

表 6.1.6-19(2) 地震時の B 区間における軸方向の相対変位量  
(断面⑨, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	S s - D 1	(++)	①	13.7	150
		(-+)	①	14.2	150
		(+-)	①	14.1	150
		(--)	①	13.6	150
	S s - D 2	(++)	①	12.7	150
		(-+)	①	13.0	150
		(+-)	①	13.2	150
		(--)	①	13.8	150
	S s - D 3	(++)	①	9.9	150
		(-+)	①	9.9	150
		(+-)	①	10.0	150
		(--)	①	10.5	150
	S s - F 1	(++)	①	10.5	150
		(-+)	①	10.1	150
	S s - F 2	(++)	①	11.6	150
		(-+)	①	12.0	150
	S s - F 3	(++)	①	11.5	150
		(-+)	①	12.3	150
	S s - N 1	(++)	①	11.6	150
		(-+)	①	17.4	150
S s - N 1	(-+)	②	14.4	150	
	(-+)	③	22.2	150	

(3) C区間（一般部と岩盤部の境界：構造境界部）

地震時のC区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の相対変位量は、断面①、断面②、断面③及び断面⑤から最大となるものを選定する。断面①、断面②、断面③及び断面⑤の相対変位量を表6.1.6-20に示す。

地震時のC区間における止水ジョイント部材の軸方向の相対変位量は、断面⑨から最大となるものを選定する。断面⑨の相対変位量を表6.1.6-21に示す。

その結果、C区間での最大相対変位量は軸直交方向が233.4mm、軸方向が14.1mmであり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-20(1) 地震時のC区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面①, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	146.6	350
		(-+)	①	117.4	350
		(+-)	①	158.1	350
		(--)	①	133.9	350
	S s - D 2	(++)	①	152.3	350
		(-+)	①	127.6	350
		(+-)	①	140.1	350
		(--)	①	128.7	350
	S s - D 3	(++)	①	106.3	350
		(-+)	①	95.4	350
		(+-)	①	105.8	350
		(--)	①	90.7	350
	S s - F 1	(++)	①	155.3	350
		(-+)	①	83.7	350
	S s - F 2	(++)	①	197.0	350
		(-+)	①	105.0	350
	S s - F 3	(++)	①	104.7	350
		(-+)	①	127.0	350
	S s - N 1	(++)	①	126.3	350
		(-+)	①	195.2	350
S s - F 2	(++)	②	179.5	350	
	(++)	③	209.5 (233.4*)	350	

注記 \* : 軸方向の加振で生じるねじり変位分の2倍(23.9mm)を考慮した変位を示す。

表 6.1.6-20(2) 地震時の C 区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面②, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	117.8	350
		(-+)	①	103.4	350
		(+-)	①	112.0	350
		(--)	①	107.1	350
	S s - D 2	(++)	①	105.1	350
		(-+)	①	86.0	350
		(+-)	①	96.6	350
		(--)	①	104.5	350
	S s - D 3	(++)	①	91.8	350
		(-+)	①	80.5	350
		(+-)	①	81.5	350
		(--)	①	84.7	350
	S s - F 1	(++)	①	85.4	350
		(-+)	①	67.2	350
	S s - F 2	(++)	①	111.6	350
		(-+)	①	86.1	350
	S s - F 3	(++)	①	86.9	350
		(-+)	①	111.3	350
	S s - N 1	(++)	①	105.0	350
		(-+)	①	148.7	350
	S s - N 1	(-+)	②	135.6	350
		(-+)	③	164.6	350

表 6.1.6-20(3) 地震時の C 区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面③, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	116.1	350
		(-+)	①	86.6	350
		(+-)	①	104.5	350
		(--)	①	101.3	350
	S s - D 2	(++)	①	98.6	350
		(-+)	①	84.0	350
		(+-)	①	100.5	350
		(--)	①	96.2	350
	S s - D 3	(++)	①	92.9	350
		(-+)	①	79.9	350
		(+-)	①	82.8	350
		(--)	①	81.3	350
	S s - F 1	(++)	①	81.0	350
		(-+)	①	61.4	350
	S s - F 2	(++)	①	106.4	350
		(-+)	①	65.6	350
	S s - F 3	(++)	①	81.8	350
		(-+)	①	110.6	350
	S s - N 1	(++)	①	92.7	350
		(-+)	①	134.8	350
S s - N 1	(-+)	②	123.9	350	
	(-+)	③	153.9	350	

表 6.1.6-20(4) 地震時の C 区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面⑤, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	33.2	350
		(-+)	①	33.3	350
		(+-)	①	33.7	350
		(--)	①	32.7	350
	S s - D 2	(++)	①	35.3	350
		(-+)	①	34.8	350
		(+-)	①	34.8	350
		(--)	①	35.1	350
	S s - D 3	(++)	①	33.9	350
		(-+)	①	33.6	350
		(+-)	①	34.1	350
		(--)	①	33.6	350
	S s - F 1	(++)	①	25.2	350
		(-+)	①	25.8	350
	S s - F 2	(++)	①	30.7	350
		(-+)	①	31.7	350
	S s - F 3	(++)	①	30.7	350
		(-+)	①	30.7	350
	S s - N 1	(++)	①	17.9	350
		(-+)	①	18.2	350
	S s - D 2	(++)	②	34.6	350
		(++)	③	35.5	350

表 6.1.6-21 地震時の C 区間における軸方向の相対変位量  
(断面⑨, 鋼製遮水壁天端部 : 0.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	S s - D 1	(++)	①	7.9	150
		(-+)	①	9.1	150
		(+-)	①	8.8	150
		(--)	①	9.5	150
	S s - D 2	(++)	①	9.8	150
		(-+)	①	10.0	150
		(+-)	①	9.8	150
		(--)	①	9.7	150
	S s - D 3	(++)	①	7.8	150
		(-+)	①	10.2	150
		(+-)	①	8.4	150
		(--)	①	11.2	150
	S s - F 1	(++)	①	7.8	150
		(-+)	①	8.8	150
	S s - F 2	(++)	①	9.9	150
		(-+)	①	12.5	150
	S s - F 3	(++)	①	10.2	150
		(-+)	①	10.3	150
	S s - N 1	(++)	①	10.6	150
		(-+)	①	4.4	150
S s - F 2	(-+)	②	11.4	150	
	(-+)	③	14.1	150	

(4) D区間（岩盤部のうち背面補強工間：構造境界部）

地震時のD区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の相対変位量は、断面⑤から最大となるものを選定する。断面⑤の相対変位量を表6.1.6-22に示す。

地震時のD区間における止水ジョイント部材の軸方向の相対変位量は、断面⑨から最大となるものを選定する。断面⑨の相対変位量を表6.1.6-23に示す。

その結果、D区間での最大相対変位量は軸直交方向が59.4mm、軸方向が2.0mmであり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表6.1.6-22 地震時のD区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面⑤, 鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	33.2	350
		(-+)	①	33.3	350
		(+-)	①	33.7	350
		(--)	①	32.7	350
	S s - D 2	(++)	①	35.3	350
		(-+)	①	34.8	350
		(+-)	①	34.8	350
		(--)	①	35.1	350
	S s - D 3	(++)	①	33.9	350
		(-+)	①	33.6	350
		(+-)	①	34.1	350
		(--)	①	33.6	350
	S s - F 1	(++)	①	25.2	350
		(-+)	①	25.8	350
	S s - F 2	(++)	①	30.7	350
		(-+)	①	31.7	350
	S s - F 3	(++)	①	30.7	350
		(-+)	①	30.7	350
	S s - N 1	(++)	①	17.9	350
		(-+)	①	18.2	350
S s - D 2	(++)	②	34.6	350	
	(++)	③	35.5 (59.4*)	350	

注記 \*：軸方向の加振で生じるねじり変位分の2倍（23.9mm）を考慮した変位を示す。

表 6.1.6-23 地震時の D 区間における軸方向の相対変位量  
(断面⑨, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	S s - D 1	(++)	①	1.4	150
		(-+)	①	1.6	150
		(+-)	①	1.5	150
		(--)	①	1.7	150
	S s - D 2	(++)	①	1.4	150
		(-+)	①	1.5	150
		(+-)	①	1.7	150
		(--)	①	1.4	150
	S s - D 3	(++)	①	1.4	150
		(-+)	①	1.5	150
		(+-)	①	1.3	150
		(--)	①	1.6	150
	S s - F 1	(++)	①	1.3	150
		(-+)	①	1.4	150
	S s - F 2	(++)	①	1.7	150
		(-+)	①	1.3	150
	S s - F 3	(++)	①	1.6	150
		(-+)	①	1.9	150
	S s - N 1	(++)	①	2.0	150
		(-+)	①	1.2	150
S s - N 1	(++)	②	2.0	150	
	(++)	③	1.9	150	



(5) E 区間（岩盤部のうち背面補強工端部：構造境界部）

地震時の E 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の相対変位量は、断面⑤及び断面⑥から最大となるものを選定する。断面⑤及び断面⑥の相対変位量を表 6.1.6-24 に示す。

地震時の E 区間における止水ジョイント部材の軸方向の相対変位量は、断面⑨から最大となるものを選定する。断面⑨の相対変位量を表 6.1.6-25 に示す。

その結果、E 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 76.5mm、軸方向が 6.7mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-24(1) 地震時の E 区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面⑤, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	33.2	350
		(-+)	①	33.3	350
		(+-)	①	33.7	350
		(--)	①	32.7	350
	S s - D 2	(++)	①	35.3	350
		(-+)	①	34.8	350
		(+-)	①	34.8	350
		(--)	①	35.1	350
	S s - D 3	(++)	①	33.9	350
		(-+)	①	33.6	350
		(+-)	①	34.1	350
		(--)	①	33.6	350
	S s - F 1	(++)	①	25.2	350
		(-+)	①	25.8	350
	S s - F 2	(++)	①	30.7	350
		(-+)	①	31.7	350
	S s - F 3	(++)	①	30.7	350
		(-+)	①	30.7	350
	S s - N 1	(++)	①	17.9	350
		(-+)	①	18.2	350
S s - D 2	(++)	②	34.6	350	
	(++)	③	35.5	350	

表 6.1.6-24(2) 地震時の E 区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面⑥, 鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	40.6	350
		(-+)	①	40.9	350
		(+-)	①	40.9	350
		(--)	①	40.6	350
	S s - D 2	(++)	①	45.7	350
		(-+)	①	45.9	350
		(+-)	①	45.9	350
		(--)	①	45.8	350
	S s - D 3	(++)	①	39.9	350
		(-+)	①	39.7	350
		(+-)	①	39.7	350
		(--)	①	39.9	350
	S s - F 1	(++)	①	29.0	350
		(-+)	①	29.3	350
	S s - F 2	(++)	①	37.1	350
		(-+)	①	37.6	350
	S s - F 3	(++)	①	50.7	350
		(-+)	①	50.5	350
	S s - N 1	(++)	①	23.8	350
		(-+)	①	23.8	350
	S s - F 3	(++)	②	49.7	350
		(++)	③	52.6 (76.5*)	350

注記 \* : 軸方向の加振で生じるねじり変位分の 2 倍 (23.9mm) を考慮した変位を示す。

表 6.1.6-25 地震時の E 区間における軸方向の相対変位量  
(断面⑨, 鋼製遮水壁天端部 : 0. P. +29. 0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	S s - D 1	(++)	①	5.5	150
		(-+)	①	5.2	150
		(+-)	①	4.7	150
		(--)	①	4.6	150
	S s - D 2	(++)	①	4.4	150
		(-+)	①	4.4	150
		(+-)	①	4.5	150
		(--)	①	4.1	150
	S s - D 3	(++)	①	3.6	150
		(-+)	①	4.7	150
		(+-)	①	3.6	150
		(--)	①	4.6	150
	S s - F 1	(++)	①	3.5	150
		(-+)	①	4.0	150
	S s - F 2	(++)	①	5.9	150
		(-+)	①	6.0	150
	S s - F 3	(++)	①	5.2	150
		(-+)	①	6.2	150
	S s - N 1	(++)	①	6.2	150
		(-+)	①	3.3	150
S s - F 3	(-+)	②	6.7	150	
	(-+)	③	5.6	150	

(6) F 区間（岩盤部のうち突出長変化部：構造境界部）

地震時の F 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の相対変位量は、断面⑥から最大となるものを選定する。断面⑥の相対変位量を表 6.1.6-26 に示す。

地震時の F 区間における止水ジョイント部材の軸方向の相対変位量は、評価対象断面がないため保守的に軸直交方向と同様の変位とする。

その結果、F 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 76.5mm、軸方向が 52.6mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-26 地震時の F 区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面⑥, 鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	40.6	350
		(-+)	①	40.9	350
		(+-)	①	40.9	350
		(--)	①	40.6	350
	S s - D 2	(++)	①	45.7	350
		(-+)	①	45.9	350
		(+-)	①	45.9	350
		(--)	①	45.8	350
	S s - D 3	(++)	①	39.9	350
		(-+)	①	39.7	350
		(+-)	①	39.7	350
		(--)	①	39.9	350
	S s - F 1	(++)	①	29.0	350
		(-+)	①	29.3	350
	S s - F 2	(++)	①	37.1	350
		(-+)	①	37.6	350
	S s - F 3	(++)	①	50.7	350
		(-+)	①	50.5	350
	S s - N 1	(++)	①	23.8	350
		(-+)	①	23.8	350
	S s - F 3	(++)	②	49.7	350
		(++)	③	52.6 (76.5*)	350

注記 \*：軸方向の加振で生じるねじり変位分の 2 倍 (23.9mm) を考慮した変位を示す。また、軸方向の許容限界である 150mm に対しても十分余裕がある。

(7) G 区間（岩盤部のうち RC 壁との境界：構造境界部）

地震時の G 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の相対変位量は、断面⑥及び断面⑦から最大となるものを選定する。断面⑥及び断面⑦の相対変位量を表 6.1.6-27 に示す。

地震時の G 区間における止水ジョイント部材の軸方向の相対変位量は、評価対象断面がないため保守的に軸直交方向と同様の変位とする。

その結果、G 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 64.5mm、軸方向が 52.6mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-27(1) 地震時の G 区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面⑥，鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	40.6	350
		(-+)	①	40.9	350
		(+-)	①	40.9	350
		(--)	①	40.6	350
	S s - D 2	(++)	①	45.7	350
		(-+)	①	45.9	350
		(+-)	①	45.9	350
		(--)	①	45.8	350
	S s - D 3	(++)	①	39.9	350
		(-+)	①	39.7	350
		(+-)	①	39.7	350
		(--)	①	39.9	350
	S s - F 1	(++)	①	29.0	350
		(-+)	①	29.3	350
	S s - F 2	(++)	①	37.1	350
		(-+)	①	37.6	350
	S s - F 3	(++)	①	50.7	350
		(-+)	①	50.5	350
	S s - N 1	(++)	①	23.8	350
		(-+)	①	23.8	350
S s - F 3	(++)	②	49.7	350	
	(++)	③	52.6 (64.5*)	350	

注記 \*：軸方向の加振で生じるねじり変位分（11.9mm）を考慮した変位を示す。また、軸方向の許容限界である 150mm に対しても十分余裕がある。

表 6.1.6-27(2) 地震時の G 区間における軸直交方向の相対変位量  
(断面⑦, 鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	1.7	350
		(-+)	①	1.7	350
		(+-)	①	1.7	350
		(--)	①	1.7	350
	S s - D 2	(++)	①	2.1	350
		(-+)	①	2.0	350
		(+-)	①	2.1	350
		(--)	①	2.0	350
	S s - D 3	(++)	①	1.7	350
		(-+)	①	1.7	350
		(+-)	①	1.7	350
		(--)	①	1.7	350
	S s - F 1	(++)	①	1.3	350
		(-+)	①	1.3	350
	S s - F 2	(++)	①	1.5	350
		(-+)	①	1.5	350
	S s - F 3	(++)	①	1.7	350
		(-+)	①	1.7	350
	S s - N 1	(++)	①	1.0	350
		(-+)	①	1.0	350
	S s - D 2	(++)	②	1.4	350
		(++)	③	1.8	350

(8) H 区間（一般部のうち背面補強工内：構造同一部）

地震時の H 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の相対変位量は、断面①、断面②及び断面③から最大となるものを選定する。表 6.1.6-28 に全基準地震動  $S_s$  による断面①、断面②及び断面③の背面補強工天端から鋼製遮水壁天端の相対変位量を示す。この結果から、各断面において、変位量が最大となる地震動を用いて地盤のばらつきを考慮した解析ケース②及び③を実施し、それぞれ解析ケース①との時刻歴相対変位を算出した。各断面の時刻歴相対変位量を表 6.1.6-29 に示す。

地震時の H 区間における止水ジョイント部材の軸方向の相対変位量は、断面⑧及び断面⑨から最大となるものを選定する。断面⑧及び断面⑨の相対変位量を表 6.1.6-30 に示す。

その結果、H 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 24.4mm、軸方向が 1.6mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-28(1) 地震時の H 区間における軸直交方向の単独変位量  
(断面①，鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	地震動	位相	解析ケース	単独変位 (mm)
軸直交方向	$S_s - D 1$	(++)	①	36.3
		(-+)	①	32.5
		(+-)	①	30.9
		(--)	①	42.6
	$S_s - D 2$	(++)	①	41.5
		(-+)	①	42.5
		(+-)	①	38.5
		(--)	①	40.1
	$S_s - D 3$	(++)	①	28.9
		(-+)	①	28.6
		(+-)	①	28.2
		(--)	①	27.4
	$S_s - F 1$	(++)	①	38.6
		(-+)	①	18.3
	$S_s - F 2$	(++)	①	36.3
		(-+)	①	25.5
	$S_s - F 3$	(++)	①	25.0
		(-+)	①	40.7
	$S_s - N 1$	(++)	①	24.0
		(-+)	①	35.4

表 6.1.6-28(2) 地震時の H 区間における軸直交方向の単独変位量  
(断面②, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析ケース	単独変位 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	37.2
		(-+)	①	32.2
		(+-)	①	31.7
		(--)	①	40.6
	S s - D 2	(++)	①	46.524
		(-+)	①	34.7
		(+-)	①	34.5
		(--)	①	46.528
	S s - D 3	(++)	①	28.9
		(-+)	①	30.4
		(+-)	①	30.9
		(--)	①	29.5
	S s - F 1	(++)	①	32.6
		(-+)	①	18.7
	S s - F 2	(++)	①	29.2
		(-+)	①	25.7
	S s - F 3	(++)	①	34.3
		(-+)	①	37.3
	S s - N 1	(++)	①	23.4
		(-+)	①	37.4



表 6.1.6-28(3) 地震時の H 区間における軸直交方向の単独変位量  
(断面③, 鋼製遮水壁天端部 : 0. P. +29. 0m)

方向	地震動	位相	解析ケース	単独変位 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	39.8
		(-+)	①	31.1
		(+-)	①	31.4
		(--)	①	41.5
	S s - D 2	(++)	①	42.1
		(-+)	①	33.3
		(+-)	①	34.5
		(--)	①	41.9
	S s - D 3	(++)	①	28.7
		(-+)	①	30.0
		(+-)	①	29.3
		(--)	①	28.5
	S s - F 1	(++)	①	26.9
		(-+)	①	18.0
	S s - F 2	(++)	①	28.4
		(-+)	①	23.9
	S s - F 3	(++)	①	27.8
		(-+)	①	38.2
S s - N 1	(++)	①	28.3	
	(-+)	①	27.6	

表 6.1.6-29 地震時の H 区間における軸直交方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : 0. P. +29. 0m)

方向	評価対象 断面	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変 位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	断面①	S s - D 1	(--)	①×②*1	14.9	30
			(--)	①×③*1	18.8 (24.4) *2	30
	断面②	S s - D 2	(--)	①×②*1	11.4	30
			(--)	①×③*1	14.9	30
	断面③	S s - D 2	(++)	①×②*1	9.1	30
			(++)	①×③*1	12.1	30

注記 \*1 : 解析ケース①と解析ケース②又は解析ケース③の時刻歴相対変位を示す。

\*2 : 軸方向の加振で生じるねじり変位分の 2 倍 (5.6mm) を考慮した変位を示す。

表 6.1.6-30(1) 地震時の H 区間における軸方向の相対変位量  
(断面⑧, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	S s - D 1	(++)	①	1.0	6
		(-+)	①	1.1	6
		(+-)	①	1.1	6
		(--)	①	1.1	6
	S s - D 2	(++)	①	1.0	6
		(-+)	①	0.9	6
		(+-)	①	1.0	6
		(--)	①	0.9	6
	S s - D 3	(++)	①	0.8	6
		(-+)	①	0.9	6
		(+-)	①	0.9	6
		(--)	①	0.9	6
	S s - F 1	(++)	①	0.8	6
		(-+)	①	0.8	6
	S s - F 2	(++)	①	1.0	6
		(-+)	①	1.2	6
	S s - F 3	(++)	①	1.1	6
		(-+)	①	1.3	6
	S s - N 1	(++)	①	0.6	6
		(-+)	①	0.8	6
	S s - F 3	(-+)	②	1.3	6
		(-+)	③	1.4	6

表 6.1.6-30(2) 地震時の H 区間における軸方向の相対変位量  
(断面⑨, 鋼製遮水壁天端部 : 0. P. +29. 0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	S s - D 1	(++)	①	1.1	6
		(-+)	①	1.1	6
		(+-)	①	1.1	6
		(--)	①	1.1	6
	S s - D 2	(++)	①	1.2	6
		(-+)	①	1.2	6
		(+-)	①	1.1	6
		(--)	①	1.1	6
	S s - D 3	(++)	①	1.2	6
		(-+)	①	1.1	6
		(+-)	①	1.2	6
		(--)	①	1.2	6
	S s - F 1	(++)	①	1.0	6
		(-+)	①	0.8	6
	S s - F 2	(++)	①	1.2	6
		(-+)	①	1.5	6
	S s - F 3	(++)	①	1.4	6
		(-+)	①	1.1	6
	S s - N 1	(++)	①	0.9	6
		(-+)	①	0.8	6
	S s - F 2	(-+)	②	1.4	6
		(-+)	③	1.6	6

(9) I 区間（岩盤部のうち突出長同一部：構造同一部）

地震時の I 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の相対変位量は、断面⑥から最大となるものを選定する。表 6.1.6-31 に全基準地震動  $S_s$  による断面⑥の杭下端から鋼製遮水壁天端の相対変位量を示す。この結果から、各断面において、変位量が最大となる地震動を用いて地盤のばらつきを考慮した解析ケース②及び③を実施し、それぞれ解析ケース①との時刻歴相対変位を算出した。各断面の時刻歴相対変位量を表 6.1.6-32 に示す。

地震時の I 区間における止水ジョイント部材の軸方向の相対変位量は、断面⑨から最大となるものを選定する。断面⑨の相対変位量を表 6.1.6-33 に示す。

その結果、I 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 11.4mm、軸方向が 1.2mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-31 地震時の I 区間における軸直交方向の単独変位量  
(断面⑥，鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	単独変位 (mm)
軸直交方向	$S_s - D 1$	(++)	①	20.3
		(-+)	①	20.5
		(+-)	①	20.5
		(--)	①	20.3
	$S_s - D 2$	(++)	①	22.9
		(-+)	①	23.0
		(+-)	①	23.0
		(--)	①	22.9
	$S_s - D 3$	(++)	①	20.0
		(-+)	①	19.9
		(+-)	①	19.9
		(--)	①	20.0
	$S_s - F 1$	(++)	①	14.5
		(-+)	①	14.7
	$S_s - F 2$	(++)	①	18.6
		(-+)	①	18.8
	$S_s - F 3$	(++)	①	25.4
		(-+)	①	25.3
	$S_s - N 1$	(++)	①	11.9
		(-+)	①	11.9

表 6.1.6-32 地震時の I 区間における軸直交方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	評価対象 断面	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	断面⑥	S s - F 3	(++)	①×②*1	6.4	30
			(++)	①×③*1	7.7 (11.4) *2	30

注記 \*1 : 解析ケース①と解析ケース②又は解析ケース③の時刻歴相対変位を示す。

\*2 : 軸方向の加振で生じるねじり変位分の 2 倍 (3.7mm) を考慮した変位を示す。

表 6.1.6-33 地震時の I 区間における軸方向の相対変位量  
(断面⑨, 鋼製遮水壁天端部 : 0.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	S s - D 1	(++)	①	0.8	6
		(-+)	①	0.9	6
		(+-)	①	0.7	6
		(--)	①	0.9	6
	S s - D 2	(++)	①	0.8	6
		(-+)	①	0.9	6
		(+-)	①	1.0	6
		(--)	①	0.9	6
	S s - D 3	(++)	①	0.7	6
		(-+)	①	1.0	6
		(+-)	①	0.7	6
		(--)	①	0.9	6
	S s - F 1	(++)	①	0.7	6
		(-+)	①	0.7	6
	S s - F 2	(++)	①	1.0	6
		(-+)	①	0.7	6
	S s - F 3	(++)	①	0.8	6
		(-+)	①	1.2	6
	S s - N 1	(++)	①	0.6	6
		(-+)	①	0.6	6
	S s - F 3	(-+)	②	1.1	6
		(-+)	③	1.2	6

(10) J 区間（岩盤部のうち背面補強工内：構造同一部）

地震時の J 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の相対変位量は、断面⑤から最大となるものを選定する。表 6.1.6-34 に全基準地震動  $S_s$  による断面⑤の杭下端から鋼製遮水壁天端の相対変位量を示す。この結果から、各断面において、変位量が最大となる地震動を用いて地盤のばらつきを考慮した解析ケース②及び③を実施し、それぞれ解析ケース①との時刻歴相対変位を算出した。各断面の時刻歴相対変位量を表 6.1.6-35 に示す。

地震時の J 区間における止水ジョイント部材の軸方向の相対変位量は、断面⑨から最大となるものを選定する。断面⑨の相対変位量を表 6.1.6-36 に示す。

その結果、J 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 5.2mm、軸方向が 1.0mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-34 地震時の J 区間における軸直交方向の単独変位量  
(断面⑤，鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	単独変位 (mm)
軸直交方向	$S_s - D 1$	(++)	①	16.4
		(-+)	①	16.6
		(+-)	①	16.7
		(--)	①	16.2
	$S_s - D 2$	(++)	①	17.31
		(-+)	①	17.3
		(+-)	①	17.1
		(--)	①	17.35
	$S_s - D 3$	(++)	①	16.5
		(-+)	①	16.5
		(+-)	①	16.6
		(--)	①	16.5
	$S_s - F 1$	(++)	①	12.4
		(-+)	①	12.6
	$S_s - F 2$	(++)	①	15.1
		(-+)	①	15.4
	$S_s - F 3$	(++)	①	15.1
		(-+)	①	15.0
	$S_s - N 1$	(++)	①	8.6
		(-+)	①	8.6

表 6.1.6-35 地震時の J 区間における軸直交方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	評価対象 断面	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	断面⑤	S s - D 2	(--)	①×②* <sup>1</sup>	2.4	30
			(--)	①×③* <sup>1</sup>	2.7 (5.2) * <sup>2</sup>	30

注記 \*1 : 解析ケース①と解析ケース②又は解析ケース③の時刻歴相対変位を示す。

\*2 : 軸方向の加振で生じるねじり変位分の 2 倍 (2.5mm) を考慮した変位を示す。



表 6.1.6-36 地震時の J 区間における軸方向の相対変位量  
(断面⑨, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	S s - D 1	(++)	①	0.7	6
		(-+)	①	0.6	6
		(+-)	①	0.8	6
		(--)	①	0.6	6
	S s - D 2	(++)	①	0.6	6
		(-+)	①	0.8	6
		(+-)	①	0.6	6
		(--)	①	0.8	6
	S s - D 3	(++)	①	0.6	6
		(-+)	①	0.6	6
		(+-)	①	0.6	6
		(--)	①	0.5	6
	S s - F 1	(++)	①	0.5	6
		(-+)	①	0.6	6
	S s - F 2	(++)	①	0.5	6
		(-+)	①	0.9	6
	S s - F 3	(++)	①	0.8	6
		(-+)	①	0.6	6
	S s - N 1	(++)	①	0.3	6
		(-+)	①	0.3	6
	S s - F 2	(-+)	②	0.9	6
		(-+)	③	1.0	6

## 6.2 津波時相対変位

### (1) A 区間（一般部のうち突出長変化部：構造境界部）

津波時の A 区間における軸直交方向の相対変位は断面①、断面②及び断面③から最大となるものを選定する。各断面の軸直交方向の残留変位を表 6.1.6-37 に、津波時の軸直交方向の変位増分を表 6.1.6-38 に示す。また、これらを合計した変位量を表 6.1.6-39 に示す。

津波時の A 区間における軸方向の相対変位は生じないため、残留変位のみで評価を行うこととし、残留変位は保守的に A 区間の地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-17）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-40 に示す。

その結果、A 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 77.1mm、軸方向が 12.3mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-37 A 区間における軸直交方向の残留変位

（鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m）

方向	評価対象断面	地震動	解析ケース	残留変位 (mm)
軸直交方向	断面①	S s - D 1 (--)	①	1.5
			②	1.5
			③	0.3
	断面②	S s - D 2 (--)	①	1.2
			②	0.8
			③	3.5
	断面③	S s - D 2 (++)	①	4.3
			②	2.4
			③	5.7

表 6.1.6-38 津波時の A 区間における軸直交方向の変位増分

（鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m）

方向	評価対象断面	解析ケース	津波時変位増分 (mm)
軸直交方向	断面①	①	68.9
		②	67.3
		③	71.7
	断面②	①	68.0
		②	66.6
		③	70.8
	断面③	①	68.4
		②	66.9
		③	71.4

表 6.1.6-39 津波時の A 区間における軸直交方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : 0. P. +29. 0m)

方向	評価対象 断面	解析 ケース	地震時 最終変位量 (a) (mm)	津波時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交 方向	断面①	①	1.5	68.9	70.4	350
		②	1.5	67.3	68.8	350
		③	0.3	71.7	72.0	350
	断面②	①	1.2	68.0	69.2	350
		②	0.8	66.6	67.4	350
		③	3.5	70.8	74.3	350
	断面③	①	4.3	68.4	72.7	350
		②	2.4	66.9	69.3	350
		③	5.7	71.4	77.1	350

表 6.1.6-40 津波時の A 区間における軸方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : 0. P. +29. 0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	12.3*	0	12.3	150

注記 \* : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(2) B 区間（一般部のうち背面補強工間：構造境界部）

津波時の B 区間における軸直交方向の相対変位は断面①、断面②及び断面③から最大となるものを選定する。各断面の軸直交方向の残留変位を表 6.1.6-41 に、津波時の軸直交方向の変位増分を表 6.1.6-42 に示す。また、これらを合計した変位量を表 6.1.6-43 に示す。

津波時の B 区間における軸方向の相対変位は生じないため、残留変位のみで評価を行うこととし、残留変位は保守的に B 区間の地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-19）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-44 に示す。

その結果、B 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 125.0mm、軸方向が 22.2mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-41 B 区間における軸直交方向の残留変位  
(鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	解析ケース	残留変位 (mm)
軸直交方向	断面①	S s - F 2 (++)	①	24.4
			②	20.9
			③	31.5
	断面②	S s - N 1 (-+)	①	16.2
			②	14.5
			③	18.2
	断面③	S s - N 1 (-+)	①	25.3
			②	22.9
			③	27.7

表 6.1.6-42 津波時の B 区間における軸直交方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	津波時変位増分 (mm)
軸直交方向	断面①	①	85.8
		②	81.3
		③	93.5
	断面②	①	80.7
		②	76.7
		③	87.7
	断面③	①	83.1
		②	79.0
		③	90.9

表 6.1.6-43 津波時の B 区間における軸直交方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	評価対象 断面	解析 ケース	地震時 最終変位量 (a) (mm)	津波時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交 方向	断面①	①	24.4	85.8	110.2	350
		②	20.9	81.3	102.2	350
		③	31.5	93.5	125.0	350
	断面②	①	16.2	80.7	96.9	350
		②	14.5	76.7	91.2	350
		③	18.2	87.7	105.9	350
	断面③	①	25.3	83.1	108.4	350
		②	22.9	79.0	101.9	350
		③	27.7	90.9	118.6	350

表 6.1.6-44 津波時の B 区間における軸方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	22.2*	0	22.2	150

注記 \* : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(3) C 区間（一般部と岩盤部の境界：構造境界部）

津波時の C 区間における軸直交方向の相対変位は断面①，断面②，断面③及び断面⑤から最大となるものを選定する。各断面の軸直交方向の残留変位を表 6.1.6-45 に，津波時の軸直交方向の変位増分を表 6.1.6-46 に示す。また，これらを合計した変位量を表 6.1.6-47 に示す。

津波時の C 区間における軸方向の相対変位は生じないため，残留変位のみで評価を行うこととし，残留変位は保守的に C 区間の地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-21）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-48 に示す。

その結果，C 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 125.0mm，軸方向が 14.1mm であり，それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-45 C 区間における軸直交方向の残留変位  
(鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	解析ケース	残留変位 (mm)
軸直交方向	断面①	S <sub>s</sub> -F 2 (++)	①	24.4
			②	20.9
			③	31.5
	断面②	S <sub>s</sub> -N 1 (-+)	①	16.2
			②	14.5
			③	18.2
	断面③	S <sub>s</sub> -N 1 (-+)	①	25.3
			②	22.9
			③	27.7
	断面⑤	S <sub>s</sub> -D 2 (++)	①	0.3
			②	0.3
			③	0.3

表 6.1.6-46 津波時の C 区間における軸直交方向の変位増分  
 (鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	津波時変位増分 (mm)
軸直交方向	断面①	①	85.8
		②	81.3
		③	93.5
	断面②	①	80.7
		②	76.7
		③	87.7
	断面③	①	83.1
		②	79.0
		③	90.9
	断面⑤	①	59.4
		②	59.3
		③	59.5

表 6.1.6-47 津波時の C 区間における軸直交方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	評価対象 断面	解析 ケース	地震時 最終変位量 (a) (mm)	津波時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交 方向	断面①	①	24.4	85.8	110.2	350
		②	20.9	81.3	102.2	350
		③	31.5	93.5	125.0	350
	断面②	①	16.2	80.7	96.9	350
		②	14.5	76.7	91.2	350
		③	18.2	87.7	105.9	350
	断面③	①	25.3	83.1	108.4	350
		②	22.9	79.0	101.9	350
		③	27.7	90.9	118.6	350
	断面⑤	①	0.3	59.4	59.7	350
		②	0.3	59.3	59.6	350
		③	0.3	59.5	59.8	350

表 6.1.6-48 津波時の C 区間における軸方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	14.1*	0	14.1	150

注記 \* : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。



(4) D 区間（岩盤部のうち背面補強工間：構造境界部）

津波時の D 区間における軸直交方向の相対変位は断面⑤から最大となるものを選定する。断面⑤の軸直交方向の残留変位を表 6.1.6-49 に、津波時の軸直交方向の変位増分を表 6.1.6-50 に示す。また、これらを合計した変位量を表 6.1.6-51 に示す。

津波時の D 区間における軸方向の相対変位は生じないため、残留変位のみで評価を行うこととし、残留変位は保守的に D 区間の地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-23）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-52 に示す。

その結果、D 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 59.8mm、軸方向が 2.0mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-49 D 区間における軸直交方向の残留変位

（鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m）

方向	評価対象断面	地震動	解析ケース	残留変位 (mm)
軸直交方向	断面⑤	S s - D 2 (++)	①	0.3
			②	0.3
			③	0.3

表 6.1.6-50 津波時の D 区間における軸直交方向の変位増分

（鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m）

方向	評価対象断面	解析ケース	津波時変位増分 (mm)
軸直交方向	断面⑤	①	59.4
		②	59.3
		③	59.5

表 6.1.6-51 津波時の D 区間における軸直交方向の相対変位量

（鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m）

方向	評価対象断面	解析ケース	地震時最終変位量 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	断面⑤	①	0.3	59.4	59.7	350
		②	0.3	59.3	59.6	350
		③	0.3	59.5	59.8	350

表 6.1.6-52 津波時の D 区間における軸方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	2.0*	0	2.0	150

注記 \* : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(5) E 区間（岩盤部のうち背面補強工端部：構造境界部）

津波時の E 区間における軸直交方向の相対変位は断面⑤及び断面⑥から最大となるものを選定する。各断面の軸直交方向の残留変位を表 6.1.6-53 に、津波時の軸直交方向の変位増分を表 6.1.6-54 に示す。また、これらを合計した変位量を表 6.1.6-55 に示す。

津波時の E 区間における軸方向の相対変位は生じないため、残留変位のみで評価を行うこととし、残留変位は保守的に E 区間の地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-25）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-56 に示す。

その結果、E 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 66.7mm、軸方向が 6.7mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-53 E 区間における軸直交方向の残留変位

（鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m）

方向	評価対象断面	地震動	解析ケース	残留変位 (mm)
軸直交方向	断面⑤	S <sub>s</sub> -D2 (++)	①	0.3
			②	0.3
			③	0.3
	断面⑥	S <sub>s</sub> -F3 (++)	①	0.1
			②	0.1
			③	0.1

表 6.1.6-54 津波時の E 区間における軸直交方向の変位増分

（鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m）

方向	評価対象断面	解析ケース	津波時変位増分 (mm)
軸直交方向	断面⑤	①	59.4
		②	59.3
		③	59.5
	断面⑥	①	65.6
		②	64.8
		③	66.6

表 6.1.6-55 津波時の E 区間における軸直交方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : 0. P. +29. 0m)

方向	評価対象 断面	解析 ケース	地震時 最終変位量 (a) (mm)	津波時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交 方向	断面⑤	①	0.3	59.4	59.7	350
		②	0.3	59.3	59.6	350
		③	0.3	59.5	59.8	350
	断面⑥	①	0.1	65.6	65.7	350
		②	0.1	64.8	64.9	350
		③	0.1	66.6	66.7	350

表 6.1.6-56 津波時の E 区間における軸方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : 0. P. +29. 0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	6.7*	0	6.7	150

注記 \* : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(6) F 区間（岩盤部のうち突出長変化部：構造境界部）

津波時の F 区間における軸直交方向の相対変位は断面⑥から最大となるものを選定する。断面⑥の軸直交方向の残留変位を表 6.1.6-57 に、津波時の軸直交方向の変位増分を表 6.1.6-58 に示す。また、これらを合計した変位量を表 6.1.6-59 に示す。

津波時の F 区間における軸方向の相対変位は生じないため、残留変位のみで評価を行うこととし、残留変位は保守的に F 区間の地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-26）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-60 に示す。

その結果、F 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 66.7mm、軸方向が 52.6mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-57 F 区間における軸直交方向の残留変位  
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	解析ケース	残留変位 (mm)
軸直交方向	断面⑥	S s - F 3 (++)	①	0.1
			②	0.1
			③	0.1

表 6.1.6-58 津波時の F 区間における軸直交方向の変位増分  
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	津波時変位増分 (mm)
軸直交方向	断面⑥	①	65.6
		②	64.8
		③	66.6

表 6.1.6-59 津波時の F 区間における軸直交方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	地震時最終変位量 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	断面⑥	①	0.1	65.6	65.7	350
		②	0.1	64.8	64.9	350
		③	0.1	66.6	66.7	350

表 6.1.6-60 津波時の F 区間における軸方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	52.6*	0	52.6	150

注記 \* : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(7) H 区間（一般部のうち背面補強工内：構造同一部）

津波時の H 区間における軸直交方向の相対変位は断面①、断面②及び断面③から最大となるものを選定する。各断面の軸直交方向の残留変位を表 6.1.6-61 に、津波時の軸直交方向の変位増分を表 6.1.6-62 に示す。また、これらを合計した変位量を表 6.1.6-63 に示す。

津波時の H 区間における軸方向の相対変位は生じないため、残留変位のみで評価を行うこととし、残留変位は保守的に H 区間の地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-30）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-64 に示す。

その結果、H 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 22.6mm、軸方向が 1.6mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-61 H 区間における軸直交方向の残留変位  
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	解析ケース	残留変位 (mm)
軸直交方向	断面①	S s - D 1 (--)	①×②	0.1
			①×③	0.7
	断面②	S s - D 2 (--)	①×②	0.3
			①×③	1.2
	断面③	S s - D 2 (++)	①×②	1.0
			①×③	0.8

表 6.1.6-62 津波時の H 区間における軸直交方向の変位増分  
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	津波時変位増分 (mm)
軸直交方向	断面①	①	20.8
		②	20.4
		③	21.5
	断面②	①	20.7
		②	20.4
		③	21.4
	断面③	①	20.7
		②	20.3
		③	21.4

表 6. 1. 6-63 津波時の H 区間における軸直交方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : 0. P. +29. 0m)

方向	評価対象 断面	解析 ケース	地震時 最終変位量 (a) (mm)	津波時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交 方向	断面①	①	0.7*	20.8	21.5	30
		②	0.1	20.4	20.5	30
		③	0.7	21.5	22.2	30
	断面②	①	1.2*	20.7	21.9	30
		②	0.3	20.4	20.7	30
		③	1.2	21.4	22.6	30
	断面③	①	1.0*	20.7	21.7	30
		②	1.0	20.3	21.3	30
		③	0.8	21.4	22.2	30

注記 \* : 解析ケース①の残留変位は、解析ケース②と解析ケース③の大きい方を考慮する。

表 6. 1. 6-64 津波時の H 区間における軸方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : 0. P. +29. 0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	1.6*	0	1.6	6

注記 \* : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。



(8) I 区間（岩盤部のうち突出長同一部：構造同一部）

津波時の I 区間における軸直交方向の相対変位は断面⑥から最大となるものを選定する。断面⑥の軸直交方向の残留変位を表 6.1.6-65 に、津波時の軸直交方向の変位増分を表 6.1.6-66 に示す。また、これらを合計した変位量を表 6.1.6-67 に示す。

津波時の I 区間における軸方向の相対変位は生じないため、残留変位のみで評価を行うこととし、残留変位は保守的に I 区間の地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-33）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-68 に示す。

その結果、I 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 21.8mm、軸方向が 1.2mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-65 I 区間における軸直交方向の残留変位

（鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m）

方向	評価対象断面	地震動	解析ケース	残留変位 (mm)
軸直交方向	断面⑥	S s - F 3 (++)	①×②	0.1
			①×③	0.1

表 6.1.6-66 津波時の I 区間における軸直交方向の変位増分

（鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m）

方向	評価対象断面	解析ケース	津波時変位増分 (mm)
軸直交方向	断面⑥	①	21.4
		②	21.1
		③	21.7

表 6.1.6-67 津波時の I 区間における軸直交方向の相対変位量

（鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m）

方向	評価対象断面	解析ケース	地震時最終変位量 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	断面⑥	①	0.1*	21.4	21.5	30
		②	0.1	21.1	21.2	30
		③	0.1	21.7	21.8	30

注記 \*：解析ケース①の残留変位は、解析ケース②と解析ケース③の大きい方を考慮する。

表 6.1.6-68 津波時の I 区間における軸方向の相対変位量  
 (鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	1.2*	0	1.2	6

注記 \* : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(9) J区間（岩盤部のうち背面補強工内：構造同一部）

津波時のJ区間における軸直交方向の相対変位は断面⑤から最大となるものを選定する。断面⑤の軸直交方向の残留変位を表 6.1.6-69 に、津波時の軸直交方向の変位増分を表 6.1.6-70 に示す。また、これらを合計した変位量を表 6.1.6-71 に示す。

津波時のJ区間における軸方向の相対変位は生じないため、残留変位のみで評価を行うこととし、残留変位は保守的にJ区間の地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-36）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-72 に示す。

その結果、J区間での最大相対変位量は軸直交方向が 19.5mm、軸方向が 1.0mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-69 J区間における軸直交方向の残留変位

（鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m）

方向	評価対象断面	地震動	解析ケース	残留変位 (mm)
軸直交方向	断面⑤	S s - D 2 (--)	①×②	0.1
			①×③	0.1

表 6.1.6-70 津波時のJ区間における軸直交方向の変位増分

（鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m）

方向	評価対象断面	解析ケース	津波時変位増分 (mm)
軸直交方向	断面⑤	①	19.35
		②	19.34
		③	19.36

表 6.1.6-71 津波時のJ区間における軸直交方向の相対変位量

（鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m）

方向	評価対象断面	解析ケース	地震時最終変位量 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	断面⑤	①	0.1*	19.35	19.45	30
		②	0.1	19.34	19.44	30
		③	0.1	19.36	19.46	30

注記 \*：解析ケース①の残留変位は、解析ケース②と解析ケース③の大きい方を考慮する。

表 6.1.6-72 津波時の J 区間における軸方向の相対変位量  
 (鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	1.0*	0	1.0	6

注記 \* : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

### 6.3 重畳時相対変位

#### (1) A 区間（一般部のうち突出長変化部：構造境界部）

重畳時の A 区間における軸直交方向の残留変位は、津波時と同様で表 6.1.6-73 のとおりである。重畳時の A 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の変位増分は、断面①、断面②及び断面③のから最大となるものを選定する。残留変位と合計した変位量を表 6.1.6-73 に示す。

重畳時の A 区間における軸方向の相対変位は、保守的に地震時で評価した相対変位を用い、残留変位についても保守的に地震時の最大相対変位（表 6.1.6-17）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-74 に示す。

その結果、A 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 88.7mm、軸方向が 24.6mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-73 重畳時の A 区間における軸直交方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	位相	解析ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	断面①	S d - D 2	(++)	①	1.5	71.9	73.4	350
			(-+)	①	1.5	79.6	81.1	350
			(+-)	①	1.5	76.4	77.9	350
			(--)	①	1.5	72.7	74.2	350
			(-+)	②	1.5	78.5	80.0	350
			(-+)	③	0.3	76.2	76.5	350
	断面②	S d - D 2	(++)	①	1.2	77.0	78.2	350
			(-+)	①	1.2	78.7	79.9	350
			(+-)	①	1.2	77.5	78.7	350
			(--)	①	1.2	77.9	79.1	350
			(-+)	②	0.8	77.3	78.1	350
			(-+)	③	3.5	78.8	82.3	350
	断面③	S d - D 2	(++)	①	4.3	77.2	81.5	350
			(-+)	①	4.3	82.3	86.6	350
			(+-)	①	4.3	79.5	83.8	350
			(--)	①	4.3	81.7	86.0	350
			(-+)	②	2.4	80.7	83.1	350
			(-+)	③	5.7	83.0	88.7	350

表 6.1.6-74 重畳時の A 区間における軸方向の相対変位量  
 (鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	12.3*	12.3	24.6	150

注記 \* : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(2) B 区間（一般部のうち背面補強工間：構造境界部）

重畳時の B 区間における軸直交方向の残留変位は、津波時と同様で表 6.1.6-75 のとおりである。重畳時の B 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の変位増分は、断面①、断面②及び断面③から最大となるものを選定する。残留変位と合計した変位量を表 6.1.6-75 に示す。

重畳時の B 区間における軸方向の相対変位は、保守的に地震時で評価した相対変位を用い、残留変位についても保守的に地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-19）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-76 に示す。

その結果、B 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 168.5mm、軸方向が 44.4mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-75 重畳時の B 区間における軸直交方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	位相	解析ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	断面①	S d - D 2	(++)	①	24.4	126.0	150.4	350
			(-+)	①	24.4	112.3	136.7	350
			(+-)	①	24.4	126.8	151.2	350
			(--)	①	24.4	115.0	139.4	350
			(+-)	②	20.9	116.0	136.9	350
			(+-)	③	31.5	137.0	168.5	350
	断面②	S d - D 2	(++)	①	16.2	104.9	121.1	350
			(-+)	①	16.2	107.2	123.4	350
			(+-)	①	16.2	106.4	122.6	350
			(--)	①	16.2	107.3	123.5	350
			(--)	②	14.5	103.1	117.6	350
			(--)	③	18.2	116.8	135.0	350
	断面③	S d - D 2	(++)	①	25.3	111.9	137.2	350
			(-+)	①	25.3	117.5	142.8	350
			(+-)	①	25.3	115.5	140.8	350
			(--)	①	25.3	115.9	141.2	350
			(-+)	②	22.9	115.7	138.6	350
			(-+)	③	27.7	118.9	146.6	350

表 6.1.6-76 重畳時の B 区間における軸方向の相対変位量  
 (鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	22.2*	22.2	44.4	150

注記 \* : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。



(3) C 区間（一般部と岩盤部の境界：構造境界部）

重畳時の C 区間における軸直交方向の残留変位は、津波時と同様で表 6.1.6-77 のとおりである。重畳時の C 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の変位増分は、断面①、断面②、断面③及び断面⑤から最大となるものを選定する。残留変位と合計した変位量を表 6.1.6-77 に示す。

重畳時の C 区間における軸方向の相対変位は、保守的に地震時で評価した相対変位を用い、残留変位についても保守的に地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-21）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-78 に示す。

その結果、C 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 168.5mm、軸方向が 28.2mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-77 重畳時の C 区間における軸直交方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	位相	解析ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	断面①	S d - D 2	(++)	①	24.4	126.0	150.4	350
			(-+)	①	24.4	112.3	136.7	350
			(+-)	①	24.4	126.8	151.2	350
			(--)	①	24.4	115.0	139.4	350
			(+-)	②	20.9	116.0	136.9	350
			(+-)	③	31.5	137.0	168.5	350
	断面②	S d - D 2	(++)	①	16.2	104.9	121.1	350
			(-+)	①	16.2	107.2	123.4	350
			(+-)	①	16.2	106.4	122.6	350
			(--)	①	16.2	107.3	123.5	350
			(--)	②	14.5	103.1	117.6	350
			(--)	③	18.2	116.8	135.0	350
	断面③	S d - D 2	(++)	①	25.3	111.9	137.2	350
			(-+)	①	25.3	117.5	142.8	350
			(+-)	①	25.3	115.5	140.8	350
			(--)	①	25.3	115.9	141.2	350
			(-+)	②	22.9	115.7	138.6	350
			(-+)	③	27.7	118.9	146.6	350
	断面⑤	S d - D 2	(++)	①	0.3	55.4	55.7	350
			(-+)	①	0.3	52.3	52.6	350
			(+-)	①	0.3	53.9	54.2	350
			(--)	①	0.3	51.8	52.1	350
			(++)	②	0.3	55.2	55.5	350
			(++)	③	0.3	55.3	55.6	350

表 6.1.6-78 重畳時の C 区間における軸方向の相対変位量  
 (鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	14.1*	14.1	28.2	150

注記 \* : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(4) D区間（岩盤部のうち背面補強工間：構造境界部）

重畳時のD区間における軸直交方向の残留変位は、津波時と同様で表6.1.6-79のとおりである。重畳時のD区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の変位増分は、断面⑤から最大となるものを選定する。残留変位と合計した変位量を表6.1.6-79に示す。

重畳時のD区間における軸方向の相対変位は、保守的に地震時で評価した相対変位を用い、残留変位についても保守的に地震時の最大相対変位量（表6.1.6-23）を考慮する。軸方向の相対変位量を表6.1.6-80に示す。

その結果、D区間での最大相対変位量は軸直交方向が55.6mm、軸方向が4.0mmであり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表6.1.6-79 重畳時のD区間における軸直交方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	位相	解析ケース	残留変位(a) (mm)	重畳時変位増分(b) (mm)	合計(a+b) (mm)	許容限界(mm)
軸直交方向	断面⑤	Sd-D2	(++)	①	0.3	55.4	55.7	350
			(-+)	①	0.3	52.3	52.6	350
			(+-)	①	0.3	53.9	54.2	350
			(--)	①	0.3	51.8	52.1	350
			(++)	②	0.3	55.2	55.5	350
			(++)	③	0.3	55.3	55.6	350

表6.1.6-80 重畳時のD区間における軸方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	残留変位(a) (mm)	重畳時変位増分(b) (mm)	合計(a+b) (mm)	許容限界(mm)
軸方向	2.0*	2.0	4.0	150

注記 \*：軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(5) E 区間（岩盤部のうち背面補強工端部：構造境界部）

重畳時の E 区間における軸直交方向の残留変位は、津波時と同様で表 6.1.6-81 のとおりである。重畳時の E 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の変位増分は、断面⑤及び断面⑥から最大となるものを選定する。残留変位と合計した変位量を表 6.1.6-81 に示す。

重畳時の E 区間における軸方向の相対変位は、保守的に地震時で評価した相対変位を用い、残留変位についても保守的に地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-25）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-82 に示す。

その結果、E 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 66.1mm、軸方向が 13.4mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-81 重畳時の E 区間における軸直交方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	位相	解析ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	断面⑤	S d - D 2	(++)	①	0.3	55.4	55.7	350
			(-+)	①	0.3	52.3	52.6	350
			(+-)	①	0.3	53.9	54.2	350
			(--)	①	0.3	51.8	52.1	350
			(++)	②	0.3	55.2	55.5	350
			(++)	③	0.3	55.3	55.6	350
	断面⑥	S d - D 2	(++)	①	0.1	64.1	64.2	350
			(-+)	①	0.1	60.1	60.2	350
			(+-)	①	0.1	62.0	62.1	350
			(--)	①	0.1	60.4	60.5	350
			(++)	②	0.1	63.1	63.2	350
			(++)	③	0.1	66.0	66.1	350

表 6.1.6-82 重畳時の E 区間における軸方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	6.7*	6.7	13.4	150

注記 \*：軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(6) F 区間（岩盤部のうち突出長変化部：構造境界部）

重畳時の F 区間における軸直交方向の残留変位は、津波時と同様で表 6.1.6-83 のとおりである。重畳時の F 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の変位増分は、断面⑥から最大となるものを選定する。残留変位と合計した変位量を表 6.1.6-83 に示す。

重畳時の F 区間における軸方向の相対変位は、保守的に地震時で評価した相対変位を用い、残留変位についても保守的に地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-26）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-84 に示す。

その結果、F 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 66.1mm、軸方向が 105.2mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-83 重畳時の F 区間における軸直交方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	位相	解析ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	断面⑥	S d - D 2	(++)	①	0.1	64.1	64.2	350
			(-+)	①	0.1	60.1	60.2	350
			(+-)	①	0.1	62.0	62.1	350
			(--)	①	0.1	60.4	60.5	350
			(++)	②	0.1	63.1	63.2	350
			(++)	③	0.1	66.0	66.1	350

表 6.1.6-84 重畳時の F 区間における軸方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	52.6*	52.6	105.2	150

注記 \*：軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(7) H 区間（一般部のうち背面補強工内：構造同一部）

重畳時の H 区間における軸直交方向の残留変位は、津波時と同様で表 6.1.6-61 のとおりである。重畳時の H 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の変位増分は、断面①、断面②及び断面③から最大となるものを選定する。表 6.1.6-85 に弾性設計用地震動 S d - D 2 による断面①、断面②及び断面③の背面補強工天端から鋼製遮水壁天端の相対変位量を示す。この結果から、各断面において、変位量が最大となる地震動を用いて地盤のばらつきを考慮した解析ケース②及び③を実施し、それぞれ解析ケース①との時刻歴相対変位を変位増分とした。残留変位と合計した変位量を表 6.1.6-86 に示す。

重畳時の H 区間における軸方向の相対変位は、保守的に地震時で評価した相対変位を用い、残留変位についても保守的に地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-30）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-87 に示す。

その結果、H 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 18.9mm、軸方向が 3.2mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-85 地震時の H 区間における軸直交方向の単独変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	評価対象 断面	地震動	位相	解析 ケース	単独変位 (mm)
軸直交 方向	断面①	S d - D 2	(++)	①	71.9
			(-+)	①	79.6
			(+-)	①	76.4
			(--)	①	72.7
	断面②	S d - D 2	(++)	①	77.0
			(-+)	①	78.7
			(+-)	①	77.5
			(--)	①	77.9
	断面③	S d - D 2	(++)	①	77.2
			(-+)	①	82.3
			(+-)	①	79.5
			(--)	①	81.7

表 6.1.6-86 重畳時の H 区間における軸直交方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	位相	解析ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	断面①	S d - D 2	(-+)	①×②*	0.1	10.4	10.5	30
			(-+)	①×③*	0.7	14.5	15.2	30
	断面②	S d - D 2	(-+)	①×②*	0.3	9.1	9.4	30
			(-+)	①×③*	1.2	17.7	18.9	30
	断面③	S d - D 2	(--)	①×②*	1.0	13.6	14.6	30
			(--)	①×③*	0.8	14.4	15.2	30

注記 \* : 解析ケース①と解析ケース②又は解析ケース③の時刻歴相対変位を示す。



表 6.1.6-87 重畳時のH区間における軸方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	1.6*	1.6	3.2	6

注記 \*：軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(8) I 区間（岩盤部のうち突出長同一部：構造同一部）

重畳時の I 区間における軸直交方向の残留変位は、津波時と同様で表 6.1.6-65 のとおりである。重畳時の I 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の変位増分は、断面⑥から最大となるものを選定する。表 6.1.6-88 に弾性設計用地震動 S d - D 2 による断面⑥の杭下端から鋼製遮水壁天端の相対変位量を示す。この結果から、断面⑥において、変位量が最大となる地震動を用いて地盤のばらつきを考慮した解析ケース②及び③を実施し、それぞれ解析ケース①との時刻歴相対変位を変位増分とした。残留変位と合計した変位量を表 6.1.6-89 に示す。

重畳時の I 区間における軸方向の相対変位は、保守的に地震時で評価した相対変位を用い、残留変位についても保守的に地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-33）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-90 に示す。

その結果、I 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 5.3mm、軸方向が 2.4mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-88 重畳時の I 区間における軸直交方向の単独変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	評価対象 断面	地震動	位相	解析 ケース	単独変位 (mm)
軸直交 方向	断面⑥	S d - D 2	(++)	①	64.1
			(-+)	①	60.1
			(+-)	①	62.0
			(--)	①	60.4

表 6.1.6-89 重畳時の I 区間における軸直交方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	評価 対象 断面	地震動	位相	解析 ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容 限界 (mm)
軸 直交 方向	断面⑥	S d - D 2	(++)	①×②*	0.1	4.1	4.2	30
			(++)	①×③*	0.1	5.2	5.3	30

注記 \*：解析ケース①と解析ケース②又は解析ケース③の時刻歴相対変位を示す。

表 6.1.6-90 重畳時の I 区間における軸方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	1.2*	1.2	2.4	6

注記 \* : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(9) J 区間（岩盤部のうち背面補強工内：構造同一部）

重畳時の J 区間における軸直交方向の残留変位は、津波時と同様で表 6.1.6-69 のとおりである。重畳時の J 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の変位増分は、断面⑤から最大となるものを選定する。表 6.1.6-91 に弾性設計用地震動 S d - D 2 による断面⑤の背面補強工天端から鋼製遮水壁天端の相対変位量を示す。この結果から、断面⑤において、変位量が最大となる地震動を用いて地盤のばらつきを考慮した解析ケース②及び③を実施し、それぞれ解析ケース①との時刻歴相対変位を変位増分とした。残留変位と合計した変位量を表 6.1.6-92 に示す。

重畳時の J 区間における軸方向の相対変位は、保守的に地震時で評価した相対変位を用い、残留変位についても保守的に地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-36）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-93 に示す。

その結果、J 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 2.4mm、軸方向が 2.0mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-91 重畳時の J 区間における軸直交方向の単独変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	評価対象 断面	地震動	位相	解析 ケース	単独変位 (mm)
軸直交 方向	断面⑤	S d - D 2	(++)	①	54.6
			(-+)	①	51.6
			(+-)	①	53.2
			(--)	①	51.0

表 6.1.6-92 重畳時の J 区間における軸直交方向の相対変位量  
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	評価 対象 断面	地震動	位相	解析 ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位 増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容 限界 (mm)
軸 直交 方向	断面⑤	S d - D 2	(++)	①×②*	0.1	2.0	2.1	30
			(++)	①×③*	0.1	2.3	2.4	30

注記 \*：解析ケース①と解析ケース②又は解析ケース③の時刻歴相対変位を示す。

表 6.1.6-93 重畳時の J 区間における軸方向の相対変位量  
 (鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	1.0*	1.0	2.0	6

注記 \* : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(参考資料 1) 漂流物が防護工端部に衝突した場合の影響について

## 1. 概要

止水ジョイントの相対変位を算出する際の漂流物衝突荷重については、せん断方向の変位が最大となるよう、鋼管杭の中心位置に防潮堤（鋼管式鉛直壁）に対して直角方向に衝突させることを基本としている（図 1）。

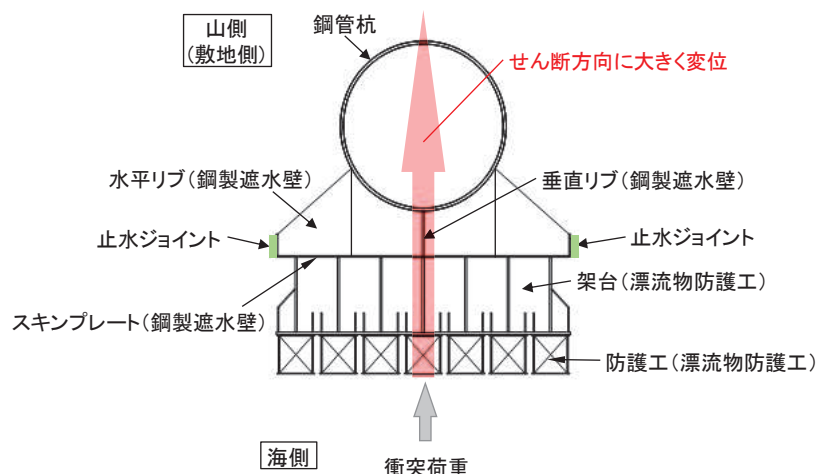
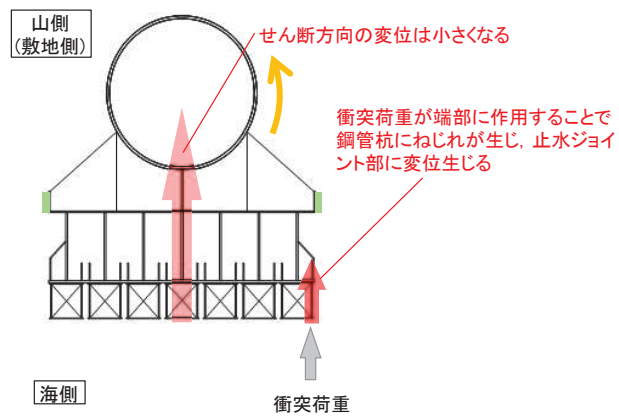


図 1 止水ジョイントの相対変位を算出する際の漂流物衝突荷重（基本ケース）

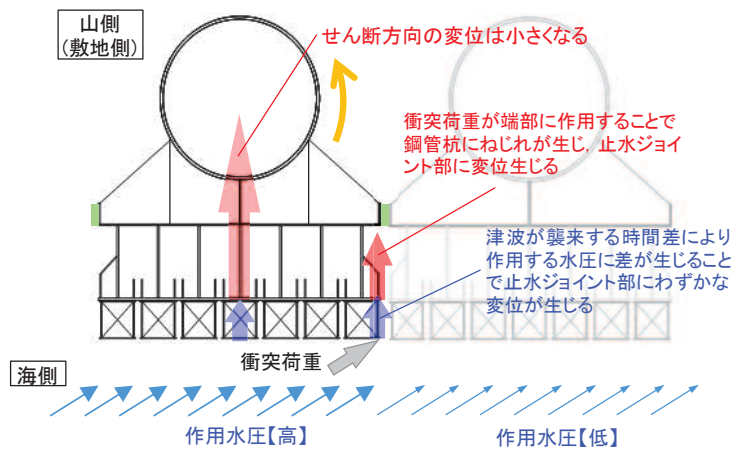
ただし、漂流物が防護工の端部に衝突する場合には、鋼管杭のせん断方向の変位は小さくなるものの、鋼管杭がねじれることにより止水ジョイント部には局所的な変位が生じると考えられる。また、「4.3 漂流物による衝突荷重について」で示すとおり、漂流物の衝突形態は様々であり、漂流物が防潮堤（鋼管式鉛直壁）に対して直角方向に衝突するパターンに加え、衝突荷重のエネルギー密度は低くなるものの、斜め方向から衝突することも考えられる。更に、漂流物が斜めから衝突するような状況においては、防潮堤（鋼管式鉛直壁）に対して津波も斜め方向から襲来しているため、作用している水圧が隣の鋼管杭と異なっていることも想定される。

そのため、漂流物が防護工の端部に直角に衝突した場合と漂流物が防護工の端部に斜めに衝突し、水位差がある場合の検討を行い、止水ジョイントの相対変位に与える影響を確認する（図 2）。漂流物が防護工の端部に斜めに衝突する場合、衝突荷重のエネルギー密度は低くなるが保守的に 2000kN を用いることとする。

なお、漂流物が防護工の端部に衝突した場合に、鋼管杭に生じるねじれの影響については「6.1.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度計算書に関する補足説明」に示す。



【影響検討 1】 漂流物が防護工の端部に直角に衝突した場合



【影響検討 2】 防護工の端部に斜めに衝突し、水位差がある場合

図 2 止水ジョイントの相対変位を算出する際の漂流物衝突荷重（影響検討ケース）

## 2. 漂流物が防護工の端部に直角に衝突した場合の影響

### (1) 検討方法

衝突荷重が防護工端部に直角方向に作用した場合に生じる止水ジョイント変位  $\delta$  について、鋼管杭がねじれることで生じるが、本検討においては、図3のようなモデル化を行い、以下の計算式により算出する。計算に必要な諸元を表1に示す。

$$\delta = \frac{P_c L^3}{3EI}$$

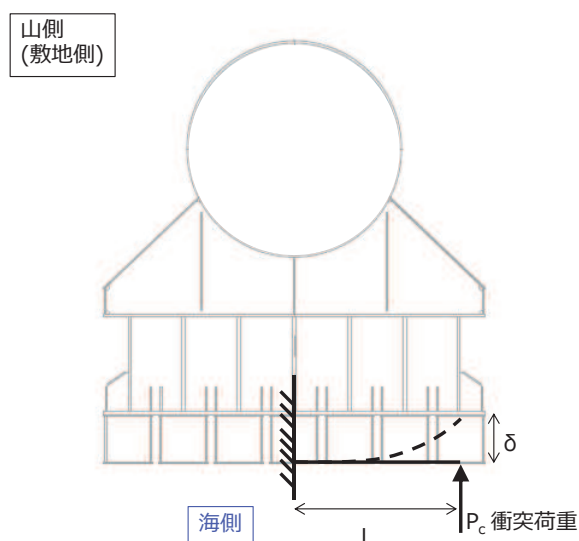


図3 漂流物が防護工端部に衝突した場合の変位算出のモデル化

表1 計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
$P_c$	漂流物衝突荷重	2000	kN
$L$	アーム長	1750	mm
$E$	ヤング率	200000	N/mm <sup>2</sup>
$I$	断面二次モーメント	16199329418	mm <sup>4</sup>

なお、「機械工学便覧」にねじり変位の算出方法が示されているが、この方法では鋼管杭の海側に設置している鋼製遮水壁及び防護工の剛性は考慮することができない。ただし、念のため、鋼製遮水壁及び防護工の剛性を無視し、「機械工学便覧」によるねじり変位も算出する。「機械工学便覧」のねじり変位の算出方法を図4に、計算に必要な諸元を表2に示す。



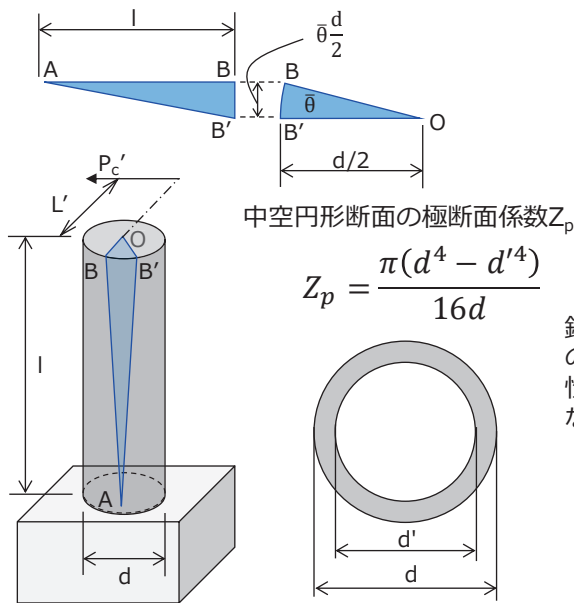
鋼管杭のねじり変位（鋼管杭の外径位置での変位）は、右に示す機械工学便覧の赤枠の式を用いて、以下の式により算出される。

$$\text{鋼管杭の外径位置でのねじり変位} \quad \bar{\theta} \frac{d}{2} = \frac{Wl}{GZ_p}$$

本検討で求めたい変位は鋼管杭外径よりも外側の止水ジョイント部（鋼管杭中心位置から2587mmの位置）であり、せん断41度方向（海→山方向）の変位は上式を変形し、以下の式で求める。

$$\text{止水ジョイント位置でのねじり変位} \times 2587 \times \bar{\theta} \times \cos 41 = 2587 \times \frac{Wl}{GZ_p} \times \frac{2}{d} \times \cos 41$$

上述の式を、下に示す防潮堤に適用する。なお、鋼管杭は高さ方向に3種類あることから、それぞれの変位を算出して合算する。



**7・1 丸軸のねじり**

**7・1・1 弾性変形**  $d$ : 丸軸の直径,  $l$ : 丸軸の長さ,  $I_p$ : 軸心に対する断面二次極モーメント  $= \pi d^4/32$  (中実丸軸のとき),  $G$ : 横弾性係数,  $W$ : 偶力,  $L$ : 偶力の腕の長さ,  $\bar{\theta}$ : 全長のねじれ角,  $\theta$ : 比ねじれ角,  $\rho$ : 軸心から任意点までの半径,  $r$ : 半径  $\rho$  におけるせん断ひずみ,  $\tau$ : 半径  $\rho$  におけるせん断応力,  $\tau_{max}$ : 外周部における最大せん断応力 とすれば、ねじりモーメント

$$T = WL, \quad \gamma_{max} = \tau_{max}/G, \quad \tau = 2\rho\tau_{max}/d,$$

$$\tau_{max} = \frac{T}{I_p} \frac{d}{2} = \frac{T}{Z_p} = \frac{16T}{\pi d^3} = G\theta \frac{d}{2},$$

$$\bar{\theta} = \frac{Tl}{GI_p} = \frac{32Tl}{\pi d^4 G}, \quad \theta = \frac{\bar{\theta}}{l} = \frac{T}{GI_p}$$

$Z_p$  を極断面係数という。

機械工学便覧抜粋（一部加筆）

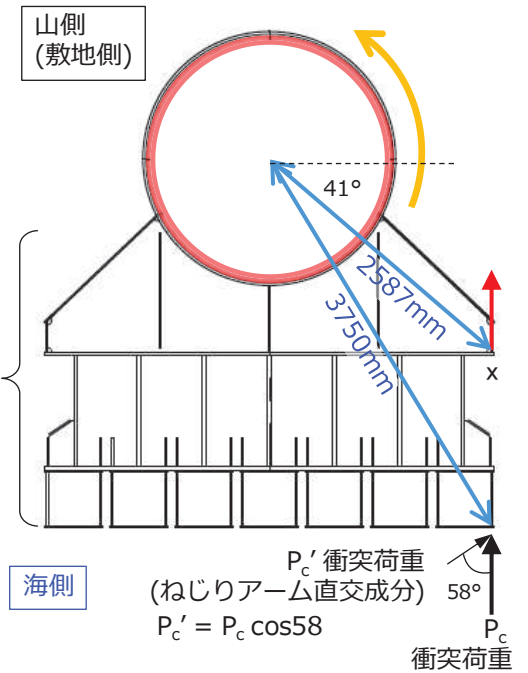


図4 「機械工学便覧」に基づくねじり変位の算出方法

表 2 計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
E	ヤング率	200000	N/mm <sup>2</sup>
$\nu$	ポアソン比	0.3	-
G	せん断弾性係数	76923.1	N/mm <sup>2</sup>
$P_c$	漂流物衝突荷重	2000	kN
$P_c'$	漂流物衝突荷重（ねじり方向）	1060*	kN
$L'$	ねじりアーム長	3750	mm
$d_c$	鋼管杭外径（O.P.+18.5～20.0m）	2498	mm
$d_c'$	鋼管杭内径（O.P.+18.5～20.0m）	2430	mm
$Z_{pc}$	極断面係数（O.P.+18.5～20.0m）	$3.199 \times 10^8$	mm <sup>3</sup>
$l_c$	鋼管杭の長さ（O.P.+18.5～20.0m）	1500	mm
$d_b$	鋼管杭外径（O.P.+20.0～23.5m）	2198	mm
$d_b'$	鋼管杭内径（O.P.+20.0～23.5m）	2120	mm
$Z_{pb}$	極断面係数（O.P.+20.0～23.5m）	$2.806 \times 10^8$	mm <sup>3</sup>
$l_b$	鋼管杭の長さ（O.P.+20.0～23.5m）	3500	mm
$d_a$	鋼管杭外径（O.P.+23.5～25.0m）	2198	mm
$d_a'$	鋼管杭内径（O.P.+23.5～25.0m）	2150	mm
$Z_{pa}$	極断面係数（O.P.+23.5～25.0m）	$1.763 \times 10^8$	mm <sup>3</sup>
$l_a$	鋼管杭の長さ（O.P.+23.5～25.0m）	1500	mm

注記 \* :  $P_c' = P_c \times \cos 41$

(2) 検討結果

図3のモデル化で検討した結果、衝突荷重を防護工の端部に作用させた場合に生じる止水ジョイント部の変位は1.1mmとなった。

また、鋼管杭中心に衝突させた場合のウレタンシリコーン目地設置箇所の津波時変位増分は21.4mm、ゴムジョイント設置箇所の津波時変位増分は93.5mmである。衝突荷重が防護工の端部に作用した場合は、これらの変位増分よりも小さくなるが、本検討では保守的に、衝突荷重を防護工の端部に作用させた場合に生じる止水ジョイント部の変位1.1mmも考慮することとした。

表3及び表4に示すように、衝突荷重を防護工の端部に作用させた場合に生じる止水ジョイント部の変位1.1mmを考慮したとしても、止水ジョイントの成立性に影響がないことを確認した。

なお、念のため、鋼製遮水壁及び防護工の剛性を無視し、「機械工学便覧」の算出方法から求めた場合では変位は2.4mmであり、仮にこの変位を津波時変位増分に考慮したとしても止水ジョイントの成立性に影響がないことを確認した。

表3 ウレタンシリコーン目地設置箇所の津波時相対変位量  
(H区間：鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	残留変位(a) (mm)	津波時変位増分(b) (mm)	合計(a+b) (mm)	許容限界(mm)
軸直交方向*1	断面②	③	1.2	21.4	22.6	30
軸直交方向 (端部直角衝突考慮)	断面②	③	1.2	22.5 (=21.4+1.1)	23.7*2	30

注記\*1：「4. 評価結果」の値を再掲。

\*2：鋼製遮水壁及び防護工の剛性を無視し、「機械工学便覧」のねじり変位2.4mmを考慮した場合でも25.0mmであり、許容限界以下である。

表4 ゴムジョイント設置箇所の津波時相対変位量  
(B区間(C区間)：鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	残留変位(a) (mm)	津波時変位増分(b) (mm)	合計(a+b) (mm)	許容限界(mm)
軸直交方向*1	断面①	③	31.5	93.5	125.0	350
軸直交方向 (端部直角衝突考慮)	断面①	③	31.5	94.6 (=93.5+1.1)	126.1*2	350

注記\*1：「4. 評価結果」の値を再掲。

\*2：鋼製遮水壁及び防護工の剛性を無視し、「機械工学便覧」のねじり変位2.4mmを考慮した場合でも127.4mmであり、許容限界以下である。

3. 漂流物が防護工の端部に斜めに衝突し、水位差がある場合の影響

(1) 検討方法

衝突荷重が防護工端部に斜め方向から作用した場合に生じる止水ジョイント変位  $\delta$  について、図 5 のようなモデル化を行い、以下の計算式により算出する。計算に必要な諸元を表 5 に示す。

$$\delta = \frac{P_c' L^3}{3EI}$$

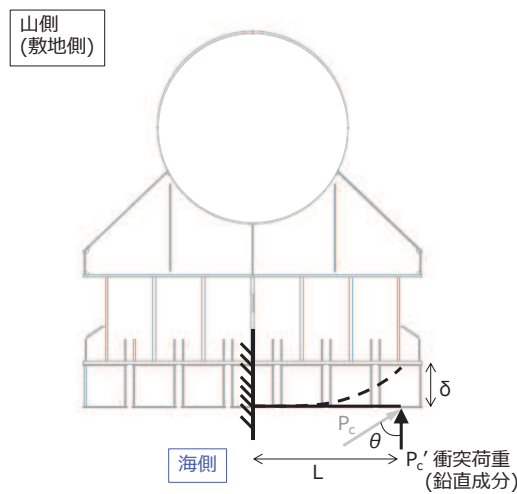


図 5 漂流物が防護工端部に衝突した場合の変位算出のモデル化

表 5 計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
$P_c$	衝突荷重	2000	kN
$P_c'$	衝突荷重（鉛直成分）	1060*	kN
$\theta$	衝突荷重の作用角度	58	°
L	アーム長	1750	mm
E	ヤング率	200000	N/mm <sup>2</sup>
I	断面二次モーメント	16199329418	mm <sup>4</sup>

注記 \* :  $P_c' = P_c \times \cos \theta$

衝突荷重が防護工端部に斜め方向から作用した場合についても、「2. (2) 漂流物が防護工の端部に直角に衝突した場合の影響」と同様、保守的に、鋼製遮水壁及び防護工の剛性を無視し、「機械工学便覧」に基づきねじり変位を算出する。機械工学便覧」のねじり変位の算出方法及び計算に必要な諸元を、図 6 及び表 6 に示す。

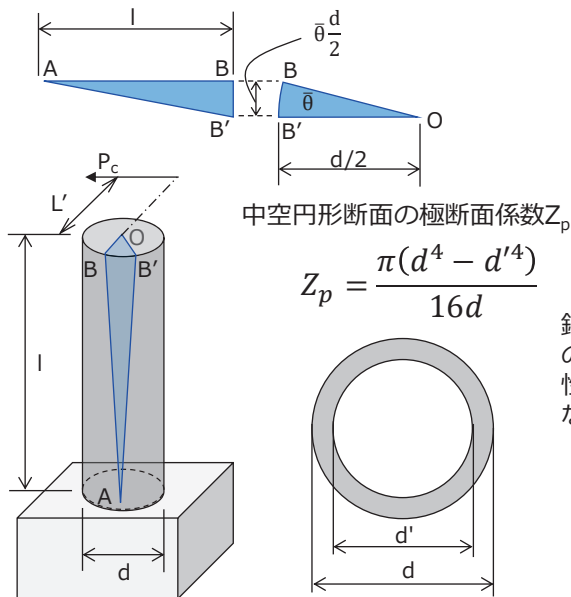
鋼管杭のねじり変位（鋼管杭の外径位置での変位）は、右に示す機械工学便覧の赤枠の式を用いて、以下の式により算出される。

$$\text{鋼管杭の外径位置でのねじり変位} \quad \theta \frac{d}{2} = \frac{W L l}{G Z_p}$$

本検討で求めたい変位は鋼管杭外径よりも外側の止水ジョイント部（鋼管杭中心位置から2587mmの位置）であり、せん断41度方向（海→山方向）の変位は上式を変形し、以下の式で求める。

$$\text{止水ジョイント位置でのねじり変位} \times 2587 \times \bar{\theta} \times \cos 41 = 2587 \times \frac{W L l}{G Z_p} \times \frac{2}{d} \times \cos 41$$

上述の式を、下に示す防潮堤に適用する。なお、鋼管杭は高さ方向に3種類あることから、それぞれの変位を算出して合算する。



**7・1 丸軸のねじり**

**7・1・1 弾性変形**  $d$ : 丸軸の直径,  $l$ : 丸軸の長さ,  $I_p$ : 軸心に対する断面二次極モーメント  $= \pi d^4 / 32$  (中実丸軸のとき),  $G$ : 横弾性係数,  $W$ : 偶力,  $L$ : 偶力の腕の長さ,  $\bar{\theta}$ : 全長のねじれ角,  $\theta$ : 比ねじれ角,  $\rho$ : 軸心から任意点までの半径,  $r$ : 半径  $\rho$  におけるせん断ひずみ,  $\tau$ : 半径  $\rho$  におけるせん断応力,  $\tau_{max}$ : 外周部における最大せん断応力 とすれば, ねじりモーメント

$$T = W L, \quad \gamma_{max} = \tau_{max} / G, \quad \tau = 2 \rho \tau_{max} / d,$$

$$\tau_{max} = \frac{T}{I_p} \frac{d}{2} = \frac{T}{Z_p} = \frac{16T}{\pi d^3} = G \theta \frac{d}{2}$$

$$\bar{\theta} = \frac{T L}{G I_p} = \frac{32 T L}{\pi d^4 G}, \quad \theta = \frac{\bar{\theta}}{l} = \frac{T}{G I_p}$$

$Z_p$  を極断面係数という。

機械工学便覧抜粋（一部加筆）

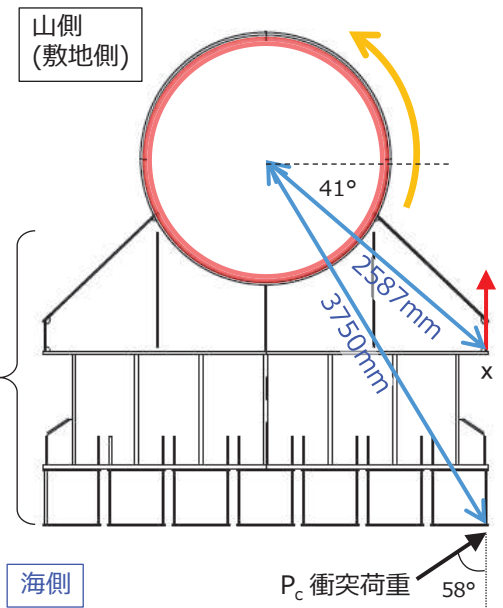


図6 「機械工学便覧」に基づくねじり変位の算出方法  
(漂流物が斜めに衝突した場合)

表 6 計算に必要な諸元（漂流物が斜めに衝突した場合）

記号	定義	数値	単位
E	ヤング率	200000	N/mm <sup>2</sup>
$\nu$	ポアソン比	0.3	-
G	せん断弾性係数	76923.1	N/mm <sup>2</sup>
$P_c$	漂流物衝突荷重（ねじり方向）	2000	kN
$L'$	ねじりアーム長	3750	mm
$d_c$	鋼管杭外径（O. P. +18.5～20.0m）	2498	mm
$d_c'$	鋼管杭内径（O. P. +18.5～20.0m）	2430	mm
$Z_{pc}$	極断面係数（O. P. +18.5～20.0m）	$3.199 \times 10^8$	mm <sup>3</sup>
$l_c$	鋼管杭の長さ（O. P. +18.5～20.0m）	1500	mm
$d_b$	鋼管杭外径（O. P. +20.0～23.5m）	2198	mm
$d_b'$	鋼管杭内径（O. P. +20.0～23.5m）	2120	mm
$Z_{pb}$	極断面係数（O. P. +20.0～23.5m）	$2.806 \times 10^8$	mm <sup>3</sup>
$l_b$	鋼管杭の長さ（O. P. +20.0～23.5m）	3500	mm
$d_a$	鋼管杭外径（O. P. +23.5～25.0m）	2198	mm
$d_a'$	鋼管杭内径（O. P. +23.5～25.0m）	2150	mm
$Z_{pa}$	極断面係数（O. P. +23.5～25.0m）	$1.763 \times 10^8$	mm <sup>3</sup>
$l_a$	鋼管杭の長さ（O. P. +23.5～25.0m）	1500	mm

また、漂流物が斜めから衝突するような状況においては、防潮堤（鋼管式鉛直壁）に対して津波も斜め方向から襲来していると考えられるため、作用する水圧も隣の鋼管杭と異なっていると想定される。そのため、以下に示す①～③の流れで検討を行った。

その結果、図7に示すように、隣接している計算格子の水位時刻歴はほぼ同じであり、最大水位となる付近でわずかに水位差が生じているのみで、水位差が継続している状況ではないため、この水位差による設計への影響はないと考えられるが、念のため、最大水位付近で瞬間的に発生している水位差 0.2m の影響を確認する。

- ① 津波の遡上解析結果から評価対象とする計算格子を抽出する（止水ジョイント部は防潮堤（鋼管式鉛直壁）の区間にのみ設定されるものの、盛土堤防部の方が水位の上昇量が高いことを踏まえ、図6の(B)を評価対象の格子とする）。
- ② 評価対象とする格子及び隣の格子（防潮堤の設置方向）の合計3つの格子の水位時刻歴波形を確認し、評価対象とする格子との水位差時刻歴を確認する。
- ③ 水位差時刻歴を包絡する水位差を設定し、影響検討に用いる水位差とする。

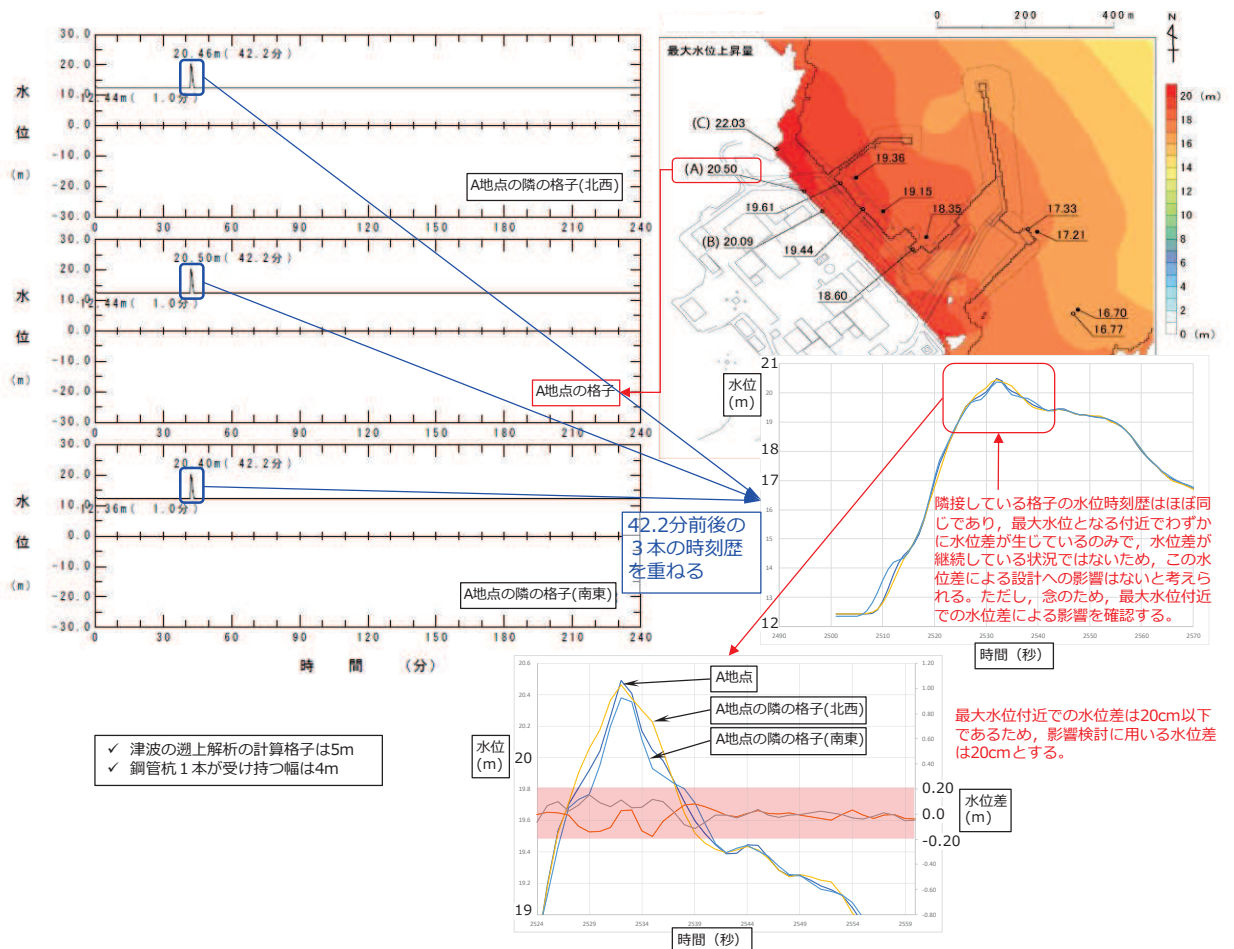
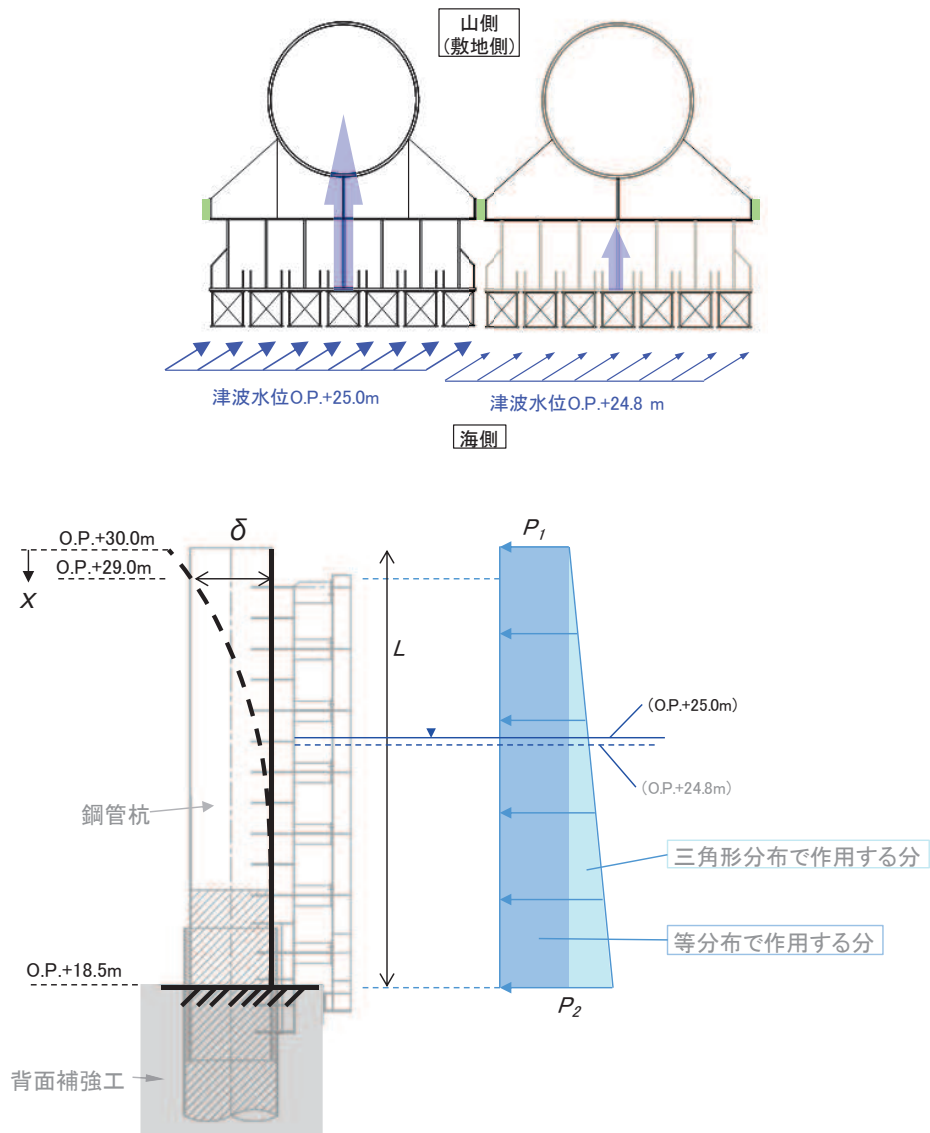


図7 影響検討に用いる水位差の検討

次に、水位差 0.2m で生じる隣同士の鋼管杭の相対変位について算出する。設計用の津波水位は O.P.+25.0m であることから、隣の鋼管杭に作用する津波水位は 24.8m とし、各鋼管杭に生じる変位は、図 8 のようにモデル化することで算出し、得られた変位の差分が鋼管杭間に生じる相対変位となる。

表 6 に水位差が生じた場合の変位算出に必要な諸元及び結果を示す。



【等分布荷重で生じる変位】

$$\delta_{\text{①}} = \frac{P_1 BL^4}{24EI} \left( 3 - 4 \frac{x}{L} + \left( \frac{x}{L} \right)^4 \right)$$

【三角形分布荷重で生じる変位】

$$\delta_{\text{②}} = \frac{(P_2 - P_1) BL^4}{120EI} \left( 4 - 5 \frac{x}{L} + \left( \frac{x}{L} \right)^5 \right)$$

図 8 水位差が生じた場合の変位の算出方法



表 7 水位差が生じた場合の変位の算出に必要な諸元及び結果

記号	定義	数値		単位
		津波水位 O.P. +24.8m	津波水位 O.P. +25.0m	
-	鋼管杭の天端高さ (O.P.)	30.0		m
P <sub>1</sub>	鋼管杭の天端波圧	70.195	73.225	kN/m <sup>2</sup>
-	背面補強工天端高さ (O.P.)	18.5		m
P <sub>2</sub>	背面補強工天端波圧	186.345	189.375	kN/m <sup>2</sup>
D	鋼管杭の外径*	2.2		m
d	鋼管杭の内径*	2.15		m
E	鋼管杭のヤング率	200000000		kN/m <sup>2</sup>
I	鋼管杭の断面二次モーメント*	0.101026441		m <sup>4</sup>
L	背面補強工天端から鋼管杭天端までの長さ	11.5		m
B	鋼製遮水壁の幅	4.0		m
x	変位算出位置 (鋼管杭の天端高さからの距離)	1.0		m
δ <sub>①</sub>	等分布荷重による変位①	26.86	28.02	mm
δ <sub>②</sub>	三角形分布荷重による変位②	11.95	11.95	mm
δ	津波荷重による変位 (①+②)	38.81	39.97	mm
δ <sub>相対変位</sub>	0.2m の津波水位差による変位	1.2		mm

注記\* : 鋼管杭の断面二次モーメントが小さくなるよう、保守的に全長にわたり鋼管杭の径を設定。

(2) 検討結果

図5のモデル化で検討した結果、衝突荷重を防護工の端部に斜め方向に作用させた場合に生じる止水ジョイント部の変位は0.6mmとなった。また、この際に生じる津波水位差による変位は1.2mmとなった。

「2.(2) 漂流物が防護工の端部に直角に衝突した場合の影響」と同様、衝突荷重が防護工の端部に作用した場合は、鋼管杭中心に衝突させた場合の津波時変位増分よりも小さくなり、漂流物が斜めから衝突することも考慮すると、更に小さくなるが、本検討では保守的に、鋼管杭中心に衝突させた場合の津波時変位増分に、上記の0.6mm及び1.2mmの変位も考慮することとした。

表7及び表8に示すように、衝突荷重を防護工の端部に作用させた場合に生じる変位及び津波水位差による変位の合計1.8mmを考慮したとしても、止水ジョイントの成立性に影響がないことを確認した。

なお、念のため、鋼製遮水壁及び防護工の剛性を無視し、「機械工学便覧」の算出方法から求めた場合でも変位は4.4mmであり、仮にこの変位を鋼管杭中心に衝突させた場合の津波時変位増分に考慮したとしても止水ジョイントの成立性に影響がないことを確認した。このときの保守性の考え方について図9に示す。

表8 ウレタンシリコーン目地設置箇所の津波時相対変位量

(H区間：構造同一部（一般部のうち背面補強工内），断面②，鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	残留変位(a) (mm)	津波時変位増分(b) (mm)	合計(a+b) (mm)	許容限界(mm)
軸直交方向*1	断面②	③	1.2	21.4	22.6	30
軸直交方向 (端部斜め衝突考慮)	断面②	③	1.2	23.2 (=21.4+1.8)	24.4*2	30

注記\*1：「4. 評価結果」の値を再掲。

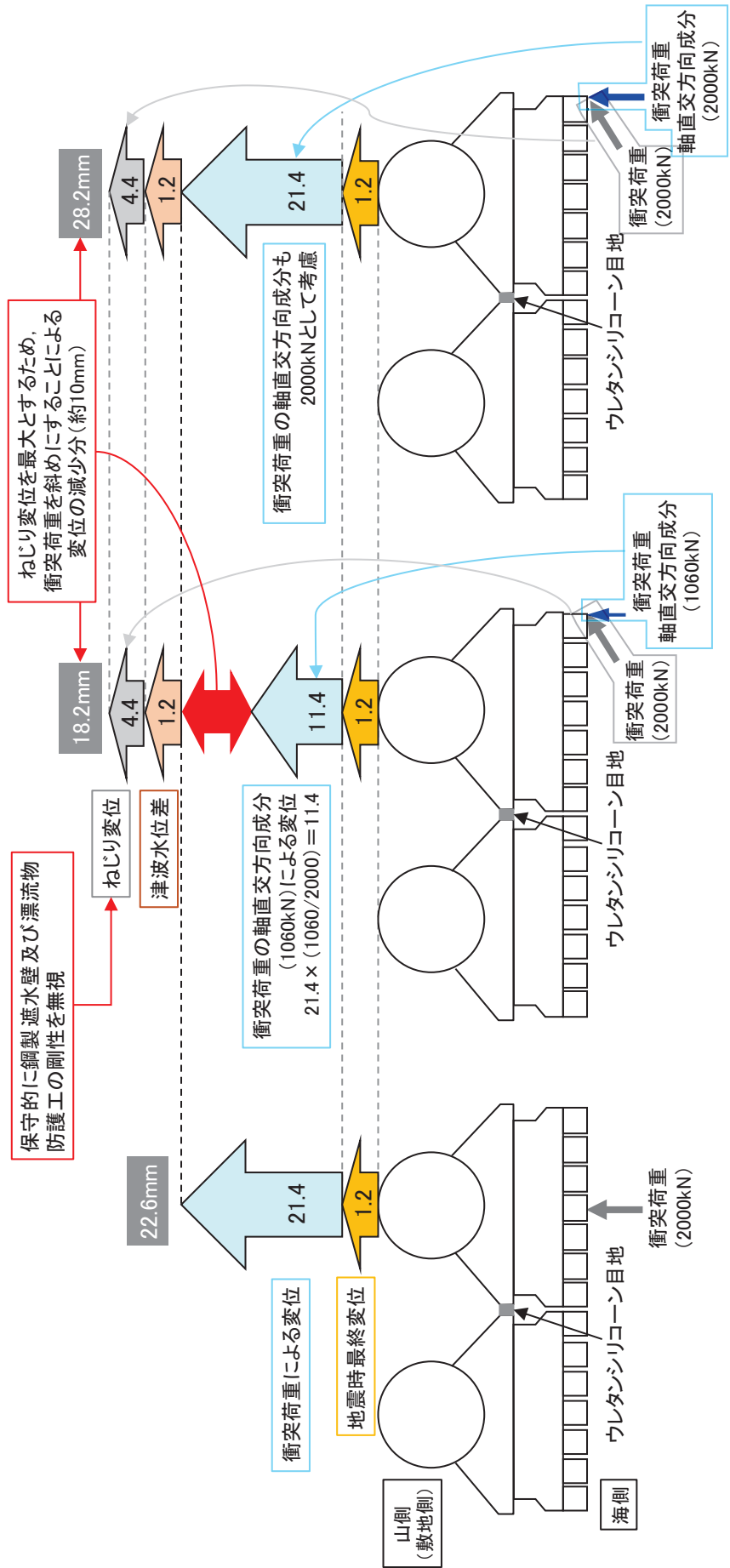
\*2：鋼製遮水壁及び防護工の剛性を無視し、「機械工学便覧」のねじり変位4.4mmを考慮した場合でも28.2mmであり、許容限界以下である（保守性の考え方を図9に示す）。

表9 ゴムジョイント設置箇所の津波時相対変位量  
(B区間 (C区間) : 鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向*1	断面①	③	31.5	93.5	125.0	350
軸直交方向 (端部斜め衝突考慮)	断面①	③	31.5	95.3 (=93.5+1.8)	126.8*2	350

注記\*1 : 「4. 評価結果」の値を再掲。

\*2 : 鋼製遮水壁及び防護工の剛性を無視し、「機械工学便覧」のねじり変位 4.4mm を考慮した場合でも 130.6mm であり、許容限界以下である。



漂流物が防護工端部に斜めに衝突した場合の変位 (津波水位差の影響を含む)

漂流物を鋼管杭中心に衝突させた場合の変位

図9 漂流物を防護工端部に斜めから衝突させた場合の変位に関する保守性の考え方

6. 浸水防護施設に関する補足説明

6.1 防潮堤に関する補足説明

6.1.7 背面補強工及び置換コンクリートに使用するコンクリートのせん断強度について

目 次

1. 概要	1
2. 文献による記載と適用性	2
3. 室内試験	3
3.1 コンクリートの配合	3
3.2 供試体の作製	3
3.3 一面せん断試験の方法	4
3.4 試験結果	5
3.5 圧縮強度とせん断強度の比	6

## 1. 概要

背面補強工及び置換コンクリートに使用するコンクリートのせん断強度については、文献（土木学会 2013年 コンクリート標準示方書 ダムコンクリート編）及び室内試験に基づいて、圧縮強度の 1/5 として設定したものである。

ここでは、設定したせん断強度の妥当性について説明する。

## 2. 文献による記載と適用性

土木学会 2013 年 コンクリート標準示方書 ダムコンクリート編には以下の記載がある。

『ダムコンクリートのせん断強度は，ダムコンクリートが等方体と考えられる場合には，設計計算上必要なパラメータとならないが，水平打継目におけるせん断摩擦安全率を検討する場合には，水平打継目のせん断強度が必要となる。水平打継目のせん断強度は打継目処理の方法によって大きく変化するが，丁寧な打継目処理を施した場合，水平打継目のせん断強度はダムコンクリート自身のせん断強度とほぼ等しい値を示す。この値はダムコンクリートの圧縮強度のおよそ 1/5 である。』

ここで，ダムコンクリート編において取り扱うコンクリートは，発生する応力が曲げ主体ではなく，地盤のようにせん断で抵抗する形状のコンクリートである。防潮堤においてせん断強度を圧縮強度の 1/5 として設定するコンクリートは，背面補強工及び置換コンクリートであり，図 2-1 に示すように同様の形状のコンクリートであるため，この記載を適用することは妥当であると考えられる。

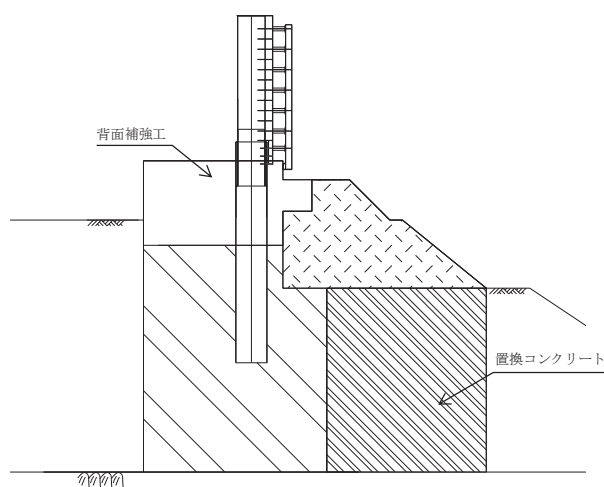


図 2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部 断面図

### 3. 室内試験

女川原子力発電所の安全対策工事で使用するコンクリート材料を用いて、一軸圧縮強度試験及び一面せん断試験を実施し、圧縮強度とせん断強度の比を確認した。

#### 3.1 コンクリートの配合

試験に使用したコンクリートは、表 3-1 に示す配合を用いた。この配合は、防潮堤の背面補強工において用いているものである。

表 3-1 試験に使用したコンクリートの配合

配合	セメント種類	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )				
				水	セメント	細骨材		粗骨材
				W	C	S1	S2	G
30-12-20FB	フライアッシュ セメント B 種	50.0	44.6	160	320	318	478	1030

#### 3.2 供試体の作製

供試体は、100 mm×100 mm×100 mmの立方体とし、打ち込みの翌日に脱型した後、ただちに 20℃標準水槽で水中養生を行った。

試験は、材齢 28 日で実施した。



### 3.3 一面せん断試験の方法

試験は、図 3-1 に示すように供試体をせん断試験治具とテフロンシートを介して  
載荷盤にセットして実施した。載荷は 300t 圧縮試験機により行い、供試体破壊時の  
最大荷重を測定した。試験ケースについては、せん断面の傾きを  $15^\circ$  と  $30^\circ$  とした  
試験をそれぞれ 6 体ずつの供試体について実施した。

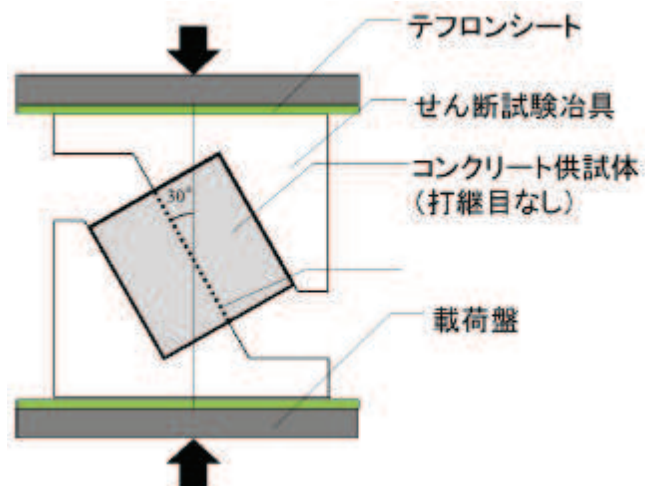


図 3-1 一面せん断試験の概要 (せん断面の傾きを  $30^\circ$  とした場合)

### 3.4 試験結果

破壊時のせん断面への垂直応力及びせん断応力は次式であらわされる。

$$\sigma = P / A \cdot \sin \theta \times 1000$$

$$\tau = P / A \cdot \cos \theta \times 1000$$

ここに、

P : 破壊時の荷重 (kN)

A : せん断面の面積 (mm<sup>2</sup>)

$\theta$  : せん断面の傾き (°)

この関係式を用いて整理した結果を表 3-2 に示す。

表 3-2 一面せん断試験結果

せん断面 角度 ( $\theta$ )	供試体 番号	断面積 (A) (mm <sup>2</sup> )	破壊時の 荷重 (P) (kN)	垂直応力 ( $\sigma$ ) (N/mm <sup>2</sup> )	垂直応力 平均値 (N/mm <sup>2</sup> )	せん断 応力 ( $\tau$ ) (N/mm <sup>2</sup> )	せん断 応力 平均値 (N/mm <sup>2</sup> )
15°	1	10017	126	3.22	3.28	12.03	12.26
	2	10107	114	2.92		10.89	
	3	10078	120	3.08		11.50	
	4	10076	138	3.54		13.23	
	5	10014	145	3.75		13.99	
	6	10048	124	3.19		11.92	
30°	7	10071	221	10.97	10.99	19.00	19.04
	8	10059	225	11.18		19.37	
	9	10073	232	11.52		19.95	
	10	10073	209	10.37		17.97	
	11	10047	219	10.90		18.88	
	12	10045	221	11.00		19.05	

### 3.5 圧縮強度とせん断強度の比

#### (1) 純せん断強度

本試験結果から、次式に示す Mohr-Coulomb の破壊基準により、垂直応力が 0 のときのせん断強度、すなわち純せん断強度を算出する。

$$\tau = f \cdot \sigma + \tau_0$$

ここに、

f : 摩擦係数

$\tau_0$  : 純せん断強度 (N/mm<sup>2</sup>)

この関係式を用いて整理した結果を表 3-3 及び図 3-2 に示す。

表 3-3 せん断応力と垂直応力の関係及び純せん断強度

	摩擦係数 (f)	純せん断強度 ( $\tau_0$ ) (N/mm <sup>2</sup> )
平均値による関係	0.88	9.37
最低値による関係 (参考)	0.95	8.12

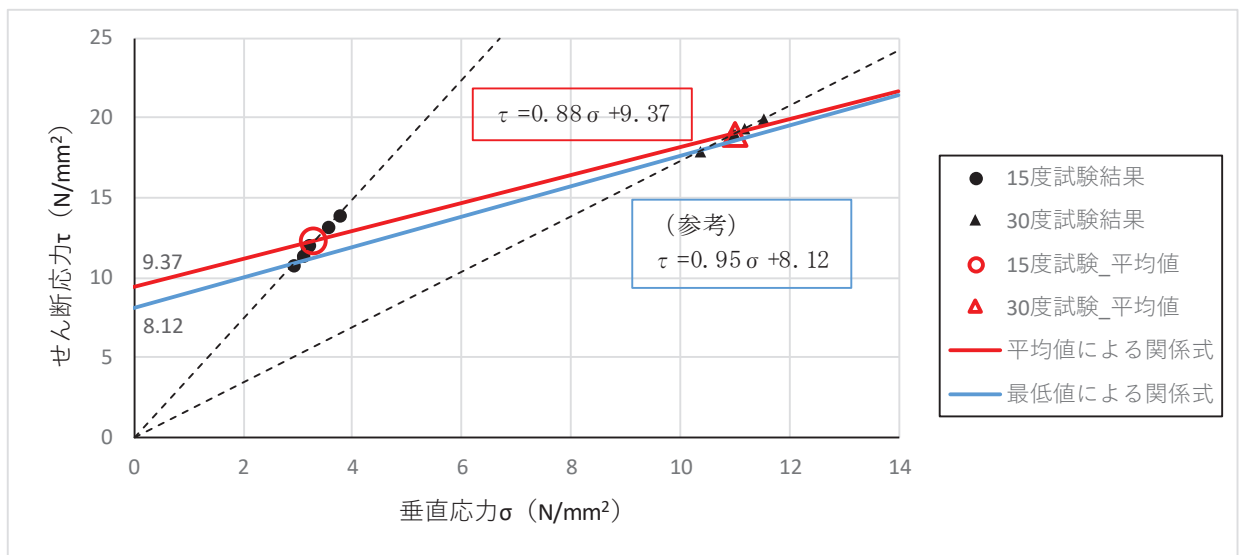


図 3-2 せん断応力と垂直応力の関係

(2) 圧縮強度とせん断強度の比

一面せん断試験に使用したコンクリートと同配合，同材齢（28 日）の試料を用いて，3 供試体で一軸圧縮強度試験を実施した。

一軸圧縮強度試験の結果及び圧縮強度と(1)で求めた純せん断強度の比を表 3-4 に示す。

純せん断強度の圧縮強度との比は 0.265 であり，圧縮強度の 1/5 以上であることを試験により確認できた。

なお，試験値の最低値から求めた場合でも比は 0.230 であり，圧縮強度の 1/5 以上である。

表 3-4 圧縮強度及び圧縮強度と純せん断強度の比

圧縮強度 ( $\sigma_{28}$ ) (N/mm <sup>2</sup> )		純せん断強度 ( $\tau_0$ ) (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度との比
試験値	平均値		
35.5	35.3	9.37	0.265
34.8			
35.5			
(参考) 最低値から求めた純せん断強度		(8.12)	(0.230)

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.1 防潮堤に関する補足説明
- 6.1.8 セメント改良土の品質確認方針

## 目 次

1. セメント改良土の概要	1
2. セメント改良土の設置位置	2
3. セメント改良土の品質確認方針	4
3.1 品質管理の基本方針	4
3.2 セメント改良土の物性値	5
3.3 品質確認準拠基準について	8
3.4 品質確認試験	8

## 1. セメント改良土の概要

女川のセメント改良土は、発電所構内で採取した掘削土にセメントを混合して製造したセメント改良土を造成する工法であり、防潮堤（盛土堤防）の堤体本体に採用している。

また、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の海側の地盤の一部についてもセメント改良土による盛土として採用している。

## 2. セメント改良土の設置位置

セメント改良土を設置する防潮堤（盛土堤防）及び防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部（地盤の一部として設置）の平面配置図を図 2-1 に示す。

各施設のセメント改良土の配置図を図 2-2 及び図 2-3 に示す。

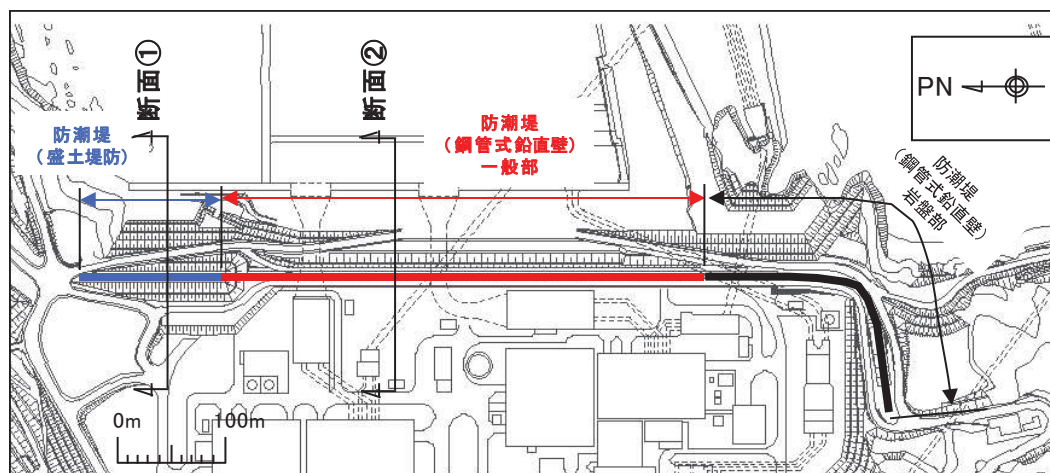


図 2-1 セメント改良土を設置する施設の平面配置図

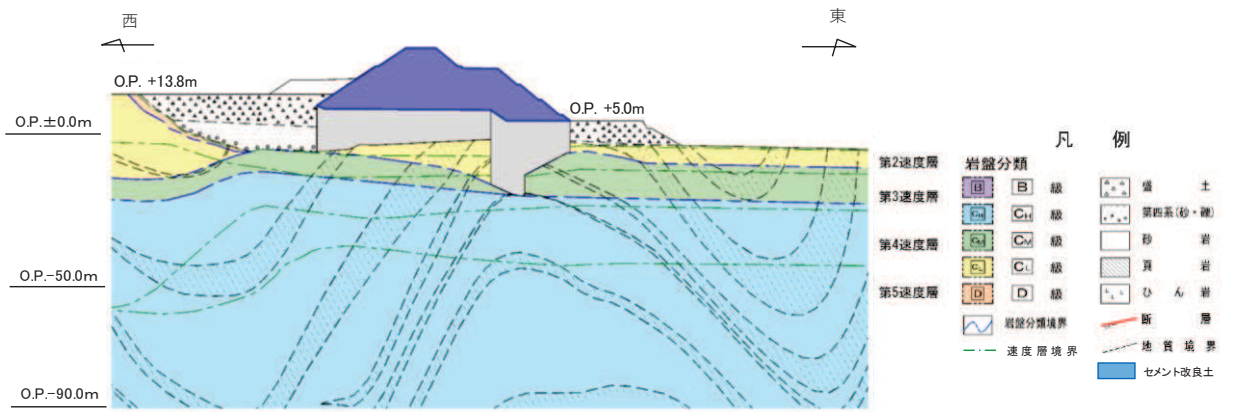


図 2-2 セメント改良土の配置図（防潮堤（盛土堤防），断面①）

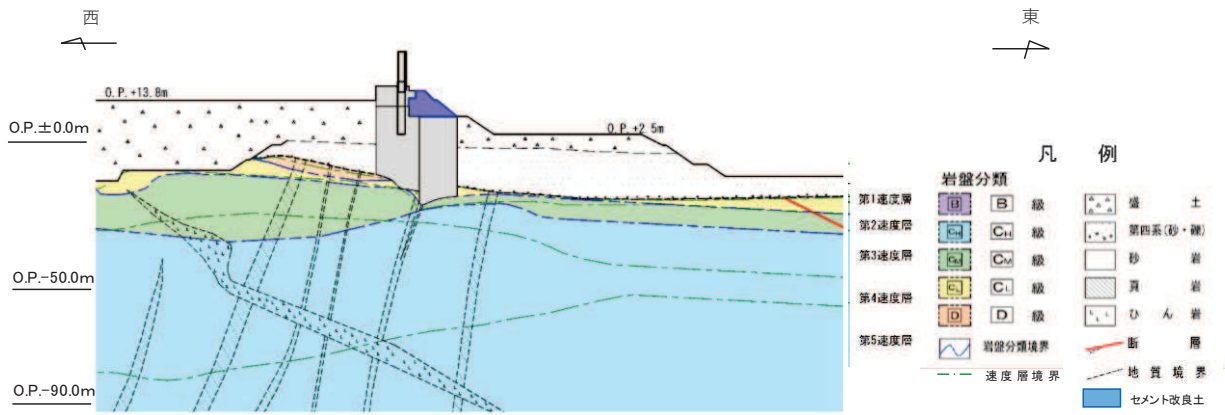


図 2-3 セメント改良土の配置図（防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部，断面②）



### 3. セメント改良土の品質確認方針

#### 3.1 品質管理の基本方針

セメント改良土は、明かり工事により締固めを伴って実施するものであり、材料と施工方法を規定することにより一定の品質を確保することが可能である。

女川のセメント改良土は、試験施工の結果をもとに、表 3.1-1 に示すように母材（粒度、比重、吸水率）、混合土の仕様（セメント量、加水量）及び施工仕様（敷均し厚、転圧回数）を規定して施工した。

また、後述するように、施工後の現場密度及び一軸圧縮強さを管理することにより、試験施工時の品質が確保されるよう管理を行っている。

表 3.1-1 セメント改良土の材料及び施工仕様

材料及び施工仕様	管理項目	内容
母材	粒度・粒径	試験施工により粒度範囲を規定 最大粒径を 100 mm とし、80 mm を目標としてふるい分け・破碎
	比重	絶乾比重 2.03 以上
	吸水率	11.6% 以下
混合土	セメント量	1m <sup>3</sup> の母材に対して 150kg を添加
	加水量	試験施工の結果により加水量を規定
施工	敷均し厚	6t 級ブルドーザ（湿地型）により、敷均し厚 30 cm
	転圧回数	10t 振動ローラにより、転圧回数 4 回

### 3.2 セメント改良土の物性値

セメント改良土の物性値は試験施工の結果から設定している。セメント改良土は、防潮堤（盛土堤防）の堤体本体及び防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の周辺地盤として、すべり安全率により健全性の評価を行うことから、その強度特性が重要である。これらの物性値については表 3.2-1 に示すとおり設定している。

物性値の設定根拠とした試験結果を図 3.2-1～図 3.2-3 及び表 3.2-2 に示す。

表 3.2-1 セメント改良土の物性値

解析用物性値				設定根拠
強度特性	せん断強度 ( $\tau_0, \phi$ )	$\tau_0$	0.65N/mm <sup>2</sup>	三軸圧縮試験 (JGS 0521)
		$\phi$	44.3°	
	引張強度 $\sigma_t$	$\sigma_t=0.46\text{N/mm}^2$		岩石の引張強さ 試験方法 (JIS M 0303)
動的変形 特性	動せん断 弾性係数 $G_d$	$G_0=1670\text{N/mm}^2$		PS 検層 (JGS 1122)
		$G_d/G_0=1/(1+\gamma/0.00085)$		繰返し三軸試験 (JGS 0542)

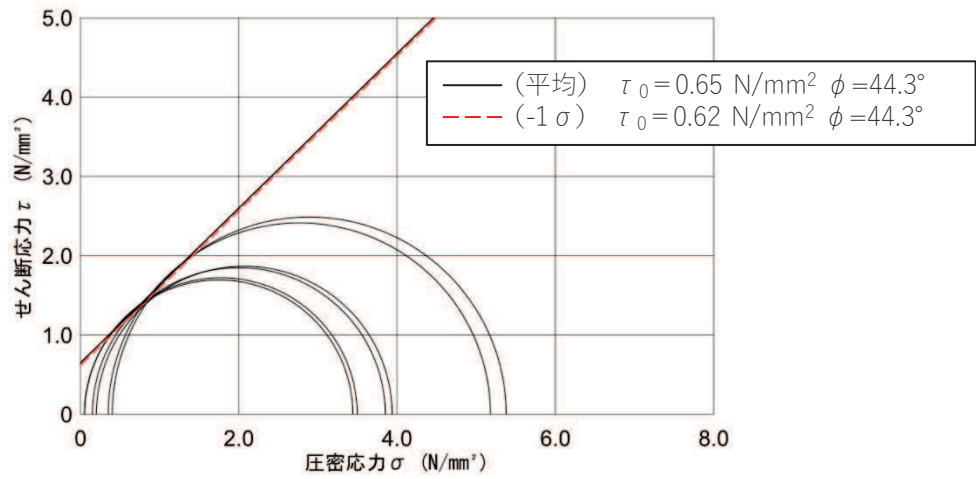


図 3.2-1 セメント改良土の三軸圧縮試験結果

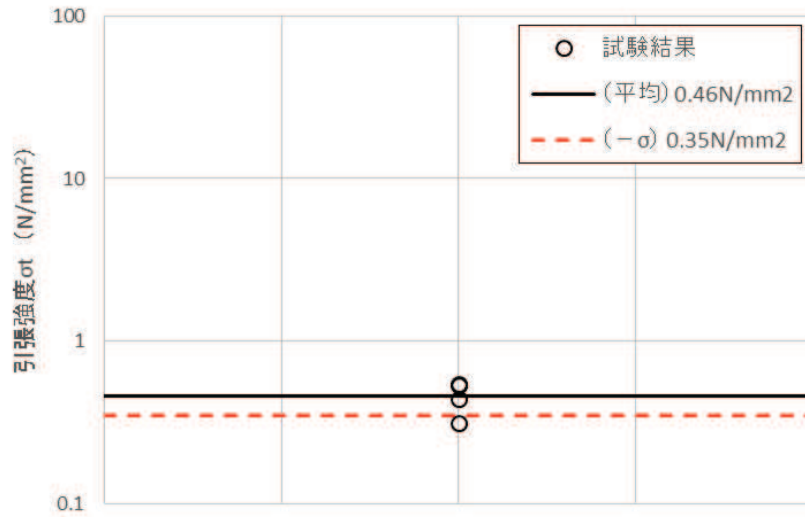


図 3.2-2 セメント改良土の引張強さ試験結果

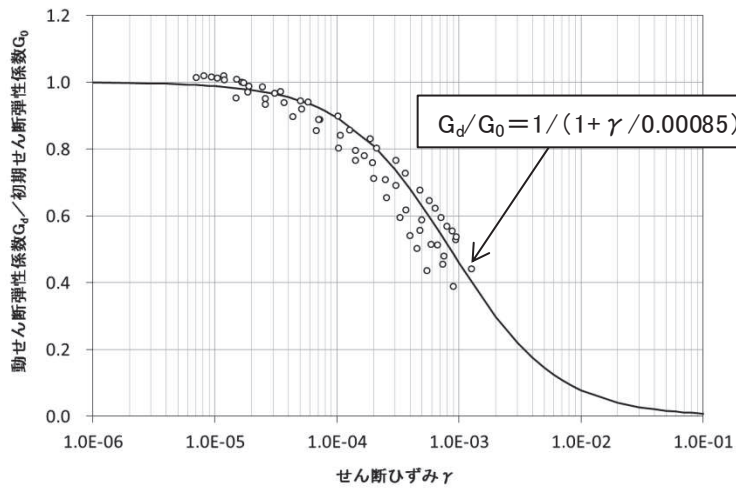


図 3.2-3 セメント改良土の繰返し三軸試験結果 ( $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係)

表 3.2-2 セメント改良土の初期せん断弾性係数  $G_0$  のばらつき

	密度 $\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	せん断波速度 $V_s$ (m/s)	初期せん断弾性係数 $G_0$ (N/mm <sup>2</sup> )
平均+ $\sigma$	2.20	1000	2200
平均		870	1670
平均- $\sigma$		740	1210

### 3.3 品質確認準拠基準について

セメント改良土の品質確認において参考とした基準・指針を表 3.3-1 に示す。

表 3.3-1 セメント改良土の施工に参考となる基準・指針

基準・指針名	基準略称
砂防ソイルセメント設計・施工便覧，砂防・地すべり技術センター，平成 23 年	砂防ソイルセメント便覧

### 3.4 品質確認試験

#### 3.4.1 試験頻度

セメント改良土の品質確認において参考とした基準・指針における調査個所数を表 3.4-1 に示す。セメント改良土における品質確認試験の頻度は，表 3.4-1 に示す調査個所数を参考に設定する。

表 3.4-1 諸基準・指針における調査個所数の例

基準略称	試験頻度の目安
砂防ソイルセメント便覧	現場密度：1 日 1 回（3 点以上） 一軸圧縮強さ：1 施工日毎に 3 本

### 3.4.2 品質確認試験及び基準値

セメント改良土の品質確認試験及び基準値を表 3.4-2 に示す。

類似した工法である砂防ソイルセメント便覧を参考に、締固め後の現場密度及び一軸圧縮強さを管理することにより、試験施工時の品質が確保されることを確認する。

- 現場密度

締固め後の現場密度については、砂防ソイルセメント便覧を参考に、最大乾燥密度の 90%以上を基準値とした。

- 一軸圧縮強さ

砂防ソイルセメント便覧を参考に、一軸圧縮強さが試験施工時から設定した強度を上回っていることを確認する。砂防ソイルセメント便覧では、目標強度に対して 3 本の平均が目標強度以上であることが記載されているが、ここでは、健全性評価において強度のばらつきの考慮を行っていることも踏まえ、品質確認試験から得られる平均値-1 $\sigma$  強度が強度の設定値を上回っていることを基準値とした。

- 引張強度

砂防ソイルセメント便覧には記載が無いが、岩石の引張強さ試験により確認することとし、岩石の引張強さ試験から得られる引張強度  $\sigma_t$  が、解析用物性値を上回ることを確認する。また、平均値-1 $\sigma$  強度についても確認する。

表 3.4-2 セメント改良土の品質確認項目及び品質確認試験

品質確認項目		解析用物性値		品質確認試験	基準値
密度	現場密度	—		RI 法 (JGS 1614)	最大乾燥密度の 90%以上
強度	せん断強度 ( $\tau_0, \phi$ )	$\tau_0$	0.65N/mm <sup>2</sup> (平均- $\sigma$ =0.62N/mm <sup>2</sup> )	一軸圧縮試験 (JIS A 1216)	$q_u$ の平均値 - $\sigma \geq 3.62\text{N/mm}^2$ (解析用物性値 $\tau_0 = 0.65\text{N/mm}^2$ , $\phi = 44.3^\circ$ に相当する一軸圧縮強 さ)
		$\phi$	44.3°		
	引張強度 $\sigma_t$	0.46N/mm <sup>2</sup> (平均- $\sigma = 0.35\text{N/mm}^2$ )		岩石の引張強さ 試験方法 (JIS M 0303)	$\sigma_t$ の平均値 $\geq 0.46\text{N/mm}^2$ (解析用物性値) * : $\sigma_t$ (平均- $\sigma$ ) $\geq 0.35\text{N/mm}^2$ (解 析用物性値 (平均) - $\sigma$ ) 以上で あることも確認

### 3.4.3 これまでの施工実績

防潮堤（盛土堤防）に使用したセメント改良土は、追加地盤改良前の工事として、2015年7月21日に開始し2017年4月5日に施工を完了した。1施工日ごとに実施した一軸圧縮試験の結果を図3.4-1に示す。

一軸圧縮強さ（平均- $\sigma$ ）は表3.4-2に示す基準値を上回る $5.45\text{N/mm}^2$ となった。

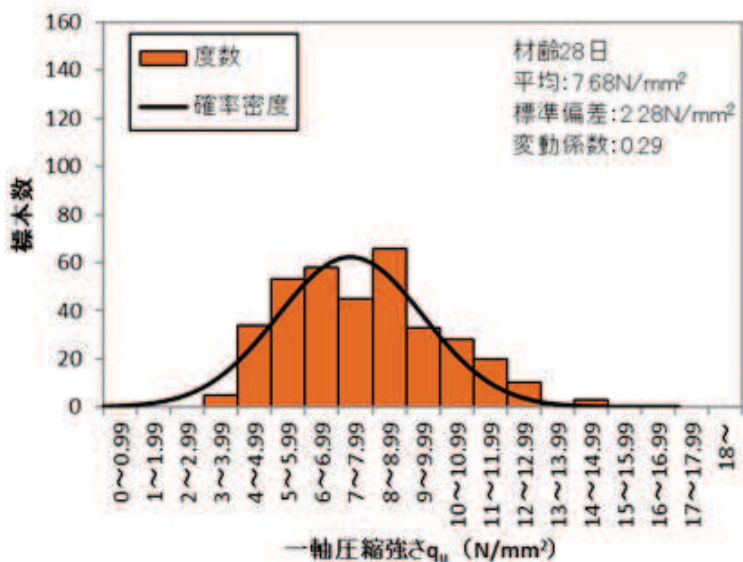


図 3.4-1 セメント改良土の一軸圧縮強さ（2015年7月～2017年4月）

同じく1施工日ごとに実施した引張強度試験の結果を図3.4-2に示す。

引張強度の平均値は $1.00\text{N/mm}^2$ ，引張強度（平均- $\sigma$ ）は $0.77\text{N/mm}^2$ となり，いずれも表3.4-2に示す基準値を上回った。

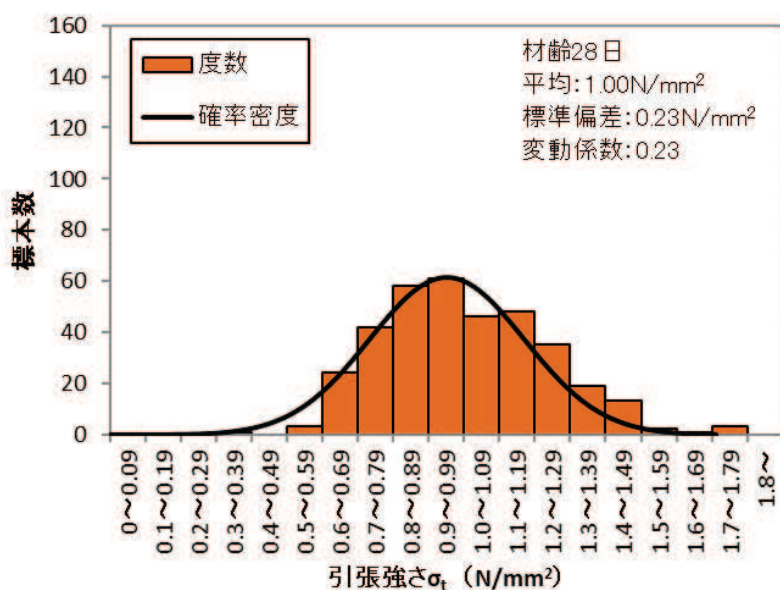


図 3.4-2 セメント改良土の引張強度（2015年7月～2017年4月）



実際に施工したセメント改良土が試験施工と同等のせん断強度を有しているかを確認するため、防潮堤（盛土堤防）の3箇所から試体を採取し、三軸圧縮試験を実施した。試験結果を表 3.4-3 及び図 3.4-3 に示す。採取コアの大型三軸試験から得られた強度定数は試験施工から設定した解析用物性値と同等以上となった。

表 3.4-3 三軸圧縮試験結果（ $\phi$  300mm）

	採取場所	$\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)
1	O. P. +5.0m 海側	0.94	49.6
2	O. P. +18.5m 山側	0.69	53.3
3	O. P. +29.0m 堤頂	0.68	44.5
	解析用物性値	0.65	44.3

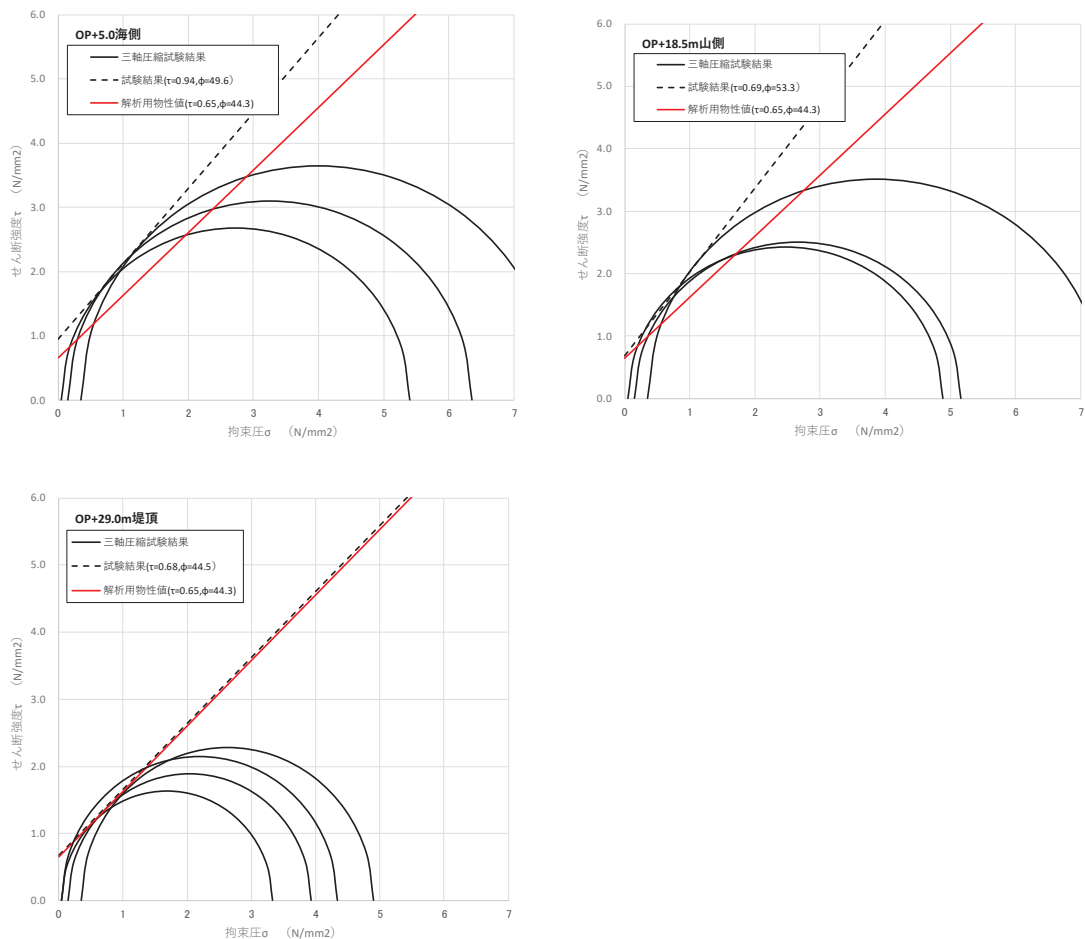


図 3.4-3 防潮堤盛土堤防から採取したコアによる三軸圧縮試験結果

#### 3.4.4 基準値を下回った場合の対応

品質確認試験の中で設定した基準値を下回った場合の対応として、基準値を下回った原因の考察を行った上で必要に応じて補修を行う。

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.1 防潮堤に関する補足説明
- 6.1.9 防潮堤の設計・施工に関する補足説明

## 目 次

1. 防潮堤の各部位の性能目標と許容限界	1
1.1 鋼管式鉛直壁	1
1.2 盛土堤防	8
2. 防潮堤に作用する荷重と部位の役割	12
2.1 地震時	12
2.2 津波時	16
2.3 重畳時（津波＋余震時）	19
3. 損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮	23
3.1 サイト特性・制約条件を踏まえた構造の特異性	23
3.2 損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮	24
4. 止水性に係る検討結果	36
4.1 構造境界部の剥離状況の確認結果	36
4.1.1 検討条件	36
4.1.2 検討結果	41
4.2 各部位（改良地盤，置換コンクリート及びセメント改良土）の内的安定確認結果	49
4.3 二次元浸透流解析による確認結果	49
5. 施工実績（一般産業施設における類似構造の設計・施工例）	52
6. 改良地盤の追加施工の成立性について	58
6.1 改良地盤の追加施工に関する検討フロー	58
6.2 改良地盤の要求機能の整理	59
6.3 施工時の課題抽出	60
6.4 女川防潮堤における施工実績	62
7. セメント改良土の耐侵食性・耐洗堀性について	84
7.1 セメント改良土の耐侵食性・耐洗堀性について	84
7.2 盛土堤防におけるセメント改良土の既設部と新設部の取扱いについて	86
8. 防潮堤を横断する構造物の取扱いについて	88
8.1 防潮堤を横断する構造物	88
8.2 各構造物の地震に対する評価	89
8.3 各構造物の保守管理	91

8.4	北側排水路の取扱い	92
9.	女川防潮堤の特徴と他サイト防潮堤との比較	96
9.1	比較の観点	96
9.2	構造形式の違いと考察	96
9.3	地震時における沈下の取扱い	98
9.4	女川防潮堤における構造設計の経緯	99
10.	漂流物防護工の構造及び施工方法について	101
10.1	目的	101
10.2	準拠事項	101
10.3	漂流物防護工の種類及び品質	101
10.4	施工方法について	102
10.4.1	施工フロー	102
10.4.2	架台設置	106
10.4.3	防護工設置	112
10.5	漂流物防護工維持管理方針の検討	114
11.	鋼管杭の上杭と下杭の接合部の構造及び施工方法について	116
11.1	鋼管杭の上杭と下杭の接合部の構造	116
11.2	鋼管杭の上杭と下杭の接合部の施工方法	116
12.	すべり線設定の考え方について	117
12.1	防潮堤（鋼管式鉛直壁）	117
12.2	防潮堤（盛土堤防）	118
13.	鋼管杭下方のMMR置換について	119
13.1	概要	119
13.2	設計上の考慮事項	120
13.3	施工方法及び品質管理	121

## 1. 防潮堤の各部位の性能目標と許容限界

### 1.1 鋼管式鉛直壁

新規制基準への適合性において、防潮堤直下の盛土・旧表土は沈下対策として地盤改良を行うことを踏まえ、鋼管式鉛直壁における設置許可基準規則の各条文に対する検討要旨を表 1.1-1 に示す。鋼管式鉛直壁は一般部と岩盤部があるが、各部位の性能目標と許容限界については、一般部の整理結果を岩盤部にも展開するため、以下では一般部を対象に整理する。

表 1.1-1 鋼管式鉛直壁における検討要旨

規 則	検 討 要 旨
第 3 条 (設計基準対象施設 の地盤)	<ul style="list-style-type: none"><li>施設（鋼管杭，鋼製遮水壁，背面補強工及び置換コンクリート）を支持する地盤を対象とし，地盤内にすべり線を想定し，安定性を確認する。</li></ul>
第 4 条 (地震による損傷の 防止)	<ul style="list-style-type: none"><li>施設と地盤との動的相互作用や液状化検討対象層の地震時の挙動を考慮した上で，施設の耐震安全性を確認する。</li></ul>
第 5 条 (津波による損傷の 防止)	<ul style="list-style-type: none"><li>地震（本震及び余震）による影響を考慮した上で，機能を保持できることを確認する。</li><li>液状化検討対象層の地震時の挙動の考慮を含む。</li></ul>

鋼管式鉛直壁（一般部）における条文に対応する施設の範囲及び各部位の役割を図 1.1-1，図 1.1-2 及び表 1.1-2 に示す。なお，以下では，津波を遮断する役割を『遮水性』，材料として津波を通しにくい役割を『難透水性』とし，これらを総称して『止水性』と整理する。

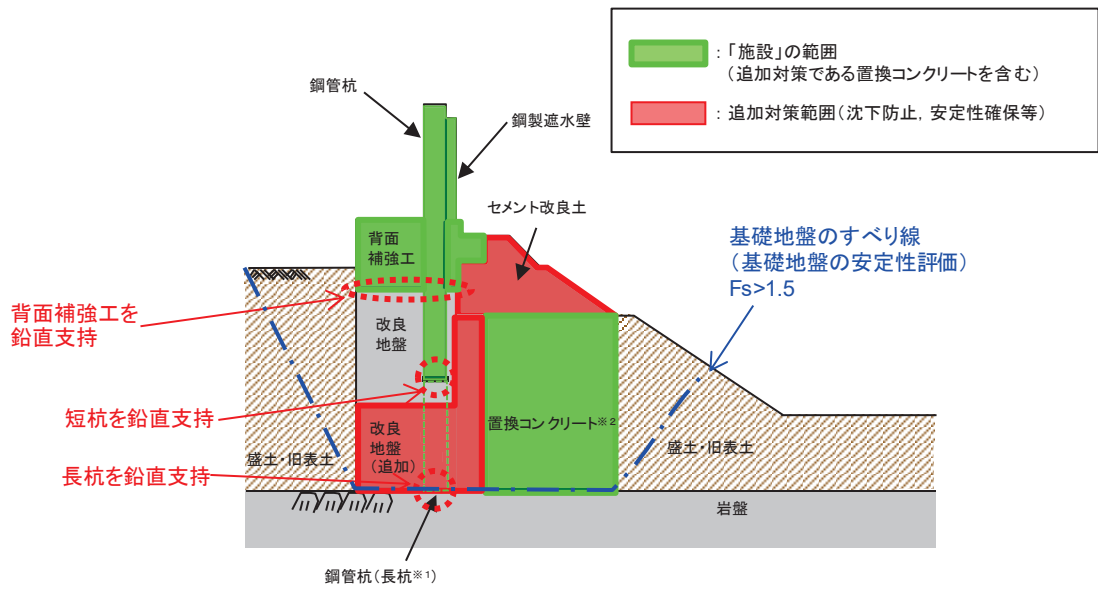


図 1.1-1 鋼管式鉛直壁（一般部）の「施設」の範囲

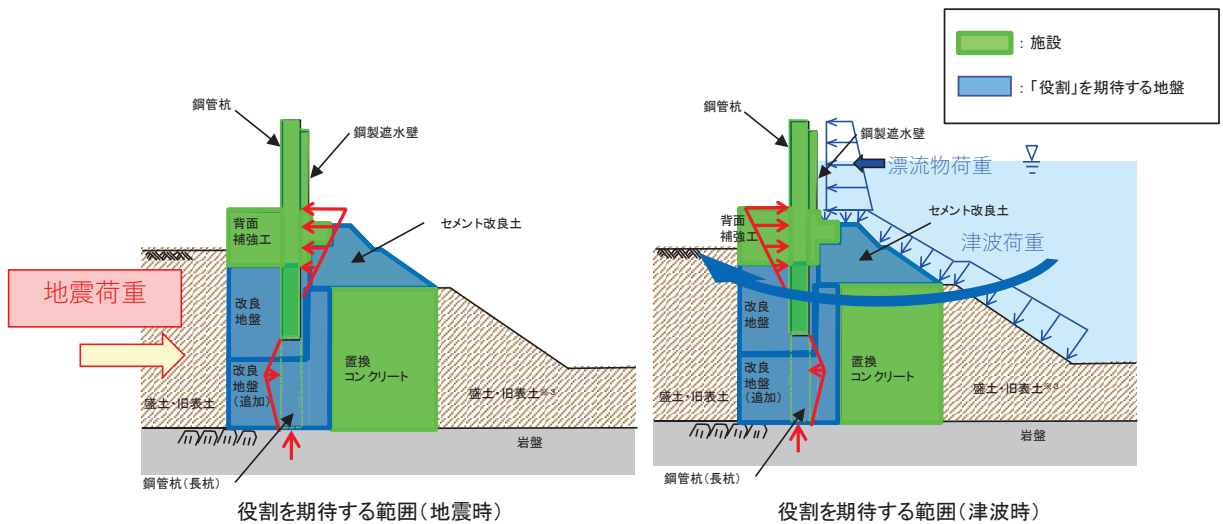


図 1.1-2 鋼管式鉛直壁（一般部）の役割を期待する範囲

表 1.1-2 鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割* <sup>1</sup>	津波時の役割* <sup>1</sup>
施設	鋼管杭（長杭）	・ 鋼製遮水壁を支持する。	・ 鋼製遮水壁を支持する。
	鋼管杭（短杭）	・ 鋼製遮水壁を支持する。	・ 鋼製遮水壁を支持する。
	鋼製遮水壁	・ 漂流物防護工及び止水ジョイントを支持する。	・ 漂流物防護工及び止水ジョイントを支持するとともに、遮水性を保持する。
	漂流物防護工	—	・ 漂流物の荷重を鋼製遮水壁及び鋼管杭に伝達する。
	止水ジョイント	・ 鋼製遮水壁間の変位に追従する。	・ 鋼製遮水壁間の変位に追従し、遮水性を保持する。
	背面補強工	・ 長杭・短杭の変形を抑制する。	・ 遮水性を保持する。 ・ 長杭・短杭の変形を抑制する。
	置換コンクリート	・ コンクリート強度を考慮して基礎地盤のすべり安定性を確保する。 ・ 長杭・短杭の変形を抑制する。	・ 長杭・短杭の変形を抑制する。 ・ 地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。
地盤	セメント改良土	・ 長杭・短杭の変形を抑制する。	・ 長杭・短杭の変形を抑制する。 ・ 地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。 ・ 津波荷重を置換コンクリート等を介して岩盤に伝達する。
	改良地盤	・ 短杭及び背面補強工を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。 ・ 基礎地盤のすべり安定性に寄与する。 ・ 長杭・短杭の変形を抑制する。	・ 短杭及び背面補強工を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。 ・ 長杭・短杭の変形を抑制する。 ・ 地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。
	岩盤	・ 長杭・短杭、背面補強工及び置換コンクリートを（改良地盤を介して）鉛直支持する。 ・ 基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・ 長杭・短杭、背面補強工及び置換コンクリートを（改良地盤を介して）鉛直支持する。

注記 \*<sup>1</sup>：津波＋余震時は地震時及び津波時の両方の役割を参照する。

各部位の『施設』と『地盤』を区分するに当たり、背面補強工、置換コンクリート、改良地盤及びセメント改良土の具体的な役割を表 1.1-3 のとおり整理した。

要求機能を満たすために設計上必要な項目（表 1.1-3 中「◎」と記載）を持つ部位として、背面補強工は津波時に鋼製遮水壁や止水ジョイントとともに止水性（第 5 条）としての遮水性を保持すること、置換コンクリートは地震時にすべり安定性確保（第 3 条）の役割を主体的に果たすことから、『施設』と区分する。また、支持地盤や側方地盤としての役割（表 1.1-3 中「○」と記載）を有する改良地盤及びセメント改良土は『地盤』と区分する。

なお、施設の役割を維持するための条件として設計に反映する項目「○」と評価した具体的な考え方を以下に示す。

- ・ 改良地盤の役割である鉛直支持については、鋼管杭（短杭）及び背面補強工を鉛直

支持するために支持力を設計に反映することから「○」とした。

- ・ 改良地盤及びセメント改良土の役割であるすべり安定性については，基礎地盤のすべり安定性を確保するために滑動抵抗力（強度特性）を設計に反映することから「○」とした。
- ・ 背面補強工，置換コンクリート，改良地盤及びセメント改良土の役割である健全性については，鋼管杭の変形を抑制するために剛性（変形特性）を設計に反映することから「○」とした。
- ・ 置換コンクリート，改良地盤及びセメント改良土の役割である止水性については，地盤中からの回り込みによる浸水を防止するために透水係数を設計に反映することから「○」とした。なお，透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを浸透流解析により確認する。

以上を踏まえ，鋼管式鉛直壁（一般部）における各部位の役割に対する性能目標を表 1.1-4 に，性能目標を満足するための照査項目と許容限界を表 1.1-5 に示す。液状化の影響については有効応力解析により考慮し，盛土・旧表土の変状に伴う施設評価への影響を検討する。

また，液状化に伴う海側の盛土・旧表土斜面部の変状により斜面形状が変化し，荷重伝達経路や津波波圧に影響する可能性があることから，影響の程度を検討する。

なお，施設である背面補強工及び置換コンクリートのすべり安全率の確認においては，地盤と施設を連成した二次元 FEM 解析により，各要素の破壊状況についても確認し，必要に応じて破壊の進展を考慮した検討（非線形解析等）を行う。



表 1.1-3 鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位の具体的な役割

凡 例  
 ◎：要求機能を主体的に満たすために設計上必要な項目  
 （該当する部位を施設と区分とする）  
 ○：施設の役割を維持するための条件として設計に反映する項目  
 ー：設計上考慮しない項目

部位	具体的な役割					『施設』と『地盤』の区分の考え方
	地震時	津波時	*1 鉛直支持	すべり安定性	(鋼管杭の変形抑制) *健全性	
背面補強工	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭の周囲を剛性の高いコンクリートとすることで鋼管杭の変形を抑制するとともに、鋼管杭の突出長を短縮することで鋼管杭の断面力を低減する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>遮水性を有するコンクリートを鋼製遮水壁や止水目地と連続配置することで、津波時の水みちを形成しない。</li> <li>鋼管杭の周囲を剛性の高いコンクリートとすることで鋼管杭の変形を抑制するとともに、鋼管杭の突出長を短縮することで鋼管杭の断面力を低減する。</li> </ul>	ー	ー	○	津波時に鋼製遮水壁や止水目地とともに遮水性の役割を果たすことから、『施設』と区分する。
置換コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> <li>コンクリート強度を考慮して置換範囲を設計することで、基礎地盤のすべり安定性を確保する(第3条)。</li> <li>鋼管杭の海側に必要な強度を有するコンクリートを設置することで改良地盤の変形や発生応力を低減し、鋼管杭の変形を抑制する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭の海側に必要な強度を有するコンクリートを設置することで改良地盤の変形や発生応力を低減し、鋼管杭の海側への変形に抵抗する。</li> <li>難透水性を保持することで、遮水性を有する鋼製遮水壁・止水目地・背面補強工の下部地盤中からの回り込みによる浸水を防止する。</li> </ul>	ー	◎	*2 ○	地震時にすべり安定性確保の役割を主体的に果たすことから、『施設』と区分する。
セメント改良土	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭の海側にセメント改良土を設置することで鋼管杭の変形を抑制する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭の海側にセメント改良土を設置することで鋼管杭の海側への変形を抑制する。</li> <li>遮水性を有する鋼製遮水壁・止水目地・背面補強工の周囲で難透水性を保持することで、地盤中からの回り込みによる浸水を防止する。</li> </ul>	ー	○	○	すべり安定性への寄与及び鋼管杭の変形抑制が主な役割であり、施設の支持地盤や側方地盤に要求される役割と同様であること、難透水性の保持の役割をもつことから、『地盤』と区分する。
改良地盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭(短杭)及び背面補強工の下方の盛土・旧表土を地盤改良(沈下防止)することで、防潮堤を鉛直支持するとともに基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭(短杭)及び背面補強工の下方の盛土・旧表土を地盤改良(沈下防止)することで、防潮堤を鉛直支持する。</li> <li>難透水性を保持することで、遮水性を有する鋼製遮水壁・止水目地・背面補強工の下部地盤中からの回り込みによる浸水を防止する。</li> </ul>	○	○	*2 ○	施設の鉛直支持、すべり安定性への寄与及び鋼管杭の変形抑制が主な役割であり、施設の支持地盤や側方地盤に要求される役割と同様であること、難透水性の保持の役割をもつことから、『地盤』と区分する。

注記 \*1: 鉛直支持については岩盤が、健全性(鋼管杭の変形抑制)については鋼管杭が、それぞれ主体的に役割を果たす。  
 \*2: 施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、置換コンクリート、改良地盤及びセメント改良土の透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを確認する。

表 1.1-4 鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位の役割に対する性能目標

部位		性能目標			
		鉛直支持 (第3条)	すべり安定性 (第3条)	健全性 (鋼管杭の変形抑制) (第4条)	止水性 (漏水性、難透水性) (第5条)
施設	鋼管杭	-	-	構造部材の健全性を保持するために、鋼管杭がおおむね弾性状態に留まること。	構造部材の健全性を保持するために、鋼管杭がおおむね弾性状態に留まること。
	鋼製遮水壁			構造部材の健全性を保持するために、鋼製遮水壁がおおむね弾性状態に留まること。	止水目地の支持機能を喪失して鋼製遮水壁間から有意な漏えいを生じないために、鋼製遮水壁がおおむね弾性状態に留まること。
	止水目地			鋼製遮水壁間から有意な漏えいを生じないために、止水目地の変形性能を保持すること。	鋼製遮水壁間から有意な漏えいを生じないために、止水目地の変形・遮水性能を保持すること。
	背面補強工			鋼管杭の変形を抑制するため、背面補強工がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。	背面補強工内に鋼管杭を横断する水みちが形成されて有意な漏洩を生じないために、背面補強工がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。
	置換コンクリート			基礎地盤のすべり安定性を確保するため、コンクリートの強度を維持し、すべり抵抗を保持すること。	鋼管杭の変形を抑制するため、置換コンクリートがすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。
地盤	セメント改良土	-	基礎地盤のすべり安定性を確保するため、置換コンクリートのすべり抵抗も考慮した上で、十分なすべり安定性を保持すること。	鋼管杭の変形を抑制するため、セメント改良土がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。	地盤中からの回り込みによる浸水を防止(難透水性を保持)するため、セメント改良土がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。
	改良地盤	鋼管杭及び背面補強工を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。		鋼管杭の変形を抑制するため、改良地盤がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。	地盤中からの回り込みによる浸水を防止(難透水性を保持)するため、改良地盤がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。
	岩盤	鋼管杭、背面補強工及び置換コンクリートを鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。		-	-

表 1.1-5 鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位の照査項目と許容限界  
（上段：照査項目，下段：許容限界）

部位		照査項目と許容限界			
		鉛直支持 (第3条)	すべり安定性 (第3条)	健全性 (鋼管杭の変形抑制) (第4条)	止水性 <sup>※1</sup> (滲水性、難透水性) (第5条)
施設	鋼管杭	-	-	曲げ、せん断 (短期許容応力度以下)	
	鋼製止水壁			曲げ、せん断 (短期許容応力度以下)	
	止水目地			変形 (許容変形量以下)	変形・水圧 (許容変形量・許容水圧以下)
	背面補強工			すべり安全率 <sup>※4, 5</sup> (1.2以上)	
	置換コンクリート			すべり安全率 <sup>※4, 5</sup> (1.2以上)	
地盤	セメント改良土	-	すべり安全率 <sup>※3</sup> (基礎地盤)	すべり安全率 <sup>※4</sup> (1.2以上)	
	改良地盤	支持力 (極限支持力以下)		すべり安全率 <sup>※4</sup> (1.2以上)	
		岩盤	支持力 (極限支持力以下)	(1.5以上)	-

- ※1：施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、置換コンクリート、改良地盤及びセメント改良土の透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを確認する。
- ※2：置換コンクリートがすべり破壊しないことを第4・5条で確認するため、第3条においては、岩盤及び改良地盤を通るすべり線のすべり安全率を確認する。
- ※3：第3条のすべり安全率は施設の外的安定の確認を目的としており、「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価に係る審査ガイド」に基づいて1.5以上を許容限界とする。
- ※4：第4条・第5条のすべり安全率は各部位の内的安定の確認を目的としており、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用して1.2以上を許容限界とする。
- ※5：地盤と施設を連成した2次元FEM解析により、各要素の破壊状況についても確認し、必要に応じて破壊の進展を考慮した検討（非線形解析等）を行う。

## 1.2 盛土堤防

新規制基準への適合性において、防潮堤直下の盛土・旧表土は沈下対策として地盤改良を行うことを踏まえ、盛土堤防における設置許可基準規則の各条文に対する検討要旨を表 1.2-1 に示す。

表 1.2-1 盛土堤防における検討要旨

規 則	検 討 要 旨
第 3 条 (設計基準対象施設の地盤)	<ul style="list-style-type: none"> <li>施設（セメント改良土及び置換コンクリート）を支持する地盤を対象とし、地盤内にすべり線を想定し、安定性を確認する。</li> </ul>
第 4 条 (地震による損傷の防止)	<ul style="list-style-type: none"> <li>施設と地盤との動的相互作用や液状化検討対象層の地震時の挙動を考慮した上で、施設の耐震安全性を確認する。</li> </ul>
第 5 条 (津波による損傷の防止)	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震（本震及び余震）による影響を考慮した上で、機能を保持できることを確認する。</li> <li>液状化検討対象層の地震時の挙動の考慮を含む。</li> </ul>

盛土堤防における条文に対応する施設の範囲及び各部位の役割を図 1.2-1、図 1.2-2 及び表 1.2-2 に示す。セメント改良土については、堤体として本体部分と海側の道路部分を一体的に構築しており、津波荷重も全体で受けることから、海側の道路部分も含めたセメント改良土全体を施設として評価する。

なお、セメント改良土の陸側の道路部分は、盛土堤防とは構造的に一体化していない。荷重に対する抵抗力等の具体的な役割は期待していないが、適切にモデル化して施設への影響を評価する。

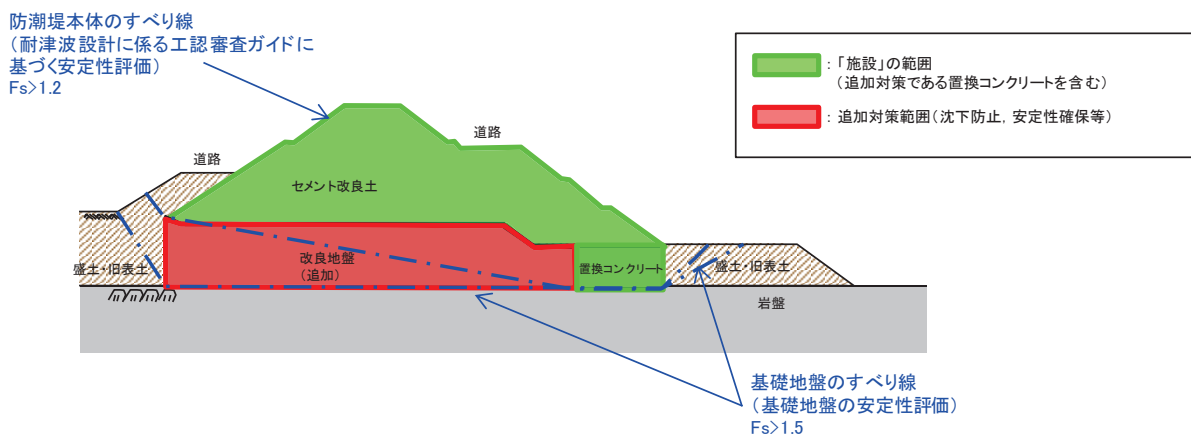


図 1.2-1 盛土堤防の「施設」の範囲

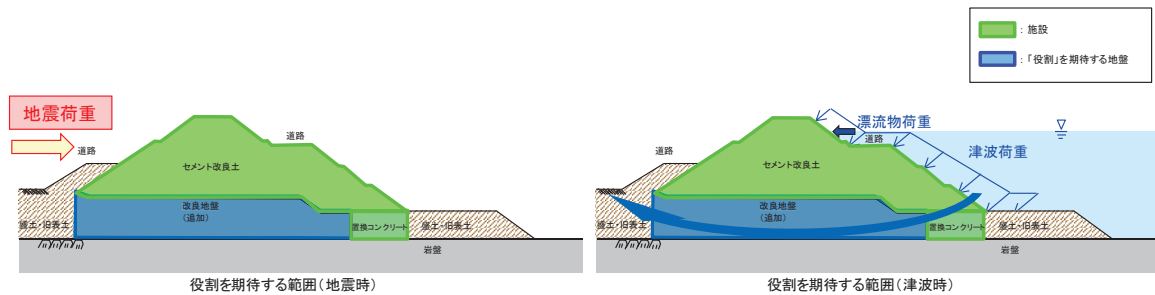


図 1.2-2 盛土堤防の役割を期待する範囲

表 1.2-2 盛土堤防の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割*	津波時の役割*
施設	セメント改良土	<ul style="list-style-type: none"> <li>入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持する。</li> <li>難透水性を有し、堤体により止水性を維持する。</li> </ul>
	置換コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> <li>コンクリート強度を考慮して基礎地盤のすべり安定性を確保する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。</li> </ul>
地盤	改良地盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。</li> <li>基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。</li> <li>地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。</li> </ul>
	岩盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土及び置換コンクリートを鉛直支持する。</li> <li>基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土及び置換コンクリートを鉛直支持する。</li> </ul>

注記 \*：津波＋余震時は地震時及び津波時の両方の役割を参照する。

各部位の『施設』と『地盤』を区分するに当たり、セメント改良土、置換コンクリート及び改良地盤の具体的な役割を表 1.2-3 のとおり整理した。

要求機能を満たすために設計上必要な項目（表 1.2-3 中に「◎」と記載）を持つ部位として、セメント改良土は堤体本体としての高さ維持（第 4・5 条）、止水性維持（第 5 条）の役割を主体的に果たすこと、置換コンクリートは地震時にすべり安定性確保（第 3 条）の役割を主体的に果たすことから、『施設』と区分する。また、支持地盤としての役割（表 1.2-3 中「○」と記載）を有する改良地盤は『地盤』と区分する。

なお、施設の役割を維持するための条件として設計に反映する項目「○」と評価した具体的な考え方を以下に示す。

- 改良地盤の役割である鉛直支持については、セメント改良土を鉛直支持するために支持力を設計に反映することから「○」とした。
- 改良地盤の役割であるすべり安定性については、基礎地盤のすべり安定性を確保するために滑動抵抗（強度特性）を設計に反映することから「○」とした。

- ・ 置換コンクリート及び改良地盤の役割である健全性については、堤体であるセメント改良土の堤体高さ及び難透水性を維持するために、剛性（変形特性）を設計に反映することから「○」とした。
- ・ 置換コンクリート及び改良地盤の役割である止水性については、地盤中からの回り込みによる浸水を防止するために透水係数を設計に反映することから「○」とした。なお、透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを浸透流解析により確認する。

表 1.2-3 盛土堤防の各部位の具体的な役割

凡 例	
◎	要求機能を主体的に満たすために設計上必要な項目 (該当する部位を施設と区分とする)
○	施設の役割を維持するための条件として設計に反映する項目
-	設計上考慮しない項目

部位	具体的な役割				『施設』と『地盤』の区分の考え方
	地震時	津波時	※1 鉛直支持	すべり安定性 健全性 (難透水性)	
セメント改良土	<ul style="list-style-type: none"> <li>強度・剛性の高いセメント改良土を大断面で設置することで、入力津波に対して十分な余裕を確保した堤体本体としての高さを維持する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>強度・剛性の高いセメント改良土を大断面で設置することで、入力津波に対して十分な余裕を確保した堤体高さを維持する。</li> <li>難透水性を有し、堤体本体としての止水性を保持することで、津波時の水みちを形成しない。</li> </ul>	-	-	◎ ◎
置換コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> <li>コンクリート強度を考慮して置換範囲を設計することで、基礎地盤のすべり安定性を確保する(第3条)。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土の周囲で難透水性を保持することで、地盤中からの回り込みによる浸水を防止する。</li> </ul>	-	◎ ○	◎ <sup>※2</sup> ○
改良地盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土の下方の盛土・旧表土を地盤改良(沈下防止)することで、防潮堤を鉛直支持するとともに基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土の下方の盛土・旧表土を地盤改良(沈下防止)することで、防潮堤を鉛直支持する。</li> <li>セメント改良土の周囲で難透水性を保持することで、地盤中からの回り込みによる浸水を防止する。</li> </ul>	○ ○ ○	○ ○ ○	◎ <sup>※2</sup> ○

※1:鉛直支持については岩盤が主体的に役割を果たす。

※2:施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、置換コンクリート、改良地盤及びセメント改良土の透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを確認する。

以上を踏まえ、盛土堤防における各部位の役割に対する性能目標を表 1.2-4 に、性能目標を満足するための照査項目と許容限界を表 1.2-5 に示す。液状化の影響については有効応力解析により考慮し、盛土・旧表土の変状に伴う施設評価への影響を検討する。また、セメント改良土の陸側の盛土・旧表土（道路）については、荷重に対する抵抗力として期待せず、適切にモデル化して施設への影響を評価する。

なお、施設であるセメント改良土及び置換コンクリートのすべり安全率の確認においては、地盤と施設を連成した二次元 FEM 解析により、各要素の破壊状況についても確認し、必要に応じて破壊の進展を考慮した検討（非線形解析等）を行う。

表 1.2-4 盛土堤防の各部位の役割に対する性能目標

部位		性能目標			
		鉛直支持 (第3条)	すべり安定性 (第3条)	健全性 (第4条)	止水性 (難透水性) (第5条)
施設	セメント改良土	—	—	セメント改良土の健全性を保持して、入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持するために、堤体内部にすべり破壊が生じないこと(内的安定を保持)。	セメント改良土を横断する水みちが形成されて有意な漏洩を生じないために、堤体内部にすべり破壊が生じないこと(内的安定を保持)。
	置換コンクリート	—	基礎地盤のすべり安定性を確保するため、コンクリートの強度を維持し、すべり抵抗を保持すること。	コンクリートの強度を維持すること及び堤体であるセメント改良土の堤体高さ及び難透水性を維持するために、置換コンクリートがすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。	地盤中からの回り込みによる浸水を防止(難透水性を保持)するため、置換コンクリートがすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。
地盤	改良地盤	セメント改良土を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。	基礎地盤のすべり安定性を確保するため、置換コンクリートのすべり抵抗も考慮した上で、十分なすべり安定性を保持すること。	堤体であるセメント改良土の堤体高さ及び難透水性を維持するため、改良地盤にすべり破壊が生じないこと(内的安定を保持)。	地盤中からの回り込みによる浸水を防止(難透水性を保持)するため、改良地盤がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。
	岩盤	セメント改良土及び置換コンクリートを鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。		—	

表 1.2-5 盛土堤防の各部位の照査項目と許容限界

(上段：照査項目，下段：許容限界)

部位		照査項目と許容限界			
		鉛直支持 (第3条)	すべり安定性 (第3条)	健全性 (第4条)	止水性*1 (難透水性) (第5条)
施設	セメント改良土	—	—	すべり安全率*4,5 (1.2以上)	
	置換コンクリート		—*2	すべり安全率*4,5 (1.2以上)	
地盤	改良地盤	支持力 (極限支持力以下)	すべり安全率*3 (基礎地盤)	すべり安全率*4 (1.2以上)	
	岩盤	支持力 (極限支持力以下)	(1.5以上)	—	—

- ※1：施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、置換コンクリート及び改良地盤の透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを確認する。
- ※2：置換コンクリートがすべり破壊しないことを第4・5条で確認するため、第3条においては、岩盤及び改良地盤を通るすべり線のすべり安全率を確認する。
- ※3：第3条のすべり安全率は施設の外的安定の確認を目的としており、「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価に係る審査ガイド」に基づいて1.5以上を許容限界とする。
- ※4：第4条・第5条のすべり安全率は各部位の内的安定の確認を目的としており、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用して1.2以上を許容限界とする。
- ※5：地盤と施設を連成した2次元FEM解析により、各要素の破壊状況についても確認し、必要に応じて破壊の進展を考慮した検討(非線形解析等)を行う。

## 2. 防潮堤に作用する荷重と部位の役割

防潮堤は，鋼管式鉛直壁（一般部），鋼管式鉛直壁（岩盤部）及び盛土堤防の3つの構造形式に分かれているが，それぞれに作用する荷重に対し各部位が所要の機能を発揮して構造成立性を確保することが必要であることから，作用する荷重，構造体の変形モード及び各部位の役割について，地震時，津波時及び重畳時（津波＋余震時）に分けて整理する。

### 2.1 地震時

#### i. 鋼管式鉛直壁（一般部）

地震時において，鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位は，地震荷重及び地震後に来る津波に対して防潮堤の機能（津波に対する止水性）を維持するため，表 2.1-1 及び表 2.1-2 に示す役割を有する。

鋼管式鉛直壁（一般部）における地震時の変形モード及び荷重図を図 2.1-1 に示す。



表 2.1-1 鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位の役割（地震時）

部位の名称	役割
鋼管杭（長杭）	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製遮水壁を支持する。</li> </ul>
鋼管杭（短杭）	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製遮水壁を支持する。</li> </ul>
鋼製遮水壁	<ul style="list-style-type: none"> <li>漂流物防護工及び止水ジョイントを支持する。</li> </ul>
漂流物防護工	—
止水ジョイント	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製遮水壁間の変位に追従する。</li> </ul>
背面補強工	<ul style="list-style-type: none"> <li>長杭・短杭の変形を抑制する。</li> </ul>
置換コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> <li>コンクリート強度を考慮して基礎地盤のすべり安定性を確保する。</li> <li>長杭・短杭の変形を抑制する。</li> </ul>

表 2.1-2 鋼管式鉛直壁（一般部）の地盤の役割（地震時）

地盤	役割
岩盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>長杭・短杭，背面補強工及び置換コンクリートを（改良地盤を介して）鉛直支持する。</li> <li>基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul>
改良地盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>短杭及び背面補強工を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。</li> <li>長杭・短杭の変形を抑制する。</li> <li>基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul>
セメント改良土	<ul style="list-style-type: none"> <li>長杭・短杭の変形を抑制する。</li> </ul>
盛土・旧表土	—

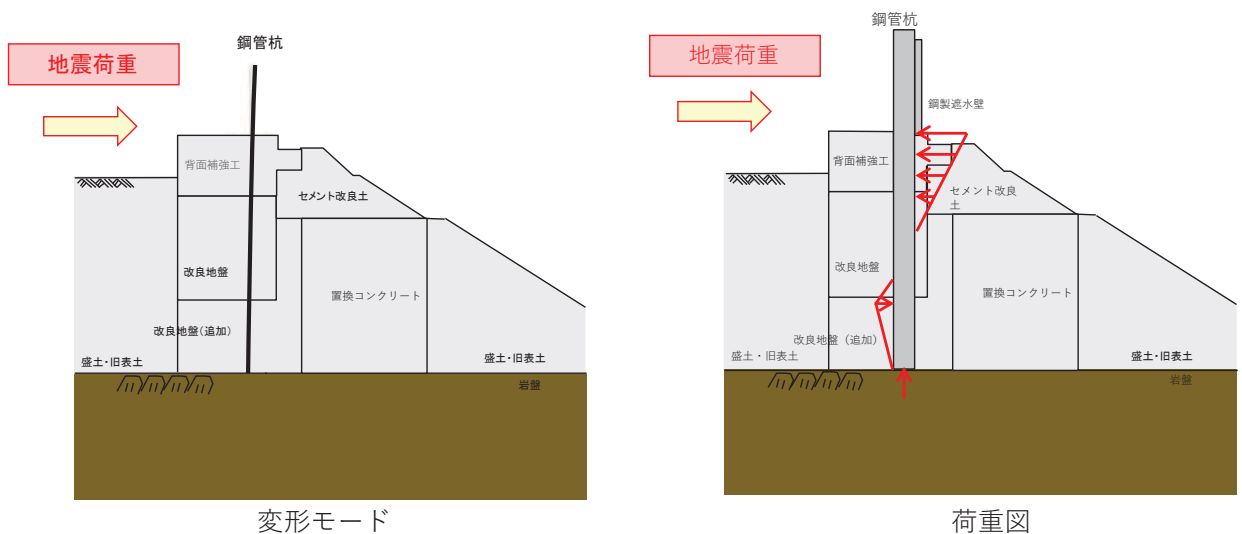


図 2.1-1 鋼管式鉛直壁（一般部）の変形モード及び荷重図（地震時）

ii. 鋼管式鉛直壁（岩盤部）

地震時において，鋼管式鉛直壁（岩盤部）の各部位は，地震荷重及び地震後に来る津波に対して防潮堤の機能（津波に対する止水性）を維持するため，表 2.1-3 及び表 2.1-4 に示す役割を有する。

鋼管式鉛直壁（岩盤部）における地震時の変形モード及び荷重図を図 2.1-2 に示す。

表 2.1-3 鋼管式鉛直壁（岩盤部）の各部位の役割（地震時）

部位の名称	役割
鋼管杭	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製遮水壁を支持する。</li> </ul>
鋼製遮水壁	<ul style="list-style-type: none"> <li>漂流物防護工及び止水ジョイントを支持する。</li> </ul>
漂流物防護工	—
RC 遮水壁	<ul style="list-style-type: none"> <li>止水ジョイントを支持する。</li> </ul>
止水ジョイント	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製遮水壁間の変位に追従する。</li> </ul>

表 2.1-4 鋼管式鉛直壁（岩盤部）の地盤の役割（地震時）

地盤	役割
岩盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭を鉛直支持する。</li> <li>基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> <li>鋼管杭の変形を抑制する。</li> </ul>

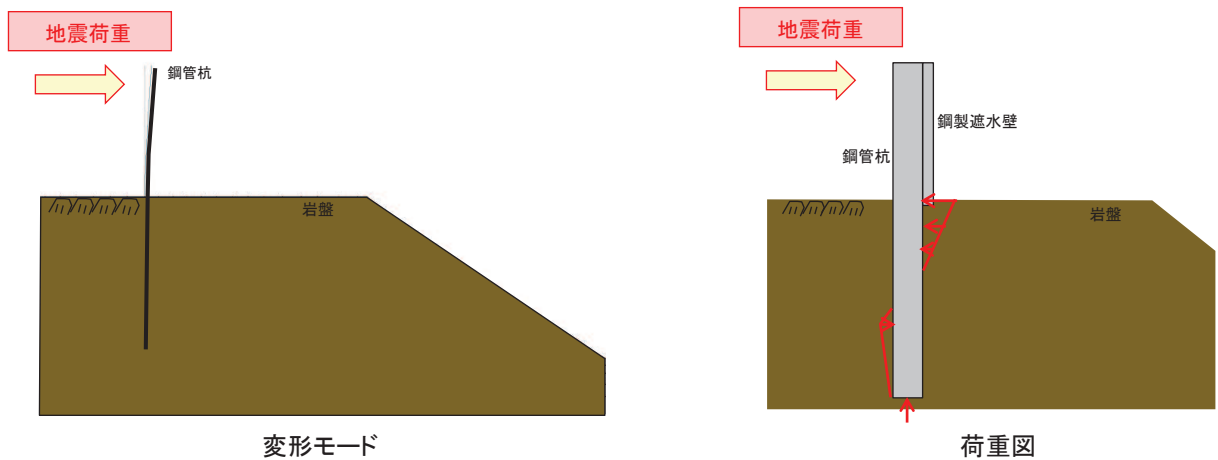


図 2.1-2 鋼管式鉛直壁（岩盤部）の変形モード及び荷重図（地震時）

iii. 盛土堤防

地震時において、盛土堤防の各部位は、地震荷重及び地震後に来る津波に対して防潮堤の機能（津波に対する止水性）を維持するため、表 2.1-5 及び表 2.1-6 に示す役割を有する。

盛土堤防における地震時の変形モード及び荷重図を図 2.1-3 に示す。

表 2.1-5 盛土堤防の各部位の役割（地震時）

部位の名称	役割
セメント改良土	<ul style="list-style-type: none"> <li>入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持する。</li> </ul>
置換コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> <li>コンクリート強度を考慮して基礎地盤のすべり安定性を確保する。</li> </ul>

表 2.1-6 盛土堤防の地盤の役割（地震時）

地盤	役割
岩盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土及び置換コンクリートを鉛直支持する。</li> <li>基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul>
改良地盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。</li> <li>基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul>
盛土・旧表土	—

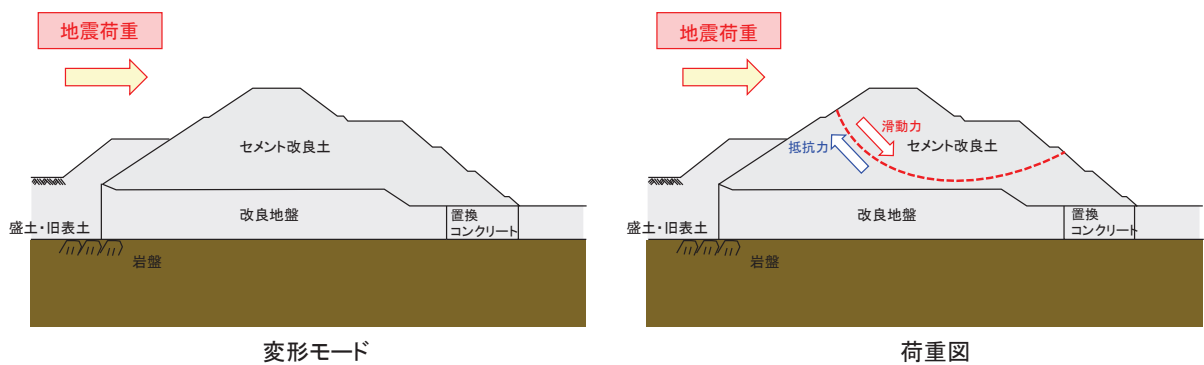


図 2.1-3 盛土堤防の変形モード及び荷重図（地震時）

## 2.2 津波時

### i. 鋼管式鉛直壁（一般部）

津波時において、鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位は、津波荷重及び漂流物荷重に対して防潮堤の機能（津波に対する止水性）を維持するため、表 2.2-1 及び表 2.2-2 に示す役割を有する。

鋼管式鉛直壁（一般部）における津波時の変形モード及び荷重図を図 2.2-1 に示す。

表 2.2-1 鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位の役割（津波時）

部位の名称	役割
鋼管杭（長杭）	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製遮水壁を支持する。</li> </ul>
鋼管杭（短杭）	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製遮水壁を支持する。</li> </ul>
鋼製遮水壁	<ul style="list-style-type: none"> <li>漂流物防護工及び止水ジョイントを支持するとともに、遮水性を保持する。</li> </ul>
漂流物防護工	<ul style="list-style-type: none"> <li>漂流物の荷重を鋼製遮水壁及び鋼管杭に伝達する。</li> </ul>
止水ジョイント	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製遮水壁間の変位に追従し、遮水性を保持する。</li> </ul>
背面補強工	<ul style="list-style-type: none"> <li>遮水性を保持する。</li> <li>長杭・短杭の変形を抑制する。</li> </ul>
置換コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> <li>長杭・短杭の変形を抑制する。</li> <li>地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。</li> </ul>

表 2.2-2 鋼管式鉛直壁（一般部）の地盤の役割（津波時）

地盤	役割
岩盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>長杭・短杭、背面補強工及び置換コンクリートを（改良地盤を介して）鉛直支持する。</li> </ul>
改良地盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>短杭及び背面補強工を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。</li> <li>長杭・短杭の変形を抑制する。</li> <li>地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。</li> </ul>
セメント改良土	<ul style="list-style-type: none"> <li>長杭・短杭の変形を抑制する。</li> <li>地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。</li> <li>津波荷重を置換コンクリート等を介して岩盤に伝達する。</li> </ul>
盛土・旧表土	—

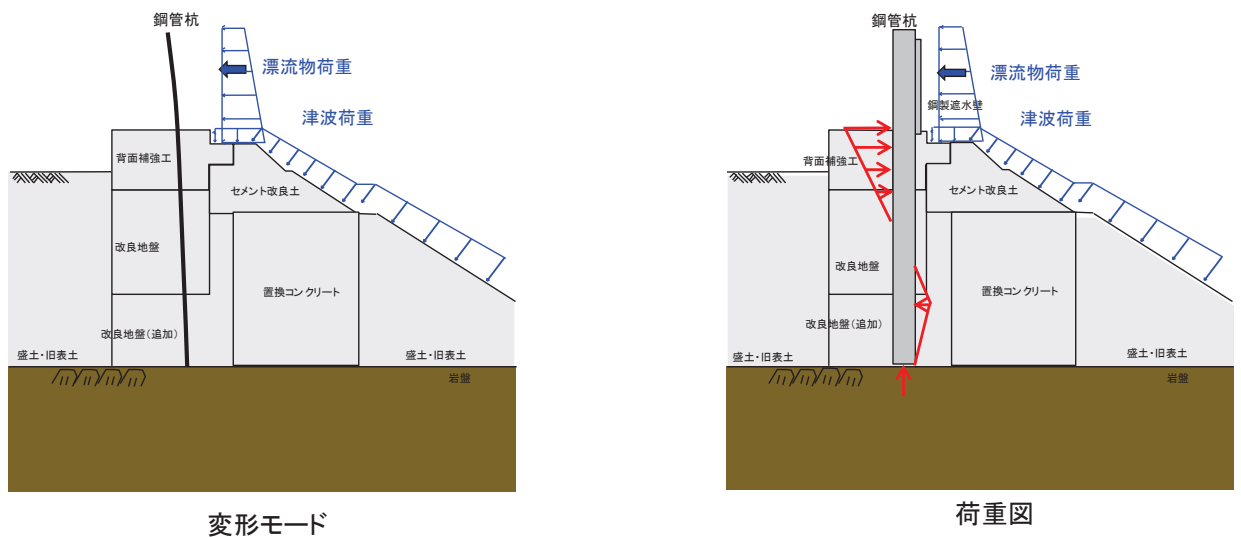


図 2.2-1 鋼管式鉛直壁（一般部）の変形モード及び荷重図（津波時）

ii. 鋼管式鉛直壁（岩盤部）

津波時において、鋼管式鉛直壁（岩盤部）の各部位は、津波荷重及び漂流物荷重に対して防潮堤の機能（津波に対する止水性）を維持するため、表 2.2-3 及び表 2.2-4 に示す役割を有する。

鋼管式鉛直壁（岩盤部）における津波時の変形モード及び荷重図を図 2.2-2 に示す。

表 2.2-3 鋼管式鉛直壁（岩盤部）の各部位の役割

部位の名称	役割
鋼管杭	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製遮水壁を支持する。</li> </ul>
鋼製遮水壁	<ul style="list-style-type: none"> <li>漂流物防護工及び止水ジョイントを支持するとともに、遮水性を保持する。</li> </ul>
漂流物防護工	<ul style="list-style-type: none"> <li>漂流物の荷重を鋼製遮水壁及び鋼管杭に伝達する。</li> </ul>
RC 遮水壁	<ul style="list-style-type: none"> <li>津波時の遮水性を保持する。</li> </ul>
止水ジョイント	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製遮水壁間の変位に追従し、遮水性を保持する。</li> </ul>

表 2.2-4 鋼管式鉛直壁（岩盤部）の地盤の役割

地盤	役割
岩盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭を鉛直支持する。</li> <li>鋼管杭の変形を抑制する。</li> </ul>

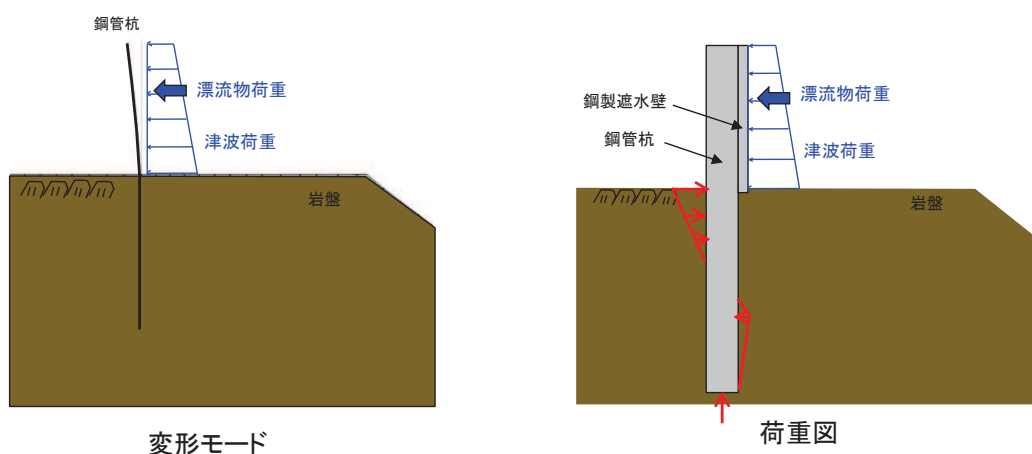


図 2.2-2 鋼管式鉛直壁（岩盤部）の変形モード及び荷重図（津波時）

### iii. 盛土堤防

津波時において、盛土堤防の各部位は、津波荷重及び漂流物荷重に対して防潮堤の機能（津波に対する止水性）を維持するため、表 2.2-5 及び表 2.2-6 に示す役割を有する。

盛土堤防における津波時の変形モード及び荷重図を図 2.2-3 に示す。

表 2.2-5 盛土堤防の各部位の役割（津波時）

部位の名称	役割
セメント改良土	<ul style="list-style-type: none"> <li>入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持する。</li> <li>難透水性を有し、堤体により止水性を維持する。</li> </ul>
置換コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> <li>地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。</li> </ul>

表 2.2-6 盛土堤防の地盤の役割（津波時）

地盤	役割
岩盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土及び置換コンクリートを鉛直支持する。</li> </ul>
改良地盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。</li> <li>地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。</li> </ul>
盛土・旧表土	—

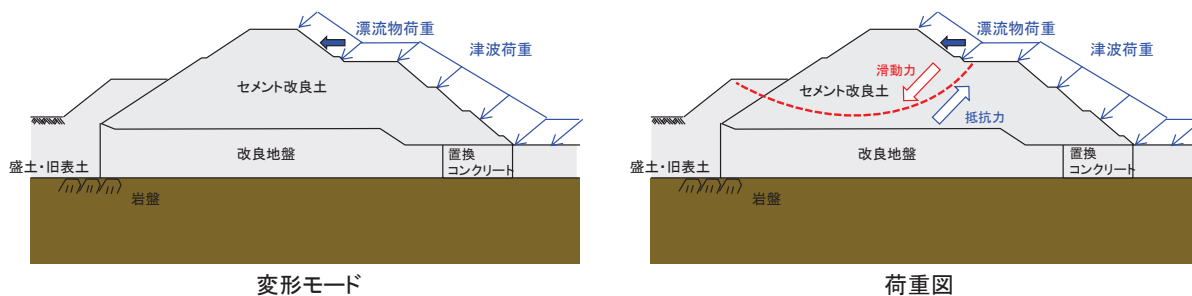


図 2.2-3 盛土堤防の変形モード及び荷重図（津波時）

### 2.3 重畳時（津波＋余震時）

#### i. 鋼管式鉛直壁（一般部）

重畳時（津波＋余震時）において、鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位は、津波荷重及び余震荷重に対して防潮堤の機能（津波に対する止水性）を維持するため、表 2.3-1 及び表 2.3-2 に示す役割を有する。

鋼管式鉛直壁（一般部）における重畳時（津波＋余震時）の変形モード及び荷重図を図 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位の役割（重畳時）

部位の名称	役割
鋼管杭（長杭）	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製遮水壁を支持する。</li> </ul>
鋼管杭（短杭）	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製遮水壁を支持する。</li> </ul>
鋼製遮水壁	<ul style="list-style-type: none"> <li>漂流物防護工及び止水ジョイントを支持するとともに、遮水性を保持する。</li> </ul>
漂流物防護工	—
止水ジョイント	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製遮水壁間の変位に追従し、遮水性を保持する。</li> </ul>
背面補強工	<ul style="list-style-type: none"> <li>遮水性を保持する。</li> <li>長杭・短杭の変形を抑制する。</li> </ul>
置換コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> <li>コンクリート強度を考慮して基礎地盤のすべり安定性を確保する。</li> <li>長杭・短杭の変形を抑制する。</li> <li>地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。</li> </ul>

表 2.3-2 鋼管式鉛直壁（一般部）の地盤の役割（重畳時）

地盤	役割
岩盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>長杭・短杭，背面補強工及び置換コンクリートを（改良地盤を介して）鉛直支持する。</li> <li>基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul>
改良地盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>短杭及び背面補強工を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。</li> <li>長杭・短杭の変形を抑制する。</li> <li>基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> <li>地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。</li> </ul>
セメント改良土	<ul style="list-style-type: none"> <li>長杭・短杭の変形を抑制する。</li> <li>地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。</li> <li>津波荷重を置換コンクリート等を介して岩盤に伝達する。</li> </ul>
盛土・旧表土	—

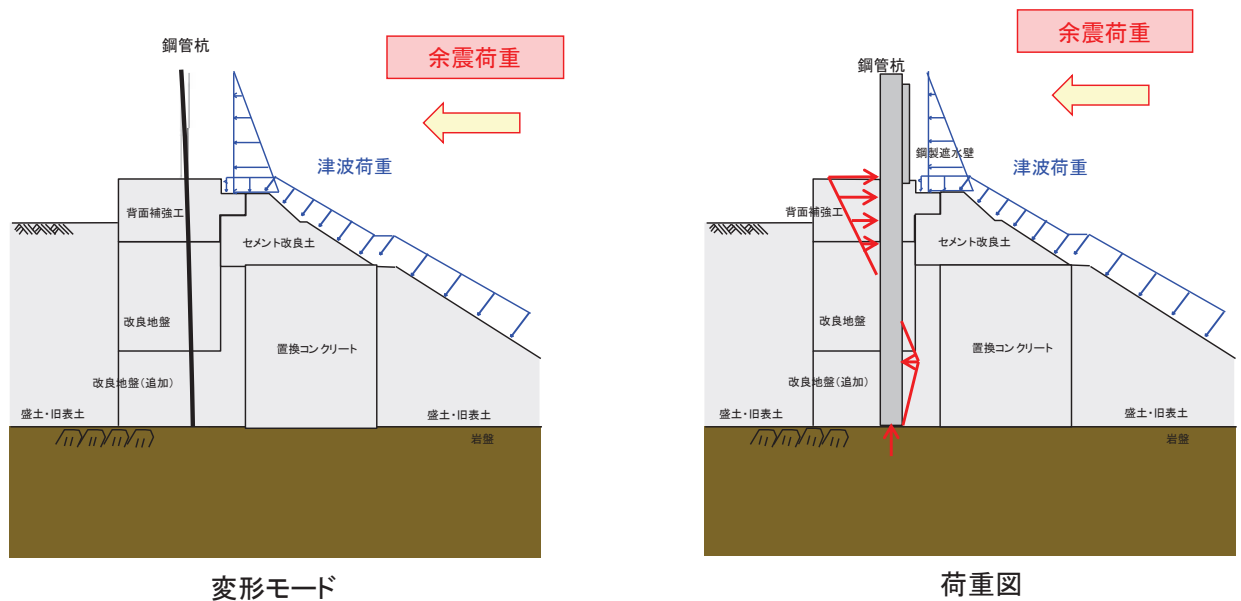


図 2.3-1 鋼管式鉛直壁（一般部）の変形モード及び荷重図（重畳時）



ii. 鋼管式鉛直壁（岩盤部）

重畳時（津波＋余震時）において、鋼管式鉛直壁（岩盤部）の各部位は、津波荷重及び余震荷重に対して防潮堤の機能（津波に対する止水性）を維持するため、表 2.3-3 及び表 2.3-4 に示す役割を有する。

鋼管式鉛直壁（岩盤部）における重畳時（津波＋余震時）の変形モード及び荷重図を図 2.3-2 に示す。

表 2.3-3 鋼管式鉛直壁（岩盤部）の各部位の役割（重畳時）

部位の名称	役割
鋼管杭	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製遮水壁を支持する。</li> </ul>
鋼製遮水壁	<ul style="list-style-type: none"> <li>漂流物防護工及び止水ジョイントを支持するとともに、遮水性を保持する。</li> </ul>
漂流物防護工	—
RC 遮水壁	<ul style="list-style-type: none"> <li>津波時の遮水性を保持する。</li> </ul>
止水ジョイント	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製遮水壁間の変位に追従し、遮水性を保持する。</li> </ul>

表 2.3-4 鋼管式鉛直壁（岩盤部）の地盤の役割（重畳時）

地盤	役割
岩盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭を鉛直支持する。</li> <li>基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> <li>鋼管杭の変形を抑制する。</li> </ul>

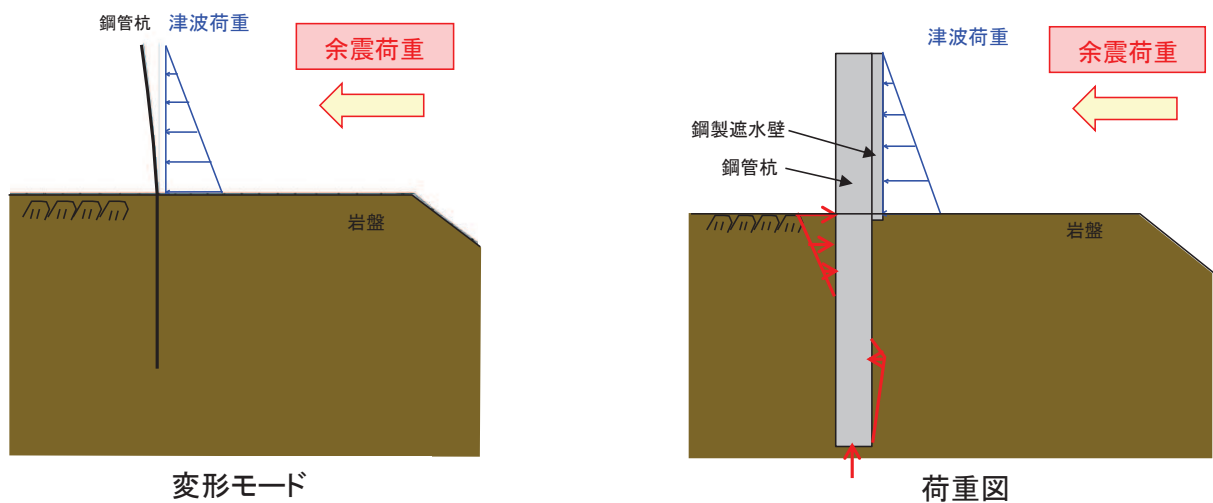


図 2.3-2 鋼管式鉛直壁（岩盤部）の変形モード及び荷重図（重畳時）

iii. 盛土堤防

重畳時（津波＋余震時）において，盛土堤防の各部位は，津波荷重及び余震荷重に対して防潮堤の機能（津波に対する止水性）を維持するため，表 2.3-5 及び表 2.3-6 に示す役割を有する。

盛土堤防における重畳時（津波＋余震時）の変形モード及び荷重図を図 2.3-3 に示す。

表 2.3-5 盛土堤防の各部位の役割（重畳時）

部位の名称	役割
セメント改良土	<ul style="list-style-type: none"> <li>入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持する。</li> <li>難透水性を有し，堤体により止水性を維持する。</li> </ul>
置換コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> <li>コンクリート強度を考慮して基礎地盤のすべり安定性を確保する。</li> <li>地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。</li> </ul>

表 2.3-6 盛土堤防の地盤の役割（重畳時）

地盤	役割
岩盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土及び置換コンクリートを鉛直支持する。</li> <li>基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul>
改良地盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。</li> <li>基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> <li>地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。</li> </ul>
盛土・旧表土	—

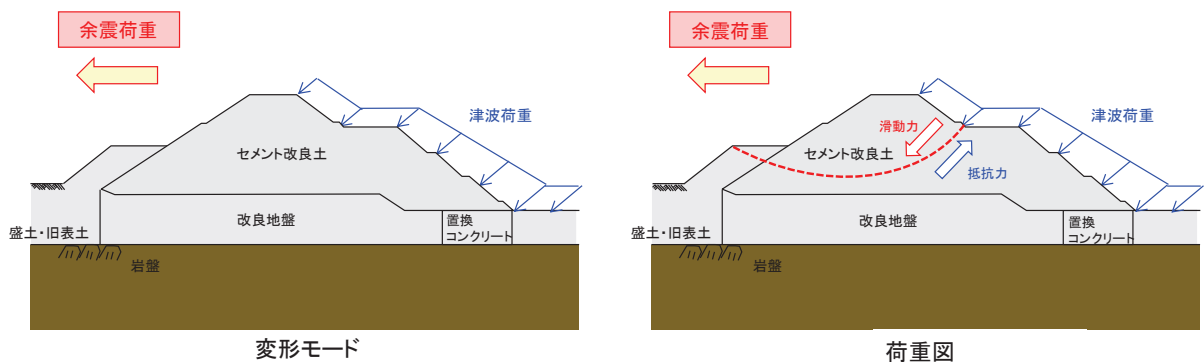


図 2.3-3 盛土堤防の変形モード及び荷重図（重畳時）

### 3. 損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

防潮堤は、鋼管式鉛直壁（一般部）、鋼管式鉛直壁（岩盤部）及び盛土堤防の3つの構造形式に分かれている。ここでは、防潮堤の設計方針について、サイト特性を踏まえた構造の特異性及び設計の保守性を整理した上で、地震時、津波時及び重畳時（津波＋余震時）に、防潮堤が維持すべき機能を喪失し得る事象（損傷モード）を仮定し、その損傷モードに対し設計・施工上どのような配慮が必要となるかを整理する。

#### 3.1 サイト特性・制約条件を踏まえた構造の特異性

防潮堤設計から見たサイト特性・制約条件等を抽出し、防潮堤の各構造の特異性と特に確認すべき項目を整理した結果を図 3.1-1 に示す。

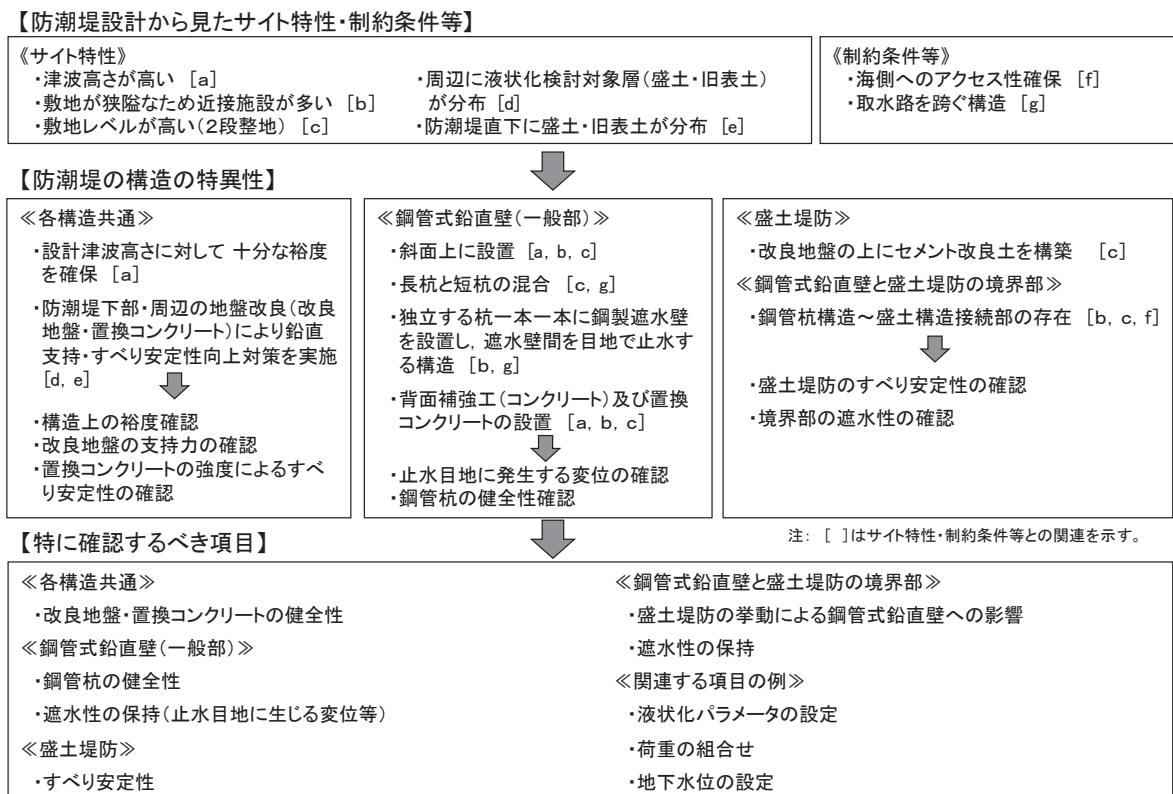


図 3.1-1 防潮堤の各構造の特異性と特に確認すべき項目の整理

### 3.2 損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

防潮堤について，設計の保守性の観点から，以下に示すように津波高さに対する裕度及び想定を超える事象に対する配慮をしている。

#### i. 津波高さに対する裕度

- ・ 入力津波高さ O.P. +24.4m に対し O.P. +29m の高さの防潮堤を設置しており，十分な裕度を有する設計
- ・ 防潮堤天端高さにまで津波が遡上したとしても，防潮堤の健全性が維持できる構造上の裕度を確保

#### ii. 想定を超える事象に対する配慮

- ・ 鋼管式鉛直壁（一般部）について，改良地盤，置換コンクリート及びセメント改良土の透水係数を保守的に盛土・旧表土相当と仮定した場合でも津波の滞水時間中に敷地に浸水しないよう配慮
- ・ 鋼管式鉛直壁（一般部）と周辺地盤の境界部に隙間が生じた場合でも，背面補強工前面のコーベル状の形状（鰻止め）により，浸水しにくい形状
- ・ 鋼管式鉛直壁（一般部）と盛土堤防の境界部に隙間が生じた場合でも，水みちとなる経路に，図 3.2-1 に示すような可撓性目地シール材（ケーソンシール）を設置し，浸水しないよう配慮
- ・ 想定を上回り防潮堤を越波した場合でも，防潮堤背面の背面補強工（コンクリート）により侵食対策を配慮

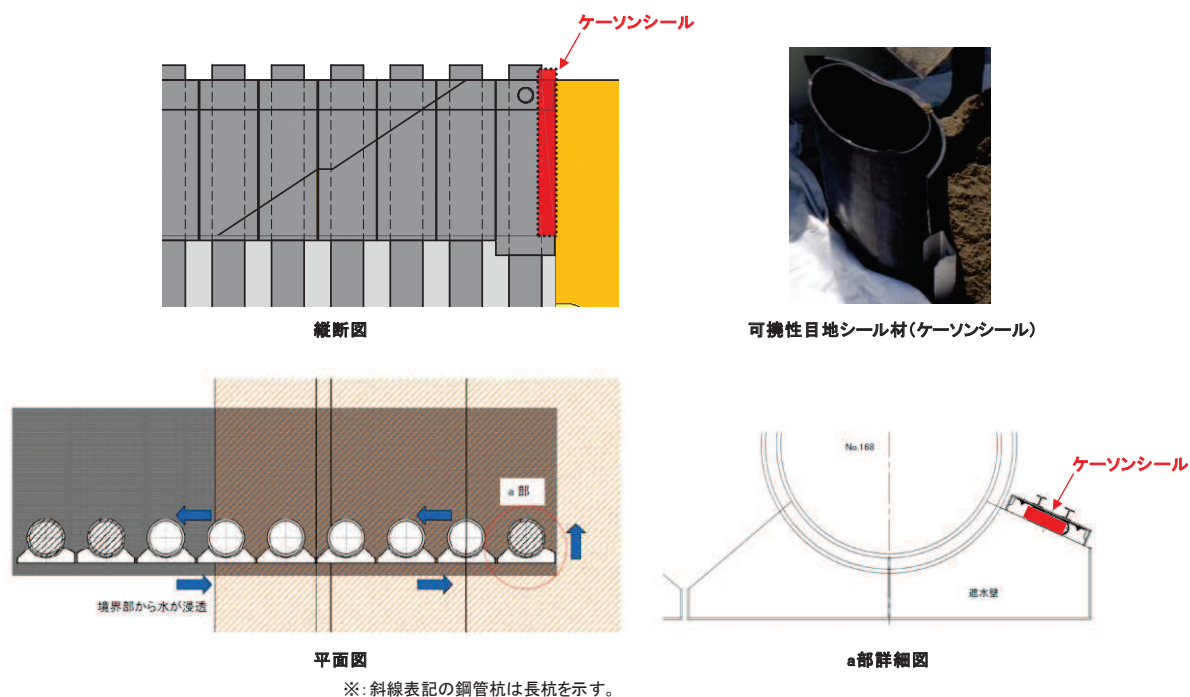


図 3.2-1 鋼管式鉛直壁（一般部）と盛土堤防の境界部に設置する可撓性目地シール材（ケーソンシール）の概要

防潮堤の各構造について、各部位が損傷して要求機能を喪失する事象を抽出し、それに対する設計・施工上の配慮を整理した結果を表 3.2-1～表 3.2-4 に示す。

表 3.2-1(1) 鋼管式鉛直壁（一般部）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース*1	設計・施工上の配慮	照査*2
鋼管杭（長杭・短杭共通）	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重により曲げ・せん断破壊し、鋼製遮水壁を支持できなくなり、遮水性を喪失する。</li> </ul>	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震後や津波後の再使用性、津波時の影響（繰返しの津波）を考慮して、鋼製遮水壁や止水ジョイントの変位を許容限界以下に留めて遮水性を確保するために、鋼管杭がおおむね弾性範囲であることを確認する。</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重により背面補強工-改良地盤間、改良地盤-岩盤間に相対変位が生じ、せん断力が鋼管杭に作用し、鋼管杭が損傷し、鋼製遮水壁を支持できなくなり、遮水性を喪失する。</li> </ul>	①, ②		○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重により、上杭と下杭の接合部で破損し、鋼管杭が損傷し、鋼製遮水壁を支持できなくなり、遮水性を喪失する。</li> </ul>	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> <li>上杭と下杭の接合部は、複合構造標準示方書（土木学会）に準拠したソケット方式の接合とし、接合部の安全性照査は、十分な裕度を確保する。</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>汀線方向の地震荷重により、曲げ・せん断破壊し、鋼製遮水壁を支持できなくなり、遮水性を喪失する。</li> </ul>	①	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震荷重についても考慮し、鋼製遮水壁や止水ジョイントの変位を許容限界以下に留めて遮水性を確保するために、鋼管杭がおおむね弾性範囲であることを確認する。</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>竜巻の風荷重や飛来物荷重により、鋼管杭が損傷し、鋼製遮水壁を支持できなくなり、遮水性を喪失する。</li> </ul>	—	<ul style="list-style-type: none"> <li>万一、竜巻及びその随伴事象により損傷した場合には、津波防護機能が必要となる前に修復等の対応を実施。ただし、施設の重要性に鑑み、機能維持のための自主的な配慮を行う。</li> </ul>	—
	<ul style="list-style-type: none"> <li>隣接するブロックからの荷重により、鋼管杭が損傷し、鋼製遮水壁を支持できなくなり、遮水性を喪失する。</li> </ul>	①	<ul style="list-style-type: none"> <li>汀線方向の検討を行い、隣接ブロックの影響を確認する。</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>津波荷重により、鋼管杭の下部が転倒するようなモードが発生し、鋼製遮水壁を支持できなくなり、遮水性を喪失する。</li> </ul>	②	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭が転倒しないことを確認する。</li> </ul>	○

注記 \*1：①地震時，②津波時，なお津波＋余震時はすべての事象を想定。

\*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

表 3.2-1(2) 鋼管式鉛直壁（一般部）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

部位の 名称	要求機能を喪失する事象	想定 ケース*1	設計・施工上の配慮	照査*2
鋼製遮水壁 (漂流物防 護工を含 む)	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重により曲げ・せん断破壊し、遮水性を喪失する。</li> </ul>	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> <li>許容応力度以下であることを確認する。</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重により、鋼管杭への取り付け部に応力が集中し、取り付け部が破損し、鋼製遮水壁が損傷するか、位置を保持できなくなり、遮水性を喪失する。</li> </ul>	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭への取付部については道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編に従って、局所的な変形を防止し、円滑な応力の伝達を図れる設計とする。</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重により、鋼製遮水壁の背面補強工に根入れしている部分で損傷し、遮水性を喪失する。</li> </ul>	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> <li>遮水壁は片持ちばりによる検討を実施し、2 辺固定の場合でも十分余裕がある設計とする。</li> </ul>	—
	<ul style="list-style-type: none"> <li>津波時の漂流物荷重により、鋼製遮水壁が損傷し、遮水性を喪失する。</li> </ul>	②	<ul style="list-style-type: none"> <li>漂流物荷重による鋼製遮水壁の発生応力度が許容応力度以下であることを確認する。</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>竜巻の風荷重や飛来物荷重により、鋼製遮水壁が損傷する、あるいは止水ジョイントを支持できなくなり、遮水性を喪失する。</li> </ul>	—	<ul style="list-style-type: none"> <li>万一、竜巻及びその随件事象により損傷した場合には、津波防護機能が必要となる前に修復等の対応を実施。ただし、施設の重要性に鑑み、機能維持のための自主的な配慮を行う。</li> </ul>	—

注記 \*1: ①地震時, ②津波時, なお津波+余震時はすべての事象を想定。

\*2: 照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は(—)。

表 3.2-1(3) 鋼管式鉛直壁（一般部）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

部位の 名称	要求機能を喪失する事象	想定 ケース*1	設計・施工上の配慮	照査*2
止水ジョイント（支持部含む）	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震時又は津波時の汀線直交方向の杭変位量のばらつきにより、止水ジョイントの許容変位量を超える変形が生じ、遮水性を喪失する。</li> </ul>	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> <li>メーカー規格及び基準並びに必要なに応じて実施する性能試験を参考に定める許容変形量及び許容水圧以下であることを確認する。</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震時に、汀線方向圧縮側の変形により遮水性を喪失する。</li> </ul>	①		○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>津波時の漂流物が止水ジョイントに衝突し、止水ジョイントが破損若しくは変形に追従できず、遮水性を喪失する。</li> </ul>	②	<ul style="list-style-type: none"> <li>止水ジョイントの幅を十分に小さくし、海側に漂流物防護工を設置することにより、漂流物が直接止水ジョイントに衝突しない設計とする。</li> </ul>	—
	<ul style="list-style-type: none"> <li>津波時の漂流物荷重により鋼管杭の回転が生じ、止水ジョイント・止水ジョイント金物が破損若しくは変形に追従できず、遮水性を喪失する。</li> </ul>	②	<ul style="list-style-type: none"> <li>漂流物荷重を考慮した場合の杭の回転について荷重と抵抗を確認し、回転しないことを確認する。</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>竜巻の風荷重や飛来物荷重により、止水ジョイントが損傷し、遮水性を喪失する。</li> </ul>	—	<ul style="list-style-type: none"> <li>万一、竜巻及びその随件事象により損傷した場合には、津波防護機能が必要となる前に修復等の対応を実施。ただし、施設の重要性に鑑み、機能維持のための自主的な配慮を行う。</li> </ul>	—

注記 \*1：①地震時，②津波時，なお津波＋余震時はすべての事象を想定。

\*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

表 3.2-1(4) 鋼管式鉛直壁（一般部）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

部位の 名称	要求機能を喪失する事象	想定 ケース*1	設計・施工上の配慮	照査*2
背面補強工	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重により、背面補強工がせん断破壊又は引張破壊し、杭の横抵抗を喪失し、杭の変形量が大きくなり、鋼製遮水壁を支持できなくなり、遮水性を喪失する。</li> </ul>	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭の変形を抑制するため、背面補強工がすべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認する。*3</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重により、背面補強工がせん断破壊又は引張破壊し、過度なひび割れが連続することで水みちが形成される。</li> </ul>	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> <li>背面補強工内に鋼管杭を横断する水みちが形成されて有意な漏えいを生じないため、背面補強工がすべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認する。*3</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>施工時の乾燥収縮ひび割れが連続することで、水みちが形成される。</li> </ul>	—	<ul style="list-style-type: none"> <li>遮水性の観点から適切に補修を行い、水みちが形成されないよう配慮する。</li> </ul>	—
	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震により背面補強工間目地及び地盤との目開きが発生し、遮水を喪失する。</li> </ul>	①	<ul style="list-style-type: none"> <li>防潮堤の縦断方向に連なる構造であるため、背面補強工間目地が目開きしたとしても、その目開き量は僅かであり、また、目開きする側と反対側は閉じる挙動となるが、海側から敷地側まで貫通するような目開きは生じない設計とする。</li> <li>背面補強工の形状により、遮水性に配慮する。</li> </ul>	—

注記 \*1：①地震時，②津波時，なお津波+余震時はすべての事象を想定。

\*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

\*3：地盤と施設を連成した二次元 FEM 解析により，各要素の破壊状況についても確認し，必要に応じて破壊の進展を考慮した検討（非線形解析等）を行う。



表 3.2-1(5) 鋼管式鉛直壁（一般部）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

部位の 名称	要求機能を喪失する事象	想定 ケース* <sup>1</sup>	設計・施工上の配慮	照査* <sup>2</sup>
置換 コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 地震時又は津波時に、置換コンクリートがせん断破壊又は引張破壊し、杭の横抵抗を喪失し、杭の変形量が大きくなり、鋼製遮水壁を支持できなくなることで、鋼製遮水壁の遮水性を喪失する。</li> <li>• 地震又は津波荷重により、置換コンクリートがせん断破壊又は引張破壊し、過度なひび割れが連続することで水みちが形成される。</li> <li>• 地震時又は津波時に、置換コンクリートがせん断破壊又は引張破壊し、地盤としての有効応力を喪失した状態で地下水や津波による浸透圧が作用することで、ポイリング・パイピング現象により土粒子が流出して水みちが形成される。</li> </ul>	①, ③	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 鋼管杭の変形を抑制するため、置換コンクリートがすべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認する。*<sup>3</sup></li> <li>• 施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを確認する。</li> </ul>	○

注記 \*1：①地震時，②津波時，なお津波＋余震時はすべての事象を想定。

\*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

\*3：地盤と施設を連成した二次元 FEM 解析により，各要素の破壊状況についても確認し，必要に応じて破壊の進展を考慮した検討（非線形解析等）を行う。

表 3.2-1(6) 鋼管式鉛直壁（一般部）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

地盤の名称	要求機能を喪失する事象	想定 ケース*1	設計・施工上の配慮	照査*2
改良地盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震時又は津波時に、改良地盤がせん断破壊又は引張破壊し、杭の横抵抗を喪失し、杭の変形量が大きくなり、鋼製遮水壁を支持できなくなることで、鋼製遮水壁の遮水性を喪失する。</li> </ul>	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭の変形を抑制するため、改良地盤がすべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認する。</li> <li>施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを確認する。</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重により、改良地盤がせん断破壊又は引張破壊し、過度なひび割れが連続することで水みちが形成される。</li> </ul>			
	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震時又は津波時に、改良地盤がせん断破壊又は引張破壊し、地盤としての有効応力を喪失した状態で地下水や津波による浸透圧が作用することで、ボイリング・パイピング現象により土粒子が流出して水みちが形成される。</li> </ul>			
	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震時に鋼管杭下端底面のすべりが生じ、杭の変形量が大きくなり、杭が鋼製遮水壁を支持できなくなることで、鋼製遮水壁の遮水性を喪失する。</li> </ul>	①	<ul style="list-style-type: none"> <li>すべり安全率が許容値以上であることを確認する。</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>取水路からの漏水により改良地盤が洗掘され、難透水性を喪失する。</li> </ul>	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> <li>取水路は、基準地震動 <math>S_s</math> に対して安全性を確保している。</li> <li>構造目地には止水ジョイントを設置して漏水を防止している。</li> <li>コンクリートの劣化、ひび割れ等による漏水を防止する観点から保守管理を適切に実施している。</li> </ul>	—

注記 \*1：①地震時，②津波時，なお津波＋余震時はすべての事象を想定。

\*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

表 3.2-1(7) 鋼管式鉛直壁（一般部）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

地盤の名称	要求機能を喪失する事象	想定 ケース*1	設計・施工上の配慮	照査*2
セメント 改良土	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震時又は津波時に、セメント改良土がせん断破壊し、背面補強工の横抵抗を喪失し、杭の変形量が大きくなり、鋼製遮水壁を支持できなくなることで、鋼製遮水壁の遮水性を喪失する。</li> </ul>	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭の変形を抑制するため、セメント改良土がすべり破壊しないことを（内的安定を保持）を確認する。</li> <li>施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを確認する。</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重により、セメント改良土がせん断破壊又は引張破壊し、過度なひび割れが連続することで水みちが形成される。</li> </ul>			
	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震時又は津波時に、セメント改良土がせん断破壊し、津波荷重を岩盤に伝達できなくなる。</li> </ul>			
岩盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震時に鋼管杭下端底面のすべりが生じ、杭の変形量が大きくなり、杭が鋼製遮水壁を支持できなくなることで、鋼製遮水壁の遮水性を喪失する。</li> </ul>	①	<ul style="list-style-type: none"> <li>すべり安全率が許容値以上であることを確認する。</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震時に鋼管杭に伝わる荷重により岩盤又は改良地盤が破壊し、鉛直支持機能を喪失する。</li> </ul>	①	<ul style="list-style-type: none"> <li>極限支持力以下であることを確認する。</li> </ul>	○

注記 \*1：①地震時，②津波時，なお津波＋余震時はすべての事象を想定。

\*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

表 3.2-2 鋼管式鉛直壁（岩盤部）の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

部位の 名称	要求機能を喪失する事象	想定 ケース*1	設計・施工上の配慮	照査*2
鋼管杭	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重により曲げ・せん断破壊し、鋼製遮水壁を支持できなくなり、遮水性を喪失する。</li> </ul>	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> <li>許容応力度以下であることを確認する。</li> </ul>	○
鋼製遮水壁 (漂流物防護工を含む)	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重により曲げ・せん断破壊し、遮水性を喪失する。</li> </ul>	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> <li>許容応力度以下であることを確認する。</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>杭の平面位置が曲線となる区間において、地震又は津波荷重により曲げ・せん断破壊し、遮水性を喪失する。</li> </ul>	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> <li>許容応力度以下であることを確認する。曲部の影響が出ないように直線部と同様の設計とする。</li> </ul>	○
岩盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震荷重により、周辺岩盤が受働崩壊、すべり破壊等を生じ、杭の受働抵抗を喪失し、杭の変形量が大きくなり、鋼製遮水壁を支持できなくなり、鋼製遮水壁の遮水性を喪失する。</li> </ul>	①	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭の変形を抑制するため、岩盤がすべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認する。</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重により岩盤がすべり破壊し、杭の変形量が大きくなり、杭を支持できなくなり、鋼製遮水壁の遮水性を喪失する。</li> </ul>	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> <li>すべり安全率が許容値以上であることを確認する。</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震時に鋼管杭に伝わる荷重により岩盤が破壊し、鉛直支持機能を喪失する。</li> </ul>	①	<ul style="list-style-type: none"> <li>極限支持力以下であることを確認する。</li> </ul>	○

注記 \*1：①地震時，②津波時，なお津波＋余震時はすべての事象を想定。

\*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

表 3.2-3(1) 盛土堤防の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定 ケース*1	設計・施工上の配慮	照査*2
セメント 改良土	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重によりすべり破壊し、堤体高さが維持できなくなり、難透水性を喪失する。</li> </ul>	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> <li>堤体内部に想定したすべり線に対して、すべり線上の応力状態を考慮したすべり安全率が妥当な安全裕度を有していることを確認する。</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重によりせん断破壊又は引張破壊し、過度なひび割れが連続することで水みちが形成される。</li> </ul>	②	<ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土を横断する水みちが形成されて有意な漏えいを生じないために、堤体内部にすべり破壊が生じないこと（内的安定を保持）を確認する。*3</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>津波によりセメント改良土が洗掘され、難透水性を喪失する。</li> </ul>	②	<ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土は、津波時の洗掘・侵食に対して十分な耐久性をもつ。</li> </ul>	—
置換 コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重により、置換コンクリートがせん断破壊又は引張破壊し、過度なひび割れが連続することで水みちが形成される。</li> </ul>	②	<ul style="list-style-type: none"> <li>地盤中からの回り込みによる浸水を防止（難透水性を保持）するため、置換コンクリートがすべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認する。</li> <li>施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを確認する。</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震時又は津波時に、置換コンクリートがせん断破壊又は引張破壊し、地盤としての有効応力を喪失した状態で地下水や津波による浸透圧が作用することで、ボイリング・パイピング現象により土粒子が流出して水みちが形成される。</li> </ul>			

注記 \*1：①地震時，②津波時，なお津波＋余震時はすべての事象を想定。

\*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

\*3：地盤と施設を連成した二次元 FEM 解析により、各要素の破壊状況についても確認し、必要に応じて破壊の進展を考慮した検討（非線形解析等）を行う。

表 3.2-3(2) 盛土堤防の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

地盤の名称	要求機能を喪失する事象	想定 ケース※ 1	設計・施工上の配慮	照査※2
改良地盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重により、改良地盤がせん断破壊又は引張破壊し、過度なひび割れが連続することで水みちが形成される。</li> </ul>	②	<ul style="list-style-type: none"> <li>地盤中からの回り込みによる浸水を防止（難透水性を保持）するため、改良地盤がすべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認する。</li> <li>施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを確認する。</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震時又は津波時に、改良地盤がせん断破壊又は引張破壊し、地盤としての有効応力を喪失した状態で地下水や津波による浸透圧が作用することで、ボイリング・パイピング現象により土粒子が流出して水みちが形成される。</li> </ul>			
	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重により岩盤、置換コンクリート、改良地盤がすべり破壊し、安定性を喪失して防潮堤の高さを維持できなくなり、セメント改良土の難透水性を喪失する。</li> </ul>	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> <li>すべり安全率が許容値以上であることを確認する。</li> </ul>	○
岩盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重により岩盤、置換コンクリート、改良地盤がすべり破壊し、安定性を喪失して防潮堤の高さを維持できなくなり、セメント改良土の難透水性を喪失する。</li> </ul>	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> <li>すべり安全率が許容値以上であることを確認する。</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震時に盛土堤防に伝わる荷重により改良地盤が破壊し、鉛直支持機能を喪失する。</li> </ul>	①	<ul style="list-style-type: none"> <li>極限支持力以下であることを確認する。</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震時に盛土堤防に伝わる荷重により岩盤及び改良地盤が破壊し、鉛直支持機能を喪失する。</li> </ul>	①	<ul style="list-style-type: none"> <li>極限支持力以下であることを確認する。</li> </ul>	○

注記 \*1: ①地震時, ②津波時, なお津波+余震時はすべての事象を想定。

\*2: 照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は(ー)。

表 3.2.4 防潮堤の構造境界部の損傷モードの抽出と設計・施工上の配慮

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース*1	設計・施工上の配慮	照査*2
鋼管式鉛直壁（岩盤部）と端部地山の境界部（南側取付部）	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震により地山が崩壊して、鋼管杭に衝突し、鋼管式鉛直壁（岩盤部）と端部地山との境界部での遮水性を喪失する。</li> </ul>	①	<ul style="list-style-type: none"> <li>緩やかな丘状であり、崩壊するような斜面ではないと考えているが、鋼管杭の地上部はRC遮水壁（コンクリート）で保護する配慮をする。</li> </ul>	—
	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重により地山が崩壊して、高さが維持できなくなり、鋼管式鉛直壁（岩盤部）と端部地山との境界部での遮水性を喪失する。</li> </ul>	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> <li>入力津波高さよりも高い位置にあり、入力津波の防護に対しては影響ない設計とする。</li> </ul>	—
鋼管式鉛直壁（一般部）と盛土堤防の境界部（杭-盛土接合部）	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重により盛土堤防のすべり等が生じ、鋼管杭及び鋼製遮水壁に荷重が作用し、鋼製遮水壁を支持できなくなり、鋼製遮水壁の遮水性を喪失する。</li> </ul>	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> <li>盛土堤防のラップ部を考慮した検討により、盛土の荷重を考慮した上で、鋼管式鉛直壁（一般部）と同様に各部位の健全性を確認する。</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震時に、盛土堤防が鋼管式鉛直壁側にすべり、鋼製遮水壁に損傷が生じ、鋼管式鉛直壁（一般部）と盛土堤防の境界部での遮水性を喪失する。</li> </ul>	①	<ul style="list-style-type: none"> <li>堤体内部に想定したすべり線に対して、すべり線上の応力状態を考慮したすべり安全率が妥当な安全裕度を有していることを確認する。</li> </ul>	○
	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波荷重により鋼管杭と盛土堤防の間に、相対変位が生じ、水みちとなり、鋼管式鉛直壁（一般部）と盛土堤防の境界部での遮水性を喪失する。</li> </ul>	①, ②	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製遮水壁と盛土堤防の境界面には十分なラップ長を確保したうえで、さらに可撓性目地シール材（ケーソンシール）を施工することで遮水性に配慮する。</li> </ul>	—
盛土堤防と端部地山の境界部（北側取付部）	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震により地山が崩壊して、高さが維持できなくなり、盛土堤防と端部地山の境界部での遮水性を喪失する。</li> </ul>	①	<ul style="list-style-type: none"> <li>地山を含んだ安定性を基礎地盤として確認している。</li> </ul>	—
	<ul style="list-style-type: none"> <li>津波により地山が洗掘され、高さが維持できなくなり、盛土堤防と端部地山の境界部での遮水性を喪失する。</li> </ul>	②	<ul style="list-style-type: none"> <li>岩盤斜面とし洗掘されない設計とする。</li> </ul>	—

注記 \*1：①地震時，②津波時，なお津波＋余震時はすべての事象を想定。

\*2：照査を実施する場合は○。照査不要と判断している場合は（－）。

#### 4. 止水性に係る検討結果

防潮堤の止水性については、鋼製遮水壁，止水ジョイント，背面補強工で遮水性を担保し，改良地盤，置換コンクリート及びセメント改良土で地盤中からの回り込みによる浸水を防止（難透水性の保持）する。そのうち，地盤中からの回り込みによる浸水防止（難透水性の保持）について，構造境界部の剥離状況，各部位（改良地盤，置換コンクリート及びセメント改良土）の内的安定及び二次元浸透流解析により確認する。

##### 4.1 構造境界部の剥離状況の確認結果

防潮堤は複数の部材で構成されており，防潮堤の二次元 FEM 解析モデルでは，背面補強工，置換コンクリート，改良地盤セメント改良土及び地盤の異種材料間については，ジョイント要素を設定している。

このジョイント要素について，地震後の残留変形状態，津波荷重載荷時及び重畳時（津波＋余震時）において，防潮堤を貫通した剥離が生じていないことを確認し，津波が浸水するような水みちが形成されないことを確認する。

##### 4.1.1 検討条件

###### (1) 検討方法

ジョイント要素の剥離判定方法を図 4.1-1 に示す。

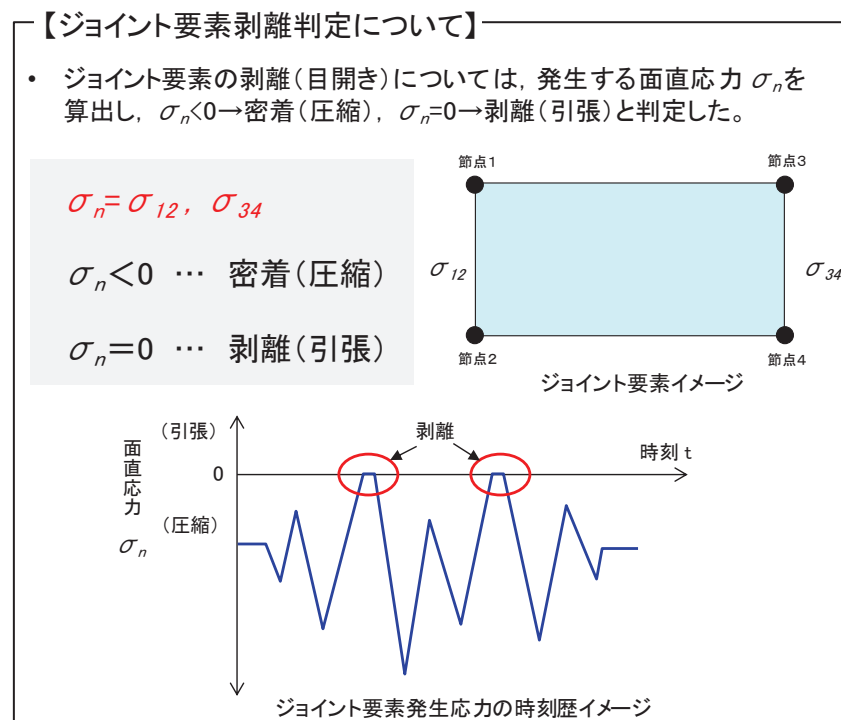


図 4.1-1 ジョイント要素剥離判定方法



(2) 検討断面

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち断面①，断面②，断面③，断面⑤とする。  
また，検討対象範囲は，ジョイント要素の剥離により，水みちとなり得る防潮堤側面及び底面の範囲とした。

なお，断面④及び防潮堤（盛土堤防）断面①については，水みちとなり得る底面のジョイント要素（構造境界部）の幅が大きいことから，防潮堤（鋼管式鉛直壁）断面①～断面③に代表させる。各断面のジョイント要素の配置図（地震時）を図 4.1-2～図 4.1-7 に示す。

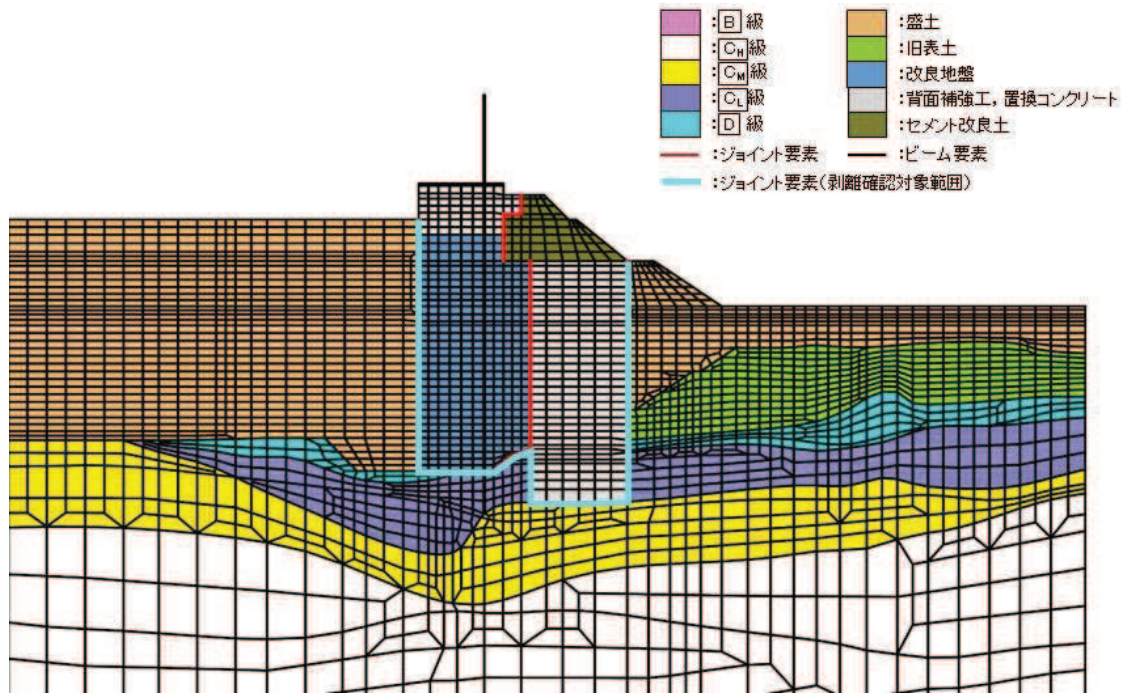


図 4.1-2 断面①におけるジョイント要素の配置図

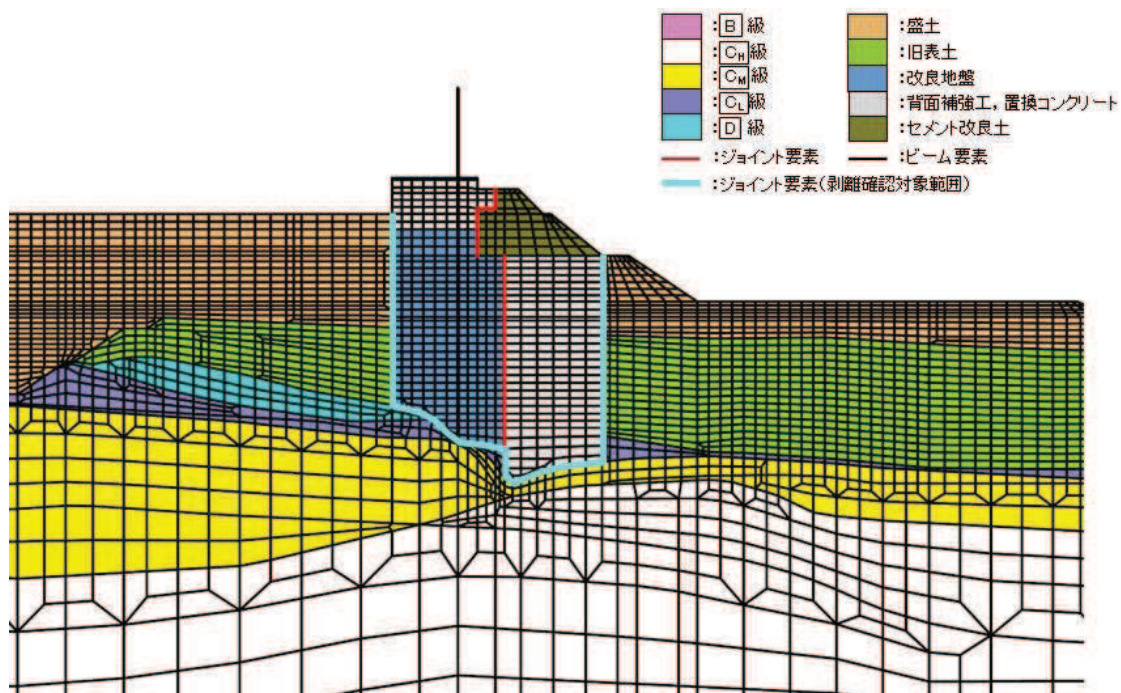


図 4.1-3 断面②におけるジョイント要素の配置図

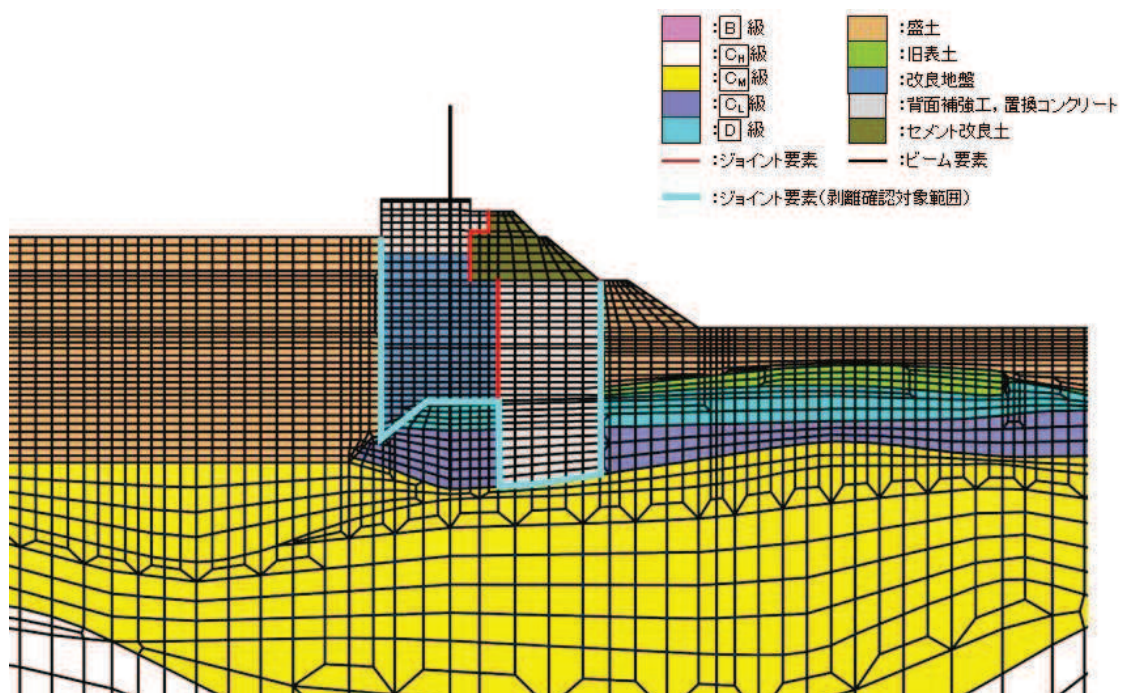


図 4.1-4 断面③におけるジョイント要素の配置図

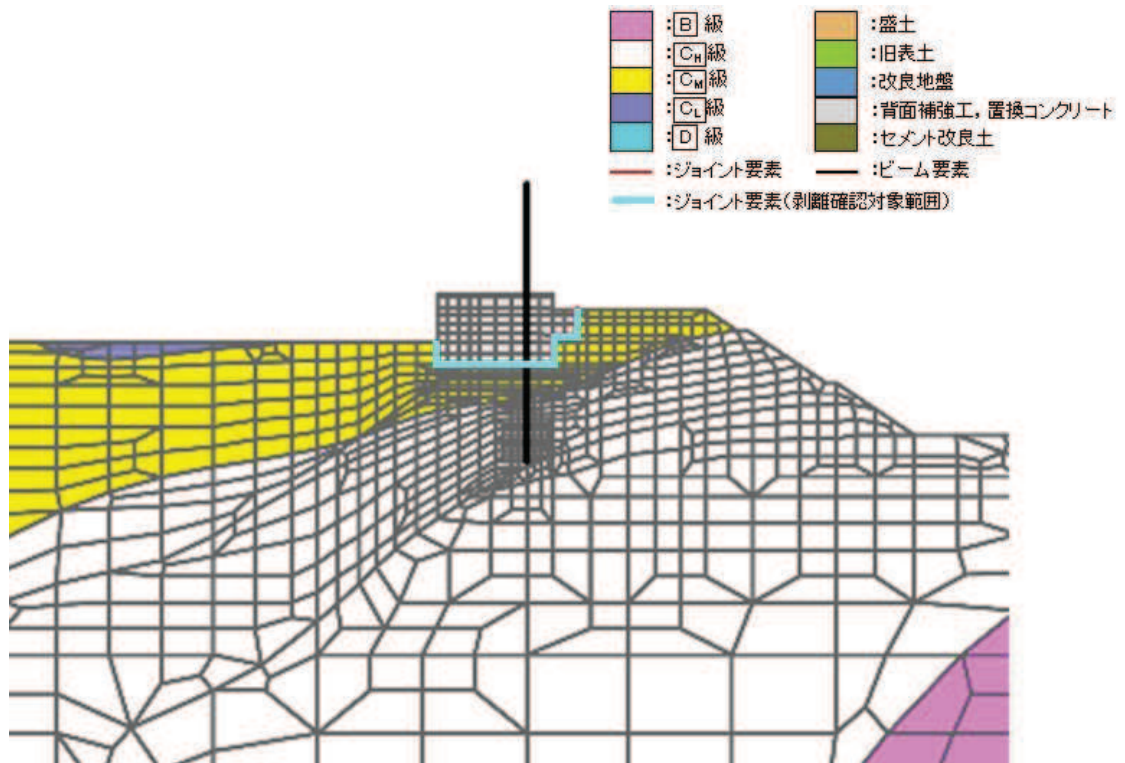


図 4.1-5 断面⑤におけるジョイント要素の配置図

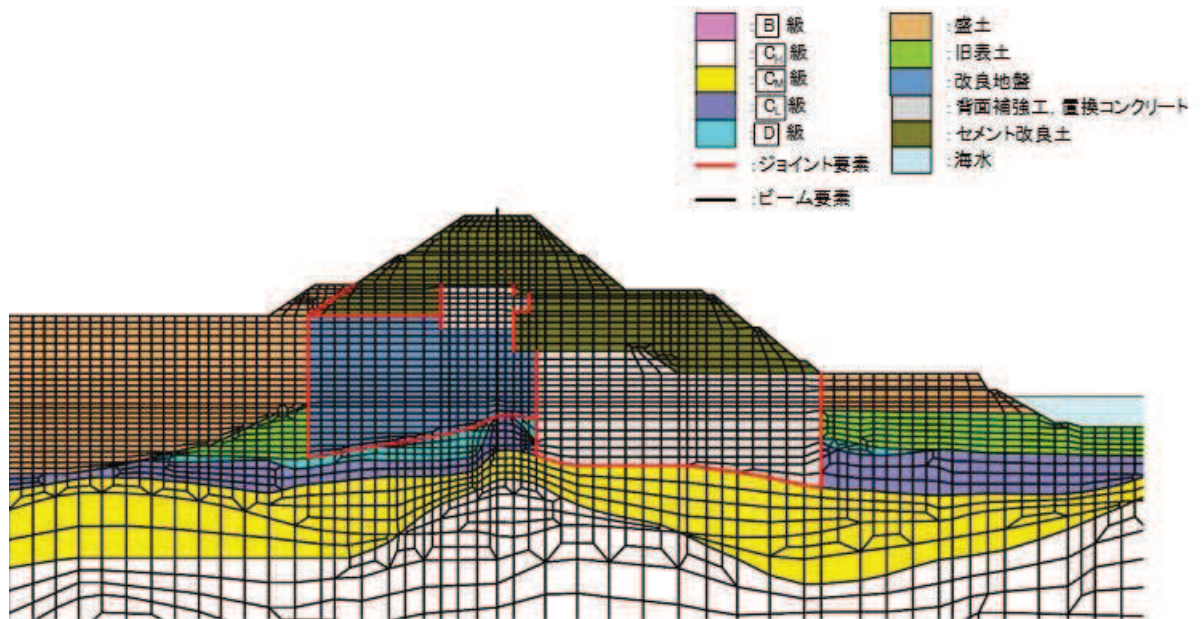


図 4.1-6 【参考】断面④におけるジョイント要素の配置図

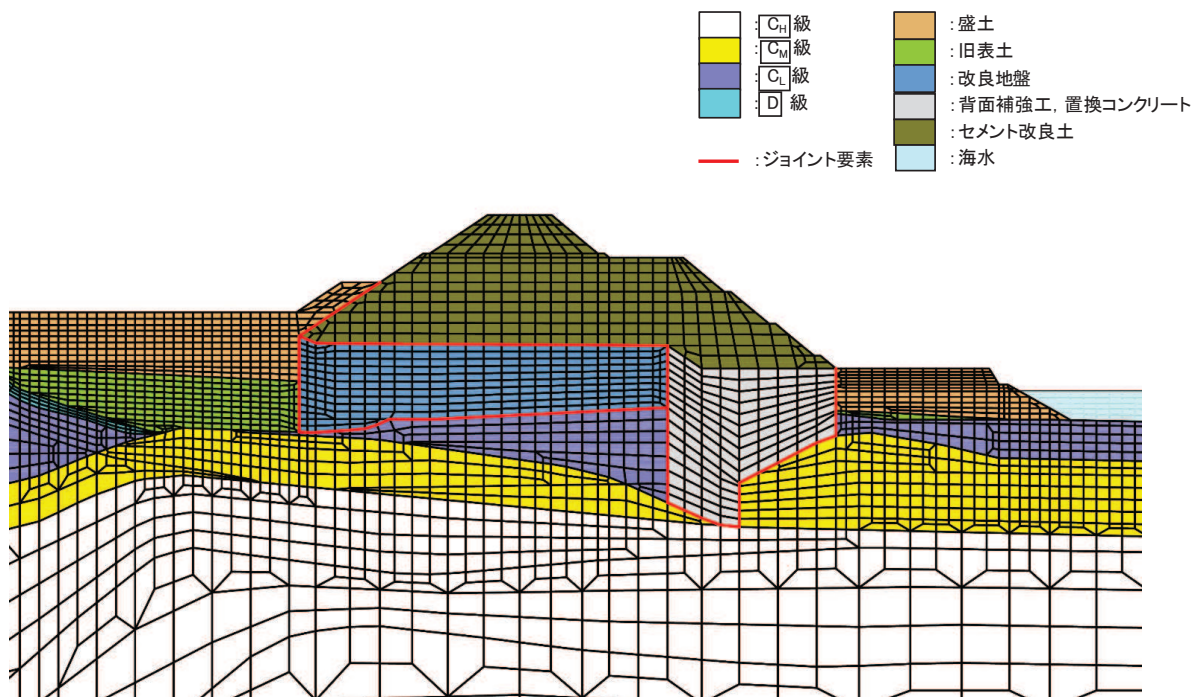


図 4.1-7 【参考】盛土堤防断面①におけるジョイント要素の配置図

(3) 検討事象

a. 地震時

基準地震動  $S_s$  後の津波来襲前における剥離状況を確認するため、地震時の最終時刻（残留変形状態）とし、防潮堤の残留変形が大きくなる状態を想定するため、断面①～③、断面⑤の各断面において鋼管杭の残留変位が最も大きくなるケースを選定した。検討ケースを表 4.1-1 に示す。

表 4.1-1 検討ケース

断面	地震動（位相）	時刻
断面①	$S_s - N1 (-+)$	地震時最終時刻 (残留変形状態)
断面②	$S_s - N1 (-+)$	
断面③	$S_s - N1 (-+)$	
断面⑤	$S_s - D1 (++)$	

b. 津波時

断面①～③、断面⑤における津波荷重載荷時の剥離状況を確認する。

#### c. 重畳時

重畳時（津波＋余震時）における剥離状況を確認するため、断面①～③，断面⑤の各断面において，弾性設計用地震動 S d - D 2（位相反転含む）の全時刻に対して検討する。

#### 4.1.2 検討結果

ジョイント要素の剥離状況を表 4.1-2 に，各断面の変形図を図 4.1-8 に示す。重畳時の変形図においては，各断面において，ジョイント要素の剥離長\*が最大となる地震動及び時刻での変形図を示している。

表 4.1-2 に示すとおり，ジョイント要素の剥離長\*は，最大で 1.647cm（断面①，S d - D 2（++））であり，ジョイント要素の剥離箇所数は，最大で 67/138 箇所（断面②，S d - D 2（+-））であるものの，ジョイント要素の剥離が貫通する時刻は無いことを確認している。

地震時（残留変形状態）は S s 後の津波来襲前の状態，津波時は津波来襲時の状態における剥離状況を示していることから，地震時及び津波時においては，表 4.1-2 に示した結果によりジョイント要素の剥離が貫通しないことを確認することで，津波が浸水するような水みちは形成されないことを確認できる。

重畳時は，津波来襲中に余震による交番载荷が生じる状態である。重畳時においては，表 4.1-2 に示すとおり，最大約半数程度のジョイント要素の剥離が生じているものの，余震による交番载荷が生じることで，一度剥離した箇所においても再度密着することから，弾性設計用地震動 S d - D 2 全時刻においてジョイント要素の剥離が貫通しないことを確認することで，津波が浸水するような水みちは形成されないことを確認できる。

以上のことから，断面①～③，断面⑤のうち対象のジョイント要素が防潮堤を貫通するように剥離する時刻は無く，津波が浸水するような水みちは形成されないことを確認した。

注記\*：剥離長はジョイント要素の鉛直方向の剥離長（変位）を示したものの。

表 4.1-2 ジョイント要素の剥離状況

断面	検討ケース		最大剥離長		剥離貫通 *3の有無	最大剥離要素数	
	事象	地震動 (位相)	時刻 (s)	剥離長 *1, 2 (cm)		時刻 (s)	要素数*4, 5
断面①	地震時	S s - N 1 (-+)	20.48	0.955	無	20.48	55/188
	津波時	-	-	0.011	無	-	30/166
	重畳時	S d - D 2 (++)	25.59	1.647	無	6.6	55/166
		S d - D 2 (-+)	25.38	1.376	無	11.44	54/166
		S d - D 2 (+-)	25.59	1.511	無	7.85	63/166
		S d - D 2 (--)	25.37	1.244	無	25.5	58/166
断面②	地震時	S s - N 1 (-+)	20.48	0.482	無	20.48	59/176
	津波時	-	-	0.016	無	-	27/138
	重畳時	S d - D 2 (++)	25.55	1.240	無	25.54	59/138
		S d - D 2 (-+)	25.35	1.168	無	17.80	60/138
		S d - D 2 (+-)	25.54	1.285	無	7.87	67/138
		S d - D 2 (--)	25.35	1.216	無	8.48	60/138
断面③	地震時	S s - N 1 (-+)	20.48	0.615	無	20.48	39/176
	津波時	-	-	0.137	無	-	55/154
	重畳時	S d - D 2 (++)	25.54	1.038	無	35.02	55/154
		S d - D 2 (-+)	25.35	1.042	無	11.44	55/154
		S d - D 2 (+-)	25.53	1.085	無	7.86	58/154
		S d - D 2 (--)	25.35	1.076	無	24.74	55/154
断面⑤	地震時	S s - D 1 (++)	137.90	0.000	無	137.9	12/38
	津波時	-	-	0.058	無	-	21/38
	重畳時	S d - D 2 (++)	25.07	0.056	無	25.06	23/38
		S d - D 2 (-+)	19.48	0.047	無	1.44	21/38
		S d - D 2 (+-)	25.07	0.051	無	1.37	21/38
		S d - D 2 (--)	19.48	0.049	無	0.88	21/38

注記\*1：剥離長はジョイント要素の鉛直方向の剥離長（変位）を示したもの。

\*2：赤字が各断面での剥離距離最大， が全断面での剥離距離最大を示す。

\*3：全ジョイント要素が剥離した場合，剥離貫通と判断する。

\*4：赤字が各断面での剥離箇所最大， が全断面での剥離箇所最大を示す。

\*5：津波時及び重畳時においては，地盤の沈下を考慮し，当該部分をモデル化していないため，要素数の分母が変化している。

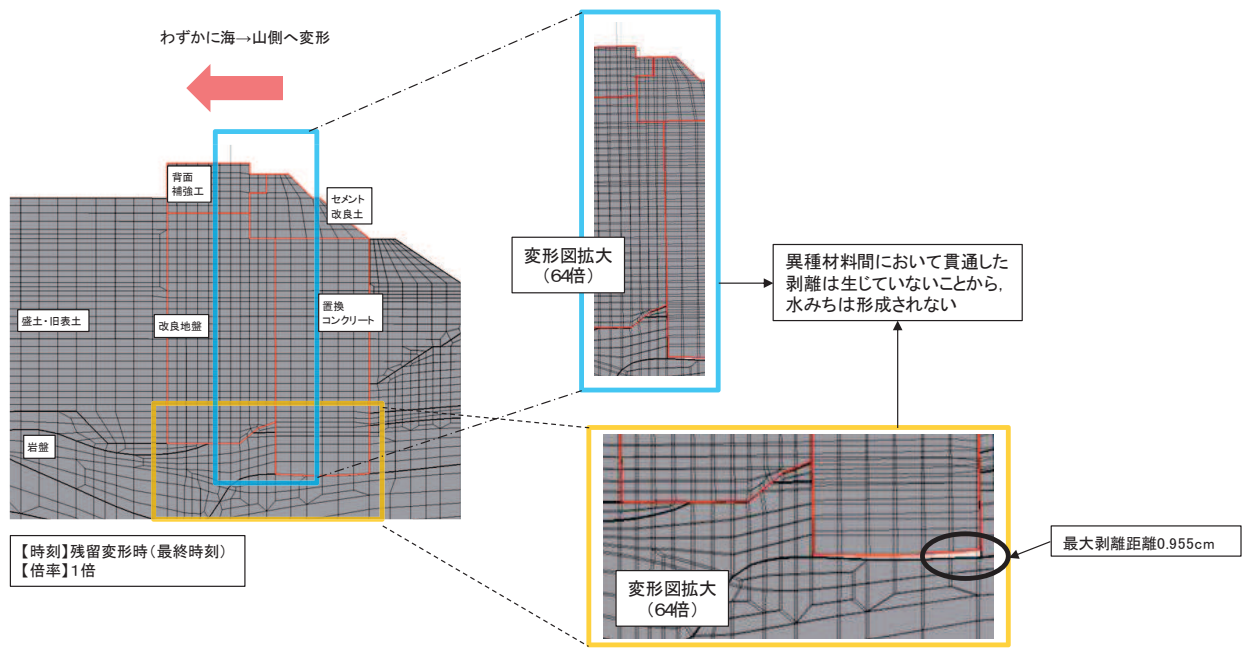


図 4.1-8(1) 変形図 (断面①, 地震時,  $S_s - N1 (-+)$ )

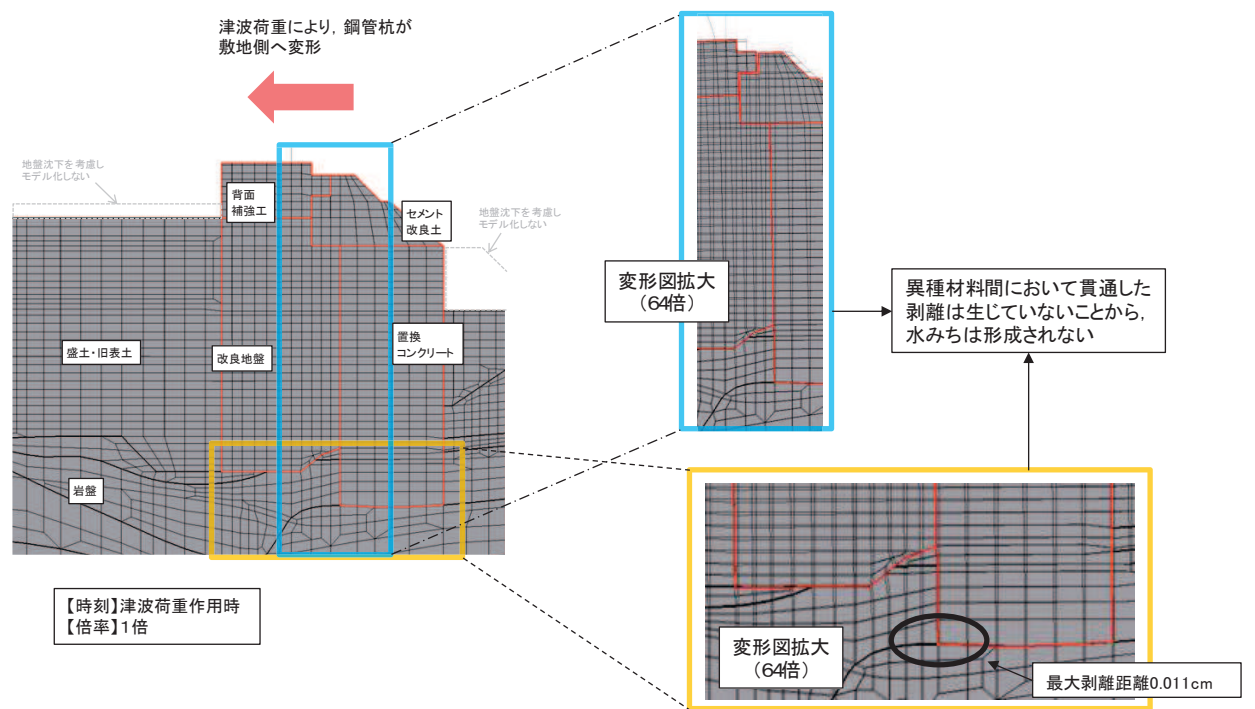


図 4.1-8(2) 変形図 (断面①, 津波時)

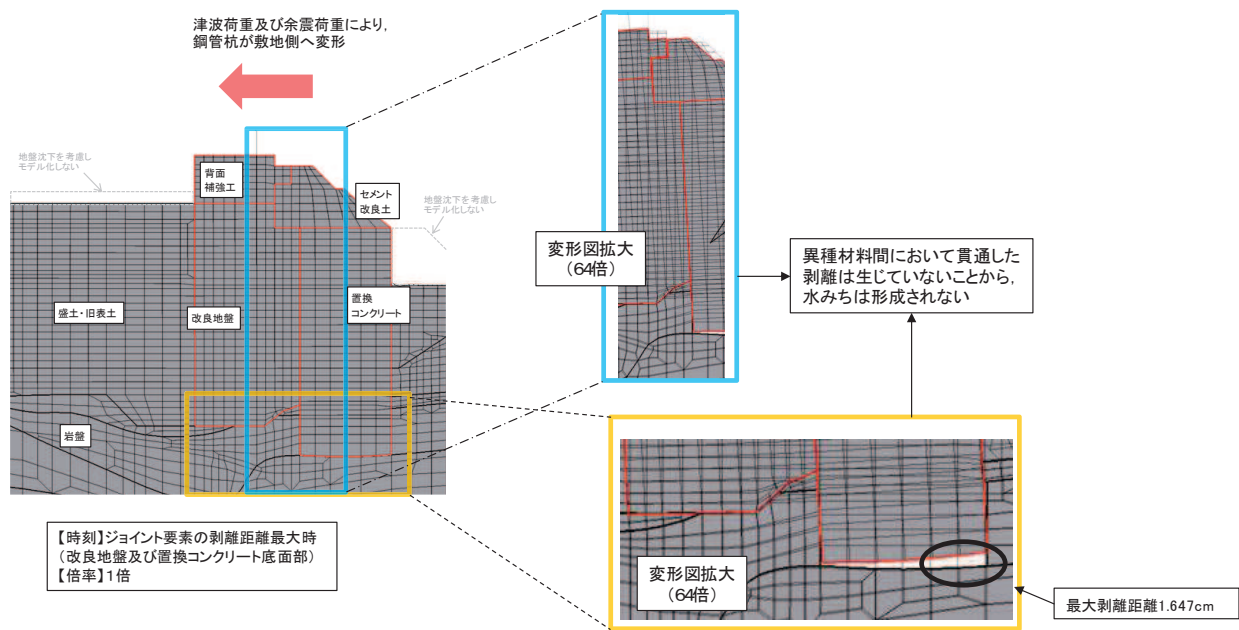


図 4.1-8(3) 変形図 (断面①, 重畳時, S d - D 2 (++) , t=25.59)

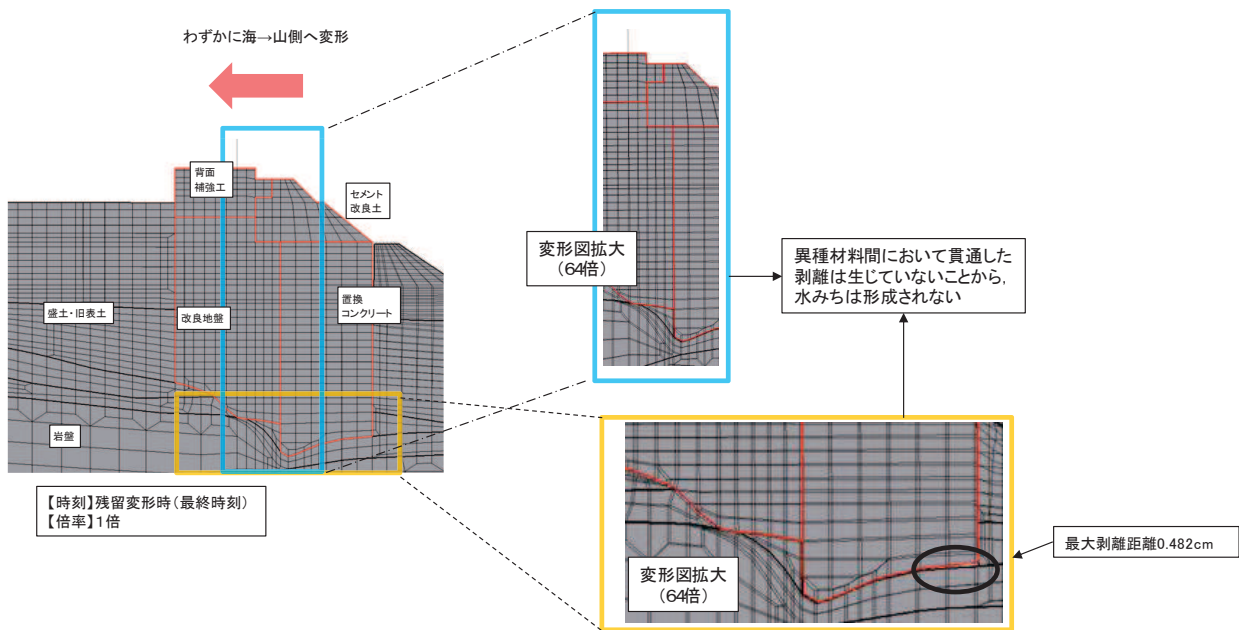


図 4.1-8(4) 変形図 (断面②, 地震時, S s - N 1 (-+))



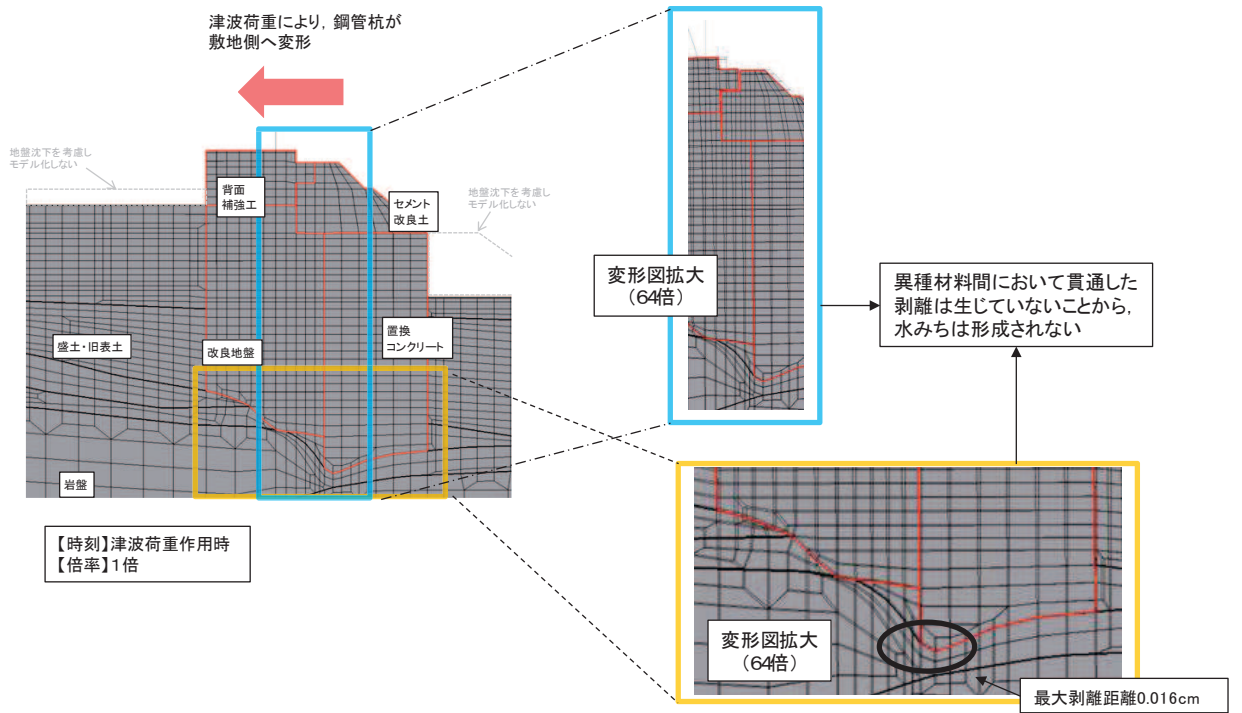


図 4.1-8(5) 変形図 (断面②, 津波時)

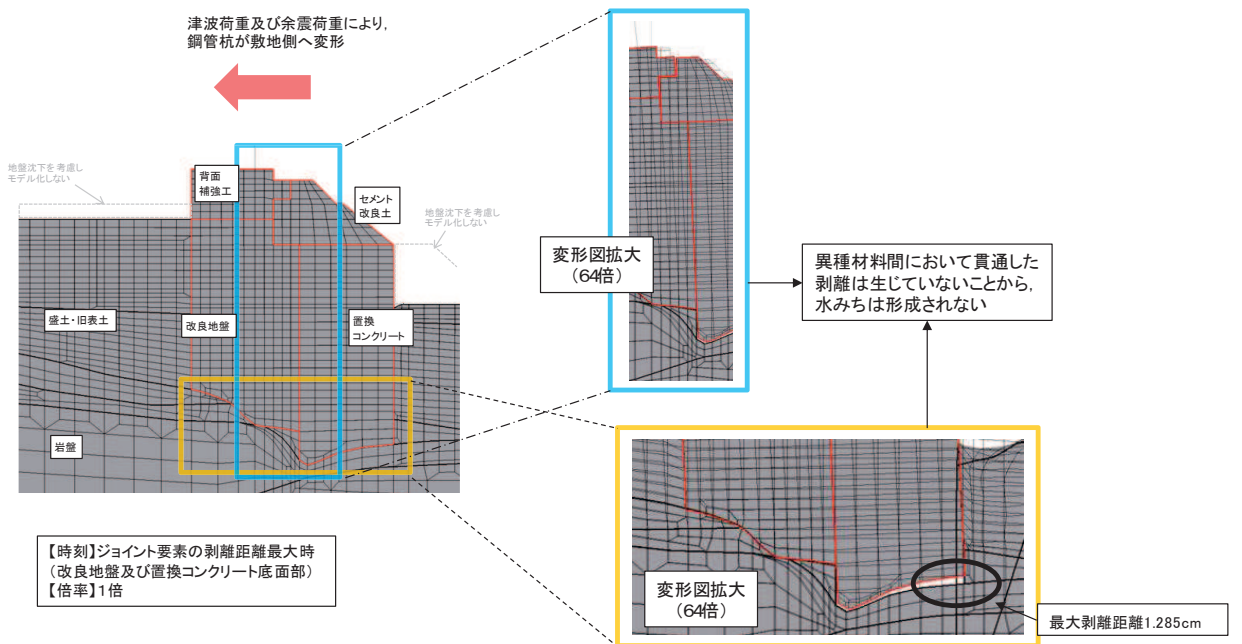


図 4.1-8(6) 変形図 (断面②, 重畳時, S d - D 2 (+ -), t=25.54)

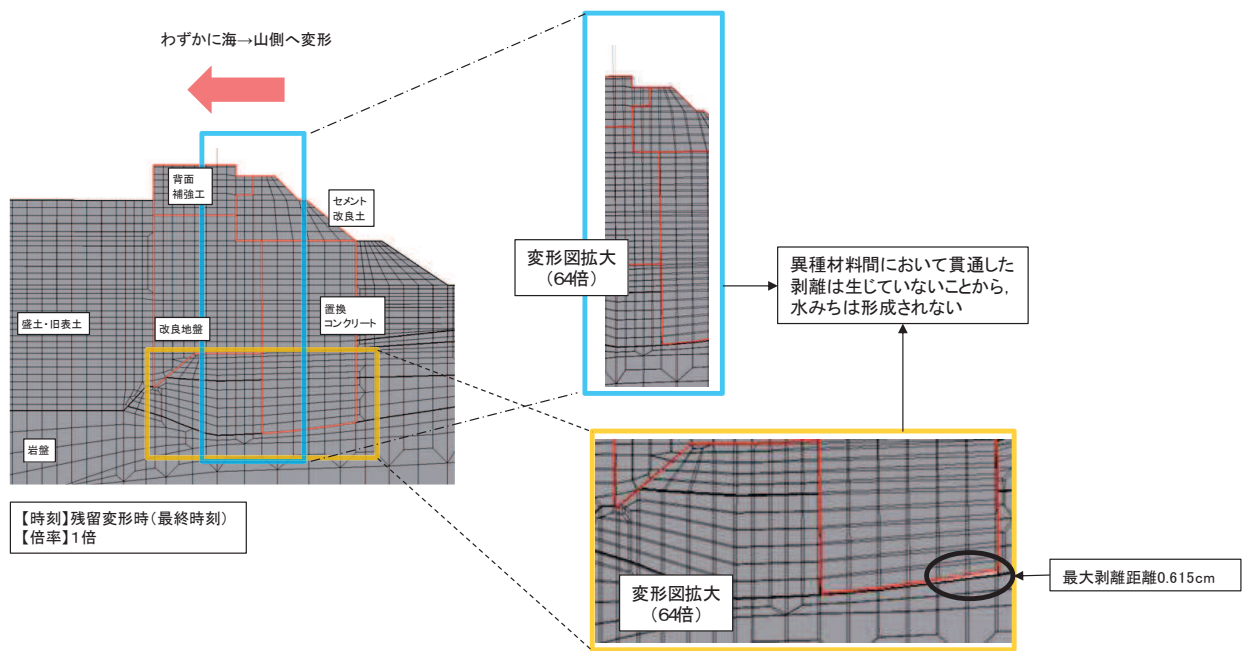


図 4.1-8(7) 変形図 (断面③, 地震時,  $S_s - N1 (-+)$ )

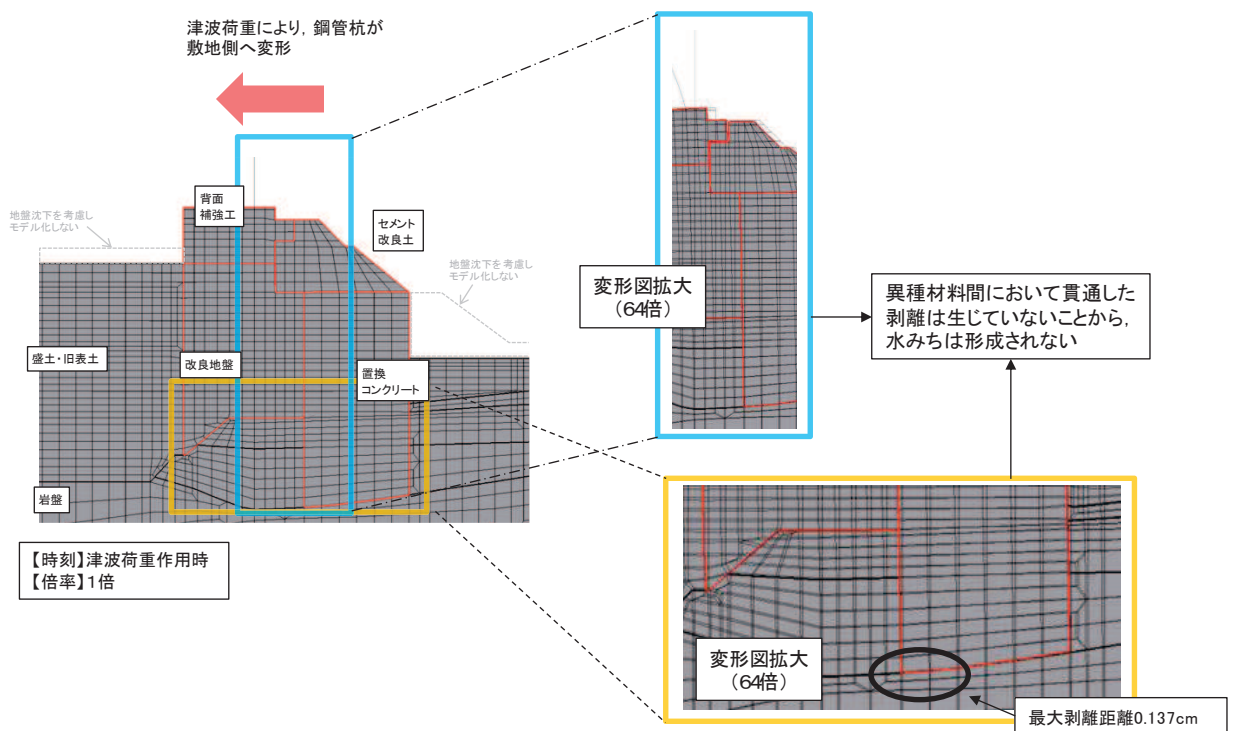


図 4.1-8(8) 変形図 (断面③, 津波時)

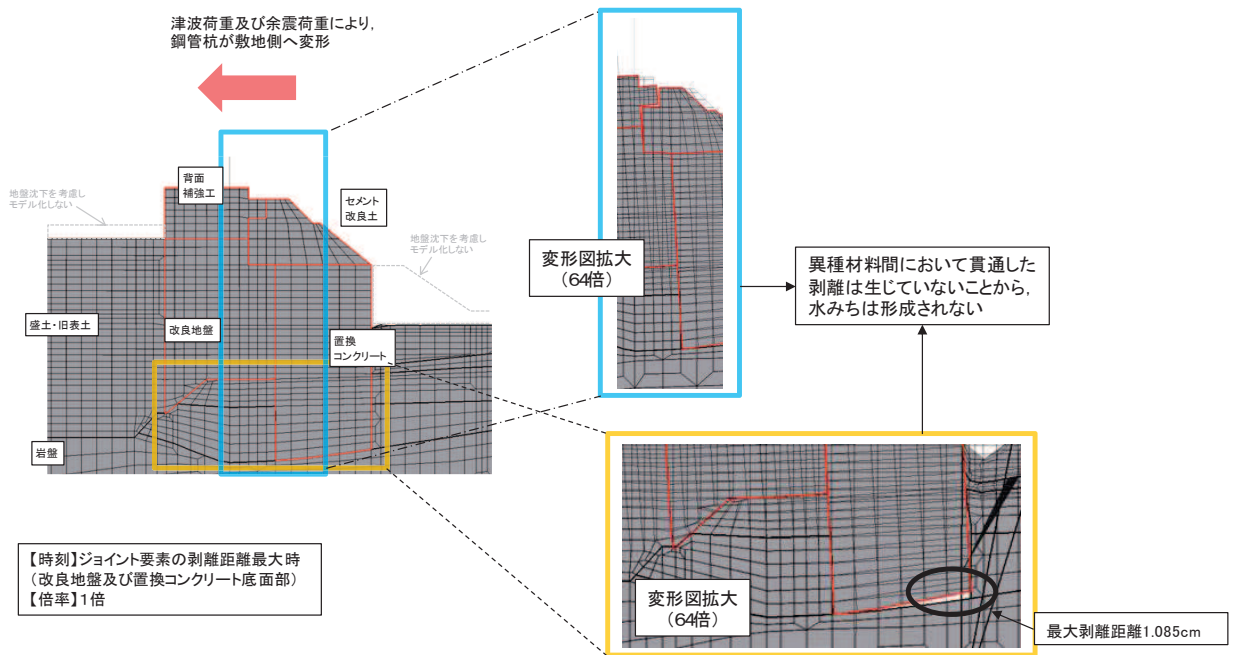


図 4.1-8(9) 変形図 (断面③, 重畳時, S d - D 2 (+ -, t=25.53) )

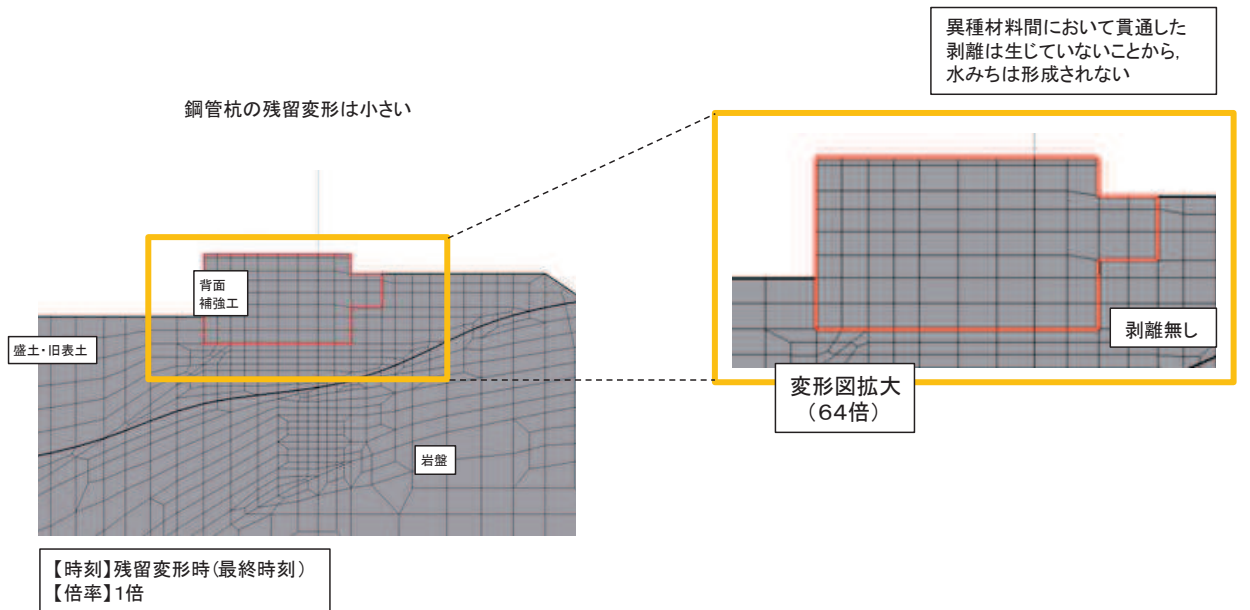


図 4.1-8(10) 変形図 (断面⑤, 地震時, S s - N 1 (- +) )

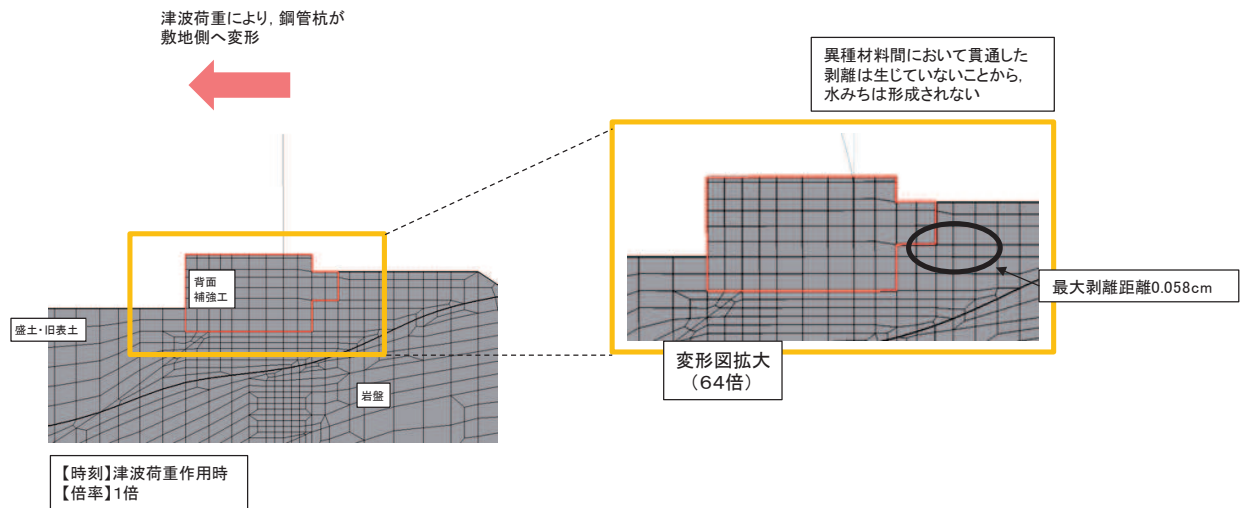


図 4.1-8(11) 変形図（断面⑤，津波時）

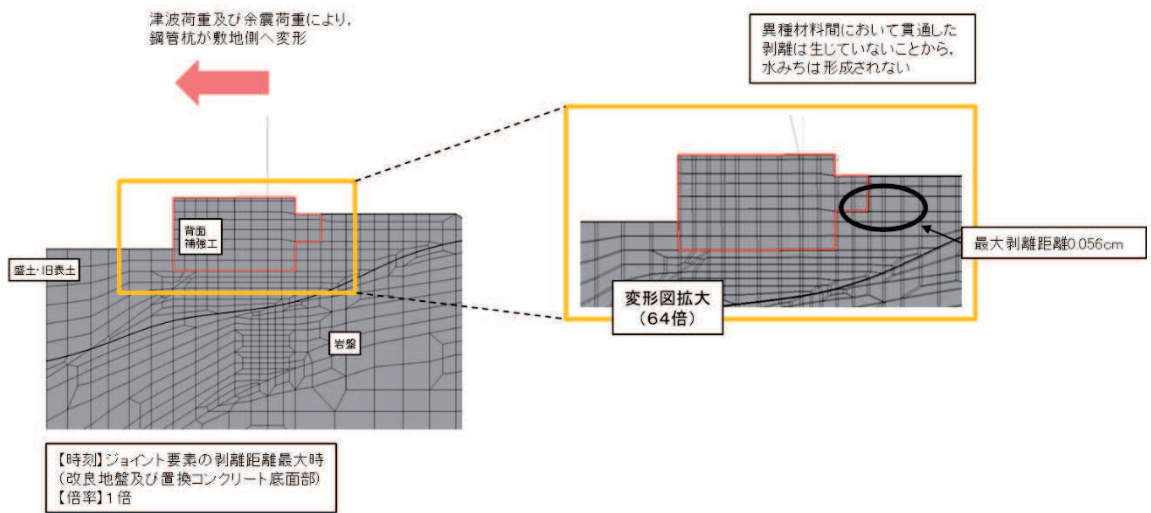


図 4.1-8(12) 変形図（断面⑤，重畳時，S d - D 2 ( ++ , t=25.07) )

#### 4.2 各部位（改良地盤，置換コンクリート及びセメント改良土）の内的安定確認結果

改良地盤，置換コンクリート及びセメント改良土の内的安定については，「6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」，「6.1.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度計算書に関する補足説明」，「6.1.3 防潮堤（盛土堤防）の耐震性についての計算書に関する補足説明」及び「6.1.4 防潮堤（盛土堤防）の強度計算書に関する補足説明」において各部位がすべり破壊しないことにより内的安定を確保していること及び局所的な破壊が津波防護機能へ影響が無いことを確認している。

なお，岩盤の局所安全係数分布の状況について，「6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」にて整理し，津波防護機能へ影響が無いことを示している。

#### 4.3 二次元浸透流解析による確認結果

解析条件，検討ケース及び透水係数を表 4.3-1，図 4.3-1 及び表 4.3-2 に示す。

検討ケースは，対策工を忠実にモデル化した場合（ケース1），保守的に改良地盤，置換コンクリート及びセメント改良土の透水係数を全て盛土・旧表土相当と仮定した場合（ケース2），より保守的な検討として，背面補強工及び改良地盤とセメント改良土及び置換コンクリート間の水みち形成を想定し，セメント改良土及び置換コンクリートの透水係数を非常に大きくし，背面補強工と改良地盤のすぐ海側に一律 O.P.+29.0m の海水が滞水すると仮定した場合（ケース3）とした。

表 4.3-1 止水性確認のための二次元浸透流解析における解析条件概要（断面②）

検討ケース		津波水位	初期水位	遮水壁	継続時間
ケース1	対策工を忠実にモデル化	防潮堤高さ (O.P.+29.0m)	HWL一定 (O.P.+1.43m)	考慮 しない	30分*
ケース2	改良地盤・置換コンクリート，セメント改良土の透水係数＝盛土・旧表土相当と仮定				
ケース3	背面補強工及び改良地盤とセメント改良土及び置換コンクリート間の水みち形成を想定し，背面補強工と改良地盤のすぐ海側に一律 O.P.+29.0m の海水が滞水と仮定				

注記\*：基準津波の半周期が約 10 分であることを踏まえ，10 分以上を基本とし，保守的に 30 分とした。

ケース1	ケース2	ケース3
現実的評価		保守的評価
<p>(解析上の前提条件)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>背面補強工ー改良地盤間は、改良地盤上面を清掃の上で背面補強工を施工しており、浸水経路化しない。</li> <li>改良地盤(既設)ー改良地盤(新設)間は、空隙が残らないよう施工することから、浸水経路化しない。</li> <li>前章までの二次元有効応力解析で改良地盤、置換コンクリート及びセメント改良土に破壊領域が広範囲に連続しないことを確認済</li> </ul>	<p>(保守的となる条件)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>改良地盤、置換コンクリート及びセメント改良土の透水係数を盛土・旧表土相当と仮定。 (前章までの二次元有効応力解析で当該地盤に破壊領域が広範囲に連続しないことを確認済)</li> </ul>	<p>(保守的となる条件)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>改良地盤の透水係数を盛土・旧表土相当と仮定。 (前章までの二次元有効応力解析で当該地盤に破壊領域が広範囲に連続しないことを確認済)</li> <li>背面補強工及び改良地盤とセメント改良土及び置換コンクリート間に水みちが出来ることを想定し、背面補強工と改良地盤のすぐ海側に海水が滞水すると仮定。 (地震時の残留変形図にて、背面補強工及び改良地盤とセメント改良土及び置換コンクリート間に水みちとなるような空隙が発生していないことを確認しているが、念のための検証)</li> </ul>

図 4.3-1 止水性確認のための二次元浸透流解析における検討ケース

表 4.3-2 各ケースにおける透水係数（単位：m/s）

		盛土 ・旧表土	岩盤		背面補強工	置換 コンクリート	改良 地盤	セメント 改良土
			I 層	II 層				
透水係数	ケース 1	$3.0 \times 10^{-5}$	$2.0 \times 10^{-7}$	$1.0 \times 10^{-7}$	$1.0 \times 10^{-11}$	$1.0 \times 10^{-11}$	$2.0 \times 10^{-7}$	$2.0 \times 10^{-7}$
	ケース 2					$3.0 \times 10^{-5}$	$3.0 \times 10^{-5}$	$3.0 \times 10^{-5}$
	ケース 3					非常に大きな値 (数値的無限大)	$3.0 \times 10^{-5}$	非常に大きな値 (数値的無限大)

各検討ケースにおける二次元浸透流解析結果（初期状態及び津波 30 分継続後）を図 4.3-2 に示す。津波来襲より 30 分後の浸透（飽和）範囲は限定的であり，防潮堤敷地側については，初期状態からの水位上昇は見られない。以上のことから，施設及び地盤を含む範囲の二次元浸透流解析により，地盤中からの回り込みによる浸水が防止される（難透水性の保持）ことを確認した。

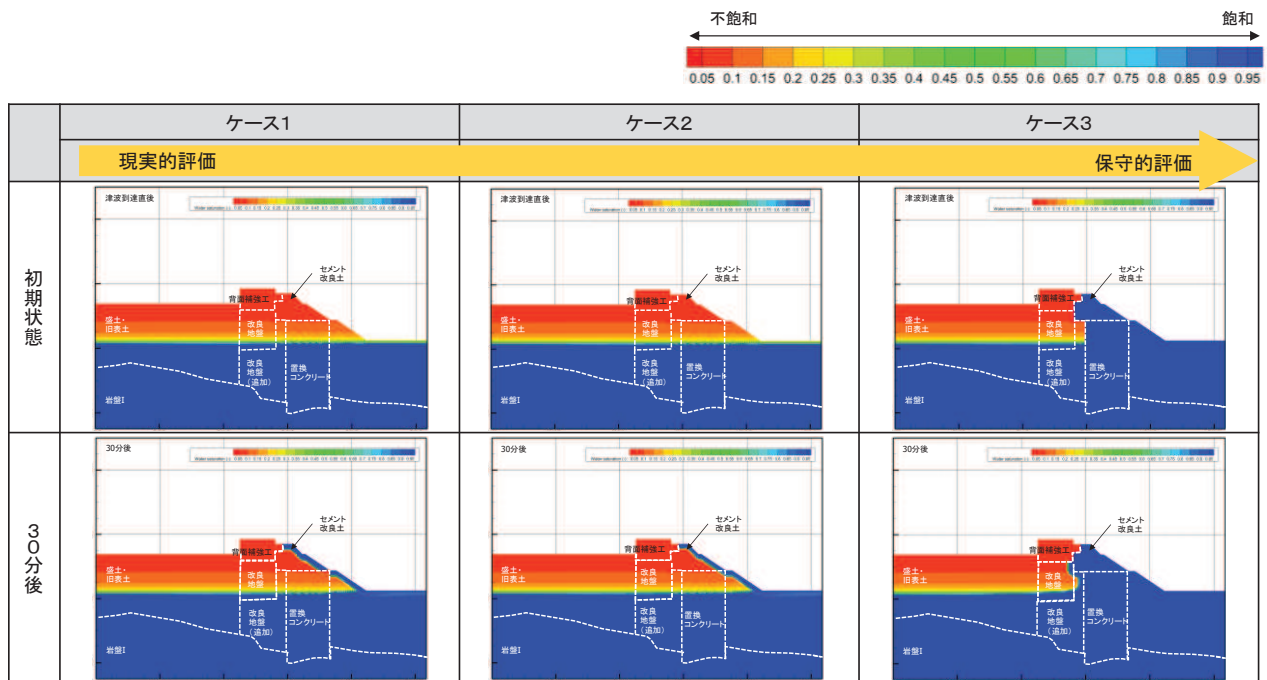


図 4.3-2 二次元浸透流解析結果（飽和度）

5. 施工実績（一般産業施設における類似構造の設計・施工例）

女川の防潮堤の構造並びに設計の考え方の特徴は、『単杭から構成される構造』、『長い杭と短い杭を組み合わせた構造』である。

それぞれの特徴が類似する一般産業施設の設計・施工例を表 5-1 に示す。また、各事例（事例①～事例⑤）の概要を以降に示す。

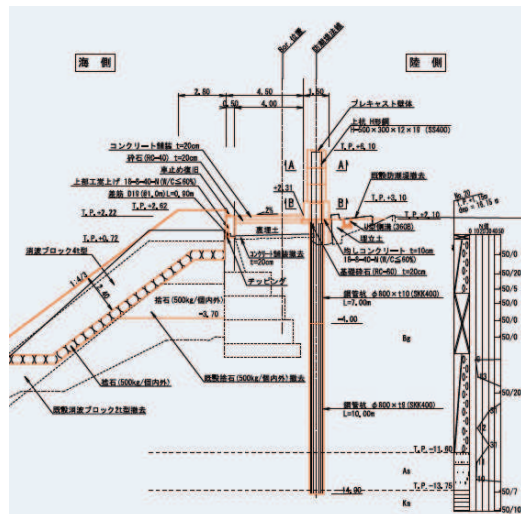
表 5-1 女川の防潮堤の特徴と類似する一般産業施設の設計・施工例

特徴	設計・施工例		
	施設・工事名称	施設の概要	備考
特徴1: 単杭から構成される構造	釜石港海岸大平地区災害復旧工事	・東日本大震災の護岸復旧工事 ・延長約530mの防潮堤としてφ800mm×長さ8.5～17mの鋼管杭262本を施工した基礎構造とし、砂・砂礫地盤中に施工 ・前面(海側)はコンクリートブロック・捨石傾斜堤、背面(陸側)は砂・砂礫地盤、杭下端は在来の砂地盤 ・鋼管杭上部に遮水壁としてプレキャスト壁体を構築し防波機能を確認	事例①
	石巻港東浜海岸防潮堤災害復旧工事	・東日本大震災の護岸復旧工事 ・延長約1,540mの防潮堤としてφ1,100mmの鋼管杭1,010本(杭長:22.6m)を基本構造とし、砂地盤中に施工 ・背面を盛土とし、コンクリートや遮水シートで被覆	事例②
	両石漁港海岸災害復旧工事 大船渡港永浜地区海岸防潮堤工事等(インプラント堤防)	・日本庄入学会がインプラント構造を推進しており、躯体部と基礎部が一体となった許容構造部材を地盤に挿し込む ・株式会社技研製作所が開発した本工法は左記の施工実績の他にも事例が多い	事例③
特徴2: 長い杭と短い杭を組み合わせた構造	熊本県緑川海路口下流地区築堤工事	・圧密沈下層が40～50mと厚い河川堤防の構築において、数枚に1枚の鋼矢板を支持層まで打設(着底鋼矢板) ・着底鋼矢板間を必要最低限の長さで軟弱地盤の途中で止めるフローティング鋼矢板を組み合わせている	事例④
	大分臨海工業地帯 沿岸の液状化対策事例	・堤防の陸地側の地盤に鋼矢板を並べて打ち込み ・数本おきに非液状化層まで到達する長い鋼矢板を組み込んだ「くし」型の対策工を採用	事例⑤

設計・施工例の情報に係る記載内容については、公開情報をもとに弊社の責任において独自に整理したものです。

(1) 事例① 釜石港海岸大平地区災害復旧工事

釜石港海岸大平地区災害復旧工事における施工事例を図 5-1 に示す。延長 524.9mの防潮堤の施工において、φ800mmの鋼管杭 262本（長さ 8.5～17m）をGL+1.0mまで施工して下部工とし、杭頭にGL+4.0mまでH形鋼を立てて、プレキャストコンクリートブロック製の遮水壁を4段で積み上げている。



出典：鋼管杭・鋼矢板技術協会 未来フロント NO.83(H27.3) 岩手県／釜石港  
[http://www.jaspp.com/shiryoutomorrow/pdf/fut\\_no83.pdf](http://www.jaspp.com/shiryoutomorrow/pdf/fut_no83.pdf)

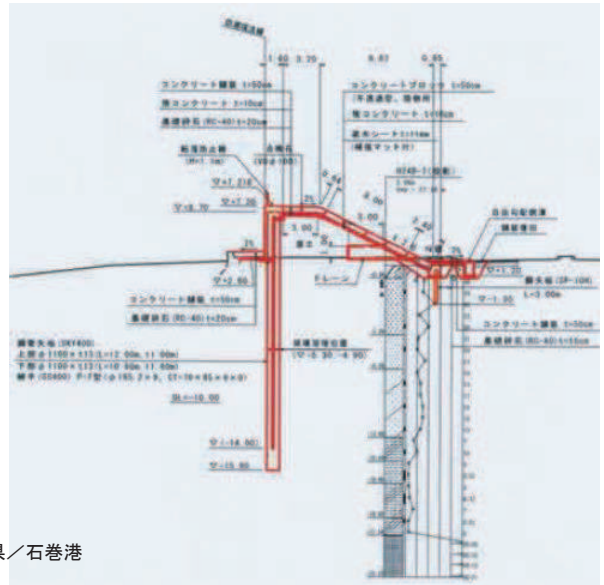
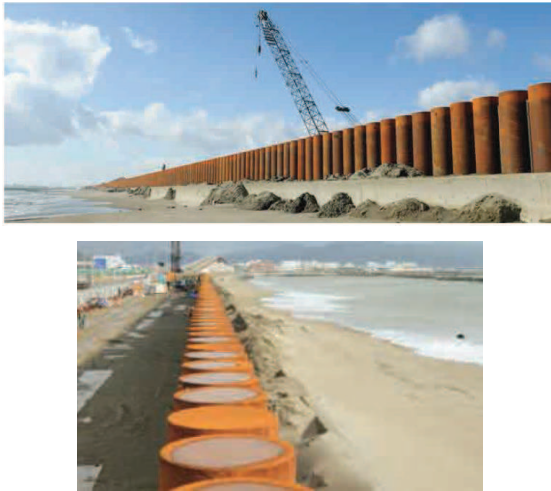
設計・施工例の情報に係る記載内容については、公開情報をもとに弊社の責任において独自に整理したものです。

図 5-1 釜石港海岸大平地区災害復旧工事における施工事例



(2) 事例② 石巻港東浜海岸防潮堤災害復旧工事

石巻港東浜海岸防潮堤災害復旧工事における施工事例を図5-2に示す。延長1,544mの防潮堤の施工において、 $\phi 1,100\text{mm}$ の鋼管杭1,010本(長さ22.6m)をGL+4.7mまで施工して背面を盛土とする自立式鋼管矢板による連続壁を施工し、液状化の際の側方流動の抑制を図っている。



出典：鋼管杭・鋼矢板技術協会 未来フロント NO.83(H27.3) 宮城県／石巻港  
[http://www.jaspp.com/shiryu/tomorrow/pdf/fut\\_no83.pdf](http://www.jaspp.com/shiryu/tomorrow/pdf/fut_no83.pdf)

設計・施工例の情報に係る記載内容については、公開情報をもとに弊社の責任において独自に整理したものです。

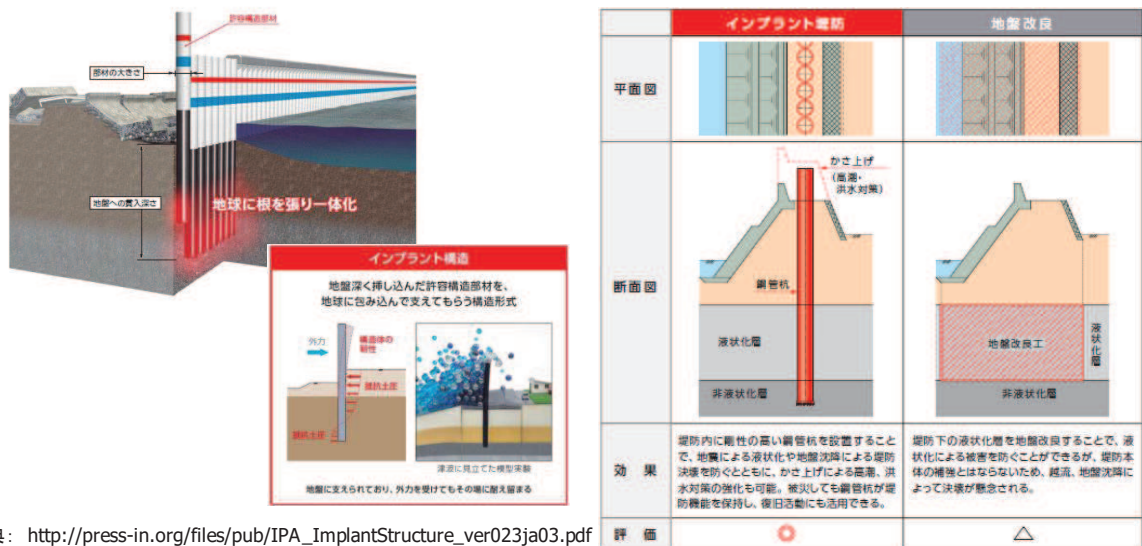
図5-2 石巻港東浜海岸防潮堤災害復旧工事における施工事例

(3) 事例③ インプラント堤防

国際圧入学会がインプラント構造を推進しており，躯体部と基礎部が一体となった許容構造部材を地盤に挿し込み，「許容構造部材の大きさ」と「地盤への貫入深さ」で水平荷重や鉛直荷重を受け止める構造で，許容構造部材の一本一本が地球に支えられ集合体として高い耐力を発揮するとしている。インプラント堤防の概要を図 5-3 に示す。

インプラント堤防は，地震動による地盤変位や津波などの外力に対して，崩壊せずその場に耐え留まる“粘り強い” 防災インフラとして機能するとしている。

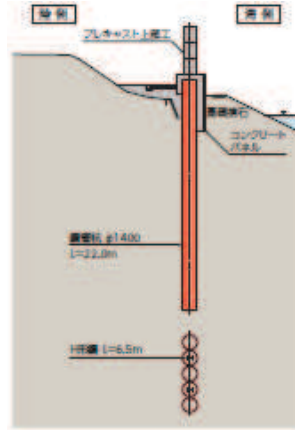
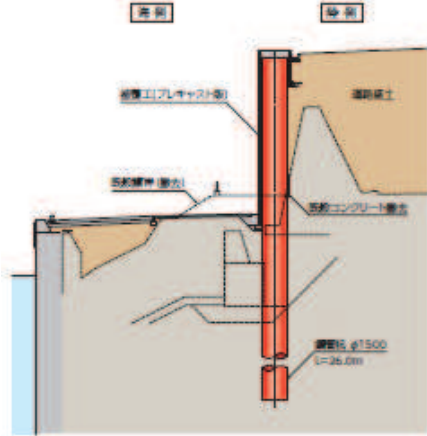
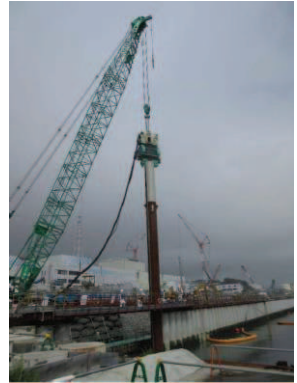
株式会社技研製作所が開発したインプラント工法を用いた堤防は，鋼管杭連続壁による堤防であり施工実績が多い。インプラント堤防の施工事例を図 5-4 に示す。



出典： [http://press-in.org/files/pub/IPA\\_ImplantStructure\\_ver023ja03.pdf](http://press-in.org/files/pub/IPA_ImplantStructure_ver023ja03.pdf)

設計・施工例の情報に係る記載内容については、公開情報をもとに弊社の責任において独自に整理したものです。

図 5-3 インプラント堤防の概要



両石漁港海岸災害復旧工事（岩手県金石市）  
/ 岩手県 沿岸広域振興局

大船渡港永浜地区海岸防潮堤工事（岩手県大船渡市）  
/ 岩手県 沿岸広域振興局

福島第一原子力発電所海側遮水壁  
/ 東京電力

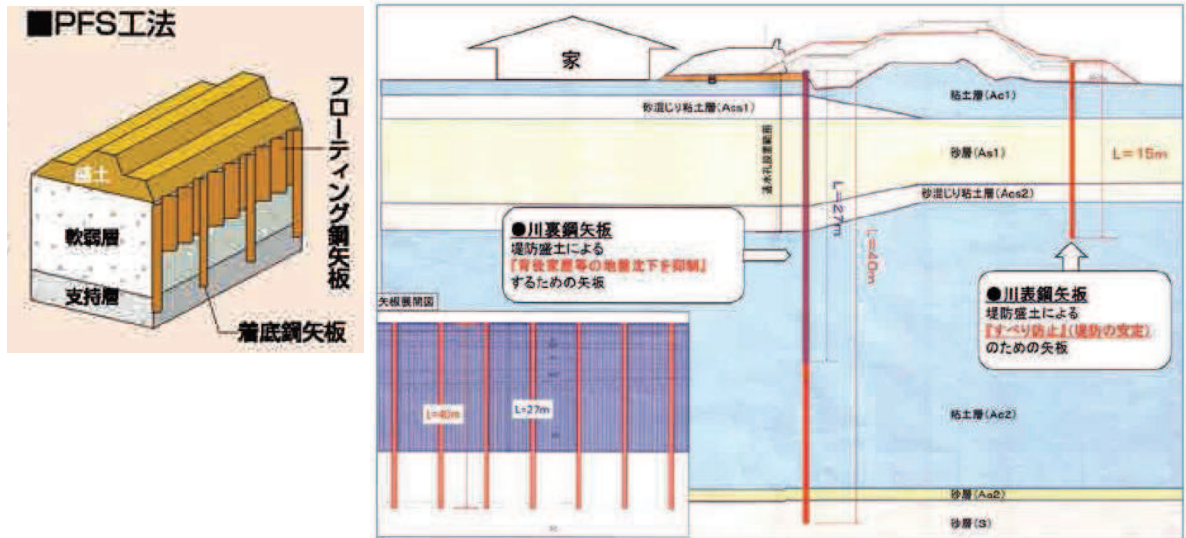
出典：株式会社技研製作所 : [www.giken.com](http://www.giken.com)  
東京電力株式会社 : [http://www.tepco.co.jp/nu/fukushima-np/handouts/2015/images/handouts\\_151026\\_06-j.pdf](http://www.tepco.co.jp/nu/fukushima-np/handouts/2015/images/handouts_151026_06-j.pdf)

設計・施工例の情報に係る記載内容については、公開情報をもとに弊社の責任において独自に整理したものです。

図 5-4 インプラント堤防の施工事例

(4) 事例④ 熊本県緑川海路口下流地区築堤工事

熊本県緑川海路口下流地区築堤工事における施工事例を図 5-5 に示す。圧密沈下層が 40～50m と厚く、敷地が狭隘なエリアにおける河川堤防の構築において、数枚に 1 枚の鋼矢板を支持層まで打設（支柱鋼矢板）し、その間を必要最低限の長さで軟弱地盤の途中までしか打設しないフローティング鋼矢板を組合せる PFS 工法を採用している。



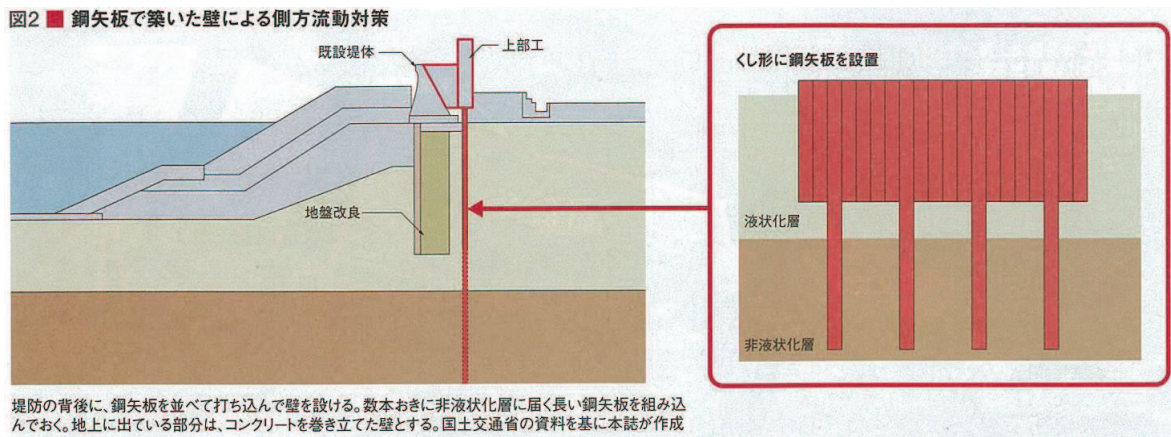
出典：鋼管杭・鋼矢板技術協会 未来フロント NO.83 (H27.3) 緑川海路口下流地区築堤工事  
[http://www.jaspp.com/shiryou/tomorrow/pdf/fut\\_no83.pdf](http://www.jaspp.com/shiryou/tomorrow/pdf/fut_no83.pdf)

設計・施工例の情報に係る記載内容については、公開情報をもとに弊社の責任において独自に整理したものです。

図 5-5 熊本県緑川海路口下流地区築堤工事における施工事例

(5) 事例⑤ 大分臨海工業地帯 沿岸の液状化対策事例

大分臨海工業地帯におけるくし形鋼矢板の施工事例を図 5-6 に示す。護岸の延長が長く、さらに近接箇所に道路やパイプラインがある堤防の液状化対策として、堤防の陸地側の地盤に鋼矢板を並べて打ち込み、数本おきに非液状化層まで到達する長い鋼矢板を組み込んだ「くし」型の対策工を採用している。これにより、液状化による側方流動で鋼矢板が土圧を受けても、長い鋼矢板によって沈下を防ぐため、鋼矢板の壁が高さを保ち津波の侵入を防ぐ設計としている。



出典：大分臨海工業地帯 沿岸の液状化対策事例 くし形鋼矢板(日経コンストラクション2017年5月22日号)  
設計・施工例の情報に係る記載内容については、公開情報をもとに弊社の責任において独自に整理したものです。

図 5-6 大分臨海工業地帯におけるくし形鋼矢板の施工事例

## 6. 改良地盤の追加施工の成立性について

### 6.1 改良地盤の追加施工に関する検討フロー

構造物の耐震裕度向上を目的とする地盤改良は、女川サイトにおいても実績があるが、今回追加で施工する防潮堤直下の改良地盤は、背面補強工や既設改良地盤直下の施工であることや、支持地盤としての性能が求められる等の観点において、これまでの施工と異なる。

このことを踏まえ、図 6.1-1 のフローにより防潮堤直下の改良地盤追加施工における特異性の有無及び品質確保の方針を示す。

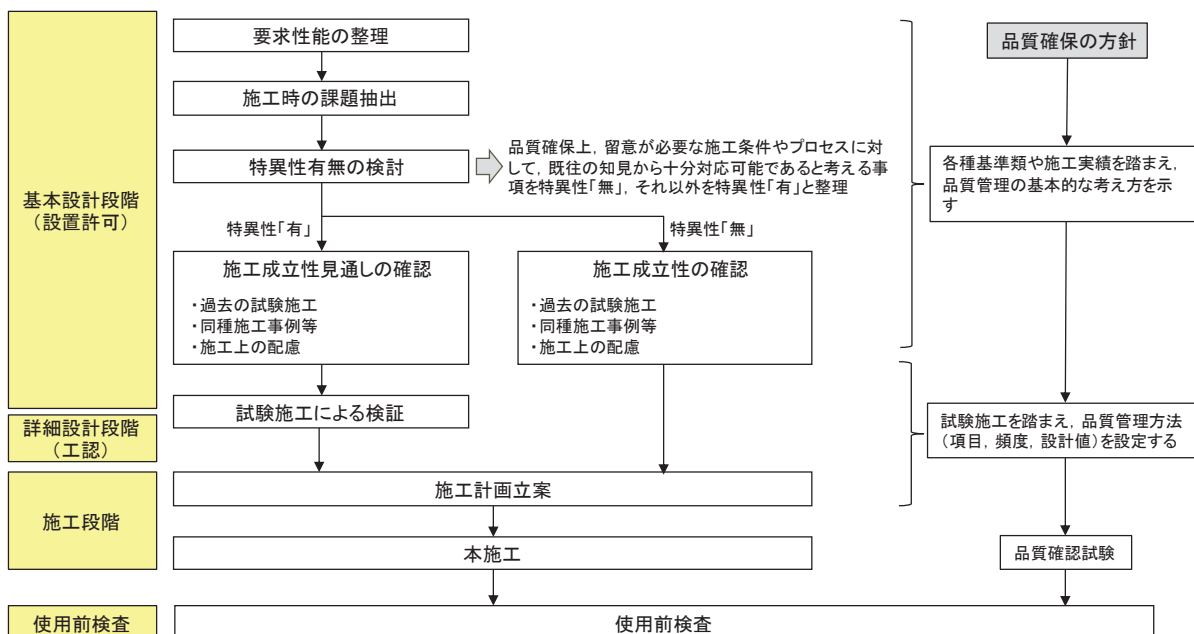


図 6.1-1 改良地盤の追加施工に関する検討フロー

## 6.2 改良地盤の要求機能の整理

改良地盤の役割及び要求される品質を表 6.2-1 に示す。

表 6.2-1 改良地盤の役割及び要求される品質

役割		要求される品質
改良地盤 (鋼管式鉛直 壁)	基礎地盤として短杭を支持する。	十分な支持力を有すること
	周辺地盤として、地震時・津波時に、 杭の水平反力を周囲に伝達する。	十分な水平抵抗力を有すること
	津波時に通水経路となる空洞を生じな い。	止水性に影響を及ぼす連続した未改良部が無い こと
改良地盤 (盛土堤防)	セメント改良土を支持する。	十分な支持力を有すること
	津波時に通水経路となる空洞を生じな い。	止水性に影響を及ぼす連続した未改良部が無い こと

### 6.3 施工時の課題抽出

#### (1) 施工における課題抽出と特異性有無の検討

改良地盤の追加施工における課題及び特異性について整理した結果を表 6.3-1 に示す。

ここで、特異性有無の考え方は、改良地盤の要求品質（表 6.2-1）を確保する上で対処が必要となる施工上の課題に対し、既往の知見から十分対応可能であると考える事項を特異性「無」、それ以外を特異性「有」と整理とした。

表 6.3-1 改良地盤の追加施工における課題及び特異性の整理

要求品質	地盤改良による施工上の課題		一般産業施設での施工事例、女川での施工実績等の確認による特異性の検討	特異性
	分類	概要		
十分な支持力	盛土への適用性	改良対象地盤の中に盛土(最大粒径300mmの岩砕主体)を含むため、岩砕周辺に改良不十分な範囲が残る可能性がある	女川での地盤改良の実績により、礫が多く含まれている盛土に対しても良好に改良可能であることが確認済であることから、特異性「無」とする	無
	改良深度	改良対象が深く、地盤の拘束圧が大きいため、十分な改良径が得られない可能性がある	追加地盤改良と同程度以上の深度における一般産業施設での施工事例は存在するが、女川において拘束圧の大きい岩砕主体の盛土での施工実績が無いことから、特異性「有」とする	有
十分な水平抵抗力	構造物直下	背面補強工、既設改良地盤の直下での地盤改良となることから、施工可能であることを確認する必要がある	一般産業施設における構造物直下での地盤改良の施工事例は、多く存在していることから、特異性「無」とする	無
連続した未改良部が無い	既設改良地盤との一体性	改良不十分や有意な空隙により一体性が確保されず、防潮堤支持地盤としての荷重伝達機能への影響や、津波時の浸水経路化の可能性がある	既設改良地盤と新設改良地盤の一体性が要求され、それに対応した施工事例は確認できないことから、特異性「有」とする	有
	周辺施設への悪影響	地盤改良の施工にあたり、周辺施設と干渉する可能性がある	一般産業施設において、既存施設との干渉回避を目的とした、斜め方向の地盤改良の施工事例がある 過去の試験施工にて周辺施設への悪影響を確認しており、その結果を踏まえ、今回の施工においては、ドレーン等の既存施設への影響を考慮した地盤改良範囲を計画することから特異性「無」とする	無



(2) 特異性の検討を踏まえた対応方針

特異性有無の検討結果を踏まえた施工における課題に対する対応方針を表 6.3-2 に示す。

表 6.3-2 特異性の検討を踏まえた対応方針

分類	設置許可段階	工認段階	
特異性「有」	施工事例等による成立性見通しの確認 7.4.1 女川防潮堤における施工実績 7.4.2 過去の試験施工 7.4.3 一般産業施設の施工事例 7.4.4 施工方法の立案	試験施工による検証 7.5.1 試験施工の概要 7.5.2 試験施工のための予備試験結果	
	改良深度	<ul style="list-style-type: none"> <li>・防潮堤と同程度以上の深度における施工成立性を施工事例により確認</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・試験施工時に、設計改良径を満足し良好に改良されていることを、ボーリングコア等により確認し、施工計画に反映</li> </ul>
	既設改良地盤との一体性	<ul style="list-style-type: none"> <li>・既設の地盤改良の施工において、上部の盛土との境界付近に未改良部が無いことを確認</li> <li>・既設改良地盤と新設改良地盤の境界部の品質確保に配慮した施工方法を立案</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・試験施工時に、先に施工した表層改良部との境界面の性状を確認し、施工計画に反映</li> </ul>
特異性「無」	施工事例等による成立性見通しの確認 7.4.1 女川防潮堤における施工実績 7.4.2 過去の試験施工 7.4.3 一般産業施設の施工事例 7.4.4 施工方法の立案		
	盛土への適用性	<ul style="list-style-type: none"> <li>・既設改良地盤の施工記録より、所定の施工仕様選定により品質を確保できることを確認</li> </ul>	特異性「無」の項目については、設置許可時に施工事例等で成立性を確認する
	構造物直下	<ul style="list-style-type: none"> <li>・構造物直下での地盤改良の施工事例は多く存在しており、施工可能であることを確認</li> </ul>	
	周辺施設への悪影響	<ul style="list-style-type: none"> <li>・既存周辺施設への影響が無いような地盤改良範囲を過去の試験施工を踏まえて検討</li> <li>・既存施設との干渉回避のための、斜方向の地盤改良が施工可能であることを施工事例により確認</li> </ul>	

## 6.4 女川防潮堤における施工実績

### (1) 施工手順

防潮堤において、盛土・旧表土を対象として実施した既設改良地盤（高圧噴射攪拌工法）の施工手順を図 6.4-1 に示す。所定深度まで削孔してガイドホールを構築し、その後高圧噴射により地盤改良体を造成した。地盤改良体は、図 6.4-2 に示すように、未改良部が生じないように平面的に重複（ラップ）させて造成した。

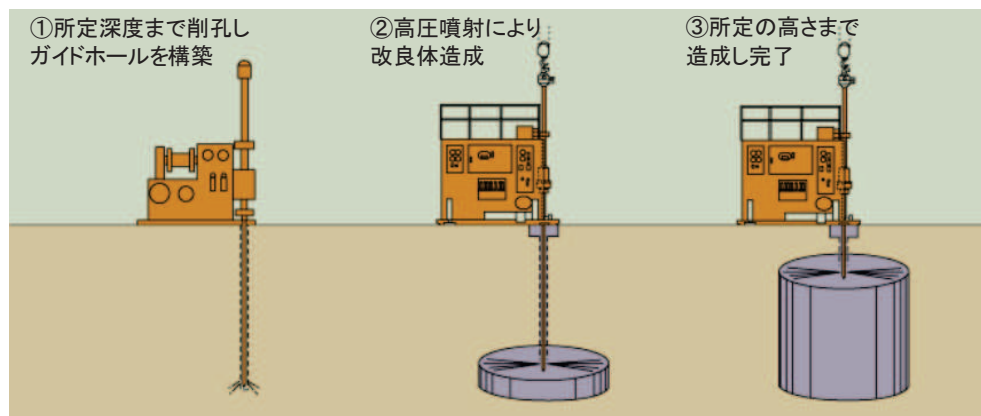
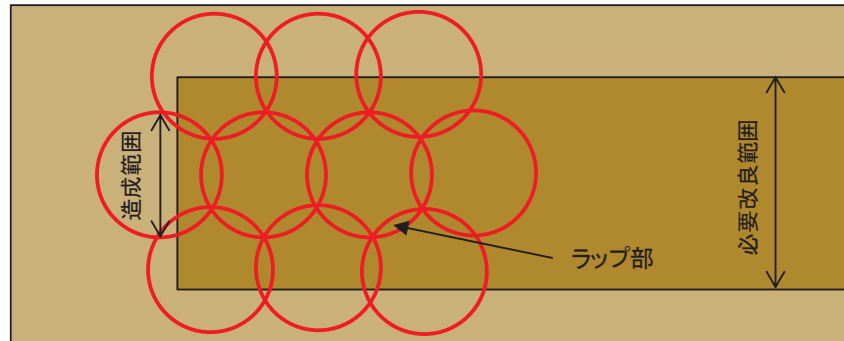
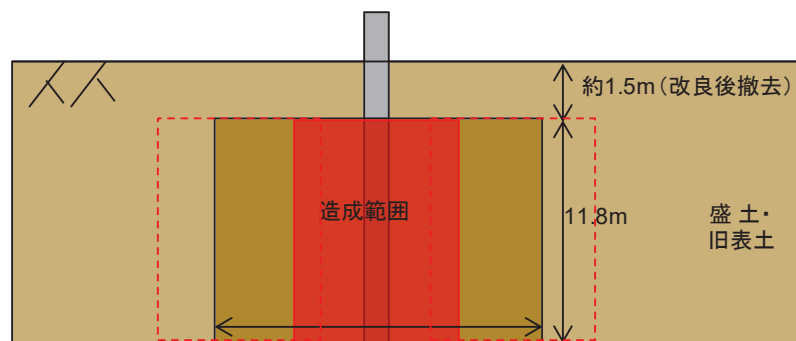


図 6.4-1 高圧噴射攪拌工法による地盤改良手順



平面図



断面図

図 6.4-2 地盤改良体の造成イメージ

## (2) 施工状況

防潮堤において、盛土・旧表土を対象として表 6.4-1 に示す仕様で既設改良地盤（高圧噴射攪拌工法）を施工した。施工状況を図 6.4-3 に、地盤改良後の状況を図 6.4-4 に、写真の撮影方向を図 6.4-5 に示す。

なお、図 6.4-4 は上部に背面補強工を施工するため、地盤改良後に表層地盤（盛土）を撤去した状態である。図 6.4-5 中の赤線は、地盤改良の出来形をマーキングしたものであり、これにより設計改良径を満足していることを確認した。また、必要改良範囲よりも広い範囲を改良していることを確認した。

表 6.4-1 既設地盤改良（高圧噴射攪拌工法）の概要

目的	防潮堤の安定性確保
対象土質	盛土（岩砕主体）
改良径	φ 4.5m
造成改良体本数	331 本（約 4 万 m <sup>3</sup> ）
深度（改良体底面）	11.8m



図 6.4-3 施工状況写真

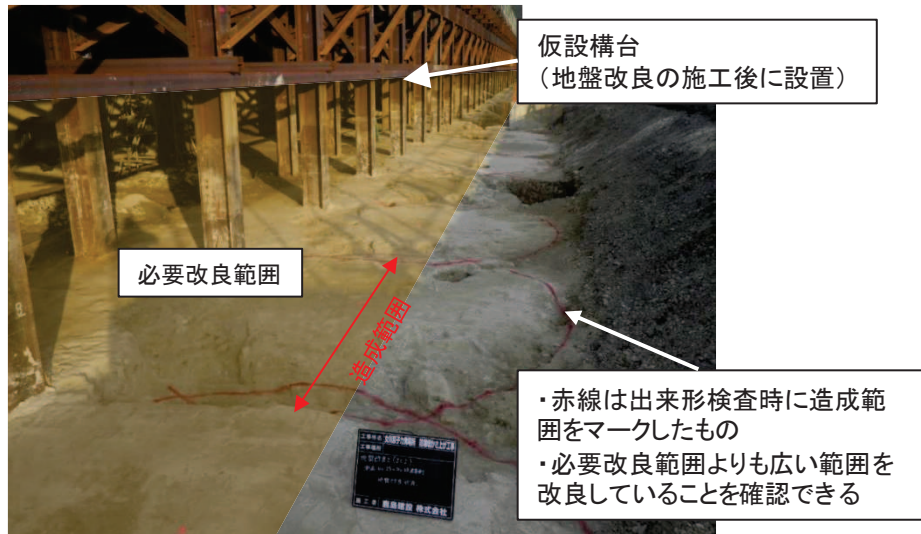


図 6.4-4 地盤改良後の状況写真

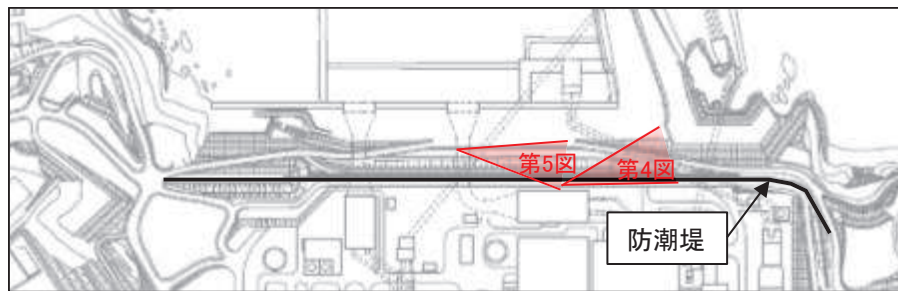


図 6.4-5 写真の撮影方向

### (3) 品質確認試験結果

既設改良地盤について、要求品質（剛性）を確保するため、品質確認試験としてPS 検層を実施した。試験のための供試体は、図 6.4-6 に示すように、改良体中心から離れた位置（0.3D）にて採取した。

PS 検層による品質確認試験結果を図 6.4-7 に示す。せん断波速度  $V_s$  はおおむね目標値以上であり、岩砕主体の盛土においても良好に改良されていることを確認した。

また、品質管理の参考として一軸圧縮強度試験についても実施したことから、その結果を図 6.4-8 に示す。

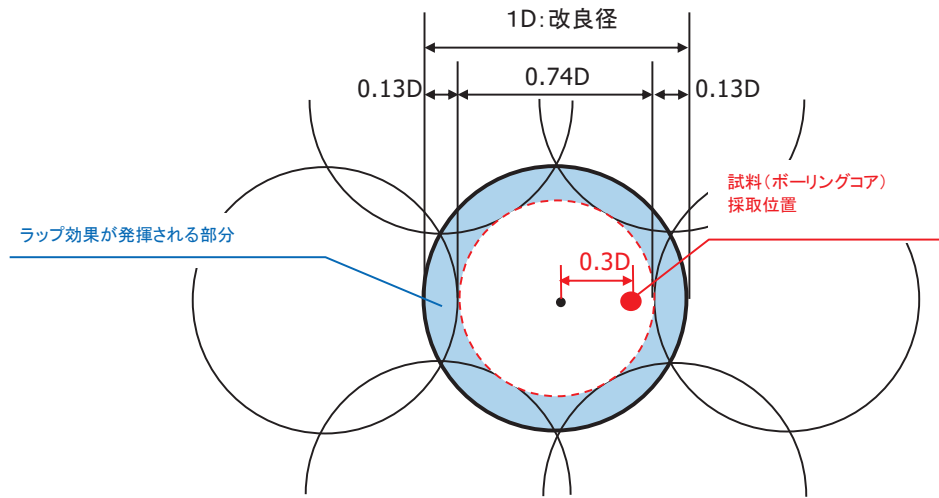


図 6.4-6 試験及びボーリングコア採取位置

試験項目	せん断波速度Vs
試験数	14
試験値 (平均値)	1100 (m/s)
目標値	970 (m/s)
標準偏差 ( $\sigma$ )	103 (m/s)

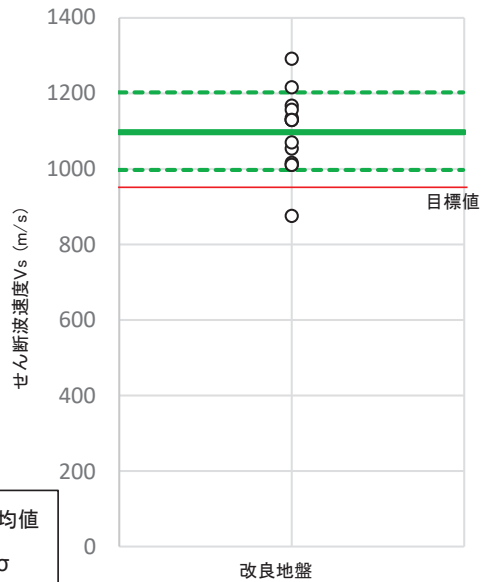


図 6.4-7 既設地盤改良における品質確認結果 (PS 検層)

試験項目	一軸圧縮強度 $q_u$
試験数	350
試験値 (平均値)	3.87 (N/mm <sup>2</sup> )
目標値※	3.0 (N/mm <sup>2</sup> )
標準偏差 ( $\sigma$ )	1.88 (N/mm <sup>2</sup> )

※:せん断波速度を目標値以上とするための、一軸圧縮強度の目安値。

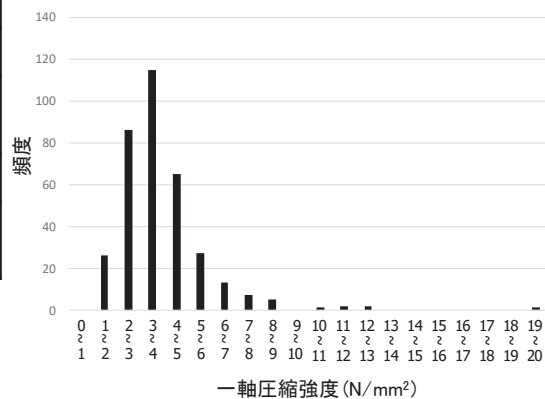


図 6.4-8 既設改良地盤における一軸圧縮強度試験結果 (参考値)

(4) ボーリングコア写真

地盤改良実施後、上部の盛土を撤去前の段階で、改良品質確認のためボーリングコアを取得した。ボーリングコア採取位置は改良体中心から 0.3D の位置であり、上部の盛土を含めた採取を行った。ボーリングコア写真位置を図 6.4-9 に、ボーリングコア写真 (①孔～⑤孔) を図 6.4-10～図 6.4-14 に示す。

ボーリングコアより、礫が多い範囲も礫背面に土砂が残ることなく固化材 (セメントミルク) が充填され、全体として良好に改良されていることを確認した。また、上部の盛土との境界付近にも未改良部は生じていないことを確認した。

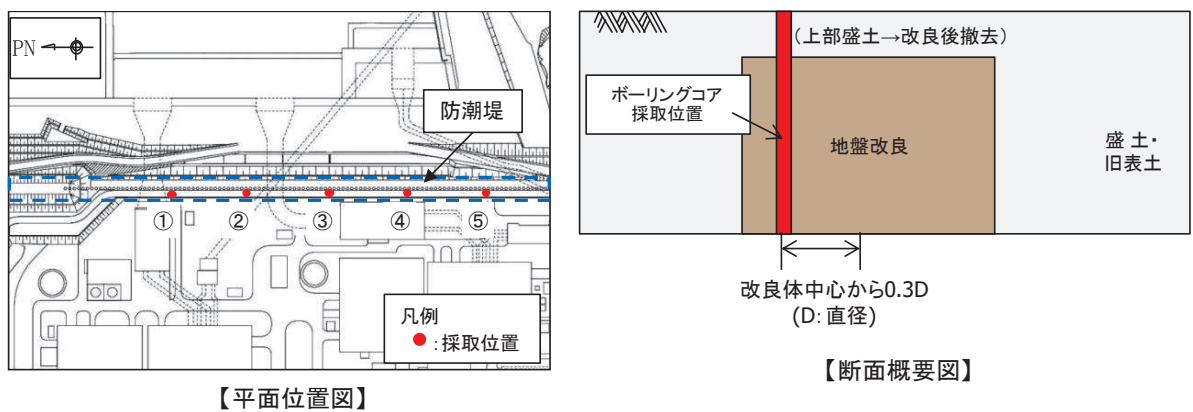


図 6.4-9 ボーリングコア写真位置

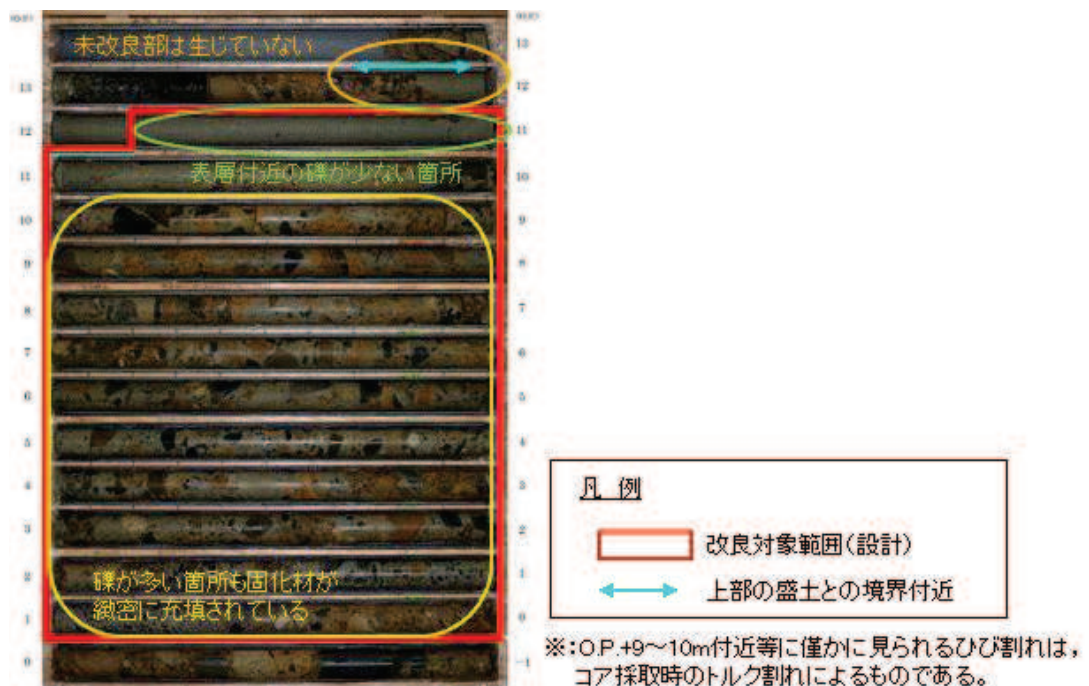


図 6.4-10 ボーリングコア写真 (①孔)



図 6.4-11 ボーリングコア写真 (②孔)



図 6.4-12 ボーリングコア写真 (③孔)



図 6.4-13 ボーリングコア写真 (④孔)



図 6.4-14 ボーリングコア写真 (⑤孔)



(5) 過去の試験施工（目的及び改良地盤の追加施工との関連性）

女川及び東通原子力発電所においては、地中構造物の耐震裕度向上のため地盤改良が必要となった場合を想定し、試験施工を過去に実施している。

この試験施工は盛土及び旧表土を対象とし、高圧噴射攪拌工法（SJ, SJM, XJ）の注入回数や配合を変動させ、改良品質の確認や、近隣構造物への影響確認等を実施している。

試験施工の主な目的を以下に示す。

- －改良品質の確認
- －改良品質を確保できる施工仕様の選定，改良体の配置
- －近隣構造物への影響の確認（建屋防水工，コンクリート構造物など）

今回検討している防潮堤直下の地盤改良については、施工形態が過去の試験施工と同様に高圧噴射攪拌工法であり改良深度が同様（岩盤表面から上）であること，改良対象が同じ盛土・旧表土であること，近隣に試験施工における想定と同様の構造物（地下水位低下設備等）が存在することから，成立性確認において参照できる。

以降，過去に実施した試験施工（平成 20 年実施）の概要を示す。

a. 地盤改良による埋設物への影響

地盤改良（高圧噴射攪拌工法）による近接構造物（地下防水を施した L 字擁壁）への影響に関する試験施工についても実施した。試験施工の概要を図 6.4-15 に，L 字擁壁設置状況を図 6.4-16 に示す。

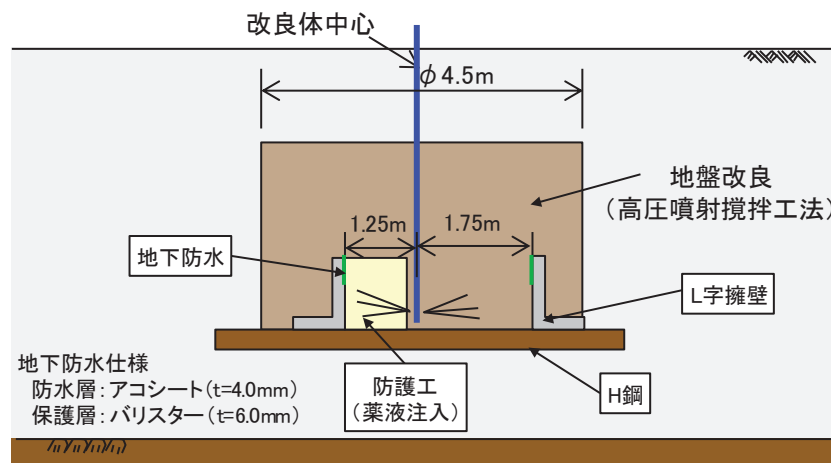


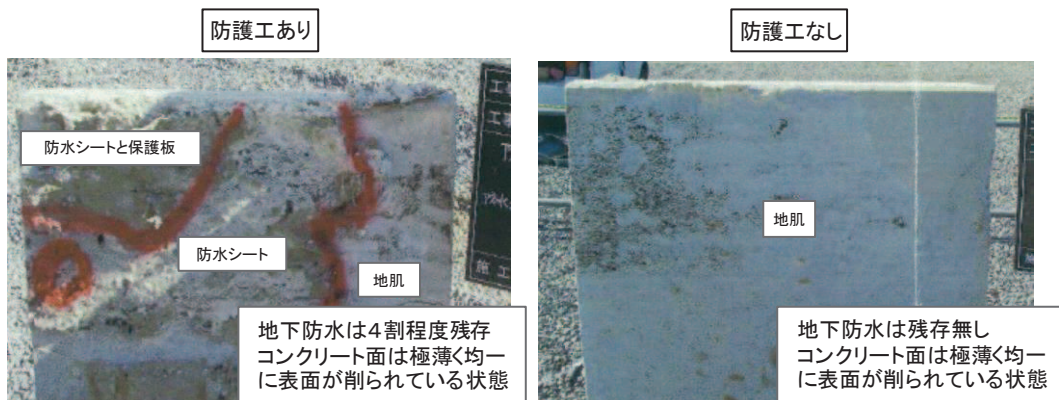
図 6.4-15 試験施工の概要（構造物への近接施工）



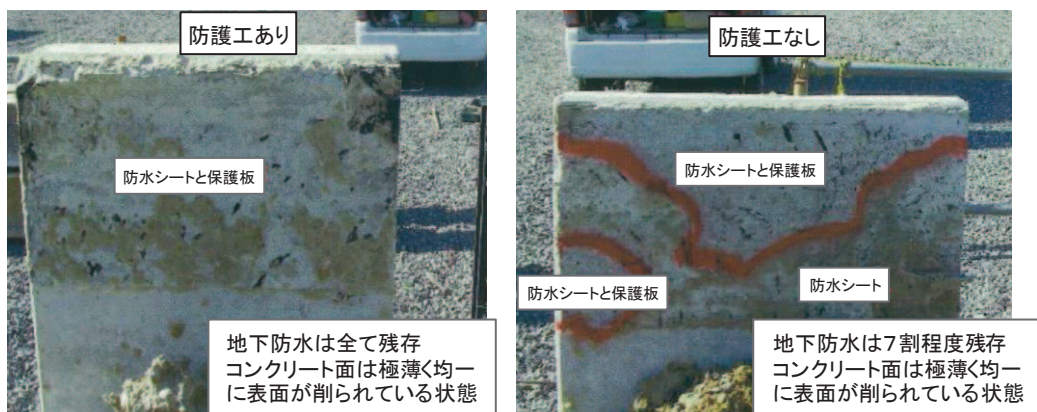
図 6.4-16 L字擁壁設置状況

地盤改良後の地下防水及びL字擁壁状況を図 6.4-17 に示す。

試験施工の結果，L字擁壁については，コンクリートは表面がごく薄く削れているものの，部分的な破損も無く構造的に問題がないことが確認できた。



改良体中心～L字擁壁: 1.25m



改良体中心～L字擁壁: 1.75m

図 6.4-17 地盤改良後の地下防水及びL字擁壁状況

b. 過去の試験施工による岩盤との境界面

過去の試験施工時における，岩盤との境界面の施工イメージを図 6.4-18 に，岩盤との境界面のボーリングコア写真を図 6.4-19 に示す。

岩盤境界部については，岩盤を先行削孔後に改良することから，境界面についても未改良部が生じず良好に改良されていることを確認した。

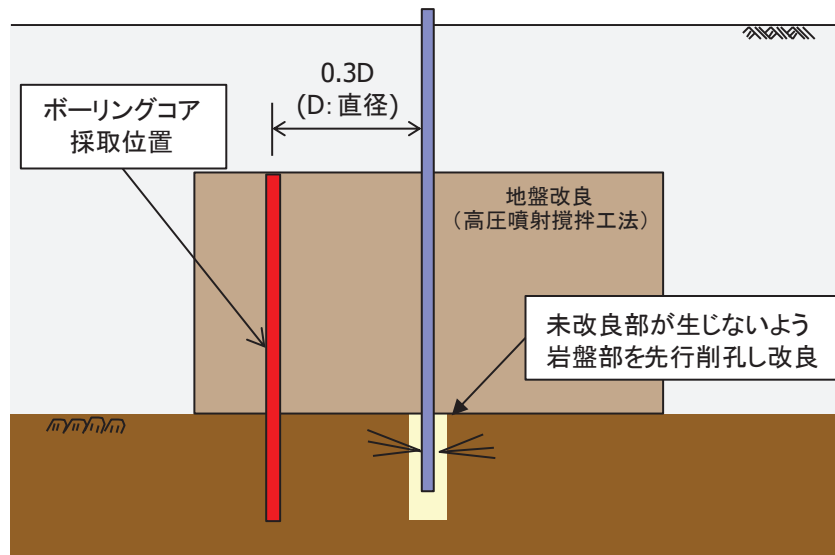


図 6.4-18 岩盤との境界面の施工イメージ

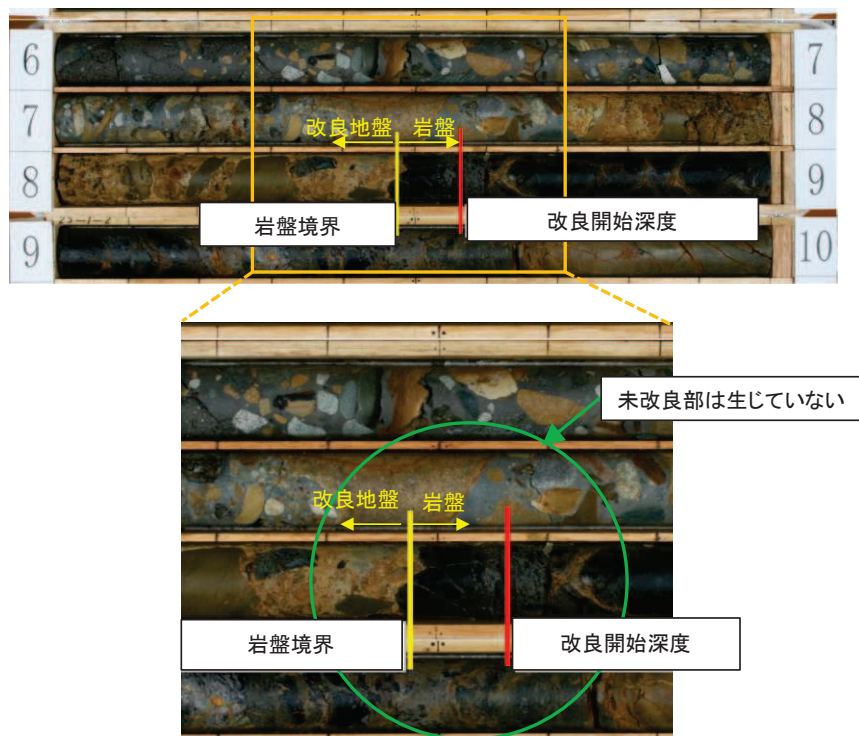


図 6.4-19 改良後のボーリングコア写真

(6) 一般産業施設の施工事例

a. 東京外環自動車道ジャンクション工事

東京外環自動車道ジャンクション工事において、既設洞道の沈下防止を目的として、構造物脇から高圧噴射攪拌工法により構造物直下の地盤改良を行っている。

改良体底面の深度はGL-41.09mであり、防潮堤改良深度（GL-20～40m程度）と同等以上の深度でも施工可能である。施工概要を表6.4-2に、施工概要図を図6.4-20に示す（出典：SUPERJET研究会 主要施工実績集）。

表 6.4-2 施工概要

目的	既設洞道の沈下防止
対象土質	粘性土，砂質土
改良径	φ 4.5m
深度（改良体底面）	41.09m

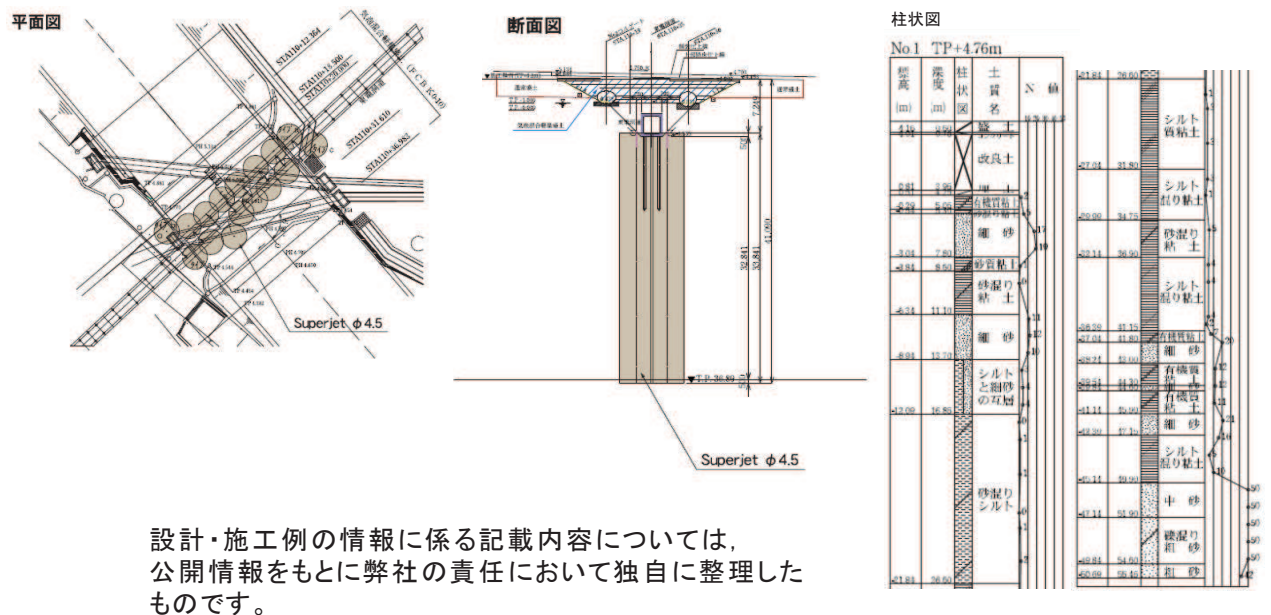


図 6.4-20 施工概要図

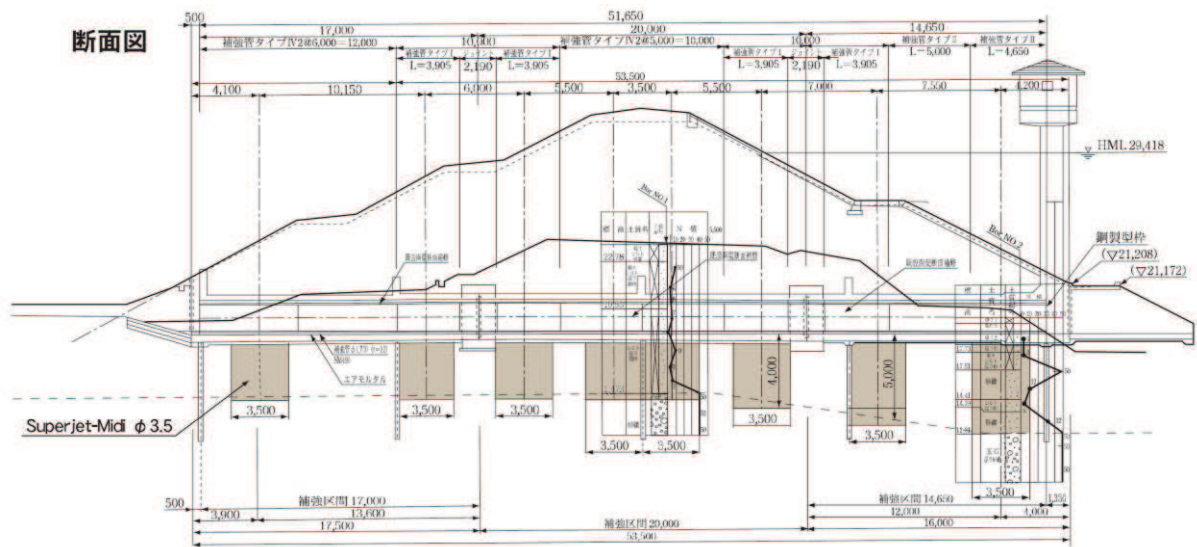
b. 江の川川越排水樋門改築工事における施工事例

江の川川越排水樋門改築工事において、既設水路の沈下防止を目的とし、高圧噴射攪拌工法による地盤改良を行っている。

既設水路底版を削孔した後に施工しており、構造物直下においても施工可能である。施工概要を表 6.4-3 に、施工概要図を図 6.4-21 に示す（出典：SUPERJET 研究会主要施工実績集）。

表 6.4-3 施工概要

目的	既設水路沈下防止
対象土質	シルト混じり砂質土，砂礫土
改良径	φ 3.5m
深度（改良体底面）	17.4m



設計・施工例の情報に係る記載内容については、公開情報をもとに弊社の責任において独自に整理したものです。

図 6.4-21 施工概要図

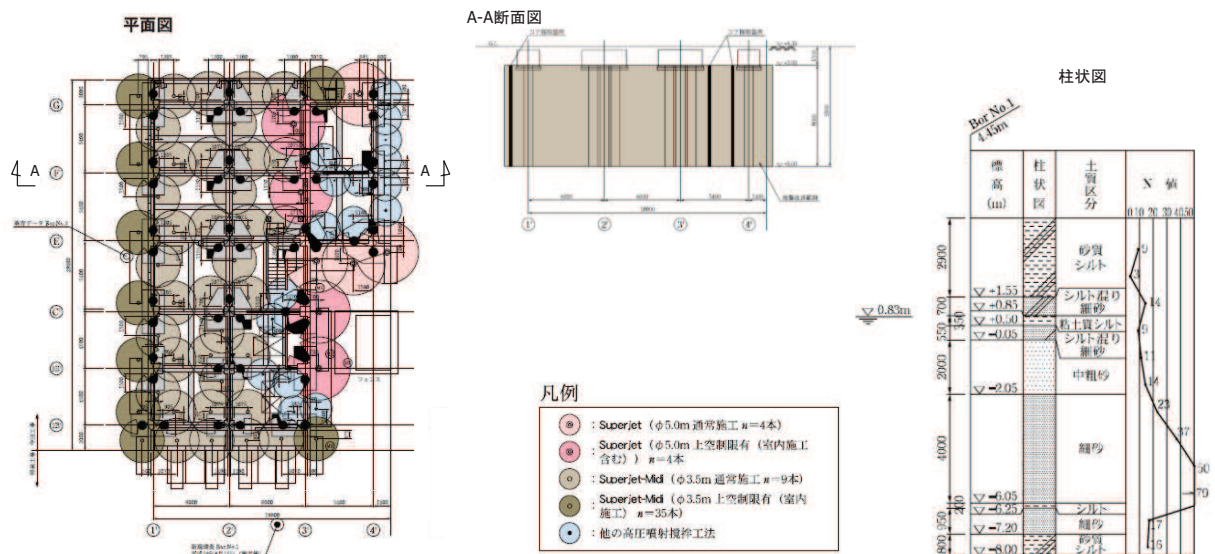
c. 柏崎市自然環境浄化センターにおける施工事例

平成 18 年中越沖地震により被害を受けた柏崎市自然環境浄化センター内の監視汚泥棟基礎部の補強として、高圧噴射攪拌工法により地盤改良を行っている。

床スラブを削孔した後に施工しており、構造物直下においても施工可能である。施工概要を表 6.4-4 に、施工概要図を図 6.4-22 に示す（出典：SUPERJET 研究会 主要施工実績集）。

表 6.4-4 施工概要

目的	建物基礎部の補強
対象土質	砂質土，粘性土
改良径	φ 3.5，5.0m
深度（改良体底面）	9.5m



設計・施工例の情報に係る記載内容については、公開情報をもとに弊社の責任において独自に整理したものです。

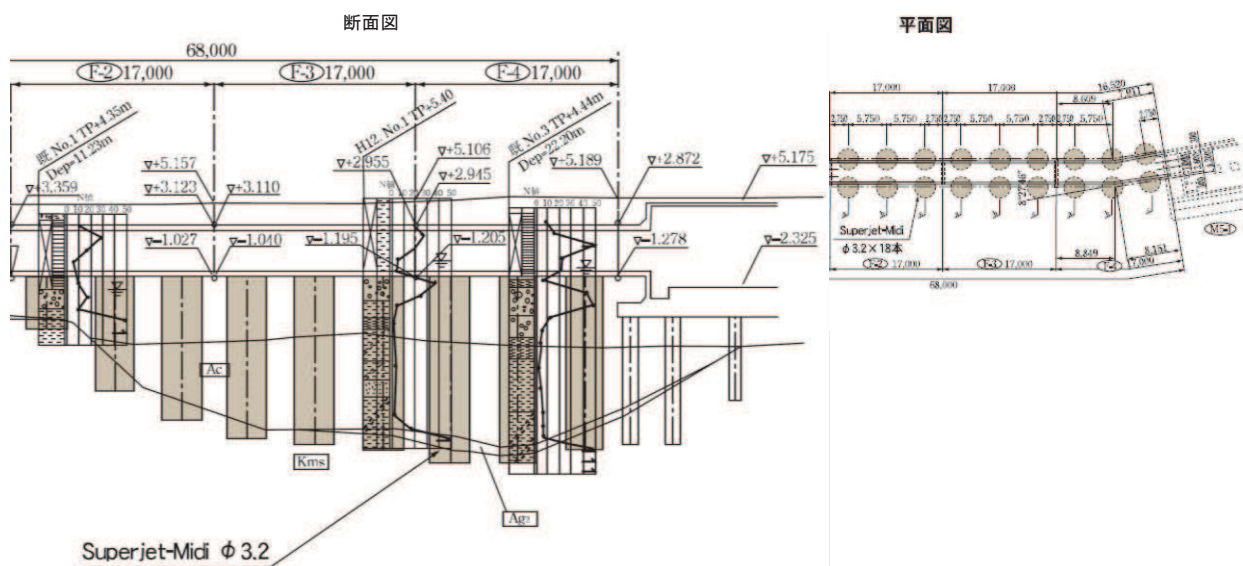
図 6.4-22 施工概要図

d. 栄本町線共同溝地盤改良工事における施工事例

栄本町線共同溝地盤改良工事において、既設共同溝の沈下防止を目的として、構造物脇から高圧噴射攪拌工法により地盤改良を行っており、構造物の直下においても地盤改良の施工は可能である。施工概要を表 6.4-5 に、施工概要図を図 6.4-23 に示す（出典：SUPERJET 研究会 主要施工実績集）。

表 6.4-5 施工概要

目的	既設共同溝の沈下防止
対象土質	粘性土，砂礫
改良径	φ 3.2m
深度（改良体底面）	12.36～21.52m



設計・施工例の情報に係る記載内容については、公開情報をもとに弊社の責任において独自に整理したものです。

図 6.4-23 施工概要図

e. 江戸川幹線補修工事における施工事例

江戸川幹線補修工事において、既設管渠の沈下・傾斜防止を目的として、構造物脇から高圧噴射攪拌工法により地盤改良を行っており、構造物の直下においても地盤改良の施工は可能である。施工概要を表 6.4-6 に、施工概要図を図 6.4-24 に示す（出典：SUPERJET 研究会 主要施工実績集）。

表 6.4-6 施工概要

目的	既設管渠の沈下・傾斜防止
対象土質	粘性土，砂質土
改良径	φ 5.0m
深度（改良体底面）	22.2m

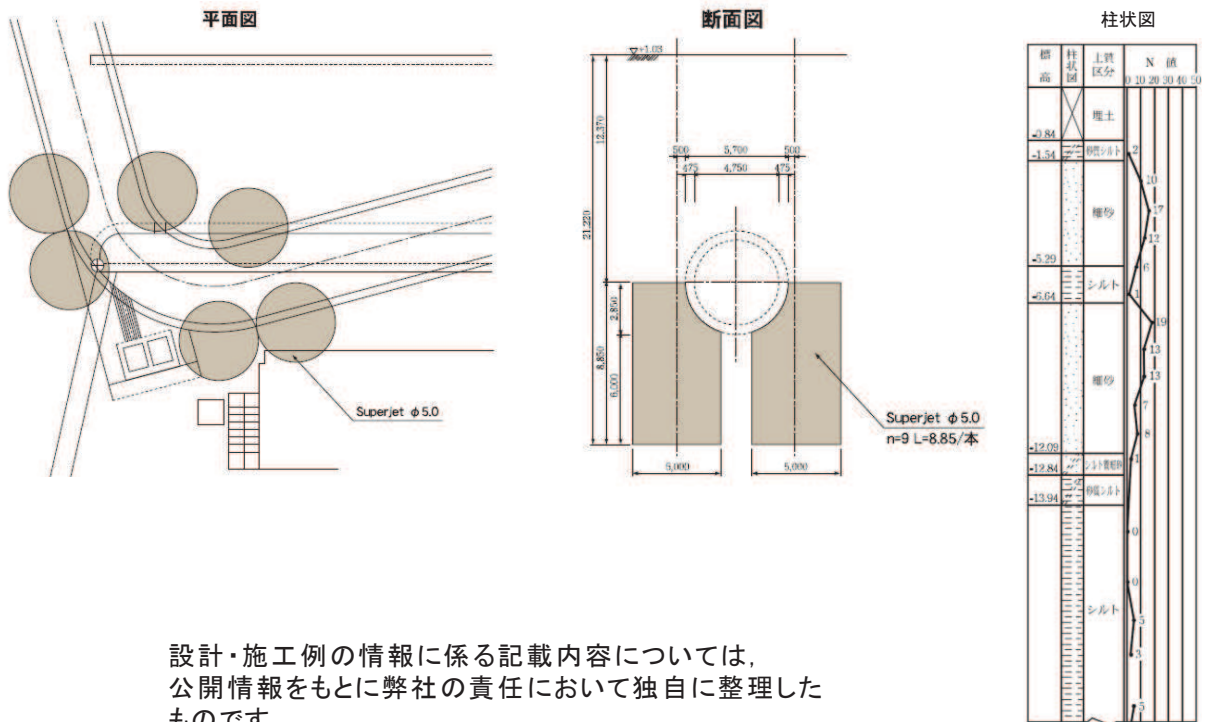


図 6.4-24 施工概要図



f. 宮本遮集幹線管渠築造工事における施工事例

宮本遮集幹線管渠築造工事において、埋設物（水道，下水道）の下部のシールド防護のため、既存施設の配置を考慮して、高圧噴射攪拌工法により斜め方向に地盤改良を行っており、既存施設を回避するための斜め方向の地盤改良は施工可能である。施工概要を表 6.4-7 に、施工概要図を図 6.4-25 に示す（出典：SUPERJET 研究会主要施工実績集）。

表 6.4-7 施工概要

目的	既存施設配置を考慮した斜め施工
対象土質	細砂，粘性土
改良径	φ 3.2m
深度（改良体底面）	25.93m

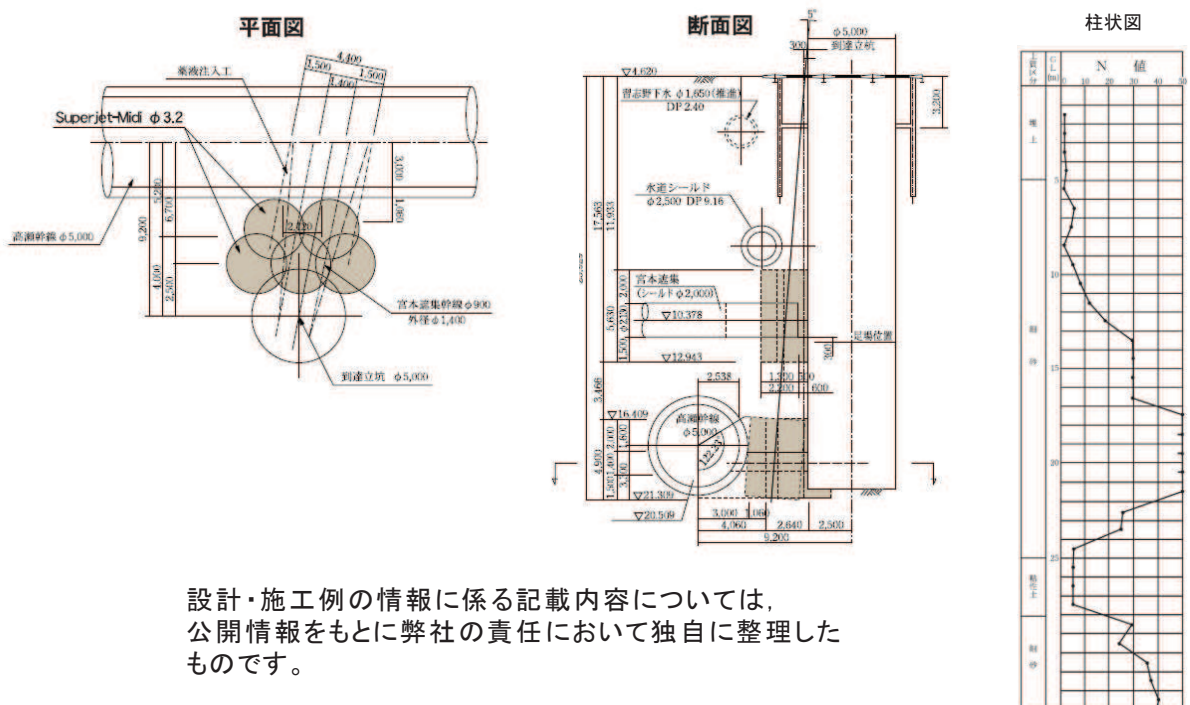


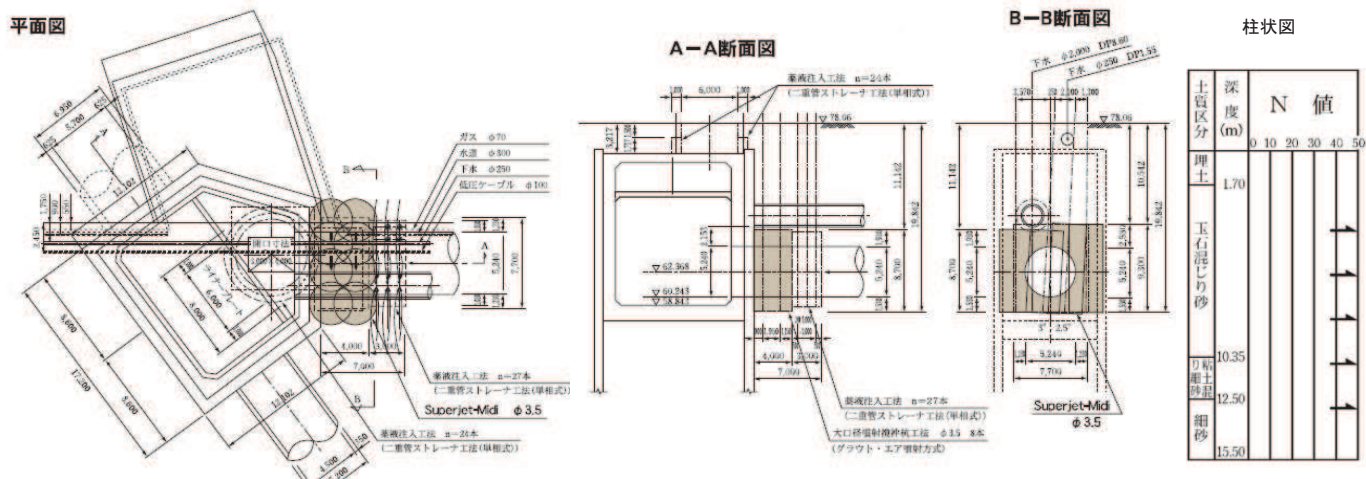
図 6.4-25 施工概要図

g. 北多摩二号幹線工事における施工事例

北多摩二号幹線工事において、埋設物（下水道）の下部のシールド防護のため、既存施設の配置を考慮して、高圧噴射攪拌工法により斜め方向に地盤改良を行っており、既存施設を回避するための斜め方向の地盤改良は施工可能である。施工概要を表 6.4-8 に、施工概要図を図 6.4-26 に示す（出典：SUPERJET 研究会 主要施工実績集）。

表 6.4-8 施工概要

目的	既存施設配置を考慮した斜め施工
対象土質	砂質土
改良径	φ 3.5m
深度（改良体底面）	19.84m



設計・施工例の情報に係る記載内容については、公開情報をもとに弊社の責任において独自に整理したものです。

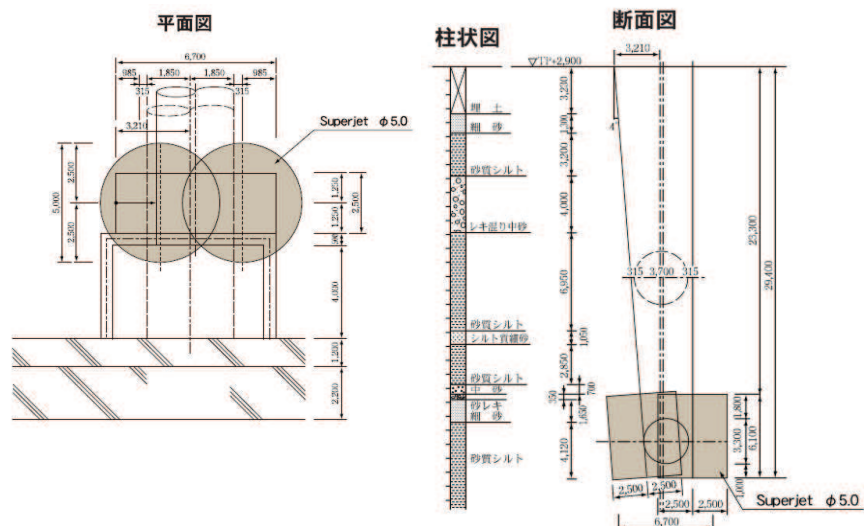
図 6.4-26 施工概要図

h. 蔵前幹線工事における施工事例

蔵前幹線工事において、埋設物（ $\phi 3.7\text{m}$ ）の下部のシールド防護のため、既存施設の配置を考慮して、高圧噴射攪拌工法により斜め方向に地盤改良を行っており、既存施設を回避するための斜め方向の地盤改良は施工可能である。施工概要を表 6.4-9 に、施工概要を図 6.4-27 に示す（出典：SUPERJET 研究会 主要施工実績集）。

表 6.4-9 施工概要

目的	既存施設配置を考慮した斜め施工
対象土質	シルト，砂質土
改良径	$\phi 5.0\text{m}$
深度（改良体底面）	29.4m



設計・施工例の情報に係る記載内容については、公開情報をもとに弊社の責任において独自に整理したものです。

図 6.4-27 施工概要図

(7) 施工方法の立案

既設改良地盤と新設改良地盤の境界部の施工にあたっては、境界部に未改良部が残らないよう、境界部よりも上方（既設改良地盤中）を重複させて固化材を充填する。境界部の充填状況は、試験施工においてボーリングコア等により確認し、施工計画へ反映する。

既設改良地盤と新設改良地盤の境界部の施工ステップ図（イメージ）を図 6.4-28 に示す。

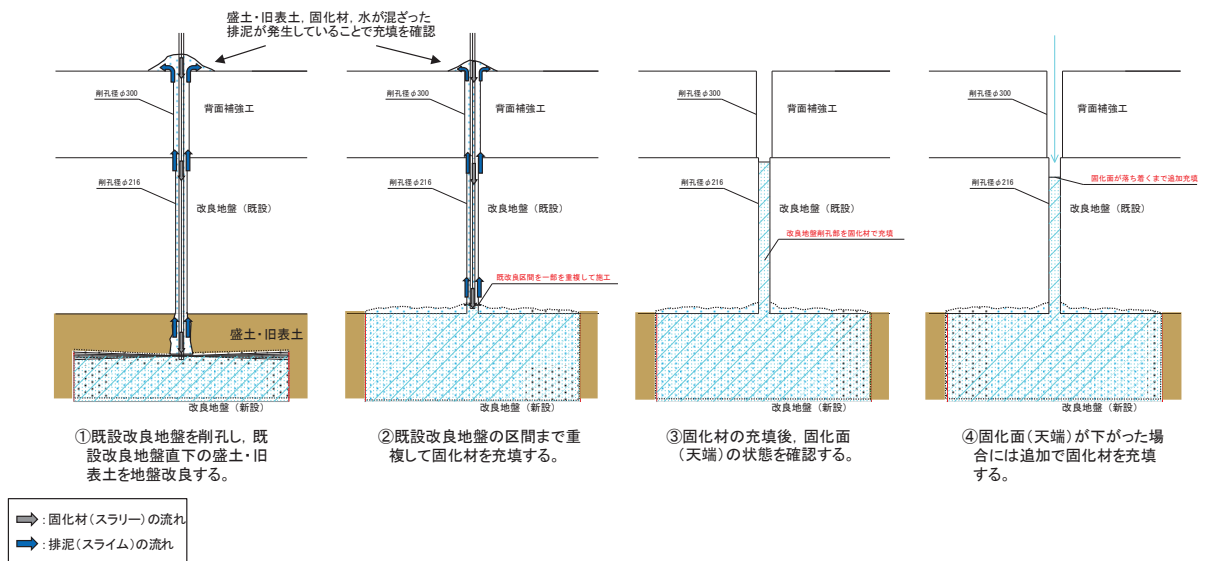


図 6.4-28 既設改良地盤と新設改良地盤の境界部の施工ステップ図（イメージ）

(8) 試験施工の概要

a. 試験施工の概要

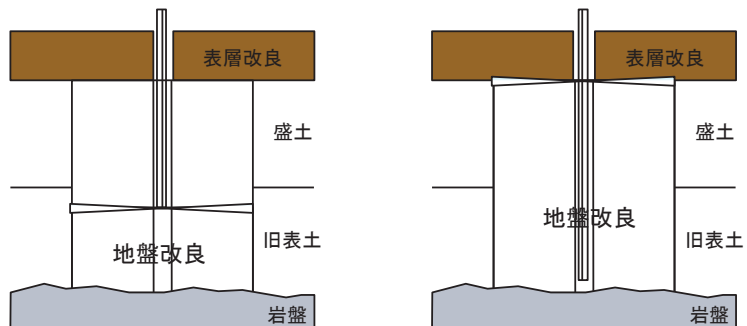
工認段階において、施工仕様（配合，引上げ速度）の妥当性確認を目的として，試験施工を実施する。また深い位置での施工成立性，先に施工した表層改良と新設改良地盤との境界部の性状についても確認を行う。

また，試験施工時に先に施工した表層改良部の沈下有無を確認し，防潮堤直下の改良地盤の追加施工時に沈下させないための施工計画立案の参考とする。

試験施工イメージを図 6.4-29 に，試験施工の仕様及び確認項目を表 6.4-10 に示す。



試験施工箇所



予め表層改良を行い，その後表層改良部直下まで地盤改良を実施する。

図 6.4-29 試験施工イメージ

表 6.4-10 試験施工の仕様及び確認項目

確認項目	
<ul style="list-style-type: none"> <li>• 施工仕様(配合, 引上げ速度等)の妥当性</li> <li>• 改良範囲(深度補正した改良径)</li> <li>• 境界部の性状</li> </ul>	

工法	高圧噴射攪拌工法
対象土質	盛土・旧表土
目標改良径	φ5.5m
深度 (底面深度)	17.18m (O.P.-14.68m)

b. 試験施工のための予備試験結果

工認段階で計画している試験施工の予備試験を実施した。改良体の外縁付近（改良体中心から 0.46D）から採取した，表層改良と新設改良地盤（材齢 7 日）との境界面のコア写真を図 6.4-30 に示す。表層改良と新設改良地盤は密着しており，未改良部が無いことを確認した。

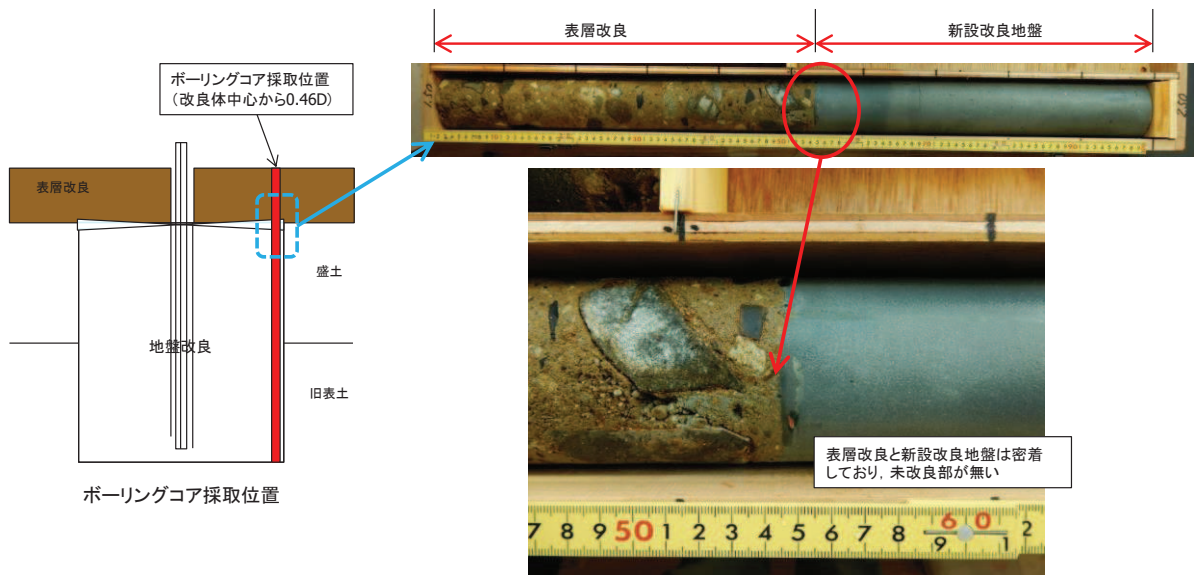


図 6.4-30 表層改良と新設改良地盤との境界面のコア写真

5. まとめ

設置許可段階における施工成立性の確認結果について表 6.4-11 に示す。

特異性「有」の課題については、設置許可段階において施工成立性の見通しを確認したことから、工認段階で試験施工を実施し成立性を検証する。

表 6.4-11 施工成立性確認結果まとめ

分類	設置許可段階	確認結果	
特異性「有」	施工事例等による成立性見通しの確認		
改良深度	・防潮堤と同程度以上の深度における施工成立性を施工事例により確認	・「一般産業施設の施工事例」により、防潮堤と同程度以上の深度においても施工可能であることを確認した	施工成立性の見通しを確認 工認段階にて試験施工を実施し成立性を検証
既設改良地盤との一体性	・既設の地盤改良の施工において、上部の盛土との境界付近に未改良部が無いことを確認 ・既設改良地盤と新設改良地盤の境界部の品質確保に配慮した施工方法を立案	・「女川防潮堤における施工実績(ボーリングコア写真)」により、上部の地盤との境界に未改良部が無いことを確認した ・「過去の試験施工」において、岩盤部との境界面についても未改良部が無く良好に改良されていることを確認した ・「施工方法の立案」により、既設改良地盤と新設改良地盤の境界部の施工方法を立案した	
特異性「無」	施工事例等による成立性の確認		
盛土への適用性	・既設改良地盤の施工記録より、所定の施工仕様選定により品質を確保できることを確認	・「女川防潮堤における施工実績」により、岩砕主体の盛土においても未改良部が無く良好に改良されていることを確認した	施工成立性を確認
構造物直下	・構造物直下での地盤改良の施工事例は多く存在しており、施工可能であることを確認	・「一般産業施設の施工事例」により、既設構造物の直下においても施工可能であることを確認した	
周辺施設への悪影響	・既存周辺施設への影響が無いような地盤改良範囲を過去の試験施工を踏まえて検討 ・既存施設との干渉回避のための、斜方向の地盤改良が施工可能であることを施工事例により確認	・「過去の試験施工」において、周辺施設への影響を検討している。この結果を踏まえて地盤改良範囲を検討する ・「一般産業施設の施工事例」により、既存施設との干渉回避のための斜方向の地盤改良が施工可能であることを確認した	

## 7. セメント改良土の耐侵食性・耐洗掘性について

### 7.1. セメント改良土の耐侵食性・耐洗掘性について

セメント改良土の耐侵食性及び耐洗掘性について、文献を参照して検討を行った。その結果、女川防潮堤のセメント改良土は、侵食及び洗掘に対して耐性を持つことを確認した。検討結果を以下に示す。

#### (1) 模型実験によるコーン指数を指標とした耐侵食性確認

「本田隆英，織田幸伸，伊藤一教，石井裕泰，高島知行：貧配合セメント混合土を用いた海岸堤防の粘り強さに関する実験的研究，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol.70，No.2，I981\_I985，2014」によると，図 7.1-1 に示すとおり，セメント混合土は，強度がある一定 ( $q_c=4.0\text{MPa}$ ) 以上となると，越流による侵食が見られないことが分かる。

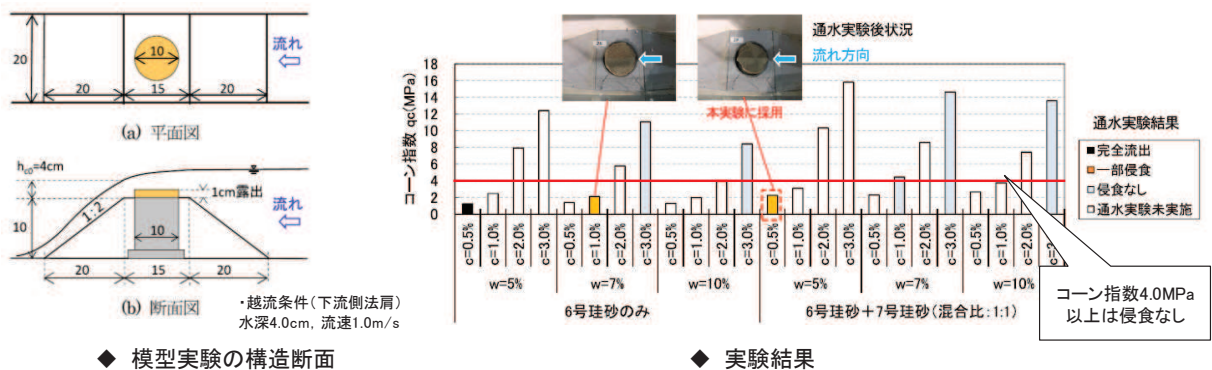


図 7.1-1 コーン指数を指標とした耐侵食性確認

越流により侵食しない強度であるコーン指数  $q_c=4.0\text{MPa}$  は，一軸圧縮強度  $q_u=q_c/5=0.8\text{MPa}$  相当となる（「地盤調査の方法と解説（地盤工学会，2004）」）。これに対して，女川防潮堤のセメント改良土は設計基準強度  $q_u=2.7\text{MPa}$  以上であることから，侵食に対して耐性を持つと考えられる。

#### (2) 海岸堤防を模擬した大規模実験

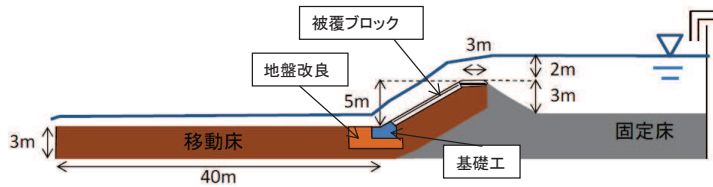
「加藤史訓，諏訪義雄，鳩貝聡，藤田光一：津波の越流に対して粘り強く減災効果を発揮する海岸堤防の構造検討，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol.70，No.1，31-49，2014」によると，海岸堤防を越流する津波を模擬した大規模実験において，裏法尻の地盤改良により洗掘防止効果があることが確認されている。実験概要を図 7.1-2 に，実験結果を図 7.1-3 に示す。



■ 実験概要 (模型縮尺1/2)

ケース	地盤改良	最大越流水深 (現地換算値)
5-1-2m	無し	2 m
5-2-2m	有り	2 m

(備考)  
セメント改良土の引張破壊応力 $5.9\text{N}/\text{cm}^2$

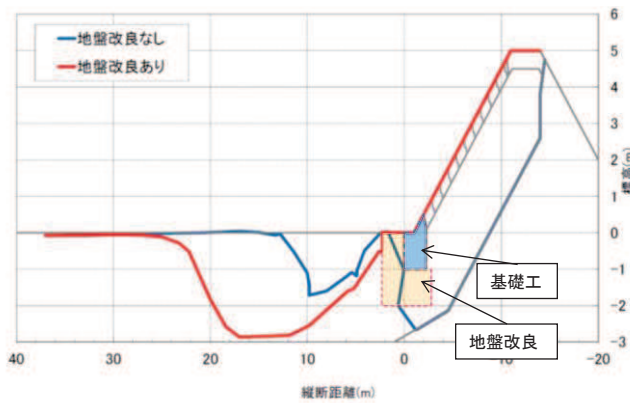


◆ 模型実験の構造断面



◆ 実験水路写真

図 7.1-2 海岸堤防を模擬した大規模実験概要



・地盤改良を施したケースでは、地盤改良部分の下面が露出するほどの洗掘は生じず、原型を留めている。



◆ ケース5-1-2m(地盤改良なし)の試験終了後状況



◆ ケース5-2-2m(地盤改良あり)の試験終了後状況

図 7.1-3 海岸堤防を模擬した大規模実験結果

実験で使用したセメント改良土の引張破壊応力  $5.9\text{N}/\text{cm}^2$  に対し、女川防潮堤のセメント改良土は引張強度  $35\text{N}/\text{cm}^2$  以上であることから、洗掘に対して耐性を持つと考えられる。

## 7.2 盛土堤防におけるセメント改良土の既設部と新設部の取扱いについて

### (1) 既設防潮堤 (O.P. +17m) の概要

新設防潮堤 (O.P. +29m) の建設以前に、3.11 地震を踏まえた緊急安全対策として、O.P. 約+17m (高さ約 3m) のセメント改良土による防潮堤 (以下、既設防潮堤) を設置している。既設防潮堤の概要を図 7.2-1 に示す。

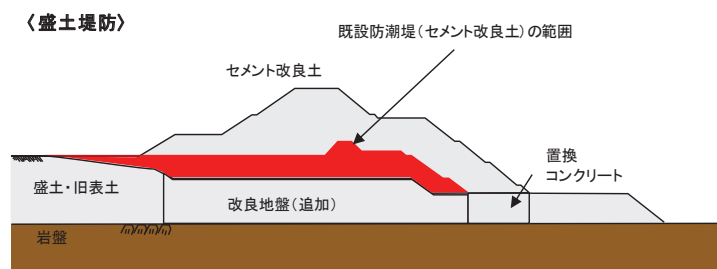
なお、O.P. +29.0m の盛土堤防築堤時には、舗装等の支障物を取り除いた上で、セメントペーストによる打継処理を実施している。



既設防潮堤平面配置図



既設防潮堤完成状況 (平成24年4月26日)



### <鋼管式鉛直壁 (一般部)>

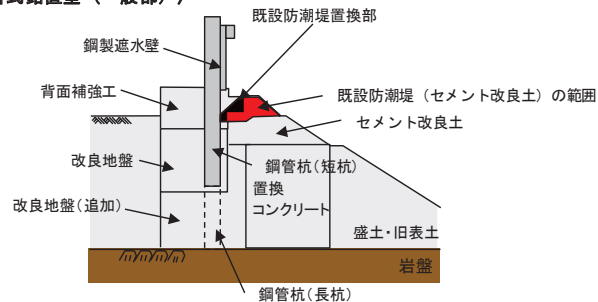


図 7.2-1 既設防潮堤の概要

(2) セメント改良土の既設部と新設部の物性

盛土堤防の既設防潮堤部分と新設部について、セメント改良土の物性調査を行った。盛土堤防の地震時応答に影響を与える主たる物性として動的変形特性を、安定性評価に影響を与える主たる物性として強度特性を対象として、既設防潮堤部分と新設部の比較を行った結果を図 7.2-2 に示す。

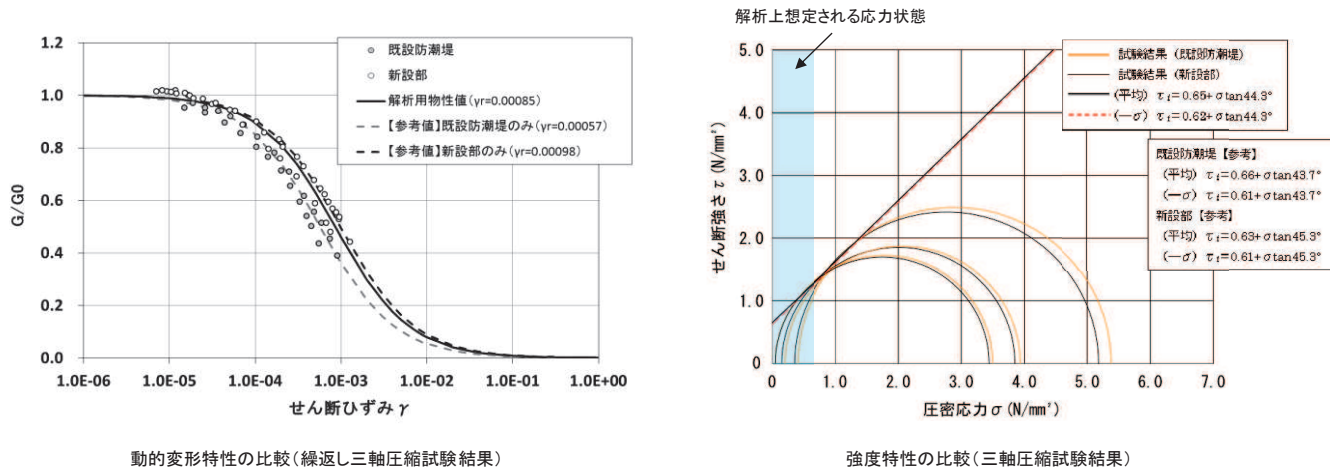


図 7.2-2 既設防潮堤と新設部のセメント改良土の物性調査結果

既設防潮堤部分と新設部の物性はほぼ同程度となっていることを確認した。そのため、既設防潮堤についても盛土堤防の一部として、両者を一様の物性として扱って評価を行うことは妥当と考えられる。

なお、盛土堤防全体における既設防潮堤部分は約 20% (体積比) となっていたが、その後、追加地盤改良のために盛土堤防を一度掘削しているため体積比は更に小さくなっている。

8. 防潮堤を横断する構造物の取扱いについて

8.1 防潮堤を横断する構造物

防潮堤内及び直下を横断する構造物を対象に、設置状況や地震に対する評価状況から、当該構造物の損壊等による防潮堤機能への影響の有無を確認する。

防潮堤を横断する構造物は発電用冷却水の取放水設備並びに構内排水設備となっている。防潮堤を横断する構造物一覧を表 8.1-1 に、平面図を図 8.1-1 に、断面図を図 8.1-2 に示す。

これらの構造物は北側排水路を除き、岩盤上あるいは岩盤内に設置されている。また、北側排水路は、盛土堤防のセメント改良土内に設置されている。

表 8.1-1 防潮堤を横断する構造物一覧

横断位置	構造物名	構造形式	設置状況
盛土堤防	北側排水路	鉄筋コンクリート造	セメント改良土内に設置
鋼管式鉛直壁 (一般部)	第2号機取水路	鉄筋コンクリート造	岩盤上に設置
	第3号機取水路	鉄筋コンクリート造	岩盤上に設置
	第3号機放水路	鉄筋コンクリート造	岩盤トンネル
鋼管式鉛直壁 (岩盤部)	第1号機取水路	鉄筋コンクリート造	岩盤トンネル又は岩盤上に設置
	第2号機放水路	鉄筋コンクリート造	岩盤トンネル
	南側排水路	高密度ポリエチレン製波付管	岩盤トンネル

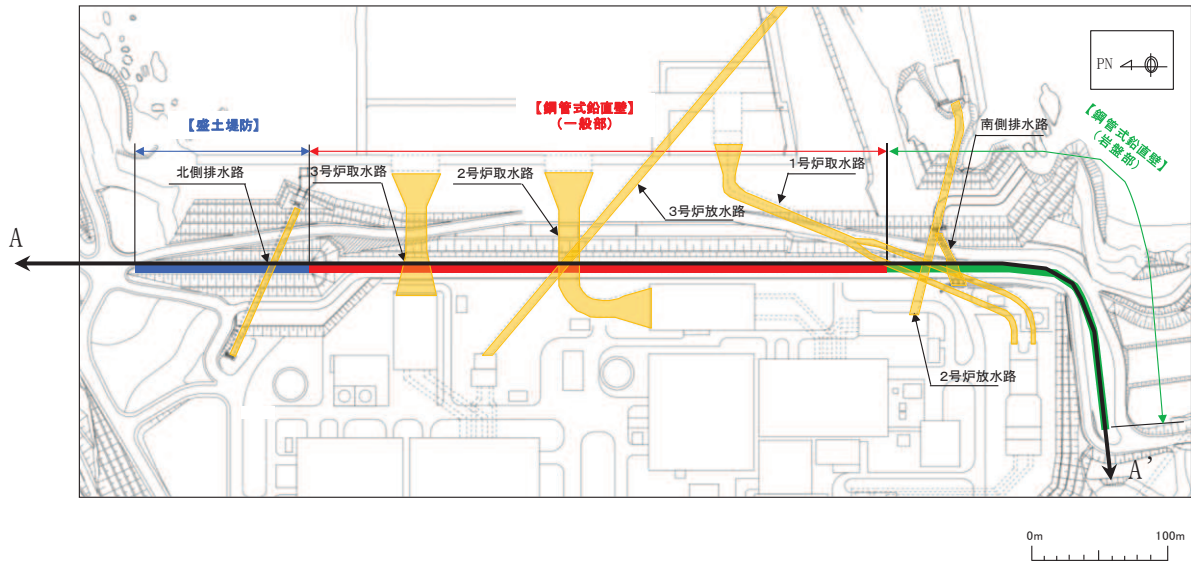


図 8.1-1 平面図

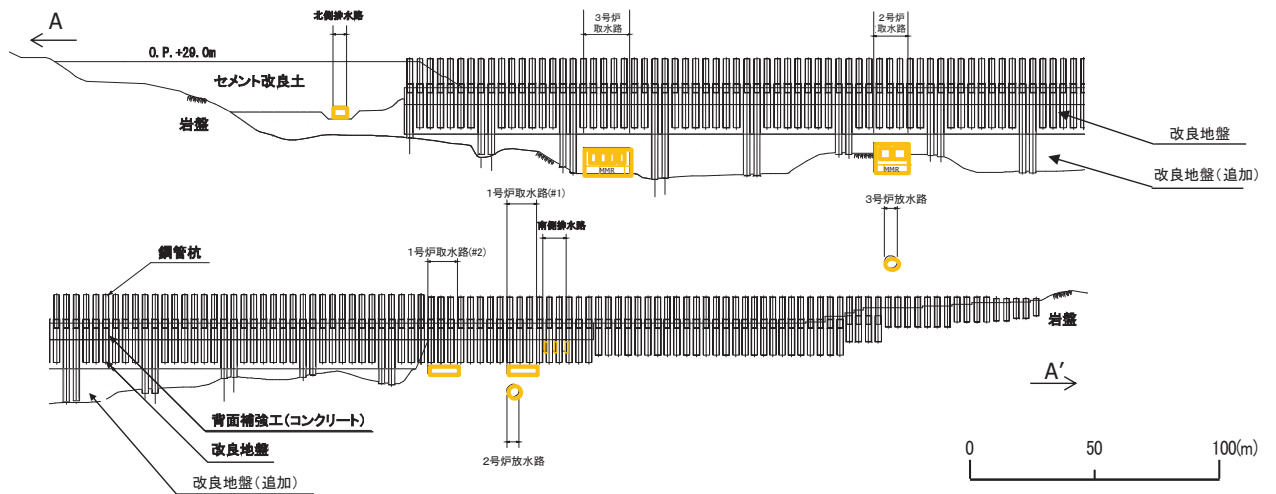


図 8.1-2 断面図 (A-A')

## 8.2 各構造物の地震に対する評価

防潮堤を横断する各構造物はいずれも地中構造物であることから、主たる外部事象である地震に対する評価を行った。

いずれの構造物も、表 8.2-1 に示すように、地震による構造物の損傷に起因する漏水（防潮堤を横断する浸水経路の形成）の可能性はないことを確認した。

また、地震による影響だけでなく、コンクリートの劣化、ひび割れ等による漏水を防止する観点からも保守管理を適切に実施することが重要である。保守管理については「8.3 各構造物の保守管理」に記載する。

なお、北側排水路のみ設置状況が異なることから、参考として詳細構造等を「8.4 北側排水路の取扱い」に示す。

表 8.2-1 防潮堤を横断する構造物の地震に対する評価一覧

構造物名	防潮堤 構造形式	設置状況	地震に対する評価	漏水の可能性の有無
北側 排水路	盛土堤防	セメント改良土 内に設置	基準地震動 $S_s$ に対して機能維持	無
第 2 号機 取水路	鋼管式鉛直壁  (一般部)	岩盤上に設置	基準地震動 $S_s$ に対して機能維持	無
第 3 号機 取水路		岩盤上に設置	基準地震動 $S_s$ に対して機能維持	無
第 3 号機 放水路		岩盤トンネル	岩盤内に構築されており、十分な厚さ（構造物上面から岩盤上面までの離隔）が確保されていることから、損傷等による防潮堤への影響はない。	無
第 1 号機 取水路		岩盤トンネル	岩盤内に構築されており、十分な厚さ（構造物上面から杭下端までの離隔）が確保されていることから、損傷等による防潮堤への影響はない。	無
第 2 号機 放水路	鋼管式鉛直壁  (岩盤部)	岩盤トンネル	岩盤内に構築されており、十分な厚さ（構造物上面から杭下端までの離隔）が確保されていることから、損傷等による防潮堤への影響はない。	無
南側 排水路		岩盤トンネル (MMR 内)	岩盤 (MMR) 内に構築されており、十分な厚さ（構造物上面から岩盤 (MMR) 上面までの離隔）が確保されていることから、損傷等による防潮堤への影響はない。	無

### 8.3 各構造物の保守管理

防潮堤を横断する各構造物は、地震により防潮堤の機能に影響を与えないことを確認しているが、浸水経路形成を回避する観点から、保守管理を適切に実施することが重要である。防潮堤を横断する構造物の点検内容（例）を表 8.3-1 に示す。

表 8.3-1 防潮堤を横断する構造物の点検内容（例）

横断位置	構造物名	点検内容（例）	点検頻度（例）
盛土堤防	北側排水路	排水状況 コンクリート工作物の亀裂、破損、沈下、劣化状況等 周辺地山の変状の有無	1回／月
鋼管式鉛直壁 （一般部）	第2号機 取水路	構造物本体の変位、変形、沈下、ひび割れ、剥離・剥落、湧水等の有無	定期検査毎
	第3号機 取水路	構造物本体の変位、変形、沈下、ひび割れ、剥離・剥落、湧水等の有無	定期検査毎
	第3号機 放水路	ロボット活用等を含め詳細点検計画を検討	定期検査毎
鋼管式鉛直壁 （岩盤部）	第1号機 取水路	構造物本体の変位、変形、沈下、ひび割れ、剥離・剥落、湧水等の有無	定期検査毎
	第2号機 放水路	ロボット活用等を含め詳細点検計画を検討	定期検査毎
	南側排水路	排水状況 工作物の亀裂、破損、沈下、劣化状況等 周辺地山の変状の有無	1回／月

## 8.4 北側排水路の取扱い

### (1) 北側排水路の構造

北側排水路の概要図を図 8.4-1 に、標準断面図を図 8.4-2 に示す。北側排水路は、PC 鋼線により水路縦断方向にプレストレスを導入することで、排水路ブロックを一体化し、水密性に配慮した構造としているとともに、透水性が小さく耐侵食性に優れたセメント改良土内に設置されている。このため、万が一排水路のひび割れやブロック間の目開きから水路外に漏水が生じたとしても、漏出箇所より侵食範囲が広がり防潮堤を横断する排水経路に進展していく可能性は低いと考えられる。

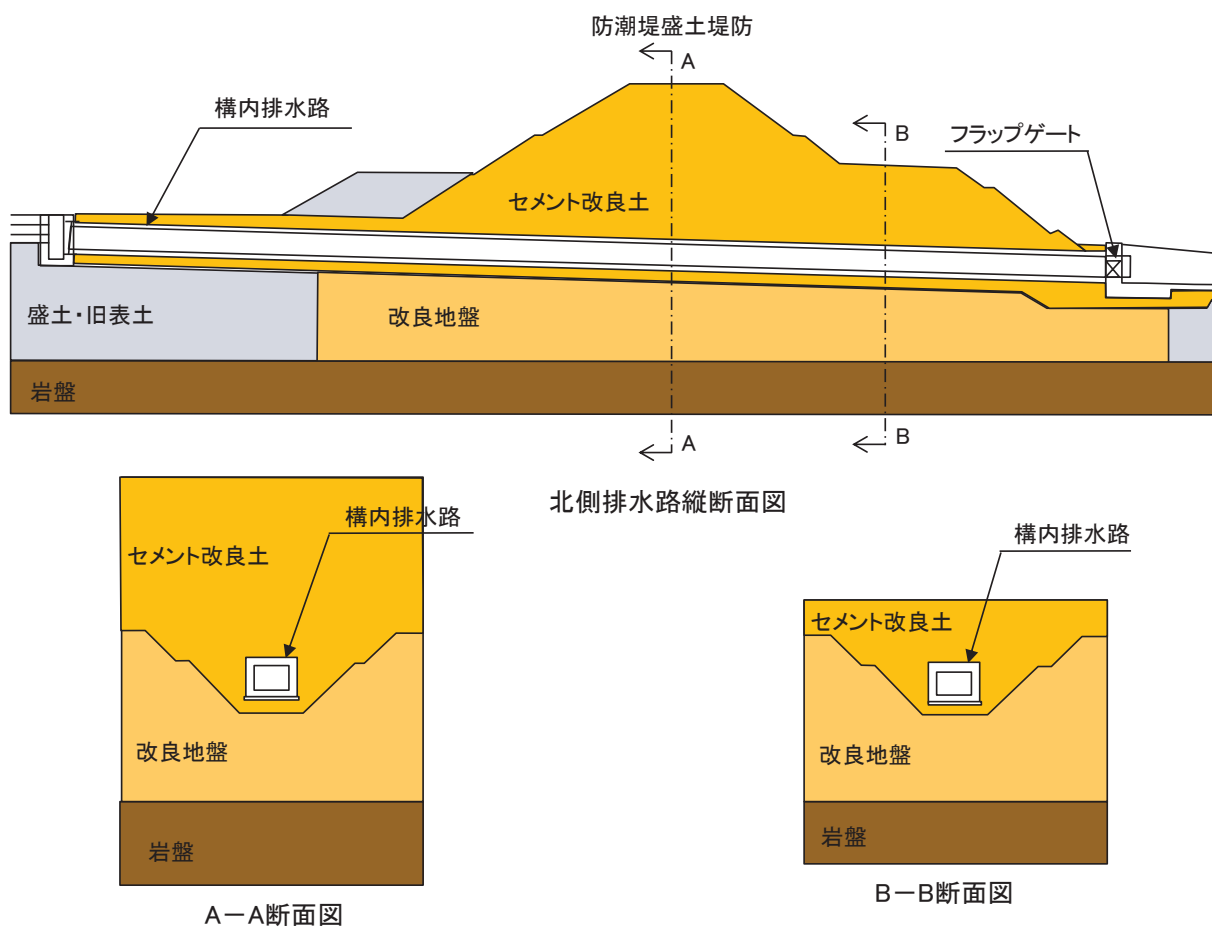


図 8.4-1 北側排水路概要図



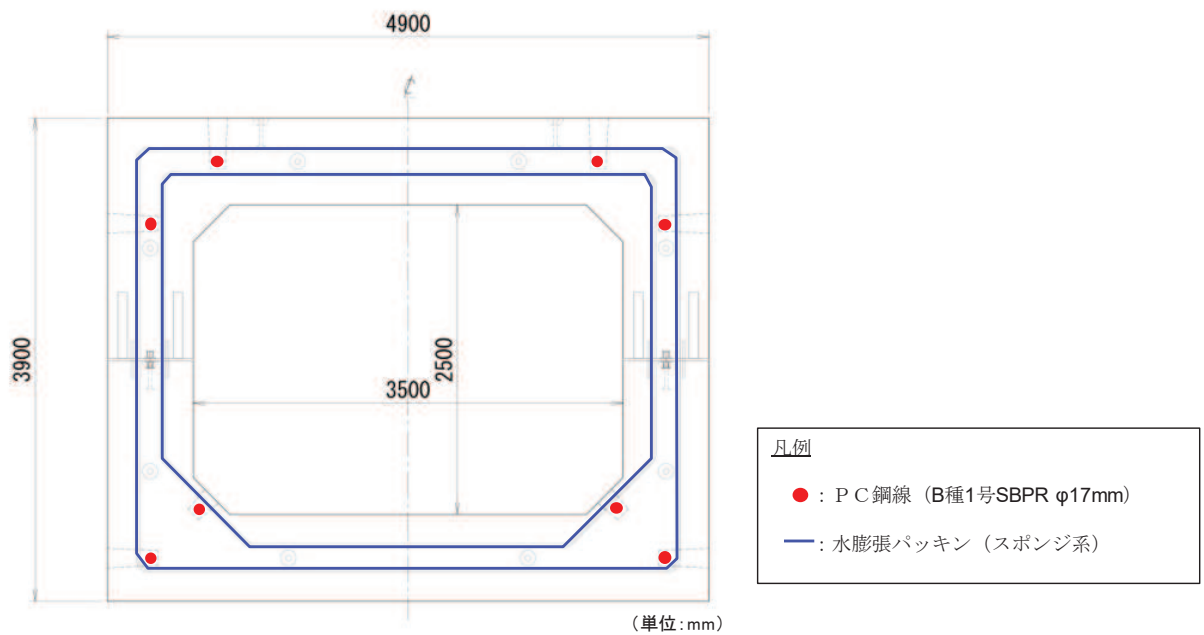


図 8.4-2 北側排水路標準断面図

(2) 北側排水路の漏水対策に係る参考文献

a. 河川堤防の構造検討の手引き(改訂版) 財団法人国土技術研究センター

当文献では、図 8.4-3 に示すように、堤体内の構造物からの漏水を防止する工法(抜本的対策)の1つに、水みちを連続させない対策として連壁工法(函体を取り囲むようにコンクリートあるいはセメント系改良体を設置し、これらの遮水機能によって、構造物に沿う水の流れを遮断する)が記載されている。

対策の目的	水を入れない		水みちを連続させない		パイピングを押さえる	
対策の考え方	構造物に沿う縫みや空洞の発生は、地盤沈下が進行性であることから、避けることが出来ない。従って、最も信頼性のある漏水対策は、河川水の入り口での遮水を完全にし、構造物周辺への水の侵入を防止することである。		構造物とその周辺堤防で、漏水につながる水みちを最も形成しやすいのは構造物に沿う部分である。したがって、構造物を横断的に取り巻くように完璧な遮水壁を築造すれば水みちの発生は阻止できる。		構造物沿いに水が流れても構造物自体に危険はなく、土が移動して排出されなければ堤体に対する危険な状態は生じない。従って、漏水の出口での対策により、パイピングを生じさせることなく排水することによって堤体の安全は保たれる。	
対策工法	連続矢板打設および遮水シート敷設・接合		止水板方式	連壁方式	押え盛土方式	水圧バランス方式
概念図						
工法の原理	堤防側の樋門前面に、樋門を取り囲むように地盤中に矢板を連続して打設し、矢板の遮水機能によって河川水の侵入を阻む。	護岸下に遮水シートを敷設すると共に、構造物と一体化し、シートの遮水機能によって河川水の侵入を抑制する。	面体を取り囲むように鋼板、鋼矢板あるいはシートを設置し、これらの遮水機能によって、構造物に沿う水の流れを遮断すると共に浸透路長を増大させる。	面体を取り囲むようにコンクリートあるいはセメント系改良体を設置し、これらの遮水機能によって、構造物に沿う水の流れを遮断すると共に浸透路長を増大させる。	堤防側の法先地盤に盛土し、盛土材の厚さ及び荷重によって、表面の動水勾配を低減あるいは上載圧を増加させてパイピング発生を抑制する。	堤防側の樋門前面に、樋門を取り囲むように矢板等で壁体を作り、洪水時には水を貯めて、水圧によってパイピングの発生を抑制する。
効果の確実性等からみた工法の長所・短所	(長所) ・河川工事に対する実績が豊富であり、確実な遮水効果が期待できる ・打設位置が樋門前面であることから、堤体や面体に直接の影響を与えない (短所) ・地盤条件によって施工にムラがあり、遮水効果が低減する危険性がある	(長所) ・遮水シートは十分な施工実績を有し、確実な遮水効果が期待できる ・遮水性が損なわれた場合の補修が容易である (短所) ・シートは盛土の沈下や護岸の変状に伴って容易に破断する危険性がある	(長所) ・鋼板、鋼矢板およびシートそのものの遮水性は実績があり、遮水効果が期待できる (短所) ・面体との隙間が僅かでも生じた場合は遮水効果が著しく減少する ・樋門の漏水対策としての施工実績がない	(長所) ・連壁工法は一般的な遮水工法としての施工実績があり、壁体の厚みによる遮水効果が確認されている (短所) ・噴射改良体の場合は既設基礎杭を利用するため、遮水性は劣る。 ・面体との隙間が僅かでも生じた場合は遮水効果が著しく減少する	(長所) ・堤防の浸透対策として一般的な工法であり、効果が確認されている ・浸透流解析によって効果を精度良く把握することができる (短所) ・盛土をすることで、新たに沈下が発生し、空洞が形成されるおそれがある	(長所) ・古くからの水防工法である“月の輪”を応用して恒久対策としたものであり、効果が確認されている (短所) ・堤防側の水路を遮断する構造となるため、新たなゲートが必要となる ・堤体土質によっては、周辺堤防の浸透面を上昇させ、不安定化させるおそれがある
施工性	・堤体や樋門の条件に殆ど左右されず、比較的短期間で施工できる ・仮設は矢板工のためのクレーン設置のみである ・騒音、騒音が多い ・工事のための新たな用地は不要	・仮設は護岸工のためのクレーン設置のみである ・既設護岸の全面張り替えを必要とする ・シートと構造物との接合方法に特に留意する必要がある	・面体の切削を必要とする ・シートを除き、設置には堤体の開削を必要とする ・規模の大きな仮設を要する ・面体との固定方法に特に留意する必要がある	・規模の大きな仮設を要する。 ・壁体と同程度の非泥がため排泥対策を必要とする ・面体との密着方法に特に留意する必要がある	・土工のみであり施工は最も容易である ・特別な仮設を必要としない ・低工事費 ・堤防側に用地を必要とする	・堤防側に用地及び施工ヤードを必要とする。 ・平常時は壁体で囲まれた空間となるため、安全対策が必要となるなど、大がかりな対策となる可能性がある。
地盤沈下が進行する場合の対策効果の持続性確保対策	盛土の外側への打設であることから沈下の影響は殆ど受けないが、翼壁、水路等の既設構造物との接合部付近については必要に応じて可換性矢板を用いる。	地盤沈下の影響は構造物との接合部に最も大きく生じることから、シートの接合部にあらかじめ余裕を持たせることによってシートの破断を防止する。	面体との固定方法は地盤沈下を考慮したものである。地中部分の初アフリクション対策として、鋼板・鋼矢板には表面被覆を施し、シートには繊維補強を施す。	噴射改良体の場合は杭と一体化させることにより沈下を防止する。その他の場合は面体との接合部に注入ボースを埋設して、壁体築造後充填する。	盛土を追加して行うことにより対応できるが、それによって新たな沈下が発生しないように十分な検討が必要である。	盛土の外側への設置であることから、沈下の影響を受けることは殆どなく、補修等の維持管理も容易である。

図 8.4-3 連壁工法の概要

b. 柔構造物樋門設計の手引き 財団法人国土技術研究センター

当文献では、図 8.4-4 に示すように、構内排水路で採用しているプレキャストブロック工法（複数の函体ブロックを一本化するために函軸方向に緊張力を導入する工法）の設計手法について記載されており、施工事例が紹介されている。

7.6.5.2 プレストレストコンクリート構造

函軸方向に緊張力を導入する場合は、緊張力の導入の目的に対応した適切な設計を行う。

【解説】

函軸方向に緊張力を導入する目的としては、次のような場合がある。

① 弾性継手材を圧縮して、函軸弾性を得るために継手部に導入する緊張力

② 複数の函体ブロックを一体化するために接合部に導入する緊張力  
同時に上記の二つを目的とする緊張力を導入する場合は、原則として各々独立した緊張材を配置する。

2) 複数の函体ブロックを一体化するために函軸方向に導入する緊張力  
複数の函体ブロックを一体化するために函軸方向に緊張力を導入する（プレキャストブロック工法）場合は、接合部に無収縮モルタルや接合ゴムなどを介して、設計荷重作用時に接合部に引張応力が発生しないフルプレストレス状態（実際には、安全性を考慮して接面応力の最小値を  $5 \text{ kgf/cm}^2$  ( $0.5 \text{ N/mm}^2$ ) とする）となる緊張力を導入することによって、函体ブロックを一体化し、接合部の水密性を確保する。一般に 1 スパンを対象に緊張するので単スパン緊張と呼ばれる。



プレキャスト PC 函体（北海道開発局）



プレキャスト PC 函体（九州地方建設局）

図 8.4-4 プレキャストブロック工法の概要

## 9. 女川防潮堤の特徴と他サイト防潮堤との比較

### 9.1 比較の観点

女川の防潮堤は、鋼管式鉛直壁（一般部）、鋼管式鉛直壁（岩盤部）及び盛土堤防の3つの構造形式に分かれている。鋼管式鉛直壁（一般部）については長杭（岩盤に支持されている杭）及び短杭（改良地盤に支持されている杭）の2つの杭仕様があり、いずれも鋼管式鉛直壁（岩盤部）と同様に沈下しない設計としている。盛土堤防はセメント改良土で構築し、岩盤又は改良地盤に支持させることで、沈下しない設計としている。

これらの設計において留意すべき事項を整理するため、女川と他サイト（関西電力㈱高浜発電所、日本原子力発電㈱東海第二発電所）の防潮堤について、施設構造、施設等を比較し、女川防潮堤の津波防護施設としての特徴を評価しながら、津波防護施設としての構造成立性評価の基礎情報として整理するとともに、原子力発電所以外の一般施設において女川と類似する設計事例を調査する。

また、女川防潮堤を設計するにあたり配慮した内容、構造仕様の変更などの設計経緯について整理する。

### 9.2 構造形式の違いと考察

各サイトの防潮堤の概要を図 9.2-1 に、他サイト防潮堤との構造形式の違いに係る考察を表 9.2-1 に示す。

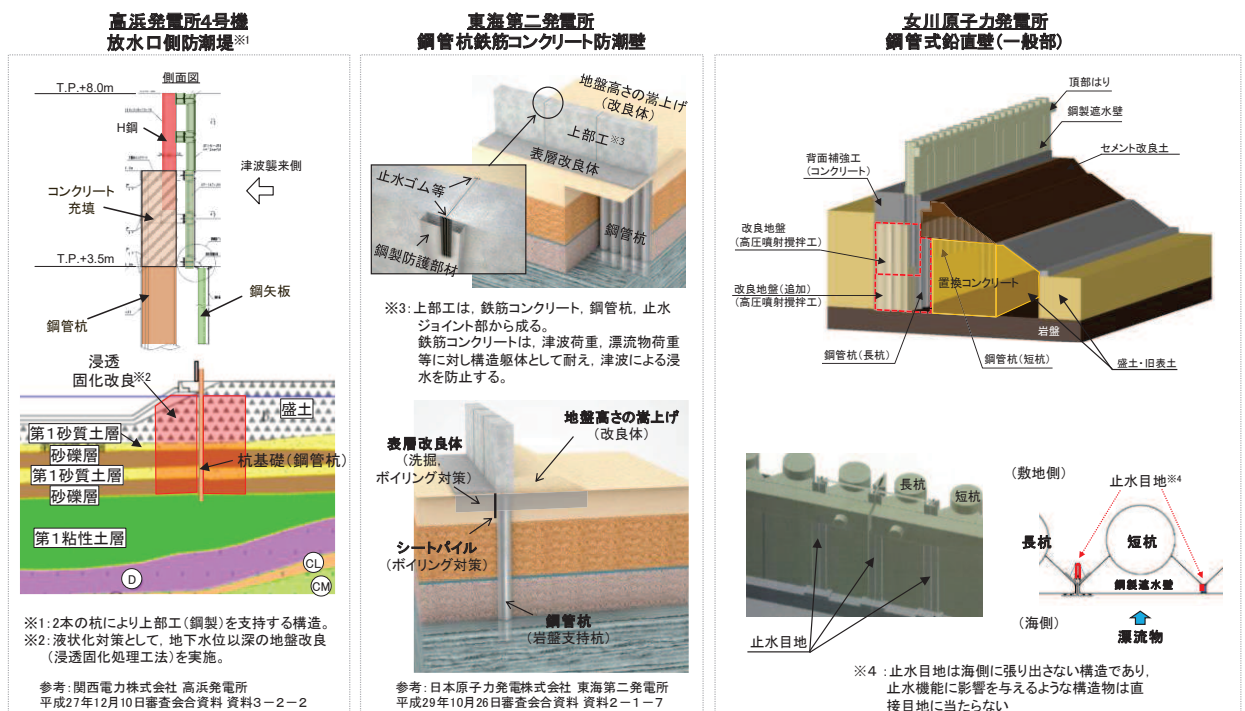


図 9.2-1 各サイトの防潮堤の概要

表 9.2-1 他サイト防潮堤との構造形式の違いによる考察

項目	女川の特徴	先行他地点の構造		女川原子力発電所防潮堤構造における先行他地点との比較		女川のデメリットへの配慮 (対策)
		関西電力㈱ 高浜発電所4号機	日本原子力発電㈱ 東海第二発電所	女川のメリット	女川のデメリット	
共通	津波高さに対する 余裕度	1.3m	1.2m~2.6m	-	-	-
鋼管式 鉛直壁 (一般 部)	防潮堤の構造	・非岩着の摩擦杭を主体とする。 (支持力は道示より、周面摩擦力を算定、ただし、現地載荷試験も実施)	・岩盤支持杭のみ	・短杭により地中埋設構造物の横断部に おいても対応できる。 ・沈下しない構造である。	・杭一杭間に変位が生じる。	・変位に追従する止水目地を 設置し、許容変位内となる 設計とする。
	上部工の構造	・鋼製遮水壁が鋼管杭(長杭、短杭)それぞれに支持されている。	・上部工は鋼管杭鉄筋コンクリート部と鉄筋コンクリート梁壁が一体となった構造となっており、鉄筋コンクリート梁壁により漂流物衝突荷重によるひび割れの進展を起さず、かつ、荷重を鋼管杭に伝えることと止水性を確保する設計となっている。	・構造がシンプルであり、照査項目が明確である。 ・また、各杭を一体化していないため、杭同士の応力伝達や相互干渉の影響が少くない。	・高浜、東海第二と比較して、女川は隣り合うため、遮水壁が独立挙動するため、遮水壁間には変位に追従する止水目地が必要である。 ・独立した杭なので、回転する可能性がある。	・遮水壁間には変位に追従する止水目地を設けており、その止水目地の許容変位と耐水圧は性能試験を実施して確認する。 ・回転に対する照査を実施する。
周辺 地盤 対策	液状化 対策	・液状化の影響低減のため、地下水位以深の地盤改良(浸透固化処理工法)を実施する。	・豊浦標準砂の液状化強度特性により、強制的に液状化させることを仮定した場合の成立性を確認。	・構造物直下は岩盤まで地盤改良を行うため、直下では液状化が発生しない。	・周辺地盤の液状化の可能性を考慮した、防潮堤の要求性能評価が必要である。	・液状化の影響を考慮できる有効応力解析により構造成立性を評価する。
	地盤の かさ上げ、 その他	・防潮堤の海側をコンクリートで保護することにより洗掘を防止。 ・背面補強工により、原地盤をかさ上げ。 4.7mかさ上げ。	・背面地盤を4.5m以上かさ上げ。 ・洗掘対策、ポイリング対策として、表層改良及びシートパイルを施工。	・女川はコンクリート製の背面補強工により、原地盤のかさ上げを行っており、受動抵抗(せん断耐力)が大きい。 ・背面補強工は耐透水性にも優れ、洗掘対策、ポイリング対策も兼ねている。また、その直下の改良地盤もポイリング対策を兼ねている。	・東海第二と比較して、敷地の制約があり、背面補強工によるかさ上げが十分に幅広く実施できない。	・直下地盤を岩盤まで地盤改良し、堅固な基礎地盤とすることで、波力に耐える構造とする。
目地	目地	・ゴムジョイント ・シートジョイント	・ゴムジョイント ・シートジョイント	・目地が防潮堤前面よりも海側に設置されているため、衝突防止工(鋼製防護部材)を設置。	・想定する目地変位として汀線方向、汀線直交方向の2方向について要求性能を確認する必要がある。	・目地の性能試験を実施して、鋼製遮水壁の変位量が目地の許容変位量以下であることを確認する。
	目地の 衝突防止工	・目地が鋼製遮水壁前面よりも海側に設置され、止水機能に影響を与えるような構造物はない。 ・目地が防潮堤前面よりも海側に設置されているため、衝突防止工を設置している。	・目地が防潮堤前面よりも海側に設置されているため、衝突防止工(鋼製防護部材)を設置。	・目地材(ゴム、シリコーン)が鋼製遮水壁前面よりも海側に設置され、止水機能に影響を与えるような構造物はない。 ・目地に当たらない構造である。	-	-
盛土堤防	盛土堤防	・セメント改良土により構築し、沈下対策として岩盤までの地盤改良を実施。	-	・沈下しない構造であるため、不等沈下等に伴う浸水経路が発生しにくい。	-	-

### 9.3 地震時における沈下の取扱い

地震時における沈下の取扱いについて、他サイトの沈下の考え方を図 9.3-1 に、女川防潮堤の沈下の考え方を図 9.3-2 に示す。

他サイトは、地震時の周辺地盤の沈下に対して、防潮堤（遮水壁）の下に隙間ができないような対策（遮水壁の埋込み長さを必要長だけ確保、地盤改良による止水対策等）を実施している。

女川防潮堤は、鋼製遮水壁を支持する長杭・短杭はいずれも岩盤又は改良地盤に支持されるため、沈下は発生しない。鋼管杭に接する範囲の周辺地盤についても、鋼管杭周辺地盤の地盤改良により、沈下は発生しない。

また、鋼製遮水壁は、背面補強工に根入れしているが、背面補強工は改良地盤に支持されており、沈下が発生しないことから、鋼製遮水壁と周辺地盤の間に隙間が生じない構造となる。

<先行他サイトの場合>

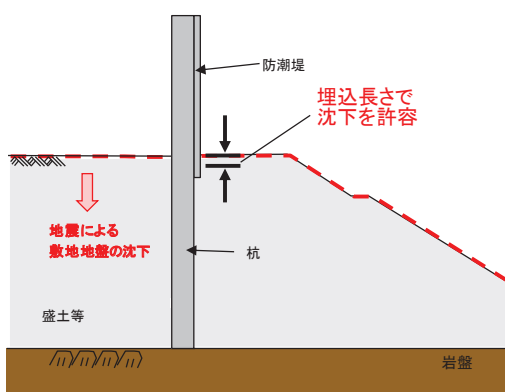


図 9.3-1 他サイトの沈下の考え方

<女川防潮堤の場合>

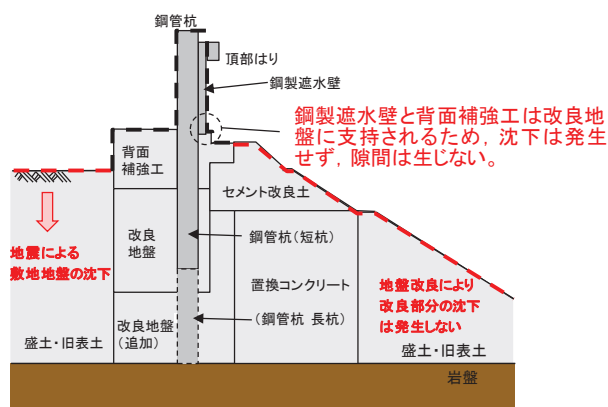


図 9.3-2 女川防潮堤の沈下の考え方

9.4 女川防潮堤における構造設計の経緯

女川防潮堤における構造設計の経緯を図9.4-1に示す。

<p>《3.11地震》</p>	<p>①女川当初案</p>	<p>②背面補強工による地盤のかさ上げ</p>	<p>③改良地盤の追加 ④岩管杭の追加</p>
<p>②防潮堤の設置 (O.P.+17.0m) ③並行して、3.11地震等の知見を踏まえた検討実施 O.P.+13.8m<sup>※2</sup>(敷地) O.P.+17.0m セメント改良土 (緊急対策) 女川：O.P.+13.0m<sup>※1</sup> 盛土・旧表土 岩盤</p> <p>※1：発電所の潮位計による津波高さ ※2：地殻変動により敷地が1m沈降</p> <p>平成23年3月の東北地方太平洋沖地震(以下『3.11地震』)による津波では敷地においてO.P.約13mの津波を観測したが、敷地を越えず安全性を確保することができた。 ・3.11地震を踏まえた緊急安全対策として、セメント改良土による防潮堤(O.P.+17.0m)を設置。 ・3.11地震の復旧対策と並行して、3.11地震による知見を踏まえた新たな津波対策のための検討に着手。 ・3.11地震による緊急安全対策としての防潮堤(O.P.+17m)の現在の取扱いについては、補足説明資料5に示す。</p>	<p>・鋼管杭の横抵抗で波力に抵抗する構造。</p>	<p>・上部工前面の波力を低減するために、セメント改良土と杭の間に背面補強工を追加。 ・杭の突出長を短くし、杭の断面力を小さくするために、敷地側にも背面補強工による地盤のかさ上げを追加。 ・また、背面補強工は洗掘、ポイリング対策にも配慮。</p>	<p>・敷地の制約上、背面補強工によるかさ上げを十分に幅広く実施することができないため、鉛直方向に改良地盤を追加することで、背面補強工と改良地盤による仮懸ケーソンとして波力に抵抗する構造。 ・長杭(岩管杭)により支持する頂部はりにより、入力津波を超える高さの津波に対して、敷地への越波流量等の低減を図る配慮。 ・背面補強工は洗掘やポイリング対策にも配慮しており、その直下の改良地盤はポイリング対策にも配慮。 ・セメント改良土は洗掘防止と、浸水に対する緩止めの効果が期待可能。</p>
<p>防潮堤高さO.P.+17.0m</p>	<p>防潮堤高さO.P.+20数m</p> <p>盛土堤防では既存設備と干渉することから、鋼管式鉛直壁の設計を開始</p>	<p>防潮堤高さO.P.約+29m</p> <p>津波に対する裕度確保のため、防潮堤高さを上げ背面補強を追加</p>	<p>防潮堤高さO.P.+29m</p> <p>防潮堤高さO.P.+29m</p> <p>成立可能な最高高さを目指した防潮堤を設置するため、地盤改良を追加</p>
<p>H23～24年度 防潮堤の高さをなるべく高くするという観点で検討を開始。検討用地震力としては安全確認用地震動(580gal)に3.11地震及びM4.7地震の影響を考慮していたが、津波波力が支配的であり、津波波力に対する検討を先行していた。</p>			

図 9.4-1(1) 女川防潮堤における構造設計の経緯(1/2)

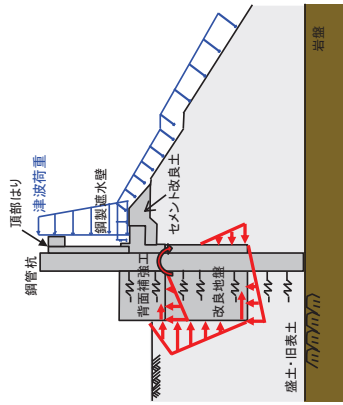
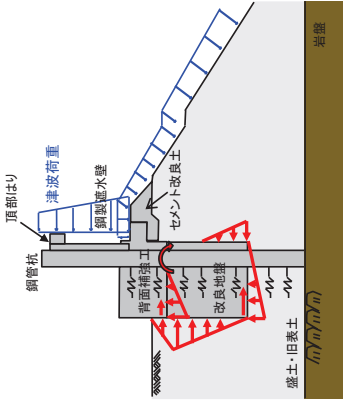
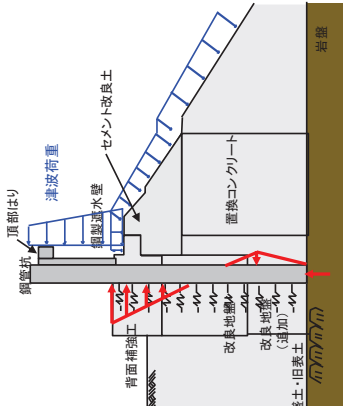
⑤設計の確定と工事着手	⑥新規制基準 施行	⑦新規制基準適合性審査の申請	⑧沈下対策の追加
 <p style="text-align: center;">〔構造確定(④と同じ)〕</p> <p>・防潮堤構造の社内設計を確定し、H25.5.14に防潮堤かさ上げ工事のプレス発表を行い、工事に着手。</p>	<p style="text-align: center;">—</p>	 <p>・新規制基準への適合性の社内評価をしたうえで、H25.12.27に「女川12号炉 設置変更許可申請、工事計画認可申請」。</p>	 <p>・H30.2.13審査会合において沈下対策の実施について方針説明。 ・直下の盛土・旧表土を地盤改良することの目的・理由と期待される効果を整理(補足説明資料8)。</p>
<p>防潮堤高さO.P.+29m</p>	<p style="text-align: center;">—</p>	<p>防潮堤高さO.P.+29m</p>	<p>防潮堤高さO.P.+29m</p>
<p>設計確定にあわせて工事開始の準備を行いいプレス発表</p> <p>H25.4 ~ H25.5 津波の最大遡上範囲をO.P.約+23mと評価し、自主的な対策として防潮堤高さをO.P.+29mとした。検討用地震力としては、これまで同様、安全確認用地震動(580gal)に3.11地震及び4.7地震の影響を考慮。</p>	<p>H25.7.8 新規制基準施行</p> <p>H25.7</p>	<p>設置許可申請後にも先行プランの審査における知見、女川12号炉の審査進捗状況を詳細設計に反映し、施工</p> <p>H25.12 ~ H30.1 申請時の基準地震動(Ss-1, Ss-2)により耐震性の確認を実施。その後、追加・変更された基準地震動に対し随時耐震性の確認を実施。その間、設計のクライテリアは変更していない。</p>	<p>直下の盛土・旧表土を地盤改良することにより、沈下に伴い検討が必要となっていた損傷モードを簡略化あるいは省略併せて、施設として定義する範囲を見直し</p> <p>H30.2~現在</p>

図 9.4-1(2) 女川防潮堤における構造設計の経緯(2/2)



## 10. 漂流物防護工の構造及び施工方法について

### 10.1 目的

女川原子力発電所の防潮堤のうち漂流物防護工の施工（以下「本工事」という。）にあたり，施工する構造物が技術基準等に適合した材料及び構造を有するように施工管理を行うために，管理方法の大綱を示したものである。

### 10.2 準拠事項

施工及び施工管理は，本要領書によるほか下記の基準等に準じて行う。

- (1) 日本産業規格（以下「JIS」という。）
- (2) 道路橋示方書・同解説

### 10.3 漂流物防護工の種類及び品質

本工事の防護工及び架台は，JISに適合するものとする。防護工及び架台の品質はJISに要求される所要の性能を有するものとする。

## 10.4 施工方法について

### 10.4.1 施工フロー

漂流物防護工の施工フローを図 10.4-1 に、施工ステップ図を図 10.4-2 に示す。

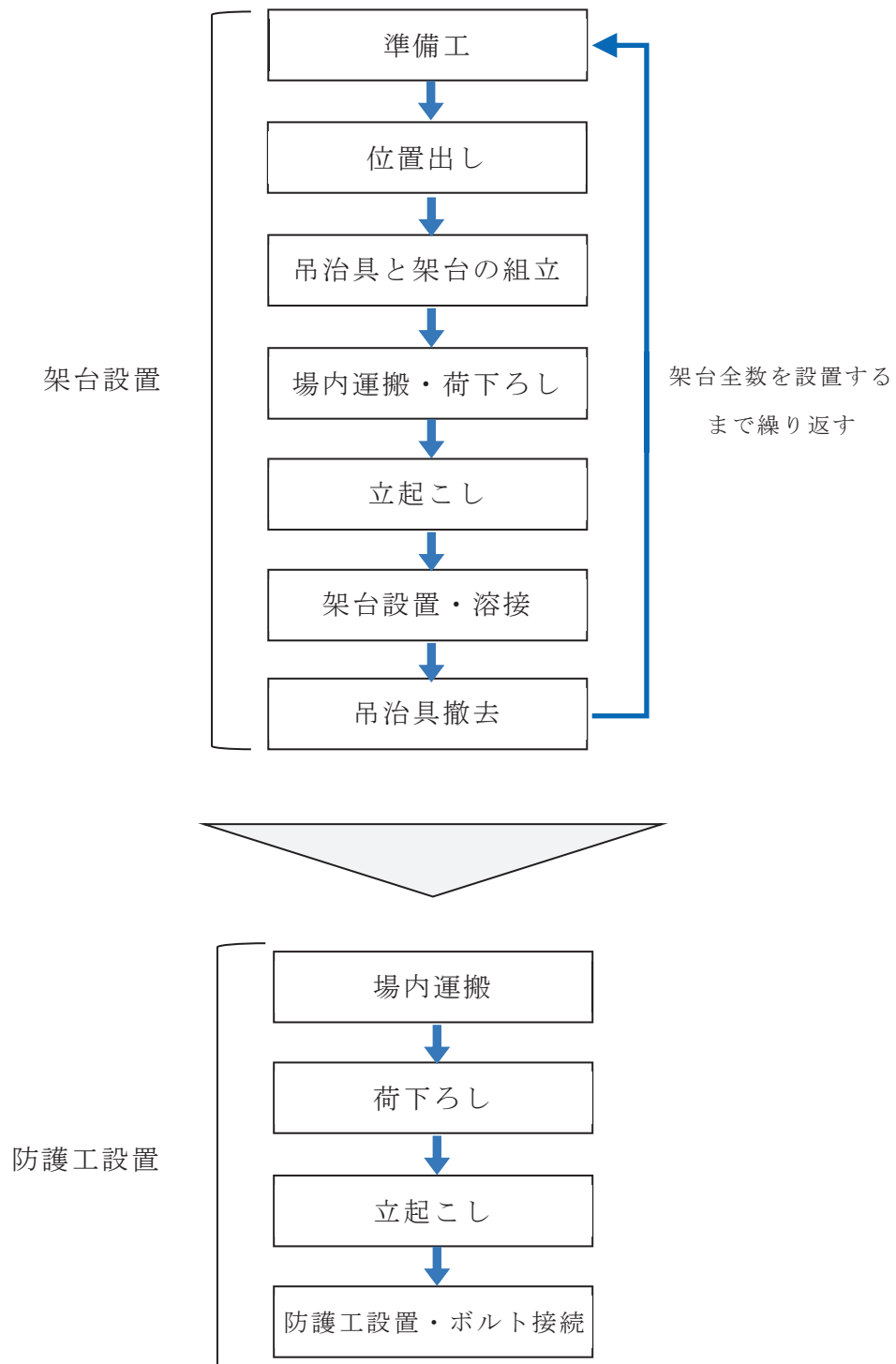
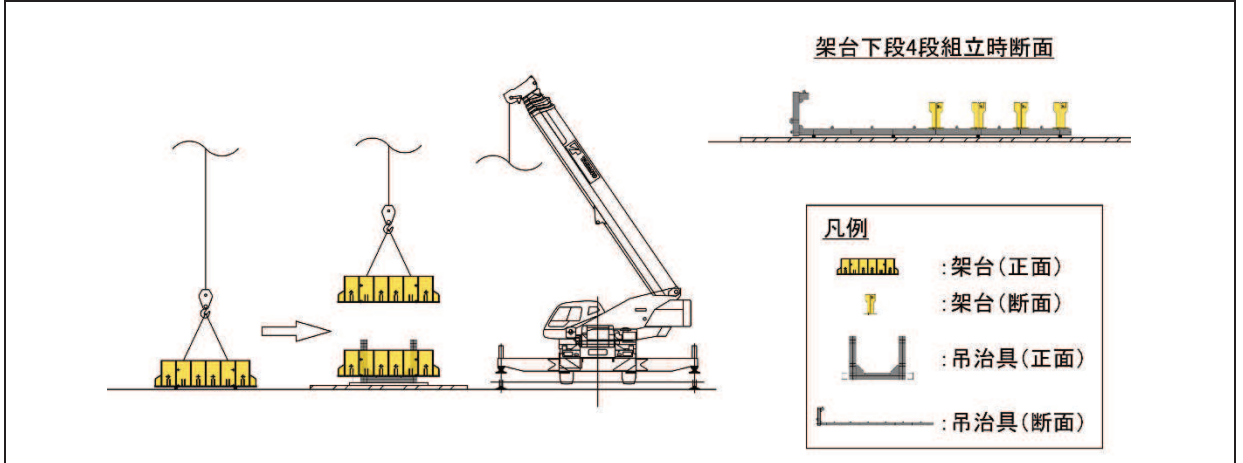
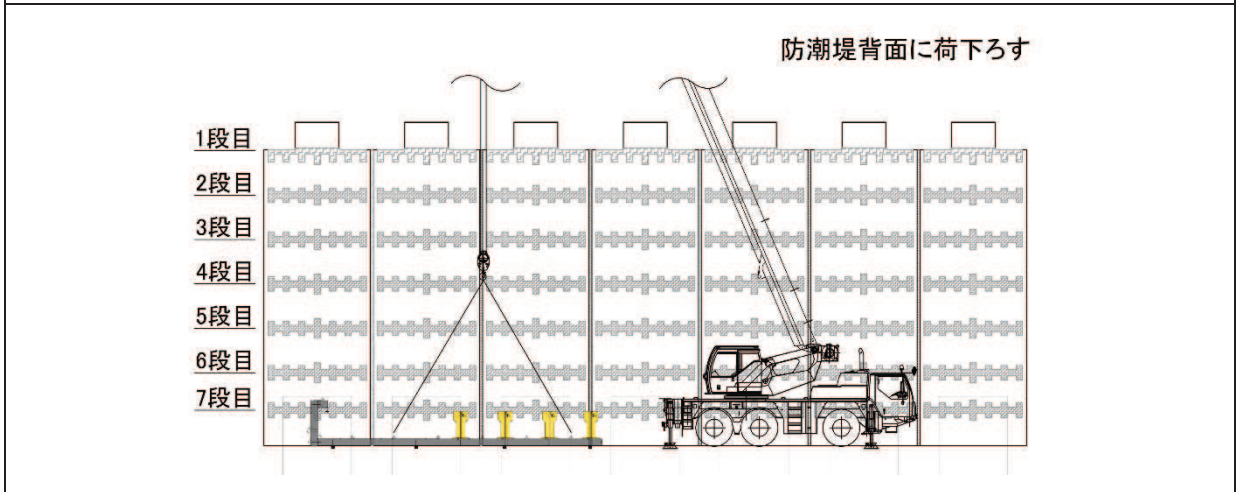


図 10.4-1 漂流物防護工の施工フロー

吊治具・架台組立



場内運搬・荷下ろし(架台)



立起こし(架台)

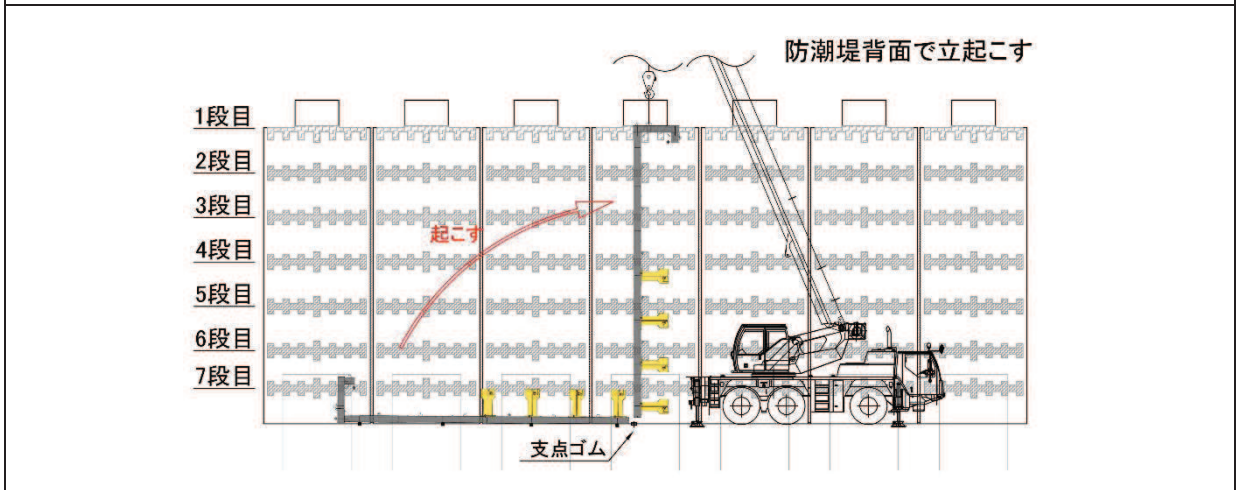
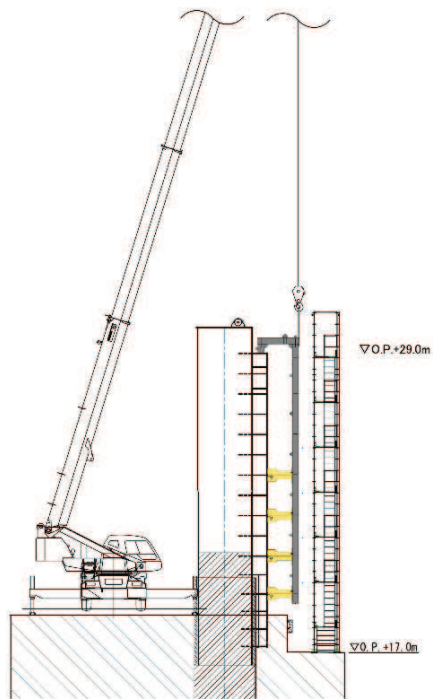


図 10.4-2 施工ステップ図 (1/3)

下 4 段設置



上 3 段設置

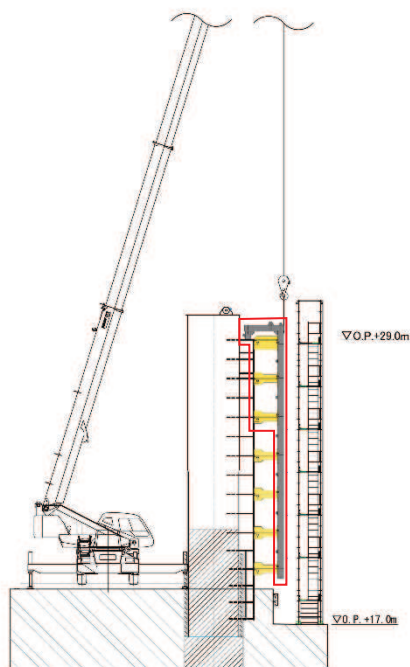
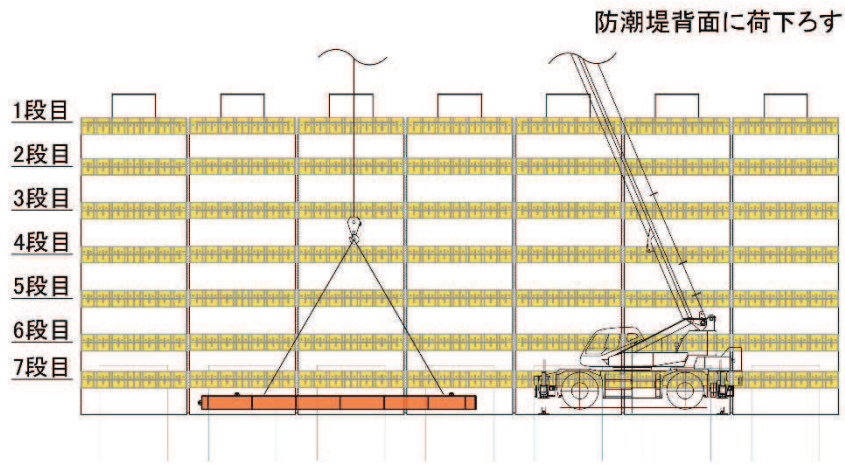
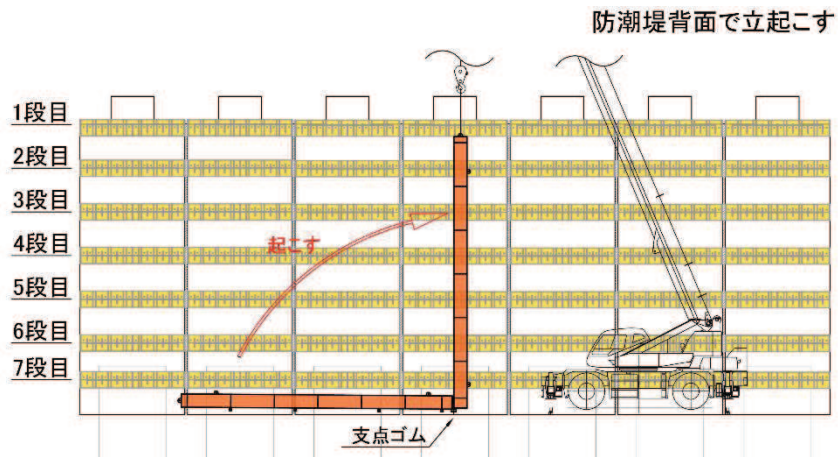


図 10.4-2 施工ステップ図 (2/3)

場内運搬・荷下ろし（防護工）



立起こし（防護工）



防護工設置

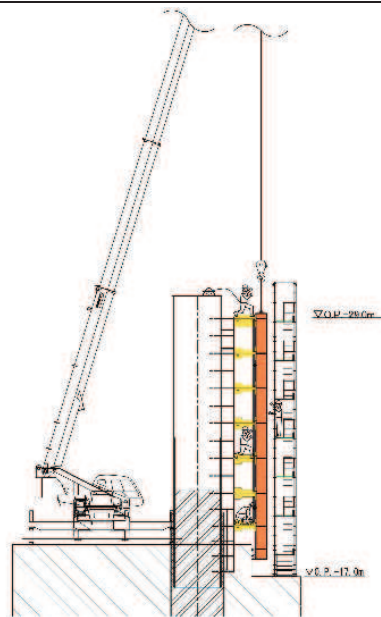


図 10.4-2 施工ステップ図 (3/3)

## 10.4.2 架台設置

### (1) 準備工

架台設置の準備工として、鋼製遮水壁のスキンプレートにおける架台溶接箇所  
の塗装除去を行う。塗装の除去範囲については、鋼製遮水壁と架台を溶接する箇  
所から 100mm の範囲とする。

図 10.4-3 に塗装除去範囲のイメージを示す。

なお、塗装除去後は、架台を鋼製遮水壁に仮固定させるために用いるエレクト  
ションピース（仮止め用プレート）を鋼製遮水壁前面に溶接にて取付ける。



図 10.4-3 鋼製遮水壁の塗装除去範囲のイメージ

(2) 位置出し工

架台設置位置の位置出しを行う。

架台を設置する鋼製遮水壁の位置は、鋼製遮水壁内の水平リブの位置と合わせる必要があることから、鋼製遮水壁製作図より水平リブの位置を確認し、鋼製遮水壁に罫書きする。

リブについては、鋼製遮水壁内にあり、外部からは目視による確認ができないため、超音波式板厚測定機を用いて鋼製遮水壁の海側スキンプレートの板厚測定を行い、罫書き位置と水平リブの位置が整合していることを確認する。

鋼製遮水壁内の水平リブについては、すみ肉溶接により鋼製遮水壁のスキンプレートと接続されている。そのため、水平リブの想定位置を境にスキンプレートの板厚測定を連続的に行い、水平リブの設置位置を確認する。具体的には、すみ肉溶接の影響を受けない箇所（すみ肉溶接部よりも外側及び水平リブ中央位置）については、スキンプレート板厚相当の測定結果（スキンプレート板厚：25mm）となり、すみ肉溶接部を測定した場合には測定不可能となるため、水平リブの位置を確認することが可能となる。

板厚測定イメージを図 10.4-4 に示す。

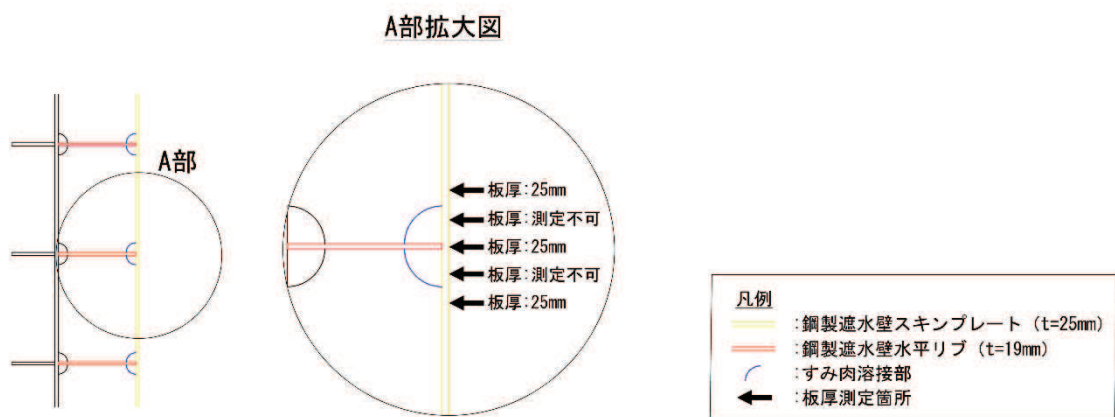


図 10.4-4 板厚測定イメージ図

### (3) 吊治具組立

架台の設置には、運搬・定規材としての機能を兼ねた吊治具を使用する。架台組立ヤードで架台を吊治具の所定位置にボルトで固定する。吊治具に固定できる架台は、クレーン能力の都合上、最大で4段となる。

なお、架台にはエレクションピースが取り付けられており、鋼製遮水壁側のエレクションピースと接続（ボルト固定）し、本溶接前の仮固定として用いる。



吊治具（最上段）

吊治具と架台の固定状況（最上段）

写真 10.4-1 吊治具写真

### (4) 場内運搬・荷下ろし

架台組立ヤードにおいて、架台を固定した吊治具をトラックに積込後、架台を設置する現地まで運搬する。なお、作業スペースの関係から、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部は鋼製遮水壁の前面（海側）、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部は鋼製遮水壁の背面（敷地側）まで運搬する。

運搬後は、現地に配置したオールテレーンクレーンを使用し、トラックより荷下ろしする。

### (5) 立起こし

吊治具の頂部に玉掛けし、クレーンの奥側から手前側に吊治具を垂直に近い状態まで立起こす。立起こしの支点にはゴム板を設置し、吊治具の滑動防止を図る。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部で施工する際には、立起こし完了後に吊治具を立てた状態で、吊治具に昇降タラップを設置する。また、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部で施工する際には、鋼製遮水壁前面に足場を設置（漂流物防護工を設置するための空間を確保）し、昇降設備として使用する。



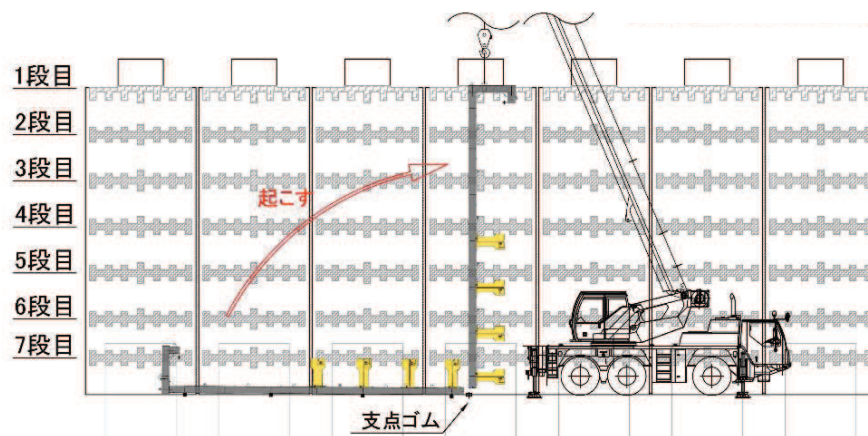


図 10.4-5 架台と吊治具の立起こしイメージ



写真 10.4-2 吊治具の立起こし状況

(岩盤部の設置状況であるため、吊治具手前側に昇降タラップを設置している)

#### (6) 架台設置・溶接

架台を鋼製遮水壁に設置する。架台と固定された吊治具の頂部先端部を鋼製遮水壁天端に載せ、架台のエレクションピースと鋼製遮水壁のエレクションピースを合わせてボルト固定する。なお、吊治具及びエレクションピースに遊間を設けていることから、架台と鋼製遮水壁の位置調整が現場にて可能となっている。

その後、鋼製遮水壁天端に取付けられた吊りピースと吊治具の吊ピースをレバーブロックで固定する。

鋼製遮水壁への吊治具及び架台の仮固定が完了した後に、各架台を鋼製遮水壁に本溶接する。溶接は架台の上面から半自動溶接機を使用し、溶接ワイヤーについては架台耐力に合わせたものを使用する。

架台の本溶接後は、溶接個所の外観検査及び浸透探傷試験を行い、有害な欠陥が無いことを確認する。

また、出来形管理においては、設置した架台の鉛直方向位置について、設計位置からの差分を測定する。

鋼製遮水壁のスキンプレートは板厚が 25mm と厚いことから、設置した架台の中心位置が鋼製遮水壁内の水平リブの板厚範囲内に収まる規格値を設けることで、漂流物防護工に作用した荷重が鋼製遮水壁の水平リブへと伝達される。

具体的には、鋼製遮水壁内の水平リブの板厚が 19mm で架台の板厚は 28mm であること及び鋼製遮水壁内の水平リブの位置確認時における板厚測定の誤差として ±1mm を考慮して、架台設置位置（鉛直方向）の差分を ±8mm 以内（ $8=28-19-1$ ）で管理する。

なお、架台を鋼製遮水壁に溶接する際には、溶接入熱による母材への影響を考慮し「道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編」（H24 年 3 月）に記された溶接入熱の制限値に収まるよう、溶接時の電流、電圧及び溶接速度を管理する。鋼製遮水壁のスキンプレートは SM570 及び SM490Y であり、本工事で設置する架台については 490Y を使用していることから、入熱量が 7,000J/mm 以下になるように作業する（表 10.4-1 参照）。

#### 【入熱量計算例】

$$\text{入熱量 } Q \text{ (J/mm)} = \text{電圧 (A)} \times \text{電圧 (V)} \times 60 / \text{溶接速度 (mm/min)}$$

表 10.4-1 最大溶接入熱（道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編 [H24.3] による）

鋼種	溶接入熱 Q (J/mm)
SM490Y	$Q \leq 10000$
SM570	$Q \leq 7000$

#### (7) 吊治具撤去

架台の溶接完了後に吊治具の撤去を行う。吊治具に玉掛けした後に鋼製遮水壁天端と吊治具を固定しているレバーブロックを撤去し、次に架台のエレクションピースと鋼製遮水壁のエレクションピースを固定しているボルトを取り外して吊治具を撤去する。なお、吊治具は、次の架台設置に使用するため、トラックに積み込み、架台組立ヤードまで運搬する。

この一連作業を全設置箇所を繰り返すことで、架台設置を行う。

(8) 使用機械一覧

架台設置に使用する主な機械の一覧を表 10.4-2 に示す。

表 10.4-2 架台設置に使用する主な機械一覧

機械種別	規格	数量	摘要
ラフタークレーン	50 t 級	1 台	荷下ろし, 地組
オールテレーンクレーン	80t 級	1 台	架台設置
大型トラック	15 t 積平車	1 台	運搬
クローラークレーン	4.9 t 級	1 台	タラップ設置
半自動溶接機	300~500A	8 台	架台溶接

### 10.4.3 防護工設置

#### (1) 場内運搬・荷下ろし

防護工受入れヤードからトラックに防護工を積込後，防護工を設置する現地まで運搬する。なお，作業スペースの関係から，防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部は鋼製遮水壁の前面（海側），防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部は鋼製遮水壁の背面（敷地側）まで運搬する。

現地に配置したラフタークレーンを使用し，トラックより荷下ろしする。防護工は1本ずつ荷下ろしを行う。

#### (2) 立起こし

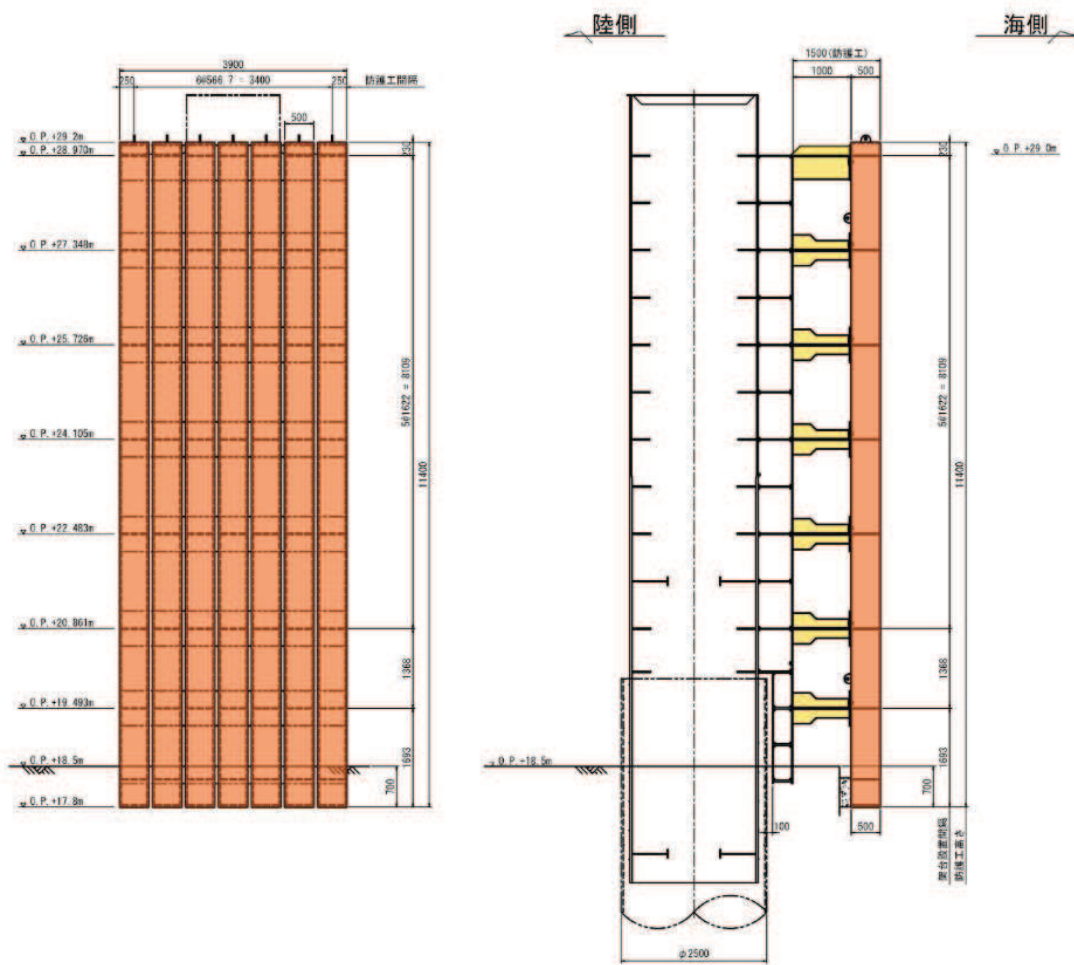
防護工の頂部に玉掛けし，クレーンの奥側から手前側に防護工を垂直に近い状態まで立起こす。立起こしの支点にはゴム板を設置し，防護工の滑動防止を図る。

#### (3) 防護工設置・ボルト接続

防護工を架台に設置する。防護工は，クレーンから吊り上げた状態で架台とのボルト固定孔に位置合わせし，架台上に配置した作業員によりボルト接続する。

なお，ボルト接続時はトルク管理を行う。

防護工設置イメージを図 10.4-6 に示す。



(正面図)

(断面図)

図 10.4-6 防護工設置イメージ図

## 10.5 漂流物防護工維持管理方針の検討

漂流物防護工の維持管理は、変形の発生、部材の腐食・進行を把握し、定めた性能目標を満足することを確認するため、定期的な目視点検等を行う。

防護工の海側については、高所作業車等を使用し目視点検を行うこととし、架台及び防護工の敷地側については、容易に外部から目視することができないため、漂流物防護工の内部（上下の架台で囲まれた空間\*）から目視点検を行う計画としている。なお、漂流物防護工の内部へのアクセスは図 10.5-1 に示す隣り合う架台間の開口部から行うことが可能である。

鋼製遮水壁と防護工の間（架台が設置されている範囲）において、点検者が移動可能な範囲を図 10.5-1、10.5-2 に示す。

注記\*：本工事において、防護工を架台にボルト固定する際の作業空間。

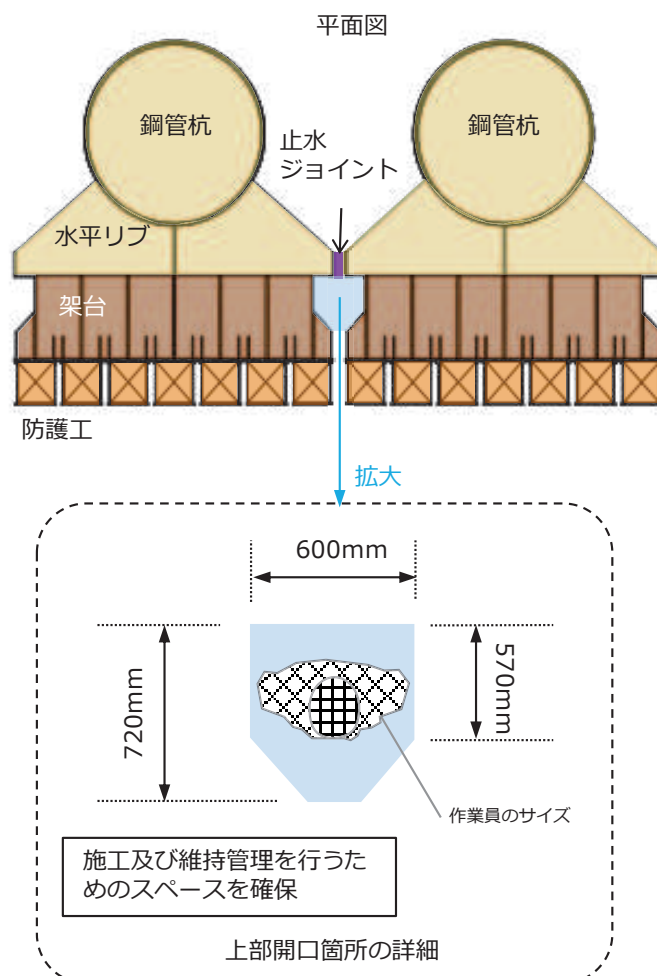


図 10.5-1 漂流物防護工維持管理時 上部開口

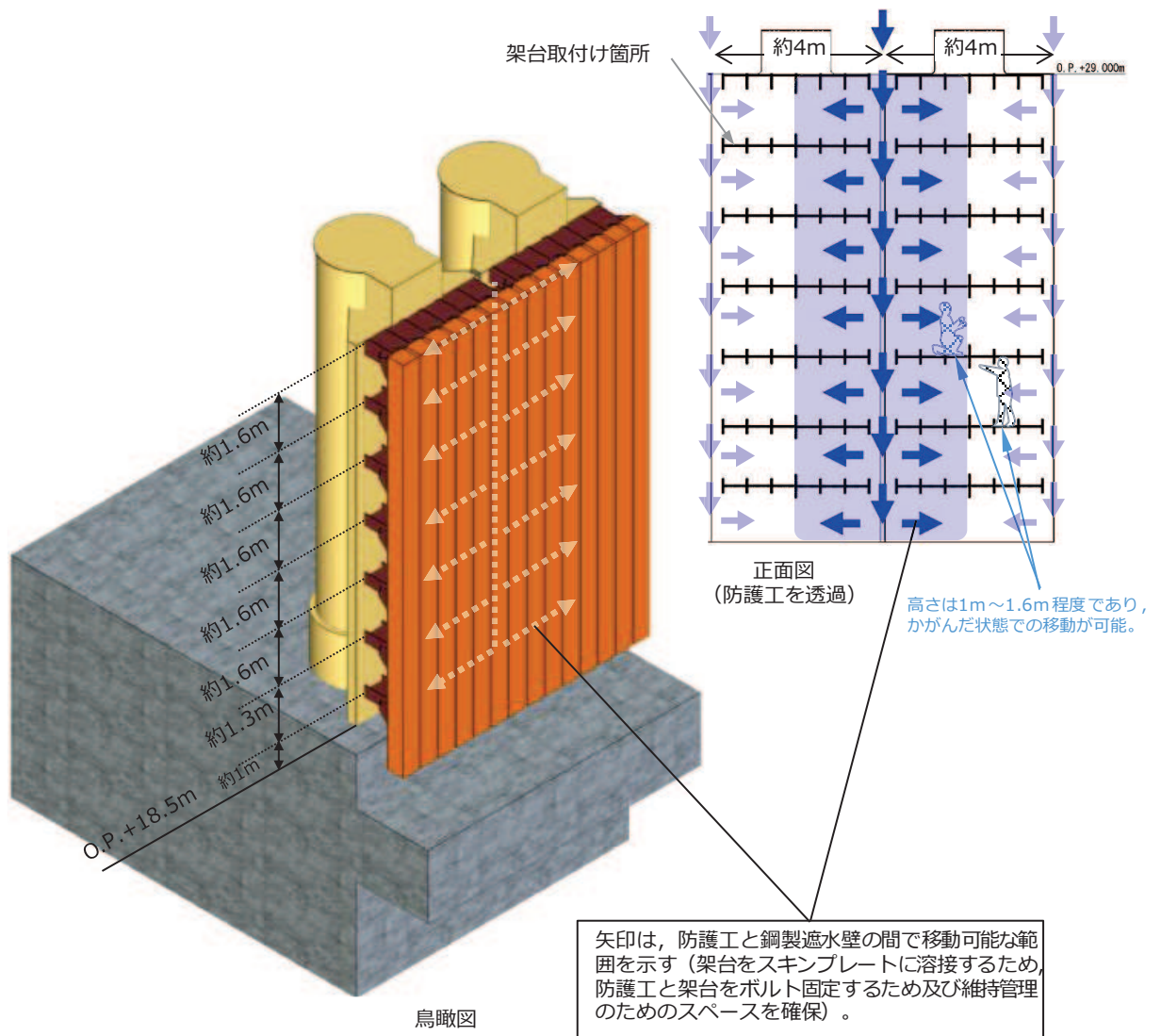


図 10.5-2 漂流物防護工維持管理時 移動ルート（鳥瞰図及び正面図）

11. 鋼管杭の上杭と下杭の接合部の構造及び施工方法について

11.1 鋼管杭の上杭と下杭の接合部の構造

鋼管杭の上杭と下杭の接合部の構造を図 11.1-1 に示す。接合部はコンクリートを充填した下杭内に上杭を差し込み、上杭と下杭の間をコンクリート充填し一体化する構造である。

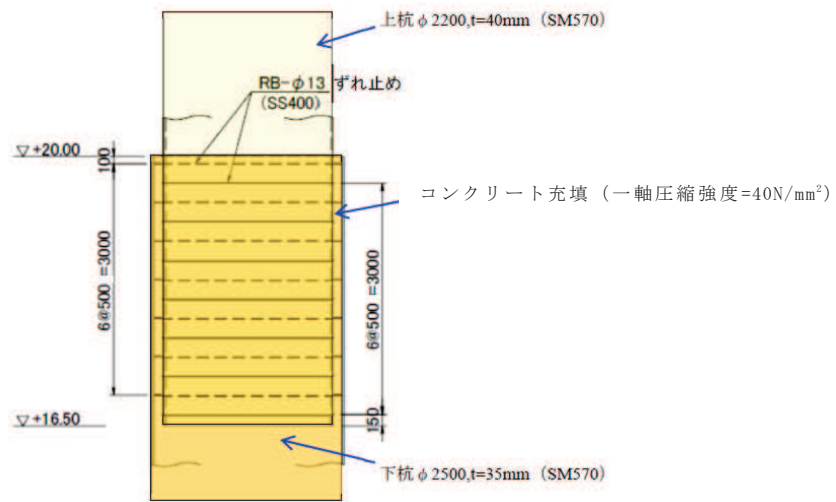


図 11.1-1 上杭と下杭の接合部の構造

11.2 鋼管杭の上杭と下杭の接合部の施工方法

鋼管杭の上杭と下杭の接合部の施工手順を図 11.2-1 に示す。

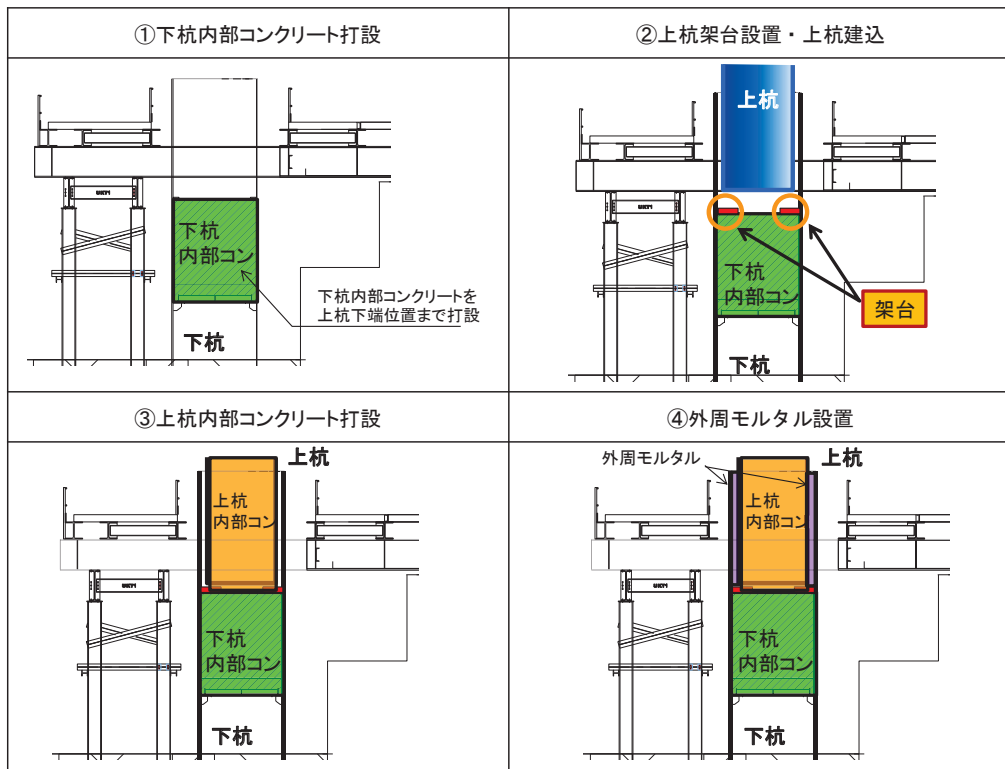


図 11.2-1 鋼管杭の上杭と下杭の接合部の施工手順



## 12. すべり線設定の考え方について

### 12.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）

背面補強工，置換コンクリート，改良地盤及びセメント改良土のすべり安全率を算定するための，想定すべり線の考え方を以下に示す。また，評価対象断面（断面②）の地質図及び想定すべり線のイメージを図 12-1 及び図 12-2 に示す。

- ・ 部位毎に端点を設定し，端点を基点として $\pm 5^\circ$  間隔ですべり線を設定する。
- ・ 端点は網羅的かつ要素の応力状態を考慮し設定する。
- ・ 隣接地盤に大きな剛性差が生じる箇所には端点を設定する。
- ・ 背面補強工，改良地盤及び置換コンクリートは止水性を期待するため，防潮堤横断方向に貫通するすべり線を設定する。
- ・ 横抵抗のみを期待するセメント改良土は，海側方向へのすべり線を設定する。

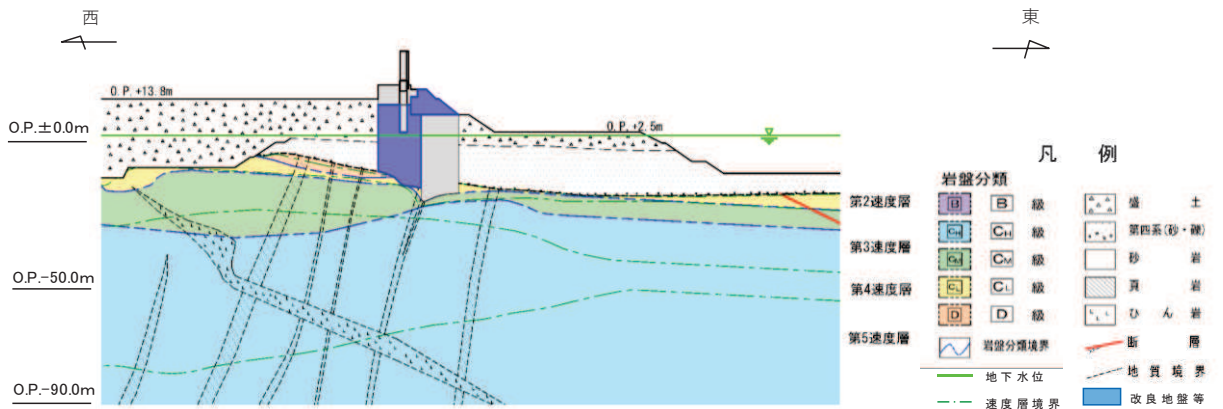


図 12-1 評価対象断面（断面②）

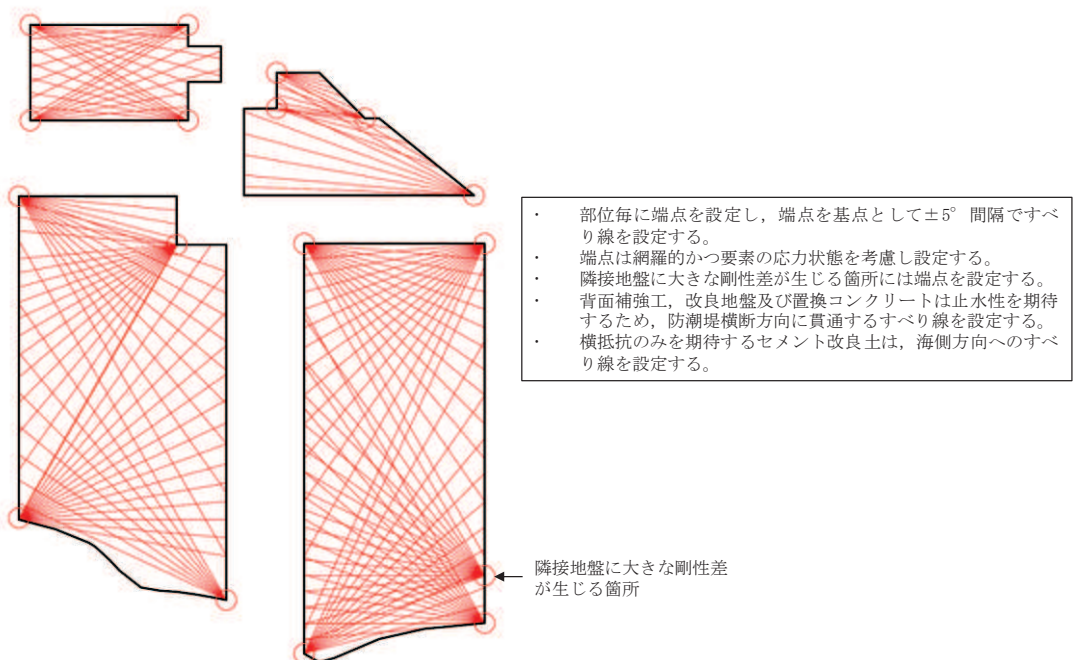


図 12-2 想定すべり線のイメージ（防潮堤（鋼管式鉛直壁），断面②）

## 12.2 防潮堤（盛土堤防）

セメント改良土，置換コンクリート及び改良地盤のすべり安全率を算定するための，想定すべり線の考え方を以下に示す。また，評価対象断面（断面①）の地質図及び想定すべり線のイメージを図 12-3 及び図 12-4 に示す。

- ・ 部位毎に端点を設定し，端点を基点として $\pm 5^\circ$  間隔ですべり線を設定する。
- ・ 端点は網羅的かつ要素の応力状態を考慮し設定する。
- ・ 隣接地盤に大きな剛性差が生じる箇所には端点を設定する。
- ・ セメント改良土，改良地盤及び置換コンクリートは止水性を期待するため，防潮堤横断方向に貫通するすべり線を設定する。
- ・ また，セメント改良土は，上方に抜けるすべり線も想定されることから上方に抜けるすべり線を設定する。

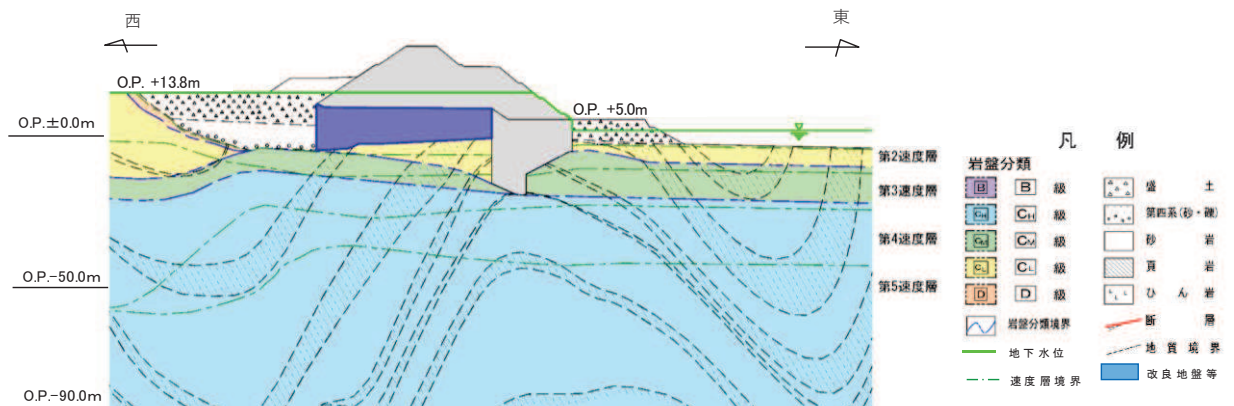


図 12-3 評価対象断面図（断面①）

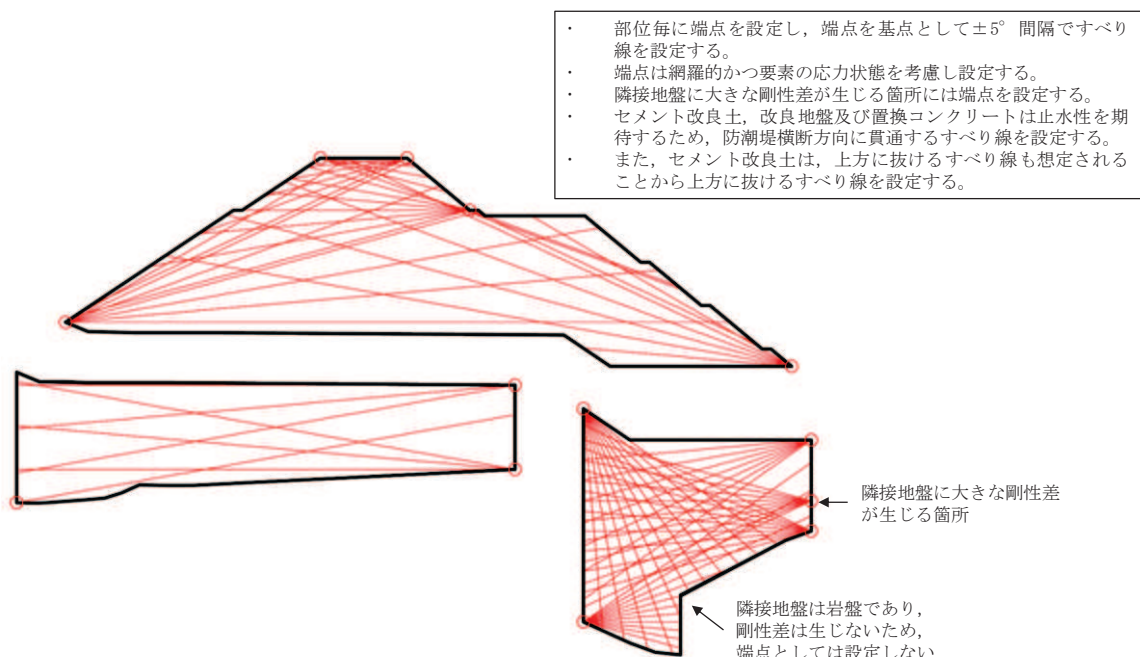


図 12-4 想定すべり線のイメージ（防潮堤（盛土堤防））

### 13. 鋼管杭下方のMMR置換について

#### 13.1 概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）における鋼管杭については、十分な支持力を有する地盤に支持する方針であり、短杭は改良地盤に、長杭は岩盤に支持することとしている。

また、長杭については、図 13.1-1 及び図 13.1-2 の防潮堤（鋼管式鉛直壁）断面①を例に示すとおり、 $C_M$ 級以上の岩盤に支持することとし、 $D$ 級岩盤及び $C_L$ 岩盤は MMR に置換する。

本資料においては、鋼管杭下方の $C_L$ 級岩盤部における、MMR 置換の設計への考慮事項、施工方法及び品質管理について示す。

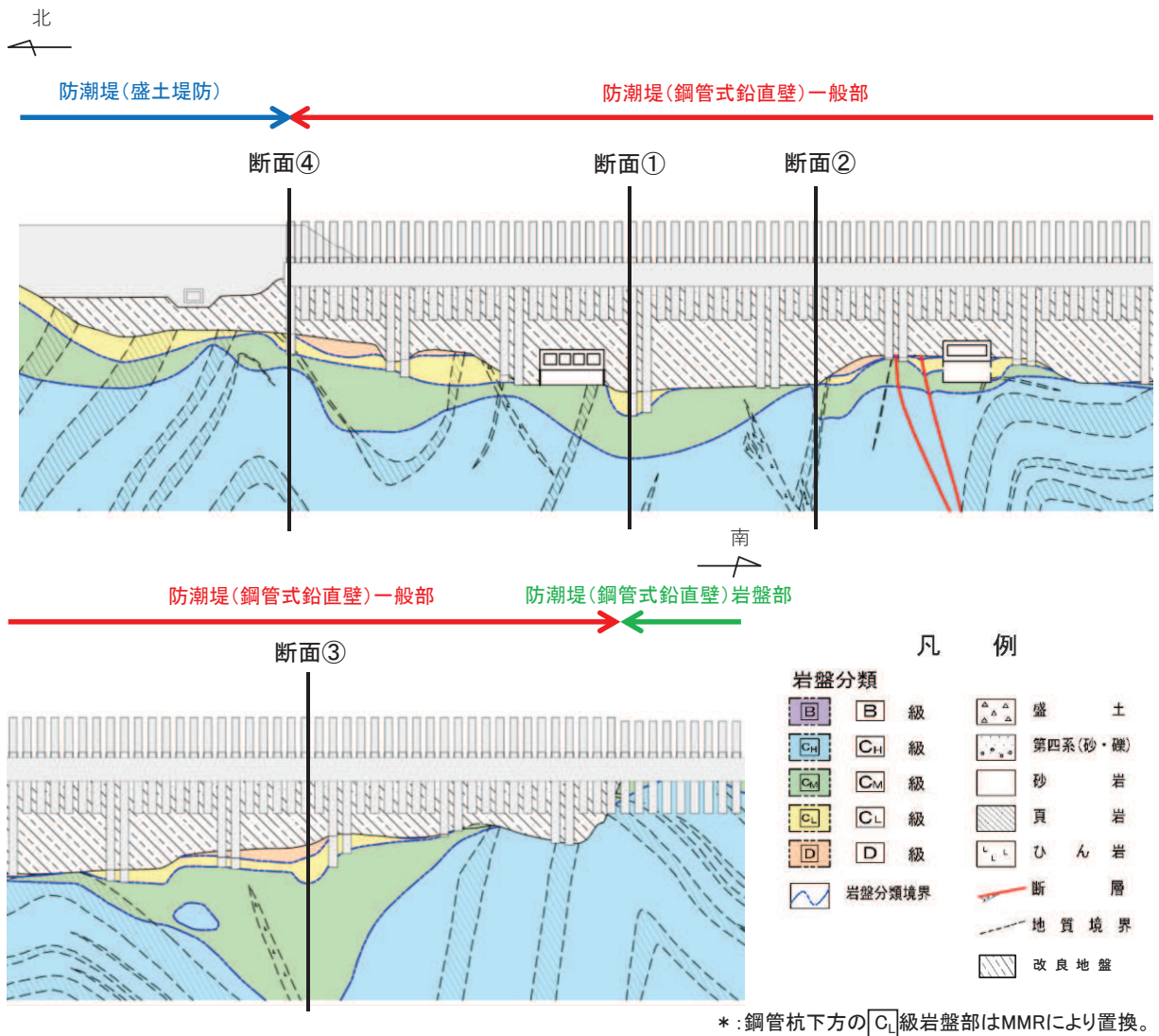


図 13.1-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部 評価対象断面縦断図

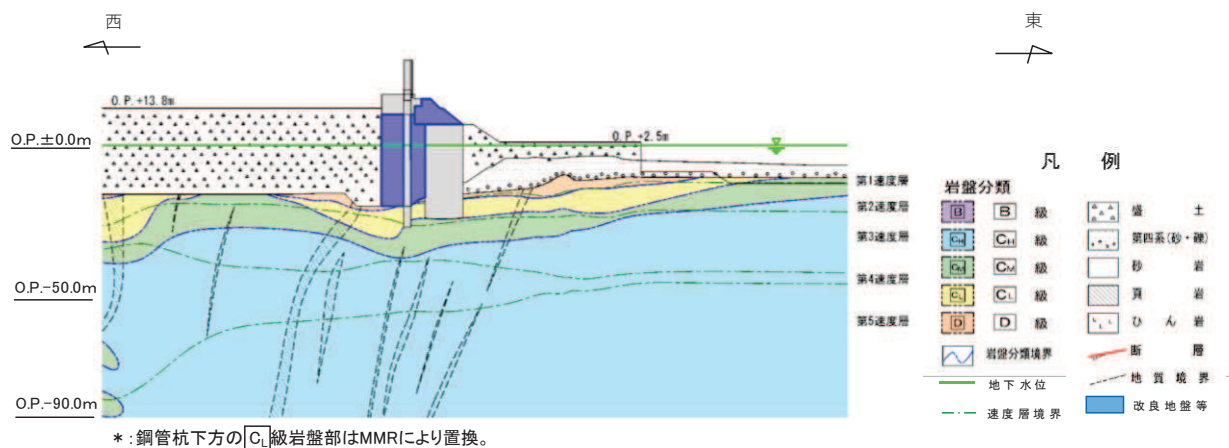


図 13.1-2 評価対象断面（断面①）

### 13.2 設計上の考慮事項

鋼管杭下方の MMR については、 $C_M$  級岩盤の極限支持力よりも大きな強度を確保することで、 $C_M$  級岩盤へ確実に荷重を伝達する。

表 13.2-1 に鋼管杭下方の MMR の強度（一軸圧縮強度）と  $C_M$  級岩盤の極限支持力の関係を示す。

表 13.2-1 MMR の強度と岩盤の極限支持力の関係

分類	MMR の強度 (一軸圧縮強度)	極限支持力 ( $C_M$ 級岩盤)
孤崎部層	27 N/mm <sup>2</sup>	13.7 N/mm <sup>2</sup>
牧の浜部層		11.4 N/mm <sup>2</sup>

また、鋼管杭杭先端については、 $C_L$  級岩盤上面位置（MMR 上面）とすることを基本とするものの、不陸や鋼管杭の施工上の誤差により、 $C_L$  級岩盤内に多少根入れし岩盤の拘束（せん断抵抗）の影響を受ける可能性は否定できないが、図 13.1-2 に示すとおり、鋼管杭周辺を地盤改良し、前面に置換コンクリートを設置することで、鋼管杭先端付近の変形量は無視しうるほど抑えられる。

よって、不陸や鋼管杭の施工上の誤差が生じたとしても設計上は問題ないものと考えられる。

### 13.3 施工方法及び品質管理

鋼管杭の施工は、オールケーシング工法によるプレボーリング工法を用いることとしており、以下の方法により施工品質を確保している。

オールケーシング工法は、ケーシングチューブを円周回転させながら油圧ジャッキで圧入し、ファーストチューブ先端に取り付けた超硬ビットにより切削しケーシングチューブ内掘削土をハンマーグラブで排土する工法である。

よって、所定の深度まで掘削後、孔底に残留した掘削ズリの処理を行った上で MMR の打設を行い、鋼管杭を設置する。深度の確認は、掘削位置における岩盤性状を、ケーシングチューブ先端から採取された岩ズリにより直接確認することで行う。

岩級の確認は、女川原子力発電所における岩盤の分布については、これまでの調査（ボーリング調査、建設時の目視確認等）により精度よく得られているが、採取されたズリに対して、形状・割れ目間隔や風化度に応じて判定する。なお、MMR は着岩判定後、支持岩盤の不陸を考慮し、全周を確実に岩盤支持させるため、更に 0.5m 程度掘削して構築する。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）における鋼管杭の施工時の写真を図 13.3-1 に、岩盤確認状況を図 13.3-2 に、参照する岩級区分基準を表 13.3-1 に示す。



図 13.3-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼管杭施工写真



(岩ズリの外観目視・ハンマー打音から風化度を判定。併せて、近傍のボーリングコアと岩相等を対比している。)



採取された岩ズリの例

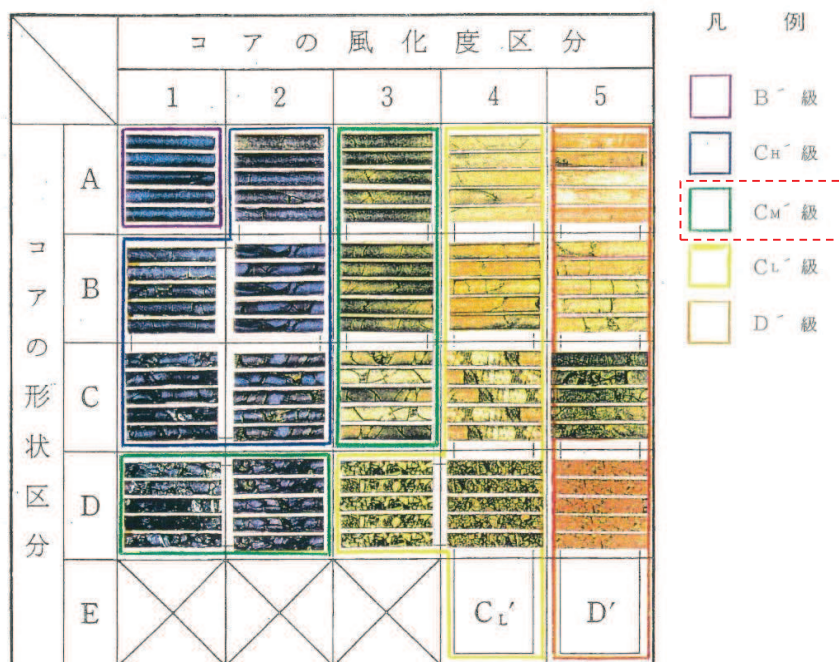
(C<sub>M</sub>級着岩位置付近で採取される岩ズリの例。掘削による衝撃の履歴を受けているが、C<sub>M</sub>級岩盤の割れ目間隔の目安(主として3~10cm程度)に対して十分大きい。)

図 13.3-2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）における鋼管杭施工時の岩盤確認状況

表 13.3-1 参照する岩級区分基準

区分	特徴	
	砂岩 及び ひん岩	頁 岩
B”級	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 全体的に新鮮で、暗灰色～暗青灰色を呈する。</li> <li>• 割れ目間隔20cm程度以上である。</li> <li>• ハンマーの強打で割れ、澄んだ金属音を発する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 全体的に新鮮で、黒～暗灰色を呈する。</li> <li>• 割れ目間隔20cm程度以上である。</li> <li>• ハンマーの強打で割れ、澄んだ金属音を発する。</li> </ul>
C <sub>H</sub> ”級	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 全体的にわずかに風化をうけ、暗灰～黄灰褐色を呈する。岩芯が新鮮な青灰色部を含む。長石類が黄褐色に風化汚染されている。</li> <li>• 割れ目間隔は、主として5～20cm程度である。</li> <li>• ハンマーの強打で割れ、やや濁った金属音を発する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 割れ目沿いにわずかに風化汚染をうけ、黒～暗灰色を呈する。砂質ラミナにわずかに褐色汚染が認められることがある。岩片角はナイフで削れる。</li> <li>• 割れ目間隔は主として5～20cm程度である。</li> <li>• ハンマーの強打～中打で割れ、やや濁った金属音を発する。</li> </ul>
C <sub>M</sub> ”級	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 全体的に風化をうけ、淡黄褐～黄褐色を呈する。指先の摩擦で粒子がほとんど分離しないものから、岩片を指圧で割れるものまでである。</li> <li>• 割れ目間隔は、主として3～10cm程度である。</li> <li>• ハンマーの中打で割れ、濁った音を発する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 風化による脱色化が認められ、割れ目沿いは褐色に風化し暗灰～褐灰色を呈する。岩片はナイフで容易に削れる。</li> <li>• 割れ目間隔は主として3～10cm程度である。</li> <li>• ハンマーの中～軽打で割れ目沿いに剥離する。濁った音を発する。</li> </ul>
C <sub>L</sub> ”級	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 全体的に強く風化をうけ、黄褐色～褐色を呈する。強い指圧で岩片をすりつぶすことができる。</li> <li>• 割れ目間隔は、主として3cm程度以下、又は破砕部沿いに認められる割れ目の密集部。</li> <li>• ハンマーの軽打で容易に岩片上となり、低い濁った音を発する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 全体的に強く風化をうけ、灰褐色、又は、脱色して灰白色を呈する。表面が爪で割れ、強い指圧で岩片状に割ることができる。</li> <li>• 割れ目間隔は主として3cm程度以下、又は、破砕部沿いに認められる割れ目の密集部。</li> <li>• ハンマーの軽打で容易に細片状となり、低い濁った音を発する。</li> </ul>
D”級	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 全体的に著しく風化し、黄灰色～黄褐色を呈する。指圧で容易に岩片をすりつぶすことができる。</li> <li>• 割れ目は不鮮明なものが多い。</li> <li>• ハンマーの軽打でくぼみを生じ、著しく低い濁った音を発する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 全体的に著しく風化し、脱色して灰白色を呈する。</li> <li>• 指圧で岩片をすりつぶすことができる。</li> <li>• ハンマーの軽打でくぼみを生じ、著しく低い濁った音を発する。</li> </ul>

(参考) ボーリングコアにおける岩級区分とコア写真の対応例



## 6.1.10 漂流物防護工の評価について

### 目 次

1. 概要	1
2. 漂流物による影響要因の整理	2
2.1 基準津波の特徴	2
2.2 漂流物による衝突荷重の主たる方向	3
2.3 各施設・設備の構造的特徴を踏まえた漂流物による影響確認方針	4
3. 漂流物防護工の構造選定及び役割	5
3.1 構造選定	5
3.2 詳細設計の方針	6
3.3 詳細設計の方針を踏まえた漂流物による影響確認方法	9
3.4 漂流物防護工を構成する各部材に期待する役割	10
4. 漂流物防護工の評価方法	11
4.1 評価部材及び損傷モードを踏まえた評価の考え方	11
4.2 評価方法	12
5. 許容限界	43
6. 評価結果	46
6.1 地震時	46
6.2 津波時	49
6.3 重畳時	50
6.4 漂流物防護工の偏心影響検討	53
7. 漂流物防護工の評価に関する補足	56
7.1 架台縦リブのスキンプレートへの影響について	56
7.2 防護工取付けボルトの津波時の評価について	67

(参考資料1) 漂流物防護工の構造選定の詳細



## 1. 概要

本資料は、詳細設計段階において防潮堤（鋼管式鉛直壁）に追加設置する漂流物防護工の設計にあたり考慮した事項について取り纏めたものである。

考慮事項の詳細及び設計方針を表 1-1 に示す。

表 1-1 漂流物防護工の設計における考慮事項及び設計方針

考慮事項の詳細	設計方針	該当する章
漂流物の影響要因を整理	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ 基準津波の特徴を踏まえ、漂流物による衝突荷重の主たる作用方向を海から敷地に向かう方向（寄せ波）として整理する。</li> <li>✓ 漂流物防護工の構造成立性においては、衝突荷重の作用位置が影響を及ぼすと考えられることから、想定される衝突荷重の作用位置を網羅的に整理する。</li> </ul>	2章
漂流物防護工の構造選定の考え方	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ 海から敷地に向かう衝突荷重に抵抗する構造の漂流物防護工を防潮堤及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の前面（海側）に設置することとし、発電所の運用上の観点、現状構造の活用の観点、施工実現性の観点等から構造を選定する。</li> <li>✓ 選定した構造に対して詳細設計の方針を設定するとともに、衝突荷重の作用位置を設定する。</li> </ul>	3.1～3.3章
構成する各部材に期待する役割	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ 漂流物の影響及び漂流物防護工の構造的特徴を踏まえ、漂流物防護工に作用する力の伝達を整理し、漂流物防護工の各部材に期待する役割を設定する。</li> </ul>	3.4章 4章
損傷モードを踏まえた評価の考え方	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ 漂流物防護工の各部材に期待する役割から、各部材の損傷モードを踏まえた評価の考え方の整理を行い、地震時、津波時及び余震重畳時において考慮する荷重を示す。</li> </ul>	5章 6章 7章
構造成立性	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ 以上を踏まえ、耐震及び強度評価を行い、漂流物防護工の構造が成立することを確認する。</li> </ul>	5章 6章 7章

## 2. 漂流物による影響要因の整理

### 2.1 基準津波の特徴

防潮堤前面には、図 2.1-1 に示すとおり、基準津波の第二波以降は到達しないため、漂流物による衝突荷重（以下「衝突荷重」という。）は基準津波の第一波において考慮する。

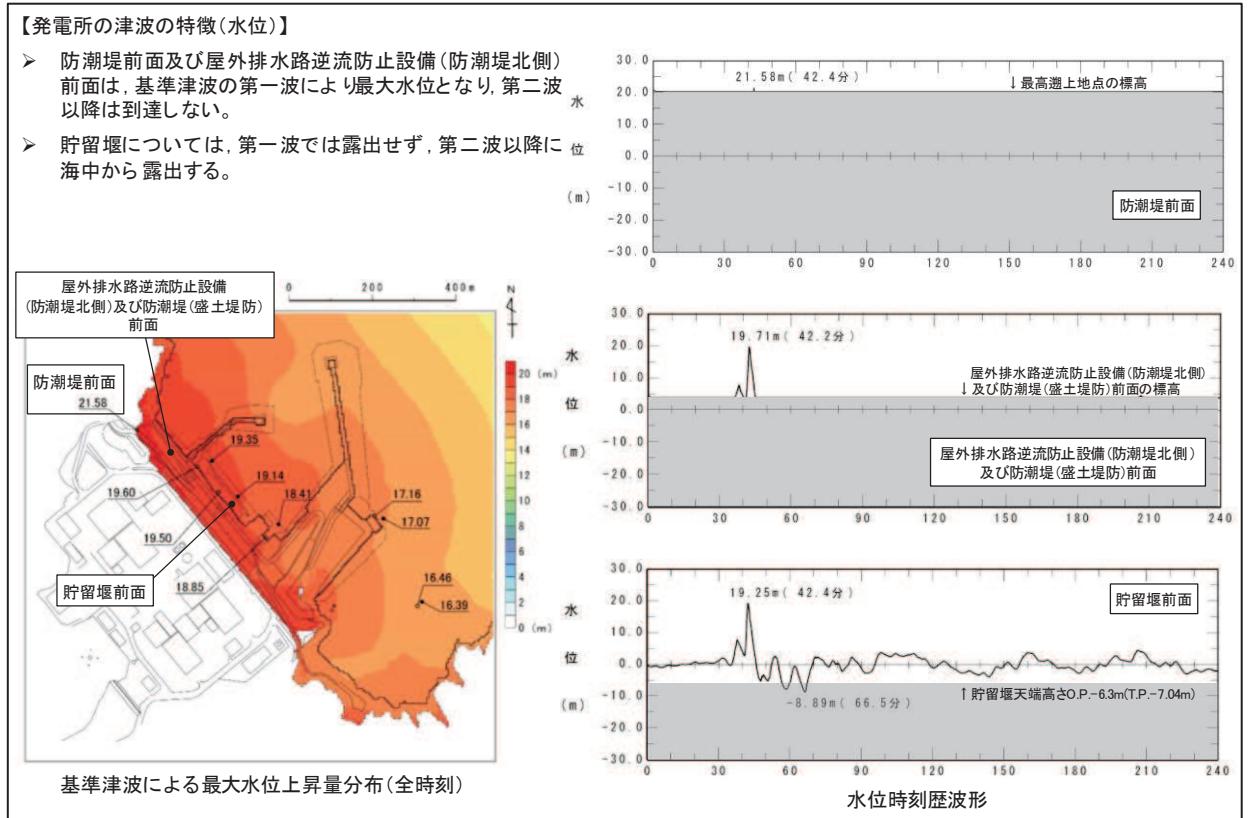


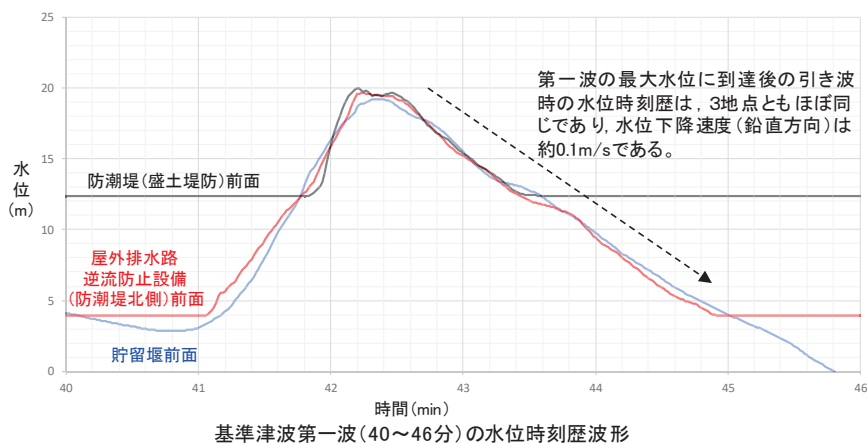
図 2.1-1 基準津波の特徴

## 2.2 漂流物による衝突荷重の主たる方向

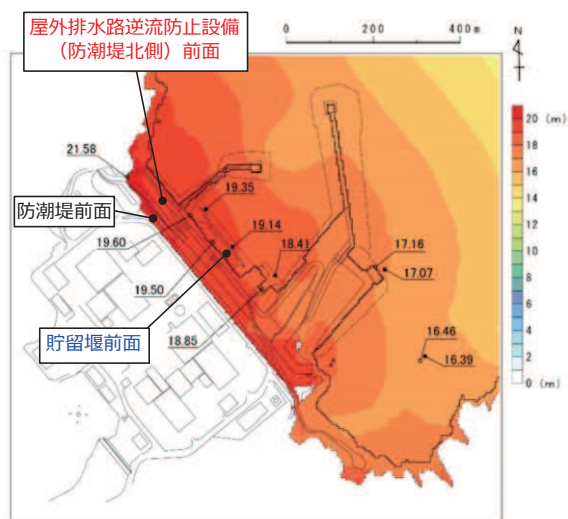
2.1 に示すとおり，漂流物による衝突荷重は基準津波第一波において考慮し，寄せ波時の津波荷重と重畳させることとしている。

一方，引き波時の漂流物の挙動は以下のとおりであり，漂流物による衝突荷重は，津波荷重とともに基準津波第一波の寄せ波時（海から敷地に向かう方向）に作用することから，主に寄せ波時の荷重に抵抗するよう漂流物防護工の構造を検討する。

- ✓ 図 1.2-1 に示すとおり，第一波来襲後の引き波時において，防潮堤（盛土堤防），屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び貯留堰前面での水位時刻歴はほぼ同じで，その下降速度は約 0.1m/s であることから，この周辺では一様に水位が下がる特徴を有している。
- ✓ そのため，第一波で敷地に到達する漂流物（車両及び FRP 製船舶）は，引き波時に上記の下降速度で津波水位とともに緩やかに下降する。



基準津波第一波(40～46分)の水位時刻歴波形

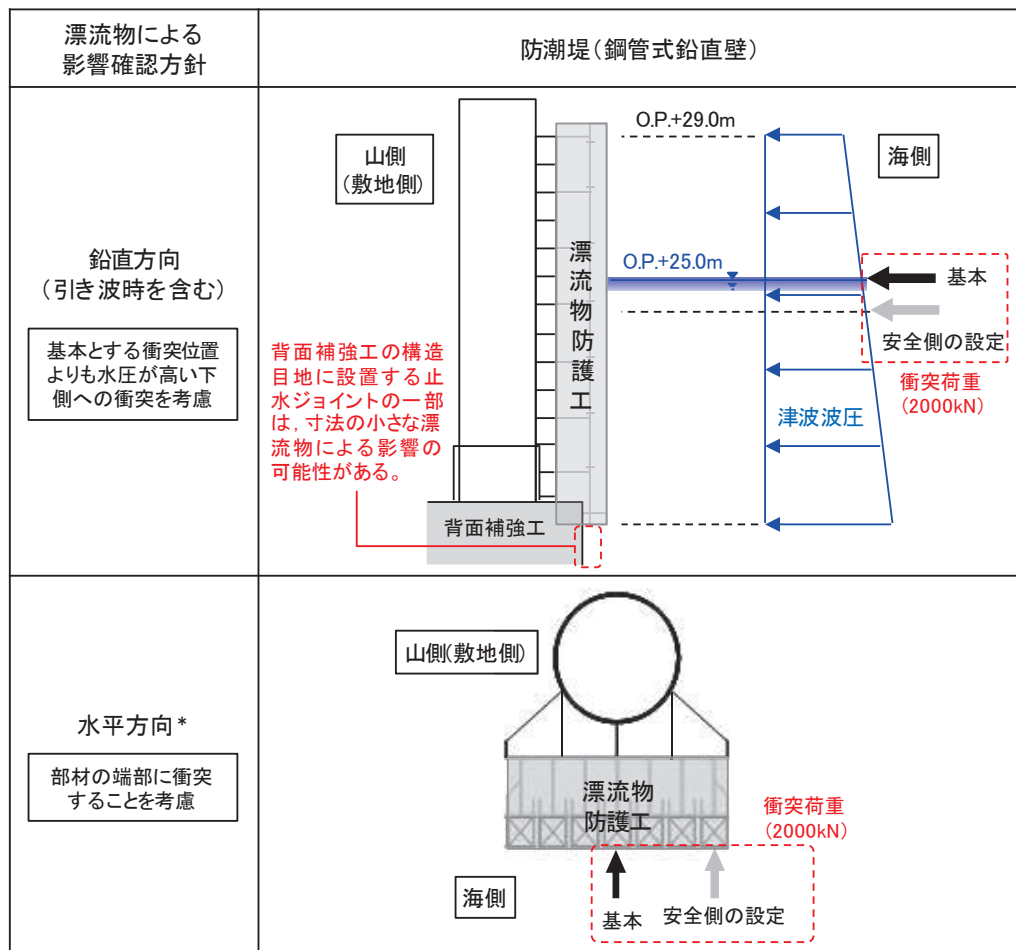


基準津波による最大水位上昇量分布

図 2.2-1 基準津波第一波の水位時刻歴波形及び基準津波による最大水位上昇量分布

2.3 各施設・設備の構造的特徴を踏まえた漂流物による影響確認方針

寄せ波時の衝突荷重では、図 2.3-1 に示すとおり、設計用津波水位 (O.P. +25.0m) 又は設備の上部位置に作用することを基本とするが、各施設の構造的特徴を踏まえ、衝突荷重の作用位置については鉛直方向及び水平方向に対して安全側の設計となるよう設定することとする。



注記\*: 防潮堤の水平方向において、被衝突物に対して直角方向からの衝突を考慮する(斜め方向からの衝突は直角方向よりも衝突荷重が小さくなるため、参考3に示すとおり影響確認として実施する)。

図 2.3-1 漂流物による影響確認方針

### 3. 漂流物防護工の構造選定及び役割

#### 3.1 構造選定

基準津波第一波の寄せ波時において、漂流物による衝突荷重は海から敷地に向かう方向に作用し、この衝突荷重と重畳させる津波荷重も作用方向は同じである。

そのため、追加設置する漂流物防護工は、主として海から敷地に向かう方向の荷重に抵抗する構造となるよう設計する。追加設置する漂流物防護工は、図 3.1-1 に示すフローのとおり制約条件を設けて、構造選定を行った。

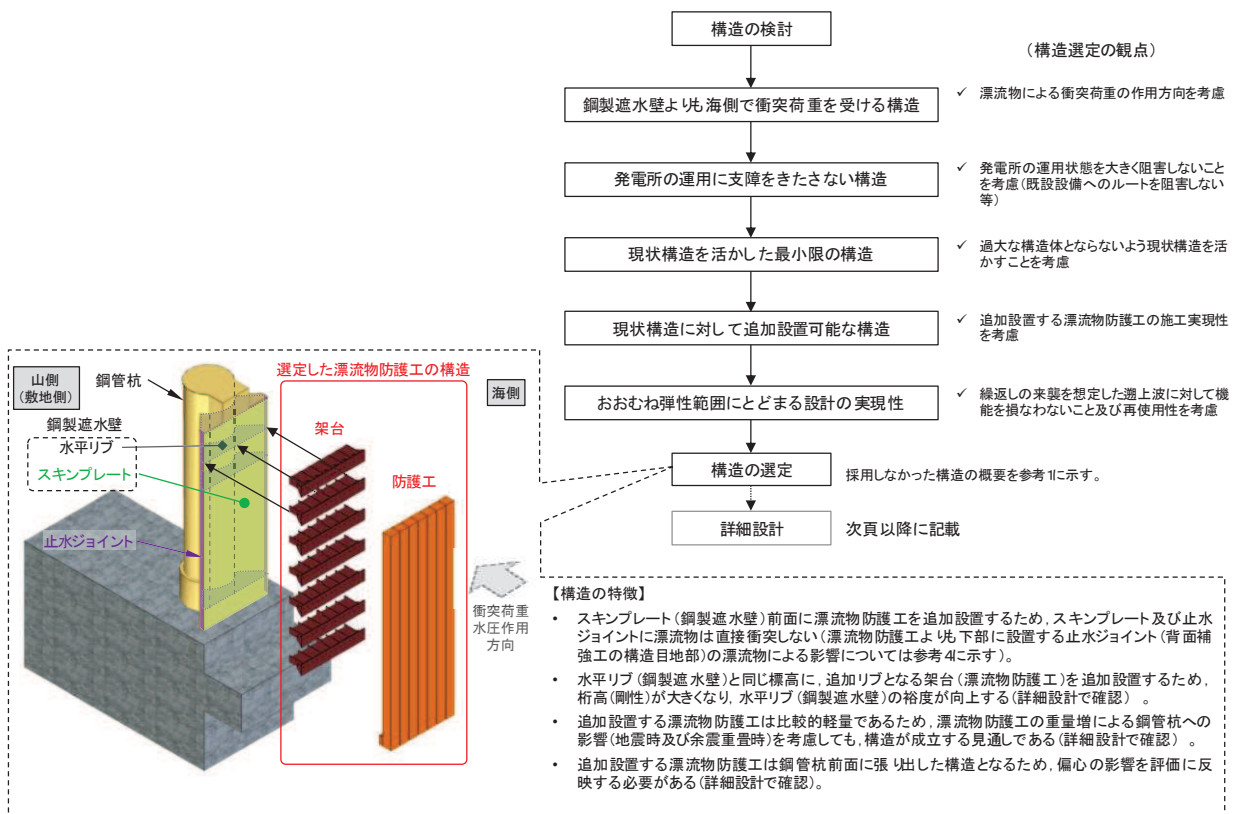


図 3.1-1 漂流物防護工の構造選定フロー

### 3.2 詳細設計の方針

防潮堤（鋼管式鉛直壁）に追加設置する漂流物防護工は、地震後、津波後の再使用性及び繰返しの来襲を想定した遡上波に対して機能を損なわないために、おおむね弾性範囲にとどまる設計（許容限界：短期許容応力度）とする。

漂流物防護工の概要を図 3.2-1 に示す。追加設置する漂流物防護工は、架台、防護工及び防護工取付けボルトで構成され、架台はスキンプレート（鋼製遮水壁）に溶接にて固定し、防護工は架台と防護工取付けボルトにより固定する。

また、追加設置する漂流物防護工のうち防護工はスキンプレートから約 1m 海側に張り出した架台に、10cm 以下の間隔で密に海側に設置することで漂流物による衝突荷重を防護工で受け、架台を伝達して水平リブ及び鋼管杭に伝える構造としている。そのため、防護工よりも山側（敷地側）のスキンプレートには漂流物による衝突荷重は作用しない（防護工よりも下部に設置する止水ジョイント（背面補強工の構造目地部）の漂流物による影響については「補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料 6.1.5 止水ジョイント部材について」に示す）。

なお、スキンプレートの板厚は 25mm であり、設計用津波水位（O.P.+25m）の 3 倍波圧に対して健全性を維持できる部材である。

加えて漂流物防護工の形状を決めるに当たっては、施工性及びメンテナンス性を考慮し、空間を設けるとともに、図 3.2-2 に示すように、隣同士の架台及び上下の架台間に空間を設け、施工時及びメンテナンス時において作業することが可能な構造とした。



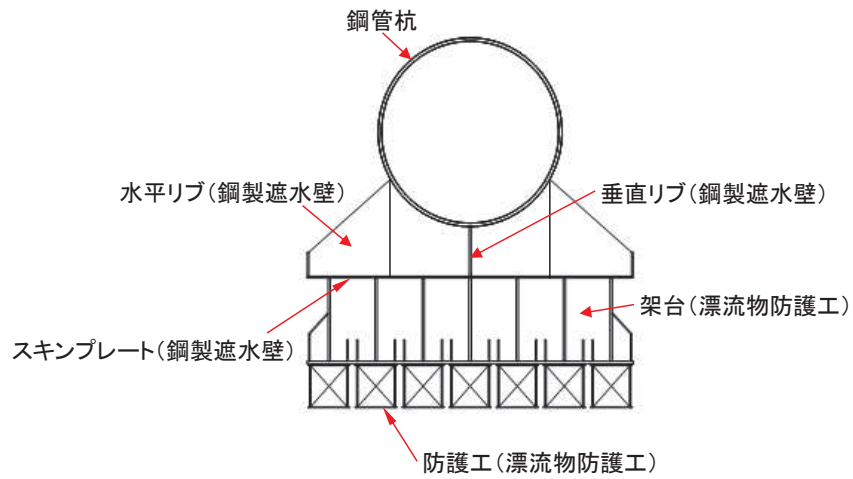


図 3.2-1(3) 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図 (平面図)

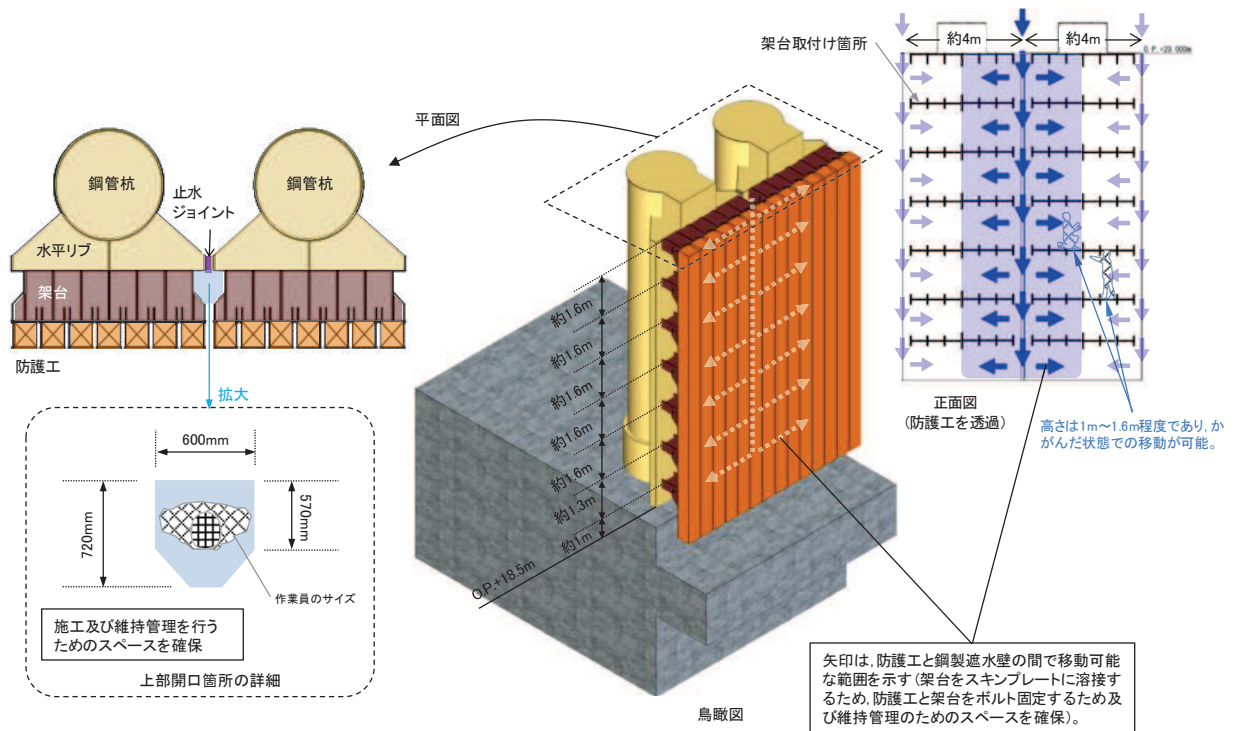


図 3.2-2 漂流物防護工の形状の考え方



### 3.3 詳細設計の方針を踏まえた漂流物による影響確認方法

追加設置する漂流物防護工の詳細設計を踏まえ、各部材に対して評価が厳しくなるよう作用位置は安全側の設定を行う。

衝突荷重の作用方法の考え方を図 3.3-1 に示す。

衝突荷重の作用位置は、設計用津波水位（O.P.+25.0m）を基本として考慮するが、各部材にとって最も厳しい条件となるように鉛直方向及び水平方向の作用位置を設定する（防護工：②，架台：③'）。

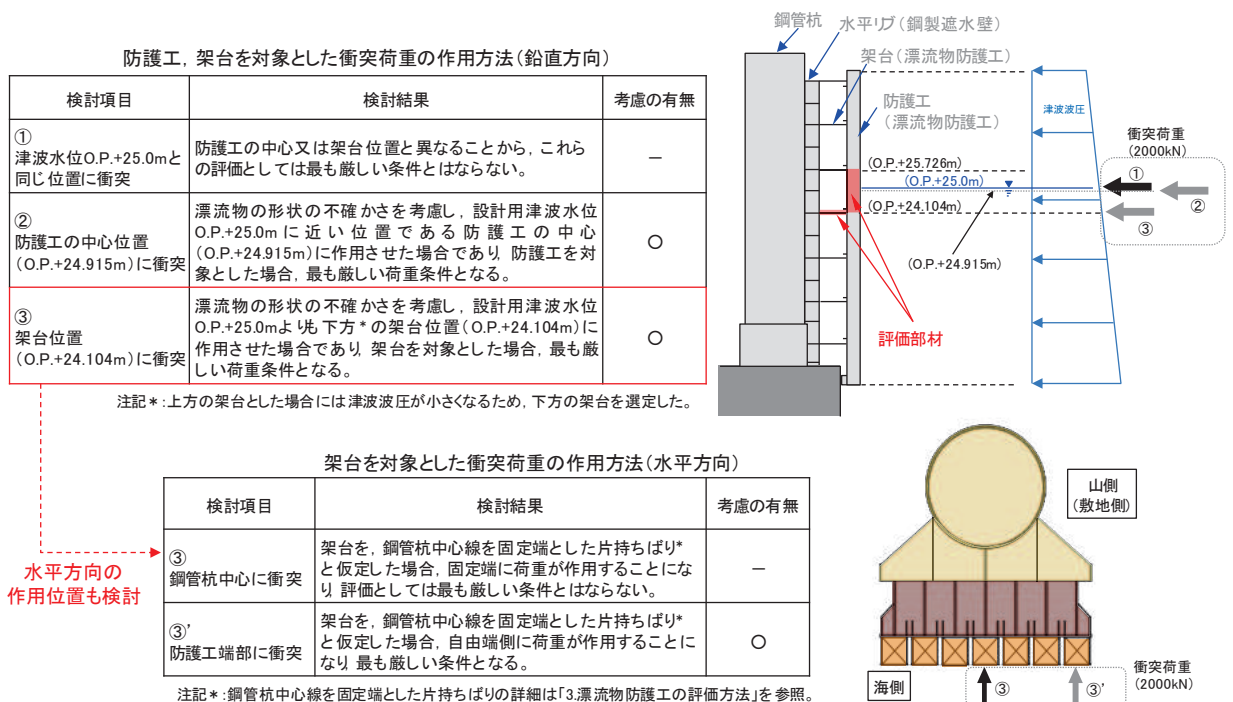


図 2.3-1 漂流物防護工に対する衝突荷重の作用方法の考え方

### 3.4 漂流物防護工を構成する各部材に期待する役割

漂流物防護工を構成する防護工， 架台及び防護工取付けボルトについて， 設計上期待する役割を表 3.4-1 に示す。

表 3.4-1 漂流物防護工を構成する各部材の役割と荷重伝達

部材	防護工	架台	防護工取付けボルト
支持	—	防護工を支持	防護工を支持 (引張荷重又はせん断荷重発生時)
主に受け持つ荷重	衝突荷重が直接作用	防護工からの荷重が作用	防護工からの引張荷重又はせん断荷重が作用
設計上期待する役割 (部材を設置した目的)	<ul style="list-style-type: none"> <li>防護工の剛性により衝突荷重を架台に伝達し、スキンプレート及び止水ジョイントに漂流物を衝突させない。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>防護工が受けた荷重を水平リブ(鋼製遮水壁)に伝達する。</li> <li>鋼管杭中心を固定端とした片持ち梁を考えたときに、桁高を大きくすることで断面係数を大きくし、裕度を向上させる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>防護工が受けた引張荷重又はせん断荷重を架台に伝達する。</li> </ul>
荷重伝達のイメージ			<p>防護工は角型鋼管の形状をしているが、4枚の板材を工場にて溶接製作するものであり、架台側の板材に防護工取付けボルトを固定するナットを設置した上で防護工は製作されている。</p>

## 4. 漂流物防護工の評価方法

### 4.1 評価部材及び損傷モードを踏まえた評価の考え方

漂流物防護工の評価部材及び損傷モードを踏まえた評価の考え方を表 4.1-1 に、考慮する荷重の詳細を表 4.1-2 に示す。

なお、地震時における漂流物防護工の水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合わせについて、漂流物防護工を含めた防潮堤（鋼管式鉛直壁）の上部工は、軸方向に対して同一の構造断面が連続する線状構造物であり、構造上の特徴として、妻壁（評価対象断面に対して平行に配置される壁部材）等を有さず、明確な弱軸・強軸を示し、強軸方向の慣性力により発生する応力の影響は小さいことから、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せの影響は小さいと判断し、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せの評価対象外としている。

そのため、防潮堤（鋼管式鉛直壁）は斜面形状であり傾斜方向の変形が支配的なる汀線直交方向（横断方向）を対象として水平 1 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる評価を行っている。

一方、図 2.2-1 に示すとおり、漂流物防護工は鋼管杭から汀線直交方向（横断方向）に張り出した構造となっていることから、地震時における鉛直加振又は張り出した方向に直交する成分の加振（縦断方向加振）により鋼管杭に偏心荷重が作用する。

その影響に関する詳細な検討方法は 4.2.4 に示す。

表 4.1-1 評価部材及び損傷モードを踏まえた評価の考え方

部材	要求機能を喪失する事象(損傷モード)	損傷モードを踏まえた評価の考え方	想定する事象において考慮する主な荷重		
			地震時	津波時	余震重畳時
防護工	・ 防護工に作用する荷重により防護工が損傷し、鋼製遮水壁に漂流物が衝突することで鋼製遮水壁の遮水性を喪失する。	・ 防護工に荷重が作用するいずれの事象においても、防護工が短期許容応力度以下であることを確認する。	風荷重 地震荷重	津波荷重 衝突荷重	津波荷重 余震荷重
架台	・ 架台に作用する荷重により架台が損傷して防護工を支持できなくなり鋼製遮水壁に漂流物が衝突することで鋼製遮水壁の遮水性を喪失する。	・ 架台に荷重が作用するいずれの事象においても、防護工が短期許容応力度以下であることを確認する。	風荷重 地震荷重	津波荷重 衝突荷重	津波荷重 余震荷重
防護工 取付けボルト	・ 防護工取付けボルトに作用する引張力又はせん断力により防護工取付けボルトが損傷して防護工を支持できなくなり鋼製遮水壁に漂流物が衝突することで鋼製遮水壁の遮水性を喪失する。	・ 防護工取付けボルトに荷重が作用するいずれの事象においても、防護工が短期許容応力度以下であることを確認する。	地震荷重	—*2	—*3

注記\*1:【】内は評価方法の記載箇所を示す。

\*2:衝突荷重が斜めから作用する場合には、影響検討として評価を行う(6.2参照)。

\*3:津波遡上荷重と余震荷重の動水圧は防護工を押し付ける方向に作用するため無視でき、Sd-D2よりもSsの地震力の方が大きいいため、地震時評価に包絡されるとした。

表 4.1-2 考慮する荷重の詳細

荷重の種類	荷重の内容
風荷重	設計基準風速を30m/sとし、建築基準法に基づき算定する。
地震荷重	基準地震動Ssによる荷重を考慮する。
津波荷重	津波荷重については、風荷重を含めた荷重とするため、防潮堤前面における入力津波水位O.P.+24.4mに余裕を考慮した津波水位O.P.+25.0mを用いることとし、朝倉式に基づき、その3倍を考慮して算定する。
衝突荷重	2.15tの車両を対象に「FEMA(2012)」式による漂流物荷重に余裕を考慮して2000kNを考慮する。
余震荷重	弾性設計用地震動Sd-D2による地震力及び動水圧を考慮する。

## 4.2 評価方法

漂流物防護工の評価フローを図 4.2-1 に示す。漂流物防護工の評価に考慮する地震荷重及び余震荷重については、防潮堤全体をモデル化した二次元動的有限要素法解析の応答結果を用いて算定し、漂流物防護工の静的フレーム解析に入力する。

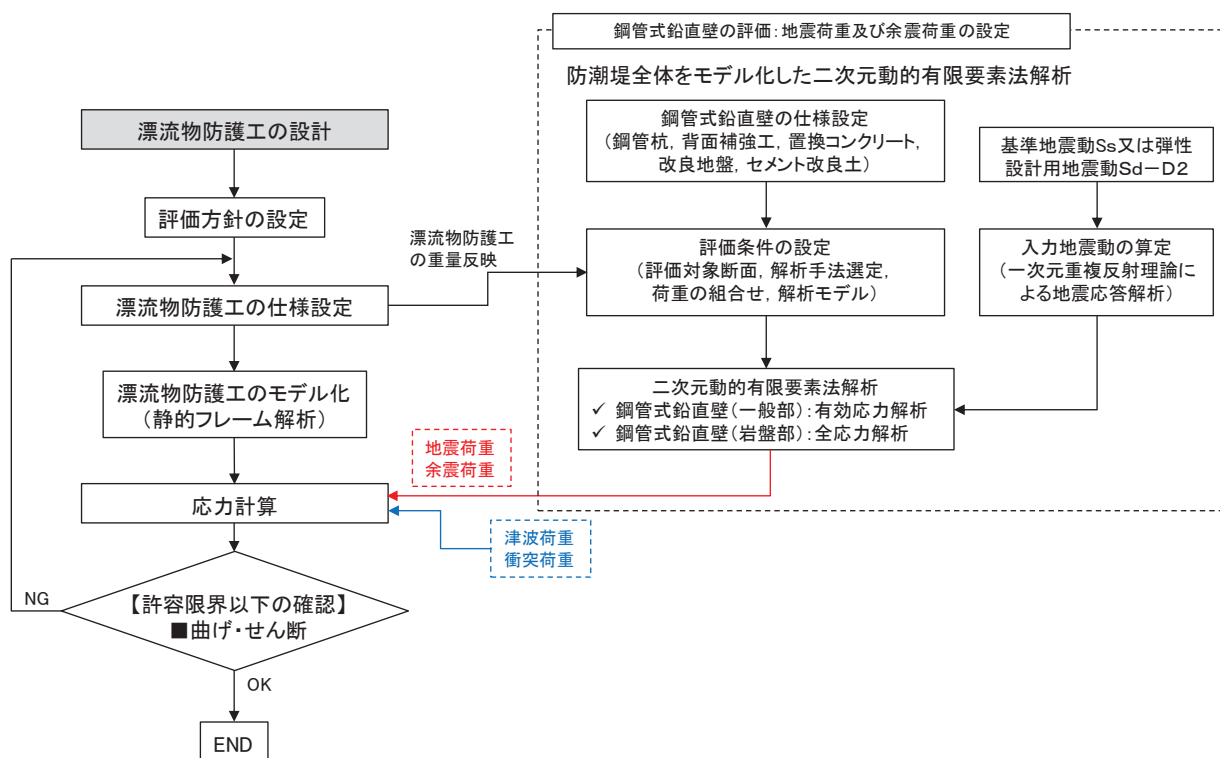


図 4.2-1 漂流物防護工の評価フロー

#### 4.2.1 地震時

##### (1) 架台

水平リブ、スキンプレート及び架台を一つの充腹形断面とみなして、鋼管杭中心線上を固定支点とする片持ちばりでモデル化し、曲げモーメント及びせん断力よりそれぞれ算定される応力が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

なお、照査箇所については、評価条件が同一であるため、図 4.2-2 に示す中央付近の箇所とした。

水平リブ及び架台の照査方法を図 4.2-2 に示す。

##### 曲げ応力照査（水平リブ）

$$\sigma_4 = \frac{M_4}{Z_4} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_4 = \frac{1}{2}(P_4 + P_k) \cdot \ell \cdot b^2 \dots \dots \dots (2)$$

##### せん断力照査（水平リブ）

$$\tau_4 = \frac{S_4}{A_w} \dots \dots \dots (3)$$

$$S_4 = (P_4 + P_k) \cdot \ell \cdot b \dots \dots \dots (4)$$

##### 合成応力照査（水平リブ）

$$\left(\frac{\sigma_4}{\sigma_{sa}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_4}{\tau_{sa}}\right)^2 \leq 1.2 \dots \dots \dots (5)$$

##### 曲げ応力照査（架台）

$$\sigma_5 = \frac{M_5}{Z_5} \dots \dots \dots (6)$$

$$M_5 = \frac{1}{2}(P_4 + P_k) \cdot \ell \cdot b^2 \dots \dots \dots (7)$$

せん断力照査（架台）

$$\tau_5 = \frac{S_5}{A_w} \dots \dots \dots (8)$$

$$S_5 = (P_4 + P_k) \cdot \ell \cdot b \dots \dots \dots (9)$$

合成応力照査（架台）

$$\left( \frac{\sigma_5}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_5}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \dots \dots \dots (10)$$

ここで、

$\sigma_4$  : 曲げモーメントによる水平リブの発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$M_4$  : 水平リブに発生する曲げモーメント (kN・m)

$Z_4$  : 水平リブの断面係数 (mm<sup>3</sup>) \*<sup>1</sup>

$P_4$  : 水平リブ及び架台に作用する地震慣性力 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_k$  : 水平リブ及び架台に作用する風荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$\tau_4$  : せん断力による水平リブの発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$S_4$  : 水平リブに発生するせん断力 (kN)

$\sigma_5$  : 曲げモーメントによる架台の発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$M_5$  : 架台に発生する曲げモーメント (kN・m)

$Z_5$  : 架台の断面係数 (mm<sup>3</sup>) \*<sup>1\*2</sup>

$\tau_5$  : せん断力による架台の発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$S_5$  : 架台に発生するせん断力 (kN)

$\ell$  : 架台間隔 (mm)

$b$  : モーメントアーム長 (m)

$A_w$  : 水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>) \*<sup>2</sup>

$\sigma_{sa}$  : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_{sa}$  : 短期許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

注記 \*1 : 水平リブ及び架台の断面係数の算出方法は図 4.2-3 に示す。

\*2 : 架台は腐食代 2mm を考慮する。

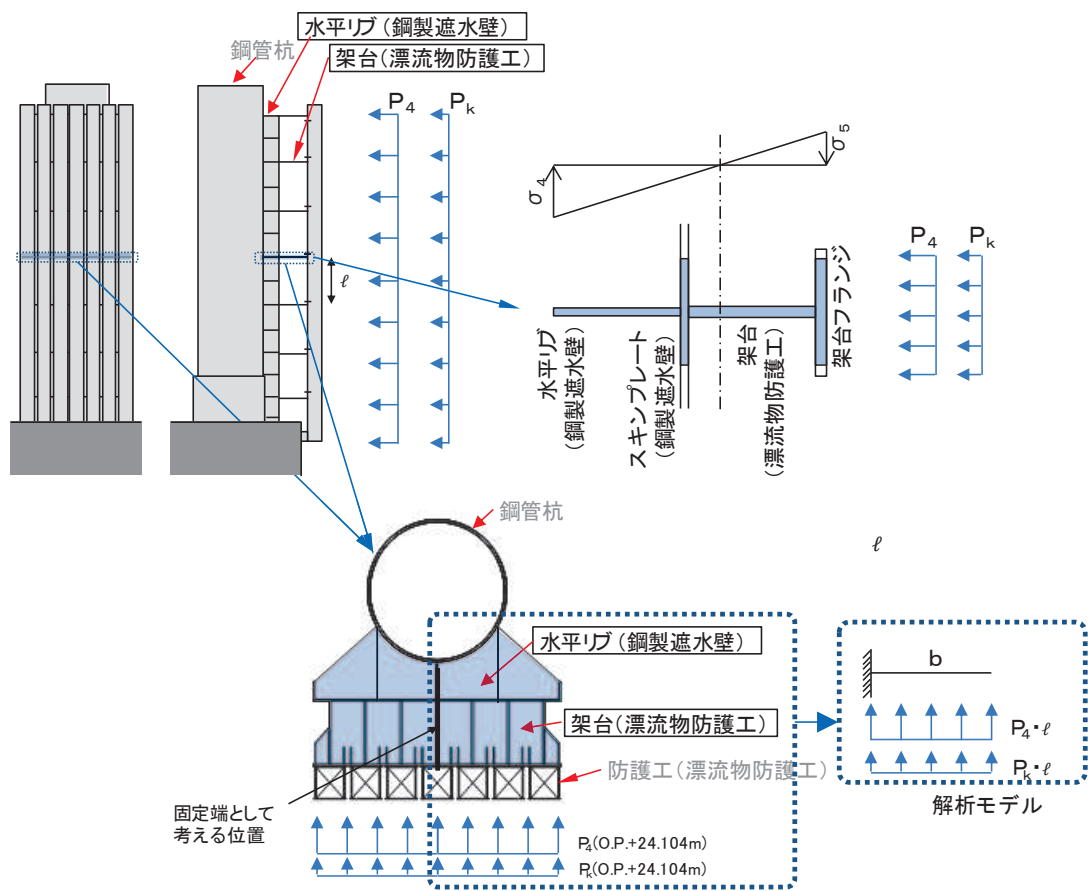
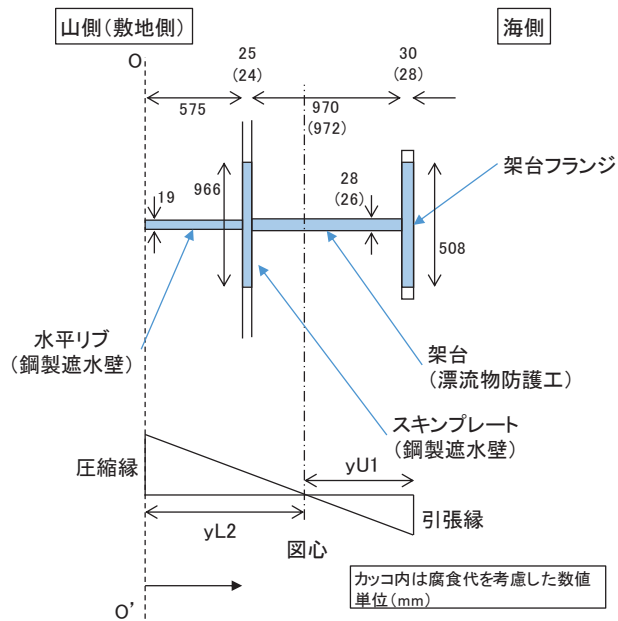


図 4.2-2 水平リブ及び架台の照査概念図



**架台フランジの幅(有効幅)の算出**

$bg/La = 300/4000 = 0.075$        $bg$ : 架台フランジ片側張出長(幅600÷2)  
 $La$ : 等価支間長(2×b(=2000))

$0.02 < bg/La < 0.30$  であることから、道路橋示方書(H24)の式を用いて、 $\lambda$ (片側有効幅)を算出する。

$\lambda g = (1.06 - 3.2 \times (bg/La) + 4.5 \times (bg/La)^2) \times bg$   
 $= 254$

以上から、架台フランジの幅(有効幅)は508mmとする。

**スキンプレートの幅(有効幅)の算出**

$bs/La = 811/4000 = 0.203$        $bs$ : スキンプレートの片側張出長(811)  
 $La$ : 等価支間長(2×b(=2000))

$0.02 < bs/La < 0.30$  であることから、道路橋示方書(H24)の式を用いて、 $\lambda$ (片側有効幅)を算出する。

$\lambda s = (1.06 - 3.2 \times (bs/La) + 4.5 \times (bs/La)^2) \times bs$   
 $= 483$

以上から、架台フランジの幅(有効幅)は966mmとする。

	幅 (有効幅) a(mm)	高さ b (mm)	断面積 A (mm <sup>2</sup> )	O-O' 軸から 要素図心までの 距離y(mm)	断面一次 モーメント Ay(mm <sup>2</sup> )	Ay <sup>2</sup> (mm <sup>3</sup> )	要素図心回りの要素単体の 断面二次モーメント I' (mm <sup>4</sup> ) (ab <sup>3</sup> /12)	O-O' 軸回りの要素単体の 断面二次モーメント Ay <sup>2</sup> +I' (mm <sup>4</sup> )
架台フランジ	508	28	14224	1585	2.255 × 10 <sup>7</sup>	3.573 × 10 <sup>10</sup>	9.293 × 10 <sup>5</sup>	3.573 × 10 <sup>10</sup>
架台	26	972	25272	1085	2.742 × 10 <sup>7</sup>	2.975 × 10 <sup>10</sup>	1.990 × 10 <sup>9</sup>	3.174 × 10 <sup>10</sup>
スキンプレート	966	24	23184	587	1.361 × 10 <sup>7</sup>	7.988 × 10 <sup>9</sup>	1.113 × 10 <sup>6</sup>	7.990 × 10 <sup>9</sup>
水平リブ	19	575	10925	287.5	0.314 × 10 <sup>7</sup>	9.030 × 10 <sup>8</sup>	3.010 × 10 <sup>6</sup>	1.204 × 10 <sup>9</sup>
合計	-	-	① 73605	-	② 6.672 × 10 <sup>7</sup>	-	-	③ 7.667 × 10 <sup>10</sup>

**O-O' 軸から図心までの長さ**

$e = (②断面一次モーメントの合計) / (①面積の合計)$   
 $= 906.4 \text{ (mm)}$

**図心回りの断面二次モーメント**

$I = (③O-O' 軸回りの要素単体の断面二次モーメントの合計) - (e^2 \times (①面積の合計))$   
 $= 1.620 \times 10^{10} \text{ (mm}^4\text{)}$

**水平リブ(下縁)の断面係数**

$yL2$ (圧縮縁から図心までの長さ) =  $e$   
 $= 906.4 \text{ (mm)}$

$Z_4$ (断面係数) =  $I / yL2$   
 $= 1.787 \times 10^7 \text{ (mm}^3\text{)}$

**架台(上縁)の断面係数**

$yU1$ (引張縁から図心までの長さ) =  $1599 - 906.4$   
 $= 692.6 \text{ (mm)}$

$Z_5$ (断面係数) =  $I / yU1$   
 $= 2.339 \times 10^7 \text{ (mm}^3\text{)}$

図 4.2-3 水平リブ及び架台の断面係数の算出方法



(2) 防護工

防護工の照査方法を図 4.2-4 に示す。防護工は架台を支点とする単純ばりでモデル化し、曲げモーメント及びせん断力よりそれぞれ算定される応力が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

なお、照査箇所については、評価条件が同一であるため、図 4.2-4 に示す中央付近の箇所とした。

曲げ応力照査

$$\sigma_6 = \frac{M_6}{Z_6} \dots \dots \dots (11)$$

$$M_6 = (P_6 + P_k) \cdot b'' \cdot \frac{\ell^2}{8} \dots \dots \dots (12)$$

せん断力照査

$$\tau_6 = \frac{S_6}{A_{wc}} \dots \dots \dots (13)$$

$$S_6 = (P_6 + P_k) \cdot b'' \cdot \frac{\ell}{2} \dots \dots \dots (14)$$

合成応力照査

$$\left( \frac{\sigma_6}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_6}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \dots \dots \dots (15)$$

ここで、

- $\sigma_6$  : 曲げモーメントによる防護工の発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $M_6$  : 防護工に発生する曲げモーメント (kN・m)
- $Z_6$  : 防護工の断面係数 (mm<sup>3</sup>) \*
- $P_6$  : 防護工に作用する地震慣性力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $P_k$  : 防護工に作用する風荷重 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\tau_6$  : せん断力による防護工の発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $S_6$  : 防護工に発生するせん断力 (kN)
- $b''$  : 防護工の幅 (m)

- $A_{wc}$  : 防護工のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>) \*  
 $\ell$  : 架台間隔 (mm)  
 $\sigma_{sa}$  : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\tau_{sa}$  : 短期許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 注記 \* : 防護工は外側 1mm を腐食代として考慮する。

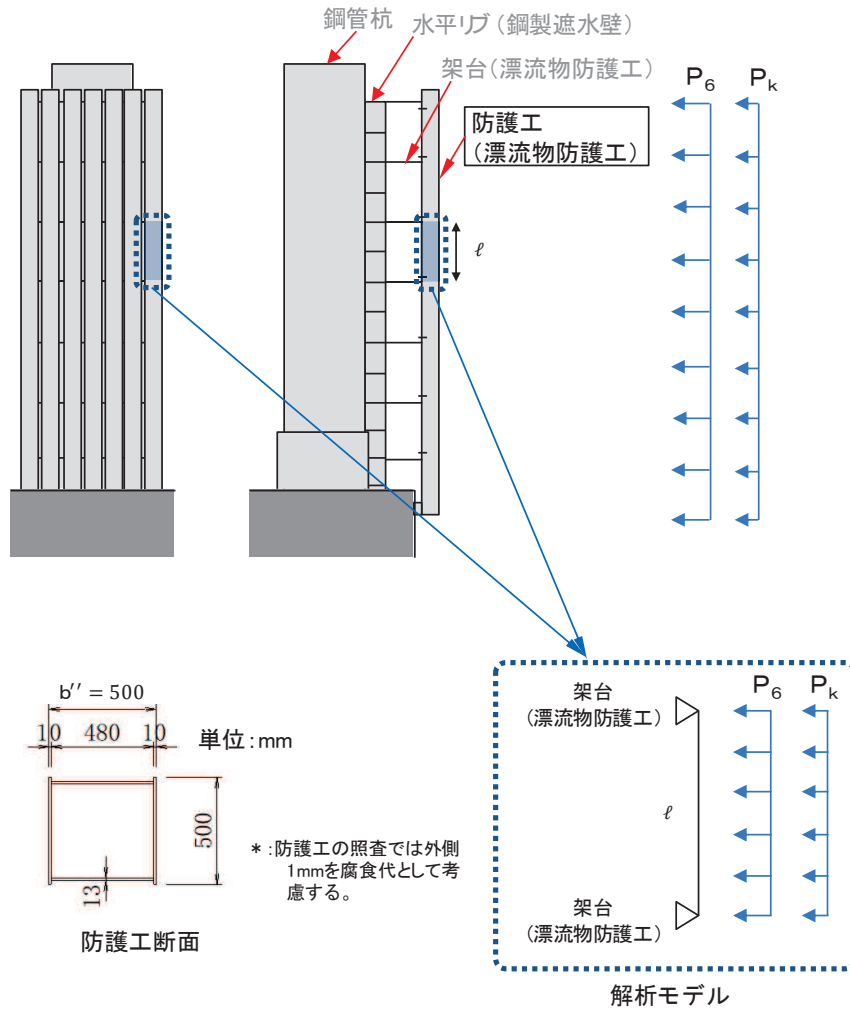


図 4.2-4 防護工の照査概念図

(3) 防護工取付けボルト

防護工取付けボルトの照査方法を図 4.2-5 に示す。防護工取付けボルトは、引張力及びせん断力よりそれぞれ算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

引張力照査

$$\sigma_7 = \frac{N_7}{A_e} \dots \dots \dots (16)$$

$$N_7 = P_{h7} \cdot b'' \cdot \ell \cdot \frac{1}{n} \dots \dots \dots (17)$$

せん断力照査

$$\tau_7 = \frac{S_7}{A_e} \dots \dots \dots (18)$$

$$S_7 = P_{v7} \cdot b'' \cdot \ell \cdot \frac{1}{n} \dots \dots \dots (19)$$

ここで、

- $\sigma_7$  : 引張力による防護工取付けボルト 1 本あたりの発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $N_7$  : 防護工取付けボルト 1 本あたりに発生する引張力 (kN)
- $A_e$  : 防護工取付けボルトの断面積 (mm<sup>2</sup>) \*
- $P_{h7}$  : 防護工取付けボルトに作用する水平地震慣性力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $b''$  : 防護工の幅 (m)
- $\ell$  : 架台間隔 (mm)
- $n$  : 防護工取付けボルト 1 箇所あたりの本数 (本)
- $\tau_7$  : せん断力による防護工取付けボルト 1 本あたりの発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $S_7$  : 防護工取付けボルト 1 本あたりに発生するせん断力 (kN)
- $P_{v7}$  : 防護工取付けボルトに作用する鉛直地震慣性力 (kN/m<sup>2</sup>)

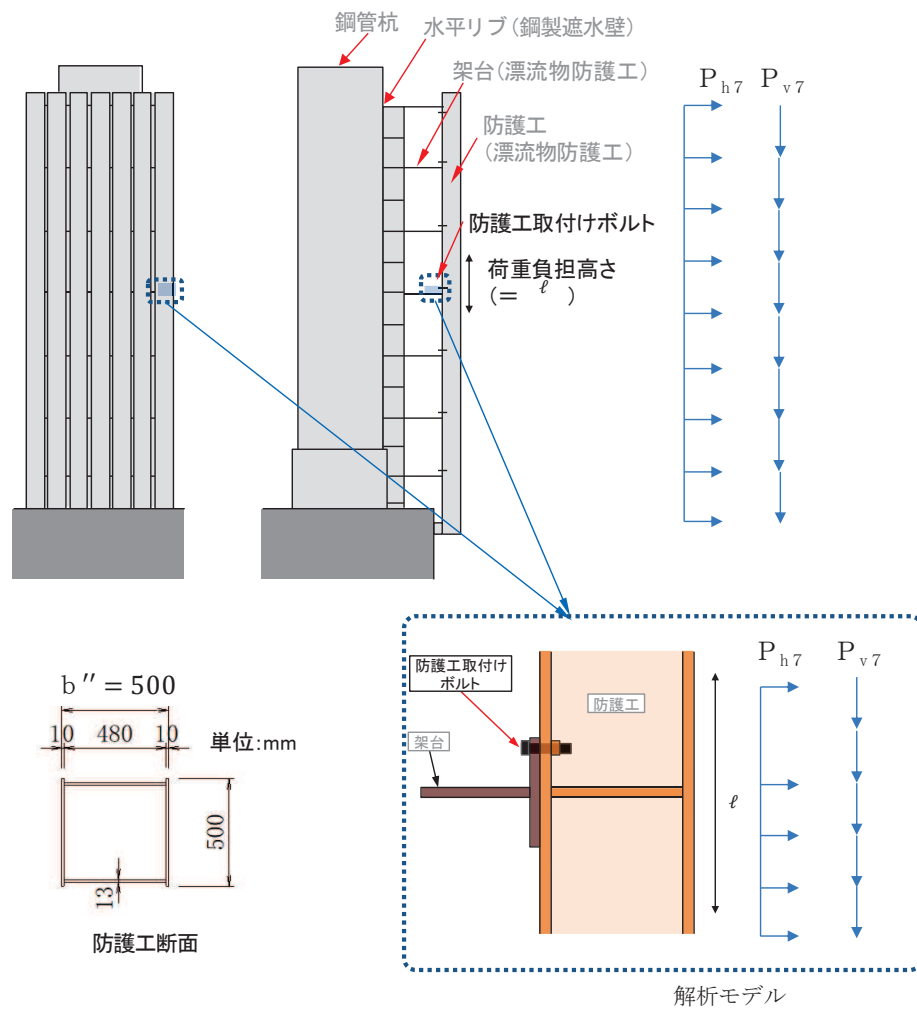


図 4.2-5 防護工取付けボルトの照査概念図

#### 4.2.2 津波時

##### (1) 架台

水平リブ、スキンプレート及び架台を一つの充腹形断面とみなして、鋼管杭中心線上を固定支点とする片持ちばりでモデル化し、曲げモーメント及びせん断力よりそれぞれ算定される応力が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

なお、衝突荷重の作用位置については、O.P.+25.0m を基本とするが、水平リブ及び架台で負担する割合が最大となるよう水平リブ及び架台の高さであるO.P.+24.104m に作用させる。

水平リブ及び架台の照査方法を図 4.2-6 に示す。

##### 曲げ応力照査（水平リブ）

$$\sigma_4 = \frac{M_4}{Z_4} \quad \dots \dots \dots (20)$$

$$M_4 = \frac{1}{2} P_4 \cdot \ell \cdot b^2 + P_c \cdot b' \quad \dots \dots \dots (21)$$

##### せん断力照査（水平リブ）

$$\tau_4 = \frac{S_4}{A_w} \quad \dots \dots \dots (22)$$

$$S_4 = P_4 \cdot \ell \cdot b + P_c \quad \dots \dots \dots (23)$$

##### 合成応力照査（水平リブ）

$$\left( \frac{\sigma_4}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_4}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \quad \dots \dots \dots (24)$$

##### 曲げ応力照査（架台）

$$\sigma_5 = \frac{M_5}{Z_5} \quad \dots \dots \dots (25)$$

$$M_5 = \frac{1}{2} P_4 \cdot \ell \cdot b^2 + P_c \cdot b' \quad \dots \dots \dots (26)$$

せん断力照査（架台）

$$\tau_5 = \frac{S_5}{A_w} \dots \dots \dots (27)$$

$$S_5 = P_4 \cdot \ell \cdot b + P_c \dots \dots \dots (28)$$

合成応力照査（架台）

$$\left( \frac{\sigma_5}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_5}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \dots \dots \dots (29)$$

ここで、

$\sigma_4$  : 曲げモーメントによる水平リブの発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$M_4$  : 水平リブに発生する曲げモーメント (kN・m)

$Z_4$  : 水平リブの断面係数 (mm<sup>3</sup>) \*1

$P_4$  : 水平リブ及び架台に作用する津波波圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$\tau_4$  : せん断力による水平リブの発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$S_4$  : 水平リブに発生するせん断力 (kN)

$\sigma_5$  : 曲げモーメントによる架台の発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$M_5$  : 架台に発生する曲げモーメント (kN・m)

$Z_5$  : 架台の断面係数 (mm<sup>3</sup>) \*1\*2

$\tau_5$  : せん断力による架台の発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$S_5$  : 架台に発生するせん断力 (kN)

$\ell$  : 架台間隔 (mm)

$P_c$  : 衝突荷重 (kN)

$b$  : モーメントアーム長 (m)

$b'$  : 衝突荷重のモーメントアーム長 (m)

$A_w$  : 水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>) \*2

$\sigma_{sa}$  : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_{sa}$  : 短期許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

注記 \*1 : 水平リブ及び架台の断面係数の算出方法は図 4.2-7 に示す。

\*2 : 架台は腐食代 2mm を考慮する。

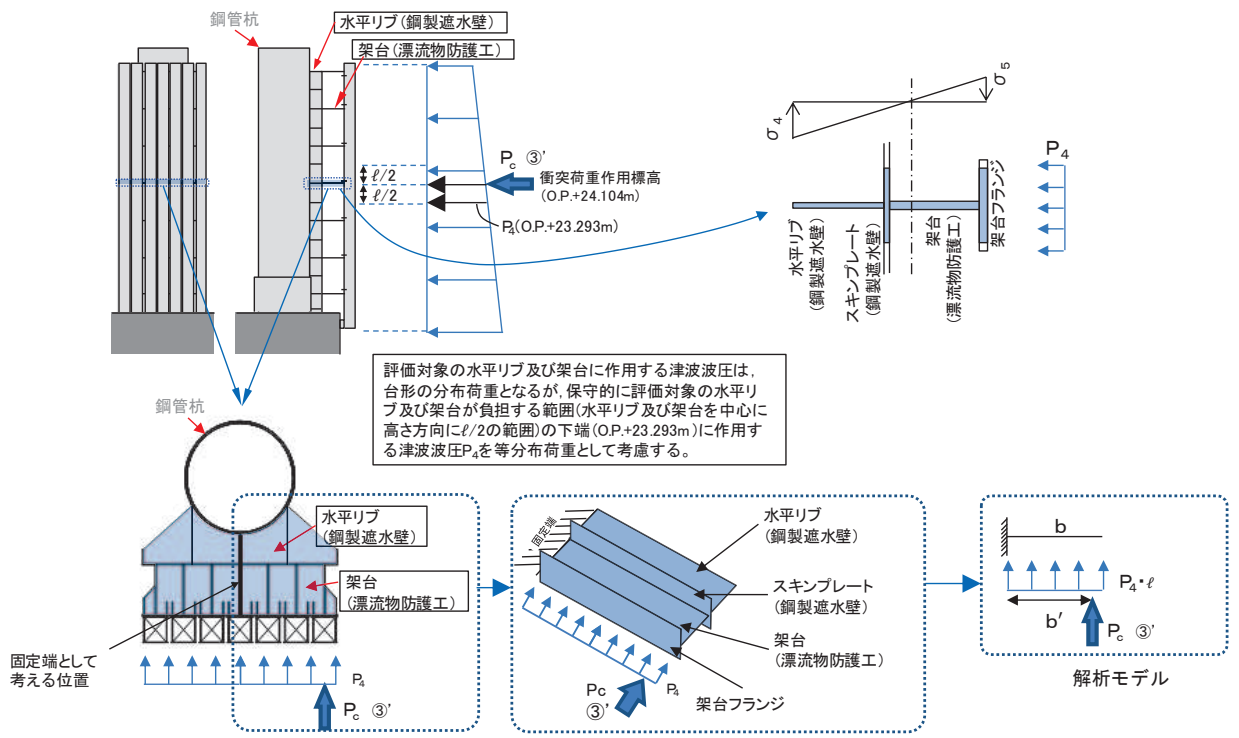
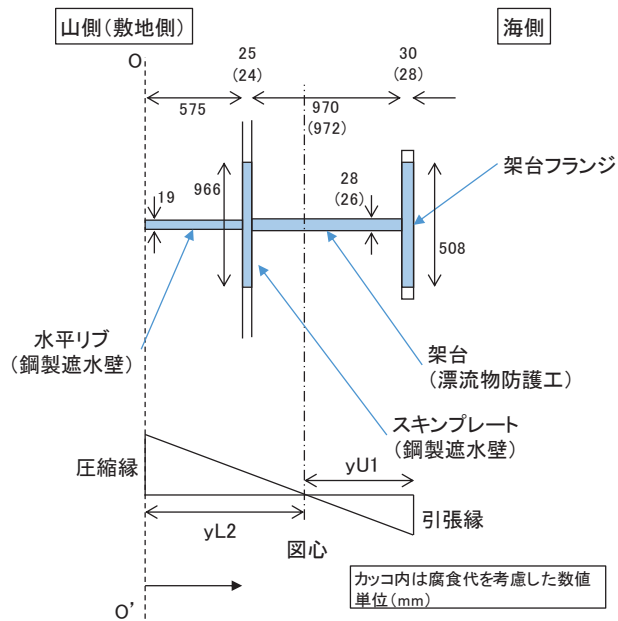


図 4.2-6 水平リブ及び架台の照査概念図 (津波時)



**架台フランジの幅(有効幅)の算出**

$bg/La = 300/4000 = 0.075$        $bg$ : 架台フランジ片側張出長(幅600÷2)  
 $= 0.075$        $La$ : 等価支間長(2×b(=2000))

0.02 <  $bg/La$  < 0.30 であることから、道路橋示方書(H24)の式を用いて、 $\lambda$ (片側有効幅)を算出する。

$\lambda g = (1.06 - 3.2 \times (bg/La) + 4.5 \times (bg/La)^2) \times bg$   
 $= 254$

以上から、架台フランジの幅(有効幅)は508mmとする。

**スキンプレートの幅(有効幅)の算出**

$bs/La = 811/4000 = 0.203$        $bs$ : スキンプレート片側張出長(811)  
 $= 0.203$        $La$ : 等価支間長(2×b(=2000))

0.02 <  $bs/La$  < 0.30 であることから、道路橋示方書(H24)の式を用いて、 $\lambda$ (片側有効幅)を算出する。

$\lambda s = (1.06 - 3.2 \times (bs/La) + 4.5 \times (bs/La)^2) \times bs$   
 $= 483$

以上から、架台フランジの幅(有効幅)は966mmとする。

	幅 (有効幅) a(mm)	高さ b (mm)	断面積 A (mm <sup>2</sup> )	O-O' 軸から 要素図心までの 距離y(mm)	断面一次 モーメント Ay(mm <sup>2</sup> )	Ay <sup>2</sup> (mm <sup>3</sup> )	要素図心回りの要素単体の 断面二次モーメント I' (mm <sup>4</sup> ) (ab <sup>3</sup> /12)	O-O' 軸回りの要素単体の 断面二次モーメント Ay <sup>2</sup> +I' (mm <sup>4</sup> )
架台フランジ	508	28	14224	1585	2.255 × 10 <sup>7</sup>	3.573 × 10 <sup>10</sup>	9.293 × 10 <sup>5</sup>	3.573 × 10 <sup>10</sup>
架台	26	972	25272	1085	2.742 × 10 <sup>7</sup>	2.975 × 10 <sup>10</sup>	1.990 × 10 <sup>9</sup>	3.174 × 10 <sup>10</sup>
スキンプレート	966	24	23184	587	1.361 × 10 <sup>7</sup>	7.988 × 10 <sup>9</sup>	1.113 × 10 <sup>6</sup>	7.990 × 10 <sup>9</sup>
水平リブ	19	575	10925	287.5	0.314 × 10 <sup>7</sup>	9.030 × 10 <sup>8</sup>	3.010 × 10 <sup>6</sup>	1.204 × 10 <sup>9</sup>
合計	-	-	① 73605	-	② 6.672 × 10 <sup>7</sup>	-	-	③ 7.667 × 10 <sup>10</sup>

**O-O' 軸から図心までの長さ**

$e = (②断面一次モーメントの合計) / (①面積の合計)$   
 $= 906.4 \text{ (mm)}$

**図心回りの断面二次モーメント**

$I = (③O-O' 軸回りの要素単体の断面二次モーメントの合計) - (e^2 \times (①面積の合計))$   
 $= 1.620 \times 10^{10} \text{ (mm}^4\text{)}$

**水平リブ(下縁)の断面係数**

$yL2$ (圧縮縁から図心までの長さ) =  $e$   
 $= 906.4 \text{ (mm)}$

$Z_4$ (断面係数) =  $I / yL2$   
 $= 1.787 \times 10^7 \text{ (mm}^3\text{)}$

**架台(上縁)の断面係数**

$yU1$ (引張縁から図心までの長さ) =  $1599 - 906.4$   
 $= 692.6 \text{ (mm)}$

$Z_5$ (断面係数) =  $I / yU1$   
 $= 2.339 \times 10^7 \text{ (mm}^3\text{)}$

図 4.2-7 水平リブ及び架台の断面係数の算出方法



(2) 防護工

防護工の照査方法を図 4.2-8 に示す。防護工は架台を支点とする単純ばりでモデル化し、曲げモーメント及びせん断力よりそれぞれ算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

曲げ応力照査（衝突荷重が防護工中心に作用する場合）

$$\sigma_6 = \frac{M_6}{Z_6} \dots \dots \dots (30)$$

$$M_6 = P_6 \cdot b'' \cdot \frac{\ell^2}{8} + P_c \cdot \frac{\ell}{4} \dots \dots \dots (31)$$

せん断力照査（衝突荷重が防護工端部に作用する場合）

$$\tau_6 = \frac{S_6}{A_{wc}} \dots \dots \dots (32)$$

$$S_6 = P_6 \cdot b'' \cdot \frac{\ell}{2} + P_c \dots \dots \dots (33)$$

合成応力照査

$$\left( \frac{\sigma_6}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_6}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \dots \dots \dots (34)$$

ここで、

- $\sigma_6$  : 曲げモーメントによる防護工の発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $M_6$  : 防護工に発生する曲げモーメント (kN・m)
- $Z_6$  : 防護工の断面係数 (mm<sup>3</sup>) \*
- $P_6$  : 防護工に作用する津波波圧 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\tau_6$  : せん断力による防護工の発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $S_6$  : 防護工に発生するせん断力 (kN)
- $b''$  : 防護工の幅 (m)
- $P_c$  : 衝突荷重 (kN)
- $A_{wc}$  : 防護工のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>) \*
- $\sigma_{sa}$  : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_{sa}$  : 短期許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

注記 \* : 防護工は外側 1mm を腐食代として考慮する。

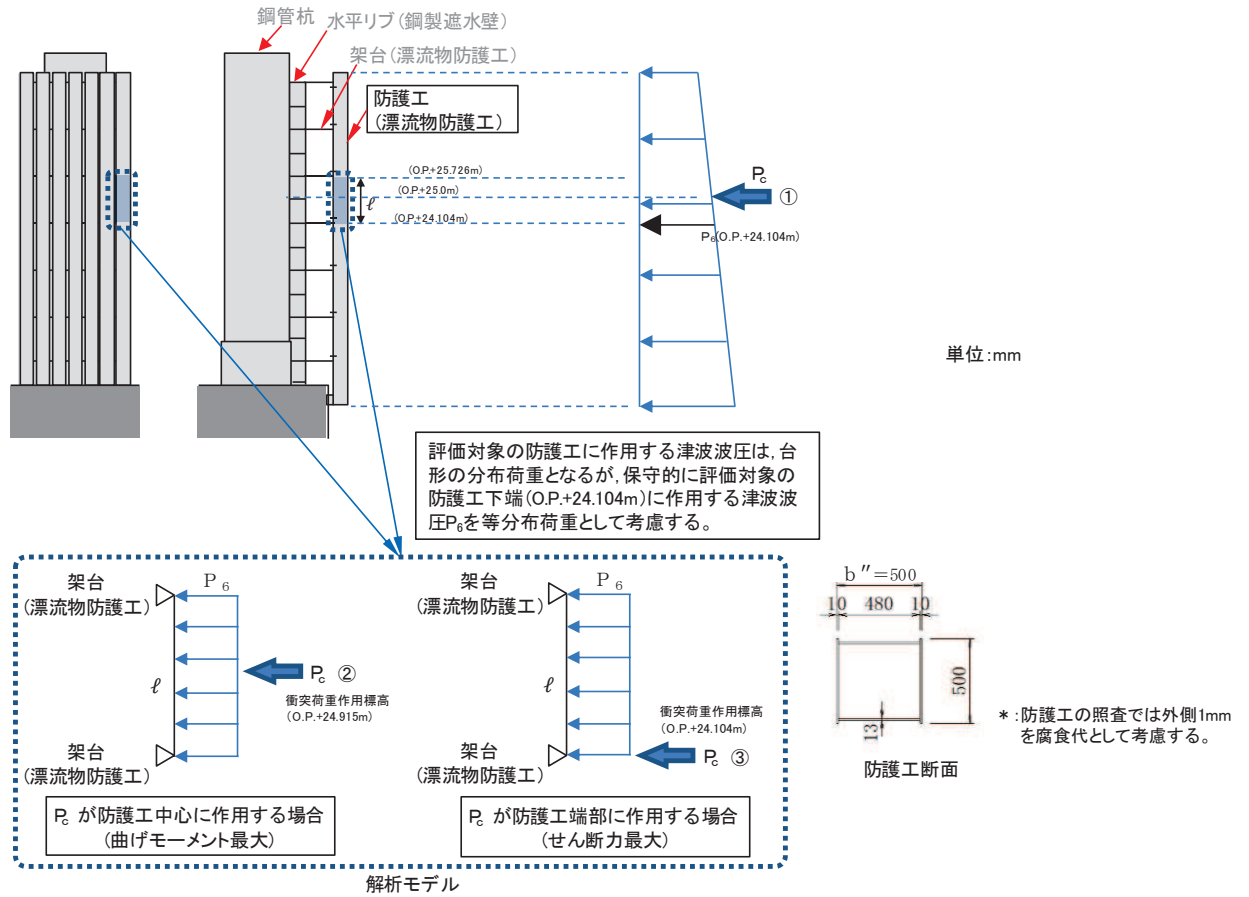


図 4.2-8 防護工の照査概念図 (津波時)

### 4.2.3 重畳時

#### (1) 架台

水平リブ、スキンプレート及び架台を一つの充腹形断面とみなして、鋼管杭中心線上を固定支点とする片持ちばりでモデル化し、曲げモーメント及びせん断力よりそれぞれ算定される応力が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

水平リブ及び架台の照査方法を図 4.2-9 に示す。

#### 曲げ応力照査（水平リブ）

$$\sigma_4 = \frac{M_4}{Z_4} \dots \dots \dots (35)$$

$$M_4 = \frac{1}{2} (P_4 + P_4' + P_4'') \cdot \ell \cdot b^2 \dots \dots \dots (36)$$

#### せん断力照査（水平リブ）

$$\tau_4 = \frac{S_4}{A_w} \dots \dots \dots (37)$$

$$S_4 = (P_4 + P_4' + P_4'') \cdot \ell \cdot b \dots \dots \dots (38)$$

#### 合成応力照査（水平リブ）

$$\left( \frac{\sigma_4}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_4}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \dots \dots \dots (39)$$

#### 曲げ応力照査（架台）

$$\sigma_5 = \frac{M_5}{Z_5} \dots \dots \dots (40)$$

$$M_5 = \frac{1}{2} (P_4 + P_4' + P_4'') \cdot \ell \cdot b^2 \dots \dots \dots (41)$$

せん断力照査（架台）

$$\tau_5 = \frac{S_5}{A_w} \quad \dots \dots \dots (42)$$

$$S_5 = (P_4 + P_4' + P_4'') \cdot \ell \cdot b \quad \dots \dots \dots (43)$$

合成応力照査（架台）

$$\left( \frac{\sigma_5}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_5}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \quad \dots \dots \dots (44)$$

ここで、

$\sigma_4$  : 曲げモーメントによる水平リブの発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$M_4$  : 水平リブに発生する曲げモーメント (kN・m)

$Z_4$  : 水平リブの断面係数 (mm<sup>3</sup>) \*<sup>1</sup>

$P_4$  : 水平リブ及び架台に作用する津波波圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_4'$  : 水平リブ及び架台に作用する地震慣性力 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_4''$  : 水平リブ及び架台に作用する動水圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$\tau_4$  : せん断力による水平リブの発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$S_4$  : 水平リブに発生するせん断力 (kN)

$\sigma_5$  : 曲げモーメントによる架台の発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$M_5$  : 架台に発生する曲げモーメント (kN・m)

$Z_5$  : 架台の断面係数 (mm<sup>3</sup>) \*<sup>1\*2</sup>

$\tau_5$  : せん断力による架台の発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$S_5$  : 架台に発生するせん断力 (kN)

$\ell$  : 架台間隔 (mm)

$b$  : モーメントアーム長 (m)

$A_w$  : 水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>) \*<sup>2</sup>

$\sigma_{sa}$  : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_{sa}$  : 短期許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

注記 \*1 : 水平リブ及び架台の断面係数の算出方法は図 4.2-5 に示す。

\*2 : 架台は腐食代 2mm を考慮する。

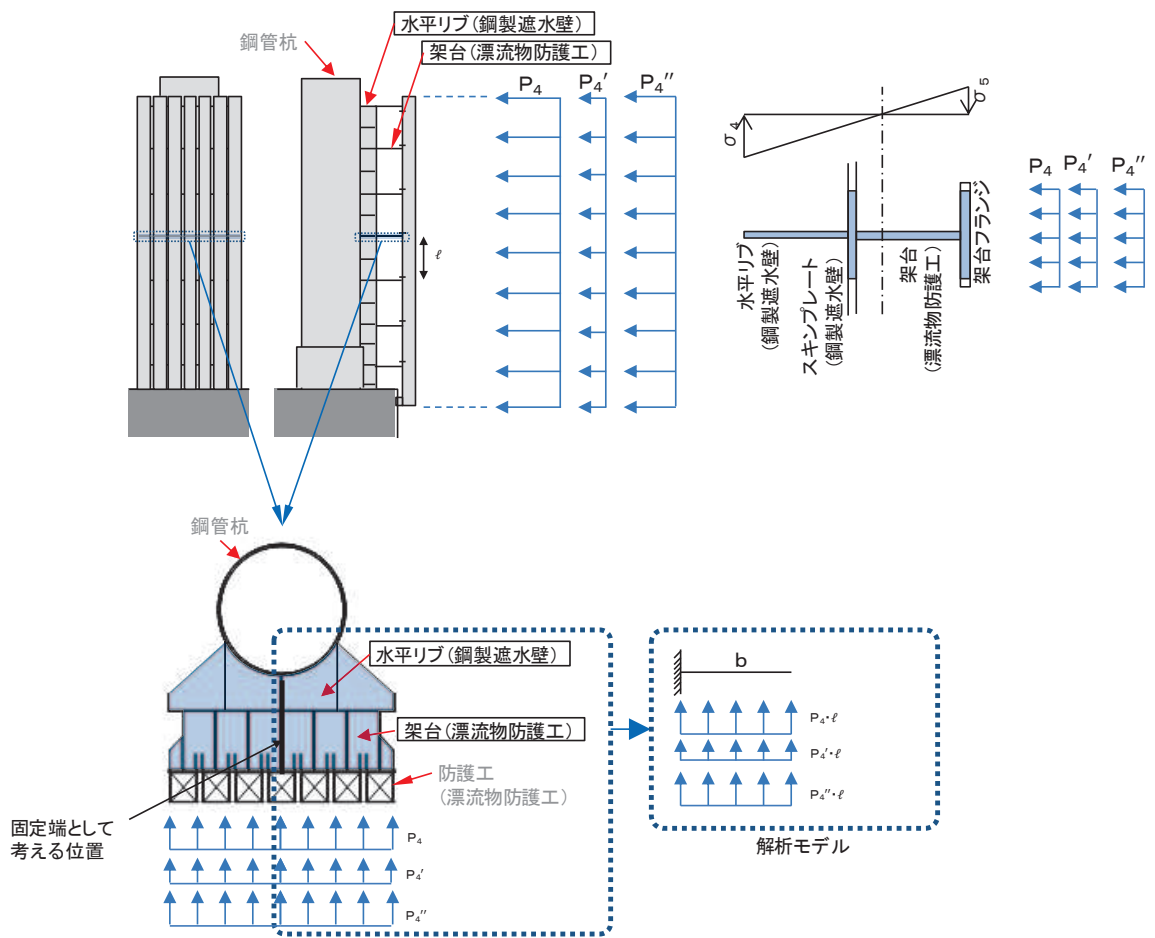


図 4.2-9 水平リブの照査概念図 (重畳時)

(2) 防護工

防護工の照査方法を図 4.2-10 に示す。防護工は架台を支点とする単純ばりでモデル化し、曲げモーメント及びせん断力よりそれぞれ算定される応力が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

曲げ応力照査

$$\sigma_6 = \frac{M_6}{Z_6} \quad \dots \dots \dots (45)$$

$$M_6 = (P_6 + P_6' + P_6'') \cdot b'' \cdot \frac{\ell^2}{8} \quad \dots \dots \dots (46)$$

せん断力照査

$$\tau_6 = \frac{S_6}{A_{wc}} \quad \dots \dots \dots (47)$$

$$S_6 = (P_6 + P_6' + P_6'') \cdot b'' \cdot \frac{\ell}{2} \quad \dots \dots \dots (48)$$

合成応力照査

$$\left( \frac{\sigma_6}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_6}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \quad \dots \dots \dots (49)$$

ここで、

- $\sigma_6$  : 曲げモーメントによる防護工の発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $M_6$  : 防護工に発生する曲げモーメント (kN・m)
- $Z_6$  : 防護工の断面係数 (mm<sup>3</sup>) \*
- $P_6$  : 防護工に作用する津波波圧 (kN/m<sup>2</sup>)
- $P_6'$  : 防護工に作用する地震慣性力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $P_6''$  : 防護工に作用する動水圧 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\tau_6$  : せん断力による防護工の発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $S_6$  : 防護工に発生するせん断力 (kN)
- $b''$  : 防護工の幅 (m)
- $A_{wc}$  : 防護工のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>) \*

注記 \* : 防護工は外側 1mm を腐食代として考慮する。

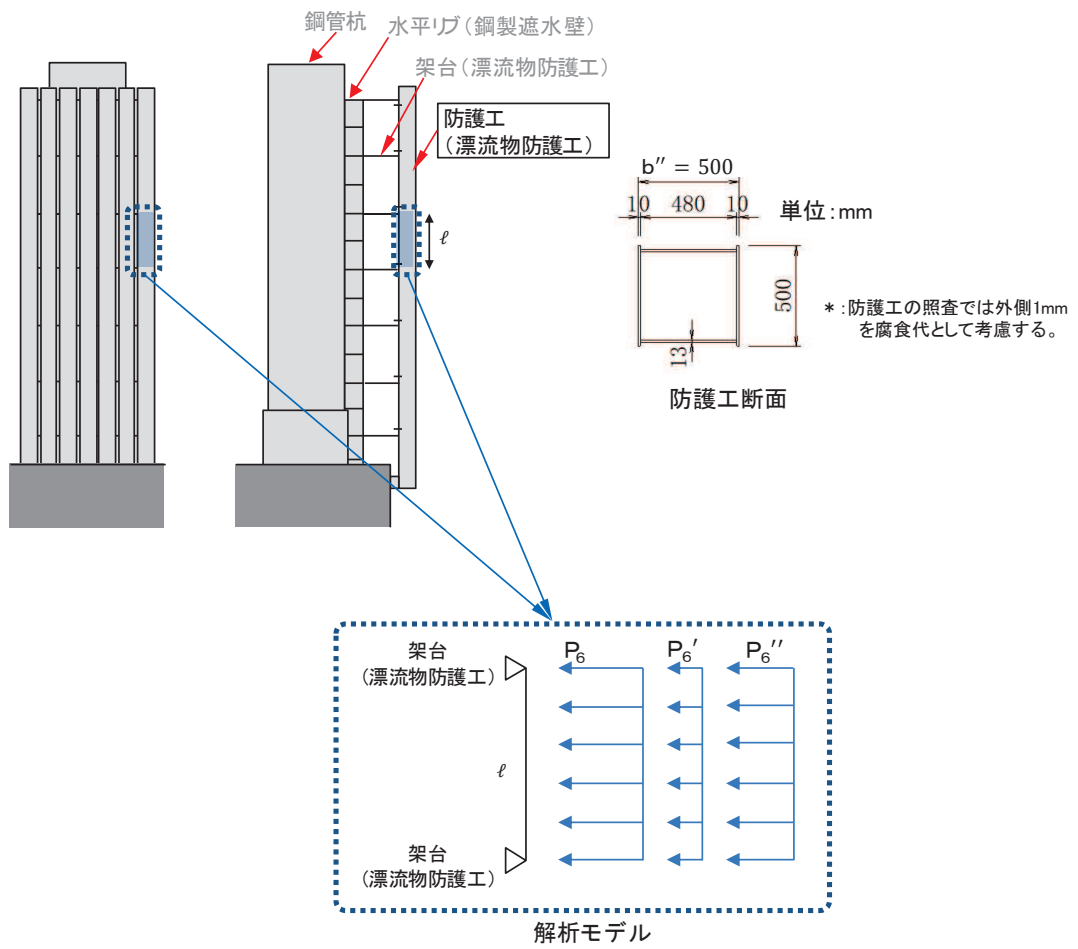


図 4.2-10 防護工の照査概念図(重畳時)

#### 4.2.4 漂流物防護工の偏心影響検討

漂流物防護工は、図 4.2-11 に示すとおり、鋼管杭（鋼製遮水壁）前面に張り出した構造となるため、設置による偏心の影響が考えられる。漂流物防護工及び鋼製遮水壁が取り付けられる鋼管杭が、直接偏心によるモーメントやねじり応力を受けることから、漂流物防護工が鋼管杭に与える偏心荷重及びその評価方法について整理する。

なお、鋼管杭に生じる応力（偏心モーメント及びねじり）及び鋼管杭に生じる変位（汀線直交方向及び汀線方向）の観点に着目し、地震時、津波時及び重畳時それぞれにて整理する。

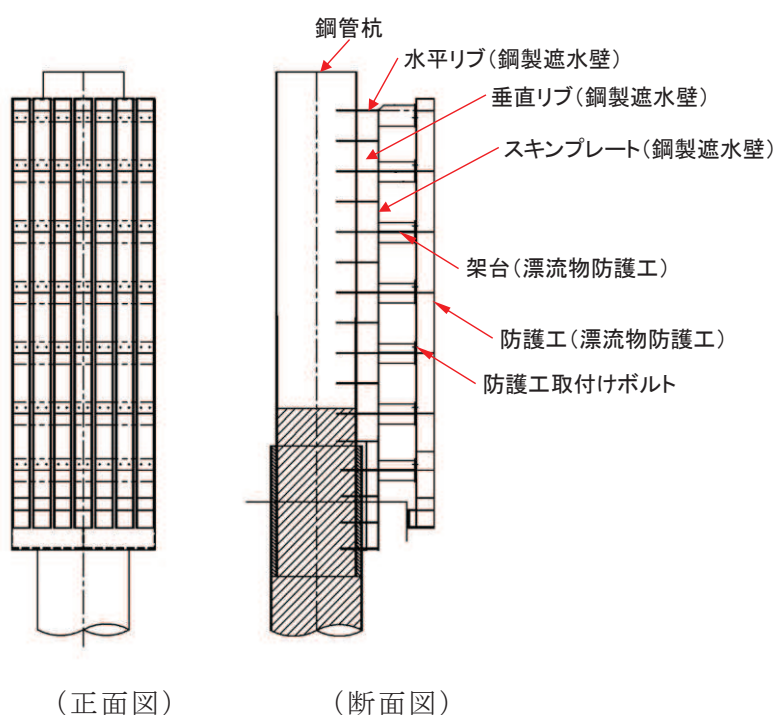


図 4.2-11 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図（正面図，断面図）



(1) 地震時

地震時に、漂流物防護工が鋼管杭に与える偏心荷重影響について表 4.2-1 に示す。

地震時においては、鋼管杭へ作用する偏心モーメント及び鋼管杭へ作用するねじりについて評価を実施する。以降に、評価方法を示す。

なお、評価を実施する断面及びケースは、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査又はせん断破壊に対する照査が最も厳しくなる断面及びケースとする。

表 4.2-1(1) 漂流物防護工による偏心荷重（地震時）

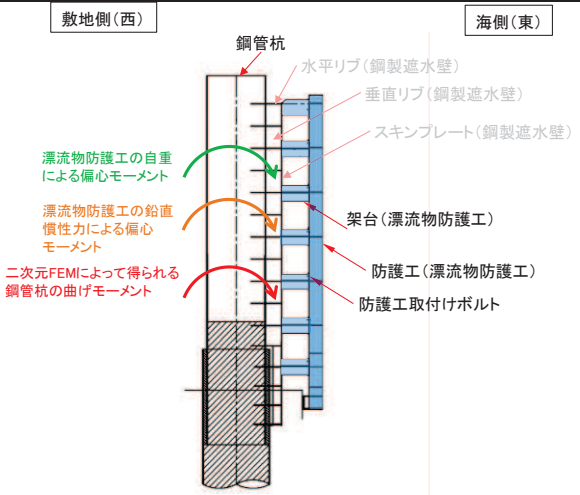
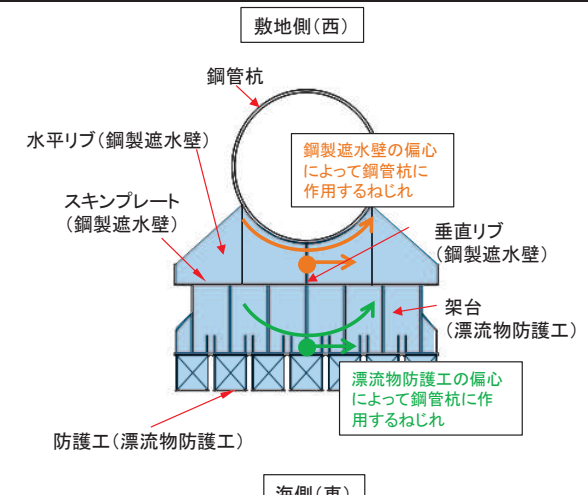
鋼管杭に生じる応力	
偏心モーメント	ねじり
<div style="text-align: center;">敷地側(西) <span style="margin-left: 150px;">海側(東)</span></div>  <p>漂流物防護工の自重による偏心モーメント 漂流物防護工の鉛直慣性力による偏心モーメント 二次元FEMによって得られる鋼管杭の曲げモーメント</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 常時+鉛直加振により，鋼管杭に偏心モーメントが発生する（緑+橙矢印）。</li> <li>・ 偏心モーメントを考慮した評価として，二次元 FEM 解析により得られた鋼管杭の曲げモーメント（赤矢印）に，偏心モーメントを加算して評価する。</li> </ul>	<div style="text-align: center;">敷地側(西) <span style="margin-left: 150px;">海側(東)</span></div>  <p>鋼製遮水壁の偏心によって鋼管杭に作用するねじり 漂流物防護工の偏心によって鋼管杭に作用するねじり</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 漂流物防護工が張り出す方向と直交する方向の成分の加振（縦断方向加振）により，鋼管杭にねじり応力が発生する（緑+橙矢印）。</li> <li>・ ねじり応力を考慮した評価として，保守的に二次元 FEM 解析（弱軸である横断方向加振）により得られた鋼管杭のせん断応力に，二次元 FEM 解析（弱軸である横断方向加振）で得られた震度から算定されるねじり応力を加算して評価する。</li> <li>・ なお，ねじり応力を鋼管杭に伝達する架台及び水平リブについて，縦断方向の桁高は横断方向（海山方向）よりも高く，剛性が大きいことから，架台及び水平リブの縦断方向の評価は省略する。</li> </ul>

表 4.2-1(2) 漂流物防護工による偏心荷重（地震時）

鋼管杭に生じる相対変位	
汀線直交方向	汀線方向
・ 隣り合う構造（鋼管杭＋鋼製遮水壁＋漂流物防護工）が同じであり，海側へ張り出す構造の汀線直交方向の相対変位への影響は小さい。	・ 隣り合う構造（鋼管杭＋鋼製遮水壁＋漂流物防護工）が同じであり，海側へ張り出す構造の汀線方向の相対変位への影響は小さい。

a. 偏心モーメント

漂流物防護工について鋼管杭中心を固定端とした片持ち梁としてモデル化し，次式により偏心モーメントを算出する。モデル図を図 4.2-12 に示す。

ここで，鉛直震度は，漂流物防護工が設置される断面①～断面③，断面⑤，断面⑥の二次元 FEM 解析から得られる最大鉛直震度により設定する。

$$M_e = (1 + k_v) \cdot w_1 \cdot e_1 \quad \dots \dots \dots (50)$$

ここで，

- $M_e$  : 偏心モーメント
- $k_v$  : 鉛直震度
- $w_1$  : 漂流物防護工重量
- $e_1$  : 偏心距離

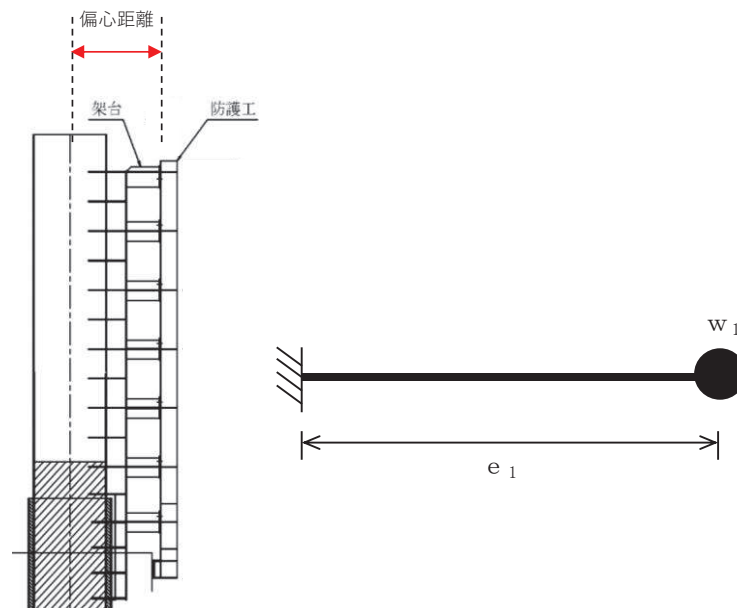


図 4.2-12 モデル図

b. ねじり応力

次式によりねじり応力を算出する。算出概念図を図 4.2-13 に示す。

ねじり応力算出に用いる水平震度は、保守的に漂流物防護工が設置される断面①～断面③，断面⑤，断面⑥の二次元 FEM 解析から得られる最大水平震度により設定する。

$$M_T = (L_2 \cdot w_2 + L_3 \cdot w_3) \cdot k_h \cdot \dots \dots \dots (51)$$

ここで、

$M_T$  : ねじり応力

$L_2$  : 漂流物防護工のねじりアーム長

$w_2$  : 漂流物防護工重量

$L_3$  : 鋼製遮水壁のねじりアーム長

$w_3$  : 鋼製遮水壁重量

$k_h$  : 水平震度

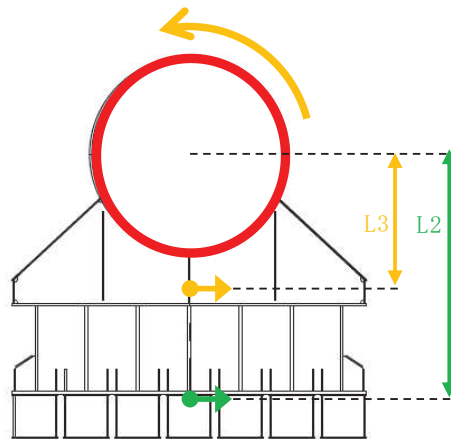


図 4.2-13 ねじり応力算定概念図

c. 合成応力

漂流物防護工の設置により，偏心モーメントによる曲げ応力及びねじり応力が作用することから，合成応力照査についても実施する。合成応力照査は「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，以下の式により行う。

$$\frac{\sigma}{\sigma_a} + \left( \frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 \leq 1.0 \quad \dots \dots \dots (52)$$

ここで，

- $\sigma$  : 曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_a$  : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau_a$  : 短期許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

(2) 津波時

津波時に、漂流物防護工が鋼管杭に与える偏心荷重影響について表 4.2-2 に示す。

津波時においては、鋼管杭へ作用するねじりについて評価を実施する。

評価を実施する断面及びケースは、せん断破壊に対する照査が最も厳しくなる断面及びケースとする。

表 4.2-2(1) 漂流物防護工による偏心荷重（津波時）

鋼管杭に生じる応力	
偏心モーメント	ねじり
<p>漂流物防護工の自重による偏心モーメント（津波荷重により鋼管杭に生じる曲げモーメントを打ち消す）</p> <p>津波荷重により生じる鋼管杭の曲げモーメント</p>	
<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭に生じる常時の偏心モーメント（緑矢印）は、津波作用荷重により鋼管杭に生じる曲げモーメント（赤矢印）を打ち消す方向となる。</li> <li>そのため、津波時に生じる常時の偏心モーメントは保守的に考慮しない。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>漂流物が漂流物防護工端部に衝突することにより、鋼管杭にねじり応力が発生する（橙矢印）。</li> <li>二次元 FEM 解析により得られた鋼管杭のせん断応力に、漂流物衝突によるねじり応力を加算して評価する。</li> <li>なお、漂流物が斜めに衝突する場合の影響検討については、6.1.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度計算書に関する補足説明 5.3 に示す。</li> </ul>

表 4.2-2(2) 漂流物防護工による偏心荷重（津波時）

鋼管杭に生じる相対変位	
汀線直交方向	汀線方向
<div style="text-align: center;"> </div> <ul style="list-style-type: none"> <li>漂流物が漂流物防護工中心に衝突する場合の方が，鋼管杭（止水ジョイント部材）に生じるせん断方向の変位は大きいことから，漂流物防護工中心に衝突する場合を考慮する。</li> <li>なお，漂流物防護工端部及び斜めに衝突する場合の影響検討については，6.1.6 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明に示す。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>漂流物が漂流物防護工に衝突した場合において，鋼管杭（止水ジョイント部材）にねじり応力が生じ，汀線直交方向に変位が生じるものの，汀線方向の相対変位は生じにくいことから，汀線方向の相対変位の評価は省略する。</li> </ul>

a. ねじり応力

漂流物衝突荷重が図 4.2-14 のように，漂流物防護工端部に作用した場合の鋼管杭のねじりモーメントを以下式により算出する。また，計算の概念図を図 4.2-14 に，計算に必要な諸元を表 4.2-3 に示す。

なお，漂流物の衝突形態は「補足 140-1【津波への配慮に関する説明書の補足説明資料】4.3 漂流物による衝突荷重について」で示すとおり，漂流物が防潮堤（鋼管式鉛直壁）に対して直角方向に衝突する場合の他に，斜め方向から衝突することも考えられることから，斜め方向から衝突した場合のねじりについて影響検討についても行うこととし，「6.1.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度計算書に関する補足説明」に示す。



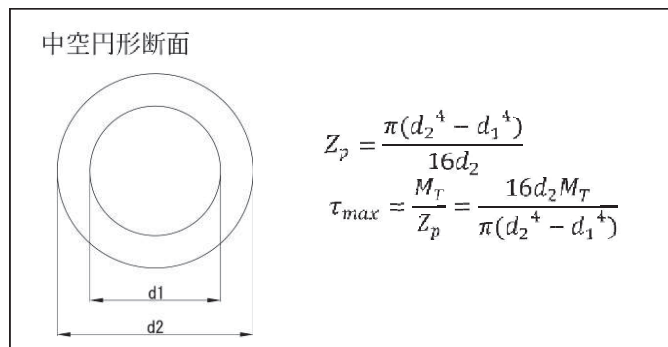
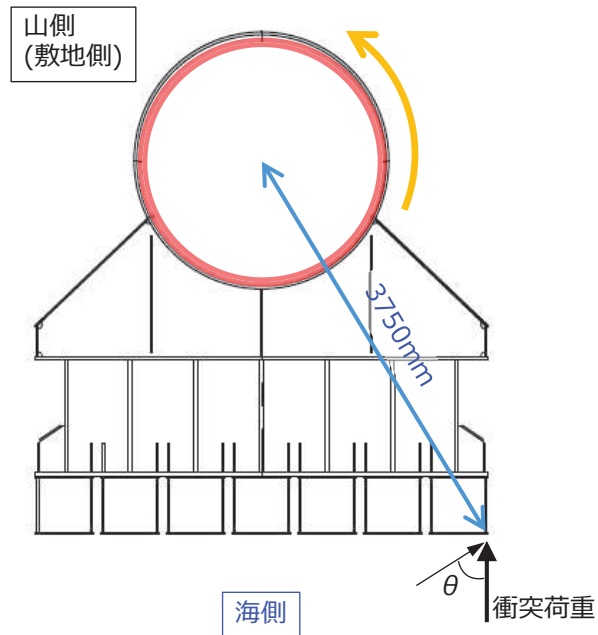


図 4.2-14 ねじり応力算定概念図

表 4.2-3 計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
L	ねじりアーム長	3,750	mm
P <sub>o</sub>	漂流物衝突荷重	2,000	kN
θ	傾き	58	°
d <sub>1</sub>	内径	2,430	mm
d <sub>2</sub>	外径 <sup>1*</sup>	2,498	mm
t	板厚 <sup>1*</sup>	34	mm
M <sub>T</sub>	ねじりモーメント	3,974,394,482	N・mm
Z <sub>p</sub>	ねじりの断面係数 <sup>*2</sup>	3.199×10 <sup>8</sup>	mm <sup>3</sup>

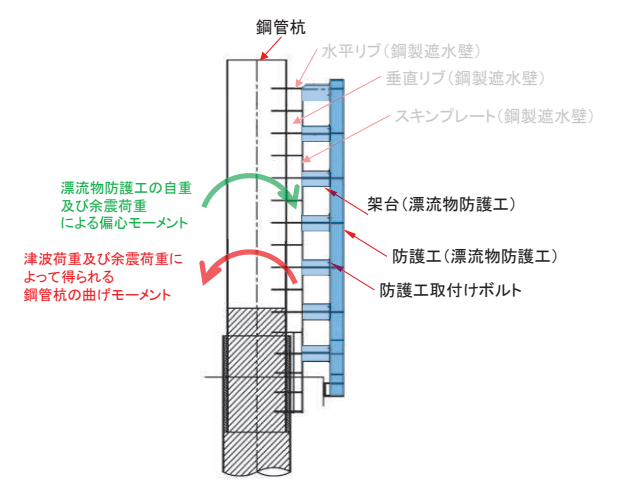
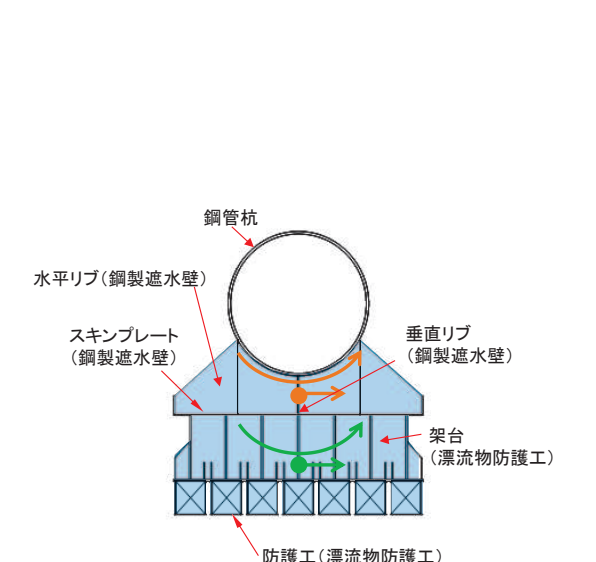
注記\*1：腐食代1mmを考慮する。

\*2：保守的に鋼管杭の剛性のみを考慮する。

(3) 重畳時

重畳時に、漂流物防護工が鋼管杭に与える偏心荷重影響について表 4.2-4 に示す。重畳時における漂流物防護工の偏心荷重影響は小さいことから、考慮しない。

表 4.2-4 漂流物防護工による偏心荷重（重畳時）

鋼管杭に生じる応力	
偏心モーメント	ねじり
 <ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭に生じる重畳時の最大鉛直震度は <math>k_v=0.7</math> であり，余震時に鋼管杭に作用する偏心モーメントは，常時に鋼管杭に生じる偏心モーメントよりも小さい。</li> <li>そのため，鋼管杭に作用する偏心モーメントは海側方向（緑矢印）となる。</li> <li>一方，重畳時に鋼管杭に生じる曲げモーメントは敷地側方向（赤矢印）であるため，偏心モーメントは曲げモーメントを打ち消す方向となる。</li> <li>よって，重畳時に生じる偏心モーメントは保守的に考慮しない。</li> </ul>	 <ul style="list-style-type: none"> <li>漂流物防護工が張り出す方向と直交する方向の成分の加振（縦断方向加振）により，鋼管杭にねじり応力が発生する（緑＋橙矢印）。</li> <li>水平加振により鋼管杭に生じるねじりの影響は，水平震度が大きい地震時に検討する。</li> </ul>
鋼管杭に生じる相対変位	
汀線直交方向	汀線方向
<ul style="list-style-type: none"> <li>隣り合う構造（鋼管杭＋鋼製遮水壁＋漂流物防護工）が同じであり，海側へ張り出す構造の汀線直交方向の相対変位への影響は小さい。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>隣り合う構造（鋼管杭＋鋼製遮水壁＋漂流物防護工）が同じであり，海側へ張り出す構造の汀線方向の相対変位への影響は小さい。</li> </ul>

5. 許容限界

鋼製遮水壁，漂流物防護工及び鋼管杭の許容限界は，「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，表5-1～表5-3に示す短期許容応力度とする。

なお，鋼管杭の許容限界は，「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，局部座屈を考慮した許容限界とする。

表 5-1 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の許容限界

部材		材質	座屈	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
鋼製 遮水壁	水平リブ	SM490Y	非考慮	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$	210	315
			非考慮	許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	120	180
漂流物 防護工	架台	SM490Y	非考慮	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$	210	315
			非考慮	許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	120	180
	防護工	SM570	非考慮	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$	255	382
			非考慮	許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	145	217

注記 \*：短期許容応力度は，道路橋示方書により許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表 5-2 漂流物防護工（防護工取付けボルト）の許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
強度区分 8.8	許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	360	540
	許容応力度 $\tau_{sa}$	200	300

注記 \*：短期許容応力度は，道路橋示方書により許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表 5-3(1) 鋼管杭の許容限界（一般部，断面①～断面③）

杭種		設置標高		座屈	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) * 2	
					許容曲げ 圧縮応力 度	許容せん 断 応力度	許容曲げ 圧縮応力度	許容せん断 応力度
鋼管杭 (上 杭) φ 2200	SKK490 (t=25mm)	O. P. +30. 0m～ O. P. +23. 5m		座屈 考 慮	161* <sup>1</sup>	96* <sup>1</sup>	241* <sup>1</sup>	145* <sup>1</sup>
	SM570 (t=40mm)	O. P. +23. 5m～ O. P. +21. 0m			224* <sup>1</sup>	137* <sup>1</sup>	336* <sup>1</sup>	206* <sup>1</sup>
		O. P. +21. 0m～ O. P. +20. 0m		255	145	382	217	
鋼管杭 (下 杭) φ 2500	SM570 (t=35mm)	長 杭	O. P. +20. 0m～ O. P. ±0. 0m	座屈 非 考 慮	255	145	382	217
		短 杭	O. P. +20. 0m～ O. P. +5. 0m					
	SKK490 (t=25mm)	長 杭	O. P. ±0. 0m～ 杭下端		185	105	277	157
		短 杭	O. P. +5. 0m～ O. P. +2. 5m					

注記 \* 1 : 座屈を考慮する場合，鋼管杭の応力状態に応じた許容応力度を用いるが，ここでは許容  
 応力度が最小となるように算定した値を示す。

\* 2 : 短期許容応力度は，道路橋示方書により許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 4-3(2) 鋼管杭の許容限界（岩盤部，断面⑤～⑥）

杭種		設置標高		座屈	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) * 2	
					許容曲げ 圧縮応力度	許容せん 断応力度	許容曲げ 圧縮応力 度	許容せん 断応力度
鋼管杭 (上杭) φ 2200	SKK490 (t=25mm)	0. P. +29. 0m～ 0. P. +23. 5m		座屈 考 慮	164* 1	96* 1	246* 1	145* 1
	SM570 (t=40mm)	0. P. +23. 5m～ 0. P. +21. 0m			229* 1	137* 1	344* 1	206* 1
		0. P. +21. 0m～ 0. P. +20. 0m		255	145	382	217	
鋼管杭 (下杭) φ 2500	SM570 (t=35mm)	⑤断 面	0. P. +20. 0m ～ 0. P. +5. 0m	座屈 非 考 慮	255	145	382	217
		⑥断 面	0. P. +20. 0m ～ 0. P. +8. 0m					
	SKK490 (t=25mm)	⑤断 面	0. P. +5. 0m ～ 0. P. +2. 5m		185	105	277	157
		⑥断 面	0. P. +8. 0m ～ 0. P. +5. 5m					

注記 \* 1 : 座屈を考慮する場合，鋼管杭の応力状態に応じた許容応力度を用いるが，ここでは許容  
 応力度が最小となるように算定した値を示す。

\* 2 : 短期許容応力度は，道路橋示方書により許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

## 6. 評価結果

### 6.1 地震時

鋼管杭に発生する最大水平加速度から算出される最大水平震度  $k_h$  は表 6.1-1 のとおりである。また、最大水平震度を示す地震動における各断面の深度分布を図 6.1-1 に示す。

上記より、保守的に評価に用いる設計水平震度は 9 とし、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の高さ方向に一様に作用するものとし、風荷重については  $1\text{kN/m}^2$  を考慮して評価を行った。

鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主部材の照査結果を表 6.1-2 に示す。この結果から、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 6.1-1 各評価断面における最大震度及び設計震度

断面	最大加速度 となる標高	最大水平震度 $k_h$	設計水平震度	最大鉛直震度 $k_v$	設計鉛直震度
断面①	O. P. +29.0m	7.0	9	1.6	2
断面②	O. P. +29.0m	8.6		1.6	
断面③	O. P. +29.0m	7.8		1.0	
断面⑤	O. P. +29.0m	3.8		0.7	
断面⑥	O. P. +29.0m	5.6		0.8	

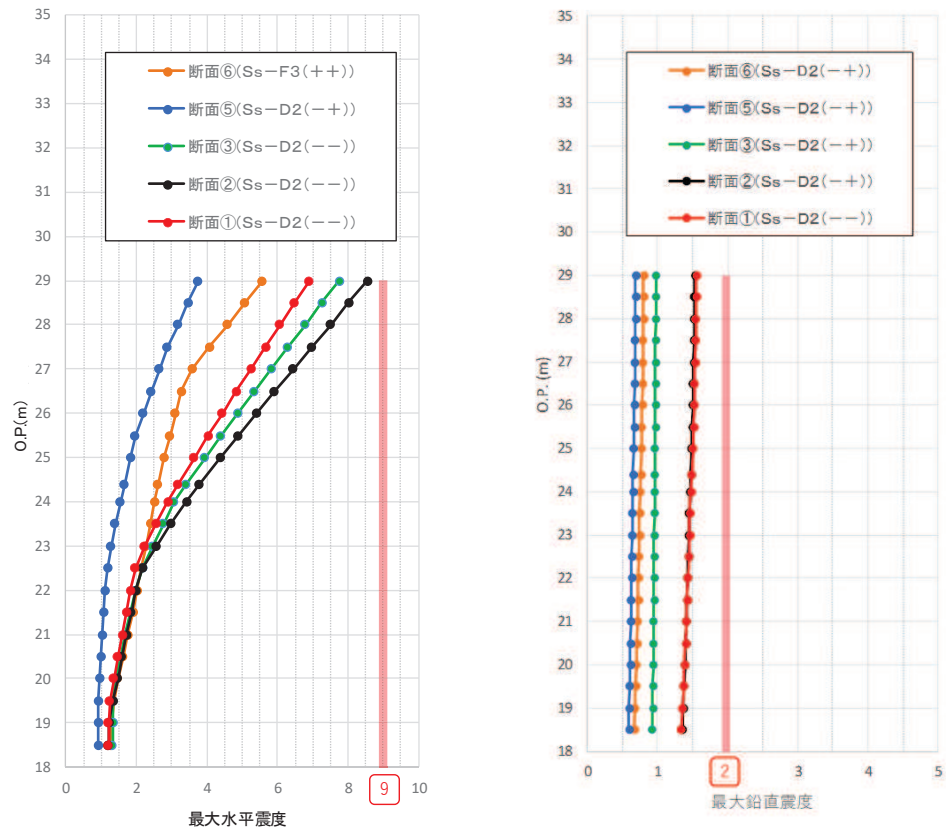


図 6.1-1 最大震度分布

表 6.1-2 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主要部材の照査結果

部材		材質	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼製遮水壁	水平リブ	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	27	315	0.09
			せん断応力 度 (N/mm <sup>2</sup> )	13	180	0.08
			合成応力度*	0.02	1.20	0.02
漂流物 防護工	架台	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	21	315	0.08
			せん断応力 度 (N/mm <sup>2</sup> )	13	180	0.08
			合成応力度*	0.01	1.20	0.01
	防護工	SM570	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	3	382	0.01
			せん断応力 度 (N/mm <sup>2</sup> )	2	217	0.01
			合成応力度*	0.01	1.20	0.01
	防護工取付け ボルト	強度区 分 8.8	引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	52	540	0.10
			せん断応力 度 (N/mm <sup>2</sup> )	18	300	0.06

注記 \* : 同じ荷重条件の曲げ応力度及びせん断応力度から算出する。



## 6.2 津波時

鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主要材の照査結果を表 6.2-1 に示す。この結果から、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主要材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 6.2-1 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主要材の照査結果

部材		材質	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼製 遮水壁	水平リブ	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	221	315	0.71
			せん断応力 度 (N/mm <sup>2</sup> )	68	180	0.38
			合成応力度	0.63	1.20	0.53
漂流物 防護工	架台	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	169	315	0.54
			せん断応力 度 (N/mm <sup>2</sup> )	68	180	0.38
			合成応力度	0.43	1.20	0.36
	防護工	SM570	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	275	382	0.72
			せん断応力 度 (N/mm <sup>2</sup> )	179	217	0.83
			合成応力度	0.68	1.20	0.57

### 6.3 重畳時

鋼管杭に発生する最大水平加速度から算出される最大水平震度 $k_h$ は表 6.3-1 のとおりである。

また、各断面における最大水平震度の深度分布及び最大動水圧の深度分布を図 6.3-1 に示す。

上記より、保守的に評価に用いる水平震度は 7 とし、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の高さ方向に作用するものとして評価を行った。

鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主部材の照査結果を表 6.3-2 に示す。この結果から、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 6.3-1 各評価断面における最大水平震度及び設計水平震度

断面	最大加速度 となる標高	最大水平震度 $k_h$	設計用水平震 度
断面①	0. P. +29.0m	5.5	7
断面②	0. P. +29.0m	6.1	
断面③	0. P. +29.0m	5.2	
断面⑤	0. P. +29.0m	3.0	
断面⑥	0. P. +29.0m	4.6	

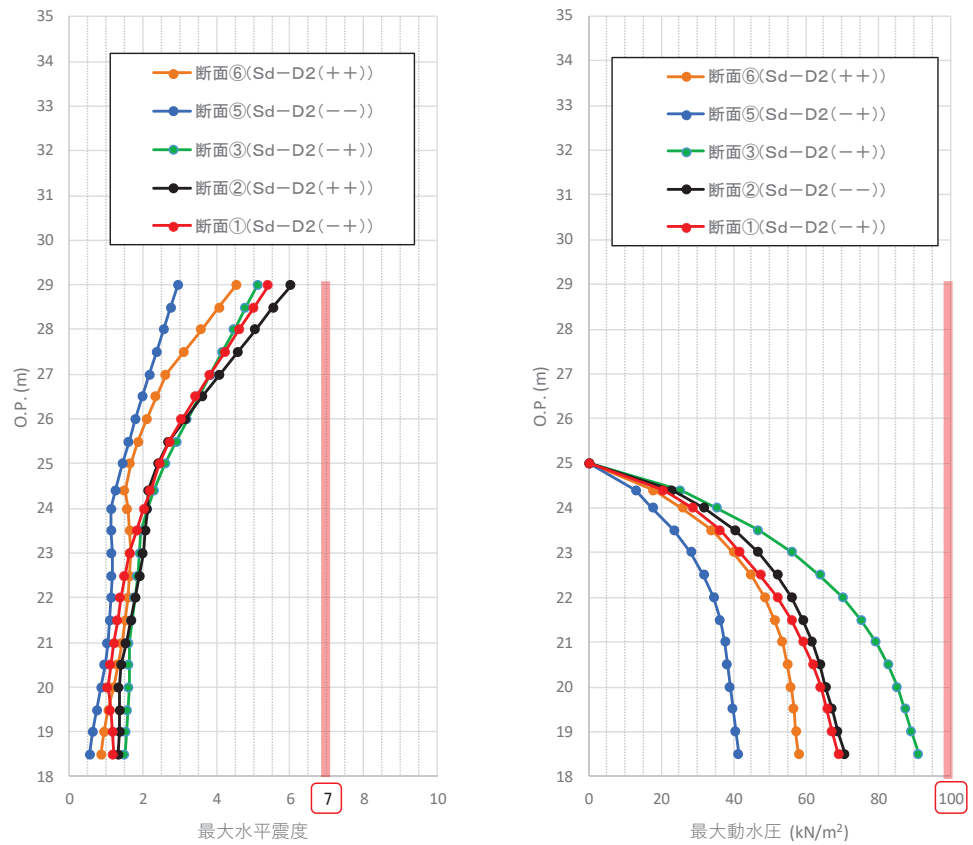


図 6.3-1 各断面における最大水平震度及び最大動水圧の深度分布

表 6.3-2 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主要部材の照査結果

部材		応力成分	材質	応力度	許容限界	照査値
鋼製遮水壁	水平リブ	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	SM490Y	77	315	0.25
		せん断応力 度 (N/mm <sup>2</sup> )		38	180	0.22
		合成応力度		0.12	1.20	0.10
漂流物 防護工	架台	曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	SM490Y	59	315	0.19
		せん断応力 度 (N/mm <sup>2</sup> )		38	180	0.22
		合成応力度		0.09	1.20	0.08
	防護工	引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	SM570	19	382	0.05
		せん断応力 度 (N/mm <sup>2</sup> )		13	217	0.06
		合成応力度		0.01	1.20	0.01

## 6.4 漂流物防護工の偏心影響検討

### 6.4.1 地震時

#### (1) 偏心モーメント

漂流物防護工の鉛直加振時に、漂流物防護工の偏心により鋼管杭に発生する偏心モーメントを考慮した評価結果を表 6.4-1 に示す。

評価対象断面及び入力地震動については、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値が最も厳しい「断面②， $S_s - D2$ （—），解析ケース②」とする。また、漂流物防護工の鉛直加振によって鋼管杭に生じる偏心モーメントを算定するための設計震度は、表 6-1 に示す防潮堤（鋼管式鉛直壁）における最大鉛直震度である  $k_v=1.6$  とする。

漂流物防護工の偏心モーメントを考慮することで、曲げ圧縮応力度が 2 割程度上昇するものの、許容限界以下であることを確認した。

表 6.4-1 鋼管杭の偏心モーメントを考慮した照査値（断面②， $S_s - D2$ （—））

解析 ケース	杭種	曲げモーメント ( $kN \cdot m$ )	軸力 ( $kN$ )	曲げ圧縮 応力度 $\sigma_s$ ( $N/mm^2$ )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ ( $N/mm^2$ )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
②* <sup>1</sup>	A	10728	537	126	247	0.52
②（偏心考慮）	A	12933	537* <sup>2</sup>	151	247	0.62

注記\*1：防潮堤（鋼管式鉛直壁）における最大照査値ケースを耐震計算書から再掲。

\*2：解析ケース②の値を流用した。

#### (2) ねじり応力

漂流物防護工の偏心により鋼管杭に発生するねじり応力を考慮した評価結果を表 6.4-2 に示す。

評価対象断面及び入力地震動については、鋼管杭のせん断破壊に対する照査値が最も厳しい「断面②， $S_s - D2$ （++），解析ケース①」とする。漂流物防護工の水平加振によって鋼管杭に生じるねじり応力を算定するための設計震度は、保守的に防潮堤（鋼管式鉛直壁）における最大水平震度である  $k_h=8.6$  とする。

漂流物防護工のねじり応力を考慮することで、せん断応力度が上昇するものの、許容限界以下であることを確認した。

表 6.4-2 鋼管杭のねじり応力を考慮した照査値（断面②， $S_s - D2（++）$ ）

解析 ケース	杭種	せん断応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
①*	C	67	217	0.31
①（ねじり考慮）	C	101	217	0.47

注記\*：防潮堤（鋼管式鉛直壁）における最大照査値ケースを耐震計算書から再掲。

(3) 合成応力

合成応力による評価結果を表 6.4-3 に示す。漂流物防護工の設置による偏心モーメント及びねじり応力を考慮した合成応力についても許容限界以下であることを確認した。

なお、合成応力評価に用いる発生応力度は、曲げ及びせん断ともに(1)偏心モーメント及び(2)ねじり応力にて示す発生応力度であり、同一断面（断面②）であるものの、曲げ軸力及びせん断それぞれの照査値最大ケース及び照査値最大位置から求めていることから、保守的な検討を実施している。

表 6.4-3 合成応力評価

合成応力 a*	許容限界 b	照査値 a/b
0.83	1.0	0.83

注記\*：曲げ圧縮応力度は表 6.4-1 に示す値（断面②， $S_s - D2（--）$ ），解析ケース②（偏心考慮），杭種A）を参照。せん断応力度は表 6.4-2 に示す値（断面②， $S_s - D2（++）$ ），解析ケース①（ねじり考慮），杭種C）を参照。

## 6.4.2 津波時

### (1) ねじり応力

漂流物衝突荷重を漂流物防護工の端部に作用させた場合の鋼管杭に発生するねじりを考慮した評価結果を表 6.4-4 に示す。

検討ケースはせん断破壊に対する照査値が最も厳しい「断面⑤，解析ケース③」とした。漂流物防護工のねじり応力を考慮することで，せん断応力度が 1 割程度上昇するものの，許容限界以下であることを確認した。

表 6.4-4 鋼管杭のせん断応力照査における最大照査値（断面⑤）

解析 ケース	杭種	せん断応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度 $\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
③*	C	105	217	0.49
③（ねじり考慮）	C	117	217	0.54

注記\*：防潮堤（鋼管式鉛直壁）における最大照査値ケースを強度計算書から再掲。

## 7. 漂流物防護工の評価に関する補足

### 7.1 架台縦リブのスキンプレートへの影響について

#### 7.1.1 架台縦リブ設置の考え方

架台は、図 7.1-1 に示すとおり、道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編の垂直補剛材の配置及びその間隔の規定によれば、フランジ純間隔（スキンプレートとフランジの距離）に対して板厚が十分厚いことから垂直補剛材は不要とされているものの、座屈に対して十分な安全性を確保する観点から垂直補剛材として縦リブを設置する。

また、架台は、上記のように垂直補剛材が不要と規定されていることから分かるように、板厚が十分に厚く剛性が大きいため架台の変形も小さいと判断できることから、縦リブがスキンプレート（鋼製遮水壁）に及ぼす影響は小さい。

ただし、衝突荷重（2000kN）のような非常に大きい集中荷重が作用することによって、図 7.1-2 に示すとおり、縦リブとスキンプレート（溶接接合）の端部に応力集中が発生することが懸念されたため、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の一部をモデル化して、荷重の伝達を詳細に確認する。

#### 10.4.3 垂直補剛材の配置及びその間隔

- (1) 上下両フランジの純間隔が表-10.4.2の値をこえる場合は、腹板には垂直補剛材を設けるものとする。  
 計算せん断応力度が許容せん断応力度に比べて小さい場合は、表-10.4.2の値を $\sqrt{\text{許容せん断応力度}/\text{計算せん断応力度}}$ 倍することができる。ただし、1.2倍をこえてはならない。

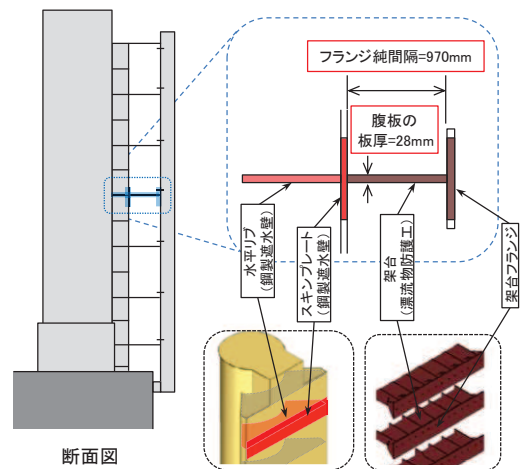
表-10.4.2 垂直補剛材を省略しうるフランジ純間隔の最大値

鋼種	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
上下両フランジ純間隔	70t	60t	57t	50t

ここに、t：腹板の板厚

道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編抜粋

✓ 垂直補剛材を省略しうるフランジ純間隔の最大値  
 $57t = 57 \times 28\text{mm} = 1596\text{mm} > 970\text{mm}$  (フランジ純間隔)



フランジ純間隔及び腹板の板厚のイメージ図

図 7.1-1 垂直補剛材の配置について

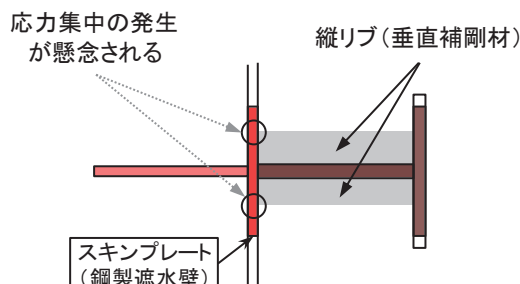


図 7.1-2 スキンプレートの応力集中イメージ図



### 7.1.2 三次元解析による影響検討

縦リブとスキンプレートの接合部分の伝達を確認するため、三次元解析を行う。

#### (1) 解析モデル

解析モデルを図 7.1-3 に示す。解析モデルは、線形シェル要素により、設計津波水位（O.P. +25.0m）を中心に架台 3 段分の三次元モデルを作成する。

拘束条件は、鋼管杭下端を完全固定とした。

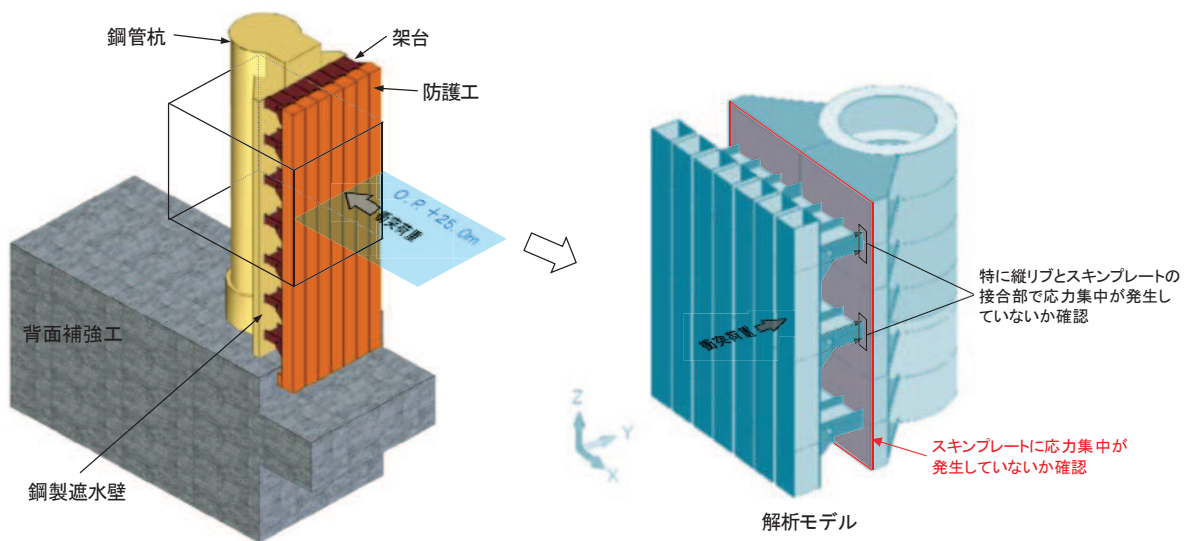


図 7.1-3 解析モデル図

(2) 解析条件

解析に使用する材料特性を表 7.1-1 に示す。なお、解析モデルが防潮堤（鋼管式鉛直壁）の一部であること及び解析の目的が荷重伝達による応力集中の発生の確認であることから、重量（自重）については考慮しないこととする。

表 7.1-1 材料特性

材料	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
鋼材	2.0×10 <sup>8</sup>	0.3

また、解析で考慮する荷重については、以下の点を踏まえて、スキンプレートに応力集中が発生しやすい荷重条件として衝突荷重のみを作用させる。

- ✓ 今回の検討では、縦リブとスキンプレートの接合部に極端な応力集中が発生しないことを確認することが目的である。
- ✓ 衝突荷重は 2000 (kN) という非常に大きな荷重を集中荷重として考慮するため、架台と架台の中央に相当する防護工にこの荷重を作用させた場合には、縦リブの鉛直方向に荷重伝達の差が生じ、縦リブ端部のスキンプレートに応力集中を発生させる可能性がある（表 7.1-2(1)）。
- ✓ 衝突荷重を考慮する場合には津波波圧も重畳させて強度評価を行っているが、津波波圧は分布荷重として作用するため、縦リブにはほぼ均等に荷重が伝達されるため、縦リブ端部のスキンプレートには応力集中が発生する可能性は低い（表 7.1-2(2)）。

以上を踏まえ、解析で考慮する荷重条件を図 7.1-4 及び表 7.1-3 に示す。

表 7.1-2(1) 作用荷重及び荷重伝達のイメージ

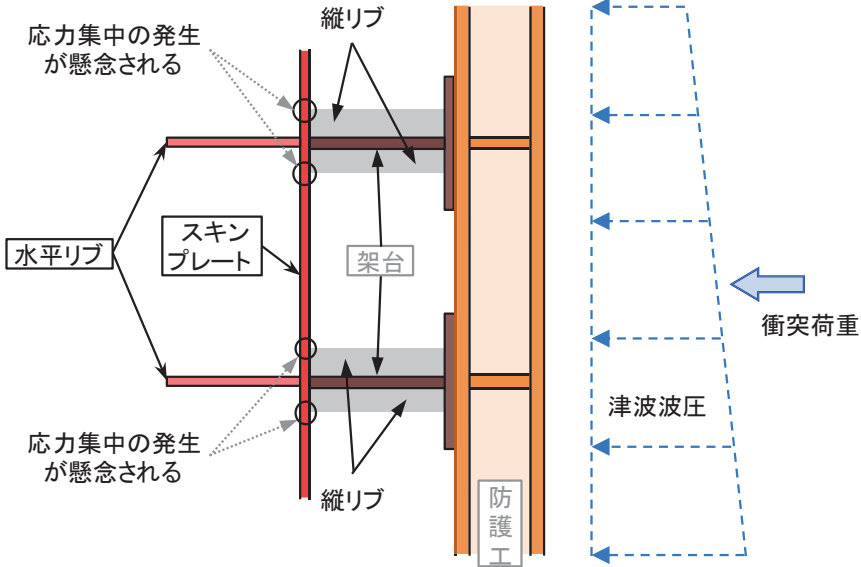
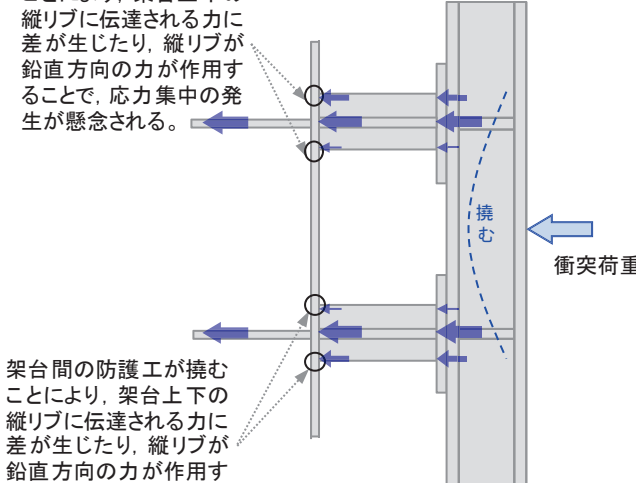
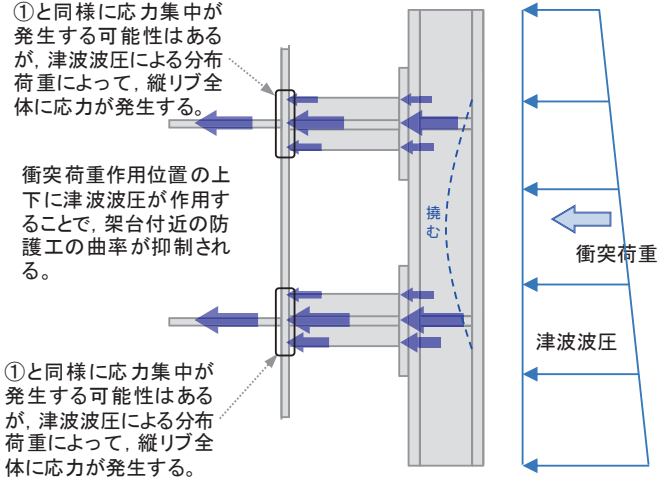
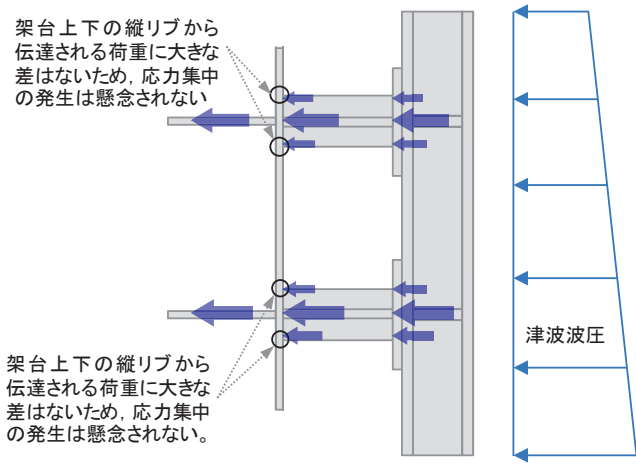
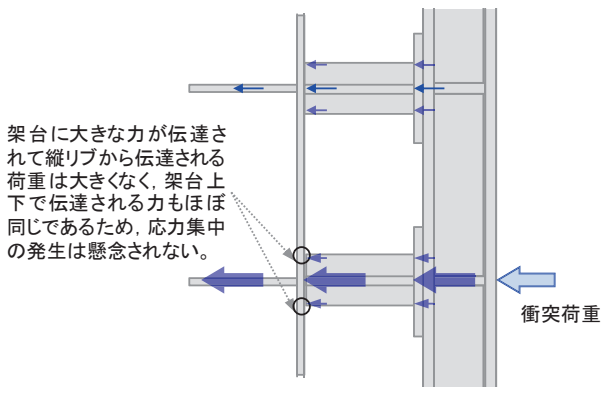
作用荷重及び荷重伝達のイメージ	応力集中のしやすさ
<p>【実際に津波時で考慮する荷重条件】</p>  <p>応力集中の発生が懸念される</p> <p>縦リブ</p> <p>水平リブ</p> <p>スキンプレート</p> <p>架台</p> <p>防護工</p> <p>津波波圧</p> <p>衝突荷重</p> <p>応力集中の発生が懸念される</p> <p>縦リブ</p>	<p>—</p>
<p>【①衝突荷重のみを架台と架台の中央に作用させるパターン】</p>  <p>架台間の防護工が撓むことにより、架台上下の縦リブに伝達される力に差が生じたり、縦リブが鉛直方向の力が作用することで、応力集中の発生が懸念される。</p> <p>撓む</p> <p>衝突荷重</p> <p>架台間の防護工が撓むことにより、架台上下の縦リブに伝達される力に差が生じたり、縦リブが鉛直方向の力が作用することで、応力集中の発生が懸念される。</p>	<p>発生しやすい</p>

表 7.1-2(2) 作用荷重及び荷重伝達のイメージ

作用荷重及び荷重伝達のイメージ	応力集中のしやすさ
<p>【②衝突荷重と津波波圧を作用させるパターン】</p>  <p>①と同様に応力集中が発生する可能性はあるが、津波波圧による分布荷重によって、縦リブ全体に応力が発生する。</p> <p>衝突荷重作用位置の上下に津波波圧が作用することで、架台付近の防護工の曲率が抑制される。</p> <p>①と同様に応力集中が発生する可能性はあるが、津波波圧による分布荷重によって、縦リブ全体に応力が発生する。</p>	<p>発生しにくい*</p>
<p>【③津波波圧のみを作用させるパターン】</p>  <p>架台上下の縦リブから伝達される荷重に大きな差はないため、応力集中の発生は懸念されない。</p> <p>架台上下の縦リブから伝達される荷重に大きな差はないため、応力集中の発生は懸念されない。</p>	<p>発生しにくい</p>
<p>【④衝突荷重のみを架台と同じ位置に作用させるパターン】</p>  <p>架台に大きな力が伝達されて縦リブから伝達される荷重は大きくなく、架台上下で伝達される力もほぼ同じであるため、応力集中の発生は懸念されない。</p>	<p>発生しにくい</p>

注記\*：縦リブ端部のスキンプレートに発生する応力集中の発生しやすいことから「発生しにくい」と評価したが、②のパターンについても解析を実施し、津波波圧が応力集中の発生に及ぼす影響を検証する（結果については「(4) 考察」に示す）。

表 7.1-3 作用荷重

荷重	数値	作用位置
衝突荷重	2000 (kN)	防護工中心 (O. P. +24.915m)

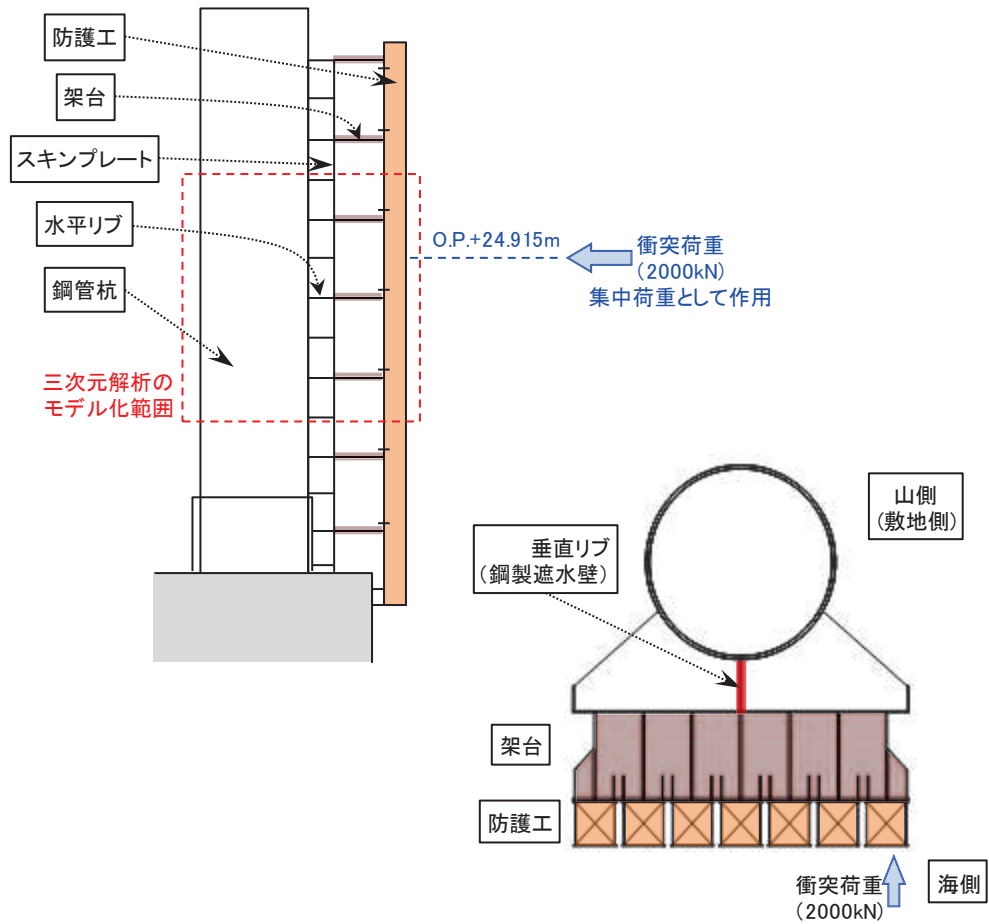


図 7.1-4 荷重作用位置

### (3) 解析結果

解析結果として、応力コンター図を図 7.1-5 に示す。

図 7.1-5 によりスキンプレーットの発生応力は最大でも  $84\text{N}/\text{mm}^2$  程度であり、その周辺にも連続的に応力が発生していることが確認されることから、縦リブ端部のスキンプレーットに応力集中が発生している状況ではないと判断した。

また、スキンプレーットを挟んで縦リブの反対側に部材が無いこと、スキンプレーットに接続する部材の端部は縦リブとなっていること、架台 1 段当たりの架台断面積 ( $9.52 \times 104\text{mm}^2$ ) と縦リブ断面積 ( $6.44 \times 104\text{mm}^2$ ) は 3 : 2 の比率で、架台断面積に対して縦リブの断面積が近いことから、縦リブ周辺のスキンプレーットに応力が発生したものと考えられる。

なお、スキンプレーットの許容軸方向引張応力度は  $315\text{N}/\text{mm}^2$  であるため今回確認した縦リブによるスキンプレーットへの影響を考慮してもスキンプレーットの健全性に影響を与えるものではないことを確認した。

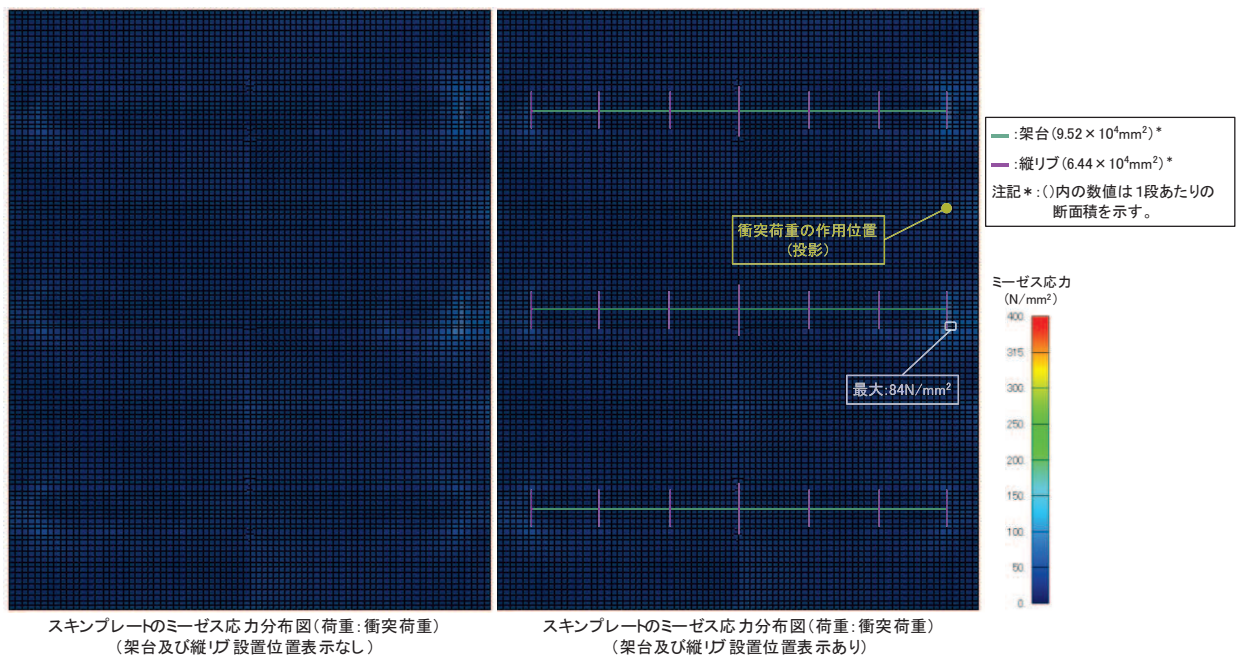
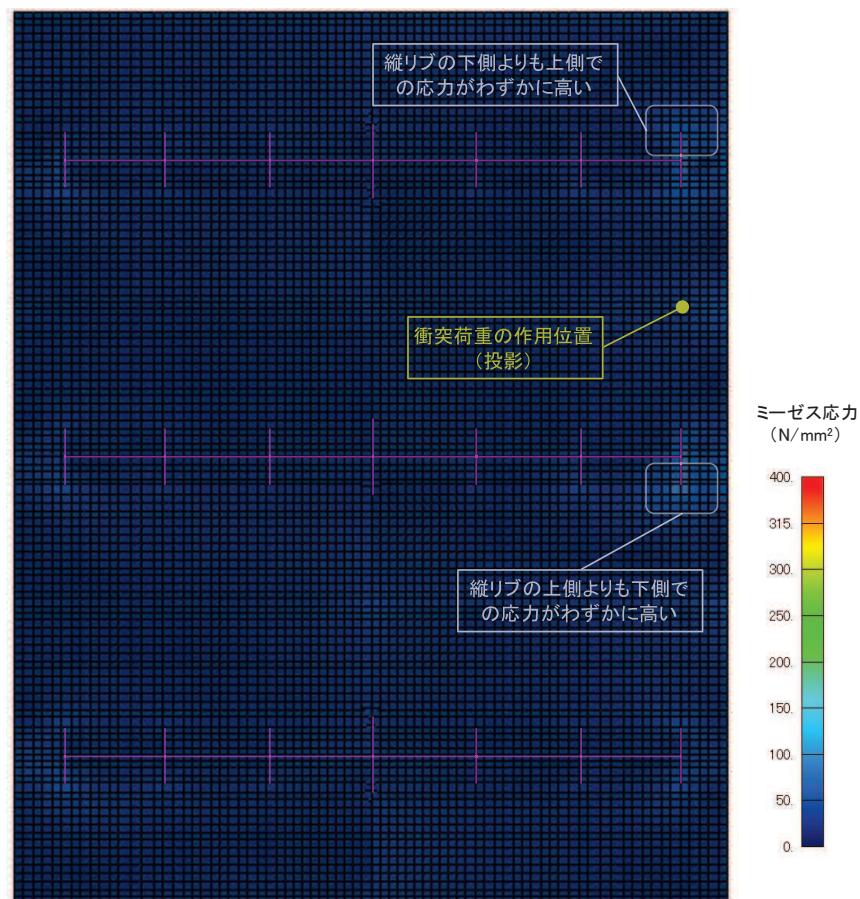


図 7.1-5 解析結果 (スキンプレーットのコンター図)

(4) 考察

「(3) 解析結果」では、縦リブに大きな応力集中が発生しないことを確認したが、以下の特徴が確認されたことから、それぞれに対する考察を行った。

- ① 衝突荷重を作用させた位置の上段の縦リブでは下側よりも上側のスキンプレートでわずかに応力が大きくなっている。逆に、下段の縦リブでは上側よりも下側のスキンプレートでわずかに応力が大きくなっている。
- ② 衝突荷重を作用させた位置に対して、鋼製遮水壁の垂直リブを中心に反対側の縦リブ下側周辺のスキンプレートにわずかな応力が発生している。
- ③ 図 7.1-5 の解析結果では、衝突荷重を作用させた位置の上下の縦リブ周辺のスキンプレートに応力を発生させていることが確認される。また、上段の縦リブでは下側に比べて上側が、下段の縦リブでは上側に比べて下側が、スキンプレートの発生応力がわずかに大きくなっている（図 7.1-6）。



ミーゼス応力分布図  
(架台及び縦リブ設置位置表示あり: 紫線)

図 7.1-6 解析結果 (スキンプレートのコンター図)

このことについては、図 7.1-7 に示すように、衝突荷重を架台と架台の中央の防護工に作用させることで防護工がスキンプレート側に撓み、その影響を受けて上段の架台は両端が拘束されていることから上方に凸の変形となり縦リブ上端部付近のスキンプレートでわずかに応力が高くなったと考えられる。また、下段の架台も両端が拘束されていることから下方に凸の変形となり縦リブ下端部付近のスキンプレートでわずかに応力が高くなったと考えられる。

ただし、これらの局所的な応力状態はスキンプレートの健全性に影響を及ぼすものではない。

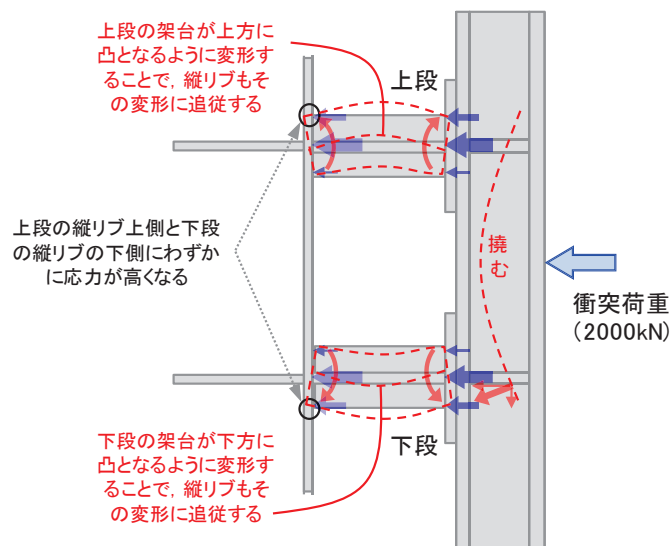


図 7.1-7 縦リブの上下で応力が高くなるイメージ



- ② 図 7.1-8 に示すように，衝突荷重を作用させた位置に対して，鋼製遮水壁の垂直リブを中心に反対側の縦リブ周辺のスキンプレートにわずかな応力が発生している。

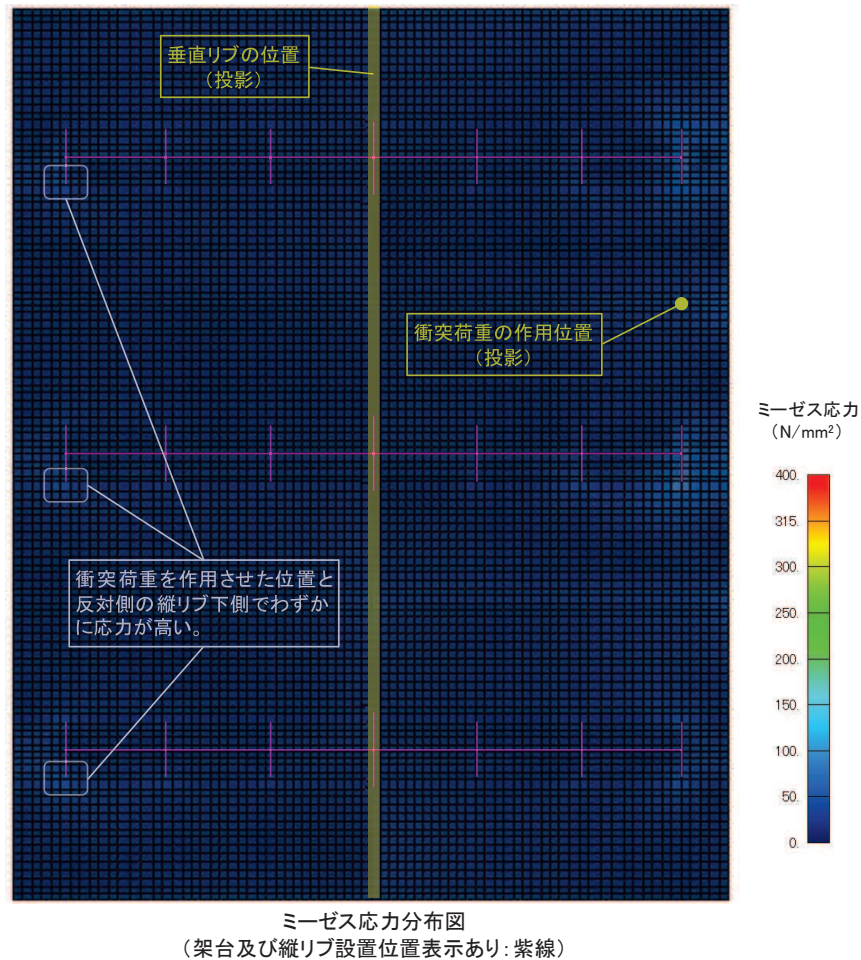


図 7.1-8 解析結果（スキンプレートのコンター図）

このことについては，図 7.1-4 に示すように，防潮堤（鋼管式鉛直壁）の水平断面が左右対称の構造となっており，その端部に 2000 (kN) という非常に大きな集中荷重をさせたことで，逆側にその影響としてわずかに応力が生じたものと考えられる。

ただし，荷重作用位置と逆側に生じた応力は小さくスキンプレートの健全性に影響を及ぼすものではない。

次に，表 7.1-2 において荷重伝達の検討を行った際，②の「衝突荷重と津波波圧を作用させるパターン」については，縦リブ端部のスキンプレートに発生する応力集中の発生のしやすさが①よりも低いと整理して「発生しにくい」と評価したが，津波波圧が応力集中の発生に及ぼす影

響を検証するため、②のパターンについても解析を実施した。

解析結果を図 7.1-9 に示す。比較のため、衝突荷重のみ考慮した結果についても再掲した。

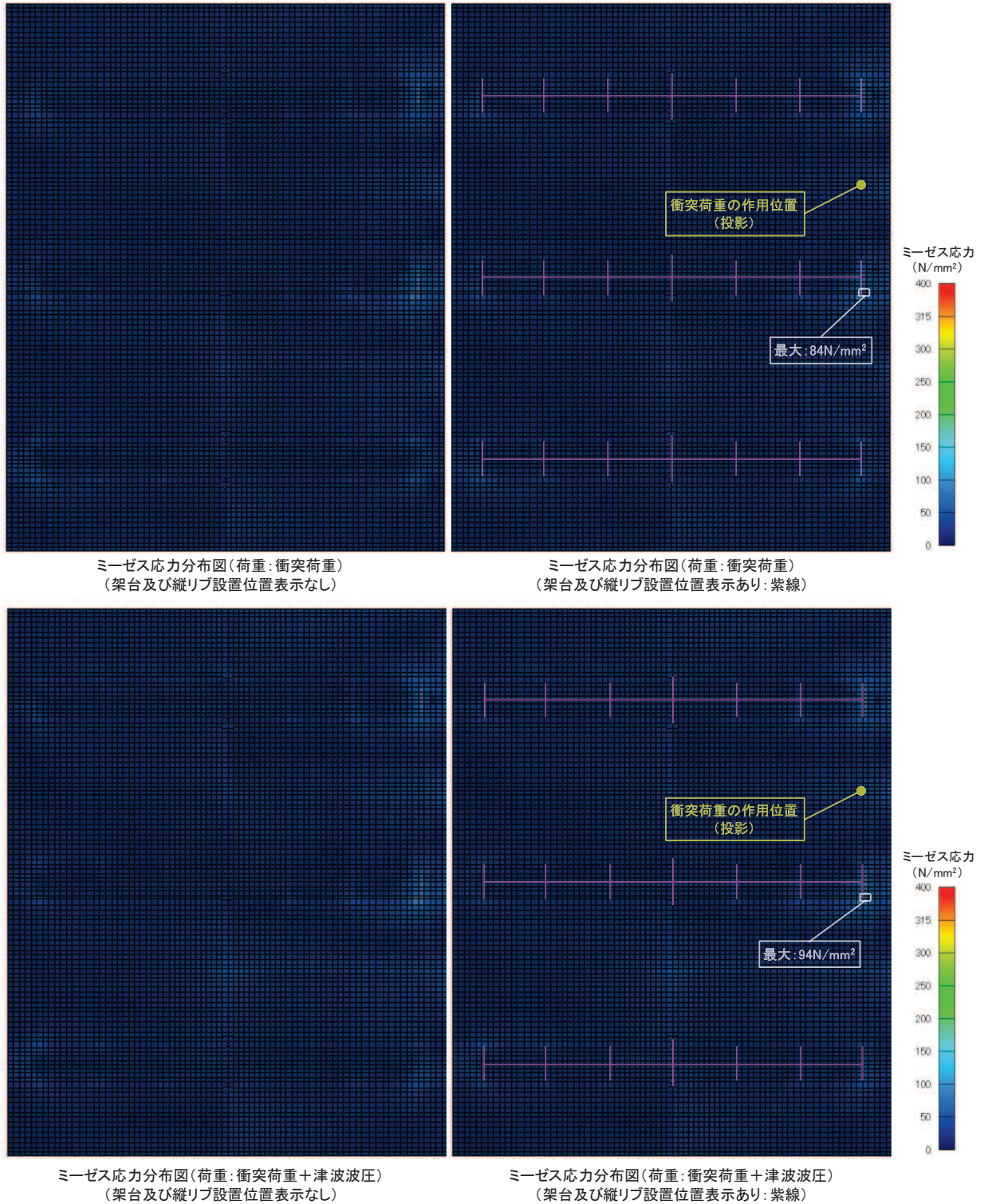


図 7.1-9 解析結果 (スキンプレートのコンター図)  
(上段 ; 衝突荷重, 下段 : 衝突荷重 + 津波波圧)

図 7.1-9 から、衝突荷重のみを考慮した結果と衝突荷重+津波波圧を考慮した場合には、最大発生応力でも  $10\text{N/mm}^2$  程度しか変わらず、全体としてもほとんど変わらない。すなわち、津波波圧がスキンプレートに及ぼす応力の影響としては  $10\text{N/mm}^2$  程度であると推察される。

ただし、衝突荷重+津波波圧を考慮した場合には、分布荷重として作用する津波波圧の影響によって、スキンプレートと接続されているすべての部位（架台、縦リブ、垂直リブ及び水平リブ）近傍でわずかに応力が発生しており、衝突荷重により発生している応力が確認しにくくなっている。

そのため、衝突荷重（ $2000\text{kN}$ ）のような非常に大きい集中荷重が作用する場合に応力集中の発生の有無を確認するという、本解析の目的を踏まえると、衝突荷重のみを考慮した解析条件が適していることを確認した。

## 7.2 防護工取付けボルトの津波時の評価について

防護工取付けボルトの津波時の評価については、図 7.2-1 に示すとおり、津波遡上荷重及び衝突荷重は圧縮方向であるため、評価を省略することとしているが、漂流物が斜めから衝突した場合の影響検討を行う。

防護工取付けボルトを対象とした衝突荷重の作用方法

検討項目	検討結果	考慮の有無
①-1 防護工に対して 垂直に衝突	防護工及び架台には大きな荷重が伝達されるが、防護工取付けボルトには荷重が作用しない。	—
①-2 防護工に対して 斜めに衝突	防護工及び架台に伝達される荷重は①-1よりも小さくなるが、防護工取付けボルトにも荷重が作用する	○*

注記\*：鋼管杭及び止水ジョイントに対する評価としては、衝突荷重を防護工の端部（斜め含む）に作用させた場合の検討も行う（前頁）。

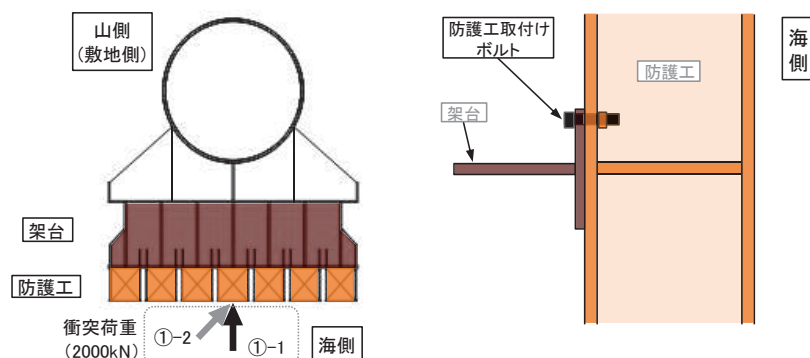


図 7.2-1 防護工取付けボルトの衝突荷重の作用方法

### 7.2.1 検討条件

漂流物が斜めから衝突した場合の荷重条件を表 7.2-1 に示す。

なお、防護工取付けボルトに衝突する荷重に対しては摩擦係数を考慮することとし、摩擦係数は機械工学便覧に記載されている、鉄と鉄の摩擦係数 0.52 を使用する。

表 7.2-1 荷重条件

荷重	数値 (kN)	備考
衝突荷重	918	摩擦係数 0.52 を考慮した場合の最大衝突荷重となる衝突角度 $28^{\circ}$ （汀線直交方向に対する角度）時の荷重

### 7.2.2 検討結果

漂流物が斜めから衝突した場合の、防護工取付けボルトの評価結果を表 7.2-2 に示す。表 7.2-2 に示すとおり、斜め方向からの衝突荷重を考慮しても防護工取付けボルトは健全であることを確認した。

表 7.2-2 評価結果

部材	材質	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
防護工取付けボルト	強度区分 8.8	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	186	300	0.62

(参考資料 1) 漂流物防護工の構造選定の詳細

1. 構造選定フロー

追加設置する漂流物防護工は、図 1 に示すフローのとおり制約条件を設けて、構造選定を行った上で、詳細設計することとした。

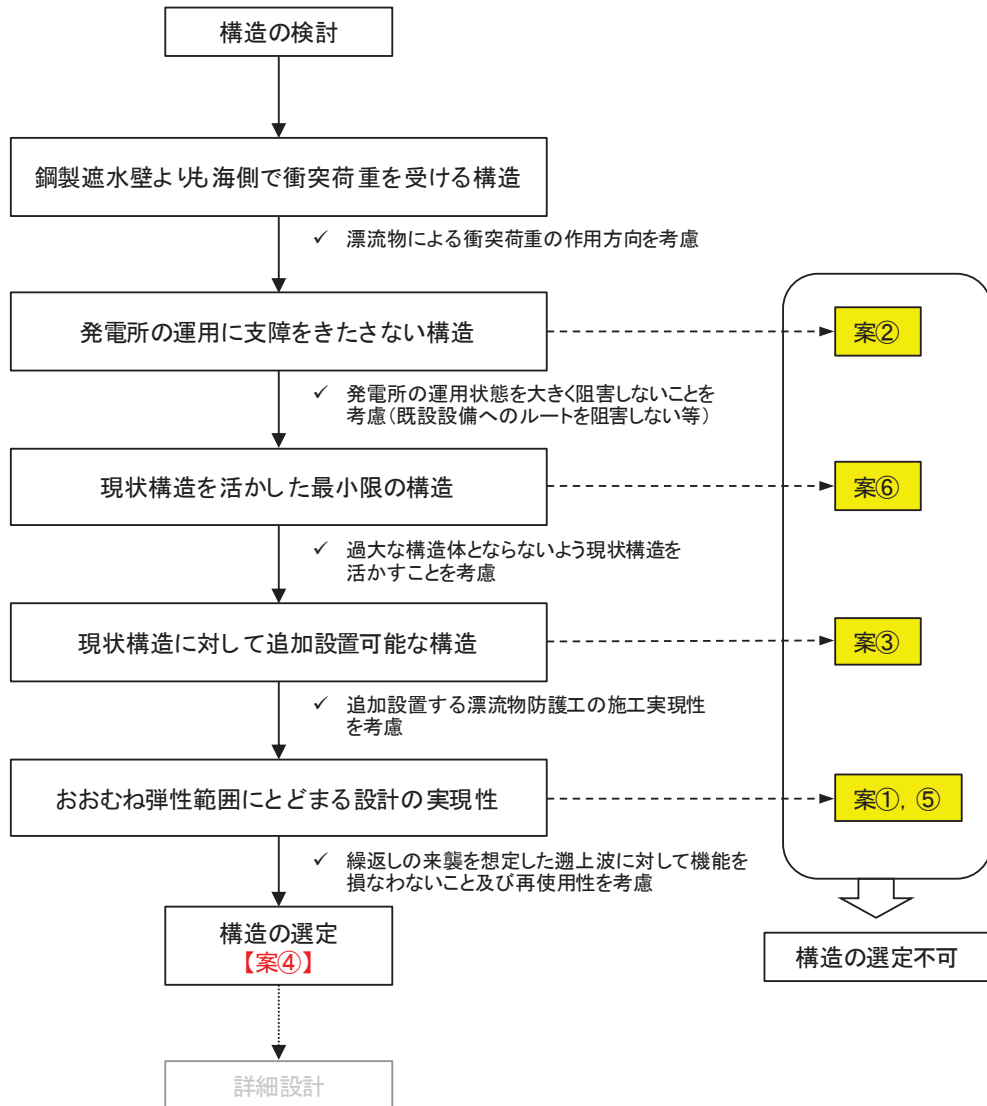


図 1 漂流物防護工の構造選定フロー

2. 選定されなかった構造案

1. で選定した案④の他の構造案を表1に示す。

表1(1) 漂流物防護工の構造案

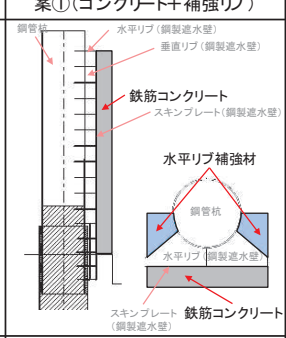
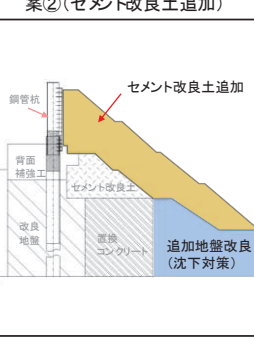
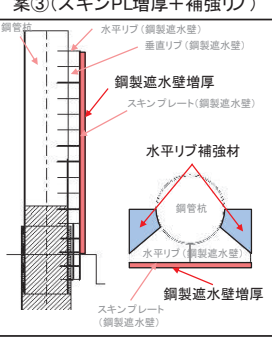
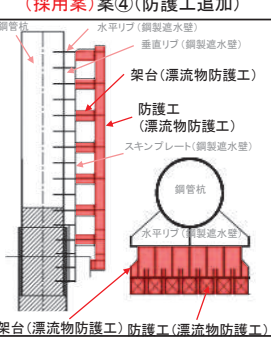
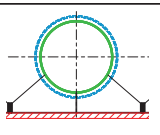
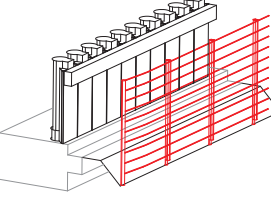
案	案①(コンクリート+補強リブ)	案②(セメント改良土追加)	案③(スキンPL増厚+補強リブ)	(採用案)案④(防護工追加)
構造概要				
設計コンセプト	<ul style="list-style-type: none"> <li>おおむね弾性範囲にとどまる設計。</li> <li>スキンプレート及び止水ジョイント前面に鉄筋コンクリートを設置し、スキンプレート及び止水ジョイントに漂流物を衝突させない。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>おおむね弾性範囲にとどまる設計。</li> <li>防潮堤前面にセメント改良土を設置し、スキンプレート及び止水ジョイントに漂流物を衝突させない。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>おおむね弾性範囲にとどまる設計。</li> <li>スキンプレートを溶接等で増厚し、漂流物による衝突荷重に抵抗させる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>おおむね弾性範囲にとどまる設計。</li> <li>スキンプレート及び止水ジョイント前面に防護工を設置し、スキンプレート及び止水ジョイントに漂流物を衝突させない。</li> <li>水平リブと同じ高さに追加リブ(架台)を設置し、桁高(剛性)を大きくすることで、水平リブの裕度を向上させる。</li> </ul>
発電所の運用	<ul style="list-style-type: none"> <li>特に問題なし。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>防潮堤前面の敷地を塞ぐため、発電所運用上問題あり。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>特に問題なし。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>特に問題なし。</li> </ul>
現状構造の活用	<ul style="list-style-type: none"> <li>現状構造を活用した構造。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>現状構造を活用した構造。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>現状構造を活用した構造。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>現状構造を活用した構造。</li> </ul>
施工実現性	<ul style="list-style-type: none"> <li>水平リブの補強が必要であり、施工性に課題がある。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>特に問題なし。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>大断面のスキンプレートを溶接又はボルトで固定することは困難。(×)</li> <li>水平リブの補強が必要であり、施工性に課題がある。(△)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>部材が多くなり、現場溶接等の現場施工量が多くなる。</li> </ul>
設計実現性	<ul style="list-style-type: none"> <li>コンクリートの設置により鋼管杭の自重が大きくなり、鋼管杭を弾性範囲にとどめることが困難。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土からの荷重により、鋼管杭を弾性範囲にとどめることが困難。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>止水ジョイント防護のための対策が別途必要。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭前面に張り出す構造について影響考慮が必要。</li> </ul>
採否	×	×	×	○

表1(2) 漂流物防護工の構造案

案	案⑤(緩衝材設置)	案⑥(前面に防護ロープ設置)
構造概要		
設計コンセプト	<ul style="list-style-type: none"> <li>スキンプレート前面に荷重緩衝材を設置し、荷重を分散させるが衝撃を緩和することにより、荷重に抵抗させる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>支柱を設置し、その支柱に衝突防護ロープを設置して、漂流物の衝突エネルギーを吸収させる。</li> </ul>
発電所の運用	<ul style="list-style-type: none"> <li>特に問題なし。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>防潮堤前面に構造物を設置するため、若干の影響あり。</li> </ul>
現状構造の活用	<ul style="list-style-type: none"> <li>現状構造を活用した構造。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>支柱を地震荷重及び津波荷重に耐えられる仕様とする必要があり、現状構造の他に同規模の施設を設置することになる。</li> </ul>
施工実現性	<ul style="list-style-type: none"> <li>特に問題なし。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>特に問題なし。</li> </ul>
設計実現性	<ul style="list-style-type: none"> <li>2000kNという漂流物による衝突荷重に対する設計方法として先行実績がなく、設計、性能試験等に長期間を要する。(×)</li> <li>止水ジョイント防護のための対策が別途必要。(△)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>特に問題なし。</li> </ul>
採否	×	×

## 6.1.11 盛土・旧表土の液状化影響を考慮した安定性評価への影響について

### 1. 概要

設置変更許可時においては、防潮堤（鋼管式鉛直壁及び盛土堤防）の基礎地盤安定性評価について、等価線形解析（全応力解析）により評価を実施している。図 1-1 に示すとおり、通常のスベリ評価（岩盤＋盛土・旧表土を考慮したスベリ）に加えて、盛土・旧表土の液状化影響を考慮するための検討として、岩盤部のみのスベリに対する評価を実施した。また、等価線形解析は、地盤を構成する土骨格と間隙水を一体としてモデル化する全応力解析である。

一方、防潮堤は斜面形状であり、液状化による側方流動の影響を受ける可能性があり、地震応答解析で液状化の影響を評価するためには、土骨格と間隙水を個別にモデル化する有効応力解析を選定する必要がある。

上記を踏まえ、本検討においては、工認時において用いている有効応力解析により、盛土・旧表土の液状化による剛性低下及び強度低下が防潮堤の基礎地盤安定性評価に及ぼす影響を確認する。

設置変更許可時と工認時の盛土・旧表土の液状化影響を考慮した基礎地盤安定性評価内容の比較を表 1-1 に示す。

なお、津波荷重に対する安定性評価の影響についても確認する。

すべり面形状	基準地震動※1 (位相)	発生時刻 (秒)	すべり安全率	
 岩盤を通るすべり	Ss-D2 (+,-)	13.53	3.3 (3.3)	
 岩盤を通るすべり	Ss-D1 (+,-)	25.47	2.9 (3.0)	

図 1-1 防潮堤における基礎地盤安定性評価

（第 778 回審査会合（令和元年 9 月 27 日）資料 1-7-1 p.146 一部加筆）

表 1-1 盛土・旧表土の液状化影響を考慮した基礎地盤安定性評価手法の比較

	解析手法	評価方法
設置変更許可	全応力解析	岩盤のみのすべりに対する評価
工事計画認可 (今回検討)	有効応力解析	盛土・旧表土の剛性低下及び強度低下を考慮したすべりに対する評価



## 2. 盛土・旧表土の液状化の影響を考慮した安定性評価

### 2.1 評価条件

盛土・旧表土の液状化の影響を考慮した安定性評価の評価条件を以下に示す。

なお、その他二次元有効応力解析における解析条件は「6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明 3.耐震評価」及び「6.1.3 防潮堤（盛土堤防）の耐震性についての計算書に関する補足説明 3.耐震評価」に示すとおりである。

#### 2.1.1 対象断面

評価対象断面について、防潮堤（鋼管式鉛直壁）は設置変更許可時の基礎地盤安定性評価の代表断面である、断面①とする。解析モデルを図2-1に示す。

防潮堤（盛土堤防）は、防潮堤（鋼管式鉛直壁）と同様に設置変更許可時の基礎地盤安定性評価の代表断面である、断面①とする。解析モデルを図2-2に示す。

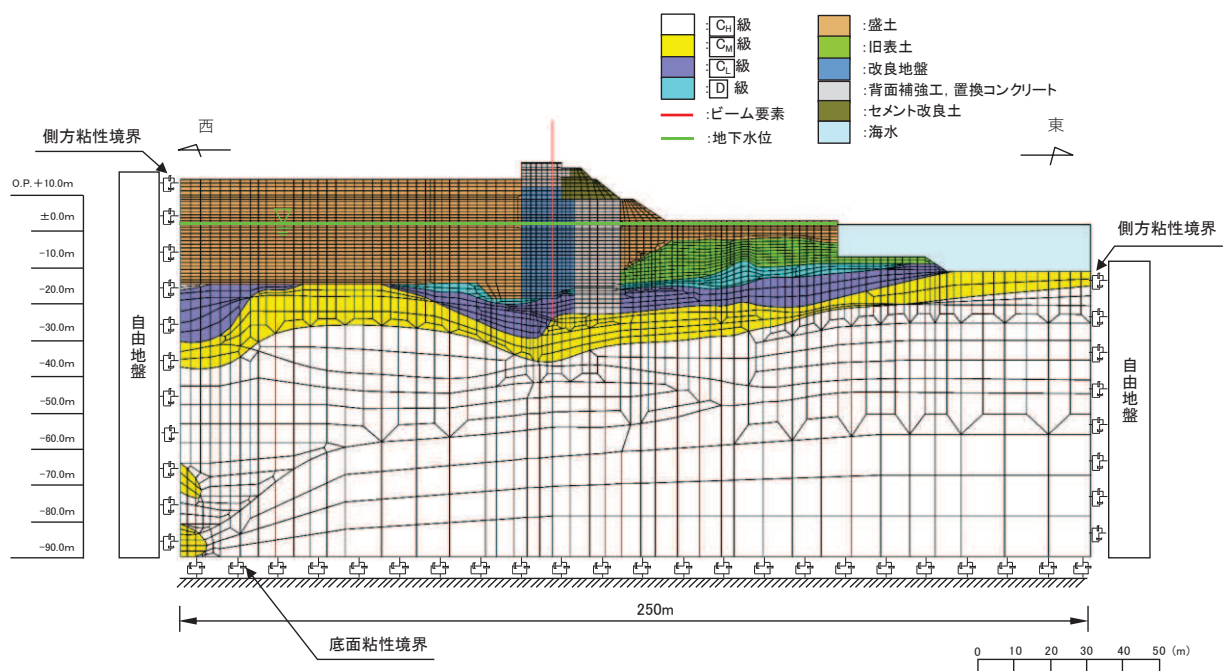


図2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）断面①の解析モデル図

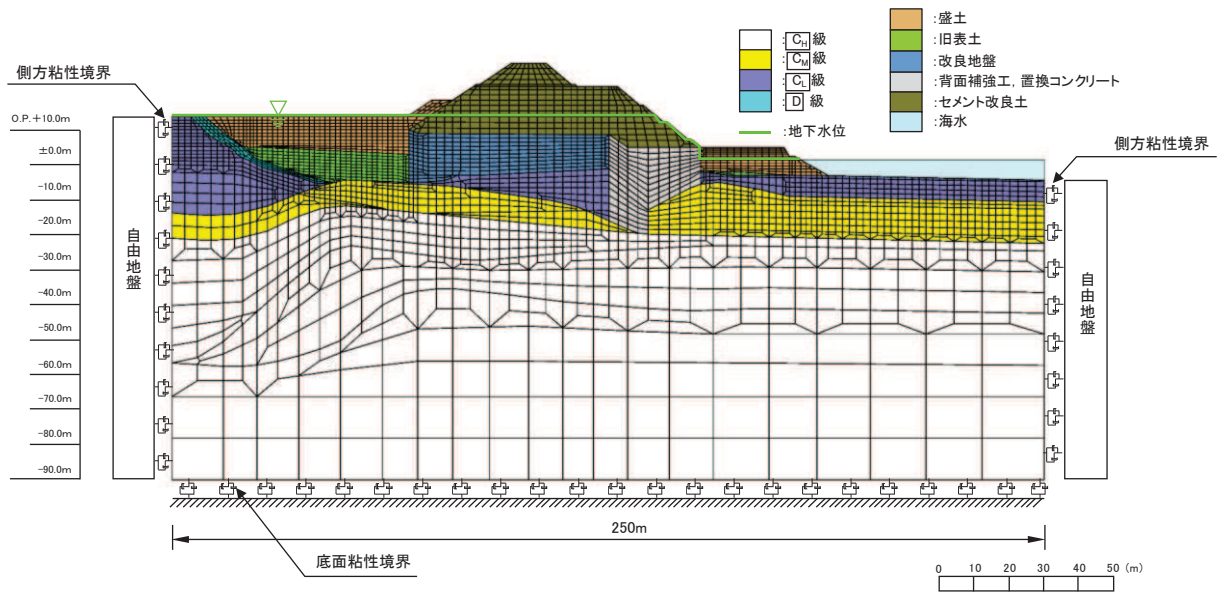


図 2-2 防潮堤（盛土堤防）断面①の解析モデル図

### 2.1.2 対象地震動

評価対象地震動について、防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、設置変更許可時の基礎地盤安定性評価において、最小すべり安全率となった地震動である S s - D 1（+-）とする。

防潮堤（盛土堤防）は、防潮堤（鋼管式鉛直壁）と同様に設置変更許可時の基礎地盤安定性評価において、最小すべり安全率となった地震動である S s - D 2（+-）とする。

### 2.1.3 対象すべり線

評価対象とするすべり線は、設置変更許可時の基礎地盤安定性評価において、最小すべり安全率となったすべり線とする。評価対象すべり線を図 2-3 及び図 2-4 に示す。

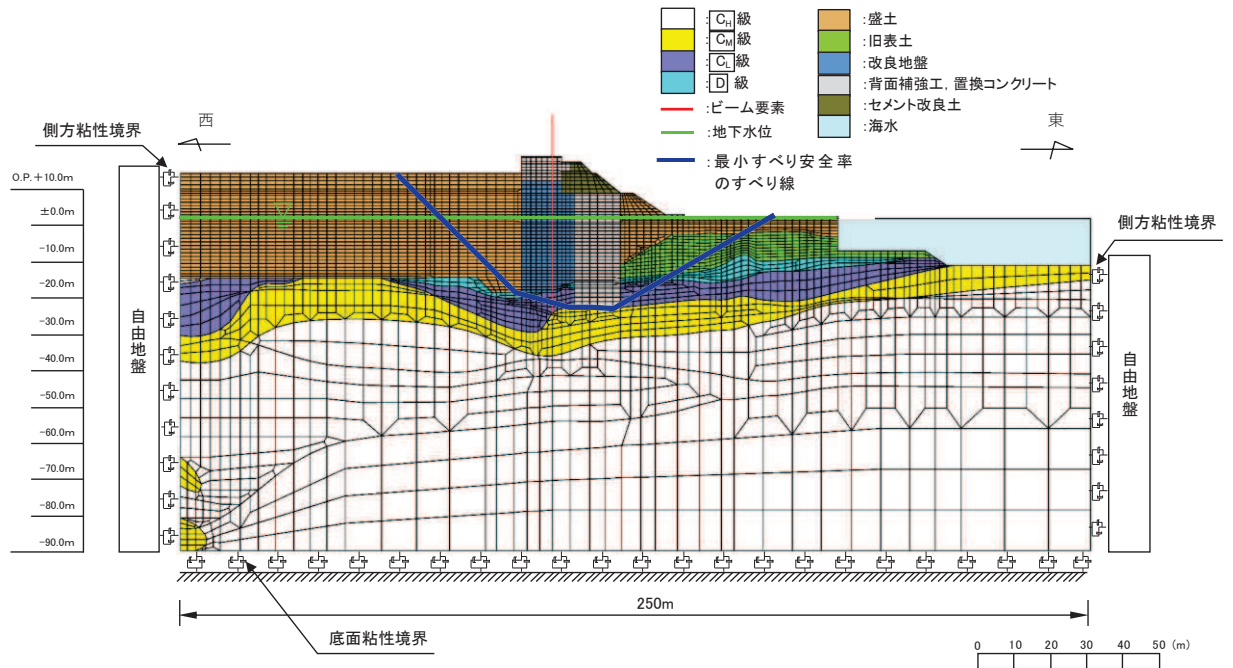


図 2-3 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の評価対象すべり線

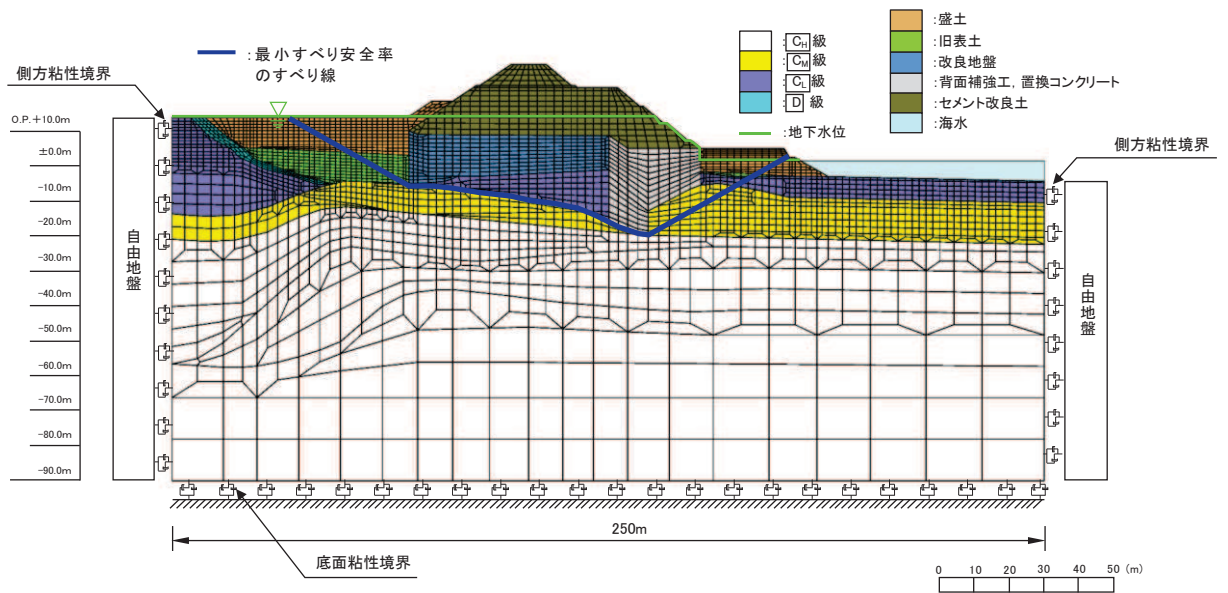


図 2-4 防潮堤（盛土堤防）の評価対象すべり線

#### 2.1.4 すべり安全率算定方法

有効応力解析を用いたすべり安全率の算定方法を表 2-1 に示す。

盛土・旧表土の液状化影響に着目した評価とするために、岩盤の応力状態については、設置変更許可時の基礎地盤安定性評価で実施した二次元全応力解析（FLUSH）における最小すべり安全率時刻の起動力及び抵抗力を参照する。

盛土・旧表土の応力状態は、盛土・旧表土の液状化の影響を確認することが目的であることから、二次元有効応力解析（FLIP）から参照する。盛土・旧表土のすべり安全率は、時々刻々変化する起動力及び抵抗力から算出することとし、保守的な配慮として、液状化範囲の抵抗力は考慮しない。

盛土・旧表土の液状化範囲の設定方法は、二次元有効応力解析により地下水位以深の盛土・旧表土における過剰間隙水圧比を確認することにより設定する。

具体的な方法としては、評価対象地震動（防潮堤（鋼管式鉛直壁）：S<sub>s</sub>-D1（+-），防潮堤（盛土堤防）：S<sub>s</sub>-D2（+-））の全時刻における最大過剰間隙水圧比が 0.95 以上となる範囲を保守的に液状化の影響を考慮する範囲とする。

表 2-1 有効応力解析を用いたすべり安全率の算定方法

項目		有効応力解析を用いたすべり安全率の算定方法	【参考】設置変更許可時のすべり安全率の算定方法 (全応力解析)
岩盤	応力状態を求める解析コード	全応力解析 (FLUSH)	全応力解析 (FLUSH)
盛土・旧表土	応力状態を求める解析コード	有効応力解析 (FLIP)	全応力解析 (FLUSH)
	地下水位	朔望平均満潮位 (O. P. +1.43m)	地表面
	液状化範囲以外の起動力	考慮する (時刻性を考慮)	考慮する (時刻性を考慮)
	液状化範囲以外の抵抗力	考慮する (時刻性を考慮)	考慮する (時刻性を考慮)
	液状化範囲の設定	最大過剰間隙水圧比が 0.95 以上となる範囲とする (鋼管式鉛直壁: S <sub>s</sub> -D1 (+-), 盛土堤防: S <sub>s</sub> -D2 (+-) の全時刻)	地下水位以深を全て「液状化の影響を考慮する範囲」に設定する
	液状化範囲の起動力	考慮する (時刻性を考慮)	考慮しない (ゼロとする)
	液状化範囲の抵抗力	考慮しない (ゼロとする)	考慮しない (ゼロとする)

## 2.2 評価結果

### 2.2.1 液状化の影響を考慮する範囲の設定の確認

防潮堤（鋼管式鉛直壁）及び防潮堤（盛土堤防）の二次元有効応力解析における最大過剰間隙水圧比の分布を図 2-5 及び図 2-6 に示す。また、図 2-5 及び図 2-6 を踏まえて設定した液状化の影響を考慮する範囲を図 2-7 及び図 2-8 に示す。

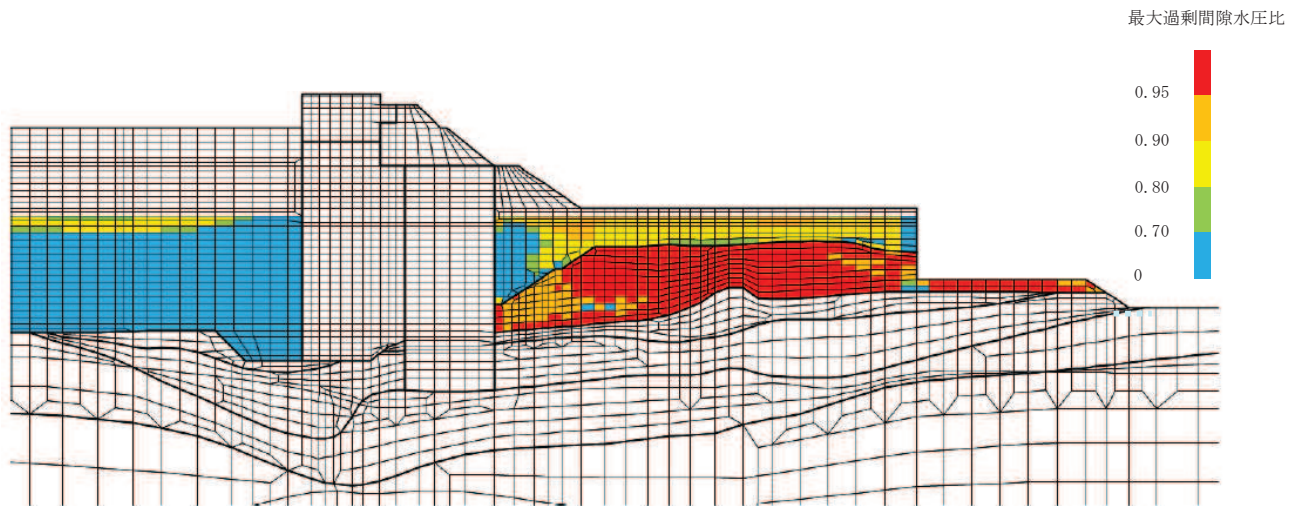


図 2-5 最大過剰間隙水圧比分布（防潮堤（鋼管式鉛直壁））  
（断面①， $S_s - D 1 (+ -)$ ）

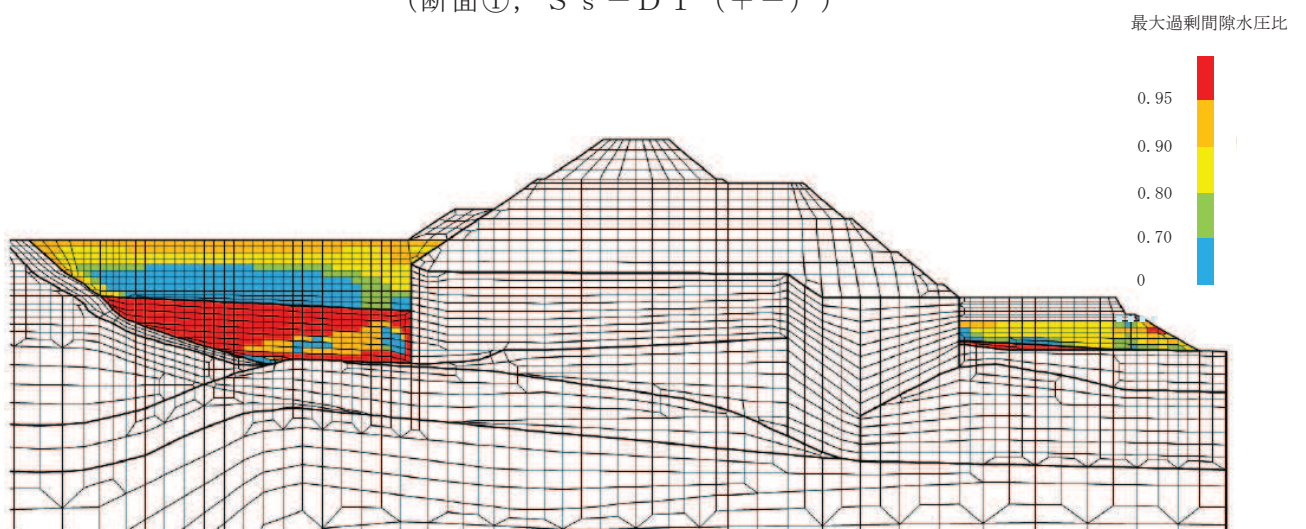


図 2-6 最大過剰間隙水圧比分布（防潮堤（盛土堤防））  
（断面①， $S_s - D 2 (+ -)$ ）

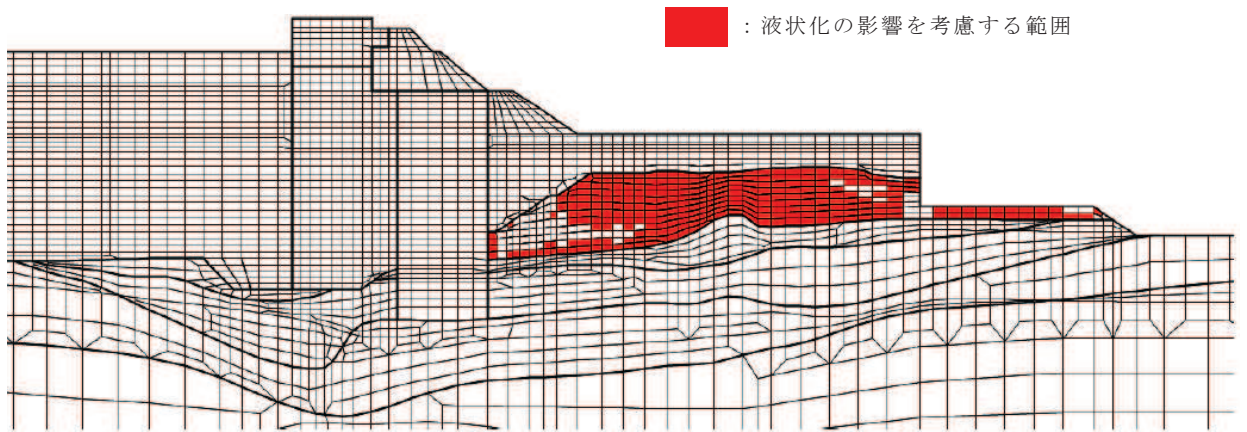


図 2-7 液状化の影響を考慮する範囲の設定（防潮堤（鋼管式鉛直壁））

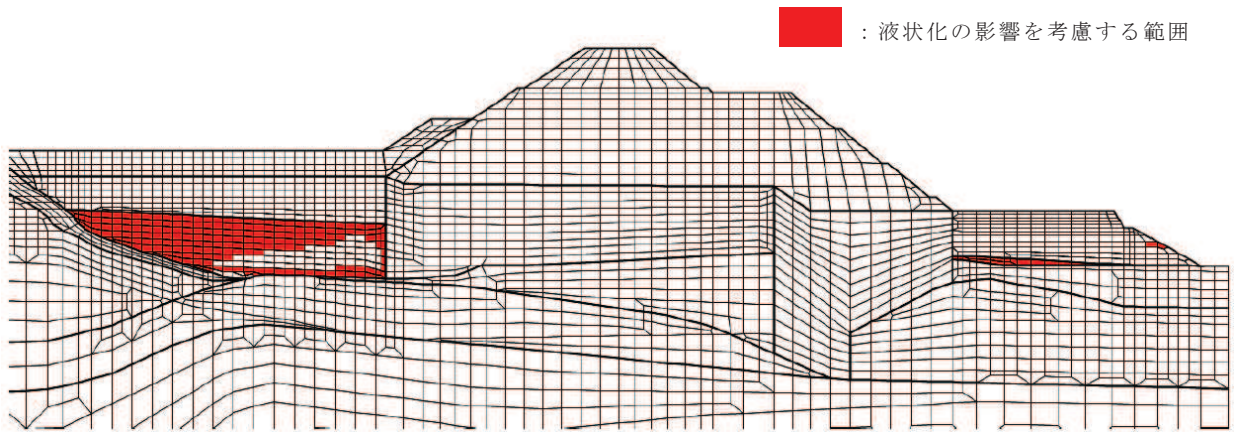


図 2-8 液状化の影響を考慮する範囲の設定（防潮堤（盛土堤防））

### 2.2.2 すべり安全率の評価結果

液状化の影響を考慮する範囲の設定を踏まえたすべり安全率の算定結果を表 2-2 に、液状化影響を考慮する範囲とすべり線の重ね合わせを図 2-9 及び図 2-10 に示す。液状化の影響を考慮したすべり安全率について、防潮堤（鋼管式鉛直壁）は 3.0、防潮堤（盛土堤防）は 3.3 であり、基礎地盤安定性評価における評価基準値であるすべり安全率 1.5 を上回ることを確認した。

なお、盛土・旧表土の液状化の影響を考慮したすべり安全率は、岩盤部のみのすべり安全率と変わらなかった。その理由としては、表 2-3 に示すとおり、すべり線上の起動力及び抵抗力ともに岩盤が支配的であり、盛土・旧表土の液状化影響がすべり安全率に及ぼす影響が小さいことが考えられる。

表 2-2 すべり安全率の算定結果

	基準地震動 $S_s$	算定ケース	すべり安全率
防潮堤 (鋼管式鉛直壁)	$S_s - D 1$ (+-)	有効応力解析 (今回検討の算定方法)	3.0
		全応力解析 (設置変更許可時の算定方法, 岩盤のみのすべり)	3.0
防潮堤 (盛土堤防)	$S_s - D 2$ (+-)	有効応力解析 (今回検討の算定方法)	3.3
		全応力解析 (設置変更許可時の算定方法, 岩盤のみのすべり)	3.3



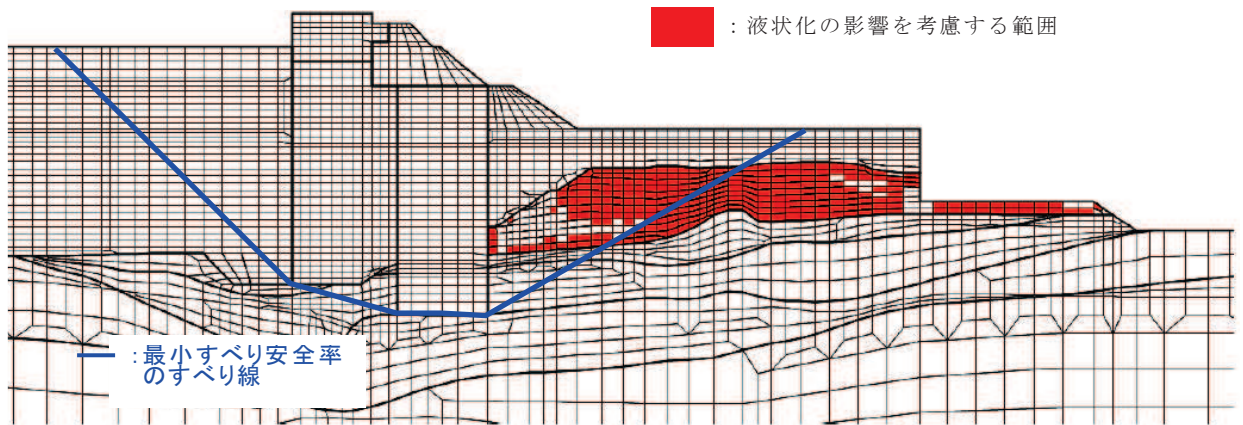


図 2-9 液状化影響を考慮する範囲とすべり線の重ね合わせ  
(防潮堤 (鋼管式鉛直壁))

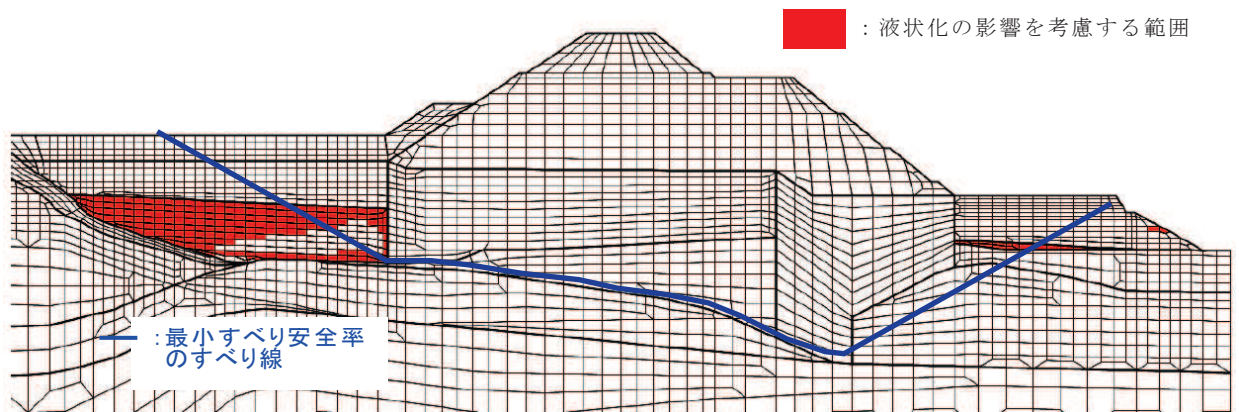


図 2-10 液状化影響を考慮する範囲とすべり線の重ね合わせ  
(防潮堤 (盛土堤防))

表 2-3(1) すべり線上の起動力及び抵抗力の比較（防潮堤（鋼管式鉛直壁））

	抵抗力 R (MN/m <sup>2</sup> )	起動力 S (MN/m <sup>2</sup> )	すべり安全率 (R/S)
盛土・旧表土（有効応力解析）	7.6	2.6	2.9
岩盤（全応力解析）	53.1	17.4	3.0
合計	60.7	20.0	3.0

表 2-3(2) すべり線上の起動力及び抵抗力の比較（防潮堤（盛土堤防））

	抵抗力 R (MN/m <sup>2</sup> )	起動力 S (MN/m <sup>2</sup> )	すべり安全率 (R/S)
盛土・旧表土（有効応力解析）	2.1	0.5	4.2
岩盤（全応力解析）	108.6	32.9	3.3
合計	110.7	33.4	3.3

### 3. 津波時の基礎地盤安定性評価

防潮堤における津波時の基礎地盤の安定性評価について、2.で示した地震時に防潮堤基礎地盤に発生する起動力と、津波時に防潮堤基礎地盤に発生する起動力を比較することで評価を行う。

#### 3.1 評価条件

津波時の安定性評価の評価条件を以下に示す。

なお、その他二次元有効応力解析における解析条件は「6.1.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度計算書に関する補足説明 3.強度評価方法」及び「6.1.4 防潮堤（盛土堤防）の強度計算書に関する補足説明 3.強度評価方法」に示すとおりである。

##### 3.1.1 対象断面

評価対象断面について、防潮堤（鋼管式鉛直壁）は設置変更許可時の基礎地盤安定性評価の代表断面である、断面①とする。解析モデルを図 2-1 に示すものと同様である。

防潮堤（盛土堤防）は、防潮堤（鋼管式鉛直壁）と同様に設置変更許可時の基礎地盤安定性評価の代表断面である、断面①とする。解析モデルを図 2-2 に示すものと同様である。

##### 3.1.2 対象すべり線

評価対象とするすべり線は、設置変更許可時の基礎地盤安定性評価において、最小すべり安全率となったすべり線とする。評価対象すべり線を図 2-3 及び図 2-4 に示すものと同様である。

##### 3.1.3 すべり線における起動力の算出方法

津波時のすべり線における起動力は、すべり線を通る盛土・旧表土及び岩盤の要素における起動力を合計して算出する。

### 3.2 評価結果

津波時及び地震時の起動力の比較結果を表 3-1 に示す。津波時に防潮堤基礎地盤に生じる起動力は、地震時の起動力を大きく下回っており、津波時の安定性評価は、2. で示した地震時の基礎地盤安定性評価に包絡される。

表 3-1 津波時と地震時における基礎地盤の起動力の比較結果

ケース	起動力 (MN/m <sup>2</sup> )	
	防潮堤（鋼管式鉛直壁）	防潮堤（盛土堤防）
津波時	3.8	1.5
地震時	20.0*	33.4*

注記\*：表 2-3 の起動力を再掲

## 6. 浸水防護施設に関する補足資料

### 6.3 防潮壁に関する補足説明

#### 目 次

- 6.3.1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.3.2 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.3.3 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.3.4 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の強度計算書に関する補足説明
- 6.3.5 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）の強度計算書に関する補足説明
- 6.3.6 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の強度計算書に関する補足説明
- 6.3.7 防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.3.8 防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）の強度計算書に関する補足説明
- 6.3.9 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材及びシール材について
- 6.3.10 杭基礎構造防潮壁の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明
- 6.3.11 鋼矢板の耐震・強度に関する補足説明
- 6.3.12 防潮堤取り合い部の耐震・強度に関する補足説明
- 6.3.13 防潮壁下部トレンチ横断面部遮水鋼板の耐震・強度に関する補足説明
- 6.3.14 止水ジョイント支持金具の耐震・強度に関する補足説明
- 6.3.15 防潮堤背面補強工部の耐震・強度に関する補足説明

参考資料 1 杭基礎構造防潮壁の詳細設計の考え方

参考資料 2 杭基礎構造防潮壁に用いる地震応答解析手法の妥当性について

参考資料 3 鋼桁に用いるゴム支承の詳細及び保守管理について

参考資料 4 地中部からの津波の回り込み（ボイリング）対策について

参考資料 5 鋼製扉の開閉運用について

参考資料 6 鋼板部断面⑤における入力地盤応答の妥当性について

参考資料 7 杭下端部の安定性について

参考資料 8 隣接する耐震下位クラス施設による影響について

参考資料 9 防潮壁下部を横断するトレンチの止水対策について

参考資料 10 スロッシング荷重の影響について

参考資料 11 揺すり込み沈下による負の周面摩擦力の影響について

- 参考資料 12 鋼矢板とフーチングの接合部のモデル化について
- 参考資料 13 鋼桁支承部における鋼桁変形量について
- 参考資料 14 上部工変形時の偏心の影響について
- 参考資料 15 杭周地盤ばねの設定に用いる地盤の剛性について
- 参考資料 16 杭周面摩擦力の算定に用いる盛土の N 値について
- 参考資料 17 鋼製支柱接合部の設計の考え方について
- 参考資料 18 静的解析に用いる組合せ係数法の適用性について
- 参考資料 19 鋼桁連結部の設計概要について

6. 浸水防護施設に関する補足説明

6.3 防潮壁に関する補足説明

6.3.1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の耐震性についての計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	15
2.4 適用基準	18
3. 耐震評価	21
3.1 評価対象	21
3.2 解析方法	42
3.3 荷重及び荷重の組合せ	76
3.4 入力地震動	79
3.5 解析モデル及び諸元	109
3.6 評価対象部位	143
3.7 許容限界	144
3.8 評価方法	166
4. 評価結果	184
4.1 地震応答解析結果	184
4.2 鋼板	437
4.3 鋼製支柱	486
4.4 固定ボルト	521
4.5 フーチング	531
4.6 鋼管杭	674
4.7 止水ジョイント部材	704
4.8 基礎地盤の支持性能に対する評価結果	705

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）（以下「鋼製遮水壁（鋼板）」という。）が基準地震動  $S_s$  に対して十分な構造強度及び支持機能並びに止水機能を有していることを確認するものである。

鋼製遮水壁（鋼板）に要求される機能の維持を確認するに当たっては、地震応答解析に基づく施設の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び施設の変形性評価により行う。

なお、鋼製遮水壁（鋼板）の耐震評価においては、平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約 1m の地盤沈下が発生したことを考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

なお、詳細設計の考え方については参考資料 1 に示す。



## 2. 基本方針

### 2.1 位置

鋼製遮水壁（鋼板）の位置図を図 2.1-1 に示す。なお、杭基礎構造防潮壁は防潮壁（第 2 号機海水ポンプ室），防潮壁（第 2 号機放水立坑），防潮壁（第 3 号機海水ポンプ室）及び防潮壁（第 3 号機放水立坑）の 4 箇所に設置され、それぞれ鋼製遮水壁（鋼板），鋼製遮水壁（鋼桁）及び鋼製扉の 3 種類の構造形式で構成されている。本書では鋼製遮水壁（鋼板）の耐震計算結果を示す。

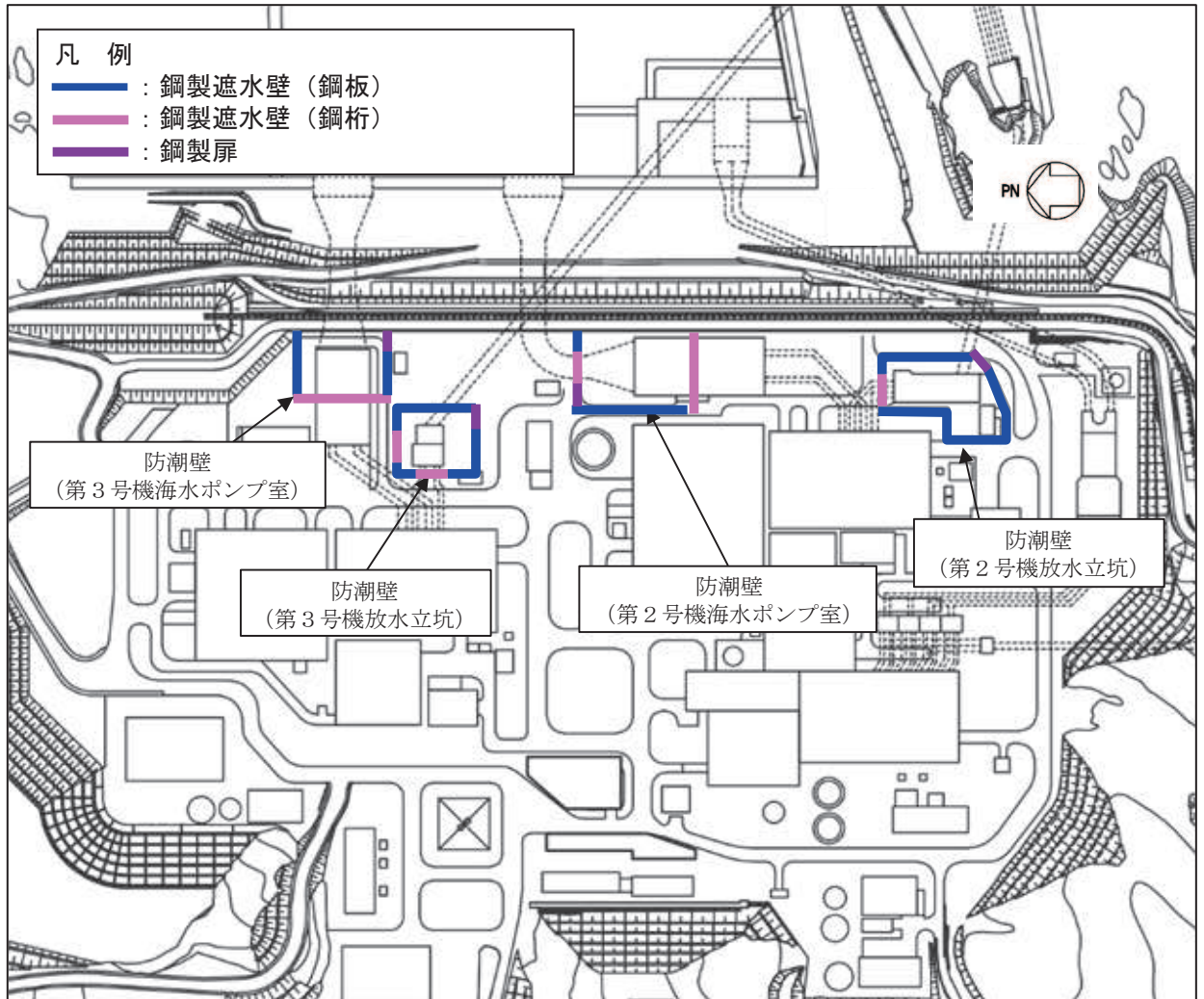


図 2.1-1 鋼製遮水壁（鋼板）の位置図

## 2.2 構造概要

鋼製遮水壁（鋼板）は，入力津波による浸水高さに対して余裕を考慮した天端高さとする。防潮壁の設置箇所ごとの入力津波による浸水高さと同端高さを表 2.2-1 に示す。

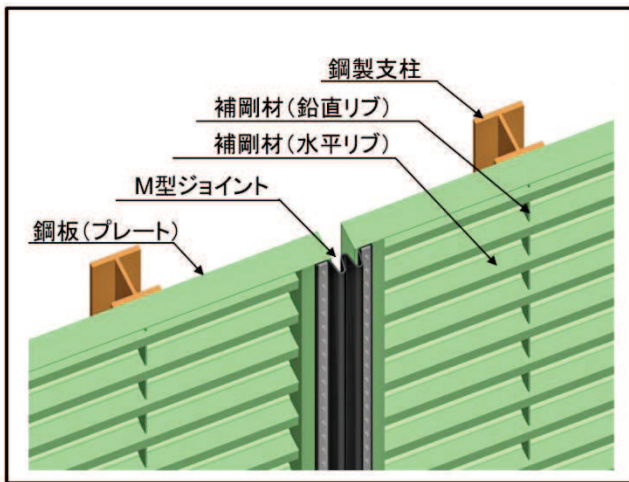
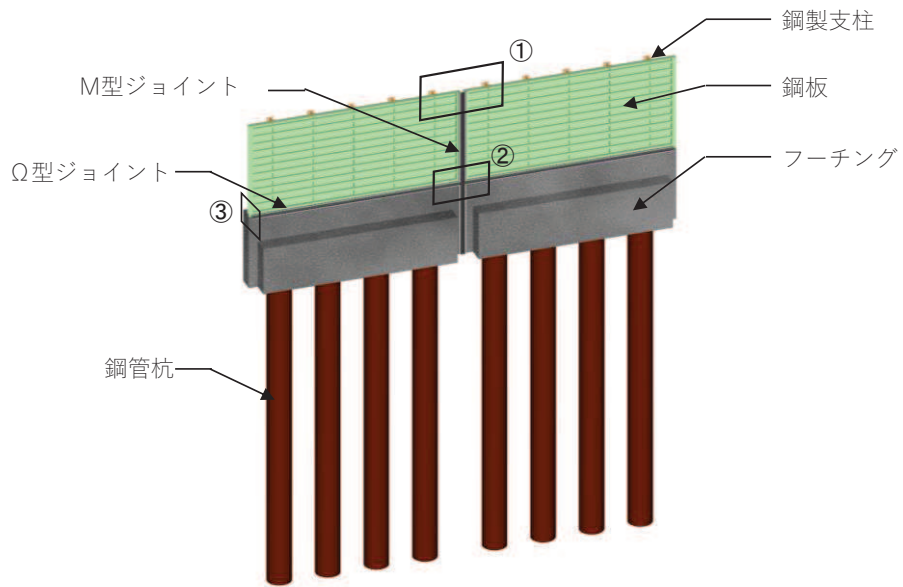
鋼製遮水壁（鋼板）は，鋼板，固定ボルト及び鋼製支柱（H 形鋼）による上部構造と，鋼管杭，フーチング及び鋼矢板による下部構造から構成され，構造境界部及び地震時に異なる挙動を示す可能性がある構造体の境界部には止水ジョイント（M 型ジョイント，Ω型ジョイント）を設置する。また，第 2 号機放水立坑のフーチング下部をトレンチが横断する箇所（後述する断面⑤及び断面⑦）においては，鋼板端部の張り出し長が大きいため，補強部材として水平部材（鋼材）を，間詰鋼材を介して鋼製支柱間に設置する。

鋼製遮水壁（鋼板）は，防潮壁の天端高さ，鋼管杭の杭径及び板厚，鋼板の板厚の違いにより，I 区間～IV区間に大別される。

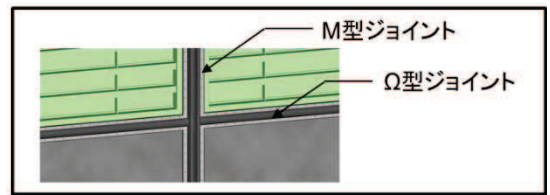
鋼製遮水壁（鋼板）の構造概要図を図 2.2-1 に示す。また，配置概要を図 2.2-2 に，区間配置図を図 2.2-3 に，区間ごとの構造を表 2.2-2 に，区間ごとの構造図を図 2.2-4～図 2.2-10 に，フーチング配筋概要図を図 2.2-11 に，止水ジョイントの構造図を図 2.2-12 に示す。

表 2.2-1 入力津波による浸水高さと同端壁の天端高さ

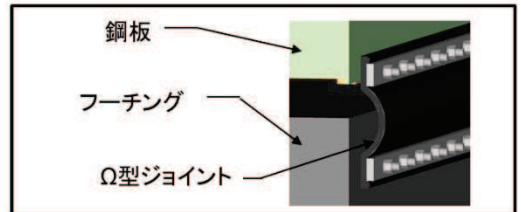
設置箇所	入力津波による 浸水高さ (m)	防潮壁の 天端高さ (m)
防潮壁 (第 2 号機海水ポンプ室)	O. P. +18.1	O. P. +19.0
防潮壁 (第 2 号機放水立坑)	O. P. +17.4	O. P. +19.0
防潮壁 (第 3 号機海水ポンプ室)	O. P. +19.0	O. P. +20.0
防潮壁 (第 3 号機放水立坑)	O. P. +17.5	O. P. +19.0



①部 詳細  
(鋼板詳細、鋼板-鋼製支柱接合部、M型ジョイント取付部)

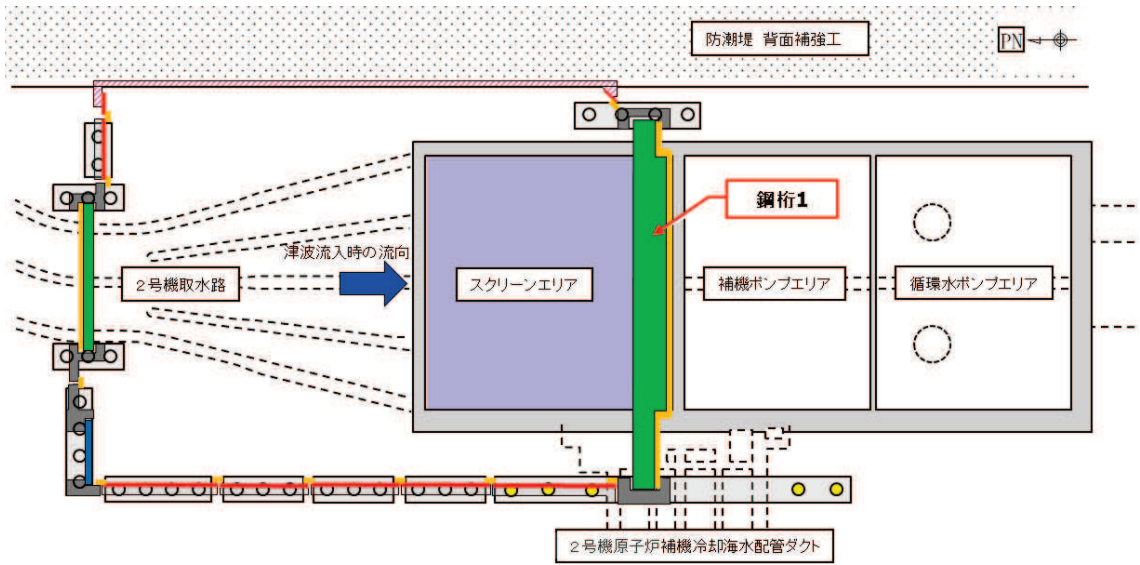


②部 詳細  
(M型ジョイント - Ω型ジョイント取付部)

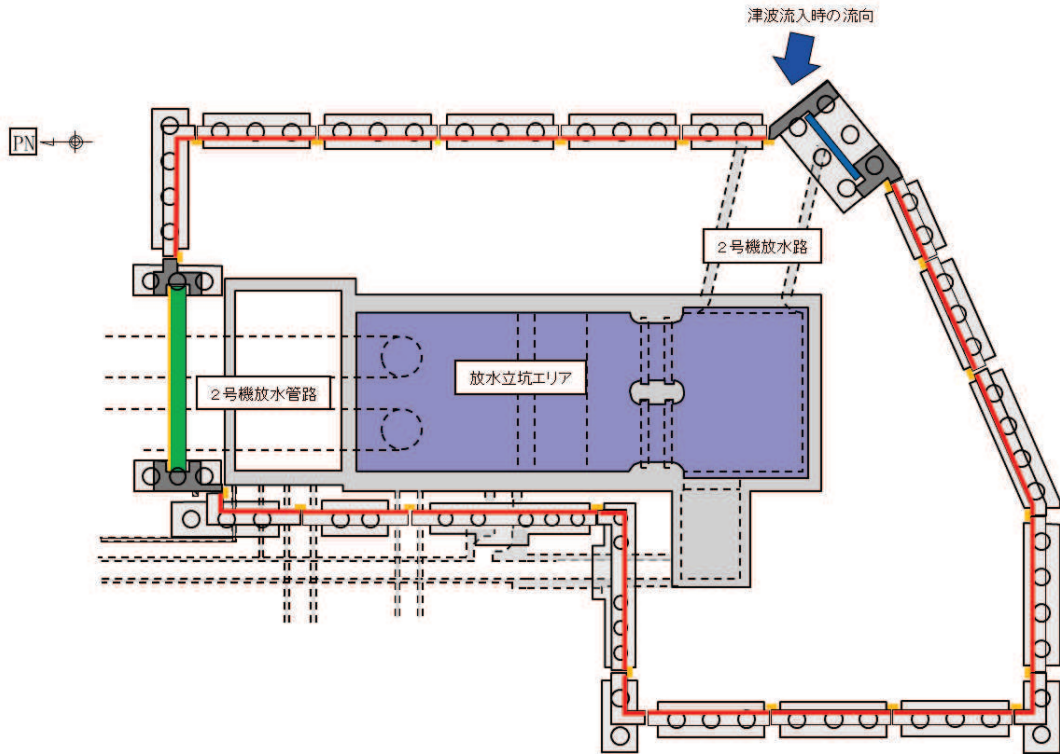


③部 詳細  
(Ω型ジョイント部)

図 2.2-1 鋼製遮水壁（鋼板）の構造概要



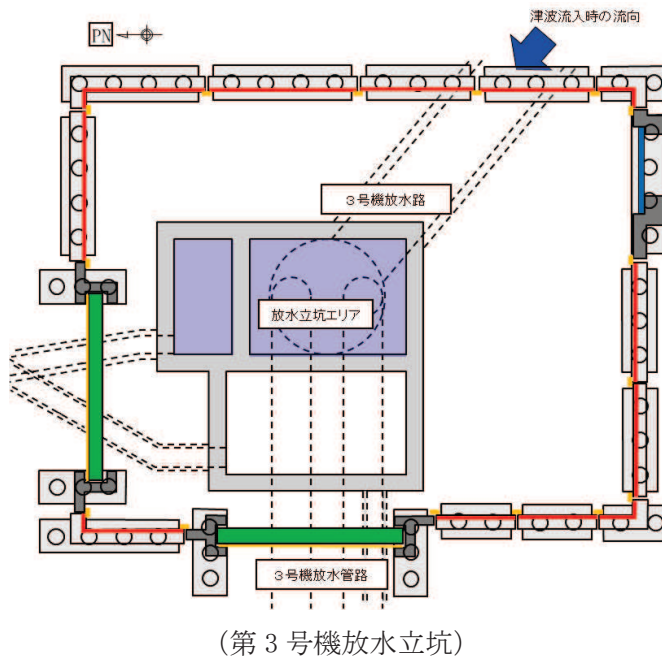
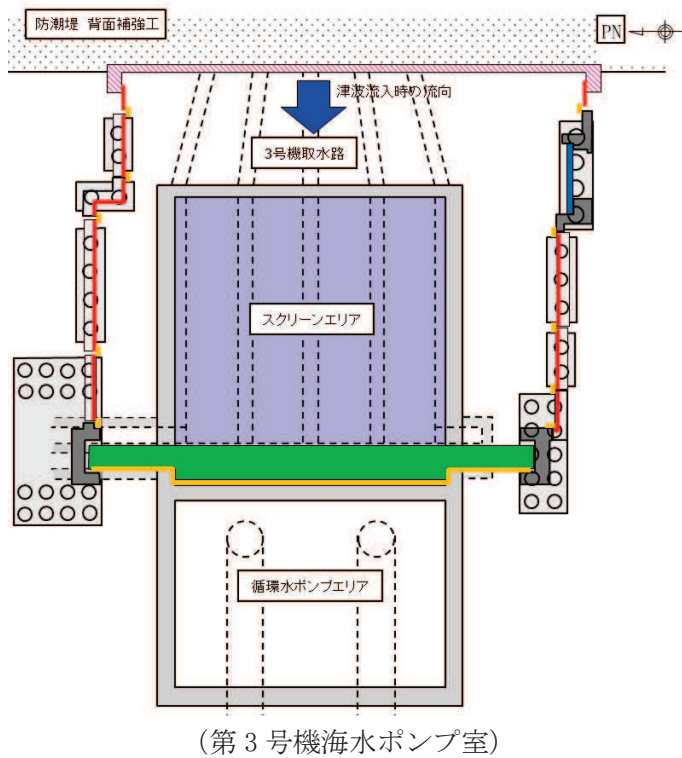
(第2号機海水ポンプ室)



(第2号機放水立坑)

凡 例	
	鋼製遮水壁(鋼板)
	鋼製遮水壁(鋼桁) (海水ポンプ室横断部・ 地中構造物横断部)
	鋼製扉 (車両進入路部)
	フーチング
	R C 支柱
	防潮堤背面補強工と 一体のRC遮水壁
	鋼管杭
	場所打ちコンクリート杭
	津波流入経路 (開口部)
	止水ジョイント (M型ジョイント)

図 2.2-2(1) 鋼製遮水壁(鋼板)の配置概要



凡例	
鋼製遮水壁(鋼板)	防潮堤背面補強工と一体のRC遮水壁
鋼製遮水壁(鋼桁) (海水ポンプ室横断部・ 地中構造物横断部)	鋼管杭
鋼製扉 (車両進入路部)	場所打ちコンクリート杭
フーチング	津波流入経路 (開口部)
R C支柱	止水ジョイント (M型ジョイント)

図 2.2-2(2) 鋼製遮水壁 (鋼板) の配置概要

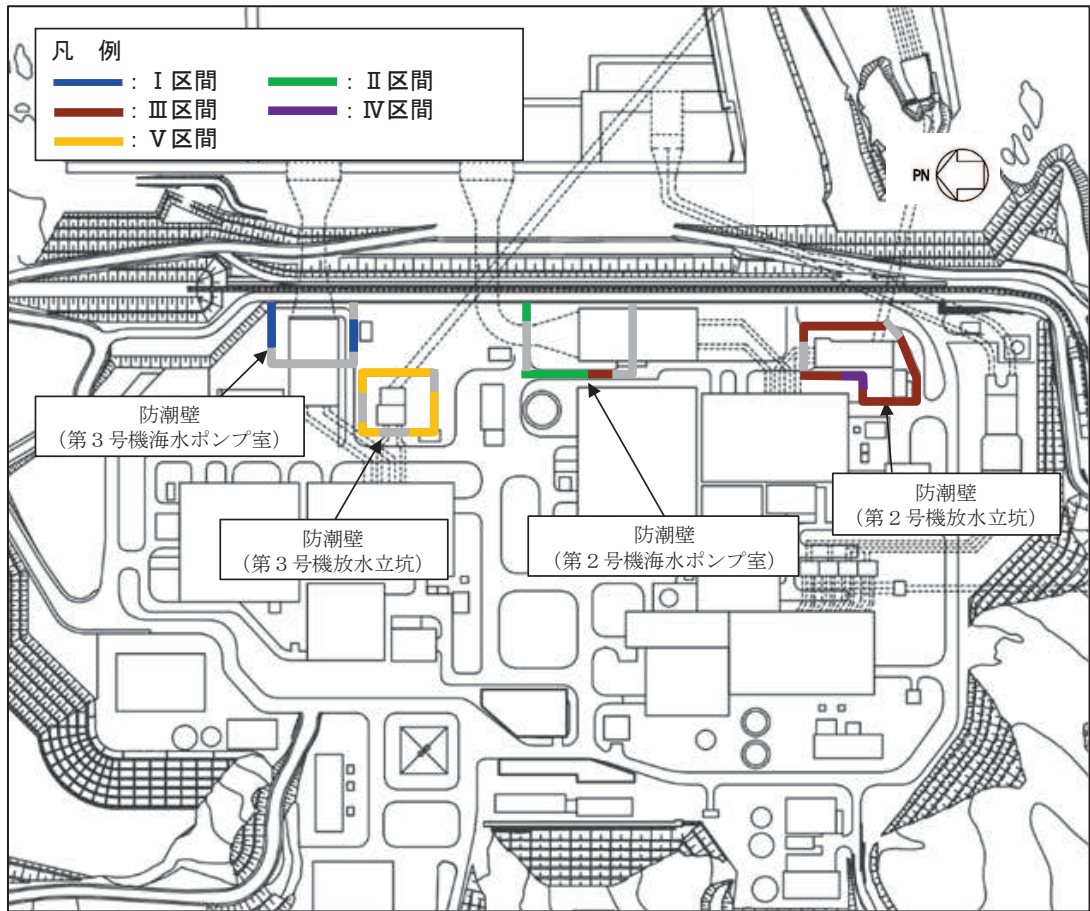


図 2.2-3 鋼製遮水壁（鋼板）の区間配置図

表 2.2-2 区間ごとの構造

区間	天端高さ (m)	鋼板 (SM570)	鋼管杭 (SM570)	
		板厚 (mm)	杭径 (mm)	板厚 (mm)
I 区間	O. P. +20.0	16	φ 1500	23, 30, 37
II 区間	O. P. +19.0	16	φ 1500	30
III 区間	O. P. +19.0	20	φ 1500	25
IV 区間	O. P. +19.0	16	φ 1200	20
V 区間	O. P. +19.0	20	φ 1500	30

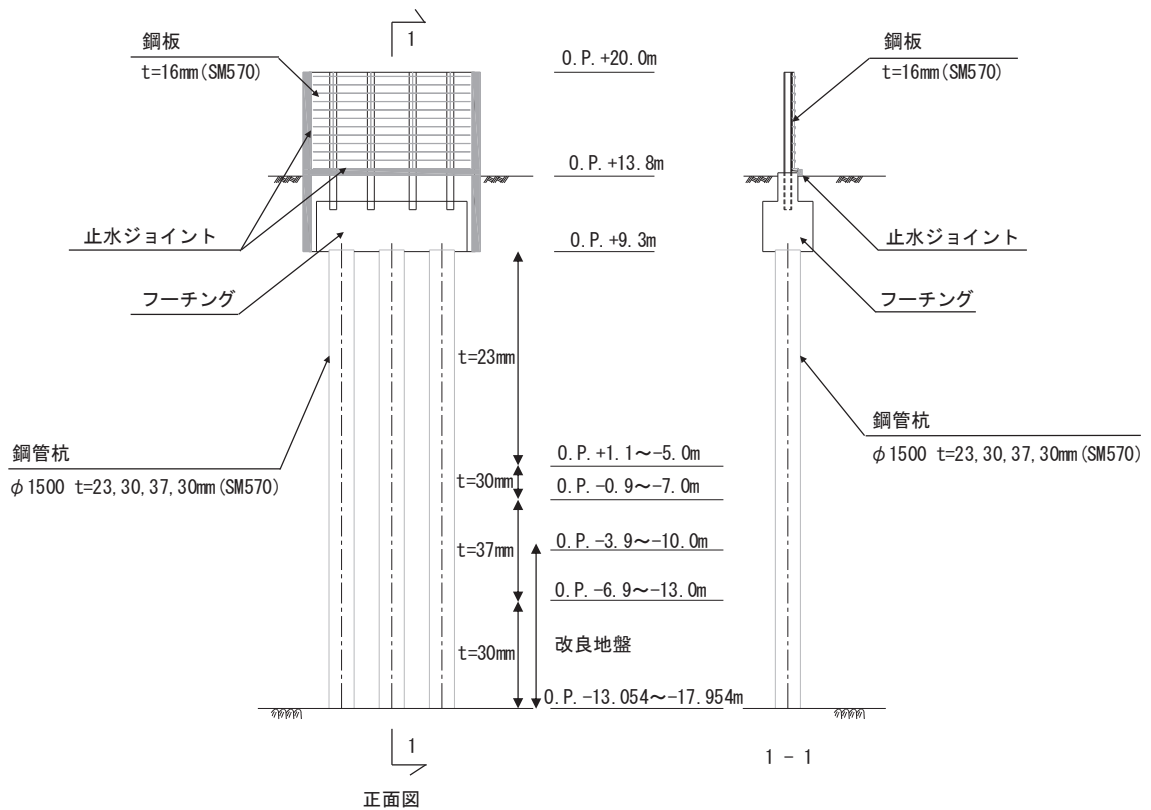


図 2.2-4 鋼製遮水壁（鋼板）の構造図（正面図及び断面図：I 区間）

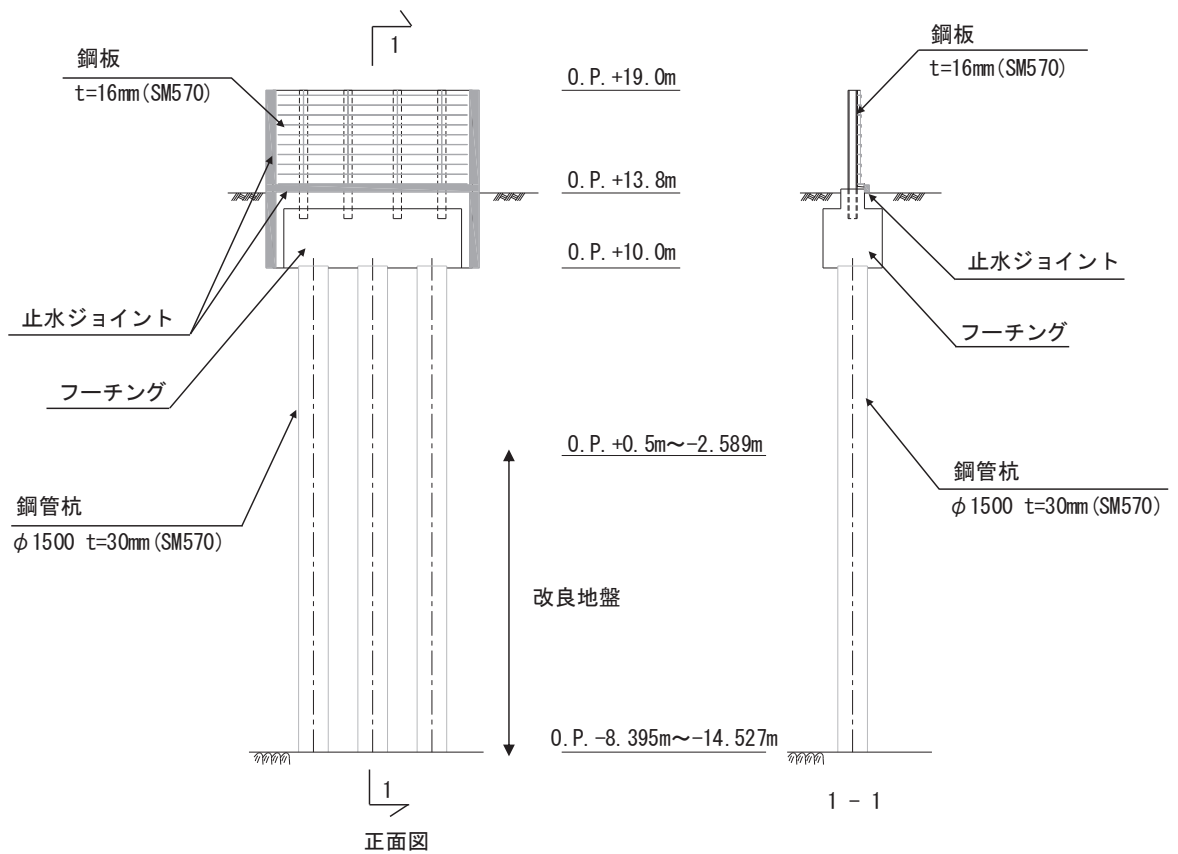
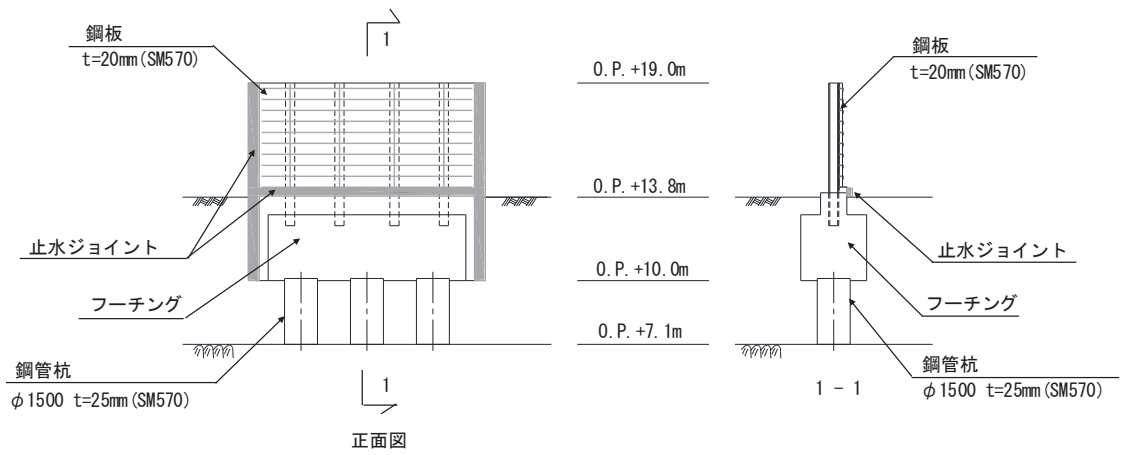
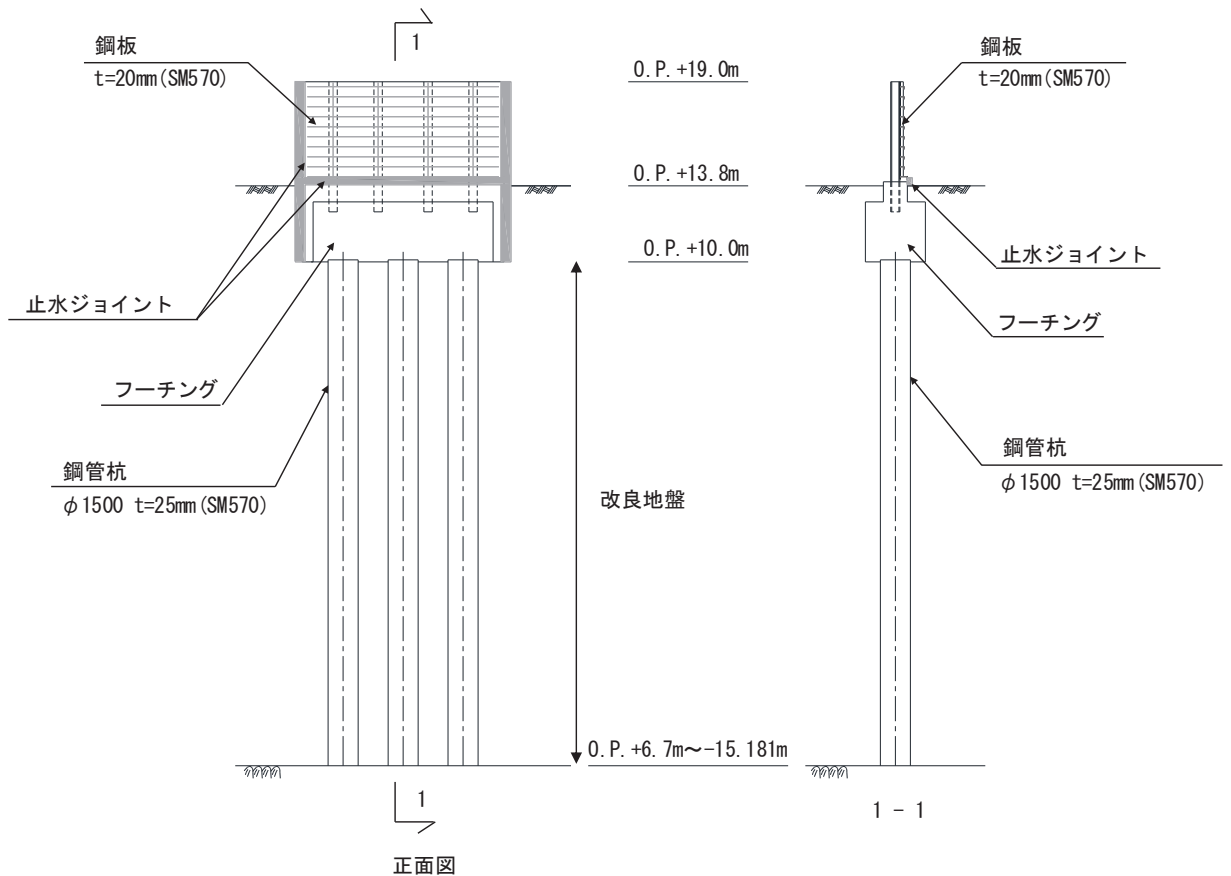


図 2.2-5 鋼製遮水壁（鋼板）の構造図（正面図及び断面図：II 区間）



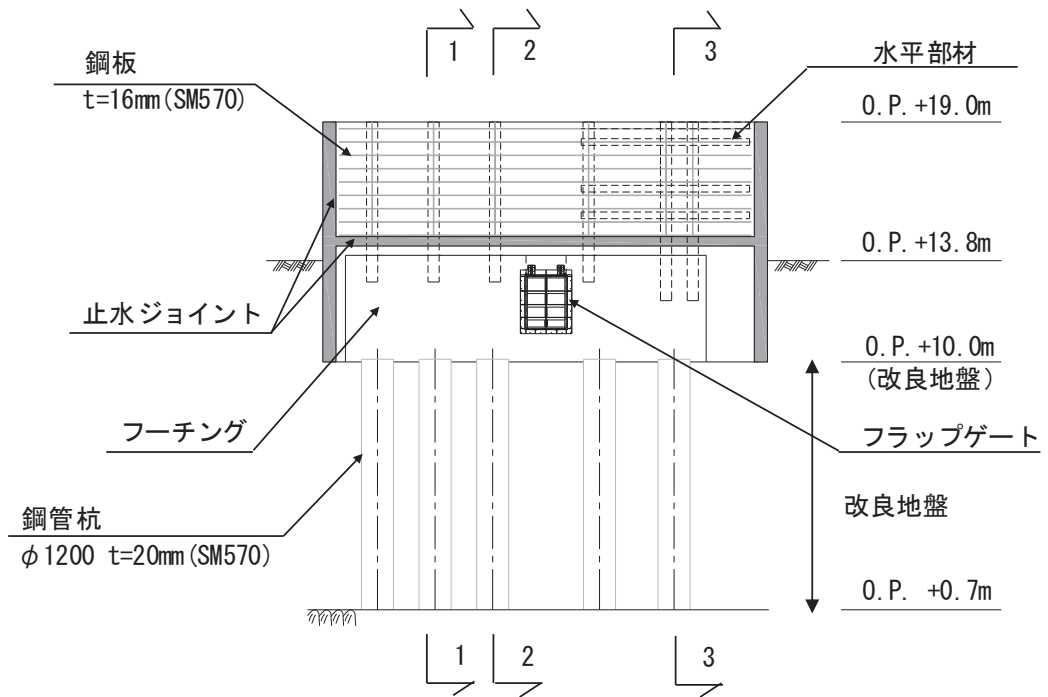
(岩盤露頭部)



(全深度地盤改良部)

図 2.2-6 鋼製遮水壁 (鋼板) の構造図 (正面図及び断面図 : III 区間)





正面図

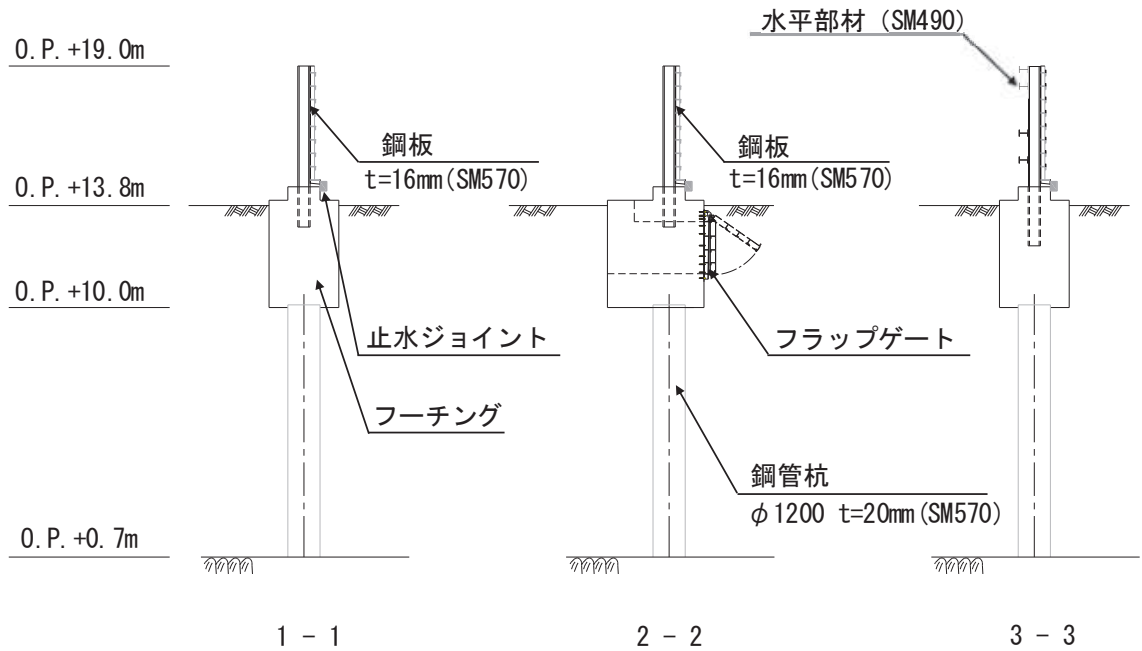
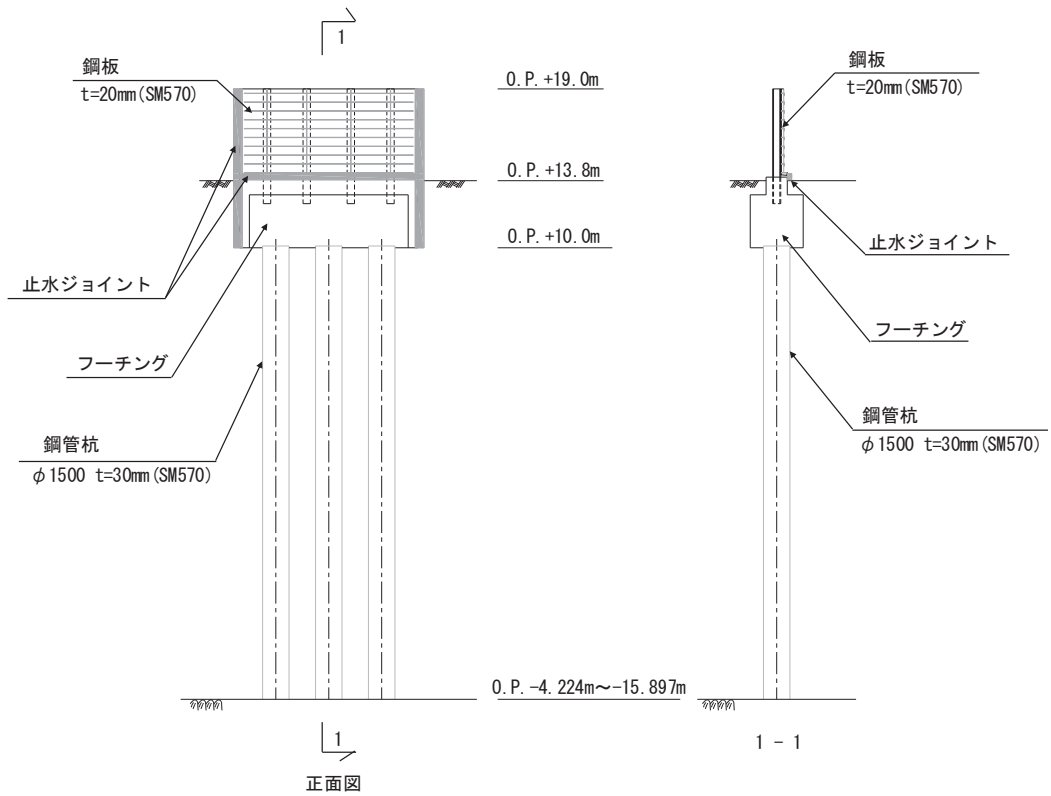
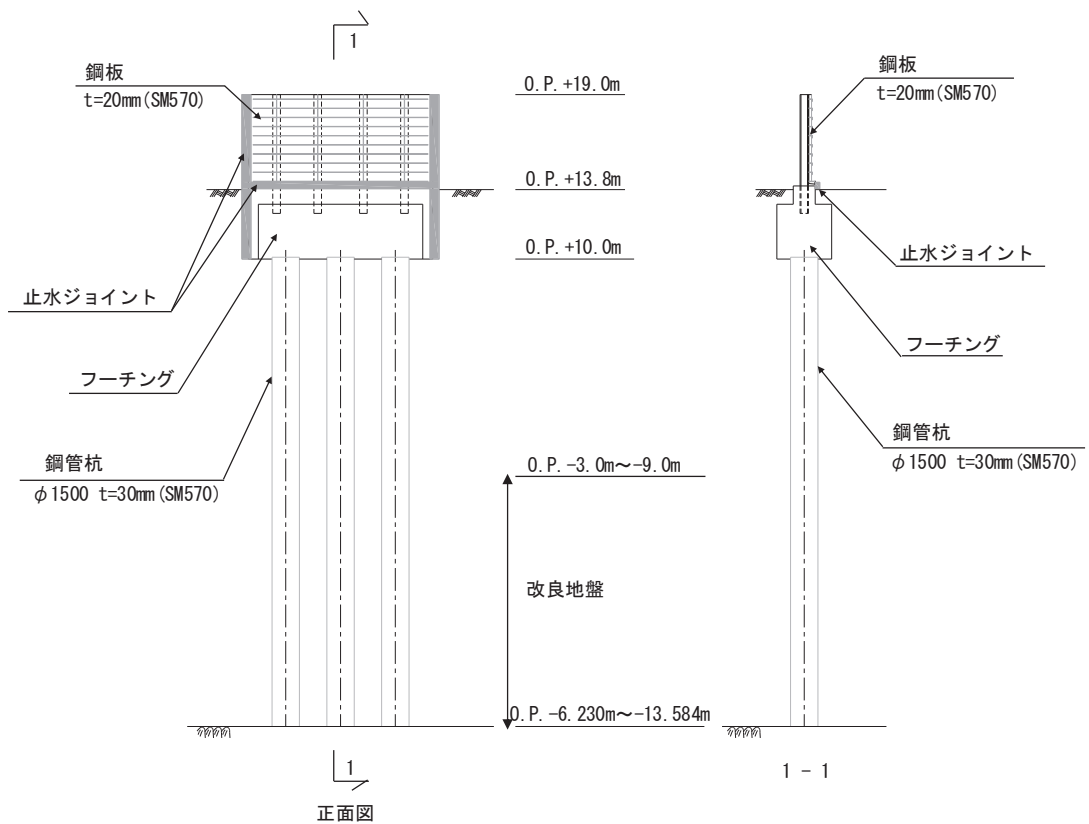


図 2.2-7 鋼製遮水壁（鋼板）の構造図（正面図及び断面図：IV区間）



(改良地盤なし)



(改良地盤あり)

図 2.2-8 鋼製遮水壁 (鋼板) の構造図 (正面図及び断面図 : V 区間)

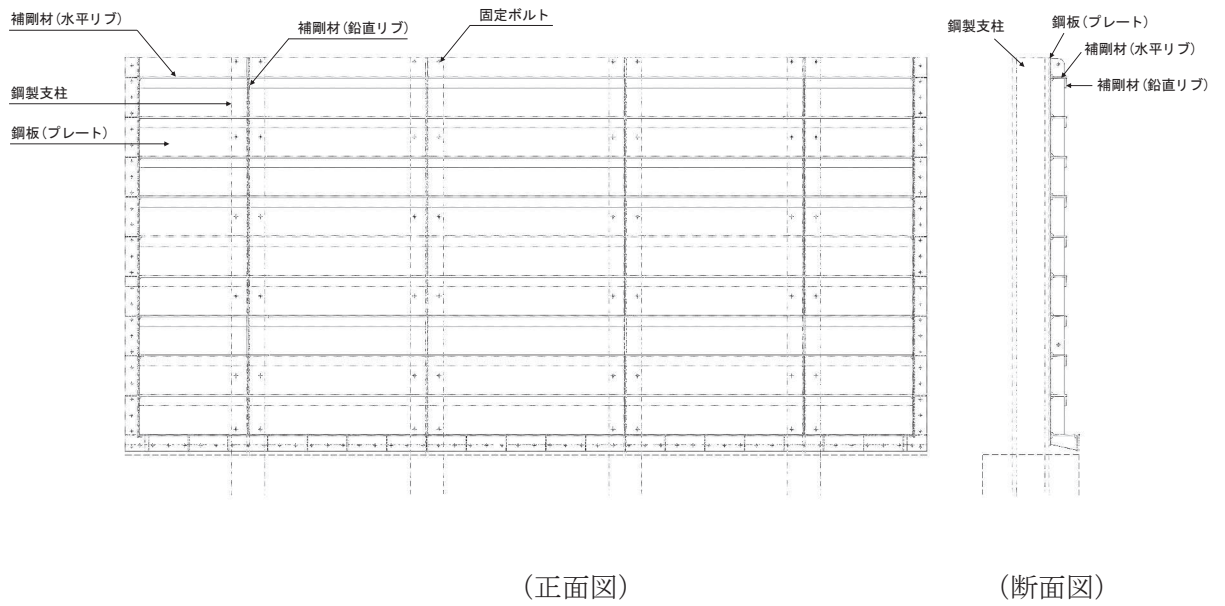


図 2.2-9 鋼製遮水壁（鋼板）の構造図（鋼板一般）

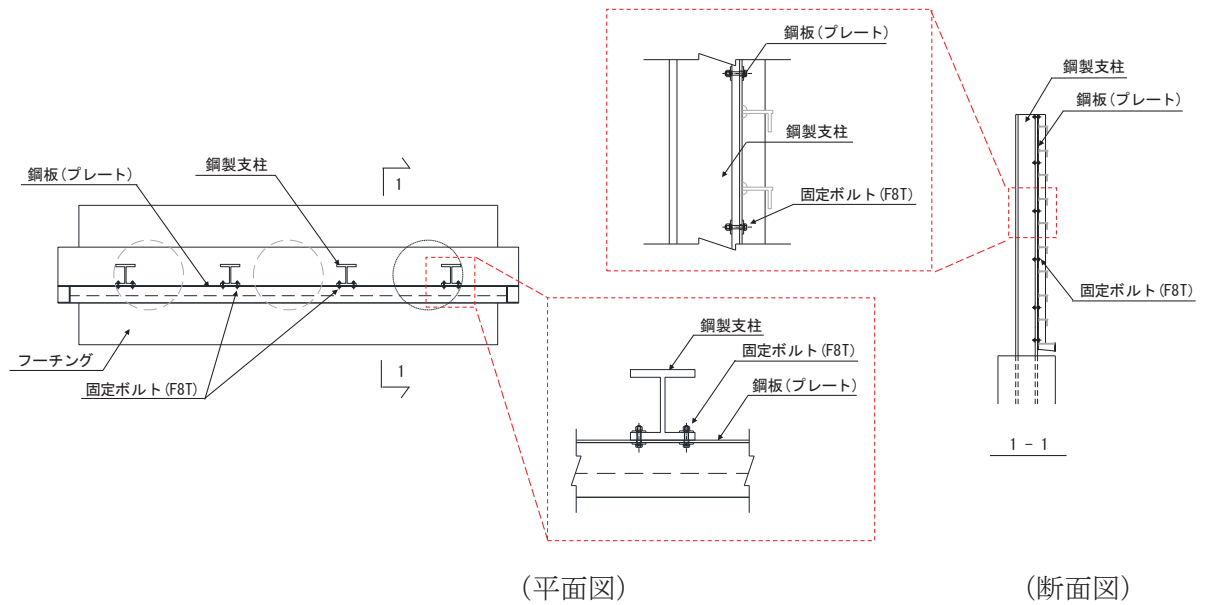
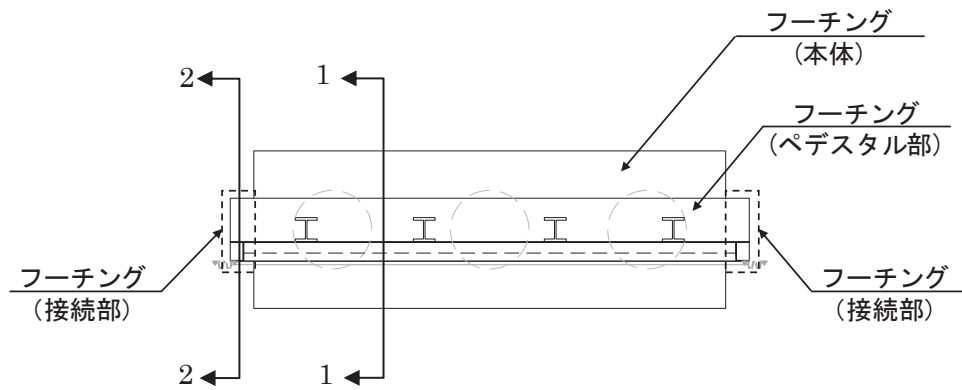
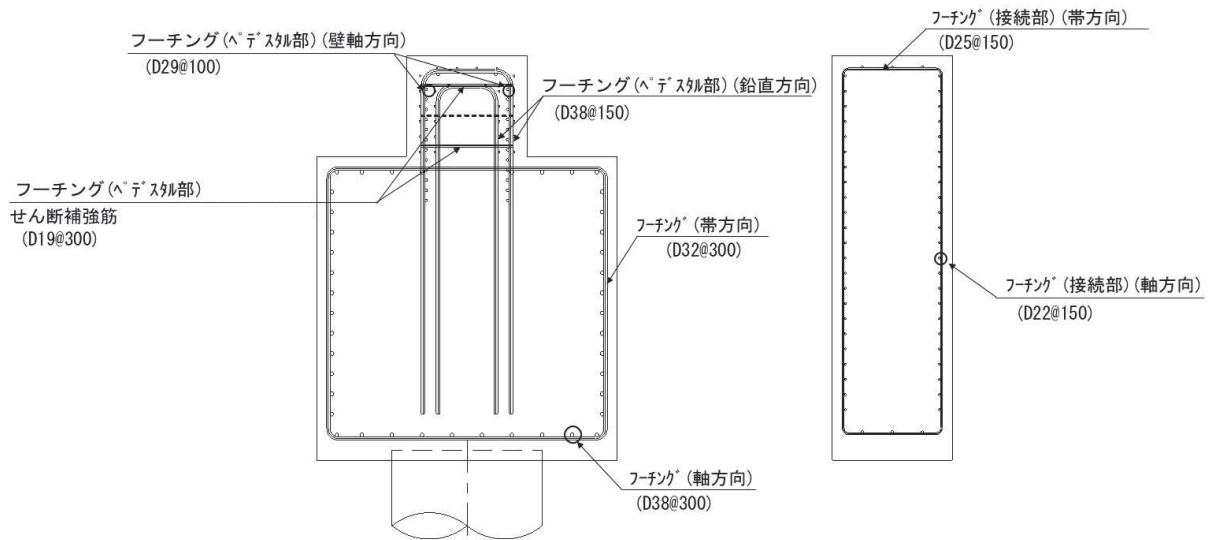


図 2.2-10 鋼製遮水壁（鋼板）の構造図（鋼板-鋼製支柱接合部）

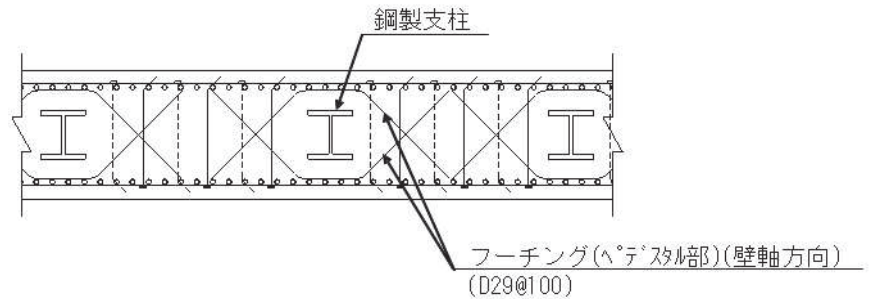


(平面図)



(1-1 断面)

(2-2 断面 (接続部) )



(ペDESTAL部 (平面図) )

図 2.2-11 (1) フーチング配筋概要図  
(区間Ⅲの例)

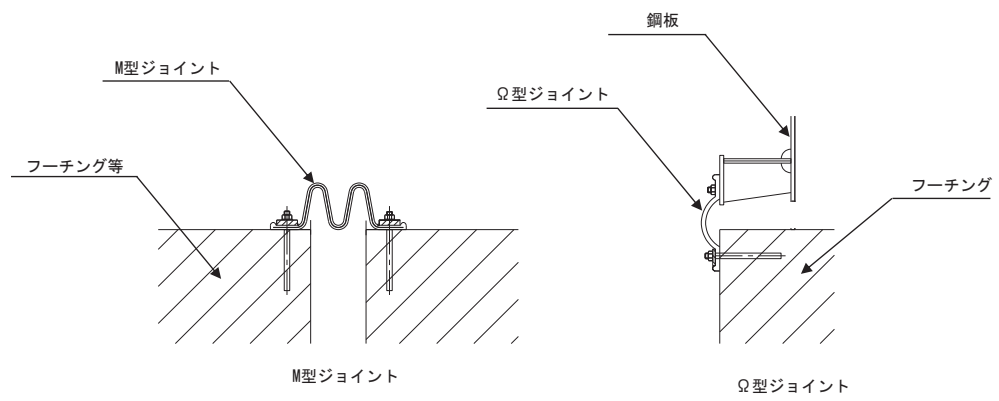


図 2.2-12 鋼製遮水壁（鋼板）の止水ジョイントの構造図

## 2.3 評価方針

鋼製遮水壁（鋼板）等から構成される防潮壁（第2号機海水ポンプ室），防潮壁（第2号機放水立坑），防潮壁（第3号機海水ポンプ室）及び防潮壁（第3号機放水立坑）は，Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

鋼製遮水壁（鋼板）の耐震評価は，地震応答解析の結果に基づき，設計基準対象施設として，表 2.3-1 に示すとおり，構造部材の健全性評価，変形性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価，変形性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することで，構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

構造部材の健全性評価については，施設ごとに定める照査項目（発生応力等）が許容限界を満足することを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については，杭頭に発生する鉛直力が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

構造部材の変形性評価については，止水ジョイント部材の変形量を算定し，有意な漏えいが生じない変形に留まることを確認した許容限界以下であることを確認する。

鋼製遮水壁（鋼板）の耐震評価フローを図 2.3-1 及び図 2.3-2 に示す。

表 2.3-1 鋼製遮水壁（鋼板）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度 及び支持 機能を有 すること	施設の 健全性	鋼板	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製支柱	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		固定ボルト	発生する応力（引張力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		フーチング (本体・接続部)	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度（曲げ・軸力）及びせん断耐力*1,2
		フーチング (ペDESTAL部)	発生する応力等（支圧，押し抜きせん断，曲げモーメント，せん断力）が許容限界以下であることを確認	支圧強度，押し抜きせん断耐力，降伏曲げ耐力及び降伏せん断耐力*1,2
		鋼管杭	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	降伏強度及びせん断強度*1
	基礎地盤の 支持性能	基礎地盤	発生する応力（杭頭の鉛直力）が許容限界以下であることを確認	極限支持力*1
止水性を 損なわな いこと	施設の 健全性	鋼板	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製支柱	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		固定ボルト	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		フーチング (本体・接続部)	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度（曲げ・軸力）及びせん断耐力*1,2
		フーチング (ペDESTAL部)	発生する応力等（支圧，押し抜きせん断，曲げモーメント，せん断力）が許容限界以下であることを確認	支圧強度，押し抜きせん断耐力，降伏曲げ耐力及び降伏せん断耐力*1,2
		鋼管杭	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	降伏強度及びせん断強度*1
	基礎地盤の 支持性能	基礎地盤	発生する応力（杭頭の鉛直力）が許容限界以下であることを確認	極限支持力*1
施設の 変形性	止水ジョイント 部材	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じない変形に留まることを確認した変形量	

注記\*1： 妥当な安全余裕を考慮する。

\*2： 断面が降伏に至らない状態及びせん断耐力を下回れば，漏水が生じるような顕著な（部材を貫通するような）ひび割れは発生しないことから，曲げ・軸力系の破壊（面外変形）についてはコンクリート及び鉄筋の短期許容応力度を，せん断破壊についてはせん断耐力を下回ることを確認する。

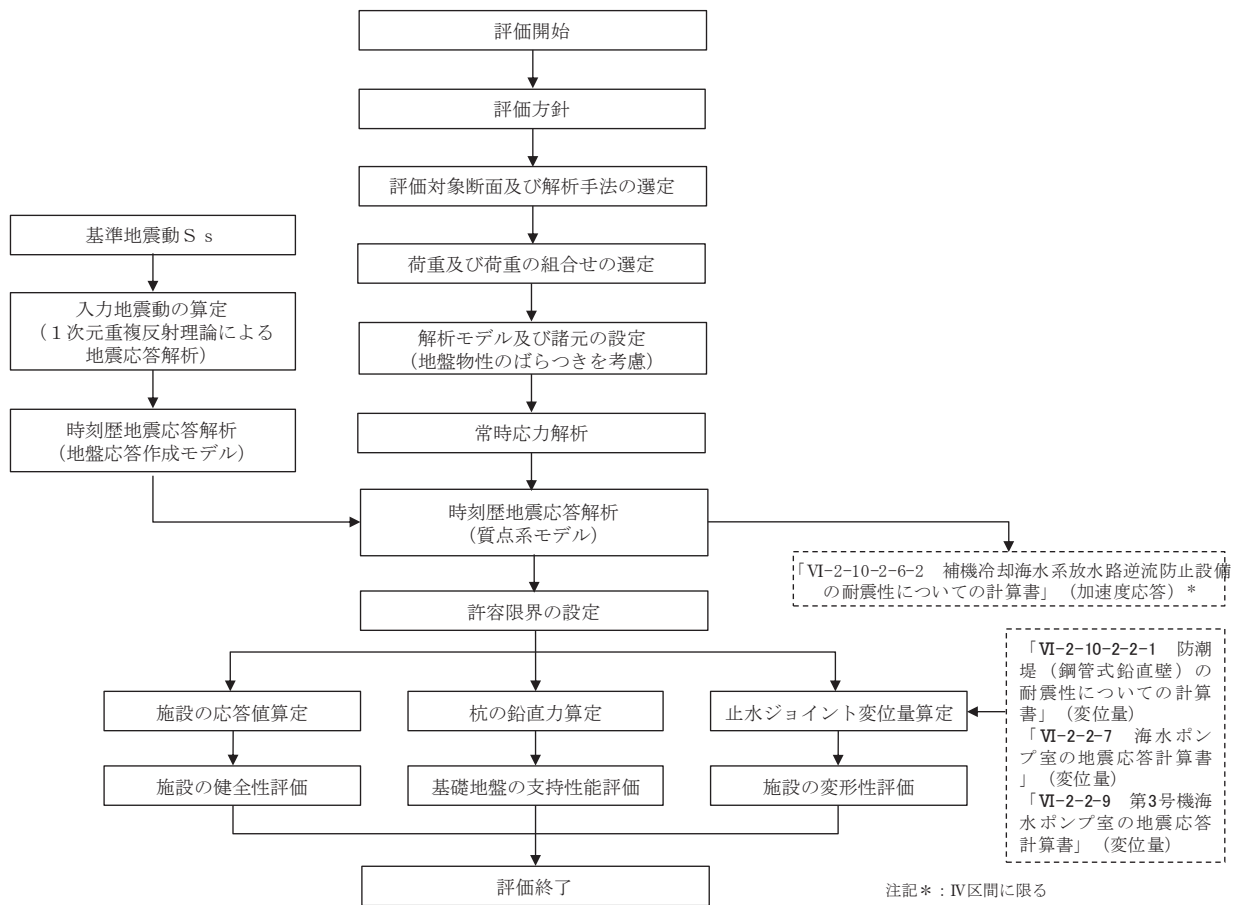


図 2.3-1 鋼製遮水壁(鋼板)の耐震評価フロー

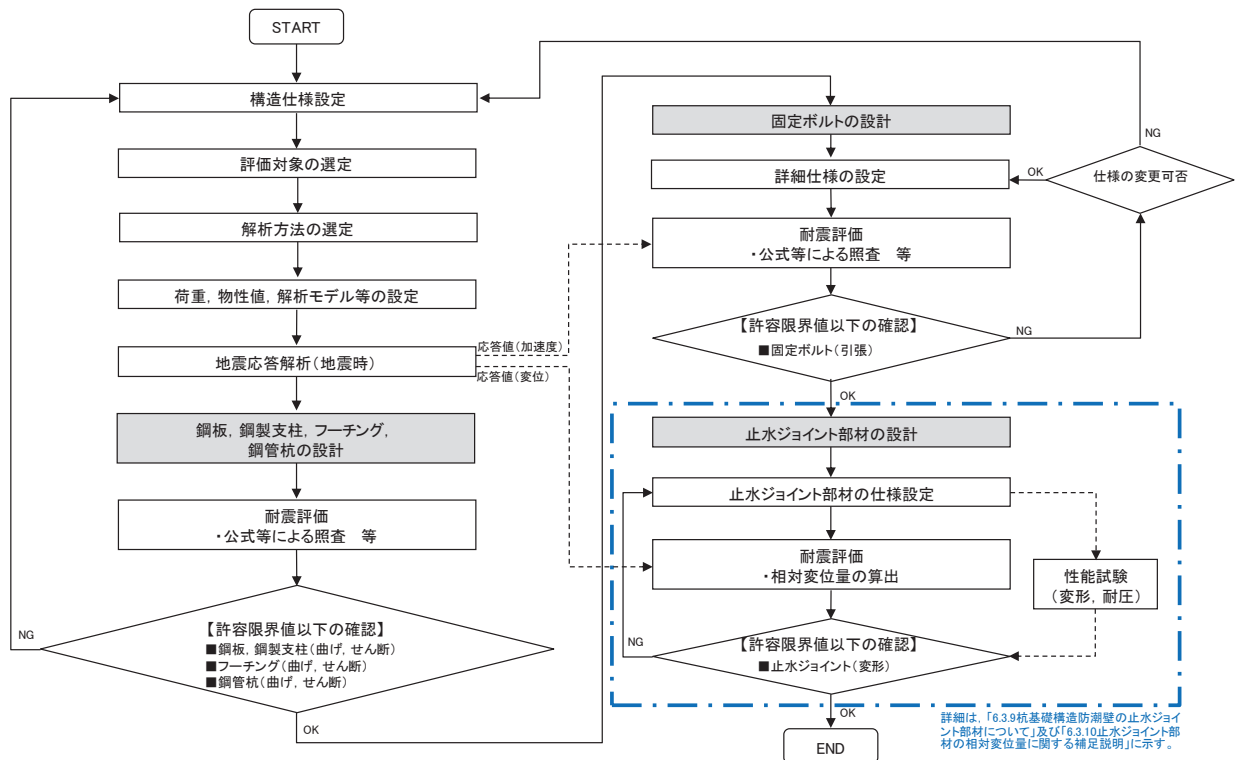


図 2.3-2 鋼製遮水壁(鋼板)の詳細耐震評価フロー



## 2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示すとともに，対応する項目について表 2.4-1 に示す。

- ・ 日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編
- ・ 日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編
- ・ 日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編
- ・ 日本道路協会 平成 22 年 3 月 道路土工—カルバート工指針（平成 21 年度版）
- ・ 日本道路協会 平成 24 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・III コンクリート橋編
- ・ 日本道路協会 平成 24 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編
- ・ 土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]
- ・ 土木学会 2005 年 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル
- ・ 土木学会 2014 年 複合構造標準示方書[設計編]
- ・ 鉄道総合技術研究所，平成 16 年 鉄道構造物等設計基準・同解説 コンクリート構造物
- ・ 日本建築学会 2012 年 鋼構造接合部設計指針
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1987）
- ・ 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）

表 2.4-1(1) 適用する規格, 基準類

項目		適用する規格, 基準類	備考
使用材料及び材料定数		<ul style="list-style-type: none"> <li>土木学会 2002年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]</li> <li>日本道路協会 平成24年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編</li> </ul>	
荷重及び荷重の組合せ		<ul style="list-style-type: none"> <li>土木学会 2002年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]</li> </ul>	永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組み合わせを検討
許容限界	鋼板	<ul style="list-style-type: none"> <li>日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編</li> </ul>	曲げ軸力に対する照査は, 発生応力が, 短期許容応力度以下であることを確認。
	鋼製支柱	<ul style="list-style-type: none"> <li>日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編</li> </ul>	せん断力に対する照査は, 発生応力が, 短期許容せん断応力度以下であることを確認。
	固定ボルト	<ul style="list-style-type: none"> <li>日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編</li> </ul>	引張力に対する照査は, 発生応力が短期許容応力度以下であることを確認。
	フーチング (本体・接続部)	<ul style="list-style-type: none"> <li>日本道路協会 平成22年3月 道路土工-カルバート工指針(平成21年度版)</li> <li>土木学会 2002年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]</li> <li>「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル(土木学会 原子力土木委員会, 2005年6月)」</li> <li>日本道路協会 平成24年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・III コンクリート橋編</li> </ul>	曲げ軸力に対する照査は, 発生応力が, 短期許容応力度以下であることを確認。 せん断力に対する照査は, 発生せん断力が, せん断耐力以下であることを確認。
	フーチング (ペDESTAL部)	<ul style="list-style-type: none"> <li>土木学会 2002年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]</li> <li>土木学会 2014年 複合構造標準示方書[設計編]</li> <li>鉄道総合技術研究所, 平成16年 鉄道構造物等設計基準・同解説 コンクリート構造物</li> <li>日本建築学会 2012年 鋼構造接合部設計指針</li> </ul>	支圧力に対する照査は, 発生応力が, 支圧強度以下であることを確認。 押し抜きせん断力に対する照査は, 発生押し抜きせん断力が, せん断耐力以下であることを確認。 曲げ軸力に対する照査は, 発生曲げモーメントが, 降伏曲げ耐力以下であることを確認。 せん断力に対する照査は, 発生せん断力が, 降伏せん断耐力以下であることを確認。

表 2.4-1(2) 適用する規格, 基準類

項目		適用する規格, 基準類	備考
許容限界	鋼管杭	<ul style="list-style-type: none"> <li>日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編</li> </ul>	<p>曲げ軸力に対する照査は, 発生曲げモーメントが, 降伏モーメント以下であることを確認。</p> <p>せん断力に対する照査は, 発生せん断力が, せん断強度以下であることを確認。</p>
地震応答解析		<ul style="list-style-type: none"> <li>原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 0 1 -1987)</li> </ul>	有限要素法による時刻歴非線形解析 (地震動作成他)
		<ul style="list-style-type: none"> <li>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)</li> </ul>	質点系モデルを用いた地震応答解析

### 3. 耐震評価

#### 3.1 評価対象

評価対象断面は、鋼製遮水壁（鋼板）の特徴や周辺地盤状況を踏まえて、図 3.1-1 に示す断面位置とし、線状構造物であり、相対的に断面係数が大きい軸方向が強軸断面方向となるため、横断方向に加振した場合の影響を評価する。

鋼製遮水壁（鋼板）の評価対象断面の選定理由を下記に、地質断面図を図 3.1-2 に、評価対象位置の地層構成図を図 3.1-3 に、各断面の構造概要図を図 3.1-4～3.1-11 に示す。（評価対象断面選定の詳細は、「5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について」に示す。）

ここで、防潮堤基礎杭周辺において旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は、地盤の変形抑制及び液状化対策のため地下水位+1m 以深を地盤改良する計画としている。地盤改良幅は側方地盤の液状化等の影響が及ばないように地盤改良高さの 2 倍（以下、改良幅 2D という）とすることを基本としている。

なお、地下水位が高くフーチング下面に近い第 2 号機放水立坑防潮壁においては、フーチング下面までを地盤改良し、第 2 号機海水ポンプ室及び第 2 号機取水路の耐震裕度向上のため躯体周辺に地盤改良が実施されている場合においては、地下水位+1m 以深よりも高い範囲が改良地盤となっている箇所もある。

さらに、第 3 号機放水立坑防潮壁においては、放水立坑の損傷を考慮した地盤改良をフーチング下面まで実施するため、防潮壁の地盤の変形抑制及び液状化対策に有効な改良幅 2D を確保していない。この地盤改良の設計上の扱いについては参考資料 1 に示す。

#### （Ⅰ区間）

断面①：盛土・旧表土が分布し、入力津波高さが高く防潮壁天端高さが O.P.+20.0m となる区間の中で、上部工に生じる断面力が大きくなることが考えられる断面。また、地層境界付近での層間変形量が大きく、鋼管杭に生じる断面力が大きくなることが想定される断面。（補足 5.10 におけるⅠ-(3)断面）

断面②：盛土・旧表土が分布し、入力津波高さが高く防潮壁天端高さが O.P.+20.0m となる区間の中で、上部工に生じる断面力が大きくなることが考えられる断面。また、地盤全体の変形量が大きく、鋼管杭他に生じる断面力が大きくなることが想定される断面。（補足 5.10 におけるⅠ-(4)断面）

#### （Ⅱ区間）

断面③：盛土・旧表土が分布し、入力津波高さが低く防潮壁天端高さが O.P.+19.0m となる区間の中で、地層境界付近での層間変形量が大きく、鋼管杭他に生じる断面力が大きくなることが想定される断面。（補足 5.10 におけるⅡ-(1)断面）

#### （Ⅲ区間）

断面④：岩盤が露頭又は地盤改良により盛土・旧表土が分布しない区間の中で、入力津波水位が最も高く、上部工に作用する慣性力・津波荷重が大きくなることで、上部工・下部工に生じる断面力が大きくなることが想定される断面。（補足 5.10 におけるⅢ-(1)断面）

断面⑤：全断面の中で、同一基礎内の杭長差が最も大きい断面のため、下部工の応答差による上部工へのねじり等の影響が大きくなることが想定される断面。（補足 5.10 におけるⅡ-(7)断面）

断面⑥：岩盤が露頭又は地盤改良により盛土・旧表土が分布しない区間の中で、第3速度層上面が最も深い断面のため上部工に作用する慣性力が大きくなることで、上部工・下部工に生じる断面力が大きくなることが想定される断面。（補足 5.10 におけるⅡ-(11)断面）

(Ⅳ区間)

断面⑦：補機冷却海水系放水路逆流防止設備を間接支持する区間の中で、慣性力が大きく上部工に生じる断面力が大きくなることが想定される断面。（補足 5.10 におけるⅣ-(2)断面）

(Ⅴ区間)

断面⑧：第3号機放水立坑を取り囲む区間（盛土・旧表土が分布する断面と地盤改良により盛土・旧表土が分布しない断面が混在）の中で、杭長が最も長い断面のため、地盤全体の変形量が大きく、鋼管杭他に生じる断面力が大きくなることが想定される断面。（補足 5.10 におけるⅤ-(8)断面）

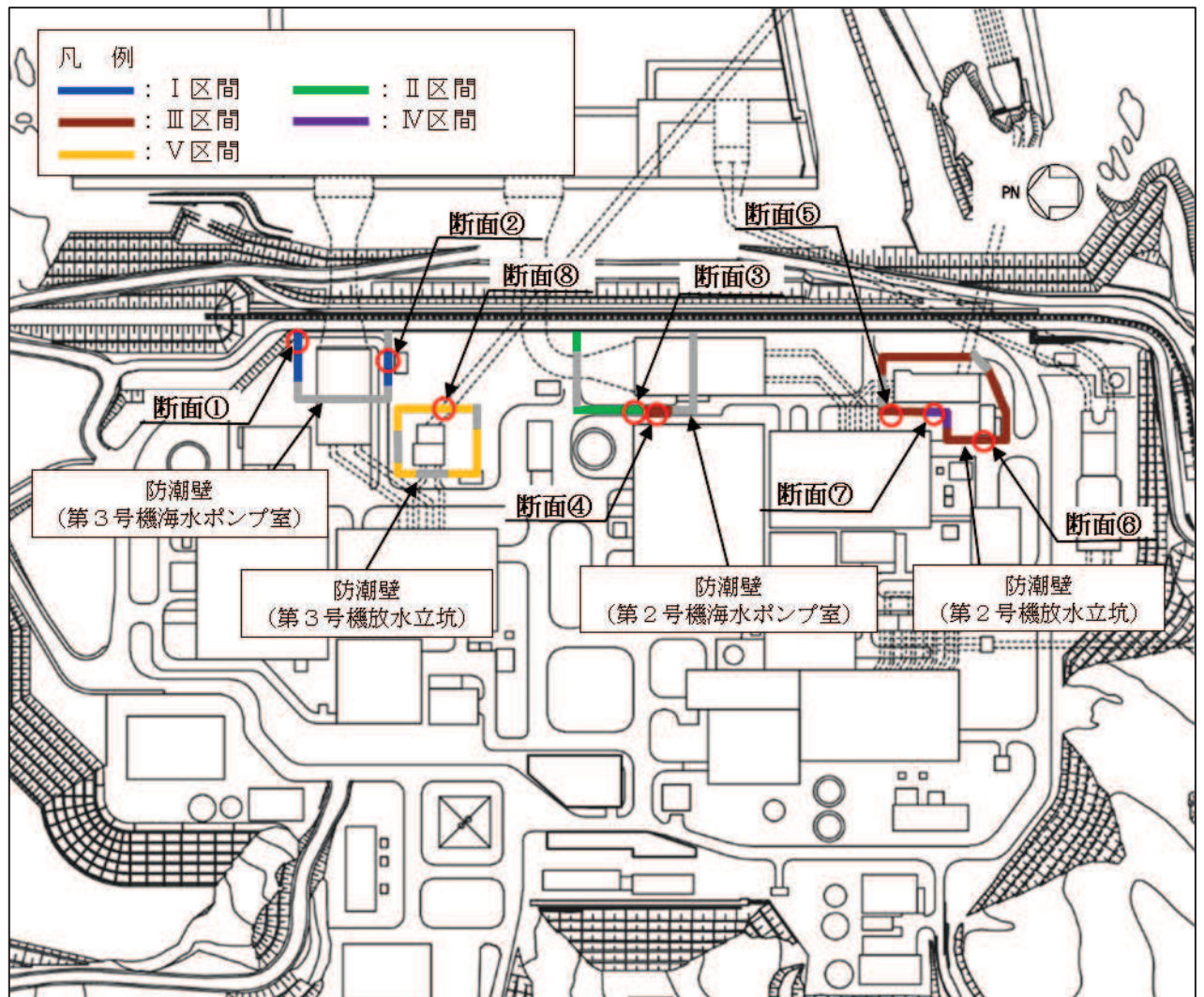
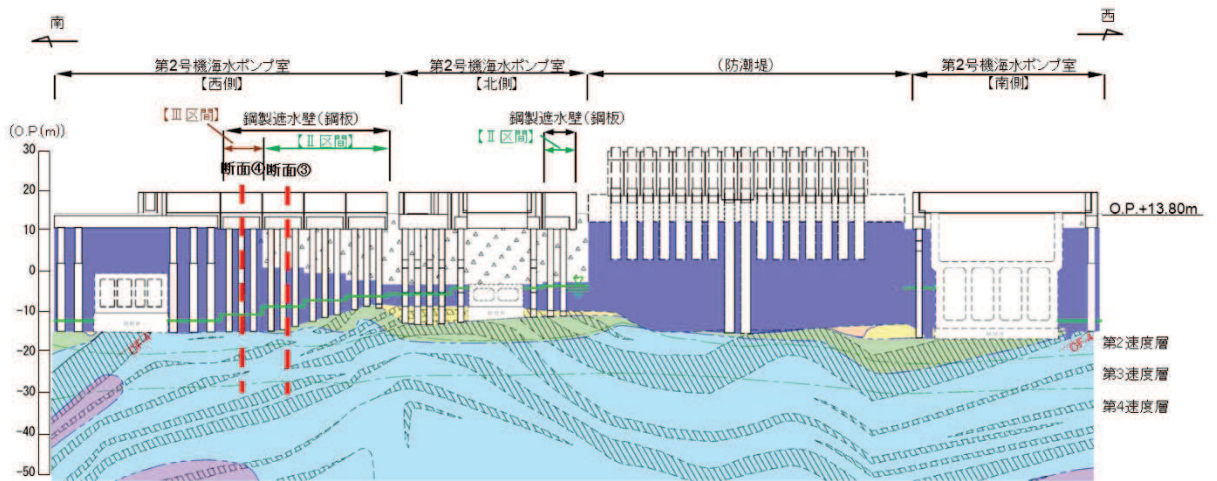
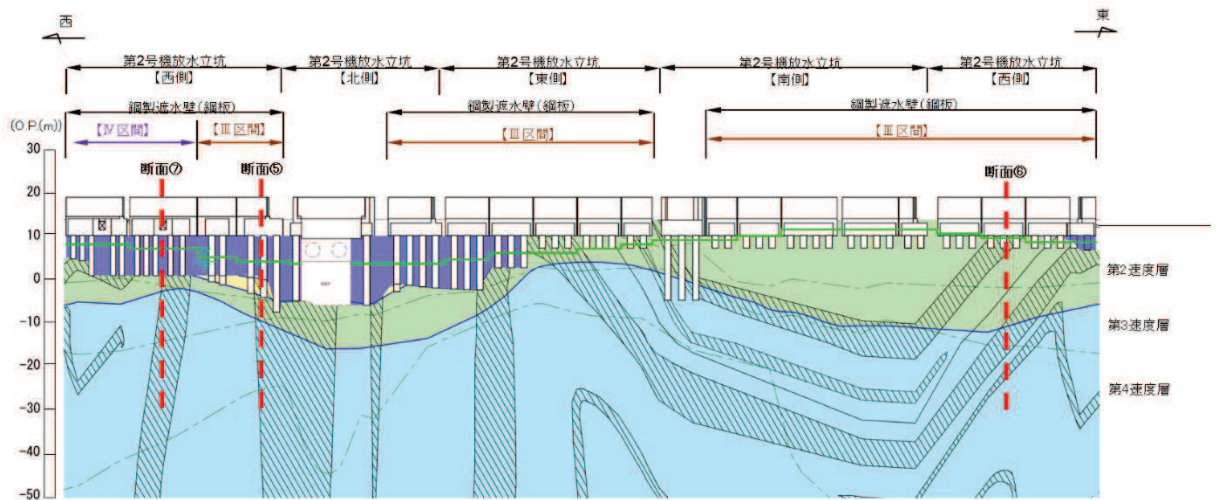


図 3.1-1 鋼製遮水壁（鋼板）の評価対象断面位置図



(2号機海水ポンプ室\*)



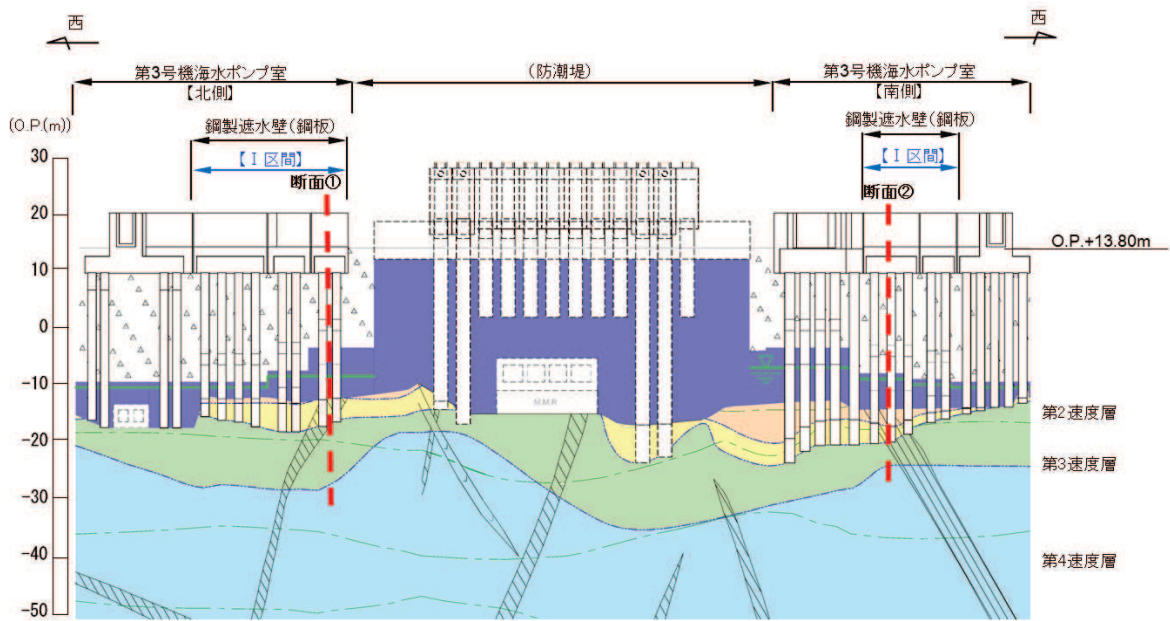
(2号機放水立坑\*)

凡 例			
	B 級		盛 土
	C <sub>H</sub> 級		旧 表 土
	C <sub>M</sub> 級		砂 岩
	C <sub>L</sub> 級		頁 岩
	D 級		ひ ん 岩
	岩盤分類境界		断 層
	速度層境界		地 質 界 界
	改良地盤等		地下水位

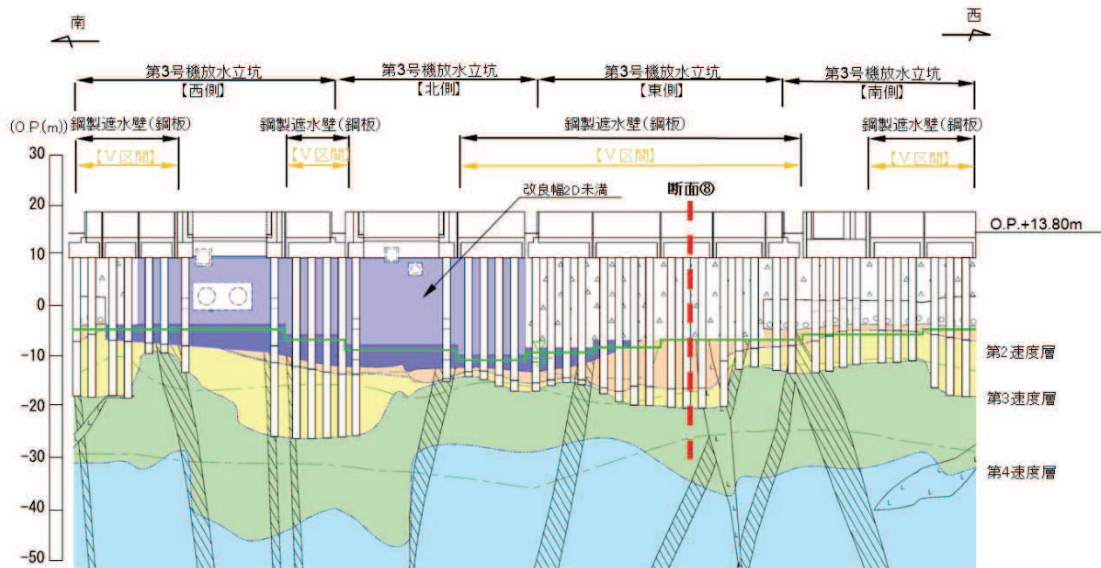
注記：\*1：鋼管杭下端はC<sub>L</sub>級岩盤上面（又はC<sub>M</sub>級岩盤上面）とし、鋼管杭直下のC<sub>L</sub>級岩盤部はMMRにより置換する範囲を示す。

\*2：鋼管杭中の水平線は板厚変化部（段落とし）を示す。

図 3.1-2(1) 鋼製遮水壁（鋼板）の地質断面図  
(2号機海水ポンプ室, 2号機放水立坑：縦断方向)



(3号機海水ポンプ室)



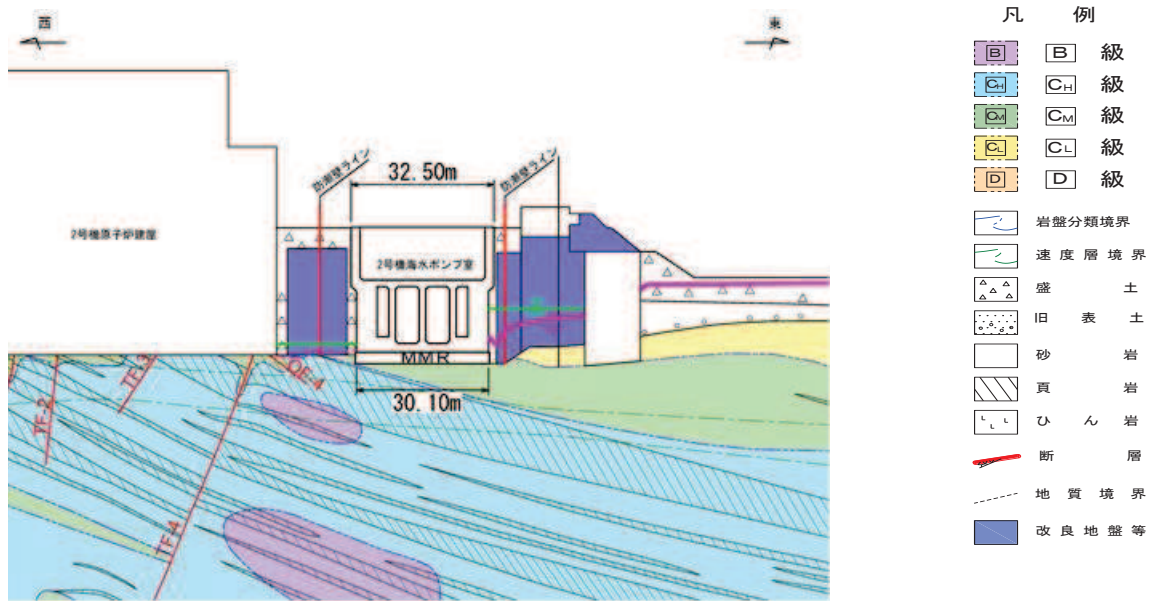
(3号機放水立坑)

凡 例			
	B 級		盛 土
	C <sub>H</sub> 級		旧 表 土
	C <sub>M</sub> 級		砂 岩
	C <sub>L</sub> 級		頁 岩
	D 級		ひ ん 岩
	岩盤分類境界		断 層
	速度層境界		地 質 境 界
	改良地盤等		地 下 水 位

注記：\*1：鋼管杭下端はC<sub>L</sub>級岩盤上面（又はC<sub>M</sub>級岩盤上面）とし、鋼管杭直下のC<sub>L</sub>級岩盤部はMMRにより置換する範囲を示す。

\*2：鋼管杭中の水平線は板厚変化部（段落とし）を示す。

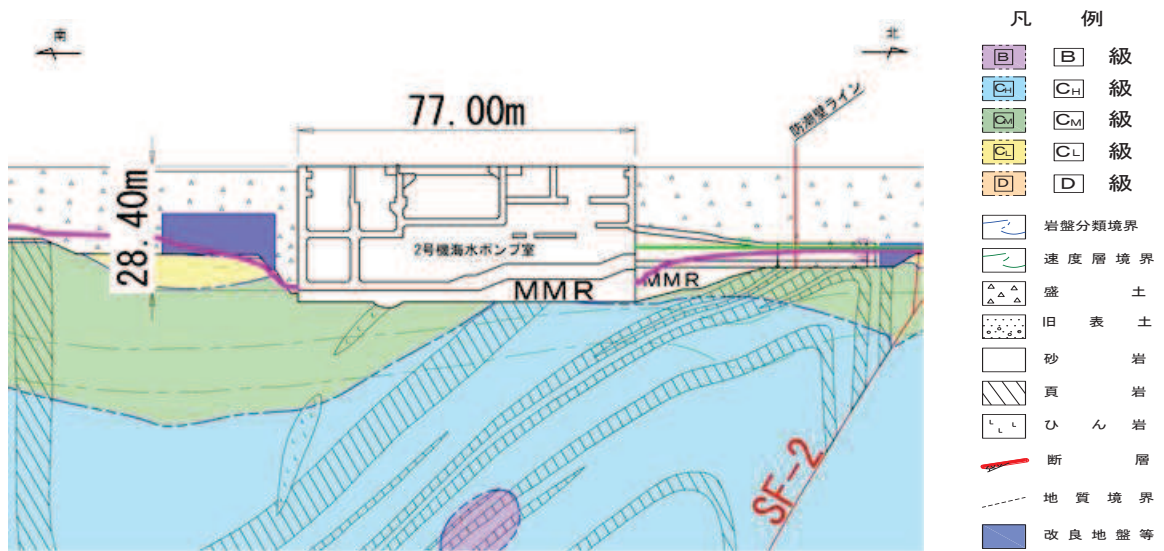
図 3.1-2(2) 鋼製遮水壁（鋼板）地質断面図  
(3号機海水ポンプ室, 3号機放水立坑：縦断方向)



\* : 鋼管杭下方の  $C_L$  級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位  
 — 設計用地下水位

(2号機海水ポンプ室横断方向(東西))



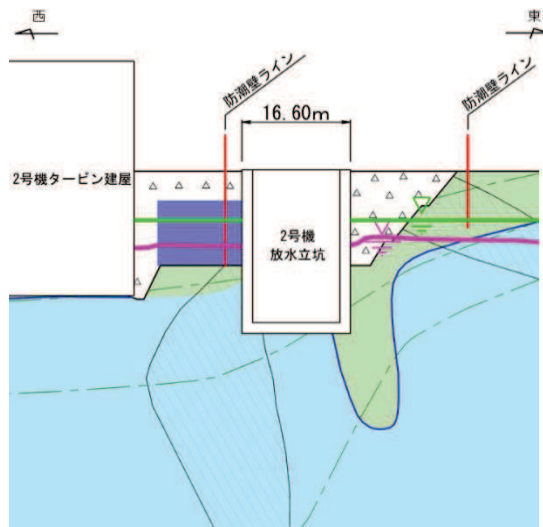
\* : 鋼管杭下方の  $CL$  級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位  
 — 設計用地下水位

(2号機海水ポンプ室横断方向(南北))

図 3.1-2(3) 鋼製遮水壁(鋼板)地質断面図  
 (2号機海水ポンプ室:横断方向)

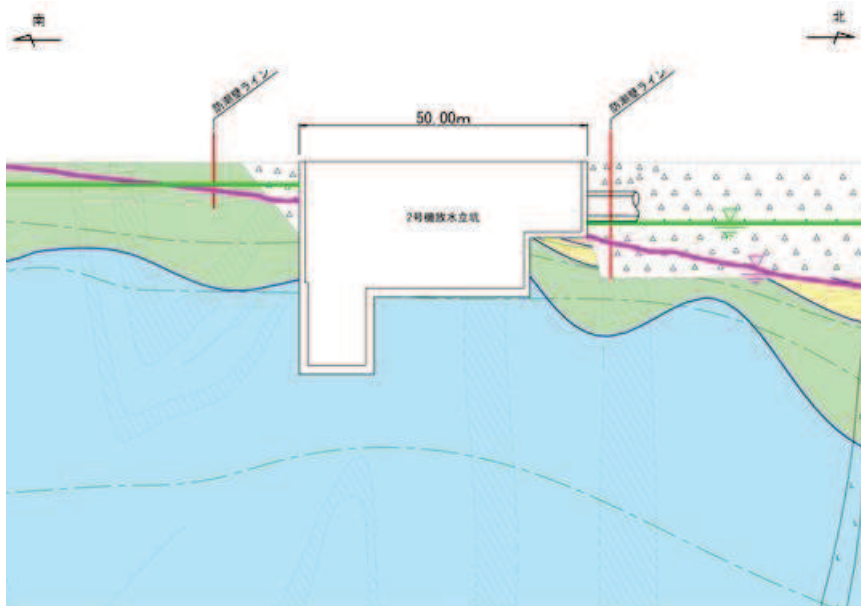




\* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位  
— 設計用地下水位

(2号機放水立坑横断方向 (東西))



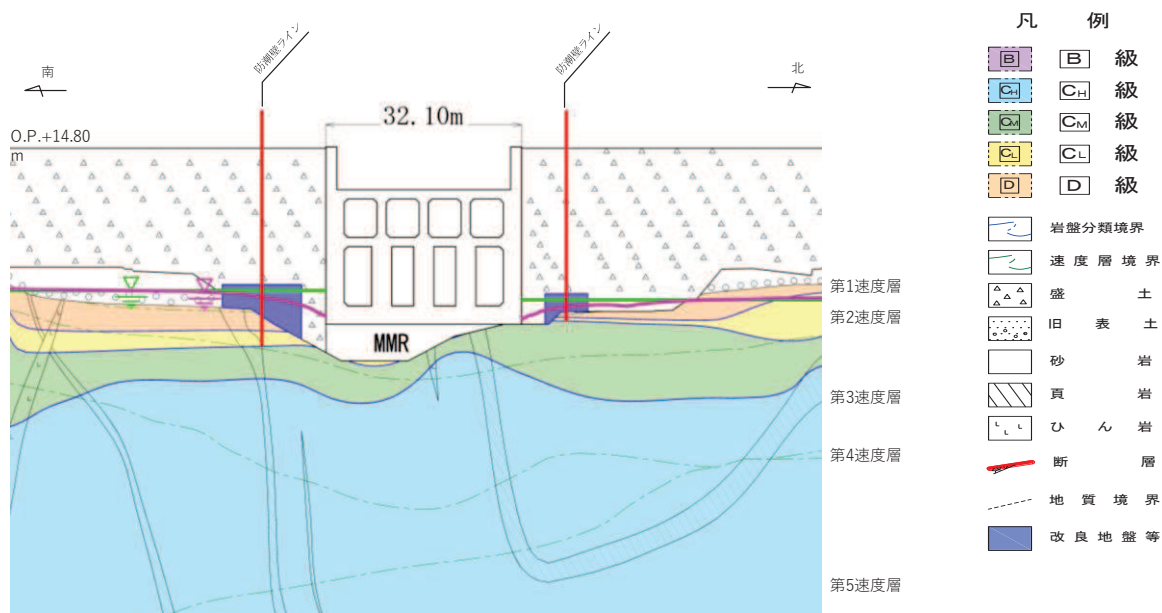
\* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

— 予測解析による地下水位  
— 設計用地下水位

(2号機放水立坑横断方向 (南北))



図 3.1-2(4) 鋼製遮水壁 (鋼板) 地質断面図  
(2号機放水立坑: 横断方向)

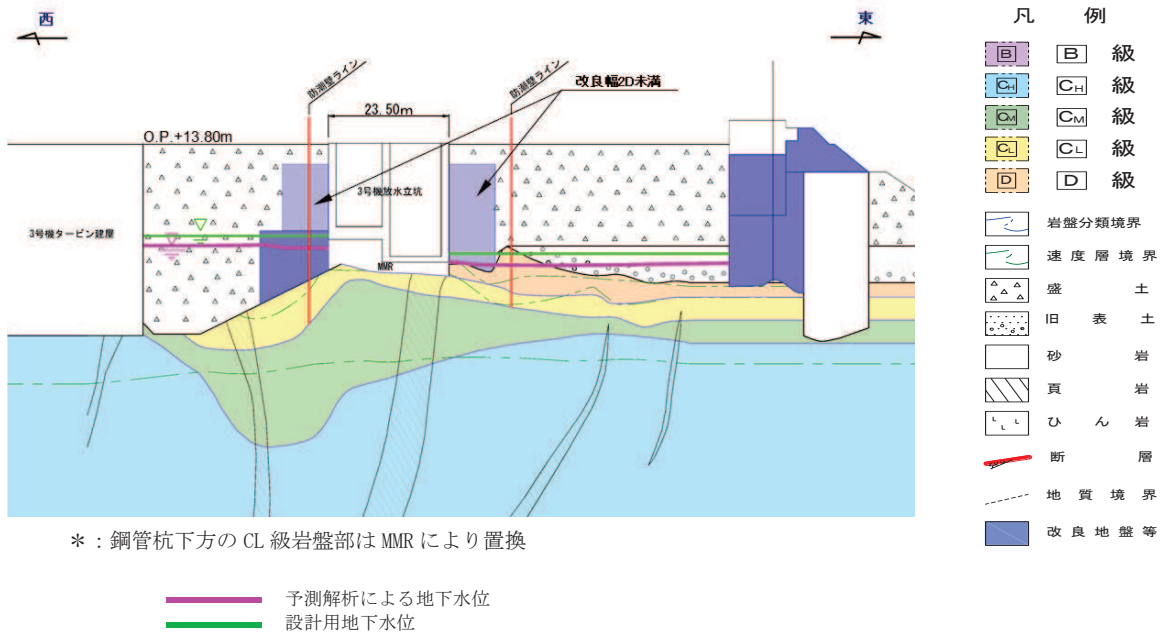


\* : 鋼管杭下方のCL級岩盤部はMMRにより置換

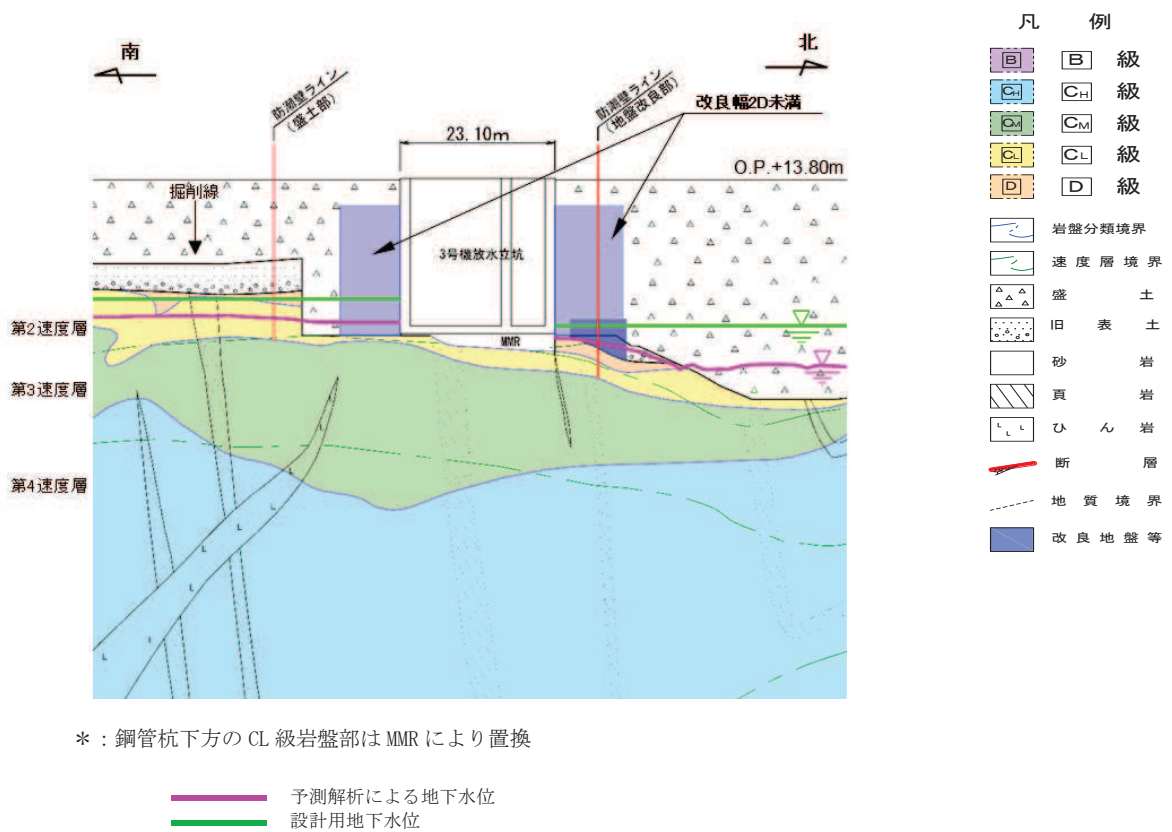
— 予測解析による地下水位  
 — 設計用地下水位

(3号機海水ポンプ室横断方向(南北))

図 3.1-2(5) 鋼製遮水壁(鋼板)地質断面図  
 (3号機海水ポンプ室:横断方向)



(3号機放水立坑横断方向(東西))



(3号機放水立坑横断方向(南北))

図 3.1-2(6) 鋼製遮水壁(鋼板)地質断面図  
(3号機放水立坑:横断方向)

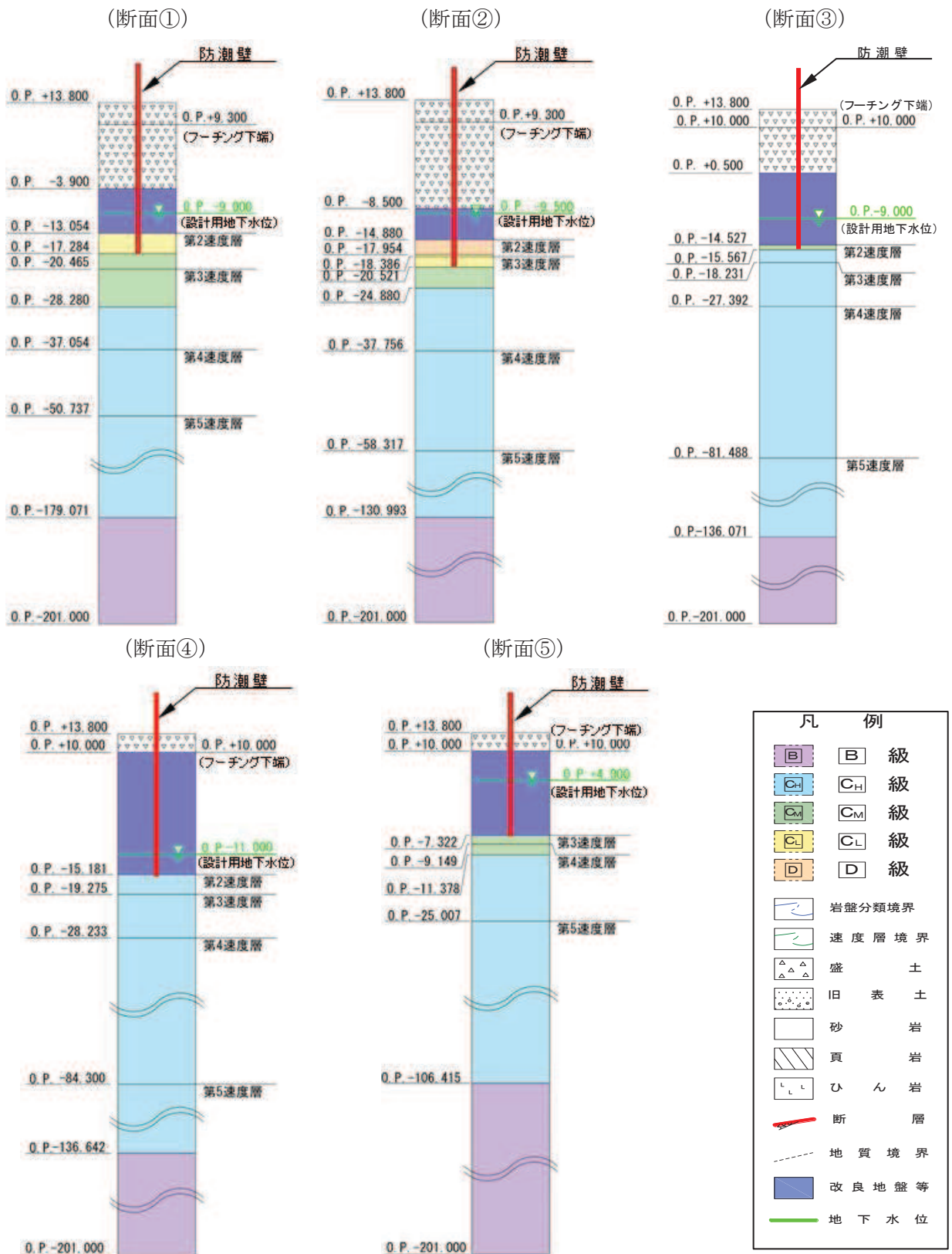
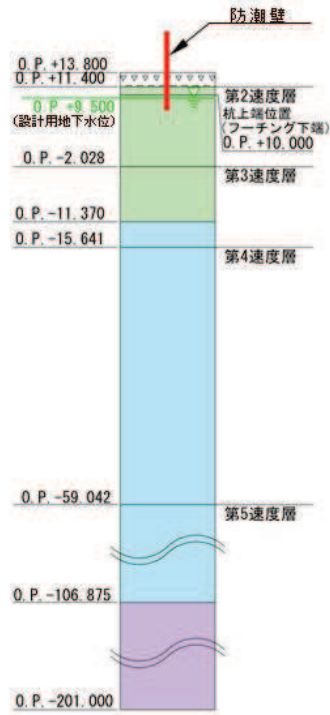
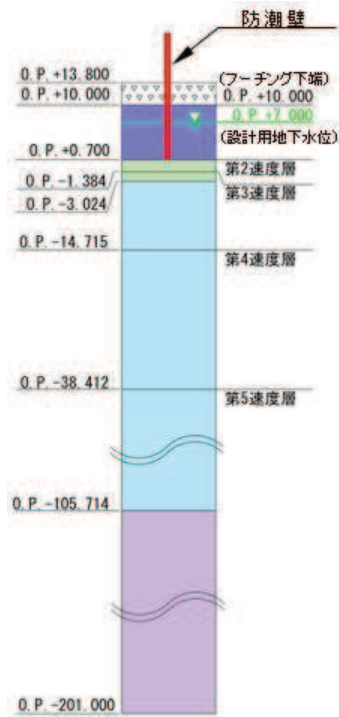


図 3.1-3(1) 評価対象断面の地層構成図 (断面①～⑤)

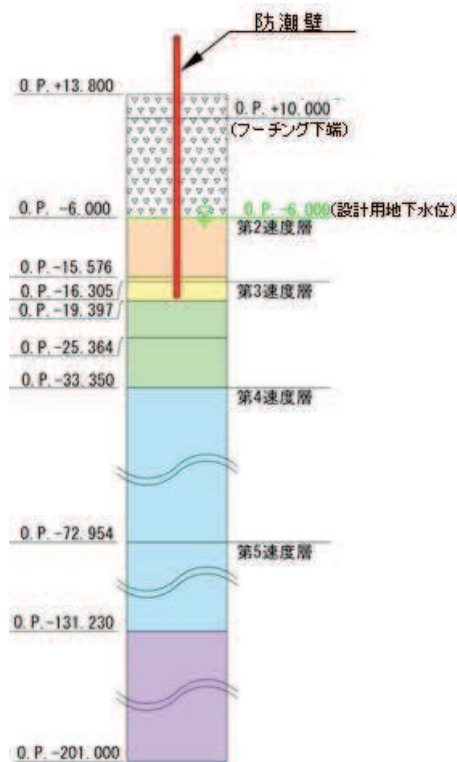
(断面⑥)



(断面⑦)



(断面⑧)



凡 例	
	B 級
	CH 級
	CM 級
	CL 級
	D 級
	岩盤分類境界
	速度層境界
	盛 土
	旧 表 土
	砂 岩
	頁 岩
	ひ ん 岩
	断 層
	地 質 境 界
	改良地盤等
	地 下 水 位

図 3.1-3(2) 評価対象断面の地層構成図 (断面⑥・⑦・⑧)

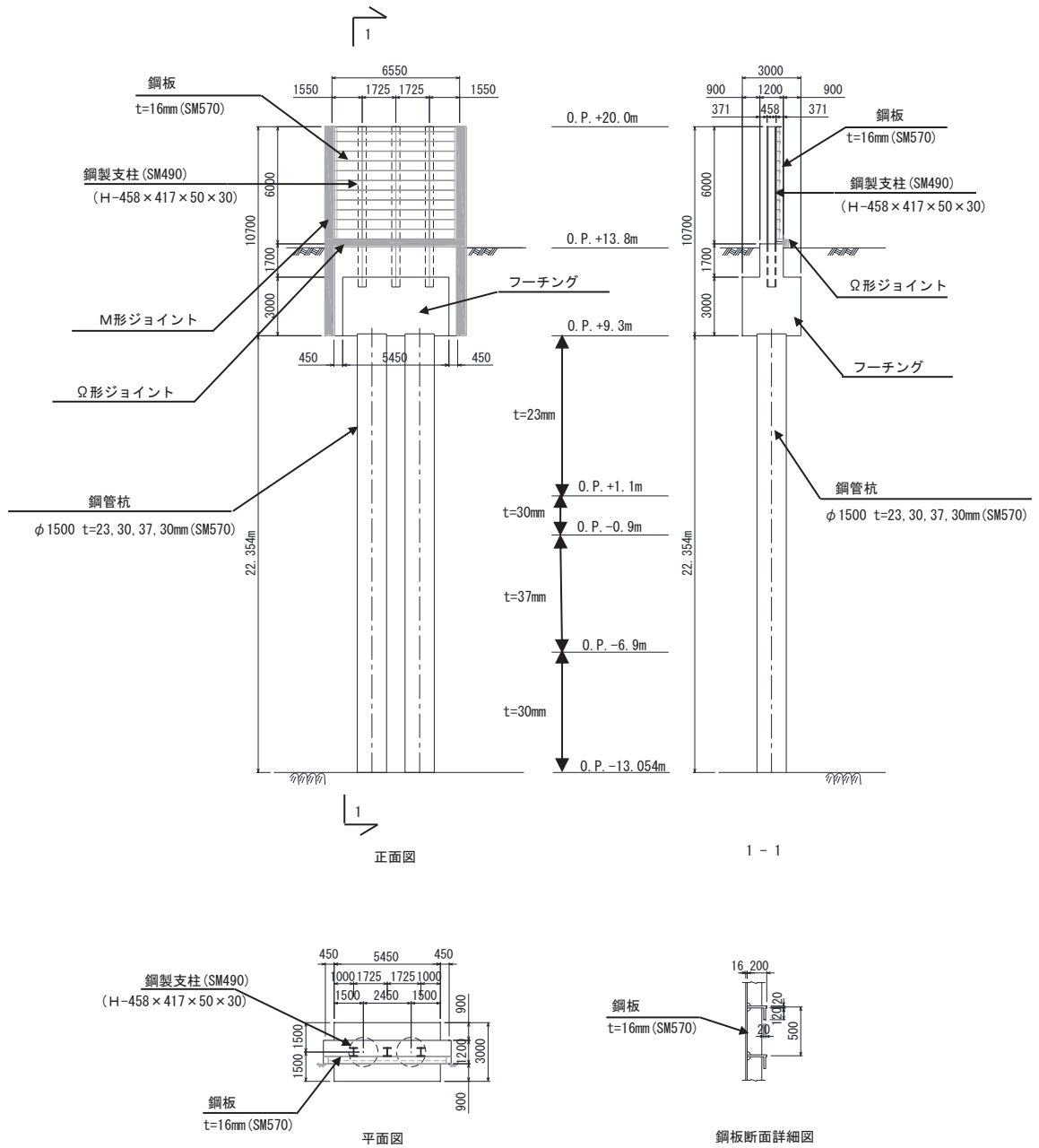


図 3.1-4 評価対象断面の構造図 (断面①)



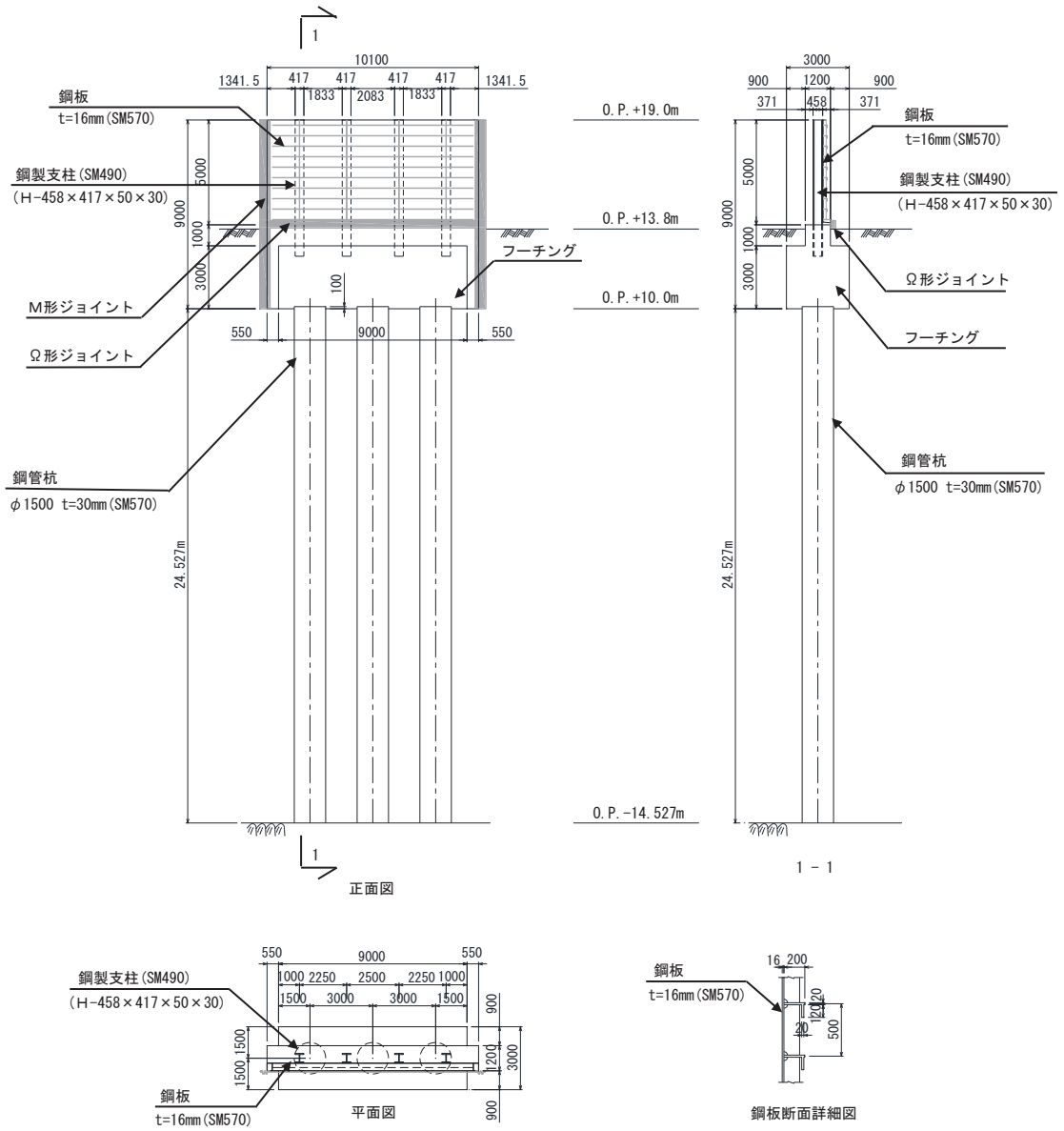


図 3.1-6 評価対象断面の構造図 (断面③)



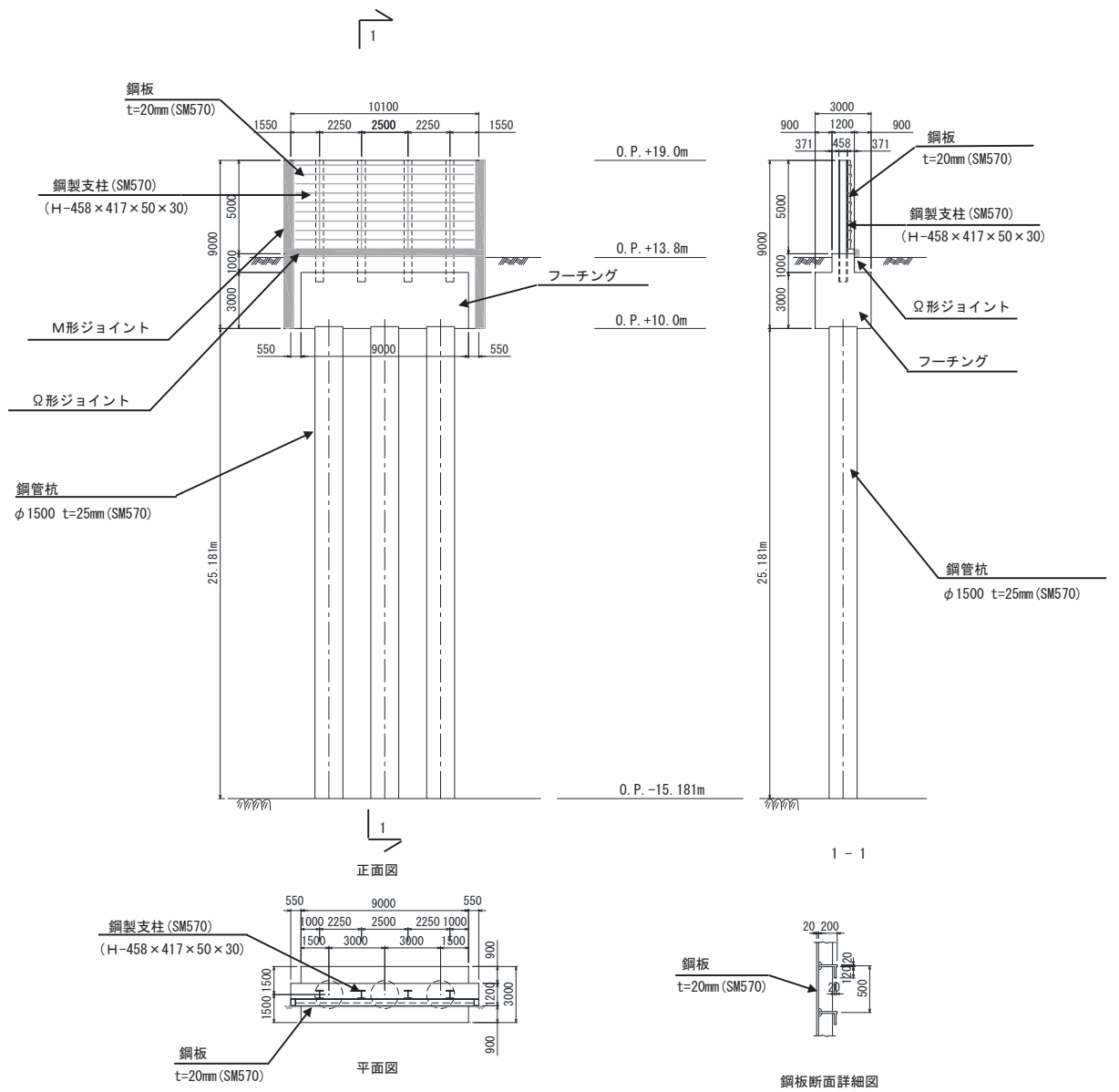


図 3.1-7 評価対象断面の構造図 (断面④)



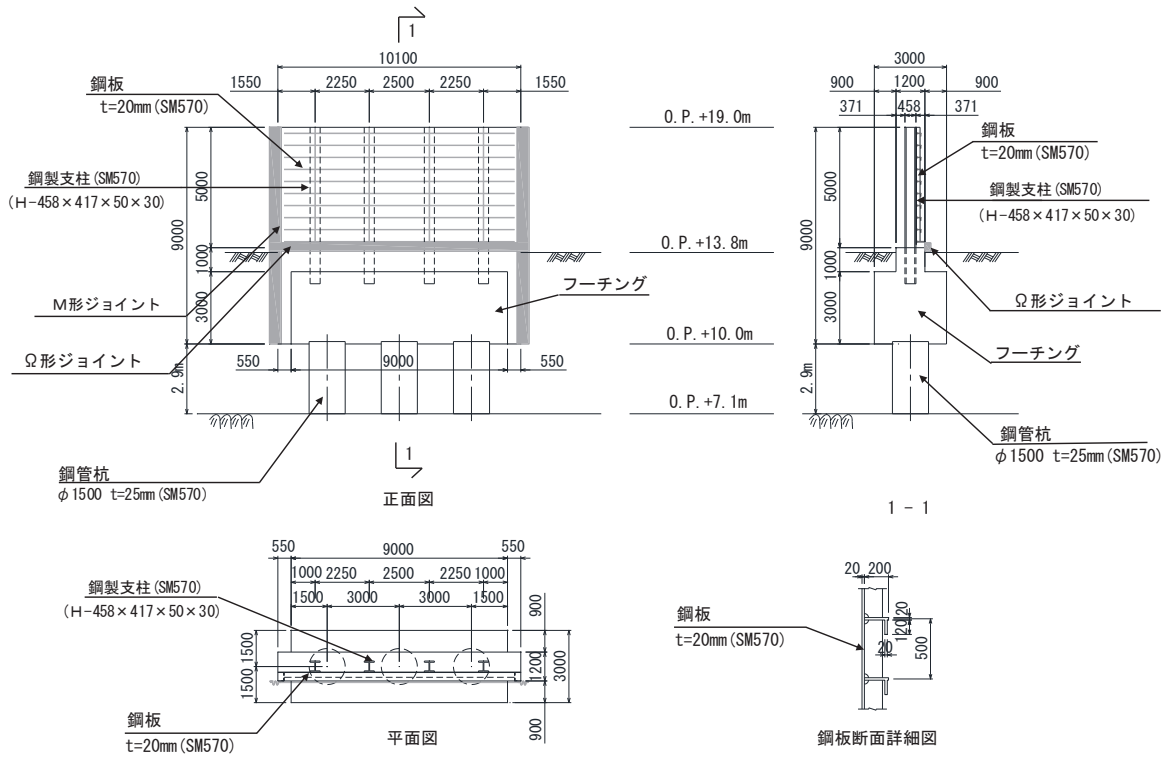


図 3.1-9 評価対象断面の構造図 (断面⑥)



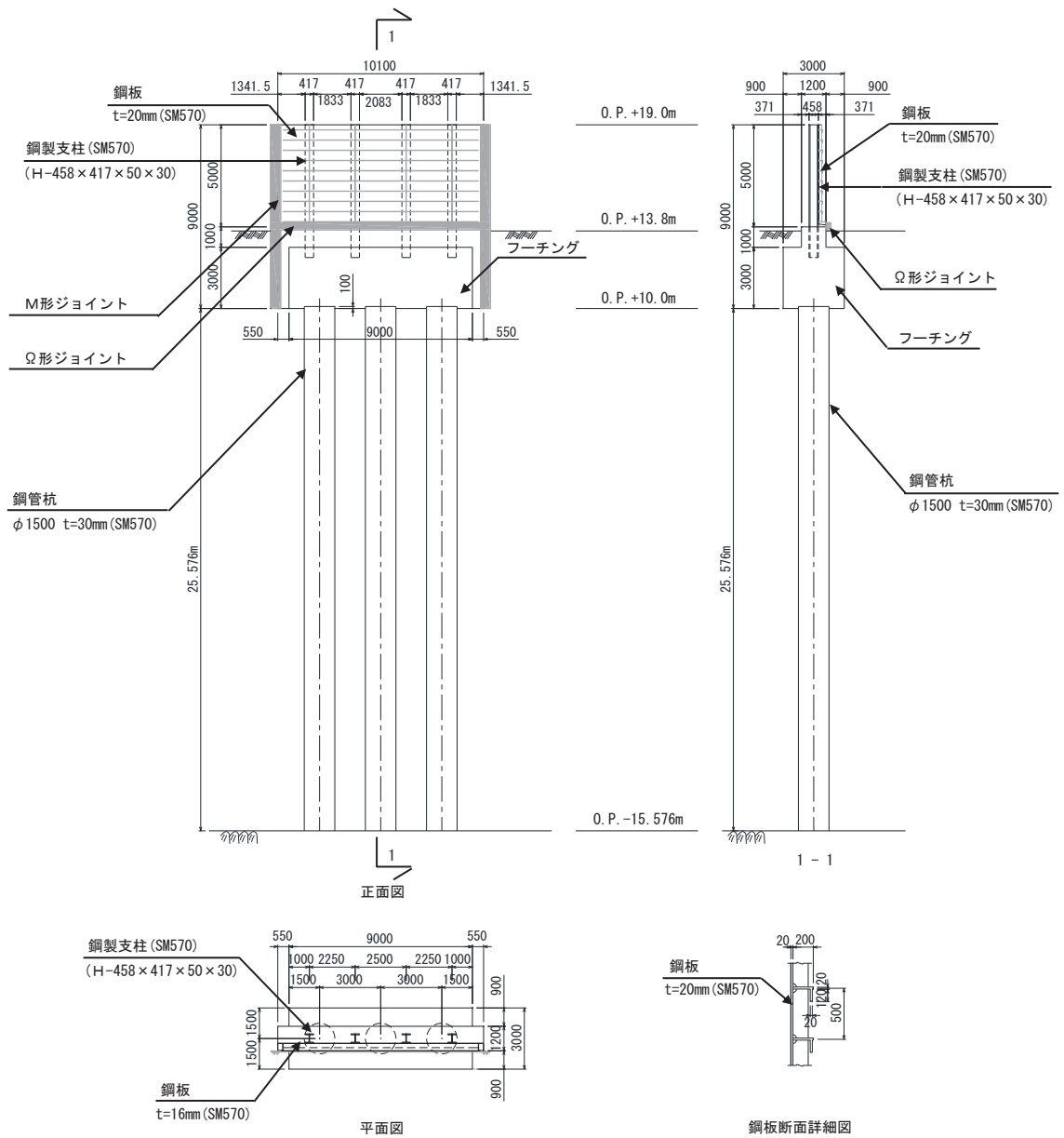
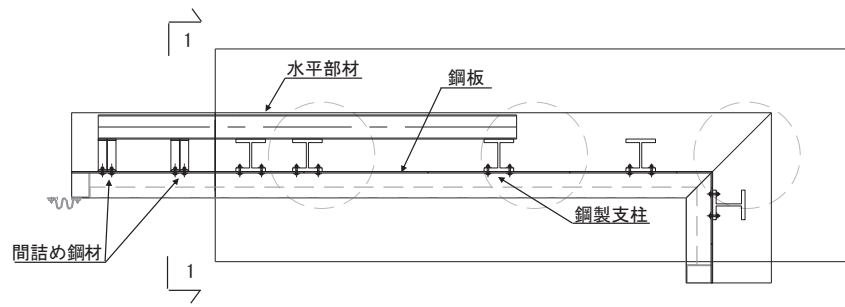
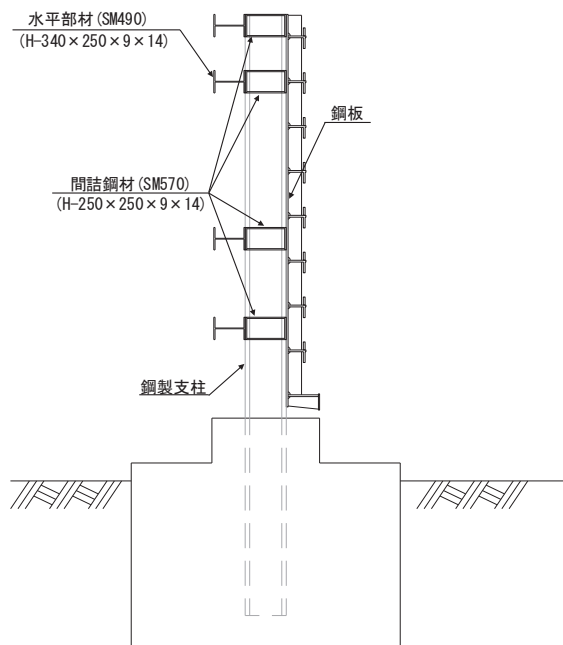


図 3.1-11 評価対象断面の構造図 (断面⑧)



(平面図)



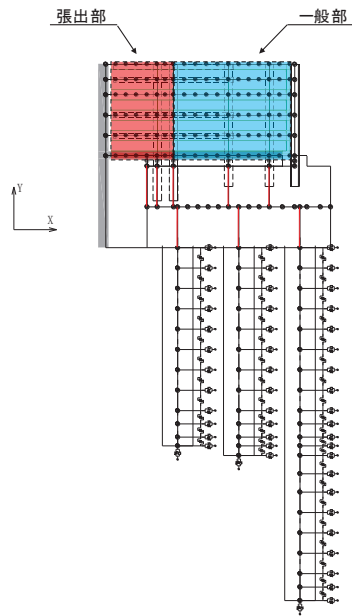
(1-1 断面)

図 3.1-12 鋼製遮水壁（鋼板）の構造図（水平部材，間詰め鋼材設置部）

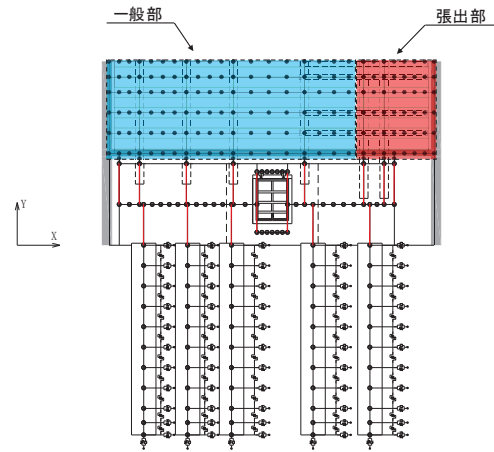
（断面⑤の例）

(断面⑤及び断面⑦における鋼板の分類について)

断面⑤及び断面⑦においては、鋼板の一部に水平部材を設置するため図 3.1-13 に示すとおり、一般部と張出部に分類する。



(断面⑤)



(断面⑦)

図 3.1-13 断面⑤, ⑦における鋼板の分類

(断面⑤及び断面⑦におけるフーチングの分類について)

フーチング（本体）は断面⑦において、開口部を有するため、図 3.1-14 に示すとおり、一般部と開口部に分類する。また、フーチング（ペデスタル部）は断面⑤及び断面⑦において、断面位置により断面形状等が異なるため、図 3.1-15 に示すとおり一般部と張り出し部に分類する。

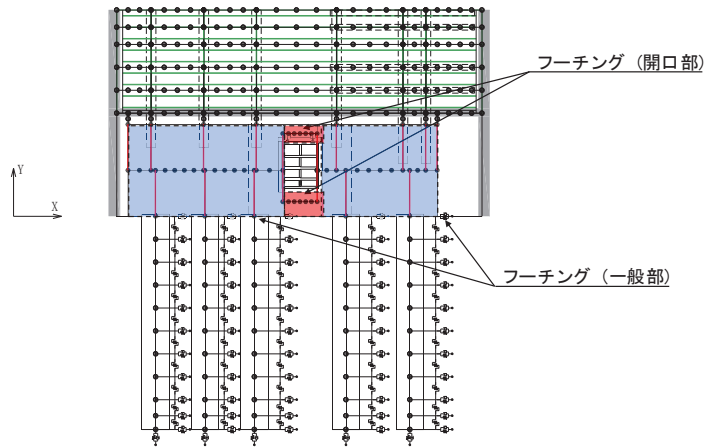


図 3.1-14 断面⑦におけるフーチング（本体）の分類

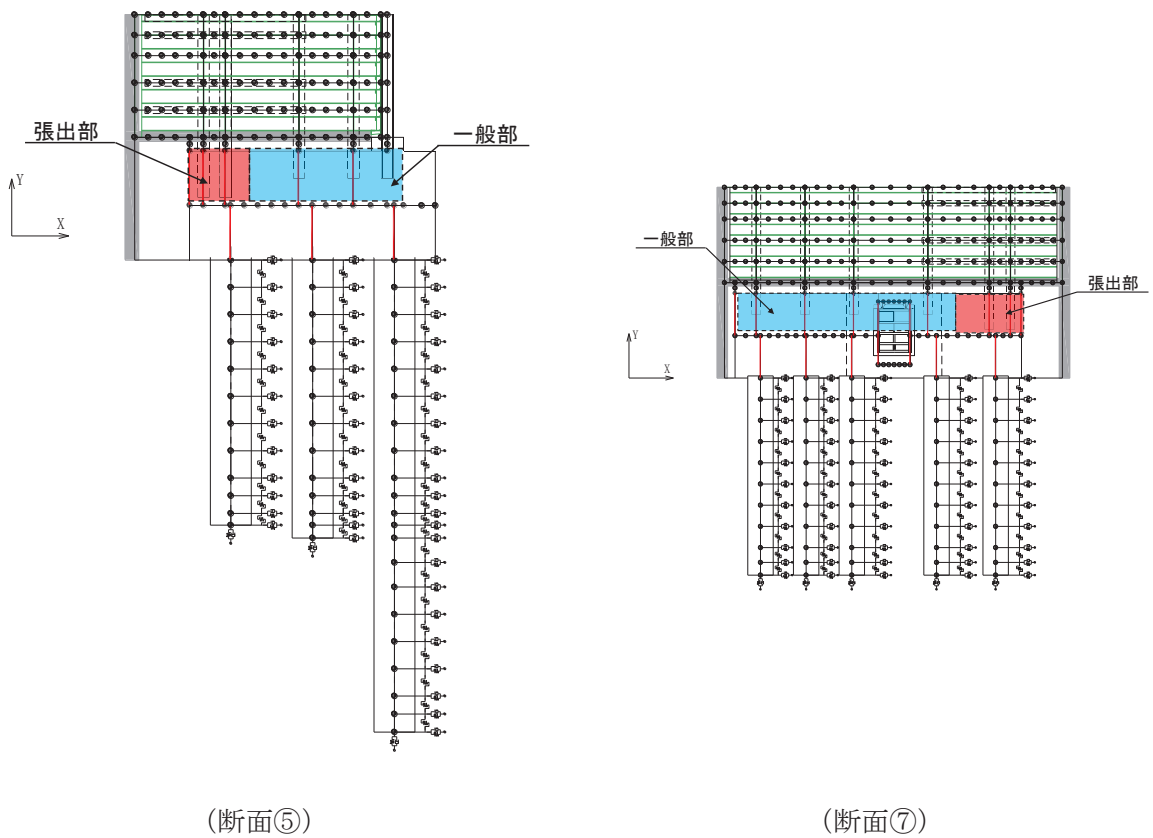


図 3.1-15 断面⑤, ⑦におけるフーチング（ペデスタル部）の分類



### 3.2 解析方法

地震応答解析は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

#### 3.2.1 地震応答解析手法

地震応答解析は、上部工と下部工がフーチング基礎により一体化された三次元性を有する構造であることを踏まえ、上部工の振動特性と構造物と地盤の相互作用を同時に考慮するため、質点と線形はり要素及び地盤ばねにより構成された上部工 - 下部工 - 地盤の連成モデルによる時刻歴応答解析を行う。

ここで、旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は、変形抑制及び液状化対策を目的とし、杭周辺の地下水位以深の旧表土及び盛土は地盤改良を行う計画としている。

よって、地盤応答作成に係る解析手法については、図 3.2-1 に示す解析手法の選定フローに基づき全応力解析とし、下部工及び上部工への地盤応答の影響が想定される改良体上面以浅は概ね水平成層をなしていること及び地層境界部付近の剛性差の影響を保守的に評価することの観点から、水平成層地盤を仮定した一次元地震応答解析（全応力非線形解析及び等価線形解析（岩盤部））により作成した地盤応答を用い、上述の連成モデルにて時刻歴応答解析を行う。なお、解析手法の妥当性については参考資料 2 にて詳述する。

地震応答解析手法の選定フローを図 3.2-2 に示す。

地震応答解析については「TDAPⅢ Ver3.10.01」を使用し、地盤応答の作成については「Soilplus Ver.2015Build3」及び「ArkQuake Ver 3.10.01」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

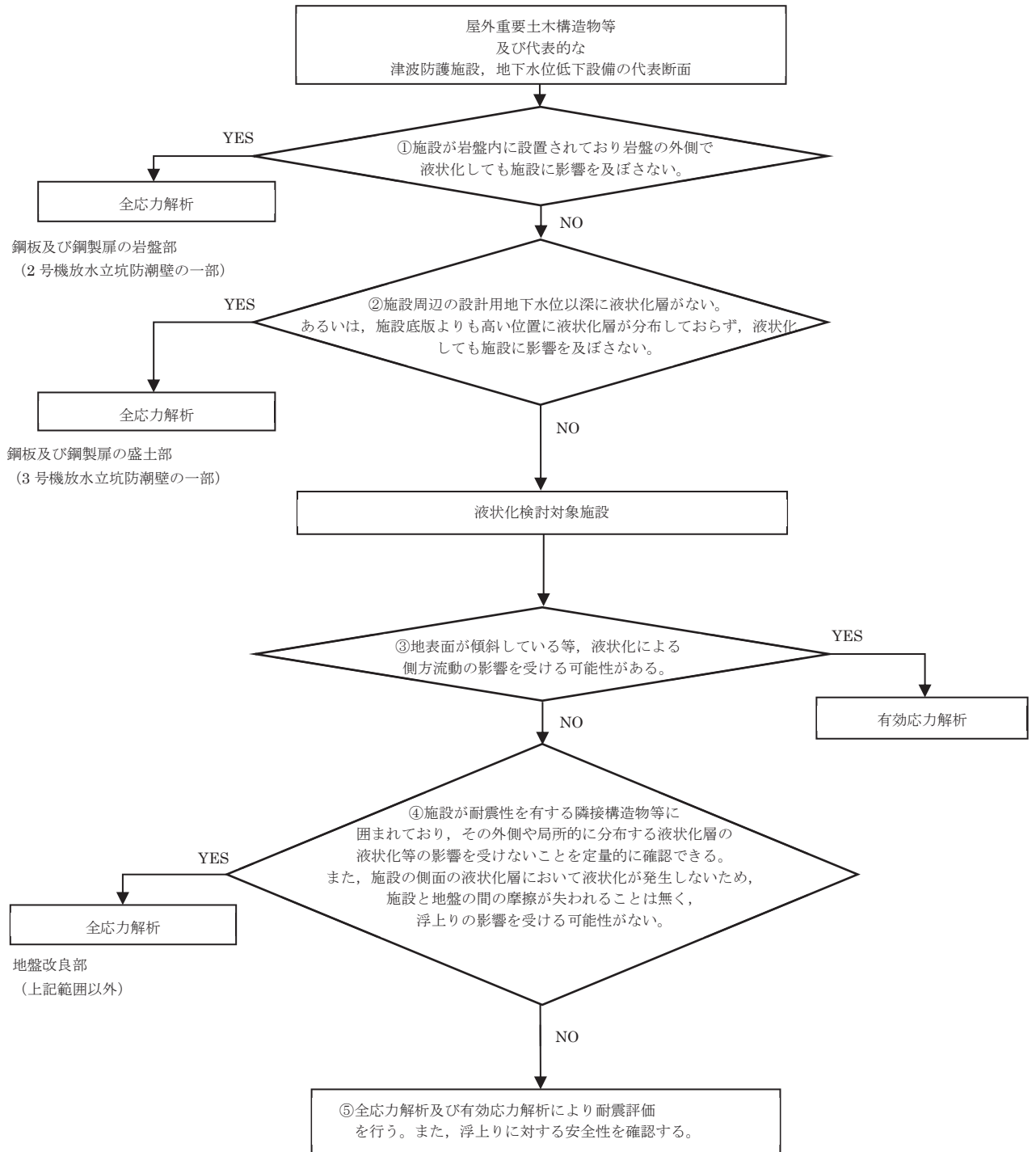


図 3.2-1 防潮壁の解析手法の選定フロー

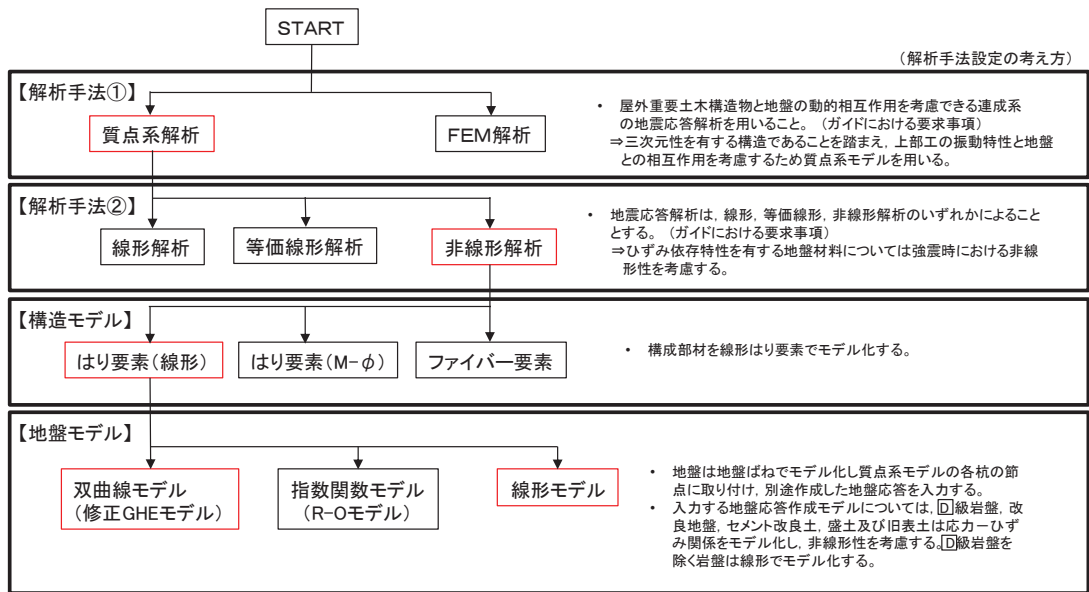


図 3.2-2(1) 地震応答解析手法の選定フロー (岩盤露頭部以外：断面①～⑤，⑦，⑧)

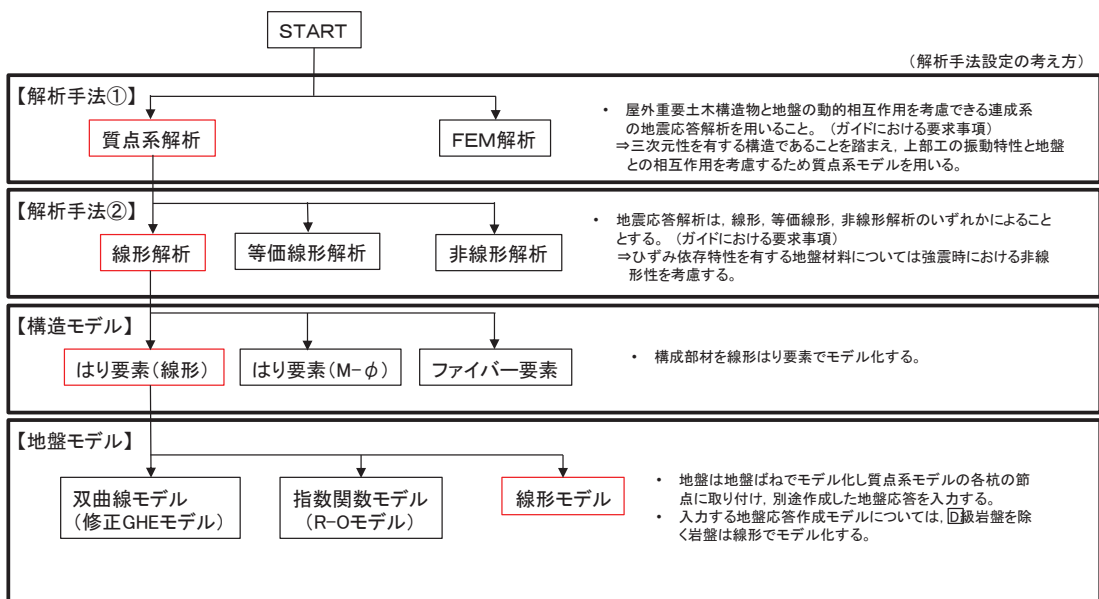


図 3.2-2(2) 地震応答解析手法の選定フロー (岩盤露頭部：断面⑥)

### 3.2.2 材料物性及び地盤物性のばらつき

地盤物性及び材料物性のばらつきの影響を考慮するため、表 3.2-1～表 3.2-3 に示す解析ケースを設定する。

図 3.1-2 に示すとおり、鋼製遮水壁（鋼板）の周辺には、主として旧表土、盛土、**D**級岩盤及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布している断面①～⑤・⑦・⑧と、**C<sub>L</sub>**級岩盤、**C<sub>M</sub>**級岩盤、**C<sub>H</sub>**級岩盤及び**B**級岩盤が分布している断面⑥があることから、それぞれ断面ごとに周辺に分布する地盤のせん断弾性係数のばらつきを考慮する。

初期せん断弾性係数及び動せん断弾性係数の標準偏差  $\sigma$  を用いて設定した解析ケース②及び③を実施することにより地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

また、材料物性のばらつきとして構造物の実強度に基づいて設定した解析ケース④を実施することにより、材料物性のばらつきの影響を考慮する。

なお、鋼製遮水壁（鋼板）は、新設構造物であり十分に裕度を確保した設計としていることから材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④による耐震評価は実施せず、断面⑦における補機冷却海水系放水路逆流防止設備に対する応答加速度抽出においては、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④を実施する。

詳細な解析ケースの考え方は、「3.2.4 地震応答解析の解析ケースの選定」に示す。

表 3.2-1 解析ケース（断面①～⑤，断面⑧）

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土、盛土、 <b>D</b> 級岩盤、 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	<b>C<sub>L</sub></b> 級岩盤、 <b>C<sub>M</sub></b> 級岩盤、 <b>C<sub>H</sub></b> 級岩盤、 <b>B</b> 級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値+1 $\sigma$	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値-1 $\sigma$	平均値

表 3.2-2 解析ケース (断面⑥)

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	C <sub>L</sub> 級岩盤, C <sub>M</sub> 級岩盤, C <sub>H</sub> 級岩盤, B級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値	平均値+1 $\sigma$
ケース③	設計基準強度	平均値	平均値-1 $\sigma$

表 3.2-3 解析ケース (断面⑦)

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	C <sub>L</sub> 級岩盤, C <sub>M</sub> 級岩盤, C <sub>H</sub> 級岩盤, B級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値+1 $\sigma$	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値-1 $\sigma$	平均値
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度*	平均値	平均値

注記\*: 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

### 3.2.3 減衰定数

構造部材の減衰定数は、粘性減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰を構成する構造要素別に設定する。構造要素別の  $\alpha$ 、 $\beta$  を算定する際の減衰定数は、道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）に基づき，表3.2-4に示す減衰定数を用いる。

Rayleigh 減衰の設定フローを図3.2-3に示す。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

$\alpha$ ， $\beta$  : 係数

表 3.2-4 構造部材の減衰定数

材料	上部工	下部工
鋼部材	2% (鋼板，鋼製支柱)	3% (鋼管杭)
鉄筋コンクリート部材	—	5% (フーチング)

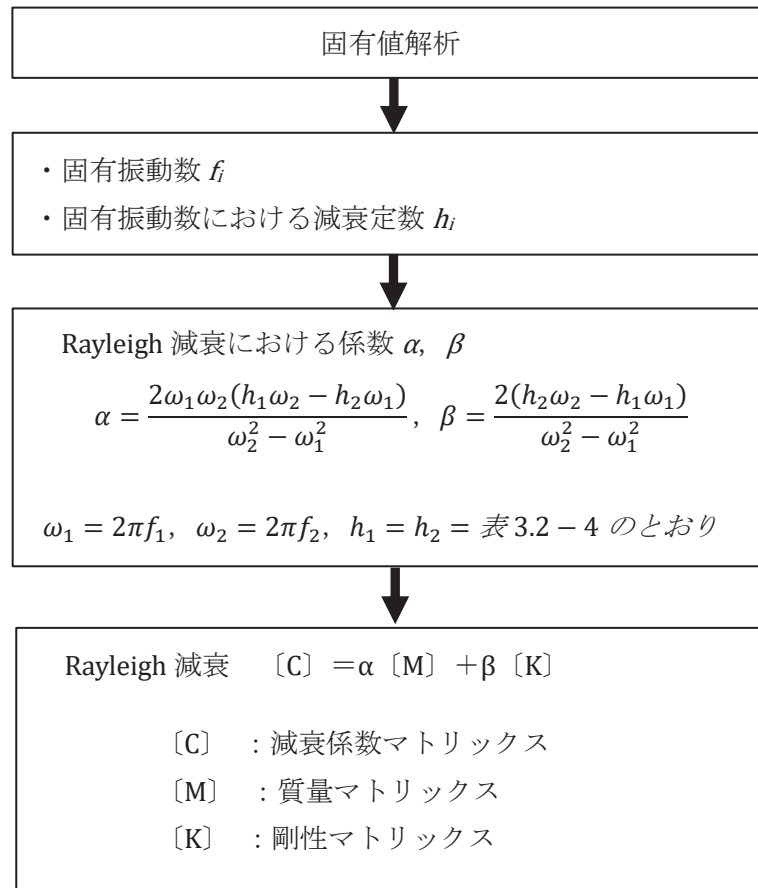


図 3.2-3 Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定にあたっては、解析モデルの低次のモードが特に支配的となる地盤および構造物連成系に対して、その特定のモードの影響が大きいことを考慮し、かつ振動モードの全体系に占める割合の観点から刺激係数に着目し、1 次及び 2 次モードの固有振動数に基づき定めることとする。

固有値解析における固有値解析結果の一覧を表 3.2-5～表 3.2-12 に、モード図を図 3.2-4～図 3.2-11 に、固有値解析結果に基づき設定した係数  $\alpha$ ,  $\beta$  を表 3.2-13 に、Rayleigh 減衰を図 3.2-12～図 3.2-19 に示す。

表 3.2-5 固有値解析結果 (断面①)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)			刺激係数			備考
		Tx	Ty	Tz	$\beta_x$	$\beta_y$	$\beta_z$	
1	3.168 ~ 3.408	0	0	72 ~ 73	0.00	-0.04	13.70 ~ 13.83	全Ssで1次として採用
2	4.136 ~ 4.420	76 ~ 78	0	72 ~ 73	14.15 ~ 14.28	0.00	0.00	
3	4.804 ~ 5.216	76 ~ 78	0	72 ~ 73	-0.32 ~ 0.22	0.00	0.00	
4	9.898 ~ 9.944	77 ~ 78	0	72 ~ 73	-0.68 ~ 0.67	0.00	0.00	
5	10.109 ~ 10.299	77 ~ 78	0	82	0.00	-0.12	-5.21 ~ -4.99	全Ssで2次として採用
6	15.823 ~ 16.684	87	0	82	-5.10 ~ 4.97	0.00	0.00	
7	19.255 ~ 19.427	87	90	82	0.00	-15.33 ~ 15.33	-0.01 ~ 0.01	
8	21.830 ~ 21.865	87	90	82 ~ 83	0.00	-0.21 ~ 0.20	-0.78 ~ 0.79	
9	27.944 ~ 28.695	87	90	84 ~ 85	0.00	-0.03 ~ 0.03	-2.58 ~ 2.59	
10	31.166 ~ 31.172	87	90	84 ~ 85	-0.01 ~ 0.01	0.00	0.00	

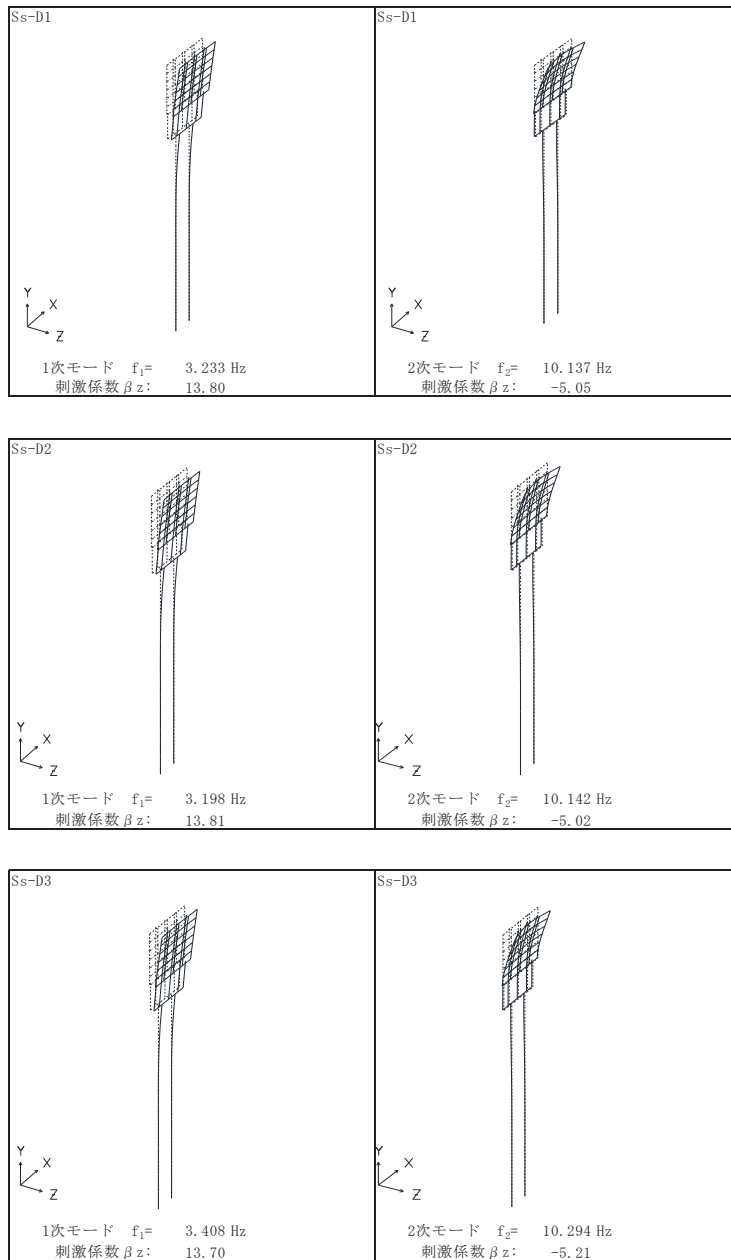


図 3.2-4(1) 固有値解析結果 (断面①: モード図)



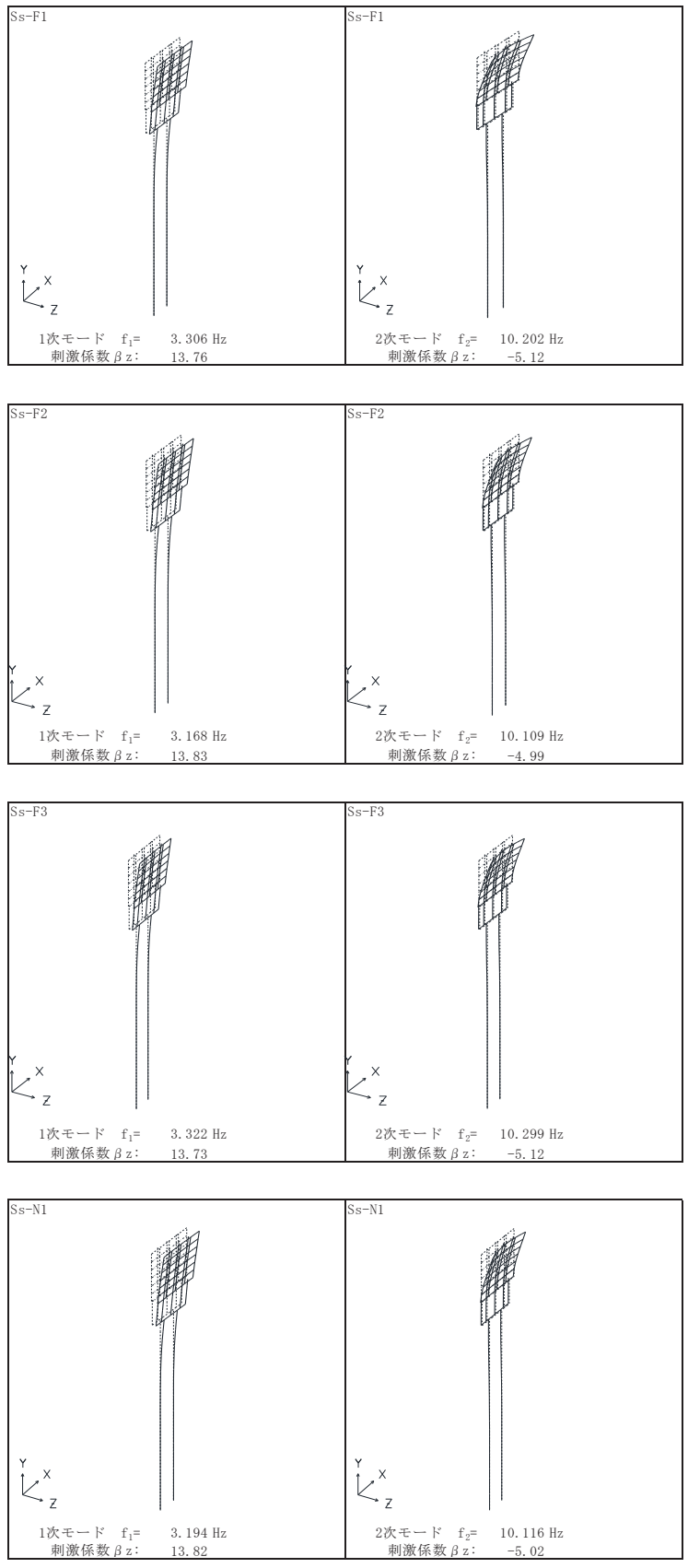


図 3.2-4(2) 固有値解析結果 (断面① : モード図)

表 3.2-6 固有値解析結果 (断面②)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)			刺激係数			備考
		Tx	Ty	Tz	$\beta_x$	$\beta_y$	$\beta_z$	
1	3.069 ~ 3.339	0	0	71 ~ 72	0.00	-0.04	17.25 ~ 17.42	全Ssで1次として採用
2	4.550 ~ 5.065	79 ~ 81	0	71 ~ 72	18.17 ~ 18.37	0.00	0.00	
3	5.539 ~ 6.158	79 ~ 81	0	71 ~ 72	0.02 ~ 0.09	0.00	0.00	
4	10.005 ~ 10.108	79 ~ 81	0	71 ~ 72	0.37 ~ 0.42	0.00	0.00	
5	10.061 ~ 10.297	79 ~ 81	0	79 ~ 80	0.00	-0.14 ~ 0.14	-5.97 ~ 5.84	全Ssで2次として採用
6	14.837 ~ 14.884	79 ~ 81	0	80 ~ 81	0.00	-0.26 ~ 0.25	-1.62 ~ 1.56	
7	15.241 ~ 16.130	85	0	80 ~ 81	-4.80 ~ 4.87	0.00	0.00	
8	16.573 ~ 16.909	85	89	80 ~ 81	0.00	-19.25 ~ 19.26	-0.02 ~ 0.02	
9	27.914	85	89	80 ~ 81	-0.01 ~ 0.01	0.00	0.00	
10	28.696 ~ 30.377	85	89	83 ~ 84	0.00	-0.03 ~ 0.03	-3.84 ~ 3.73	

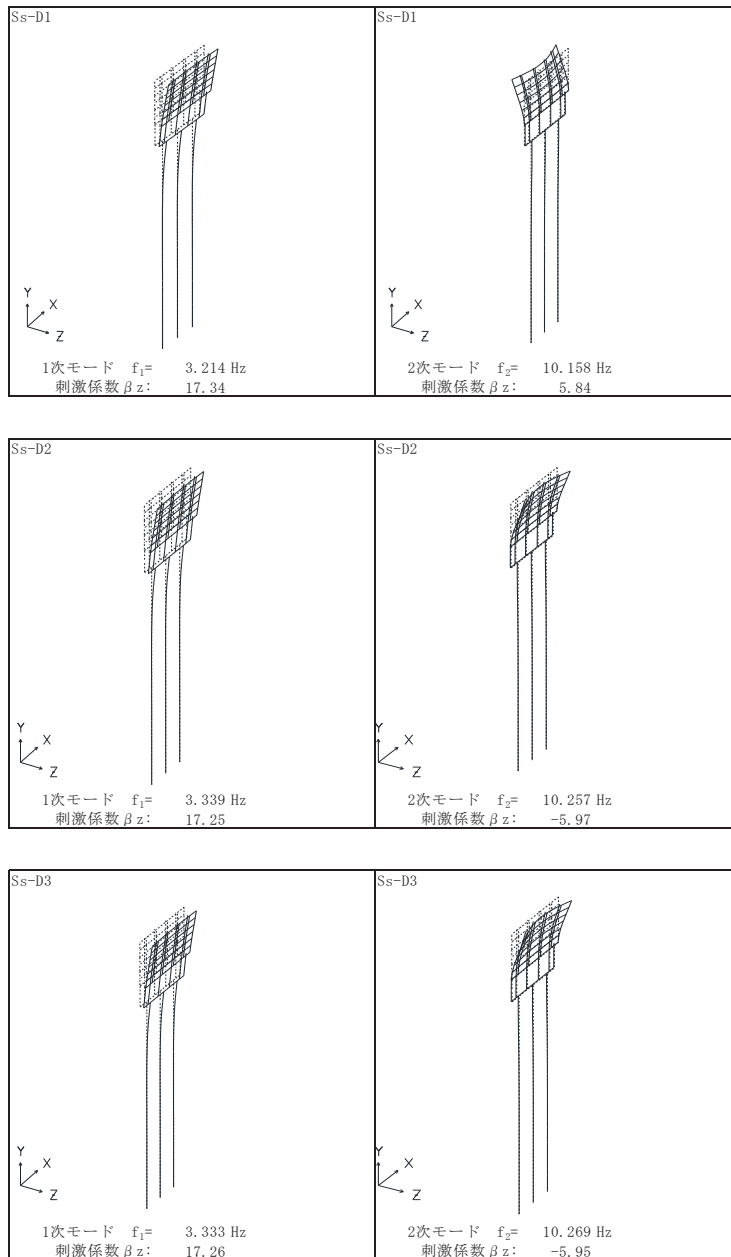


図 3.2-5(1) 固有値解析結果 (断面② : モード図)

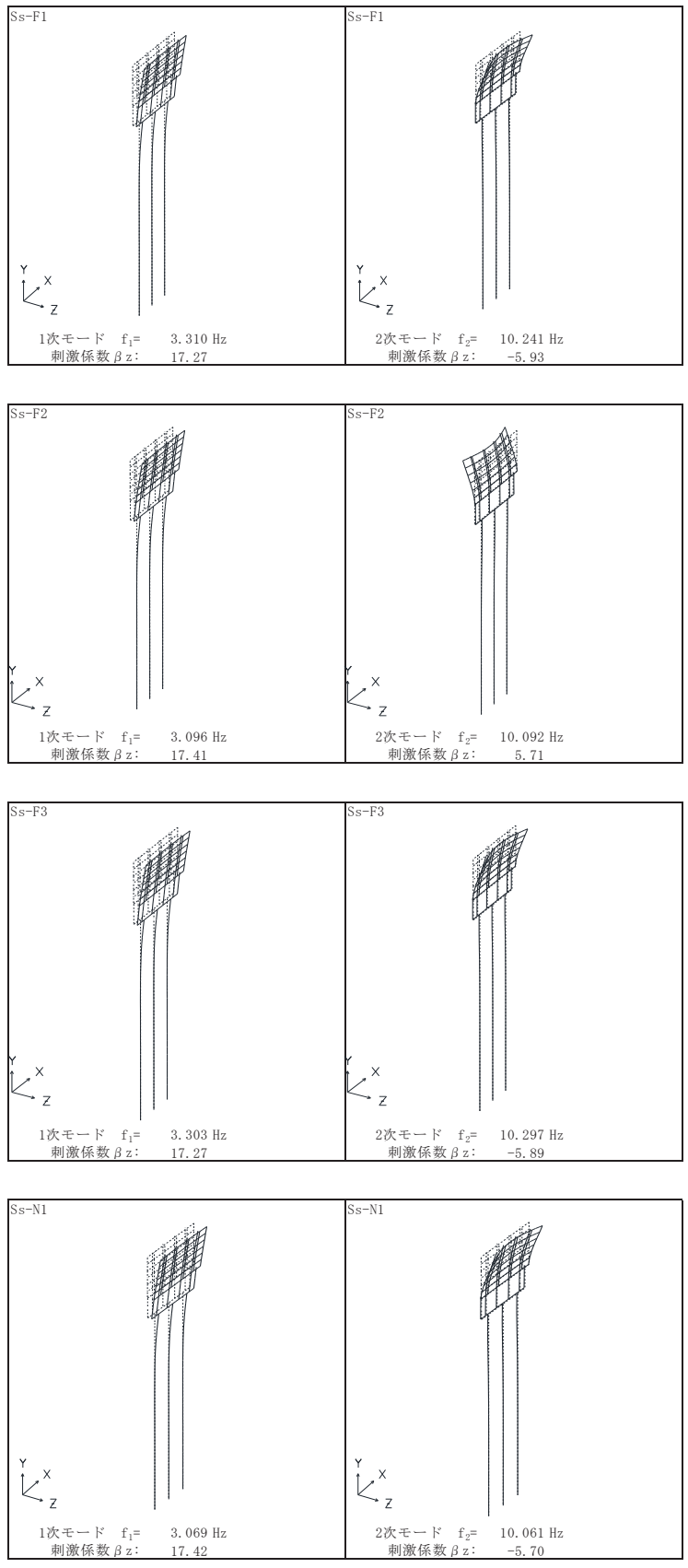


図 3.2-5(2) 固有値解析結果 (断面② : モード図)

表 3.2-7 固有値解析結果 (断面③)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)			刺激係数			備考
		Tx	Ty	Tz	$\beta_x$	$\beta_y$	$\beta_z$	
1	3.617 ~ 3.970	0	0	75 ~ 76	0.00	-0.04	16.69 ~ 16.80	全Ssで1次として採用
2	5.717 ~ 6.179	81	0	75 ~ 76	-17.38 ~ -17.32	0.00	0.00	
3	6.281 ~ 6.876	81	0	75 ~ 76	0.22 ~ 0.29	0.00	0.00	
4	13.319 ~ 13.396	81	0	75 ~ 80	-0.25 ~ 0.25	0.00 ~ 0.13	0.00 ~ 3.93	Ss-D1, Ss-F2, Ss-N1で2次として採用
5	13.339 ~ 13.470	81	0	80	-0.23 ~ 0.00	-0.13 ~ 0.13	-3.99 ~ 4.07	Ss-D2, Ss-D3, Ss-F1, Ss-F3で2次として採用
6	18.047 ~ 18.137	81	0	81	0.00	-0.19 ~ 0.19	-2.23 ~ 2.26	
7	21.809 ~ 22.199	84	0	81	-3.31 ~ 3.38	0.00	0.00	
8	23.713 ~ 23.859	84	86 ~ 87	81	0.00	-17.92 ~ 17.92	-0.01 ~ 0.01	
9	29.027 ~ 29.028	84	86 ~ 87	81	-0.01 ~ 0.01	0.00	0.00	
10	33.880 ~ 34.035	84	86 ~ 87	81 ~ 82	0.00	-0.03 ~ 0.03	-1.34 ~ 1.35	

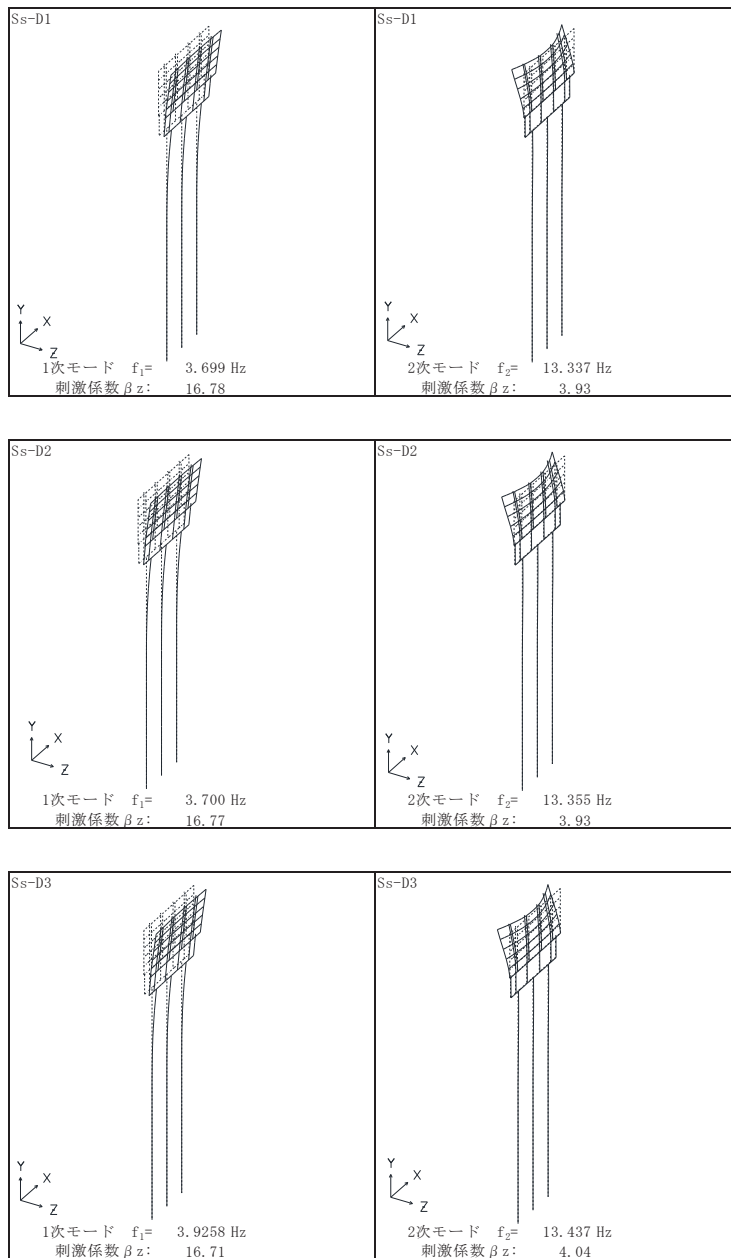


図 3.2-6(1) 固有値解析結果 (断面③ : モード図)

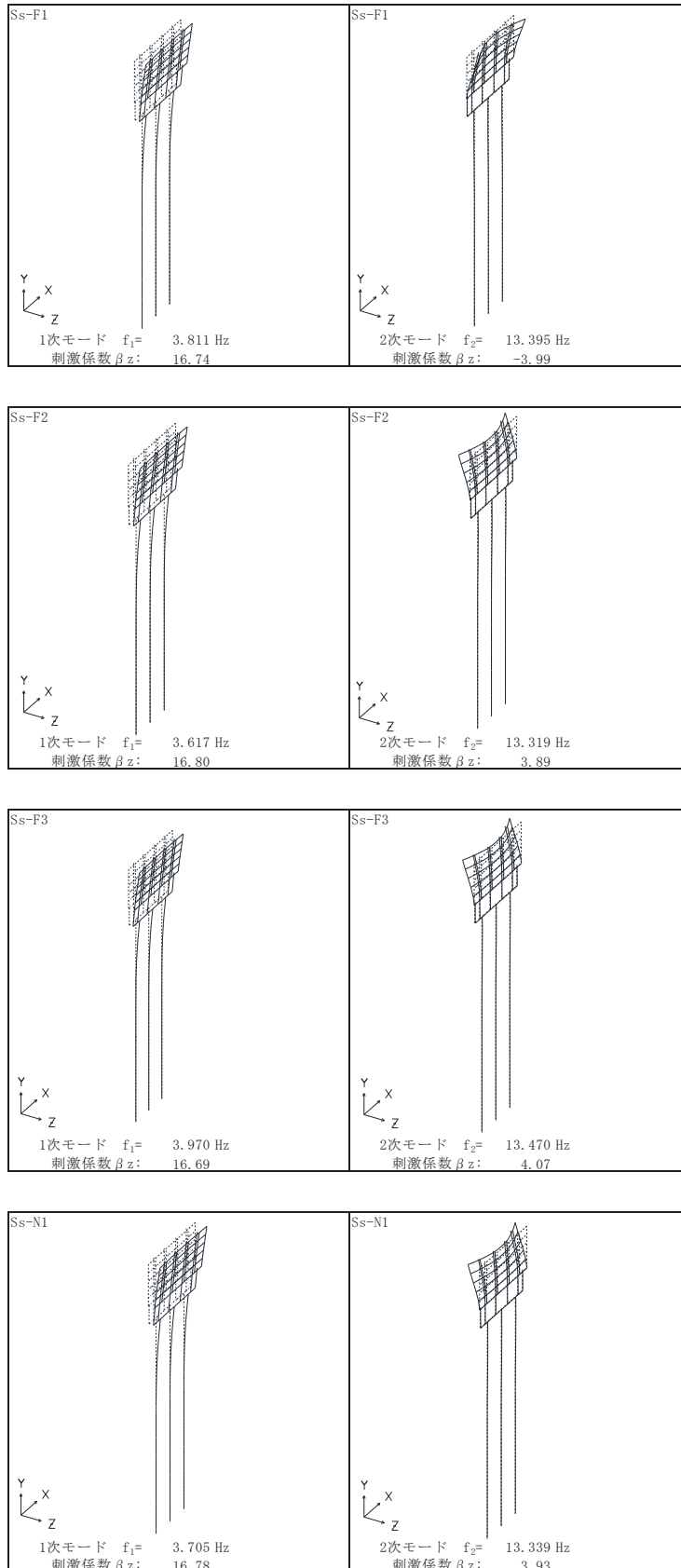


図 3.2-6(2) 固有値解析結果 (断面③ : モード図)

表 3.2-8 固有値解析結果 (断面④)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)			刺激係数			備考
		TX	Ty	Tz	$\beta_x$	$\beta_y$	$\beta_z$	
1	11.802 ~ 11.808	0	0	17	0.00	-0.10	7.89 ~ 7.91	全Ssで2次として採用
2	12.491	0	0	17	0.30	0.00	0.00	
3	17.333 ~ 17.338	0	0	24	0.00	-0.05	4.97 ~ 4.98	
4	25.804 ~ 25.848	0	0	70	0.00	-0.02	-12.89	全Ssで1次として採用
5	27.612 ~ 27.695	42	0	70	-12.31 ~ 12.30	0.00	0.00	
6	29.330 ~ 29.331	42	0	70	0.37 ~ 0.39	0.00	0.00	
7	34.054 ~ 34.073	42	0	70	-0.17 ~ 0.17	0.00	0.00	
8	35.896 ~ 35.900	42	0	73	0.00	-0.03 ~ 0.03	-3.17 ~ 3.18	
9	41.140 ~ 41.174	42	0	73	-0.20 ~ 0.20	0.00	0.00	
10	41.817	42	0	73	0.00	-0.04 ~ 0.04	-0.49 ~ 0.49	

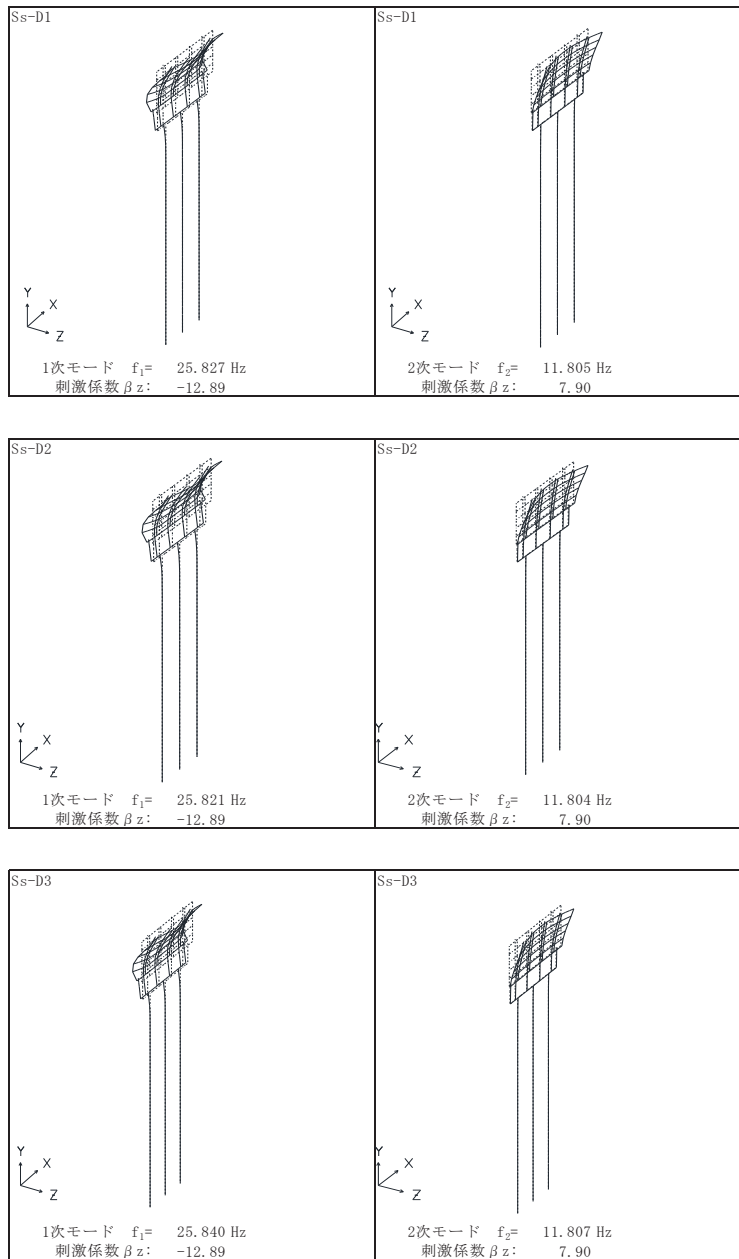


図 3.2-7(1) 固有値解析結果 (断面④) : モード図

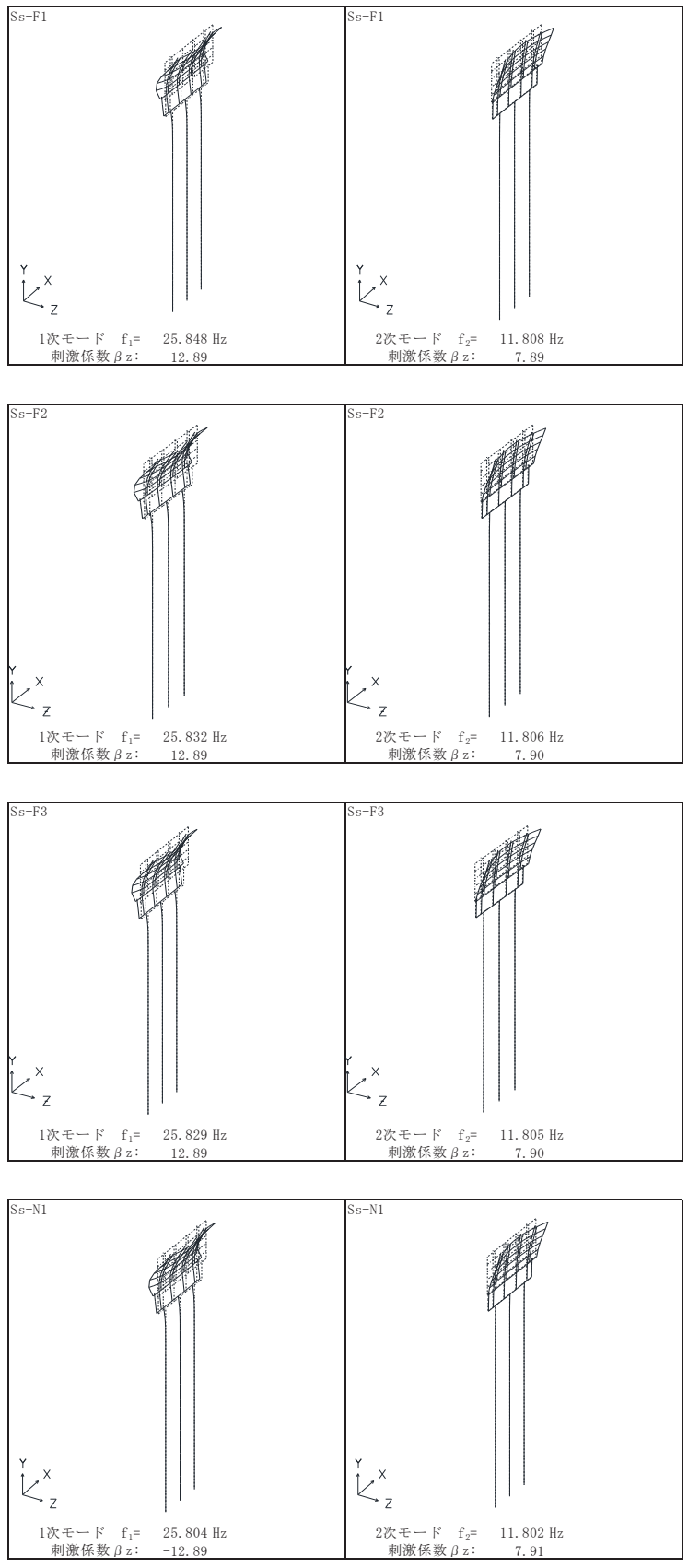


図 3.2-7(2) 固有値解析結果 (断面④) : モード図)

表 3.2-9 固有値解析結果 (断面⑤)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)			刺激係数			備考
		Tx	Ty	Tz	$\beta_x$	$\beta_y$	$\beta_z$	
1	11.533 ~ 11.540	0	0	25	-0.21	-0.07	9.69 ~ 9.72	全Ssで2次として採用
2	16.451 ~ 16.465	0	0	60	0.09	-0.28	11.39 ~ 11.40	
3	21.352 ~ 21.360	9 ~ 10	0	60	5.95 ~ 6.00	1.08 ~ 1.09	0.32 ~ 0.33	
4	25.287 ~ 25.325	42	2	62	11.10 ~ 11.12	2.23	3.11 ~ 3.17	全Ssで1次として採用
5	26.814 ~ 26.833	47	2	79	-4.40 ~ -4.32	-0.99 ~ -0.97	7.91 ~ 7.93	
6	28.947 ~ 28.949	49	2	80	-2.24 ~ -2.21	0.34 ~ 0.35	1.77 ~ 1.79	
7	29.899 ~ 29.901	49	2	81	0.95 ~ 0.96	0.43	2.28 ~ 2.30	
8	33.174 ~ 33.179	49	2	83	1.17	-0.13 ~ -0.12	-2.81	
9	33.740 ~ 33.741	50	2	83	1.58 ~ 1.59	-0.57 ~ -0.56	0.11	
10	35.329 ~ 35.331	50	2	84	-0.24	0.21 ~ 0.22	-1.62	

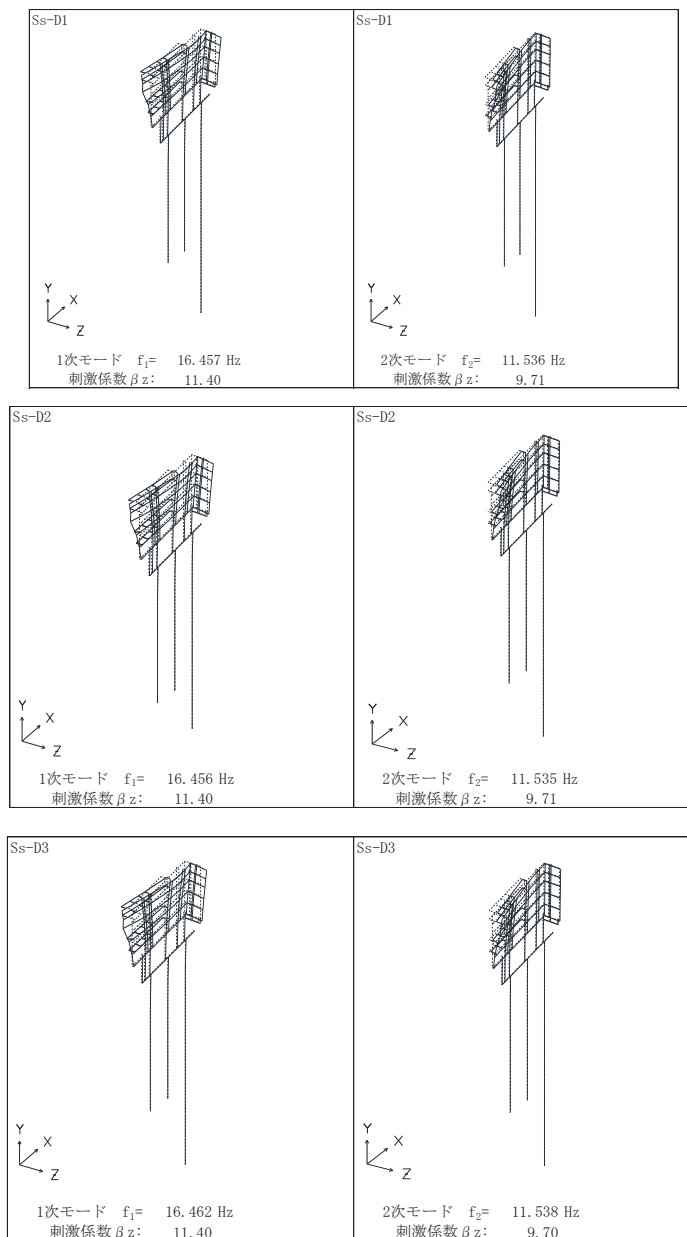


図 3.2-8(1) 固有値解析結果 (断面⑤ : モード図)



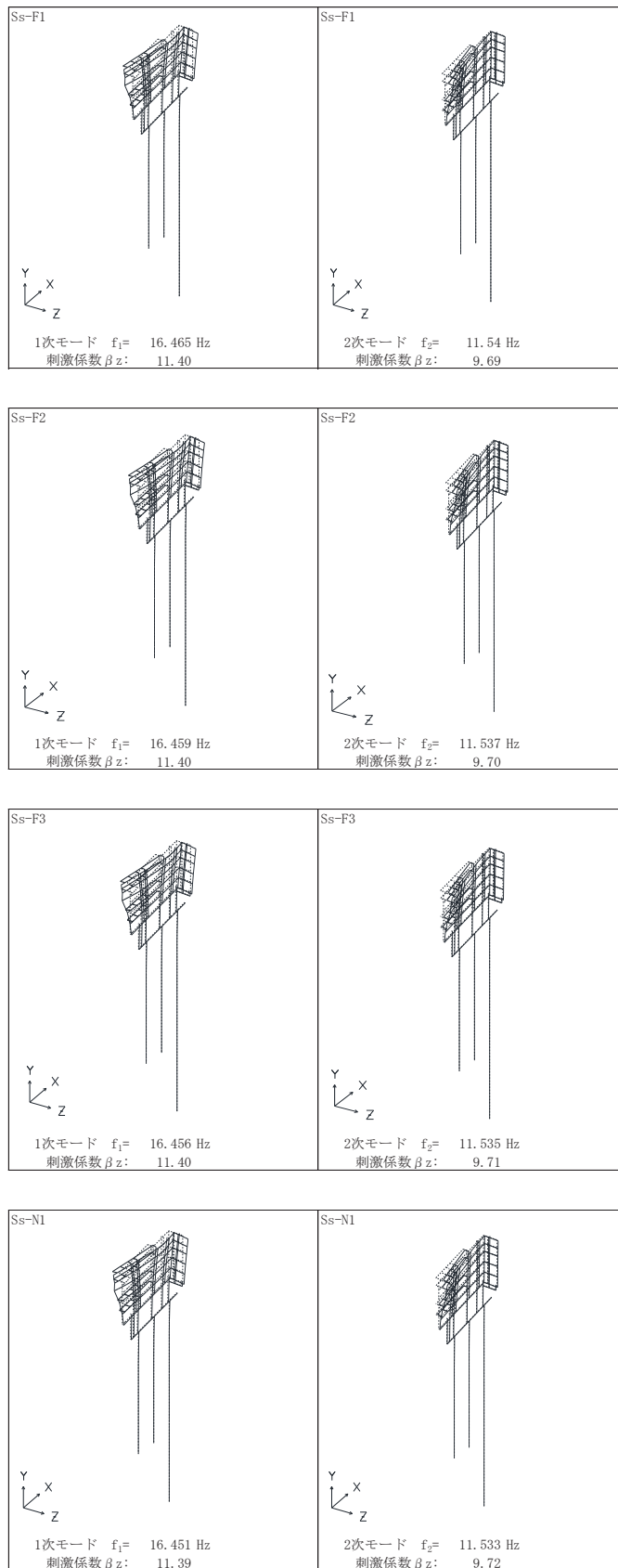


図 3.2-8(2) 固有値解析結果 (断面⑤ : モード図)

表 3.2-10 固有値解析結果（断面⑥）

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)			刺激係数			備考
		Tx	Ty	Tz	$\beta_x$	$\beta_y$	$\beta_z$	
1	11.847	0	0	21	0.00	-0.10	7.87	全Ssで2次として採用
2	12.486	0	0	21	0.28	0.00	0.00	
3	17.351	0	0	29	0.00	-0.05	5.03	
4	25.704	0	0	85	0.00	-0.02	-12.98	全Ssで1次として採用
5	29.324	0	0	85	-0.50 ~ 0.62	0.00	0.00	
6	30.702 ~ 31.010	50 ~ 52	0	85	12.25 ~ 12.51	0.00	0.00	
7	33.832	50 ~ 52	0	85	0.41 ~ 0.45	0.00	0.00	
8	35.867	50 ~ 52	0	88	0.00	-0.02	-3.09	
9	40.656	50 ~ 52	0	88	-0.36 ~ 0.36	0.00	0.00	
10	41.815	50 ~ 52	0	88	0.00	-0.02	-0.47	

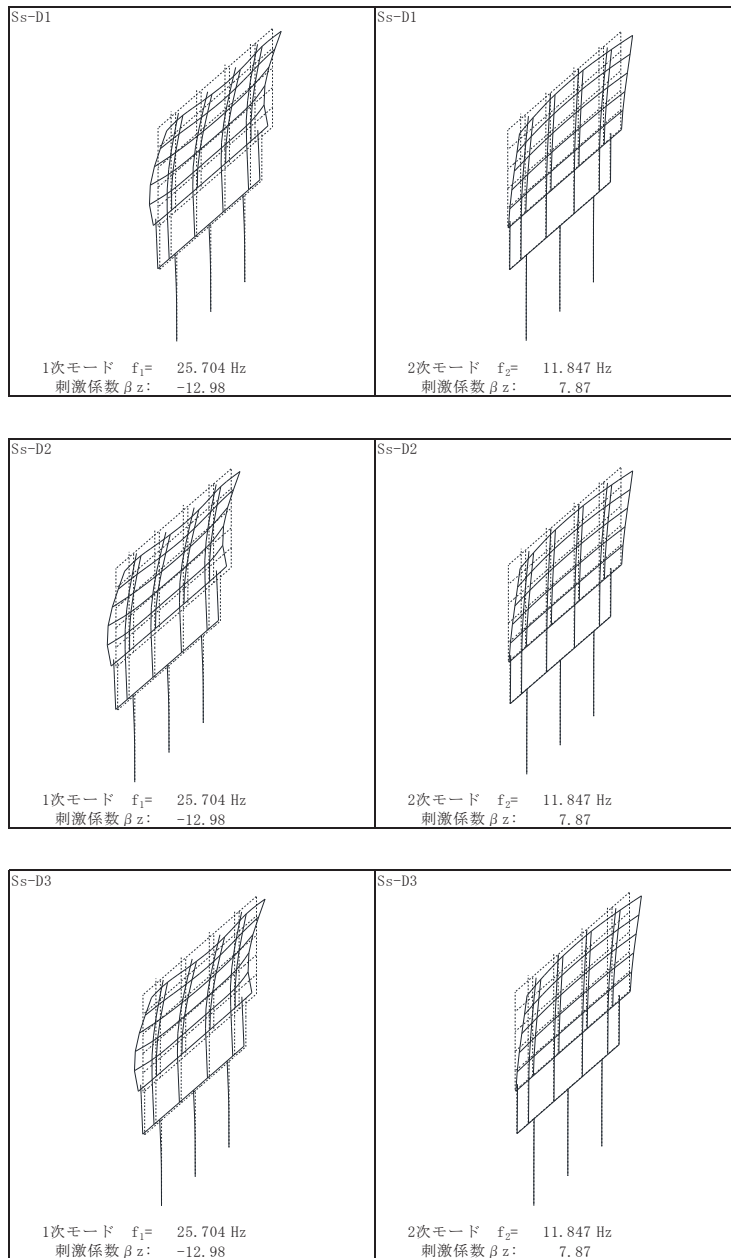


図 3.2-9(1) 固有値解析結果（断面⑥：モード図）

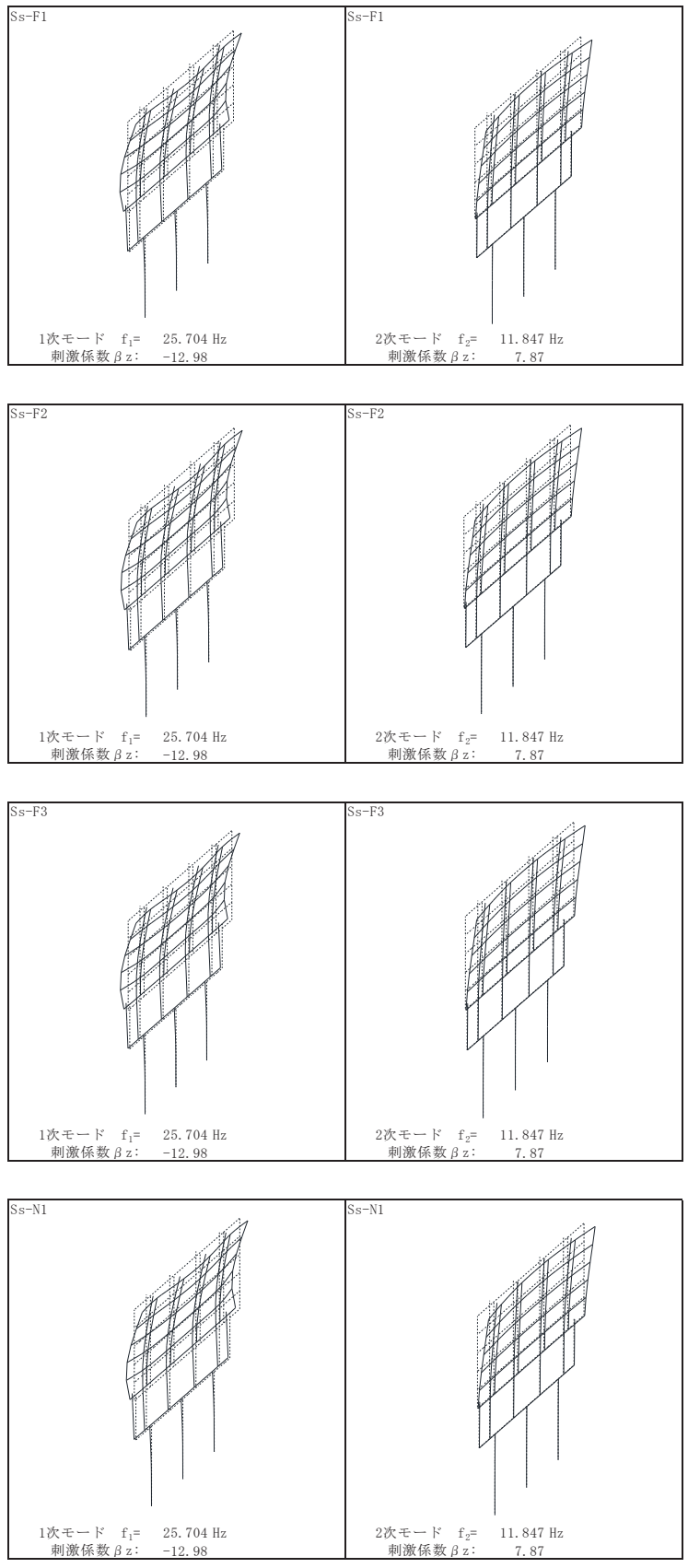


図 3.2-9(2) 固有値解析結果 (断面⑥ : モード図)

表 3.2-11 固有値解析結果（断面⑦）

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)			刺激係数			備考
		Tx	Ty	Tz	$\beta_x$	$\beta_y$	$\beta_z$	
1	10.914 ~ 10.920	0	0	49 ~ 50	0.04	-0.07	15.43 ~ 15.44	全Ssで2次として採用
2	14.208 ~ 14.210	0	0	55	-0.24	-0.04	5.14 ~ 5.15	
3	16.438 ~ 16.440	0	0	62	0.05	0.00	5.73	
4	23.337 ~ 23.342	0	0	77 ~ 78	-0.18	0.04	-8.68 ~ -8.67	全Ssで1次として採用
5	24.338 ~ 24.341	0	0	85	-0.18	0.05	5.93 ~ 5.96	
6	29.149	0	0	85	0.16	0.08	-0.29	
7	30.655 ~ 30.685	41	4	85	14.06 ~ 14.11	-4.44 ~ -4.43	-0.24 ~ -0.23	
8	32.158 ~ 32.171	42	4	86	-2.27 ~ 2.25	-0.20 ~ 0.20	-2.02 ~ 2.02	
9	32.613 ~ 32.615	45	4	86	3.44 ~ 3.47	-0.52 ~ -0.51	-0.16 ~ -0.15	
10	33.224 ~ 33.225	46	4	86	-2.12 ~ -2.11	0.18 ~ 0.19	0.16 ~ 0.17	

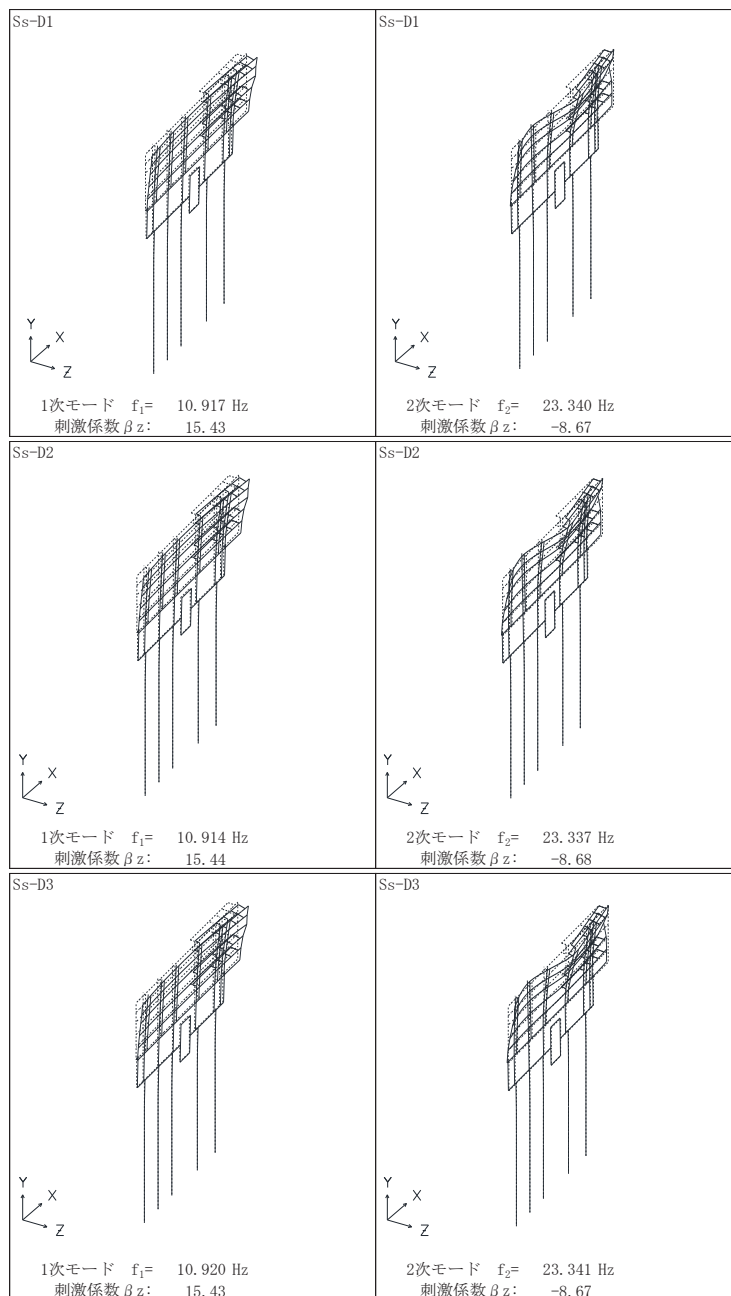


図 3.2-10(1) 固有値解析結果（断面⑦：モード図）

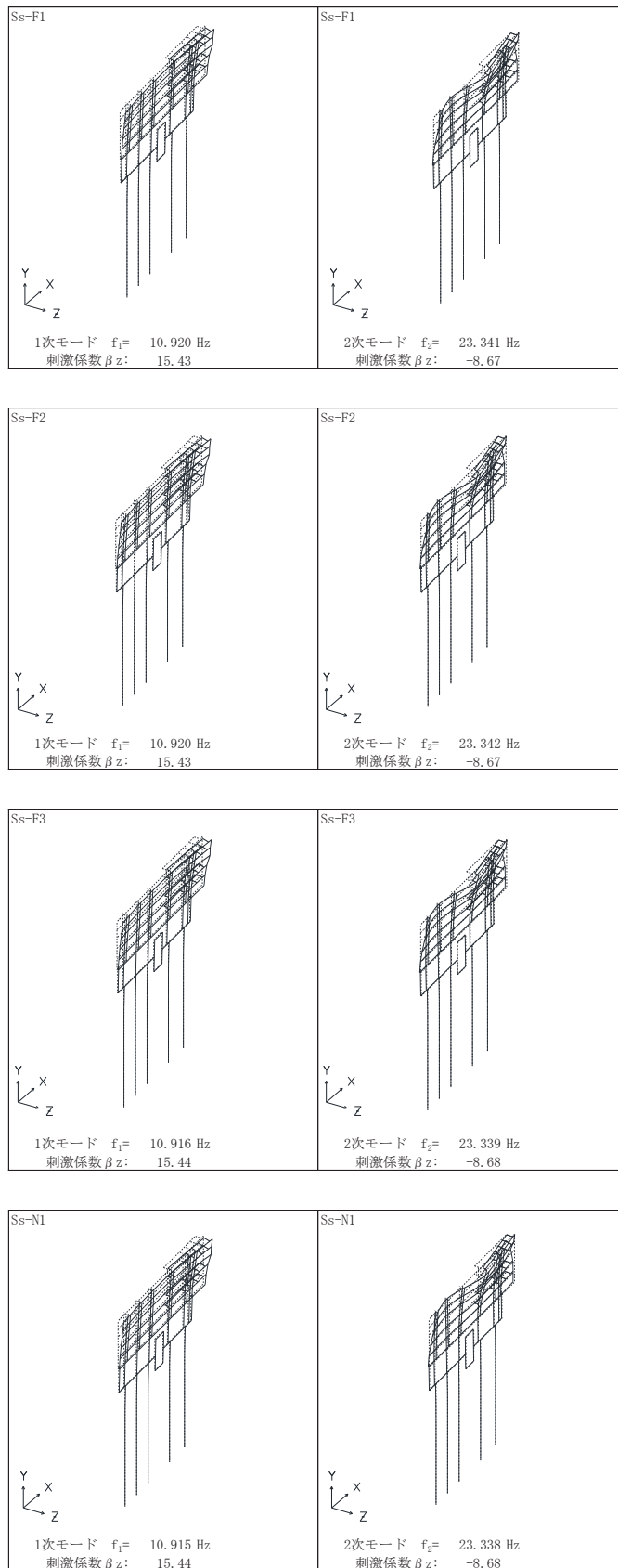


図 3.2-10(2) 固有値解析結果 (断面⑦: モード図)

表 3.2-12 固有値解析結果（断面⑧）

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)			刺激係数			備考
		Tx	Ty	Tz	$\beta_x$	$\beta_y$	$\beta_z$	
1	3.467 ~ 3.849	0	0	74 ~ 75	0.00	-0.04	16.69 ~ 16.83	全Ssで1次として採用
2	4.724 ~ 5.349	79 ~ 81	0	74 ~ 75	-17.47 ~ -17.29	0.00	0.00	
3	5.777 ~ 6.533	79 ~ 81	0	74 ~ 75	0.14 ~ 0.16	0.00	0.00	
4	13.048 ~ 13.329	79 ~ 81	0	74 ~ 80	-0.34 ~ 0.00	-0.21 ~ 0.22	-4.36 ~ 4.39	Ss-D1, D2, D3, F1, F2, N1で2次として採用
5	13.254 ~ 13.335	79 ~ 81	0	79 ~ 80	-0.36 ~ 0.00	-0.20 ~ 0.00	-4.30 ~ 0.00	Ss-F3で2次として採用
6	16.584 ~ 17.639	79 ~ 86	0 ~ 92	79 ~ 80	-4.56 ~ 4.60	0.00 ~ 18.61	0.00 ~ 0.29	
7	17.061 ~ 17.756	85 ~ 86	91 ~ 93	79 ~ 80	0.00 ~ 4.62	0.00 ~ 18.67	0.00 ~ 0.14	
8	17.750 ~ 17.929	85 ~ 86	93	81	0.00	-2.34 ~ -0.92	2.20 ~ 2.34	
9	29.343 ~ 29.344	85 ~ 86	93	81	0.00	0.00	0.00	
10	32.508 ~ 34.023	85 ~ 86	93	82 ~ 85	0.00	-0.02 ~ 0.02	-3.85 ~ 3.48	

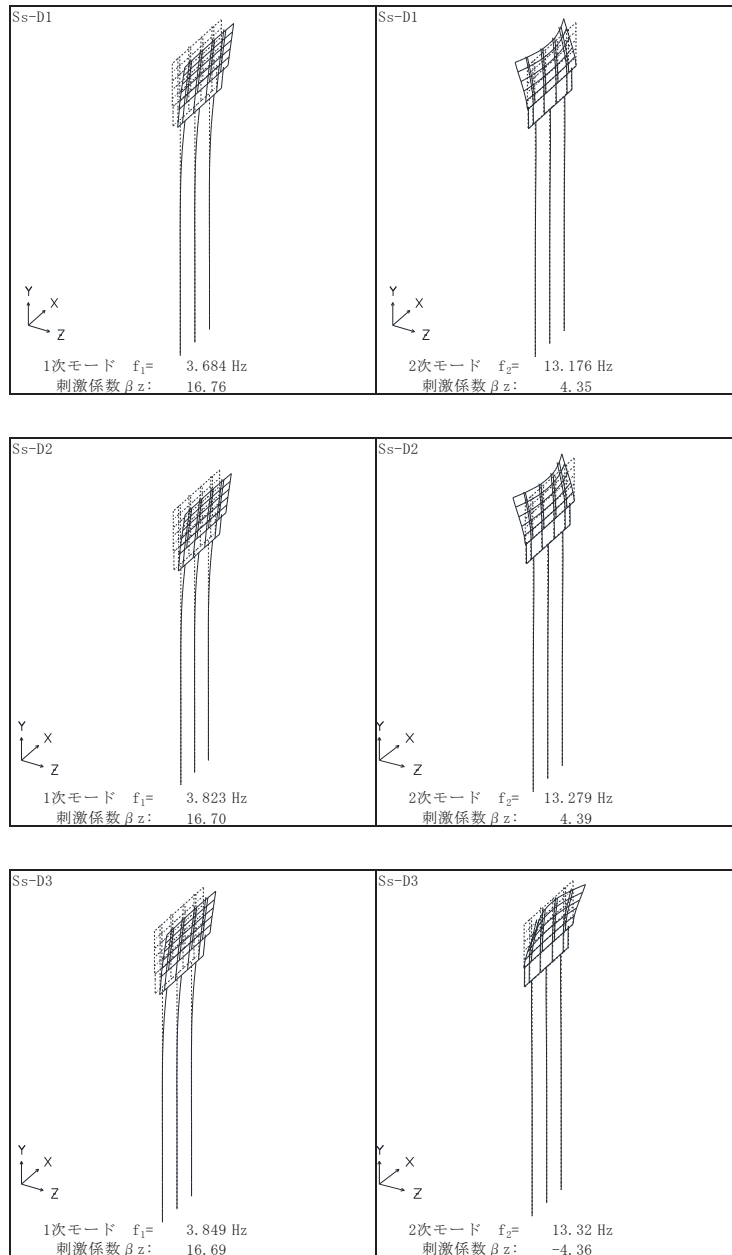


図 3.2-11(1) 固有値解析結果（断面⑧：モード図）

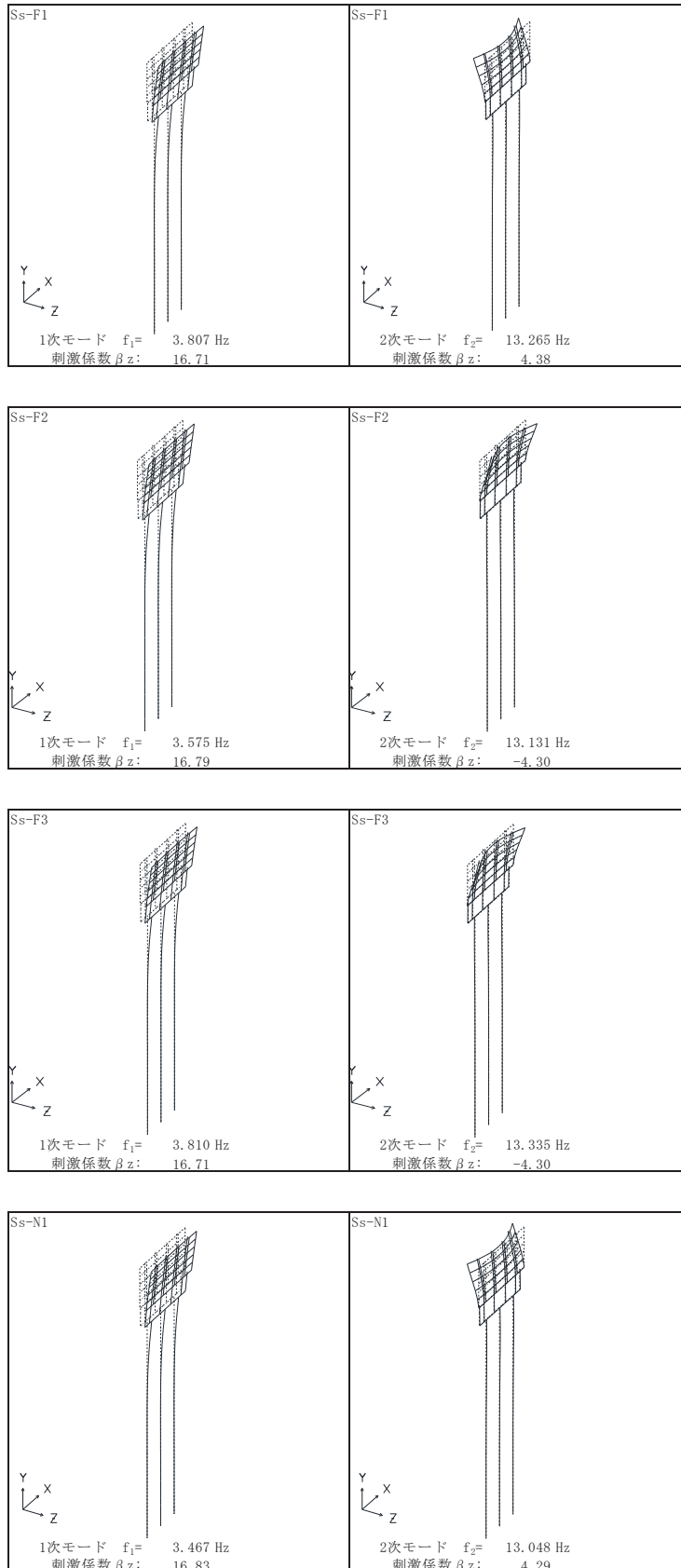


図 3.2-11(2) 固有値解析結果 (断面⑧: モード図)

表 3.2-13(1) Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果 (h=2%)

評価対象断面	軸直交方向	
	$\alpha$	$\beta$
断面①	0.606 ~ 0.643	0.0005
断面②	0.591 ~ 0.633	0.0005
断面③	0.715 ~ 0.771	0.0004
断面④	2.035 ~ 2.037	0.0002
断面⑤	1.704 ~ 1.705	0.0002
断面⑥	2.038	0.0002
断面⑦	1.869 ~ 1.870	0.0002
断面⑧	0.688 ~ 0.751	0.0004

表 3.2-13(2) Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果 (h=3%)

評価対象断面	軸直交方向	
	$\alpha$	$\beta$
断面①	0.909 ~ 0.965	0.0007
断面②	0.887 ~ 0.950	0.0007
断面③	1.072 ~ 1.156	0.0005 ~ 0.0006
断面④	3.053 ~ 3.056	0.0003
断面⑤	2.556 ~ 2.558	0.0003
断面⑥	3.057	0.0003
断面⑦	2.803 ~ 2.805	0.0003
断面⑧	1.033 ~ 1.126	0.0006

表 3.2-13(3) Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果 (h=5%)

評価対象断面	軸直交方向	
	$\alpha$	$\beta$
断面①	1.515 ~ 1.609	0.0012
断面②	1.478 ~ 1.583	0.0012
断面③	1.787 ~ 1.927	0.0009
断面④	5.088 ~ 5.093	0.0004
断面⑤	4.260 ~ 4.263	0.0006
断面⑥	5.095	0.0004
断面⑦	4.672 ~ 4.674	0.0005
断面⑧	1.721 ~ 1.876	0.0009 ~ 0.0010



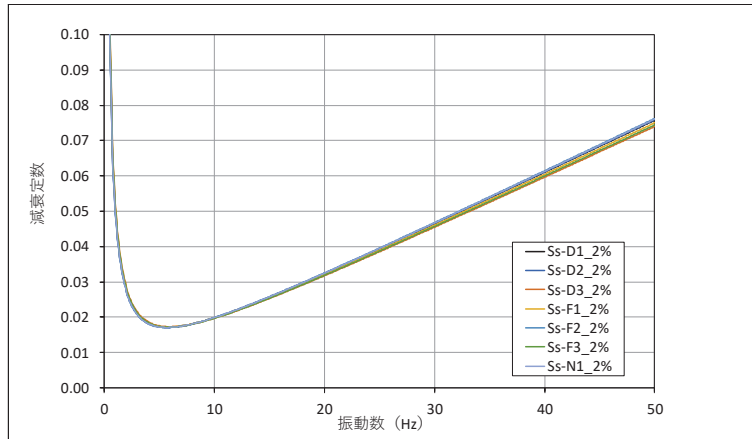


図 3.2-12(1) 設定した Rayleigh 減衰 (断面①) \_減衰 2%

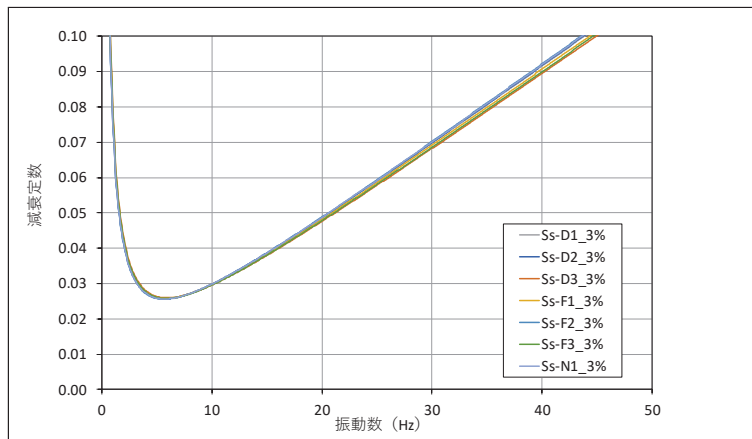


図 3.2-12(2) 設定した Rayleigh 減衰 (断面①) \_減衰 3%

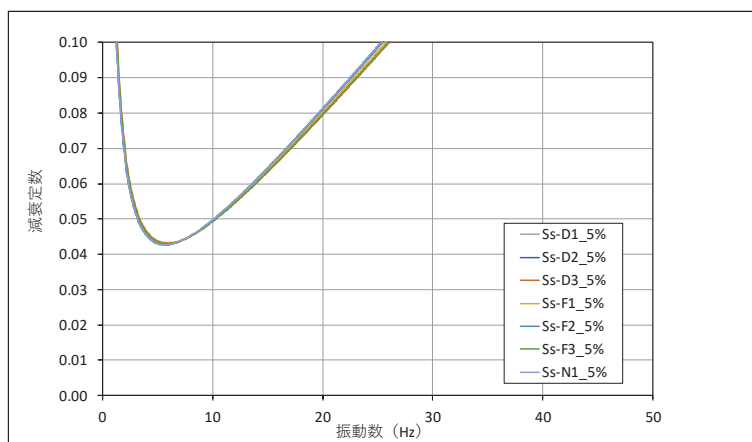


図 3.2-12(3) 設定した Rayleigh 減衰 (断面①) \_減衰 5%

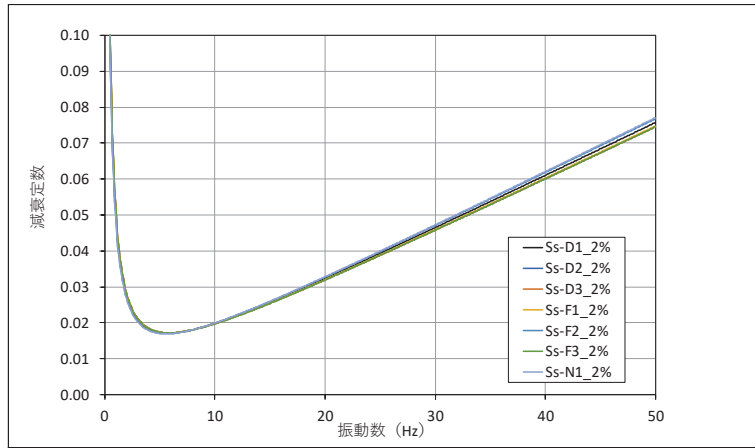


図 3.2-13(1) 設定した Rayleigh 減衰 (断面②) \_減衰 2%

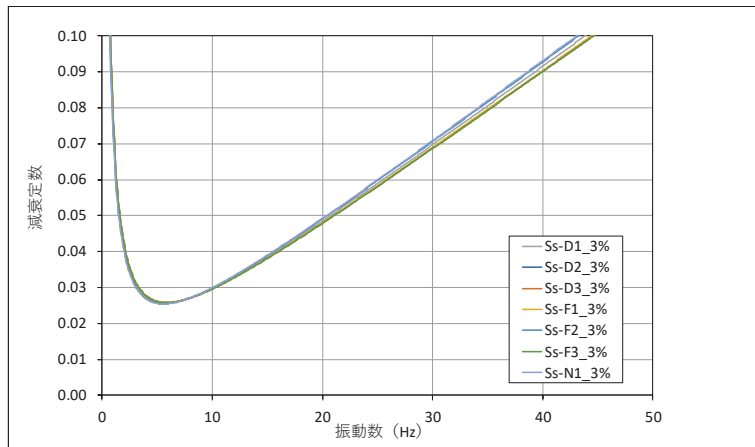


図 3.2-13(2) 設定した Rayleigh 減衰 (断面②) \_減衰 3%

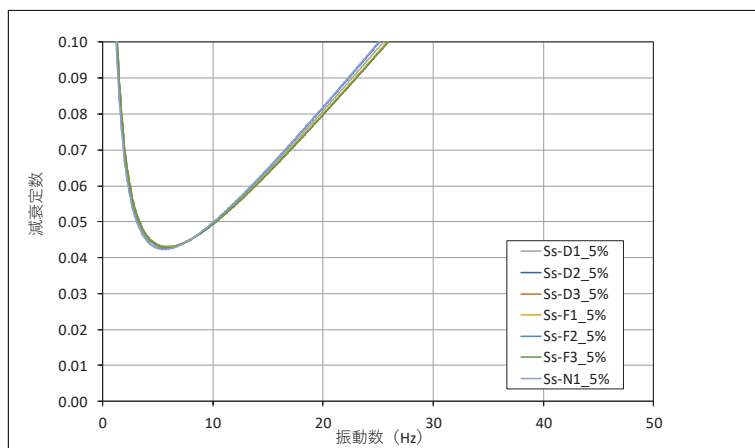


図 3.2-13(3) 設定した Rayleigh 減衰 (断面②) \_減衰 5%

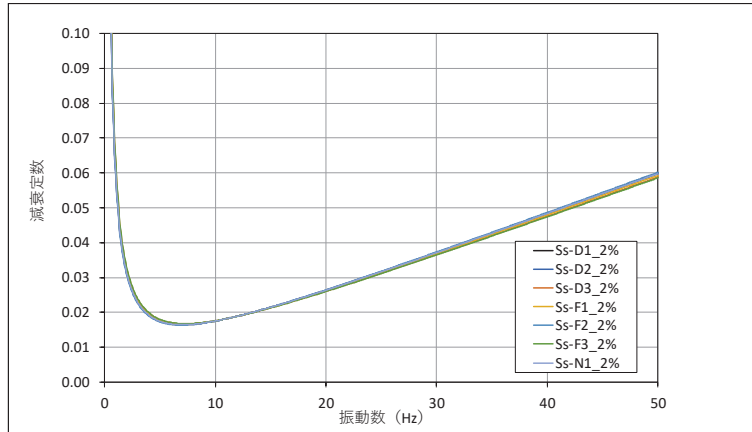


図 3.2-14(1) 設定した Rayleigh 減衰 (断面③) \_減衰 2%

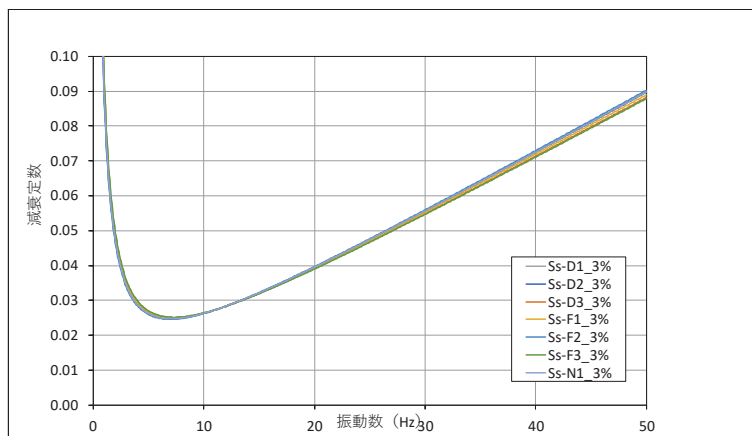


図 3.2-14(2) 設定した Rayleigh 減衰 (断面③) \_減衰 3%

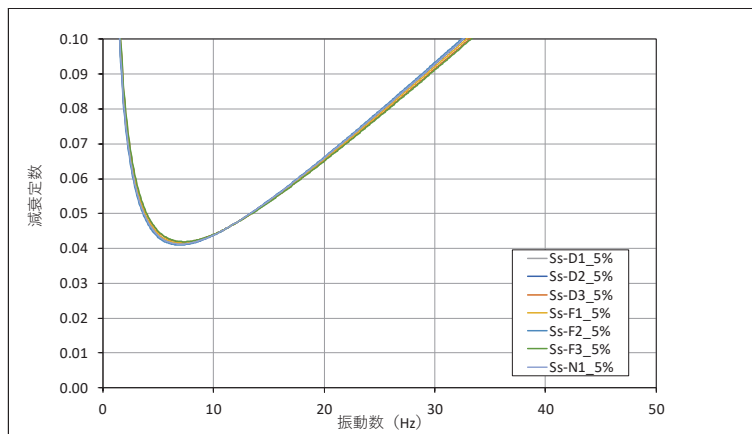


図 3.2-14(3) 設定した Rayleigh 減衰 (断面③) \_減衰 5%

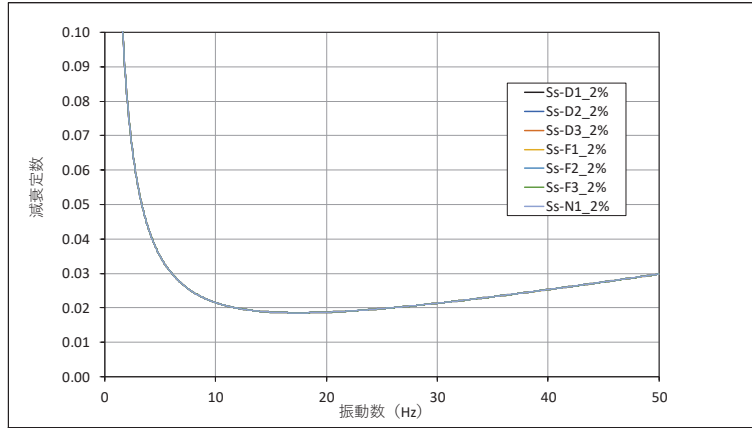


図 3.2-15(1) 設定した Rayleigh 減衰 (断面④) \_減衰 2%

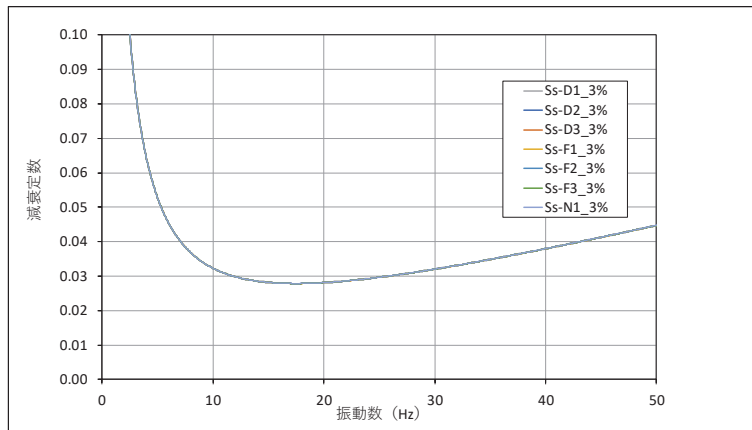


図 3.2-15(2) 設定した Rayleigh 減衰 (断面④) \_減衰 3%

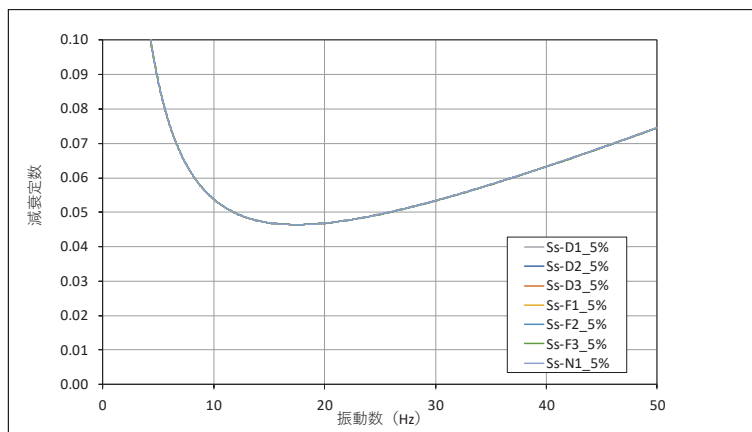


図 3.2-15(3) 設定した Rayleigh 減衰 (断面④) \_減衰 5%

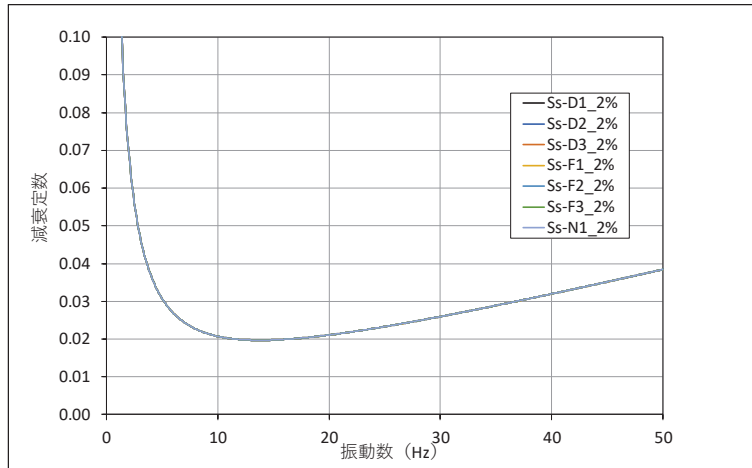


図 3.2-16(1) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑤) \_減衰 2%

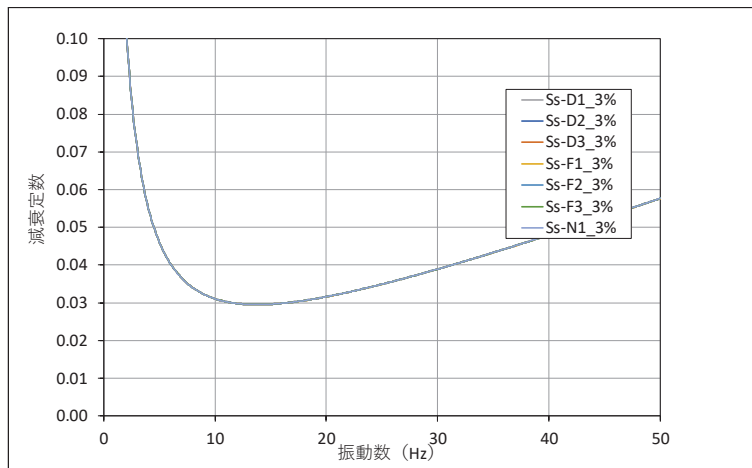


図 3.2-16(2) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑤) \_減衰 3%

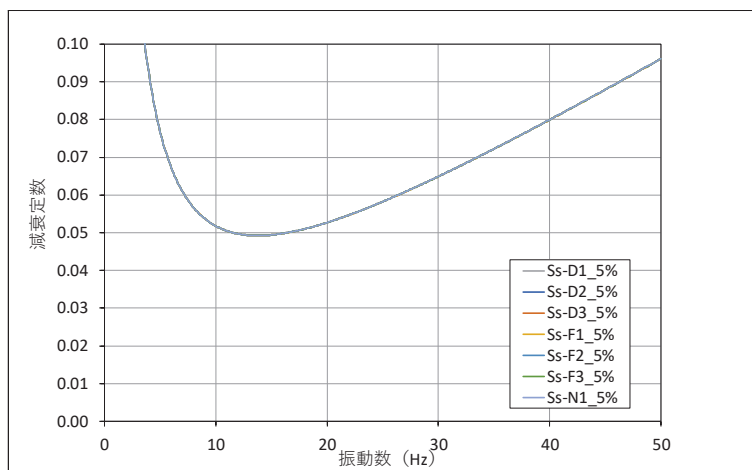


図 3.2-16(3) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑤) \_減衰 5%

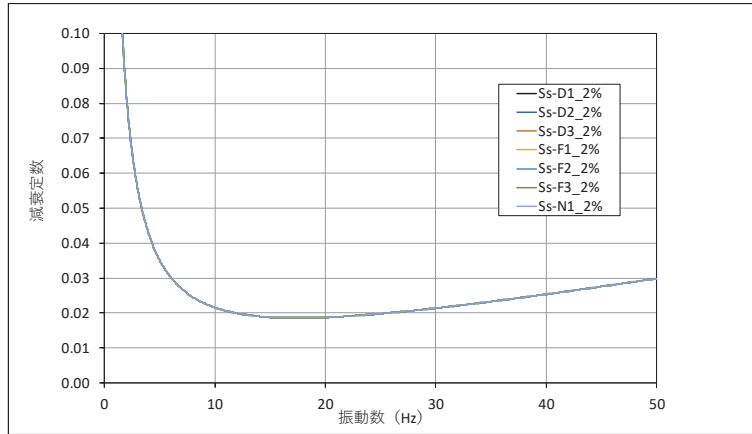


図 3.2-17(1) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑥) \_減衰 2%

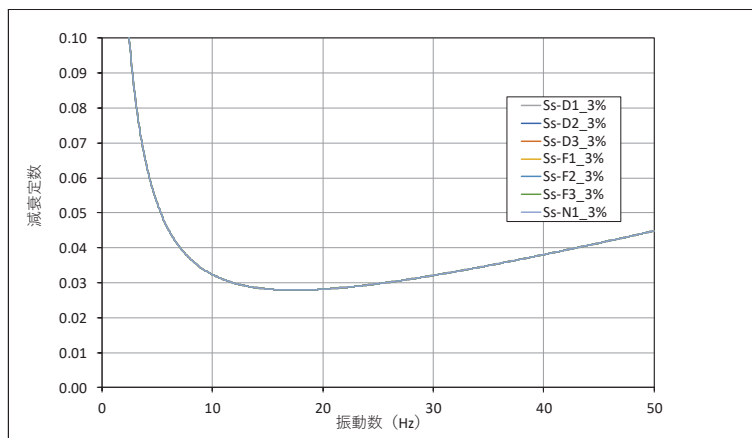


図 3.2-17(2) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑥) \_減衰 3%

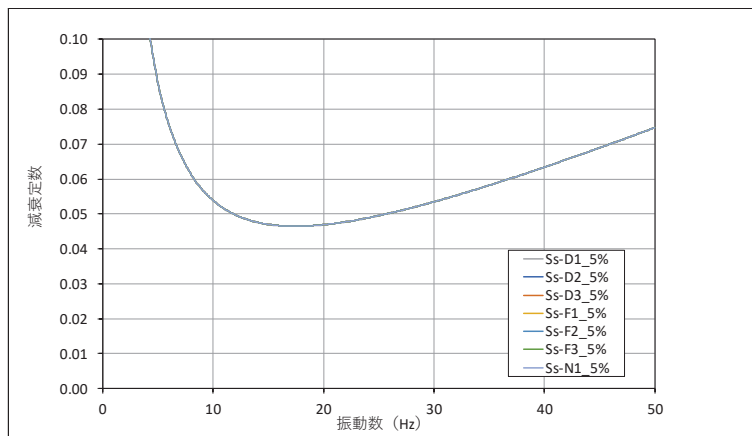


図 3.2-17(3) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑥) \_減衰 5%

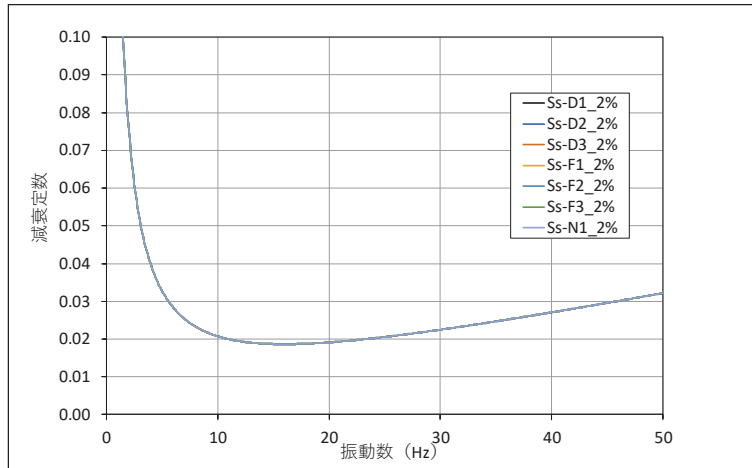


図 3.2-18(1) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑦) \_減衰 2%

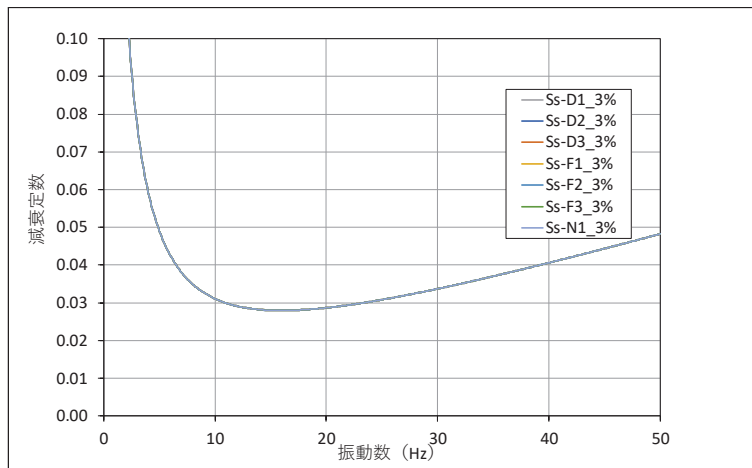


図 3.2-18(2) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑦) \_減衰 3%

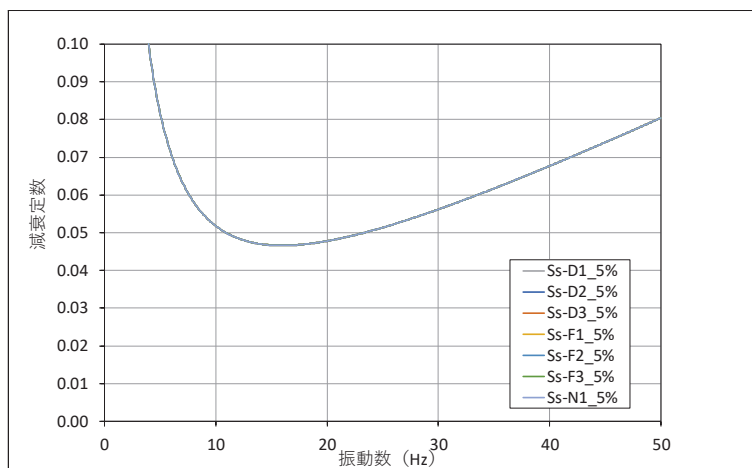


図 3.2-18(3) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑦) \_減衰 5%

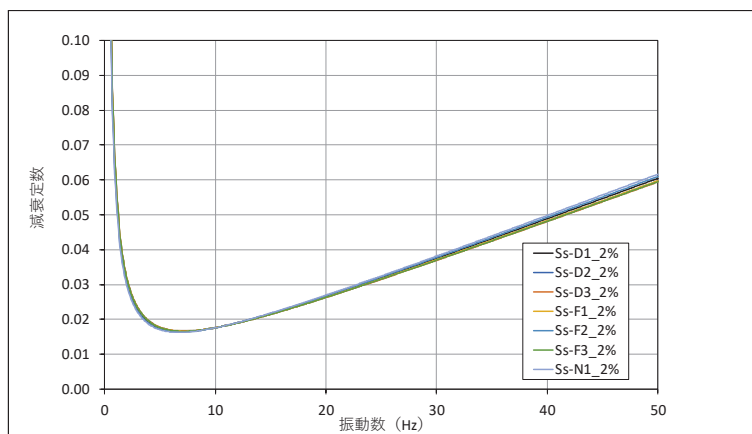


図 3.2-19(1) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑧) \_減衰 2%

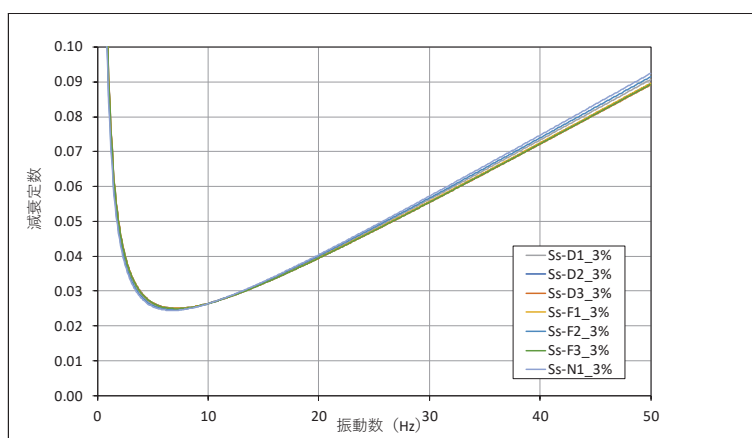


図 3.2-19(2) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑧) \_減衰 3%

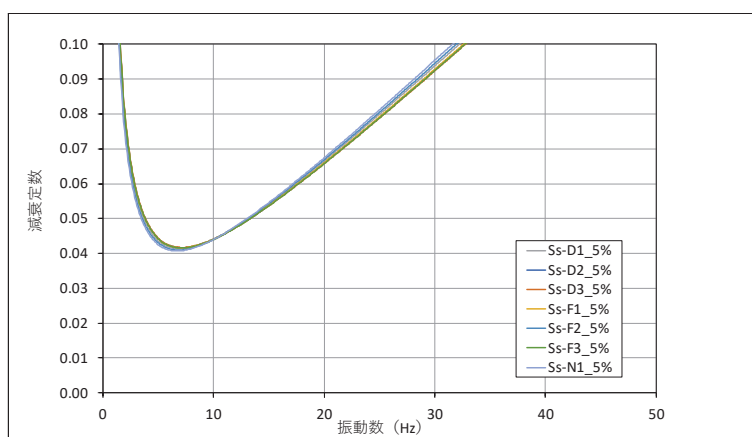


図 3.2-19(3) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑧) \_減衰 5%



### 3.2.4 地震応答解析の解析ケースの選定

#### (1) 耐震評価における解析ケース

耐震評価においては、すべての基準地震動  $S_s$  に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び地盤の支持力照査において照査値が 0.5 以上となる照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて、表 3.2-14 に示す解析ケース②及び③を実施する。

表 3.2-14 解析ケース

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値 + 1 $\sigma$	平均値 - 1 $\sigma$
材料物性			設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度
地震動 (位相)	$S_s - D 1$	++*	○	基準地震動 $S_s$ (7 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (13 波) を加えた全 20 波により照査を行ったケース①（基本ケース）の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において照査値が 0.5 以上となるすべての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いてケース②～③を実施する。  照査値がいずれも 0.5 未満の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②～③を実施する。	
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	$S_s - D 2$	++*	○		
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	$S_s - D 3$	++*	○		
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	$S_s - F 1$	++*	○		
		-+*	○		
	$S_s - F 2$	++*	○		
		-+*	○		
	$S_s - F 3$	++*	○		
		-+*	○		
	$S_s - N 1$	++*	○		
		-+*	○		

注記\*：地震動の位相について（++）の左側は水平動，右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。

(2) 補機冷却海水系放水路逆流防止設備に対する応答加速度抽出のための解析ケース

補機冷却海水系放水路逆流防止設備に対する応答加速度抽出においては、床応答への保守的な配慮として解析ケース①に加え、表 3.2-15 に示す解析ケース②～④を実施する。

なお、鋼製遮水壁（鋼板）は、概ね左右対称な構造であり、また、地盤応答を成層地盤で扱うことの妥当性について参考資料 2 にて検証しているため、地震動の位相反転の影響は軽微と考えられるため、全ての基準地震動  $S_s$  に対して、地震動の位相ケースは（++）のみとして、解析ケース①（基本ケース）を実施する。その上で解析ケース①において、加速度応答が最も大きい地震動を用い、ケース②及び③を実施する。

表 3.2-15 補機冷却海水系放水路逆流防止設備の応答加速度抽出のための解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース	
地盤物性		平均値	平均値+1 $\sigma$	平均値-1 $\sigma$	平均値	
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*3	
地震動 (位相)	$S_s - D 1$	++*1	○	○	○	○
		-+*1,2	○	-	-	
	$S_s - D 2$	++*1	○	○	○	○
		-+*1,2	○	-	-	
	$S_s - D 3$	++*1	○	○	○	○
		-+*1,2	○	-	-	
	$S_s - F 1$	++*1	○	○	○	○
		-+*1,2	○	-	-	
	$S_s - F 2$	++*1	○	○	○	○
		-+*1,2	○	-	-	
	$S_s - F 3$	++*1	○	○	○	○
		-+*1,2	○	-	-	
	$S_s - N 1$	++*1	○	○	○	○
		-+*1,2	○	-	-	

注記\*1：地震動の位相について（++）の左側は水平動，右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。

\*2：位相反転ケース（-+）については、構造的に位相の影響は小さいため影響確認の位置付けとし、ケース②～④は（++）に対してのみ実施する。

\*3：新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

### 3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

#### 3.3.1 耐震評価上考慮する状態

鋼製遮水壁（鋼板）の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

##### (1) 運転時の状態

発電用原子炉が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

##### (2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

##### (3) 設計用自然条件

積雪及び風の影響を考慮する。

##### (4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

#### 3.3.2 荷重

防潮壁（鋼製遮水壁（鋼板））の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

##### (1) 固定荷重(G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

##### (2) 地震荷重(S<sub>s</sub>)

基準地震動S<sub>s</sub>による荷重を考慮する。

##### (3) 積雪荷重(P<sub>s</sub>)

積雪荷重については、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である43cmに平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第86条第2項により、積雪量1cmごとに20N/m<sup>2</sup>の積雪荷重が作用することを考慮し、保守的に0.98kN/m<sup>2</sup>を考慮する。

##### (4) 風荷重(P<sub>k</sub>)

風荷重については、設計基準風速を30m/sとし、建築基準法に基づき算定する。

### 3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3-1 に、荷重の算定方法を表 3.3-2 に、荷重の作用概念図を図 3.3-1 に示す。

表 3.3-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 ( $S_s$ )	$G + P_s + P_k + S_s$

G : 固定荷重

$P_s$  : 積雪荷重

$P_k$  : 風荷重

$S_s$  : 地震荷重

表 3.3-2 荷重の算定方法

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時 考慮 荷重	躯体自重	○	設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	—	対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。
		土被り荷重	○	フーチング上部の土被り荷重を考慮する。
		積載荷重	—	積載物はないため考慮しない。
	静止土圧		○	静的解析にて考慮する。
	外水圧		—	外水はないため考慮しない。
	内水圧		—	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	積雪荷重 ( $0.98\text{kN/m}^2$ ) を考慮する。
	風荷重		○	風荷重を考慮する。
偶発荷重	水平地震動		○	基準地震動 $S_s$ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動		○	
	動水圧		—	外水及び内水はないため考慮しない。

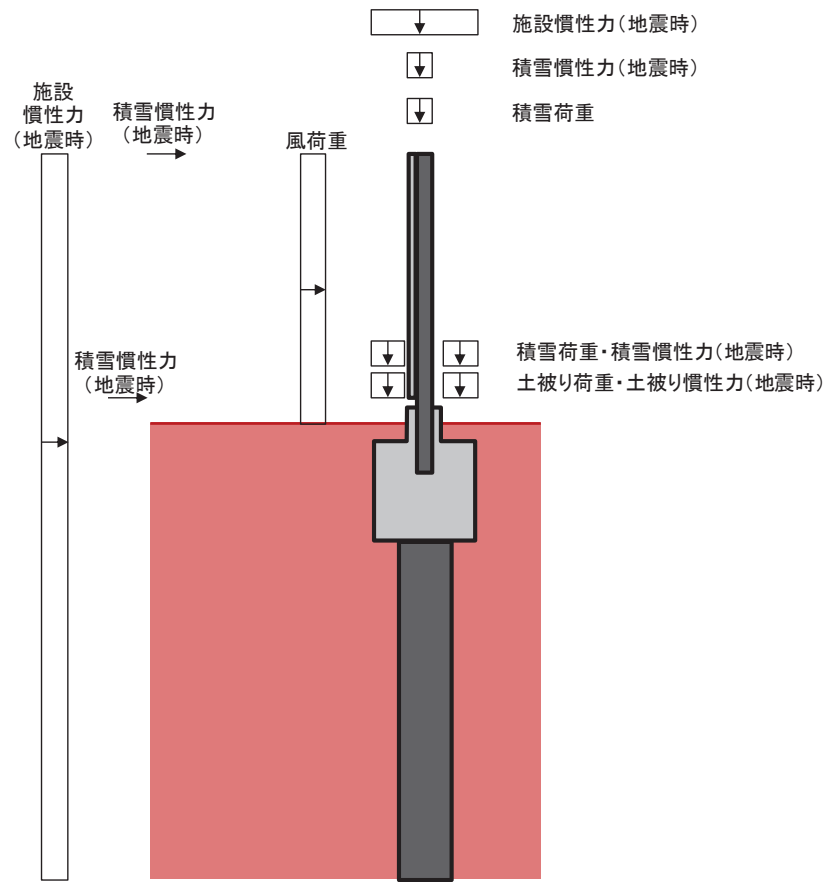


図 3.3-1 荷重の作用概念図

### 3.4 入力地震動

入力地震動は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 $S_s$ を一次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面位置（O.P. -201m）で評価したものを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

入力地震動算定の概念図を図 3.4-1 に示す。地震応答解析時に用いる入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを第 2 号機側（断面③～⑦）は図 3.4-2 に、3 号機側（断面①，②，⑧）は図 3.4-3 に示す。なお、岩盤露頭部である断面⑥においては、地盤が線形材料のみで構成されるため等価線形解析を用いることから、図 3.4-2 に示す 2E 波に対して、図 3.4-1(2)に示すとおり E 波として入力する。

入力地震動の算定には、解析コード「ArkQuake Ver 3.10.01」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

なお、入力地震動を用いた地盤応答を作成するモデル（構造物位置地盤モデル）の概要及び地震応答解析モデルへの入力方法等は「3.5.1 解析モデル」に示す。

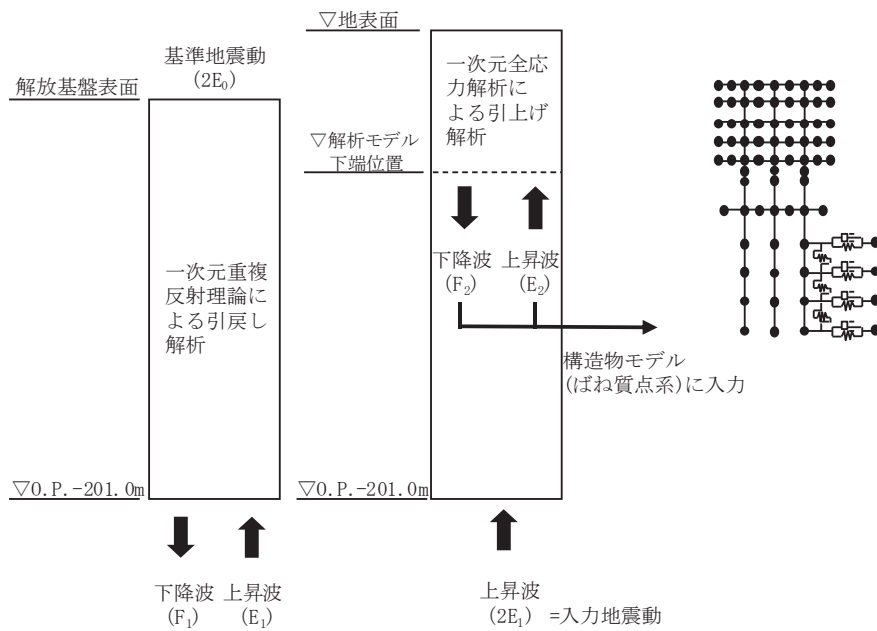


図 3.4-1(1) 入力地震動算定の概念図  
(岩盤露頭部以外：断面①～⑤，⑦，⑧)

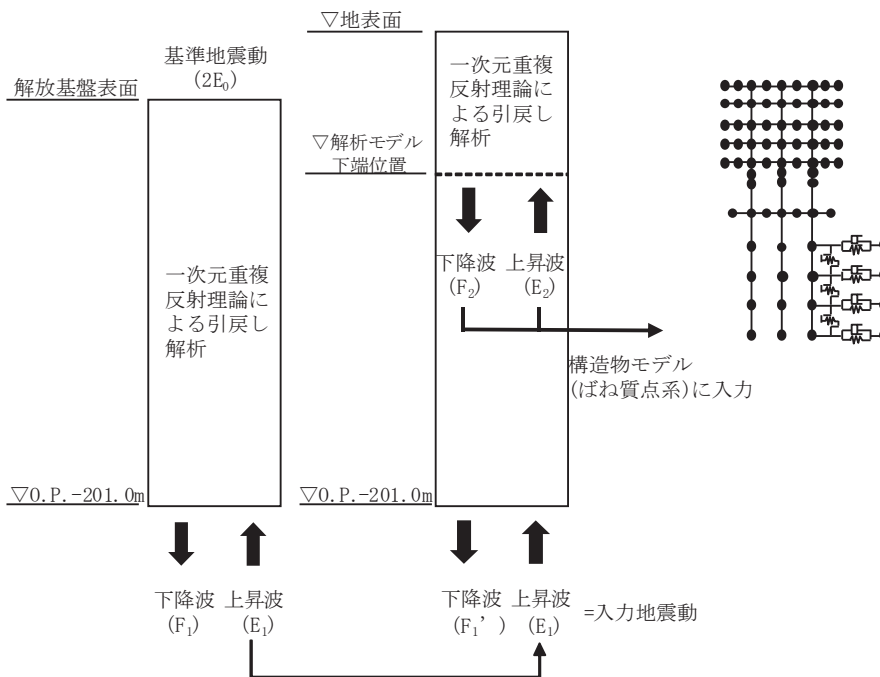
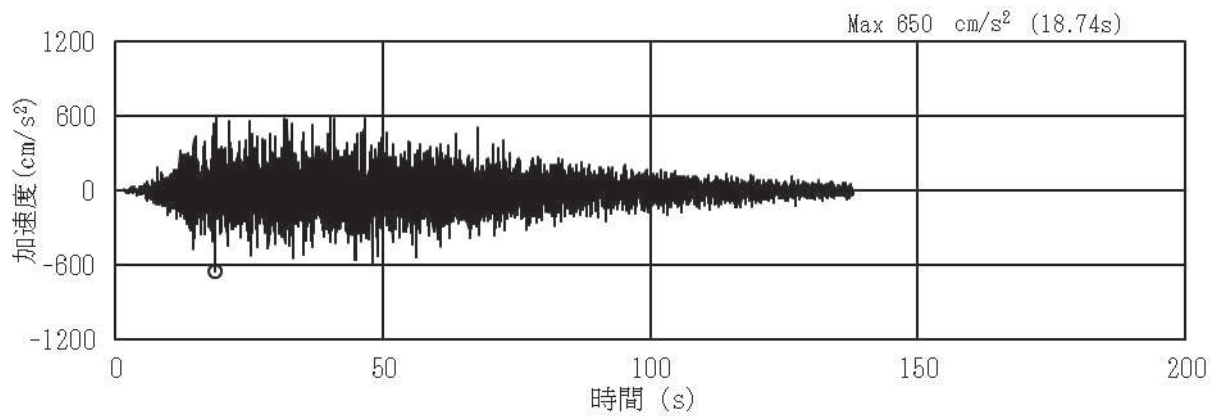
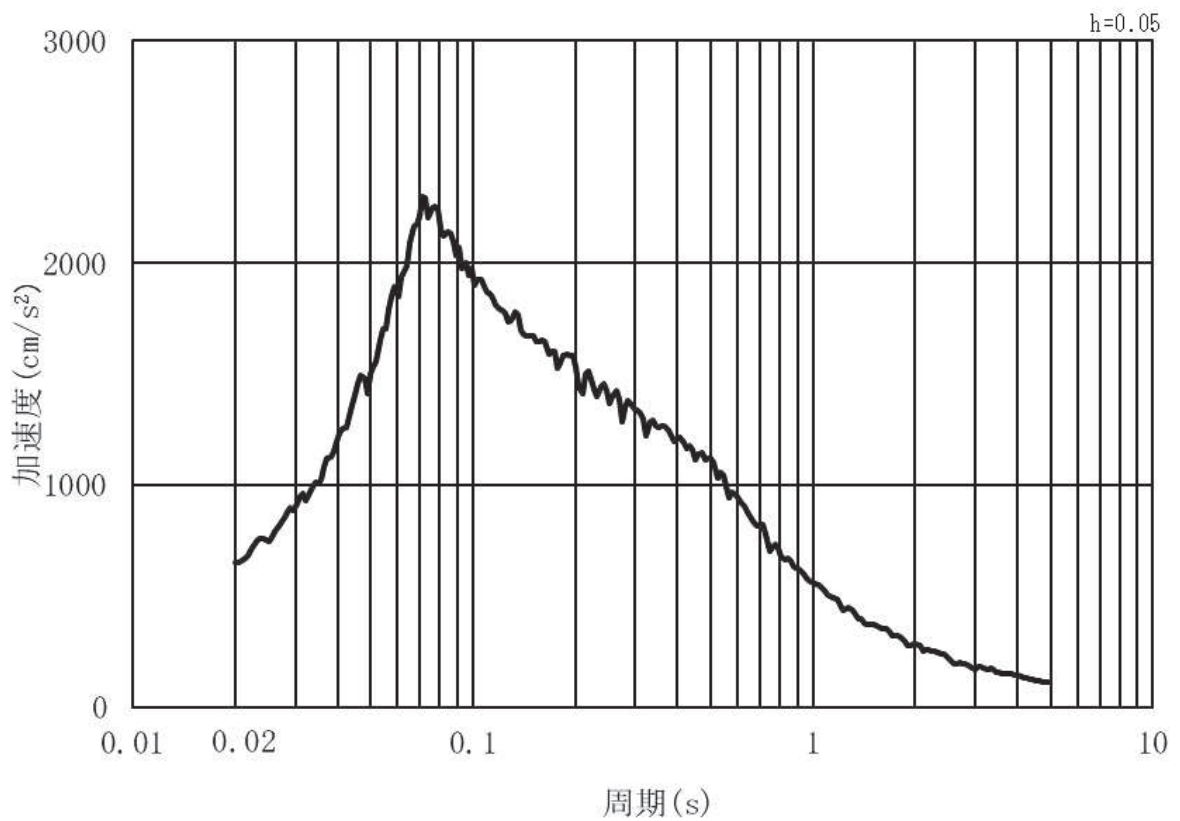


図 3.4-1(2) 入力地震動算定の概念図  
(岩盤露頭部：断面⑥)

(1) 断面③・④・⑤・⑥・⑦ (第2号機側)



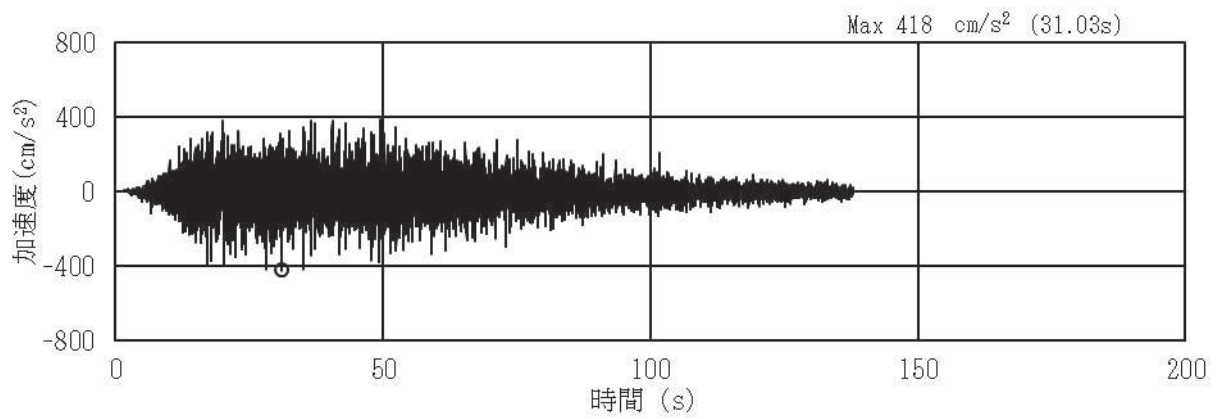
(a) 加速度時刻歴波形



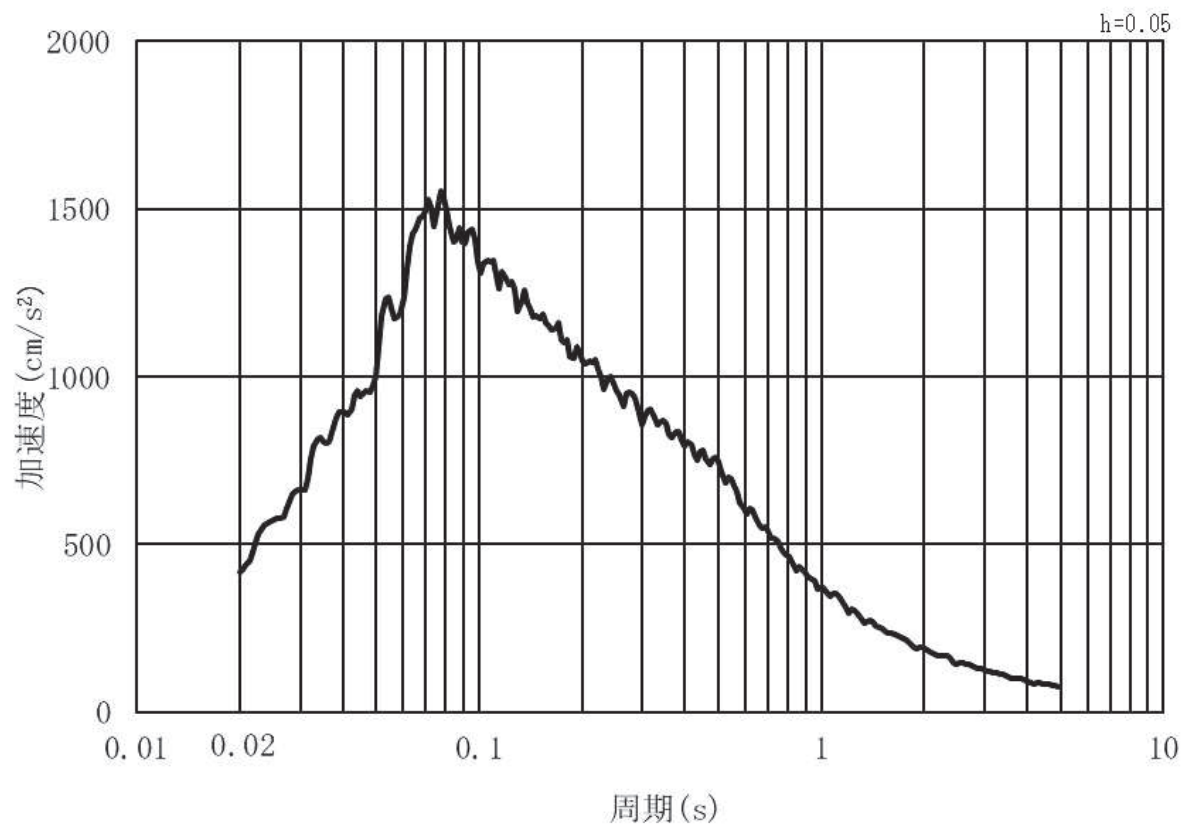
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向：S s - D 1) , 第 2 号機側



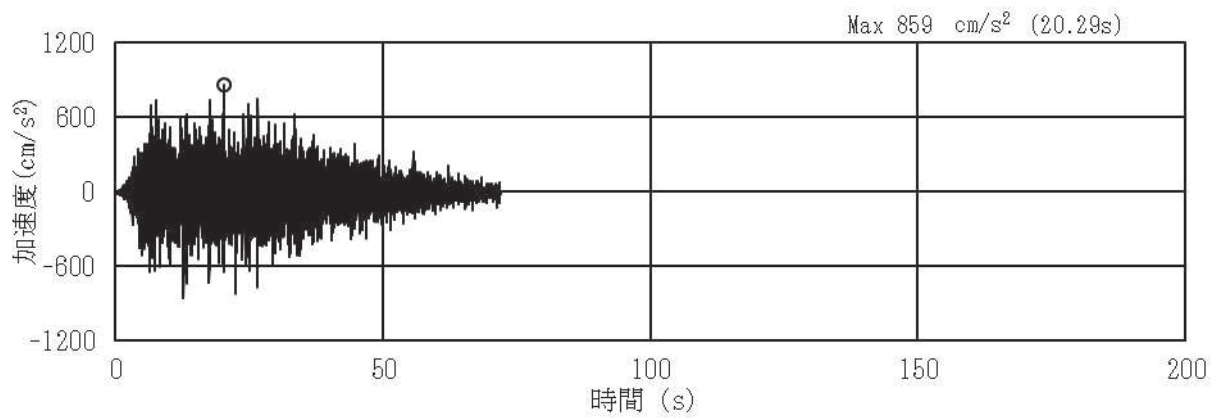


(a) 加速度時刻歴波形

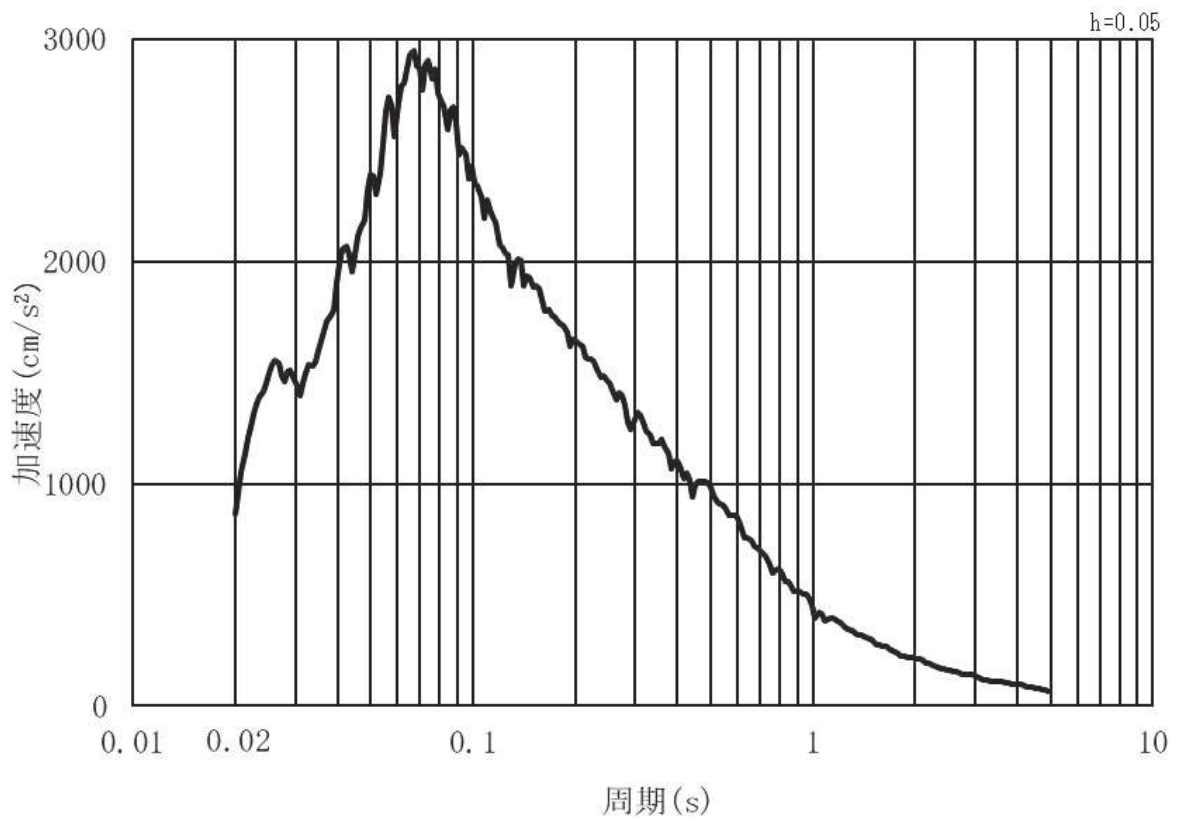


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - D 1) , 第 2 号機側

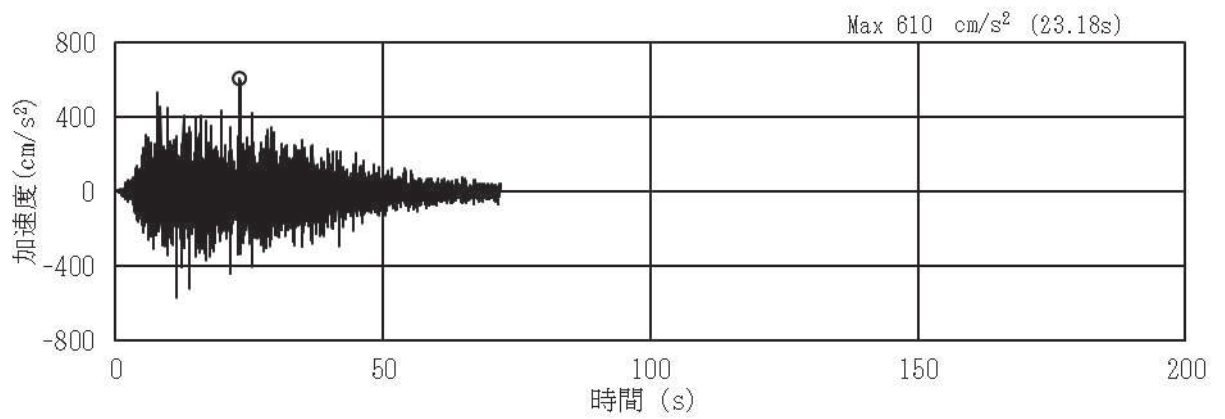


(a) 加速度時刻歴波形

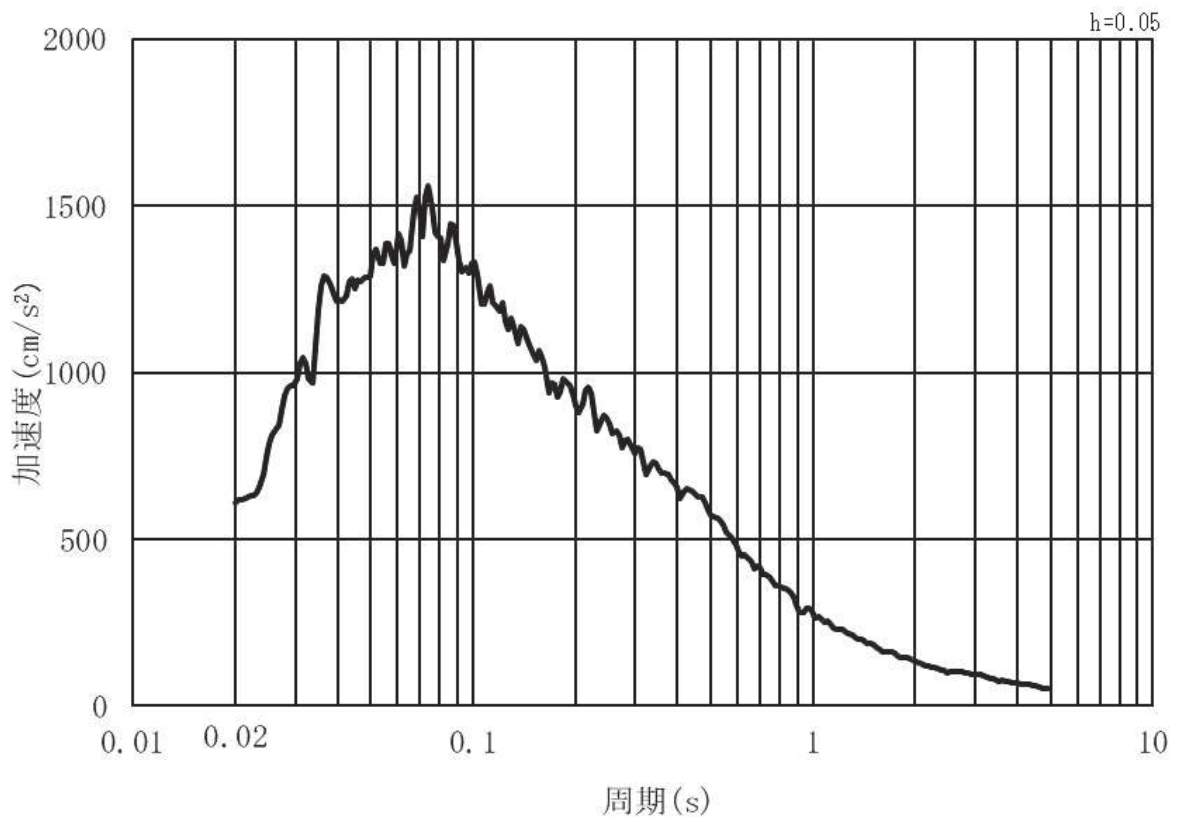


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向：S s - D 2) , 第 2 号機側

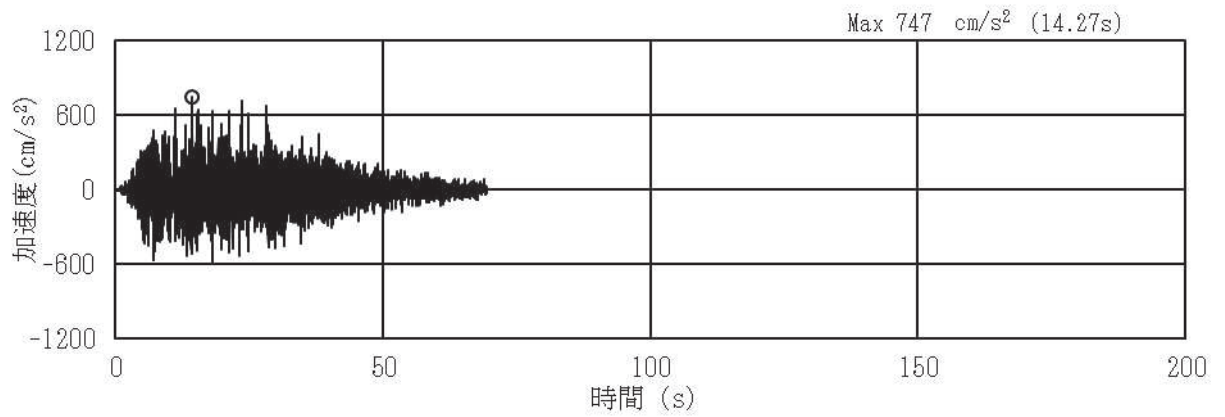


(a) 加速度時刻歴波形

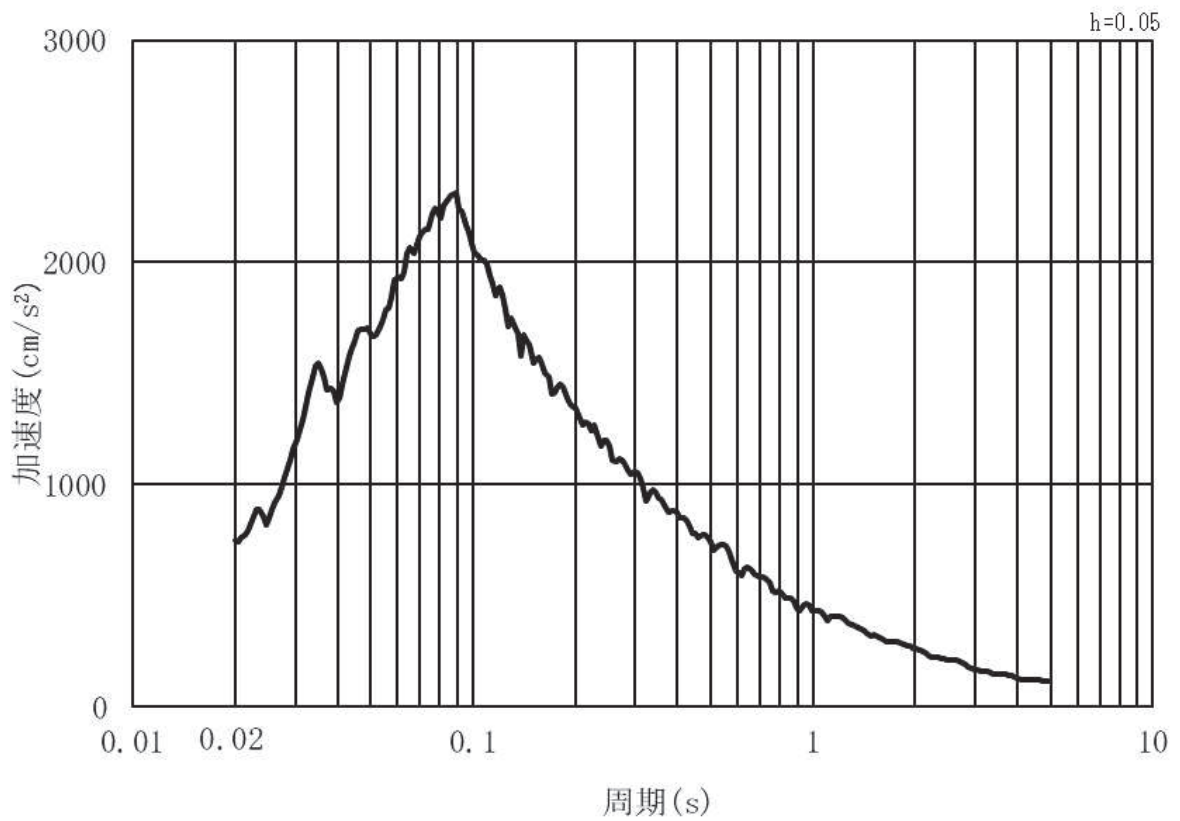


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - D 2) , 第 2 号機側

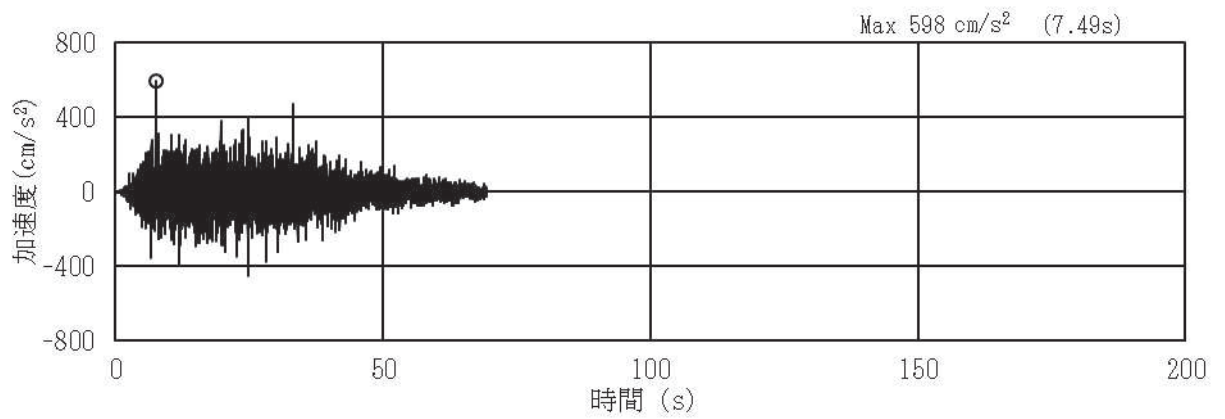


(a) 加速度時刻歴波形

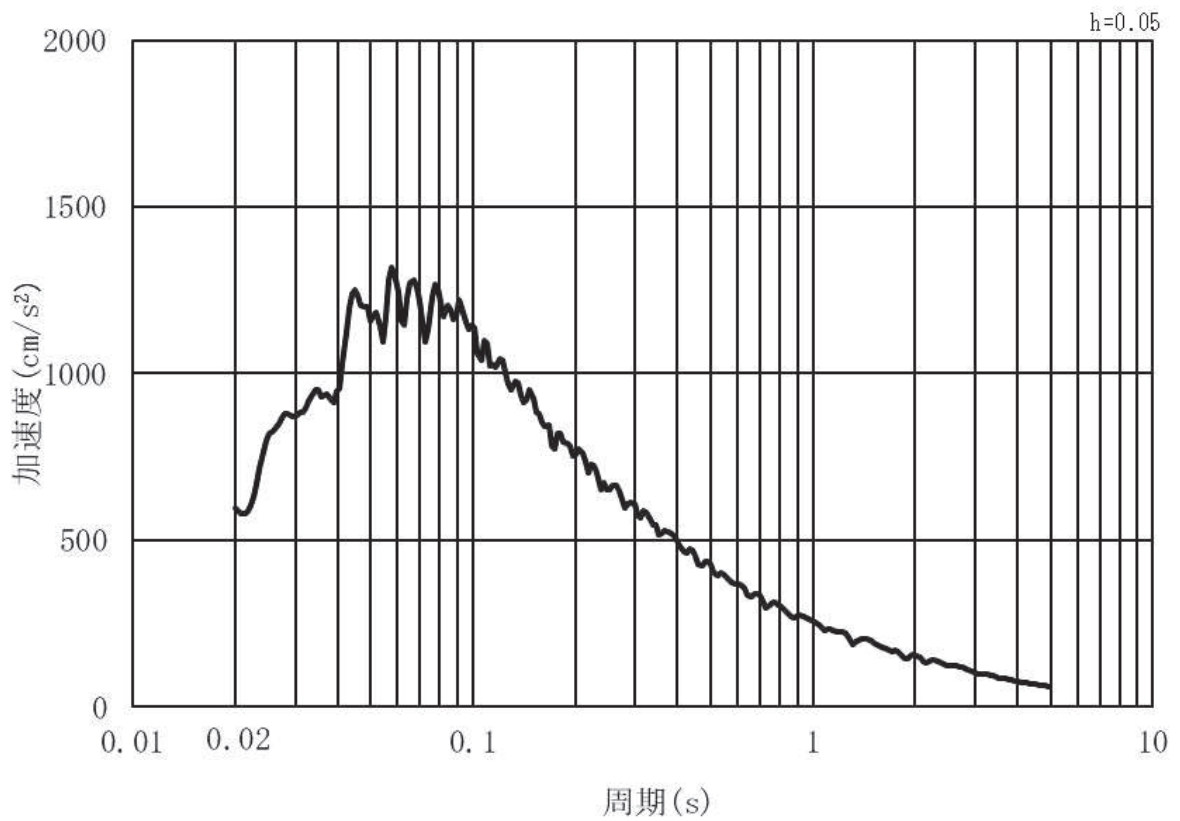


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向：S s - D 3) , 第 2 号機側

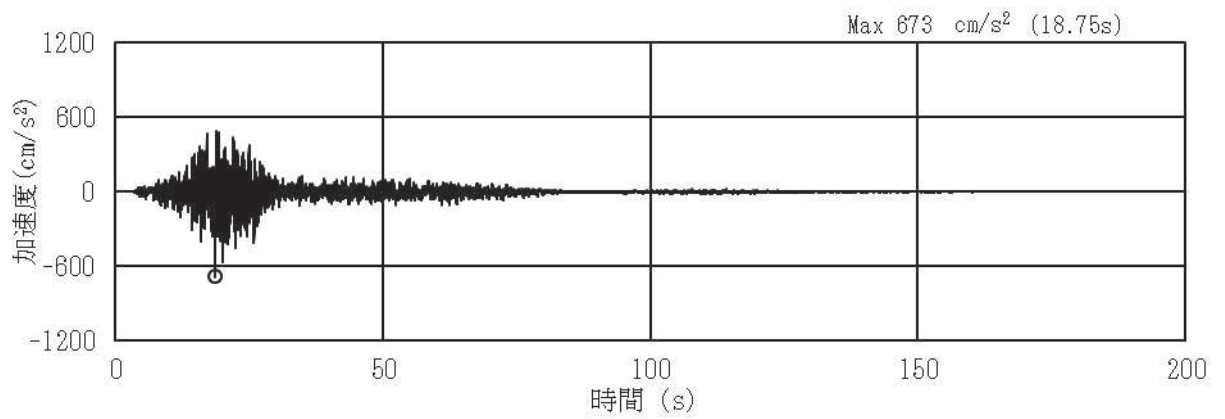


(a) 加速度時刻歴波形

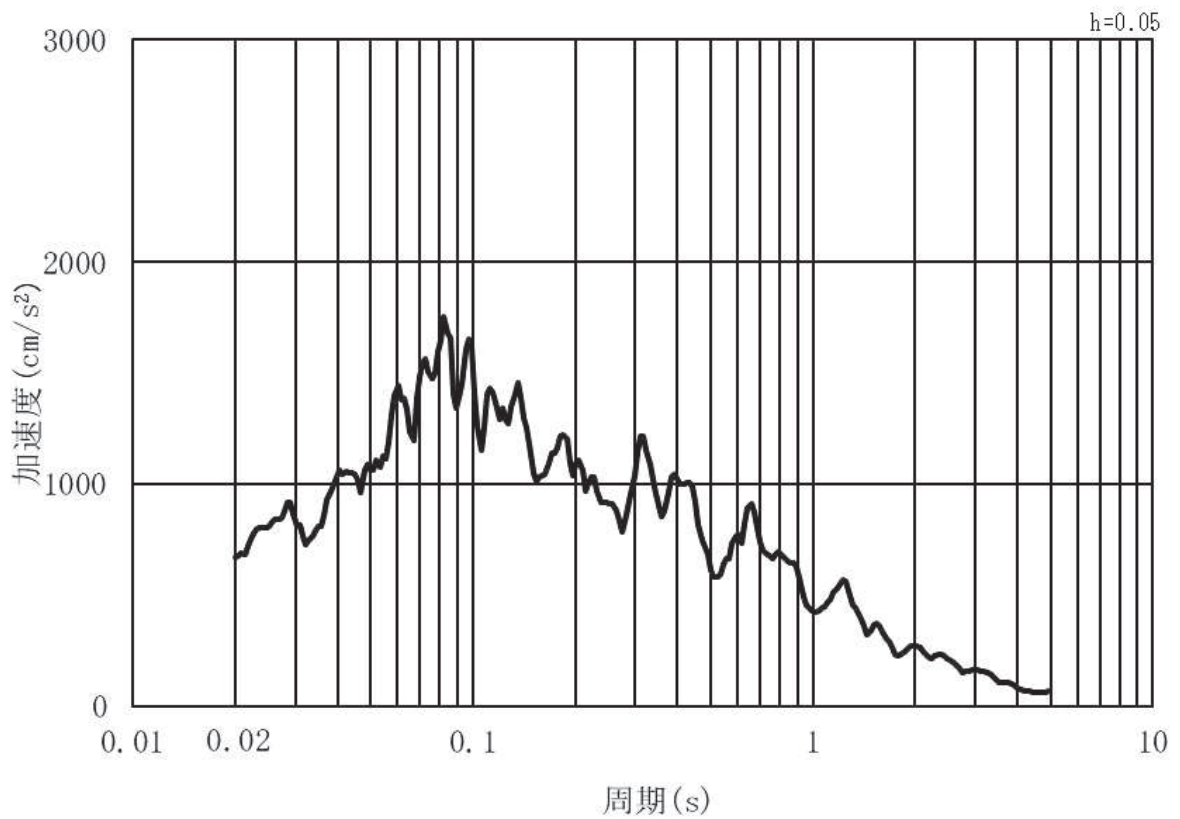


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - D 3) , 第 2 号機側

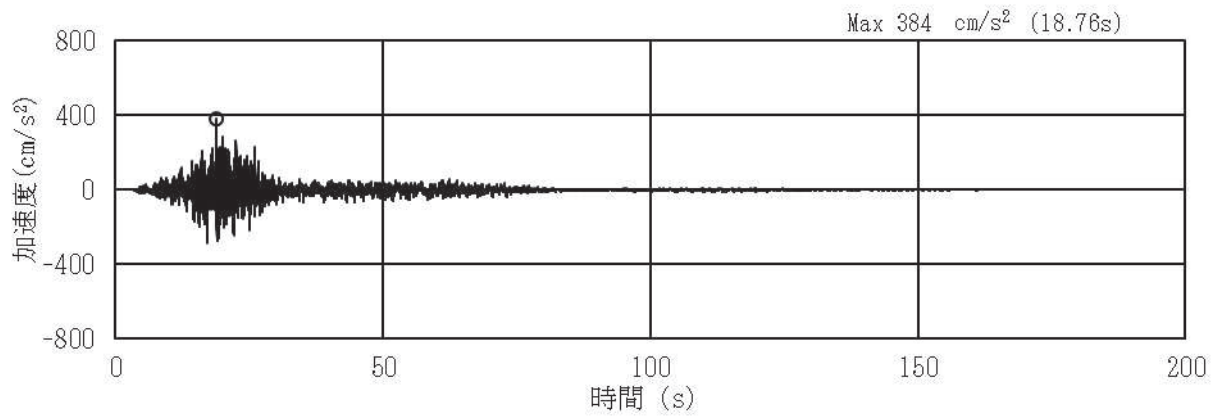


(a) 加速度時刻歴波形

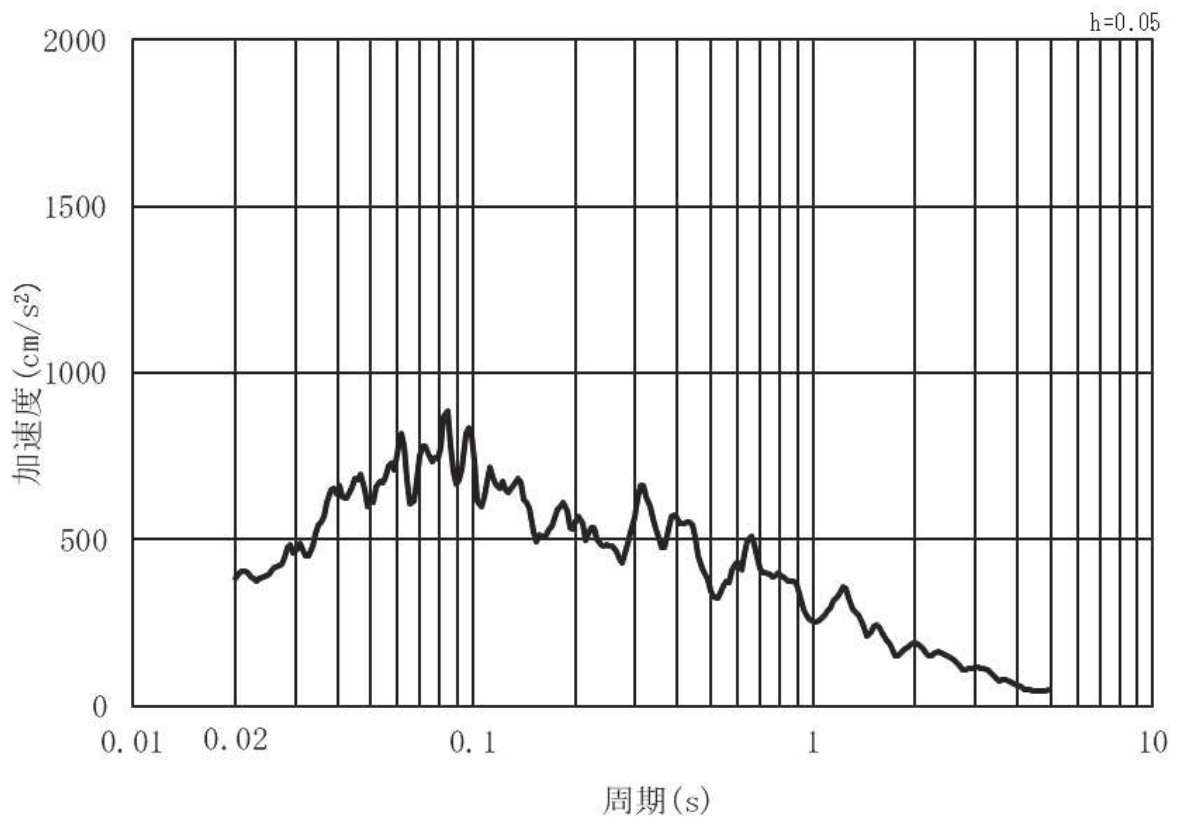


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向：S s - F 1) , 第 2 号機側

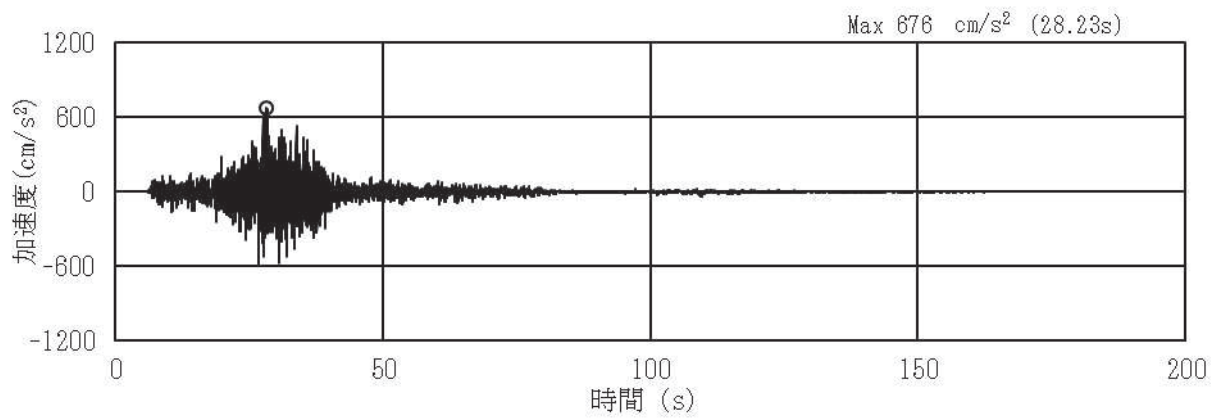


(a) 加速度時刻歴波形

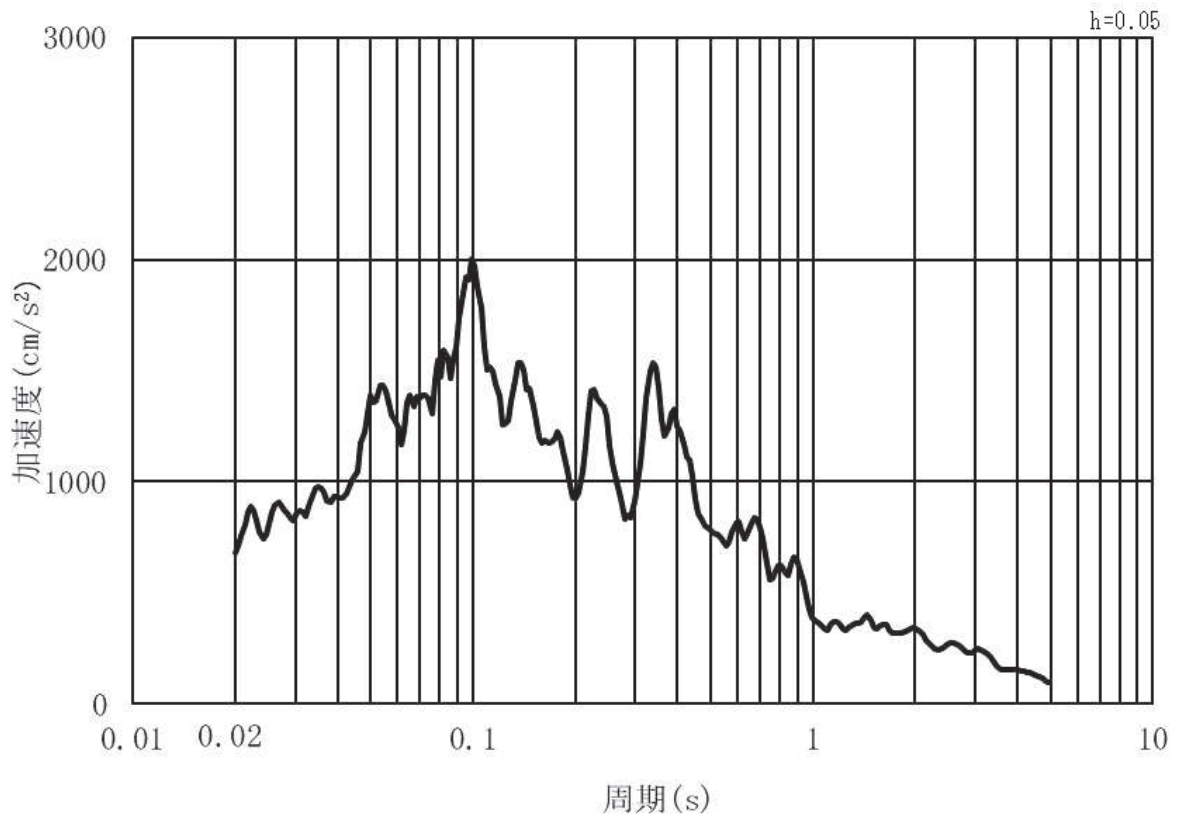


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - F 1) , 第 2 号機側



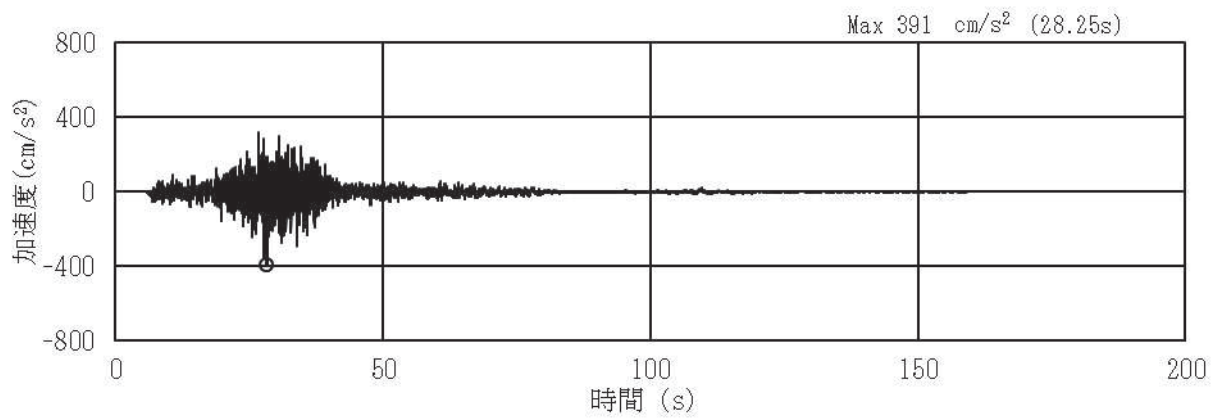
(a) 加速度時刻歴波形



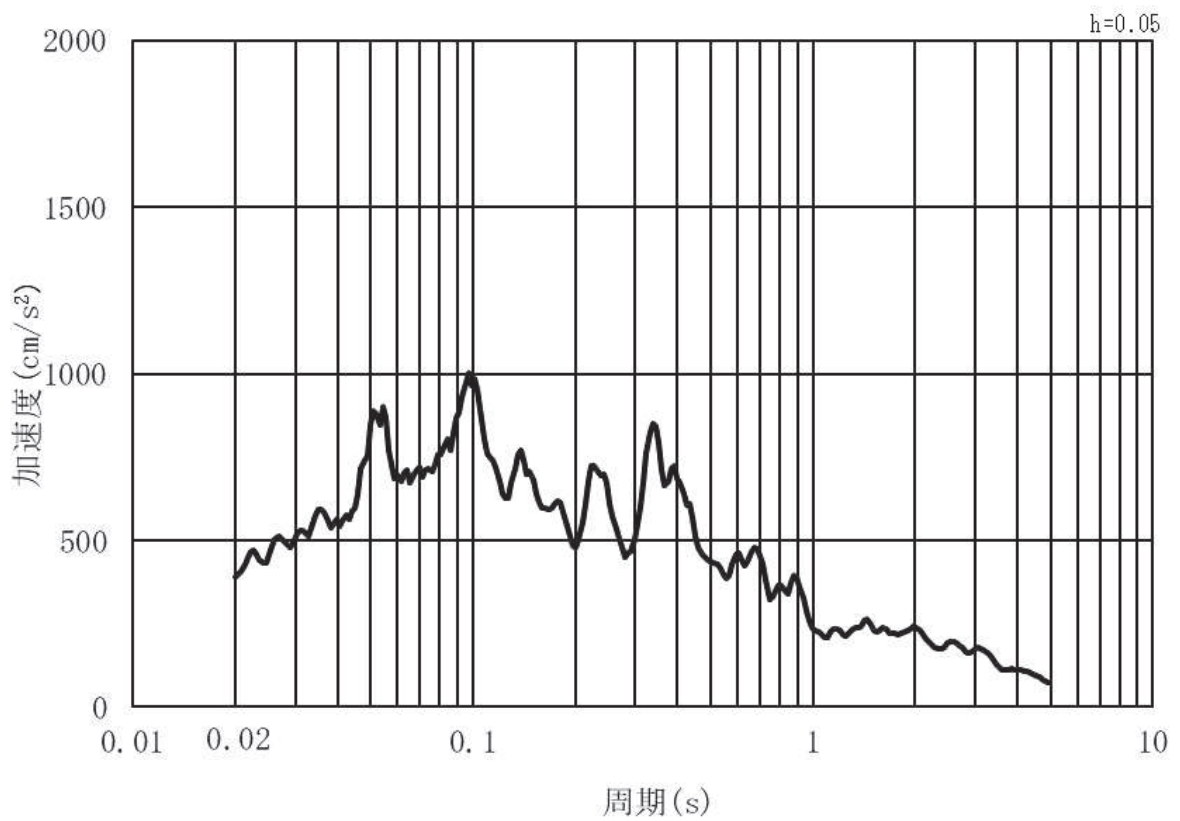
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向：S s - F 2) , 第 2 号機側



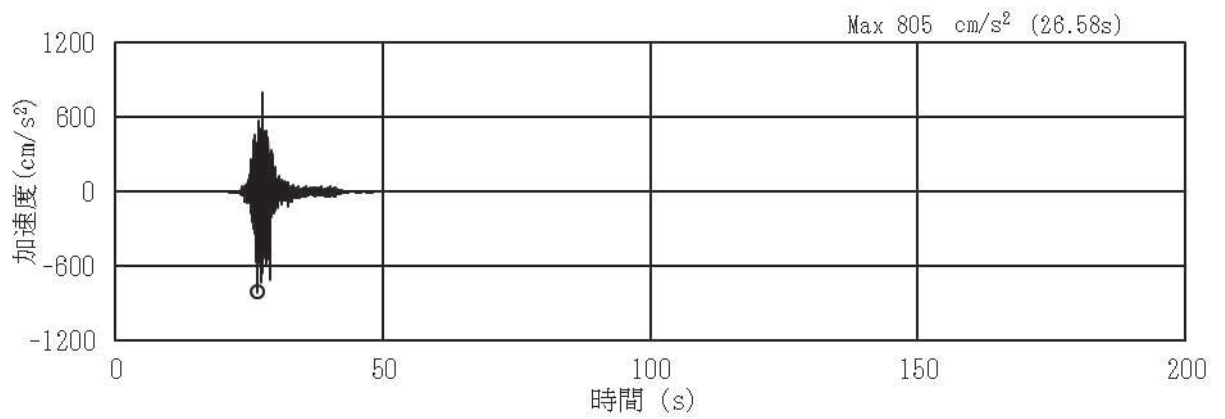


(a) 加速度時刻歴波形

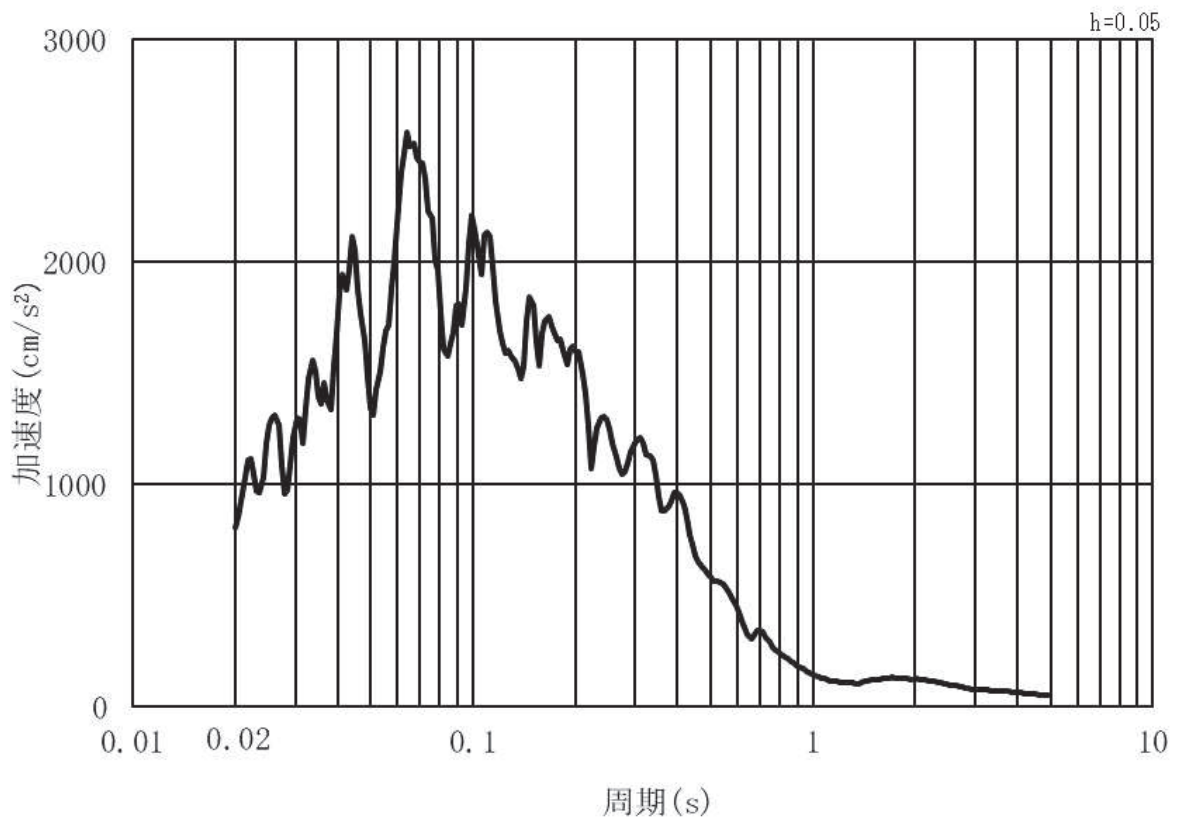


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - F 2) , 第 2 号機側

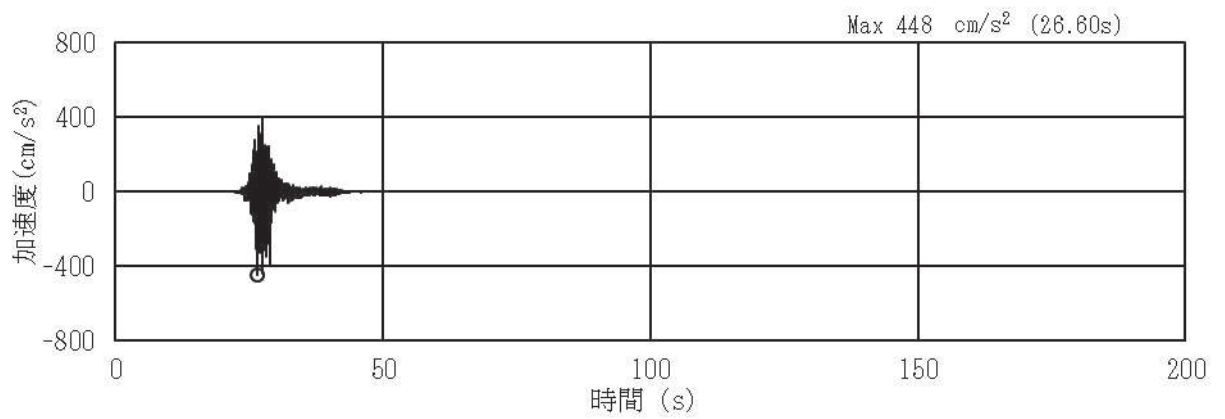


(a) 加速度時刻歴波形

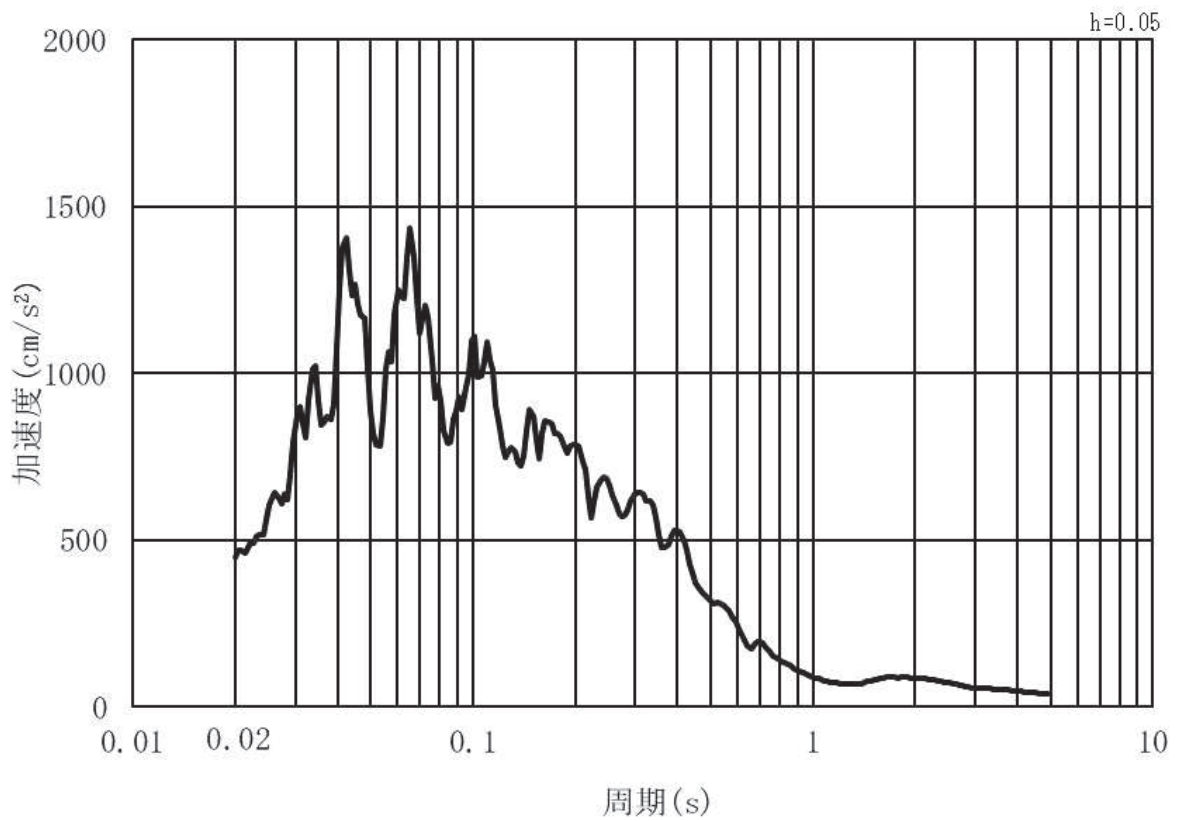


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向：S s - F 3) , 第 2 号機側

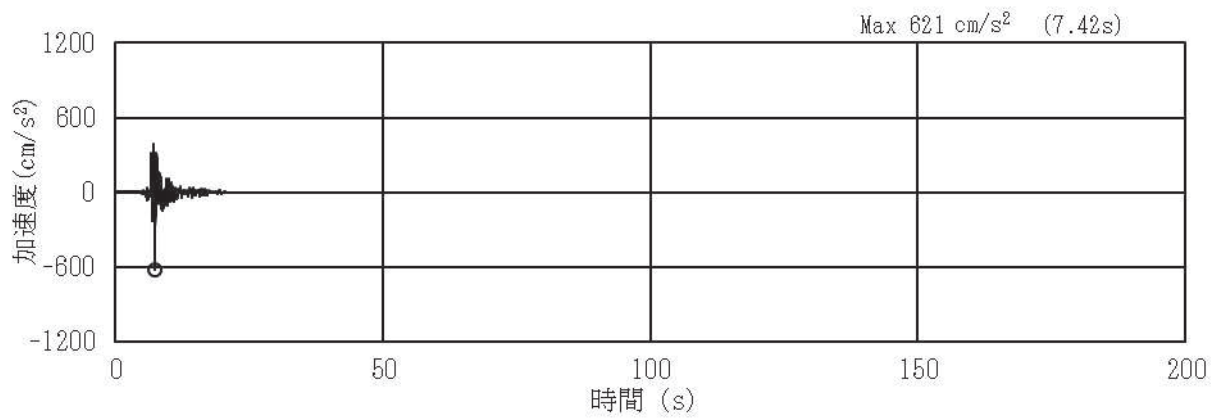


(a) 加速度時刻歴波形

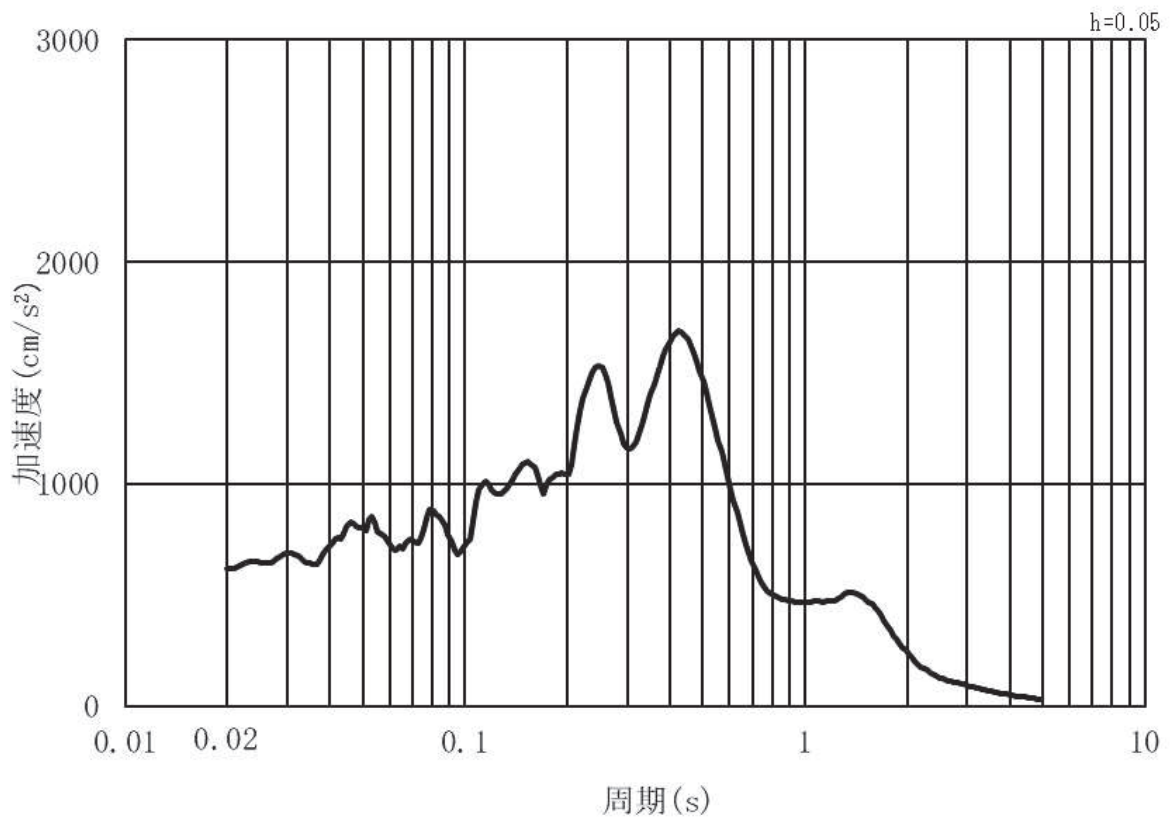


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - F 3) , 第 2 号機側

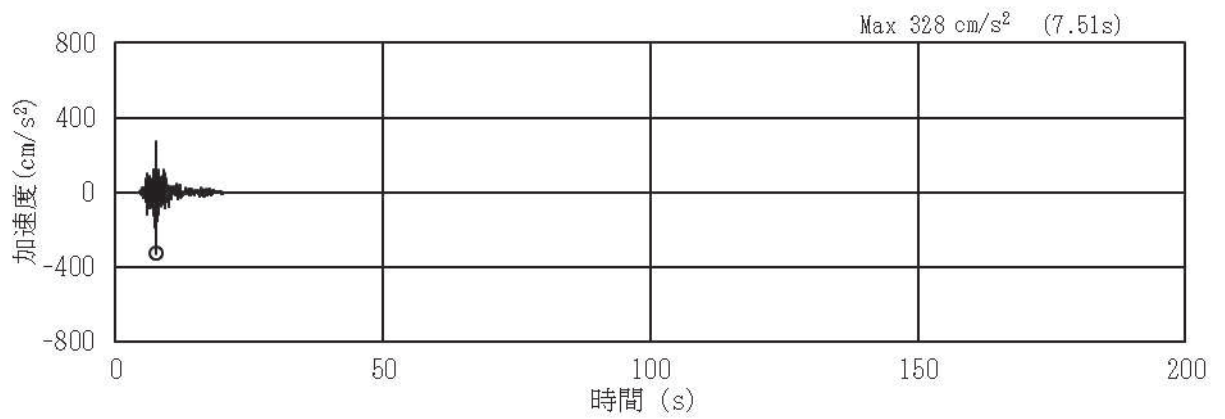


(a) 加速度時刻歴波形

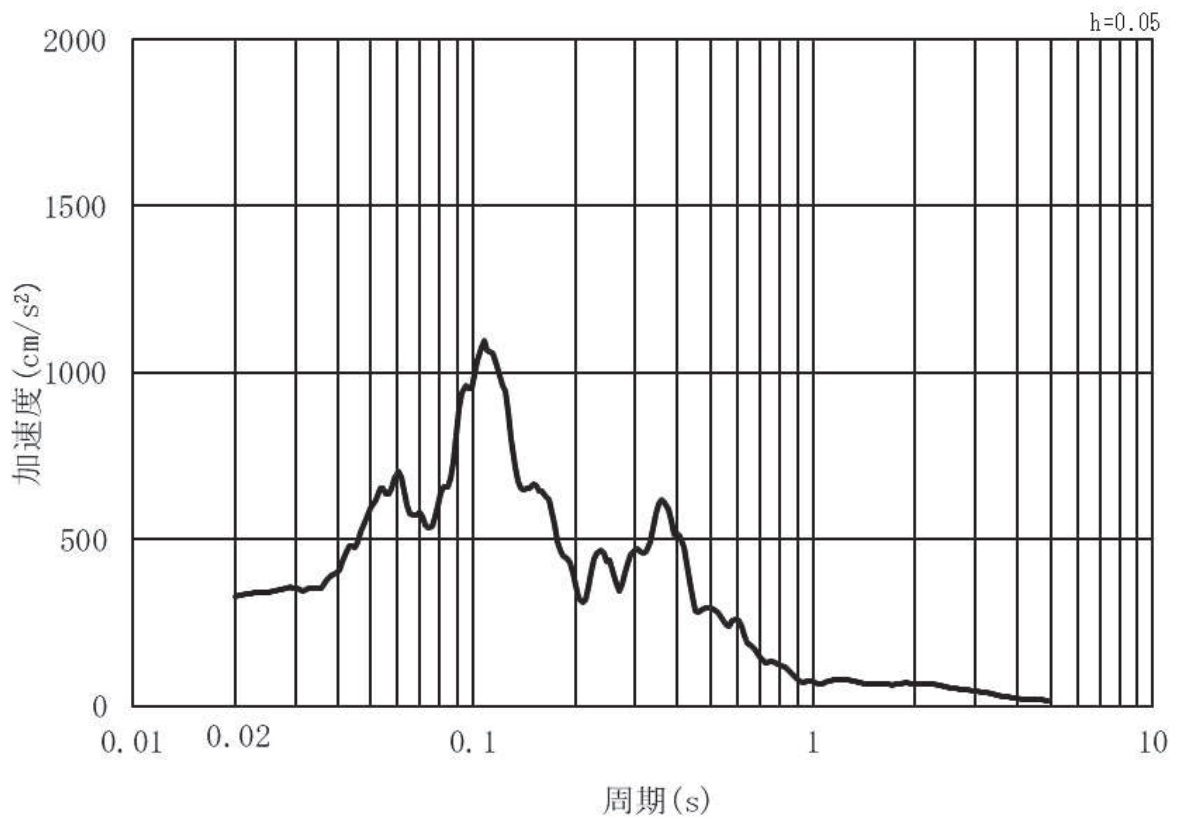


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向：S s - N 1) , 第 2 号機側



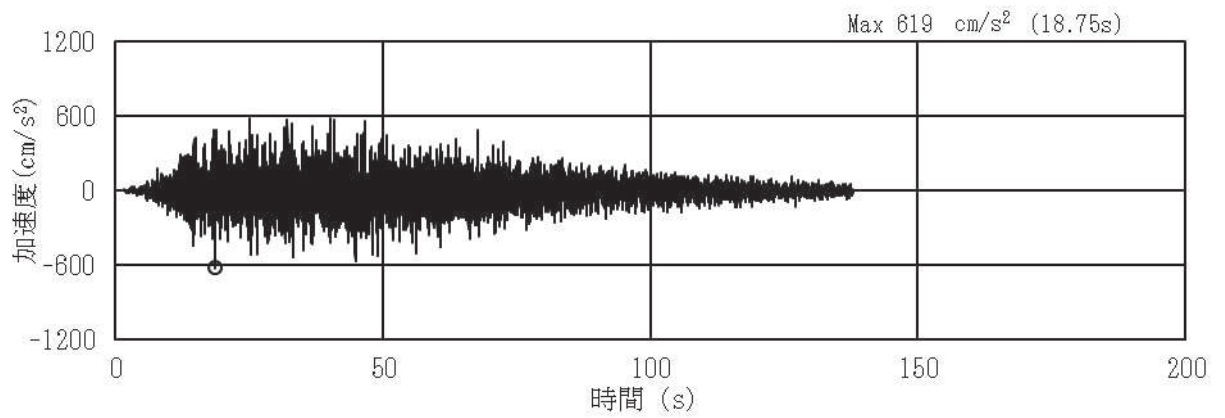
(a) 加速度時刻歴波形



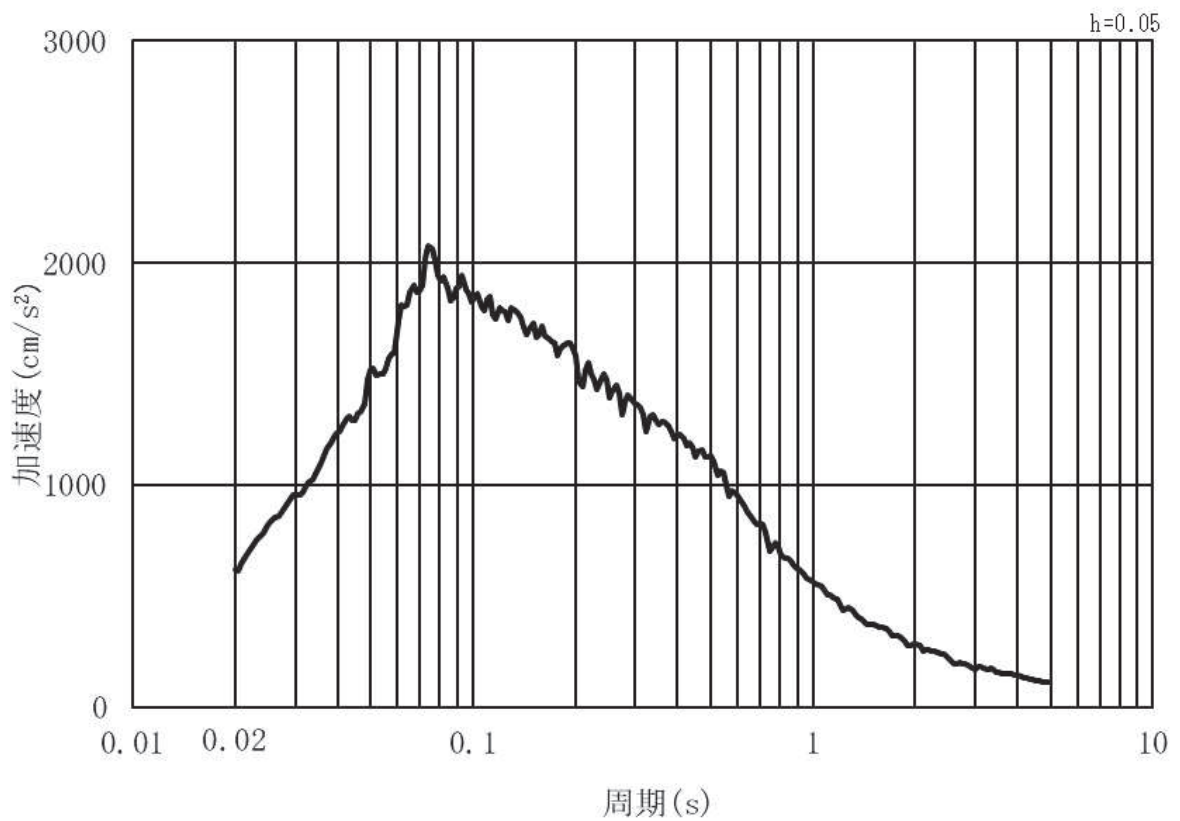
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2(14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - N 1) , 第 2 号機側

(2) 断面①・②・⑧ (第3号機側)

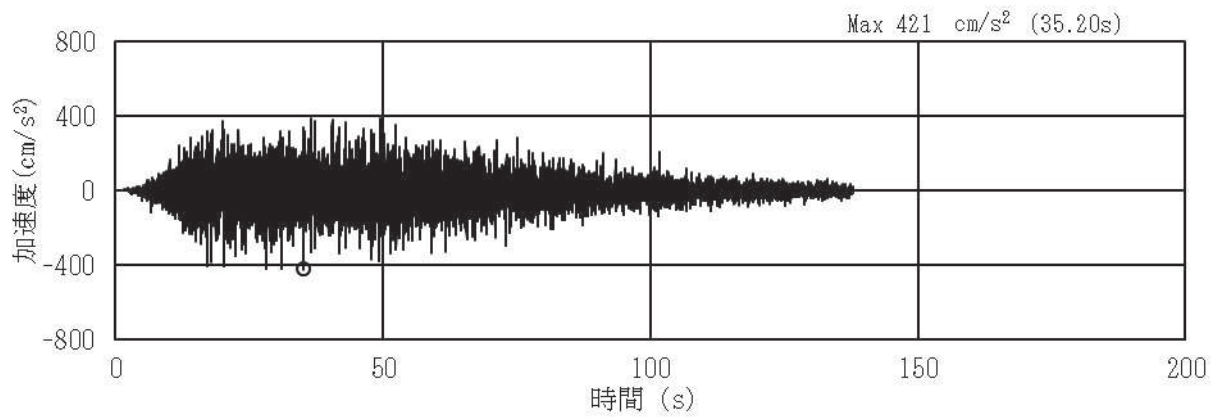


(a) 加速度時刻歴波形

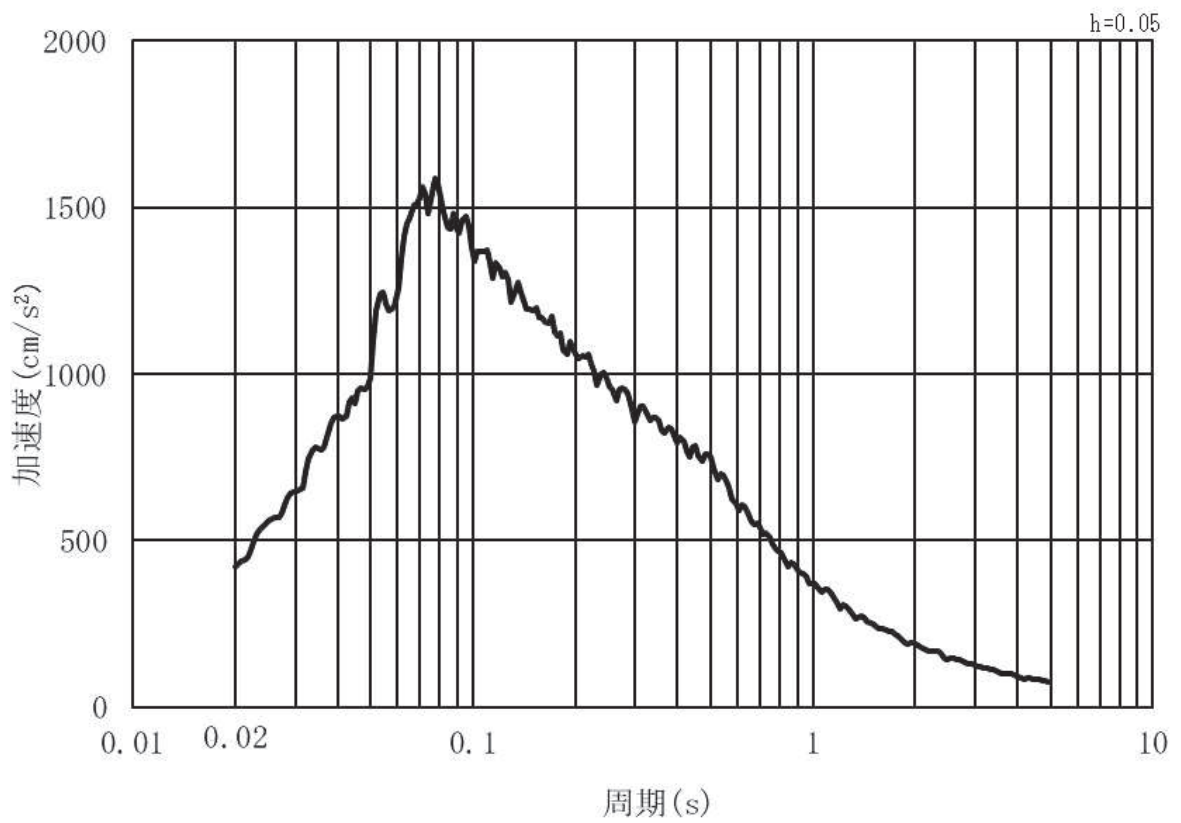


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向: S s - D 1), 第 3 号機側

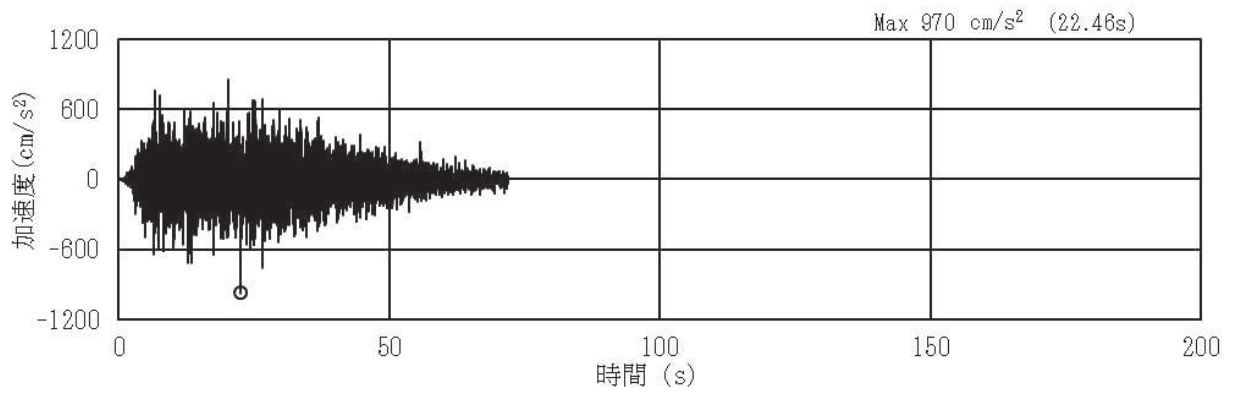


(a) 加速度時刻歴波形

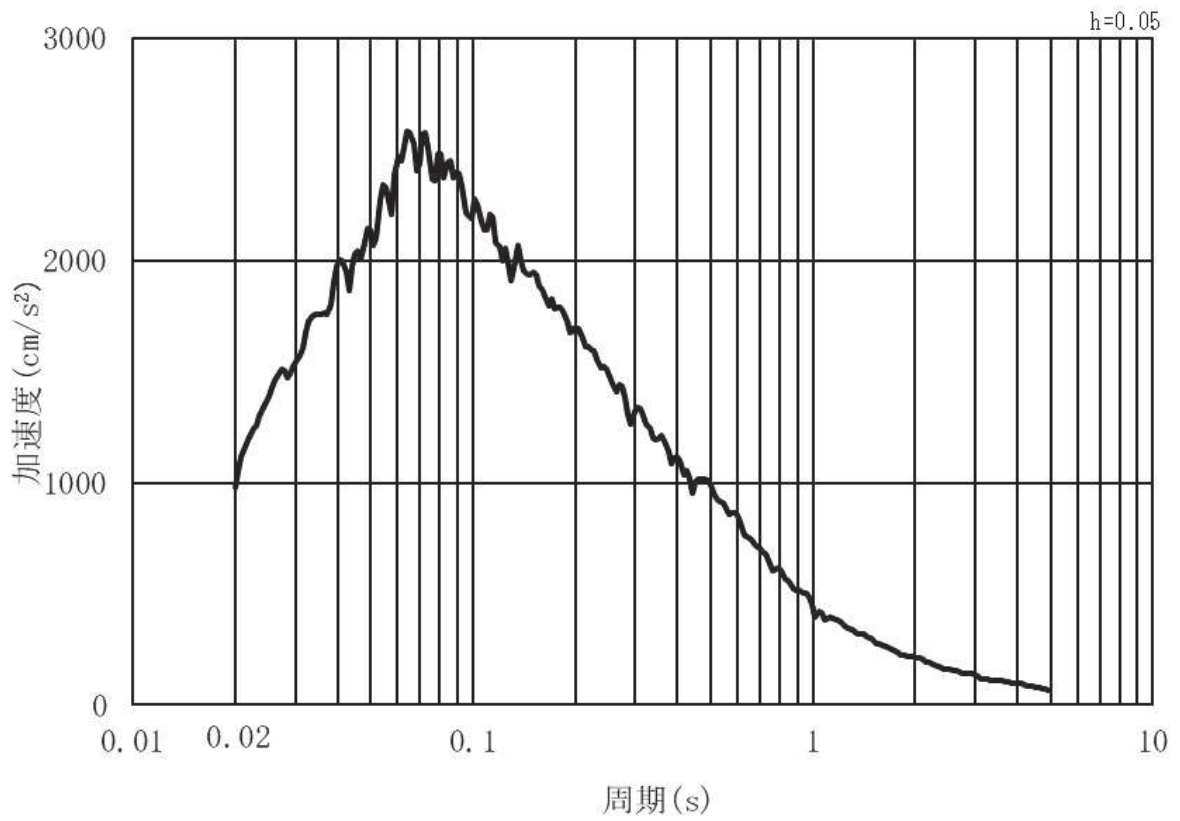


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - D 1) , 第 3 号機側



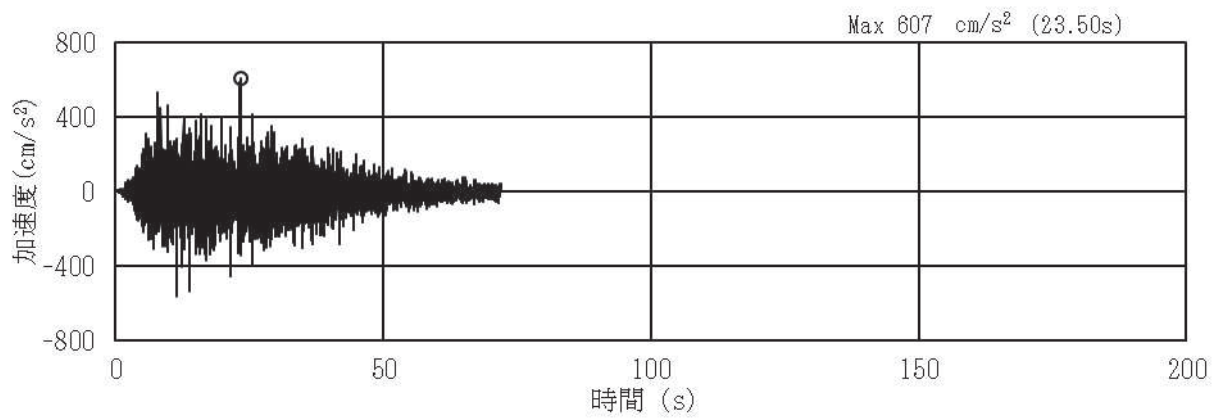
(a) 加速度時刻歴波形



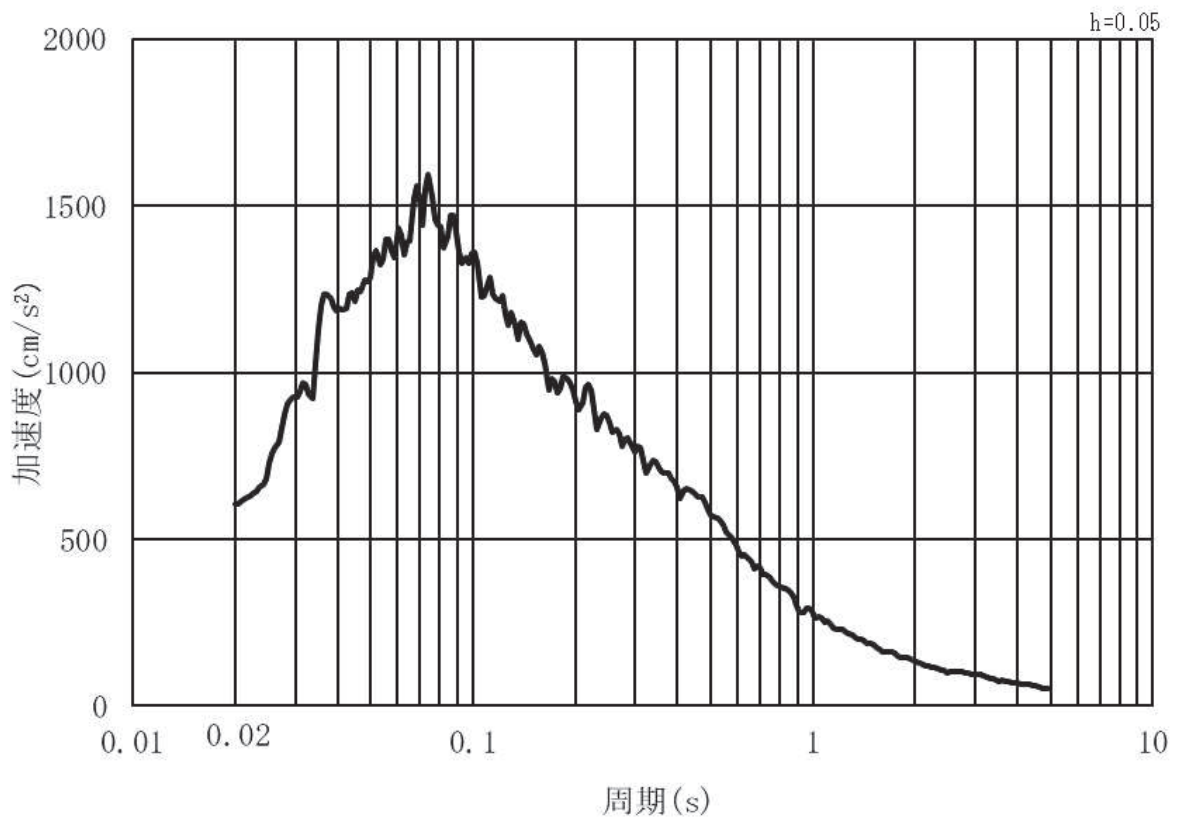
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向：S s - D 2) ， 第 3 号機側



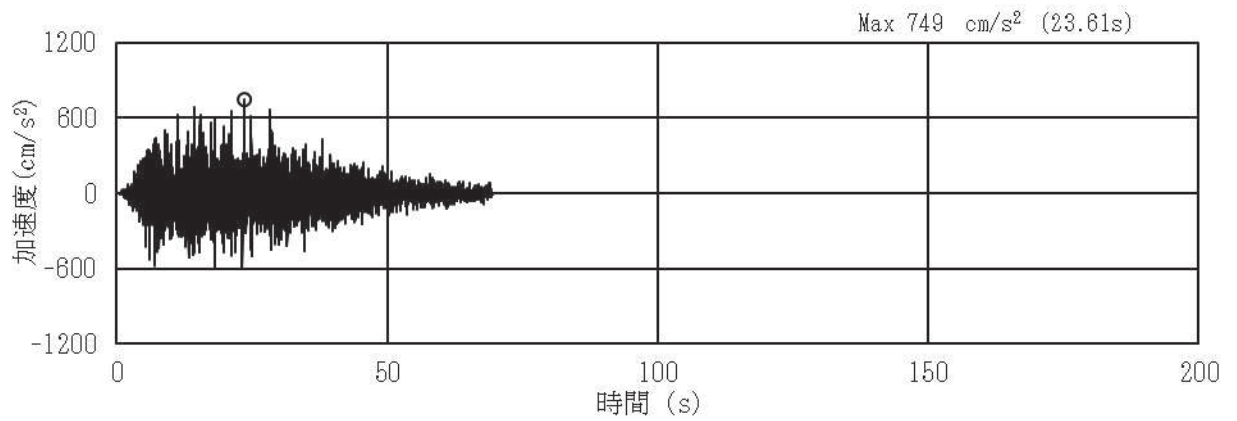


(a) 加速度時刻歴波形

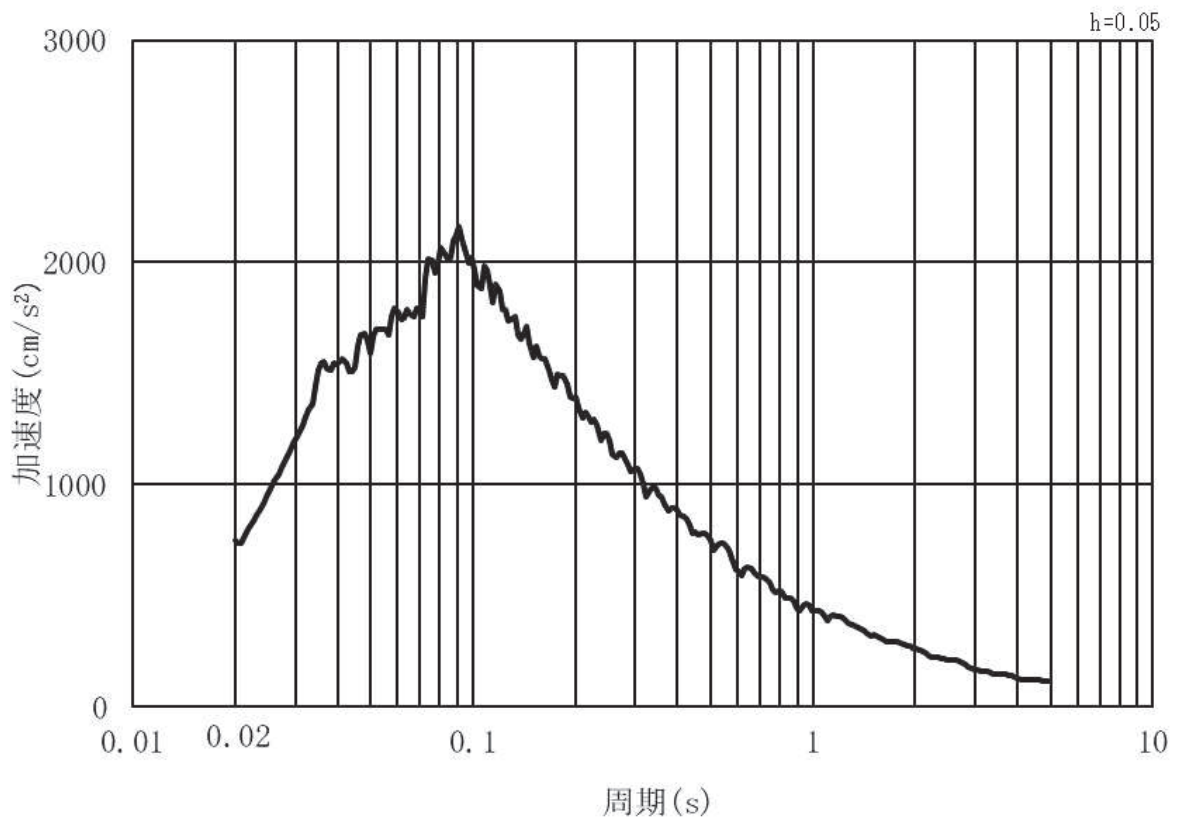


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - D 2) , 第 3 号機側

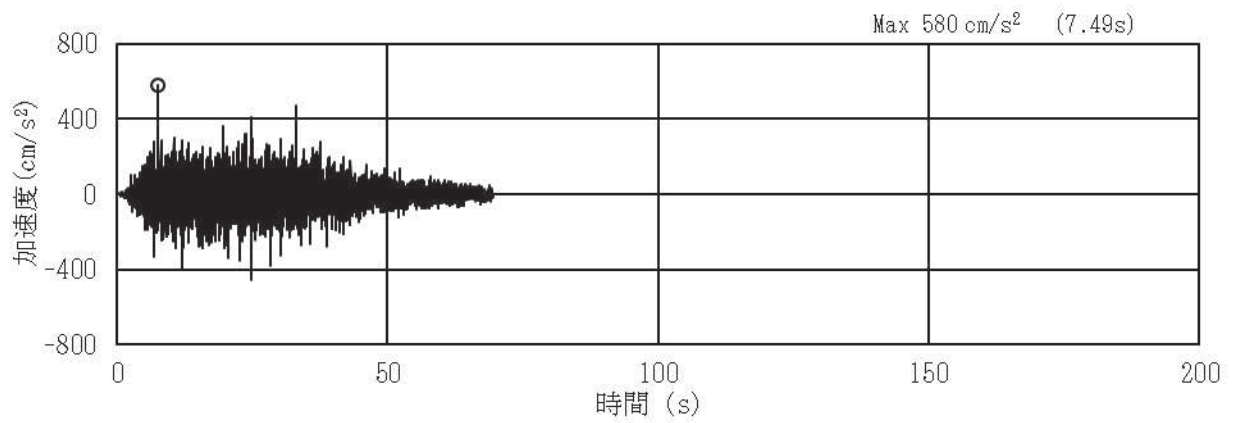


(a) 加速度時刻歴波形

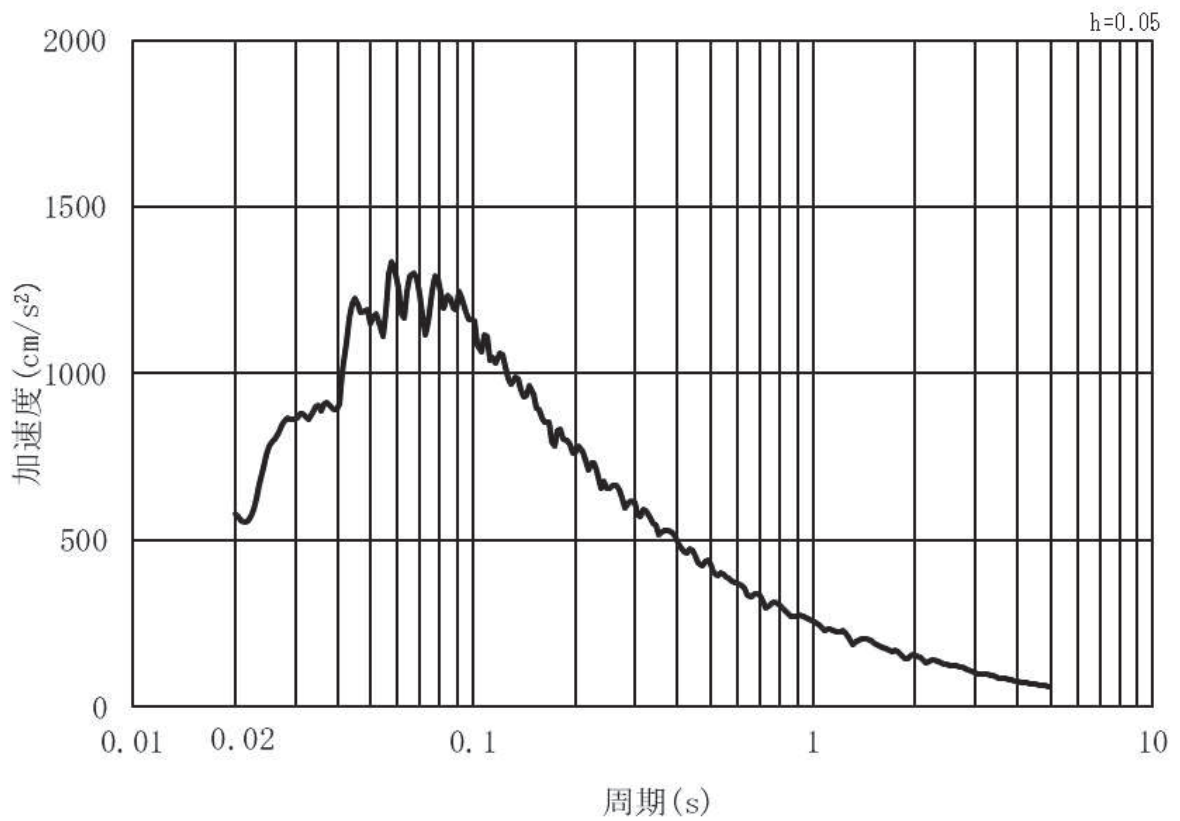


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向：S s - D 3) ， 第 3 号機側

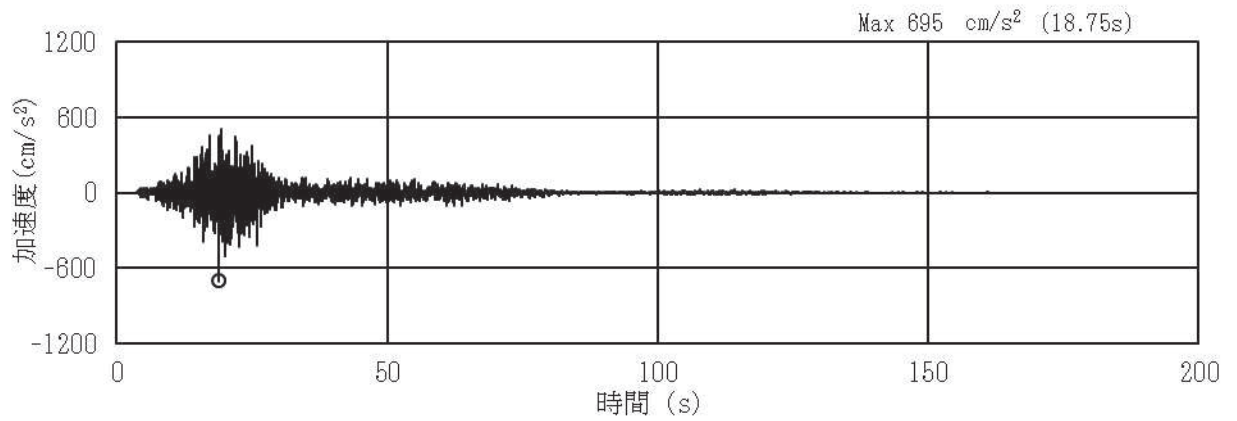


(a) 加速度時刻歴波形

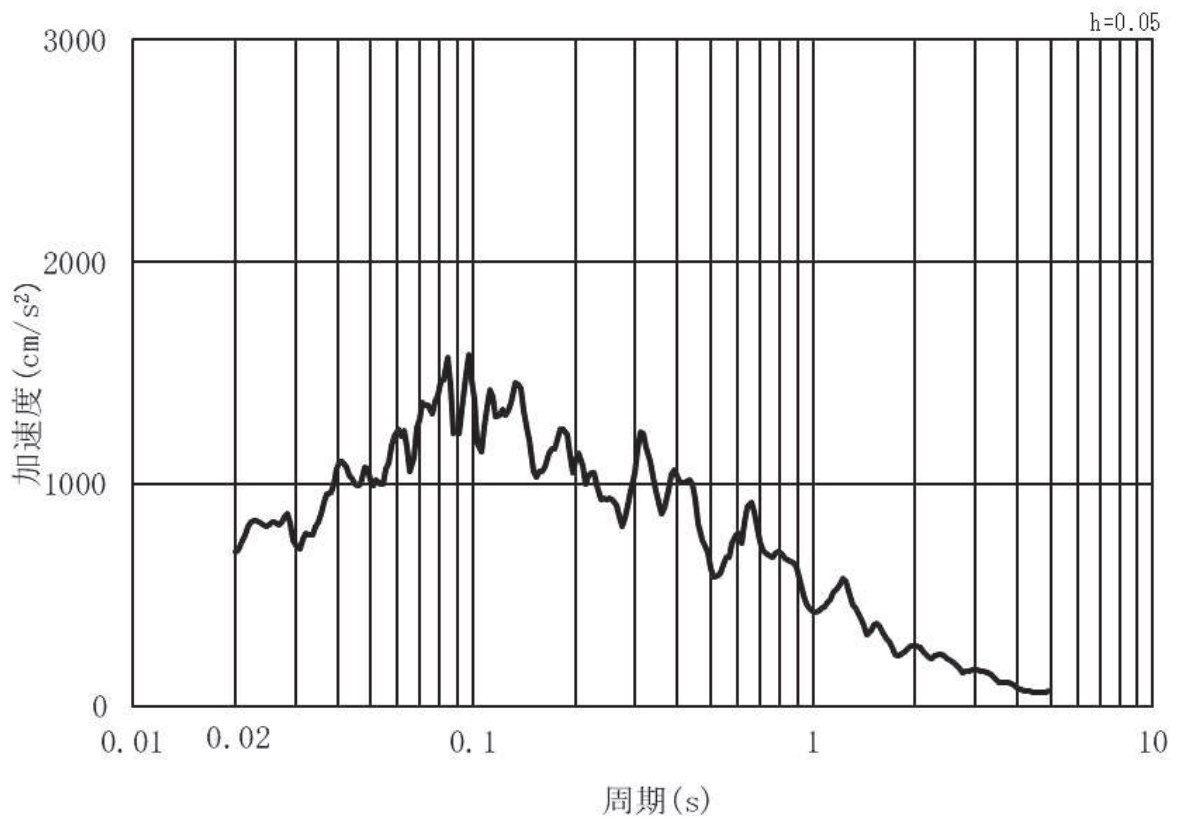


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - D 3) , 第 3 号機側

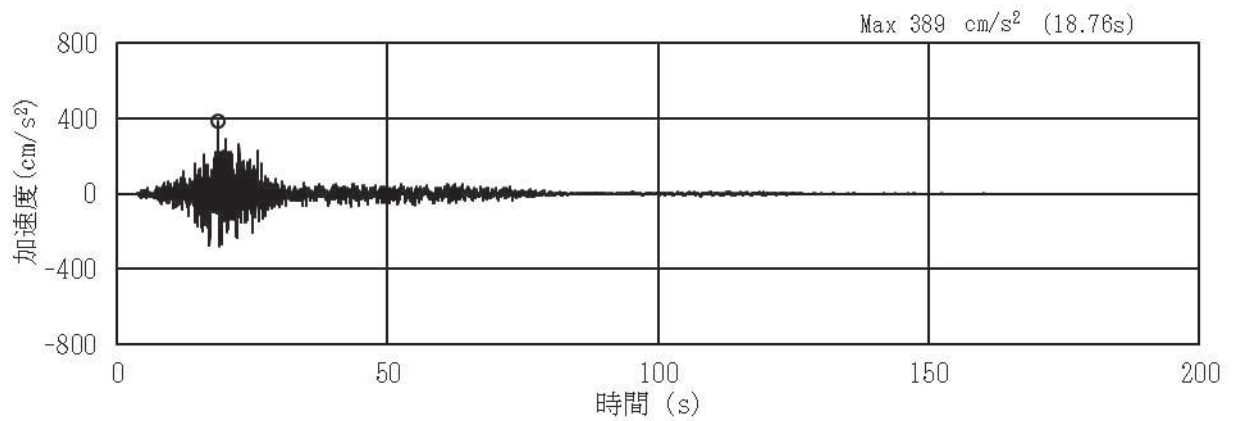


(a) 加速度時刻歴波形

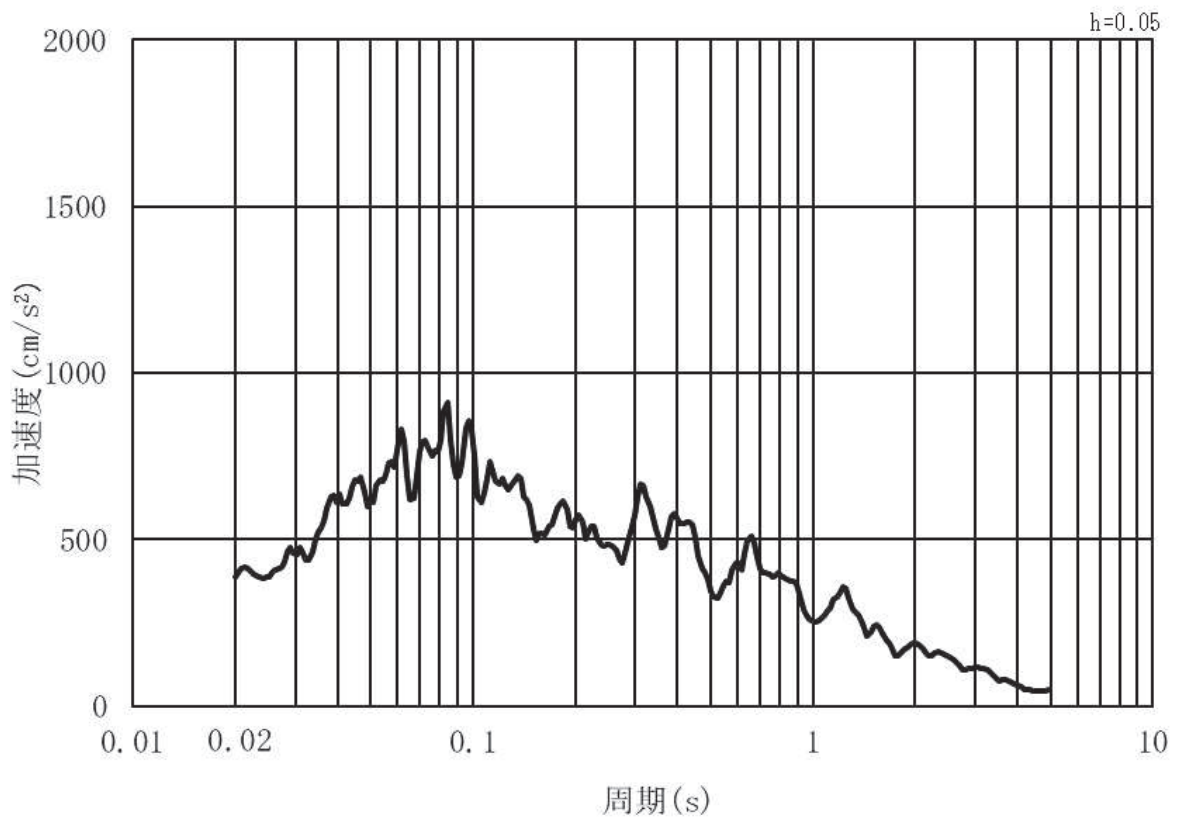


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向：S s - F 1) , 第 3 号機側

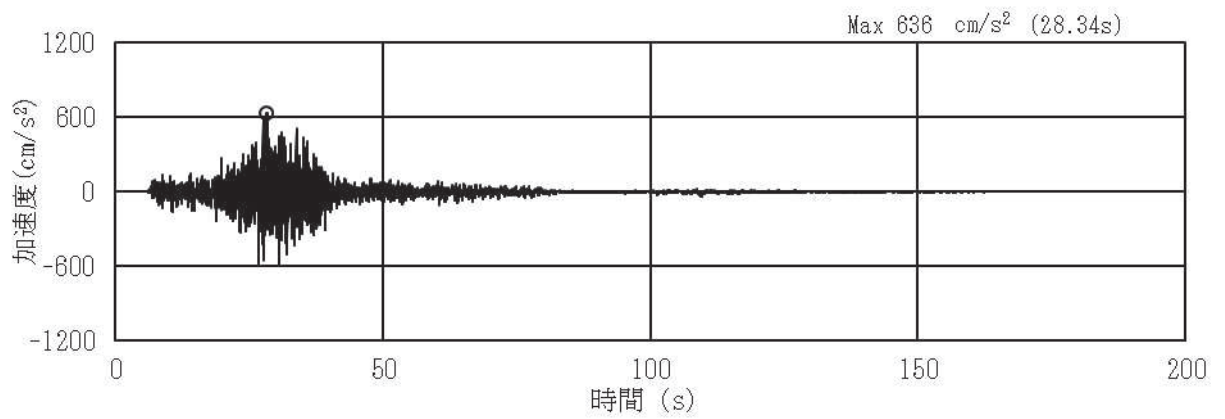


(a) 加速度時刻歴波形

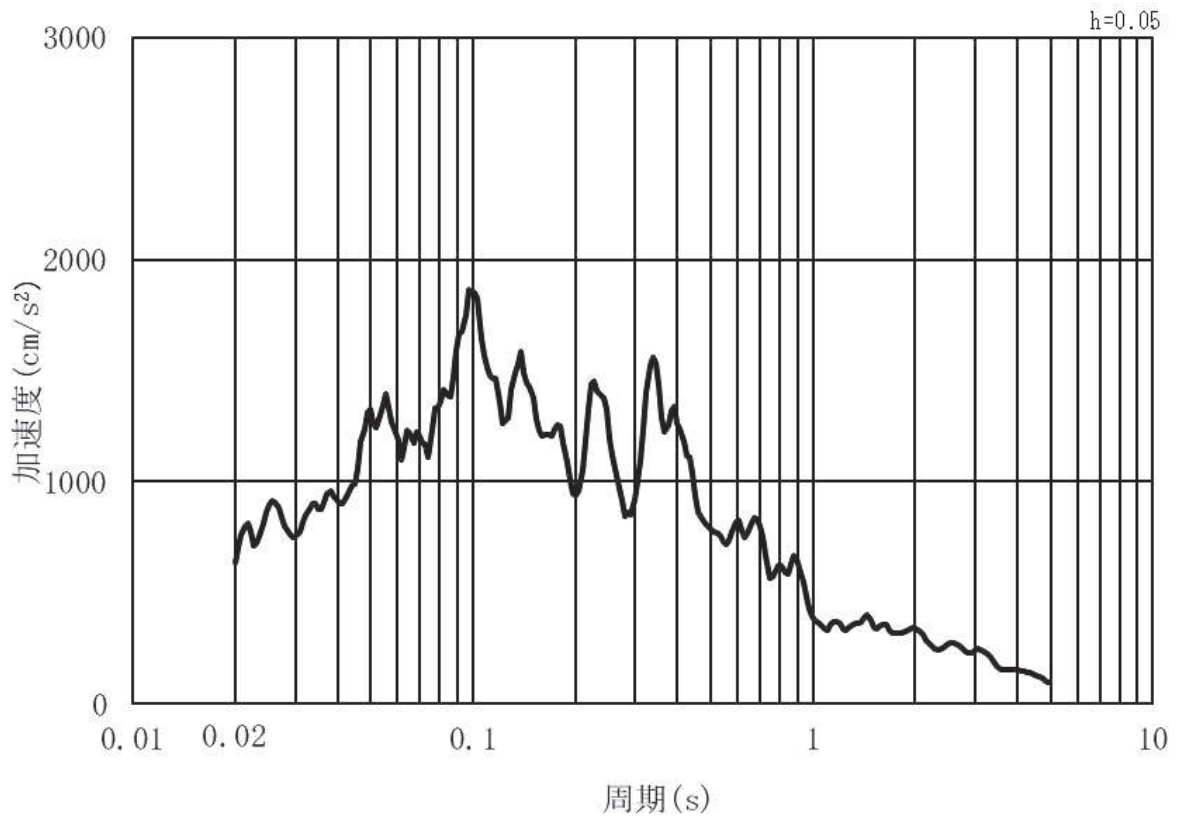


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - F 1) , 第 3 号機側

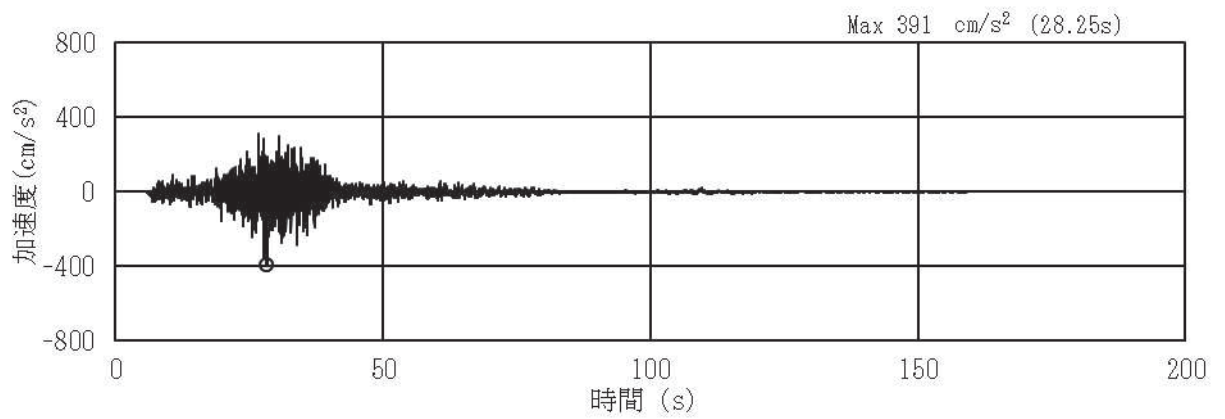


(a) 加速度時刻歴波形

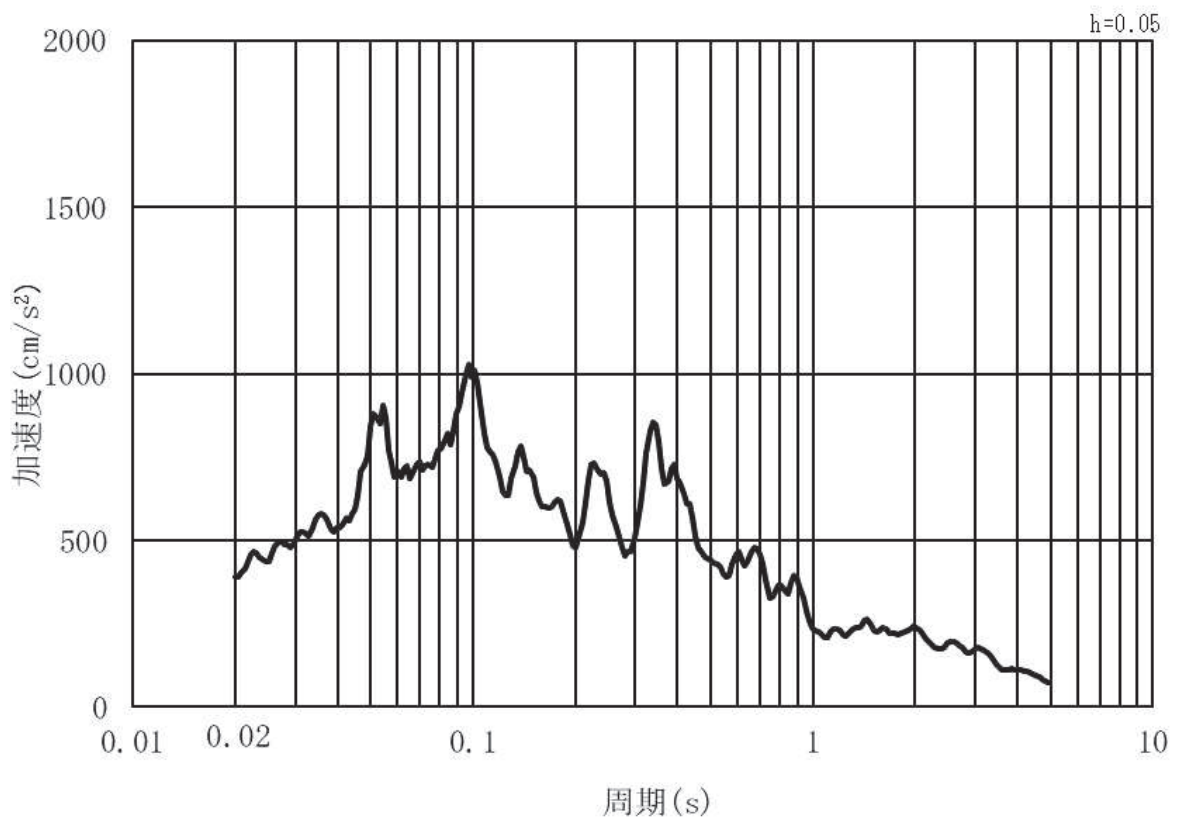


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向：S s - F 2) , 第 3 号機側

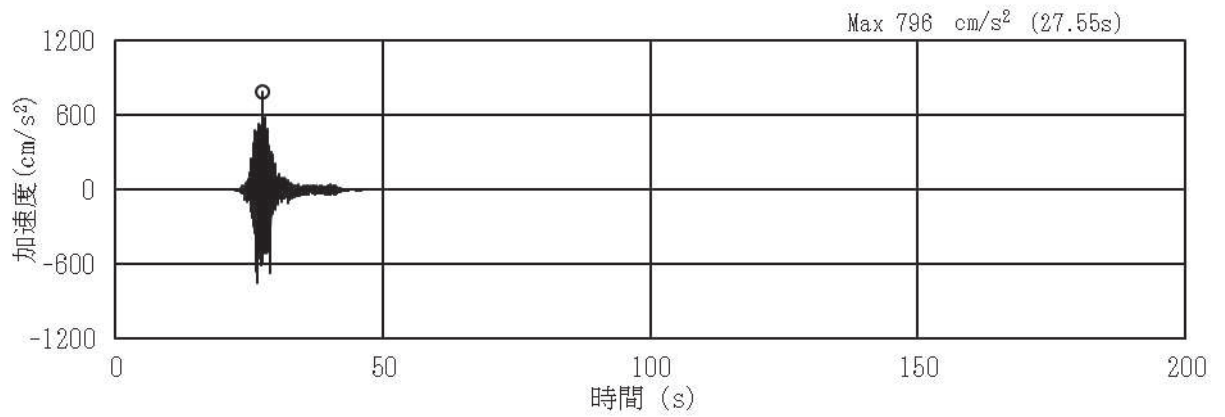


(a) 加速度時刻歴波形

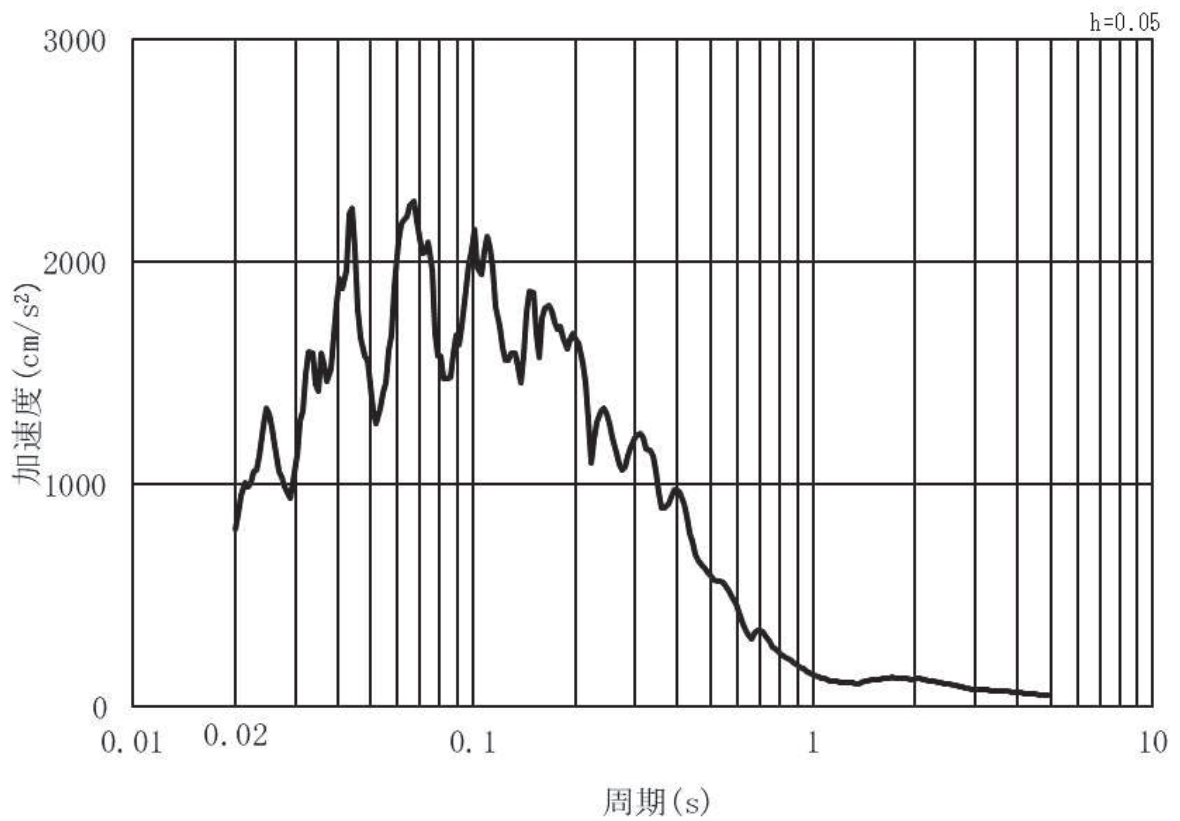


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - F 2) , 第 3 号機側



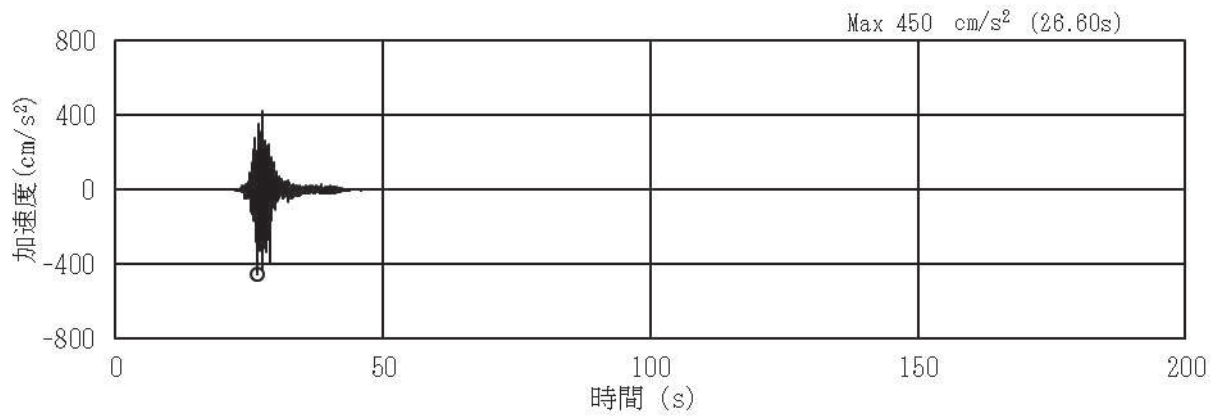
(a) 加速度時刻歴波形



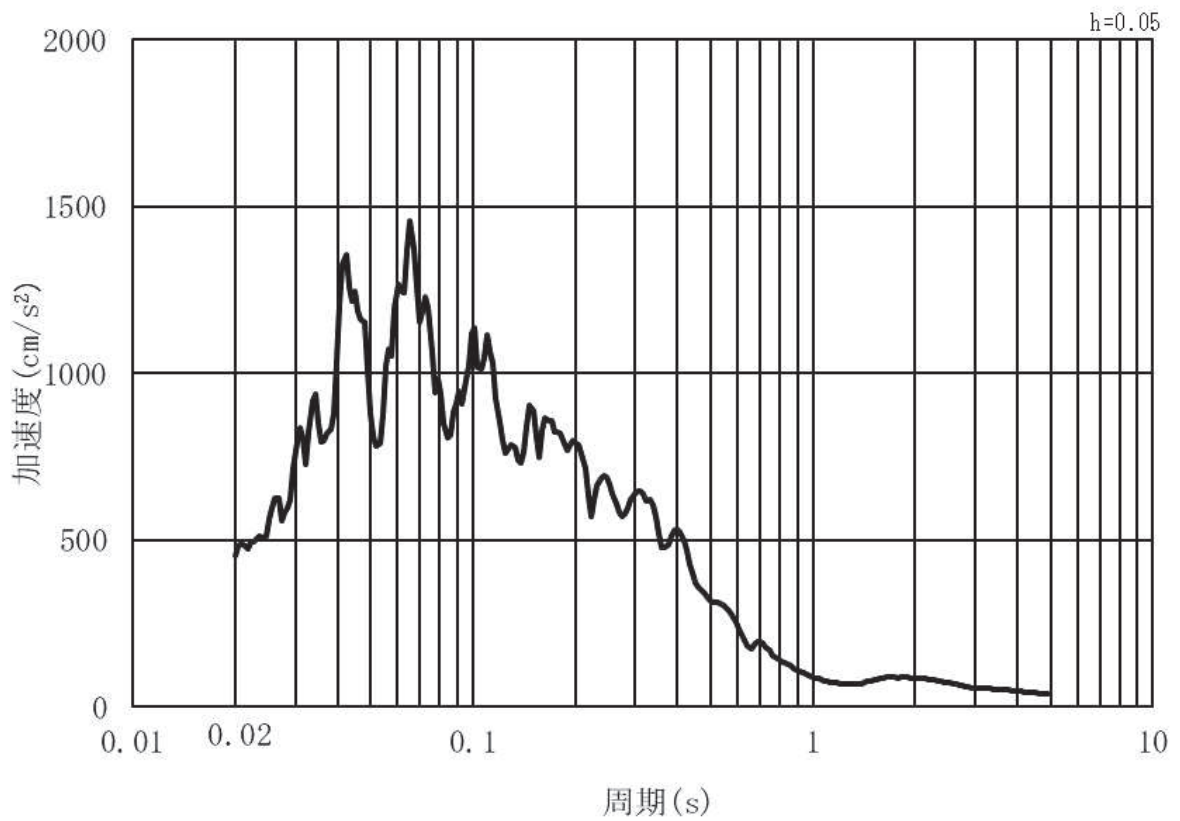
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向：S s - F 3) , 第 3 号機側



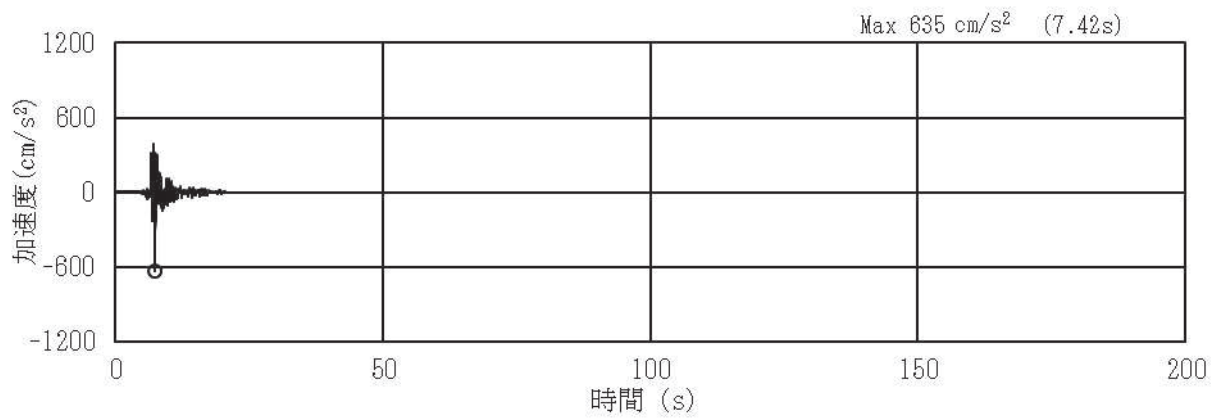


(a) 加速度時刻歴波形

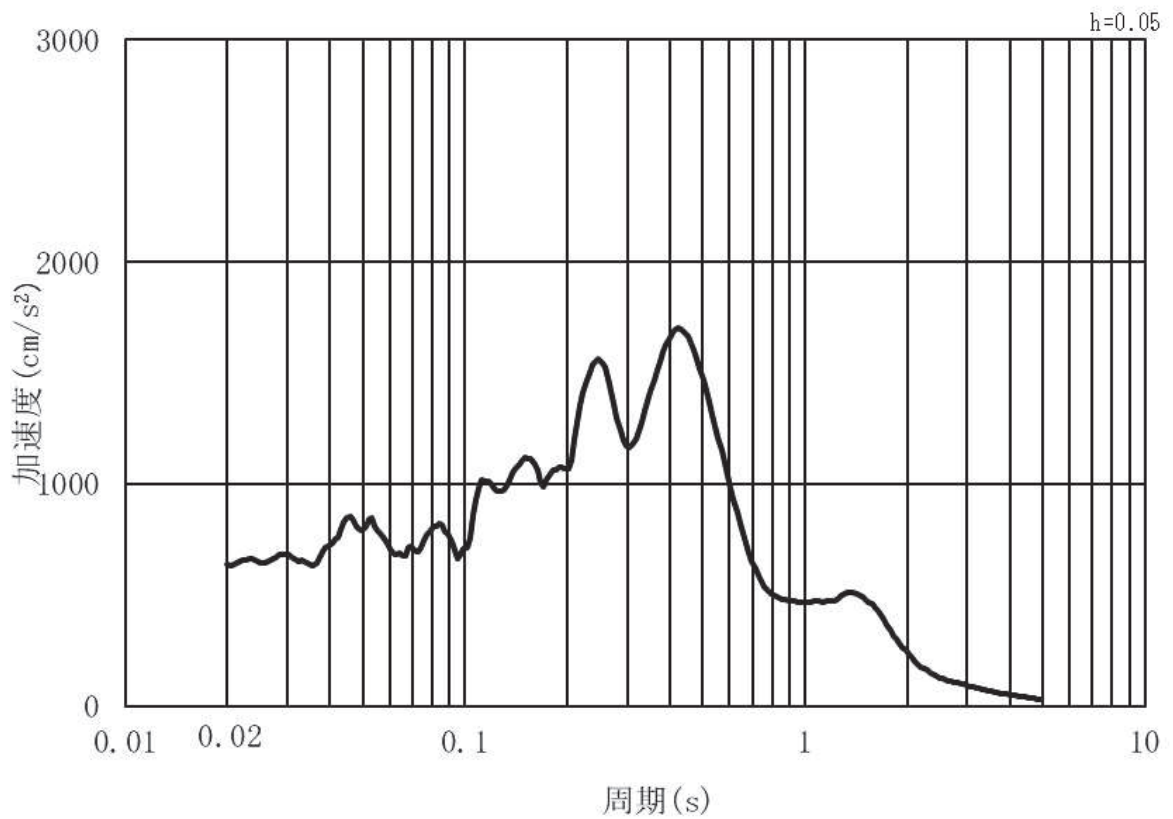


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - F 3) , 第 3 号機側

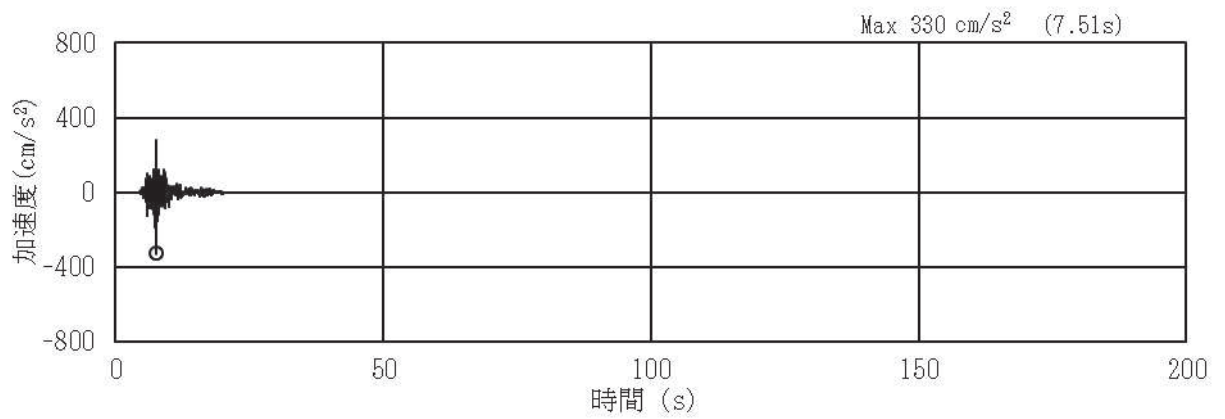


(a) 加速度時刻歴波形

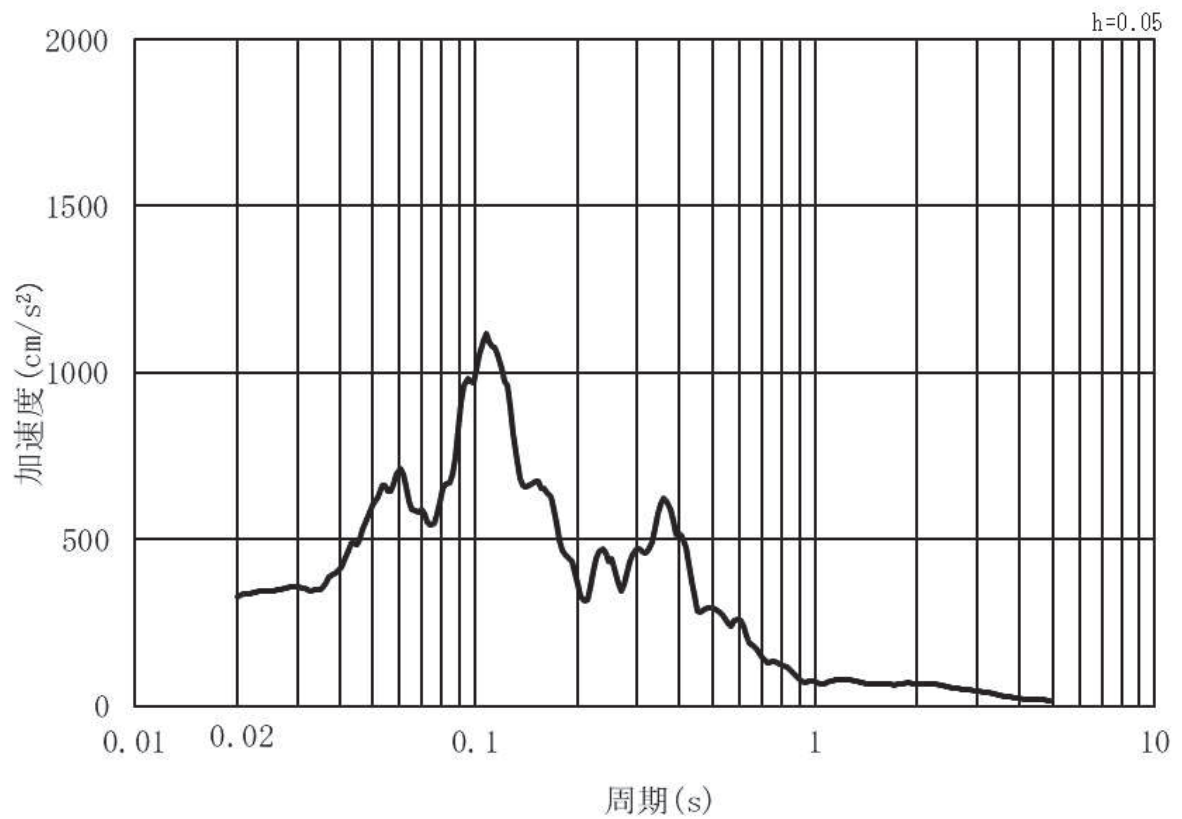


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向：S s - N 1) , 第 3 号機側



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - N 1) , 第 3 号機側

### 3.5 解析モデル及び諸元

#### 3.5.1 解析モデル

##### (1) 構造物のモデル化

上部工及び下部工は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。また、周辺地盤を杭周地盤ばねでモデル化し、杭の各質点に取り付ける。

鋼製支柱前面に取り付く鋼板は、主要な構造部材である補剛材（水平リブ及び鉛直リブ）位置で、格子上のビーム要素でモデル化し断面性能と質量を付与する。鋼板の重心位置で鋼製支柱との接合部（ボルト固定部）と剛要素で接合する。

支柱間の要素分割は鋼製支柱に支持され面外荷重を受ける連続梁的な挙動が生じることを踏まえ、支間中央部（鋼製支柱間）における断面力を適切に考慮できるよう設定する。また、水平方向のビーム要素についても、面外方向の変形が卓越すること、鋼製支柱とのボルト接合部がリブ2段の中央に位置することから2段分のリブを集約してモデル化することを基本とする。（断面⑤,⑦については、鋼製支柱とボルト接合部高さが異なることから、一部2段分集約したモデルとはしていない）。断面剛性は、「道路橋示方書（I 共通編・II 鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき有効フランジ幅を考慮する（詳細は後述）。

フーチングについては、断面形状に対してスパン長が長い構造であること、道路橋示方書やコンクリート標準示方書に規定される剛体フーチングに該当することから、部材の重心位置で、水平方向のビーム要素でモデル化し、断面性能と質量を付与する。フーチングの桁軸方向座標の節点位置については、杭及び鋼製支柱と接続する箇所に節点を設け、剛要素で接続する。フーチングの接続部は端部の節点質量として考慮する。また、断面⑦については、支持する補機冷却海水系放水路逆流防止設備に作用する荷重（慣性力）による反力の影響を考慮するために、付加質量として開口部上下部の節点に考慮する。

解析モデル図を図3.5-1～図3.5-8に示す。

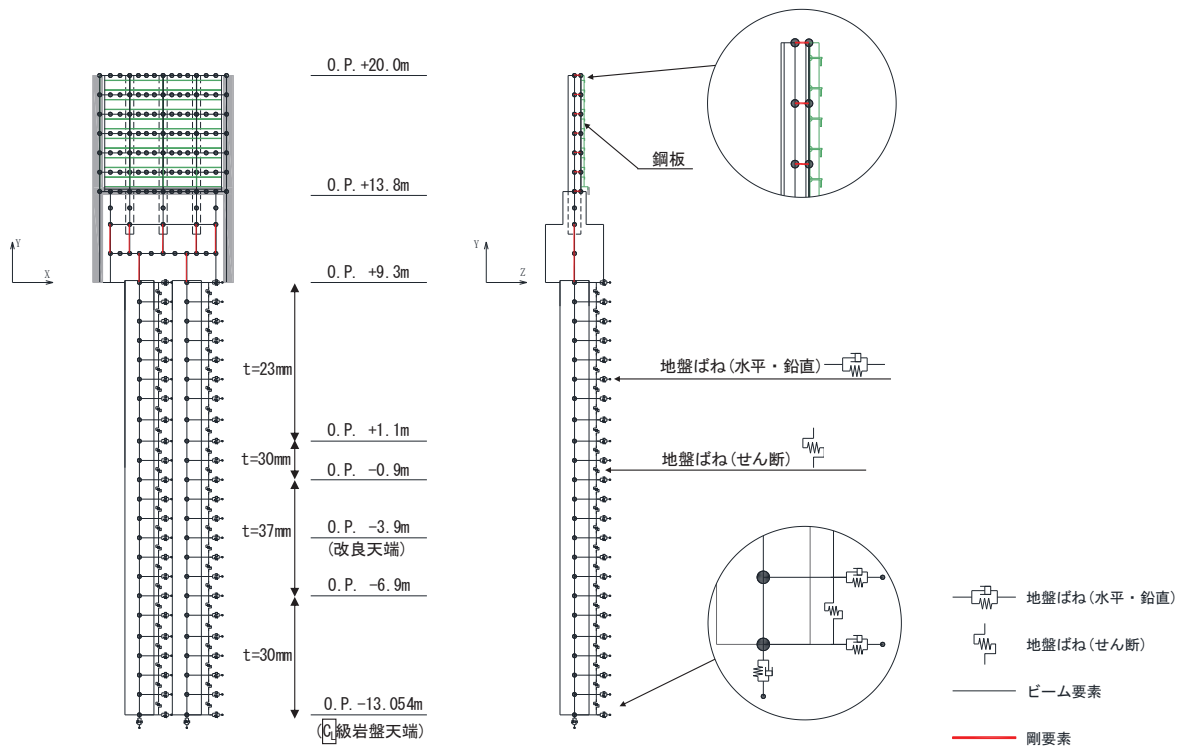


図 3.5-1 解析モデル (断面①)

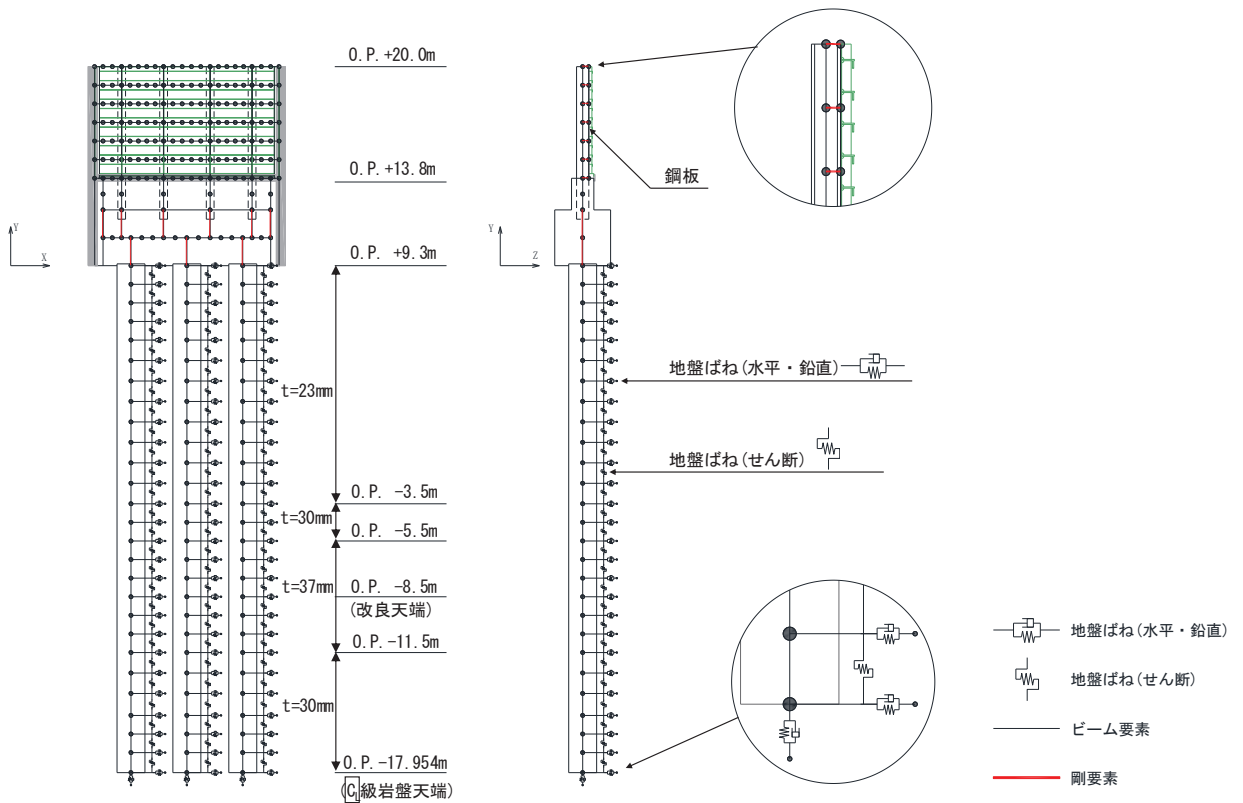


図 3.5-2 解析モデル (断面②)

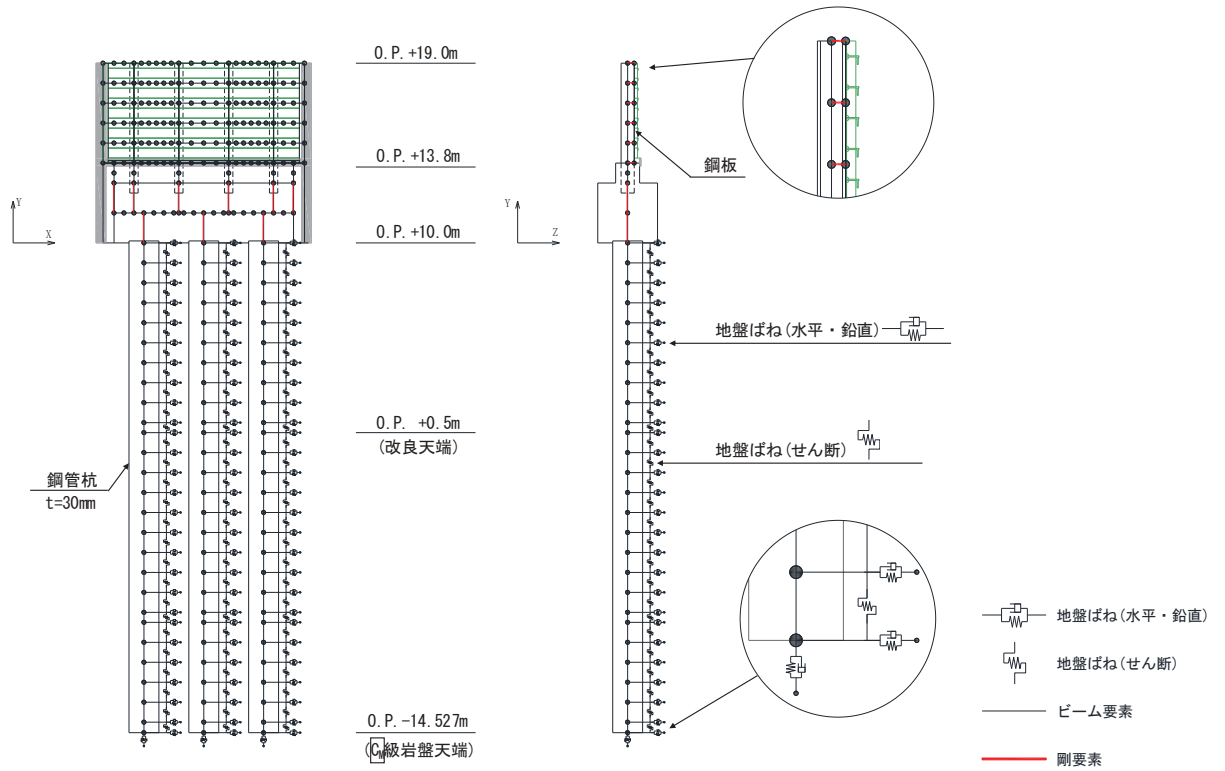


図 3.5-3 解析モデル (断面③)

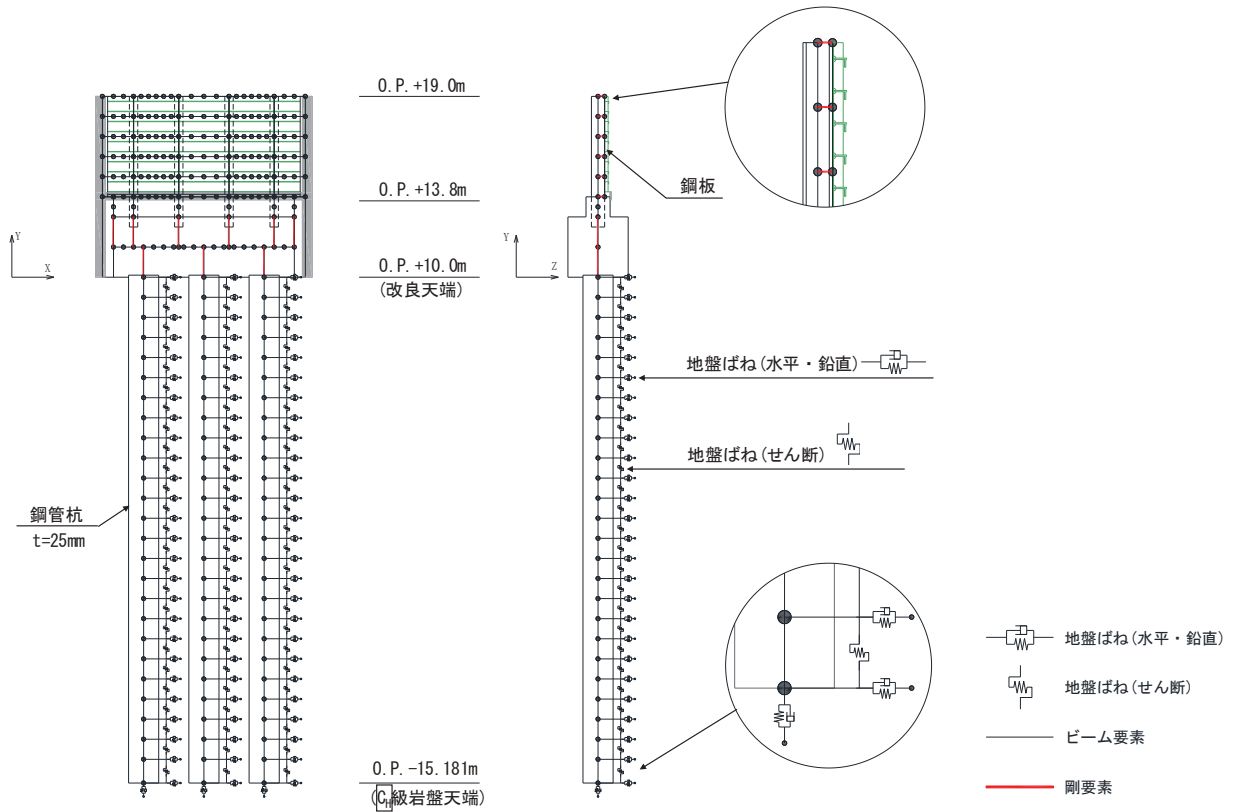


図 3.5-4 解析モデル (断面④)

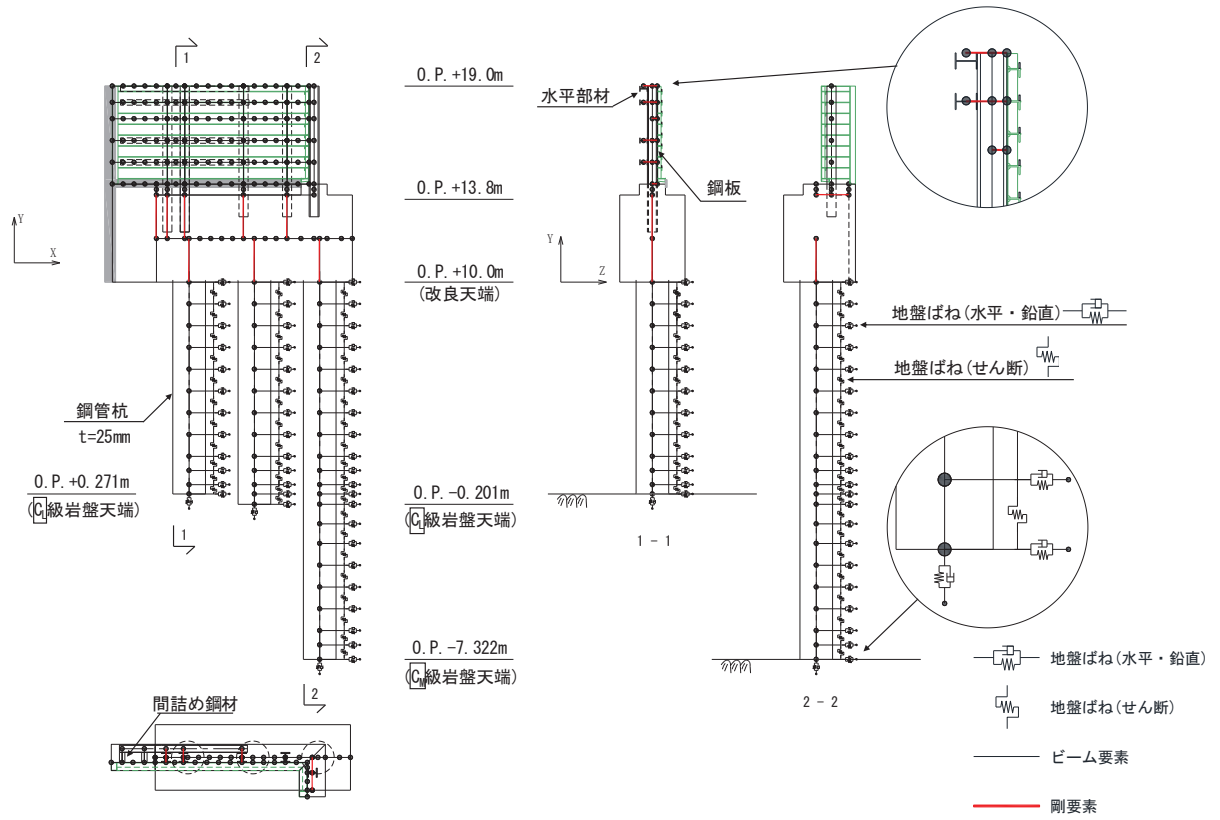


図 3.5-5 解析モデル (断面⑤)

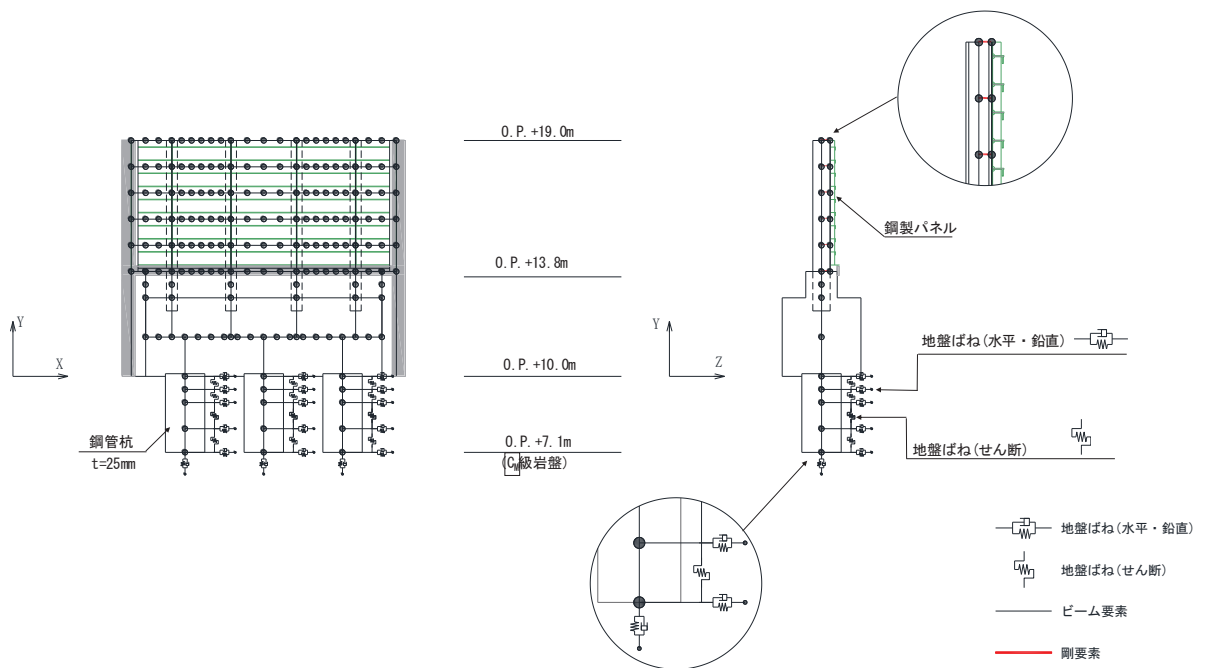


図 3.5-6 解析モデル (断面⑥)

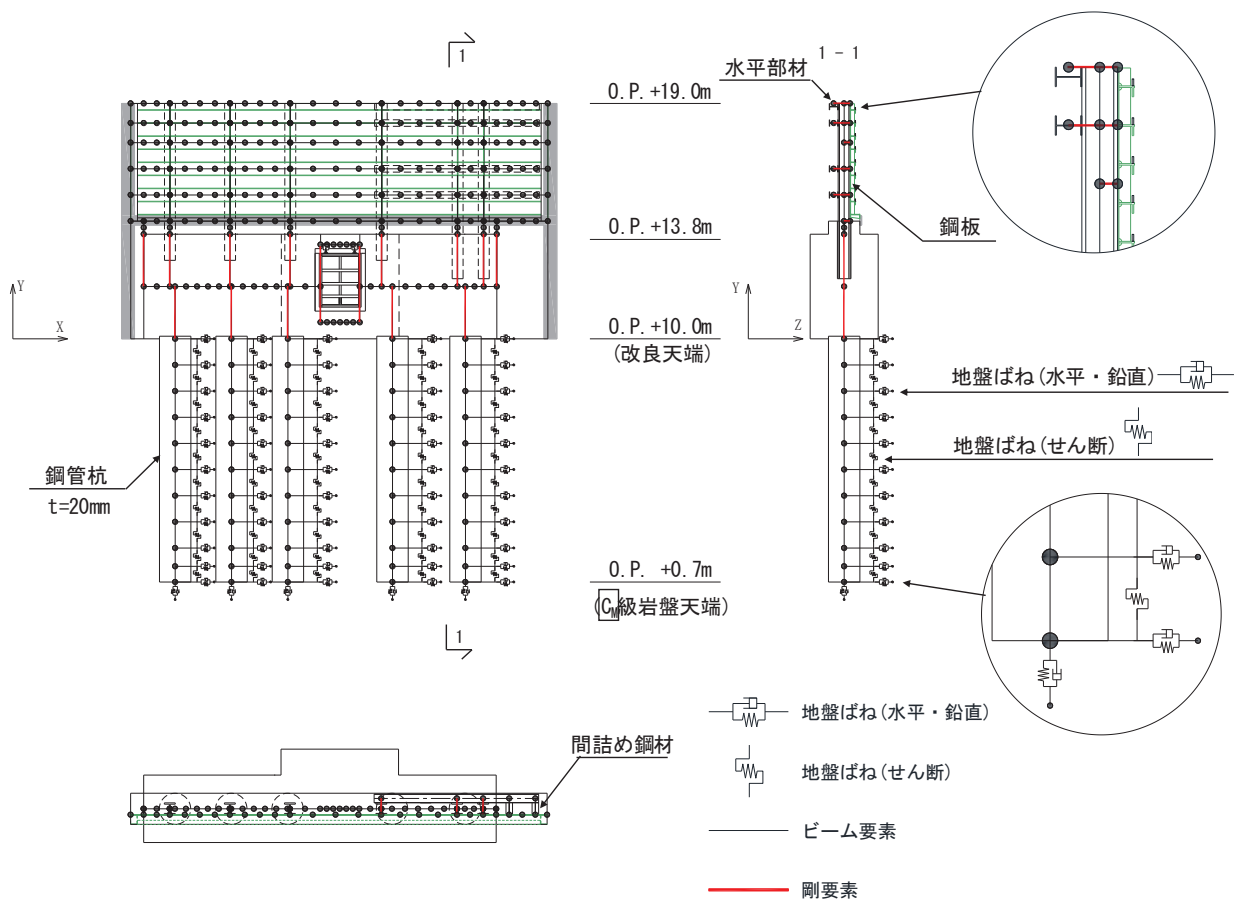


図 3.5-7 解析モデル (断面⑦)

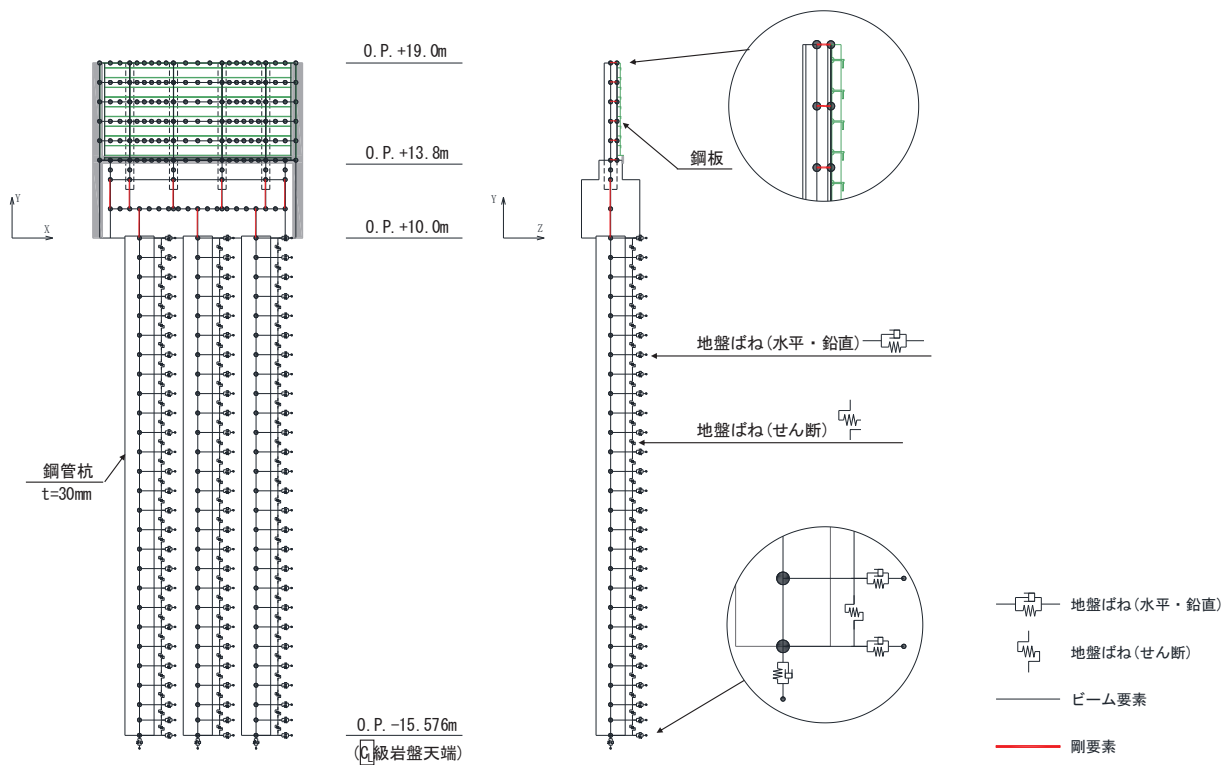


図 3.5-8 解析モデル (断面⑧)



(鋼板のモデル化について)

鋼板のモデル化は、主要な構造部材である補剛材（水平リブ及び鉛直リブ）位置で格子上の線形はり要素（ビーム要素）でモデル化し、鋼板についてはフランジ部として考慮する。

鋼板は図 3.5-9 に示すとおり、鋼製支柱により支持される条件により以下の3区間に分類される。

張り出し部：ゲルバー桁の箇所

中間支点部：連続桁の支点（鋼製支柱位置の節点）を構成する区間

支間中央部：連続桁の中間支点部以外の区間

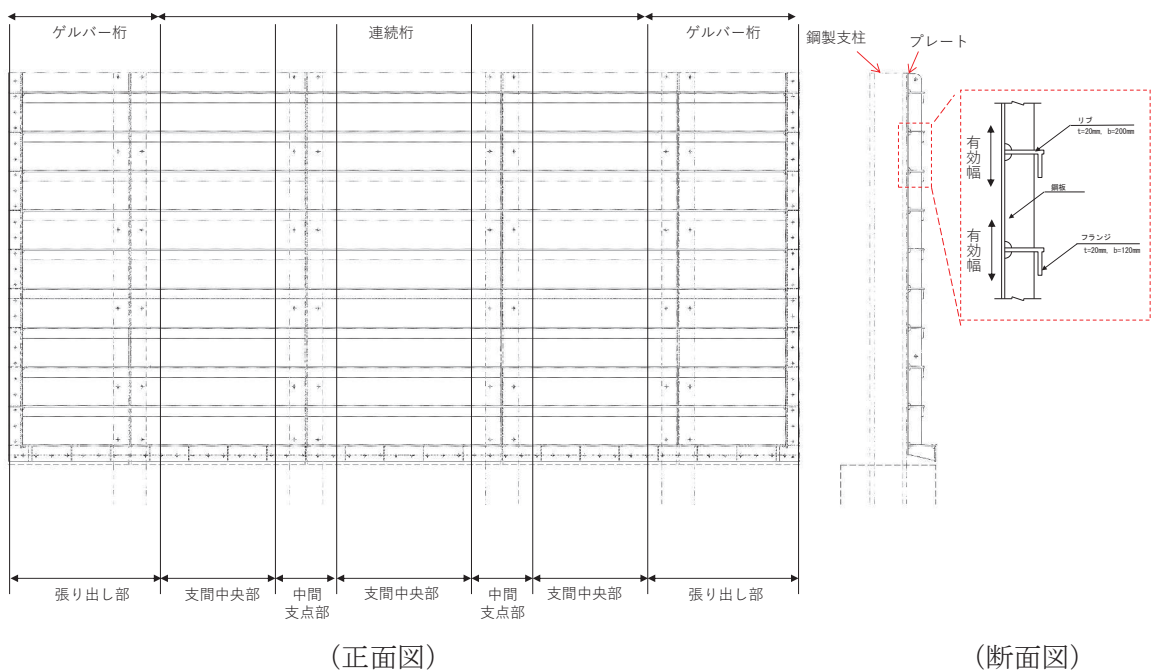


図 3.5-9 鋼板の構造図（正面図，断面図）

上記部位ごとでは断面剛性の算出や応力度照査に用いるフランジ部（鋼板）の有効幅が異なるため、それぞれの区間ごとに有効幅及び断面剛性を算定して地震応答解析モデルに考慮する。有効幅の算定は「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき行う。なお、有効幅以外のフランジ部（鋼板）の重量及び作用荷重（風荷重）については節点の支配面積に応じて、各節点に割り振ることで考慮する。

なお、支柱間の要素分割は鋼製支柱に支持され面外荷重を受ける連続梁的な挙動が生じることを踏まえ、支間中央部（鋼製支柱間）における断面力を適切に考慮できるように設定する。また、水平方向のビーム要素についても、面外方向の変形が卓越すること、鋼製支柱とのボルト接合部がリブ 2 段の中央に位置することから 2 段分のリブを集約してモデル化する。

有効幅の算定方法を図 3.5-10 に、有効幅の算定例として断面②を例に、モデル化概念を  
 図 3.5-11 に、算出結果を表 3.5-1 に示す。

11.3.5 フランジの有効幅

応力度と変形を計算するためのフランジの片側有効幅  $\lambda$  は、式 (11.3.1) 及び式 (11.3.2) により算出し、その適用方法は表-11.3.1 による。

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= b && \left( \frac{b}{l} \leq 0.05 \right) \\ &= \left[ 1.1 - 2 \left( \frac{b}{l} \right) \right] b && \left( 0.05 < \frac{b}{l} < 0.30 \right) \\ &= 0.15l && \left( 0.30 \leq \frac{b}{l} \right) \end{aligned} \right\} \text{..... (11.3.1)}$$

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= b && \left( \frac{b}{l} \leq 0.02 \right) \\ &= \left[ 1.06 - 3.2 \left( \frac{b}{l} \right) + 4.5 \left( \frac{b}{l} \right)^2 \right] b && \left( 0.02 < \frac{b}{l} < 0.30 \right) \\ &= 0.15l && \left( 0.30 \leq \frac{b}{l} \right) \end{aligned} \right\} \text{..... (11.3.2)}$$

ここに、 $\lambda$ ：フランジの片側有効幅 (mm) (図-11.3.3)

$b$ ：腹板の間隔の 1/2 又は片持部のフランジの突出幅 (mm)  
 (図-11.3.3)

$l$ ：等価支間長 (mm) (表-11.3.1)

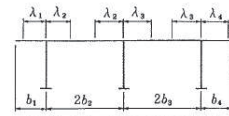


図-11.3.3 フランジの有効幅

表-11.3.1 フランジの片側有効幅

区間 (箇所)	片側有効幅		摘要
	記号	適用式 等価支間長 $l$	
単純桁	①	$\lambda L$ (11.3.1)	$L$ 
	①	$\lambda L_1$ (11.3.1)	$0.8L_1$
連続桁	⑤	$\lambda L_2$	$0.6L_2$
	③	$\lambda S_1$ (11.3.2)	$0.2(L_1 + L_2)$
	⑦	$\lambda S_2$	$0.2(L_2 + L_3)$
	②④ ⑥⑧	両端の有効幅を用いて、直線変化させる。	
ゲルバー桁	①	$\lambda L_1$ (11.3.1)	$L_1$
	④	$\lambda L_3$	$0.8L_3$
	②	$\lambda S_2$ (11.3.2)	$2L_2$
	③	両端の有効幅を用いて、直線変化させる。	

図 3.5-10 鋼板の有効幅の算出方法

(「道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」より抜粋)

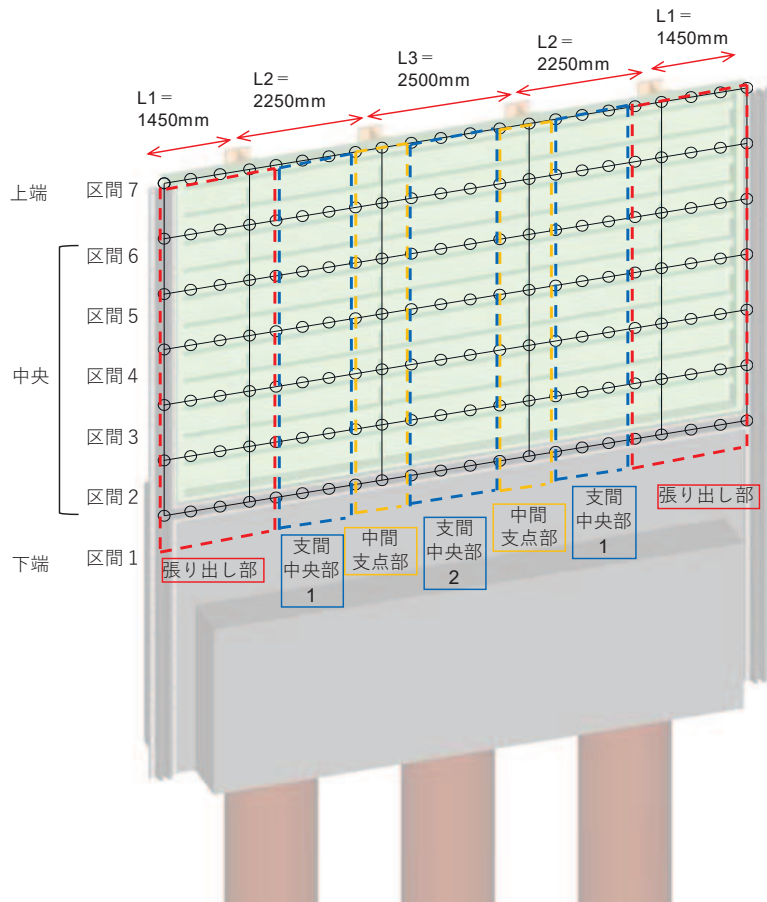


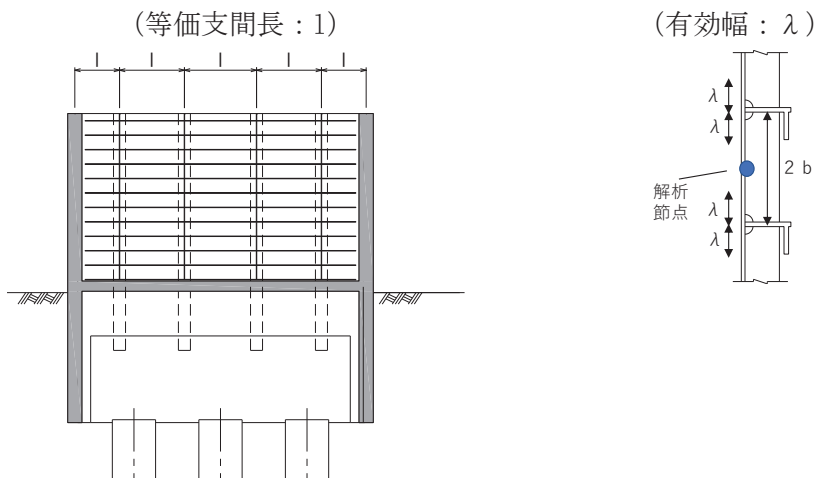
図 3.5-11 鋼板モデル化概念 (断面②の例)

表 3.5-1 鋼板有効幅算出結果 (断面②の例)

断面②		区間 (箇所)	b (mm)	l (mm)	b/l	適用式			λ (mm)
上端 (区間7) 横リブ1枚	張り出し部 左端	②	250	2900	0.086	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	ゲルバー桁	204
	支間中央部 1	⑤	250	1350	0.185	(11.3.1)	$0.05 < (b/l) < 0.30$	連続桁	182
	中間支点部	③	250	950	0.263	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	連続桁	132
	支間中央部 2	⑤	250	1500	0.167	(11.3.1)	$0.05 < (b/l) < 0.30$	連続桁	192
	張り出し部 右端	②	250	2900	0.086	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	ゲルバー桁	204
中央 (区間2~6) 横リブ2枚	張り出し部 左端	②	250	2900	0.086	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	ゲルバー桁	204
	支間中央部 1	⑤	250	1350	0.185	(11.3.1)	$0.05 < (b/l) < 0.30$	連続桁	182
	中間支点部	③	250	950	0.263	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	連続桁	132
	支間中央部 2	⑤	250	1500	0.167	(11.3.1)	$0.05 < (b/l) < 0.30$	連続桁	192
	張り出し部 右端	②	250	2900	0.086	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	ゲルバー桁	204
下端 (区間1) 横リブ1枚	張り出し部 左端	②	125	2900	0.043	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	ゲルバー桁	116
	支間中央部 1	⑤	125	1350	0.093	(11.3.1)	$0.05 < (b/l) < 0.30$	連続桁	114
	中間支点部	③	125	950	0.132	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	連続桁	90
	支間中央部 2	⑤	125	1500	0.083	(11.3.1)	$0.05 < (b/l) < 0.30$	連続桁	117
	張り出し部 右端	②	125	2900	0.043	(11.3.2)	$0.02 < (b/l) < 0.30$	ゲルバー桁	116

ここで、

- b : フランジ (鋼板ではリブ) 間距離の 1/2 (mm)
- l : 等価支間長 (mm)
- λ : 有効幅 (mm)



## (2) 地盤ばねのモデル化

### a. 基本方針

杭周地盤ばねのモデル化は「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定（JEAC4616-2009）」に基づき、Francis・Randolf のばねを用いて、水平地盤ばね、鉛直地盤ばね及び躯体と地盤の相対変位による地盤のせん断抵抗を表現するせん断地盤ばねをモデル化する。

### (a) 水平地盤ばね

「乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定」に基づき、以下の式に基づき剛性及び減衰係数を考慮する。

#### 【剛性】

$$K_a = (k_h \times D \times \ell') \times N_p \times \alpha_{HH}^{\frac{4}{3}}$$

$$k_h \times D = \frac{1.3 \times E_s}{1 - \nu^2} \times \left( \frac{E_s \times D^4}{E_p \times I_p} \right)^{\frac{1}{12}}$$

$$E_s = 2 \times G \times (1 + \nu)$$

ここで、

$K_a$  : 水平地盤ばねの剛性 (kN/m)

$k_h \times D$  : 単位厚さ当たりの水平地盤ばね定数 (Francis のばね)  
(kN/m<sup>2</sup>)

$G$  : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$N_p$  : 杭本数

$D$  : 杭径 (m)

$E_s$  : 地盤のヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$\ell'$  : 杭の質点の分担長 (m)

$\nu$  : 地盤のポアソン比

$\alpha_{HH}$  : 杭頭における水平ばねの群杭係数

$E_p \times I_p$  : 杭体の曲げ剛性 (kN・m<sup>2</sup>)

$\alpha_{HH}^{\frac{4}{3}}$  : Francis のばねに考慮する群杭効果\*

注記\* : 杭の配置状況を踏まえ考慮しない ( $\alpha_{HH}=1$ )

【減衰係数】

$$C_a = (c_h \times D \times \ell') \times N_p$$

$$c_h \times D = 1.57 \times \rho \times (V_s + V_{La}) \times D$$

$$V_{La} = \frac{3.4 \times V_s}{\pi \times (1 - \nu)}$$

ここで、

$C_a$  : 減衰定数

$c_h \times D$  : 単位厚さ当たりの水平減衰定数

$\ell'$  : 杭の質点の分担長 (m)

$N_p$  : 杭本数

$D$  : 杭径 (m)

$V_s$  : 地盤のS波速度 (m/s)

$\rho$  : 地盤の密度 (t/m<sup>3</sup>)

$V_{La}$  : Lysmer の波動速度 (m/s)

$\nu$  : 地盤のポアソン比

(b) 鉛直地盤ばね

鉛直地盤ばねは「乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定」に基づき、以下の式に基づき、杭周面及び杭下端に剛性と減衰を考慮する。

【剛性】

(杭周面)

$$K_v = S_v \times \ell \times e_v \times N_p$$

$$S_v = \frac{2\pi \times G}{\log_e \left( \frac{2 \times \gamma_m}{D} \right)}$$

$$\gamma_m = 2.5 \times L \times (1 - \nu)$$

(杭底面)

$$K'_v = \frac{\pi \times \rho \times D \times V_s^2}{2 \times (1 - \nu)} \times e_v \times N_p$$

ここで、

- $K_v$  : 杭周鉛直地盤ばね (kN/m)
- $K'_v$  : 杭底面鉛直地盤ばね (kN/m)
- $S_v$  : 単位厚さ当たりの鉛直地盤ばね (kN/m<sup>2</sup>)
- $\ell$  : 杭の質点の分担長 (m)
- $e_v$  : 鉛直分布ばねの群杭効果\*
- $N_p$  : 杭本数
- $G$  : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)
- $L$  : 杭長 (m)
- $\nu$  : 地盤のポアソン比
- $D$  : 杭径 (m)
- $\rho$  : 地盤の密度 (t/m<sup>3</sup>)
- $V_s$  : 地盤の S 波速度 (m/s)

注記\* : 杭の配置状況を踏まえ考慮しない ( $e_v=1$ )

【減衰係数】

(杭周面)

$$C_{V(G)} = C_{V(S)} \times \ell' \times N_p$$

$$C_{V(S)} = \pi \times \rho \times D \times V_s$$

(杭底面)

$$C'_V = \pi \times \frac{D^2}{4} \times \rho \times V_p \times N_p$$

ここで、

$C_{V(G)}$  : 群杭の杭周部分の減衰係数 (kN・s/m)

$C_{V(S)}$  : 単杭の杭周部分の単位長さあたりの減衰定数 (kN・s/m)

$C'_V$  : 杭底面の減衰係数

$\ell'$  : 杭の質点の分担長 (m)

$N_p$  : 杭本数

$D$  : 杭径 (m)

$\rho$  : 地盤の密度 (t/m<sup>3</sup>)

$V_s$  : 地盤の S 波速度 (m/s)

$V_p$  : 地盤の P 波速度 (m/s)

(c) せん断地盤ばね

せん断地盤ばねは「乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定」に基づき、以下の式に基づき、剛性を考慮する。

【剛性】

$$K_{b(G)} = N_p \times K_{b(S)}$$

$$K_{b(S)} = \frac{G \times A_{S(S)}}{\ell}$$

$$\frac{A_{S(S)}}{A_{S0(S)}} = \frac{\ell}{1.25 \times D} \quad \left(\frac{\ell}{D} > 1.25 \text{ のとき}\right)$$

$$\frac{A_{S(S)}}{A_{S0(S)}} = 1.0 \quad \left(\frac{\ell}{D} \leq 1.25 \text{ のとき}\right)$$

$$\frac{A_{S(S)}}{D^2} = 2.15 \times \left(\frac{V_S}{V_p}\right)^{-0.35}$$

$$\frac{V_S}{V_p} = \sqrt{\frac{1 - 2 \times \nu}{2 \times (1 - \nu)}}$$

ここで、

$K_{b(G)}$  : 群杭のせん断地盤ばね剛性 (kN/m)

$K_{b(S)}$  : 単杭のせん断地盤ばね剛性 (kN/m)

$G$  : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$N_p$  : 杭本数

$\ell$  : 杭の質点の分担長 (m)

$A_{S(S)}$  : 単杭の等価土柱面積 (m<sup>2</sup>)

$A_{S0(S)}$  : 単杭の等価土柱面積の下限値 (m<sup>2</sup>)

$D$  : 杭径 (m)

$\nu$  : 地盤のポアソン比

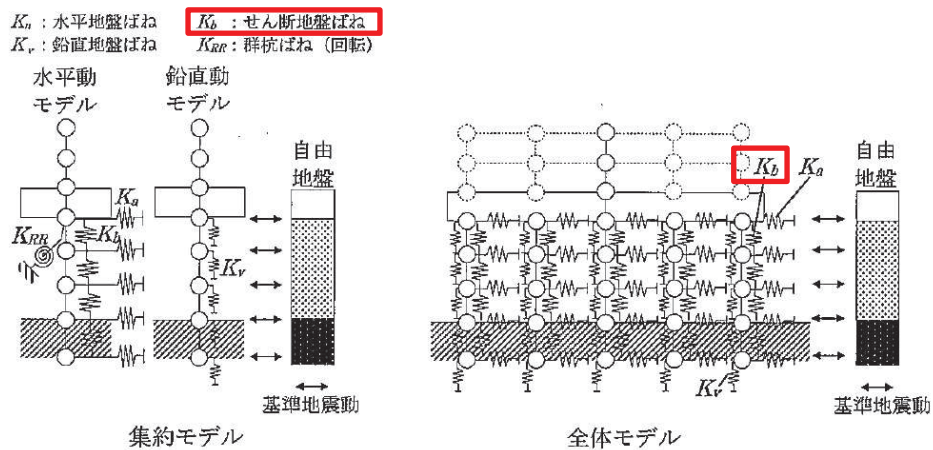
$V_S$  : 地盤の S 波速度 (m/s)

$V_p$  : 地盤の P 波速度 (m/s)

なお、杭の周辺地盤と自由地盤における地盤剛性の違いによる変位差を考慮するためにせん断ばねを使用するものであるが、杭（杭節点）と地盤（地盤ばね節点）の間に相対変位分変位するような仮想節点を設け、上下の仮想節点の変位差を考慮するにあたり、仮想節点同士を結ぶようにせん断ばねを設置する。

図 3.5-12 に、せん断地盤ばねの概要図を示す。





附図2.6-1 質点系モデル

図 3.5-12 せん断地盤ばねの概要図

(「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定 (JEAC4616-2009)」より抜粋)

b. 非線形特性

非線形特性として、旧表土、盛土、D級岩盤及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性を有する地盤について、地震による地盤の非線形性及び杭と地盤の相対変位による非線形性を考慮する。

地盤の非線形性については、自由地盤位置での非線形性が杭位置地盤でも生じているとして、地盤ばね定数の算定に用いる地盤の剛性を自由地盤の一次元地震応答解析における収束剛性を用いるとともに、地盤の非線形を考慮した地震応答解析により作成した地盤応答を用いることで考慮する。なお、入力する地盤応答の詳細は(4)地盤応答作成モデルに示す。

さらに、上記のばね定数を初期剛性とし、地盤の最大水平耐力（極限地盤反力）を用い、図 3.5-13 に示す双曲線（Hardin-Drnevich）モデルを用いた非線形特性をモデル化することで、杭と地盤の相対変位による非線形についても考慮する。なお、非線形特性は水平地盤ばね及びせん断地盤ばねについて考慮し、鉛直地盤ばねについては杭体へ作用する軸力評価の保守性の観点から踏まえ、キャスク規程に基づき線形特性とした。

以下に、水平地盤ばね及びせん断地盤ばねにおいて考慮する杭周地盤ばねの非線形特性の概要を示す。

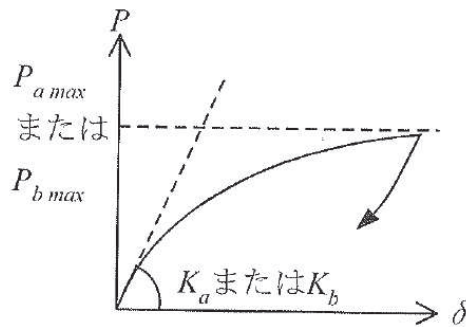


図 3.5-13 地盤ばねの非線形特性（双曲線モデル）の概要

【非線形特性の構成則】

$$P = \frac{K_a \cdot \delta}{1 + \frac{K_a \cdot \delta}{P_{amax}}} \quad (\text{水平地盤ばね})$$

$$P = \frac{K_b \cdot \delta}{1 + \frac{K_b \cdot \delta}{P_{bmax}}} \quad (\text{せん断地盤ばね})$$

ここで、

- $K_a$  : 水平地盤ばねの初期剛性 (kN/m)
- $P_{amax}$  : 水平地盤ばねの最大耐力（極限地盤反力） (kN)
- $K_b$  : せん断地盤ばねの初期剛性 (kN/m)

- $P_{bmax}$  : せん断地盤ばねの最大耐力 (極限地盤反力) (kN)  
 $P$  : ばね反力 (kN)  
 $\delta$  : 杭と地盤との相対変位 (m)

水平地盤ばねとせん断地盤ばねの最大耐力は、次に示す極限地盤反力によって定義する。

(水平地盤ばねの最大耐力)

$$P_{amax} = 3\sigma_0 \cdot K_p \cdot D \cdot \ell \cdot N_p \quad (\text{砂質土})$$

$$P_{amax} = 9C_u \cdot D \cdot \ell \cdot N_p \quad (\text{粘性土})$$

$$K_p = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi}$$

ここで、

- $\sigma_0$  : 有効上載圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $K_p$  : 受働土圧係数  
 $D$  : 杭の直径 (m)  
 $\ell$  : 杭の節点の分担長 (m)  
 $N_p$  : 杭本数  
 $C_u$  : 非排水せん断強度 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\varphi$  : 内部摩擦角 (rad)

(せん断地盤ばねの最大耐力)

$$P_{bmax} = A_s \cdot \tau_{max}$$

$$A_s = K_b \cdot \frac{\ell}{G}$$

$$\tau_{max} = \sigma_0 \cdot \tan\varphi + C_u$$

ここで、

- $A_s$  : 有効せん断面積 (m<sup>2</sup>)  
 $\tau_{max}$  : 地盤のせん断強度 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $D$  : 杭の直径 (m)  
 $\ell$  : 杭の節点間距離 (m)  
 $G$  : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)

c. フーチング側面部について

フーチング側面の地盤との相互作用については、道路橋示方書の考え方を参考に、耐震設計上の地盤面をフーチング底面とし、相互作用を考慮しないモデルとする。道路橋示方書においては、「杭基礎の様に基礎全体におけるフーチング重量の影響が大きいような場合には、基礎の耐震設計上はフーチングの慣性力の影響を考慮しておくことが望ましい」との記載があり、これを踏まえた考え方である。図 3.5-14 に道路橋示方書の耐震設計上の地盤面の概念図を示す。

なお、上記の考え方は道路橋のように上部工全体重量が大きい構造物を対象とした設計体系であり、鋼板部のように鋼材で比較的軽量な上部工を有する構造の場合における適用性については確認する必要がある。

そこで、参考資料 2 において、上記モデルによる質点系モデルの構造物の応答とフーチング側面の地盤との相互作用を考慮した二次元有限要素モデル（有効応力解析）による構造物の応答との比較を行い、構造物の応答値（加速度、曲げモーメント、変位）よりも質点系モデルによる応答値の方が保守的な結果を示していることを確認している。よって、フーチング側面の地盤との相互作用については考慮しないモデルにおいて、妥当な評価ができるモデル設定であることを確認している。

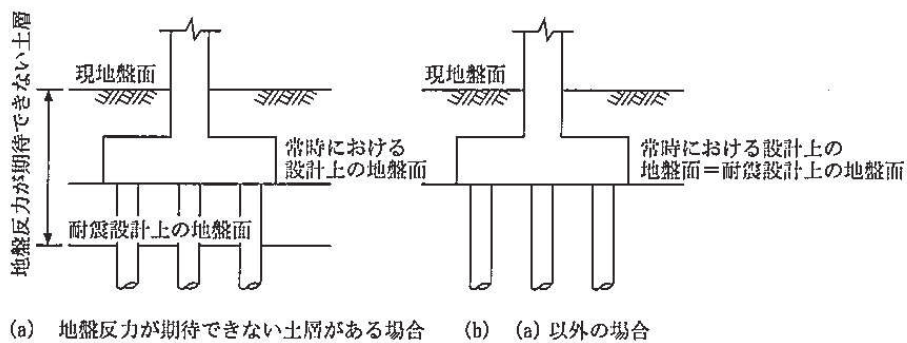


図-解 4.6.1 橋脚における耐震設計上の地盤面

図 3.5-14 道路橋示方書における耐震設計上の地盤面の考え方  
(道路橋示方書V耐震設計編(H14) 抜粋)

### (3) 境界条件

解析モデルの境界条件は、図 3.5-1～図 3.5-8 に示す解析モデルに対して、(2)地盤ばねのモデル化に示す方法により地盤ばねをモデル化する。

以下に、静的解析及び固有値解析における境界条件を示す。

#### a. 静的解析

静的解析は構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することにより、初期応力を算定するために行う。そこで、静的解析では、動的解析モデルに対して、自重等による鉛直方向の変形を拘束しないよう杭周面の鉛直地盤ばねは考慮しない。また、水平地盤ばねの接続節点は固定条件とする。

静的解析モデルを図 3.5-15 に示す。

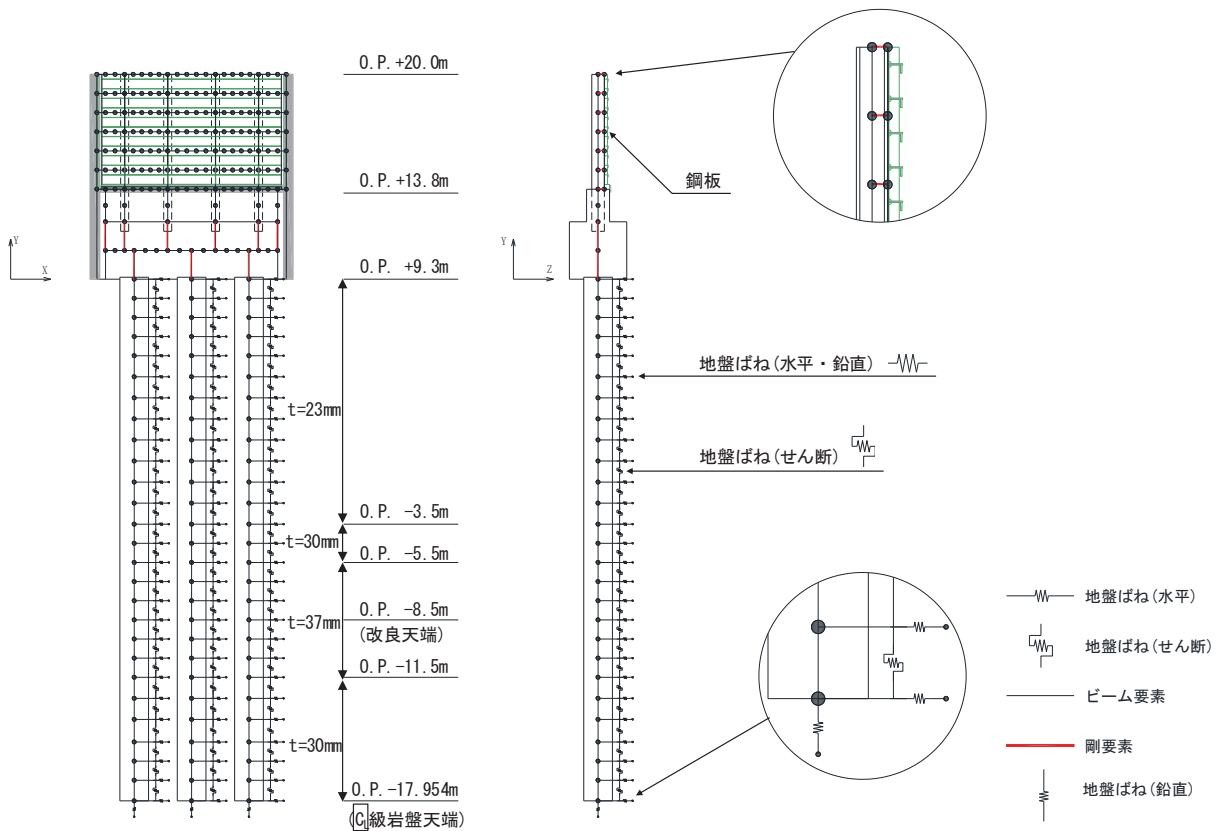


図 3.5-15 静的解析モデル (断面②の例)

b. 固有値解析

固有値解析時の境界条件は，動的解析モデルに対して，地盤ばね接続節点を全方向固定条件とする。

固有値解析モデルを図 3.5-16 に示す。

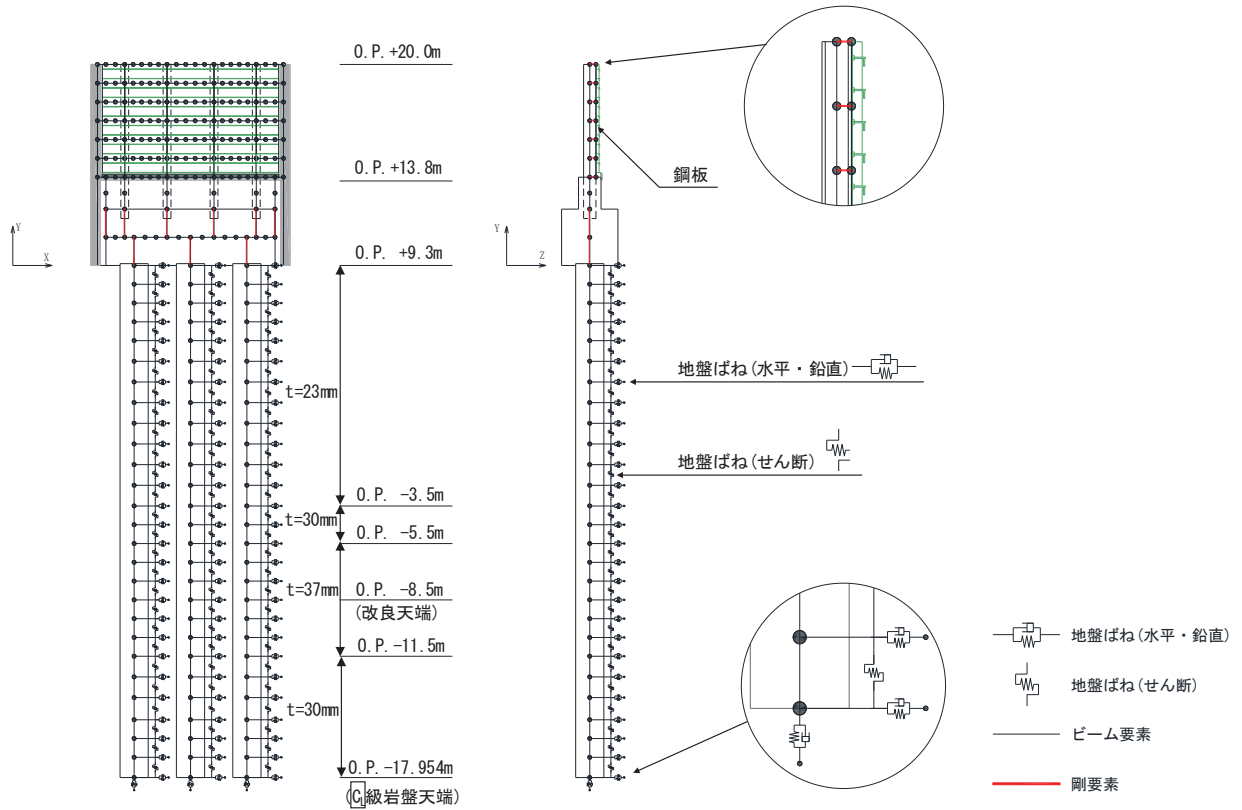


図 3.5-16 固有値解析モデル（断面②の例）

(4) 地盤応答作成モデル

地震応答解析モデル（ばね質点系）に入力する地盤応答は，断面⑥を除く断面においては，有限要素法を用いた一次元全応力非線形解析により作成する。解析モデルは，3.1 評価対象にて選定した評価対象断面の地層構成図に基づき，各地盤を平面ひずみ要素でモデル化する。要素分割は，最大要素幅は 4m，奥行きは 1.0m，最大要素高さは対象とする地盤ごとに定めた波長の 5 分の 1 程度を目安に設定する。モデル下端は入力地震動を定義している O.P. -201m とする。

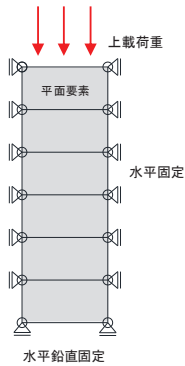
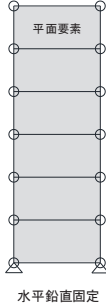
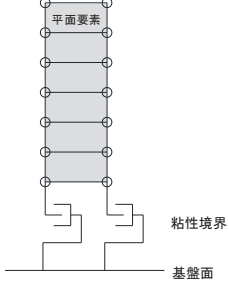
減衰は 3.2.3 に示す Rayleigh 減衰を考慮する。

非線形特性については，旧表土，盛土，**D**級岩盤及び改良地盤といった，動的変形特性にひずみ依存性を有する要素については，修正 GHE モデルを用いて非線形性を考慮する。その他の岩盤等の要素は線形モデルとする。

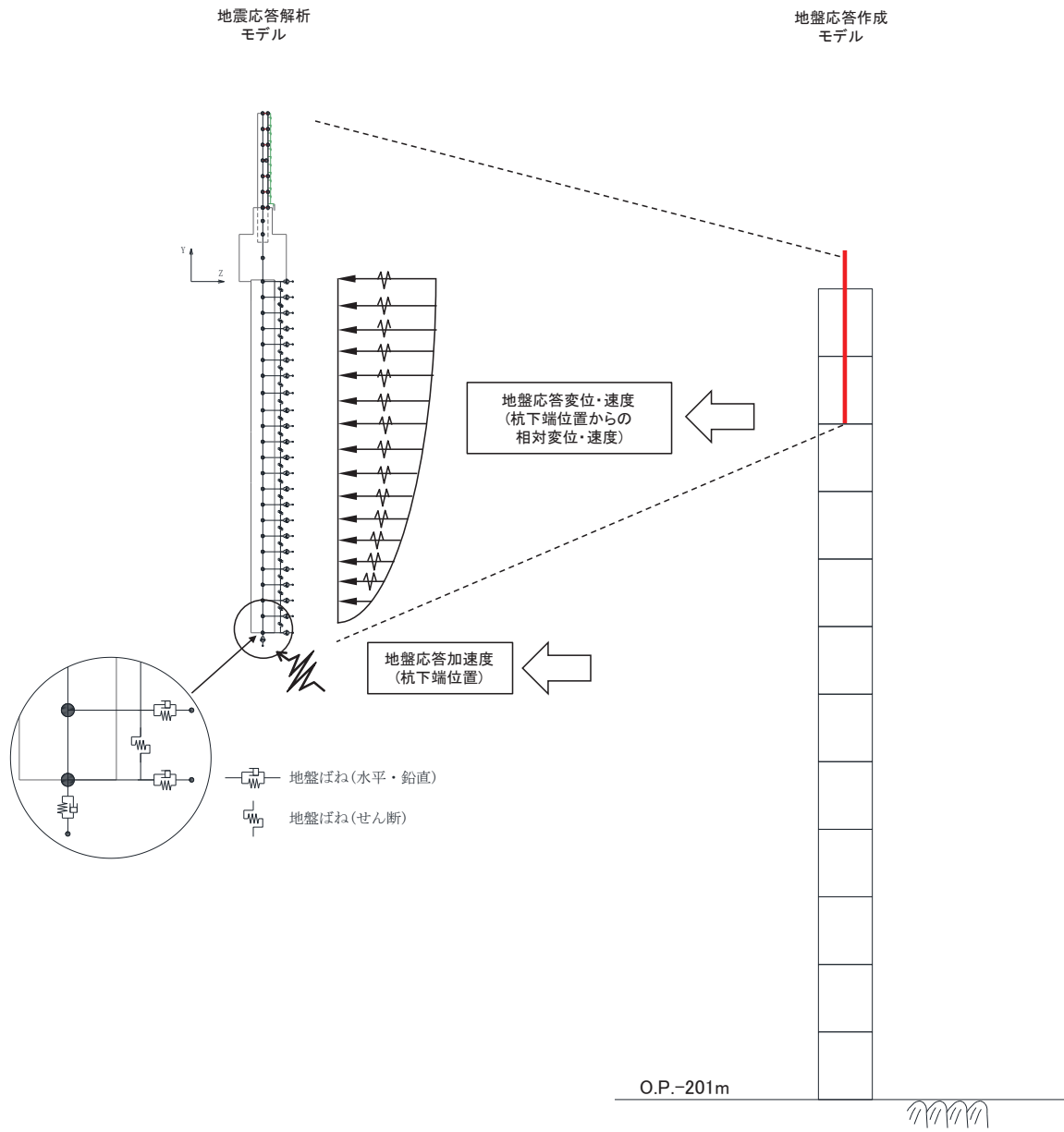
岩盤露頭部である断面⑥においては，杭周辺の地盤が線形材料のみで構成されるため一次元重複反射理論を用いた等価線形解析により，地震応答解析モデル（ばね質点系）に入力する地盤応答を作成する。

地盤応答作成モデル（一次元全応力非線形解析）における境界条件について，表 3.5-2 に示す。

表 3.5-2 地盤応答作成モデルの境界条件

	静的解析	固有値解析	地震応答解析
境界条件	底面：固定 側面：鉛直ローラー 	底面：固定 側面：自由 	底面：粘性境界 節点接合部：左右同一変位拘束 

地盤応答作成モデルにより作成した地盤応答は，加速度については，地震応答解析モデル下端（杭下端）位置における応答加速度波形（E+F）を入力する。また変位・速度については，杭周地盤ばね（水平・鉛直）を介し，モデル下端（杭下端）からの相対値を入力する。地盤応答の入力方法の概要を図 3.5-17 に示す。



(地盤応答作成モデルの赤線は防潮壁の位置関係の概念を示す。)

図 3.5-17 地震応答解析モデルへの地盤応答の入力方法の概要



### 3.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5-3 に、材料の物性値を表 3.5-4 に示す。

表 3.5-3(1) 使用材料 (断面①・②)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	フーチング (ペDESTAL部)	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
	フーチング (接続部)	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋	フーチング	SD345, D38@300 (軸方向) SD345, D32@300 (帯方向)
	フーチング (ペDESTAL部)	SD490, D38@150 (2段) (軸方向) SD345, D19@300 (せん断補強筋) SD490, D22@150 (壁軸方向) * <sup>2</sup>
	フーチング (接続部)	SD345, D22@150 (軸方向) SD345, D29@150 (帯方向)
鋼材	鋼板	SM570, t = 16mm (プレート) t = 20mm (水平リブ) t = 20mm (鉛直リブ)
	鋼製支柱	SM490, H-458×417×50×30
	固定ボルト	M22 (強度区分 8.8* <sup>3</sup> )
	鋼管杭* <sup>1</sup>	φ 1500, SM570, t = 23mm, 30mm, 37mm

注記\*1：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）に基づき腐食代1mmを考慮する。杭体の断面照査において，腐食代1mmによる断面性能の低減を考慮する。

\*2：鋼製支柱を補強するように水平方向に配置した鉄筋で，ペDESTAL部の押し抜きせん断照査に使用。

\*3：前半の「8」は引張強さが800N/mm<sup>2</sup>，後半の「8」は引張強さの80%である640N/mm<sup>2</sup>が降伏点であることを示している。

表 3.5-3(2) 使用材料 (断面③)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	フーチング (ペDESTAL部)	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
	フーチング (接続部)	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋	フーチング	SD345, D35@300 (軸方向) SD345, D32@300 (帯方向)
	フーチング (ペDESTAL部)	SD490, D38@150 (軸方向) SD345, D19@300 (せん断補強筋) SD490, D22@100 (壁軸方向) *2
	フーチング (接続部)	SD345, D22@150 (軸方向) SD345, D25@150 (帯方向)
鋼材	鋼板	SM570, t = 16mm (プレート) t = 20mm (水平リブ) t = 20mm (鉛直リブ)
	鋼製支柱	SM490, H-458×417×50×30
	固定ボルト	M22 (強度区分 8.8*3)
	鋼管杭*1	φ 1500, SM570, t = 30mm

注記\*1 : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 (日本道路協会, 平成14年3月) に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において, 腐食代 1mm による断面性能の低減を考慮する。

\*2 : 鋼製支柱を補強するように水平方向に配置した鉄筋で, ペDESTAL部の押し抜きせん断照査に使用。

\*3 : 前半の「8」は引張強さが 800N/mm<sup>2</sup>, 後半の「8」は引張強さの 80%である 640N/mm<sup>2</sup>が降伏点であることを示している。

表 3.5-3(3) 使用材料 (断面④・⑥)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	フーチング (ペDESTAL部)	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
	フーチング (接続部)	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋	フーチング	SD345, D38@300 (軸方向) SD345, D32@300 (帯方向)
	フーチング (ペDESTAL部)	SD490, D38@150 (2段) (軸方向) SD345, D19@300 (せん断補強筋) SD490, D29@100 (壁軸方向) *2
	フーチング (接続部)	SD345, D22@150 (軸方向) SD345, D25@150 (帯方向)
鋼材	鋼板	SM570, t = 20mm (プレート) t = 20mm (水平リブ) t = 20mm (鉛直リブ)
	鋼製支柱	SM570, H-458×417×50×30
	固定ボルト	M22 (強度区分 8.8*3)
	鋼管杭*1	φ 1500, SM570, t = 25mm

注記\*1：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において，腐食代 1mm による断面性能の低減を考慮する。

\*2：鋼製支柱を補強するように水平方向に配置した鉄筋で，ペDESTAL部の押し抜きせん断照査に使用。

\*3：前半の「8」は引張強さが 800N/mm<sup>2</sup>，後半の「8」は引張強さの 80%である 640N/mm<sup>2</sup>が降伏点であることを示している。

表 3.5-3(4) 使用材料 (断面⑤)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	フーチング (ペDESTAL部)	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
	フーチング (接続部)	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋	フーチング	SD345, D38@300 (軸方向) SD345, D32@300 (帯方向)
	フーチング (ペDESTAL部)	SD490, D38@150 (2段) (軸方向) SD345, D19@300 (せん断補強筋) SD490, D29@100 (壁軸方向) *2
	フーチング (接続部)	SD345, D25@150 (軸方向) SD345, D29@150 (帯方向)
鋼材	鋼板	SM570, t = 20mm (プレート) t = 20mm (水平リブ) t = 20mm (鉛直リブ)
	鋼板水平部材	SM490, H-340×250×9×14 SM570, H-250×250×9×14
	鋼製支柱	SM570, H-458×417×50×30
	固定ボルト	M22 (強度区分 8.8*3)
	鋼管杭*1	φ 1500, SM570, t = 25mm

注記\*1：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において，腐食代 1mm による断面性能の低減を考慮する。

\*2：鋼製支柱を補強するように水平方向に配置した鉄筋で，ペDESTAL部の押し抜きせん断照査に使用。

\*3：前半の「8」は引張強さが 800N/mm<sup>2</sup>，後半の「8」は引張強さの 80%である 640N/mm<sup>2</sup>が降伏点であることを示している。

表 3.5-3(5) 使用材料 (断面⑦)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	フーチング (ペDESTAL部)	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
	フーチング (接続部)	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋	フーチング	SD345, D38@300 (軸方向) SD345, D32@300 (帯方向)
	フーチング (ペDESTAL部)	SD490, D38@150 (2段) (軸方向) SD345, D19@300 (せん断補強筋) SD490, D29@100 (壁軸方向) * <sup>2</sup>
	フーチング (接続部)	SD345, D25@150 (軸方向) SD345, D29@150 (帯方向)
鋼材	鋼板	SM570, t = 16mm (プレート) t = 20mm (水平リブ) t = 20mm (鉛直リブ)
	鋼板水平部材	SM490, H-340×250×9×14 SM570, H-250×250×9×14
	鋼製支柱	SM570, H-458×417×50×30
	固定ボルト	M22 (強度区分 8.8 <sup>*3</sup> )
	鋼管杭 <sup>*1</sup>	φ 1200, SM570, t = 20mm

注記\*1：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において，腐食代 1mm による断面性能の低減を考慮する。

\*2：鋼製支柱を補強するように水平方向に配置した鉄筋で，ペDESTAL部の押し抜きせん断照査に使用。

\*3：前半の「8」は引張強さが 800N/mm<sup>2</sup>，後半の「8」は引張強さの 80%である 640N/mm<sup>2</sup> が降伏点であることを示している。

表 3.5-3(6) 使用材料 (断面⑧)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm <sup>2</sup>
	フーチング (ペDESTAL部)	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
	フーチング (接続部)	設計基準強度 : 30N/mm <sup>2</sup>
鉄筋	フーチング	SD345, D38@300 (軸方向) SD345, D32@300 (帯方向)
	フーチング (ペDESTAL部)	SD490, D38@150 (2段) (軸方向) SD345, D19@300 (せん断補強筋) SD490, D29@100 (壁軸方向) * <sup>2</sup>
	フーチング (接続部)	SD345, D22@150 (軸方向) SD345, D25@150 (帯方向)
鋼材	鋼板	SM570, t = 20mm (プレート) t = 20mm (水平リブ) t = 20mm (鉛直リブ)
	鋼製支柱	SM570, H-458×417×50×30
	固定ボルト	M22 (強度区分 8.8* <sup>3</sup> )
	鋼管杭* <sup>1</sup>	φ 1500, SM570, t = 30mm

注記\*1：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）に基づき腐食代1mmを考慮する。杭体の断面照査において，腐食代1mmによる断面性能の低減を考慮する。

\*2：鋼製支柱を補強するように水平方向に配置した鉄筋で，ペDESTAL部の押し抜きせん断照査に使用。

\*3：前半の「8」は引張強さが800N/mm<sup>2</sup>，後半の「8」は引張強さの80%である640N/mm<sup>2</sup>が降伏点であることを示している。

表 3.5-4 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
コンクリート	f' <sub>ck</sub> = 30N/mm <sup>2</sup>	24.0	2.8×10 <sup>4</sup>	0.2
	f' <sub>ck</sub> = 50N/mm <sup>2</sup>	24.0	3.3×10 <sup>4</sup>	0.2
鋼材	SM570, SM490	77.0	2.00×10 <sup>5</sup>	0.3

### 3.5.3 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 3.5-5～表 3.5-7 に示す。

表 3.5-5(1) 地盤の解析用物性値 (狐崎部層)

岩種・岩級	物理特性		強度特性				変形特性			
	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	静的・動的特性			静的特性		動的特性		減衰定数 h	
		せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	静ポアソン比 $\nu_s$	動せん断弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	動ポアソン比 $\nu_d$		
B級	26.4	1.72	43.0	$1.30\sigma^{0.73}$	1,770	0.25	表 3.5-5(2) 参照	0.03		
C <sub>H</sub> 級	26.2	1.72	43.0	$1.30\sigma^{0.73}$	1,770	0.24		0.03		
C <sub>M</sub> 級	25.2	0.49	47.0	$1.16\sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03		
C <sub>L</sub> 級	24.1	0.46	44.0	$0.73\sigma^{0.76}$	400	0.31		0.03		
D級	20.2	0.10	24.0	$0.41\sigma^{0.49}$	78	0.38		$G_0 = 255.4\sigma^{0.26}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1+119\gamma^{0.63})$	$h =$ $0.085\gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$	



表 3.5-5(2) 地盤の解析用物性値 (狐崎部層)

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 $G_d(N/mm^2)$	動ポアソン比 $\nu_d$
B級 及び C <sub>H</sub> 級	砂岩	第2速度層	$1.5 \times 10^3$	0.44
		第3速度層	$5.9 \times 10^3$	0.40
		第4速度層	$13.2 \times 10^3$	0.36
		第5速度層	$16.5 \times 10^3$	0.35
		第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
C <sub>M</sub> 級	砂岩	第2速度層	$1.5 \times 10^3$	0.44
		第3速度層	$5.7 \times 10^3$	0.40
		第4速度層	$12.7 \times 10^3$	0.36
		第5速度層	$15.8 \times 10^3$	0.35
		第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
C <sub>L</sub> 級	砂岩	第2速度層	$1.4 \times 10^3$	0.44
		第3速度層	$5.5 \times 10^3$	0.40
		第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
D級	砂岩	第1速度層	表 3.5-5(1) 参照	0.48
		第2速度層		0.44

表 3.5-6(1) 地盤の解析用物性値 (牧の浜部層)

岩種・岩級	物理特性		強度特性				変形特性			
	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	静的・動的特性		静的特性		動的特性		減衰定数 h	
			せん断強度 $\phi$ (°)	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	静ポアソン比 $\nu_s$	動せん断弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	動ポアソン比 $\nu_d$		
B級	26.4	1.29	54.0	$1.12\sigma^{0.74}$	4,100	0.21	表 3.5-6(2) 参照	0.03		
C <sub>H</sub> 級	26.2	1.29	54.0	$1.12\sigma^{0.74}$	1,900	0.19		0.03		
C <sub>M</sub> 級	25.5	0.78	50.0	$1.09\sigma^{0.72}$	1,200	0.24		0.03		
C <sub>L</sub> 級	23.1	0.46	44.0	$0.73\sigma^{0.76}$	250	0.26		0.03		
D級	20.2	0.10	24.0	$0.41\sigma^{0.49}$	78	0.38		h = $0.085\gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$		

表 3.5-6(2) 地盤の解析用物性値 (牧の浜部層)

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 $G_d(N/mm^2)$	動ポアソン比 $\nu_d$
B級 及び C <sub>H</sub> 級	砂岩	第2速度層	$1.2 \times 10^3$	0.45
		第3速度層	$4.7 \times 10^3$	0.41
		第4速度層	$11.5 \times 10^3$	0.34
		第5速度層	$16.8 \times 10^3$	0.33
C <sub>M</sub> 級		第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
		第2速度層	$1.2 \times 10^3$	0.45
		第3速度層	$4.7 \times 10^3$	0.41
		第4速度層	$11.5 \times 10^3$	0.34
		第5速度層	$16.8 \times 10^3$	0.33
C <sub>L</sub> 級	第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48	
	第2速度層	$1.2 \times 10^3$	0.45	
	第3速度層	$4.7 \times 10^3$	0.41	
D級	第1速度層	表 3.5-6(1) 参照	0.48	
	第2速度層		0.45	

表 3.5-7 地盤の解析用物性値 (盛土他)

岩種・岩級	物理特性			強度特性					変形特性			
	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	静的・動的特性		静的特性		動的特性		動せん断弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	動ポアソン比 $\nu_d$	減衰定数 $h$		
		せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	静ポアソン比 $\nu_s$					
盛土	20.6	0.06	30.0	—	$0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$	$198 \sigma^{0.60}$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \nu/0.00036)^{*1}$	0.48	$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$		
旧表土	19.0	0.08	26.2	—	$0.08 + \sigma \tan 26.2^\circ$	$302 \sigma^{0.80}$	0.40	$G_0 = 211 \sigma^{0.42}$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \nu/0.00087)$	0.46	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.020 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.091 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$		
断層 及びシーム <sup>*2</sup>	18.6	0.067	22.2	—	$0.067 + \sigma \tan 22.2^\circ$	圧縮方向 $124.5 \sigma^{0.90}$ せん断方向 $44.43 \sigma^{0.90}$	0.40	$G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \nu/0.0012)^{*1}$	0.46	$\gamma < 1 \times 10^{-4}$ $h = 0.024$ $1 \times 10^{-4} \leq \gamma < 1.6 \times 10^{-2}$ $h = 0.024 + 0.089(\log \gamma + 4)$ $1.6 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$		
セメント改良土	21.6	0.65	44.3	0.46	$0.21 + \sigma \tan 40.9^\circ$	690	0.26	$G_0 = 1670$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \nu/0.00085)$	0.36	$\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$ $h = 0.014$ $3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$ $h = 0.151 + 0.031 \log \gamma$		
改良地盤	20.6	1.39	22.1	0.65	$0.51 + \sigma \tan 34.6^\circ$	4,480	0.19	$G_0 = 1940$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \nu/0.00136)$	0.35	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.050 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$		

\*1: 残存剛性率 ( $G_d/G_0$ ) が小さい領域は次式で補間

$$G_0 = E_s/2 (1 + \nu_s), \quad G_d/G_0 = 1/(1 + \nu/\nu_m), \quad \nu_m = \tau/\tau_0$$

\*2: 断層及びシームの存在物は、「粘土状」, 「砂状」, 「鱗片上」等の性状が確認されているが, そのうち最も強度の小さい粘土状物質にて試験を行い解析用物性値を設定している

#### 3.5.4 地下水位

地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定した設計用地下水位に基づき、地盤応答作成モデル（一次元全応力非線形解析）において単位体積重量に考慮する。

設計用地下水位の一覧を表 3.5-8 に示す。

表 3.5-8 設計用地下水位の一覧

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
鋼製遮水壁（鋼板）	断面①	O. P. -9.00m
	断面②	O. P. -9.50m
	断面③	O. P. -9.00m
	断面④	O. P. -11.00m
	断面⑤	O. P. +4.00m
	断面⑥	O. P. +9.50m
	断面⑦	O. P. +7.00m
	断面⑧	O. P. -6.00m

### 3.6 評価対象部位

評価対象部位は、鋼製遮水壁（鋼板）の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

#### 3.6.1 施設の健全性評価

施設の健全性に係る評価対象部位は、鋼板、鋼製支柱、固定ボルト、フーチング、鋼管杭とする。

#### 3.6.2 施設の変形性評価

施設の変形性評価に係る評価対象部位は、構造物間に設置する止水ジョイント部材のゴムジョイントとする。

#### 3.6.3 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、鋼管杭を支持する基礎地盤とする。

### 3.7 許容限界

許容限界は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

#### 3.7.1 鋼板

##### (1) 鋼板

鋼板の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，設定する短期許容応力度とする。

鋼板の許容限界を表3.7-1に示す短期許容応力度とする。

表 3.7-1 鋼板の許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* <sup>2</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
	SM570	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$ * <sup>1</sup>	230
許容せん断応力度 $\tau_{sa}$		145	217

注記\*1：鋼板は「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に示される，圧縮応力を受ける板であることから，局部座屈に対する許容応力度の低減を考慮し，許容限界は曲げ引張応力度及び曲げ圧縮応力度の小さい値を採用する（詳細を以下に示す）。

\*2：短期許容応力度は，鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

(鋼板の曲げに対する許容応力度の設定方法)

鋼板の曲げに対する許容限界は、曲げ引張応力度及び曲げ圧縮応力度の小さい値を採用する。図 3.7-1 に許容限界算定フローを示す。

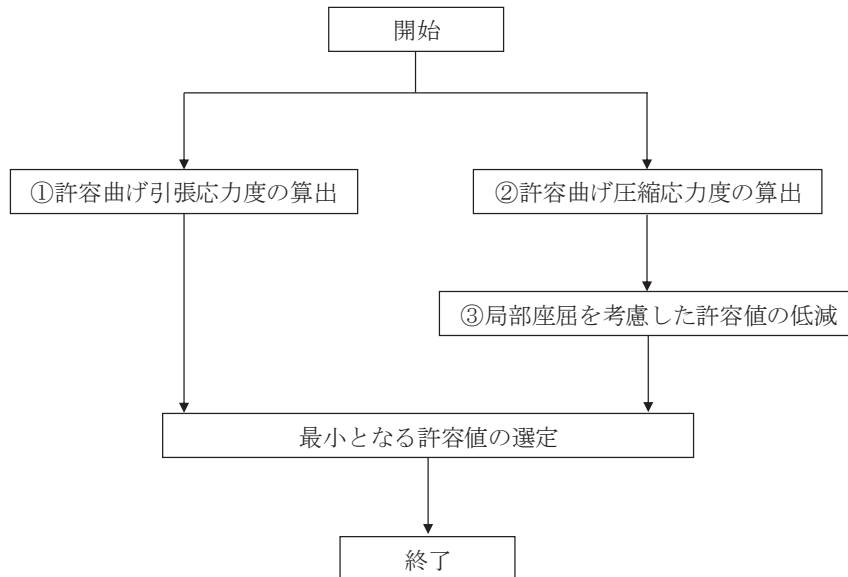


図 3.7-1 鋼板の許容限界算定フロー

① 許容曲げ引張応力度の算出

許容曲げ引張応力度は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会、平成 14 年 3 月）」に基づき、表 3.7-2 のとおり設定する。

鋼板に用いる鋼材は、材質が SM570、板厚が 40mm 以下であるため、許容曲げ引張応力度は  $255\text{N/mm}^2$  である。

表 3.7-2 鋼板の許容限界\_許容曲げ引張応力度

鋼種 鋼材の 板厚(mm)	(N/mm <sup>2</sup> )			
	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
40以下	140	185	210	255
40をこえ75以下	125	175	195	245
75をこえ100以下			190	240

「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会、平成 14 年 3 月）」より抜粋

② 許容曲げ圧縮応力度の算出

部材の圧縮縁の許容曲げ圧縮応力度は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会、平成 14 年 3 月）」に基づき、圧縮フランジの固定状態及び断面の種類によって設定する。算出方法を表 3.7-3 に、算出結果を表 3.7-4 に、算出に用いる寸法位置を図 3.7-2 に示す。



表 3.7-3 許容曲げ圧縮応力度の算出 (板厚 40mm 以下, SM570 材)

(N/mm<sup>2</sup>)

$\frac{A_w}{A_c}$ の範囲	許容曲げ圧縮応力度	l/b の範囲
$\frac{A_w}{A_c} \leq 2$	255	$\frac{l}{b} \leq 5.0$
	$255 - 6.6 \left( \frac{l}{b} - 5.0 \right)$	$5.0 < \frac{l}{b} \leq 25$
$\frac{A_w}{A_c} > 2$	255	$\frac{l}{b} \leq \frac{10}{K}$
	$255 - 3.3 \left( K \frac{l}{b} - 10 \right)$	$\frac{10}{K} < \frac{l}{b} \leq 25$

$A_w$  : 腹板の総断面積 (mm<sup>2</sup>) = 鋼板のリブ  
 $A_c$  : 圧縮フランジの総断面積 (mm<sup>2</sup>) = 鋼板  
 $l$  : 圧縮フランジの固定点間距離 (mm) = 鋼製支柱間距離  
 $b$  : 圧縮フランジ幅 (mm) = 鋼板高さ  
 $K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$

「道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」より抜粋

表 3.7-4 許容曲げ圧縮応力度の算出結果

断面	$A_w$ (mm <sup>2</sup> )	$A_c$ (mm <sup>2</sup> )	$A_w/A_c$	l/b	許容曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
断面①	44000	96000	0.46	0.29	255
断面②	44000	96000	0.46	0.42	255
断面③	36000	80000	0.45	0.50	255
断面④	36000	100000	0.36	0.50	255
断面⑤	32000	90000	0.36	0.56	255
断面⑥	36000	100000	0.36	0.50	255
断面⑦	32000	90000	0.36	0.56	255
断面⑧	36000	100000	0.36	0.50	255

( $A_w$ ,  $A_c$ の算出方法)

$$A_w = t_1 \times b_1 \times n$$

ここで、

$A_w$  : リブの総断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$t_1$  : リブ板厚 (mm)

$b_1$  : リブ高さ (mm)

$n$  : リブ本数 (本)

$$A_c = t_2 \times b_2$$

ここで、

$A_c$  : 鋼板の総断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$t_2$  : 鋼板板厚 (mm)

$b_2$  : 鋼板高さ (mm)

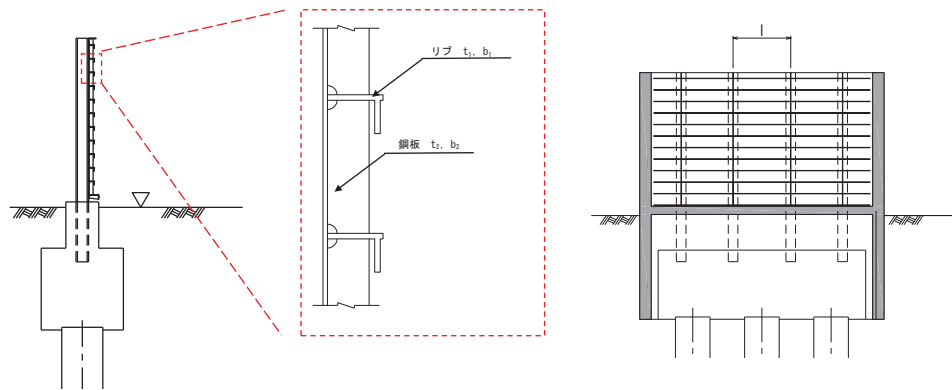


図 3.7-2 鋼板詳細図

③ 曲げ圧縮応力度の低減について

圧縮応力を受ける部材については、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，局部座屈に対して許容応力度を低減する。

局部座屈に対する許容曲げ圧縮応力度の算出方法を表 3.7-5 に示す。鋼板に用いる鋼材は，リブ板厚  $t$  が 20mm，リブ高が 200mm であるため，許容曲げ圧縮応力度は  $230\text{N}/\text{mm}^2$  となる。

表 3.7-5 局部座屈に対する許容曲げ圧縮応力度  
(板厚 40mm 以下, SM570 材)

(N/mm<sup>2</sup>)

局部座屈に対する 許容応力度	t の範囲
255	$\frac{b}{9.5} \leq t$
$23,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$	$\frac{b}{16} \leq t \leq \frac{b}{9.5}$
t : 自由突出板の板厚 (mm) : リブ厚 (mm) = 20mm b : 自由突出幅 (mm) : リブ高 (mm) = 200mm	

「道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」より抜粋

以上より, ①~③で最も小さな許容値である, ③: 局部座屈に対する許容曲げ圧縮応力度を鋼板のすべての部位に適用し, 曲げに対する許容応力度は 230N/mm<sup>2</sup> に設定する。

(2) 水平部材

断面⑤及び断面⑦の鋼板張出部に設置する水平部材及び間詰鋼材の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，表 3.7-6 に示す短期許容応力度とする。構造概要を図 3.7-3 に示す。

表 3.7-6 水平部材及び間詰鋼材の許容限界

名称	鋼材	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度*1 (N/mm <sup>2</sup> )
		許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$	許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	
水平部材	SM490	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$	185	277
		許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	105	157
間詰鋼材	SM570	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$	255	382
		許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	145	217

注記\*1：短期許容応力度は，鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

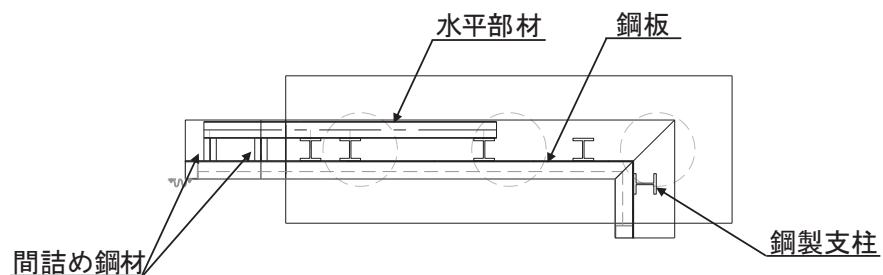


図 3.7-3 水平部材，間詰鋼材（断面⑤の例）

### 3.7.2 鋼製支柱

鋼板の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，表3.7-7に示す短期許容応力度とする。

表 3.7-7 鋼製支柱の許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	SM490	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$	185
許容せん断応力度 $\tau_{sa}$		105	157
SM570	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$	255	382
	許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	145	217

注記\*：短期許容応力度は，鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

### 3.7.3 固定ボルト

固定ボルトの許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，表3.7-8に示す短期許容応力度とする。

表 3.7-8 固定ボルトの許容限界

強度区分	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	8.8	許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	360

注記\*：短期許容応力度は，鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

### 3.7.4 フーチング

フーチングの許容限界は、フーチングの照査範囲毎に設定する。照査範囲の概念図を図3.7-4に示す。

フーチング（本体）の曲げ・軸力については、「道路土工—カルバート工指針（日本道路協会，平成21年度版）」及び「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）」に基づき，表3.7-9(1)に示す短期許容応力度とする。せん断については，「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会 原子力土木委員会，2005年6月）」に基づき，「(1)棒部材式」，「(2)ディープビーム式」のせん断耐力式で求まるせん断耐力のうち，いずれか大きい方とし，表3.7-9(2)に示すせん断耐力とする。また，ねじりについては，「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）」に基づき，表3.7-9(3)に示す短期許容応力度とする。

フーチング（ペDESTAL部）の許容限界は，「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）」及び「鉄道構造物等設計基準・同解説 コンクリート構造物（鉄道総合技術研究所，平成16年）」に基づき，表3.7-9(4)に示す支圧強度及び押し抜きせん断耐力とする。また，曲げ及びせん断に対しては，鋼構造接合部設計指針（日本建築学会，2012年）における根巻き柱脚の設計方法を参照し，表3.7-9(5)及び表3.7-9(6)に示す降伏曲げ耐力及び降伏せん断耐力を許容限界とする。

フーチング（接続部）は，曲げ・軸力については「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）」に基づく，表3.7-9(7)に示す短期許容応力度とする。せん断については，「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会 原子力土木委員会，2005年6月）」に基づき，「(1)棒部材式」，「(2)ディープビーム式」のせん断耐力式で求まる，表3.7-9(8)に示すせん断耐力とする。

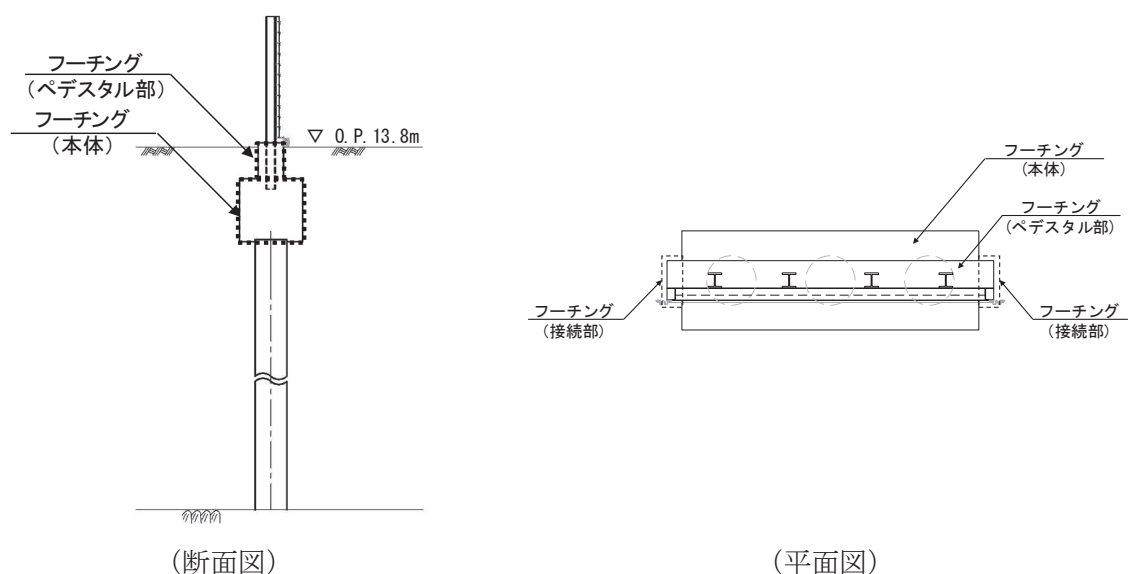


図 3.7-4 フーチングの照査範囲の概念図

表 3.7-9(1) フーチング（本体）の許容限界（曲げ・軸力）

種別	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	コンクリート ( $f'_{ck}=50\text{N/mm}^2$ )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	16
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	196	294

注記\*：短期許容応力度は，許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 3.7-9(2) フーチング（本体）の許容限界（せん断）

種別			せん断耐力 (kN)
コンクリート ( $f'_{ck}=50\text{N/mm}^2$ )	せん断補強筋 (D32@300)	断面①	Sy : 20754 Sz : 19933
	せん断補強筋 (D32@300)	断面②	Sy : 18298 Sz : 17454
	せん断補強筋 (D32@300)	断面③	Sy : 16884 Sz : 17294
	せん断補強筋 (D32@300)	断面④	Sy : 17658 Sz : 18084
	せん断補強筋 (D32@300)	断面⑤	Sy : 24540 Sz : 25093
	せん断補強筋 (D32@300)	断面⑥	Sy : 17658 Sz : 18084
	せん断補強筋 (D32@300)	断面⑦ 一般部	Sy : 22783 Sz : 17708
	せん断補強筋 (D32@300)	断面⑦ 開口部	開口上部 Sy : 1657 開口上部 Sz : 5144 開口下部 Sy : 4312 開口下部 Sz : 7983
	せん断補強筋 (D32@300)	断面⑧	Sy : 17658 Sz : 18084

表 3.7-9(3) フーチング（本体）の許容限界（ねじり）

種別	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	196

表 3.7-9(4) フーチング（ペDESTAL部）の許容限界（支圧・押し抜きせん断）

種別		支圧強度 (N/mm <sup>2</sup> )	押し抜きせん断耐力 (kN)
コンクリート ( $f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$ )	断面①	38.4	2357
	断面②	38.4	2357
	断面③	38.4	2357
	断面④	38.4	3912
	断面⑤ 一般部	38.4	3912
	断面⑤ 張出部	38.4	3782
	断面⑥	38.4	3912
	断面⑦ 一般部	38.4	3912
	断面⑦ 張出部	38.4	2927
	断面⑧	38.4	3912



表 3.7-9(5) フーチング（ペDESTAL部）の許容限界（曲げ）

種別		降伏曲げ耐力 (kN)
コンクリート ( $f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$ )	軸方向鉄筋 (D38@150 (2段))	断面① 6317
	軸方向鉄筋 (D38@150 (2段))	断面② 8122
	軸方向鉄筋 (D38@150)	断面③ 4061
	軸方向鉄筋 (D38@150 (2段))	断面④ 8122
	軸方向鉄筋 (D38@150 (2段))	断面⑤ 一般部 4512
	軸方向鉄筋 (D38@150 (2段))	断面⑤ 張出部 5415
	軸方向鉄筋 (D38@150 (2段))	断面⑥ 8122
	軸方向鉄筋 (D38@150 (2段))	断面⑦ 一般部 8122
	軸方向鉄筋 (D38@150 (2段))	断面⑦ 開口部 4512
	軸方向鉄筋 (D38@150 (2段))	断面⑧ 8122

表 3.7-9(6) フーチング（ペデスタル部）の許容限界（せん断）

種別			降伏せん断耐力 (kN)
コンクリート ( $f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$ )	せん断補強筋 (D19@300)	断面①	4567
	せん断補強筋 (D19@300)	断面②	5397
	せん断補強筋 (D19@300)	断面③	5397
	せん断補強筋 (D19@300)	断面④	5397
	せん断補強筋 (D19@300)	断面⑤ 一般部	4528
	せん断補強筋 (D19@300)	断面⑤ 張出部	2402
	せん断補強筋 (D19@300)	断面⑥	5397
	せん断補強筋 (D19@300)	断面⑦ 一般部	5476
	せん断補強筋 (D19@300)	断面⑦ 開口部	2625
	せん断補強筋 (D19@300)	断面⑧	5397

表 3.7-9(7) フーチング（接続部）の許容限界（曲げ）

種別	許容応力度 ( $\text{N/mm}^2$ )		短期許容応力度* ( $\text{N/mm}^2$ )
	コンクリート ( $f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$ )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	11
鉄筋(SD345)	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	196	294

注記\*：短期許容応力度は、許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 3.7-9(8) フーチング（接続部）の許容限界（せん断）

種別			せん断耐力 (kN)
コンクリート ( $f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$ )	せん断補強筋 (D29@150)	断面①	10902
	せん断補強筋 (D29@150)	断面②	11526
	せん断補強筋 (D25@150)	断面③	9064
	せん断補強筋 (D25@150)	断面④	9064
	せん断補強筋 (D29@150)	断面⑤	4907
	せん断補強筋 (D25@150)	断面⑥	9064
	せん断補強筋 (D29@150)	断面⑦	5052
	せん断補強筋 (D25@150)	断面⑧	9064

(フーチング (本体) におけるせん断耐力の算出根拠)

フーチング (本体) におけるせん断耐力は以下の式により算定する。

(1) 棒部材式

$$V_{y d} = V_{c d} + V_{s d}$$

ここに,  $V_{y d}$  : せん断耐力

$V_{c d}$  : コンクリートが分担するせん断耐力

$V_{s d}$  : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{c d} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{v c d} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{b c}$$

$$f_{v c d} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{c d}}$$

ただし,  $f_{v c d} > 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$  となる場合は  $f_{v c d} = 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad \text{ただし, } \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_v} \quad \text{ただし, } \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_p = 1.5$$

$$\beta_n = 1 + M_0 / M_d \quad (N'_d \geq 0) \quad \text{ただし, } \beta_n > 2.0 \text{ となる場合は } \beta_n = 2.0$$

$$\beta_n = 1 + 2M_0 / M_d \quad (N'_d < 0) \quad \text{ただし, } \beta_n < 0 \text{ となる場合は } \beta_n = 0$$

$$\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d} \quad \text{ただし, } \beta_a < 1.0 \text{ となる場合は } \beta_a = 1.0$$

$f'_{c d}$  : コンクリートの圧縮強度の設計用値 (N/mm<sup>2</sup>) で設計基準強度  $f'_{c k}$  を  
材料係数  $\gamma_{m c}$  で除したもの

$$p_v = A_s / (b_w \cdot d) : \text{引張鉄筋比}$$

$A_s$  : 引張側鋼材の断面積

$b_w$  : 部材の有効幅

$d$  : 部材の有効高さ

$N'_d$  : 設計軸圧縮力

$M_d$  : 設計曲げモーメント

$M_0 = N'_d \cdot D/6$  :  $M_d$  に対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要なモーメント(デコンプレッションモーメント)

$D$  : 断面高さ

$a/d$  : せん断スパン比

$\gamma_{bc}$  : 部材係数

$\gamma_{mc}$  : 材料係数

$$V_{sd} = \left\{ A_w f_{wyd} (\sin \alpha + \cos \alpha) / s \right\} z / \gamma_{bs}$$

$A_w$  : 区間  $s$  におけるせん断補強鉄筋の総断面積

$f_{wyd}$  : せん断補強鉄筋の降伏強度を  $\gamma_{ms}$  で除したもので、 $400\text{N/mm}^2$  以下とする。ただし、コンクリート圧縮強度の特性値  $f'_{ck}$  が  $60\text{N/mm}^2$  以上のときは  $800\text{N/mm}^2$  以下とする。

$\alpha$  : せん断補強鉄筋と部材軸のなす角度

$s$  : せん断補強鉄筋の配置間隔

$z$  : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で  $d/105$  とする。

$\gamma_{bs}$  : 部材係数

$\gamma_{ms}$  : 材料係数

(2) ディープビーム式

$$V_{y d d} = V_{c d d} + V_{s d d}$$

ここに、 $V_{y d d}$  : せん断耐力

$V_{c d d}$  : コンクリートが分担するせん断耐力

$V_{s d d}$  : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{c d d} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{d d} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{b c}$$

$$f_{d d} = 0.19 \sqrt{f'_{c d}}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad \text{ただし、} \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_v} \quad \text{ただし、} \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_p = 1.5$$

$$\beta_a = \frac{5}{1 + (a/d)^2}$$

$\gamma_{b c}$  : 部材係数

$$V_{s d d} = \phi \cdot V_{s d}$$

$$\phi = -0.17 + 0.3 a/d + 0.33/p_{w b} \quad \text{ただし } 0 \leq \phi \leq 1$$

$P_{w b}$  : せん断補強鉄筋比(%)

(フーチング（ペDESTAL部）における支圧強度及び押し抜きせん断耐力の算出根拠）

フーチング（ペDESTAL部）における支圧強度及び押し抜きせん断耐力は以下の方法により算定する。算定結果を表 3.7-10 に、算定に用いる寸法位置を図 3.7-5 に、配筋概要図を図 3.7-6 に示す。

・支圧強度の算定方法

$$\sigma_{ad} = \eta f'_{ck} / \gamma_c$$

$$\eta = \sqrt{A/A_a}$$

$$A = b' \cdot d$$

$$A_a = b \cdot d$$

ここで、

$\sigma_{ad}$  : 支圧強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$A$  : コンクリート面の支圧分布面積 (m<sup>2</sup>)

$A_a$  : 支圧を受ける面積 (m<sup>2</sup>)

$f'_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度=30 (N/mm<sup>2</sup>)

$\gamma_c$  : 材料係数=1.3

$b$  : 鋼製支柱フランジ長 (mm)

$b'$  : 支圧力分布長 (mm)

$d$  : 鋼製支柱根入れ長 (mm)

・押し抜きせん断強度の算定方法

$$S_A = \sigma_{sy} \cdot n \cdot A_s$$

ここで、

$S_A$  : 水平押し抜きせん断耐力 (kN)

$\sigma_{sy}$  : 鉄筋の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$n$  : 水平押し抜きせん断力に抵抗する有効なせん断補強筋の本数

$A_s$  : 鉄筋 1 本あたりの断面積 (mm<sup>2</sup>)

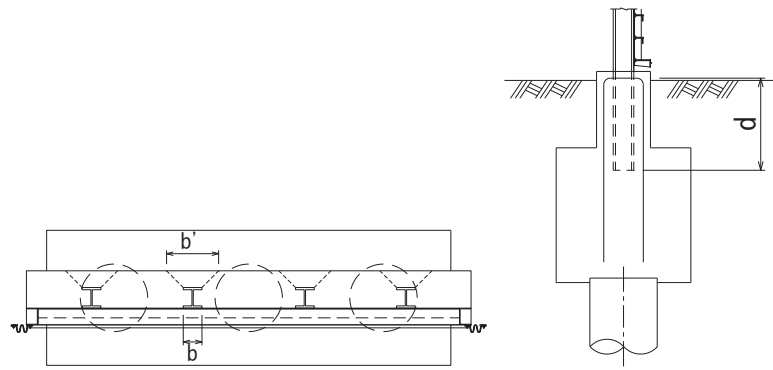
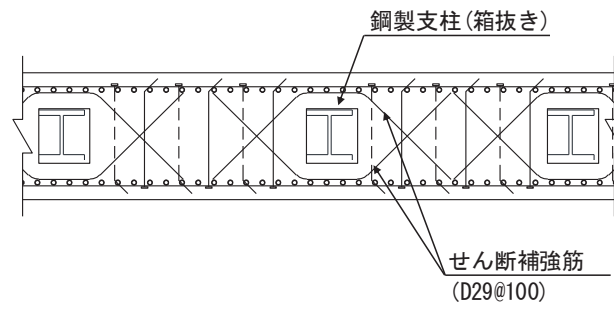


図 3.7-5 算定に用いる寸法位置



(平面図)

図 3.7-6 ペDESTAL配筋概要図 (断面④の例)



表 3.7-10 フーチング（ペデスタル部）の支圧強度及び押し抜きせん断耐力の算定結果

断面	b' (mm)	b (mm)	$\eta$	$\sigma_{ad}$ (N/mm <sup>2</sup> )	n (本)	A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )	S <sub>A</sub> (kN)
断面①	1159	417	1.667	38.4	14	387.1	2357
断面②	1159	417	1.667	38.4	14	387.1	2357
断面③	1159	417	1.667	38.4	14	387.1	2357
断面④	1159	417	1.667	38.4	14	642.4	3912
断面⑤ (一般部)	1159	417	1.667	38.4	14	642.4	3912
断面⑤ (張出部)	1159	417	1.667	38.4	15	1096.6	3782*
断面⑥	1159	417	1.667	38.4	14	642.4	3912
断面⑦ (一般部)	1159	417	1.667	38.4	14	642.4	3912
断面⑦ (張出部)	1159	417	1.667	38.4	10	642.4	2927
断面⑧	1159	417	1.667	38.4	14	642.4	3912

(フーチング（ペDESTAL部）における曲げ耐力及びせん断耐力の算出根拠）

フーチング（ペDESTAL部）における曲げ耐力及びせん断耐力は鋼構造接合部設計指針（日本建築学会，2012年）により算定する。

- ・ 降伏曲げ耐力の算定方法

$$M_y = \alpha_t \cdot F_{\gamma y} \cdot \gamma j$$
$$\gamma j = (7/8) \cdot \gamma d$$

ここで、

- $M_y$  : 降伏曲げ耐力 (kN・m)
- $\alpha_t$  : 引張主筋の断面積 (m<sup>2</sup>)
- $F_{\gamma y}$  : 主筋の降伏強さ (N/mm<sup>2</sup>)
- $\gamma j$  : 根巻き鉄筋コンクリート部分の応力中心間距離 (m)
- $\gamma d$  : 圧縮縁から引張主筋重心までの距離 (m)

- ・ 降伏せん断耐力の算定方法

$$Q_y = b_e \cdot \gamma j \cdot (F_{csy} + 0.5F_{wy} \cdot p_w)$$
$$p_w = a_w / (b_e \cdot x) \leq 1.2\%$$

ここで、

- $Q_y$  : 降伏せん断耐力 (kN)
- $b_e$  : コンクリートの有効幅 (m)
- $F_{csy}$  : コンクリートの降伏せん断強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $F_{wy}$  : せん断補強筋の降伏強さ (N/mm<sup>2</sup>)
- $p_w$  : 帯筋比
- $a_w$  : 1組の帯筋の断面積 (m<sup>2</sup>)
- $x$  : 帯筋の間隔 (m)

### 3.7.5 鋼管杭

鋼管杭の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）」に基づき，杭体部については，表3.7-11(1)に示す降伏強度を用いた降伏モーメント及びせん断強度とする。杭頭部については，表3.7-11(2)に示す杭頭補強筋の降伏応力度を用い，本数・配置を考慮したフーチング内部での仮想鉄筋コンクリート断面における降伏モーメントとする。

表 3.7-11(1) 鋼管杭（杭体）の許容限界

杭種		降伏強度（曲げ） (N/mm <sup>2</sup> )	せん断強度 (N/mm <sup>2</sup> )
鋼管杭 (杭体)	SM570 ( t < 40mm)	450	260

表 3.7-11(2) 鋼管杭（杭頭）の許容限界

項目	種別	降伏応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
鋼管杭 (杭頭部)	杭頭補強筋(SD490)	490

### 3.7.6 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は，漏水試験及び変形試験により，有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表3.7-12に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 3.7-12 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

種別	許容限界 (mm)	
	ゴムジョイント	変形量

### 3.7.7 基礎地盤

基礎地盤の許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき設定する。

押し込みについては、基礎地盤の評価においては杭周の摩擦抵抗成分を含まない杭頭位置での発生鉛直力を用いることから、周面摩擦力分を考慮できるが、押し込みについては保守的に杭先端の基礎地盤の極限支持力のみ考慮する。なお、鋼管杭分の自重について、中空の鋼管杭のため軽量であることから、周面摩擦力を非考慮とすることの保守性に包含されると判断されることから考慮しない。

引き抜きについては、道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）の杭基礎（中掘り杭工法）に基づき周面摩擦力による極限支持力に鋼管杭の自重を考慮して設定する。周面摩擦力の算定においては、設置変更許可申請書に記載しており、敷地の代表性を確認している物性値であるせん断抵抗角  $\phi$  を用い道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）に示されている  $N$  値とせん断抵抗角  $\phi$  の関係式を用いて算出した  $N$  値により周面摩擦力を算定する（ただし、本計算書においては 4. 評価結果に後述するとおり、引き抜き力が生じないため省略する）。

表 3.7-13 に基礎地盤の許容限界を示す。

表 3.7-13 基礎地盤の支持力に対する許容限界（押し込み）

杭種		極限支持力 (N/mm <sup>2</sup> )
極限支持力	断面① (牧の浜部層)	11.4
	断面② (牧の浜部層)	11.4
	断面③ (狐崎部層)	13.7
	断面④ (狐崎部層)	13.7
	断面⑤ (狐崎部層)	13.7
	断面⑥ (狐崎部層)	13.7
	断面⑦ (狐崎部層)	13.7
	断面⑧ (牧の浜部層)	11.4

### 3.8 評価方法

防潮壁（鋼製遮水壁（鋼板））の耐震評価は、地震応答解析に基づき算定した発生応力が「3.7 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

#### 3.8.1 鋼板

##### (1) 鋼板

鋼板は、プレートと補剛材（水平リブ及び鉛直リブ）で構成されている。鋼板の構造図を図 3.8-1 に示す。

鋼板の評価は、これらの各部材について、地震応答解析モデルに格子状にはり要素でモデル化し、各要素に生じる曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

なお、鋼板は、鋼製支柱により支持される支点間距離が、同一鋼板の中で区間ごとに異なるため、プレート部については「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅱ 鋼橋編）・同解説（日本道路協会、平成 14 年 3 月）」に基づき、断面剛性の算出や応力度照査に用いる有効幅を各区間で算出し地震応答解析モデルに考慮しているため、その有効幅単位で照査を行う。詳細は「3.5.1 (1) 構造物のモデル化（鋼板のモデル化について）」に示す。

なお、有効幅以外のプレート部については補剛材に固定される両端固定梁として、発生する応力が許容限界以内であることを確認する（プレート部は軽量であることから地震に対して重畳時の評価が厳しくなることは明白であるため、地震時の評価は省略する）。

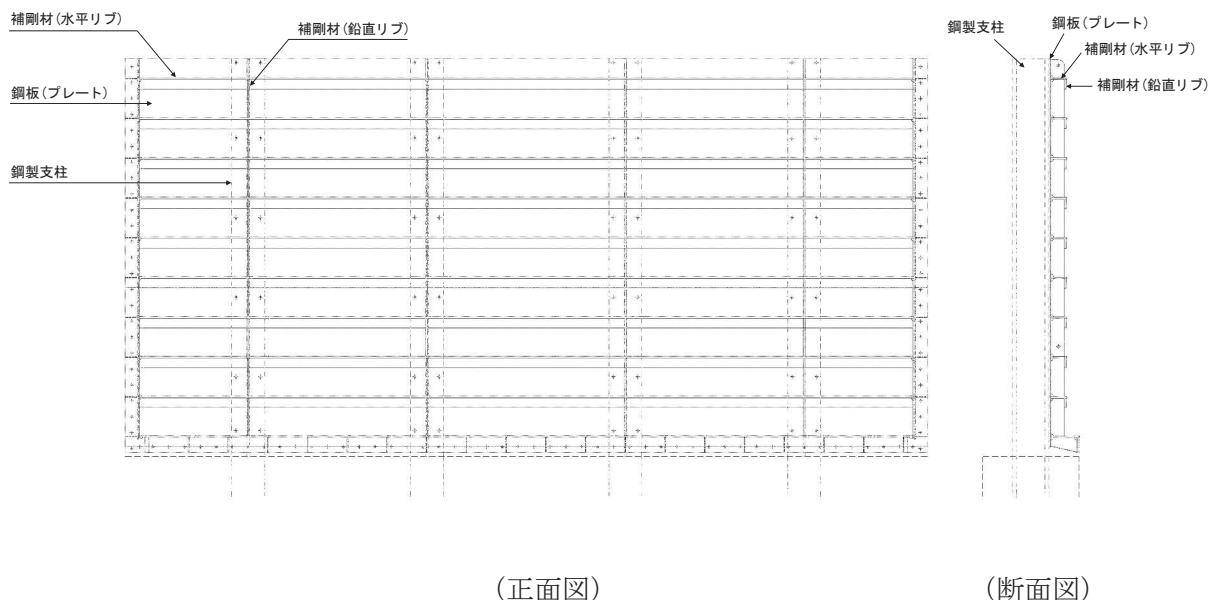


図 3.8-1 鋼板の構造図（正面図，断面図）

① 曲げ軸力照査

曲げモーメント及び軸力を用いて，図 3.8-2 に示す断面形状にて，次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。応力度は二軸合成応力度として算出する。

なお，前述のとおり，断面性能が異なる区間ごとに断面力を算出し照査を行うが，保守的に  $N, M_y, M_z$  ごとに同一区間単位の中で位置を統一せずに，絶対値最大となる断面力をそれぞれ抽出し，それらを組み合わせた応力度照査を行う。

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A_1} \pm \frac{M_{Y1}}{Z_{Y1}} \pm \frac{M_{Z1}}{Z_{Z1}} \dots \dots \dots (3.1)$$

ここで，

- $\sigma_1$  : 鋼製パネルの曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $N_1$  : 鋼製パネルの軸力 (kN)
- $A_1$  : 鋼製パネルの有効断面積 (m<sup>2</sup>)
- $M_{Y1}$  : 鋼製パネルに発生する Y 軸周りの曲げモーメント (kN・m)
- $Z_{Y1}$  : 鋼製パネルの Y 軸周りの有効断面係数 (m<sup>3</sup>)
- $M_{Z1}$  : 鋼製パネルに発生する Z 軸周りの曲げモーメント (kN・m)
- $Z_{Z1}$  : 鋼製パネルの Z 軸周りの有効断面係数 (m<sup>3</sup>)

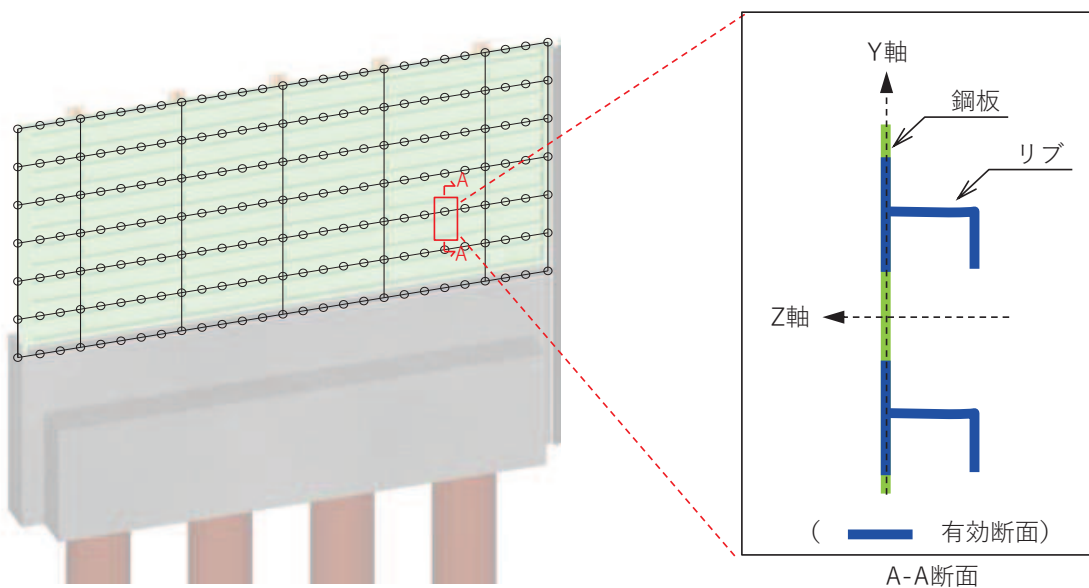


図 3.8-2 鋼製パネル断面形状

応力度算出の例として、断面②における任意の節点位置における曲げ応力度の算定例を表 3.8-1 に示す。

表 3.8-1(1) 曲げ応力度の算定例 (断面②の例)  
(N, M<sub>y</sub>, M<sub>z</sub> それぞれ単独の応力度)

垂直応力度							
$\sigma_n$	$\sigma_{mza}$	$\sigma_{mzb}$	$\sigma_{mzc}$	$\sigma_{mva}$	$\sigma_{myc}$	$\sigma_{mye}$	$\sigma_{mvh}$
(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )
0.541	-9.893	4.265	5.398	-3.693	-0.250	0.000	4.193

ここで、

$$\sigma_n = \frac{N}{A}$$

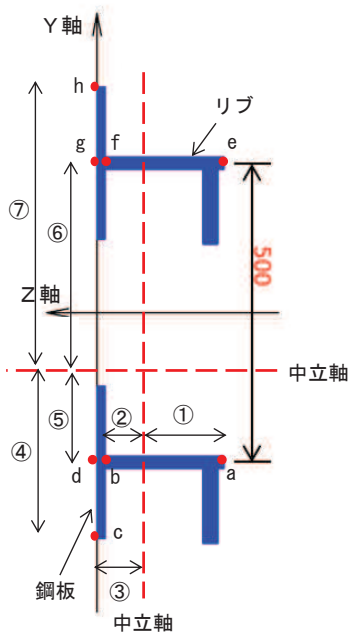
$$\sigma_{mza} = \frac{M_z}{Z_1} \quad \sigma_{mzb} = \frac{M_z}{Z_2} \quad \sigma_{mzc} = \frac{M_z}{Z_3} \quad \sigma_{mzd} = \sigma_{mzc}$$

$$\sigma_{mze} = \sigma_{mza} \quad \sigma_{mzf} = \sigma_{mzb} \quad \sigma_{mzg} = \sigma_{mzc} \quad \sigma_{mzh} = \sigma_{mzc}$$

$$\sigma_{mya} = \frac{M_y}{Z_6} \quad \sigma_{myb} = \sigma_{mya} \quad \sigma_{myc} = \frac{M_y}{Z_4} \quad \sigma_{myd} = \sigma_{mya}$$

$$\sigma_{mye} = \frac{M_y}{Z_6} \quad \sigma_{myf} = \sigma_{mye} \quad \sigma_{myg} = \sigma_{mye} \quad \sigma_{myh} = \frac{M_y}{Z_7}$$

注記\* : Z<sub>1</sub>~③及び Z<sub>4</sub>~⑦は、下図に示す中立軸から照査位置 (a~h) までの距離に応じた断面係数



(垂直応力度算出位置)

表 3.8-1(2) 曲げ応力度の算定例 (断面②の例)  
(N, My, Mz を組み合わせた応力度)

垂直応力度二軸合成							
$\sigma_a$	$\sigma_b$	$\sigma_c$	$\sigma_d$	$\sigma_e$	$\sigma_f$	$\sigma_g$	$\sigma_h$
(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )
10.684	5.057	6.189	10.434	4.806	5.939	9.631	10.132

ここで,

$$\begin{aligned} \sigma_a &= |\sigma_n| + |\sigma_{mza}| + |\sigma_{mya}| & \sigma_b &= |\sigma_n| + |\sigma_{mzb}| + |\sigma_{myb}| \\ \sigma_c &= |\sigma_n| + |\sigma_{mzc}| + |\sigma_{myc}| & \sigma_d &= |\sigma_n| + |\sigma_{mzd}| + |\sigma_{myd}| \\ \sigma_e &= |\sigma_n| + |\sigma_{mze}| + |\sigma_{mye}| & \sigma_f &= |\sigma_n| + |\sigma_{mzf}| + |\sigma_{myf}| \\ \sigma_g &= |\sigma_n| + |\sigma_{mzg}| + |\sigma_{myg}| & \sigma_h &= |\sigma_n| + |\sigma_{mzh}| + |\sigma_{myh}| \end{aligned}$$

→当該節点における曲げ応力度は、 $\sigma_a \sim \sigma_h$  で最も応力度が最大となる  $\sigma_a = 10.684 \text{ N/mm}^2$  とする。

### ② セン断力照査

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\tau_1 = \frac{S_{Z1}}{A_1} \dots \dots \dots (3.2)$$

ここで,

- $\tau_1$  : 鋼製パネルのせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- $S_{Z1}$  : 鋼製パネルに発生するせん断力 (N)
- $A_1$  : 鋼製パネル (リブ腹板) の断面積 (mm<sup>2</sup>)

### ③ 合成応力度

合成応力に対して許容限界以下であることを確認する。

$$\left( \frac{\sigma_1}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_1}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq k \dots \dots \dots (3.3)$$

ここで,

- $\sigma_1$  : 鋼製パネルの曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau_1$  : 鋼製パネルのせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{sa}$  : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau_{sa}$  : 短期許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $k$  : 道路橋示方書 (Ⅱ鋼橋編) に基づく合成応力の許容値 (1.2)



(2) 水平部材

水平部材の評価は、水平部材及び間詰鋼材に発生する曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

① 曲げ軸力照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma_2 = \frac{N_2}{A_2} \pm \frac{M_2}{Z_2} \dots\dots\dots (3.4)$$

ここで、

$\sigma_2$  : 水平部材の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (kN/m<sup>2</sup>)

$M_2$  : 水平部材に発生する曲げモーメント (kN・m)

$Z_2$  : 水平部材の断面係数 (m<sup>3</sup>)

$N_2$  : 水平部材の軸力 (kN)

$A_2$  : 水平部材の断面積 (m<sup>2</sup>)

② せん断力照査

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\tau_2 = \frac{S_2}{A_2} \dots\dots\dots (3.5)$$

ここで、

$\tau_2$  : 水平部材のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$S_2$  : 水平部材に発生するせん断力 (N)

$A_2$  : 水平部材 (ウェブ) の断面積 (mm<sup>2</sup>)

③ 合成応力度

合成応力に対して許容限界以下であることを確認する。

$$\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_{sa}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_2}{\tau_{sa}}\right)^2 \leq k \quad \dots \dots \dots (3.6)$$

ここで、

$\sigma_2$  : 水平部材の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_2$  : 水平部材のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{sa}$  : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_{sa}$  : 短期許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$k$  : 道路橋示方書 (Ⅱ鋼橋編) に基づく合成応力の許容値 (1.2)

### 3.8.2 鋼製支柱

鋼製支柱の評価は、断面力が最大となる鋼製支柱基部の曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

#### (1) 曲げ軸力照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma_3 = \frac{N_3}{A_3} \pm \frac{M_3}{Z_3} \dots\dots\dots (3.7)$$

ここで、

- $\sigma_3$  : 鋼製支柱の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $M_3$  : 鋼製支柱に発生する曲げモーメント (kN・m)
- $Z_3$  : 鋼製支柱の断面係数 (m<sup>3</sup>)
- $N_3$  : 鋼製支柱の軸力 (kN)
- $A_3$  : 鋼製支柱の断面積 (m<sup>2</sup>)

#### (2) せん断力照査

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\tau_3 = \frac{S_3}{A_3} \dots\dots\dots (3.8)$$

ここで、

- $\tau_3$  : 鋼製支柱のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- $S_3$  : 鋼製支柱に発生するせん断力 (N)
- $A_3$  : 鋼製支柱 (ウェブ) の断面積 (mm<sup>2</sup>)

(3) 合成応力度

合成応力に対して許容限界以下であることを確認する。

$$\left(\frac{\sigma_3}{\sigma_{sa}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_3}{\tau_{sa}}\right)^2 \leq k \quad \dots \dots \dots (3.9)$$

ここで、

$\sigma_3$  : 鋼製支柱の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_3$  : 鋼製支柱のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{sa}$  : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_{sa}$  : 短期許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$k$  : 道路橋示方書 (Ⅱ鋼橋編) に基づく合成応力の許容値 (1.2)

3.8.3 固定ボルト

固定ボルトの評価は、固定ボルトに作用する引張応力が許容限界以下であることを確認する。

地震荷重については、鋼板の重量に設計水平震度を乗じて慣性力として算出する。設計水平震度については、地震応答解析の結果に基づき、鋼板に発生する最大水平加速度から以下の式により鋼板の各高さでの最大水平震度  $k_h$  を算定し、作用させる。

(水平震度算定式)

$$k_h = \frac{\alpha_{max}}{g} \quad \dots \dots \dots (3.10)$$

ここで、

$k_h$  : 設計水平震度

$\alpha_{max}$  : 鋼板の各高さでの最大水平加速度 (m/s<sup>2</sup>)

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

(評価方法)

$$\sigma_3 = \frac{N_3}{A_3} \quad \dots \dots \dots (3.11)$$

ここで、

$\sigma_3$  : 固定ボルトに生じる応答加速度より算定される応力 (kN/m<sup>2</sup>)

$N_3$  : 固定ボルトに生じる応答加速度より算定される引張力 (kN)

$A_3$  : 固定ボルトの断面積 (m<sup>2</sup>)

### 3.8.4 フーチング

#### (1) フーチング（本体）

フーチング（本体）は、コンクリートの曲げ圧縮応力、鉄筋の引張応力、部材に作用するせん断力及びねじりモーメントによる応力が許容限界以下であることを確認する。

コンクリートの曲げ圧縮応力、鉄筋の引張応力の算定は、解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.00.06」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

ねじりモーメントによる応力の算定は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき算定する。算定したねじり応力に対して、曲げとねじり，せん断とねじりが同時に作用すると考え，それぞれの応力を組合せて，許容限界以下となることを確認する。

なお，照査における評価用断面力の組合せについて，曲げモーメントは，フーチング断面で全時刻最大及び最小値を抽出して絶対値最大となる曲げモーメントを選定する。その際，組み合わせる軸力については，発生位置および時刻は曲げモーメントの発生位置と統一せずに，全断面の中から全時刻最大及び最小値を抽出し，コンクリートの照査では最大値，鉄筋の照査では最小値を使用する。また，曲げモーメントについては絶対値最大の値を正負入れ替えた照査を実施する。

表 3.8-2 に，コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価用断面力の抽出例を示す。

表 3.8-2 コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する  
照査における評価用断面力の抽出例

ケース	発生断面力		
	曲げモーメント (kN・m)	軸力最大値 (kN)	軸力最小値 (kN)
最大断面力	810 (t=7.61s)	52 (t=7.70s)	-20 (t=7.81s)
コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価用断面力	810 (t=7.61s)	52 (t=7.70s)	—
鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価用断面力	810 (t=7.61s)	—	-20 (t=7.81s)

(ねじりモーメントによる応力の算定方法)

ねじりモーメントによる応力の算定は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき次式により応力を算定する。算定したねじりモーメントによる応力に対して，曲げとねじり，せん断とねじりが同時に作用すると考え，それぞれの応力を組合せて，許容限界以下となることを確認する。

$$\sigma_{s1} = \sigma_{sl} + \sigma_{s3} \quad \dots \dots \dots (3.12)$$

$$\sigma_{s2} = \sigma_{st} + \sigma_{s4} \quad \dots \dots \dots (3.13)$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t \cdot a}{1.6b_t \cdot h_t \cdot A_{wt}} \quad \dots \dots \dots (3.14)$$

$$\sigma_{sl} = \frac{M_t \cdot (b_t \cdot h_t)}{0.8b_t \cdot h_t \cdot A_{lt}} \quad \dots \dots \dots (3.15)$$

$$\sigma_{s4} = 1.15S_s \cdot \sum \frac{a}{A_w \cdot d(\sin \theta + \cos \theta)} \quad \dots \dots \dots (3.16)$$

ここで，

- $\sigma_{s1}$  : ねじりモーメントに対する軸方向鉄筋の応力度と鉄筋の引張応力度を足し合わせた応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{s2}$  : ねじりモーメントに対する帯方向鉄筋の応力度と斜引張応力度を足し合わせた応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{s3}$  : 軸方向鉄筋の引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{s4}$  : 帯方向鉄筋の応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{st}$  : ねじりモーメントに対する帯方向鉄筋の応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{sl}$  : ねじりモーメントに対する軸方向鉄筋の応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $M_t$  : 部材断面に作用するねじりモーメント (N・mm)
- $a$  : 帯方向鉄筋の間隔 (mm)
- $b_t$  : 図 3.8-3 に示す幅 (mm)
- $h_t$  : 図 3.8-3 に示す高さ (mm)
- $A_{wt}$  : 間隔  $a$  で配置されるねじりモーメントに対する帯方向鉄筋 1 本の断面積 (mm<sup>2</sup>)
- $A_{lt}$  : 部材断面に配置されるねじりモーメントに対する軸方向鉄筋の全断面積 (mm<sup>2</sup>)
- $S_s$  : 帯方向鉄筋が負担するせん断力の合計 (N)  
 $S_s = S_n - S_c$
- $S_h$  : 設計せん断力 (N)
- $S_c$  : コンクリートが負担できるせん断力 (N)
- $d$  : 部材断面の有効高さ (mm)
- $A_w$  : 間隔  $a$  及び角度  $\theta$  で配筋される斜引張鉄筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)
- $\theta$  : 帯方向鉄筋が部材軸となす角度

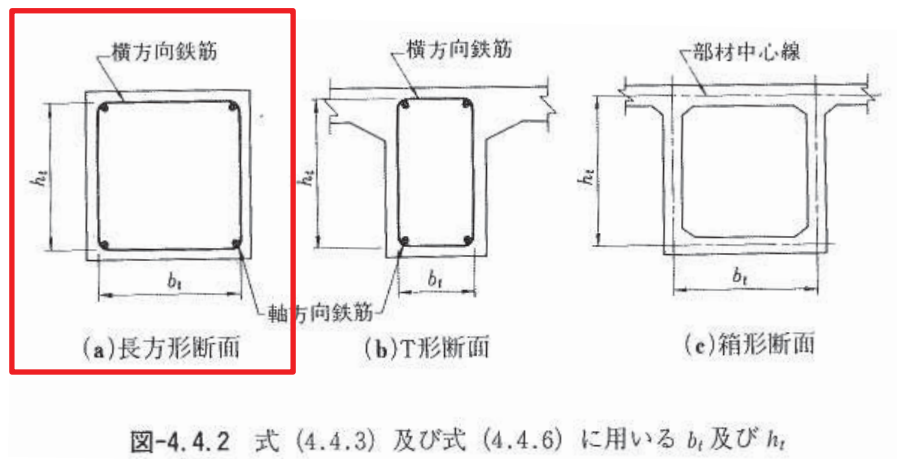


図-4.4.2 式 (4.4.3) 及び式 (4.4.6) に用いる  $b_t$  及び  $h_t$

図 3.8-3 ねじりによる応力度算出に用いる  $b_t$  及び  $h_t$

(道路橋示方書 (I 共通編・III コンクリート橋編) ・同解説 (平成 24 年 3 月) より抜粋)

(2) フーチング (ペDESTAL部)

フーチング (ペDESTAL部) は、複合構造標準示方書 (土木学会, 2014 年) における異種部材接合部の設計方法を参考に、鋼板及び鋼製支柱の反力が作用した際に発生する支圧応力及び押し抜きせん断力が許容限界以下であることを確認する。また、鋼構造接合部設計指針 (日本建築学会, 2012 年) における根巻き柱脚の設計方法を参考に、ペDESTAL部に作用する曲げモーメント及びせん断力が許容限界以下であることを確認する。

フーチング (ペDESTAL部) に作用する荷重概念図を図 3.8-4 に示す。

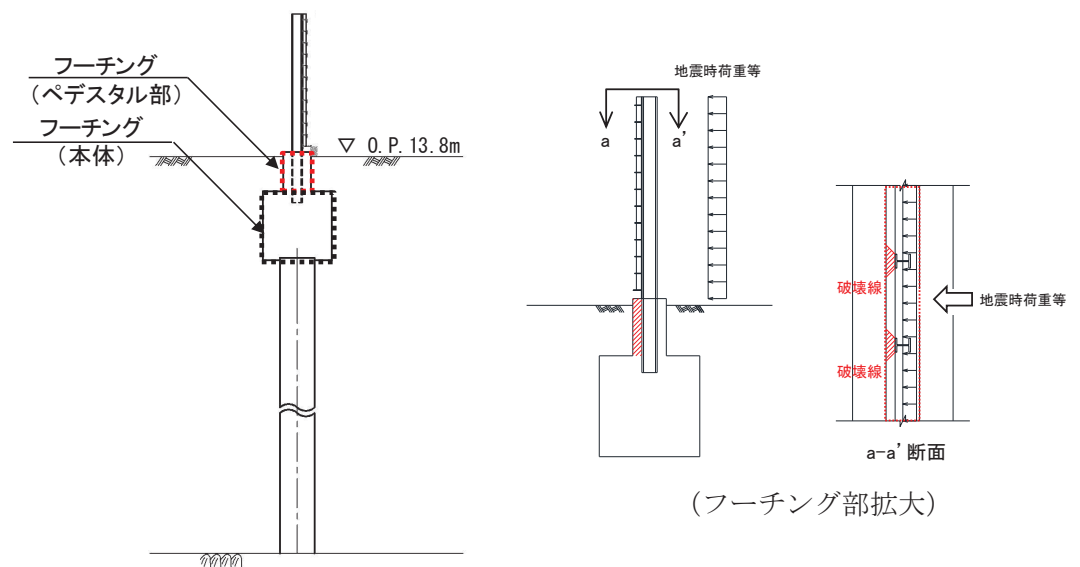


図 3.8-4 ペDESTAL部に作用する荷重概念図

水平支圧は曲げモーメント及びせん断力を用いて次式により算定される値が許容限界以下であることを確認する。支圧評価に用いる寸法位置を図 3.8-5 に示す。

$$\sigma_c = \frac{S}{A} + \frac{M_a}{Z} \quad \dots \dots \dots (3.17)$$

$$M_a = M + S \times \frac{d}{2} \quad \dots \dots \dots (3.18)$$

$$A = b' \times d \quad \dots \dots \dots (3.19)$$

$$Z = \frac{b \cdot d^2}{6} \quad \dots \dots \dots (3.20)$$

ここで、

- $\sigma_c$  : 支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- M : 鋼製支柱下端に発生する曲げモーメント (kN・m)
- S : 鋼製支柱下端に発生するせん断力 (kN)
- $M_a$  : a 点回りのモーメント (kN・m)
- A : コンクリート面の支圧分布面積 (m<sup>2</sup>)
- Z : 鋼製支柱根入れ部のコンクリートの断面係数 (m<sup>3</sup>)
- d : 鋼製支柱根入れ長 (m)
- b : 鋼製支柱フランジ長 (m)
- b' : 支圧力分布長 (m)

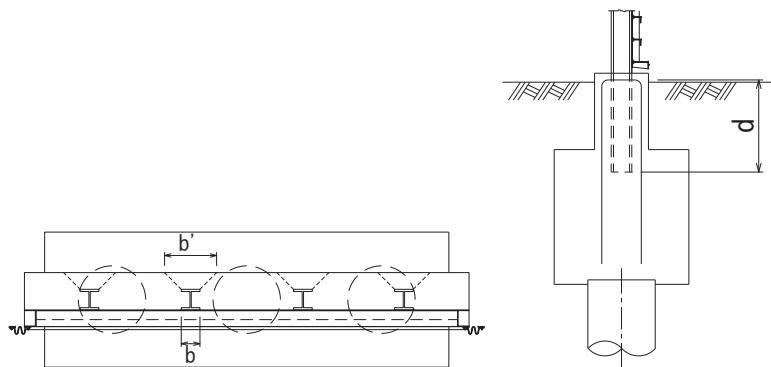


図 3.8-5 支圧に関する寸法



また、水平押し抜きせん断力は支圧応力度を用いて次式により算定される値が許容限界以下であることを確認する。算出概念図を図 3.8-6 に示す。

$$S = \sigma_c \times H \times \frac{B}{2} \quad \dots \dots \dots (3.21)$$

$$H = d \cdot \sigma_{c1} / \frac{\sigma_{c1}}{\sigma_{c2}} \quad \dots \dots \dots (3.22)$$

ここで、

- S : 水平押し抜きせん断力 (kN)
- $\sigma_c$  : 支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- H : 圧縮が作用する範囲 (mm)
- B : 鋼製支柱フランジ幅 (mm)
- d : 鋼製支柱根入れ長 (m)
- $\sigma_{c1}$  : 上端応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{c2}$  : 下端応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

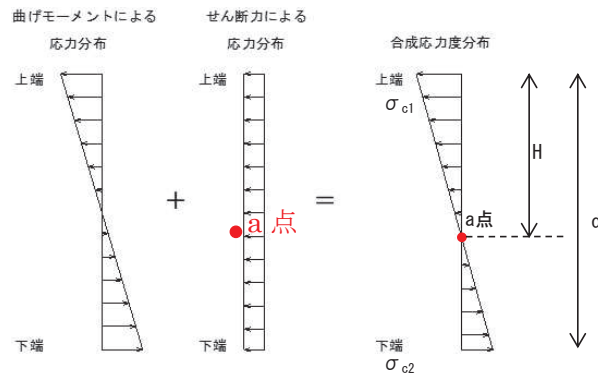


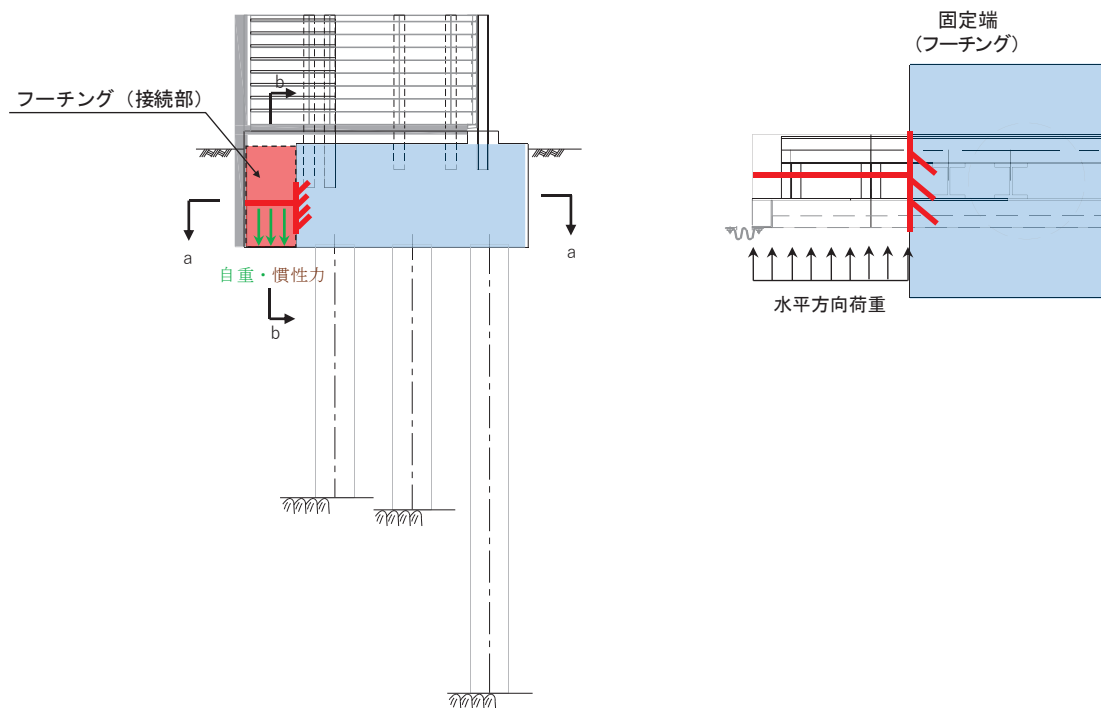
図 3.8-6 水平押し抜きせん断力算出概念図

### (3) フーチング（接続部）

フーチング（接続部）は、フーチング（本体）を固定端とした片持ち梁に作用する荷重による断面力を算定する。算定した断面力よりコンクリートの曲げ圧縮応力、鉄筋の引張応力、部材に作用するせん断力を算定し、それぞれ許容限界以下であることを確認する。フーチング（接続部）の評価用モデル概念を図 3.8-7 に示す。

また、荷重作用図を図 3.8-8 に、荷重の組み合わせを表 3.8-3 に示す。地震荷重については、フーチング（接続部）の重量に設計水平震度・設計鉛直震度を乗じて慣性力として算出する。その他主働土圧、積雪荷重、風荷重を作用させる。設計水平震度・設計鉛直震度については、地震応答解析の結果に基づき、フーチング（本体）に発生する最大水平加速度および最大鉛直加速度から最大水平震度  $k_h$  ・設計鉛直震度  $k_v$  を算定する。主働土圧は、「道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（日本道路協会、平成 14 年 3 月）」に基づき算定する。

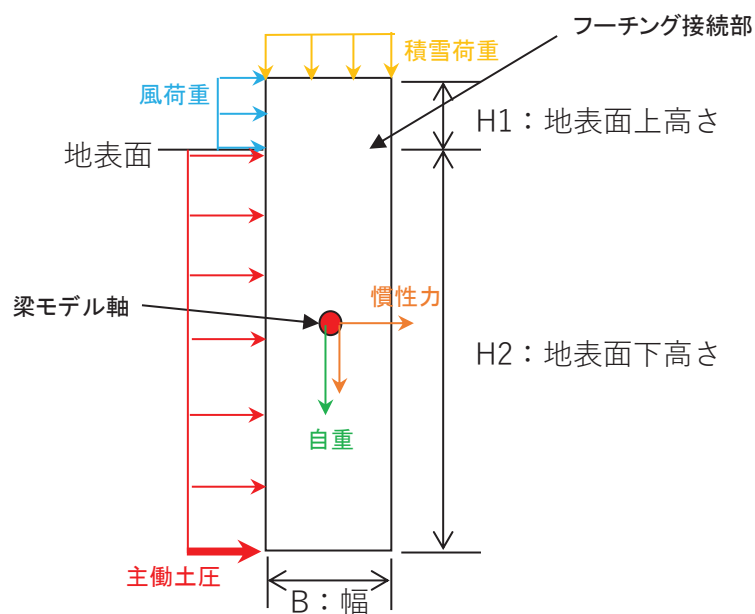
コンクリートの曲げ圧縮応力、鉄筋の引張応力の算定は、解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.00.06」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。



(正面図)

(片持ち梁模式図 (a-a 断面) )

図 3.8-7 フーチング（接続部）評価用モデル概念図



(b-b 断面)

図 3.8-8 フーチング（接続部）作用荷重イメージ図

表 3.8-3 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
水平方向荷重 $P_h$	$S_{SH} + P_{EA} + P_k$
鉛直方向荷重 $P_v$	$G + S_{SV} + P_s$

$G$  : 固定荷重

$S_{SH}$  : 水平方向地震荷重（慣性力：自重  $\times k_h$ （水平設計震度））

$S_{SV}$  : 鉛直方向地震荷重（慣性力：自重  $\times k_v$ （鉛直設計震度））

$P_{EA}$  : 主働土圧荷重

$P_k$  : 風荷重

$P_s$  : 積雪荷重

(震度算定式)

$$k_{h(V)} = \frac{\alpha_{max}}{g} \dots \dots \dots (3.23)$$

ここで,

- $k_{h(V)}$  : 設計水平 (鉛直) 震度
- $\alpha_{max}$  : フーチング (本体) に発生する最大水平 (鉛直) 加速度 (m/s<sup>2</sup>)
- $g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

(主働土圧算定式)

$$p_{EA} = \gamma \cdot x \cdot K_{EA} + q' \cdot K_{EA} \dots \dots \dots (3.24)$$

ここで,

- $p_{EA}$  : 深さ  $x$ (m) における地震時主働土圧強度 (kN/s<sup>2</sup>)
- $K_{EA}$  : 地震時主働土圧係数
  - 背面が土とコンクリートの場合
  - 砂及び砂礫  $K_{EA} = 0.21 + 0.90 k_h$
  - 砂質土  $K_{EA} = 0.24 + 1.08 k_h$
- $\gamma$  : 土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)
- $x$  : 主働土圧が作用する深さ (m)
- $q'$  : 地震時の地表面載荷荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

### 3.8.5 鋼管杭

鋼管杭の評価は、杭体と杭頭について行う。杭体については、曲げモーメント及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。杭頭については、鋼管杭（杭頭）の曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。

#### (1) 曲げ軸力照査（杭体）

曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。

許容限界である降伏モーメントの算定は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）」に基づき次式により算定する。

$$M_y = \left( \sigma_y - \frac{|N_5|}{A_5} \right) \cdot Z_5 \quad \dots \dots \dots (3.25)$$

ここで、

- $M_y$  : 鋼管杭の降伏モーメント (kN・m)
- $\sigma_y$  : 鋼管杭の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $N_5$  : 鋼管杭に発生する軸力 (kN)
- $A_5$  : 鋼管杭の断面積 (m<sup>2</sup>)
- $Z_5$  : 鋼管杭の断面係数 (m<sup>3</sup>)

#### (2) せん断力照査（杭体）

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\tau_5 = \kappa_1 \frac{S_5}{A_5} \quad \dots \dots \dots (3.26)$$

ここで、

- $\tau_5$  : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)
- $S_5$  : 鋼管杭に発生するせん断力 (N)
- $A_5$  : 鋼管杭の断面積 (mm<sup>2</sup>)
- $\kappa_1$  : せん断応力の分布係数 (2.0)

### (3) 曲げ軸力照査（杭頭）

杭頭部の曲げ軸力に対する照査は、道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）に基づき，図3.8-9に示す仮想鉄筋コンクリート断面を設定し，曲げモーメントが仮想鉄筋コンクリート断面に生じる降伏曲げモーメント以下であることを確認する。

許容限界である降伏曲げモーメント算定は，解析コード「RC断面計算 Ver. 8.00.06」により算定する。

解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

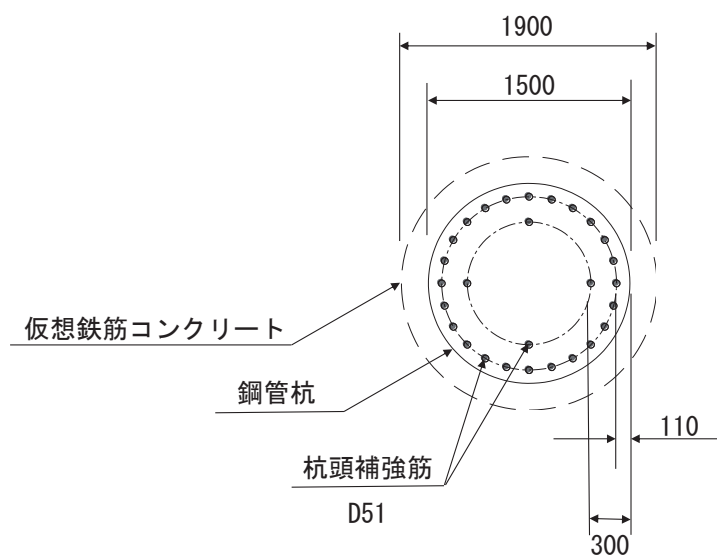


図 3.8-9 仮想鉄筋コンクリート断面概念図

#### 3.8.6 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の地震時の評価について，壁軸直角方向及び壁軸方向ともに，地震荷重による最大相対変位が許容限界以下であることを確認する。

#### 3.8.7 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては，杭頭に発生する鉛直力が許容限界以下であることを確認する。

#### 4. 評価結果

##### 4.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として、各部位の照査における「解析ケースと照査値」、「断面力分布図」を示す。

##### 4.1.1 解析ケースと照査値

###### (1) 断面①

###### a. 鋼板

鋼板の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-1 に、せん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-2 に、合成応力度に対する解析ケースと照査値を表 4.1-3 に示す。

表 4.1-1 鋼板の曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値 (断面①)

地震動		解析ケース		
		曲げ破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.08		
	-+	0.09		
	+-	0.08		
	--	0.09		
S s - D 2	++	0.09	0.09	0.09
	-+	0.08		
	+-	0.09		
	--	0.08		
S s - D 3	++	0.08		
	-+	0.08		
	+-	0.08		
	--	0.08		
S s - F 1	++	0.07		
	-+	0.07		
S s - F 2	++	0.08		
	-+	0.07		
S s - F 3	++	0.08		
	-+	0.08		
S s - N 1	++	0.09		
	-+	0.09	0.09	0.09

表 4.1-2 鋼板のせん断破壊に対する解析ケースと照査値 (断面①)

地震動		解析ケース	せん断破壊に対する照査		
			①	②	③
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.03			
	-+	0.03			
	+-	0.03			
	--	0.03			
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.03	0.03	0.03	
	-+	0.03			
	+-	0.03			
	--	0.03			
S <sub>s</sub> -D 3	++	0.03			
	-+	0.03			
	+-	0.03			
	--	0.03			
S <sub>s</sub> -F 1	++	0.02			
	-+	0.02			
S <sub>s</sub> -F 2	++	0.03			
	-+	0.03			
S <sub>s</sub> -F 3	++	0.03			
	-+	0.03			
S <sub>s</sub> -N 1	++	0.03			
	-+	0.03	0.03	0.03	

表 4.1-3 鋼板の合成応力度に対する解析ケースと照査値 (断面①)

地震動		解析ケース	合成応力度に対する照査		
			①	②	③
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.01			
	-+	0.01			
	+-	0.01			
	--	0.01			
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.01	0.01	0.01	
	-+	0.01			
	+-	0.01			
	--	0.01			
S <sub>s</sub> -D 3	++	0.01			
	-+	0.01			
	+-	0.01			
	--	0.01			
S <sub>s</sub> -F 1	++	0.01			
	-+	0.01			
S <sub>s</sub> -F 2	++	0.01			
	-+	0.01			
S <sub>s</sub> -F 3	++	0.01			
	-+	0.01			
S <sub>s</sub> -N 1	++	0.01			
	-+	0.01	0.01	0.01	



b. 鋼製支柱

鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-4 に、せん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-5 に、合成応力度に対する解析ケースと照査値を表 4.1-6 に示す。

表 4.1-4 鋼製支柱の曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（断面①）

地震動	解析ケース	曲げ破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.23		
	-+	0.21		
	+-	0.23		
	--	0.21		
S s - D 2	++	0.20	0.21	0.21
	-+	0.21		
	+-	0.20		
	--	0.21		
S s - D 3	++	0.19		
	-+	0.19		
	+-	0.19		
	--	0.19		
S s - F 1	++	0.15		
	-+	0.16		
S s - F 2	++	0.18		
	-+	0.19		
S s - F 3	++	0.18		
	-+	0.19		
S s - N 1	++	0.23		
	-+	0.24	0.24	0.24

表 4.1-5 鋼製支柱のせん断破壊に対する解析ケースと照査値（断面①）

地震動		解析ケース	せん断破壊に対する照査		
			①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++		0.10		
	-+		0.09		
	+-		0.10		
	--		0.09		
S <sub>s</sub> -D2	++		0.09	0.09	0.09
	-+		0.09		
	+-		0.09		
	--		0.09		
S <sub>s</sub> -D3	++		0.08		
	-+		0.09		
	+-		0.08		
	--		0.09		
S <sub>s</sub> -F1	++		0.07		
	-+		0.08		
S <sub>s</sub> -F2	++		0.08		
	-+		0.09		
S <sub>s</sub> -F3	++		0.08		
	-+		0.08		
S <sub>s</sub> -N1	++		0.10		
	-+		0.11	0.11	0.11

表 4.1-6 鋼製支柱の合成応力度に対する解析ケースと照査値（断面①）

地震動		解析ケース	合成応力度に対する照査		
			①	②	③
S <sub>s</sub> -D1	++		0.05		
	-+		0.05		
	+-		0.05		
	--		0.05		
S <sub>s</sub> -D2	++		0.05	0.05	0.05
	-+		0.05		
	+-		0.05		
	--		0.05		
S <sub>s</sub> -D3	++		0.04		
	-+		0.04		
	+-		0.04		
	--		0.05		
S <sub>s</sub> -F1	++		0.03		
	-+		0.03		
S <sub>s</sub> -F2	++		0.04		
	-+		0.04		
S <sub>s</sub> -F3	++		0.04		
	-+		0.05		
S <sub>s</sub> -N1	++		0.05		
	-+		0.06	0.06	0.06

c. 固定ボルト

固定ボルトの引張破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-7 に示す。

表 4.1-7 固定ボルトの引張破壊に対する解析ケースと照査値（断面①）

地震動	解析ケース	引張応力度に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.05		
	-+	0.05		
	+-	0.05		
	--	0.05		
S s - D 2	++	0.05	0.05	0.05
	-+	0.05		
	+-	0.05		
	--	0.05		
S s - D 3	++	0.05		
	-+	0.05		
	+-	0.05		
	--	0.05		
S s - F 1	++	0.04		
	-+	0.04		
S s - F 2	++	0.05		
	-+	0.05		
S s - F 3	++	0.05		
	-+	0.05		
S s - N 1	++	0.05		
	-+	0.05	0.05	0.05

d. フーチング（本体）

フーチング（本体）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-8 に、せん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-9 に、ねじりに対する照査の解析ケースと照査値を表 4.1-10 に示す。

表 4.1-8(1) フーチング(本体)の曲げ・軸力系の破壊（コンクリート）に対する解析ケースと照査値（断面①）

地震動		解析ケース	コンクリートの曲げ破壊に対する照査		
			①	②	③
S s - D 1	++		0.03		
	-+		0.03		
	+-		0.03		
	--		0.03		
S s - D 2	++		0.03	0.03	0.03
	-+		0.03		
	+-		0.03		
	--		0.03		
S s - D 3	++		0.03		
	-+		0.03		
	+-		0.03		
	--		0.03		
S s - F 1	++		0.03		
	-+		0.03		
S s - F 2	++		0.03		
	-+		0.03		
S s - F 3	++		0.03		
	-+		0.03		
S s - N 1	++		0.03		
	-+		0.03	0.03	0.03