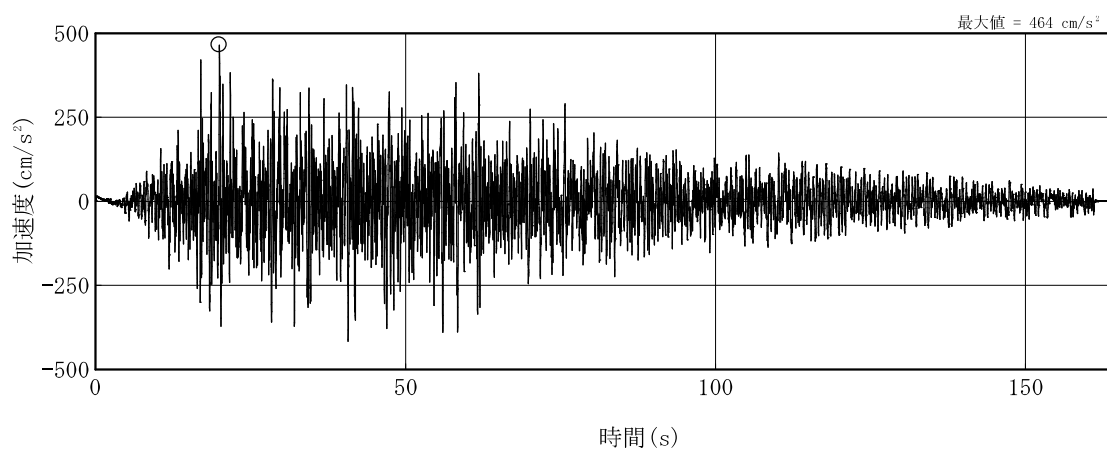


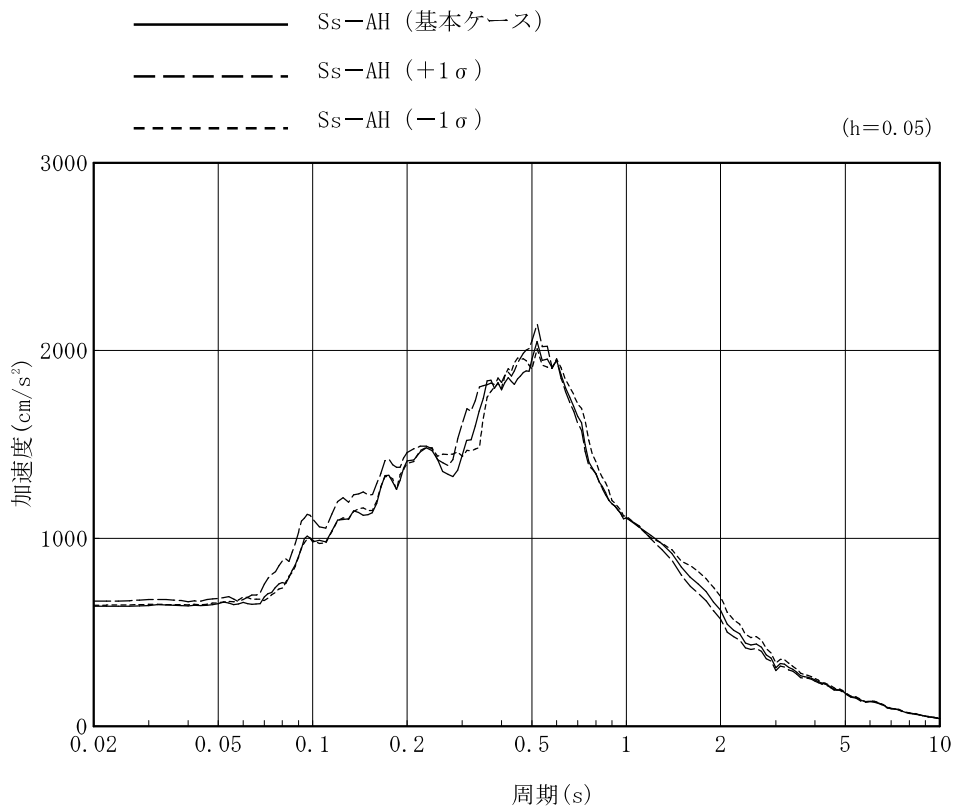
(1) Ss-AV (+1σ)



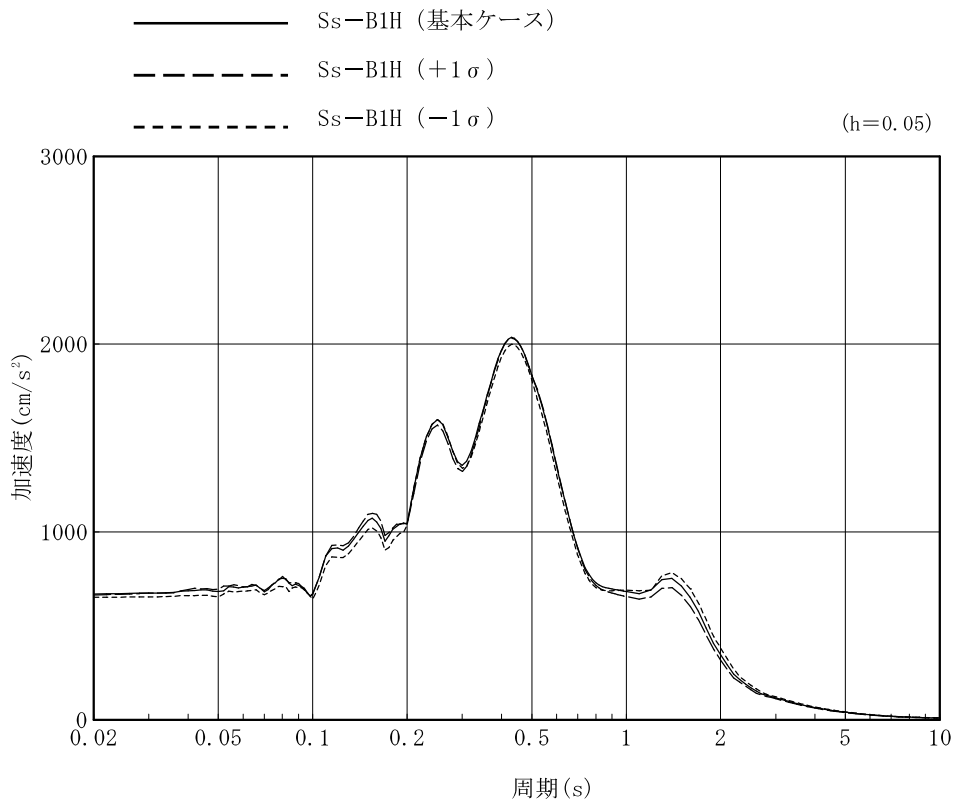
(2) Ss-AV (-1σ)

注：○印は最大値を，記号「V」は鉛直方向を示す。

図 8.2-33 地盤剛性の不確かさを考慮した入力地震動の加速度波形（鉛直方向，Ss-A）

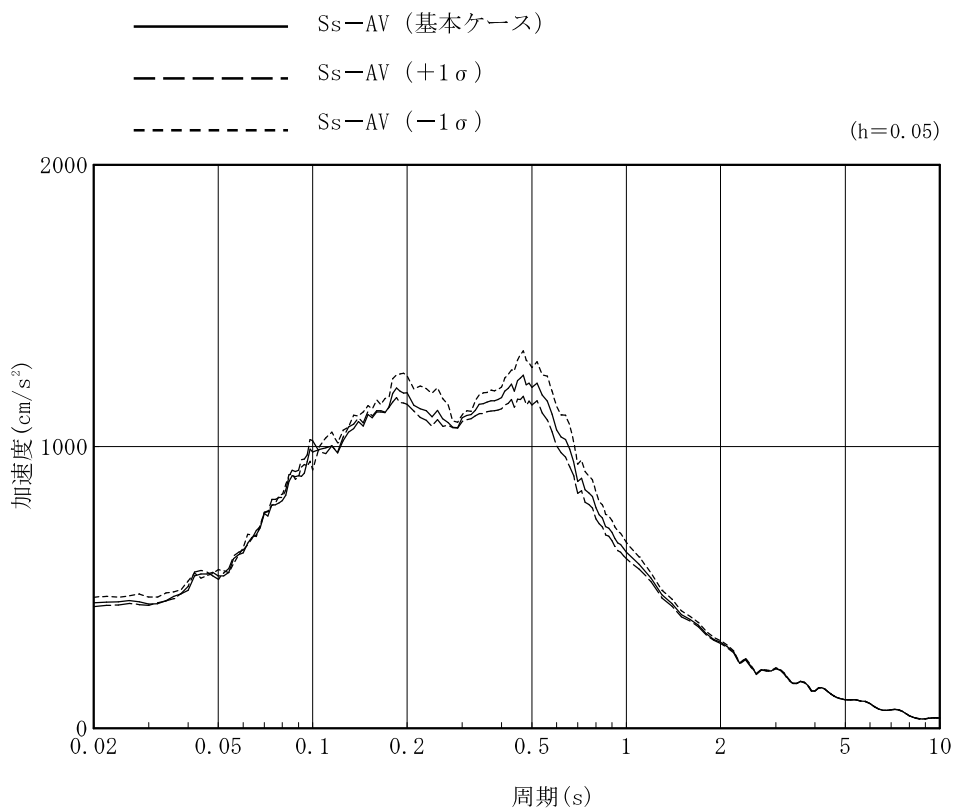


(1) Ss-AH



(2) Ss-B1H

図 8.2-34 地盤剛性の不確かさを考慮した入力地震動の加速度応答スペクトル (水平方向)



(1) Ss-AV

図 8.2-35 地盤剛性の不確かさを考慮した入力地震動の加速度応答スペクトル (鉛直方向)

表 8.2-21 杭と地盤の相互作用を考慮した地盤ばね  
 (地盤剛性の不確かさケース,  $+1\sigma$ , Ss-A 及び Ss-B1)

方向及び成分		ばね定数 $K_c$	減衰係数 $C_c$
NS 方向	水平成分	$1.029 \times 10^8$ kN/m	$2.550 \times 10^6$ kN·s/m
	回転成分	$9.147 \times 10^{11}$ kN·m/rad	$9.517 \times 10^9$ kN·s·m/rad
EW 方向	水平成分	$1.400 \times 10^8$ kN/m	$2.549 \times 10^6$ kN·s/m
	回転成分	$2.819 \times 10^{11}$ kN·m/rad	$2.348 \times 10^9$ kN·s·m/rad
鉛直方向	鉛直成分	$3.771 \times 10^8$ kN/m	$6.281 \times 10^6$ kN·s/m

表 8.2-22 杭と地盤の相互作用を考慮した地盤ばね  
 (地盤剛性の不確かさケース,  $-1\sigma$ , Ss-A 及び Ss-B1)

方向及び成分		ばね定数 $K_c$	減衰係数 $C_c$
NS 方向	水平成分	$6.373 \times 10^7$ kN/m	$2.190 \times 10^6$ kN·s/m
	回転成分	$6.435 \times 10^{11}$ kN·m/rad	$9.186 \times 10^9$ kN·s·m/rad
EW 方向	水平成分	$8.685 \times 10^7$ kN/m	$2.190 \times 10^6$ kN·s/m
	回転成分	$2.029 \times 10^{11}$ kN·m/rad	$2.265 \times 10^9$ kN·s·m/rad
鉛直方向	鉛直成分	$2.524 \times 10^8$ kN/m	$6.056 \times 10^6$ kN·s/m

### 8.2.5 地震応答解析結果

#### (1) 固有値解析結果

基本ケースの固有値解析結果を表 8.2-23～表 8.2-31 及び図 8.2-36～図 8.2-44 に示す。

#### (2) 地震応答解析結果

##### a. 基本ケース

基本ケースの基準地震動  $S_s$  に対する地震応答解析による各質点位置での最大応答値を、水平方向については図 8.2-45～図 8.2-56 に、鉛直方向については 8.2-57～図 8.2-61 に示す。

##### b. 材料物性の不確かさケース

地盤剛性の不確かさを考慮したケースの地震応答解析結果を基本ケースと比較して図 8.2-62～図 8.2-78 に示す。

表 8.2-23 固有値解析結果 (基本ケース, S<sub>s</sub>-A 及び S<sub>s</sub>-B1, NS 方向)

次 数	固有周期 (s)	振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.285	3.51	1.308
2	0.122	8.21	-0.287
3	0.108	9.24	-0.060
4	0.067	14.94	-0.068

表 8.2-24 固有値解析結果 (基本ケース, S<sub>s</sub>-A 及び S<sub>s</sub>-B1, EW 方向)

次 数	固有周期 (s)	振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.250	4.00	1.294
2	0.110	9.10	-0.274
3	0.070	14.27	-0.062
4	0.051	19.50	0.044

表 8.2-25 固有値解析結果 (基本ケース, S<sub>s</sub>-A 及び S<sub>s</sub>-B1, 鉛直方向)

次 数	固有周期 (s)	振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.182	5.50	3.252
2	0.143	6.98	-2.291
3	0.040	25.02	-0.096
4	0.033	30.62	-0.095

表 8.2-26 固有値解析結果 (基本ケース, S<sub>s</sub>-B2 及び S<sub>s</sub>-B3, NS 方向)

次 数	固有周期 (s)	振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.272	3.68	1.342
2	0.119	8.42	-0.387
3	0.106	9.40	0.002
4	0.067	14.97	-0.074

表 8.2-27 固有値解析結果 (基本ケース, S<sub>s</sub>-B2 及び S<sub>s</sub>-B3, EW 方向)

次 数	固有周期 (s)	振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.240	4.17	1.315
2	0.107	9.38	-0.302
3	0.069	14.48	-0.060
4	0.051	19.50	0.049

表 8.2-28 固有値解析結果 (基本ケース, S<sub>s</sub>-B2 及び S<sub>s</sub>-B3, 鉛直方向)

次 数	固有周期 (s)	振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.181	5.51	2.808
2	0.136	7.36	-1.851
3	0.040	25.02	-0.108
4	0.033	30.66	-0.107

表 8.2-29 固有値解析結果 (基本ケース, Ss-B4, NS 方向)

次 数	固有周期 (s)	振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.276	3.62	1.331
2	0.120	8.34	-0.348
3	0.107	9.32	-0.024
4	0.067	14.96	-0.072

表 8.2-30 固有値解析結果 (基本ケース, Ss-B4, EW 方向)

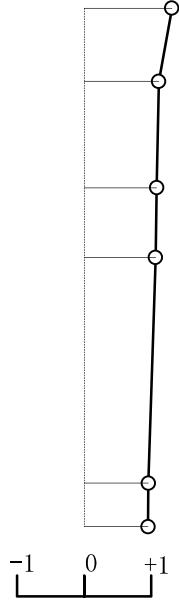
次 数	固有周期 (s)	振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.244	4.11	1.307
2	0.108	9.25	-0.291
3	0.070	14.38	-0.061
4	0.051	19.50	0.047

表 8.2-31 固有値解析結果 (基本ケース, Ss-B4, 鉛直方向)

次 数	固有周期 (s)	振動数 (Hz)	刺激係数
1	0.181	5.51	2.948
2	0.138	7.22	-1.990
3	0.040	25.02	-0.103
4	0.033	30.65	-0.103

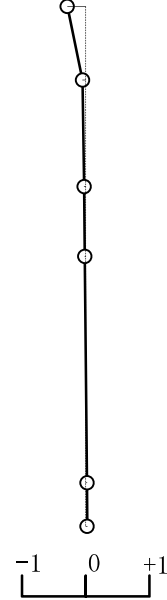


1次モード  
固有周期 0.285 (s)  
刺激係数 1.308

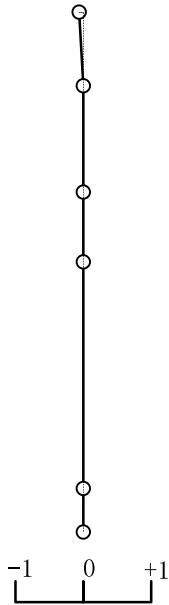


T. P. 43.5 (m)  
T. P. 39.3  
T. P. 33.22  
T. P. 29.22  
T. P. 16.3  
T. P. 13.8

2次モード  
固有周期 0.122 (s)  
刺激係数 -0.287



3次モード  
固有周期 0.108 (s)  
刺激係数 -0.060



T. P. 43.5 (m)  
T. P. 39.3  
T. P. 33.22  
T. P. 29.22  
T. P. 16.3  
T. P. 13.8

4次モード  
固有周期 0.067 (s)  
刺激係数 -0.068

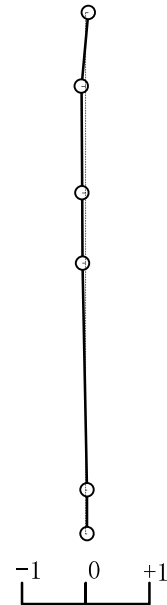
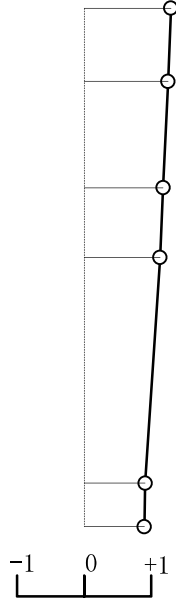


図 8.2-36 固有周期及び刺激関数 (基本ケース, S<sub>s</sub>-A 及び S<sub>s</sub>-B1, NS 方向)

1次モード  
固有周期 0.250 (s)  
刺激係数 1.294



T. P. 43.5 (m)

T. P. 39.3

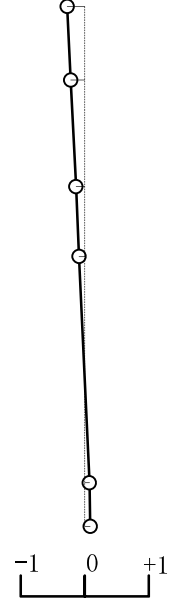
T. P. 33.22

T. P. 29.22

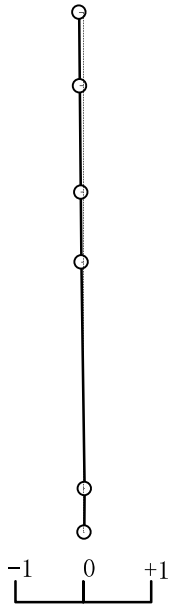
T. P. 16.3

T. P. 13.8

2次モード  
固有周期 0.110 (s)  
刺激係数 -0.274



3次モード  
固有周期 0.070 (s)  
刺激係数 -0.062



T. P. 43.5 (m)

T. P. 39.3

T. P. 33.22

T. P. 29.22

T. P. 16.3

T. P. 13.8

4次モード  
固有周期 0.051 (s)  
刺激係数 0.044

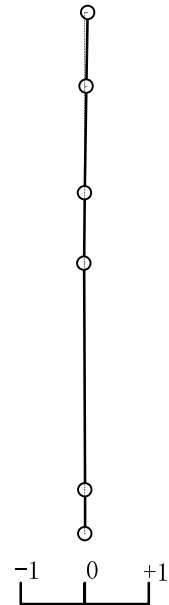
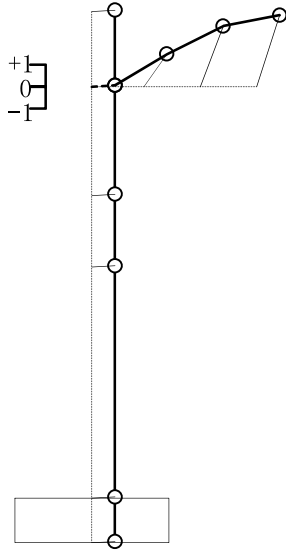


図 8.2-37 固有周期及び刺激関数 (基本ケース, Ss-A 及び Ss-B1, EW 方向)

1次モード

固有周期 0.182 (s)

刺激係数 3.252



T. P. 43.5 (m)

T. P. 39.3

T. P. 33.22

T. P. 29.22

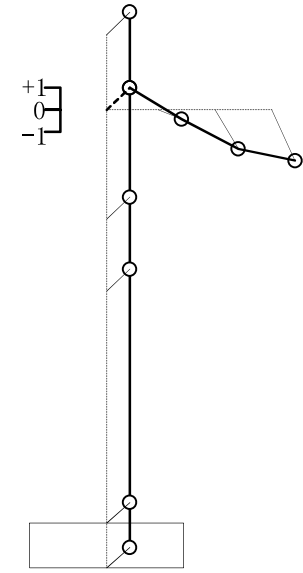
T. P. 16.3

T. P. 13.8

2次モード

固有周期 0.143 (s)

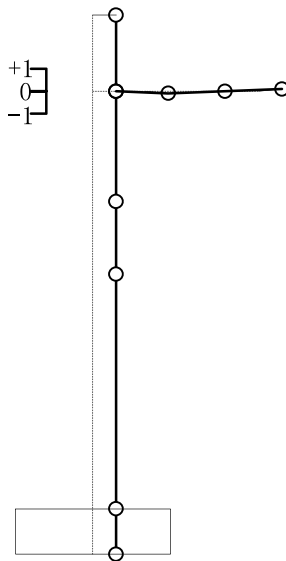
刺激係数 -2.291



3次モード

固有周期 0.040 (s)

刺激係数 -0.096



T. P. 43.5 (m)

T. P. 39.3

T. P. 33.22

T. P. 29.22

T. P. 16.3

T. P. 13.8

4次モード

固有周期 0.033 (s)

刺激係数 -0.095

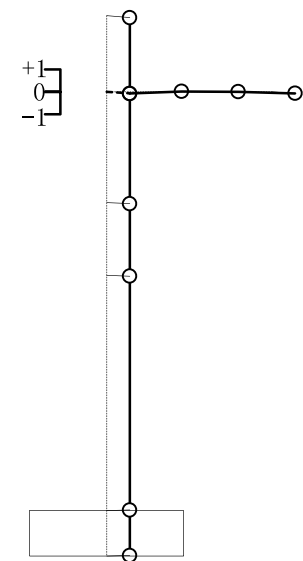
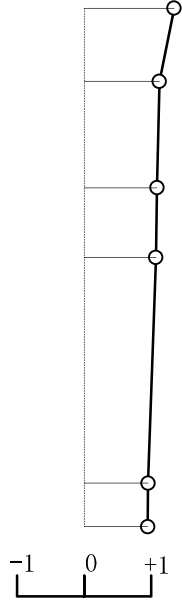


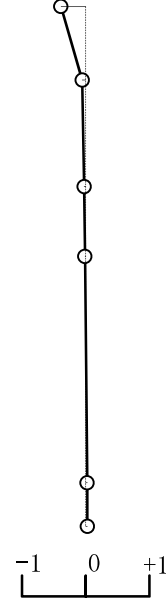
図 8.2-38 固有周期及び刺激関数 (基本ケース, Ss-A 及び Ss-B1, 鉛直方向)

1次モード  
固有周期 0.272 (s)  
刺激係数 1.342

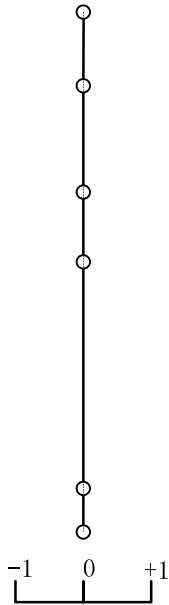


T. P. 43.5 (m)  
T. P. 39.3  
T. P. 33.22  
T. P. 29.22  
T. P. 16.3  
T. P. 13.8

2次モード  
固有周期 0.119 (s)  
刺激係数 -0.387



3次モード  
固有周期 0.106 (s)  
刺激係数 0.002



T. P. 43.5 (m)  
T. P. 39.3  
T. P. 33.22  
T. P. 29.22  
T. P. 16.3  
T. P. 13.8

4次モード  
固有周期 0.067 (s)  
刺激係数 -0.074

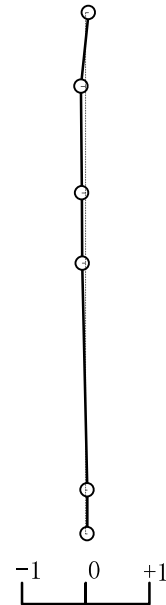
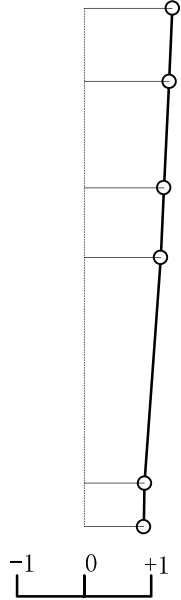


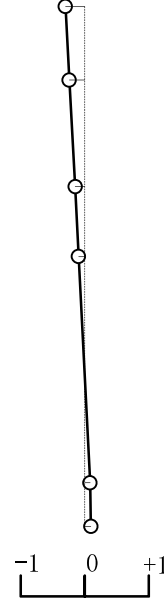
図 8.2-39 固有周期及び刺激関数 (基本ケース, Ss-B2 及び Ss-B3, NS 方向)

1次モード  
固有周期 0.240 (s)  
刺激係数 1.315

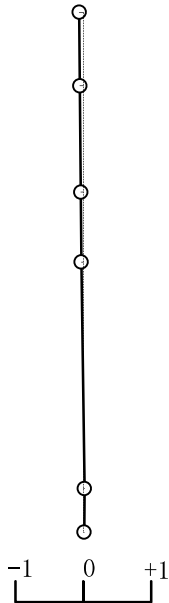


T. P. 43.5 (m)  
T. P. 39.3  
T. P. 33.22  
T. P. 29.22  
T. P. 16.3  
T. P. 13.8

2次モード  
固有周期 0.107 (s)  
刺激係数 -0.302



3次モード  
固有周期 0.069 (s)  
刺激係数 -0.060



T. P. 43.5 (m)  
T. P. 39.3  
T. P. 33.22  
T. P. 29.22  
T. P. 16.3  
T. P. 13.8

4次モード  
固有周期 0.051 (s)  
刺激係数 0.049

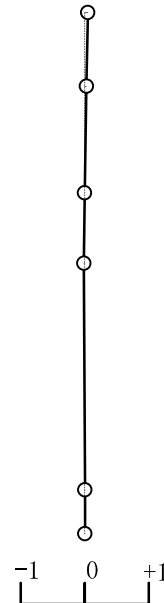
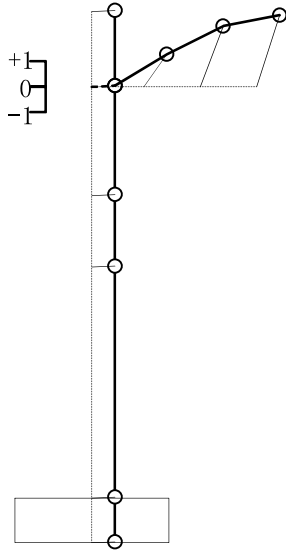


図 8.2-40 固有周期及び刺激関数 (基本ケース, Ss-B2 及び Ss-B3, EW 方向)

1次モード

固有周期 0.181 (s)

刺激係数 2.808



2次モード

固有周期 0.136 (s)

刺激係数 -1.851

T. P. 43.5 (m)

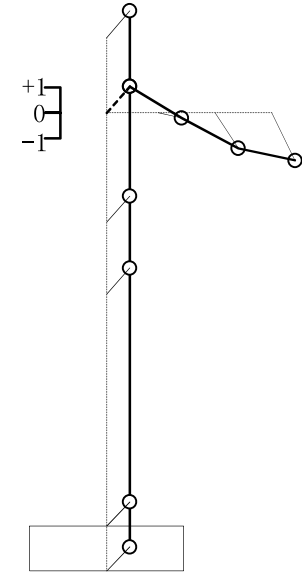
T. P. 39.3

T. P. 33.22

T. P. 29.22

T. P. 16.3

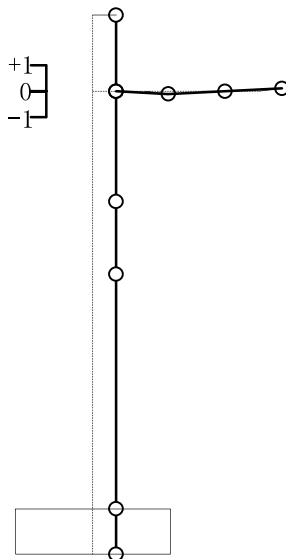
T. P. 13.8



3次モード

固有周期 0.040 (s)

刺激係数 -0.108



4次モード

固有周期 0.033 (s)

刺激係数 -0.107

T. P. 43.5 (m)

T. P. 39.3

T. P. 33.22

T. P. 29.22

T. P. 16.3

T. P. 13.8

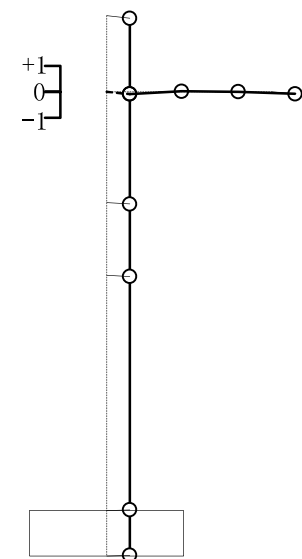
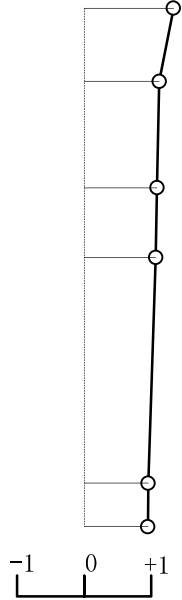


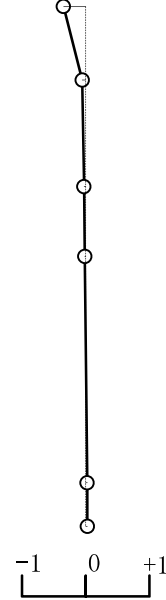
図 8.2-41 固有周期及び刺激関数 (基本ケース, S<sub>S</sub>-B2 及び S<sub>S</sub>-B3, 鉛直方向)

1次モード  
 固有周期 0.276 (s)  
 刺激係数 1.331

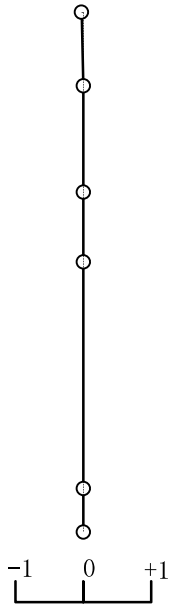


T. P. 43.5 (m)  
 T. P. 39.3  
 T. P. 33.22  
 T. P. 29.22  
 T. P. 16.3  
 T. P. 13.8

2次モード  
 固有周期 0.120 (s)  
 刺激係数 -0.348



3次モード  
 固有周期 0.107 (s)  
 刺激係数 -0.024



T. P. 43.5 (m)  
 T. P. 39.3  
 T. P. 33.22  
 T. P. 29.22  
 T. P. 16.3  
 T. P. 13.8

4次モード  
 固有周期 0.067 (s)  
 刺激係数 -0.072

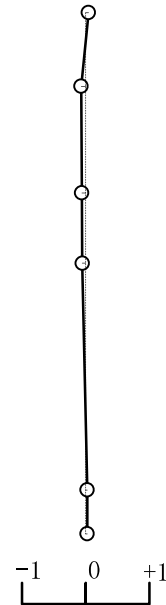
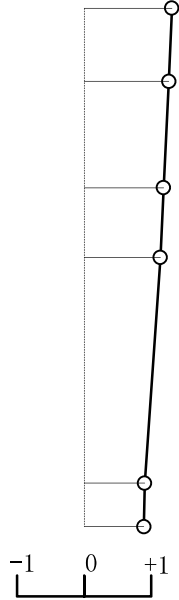


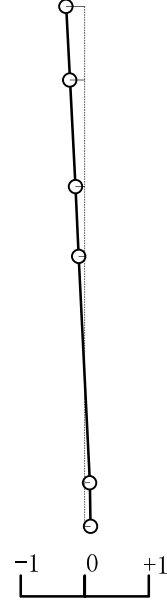
図 8.2-42 固有周期及び刺激関数 (基本ケース, Ss-B4, NS 方向)

1次モード  
 固有周期 0.244 (s)  
 刺激係数 1.307

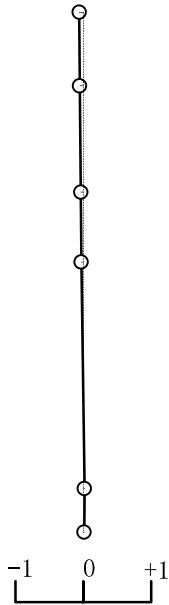


T. P. 43.5 (m)  
 T. P. 39.3  
 T. P. 33.22  
 T. P. 29.22  
 T. P. 16.3  
 T. P. 13.8

2次モード  
 固有周期 0.108 (s)  
 刺激係数 -0.291



3次モード  
 固有周期 0.070 (s)  
 刺激係数 -0.061



T. P. 43.5 (m)  
 T. P. 39.3  
 T. P. 33.22  
 T. P. 29.22  
 T. P. 16.3  
 T. P. 13.8

4次モード  
 固有周期 0.051 (s)  
 刺激係数 0.047

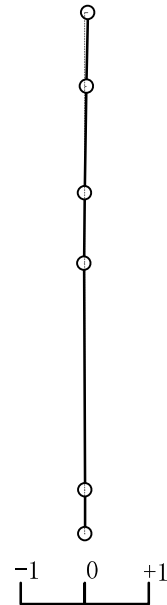


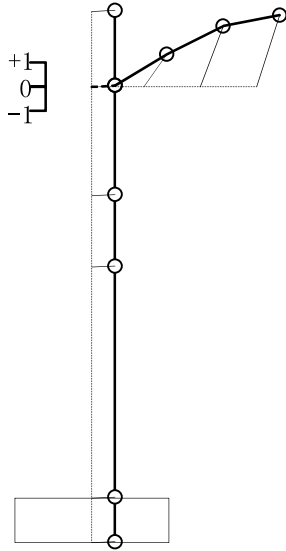
図 8.2-43 固有周期及び刺激関数 (基本ケース, Ss-B4, EW 方向)



1次モード

固有周期 0.181 (s)

刺激係数 2.948



2次モード

固有周期 0.138 (s)

刺激係数 -1.990

T. P. 43.5 (m)

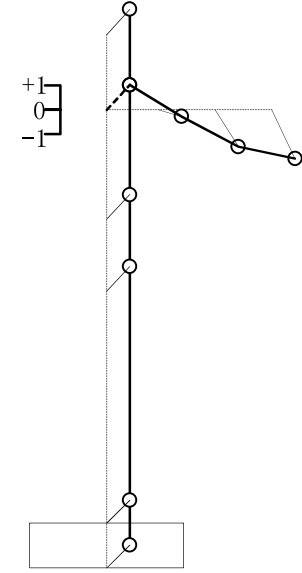
T. P. 39.3

T. P. 33.22

T. P. 29.22

T. P. 16.3

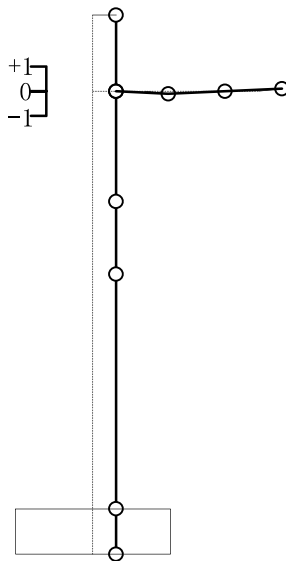
T. P. 13.8



3次モード

固有周期 0.040 (s)

刺激係数 -0.103



4次モード

固有周期 0.033 (s)

刺激係数 -0.103

T. P. 43.5 (m)

T. P. 39.3

T. P. 33.22

T. P. 29.22

T. P. 16.3

T. P. 13.8

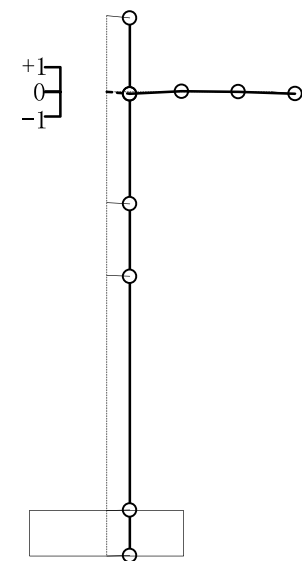
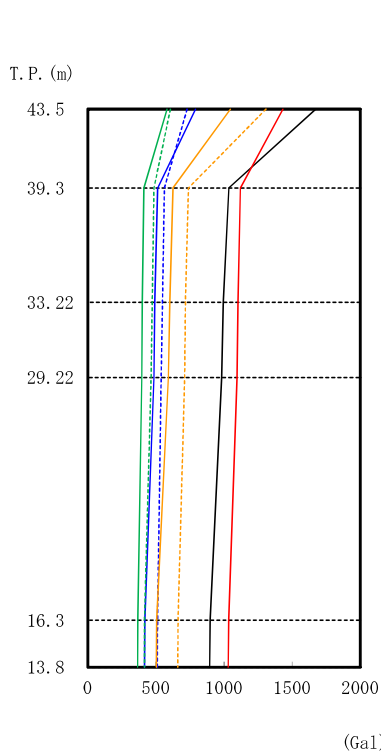


図 8.2-44 固有周期及び刺激関数 (基本ケース, Ss-B4, 鉛直方向)

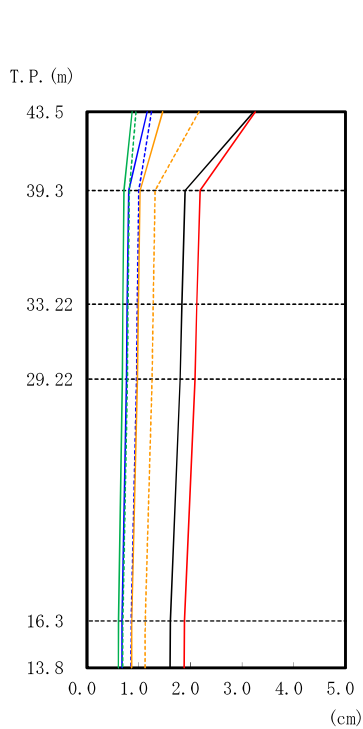


(単位 : Gal)

Ss-AH	Ss-B1H	Ss-B2H1	Ss-B2H2	Ss-B3H1	Ss-B3H2	Ss-B4H1	Ss-B4H2	最大値
1674	1432	582	607	792	729	1047	1308	1674
1035	1120	412	485	514	562	624	739	1120
996	1102	401	473	491	548	602	716	1102
982	1096	396	465	486	539	591	711	1096
898	1034	367	417	419	513	506	662	1034
895	1031	366	416	416	511	504	661	1031

注：網掛けは最大値を示す。

図 8.2-45 最大応答加速度 (基本ケース, NS 方向)

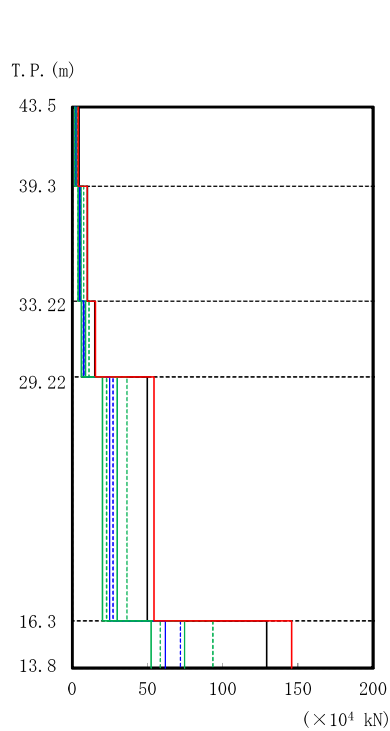


(単位 : cm)

Ss-AH	Ss-B1H	Ss-B2H1	Ss-B2H2	Ss-B3H1	Ss-B3H2	Ss-B4H1	Ss-B4H2	最大値
3.22	3.26	0.87	0.95	1.16	1.25	1.46	2.16	3.26
1.90	2.19	0.72	0.82	0.81	1.00	1.03	1.32	2.19
1.83	2.12	0.69	0.79	0.78	0.97	0.99	1.28	2.12
1.80	2.09	0.68	0.78	0.76	0.96	0.98	1.26	2.09
1.61	1.88	0.61	0.69	0.68	0.85	0.87	1.13	1.88
1.61	1.88	0.61	0.69	0.68	0.85	0.86	1.12	1.88

注：網掛けは最大値を示す。

図 8.2-46 最大応答変位 (基本ケース, NS 方向)

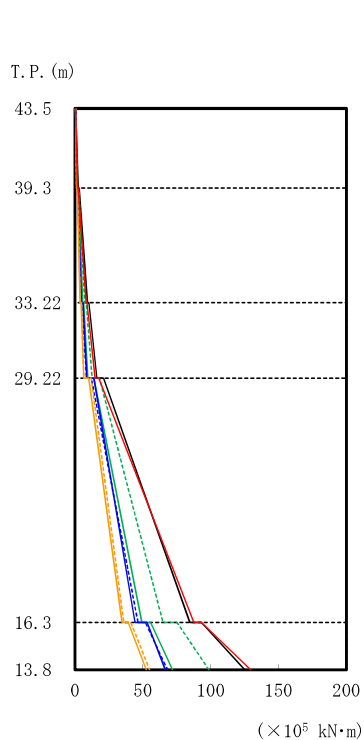


(単位:  $\times 10^4$  kN)

Ss-AH	Ss-B1H	Ss-B2H1	Ss-B2H2	Ss-B3H1	Ss-B3H2	Ss-B4H1	Ss-B4H2	最大値
4.51	3.86	1.58	1.64	2.14	1.98	2.82	3.54	4.51
10.12	9.99	3.89	3.90	4.95	5.09	5.83	7.58	10.12
14.99	15.35	5.87	6.22	7.37	7.80	8.78	11.05	15.35
49.92	54.27	20.02	22.76	24.75	27.09	29.87	36.25	54.27
129.10	145.80	52.46	58.48	61.81	71.87	74.62	93.41	145.80
地盤ばね反力								
133.71	156.33	55.55	63.12	62.11	77.87	76.65	99.71	156.33

注：網掛けは最大値を示す。

図 8.2-47 最大応答せん断力 (基本ケース, NS 方向)

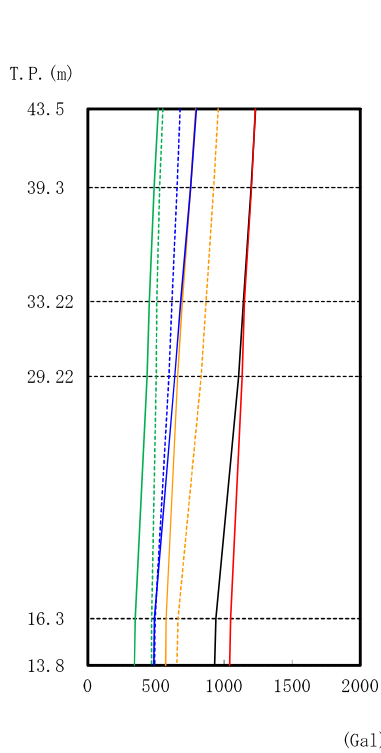


(単位:  $\times 10^5$  kN·m)

Ss-AH	Ss-B1H	Ss-B2H1	Ss-B2H2	Ss-B3H1	Ss-B3H2	Ss-B4H1	Ss-B4H2	最大値
0.41	0.19	0.25	0.37	0.34	0.22	0.30	0.34	0.41
2.19	1.80	0.91	1.02	1.09	0.99	1.46	1.69	2.19
3.10	2.32	1.66	2.12	1.95	1.64	2.30	2.58	3.10
9.15	8.17	3.63	3.77	4.77	4.62	5.57	7.13	9.15
10.15	8.70	4.40	4.89	5.78	5.33	6.45	8.14	10.15
16.07	14.74	6.38	6.42	8.57	8.36	9.47	12.55	16.07
21.02	17.44	10.06	11.79	13.77	11.93	13.77	17.95	21.02
84.68	87.49	34.59	35.83	44.09	46.34	49.16	64.76	87.49
93.15	93.04	39.24	41.07	53.01	51.81	55.70	75.18	93.15
124.92	129.47	52.31	54.82	66.51	68.18	71.79	98.54	129.47
地盤ばね反力								
123.63	128.74	51.73	54.18	65.25	67.28	70.56	97.32	128.74

注：網掛けは最大値を示す。

図 8.2-48 最大応答曲げモーメント (基本ケース, NS 方向)

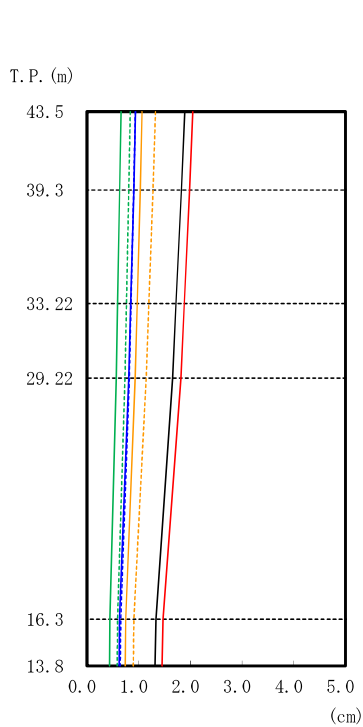


(単位 : Gal)

Ss-AH	Ss-B1H	Ss-B2H1	Ss-B2H2	Ss-B3H1	Ss-B3H2	Ss-B4H1	Ss-B4H2	最大値
1231	1231	518	551	798	678	792	958	1231
1198	1202	487	527	754	656	754	924	1202
1143	1150	451	507	682	618	695	868	1150
1107	1132	436	502	639	596	660	832	1132
940	1049	348	470	489	494	574	663	1049
931	1043	343	468	484	490	573	655	1043

注：網掛けは最大値を示す。

図 8.2-49 最大応答加速度 (基本ケース, EW 方向)

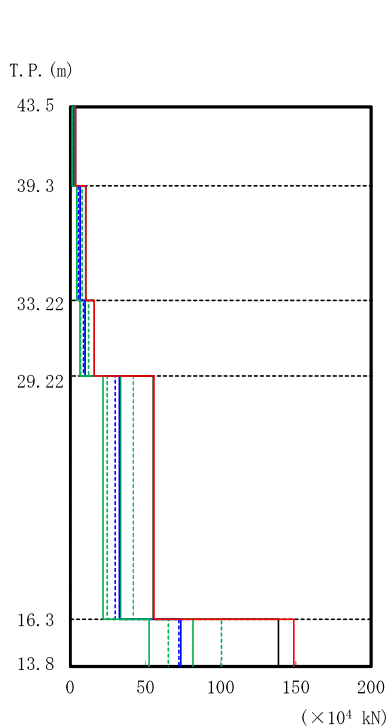


(単位 : cm)

Ss-AH	Ss-B1H	Ss-B2H1	Ss-B2H2	Ss-B3H1	Ss-B3H2	Ss-B4H1	Ss-B4H2	最大値
1.89	2.05	0.65	0.83	0.94	0.93	1.06	1.32	2.05
1.83	1.98	0.63	0.81	0.90	0.90	1.03	1.27	1.98
1.72	1.88	0.59	0.76	0.85	0.85	0.97	1.19	1.88
1.65	1.82	0.57	0.74	0.81	0.82	0.93	1.14	1.82
1.33	1.47	0.44	0.59	0.63	0.65	0.75	0.91	1.47
1.31	1.45	0.44	0.58	0.62	0.64	0.74	0.89	1.45

注：網掛けは最大値を示す。

図 8.2-50 最大応答変位 (基本ケース, EW 方向)

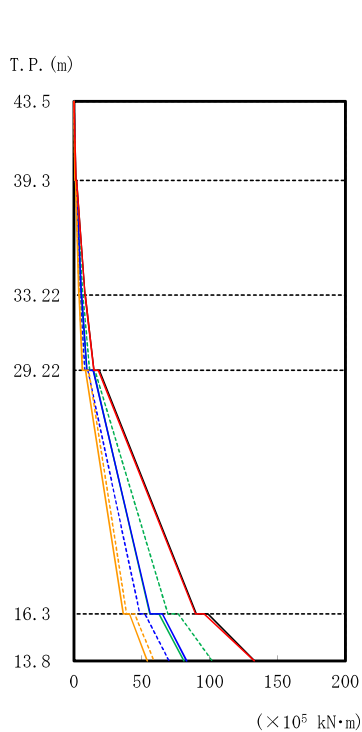


(単位:  $\times 10^4$  kN)

Ss-AH	Ss-B1H	Ss-B2H1	Ss-B2H2	Ss-B3H1	Ss-B3H2	Ss-B4H1	Ss-B4H2	最大値
3.34	3.34	1.41	1.48	2.16	1.84	2.14	2.60	3.34
10.20	10.22	4.20	4.48	6.48	5.58	6.45	7.89	10.22
15.82	15.84	6.39	6.90	9.84	8.62	9.86	12.16	15.84
55.17	55.61	21.75	24.56	32.63	29.82	33.34	41.82	55.61
138.42	148.58	52.47	65.19	73.42	72.15	81.55	100.43	148.58
地盤ばね反力								
149.00	164.93	54.24	72.42	77.05	79.95	88.69	107.26	164.93

注：網掛けは最大値を示す。

図 8.2-51 最大応答せん断力 (基本ケース, EW 方向)



(単位:  $\times 10^5$  kN·m)

Ss-AH	Ss-B1H	Ss-B2H1	Ss-B2H2	Ss-B3H1	Ss-B3H2	Ss-B4H1	Ss-B4H2	最大値
0.02	0.01	0.02	0.02	0.02	0.01	0.02	0.01	0.02
1.41	1.41	0.60	0.63	0.92	0.78	0.91	1.10	1.41
1.89	1.84	0.90	1.18	1.47	1.05	1.52	1.56	1.89
8.09	8.04	3.45	3.75	5.41	4.42	5.29	6.35	8.09
8.26	8.18	3.55	3.93	5.60	4.51	5.45	6.50	8.26
14.58	14.50	6.10	6.43	9.53	7.95	9.37	11.37	14.58
18.74	17.79	8.35	10.69	14.06	10.17	14.35	15.29	18.74
90.08	89.40	36.26	38.71	56.16	48.38	55.69	69.17	90.08
98.57	95.82	40.86	44.46	64.99	52.18	62.53	76.79	98.57
133.15	132.82	53.95	58.94	82.94	69.92	80.91	101.83	133.15
地盤ばね反力								
132.33	132.30	53.68	58.76	82.38	69.62	80.26	101.21	132.33

注：網掛けは最大値を示す。

図 8.2-52 最大応答曲げモーメント (基本ケース, EW 方向)

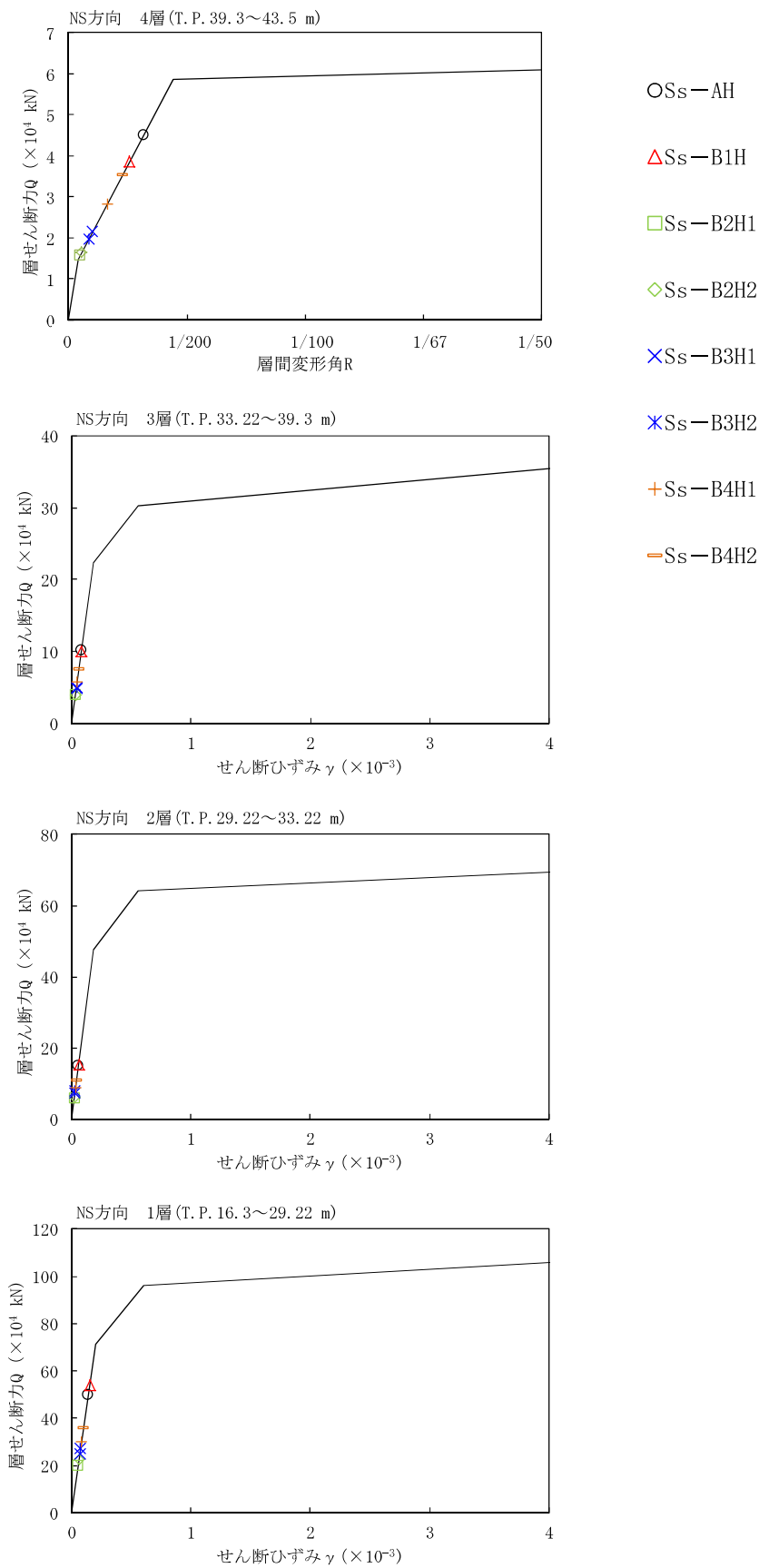


図 8.2-53 せん断スケルトンと最大応答値 (基本ケース, NS 方向)

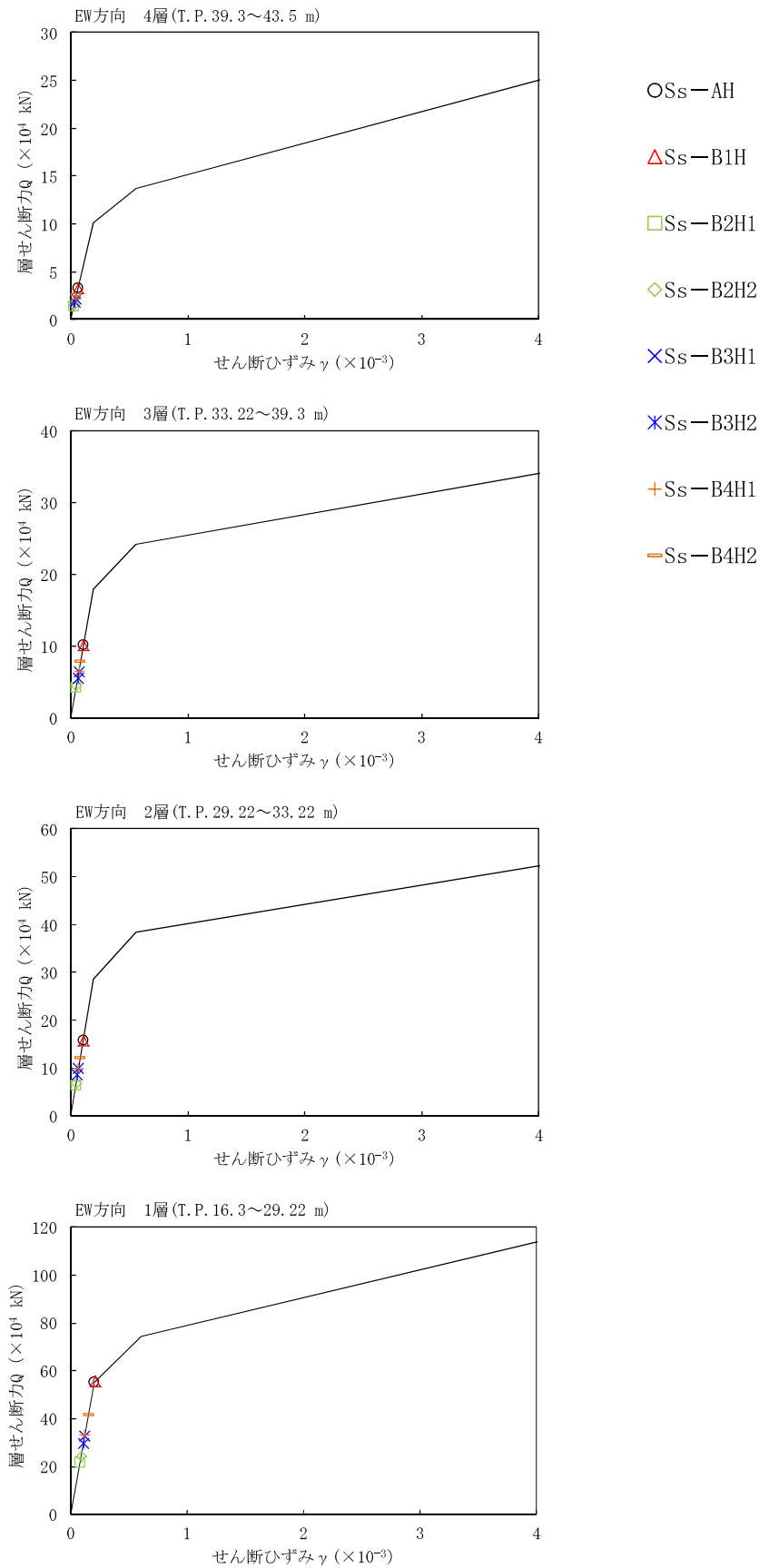


図 8.2-54 せん断スケルトンと最大応答値 (基本ケース, EW 方向)

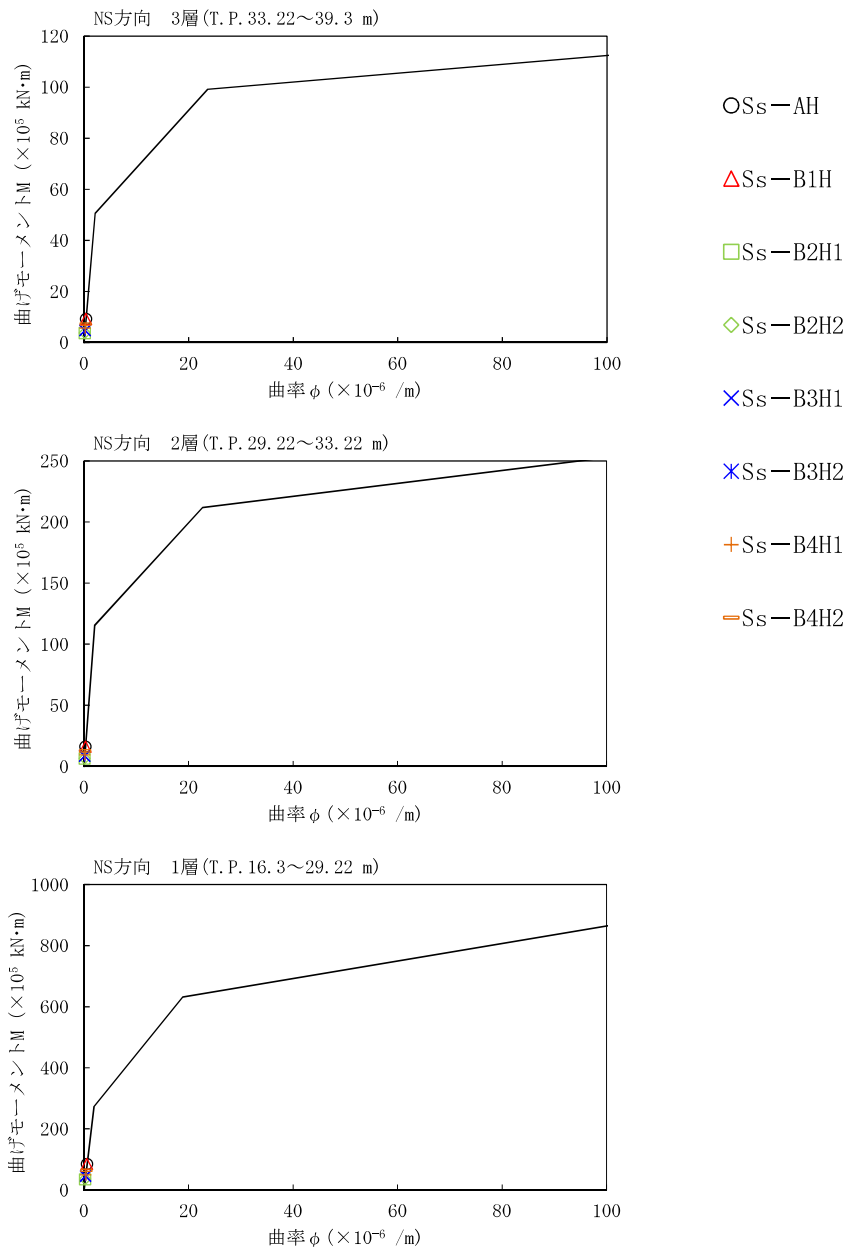


図 8.2-55 曲げスケルトンと最大応答値 (基本ケース, NS 方向)



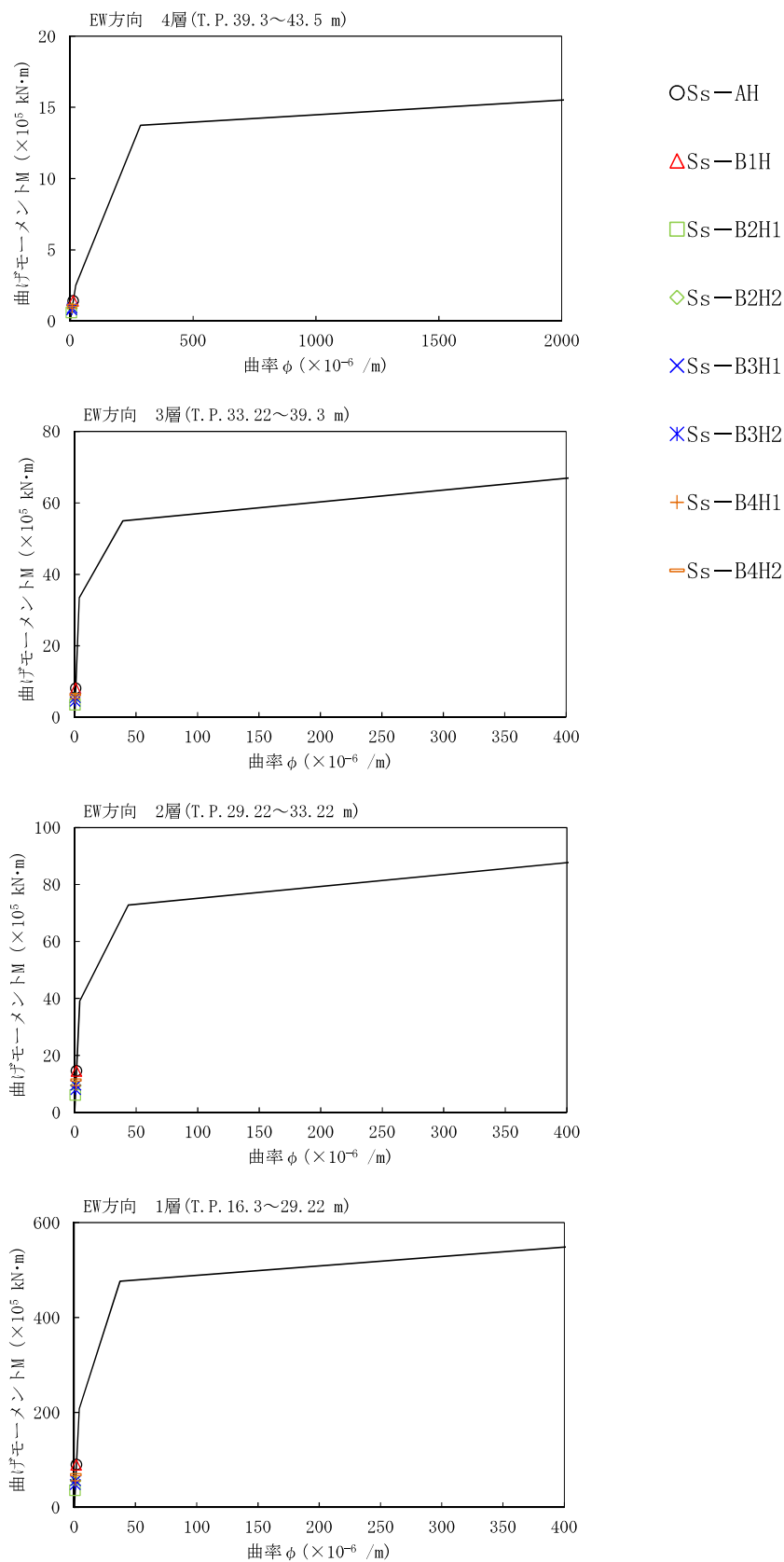
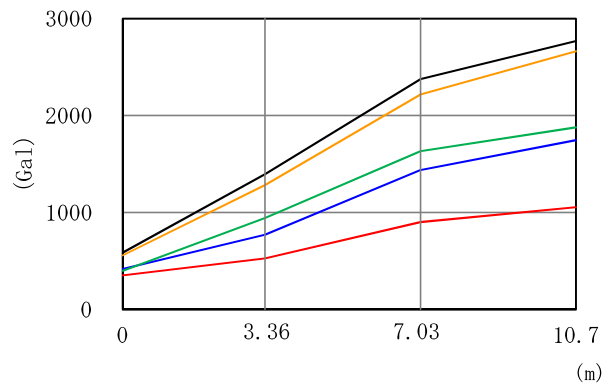


図 8.2-56 曲げスケルトンと最大応答値 (基本ケース, EW 方向)



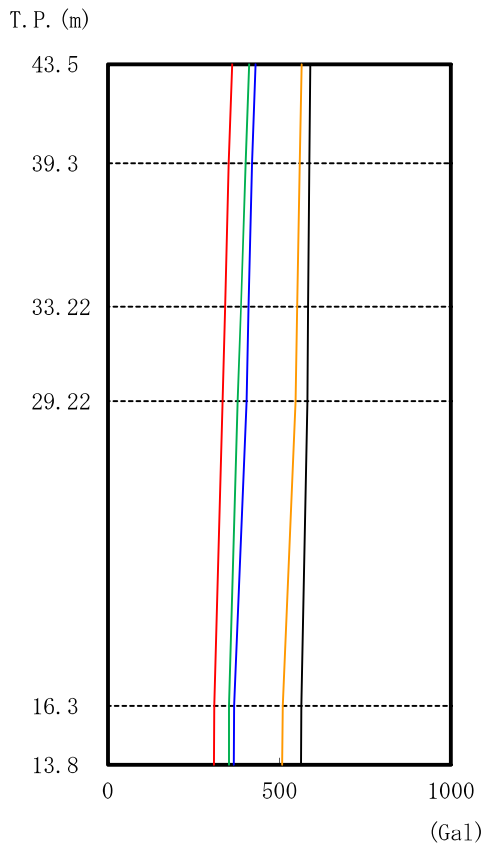
(単位：Gal)

	—	—	—	—	—
Ss-AV	586	1396	2377	2770	
Ss-B1V	352	526	901	1055	
Ss-B2V	400	944	1632	1879	
Ss-B3V	419	771	1439	1747	
一関東評価用	559	1282	2216	2663	
最大値	586	1396	2377	2770	

注：網掛けは最大値を示す。

8.2-57 最大応答加速度（基本ケース，鉛直方向，受入屋根）

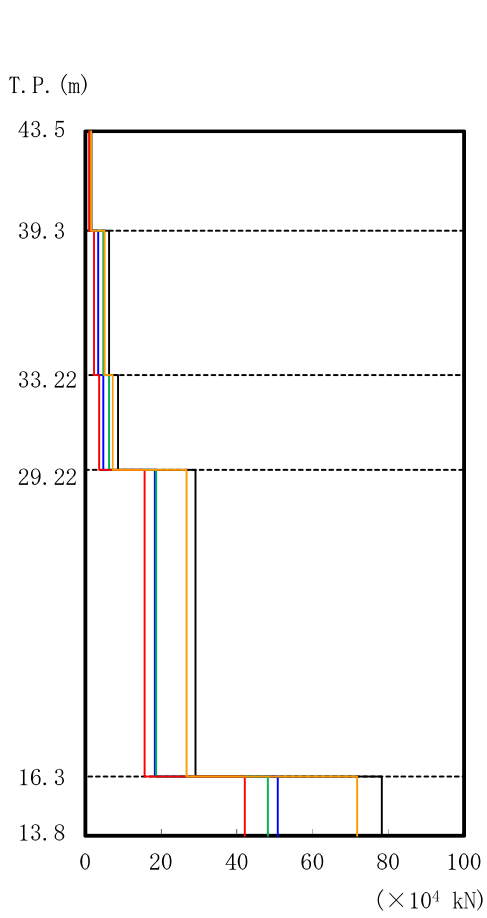
(単位：Gal)



	Ss-AV	Ss-B1V	Ss-B2V	Ss-B3V	一関東評価用	最大値
43.5	589	362	411	430	564	589
39.3	586	352	400	419	559	586
33.22	583	341	387	410	552	583
29.22	581	334	378	404	547	581
16.3	564	310	353	368	510	564
13.8	563	309	353	367	507	563

注：網掛けは最大値を示す。

図 8.2-58 最大応答加速度（基本ケース，鉛直方向，建屋部）

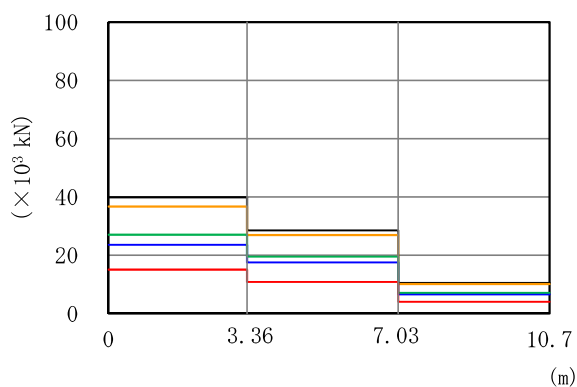


(単位 :  $\times 10^4$  kN)

Ss-AV	Ss-B1V	Ss-B2V	Ss-B3V	一関東評価用	最大値
1.61	0.99	1.12	1.18	1.54	1.61
6.23	2.28	4.77	3.36	5.08	6.23
8.60	3.62	6.30	4.75	7.25	8.60
29.08	15.59	18.72	18.37	26.70	29.08
78.27	42.11	48.21	50.81	71.76	78.27
地盤ばね反力					
82.29	38.67	55.23	49.02	67.62	82.29

注：網掛けは最大値を示す。

図 8.2-59 最大応答軸力 (基本ケース, 鉛直方向, 建屋部)

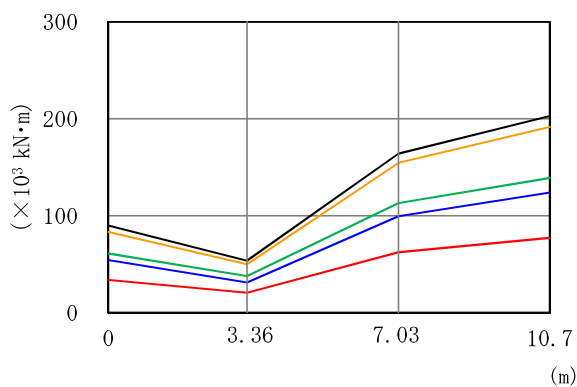


(単位:  $\times 10^3$  kN)

Ss-AV	—	39.94	28.56	10.52
Ss-B1V	—	15.09	10.89	4.06
Ss-B2V	—	27.10	19.55	7.19
Ss-B3V	—	23.67	17.52	6.61
一関東評価用	—	36.73	26.97	10.19
最大値		39.94	28.56	10.52

注：網掛けは最大値を示す。

図 8.2-60 最大応答せん断力（基本ケース，鉛直方向，受入屋根）



(単位:  $\times 10^3$  kN·m)

Ss-AV	—	90.00	53.68	164.26	202.86
Ss-B1V	—	33.94	20.64	62.40	77.16
Ss-B2V	—	61.20	37.84	113.22	139.11
Ss-B3V	—	54.32	31.24	99.65	123.92
一関東評価用	—	83.35	49.98	154.71	191.58
最大値		90.00	53.68	164.26	202.86

注：網掛けは最大値を示す。

図 8.2-61 最大応答曲げモーメント（基本ケース，鉛直方向，受入屋根）

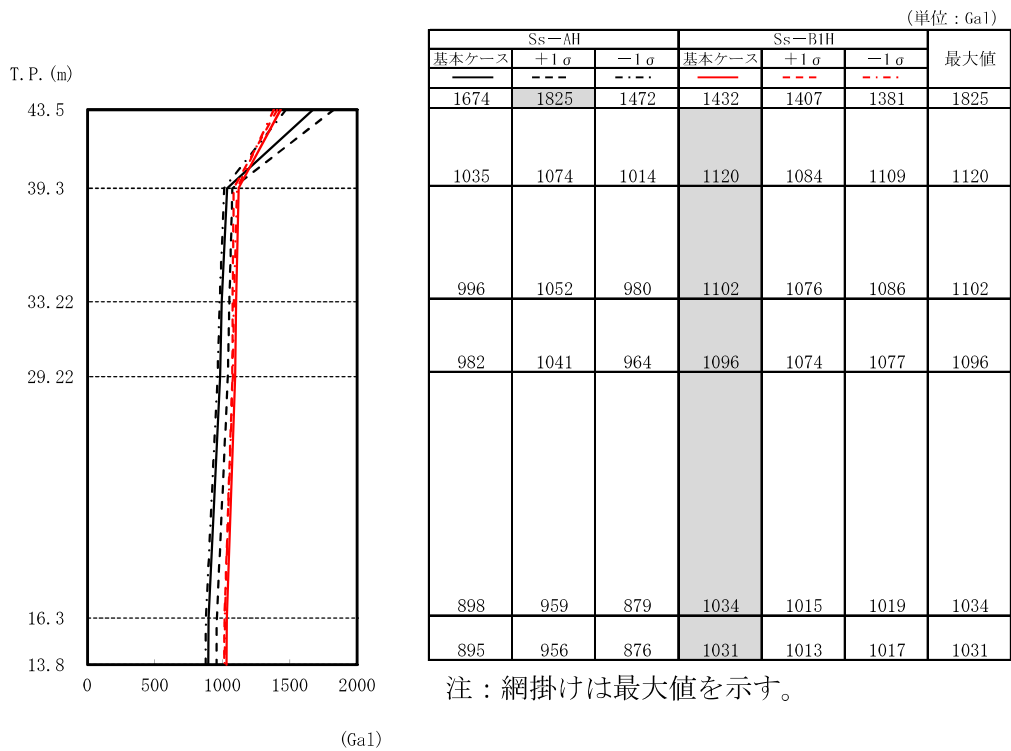


図 8.2-62 最大応答加速度 (地盤剛性の不確かさケース, NS 方向)

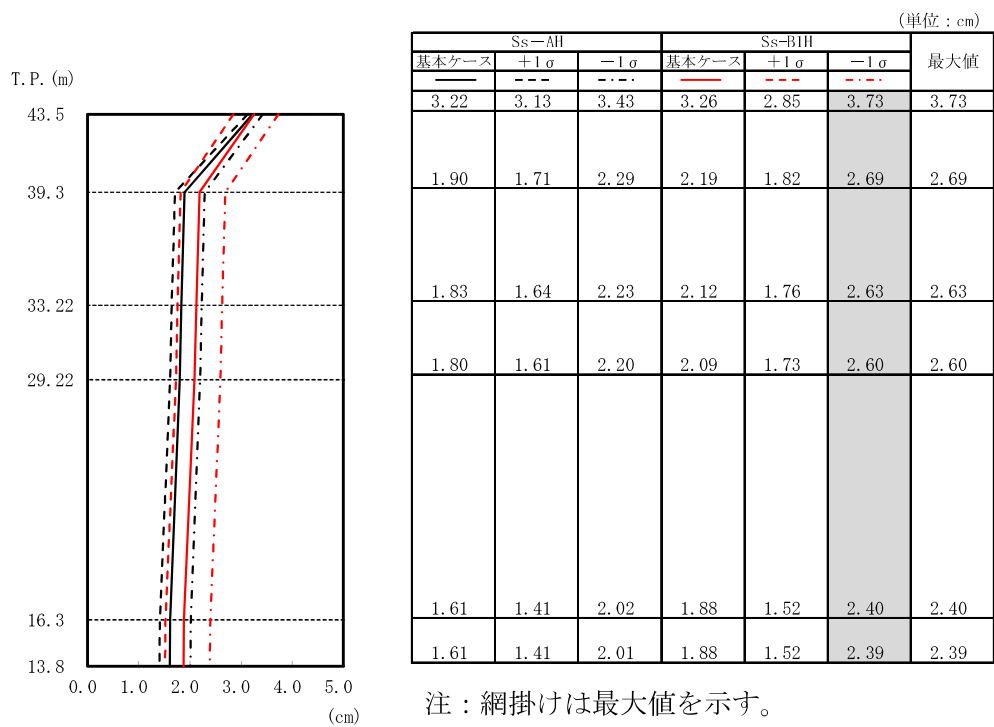
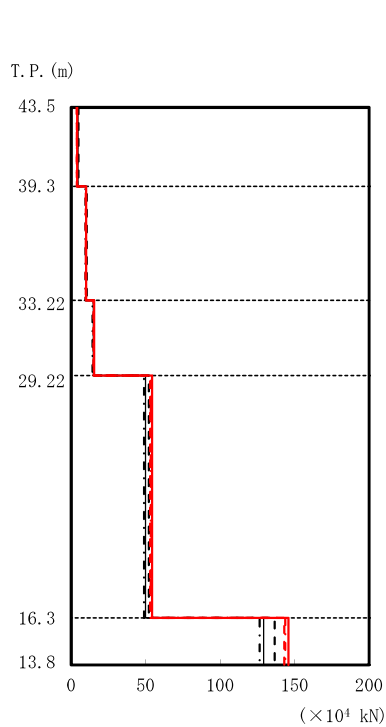


図 8.2-63 最大応答変位 (地盤剛性の不確かさケース, NS 方向)

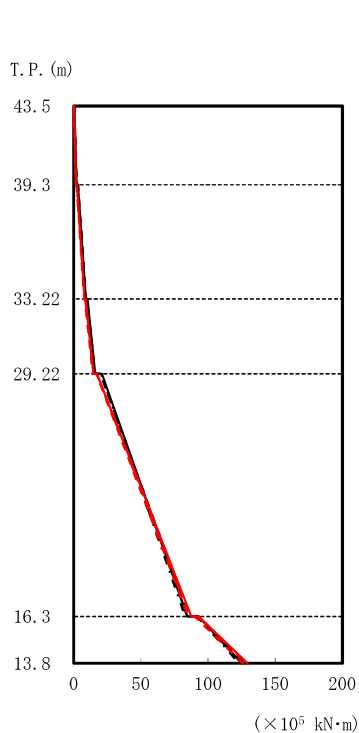


(単位:  $\times 10^4$  kN)

基本ケース	Ss-AH		基本ケース	Ss-BIH		最大値
	+1 $\sigma$	-1 $\sigma$		+1 $\sigma$	-1 $\sigma$	
4.51	4.93	3.98	3.86	3.80	3.72	4.93
10.12	10.31	9.54	9.99	9.76	9.77	10.31
14.99	15.25	14.36	15.35	14.97	15.09	15.35
49.92	52.03	48.84	54.27	53.10	53.42	54.27
129.10	136.58	126.57	145.80	143.04	143.80	145.80
地盤ばね反力						
133.71	144.58	128.12	156.33	156.02	152.30	156.33

注：網掛けは最大値を示す。

図 8.2-64 最大応答せん断力 (地盤剛性の不確かさケース, NS 方向)



(単位:  $\times 10^5$  kN·m)

基本ケース	Ss-AH		基本ケース	Ss-BIH		最大値
	+1 $\sigma$	-1 $\sigma$		+1 $\sigma$	-1 $\sigma$	
0.41	0.45	0.34	0.19	0.18	0.19	0.45
2.19	2.33	1.97	1.80	1.75	1.71	2.33
3.10	3.26	2.82	2.32	2.22	2.20	3.26
9.15	9.18	8.57	8.17	7.84	8.02	9.18
10.15	10.01	9.57	8.70	8.24	8.58	10.15
16.07	15.93	15.27	14.74	14.16	14.56	16.07
21.02	19.94	20.31	17.44	16.83	17.34	21.02
84.68	86.05	83.00	87.49	85.30	86.33	87.49
93.15	93.13	91.90	93.04	90.00	92.52	93.15
124.92	126.88	123.21	129.47	125.76	128.46	129.47
地盤ばね反力						
123.63	126.05	120.97	128.74	125.33	127.21	128.74

注：網掛けは最大値を示す。

図 8.2-65 最大応答曲げモーメント (地盤剛性の不確かさケース, NS 方向)

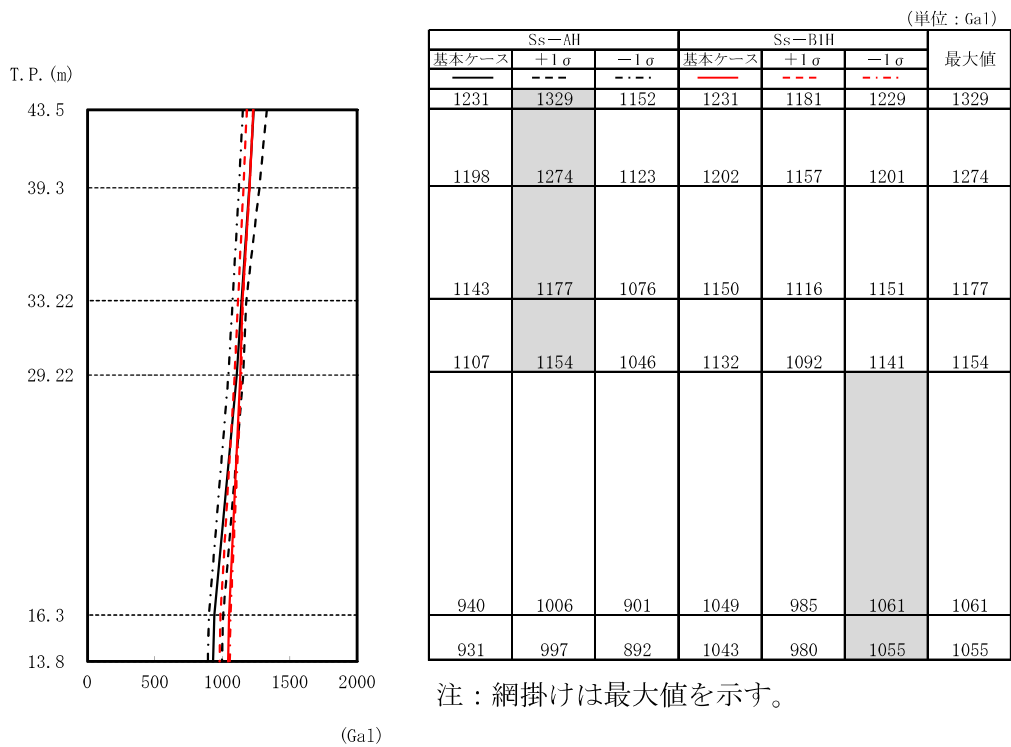


図 8.2-66 最大応答加速度 (地盤剛性の不確かさケース, EW 方向)

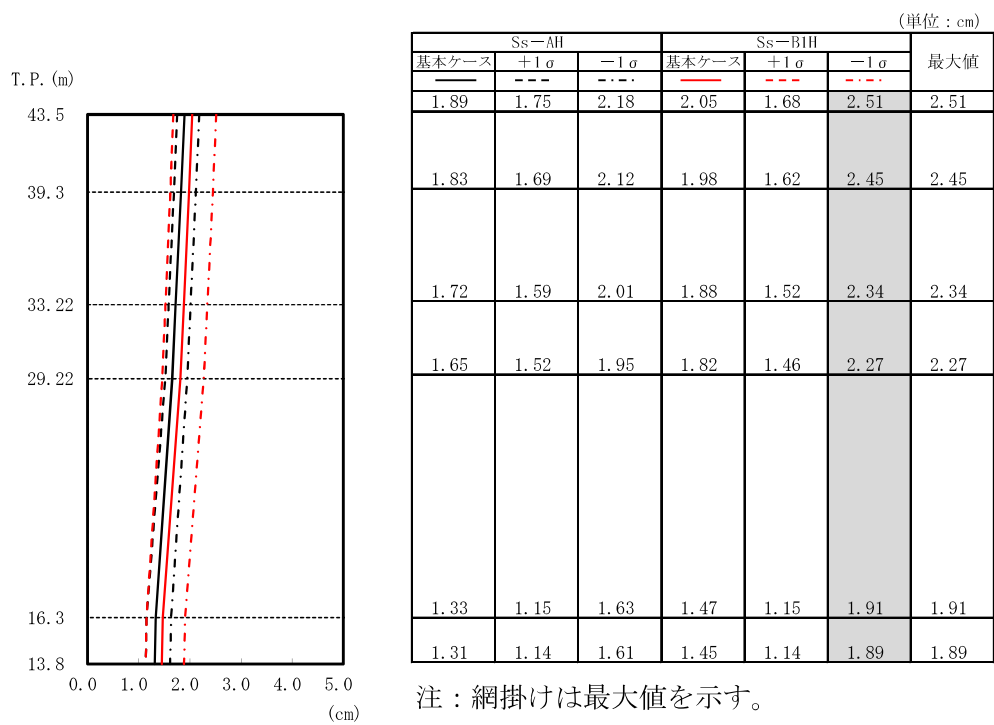
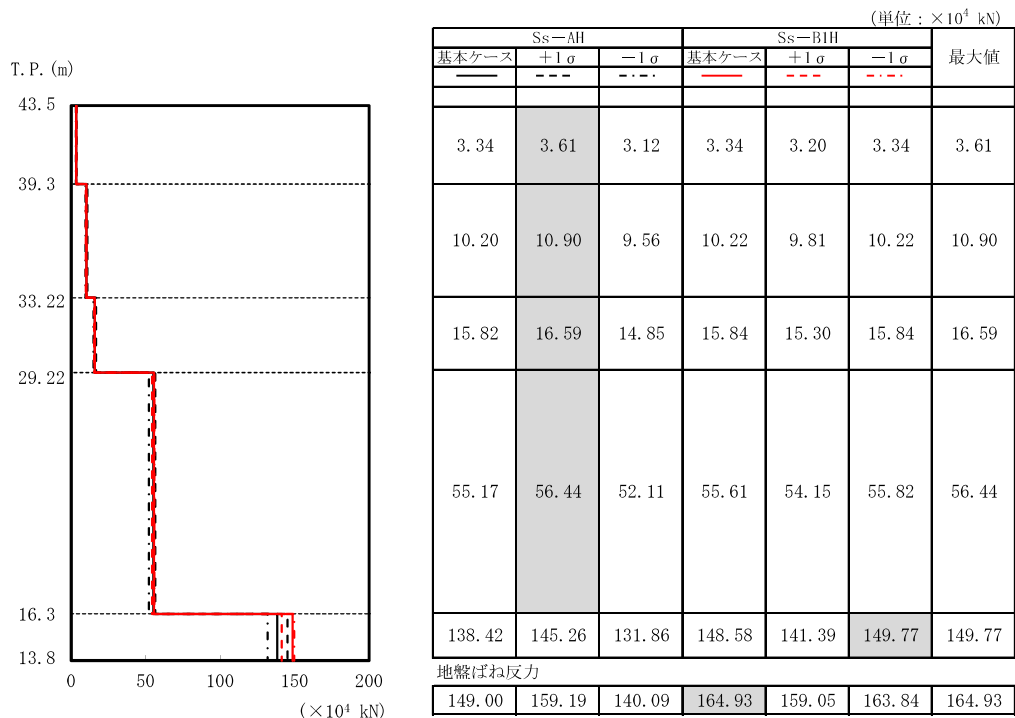
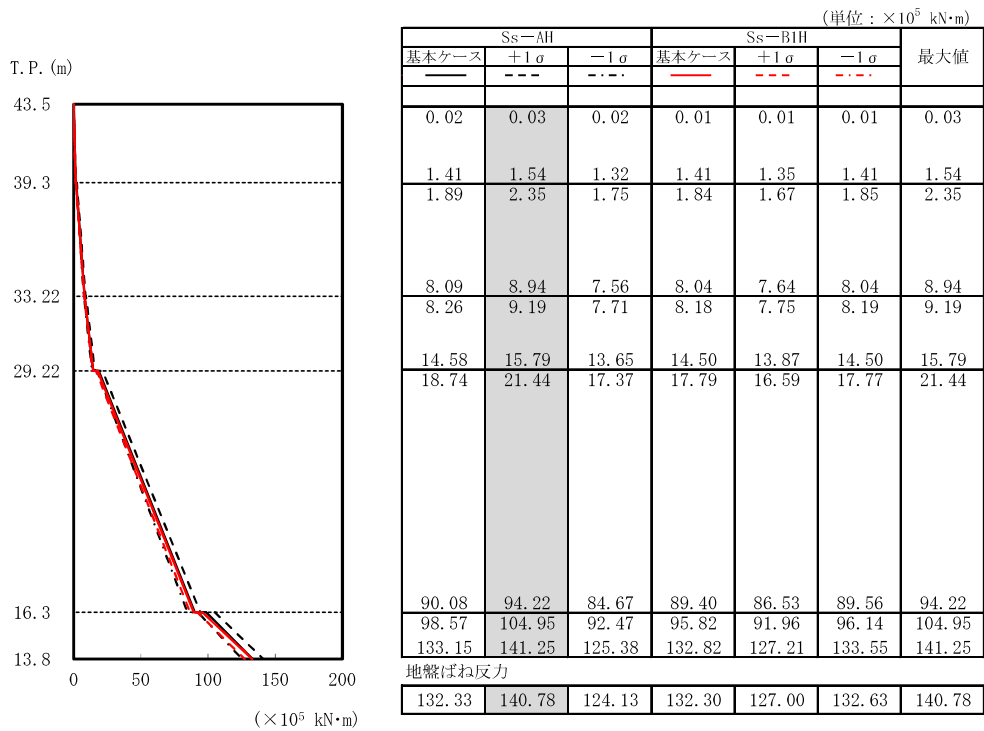


図 8.2-67 最大応答変位 (地盤剛性の不確かさケース, EW 方向)



注：網掛けは最大値を示す。

図 8.2-68 最大応答せん断力（地盤剛性の不確かさケース，EW 方向）



注：網掛けは最大値を示す。

図 8.2-69 最大応答曲げモーメント（地盤剛性の不確かさケース，EW 方向）



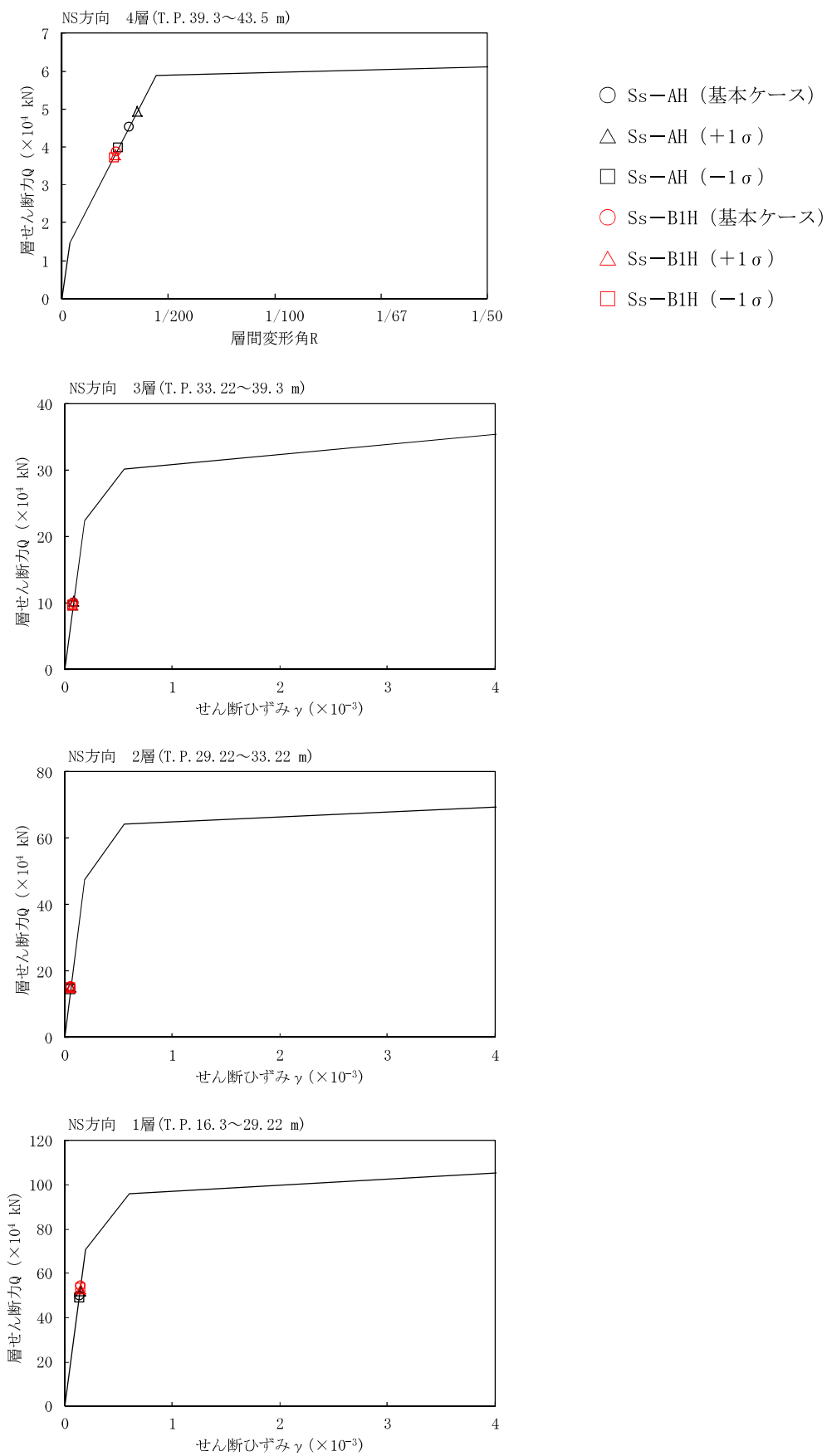


図 8.2-70 せん断スケルトンと最大応答値 (地盤剛性の不確かさケース, NS 方向)

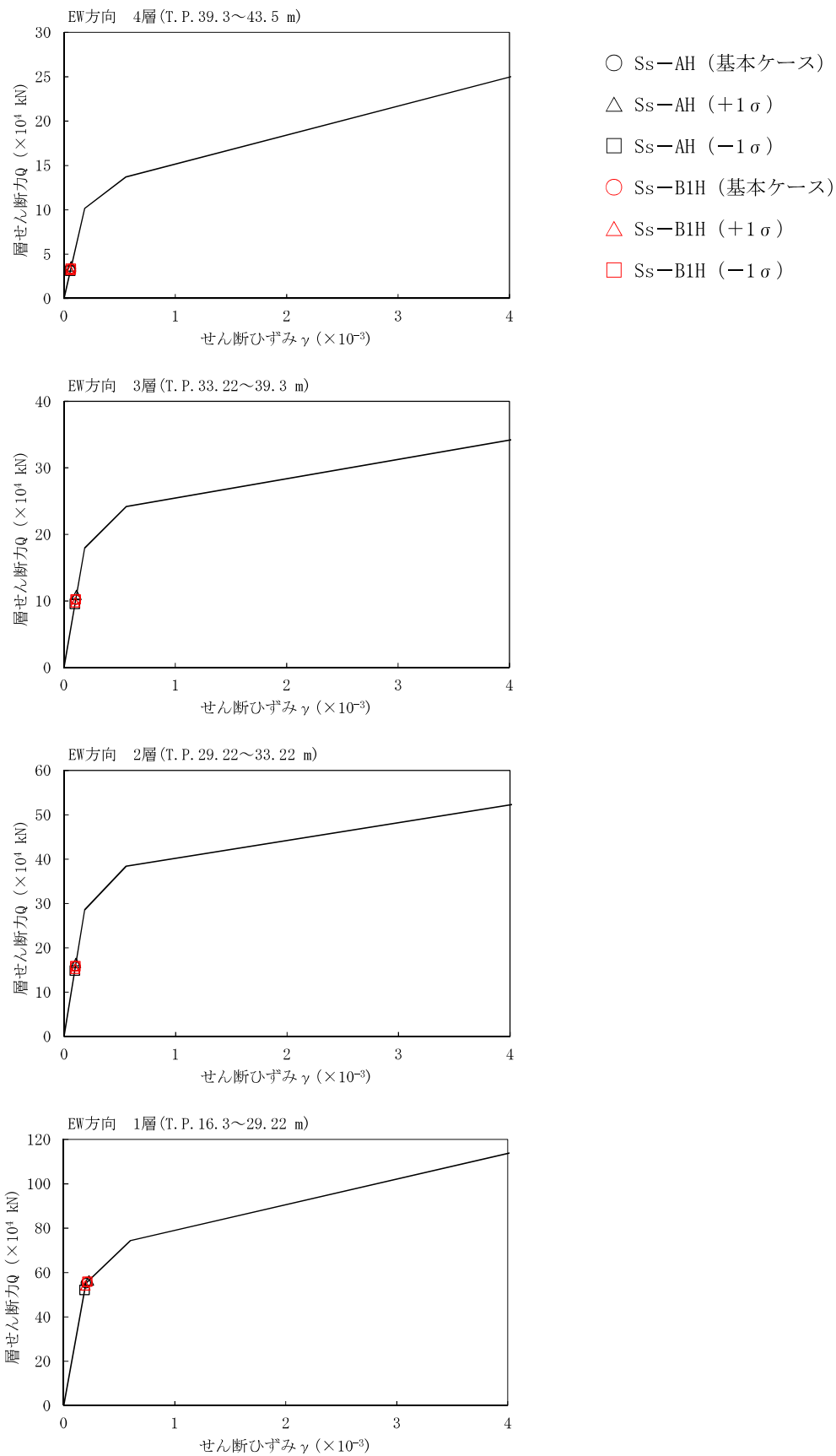


図 8.2-71 せん断スケルトンと最大応答値 (地盤剛性の不確かさケース, EW 方向)

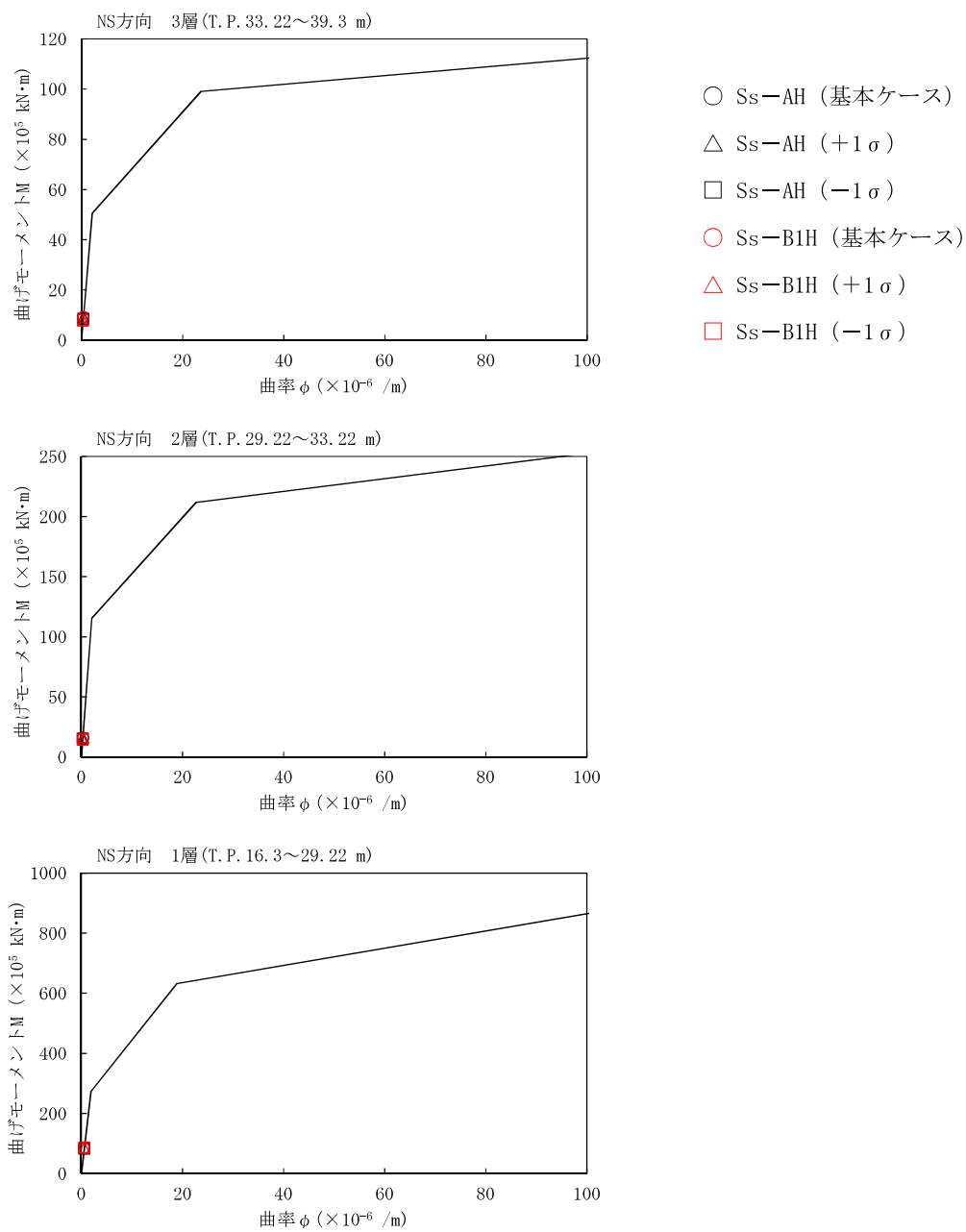


図 8.2-72 曲げスケルトンと最大応答値 (地盤剛性の不確かさケース, NS 方向)

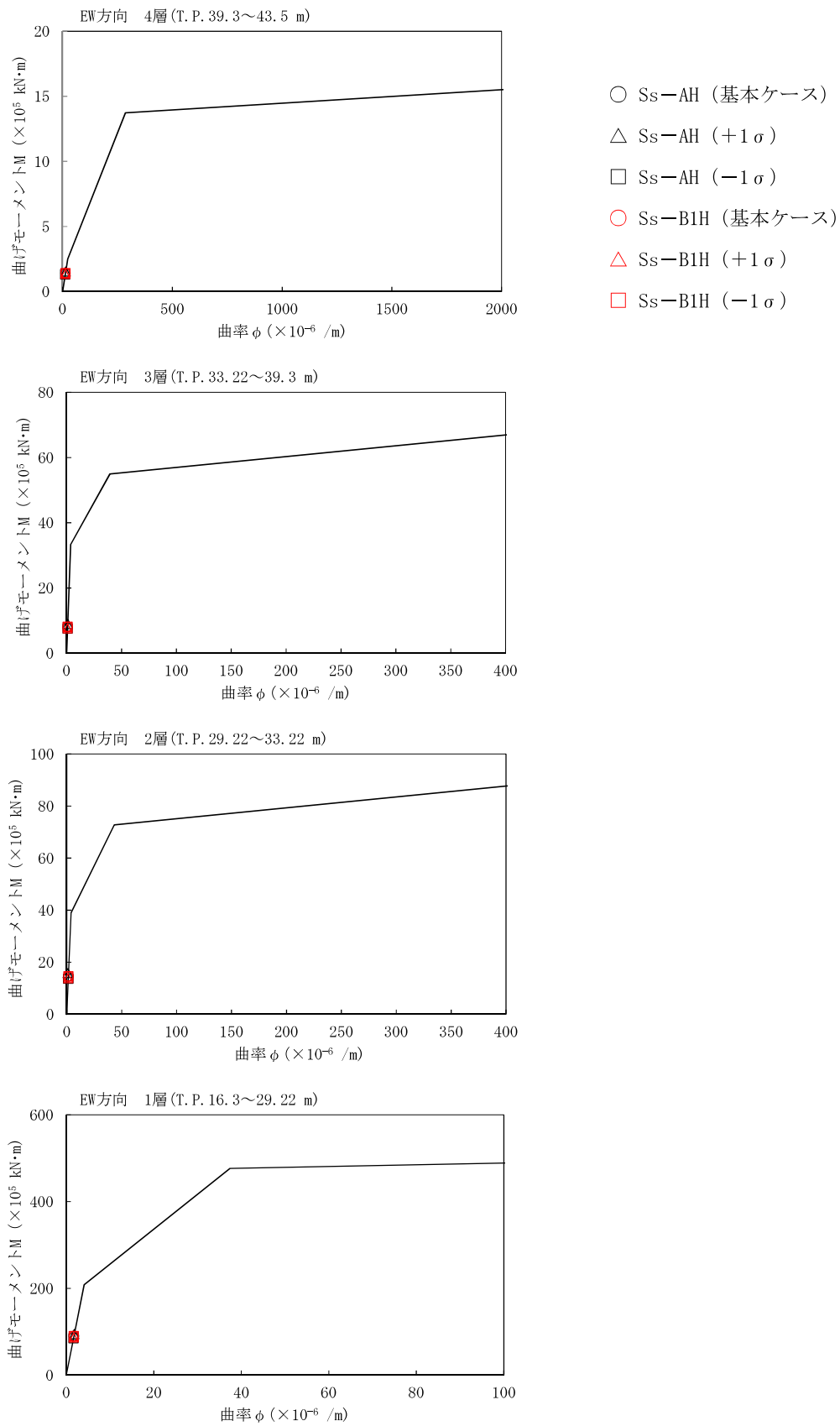
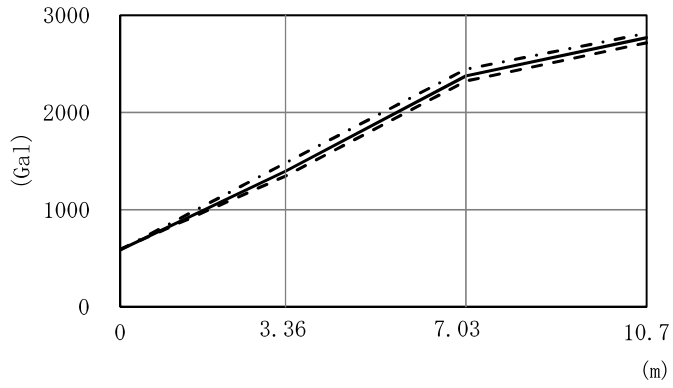


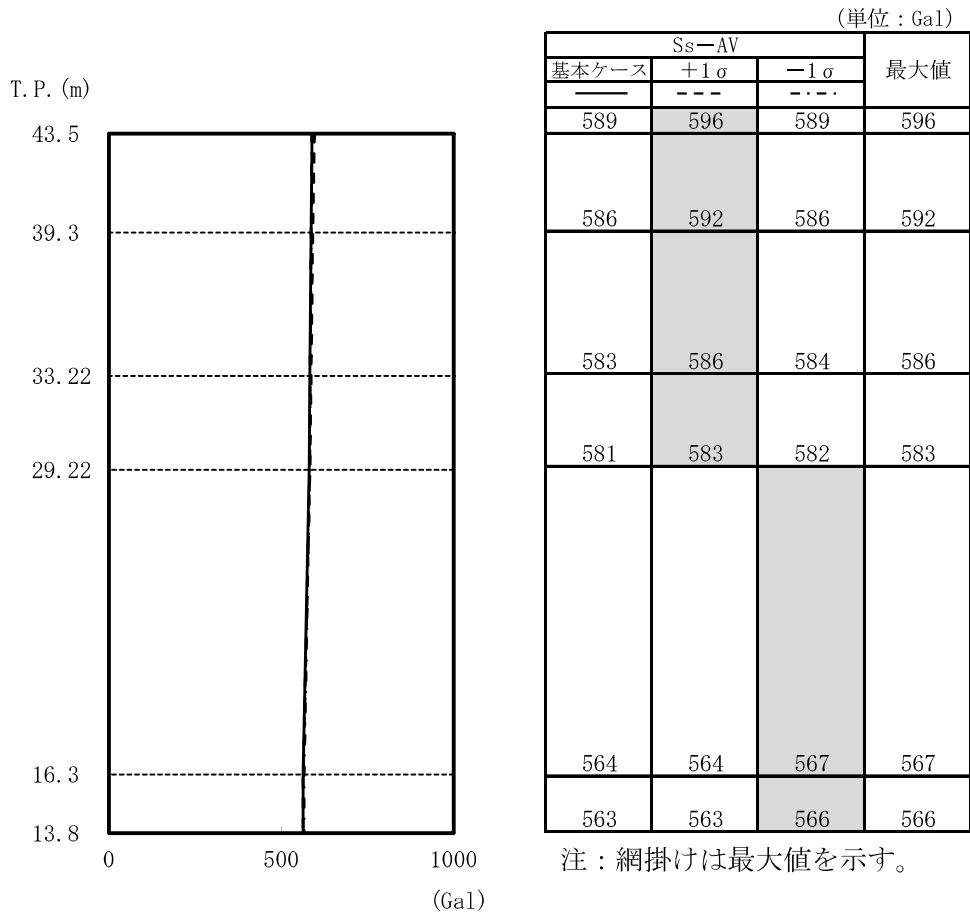
図 8.2-73 曲げスケルトンと最大応答値 (地盤剛性の不確かさケース, EW 方向)



		(Gal)				
S <sub>s</sub> -AV	基本ケース	——	586	1396	2377	2770
	+1σ	---	592	1345	2323	2715
	-1σ	- · - ·	586	1479	2444	2815
最大値			592	1479	2444	2815

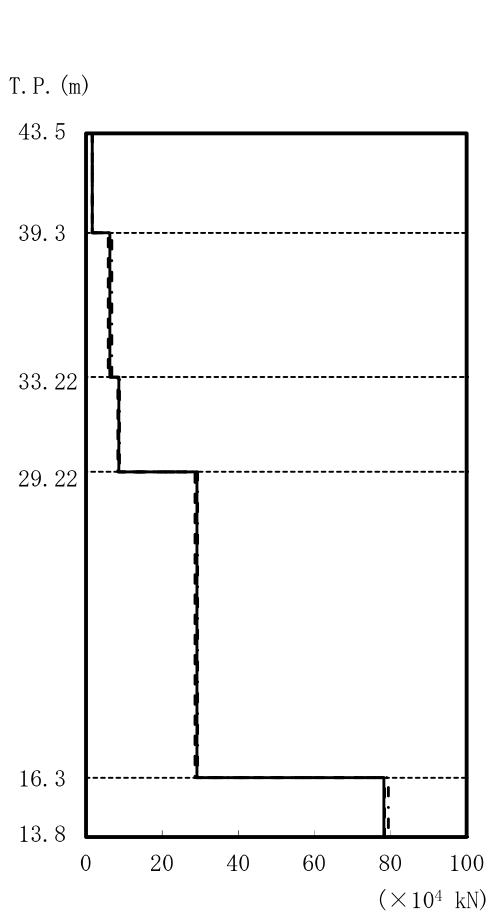
注：網掛けは最大値を示す。

図 8.2-74 最大応答加速度（地盤剛性の不確かさケース，鉛直方向，受入屋根）



注：網掛けは最大値を示す。

図 8.2-75 最大応答加速度（地盤剛性の不確かさケース，鉛直方向，建屋部）

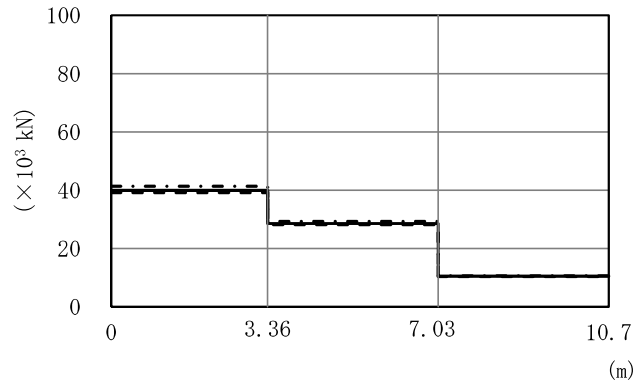


(単位:  $\times 10^4$  kN)

基本ケース	Ss-AV		最大値
	+1 $\sigma$	-1 $\sigma$	
1.61	1.62	1.60	1.62
6.23	5.83	6.81	6.81
8.60	8.39	8.82	8.82
29.08	28.64	29.30	29.30
78.27	78.39	79.47	79.47
地盤ばね反力			
82.29	83.31	80.99	83.31

注：網掛けは最大値を示す。

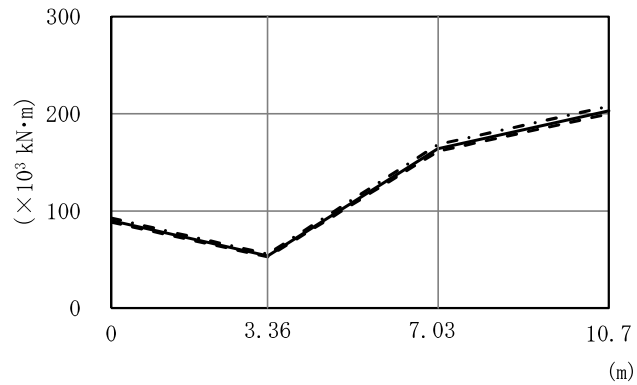
図 8.2-76 最大応答軸力 (地盤剛性の不確かさケース, 鉛直方向, 建屋部)



		(×10 <sup>3</sup> kN)			
Ss-AV	基本ケース	—	39.94	28.56	10.52
	+1σ	- - -	39.13	28.11	10.37
	-1σ	- · - ·	41.32	29.26	10.69
最大値			41.32	29.26	10.69

注：網掛けは最大値を示す。

図 8.2-77 最大応答せん断力（地盤剛性の不確かさケース，鉛直方向，受入屋根）



		(×10 <sup>3</sup> kN·m)				
Ss-AV	基本ケース	—	90.00	53.68	164.26	202.86
	+1σ	- - -	88.35	52.67	161.61	199.68
	-1σ	- · - ·	92.65	55.54	168.45	207.70
最大値			92.65	55.54	168.45	207.70

注：網掛けは最大値を示す。

図 8.2-78 最大応答曲げモーメント  
（地盤剛性の不確かさケース，鉛直方向，受入屋根）

### 8.3 検討用地震力

検討用地震力は水平地震力と鉛直地震力を設定する。

検討用の水平地震力は、基準地震動  $S_s$  により材料の不確かさを考慮した地震応答解析を行って求めた動的水平地震力に余裕をみて設定した値とする。検討用の水平地震力を表 8.3-1 に、検討用の転倒モーメントを表 8.3-2 に示す。

検討用の鉛直地震力は、当該部分が支える重量に鉛直震度を乗じて算定する。鉛直震度は、基準地震動  $S_s$  により材料の不確かさを考慮した地震応答解析を行って求めた最大加速度を重力加速度で除した値に余裕をみて設定した。検討用の鉛直地震力（鉛直震度）を表 8.3-3 に示す。

水平地震力と鉛直地震力の組合せは、「原子力発電所耐震設計技術規程（J E A C 4 6 0 1 -2008）」に基づき、組合せ係数法を用いて次のとおりとする。

- ①  $1.0 \times$  水平地震力  $+ 0.4 \times$  鉛直地震力
- ②  $0.4 \times$  水平地震力  $+ 1.0 \times$  鉛直地震力



表 8.3-1 検討用水平地震力

( $\times 10^4$  kN)

T. P. (m)	NS 方向	EW 方向
43.5	5.06	3.85
39.3	11.14	11.25
33.22	16.89	16.64
29.22	56.99	58.40
16.3	164.15	173.18
13.8		

表 8.3-2 検討用転倒モーメント

( $\times 10^5$  kN・m)

T. P. (m)	NS 方向	EW 方向
13.8	139.04	142.92

表 8.3-3 検討用鉛直地震力

(a) 壁・柱部

T. P. (m)	鉛直震度
43.5	0.632
39.3	0.629
33.22	0.626
29.22	0.624
16.3	0.606

(b) 屋根鉄骨部

T. P. (m)	質点 No.	鉛直震度
39.3	7	1.539
	8	2.547
	9	2.969

基礎スラブ及び杭の検討で用いる荷重の組合せは表 8.3-4 による。ただし、ランウェイガーダの検討で用いる荷重の組合せは、「8.7 ランウェイガーダの検討」に示すものとする。

表8.3-4 荷重の組合せ

荷重 ケース	荷重の組合せ	検討箇所
C	$VL^{*1} + 0.35 \cdot SNL + CL + SEL2^{*3}$	基礎スラブ 杭
C'	$VL'^{*2} + CL + SEL2^{*3}$	杭

注記\*1：鉛直荷重（VL）は、固定荷重（DL）、配管荷重（PL）、機器荷重（EL）及び積載荷重（LL）を加え合わせたものである。

注記\*2：鉛直荷重（VL'）は、鉛直荷重（VL）から金属キャスク重量を除いたものである。

注記\*3：SEL2 は、検討用地震力による地震荷重を示す。

## 8.4 耐震壁の検討

### (1) 検討方針

基準地震動  $S_s$  による各層の耐震壁の最大応答せん断ひずみが、「原子力発電所耐震設計技術規程（J E A C 4 6 0 1 - 2008）」に基づく許容限界（ $2.0 \times 10^{-3}$ ）を超えないことを確認する。

### (2) 検討結果

基準地震動  $S_s$  による耐震壁の NS 方向のせん断ひずみを、基本ケースによる検討結果について表 8.4-1 に、材料の不確かさケースによる検討結果について表 8.4-2 に示す。同様に、EW 方向のせん断ひずみを表 8.4-3 及び表 8.4-4 に示す。

耐震壁のせん断ひずみは、最大で  $0.23 \times 10^{-3}$  (EW 方向, 1 層 T.P. 16.3 m ~ 29.22 m, 地盤剛性の不確かさ (+1 $\sigma$ ), Ss-AH) であり、 $2.0 \times 10^{-3}$  以下であることを確認した。

表 8.4-1 耐震壁のせん断ひずみ (基本ケース, NS 方向)

T. P. (m)	せん断ひずみ $\gamma$ ( $\times 10^{-3}$ )								最大値
	Ss-AH	Ss-B1H	Ss-B2H1	Ss-B2H2	Ss-B3H1	Ss-B3H2	Ss-B4H1	Ss-B4H2	
33.22~39.3	0.08	0.08	0.03	0.03	0.04	0.04	0.05	0.06	0.08
29.22~33.22	0.06	0.06	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03	0.04	0.06
16.3 ~29.22	0.14	0.15	0.06	0.06	0.07	0.08	0.08	0.10	0.15

表 8.4-2 耐震壁のせん断ひずみ (材料の不確かさ考慮ケース, NS 方向)

T. P. (m)	せん断ひずみ $\gamma$ ( $\times 10^{-3}$ )				最大値
	地盤剛性の不確かさ				
	+1 $\sigma$		-1 $\sigma$		
	Ss-AH	Ss-B1H	Ss-AH	Ss-B1H	
33.22~39.3	0.09	0.08	0.08	0.08	0.09
29.22~33.22	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06
16.3 ~29.22	0.15	0.15	0.14	0.15	0.15

表 8.4-3 耐震壁のせん断ひずみ (基本ケース, EW 方向)

T. P. (m)	せん断ひずみ $\gamma$ ( $\times 10^{-3}$ )								最大値
	Ss-AH	Ss-B1H	Ss-B2H1	Ss-B2H2	Ss-B3H1	Ss-B3H2	Ss-B4H1	Ss-B4H2	
39.3 ~43.5	0.06	0.06	0.03	0.03	0.04	0.03	0.04	0.05	0.06
33.22~39.3	0.11	0.11	0.04	0.05	0.07	0.06	0.07	0.08	0.11
29.22~33.22	0.10	0.10	0.04	0.04	0.06	0.06	0.06	0.08	0.10
16.3 ~29.22	0.20	0.21	0.08	0.09	0.12	0.11	0.12	0.15	0.21

表 8.4-4 耐震壁のせん断ひずみ (材料の不確かさ考慮ケース, EW 方向)

T. P. (m)	せん断ひずみ $\gamma$ ( $\times 10^{-3}$ )				最大値
	地盤剛性の不確かさ				
	+1 $\sigma$		-1 $\sigma$		
	Ss-AH	Ss-B1H	Ss-AH	Ss-B1H	
39.3 ~43.5	0.07	0.06	0.06	0.06	0.07
33.22~39.3	0.11	0.10	0.10	0.11	0.11
29.22~33.22	0.11	0.10	0.10	0.10	0.11
16.3 ~29.22	0.23	0.20	0.19	0.21	0.23

## 8.5 基礎スラブの検討

### (1) 検討概要

検討用地震力により基礎スラブに生じる応力が、部材の終局強度以下であることを確認する。

### (2) 応力解析

検討用地震力に対する応力解析は、「6.3 基礎スラブの設計」と同様に行う。図8.5-1に示す位置についての主な荷重ケースの応力を図8.5-2及び図8.5-3に示す。

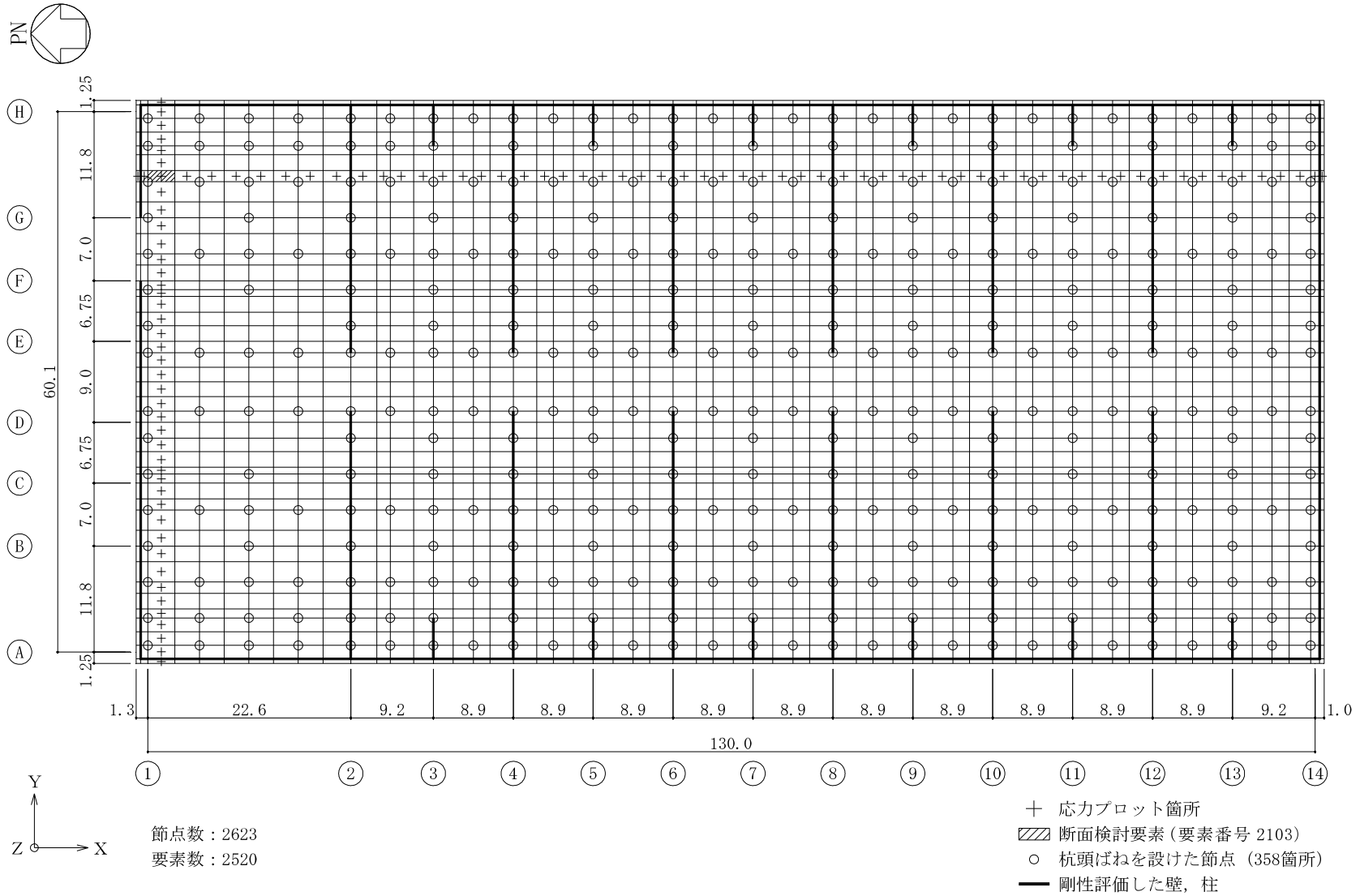
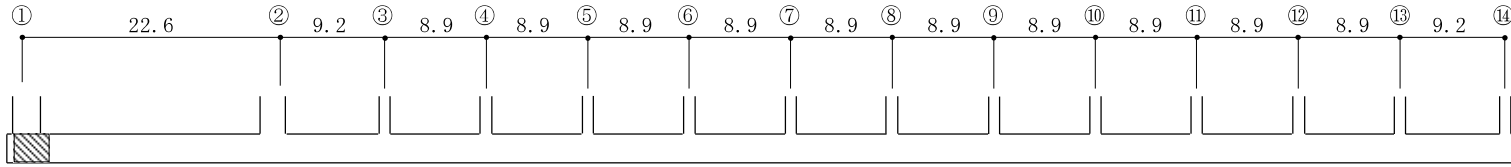


図 8.5-1 解析モデル図 (単位 : m)

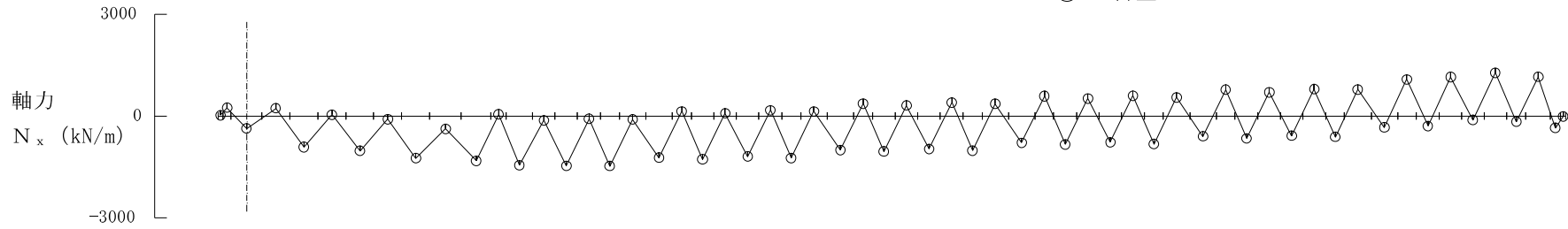
(単位 : m)



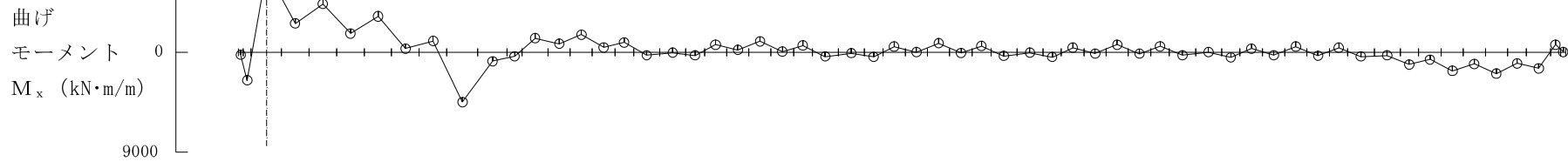
要素番号 2103

○ : -364

○ 荷重ケース C



○ : -7343



○ : -1353

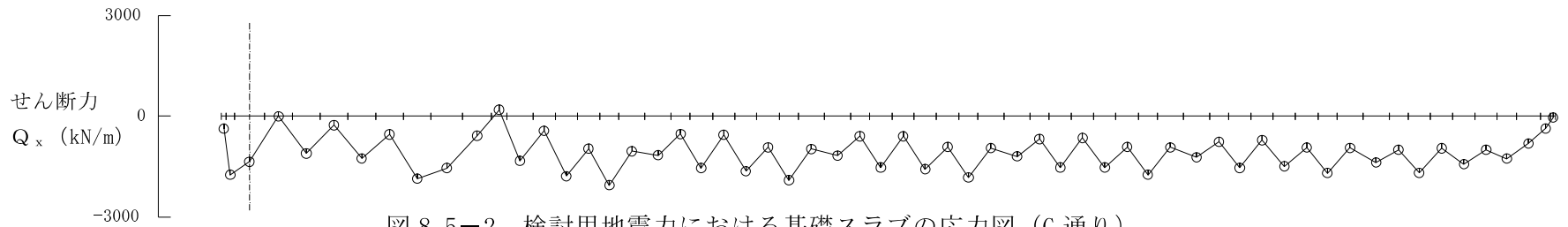


図 8.5-2 検討用地震力における基礎スラブの応力図 (G 通り)



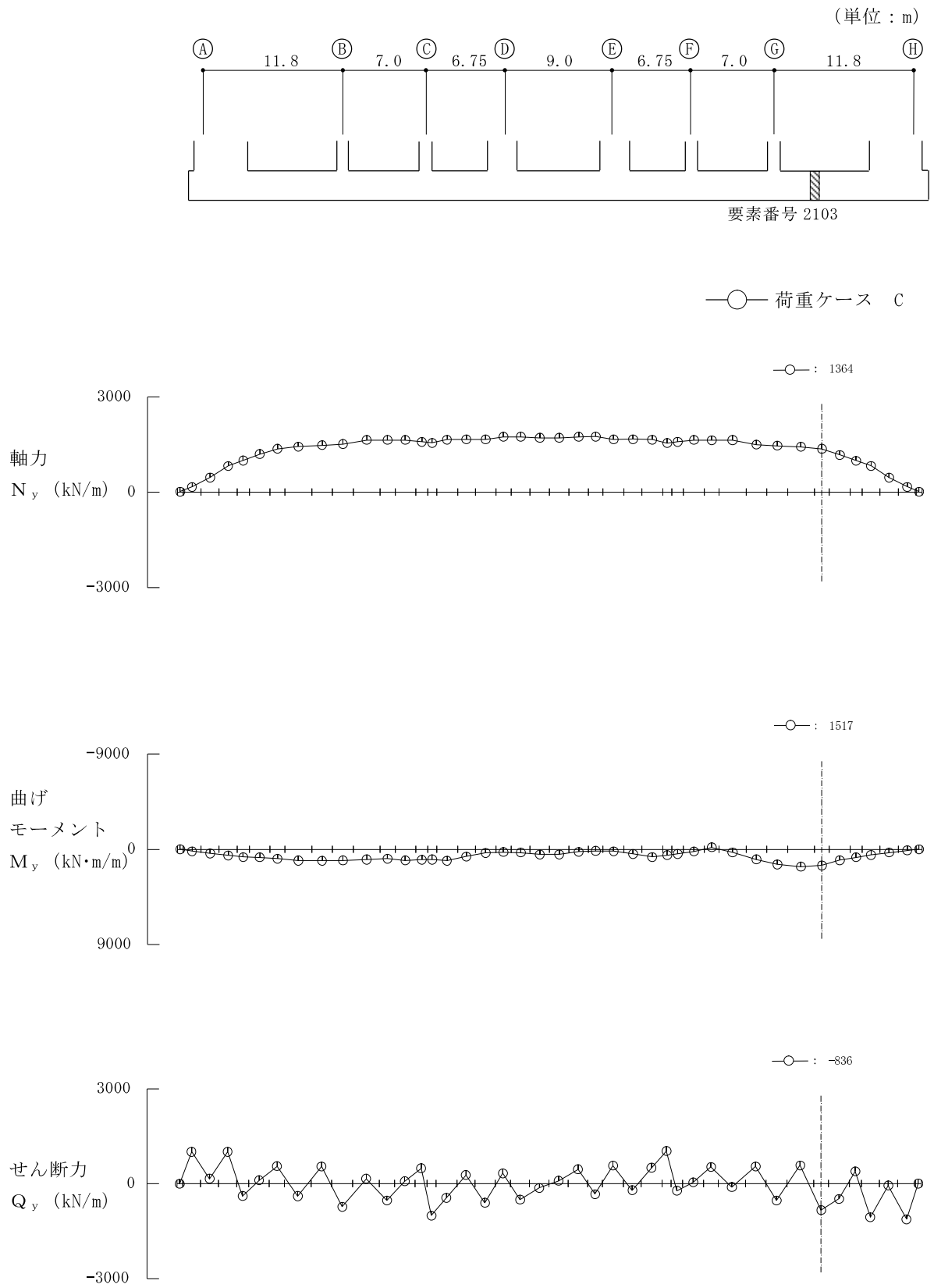


図 8.5-3 検討用地震力における基礎スラブの応力図 (1通り)

### (3) 断面検討

断面検討は、応力解析の結果から求まる軸力及び曲げモーメントに対しては、各要素について  $x$ 、 $y$ 、 $z$  方向の仮想部材として「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準」付 5 の柱の曲げ終局強度を用いて必要鉄筋量の算定を行う。面外せん断力に対しては、各要素における面外せん断力が「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準」第 15 条による短期許容せん断力以内であることを確認する。なお、上部に壁又は柱がある部分は上部の壁又は柱がせん断力を負担するものと考え、検討を行わない。

断面検討は各要素ですべての荷重ケースについて行い、そのうち必要鉄筋量が最も大きいもので配筋を確認する。

ここでは、図 8.5-1 に表す代表部材についての断面検討結果を表 8.5-1 に示す。表に示すように、基礎スラブの設計配筋は必要鉄筋量を上回っている。

基礎スラブの断面検討結果（表 8.5-1）に用いる記号の説明

$N$  : 軸力（圧縮を正とする。）

$M$  : 曲げモーメント

$b$  : 材の幅

$D$  : 材の全せい（ $D = \square$  mm）

$p_t$  : 引張鉄筋比

$a_t$  : 引張鉄筋の断面積

$Q$  : 面外せん断力

$j$  : 応力中心距離で、断面の有効せい（ $0.85 \cdot D$ ）の  $7/8$  倍の値

$f_s$  : コンクリートの許容せん断応力度

$p_w$  : 面外せん断補強筋の鉄筋比

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

表 8.5-1 基礎スラブの断面検討結果

要素 番号	方向	荷 重 ケース	検討応力		$N/(b \cdot D)$ (N/mm <sup>2</sup> )	$M/(b \cdot D^2)$ (N/mm <sup>2</sup> )	$p_t$ (%)	$a_t$ (mm <sup>2</sup> /m)	設計配筋 (断面積mm <sup>2</sup> /m)	荷 重 ケース	検討応力 Q (kN/m)	せん断力の検討			
			N (kN/m)	M (kN・m/m)								Q <sub>a</sub> (kN/m)	判定	p <sub>w</sub> (%)	設計せん断 補強筋
2103	x	C	364	7343	0.15	1.17	0.40	10000		C	1353	2561	可	—	—
	y	C	-1364	1517	-0.55	0.24	0.17	4250		C	836	4070	可	—	

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

## 8.6 杭の検討

### (1) 検討方針

検討用地震力により杭に作用する地震力に対して、支持性能が確保されていることを確認する観点から、支持力及び水平力について「乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程（J E A C 4 6 1 6 -2009）」に示される方法に基づく検討を実施する。

支持力に関しては、杭に作用する軸力が終局鉛直支持力又は終局引抜き抵抗力以下であることを確認する。

水平力に関しては、杭体に生じる応力が終局曲げ強度及び終局せん断強度以下であること、かつ鉄筋降伏時の曲率 $\phi_y$ に対する杭体の曲率 $\phi$ の比が2以下であることを確認する。

(2) 検討用地震力により杭に作用する地震力

検討用地震力により杭に作用する軸力は、基礎スラブを剛体、基礎スラブ下の杭反力分布を三角形分布と仮定し、貯蔵建屋の転倒モーメントを軸力に換算し、鉛直震度による軸力及び建屋総重量から求まる軸力を組み合わせて算定する。このとき、最大軸力には下向きの鉛直震度を、最小軸力には上向きの鉛直震度を考慮している。

杭に作用する軸力の算定結果のうち、最大軸力が大きく、最小軸力が小さくなる短辺方向（EW 方向）について表 8.6-1 に示す。

表 8.6-1 杭の軸力算定結果（EW 方向）

（単位：kN/本，下向きを正とする。）

軸力状態	最大軸力	最小軸力
荷重ケース	C	C'
軸力	8784	-708

(3) 支持力に対する検討

検討用地震力により杭に作用する最大押込み力（最大軸力）の終局鉛直支持力に対する検討結果を表 8.6-2 に示す。これより，検討用地震力により杭に作用する最大押込み力（下向きを正とする。）は，終局鉛直支持力以下となることを確認した。

表 8.6-2 最大押込み力の終局鉛直支持力に対する検討結果（EW 方向）  
（単位：kN/本）

荷重ケース	C
最大押込み力	8784
終局鉛直支持力	20000
支持力の検討	8784 < 20000 可

(4) 引抜き力に対する検討

検討用地震力により杭に作用する最大引抜き力（最小軸力）の終局引抜き抵抗力に対する検討結果を表 8.6-3 に示す。これより，検討用地震力により杭に作用する最大引抜き力（上向きを正とする。）は，終局引抜き抵抗力以下となることを確認した。

表 8.6-3 最大引抜き力の終局引抜き抵抗力に対する検討結果（EW 方向）  
（単位：kN/本）

荷重ケース	C'
最大引抜き力	708
終局引抜き抵抗力	14000
引抜き力の検討	708 < 14000 可

(5) 水平力に対する検討

検討用地震力により生じる杭応力は、図 8.6-1 に示すように上部構造の慣性力と地盤震動による杭応力を重ね合わせて求める（以下「応答変位法」という。）。上部構造の慣性力による杭応力は、貯蔵建屋の検討用地震力を各々の杭頭に均等配分して作用させることにより算定する。また、地盤震動による杭応力は、自由地盤の応答解析で求められる地盤変位を杭周地盤ばねを介して作用させることにより算定する。この際、地盤変位としては、杭先端位置に対する地盤の相対変位の最大値分布を作用させる。

応答変位法で用いる杭周地盤ばねは、「乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程（J E A C 4 6 1 6 - 2009）」に示される方法に基づき、群杭効果を考慮して評価する。なお、杭及び地盤ばねには非線形性を考慮する。

応力解析結果を短辺方向（EW 方向）について図 8.6-2 に示す。

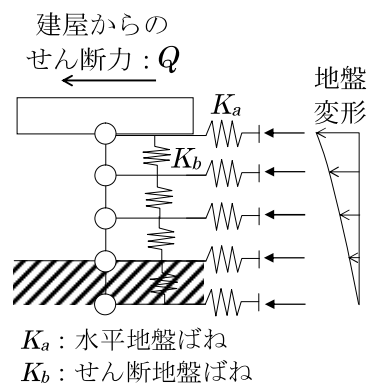


図 8.6-1 応答変位法による杭応力の算定方法（概念図）

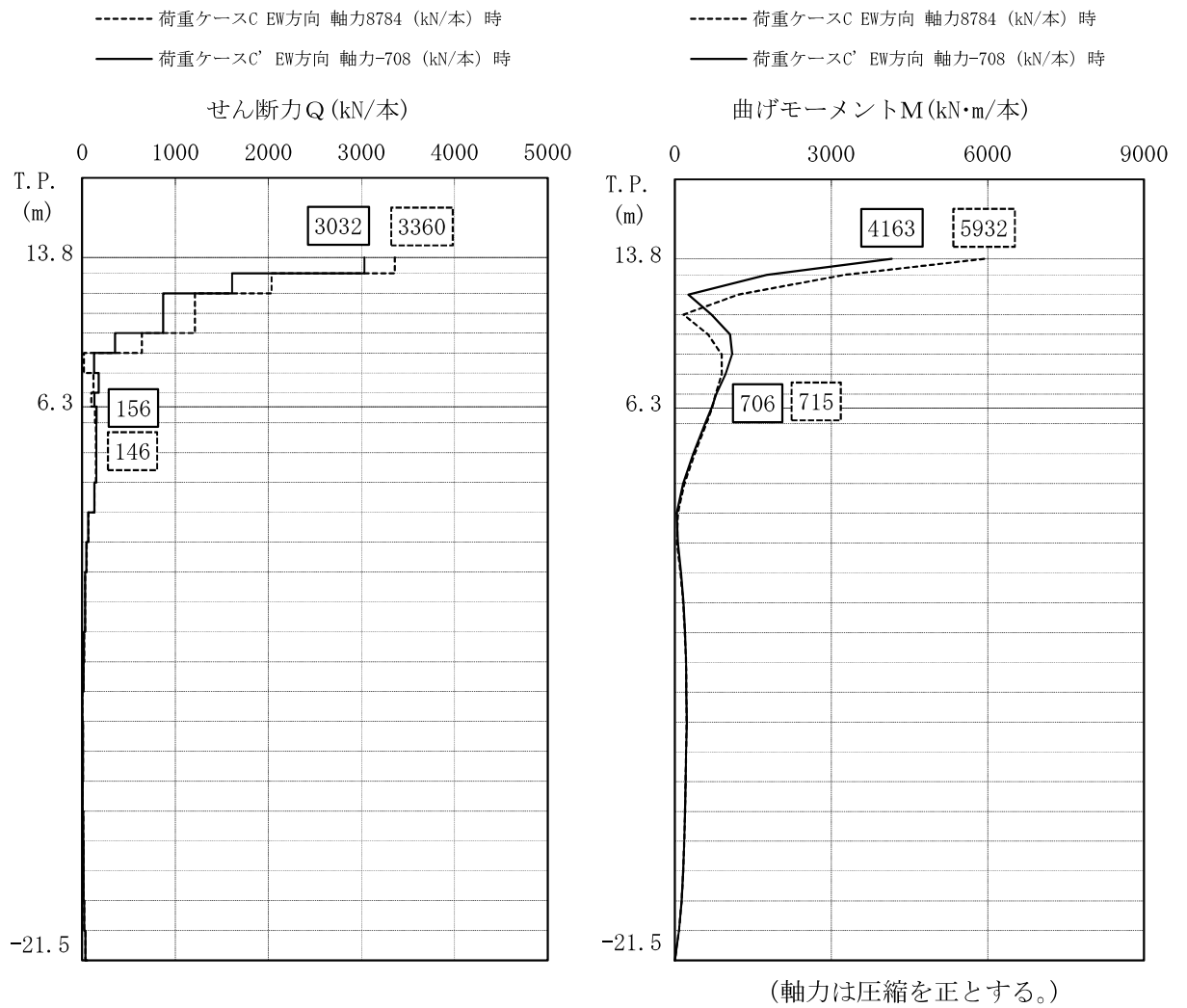


図 8.6-2 杭の応力解析結果 (EW 方向)



杭の終局強度は、下式により算定する。

a. 終局曲げ強度

終局曲げ強度 ( $M_u$ ) は以下により算定する。

(a) 圧縮側コンクリートの応力度分布を矩形分布とし、コンクリートの圧縮応力度はコンクリートの設計基準強度の 0.85 倍の値とし、引張応力度は無視する。

(b) 鉄筋の降伏応力度は、圧縮側、引張側共に降伏応力度とする。

b. 終局せん断強度

$$Q_u = \left\{ \frac{0.092 \cdot k_u \cdot k_p \cdot (17.7 + F_c)}{M / (Q \cdot D) + 0.12} + 0.846 \sqrt{p_w \cdot s \sigma_y + 0.1 \cdot \sigma_0} \right\} \cdot b \cdot j \quad (8.1)$$

ここで、

$Q_u$  : 終局せん断強度 (N)

$k_u \cdot k_p$  : 補正係数

$F_c$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$M$  : 検討用地震力による曲げモーメント (N・mm)

$Q$  : 検討用地震力によるせん断力 (N)

$D$  : 杭径 (mm)

$p_w$  : せん断補強筋比 (小数)

$s \sigma_y$  : せん断補強筋の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_0$  : 軸方向応力度 (N/A) (N/mm<sup>2</sup>)

$N$  : 検討用地震力による軸力 (N)

$A$  : 断面積 (mm<sup>2</sup>)

$b$  : 等価正方形断面の幅 (0.89 · D) (mm)

$j$  : 等価正方形断面の応力中心距離 ( $j = 0.875 \cdot d$ ,  $d = 0.9 \cdot b$ ) (mm)

検討用地震力により杭体に生じる曲げモーメントの終局曲げ強度に対する検討結果を表 8.6-4 に、せん断力の終局せん断強度に対する検討結果を表 8.6-5 に、それぞれ短辺方向 (EW 方向) に関して示す。

表 8.6-4 及び表 8.6-5 より、検討用地震力により杭体に生じる曲げモーメント及びせん断力は、それぞれ終局強度以下となることを確認した。

また、表 8.6-6 に示す結果より、検討用地震力により杭体に生じる曲率  $\phi$  の鉄筋降伏時の曲率  $\phi_y$  に対する比は 2 以下であることを確認した。

表 8.6-4 杭体の曲げモーメントと終局曲げ強度の比較 (EW 方向)

荷重ケース		位置	検討用地震力による 曲げモーメントM (kN・m/本)	終局曲げ強度 M <sub>u</sub> (kN・m/本)	$\frac{M_u}{M}$
最大 軸力時	C	上杭	5932	9856	1.66
		下杭	715	7607	10.63
最小 軸力時	C'	上杭	4163	6866	1.64
		下杭	706	3724	5.27

表 8.6-5 杭体のせん断力と終局せん断強度の比較 (EW 方向)

荷重ケース		位置	検討用 せん断力 <sub>D</sub> Q* (kN/本)	終局せん断強度 Q <sub>u</sub> (kN/本)	$\frac{Q_u}{D Q}$
最大 軸力時	C	上杭	4200	6304	1.50
		下杭	183	2884	15.75
最小 軸力時	C'	上杭	4972	6450	1.29
		下杭	195	2027	10.39

注記\* : 検討用せん断力<sub>D</sub>Qは, 検討用地震力によるせん断力Qの 1.25 倍 (荷重ケース C' の上杭については $M_u/M=1.64$  倍) として算定

表 8.6-6 杭体の曲率と鉄筋降伏時の曲率の比較 (EW 方向)

荷重ケース		位置	検討用地震力による 曲率 $\phi$ ( $\times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ )	鉄筋降伏時の 曲率 $\phi_y$ ( $\times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ )	$\frac{\phi}{\phi_y}$
最大 軸力時	C	上杭	1.77	2.73	0.65
		下杭	0.12	2.68	0.05
最小 軸力時	C'	上杭	2.95	2.11	1.40
		下杭	0.11	1.92	0.06

## 8.7 ランウェイガーダの検討

### (1) 検討概要

検討用地震力によりランウェイガーダに生じる応力が、部材の材料強度以下であることを確認する。

ランウェイガーダの荷重の組合せを表 8.7-1 に示す。

表 8.7-1 ランウェイガーダの荷重の組合せ

荷重ケース	荷重の組合せ
検討用地震力に対する検討	cDL+CL2

注：cDLは、ランウェイガーダ自重を示す。

CL2は、検討用地震力によるクレーンからの反力

### (2) 検討用応力

検討用地震力に対する応力は「6.5 ランウェイガーダの設計」と同様に算定する。ランウェイガーダの部材応力を表 8.7-2 に示す。

表 8.7-2 ランウェイガーダの部材応力

位置	荷重方向	応力	
		曲げモーメント (kN・m)	8207
中央	鉛直	せん断力 (kN)	1341
		曲げモーメント (kN・m)	1827
	水平	せん断力 (kN)	503

(3) 断面検討

断面検討結果を表 8.7-3 に示す。

表 8.7-3 より, 検討用地震力によりランウェイガードに生じる応力度が材料強度以下であることを確認した。

ランウェイガードの断面算定表 (表 8.7-3) に用いる記号の説明

$f_b$  : 曲げに対する材料強度

$f_s$  : せん断に対する材料強度

$M$  : 曲げモーメント

$Z$  : 断面係数

$\sigma_b$  : 曲げ応力度 ( $x$  は鉛直方向,  $y$  は水平方向を示す。)

$Q$  : せん断力

$A_s$  : せん断断面積

$\tau$  : せん断応力度

表 8.7-3 ランウェイガードの断面検討結果

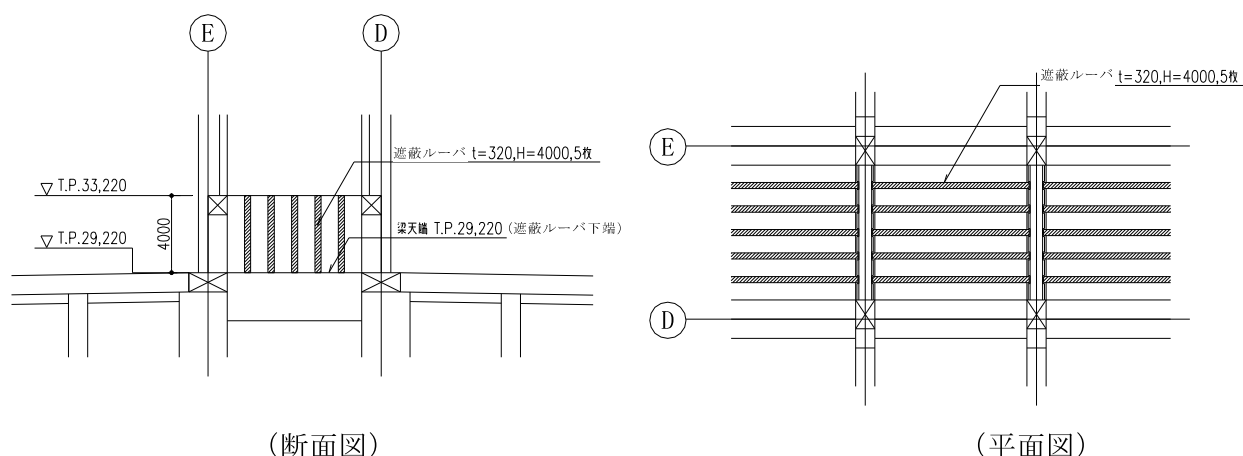
位置	荷重方向	材料強度		曲げモーメントに対する検討							せん断力に対する検討			
		$f_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	M (kN・m)	Z ( $\times 10^6$ mm <sup>3</sup> )	$\sigma_{bx}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{by}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\frac{\sigma_{bx}}{f_b}$	$\frac{\sigma_{by}}{f_b}$	$\frac{\sigma_{bx}}{f_b} + \frac{\sigma_{by}}{f_b}$	Q (kN)	$A_s$ ( $\times 10^3$ mm <sup>2</sup> )	$\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\frac{\tau}{f_s}$
中央	鉛直(x)	199	149	8207	117.41	69.91	—	0.36	—	0.65	1341	55.52	24.16	0.17
	水平(y)	258	149	1827	24.70	—	73.97	—	0.29		503	52.80	9.53	0.07

注：鉄骨の材料は SN400B とする。

## 8.8 遮蔽ルーバの検討

### (1) 検討概要

遮蔽ルーバは排気塔内 T. P. 29. 22m～T. P. 33. 22m (H=4. 0m) に設置する t=320mm の R C 造の壁である。面外方向については水平震度による慣性力に対して検討し、面内方向については当該部分の層間変位による強制変形に対して検討する。



### (2) 検討用荷重

#### a. 地震時面外荷重

遮蔽ルーバ面外方向は E W 方向である。設計に用いる水平震度は以下のとおりとする。

##### ・ 機能維持検討用地震時

基準地震動  $S_s$  による地震応答解析結果に基づき余裕を見て設定した機能維持検討用の水平震度

$$K = 1.296$$

$$\omega = 24 \text{ kN/m}^3 \times 0.32 \text{ m} \times 1.296 = 9.95 \rightarrow 10.0 \text{ kN/m/m}$$

#### b. 地震時面内荷重

遮蔽ルーバ面内方向は N S 方向である。設計に用いる層間変位は D, E 通り T. P. 29. 22m～33. 22m とする。

##### ・ 機能維持検討用地震時

基準地震動  $S_s$  による地震応答解析結果に基づき余裕を見て設定した機能維持検討用の層間変位

$$\delta = 0.3 \text{ mm}$$

(3) 断面検討

a. 地震時面外荷重

地震時面外荷重に対する遮蔽ルーバの検討に用いるスパン (L) 及び部材厚 (t) は以下のとおりである。

スパン : L=9200 mm

部材厚 : t= 320 mm (d=240 mm , j=210 mm)

機能維持検討用地震時の遮蔽ルーバの応力は以下のとおりである。

表 8.8-1 地震時面外荷重に対する遮蔽ルーバの応力

	機能維持検討用 地震時	備考
曲げモーメント M (kN・m/m)	105.8	$M = \omega \cdot L^2/8$
せん断力 Q (kN/m)	46.0	$Q = \omega \cdot L/2$

これらの応力から算定される必要鉄筋量及びせん断応力度は以下のとおりであり、配筋量及び許容せん断応力度以下であることを確認した。

表 8.8-2 地震時面外荷重に対する遮蔽ルーバの検討結果

	機能維持 検討用地震時	判定
必要鉄筋量 (mm <sup>2</sup> /m) ※1	1328	可
配筋量 (mm <sup>2</sup> /m) ※2	1432	
せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) ※3	0.22	可
許容せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	1.23	

※1 : 必要鉄筋量の算定は  $_{req}a_t = M / (f_t \cdot j)$  による。

※2 : 配筋は D19@200。

※3 : せん断応力度の算定は  $\tau = Q / (b \cdot j)$  による。



b. 地震時面内荷重

地震時面内荷重に対する遮蔽ルーバの検討に用いる層間変位は以下のとおりである。

機能維持検討用地震時層間変位： $\delta = 0.3 \text{ mm}$

機能維持検討用地震時の遮蔽ルーバの応力は以下のとおりである

表 8.8-3 地震時面内荷重に対する遮蔽ルーバの応力

	機能維持検討用 地震時	備考
せん断変形角 $\gamma$	0.3/4000	$\gamma = \delta / H$
せん断応力度 $\tau \text{ (N/mm}^2\text{)}$	0.788	$\tau = G \cdot \gamma$

これらの応力から算定される必要鉄筋量は以下のとおりであり、配筋量以下であることを確認した。

表 8.8-4 地震時面内荷重に対する遮蔽ルーバの検討結果

	機能維持検討用 地震時	判定
(必要鉄筋比 <sup>※1</sup> )	(0.00228)	可
必要鉄筋量 (mm <sup>2</sup> ) <sup>※2</sup>	730	
配筋量 (mm <sup>2</sup> ) <sup>※3</sup>	2864	

※1 : 必要鉄筋比の算定は  $p_s = \tau / f_t$  による。

※2 : 必要鉄筋量の算定は  $req a_s = p_s \cdot t \cdot H$  による。

※3 : 配筋はD19@200 ダブル。

## 8.9 遮蔽扉の検討

### (1) 検討概要

検討用地震力により遮蔽扉に生じる応力が、部材の材料強度以下であることを確認する。

評価対象とする遮蔽扉は、図 8.9-1 に示す 3 カ所とする。遮蔽扉の概要を図 8.9-2 及び表 8.9-1 に示す。

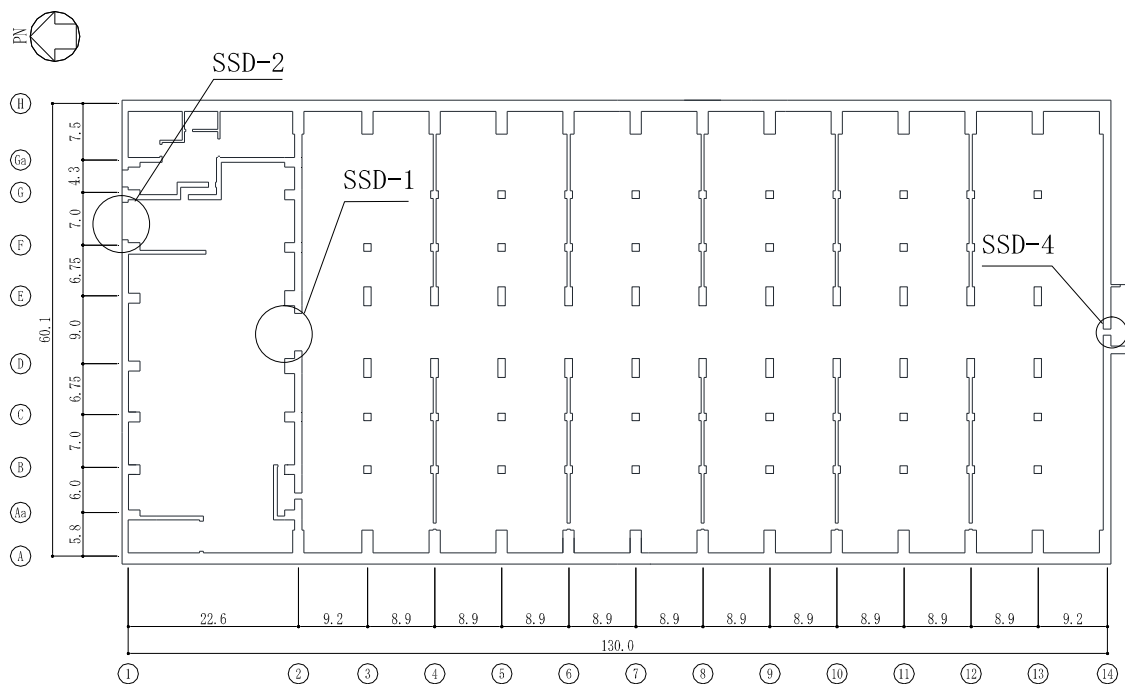


図 8.9-1 評価対象とする遮蔽扉 1 階伏図 (T.P. 16.3) (単位 : m)

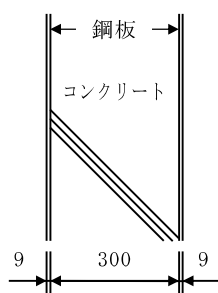


図 8.9-2 遮蔽扉の概要 (SSD-4) (単位 : mm)

表 8.9-1 評価対象とする遮蔽扉の概要

	形式	重量	構造概要
SSD-1	横引き式	約 120ton	開口寸法：幅 5.0m×高さ 7.0m コンクリート厚：800mm 表面鋼板厚：12mm（材質 SS400）
SSD-2	横引き式	約 55ton	開口寸法：幅 5.0m×高さ 6.0m コンクリート厚：□mm 表面鋼板厚：□mm（材質 外面□，内面□）
SSD-4	片開き式	約 2.2ton	開口寸法：幅 0.8m×高さ 2.1m コンクリート厚：300mm 表面鋼板厚：9mm（材質 SS400）

注：

--

(2) 許容限界

コンクリートの短期許容応力度を表 8.9-2 に、鋼材の短期許容応力度を表 8.9-3 に示す。

表 8.9-2 コンクリートの短期許容応力度

(単位：N/mm<sup>2</sup>)

部位	圧縮	せん断
上部構造 ( $F_c = \square$ )	□	□

表 8.9-3 鋼材の短期許容応力度

(単位：N/mm<sup>2</sup>)

部位	曲げ	せん断
遮蔽扉 □	□	□
遮蔽扉 □	□	□

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

(3) 検討用地震力

検討用地震力は、基準地震動  $S_s$  により材料の不確かさを考慮した地震応答解析を行って求めた動的地震力に余裕をみて設定した値とする。

検討用地震力を表 8.9-4 に示す。

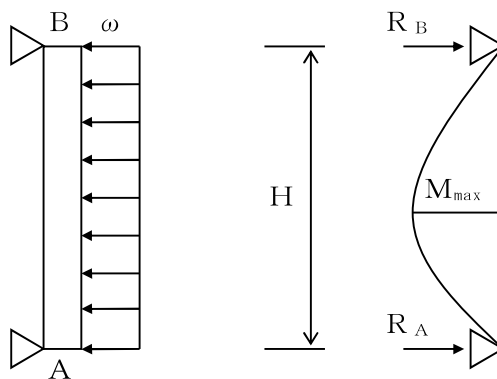
表 8.9-4 検討用地震力

据付場所及び 床面高さ (m)	検討用地震力	
	水平方向 検討用震度	鉛直方向 検討用震度
1階 T. P. 16.3m	1.30	0.70

(4) 評価方法

a. 遮蔽扉に発生する応力の算定方法

検討用地震力により遮蔽扉に発生する応力は、図 8.9-3 に示す考え方に従い、次式により算定する。



注記：単位幅（幅 1.0m）として検討を行う。

図 8.9-3 遮蔽扉の応力算定の考え方

$$R_A = R_B = \omega \times H / 2 \quad (1)$$

$$M_{\max} = \omega \times H^2 / 8 \quad (2)$$

ここで、

$\omega$  : 遮蔽扉の支点間における分布荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$H$  : 遮蔽扉の支点間距離 (m)

$R_A$  : A端支点反力 (kN)

$R_B$  : B端支点反力 (kN)  
 $M_{max}$  : 最大曲げモーメント (kN・m)

- b. 遮蔽扉に発生する最大曲げモーメントの算定  
 遮蔽扉に発生する最大曲げモーメントは次式により算定する。

$$\sigma_b = \frac{M_{max}}{Z} \leq f_b \quad (3)$$

ここで,

$\sigma_b$  : 遮蔽扉に発生する最大曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $Z$  : 遮蔽扉鋼板の断面係数 (mm<sup>3</sup>)  
 $f_b$  : 遮蔽扉鋼板の短期許容曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

- c. 遮蔽扉に発生する最大せん断力の算定  
 遮蔽扉に発生する最大せん断力は次式により算定する。

$$Q_{max} = \max(R_A, R_B) \leq Q_a \quad (4)$$

ここで,

$Q_a$  : 遮蔽扉鋼板の短期許容せん断力 (kN)

$$Q_a = 1000 \cdot t \cdot f_s \times 10^{-3}$$

$t$  : 遮蔽扉鋼板の板厚 (mm)  
 $f_s$  : 遮蔽扉鋼板の短期許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

- d. コンクリート枠に発生する最大圧縮力の算定  
 コンクリート枠に発生する最大圧縮力は次式により算定する。

$$\sigma_c = \frac{R_A}{S} \leq f_c \quad (5)$$

ここで,

$\sigma_c$  : コンクリート枠に発生する最大圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $S$  : 遮蔽扉とコンクリート枠の接触面積 (mm<sup>2</sup>)  
 $f_c$  : 躯体コンクリートの短期許容圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

(5) 評価結果

各遮蔽扉の評価結果を表 8.9-5～表 8.9-7 に示す。発生値はすべて許容値以内となることを確認した。

表 8.9-5 遮蔽扉の評価結果 (SSD-1)

評価項目	発生値	許容値	発生値／許容値
遮蔽扉に発生する 曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	21.5	235.0	0.10
遮蔽扉に発生する せん断力 (kN)	53.1	1620.0	0.04
コンクリート枠に発生する 圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	1.33	22.0	0.07

表 8.9-6 遮蔽扉の評価結果 (SSD-2)







評価項目	発生値	許容値	発生値／許容値
遮蔽扉 (外側) に発生する 曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	19.0		
遮蔽扉 (外側) に発生する せん断力 (kN)	27.4		
コンクリート枠に発生する 圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	0.41		

表 8.9-7 遮蔽扉の評価結果 (SSD-4)

評価項目	発生値	許容値	発生値／許容値
遮蔽扉に発生する 曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	2.8	235.0	0.02
遮蔽扉に発生する せん断力 (kN)	6.5	1215.0	0.01
コンクリート枠に発生する 圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	0.11	22.0	0.01

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

#### 8.10 安全余裕の確認

基準地震動  $S_s$  に対する安全余裕の確認は、建屋の終局耐力が検討用地震力に対して、十分な安全余裕を有していることを確認する。

検討用地震力と終局耐力の比較を表 8.10-1 に示す。なお、建屋の終局耐力は、耐震壁については、「8.2.3 地震応答解析モデル」の建屋の復元力特性に示す耐震壁のせん断応力度-せん断ひずみ関係における終局せん断応力度  $\tau_3$  に基づく値とし、NS 方向 4 層のフレーム部については、せん断力-層間変形角関係におけるせん断力  $Q_2$  とする。

以上の検討の結果、建屋の終局耐力は検討用地震力に対して、1.1 倍以上の安全余裕を有している。

表 8.10-1 検討用地震力と終局耐力の比較

(1) NS 方向

T. P. (m)	検討用地震力 $Q_{S_s}$ ( $\times 10^4$ kN)	終局耐力 $Q_u$ ( $\times 10^4$ kN)	$\frac{Q_u}{Q_{S_s}}^*$
43.5	5.06	5.87	1.16
39.3	11.14	35.46	3.18
33.22	16.89	69.45	4.11
29.22	56.99	105.65	1.85
16.3			

(2) EW 方向

T. P. (m)	検討用地震力 $Q_{S_s}$ ( $\times 10^4$ kN)	終局耐力 $Q_u$ ( $\times 10^4$ kN)	$\frac{Q_u}{Q_{S_s}}^*$
43.5	3.85	24.98	6.48
39.3	11.25	34.17	3.03
33.22	16.64	52.22	3.13
29.22	58.40	113.76	1.94
16.3			

注記\* : 安全余裕



## 9. 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響評価

### 9.1 検討概要

水平 2 方向及び鉛直方向地震力により、貯蔵建屋の耐震性に及ぼす影響について評価する。影響検討フローを図 9.1-1 に示す。

### 9.2 水平 2 方向及び鉛直方向地震力による影響評価に用いる地震動

水平 2 方向及び鉛直方向地震力による影響評価に用いる地震動は、「8.2.5 地震応答解析結果」の基本ケースの検討結果に基づいて、建屋応答への影響の大きい地震動に対して実施する。選定する地震動は、基本ケースの地震応答解析のいずれかの応答値が最大となる地震動として、基準地震動  $S_s-A$  及び  $S_s-B1$  の 2 波とする。

### 9.3 評価対象部位の選定

#### (1) 耐震評価上の構成部位の整理

貯蔵建屋の耐震評価上の構成部位を、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の影響が想定される応答特性の観点から、①荷重の組合せによる影響が想定されるもの、②3 次元的な建屋挙動から影響が想定されるものとして整理したものを表 9.3-1 に示す。

#### (2) 評価対象部位

①の荷重の組合せによる影響が想定されるものとして、基礎スラブ及び杭を抽出した。また、②の 3 次元的な建屋挙動から影響が想定されるものとして、耐震壁が挙げられる。

### 9.4 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の影響評価方法

水平 2 方向及び鉛直方向地震力により影響が想定される部位と評価方法を表 9.4-1 に示す。耐震壁については、水平 2 方向及び鉛直方向を同時に入力する地震応答解析により評価し、基礎スラブ及び杭については、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せる方法として、米国 Regulatory Guide 1.92 の「2. Combining Effects Caused By Three Spatial Components of an Earthquake」\*を参考に、組合せ係数法 (1.0 : 0.4 : 0.4) に基づいた評価を行う。

注記\* : Regulatory Guide 1.92 (2006). Combining Modal Responses and Spatial Components in Seismic Response Analysis, Rev. 2, U. S. Nuclear Regulatory Commission, Washington, DC.

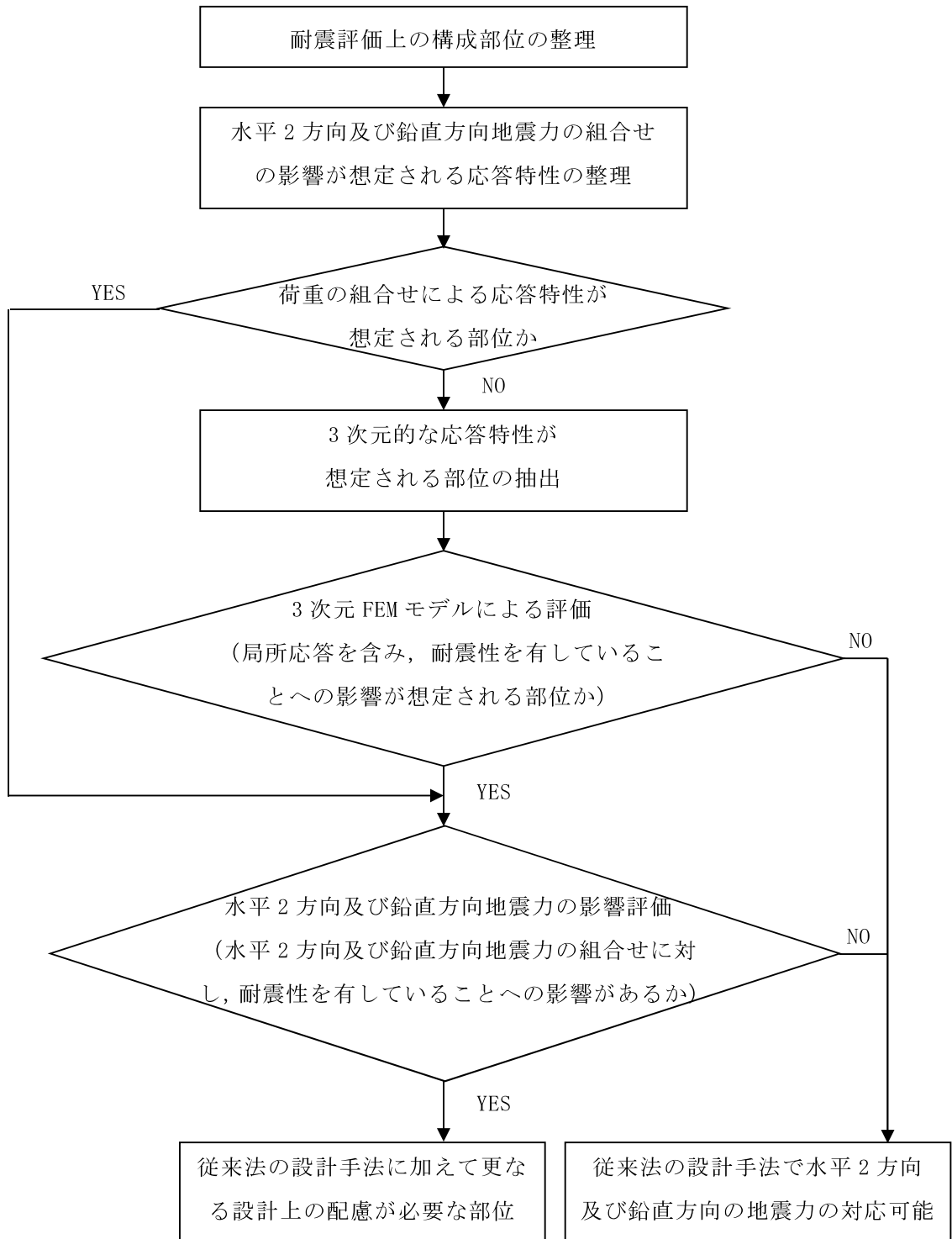


図 9.1-1 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響検討フロー

表 9.3-1 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の影響が想定される応答特性

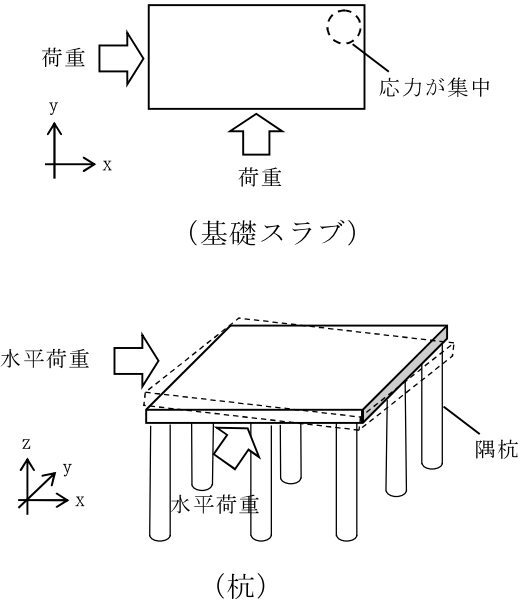
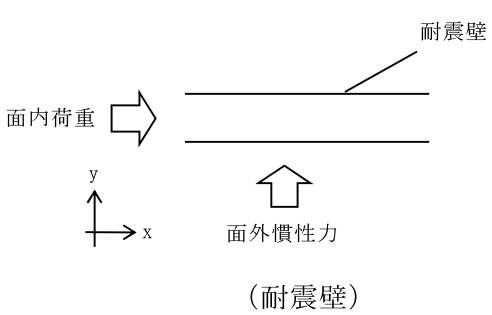
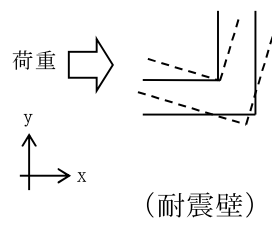
応答特性の種別	影響想定部位	
<p>①荷重の組合せによる応答特性</p>	<p>①-1 直交する水平 2 方向の荷重が、応力として集中する部位</p>	<p>応力の集中する隅角部 (例)</p>  <p>(基礎スラブ)</p> <p>(杭)</p>
<p>②3次元的な応答特性</p>	<p>②-1 面内方向の荷重に加え、面外慣性力の影響が大きい部位</p>	<p>大スパンや吹き抜け部に設置された部位 (例)</p>  <p>(耐震壁)</p>
	<p>②-2 加振方向以外の方向に励起される部位</p>	<p>ねじれ挙動が想定される部位 (例)</p>  <p>(耐震壁)</p>

表 9.4-1 水平 2 方向及び鉛直方向地震力により影響が想定される部位と評価方法

構造部位	応答特性の種別*	選定方法	評価方法
基礎スラブ	①-1	荷重の組合せによる応答特性	3 方向組合せ係数法により評価する
杭	①-1		
耐震壁	②-1, ②-2	3 次元 FEM モデルによる応答結果による	水平 2 方向及び鉛直方向を同時に入力する地震応答解析により評価する

注\* : 表 9.3-1 に示す応答特性の種別

## 9.5 3次元 FEM 解析による耐震性評価

### (1) 検討概要

水平 1 方向入力と水平 2 方向及び鉛直方向入力の応答を比較するために、貯蔵建屋の 3 次元 FEM モデルを用いて、水平 1 方向入力と水平 2 方向及び鉛直方向入力の解析を実施し、両者の比較により 3 次元的な応答特性が建屋評価に与える影響を検討する。

なお、3 次元 FEM 解析は、周波数応答解析による線形計算とする。

### (2) 検討用地震動

水平 2 方向評価用地震動は、建屋の応答が概ね線形範囲となるよう基準地震動  $S_s$  の加速度振幅を 2 分の 1 した波形を用いることとする。

検討で用いる地震動は、 $S_s-A$  及び  $S_s-B1$  とし、2 方向入力による解析において、上記地震動と組み合わせる直交方向の入力地震動を別途設定する。

水平 2 方向評価用地震動を表 9.5-1 に、組合せを表 9.5-2 に示す。

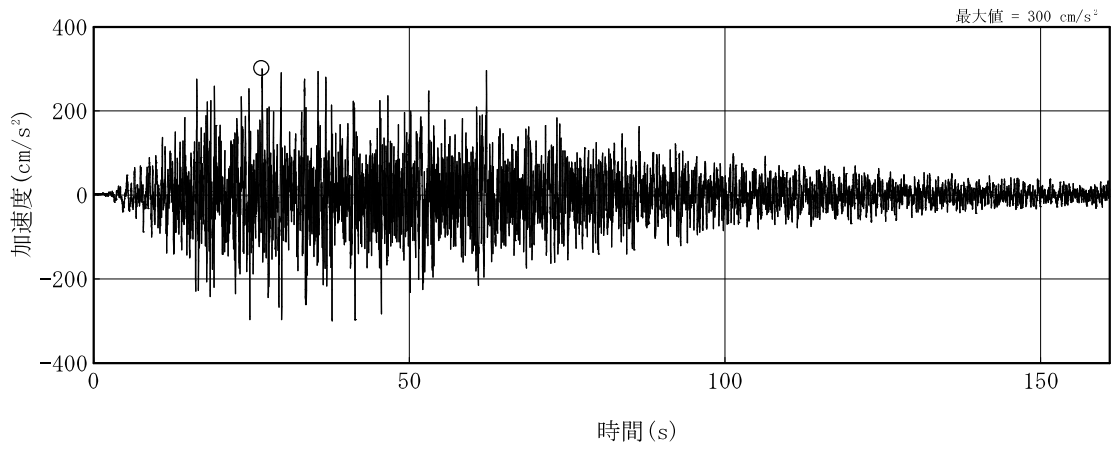
水平 2 方向評価用模擬波の加速度波形を図 9.5-1 及び図 9.5-2 に、加速度応答スペクトルを図 9.5-3 に示す。

表 9.5-1 水平 2 方向評価用地震動

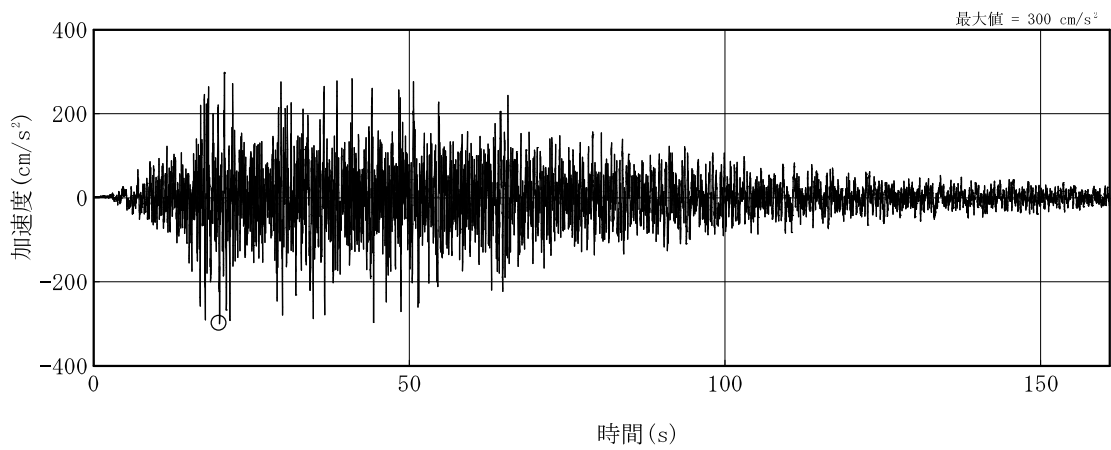
地震動名		成分	備考
2DE-A	2DE-AH1	水平 1	$S_s-AH$ の加速度振幅を 2 分の 1 した波形
	2DE-AH2	水平 2	$S_s-AH$ の設計用応答スペクトルに適合するよう位相を変えた模擬地震波を作成し、その加速度振幅を 2 分の 1 した波形
	2DE-AV	鉛直	$S_s-AV$ の加速度振幅を 2 分の 1 した波形
2DE-B1	2DE-B1H1	水平 1	2004 年北海道留萌支庁南部地震の記録を用いて求めた地震動 (NS 成分) の加速度振幅を 2 分の 1 した波形
	2DE-B1H2	水平 2	同上 (EW 成分)
	2DE-B1V	鉛直	同上 (鉛直成分)

表 9.5-2 水平 2 方向評価用地震動の組合せ

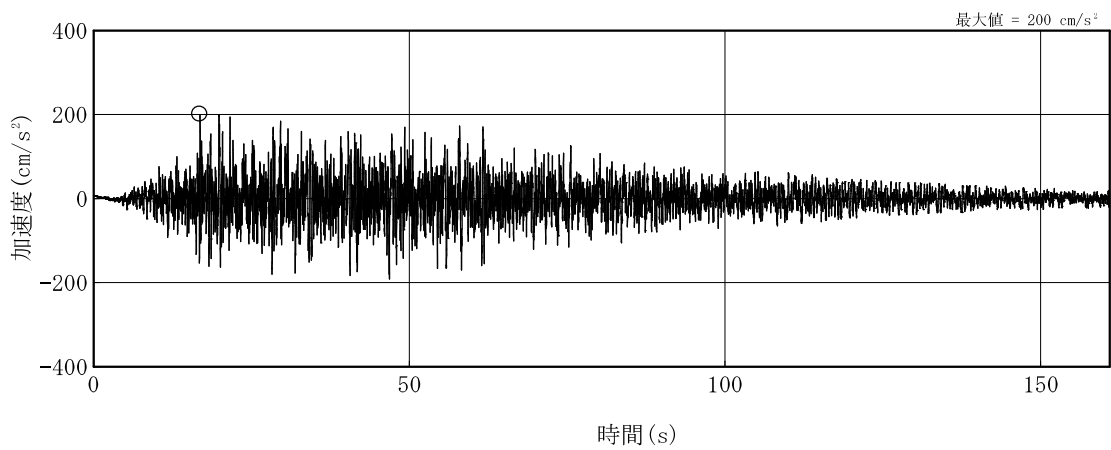
地震動名	3次元 FEM モデル 入力方向		水平 2 方向評価用地震動		
			NS 方向	EW 方向	鉛直方向
2DE-A	水平 1 方向入力	NS 方向	2DE-AH1	—	—
		EW 方向	—	2DE-AH1	—
	3 方向同時入力	NS 方向	2DE-AH1	2DE-AH2	2DE-AV
		EW 方向	2DE-AH2	2DE-AH1	2DE-AV
2DE-B1	水平 1 方向入力	NS 方向	2DE-B1H2	—	—
		EW 方向	—	2DE-B1H2	—
	3 方向同時入力	NS 方向	2DE-B1H2	2DE-B1H1	2DE-B1V
		EW 方向	2DE-B1H1	2DE-B1H2	2DE-B1V



(1) 2DE-AH1



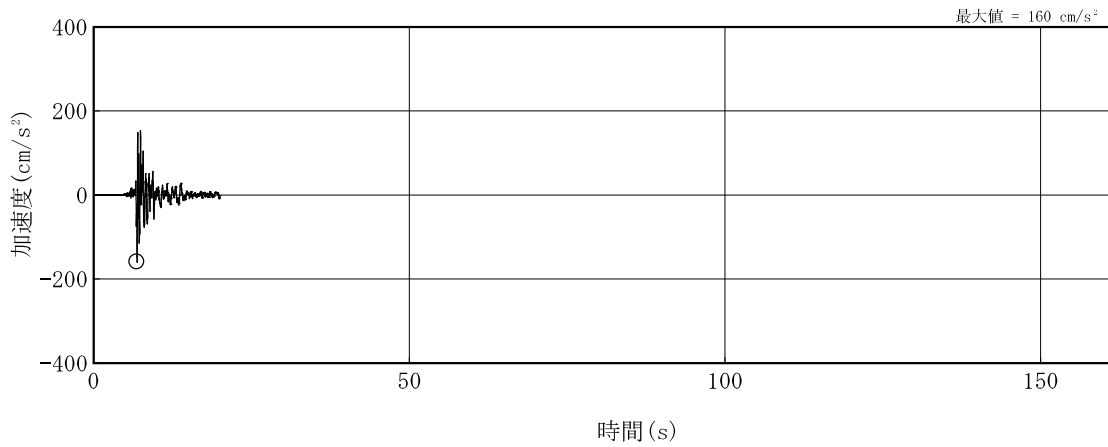
(2) 2DE-AH2



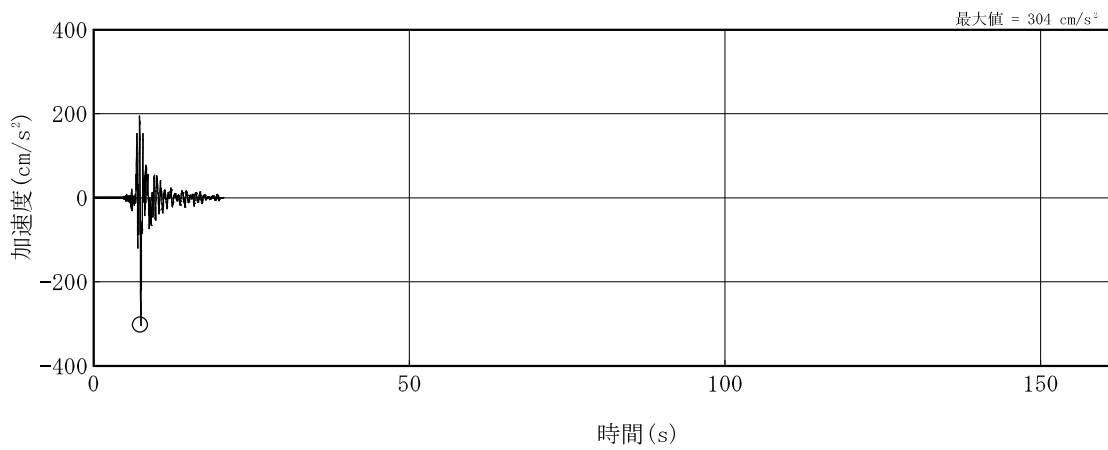
(3) 2DE-AV

注：○印は最大値を，記号「H」は水平方向，「V」は鉛直方向を示す。

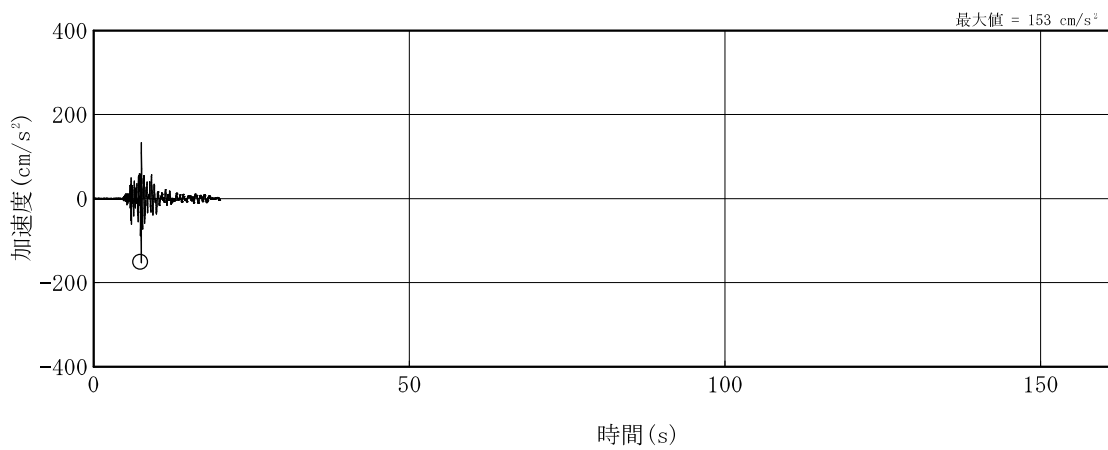
図 9.5-1 水平 2 方向評価用模擬波の加速度波形 (2DE-A)



(1) 2DE-B1H1



(2) 2DE-B1H2



(3) 2DE-B1V

注：○印は最大値を，記号「H」は水平方向，「V」は鉛直方向を示す。

図 9.5-2 水平 2 方向評価用模擬波の加速度波形 (2DE-B1)



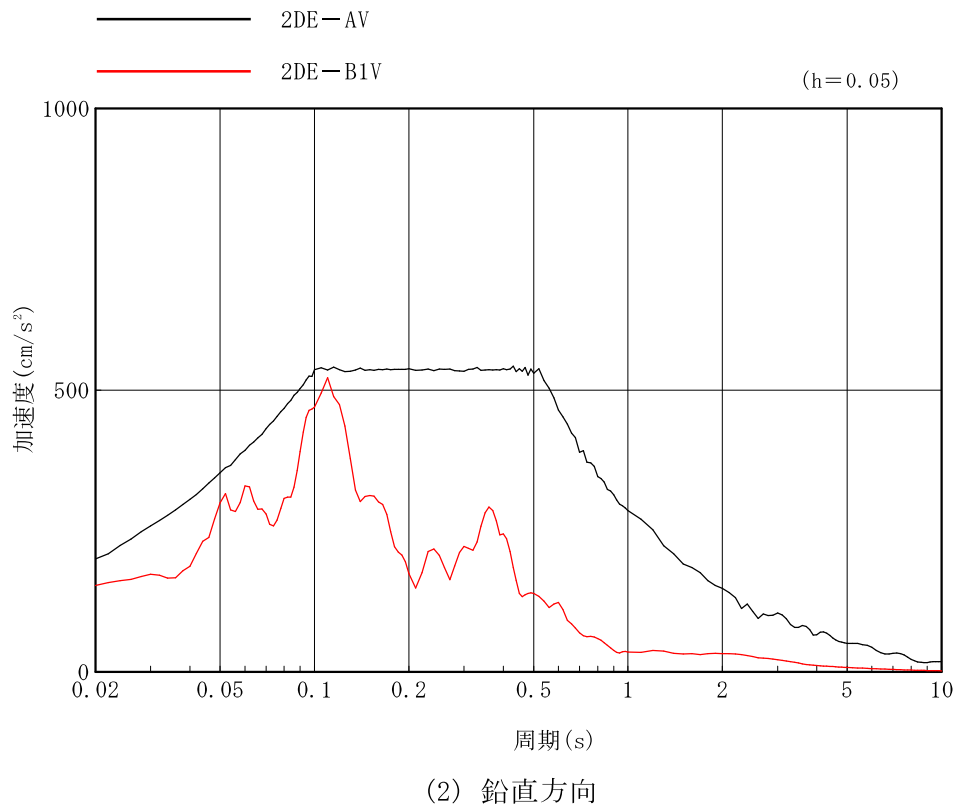
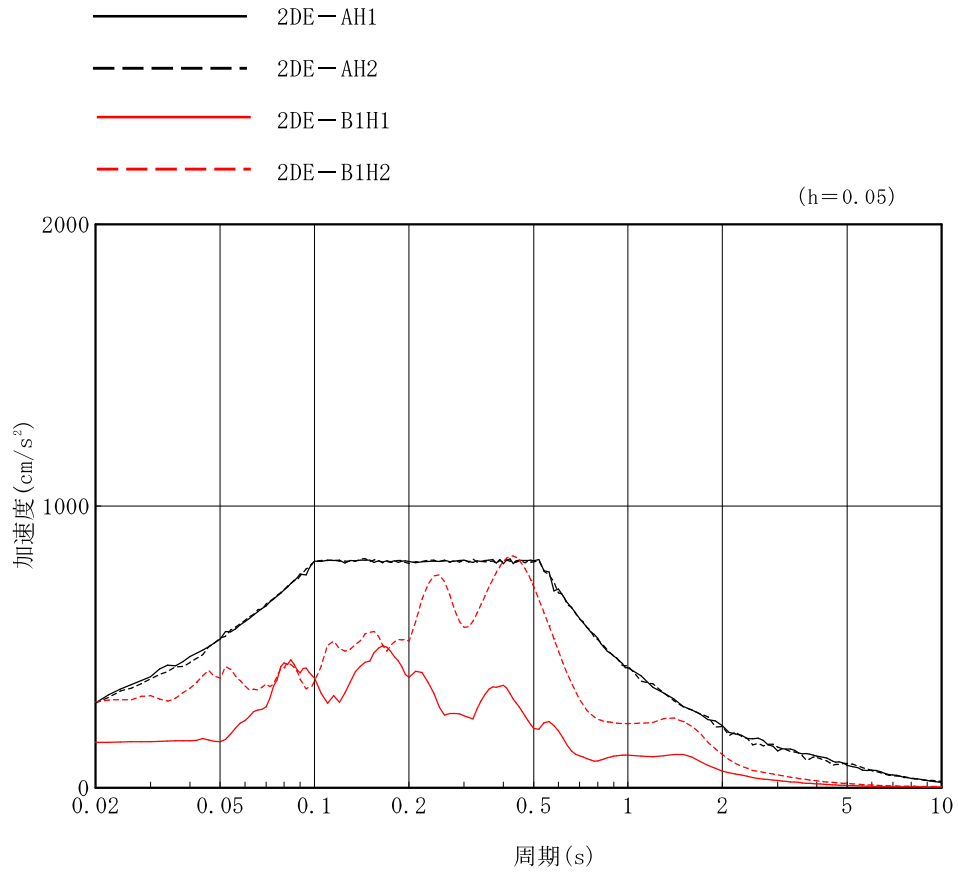


図 9.5-3 水平 2 方向評価用模擬波の加速度応答スペクトル

(3) 入力地震動

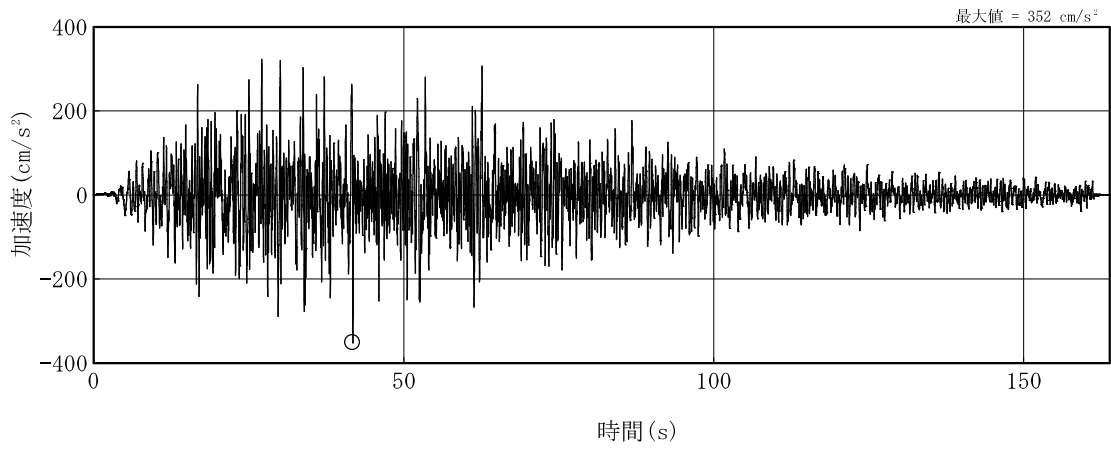
入力地震動は、水平 2 方向評価用模擬波を解放基盤表面に入力し、一次元波動論に基づき基礎底面位置の応答波として求める。

地盤定数を表 9.5-3 に示す。また、入力動の加速度波形を図 9.5-4 及び図 9.5-5 に、加速度応答スペクトルを図 9.5-6 に示す。

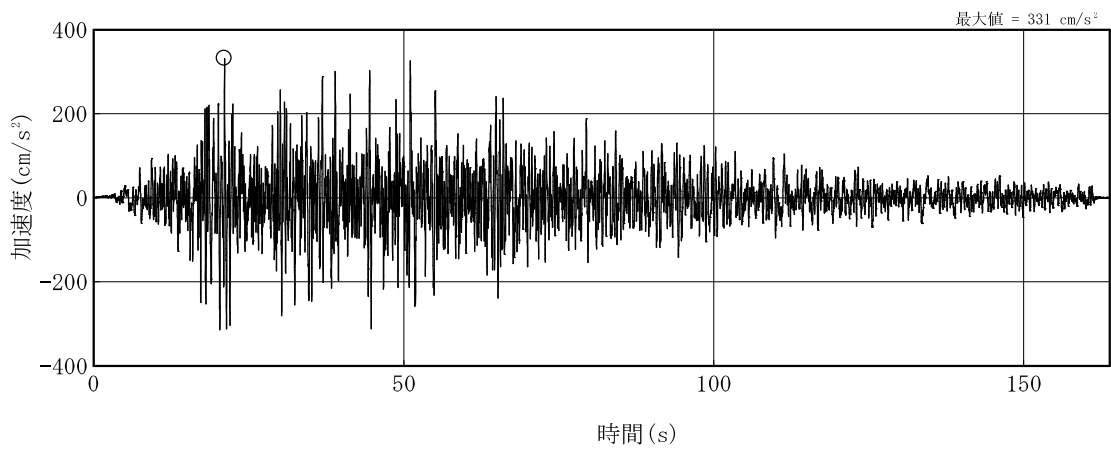
表 9.5-3 地盤定数 (2DE-A 及び 2DE-B1)

T. P. (m)	地層名	地盤分類	S波速度 $V_s$ (m/s)	P波速度 $V_p$ (m/s)	初期 ポアソン比 $\nu$	密度 $\gamma$ (g/cm <sup>3</sup> )	ヤング 係数 $E$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断 弾性係数 $G$ (N/mm <sup>2</sup> )	減衰 定数 $h$ (%)
13.8	田名部層	Tn <sub>3</sub>	370	1610	0.47	1.91	754	256	2
13.5		Tn <sub>2</sub>	420	1460	0.45	1.92	984	338	2
7.0	砂子又層	Sn <sub>4</sub>	420	1550	0.45	1.82	955	327	4
-39.5		Sn <sub>3</sub>	570	1810	0.44	1.83	1706	590	3
-122.0		Sn <sub>2</sub>	740	1980	0.41	2.01	3141	1107	3 (2)
-140.0		Sn <sub>1</sub>	660	1850	0.42	1.77	2176	762	2 (1)
-218.0		解放 基盤	800	2020	0.41	1.99	3593	1274	—

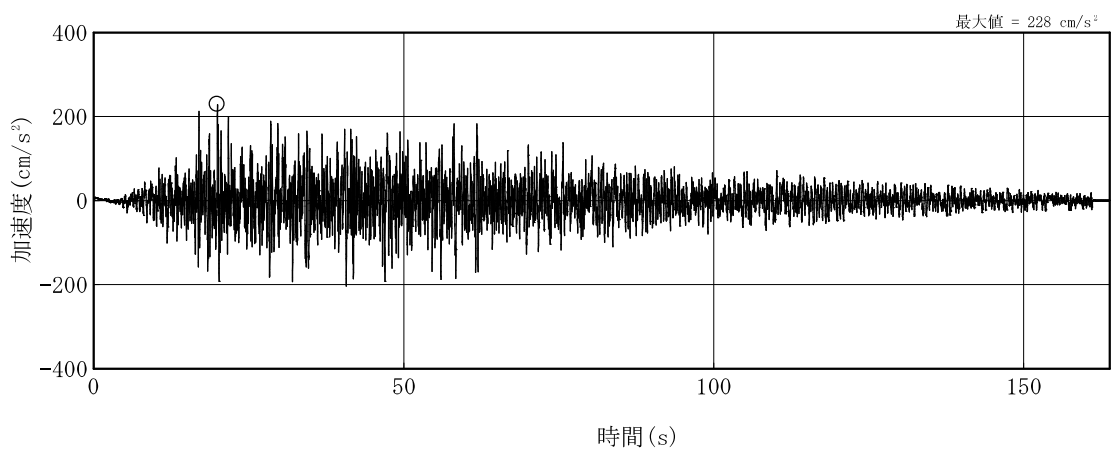
注：カッコ内の数字は 2DE-B1 の値を示す。



(1) 2DE-AH1



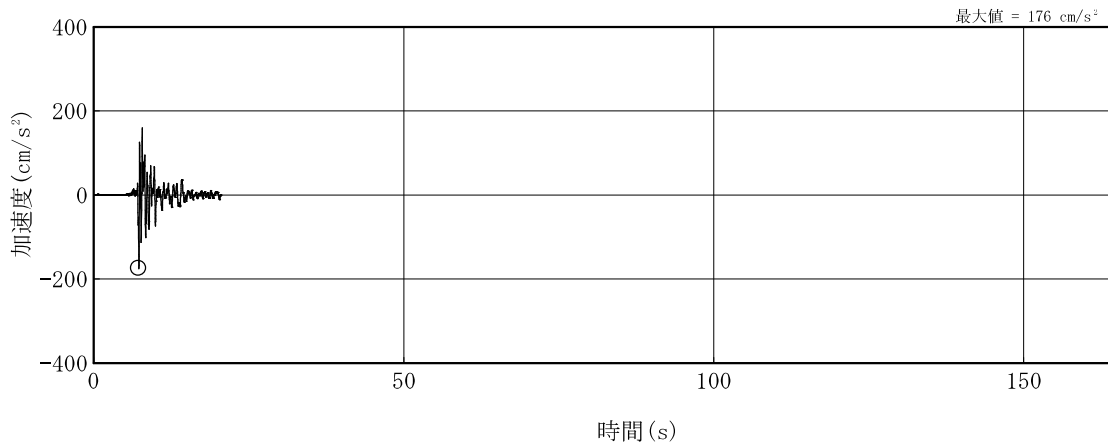
(2) 2DE-AH2



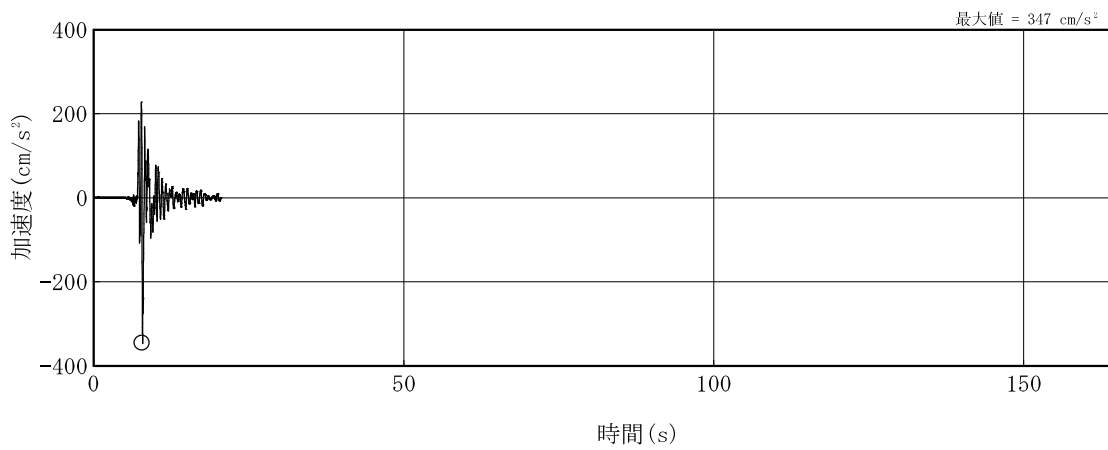
(3) 2DE-AV

注：○印は最大値を，記号「H」は水平方向，「V」は鉛直方向を示す。

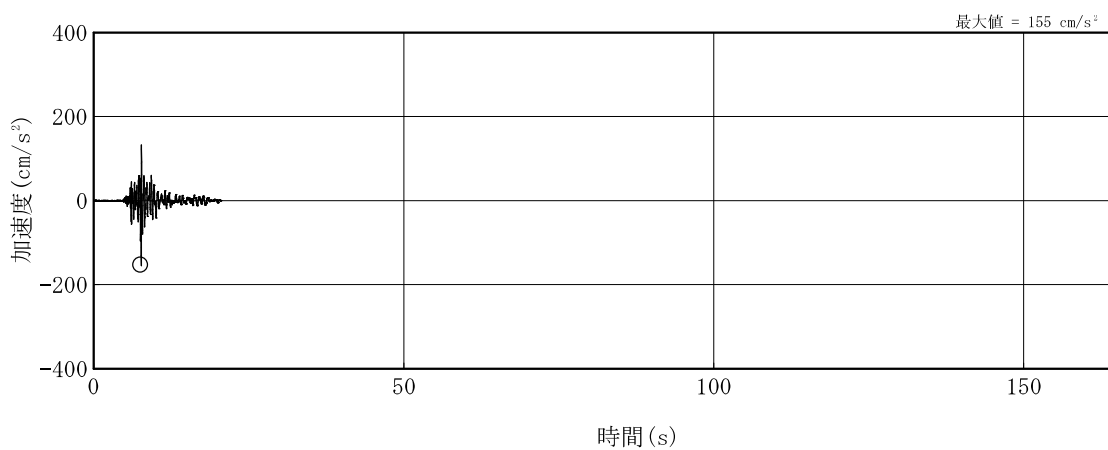
図 9.5-4 入力地震動の加速度波形 (2DE-A)



(1) 2DE-B1H1



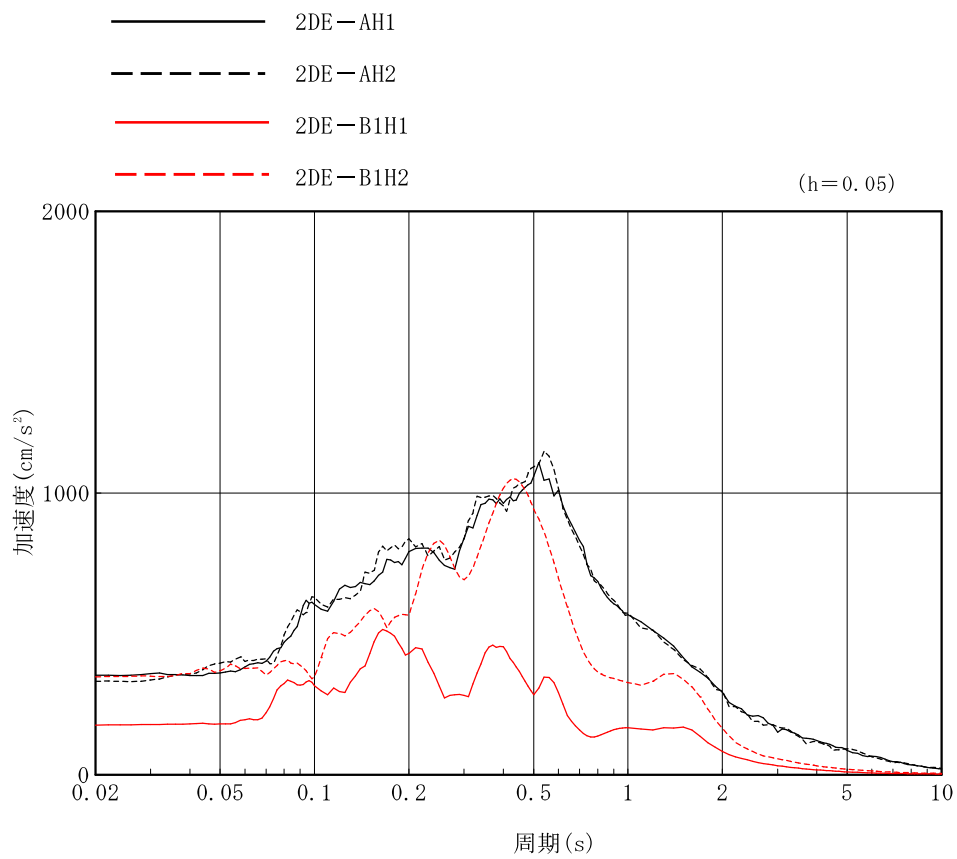
(2) 2DE-B1H2



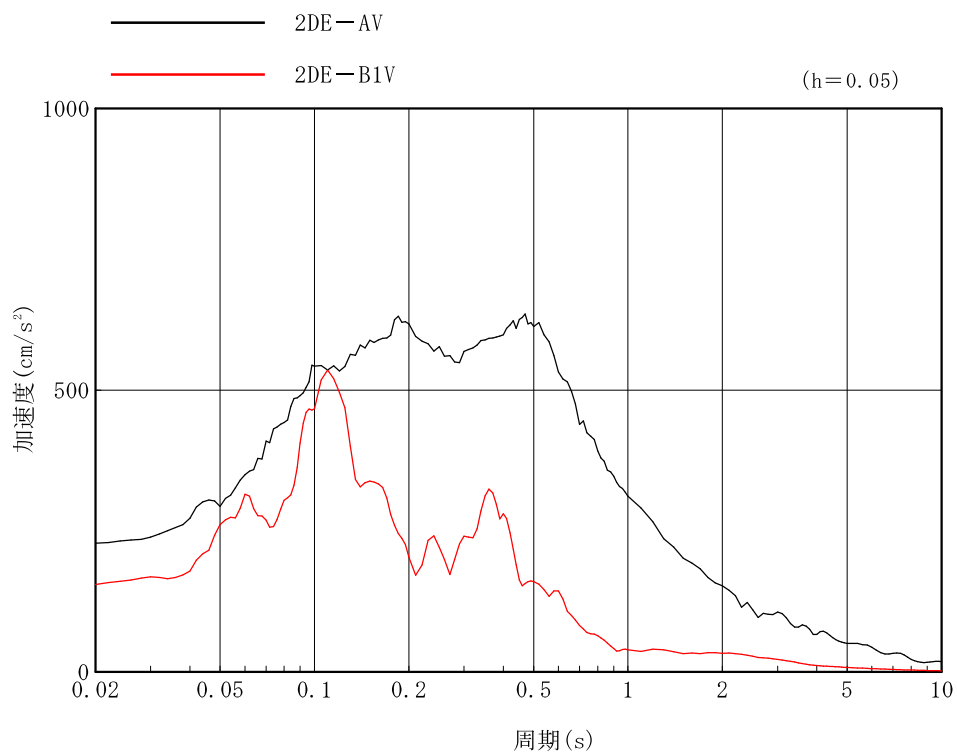
(3) 2DE-B1V

注：○印は最大値を，記号「H」は水平方向，「V」は鉛直方向を示す。

図 9.5-5 入力地震動の加速度波形 (2DE-B1)



(1) 水平方向



(2) 鉛直方向

図 9.5-6 水平 2 方向評価用の入力地震動の加速度応答スペクトル

(4) 3次元 FEM 解析モデル

解析モデルに使用する FEM 要素は、柱及びはりにはビーム要素（一部シェル要素）、耐震壁、屋根及び床スラブはシェル要素、基礎スラブはソリッド要素とする。地盤ばねは基礎底面の節点に等価な離散化したばねとしてモデル化する。解析モデルを図 9.5-7 及び図 9.5-8 に、応答評価位置を図 9.5-9～図 9.5-13 に示す。また、解析に用いる材料の物性値を表 9.5-4 に、地盤ばねを表 9.5-5 に示す。

表 9.5-4 材料の物性値

	ヤング係数 E (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	減衰定数 h (%)
コンクリート	$2.52 \times 10^4$	0.2	24	5
鋼材	$2.05 \times 10^5$	0.3	77	2

表 9.5-5 杭と地盤の相互作用を考慮した地盤ばね（水平 2 方向評価用地震動）

方向及び成分		ばね定数 $K_c$	減衰係数 $C_c$
NS 方向	水平成分	$9.171 \times 10^7$ kN/m	$2.413 \times 10^6$ kN・s/m
	回転成分	$8.584 \times 10^{11}$ kN・m/rad	$9.347 \times 10^9$ kN・s・m/rad
EW 方向	水平成分	$1.244 \times 10^8$ kN/m	$2.414 \times 10^6$ kN・s/m
	回転成分	$2.652 \times 10^{11}$ kN・m/rad	$2.304 \times 10^9$ kN・s・m/rad
鉛直方向	鉛直成分	$3.520 \times 10^8$ kN/m	$6.169 \times 10^6$ kN・s/m

注：3次元 FEM 解析における地盤ばねは、基礎底面の節点に水平 2 方向及び鉛直方向の 3 方向のばねとダッシュポットに離散化してモデル化する。

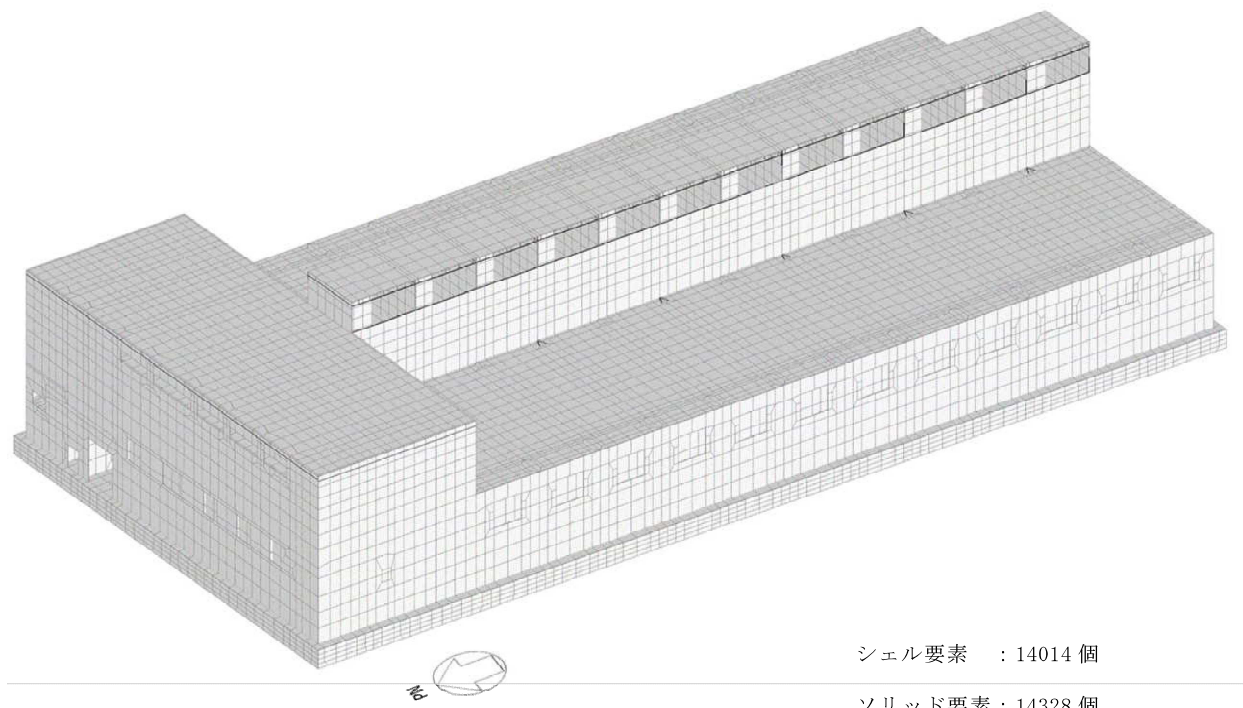


図 9.5-7 解析モデル (全体)

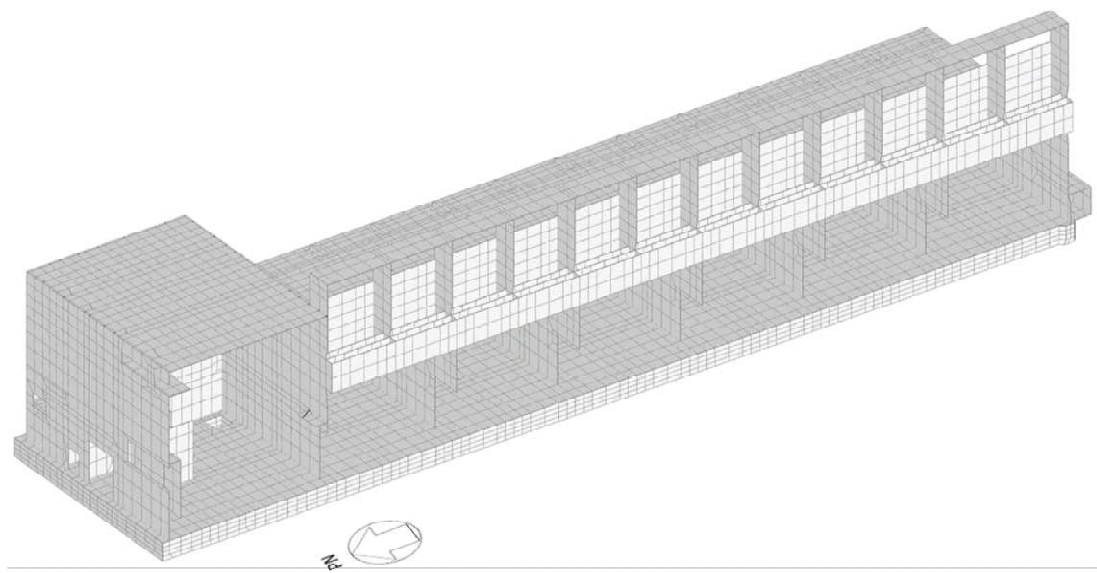
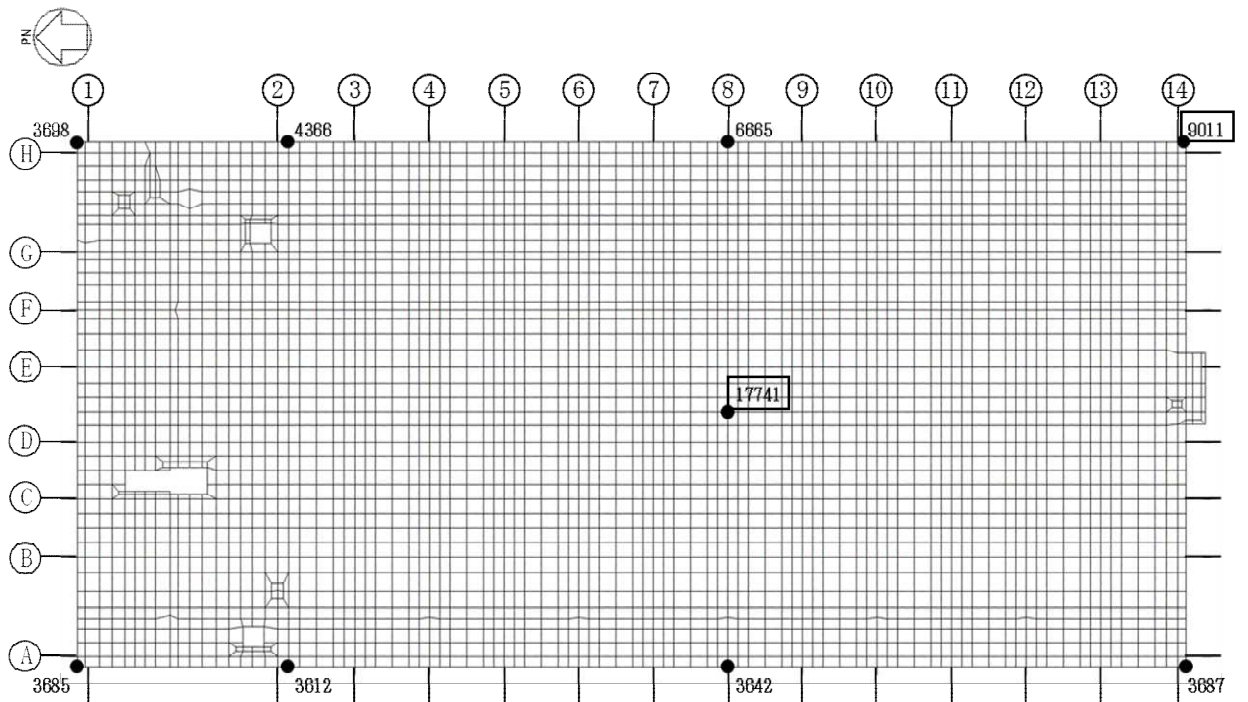


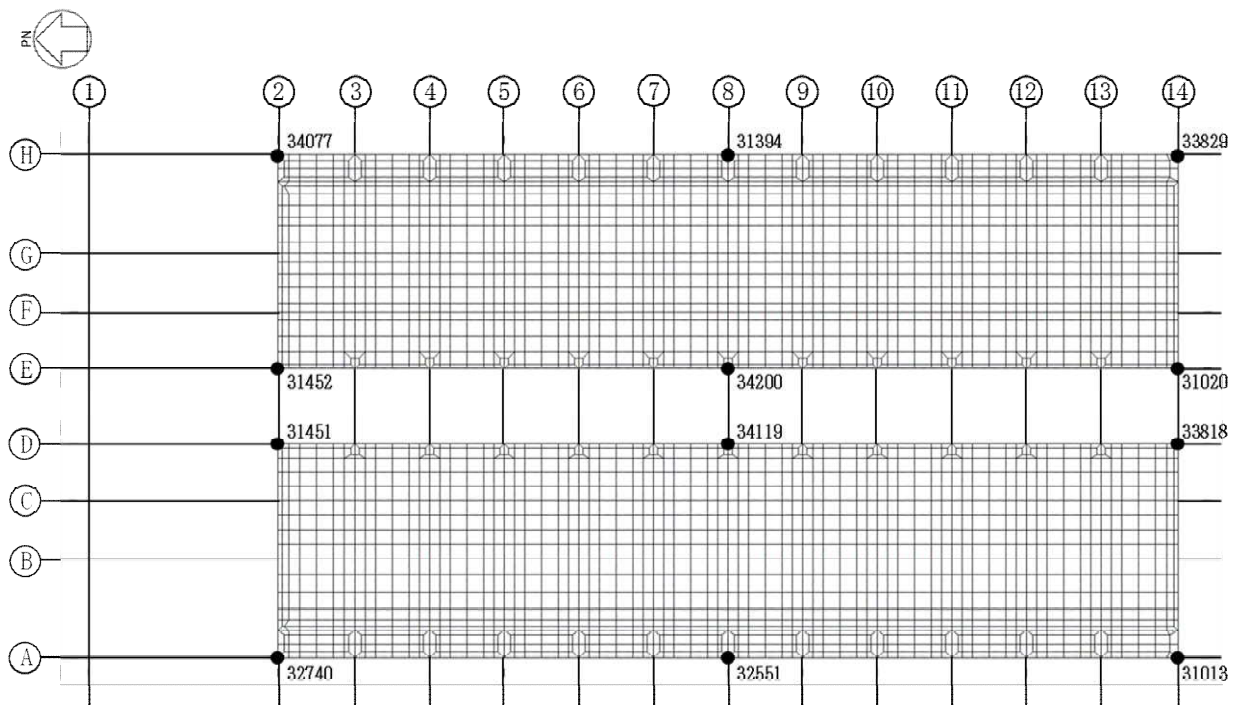
図 9.5-8 解析モデル (断面)





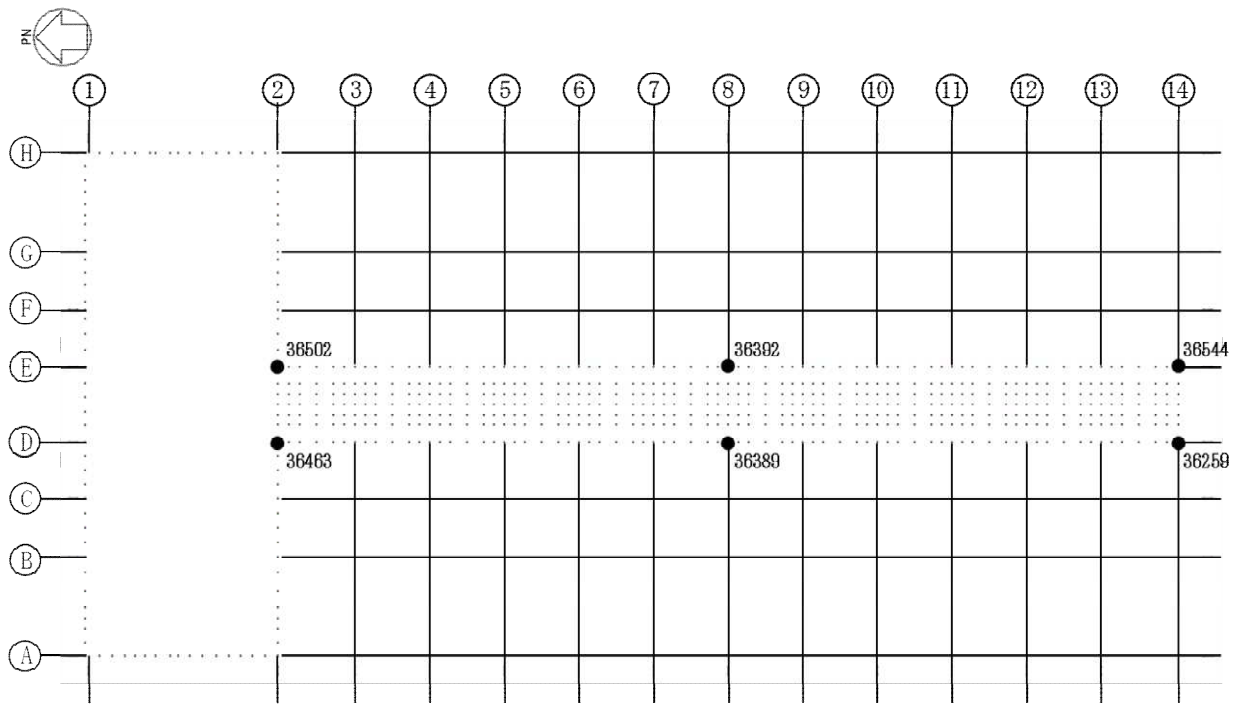
注：数字は評価点の節点番号を，□で囲まれた数字は加速度応答スペクトルの評価点を示す。

図 9.5-9 3次元 FEM モデルにおける応答評価位置 (T.P. 16.3 m)



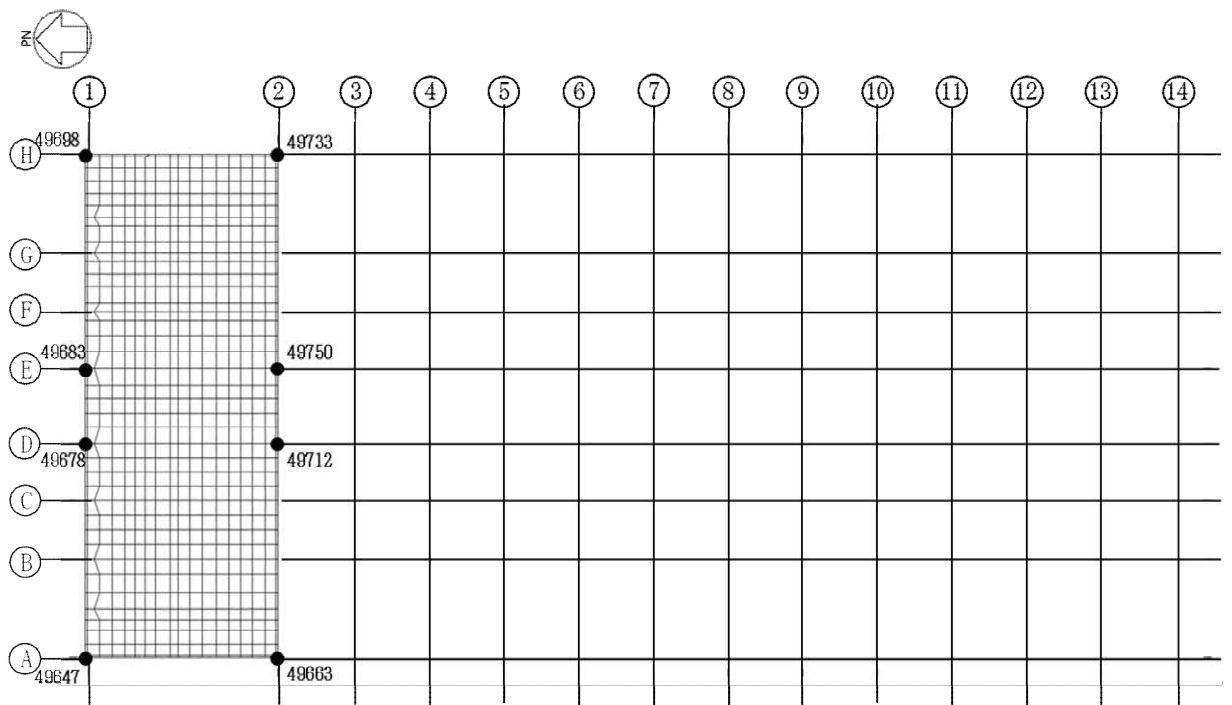
注：数字は評価点の節点番号を示す。

図 9.5-10 3次元 FEM モデルにおける応答評価位置 (T.P. 29.22 m)



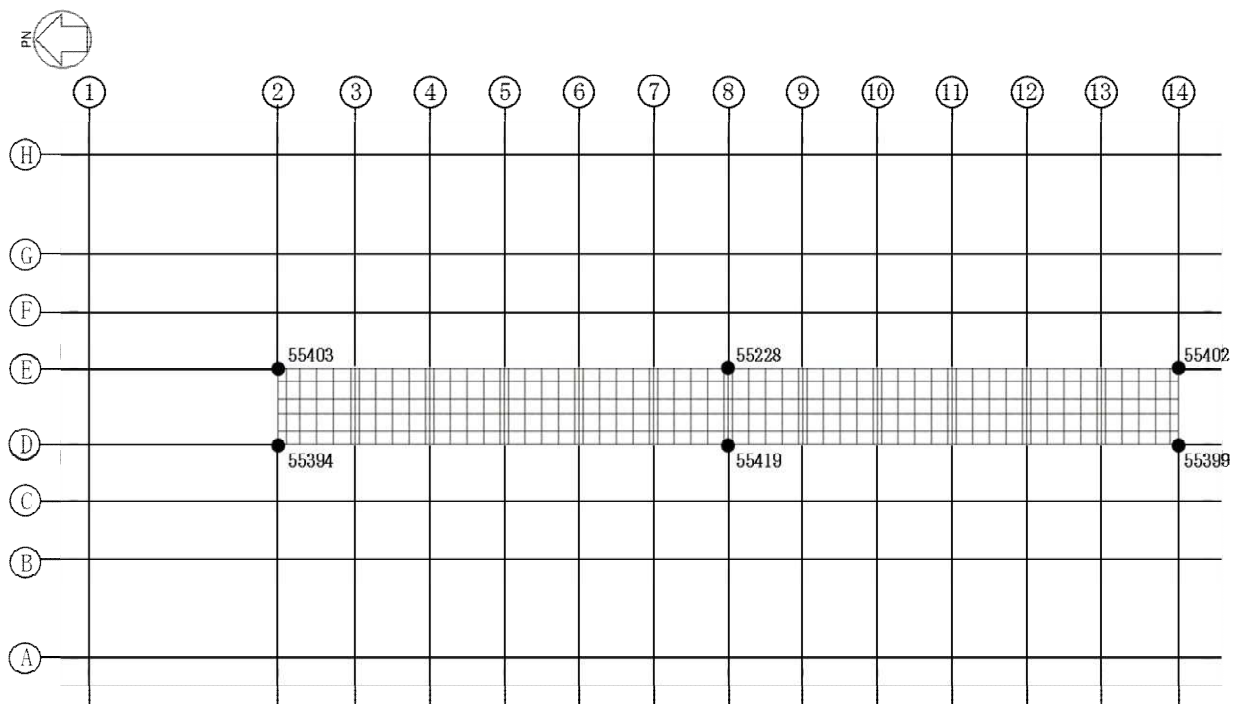
注：数字は評価点の節点番号を示す。

図 9.5-11 3次元 FEM モデルにおける応答評価位置 (T.P. 33.22 m)



注：数字は評価点の節点番号を示す。

図 9.5-12 3次元 FEM モデルにおける応答評価位置 (T.P. 39.3 m)



注：数字は評価点の節点番号を示す。

図 9.5-13 3次元 FEM モデルにおける応答評価位置 (T.P. 43.5 m)

(5) 固有値解析結果

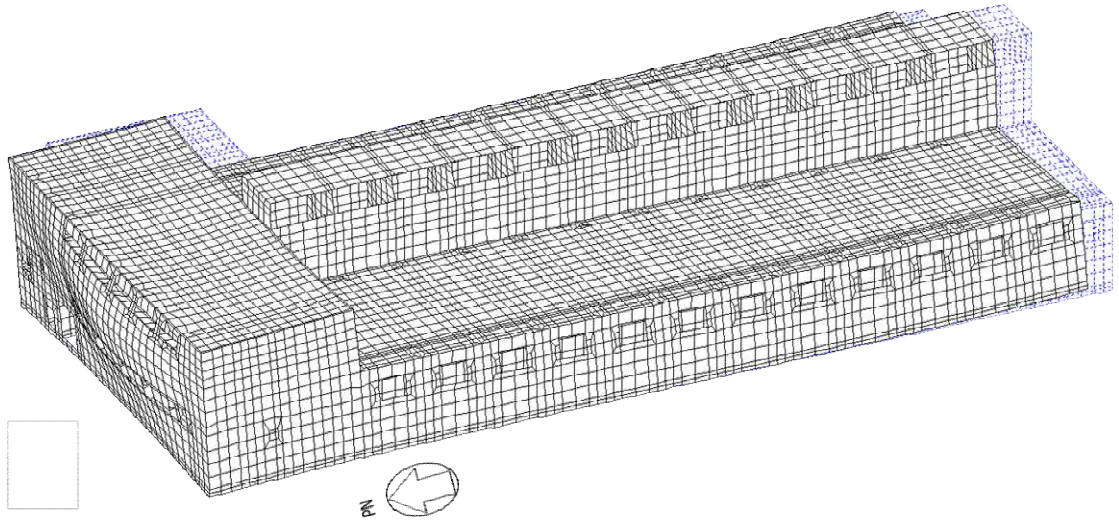
3次元 FEM モデルによる固有値解析結果を表 9.5-6 及び表 9.5-7, 図 9.5-14 及び図 9.5-15 に示す。

表 9.5-6 固有値解析結果 (3次元 FEM モデル) [NS 方向]

全体 次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数			備 考
			水平X	水平Y	上下Z	
1	0.284	3.526	1.870	0.000	0.007	NS方向1次モード
2	0.250	3.992	-0.015	-0.367	-0.002	
3	0.248	4.032	-0.003	2.408	-0.003	
4	0.167	5.982	-0.891	-0.068	1.934	
5	0.153	6.541	-0.097	0.631	0.569	

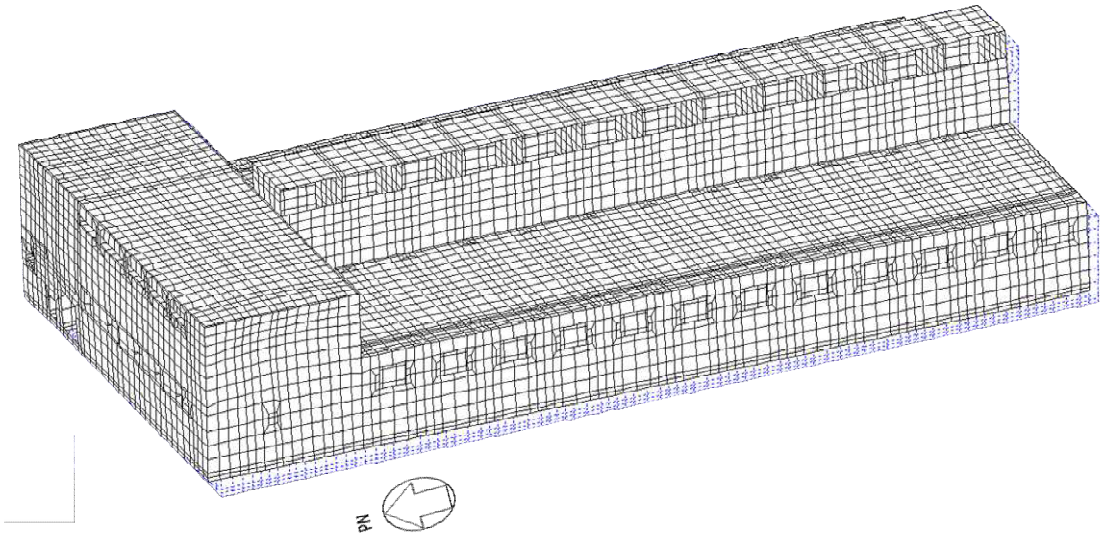
表 9.5-7 固有値解析結果 (3次元 FEM モデル) [EW 方向]

全体 次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数			備 考
			水平X	水平Y	上下Z	
1	0.283	3.536	1.825	0.000	0.005	
2	0.250	4.005	-0.017	-0.297	-0.002	
3	0.246	4.069	-0.003	2.389	-0.002	EW方向1次モード
4	0.165	6.076	-0.765	-0.035	1.752	
5	0.150	6.666	-0.097	0.937	1.105	



1 次モード

図 9.5-14 3次元 FEM モデルによる固有モード (NS 方向)



3 次モード

図 9.5-15 3次元 FEM モデルによる固有モード (EW 方向)

(6) 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響の確認

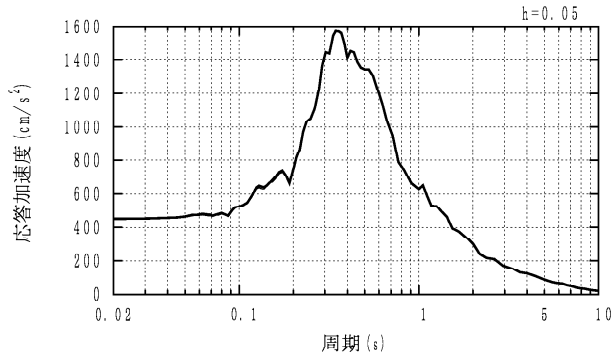
水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響の確認は、水平 2 方向評価用の入力地震動を NS 方向及び EW 方向にそれぞれ 1 方向に入力した場合の応答と、3 方向同時入力した場合の応答を比較する。

2DE-A 及び 2DE-B1 について、3 方向同時入力の応答と 1 方向入力の加速度応答スペクトルを比較した結果を図 9.5-16～図 9.5-19 に示す。

各代表評価点において、1 方向入力及び 3 方向同時入力の差は小さく、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響は小さいことを確認した。

NS 方向 T.P. 16.3 m No. 17741

—— 1 方向入力  
 —— 3 方向入力



NS 方向 T.P. 16.3 m No. 9011

—— 1 方向入力  
 —— 3 方向入力

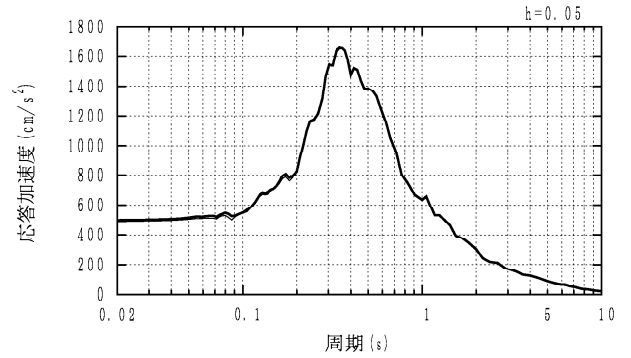
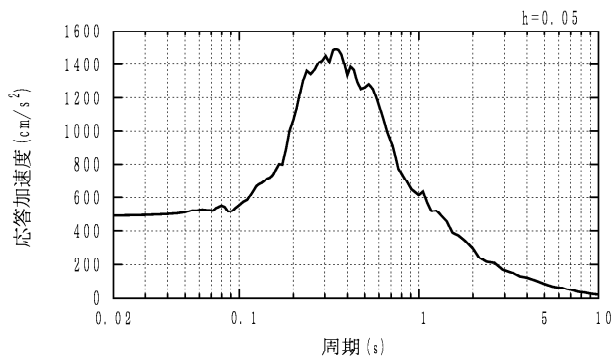


図 9.5-16 3次元 FEM モデルの 1 方向入力及び 3 方向同時入力による  
 加速度応答スペクトルの比較 (2DE-A, NS 方向)

EW 方向 T.P. 16.3 m No. 17741

—— 1 方向入力  
 —— 3 方向入力



EW 方向 T.P. 16.3 m No. 9011

—— 1 方向入力  
 —— 3 方向入力

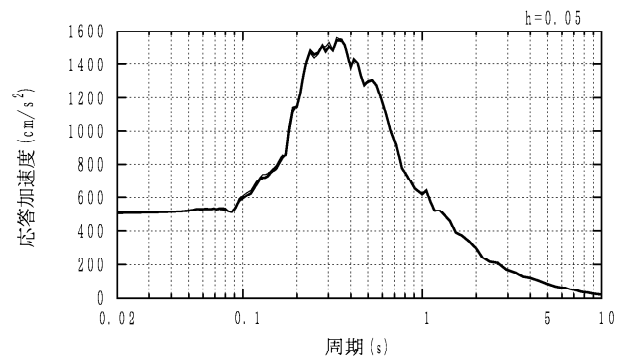
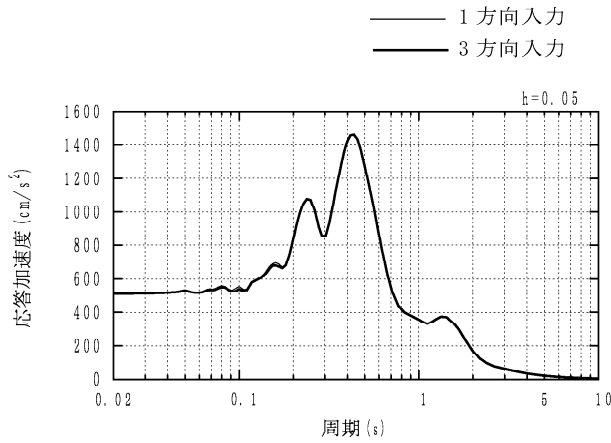


図 9.5-17 3次元 FEM モデルの 1 方向入力及び 3 方向同時入力による  
 加速度応答スペクトルの比較 (2DE-A, EW 方向)

NS 方向 T.P. 16.3 m No. 17741



NS 方向 T.P. 16.3 m No. 9011

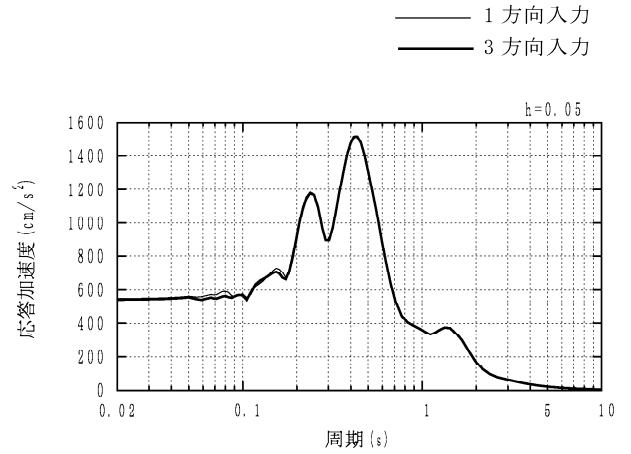
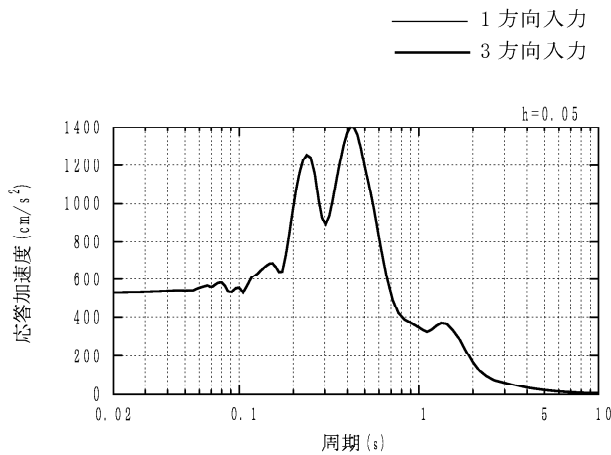


図 9.5-18 3次元 FEM モデルの 1 方向入力及び 3 方向同時入力による  
加速度応答スペクトルの比較 (2DE-B1, NS 方向)

EW 方向 T.P. 16.3 m No. 17741



EW 方向 T.P. 16.3 m No. 9011

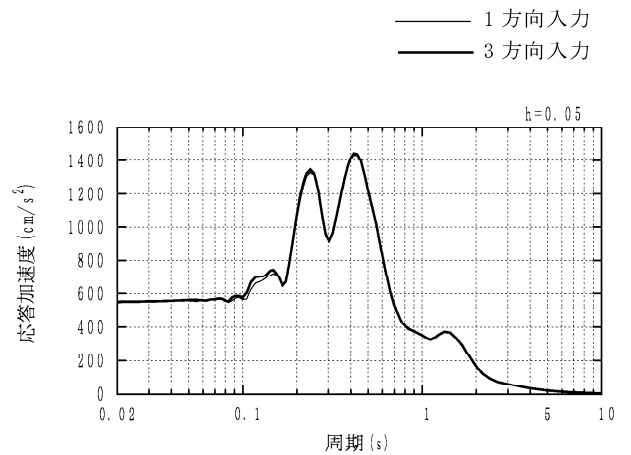


図 9.5-19 3次元 FEM モデルの 1 方向入力及び 3 方向同時入力による  
加速度応答スペクトルの比較 (2DE-B1, EW 方向)



(7) 2方向入力による耐震壁の評価

a. 応答補正比率の算出

3次元 FEM モデルによる 3 次元的な応答特性を踏まえた定量的な耐震性評価を行うため、質点系モデルの応答を補正する応答補正比率 $\zeta$ を算出する。

3次元 FEM モデルにおいて、1方向入力及び3方向同時入力の最大応答加速度を比較し、応答補正比率 $\alpha$ を算出する。また、3次元 FEM モデルによる1方向の最大応答加速度と質点系モデルによる最大応答加速度\*を比較し、応答補正比率 $\beta$ を算出する。得られた応答補正比率 $\alpha$ 及び $\beta$ を乗じて、建屋評価用の応答補正比率 $\zeta$ を算出する。なお、応答補正比率 $\alpha$ 及び $\beta$ は各層ごとに最大値を求め、局所的な応答を包絡するように設定する。

応答補正比率 $\zeta$ の算出式を以下に示す。

$$\text{応答補正比率}\zeta = \alpha \times \beta \quad (9.1)$$

(ただし、 $\alpha \geq 1.0$ ,  $\beta \geq 1.0$ )

ここで、

$$\text{応答補正比率}\alpha = \frac{\text{3方向同時入力による最大応答加速度}}{\text{1方向入力による最大応答加速度}} \quad (9.2)$$

$$\text{応答補正比率}\beta = \frac{\text{FEMモデルの最大応答加速度}}{\text{質点系モデルの最大応答加速度}} \quad (9.3)$$

地震応答解析から得られた最大応答加速度及び応答補正比率 $\alpha$ 、 $\beta$ 及び $\zeta$ を表 9.5-8～表 9.5-13 に示す。

注記\*：水平2方向評価用地震動を入力とした質点系モデルによる水平方向の地震応答解析結果

表 9.5-8 建屋耐震評価用の応答補正比率  $\alpha$  の算定 (NS 方向)

評価点			最大応答加速度 (Gal)				比率 $\alpha$ 3方向/1方向		比率 $\alpha$ ( $1 \leq \alpha$ ) 包絡値	
レベル T.P. (m)	質点 番号	FEMモデル 節点番号	2DE-A		2DE-B1		2DE-A	2DE-B1	2DE-A	2DE-B1
			1方向	3方向	1方向	3方向				
43.5	1	55228	777	777	745	753	1.00	1.01	1.02	1.01
		55394	777	791	745	742	1.02	1.00		
		55399	777	790	745	744	1.02	1.00		
		55402	777	779	745	752	1.00	1.01		
		55403	777	777	745	754	1.00	1.01		
		55419	777	791	745	743	1.02	1.00		
39.3	2	49647	699	688	694	737	0.98	1.06	1.01	1.06
		49663	710	698	702	747	0.98	1.06		
		49678	825	831	775	812	1.01	1.05		
		49683	823	828	775	811	1.01	1.05		
		49698	700	678	701	729	0.97	1.04		
		49712	782	779	743	764	1.00	1.03		
		49733	710	689	708	740	0.97	1.05		
		49750	780	771	742	761	0.99	1.03		
33.22	3	36259	694	717	691	692	1.03	1.00	1.03	1.02
		36389	675	693	679	682	1.03	1.00		
		36392	675	679	678	685	1.01	1.01		
		36463	705	721	699	704	1.02	1.01		
		36502	702	708	697	709	1.01	1.02		
		36544	695	699	690	699	1.01	1.01		
29.22	4	31013	585	592	624	623	1.01	1.00	1.03	1.02
		31020	678	688	679	679	1.01	1.00		
		31394	564	571	609	609	1.01	1.00		
		31451	680	697	685	683	1.03	1.00		
		31452	677	679	682	692	1.00	1.01		
		32551	565	577	610	608	1.02	1.00		
		32740	567	573	611	624	1.01	1.02		
		33818	677	692	679	684	1.02	1.01		
		33829	586	604	623	619	1.03	0.99		
		34077	564	559	612	620	0.99	1.01		
		34119	670	689	676	678	1.03	1.00		
		34200	670	673	675	682	1.00	1.01		
16.3	5	3612	481	487	547	550	1.01	1.01	1.02	1.01
		3642	484	491	548	544	1.01	0.99		
		3685	485	492	550	553	1.01	1.01		
		3687	488	496	550	544	1.02	0.99		
		3698	490	494	556	556	1.01	1.00		
		4366	484	487	551	551	1.01	1.00		
		6665	484	491	547	543	1.01	0.99		
		9011	488	497	549	542	1.02	0.99		
		17741	445	450	516	509	1.01	0.99		

表 9.5-9 建屋耐震評価用の応答補正比率  $\alpha$  の算定 (EW 方向)

評価点			最大応答加速度 (Gal)				比率 $\alpha$ 3方向/1方向		比率 $\alpha$ ( $1 \leq \alpha$ ) 包絡値	
レベル T. P. (m)	質点 番号	FEMモデル 節点番号	2DE-A		2DE-B1		2DE-A	2DE-B1	2DE-A	2DE-B1
			1方向	3方向	1方向	3方向				
43.5	1	55228	844	844	769	769	1.00	1.00	1.00	1.01
		55394	724	722	686	691	1.00	1.01		
		55399	926	929	821	817	1.00	1.00		
		55402	926	929	821	817	1.00	1.00		
		55403	724	722	686	691	1.00	1.01		
		55419	844	844	769	769	1.00	1.00		
39.3	2	49647	688	739	660	619	1.07	0.94	1.07	1.06
		49663	694	675	664	681	0.97	1.03		
		49678	689	700	660	649	1.02	0.98		
		49683	687	679	658	665	0.99	1.01		
		49698	686	640	658	695	0.93	1.06		
		49712	689	686	661	666	1.00	1.01		
		49733	696	710	665	655	1.02	0.98		
		49750	689	687	661	666	1.00	1.01		
33.22	3	36259	663	663	654	654	1.00	1.00	1.00	1.01
		36389	702	701	671	670	1.00	1.00		
		36392	702	701	671	669	1.00	1.00		
		36463	644	643	631	632	1.00	1.00		
		36502	644	640	631	636	0.99	1.01		
		36544	663	665	654	653	1.00	1.00		
29.22	4	31013	595	559	602	642	0.94	1.07	1.06	1.07
		31020	598	609	607	597	1.02	0.98		
		31394	662	664	642	636	1.00	0.99		
		31451	619	622	615	613	1.00	1.00		
		31452	620	611	615	622	0.99	1.01		
		32551	662	658	643	645	0.99	1.00		
		32740	632	645	623	609	1.02	0.98		
		33818	598	589	606	616	0.98	1.02		
		33829	595	633	602	572	1.06	0.95		
		34077	633	615	623	641	0.97	1.03		
		34119	658	657	641	641	1.00	1.00		
		34200	658	659	641	637	1.00	0.99		
16.3	5	3612	511	510	545	544	1.00	1.00	1.03	1.03
		3642	508	507	542	545	1.00	1.01		
		3685	513	498	545	563	0.97	1.03		
		3687	511	517	547	541	1.01	0.99		
		3698	516	531	547	530	1.03	0.97		
		4366	512	508	545	548	0.99	1.01		
		6665	509	510	542	538	1.00	0.99		
		9011	511	506	547	553	0.99	1.01		
		17741	491	491	531	531	1.00	1.00		

表 9.5-10 建屋耐震評価用の応答補正比率  $\beta$  の算定 (NS 方向)

評価点			最大応答加速度 (Gal)				比率 $\beta$ 3D-FEM/質点系		比率 $\beta$ ( $1 \leq \beta$ ) 包絡値	
レベル T.P. (m)	質点 番号	FEMモデル 節点番号	2DE-A		2DE-B1		2DE-A	2DE-B1	2DE-A	2DE-B1
			3D-FEM 1方向	質点系	3D-FEM 1方向	質点系				
43.5	1	55228	777	802	745	738	0.97	1.01	1.00	1.01
		55394	777		745		0.97	1.01		
		55399	777		745		0.97	1.01		
		55402	777		745		0.97	1.01		
		55403	777		745		0.97	1.01		
		55419	777		745		0.97	1.01		
39.3	2	49647	699	586	694	595	1.19	1.17	1.41	1.30
		49663	710		702		1.21	1.18		
		49678	825		775		1.41	1.30		
		49683	823		775		1.40	1.30		
		49698	700		701		1.19	1.18		
		49712	782		743		1.33	1.25		
		49733	710		708		1.21	1.19		
		49750	780		742		1.33	1.25		
33.22	3	36259	694	565	691	582	1.23	1.19	1.25	1.20
		36389	675		679		1.19	1.17		
		36392	675		678		1.19	1.16		
		36463	705		699		1.25	1.20		
		36502	702		697		1.24	1.20		
		36544	695		690		1.23	1.19		
29.22	4	31013	585	556	624	575	1.05	1.09	1.22	1.19
		31020	678		679		1.22	1.18		
		31394	564		609		1.01	1.06		
		31451	680		685		1.22	1.19		
		31452	677		682		1.22	1.19		
		32551	565		610		1.02	1.06		
		32740	567		611		1.02	1.06		
		33818	677		679		1.22	1.18		
		33829	586		623		1.05	1.08		
		34077	564		612		1.01	1.06		
		34119	670		676		1.21	1.18		
		34200	670		675		1.21	1.17		
16.3	5	3612	481	501	547	535	0.96	1.02	1.00	1.04
		3642	484		548		0.97	1.02		
		3685	485		550		0.97	1.03		
		3687	488		550		0.97	1.03		
		3698	490		556		0.98	1.04		
		4366	484		551		0.97	1.03		
		6665	484		547		0.97	1.02		
		9011	488		549		0.97	1.03		
		17741	445		516		0.89	0.96		

表 9.5-11 建屋耐震評価用の応答補正比率  $\beta$  の算定 (EW 方向)

評価点			最大応答加速度 (Gal)				比率 $\beta$ 3D-FEM/質点系		比率 $\beta$ ( $1 \leq \beta$ ) 包絡値	
レベル T.P. (m)	質点 番号	FEMモデル 節点番号	2DE-A		2DE-B1		2DE-A	2DE-B1	2DE-A	2DE-B1
			3D-FEM 1方向	質点系	3D-FEM 1方向	質点系				
43.5	1	55228	844	701	769	638	1.20	1.21	1.32	1.29
		55394	724		686		1.03	1.08		
		55399	926		821		1.32	1.29		
		55402	926		821		1.32	1.29		
		55403	724		686		1.03	1.08		
		55419	844		769		1.20	1.21		
39.3	2	49647	688	678	660	626	1.01	1.05	1.03	1.06
		49663	694		664		1.02	1.06		
		49678	689		660		1.02	1.05		
		49683	687		658		1.01	1.05		
		49698	686		658		1.01	1.05		
		49712	689		661		1.02	1.06		
		49733	696		665		1.03	1.06		
		49750	689		661		1.02	1.06		
33.22	3	36259	663	645	654	608	1.03	1.08	1.09	1.10
		36389	702		671		1.09	1.10		
		36392	702		671		1.09	1.10		
		36463	644		631		1.00	1.04		
		36502	644		631		1.00	1.04		
		36544	663		654		1.03	1.08		
29.22	4	31013	595	624	602	595	0.95	1.01	1.06	1.08
		31020	598		607		0.96	1.02		
		31394	662		642		1.06	1.08		
		31451	619		615		0.99	1.03		
		31452	620		615		0.99	1.03		
		32551	662		643		1.06	1.08		
		32740	632		623		1.01	1.05		
		33818	598		606		0.96	1.02		
		33829	595		602		0.95	1.01		
		34077	633		623		1.01	1.05		
		34119	658		641		1.05	1.08		
		34200	658		641		1.05	1.08		
16.3	5	3612	511	518	545	535	0.99	1.02	1.00	1.02
		3642	508		542		0.98	1.01		
		3685	513		545		0.99	1.02		
		3687	511		547		0.99	1.02		
		3698	516		547		1.00	1.02		
		4366	512		545		0.99	1.02		
		6665	509		542		0.98	1.01		
		9011	511		547		0.99	1.02		
		17741	491		531		0.95	0.99		

表 9.5-12 建屋耐震評価用の応答補正比率 $\zeta$ の算定 (NS 方向)

評価点		比率 $\alpha$ 3方向/1方向		比率 $\beta$ 3D-FEM/質点系		比率 $\zeta$ $\alpha \times \beta$	
レベル T. P. (m)	質点 番号	2DE-A	2DE-B1	2DE-A	2DE-B1	2DE-A	2DE-B1
43.5	1	1.02	1.01	1.00	1.01	1.02	1.02
39.3	2	1.01	1.06	1.41	1.30	1.42	1.39
33.22	3	1.03	1.02	1.25	1.20	1.29	1.22
29.22	4	1.03	1.02	1.22	1.19	1.26	1.22
16.3	5	1.02	1.01	1.00	1.04	1.02	1.04

表 9.5-13 建屋耐震評価用の応答補正比率 $\zeta$ の算定 (EW 方向)

評価点		比率 $\alpha$ 3方向/1方向		比率 $\beta$ 3D-FEM/質点系		比率 $\zeta$ $\alpha \times \beta$	
レベル T. P. (m)	質点 番号	2DE-A	2DE-B1	2DE-A	2DE-B1	2DE-A	2DE-B1
43.5	1	1.00	1.01	1.32	1.29	1.33	1.30
39.3	2	1.07	1.06	1.03	1.06	1.10	1.12
33.22	3	1.00	1.01	1.09	1.10	1.09	1.11
29.22	4	1.06	1.07	1.06	1.08	1.13	1.15
16.3	5	1.03	1.03	1.00	1.02	1.03	1.06

b. 耐震壁の評価結果

材料の不確かさを考慮した基準地震動  $S_s$  による質点系モデルの最大応答せん断力  $Q$  に、応答補正比率  $\alpha$  を乗じて耐震壁の評価を行う。

得られた値を質点系モデルの各層のスケルトンカーブ上にプロットし、耐震壁については、最大応答せん断ひずみが許容限界 ( $2.0 \times 10^{-3}$ ) を超えないことを確認する。

なお、第1折れ点を超える場合は、エネルギー一定則によりせん断ひずみを評価する。エネルギー一定則によるせん断ひずみの評価方法を図 9.5-20 に示す。

各層の応答補正比率を乗じた最大応答せん断力及びせん断ひずみを表 9.5-14 及び表 9.5-15 に示す。補正後の応答をスケルトンカーブ上にプロットしたものを図 9.5-21 及び図 9.5-22 に示す。

耐震壁のせん断ひずみは、最大で  $0.28 \times 10^{-3}$  (EW 方向, 1 層, T. P. 16.3 m ~ 29.22m,  $S_s$ -AH) であり、 $2.0 \times 10^{-3}$  以下であることを確認した。

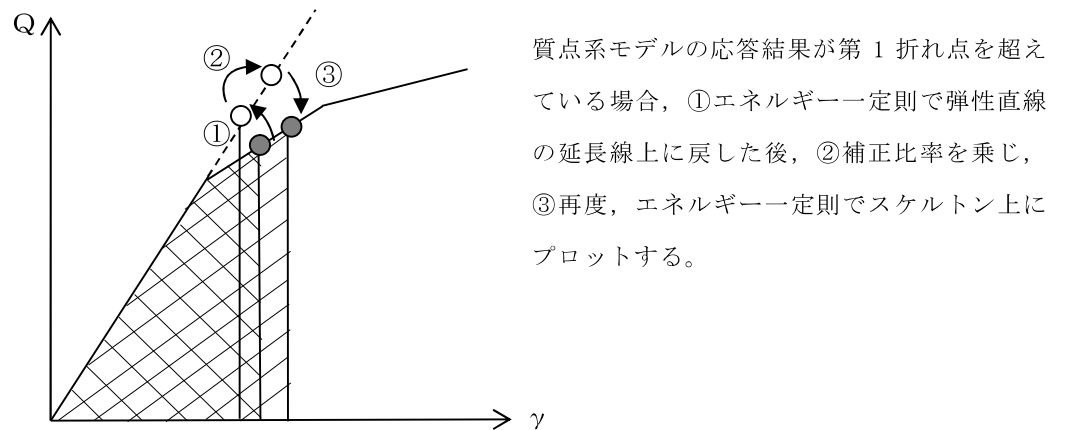
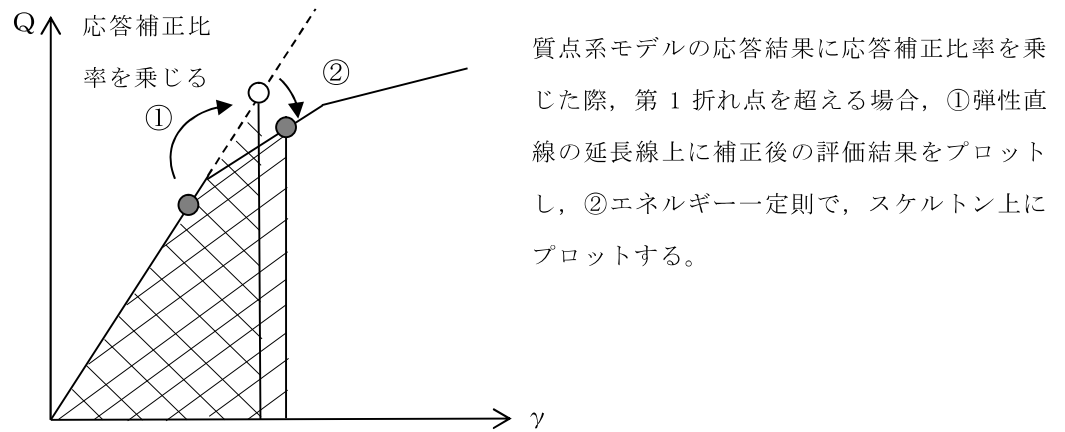
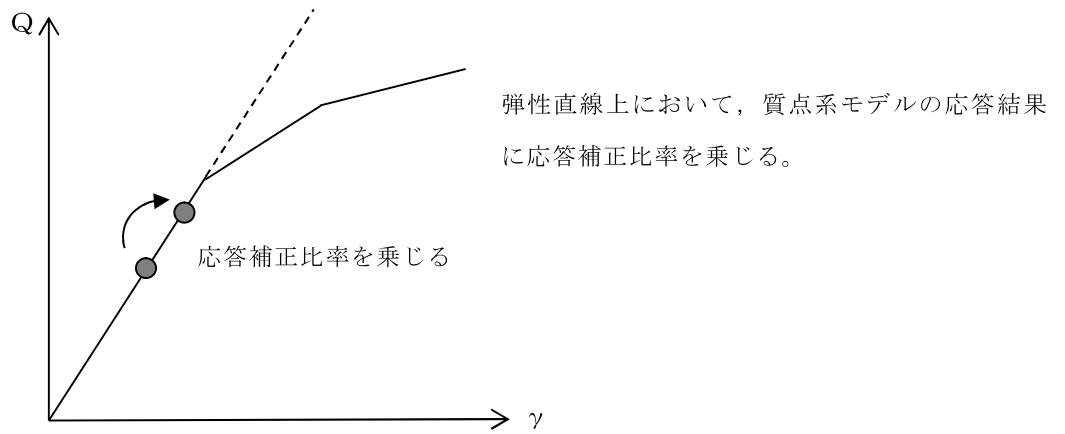


図 9.5-20 エネルギー一定則によるせん断ひずみの評価方法

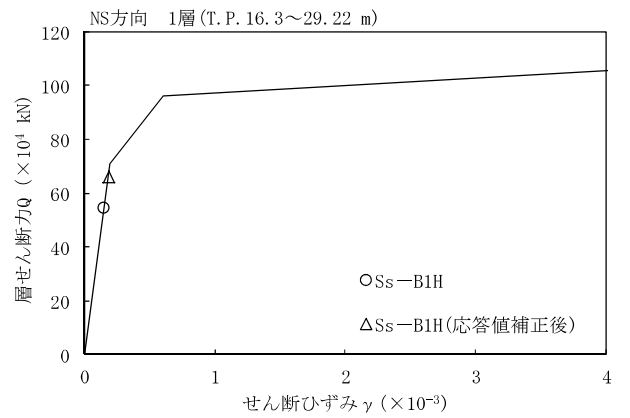
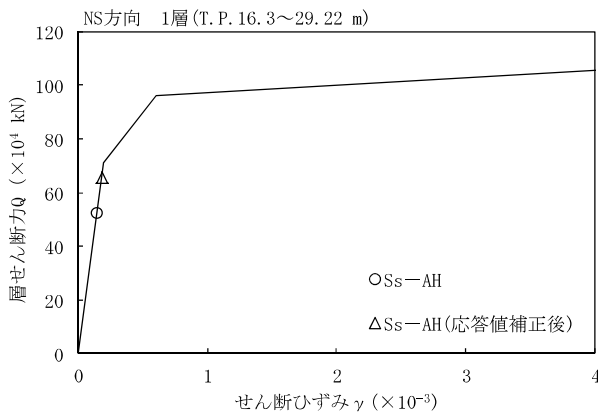
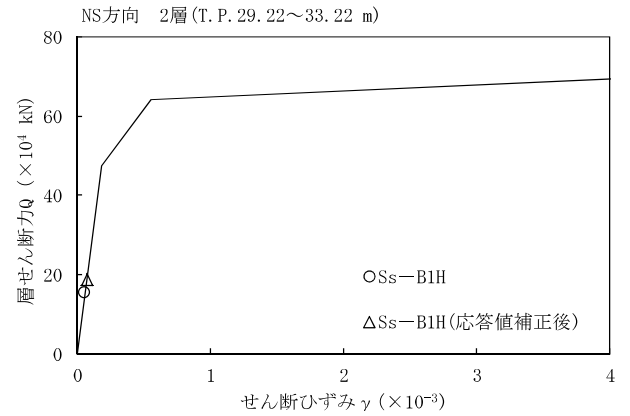
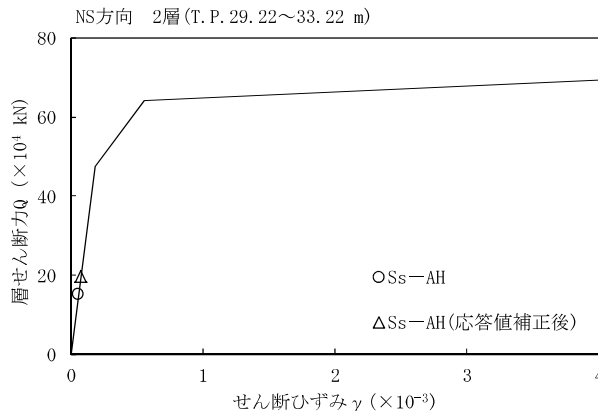
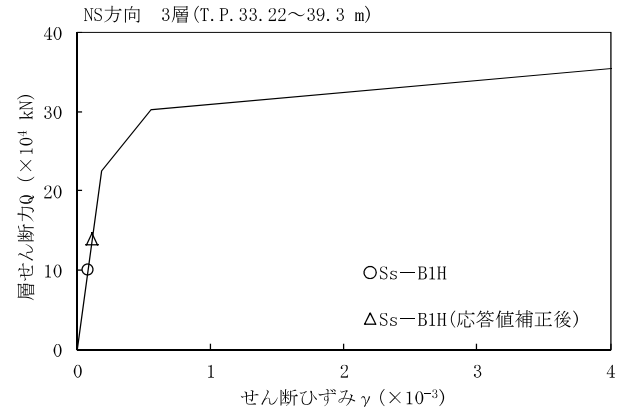
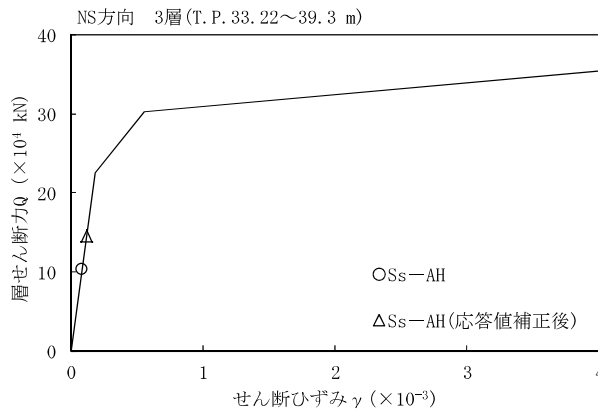


表 9.5-14 3次元的な応答特性を踏まえた耐震壁のせん断ひずみ (NS 方向)

入 力	T. P. (m)	質点系モデル の最大応答値		応答補正 比率 $\xi$	応答補正後 (最大応答値 $\times \xi$ )	
		せん断力	せん断ひずみ		せん断力	せん断ひずみ
		Q ( $\times 10^4$ kN)	$\gamma$ ( $\times 10^{-3}$ )		Q ( $\times 10^4$ kN)	$\gamma$ ( $\times 10^{-3}$ )
Ss-AH	33.22~39.3	10.31	0.09	1.42	14.63	0.12
	29.22~33.22	15.25	0.06	1.29	19.67	0.08
	16.3 ~29.22	52.03	0.15	1.26	65.56	0.18
Ss-B1H	33.22~39.3	9.99	0.08	1.39	13.89	0.12
	29.22~33.22	15.35	0.06	1.22	18.73	0.07
	16.3 ~29.22	54.27	0.15	1.22	66.21	0.19

表 9.5-15 3次元的な応答特性を踏まえた耐震壁のせん断ひずみ (EW 方向)

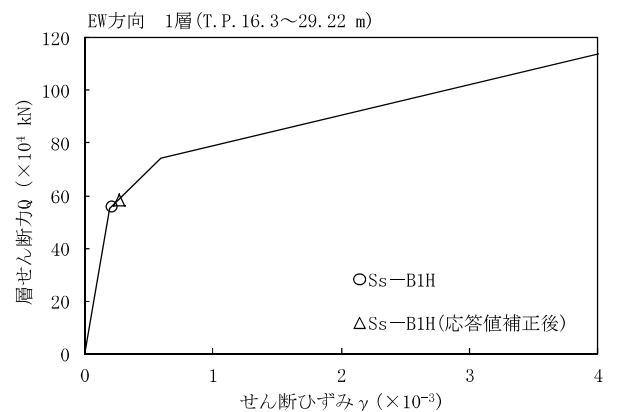
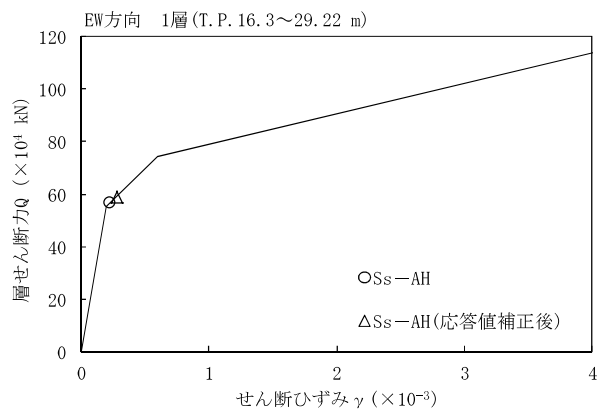
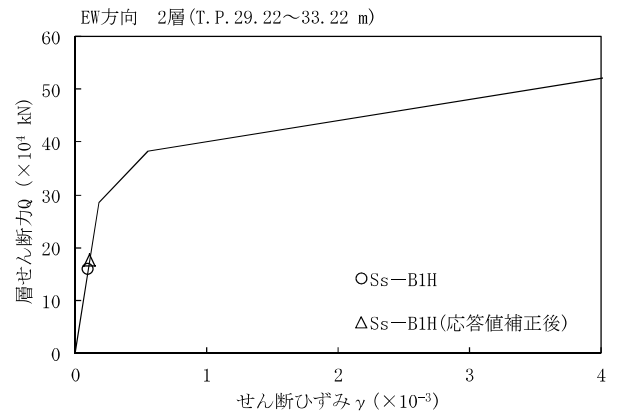
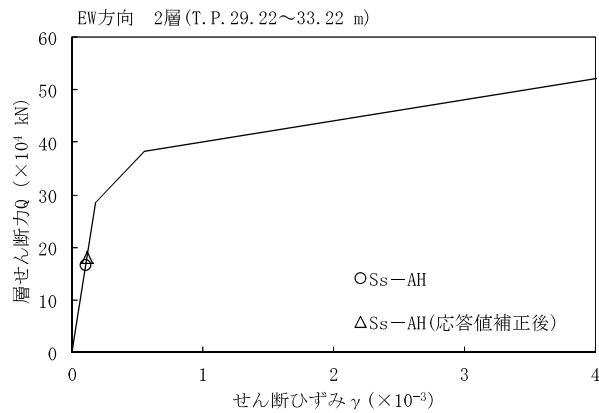
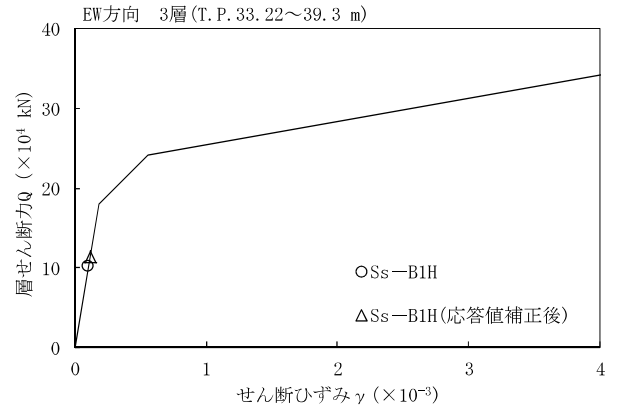
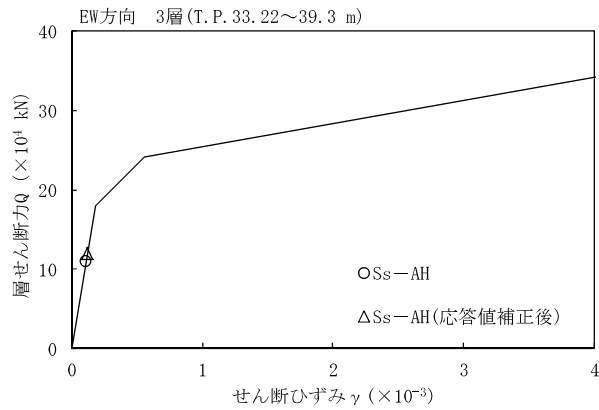
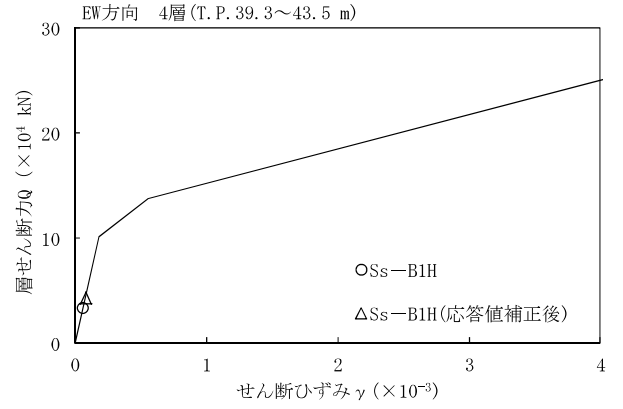
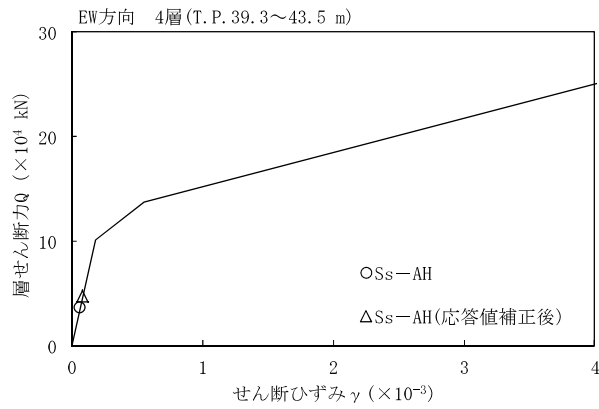
入 力	T. P. (m)	質点系モデル の最大応答値		応答補正 比率 $\xi$	応答補正後 (最大応答値 $\times \xi$ )	
		せん断力	せん断ひずみ		せん断力	せん断ひずみ
		Q ( $\times 10^4$ kN)	$\gamma$ ( $\times 10^{-3}$ )		Q ( $\times 10^4$ kN)	$\gamma$ ( $\times 10^{-3}$ )
Ss-AH	39.3 ~43.5	3.61	0.07	1.33	4.80	0.09
	33.22~39.3	10.90	0.11	1.10	11.99	0.12
	29.22~33.22	16.59	0.11	1.09	18.09	0.12
	16.3 ~29.22	56.44	0.23	1.13	59.14	0.28
Ss-B1H	39.3 ~43.5	3.34	0.06	1.30	4.34	0.08
	33.22~39.3	10.22	0.11	1.12	11.44	0.12
	29.22~33.22	15.84	0.10	1.11	17.58	0.11
	16.3 ~29.22	55.82	0.21	1.15	58.79	0.28



(Ss-AH)

(Ss-B1H)

図 9.5-21 3次元的な応答特性を踏まえたせん断スケルトン上の最大応答値 (NS 方向)



(Ss-AH)

(Ss-B1H)

図 9.5-22 3次元的な応答特性を踏まえたせん断スkeleton上の最大応答値 (EW 方向)

## 9.6 基礎スラブの検討

### (1) 検討概要

基礎スラブは、直交する水平2方向の荷重が応力として集中する部位であり、隅部に応力が集中する可能性があるため、検討用地震力を水平2方向及び鉛直方向から作用させた場合の応力解析を行い、部材の終局強度以下であることを確認する。

水平2方向及び鉛直方向地震力は、組合せ係数法(1.0:0.4:0.4)に基づき検討を行う。

### (2) 応力解析

検討用地震力に対する応力解析は、「6.3 基礎スラブの設計」と同様に行う。

図9.6-1に示す位置についての主な荷重ケースの応力を図9.6-2及び図9.6-3に示す。

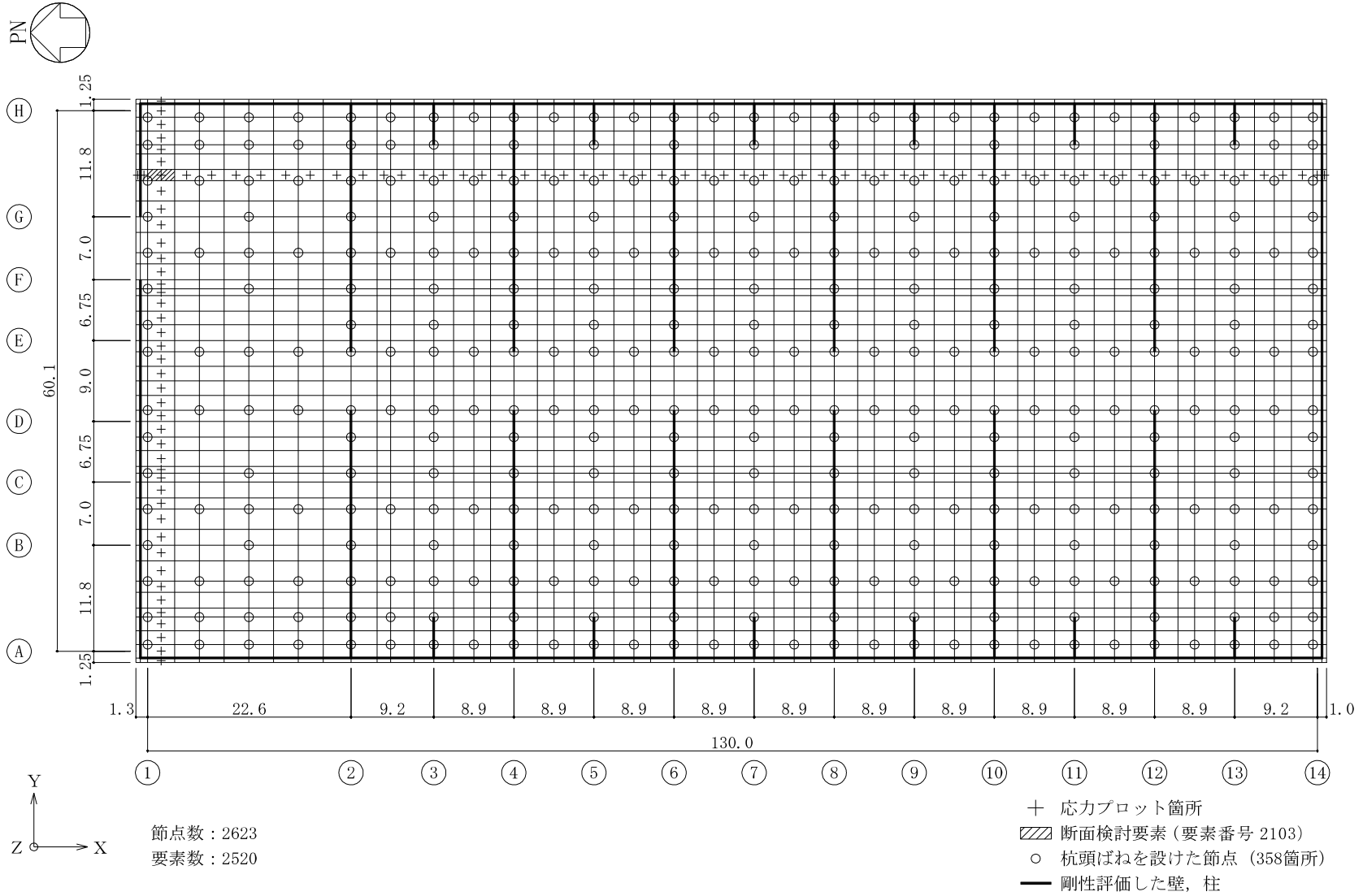
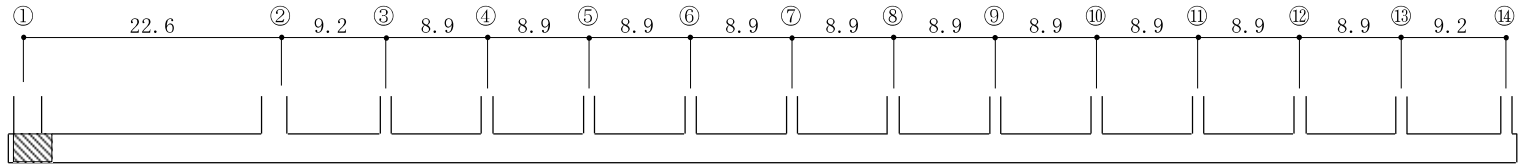


図 9.6-1 解析モデル図 (単位 : m)

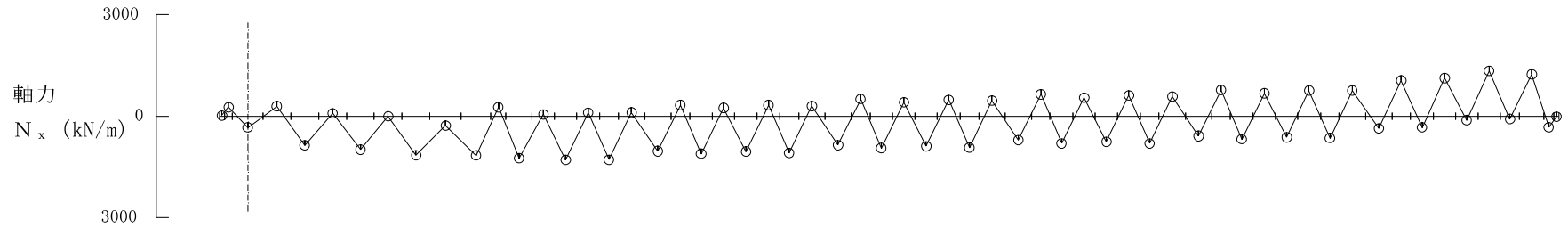
(単位：m)



要素番号 2103

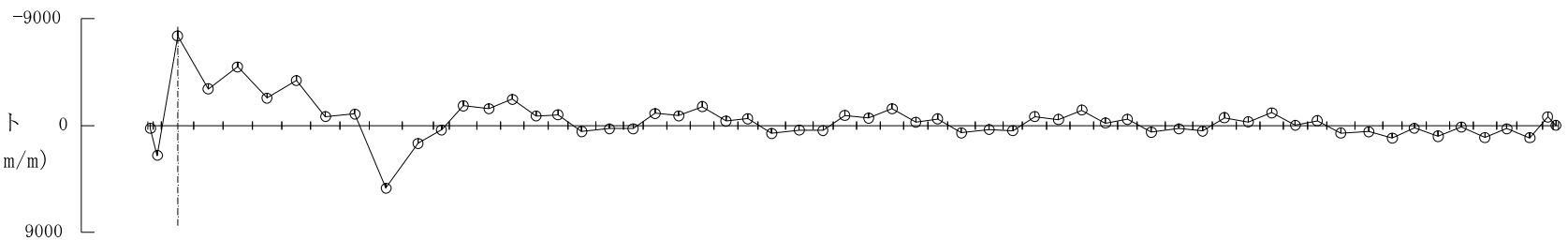
○ : -336

○ 荷重ケース C



○ : -7531

曲げ  
モーメント  
 $M_x$  (kN·m/m)



○ : -1538

せん断力  
 $Q_x$  (kN/m)

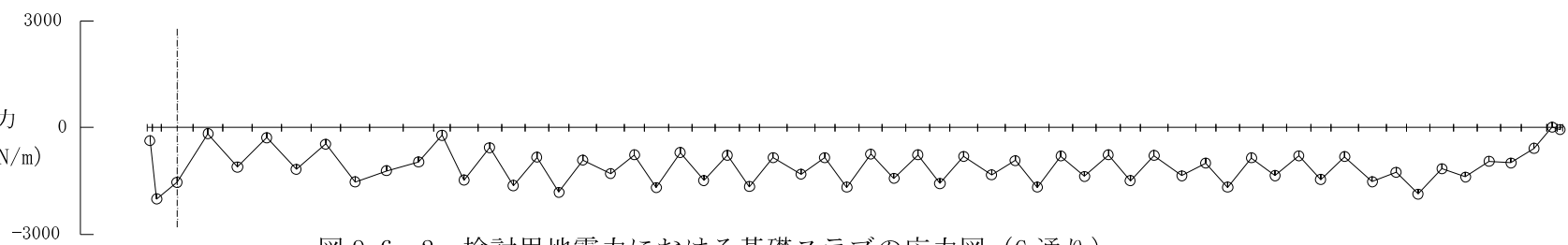


図 9.6-2 検討用地震力における基礎スラブの応力図 (G 通り)

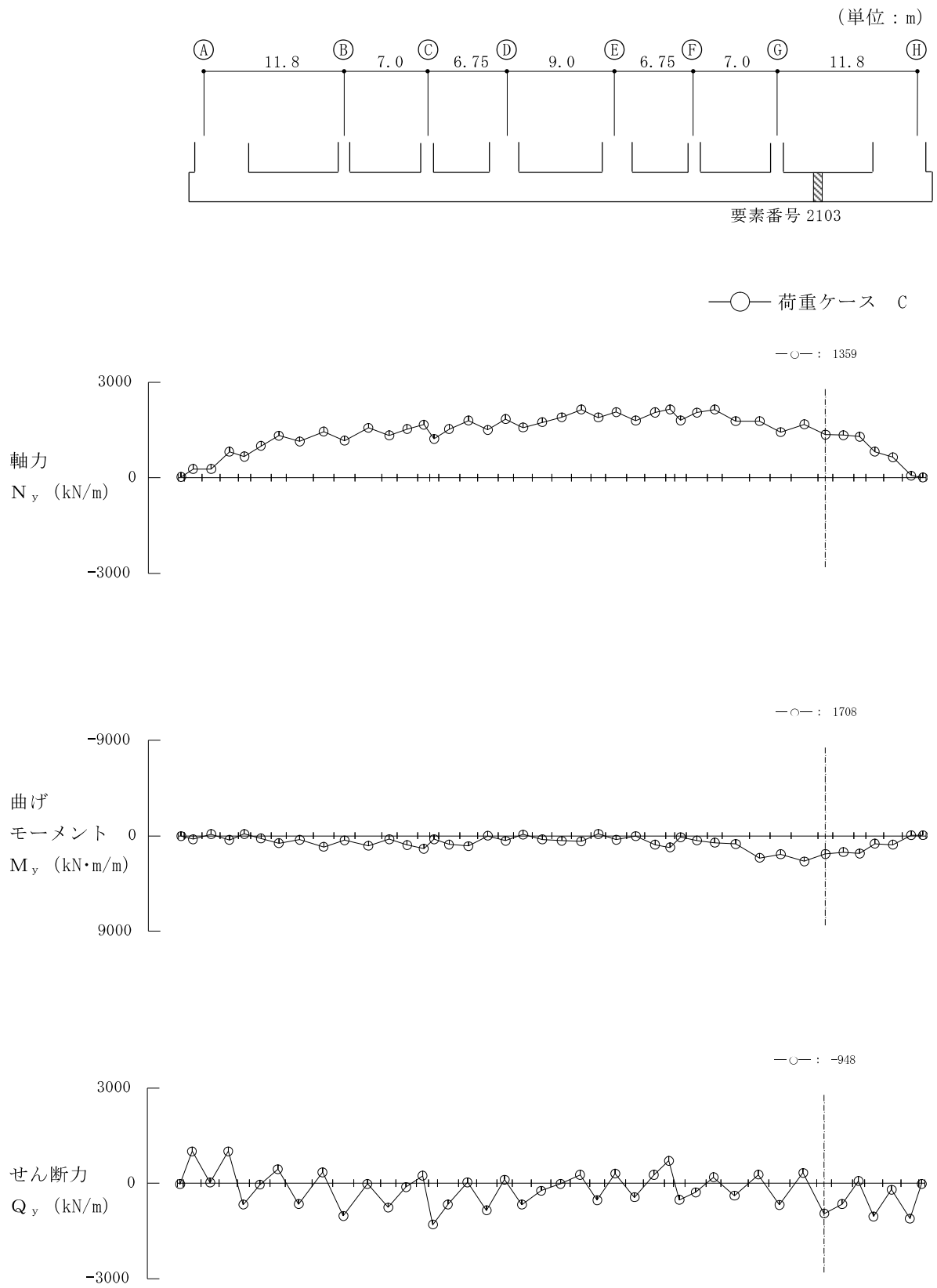


図 9.6-3 検討用地震力における基礎スラブの応力図 (1通り)

### (3) 断面検討

断面検討は、応力解析の結果から求まる軸力及び曲げモーメントに対しては、各要素について  $x$ 、 $y$ 、 $z$  方向の仮想部材として「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準」付 5 の柱の曲げ終局強度を用いて必要鉄筋量の算定を行う。面外せん断力に対しては、各要素における面外せん断力が「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準」第 15 条による短期許容せん断力以内であることを確認する。なお、上部に壁又は柱がある部分は上部の壁又は柱がせん断力を負担するものと考え、検討を行わない。

断面検討は各要素ですべての荷重ケースについて行い、そのうち必要鉄筋量が最も大きいもので配筋を確認する。

ここでは、図 9.6-1 に表す代表部材についての断面検討結果を表 9.6-1 に示す。表に示すように、基礎スラブの設計配筋は必要鉄筋量を上回っている。

基礎スラブの断面検討結果（表 9.6-1）に用いる記号の説明

- N : 軸力（圧縮を正とする。）
- M : 曲げモーメント
- b : 材の幅
- D : 材の全せい（ $D = \square$  mm）
- $p_t$  : 引張鉄筋比
- $a_t$  : 引張鉄筋の断面積
- Q : 面外せん断力
- j : 応力中心距離で、断面の有効せい（ $0.85 \cdot D$ ）の  $7/8$  倍の値
- $f_s$  : コンクリートの許容せん断応力度
- $p_w$  : 面外せん断補強筋の鉄筋比



表 9.6-1 基礎スラブの断面検討結果

要素 番号	方向	荷 重 ケース	検討応力		$N/(b \cdot D)$ (N/mm <sup>2</sup> )	$M/(b \cdot D^2)$ (N/mm <sup>2</sup> )	$p_t$ (%)	$a_t$ (mm <sup>2</sup> /m)	設計配筋 (断面積mm <sup>2</sup> /m)	荷 重 ケース	検討応力 Q (kN/m)	せん断力の検討			
			N (kN/m)	M (kN・m/m)								Q <sub>a</sub> (kN/m)	判定	p <sub>w</sub> (%)	設計せん断 補強筋
2103	x	C	336	7531	0.13	1.20	0.42	10500		C	1538	2858	可	—	—
	y	C	-1359	1708	-0.54	0.27	0.18	4500		C	948	4551	可	—	

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

## 9.7 杭の検討

### (1) 検討方針

水平2方向及び鉛直方向から杭に作用する地震力に対して、杭の支持性能が確保されていることを確認する。杭の支持力及び水平力について「乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程（J E A C 4 6 1 6 -2009）」に示される方法に基づく検討を実施する。

支持力に関しては、杭に作用する軸力が終局鉛直支持力又は終局引抜き抵抗力以下であることを確認する。

水平力に関しては、杭体に生じる応力が終局曲げ強度及び終局せん断強度以下であること、かつ鉄筋降伏時の曲率 $\phi_y$ に対する杭体の曲率 $\phi$ の比が2以下であることを確認する。

組合せ係数法（1.0 : 0.4 : 0.4）に基づき設定した荷重の組合せケースを表9.7-1に示す。

表 9.7-1 荷重の組合せケース（杭の検討）

荷重ケース	組合せ	備考
C	+ 1.0 NS + 0.4 EW + 0.4 UD	杭の押し込み力が最大となる ケースを想定
	+ 0.4 NS + 1.0 EW + 0.4 UD	
	+ 0.4 NS + 0.4 EW + 1.0 UD	
C'	- 1.0 NS - 0.4 EW - 0.4 UD	杭の引抜き力が最大となるケ ースを想定
	- 0.4 NS - 1.0 EW - 0.4 UD	
	- 0.4 NS - 0.4 EW - 1.0 UD	

注：鉛直力は鉛直下向きを正とする。

(2) 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せにより杭に作用する地震力

水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せにより杭に作用する軸力は、基礎スラブを剛体、基礎スラブ下の杭反力分布を三角形分布と仮定し、貯蔵建屋の転倒モーメントを軸力に換算した値を水平2方向で合算し、これに鉛直震度による軸力及び建屋総重量から求まる軸力を組み合わせて算定する。このとき、最大軸力には下向きの鉛直震度を、最小軸力には上向きの鉛直震度を考慮している。

水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによって杭頭に作用する水平力は、貯蔵建屋の検討用地震力の水平2方向の合力を各々の杭頭に均等配分して作用させることにより算定する。

杭に作用する軸力及び水平力の算定結果のうち、表9.7-1に示した全組合せケースにおける最大軸力・最小軸力及び最大水平力を表9.7-2に示す。

表 9.7-2 杭に作用する地震力の算定結果（水平2方向）  
（単位：kN/本，下向きを正とする。）

軸力状態	最大軸力	最小軸力
荷重ケース	C	C'
軸力	9454	-1378
最大水平力	5173	5173

(3) 支持力に対する検討

検討用地震力により杭に作用する最大押込み力（最大軸力）の終局鉛直支持力に対する検討結果を表 9.7-3 に示す。これより、検討用地震力により杭に作用する最大押込み力（下向きを正とする。）は、終局鉛直支持力以下となることを確認した。

表 9.7-3 最大押込み力の終局鉛直支持力に対する検討結果（水平 2 方向）  
（単位：kN/本）

荷重ケース	C
最大押込み力	9454
終局鉛直支持力	20000
支持力の検討	9454 < 20000 可

(4) 引抜き力に対する検討

検討用地震力により杭に作用する最大引抜き力（最小軸力）の終局引抜き抵抗力に対する検討結果を表 9.7-4 に示す。これより、検討用地震力により杭に作用する最大引抜き力（上向きを正とする。）は、終局引抜き抵抗力以下となることを確認した。

表 9.7-4 最大引抜き力の終局引抜き抵抗力に対する検討結果（水平 2 方向）  
（単位：kN/本）

荷重ケース	C'
最大引抜き力	1378
終局引抜き抵抗力	14000
引抜き力の検討	1378 < 14000 可

(5) 水平力に対する検討

検討用地震力により生じる杭応力は、図 9.7-1 に示す応答変位法によって上部構造の慣性力と地盤震動による杭応力を重ね合わせて求める。上部構造の慣性力による杭応力は、貯蔵建屋の検討用地震力の水平 2 方向の合力を各々の杭頭に均等配分して作用させることにより算定することとし、表 9.7-2 に示した値を用いる。また、地盤震動による杭応力は、自由地盤の応答解析で求められる地盤変位を杭周地盤ばねを介して方向毎に作用させることにより算定する。この際、地盤変位としては、杭先端位置に対する地盤の相対変位の最大値分布を作用させる。

応答変位法で用いる杭周地盤ばねは、「乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程（J E A C 4 6 1 6 - 2009）」に示される方法に基づき、群杭効果を考慮して評価する。なお、杭及び地盤ばねには非線形性を考慮する。

水平 2 方向の地震力に対する応力解析結果を図 9.7-2 に示す。

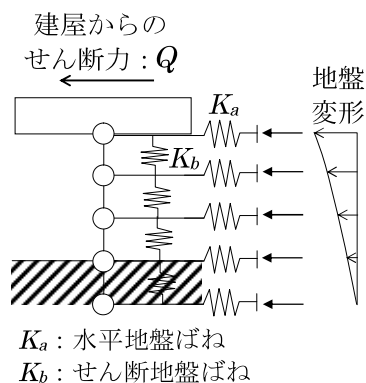


図 9.7-1 応答変位法による杭応力の算定方法（概念図）

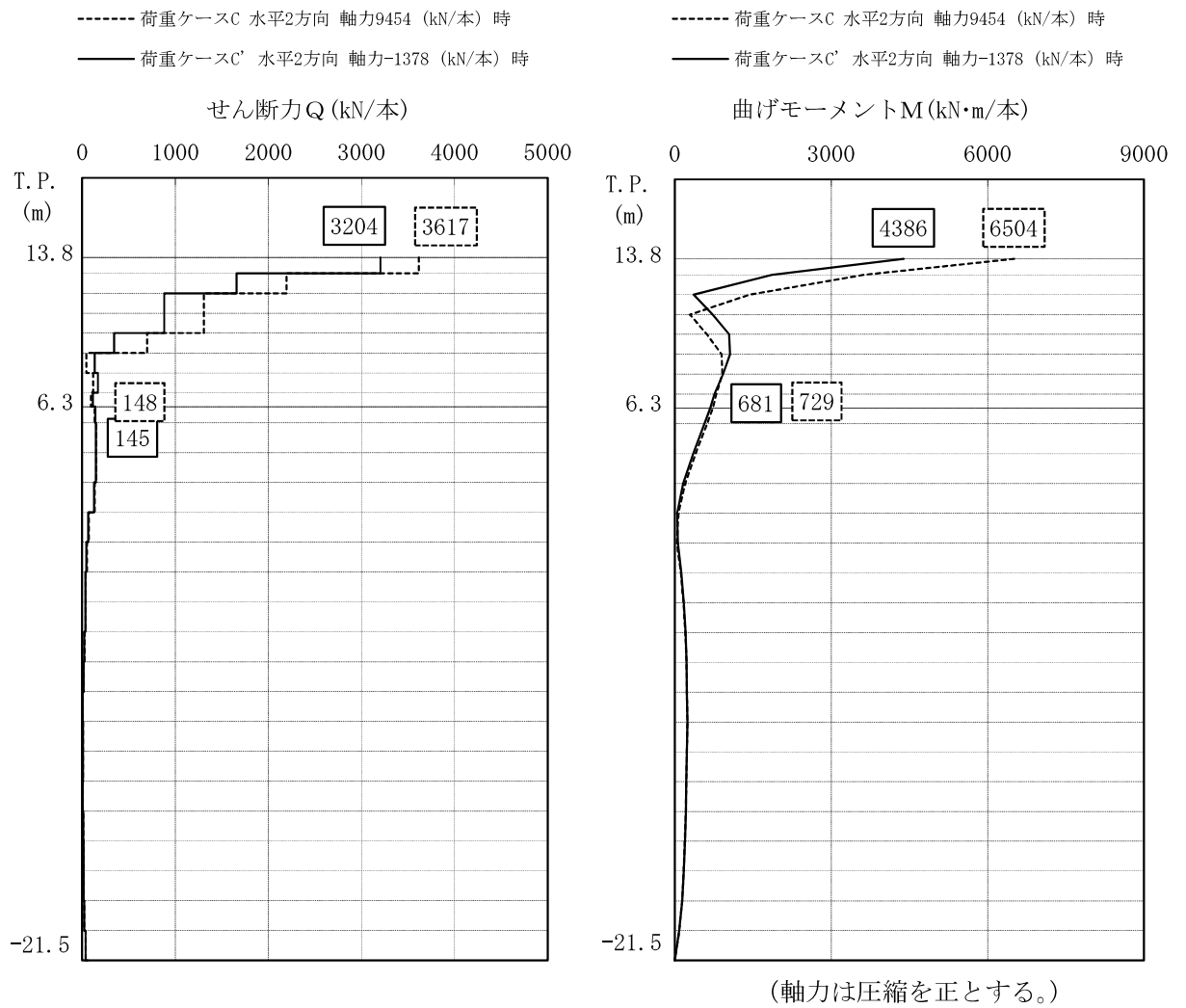


図 9.7-2 杭の応力解析結果 (水平 2 方向)

杭の終局強度は、下式により算定する。

a. 終局曲げ強度

終局曲げ強度 ( $M_u$ ) は以下により算定する。

(a) 圧縮側コンクリートの応力度分布を矩形分布とし、コンクリートの圧縮応力度はコンクリートの設計基準強度の 0.85 倍の値とし、引張応力度は無視する。

(b) 鉄筋の降伏応力度は、圧縮側、引張側共に降伏応力度とする。

b. 終局せん断強度

$$Q_u = \left\{ \frac{0.092 \cdot k_u \cdot k_p \cdot (17.7 + F_c)}{M / (Q \cdot D) + 0.12} + 0.846 \sqrt{p_w \cdot s \cdot \sigma_y} + 0.1 \cdot \sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j \quad (9.4)$$

ここで、

- $Q_u$  : 終局せん断強度 (N)
- $k_u \cdot k_p$  : 補正係数
- $F_c$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $M$  : 検討用地震力による曲げモーメント (N・mm)
- $Q$  : 検討用地震力によるせん断力 (N)
- $D$  : 杭径 (mm)
- $p_w$  : せん断補強筋比 (小数)
- $s \cdot \sigma_y$  : せん断補強筋の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_0$  : 軸方向応力度 (N/A) (N/mm<sup>2</sup>)
- $N$  : 検討用地震力による軸力 (N)
- $A$  : 断面積 (mm<sup>2</sup>)
- $b$  : 等価正方形断面の幅 (0.89 · D) (mm)
- $j$  : 等価正方形断面の応力中心距離 ( $j = 0.875 \cdot d$ ,  $d = 0.9 \cdot b$ ) (mm)

検討用地震力により杭体に生じる曲げモーメントの終局曲げ強度に対する検討結果を表 9.7-5 に、せん断力の終局せん断強度に対する検討結果を表 9.7-6 に示す。

表 9.7-5 及び表 9.7-6 より、検討用地震力により杭体に生じる曲げモーメント及びせん断力は、それぞれ終局強度以下となることを確認した。

また、表 9.7-7 に示す結果より、検討用地震力により杭体に生じる曲率  $\phi$  の鉄筋降伏時の曲率  $\phi_y$  に対する比は 2 以下であることを確認した。

表 9.7-5 杭体の曲げモーメントと終局曲げ強度の比較（水平 2 方向）

荷重ケース		位置	検討用地震力による 曲げモーメントM (kN・m/本)	終局曲げ強度 M <sub>u</sub> (kN・m/本)	$\frac{M_u}{M}$
最大 軸力時	C	上杭	6504	10011	1.53
		下杭	729	7813	10.71
最小 軸力時	C'	上杭	4386	6596	1.50
		下杭	681	3376	4.95

表 9.7-6 杭体のせん断力と終局せん断強度の比較（水平 2 方向）

荷重ケース		位置	検討用 せん断力 <sub>D</sub> Q* (kN/本)	終局せん断強度 Q <sub>u</sub> (kN/本)	$\frac{Q_u}{DQ}$
最大 軸力時	C	上杭	4521	6298	1.39
		下杭	185	2917	15.76
最小 軸力時	C'	上杭	4818	6408	1.33
		下杭	181	2151	11.88

注記\*：検討用せん断力<sub>D</sub>Qは、検討用地震力によるせん断力Qの 1.25 倍（荷重ケース C' の上杭についてはM<sub>u</sub>/M=1.50 倍）として算定



表 9.7-7 杭体の曲率と鉄筋降伏時の曲率の比較（水平 2 方向）

荷重ケース		位置	検討用地震力による 曲率 $\phi$ ( $\times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ )	鉄筋降伏時の 曲率 $\phi_y$ ( $\times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ )	$\frac{\phi}{\phi_y}$
最大 軸力時	C	上杭	1.96	2.77	0.71
		下杭	0.12	2.73	0.05
最小 軸力時	C'	上杭	3.80	2.09	1.82
		下杭	0.11	1.89	0.06