545	545	1811	1811	0.450
-230.0		40.00	1.75	0.03	0.03	577	577	1850	1850	0.446
-270.0		50.00	1.75	0.03	0.03	612	612	1899	1899	0.442
-320.0		50.00	1.76	0.03	0.03	652	652	1937	1937	0.436
-370.0	解放基盤	—	1.76	0.00	0.00	718	718	1988	1988	0.425

表 2-7　等価地盤定数（Ｓ$_s$－Ｄ１）

標高 EL. (m)	地層区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m³)	等価減衰定数（工認）h	等価減衰定数（試験施工）h	等価S波速度（工認）(m/s)	等価S波速度（試験施工）(m/s)	等価P波速度（工認）(m/s)	等価P波速度（試験施工）(m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土(f1)	4.00	1.97	0.00	0.00	756	756	1309	1309	0.250
19.0	改良土(du)	3.70	1.97	0.00	0.00	752	752	1303	1303	0.250
15.3	改良土(D2c-3)	1.70	1.97	0.01	0.00	749	749	1297	1297	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.05	0.05	400	403	1849	1850	0.475
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.11	0.11	173	179	1747	1748	0.495
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.12	0.11	216	233	1368	1371	0.485
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.07	0.06	343	361	1834	1838	0.480
-15.2	Km	4.80	1.72	0.03	0.03	397	405	1645	1647	0.468
-20.0		20.00	1.72	0.03	0.03	408	413	1659	1661	0.467
-40.0		20.00	1.73	0.03	0.03	427	427	1680	1680	0.465
-60.0		30.00	1.73	0.03	0.03	442	445	1691	1692	0.463
-90.0		30.00	1.73	0.03	0.03	465	465	1718	1718	0.460
-120.0		30.00	1.73	0.03	0.03	489	483	1746	1744	0.458
-150.0		40.00	1.74	0.03	0.03	517	511	1773	1770	0.455
-190.0		40.00	1.74	0.03	0.03	545	545	1811	1811	0.450
-230.0		40.00	1.75	0.03	0.03	577	577	1850	1850	0.446
-270.0		50.00	1.75	0.03	0.03	612	612	1899	1899	0.442
-320.0		50.00	1.76	0.03	0.03	652	648	1937	1935	0.437
-370.0	解放基盤	—	1.76	0.00	0.00	718	718	1988	1988	0.425

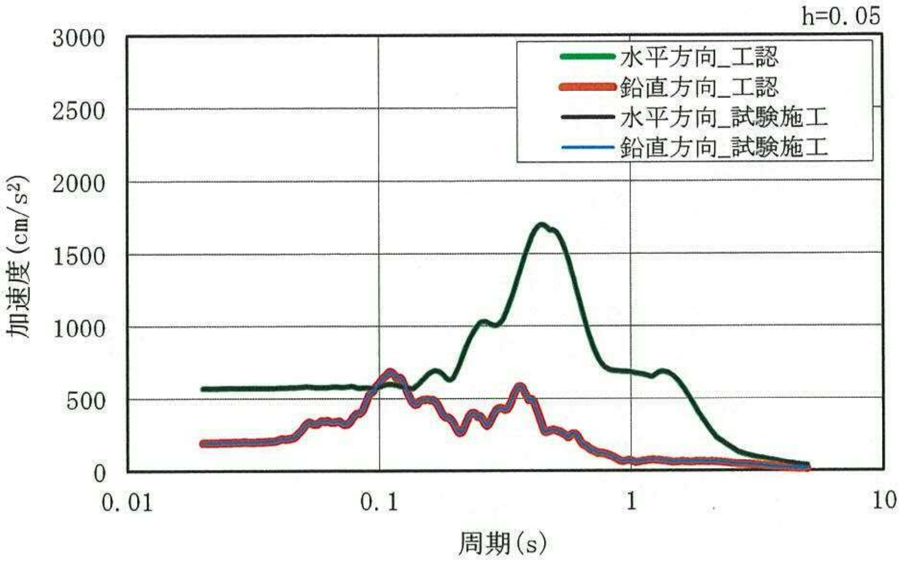


図 2-9　入力地震動の加速度応答スペクトル（Ｓｓ－３１）

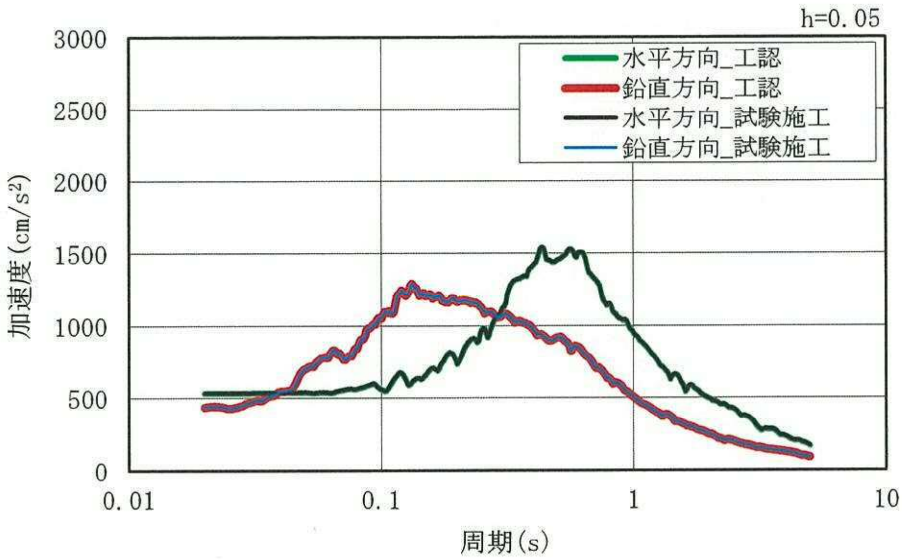


図 2-10　入力地震動の加速度応答スペクトル（Ｓｓ－Ｄ１）

(5) 検討に用いる地盤改良土物性値のばらつきの取り扱い

地盤改良土のばらつきの検討に用いる物性値を表 2-8 に示す。

同表において，せん断波速度 Vs は試験施工での PS 検層で得られた S 波速度の平均値 1733 m/s を丸めて 1700 m/s とし，標準偏差は試験結果の 65 m/s を丸めて 100 m/s とする。

なお，ポアソン比 ν 及び湿潤密度 ρ_t はばらつきが小さいと考えられることから一定値とし，ばらつきを考慮しない。

表 2-8 地盤改良土のばらつきの検討に用いる物性値

項目	試験施工の結果から得られた物性値				改良目標値
	改良土試験施工 平均値相当	標準偏差 σ	改良土試験施工 平均値＋σ相当	改良土試験施工 平均値－σ相当	
Vs (m/s)	1700	100	1800	1600	760
ν	0.250	0	0.250	0.250	0.250
ρ_t (g/cm^3)	1.97	0	1.97	1.97	1.97

2.2.3　地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果

(1)　ばらつきを考慮した地盤物性

地盤物性のばらつきは，改良土試験施工の平均値及び地盤のせん断波速度の変動係数から求めた変動の比率（±σ相当）として考慮する。

初期地盤の物性値を表 2-9 に示す。また，初期地盤の物性値とひずみ依存特性から一次元波動論より求めた等価物性値を表 2-10～表 2-13 に示す。等価物性値の設定には，解析コード「ＫＳＨＡＫＥ ver. 2.0」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認などの概要については，添付書類「Ｖ-5-17　計算機プログラム（解析コード）の概要・ＫＳＨＡＫＥ」に示す。

表 2-9　初期地盤の物性値

標 高 EL. (m)	地層区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m³)	S波速度 Vs (m/s)			
				工認基本	改良土平均値	改良土平均値＋σ	改良土平均値－σ
23.0	改良土(f1)	4.0	1.97	760	1700	1800	1600
19.0	改良土(du)	3.7	1.97	760	1700	1800	1600
15.3	改良土(D2c-3)	1.7	1.97	760	1700	1800	1600
13.6	D2g-3	6.4	2.15	500	500	575	425
7.2	D2c-3	6.2	1.77	270	270	311	229
1.0	D2s-3	6.5	1.92	360	360	378	342
-5.5	D2g-3	9.7	2.15	500	500	575	425
-15.2		4.8	1.72	447	447	492	402
-20.0		20.0	1.72	456	456	502	410
-40.0		20.0	1.73	472	472	520	424
-60.0		30.0	1.73	491	491	541	441
-90.0		30.0	1.73	514	514	566	462
-120.0	Km	30.0	1.73	537	537	591	483
-150.0		40.0	1.74	564	564	621	507
-190.0		40.0	1.74	595	595	655	535
-230.0		40.0	1.75	626	626	689	563
-270.0		50.0	1.75	660	660	726	594
-320.0		50.0	1.76	699	699	769	629
-370.0							

表 2-10（1／2） 地盤定数（工認基本モデル）

(a) Ｓₛ－Ｄ１

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	等価 減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土(fl)	4.00	1.97	0.00	756	1309	0.250
19.0	改良土(du)	3.70	1.97	0.00	752	1303	0.250
15.3	改良土(D2c-3)	1.70	1.97	0.01	749	1297	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.05	403	1850	0.475
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.11	179	1748	0.495
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.11	233	1371	0.485
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.06	361	1838	0.480
-15.2	Km	4.80	1.72	0.03	405	1647	0.468
-20.0	Km	20.00	1.72	0.03	413	1661	0.467
-40.0	Km	20.00	1.73	0.03	427	1680	0.465
-60.0	Km	30.00	1.73	0.03	445	1692	0.463
-90.0	Km	30.00	1.73	0.03	465	1718	0.460
-120.0	Km	30.00	1.73	0.03	483	1744	0.458
-150.0	Km	40.00	1.74	0.03	511	1770	0.455
-190.0	Km	40.00	1.74	0.03	545	1811	0.450
-230.0	Km	40.00	1.75	0.03	577	1850	0.446
-270.0	Km	50.00	1.75	0.03	612	1899	0.442
-320.0	Km	50.00	1.76	0.03	648	1935	0.437
-370.0	解放基盤	—	1.76	0.00	718	1988	0.425

(b) Ｓₛ－２１

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	等価 減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土(fl)	4.00	1.97	0.00	756	1309	0.250
19.0	改良土(du)	3.70	1.97	0.00	752	1303	0.250
15.3	改良土(D2c-3)	1.70	1.97	0.00	752	1303	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.04	427	1857	0.472
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.08	209	1753	0.493
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.07	290	1386	0.477
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.05	397	1848	0.476
-15.2	Km	4.80	1.72	0.03	415	1651	0.466
-20.0	Km	20.00	1.72	0.03	420	1663	0.466
-40.0	Km	20.00	1.73	0.03	433	1682	0.465
-60.0	Km	30.00	1.73	0.03	453	1695	0.462
-90.0	Km	30.00	1.73	0.03	477	1723	0.458
-120.0	Km	30.00	1.73	0.02	501	1751	0.455
-150.0	Km	40.00	1.74	0.02	532	1779	0.451
-190.0	Km	40.00	1.74	0.02	561	1817	0.447
-230.0	Km	40.00	1.75	0.02	587	1854	0.444
-270.0	Km	50.00	1.75	0.02	619	1902	0.441
-320.0	Km	50.00	1.76	0.02	659	1940	0.435
-370.0	解放基盤	—	1.76	0.00	718	1988	0.425

表 2-10（2／2） 地盤定数（工認基本モデル）

(c) Ｓｓ－２２

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m³)	等価 減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土(fl)	4.00	1.97	0.00	756	1309	0.250
19.0	改良土(du)	3.70	1.97	0.00	752	1303	0.250
15.3	改良土(D2c-3)	1.70	1.97	0.00	749	1297	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.04	418	1854	0.473
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.09	200	1751	0.493
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.08	279	1383	0.479
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.05	397	1848	0.476
-15.2	Km	4.80	1.72	0.03	417	1651	0.466
-20.0		20.00	1.72	0.03	423	1664	0.465
-40.0		20.00	1.73	0.03	438	1683	0.464
-60.0		30.00	1.73	0.03	455	1695	0.461
-90.0		30.00	1.73	0.03	479	1723	0.458
-120.0		30.00	1.73	0.03	501	1751	0.455
-150.0		40.00	1.74	0.03	526	1776	0.452
-190.0		40.00	1.74	0.02	555	1815	0.448
-230.0		40.00	1.75	0.02	587	1854	0.444
-270.0		50.00	1.75	0.02	619	1902	0.441
-320.0		50.00	1.76	0.02	659	1940	0.435
-370.0	解放基盤	—	1.76	0.00	718	1988	0.425

(d) Ｓｓ－３１

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m³)	等価 減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土(fl)	4.00	1.97	0.00	756	1309	0.250
19.0	改良土(du)	3.70	1.97	0.00	752	1303	0.250
15.3	改良土(D2c-3)	1.70	1.97	0.01	749	1297	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.05	400	1849	0.475
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.11	173	1747	0.495
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.12	216	1368	0.487
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.07	343	1834	0.482
-15.2	Km	4.80	1.72	0.03	397	1645	0.469
-20.0		20.00	1.72	0.03	408	1659	0.468
-40.0		20.00	1.73	0.03	427	1680	0.465
-60.0		30.00	1.73	0.03	442	1691	0.463
-90.0		30.00	1.73	0.03	465	1718	0.460
-120.0		30.00	1.73	0.03	489	1746	0.457
-150.0		40.00	1.74	0.03	517	1773	0.454
-190.0		40.00	1.74	0.03	545	1811	0.450
-230.0		40.00	1.75	0.03	577	1850	0.446
-270.0		50.00	1.75	0.03	612	1899	0.442
-320.0		50.00	1.76	0.03	652	1937	0.436
-370.0	解放基盤	—	1.76	0.00	718	1988	0.425

表 2-11（1／2） 地盤定数（改良土平均値モデル）

(a) Ｓｓ－Ｄ１

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m³)	等価 減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土(f1)	4.00	1.97	0.00	1700	2944	0.250
19.0	改良土(du)	3.70	1.97	0.00	1700	2944	0.250
15.3	改良土(D2c-3)	1.70	1.97	0.00	1691	2929	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.05	403	1850	0.475
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.11	179	1748	0.495
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.11	233	1371	0.485
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.06	361	1838	0.480
-15.2		4.80	1.72	0.03	405	1647	0.468
-20.0		20.00	1.72	0.03	413	1661	0.467
-40.0		20.00	1.73	0.03	427	1680	0.465
-60.0		30.00	1.73	0.03	445	1692	0.463
-90.0		30.00	1.73	0.03	465	1718	0.460
-120.0	Km	30.00	1.73	0.03	483	1744	0.458
-150.0		40.00	1.74	0.03	511	1770	0.455
-190.0		40.00	1.74	0.03	545	1811	0.450
-230.0		40.00	1.75	0.03	577	1850	0.446
-270.0		50.00	1.75	0.03	612	1899	0.442
-320.0		50.00	1.76	0.03	648	1935	0.437
-370.0	解放基盤	—	1.76	0.00	718	1988	0.425

(b) Ｓｓ－２１

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m³)	等価 減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土(f1)	4.00	1.97	0.00	1700	2944	0.250
19.0	改良土(du)	3.70	1.97	0.00	1700	2944	0.250
15.3	改良土(D2c-3)	1.70	1.97	0.00	1700	2944	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.04	427	1857	0.472
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.08	209	1753	0.493
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.07	290	1386	0.477
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.05	397	1848	0.476
-15.2		4.80	1.72	0.03	415	1651	0.466
-20.0		20.00	1.72	0.03	420	1663	0.466
-40.0		20.00	1.73	0.03	433	1682	0.465
-60.0		30.00	1.73	0.03	453	1695	0.462
-90.0		30.00	1.73	0.03	477	1723	0.458
-120.0	Km	30.00	1.73	0.02	501	1751	0.455
-150.0		40.00	1.74	0.02	532	1779	0.451
-190.0		40.00	1.74	0.02	561	1817	0.447
-230.0		40.00	1.75	0.02	587	1854	0.444
-270.0		50.00	1.75	0.02	619	1902	0.441
-320.0		50.00	1.76	0.02	659	1940	0.435
-370.0	解放基盤	—	1.76	0.00	718	1988	0.425

表 2-11 (2／2)　地盤定数（改良土平均値モデル）

(c)　Ｓｓ－２２

標高 EL. (m)	地層区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m³)	等価減衰定数 h	等価S波速度 (m/s)	等価P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土(fl)	4.00	1.97	0.00	1700	2944	0.250
19.0	改良土(du)	3.70	1.97	0.00	1700	2944	0.250
15.3	改良土(D2c-3)	1.70	1.97	0.00	1691	2929	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.04	418	1854	0.473
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.09	200	1751	0.493
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.08	279	1383	0.479
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.05	397	1848	0.476
-15.2	Km	4.80	1.72	0.03	417	1651	0.466
-20.0		20.00	1.72	0.03	423	1664	0.465
-40.0		20.00	1.73	0.03	438	1683	0.464
-60.0		30.00	1.73	0.03	455	1695	0.461
-90.0		30.00	1.73	0.03	479	1723	0.458
-120.0		30.00	1.73	0.03	501	1751	0.455
-150.0		40.00	1.74	0.03	526	1776	0.452
-190.0		40.00	1.74	0.02	555	1815	0.448
-230.0		40.00	1.75	0.02	587	1854	0.444
-270.0		50.00	1.75	0.02	619	1902	0.441
-320.0		50.00	1.76	0.02	659	1940	0.435
-370.0	解放基盤	—	1.76	0.00	718	1988	0.425

(d)　Ｓｓ－３１

標高 EL. (m)	地層区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m³)	等価減衰定数 h	等価S波速度 (m/s)	等価P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土(fl)	4.00	1.97	0.00	1700	2944	0.250
19.0	改良土(du)	3.70	1.97	0.00	1700	2944	0.250
15.3	改良土(D2c-3)	1.70	1.97	0.00	1691	2929	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.05	400	1849	0.475
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.11	173	1747	0.495
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.12	216	1368	0.487
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.07	343	1834	0.482
-15.2	Km	4.80	1.72	0.03	397	1645	0.469
-20.0		20.00	1.72	0.03	408	1659	0.468
-40.0		20.00	1.73	0.03	427	1680	0.465
-60.0		30.00	1.73	0.03	442	1691	0.463
-90.0		30.00	1.73	0.03	465	1718	0.460
-120.0		30.00	1.73	0.03	489	1746	0.457
-150.0		40.00	1.74	0.03	517	1773	0.454
-190.0		40.00	1.74	0.03	545	1811	0.450
-230.0		40.00	1.75	0.03	577	1850	0.446
-270.0		50.00	1.75	0.03	612	1899	0.442
-320.0		50.00	1.76	0.03	652	1937	0.436
-370.0	解放基盤	—	1.76	0.00	718	1988	0.425

表 2-12 (1／2)　地盤定数（改良土平均値＋σ 考慮モデル）

(a)　Ｓｓ－Ｄ１

標高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m³)	等価 減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土(fl)	4.00	1.97	0.00	1800	3118	0.250
19.0	改良土(du)	3.70	1.97	0.00	1800	3118	0.250
15.3	改良土(D2c-3)	1.70	1.97	0.00	1791	3102	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.04	478	2132	0.474
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.10	224	2016	0.494
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.11	242	1439	0.485
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.06	430	2118	0.479
-15.2		4.80	1.72	0.03	448	1814	0.468
-20.0		20.00	1.72	0.03	455	1828	0.467
-40.0		20.00	1.73	0.03	474	1852	0.465
-60.0		30.00	1.73	0.03	490	1864	0.463
-90.0		30.00	1.73	0.03	519	1895	0.459
-120.0	Km	30.00	1.73	0.03	538	1922	0.457
-150.0		40.00	1.74	0.03	566	1950	0.454
-190.0		40.00	1.74	0.03	600	1993	0.450
-230.0		40.00	1.75	0.03	639	2038	0.445
-270.0		50.00	1.75	0.03	677	2090	0.441
-320.0		50.00	1.76	0.02	721	2132	0.435
-370.0	解放基盤	－	1.76	0.00	790	2187	0.425

(b)　Ｓｓ－２１

標高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m³)	等価 減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土(fl)	4.00	1.97	0.00	1800	3118	0.250
19.0	改良土(du)	3.70	1.97	0.00	1800	3118	0.250
15.3	改良土(D2c-3)	1.70	1.97	0.00	1800	3118	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.04	501	2139	0.471
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.07	249	2020	0.492
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.07	300	1454	0.478
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.05	474	2131	0.474
-15.2		4.80	1.72	0.02	462	1819	0.466
-20.0		20.00	1.72	0.03	468	1833	0.465
-40.0		20.00	1.73	0.03	479	1853	0.464
-60.0		30.00	1.73	0.03	499	1867	0.462
-90.0		30.00	1.73	0.03	525	1897	0.459
-120.0	Km	30.00	1.73	0.03	551	1927	0.455
-150.0		40.00	1.74	0.02	586	1958	0.451
-190.0		40.00	1.74	0.02	621	2002	0.447
-230.0		40.00	1.75	0.02	654	2044	0.443
-270.0		50.00	1.75	0.02	685	2094	0.440
-320.0		50.00	1.76	0.02	725	2134	0.435
-370.0	解放基盤	－	1.76	0.00	790	2187	0.425

表 2-12（2／2） 地盤定数（改良土平均値＋σ 考慮モデル）

(c) Ｓｓ－２２

標高 EL. (m)	地層区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	等価減衰定数 h	等価S波速度 (m/s)	等価P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土(fl)	4.00	1.97	0.00	1800	3118	0.250
19.0	改良土(du)	3.70	1.97	0.00	1800	3118	0.250
15.3	改良土(D2c-3)	1.70	1.97	0.00	1791	3102	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.04	491	2136	0.472
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.08	241	2019	0.493
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.08	288	1451	0.479
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.05	467	2129	0.475
-15.2	Km	4.80	1.72	0.02	462	1819	0.466
-20.0		20.00	1.72	0.02	471	1834	0.465
-40.0		20.00	1.73	0.03	485	1855	0.463
-60.0		30.00	1.73	0.03	505	1869	0.461
-90.0		30.00	1.73	0.02	531	1899	0.458
-120.0		30.00	1.73	0.02	554	1928	0.455
-150.0		40.00	1.74	0.02	583	1957	0.451
-190.0		40.00	1.74	0.02	614	1999	0.448
-230.0		40.00	1.75	0.02	650	2043	0.444
-270.0		50.00	1.75	0.02	685	2094	0.440
-320.0		50.00	1.76	0.02	730	2136	0.434
-370.0	解放基盤	—	1.76	0.00	790	2187	0.425

(d) Ｓｓ－３１

標高 EL. (m)	地層区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	等価減衰定数 h	等価S波速度 (m/s)	等価P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土(fl)	4.00	1.97	0.00	1800	3118	0.250
19.0	改良土(du)	3.70	1.97	0.00	1800	3118	0.250
15.3	改良土(D2c-3)	1.70	1.97	0.00	1791	3102	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.05	474	2131	0.474
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.10	218	2015	0.494
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.12	230	1437	0.487
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.06	415	2114	0.480
-15.2	Km	4.80	1.72	0.03	440	1811	0.469
-20.0		20.00	1.72	0.03	449	1826	0.468
-40.0		20.00	1.73	0.03	468	1850	0.466
-60.0		30.00	1.73	0.03	493	1866	0.462
-90.0		30.00	1.73	0.03	519	1895	0.459
-120.0		30.00	1.73	0.03	542	1923	0.457
-150.0		40.00	1.74	0.03	573	1953	0.453
-190.0		40.00	1.74	0.03	604	1995	0.450
-230.0		40.00	1.75	0.03	639	2038	0.445
-270.0		50.00	1.75	0.03	677	2090	0.441
-320.0		50.00	1.76	0.02	721	2132	0.435
-370.0	解放基盤	—	1.76	0.00	790	2187	0.425

表 2-13（1／2） 地盤定数（改良土平均値－σ 考慮モデル）

(a) Ｓｓ－Ｄ１

標高 EL. (m)	地層区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m³)	等価減衰定数 h	等価S波速度 (m/s)	等価P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土(fl)	4.00	1.97	0.00	1600	2771	0.250
19.0	改良土(du)	3.70	1.97	0.00	1600	2771	0.250
15.3	改良土(D2c-3)	1.70	1.97	0.00	1592	2757	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.05	329	1569	0.477
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.12	134	1480	0.496
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.11	224	1303	0.485
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.07	298	1560	0.481
-15.2		4.80	1.72	0.03	366	1482	0.468
-20.0		20.00	1.72	0.03	371	1493	0.467
-40.0		20.00	1.73	0.03	379	1507	0.466
-60.0		30.00	1.73	0.03	397	1519	0.463
-90.0		30.00	1.73	0.03	411	1542	0.462
-120.0	Km	30.00	1.73	0.03	432	1568	0.459
-150.0		40.00	1.74	0.03	459	1591	0.455
-190.0		40.00	1.74	0.03	490	1628	0.450
-230.0		40.00	1.75	0.03	516	1663	0.447
-270.0		50.00	1.75	0.03	544	1706	0.443
-320.0		50.00	1.76	0.03	583	1741	0.437
-370.0	解放基盤	－	1.76	0.00	646	1789	0.425

(b) Ｓｓ－２１

標高 EL. (m)	地層区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m³)	等価減衰定数 h	等価S波速度 (m/s)	等価P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土(fl)	4.00	1.97	0.00	1600	2771	0.250
19.0	改良土(du)	3.70	1.97	0.00	1600	2771	0.250
15.3	改良土(D2c-3)	1.70	1.97	0.00	1600	2771	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.04	356	1577	0.473
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.09	171	1485	0.493
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.07	274	1316	0.477
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.06	321	1566	0.478
-15.2		4.80	1.72	0.03	371	1484	0.467
-20.0		20.00	1.72	0.03	374	1494	0.467
-40.0		20.00	1.73	0.03	386	1510	0.465
-60.0		30.00	1.73	0.03	404	1521	0.462
-90.0		30.00	1.73	0.03	428	1548	0.459
-120.0	Km	30.00	1.73	0.02	453	1576	0.455
-150.0		40.00	1.74	0.02	476	1598	0.451
-190.0		40.00	1.74	0.03	496	1630	0.449
-230.0		40.00	1.75	0.03	522	1665	0.445
-270.0		50.00	1.75	0.02	557	1711	0.441
-320.0		50.00	1.76	0.02	593	1746	0.435
-370.0	解放基盤	－	1.76	0.00	646	1789	0.425

表 2-13（2／2） 地盤定数（改良土平均値－σ 考慮モデル）

(c) Ｓｓ－２２

標高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m³)	等価 減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土(fl)	4.00	1.97	0.00	1600	2771	0.250
19.0	改良土(du)	3.70	1.97	0.00	1600	2771	0.250
15.3	改良土(D2c-3)	1.70	1.97	0.00	1600	2771	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.05	348	1574	0.474
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.10	164	1484	0.494
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.07	271	1315	0.478
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.06	324	1567	0.478
-15.2	Km	4.80	1.72	0.03	373	1484	0.466
-20.0		20.00	1.72	0.03	378	1495	0.466
-40.0		20.00	1.73	0.03	391	1511	0.464
-60.0		30.00	1.73	0.03	409	1523	0.461
-90.0		30.00	1.73	0.03	426	1547	0.459
-120.0		30.00	1.73	0.03	445	1573	0.457
-150.0		40.00	1.74	0.03	470	1596	0.453
-190.0		40.00	1.74	0.03	496	1630	0.449
-230.0		40.00	1.75	0.03	525	1667	0.445
-270.0		50.00	1.75	0.02	554	1710	0.441
-320.0		50.00	1.76	0.02	590	1744	0.435
-370.0	解放基盤	－	1.76	0.00	646	1789	0.425

(d) Ｓｓ－３１

標高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m³)	等価 減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良土(fl)	4.00	1.97	0.00	1600	2771	0.250
19.0	改良土(du)	3.70	1.97	0.00	1600	2771	0.250
15.3	改良土(D2c-3)	1.70	1.97	0.00	1592	2757	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.05	329	1569	0.477
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.13	132	1480	0.496
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.12	211	1300	0.486
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.08	279	1556	0.483
-15.2	Km	4.80	1.72	0.03	360	1480	0.469
-20.0		20.00	1.72	0.03	369	1492	0.467
-40.0		20.00	1.73	0.03	377	1507	0.467
-60.0		30.00	1.73	0.03	392	1517	0.464
-90.0		30.00	1.73	0.03	416	1544	0.461
-120.0		30.00	1.73	0.03	437	1570	0.458
-150.0		40.00	1.74	0.03	459	1591	0.455
-190.0		40.00	1.74	0.03	487	1627	0.451
-230.0		40.00	1.75	0.03	516	1663	0.447
-270.0		50.00	1.75	0.03	548	1708	0.443
-320.0		50.00	1.76	0.03	583	1741	0.437
-370.0	解放基盤	－	1.76	0.00	646	1789	0.425

(2) 解析ケース

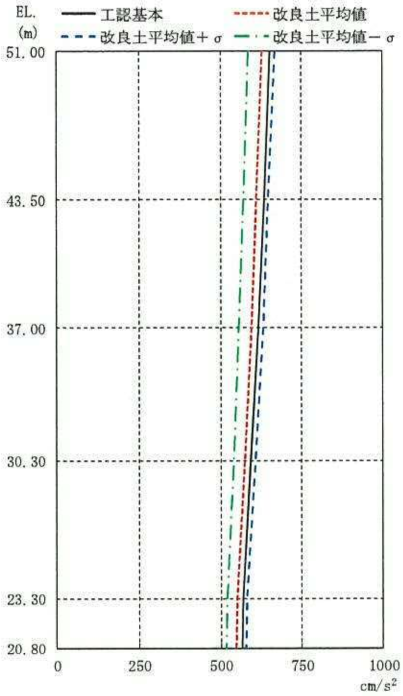
地盤物性のばらつきによる影響検討のための地震応答解析ケースを表 2-14 に示す。

表 2-14 地盤物性のばらつきによる影響検討のための地震応答解析ケース

	モデル名称	地盤物性	
		支持地盤 表層地盤	地盤改良土
基本モデル	工認基本モデル	標準地盤	改良目標値
地盤物性の 変動による影響	改良土平均値モデル	標準地盤	改良土試験施工 平均値相当
	改良土平均値＋σ考慮モデル	標準地盤 ＋σ相当	改良土試験施工 平均値＋σ相当
	改良土平均値－σ考慮モデル	標準地盤 －σ相当	改良土試験施工 平均値－σ相当

(3) 地震応答解析結果

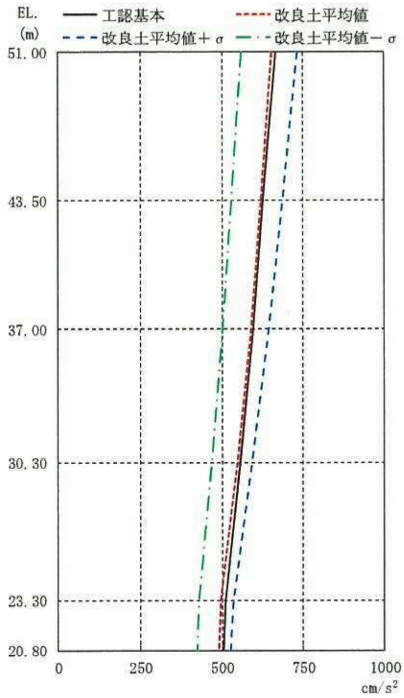
緊急時対策所建屋の地盤物性のばらつきを考慮した基準地震動S_sに対する地震応答解析結果について，最大応答値の比較を図 2-11～図 2-21 に示す。また，基準地震動S_sに対する最大応答せん断力を耐震壁のスケルトンカーブ上にプロットしたものを図 2-22 及び図 2-23 に示す。添付資料「V-2-2-11 緊急時対策所建屋の耐震性についての計算書」の地震荷重には，上記最大応答値（曲げモーメント，せん断力，軸力）を考慮し設定する。



（単位：cm/s²）

工認基本	改良土平均値	改良土平均値＋σ	改良土平均値－σ
654	628	668	586
635	612	649	571
616	596	631	558
594	576	608	541
570	552	582	522
566	549	578	518

(a) Ｓ$_s$－Ｄ１

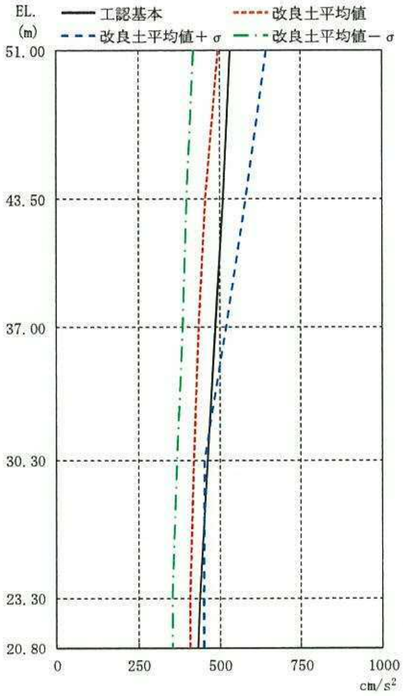


（単位：cm/s²）

工認基本	改良土平均値	改良土平均値＋σ	改良土平均値－σ
665	653	732	559
626	620	686	531
597	589	645	503
556	547	594	469
511	497	535	431
505	489	527	425

(b) Ｓ$_s$－２１

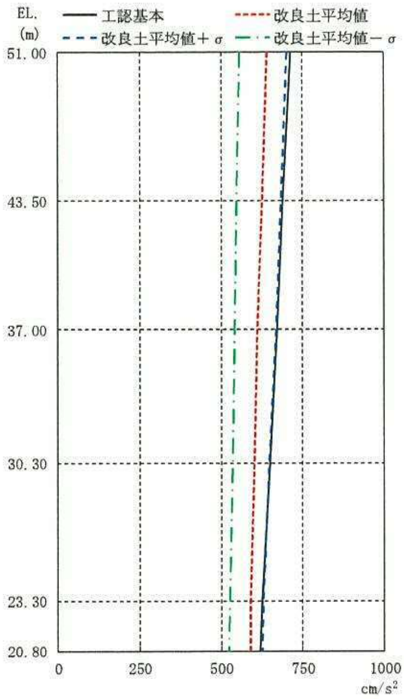
図 2-11（1／2） 最大応答加速度（NS 方向）



(単位：cm/s²)

工認基本	改良土平均値	改良土平均値＋σ	改良土平均値－σ
533	497	644	420
510	458	580	401
487	435	522	387
464	421	455	370
438	410	452	355
434	408	451	353

(c) Ｓ$_{s}$－２２

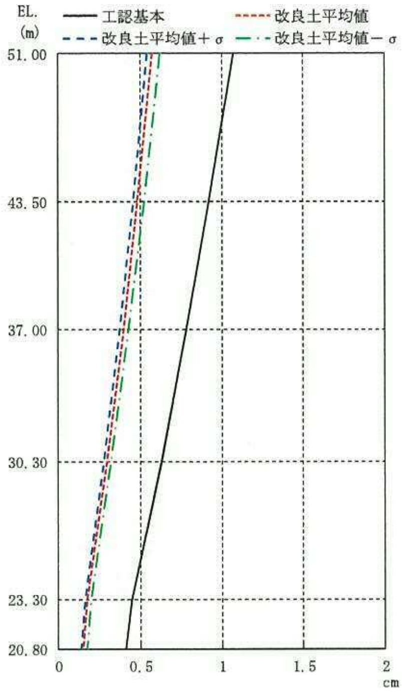


(単位：cm/s²)

工認基本	改良土平均値	改良土平均値＋σ	改良土平均値－σ
715	640	703	556
690	625	685	549
671	612	669	543
650	602	649	535
627	591	630	526
621	589	626	523

(d) Ｓ$_{s}$－３１

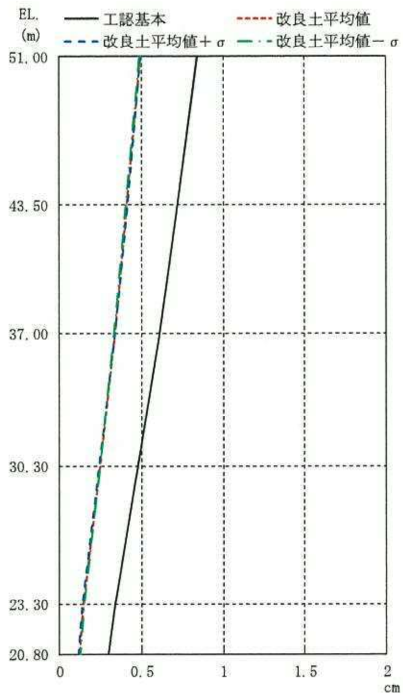
図 2-11 (2／2)　最大応答加速度 (NS 方向)



（単位：cm）

工認基本	改良土平均値	改良土平均値＋σ	改良土平均値－σ
1.07	0.578	0.547	0.625
0.920	0.486	0.460	0.525
0.780	0.400	0.378	0.433
0.630	0.296	0.277	0.324
0.450	0.179	0.163	0.201
0.410	0.155	0.141	0.174

(a) S_s－D1

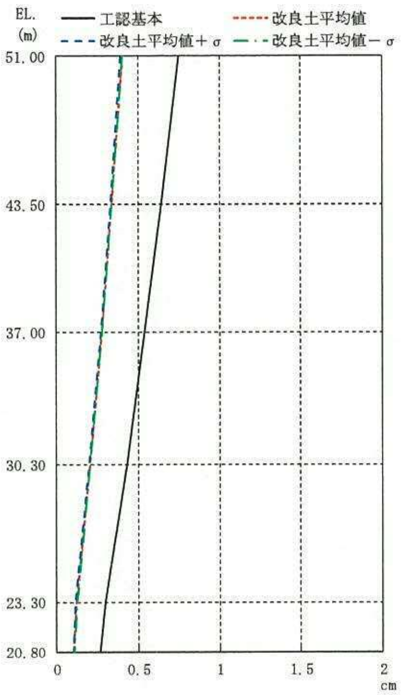


（単位：cm）

工認基本	改良土平均値	改良土平均値＋σ	改良土平均値－σ
0.840	0.496	0.499	0.488
0.720	0.415	0.417	0.408
0.610	0.339	0.340	0.335
0.480	0.247	0.245	0.248
0.340	0.144	0.139	0.150
0.300	0.124	0.119	0.130

(b) S_s－21

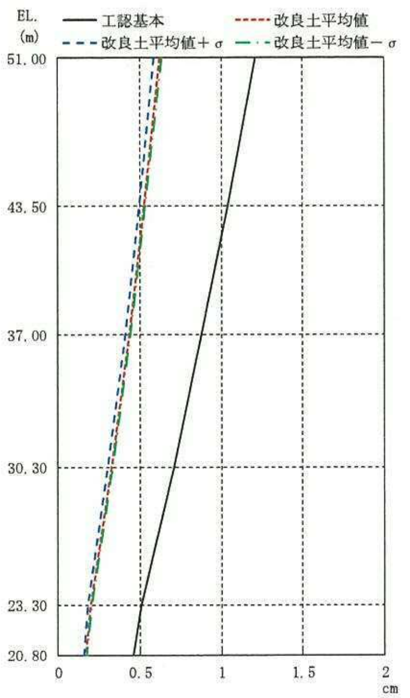
図2-12（1／2）　最大応答変位（NS方向）



（単位：cm）

工認基本	改良土平均値	改良土平均値＋σ	改良土平均値－σ
0.750	0.407	0.397	0.406
0.640	0.342	0.334	0.340
0.540	0.281	0.275	0.280
0.430	0.206	0.201	0.208
0.300	0.123	0.117	0.127
0.270	0.106	0.101	0.110

(c)　$\mathrm{S_s}$－２２

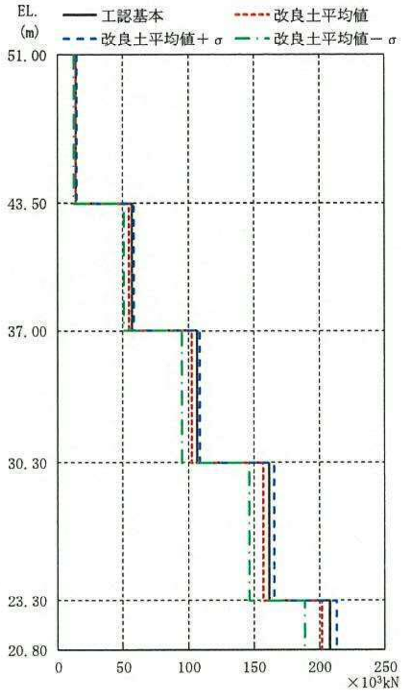


（単位：cm）

工認基本	改良土平均値	改良土平均値＋σ	改良土平均値－σ
1.21	0.625	0.590	0.638
1.04	0.526	0.497	0.536
0.880	0.435	0.410	0.443
0.710	0.325	0.303	0.332
0.510	0.199	0.181	0.207
0.460	0.172	0.157	0.178

(d)　$\mathrm{S_s}$－３１

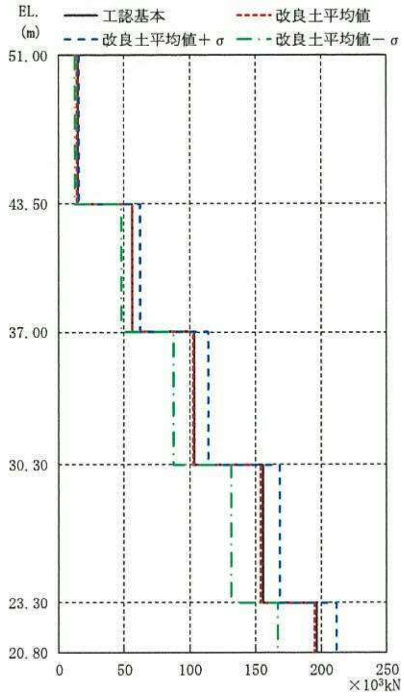
図 2-12（2／2）　最大応答変位（NS 方向）



(単位：×10³kN)

工認基本	改良土平均値	改良土平均値＋σ	改良土平均値－σ
14.0	13.5	14.3	12.6
56.8	54.7	58.0	51.1
107	103	109	95.7
162	157	166	147
208	202	213	189

(a) Ｓ$_{s}$－Ｄ１

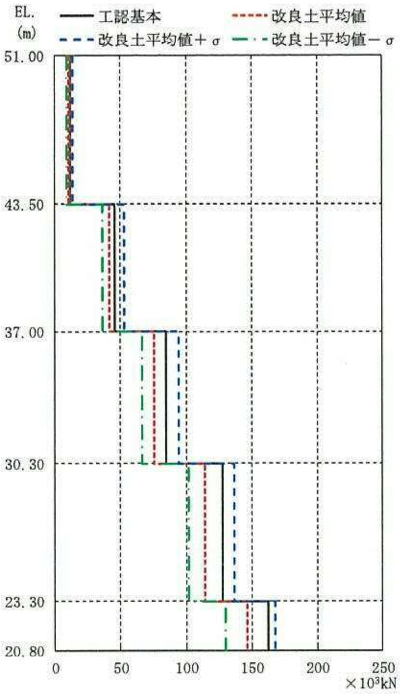


(単位：×10³kN)

工認基本	改良土平均値	改良土平均値＋σ	改良土平均値－σ
14.3	14.0	15.6	12.0
56.4	55.8	61.8	47.8
104	103	114	88.1
156	154	169	132
197	195	212	167

(b) Ｓ$_{s}$－２１

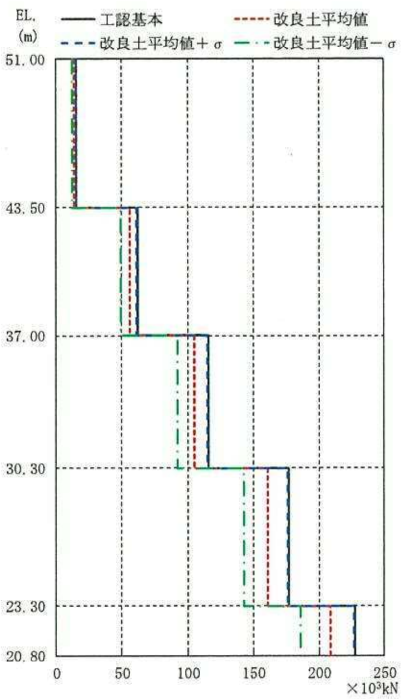
図 2-13（1／2） 最大応答せん断力（NS 方向）



(単位：×10³kN)

工認基本	改良土平均値	改良土平均値＋σ	改良土平均値－σ
11.4	10.7	13.8	8.98
45.8	41.6	52.7	36.1
84.9	75.4	94.3	66.8
128	114	137	102
163	147	168	130

(c) Ｓ$_s$－２２

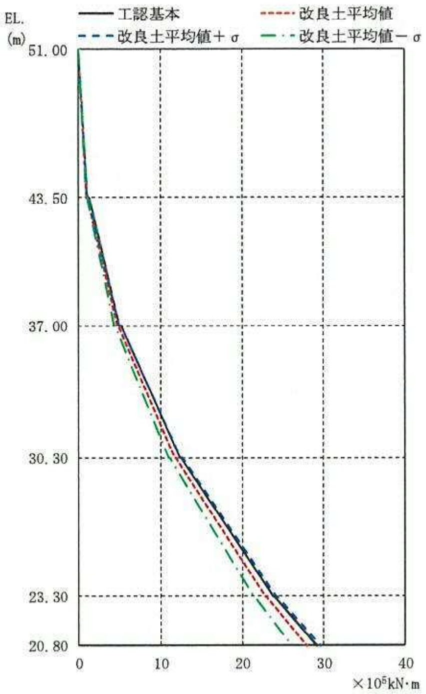


(単位：×10³kN)

工認基本	改良土平均値	改良土平均値＋σ	改良土平均値－σ
15.3	13.7	15.1	11.9
61.9	55.8	61.1	49.0
116	105	115	92.3
177	161	176	143
228	209	227	186

(d) Ｓ$_s$－３１

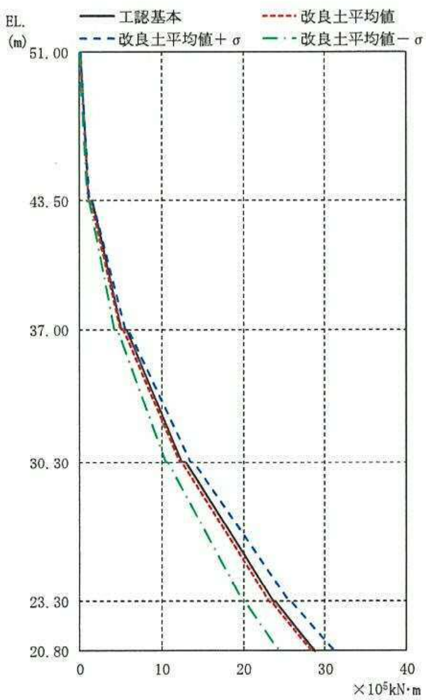
図 2-13（2／2） 最大応答せん断力（NS 方向）



(単位：$\times 10^5$kN·m)

工認基本	改良土平均値	改良土平均値＋σ	改良土平均値－σ
0.0666	0.0478	0.0594	0.0410
1.09	1.03	1.10	0.961
1.30	1.17	1.25	1.09
4.96	4.72	5.01	4.41
5.19	4.87	5.18	4.55
12.3	11.8	12.5	11.0
12.5	11.9	12.7	11.2
23.8	22.9	24.2	21.4
24.0	23.0	24.3	21.5
29.2	28.0	29.6	26.2

(a) Ｓ$_s$－Ｄ１

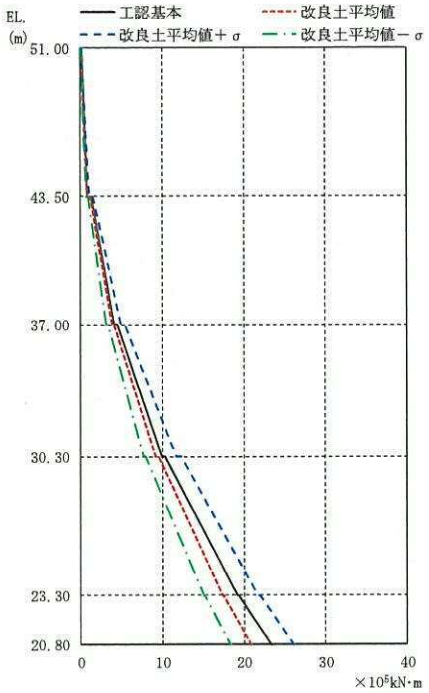


(単位：$\times 10^5$kN·m)

工認基本	改良土平均値	改良土平均値＋σ	改良土平均値－σ
0.107	0.0842	0.0988	0.0630
1.13	1.10	1.23	0.939
1.62	1.37	1.56	1.19
5.15	4.99	5.57	4.29
5.66	5.30	5.94	4.57
12.5	12.2	13.6	10.5
13.0	12.5	13.9	10.8
23.7	23.3	25.7	20.0
24.0	23.5	25.9	20.2
28.8	28.4	31.2	24.4

(b) Ｓ$_s$－２１

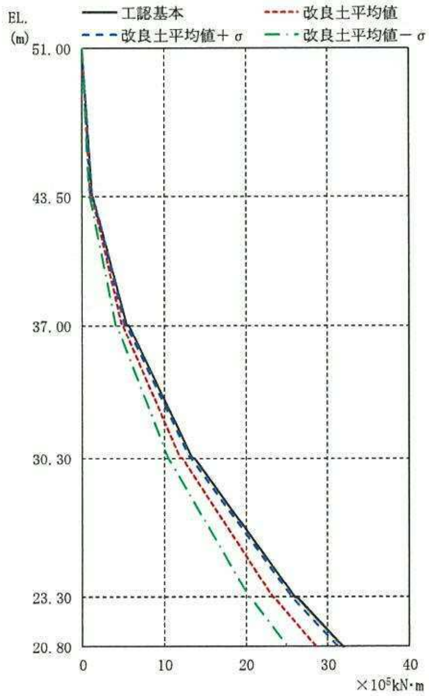
図 2-14（1／2） 最大応答曲げモーメント（NS 方向）



(単位：×10⁵kN·m)

工認基本	改良土平均値	改良土平均値＋σ	改良土平均値－σ
0.0925	0.0815	0.105	0.0662
0.895	0.850	1.11	0.698
1.38	1.18	1.55	0.957
4.08	3.85	4.97	3.19
4.48	4.19	5.46	3.35
9.97	9.24	11.8	7.82
10.3	9.57	12.3	7.98
19.2	17.4	21.8	15.1
19.4	17.6	22.0	15.2
23.4	21.0	26.2	18.4

(c) Ｓ$_{\mathrm{s}}$－２２

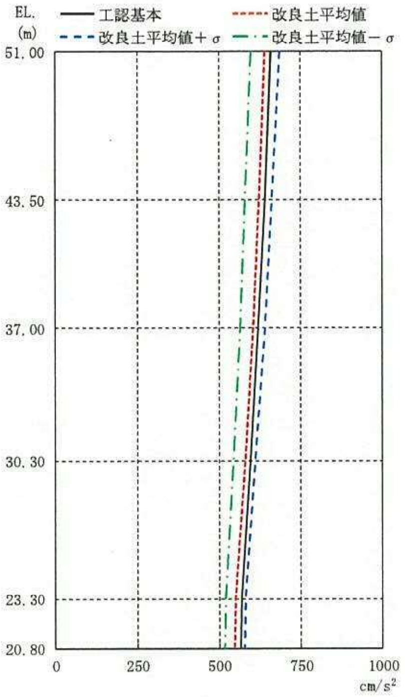


(単位：×10⁵kN·m)

工認基本	改良土平均値	改良土平均値＋σ	改良土平均値－σ
0.0494	0.0310	0.0332	0.0275
1.19	1.05	1.16	0.903
1.41	1.18	1.31	0.982
5.43	4.81	5.28	4.15
5.69	4.95	5.44	4.24
13.5	12.0	13.2	10.5
13.7	12.2	13.3	10.5
26.0	23.4	25.6	20.5
26.3	23.5	25.7	20.6
31.9	28.7	31.4	25.2

(d) Ｓ$_{\mathrm{s}}$－３１

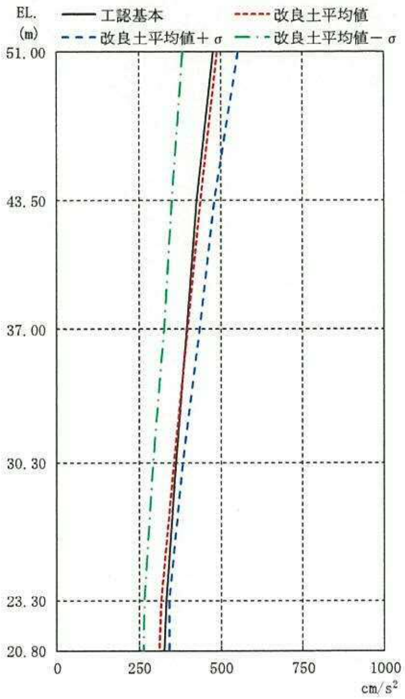
図 2-14 (2／2)　最大応答曲げモーメント (NS 方向)



（単位：cm/s²）

工認基本	改良土平均値	改良土平均値＋σ	改良土平均値－σ
661	643	686	600
641	623	663	582
621	604	640	566
596	580	611	545
569	552	581	522
565	548	577	518

(a) S_s－D１

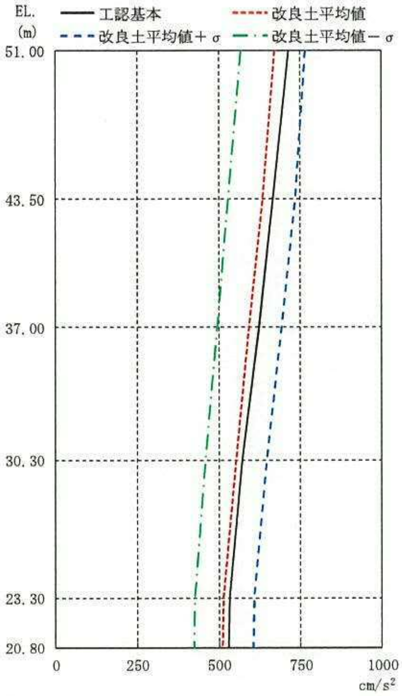


（単位：cm/s²）

工認基本	改良土平均値	改良土平均値＋σ	改良土平均値－σ
479	490	554	385
428	439	481	351
396	399	437	326
363	356	386	295
334	319	342	266
327	313	341	264

(b) S_s－２１

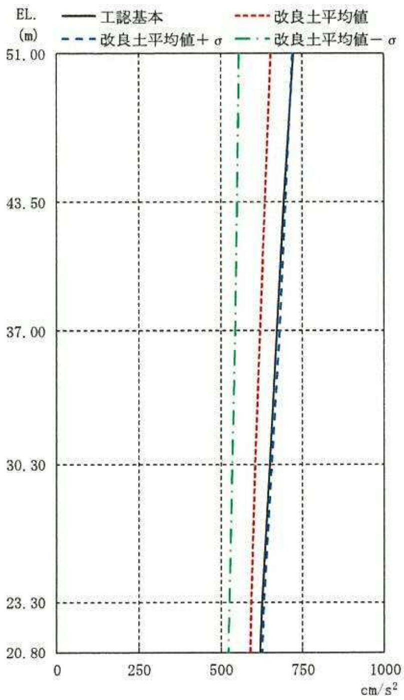
図 2-15（1／2）　最大応答加速度（EW 方向）



（単位：cm/s²）

工認基本	改良土平均値	改良土平均値＋σ	改良土平均値－σ
715	671	766	570
666	634	736	529
623	594	692	496
573	553	648	460
532	514	608	427
529	511	605	424

(c) S_s－２２

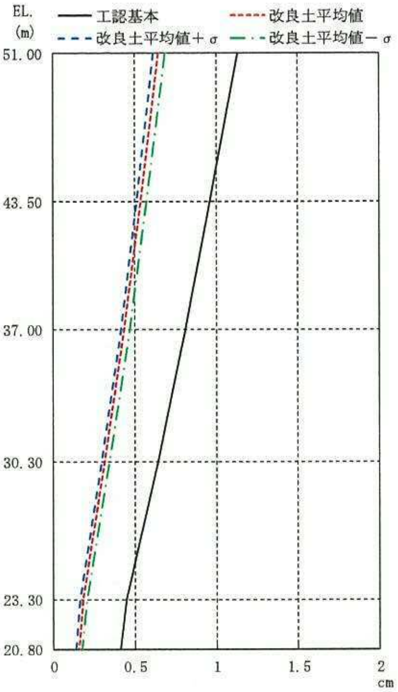


（単位：cm/s²）

工認基本	改良土平均値	改良土平均値＋σ	改良土平均値－σ
722	655	719	558
694	635	700	552
673	619	681	545
651	605	656	537
627	593	631	526
621	589	627	524

(d) S_s－３１

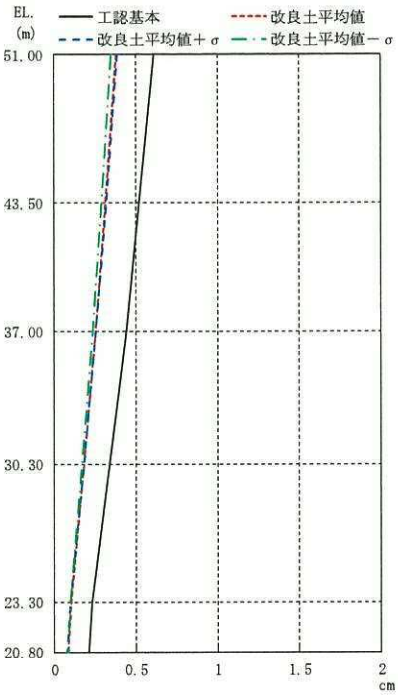
図 2-15 (2／2)　最大応答加速度 (EW 方向)



(単位：cm)

工認基本	改良土平均値	改良土平均値＋σ	改良土平均値－σ
1.13	0.647	0.619	0.692
0.960	0.537	0.513	0.575
0.810	0.438	0.417	0.470
0.640	0.316	0.298	0.344
0.450	0.182	0.166	0.204
0.410	0.156	0.142	0.175

(a)　Ｓ$_s$－Ｄ１

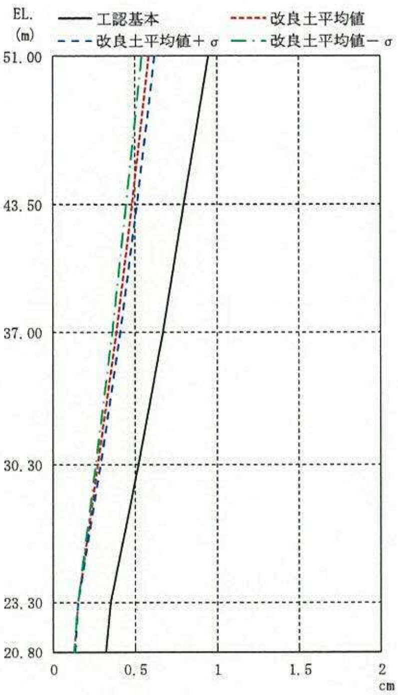


(単位：cm)

工認基本	改良土平均値	改良土平均値＋σ	改良土平均値－σ
0.610	0.385	0.389	0.354
0.520	0.317	0.319	0.293
0.440	0.257	0.257	0.238
0.340	0.182	0.181	0.172
0.230	0.101	0.0962	0.0989
0.210	0.0852	0.0820	0.0845

(b)　Ｓ$_s$－２１

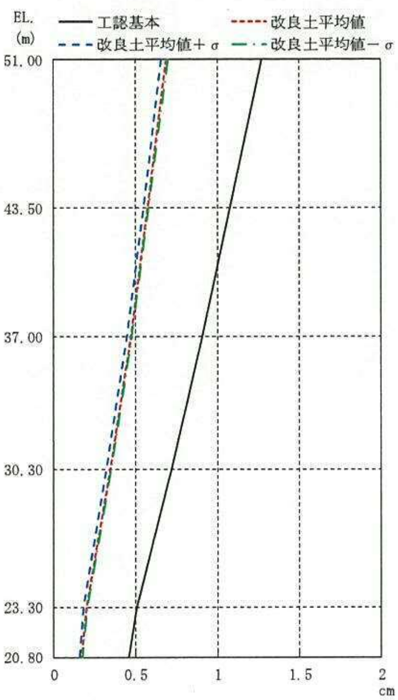
図 2-16 (1／2)　最大応答変位 (EW 方向)



(単位：cm)

工認基本	改良土 平均値	改良土 平均値＋σ	改良土 平均値－σ
0.950	0.586	0.625	0.547
0.800	0.482	0.515	0.451
0.670	0.389	0.415	0.366
0.520	0.274	0.290	0.262
0.350	0.152	0.155	0.152
0.320	0.129	0.132	0.129

(c) Ｓ$_{s}$－２２

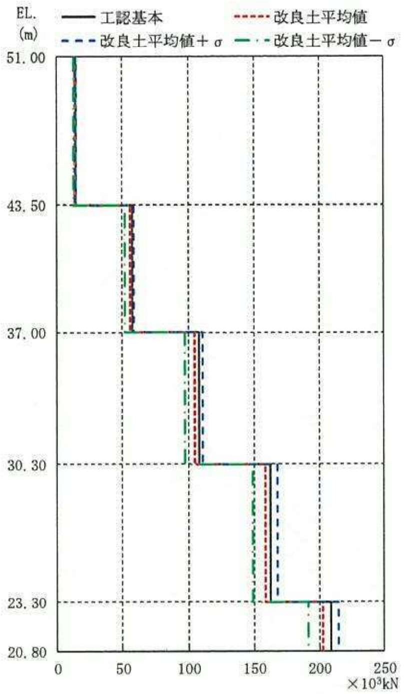


(単位：cm)

工認基本	改良土 平均値	改良土 平均値＋σ	改良土 平均値－σ
1.27	0.692	0.661	0.702
1.08	0.576	0.549	0.583
0.910	0.472	0.447	0.477
0.720	0.344	0.322	0.350
0.510	0.201	0.181	0.209
0.460	0.173	0.156	0.179

(d) Ｓ$_{s}$－３１

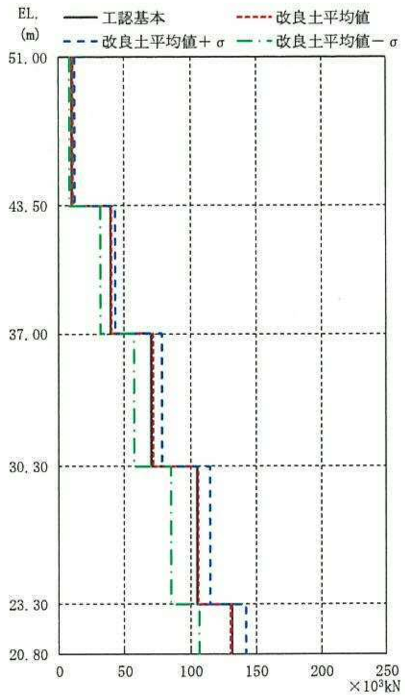
図 2-16 (2／2)　最大応答変位 (EW 方向)



（単位：×10³kN）

工認基本	改良土平均値	改良土平均値＋σ	改良土平均値－σ
14.2	13.8	14.7	12.8
57.4	55.7	59.3	52.1
108	105	111	97.3
163	159	168	149
209	203	215	191

(a)　Ｓ$_s$－Ｄ１

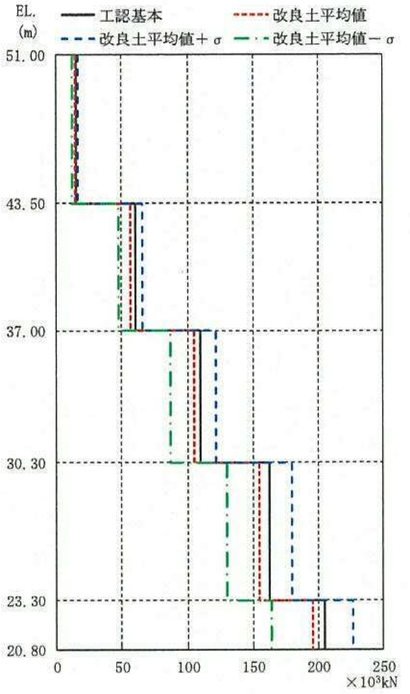


（単位：×10³kN）

工認基本	改良土平均値	改良土平均値＋σ	改良土平均値－σ
10.3	10.5	11.9	8.23
39.2	40.1	43.6	32.0
70.7	72.0	78.5	57.9
105	106	115	85.5
132	131	142	107

(b)　Ｓ$_s$－２１

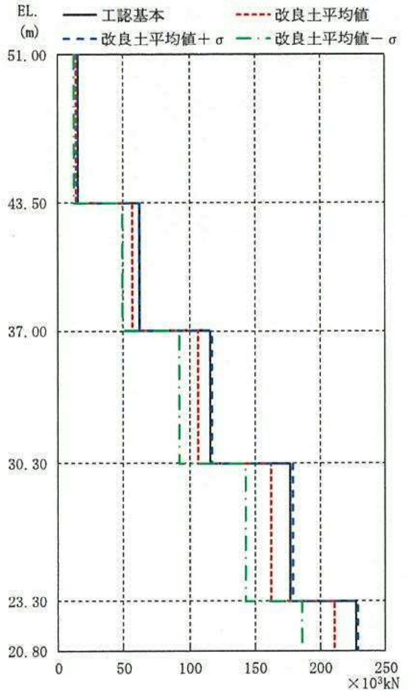
図 2-17（1／2）　最大応答せん断力（EW 方向）



(単位：×10³kN)

工認基本	改良土平均値	改良土平均値＋σ	改良土平均値－σ
15.3	14.4	16.4	12.2
60.3	57.0	65.8	47.9
110	105	122	87.3
163	155	180	130
205	196	227	164

(c) Ｓ$_s$－２２

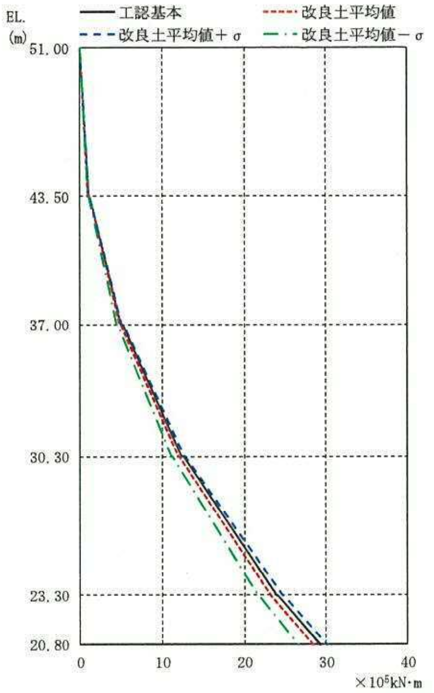


(単位：×10³kN)

工認基本	改良土平均値	改良土平均値＋σ	改良土平均値－σ
15.5	14.0	15.4	12.0
62.3	56.8	62.4	49.1
116	107	117	92.7
177	163	179	143
228	211	229	186

(d) Ｓ$_s$－３１

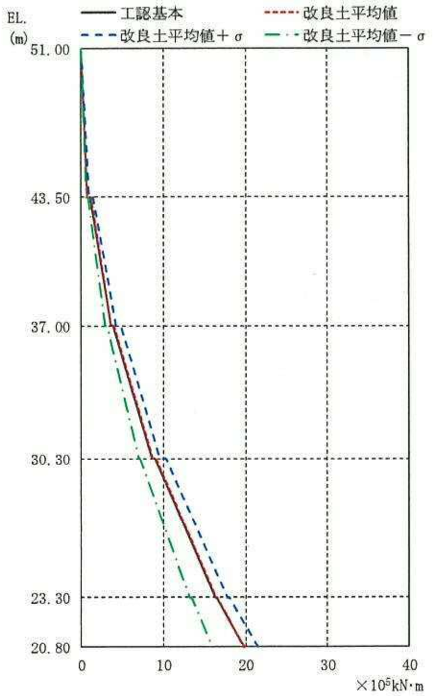
図 2-17（2／2） 最大応答せん断力（EW 方向）



(単位：×10⁵kN･m)

工認基本	改良土平均値	改良土平均値＋σ	改良土平均値－σ
0.0235	0.0198	0.0248	0.0155
1.07	1.04	1.11	0.969
1.26	1.18	1.29	1.10
4.96	4.80	5.12	4.48
5.18	4.95	5.30	4.62
12.4	12.0	12.7	11.2
12.6	12.1	12.9	11.3
24.0	23.2	24.7	21.7
24.1	23.3	24.8	21.8
29.3	28.4	30.1	26.6

(a) Ｓ$_{s}$－Ｄ１

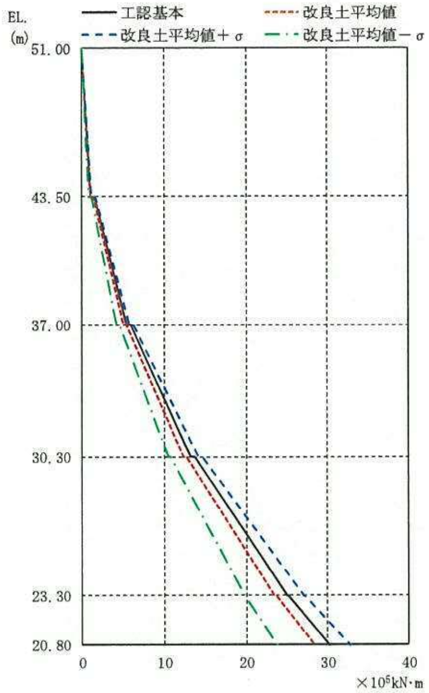


(単位：×10⁵kN･m)

工認基本	改良土平均値	改良土平均値＋σ	改良土平均値－σ
0.0315	0.0320	0.0397	0.0233
0.788	0.802	0.931	0.631
1.06	1.20	1.48	0.895
3.60	3.67	4.22	2.90
3.90	4.01	4.82	3.12
8.64	8.78	9.63	7.00
8.93	9.06	10.3	7.21
16.3	16.5	17.8	13.2
16.5	16.6	18.0	13.4
19.8	19.9	21.5	16.0

(b) Ｓ$_{s}$－２１

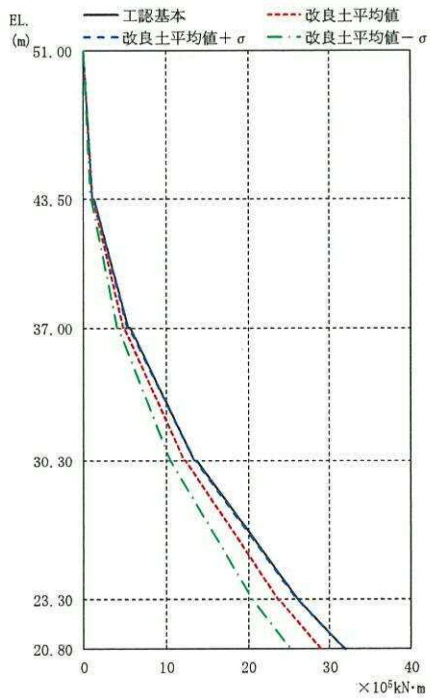
図 2-18（1／2） 最大応答曲げモーメント（EW 方向）



(単位：×10⁵kN･m)

工認基本	改良土 平均値	改良土 平均値＋σ	改良土 平均値－σ
0.0351	0.0275	0.0390	0.0229
1.17	1.09	1.26	0.929
1.63	1.43	1.67	1.23
5.44	5.05	5.83	4.29
5.92	5.42	6.26	4.58
13.2	12.4	14.2	10.5
13.7	12.7	14.6	10.8
25.0	23.5	27.1	19.8
25.2	23.7	27.2	19.9
30.2	28.5	32.8	23.9

(c) S_s－２２

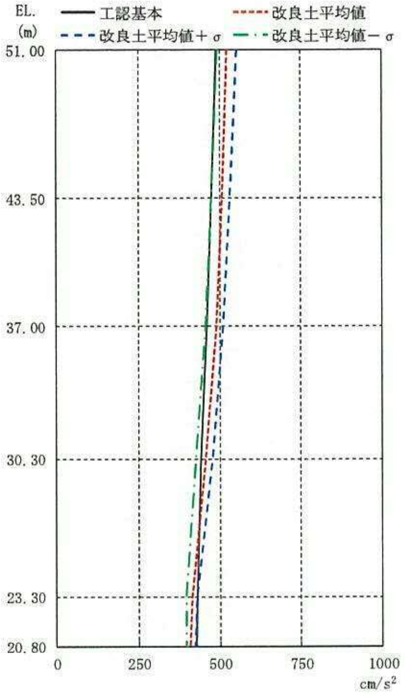


(単位：×10⁵kN･m)

工認基本	改良土 平均値	改良土 平均値＋σ	改良土 平均値－σ
0.0174	0.0117	0.0129	0.0104
1.17	1.06	1.16	0.899
1.37	1.19	1.31	0.984
5.42	4.88	5.36	4.15
5.65	5.03	5.53	4.24
13.5	12.2	13.4	10.5
13.7	12.4	13.6	10.6
26.1	23.7	26.0	20.6
26.2	23.8	26.1	20.6
31.9	29.1	31.9	25.3

(d) S_s－３１

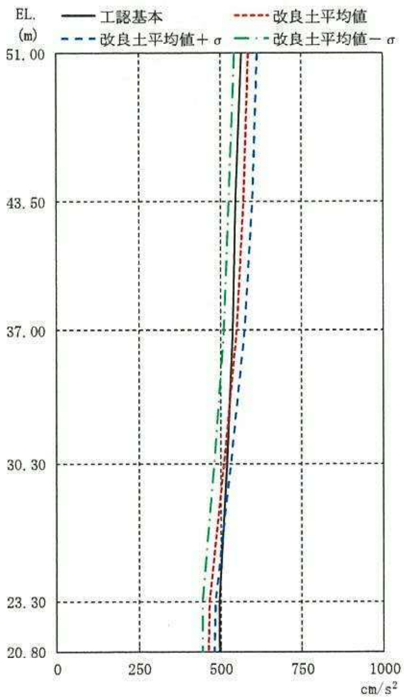
図 2-18（2／2）　最大応答曲げモーメント（EW 方向）



（単位：cm/s^2）

工認基本	改良土平均値	改良土平均値＋σ	改良土平均値－σ
491	524	553	494
475	507	533	475
461	489	513	457
443	457	478	426
429	414	429	398
428	410	425	396

(a)　Ｓ$_\text{s}$－Ｄ１

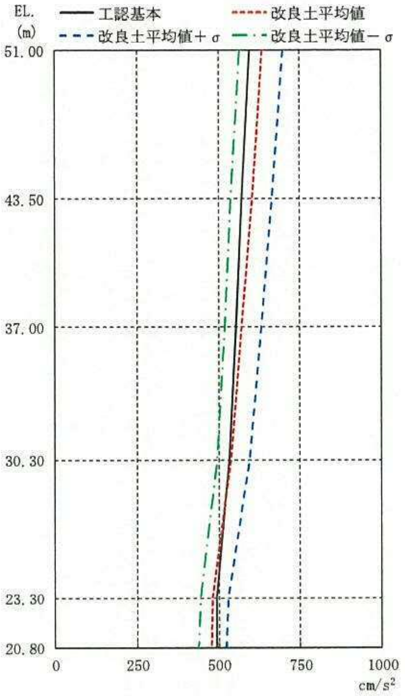


（単位：cm/s^2）

工認基本	改良土平均値	改良土平均値＋σ	改良土平均値－σ
565	587	615	546
547	573	600	528
539	550	575	512
521	513	533	481
497	466	484	445
496	463	481	444

(b)　Ｓ$_\text{s}$－２１

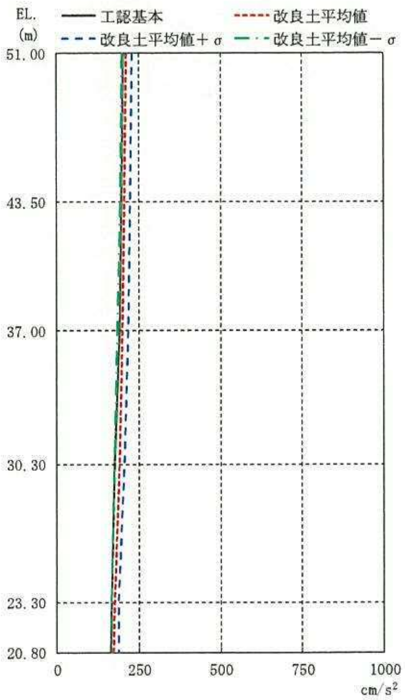
図 2-19（1／2）　最大応答加速度（UD 方向）



（単位：cm/s²）

工認基本	改良土平均値	改良土平均値＋σ	改良土平均値－σ
595	634	700	567
571	605	665	539
554	573	631	522
534	539	595	495
494	482	530	444
492	477	524	440

(c) Ｓｓ－２２



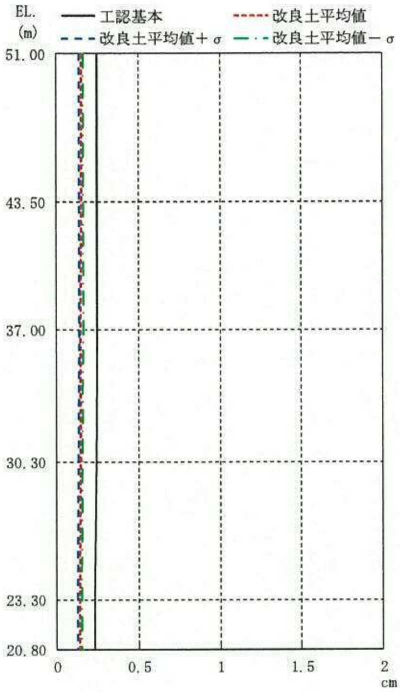
（単位：cm/s²）

工認基本	改良土平均値	改良土平均値＋σ	改良土平均値－σ
203	212	230	200
197	206	224	193
190	201	217	184
175	191	205	175
166	176	188	167
165	174	187	166

(d) Ｓｓ－３１

図 2-19（2／2） 最大応答加速度（UD 方向）

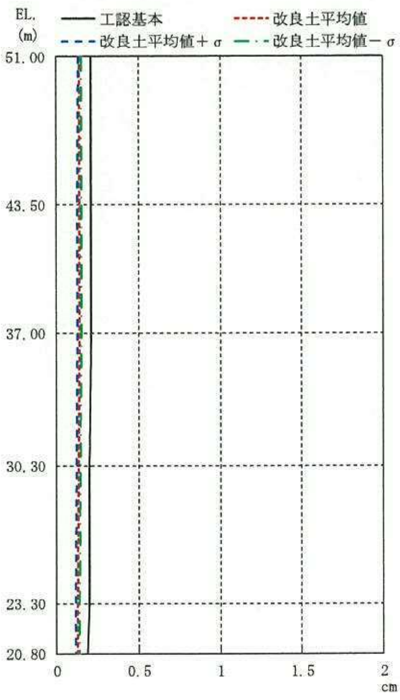
(単位：cm)



工認基本	改良土平均値	改良土平均値＋σ	改良土平均値－σ
0.250	0.153	0.142	0.167
0.250	0.152	0.141	0.166
0.250	0.149	0.138	0.164
0.240	0.145	0.133	0.160
0.230	0.140	0.127	0.155
0.230	0.139	0.126	0.155

(a) Ｓ$_{s}$－Ｄ１

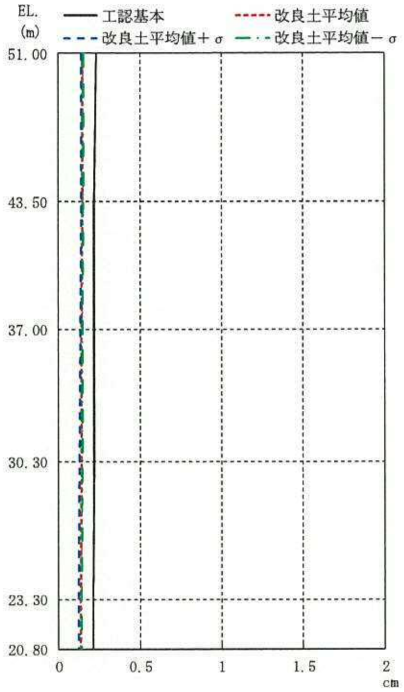
(単位：cm)



工認基本	改良土平均値	改良土平均値＋σ	改良土平均値－σ
0.210	0.143	0.134	0.154
0.210	0.141	0.131	0.152
0.210	0.139	0.129	0.151
0.200	0.135	0.123	0.147
0.200	0.129	0.115	0.142
0.190	0.128	0.114	0.141

(b) Ｓ$_{s}$－２１

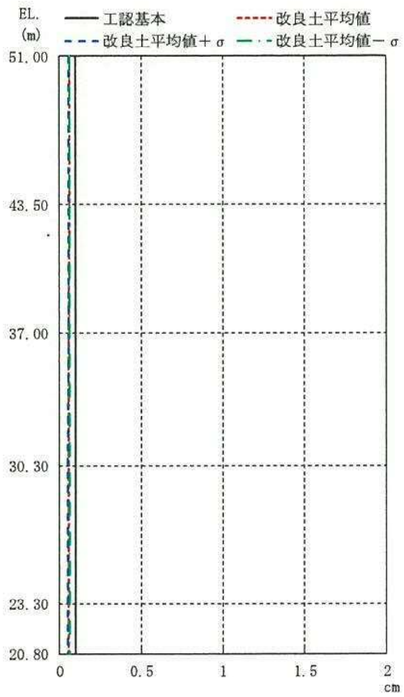
図 2-20 (1／2)　最大応答変位 (UD 方向)



（単位：cm）

工認基本	改良土平均値	改良土平均値＋σ	改良土平均値－σ
0.230	0.147	0.141	0.153
0.220	0.145	0.139	0.151
0.220	0.143	0.136	0.149
0.220	0.139	0.131	0.145
0.210	0.133	0.124	0.140
0.210	0.132	0.124	0.140

(c) Ｓｓ－２２

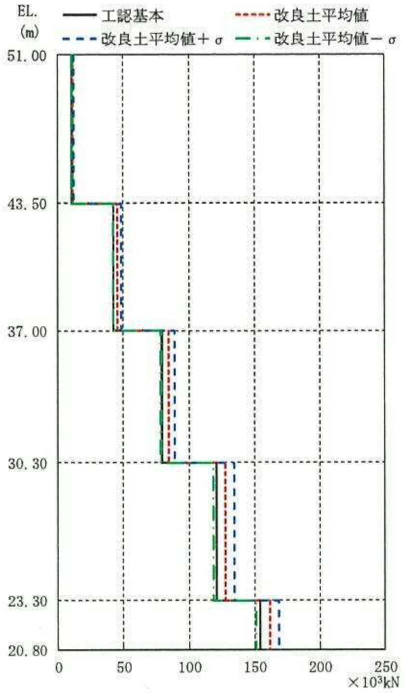


（単位：cm）

工認基本	改良土平均値	改良土平均値＋σ	改良土平均値－σ
0.100	0.0592	0.0579	0.0635
0.100	0.0586	0.0566	0.0628
0.100	0.0579	0.0549	0.0622
0.100	0.0563	0.0525	0.0609
0.100	0.0539	0.0501	0.0589
0.100	0.0537	0.0499	0.0587

(d) Ｓｓ－３１

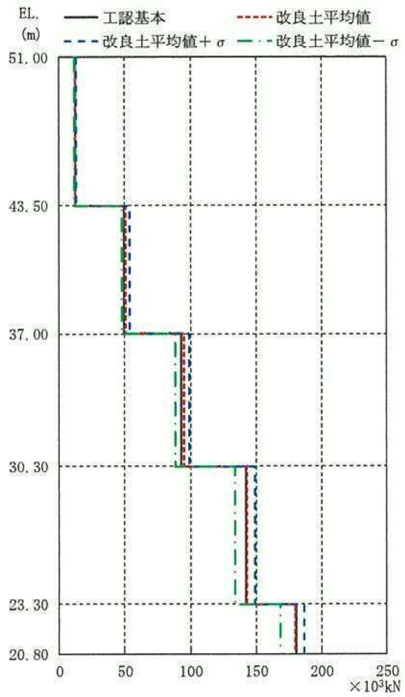
図 2-20（2／2）　最大応答変位（UD 方向）



(単位：×10³kN)

工認基本	改良土平均値	改良土平均値＋σ	改良土平均値－σ
10.6	11.3	12.0	10.6
42.7	45.7	48.2	42.5
79.6	85.0	89.4	78.9
121	128	135	119
154	162	169	151

(a) Ｓｓ－Ｄ１

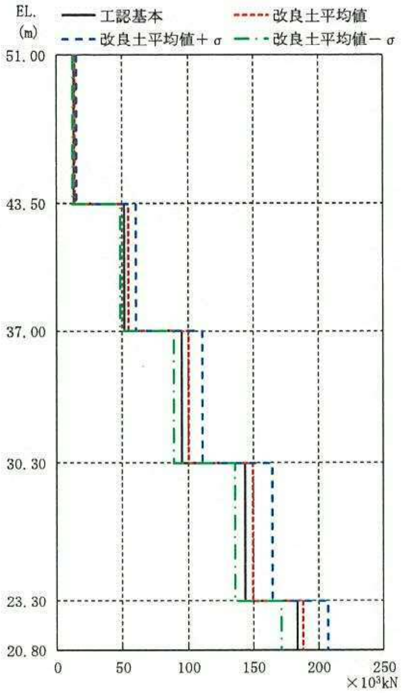


(単位：×10³kN)

工認基本	改良土平均値	改良土平均値＋σ	改良土平均値－σ
12.3	12.6	13.2	11.8
49.5	51.1	53.6	47.6
93.0	95.1	99.5	88.8
142	143	149	134
181	180	187	169

(b) Ｓｓ－２１

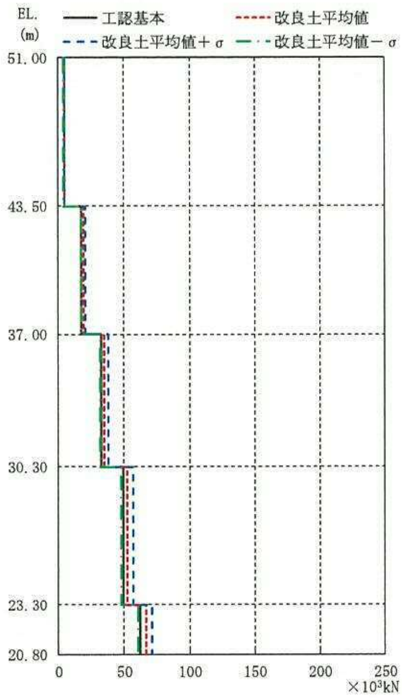
図2-21（1／2）　最大応答軸力（UD方向）



（単位：×10³kN）

工認基本	改良土平均値	改良土平均値＋σ	改良土平均値－σ
12.8	13.7	15.1	12.1
51.3	54.7	60.3	48.2
95.1	101	111	89.2
144	150	165	136
184	188	207	172

(c) Ｓｓ－２２



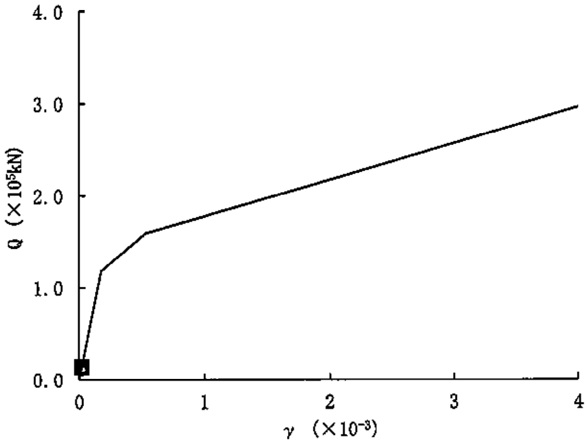
（単位：×10³kN）

工認基本	改良土平均値	改良土平均値＋σ	改良土平均値－σ
4.37	4.58	4.99	4.26
17.8	18.7	20.3	17.3
33.0	34.7	37.8	32.0
49.4	52.2	56.8	47.9
61.8	66.5	71.4	60.3

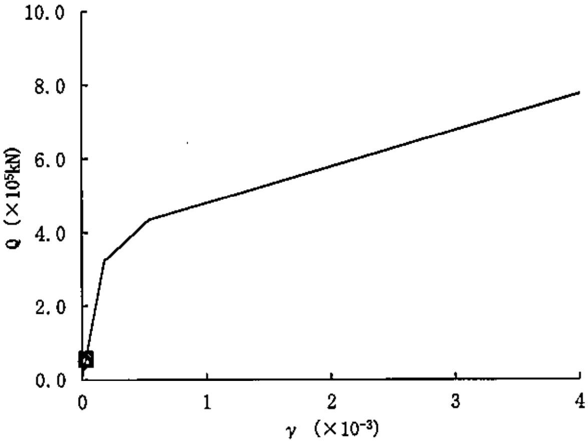
(d) Ｓｓ－３１

図 2-21 (2／2)　最大応答軸力 (UD 方向)

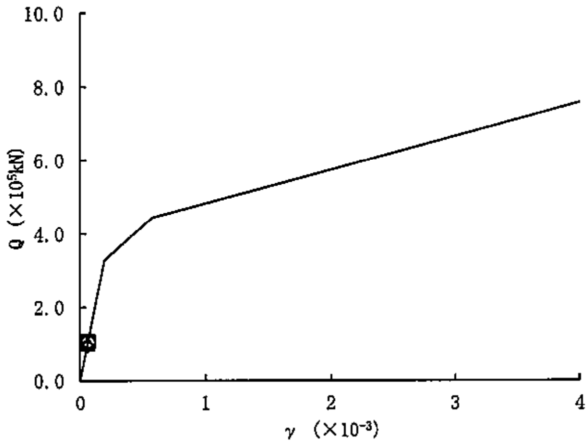
○工認基本　△改良土平均値　□改良土平均値＋σ　◇改良土平均値－σ



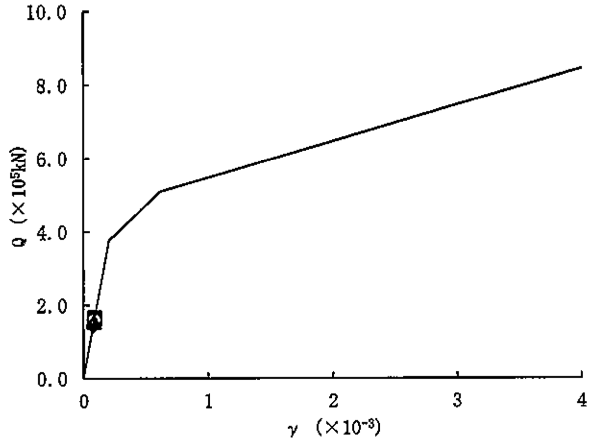
要素番号(1)



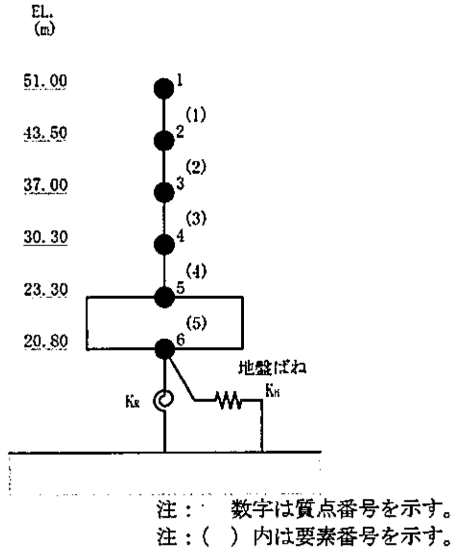
要素番号(2)



要素番号(3)



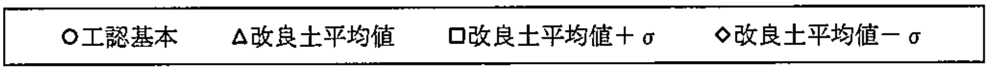
要素番号(4)

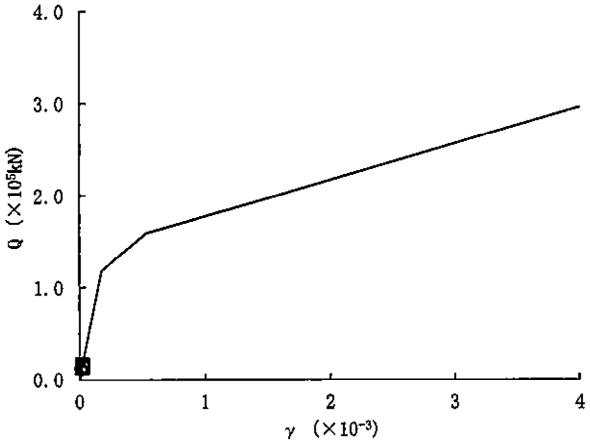


地震応答解析モデル（緊急時対策所建屋）

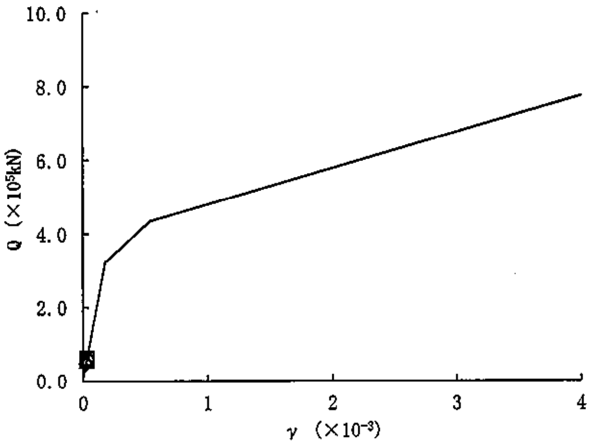
(a) S_s－D１

図 2-22 (1／4)　せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (NS 方向)

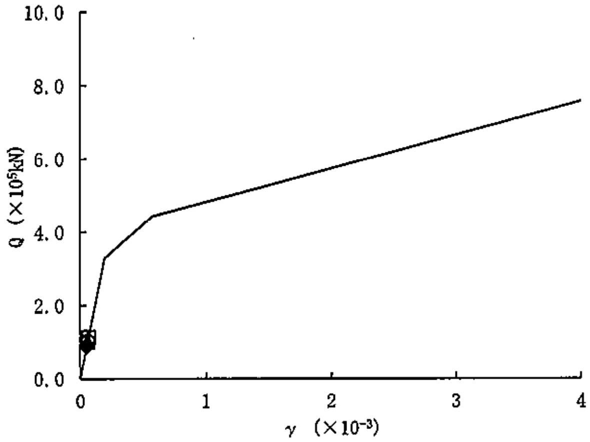




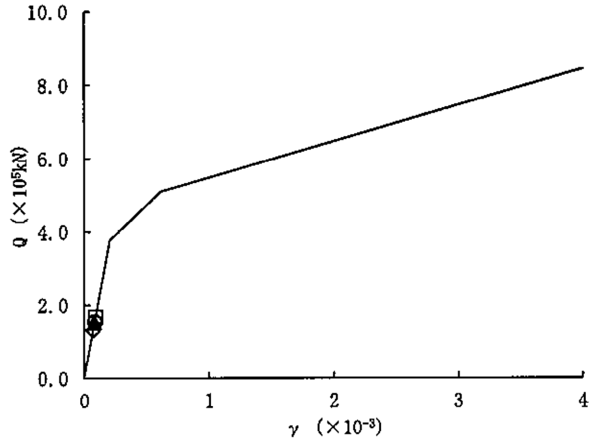
要素番号(1)



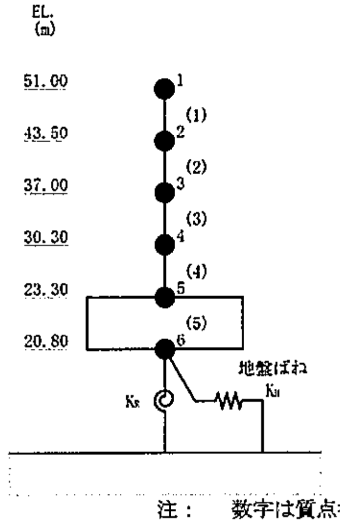
要素番号(2)



要素番号(3)



要素番号(4)

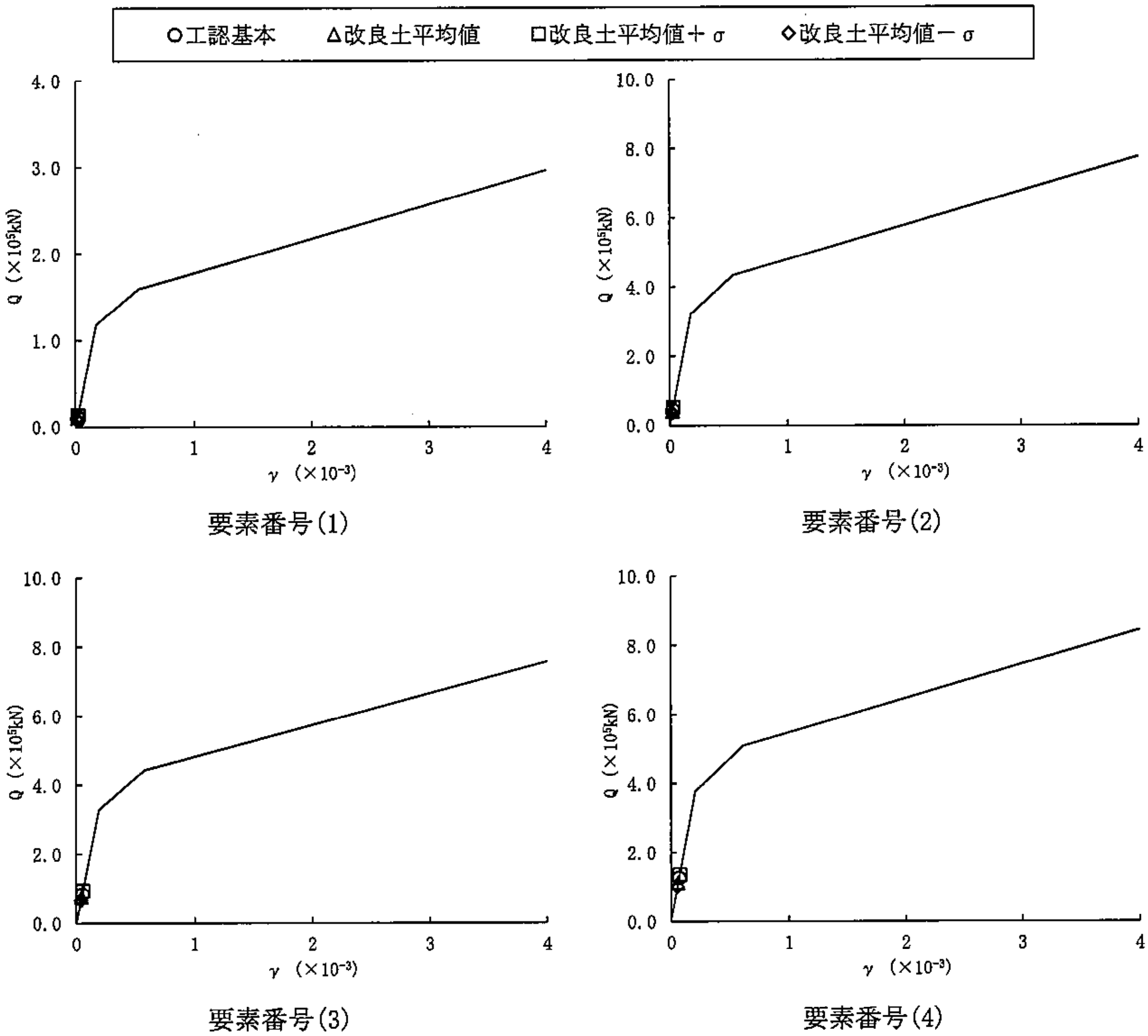


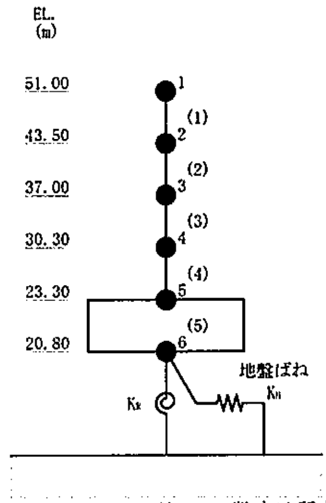
注：　数字は質点番号を示す。
注：(　) 内は要素番号を示す。

地震応答解析モデル（緊急時対策所建屋）

(b) Ｓₛ－２１

図 2-22 (2／4)　せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (NS 方向)



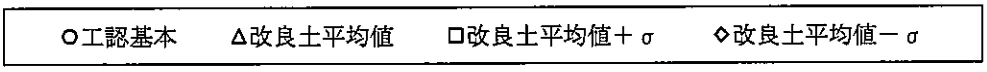


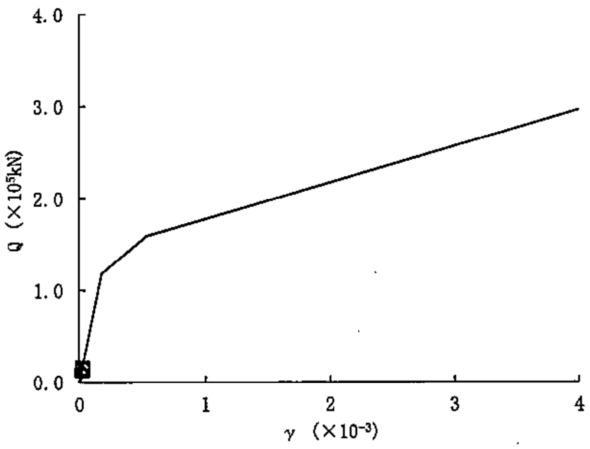
注：　数字は質点番号を示す。
注：(　) 内は要素番号を示す。

地震応答解析モデル（緊急時対策所建屋）

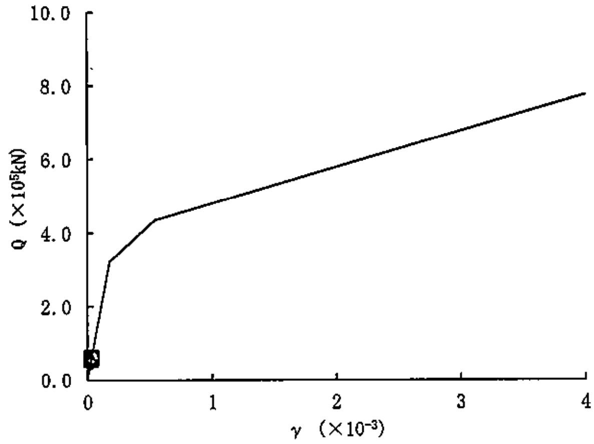
(c) S_s－２２

図2-22 (3／4)　せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (NS方向)

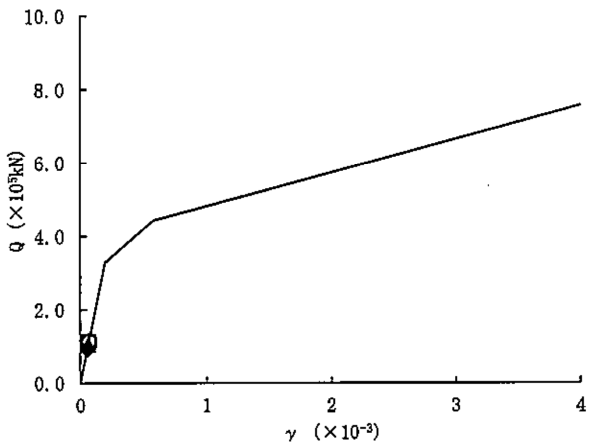




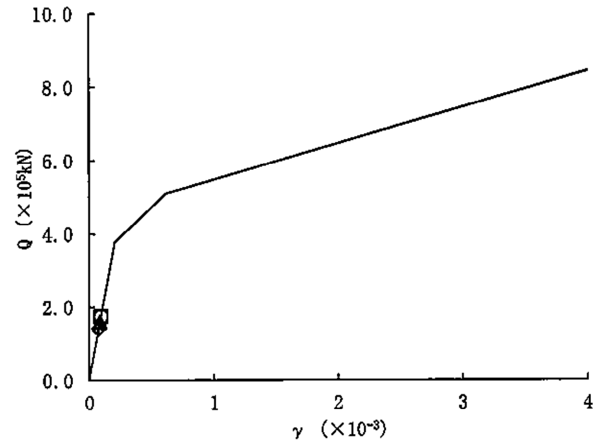
要素番号(1)



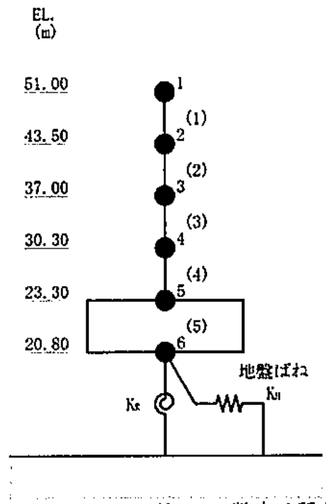
要素番号(2)



要素番号(3)



要素番号(4)

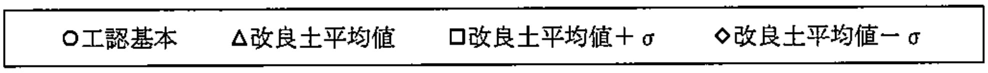


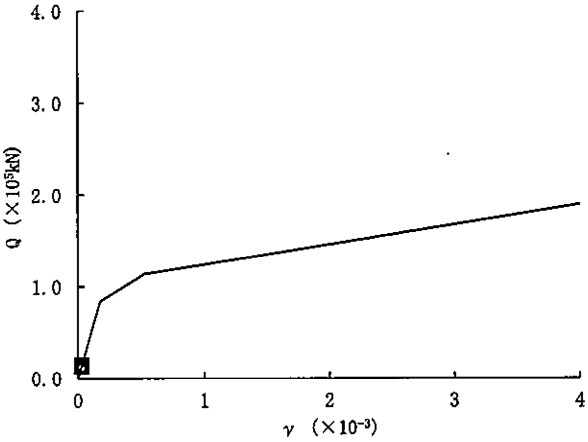
注：　数字は質点番号を示す。
注：(　) 内は要素番号を示す。

地震応答解析モデル（緊急時対策所建屋）

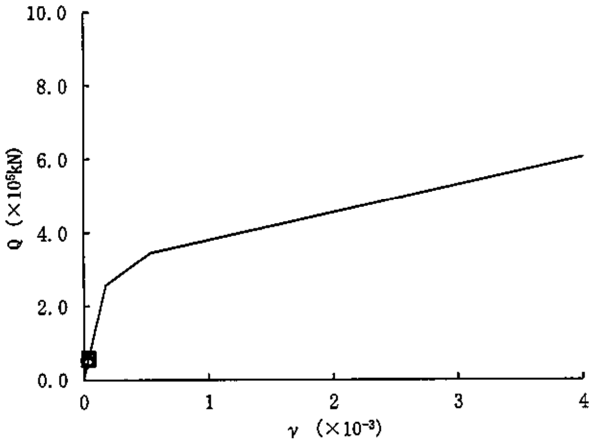
(d) Ｓₛ－３１

図 2-22（4／4）　せん断スケルトンカーブ上の最大応答値（NS 方向）

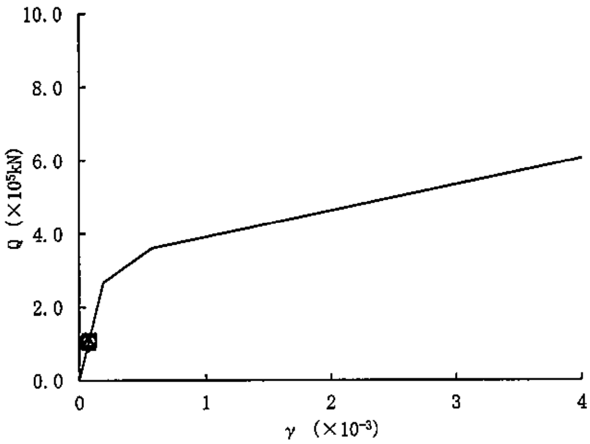




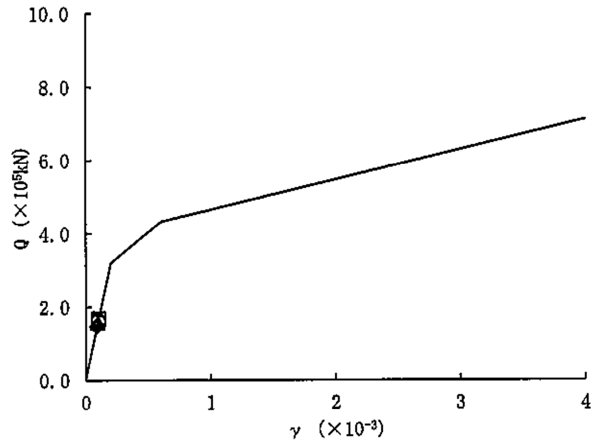
要素番号(1)



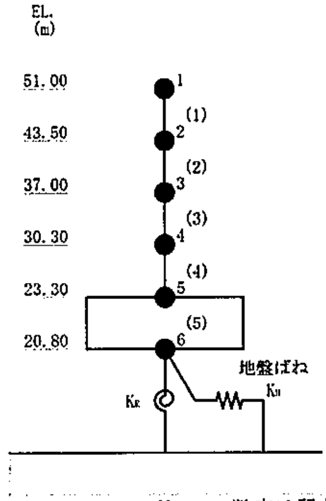
要素番号(2)



要素番号(3)



要素番号(4)

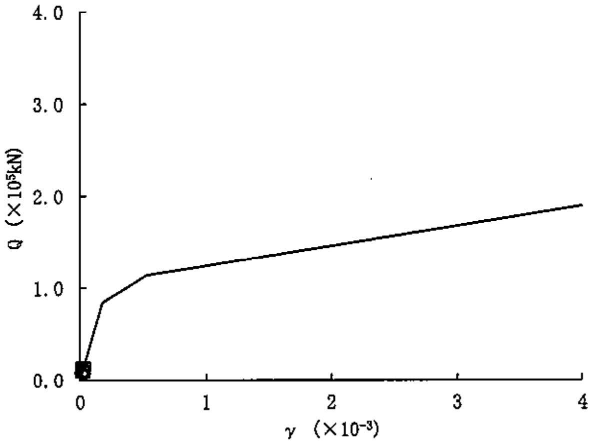


注：　数字は質点番号を示す。
注：(　) 内は要素番号を示す。
地震応答解析モデル（緊急時対策所建屋）

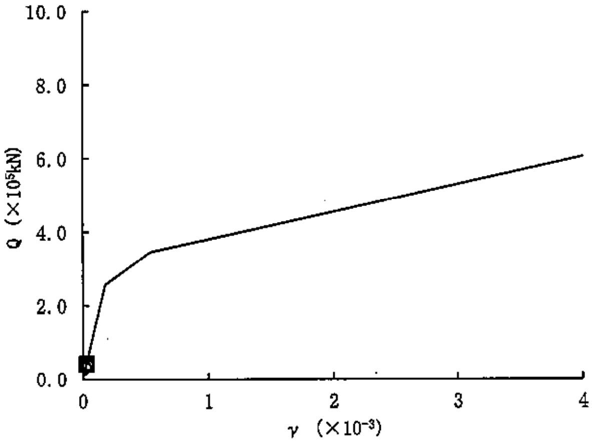
(a)　Ｓｓ－Ｄ１

図 2-23（1／4）　せん断スケルトンカーブ上の最大応答値（EW 方向）

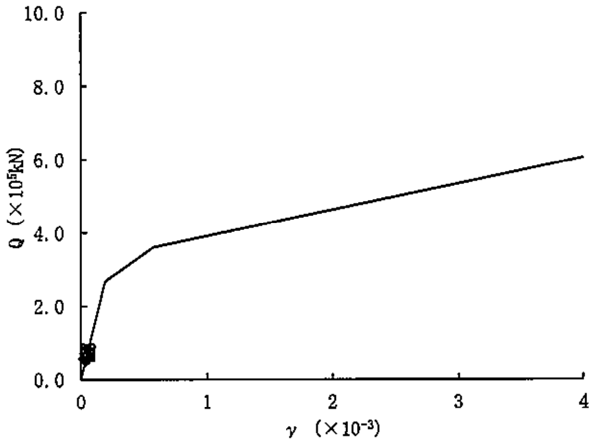
○工認基本　△改良土平均値　□改良土平均値＋σ　◇改良土平均値－σ



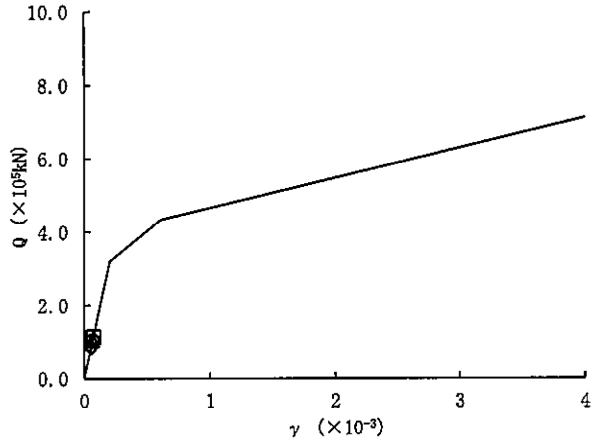
要素番号(1)



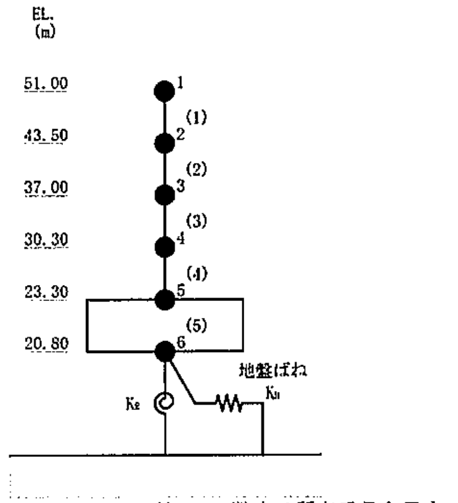
要素番号(2)



要素番号(3)



要素番号(4)



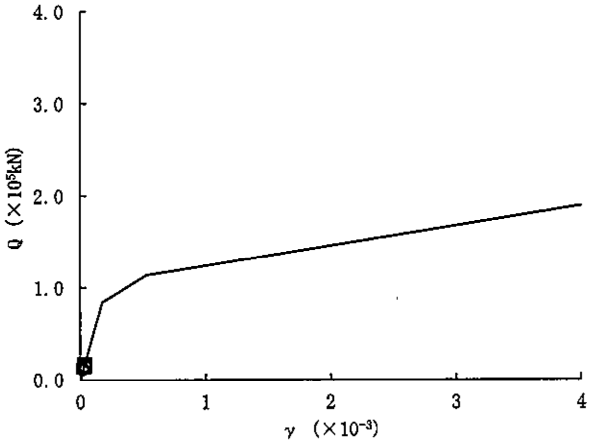
注：　数字は質点番号を示す。
注：(　) 内は要素番号を示す。

地震応答解析モデル（緊急時対策所建屋）

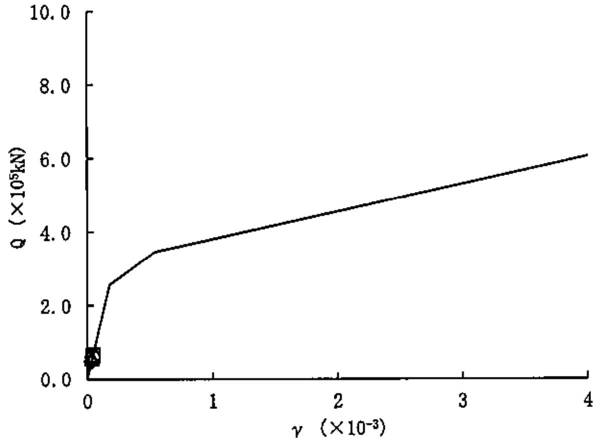
(b) Ｓ$_{s}$－２１

図 2-23 (2／4)　せん断スケルトンカーブ上の最大応答値（EW 方向）

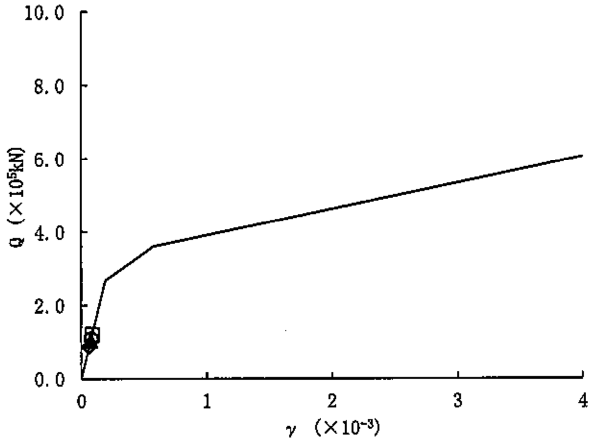
○工認基本　△改良土平均値　□改良土平均値＋σ　◇改良土平均値－σ



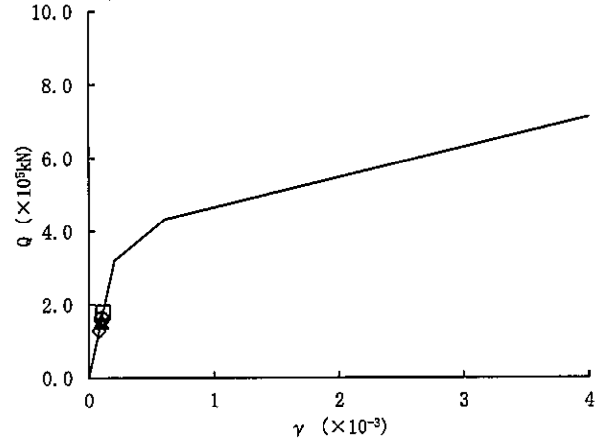
要素番号(1)



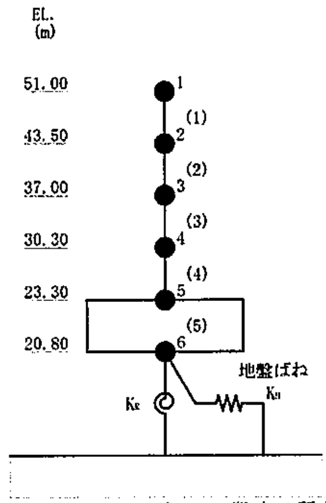
要素番号(2)



要素番号(3)



要素番号(4)



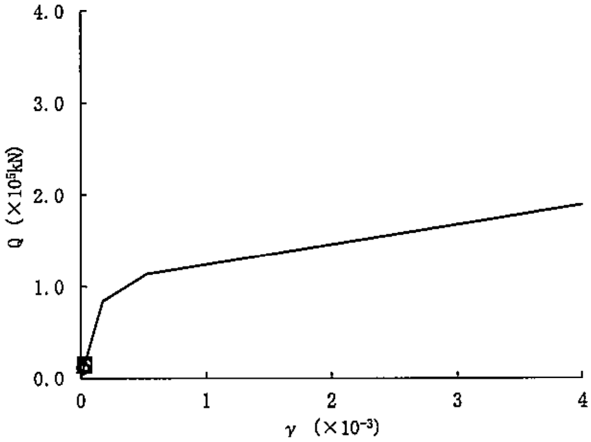
注：　数字は質点番号を示す。
注：(　) 内は要素番号を示す。

地震応答解析モデル（緊急時対策所建屋）

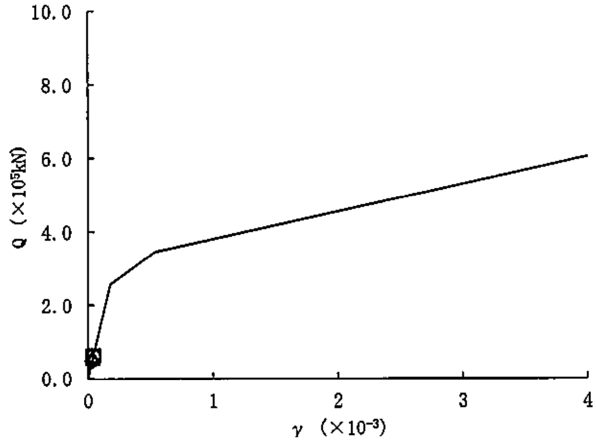
(c)　$\mathrm{S_s}$－２２

図 2-23（3／4）　せん断スケルトンカーブ上の最大応答値（EW 方向）

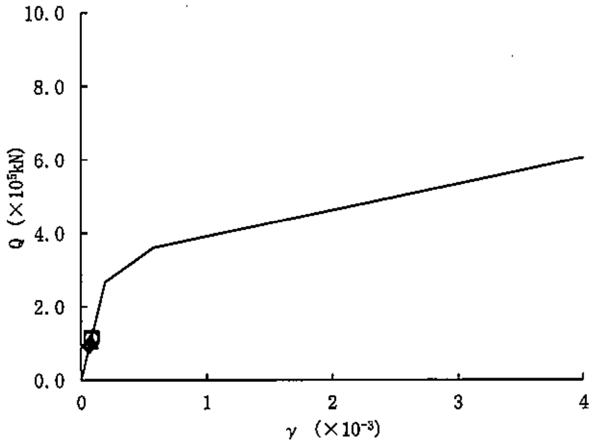
○工認基本　△改良土平均値　□改良土平均値＋σ　◇改良土平均値－σ



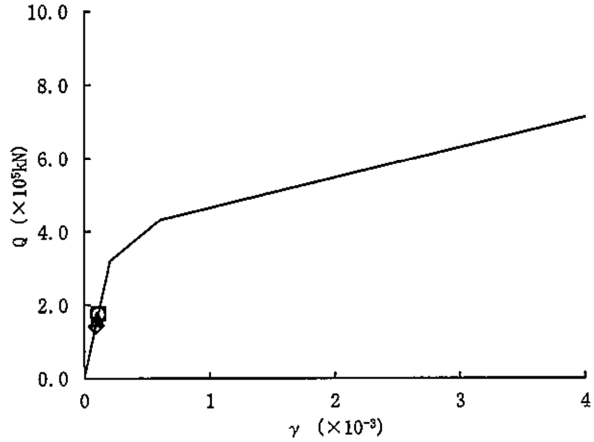
要素番号(1)



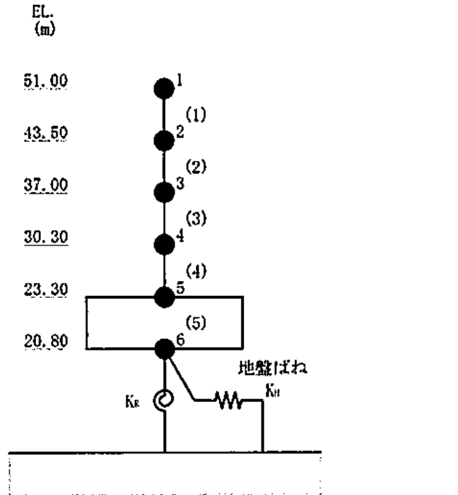
要素番号(2)



要素番号(3)



要素番号(4)



注：　数字は質点番号を示す。
注：(　) 内は要素番号を示す。

地震応答解析モデル（緊急時対策所建屋）

(d) Ｓｓ－３１

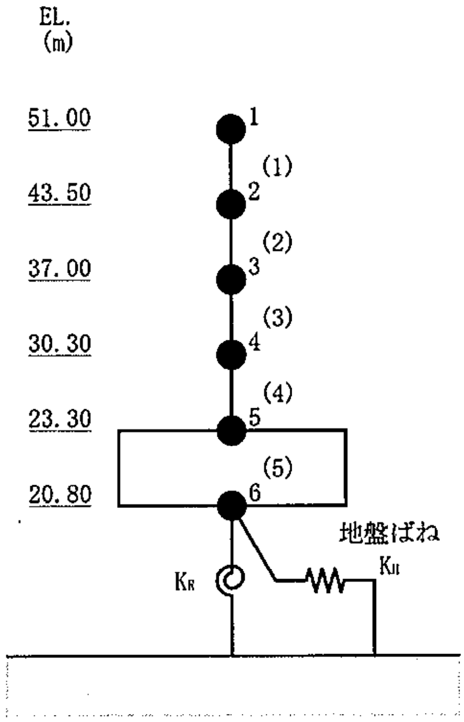
図 2-23 (4／4)　せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (EW 方向)

2.3　減衰定数 3%を考慮したモデルの影響検討

本節は，緊急時対策所建屋の地震応答解析における工認基本モデルの解析結果に対し，減衰定数を 5%から 3%に変更したモデルの解析結果を示すものである。

解析モデルは，添付書類「Ｖ-2-2-10　緊急時対策所建屋の地震応答計算書」に示す解析モデルと同様とする。水平方向の地震応答解析モデルを図 2-24 に，鉛直方向の地震応答解析モデルを図 2-25 に示す。

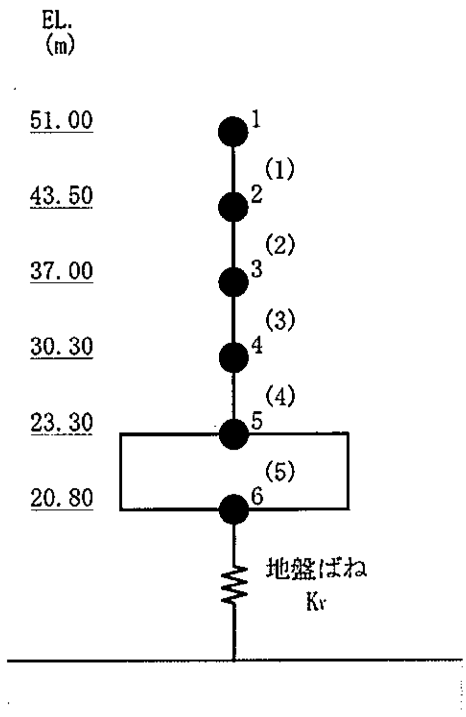
基準地震動Ｓ $_s$ に対し，減衰定数を 3%と 5%とした解析結果の比較を図 2-26～図 2-38 及び表 2-15～表 2-25 に示す。



注 1　: 数字は質点番号を示す。

注 2　: (　) 内は要素番号を示す。

図 2-24　地震応答解析モデル（水平方向）



注 1　: 数字は質点番号を示す。

注 2　: (　) 内は要素番号を示す。

図 2-25　地震応答解析モデル（鉛直方向）

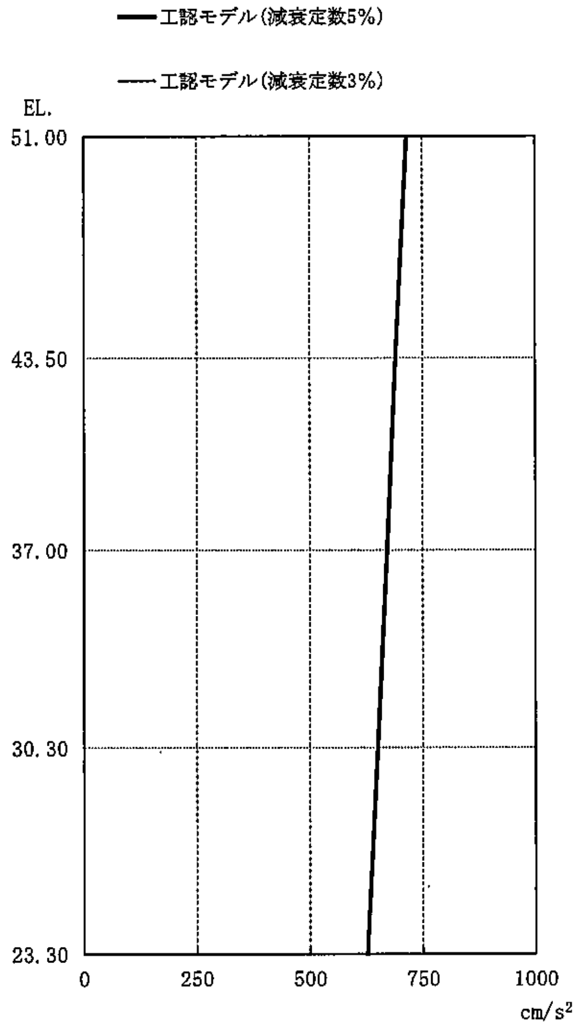


図 2-26　最大応答加速度（Ｓｓ，NS 方向）

表 2-15　最大応答加速度一覧（Ｓｓ，NS 方向）

部位	質点番号	最大応答加速度(cm/s²)								
		Ｓｓ－２１ (NS)		Ｓｓ－２２ (NS)		Ｓｓ－３１ (NS)		Ｓｓ－Ｄ１ (NS)		最大値
		①	②	①	②	①	②	①	②	
建屋	1	665	666	533	533	715	715	654	654	715
	2	626	626	510	510	690	690	635	635	690
	3	597	597	487	488	671	671	616	617	671
	4	556	557	464	464	650	650	594	594	650
基礎上端	5	511	512	438	438	627	627	570	570	627

①：工認モデル（減衰定数 5%）　②：工認モデル（減衰定数 3%）

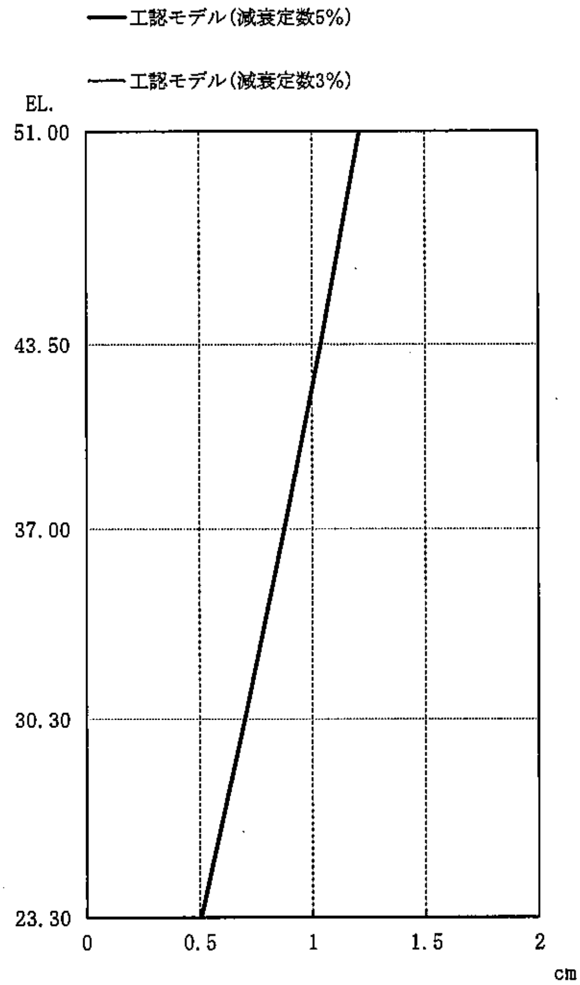


図 2-27　最大応答変位（Ｓｓ，NS 方向）

表 2-16　最大応答変位一覧（Ｓｓ，NS 方向）

部位	質点番号	最大応答変位(cm)								
		Ｓｓ－２１ (NS)		Ｓｓ－２２ (NS)		Ｓｓ－３１ (NS)		Ｓｓ－Ｄ１ (NS)		最大値
		①	②	①	②	①	②	①	②	
建屋	1	0.845	0.847	0.751	0.753	1.21	1.21	1.07	1.07	1.21
	2	0.719	0.721	0.641	0.643	1.04	1.04	0.916	0.917	1.04
	3	0.606	0.607	0.542	0.543	0.878	0.879	0.778	0.779	0.879
	4	0.477	0.478	0.428	0.429	0.702	0.702	0.622	0.622	0.702
基礎上端	5	0.337	0.337	0.305	0.305	0.507	0.508	0.450	0.451	0.508

①：工認モデル（減衰定数 5%）　②：工認モデル（減衰定数 3%）

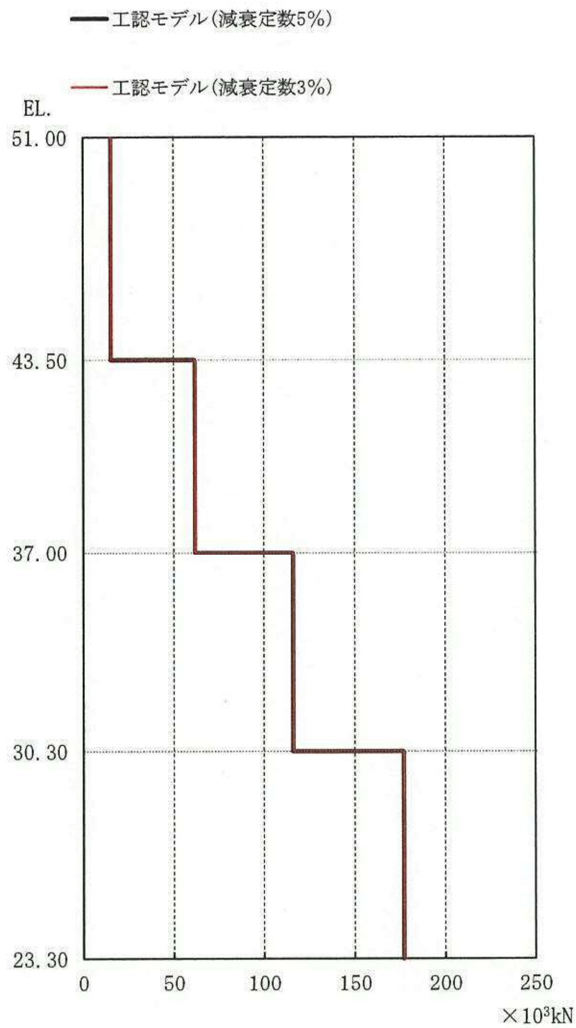


図 2-28　最大応答せん断力（Ｓｓ，NS 方向）

表 2-17　最大応答せん断力一覧（Ｓｓ，NS 方向）

部位	要素番号	最大応答せん断力(×10³kN)								
		Ｓｓ－２１(NS)		Ｓｓ－２２(NS)		Ｓｓ－３１(NS)		Ｓｓ－Ｄ１(NS)		最大値
		①	②	①	②	①	②	①	②	
建屋	(1)	14.3	14.3	11.4	11.4	15.3	15.3	14.0	14.0	15.3
	(2)	56.4	56.5	45.8	45.9	61.9	61.9	56.8	56.9	61.9
	(3)	104	105	84.9	85.0	116	116	107	107	116
	(4)	156	157	128	128	177	177	162	162	177

①：工認モデル（減衰定数 5%）　②：工認モデル（減衰定数 3%）

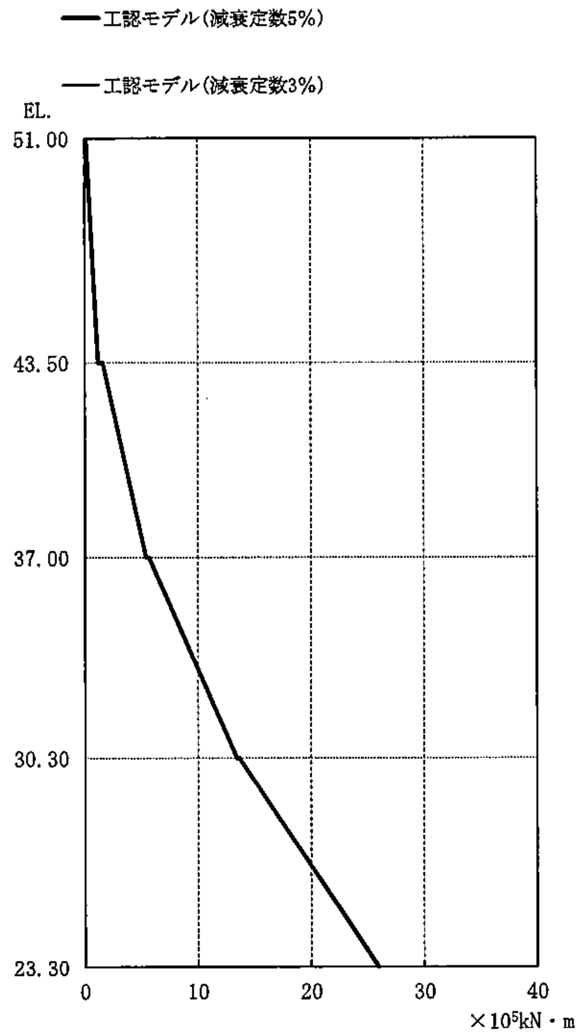


図 2-29　最大応答曲げモーメント（Ｓｓ，NS 方向）

表 2-18　最大応答曲げモーメント一覧（Ｓｓ，NS 方向）

部位	要素番号	最大応答曲げモーメント(×10^5kN・m)								
		Ｓｓ－２１ (NS)		Ｓｓ－２２ (NS)		Ｓｓ－３１ (NS)		Ｓｓ－Ｄ１ (NS)		最大値
		①	②	①	②	①	②	①	②	
建屋	(1)	1.13	1.14	0.895	0.896	1.19	1.19	1.09	1.09	1.19
	(2)	5.15	5.16	4.08	4.09	5.43	5.44	4.96	4.96	5.44
	(3)	12.5	12.5	9.97	9.99	13.5	13.5	12.3	12.3	13.5
	(4)	23.7	23.7	19.2	19.2	26.0	26.1	23.8	23.9	26.1

①：工認モデル（減衰定数 5%）　②：工認モデル（減衰定数 3%）

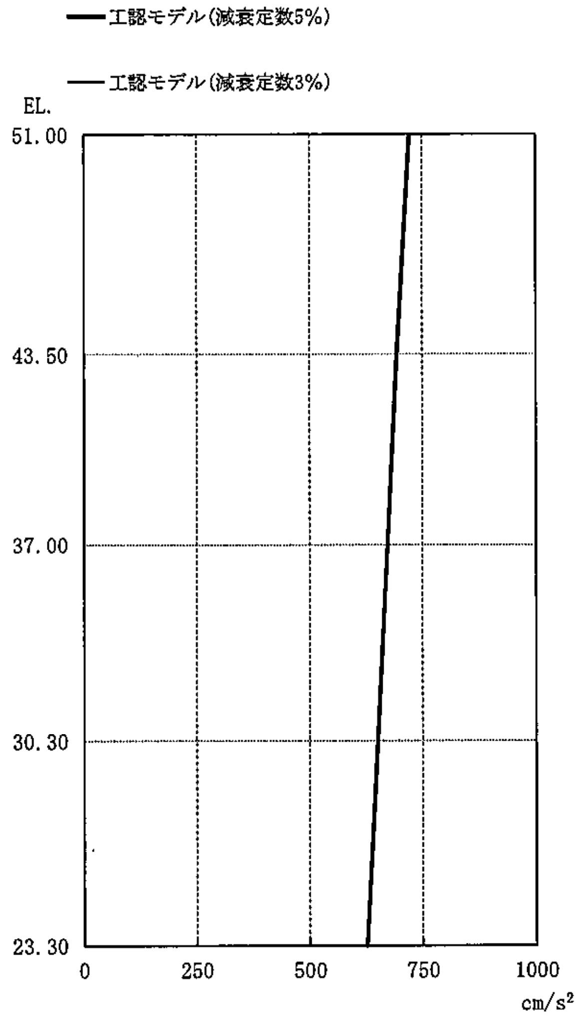


図 2-30　最大応答加速度（Ｓｓ，EW 方向）

表 2-19　最大応答加速度一覧（Ｓｓ，EW 方向）

部位	質点番号	最大応答加速度(cm/s²)								
		Ｓｓ－２１ (EW)		Ｓｓ－２２ (EW)		Ｓｓ－３１ (EW)		Ｓｓ－Ｄ１ (EW)		最大値
		①	②	①	②	①	②	①	②	
建屋	1	479	481	715	715	722	722	661	661	722
	2	428	429	666	668	694	694	641	641	694
	3	396	396	623	624	673	673	621	622	673
	4	363	364	573	573	651	651	596	596	651
基礎上端	5	334	334	532	532	627	627	569	569	627

①：工認モデル（減衰定数 5%）　②：工認モデル（減衰定数 3%）

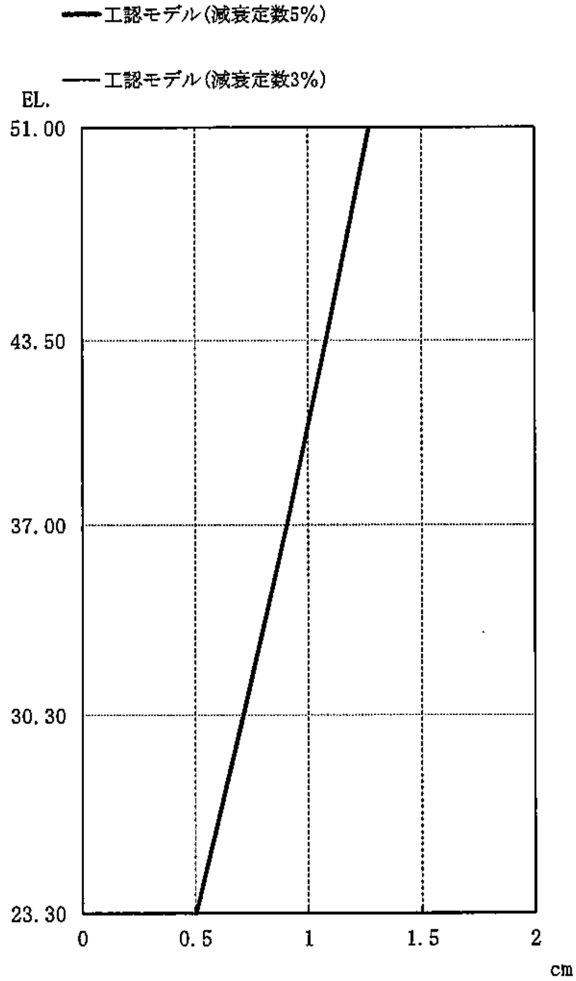


図 2-31　最大応答変位（Ｓｓ，EW 方向）

表 2-20　最大応答変位一覧（Ｓｓ，EW 方向）

部位	質点番号	最大応答変位(cm)								
		Ｓｓ－２１ (EW)		Ｓｓ－２２ (EW)		Ｓｓ－３１ (EW)		Ｓｓ－Ｄ１ (EW)		最大値
		①	②	①	②	①	②	①	②	
建屋	1	0.614	0.615	0.950	0.953	1.27	1.27	1.13	1.13	1.27
	2	0.519	0.521	0.801	0.803	1.08	1.08	0.958	0.959	1.08
	3	0.436	0.437	0.670	0.672	0.907	0.908	0.809	0.810	0.908
	4	0.338	0.339	0.519	0.520	0.715	0.716	0.636	0.637	0.716
基礎上端	5	0.233	0.234	0.355	0.356	0.504	0.505	0.449	0.450	0.505

①：工認モデル（減衰定数 5%）　②：工認モデル（減衰定数 3%）

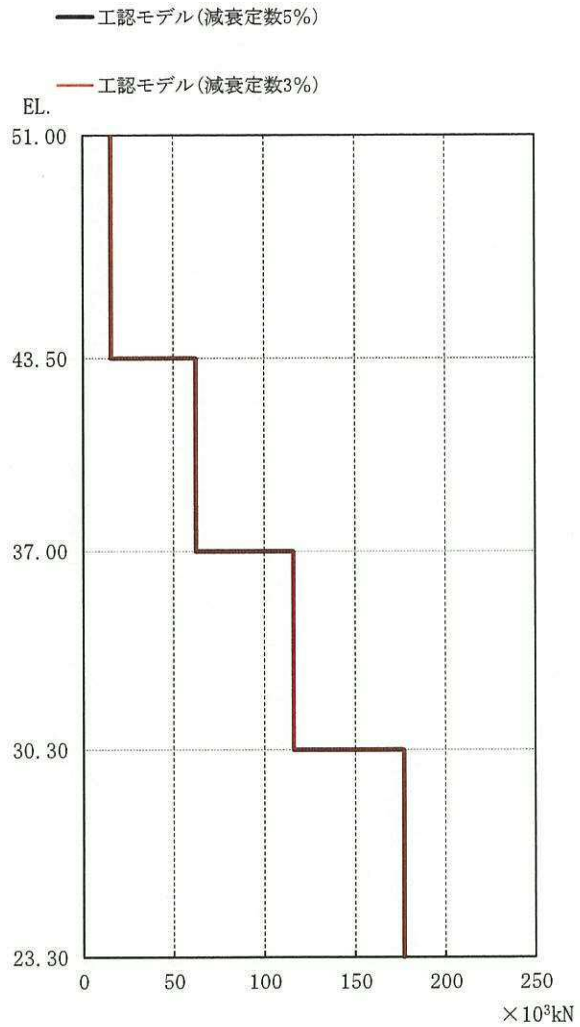


図 2-32　最大応答せん断力（Ｓ$_s$，EW 方向）

表 2-21　最大応答せん断力一覧（Ｓ$_s$,EW 方向）

部位	要素番号	最大応答せん断力(×10³kN)								
		Ｓ$_s$－２１ (EW)		Ｓ$_s$－２２ (EW)		Ｓ$_s$－３１ (EW)		Ｓ$_s$－Ｄ１ (EW)		最大値
		①	②	①	②	①	②	①	②	
建屋	(1)	10.3	10.3	15.3	15.3	15.5	15.5	14.2	14.2	15.5
	(2)	39.2	39.2	60.3	60.4	62.3	62.3	57.4	57.4	62.3
	(3)	70.7	70.8	110	110	116	116	108	108	116
	(4)	105	105	163	163	177	177	163	163	177

①：工認モデル（減衰定数 5%）　②：工認モデル（減衰定数 3%）

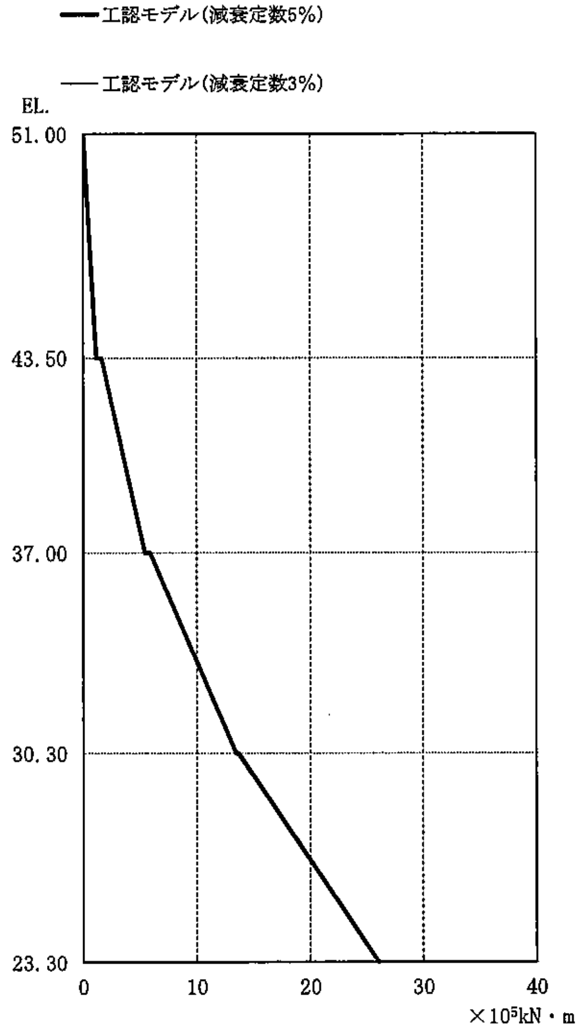


図 2-33　最大応答曲げモーメント（Ｓ$_{s}$,EW 方向）

表 2-22　最大応答曲げモーメント一覧（Ｓ$_{s}$，EW 方向）

部位	要素番号	最大応答曲げモーメント(×10^{5}kN・m)								
		Ｓ$_{s}$－２１ (EW)		Ｓ$_{s}$－２２ (EW)		Ｓ$_{s}$－３１ (EW)		Ｓ$_{s}$－Ｄ１ (EW)		最大値
		①	②	①	②	①	②	①	②	
建屋	(1)	0.788	0.792	1.17	1.17	1.17	1.18	1.07	1.08	1.18
	(2)	3.60	3.62	5.44	5.46	5.42	5.43	4.96	4.97	5.46
	(3)	8.64	8.66	13.2	13.3	13.5	13.5	12.4	12.4	13.5
	(4)	16.3	16.3	25.0	25.0	26.1	26.1	24.0	24.0	26.1

①：工認モデル（減衰定数 5%）　②：工認モデル（減衰定数 3%）

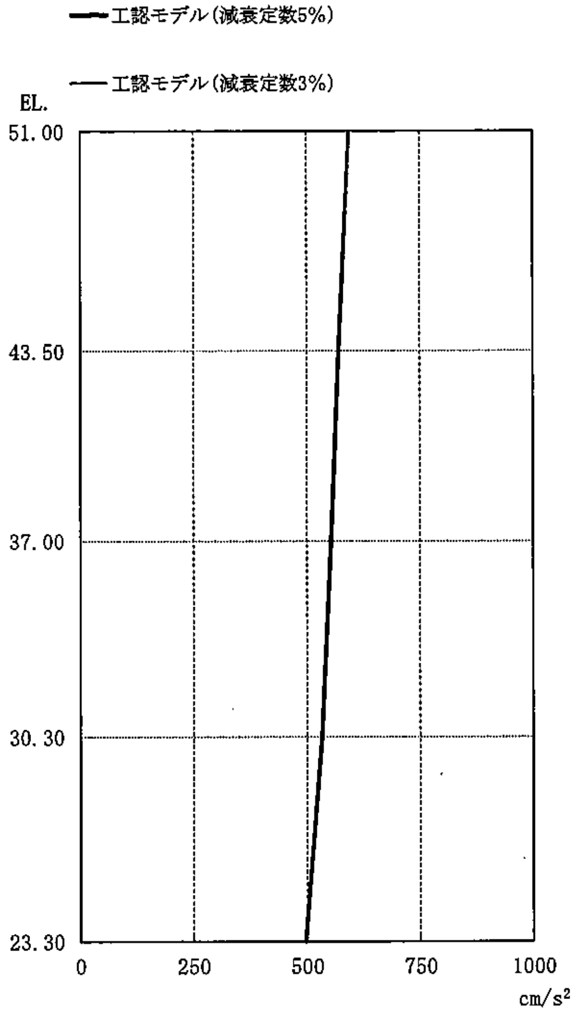


図 2-34　最大応答加速度（Ｓｓ，UD 方向）

表 2-23　最大応答加速度一覧（Ｓｓ，UD 方向）

部位	質点番号	最大応答加速度(cm/s²)								
		Ｓｓ－２１ (UD)		Ｓｓ－２２ (UD)		Ｓｓ－３１ (UD)		Ｓｓ－Ｄ１ (UD)		最大値
		①	②	①	②	①	②	①	②	
建屋	1	565	566	595	597	203	203	491	493	597
	2	547	545	571	572	197	197	475	476	572
	3	539	539	554	554	190	190	461	462	554
	4	521	523	534	535	175	175	443	444	535
基礎上端	5	497	498	494	493	166	166	429	430	498

①：工認モデル（減衰定数 5%）　②：工認モデル（減衰定数 3%）

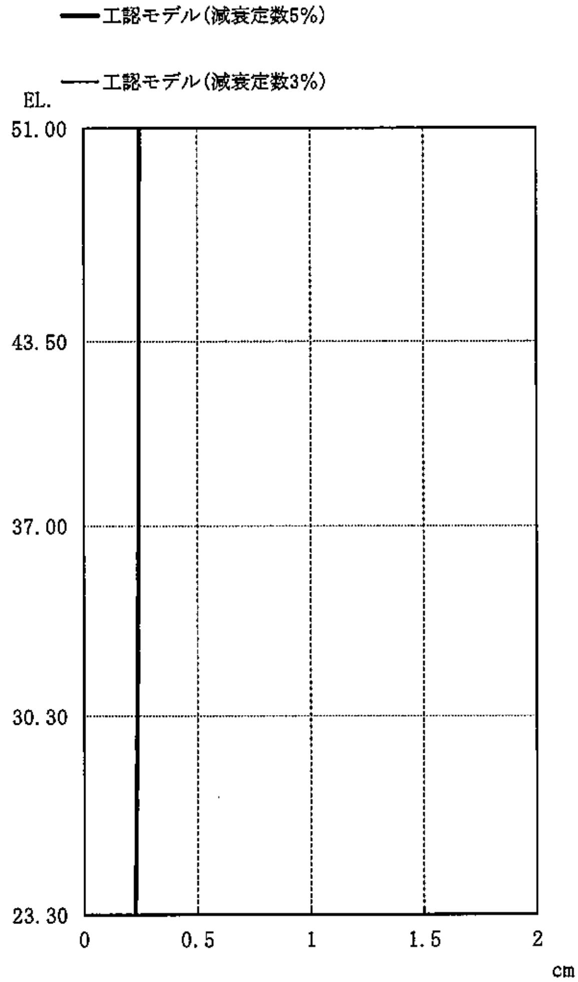


図 2-35　最大応答変位（S_s，UD 方向）

表 2-24　最大応答変位一覧（S_s，UD 方向）

部位	質点番号	最大応答変位(cm)								
		S_s－２１ (UD)		S_s－２２ (UD)		S_s－３１ (UD)		S_s－Ｄ１ (UD)		最大値
		①	②	①	②	①	②	①	②	
建屋	1	0.215	0.215	0.228	0.228	0.0991	0.0991	0.246	0.246	0.246
	2	0.213	0.213	0.225	0.225	0.0983	0.0984	0.244	0.244	0.244
	3	0.210	0.210	0.221	0.222	0.0974	0.0975	0.241	0.241	0.241
	4	0.204	0.205	0.216	0.216	0.0955	0.0955	0.236	0.236	0.236
基礎上端	5	0.196	0.196	0.209	0.210	0.0925	0.0926	0.228	0.228	0.228

①：工認モデル（減衰定数 5%）　②：工認モデル（減衰定数 3%）

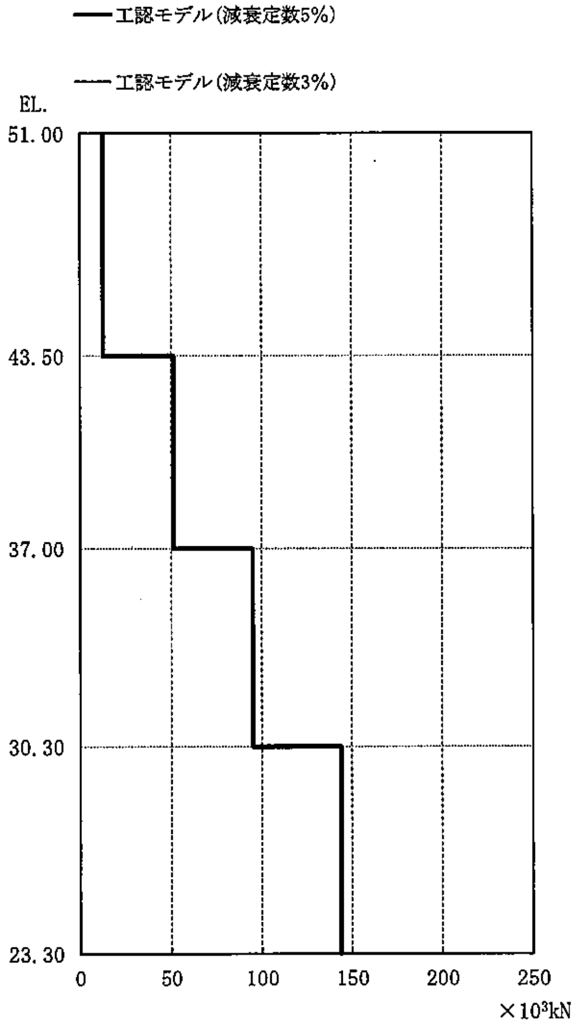
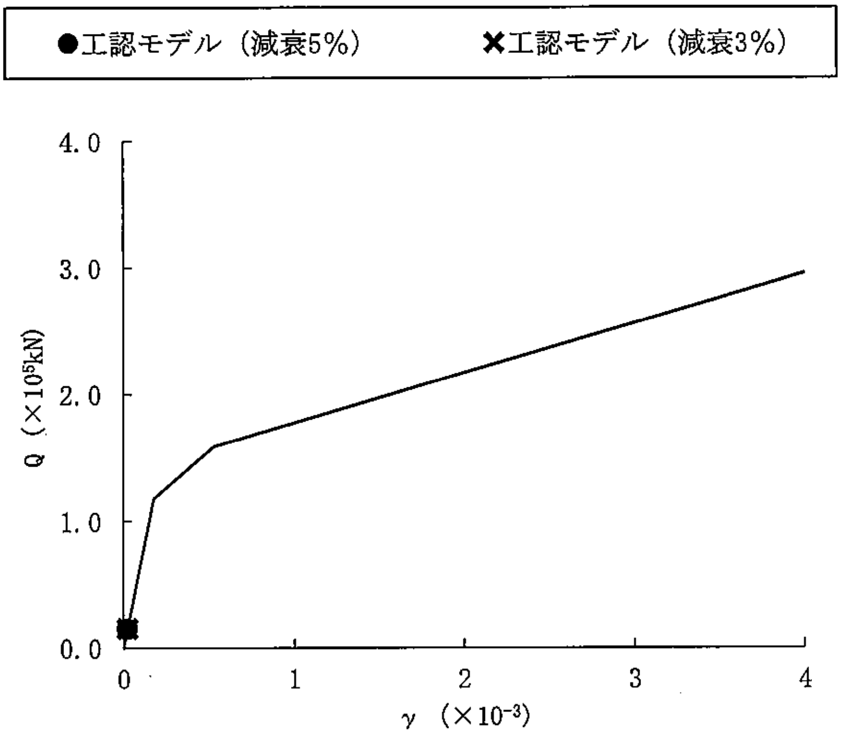


図 2-36　最大応答軸力（Ｓｓ，UD 方向）

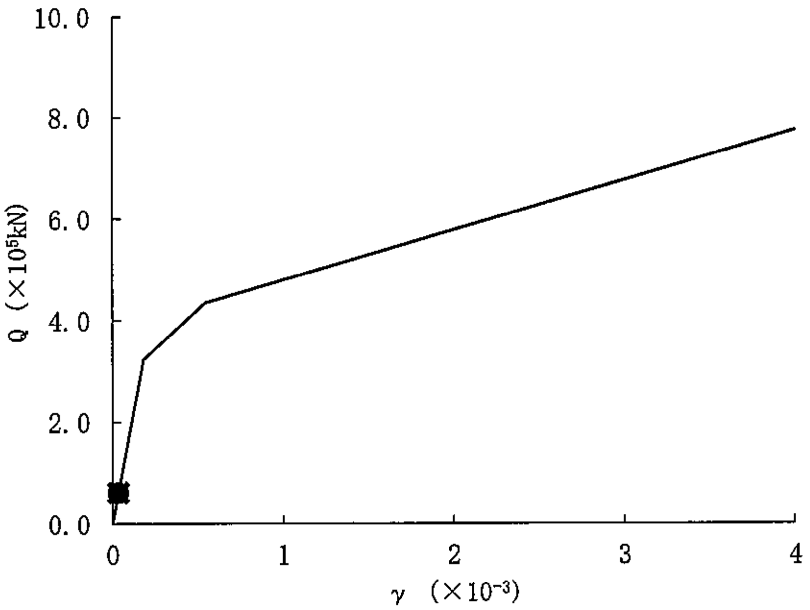
表 2-25　最大応答軸力一覧（Ｓｓ，UD 方向）

部位	要素番号	最大応答せん断力(×10³kN)								
		Ｓｓ－２１ (UD)		Ｓｓ－２２ (UD)		Ｓｓ－３１ (UD)		Ｓｓ－Ｄ１ (UD)		最大値
		①	②	①	②	①	②	①	②	
建屋	(1)	12.3	12.2	12.8	12.8	4.37	4.37	10.6	10.6	12.8
	(2)	49.5	49.2	51.3	51.5	17.8	17.8	42.7	42.7	51.5
	(3)	93.0	92.6	95.1	95.2	33.0	33.0	79.6	79.7	95.2
	(4)	142	142	144	144	49.4	49.4	121	121	144

①：工認モデル（減衰定数 5%）　②：工認モデル（減衰定数 3%）

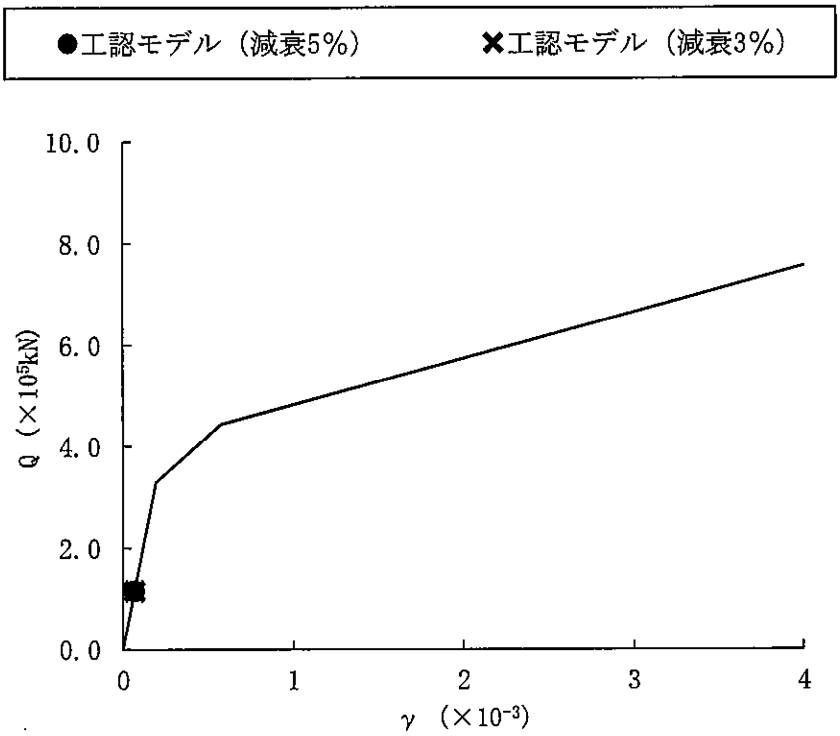


(a) 要素番号(1)

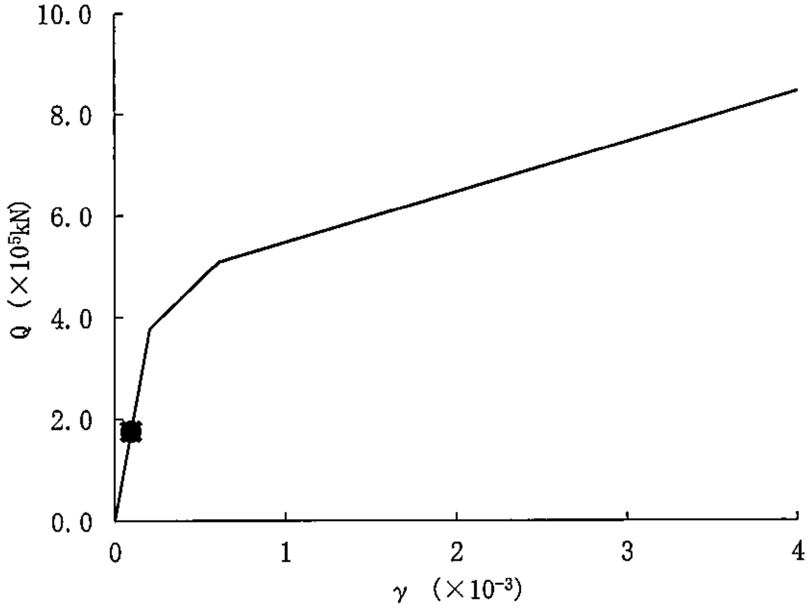


(b) 要素番号(2)

図 2-37（1／2） Q-γ 関係と最大応答値（Ｓｓ，NS 方向）

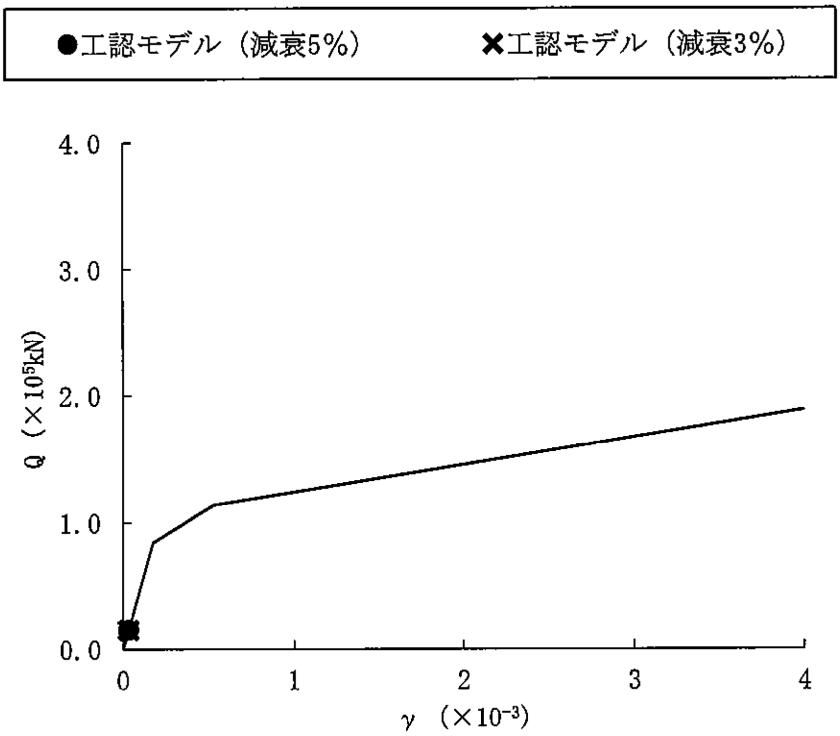


(c) 要素番号(3)

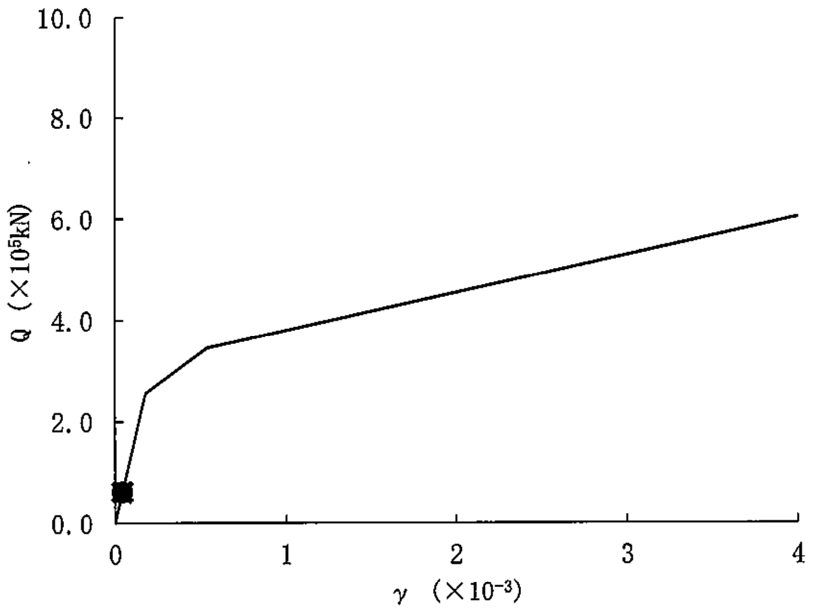


(d) 要素番号(4)

図 2-37（2／2）　Q-γ 関係と最大応答値（S_s，NS 方向）

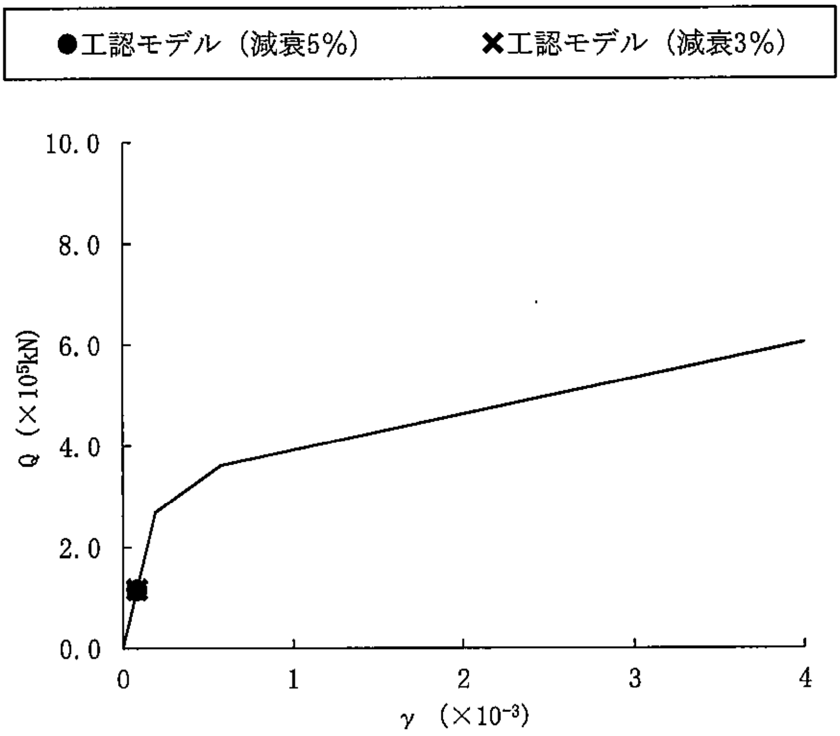


(a) 要素番号(1)

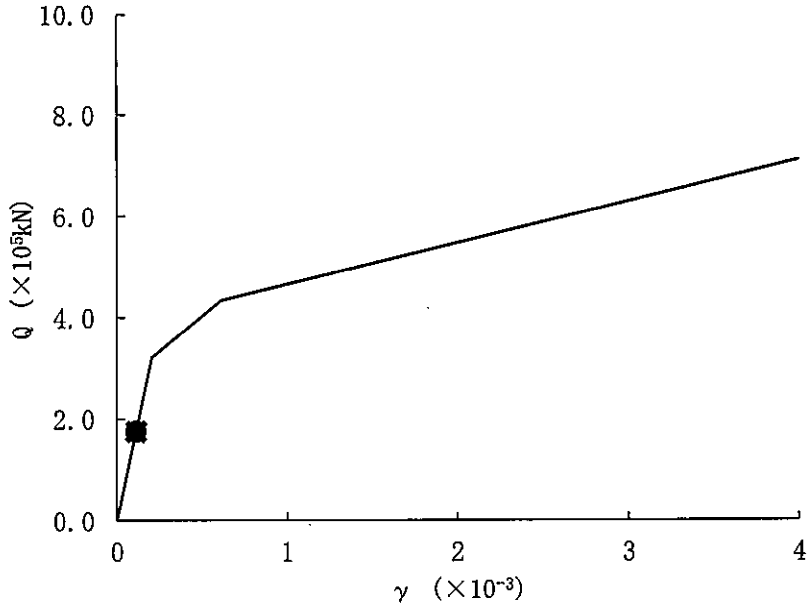


(b) 要素番号(2)

図 2-38（1／2）　Q-γ 関係と最大応答値（S_s，EW 方向）



(c) 要素番号(3)



(d) 要素番号(4)

図 2-38（2／2） Q-γ 関係と最大応答値（Ｓ$_s$，EW 方向）

2.4 建屋剛性のばらつきの影響検討

2.4.1 概要

建屋評価では，地盤物性のばらつきについて添付書類「V-2-2-11　緊急時対策所建屋の耐震性についての計算書」において設計用地震力の設定に考慮している。また，建屋剛性のばらつきについては，コンクリートの実強度は設計基準強度よりも大きくなること，及び建屋剛性として考慮していない壁（補助壁）の建屋剛性への寄与については構造耐力の向上が見られることから，保守的に考慮していない。

本節では，まず，建屋剛性のばらつきを設定し，次に，建屋剛性のばらつきを考慮した地震応答解析結果について示し，その傾向を確認する。

これらを踏まえた上で，2.5 節に機器・配管系評価への影響検討結果を示す。

2.4.2 建屋剛性のばらつきの設定

(1) コンクリート強度

コンクリート強度のばらつきの設定を表 2-26 に示す。コンクリート強度は「原子力発電所の地震を起因とした確率論的安全評価実施基準（(社) 日本原子力学会, 2007)」に基づく 1.4×Fc (42.0 N/mm^2) と原子炉建屋で実施されたコア供試体に対する圧縮強度試験結果の平均値 (42.1 N/mm^2) を比較し，より材料物性としてばらつきの大きくなる 42.1 N/mm^2 で設定する。

表 2-26　コンクリート強度のばらつき

	コンクリート強度 Fc (N/mm^2)	ヤング係数 E (N/mm^2)
工認モデル (設計基準強度)	30.0	2.44×10^4
実強度	42.1 (1.41)	2.73×10^4 (1.12)

注　：(　) 内は基本ケースに対する比率

(2) 補助壁

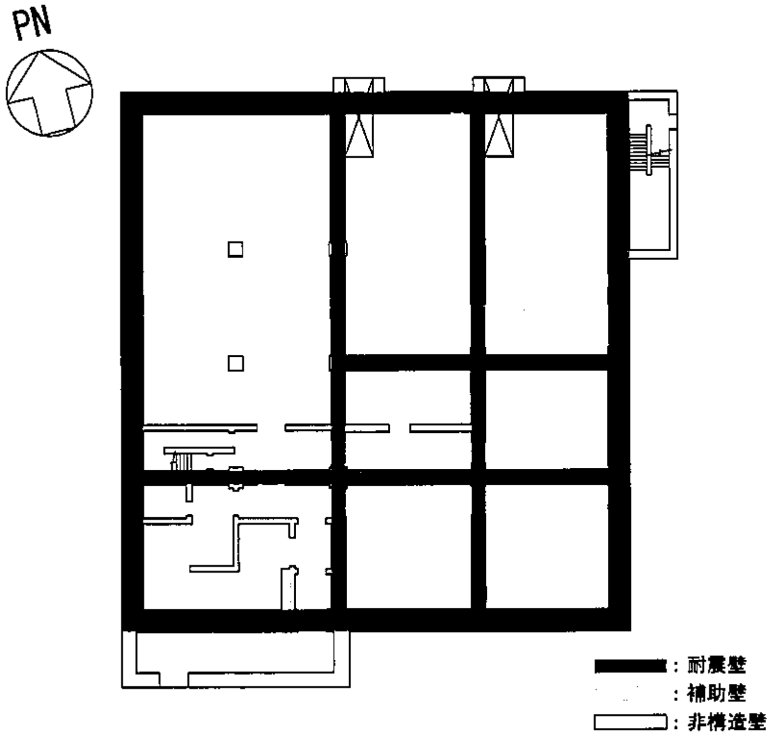
建物内の壁は，耐震壁，補助壁及び非構造壁の 3 種類に分類される。

耐震壁は，基礎スラブより立ち上がる主架構面上の連層壁で，建屋重量のほか建物に作用する外力を負担でき，今回工認の地震応答解析モデル諸元に考慮した壁である。補助壁は，耐震壁以外の壁のうち，下記に示す選定条件を満たし，耐震壁に準じる剛性を保有すると考えられる壁である。非構造壁は，耐震壁，補助壁以外の壁で，建屋重量及び建屋の水平外力を負担しない壁である。

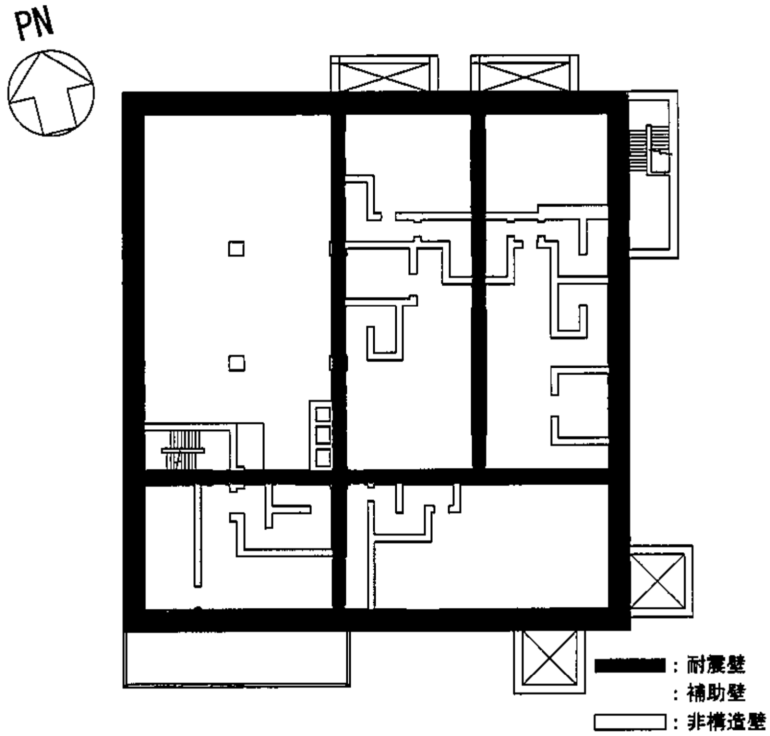
(補助壁の選定条件)

- 壁厚 300 mm 以上
- 質点の設定レベルにある上下階の床（中間床は含めない）を繋ぐ壁

ただし，補助壁は必ずしも基礎スラブから連続して立ち上がっていないため，建屋の軸剛性に考慮しない。補助壁は耐震壁のように大スパンの連続的な壁ではなく，短スパンの壁であり，建屋全体の曲げ剛性に与える影響は小さいと判断されることから，建屋の曲げ剛性に考慮しない。せん断剛性への影響については，短スパンの壁であっても，床スラブを介して壁に生じるせん断力を耐震壁に伝達できるため考慮する。以上より，補助壁の剛性についてはせん断剛性のみを考慮することとして，補助壁の水平断面積を地震応答解析モデルの諸元に追加する。考慮した補助壁の位置を図 2-39 に，補助壁を考慮した場合としない場合における壁の水平断面積を表 2-27 に示す。

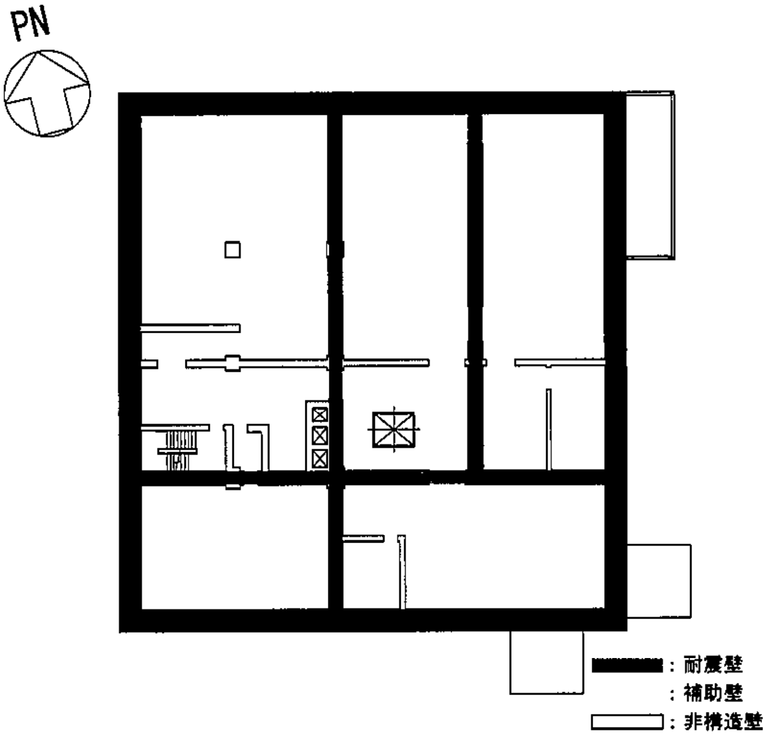


(a) 1 階：EL. 23. 3 m

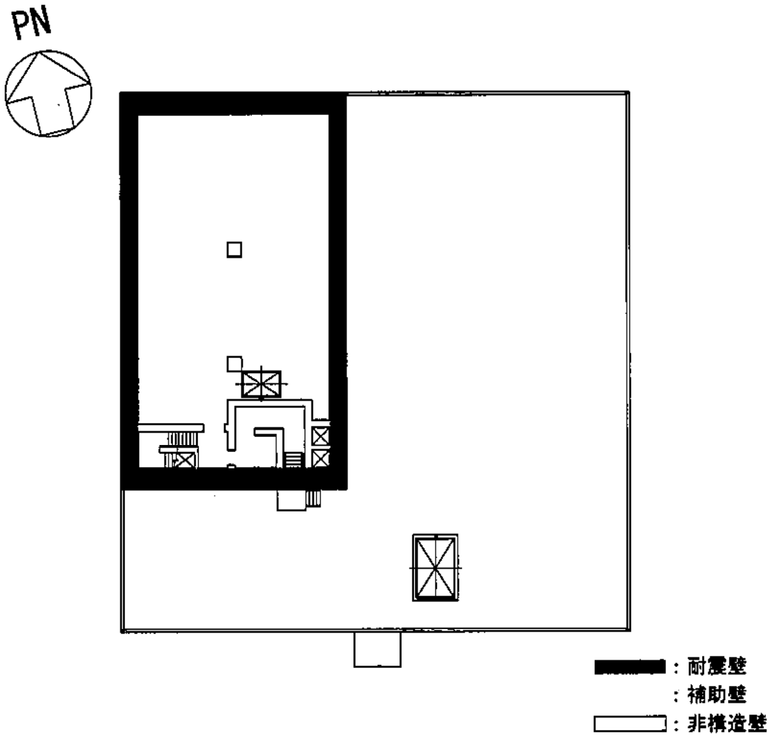


(b) 2 階：EL. 30. 3 m

図 2-39（1／2）　緊急時対策所建屋の概略平面図



（c）3 階：EL. 37. 0 m



（d）4 階：EL. 43. 5 m

図 2-39（2／2）　緊急時対策所建屋の概略平面図

表 2-27　壁の水平断面積

<table>
<tr><th rowspan="2">EL.（m）</th><th rowspan="2">質点番号</th><th colspan="2">耐震壁（m²）
(工認モデル)</th><th colspan="2">補助壁（m²）</th><th colspan="2">耐震壁（m²）
＋補助壁（m²）</th></tr>
<tr><th>NS
方向</th><th>EW
方向</th><th>NS
方向</th><th>EW
方向</th><th>NS
方向</th><th>EW
方向</th></tr>
<tr><td rowspan="2">51.00 ～ 43.50</td><td>1</td><td rowspan="2">65.58</td><td rowspan="2">46.84</td><td rowspan="2">－</td><td rowspan="2">－</td><td rowspan="2">65.58
(1.00)</td><td rowspan="2">46.84
(1.00)</td></tr>
<tr><td rowspan="2">2</td></tr>
<tr><td rowspan="2">43.50 ～ 37.00</td><td rowspan="2">175.3</td><td rowspan="2">140.5</td><td rowspan="2">6.0</td><td rowspan="2">21.0</td><td rowspan="2">181.3
(1.03)</td><td rowspan="2">161.5
(1.15)</td></tr>
<tr><td rowspan="2">3</td></tr>
<tr><td rowspan="2">37.00 ～ 30.30</td><td rowspan="2">167.7</td><td rowspan="2">137.2</td><td rowspan="2">18.4</td><td rowspan="2">22.8</td><td rowspan="2">186.1
(1.11)</td><td rowspan="2">160.0
(1.17)</td></tr>
<tr><td rowspan="2">4</td></tr>
<tr><td rowspan="2">30.30 ～ 23.30</td><td rowspan="2">181.4</td><td rowspan="2">154.3</td><td rowspan="2">7.1</td><td rowspan="2">14.8</td><td rowspan="2">188.5
(1.04)</td><td rowspan="2">169.1
(1.10)</td></tr>
<tr><td>5</td></tr>
<tr><td colspan="2">合計</td><td>590.0</td><td>478.8</td><td>31.5</td><td>58.6</td><td>621.5
(1.05)</td><td>537.4
(1.12)</td></tr>
</table>

注　：(　) 内は基本ケースに対する比率

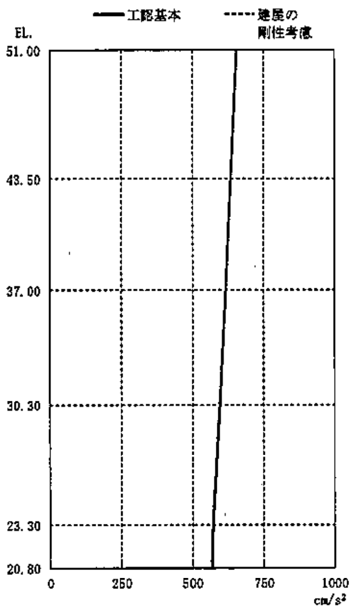
2.4.3 建屋剛性のばらつきを考慮した地震応答解析結果

「補足-400-3　地震応答解析結果における材料物性のばらつきに関する検討」の検討方針に基づき，建屋剛性のばらつきを考慮した地震応答解析の結果について示す。

検討に用いる地震動は，地震波は$\mathrm{S_s}$－Ｄ１とする。

地震応答解析結果の最大応答値を図 2-40～図 2-44 に示す。また，$\mathrm{S_s}$－Ｄ１に対する最大応答せん断力を図 2-45 及び図 2-46 の耐震壁のスケルトンカーブ上にプロットして示す。

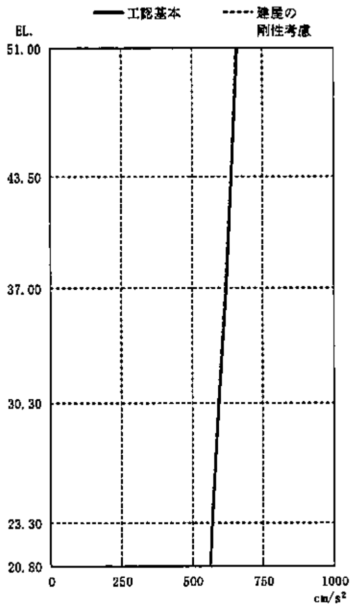
工認基本モデルの解析結果と建屋剛性のばらつきを考慮したモデルとでは，最大応答値は概ね同程度であり，建屋剛性のばらつきが応答に与える影響は小さいことを確認した。



(単位：cm/s²)

工認基本	建屋の剛性考慮
654	657
636	636
616	616
594	593
570	570
566	565

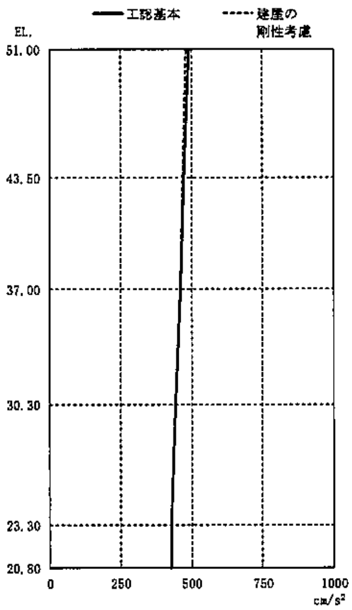
(a)　NS 方向



(単位：cm/s²)

工認基本	建屋の剛性考慮
661	658
641	637
621	618
596	594
569	569
565	565

(b)　EW 方向

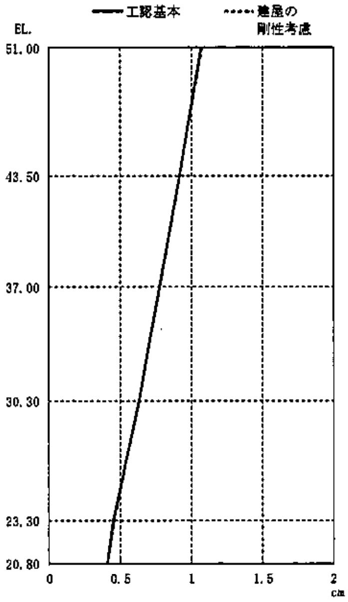


(単位：cm/s²)

工認基本	建屋の剛性考慮
491	481
475	470
461	459
443	441
429	430
428	430

(c) UD 方向

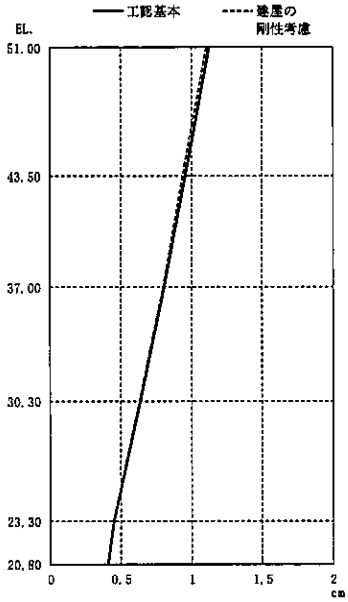
図 2-40　最大応答加速度



(単位：cm)

工認基本	建屋の剛性考慮
1.07	1.08
0.92	0.92
0.78	0.78
0.63	0.63
0.45	0.46
0.41	0.41

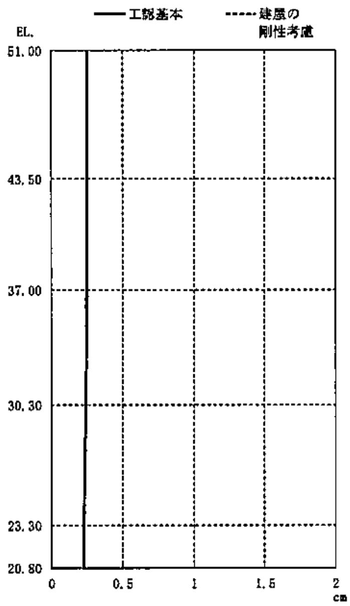
(a)　NS 方向



(単位：cm)

工認基本	建屋の剛性考慮
1.13	1.11
0.96	0.94
0.81	0.80
0.64	0.63
0.45	0.45
0.41	0.41

(b)　EW 方向

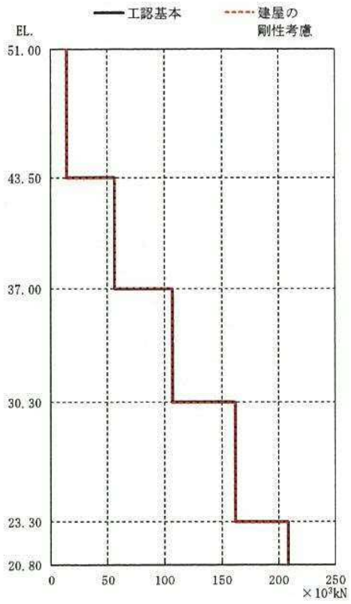


(単位：cm)

工認基本	建屋の剛性考慮
0.25	0.25
0.25	0.25
0.25	0.24
0.24	0.24
0.23	0.23
0.23	0.23

(c)UD 方向

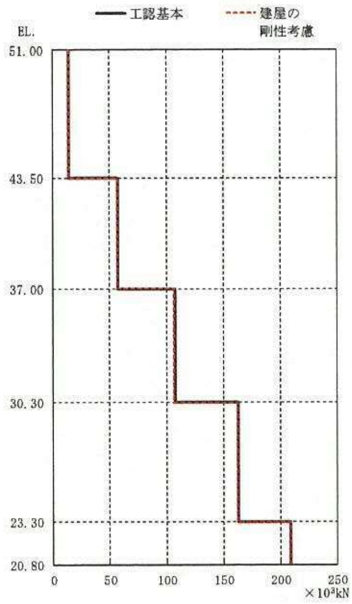
図 2-41　最大応答変位



(単位：×10³kN)

工認基本	建屋の剛性考慮
14.0	14.1
56.8	57.0
107	107
162	162
208	208

(a)　NS 方向

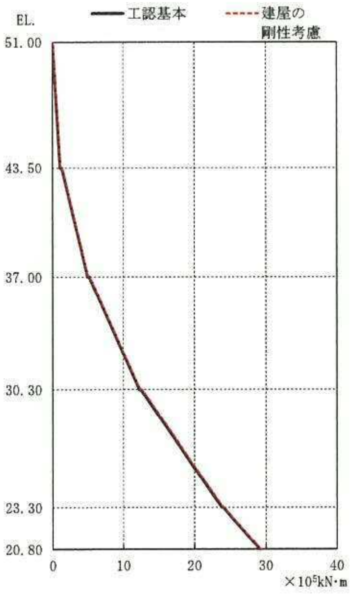


(単位：×10³kN)

工認基本	建屋の剛性考慮
14.2	14.1
57.4	57.1
108	107
163	163
209	209

(b)　EW 方向

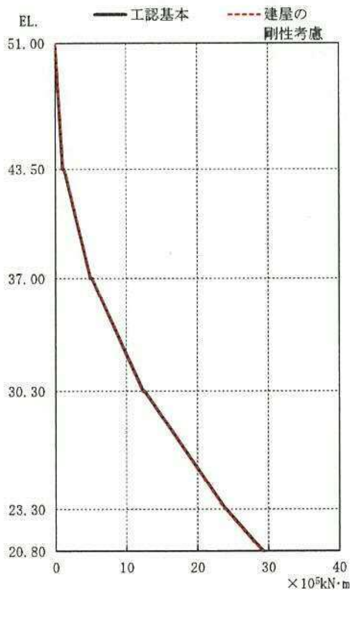
図 2-42　最大応答せん断力



(単位：×10⁵kN·m)

工認基本	建屋の剛性考慮
0.0666	0.0737
1.09	1.10
1.30	1.34
4.96	5.01
5.19	5.28
12.3	12.4
12.5	12.7
23.8	24.0
24.0	24.1
29.2	29.3

(a)　NS 方向

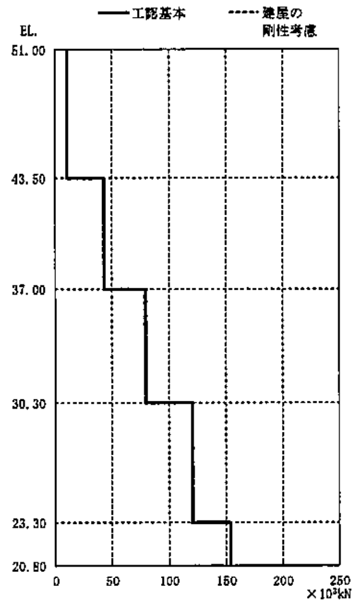


(単位：×10⁵kN·m)

工認基本	建屋の剛性考慮
0.0235	0.0242
1.07	1.07
1.26	1.28
4.96	4.96
5.18	5.19
12.4	12.3
12.6	12.6
24.0	23.9
24.1	24.0
29.3	29.2

(b)　EW 方向

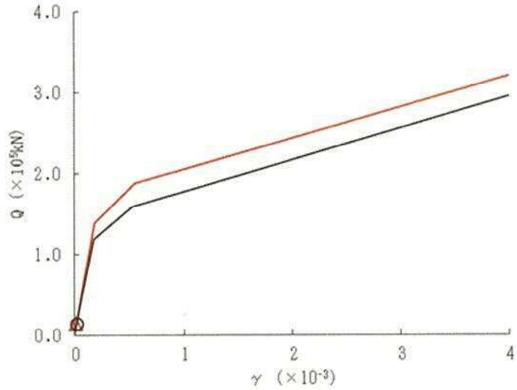
図 2-43　最大応答曲げモーメント



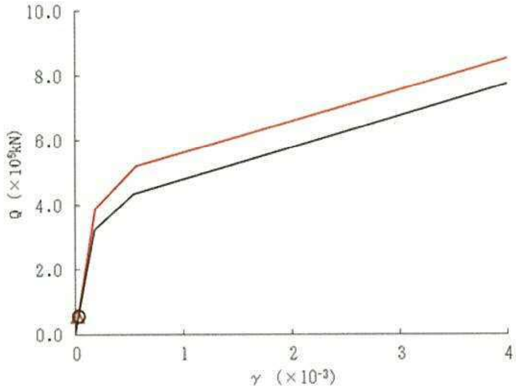
(単位：×10³kN)

工認基本	建屋の剛性考慮
10.6	10.4
42.7	42.1
79.6	78.8
121	120
154	154

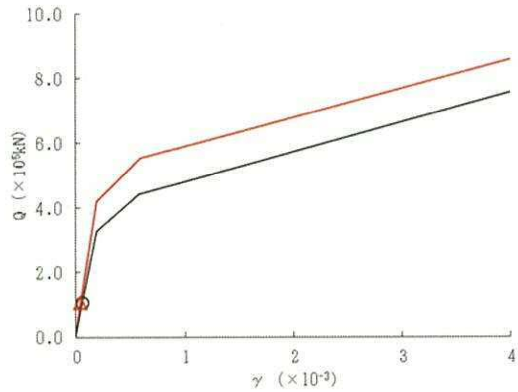
図 2-44　最大応答軸力



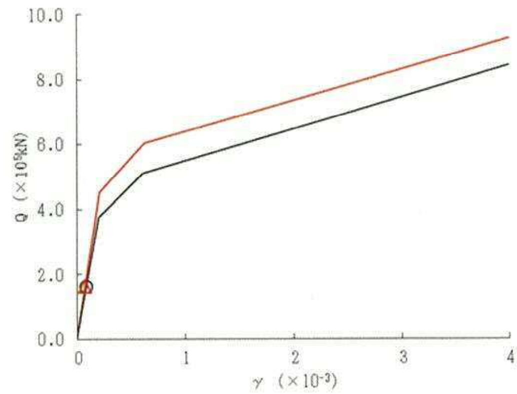
要素番号(1)



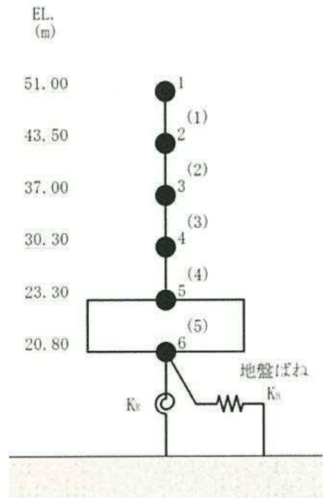
要素番号(2)



要素番号(3)



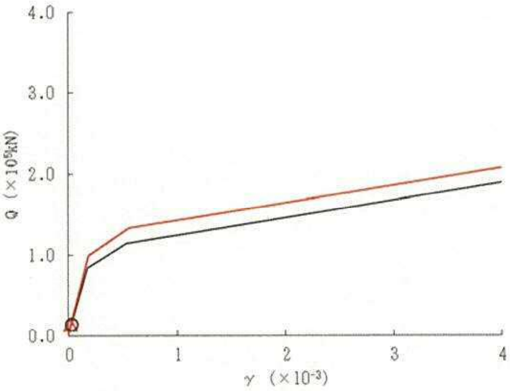
要素番号(4)



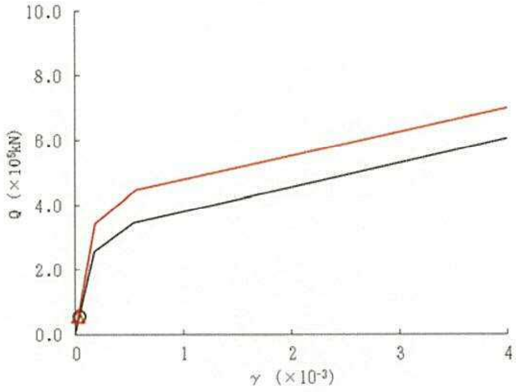
注：　数字は質点番号を示す。
注：(　) 内は要素番号を示す。

地震応答解析モデル（緊急時対策所建屋）

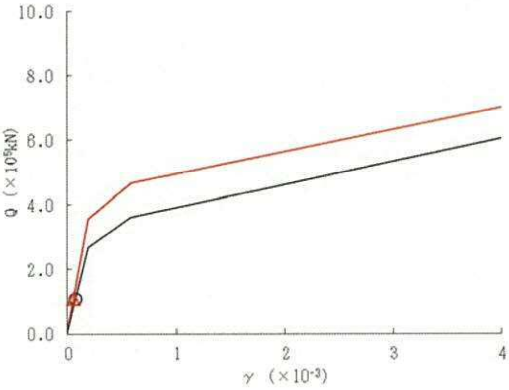
図 2-45　せん断スケルトンカーブ（NS 方向）



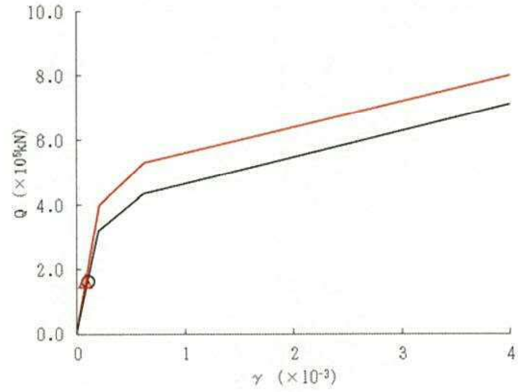
要素番号(1)



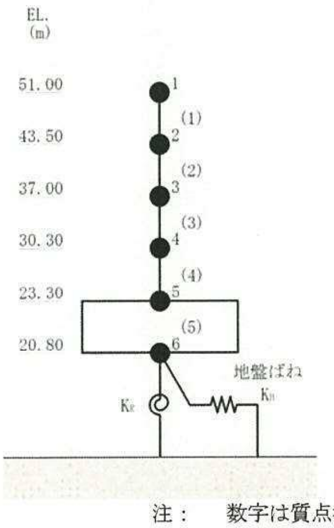
要素番号(2)



要素番号(3)



要素番号(4)



注：　数字は質点番号を示す。
注：(　) 内は要素番号を示す。

地震応答解析モデル（緊急時対策所建屋）

図 2-46　せん断スケルトンカーブ（EW 方向）

2.5　機器・配管系評価への影響検討

2.5.1　検討概要

緊急時対策所建屋ついて，「2.2　地盤物性のばらつきを考慮した場合の影響検討」に基づき，基準地震動S_sのうち４波（S_s－Ｄ１，S_s－２１，S_s－２２及びS_s－３１）に対して地盤物性のばらつきを考慮したケース，並びに「2.5　建屋剛性のばらつきに関する検討」に基づきS_s-Ｄ１に対して建屋剛性のばらつきを考慮したケース（以下，本項では「ばらつきケース」という。）による床応答スペクトルと耐震計算に用いた設備評価用床応答曲線を比較することにより，機器・配管系への影響検討を行う。

なお，緊急時対策所建屋は軟質岩盤に立地しているため，建屋剛性のばらつきによる建屋応答への感度は地盤物性のばらつきによる感度に比べて小さいと考えられることから，建屋剛性と地盤物性のばらつきの重畳については考慮しないこととする。

緊急時対策所建屋に設置される機器・配管系の耐震計算については，添付書類「Ⅴ-2-1-7　設計用床応答曲線の作成方針」にて，以下に示す(1)または(2)の設備評価用床応答曲線を適用する方針としている。

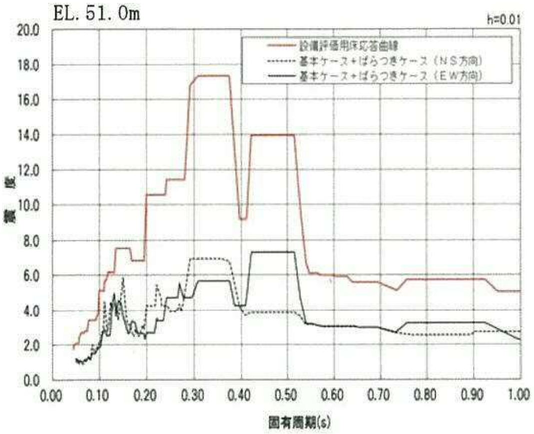
(1) 設計用床応答曲線及び材料物性のばらつき等を考慮した床応答曲線を包絡した設備評価用床応答曲線

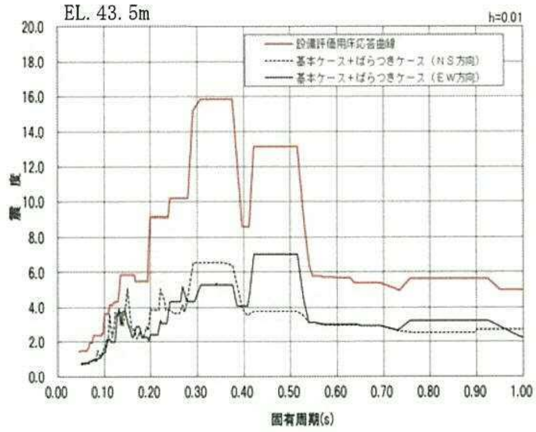
(2) (1)項の設備評価用床応答曲線を保守側に包絡できるように余裕を確保した設備評価用床応答曲線

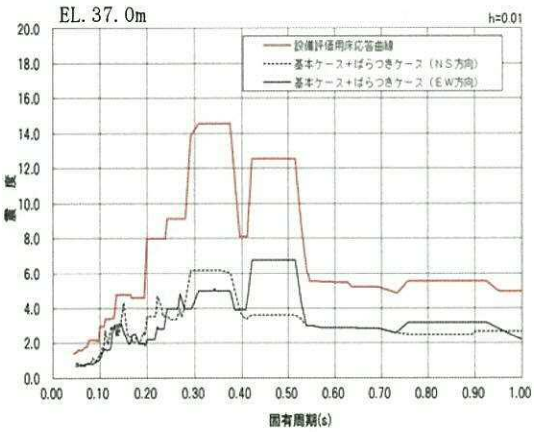
(1)の設備評価用床応答曲線は，ばらつきケースによる床応答スペクトルを含めて作成していることから，影響評価の対象外とし，(2)の設備評価用床応答曲線を適用した機器・配管系への影響検討を行う。

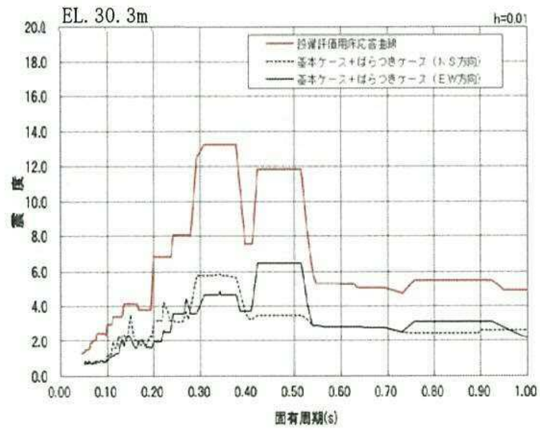
2.5.2　検討結果

(2)の設備評価用床応答曲線とばらつきケースによる床応答スペクトルとの比較を図2-47に示す。同図より，(2)の設備評価用床応答曲線はばらつきケースによる床応答スペクトルを全標高（EL.）及び全固有周期で包絡しており機器・配管系への影響がないことを確認した。









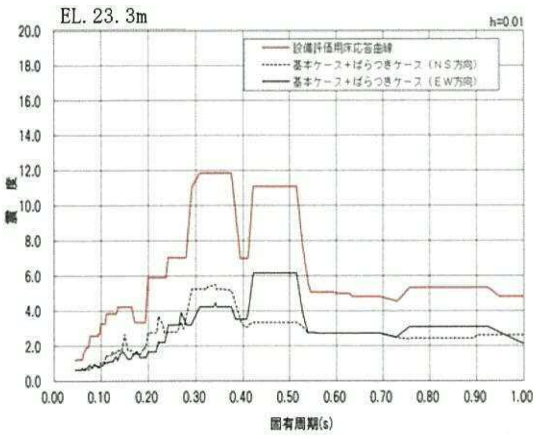
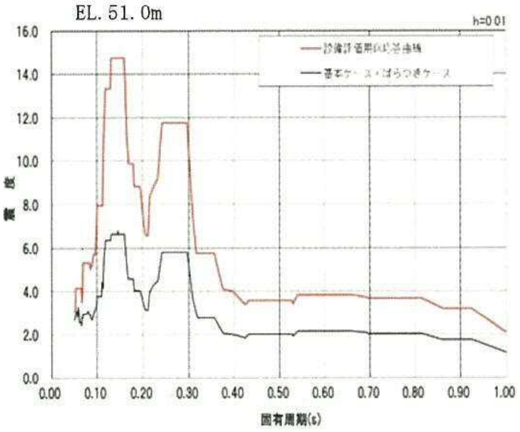
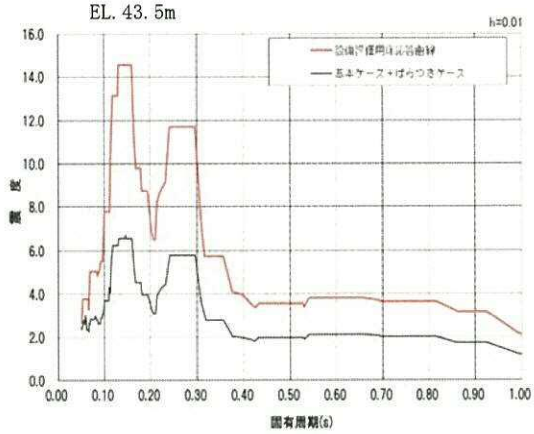


図 2-47（1／2）　設備評価用床応答曲線とばらつきケースによる床応答スペクトルとの比較
（水平方向）

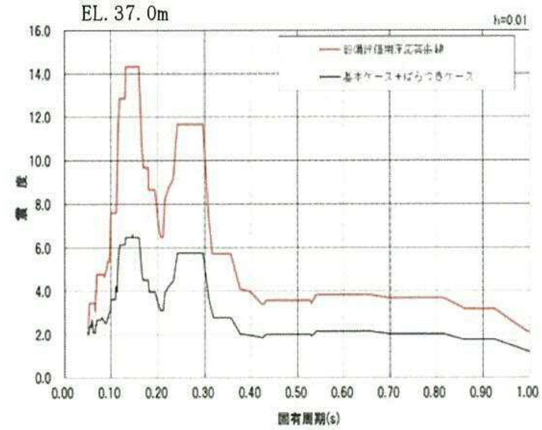
EL. 51.0m



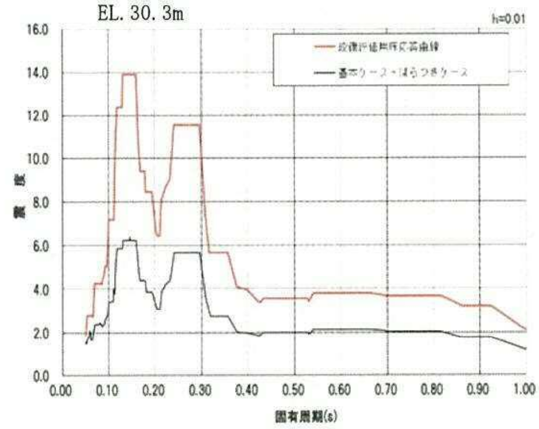
EL. 43.5m



EL. 37.0m



EL. 30.3m



EL. 23.3m

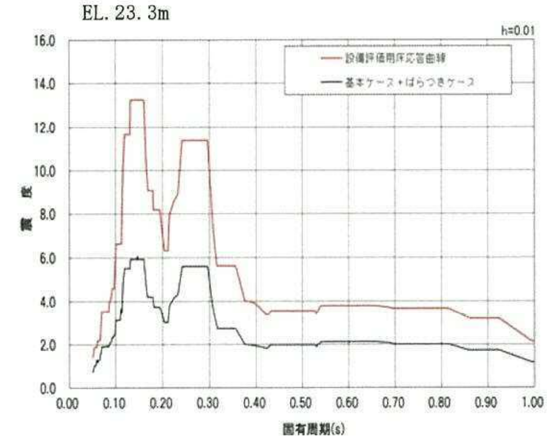


図 2-47 (2／2)　設備評価用床応答曲線とばらつきケースによる床応答スペクトルとの比較
(鉛直方向)

2.6　形状特性係数の設定方法と地震応答解析による影響検討

2.6.1　形状特性係数の設定方法

(1)　概要

東海第二発電所の緊急時対策所建屋について，必要保有水平耐力の算定に用いる形状特性係数の設定根拠について補足説明する。

(2)　形状特性係数の算定方法

緊急時対策所建屋の各層における剛性率及び偏心率から算定される形状特性係数の算出方法及び算出結果を以下に示す。剛性率及び偏心率の算出方法については「建築基準法施行令第 82 条の 6」に準拠し，形状特性係数の算出方法については「昭 55 建告第 1792 号第 7」に準拠する。算出された結果に対して，剛性率については制限値（0.6）以上であることを，偏心率については制限値（0.15）以下であることを確認する。

(a)　剛性率の算定方法

剛性率 R_s は，基準地震動Ｓ$_s$に対する地震応答解析結果から算出された各階の層間変形角の逆数 r_s 及び全階の r_s の相加平均 $\overline{r_s}$ から，下式により求める。

$$R_s = \frac{r_s}{\overline{r_s}}$$

(b)　偏心率の算定方法

重心，剛心及び偏心距離の概念図を図 2-48 に示す。偏心率は，重心と剛心から得られる偏心距離及び弾力半径から算出する。以下に算出方法を示す。

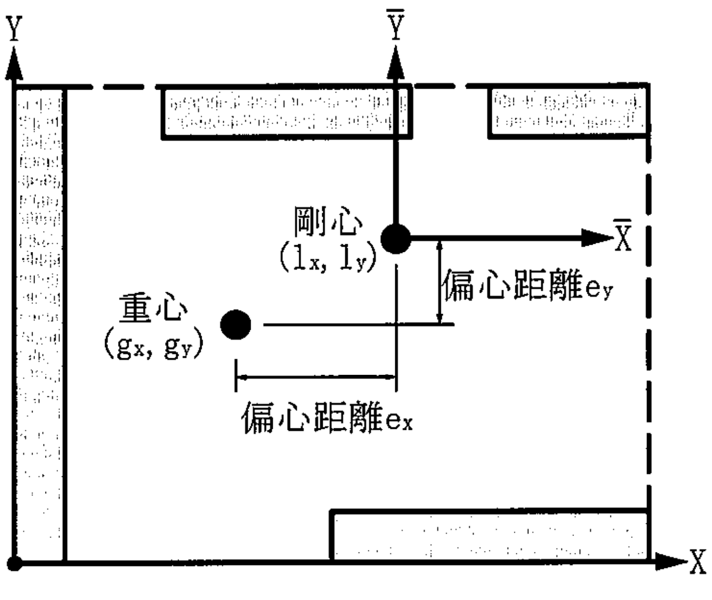


図 2-48　重心，剛心及び偏心距離の概念図

①重心

重心は各階において鉛直力を支持する柱等の構造耐力上主要な部材に生じる長期荷重時の軸力 N 及びその部材の座標 X, Y から計算する。重心の座標を g_x, g_y とすると，

$$g_x = \frac{\sum(N \cdot X)}{W}$$

$$g_y = \frac{\sum(N \cdot Y)}{W}$$

$$W = \sum N$$

ここで，記号 $\sum$ は鉛直荷重を支持する柱等についての和をとる。

②剛心

柱，耐力壁等の水平剛性を K_X, K_Y, その座標を X, Y とすれば，各階の剛心座標 l_X, l_Y は下式より得られる。

$$l_X = \frac{\sum(K_Y \cdot X)}{\sum K_Y}$$

$$l_Y = \frac{\sum(K_X \cdot Y)}{\sum K_X}$$

ここで，記号 $\sum$ は X 方向又は Y 方向に有効な耐震要素について和をとる。

③偏心距離

偏心距離 e は，重心及び剛心の座標から次式のように計算される。

$$e_X = |l_X - g_X|$$

$$e_Y = |l_Y - g_Y|$$

④ねじり剛性

各階の剛心周りのねじり剛性は階ごとに一つ求められる。剛心周りに計算を行うので，座標の平行移動により剛心を原点座標とする。新しい座標系を $\overline{X}$, $\overline{Y}$ とすれば，各耐震要素の座標は，

$$\overline{X} = X - l_X$$

$$\overline{Y} = Y - l_Y$$

と表示される。剛心周りのねじり剛性 K_R は

$$K_R = \sum\left(K_X \cdot \overline{Y}^2\right) + \sum\left(K_Y \cdot \overline{X}^2\right)$$

により求められる。記号 $\sum$ は，X 方向及び Y 方向に有効な耐震要素について和をとる。

⑤弾力半径 r_e

X，Y 方向検討時の弾力半径 r_e（r_{eX} 及び r_{eY}）は，次式で与えられる。

$$r_{eX}=\sqrt{\frac{K_R}{\sum K_X}}=\sqrt{\frac{\sum\left(K_X\cdot\overline{Y}^2\right)+\sum\left(K_Y\cdot\overline{X}^2\right)}{\sum K_X}}$$

$$r_{eY}=\sqrt{\frac{K_R}{\sum K_Y}}=\sqrt{\frac{\sum\left(K_X\cdot\overline{Y}^2\right)+\sum\left(K_Y\cdot\overline{X}^2\right)}{\sum K_Y}}$$

⑥偏心率 R_e

X，Y 各方向に対する偏心率（R_{eX} 及び R_{eY}）は，

$R_{eX}=e_Y/r_{eX}$

$R_{eY}=e_X/r_{eY}$

によって求められる。

(c)　形状特性係数の算定方法

形状特性係数 F_{es} は，剛性率 R_s に応じた数値 F_s と偏心率 R_e に応じた数値 F_e の 2 つを乗じて計算する。F_s 及び F_e の算定方法は以下の通りである。

①F_s の算定方法

$R_s \geqq 0.6$ の場合，$F_s=1.0$

$R_s<0.6$ の場合，$F_s=2.0-\dfrac{R_s}{0.6}$

②F_e の算定方法

$R_e \leqq 0.15$ の場合，$F_e=1.0$

$R_e \geqq 0.3$ の場合，$F_e=1.5$

$0.15<R_e<0.3$ の場合，上記 2 式を直線的に補間した数値。

(3)　算定結果

各層における剛性率を表 2-28 に，偏心率を表 2-29 に，形状特性係数を表 2-30 に，重心及び剛心の位置を図 2-49 に示す。EL. 37. 0 m～EL. 43. 5 m の NS 方向において，偏心率が制限値（0. 15）を超えていることを確認した。

表 2-28　各層における剛性率

EL.（m）	方向	層間変形角の逆数 r_s	全階の r_s の相加平均 $\bar{r}_s$	剛性率 R_s
43. 5～51. 0	NS	20018	15244	1. 313
	EW	13996	11455	1. 222
37. 0～43. 5	NS	16389	15244	1. 075
	EW	12295	11455	1. 073
30. 3～37. 0	NS	11155	15244	0. 732
	EW	8553	11455	0. 747
23. 3～30. 3	NS	13415	15244	0. 880
	EW	10974	11455	0. 958

表 2-29　各層における偏心率

EL.（m）	方向	重心 g_x，g_y（m）	剛心 l_X，l_Y（m）	偏心距離 e_X，e_Y（m）	ねじり剛性 K_R（kN・m）	弾力半径 r_{eX}，r_{eY}（m）	偏心率 R_{eX}，R_{eY}
43. 5～51. 0	NS	7. 19	7. 91	0. 72	7.59×10^{9}	13. 29	0. 054
	EW	22. 76	22. 18	0. 57		15. 52	0. 037
37. 0～43. 5	NS	13. 78	17. 16	3. 39	6.27×10^{10}	19. 75	0. 171
	EW	19. 34	16. 72	2. 62		22. 12	0. 119
30. 3～37. 0	NS	15. 40	17. 08	1. 68	7.96×10^{10}	20. 05	0. 084
	EW	18. 70	16. 70	2. 00		22. 36	0. 090
23. 3～30. 3	NS	16. 28	17. 59	1. 31	9.08×10^{10}	19. 30	0. 068
	EW	18. 36	15. 97	2. 39		21. 14	0. 113

注　：重心及び剛心は原点からの距離

注　：表中の網掛けは，偏心率が制限値（0. 15）を超える層を示す。

表 2-30　各層における形状特性係数

EL.（m）	方向	剛性率に応じた数値 F_s	偏心率に応じた数値 F_e	形状特性係数 F_{es}
43. 5～51. 0	NS	1. 00	1. 00	1. 00
	EW	1. 00	1. 00	1. 00
37. 0～43. 5	NS	1. 00	1. 08	1. 08
	EW	1. 00	1. 00	1. 00
30. 3～37. 0	NS	1. 00	1. 00	1. 00
	EW	1. 00	1. 00	1. 00
23. 3～30. 3	NS	1. 00	1. 00	1. 00
	EW	1. 00	1. 00	1. 00

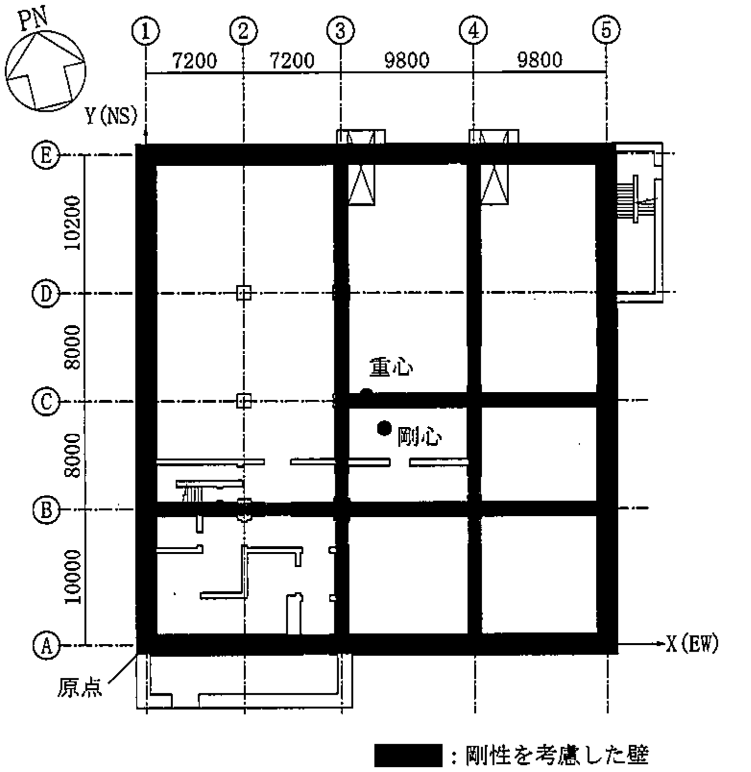


図 2-49（1／4） 重心及び剛心位置（1 階：EL. 23. 3 m）

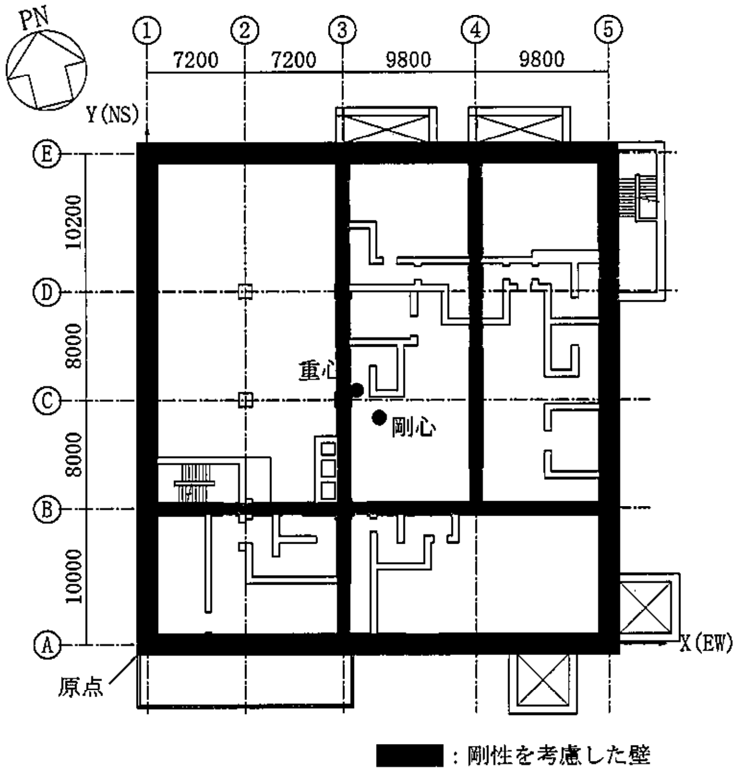


図 2-49（2／4） 重心及び剛心位置（2 階：EL. 30. 3 m）

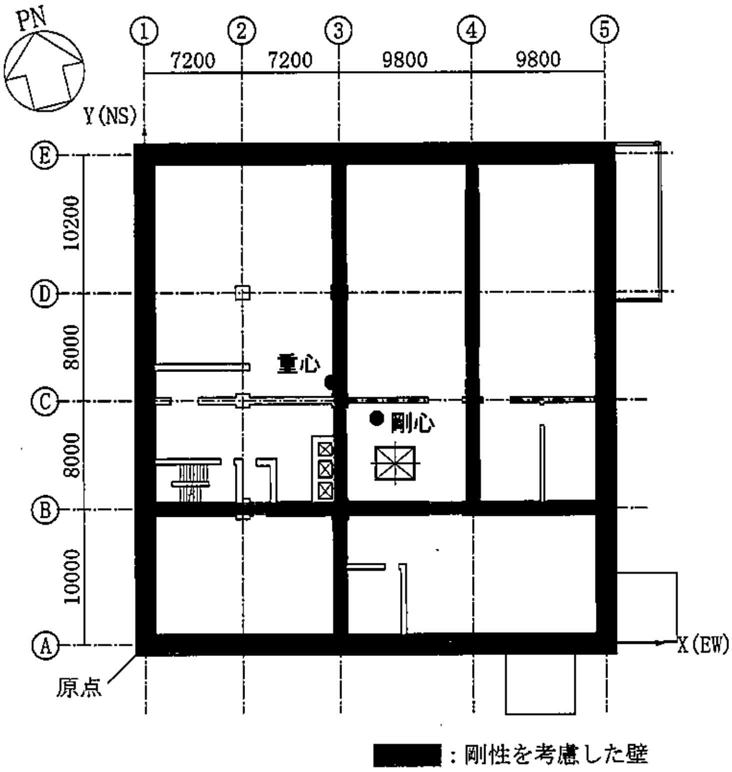


図 2-49（3／4） 重心及び剛心位置（3 階：EL. 37. 0 m）

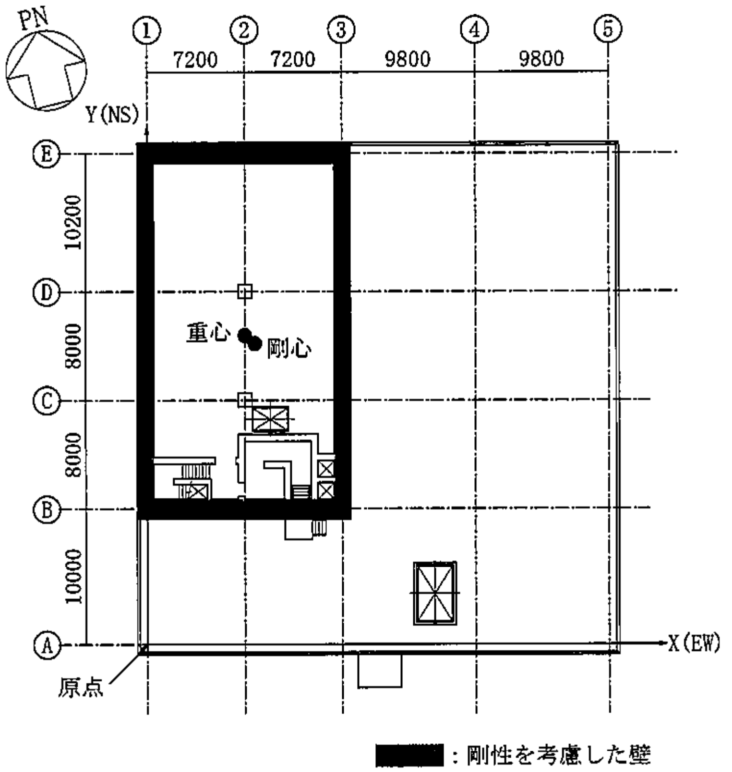


図 2-49（4／4） 重心及び剛心位置（4 階：EL. 43. 5 m）

2.6.2　ねじれを考慮した地震応答解析

(1)　概要

「2.6.2　形状特性係数の算定方法」では，建築基準法施行令に基づき偏心率を計算し，ねじれの影響を評価したが，「建築耐震設計における保有耐力と変形性能（(社) 日本建築学会，1990)」において，偏心率が同一でも，ねじれ剛性が小さい建物ではねじれ応答が大きくなる傾向があると指摘されている。緊急時対策所建屋では，偏心率が制限値（0.15）を超えており，基準法上でもねじれの影響を考慮することから，追加影響検討として，以降に示すねじれの影響を考慮した応答解析モデル（以下「ねじれ応答解析モデル」という。）を用いた地震応答解析（以下「ねじれ応答解析」という。）を行い，耐震壁に生じる最大応答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する。

(2)　解析モデル

ねじれ応答解析モデルを図 2-50 に示す。ねじれ応答解析モデルは，添付書類「Ⅴ-2-2-10　緊急時対策所建屋の地震応答計算書」に示す質点系モデル（以下「一本棒モデル」という。）について，質点を重心位置に，梁要素を剛心位置に設定し，質点及び梁要素の端部を剛性無限大とした梁要素（剛梁）で接続する。重心位置及び剛心位置については，前章にて算出した値を用いる。

基礎底面のばね要素については，一本棒モデルにて採用した水平ばね及び回転ばねに加え，ねじりばねを考慮する。ねじりばねのばね定数及び減衰係数の算定方法を図 2-51 に，ねじりばねのばね定数及び減衰係数を表 2-31 に示す。

ねじれ応答解析に用いる地震動は，一本棒モデルにおいて加速度応答値が大きく生じるS_s－Ｄ１及びS_s－３１とする。

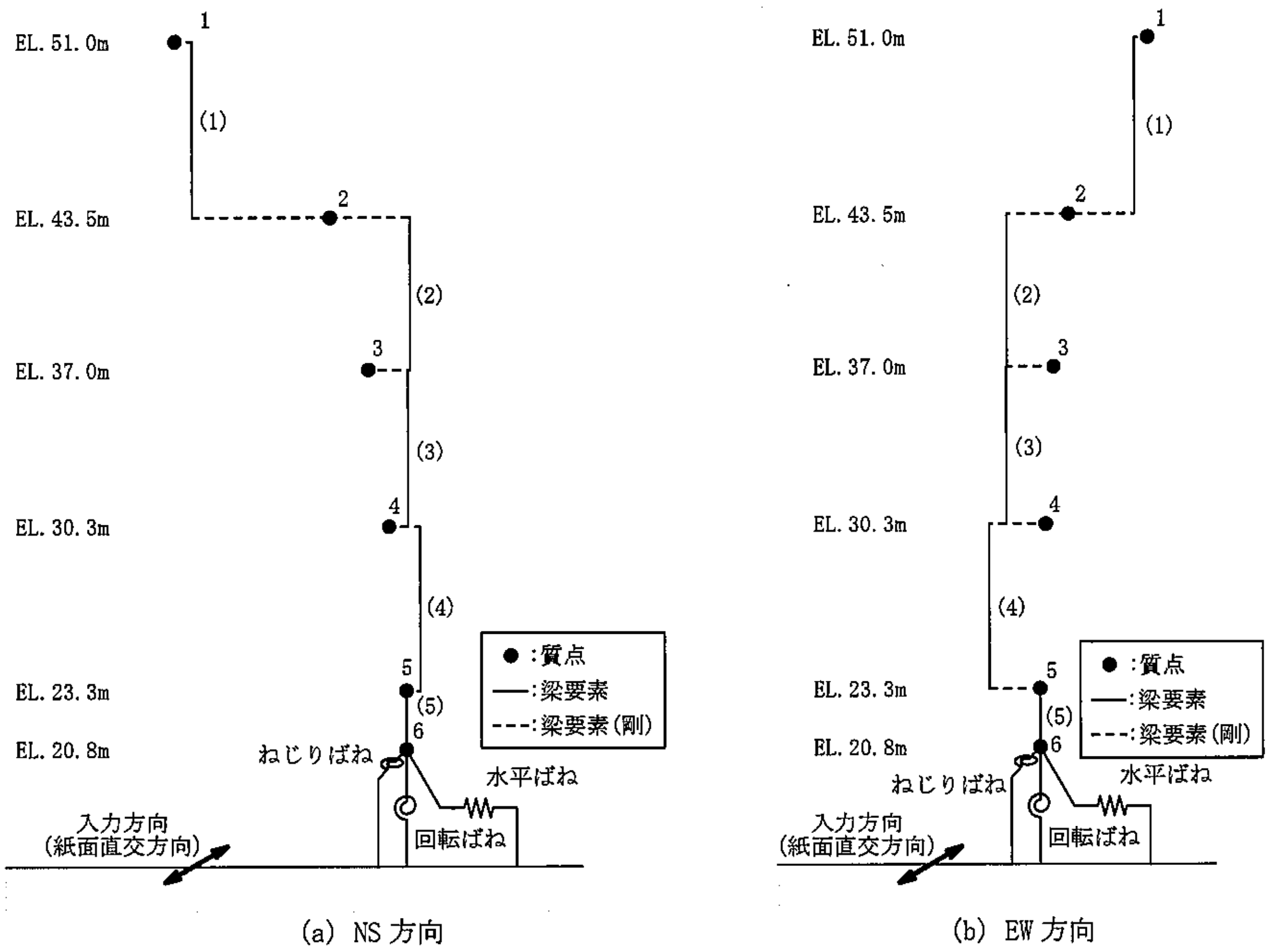
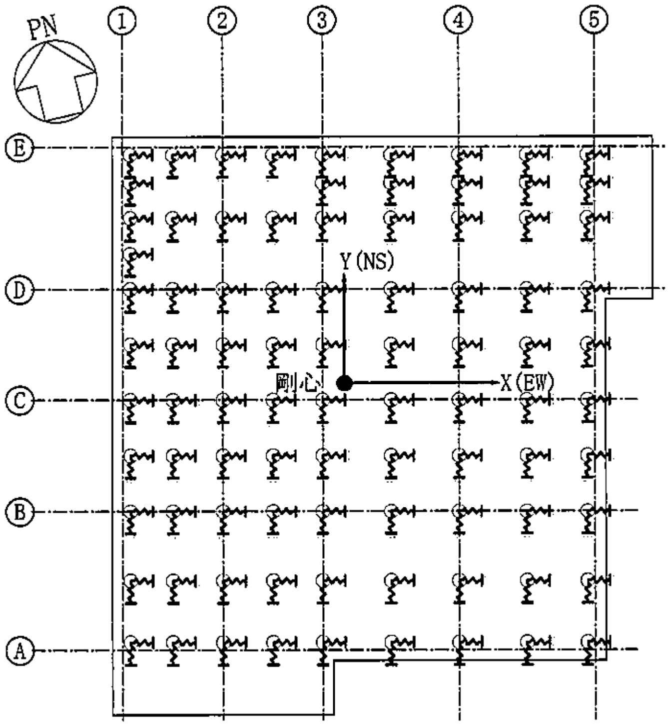


図 2-50　ねじれ応答解析モデル



$$K_{RR}=\sum_{i=1}^{N}(\frac{K_{EW}}{N}\times Y_i^2)+\sum_{i=1}^{N}(\frac{K_{NS}}{N}\times X_i^2)$$

$$C_{RR}=\sum_{i=1}^{N}(\frac{C_{EW}}{N}\times Y_i^2)+\sum_{i=1}^{N}(\frac{C_{NS}}{N}\times X_i^2)$$

K_{RR}　：ねじりばねのばね定数
K_{EW}　：一本棒モデルにおける EW 方向のばね定数
K_{NS}　：一本棒モデルにおける NS 方向のばね定数
C_{RR}　：ねじりばねの減衰係数
C_{EW}　：一本棒モデルにおける EW 方向の減衰係数
C_{NS}　：一本棒モデルにおける NS 方向の減衰係数
N　：杭本数
X_i, Y_i　：ねじりばねの剛心からの距離

図 2-51　ねじりばねのばね定数及び減衰係数の算定方法

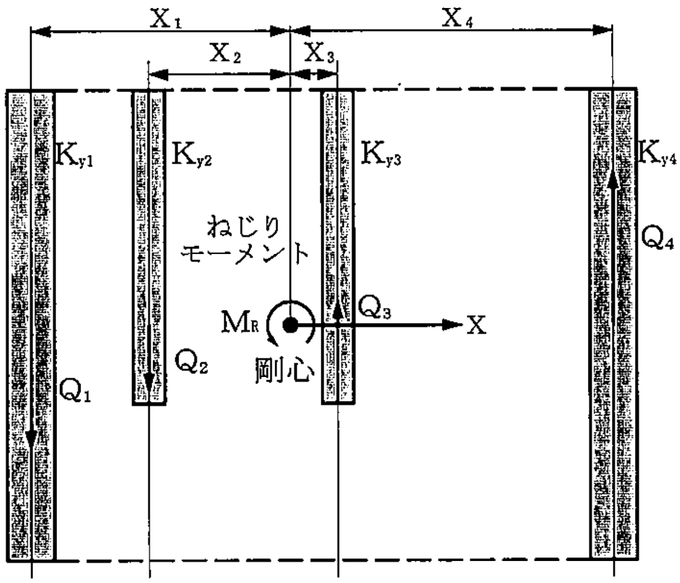
表 2-31　ねじりばねのばね定数及び減衰係数

	地盤ばね成分	ねじりばね定数 K_{RR} (kN･m/rad)	ねじり減衰係数 C_{RR} (kN･m･s/rad)
Ｓｓ－Ｄ１	底面・ねじり	1.25×10^{10}	6.98×10^{8}
Ｓｓ－３１	底面・ねじり	1.23×10^{10}	7.05×10^{8}

(3) ねじれを考慮した耐震壁の評価方法

ねじれ応答解析の結果から，各階各通りにおける耐震壁の負担せん断力を算出する。負担せん断力は，せん断力分配解析により算出したせん断力と，ねじりモーメントから算出された付加せん断力の和とする。ねじりモーメントによる付加せん断力の評価方法を図2-52に示す。

次に，各耐震壁の負担せん断力から各階各通りにおける耐震壁の最大応答せん断ひずみを算出し，許容値（2.0×10^{-3}）を超えないことを確認する。



$$Q_n = \frac{M_R}{K_R} \times K_{yn} \times X_n$$

Q_n　：各耐震壁の付加せん断力

M_R　：ねじりモーメント

K_R　：ねじり剛性

K_{yn}　：各耐震要素の水平剛性

X_n　：各耐震要素の剛心からの距離

図2-52　ねじりモーメントによる付加せん断力の評価方法

(4) 解析結果とねじれに対する検討結果

ねじり応答解析結果として，ねじりモーメントから算出された付加せん断力を表 2-32 に，付加せん断力を考慮した各階各通りにおける耐震壁の負担せん断力を表 2-33 に示す。参考に，一本棒モデルにおける各耐震壁の負担せん断力を表 2-34 に，一本棒モデルに対するねじれ応答解析モデルの負担せん断力の比率（ねじりの影響を考慮した場合の負担せん断力の増加率）を表 2-35 に，一本棒モデルにおけるねじれ補正値 α を表 2-36，α 補正後の一本棒モデルの負担せん断力を表 2-37 に示す。ねじり応答解析における耐震壁の負担せん断力は一本棒モデルに対して最大で 1.23 倍であり，一本棒モデルのねじれ補正値 α の最大値（1.15）よりも約 7%大きな結果となった。

各階各通りにおける耐震壁のせん断スケルトンカーブの諸数値を表 2-38 に，ねじり応答解析における耐震壁の最大応答せん断ひずみ一覧を表 2-39 に示す。ねじれを考慮した場合において，最大応答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。

表 2-32　ねじりモーメントから算出された付加せん断力

(a)　S_s－D１，NS 方向

EL. (m)			付加せん断力（kN）				
			1 通り	2 通り	3 通り	4 通り	5 通り
43.5	～	51.0	203	—	-203	—	—
37.0	～	43.5	3970	—	483	-731	-3721
30.3	～	37.0	5141	—	515	-933	-4724
23.3	～	30.3	7157	—	858	-1694	-6320

(b)　S_s－D１，EW 方向

EL. (m)			付加せん断力（kN）				
			A 通り	B 通り	C 通り	D 通り	E 通り
43.5	～	51.0	—	-220	—	—	220
37.0	～	43.5	-2304	-751	—	—	3055
30.3	～	37.0	-3516	-1040	—	—	4556
23.3	～	30.3	-6159	-1503	285	—	7376

(c)　S_s－３１，NS 方向

EL. (m)			付加せん断力（kN）				
			1 通り	2 通り	3 通り	4 通り	5 通り
43.5	～	51.0	223	—	-223	—	—
37.0	～	43.5	4335	—	527	-799	-4063
30.3	～	37.0	5607	—	562	-1017	-5152
23.3	～	30.3	7801	—	935	-1847	-6889

(d)　S_s－３１，EW 方向

EL. (m)			付加せん断力（kN）				
			A 通り	B 通り	C 通り	D 通り	E 通り
43.5	～	51.0	—	-240	—	—	240
37.0	～	43.5	-2504	-816	—	—	3320
30.3	～	37.0	-3814	-1128	—	—	4941
23.3	～	30.3	-6685	-1631	310	—	8007

表 2-33　耐震壁の負担せん断力（ねじれ応答解析モデル）

(a)　S_s－D１，NS 方向

EL. (m)			負担せん断力（kN）				
			1 通り	2 通り	3 通り	4 通り	5 通り
43.5	～	51.0	6543	—	7557	—	—
37.0	～	43.5	22045	—	14123	7344	13489
30.3	～	37.0	40616	—	23179	14465	28140
23.3	～	30.3	57239	—	33929	29845	41087

(b)　S_s－D１，EW 方向

EL. (m)			負担せん断力（kN）				
			A 通り	B 通り	C 通り	D 通り	E 通り
43.5	～	51.0	—	7395	—	—	6805
37.0	～	43.5	17141	15107	—	—	25252
30.3	～	37.0	34142	26776	—	—	46382
23.3	～	30.3	48882	34454	20313	—	59452

(c)　S_s－３１，NS 方向

EL. (m)			負担せん断力（kN）				
			1 通り	2 通り	3 通り	4 通り	5 通り
43.5	～	51.0	7150	—	8250	—	—
37.0	～	43.5	24034	—	15390	8000	14676
30.3	～	37.0	44251	—	25250	15758	30641
23.3	～	30.3	62457	—	37024	32573	44846

(d)　S_s－３１，EW 方向

EL. (m)			負担せん断力（kN）				
			A 通り	B 通り	C 通り	D 通り	E 通り
43.5	～	51.0	—	8067	—	—	7433
37.0	～	43.5	18600	16390	—	—	27410
30.3	～	37.0	36968	28995	—	—	50237
23.3	～	30.3	53116	37432	22068	—	64584

表 2-34　耐震壁の負担せん断力（一本棒モデル）

(a)　Ｓｓ－Ｄ１，NS 方向

EL. (m)			負担せん断力（kN）				
			1 通り	2 通り	3 通り	4 通り	5 通り
43.5	～	51.0	6291	－	7709	－	－
37.0	～	43.5	18014	－	13596	8046	17145
30.3	～	37.0	35410	－	22622	15368	32801
23.3	～	30.3	49991	－	33010	31480	47319

(b)　Ｓｓ－Ｄ１，EW 方向

EL. (m)			負担せん断力（kN）				
			A 通り	B 通り	C 通り	D 通り	E 通り
43.5	～	51.0	－	7614	－	－	6586
37.0	～	43.5	19414	15829	－	－	22157
30.3	～	37.0	37589	27763	－	－	41747
23.3	～	30.3	54974	35913	20002	－	52012

(c)　Ｓｓ－３１，NS 方向

EL. (m)			負担せん断力（kN）				
			1 通り	2 通り	3 通り	4 通り	5 通り
43.5	～	51.0	6880	－	8420	－	－
37.0	～	43.5	19644	－	14820	8766	18670
30.3	～	37.0	38516	－	24606	16715	35663
23.3	～	30.3	54503	－	35989	34321	51587

(d)　Ｓｓ－３１，EW 方向

EL. (m)			負担せん断力（kN）				
			A 通り	B 通り	C 通り	D 通り	E 通り
43.5	～	51.0	－	8307	－	－	7193
37.0	～	43.5	21073	17177	－	－	24049
30.3	～	37.0	40713	30070	－	－	45217
23.3	～	30.3	59700	38997	21721	－	56481

表 2-35　耐震壁の負担せん断力の比率

(a)　S_s－D1，NS 方向

EL. (m)	ねじれ応答解析モデル／一本棒モデル				
	1 通り	2 通り	3 通り	4 通り	5 通り
43.5 ～ 51.0	1.05	－	0.99	－	－
37.0 ～ 43.5	1.23	－	1.04	0.92	0.79
30.3 ～ 37.0	1.15	－	1.03	0.95	0.86
23.3 ～ 30.3	1.15	－	1.03	0.95	0.87

注　：表中の網掛けは最大値を示す。

(b)　S_s－D1，EW 方向

EL. (m)	ねじれ応答解析モデル／一本棒モデル				
	A 通り	B 通り	C 通り	D 通り	E 通り
43.5 ～ 51.0	－	0.98	－	－	1.04
37.0 ～ 43.5	0.89	0.96	－	－	1.14
30.3 ～ 37.0	0.91	0.97	－	－	1.12
23.3 ～ 30.3	0.89	0.96	1.02	－	1.15

注　：表中の網掛けは最大値を示す。

(c)　S_s－31，NS 方向

EL. (m)	ねじれ応答解析モデル／一本棒モデル				
	1 通り	2 通り	3 通り	4 通り	5 通り
43.5 ～ 51.0	1.04	－	0.98	－	－
37.0 ～ 43.5	1.23	－	1.04	0.92	0.79
30.3 ～ 37.0	1.15	－	1.03	0.95	0.86
23.3 ～ 30.3	1.15	－	1.03	0.95	0.87

注　：表中の網掛けは最大値を示す。

(d)　S_s－31，EW 方向

EL. (m)	ねじれ応答解析モデル／一本棒モデル				
	A 通り	B 通り	C 通り	D 通り	E 通り
43.5 ～ 51.0	－	0.98	－	－	1.04
37.0 ～ 43.5	0.89	0.96	－	－	1.14
30.3 ～ 37.0	0.91	0.97	－	－	1.12
23.3 ～ 30.3	0.89	0.96	1.02	－	1.15

注　：表中の網掛けは最大値を示す。

表 2-36　一本棒モデルにおけるねじれ補正値α

(a) NS 方向

EL. (m)	ねじれ補正値α				
	1 通り	2 通り	3 通り	4 通り	5 通り
43.5 ～ 51.0	1.04	—	1.00	—	—
37.0 ～ 43.5	1.15	—	1.03	1.00	1.00
30.3 ～ 37.0	1.08	—	1.02	1.00	1.00
23.3 ～ 30.3	1.07	—	1.02	1.00	1.00

注　：表中の網掛けは最大値を示す。

(b) EW 方向

EL. (m)	ねじれ補正値α				
	A 通り	B 通り	C 通り	D 通り	E 通り
43.5 ～ 51.0	—	1.00	—	—	1.04
37.0 ～ 43.5	1.00	1.00	—	—	1.11
30.3 ～ 37.0	1.00	1.00	—	—	1.08
23.3 ～ 30.3	1.00	1.00	1.02	—	1.11

注　：表中の網掛けは最大値を示す。

表 2-37　耐震壁の負担せん断力（一本棒モデル，α補正後）

(a)　Ｓ$_s$－Ｄ１，NS 方向

EL. (m)			負担せん断力（kN）				
			1 通り	2 通り	3 通り	4 通り	5 通り
43.5	～	51.0	6494	—	7710	—	—
37.0	～	43.5	20698	—	13923	8046	17145
30.3	～	37.0	37934	—	22875	15368	32802
23.3	～	30.3	53090	—	33382	31480	47320

(b)　Ｓ$_s$－Ｄ１，EW 方向

EL. (m)			負担せん断力（kN）				
			A 通り	B 通り	C 通り	D 通り	E 通り
43.5	～	51.0	—	7614	—	—	6807
37.0	～	43.5	19415	15829	—	—	24469
30.3	～	37.0	37590	27764	—	—	45006
23.3	～	30.3	54974	35913	20219	—	57627

(c)　Ｓ$_s$－３１，NS 方向

EL. (m)			負担せん断力（kN）				
			1 通り	2 通り	3 通り	4 通り	5 通り
43.5	～	51.0	7102	—	8421	—	—
37.0	～	43.5	22571	—	15176	8767	18670
30.3	～	37.0	41261	—	24881	16716	35664
23.3	～	30.3	57882	—	36394	34322	51588

(d)　Ｓ$_s$－３１，EW 方向

EL. (m)			負担せん断力（kN）				
			A 通り	B 通り	C 通り	D 通り	E 通り
43.5	～	51.0	—	8307	—	—	7434
37.0	～	43.5	21074	17178	—	—	26559
30.3	～	37.0	40713	30071	—	—	48746
23.3	～	30.3	59701	38998	21957	—	62580

表 2-38（1／2）　せん断スケルトンカーブ（$\tau-\gamma$ 関係）

(a) NS 方向，1 通り

EL. (m)			τ_1 (N/mm²)	τ_2 (N/mm²)	τ_3 (N/mm²)	γ_1 (×10⁻³)	γ_2 (×10⁻³)	γ_3 (×10⁻³)
43.5	～	51.0	1.79	2.42	4.52	0.176	0.529	4.0
37.0	～	43.5	1.85	2.50	4.08	0.182	0.545	4.0
30.3	～	37.0	1.94	2.62	4.16	0.191	0.573	4.0
23.3	～	30.3	2.04	2.75	4.24	0.201	0.602	4.0

(b) NS 方向，3 通り

EL. (m)			τ_1 (N/mm²)	τ_2 (N/mm²)	τ_3 (N/mm²)	γ_1 (×10⁻³)	γ_2 (×10⁻³)	γ_3 (×10⁻³)
43.5	～	51.0	1.80	2.43	4.53	0.177	0.532	4.0
37.0	～	43.5	1.89	2.55	5.08	0.186	0.557	4.0
30.3	～	37.0	2.03	2.74	5.19	0.199	0.598	4.0
23.3	～	30.3	2.14	2.89	5.29	0.211	0.632	4.0

(c) NS 方向，4 通り

EL. (m)			τ_1 (N/mm²)	τ_2 (N/mm²)	τ_3 (N/mm²)	γ_1 (×10⁻³)	γ_2 (×10⁻³)	γ_3 (×10⁻³)
43.5	～	51.0	—	—	—	—	—	—
37.0	～	43.5	1.85	2.50	5.05	0.182	0.546	4.0
30.3	～	37.0	1.99	2.69	5.16	0.196	0.588	4.0
23.3	～	30.3	2.11	2.84	5.26	0.207	0.621	4.0

(d) NS 方向，5 通り

EL. (m)			τ_1 (N/mm²)	τ_2 (N/mm²)	τ_3 (N/mm²)	γ_1 (×10⁻³)	γ_2 (×10⁻³)	γ_3 (×10⁻³)
43.5	～	51.0	—	—	—	—	—	—
37.0	～	43.5	1.79	2.42	4.04	0.176	0.528	4.0
30.3	～	37.0	1.93	2.61	4.15	0.190	0.570	4.0
23.3	～	30.3	2.07	2.79	4.27	0.203	0.610	4.0

表 2-38 (2／2)　せん断スケルトンカーブ（$\tau-\gamma$ 関係）

(a) EW 方向，A 通り

EL. (m)	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 ($\times10^{-3}$)
43.5 ～ 51.0	—	—	—	—	—	—
37.0 ～ 43.5	1.79	2.41	4.03	0.176	0.527	4.0
30.3 ～ 37.0	1.95	2.63	4.16	0.191	0.574	4.0
23.3 ～ 30.3	2.00	2.70	4.21	0.197	0.591	4.0

(b) EW 方向，B 通り

EL. (m)	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 ($\times10^{-3}$)
43.5 ～ 51.0	1.80	2.43	4.04	0.177	0.531	4.0
37.0 ～ 43.5	1.87	2.52	5.06	0.183	0.550	4.0
30.3 ～ 37.0	1.99	2.68	5.16	0.195	0.586	4.0
23.3 ～ 30.3	2.15	2.91	5.30	0.212	0.635	4.0

(c) EW 方向，C 通り

EL. (m)	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 ($\times10^{-3}$)
43.5 ～ 51.0	—	—	—	—	—	—
37.0 ～ 43.5	—	—	—	—	—	—
30.3 ～ 37.0	—	—	—	—	—	—
23.3 ～ 30.3	2.15	2.90	5.30	0.211	0.634	4.0

(d) EW 方向，E 通り

EL. (m)	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 ($\times10^{-3}$)
43.5 ～ 51.0	1.80	2.43	4.04	0.177	0.530	4.0
37.0 ～ 43.5	1.84	2.48	4.07	0.181	0.542	4.0
30.3 ～ 37.0	1.94	2.62	4.16	0.191	0.573	4.0
23.3 ～ 30.3	2.08	2.81	4.28	0.205	0.614	4.0

表 2-39　最大応答せん断ひずみ一覧

(a)　Ｓｓ－Ｄ１，NS 方向

EL. (m)	最大応答せん断ひずみ（×10⁻³）				
	1 通り	2 通り	3 通り	4 通り	5 通り
51.0～43.5	0.0194	－	0.0230	－	－
43.5～37.0	0.0384	－	0.0379	0.0283	0.0235
37.0～30.3	0.0707	－	0.0676	0.0601	0.0515
30.3～23.3	0.0996	－	0.0914	0.0852	0.0751

(b)　Ｓｓ－Ｄ１，EW 方向

EL. (m)	最大応答せん断ひずみ（×10⁻³）				
	A 通り	B 通り	C 通り	D 通り	E 通り
51.0～43.5	－	0.0314	－	－	0.0284
43.5～37.0	0.0317	0.0438	－	－	0.0467
37.0～30.3	0.0670	0.0780	－	－	0.0857
30.3～23.3	0.0922	0.102	0.103	－	0.119

(c)　Ｓｓ－３１，NS 方向

EL. (m)	最大応答せん断ひずみ（×10⁻³）				
	1 通り	2 通り	3 通り	4 通り	5 通り
51.0～43.5	0.0212	－	0.0251	－	－
43.5～37.0	0.0418	－	0.0413	0.0309	0.0256
37.0～30.3	0.0770	－	0.0737	0.0654	0.0561
30.3～23.3	0.109	－	0.0998	0.0930	0.0819

(d)　Ｓｓ－３１，EW 方向

EL. (m)	最大応答せん断ひずみ（×10⁻³）				
	A 通り	B 通り	C 通り	D 通り	E 通り
51.0～43.5	－	0.0342	－	－	0.0310
43.5～37.0	0.0344	0.0475	－	－	0.0507
37.0～30.3	0.0726	0.0844	－	－	0.0928
30.3～23.3	0.101	0.110	0.112	－	0.130

3. 耐震性についての計算書に関する補足説明

3.1 設計荷重の設定根拠

3.1.1 機器配管荷重（E）

添付書類「Ｖ-2-2-11　緊急時対策所建屋の耐震性についての計算書」において，機器配管荷重は 190 N/m^2～5260 N/m^{2}で設定している。各階の機器配管荷重（地震時）を図 3-1 に示す。

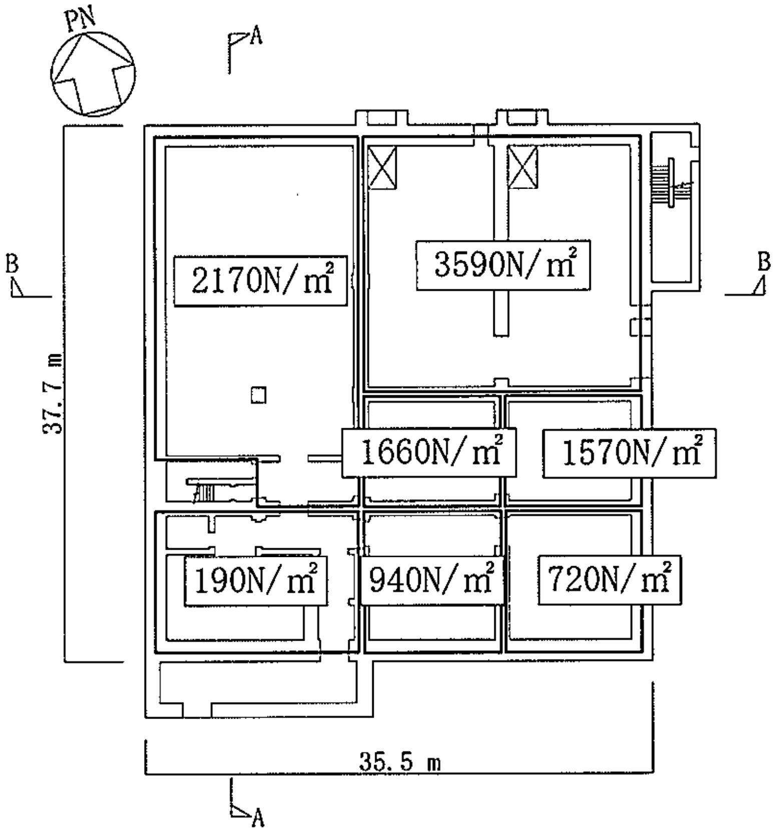


図 3-1（1／5） 機器配管荷重（地震時，1 階：EL. 23.3 m）

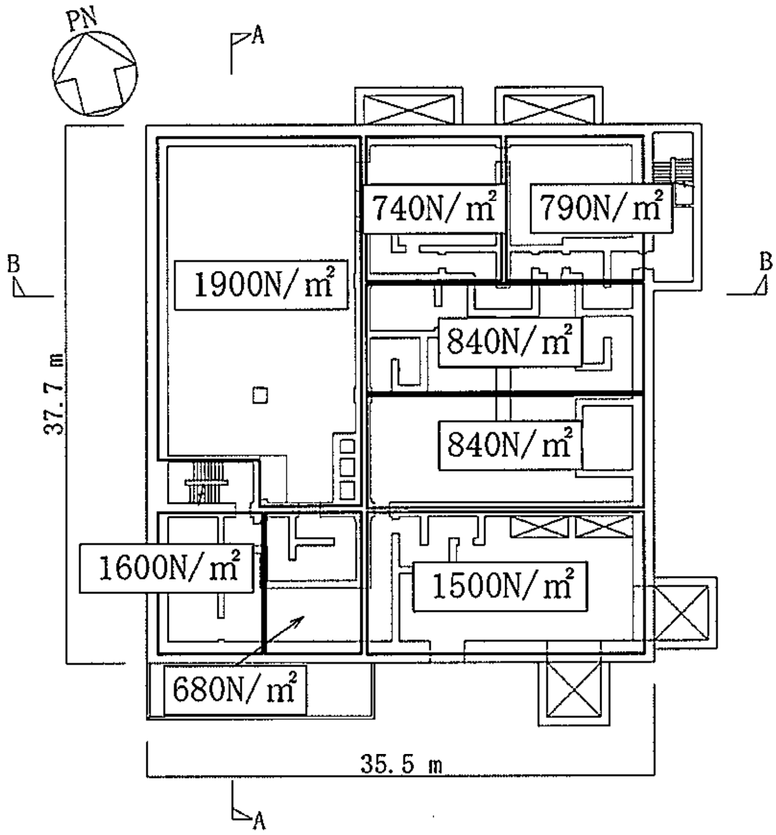


図 3-1（2／5） 機器配管荷重（地震時，2 階：EL. 30.3 m）

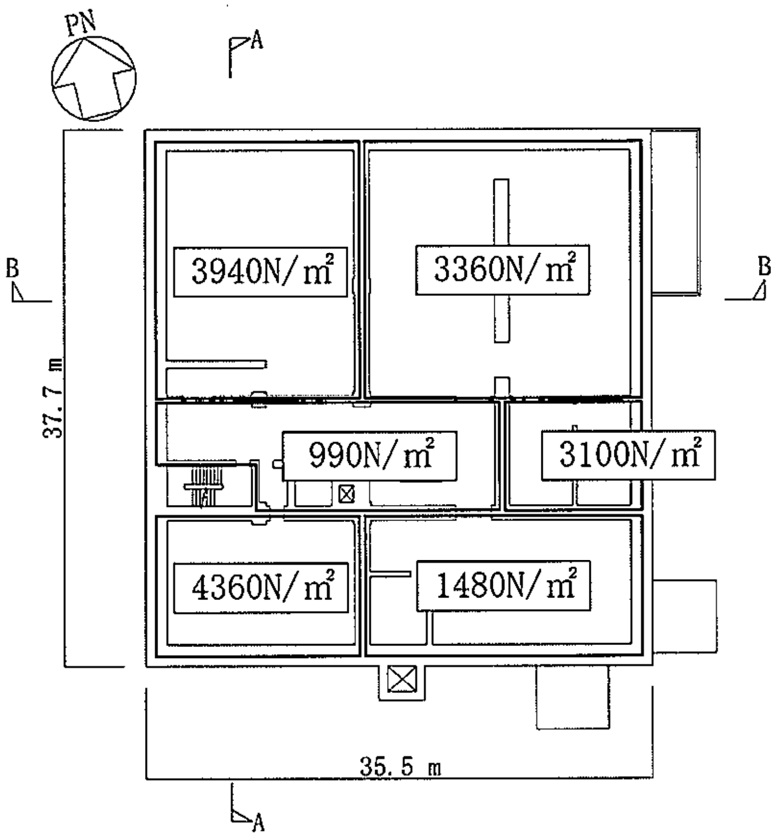


図 3-1 (3／5)　機器配管荷重（地震時，3 階：EL. 37.0 m）

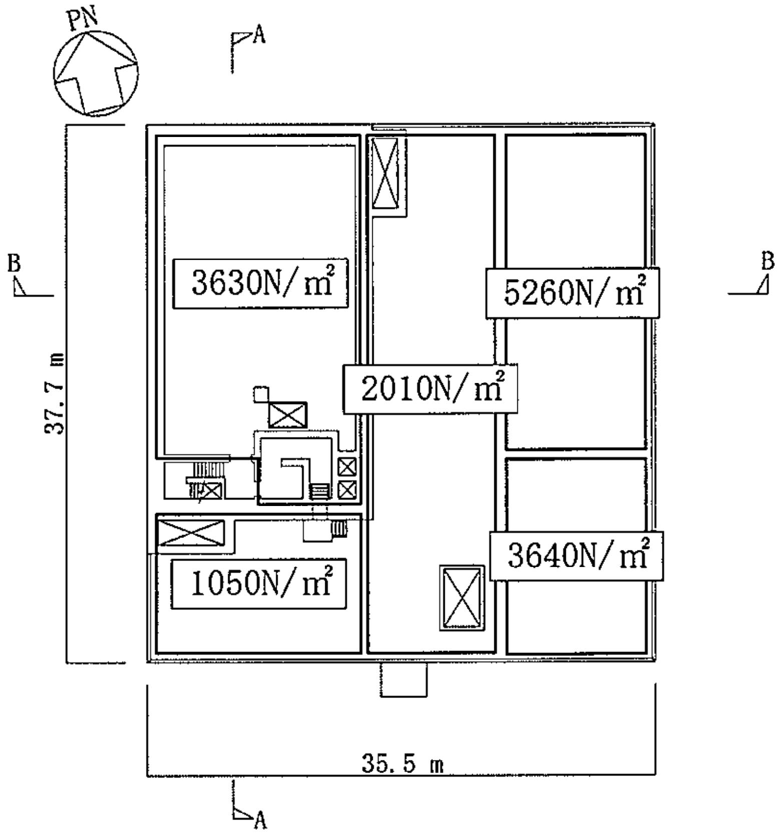


図 3-1 (4／5)　機器配管荷重（地震時，4 階：EL. 43.5 m）

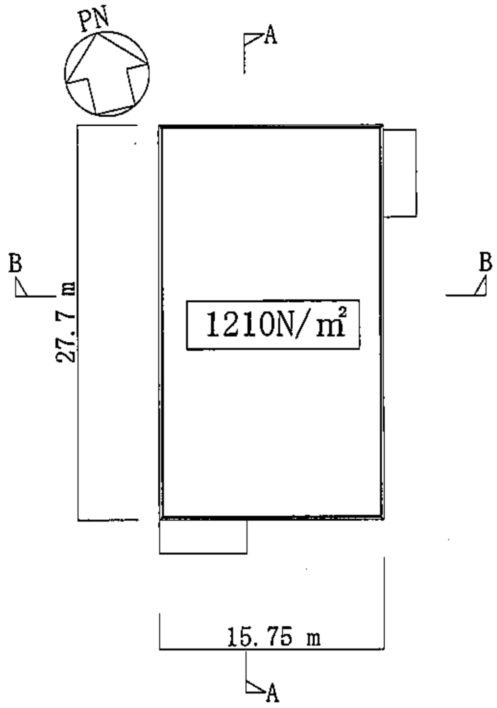


図 3-1 (5／5)　機器配管荷重 (地震時, R 階 : EL. 51. 0 m)

3.1.2 積載荷重（P）

添付書類「Ⅴ-2-2-11　緊急時対策所建屋の耐震性についての計算書」において，積載荷重は表 3-1 の通り設定している。災害対策本部室等に設置予定の機材（机等）はすでに機器配管荷重に考慮されているため，積載荷重としては人員による荷重を主体として考慮する。

災害対策本部室等の居室には多数の人員が活動する場所として，建築基準法施行令第 85 条の「劇場，映画館，演芸場，観覧場，公会堂，集会場その他これらに類する用途に供する建築物の客席又は集会室」を，上記居室に連絡する通路等には上記施行令の「廊下，玄関又は階段」を設定している。また，災害対策本部室において，最大収容人数 100 人の重量を床面積で除した値が設定した積載荷重値を超えないことを確認している。

表 3-1　積載荷重（P）

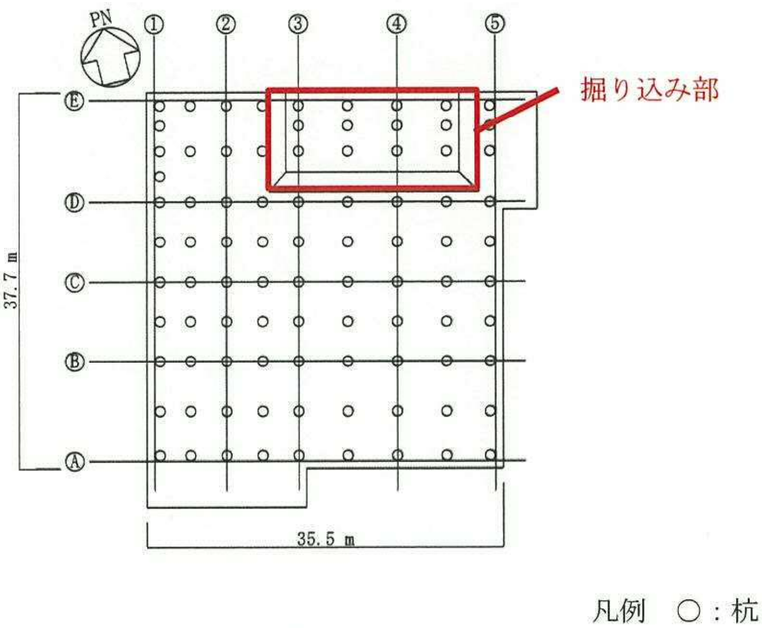
	積載荷重
災害対策本部等	1600 N/m^2
通路等	2100 N/m^2

3.2 基礎スラブの掘り込み部の影響検討

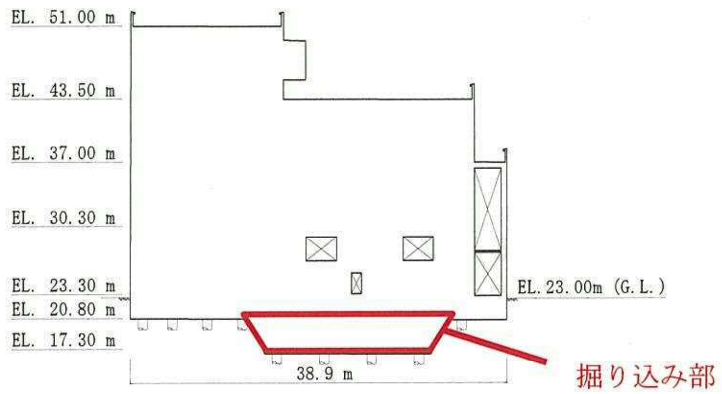
3.2.1 概要

基礎スラブの掘り込み部を図 3-2 に，掘り込み部のモデル化の概念図を図 3-3 に示す。添付書類「Ⅴ-2-2-10　緊急時対策所建屋の地震応答計算書」における基礎底面地盤ばねの算出，及び添付書類「Ⅴ-2-2-11　緊急時対策所建屋の耐震性についての計算書」における杭の設計では，液状化対策として杭頭付近で地盤改良土を施工することから，基礎スラブの掘り込み部については影響が小さいと考え，考慮せずに評価している。

本節では，基礎スラブ－杭－地盤の 3 次元ＦＥＭモデルを用いた周波数応答解析を実施し，地震応答解析において掘り込み部の影響が小さいこと確認する。また，杭頭における曲げモーメント及びせん断力の分担率を評価し，杭応力の評価において掘り込み部の影響が小さいことを確認する。

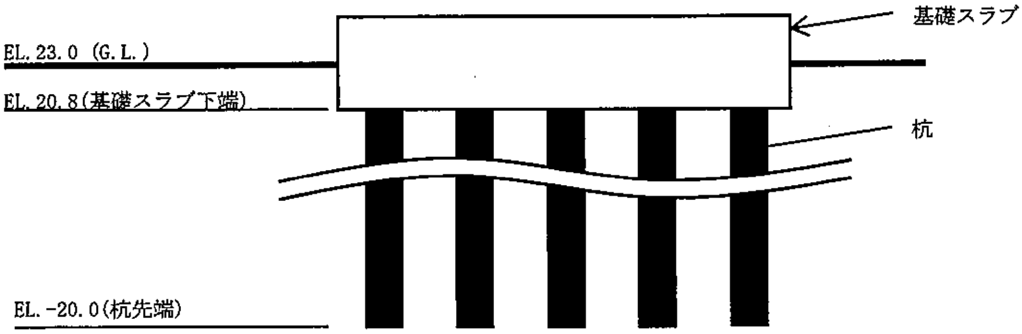


(a) 杭伏図（EL. 20.8 m）

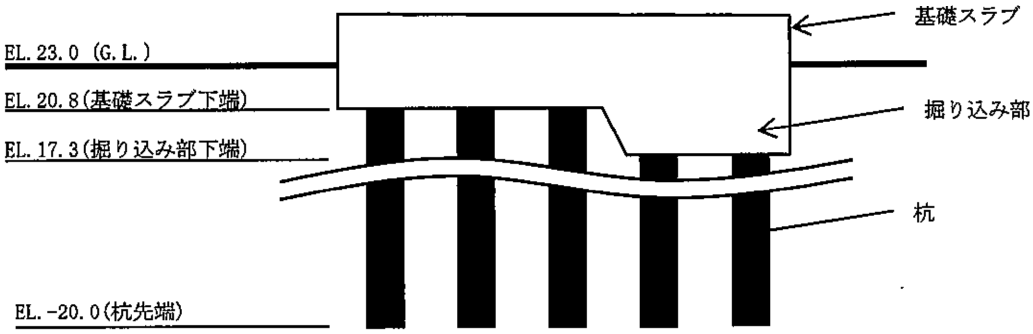


(b) E 通り軸組図

図 3-2　基礎スラブの掘り込み部



(a) 掘り込み部なし



(b) 掘り込み部あり

図 3-3　掘り込み部のモデル化の概念図

3.2.2　解析方針

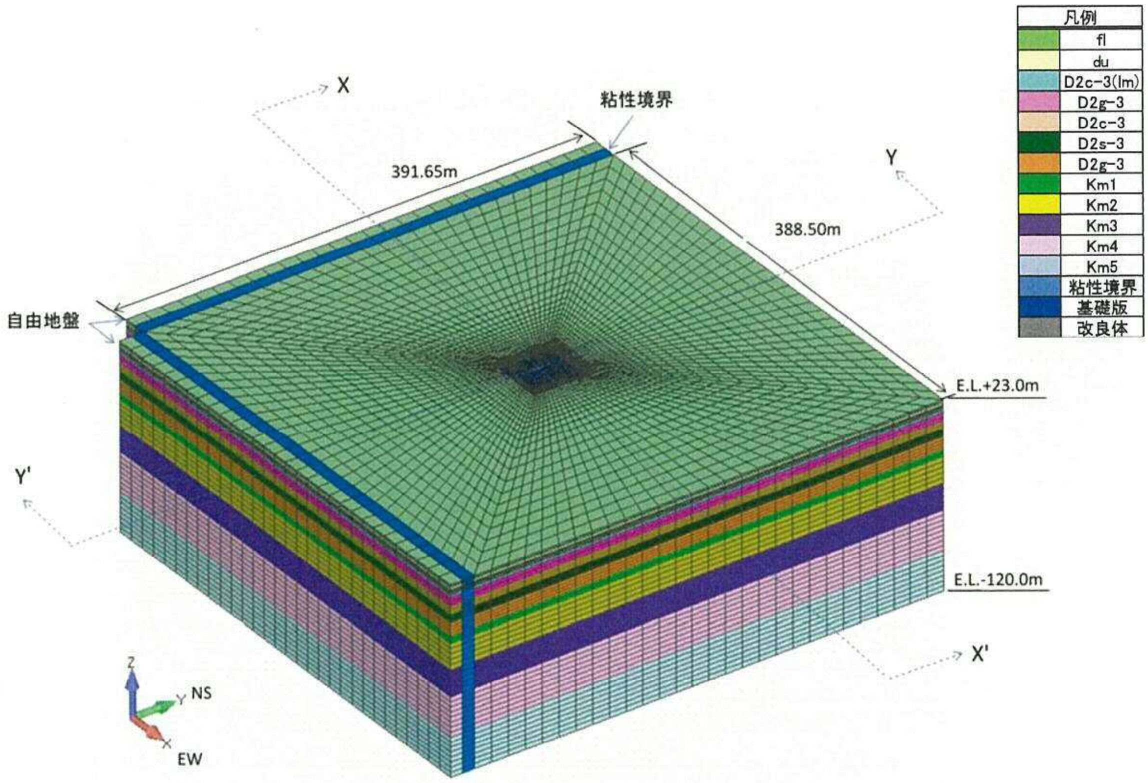
基礎スラブの掘り込み部の影響評価として，3 次元ＦＥＭモデルに対する周波数応答解析を実施し，基礎下の杭－地盤のインピーダンスを算定する。また，基礎スラブにおいて水平方向単位加振を実施し，杭頭における曲げモーメント及びせん断力の分担率を算定する。解析には，解析コード「ＳｏｉｌＰｌｕｓ２０１５Ｖｅｒ．ＣＲＣＳｏｌｖｅｒ　２０１４　ｒ１５０６２５　ｆｏｒ　ｘ６４」を用いる。また，解析コードの検証及び妥当性の確認等の概要については，添付書類「Ｖ-5-59　計算機プログラム（解析コード）の概要・ＳｏｉｌＰｌｕｓ」に示す。

3.2.3　解析モデルと解析諸元

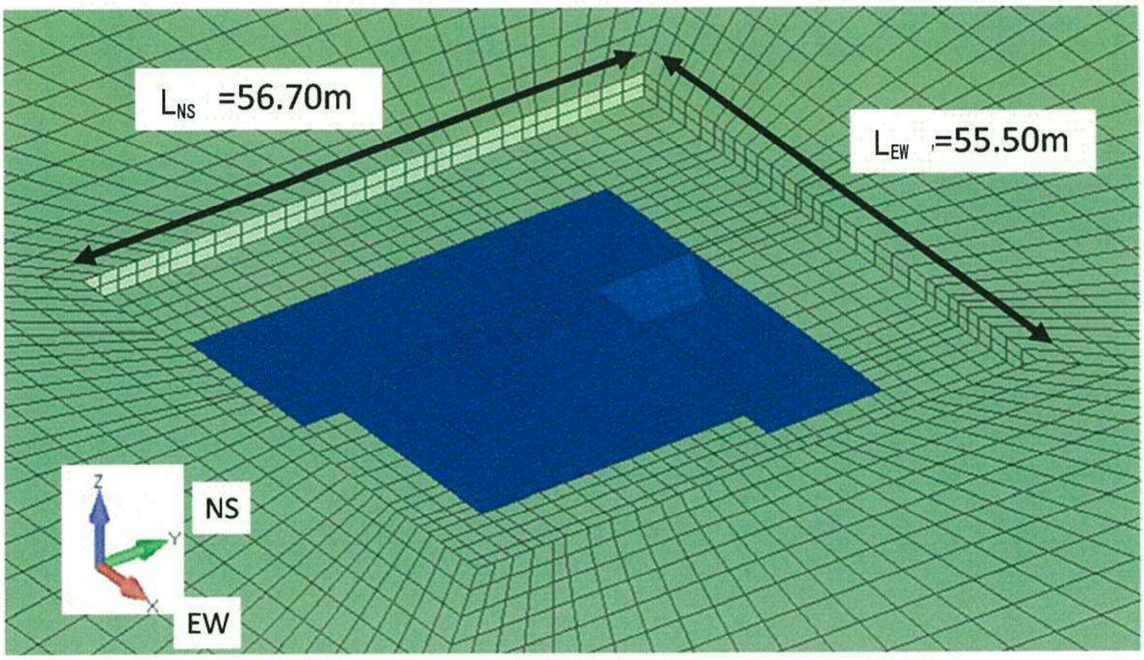
解析モデルを図 3-4 に，解析モデル断面図を図 3-5 に，基礎スラブ及び杭の解析モデルを図 3-6 に示す。解析モデルは，基礎スラブを無質量の剛シェル要素，杭を梁要素，地盤をソリッド要素でモデル化した 3 次元ＦＥＭモデルとする。

地盤のモデル化範囲については，水平方向を地盤改良土の幅に対して約 7 倍の範囲とし，深さ方向を地表面から EL. -120 m までの範囲とする。地盤の物性値は，基準地震動$Ｓ_s$のうち代表的な$Ｓ_s$－Ｄ１の等価地盤物性値とし，その値を表 3-2 及び表 3-3 に示す。地盤モデルの底面は粘性境界とし，側面には粘性境界及び繰返し境界を設け，自由地盤とのエネルギー伝達を考慮している。

杭については，表 3-4 及び表 3-5 に示す材料定数及び断面性能を与える。

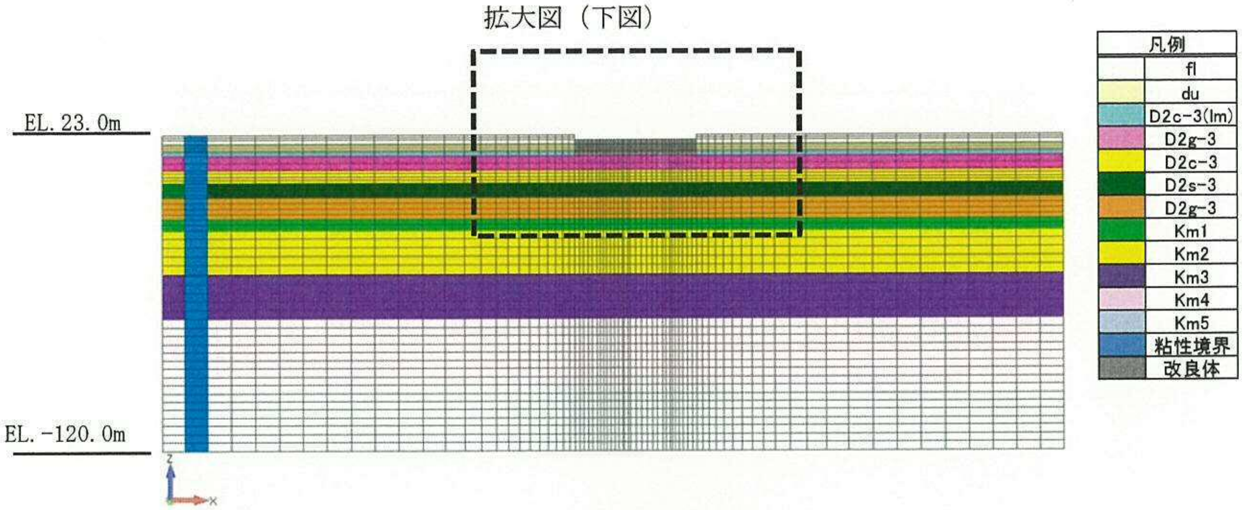


（a）俯瞰図

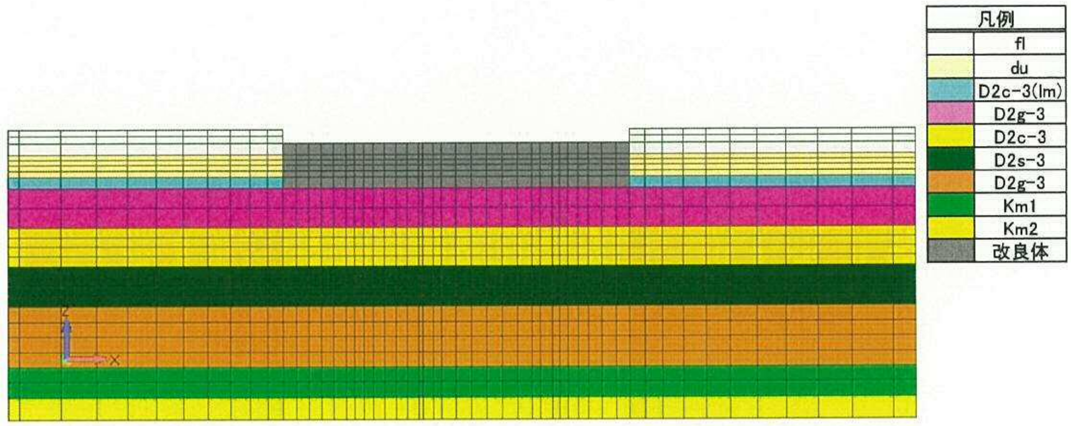


（b）地盤改良土周辺

図 3-4　解析モデル（掘り込み部あり）



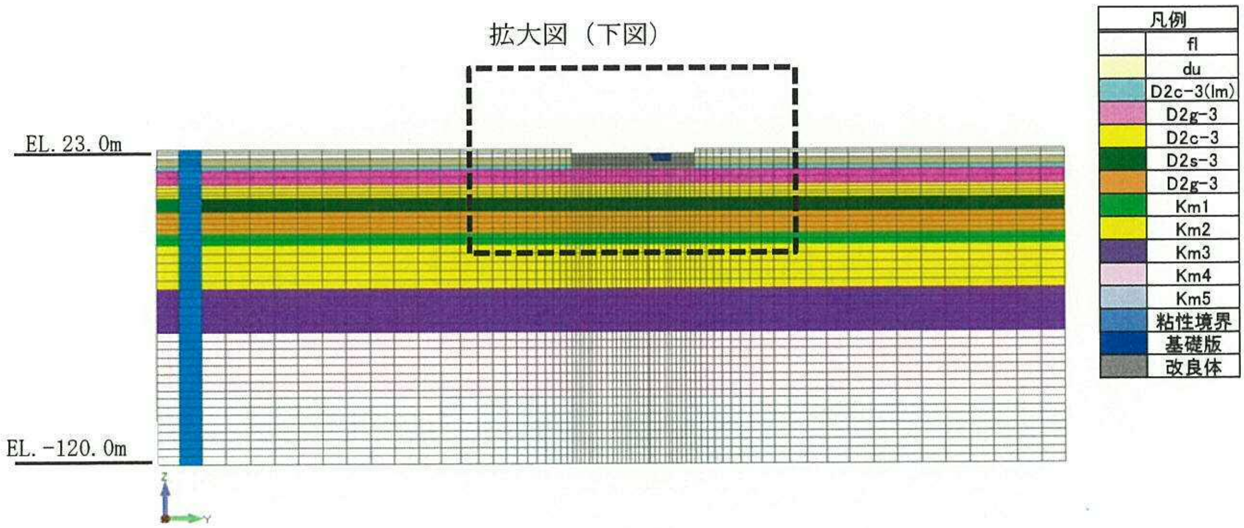
(a) X-X' 断面全体図



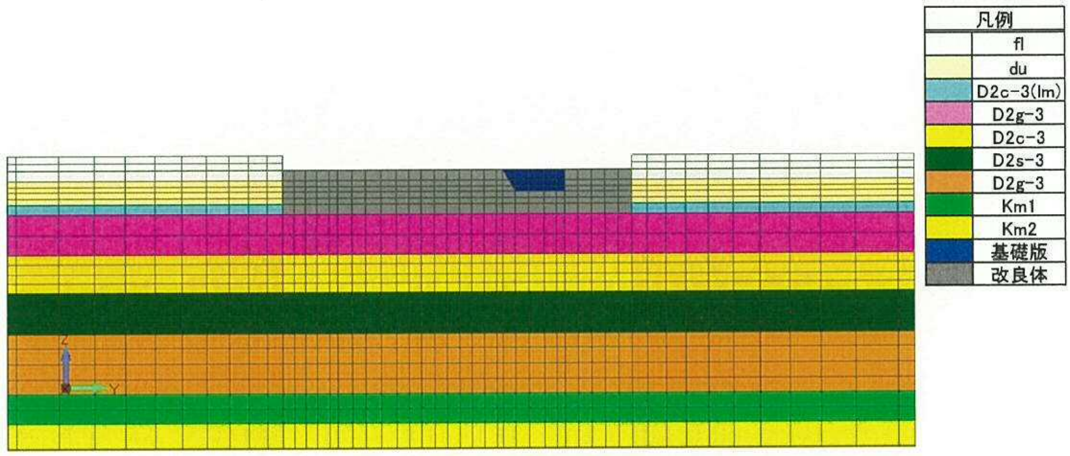
注　：杭及び基礎スラブについては図 3-6 に示す。

(b) X-X' 断面拡大図

図 3-5（1／2）　解析モデル断面図



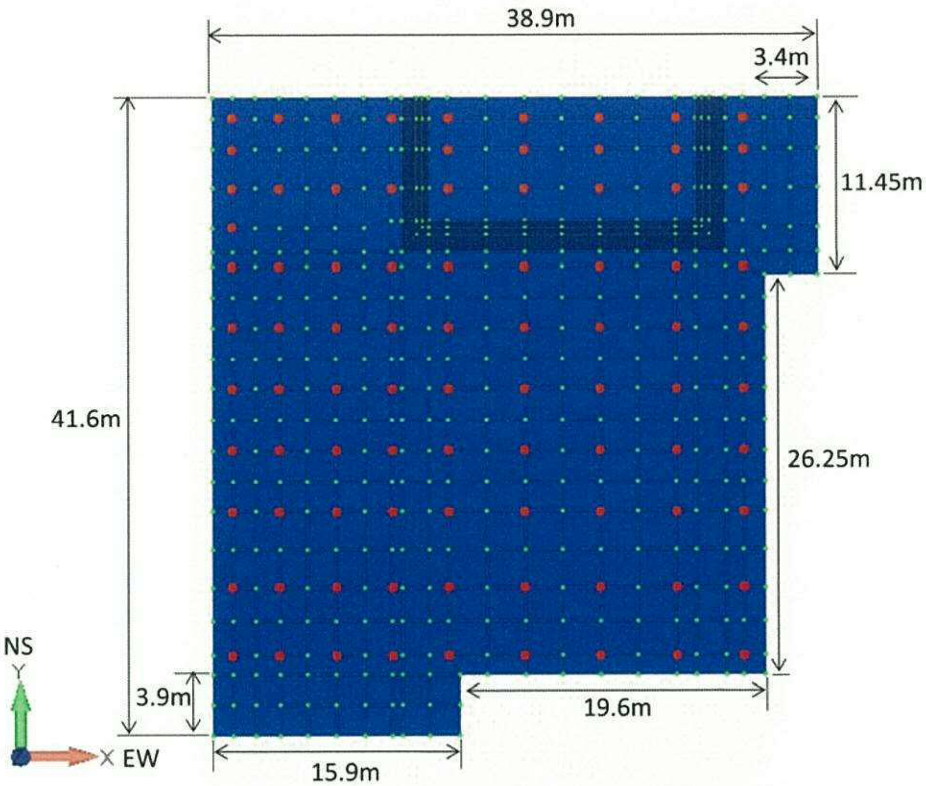
（c） Y-Y’ 断面全体図



（d） Y-Y’ 断面拡大図

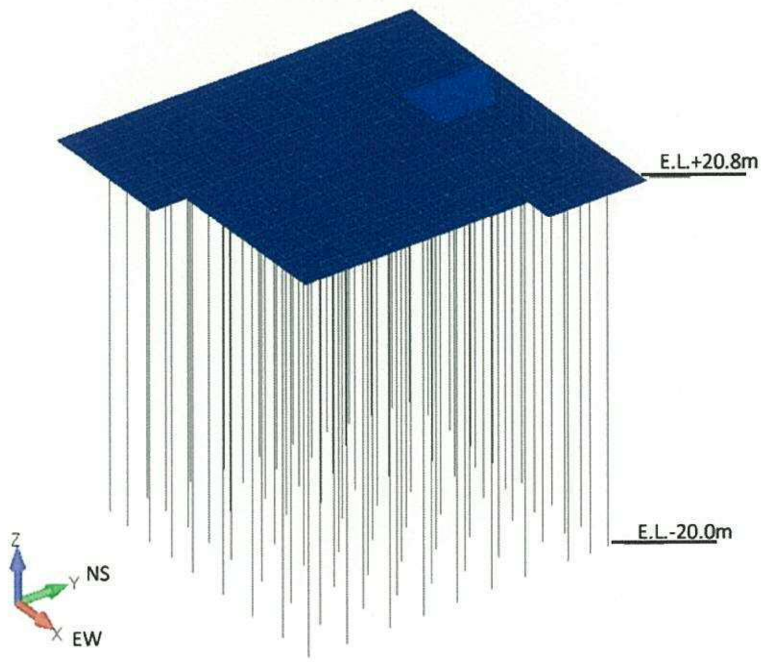
注　：杭及び基礎スラブについては図 3-6 に示す。

図 3-5（2／2）　解析モデル断面図



注　：赤色の点は杭と基礎スラブの結合位置を示す。

（a）伏図



（b）俯瞰図

図 3-6　基礎スラブ及び杭の解析モデル（掘り込み部あり）

表 3-2　地盤の物性値（Ｓ$_s$－Ｄ１，改良土範囲内）

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	等価 減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
20.8	改良土(fl)	1.80	1.97	0.00	756	1309	0.250
19.0	改良土(du)	3.70	1.97	0.00	752	1303	0.250
15.3	改良土(D2c-3)	1.70	1.97	0.01	749	1297	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.05	403	1850	0.475
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.11	179	1748	0.495
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.11	233	1371	0.485
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.06	361	1838	0.480
-15.2		4.80	1.72	0.03	405	1647	0.468
-20.0		20.00	1.72	0.03	413	1661	0.467
-40.0	Km	20.00	1.73	0.03	427	1680	0.465
-60.0		30.00	1.73	0.03	445	1692	0.463
-90.0		30.00	1.73	0.03	465	1718	0.460
-120.0							

表 3-3　地盤の物性値（Ｓ$_s$－Ｄ１，改良土範囲外）

標 高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	等価 減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	fl	4.00	1.98	0.05	185	1784	0.495
19.0	du	3.70	1.98	0.12	133	1777	0.497
15.3	D2c-3	1.70	1.77	0.07	216	1754	0.492
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.05	400	1849	0.475
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.11	179	1748	0.495
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.11	233	1371	0.485
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.06	364	1839	0.480
-15.2		4.80	1.72	0.03	407	1648	0.468
-20.0		20.00	1.72	0.03	415	1661	0.467
-40.0	Km	20.00	1.73	0.03	427	1680	0.465
-60.0		30.00	1.73	0.03	445	1692	0.463
-90.0		30.00	1.73	0.03	465	1718	0.460
-120.0							

表 3-4　杭の材料定数

材料		ヤング係数 E (kN/m²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m³)	減衰定数 h
鉄筋 コンクリート	Fc=24 (N/mm²)	2.27×10^{7}	0.2	24	—
鋼管	SKK490	2.05×10^{8}	0.3	77	—

表 3-5　杭の断面性能

鋼管	材種	F値 (N/mm²)	軸断面積 A (m²)	断面二次モーメント I (m⁴)	せん断断面積 As (m²)
φ1000 (t=22mm)	SKK490	325	1.300	0.1105	0.9436

注　：断面性能は腐食代 1mm を考慮した後の値とする。

3.2.4 解析ケース

解析ケースを表 3-6 に示す。

周波数応答解析では，基礎スラブ底面中心位置に対して 0.1 Hz から 5.0 Hz まで 0.1 Hz 刻みとした単位振幅を与え，杭－地盤のインピーダンスを算出する。

水平方向単位加振では，基礎スラブの中心位置を NS 方向及び EW 方向のそれぞれに単位加振し，杭頭に生じる曲げモーメント及びせん断力の分担率を算出する。水平方向単位加振により得られた各杭の杭頭曲げモーメント M_i の分担率 K_{Mi} 及び杭頭せん断力 Q_i の分担率 K_{Qi} は，下式により算定する。

$$K_{Mi} = \frac{M_i}{\overline{M}}$$

$$K_{Qi} = \frac{Q_i}{\overline{Q}}$$

$$\overline{M} = \frac{\sum M_i}{N}$$

$$\overline{Q} = \frac{\sum Q_i}{N}$$

ここで，

K_{Mi} ：杭頭曲げモーメントの分担率

K_{Qi} ：杭頭せん断力の分担率

$\overline{M}$ ：杭頭曲げモーメントの平均値

$\overline{Q}$ ：杭頭せん断力の平均値

N ：杭本数

表 3-6　解析ケース

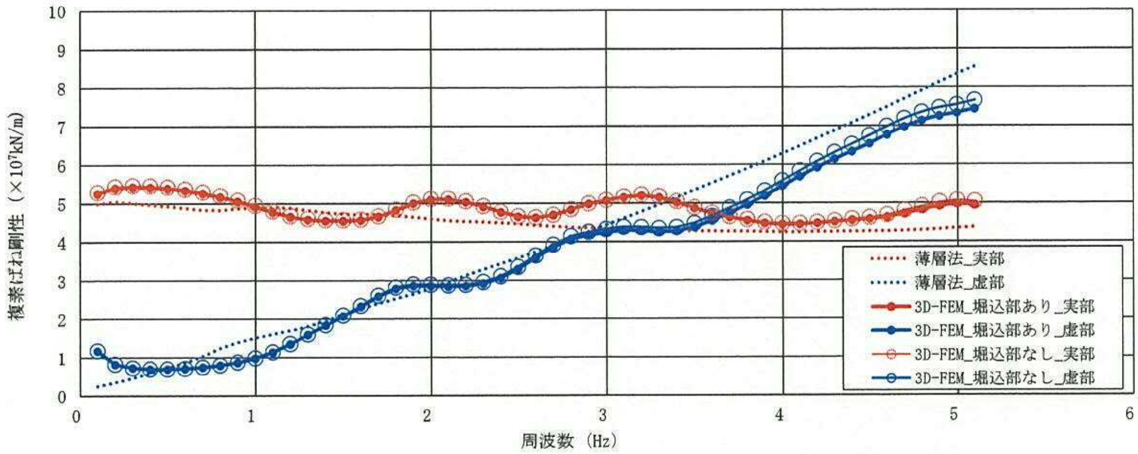
解析種別	掘り込み部	評価項目
周波数応答解析	あり	杭－地盤のインピーダンス
	なし	
水平方向単位加振	あり	杭頭に生じる曲げモーメント及びせん断力の分担率

3.2.5 解析結果

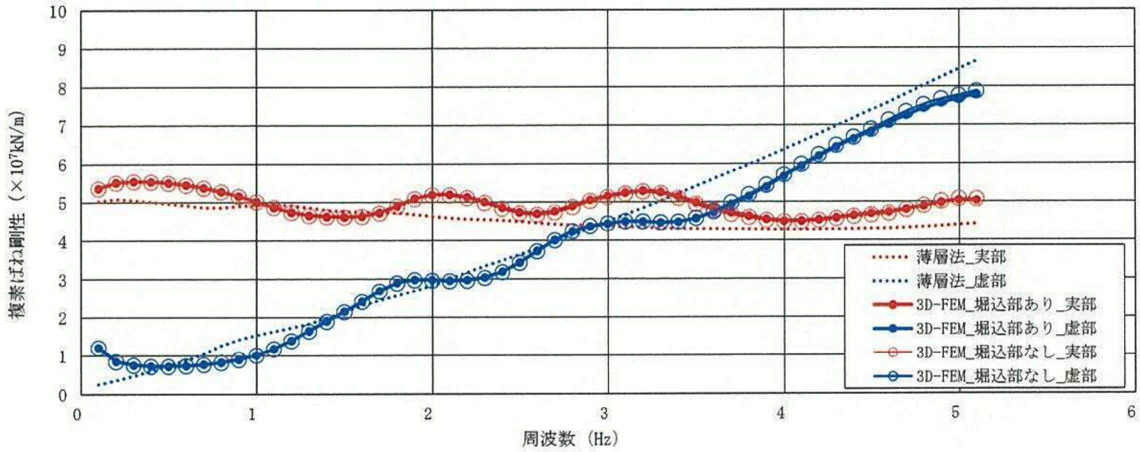
(1) 周波数応答解析の結果

周波数応答解析により得られた杭－地盤のインピーダンスを図 3-7 に示す。

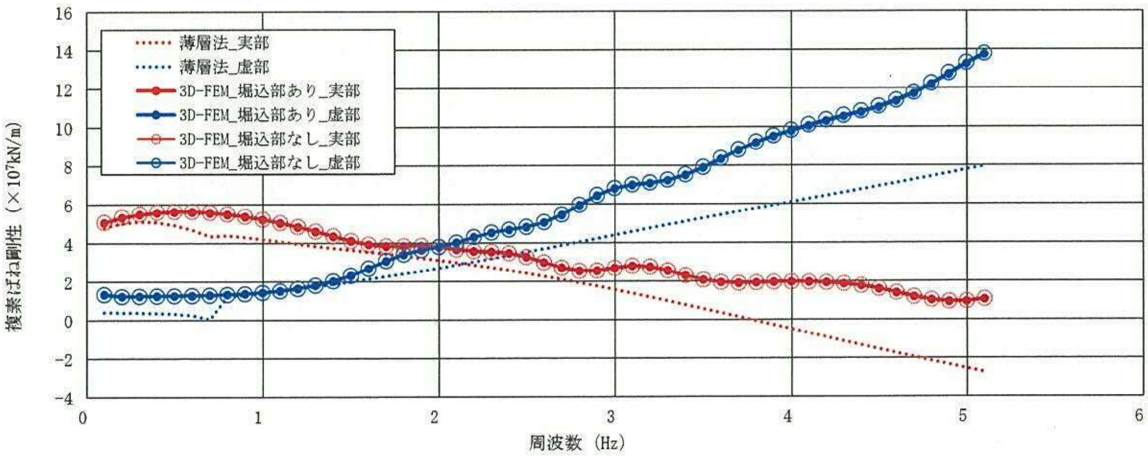
杭－地盤のインピーダンスは，添付書類「Ｖ-2-2-10　緊急時対策所建屋の地震応答計算書」にて基礎底面の地盤ばねを算出する際に用いた三次元薄層要素法と，本節にて実施した 3 次元ＦＥＭによる解析結果で概ね対応しており，基礎スラブの掘り込み部ありのケースとなしのケースについてもほぼ一致している。これより，地震応答解析において掘り込み部の影響は小さいと考えられる。



(a) NS 方向



(b) EW 方向

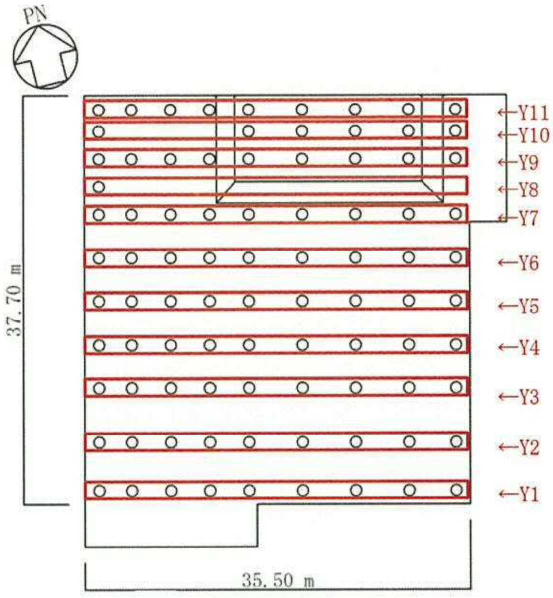


(c) UD 方向

図 3-7　杭－地盤のインピーダンス

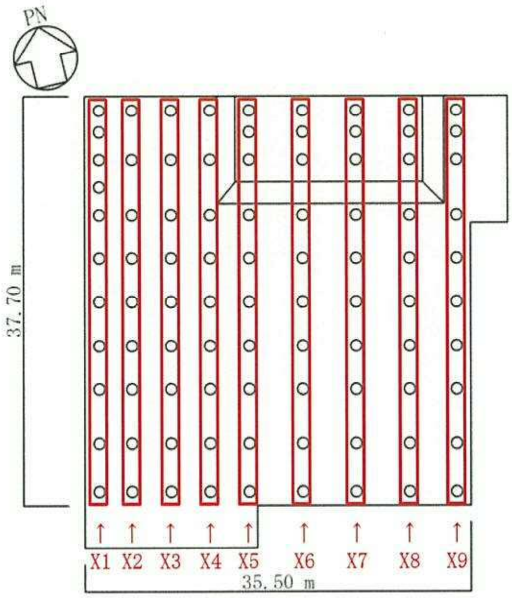
(2)　水平方向単位加振の結果

杭の配置図を図 3-8 に，杭頭曲げモーメントの分担率を図 3-9 に，杭頭せん断力の分担率を図 3-10 に示す。杭頭曲げモーメント及び杭頭せん断力は基礎スラブ端部から中心部に向かって小さくなる傾向を示しており，その傾向は掘り込み部がある場合でも同様である。これは，掘り込み部及びその他の部分のいずれも杭周辺地盤が改良土であることにより，両者の杭頭曲げモーメント及び杭頭せん断力の差が小さくなったためであると考えられる。掘り込み部の杭応力に特異な傾向は見られないことから，杭応力の評価において掘り込み部の影響は小さいと考えられる。



凡例　○：杭

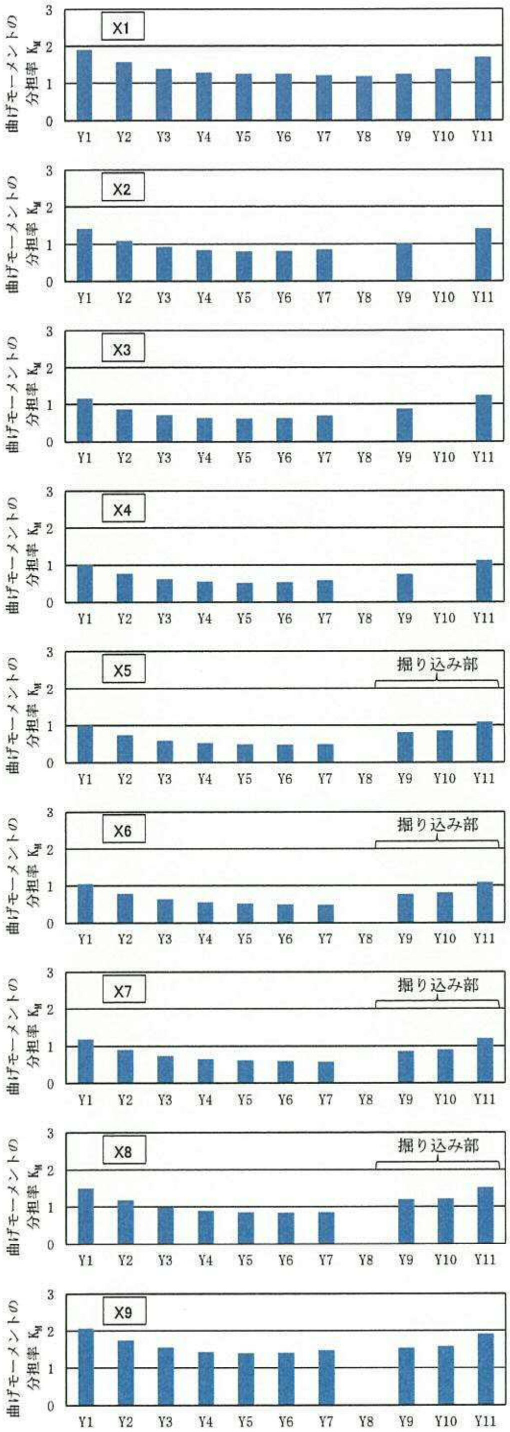
(a) NS 方向



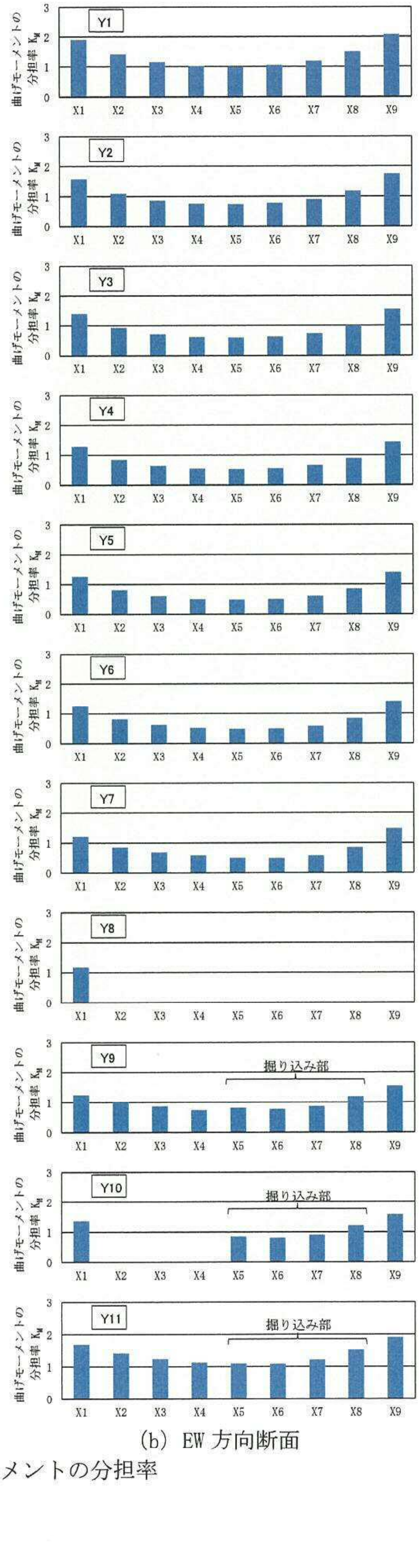
凡例　○：杭

(b) EW 方向

図 3-8　杭の配置図

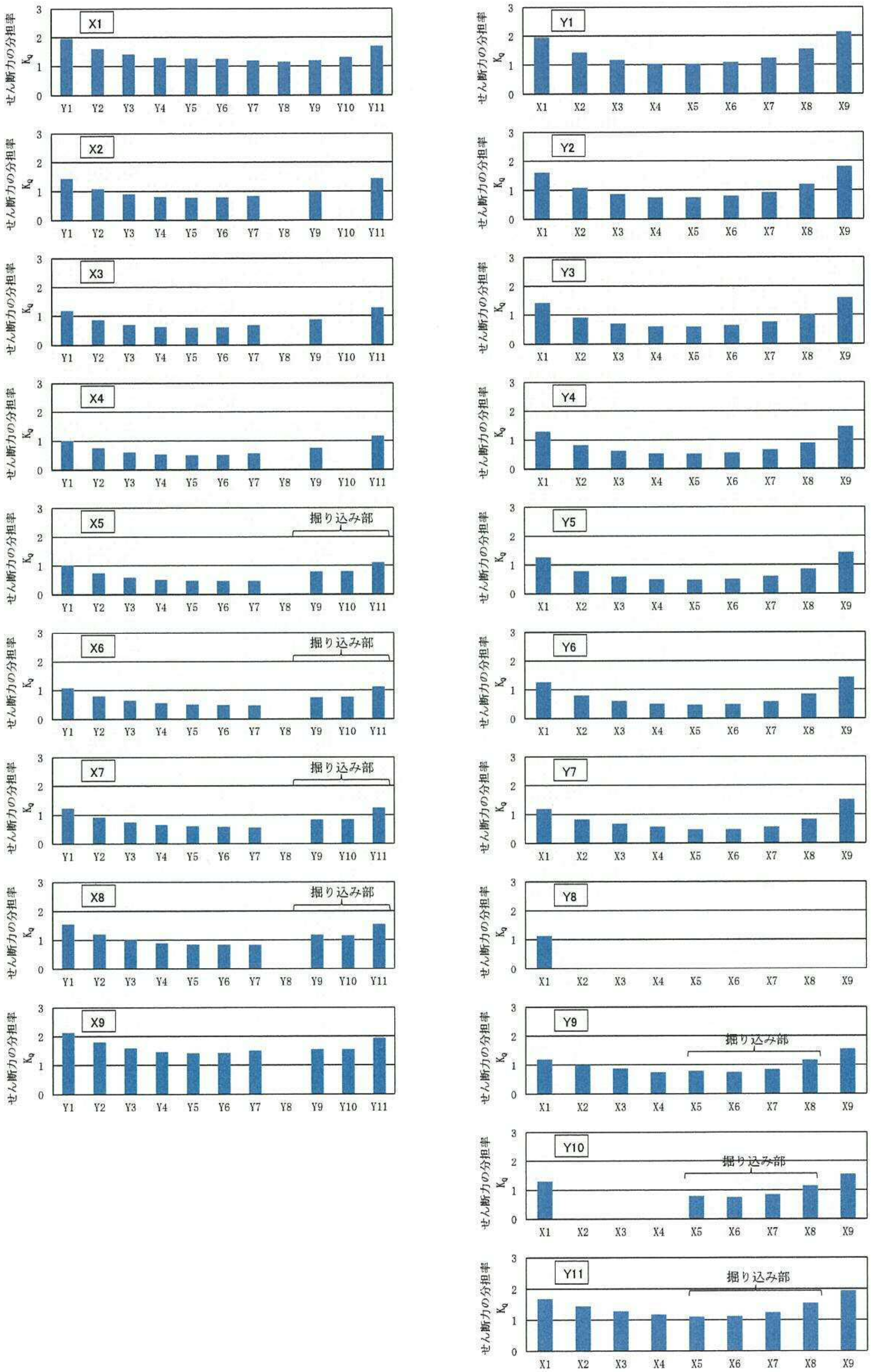


(a) NS 方向断面



(b) EW 方向断面

図 3-9 杭頭曲げモーメントの分担率



(a) NS 方向断面　　(b) EW 方向断面

図 3-10　杭頭せん断力の分担率

3.3　床スラブの断面の評価

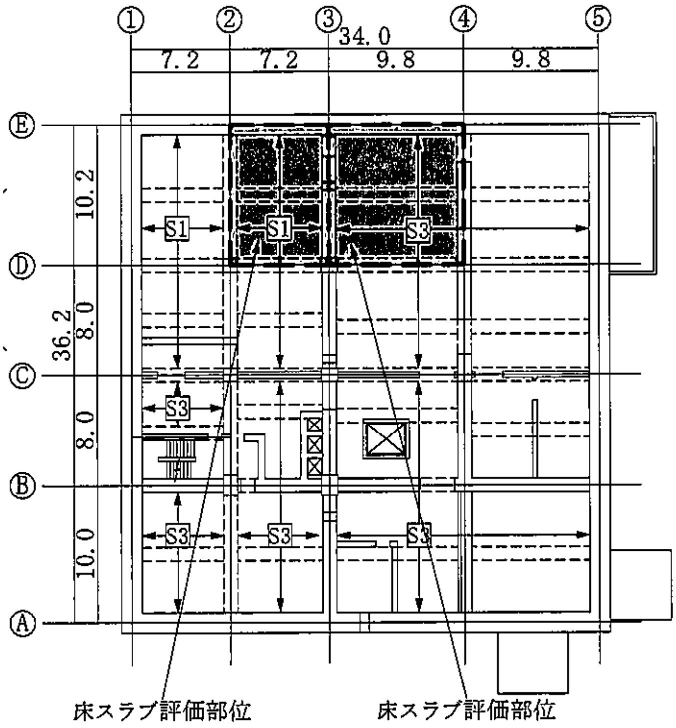
3.3.1　概要

添付書類「Ｖ-2-1-11　緊急時対策所建屋の耐震性についての計算書」において，床スラブを鉛直方向に剛として，質点系モデルの鉛直方向加速度より算定される鉛直震度に応答増幅を考慮していない。本節では，スラブが鉛直方向に剛であることを確認する。

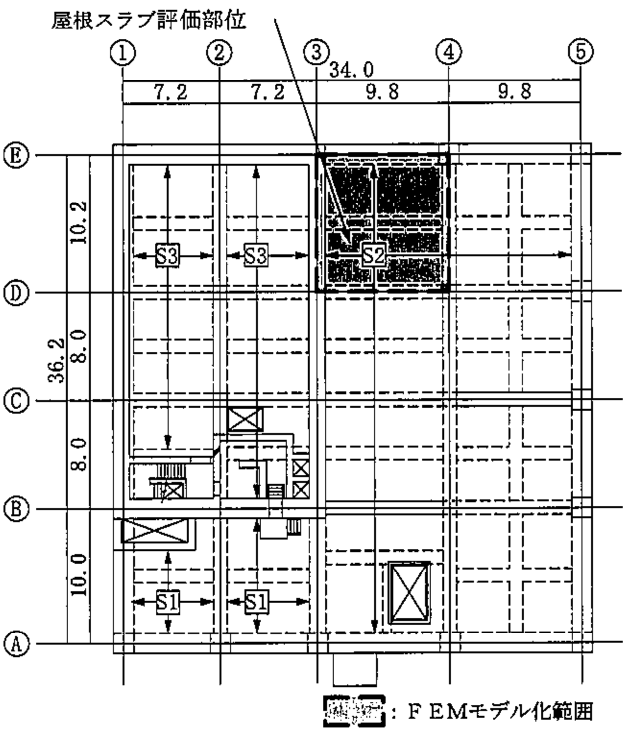
3.3.2　評価対象部位及び評価方針

ＦＥＭモデルを用いた固有値解析を実施し，一次固有振動数が 20Hz を上回れば鉛直方向に剛であると判断する。

耐震壁及び梁で囲まれたスラブの範囲のうち，スラブのスパンから判断して，鉛直方向地震力による増幅の影響が最も大きいと思われる部位を評価対象部位としてモデル化する。評価対象部位を図 3-11 に示す。



(a)　3階床スラブS1及びS3（EL. 37.0 m）



(b)　4階屋根スラブS2（EL. 43.5 m）

図3-11　評価対象部位

3.3.3 解析条件

解析モデルに使用するＦＥＭ要素は，形状及び厚さを踏まえてシェル要素とする。境界条件については，スラブの上部もしくは下部に壁がある場合は固定とし，上下に壁がなくスラブが連続する場合は，曲げ変形を拘束し鉛直変位方向のみ自由とする。

固有値解析には，解析コード「ＭＳＣ ＮＡＳＴＲＡＮ Ver. 2016.1.1」を用いる。また，解析コードの検証及び妥当性確認などの概要については，添付書類「Ｖ-5-1 計算機プログラム（解析コード）の概要・ＭＳＣ ＮＡＳＴＲＡＮ」に示す。

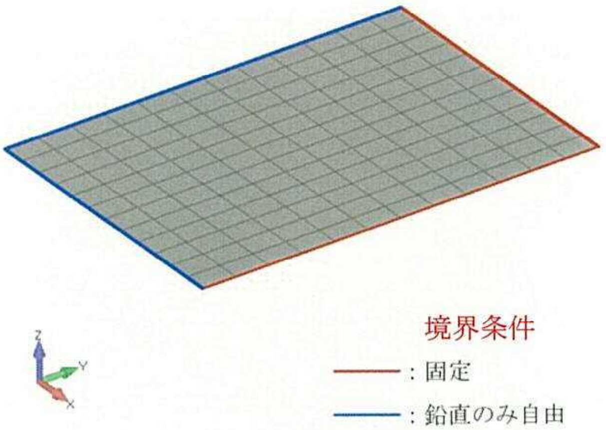
材料物性値を表 3-7 に，スラブの諸元を表 3-8 に，解析モデルを図 3-12 に示す。

表 3-7 スラブの材料物性値

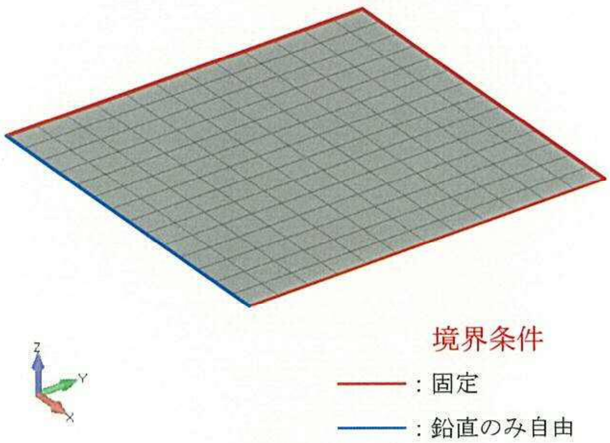
コンクリートの設計基準強度 Fc（N/mm²）	ヤング係数 E（N/mm²）	ポアソン比 ν
30.0	2.44×10^4	0.2

表 3-8 スラブの諸元

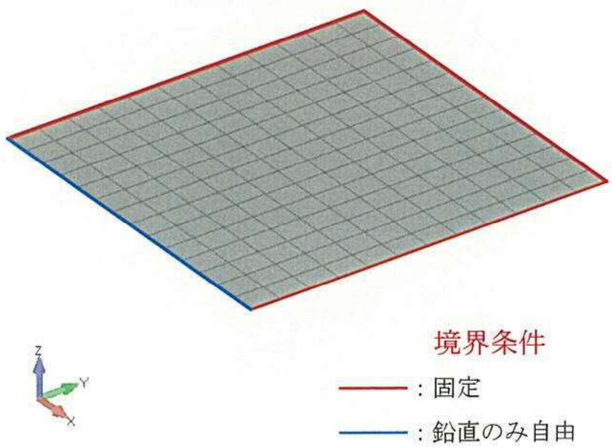
	長辺（m）	短辺（m）	スラブ厚（m）
3 階床スラブ S1	10.2	7.2	1.0
4 階屋根スラブ S2	10.2	9.8	0.6
3 階床スラブ S3	10.2	9.8	0.5



(a) 3 階床スラブ S1



(b) 4 階屋根スラブ S2



(c) 3 階床スラブ S3

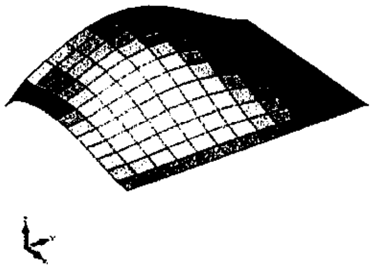
図 3-12　解析モデル

3.3.4　床スラブの評価結果

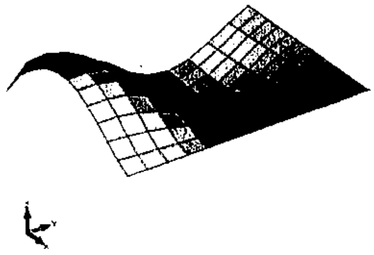
スラブの固有振動数を表 3-9 に，振動モードを図 3-13 に示す。いずれの床スラブにおいても 1 次固有振動数が 20 Hz を上回っており，当該スラブは鉛直方向に剛であることを確認した。

表 3-9　スラブの固有振動数

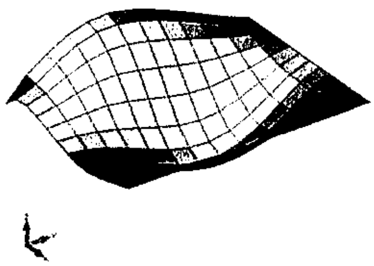
部　位	次数	固有振動数 (Hz)
3 階床スラブ S1	1 次	38.7
	2 次	68.2
	3 次	85.1
4 階屋根スラブ S2	1 次	22.3
	2 次	35.2
	3 次	48.8
3 階床スラブ S3	1 次	20.5
	2 次	33.1
	3 次	44.7



1次：38.7 Hz

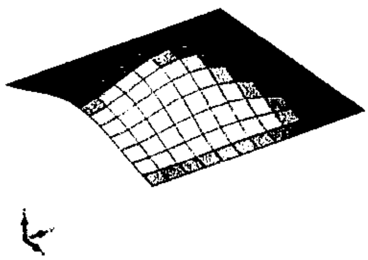


2次：68.2 Hz

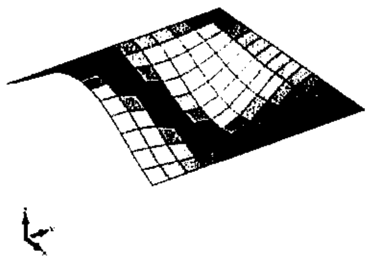


3次：85.1 Hz

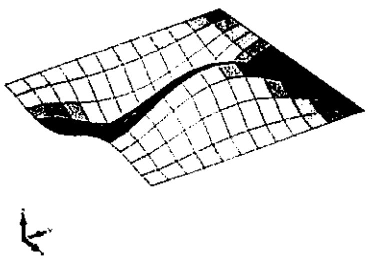
(a) 3階床スラブ S1



1次：22.3 Hz



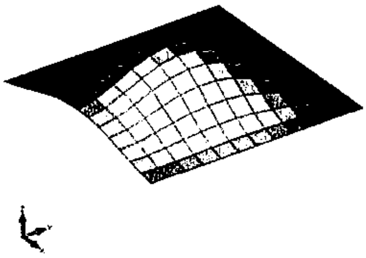
2次：35.2 Hz



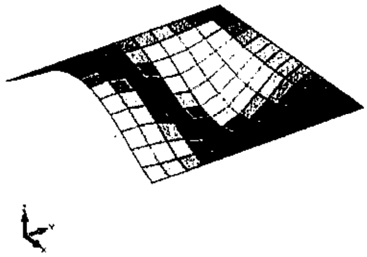
3次：48.8 Hz

(b) 4階屋根スラブ S2

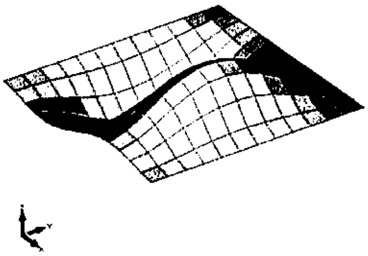
図3-13 (1／2)　床スラブの振動モード



1次：20.5 Hz



2次：33.1 Hz



3次：44.7 Hz

(c) 3階床スラブ S3

図3-13 (2／2)　床スラブの振動モード

3.4　水平地盤反力係数 k_h の設定

本節では，杭応力の評価に用いる水平地盤反力係数 k_h の設定について説明する。

3.4.1　水平地盤反力係数 k_h の設定方法

水平地盤反力係数 k_h は，建築基礎構造設計指針（(社) 日本建築学会，2001）（以下「基礎指針」という。）に基づき，以下①または②のいずれかの方法により決定されるが，緊急時対策所建屋の杭の設計では，①の方法を採用する。

①水平抵抗換算式による評価（地盤ばねを設定し，杭を線材でモデル化して算定する）

②水平載荷試験による評価（建物の建設予定地で杭の水平載荷試験を実施し，その結果から逆算する）

3.4.2　水平地盤反力係数 k_h の算定方法

水平地盤反力係数 k_h は「基礎指針」に基づき，弾性支承ばりモデルを用いた弾性応力解析により算出する。具体的な算出方法を以下に示す。

(1)　基準水平地盤反力係数 k_{h0} の設定

「基礎指針」に基づき，基準水平地盤反力係数 k_{h0} を下式により算出する。

$$k_{h0} = \alpha \cdot \xi \cdot E_0 \cdot \overline{B}^{-3/4}$$

ここで，

k_{h0} ：基準水平地盤反力係数（kN/m³，水平変位量が 1cm 時の水平地盤反力係数）

α ：変形係数 E_0 の評価法によって決まる定数（m^{-1}）

ξ ：群杭係数

E_0 ：変形係数（kN/m²）

$\overline{B}$ ：無次元化杭径（杭径を cm で表した無次元数値）

上式のうち，定数 α 及び変形係数 E_0 については，「基礎指針」に基づき表 3-10 の通り設定する。また，地盤改良土の変形係数 E_0 については，建設予定地の近傍にて実施した地盤改良土の試験施工のうち，表 3-11 に示す一軸圧縮強度試験の結果として得られた改良土の変形係数より，表 3-12 の値を採用する。

砂質土及び粘性土の変形係数 E_0 については，建屋直下のボーリング試験（KK-1）から得られた N 値を用いて各地層における平均 N 値を算出し，「基礎指針」に基づき $E_0 = 700 \cdot N$ として算定する。KK-1 のボーリング柱状図を図 3-14 に，KK-1 にて観測された N 値及び算出された平均 N 値を表 3-13 に示す。

表 3-10　定数α及び変形係数E_0の設定方法

評価対象	E_0の算出方法	αの設定値
地盤改良土	一軸圧縮試験の結果を用いる。	α =80
砂質土・粘性土	ボーリングデータ（KK-1）から得られた平均N値を用いて算出する。	粘性土：α =60 砂質土：α =80

表 3-11　一軸圧縮強度試験にて得られた地盤改良土の変形係数

	試験数 (個)	変形係数（$\times 10^3$kN/m²）				変動係数 (%)
		平均値	標準偏差σ	平均値＋σ	平均値－σ	
試験結果	30	8475	1370	9845	7105	16.2
設計採用値	－	8400	1500	9900	6900	－

表 3-12　水平地盤反力係数k_hの算定に用いる地盤改良土の変形係数E_0

	改良土試験施工 平均値モデル	改良土試験施工 平均値＋σモデル	改良土試験施工 平均値－σモデル
地盤改良土の 変形係数E_0 （$\times 10^3$kN/m²）	8400	9900	6900

調査名	東海第二発電所 工認申請・審査用ボーリング調査（緊急時対策所、SA用海水取水施設等）	ボーリングNo.	54405458000
事業・工事名		シートNo.	

ボーリング名	KK-1	調査位置	茨城県那珂郡東海村白方2-4 (X=481.7128, Y=675.8700)	北緯	36° 27' 55.88979"
発注機関	日本原子力発電株式会社	調査期間	平成28年10月17日～平成28年11月26日	東経	140° 36' 09.84928"
調査業者名	[redacted]				
孔口標高	18.95m	試錐機	鉱研OE-8B	ハンマー落下用具	半自動型
総掘進長	85.45m	エンジン	ヤンマーNFD170	ポンプ	東邦CP-65

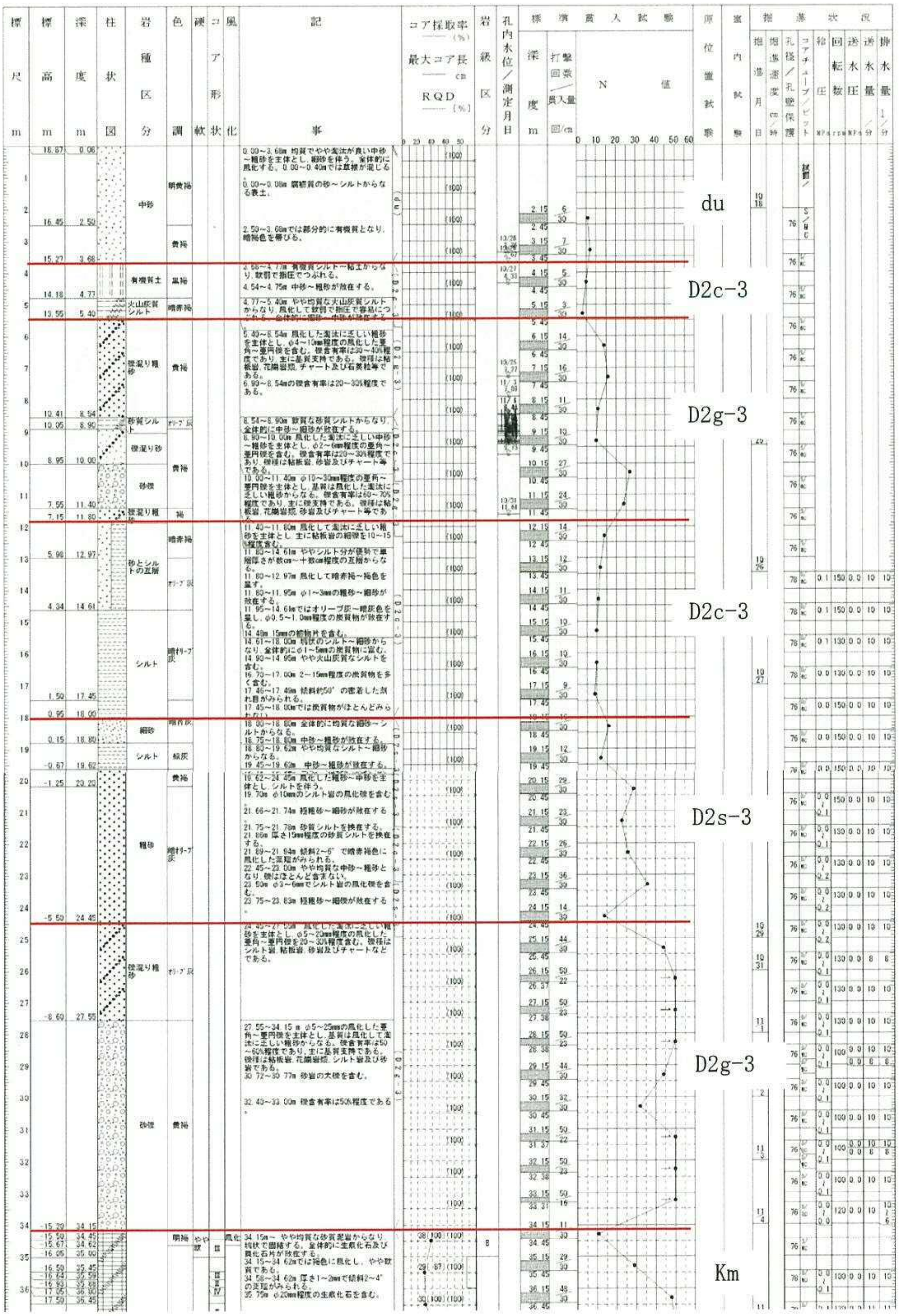


図 3-14 ボーリング柱状図（KK-1）

表 3-13　N値及び平均N値（KK-1）

地層区分	標高 EL. (m)			N値	平均N値
D2g-3	12.50	～	12.80	14	17
	11.50	～	11.80	16	
	10.50	～	10.80	11	
	9.50	～	9.80	10	
	8.50	～	8.80	27	
	7.50	～	7.80	24	
D2c-3	6.50	～	6.80	14	11
	5.50	～	5.80	12	
	4.50	～	4.80	11	
	3.50	～	3.80	10	
	2.50	～	2.80	10	
	1.50	～	1.80	9	
D2s-3	0.50	～	0.80	16	22
	-0.50	～	-0.20	12	
	-1.50	～	-1.20	29	
	-2.50	～	-2.20	23	
	-3.50	～	-3.20	26	
	-4.50	～	-4.20	36	
	-5.50	～	-5.20	14	
D2g-3	-6.50	～	-6.20	44	46
	-7.42	～	-7.20	50	
	-8.43	～	-8.20	50	
	-9.43	～	-9.20	50	
	-10.50	～	-10.20	44	
	-11.50	～	-11.20	32	
	-12.42	～	-12.20	50	
	-13.43	～	-13.20	50	
	-14.36	～	-14.20	50	
Km	-15.50	～	-15.20	11	37
	-16.50	～	-16.20	29	
	-17.50	～	-17.20	48	
	-18.42	～	-18.20	50	
	-19.44	～	-19.20	50	

(2)　無次元化水平変位$\overline{y}$の算定

基礎スラブの解析結果から得られた杭頭せん断力を外力として，杭周地盤ばねに初期水平地盤ばね定数K_{H0}を用いた場合について杭の応力解析を行い，杭体各深度における無次元化水平変位$\overline{y}$（水平変位量 1cm に対する水平変位）を算出する。

杭体各深度における初期水平地盤ばね定数K_{H0}については，基準水平地盤反力係数k_{h0}を用いて下式により算定する。

$$K_{H0} = k_{h0} \cdot B \cdot \Delta L$$

ここで，

K_{H0}	：初期水平地盤ばね定数（kN/m）
k_{h0}	：基準水平地盤反力係数（kN/m^3）
B	：杭径（m）
ΔL	：杭の支配長さ（m）

(3)　水平地盤反力係数k_hの算定

「基礎指針」に基づき，無次元化水平変位$\overline{y}$により場合分けした下式を用いて，杭体各深度における水平地盤反力係数k_h算出する。

$0.0 \leqq \overline{y} \leqq 0.1$の場合，$k_h = 3.16 \cdot k_{h0}$
$0.1 \leqq \overline{y}$の場合，$k_h = k_{h0} \cdot \overline{y}^{-1/2}$

なお，緊急時対策所建屋については全深度で$0.0 \leqq \overline{y} \leqq 0.1$であることから，$k_h = 3.16 \cdot k_{h0}$とする。

3.4.3 水平地盤反力係数 k_h の算定結果

水平地盤反力係数 k_h の算定結果を表 3-14 に示す。

表 3-14 水平地盤反力係数 k_h の算定結果

標高 EL. (m)	地層 区分	水平地盤反力係数 k_h (kN/m³)		
		改良土試験施工 平均値モデル	改良土試験施工 平均値＋σモデル	改良土試験施工 平均値－σモデル
20.8～19.0	改良土 (fl)	4.70×10^{7}	5.54×10^{7}	3.86×10^{7}
19.0～15.3	改良土 (du)	4.70×10^{7}	5.54×10^{7}	3.86×10^{7}
15.3～13.6	改良土 (D2c-3)	4.70×10^{7}	5.54×10^{7}	3.86×10^{7}
13.6～7.2	D2g-3	6.66×10^{4}	6.66×10^{4}	6.66×10^{4}
7.2～1.0	D2c-3	3.23×10^{4}	3.23×10^{4}	3.23×10^{4}
1.0～-5.5	D2s-3	8.62×10^{4}	8.62×10^{4}	8.62×10^{4}
-5.5～-15.2	D2g-3	1.80×10^{5}	1.80×10^{5}	1.80×10^{5}
-15.2～-20.0	Km	1.09×10^{5}	1.09×10^{5}	1.09×10^{5}

3.5 杭の極限支持力及び残留引抜き抵抗力の設定

杭の極限支持力及び残留引抜き抵抗力は，「基礎指針」の場所打ちコンクリート杭の評価式に基づき設定する。極限支持力及び残留引抜き抵抗力の評価式を以下に，杭の極限支持力及び残留引抜き抵抗力の算定に用いる諸元と算定結果を表 3-15 に示す。

$$R_u = R_p + R_f$$
$$R_p = q_p \cdot A_p$$
$$q_p = 6c_u$$
$$R_f = R_{fs} + R_{fc} \quad R_{fs} = \tau_s \cdot L_s \cdot \varphi$$
$$\tau_s = 3.3\overline{N}$$
$$R_{fc} = \tau_c \cdot L_c \cdot \varphi$$
$$\tau_c = c_u$$
$$R_{TR} = (1/1.2)(\sum \tau_{sti} L_{si} + \sum \tau_{cti} L_{ci})\varphi + W$$

ここで，

R_u ：極限支持力（kN）
R_p ：極限先端支持力（kN）
R_f ：極限周面摩擦力（kN）
q_p ：極限先端支持力度（kN/m²）。上限値 $q_p = 7{,}500$ （kN/m²）とする。
A_p ：杭先端の閉塞断面積（m²）
$\overline{N}$ ：地盤の平均N値。上限値 $\overline{N} = 50$ とする。
R_{fs} ：砂質土部分の極限周面摩擦力（kN）
R_{fc} ：粘性土部分の極限周面摩擦力（kN）
τ_s ：砂質土の極限周面摩擦力度（kN/m²）
L_s ：砂質土部分の長さ（m）
φ ：杭の周長（m）
τ_c ：粘性土の極限周面摩擦力度（kN/m²）
L_c ：粘性土部分の長さ（m）
c_u ：土の非排水せん断強さ（kN/m²）。極限周面摩擦力度の算定時においては，上限値 $c_u = 100$ （kN/m²）とする。
R_{TR} ：残留引抜き抵抗力（kN）
τ_{sti} ：砂質土の i 層における杭引抜き時の最大周面摩擦力度で，押込み時の極限周面摩擦力度の 2/3 とする。（kN/m²）
τ_{cti} ：粘性土の i 層における杭引抜き時の最大周面摩擦力度で，押込み時の極限周面摩擦力度と同一とする。（kN/m²）
L_{si} ：砂質土の i 層における杭の長さ（m）
L_{ci} ：粘性土の i 層における杭の長さ（m）
W ：杭の自重で，地下水位以下の部分については浮力を考慮する。（kN）

表 3-15　杭の極限支持力及び残留引抜き抵抗力の算定に用いる諸元と算定結果

項目		算定結果
極限支持力 R_u (kN)		17224
極限先端支持力 R_p (kN)		4270
極限先端支持力度 q_p (kN/m^2)		5437
極限周面摩擦力 R_f (kN)		12954
砂質土部分の極限周面摩擦力 R_{fs} (kN)		7236
砂質土の極限周面摩擦力度 τ_s (kN/m^2)	D2g-3 層 (EL. 13. 6m～EL. 7. 2m)	56. 1
	D2s-3 層 (EL. 1. 0m～EL. －5. 5m)	72. 6
	D2g-3 層 (EL. －5. 5m～EL. －15. 2m)	151
粘性土部分の極限周面摩擦力 R_{fc} (kN)		5718
粘性土の極限周面摩擦力度 τ_c (kN/m^2)		100
残留引抜き抵抗力 R_{TR} (kN)		9313

3.6 杭頭接合部の照査

3.6.1 杭頭接合部の照査方針

杭頭は基礎スラブと剛接合することとし,「建築基礎構造設計指針」に基づき,鉛直押し抜きせん断,杭頭補強筋に対する照査を実施する。

3.6.2 鉛直押抜きせん断に対する照査結果

基礎スラブコンクリートの鉛直押し抜きせん断応力度の照査は下式により行う。考慮する破壊面は,隣り合う杭の破壊面が交差するため,杭頭と破壊面の交点との中点を通る円筒面とする(概略図を図 3-15 に示す)。照査結果を表 3-16 に示す。

$\tau_v = P / \{\pi \cdot (B+p)/2 \cdot d\} \leqq \tau_a$

ここで,

P::鉛直押し抜きせん断力(N)

B:杭径(1000mm)

p:杭中心間隔(4000mm)

d:鉛直方向の押し抜きせん断に抵抗する基礎スラブの有効厚さ

=(基礎の厚さ D=2200mm)−(杭の埋め込み長=100mm)=2100mm

τ_a:許容押し抜きせん断応力度=1.18N/mm²

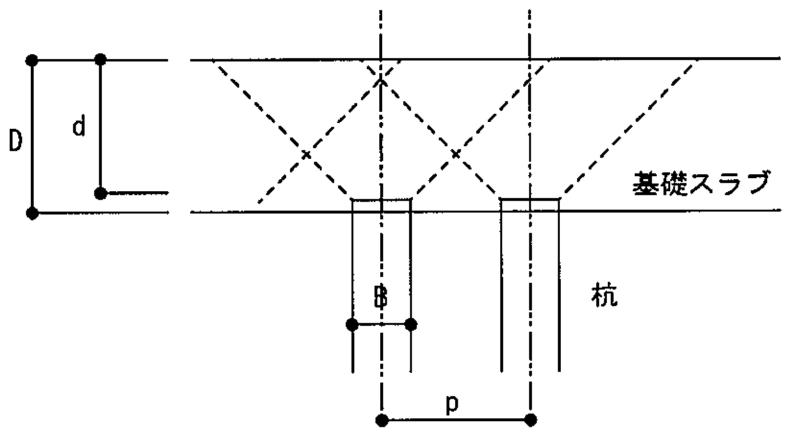


図 3-15 鉛直押抜きせん断に対する照査の概略図

表 3-16 鉛直押抜きせん断に対する照査

鉛直 押し抜き力 P(kN)	押し抜き せん断応力度 τ_v (N/mm²)	許容 応力度 τ_a (N/mm²)	検定比 τ_v/τ_a
10819	0.656	1.18	0.56

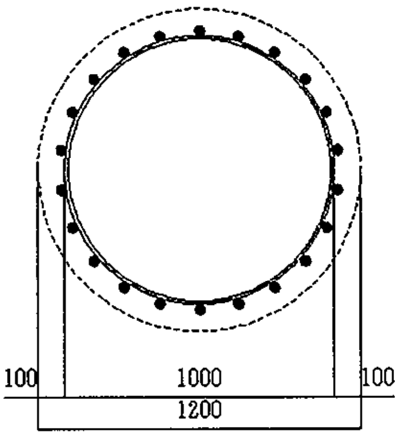
3.6.3　杭頭補強筋に対する照査結果

杭頭補強筋に対する照査は表 3-17 及び図 3-16 に示す仮想鉄筋コンクリート断面を設定し，杭頭の曲げモーメント及び軸力に対する照査を行う。仮想鉄筋コンクリート断面に対する照査は，コンクリート及び鉄筋の許容限界に基づく曲げモーメントと杭軸力の曲線（以下「M-N 曲線」という。）に対して，表 3-18 に示す設計用荷重（杭頭におけるＳ$_s$地震時の最大曲げモーメント，最大杭軸力及び最小杭軸力）を重ね合わせることで，杭頭部のコンクリート及び杭頭補強筋の応力度が許容限界以下であることを確認する。

仮想鉄筋コンクリート断面に対する照査結果を図 3-17 に示す。Ｓ$_s$地震時の最大値は M-N 曲線（短期）の内側に納まっていることから，杭頭接合部の健全性を確保できている。

表 3-17　仮想鉄筋コンクリート断面諸元

杭径 (mm)	仮想鉄筋コンクリート断面の径 (mm)	杭頭補強筋	杭頭補強筋の許容応力度 (N/mm^2)	コンクリートの設計基準強度 Fc (N/mm^2)
1000	1200	22-D38	390	30



（単位：mm）

図 3-16　仮想鉄筋コンクリート断面

表 3-18　仮想鉄筋コンクリート断面に対する設計用荷重

杭頭における最大曲げモーメント (kN・m)	最大杭軸力 (kN)	最小杭軸力 (kN)
495	10819	−2479

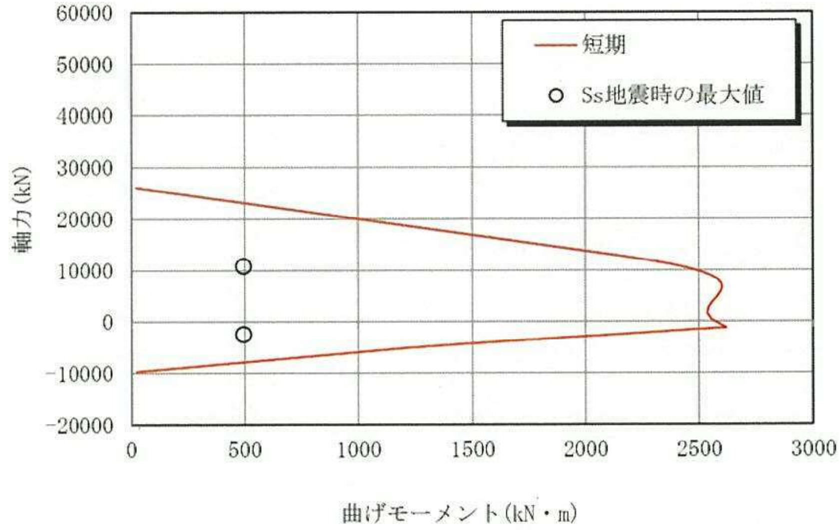


図 3-17　仮想鉄筋コンクリート断面に対する照査結果

3.7　地下水位による浮力を考慮した常時荷重時の影響検討

3.7.1　概要

緊急時対策所建屋周辺の地下水位は，地表面（EL.23.0m）としているため，基礎スラブ下面（EL.20.8m）に浮力が作用する。本章では、浮力を考慮した常時荷重に対し，基礎スラブが構造的に問題にならないことを確認する。

3.7.2　検討方針と許容限界

地下水による浮力を考慮した常時荷重に対する応力解析に基づく基礎スラブの長期許容応力度に基づく必要鉄筋量が，設計配筋量以下となることを確認する。

許容限界は長期許容応力度とする。コンクリート及び鉄筋の長期許容応力度を表 3-19 及び表 3-20 に示す。

表 3-19　コンクリートの長期許容応力度

設計基準強度 Fc (N/mm^2)	圧縮 (N/mm^2)	せん断 (N/mm^2)
30.0	10.0	0.79

表 3-20　鉄筋の長期許容応力度

鉄筋の種類	引張及び圧縮 (N/mm^2)	せん断補強 (N/mm^2)	使用箇所
SD345	215 (195*)	195	主筋及びせん断補強筋

注記　*：D29 以上の太さの鉄筋に対しては( )内の数値とする。

3.7.3 荷重及び荷重の組合せ

検討に用いる荷重は，添付書類「V-2-2-11 緊急時対策所建屋の耐震性についての計算書」にて設定している荷重とする。ただし，積雪荷重については地震時用の低減係数を考慮しないため，表 3-21 の通り設定する。また，荷重組合せは表 3-22 の通り設定する。なお，浮力は固定荷重(G)に含む。

表 3-21 積雪荷重

外力の状態	積雪荷重
常時	600 N/m^2

表 3-22 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
常時	G+E+P+S

G ：固定荷重

E ：機器配管荷重

P ：積載荷重

S ：積雪荷重

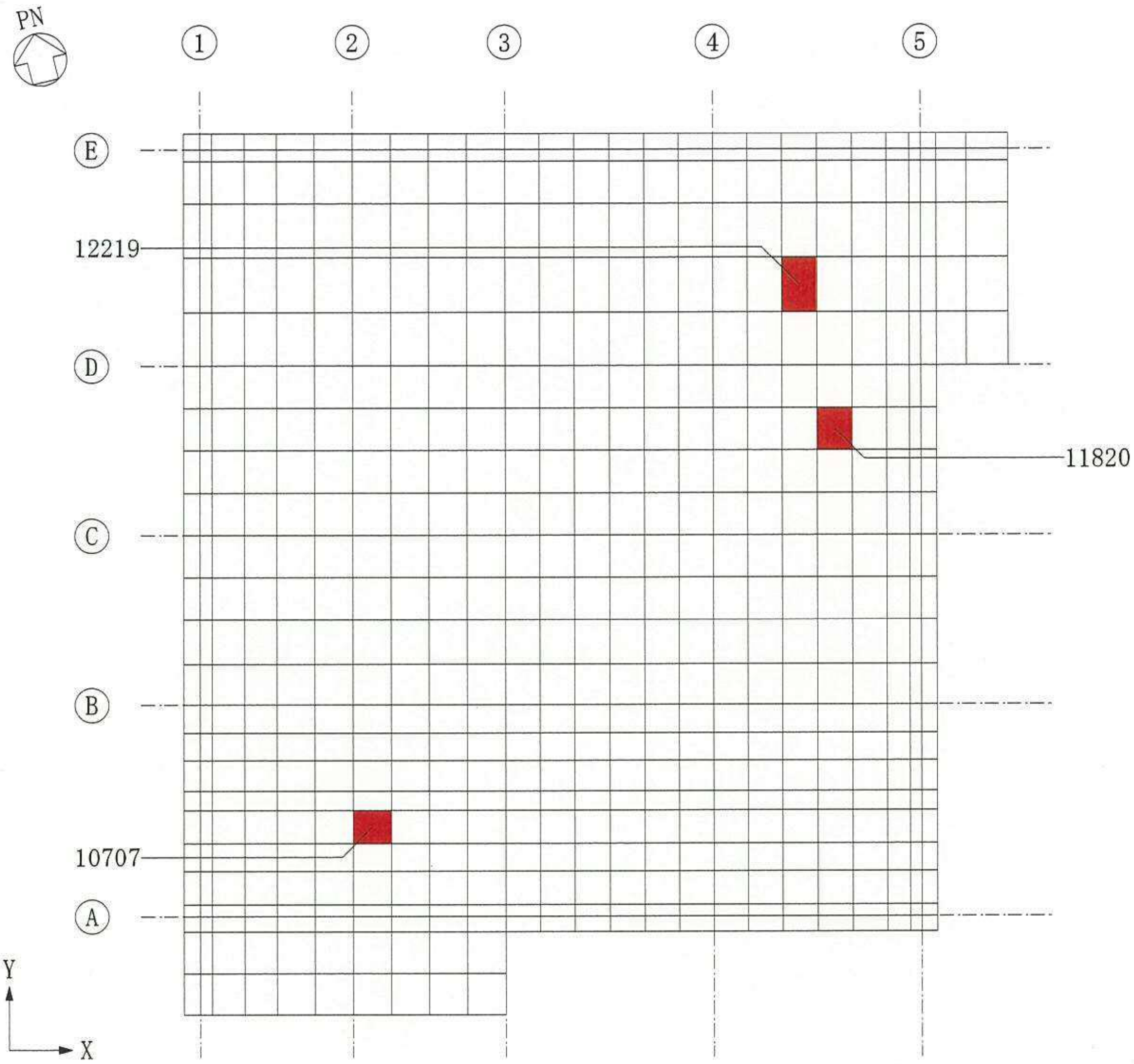
3.7.4 検討結果

断面の評価結果を記載する要素を，以下の通り選定する。

軸力，曲げモーメント及び面内せん断力に対する評価については，必要鉄筋量が最大となる要素を選定し，面外せん断力に対する評価については，せん断力が最大となる要素を選定する。

選定した要素の位置を図 3-18 及び図 3-19 に，評価結果を表 3-23 に示す。

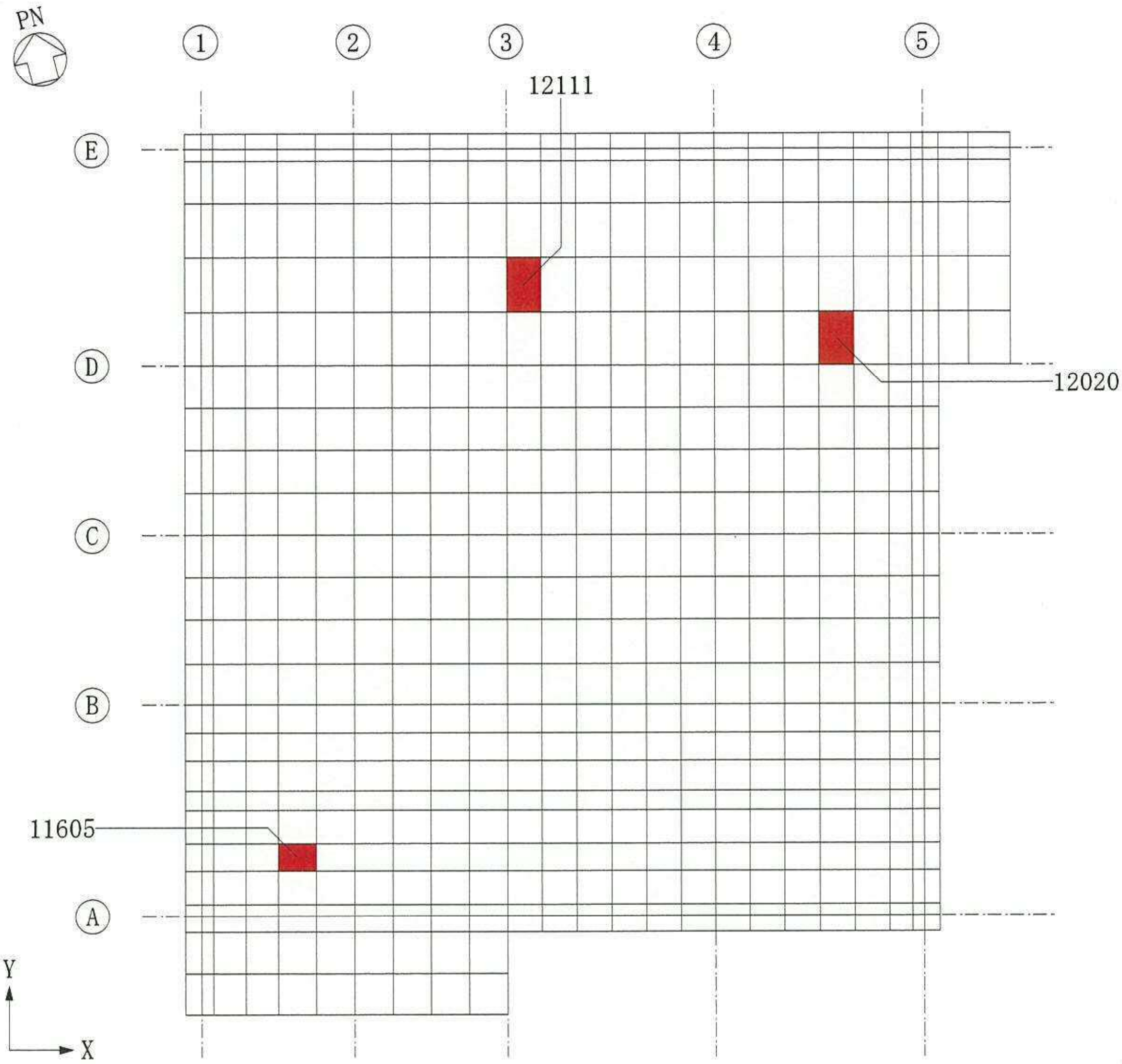
長期荷重において，軸力，曲げモーメント及び面内せん断力に対する必要鉄筋量が配筋量を超えないことを確認した。また，面外せん断力がコンクリートの長期許容せん断力を超えないことを確認した。



注　：図中引出線の数字は，要素番号を示す。

(a) NS 方向

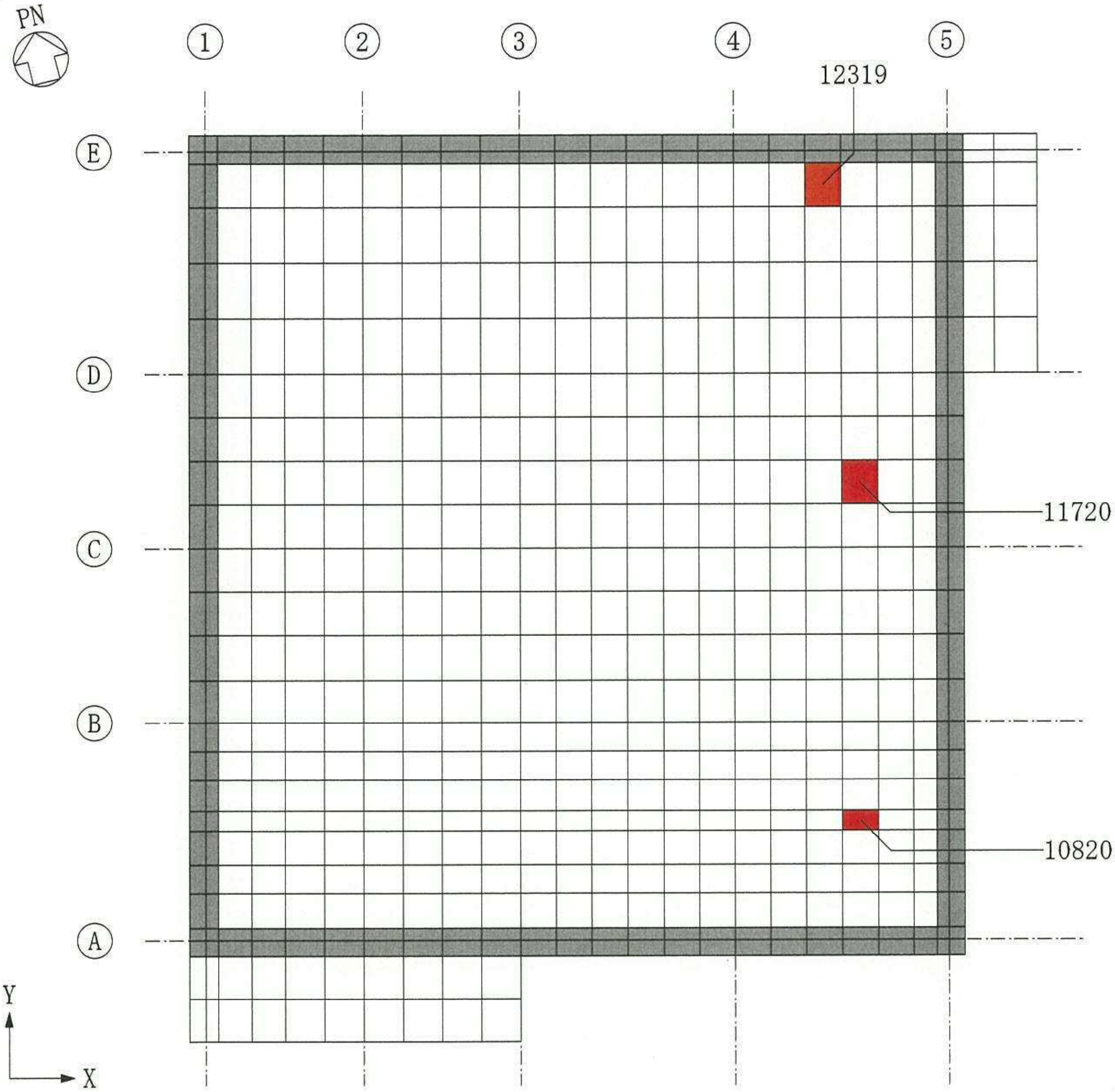
図 3-18　主筋評価で選定した要素の位置（長期）(1／2)



注　：図中引出線の数字は，要素番号を示す。

(b) EW 方向

図 3-18　主筋評価で選定した要素の位置（長期）(2／2)

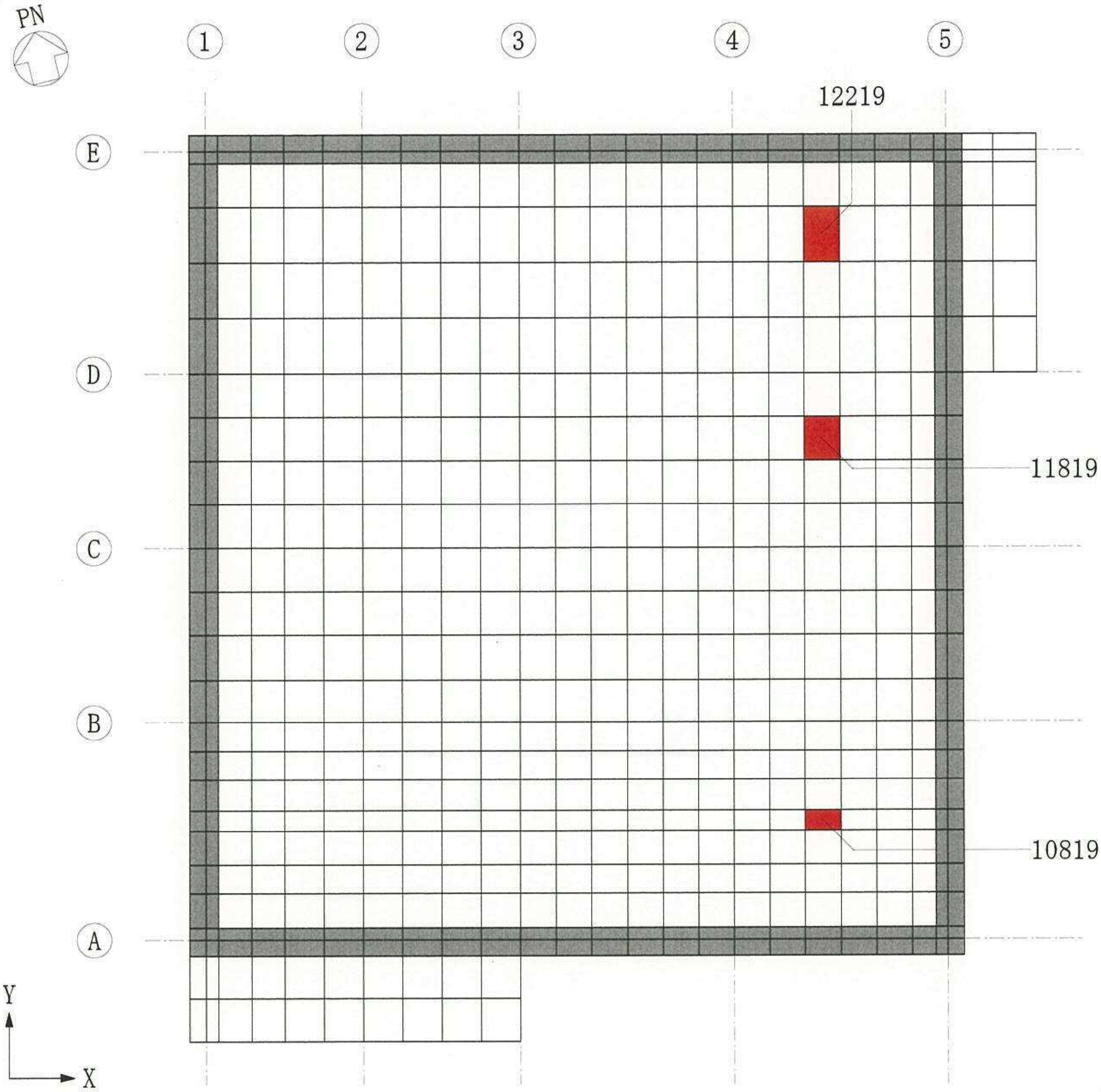


注1　：図中灰色部分は，耐震壁直下のため評価対象外とする。

注2　：図中引出線の数字は，要素番号を示す。

(a) NS 方向

図 3-19　せん断補強筋評価で選定した要素の位置（長期）（1／2）



注 1　：図中灰色部分は，耐震壁直下のため評価対象外とする。
注 2　：図中引出線の数字は，要素番号を示す。

(b) EW 方向
図 3-19　せん断補強筋評価で選定した要素の位置（長期）(2／2)

表 3-23　評価結果（基礎スラブ）

評価項目				要素番号	解析結果	許容値	備考
軸力＋曲げモーメント＋面内せん断力	NS方向	必要鉄筋量／配筋量	部材厚 2.5 m	10707	0.281	1.00	引張鉄筋
		必要鉄筋量／配筋量	部材厚 2.2 m	11820	0.120	1.00	引張鉄筋
		必要鉄筋量／配筋量	部材厚 5.7 m	12219	0.120	1.00	引張鉄筋
	EW方向	必要鉄筋量／配筋量	部材厚 2.5 m	11605	0.290	1.00	引張鉄筋
		必要鉄筋量／配筋量	部材厚 2.2 m	12020	0.267	1.00	引張鉄筋
		必要鉄筋量／配筋量	部材厚 5.7 m	12111	0.140	1.00	引張鉄筋
面外せん断力	NS方向	面外せん断応力度 (N/mm^2)	部材厚 2.5 m	10820	0.208	0.79	コンクリート
		面外せん断応力度 (N/mm^2)	部材厚 2.2 m	11720	0.171	0.79	コンクリート
		面外せん断応力度 (N/mm^2)	部材厚 5.7 m	12319	0.266	0.79	コンクリート
	EW方向	面外せん断応力度 (N/mm^2)	部材厚 2.5 m	10819	0.195	0.79	コンクリート
		面外せん断応力度 (N/mm^2)	部材厚 2.2 m	11819	0.160	0.79	コンクリート
		面外せん断応力度 (N/mm^2)	部材厚 5.7 m	12219	0.269	0.79	コンクリート

4. 液状化影響検討についての補足説明

4.1 概要

施設毎の液状化影響検討のフローを図 4-1 に示す。緊急時対策所建屋については，施設の周辺地盤を改良することで液状化検討対象層がない状態としているため，液状化の影響検討は不要であるが，地盤改良範囲外の液状化検討対象層に豊浦標準砂の液状化強度特性を与えることで，強制的に液状化を生じると仮定しても，杭の健全性を確保できることを確認する。

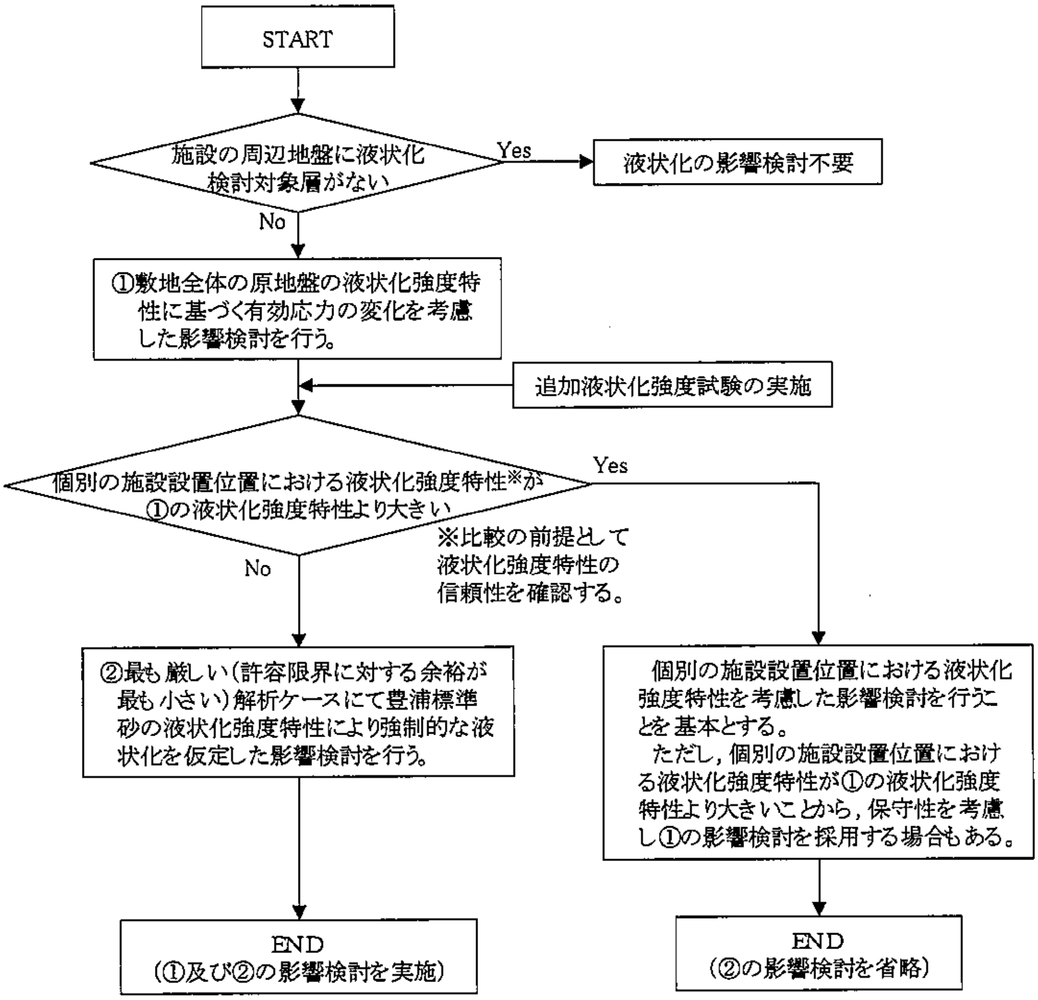
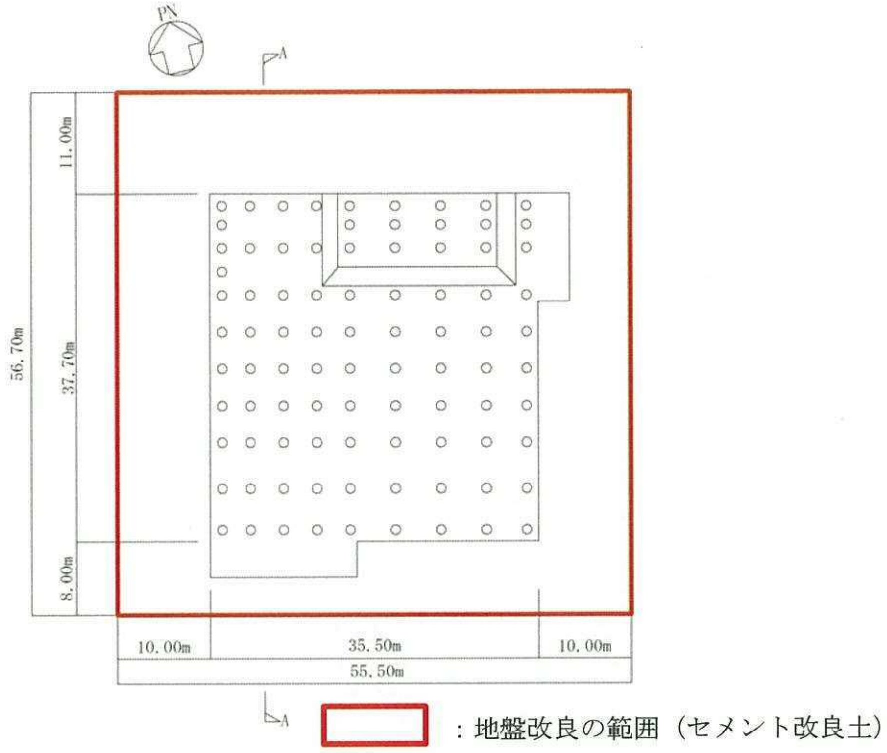


図 4-1 施設毎の液状化影響検討のフロー

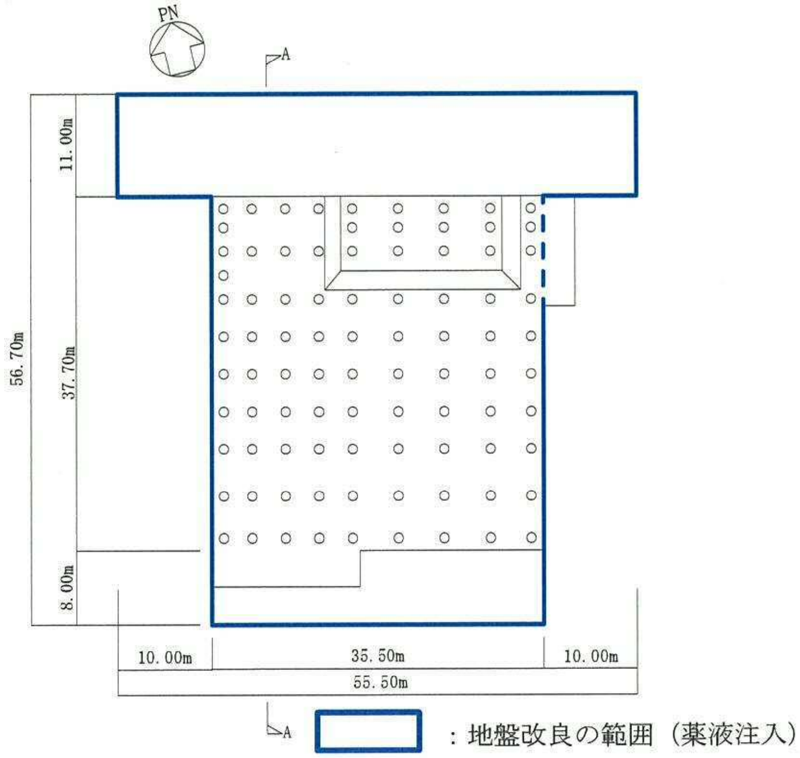
4.2 緊急時対策所建屋の地盤改良について

緊急時対策所建屋の地盤改良の範囲を図 4-2 及び図 4-3 に示す。緊急時対策所建屋の周辺地盤において，地表近傍（EL. 20.8m～EL. 13.6m）の地盤改良は，原地盤を購入砂とセメントミルクを混ぜた流動化処理土（以下「セメント改良土」という。）で置換し，液状化の発生を防止しているが，当該層以深においても液状化検討対象層が存在する。このため，セメント改良土の施工範囲以深の液状化検討対象層（砂質層）に対して薬液注入工法（以下「薬液注入」という。）を適用し，液状化の発生を防止する。

薬液注入は，恒久的な溶液型薬液を使用し，その薬液が砂粒子間の間隙水と置き換わりながら浸透し，地盤を固結させる工法である。砂粒子間に浸透した薬液はゲル状の物質（ゲル化物）に変化し，砂粒子の間隙はゲル化物で充填された状態となるため，液状化の要因となる間隙水がほぼ無くなり，液状化が生じなくなる。薬液注入の概念図を図 4-4 に示す。



(a) セメント改良土



(b) 薬液注入

図 4-2　緊急時対策所建屋の地盤改良の範囲（杭伏図，EL.20.8m）

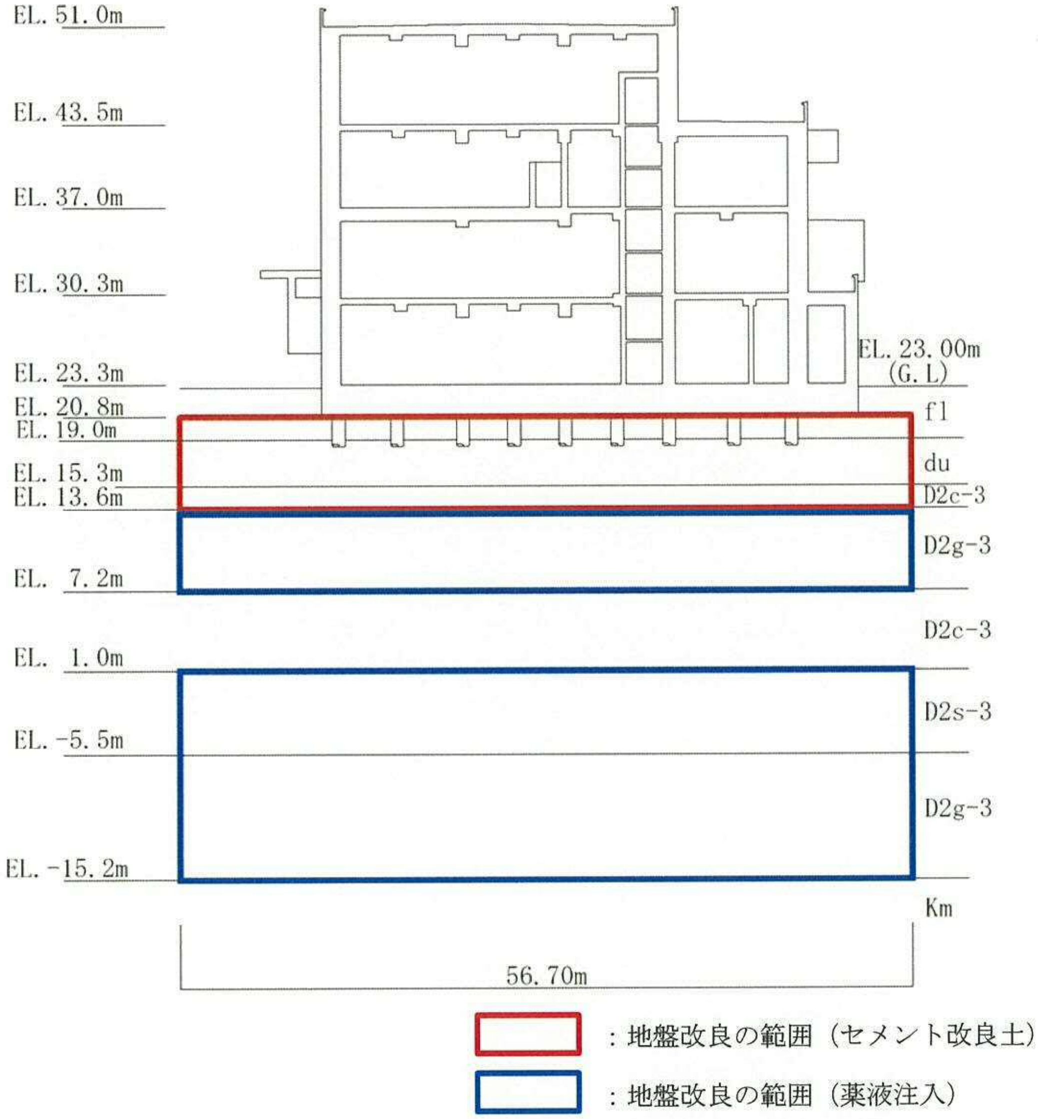


図 4-3　緊急時対策所建屋の地盤改良の範囲（A-A 断面図）

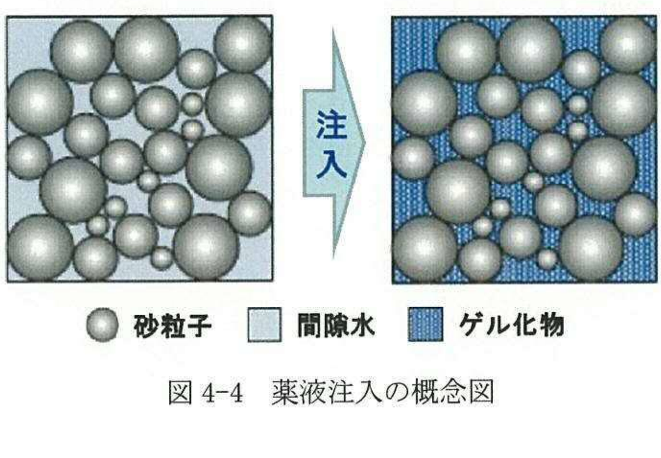
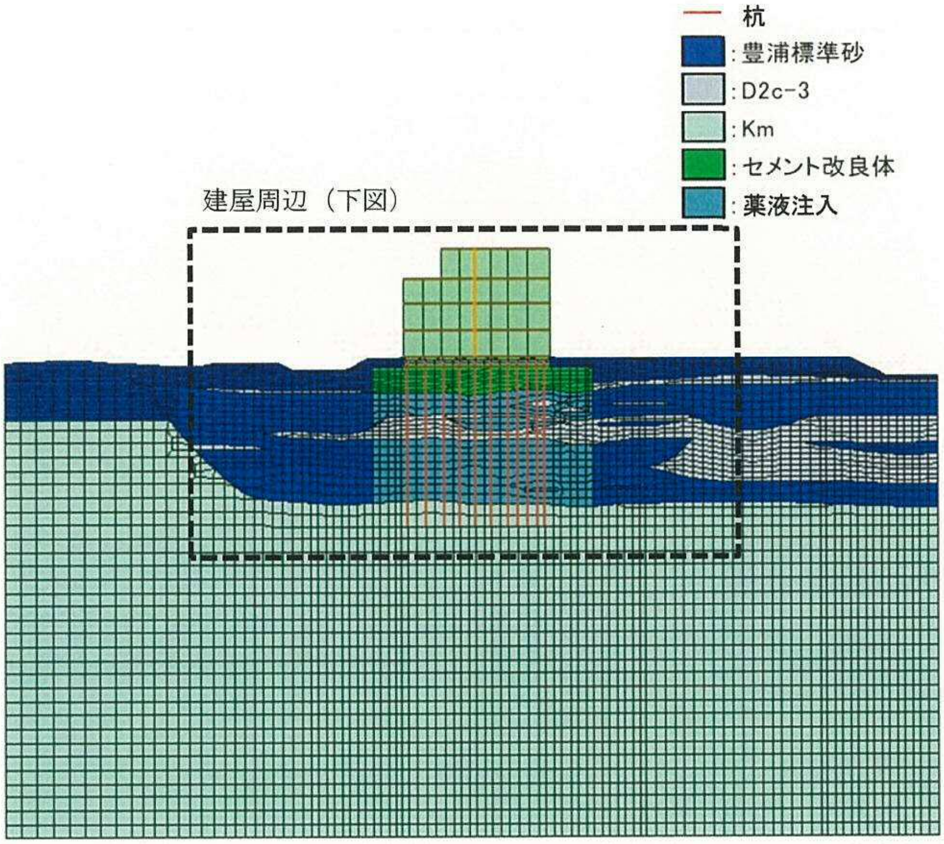


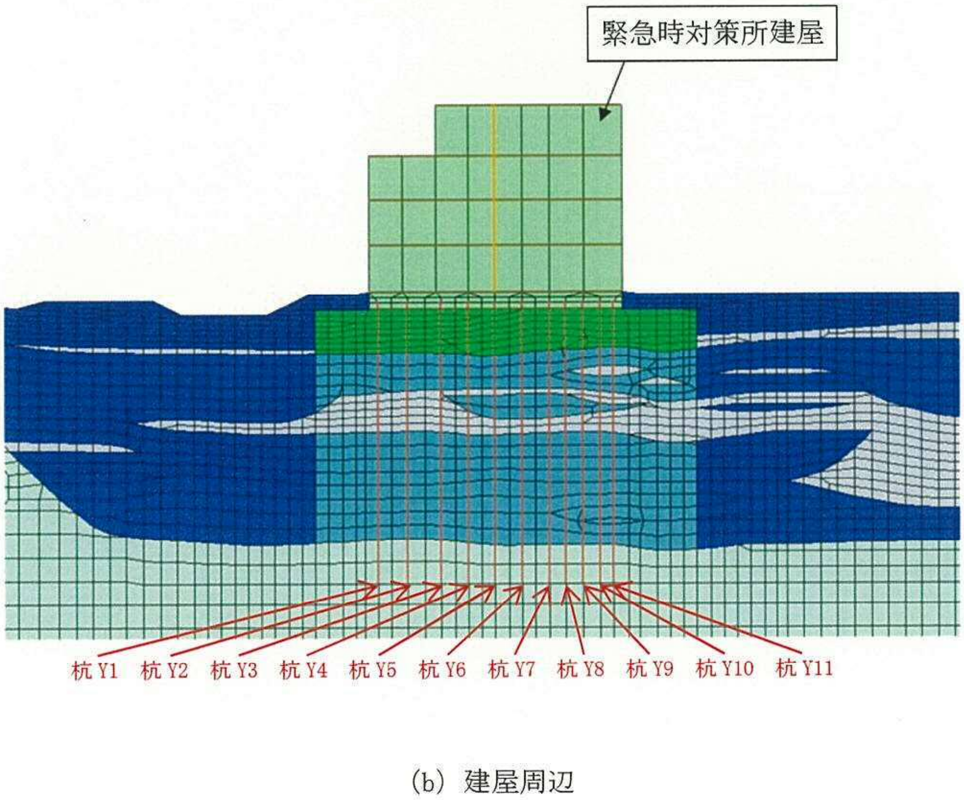
図 4-4　薬液注入の概念図

4.3　2次元有効応力解析による地震応答解析モデル

地盤改良範囲外の液状化検討対象層に豊浦標準砂の液状化強度特性を与えることで，強制的に液状化を生じると仮定した 2 次元有効応力解析モデルにより地震応答解析を実施する。検討に用いる地震波は，全周期帯の応答が大きく継続時間の長い基準地震動Ｓ$_{s}$－Ｄ１とする。解析モデルを図 4-5 に，杭番号を図 4-6 に示す。ここで，図 4-5 に示した薬液注入の範囲については，原地盤の物性値を使用する。

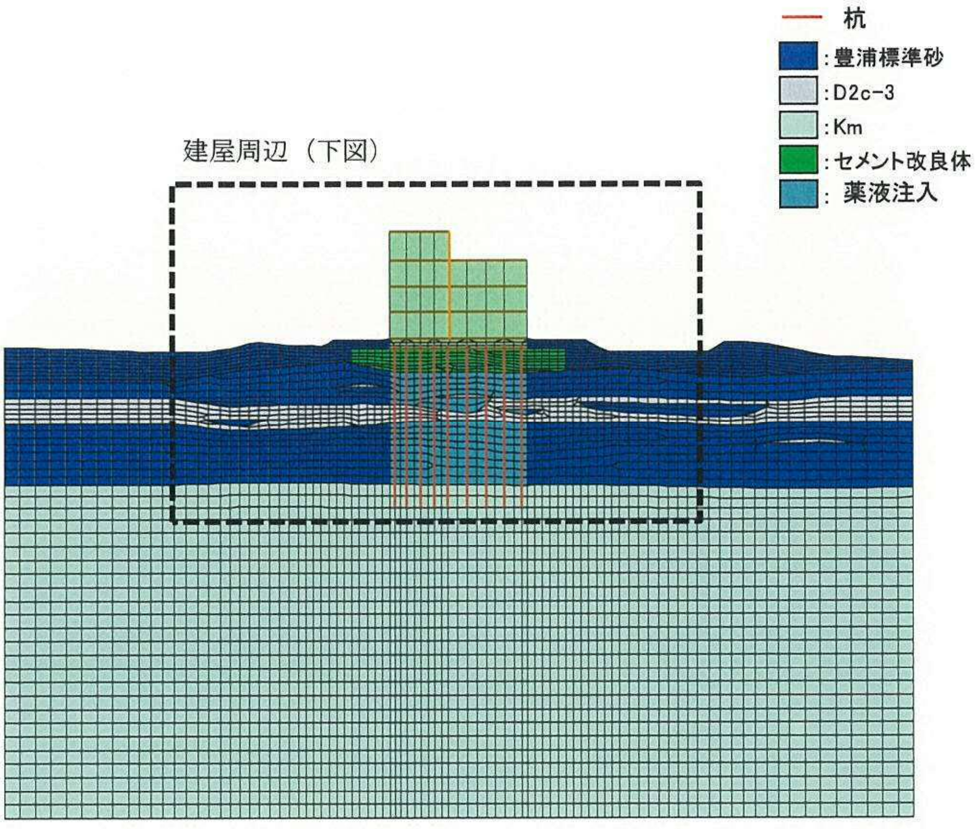


(a) 全体

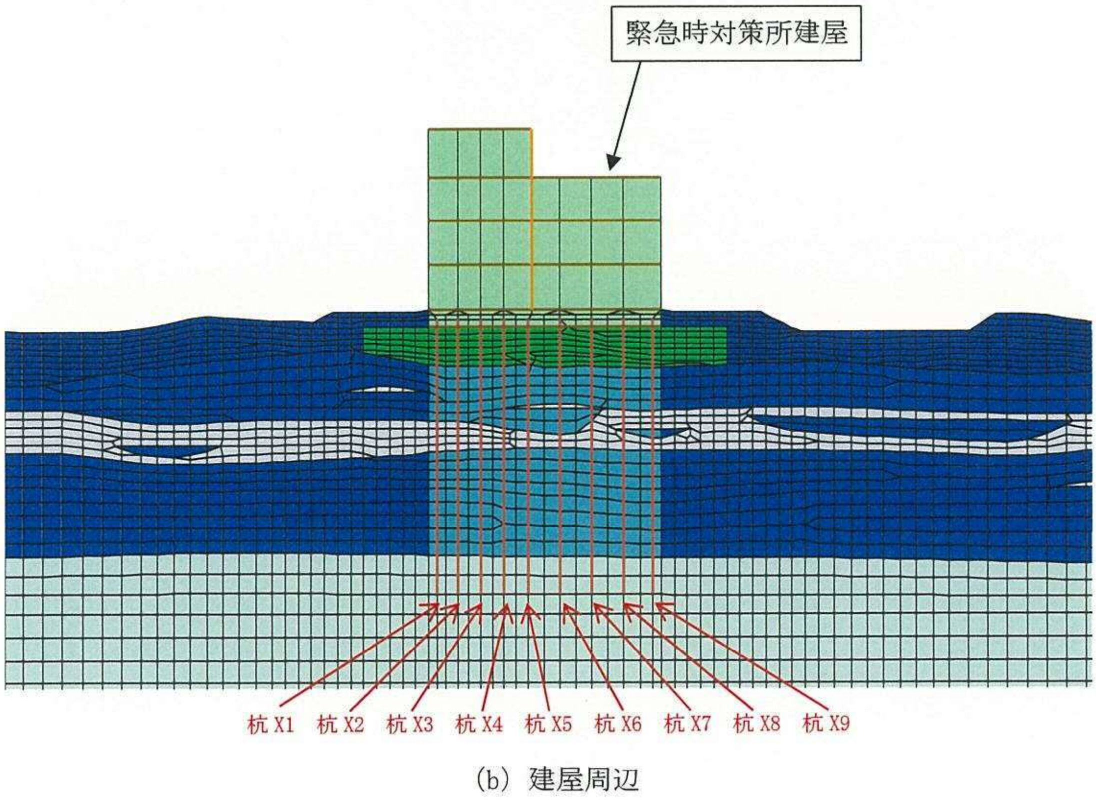


(b) 建屋周辺

図 4-5 (1／2)　解析モデル (NS 方向)

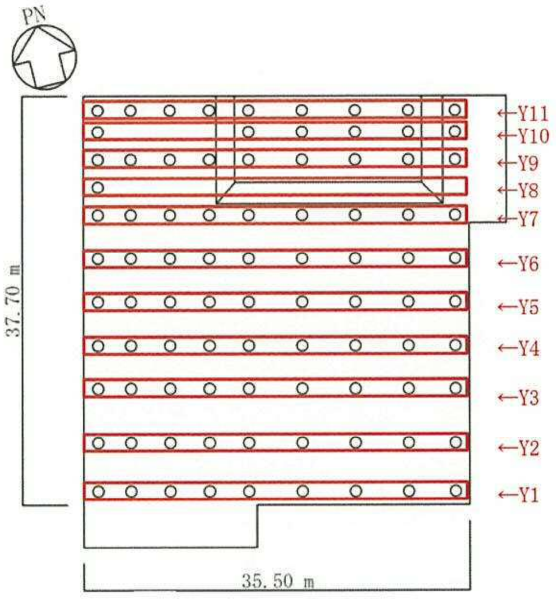


(a) 全体



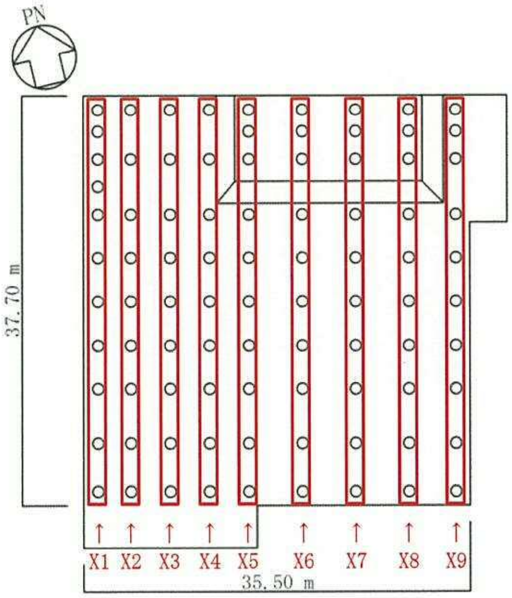
(b) 建屋周辺

図 4-5 (2／2)　解析モデル (EW 方向)



凡例　○：杭

(a) NS 方向



凡例　○：杭

(b) EW 方向

図 4-6　杭番号

4.4 杭の健全性の評価

4.4.1 杭の仕様

杭の仕様を表 4-1 に，杭の断面性能を表 4-2 に示す。

表 4-1 杭の仕様

コンクリート			鋼管	
設計基準強度 Fc (N/mm²)	ヤング係数 (N/mm²)	ポアソン比	鋼材	基準強度 F (N/mm²)
24	2.27×10^4	0.2	SKK490	325

表 4-2 杭の断面性能

外径 D (mm)	板厚 t (mm)	全断面積 A (m^2)	せん断断面積 A_S (m^2)	断面 2 次モーメント I (m^4)
1000	22	1.300	0.9436	0.1105

注：表中の断面性能はコンクリート換算した値である。

注：上記の板厚に対して腐食代 1 mm を考慮する。

4.4.2 基礎地盤の支持性能に対する評価方法

基礎地盤の支持性能に関する評価は，杭頭に作用する最大鉛直力が極限支持力以下であることを確認する。極限支持力を表 4-3 に示す。

表 4-3 杭の極限支持力（単位：kN/本）

杭径 (mm)	極限支持力
φ1000	17224

4.4.3 杭の断面の評価方法

杭の断面の評価は，解析により得られた曲げモーメント及びせん断力に対して行う。

場所打ち鋼管コンクリート杭に対する照査は，杭に生じる曲げモーメントが，杭軸力を考慮した場所打ち鋼管コンクリート杭の終局曲げモーメント以下であること，また，杭に生じるせん断力が，場所打ち鋼管コンクリート杭の短期許容せん断力以下であることを確認する。

杭軸力を考慮した場所打ち鋼管コンクリート杭の終局曲げモーメント及び短期許容せん断力は，「ＳＲＣ規準」に従い下式により算定する。

各許容値の算定式を以下に，曲げモーメントと杭軸力の関係を図 4-7 に，短期許容せん断力の算定結果を表 4-4 に示す。

・杭軸力を考慮した終局曲げモーメントの評価

$N_u = {}_cN_u + {}_sN_u$

$M_u = {}_cM_u + {}_sM_u$

$${}_cN_u = (\theta_n - \sin\theta_n \cdot \cos\theta_n)\, {}_cD_j^2 \cdot {}_c\sigma_{cB}/4$$

$${}_cM_u = \sin^3\theta_n \cdot {}_cD_j^3 \cdot {}_c\sigma_{cB}/12$$

$${}_sN_u = \{ (\beta_1 \cdot \theta_n + \beta_2(\theta_n - \pi))(1 - {}_st/{}_sD)\, {}_sD \cdot {}_st \cdot {}_s\sigma_y$$

$${}_sM_u = (\beta_1 + \beta_2)\sin\theta_n \cdot (1 - {}_st/{}_sD)^2/2 \cdot {}_sD^2 \cdot {}_st \cdot {}_s\sigma_y$$

$\theta_n = \cos^{-1}(1 - 2x_{n1})$

$x_{n1} = x_n/{}_cD_j$

${}_c\sigma_{cB} = {}_cr_u \cdot F_c + 1.56\, {}_st \cdot {}_s\sigma_y/({}_sD - 2\, {}_st)$

$\beta_1 = 0.89$, $\beta_2 = 1.08$

${}_cr_u = 0.85$

ここで,

N_u ：部材の終局圧縮耐力（N）

${}_cN_u$ ：コンクリート部分の終局圧縮耐力（N）

${}_sN_u$ ：鋼管部分の終局圧縮耐力（N）

M_u ：部材の終局曲げ耐力（N・mm）

${}_cM_u$ ：充填コンクリート部分の終局曲げ耐力（N・mm）

${}_sM_u$ ：鋼管部分の終局曲げ耐力（N・mm）

θ_n ：円形断面において中立軸位置を定める角度（°）

${}_cD_j$ ：充填コンクリート部分の径（mm）

${}_c\sigma_{cB}$ ：円形鋼管の拘束効果を考慮した充填コンクリートの圧縮強度（N/ mm²）

${}_st$ ：鋼管の厚さ（mm）

${}_sD$ ：鋼管の径（mm）

${}_s\sigma_y$ ：鋼管の降伏応力度（N・mm²）

F_c ：コンクリートの設計基準強度（N/ mm²）

・短期許容せん断力の評価

$$ {}_{s}Q_{d} \leqq {}_{s}Q $$

$$ {}_{s}Q_{d} = Q $$

$$ {}_{s}Q = \frac{{}_{s}A}{2} \cdot {}_{s}f_{s} $$

ここで，

${}_{s}Q_{d}$　：鋼管部分の設計用せん断力（N）

${}_{s}Q$　：鋼管部分の許容せん断力（N）

Q　：設計用せん断力（N）

${}_{s}A$　：鋼管部分の断面積（mm^2）

${}_{s}f_{s}$　：鋼管の許容せん断応力度（N/mm^2）（$=F/\sqrt{3}$，Fは鋼材の基準強度）

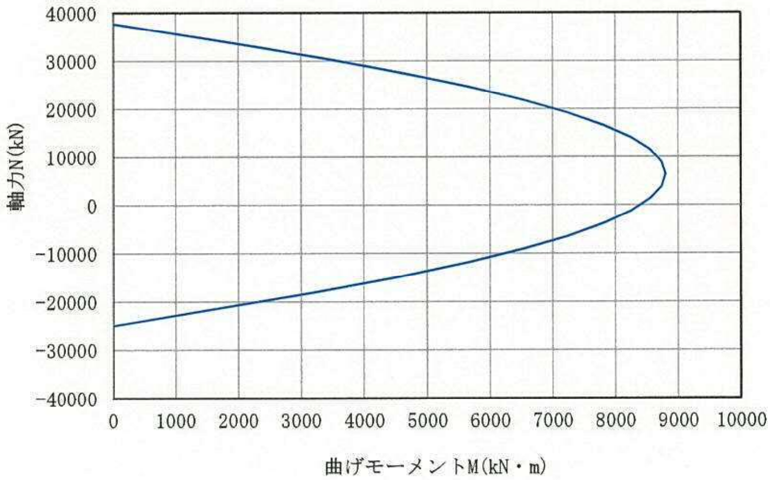


図 4-7　杭の曲げモーメントと杭軸力の関係

表 4-4　杭の短期許容せん断力（単位：kN/本）

杭径（mm）	短期許容せん断力
φ1000	6026

4.4.4 杭の評価結果

杭の評価結果を表 4-5 に示す。また，検定比が最も大きくなる杭について，杭の曲げモーメントと許容値の関係を図 4-8 に，杭のせん断力と許容値の関係を図 4-9 に示す。

地盤改良範囲外の液状化検討対象層に豊浦標準砂の液状化強度特性を与え，強制的に液状化を生じると仮定した場合においても，セメント改良土の施工範囲以深の液状化検討対象層に対して薬液注入を適用し液状化の発生を防止することで，杭の曲げモーメント及びせん断力が許容値を超えないことを確認した。

表 4-5　杭の評価結果

	許容限界	S_s地震時	検定比
最大鉛直支持力 (kN/本)	17224	5903	0.35
最大曲げモーメント (kN・m/本)	8546	5133	0.61
最大せん断力 (kN/本)	6026	2851	0.48

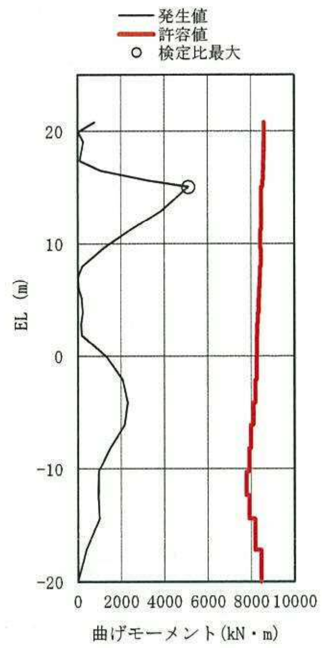


図 4-8　杭の曲げモーメントと許容値の関係（Ｓｓ－Ｄ１，EW 方向，杭 X9）

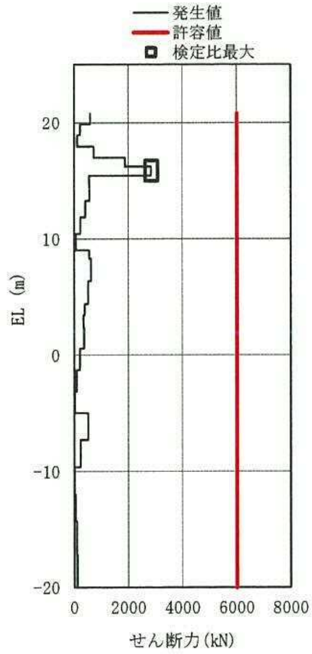


図 4-9　杭のせん断力と許容値の関係（Ｓｓ－Ｄ１，EW 方向，杭 X6）

4.4.5 液状化影響検討に用いる地震波に関する補足説明

液状化影響検討に用いる地震波は，全周期帯の応答が大きく継続時間の長いＳ$_s$－Ｄ１としているが，添付書類「Ⅴ-2-2-11　緊急時対策所建屋の耐震性についての計算書」の「5.2.2　杭の評価結果」において，杭応力が最も大きくなるのはＳ$_s$－３１である。本項ではＳ$_s$－Ｄ１及びＳ$_s$－３１の液状化影響検討の結果を比較し，Ｓ$_s$－Ｄ１の代表性を示す。

Ｓ$_s$－Ｄ１及びＳ$_s$－３１に対する杭の評価結果を表 4-6 に示す。

同表より，「4.4.4　杭の評価」にて検定比が最も大きくなる曲げモーメントに対する検定比はＳ$_s$－３１よりもＳ$_s$－Ｄ１が大きくなることから，添付書類「Ⅴ-2-2-11　緊急時対策所建屋の耐震性についての計算書」にて液状化影響検討に用いる地震波はＳ$_s$－Ｄ１とする。

表 4-6　杭の評価結果（Ｓ$_s$－Ｄ１及びＳ$_s$－３１）

	地震波	許容限界	Ｓ$_s$地震時	検定比
最大鉛直支持力 (kN/本)	Ｓ$_s$－Ｄ１	17224	5903	0.35
	Ｓ$_s$－３１	17224	6062	0.36
最大曲げモーメント (kN・m/本)	Ｓ$_s$－Ｄ１	8546	5133	0.61
	Ｓ$_s$－３１	8623	4599	0.54
最大せん断力 (kN/本)	Ｓ$_s$－Ｄ１	6026	2851	0.48
	Ｓ$_s$－３１	6026	2965	0.50

補足-370-19【原子炉格納施設の基礎に関する説明書の補足説明】

目次

1. はじめに

本資料では，添付書類「V-1-8-3　原子炉格納施設の基礎に関する説明書」の補足説明として，建設工認時からの耐震及び強度設計上の条件及び評価に関する差分抽出とその影響について明確にしたものである。

建設工認時からの差分抽出では，適用規格，新規荷重及び評価方法のほか，仕様変更（改造）について，格納容器底部コンクリートマットを含む原子炉建屋基礎盤に対して影響を及ぼす差分要因を抽出する。また，これらの差分による影響について考察し，抽出される差分要因が耐震及び強度設計上に大きく影響しないことを確認する。

2. 概要

建設工認時からの適用規格，新規荷重及び評価方法のほか，仕様変更（改造）について今回工認との差分を調査した。

その結果，適用規格については，建設工認時では「新型格納容器底部に関する仕様（昭和47年10月）」（以下「底部仕様」という。）が，今回工認では「日本機械学会 発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格（JSME S NE1-2003）」（以下，「ＣＣＶ規格」という。）が適用され，適用規格に差分が見られた。

また，評価方法における断面算定法については，建設工認時では日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（以下「ＲＣ規準」という。）が，今回工認では「ＣＣＶ規格」が適用されており，その規格内で適用される評価方法の出典を確認すると，同様に日本建築学会の計算規準が適用されている。原子炉格納容器底部コンクリートマットに対しては，近年，終局強度型の耐震設計の考え方が導入されるものの，いずれも基本的には，許容応力度設計体系を逸脱するものではなく差分は見られない。

更に建設工認時からの仕様変更（改造）については，変更履歴調査した結果，格納容器底部コンクリートマットを含む原子炉建屋基礎盤に対して直接影響を及ぼすような仕様変更（改造）は見られなかった。

適用規格の差分による影響について，底部仕様とＣＣＶ規格の双方の記載内容を比較した結果，差分が見られる箇所は，「荷重とその組合せ」であった。

そのため，底部仕様に基づく荷重組合せの荷重内容とＣＣＶ規格及び「ＢＷＲ，ＭＡＲＫ－Ⅱ型格納容器圧力制御系に加わる動荷重の評価指針（昭和56年7月20日　原子力安全委員会決定）」（以下，「動荷重の評価指針」という。）において構造設計上必要となる荷重内容の差分を整理した結果，水力学的動荷重に建設工認時との設計上の差分があり，当時は，この荷重は考慮されていなかった。

その新規荷重による差分の影響検討については，「補足-370-9【原子炉格納容器底部コンクリートマットの耐震性評価についての補足説明】」にて，水力学的動荷重（逃がし安全弁作動時荷重，蒸気凝縮振動荷重，チャギング荷重）を考慮した荷重状態Ⅱの逃がし安全弁作動時及び荷重状態Ⅲの異常時の健全性評価を行っており，各許容値に対して十分満足する結果を得ており，その新規荷重による評価結果への影響が無いことを確認した。

従って，これらの差分が設計条件への論点とはならないと判断した。なお，上記の最新の規格・指針を踏まえて，新規荷重を考慮し，今回工認で評価を実施する。

3.　構造

原子炉建屋基礎盤は，原子炉格納容器底部に該当する原子炉格納容器底部コンクリートマット並びに，二次格納施設にあたる原子炉建屋原子炉棟のうち，原子炉格納容器底部コンクリートマット以外の基礎（以下「原子炉棟基礎」という。）及び原子炉建屋付属棟の基礎（以下「付属棟基礎」という。）で構成される。図1に原子炉建屋断面図を示す。

図1　原子炉建屋断面図

4. 建設工認時からの差分整理

4.1 適用規格・基準類について

表１に原子炉格納容器底部コンクリートマットを含む原子炉建屋基礎盤の建設工認時と今回工認にける適用規格・基準類の比較を示す。

建設工認時では，原子炉建屋基礎盤の設計については，ＲＣ規準が適用されており，原子炉格納容器のドライウェル及びサプレッションチェンバの基本版厚の決定に関する計算に対しては，「発電用原子力設備に関する構造等の技術基準（通商産業省告示 501 号）昭和 45 年 9 月 3 日付」が用いられており，その格納容器底部コンクリートマットに対しては，当時，新型格納容器底部の設計・施行に適用することを目的として底部仕様が採用されている。

この仕様は，当時，関西電力（株）大飯発電所第 1，2 号機，東京電力（株）福島発電所第 6 号機および日本原子力発電（株）東海第 2 発電所に採用される格納容器において，その底部構造として，鉄筋コンクリートに強度を，ライナーに耐漏洩性をもたせたものが新型格納容器となるため，これらの構造の妥当性を検討するための技術顧問会（コンクリートコンテナ検討会報告書(昭和 47 年 10 月 3 日)）において承認されたものである。

なお，底部仕様の適用範囲としては，新型格納容器底部の材料，設計，施工および試験・検査に関する仕様が示されており，適用対象としては，鉄筋コンクリート・マット（格納容器コンクリート圧力障壁部），ライナー部，ナックル部および格納容器胴アンカー部とされている。

一方，今回の工認においては，原子炉建屋基礎盤の設計については，ＲＣ規準（1999），「日本建築学会 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（2005)」，日本電気協会「原子力発電所耐震設計技術指針ＪＥＡＧ４６０１－1987」，同「原子力発電所耐震設計技術指針　重要度分類・許容応力度編ＪＥＡＧ４６０１・補－1984」，同「原子力発電所耐震設計技術指針ＪＥＡＧ４６０１－1991 追補版」，国土交通省住宅局建築指導課・国土交通省国土技術政策総合研究所・独立行政法人建築研究所・日本建築行政会議「2015 年版　建築物の構造関係技術基準解説書」を適用している。原子炉格納容器底部コンクリートマットに対しては，ＣＣＶ規格を適用している。

以上より，建設工認当時と今回工認における適用規格・基準類を比較すると，原子炉建屋基礎盤に対しては，当時から規準改定があるものの，共に同学会計算規準を採用しており，今回工認では更に日本電気協会の指針を盛り込んでいる。一方，格納容器底部コンクリートマットに対しては，限定されるプラントに対してのみ適用される当時の底部仕様から，今回工認では規格化されている日本機械学会のＣＣＶ規格を採用している点で差分がある。

次節では，当時採用された「新型格納容器底部に関する仕様」と「ＣＣＶ規格」との構造設計上での差分について整理する。

表１　原子炉格納容器底部コンクリートマットを含む原子炉建屋基礎盤の

建設工認時と今回工認における適用規格・基準類の比較

	建設工認時	今回工認
原子炉建屋 基礎盤 （原子炉棟基礎，付属棟基礎）	・日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」	・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説―許容応力度設計法―（（社）日本建築学会，1999） ・原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（社）日本建築学会，2005） ・原子力発電所耐震設計技術指針ＪＥＡＧ４６０１－1987（（社）日本電気協会） ・原子力発電所耐震設計技術指針　重要度分類・許容応力度編ＪＥＡＧ４６０１・補－1984（（社）日本電気協会） ・原子力発電所耐震設計技術指針ＪＥＡＧ４６０１－1991 追補版（（社）日本電気協会） ・2015 年版　建築物の構造関係技術基準解説書（国土交通省住宅局建築指導課・国土交通省国土技術政策総合研究所・独立行政法人建築研究所・日本建築行政会議，2015）
原子炉格納容器底部コンクリートマット	・新型格納容器底部に関する仕様（昭和 47 年 10 月）※	・発電用原子力設備規格　コンクリート製原子炉格納容器規格（（社）日本機械学会，2003） ・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説―許容応力度設計法―（（社）日本建築学会，1999） ・原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（社）日本建築学会，2005）（以下「ＲＣ－Ｎ規準」という。） ・原子力発電所耐震設計技術指針ＪＥＡＧ４６０１－1987（（社）日本電気協会） ・原子力発電所耐震設計技術指針　重要度分類・許容応力度編ＪＥＡＧ４６０１・補－1984（（社）日本電気協会） ・原子力発電所耐震設計技術指針ＪＥＡＧ４６０１－1991 追補版（（社）日本電気協会）

注　：「新型格納容器底部に関する仕様（昭和 47 年 10 月）」は，当時，関西電力（株）大飯発電所第 1，2 号機，東京電力（株）福島発電所第 6 号機および日本原子力発電（株）東海第 2 発電所に採用される格納容器において，その底部構造として，鉄筋コンクリートに強度を，ライナーに耐漏洩性をもたせたものが新型格納容器となるため，これらの構造の妥当性を検討するための技術顧問会において承認されたものである。

4.2　底部仕様とＣＣＶ規格との構造設計上の差分について

表２に底部仕様とＣＣＶ規格との構成（設計章）の比較を示す。なお，ここでは，鉄筋コンクリート部の設計に着目して，以下記述する。

底部仕様とＣＣＶ規格の記載内容の比較について，今回工認で採用するＣＣＶ規格は，建設工認時に用いていた底部仕様の記載内容と比べ，主要項目は概ね同様であるが，構造設計上の必要な情報が細分化し，規格化されている。その設計については，近年の研究開発による設計の合理化や解析計算機の速度および計算容量の進歩と共に複雑な検討が可能になりつつあるが，構造的な設計概念については，ＣＣＶ規格内で引用される規格規準類は，底部仕様内で引用されている日本建築学会のＲＣ規準を鑑みると，一定の当時からの設計概念の連続性が見られる。

一方，双方の記載内容で差分が見られる箇所としては，「荷重の組合せ」である。

図２に底部仕様内及び建設工認時の荷重組合せの記載を，図３にＣＣＶ規格の別表４の抜粋を示す。

双方を比較すると，底部仕様で記載される「荷重組合せ」が，ＣＣＶ規格において各荷重状態が設定され，各荷重状態に応じて，コンクリート部に作用する荷重について，運転時圧力・温度荷重，異常時圧力・温度荷重等が設定され，それらの荷重が組合されている。これらの比較より，明らかに荷重組合せの設定について，建設工認時から差異が見られる。

更に，ＣＣＶ規格の別表４の表中には記載されていないが，その解説箇所においては，「水力学的動荷重」についての記載がある。

ここで，図４（1／3～3／3）にＣＣＶ規格の解説の抜粋を示す。

解説に記載されるように，沸騰水型原子炉特有の事象について，荷重状態Ⅱの逃がし安全弁作動時は，沸騰水型原子炉において，運転中の原子炉系の過渡的な圧力上昇を抑えるため，主蒸気配管に設けられた逃がし安全弁が作動する状態をいう。逃がし安全弁作動時に蒸気は，排気管を通って，サプレッションプール水中に導かれる。この蒸気の放出に先立ち，排気管内の非凝縮性ガスがサプレッションプール水中に吹き出し，気泡が膨張，収縮をすることにより，圧力荷重が原子炉格納容器に作用する。

また，荷重状態Ⅲの異常時においては，「本事象の発生状況を検討し適切に組み合わせるものとする。」とされており，沸騰水型原子炉においては，「サプレッションプール水の水力学的動荷重も考慮するものとする。ただし，異常発生直後のプール水揺動による水力学的動荷重については，非常に短期間の事象であることから，荷重状態Ⅳのジェット力作用時において適切に考慮するものとする。」とされている。

このように，別表４においては，表中には記載されていないが，沸騰水型原子炉においては，異常時に作用する荷重として，サプレッションプール水の水力学的動荷重も含むことが明記されている。

表２　「新型格納容器底部に関する仕様」と「ＣＣＶ規格」との構成（設計章）の比較

	建設工認時	今回工認
規格・基準類	「新型格納容器底部に関する仕様」	「ＣＣＶ規格」
構成	第３章　設計 3.1 一般 3.1.1　コンクリートマット 3.1.2　ライナー部 3.1.3　ナックル部 3.1.4 格納容器胴アンカー部	CVE-3000　設計 CVE-3100　一般事項 CVE-3110　コンクリート製原子炉格納容器の設計 CVE-3120　用語の定義 CVE-3130　記号の定義
	3.2　荷重組合せ 3.2.1　荷重 3.2.2　荷重組合せ	CVE-3200　荷重および荷重の組合せ CVE-3210　コンクリート部に作用する荷重 CVE-3220　ライナプレート，ライナアンカ等に作用する荷重
	3.3　設計および解析手法	CVE-3300　コンクリート部の解析手法 CVE-3310　構造解析手法 CVE-3320　解析に用いる材料定数 CVE-3330　熱応力の扱い
	3.4　設計許容値 3.4.1　鉄筋コンクリートマット 3.4.2　ライナー部 3.4.3　ナックル部 3.4.4　格納容器胴アンカー部	CVE-3400　コンクリート部の許容応力度 CVE-3410　コンクリート CVE-3420　鉄筋
	3.5　設計詳細 3.5.1　鉄筋コンクリート	CVE-3500　コンクリート部の設計 CVE-3510　シェル部 CVE-3520　トップスラブ部および底部 CVE-3530　貫通部等 CVE-3540　配筋詳細 CVE-3550　プレストレスシステム
	3.5.2　ライナー部	CVE-3600　ライナプレート，ライナアンカ等の設計 CVE-3610　ライナプレート CVE-3620　ライナアンカ CVE-3630　貫通部スリーブおよび附属物 CVE-3640　貫通部アンカ CVE-3650　ライナプレート，ライナアンカ等の機械的荷重に対する評価
	3.5.3　ナックル部 3.5.4　格納容器胴アンカー部	CVE-3700　ナックルおよび胴アンカの設計 CVE-3710　ナックル CVE-3720　胴アンカ

表3－1 荷重の組合せ

荷重組合せ種別	荷重内容
(1)	$D + O + L^{*}$
(2)	$D + O + L$
(3)	$D + O + S_1$
(4)	$D + O + S_2$
(5)	$D + O + L + S_1$

(1) 死荷重（D）

(2) 通常運転時荷重（O）

設計外圧 機器に加わる活荷重など

(3) 事故時内圧荷重（L^{*}）

事故時荷重のうち内圧のみの荷重とする。

(4) 事故時の荷重（L）

設計内圧および熱荷重など。ただし事故時の内圧と事故時の熱荷重に時間のずれがある場合は、同時には加算しない。

(5) 設計地震荷重（S_1）

その敷地に対して定められた設計地震により動的解析を行なって求められる設計水平地震力または建築基準法の3倍の水平震度より定まる設計水平地震力のいずれか大きい方とする。

設計鉛直地震力は基礎底面の静的水平震度の 1/2 から定まる値とし、上記設計水平地震力と同時に不利な方向について考慮する。

(6) 安全余裕検討用地震荷重（S_2）

前記の設計地震の1.5倍の地震による動的解析から定まる水平地震力。設計鉛直地震力はS_1と同じとする。

(a) 底部仕様

2. 荷重とその組合せ

2－1. 荷重条件

荷重の組合せは以下の通りとする。

a）1次格納容器底部について

荷重の組合せ種別	荷重内容
(0)	$D + O$
(1)	$D + O + L^{*}$
(2)	$D + O + L$
(3)	$D + O + S_1$
(4)	$D + O + S_2$
(5)	$D + O + L + S_1$

D ； 死荷重

O ； 通常運転時荷重

L^{*} ； 事故時内圧荷重

L ； 事故時の荷重

S_1 ； 設計地震荷重

S_2 ； 0.27g地震荷重

b）その他の部分について

長期荷重	$D + O$
短期荷重	$D + O + S_1$

(b) 建設工認時

図2 底部仕様内の記載及び工認時底部コンクリートマットの荷重組合せの記載 抜粋

別表４　コンクリート部に作用する荷重

荷重状態	荷重時 ＼ 荷重	死荷重	活荷重	プレストレス荷重	運転時圧力	運転時配管荷重	運転時温度荷重	異常時圧力	異常時配管荷重	異常時温度荷重	ジェット力	S_1地震荷重	S_2地震荷重	積雪荷重	風圧力	試験圧力
Ⅰ	通常運転時	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0									
Ⅱ	逃がし安全弁作動時	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0									
	試験時	1.0	1.0	1.0												1.0
	積雪時	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0							1.0		
Ⅲ	暴風時	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0								1.0	
	地震時	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0					1.0				
	異常時	1.0	1.0	1.0				1.0	1.0	1.0						
	（異常＋地震）時	1.0	1.0	1.0				1.0	1.0	1.0		1.0				
Ⅳ	地震時	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0							1.0			
	異常時	1.0	1.0	1.0				1.5	1.0							
	ジェット力作用時	1.0	1.0	1.0							1.0					
	（異常＋地震）時	1.0	1.0	1.0				1.0	1.0			1.0				
	（異常＋積雪）時	1.0	1.0	1.0				1.25	1.0					1.25		
	（異常＋暴風）時	1.0	1.0	1.0				1.25	1.0						1.25	

図３　ＣＣＶ規格の別表４の抜粋

(2)　荷重状態Ⅰの通常運転時は，建築基準法施行令第 82 条に定める常時作用する荷重(通常荷重）として死荷重および活荷重を考慮し，これ以外に，プレストレス荷重，運転時圧力，運転時配管荷重および運転時温度荷重を適切に定めこれらを組み合わせるものとする。

(3)　荷重状態Ⅱの逃がし安全弁作動時は，沸騰水型原子炉において，運転中の原子炉系の過渡的な圧力上昇を抑えるため，主蒸気配管に設けられた逃がし安全弁が作動する状態をいう。逃がし安全弁作動時に蒸気は，排気管を通って，サプレッションプール水中に導かれる。この蒸気の放出に先立ち，排気管内の非凝縮性ガスがサプレッションプール水中に吹き出し，気泡が膨張，収縮をすることにより，圧力荷重が原子炉格納容器に作用する。なお，本荷重は沸騰水型原子炉特有のものである。この場合，運転時圧力，温度および配管荷重は本事象の発生状況を検討し適切に定めこれらを組み合わせるものとする。

荷重状態Ⅱの試験時は，試験圧力と試験時に考慮すべき他の荷重を適切に組み合わせるものとする。

積雪時を荷重状態Ⅱで規定したのは，日本建築学会「建築物荷重指針・同解説」(1993 年）（以下「日本建築学会 荷重指針（1993)」という）で大雪の場合 2 日から 3 日にわたり載荷されることもありうることを考慮して長期荷重として取り扱われていることによる。なお，荷重状態Ⅱの積雪時の荷重の組合せは，建築基準法施行令第 82 条を参考としている。同施行令においては区域に応じ長期に生じる荷重と短期に生じる荷重を使いわけている。

(4)　暴風時を荷重状態Ⅲで規定したのは，風圧力について日本建築学会 荷重指針(1993)を参考に発生頻度を推定すると，荷重状態Ⅲでの地震時と同程度と考えられることによる。なお，荷重状態Ⅲの暴風時の荷重の組合せは，建築基準法施行令第 82 条を参考としている。

荷重状態Ⅲの地震時の荷重組合せは，原子力安全委員会「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針（昭和 56 年)」(以下「耐震設計審査指針(昭和 56 年)」という）を参考としている。

荷重状態Ⅲの異常時は，本事象の発生状況を検討し適切に組み合わせるものとする。沸騰水型原子炉においては，サプレッションプール水の水力学的動荷重も考慮するものとする。ただし，異常発生直後のプール水揺動による水力学的動荷重については，非常に短期間の事象であることから，荷重状態Ⅳのジェット力作用時において適切に考慮するものとする。

荷重状態Ⅲの異常時および（異常＋地震）時は，コンクリートの材料特性等を考慮して，温度荷重の評価を行うこととする。

荷重状態Ⅲの（異常＋地震）時の荷重組合せは，日本電気協会「原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編」（JEAG 4601・補 1984）を参考としたものである。ここで考える事象は，異常が長期間（10^{-1} 年以上）持続する状態における地震の発生である。異常時圧力は，異常発生直後に最大に至り比較的急速に低下するので，この組合せでは，圧力の最大値は考慮しなくてよく，この組合せにおいて考慮する異常時圧力は，異常発生から 10^{-1} 年以降における圧力による荷重である。また，この組合せにおいて考慮する異常時温度荷重および異常時配管荷重も，圧力と同様に異常発生から 10^{-1} 年以降における温度荷重および配管荷重である。

(5)　荷重状態Ⅳの地震時の荷重組合せは，耐震設計審査指針（昭和 56 年）を参考としている。

荷重状態Ⅳの異常時の異常時圧力は，最高使用圧力を採用するものとする。

荷重状態Ⅳのジェット力作用時の荷重は，考慮する必要のある場合に適用するも

解説 別表-11

図 4（1／3)　ＣＣＶ規格の別表 4　解説　抜粋

のとする。沸騰水型原子炉格納容器においてはジェット力を考慮してその健全性を評価する必要がある。ジェット力作用時の温度に対する健全性については，衝突噴流の温度が最高使用温度以下になるように設計されている場合には，最高使用温度を用いた荷重状態Ⅲの“異常時”で評価されることから，荷重状態Ⅳでの評価は不要としている。

なお，衝突噴流の温度が最高使用温度を超える場合には，必要に応じ考慮する必要がある。

また，沸騰水型原子炉においては，ジェット力作用時にプール水揺動による水力学的荷重も考慮し，発生状況を検討して適切に組み合わせるものとする。

加圧水型原子炉格納容器においては，一次冷却材系統に係る施設の故障または損壊によるジェット力が格納容器に直接作用しないことから，荷重状態Ⅳのジェット力の評価は不要としている。

荷重状態Ⅳの（異常＋地震）時，（異常＋積雪）時および（異常＋暴風）時の異常時圧力は，原子炉格納容器の重要性を考慮して最大内圧による荷重とし，各荷重と組み合わせるものとする。

(6)　備考 2 の a.から c.までは，原子力発電所のおかれている状態にかかわらず，常時作用する荷重について定めたものである。

死荷重に関しては，主なものとして機器，配管，機械基礎の自重がある。また，コンクリート製原子炉格納容器の自重については，鉄筋コンクリートの単位体積重量は使用材料の実状によるものとし，特に調査しない場合で普通コンクリートを使用する場合は，日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説－許容応力度設計法－」(1999 年)(以下「日本建築学会 RC 規準(1999)」という)を参考として，設計基準強度（F_c）の範囲により，$F_c \leqq 36\mathrm{N/mm^2}$ では $24\mathrm{kN/m^3}$，$36\mathrm{N/mm^2} < F_c \leqq 48\mathrm{N/mm^2}$ では $24.5\mathrm{kN/m^3}$，$48\mathrm{N/mm^2} < F_c \leqq 60\mathrm{N/mm^2}$ では $25\mathrm{kN/m^3}$ としてよい。

活荷重に関しては，主にクレーン荷重または燃料交換時の機器の重量などであり，これらは実状に応じて定める必要がある。

プレストレス荷重に関しては，ASME BOILER AND PRESSURE VESSEL CODE SECTION Ⅲ Rules for Construction of Nuclear Power Plant Components Division 2 (2001)(以下「ASME Sec. Ⅲ Div. 2 (2001)」という）と同様に，それ自体を外力として扱い，その荷重により生じる応力は一次応力として扱う。したがって，熱応力を除く荷重組合せでは応力状態 1 とし，熱応力を含む荷重組合せでは応力状態 2 とする。また，この際の有効プレストレスの決定には，CVE-3552 の規定に示すプレストレス損失の要因を考慮する必要がある。

なお，ASME Sec. Ⅲ Div. 2 (2001) によれば，一次応力は作用荷重と内部応力が釣り合う応力，二次応力は作用荷重と釣り合う必要のない応力または収縮ひずみおよび温度ひずみのような体積変化により生じる応力としており，プレストレス荷重は外力として扱い，それにより生じる応力は一次応力として扱っている。

(7)　備考 2 の d.から f.までは，運転時に作用する荷重について定めたものである。これらの荷重は，原子力発電所のおかれている状態に応じて定めるものとする。

温度荷重の算定に当たっては，季節変化に伴う外気温および地中部の温度の影響を考慮する。コンクリート製原子炉格納容器に生じる温度荷重は，温度変化および温度の差に分類される。

なお，外気温については敷地の月平均気温によるものとし，その設定は，過去の長期間のデータに基づくものとする。ただし，敷地周辺の信頼のおけるデータも参考としてよい。原子炉格納容器を建屋が覆う場合，原子炉格納容器外側の温度とし

図 4（2／3）　ＣＣＶ規格の別表 4　解説　抜粋

て建屋内の温度を考慮してよい。

(8) 備考 2 の g.から i.までは，異常時に作用する荷重について定めたものである。異常時とは，冷却材喪失事故（加圧水型原子炉においては 1 次冷却材喪失事故）時をいう。
ジェット力の計算の概念は設計・建設規格（解説 PVE-3113）と同様である。
沸騰水型原子炉においては，異常時に作用する荷重として，サプレッションプール水の水力学的動荷重も含むものとする。

(9) 備考 2 の j.から m.までは，自然条件による荷重について定めたものである。
積雪荷重は，敷地および周辺地域において過去の記録，現地調査等を参照して定めるものとする。
風圧力は，建築基準法施行令第 87 条に準拠している。同施行令では，速度圧は各地域における風速および建築物の周辺市街地の状況を考慮して算定することになっており，各地域における特性（平均風速，風力係数等）は平成 12 年建設省告示第 1454 号に定められている。
積雪荷重および風圧力は，原子炉格納容器が原子炉建屋に覆われている場合は，荷重組合せに考慮しなくてもよい。ただし，構造的に独立しておらずこれらの荷重が伝達される場合は考慮するものとする。

(10) 備考 2 の n.に定める試験圧力は，設計・建設規格 PHT-2512 に準拠して規定したものである。
試験圧力は，備考 2 の d.および g.と同じ考え方であり，コンクリート製原子炉格納容器の内部と外部との圧力差によって生じる荷重を意味するものとする。

(11) 備考 6 は，設計用最強地震による地震力，設計用限界地震による地震力および静的地震力について定めたものである。これらの規定は，耐震設計審査指針(昭和 56 年)に準拠して定めた。

(12) 耐震設計審査指針(昭和 56 年)において，コンクリート製原子炉格納容器は原子炉冷却材圧力バウンダリ破損事故の際に圧力障壁となり放射性物質の拡散を直接防ぐための施設に該当するため耐震設計上の重要度分類は As クラスの施設となる。このことより，コンクリート製原子炉格納容器に考慮する地震力は，耐震設計審査指針(昭和 56 年) に示される，As クラスの建物・構築物の地震力とした。

(13) 解放基盤表面とは，基盤（概ね第三紀層およびそれ以前の堅ろうな岩盤であって，著しい風化を受けていないもの）面上の表層や構造物がないものと仮定した上で，基盤面に著しい高低差がなく，ほぼ水平であって相当な拡がりのある基盤の表面をいう。

(14) 静的地震力の算定において，コンクリート製原子炉格納容器が周辺の建物・構築物と一体化されている場合は，コンクリート製原子炉格納容器を含む建物・構築物全体の地震力から静的解析によりコンクリート製原子炉格納容器部分の水平地震力を求めることができる。

図 4（3／3） ＣＣＶ規格の別表 4 解説 抜粋

4.3　新規荷重と今回工認で実施する荷重組合せについて

前節では，底部仕様とＣＣＶ規格との構造設計上の差分より，明らかに荷重組合せの設定（各荷重状態の詳細な荷重組合せ）と沸騰水型原子炉に対しての異常時におけるサプレッションプール水の水力学的動荷重の設計上の考慮について，建設工認当時からの差分が見られた。

ここでは，水力学的動荷重について，ＣＣＶ規格の別表 4 と共に，動荷重の評価指針を参照し，設計において考慮すべき動荷重を整理する。

表 3～表 5 に水力学的動荷重を踏まえた今回工認で実施する荷重組合せを示す。

建設工認時に荷重組合せに含まれていなかった水力学的動荷重では，動荷重の評価指針で記述されるように，更に異常時の格納容器内の状態によって，逃がし安全弁作動時荷重，蒸気凝縮振動荷重，チャギング荷重，ジェット力作用時荷重が挙げられており，これらが新規荷重として挙げられる。また，新たに設定される地震動に対しては，基準地震動 S_s による S_s 地震荷重及び弾性設計用地震動 S_d による S_d 地震荷重が今回工認において設定される。そのため，これらの荷重に関連する荷重組合せ(No. 2～No. 6 及び No. 9～No. 10)は今回実施する項目となる。

一方，荷重状態Ⅰの通常運転時については，建設工認時に既に，同運転時圧力及び温度荷重下で評価がなされており，更に，荷重状態Ⅱの逃がし安全弁作動時の荷重組合せに包絡されており，評価は不要であると考える。

なお，荷重状態Ⅲの No. 8 の異常時（3）の荷重組合せについては，建設工認時においては，事故後 100 時間における底部コンクリートマットの温度勾配を異常時の温度勾配として設計に用いられており，No. 9 の（異常＋地震）時（1）の荷重組合せの星取表に対して，一見包絡されているように見られるが，No. 9 の異常発生から 10^{-1} 年以降における温度による荷重とＳｄ地震荷重との組合せによる設計応力が，必ずしも No. 8 の荷重組合せによってコンクリート躯体に生じる設計応力を包絡するか否かは判断できないため，今回工認において評価を実施する必要がある。

図 5 に建設工認時に設計に用いた温度勾配及び分布を示す。また，参考に電源開発（株）大間原子力発電所第 1 号機の工認における鉄筋コンクリート製原子炉格納容器（ＲＣＣＶ）の底部における荷重組合せについて調査し整理した荷重組合せを表 4 に示す。

東海第二発電所の今回工認で実施する荷重組合せ表（表 3）と大間原子力発電所第 1 号機の工認における鉄筋コンクリート製原子炉格納容器（ＲＣＣＶ）の底部における荷重組合せ表（表 6）を比較すると，大間原子力発電所第 1 号機(表 6)では，荷重 No. 7（荷重状態Ⅲ 異常時(3)）において，逃がし安全弁作動時荷重（H_1）とチャギング荷重（H_{22}）との組合せを考慮しているが，東海第二発電所（表 3）では，この組合せを考慮しない。これは，東海第二発電所は，Mark-Ⅱプラントであるため，逃がし安全弁作動時荷重（H_1）とチャギング荷重（H_{22}）の荷重の組合せを考慮する必要が無いためである。

この考え方の基となる資料としては，「非常用炉心冷却設備又は格納容器熱除去設備に係るろ過装置の性能評価等について（内規）」（経済産業省 平成 20・02・12 原院第 5 号）がある。その資料の「別表第 4　荷重の組み合わせ及び許容応力状態」の欄外に記載される解説では，SRV 荷重と LOCA 荷重は，BWR のみ考慮するとされており，尚書きとして，Mark-Ⅱプラントでは，SRV 荷重とチャギングは組合せなくてよいとされている。上記資料の「別表第 4　荷重の組み合わせ及び許容応力状態」の抜粋を図 6 に示す。

■ : 今回評価を実施する
□ : 今回評価を実施しない。

表３　荷重の組合せ（原子炉格納容器底部コンクリートマット）

荷重状態	No	荷重時名称	死荷重 (D)	活荷重 (L)	運転時圧力 (P_1)	運転時温度荷重 (T_1)	試験圧力 (P_0)	異常時圧力 (P_2) 異常発生後の経過時間 直後 (P_{21})	異常時圧力 (P_2) 1.2時間 (P_{22})	異常時圧力 (P_2) 190時間 (P_{24})	異常時圧力 (P_2) 720時間 (P_{25})	最高使用圧力 (P_D)	異常時温度荷重 (T_2) 異常発生後の経過時間 直後 (T_{21})	異常時温度荷重 (T_2) 1.2時間 (T_{22})	異常時温度荷重 (T_2) 190時間 (T_{24})	異常時温度荷重 (T_2) 720時間 (T_{25})	逃がし安全弁作動時荷重 (H_1)	異常時水力学的動荷重（蒸気凝縮振動荷重） (H_{21})	異常時水力学的動荷重（チャギング荷重） (H_{22})	ジェット力作用時圧力 (P_3)	ジェット力作用時水力学的動荷重 (H_3)	S_d地震荷重 (K_1)	S_s地震荷重 (K_2)	評価に用いる「異常時圧力」の値	建設工認時荷重組合せ（許容限界）
Ⅰ	1	通常運転時	●	●	●	●																			(0) D+0 （長期）
Ⅱ	2	逃がし安全弁作動時	●	●	●	●											●								
	3	試験時	●	●			●*1																	$1.1P_D$	
Ⅲ	4	地震時(1)	●	●	●	●											●					●			(3) D+0+S1 （短期）
	5	異常時(1)	●	●				●					●					●							
	6	異常時(2)	●	●					●					●					●						
	8	異常時(3)	●	●						●					●										(2) D+0+L （短期）
	9	（異常＋地震）時(1)	●	●							●*2					●						●		約 $0.11P_D$	(5) D+0+L+S1 (終局)
Ⅳ	10	地震時(2)	●	●	●												●						●		(4) D+0+S2 （終局）
	11	異常時(4)	●	●								●*3												$1.5P_D$	(1) D+0+L* (長期)
	12	ジェット力作用時	●	●																●	●				
	13	（異常＋地震）時(2)	●	●				●*4														●		約 $0.77P_D$	

注　: ● : 建設工認時に考慮していなかった荷重　● : 今回工認で新たに再設定された荷重

注記　＊1 : 試験圧力は，最高使用圧力（1PD : 310kPa）を 1.1 倍した値を考慮する。

＊2 : ＣＣＶ規格 別表４解説（4）に記載の通り，荷重状態Ⅲ（異常＋地震）時の異常時圧力として，異常発生から 10^{-1} 年以降における圧力による荷重としており，30 日後を考慮している。

＊3 : 荷重状態Ⅳの異常時（4）では，荷重係数として 1.5 を用い，最高使用圧力（1PD : 310kPa）の 1.5 倍を考慮する。

＊4 : ＣＣＶ規格 別表４解説（5）に記載の通り，荷重状態Ⅳの異常時圧力として最大内圧を用いることとしている。

表４　<u>ＳＡ施設としての「耐震評価」</u>における組合せ

（黄色）：今回評価を実施する
（白色）：今回評価を実施しない。

荷重状態	No	荷重時名称	通常荷重		運転荷重		試験圧力	異常時荷重			水力学的動荷重				地震荷重		備考
			死荷重	活荷重	運転時圧力	運転時温度荷重		異常時圧力	異常時温度荷重	ジェット力作用時圧力	逃がし安全弁作動時荷重	蒸気凝縮振動荷重	チャギング荷重	ジェット力作用時荷重	Ｓｄ地震荷重	Ｓｓ地震荷重	
Ⅲ→Ⅴ	4’	地震時（1）	●	●	●	●					●				●		DB施設としての評価と同じ
	9’	（異常＋地震）時（1）	●	●				●*1	*2						●		異常時圧力： P_{SAL}＝465（kPa）
	9’’	（異常＋地震）時（1）’	●	●				●*3	*2				●*4		●		異常時圧力：310（kPa）*5
Ⅳ→Ⅴ	10’	地震時（2）	●	●	●						●					●	DB施設としての評価と同じ
	13’	（異常＋地震）時（2）	●	●				●							*3	●*4	異常時圧力：P_{SALL}＝200（kPa）*6

注記　＊1：Ｓ$_d$地震荷重との組合せに用いるSA長期荷重（SA(L)）としての異常時圧力は，添付書類「Ⅴ-1-8-1　原子炉格納施設の設計条件に関する説明書」より，保守的な条件とするため，SA短期荷重（事故後ピーク荷重）SA(S)期間中における最大圧力465（kPa）を設定する。

＊2：荷重状態Ⅴの評価においては，設計基準事象を超えた終局状態での評価であることから，自己拘束的な応力である温度荷重については考慮しない。また，この評価条件において，温度によってコンクリート強度の低下は生じないことを確認している。詳細は，添付書類「Ⅴ-2-9-2-2　原子炉格納容器底部コンクリートマットの耐震性についての計算書 別紙 鉄筋コンクリート構造物の重大事故時等の高温による影響（原子炉格納容器底部コンクリートマット」を参照。

＊3：添付書類「Ⅴ-1-8-1　原子炉格納施設の設計条件に関する説明書」より，原子炉冷却材喪失事故時荷重と組合せる場合には，事象に応じた内圧を設定する。

＊4：添付書類「Ⅴ-1-8-1　原子炉格納施設の設計条件に関する説明書」に基づき，Ｓ$_d$地震荷重との組合せに用いるSA時の水力学的動荷重を設定した。

＊5：Ｓ$_d$地震荷重と水力学的動荷重を組合せる場合に設定する事故時圧力は，添付書類「Ⅴ-1-8-1　原子炉格納施設の設計条件に関する説明書」に基づき，SA長期荷重としての異常時圧力310（kPa）を設定した。

＊6：SA長期より更に長期的に作用する荷重（SA（LL））としては，添付書類「Ⅴ-2-9-2-1　原子炉格納容器本体の耐震性についての計算書」より200（kPa）を用い，Ｓ$_s$地震荷重と組合せる。

■ : 今回評価を実施する
□ : 今回評価を実施しない。

表5　**SA施設としての「強度評価」**における組合せ

荷重状態	No	荷重時名称	通常荷重		運転荷重		試験圧力	異常時荷重			水力学的動荷重				地震荷重		備考
			死荷重	活荷重	運転時圧力	運転時温度荷重		異常時圧力	異常時温度荷重	ジェット力作用時圧力	逃がし安全弁作動時荷重	蒸気凝縮振動荷重	チャギング荷重	ジェット力作用時荷重	Sd地震荷重	Ss地震荷重	
Ⅰ→Ⅴ	1’	通常運転時	●	●	●	●											DB施設としての評価と同じ
Ⅱ→Ⅴ	2’	逃がし安全弁作動時	●	●	●	●					●						DB施設としての評価と同じ
	2’’	逃がし安全弁作動時*1	●	●				●*2			●*2						異常時圧力：200(kPa)
	2’’’	逃がし安全弁作動時*3	●	●				●			●		●				異常時圧力：25(kPa)
	3’	試験時	●	●			●										DB施設としての評価と同じ
Ⅲ→Ⅴ	5’	異常時 (1)	●	●				●	*4			●					No,11’ にて評価*6
	6’	異常時 (2)	●	●				●	*4				●*5				異常時圧力：465(kPa)
	8’	異常時 (3)	●	●				●	*4								No,11’ にて評価*6
Ⅳ→Ⅴ	11’	異常時 (4)	●	●				●*3									限界温度・限界圧力 (200℃, 2Pd) で別途評価
	12’	ジェット力作用時	●	●						●				●			DB施設としての評価と同じ

注記　＊1：添付書類「V-1-8-1 原子炉格納施設の設計条件に関する説明書」に基づき，原子炉停止機能喪失時の有効性評価結果を考慮。

＊2：添付書類「V-1-8-1 原子炉格納施設の設計条件に関する説明書」に基づき，各運転状態による荷重組合せで想定される最大圧力と逃がし安全弁作動時の組合せについては，原子炉停止機能喪失時の原子炉格納容器最大圧力時の内圧による影響又は原子炉圧力容器最大圧力時の動荷重による影響が最も厳しくなるものを考慮。

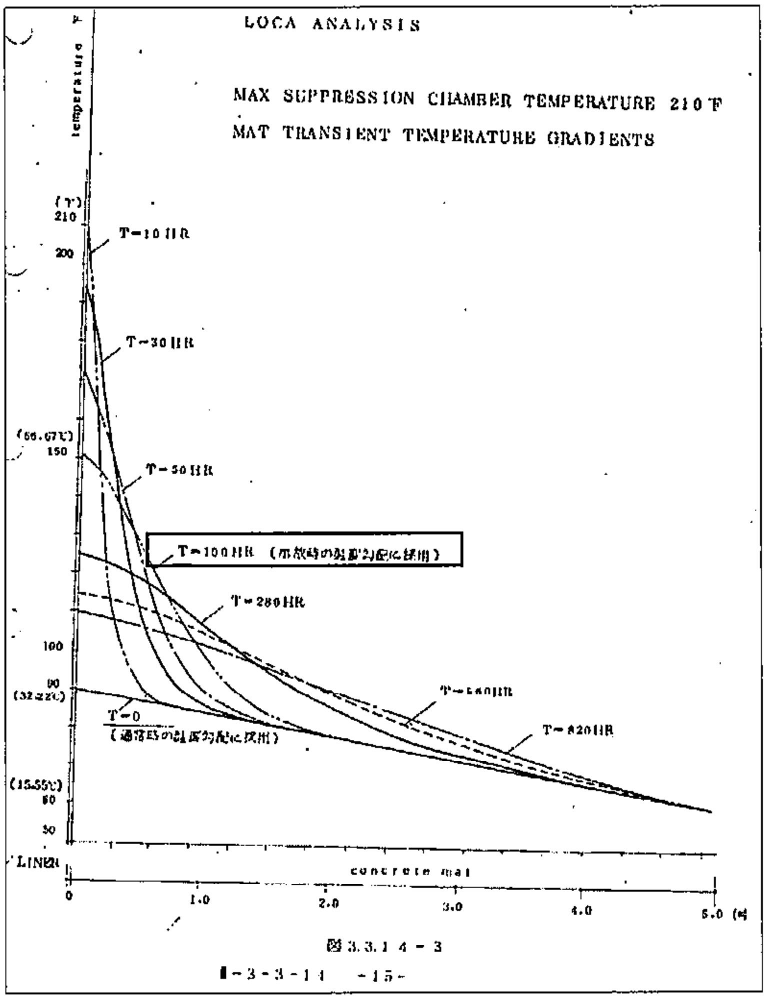
＊3：添付書類「V-1-8-1 原子炉格納施設の設計条件に関する説明書」に基づき，原子炉冷却材喪失事故時注水機能喪失（中小破断）の有効性評価結果を考慮。

＊4：荷重状態Ⅴの評価においては，設計基準事象を超えた終局状態での評価であることから，自己拘束的な応力である温度荷重については考慮しない。また，この評価条件において，温度によってコンクリート強度の低下は生じないことを確認している。詳細は，V-2-9-2-2　原子炉格納容器底部コンクリートマットの耐震性についての計算書別紙「鉄筋コンクリート構造物の重大事故時等の高温による影響（原子炉格納容器底部コンクリートマット）」を参照。

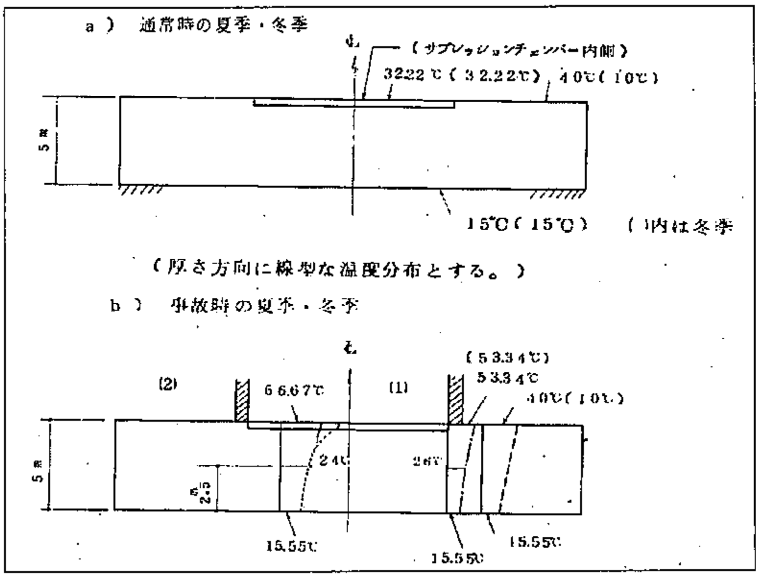
＊5：添付書類「V-1-8-1 原子炉格納施設の設計条件に関する説明書」に基づき，チャギング荷重を設定した。

＊6：No.5’，8’ 異常時圧力は，No.11’ に包絡される。

＊7：荷重状態Ⅴにおける設計としては，限界温度・限界圧力（200℃，2Pd）で別途評価を確認している。詳細は，添付書類「V-3-9-1-1-7　原子炉格納容器底部コンクリートマットの強度計算書」を参照。



(a) 建設工認時の事故時及び通常時の設計に用いた温度勾配



(b) 温度勾配

図 5　建設工認時に設計に用いた温度勾配及び分布 抜粋

表6　電源開発（株）大間原子力発電所第1号機の工認における

鉄筋コンクリート製原子炉格納容器（ＲＣＣＶ）の底部における荷重組合せ調査結果

荷重状態	No	荷重時名称	死荷重 (D)	活荷重 (L)	運転時圧力 (P_1)	運転時温度荷重 (T_1)	逃がし安全弁作動時荷重 (H_1)	試験圧力 (P_0)	異常時圧力 (P_2) 異常発生後の経過時間 直後 (P_{21})	30分 (P_{22})	6時間 (P_{23})	230時間 (P_{24})	720時間 (P_{25})	最高使用圧力 (P_0)	異常時温度荷重 (T_2) 異常発生後の経過時間 直後 (T_{21})	30分 (T_{22})	6時間 (T_{23})	230時間 (T_{24})	720時間 (T_{25})	異常時水力学的動荷重（蒸気凝縮振動荷重） (H_{21})	異常時水力学的動荷重（チャギング荷重） (H_{22})	ジェット力作用時圧力 (P_3)	ジェット力作用時水力学的動荷重 (H_3)	Sd地震荷重 (K_1)	Ss地震荷重 (K_2)	備考
I	1	通常運転時	●	●	●	●																				
II	2	逃がし安全弁作動時	●	●	●	●	●																				
	3	試験時	●	●				●*1																			
III	4	地震時（1）	●	●	●	●	●																		●		
	5	異常時（1）	●	●					●						●					●						
	6	異常時（2）	●	●						●						●					●					
	7	異常時（3）	●	●			●				●						●				●					
	8	異常時（4）	●	●								●						●								
	9	（異常＋地震）時（1）	●	●									●						●					●		
IV	10	地震時（2）	●	●	●		●																		●	
	11	異常時（5）	●	●										●*2												
	12	ジェット力作用時	●	●																		●	●			
	13	（異常＋地震）時（2）	●	●					●															●		

注記　＊1：試験圧力は，最高使用圧力を 1.1 倍した値を考慮する。

＊2：荷重状態IVの異常時（5）では，荷重係数として 1.5 を用いる。

別表第４　荷重の組み合わせ及び許容応力状態

運転状態	死荷重	異物荷重	差圧	通常運転温度	SRV荷重		LOCA荷重			地震荷重		供用状態
					運転時	中小破断時	ﾌﾟｰﾙｽｳｪﾙ	蒸気凝縮(CO)	ﾁｬｷﾞﾝｸﾞ(CH)	S1荷重	S2荷重	
運転状態Ⅰ	○			○								A
運転状態Ⅱ	○			○	○							B
運転状態Ⅳ(L)	○	○	○									A
運転状態Ⅳ(S)	○	○	○					○				D
運転状態Ⅳ(S)	○	○	○			○			○			D
運転状態Ⅳ(S)	○						○					D
運転状態Ⅰ	○									○		C(ⅢAS)
運転状態Ⅰ	○										○	D(ⅣAS)
運転状態Ⅱ	○				○					○		C(ⅢAS)
運転状態Ⅱ	○				○						○	D(ⅣAS)
運転状態Ⅳ(L)	○	○	○							○		C(ⅢAS)

：ストレーナ特有

- SRV荷重とLOCA荷重はBWRのみ考慮する。なお、Mark-ⅡプラントではSRV荷重とチャギングは組み合わせなくてよい。
- 地震荷重については、日本電気協会電気技術指針「原子力発電所耐震設計技術指針（JEAG4601・補-1984）」の場合で記載。ただし、「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針（平成１８年９月１９日原子力安全委員会決定）」に基づき耐震設計を行う発電用原子力設備については、上記民間規格における基準地震動S2及び基準地震動S1に係る取扱内容を、基準地震動Ss及び弾性設計用地震動Sdに準用して行うこと。
- S2荷重はAsクラスの原子炉格納容器配管貫通部に直接支持されるBWRのみ考慮する。
- 運転状態Ⅳ(L)…運転状態Ⅳの状態のうち、長期間のものが作用している状態
- 運転状態Ⅳ(S)…運転状態Ⅳの状態のうち、短期間のものが作用している状態
- 供用状態については、日本機械学会「発電用原子力設備規格　設計・建設規格（JSME S NC1-2005）」のGNR-2110, GNR-2233の定義により記載。

図６　「非常用炉心冷却設備又は格納容器熱除去設備に係るろ過装置の性能評価等について（内規）」（経済産業省 平成20・02・12原院第５号）「別表第４　荷重の組み合わせ及び許容応力状態」抜粋

4.4 新規荷重（水力学的動荷重）の影響について

新規荷重（水力学的動荷重）による差分の影響検討について，これらの解析及び健全性評価結果の詳細は，「補足-370-9　原子炉格納容器底部コンクリートマットの耐震性評価についての補足説明　」にて記載されている。

水力学的動荷重（逃がし安全弁作動時荷重，蒸気凝縮振動荷重，チャギング荷重）を考慮した荷重状態Ⅱの逃がし安全弁作動時及び荷重状態Ⅲの異常時の評価結果としては，ＣＣＶ規格に基づく各荷重状態における許容限界に対して検定している。

評価結果についいは，同資料 表 3-1，表 3-3 及び表 3-4 に示すように，許容値を超えないことを確認しており，水力学的動荷重を考慮した場合でも，安全上支障とならない。

5. 原子炉建屋基礎盤の基礎の評価についての整理

表 7 に原子炉建屋基礎盤の基礎の評価についての整理を示す。

評価の詳細は，同表に示すとおり，添付書類「Ⅴ-2-9-2-2　原子炉格納容器底部コンクリートマットの耐震性についての計算書」，添付書類「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」及び添付書類「Ⅴ-3-9-1-1-7　原子炉格納容器底部コンクリートマットの強度計算書」において説明している。

また，それ以外の評価は，『既工事計画認可申請書 第 1 回申請 添付資料Ⅲ-3-3-14「原子炉格納容器底部コンクリートマット強度計算書」及び添付資料「Ⅲ-4　原子炉格納施設の基礎に関する説明書」（47 公第 12076 号　昭和 48 年 4 月 9 日認可）』にて評価を実施していることとしているが，水力学的動荷重等を考慮した場合の健全性について，「補足-370-9　原子炉格納容器底部コンクリートマットの耐震性評価についての補足説明」に別途示す。

表7　原子炉建屋基礎盤の基礎の評価についての整理

項目	部位	荷重状態*1	荷重時	記載資料*2
基礎の健全性評価	原子炉格納容器底部	荷重状態Ⅰ	通常運転時	①
		荷重状態Ⅱ	逃がし安全弁作動時	①*4
			試験時	①*4
		荷重状態Ⅲ	地震時	③
			異常時	①*4
			（異常＋地震）時	③
		荷重状態Ⅳ	地震時	③
			異常時	①*4
			ジェット力作用時	①*4
			（異常＋地震）時	③
		荷重状態Ⅴ	異常時	②
			（異常＋地震）時	③
	原子炉棟及び付属棟基礎スラブ	S_s地震時，S_d地震時		④
地盤の健全性	地盤	荷重状態Ⅲ	地震時	③
			（異常＋地震）時	③
		荷重状態Ⅳ	地震時※3	③及び④
			（異常＋地震）時	③
		荷重状態Ⅴ	（異常＋地震）時	③

＊1　荷重状態Ⅲ：「発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格（社）日本機械学会，2003」（以下「ＣＣＶ規格」という。）に基づく荷重状態で，荷重状態Ⅰ（通常運転時の状態），荷重状態Ⅱ（逃し安全弁作動時，試験時または積雪時の状態）及び荷重状態Ⅳ以外の状態

荷重状態Ⅳ：「ＣＣＶ規格」に基づく荷重状態で，格納容器の安全設計上想定される異常な事態が生じている状態

荷重状態Ⅴ：発電用原子炉施設が重大事故に至るおそれがある事故，又は，重大事故の状態で重大事故等対処施設の機能が必要とされる状態

＊2　①：既工事計画認可申請書 第1回申請 添付書類「Ⅲ-3-3-14　原子炉格納容器底部コンクリートマット強度計算書」及び添付書類「Ⅲ-4　原子炉格納施設の基礎に関する説明書」（47 公第 12076 号　昭和 48 年 4 月 9 日認可）

②：添付書類「Ｖ-3-9-1-1-7　原子炉格納容器底部コンクリートマットの強度計算書」

③：添付書類「Ｖ-2-9-2-2　原子炉格納容器底部コンクリートマットの耐震性についての計算書」

④：添付書類「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」

＊3　原子炉棟及び付属棟基礎スラブの評価におけるS_s地震時の評価に相当する。

＊4　水力学的動荷重等を考慮した健全性評価結果については，「補足-370-9【原子炉格納容器底部コンクリートマットの耐震性評価についての補足説明】」に別途示す。

補足-370-20【原子炉建屋改造工事に伴う評価結果の影響について】

目次

1. 概要

本資料は，原子炉建屋において，補強等の原子炉建屋改造工事に伴う重量の増加分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」に与える影響について確認するものである。

2. 検討方針

今回工認評価に用いている質点系モデル（以下，「今回工認モデル」という。）と補強等の原子炉建屋改造工事に伴う重量の増加分を考慮したモデル（以下，「補強反映モデル」という。）を比較することにより，重量変更による建屋応答への影響を確認する。

なお，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「補強反映モデル」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_{s}－Ｄ１に対して実施することとする。

3.　検討条件

(1)　補強等に伴う増加重量

補強等に伴う増加重量と補強後の変更となる補強反映モデルの振動諸元を表3-1に示す。なお，補強等の変更箇所は耐震壁の変更を伴わないことより，地震応答解析モデルの諸元の変更箇所は質点重量と回転慣性重量のみである。

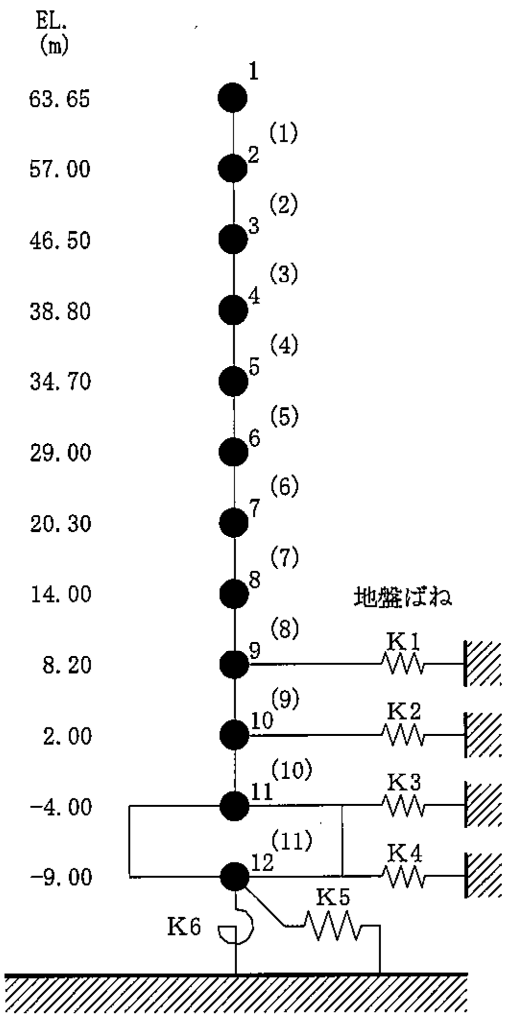
表 3-1　増加重量と補強後の振動諸元

標高 EL. (m)	質点番号	今回工認モデル 質点重量 (kN)	今回工認モデル 回転慣性重量 ($\times 10^5$kN・m^2) NS方向	今回工認モデル 回転慣性重量 ($\times 10^5$kN・m^2) EW方向	増加重量 (kN)	補強反映モデル 質点重量 (kN)	補強反映モデル 回転慣性重量 ($\times 10^5$kN・m^2) NS方向	補強反映モデル 回転慣性重量 ($\times 10^5$kN・m^2) EW方向
63.65	1	15870	35.7	31.5	0	15870	35.7	31.5
57.00	2	16160	51.2	44.7	1750	17910	56.7	49.5
46.50	3	67320	120.3	104.7	620	67940	121.4	105.6
38.80	4	97130	161.6	99.8	1330	98460	163.9	101.2
34.70	5	83270	113.0	68.7	1950	85220	115.6	70.3
29.00	6	122370	348.8	250.5	3010	125380	357.5	256.8
20.30	7	161820	488.7	543.9	3100	164920	498.0	554.2
14.00	8	234650	720.8	779.6	2470	237120	728.7	788.2
8.20	9	199260	893.0	886.8	3400	202660	908.2	901.9
2.00	10	220710	832.4	830.7	1540	222250	838.2	836.5
-4.00	11	439290	1724.6	1712.1	1620	440910	1731.5	1718.9
-9.00	12	275090	1081.4	1073.5	0	275090	1081.4	1073.5
総重量		1932940			20790	1953730		

(2) 解析モデル

水平方向の地震応答解析モデルを図3-1に，地盤ばね定数を表3-2に示す。また，鉛直方向の地震応答解析モデルを図3-2に，地盤ばね定数を表3-3に示す。

また，重量増分に伴うせん断及び曲げスケルトンへの影響は軽微であるため「今回工認モデル」の諸元を用いる。



・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）

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

(a)　補強反映モデル

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 3-2　地盤ばね定数と減衰係数（Ｓ$_s$－Ｄ１，EW 方向）(2／2)

(c)　補強反映モデル

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)

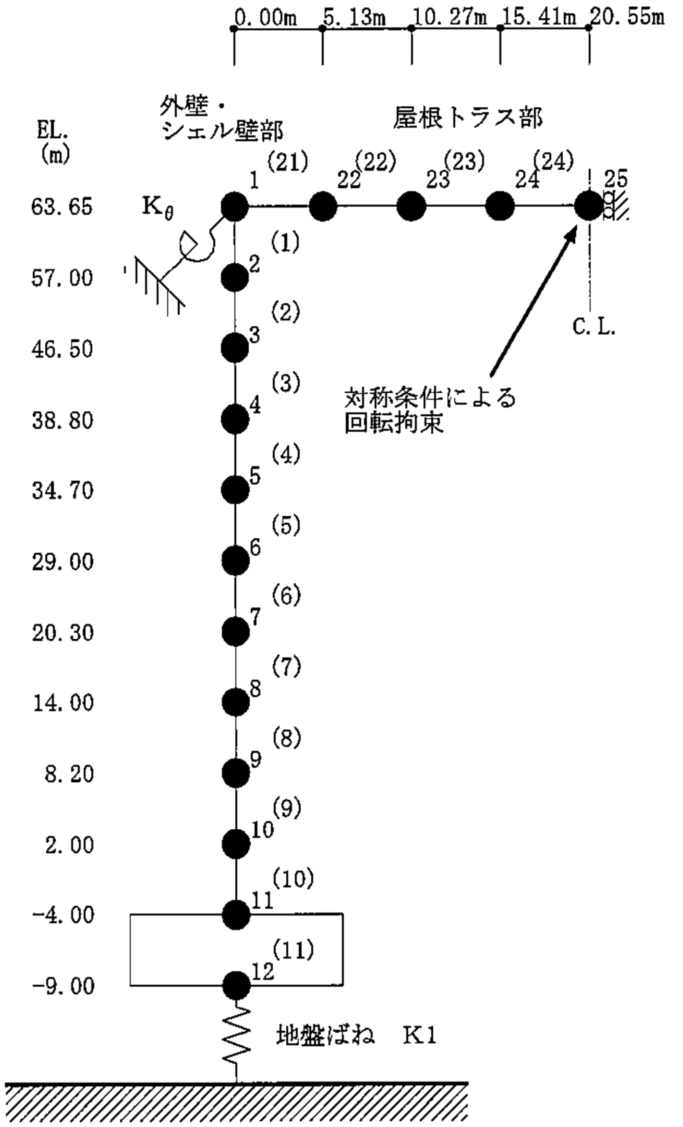


図 3-2　地震応答解析モデル（UD 方向，補強反映モデル）

表 3-3　地盤ばね定数と減衰係数（UD 方向，Ｓｓ－Ｄ１）

(a)　補強反映モデル

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)	8.20×10^{6} (kN·s／m)

(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	底面・鉛直	1.08×10^{8} (kN／m)	8.21×10^{6} (kN·s／m)

4. 検討結果

(1) 固有値解析結果

「補強反映モデル」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4-1に示す。

「補強反映モデル」の固有周期は，補強による重量増加の影響により「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。

表 4-1　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	補強反映モデル	工認モデル	補強反映モデル
1	0.409	0.413	2.44	2.42
2	0.202	0.203	4.96	4.93
3	0.104	0.105	9.60	9.51
4	0.085	0.086	11.77	11.66
5	0.064	0.064	15.65	15.51
6	0.052	0.053	19.15	18.96

(b)　EW 方向

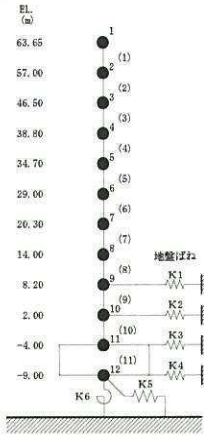
次　数	固有周期(s)		固有振動数(Hz)	
	工認モデル	補強反映モデル	工認モデル	補強反映モデル
1	0.411	0.415	2.43	2.41
2	0.202	0.203	4.96	4.93
3	0.107	0.108	9.32	9.22
4	0.086	0.087	11.59	11.49
5	0.064	0.065	15.53	15.40
6	0.051	0.051	19.76	19.52

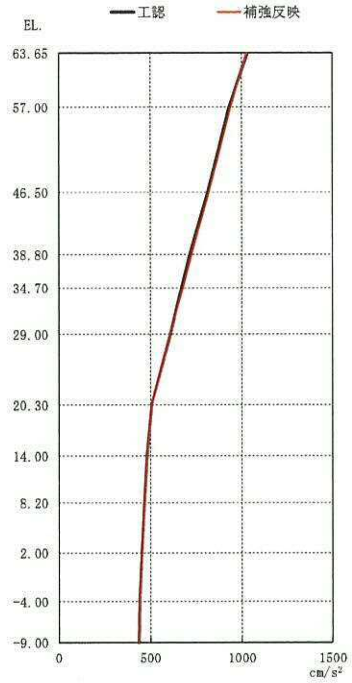
(c)　UD 方向

次　数	固有周期(s)		固有振動数(Hz)	
	工認モデル	補強反映モデル	工認モデル	補強反映モデル
1	0.399	0.399	2.50	2.50
2	0.274	0.275	3.65	3.63
3	0.093	0.093	10.79	10.79
4	0.060	0.060	16.72	16.58
5	0.057	0.057	17.64	17.64
6	0.048	0.048	20.70	20.70

(2)　最大応答値

基準地震動S_s－D１による最大応答値を図 4-1～図 4-11 に，最大せん断ひずみを表 4-2 に示す。「補強反映モデル」の最大応答値は，「今回工認モデル」の結果と概ね整合することを確認した。

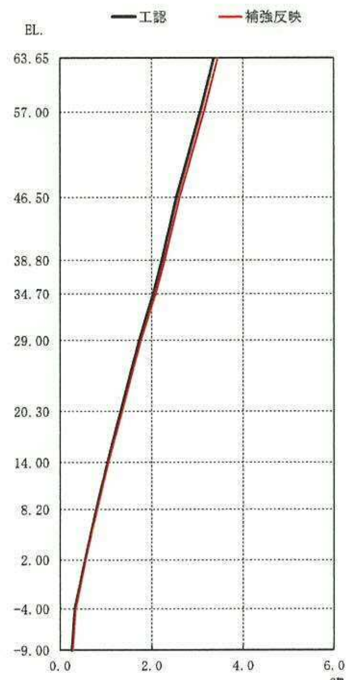




(単位：cm/s²)

工認	補強反映
1,033	1,028
933	941
813	820
715	725
669	678
611	608
508	509
481	482
467	469
454	456
441	442
437	438

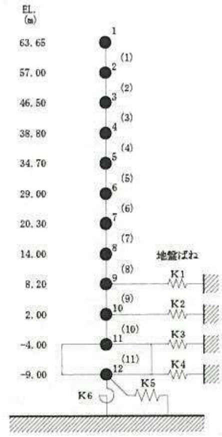
図 4-1　最大応答加速度（Ｓ$_{s}$－Ｄ１，NS 方向）

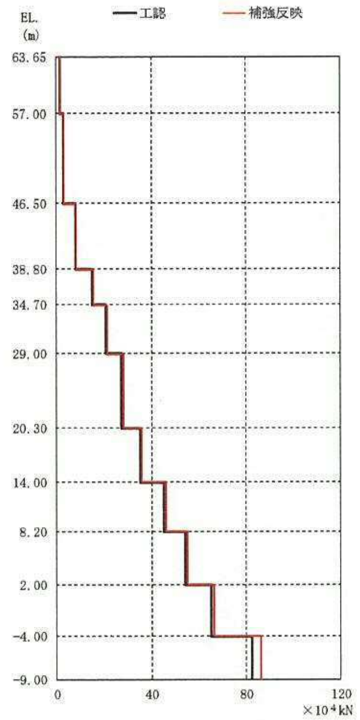


(単位：cm)

工認	補強反映
3.36	3.45
3.06	3.15
2.55	2.62
2.23	2.29
2.03	2.09
1.73	1.77
1.33	1.36
1.04	1.06
0.80	0.82
0.55	0.57
0.33	0.34
0.26	0.28

図 4-2　最大応答変位（Ｓ$_{s}$－Ｄ１，NS 方向）

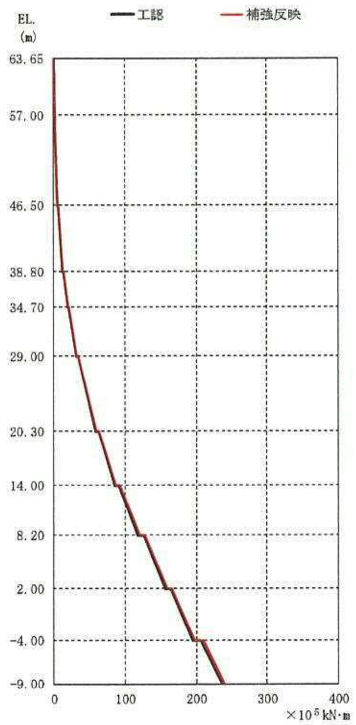




(単位：×10^{4}kN)

工認	補強反映
1.66	1.64
3.13	3.32
8.21	8.45
15.2	15.6
20.9	21.4
27.5	28.2
35.3	36.0
45.4	46.1
54.2	55.2
65.3	66.3
82.7	86.3

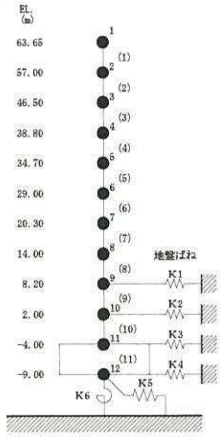
図 4-3　最大応答せん断力（Ｓ$_s$－Ｄ１，NS 方向）

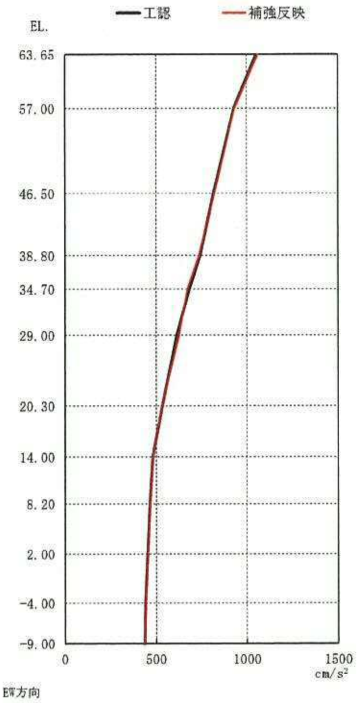


(単位：×10^{5}kN·m)

工認	補強反映
0.572 1.48	0.575 1.50
2.29 5.24	2.40 5.50
6.77 12.5	7.08 13.0
14.3 19.9	14.8 20.5
21.0 32.1	21.7 33.0
35.0 58.9	35.8 60.3
63.3 85.5	64.6 87.2
92.1 118	94 121
126 157	128 160
164 195	166 198
207 237	211 241

図 4-4　最大応答曲げモーメント（Ｓ$_s$－Ｄ１，NS 方向）

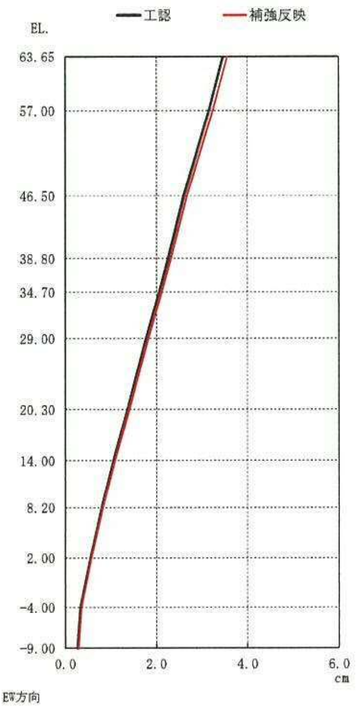




(単位：cm/s²)

工認	補強反映
1,054	1,063
931	936
818	822
744	737
685	673
615	627
535	533
482	483
466	468
455	456
442	443
438	438

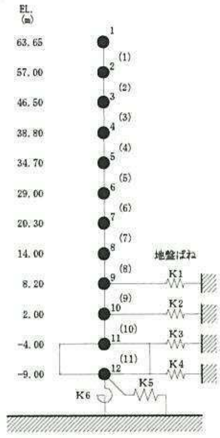
図 4-5　最大応答加速度（Ｓ$_s$－Ｄ１，EW 方向）

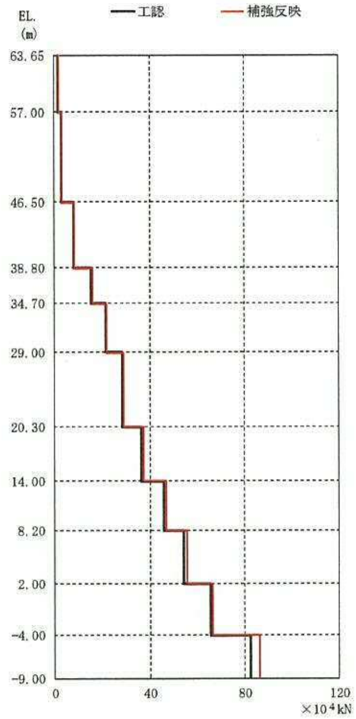


(単位：cm)

工認	補強反映
3.47	3.56
3.16	3.24
2.61	2.67
2.27	2.32
2.07	2.12
1.78	1.82
1.37	1.41
1.06	1.09
0.81	0.83
0.56	0.57
0.34	0.35
0.27	0.29

図 4-6　最大応答変位（Ｓ$_s$－Ｄ１，EW 方向）

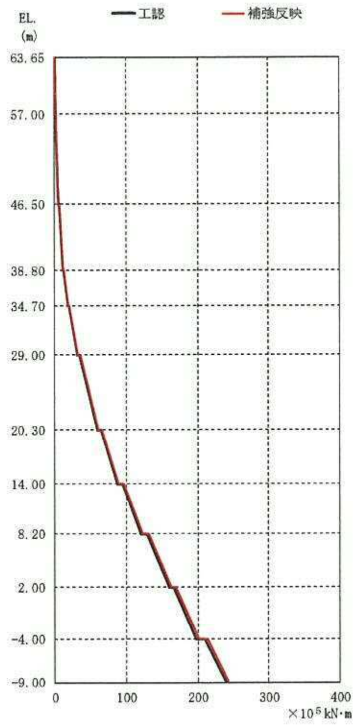




(単位：$\times 10^4$kN)

工認	補強反映
1.72	1.73
3.26	3.45
8.30	8.55
15.6	15.9
21.5	21.8
28.7	29.0
36.6	37.3
46.1	47.0
54.4	55.4
65.4	66.4
82.6	86.4

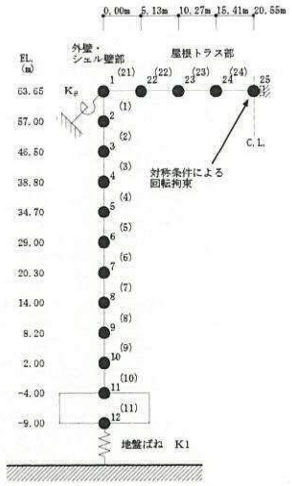
図 4-7　最大応答せん断力（Ｓ$_s$－Ｄ１，EW 方向）

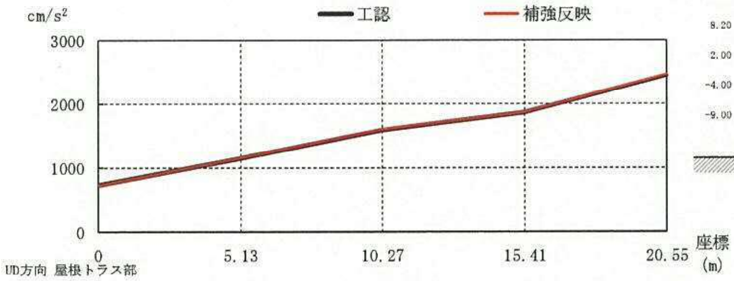


(単位：$\times 10^5$kN·m)

工認	補強反映
0.529	0.532
1.47	1.49
2.22	2.32
5.32	5.58
6.63	6.92
12.3	12.7
13.4	13.8
19.5	20.1
20.2	20.9
32.2	33.1
34.9	36.0
59.8	61.3
65.2	66.9
87.9	89.8
94.8	97
121	124
129	132
160	163
166	170
198	202
210	214
240	244

図 4-8　最大応答曲げモーメント（Ｓ$_s$－Ｄ１，EW 方向）

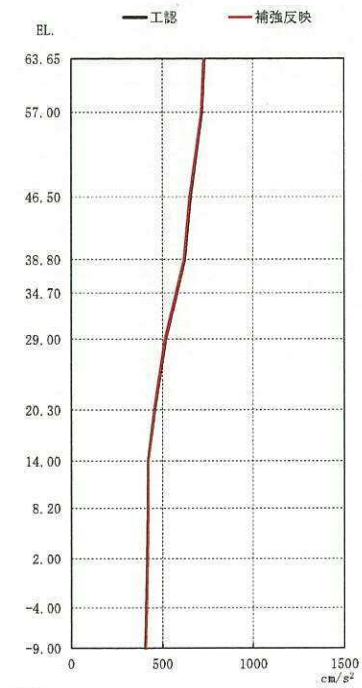




(単位：cm/s²)

工認	734	1153	1594	1868	2450
補強反映	729	1159	1603	1872	2464

(a) 屋根トラス部

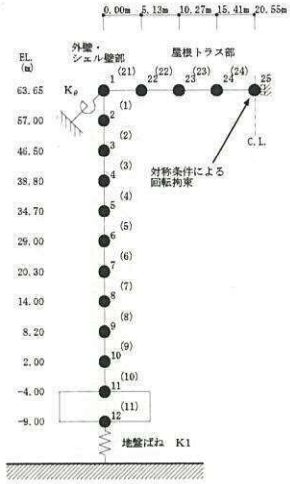


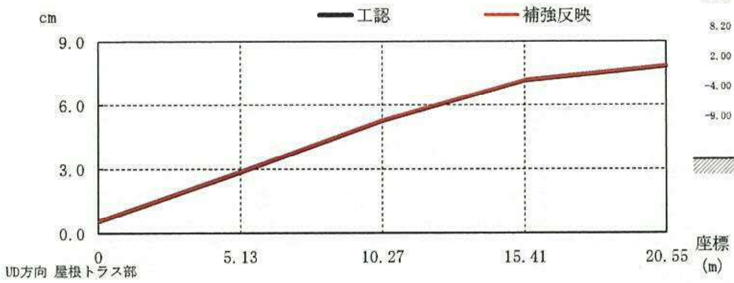
(単位：cm/s²)

工認	補強反映
734	729
719	715
657	650
625	619
581	576
519	515
458	454
422	422
421	421
417	417
411	411
407	408

(b) 外壁及びシェル壁

図 4-9　最大応答加速度（S_s－Ｄ１，UD 方向）

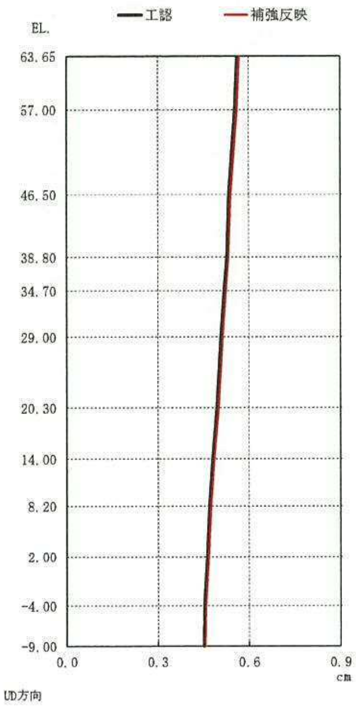




（単位：cm）

工認	0.56	2.87	5.26	7.16	7.84
補強反映	0.57	2.88	5.28	7.18	7.87

(a) 屋根トラス部

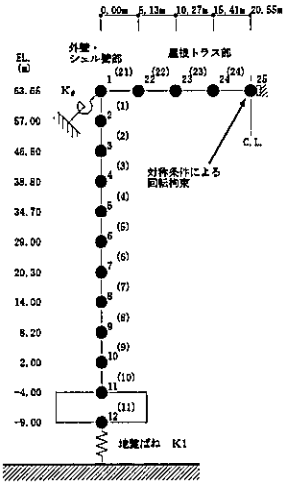


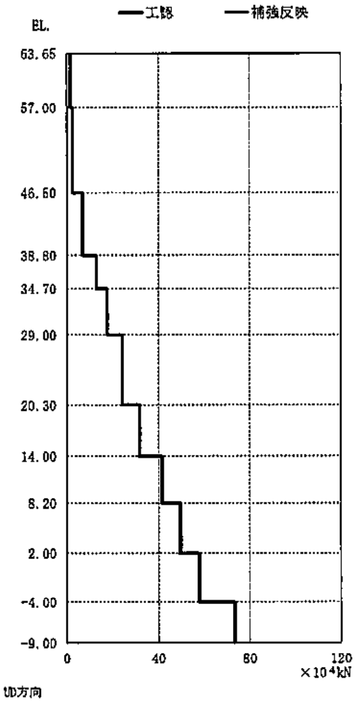
（単位：cm）

工認	補強反映
0.56	0.57
0.55	0.56
0.53	0.54
0.53	0.53
0.52	0.53
0.51	0.51
0.49	0.50
0.48	0.49
0.47	0.48
0.46	0.47
0.45	0.46
0.45	0.46

(b) 外壁及びシェル壁

図 4-10　最大応答変位（Ｓｓ－Ｄ１，UD 方向）





(単位：×10⁴kN)

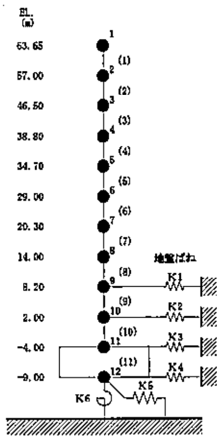
工認	補強反映
1.39	1.40
2.49	2.62
6.82	6.93
12.8	12.9
17.7	17.9
24.2	24.5
31.7	32.1
41.5	42.0
49.4	50.0
57.6	58.3
73.3	74.0

図 4-11 最大応答軸力（Ｓ$_s$－Ｄ１，UD 方向）

表4-2　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}）（Ｓｓ－Ｄ１） ①今回工認モデル（基本ケース）	②補強反映モデル	③応答比（②/①）
(1)	0.07	0.07	1.00
(2)	0.13	0.14	1.08
(3)	0.05	0.05	1.00
(4)	0.13	0.13	1.00
(5)	0.25	0.28	1.12
(6)	0.14	0.15	1.08
(7)	0.16	0.17	1.07
(8)	0.13	0.13	1.00
(9)	0.13	0.13	1.00
(10)	0.16	0.16	1.00



(b)　EW方向

要素番号	最大せん断ひずみ（×10^{-3}）（Ｓｓ－Ｄ１） ①今回工認モデル（基本ケース）	②補強反映モデル	③応答比（②/①）
(1)	0.08	0.08	1.00
(2)	0.14	0.15	1.08
(3)	0.06	0.07	1.17
(4)	0.13	0.13	1.00
(5)	0.15	0.16	1.07
(6)	0.14	0.14	1.00
(7)	0.21	0.23	1.10
(8)	0.15	0.15	1.00
(9)	0.14	0.14	1.00
(10)	0.16	0.16	1.00

5. 原子炉建屋の地震応答解析による評価に与える影響

補強等に伴う重量の増加分を考慮した地震応答解析結果を踏まえ，重量増加が，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。

5.1 せん断ひずみに対する影響

(1) 検討方法

検討は，以下の通り，保守的な評価とする。

最大せん断ひずみの検討として，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「補強反映モデル」と「今回工認モデル」の応答比（「補強反映モデル」／「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。

(2) 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5-1に示す。

表5-1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。

5.2 床応答に対する影響

基準地震動S_s－Ｄ１における今回工認モデルの床応答スペクトルと補強反映モデルの床応答スペクトルとの比較を図4-12に示す。図4-12に示すとおり，補強反映モデルの床応答スペクトルは，今回工認モデルの床応答スペクトルと同等の応答を示すことを確認した。

表5-1（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）（Ｓｓ－Ｄ１）		③応答比（②/①）	最大せん断ひずみ（×10⁻³）（Ｓｓ－Ｄ１～Ｓｓ－３１）	
	①今回工認モデル（基本ケース）	②補強反映モデル		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	0.14	1.08	0.20	0.22
(3)	0.05	0.05	1.00	0.06	0.06
(4)	0.13	0.13	1.00	0.25	0.25
(5)	0.25	0.28	1.12	0.60	0.68
(6)	0.14	0.15	1.08	0.31	0.34
(7)	0.16	0.17	1.07	0.43	0.47
(8)	0.13	0.13	1.00	0.18	0.18
(9)	0.13	0.13	1.00	0.17	0.17
(10)	0.16	0.16	1.00	0.21	0.21

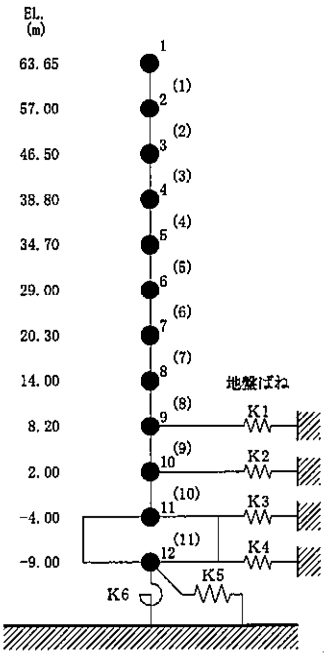
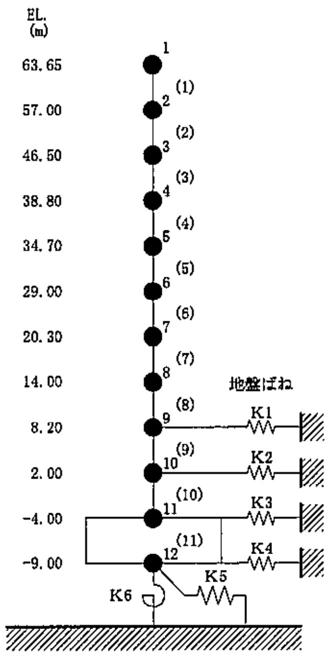
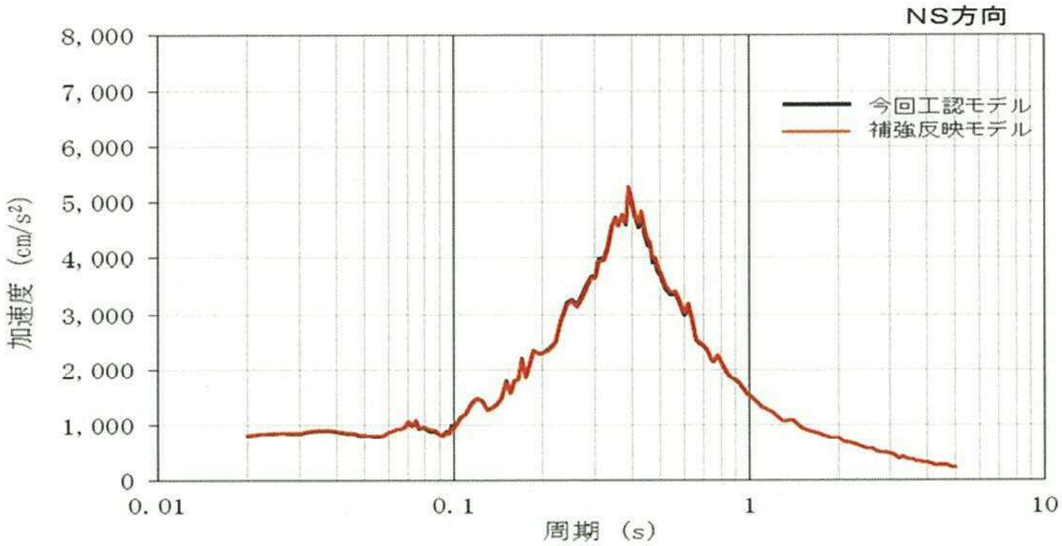


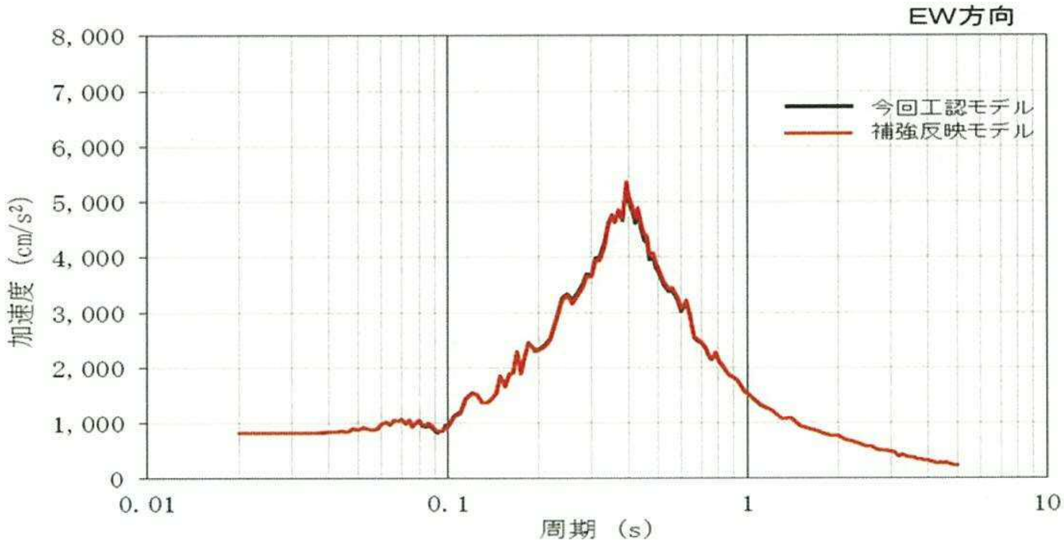
表5-1（2／2）　原子炉建屋に生じる最大せん断ひずみに最大応答比を乗じた値

(b)　EW方向

要素番号	最大せん断ひずみ（$\times10^{-3}$）（$\mathrm{S_s}$－Ｄ１） ①今回工認モデル（基本ケース）	最大せん断ひずみ（$\times10^{-3}$）（$\mathrm{S_s}$－Ｄ１） ②補強反映モデル	③応答比（②/①）	最大せん断ひずみ（$\times10^{-3}$）（$\mathrm{S_s}$－Ｄ１～$\mathrm{S_s}$－３１） ④地盤物性のばらつき考慮モデル	最大せん断ひずみ（$\times10^{-3}$）（$\mathrm{S_s}$－Ｄ１～$\mathrm{S_s}$－３１） 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	0.07	1.17	0.08	0.10
(4)	0.13	0.13	1.00	0.15	0.15
(5)	0.15	0.16	1.07	0.36	0.39
(6)	0.14	0.14	1.00	0.31	0.31
(7)	0.21	0.23	1.10	0.56	0.62
(8)	0.15	0.15	1.00	0.30	0.30
(9)	0.14	0.14	1.00	0.18	0.18
(10)	0.16	0.16	1.00	0.22	0.22







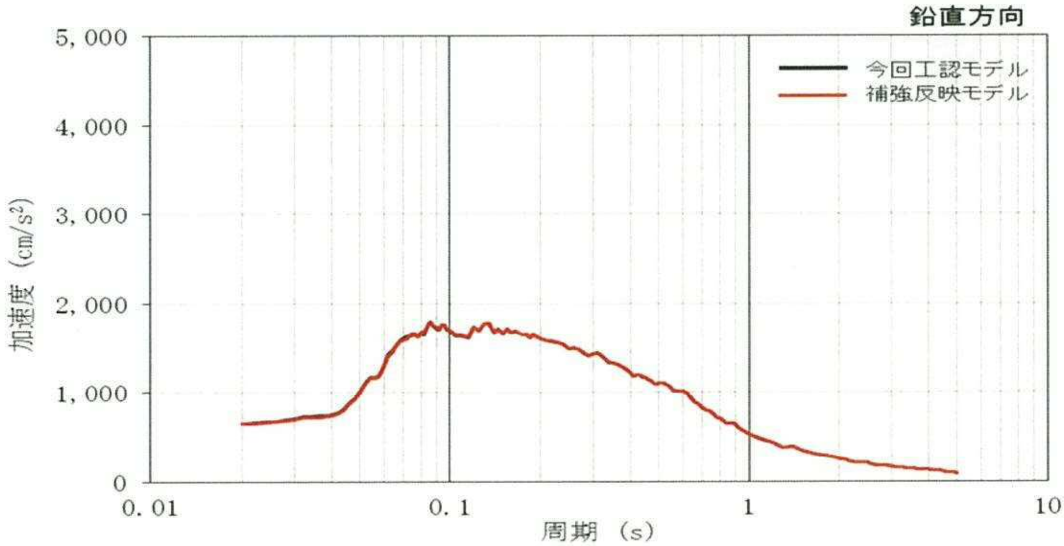


図 4-12 (1／9)　基準地震動Ｓ$_{s}$－Ｄ１の床応答スペクトル比較 (EL.+46.5m h=1.0%)

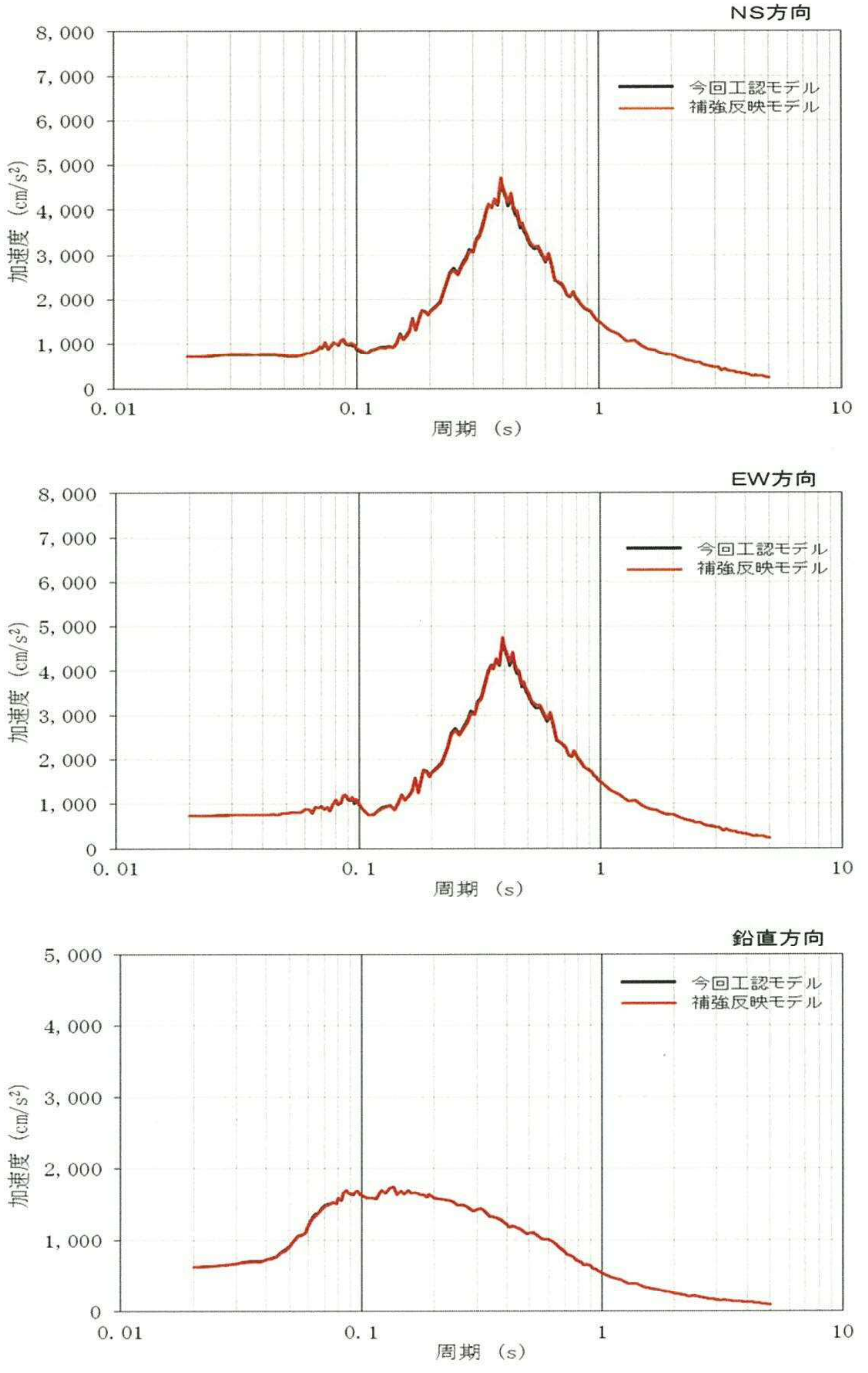
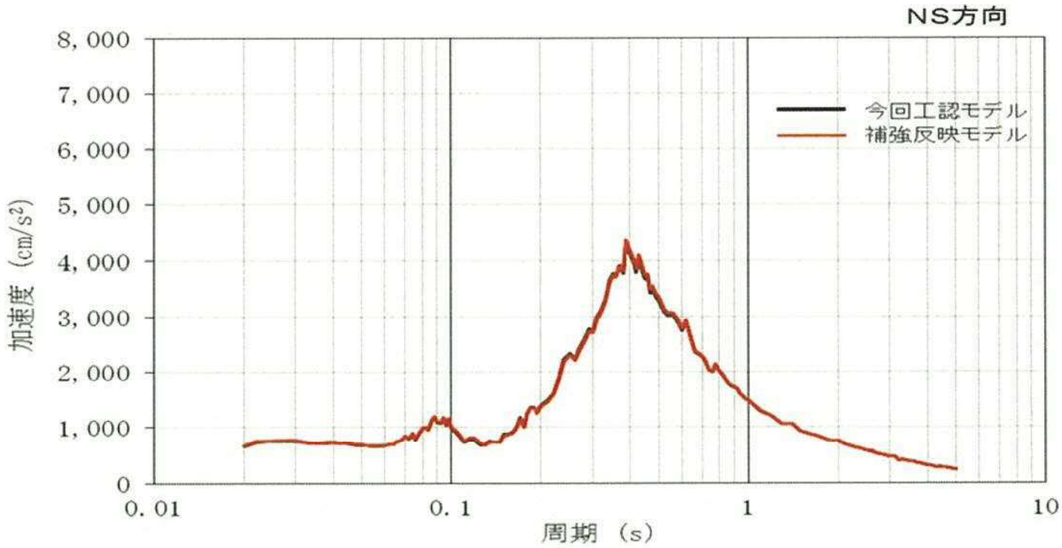
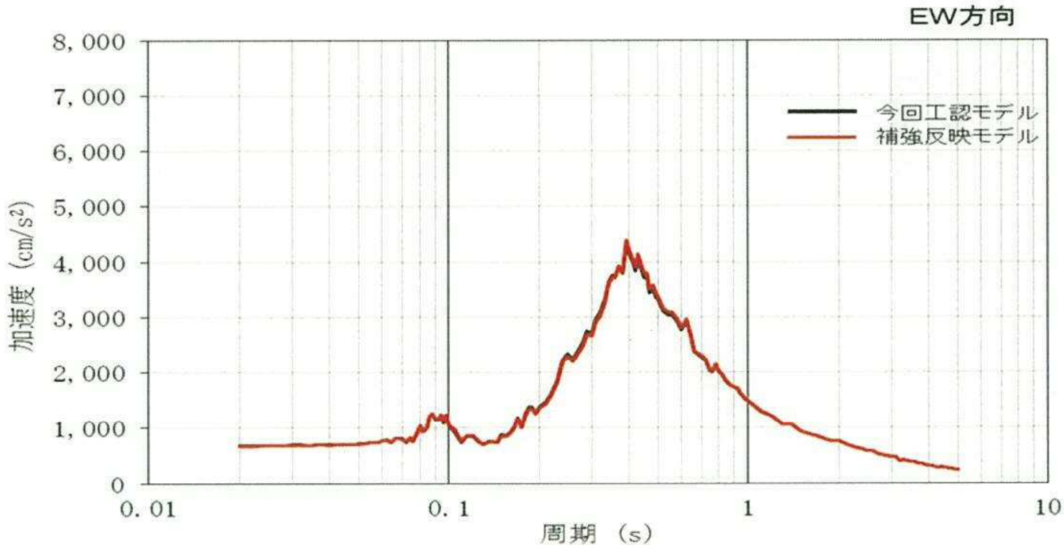


図 4-12 (2／9)　基準地震動Ｓ$_s$－Ｄ１の床応答スペクトル比較 (EL.+38.8m h=1.0%)





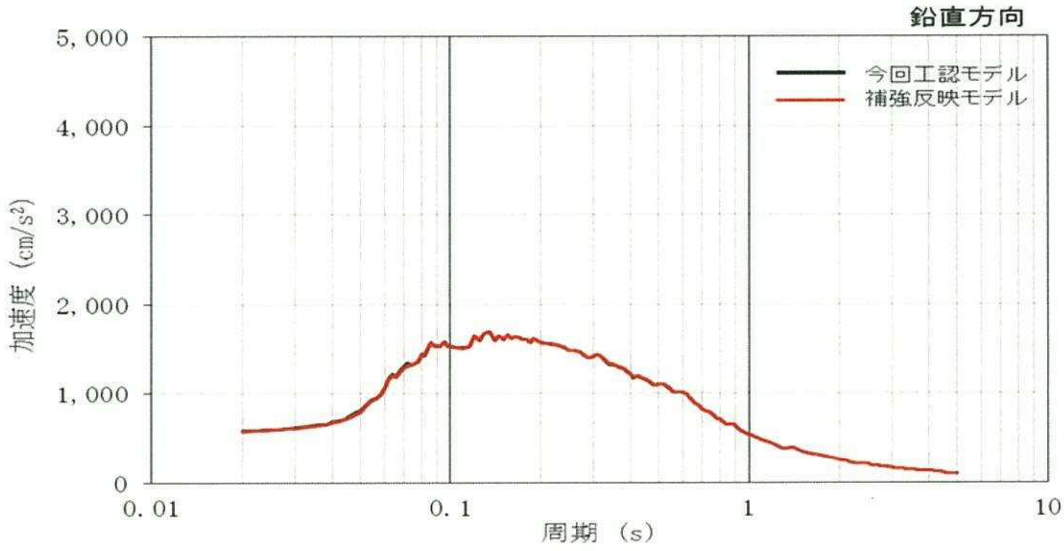


図 4-12 (3／9)　基準地震動Ｓ$_{ｓ}$－Ｄ１の床応答スペクトル比較 (EL. +34.7m h=1.0%)

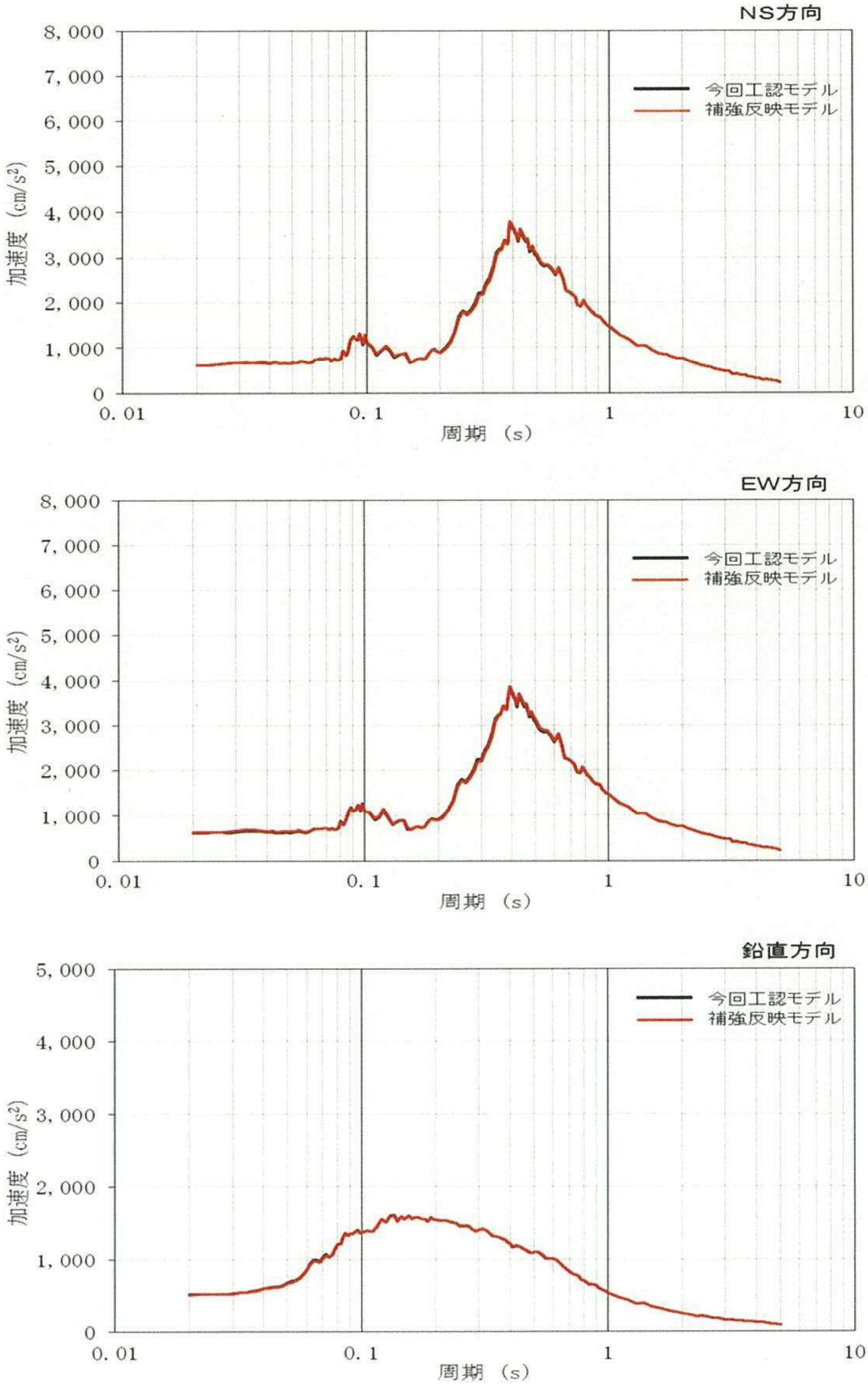
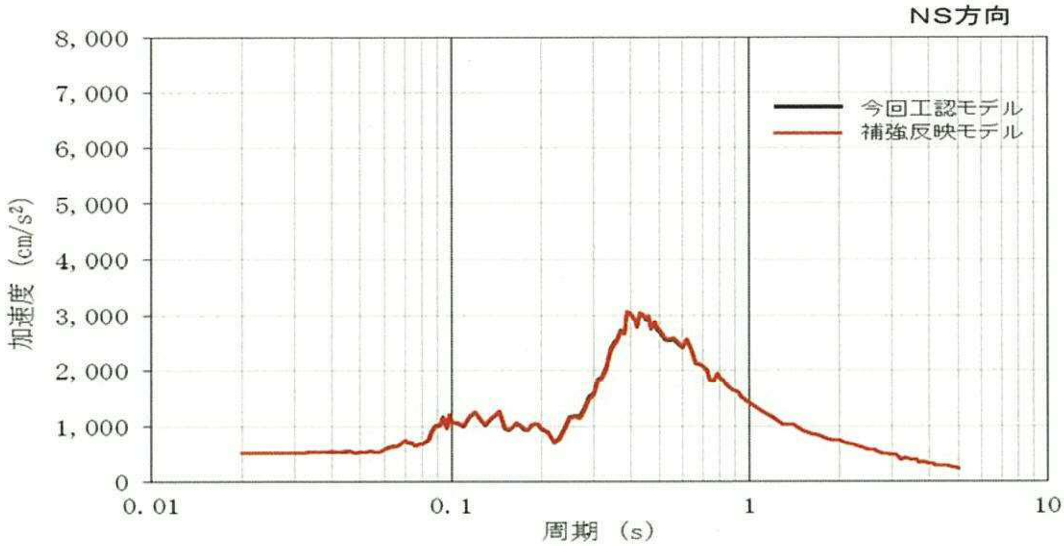
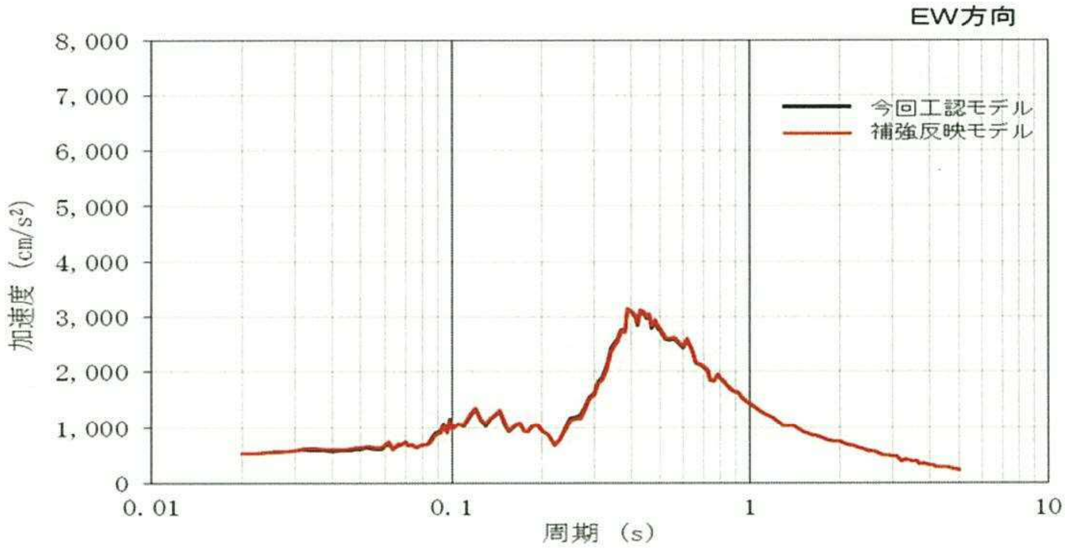


図 4-12（4／9）　基準地震動Ｓ$_s$－Ｄ１の床応答スペクトル比較（EL.+29.0m h=1.0%）





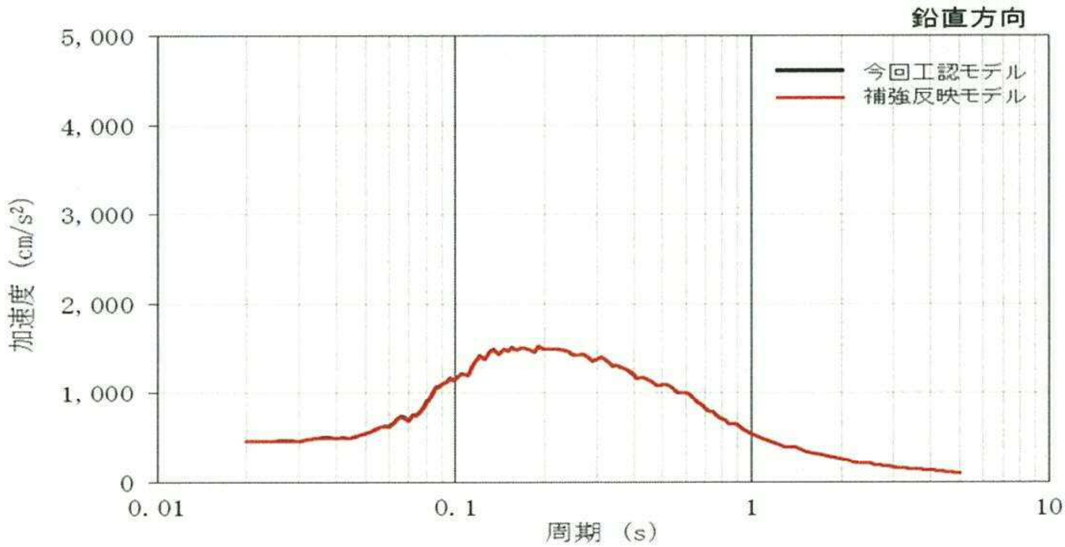
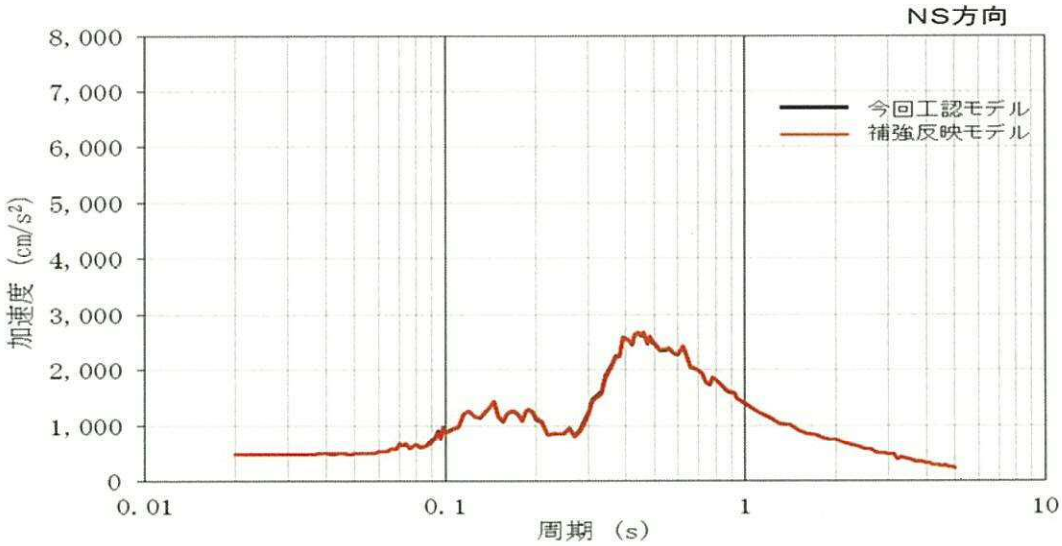
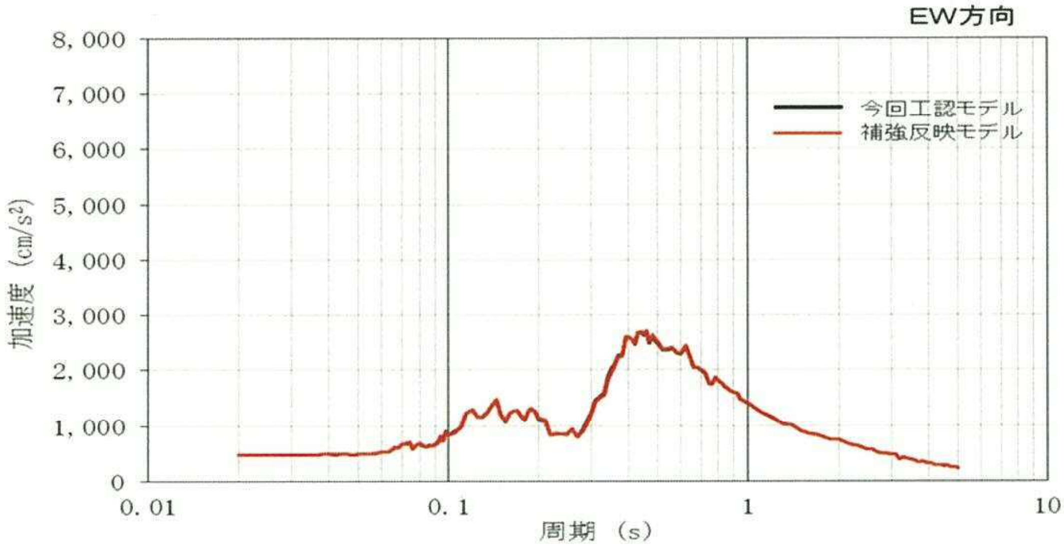


図 4-12 (5／9)　基準地震動Ｓ$_s$－Ｄ１の床応答スペクトル比較 (EL. +20. 3m h=1. 0%)





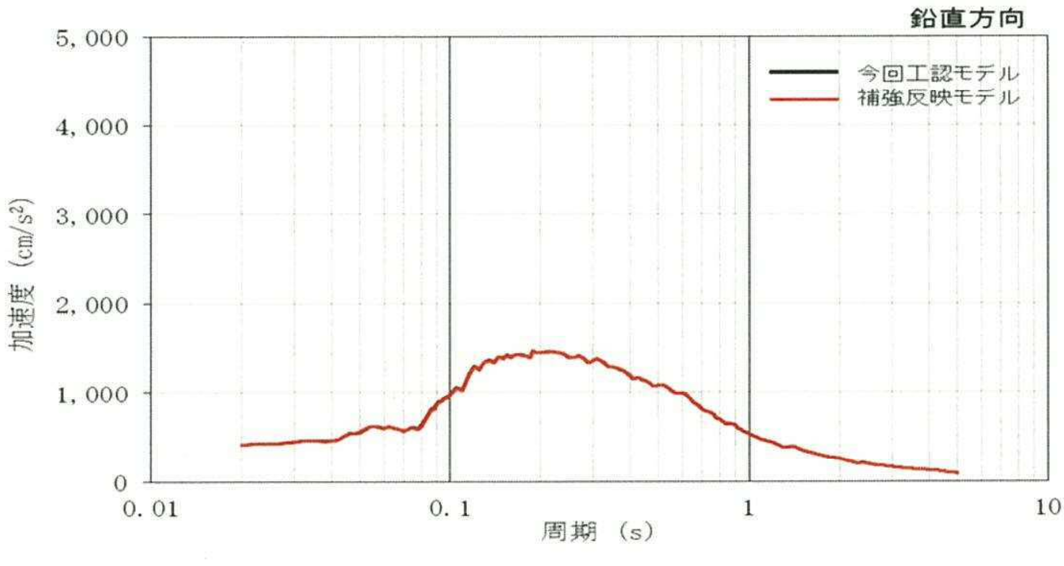
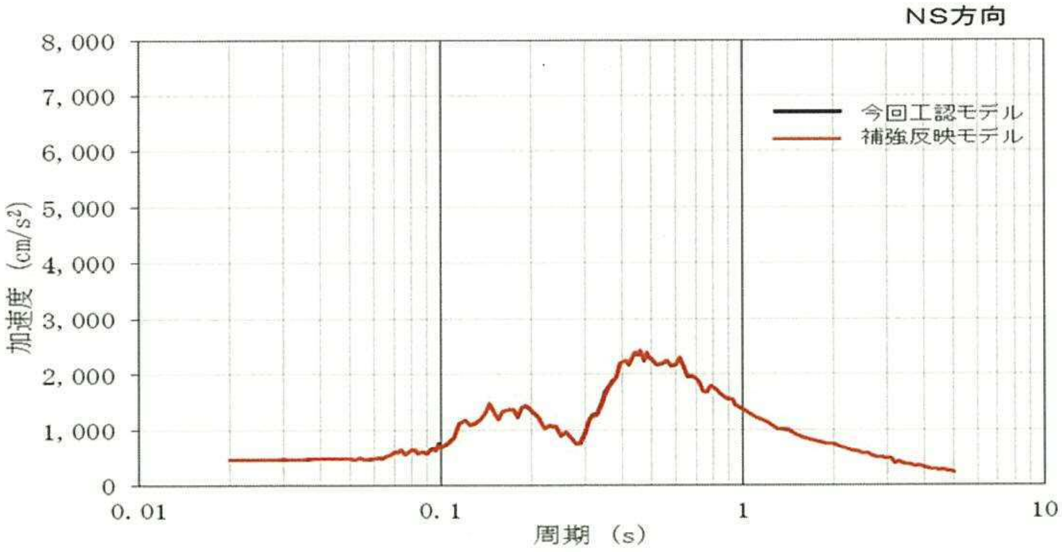
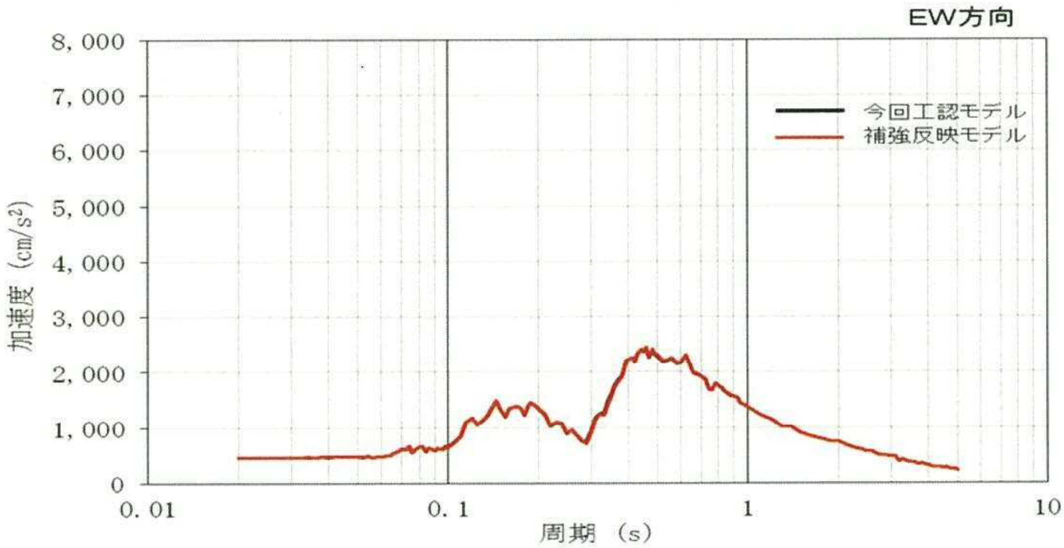


図 4-12 (6／9)　基準地震動Ｓ$_s$－Ｄ１の床応答スペクトル比較 (EL.+14.0m h=1.0%)





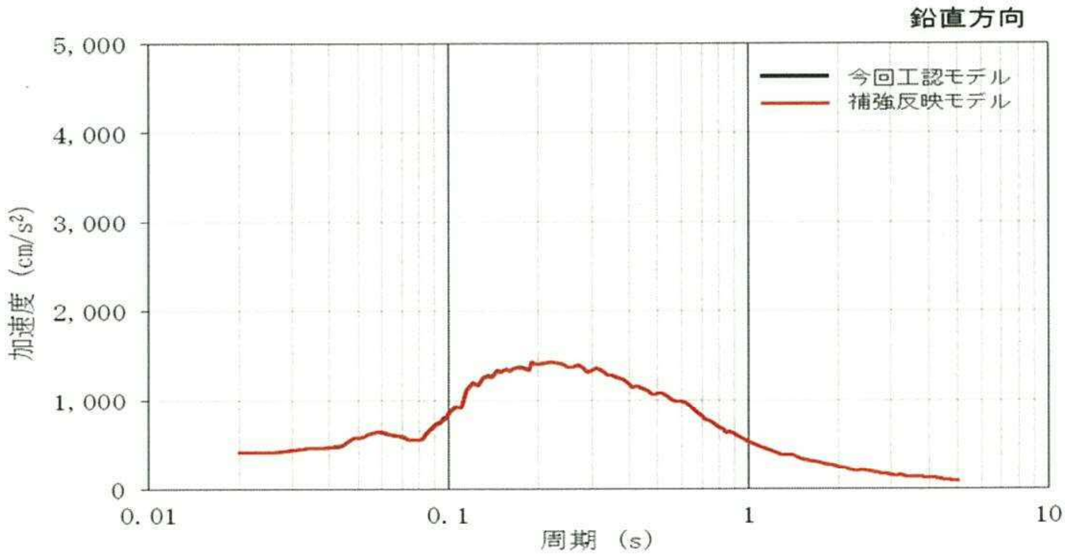
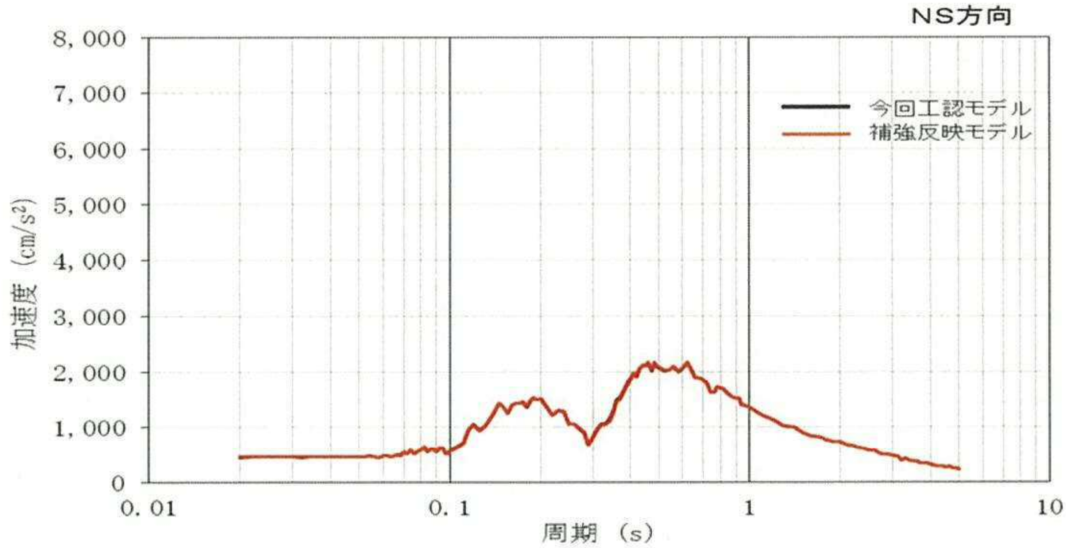
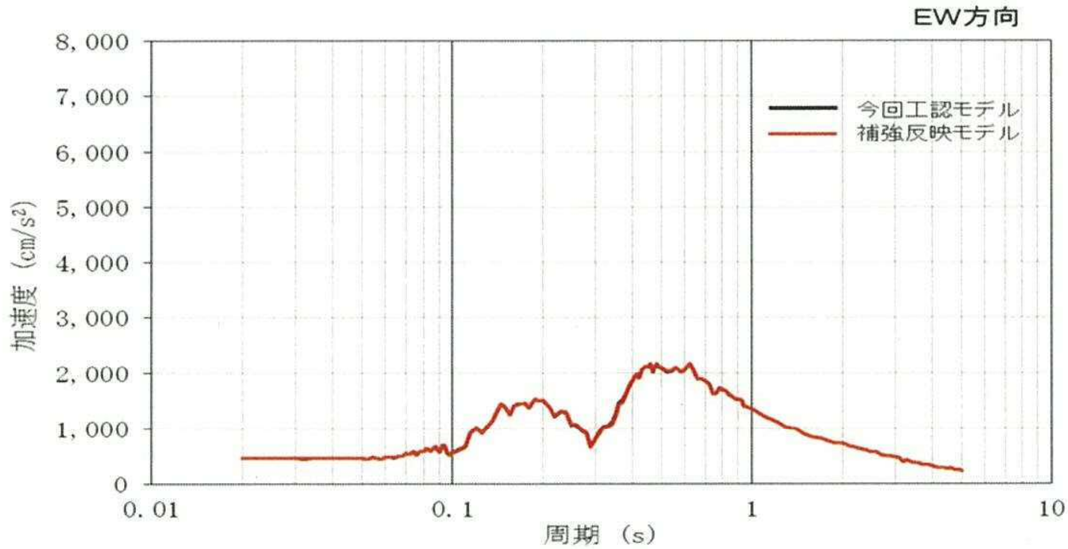


図 4-12（7／9）　基準地震動Ｓ$_s$－Ｄ１の床応答スペクトル比較（EL.+8.2m h=1.0%）





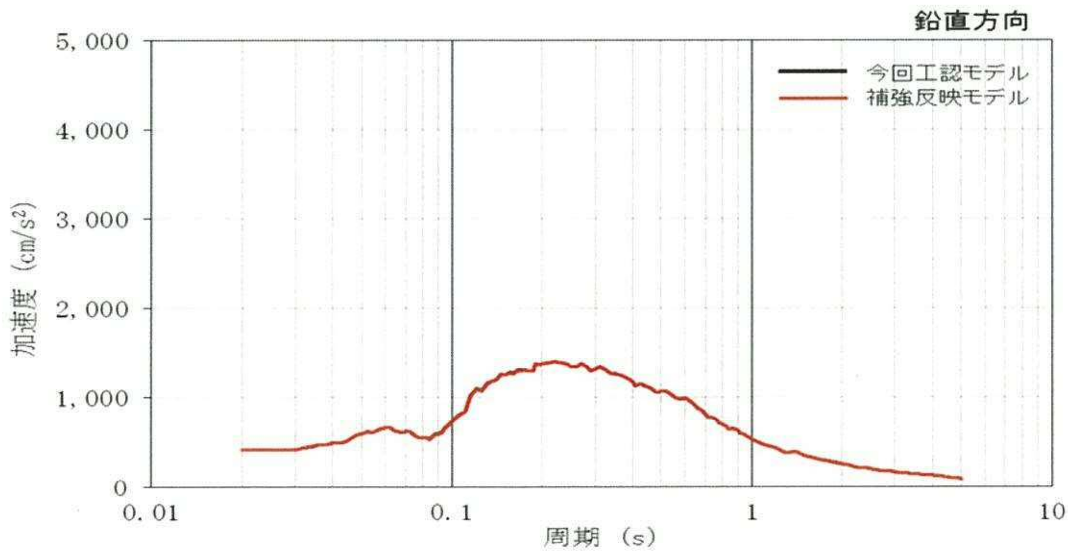
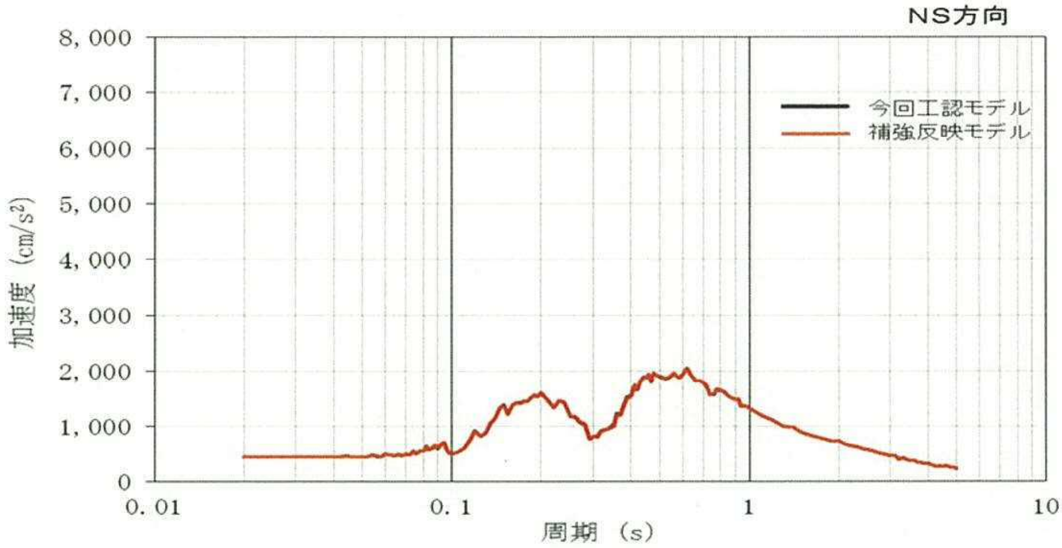
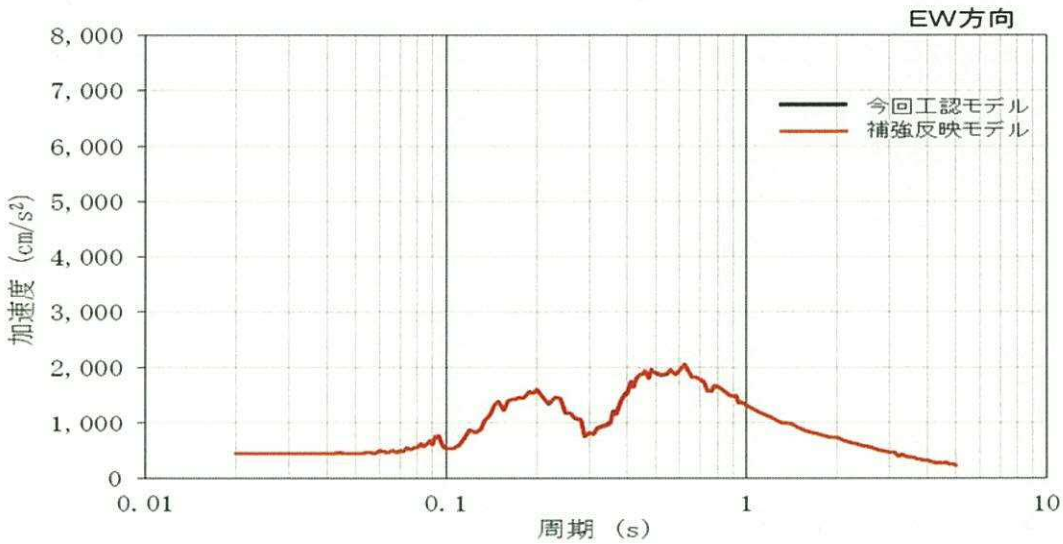


図 4-12（8／9）　基準地震動Ｓｓ－Ｄ１の床応答スペクトル比較（EL.+2.0m h=1.0%）





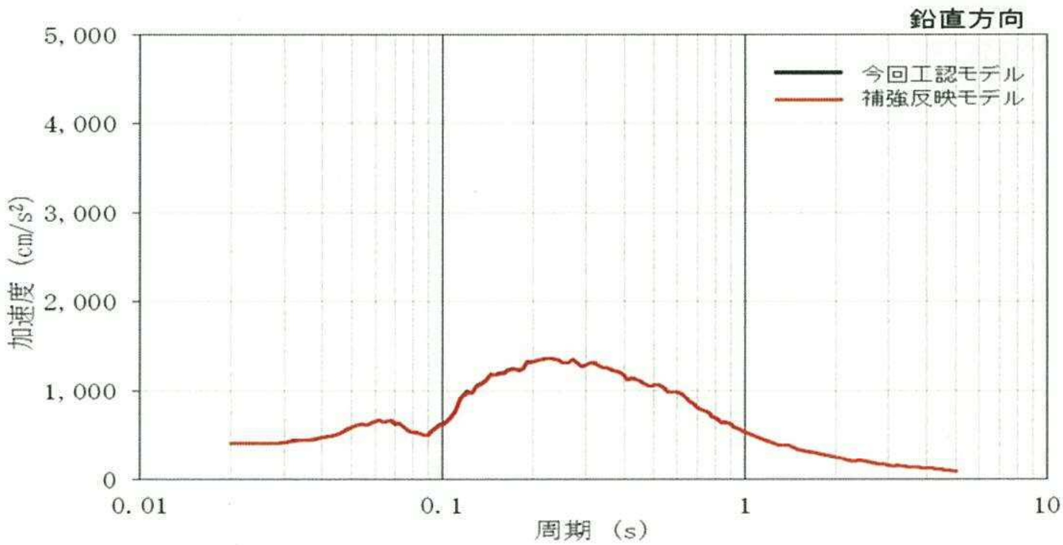


図 4-12　（9／9）基準地震動Ｓ$_s$－Ｄ１の床応答スペクトル比較（EL.-4.0m h=1.0%）

6. まとめ

補強等に伴う重量の増加分を考慮し，「補強反映モデル」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，「補強反映モデル」の固有周期は，重量を増加させた影響により「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，原子炉建屋に生じる最大せん断ひずみ（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「補強反映モデル」と「今回工認モデル」の応答比（「補強反映モデル」／「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。