

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

東海第二発電所 工事計画審査資料	
資料番号	補足-370-18 改0
提出年月日	平成30年6月20日

建物・構築物の地震応答解析についての補足説明資料
補足-370-18 【緊急時対策所建屋の耐震性評価に関する補足説明】

平成30年6月

日本原子力発電株式会社

目次

1. 概要.....	1
2. 地震応答解析に関する補足説明.....	2
2.1 地盤のモデル化に関する補足説明.....	2
2.2 地盤物性のばらつきを考慮した場合の影響検討.....	4
2.3 減衰定数3%を考慮したモデルの影響評価.....	32
2.4 建屋剛性のばらつきに関する検討.....	49
2.5 形状特性係数の設定方法と地震応答解析による影響評価.....	55
3. 耐震性についての計算書に関する補足説明.....	75
3.1 設計荷重の設定根拠.....	75
3.2 基礎スラブの掘り込み部の影響評価.....	80
3.3 床スラブの断面の評価.....	94
3.4 場所打ち鋼管コンクリート杭の評定書.....	101
3.5 水平地盤反力係数 k_h の設定.....	111

1. 概要

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を補足的に説明するものである。
また、本資料は、以下の添付資料の補足説明をするものである。

- ・資料V-2-2-10 「緊急時対策所建屋の地震応答計算書」
- ・資料V-2-2-10-1 「緊急時対策所建屋の耐震性についての計算書」

2. 地震応答解析に関する補足説明

2.1 地盤のモデル化に関する補足説明

資料 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。

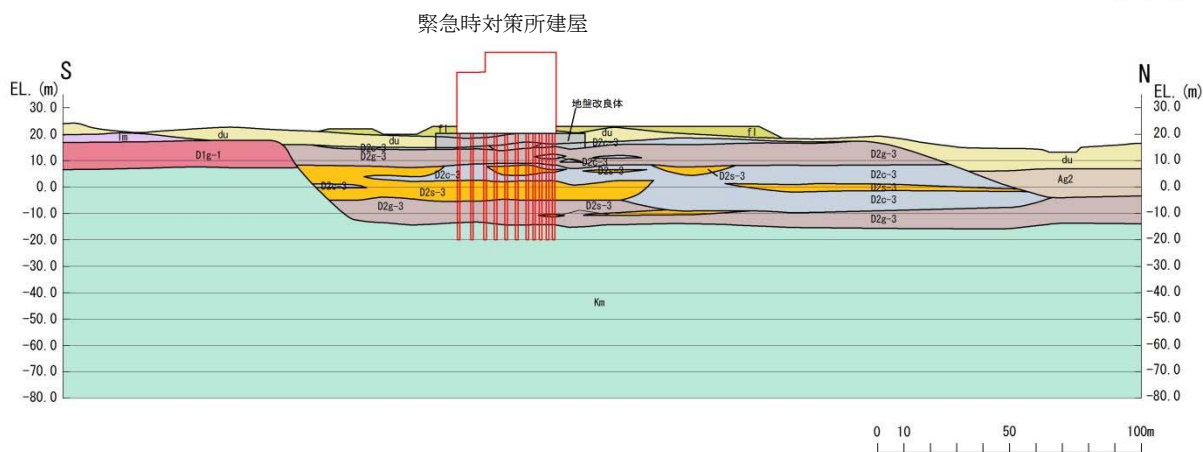
緊急時対策所建屋の周辺地盤の地質断面図を図 2-1 に示す。

同図から、緊急時対策所の周辺地盤を成層地盤としてモデル化することは妥当であると考えられる。

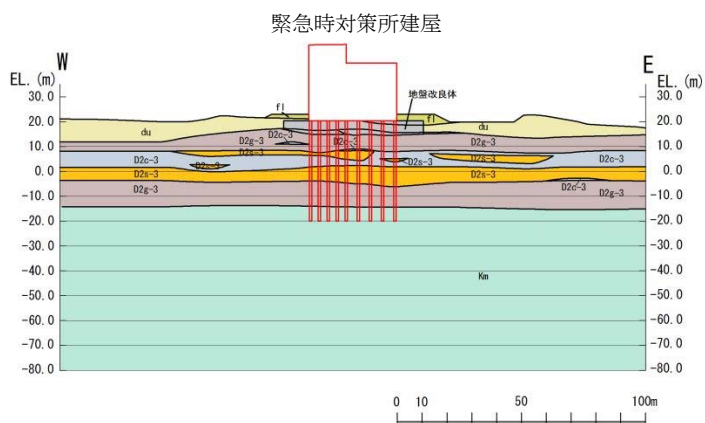
地質構成表

地質時代	地質区分	記号	岩相
第 新 世	砂丘砂層	du	砂
		Ag2	砂礫
		Ac	粘土
第 四 更 紀 世	沖積層	As	砂
		Ag1	砂礫
	段丘堆積物	D2c-3	シルト
		D2s-3	砂
		D2g-3	砂礫
		D2c-2	シルト
		D2g-2	砂礫
		Im	ローム
	D1	D1c-1	シルト
		D1g-1	砂礫
第三紀新世	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、地盤改良土のばらつきに関する検討及び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 地盤改良土のばらつきに関する検討

追而

2.2.2 地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析結果

(1) 地盤物性のばらつきの設定

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（ $\pm\sigma$ 相当）として考慮する。

緊急時対策所建屋における地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析ケースを表 2-1 に、地盤のばらつきから設定される初期地盤の物性値を表 2-2 に示す。

表 2-1 地盤物性のばらつきを考慮した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
地盤物性の変動による影響	改良土試験施工の 平均値モデル	平均値相当	改良土試験施工 平均値相当
	改良土試験施工の 平均値 $+\sigma$ 考慮モデル	平均値 $+\sigma$ 相当	改良土試験施工 平均値 $+\sigma$ 相当
	改良土試験施工の 平均値 $-\sigma$ 考慮モデル	平均値 $-\sigma$ 相当	改良土試験施工 平均値 $-\sigma$ 相当

表 2-2 初期地盤の物性値

標高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	S波速度 V_s (m/s)								
				平均値	平均値 + σ	平均値 - σ						
23.00	改良 (f1)	4.0	1.97	1700	1800	1600						
19.00							改良 (du)	3.7	1.97	1700	1800	1600
15.30												
13.60	D2g-3	6.4	2.15	500	575	425						
7.20							D2c-3	6.2	1.77	270	311	229
1.00	D2s-3	6.5	1.92	360	378	342						
-5.50							D2g-3	9.7	2.15	500	575	425
-15.20	Km	4.8	1.72	447	492	402						
-20.00		20.0	1.72	456	502	410						
-40.00		20.0	1.73	472	520	424						
-60.00		30.0	1.73	491	541	441						
-90.00		30.0	1.73	514	566	462						
-120.00		30.0	1.73	537	591	483						
-150.00		40.0	1.74	564	621	507						
-190.00		40.0	1.74	595	655	535						
-230.00		40.0	1.75	626	689	563						
-270.00		50.0	1.75	660	726	594						
-320.00		50.0	1.76	699	769	629						
-370.00	解放基盤	—	1.76	718	790	646						

(2) 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、改良土試験施工の平均値モデルの解析結果を図 2-2～図 2-14、表 2-3 及び表 2-4 に、改良土試験施工の平均値 + σ 考慮モデルの解析結果を図 2-15～図 2-27、表 2-5 及び表 2-6 に、改良土試験施工の平均値 - σ 考慮モデルの解析結果を図 2-28～図 2-40、表 2-7 及び表 2-8 に示す。

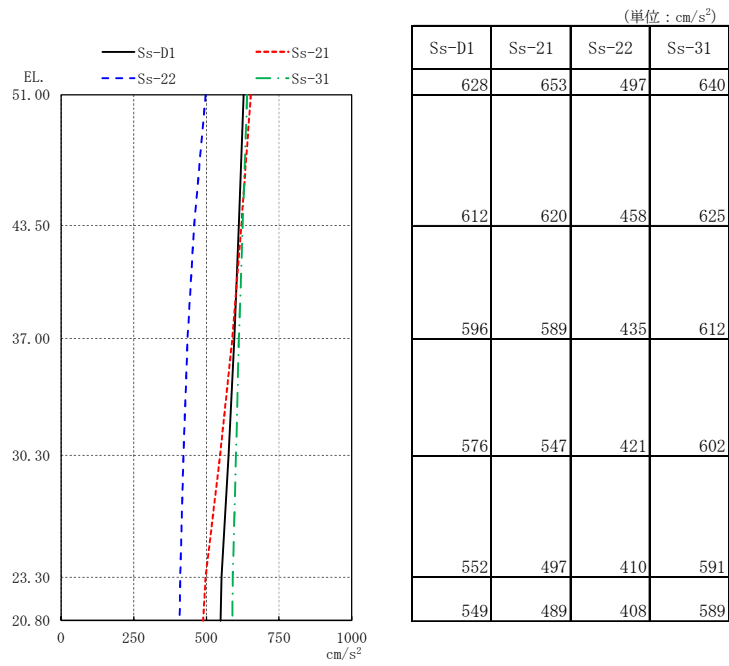


図 2-2 最大応答加速度 (S_s , 改良土試験施工の平均値モデル, NS 方向)

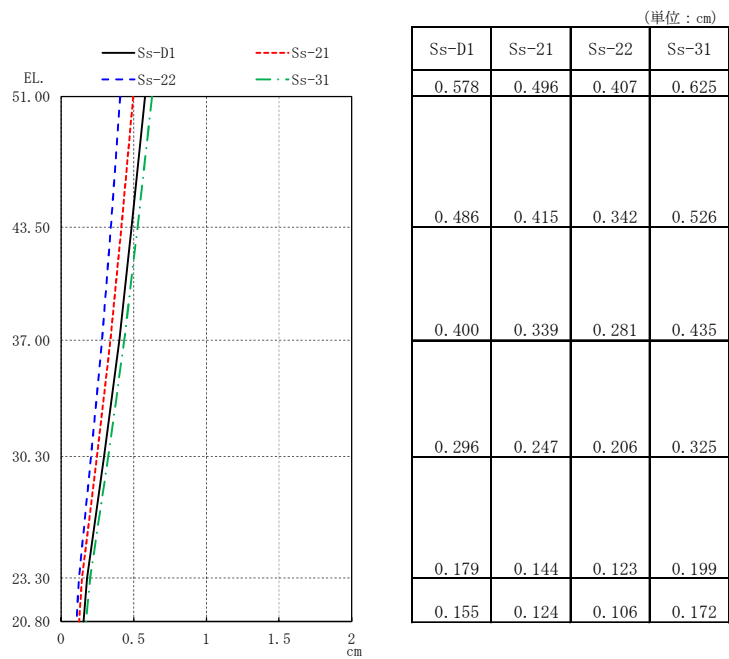


図 2-3 最大応答変位 (S_s , 改良土試験施工の平均値モデル, NS 方向)

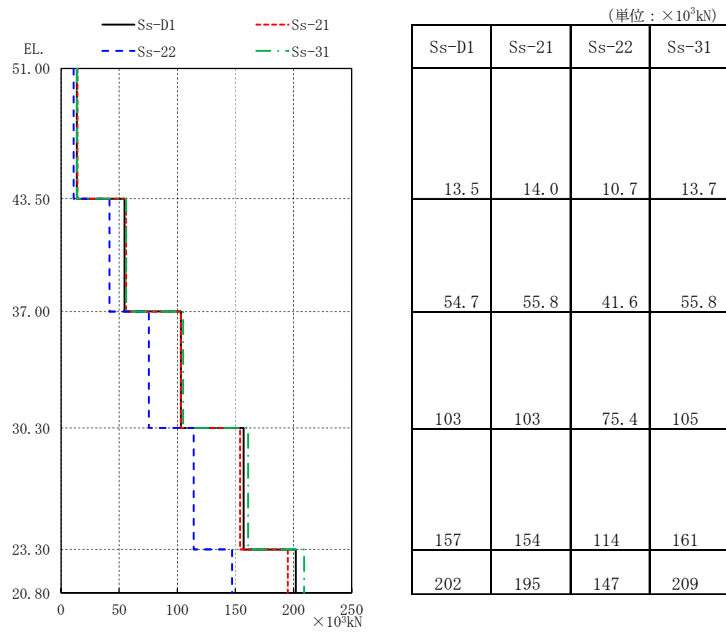


図 2-4 最大応答せん断力 (S_s , 改良土試験施工の平均値モデル, NS 方向)

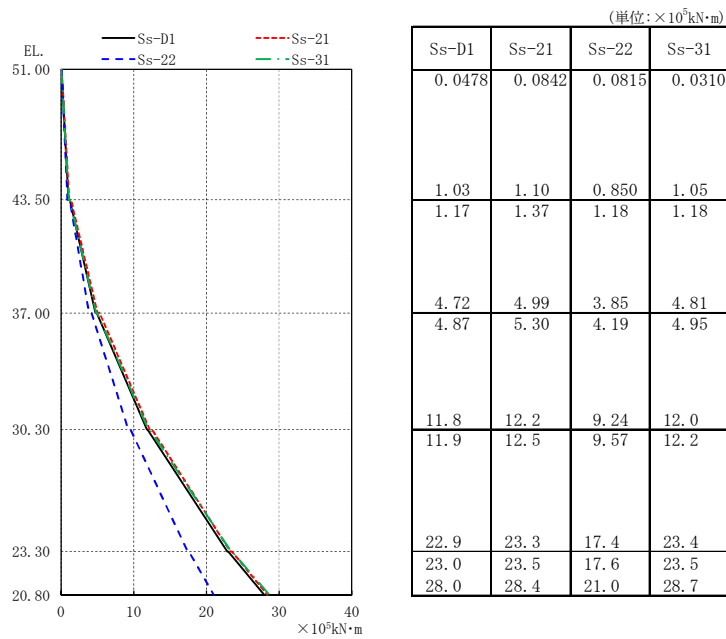


図 2-5 最大応答曲げモーメント (S_s , 改良土試験施工の平均値モデル, NS 方向)

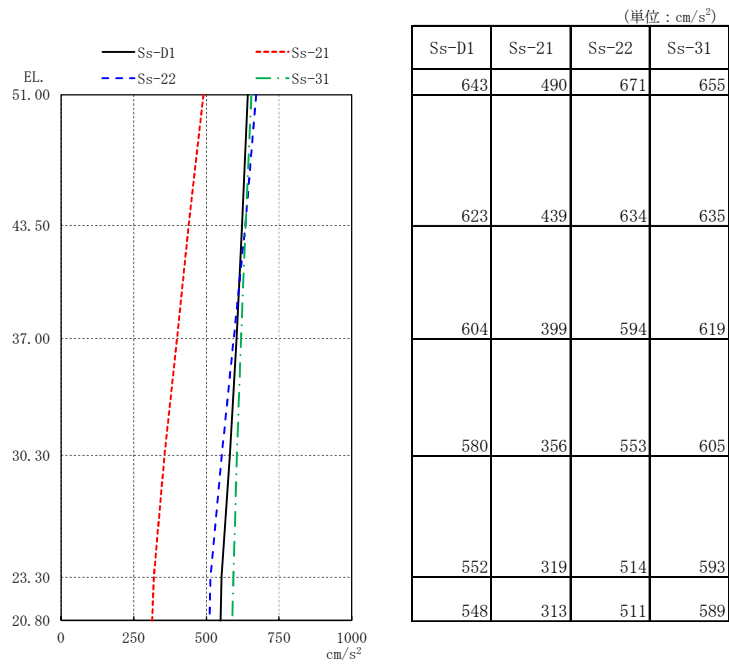


図 2-6 最大応答加速度 (S_s , 改良土試験施工の平均値モデル, EW 方向)

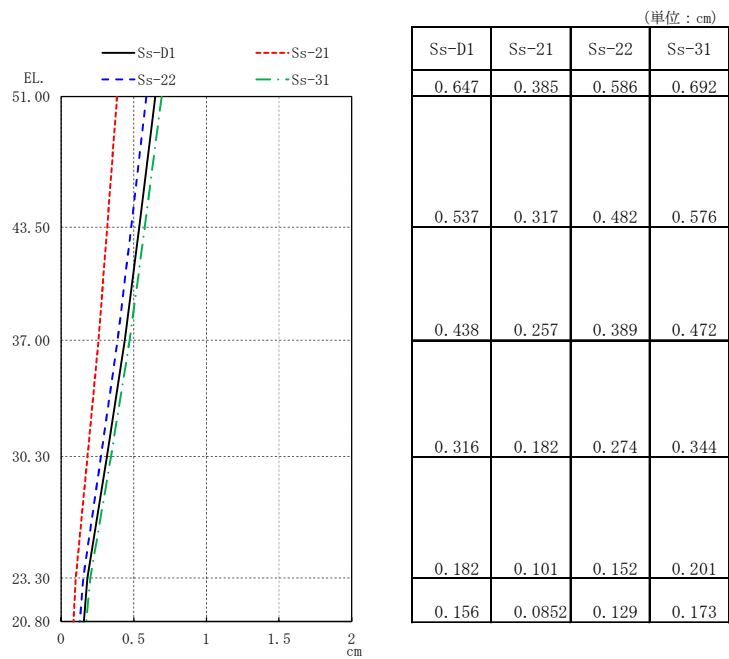


図 2-7 最大応答変位 (S_s , 改良土試験施工の平均値モデル, EW 方向)

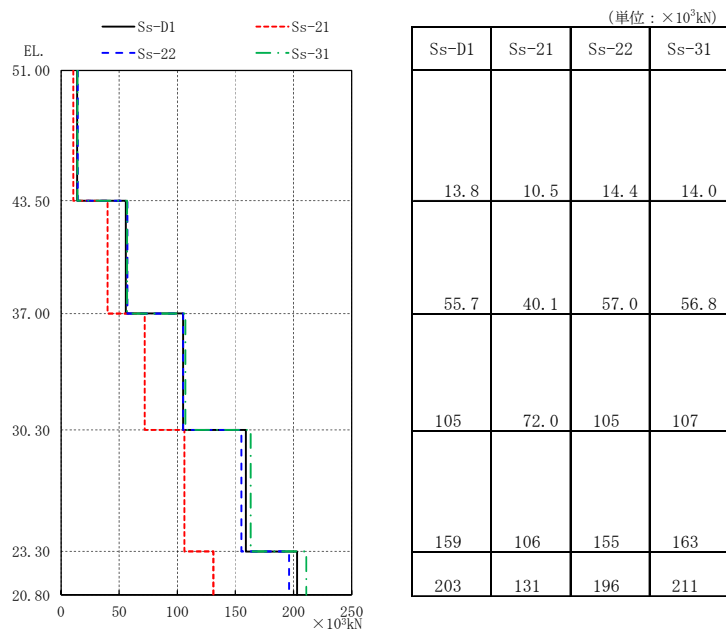


図 2-8 最大応答せん断力 (S_s , 改良土試験施工の平均値モデル, EW 方向)

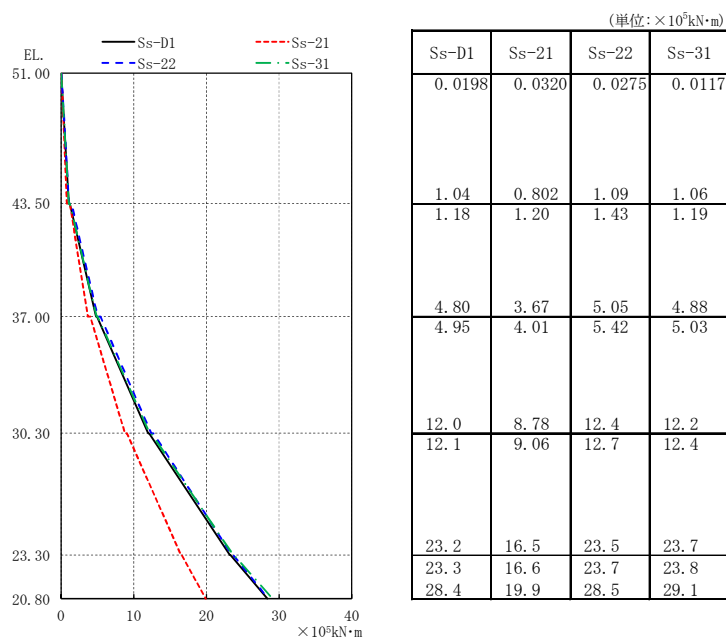


図 2-9 最大応答曲げモーメント (S_s , 改良土試験施工の平均値モデル, EW 方向)

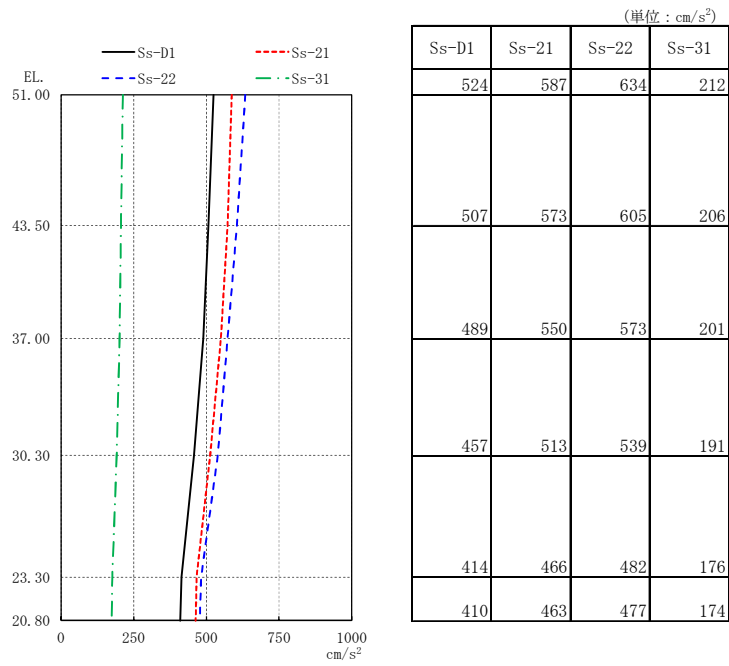


図 2-10 最大応答加速度 (S_s , 改良土試験施工の平均値モデル, UD 方向)

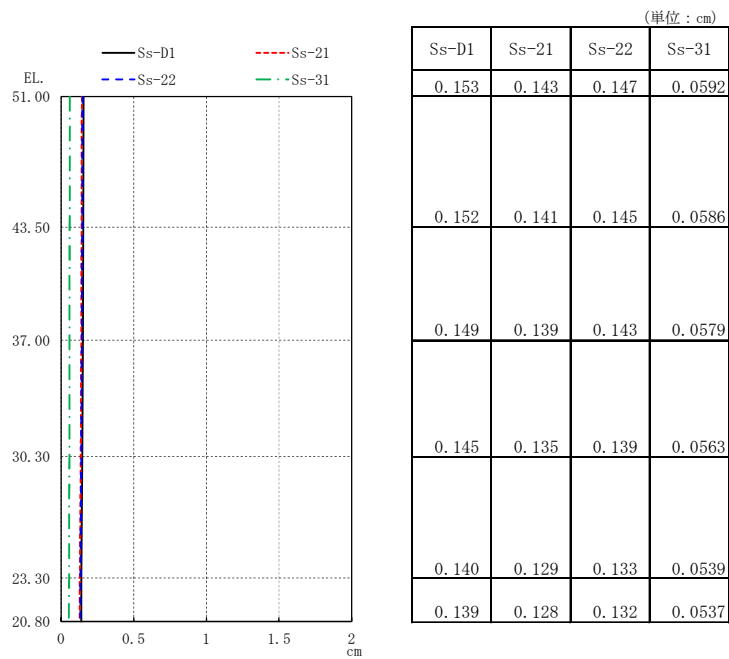


図 2-11 最大応答変位 (S_s , 改良土試験施工の平均値モデル, UD 方向)

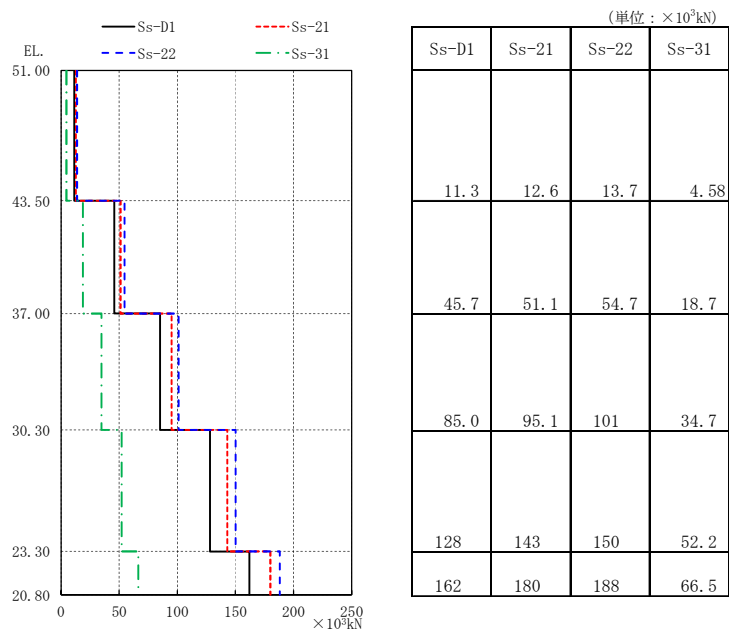


図 2-12 最大応答軸力 (S_s , 改良土試験施工の平均値モデル, UD 方向)

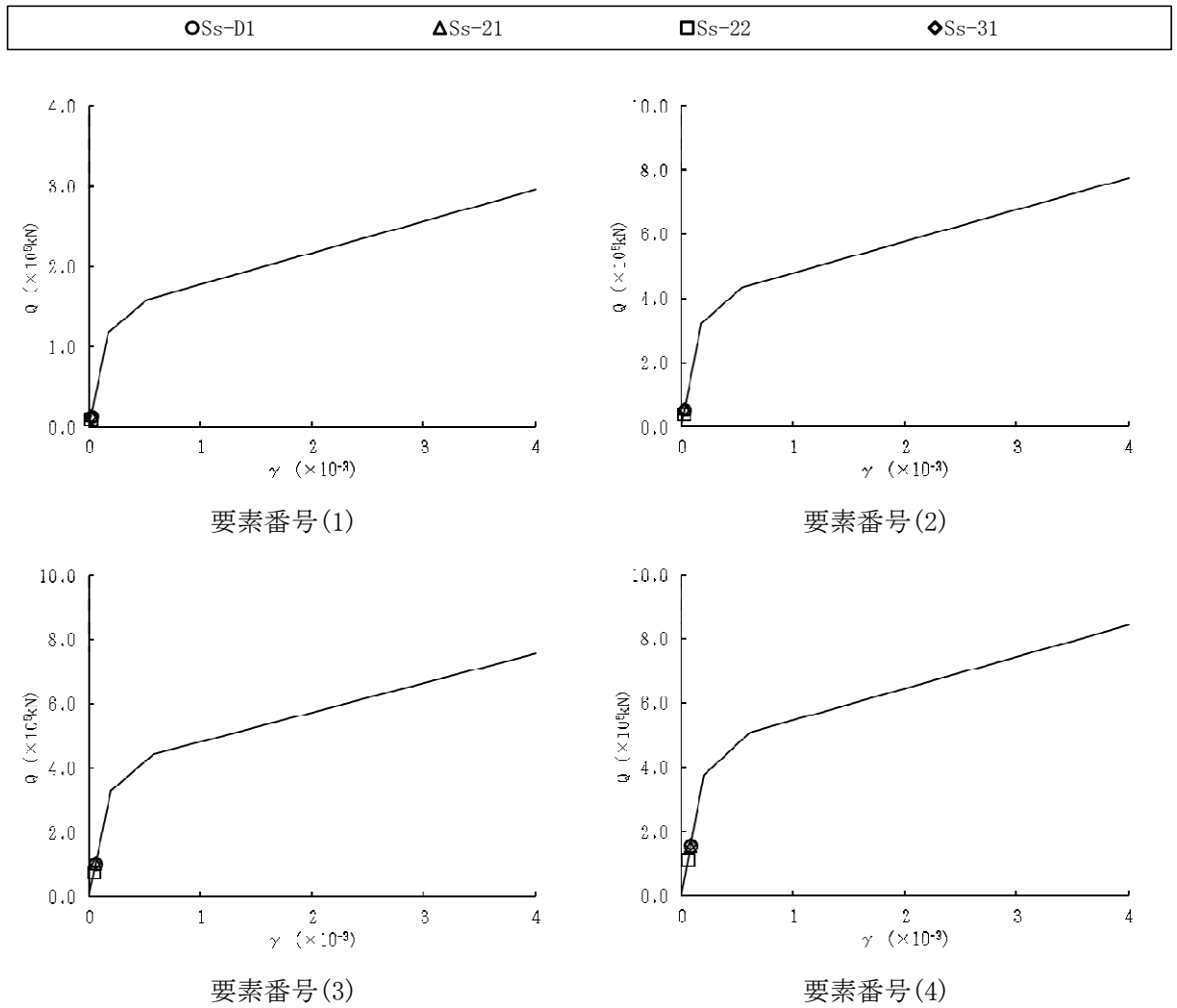


図 2-13 せん断スケルトンカーブ上の最大応答値
(S_s, 改良土試験施工の平均値モデル, NS 方向)

表 2-3 最大応答せん断ひずみ一覧 (S_s, 改良土試験施工の平均値モデル, NS 方向)

要素 番号	最大応答せん断ひずみ (×10 ⁻³)			
	S _s -D 1	S _s -2 1	S _s -2 2	S _s -3 1
(1)	0.0202	0.0209	0.0160	0.0206
(2)	0.0307	0.0313	0.0234	0.0313
(3)	0.0600	0.0603	0.0442	0.0614
(4)	0.0847	0.0835	0.0616	0.0871

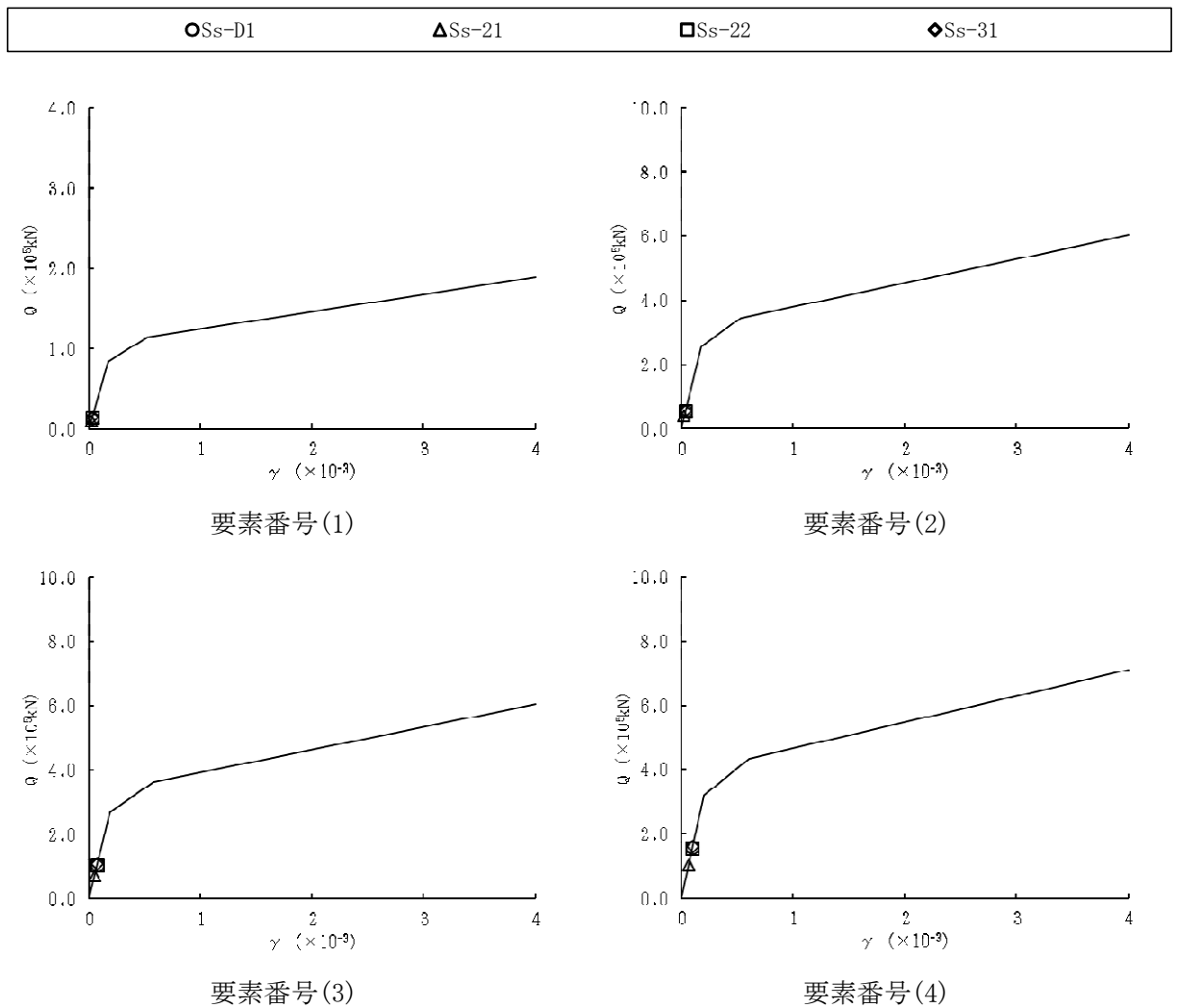


図 2-14 せん断スケルトンカーブ上の最大応答値
(S_s, 改良土試験施工の平均値モデル, EW 方向)

表 2-4 最大応答せん断ひずみ一覧 (S_s, 改良土試験施工の平均値モデル, EW 方向)

要素 番号	最大応答せん断ひずみ (×10 ⁻³)			
	S _s -D 1	S _s -2 1	S _s -2 2	S _s -3 1
(1)	0.0289	0.0220	0.0301	0.0294
(2)	0.0390	0.0281	0.0399	0.0398
(3)	0.0746	0.0516	0.0749	0.0762
(4)	0.101	0.0670	0.0987	0.104

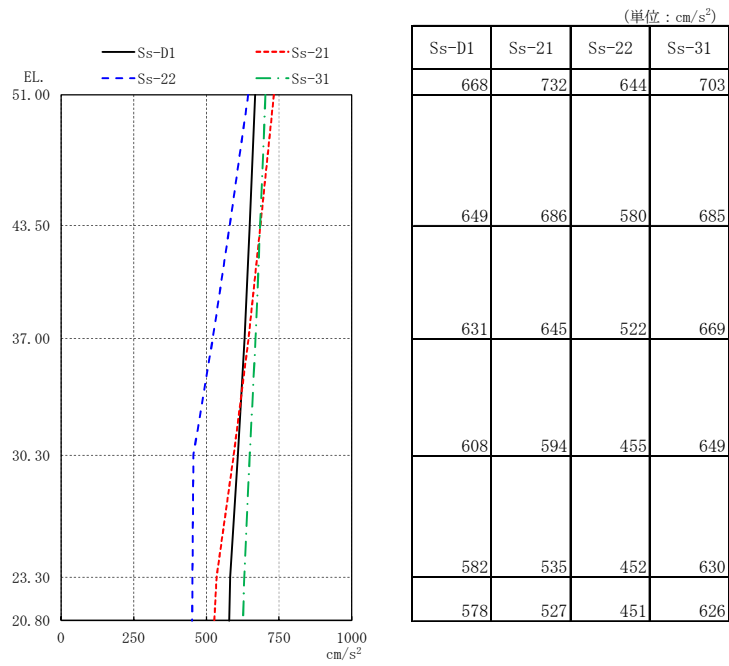


図 2-15 最大応答加速度 (S_s , 改良土試験施工の平均値 + σ 考慮モデル, NS 方向)

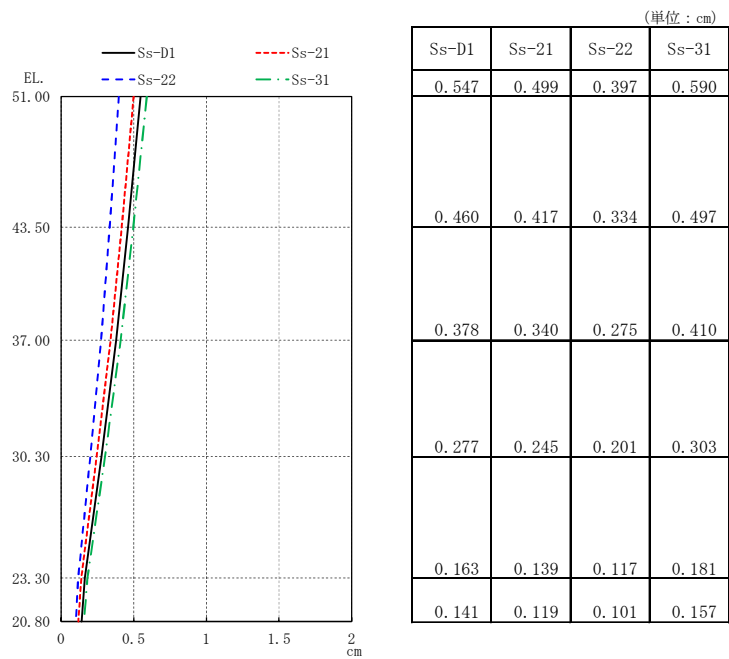


図 2-16 最大応答変位 (S_s , 改良土試験施工の平均値 + σ 考慮モデル, NS 方向)

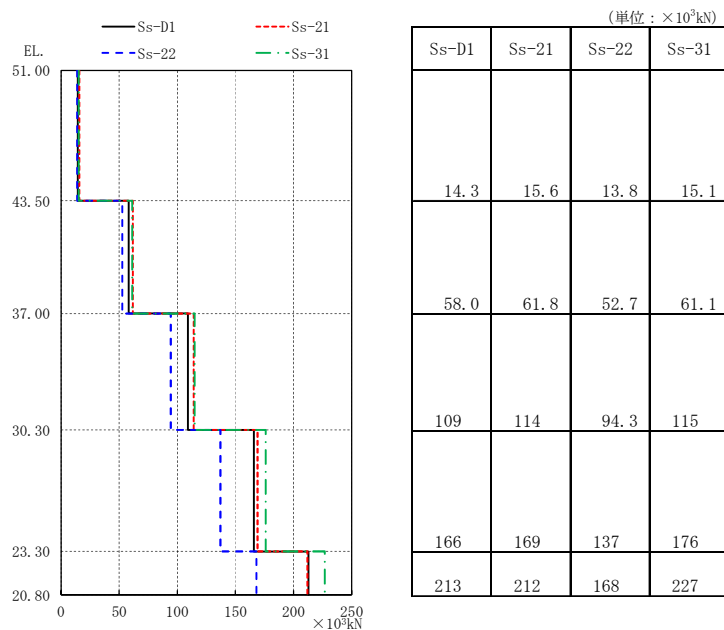


図 2-17 最大応答せん断力 (S_s , 改良土試験施工の平均値 + σ 考慮モデル, NS 方向)

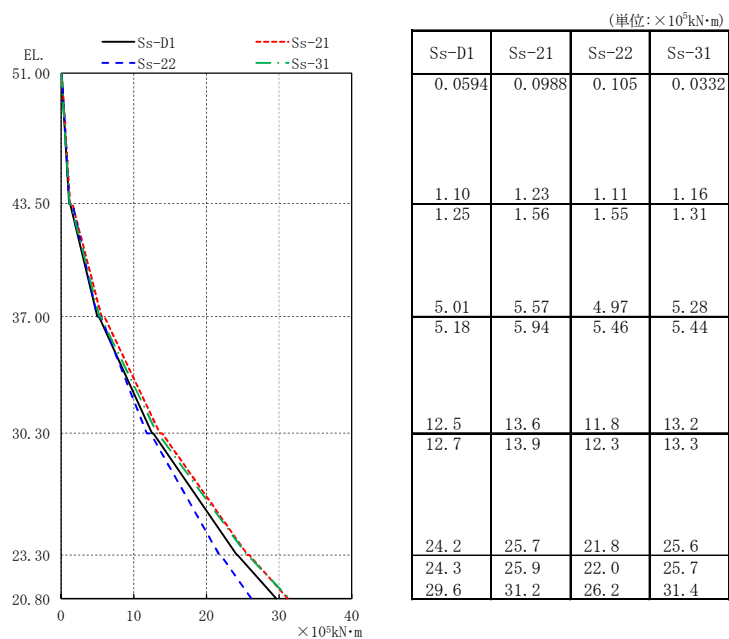


図 2-18 最大応答曲げモーメント (S_s , 改良土試験施工の平均値 + σ 考慮モデル, NS 方向)

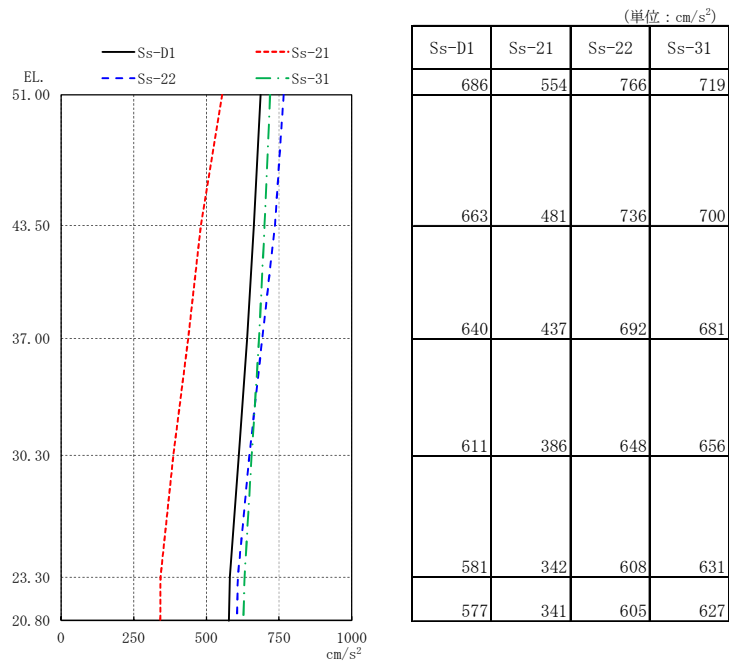


図 2-19 最大応答加速度 (S_s , 改良土試験施工の平均値 + σ 考慮モデル, EW 方向)

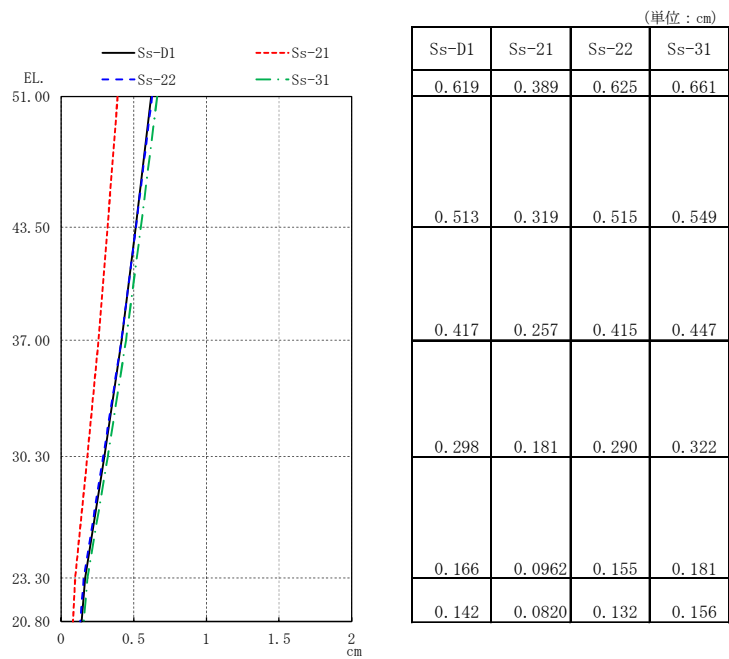


図 2-20 最大応答変位 (S_s , 改良土試験施工の平均値 + σ 考慮モデル, EW 方向)

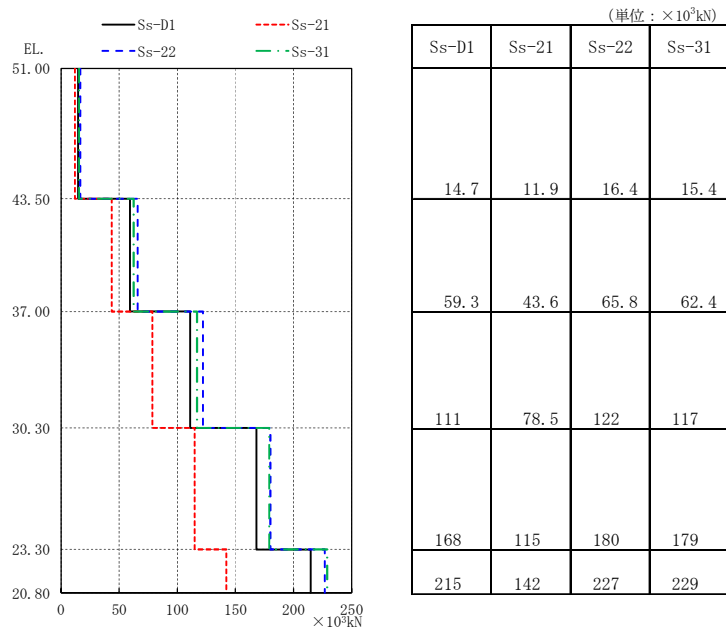


図 2-21 最大応答せん断力 (S_s , 改良土試験施工の平均値 + σ 考慮モデル, EW 方向)

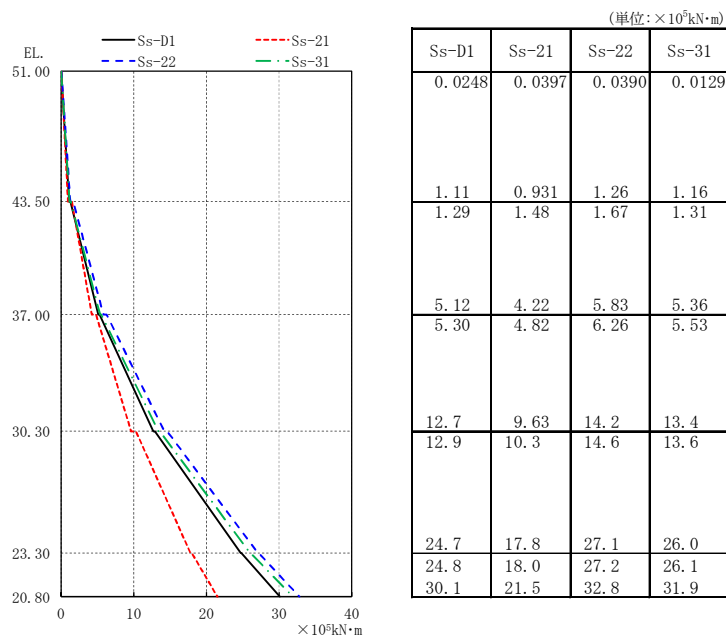


図 2-22 最大応答曲げモーメント (S_s , 改良土試験施工の平均値 + σ 考慮モデル, EW 方向)

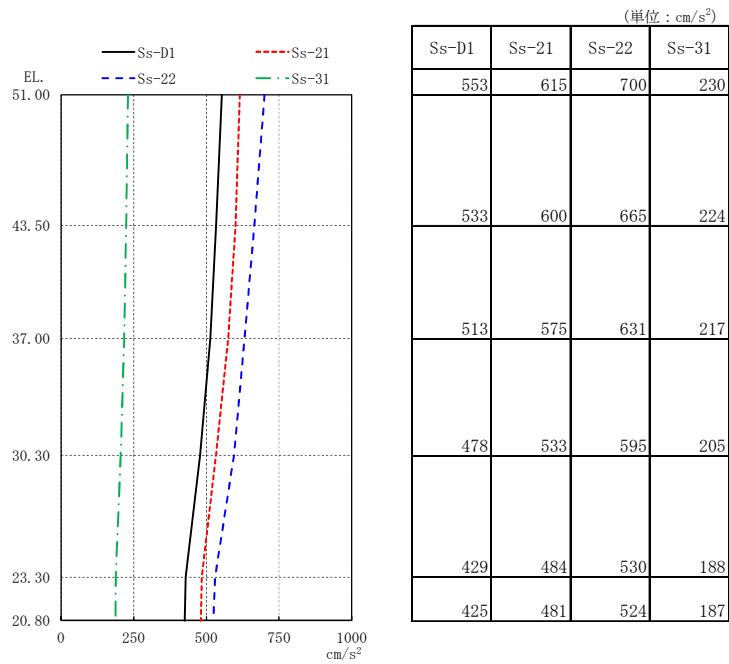


図 2-23 最大応答加速度 (S_s , 改良土試験施工の平均値 + σ 考慮モデル, UD 方向)

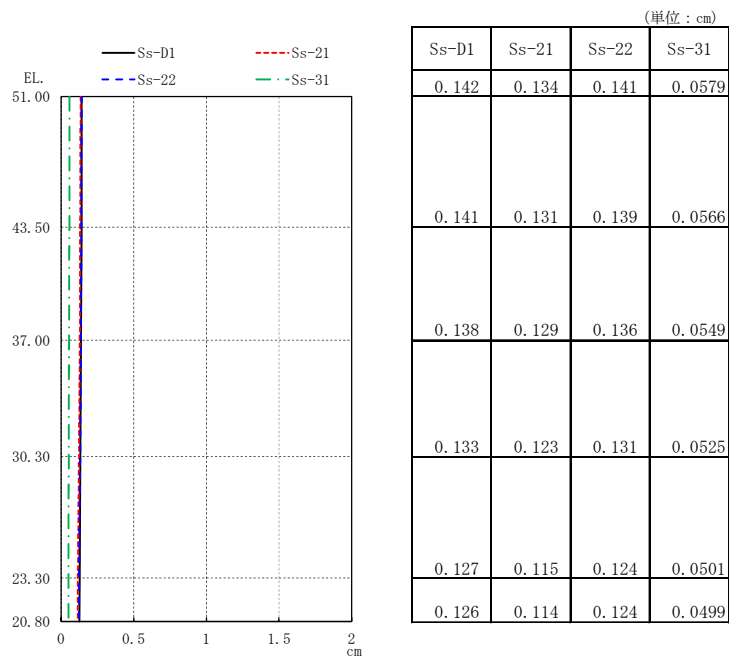


図 2-24 最大応答変位 (S_s , 改良土試験施工の平均値 + σ 考慮モデル, UD 方向)

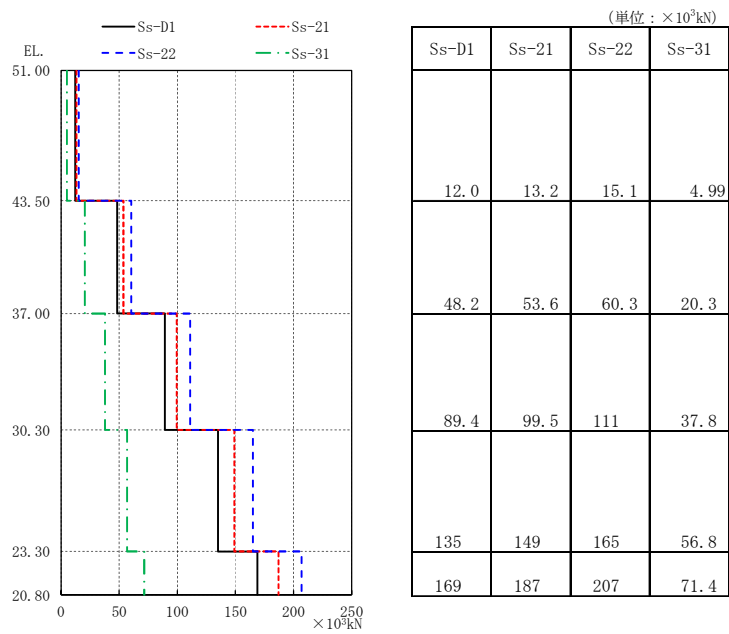


図 2-25 最大応答軸力 (S_s , 改良土試験施工の平均値+ σ 考慮モデル, UD 方向)

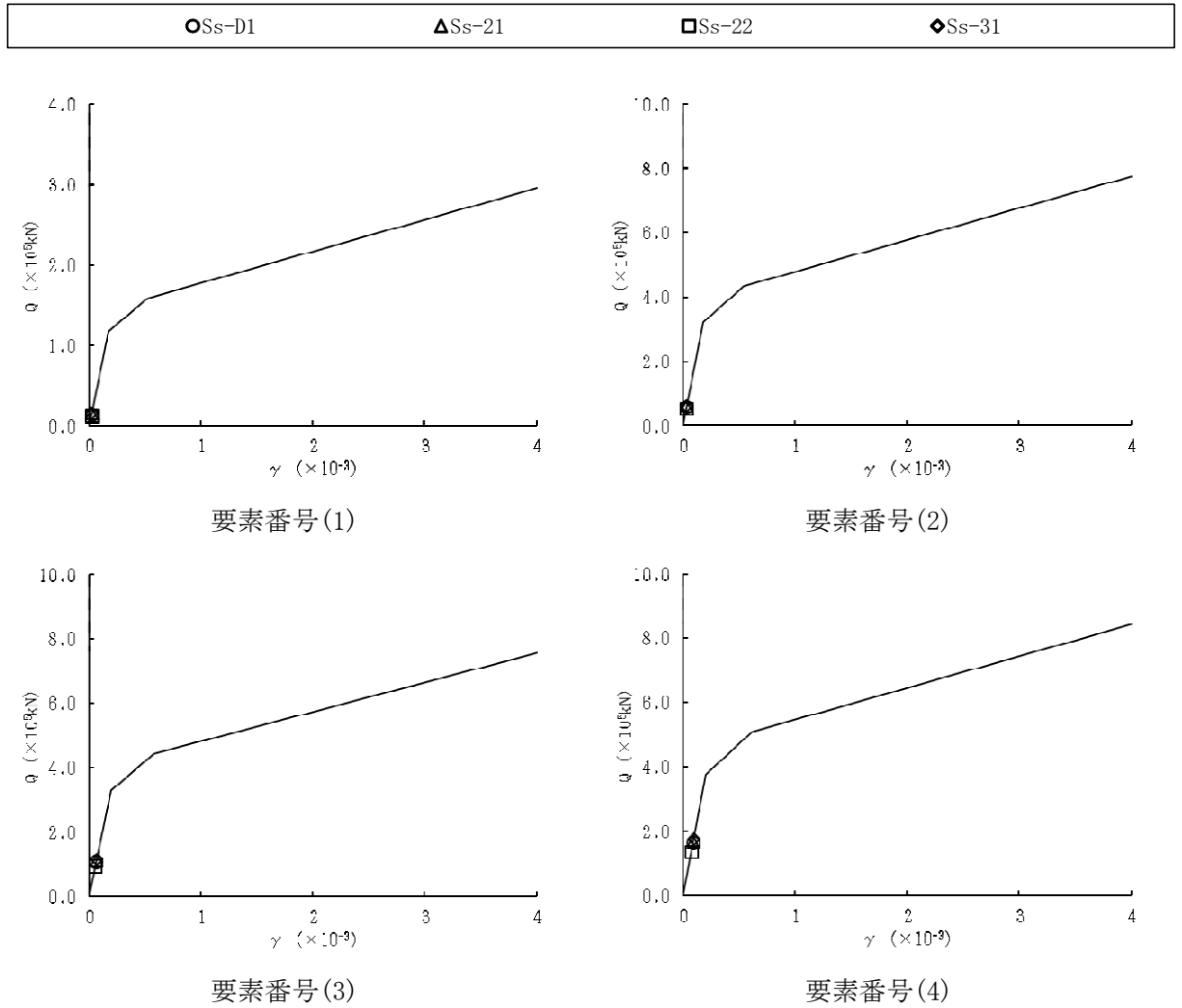


図 2-26 せん断スケルトンカーブ上の最大応答値
(S_s , 改良土試験施工の平均値+ σ 考慮モデル, NS 方向)

表 2-5 最大応答せん断ひずみ一覧 (S_s , 改良土試験施工の平均値+ σ 考慮モデル, NS 方向)

要素 番号	最大応答せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)			
	S_s-D1	S_s-21	S_s-22	S_s-31
(1)	0.0214	0.0234	0.0206	0.0226
(2)	0.0325	0.0347	0.0296	0.0343
(3)	0.0636	0.0664	0.0553	0.0672
(4)	0.0896	0.0914	0.0740	0.0950

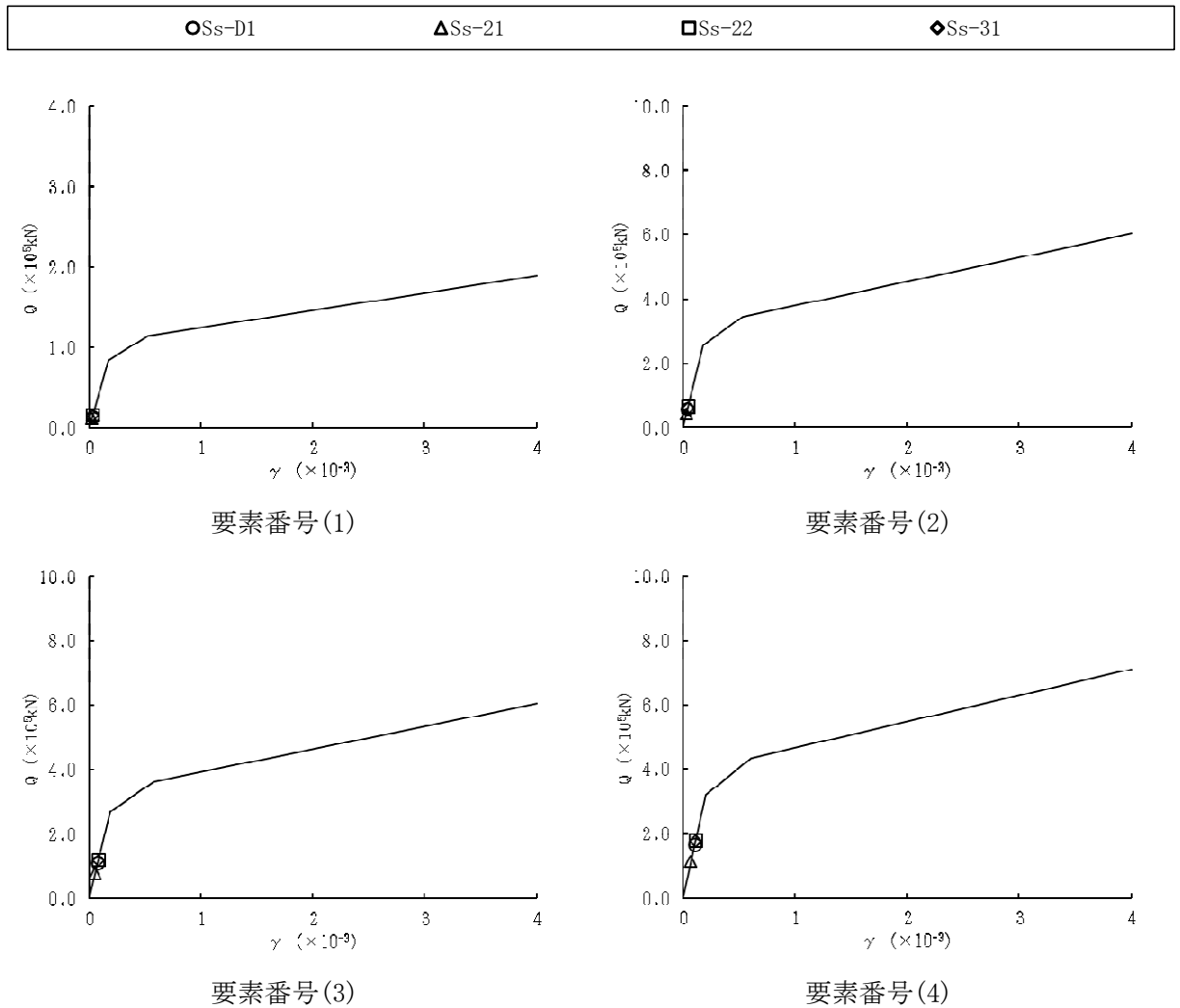


図 2-27 せん断スケルトンカーブ上の最大応答値
(S_s , 改良土試験施工の平均値+ σ 考慮モデル, EW 方向)

表 2-6 最大応答せん断ひずみ一覧 (S_s , 改良土試験施工の平均値+ σ 考慮モデル, EW 方向)

要素番号	最大応答せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)			
	S _s -D 1	S _s -2 1	S _s -2 2	S _s -3 1
(1)	0.0307	0.0250	0.0344	0.0322
(2)	0.0415	0.0305	0.0460	0.0437
(3)	0.0792	0.0563	0.0868	0.0837
(4)	0.107	0.0729	0.115	0.114

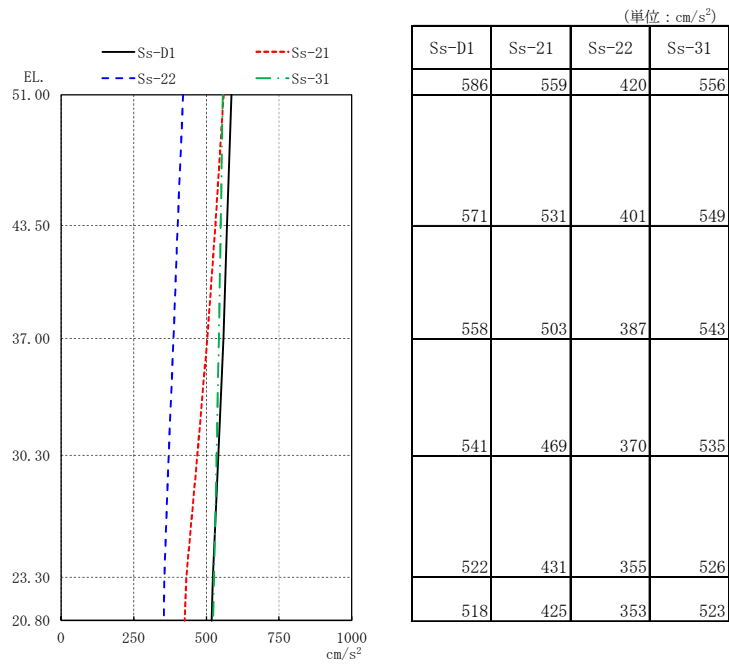


図 2-28 最大応答加速度 (S_s , 改良土試験施工の平均値- σ 考慮モデル, NS 方向)

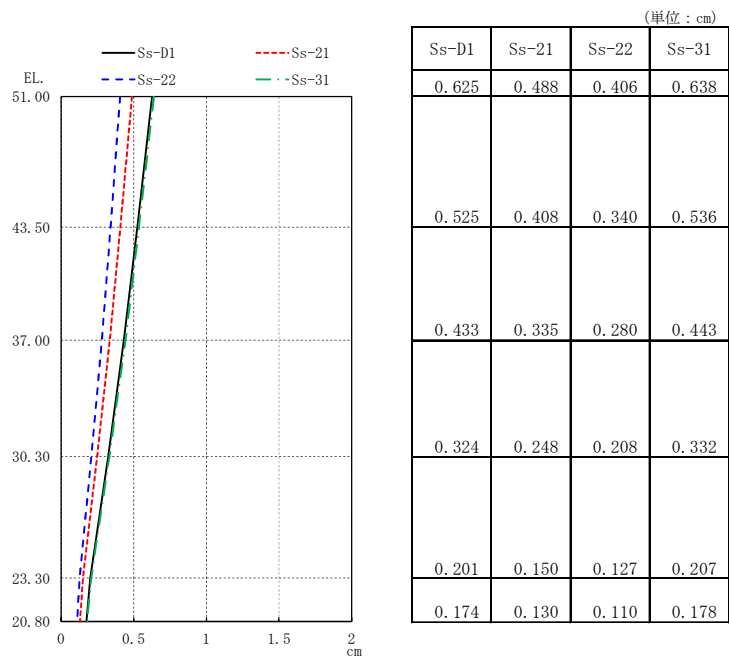


図 2-29 最大応答変位 (S_s , 改良土試験施工の平均値- σ 考慮モデル, NS 方向)

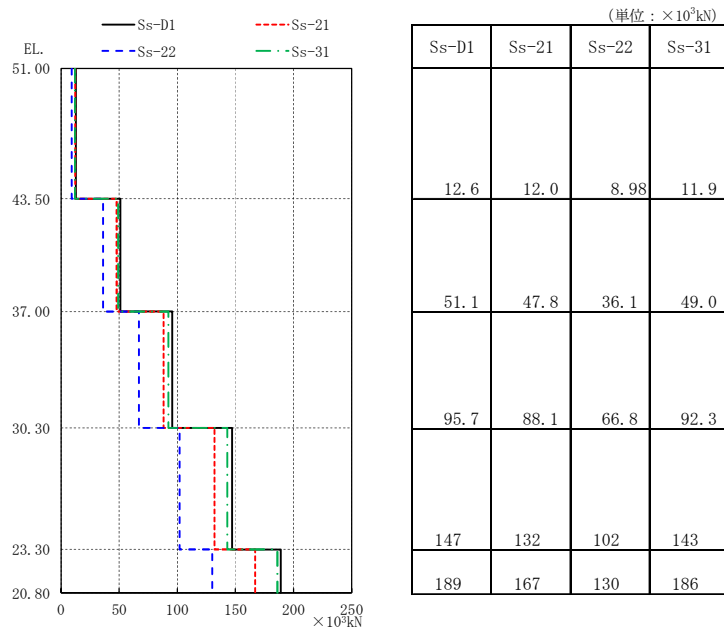


図 2-30 最大応答せん断力 (S_s , 改良土試験施工の平均値- σ 考慮モデル, NS 方向)

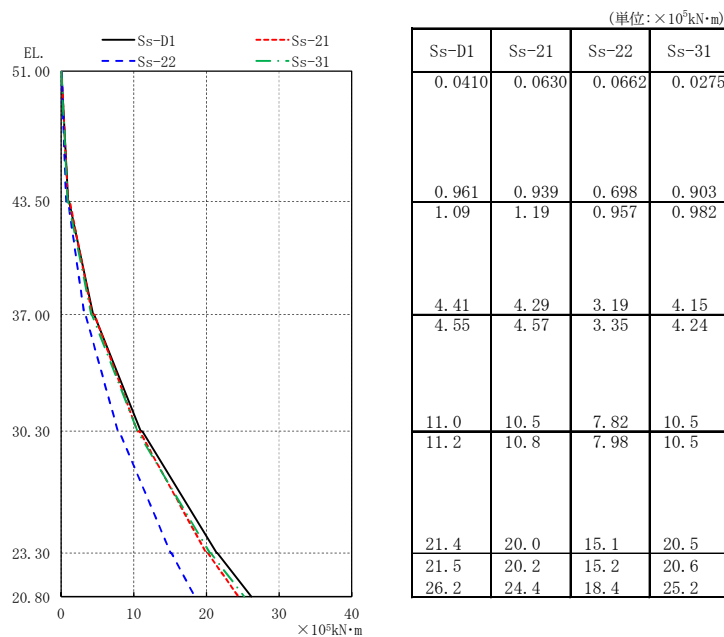


図 2-31 最大応答曲げモーメント (S_s , 改良土試験施工の平均値- σ 考慮モデル, NS 方向)

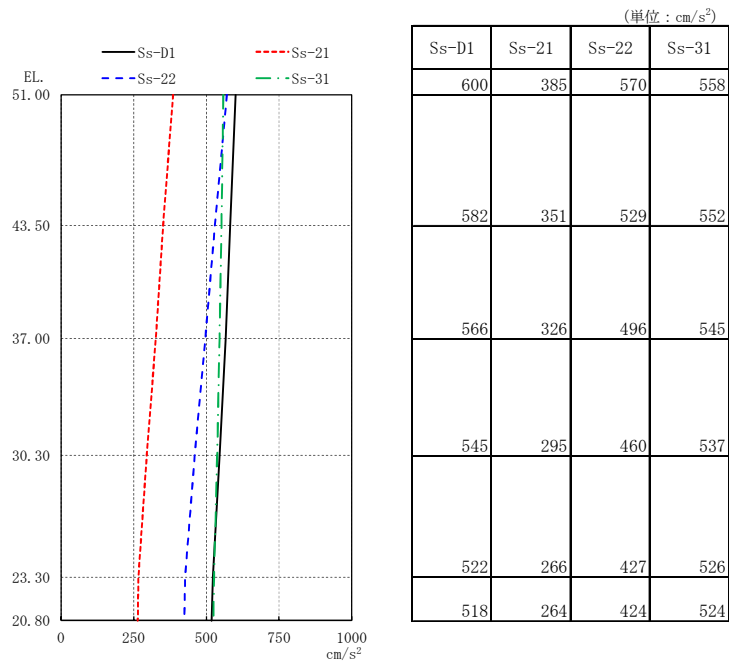


図 2-32 最大応答加速度 (S_s , 改良土試験施工の平均値- σ 考慮モデル, EW 方向)

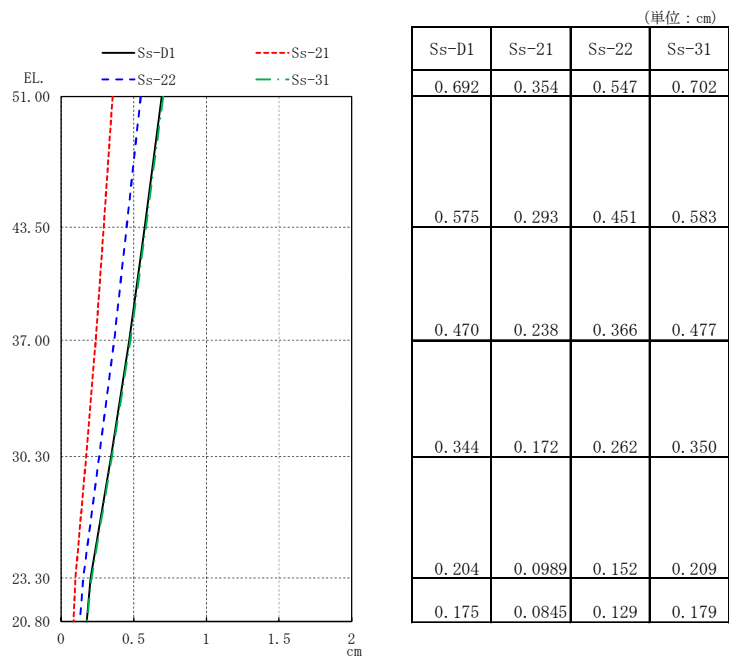


図 2-33 最大応答変位 (S_s , 改良土試験施工の平均値- σ 考慮モデル, EW 方向)

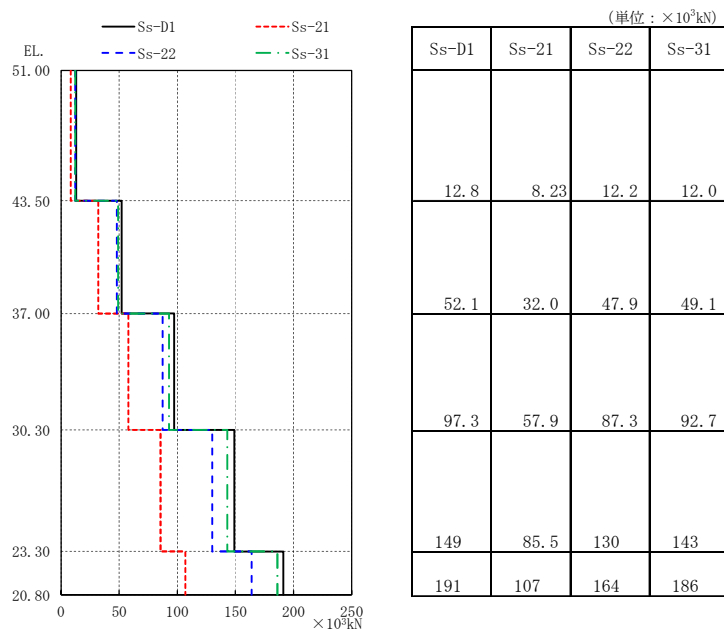


図 2-34 最大応答せん断力 (S_s , 改良土試験施工の平均値- σ 考慮モデル, EW 方向)

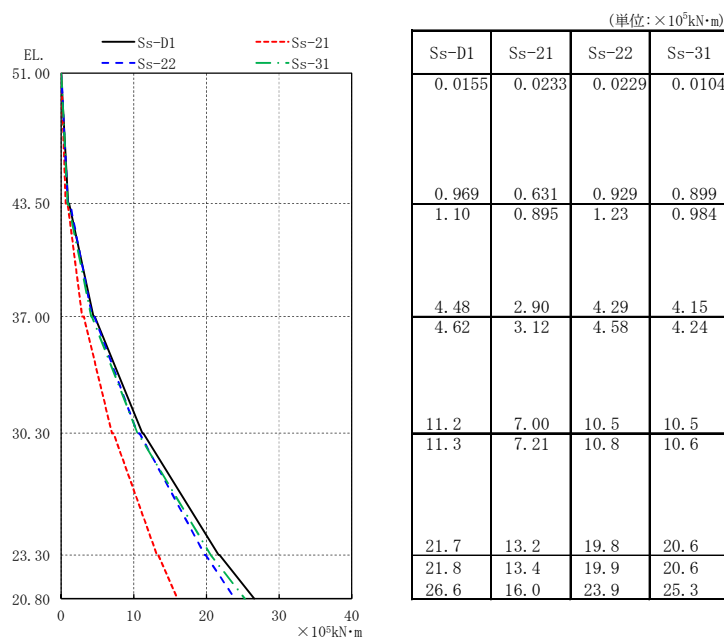


図 2-35 最大応答曲げモーメント (S_s , 改良土試験施工の平均値- σ 考慮モデル, EW 方向)

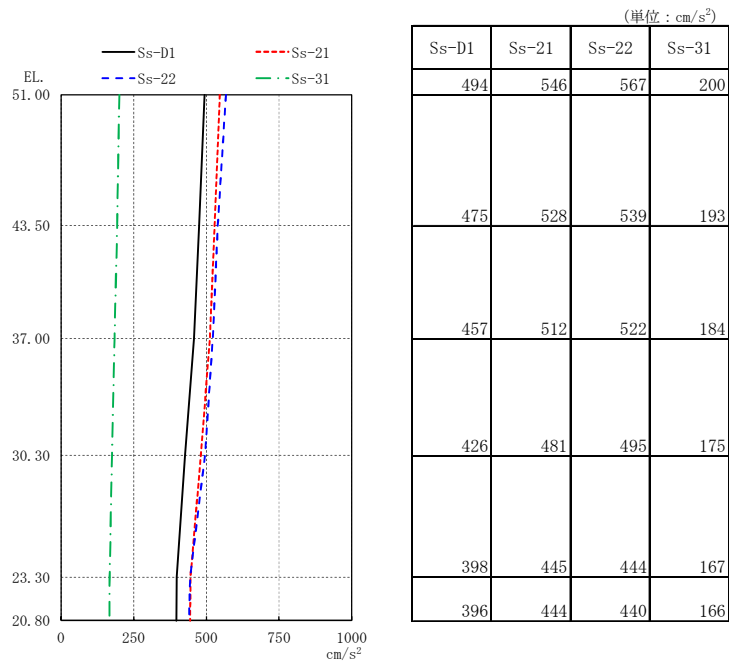


図 2-36 最大応答加速度 (S_s , 改良土試験施工の平均値- σ 考慮モデル, UD 方向)

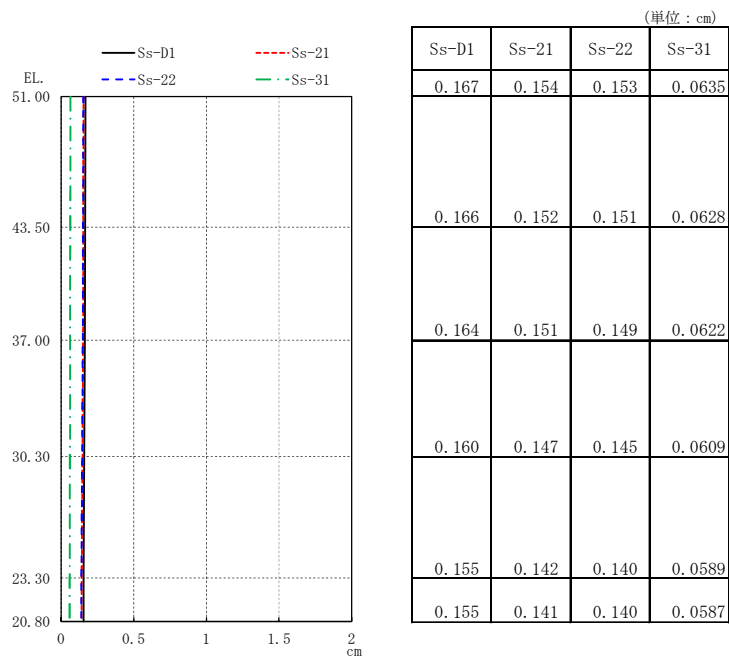


図 2-37 最大応答変位 (S_s , 改良土試験施工の平均値- σ 考慮モデル, UD 方向)

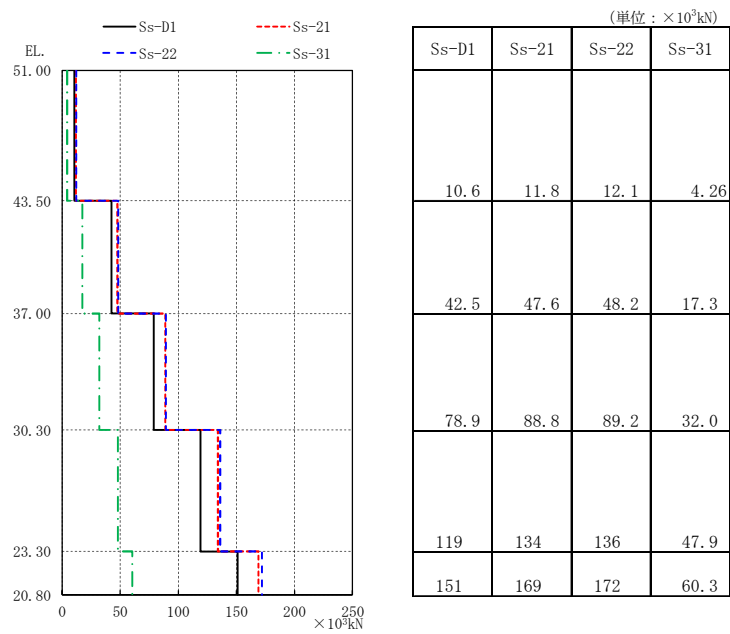


図 2-38 最大応答軸力 (S_s , 改良土試験施工の平均値- σ 考慮モデル, UD 方向)

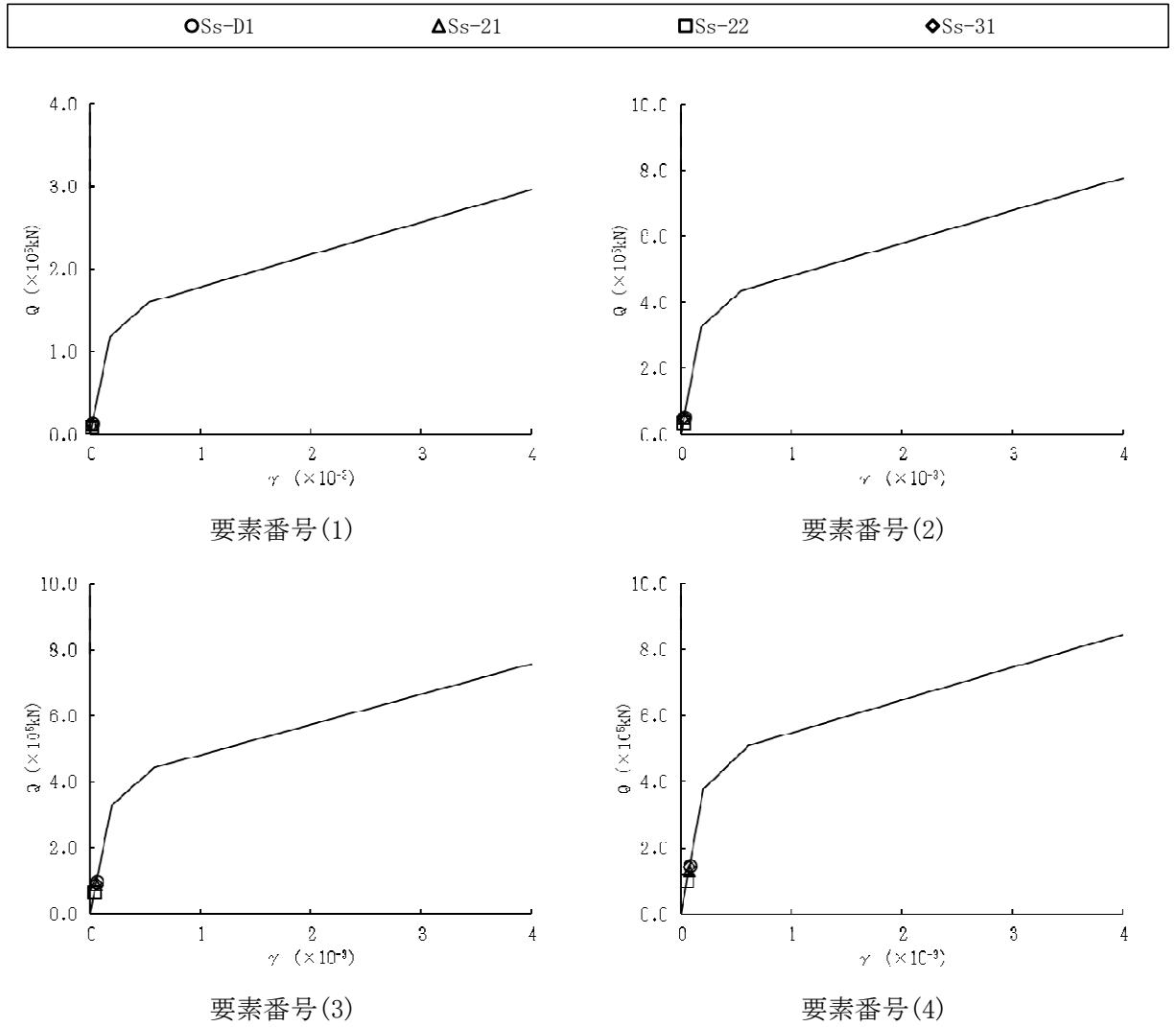
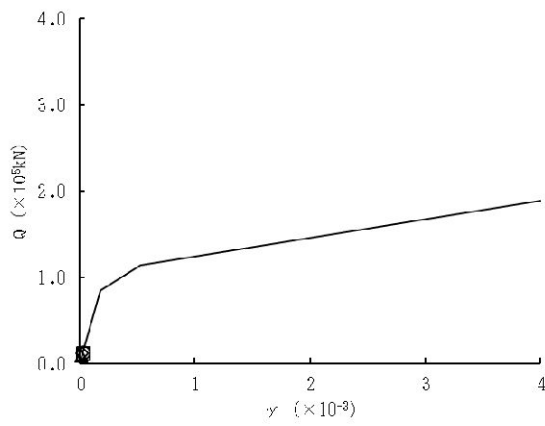
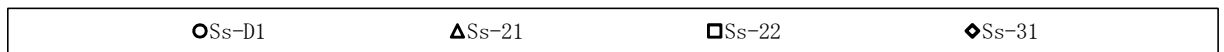


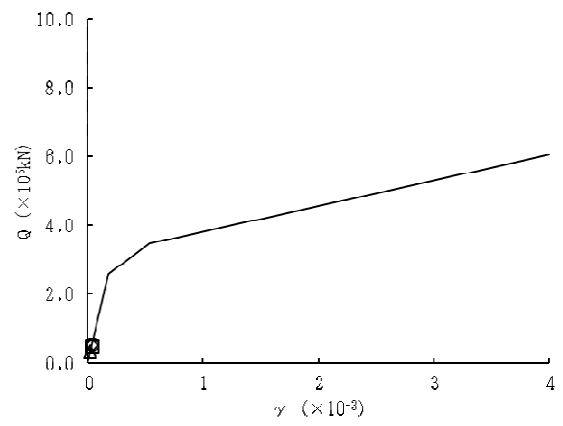
図 2-39 せん断スケルトンカーブ上の最大応答値
(S_s , 改良土試験施工の平均値- σ 考慮モデル, NS 方向)

表 2-7 最大応答せん断ひずみ一覧 (S_s , 改良土試験施工の平均値- σ 考慮モデル, NS 方向)

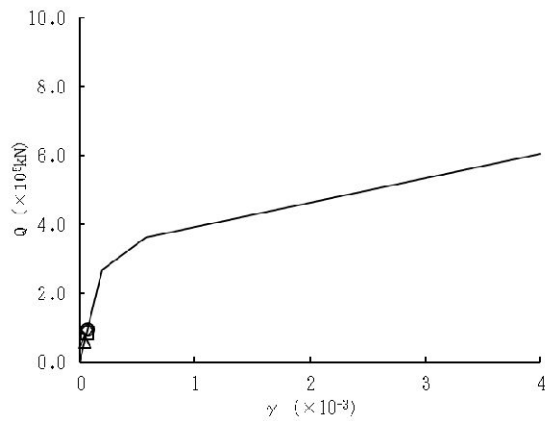
要素 番号	最大応答せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)			
	S_s-D1	S_s-21	S_s-22	S_s-31
(1)	0.0188	0.0180	0.0135	0.0179
(2)	0.0287	0.0268	0.0203	0.0275
(3)	0.0562	0.0517	0.0392	0.0541
(4)	0.0794	0.0715	0.0549	0.0772



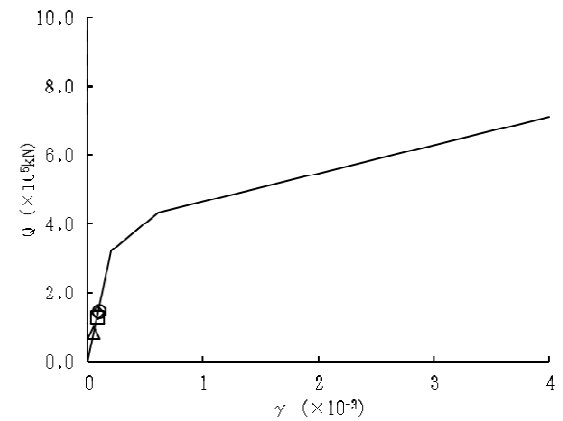
要素番号(1)



要素番号(2)



要素番号(3)



要素番号(4)

図 2-40 せん断スケルトンカーブ上の最大応答値
(S_s , 改良土試験施工の平均値- σ 考慮モデル, EW 方向)

表 2-8 最大応答せん断ひずみ一覧 (S_s , 改良土試験施工の平均値- σ 考慮モデル, EW 方向)

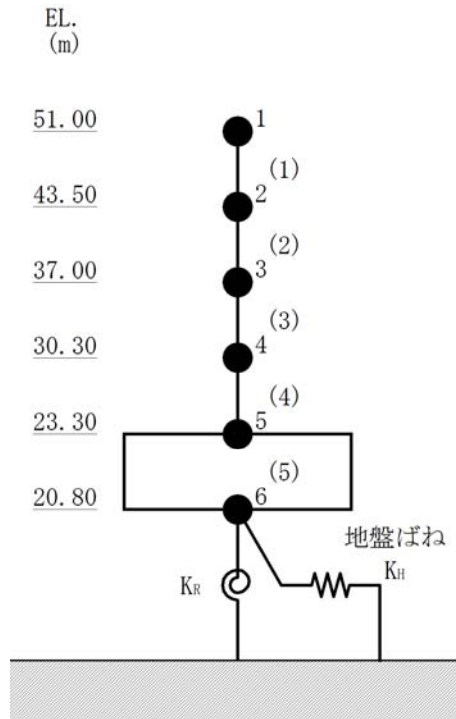
要素 番号	最大応答せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)			
	S_s-D1	S_s-21	S_s-22	S_s-31
(1)	0.0269	0.0173	0.0256	0.0251
(2)	0.0365	0.0224	0.0335	0.0344
(3)	0.0697	0.0415	0.0626	0.0665
(4)	0.0945	0.0545	0.0825	0.0912

2.3 減衰定数3%を考慮したモデルの影響評価

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地震応答解析結果を示すものである。

解析モデルは、資料 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2-41に、鉛直方向の地震応答解析モデルを図2-42に示す。

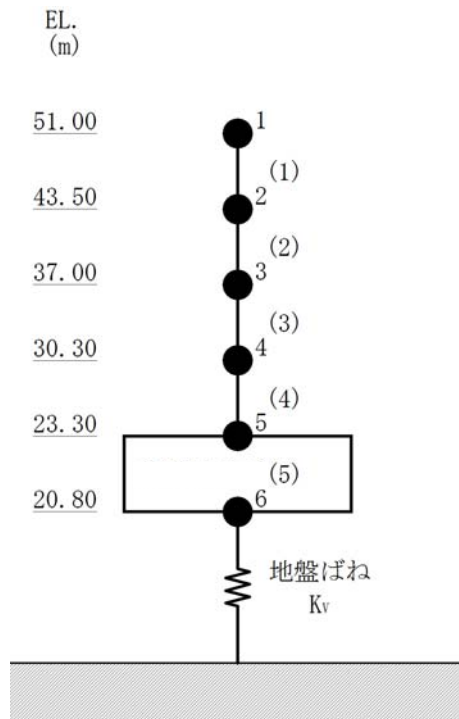
基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果を図2-43～図2-55及び表2-9～表2-19に示す。



注：数字は質点番号を示す。

注：()内は要素番号を示す。

図 2-41 地震応答解析モデル (水平方向)



注：数字は質点番号を示す。

注：()内は要素番号を示す。

図 2-42 地震応答解析モデル (鉛直方向)

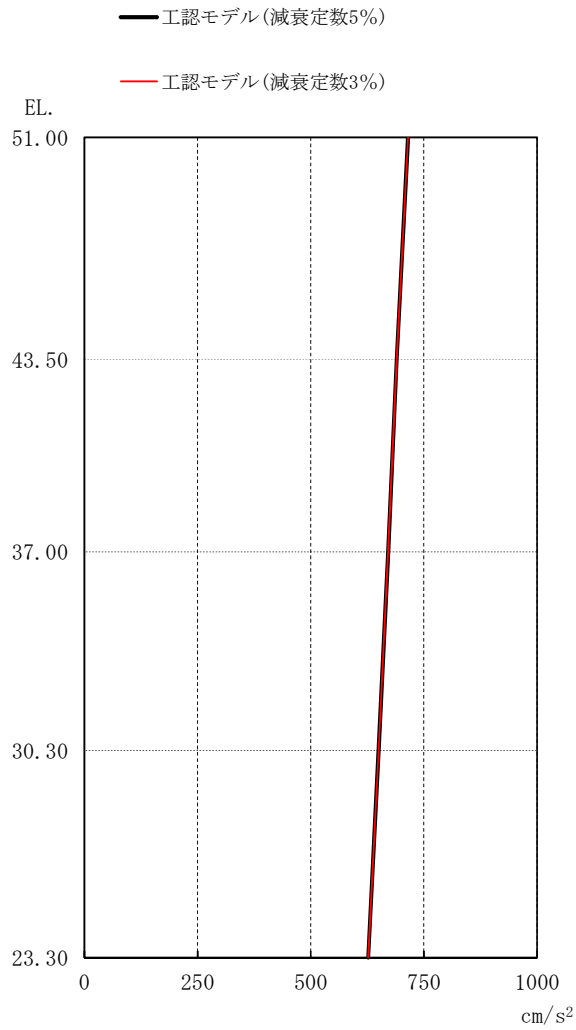


図 2-43 最大応答加速度 (S_s , NS 方向)

表 2-9 最大応答加速度一覧表 (S_s , NS 方向)

部位	質点番号	最大応答加速度 (cm/s^2)								最大値
		$S_s - 2 1$ (NS)		$S_s - 2 2$ (NS)		$S_s - 3 1$ (NS)		$S_s - D 1$ (NS)		
		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%）

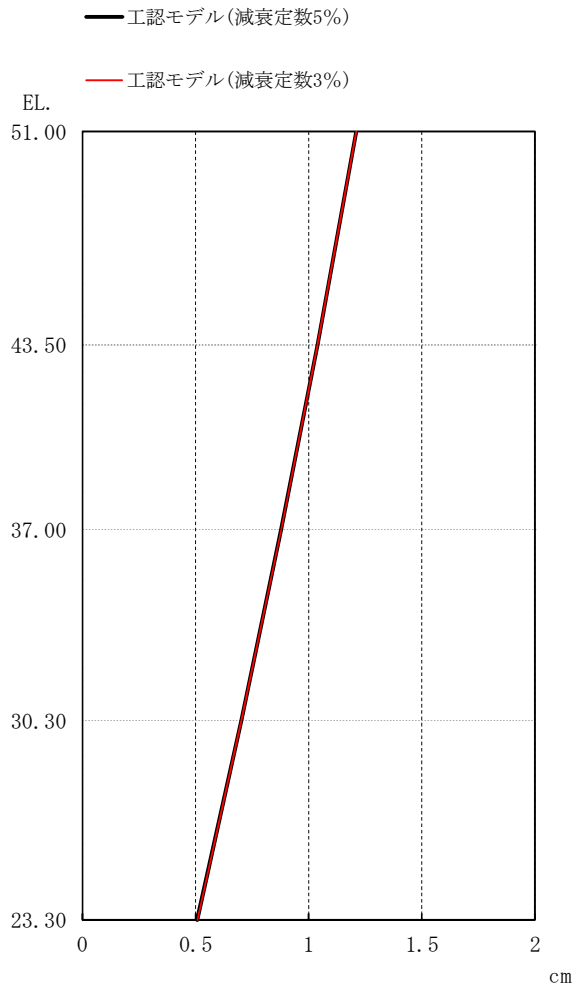


図 2-44 最大応答変位 (S_s , NS 方向)

表 2-10 最大応答変位一覧表 (S_s , NS 方向)

部位	質点番号	最大応答変位 (cm)								
		$S_s - 2 1$ (NS)		$S_s - 2 2$ (NS)		$S_s - 3 1$ (NS)		$S_s - D 1$ (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%）

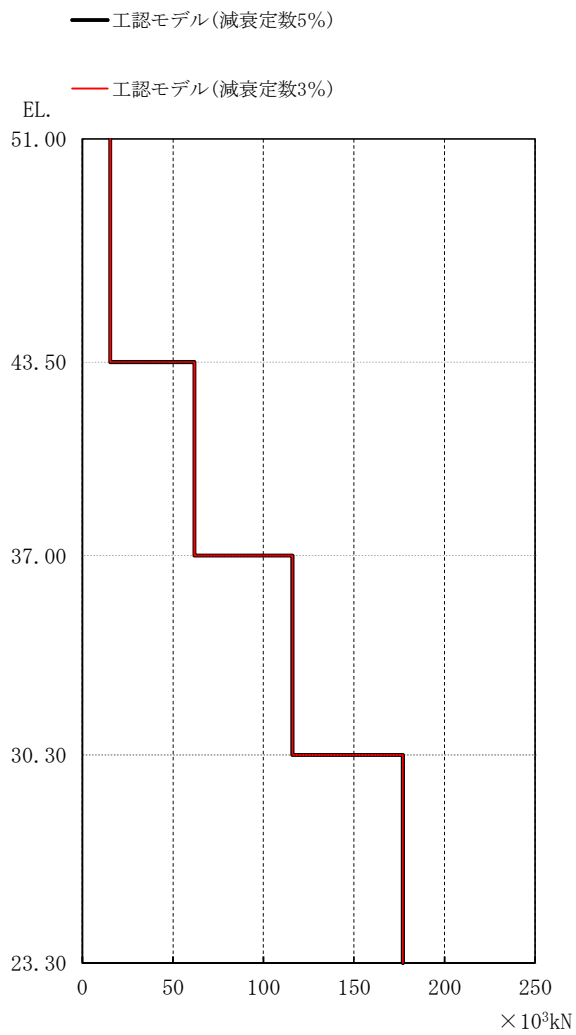


図2-45 最大応答せん断力 (S_s , NS 方向)

表2-11 最大応答せん断力一覧表 (S_s , NS 方向)

部位	要素番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3 \text{kN}$)								最大値
		$S_s - 21$ (NS)		$S_s - 22$ (NS)		$S_s - 31$ (NS)		$S_s - D1$ (NS)		
		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%）

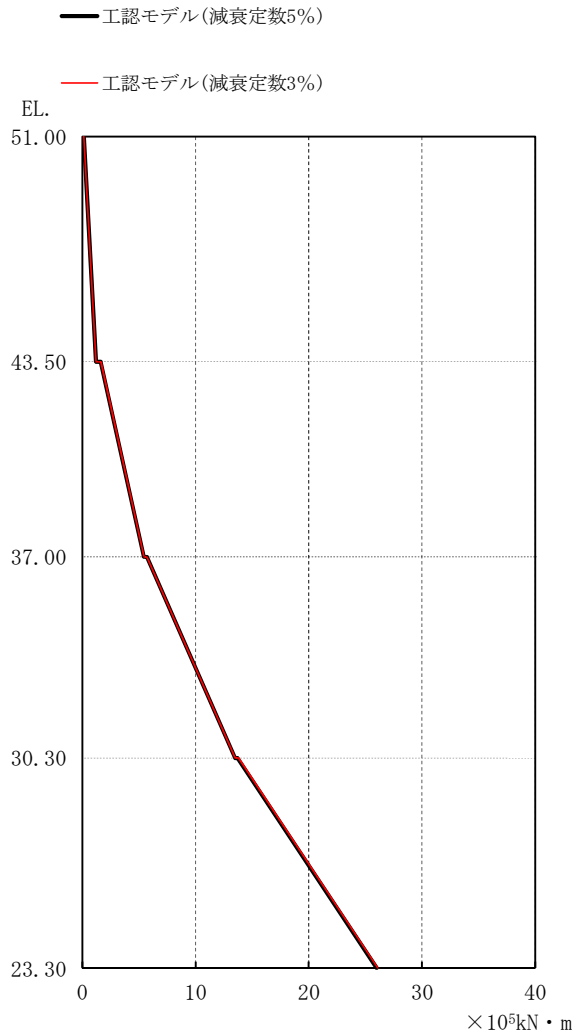


図 2-46 最大応答曲げモーメント (S_s, NS 方向)

表 2-12 最大応答曲げモーメント一覧表 (S_s, NS 方向)

部位	要素番号	最大応答曲げモーメント(×10 ⁵ kN・m)								最大値
		S _s -2 1 (NS)		S _s -2 2 (NS)		S _s -3 1 (NS)		S _s -D 1 (NS)		
		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%)

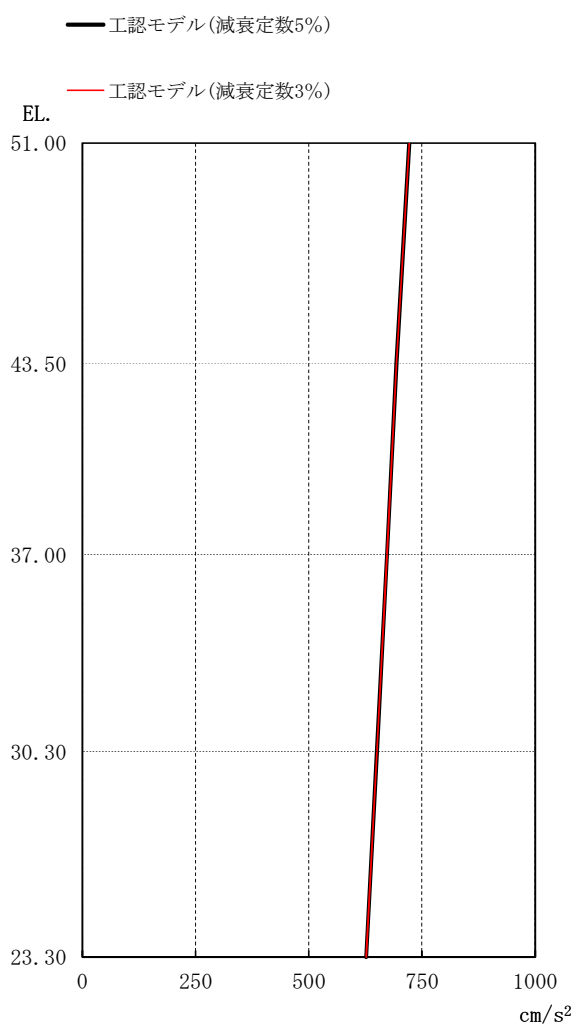


図 2-47 最大応答加速度 (S_s , EW 方向)

表 2-13 最大応答加速度一覧表 (S_s , EW 方向)

部位	質点番号	最大応答加速度 (cm/s^2)								最大値
		$S_s - 2 1$ (EW)		$S_s - 2 2$ (EW)		$S_s - 3 1$ (EW)		$S_s - D 1$ (EW)		
		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%)

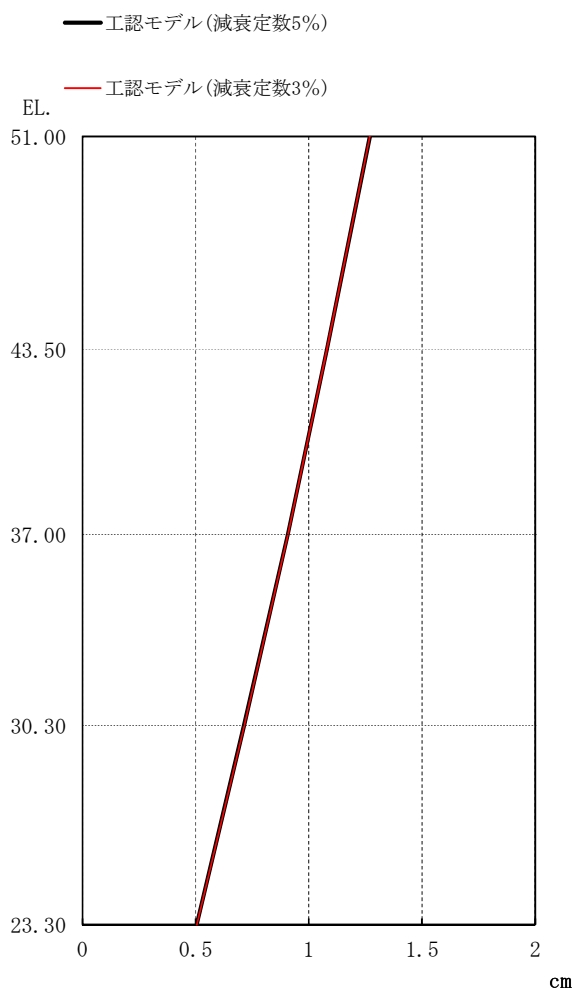


図 2-48 最大応答変位 (S_s , EW 方向)

表 2-14 最大応答変位一覧表 (S_s , EW 方向)

部位	質点番号	最大応答変位 (cm)								
		$S_s - 2 1$ (EW)		$S_s - 2 2$ (EW)		$S_s - 3 1$ (EW)		$S_s - D 1$ (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%）

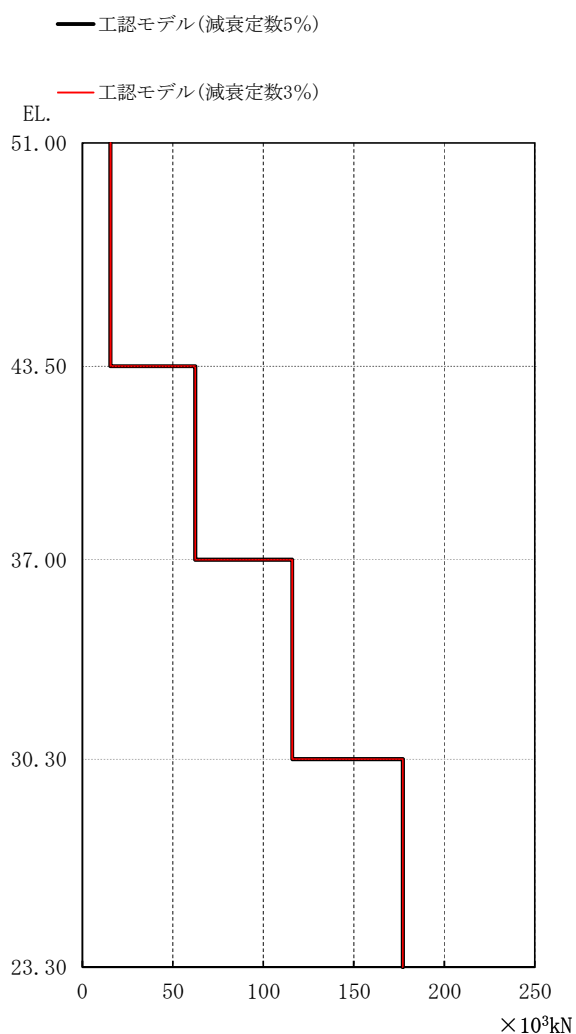


図 2-49 最大応答せん断力 (S_s , EW 方向)

表 2-15 最大応答せん断力一覧表 (S_s , EW 方向)

部位	要素番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3 \text{kN}$)								最大値
		$S_s - 2 1$ (EW)		$S_s - 2 2$ (EW)		$S_s - 3 1$ (EW)		$S_s - D 1$ (EW)		
		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%)

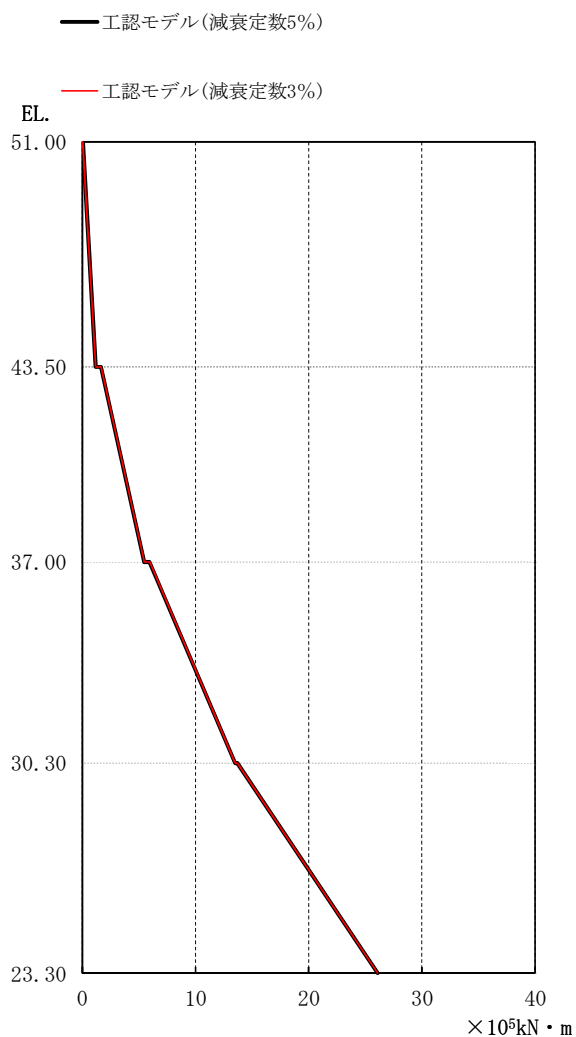


図 2-50 最大応答曲げモーメント (S_s , EW 方向)

表 2-16 最大応答曲げモーメント一覧表 (S_s , EW 方向)

部位	要素番号	最大応答曲げモーメント ($\times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}$)								最大値
		$S_s - 2 1$ (EW)		$S_s - 2 2$ (EW)		$S_s - 3 1$ (EW)		$S_s - D 1$ (EW)		
		①	②	①	②	①	②	①	②	
建屋	(1)	0.788	0.792	1.17	1.17	1.17	1.17	1.07	1.08	1.17
	(2)	3.60	3.62	5.44	5.46	5.42	5.42	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%）

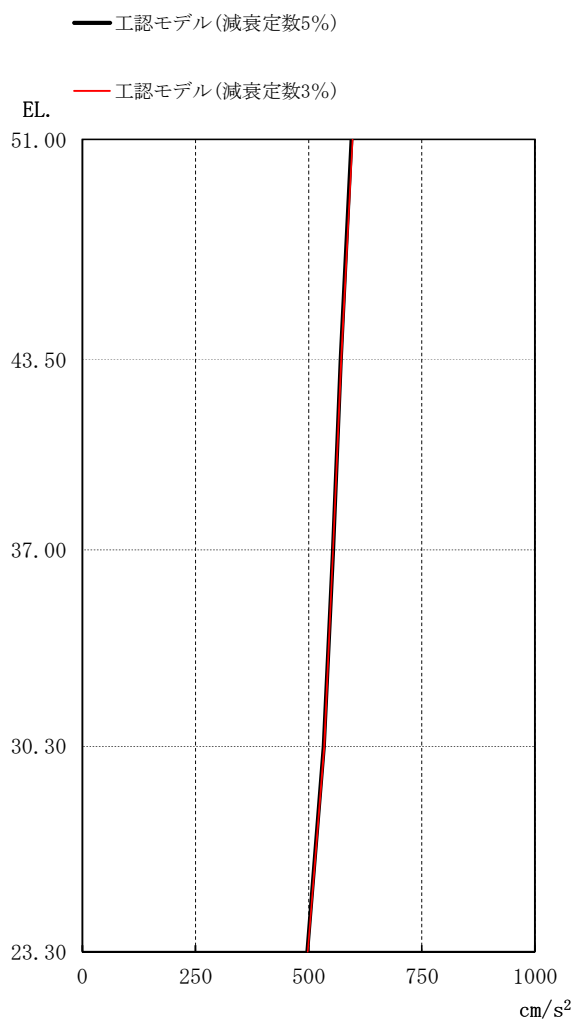


図 2-51 最大応答加速度 (S_s , UD 方向)

表 2-17 最大応答加速度一覧表 (S_s , UD 方向)

部位	質点番号	最大応答加速度 (cm/s ²)								最大値
		$S_s - 2 1$ (UD)		$S_s - 2 2$ (UD)		$S_s - 3 1$ (UD)		$S_s - D 1$ (UD)		
		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%)

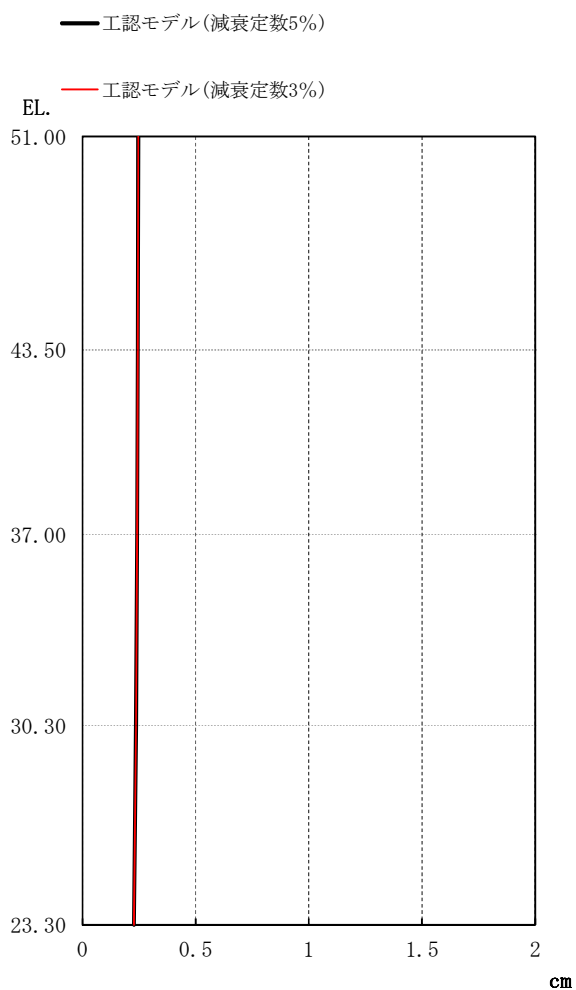


図 2-52 最大応答変位 (S_s , UD 方向)

表 2-18 最大応答変位一覧表 (S_s , UD 方向)

部位	質点番号	最大応答変位 (cm)								最大値
		$S_s - 2\ 1$ (UD)		$S_s - 2\ 2$ (UD)		$S_s - 3\ 1$ (UD)		$S_s - D\ 1$ (UD)		
		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%)

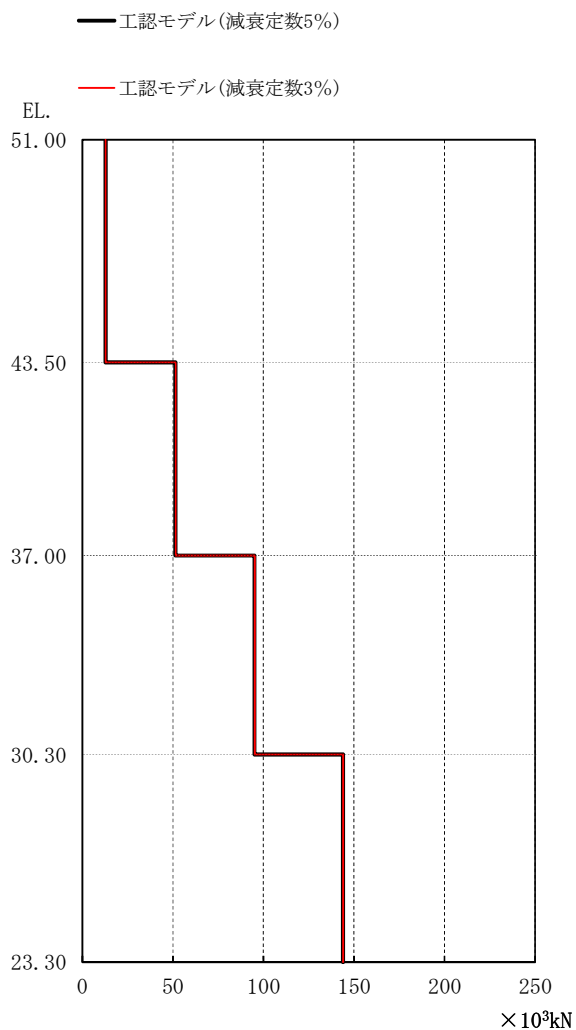
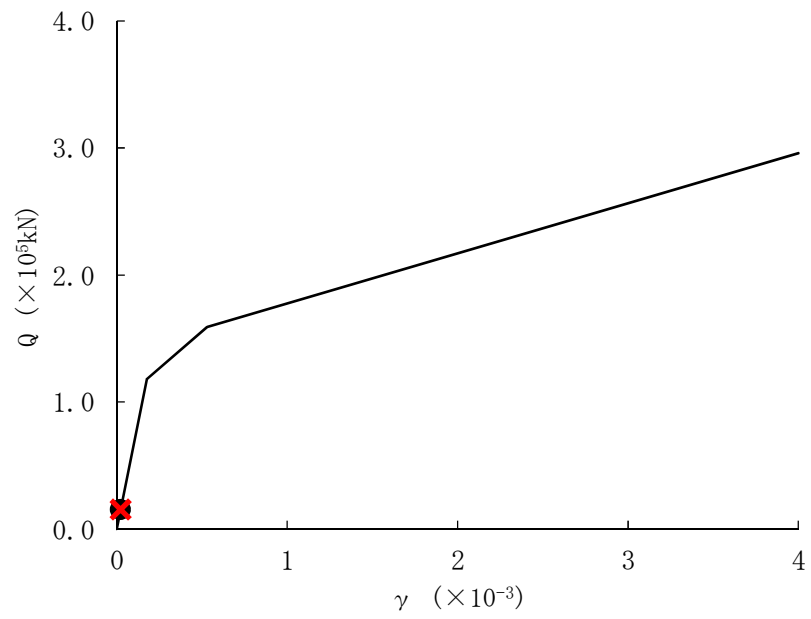


図 2-53 最大応答軸力 (S_s , UD 方向)

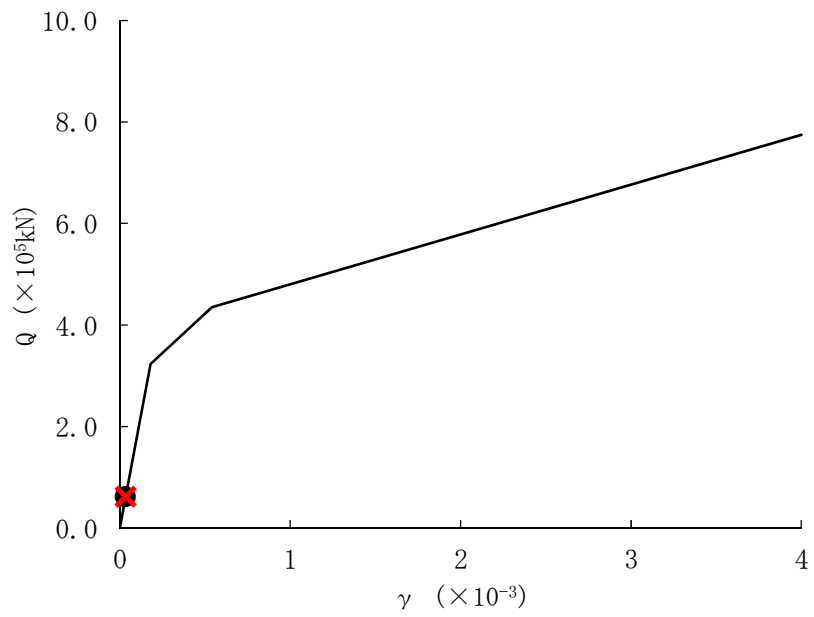
表 2-19 最大応答軸力一覧表 (S_s , UD 方向)

部位	要素番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3 \text{kN}$)								最大値
		$S_s - 2 1$ (UD)		$S_s - 2 2$ (UD)		$S_s - 3 1$ (UD)		$S_s - D 1$ (UD)		
		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	95.0	33.0	33.0	79.6	79.7	95.1
	(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%）



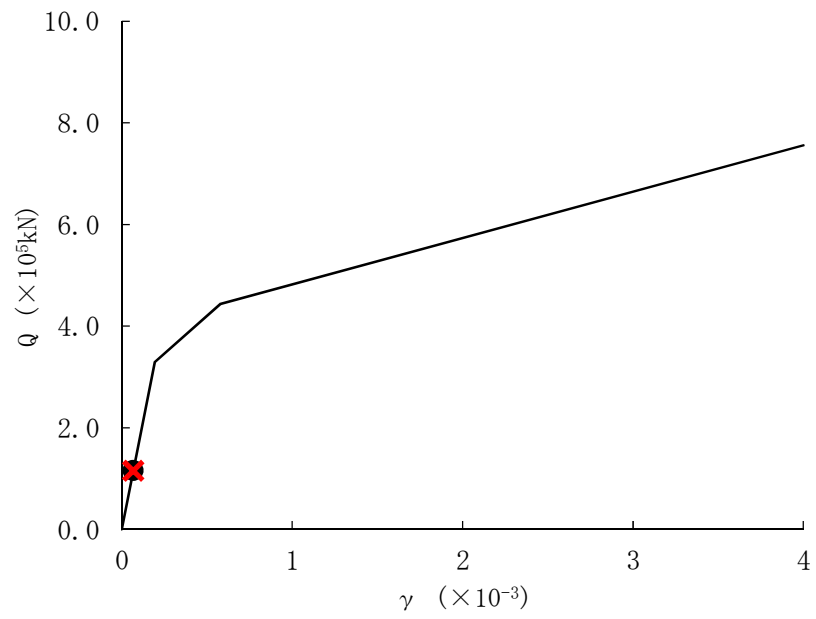
(a) 要素番号(1)



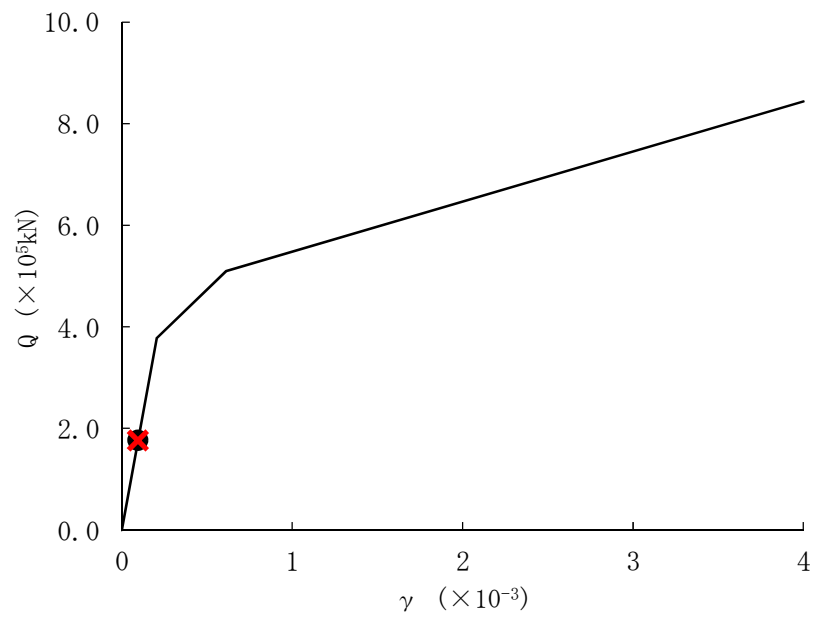
(b) 要素番号(2)

●工認モデル ○工認モデル (減衰3%)

図 2-54 (1/2) Q - γ 関係と最大応答値 (S_s , NS 方向)



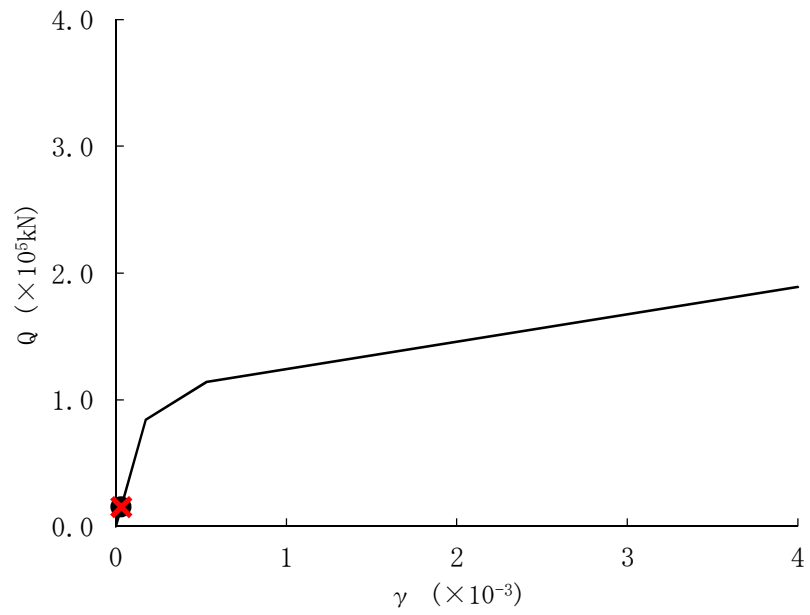
(c) 要素番号(3)



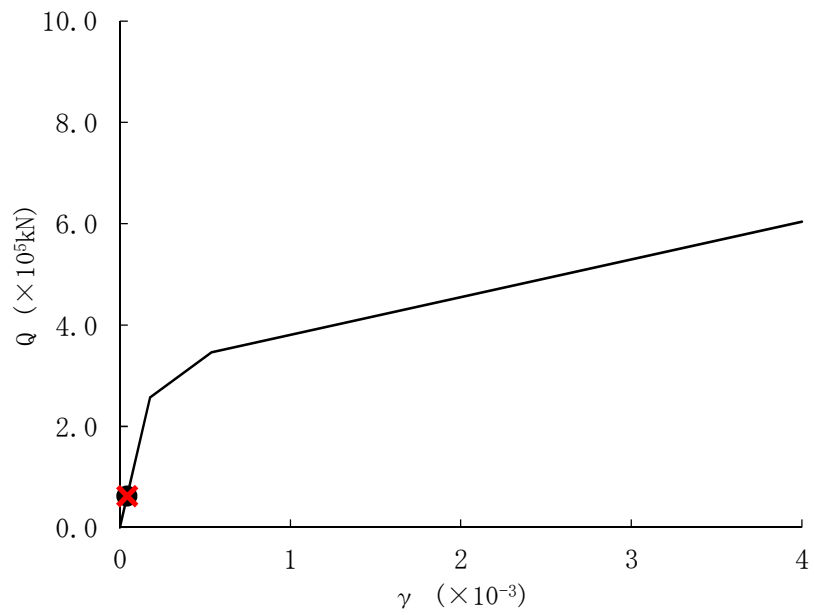
(d) 要素番号(4)

●工認モデル (減衰5%) ×工認モデル (減衰3%)

図 2-54 (2/2) Q - γ 関係と最大応答値 (S_s , NS 方向)



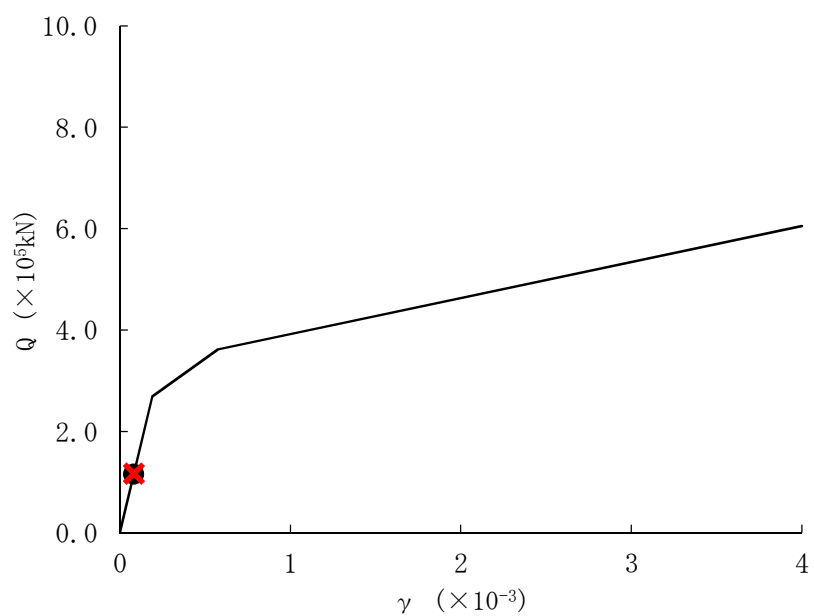
(a) 要素番号(1)



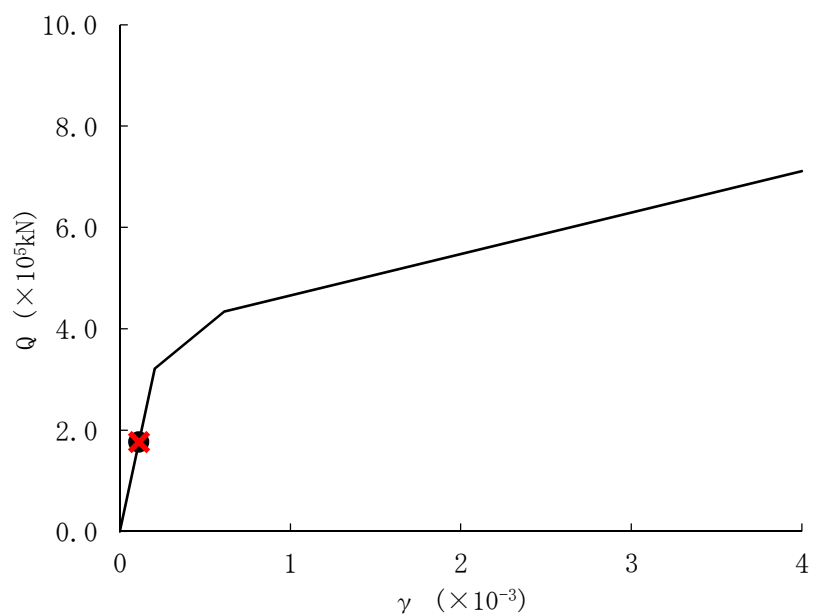
(b) 要素番号(2)

●工認モデル (減衰5%) ×工認モデル (減衰3%)

図 2-55 (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)

●工認モデル (減衰5%) ×工認モデル (減衰3%)

図 2-55 (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に関する検討

2.4.1 概要

建屋評価では、地盤剛性のばらつきについて資料V-2-2-10-1「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、念のため緊急時対策所建屋の建物剛性のばらつきとして、コンクリート強度及び補助壁の建屋剛性への寄与について、影響を検討することとした。

2.4.2 建物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 2-20 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：2007」に基づく $1.4 \times F_c$ (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 2-20 コンクリート強度のばらつき

	コンクリート強度 F_c (N/mm^2)	ヤング係数 E (N/mm^2)
基本ケース (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

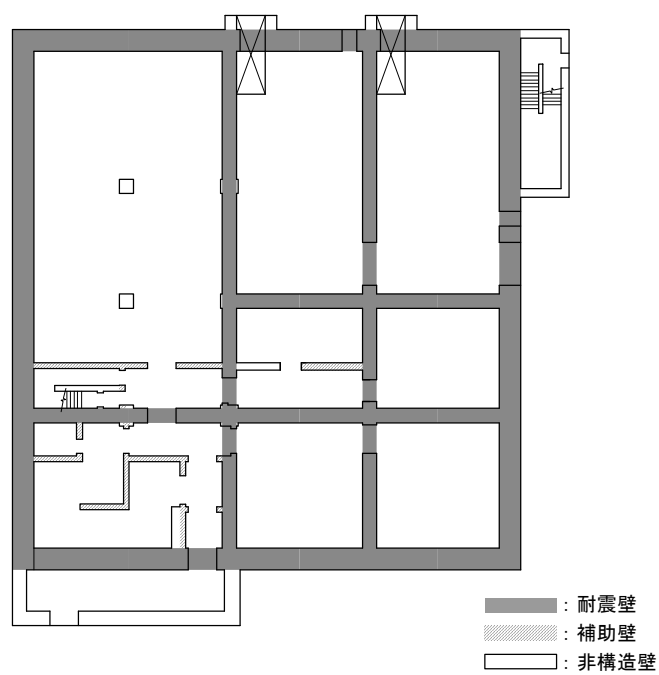
建物内の壁は、耐震壁、補助壁及び非構造壁の 3 種類に分類される。

耐震壁は、基礎版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。なお、ここで設定した補助壁は必ずしも基礎版から連続して立ち上がっていないため、軸方向の荷重は負担しないものと考え、上下床の水平変形に対して、せん断力のみが生じるものとしている。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。

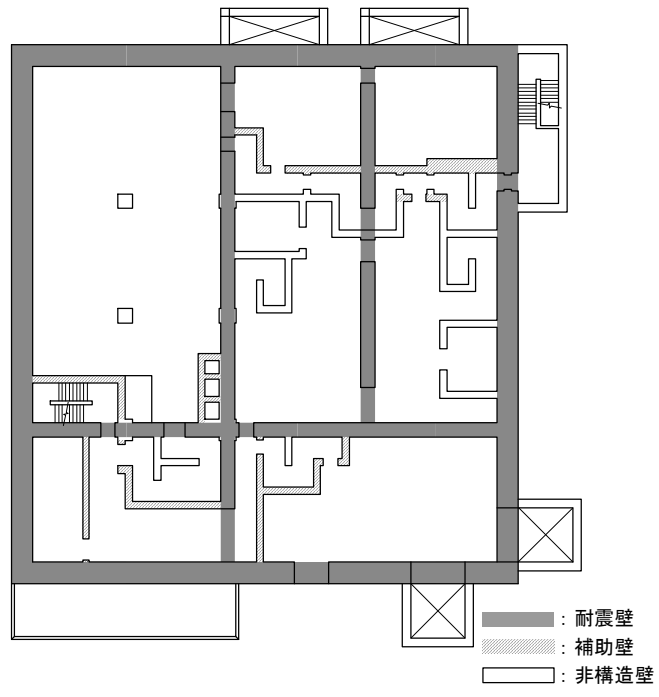
(補助壁の選定条件)

- ・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

考慮した補助壁の位置を図 2-56 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 2-21 に示す。

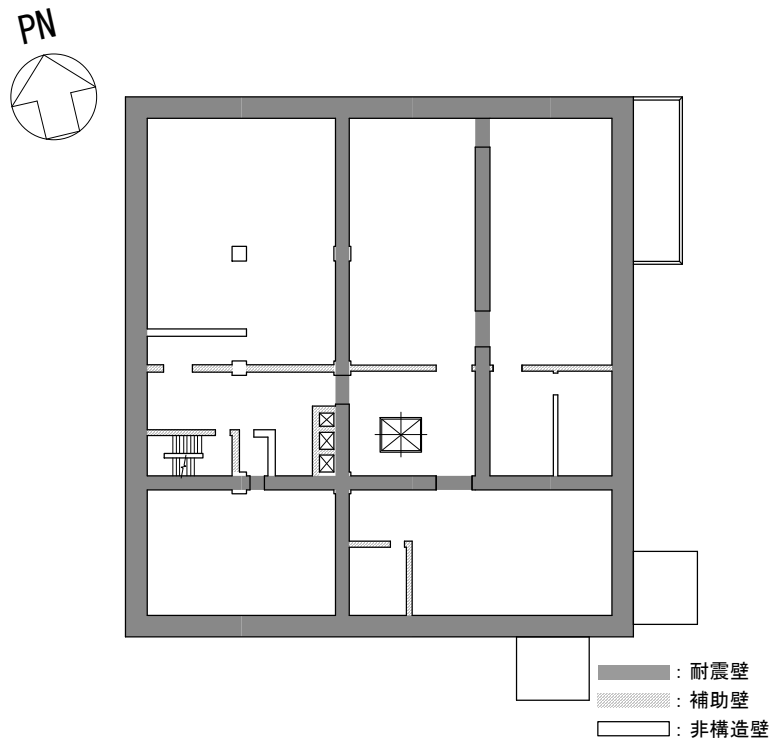


(a) 1階 : EL. 23.3m

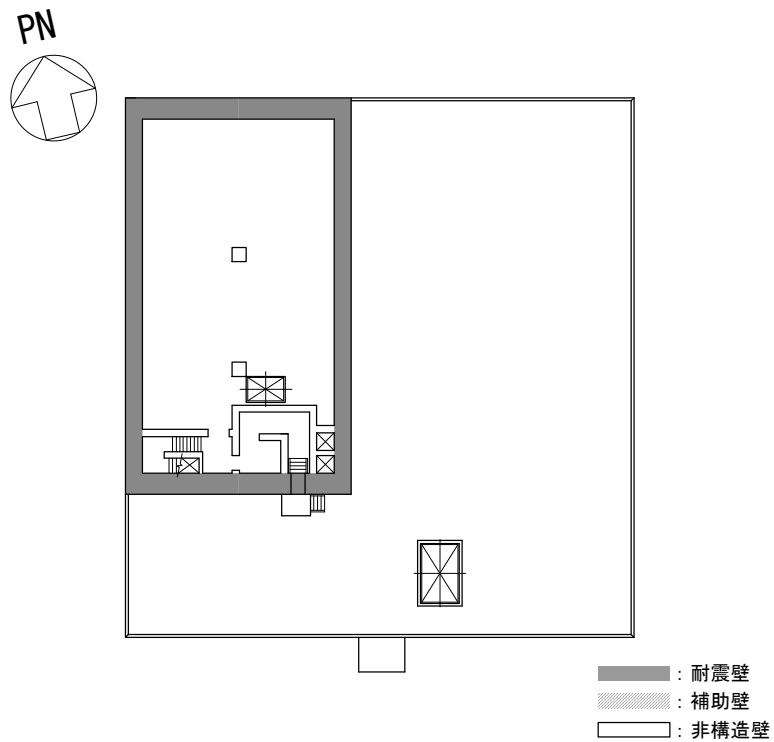


(b) 2階 : EL. 30.3m

図 2-56 (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 2-56 (2/2) 緊急時対策所建屋の概略平面図

表 2-21 壁の水平断面積

高さ EL. (m)	質点番号	耐震壁 (m ²) (基本ケース)		補助壁 (m ²)		耐震壁 (m ²) + 補助壁 (m ²)	
		NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向
51.00 ~ 43.50	1	65.58	46.84	—	—	65.58 (1.00)	46.84 (1.00)
	2						
43.50 ~ 37.00	3	175.3	140.5	6.0	21.0	181.3 (1.03)	161.5 (1.15)
	4						
37.00 ~ 30.30	5	167.7	137.2	18.4	22.8	186.1 (1.11)	160.0 (1.17)
	6						
30.30 ~ 23.30	7	181.4	154.3	7.1	14.8	188.5 (1.04)	169.1 (1.10)
	8						
合計		590.0	478.8	31.5	58.6	621.5 (1.05)	537.4 (1.12)

注：() 内は基本ケースに対する比率

2.4.3 検討内容

緊急時対策所建屋の各階について、建物剛性のばらつきを考慮した場合の床応答スペクトルと基準地震動 S_s の設計用床応答曲線の比較を示す。

追而

2.4.4 検討結果

追而

2.5 形状特性係数の設定方法と地震応答解析による影響評価

2.5.1 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及び地震応答解析によるねじれの影響評価について補足説明する。

2.5.2 形状特性係数の算定方法

以下に、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)以上であることを確認し、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。

(1) 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 \bar{r}_s から、下式により求める。

$$R_s = \frac{r_s}{\bar{r}_s}$$

(2) 偏心率の算定方法

重心、剛心及び偏心距離の概念図を図2-57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。

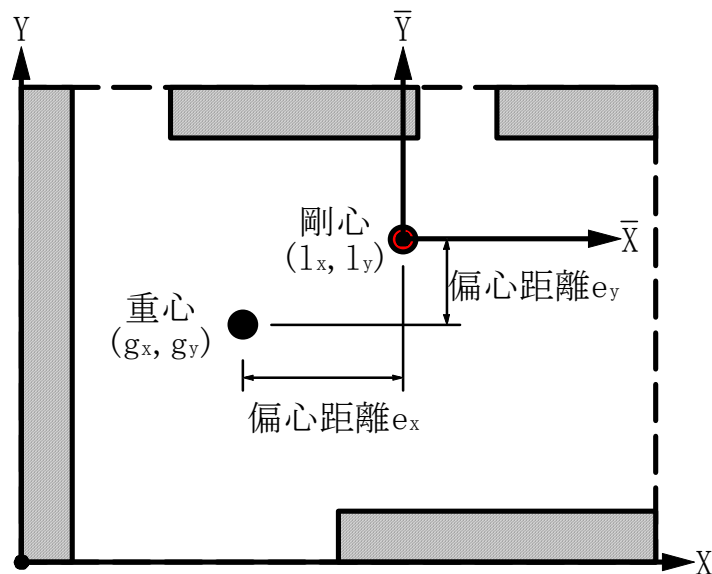


図 2-57 重心、剛心及び偏心距離の概念図

a. 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による軸力 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。

b. 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。

c. 偏心距離 e

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。

$$e_x = |l_x - g_x|$$

$$e_y = |l_y - g_y|$$

d. 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 \bar{X} 、 \bar{Y} とすれば、各耐震要素の座標は、

$$\bar{X} = X - l_x$$

$$\bar{Y} = Y - l_y$$

と表示される。剛心周りのねじり剛性 K_R は

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

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。

e. 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。

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

f. 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。

(3) 形状特性係数の算定方法

形状特性係数 F_s 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。

a. F_s の算定方法

$$R_s \geq 0.6 \text{ の場合, } F_s = 1.0$$

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

b. F_e の算定方法

$$R_e \leq 0.15 \text{ の場合, } F_e = 1.0$$

$$R_e \geq 0.3 \text{ の場合, } F_e = 1.5$$

$0.15 < R_e < 0.3$ の場合, 上記 2 式を直線的に補間した数値。

(4) 算定結果

各層における剛性率を表 2-22 に、偏心率を表 2-23 に、形状特性係数を表 2-24 に、重心及び剛心の位置を図 2-8 に示す。EL. 43.5 m～37.0 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 2-22 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 2-23 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	0.118
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	0.089
23.3～30.3	NS	16.28	17.59	1.31	9.08×10^{10}	19.30	0.068
	EW	18.36	15.97	2.38		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 2-24 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	1.07	1.07
	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

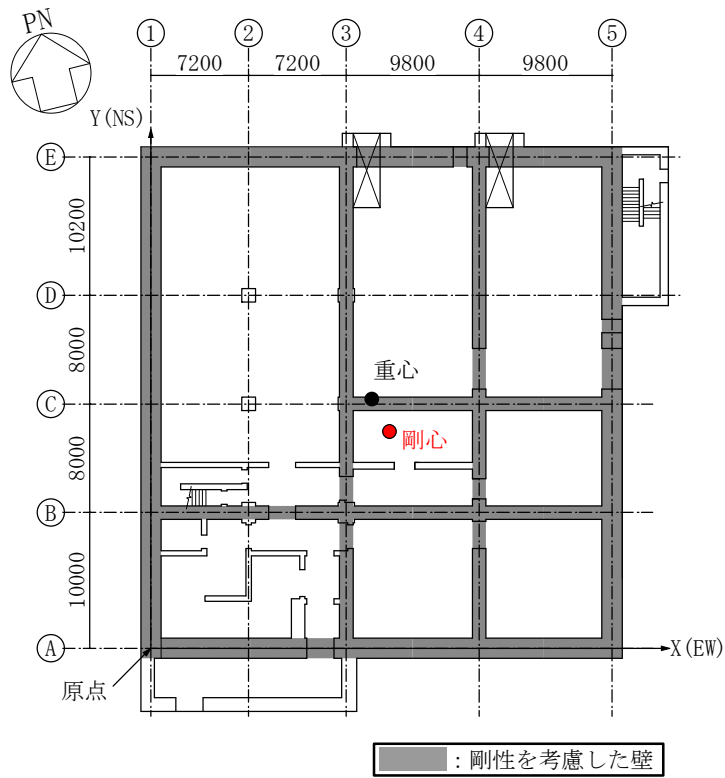


図 2-58 (1/4) 重心及び剛心位置 (1階 : EL. 23.3 m)

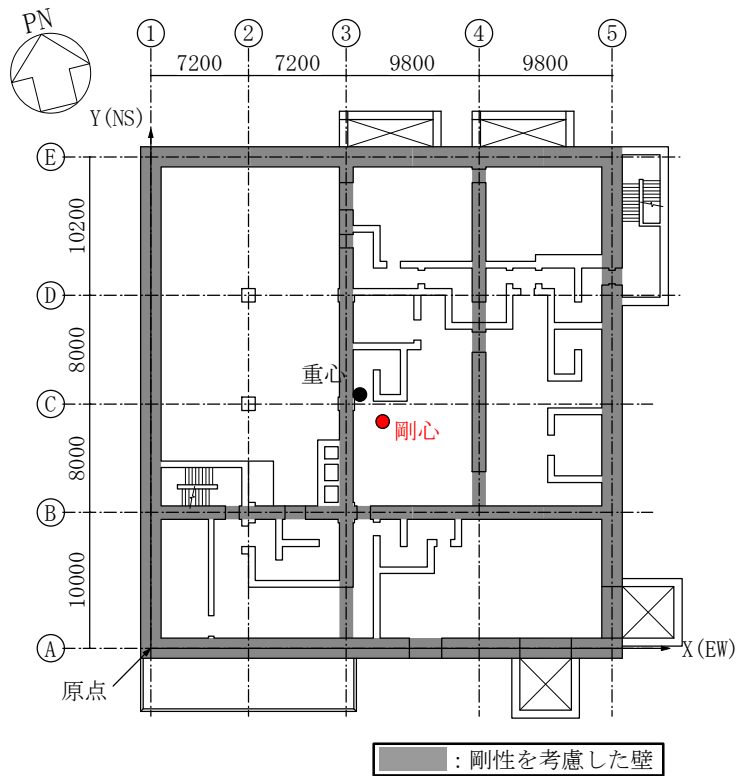


図 2-58 (2/4) 重心及び剛心位置 (2階 : EL. 30.3 m)

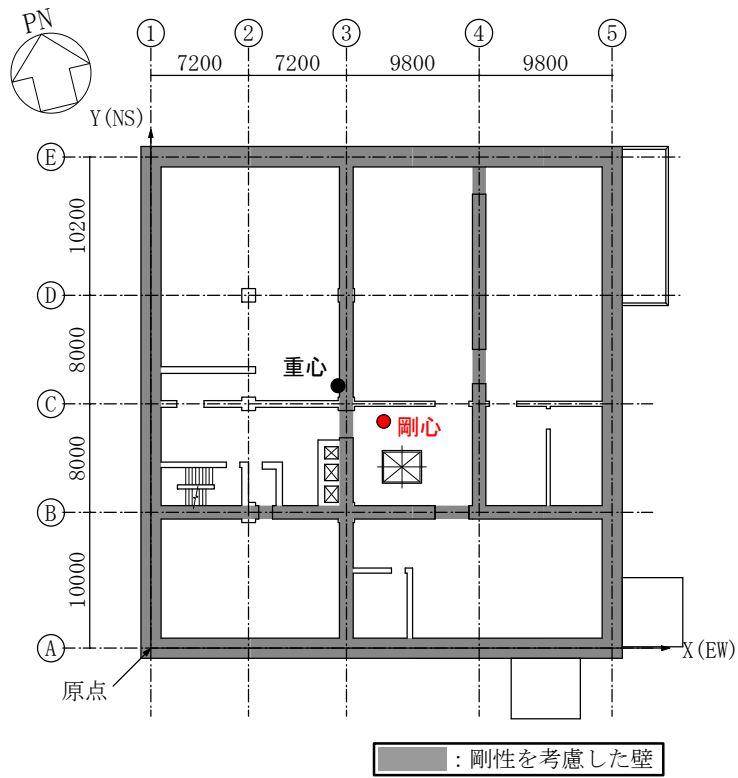


図 2-58 (3/4) 重心及び剛心位置 (3階 : EL. 37.0 m)

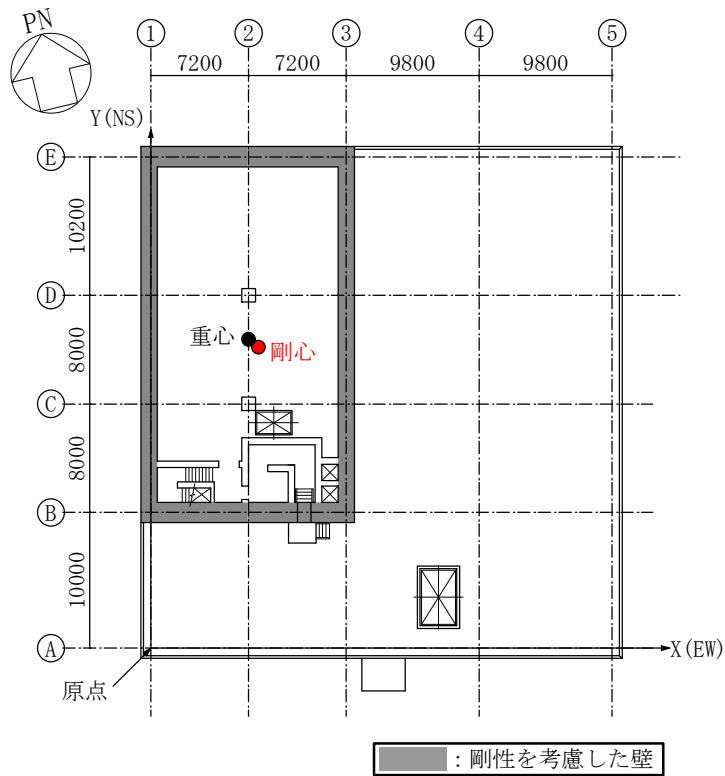


図 2-58 (4/4) 重心及び剛心位置 (4階 : EL. 43.5 m)

2.5.3 地震応答解析によるねじれの影響評価

以降では、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呼ぶ。）を用いた地震応答解析（以下、ねじれ応答解析と呼ぶ。）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} ）を越えないことを確認する。

(1) 解析モデル

ねじれ応答解析モデルを図 2-57 に示す。ねじれ応答解析モデルは、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、一本棒モデルと呼ぶ。）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 2-58 に、ねじりばねのばね定数及び減衰係数を表 2-25 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。

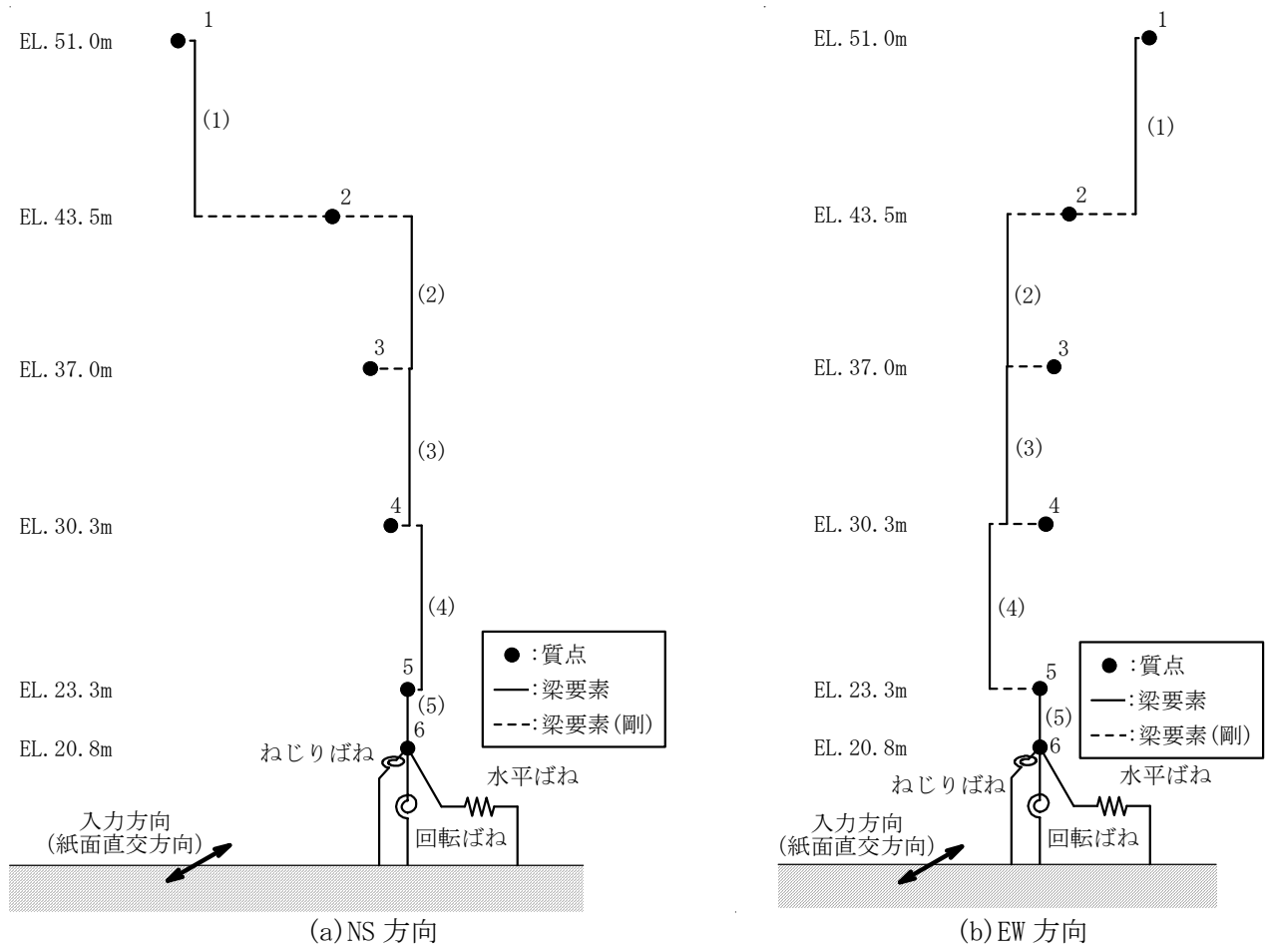
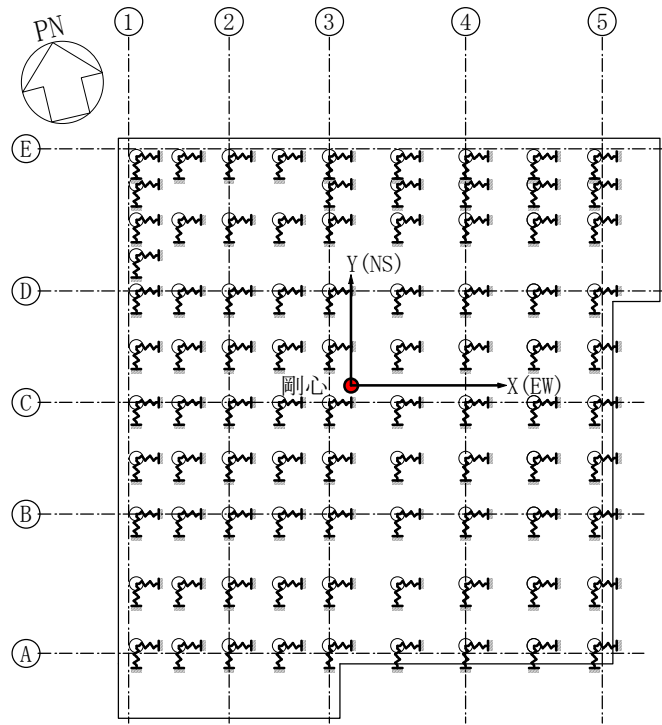


図 2-57 ねじれ応答解析モデル



$$K_{RR} = \sum \left(\frac{K_{EW}}{N} \times Y_i^2 \right) + \sum \left(\frac{K_{NS}}{N} \times X_i^2 \right)$$

$$C_{RR} = \sum \left(\frac{C_{EW}}{N} \times Y_i^2 \right) + \sum \left(\frac{C_{NS}}{N} \times X_i^2 \right)$$

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 2-58 ねじりばねのばね定数及び減衰係数の算定方法

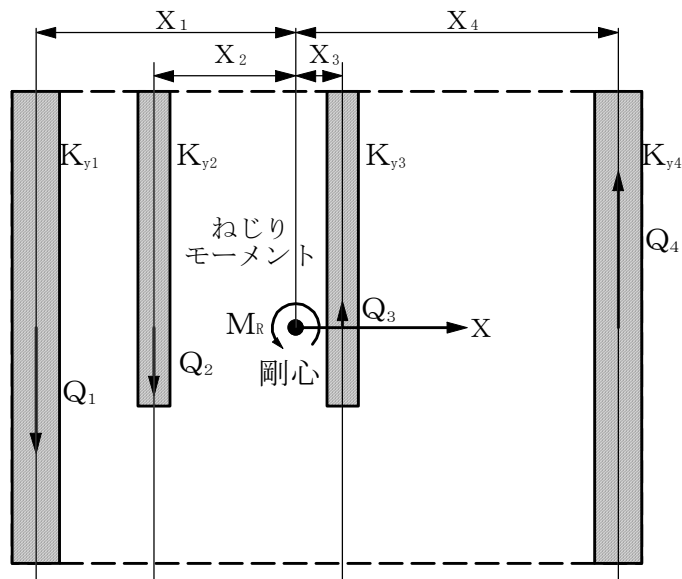
表 2-25 ねじりばねのばね定数及び減衰係数

	地盤ばね成分	ねじりばね定数 K_{RR} ($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{rad}$)	ねじり減衰係数 C_{RR} ($\text{kN}\cdot\text{m}\cdot\text{s}/\text{rad}$)
$S_s - D 1$	底面・ねじり	1.25×10^{10}	6.98×10^8
$S_s - 3 1$	底面・ねじり	1.23×10^{10}	7.05×10^8

(2) 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 2-59 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}) を越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 2-59 ねじりモーメントによる付加せん断力の評価方法

(3) 解析結果

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 2-26 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 2-27 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 2-28 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 2-29 に、一本棒モデルにおけるねじれ補正值 α を表 2-30、 α 補正後の一本棒モデルの負担せん断力を表 2-31 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值 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 2-32 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 2-33 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) を越えないことを確認した。

表 2-26 ねじりモーメントから算出された付加せん断力

(a) $S_s - D 1$, 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) $S_s - D 1$, 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) $S_s - 3 1$, 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) $S_s - 3 1$, 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 2-27 耐震壁の負担せん断力 (ねじれ応答解析モデル)

(a) $S_s - D 1$, 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) $S_s - D 1$, 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) $S_s - 3 1$, 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) $S_s - 3 1$, 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 2-28 耐震壁の負担せん断力 (一本棒モデル)

(a) $S_s - D 1$, 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) $S_s - D 1$, 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) $S_s - 3 1$, 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) $S_s - 3 1$, 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	—	—	7191
37.0 ~ 43.5	21073	17177	—	—	24091
30.3 ~ 37.0	40713	30070	—	—	45530
23.3 ~ 30.3	59700	38997	21721	—	56867

表 2-29 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 2-30 一本棒モデルにおけるねじれ補正值 α

(a) NS 方向

EL. (m)	ねじれ補正值 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)	ねじれ補正值 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 2-31 耐震壁の負担せん断力（一本棒モデル， α 補正後）

(a) $S_s - D 1$ ，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) $S_s - D 1$ ，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) $S_s - 3 1$ ，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) $S_s - 3 1$ ，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 2-32 (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/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
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/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
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/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
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/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
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 2-32 (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 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
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 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
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 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
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 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
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 2-33 最大応答せん断ひずみ一覧

(a) $S_s - D 1$, NS 方向

EL. (m)	最大応答せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)				
	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) $S_s - D 1$, EW 方向

EL. (m)	最大応答せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)				
	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) $S_s - 3 1$, NS 方向

EL. (m)	最大応答せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)				
	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) $S_s - 3 1$, EW 方向

EL. (m)	最大応答せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)				
	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)

資料V-2-2-10-1「緊急時対策所の耐震性についての計算書」において、機器配管荷重は $190 \text{ N/m}^2 \sim 5260 \text{ N/m}^2$ 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。

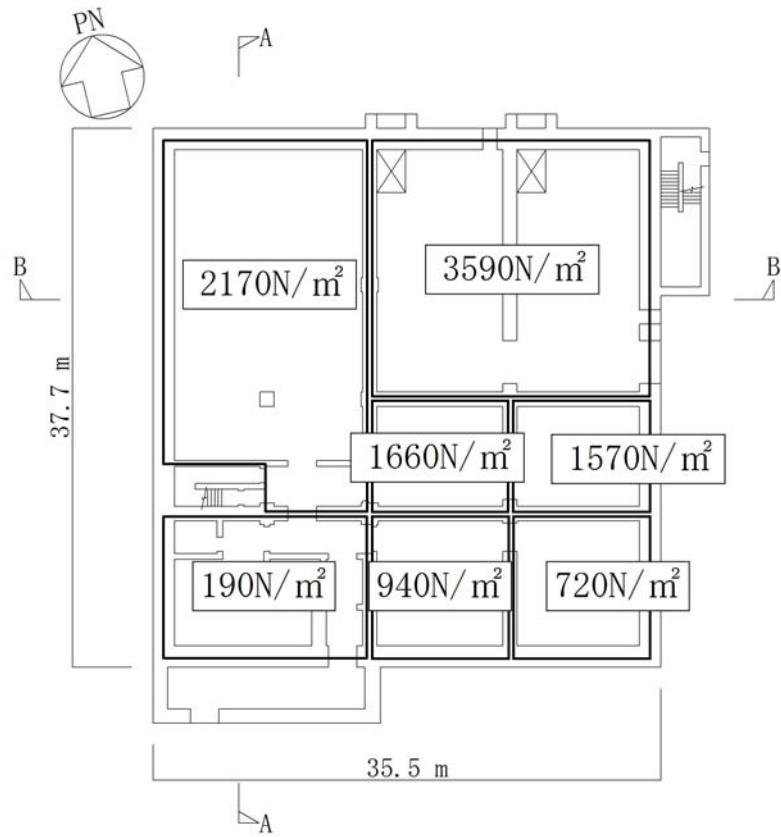


図 3-1 (1/5) 機器配管荷重 (地震時, 1階 : EL. 23.3 m)

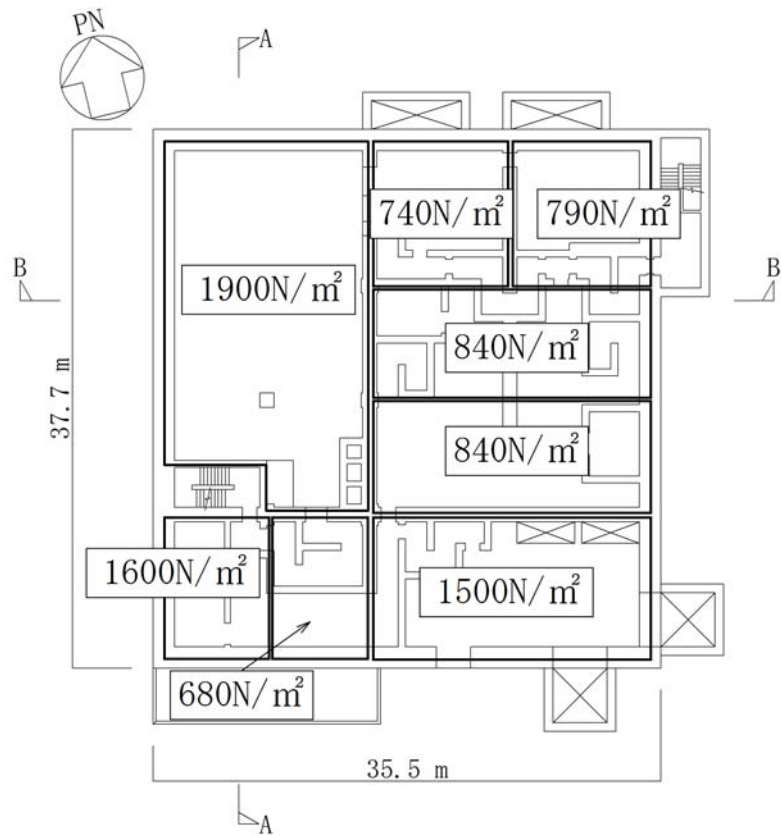


図 3-1 (2/5) 機器配管荷重 (地震時, 2階 : EL. 30.3 m)

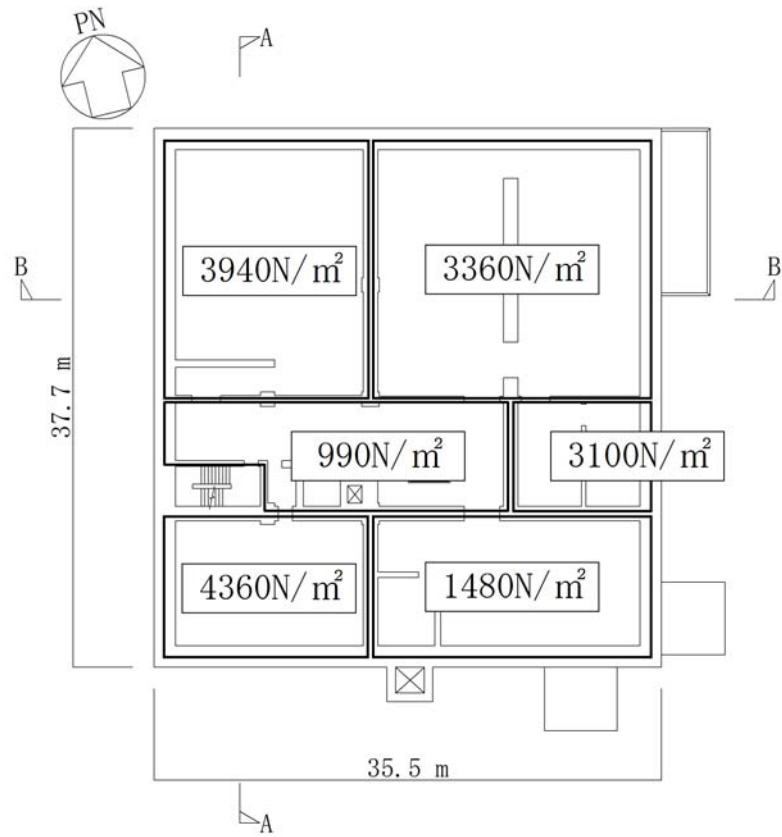


图 3-1 (3/5) 機器配管荷重 (地震時, 3 階 : EL. 37.0 m)

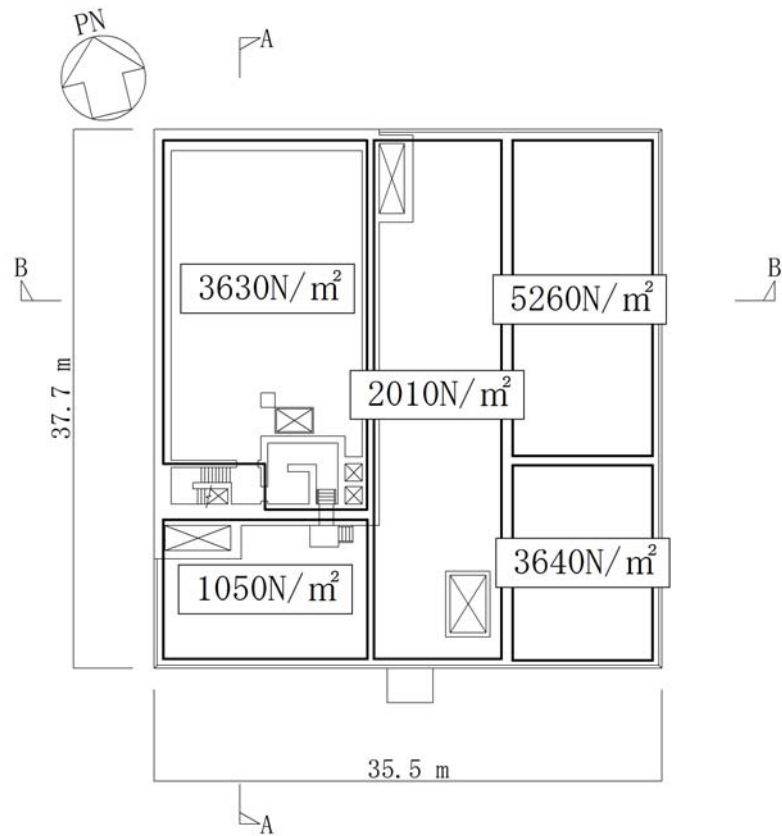


图 3-1 (4/5) 機器配管荷重 (地震時, 4 階 : EL. 43.5 m)

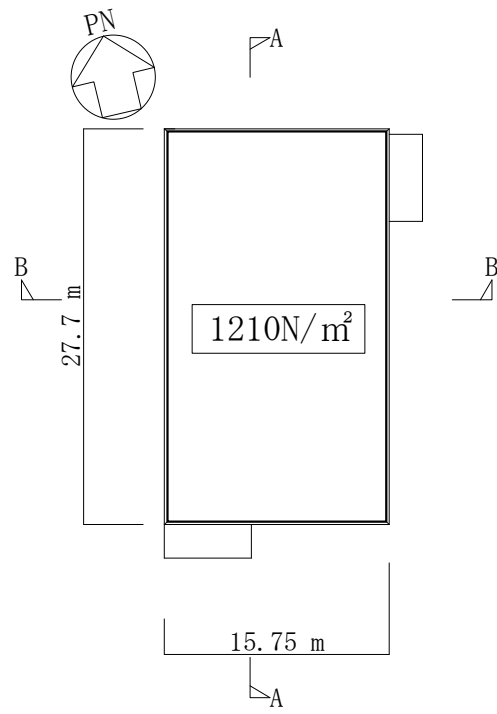


图 3-1 (5/5) 機器配管荷重 (地震時, R 階: EL. 51.0 m)

3.1.2 積載荷重 (P)

資料V-2-2-10-1「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間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)

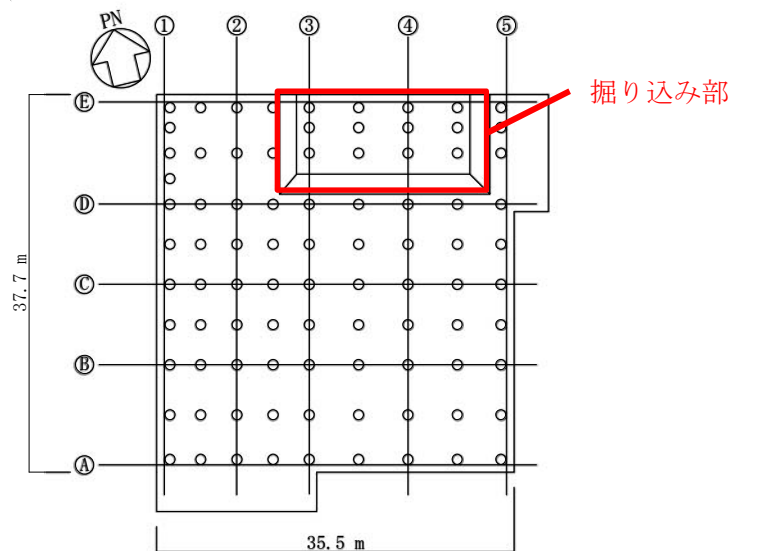
	積載荷重
災害対策本部等	1600 N/m ²
通路等	2100 N/m ²

3.2 基礎スラブの掘り込み部の影響評価

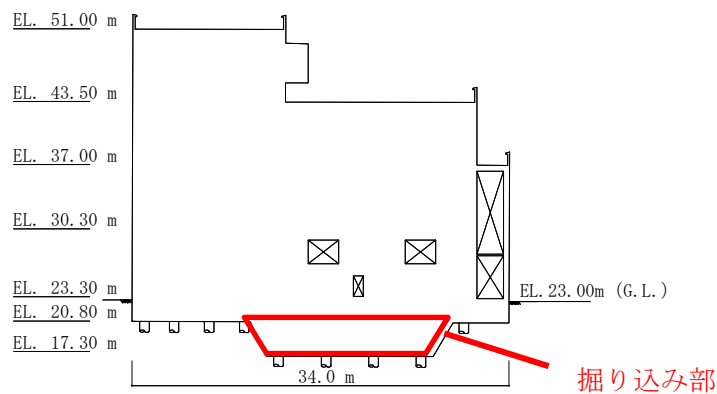
3.2.1 概要

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。「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「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，基礎スラブー杭ー地盤の 3 次元 FEM モデルを用いた周波数応答解析及び水平方向単位加振を実施し，杭ー地盤のインピーダンスの評価を検討する。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，基礎スラブの掘り込み部が地震応答解析及び杭応力の評価に及ぼす影響が小さいことを確認する。

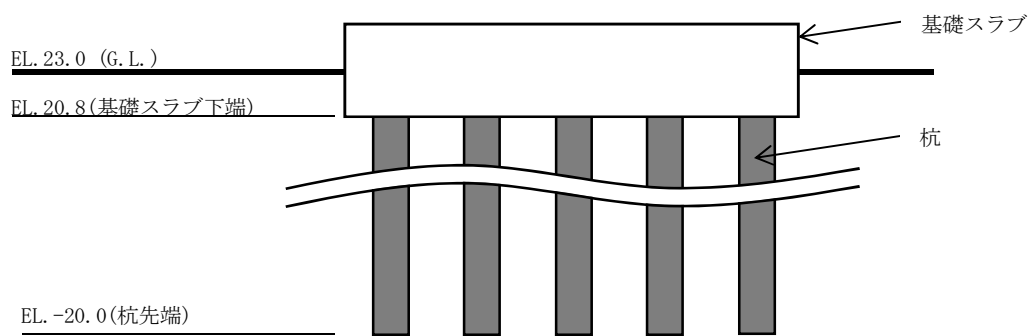


(a) 杭伏図 (EL. 20.8 m)

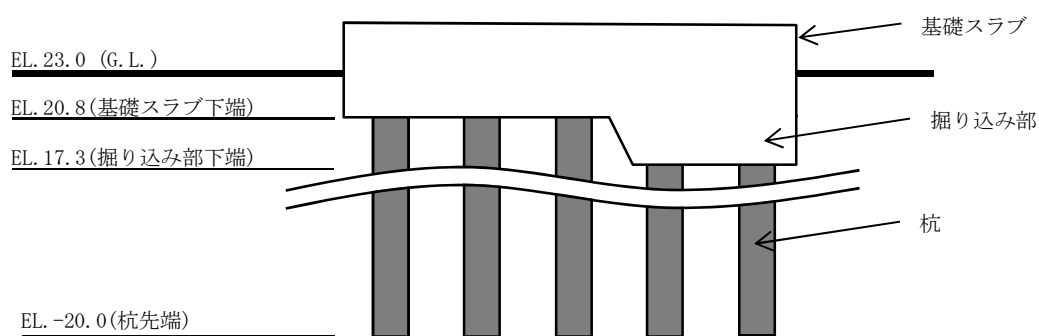


(b) E 通り軸組図

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 解析概要

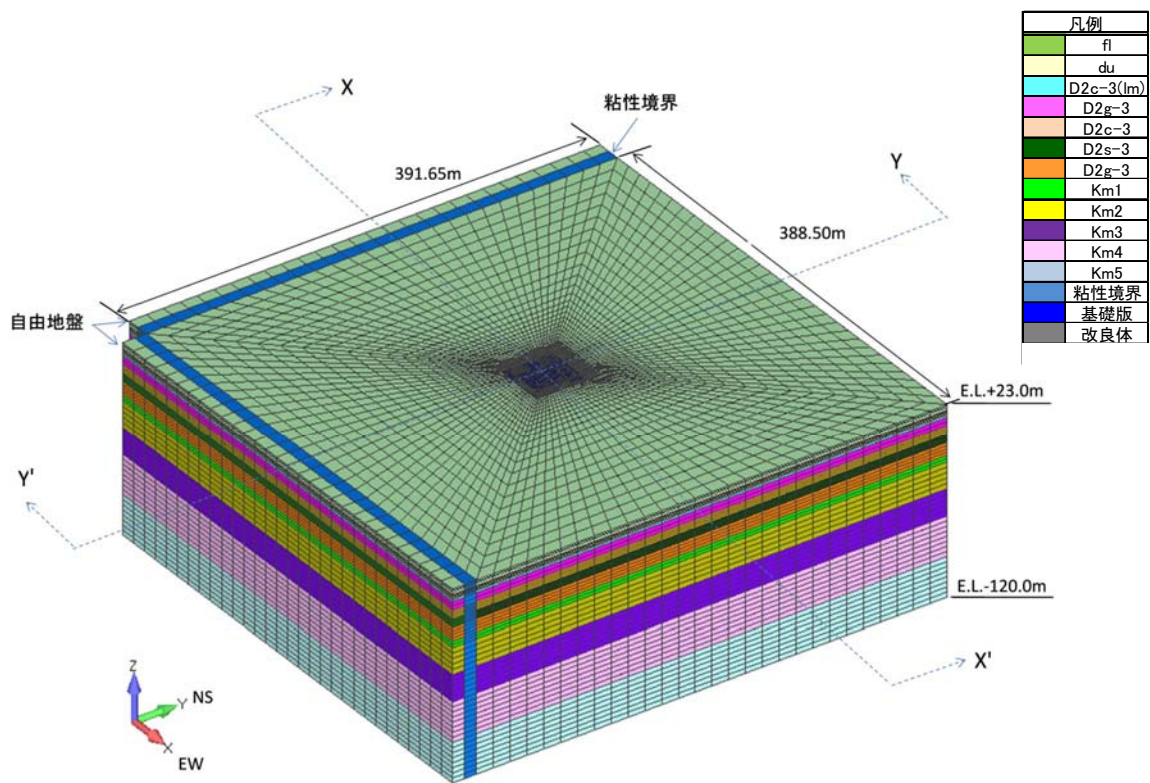
以降では、解析コード「SoilPlus」を用いた3次元FEMモデルに対する周波数応答解析を実施し、基礎下の杭-地盤のインピーダンスを算定する。また、基礎スラブにおいて水平方向単位加振を実施し、杭頭における曲げモーメント及びせん断力の分担率を算定する。

(1) 解析モデル

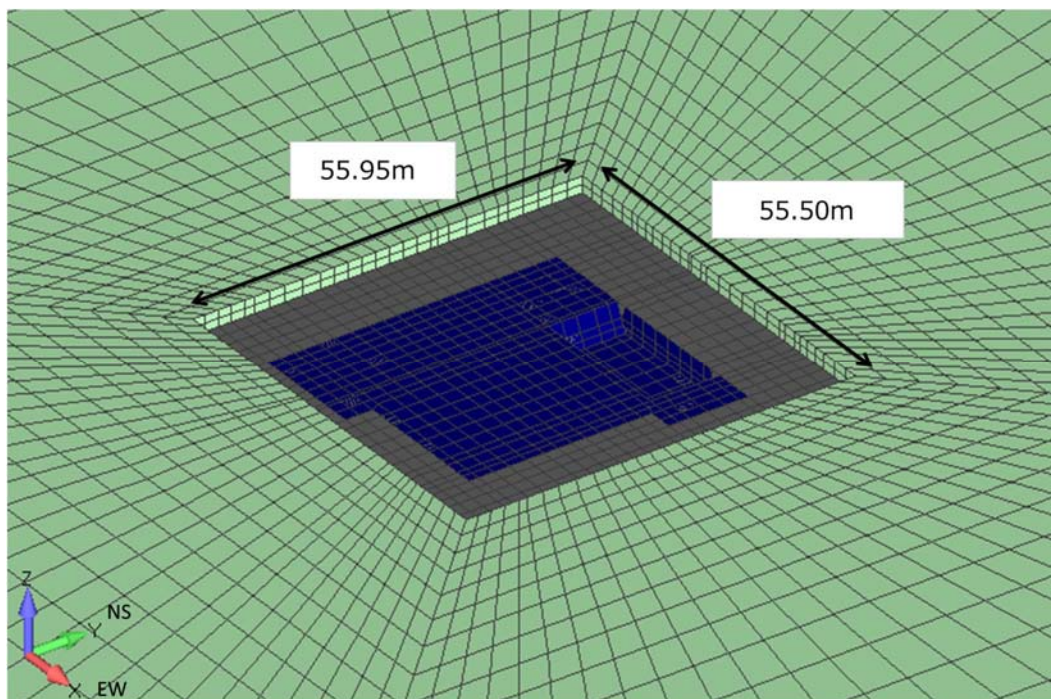
解析モデル全体図を図3-4に、解析モデル断面図を図3-5に、基礎スラブ及び杭のモデルを図3-6に示す。解析モデルは、基礎スラブを無質量の剛シェル要素、杭を梁要素、地盤をソリッド要素でモデル化した3次元FEMモデルとする。

地盤のモデル化範囲については、水平方向を地盤改良体の幅に対して約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。地盤モデルの境界条件については、底面を粘性境界とし、側面を粘性境界及び繰返し境界とする。

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。

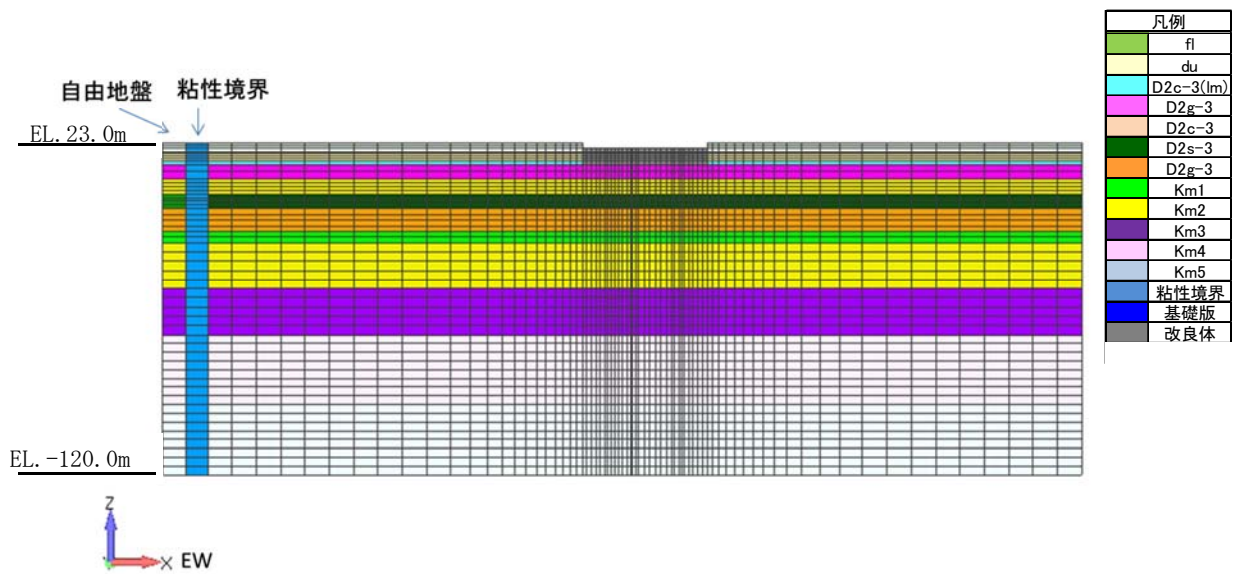


(a) 俯瞰図



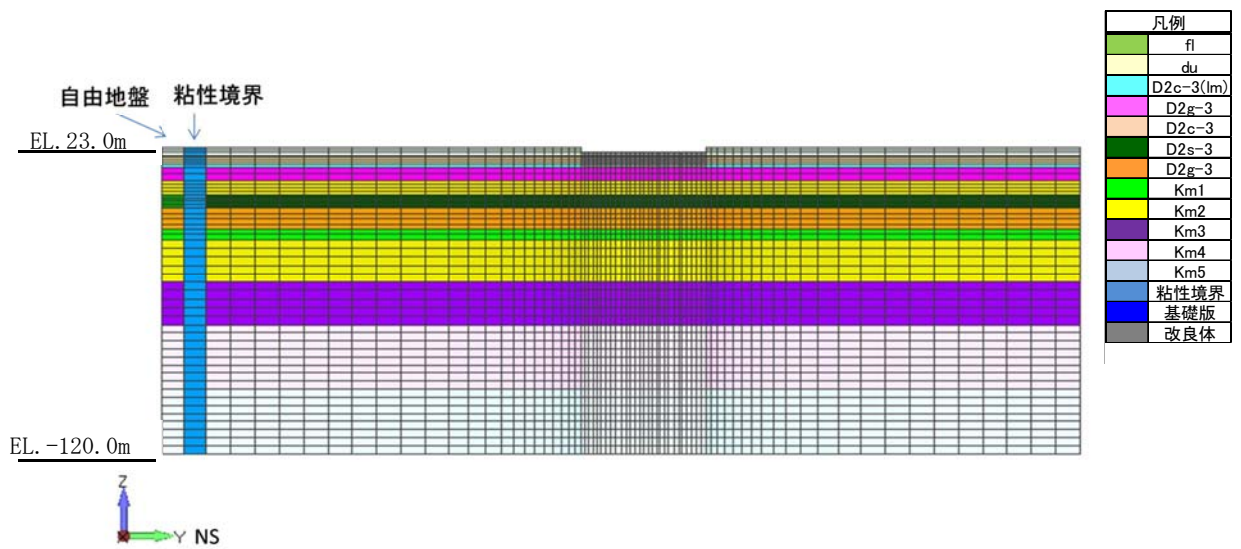
(b) 地盤改良体周辺

図 3-4 解析モデル全体図 (掘り込み部あり)



注) 杭及び基礎スラブについては図 3-6 に示す。

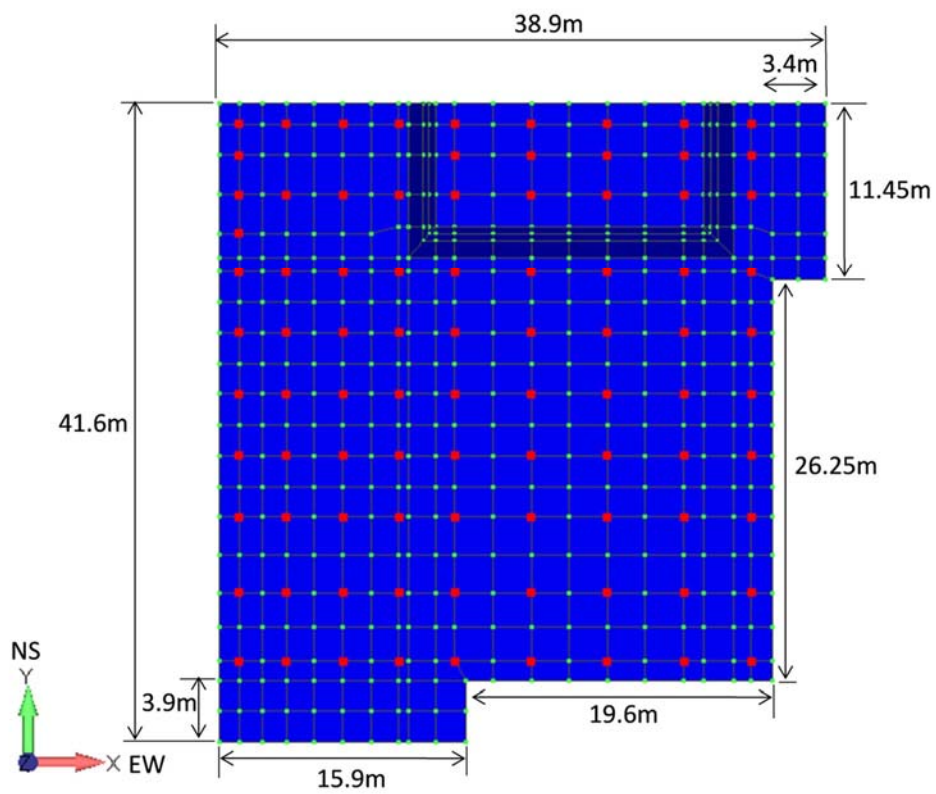
(a) X-X' 断面



注) 杭及び基礎スラブについては図 3-6 に示す。

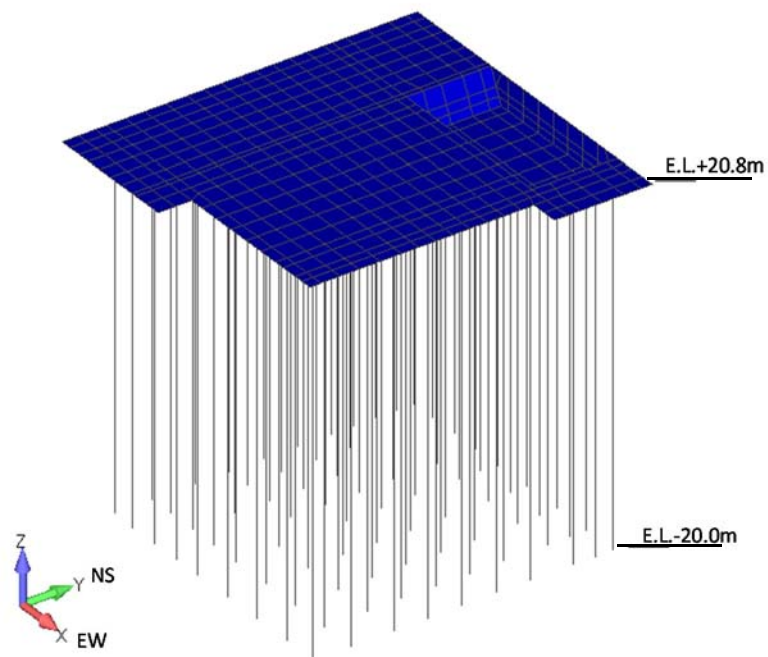
(b) Y-Y' 断面

図 3-5 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 基礎スラブ及び杭モデル（掘り込み部あり）

表 3-2 地盤の物性値 (S_s-D1, 改良体範囲内)

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(f1)	1.80	1.97	0.00	756	1309	0.250
19.0	改良(du)	3.70	1.97	0.00	752	1303	0.250
15.3	改良(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		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							

表 3-3 地盤の物性値 (S_s-D1, 改良体範囲外)

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	f1	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	Km	4.80	1.72	0.03	407	1648	0.468
-20.0		20.00	1.72	0.03	415	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							

表 3-4 杭の材料定数

材料 (kN/m ²)		ヤング係数 E (kN/m ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m ³)	減衰定数 h
鉄筋 コンクリート	杭 F _c =24 (N/mm ²)	2.27 × 10 ⁷	0.2	24	0.05
鋼管	杭 SKK490	2.05 × 10 ⁸	0.3	77	0.02

表 3-5 杭の断面性能

鋼管	材種	F値 (N/mm ²)	軸断面積 A (m ²)	断面二次モーメント I (m ⁴)	せん断断面積 A _s (m ²)
φ 1000 (t=22mm)	SKK490	235	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。

(2) 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。

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

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

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

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

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

\bar{M} : 杭頭曲げモーメントの平均値

\bar{Q} : 杭頭せん断力の平均値

N : 杭本数

表 3-6 解析ケース

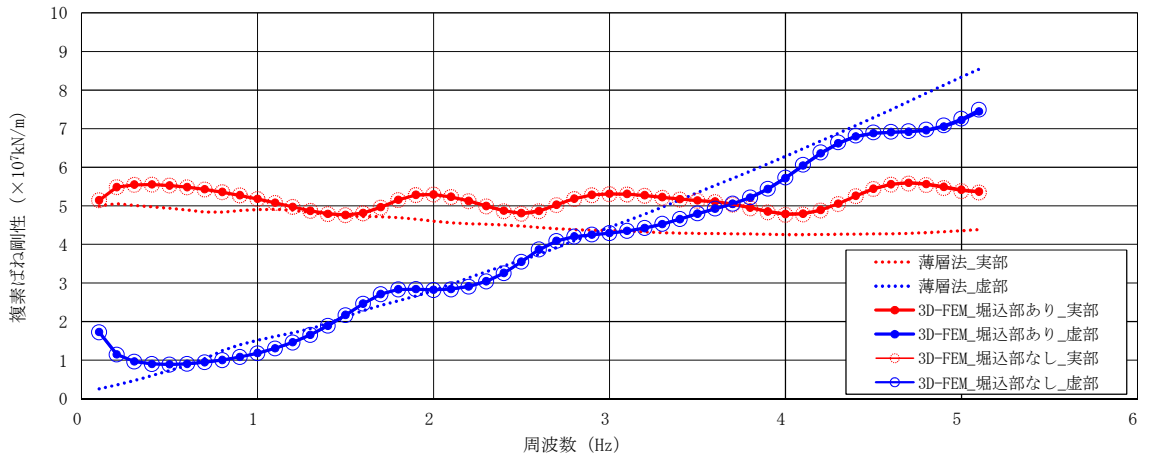
解析種別	掘り込み部	評価項目
周波数応答解析	あり	杭-地盤のインピーダンス
	なし	
水平方向単位加振 (NS 方向)	あり	杭頭に生じる曲げモーメント及びせん断力の分担率

3.2.3 解析結果

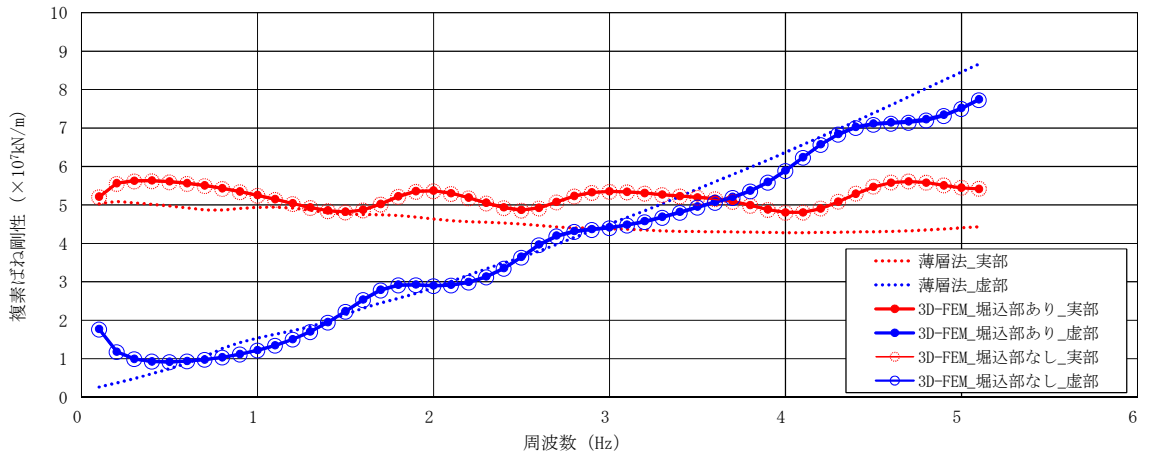
(1) 周波数応答解析の結果

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。

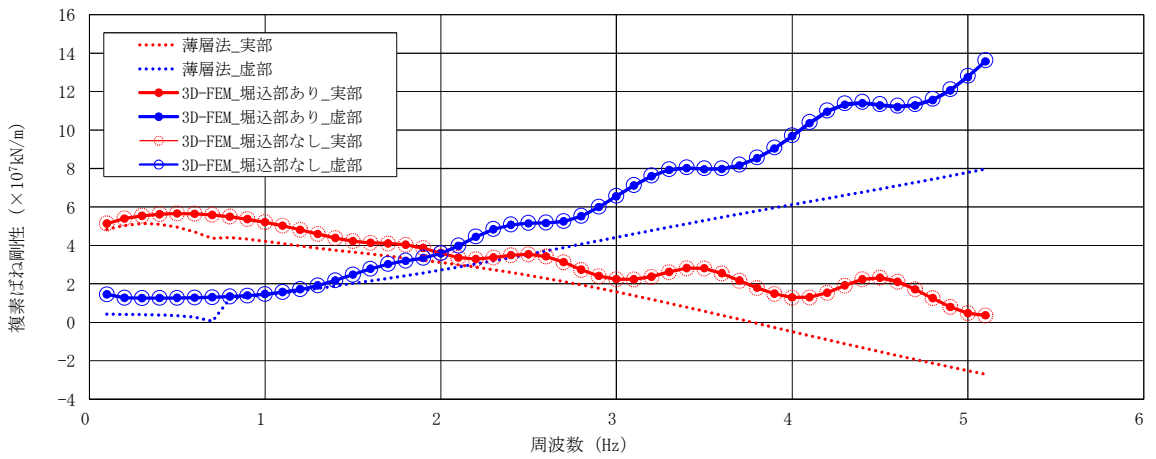
杭-地盤のインピーダンスは薄層法と3次元FEMで概ね対応しており、基礎スラブの掘り込み部ありのケースとなしのケースについてもほぼ一致している。これより、地震応答解析において掘り込み部を考慮せずに杭-地盤におけるインピーダンスを評価しても問題ないと考えられる。



(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、杭応力については掘り込み部を考慮せずに評価しても問題ないと考えられる。

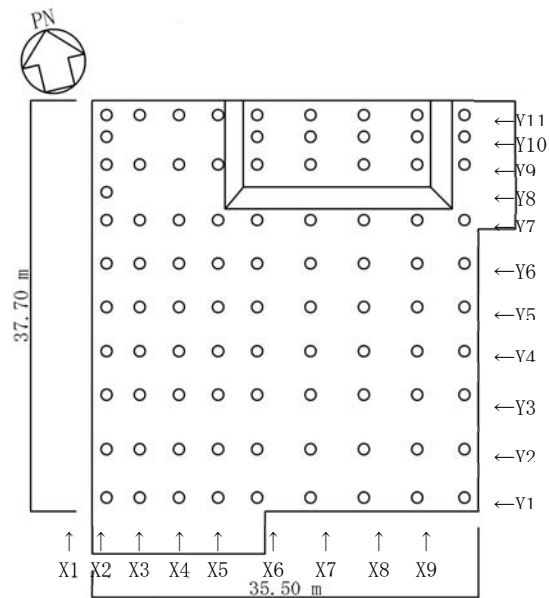
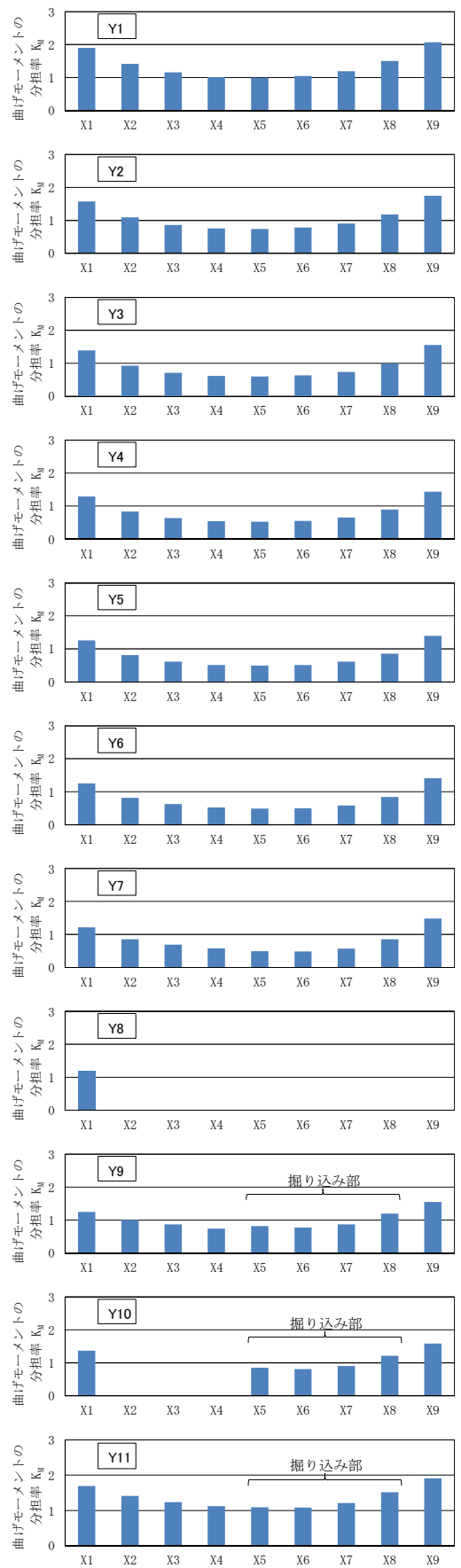
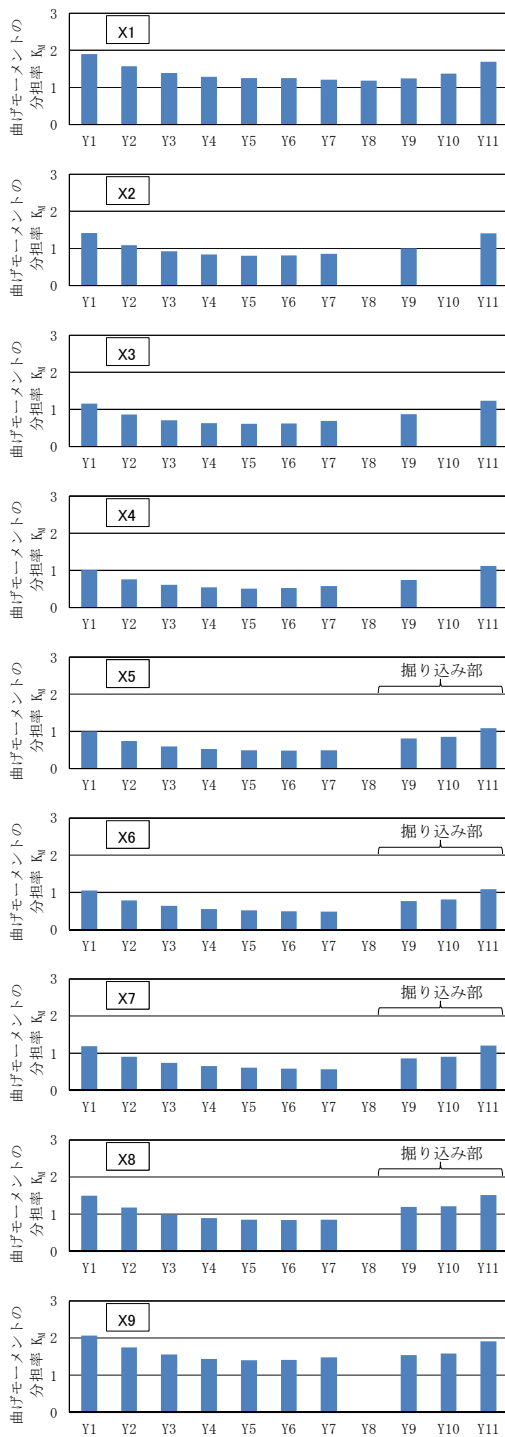


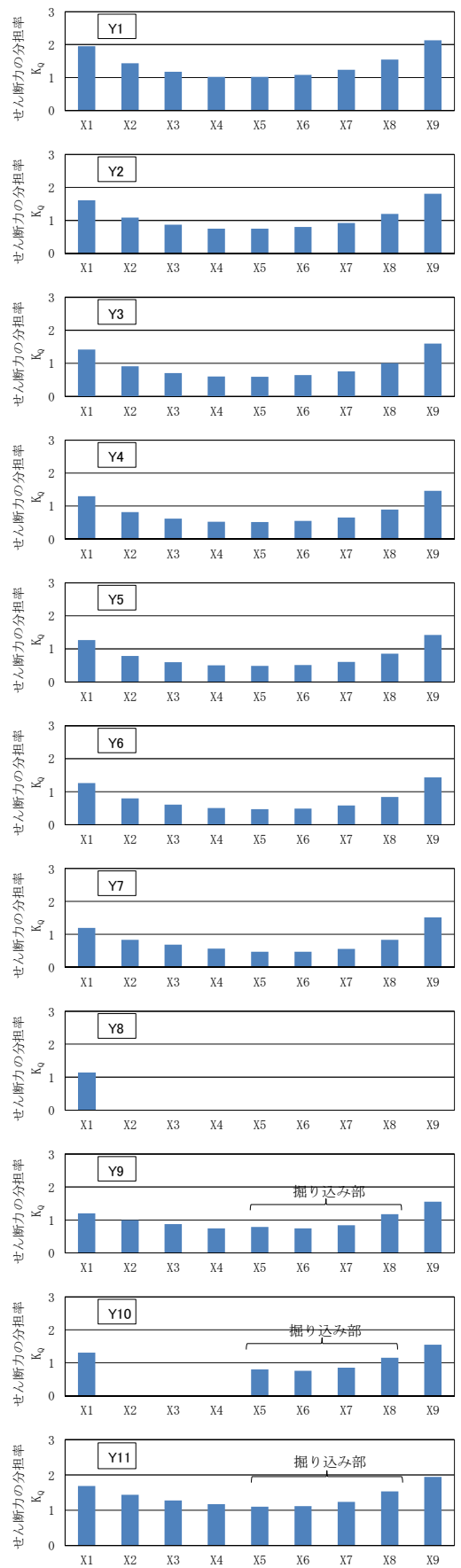
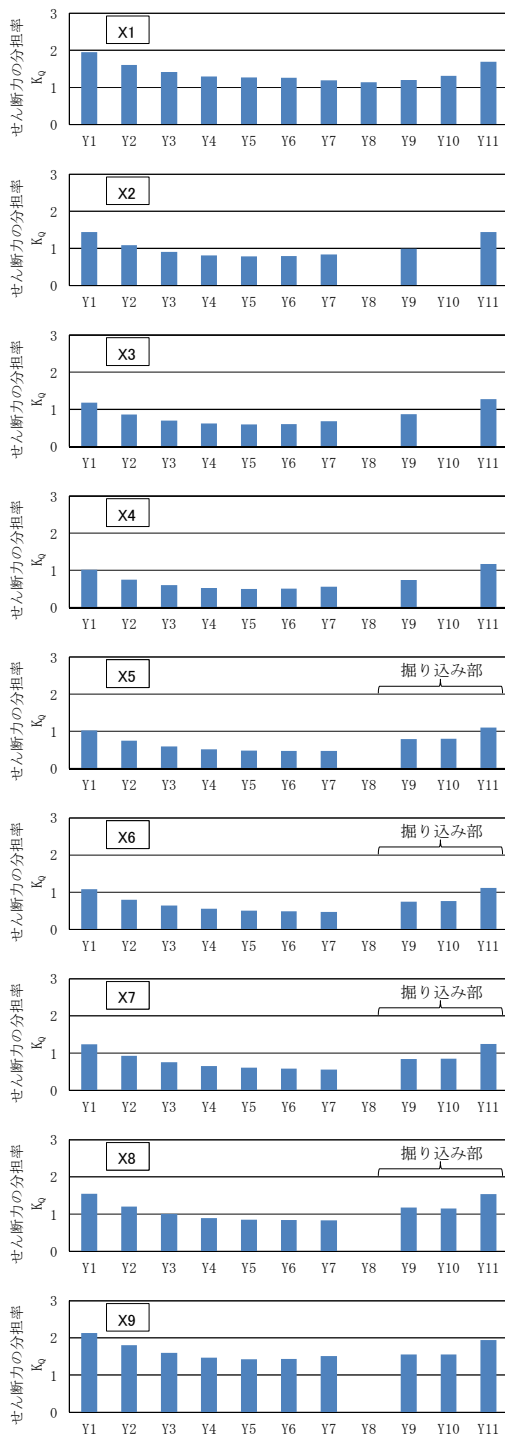
図3-8 杭の配置図



(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

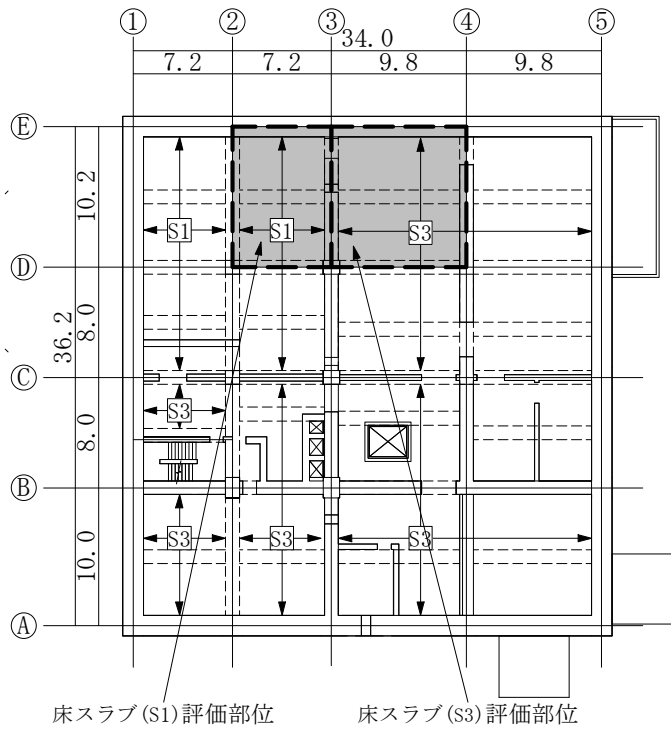
3.3.1 概要

本節では、緊急時対策所建屋のスラブについて、鉛直方向の応答増幅の影響を検討する。

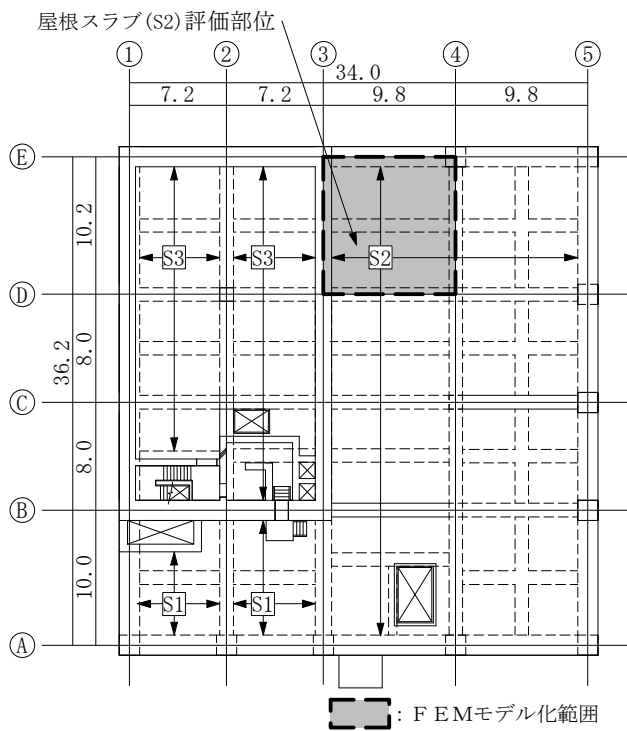
3.3.2 評価対象部位及び評価方針

FEMモデルを用いた固有値解析により当該スラブの振動特性を確認し、1次固有振動数が20 Hzを下回る場合には、当該スラブの応答増幅について影響評価を行う。

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 振動特性の確認

(1) 固有値解析モデル

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、大梁で囲まれた範囲は固定とし、スラブ上部もしくは下部に壁がない場合には、鉛直方向のみ自由とする。

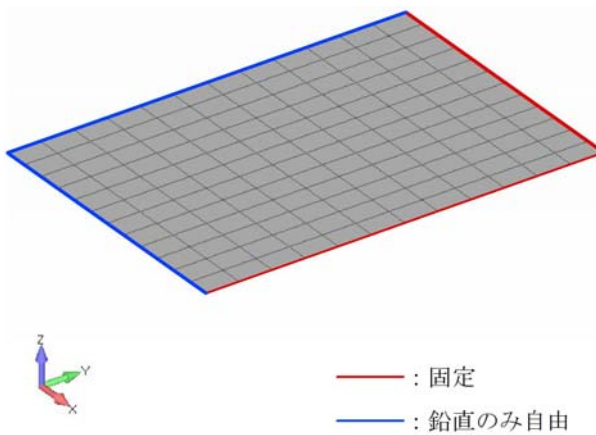
固有値解析には、解析コード「MSC NASTRAN Ver. 2016.1.1」を用いる。材料物性値を表3-7に、スラブの諸元を表3-8に、解析モデルを図3-12に示す。

表3-7 スラブの材料物性値

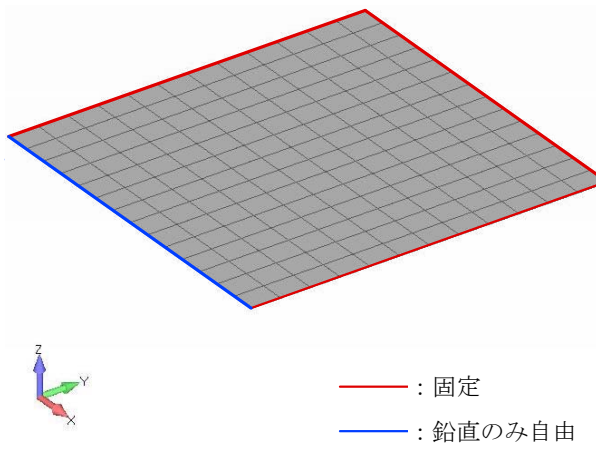
コンクリートの 設計基準強度 Fc (N/mm ²)	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν
30.0	2.44×10 ⁴	0.2

表3-8 スラブの諸元

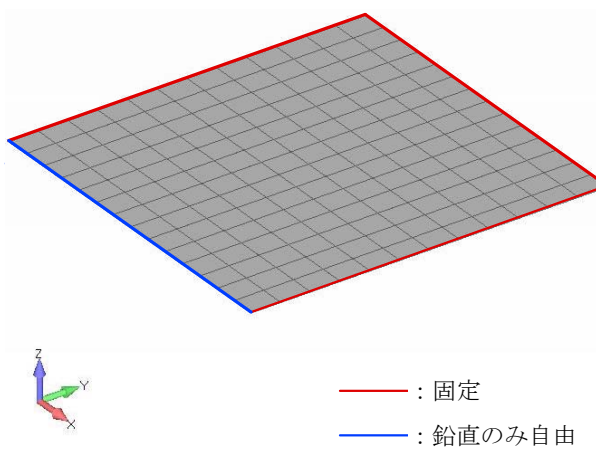
	長辺 (m)	短辺 (m)	スラブ厚 (m)
3階床スラブ S1	10.2	7.2	1.0
4階屋根スラブ S2	10.2	9.8	0.6
3階床スラブ S3	10.2	9.8	0.5



(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

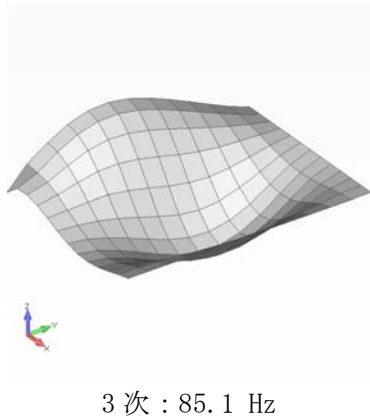
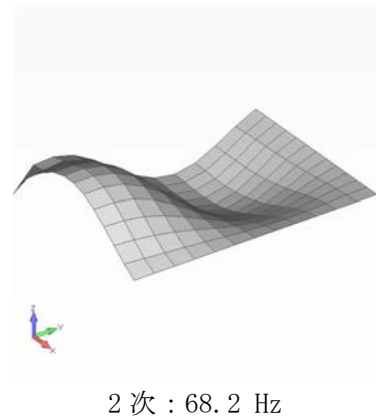
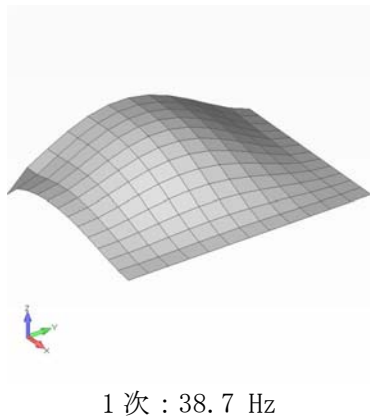
図 3-12 解析モデル

(2) 固有値解析結果

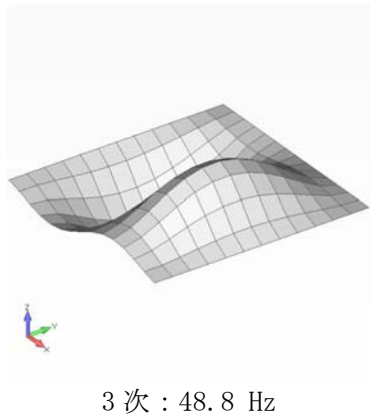
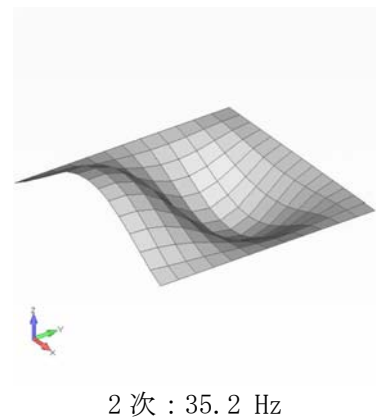
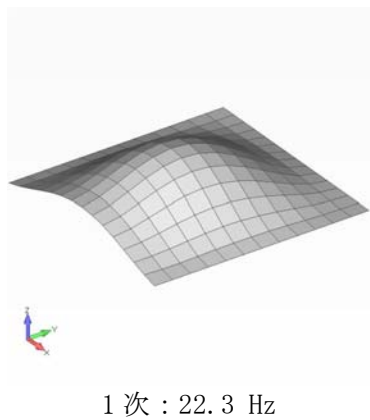
スラブの1次固有振動数を表3-9に、モード図を図3-13に示す。いずれの床スラブにおいても1次固有振動数が20 Hzを上回っており、当該スラブが十分に剛であり、応答増幅の影響がないことを確認した。

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

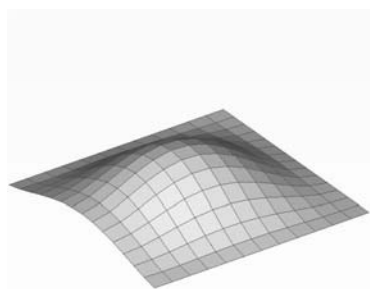


(a) 3階床スラブ S1

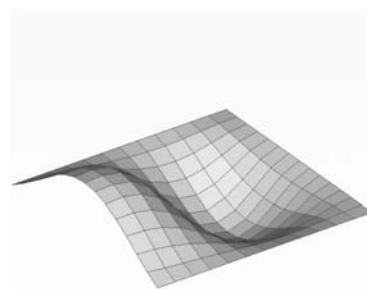


(b) 4階屋根スラブ S2

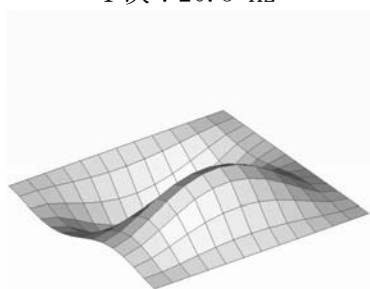
図3-13 (1/2) 床スラブのモード図



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) 床スラブのモード図

3.4 場所打ち鋼管コンクリート杭の評定書

緊急時対策所建屋の杭基礎で使用する場所打ち鋼管コンクリート杭の評定書（BCJ 標定-FD0356-05,（一財）日本建築センター）を以下に示す。



評 定 書 (工法等)

申込者		代表取締役社長 代表取締役社長 代表取締役社長 代表取締役社長 代表取締役社長 代表取締役社長 代表取締役社長 代表取締役社長 代表取締役社長	
-----	--	---	--

件 名 KCTB 場所打ち鋼管コンクリート杭

平成28年1月29日付けで評定の申し込みのあった本件については、下記のとおり評定申込事項に係る技術的基準に適合しているものと評定します。

なお、本評定書の有効期間は、本評定日より平成33年2月17日までとします。

平成 28 年 2 月 18 日



記



1. 評定申込事項
本件は、場所打ち鋼管コンクリート杭に係る評定の申し込みがなされたものである。
2. 区分
更新
3. 評定をした構造方法等
別紙1のとおり
4. 評定の内容
 - (1) 方法
本評定は、基礎評定委員会（委員長：藤井衛）において、申込者から提出された資料に基づき審査を行ったものである。
 - (2) 審査内容
別紙2のとおり
5. 備考
本評定は、設計・施工・品質管理等が適切に行われることを前提に、提出された資料に基づいて行ったものであり、個々の製品の製造並びに工事等の実施過程及び実施結果の適切性は評定の範囲に含まれていない。

(別紙1)

本件は、「KCTB 場所打ち鋼管コンクリート杭」の杭体について、下記の8項目に関する評定である。

- | | |
|--------------------------|------------------|
| 1)コンクリートの許容応力度 | 5)鋼管の材質・形状・寸法等 |
| 2)鋼管のコンクリートに対する許容支圧せん断耐力 | 6)掘削孔および鋼管の寸法範囲等 |
| 3)本体部の設計法 | 7)鋼管の腐食しる |
| 4)継手部の設計法 | 8)総合機能 |

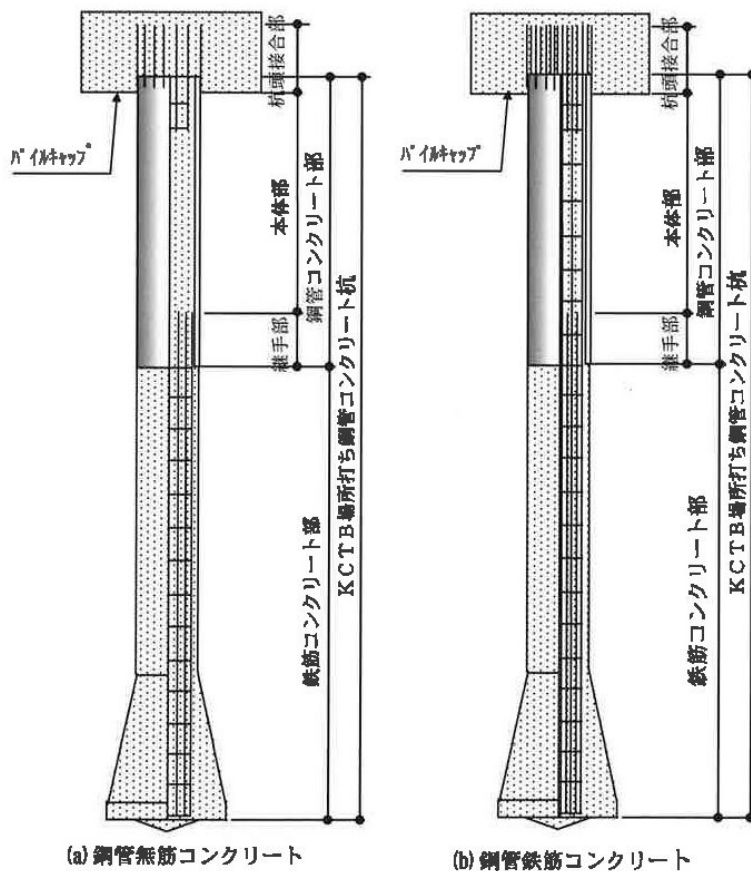
なお、平成27年3月27日付けBCJ評定-FD0356-04にて評定を受けた内容に対する変更は以下のとおり

- ①コンクリートの呼び強度及び構造体強度補正值 (γ_{sR91}) を、場所打ちコンクリート拡底杭工法の評定内容に準拠するように変更
- ②鋼管設置方法を同時建込み工法のみに変更
- ③施工管理体制の明確化

KCTB 場所打ち鋼管コンクリート杭の構成を図1.1に示す。

本杭の全体は鋼管コンクリート部及び鉄筋コンクリート部の二つの部分から成り立っており、さらに、鋼管コンクリート部は、杭頭接合部、本体部及び継手部の三つの部分から成り立っている。

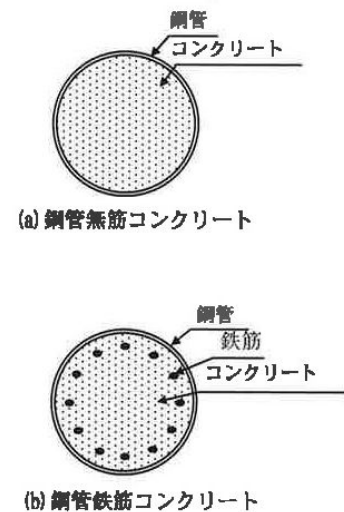
鋼管コンクリート部の構造は、図1.2に示すように鋼管の内部は鋼管無筋コンクリートまたは鋼管鉄筋コンクリートとなっており（以下、これらを「鋼管コンクリート」という）、鋼管は、鋼管内面に突起を持つ内面突起付き鋼管（以下、「鋼管」という）を用いている。



(a) 鋼管無筋コンクリート

(b) 鋼管鉄筋コンクリート

図1.1 KCTB場所打ち鋼管コンクリート杭の構成



(a) 鋼管無筋コンクリート

(b) 鋼管鉄筋コンクリート

図1.2 鋼管コンクリート部の構造

1. コンクリートの許容応力度

本工法により打設されるコンクリートの許容応力度は、平成 13 年国土交通省告示第 1113 号第 8 第 1 項第一号の表中のくい体の打設の方法 (一) に該当するものとして、表 1.1 のとおりとする。

表 1.1 コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

コンクリートの種類	長期			短期		
	圧縮	せん断	付着	圧縮	せん断	付着
普通コンクリート	$\frac{F_c}{4}$	$\frac{F_c}{40}$ 又は $\frac{3}{4} (0.49 + \frac{F_c}{100})$ のうちいずれか小さい数値	$\frac{3}{40} F_c$ 又は $\frac{3}{4} (1.35 + \frac{F_c}{25})$ のうちいずれか小さい数値	長期に生ずる力に対する圧縮の許容応力度の数値の 2 倍とする	長期に生ずる力に対するせん断又は付着の許容応力度のそれぞれの数値の 1.5 倍とする	

ただし、 F_c ：コンクリートの設計基準強度は、18 N/mm²以上 45 N/mm²以下とする。

なお、コンクリートの呼び強度及び構造体強度補正値 ($_{98}S_{91}$) は、場所打ちコンクリート掘底杭工法の評定内容に準拠する。

2. 鋼管のコンクリートに対する許容支圧せん断耐力

KCTB 場所打ち鋼管コンクリート杭の、鋼管コンクリート部の設計において、鋼管内面における鋼管のコンクリートに対する許容支圧せん断耐力は表 1.2 に示すとおりとする。

表 1.2 鋼管のコンクリートに対する許容支圧せん断耐力 (N/mm²)

鋼管の種類	長期	短期
KCTB 場所打ち鋼管 コンクリート杭用 内面突起付き鋼管	$\frac{3}{4} [0.34 + \sqrt{(F_c/10)}]$	長期に対する数値の 1.5 倍

3. 本体部の設計法

鋼管コンクリート部のうち、本体部の設計において軸方向力と曲げモーメントに対する設計法およびせん断力に対する設計法は、次の方法による。

3.1 許容応力度に基づく設計

日本建築学会「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2003.5.20 4章 許容応力度に基づく設計 2節 構造各部の算定」に準拠して行う。

3.1.1 軸方向力および曲げモーメントに対する算定

軸方向力と曲げモーメントを、同時に受ける部材は、(1)～(6)により算定する。

- (1) ${}_rN_t \leq N \leq {}_rN_c$ または $M \geq {}_rM_0$ のとき
- $$N = {}_rN \quad (1)$$
- $$M \leq {}_rM_0 + {}_rM \quad (2)$$
- (2) $N > {}_rN_c$ または $M < {}_rM_0$ のとき
- $$N \leq {}_rN_c + {}_rN \quad (3)$$
- $$M = {}_rM \quad (4)$$

$$(3) \quad \begin{aligned} N < {}_rN_t \text{ または軸方向力が引張りで } M < {}_sM_o \text{ のとき} \\ N &\geq {}_rN_t + {}_sN & (5) \\ M &= {}_sM & (6) \end{aligned}$$

$$(4) \quad \begin{aligned} {}_sM_o, {}_sN, {}_sM \text{ は、(7)～(9) 式による。} \\ {}_sM_o = {}_sZ \cdot {}_s f_t & (7) \end{aligned}$$

${}_sN$ が圧縮力の場合

$$\frac{{}_sN}{{}_sA} + \frac{{}_sM}{{}_sZ} = {}_s f_c \quad (8)$$

${}_sN$ が引張り力の場合

$$\frac{{}_sN}{{}_sA} - \frac{{}_sM}{{}_sZ} = -{}_s f_t \quad (9)$$

$$(5) \quad \begin{aligned} {}_rN_c, {}_rN_t \text{ は(10)～(13) 式による。} \\ {}_rN_c = \min({}_rN_{c1}, {}_rN_{c2}) & (10) \end{aligned}$$

$${}_rN_{c1} = A_c \cdot f_c \quad (11)$$

$${}_rN_{c2} = \frac{A_c \cdot {}_n f_c}{n} \quad (12)$$

$${}_rN_t = -{}_n A \cdot {}_n f_t \quad (13)$$

(6) ${}_rN, {}_rM$ は「鉄筋コンクリート構造計算規準」による。

3.1.2 せん断力に対する算定

杭材のせん断力に対する算定は(14)式による。

$${}_sQ_d \leq {}_sQ \quad (14)$$

${}_sQ_d$ は(15)式による。

$${}_sQ_d = Q \quad (15)$$

${}_sQ$ は(16)式による。

$${}_sQ = \frac{{}_sA}{2} \cdot {}_s f_s \quad (16)$$

3.2 記号の説明

- ${}_nA$: 全主筋断面積 (mm^2)
- ${}_sA$: 鋼管部分の断面積 (mm^2)
- A_c : コンクリートの等価断面積 (mm^2) (コンクリート断面に主筋の断面積を n 倍して加算した断面積)
- f_c : コンクリートの許容圧縮応力度 (N/mm^2)
- ${}_n f_c$: 主筋の許容圧縮応力度 (N/mm^2)
- ${}_n f_t$: 主筋の許容引張応力度 (N/mm^2)
- ${}_s f_c$: 鋼管の許容圧縮応力度 (N/mm^2)
- ${}_s f_s$: 鋼管の許容せん断応力度 (N/mm^2)

- ${}_s f_t$: 鋼管の許容引張応力度 (N/mm²)
- M : 設計用曲げモーメント (N・mm)
- ${}_r M$: 鉄筋コンクリート部分の許容曲げモーメント (N・mm)
- ${}_s M$: 鋼管部分の許容曲げモーメント (N・mm)
- ${}_s M_0$: 鋼管部分の曲げモーメントのみを受ける場合の許容曲げモーメント (N・mm)
- N : 設計用圧縮力 (N)
- ${}_r N$: 鉄筋コンクリート部分の許容圧縮力 (N)
- ${}_r N_c$: 鉄筋コンクリート部分が圧縮力のみを受ける場合の許容圧縮力 (N)
- ${}_r N_{c1}$: 鉄筋コンクリート部分が圧縮力のみを受ける場合の許容圧縮力でコンクリートの許容圧縮応力度で決まる値 (N)
- ${}_r N_{c2}$: 鉄筋コンクリート部分が圧縮力のみを受ける場合の許容圧縮力で主筋の許容圧縮応力度で決まる値 (N)
- ${}_r N_t$: 鉄筋コンクリート部分が引張力のみを受ける場合の許容引張力で符号は負とする (N)
- ${}_s N$: 鋼管部分の許容圧縮力 (N)
- n : ヤング係数比
- Q : 設計用せん断力 (N)
- ${}_s Q$: 鋼管部分の許容せん断力 (N)
- ${}_s Q_d$: 鋼管部分の設計用せん断力 (N)
- ${}_s Z$: 鋼管の断面係数 (mm³)

4. 継手部の設計法

鋼管コンクリート部のうち継手部の設計法は、次の方法による。

- 1) 鉄筋コンクリート部の鉄筋と鋼管の継手は図 1.3 に示す重ね継手を用いる。
- 2) 重ね継手の長さ l_d は (1) (2) 式で求めた値のうち大きい方の値とし、かつ 45d 以上とする。

$$l_d = \frac{{}_r A \cdot {}_r f}{(\pi \cdot {}_s D_i - L) \cdot {}_s f_a} \quad (1)$$

$$l_d = \frac{{}_r a \cdot {}_r f}{\phi \cdot {}_r f_a} \quad (2)$$

ただし、 $L=225/\sin \beta$

- 3) 鋼管と主筋のあきは、25mm 以上、かつ、主筋径（呼び名の数値 mm）の 1.5 倍以上とする。但し鋼管と主筋のあきが主筋径の 1.5 倍未満の場合には、申請事項 1 に示す鉄筋の許容付着応力度に（鋼管と主筋のあき）／（主筋径の 1.5 倍）を乗じた値を、鉄筋の許容付着応力度 ${}_r f_a$ とし、継手部の設計を行うことができる。

- 4) 2) における記号の意味は次の通りである。

- l_d : 重ね継手の長さ (mm)
- d : 鉄筋の公称径 (mm)
- ${}_r A$: 鉄筋の全断面積 (mm²)
- ${}_r a$: 鉄筋 1 本の公称断面積 (mm²)
- ${}_s D_i$: 鋼管の内径（鋼管外径 - 2 × 板厚） (mm)
- ϕ : 鉄筋 1 本の公称周長 (mm)
- ${}_r f$: 鉄筋の許容圧縮応力度または許容引張応力度 (N/mm²)
- ${}_r f_a$: 鉄筋の許容付着応力度 (N/mm²)
- ${}_s f_a$: 鋼管内面の許容支圧せん断耐力 (N/mm²)
- L : 鋼管シーム部分の支圧せん断耐力を無視する長さ (mm)
- β : 突起方向角度 (°) (図 1.5 に図示)

ここで、この設計に用いる突起方向角度は、表 1.3 による。

表 1.3 鋼管径と突起方向角度

鋼管径 (mm)	突起方向角度 (°)	鋼管径 (mm)	突起方向角度 (°)
700	25	1800	14
800	22	1900	14
900	19	2000	14
1000	17	2100	13
1100	16	2200	12
1200	14	2300	12
1300	17	2400	11
1400	16	2500	11
1500	15	2700	10
1600	14	2800	10
1700	15		

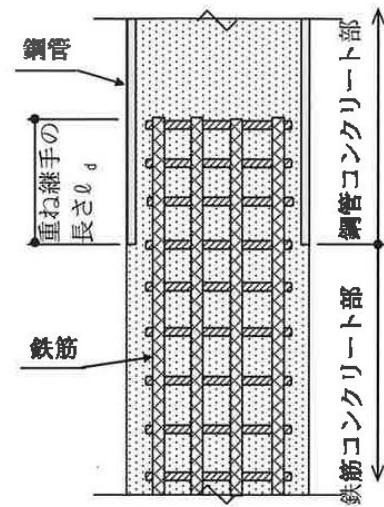


図 1.3 継手部

5. 鋼管の材質・形状・寸法等

KCTB 場所打ち鋼管コンクリート杭の鋼管コンクリート部を構成する鋼管は次のとおりとする。

5.1 製造方法

コイル圧延工程において、図 1.4 に示すように、コイルの片面に圧延方向に平行に連続した突起高さ 2.5mm 以上、突起間隔 30mm 以上 40mm 以下、突起幅 4mm 以上 20mm 以下、ただし、(突起間隔 - 突起幅) が 20mm 以上の線状突起を成形する。図 1.5 に示すように、この突起付きコイルの突起が内面になるようにスパイラル造管することにより製造する。突起方向角度 β (管軸直角方向となす角度) は 40° 以下とする。

5.2 外形・厚さ

鋼管の外径、厚さの標準値は、表 1.4 の通りとする。

5.3 材質・形状・寸法等

鋼管の種類は JIS A 5525 「鋼管ぐい」に規定する SKK400 および SKK490 とする。鋼管の化学成分、機械的性質、形状および寸法の許容差も同じ JIS A 5525 に規定する値とする。

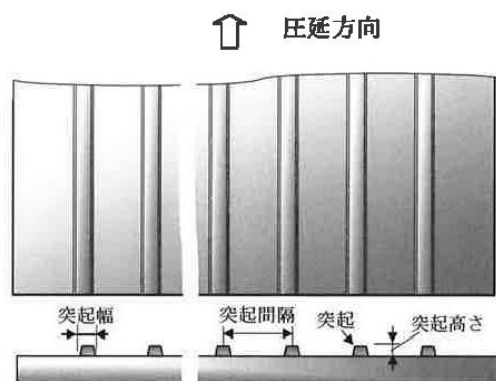


図 1.4 突起付き圧延コイル

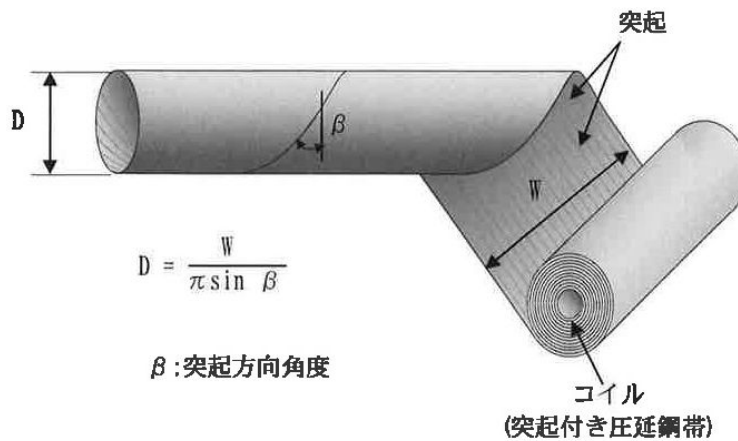


図 1.5 スパイラル造管

表 1.4 鋼管の外径・厚さの標準値

外径 (mm)	標準板厚 (mm)																
	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
700	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○						
750	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○					
800	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
850	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
900	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
950	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
1000	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
1050	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
1100	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
1150	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
1200	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
1250	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
1300	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
1350	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
1400	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
1500	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
1600	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
1700	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
1800	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
1900		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
2000		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
2100			○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
2200			○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
2300				○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
2400				○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
2500					○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
2600					○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
2700						○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○

注：材質はSKK400、SKK490（但し、外径2600mm及び2700mmはSKK490のみとする）
○ 同時建込み工法

6. 掘削孔および鋼管の寸法範囲等

掘削孔および鋼管の寸法の範囲等については、工法別に次の数値および数値の決定方法による。

6.1 掘削径と鋼管径の範囲

掘削径と鋼管径の範囲は表 1.5 による。

表 1.5 鋼管径と掘削径の範囲

鋼管設置方法		掘削方法	アースドリル工法 リバース工法	オールケーシング工法
同時 建込み 工法	外周グラウト 充填	鋼管径	φ700~2700mm	φ700~2700mm
		鋼管部 掘削径	鋼管径より 50mm 以上 大きい径	鋼管径より 200mm 以上 大きい径
	外周オーバー フロー充填	鋼管径	φ700~2700mm	φ700~2700mm
		鋼管部 掘削径	鋼管径より 100mm 以上 大きい径	鋼管径より 300mm 以上 大きい径

ただし、掘削径は鋼管セット位置における孔径を示す。

6.2 鋼管板厚の下限

鋼管板厚の下限は、表 1.6 に示す値とする。表 1.6 の板厚は腐食しろ 1mm を含む。なお、現場円周溶接を必要とする場合の鋼管板厚の下限は、表 1.7 とする。

表 1.6 同時建込み工法の場合の鋼管板厚の下限

鋼管径 (mm)		鋼管板厚の下限 (mm)
700 以上	1800 以下	9
1800 超	2000 以下	10
2000 超	2200 以下	11
2200 超	2400 以下	12
2400 超	2600 以下	13
2600 超	2700 以下	14

表 1.7 現場円周溶接を必要とする場合の鋼管板厚の下限

鋼管径 (mm)		鋼管板厚の下限 (mm)
700 以上	1100 以下	10
1100 超	1300 以下	12
1300 超	1600 以下	14
1600 超	2200 以下	16
2200 超	2500 以下	19

6.3 鋼管長さの上限

鋼管長さの上限は表 1.8 による。

表 1.8 鋼管長さの上限

施工法	鋼管長さの上限	
	同時建込み工法	外周グラウト充填の場合 30m

7. 鋼管の腐食しろ

KCTB場所打ち鋼管コンクリート杭の鋼管の腐食しろは、1mmとする。

8. 総合機能

鋼管コンクリート部を、申請事項1～7を満足するように設計・施工し、鉄筋コンクリート部を拡底または拡底しない場所打ち鉄筋コンクリート杭として設計・施工することで、本評定において示された性能を有する場所打ち鋼管コンクリート杭として供することができる。

3.5 水平地盤反力係数 k_h の設定

3.5.1 概要

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

3.5.2 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）

3.5.3 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、弾性支承梁モデルを用いた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。

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

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)

\bar{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、地盤改良体の変形係数 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体の試験施工のうち、一軸圧縮強度試験の結果として得られた改良体の変形係数を採用する。具体的には、補足説明資料のうち「地盤改良土のばらつきに関する検討」に記載した試験結果から表 3-11 に示す設計採用値を設定し、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 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
地盤改良体	一軸圧縮試験の結果を用いる。	$\alpha = 80$
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 値を持ち手算出する。	粘性土 : $\alpha = 60$ 砂質土 : $\alpha = 80$

表 3-11 一軸圧縮強度試験にて得られた地盤改良体の変形係数

	試験数 (個)	変形係数 ($\times 10^3 \text{kN/m}^2$)				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体の変形係数 E_0

	工認 基本モデル	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
地盤改良体の 変形係数 E_0 ($\times 10^3 \text{kN/m}^2$)	8400	8400	9900	6900

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	
D3c-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	
D2g-3	-5.50 ~ -5.20	14	46
	-6.50 ~ -6.20	44	
	-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 \bar{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 \bar{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/m³)

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 \bar{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。

$$0.0 \leq \bar{y} \leq 0.1 \text{ の場合, } k_h = 3.16 \cdot k_{h0}$$

$$0.1 \leq \bar{y} \text{ の場合, } k_h = k_{h0} \cdot \bar{y}^{-1/2}$$

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

3.5.4 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)	地層名	水平地盤反力係数 k_h (kN/m ³)			
		工認 基本モデル	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	改良体 (fs)	4.70×10^7	4.70×10^7	5.54×10^7	3.86×10^7
19.0~15.3	改良体 (du)	4.70×10^7	4.70×10^7	5.54×10^7	3.86×10^7
15.3~13.6	改良体 (D2c-3)	4.70×10^7	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	6.66×10^4
7.2~1.0	D2c-3	3.23×10^4	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	8.62×10^4
-5.5~-15.2	D2g-3	1.80×10^5	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	1.09×10^5