

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3
提出年月日	平成30年8月3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8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.....	62
2.4 建屋剛性のばらつきに関する検討.....	79
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.....	85
3. 耐震性についての計算書に関する補足説明.....	105
3.1 設計荷重の設定根拠.....	105
3.2 基礎スラブの掘り込み部の影響評価.....	110
3.3 床スラブの断面の評価.....	125
3.4 場所打ち鋼管コンクリート杭の評定書.....	132
3.5 水平地盤反力係数 k_h の設定.....	153
4. 液状化影響検討についての補足説明.....	159
4.1 概要.....	159
4.2 緊急時対策所建屋の地盤改良について.....	160
4.3 2次元 FLIP による地震応答解析モデル.....	163
4.4 2次元 FLIP モデルの解析結果における杭の健全性の評価.....	167

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、以下の添付書類の補足説明をするものである。

- ・ 添付書類「V-2-2-10 緊急時対策所建屋の地震応答計算書」
- ・ 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」

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

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。

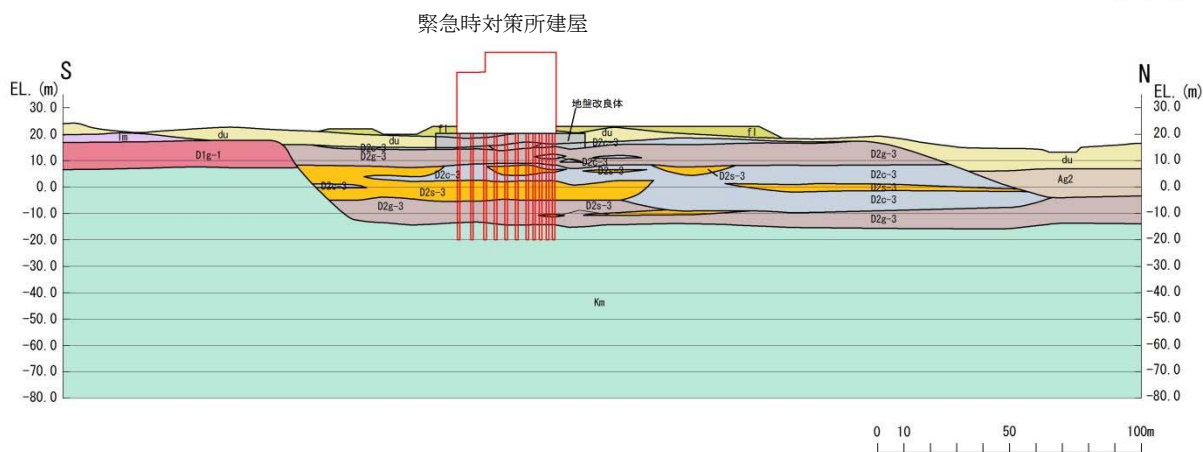
緊急時対策所建屋の周辺地盤の地質断面図を図 2-1 に示す。

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。

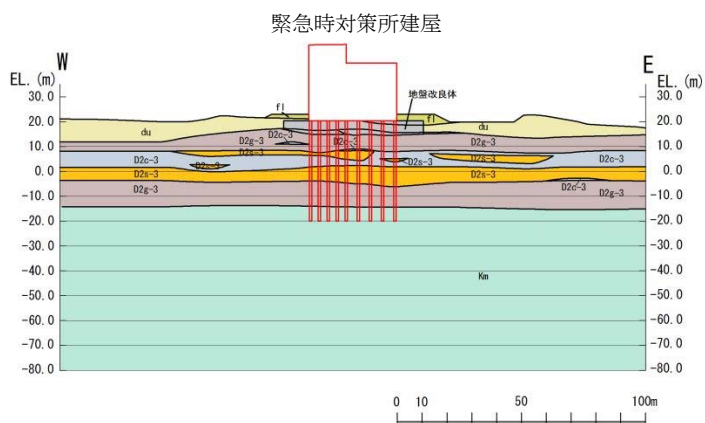
地質構成表

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 紀	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。

地盤物性のばらつきのうち、地盤改良を行わないD2g-3層以深（EL. 13.6 m以深）については、地盤調査結果の平均値をもとに設定した数値を基本にし、せん断波速度 V_s のばらつきは標準偏差 $\pm\sigma$ を考慮する。地盤物性値については添付書類「V-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に、標準偏差については「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」に記載の値を用いる。

地盤改良土の物性値としては、設計では改良体物性値の下限值として設定した値（ $V_s=760$ m/s）を用いている。それに対して、試験施工において地盤改良土の物理的試験を実施し、その時の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 $\pm\sigma$ 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。

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。

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
基本モデル	工認基本モデル	平均値相当	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	平均値相当	改良土試験施工 平均値相当
	改良土平均値+ σ 考慮モデル	平均値+ 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	平均値- σ 相当	改良土試験施工 平均値- σ 相当

* 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

2.2.1 地盤改良土のばらつきの設定

(1) 概要

緊急時対策所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。

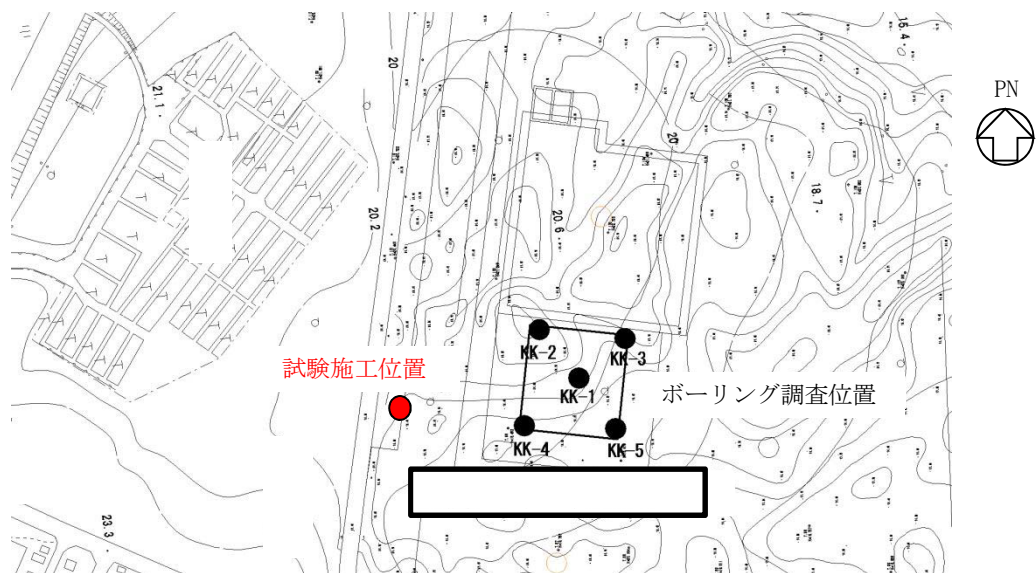


図 2-2 ボーリング調査位置

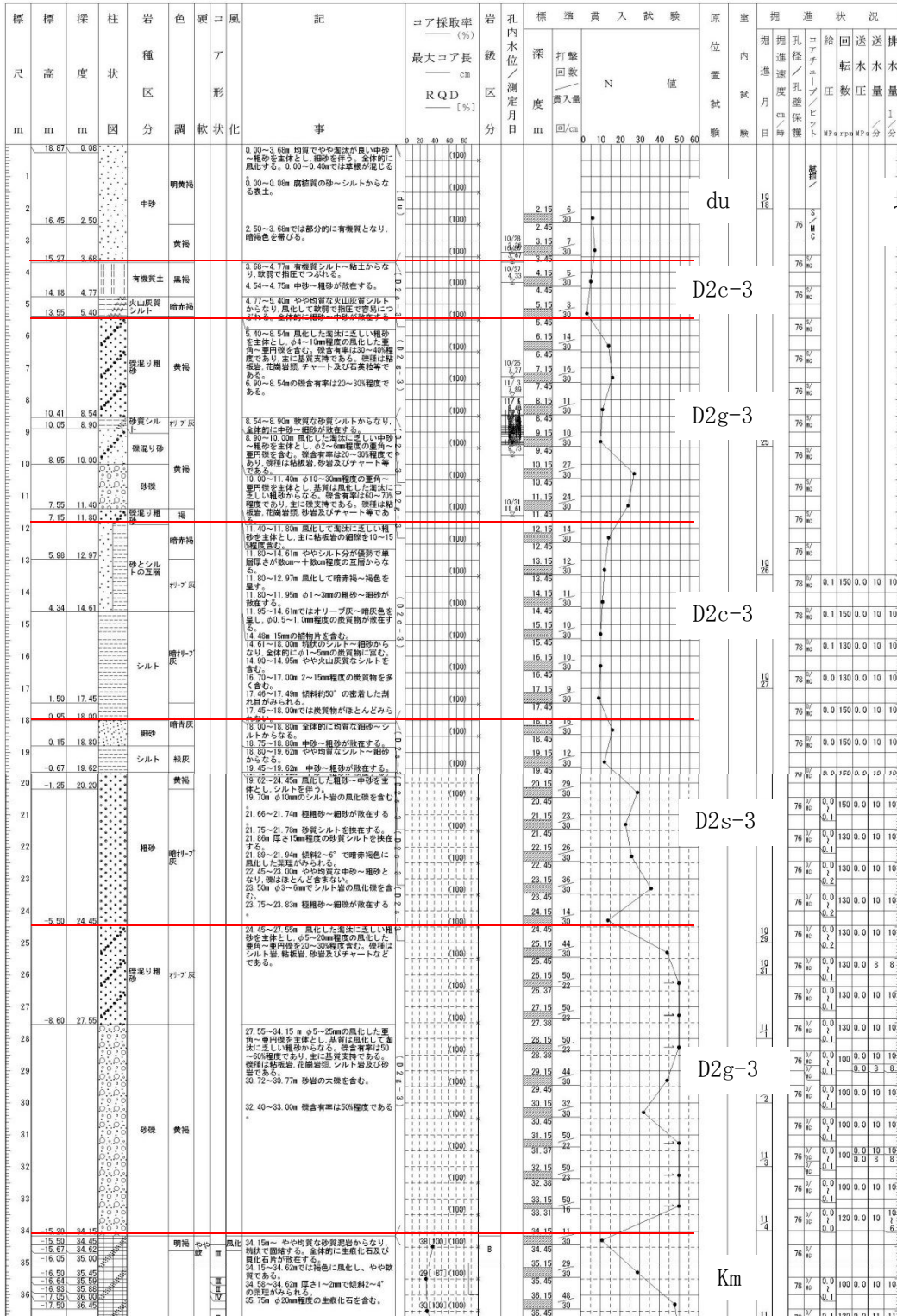
調査名 東海第二発電所 工認申請・審査用ボーリング調査（緊急時対策用）
SA用海水取水施設等

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					
孔口標高	18.95m	角	180° 上下 0°	方	0° 西 90° 東 180° 南
総掘進長	85.45m	度	0°	向	0° 北 90° 東 180° 南
試錐機	鉦研OE-8B	ハンマー	半自動型	ポンプ	東邦CP-65
エンジン	ヤンマー-NFD170	使用機種			



EL. 20.8m
↑
地盤改良範囲
↓

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、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。

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(まき土)	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 _s	1.4

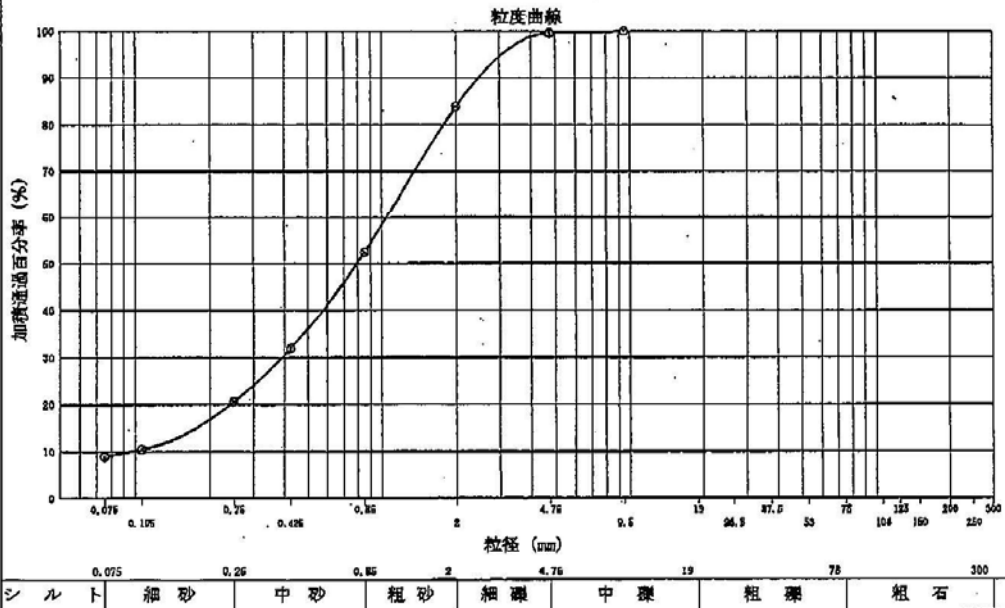


図 2-4 購入砂の粒度分布

表 2-2 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%

* :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。

- ① V_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 資料 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、東海第二サイトで統一的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。

地盤改良土の施工試験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に示す。同図では、工認資料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 S_{s-31} 及び 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 地盤改良土の試験時の物性値

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 (kN/m ³)	29	1.966	0.014	—	—	0.7
せん断波速度 V_s (m/s)	12	1,733	65	1,668	1,798	3.7
粗密波速度 V_p (m/s)	12	3,001	110	2891	3111	3.7
ポアソン比 ν 注)	12	0.250	—	—	—	—

注：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 (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 ρ_t (g/cm^3)	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 ρ_t (g/cm^3)	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

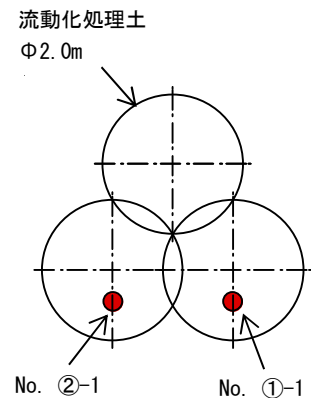
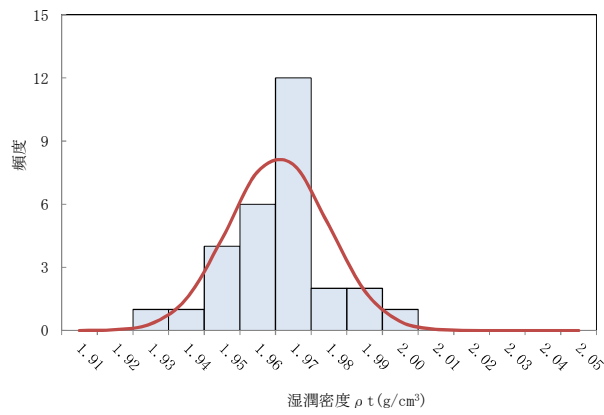
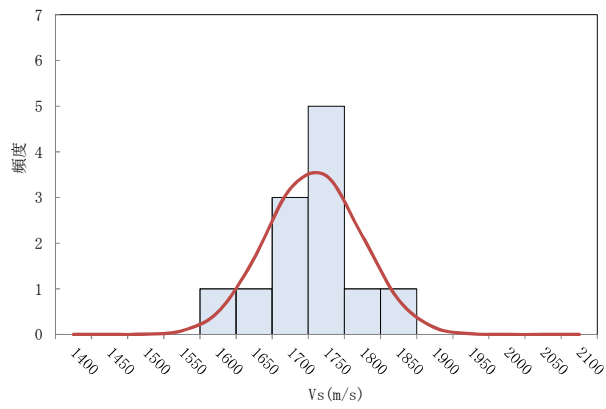


表 2-5 試験データ一覧 (PS 検層結果)

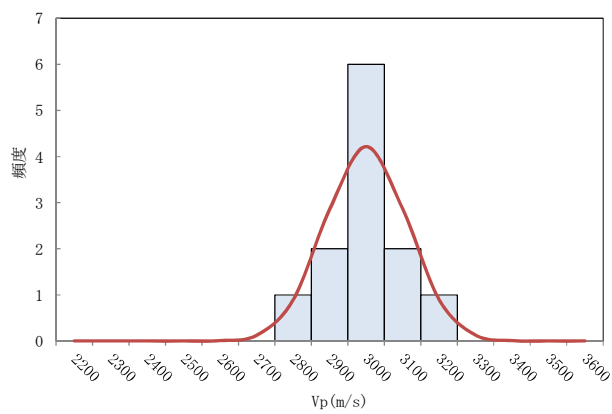
測定深度 (m)	流動化 処理土 仕様	測定区間の 対象土	P波 速度 Vp (m/s)	S波 速度 Vs (m/s)	ポアソン比 ν
14.00	購入砂 調合	改良土	2985	1724	0.250
15.00		改良土	3012	1751	0.245
16.00		改良土	2941	1715	0.242
17.00		改良土	2915	1733	0.227
18.00		改良土	3077	1825	0.229
19.00		改良土	3086	1821	0.233
20.00		改良土	2778	1608	0.248
21.00		改良土	2976	1761	0.231
22.00		改良土	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	0.248
		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 : $\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \gamma/0.1560}$ $h = 17.8(1 - G/G_0)$ (%)

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

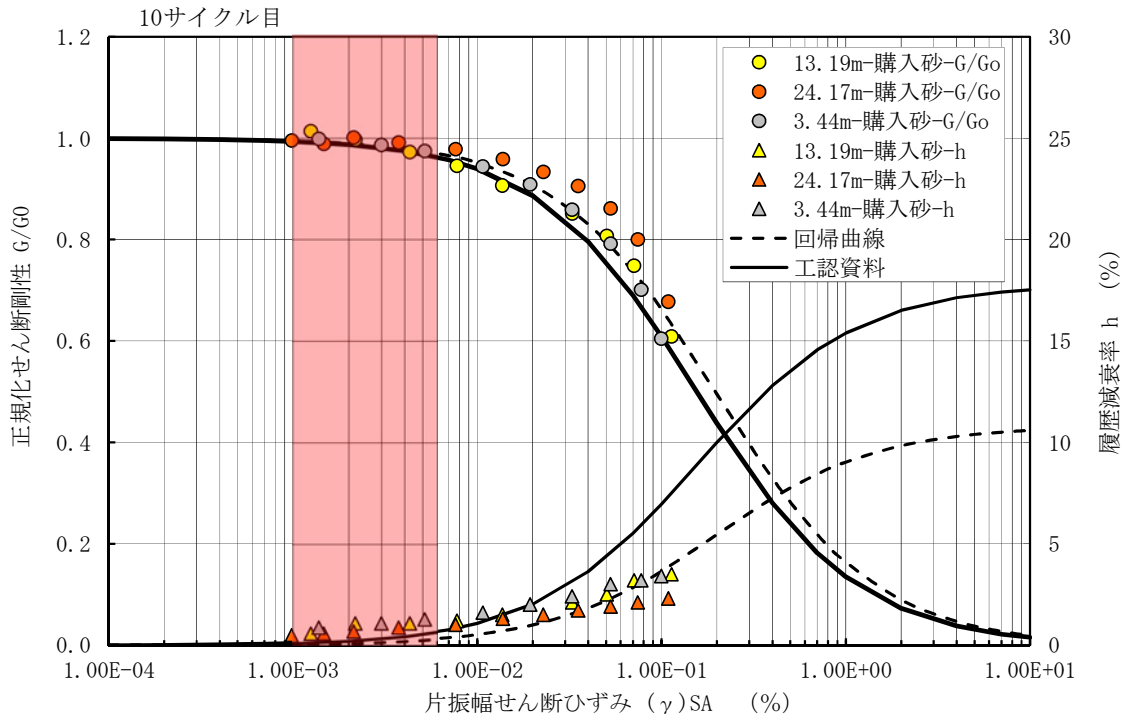


図 2-6 地盤改良土のせん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性

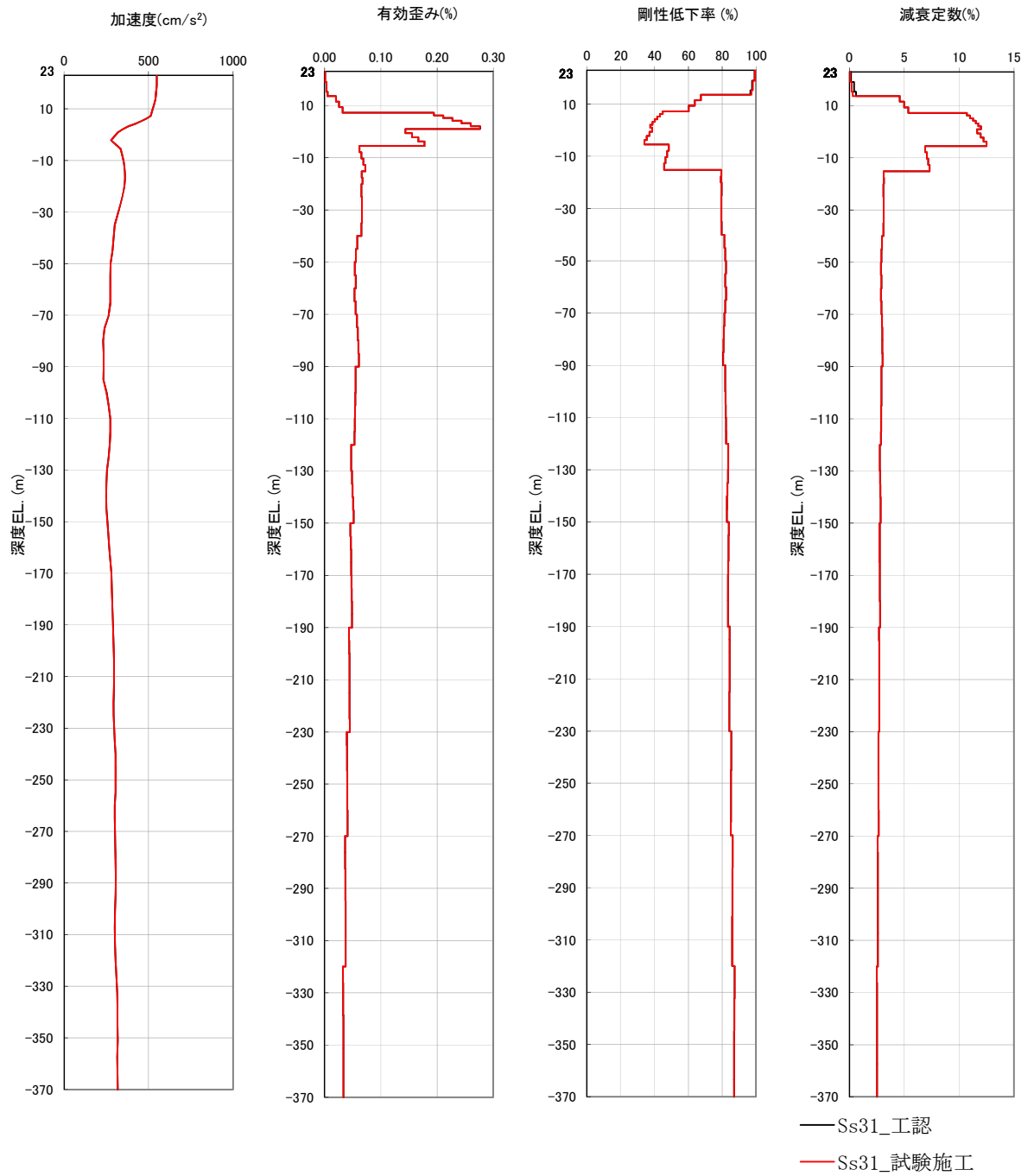


図 2-7 等価線形解析結果 (S_s-31)

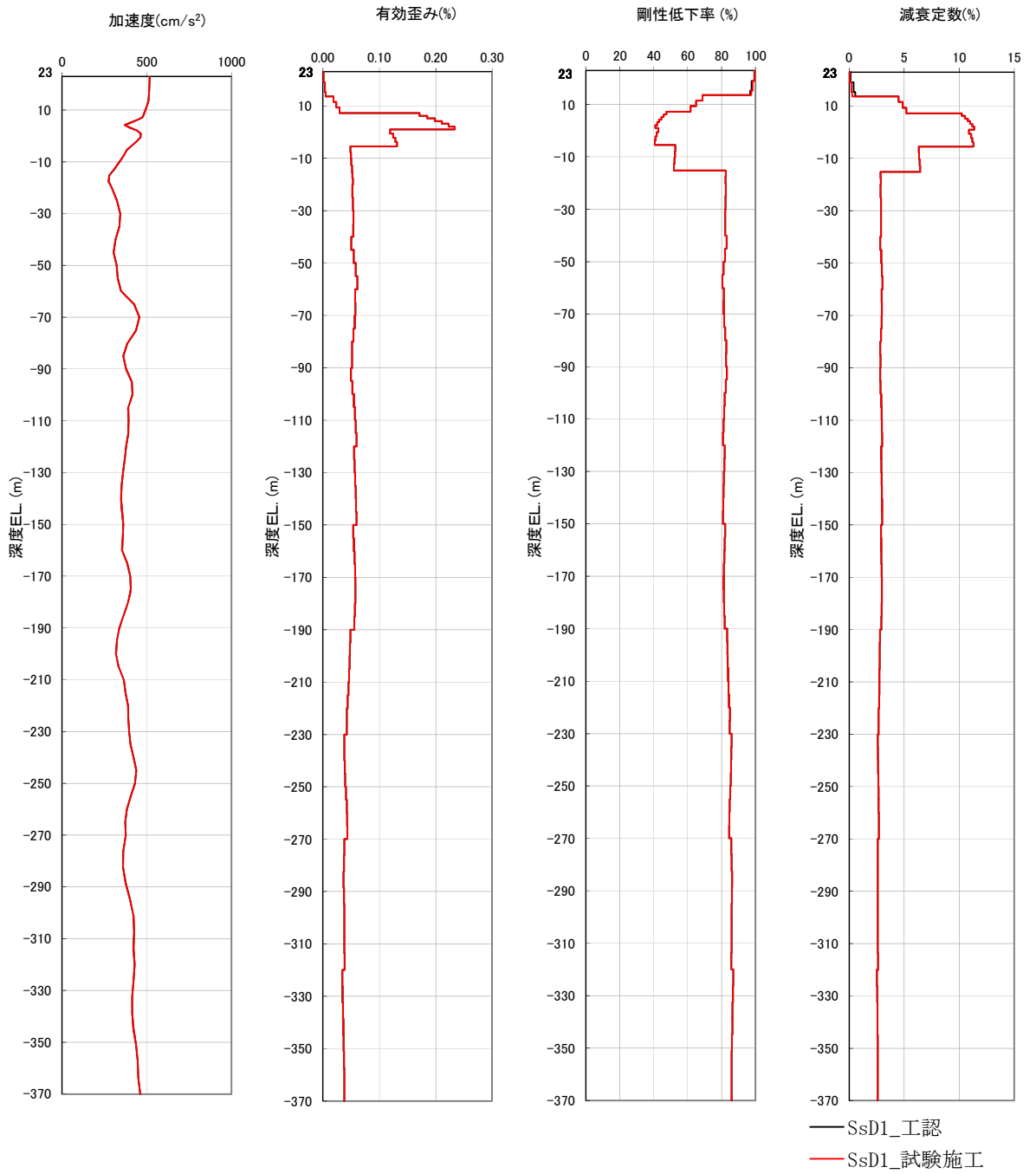


図 2-8 等価線形解析結果 (S_s-D1)

表 2-6 等価地盤定数 (S_s-3 1)

標高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m ³)	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 (f1)	4.00	1.97	0.00	0.00	756	756	1309	1309	0.250
19.0	改良 (du)	3.70	1.97	0.00	0.00	752	752	1303	1303	0.250
15.3	改良 (1m)	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-D 1)

標高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m ³)	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 (f1)	4.00	1.97	0.00	0.00	756	756	1309	1309	0.250
19.0	改良 (du)	3.70	1.97	0.00	0.00	752	752	1303	1303	0.250
15.3	改良 (1m)	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	403	403	1850	1850	0.475
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.11	0.11	179	179	1748	1748	0.495
1.0	D2s-3	6.50	1.92	0.12	0.11	233	233	1371	1371	0.485
-5.5	D2g-3	9.70	2.15	0.07	0.06	361	361	1838	1838	0.480
-15.2	Km	4.80	1.72	0.03	0.03	405	405	1647	1647	0.468
-20.0		20.00	1.72	0.03	0.03	413	413	1661	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	445	445	1692	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	483	483	1744	1744	0.458
-150.0		40.00	1.74	0.03	0.03	511	511	1770	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	648	648	1935	1935	0.437
-370.0	解放基盤	—	1.76	0.00	0.00	718	718	1988	1988	0.425

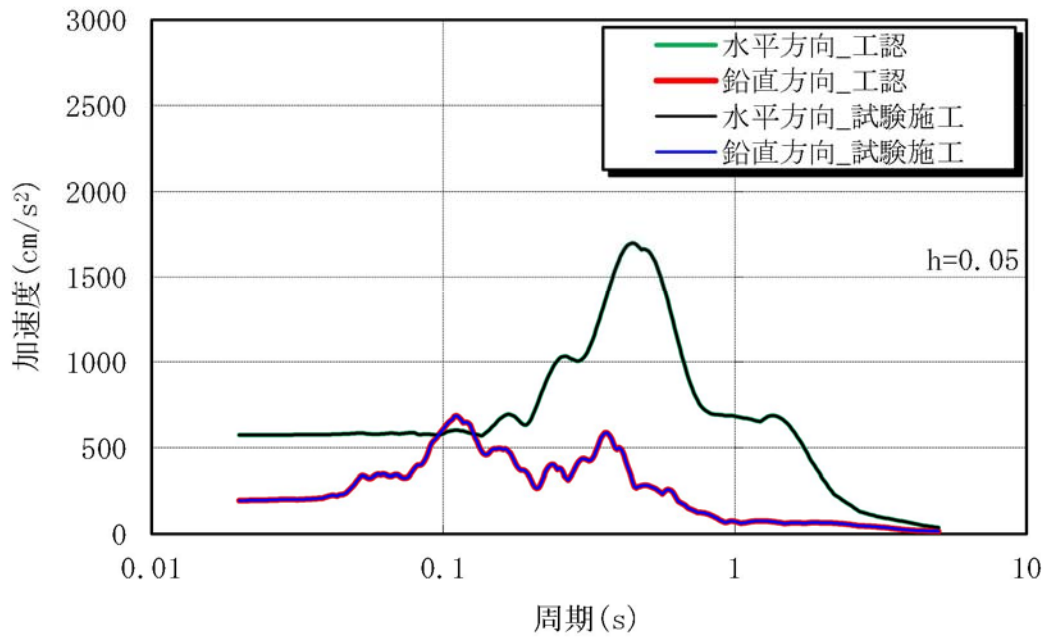


図 2-9 入力地震動の加速度応答スペクトル (S_s-31)

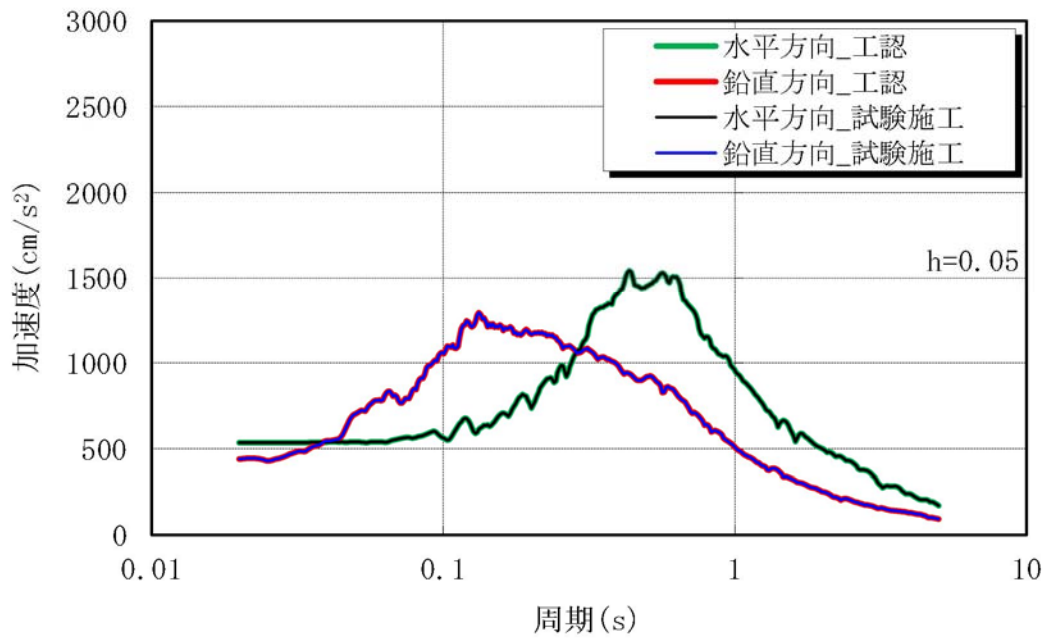


図 2-10 入力地震動の加速度応答スペクトル (S_s-D1)

(5) 検討に用いる地盤改良土物性値のばらつき

検討に用いる地盤改良土物性値のばらつきを表 2-8 に示す。なお、同表には設計に用いた物性値も併せて示す。

せん断波速度 V_s の設定は、表 2-4 に示す試験施工での PS 検層で得られた S 波速度より、平均値は試験結果の平均値 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				設計用物性値 (工認基本モデル)
	平均値	標準偏差 σ	平均値- σ	平均値+ σ	
V_s (m/s)	1700	100	1600	1800	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

2.2.2 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。

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 2-9 に、初期地盤の物性値を表 2-10 に示す。また、初期地盤の物性値とひずみ依存特性から次元波動論より求めた等価物性値を表 2-11～表 2-14 に示す。

表 2-9 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	平均値相当	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	平均値相当	改良土試験施工 平均値相当
	改良土平均値+ σ 考慮モデル	平均値+ 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	平均値- σ 相当	改良土試験施工 平均値- σ 相当

表 2-10 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)			
				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(f1)	4.0	1.97	760	1700	1800	1600
19.0	改良(du)	3.7	1.97	760	1700	1800	1600
15.3	改良(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	Km	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		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 2-11 (1/2) 地盤定数 (工認基本モデル)

(a) S_s-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(f1)	4.00	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		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

(b) S_s-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(f1)	4.00	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	0.00	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		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		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

表 2-11 (2/2) 地盤定数 (工認基本モデル)

(c) S_s-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(f1)	4.00	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	0.00	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) S_s-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(f1)	4.00	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	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 (改良土平均値モデル)

(a) S_s-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(f1)	4.00	1.97	0.00	1700	2944	0.250
19.0	改良(du)	3.70	1.97	0.00	1700	2944	0.250
15.3	改良(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	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		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

(b) S_s-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(f1)	4.00	1.97	0.00	1700	2944	0.250
19.0	改良(du)	3.70	1.97	0.00	1700	2944	0.250
15.3	改良(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	Km	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		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

表 2-12 (2/2) 地盤定数 (改良土平均値モデル)

(c) S_s-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(f1)	4.00	1.97	0.00	1700	2944	0.250
19.0	改良(du)	3.70	1.97	0.00	1700	2944	0.250
15.3	改良(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) S_s-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(f1)	4.00	1.97	0.00	1700	2944	0.250
19.0	改良(du)	3.70	1.97	0.00	1700	2944	0.250
15.3	改良(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 2-13 (1/2) 地盤定数 (改良土平均値 + σ 考慮モデル)

(a) $S_s - D1$

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(f1)	4.00	1.97	0.00	1800	3118	0.250
19.0	改良(du)	3.70	1.97	0.00	1800	3118	0.250
15.3	改良(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	Km	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		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

(b) $S_s - 21$

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(f1)	4.00	1.97	0.00	1800	3118	0.250
19.0	改良(du)	3.70	1.97	0.00	1800	3118	0.250
15.3	改良(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	Km	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		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

表 2-13 (2/2) 地盤定数 (改良土平均値 + σ 考慮モデル)

(c) S_s-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(f1)	4.00	1.97	0.00	1800	3118	0.250
19.0	改良(du)	3.70	1.97	0.00	1800	3118	0.250
15.3	改良(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

(d) S_s-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(f1)	4.00	1.97	0.00	1800	3118	0.250
19.0	改良(du)	3.70	1.97	0.00	1800	3118	0.250
15.3	改良(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	1865	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

表 2-14 (1/2) 地盤定数 (改良土平均値 - σ 考慮モデル)

(a) $S_s - D1$

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(f1)	4.00	1.97	0.00	1600	2771	0.250
19.0	改良(du)	3.70	1.97	0.00	1600	2771	0.250
15.3	改良(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	Km	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		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

(b) $S_s - 21$

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(f1)	4.00	1.97	0.00	1600	2771	0.250
19.0	改良(du)	3.70	1.97	0.00	1600	2771	0.250
15.3	改良(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	Km	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		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

表 2-14 (2/2) 地盤定数 (改良土平均値 - σ 考慮モデル)

(c) S_s-22

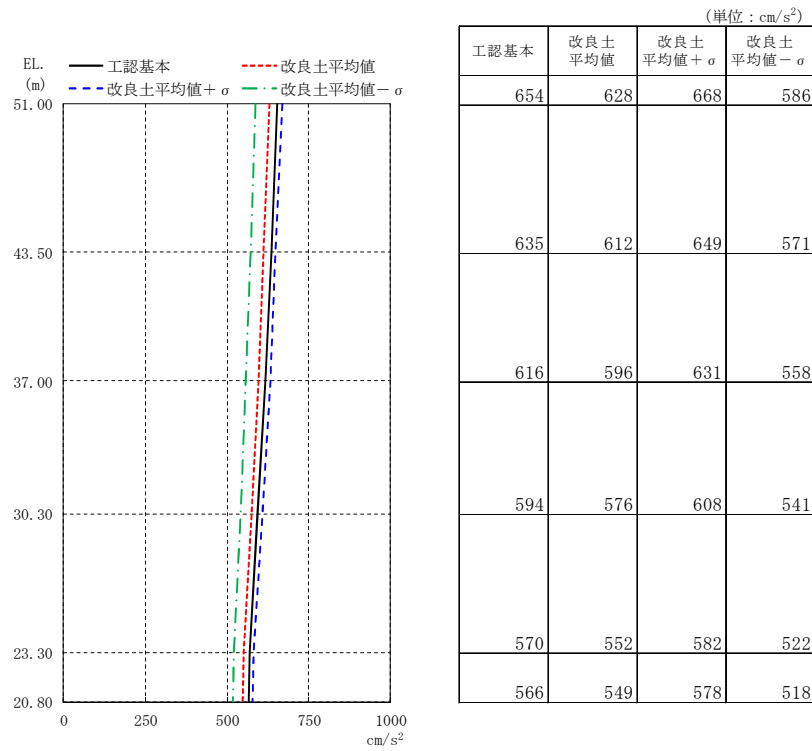
標高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	等価 減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良(f1)	4.00	1.97	0.00	1600	2771	0.250
19.0	改良(du)	3.70	1.97	0.00	1600	2771	0.250
15.3	改良(D2c-3)	1.70	1.97	0.00	1600	2771	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.05	348	1574	0.474
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.10	164	1484	0.494
1.0	D2s-3	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) S_s-31

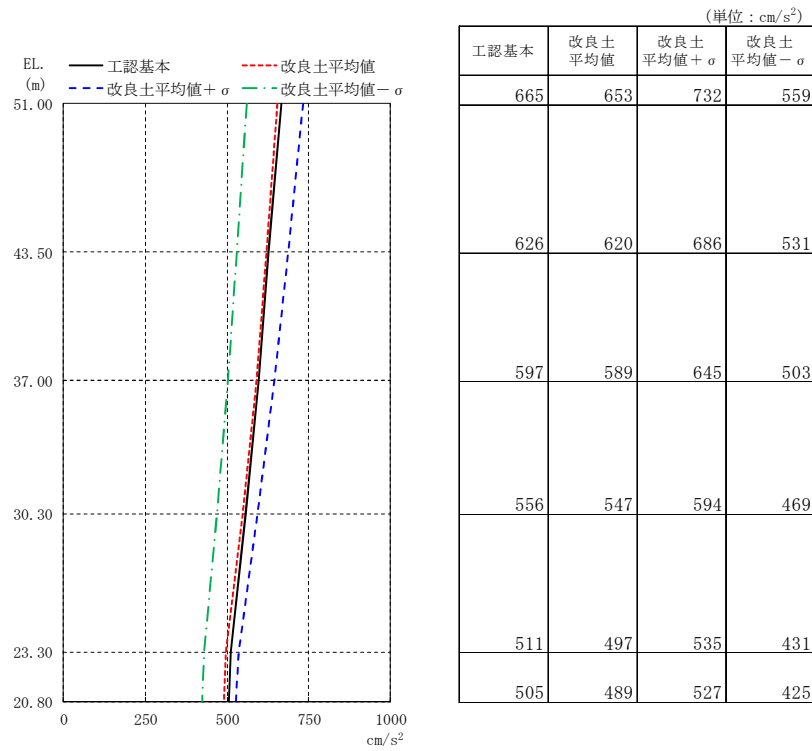
標高 EL. (m)	地層 区分	層厚 (m)	密度 ρ (t/m^3)	等価 減衰定数 h	等価 S波速度 (m/s)	等価 P波速度 (m/s)	ポアソン比 ν
23.0	改良(f1)	4.00	1.97	0.00	1600	2771	0.250
19.0	改良(du)	3.70	1.97	0.00	1600	2771	0.250
15.3	改良(D2c-3)	1.70	1.97	0.00	1592	2757	0.250
13.6	D2g-3	6.40	2.15	0.05	329	1569	0.477
7.2	D2c-3	6.20	1.77	0.13	132	1480	0.496
1.0	D2s-3	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) 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図 2-22 及び図 2-23 の耐震壁のスケルトンカーブ上にプロットして示す。

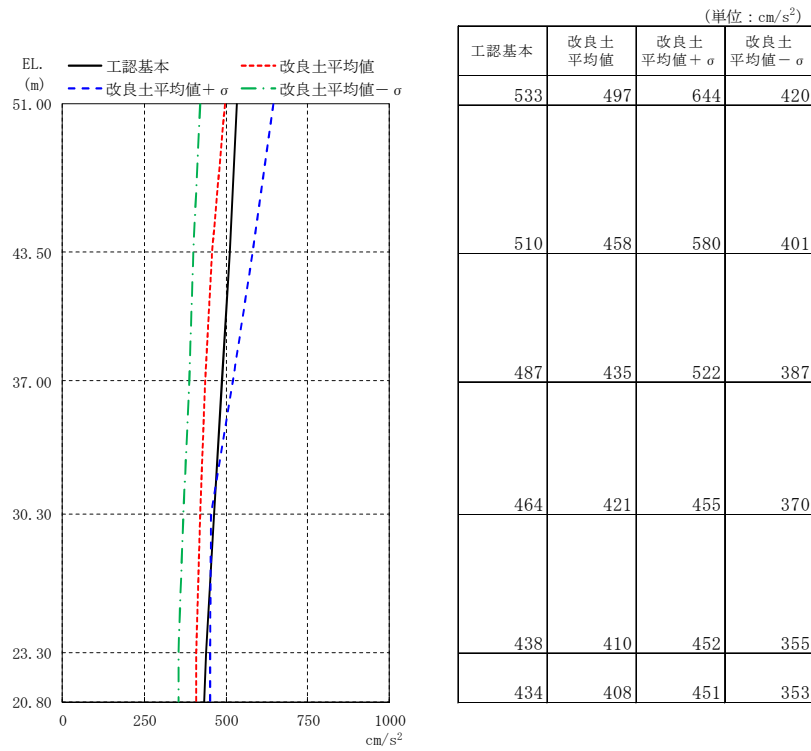


(a) $S_s - D 1$

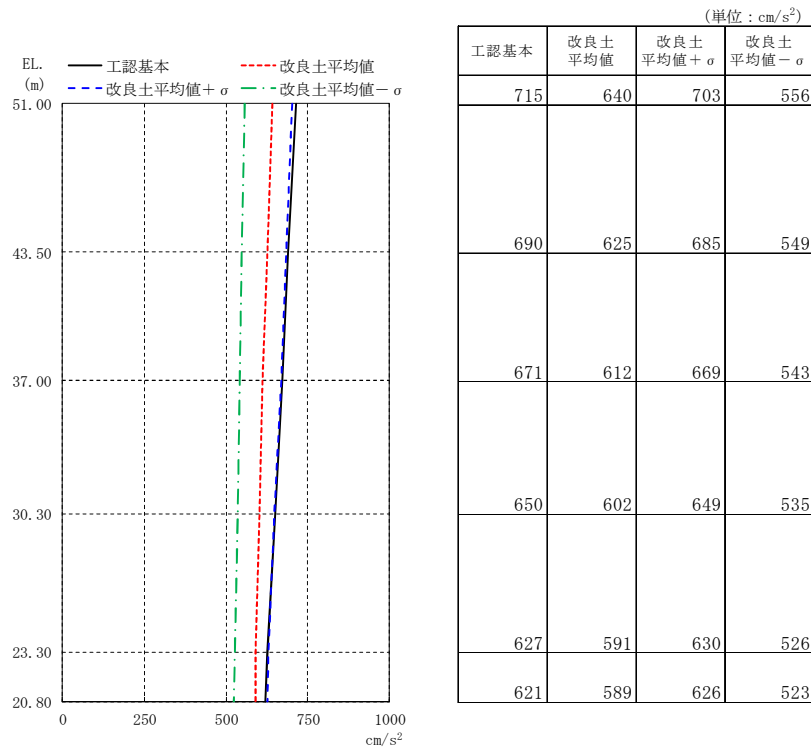


(b) $S_s - 2 1$

図 2-11 (1/2) 最大応答加速度 (NS 方向)

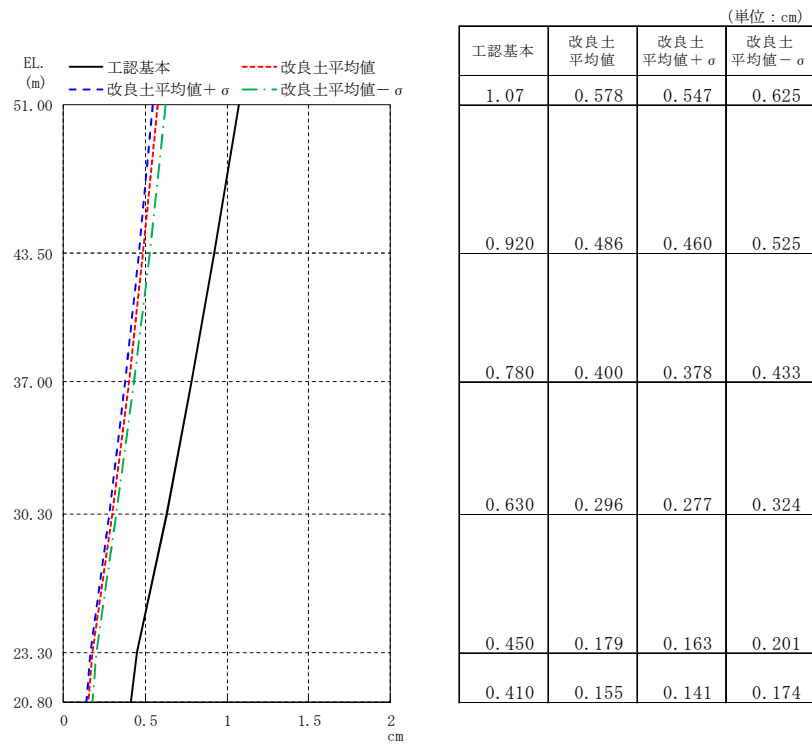


(c) $S_s - 2 2$

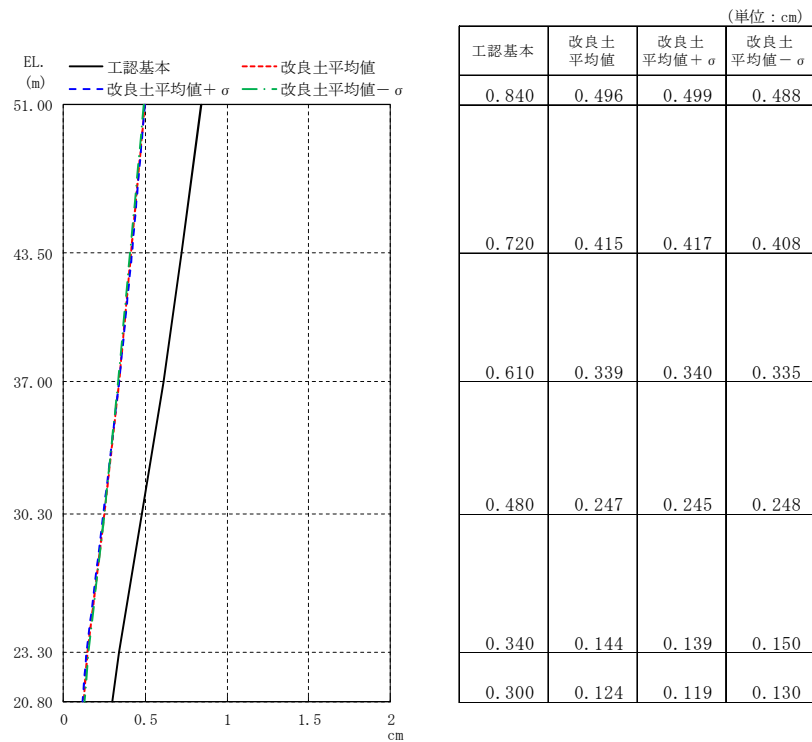


(d) $S_s - 3 1$

図 2-11 (2/2) 最大応答加速度 (NS 方向)

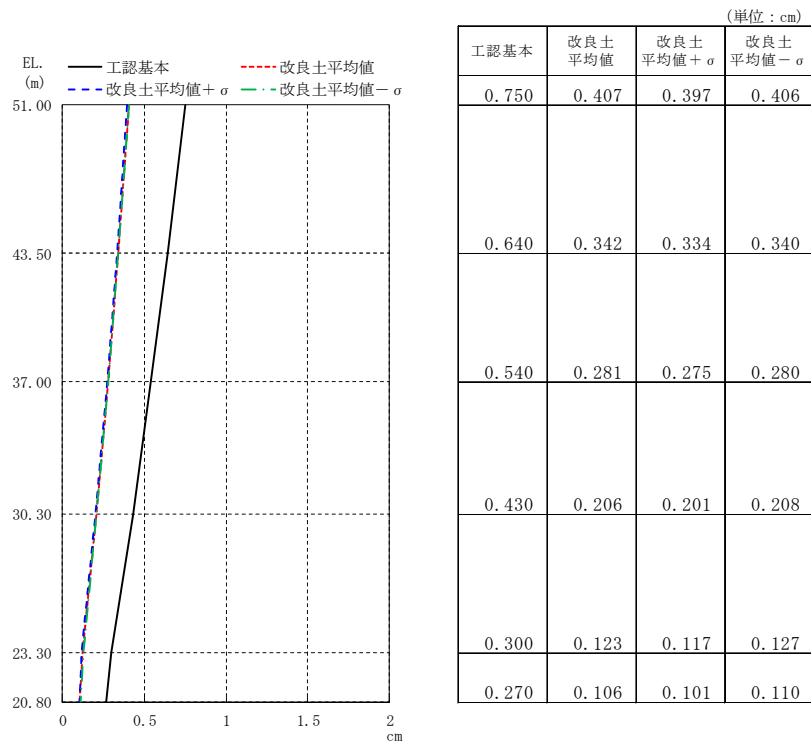


(a) S_s - D 1

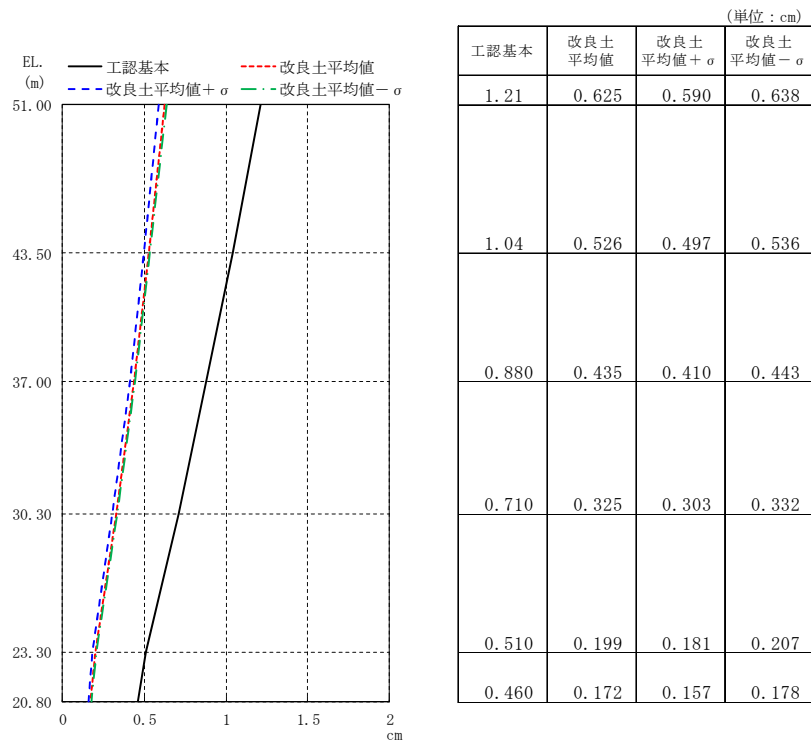


(b) S_s - 2 1

図 2-12 (1/2) 最大応答変位 (NS 方向)

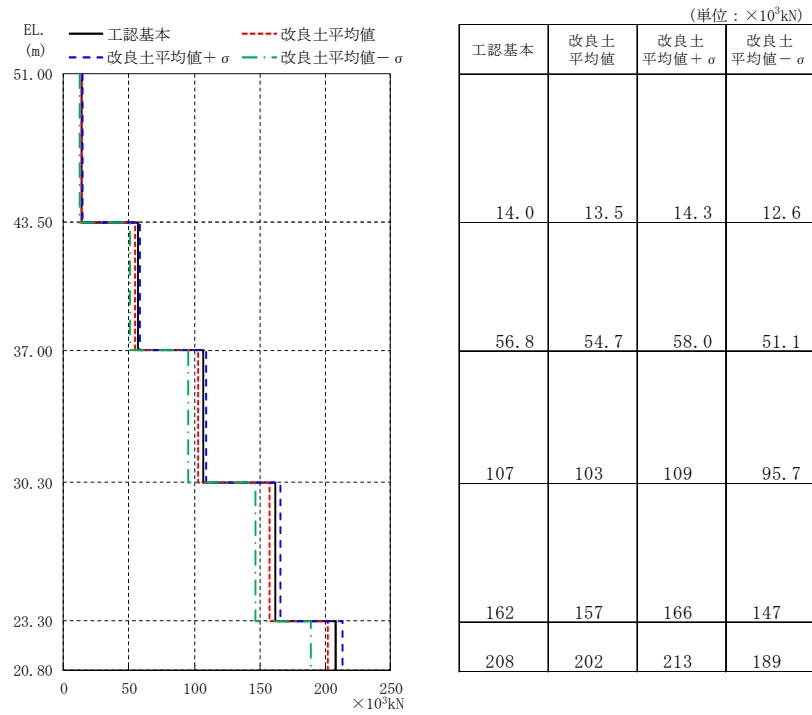


(c) S_s - 2 2

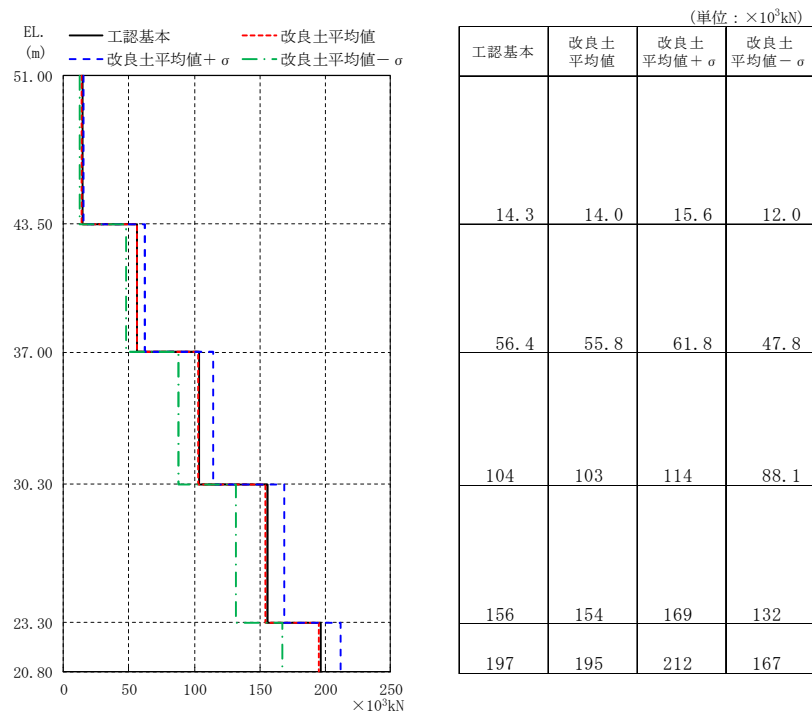


(d) S_s - 3 1

図 2-12 (2/2) 最大応答変位 (NS 方向)

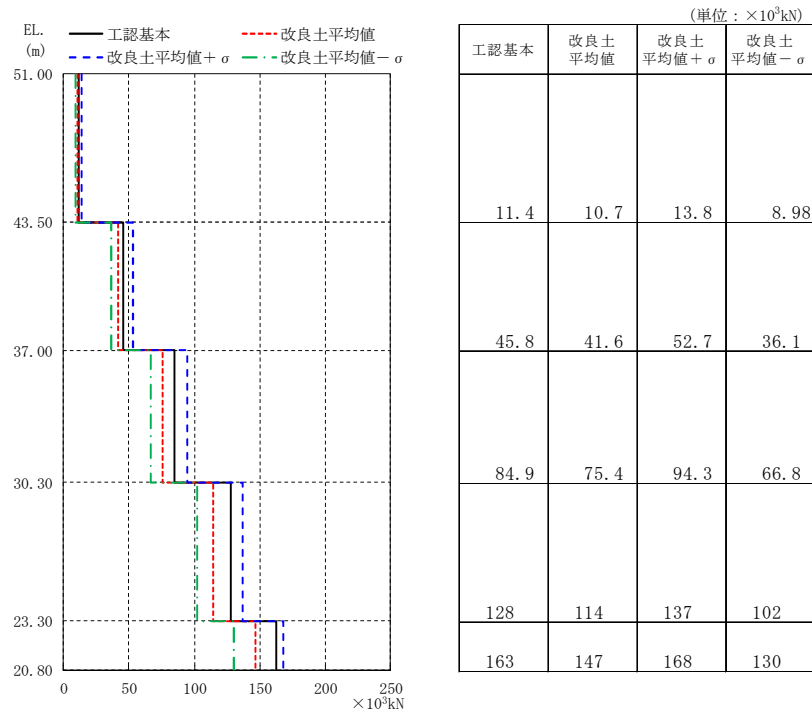


(a) $S_s - D 1$

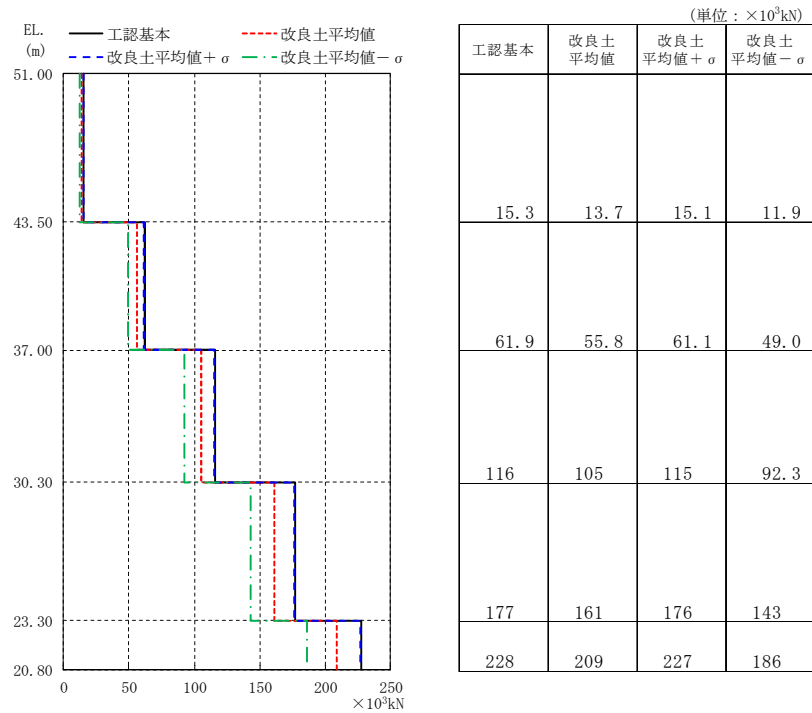


(b) $S_s - 2 1$

図 2-13 (1/2) 最大応答せん断力 (NS 方向)

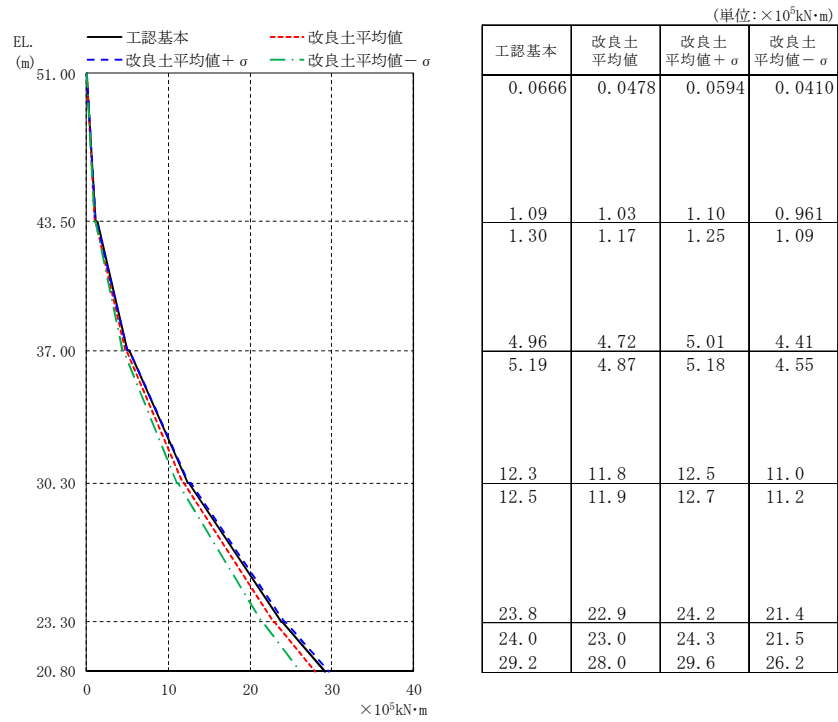


(c) S_s - 2 2

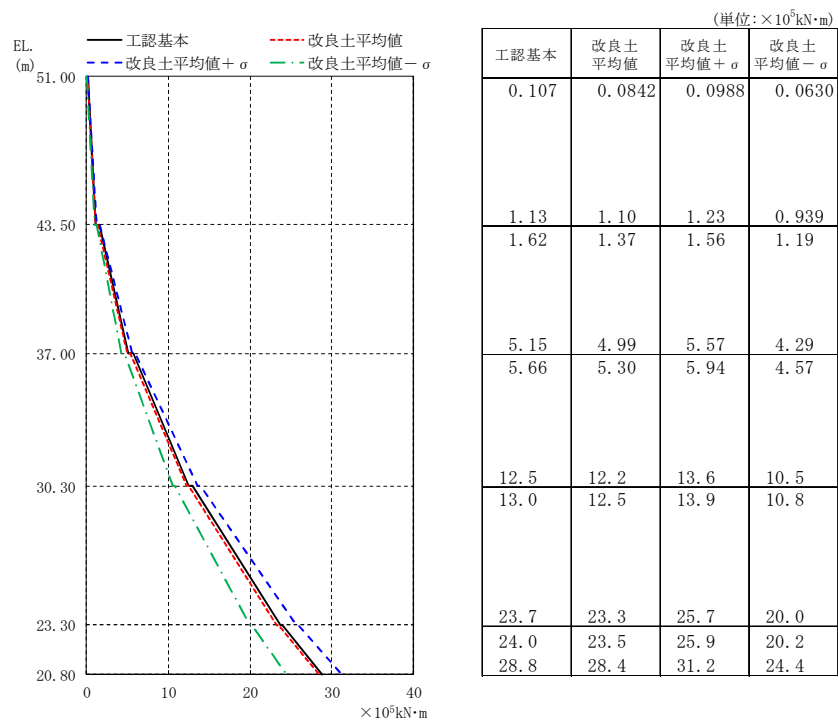


(d) S_s - 3 1

図 2-13 (2/2) 最大応答せん断力 (NS 方向)

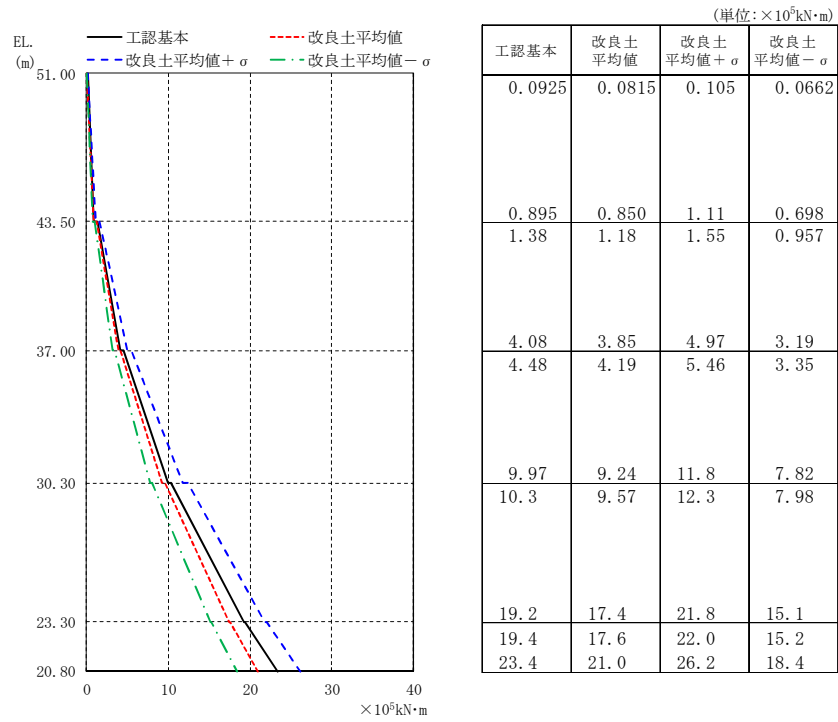


(a) $S_s - D 1$

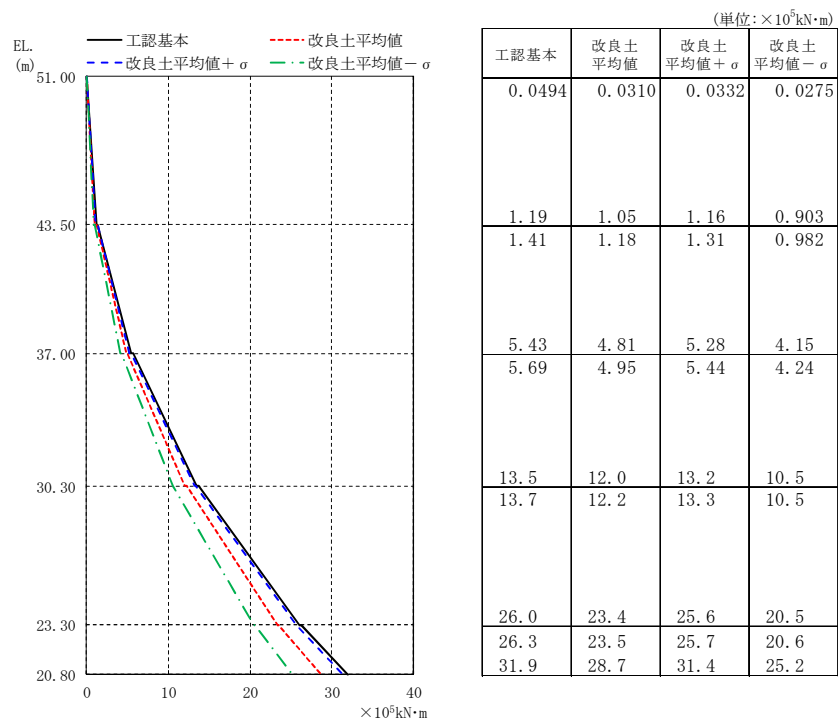


(b) $S_s - 2 1$

図 2-14 (1/2) 最大応答曲げモーメント (NS 方向)

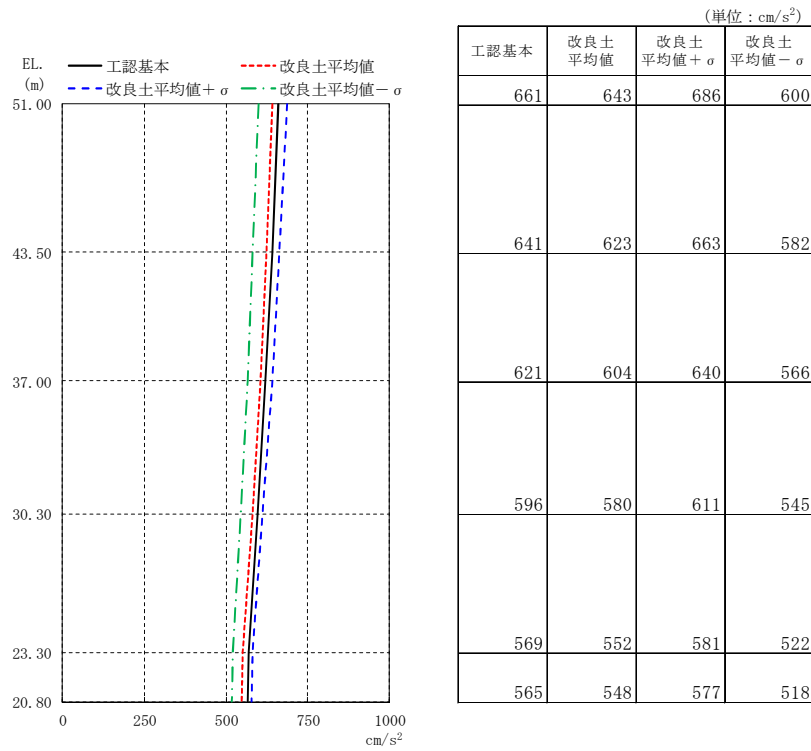


(c) $S_s - 2 2$

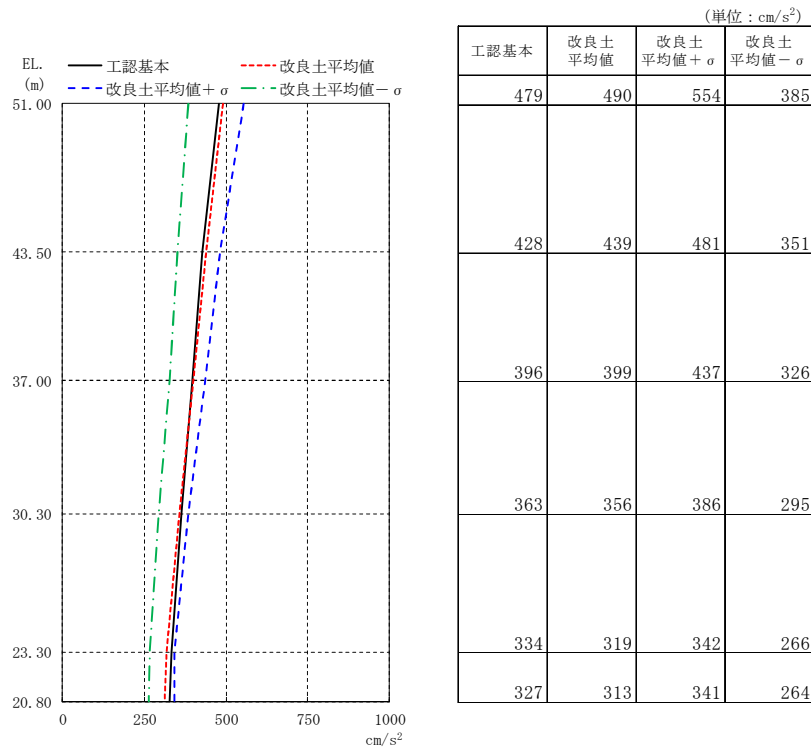


(d) $S_s - 3 1$

図 2-14 (2/2) 最大応答曲げモーメント (NS 方向)

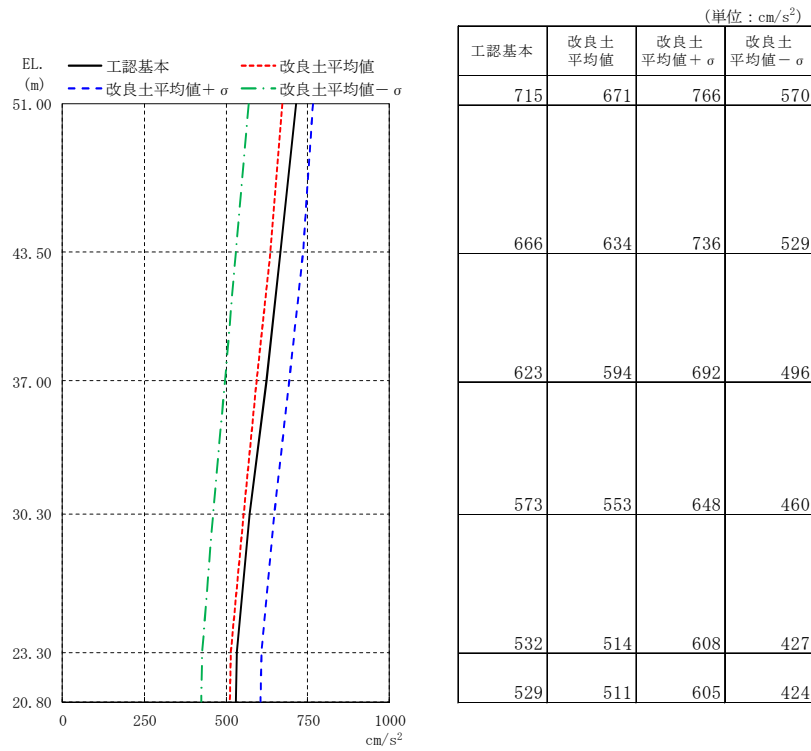


(a) $S_s - D 1$

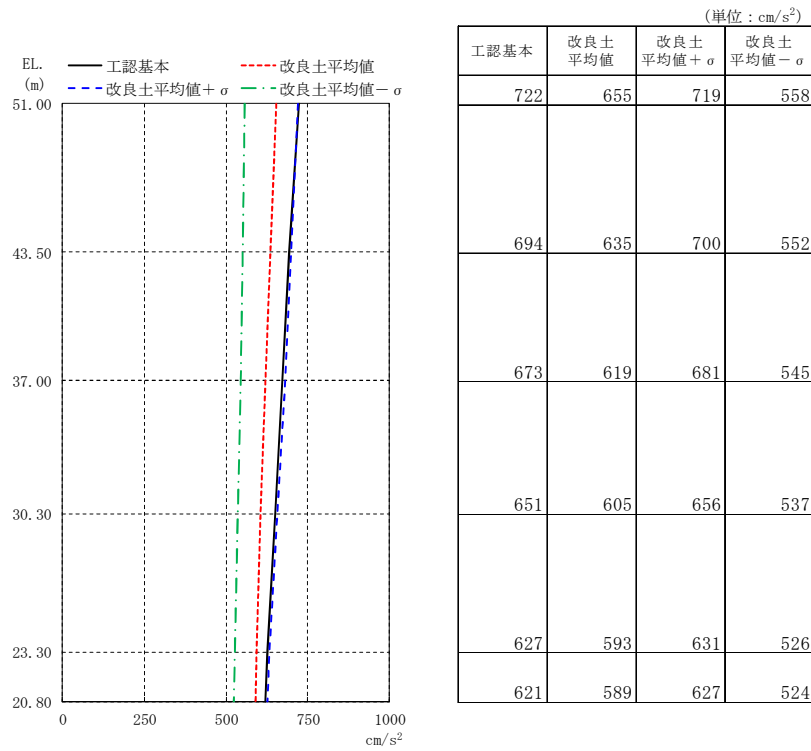


(b) $S_s - 2 1$

図 2-15 (1/2) 最大応答加速度 (EW 方向)

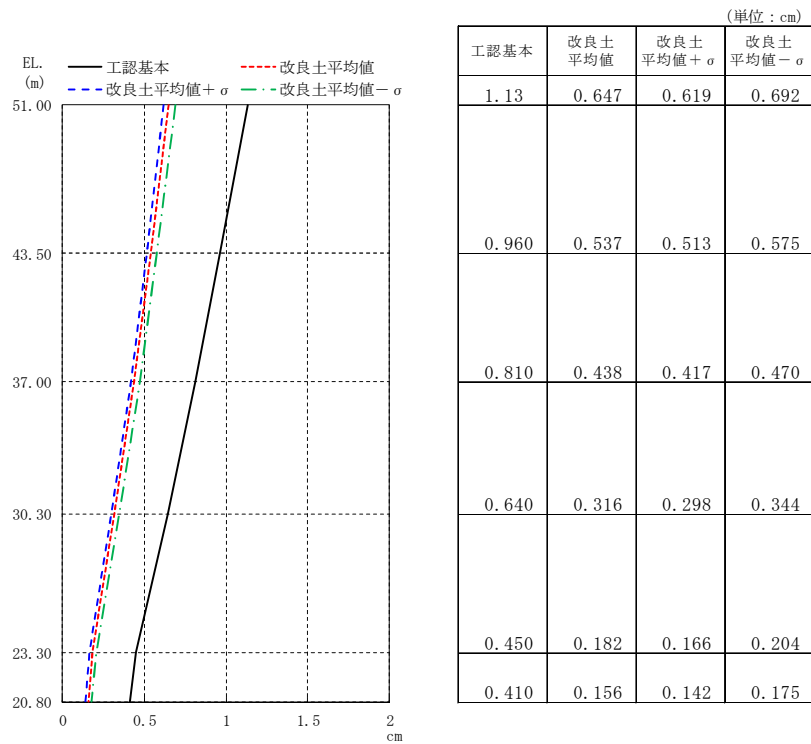


(c) $S_s - 22$

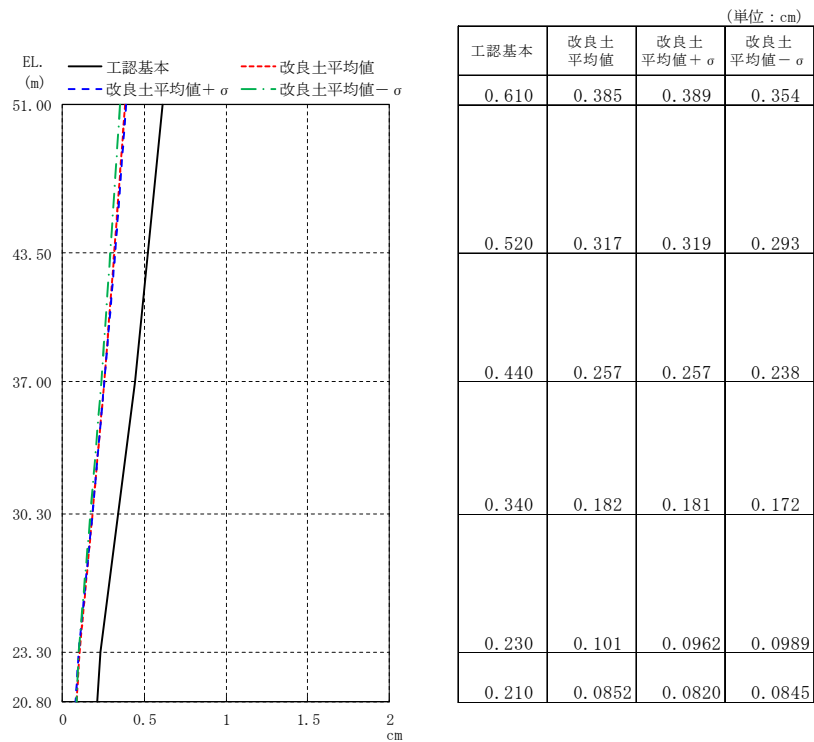


(d) $S_s - 31$

図 2-15 (2/2) 最大応答加速度 (EW 方向)

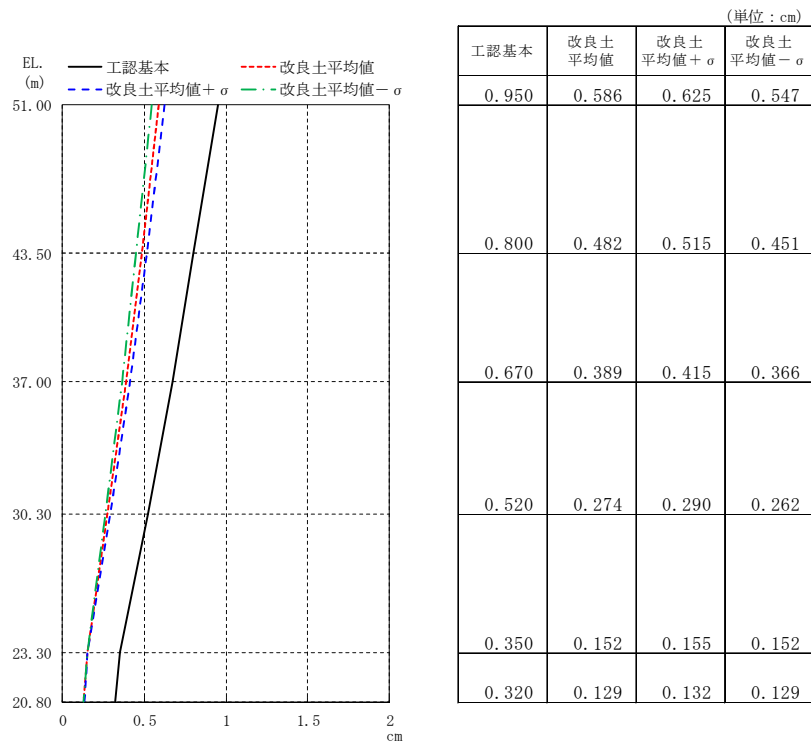


(a) S_s - D 1

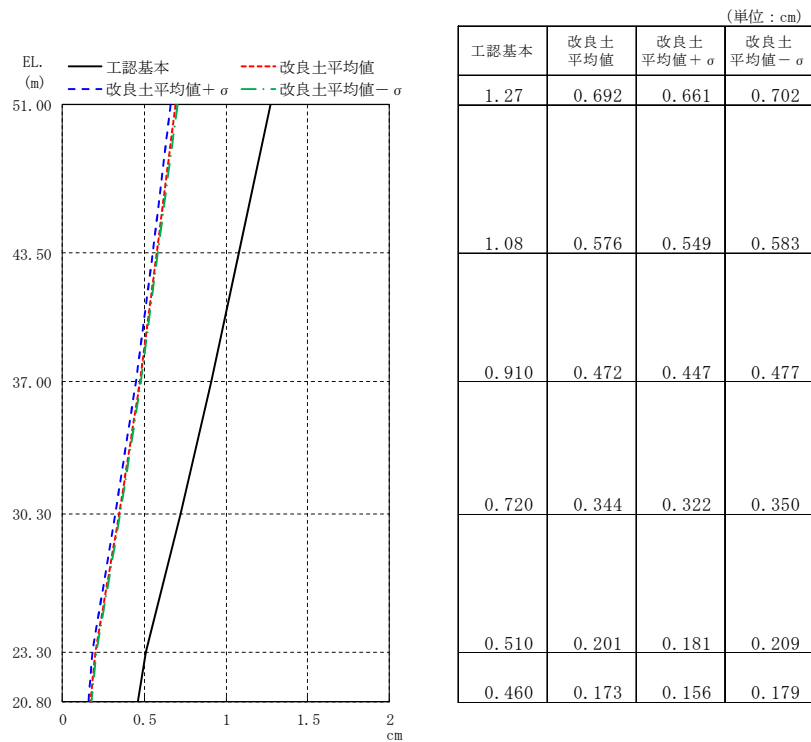


(b) S_s - 2 1

図 2-16 (1/2) 最大応答変位 (EW 方向)

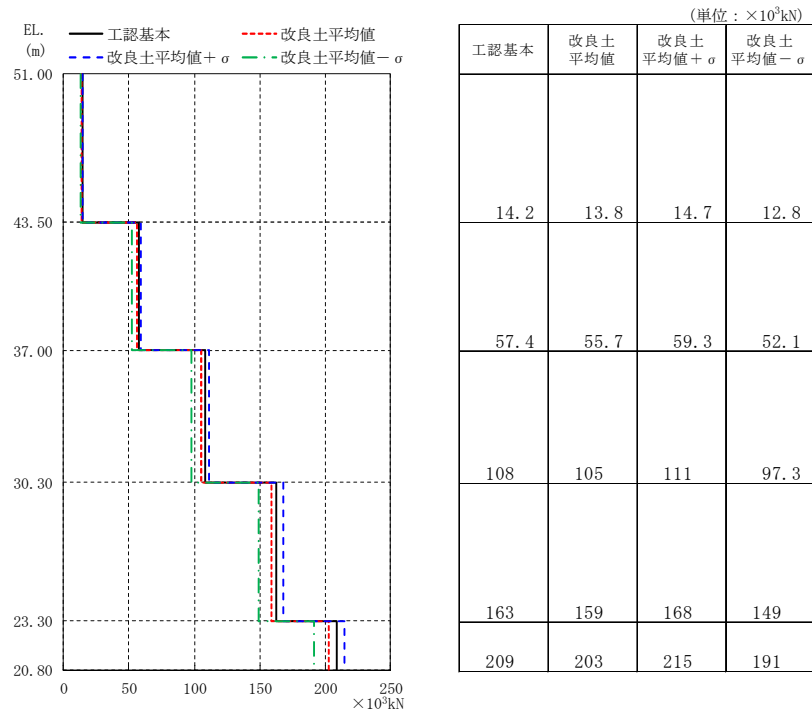


(c) S_s - 2 2

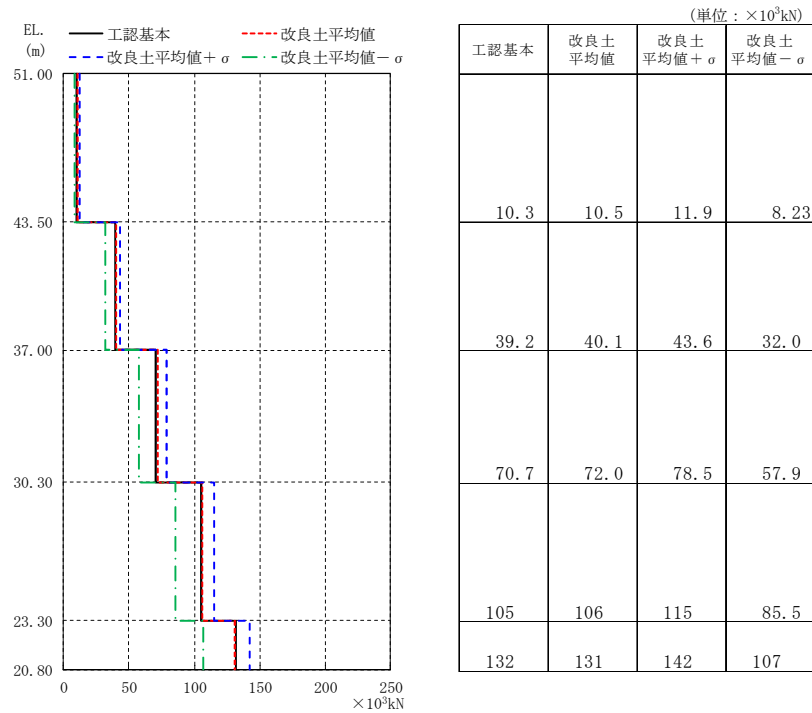


(d) S_s - 3 1

図 2-16 (2/2) 最大応答変位 (EW 方向)

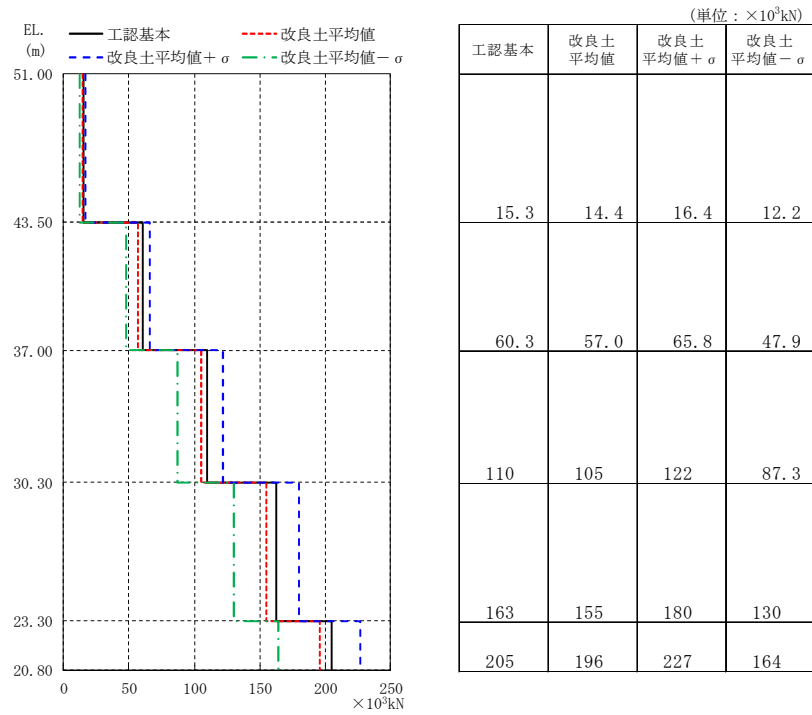


(a) $S_s - D 1$

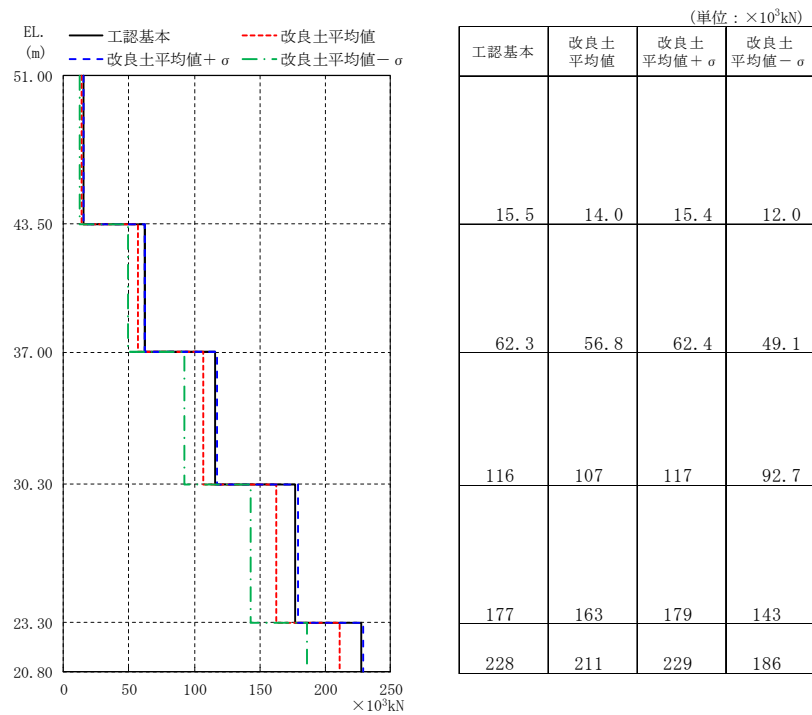


(b) $S_s - 2 1$

図 2-17 (1/2) 最大応答せん断力 (EW 方向)

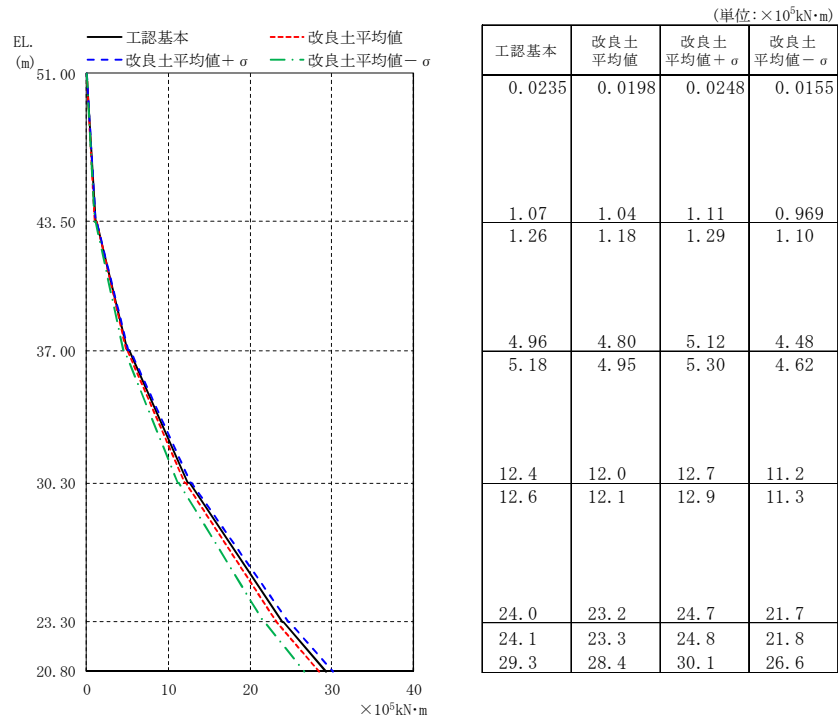


(c) S_s - 2 2

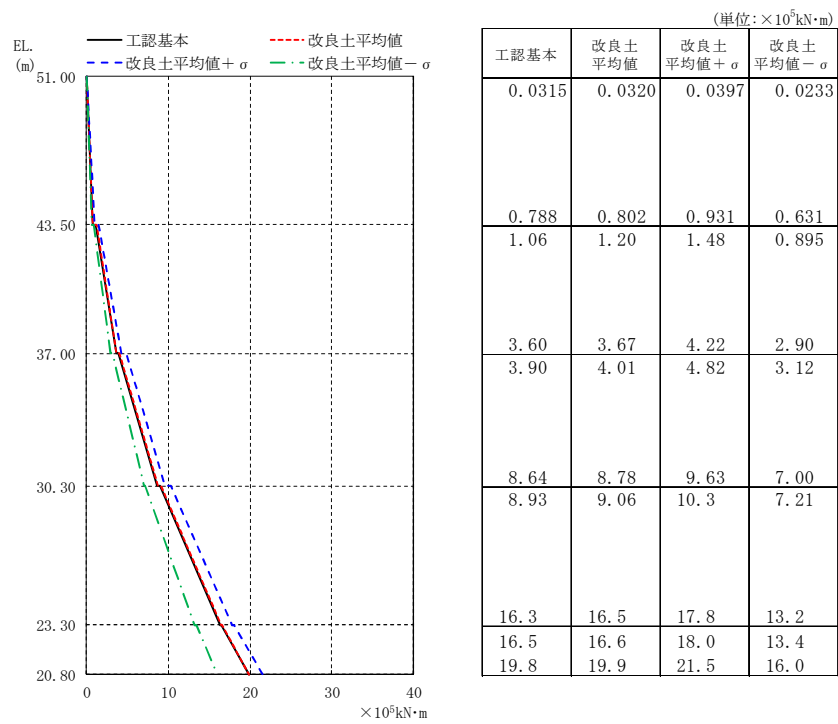


(d) S_s - 3 1

図 2-17 (2/2) 最大応答せん断力 (EW 方向)

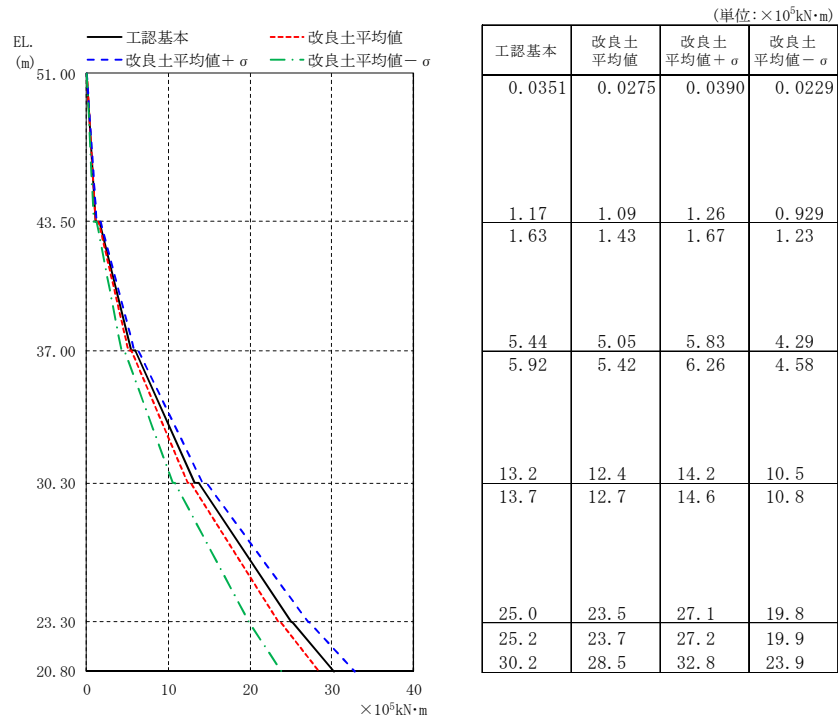


(a) $S_s - D 1$

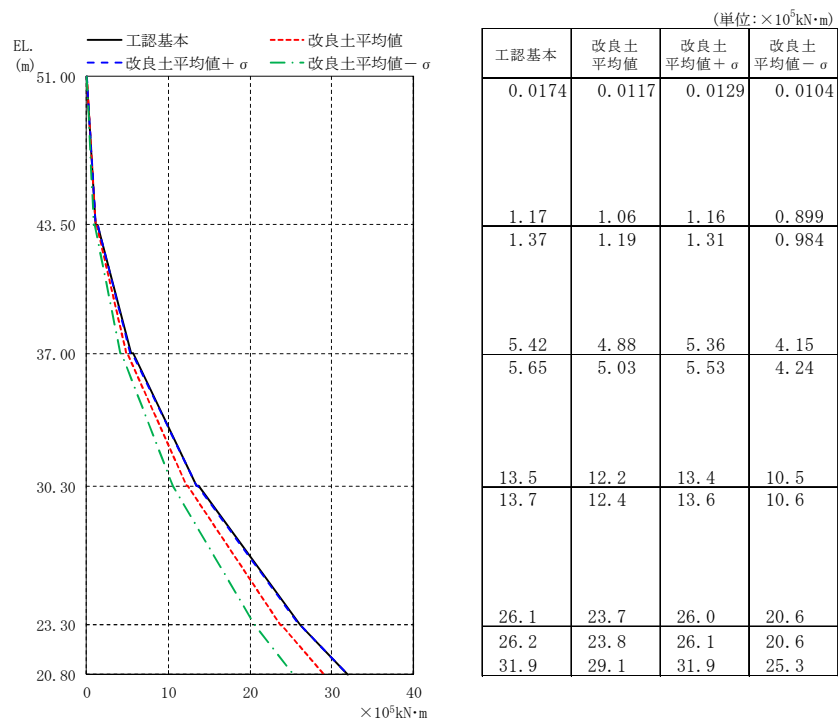


(b) $S_s - 2 1$

図 2-18 (1/2) 最大応答曲げモーメント (EW 方向)

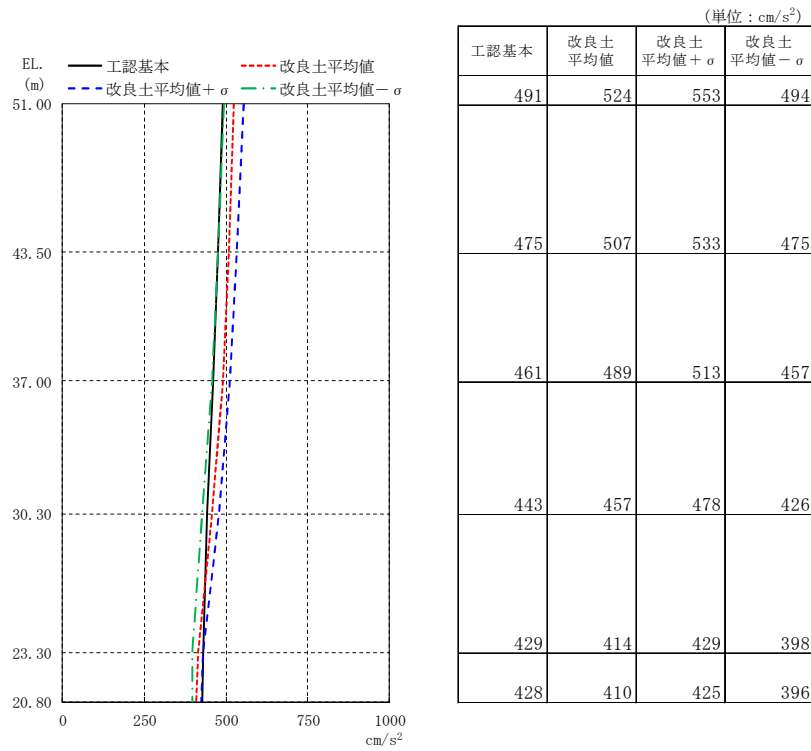


(c) $S_s - 22$

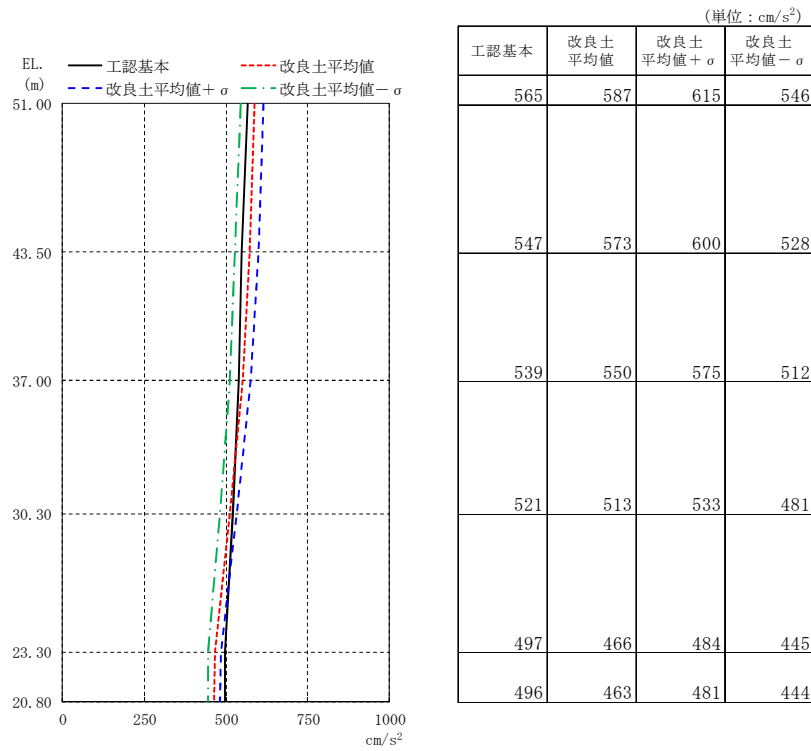


(d) $S_s - 31$

図 2-18 (2/2) 最大応答曲げモーメント (EW 方向)

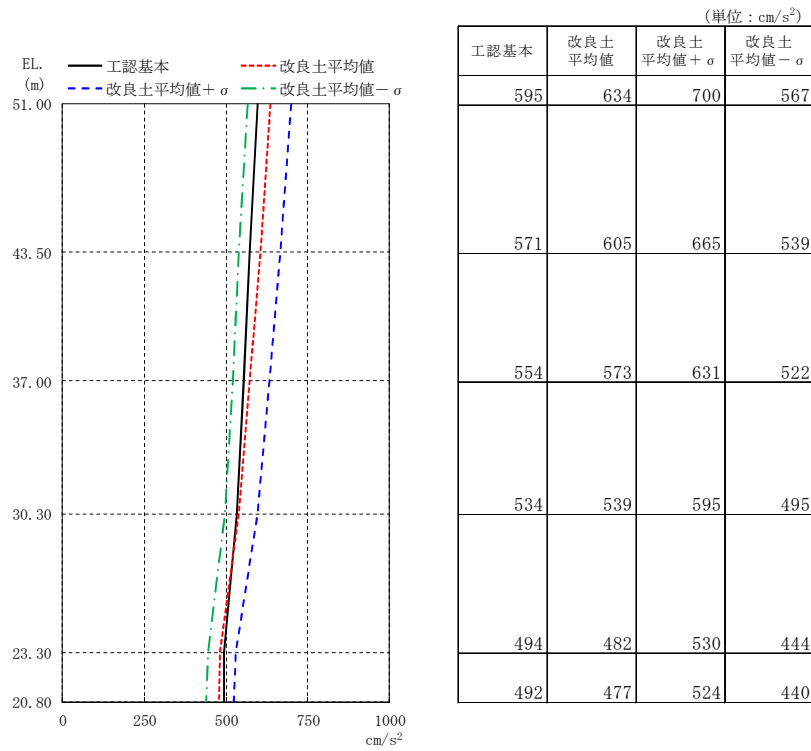


(a) $S_s - D 1$

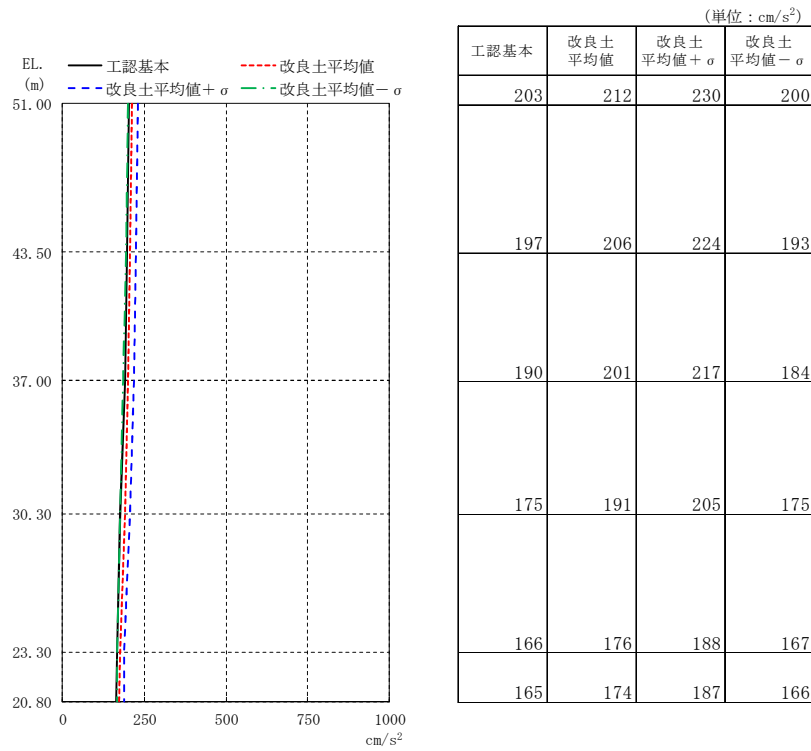


(b) $S_s - 2 1$

図 2-19 (1/2) 最大応答加速度 (UD 方向)

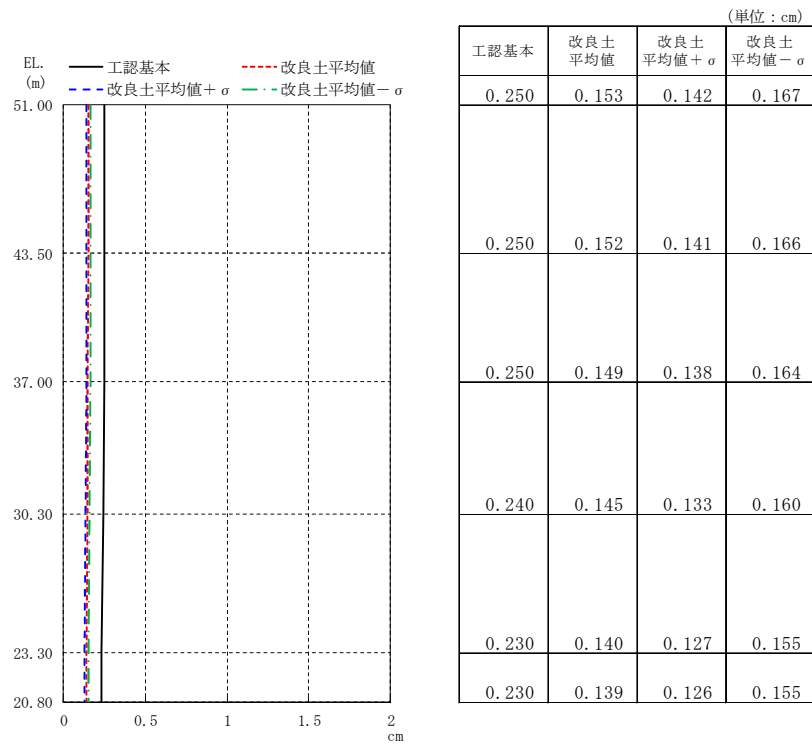


(c) $S_s - 22$

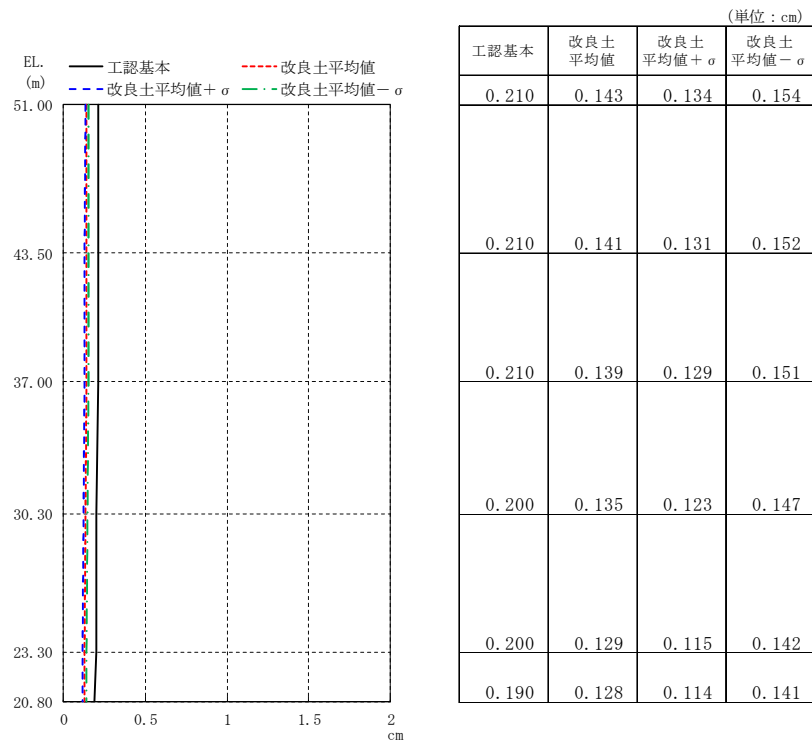


(d) $S_s - 31$

図 2-19 (2/2) 最大応答加速度 (UD 方向)

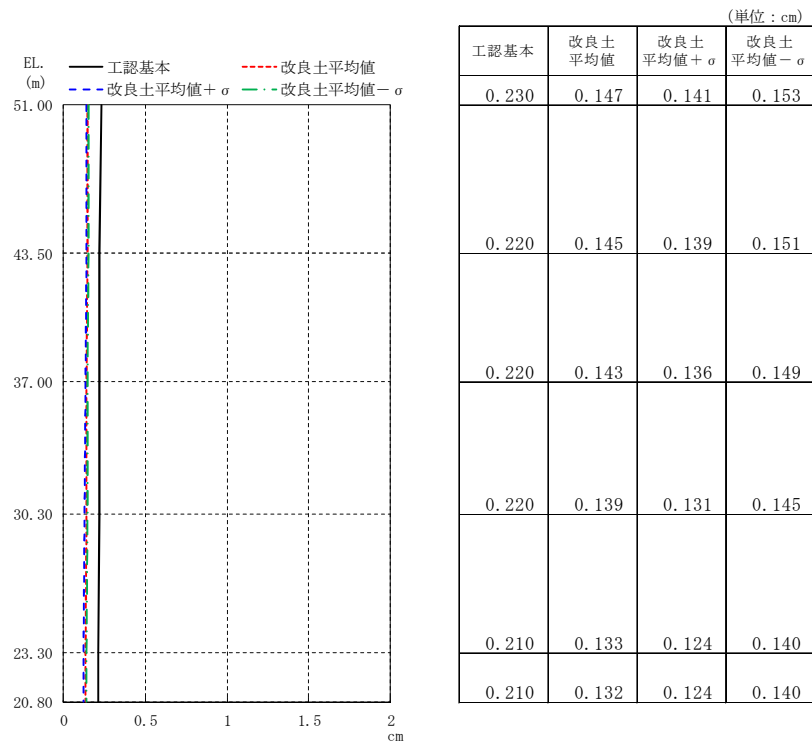


(a) S_s - D 1

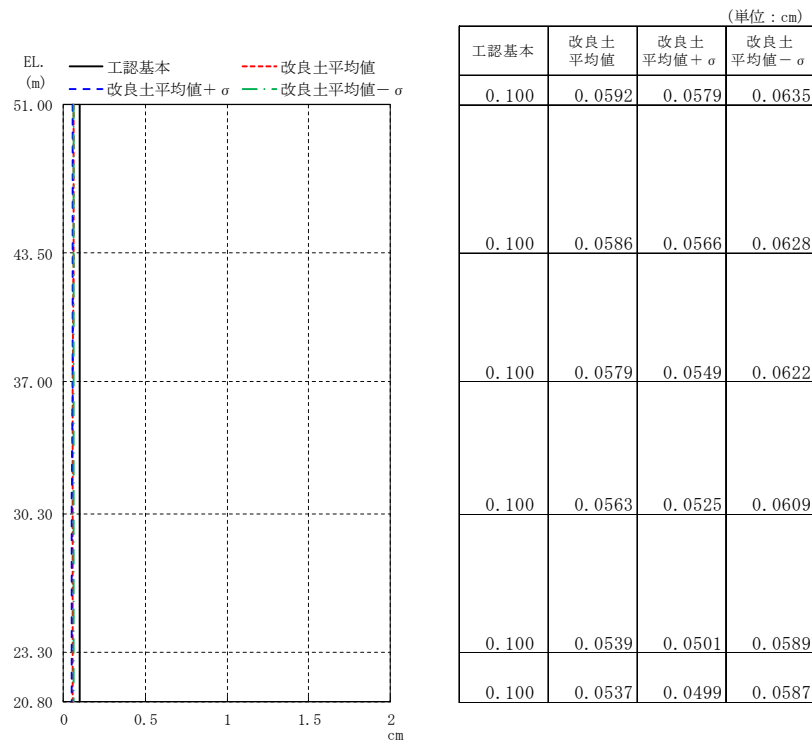


(b) S_s - 2 1

図 2-20 (1/2) 最大応答変位 (UD 方向)

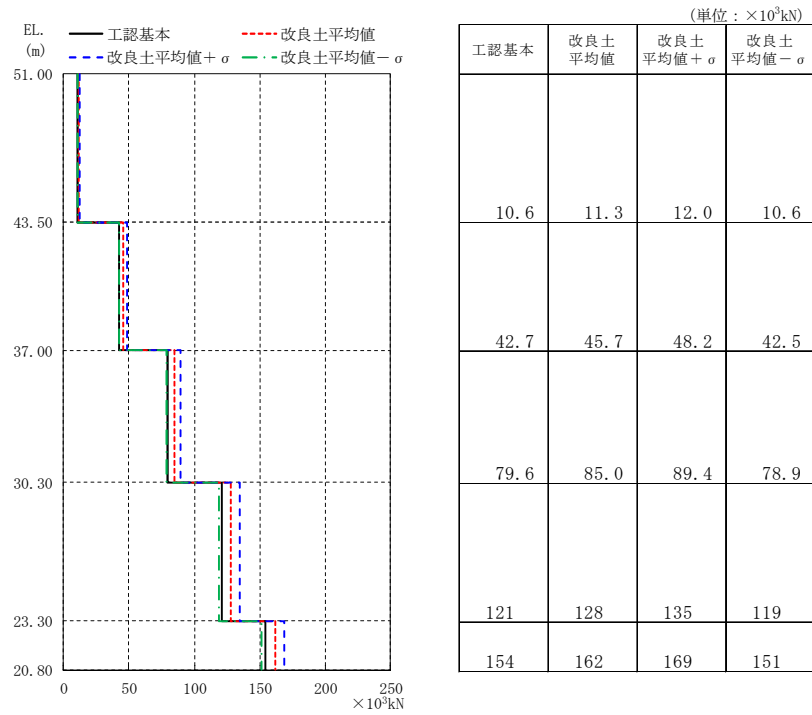


(c) S_s - 2 2

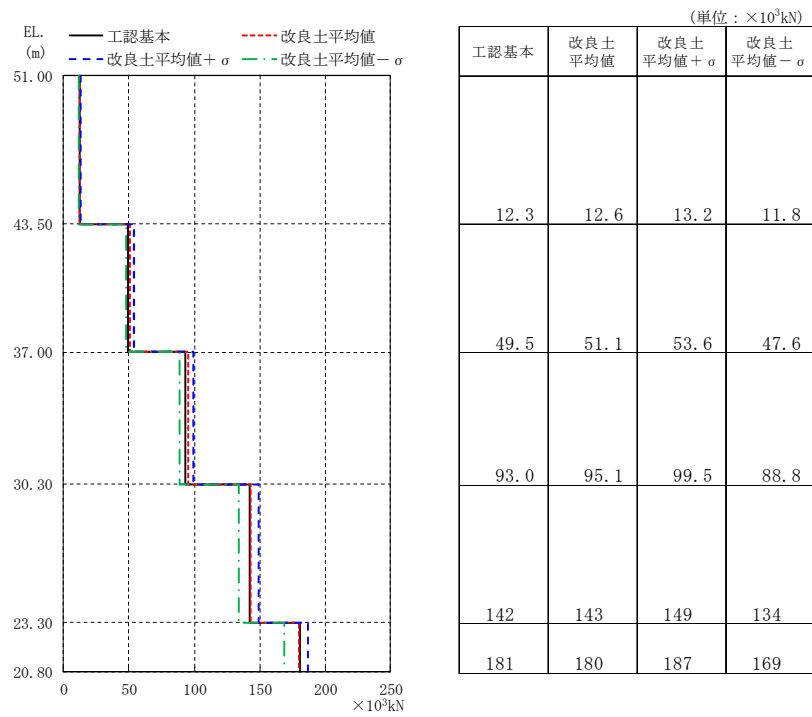


(d) S_s - 3 1

図 2-20 (2/2) 最大応答変位 (UD 方向)

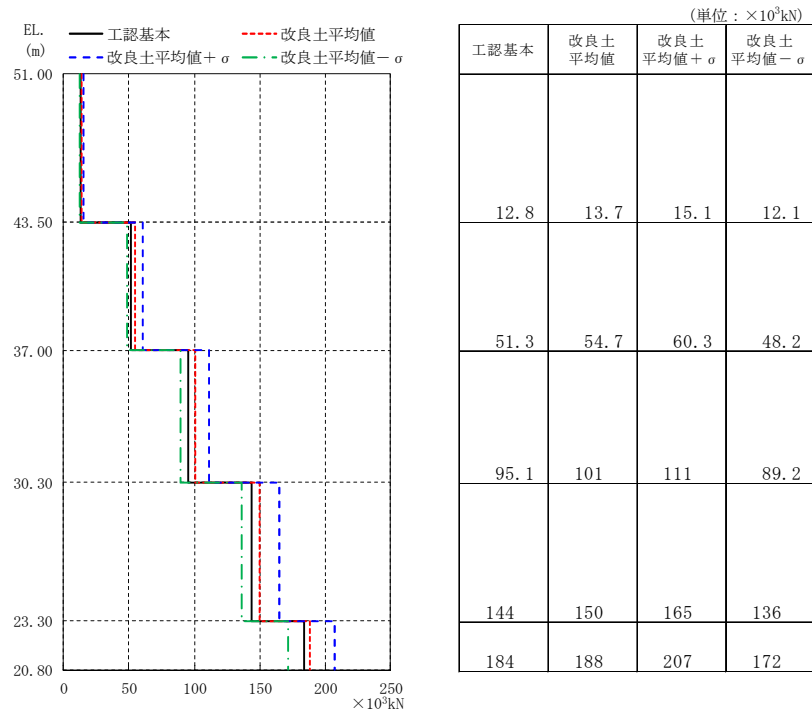


(a) $S_s - D 1$

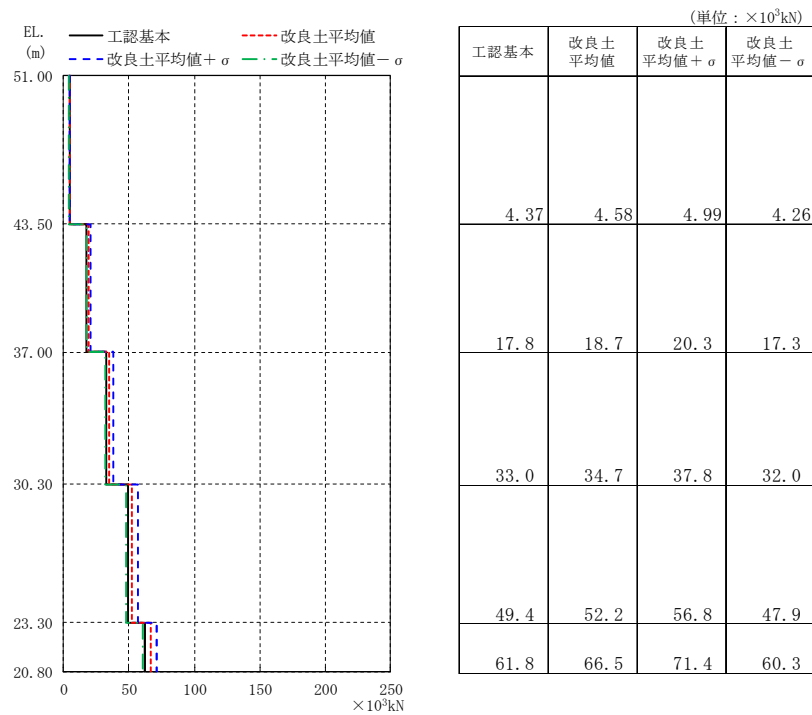


(b) $S_s - 2 1$

図 2-21 (1/2) 最大応答軸力 (UD 方向)

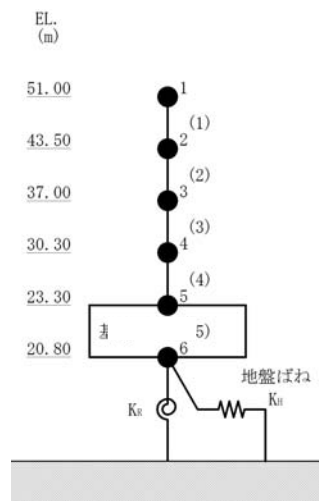
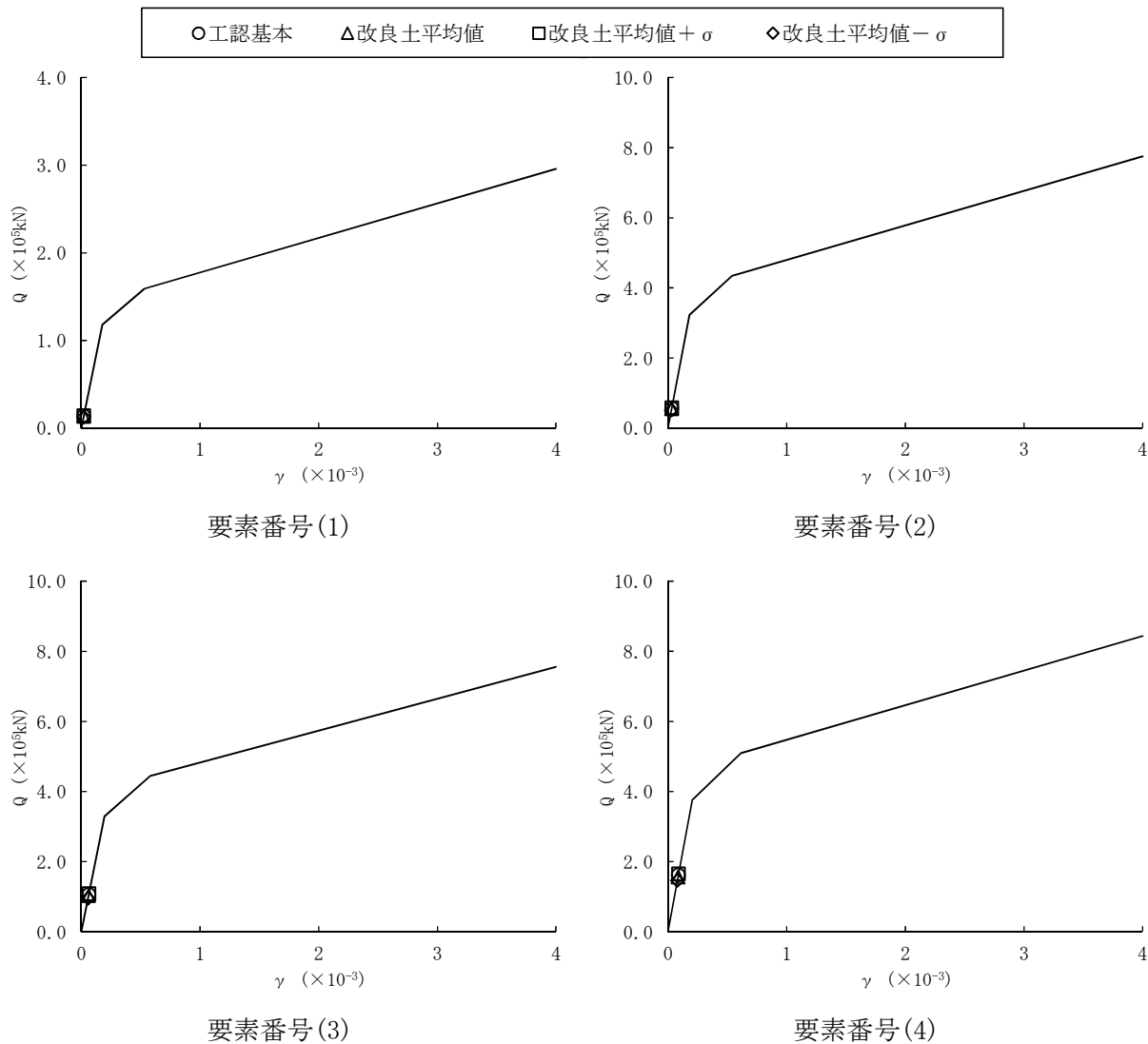


(c) $S_s - 2 2$



(d) $S_s - 3 1$

図 2-21 (2/2) 最大応答軸力 (UD 方向)

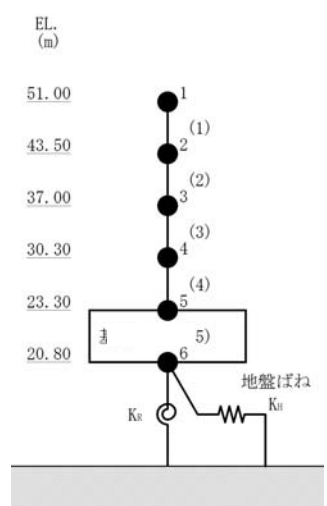
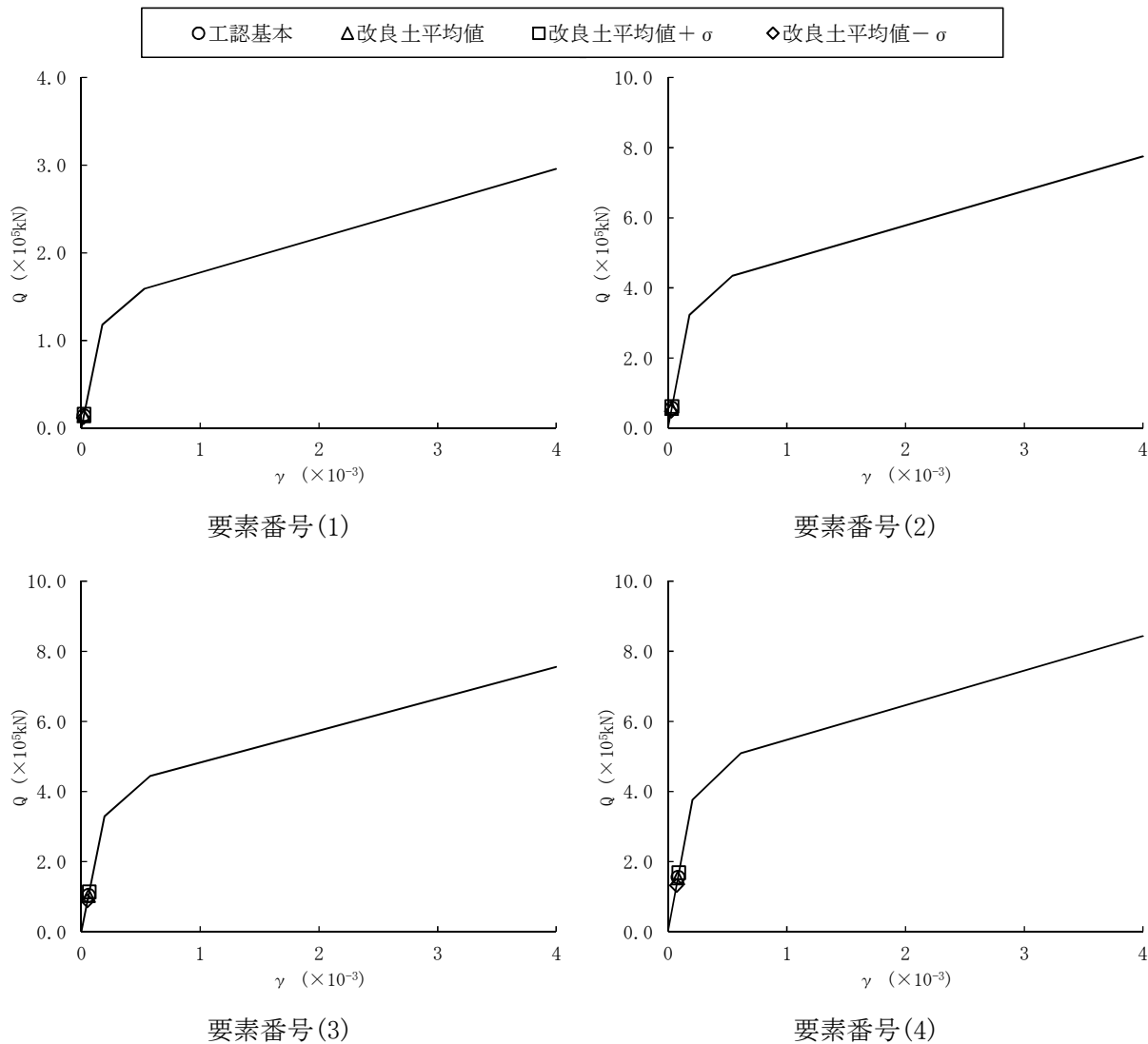


注： 数字は質点番号を示す。
注： () 内は要素番号を示す。

地震応答解析モデル (緊急時対策所建屋)

(a) $S_s - D 1$

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)

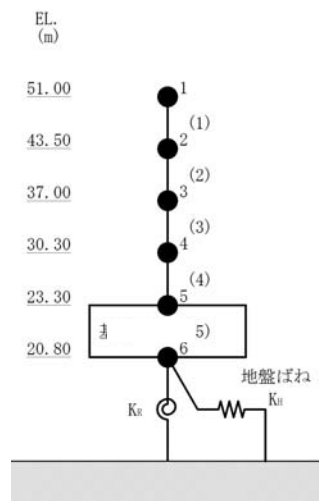
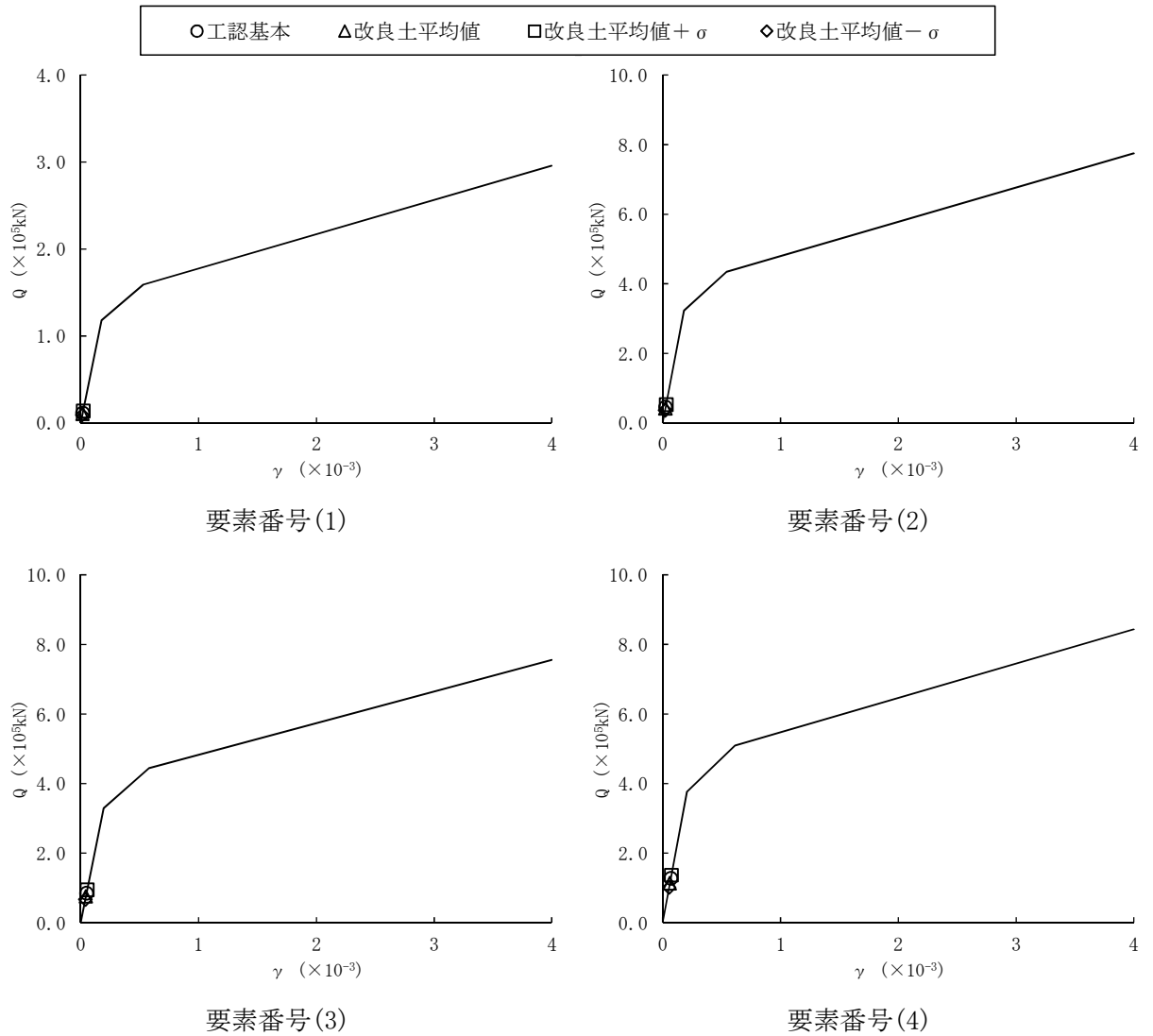


注： 数字は質点番号を示す。
 注： () 内は要素番号を示す。

地震応答解析モデル (緊急時対策所建屋)

(b) $S_s - 21$

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

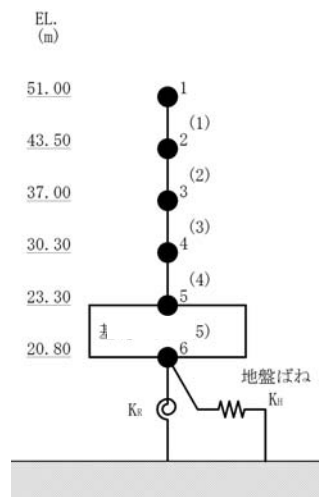
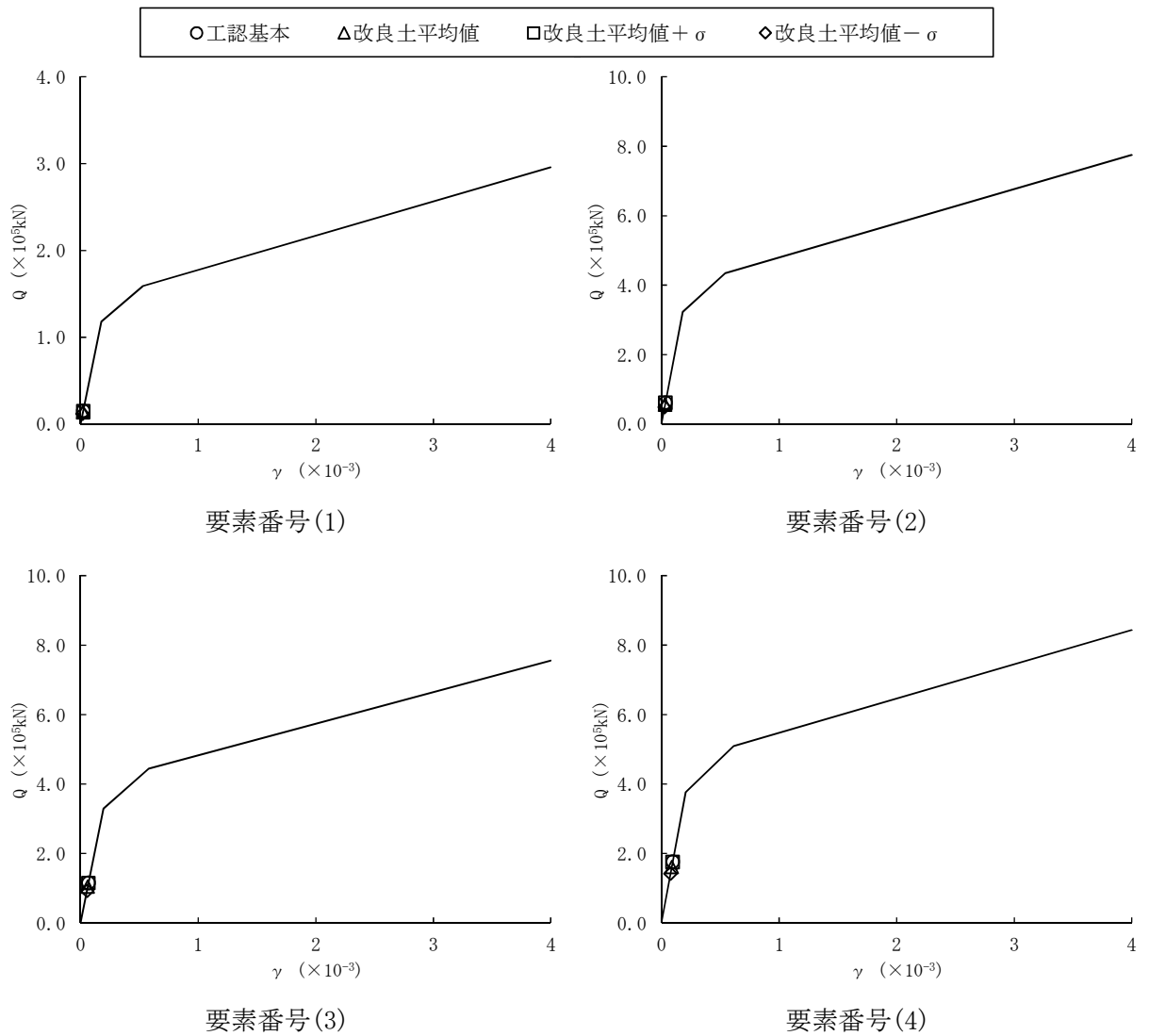


注： 数字は質点番号を示す。
 注： () 内は要素番号を示す。

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)

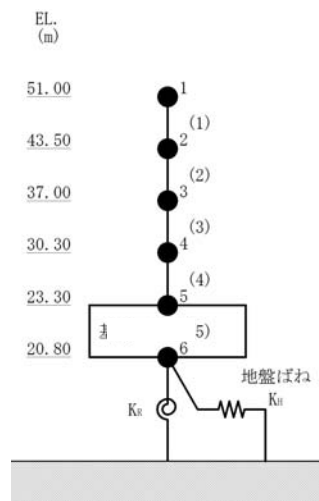
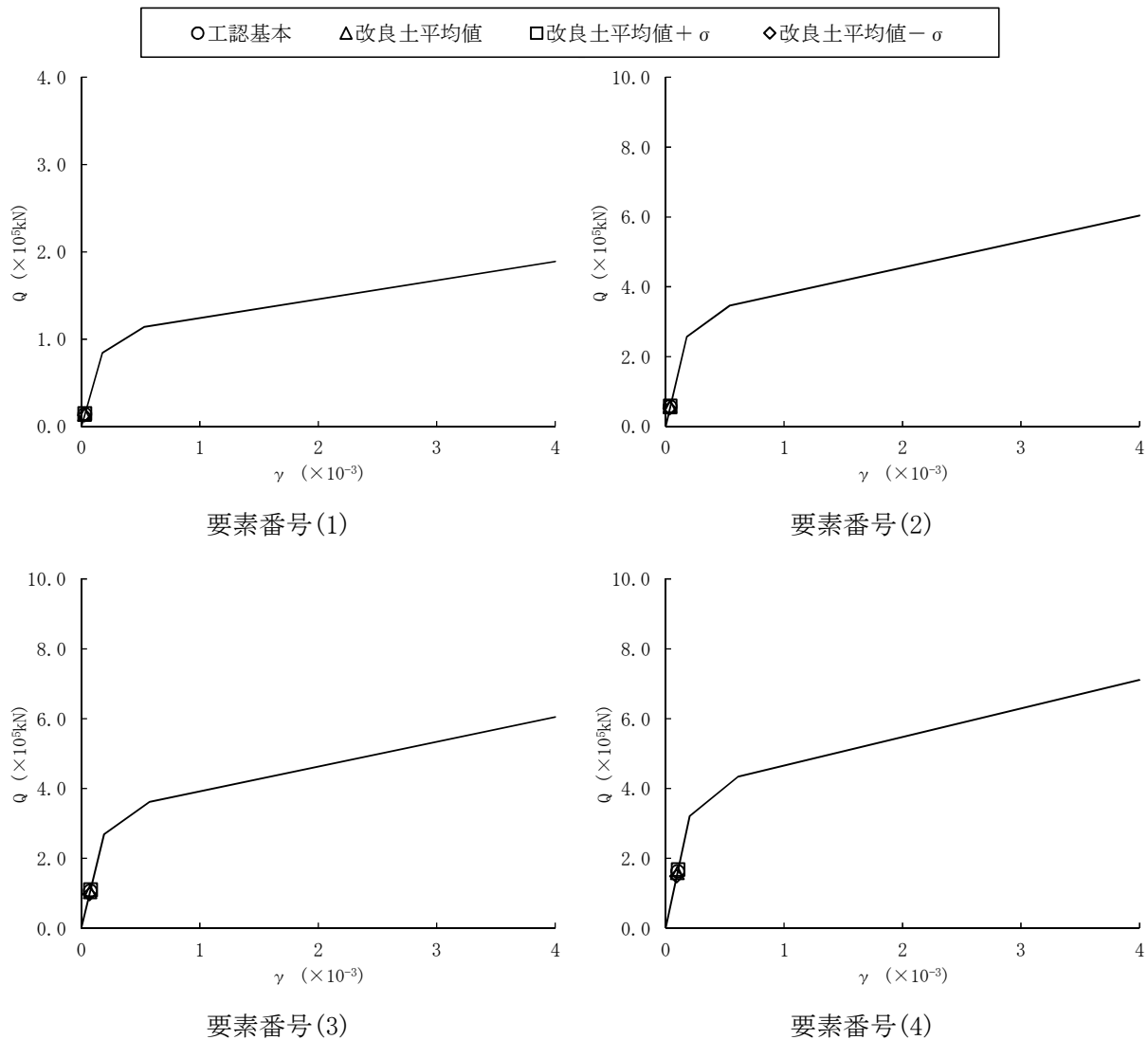


注： 数字は質点番号を示す。
注： () 内は要素番号を示す。

地震応答解析モデル（緊急時対策所建屋）

(d) $S_s - 31$

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)

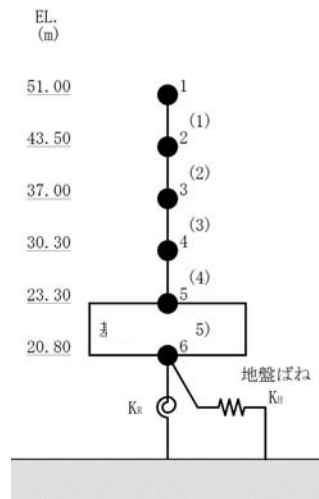
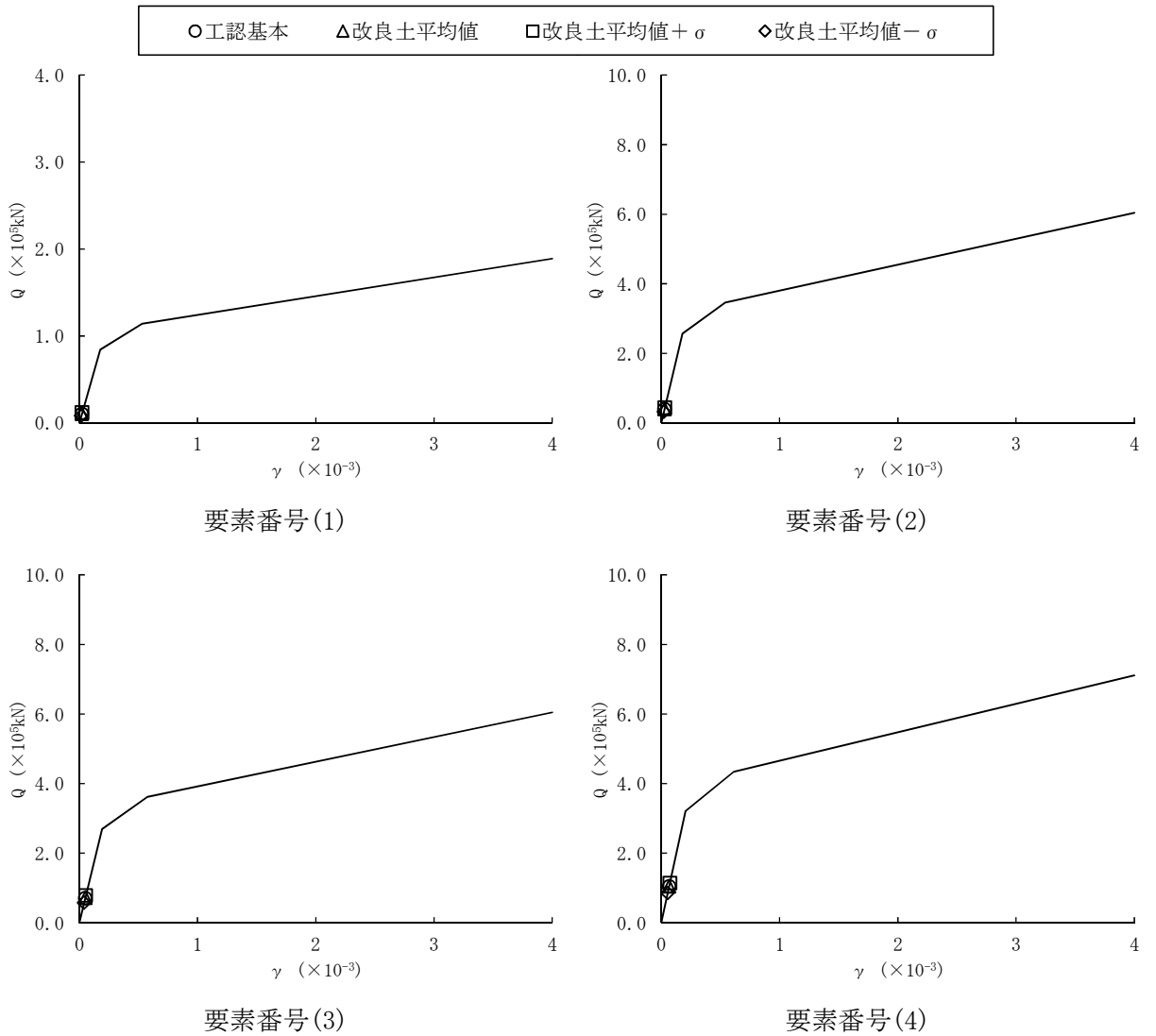


注： 数字は質点番号を示す。
注： () 内は要素番号を示す。

地震応答解析モデル (緊急時対策所建屋)

(a) $S_s - D 1$

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)

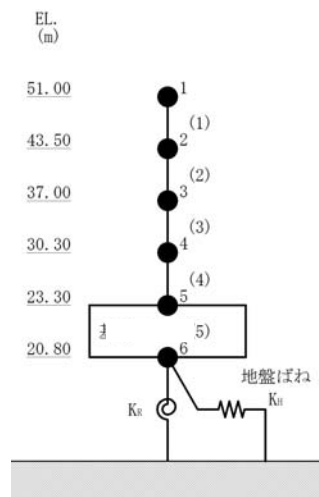
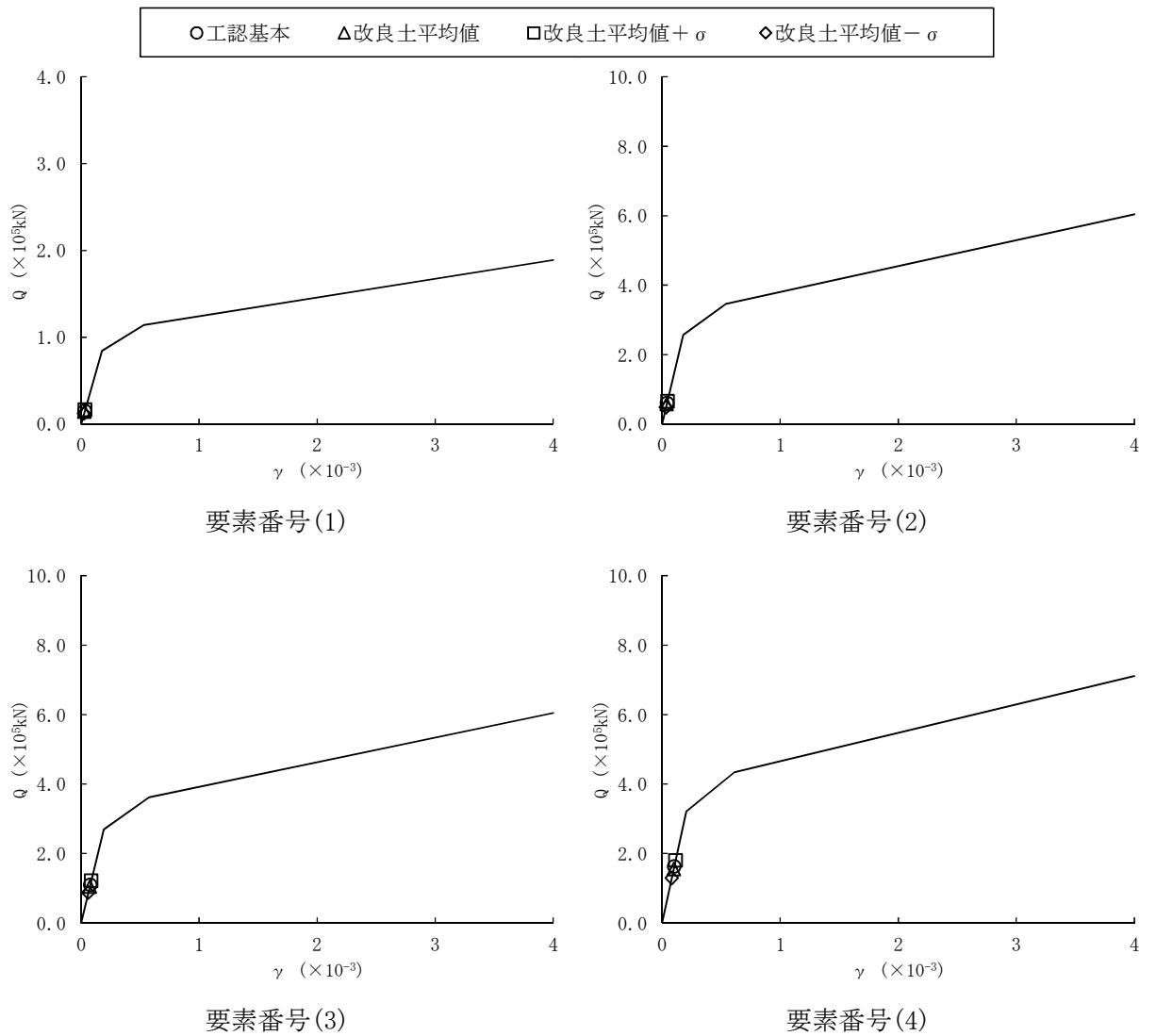


注： 数字は質点番号を示す。
注： () 内は要素番号を示す。

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)

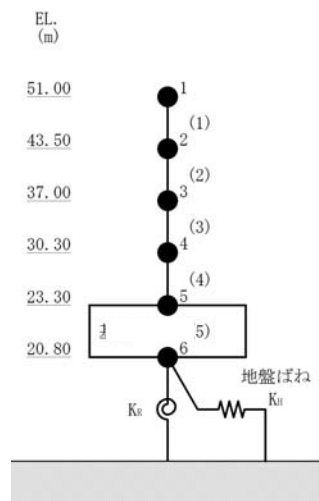
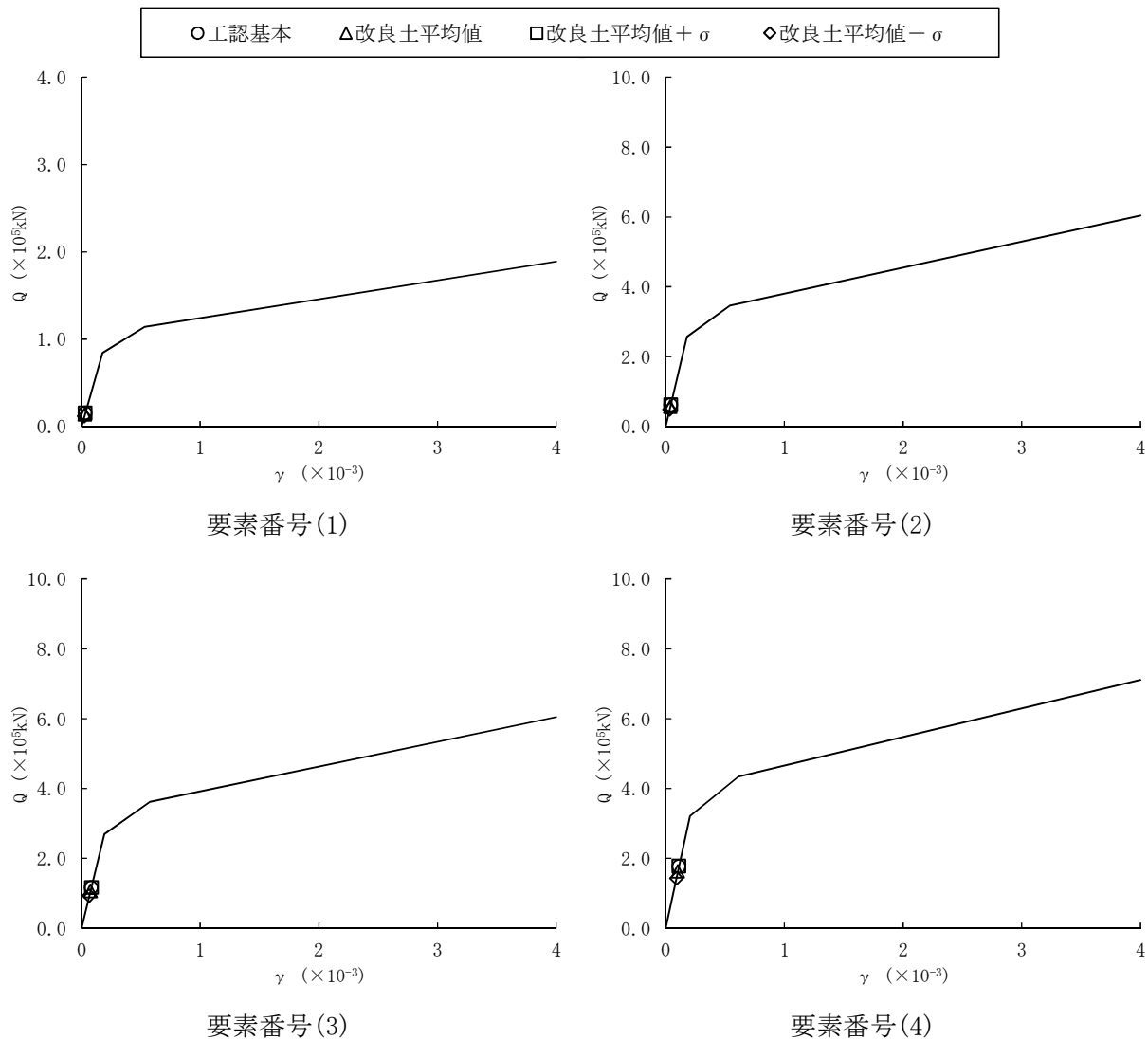


注： 数字は質点番号を示す。
注： () 内は要素番号を示す。

地震応答解析モデル（緊急時対策所建屋）

(c) $S_s - 22$

図 2-23 (3/4) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (EW 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）

(d) S_s-31

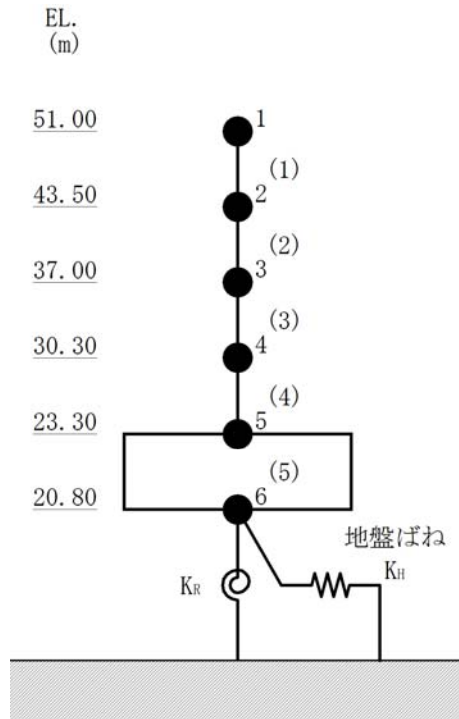
図 2-23 (4/4) せん断スケルトンカーブ上の最大応答値 (EW 方向)

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、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。

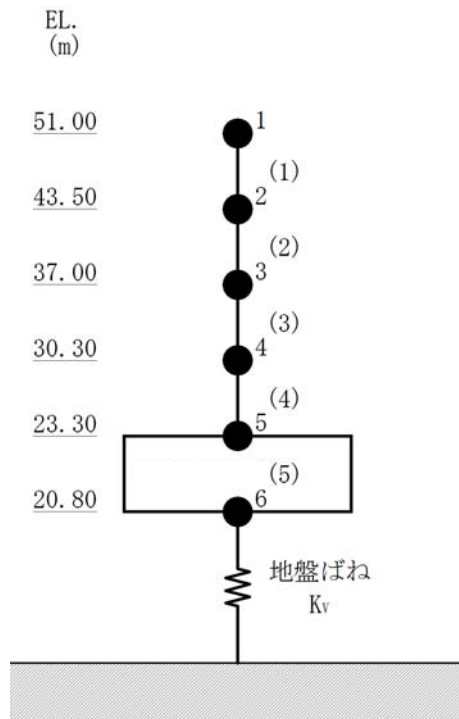
基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果を図 2-26～図 2-38 及び表 2-15～表 2-25 に示す。



注：数字は質点番号を示す。

注：()内は要素番号を示す。

図 2-24 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 2-25 地震応答解析モデル (鉛直方向)

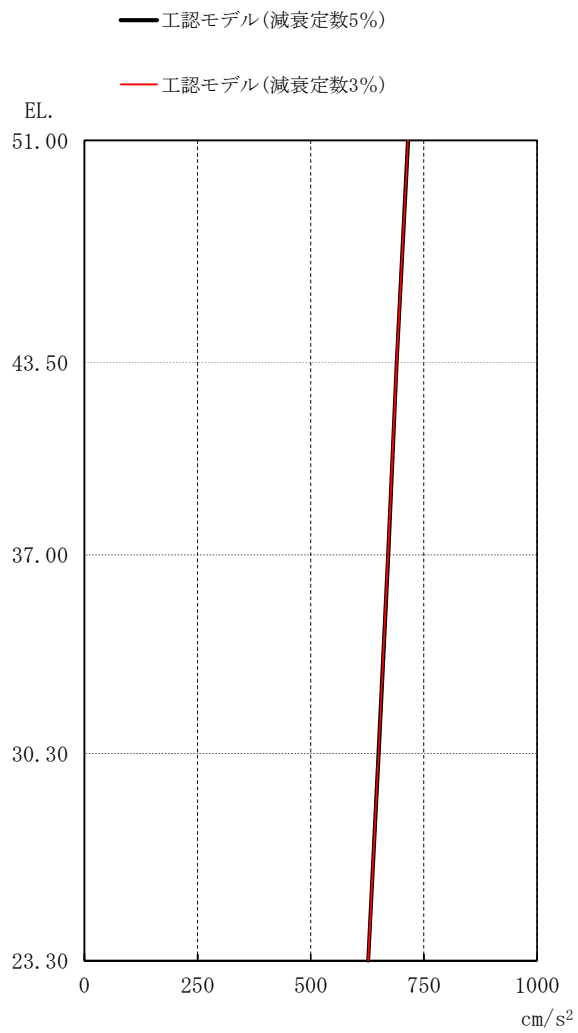


図 2-26 最大応答加速度 (S_s , NS 方向)

表 2-15 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%)

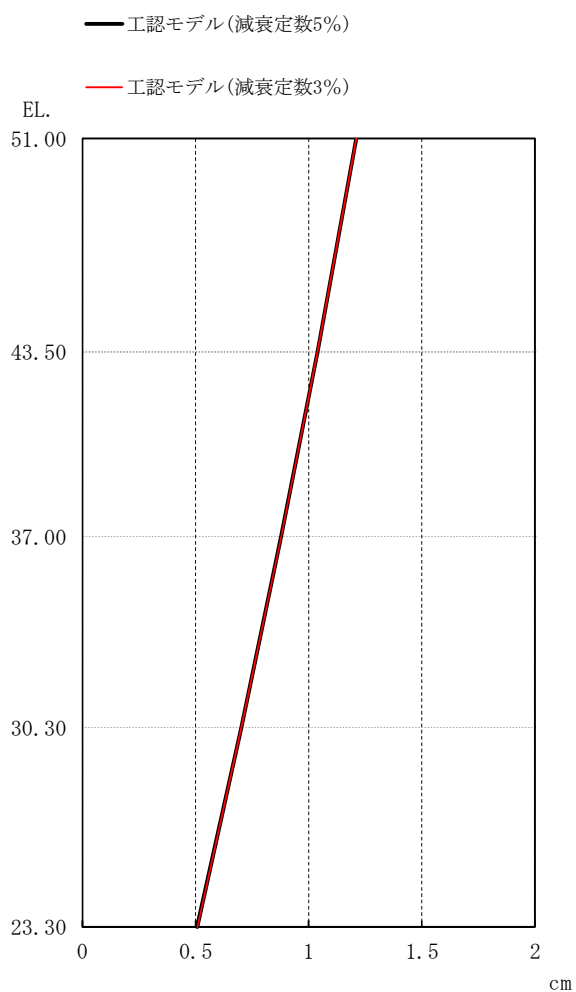


図 2-27 最大応答変位 (S_s , NS 方向)

表 2-16 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%）

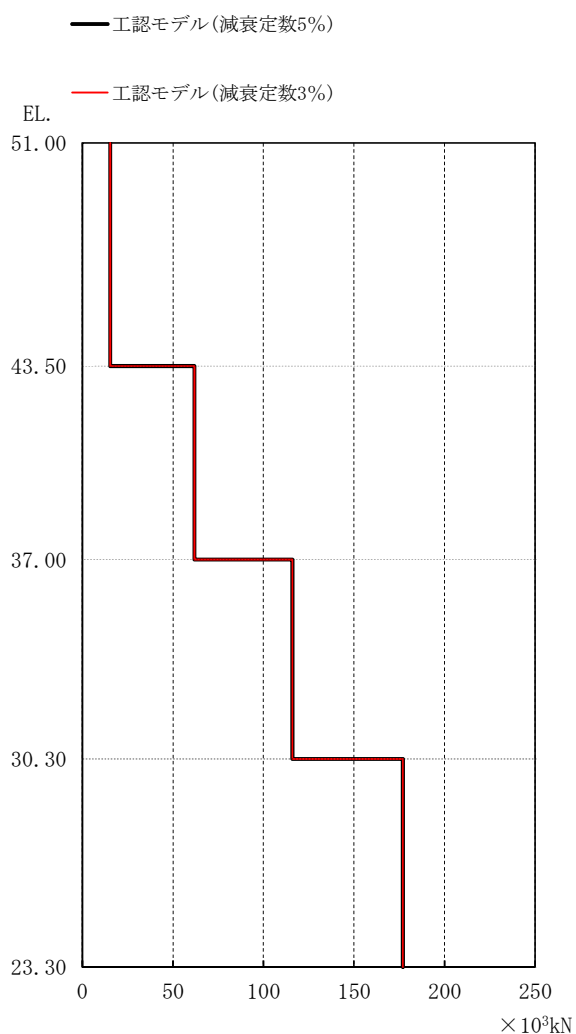


図 2-28 最大応答せん断力 (S_s , NS 方向)

表 2-17 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
		$S_s - 2 1$ (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)	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%)

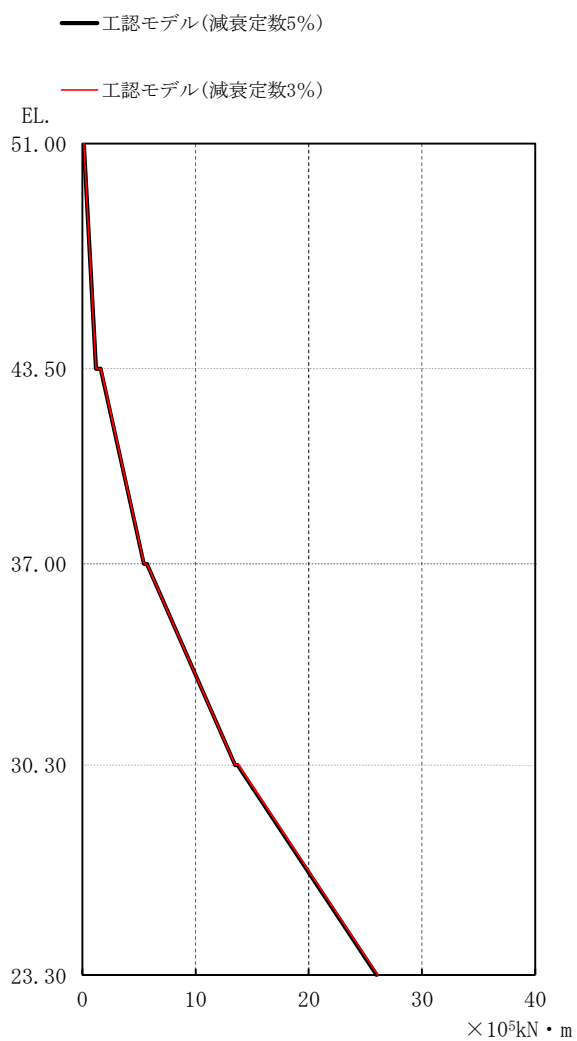


図 2-29 最大応答曲げモーメント (S_s, NS 方向)

表 2-18 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%)

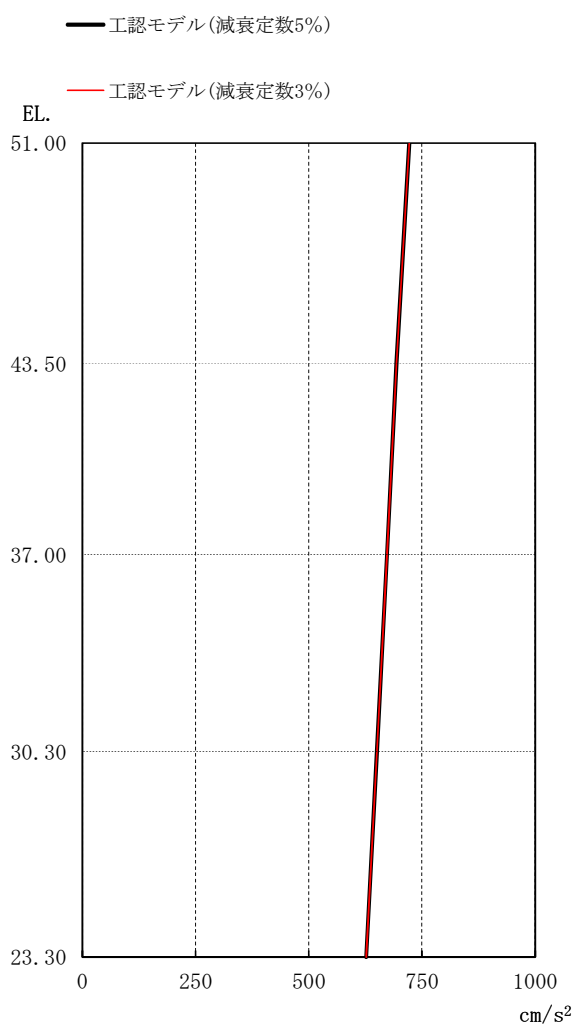


図 2-30 最大応答加速度 (S_s , EW 方向)

表 2-19 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%)

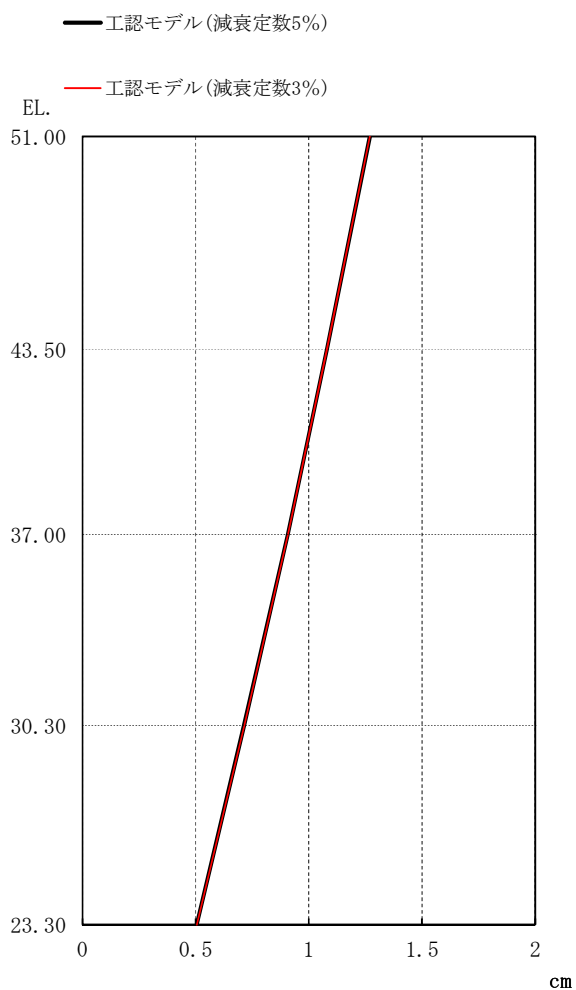


図 2-31 最大応答変位 (S_s , EW 方向)

表 2-20 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%）

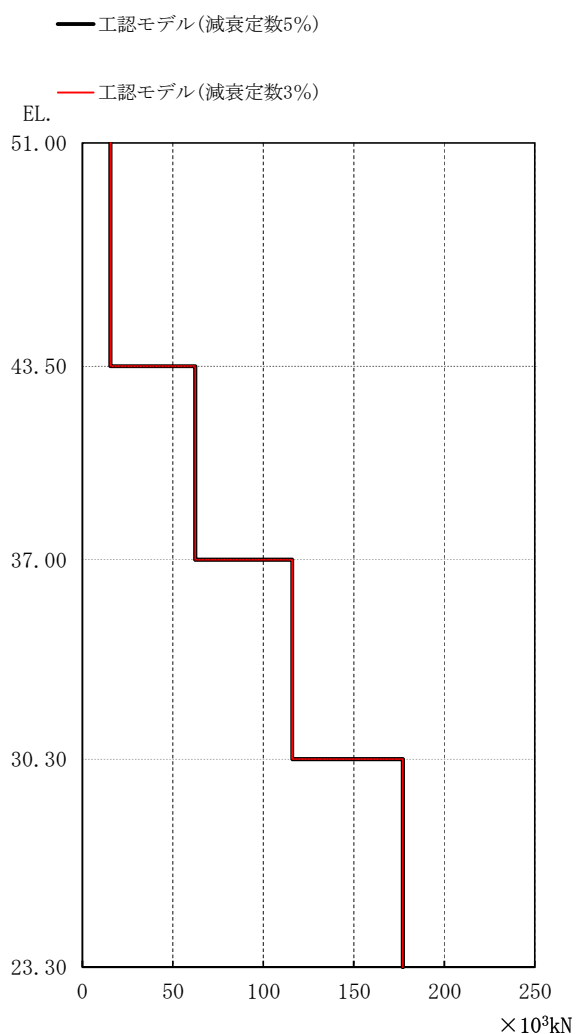


図 2-32 最大応答せん断力 (S_s , EW 方向)

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%）

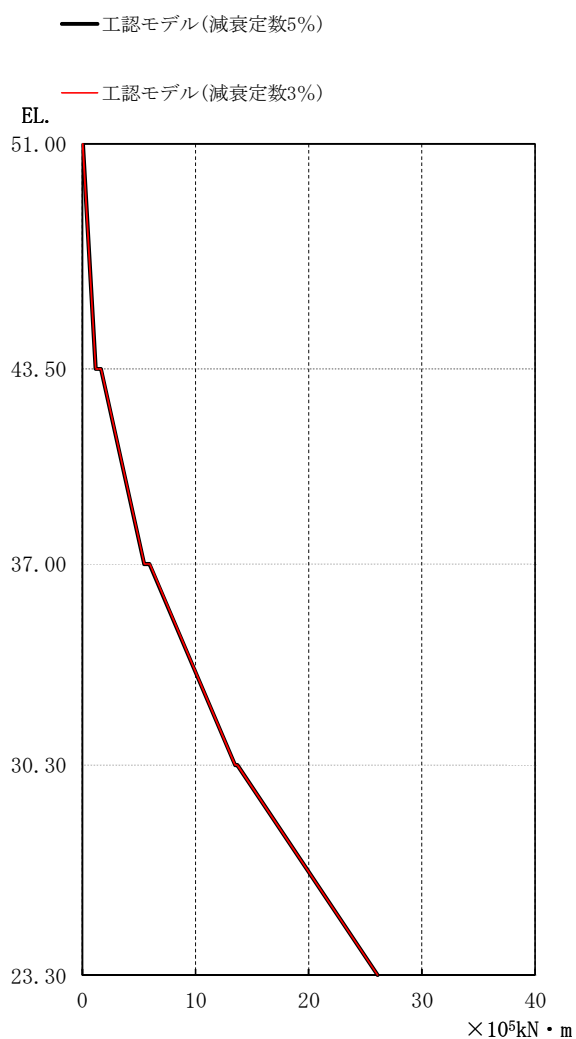


図 2-33 最大応答曲げモーメント (S_s, EW 方向)

表 2-22 最大応答曲げモーメント一覧表 (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)								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%)

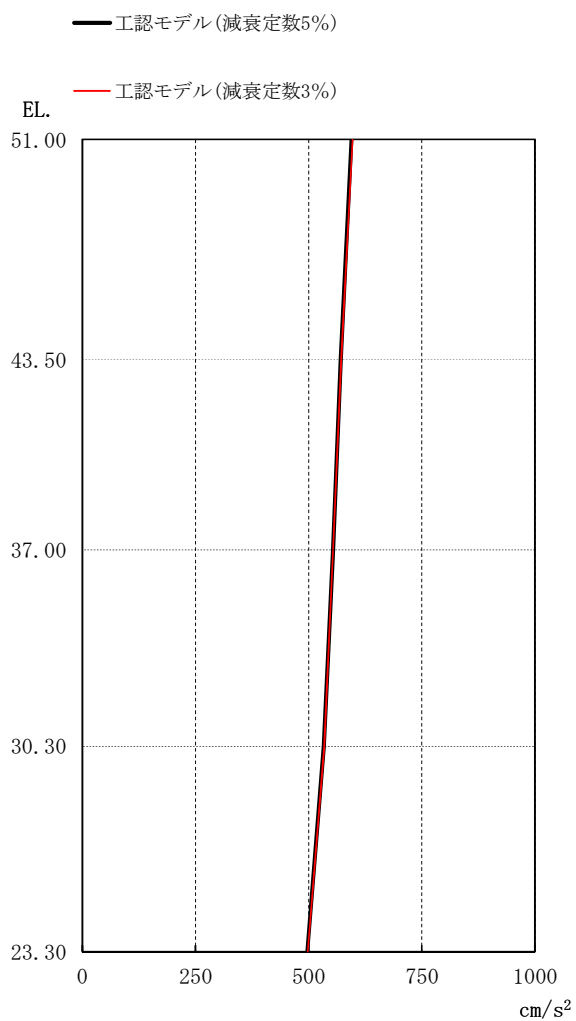


図 2-34 最大応答加速度 (S_s , UD 方向)

表 2-23 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%)

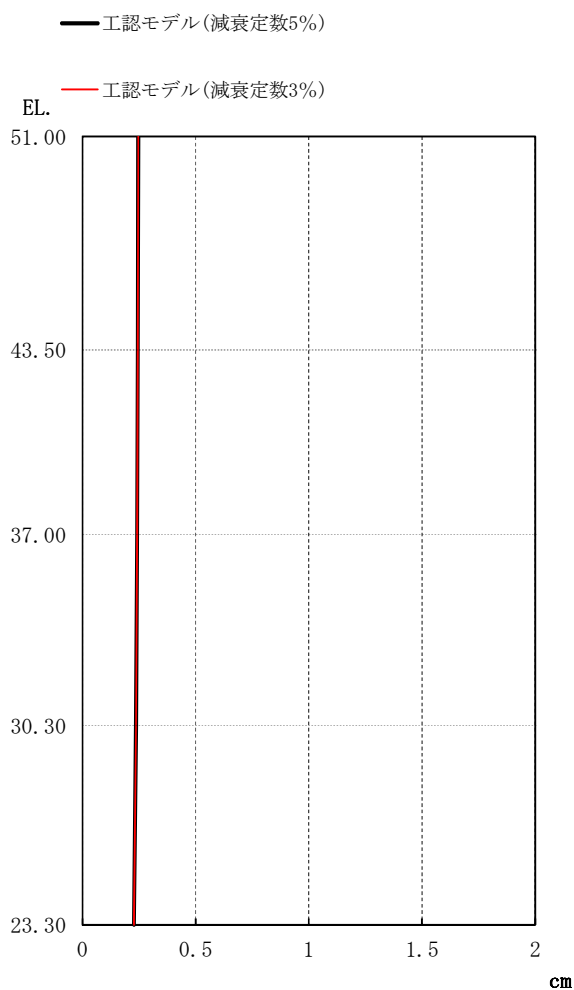


図 2-35 最大応答変位 (S_s , UD 方向)

表 2-24 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%)

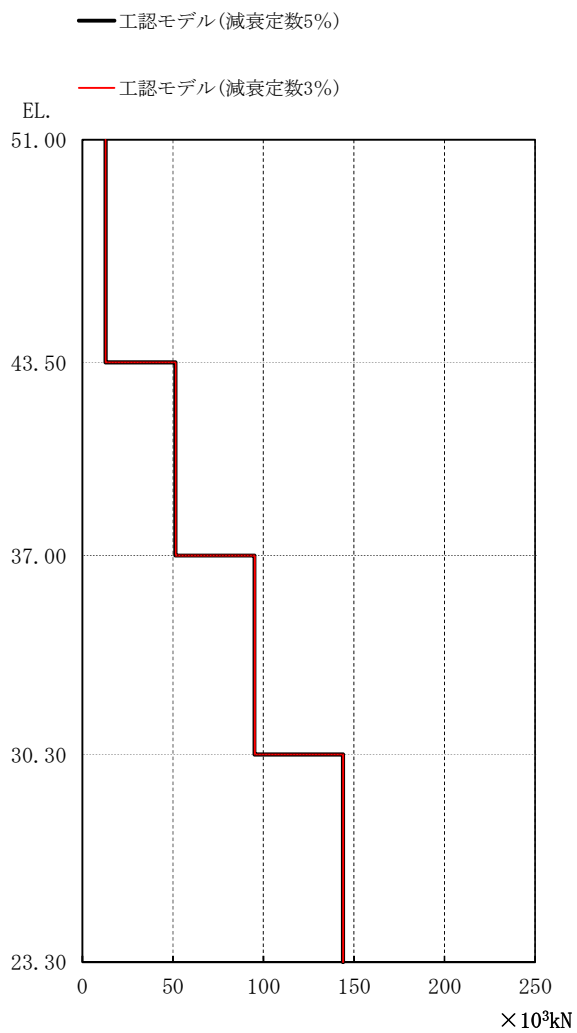
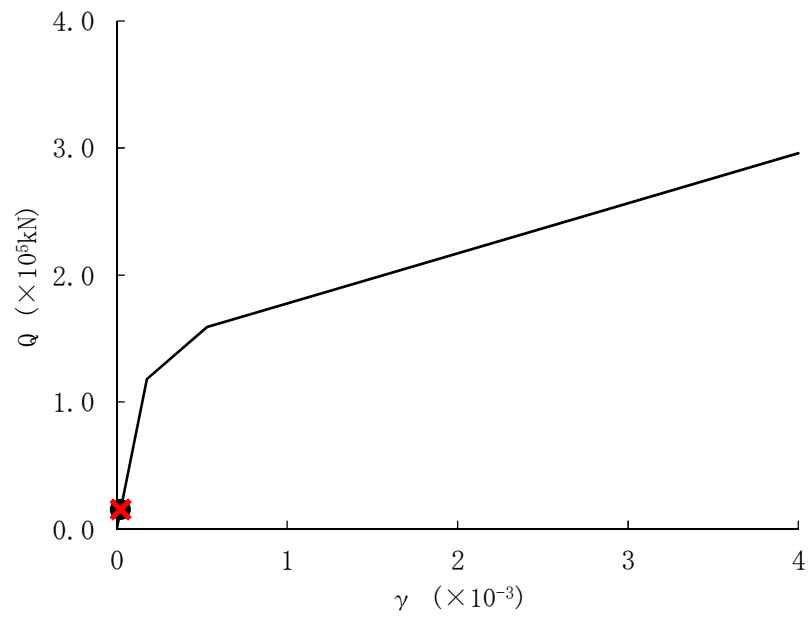


図 2-36 最大応答軸力 (S_s , UD 方向)

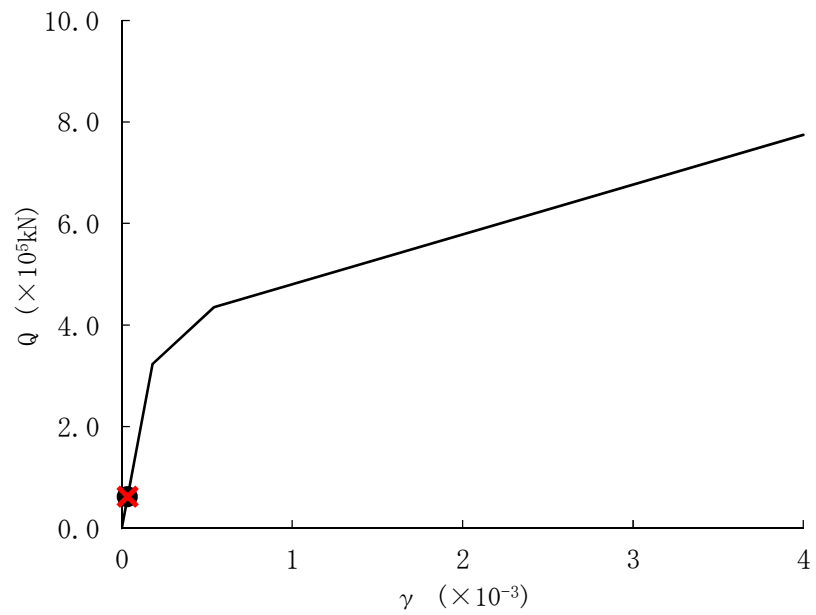
表 2-25 最大応答軸力一覧表 (S_s , UD 方向)

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%）



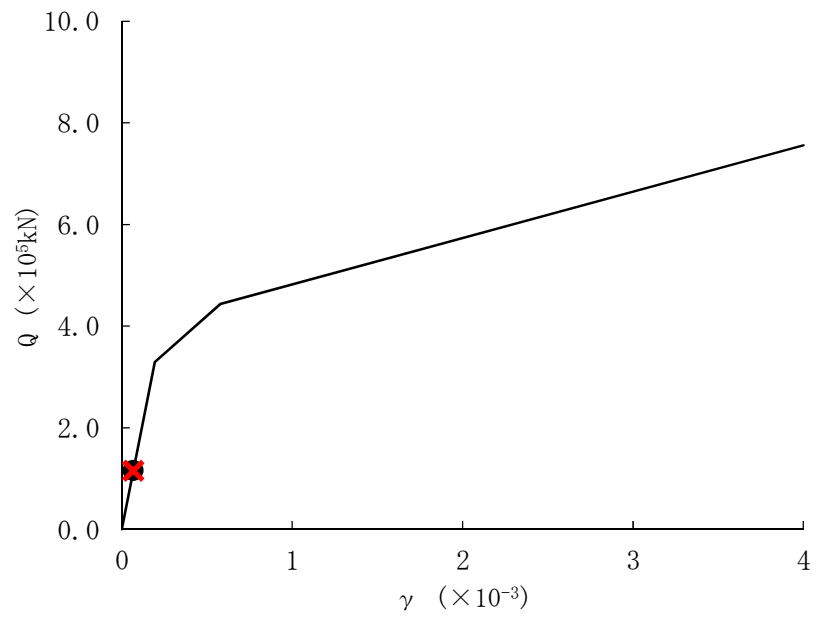
(a) 要素番号(1)



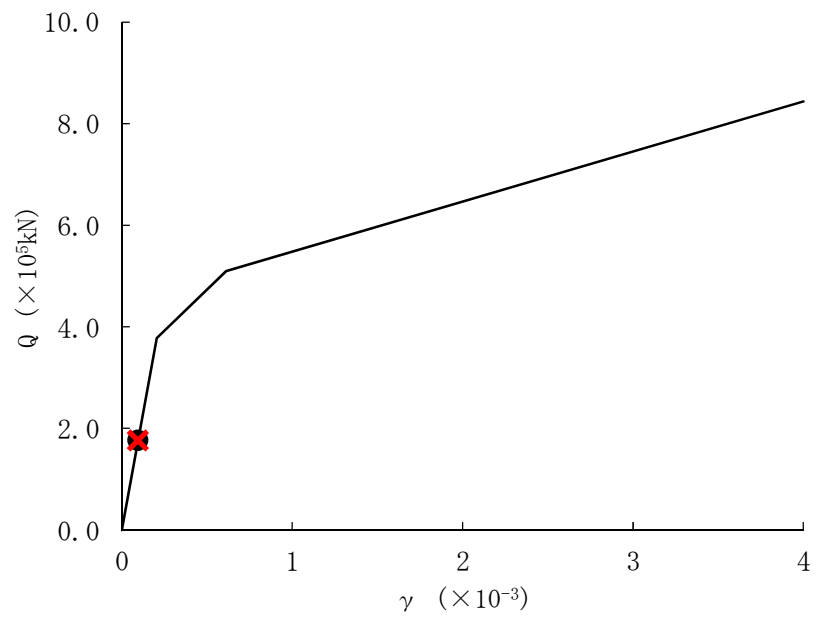
(b) 要素番号(2)

●工認モデル ○工認モデル (減衰3%)

図 2-37 (1/2) Q - γ 関係と最大応答値 (S_s , NS 方向)



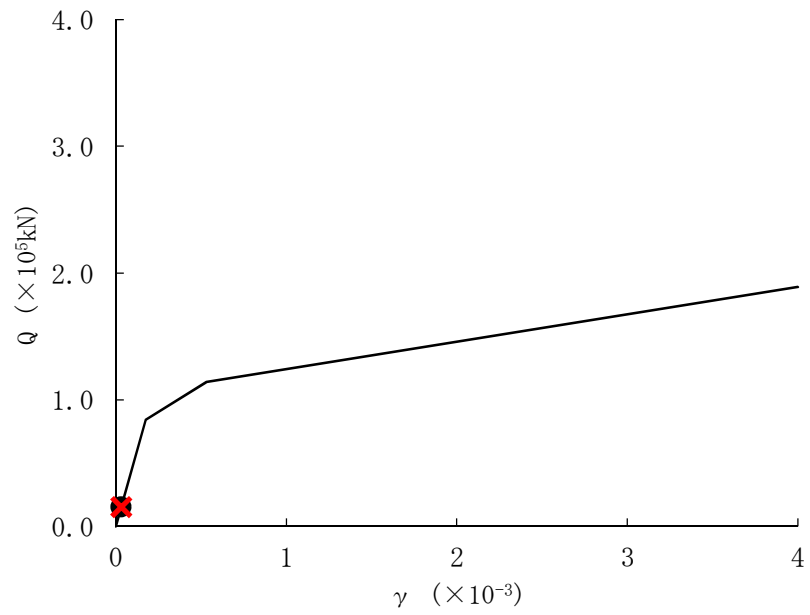
(c) 要素番号(3)



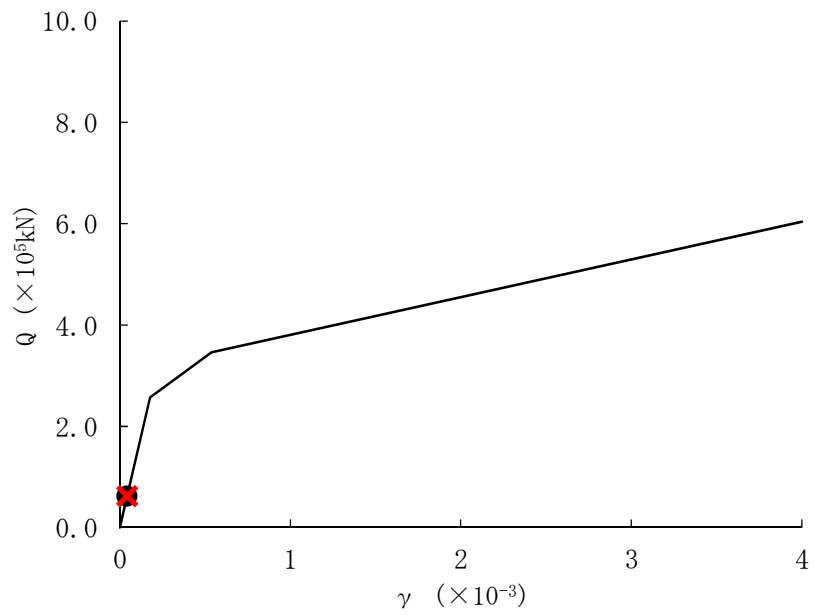
(d) 要素番号(4)

●工認モデル (減衰5%) ×工認モデル (減衰3%)

図 2-37 (2/2) Q - γ 関係と最大応答値 (S_s , NS 方向)



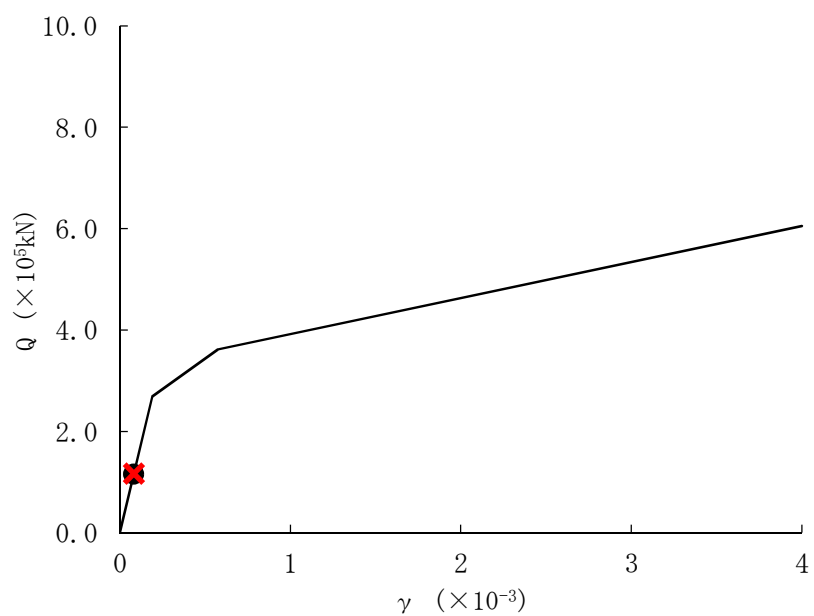
(a) 要素番号(1)



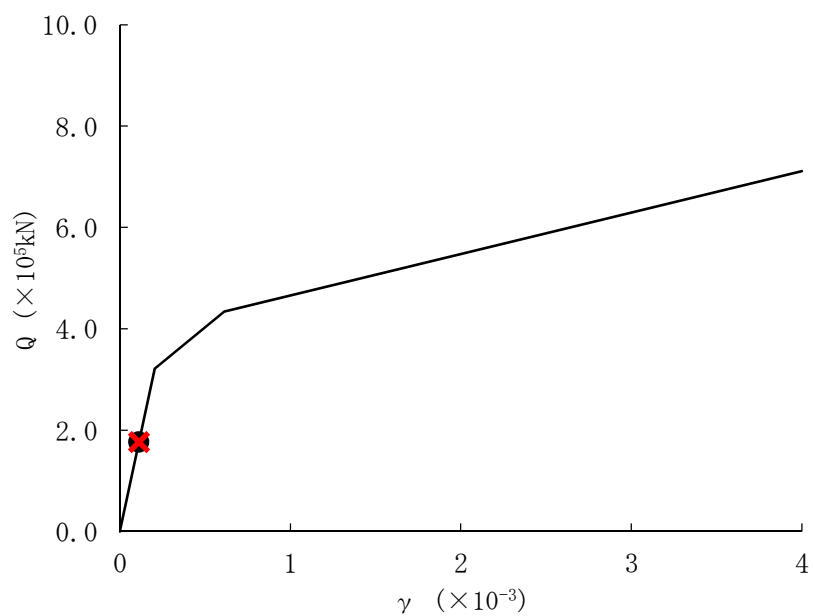
(b) 要素番号(2)

●工認モデル (減衰5%) ×工認モデル (減衰3%)

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)

●工認モデル (減衰5%) ×工認モデル (減衰3%)

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、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を設定を表 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：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 2-26 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

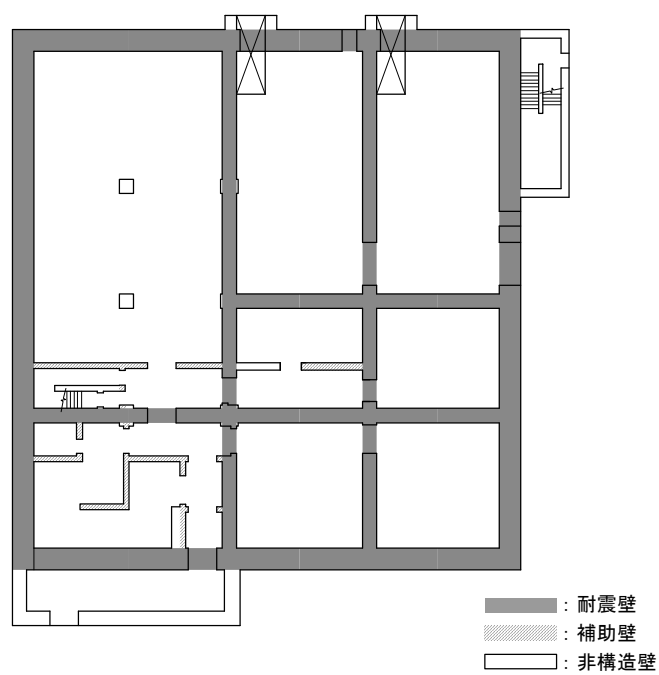
建物内の壁は、耐震壁、補助壁及び非構造壁の 3 種類に分類される。

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。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。

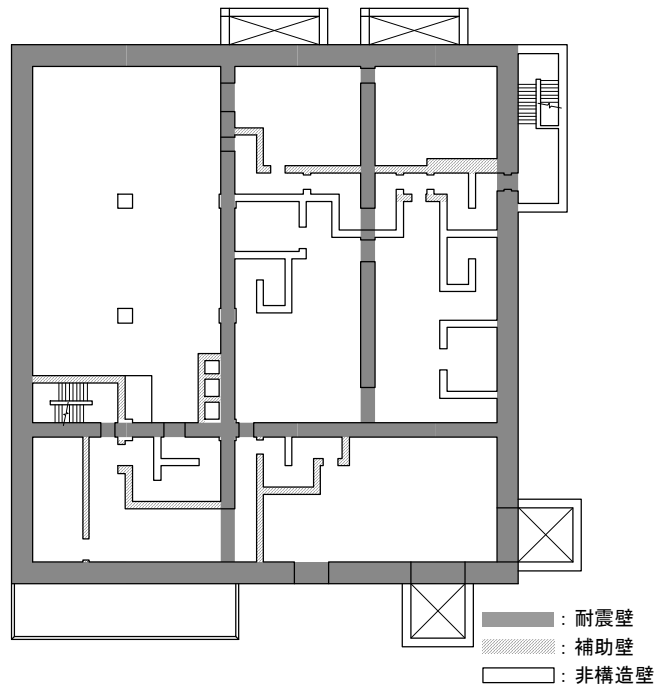
(補助壁の選定条件)

- ・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版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こととする。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。

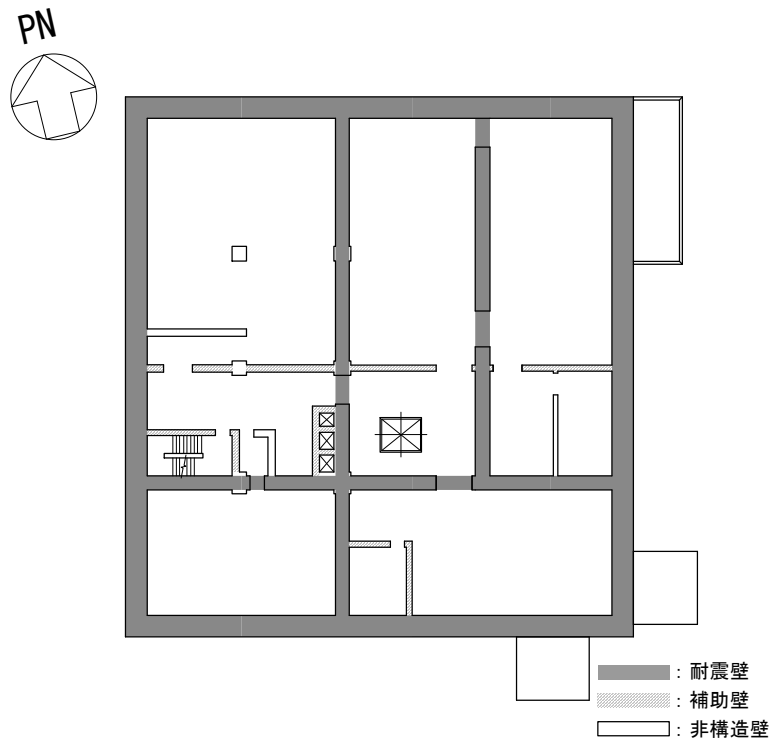


(a) 1階 : EL. 23.3m

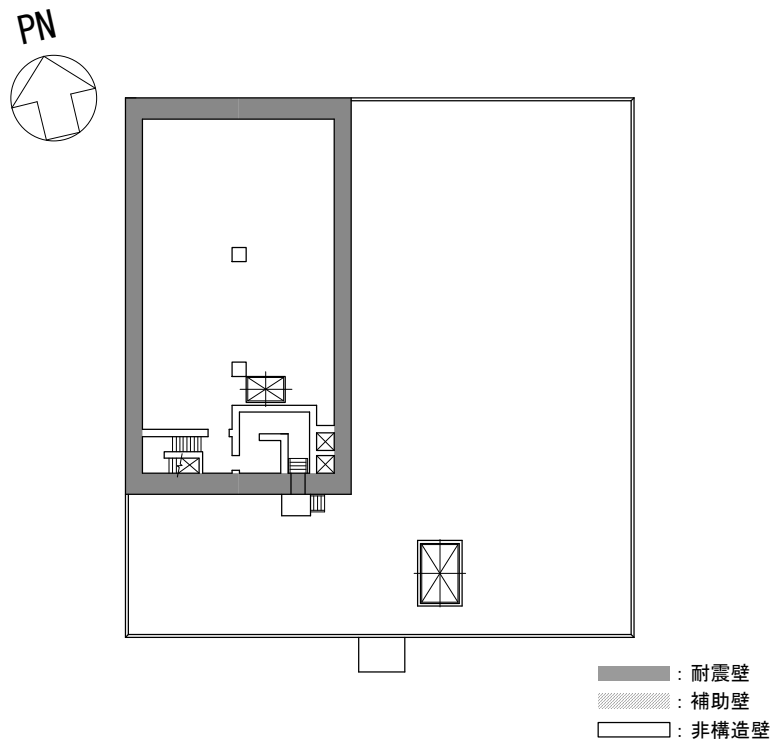


(b) 2階 : EL. 30.3m

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

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 の相加重平均 \bar{r}_s から、下式により求める。

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

(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2-40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。

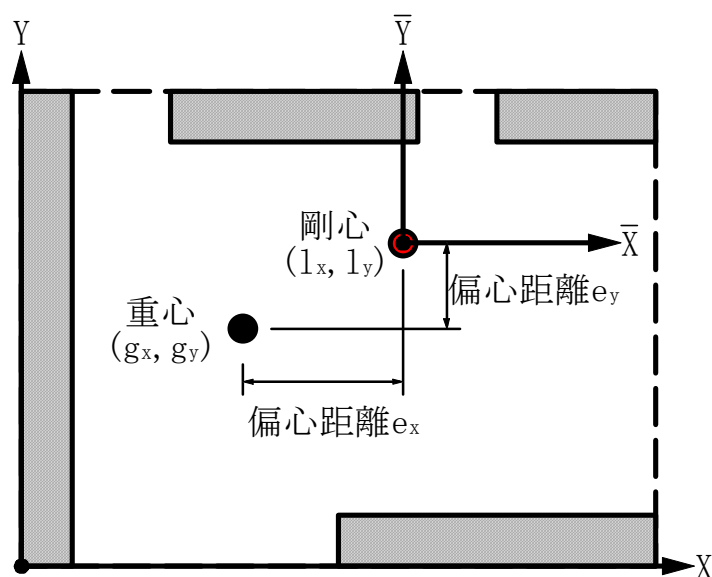


図2-40 重心、剛心及び偏心距離の概念図

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_{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。

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 2-28 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 2-41 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 2-28 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	0.118
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 2-30 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

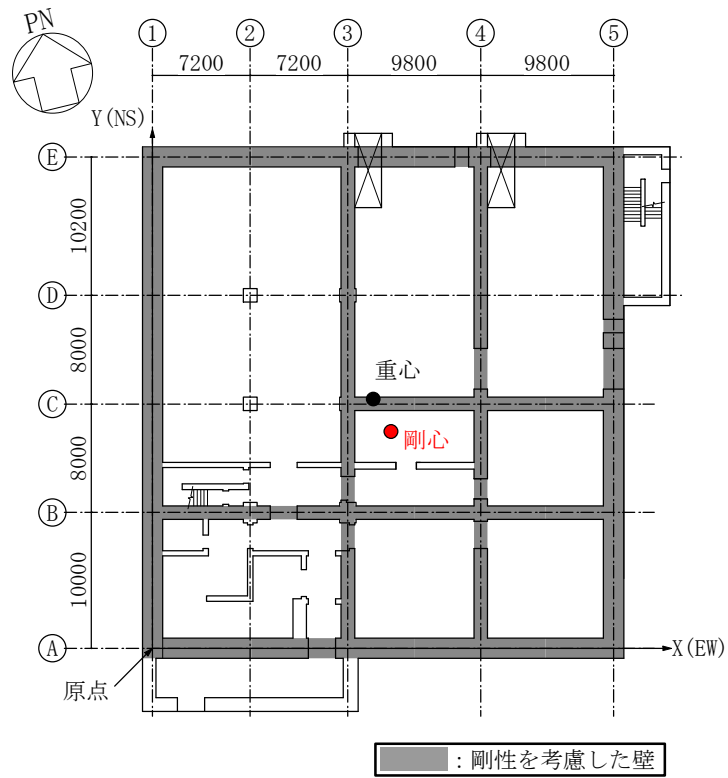


図 2-41 (1/4) 重心及び剛心位置 (1階 : EL. 23.3 m)

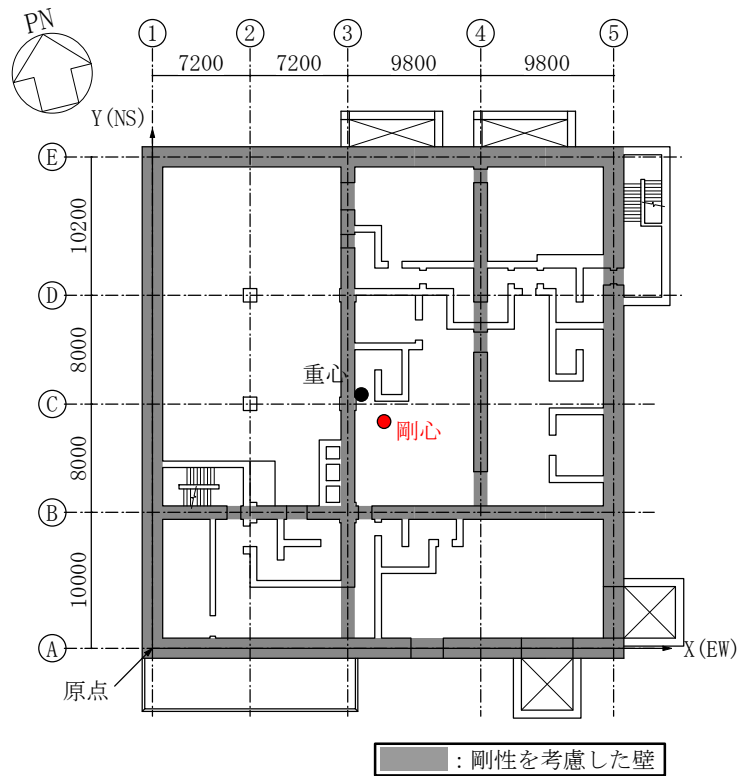


図 2-41 (2/4) 重心及び剛心位置 (2階 : EL. 30.3 m)

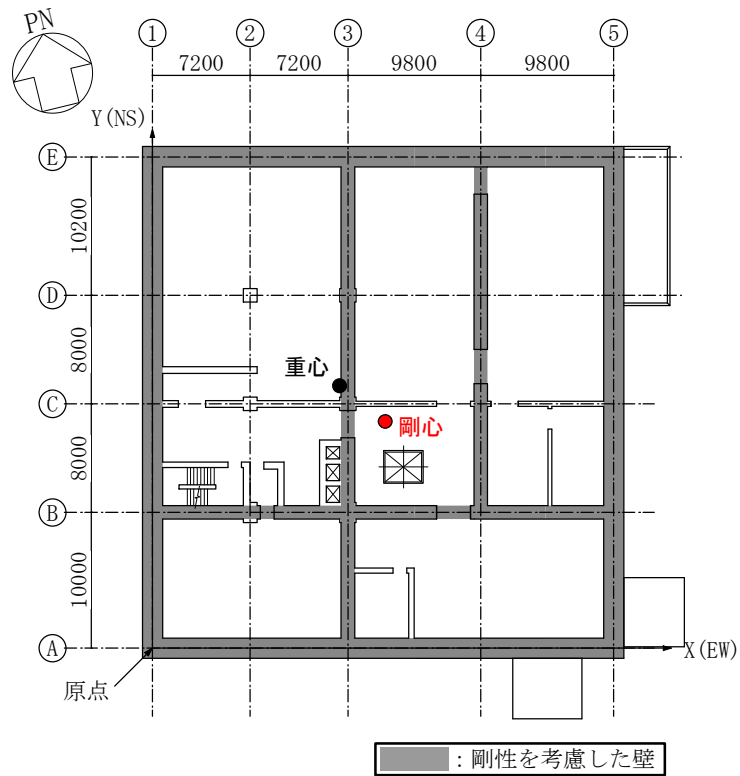


図 2-41 (3/4) 重心及び剛心位置 (3階 : EL. 37.0 m)

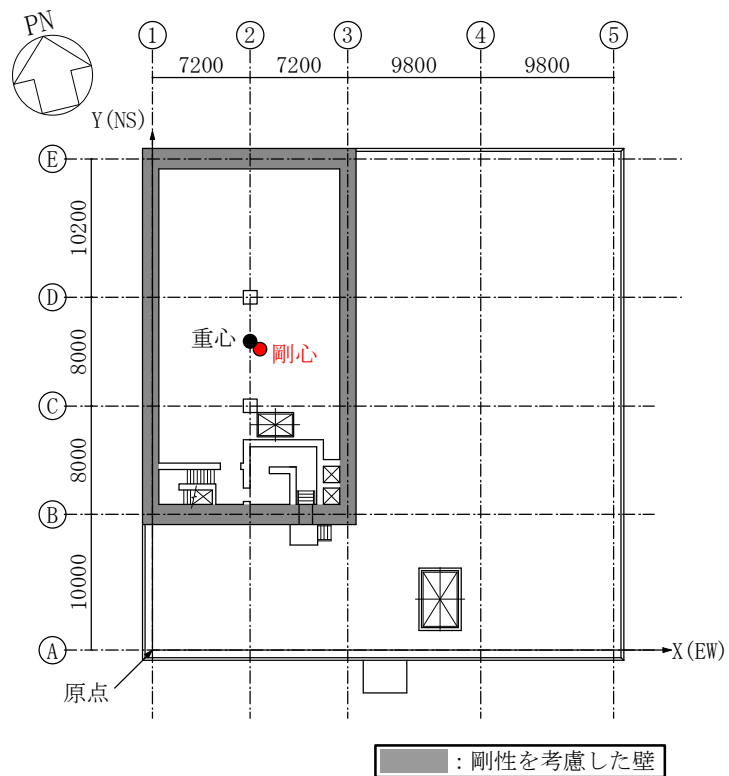


図 2-41 (4/4) 重心及び剛心位置 (4階 : EL. 43.5 m)

2.5.3 地震応答解析によるねじれの影響評価

「2.5.2 形状特性係数の算定方法」では、建築基準法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：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2-42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、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。

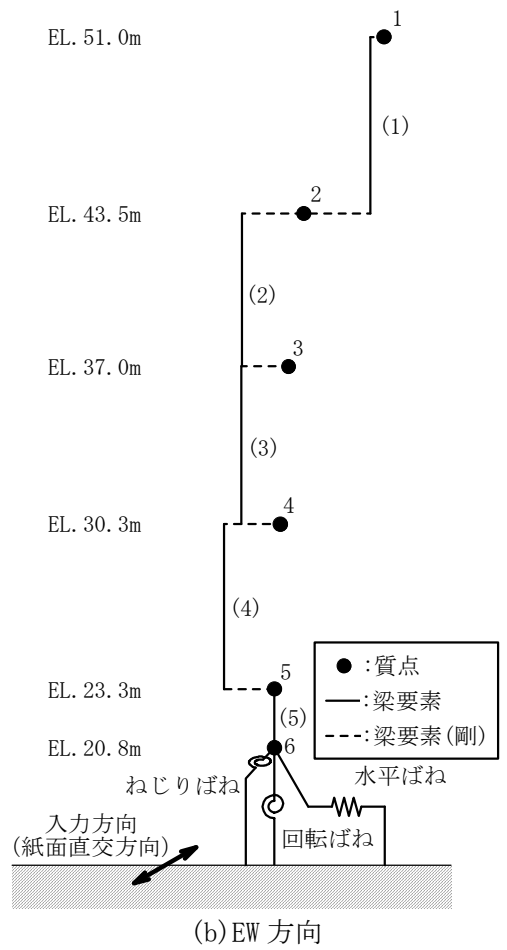
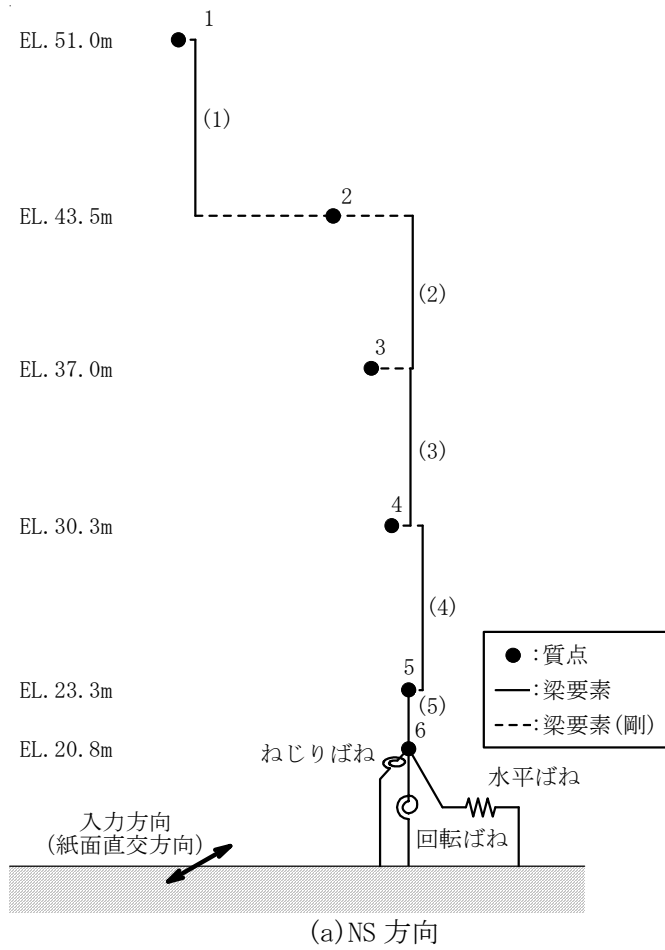
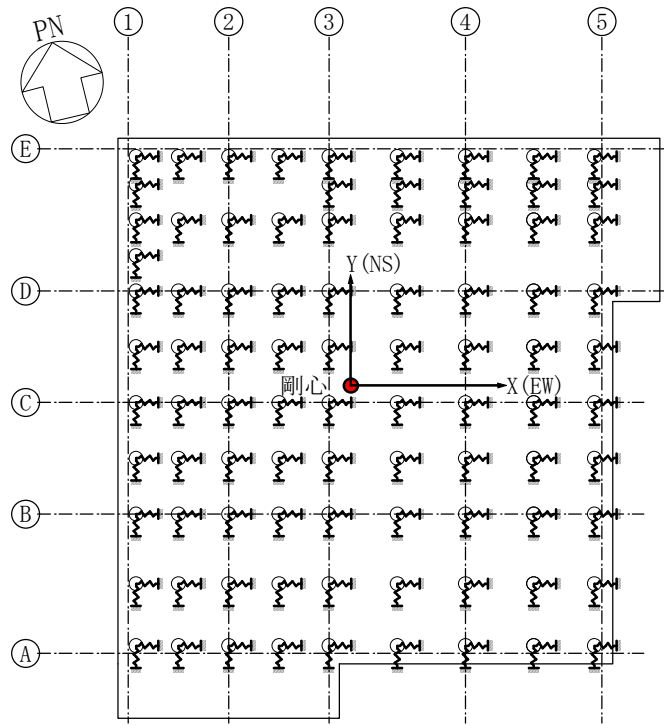


図 2-42 ねじれ応答解析モデル



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

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

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 2-43 ねじりばねのばね定数及び減衰係数の算定方法

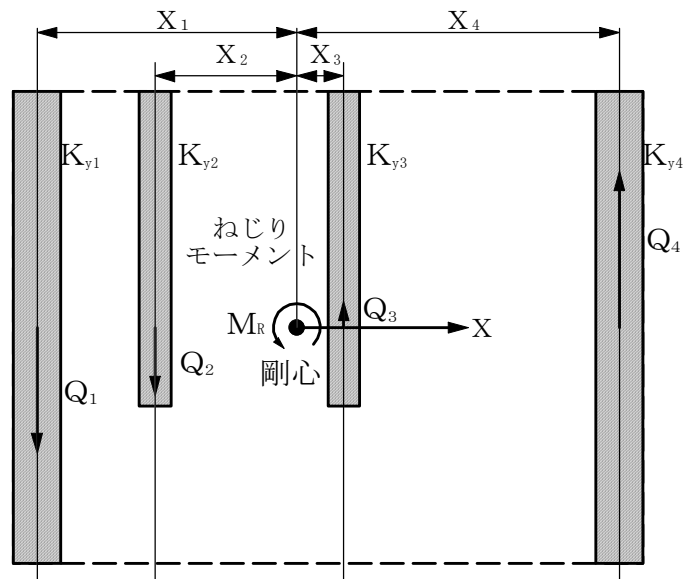
表 2-31 ねじりばねのばね定数及び減衰係数

	地盤ばね成分	ねじりばね定数 K_{RR} ($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{rad}$)	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 2-44 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 2-44 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 2-32 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值 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 2-38 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) を越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) $S_s - D 1$, 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 2-33 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 2-34 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 2-35 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 2-37 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 2-38 (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/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 2-38 (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 ($\times 10^{-3}$)	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 2-39 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)

添付書類V-2-2-11「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。

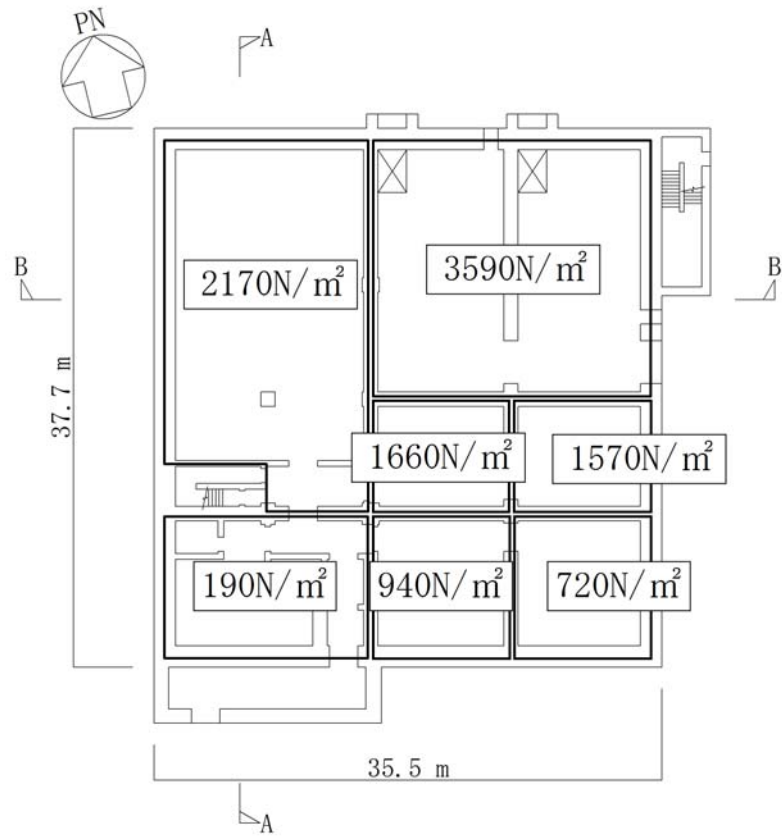


图 3-1 (1/5) 機器配管荷重 (地震時, 1 階 : EL. 23.3 m)

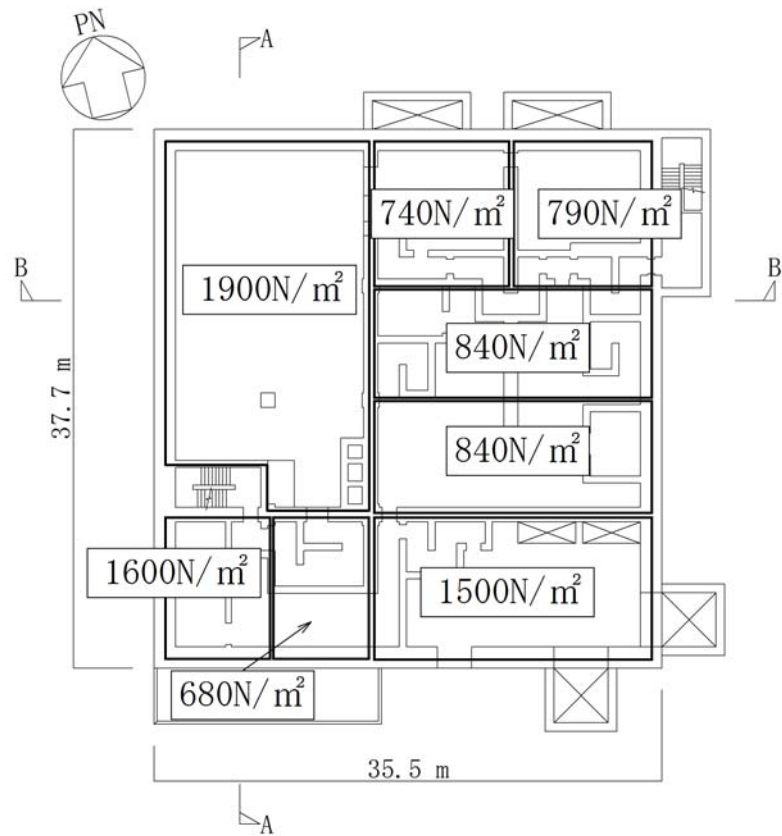


图 3-1 (2/5) 機器配管荷重 (地震時, 2 階 : EL. 30.3 m)

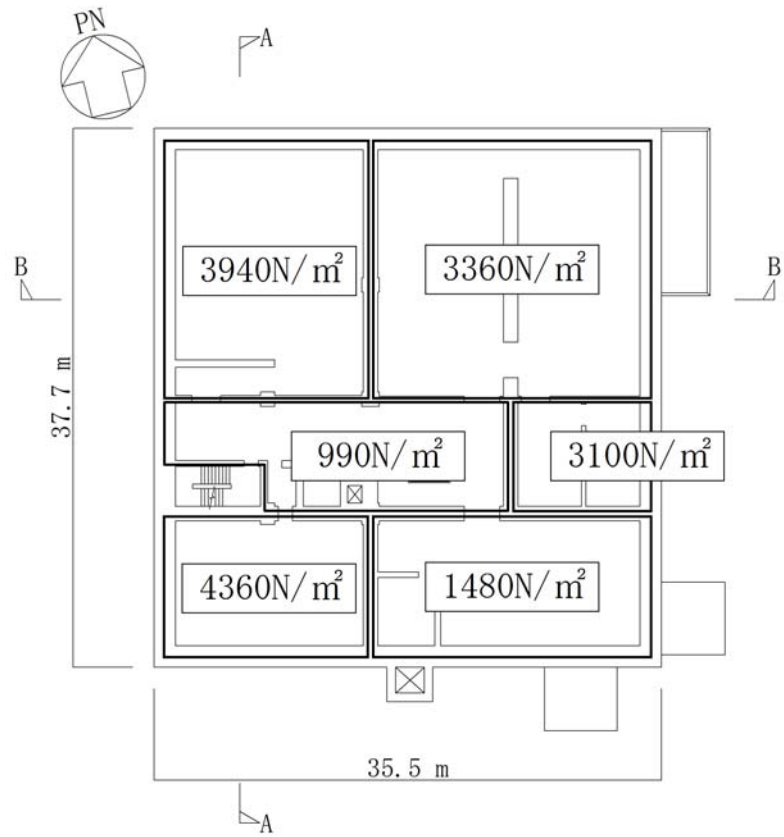


图 3-1 (3/5) 機器配管荷重 (地震時, 3 階 : EL. 37.0 m)

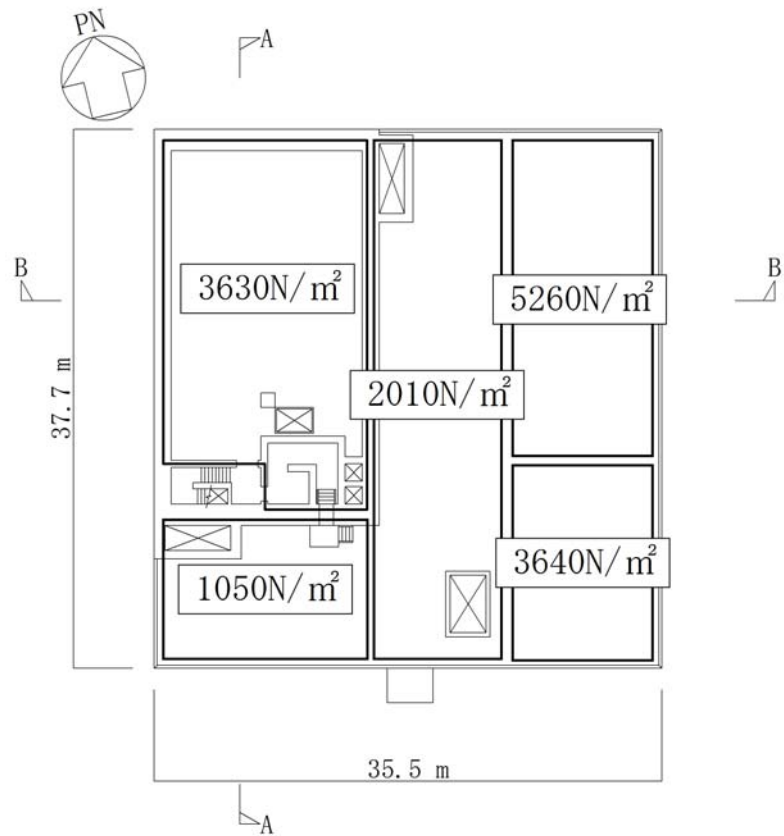


图 3-1 (4/5) 機器配管荷重 (地震時, 4 階 : EL. 43.5 m)

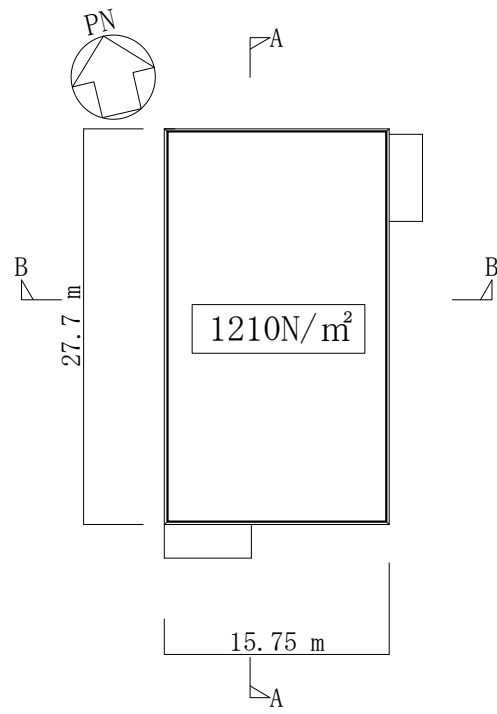


图 3-1 (5/5) 機器配管荷重 (地震時, R 階: EL. 51.0 m)

3.1.2 積載荷重 (P)

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)

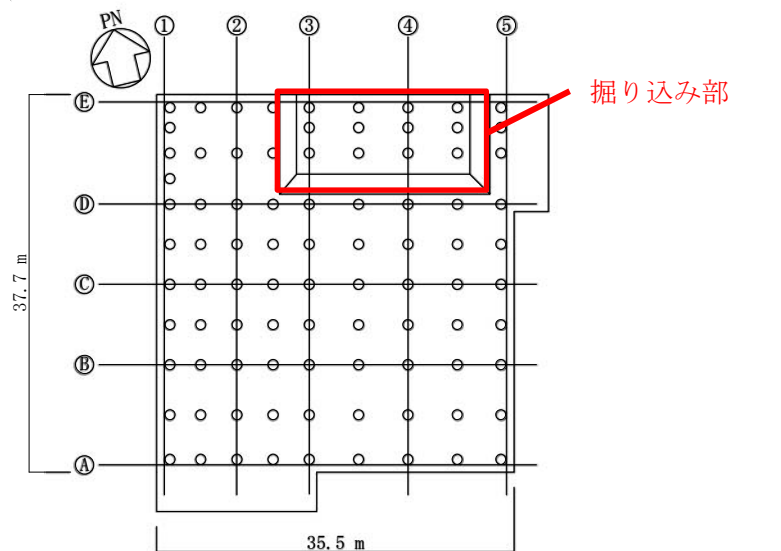
	積載荷重
災害対策本部等	1600 N/m ²
通路等	2100 N/m ²

3.2 基礎スラブの掘り込み部の影響評価

3.2.1 概要

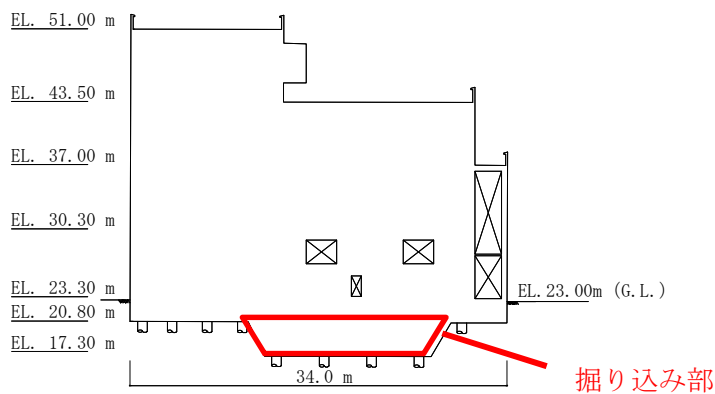
基礎スラブの掘り込み部を図 3-2 に、掘り込み部のモデル化の概念図を図 3-3 に示す。添付書類「V-2-2-10 緊急時対策所建屋の地震応答計算書」における基礎底面地盤ばねの算出、及び添付書類「V-2-2-11 緊急時対策所建屋の耐震性についての計算書」における杭の設計では、液状化対策として杭頭付近で地盤改良土を施工することから、基礎スラブの掘り込み部については影響が小さいと考え、考慮せずに評価している。

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。



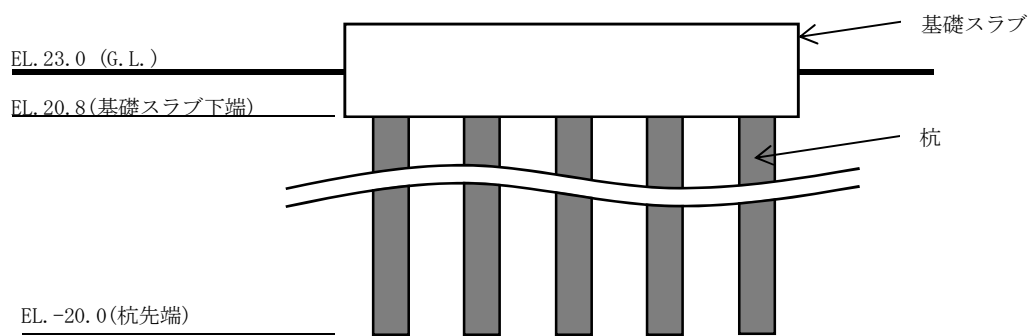
(a) 杭伏図 (EL. 20.8 m)

凡例 ○ : 杭

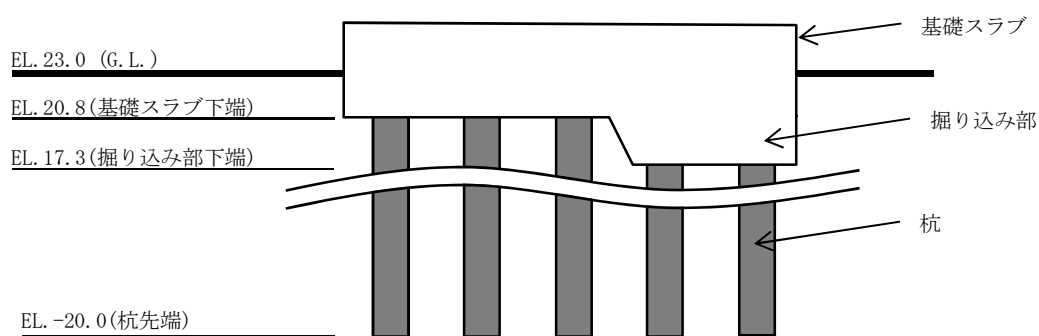


(b) E 通り軸組図

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

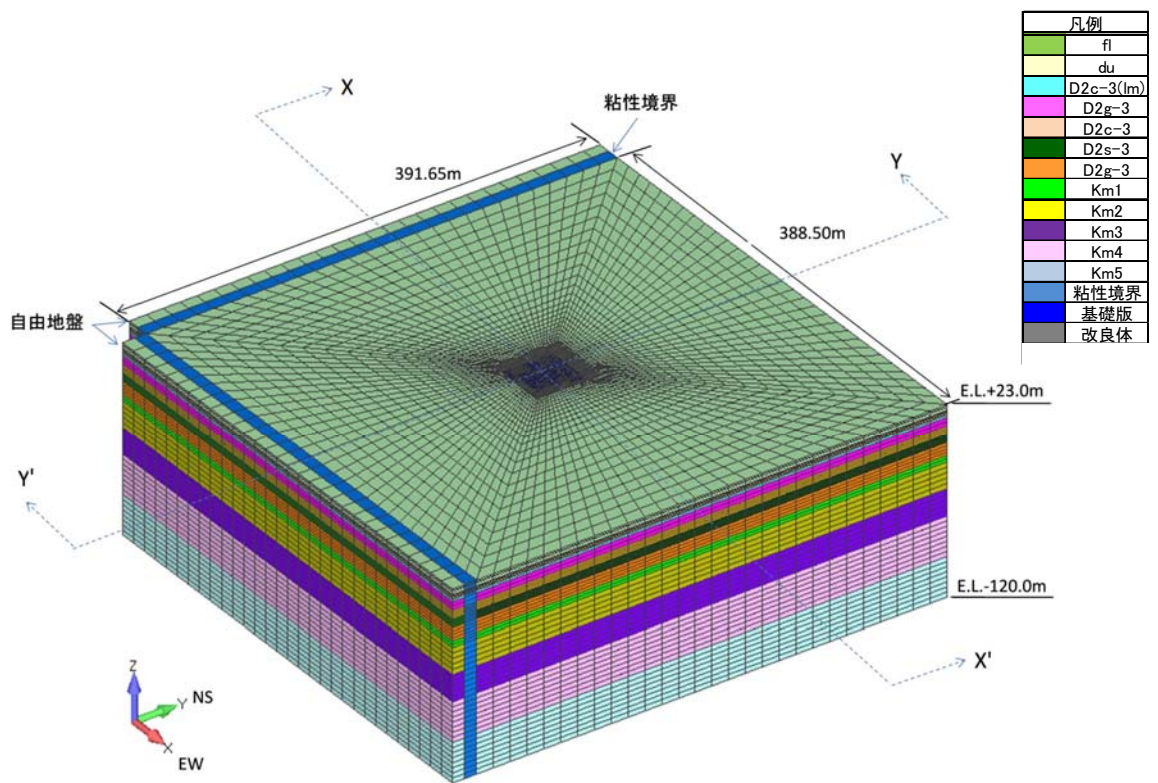
以降では、解析コード「SoilPlus」を用いた3次元FEMモデルに対する周波数応答解析を実施し、基礎下の杭-地盤のインピーダンスを算定する。また、基礎スラブにおいて水平方向単位加振を実施し、杭頭における曲げモーメント及びせん断力の分担率を算定する。

(1) 解析モデル

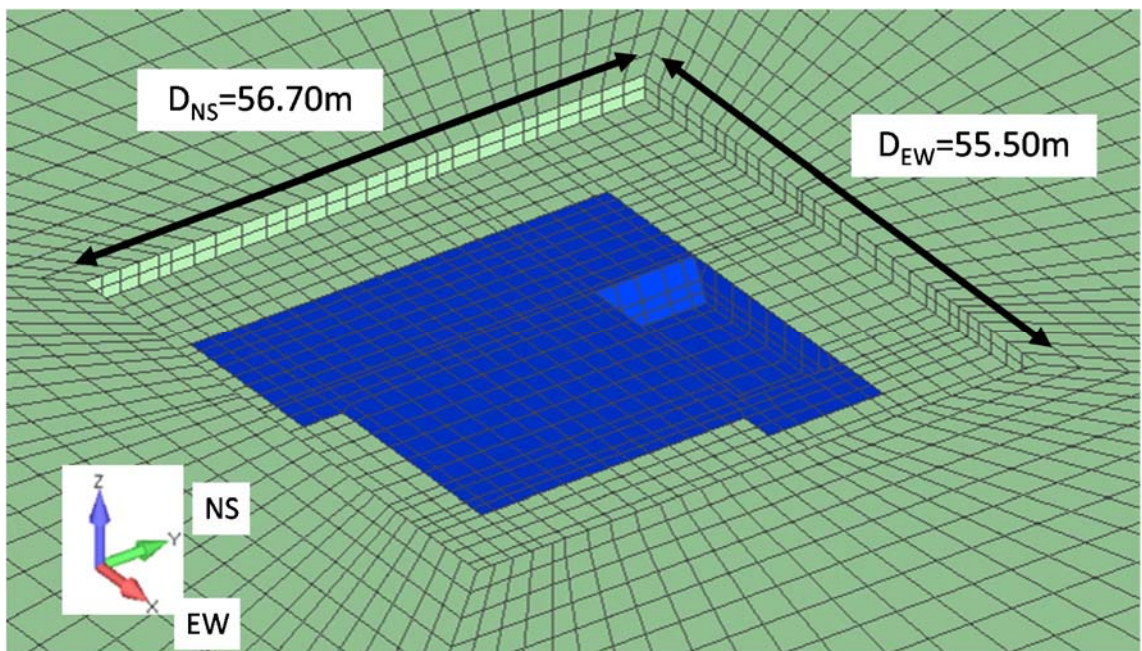
解析モデル全体図を図3-4に、解析モデル断面図を図3-5に、基礎スラブ及び杭のモデルを図3-6に示す。解析モデルは、基礎スラブを無質量の剛シェル要素、杭を梁要素、地盤をソリッド要素でモデル化した3次元FEMモデルとする。

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。

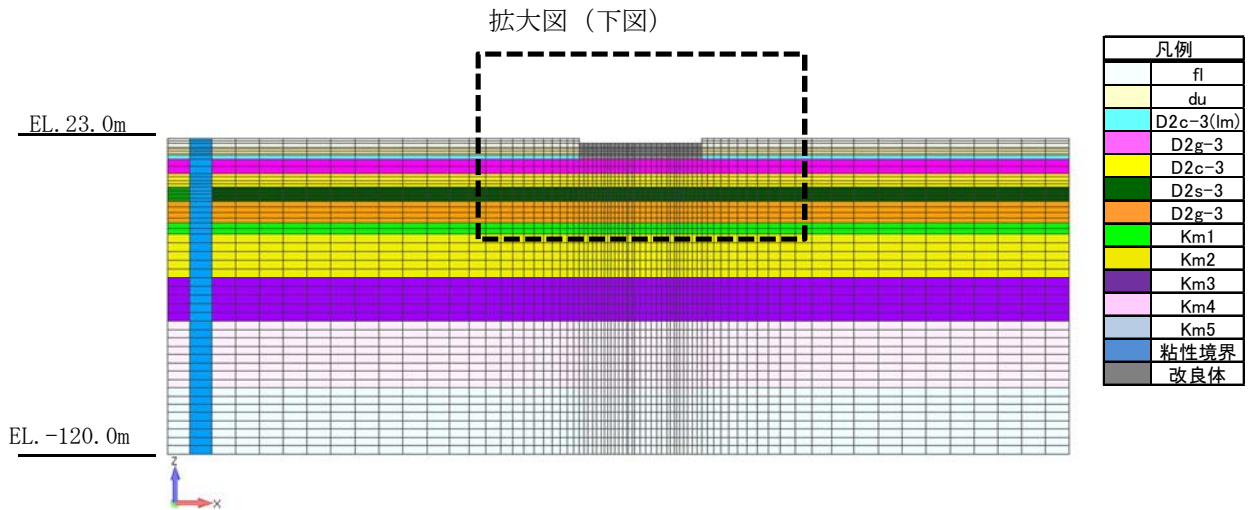


(a) 俯瞰図

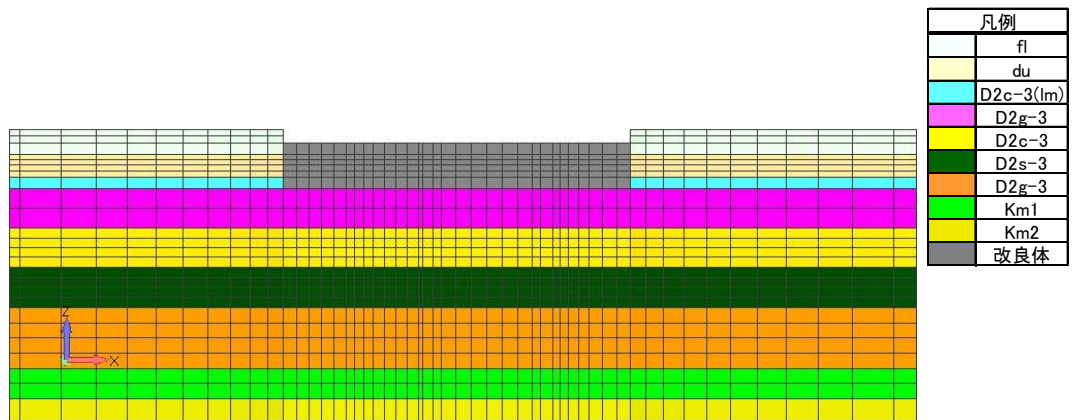


(b) 地盤改良体周辺

図 3-4 解析モデル全体図 (掘り込み部あり)



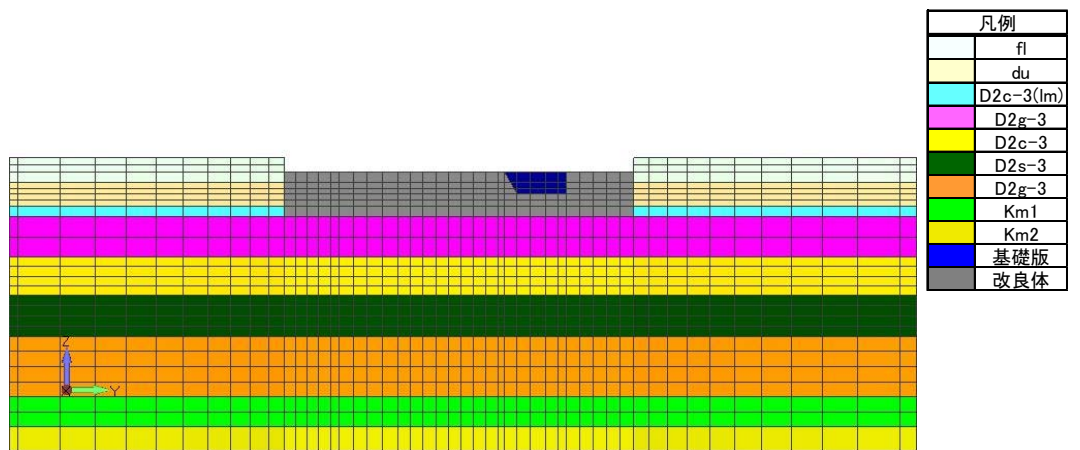
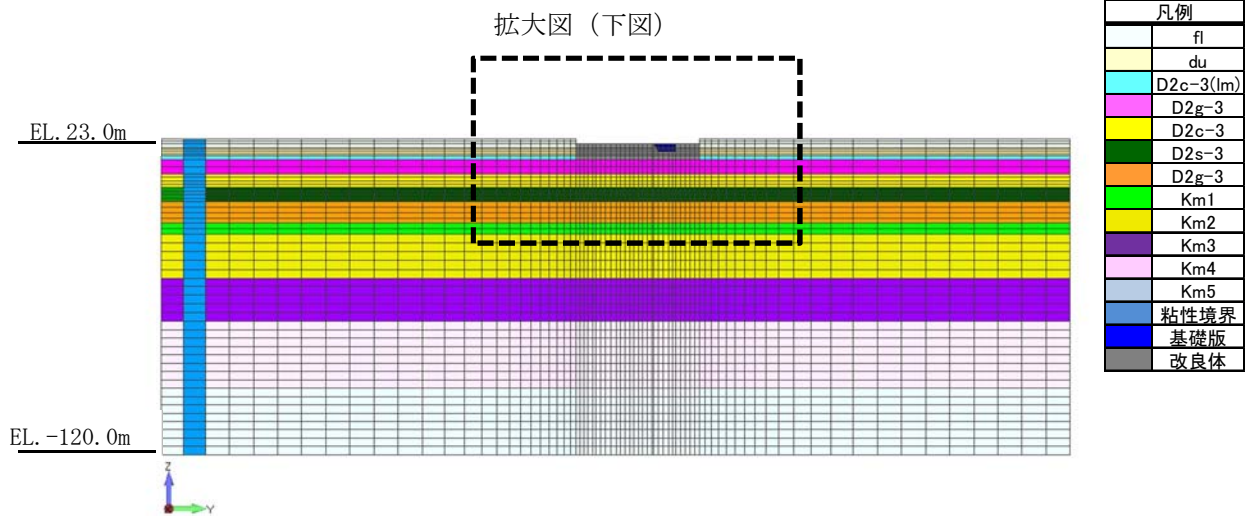
(a) X-X' 断面全体図



注) 杭及び基礎スラブについては図 3-6 に示す。

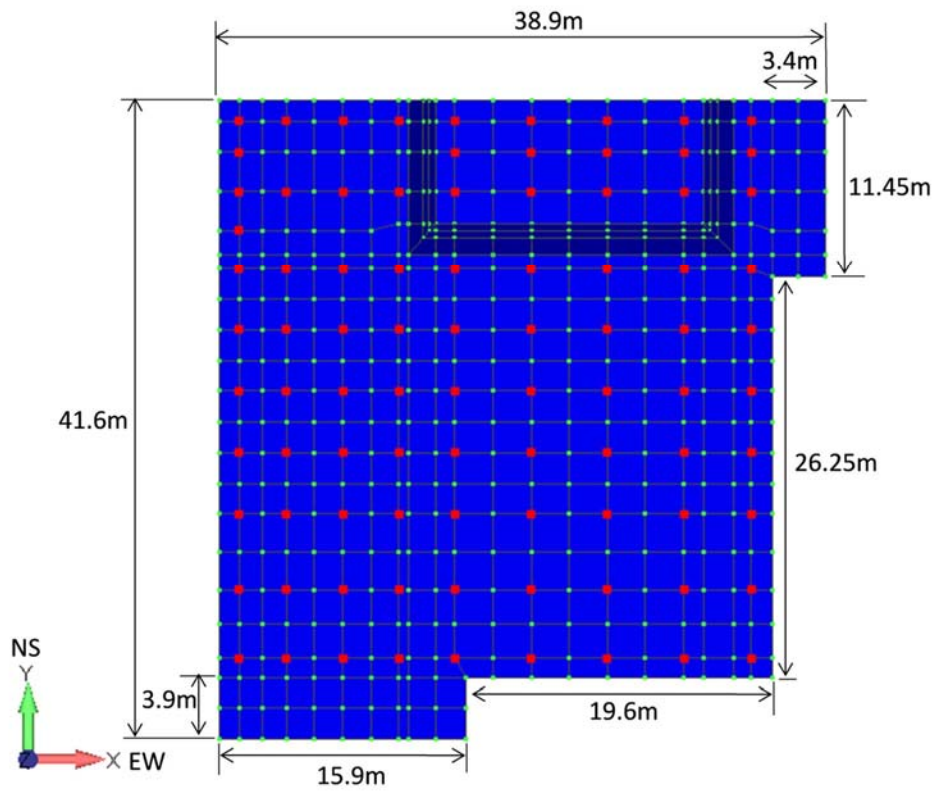
(b) X-X' 断面拡大図

図 3-5 (1/2) 解析モデル断面図



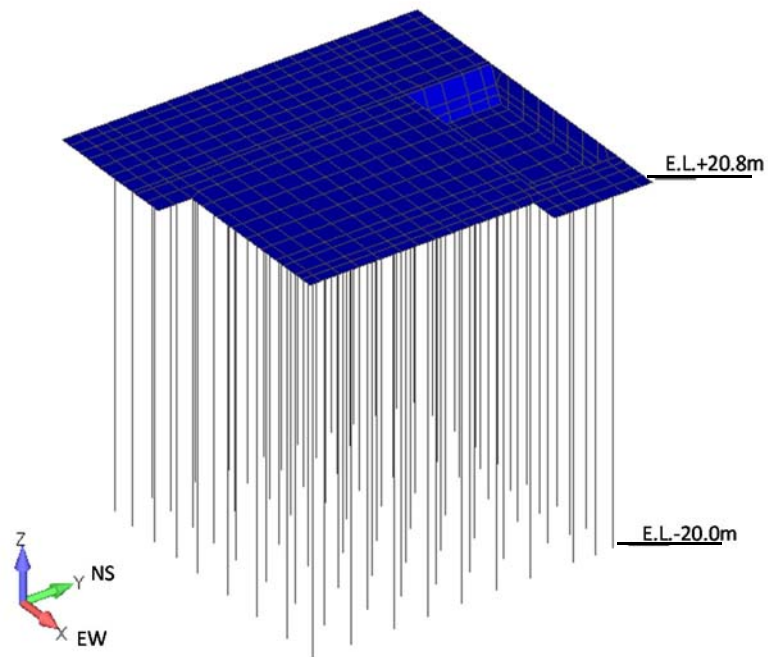
注) 杭及び基礎スラブについては図 3-6 に示す。

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

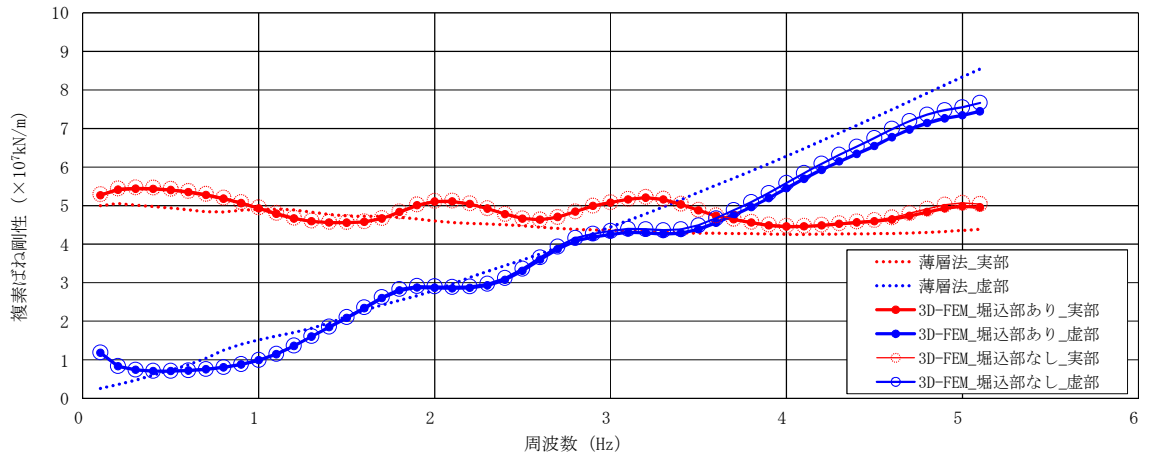
解析種別	掘り込み部	評価項目
周波数応答解析	あり	杭-地盤のインピーダンス
	なし	
水平方向単位加振 (NS 方向)	あり	杭頭に生じる曲げモーメント及び せん断力の分担率

3.2.3 解析結果

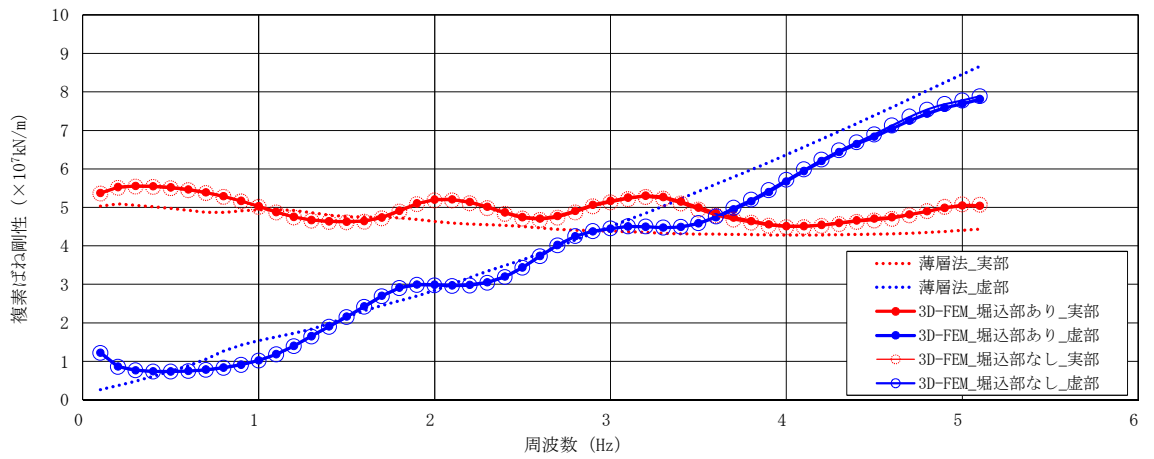
(1) 周波数応答解析の結果

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。

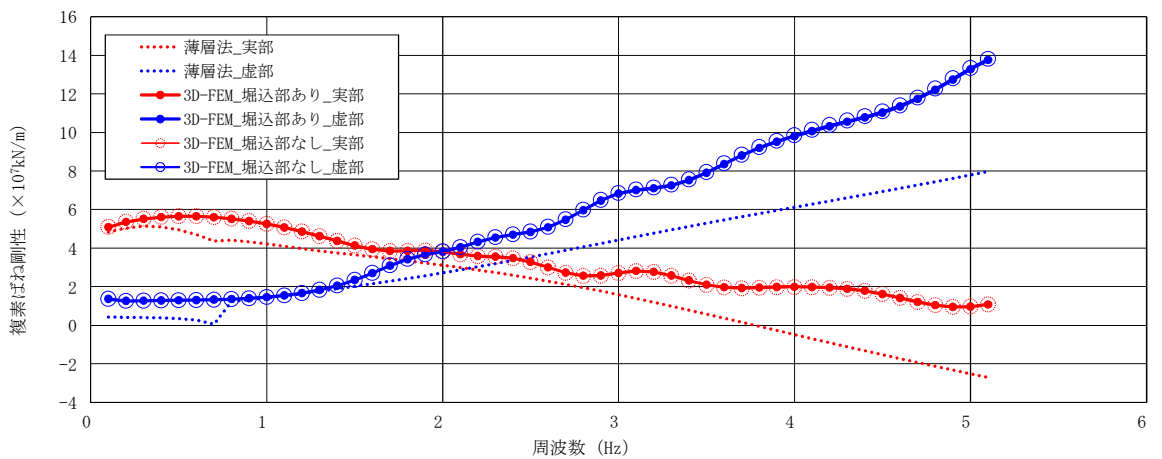
杭-地盤のインピーダンスは薄層法と 3 次元 FEM で概ね対応しており、基礎スラブの掘り込み部ありのケースとなしのケースについてもほぼ一致している。これより、地震応答解析において掘り込み部を考慮せずに杭-地盤におけるインピーダンスを評価しても問題ないと考えられる。



(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。

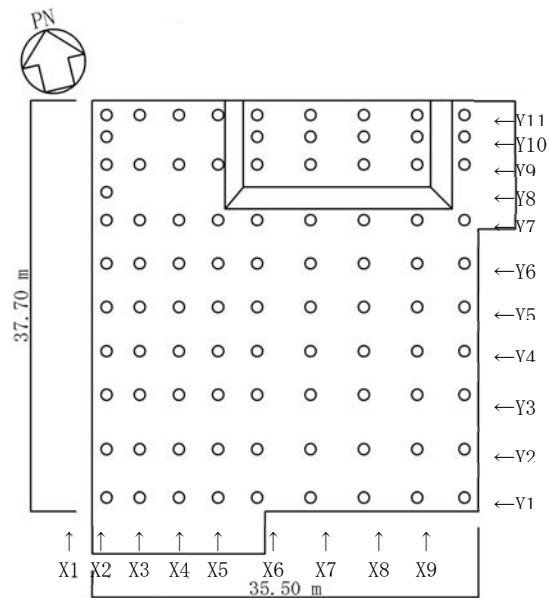
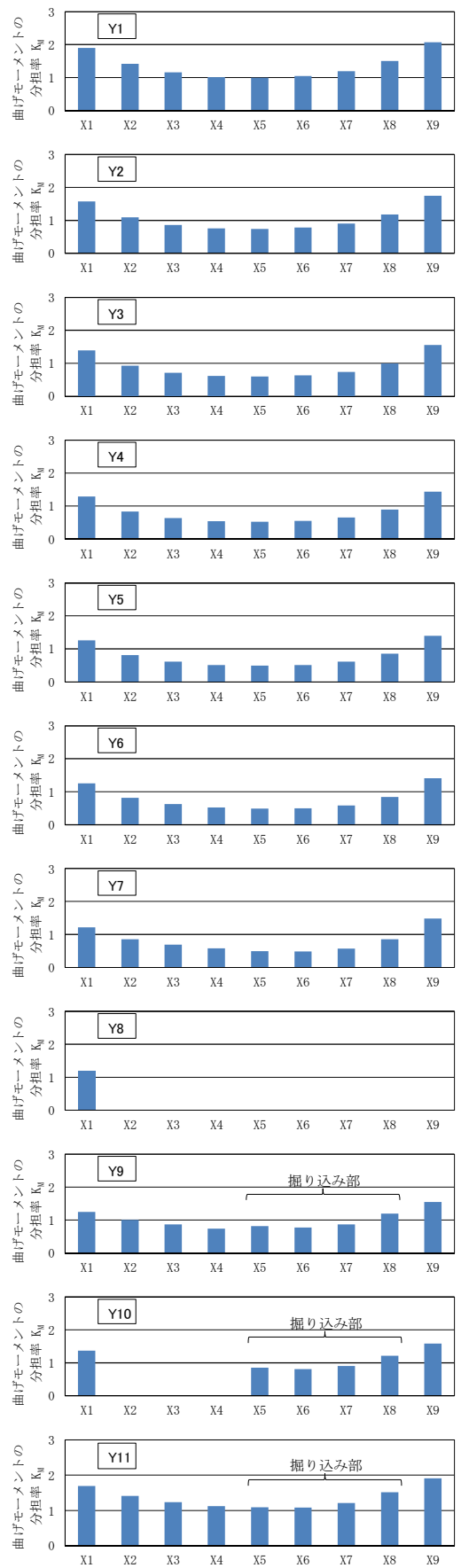
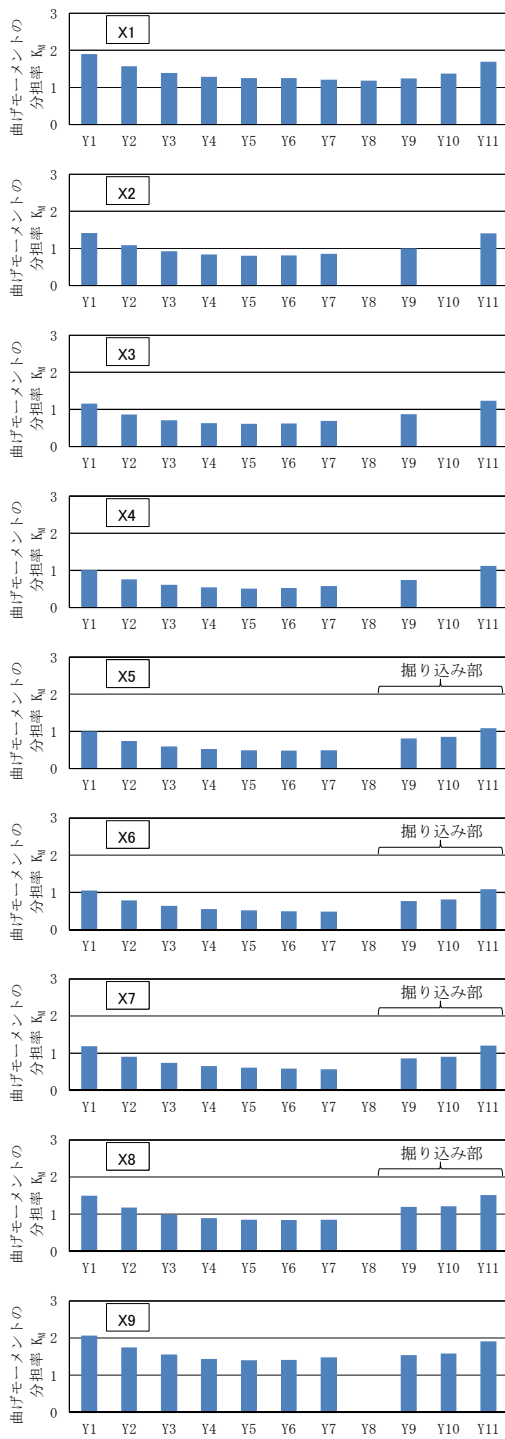


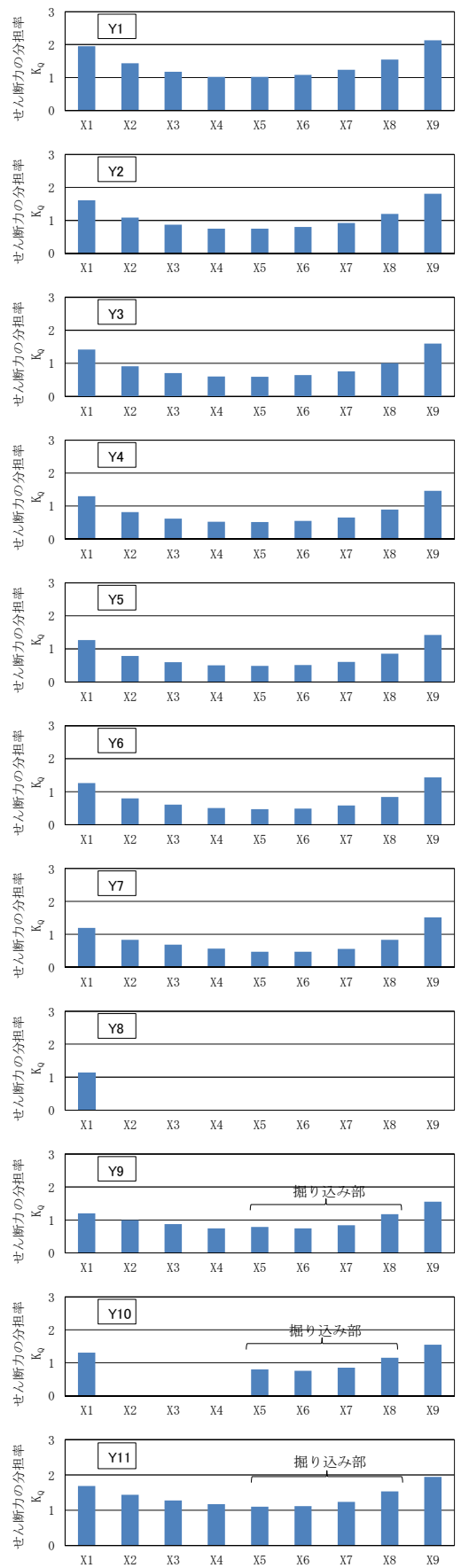
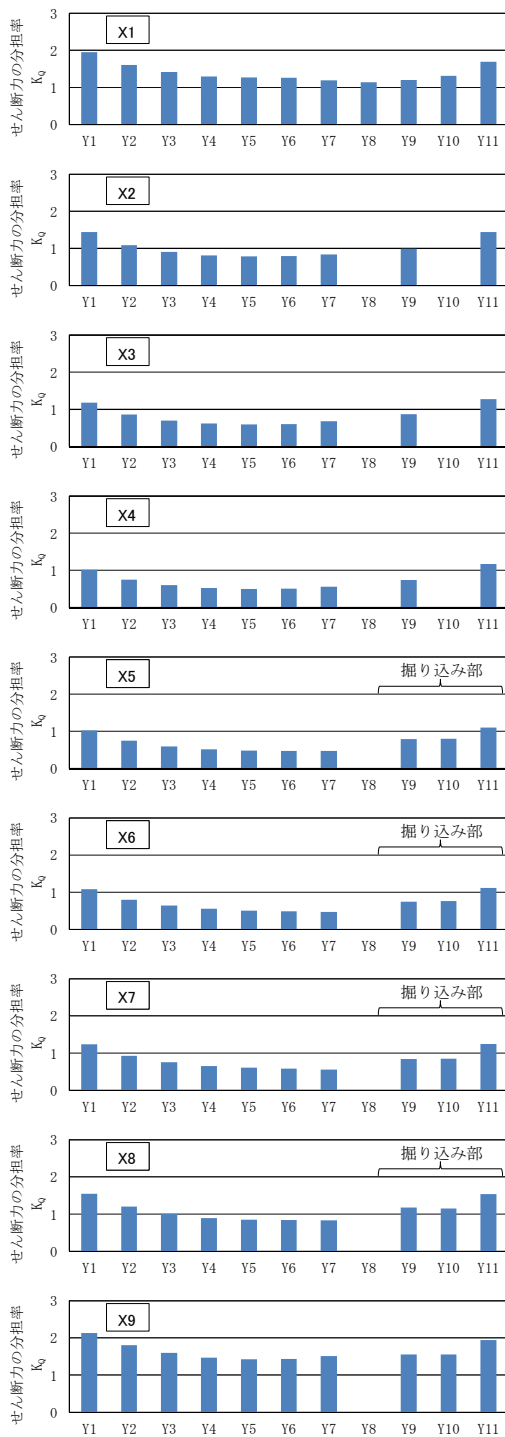
図3-8 杭の配置図



(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

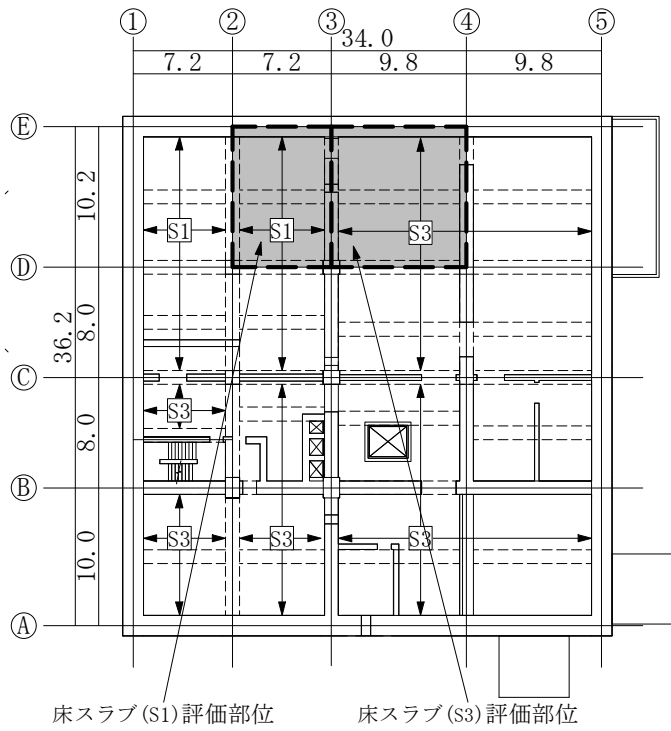
3.3.1 概要

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。

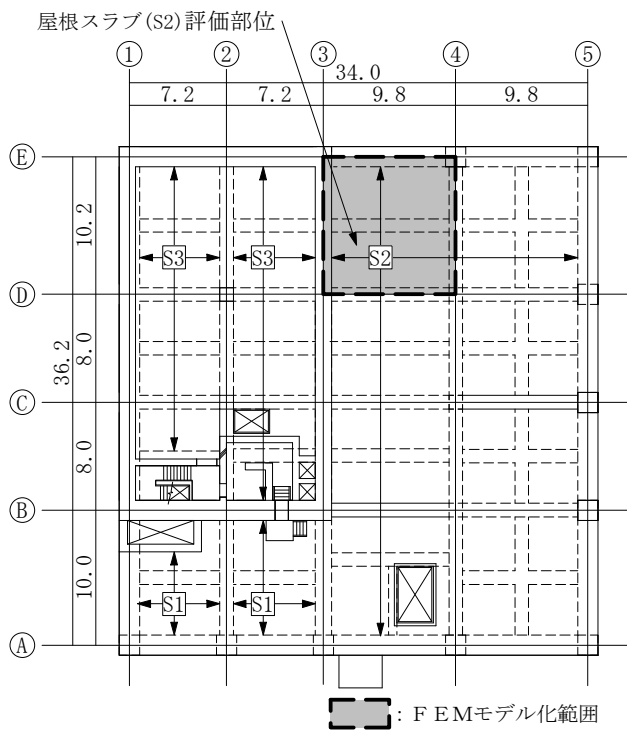
3.3.2 評価対象部位及び評価方針

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、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。

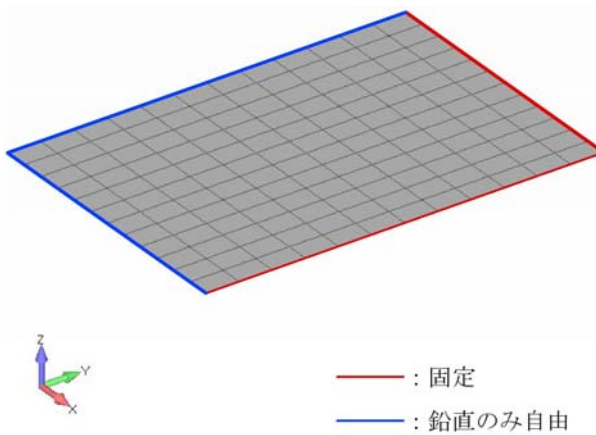
固有値解析には、解析コード「MSC NASTRAN Ver. 2016.1.1」を用いる。材料物性値を表3-7に、スラブの諸元を表3-8に、解析モデルを図3-12に示す。

表3-7 スラブの材料物性値

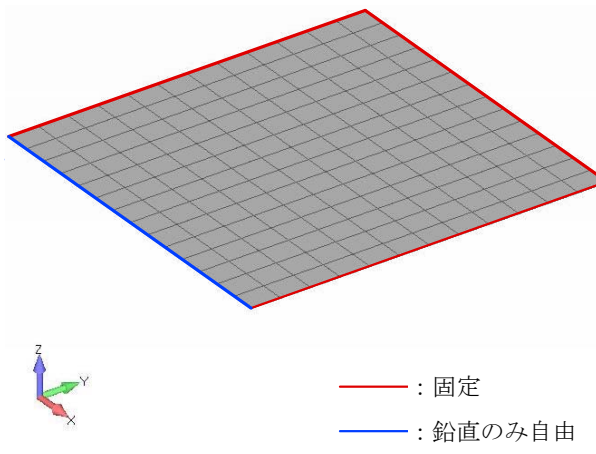
コンクリートの 設計基準強度 Fc (N/mm ²)	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν
30.0	2.44×10 ⁴	0.2

表3-8 スラブの諸元

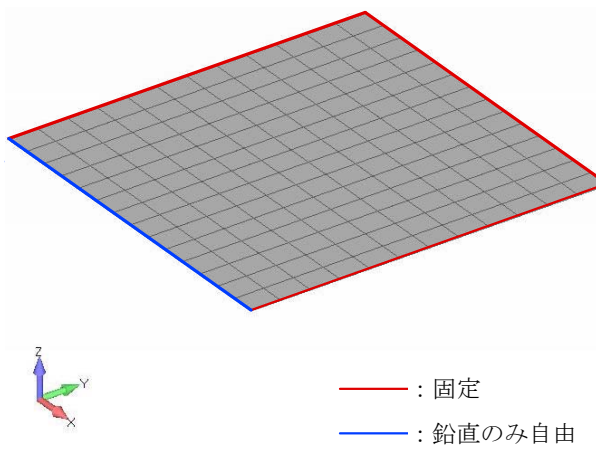
	長辺 (m)	短辺 (m)	スラブ厚 (m)
3階床スラブ S1	10.2	7.2	1.0
4階屋根スラブ S2	10.2	9.8	0.6
3階床スラブ S3	10.2	9.8	0.5



(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

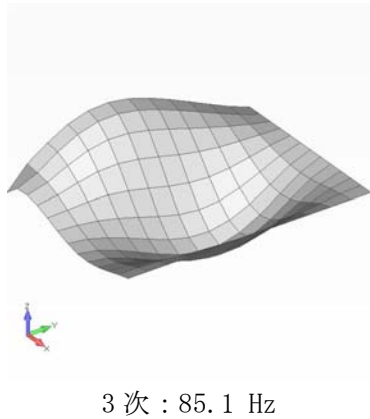
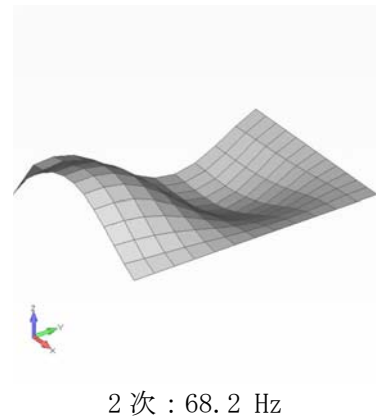
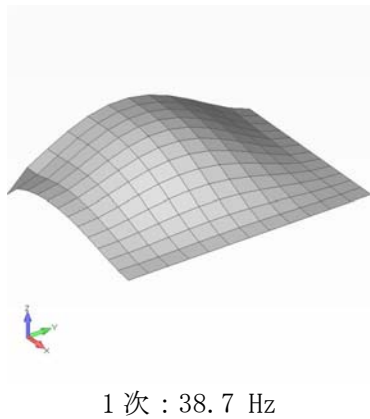
図 3-12 解析モデル

(2) 固有値解析結果

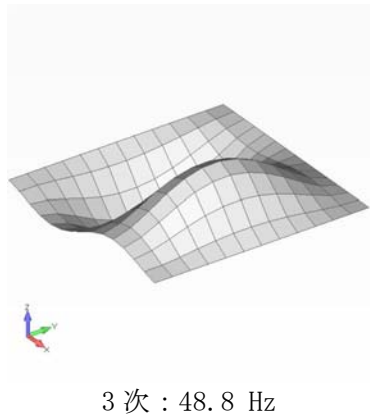
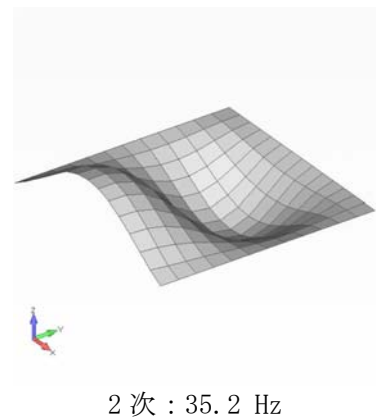
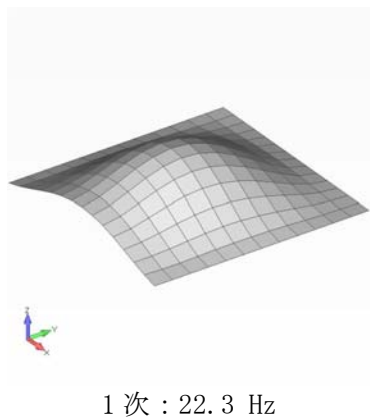
スラブの1次固有振動数を表3-9に、モード図を図3-13に示す。いずれの床スラブにおいても1次固有振動数が20 Hzを上回っており、当該スラブが十分に剛であり、応答増幅の影響がないことを確認した。

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

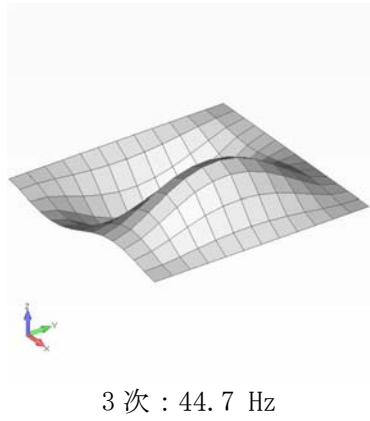
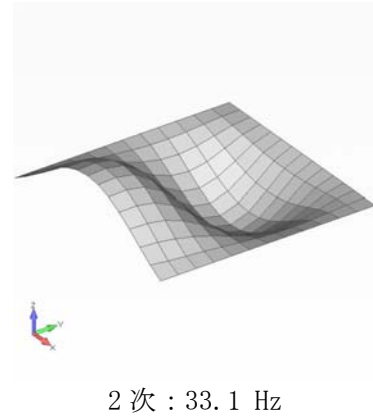
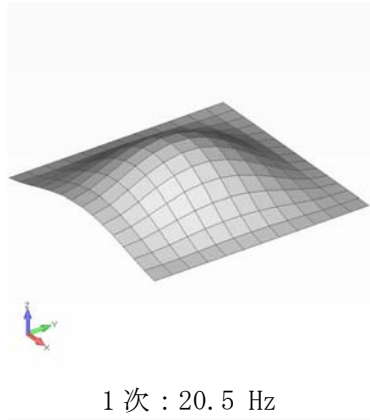


(a) 3階床スラブ S1



(b) 4階屋根スラブ S2

図 3-13 (1/2) 床スラブのモード図



(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

本節では、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）（以下「評定書」という。）について、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」への適用性を示す。

3.4.1 評定書の適用性

(1) コンクリートの許容応力度

評定書から抜粋したコンクリートの許容応力度を図 3-14 に示す。

緊急時対策所建屋において、杭に関するコンクリートの許容応力度は評定書に基づき算定し、表 3-10 に示す値としている。また、緊急時対策所建屋の杭に用いるコンクリートの設計基準強度は 24N/mm^2 であり、 18N/mm^2 以上かつ 45N/mm^2 以下の範囲内である。

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/mm^2)						
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、 18N/mm^2 以上 45N/mm^2 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值 ($\alpha_g S_{g1}$) 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。

図 3-14 コンクリートの許容応力度（評定書から抜粋）

表 3-10 杭に関するコンクリートの許容応力度（緊急時対策所建屋）

設計基準強度 F_c (N/mm^2)	短期	
	圧縮 (N/mm^2)	せん断 (N/mm^2)
24	12	0.81

(2) 鋼管のコンクリートに対する許容支圧せん断耐力

評定書から抜粋した鋼管のコンクリートに対する許容支圧せん断耐力を図 3-15 に示す。
許容支圧せん断耐力は、継手部の設計法にて用いる。

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	3	長期に対する数値の 1.5倍
	4	

図 3-15 鋼管のコンクリートに対する許容支圧せん断耐力 (評定書から抜粋)

(3) 本体部の設計法

評定書から抜粋した本体部の設計法を図 3-16 に示す。

緊急時対策所建屋では、鋼管コンクリート部の曲げモーメント及びせん断力に対する断面の評価方法として、図 3-16 に示す評価式を採用している。

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。

$$(1) \quad {}_rN_t \leq N \leq {}_rN_c \text{ または } M \geq {}_sM_0 \text{ のとき}$$

$$N = {}_rN \tag{1}$$

$$M \leq {}_sM_0 + {}_rM \tag{2}$$

$$(2) \quad N > {}_rN_c \text{ または } M < {}_sM_0 \text{ のとき}$$

$$N \leq {}_rN_c + {}_sN \tag{3}$$

$$M = {}_sM \tag{4}$$

$$(3) \quad N < {}_rN_t \text{ または軸方向力が引張りで } M < {}_sM_0 \text{ のとき}$$

$$N \geq {}_rN_t + {}_sN \tag{5}$$

$$M = {}_sM \tag{6}$$

$$(4) \quad {}_sM_0, {}_sN, {}_sM \text{ は、(7)～(9)式による。}$$

$${}_sM_0 = {}_sZ \cdot {}_s f_t \tag{7}$$

${}_sN$ が圧縮力の場合

$$\frac{{}_sN}{{}_sA} + \frac{{}_sM}{{}_sZ} = {}_s f_c \tag{8}$$

${}_sN$ が引張力の場合

$$\frac{{}_sN}{{}_sA} - \frac{{}_sM}{{}_sZ} = -{}_s f_t \tag{9}$$

$$(5) \quad {}_rN_c, {}_rN_t \text{ は(10)～(13)式による。}$$

$${}_rN_c = \min({}_rN_{c1}, {}_rN_{c2}) \tag{10}$$

$${}_rN_{c1} = A_c \cdot f_c \tag{11}$$

$${}_rN_{c2} = \frac{A_c \cdot {}_n f_c}{n} \tag{12}$$

$${}_rN_t = -{}_n A \cdot {}_n f_t \tag{13}$$

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

図 3-16 (1/2) 本体部の設計法 (評定書から抜粋)

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/mm^2)
- M : 設計用曲げモーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)
- ${}_r M$: 鉄筋コンクリート部分の許容曲げモーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)
- ${}_s M$: 鋼管部分の許容曲げモーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)
- ${}_s M_0$: 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 ($\text{N} \cdot \text{mm}$)
- 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 (mm^3)

図 3-16 (2/2) 本体部の設計法 (評定書から抜粋)

(4) 継手部の設計法

評定書から抜粋した継手部の設計法を図 3-17 に示す。

緊急時対策所建屋の杭において、鋼管コンクリート及び鉄筋コンクリートの継手部については、評定書に基づき設計する。

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。

$$\ell_d = \frac{rA \cdot r_f}{(\pi \cdot {}_sD_i - L) \cdot {}_s f_a} \quad (1)$$

$$\ell_d = \frac{r_a \cdot r_f}{\phi \cdot r_f a} \quad (2)$$

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)
- rA : 鉄筋の全断面積 (mm^2)
- r_a : 鉄筋 1 本の公称断面積 (mm^2)
- ${}_sD_i$: 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/mm^2)
- $r_f a$: 鉄筋の許容付着応力度 (N/mm^2)
- ${}_s f_a$: 鋼管内面の許容支圧せん断耐力 (N/mm^2)
- 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 ($^\circ$) (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 ($^\circ$)	鋼管径 (mm)	突起方向角度 ($^\circ$)
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		

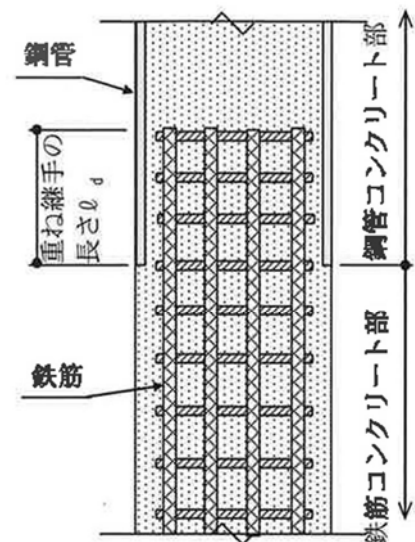


図 1.3 継手部

(5) 鋼管の材質・形状・寸法等

評定書から抜粋した鋼管の材質・形状・寸法等を図 3-18 に示す。

鋼管の製造方法については、評定書に基づき製作する。また、緊急時対策所建屋の杭は杭径φ1000mm、厚さ 22mm であることから、図 3-18 にて赤色の枠線で示す鋼管の外形及び厚さの標準値を満足している。さらに、緊急時対策所建屋の杭において鋼管の材質は SKK490 としており、評定書に記載されている鋼管の材質を満足している。

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。

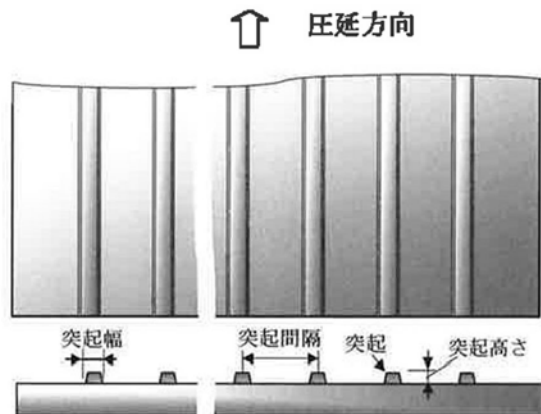


図 1.4 突起付き圧延コイル

図 3-18 (1/2) 鋼管の材質・形状・寸法等 (評定書から抜粋)

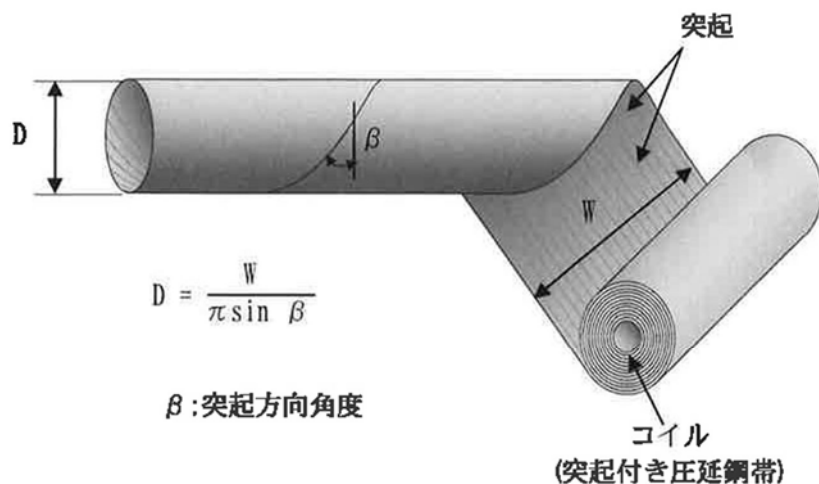


図 1.5 スパイラル造管

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 2600 mm 及び 2700 mm は SKK490 のみとする）
○ 同時建込み工法

図 3-18 (2/2) 鋼管の材質・形状・寸法等 (評定書から抜粋)

(6) 掘削孔及び鋼管の寸法範囲等

評定書から抜粋した掘削孔及び鋼管の寸法範囲等を図3-19に示す。なお、同図には緊急時対策所建屋の杭における鋼管径と掘削径の範囲及び鋼管板厚の下限値を赤色の枠線で示す。

緊急時対策所建屋の杭はオールケーシング工法及び外周グラウト充填とする計画であり、杭径 $\phi 1000$ mmであることから、評定書に示されている鋼管径の範囲に対応している。また、緊急時対策所建屋の杭は鋼管の板厚が22 mmであることから、評定書に示されている鋼管板厚の下限値を満足している。さらに、緊急時対策所建屋の杭では、基礎スラブへの埋込長さ100mmを含めた鋼管長さを19.9 m (EL. 20.9 m~EL. 1.0 m) としていることから、評定書に示されている鋼管長さの上限を満足している

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	外周オーバーフロー充填の場合 12.5m

図 3-19 掘削孔及び鋼管の寸法範囲等（評定書から抜粋）

(7) 鋼管の腐食しろ

評定書から抜粋した鋼管の腐食しろを図 3-20 に示す。

緊急時対策所建屋では、杭の断面性能として腐食しろ 1 mm を考慮している。

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。

図 3-20 鋼管の腐食しろ（評定書から抜粋）

(8) 総合機能

評定書から抜粋した総合機能を図 3-21 に示す。

本節に示す通り、緊急時対策所建屋の杭は評定書の申請事項 1~7 を満足しており、鉄筋コンクリート部を拡底しない場所打ち鉄筋コンクリート杭として設計している。

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。

図 3-21 総合機能（評定書から抜粋）

3.4.2 評定書の内容

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標準-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 |

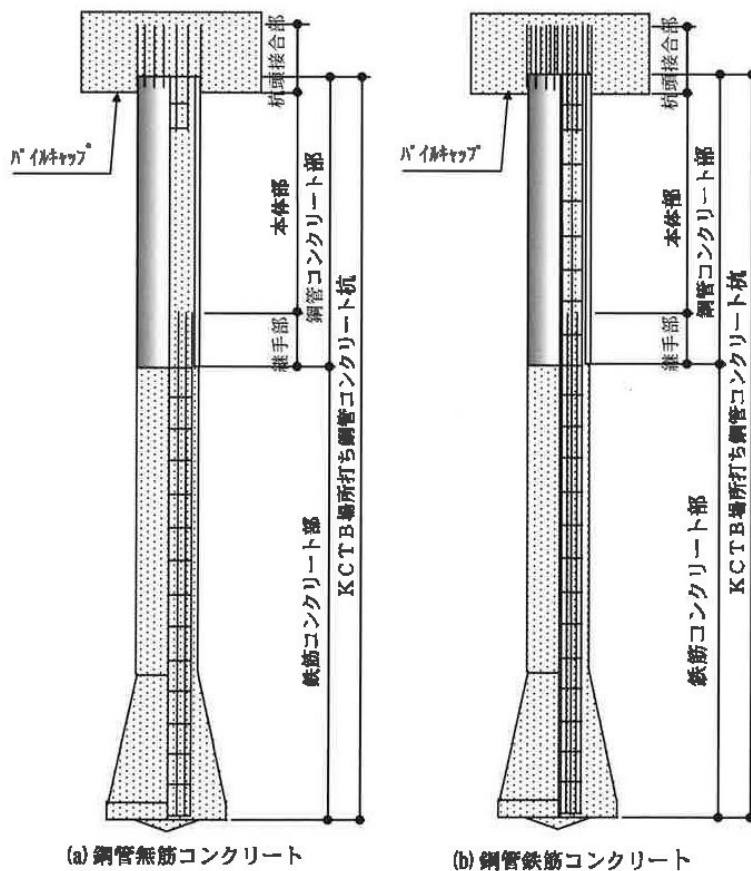
なお、平成27年3月27日付けBCJ評定-FD0356-04にて評定を受けた内容に対する変更は以下のとおり

- 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掘削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。

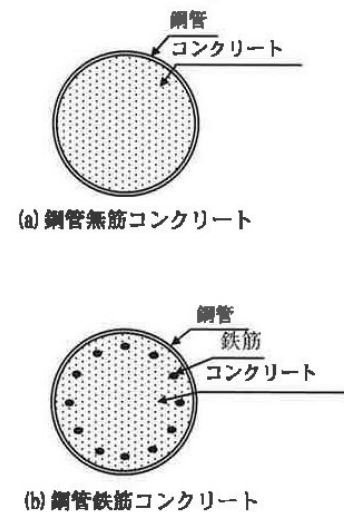
鋼管コンクリート部の構造は、図1.2に示すように鋼管の内部は鋼管無筋コンクリートまたは鋼管鉄筋コンクリートとなっており（以下、これらを「鋼管コンクリート」という）、鋼管は、鋼管内面に突起を持つ内面突起付き鋼管（以下、「鋼管」という）を用いている。



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

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

$$(4) \quad {}_sM_o, {}_sN, {}_sM \text{ は、(7)～(9) 式による。}$$

$${}_sM_o = {}_sZ \cdot {}_s f_t \quad (7)$$

${}_sN$ 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

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

$$(5) \quad {}_rN_c, {}_rN_t \text{ は(10)～(13) 式による。}$$

$${}_rN_c = \min({}_rN_{c1}, {}_rN_{c2}) \quad (10)$$

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

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

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

(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)
- ${}_s f_a$: 鉄筋の許容付着応力度 (N/mm²)
- ${}_s f_n$: 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		

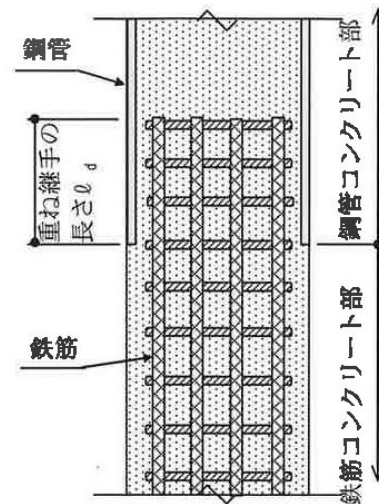


図 1.3 継手部

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。

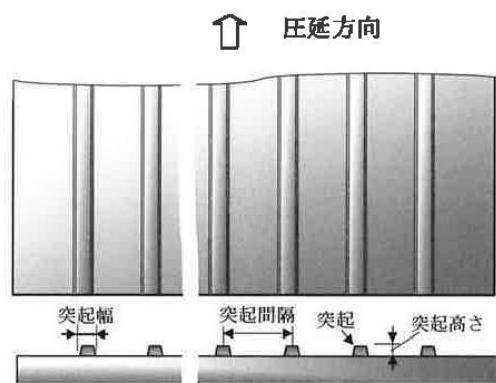


図 1.4 突起付き圧延コイル

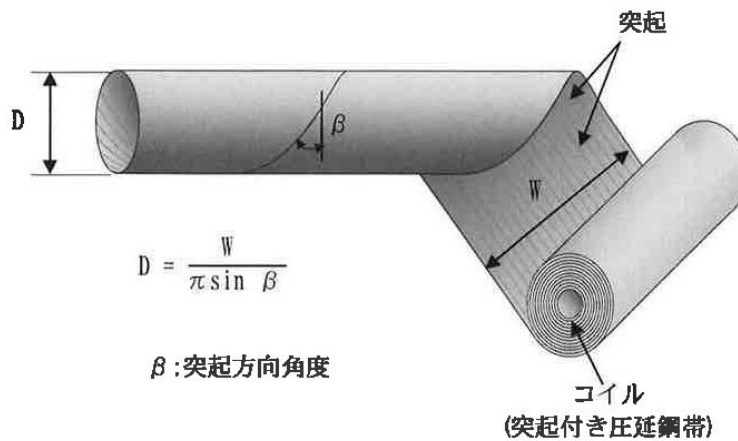


図 1.5 スパイラル造管

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 2600 mm 及び 2700 mm 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 3-11 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 3-12 に示す設計採用値を設定し、表 3-13 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 3-22 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 3-14 に示す。

表 3-11 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 3-12 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 3-13 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

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' 55.8897"
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	18.96m	方角	180°	試錐機	鉱研OE-8B
総掘進長	85.45m	地盤勾配	0°	エンジン	ヤマハ-NFD170
		風向	0°	ハンマ	半自動型
				ポンプ	東邦CP-65

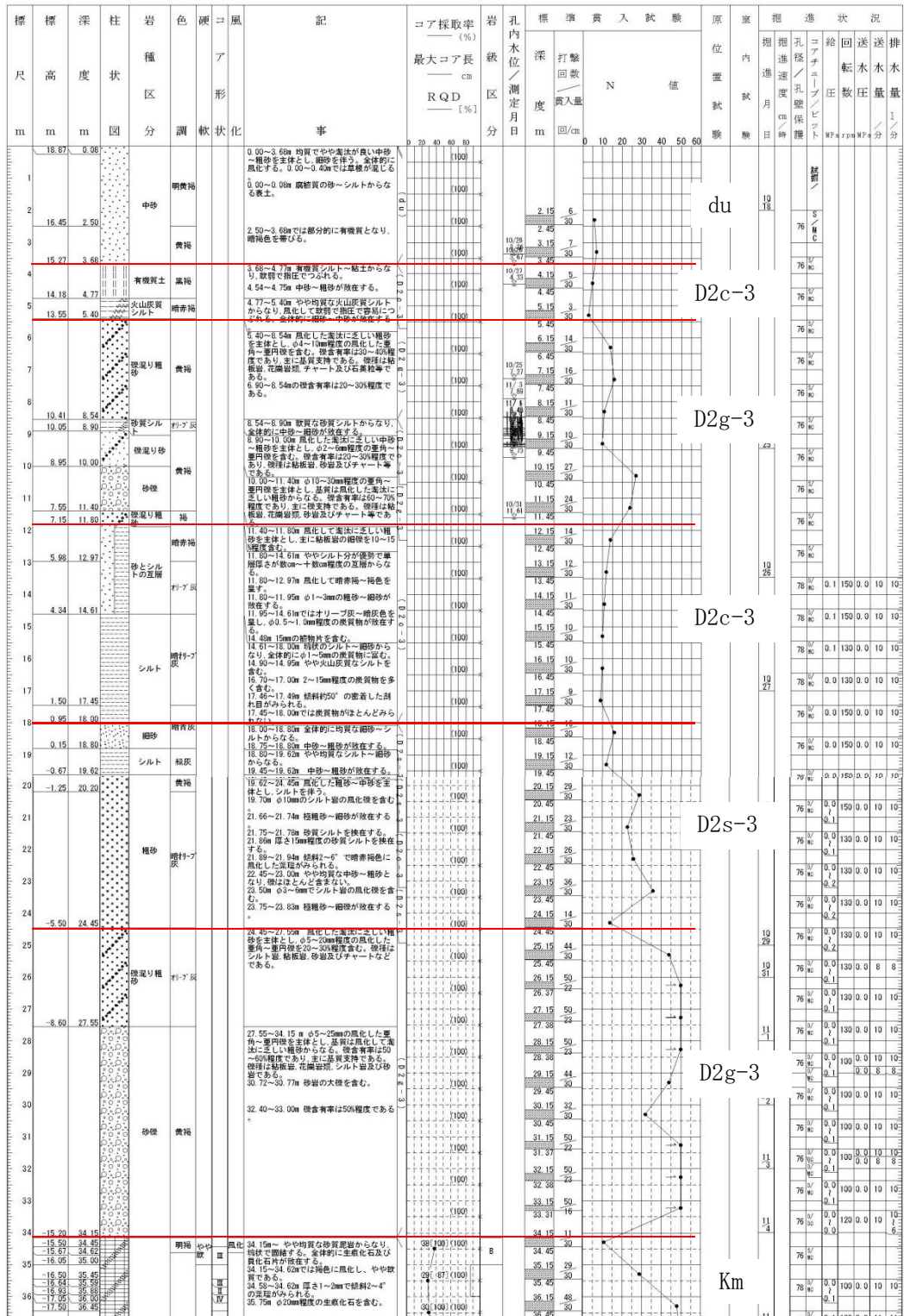


図3-22 ボーリング柱状図 (KK-1)

表 3-14 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	
	-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 \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。

$$\begin{aligned} 0.0 \leq \bar{y} \leq 0.1 \text{ の場合, } k_h &= 3.16 \cdot k_{h0} \\ 0.1 \leq \bar{y} \text{ の場合, } k_h &= k_{h0} \cdot \bar{y}^{-1/2} \end{aligned}$$

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 3-15 に示す。

表 3-15 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

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とする。ただし、地盤改良による杭の健全性を別途確認するため、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 FLIP モデルによる地震応答解析を実施する。上記検討は、基準地震動 S_s の代表ケース ($S_s - D1$, $S_s - 31$) にて実施する。

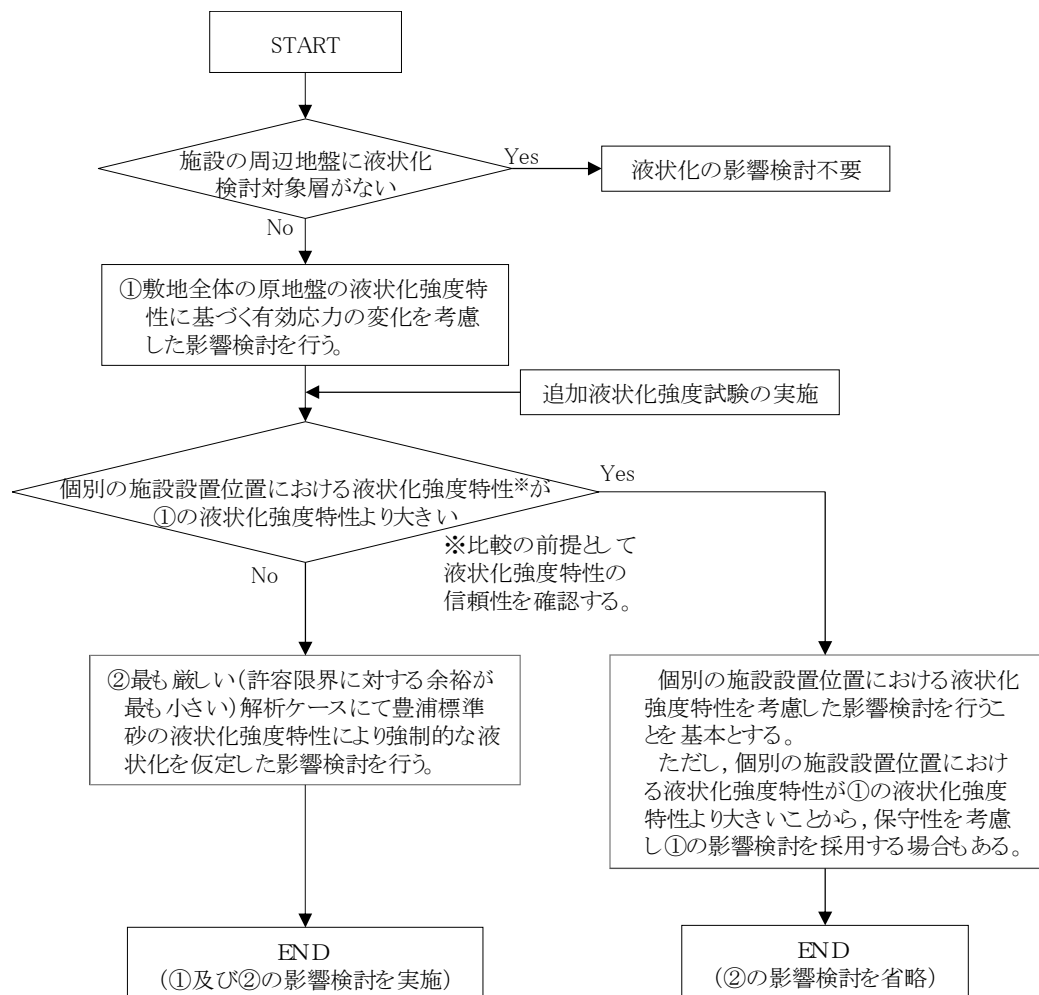


図 4-1 施設毎の液状化影響検討のフロー

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、セメント改良体と呼ぶ。）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、セメント改良体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、薬液注入と呼ぶ。）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。

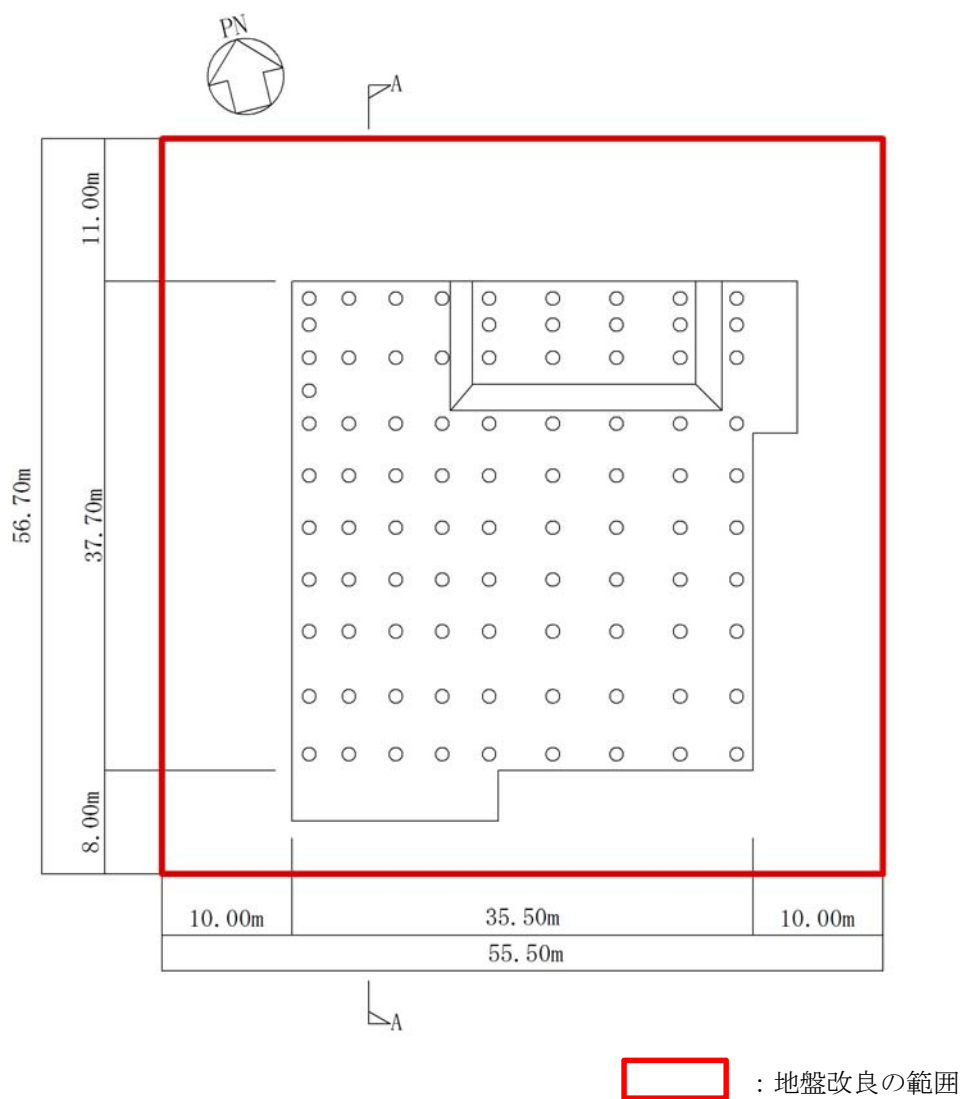


図 4-2 緊急時対策所建屋の地盤改良の範囲 (杭伏図, EL. 20.8m)

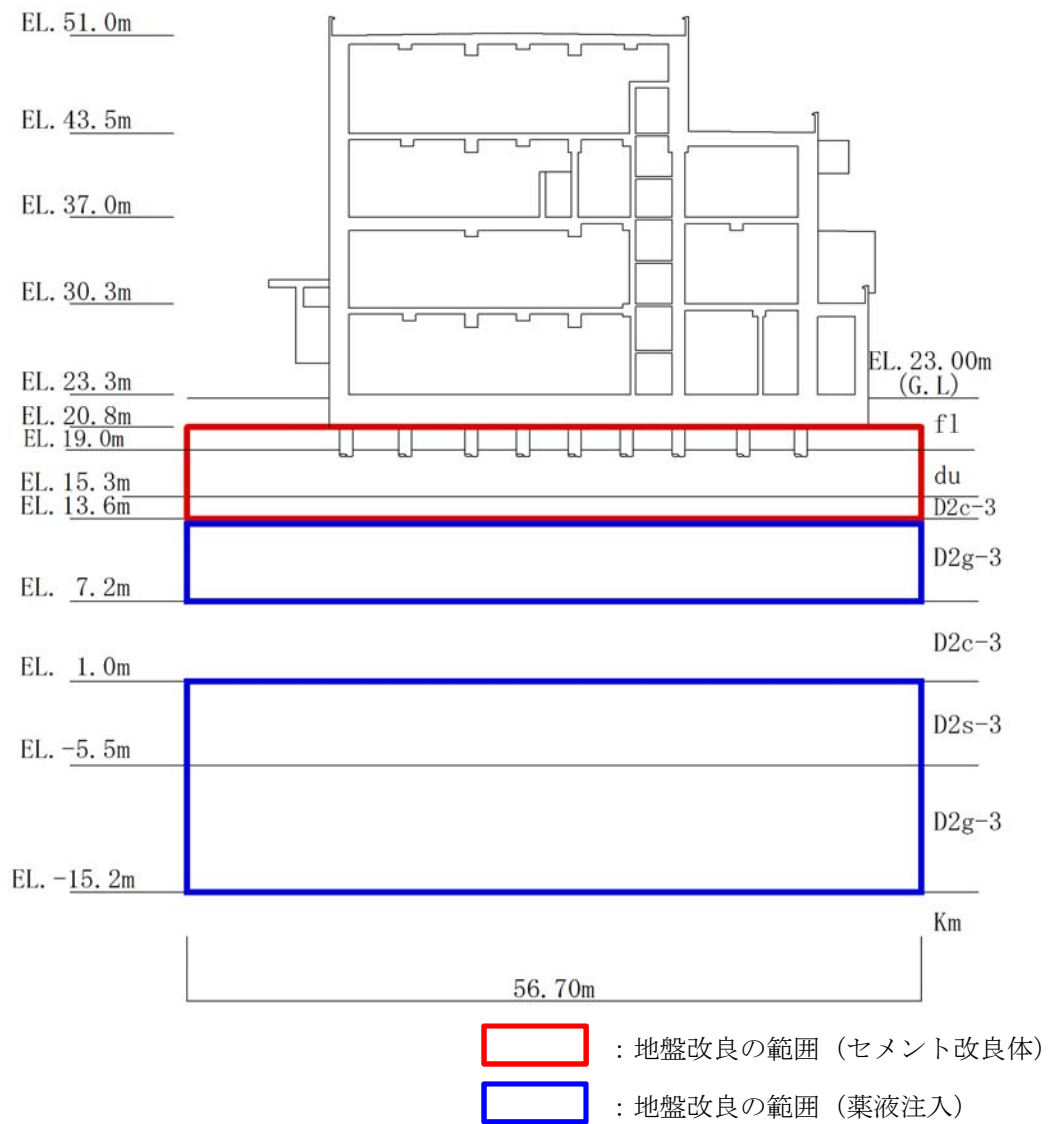


図 4-3 緊急時対策所建屋の地盤改良の範囲 (A-A 断面図)

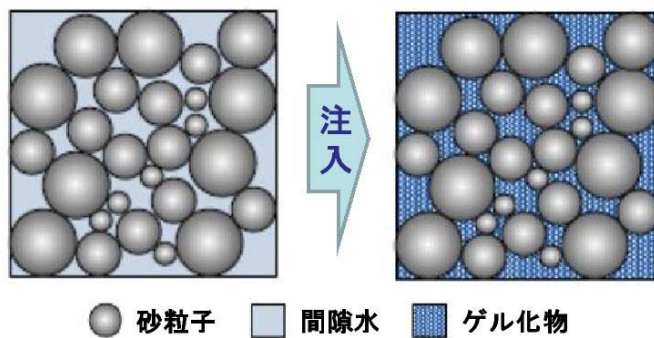
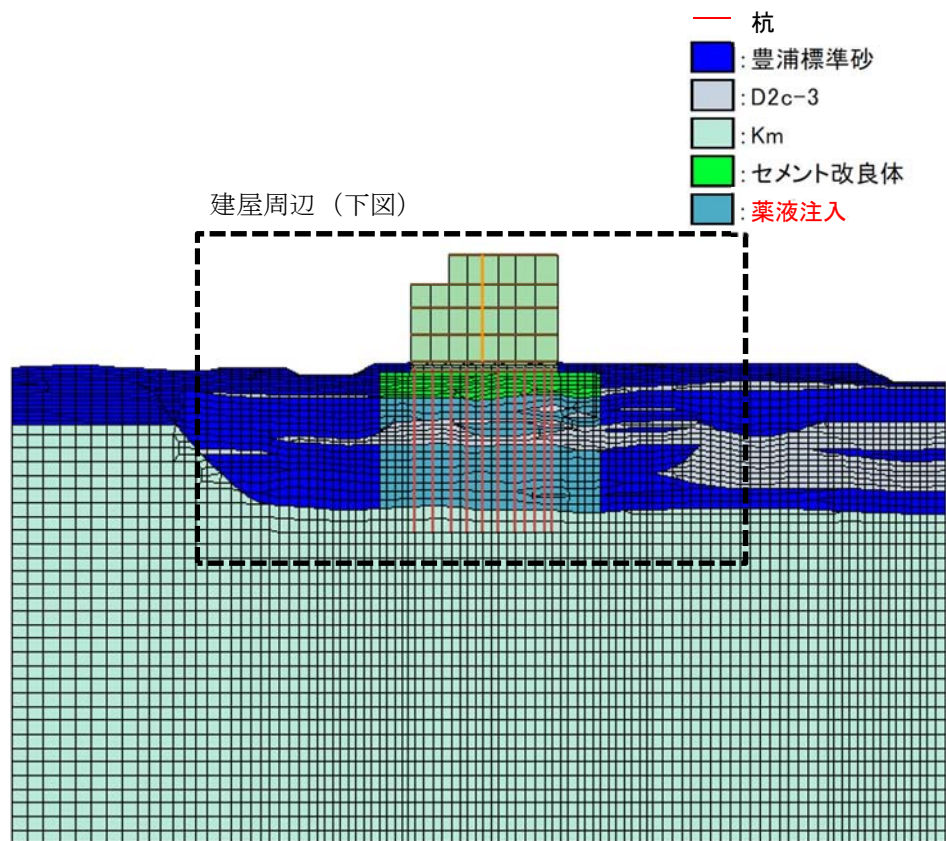


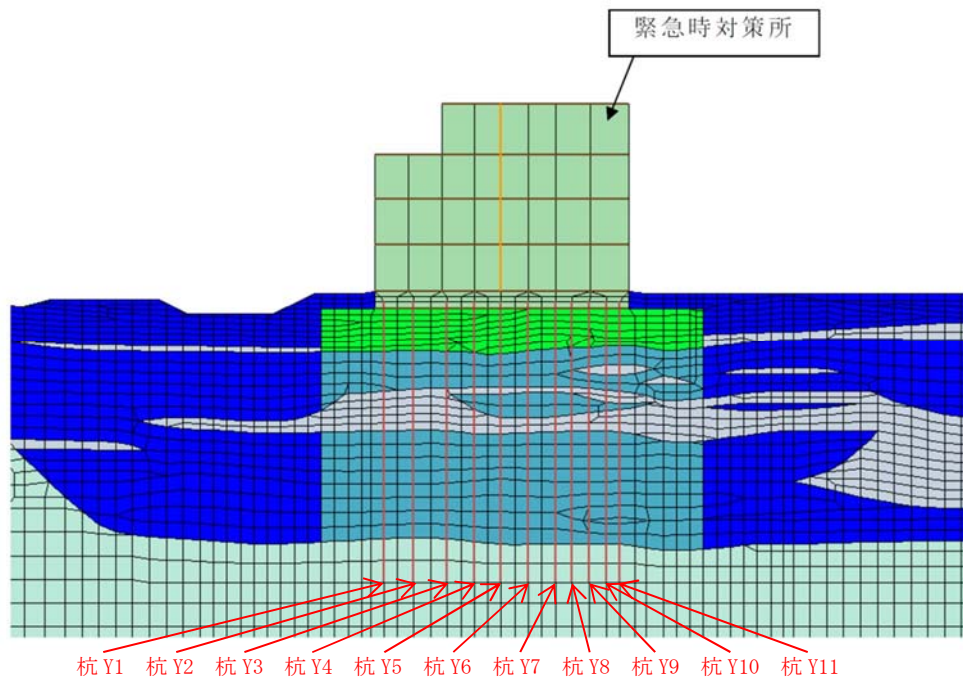
図 4-4 薬液注入の概念図

4.3 2次元 FLIP による地震応答解析モデル

地盤改良による杭の健全性を確認するため、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 FLIP モデルにより地震応答解析を実施する。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。

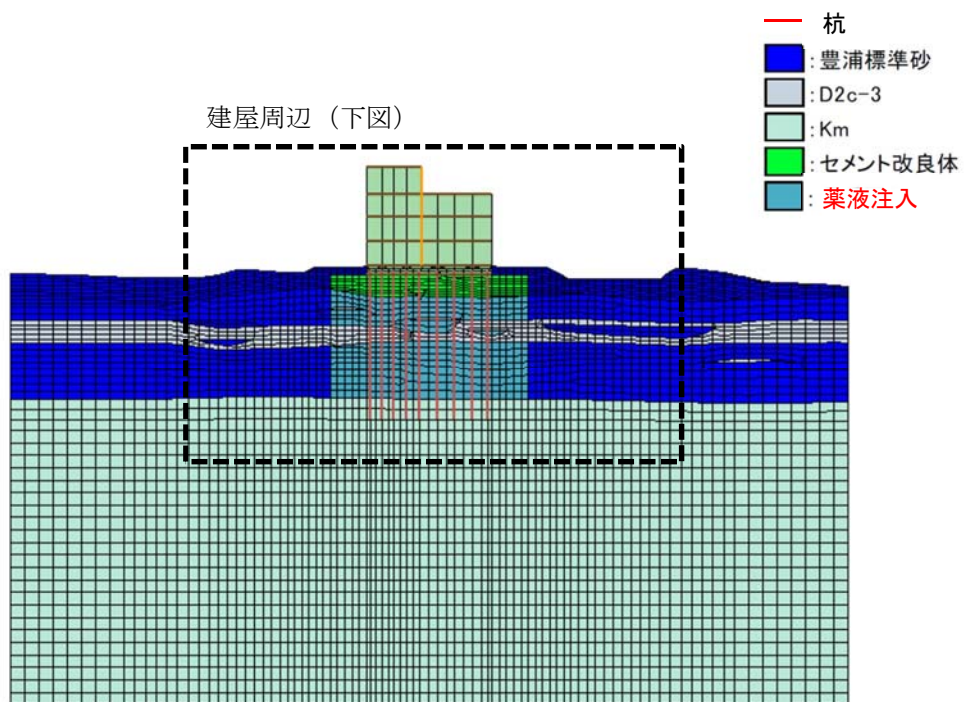


(a) 全体

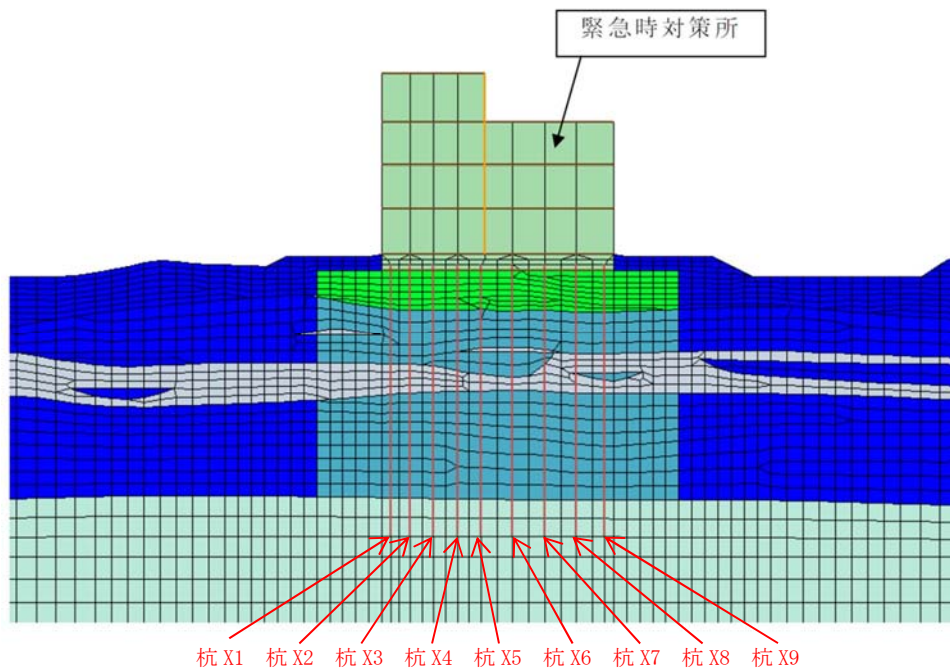


(b) 建屋周辺

図 4-5 (1/2) 解析モデル (NS 方向)

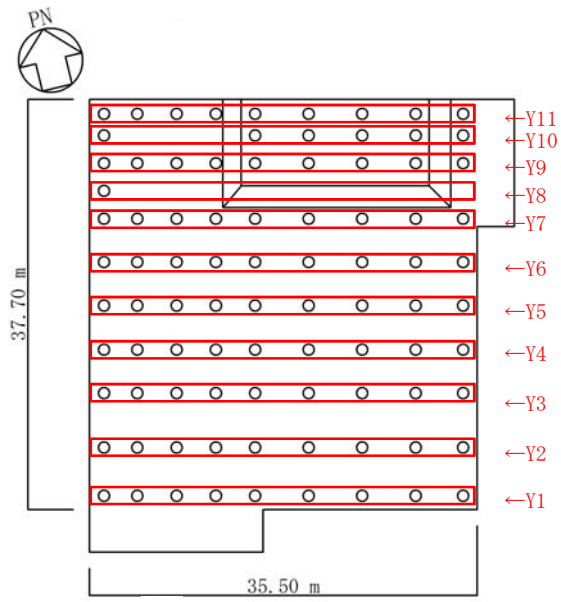


(a) 全体



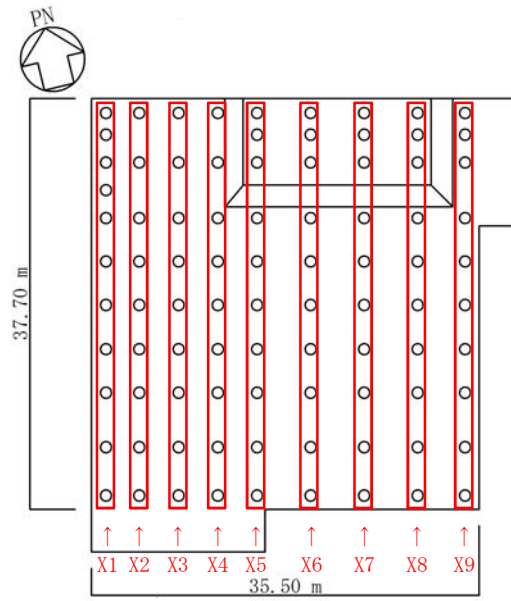
(b) 建屋周辺

図 4-5 (2/2) 解析モデル (EW 方向)



凡例 ○：杭

(a) NS 方向



凡例 ○：杭

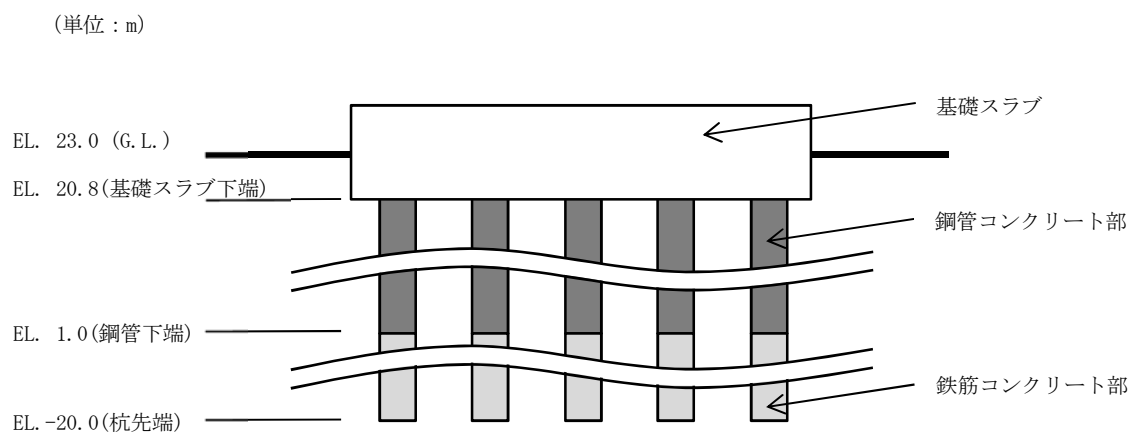
(b) EW 方向

图 4-6 杭番号

4.4 2次元 FLIP モデルの解析結果における杭の健全性の評価

4.4.1 杭の仕様

緊急時対策所建屋における杭の仕様を図 4-7 に示す。緊急時対策所建屋の杭体は、EL. 20.8 m～EL. 1.0 m を場所打ち鋼管コンクリート（以下、鋼管コンクリート部という。）、EL. 1.0 m～EL. -20.0 m を鉄筋コンクリート（以下、鉄筋コンクリート部という。）とする。また、杭の断面の評価に用いる断面性能を表 4-1 に示す。



① 鋼管コンクリート部

- ・杭径 : $\phi 1000$ mm
- ・鋼材 : SKK490 (基準強度 $F = 325$ N/mm²)
- ・肉厚 : $t = 22$ mm
- ・コンクリートの設計基準強度 : $F_c = 24$ N/mm²

② 鉄筋コンクリート部

- ・杭径 : $\phi 1000$ mm
- ・主筋 : 18-D35, SD345
- ・せん断補強筋 : D16@150, SD345
- ・コンクリートの設計基準強度 : $F_c = 24$ N/mm²

図 4-7 緊急時対策所建屋の杭の仕様

表 4-1 杭の断面性能

杭種	外径 D (mm)	板厚 t (mm)	全断面積 A (m ²)	せん断 断面積 _s A (m ²)	断面 2 次 モーメント I (m ⁴)
鋼管コンクリート	1000	22	1.300	0.9436	0.1105
鉄筋コンクリート	1000	—	0.785	0.7140	0.0491

注：鋼管コンクリート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 杭の断面の評価方法

鋼管コンクリート部の曲げモーメントに対する検討では、杭に生じる曲げモーメントが、杭軸力を考慮した鋼管コンクリートの短期許容曲げモーメント以下であることを確認する。鉄筋コンクリート部の曲げモーメントに対する検討では、杭に生じる曲げモーメントが、杭軸力を考慮した鉄筋コンクリートの終局曲げモーメント以下であることを確認する。

鋼管コンクリート部のせん断力に対する検討では、杭に生じるせん断力が、鋼管コンクリートの短期許容せん断耐力以下であることを確認する。鉄筋コンクリート部のせん断力に対する検討では、杭に生じるせん断力が、鉄筋コンクリートの終局せん断耐力以下であることを確認する。

杭軸力を考慮した短期許容曲げモーメント及び短期せん断耐力は、鋼管コンクリートについては「評定書」に基づき算定し、鉄筋コンクリートについては「基礎指針」に基づき算定する。

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4-8に示す。

- ・杭軸力を考慮した短期許容曲げモーメントの評価（鋼管コンクリート）

${}_r N_t \leq N \leq {}_r N_c$ または $M \geq {}_s M_0$ のとき

$$N = {}_r N$$

$$M \leq {}_s M_0 + {}_r M$$

$N > {}_r N_c$ または $M < {}_s M_0$ のとき

$$N \leq {}_r N_c + {}_s N$$

$$M = {}_s M$$

$N > {}_r N_t$ または軸方向力が引張りで $M < {}_s M_0$ のとき

$$N \geq {}_r N_t + {}_s N$$

$$M = {}_s M$$

ここで、

${}_r N_t$: 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)

N : 設計用圧縮力 (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)

M : 設計用曲げモーメント (N・mm)

${}_s M_0$: 鋼管部分が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)

${}_r N$: 鉄筋コンクリート部分の許容圧縮力 (N)

${}_r M$: 鉄筋コンクリート部分の許容曲げモーメント (N・mm)

${}_s N$: 鋼管部分の許容圧縮力 (N)

${}_s M$: 鋼管部分の許容曲げモーメント (N・mm)

・ ${}_sM_0$, ${}_sN$, ${}_sM$ の算定式

$${}_sM_0 = {}_sZ \cdot {}_sf_t$$

${}_sN$ が圧縮力の場合,

$$\frac{{}_sN}{{}_sA} + \frac{{}_sM}{{}_sZ} = {}_sf_c$$

${}_sN$ が引張力の場合,

$$\frac{{}_sN}{{}_sA} - \frac{{}_sM}{{}_sZ} = -{}_sf_t$$

ここで,

${}_sZ$: 鋼管の断面係数 (mm³)

${}_sf_t$: 鋼管の許容引張応力度 (N/mm²)

${}_sA$: 鋼管部分の断面積 (mm²)

${}_sf_c$: 鋼管の許容圧縮応力度 (N/mm²)

・ ${}_rN_c$, ${}_rN_t$ の算定式

$${}_rN_c = \min({}_rN_{c1}, {}_rN_{c2})$$

$${}_rN_{c1} = A_e \cdot f_c$$

$${}_rN_{c2} = \frac{A_e \cdot {}_mf_c}{n}$$

$${}_rN_t = -{}_mA \cdot {}_mf_t$$

ここで,

${}_rN_{c1}$: 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)

${}_rN_{c2}$: 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)

A_e : コンクリートの等価断面積 (mm²) (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/mm²)

${}_mf_c$: 主筋の許容圧縮応力度 (N/mm²)

n : ヤング係数比

${}_mA$: 全主筋断面積 (mm²)

${}_mf_t$: 主筋の許容引張応力度 (N/mm²)

- ・杭軸力を考慮した終局曲げモーメントの評価（鉄筋コンクリート）

「基礎指針」に基づき、コンクリートと鉄筋の応力ひずみ関係をバイリニア関係とし、コンクリートの最大圧縮ひずみ度が 0.003 に至る時点の曲げモーメントを終局曲げ耐力として算定する。

- ・短期せん断耐力の評価（鋼管コンクリート）

$$\begin{aligned}
 {}_s Q_d &\leq {}_s Q \\
 {}_s Q_d &= Q \\
 {}_s Q &= \frac{{}_s A}{2} \cdot {}_s f_s
 \end{aligned}$$

ここで、

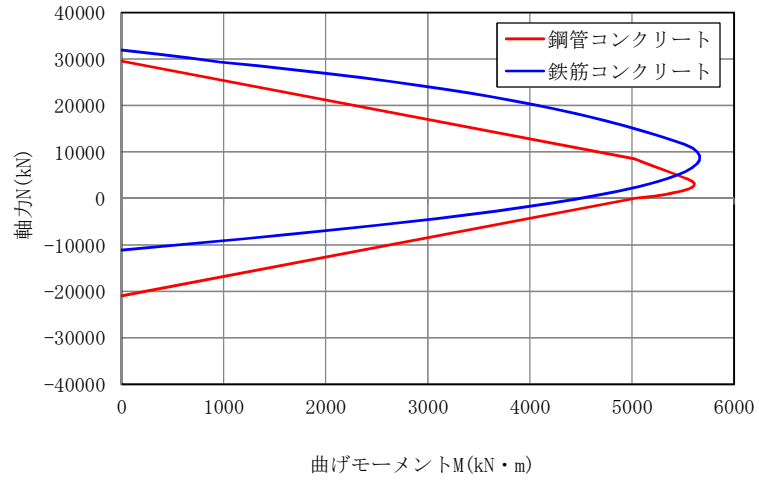
- ${}_s Q_d$: 鋼管部分の設計用せん断力 (N)
- ${}_s Q$: 鋼管部分の許容せん断力 (N)
- Q : 設計用せん断力 (N)
- ${}_s A$: 鋼管部分の断面積 (mm²)
- ${}_s f_s$: 鋼管の許容せん断応力度 (N/mm²) (= $F/\sqrt{3}$, F は鋼材の基準強度)

- ・終局せん断耐力の評価（鉄筋コンクリート）

$$Q_u = \left\{ \frac{0.092k_u k_p (17.7 + F_c)}{M/(QD) + 0.12} + 0.846\sqrt{p_w \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} bj$$

ここで、

- Q_u : 鉄筋コンクリートの終局せん断耐力 (N)
- k_u, k_p : 補正係数
- F_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
- M/QD : シアスパン比 ($M/QD \geq 3$ の場合, $M/QD = 3$)
- p_w : せん断補強筋比
- σ_{wy} : せん断補強筋比の規格降伏点 (N/mm²)
- σ_0 : 軸方向応力度 (N/mm²)
- b : 等価正方形断面の幅 (mm)
- j : 等価正方形断面の応力中心距離 (mm)



注：鋼管コンクリートは短期許容曲げモーメントに対する曲線を示し，鉄筋コンクリートは終局曲げモーメントに対する曲線を示す。

図 4-8 杭の曲げモーメントと杭軸力の関係

4.4.3 杭の評価結果

杭の曲げモーメントに対する評価結果を表 4-2 に、杭のせん断力に対する評価結果を表 4-3 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 4-9 に、杭のせん断力と許容値の関係を図 4-10 に示す。なお、評価結果はいずれも検定比が最も大きくなる結果を代表として示している。

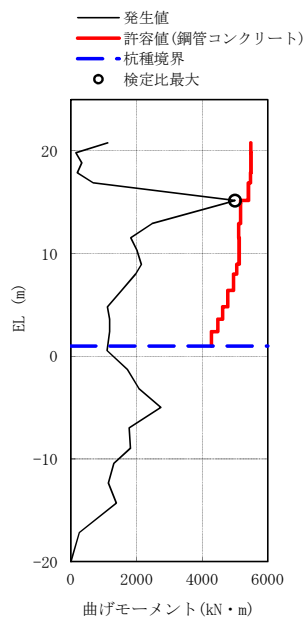
地盤改良範囲外の液状化検討対象層に豊浦標準砂の液状化強度特性を与え、強制的に液状化を生じると仮定した場合においても、セメント改良体の施工範囲以深の液状化検討対象層に対して薬液注入を適用し液状化の発生を防止することで、杭の曲げモーメント及びせん断力が許容値を越えないことを確認した。

表 4-2 杭の曲げモーメントに対する評価結果

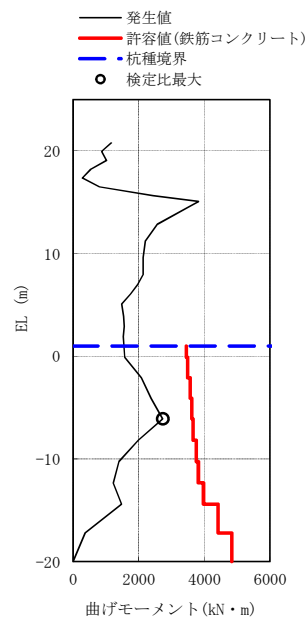
杭種	軸力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)		検定比	備考
		許容値	発生値		
鋼管コンクリート部	7241	5176	5005	0.97	S _s -D1, NS 方向, 杭 Y8
鉄筋コンクリート部	-2861	3624	2736	0.75	S _s -D1, EW 方向, 杭 X9

表 4-3 杭のせん断力に対する評価結果

杭種	軸力 (kN)	せん断力 (kN)		検定比	備考
		許容値	発生値		
鋼管コンクリート部	3591	6026	3107	0.52	S _s -D1, NS 方向, 杭 Y5
鉄筋コンクリート部	-2547	482	472	0.98	S _s -D1, EW 方向, 杭 X1

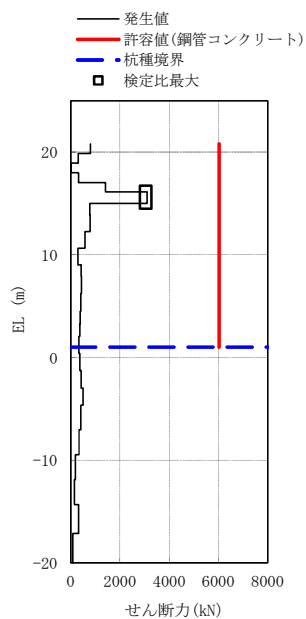


(a) 鋼管コンクリート部
(S_s-D1 , NS方向, 杭Y8)

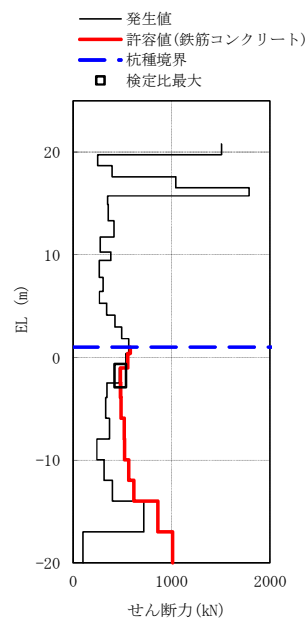


(b) 鉄筋コンクリート部
(S_s-D1 , EW方向, 杭X9)

図4-9 杭の曲げモーメントと許容値の関係



(a) 鋼管コンクリート部
(S_s-D1 , NS方向, 杭Y5)



(b) 鉄筋コンクリート部
(S_s-D1 , EW方向, 杭X1)

図4-10 杭のせん断力と許容値の関係